110_{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

NCREE

目 錄

- 建築物基面以下構架之耐震設計要求研討 ^{翁元滔、於積瑨}
- 5 地震歷時定比準則研究 ^{簡文郁、劉勛仁}
- 9 立面不規則建築倒塌實驗分析 林瑞良、陳雯惠、蕭輔沛、翁元滔、沈文成、翁樸文、趙書賢、鍾立來、黃世建
- 13 以高強度錨栓連接外加 RC 構架補強之面内補強實驗 邱聰智、鍾立來、梁瀞方、賴昱志、李梓綸、鄧凱文
- 17 既有鋼筋混凝土柱在高軸力及變動軸力下之撓剪行為研究 次文成、翁樸文、李翼安、陳翎鈞
- 21 臺灣鋼筋混凝土結構耐震評估非線性動力分析手冊(TEASDA 1.0) 翁樸文、沈文成、林佳蓁、蕭輔沛、蔡仁傑、徐侑呈、周德光、劉勛仁、翁元滔、 簡文郁
- 25 創新鋼筋混凝土連接梁耐震行為研究 林敏郎、黃昭勳、林敏沁
- 29 纖維斷面模型於 ETABS 的應用研究 周德光、劉郁芳
- 33 資料科學方法於橋梁長期監測技術應用研究 陳俊仲、李柏翰、江奇融、蕭勝元
- 37 脊背橋振態振形之系統識別 李政寬、洪曉慧、許家銓
- 41 位移型調諧質量阻尼器於低矮樓層結構抗震性能研究 李柏翰、陳俊仲、蕭勝元、江奇融、葉芳耀
- 45 碳纖維貼片錨碇性能試驗研究 葉芳耀、江奇融、蕭勝元、陳俊仲、洪曉慧
- 49 七層樓挫曲束制支斜撐構架混合控制之複合模擬試驗 王孔君、周中哲、黃丞偉、沈厚寬、覃文康、Claudio Sepulveda、Gilberto Mosqueda、 汪家銘
- 55 雙軸向動態試驗系統量測技術精進 游忠翰、林旺春、熊思閔、汪向榮、楊卓諺

- 59 懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南之修訂 陳威中、柴駿甫、林凡茹、簡子婕、王鑑翔
- 63 風力發電設備之耐震或振動測試要求 黃百誼、柴駿甫、林凡茹、徐瑋鴻、簡子婕、林震宇、王鑑翔
- 67 移動式醫療設備振動台實驗研究 林凡茹、林祺皓、柴駿甫、高翊鈞、陳維豪、林震宇、簡子婕、王鑑翔、徐瑋鴻
- 71 強度與消能混合型耐震間柱之參數分析研究 莊勝智、林克強、紀凱甯、許宸唯、陳垂欣
- 75 台灣離岸風機之結構振動監測 盧恭君、張心寧、郭玉樹、曾韋禎、李宏道、王昱傑、張皓
- 79 高強度 KC 柱於高軸力下之耐震性能 林克強、黃竣楷、紀凱甯、莊勝智
- 83 台灣常用擴頭鋼筋力學性質研究與其試件試驗夾具開發 紀凱甯、林克強、莊勝智、歐宸宇
- 87 以擬靜態分析進行土堤耐震性能評估之研究 _{盧志杰、陳冠羽、黃俊鴻}
- 91 降低地下水位對臺北盆地土壤液化潛能之影響初探 ^{鄧源昌、盧志杰、黃俊鴻}
- 95 離岸風場海床土壤動態參數 倪勝火、陳家漢、徐羽柔
- 101 台灣高精度地震動地圖產製 趙書賢、林哲民、呂學敏、黃雋彦、張志偉、許喬筑
- 105 鋼筋混凝土結構補強接合部耐震行為之研究 蕭輔沛、翁樸文、林佳蓁、李心惠
- 109 鋼橋墩耐震性能研究(I) 洪曉慧、周光武、許家銓
- 113 外接黏性阻尼器於醫院結構耐震補強之應用 林旺春、黃震興、游忠翰、楊卓諺、汪向榮
- 117 偏心滾動隔震系統小型振動台試驗驗證 楊卓諺、賴煜仁、鍾立來、黃謝恭、林旺春、游忠翰
- 121 消防撒水系統之耐震性能驗證及簡化評估 陳雋育、柴駿甫、林凡茹、林震宇、廖文義

- 125 儲槽液體對流模態實驗研究 ^{徐瑋鴻、柴駿甫、林凡茹、高翊鈞}
- 129 以數值分析探討埋地自來水延性鑄鐵管之力學行為研究 楊炫智、張哲瑜、劉季宇
- 133 大型維生設施近斷層地震損害評估案例探討 劉季宇
- 137 智慧建築維運管理系統建置 王仁佐、陳志賢
- 141 科學計算及人工智慧平臺淺析 ^{張慰慈}
- 145 多自由度力量與位移混合控制分析方法之應用:以鋼板阻尼器複合 試驗為例 _{莊明介、王孔君、吳安傑、蔡克銓}
- 149 結合時空因子與 InSAR 觀測資料之地表崩塌變位預測分析 林彦廷、顏筱穎、張乃軒、林宏明、韓仁毓、楊國鑫、陳俊杉
- 153 地震動預估模式應用於廣域震損評估之適用性探討 黃李暉、葉錦勳
- 157 整合震損評估與 GIS 軟體研究 洪祥瑗、葉錦勳
- 161 多醫院震後緊急就醫人流模擬技術 ^{林祺皓、林祐萱}
- 165 住宅耐震補強之技術推廣與應用成果 林筱菁、彭瑞龍、蕭玉舒、林敏沁、許芯茹、高靖、闕立奇、張舒涵、游頡霖、 邱聰智、鍾立來、林敏郎、楊元森、涂耀賢、王裕仁、許丁友
- 169 台灣鋼骨鋼筋混凝土構造柱及梁柱接頭規範與美日之比較 劉郁芳、周德光、周中哲、黃司睿、陳蓮安
- 173 鋼結構同心斜撐構架之耐震能力評估 林敏郎、鍾立來、周德光、邱聰智、張惠瑜
- 177 變斷面桁架圍束式挫屈束制支撐試驗研究 吳安傑、莊明介、蔡克銓
- 181 懸吊式共同吊架振動台系統識別實驗 姚昭智、柯敏琪、柴駿甫、顏奕鎧、陳威中、林凡茹
- 185 救援道路受震損建物殘骸阻斷風險分析 朱易昌、林偲妘、楊承道、曹雅筑、葉錦勳

- 189 土壤非線性在大應變下高頻衰減對地盤反應分析結果的影響 張毓文、Norman Abrahamson、Ellen Rathje、Domniki Asimaki、張志偉、劉勛仁、 許尚逸、吳俊霖
- 193 恆春半島地震潛勢與速度構造研究 黃有志、林哲民、謝宏灝、張志偉
- 197 由近期監測結果探討大屯火山群之活動 李曉芬、賴雅娟、史旻弘、林正洪、劉進興、鄧嘉睿、邵騰揚
- 201 台灣東北部宜蘭縣地熱溫泉區之地球化學調查 瓦里亞、林世榮、亞耳文、傅慶州
- 205 台灣地區水平向地震動傅氏相位譜資料庫建置 黃馬彦、趙書賢、林哲民
- 209 臺灣核能電廠地震動反應譜建置-計畫回顧 劉勛仁、吳俊霖、黃世建、周中哲
- 213 臺灣工址輸入地震查選平台 劉勛仁、呂學敏、簡文郁
- 217 設計基準地震微分區圖一小崗山斷層幾何模型建置 陳冠宇、范秋屏、張毓文、劉勛仁、張志偉、李宥葭

建築物基面以下構架之耐震設計要求研討

翁元滔1 於積瑨2

摘要

現行的建築物耐震設計規範在基面以下構架的設計要求,對於如何適切進行此類構 架之韌性設計,或以其上部結構的極限層剪力進行容量設計時,垂直構架之強度及相關 設計要求是否能確保不致產生嚴重破壞,尚未有明確一致的程序,本研究針對基面以下 構架之耐震設計要求,提出明確具體的設計程序修正方案,期使基面以下構架耐震設計 要求,趨向更加完善與全面。

1

關鍵詞:基面以下構架、極限層剪力、垂直構材

一、前言

有關建築物基面以下構架之耐震設計 要求主要呈現在台灣現行耐震設計規範 [1]6.2.11節:

條文:

基面與基礎間之構架,其設計之強度 與勁度不得低於上部結構者。有關鋼筋混 凝土構造及鋼構造之韌性特別規定應同樣 適用於將地震力由基面傳至基礎之構材。 亦可以基面以上產生之極限層剪力為橫力, 施加於基面代替之,但垂直構材仍應依韌 性相關規定設置緊密箍筋。

解說:

基面與基礎間之地下室構造,因有勁 度很高的外牆,因此其梁、柱不容易降伏, 因此亦應可容許不做韌性設計,惟此時強 度要足夠,應以地面層產生的極限層剪力 強度時的剪力設計之,使地下室構造在大 地震時仍保持彈性,如地梁之設計如取地 面層的極限層剪力或設計地震力之 1.4α, 倍所引致之內力進行工作應力法設計時, 則可容許不做韌性設計。如果一樓版剪力 傳遞失效,或地下室外牆產生破壞時,地 下室構材的韌性設計就會發生功效,工程

1 國家地震工程研究中心副研究員

師應做適當的判斷,決定地下室構材設計 的最好方式。

該規範條文與解說內容是參考 SEAOC 1999之108.2.10的內容[2],其主 要設計精神在於:基面以下之構架之勁度 與強度須足以能承受上部結構充分發展其 非線性行為(韌性容量)所對應的地震載 重,故要求基面以下構架之設計強度與勁 度不得低於上部結構,且若以設計地震力 設計基面以下構架時,則其所有構件皆需 符合所屬構造設計規範之耐震設計特別規 定;若以基面以上產生之極限層剪力或設 計時,則不須做韌性設計,但鋼筋混凝土 垂直構材仍須設置緊密箍筋。

但此節條文與解說存在下列有待釐清 之處:

- 基面以下構架設計之強度與勁度須高 於上部結構多少,才能確保上部結構能 充份發揮其韌性容量?
- 基面以下構架設計之強度與勁度須高 於上部結構的檢核方式,應是比較基面 層上下相鄰兩個樓層之側向勁度與強 度為準。

² 國家地震工程研究中心副技術師

- 若基面以下構架採用韌性設計,是否能 承受上部結構傳下來的軸力與彎矩,確 保上部結構能充份發揮其韌性容量?
- 基面以下構架因其有勁度很高的外牆, 故其側向變形甚小,亦即幾乎難有韌性 需求,是否有必要進行韌性設計?
- 極限層剪力僅施加於基面,未慮及橫力 引致之傾倒彎矩,而低估垂直構材之軸 力與彎矩需求。
- 6. 目前工程界常採用的極限層剪力之估 算方式並未一致。

二、其它相關規範內容

2.1 1999 SEAOC Bluebook

基面層與基礎之間的構架的強度和剛 度不應小於上部結構的強度和剛度。第 19 章和第 22 章的特殊詳細要求應適用於支 撑不連續抗側向力元件的柱,以及底座下 方的 SMRF、IMRF、EBF、STMF 和 MMRWF 系統元件,它們需能傳遞從橫向 荷載產生的力至基礎。

前述規定之目的是要確保基礎下方的 結構系統具有足夠的韌性和耐震容量以支 撑由上部結構引致力與變形之需求。若無 此一要求,即可能引致重大損害。對於特 殊抗彎矩構架、斜撐構架或剪力牆系統等 結構系統之建築物,基面與基礎間的構架 必須滿足與上部結構系統相同的耐震細節 或具有較上部結構更大的耐震容量。設計 時應以上部結構之全部耐震容量作為設計 依據。對於特殊抗彎構架系統的柱構件應 满足與上部結構相同的耐震細節,基面層 的梁構件應滿足與上部結構相同的耐震細 節。對於基面以下之剪力牆,其邊界構材 應滿足與上部結構剪力牆相同之耐震細節。 對於支撐不連續剪力牆或斜撐構架的基面 以下柱構建,應符第 105.8.2.2 節的載重 和詳細要求。

基礎結構設計時須考慮傾倒效應。基礎構件之設計強度應足以支撐構件充分發

展其耐震容量,或結構系統全斷面降伏時 可能產生的的最大需求強度。

2.2 ASCE/SEI 7-22

ASCE/SEI 7-22, 第 12.4.3.2 節 [3] 允 許於考量包含材料超強等因素之水平向地 震力所引致之載重 Emh,得直接採其他構 件因降伏而限制之最大可傳遞力量計算之, 而構件降伏後可傳遞之力量得依實際尺寸、 材料預期特性等計算之。此時,考慮結構 與材料超強等因素之水平地震荷載效應稱 為容量限制地震水平荷載效應 Ecl, · 例如, 側力引致抗彎矩構架的柱軸力需求是來自 相連梁之剪力。此軸力需求無需大於考慮 到梁在發展完整的結構韌性機制時,亦即 材料產生的最大可能強度和應變硬化等效 應時,,相連梁的剪力總和。對於由梁塑 鉸消能機制控制的構架,梁之最大剪力通 常計算為 $2M_{pr}/L_h$,其中 M_{pr} 是考慮材 料特性和應變硬化的梁最大可能彎矩強度, Lh 是梁端塑性鉸位置之間的距離。 ACI 318 (2019) 和 AISC 341 (2022) 都要求設 計特殊抗彎矩構架 (SMRF) 時,須以此方 法計算梁的剪力需求强度,以及其他諸多 要求,這些要求反映了容量限制的地震荷 載效應 Ecl,而非使用近似的超強度因子。 此種設計方法被稱為「容量設計」。在此種 設計方法中,一個或多個構件的耐震容量 (預期強度)成為其他構件的需求(需求 強度),因為前者的降伏限制了傳遞給後者 的力量。在這種情況下,考慮到材料降伏 強度和應變硬化效應的變異性,降伏構件 的耐震容量為預期或平均預期強度。此時, 計算構件的耐震容量時,不應考慮強度折 减係數 φ 而折減其預期之強度。

三、基面以下構架耐震設計要求修 正方案

建築物耐震規範 6.2.11 節有關基面以 下構架之設計要求中,下列幾點須加以釐 清與調整:

 若基面以下構架設計透過以基面以上 產生之極限層剪力以確保其強度與勁

度其須高於上部結構,然極限層剪力一 般是設計地震總橫力之1.8~2.3倍左右, 且基面與基礎間之地下室構造因有勁 度很高的外牆,而無韌性需求,且相較 於上部結構,基面以下垂直構材受側力 引致之內力較低,故若基面以下垂直構 材之設計強度與勁度能不低於基面以 上下相連之垂直構材,則必須注意基面層 上下相連之垂直構材之強度是否會差 異過大,此時基面以下構架似無必要進 行韌性設計,但仍須配合同時考量其匯 集構材及樓版傳力路徑等相關檢核要 求,才能有效確保上部結構能有效發揮 韌性與垂直構材不會產生軸向破壞。

- 若基面以下構架採用韌性設計,則須在 基面以下構架設計之強度與勁度須低 於上部結構的前提下進行,此時則可改 以設計地震力設計基面以下構材。
- 基面以下構架因其有勁度很高的外牆, 故其側向變形甚小,亦即幾乎難有韌性 需求,故本研究建議基面以下構架之部 分垂直構件,其設計之強度與勁度若不 低於其上相連之構件,則可改用上部結 構之設計總橫力去設計基面以下構架, 但須遵守所屬構造設計規範之耐震設 計特別規定,並以放大地震力檢核構架 中的匯集構材與樓版剪力傳遞路徑。
- 極限層剪力可按照現行建築物耐震規 範2.17節之規定來估算,或進行非線性 靜力側推分析,側推建物至其韌性容量 所對應之基底剪力值為準。

基於上述考量,在此建議修正基面以 下構架耐震設計要求如下:

條文:

基面與基礎間之構架,得以基面以上 產生極限層剪力強度與 1.40xy 倍設計地震 力,兩者所引致內力之大者進行強度設計, 此時若基面以下垂直構材之設計強度與勁 度已不低於基面上相連之垂直構材,則得 於滿足相應構造規範之耐震設計特別規定

3

下,改以設計地震力計算其需求強度。

解說:

基面與基礎間之地下室構造因有勁度 很高的外牆,而無韌性需求,因此基面以 下之構架得採強度設計,惟其強度須足以 支撐基面以上結構能充分發展其非線性行 為所增加對應的地震力載重,故基面以下 構架得以基面以上產生結構之極限層剪力 強度與 1.4ay 倍設計地震力兩者取大者所 引致之內力,進行強度設計,則基面以下 之構架即可不須滿足相應構造規範之耐震 設計特別規定。

相較於上部結構,基面以下垂直構材 受側力引致之內力較低,故若經前述強度 設計之基面以下垂直構材,其設計強度與 勁度已不低於基面上相連之垂直構材,則 可改以最小地震總橫力計算其設計強度, 但該垂直構材須滿足相應構造規範之耐震 設計特別規定。

五、結論與建議

本研究針對建築物基面以下構架之耐 震設計要求中有關進行韌性設計或容量設 計的原則與程序加以釐清,考量基面以下 構架並無明顯的韌性需求,故在設計時應 針對其垂直構件的強度與破壞模式加以控 制,故本研究建議若以上部結構的設計地 震力進行基面以下構架設計時,不但其強 度與勁度不得低於上部結構,且其垂直構 材必須符合各構造規範之耐震設計特別規 定,使之能有足夠的構件強度與韌性,以 確保上部結構能有效發展其韌性;若以基 面以上的極限層剪力強度與 1.4α, 倍設計 地震力兩者取大者進行設計,則可直接進 行強度設計。但無論採取何種設計程序, 考量非結構牆之影響等因素,基面以下構 架皆仍須檢核其匯集構材及樓版剪力傳遞 路徑等要求。

參考文獻

- 內政部營建署 (2011),"建築物耐震 設計規範及解說"。
- Structural Engineers Association of California (SEAOC). (1999).
 "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary," 7th Edition, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
- American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI 7-22). (2022). "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures." ASCE 7-22, American Society of Civil Engineers, USA.

地震歷時定比準則研究

簡文郁¹ 劉勛仁²

摘要

動力歷時分析檢核結構之反應,以補靜力分析法的不足,已逐漸成為工程標準。輸入地震歷時的決定是首要工作之一,國際規範多要求結構歷時分析之輸入地震應採用實測地震歷時資料。本研究以隔震建築之輸入地震歷時的篩選與定比要求為例,進行法規比較,並以實際案例探討輸入地震歷時之定比結果。案例以台南工址為例,除規範要求外,並以2016年2月6日,規模 Mw6.7的高雄美濃地震紀錄進行事件分析,作為特別考量建議。提出實測地震歷時定比程序與準則,以供實務應用及耐震設計規範修訂參考。

關鍵詞:動力歷時分析、實測地震歷時、篩選與定比、耐震設計規範

一、前言

針對超高樓、特殊造型、隔震、制震 等大型與新型式結構系統,採用動力歷時 分析檢核結構之反應,以補靜力分析法的 不足,已逐漸成為工程標準。輸入地震歷 時的決定是首要工作之一,美國 FEMA 368(NEHRP' 2000)、ASCE7及紐西蘭NZSEE 等規範皆要求結構歷時分析之輸入地震應 採用實測地震歷時資料。這通常區分為兩 個議題或步驟:地震歷時篩選與定比 (ground-motion selection and scaling)。在研 究或工程實務上對不同結構、地震危害情 境及不同用途,其採用之定比準則各異。 主要目的乃期望能在歷時分析中能「有效 率地獲得無偏差之結構反應。」

決定輸入地震歷時所牽涉之議題十分 廣泛,至少包括: (1)設計基準地震; (2)震 源、路徑與工址特性; (3)歷時參數、方向 組合; (4)地震歷時組數與定比; (5)實務應 用之要求等。

歐、美及我國耐震設計相關規範對地 震歷時多有提供基本要求或程序,然而實 際比較卻發現規範普遍存在「不一致、不 夠透明」的問題(Beyer & Bommer, 2007)。 本文以隔震建築之輸入地震歷時要求為例, 進行法規比較,並以實際案例探討輸入地 震歷時之定比結果。

二、規範之篩選與定比準則

耐震設計規範通常至少允許兩種形式 的輸入地震歷時,(1)譜型擬合(Spectral Matching) 歷時:經過頻率域或時間域的修 改使其反應譜與標的譜擬合;(2)經振幅線 性調整(Amplitude-Scaling,以下稱定比)之 實測地震紀錄。後者僅依據振幅參數(ex:A、 V、D、Sa、Sv、Sd)等線性縮放,可以最大 程度地保留地震動原始特徵,因此,新近 規範要求輸入地震以實測地震紀錄為原則。

輸入地震歷時於工程實務應用的要求, 包含一致性(consistency)及效度與充分度 (efficiency and sufficiency)(Luco & Cornell, 2007; Elefante et al., 2010)。決定歷時分析 輸入之地震歷時,通常區分為兩個議題或 步驟:地震歷時篩選與定比。

2.1 反應譜之方向參數

同一地震歷時在不同方向的反應譜存 在明顯差異,因此,對單向地震歷時選取 應考慮對不同角度方向之合成歷時進行譜 型擬合評比。而雙向地震歷時之譜型擬合 評比則須考量反應譜方向(組合)參數之定

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

義。以 ASCE/SEI7 為例,在 2010 年以後採 用最大方向(maximum direction, MD)反應 譜;然而在隔震、建震結構系統的地震歷 時篩選時卻採用 SRSS 的反應譜方向組合, 與標的反應譜的方向定義不合,可能衍生 疑慮,若參考應用須特別注意。

在國際上,大多數的耐震設計規範採 用雙向水平地震動之幾何均值(geometric mean),作為設計基準地震之參數。一般地 震在任意方向之幾何均值譜之變異性小 (Beyer & Bommer, 2007),對地震歷時紀錄 之方向較不具敏感性。我國 TBC 規範亦採 用雙向水平譜值之幾何均值來定義設計基 準地震反應譜,與多數國際規範相同。因 此,在水平向地震歷時篩選與定比也採用 一致的定義;一筆雙向水平地震歷時使用 同一個定比係數,可最大程度地保留地震 動特徵。

2.2 候選地震歷時資料庫

為確保能符合法規之性能或可靠度要求,規範對輸入地震歷時的基本要求通常 有兩個部分:(1)符合地震危害控制震源特 徵;(2)地震歷時之反應譜在結構基本週期 之特定檢核週期範圍內(period range of interest)與標的反應譜符合。

NCREE 已經依據 TBC 設計基準地震反 應譜篩選出地震歷時資料庫,將不合理、 不適當的地震歷時排除。這個地震歷時資 料庫內容已基本符合第(1)項要求;並在更 大週期區間內滿足第(2)項要求。對不同歷 時之間的變異性要求(record-to-record variability)可在應用時再套用額外準則。本 研究著重於「定比」程序,即第(2)項要求。

2.3 定比檢核週期

規範對輸入地震歷時的基本要求(2) 檢核週期範圍規定十分歧異。以隔震建築 之地震歷時檢核週期範圍(表示為[T]=[Tmin, Tmax])為例,本文比較美國 ASCE/SEI 7-16、 加拿大 NBC-2015 規範、紐西蘭 NZS-2019 與我國 TBC 規範之規定。

- (1)美國 ASCE 7-16:[T]=[0.75T_{M1}, 1.25T_{M2}]; 其中,T_{M1}、T_{M2}分別為考量變異性,採 用上、下限隔震系統參數下計算隔震建 築於設計位移 DM 下之有效振動週期。
- (2)加拿大 NBC-2015: [T]=[0.2T₁, 1.5T₁];其 中,T₁:為對應隔震系統降伏後勁度參 數計算之隔震週期。
- (3) 紐西蘭 NZS-2019: [T]=
 [min.(0.4T_{eff,L}, T_{1,elastic}), 1.2T_{eff,U}]:

其中,T1·elastic為隔震層以上結構(未隔 震)之週期;Teff為隔震建築於設計位移 下之有效振動週期。下標U、L分別表 示取雙向之大小值。適用良好隔震設計 結構(well isolated structures)。

(4)我國 TBC: [T]=[0.2Te, 1.5Te]; 其中,Te:隔震建築於設計位移或最大 考量位移下之有效振動週期。

規範對檢核週期範圍之規定,存有相當差 異,其對地震歷時定比分析結果及後續對 動力分析結果之影響,值得進一步研究。

2.4 定比與符合度要求

我國建築物耐震設計規範(TBC)之相 關規定條文為「3.6 歷時分析法」的原則性 規定及「9.3.7 非線性動力分析」的隔震建 築物專用規定。TBC 對輸入地震要求「針 對任一個水平地震紀錄,,在檢核週期範圍 內「任一點之譜加速度值不得低於設計譜 加速度值之90%及於此週期範圍內之平均 值不得低於設計譜加速度值之平均值。此 一規定對反應譜相符之人造地震較無疑義, 但若應用於實測地震歷時,可能衍生解釋 上的疑慮,甚至因過於保守而造成困難。 為便於討論,本研究將前述兩項要求分別 簡稱為「90%準則」及「譜型準則」;後者 可視為地震輸入能量在頻率內涵上的分布 要求,前者則為排除特定頻率輸入能量過 低的情況而設的但書。

TBC 譜型準則採用譜差值(difference) 定義,本研究採用誤差定義,在檢核週期 範圍內[T_i]∈[T_{Min}, T_{Max}],譜型誤差 Err 如下:

 $Err_{i} = Ln[S_{a,target}(T_{i})] - Ln[S_{a,record}(T_{i})] \quad (1)$

$$\overline{Err} = \frac{1}{N} \sum_{i}^{N} Err_{i}$$
 (2)

其中, Sa,target(Ti)、Sa,record(Ti)分別為第 i 週期點之標的譜加速度值及地震歷時之 譜加速度值。經由 Err_i統計分析可得,歷 時比例因子為 $F = \exp(\overline{Err})$;而譜型符合 度指標(MSE)為 σ_{Err}^2 。

最佳符合度指標,僅指反應譜形狀最 相似,並非指最適合之輸入地震歷時,仍 須進一步判斷該地震紀錄之相關背景,是 否合乎工址環境、危害來源及設計水準等 條件。前節 NCREE 篩選之地震歷時資料庫 即依據譜型符合度指標σ_{Err},並考量前述 因子而建置。

地震歷時定比採兩階段程序:

- 階段一:依據反應譜符合度指標 MSE 排序, 並考量地震事件限制條件,篩選 MSE 最小之七組地震歷時,同時決定第一 階段之定比係數 f1i, j=1~7(譜型準則)。
- 階段二:依據各歷時之定比係數 f_{1j},計算七 組地震歷時之平均反應譜,分別依據 各規範之 90%準則,決定群體定比係 數 f₂。

各組地震歷時之最終定比係數 $f_{j=1}^{f_2 * f_{1j}}$ 。

三、案例分析

本文以隔震建築之實務案例進行相關 法規對檢核週期範圍之規定之差異比較。 實務案例之重要資訊及設計參數簡述如後:

- 工址:台南市北區;非屬近斷層區域工 址;地盤條件(Vs30)為214.8 m/s,屬於TBC 規定之第二類地盤。
- 2)結構週期:未隔震的上構週期 Tx 與 Ty 分別為 2.024 秒與 1.954 秒(結構模型動 力週期);隔震目標週期 TeD 與 TeM 分別 為 4.349 秒與 4.403 秒。以整體隔震結 構模型分析之等值靜力週期分別為 TxD=4.832 s, TyD=4.896 s。
- 3) 設計參數:本結構為中間層隔震結構。 總高 H=87.95 m (屋頂高);隔震層以上結

7

構總重 W=26824 tf;隔震支承之設計位 移 D_D= 0.345 m。

4)以勁度疊加原理計算隔震層之總降伏強度 Fy=801.1 tf (QD=729.24 tf),降伏後總勁度 KD=3593.16 (tf/m), 等效勁度 KEQ=5706.90 (tf/m)。因此,整體隔震結構系統以降伏後勁度 KD 分析之週期 T1=5.48 秒,以等效勁度 KEQ 分析之週期 Te=4.35 秒。本案例含隔震系統之等值週期與不含隔震系統結構週期比為4.832/2.024=2.4。

依據本案例設計參數,將2.3節所列 之規範檢核週期比較如表一所列,各規範 之週期範圍分布有相當大差異。ASCE7之 檢核週期範圍最窄(本例假設隔震器參數 之變異性為15%),在設計隔震週期附近; TBC之上限週期在本案例中與ASCE7相近, 但下限週期則明顯低於ASCE7之規定。主 要原因應為ASCE7之非線性歷時分析針 對MCE等級地震,而TBC之考量涵蓋小震 時結構之較高頻反應(隔震器尚未發揮隔 震效果)。

表一:案例適用不同規範之檢核週期比較

規範	檢核週期範圍,[T]s
ASCE 7-16	[3.04, 5.9]
NBC-2015	[1.10, 8.22]
NZS-2019	[1.74, 5.22]
TBC-2010	[0.87, 6.6]

本案例篩選七組地震歷時,主要比較 依據TBC與ASCE/SEI7-16規範之定比結果 之差異,如圖一所示。整體結果顯示,依 據TBC之條文要求,所得之輸入地震歷時 約比ASCE/SEI7-16規範之要求高出60%; 主要原因在於規範對「90%準則」的觀點 不同。TBC對個別地震歷時分別要求,而 ASCE7及其他所有國際規範皆將「90%準 則」的要求用於所有地震歷時反應譜之平 均譜。由於歷時分析用於耐震設計與安全 評估的主要目標或要求之一為「有效率地 獲得無偏差之結構反應。」因此,若地震 歷時的集體反應譜過度偏離設計反應譜, 將無法反映真實地震危害度。



四、工址特別考量

結構耐震性能評估的另一要求為能充 分反映相關因子的固有的不確定性與變異 性(inherent uncertainty and variability);這 些相關因子包含地震危害度、結構反應(材 料/系統/模型...)、損傷狀態與損失等。因 此,地震歷時篩選與定比具有結構特定 (structural-specific)、工址特定(site-specific) 等特性。設計基準地震經由 PSHA 程序決 定反應地震危害重要特徵,但仍有一些地 震危害特徵無法在 PSHA 程序中完全或有 效地反映。本研究建議地震歷時篩選除地 2、3 節之內容外,再納入工址區域災害地 震之特別考量。

本工址附近於 2016 年曾發生 Mw6.7 的災害地震(美濃地震),震源為盲斷層,在 工址附近地震測站紀錄到具速度脈衝 (pulse-like velocity)特徵之地震動(偏 EW 向)。 由地理位置及地震動特徵,篩選 CHY064、 CHY116 測站紀錄,其 EW 向之 V/A 分別為 0.284s 及 0.252s 顯示速度脈衝基本特徵。



(經定比)與標的設計反應譜(MCE)比較

定比之檢核週期範圍以ASCE7為主,並參 採TBC考量隔震器未完全發揮隔震效果對 結構高頻振態反應之影響,而往短週期區 延伸,取[T]=[Min.(0.75T_{M1},0.2T₁),1.25T_{M2}]。 仍以雙向幾何平均反應譜為標的,以 CHY064為例,定比後反應譜比較如圖二。 本例將檢核週期往短週期區延伸,致使短 週期能量受「90%準則」控制,而能合理反 映脈衝地震動特徵。脈衝特徵地震歷時之 定比仍有待後續研究。

五、結論與展望

本研究地震歷時以幾何平均反應譜為 方向參數,篩選結果供雙向輸入地震歷時 分析使用。由於實測地震紀錄兩水平向仍 實際存在差異,建議應用時施加於結構不 同的主軸方向。若結構分析採用單向地震 輸入,則應分別比較各地震歷時 NS、EW 方向歷時反應譜型符合度,以 MSE 較小之 方向為單向輸入地震歷時分析使用,定比 係數之決定同 2.4 節。

參考文獻

- Beyer, Katrin & Bommer, Julian. (2007). Selection and Scaling of Real Accelerograms for Bi-Directional Loading: A Review of Current Practice and Code Provisions. Journal of Earthquake Engineering. 11. 10.1080/13632460701280013.
- FEMA [2001] "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, 2000 Edition, Part 1: Provisions," FEMA 368, Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

立面不規則建築倒塌實驗分析

林瑞良1、陳雯惠1、蕭輔沛1 翁元滔1 沈文成1 翁樸文1 趙書賢1 鍾立來1 黃世建1

摘要

一棟具有軟弱底層及單向平面不對稱特性的七層樓鋼筋混凝土建築,在振動台上受 到雙向近斷層地震作用而倒塌。本研究建立此七層樓建築的數值模型,並且透過與振動 台實驗結果相比較來驗證此數值模型的正確性。經驗證過的數值模型,其受力與變形關 係的遲滯模型是利用柱構件的靜態反覆側推試驗結果來調整其相關參數值。在假設沒有 此靜態反覆側推試驗結果的情況下,刻意改變一些重要構件的遲滯模型,再藉由組合這 些刻意改變的遲滯模型產生三個失真的七層樓建築的數值模型,針對這四個數值模型(一 個驗證過的、三個失真的模型)進行逐步動力分析。透過比較這四個數值模型逐步動力分 析的結果,有助於闡明遲滯模型對於此建築從彈性反應到全面崩塌各種不同狀態下的受 震反應評估的影響。

關鍵詞:受震反應分析、立面不規則建築、振動台、遲滯模型

一、前言

依據迴圈曲線是片段線性或是平滑, 可以將遲滯模型分為兩大類:多角形的遲 滯模型(Takeda et al. 1970)或是平滑化的遲 滯模型(Wen 1976)。Takeda et al. (1970)提 出具有三線性背骨曲線的遲滯模型,其中 第一個線段反映混凝土尚未開裂的狀態, 該模型亦考慮卸載時的勁度衰減。Wen (1976)則提出所謂的 Bouc-Wen model,此 模型具有可以平滑改變的勁度,真實反映 了遲滯迴圈的特性。

上述的遲滯模型皆精密且多功能,可 以應用於各種結構物,以進行非線性反應 歷時分析。但是不論是哪一種遲滯模型, 如何恰當的選取遲滯模型的參數值,仍然 是在執行非線性反應歷時分析時的一大挑 戰。這些參數值可以藉由該構件的靜態反 覆試驗所得到的遲滯迴圈來校準。舉例來 說,透過不同材料(例如鋼構、鋼筋混凝土、 木構)的構件實驗來校準遲滯模型的劣化 參數(Ibarra et al. 2005)。Ibarra et al. (2005) 也提到未來仍需要更多的研究來建立一致 性的方法以估計這些劣化參數。然而當沒 有構件試驗的遲滯迴圈可做為校準時,工 程判斷似乎是成為唯一的選擇,以決定這 些參數值,但這很可能會造成選用不同的 遲滯模型參數時,就會得到不同的非線性 反應歷時分析的結果。

遲滯模型對於結構受震性能分析的影 響已經被廣泛的研究。例如 Huang and Foutch (2009)研究五種不同的遲滯模型對 於三樓、九樓、與二十樓鋼構抗彎矩構架 產生全面性倒塌時的極限位移角的影響。 該研究指出強度劣化比勁度劣化及束縮現 象對於極限位移角有更顯著的影響。由於 能夠用來重現近斷層地震動的振動台,必 須具有長衝程與高速度的特性,其全球的 數量非常稀少,所以經過振動台試驗驗證 的數值模型,而該數值模型可以反映建築 受近斷層地震作用下的行為就顯得相當有 必要。國家地震工程研究中心在 2018 年 即舉辦了一場估算一棟二分之一縮尺的七 層樓鋼筋混凝土建築受到近斷層地震作用 的受震反應的盲測比賽(圖一與二)。

本研究首先驗證一個數值模型,該模型可以模擬前述七層樓建築從輕微降伏到 全部倒塌的各種狀態下的受震反應。其次, 刻意改變經過驗證的遲滯模型的參數值,

¹ 國家地震工程研究中心

以模擬當無法取得構件試驗的遲滯迴圈來 做為校準時的情形。再以此經過驗證的遲 滯模型做為基準,檢視遲滯模型對於此七 層樓建築的受震反應評估的影響。



圖一 七層樓建築的(a)平面圖,(b)正立面 圖與(c)側立面圖。



圖二 在 CHY063_200%事件下倒塌的七層 樓建築: (a)整棟建築,(b)最下兩層樓, (c)坐落在 B-3 柱線的 C1 柱底破壞情形, (d)坐落在 A-3 柱線的 C2 柱底破壞情形, (e)與(d)相同,但是從垂直於柱長邊的方 向觀察,(f)從 A-1 柱線的 C2 柱朝 B-2 柱 線的 C1 柱的透視。

二、振動台試驗

該七層樓建築在振動台上以五個地震 事件進行測試(表一)。第一個地震事件是 1999 年集集地震測站 CHY015 的地表運動 紀錄的 70%。第二至第五個地震事件分別 是 2016 年美濃地震測站 CHY063 的地表運 動紀錄的 50%、100%、150%、200%。這兩 個地震記錄分別標記為 CHY015 與 CHY063, 且分別為遠域地震與近斷層地震。圖三為 所選取的兩個地表運動紀錄在三個方向上 的加速度歷時,圖中的時間軸已經依據維度分析的理論乘以1/√2。每一次地震事件的東西(EW)、南北(NS)、與上下(UD)分量的加速度歷時分別施加於試體的 x、y、z 方向上。

表一 五個地震事件的最大加速度值

Event No.	Ground motion	exerted PGA in $x/y/z$ directions (m/s ²)	Duration (s)
1	CHY015_70%	1.16/1.18/0.26	200
2	CHY063_50%	2.30/1.14/0.81	90
3	CHY063_100%	4.60/2.26/1.72	90
4	CHY063_150%	7.01/3.46/2.54	90
5	CHY063_200%	9.09/5.19/3.28	90



圖三 CHY015 的(a)東西、(b)南北、(c)上下 分量的加速度歷時; CHY063 的(a)東西、(b) 南北、(c)上下分量的加速度歷時。

三、數值模擬

基於構件實驗與振動台實驗的結果, 本研究建立並驗證該七層樓建築的數值模 型。採用兩端具有集中塑鉸的梁柱元素用 來模擬此七層樓建築的梁與柱構件。並且 以具有勁度衰減、強度衰減、與束縮特性 的劣化材料模型來模擬柱構件;以雙線性 材料模型來模擬梁構件,這些材料模型與 梁柱元素在任一斷面的力量與變形的關係。 此外,由於預期大部分的變形將發生在軟 弱的底層,故以線彈性的板元素來模擬 精件,以具有集中質量的剛性板來模擬各 層樓板,以前兩個振態的阻尼比為5%的雷 利阻尼來模擬建物的固有阻尼。結果顯示 此數值模型的前兩個振態週期分別為0.72 秒與0.63秒,且第一振態為x向平移變形, 第二振態為y向平移與旋轉耦合的變形。

圖四(c)與(f)顯示在CHY063 150%的事 件下, x 向與 v 向的一樓最大層間位移角 分別為 6.5% rad 與 1.1% rad。這暗示此建 築在 x 向已經經歷顯著的非彈性變形, 在 y向則已經降伏。依據柱構件試驗的結果, 當產生 6.5% rad 時表示一樓柱已經超過它 的極限強度並且進入負勁度的軟化狀態。 x向的受震反應被有效地模擬至22秒,超 過22秒後,實驗的反應的衰減速度較分析 的反應慢許多。在 V 向的反應上, 數值模 型可以有效估算出最大反應值與其發生的 時間,但是 V 向的殘餘位移則無法被有效 模擬。這個經過驗證的數值模型將被進一 步運用至探討此建築在近斷層地震 CHY063 作用下,遲滯模型對於受震反應評 估的影響。



圖四 在 CHY063_150%事件下,七層樓建 築 x 向的 (a)屋頂加速度(b)屋頂位移(c)一 樓層間位移角歷時。(d)、(e)、(f)為 y 向 的歷時反應。

四、遲滯模型的影響

除了以此經過驗證的數值模型作為標 竿模型(稱為例O),本研究也考慮了三個假 設的模型(稱為例 I、II、III)。圖五(a)至五 (d)分別為例O、I、II、III 所使用的柱及梁 柱接頭的遲滯模型的組合情形。圖五中的 藍色圖形是原始(即經過校準)的遲滯模型, 橘色圖形則是假設(即失真)的遲滯模型。



圖五 在例(a)o、(b)I、(c)II、(d)III 所使用的 遲滯模型的組合情形。

圖六(a)為 x 向一樓兩側的層間位移角 (標記為 $\theta_{x,1F,edge}$),這兩側的位置分別位於 柱線 A-3 的 C2 柱(標記為 A3)與柱線 A-1 的 C2 柱(標記為 A1)。由於此建物在 x 向 為對稱,所以當建物在彈性狀態下,不論 所採用的遲滯模型為何,此兩側的層間位 移角(A1 與 A3)幾乎相同(圖六(a))。然而當 Sa(T1, 5%)約等於或稍大於 0.5 g 時, 在圖 六(a)中的八條線開始分岔。這八條線基本 上分岔成兩個群組,一組是柱線 A-3 的 C2 柱的四例,另一組是柱線 A-1 的 C2 柱的 四例。並且前者(柱線 A-3 的 C2 柱)的位移 需求一般而言大於後者(柱線 A-1 的 C2 柱) 的位移需求。這暗示了八條線分岔的現象 (圖六(a))不僅是由不同的遲滯模型,也是 由V向的平面不對稱特性所造成。甚至由 上述分岔成兩個群組的現象,可以得知 X 向的位移受到 V 向平面不對稱特性的影響 程度大於所採用的遲滯模型。這個觀察也 凸顯了平面不對稱建築在受到雙向地震作 用下複雜的受震反應特性。此外,在每一 個群組中 X 向的位移需求,由大至小分別 為例 I、o、II、III,這也合理地反應了遲滯 模型的組合情形(圖五)。

圖六(a)為 y 向一樓兩側的層間位移角 (標記為θ_{y,1F,edge}),這兩側的位置分別位於 柱線 A-3 的 C2 柱(標記為 A3)與柱線 B-3 的 C1 柱(標記為 B3)。由於此建物在 y 向

為平面不對稱,所以不論建物在彈性或非 彈性狀態下,此兩側的層間位移角(A3 與 B3)都顯著不同(圖六(b))。並且對 y 向平面 不對稱而言,柱線 A 為剛性側、柱線 B 為 柔性側,柱線 A-3 的 C2 柱的 y 向位移需 求明顯小於在柱線 B-3 的 C1 柱(圖六(b))。 柱線 B-3 的 C1 柱的 y 向位移需求,由大 至小分別為例 I、o、II、III,與 x 向的位 移需求的大小順序一致(圖六(a))。



圖六 例o、I、II、III 在(a) x 向與(b) y 向的 一樓兩側的層間位移角。

圖七(a)與(b)分別為在強度 Sa(T1, 5%) = 2.5 g 的 CHY063 作用下,例o在 x 向與 y 向的遲滯迴圈。圖七(a)與(b)中由左至右依 序為柱線 A-3 的 C2 柱、柱線 B-3 的 C1 柱、柱線 A-3 的梁柱接頭、柱線 B-3 的梁 柱接頭的遲滯迴圈。圖七(c)-(d)、(e)-(f)、(g)-(h)如同(a)-(b),但分別為例 I、II、III。

五、結論

上述實驗與數值的研究處理了三個挑 戰的課題:以振動台重現近斷層地表運 動、對一棟立面與平面皆不規則的建築, 將其動至完全崩塌,也以數值方式模擬 至完全崩塌、也震的效應。雖然 這些課題都曾被個別且深入地探討,但它 們很少被合在一起研究過,其原因在於具 有長衝程與高速度特性的振動台非常稀 少。本研究以一個實驗同時處理這些挑 戰,而這正也反映了大多數建築結構所真 實面對的複雜情況。

參考文獻

1. Huang, A., and Foutch, D. A. (2009), "Effect of hysteresis type on drift limit for global collapse of moment frame structures under seismic loads", *Journal* of Earthquake Engineering, 13, 939–964.

- Ibarra, L. F., Medina, R. A., and Krawinkler, H. (2005), "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", *Earthquake Engng Struct. Dyn*, 34, 1489–1511.
- Takeda, T., Sozen, M.A., and Nielson, N. N. (1970), "Reinforced concrete response to simulated earthquakes", ASCE Journal of the Structural Division, 96, 2557–2573.
- 4. Wen, Y. K. (1976), "Method for random vibration of hysteretic systems", ASCE *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 112, 249–263.



圖七 在 *Sa*(*T*1, 5%) = 2.5 g 的 CHY063 作用 下,例o在(a) x 向與(b) y 向、例 I 在(c) x 向 與(d) y 向、例 II 在(e) x 向與(f) y 向、例 III 在(g) x 向與(h) y 向的遲滯迴圈。

以高強度錨栓連接外加 RC 構架補強之面內補強實驗

邱聰智1 鍾立來2 梁瀞方3 賴昱志4 李梓綸5 鄧凱文6

摘要

外加構架補強工法之補強方式,為於既有結構外側新增構架與既有結構連結進行補 強,其優勢為該工法於補強過程中,較不影響既有結構之運作,該工法於日本已進行諸 多研究,目前於國內尚未被廣泛使用,由於補強工法涉及新舊構架接合,故除新增構架 外,新舊構架接合之傳力機制亦須納入考量,考量植筋之困難性與施工品質較不易掌握, 本研究以高強度錨栓,於新舊構架之梁構件進行接合,並以試驗驗證補強效果,未來可 推廣於實際結構之耐震補強。

關鍵詞:外加構架、高強度錨栓

一、前言

國內推廣既有建築物結構耐震補強已 行之有年,過往於校舍補強時,多採擴柱、 翼牆、剪力牆等補強工法進行耐震補強。

惟此類補強工法雖可有效提升結構物 之耐震能力,用於補強過程中不可影響其 功能之建物(如:醫院、廠房或私有建物), 有其侷限性,故前人(如文獻)參考日本 之外加構架補強工法進行研究,該工法即 於既有建物之外側,新增一面外加構架與 既有建物連結進行補強,透過傳力構材將 地震力由既有建物傳遞至外加構架,因此 除外加構架本身外,傳力構材於外加構架 補強工法亦扮演重要角色。

前人採用新增之植筋樓板連接既有建 物與外加構架,考量植筋品質較不易掌控, 本研究採用高強度錨栓作為補強之接合方 式,即於既有構架之梁構件穿孔,穿入高 強度預埋螺栓至新增梁構件,藉此將剪力 傳遞至新增之外加構架之方式。該方法較 植筋容易施作,較能掌握品質,本研究製 作試體,探討以高強度錨栓連結既有構架 與新增構架之可行性。

二、試體設計與規劃

試體規劃於國家地震中心之自由度多 功能試驗系統(MATS系統)進行測試,採 用典型校舍之斷面尺寸,並縮尺 0.45 倍作 為既有構架之斷面尺寸,新增構架之設計 原則則如圖一,於試體設計前先採用 TEASPA 4.0 方法進行構架側推分析,以新 增構架勁度高、強度高且較既有構架先達 強度點為原則進行試體設計。



圖一 試體設計理念

試體之尺寸示意圖如圖二,試體設計 後之斷面尺寸如圖三,既有梁柱斷面之混

1 國家地震工程研究中心研究員 暨 國立台灣科技大學營建工程學系合聘副教授

² 國家地震工程研究中心榮譽顧問 暨 國立台灣大學土木工程學系兼任教授

³ 國立台灣大學土木工程學系碩士

⁴ 國家地震工程研究中心助理技術師

⁵ 國立台灣大學土木工程學系研究生

⁶ 國立台灣大學土木工程學系研究生

凝土強度採 210 kgf/cm²;鋼筋設計降伏強 度採 2800 kgf/cm²。新增構架之混凝土強 度則採 280 kgf/cm²;主筋設計降伏強度 採 4200 kgf/cm²;箍筋設計降伏強度採 2800 kgf/cm²。



(a)既有構架示意圖 (b)補強後構架示意圖





(a)既有柱斷面細節 (b)既有梁斷面細節



(a)新增柱斷面細節 (b)新增梁斷面細節

圖三 試體斷面細節

新增構架與既有構架之接合方式分別 於梁採用高強度錨栓及植筋進行接合,其 示意圖如圖四及圖五,於螺桿部分本研究 採 A325-M10 螺桿,共設計 6 根,植筋部 分則採#3 鋼筋,植筋深度 10 cm,鋼筋設 計降伏強度為 2800 kgf/cm²,兩種設計方 式之剪力傳遞,均與現行之規範比較,確 認設計較為保守。將未補強試體、高強度 錨栓接合試體及植筋接合試體分別命名 為:PT、AB 及 PB。



圖四 高強度錨栓接合示意圖



圖五 植筋接合示意圖

三、往復載重實驗

試驗於國震中心之 MATS 系統進行, 採用往復載重的方式進行試驗,三座試體 上部結構之混凝土材料強度如表一,鋼筋 降伏強度則如表二。

表一 試體混凝土抗壓強度(kgf/cm²)

	РТ	AB	РВ
既有 構架	356	419	421
新增 構架	-	452	427

表二 試體鋼筋降伏強度(kgf/cm²)

	既有構架	新增構架
#2	3647	3647
#3	3632	4490
#4	3466	-

試體 PT 層間變位角+0.5%至-0.5%時, 試體行為大致保持線性行為,於層間變位 角 1.5%時達正向最大側力強度 4.84 tf 及 最大負向側力強度 5.39 tf,其於+1.5%之裂 縫發展如圖六,於層間變位角 2%時試體已 過最大側力強度點,強度開始下降,當試

驗進行到層間變位角正向 5%第一迴圈時, 北側柱構件發生垂直承載能喪失,遂試驗 停止,最後側力強度為 2.05 tf,其實驗之 遲滯曲線如圖七。



圖六 試體 PT 於最大側力之發展情形



圖七 試體 PT 試驗遲滯曲線

試體 AB 間變位角+0.5%至-0.5%時,試 體行為大致保持線性行為,於層間變位角 3%時達正向最大側力強度 13.84 tf 及最大 負向側力強度 11.41 tf,外加構架之梁柱接 合處產生分離,其於+3%之裂縫發展如圖 八,於層間變位角 4%時試體已過最大側力 強度點,強度開始下降,當試驗進行到層 間變位角負向 10%第二迴圈時,外加構架 柱構件發生垂直承載能喪失,遂試驗停止, 最後側力強度為 2.02 tf,其實驗之遲滯曲 線如圖九。



圖八 試體 AB 於最大側力之發展情形



圖九 試體 AB 試驗遲滯曲線

試體 PB 間變位角+0.375%至-0.375% 時,試體行為大致保持線性行為,於層間 變位角 1.5%時達正向最大側力強度 14.23 tf 及最大負向側力強度 12.93 tf,外加構架 之梁柱接合處產生分離,既有構架柱構件 產生明顯撓曲裂縫,其於+1.5%之裂縫發展 如圖十,於層間變位角 2%時試體已過最大 側力強度點,強度開始下降,當試驗進行 到層間變位角負向 8%第一迴圈時,既有柱 構件發生垂直承載能喪失,遂試驗停止, 最後側力強度為 6.72 tf,其實驗之遲滯曲 線如圖十一。



圖十 試體 PB 於最大側力之發展情形



圖十一 試體 PB 試驗遲滯曲線

四、補強成效分析與討論

15

將各試體之最大強度進行比較,其結 果如表三,實驗結果顯示無論以植筋接合 或高強度錨栓接合,均能有效傳遞側力, 且兩試體間結果差異不大,試體 AB 之最 大側向強度為試體 PT 之 2.57 倍; 試體 PB 之最大側向強度則為試體 PB 之 2.43 倍。 將三座試體之試驗外包絡線繪製如圖十二, 由表三及圖十二可知,不論採植筋接合或 高強度錨栓接合,只要能夠確實傳遞側力, 補強試體強度均可有效提升。

表三 各試體之最大側向強度比較

	最大側向強度 (tf)	強度/PT (%)
PT	5.39	100
AB	13.84	257
PB	13.12	243
	•	



圖十二 試體 PB 試驗遲滯曲線

五、結論與建議

本研究採高強度錨栓接合既有構架與 外加構架,高強度錨栓相較於植筋工法有 施工品質較易掌握之優勢,透過試驗亦驗 證,在接合品質確實掌握下,不論採用植 筋或高強度錨栓連接既有構架與新增構架, 均可有效提升構架之強度,故採高強度錨 栓進行外加構架接合之方式確屬可行,未 來可用於實際結構耐震補強之用。惟本研 究僅進行縮尺尺寸之試驗,建議未來仍可 採實尺寸試體驗證工法之可行性。

参考文獻

- 日本建築防災協會,「耐震補強工法事 例集」,平成20年(2008)。
- 伊藤宰、辻聖晃、吉富信太、竹脇出, 「アウトフレーム連結制振耐震補強 のための連結ダンパーの合理的決定 法,日本建築学会構造系論文集,第74 卷,第636號,273-218,2009。

- 3. 辻聖晃、中川大輔、吉富信太、竹脇出, 「アウトフレーム型連結制振構法に おけるアウトフレーム及び連結ダン パーの応答低減比マップを用いた設 計法」,日本建築学会構造系論文集, 第75 巻,第648 號,337-346,2010。
- 4. Kiyoji Takeda, Kyoya Tanaka, Toshiaki Someya, Asao Sakuda, and Yoshiteru Ohno, "Seismic retrofit of reinforced concrete buildings in Japan using external precast, prestressed concrete frame", PCI Journal, pp.41-61, 2013 °
- 5. 林聖學、賴昱志、鍾立來、黃國倫、 曾建創、賴濤,「使用 RC 外加構架 補強進行結構耐震補強—以後甲國 中德育樓為例」,中華民國結構工程 學會,結構工程期刊,第三十一卷, 第四期,第19-37頁,2016年。
- 6. 賴昱志、林聖學、鍾立來、曾建創、 黃國倫、賴濤,「外加 RC 構架補強 之實驗研究及其於醫院之補強應用」, 中國土木水利工程學會結構工程學 會,中國土木水利工程學刊,第三十 卷,第一期,第 61-72 頁,2018 年。
- 环聰智、邱建國、葉勇凱、簡文郁、 鍾立來、周德光,「典型校舍耐震補 強設計與驗證」,國家地震工程研究 中心報告,NCREE-08-033,台北, 2008 年。
- 部聰智、鍾立來、涂耀賢、賴昱志、曾 建創、翁樸文、莊明介、葉勇凱、李其 航、林敏郎、沈文成、蕭輔沛、薛強、 黃世建,「臺灣結構耐震評估側推分析 法(TEASPA V4.0)」,國家地震工程研 究中心,報告編號:NCREE-20-005,台 北,2020年。
- 內政部營建署,「混凝土結構設計規範」,內政部 91.6.27 台內營字第 0910084633 號令訂定,內政部 100.6.9台內營字第1000801914號令 修正,民國一百年七月一日生效。

既有鋼筋混凝土柱在高軸力及變動軸力下之撓剪行為研究

沈文成^{*} 翁樸文[†] 李翼安[‡] 陳翎鈞[§]

摘要

臺灣早期興建之中高樓層鋼筋混凝土建築物,耐震設計標準通常較低,可能存有橫向 鋼筋配置較少之情形。從過去地震勘災經驗發現,受損桂撓曲強度還是會主控,然而隨著 側向變形增加,剪力強度下降,桂可能發生剪力破壞,即形成撓剪破壞。由於中高樓底層 桂受地震力側推時,邊柱、角柱軸力變化大甚至產生軸拉力,此時會受傾覆彎矩主控,不 同於低樓層軸力再分配的模式,故本研究進行鋼筋混凝土柱在高軸力及變動軸力下的水平 載重反覆測試,藉以瞭解中高樓底層柱的撓剪行為。

本研究共製作六座鋼筋混凝土橫箍柱,測試其同時承受高軸力與水平反覆載重下之耐 震性能。試體設計參數為變化橫向鋼筋之間距與承受之軸力。其中橫向鋼筋間距分為100 mm 與200 mm 兩種,承受之軸力則分為固定軸力(0.4Agfc、0.6Agfc)與變動軸力。測試結 果顯示承受之軸力越高,最大側力強度發生後之衰減情形越快,且整體變形能力不佳。

關鍵詞:撓剪破壞、高軸力、實尺寸、鋼筋混凝土柱

一、前言

鋼筋混凝土建築物為臺灣最主要之建 築類型。地狹人稠之大都會地區,中高樓 層住宅之需求越來越高。中高樓層建築物 之底層柱承擔整體重量,因此,承受很高 之軸力。再者,近年震後勘災發現[1],早 期興建之建築物,柱之橫向鋼筋配置不 足,當地震來襲,因為柱的尺寸,撓曲強 度還是會主控,隨著側向位移增加,伴隨 剪力強度下降之撓剪破壞模式,進而影響 整體建築物之耐震性能[2]。

建築物之底層柱若配置少量之橫向鋼 筋,當承受高軸力又同時經歷水平外力之 反覆作用,其耐震性能不佳可想而知。然 而,現行之耐震評估方法適用於低矮型建 築物為主,承受之軸力屬於中低軸力[3], 但對於高軸力作用之耐震行為,仍缺乏相 關實驗研究之測試數據。透過本研究之實 驗規劃與測試,可掌握此一類型柱之耐震 行為。除此之外,實驗測試結果亦可應用 於鋼筋混凝土建築物耐震評估分析模型之 技術開發。

二、試體規劃與設計

2.1 試體設計

本研究完成六座鋼筋混凝土柱試體之 水平反覆載重試驗,斷面尺寸為 500×500 mm,淨高度為 2000 mm,換算高深比為 4.0,試體之立面尺寸與斷面鋼筋配置如圖 一所示。所有試體均配置相同之縱向鋼筋 (12-D25),對應之縱向鋼筋比為 $\rho_{\ell} = 2.43\%$ 。橫向鋼筋配置一根閉合箍筋 及兩根繫筋,分別採用 D10 及 D13 鋼筋, 間距為 100 mm 或 200 mm,對應之橫向鋼 筋比為 $\rho_{t} = 0.54\%$ 與 $\rho_{t} = 0.27\%$ 。上述之 鋼筋配置,試體之撓曲強度將低於剪力強 度,形成撓曲控制之破壞模式。試體設計 參數與材料強度整理於表一與表二。

^{*} 國家地震工程研究中心助理研究員

^{*} 國家地震工程研究中心副研究員

^{*} 國立中興大學土木工程系助理教授

[§] 國立中興大學土木工程系碩士生

本研究除設定於固定軸力下進行水平 反覆載重測試,施加之軸力比(P/A_sf') 為 0.4 與 0.6。於變動軸力試體,2 個外加 垂直向制動器施加固定向下的力量,配合 多軸向測試系統之垂直向制動器變化施加 向上的力量,模擬中高樓層鋼筋混凝土建 築物邊柱、角柱於地震反覆作用發生較大 之軸力拉壓變化。變動軸力之加載方法係 參考國外對於軸力變化之相關研究[4],互 與固定軸力之測試結果進行觀察與比較, 以瞭解柱試體承受固定或變動軸力,對於 耐震性能之影響。



圖一 試體之立面尺寸與斷面鋼筋配置

試			
體	縱向	横向	P
編	鋼筋	鋼筋	$A_g f_c'$
號			-
RD4		箍筋 D10	0.40
RD6		繫筋 2-D13	0.60
VD	12-D25	$(\rho_t = 0.54\%)$	變動
RN4	$(\rho_{\ell} = 2.43\%)$	箍筋 D10	0.40
RN4		繫筋 2-D13	0.60
VN		$(\rho_t = 0.27\%)$	變動

表一 試體設計參數

上表中, ρ_{ℓ} 為縱向鋼筋比; ρ_{t} 為橫向鋼筋 比; $P/A_{o}f_{c}'$ 為軸力比。

表二材料強度

試			
體	$f_{_{y\ell}}$	f_{yt}	f_c'
編	(MPa)	(MPa)	(MPa)
號			
RD4			24.8
RD6			25.2
VD	169 (D25)	456 (D10)	24.6
RN4	408 (D23)	468 (D13)	22.0
RN6			24.4
VN			24.9

上表中, $f_{y\ell}$ 為縱向鋼筋實際降伏強度; f_{yr} 為橫向鋼筋實際降伏強度; f'_{c} 為混凝土實際抗壓強度。

2.2 測試佈置

本研究利用國震中心之多軸向測試系 統進行水平反覆載重試驗,模擬柱構件同 時承受固定軸力與側向載重之雙曲率變形 行為。加載之層間變位角符合 ACI 374.2R-13[5]之規定。初始層間變位角為 0.25%,之後以 1.25 或 1.5 之倍率增加。 由於強度不會快速衰減,依照建議每一個 層間變位角進行三個迴圈。圖二為位移控 制之加載歷程。



三、測試結果

3.1 裂縫發展

圖三為最大側力強度發生時之裂縫發 展照片,四座固定軸力試體皆發生於層間 變位角1.00%,兩座變動軸力試體分別發 生於層間變位角0.75%、1.50%。可觀察 到柱試體有些許斜向裂縫。隨著側向位移 增加,斜向裂縫寬度逐漸加寬,伴隨垂 直裂縫發生,最終試體無法再承受軸向 載重,隨即終止實驗。



圖三 最大侧力强度之裂缝發展照片

3.2 載重位移遲滯迴圈

圖四為載重位移遲滯迴圈反應,已扣 除載重平台與試體間之摩擦力。層間變位 角為測試過程量測之位移除以柱淨高度。 取第一迴圈之每一個層間變位角繪製遲滯 迴圈包絡線,如圖四之紅線。各試體之載 重位移遲滯迴圈包絡線比較整理於圖五。

最大側力強度發生後,側力強度維持 一小段位移後,隨著剪力強度衰減,側力 強度下降。四座固定軸力測試之試體,正 向之最大側力強度以試體 RD6 為最大,負 向之最大側力強度也是試體 RD6 為最 大;另外兩座變動軸力測試之試體,無論 正向或負向之最大側力強度差異不大。







0

載重位移遲滯迴圈包絡線比較

Lateral Displacement(mm)

40

-800

-1200 +

圖五

四、結論

- (1) 以試體 RD4 與試體 RN4 兩座試體而 言,兩者整體之側力位移曲線相近, 但試體 RD4 之韌性高於試體 RN4,變 形能力較佳。
- (2) 試體 RN6 於最大側力強度發生後,強 度衰減情形快於試體 RD6。
- (3)承受較高軸力之試體 RN6,最大側力 強度較高於試體 RN4,但側向位移則 較小於試體 RN4。
- (4) 橫向鋼筋量配置較少之試體 VN,其最 大側力強度發生後之衰減行為較試體 VD 迅速,變形能力也稍差。
- (5) 測試結果顯示,柱試體承受較高之軸 力作用,且橫向鋼筋配置較少時,最 大側力強度發生後之衰減情形越快, 且整體變形能力不佳。

參考文獻

- 國家地震工程研究中心,(2018),「2018 年2月6日花蓮地震勘災報告」,國 家地震工程研究中心技術報告, NCREE-2018-005,臺北。
- Elwood, K. J., and Moehle, J. P., (2005), "Drift Capacity of Reinforced Concrete Column with Light Transverse Reinforcement," Earthquake Spectra, Vol.21, No.1, pp71-89.
- 國家地震工程研究中心,(2013),「校 舍結構耐震評估與補強技術手冊第三 版」,NCREE-18-023,臺北。
- 4. Hassan, W. M., (2011), "Analytical and Experimental Investigation of Seismic Vulnerability of Beam-Column Joints without Transverse Reinforcement in Concrete Buildings," PhD Dissertation, University of California, Berkeley.
- ACI (American Concrete Institute), (2013), "Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic Loads (ACI 374.2R-13)," ACI Committee 374, Farmington Hills, MI, 18 pp.

臺灣鋼筋混凝土結構耐震評估非線性動力分析手冊 (TEASDA 1.0)

翁樸文¹ 沈文成² 林佳蓁³ 蕭輔沛⁴ 蔡仁傑⁵ 徐侑呈⁵ 周德光⁶ 劉勛仁² 翁元滔¹ 簡文郁⁴

摘要

2016年2月6日凌晨時分台灣發生災害性地震,震央位於高雄市美濃區;無獨有偶, 兩年後的2018年2月6日午夜時分台灣再次於東部花蓮地區發生災害性地震,此兩次 地震相距數百公里,構成因素迥異,但相同的是有不少棟中高樓建築物發生坍塌,且造 成不少人員傷亡。本文先針對美濃及花蓮地震中高樓建築物震損勘災結果進行敘述,再 探討可能成因,爾後再具體提出可行之因應對策,以作為未來中高樓建築震害防範之參 考。其中,美濃地震中高樓建築物損壞原因主要為結構系統配置不良、底層軟弱、扭轉 效應、非韌性配筋及施工不當等因素,而花蓮地震倒塌者之筆因除前者外,尚有鄰近斷 層之因素。綜合歸納中高樓層建築於此兩次地震發生倒塌者,十之八九與軟弱底層有顯 著相關,此亦為未來提升中高樓建築耐震能力之關鍵性課題。為有效解決前述課題,本 文搭配國家地震工程研究中心近期建議之地震歷時篩選資料庫,提出一套易於執行之非 線性動力分析方法,名為「臺灣鋼筋混凝土結構耐震評估非線性動力分析方法」(Taiwan Earthquake Assessment for Structures by Dynamic Analysis, TEASDA),供國內外產學研界共 同參考使用,望能更有效釐清既有建物耐震能力不足疑慮,作為後續耐震能力提升之依 據。

關鍵詞:非線性動力分析、中高樓建築、震損調查、耐震評估方法

一、前言

中高樓層建築因其內居民人數眾多, 於地震中倒塌或受損所造成的地震災害不 容小覷。因此對於這些中高樓建物,亟需 一套合理的評估準則作為工程實務上篩檢 之依據。此外,現行建物耐震評估多採用 非線性靜力側推分析進行,其對於低矮樓 確有其準確性,但其缺陷係為無法預估中 高樓結構高頻振態之反應,且其屬於確定 性(deterministic)方法,未能考量地震力、 分析及施工過程所具有的不確定因子。有 鑑於此,國震中心針對中高樓層建物建議 一合理的機率式建物倒塌耐震評估方法及 流程(謝瑋桓等人,2018),該流程將參考最

3 國家地震工程研究中心專案副技術師

5 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

新之美國 FEMA P-58 機率式倒塌易損評估 法(collapse fragility assessment, CFA)及增量 式非線性動力分析方法 (incremental dynamic analysis, IDA),以考慮中高樓層在 強震下的非線性動態特性及地震力的不確 定性等項因子。此方法以非線性動力分析 推估結構反應,且採機率式耐震評估架構 以考慮分析時所涵蓋之諸多不確定因子。 同時其倒塌判定準則參考 ASCE 41-13 及 TBI 所建議之避免倒塌破壞標準進而訂出 明確的判定準則。該方法用以深度探討建 築物耐震能力高低,並可避免非線性側推 方法於扭轉或高模態效應顯著建築物時之 分析限制,惟須配合執行大量分析運算,

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

⁴ 國家地震工程研究中心研究員

⁶ 國家地震工程研究中心副技術師

較適用於高耐震性能要求之重要設施。

對於一般類型建築物欲執行非線性動 力分析之需求,本文搭配國震中心近期建 議之地震歷時篩選資料庫,提出一套易於 執行之非線性動力分析方法,名為「臺灣 鋼筋混凝土結構耐震評估非線性動力分析 方法」(Taiwan Earthquake Assessment for RC Structures by Dynamic Analysis, TEASDA),供 國內外產學研界共同參考使用,望能更有 效釐清既有建物耐震能力不足疑慮,作為 後續耐震能力提升之依據。

二、地震力輸入選擇

目前建築物耐震規範修訂草案中,針 對歷時分析方法之地震力輸入選擇,要求 至少三個與設計反應譜相符之水平地震紀 錄,其應能確切反映工址設計地震(或最大 考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效 應。若使用七個以上與設計反應譜相符之 水平地震紀錄,結構得採用分析結果之平 均值進行設計。針對任一個水平地震紀錄, 計算其5%阻尼之反應譜。同時,調整地震 紀錄使得位於 0.2 T₁ 至 1.5 T₁ 週期範圍內 任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速 度值之 90%及於此週期範圍內之平均值不 得低於設計譜加速度值之平均值,其中 T₁ 為建築物在所考慮方向之基本振動週期。

為使工程師在進行歷時動力分析時能 確實依照規範之相關要求進行設計檢核及 耐震評估,國震中心開始建置「泛域工址 設計用實測地震歷時」資料庫(劉勛仁等人, 2020),目前已針對台灣一般震區及台北盆 地(不含近斷層區域)初步建置完成「臺灣 工址輸入地震查選平台」(圖一),該平台可 協助設計檢核用之地震歷時選取。



圖一 臺灣工址輸入地震查選平台 (http://seaport.ncree.org/inmost/)

地震歷時挑選完成後,須按現行耐震 規範有關歷時動力分析之規定調整強度。 另外,根據 Malhotra(2003)之研究,其中建 議有關地震強度調整倍率之限制,在 475 年與2500年地震迴歸期分別不得超過4.0 與 6.0, 而加拿大 NBC 規範解說 J 之附錄 4.2 節建議地震強度調整倍率須在 0.5 到 4.0之間。若經挑選的地震歷時無法滿足此 限制,建議可使用此等自然地震歷時,據 以製作人造地震歷時,但人造歷時的數量 不要超過設計檢核用歷時數量的三分之一 較佳。另外,若在本地震歷時資料庫無法 找到足夠歷時,亦可到國外地震資料庫(例 如美國 PEER Ground Motion Database, https://ngawest2.berkeley.edu/site)依所在 工址強地動特性挑選合適的地震事件。

三、構件行為之模擬

工程師進行鋼筋混凝土(RC)結構側推 分析或動力歷時分析,經常採用結構分析 套裝軟體如 ETABS 與 SAP2000 進行分析。 這些分析軟體主要係利用桿件及節點組合 成結構之模型,並配合非線性鉸設定以模 擬結構元件之非線性行為。因此,須先了 解結構元件柱、梁與 RC 牆等的非線性行 為,方可給予結構元件合適之非線性鉸為。

3.1 鋼筋混凝土柱

RC 柱同時承受軸力及側向力作用時, 其有三種破壞模式,即剪力破壞、撓剪破 壞及撓曲破壞。剪力破壞之柱構件,其斜

向剪力裂縫通常分布於柱端,由 Li et al. (2019)之研究成果發現,剪力破壞柱變形 能力並非如預期中之保守並且建議一模型 分析其側力位移曲線。當柱有足夠箍筋量 時,柱剪力強度V,會較撓曲強度V,,高,其 破壞模式會趨向於撓曲破壞。假設主筋不 發生應變硬化,側力強度保持定值,直到 柱發生主筋斷裂、挫屈或圍束混凝土壓碎 等撓曲破壞模式,側力強度會下降,但不 會喪失其軸力承載能力。

由於在構架非線性反應過程中,柱的 反曲點位置會變化,在分析之前,無法指 定柱的破壞模式,因此在柱桿件的非線性 鉸設定上,需在柱的兩端設置彎矩非線性 鉸,以模擬柱的彎矩轉角關係;在柱的中 間設置剪力非線性鉸,以模擬柱的剪力位 移關係,如圖二所示。



圖二 柱模擬方式(非線性鉸設置)

3.2 鋼筋混凝土梁

在考慮開裂斷面情形下,梁之撓曲勁 度一般採用 0.35*E*_c*I*_g,其中*E*_c為混凝土彈 性模數,*I*_g為總斷面對其中心軸慣性矩。 考量既有鋼筋混凝土結構之梁常與樓版連 接形成 T 型梁,提高梁的耐震容量,因此, 梁的模擬應考慮 T 型梁之行為,亦應考慮 T 型梁斷面勁度。而 RC 梁之非線性行為則 可以依據 ASCE/SEI 41-13 所建議之 RC 構件 非線性鉸載重位移關係曲線。

3.3 鋼筋混凝土牆

Weng et al. (2017)研究建議以三折線

分析模型模擬高長比小於 2 的 RC 牆剪力 與側向位移的關係,如圖三所示。此分析 模型包含了開裂點、強度點以及崩塌點, 在混凝土開裂前 RC 牆體保持彈性且具有 良好奧開始改變,但當混凝土開裂後,其引 之子開裂前 el當混凝土開裂後,其 動度開始改變, El 牆體裂縫,其 開 裂展展混凝土擠碎破壞此為第二轉點-強度迅速地衰減,最終導致 BC 牆剪力強度發生後,其 勁度點;當 RC 牆剪力強度發生後,其 勁度跑速震力的能力即為崩塌點,其 分析模型以一負斜率之斜線模擬此行為。



3.4 構件之非線性塑鉸遲滯模型

非線性動力歷時分析為反覆載重,對 於構件的非線性塑鉸必須明確定義其遲滯 行為, 包含卸載 (unloading) 和 再 加 載 (reloading) 的特性,必須針對不同的構件 形式選定合適的遲滯模型(hysteresis model)以描述構件消能行為。本研究建議 RC 柱採用 Pivot 遲滯模型,其在卸載和再 加載時,力-位移曲線皆會指向特定的參考 點(P1~P4、PP2 和 PP4),將這些參考點稱 為「支點」(pivot point), 並以參數 $\alpha \land \beta$ 定義這些支點,便能描述非線性塑鉸的遲 滞行為(圖四)。由於 RC 柱之遲滯行為因其 破壞模式而有不同性質,因此凌于哲(2019) 建議對不同的非線性塑性鉸在選定 Pivot 遲滯模型時,計算 α 和 β 值可依照下式進 行計算:

$$\alpha = a \times \left(\frac{N}{A_g f_c^{'}}\right)^b \times \left(\frac{\rho_\ell f_{y\ell}}{f_c^{'}}\right)^c \times \left(\frac{\rho_\ell f_{y\ell}}{f_c^{'}}\right)^d + e \le 10 \dots (1)$$

$$\beta = a \times \left(\frac{N}{A_g f_c}\right)^b \times \left(\frac{\rho_\ell f_{y\ell}}{f_c}\right)^c \times \left(\frac{\rho_\ell f_{yt}}{f_c}\right)^d + e \le 1..(2)$$

其中, a、b、c、d、e 五個參數,對於不同 的非線性塑性鉸可依凌于哲(2019)建議帶 入式中計算α和β。另外,對於 RC 梁與 RC 剪力牆之撓曲塑鉸和剪力塑鉸本研究 建議皆採用 Takeda 遲滯模型。



圖四 Pivot 遲滯模型 (CSI, 2017)

四、性能目標

參考行政院之建築物實施耐震能力評 估及補強方案,有關耐震能力評估及補強 基準之規定:「建築物亦得以性能目標作為 耐震能力之檢核標準,確保該建物在工址 回歸期 475 年之設計地震力下所需達到之 性能水準」。配合此一基準,建議可採用之 性能目標分為整體及構件準則,分述如下。

整體準則:參考校舍手冊定義結構物 耐震性能目標,針對 I=1.25 結構,建議任 一樓層之最大層間變位角不得大於 2%;針 對 I=1.5 結構,則應要求其具有較高之性能 水準,故規定任一樓層之最大層間變位角 不得大於 1.0%。若針對 I=1.0 結構,則任 一樓層之最大層間變位角不得大於 2.5%。

構件準則:為避免垂直承載構件若發 生嚴重破壞,恐導致結構物發生連鎖性倒 塌,故對於構件所採用之性能準則,應以 垂直承載構件不得發生軸向破壞或完全喪 失側向強度。

五、結論與展望

中高樓建物具有人口密度高集中之特 性,一旦發生災變,人命財產損傷相較低 矮建物大得多。2018 年 0206 花蓮地震係 僅芮氏規模 6.0 之中型地震,卻也造成 4 棟中高樓建物倒塌,且還是發生於地震頻 驚的花蓮地區,可知既有中高樓建物耐震 問題從未被有效解決。為有效解決前述課 題從未被有效解決。為有效解決前述課 題資料庫,提出易於執行之非線性動力分 析方法,供國內外產學研界共同參考使用, 窒能更有效釐清既有建物耐震能力不足疑 慮,作為後續耐震能力提升之依據。

參考文獻

- Li, Y. A., Weng, P. W., and Hwang, S. J., (2019) "Seismic Performance of RC Intermediate Short Columns Failed in Shear," ACI Structural Journal, Vol. 116, No. 3, May. 2019, pp. 195-206.
- 2. Malhotra, P. K., (2003) "Strong-Motion Records for Site-Specific Analysis," Earthquake Spectra, Vol. 19, No. 3, pp. 557–578.
- Weng, P. W., Li Y. A., Tu Y. S., and Hwang S. J., (2017) "Prediction of the Lateral Load-Displacement Curves for Reinforced Concrete Squat Walls Failing in Shear," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 143, No. 10.
- 麦于哲,(2019)「鋼筋混凝土柱遲滯迴 圖之模擬研究 A Study on Hysteresis Modeling of Reinforced Concrete Columns」,碩士論文,臺灣大學,台北, 118頁。
- 5. 劉勛仁、簡文郁、張毓文,(2020)「台 灣泛域工址設計用實測地震歷時篩選 研究」中華民國第十五屆結構工程研討 會暨第五屆地震工程研討會,編號: 11143,台南。
- 謝瑋桓、盧煉元、蕭輔沛、湯宇仕、黃 尹男,(2018)「中高樓結構機率式倒塌 風險評估法之應用研究」,結構工程,第 33卷,第2期,第89-120頁。

創新鋼筋混凝土連接梁耐震行為研究

林敏郎1 黄昭勳2 林敏沁3

摘要

本研究進行鋼筋混凝土連接梁之耐震性能研究,研發具備良好耐震性能且同時具有容易施工特性之鋼筋混凝土連接梁。短跨度之鋼筋混凝土連接梁容易發生剪力破壞及主鋼筋的握 裹滑移破壞。因此提出兩種不同之連接梁耐震性能提升方案。第一種方案為在採用傳統梁配 筋之連接梁內部置入提供剪力強度之片狀鋼板;第二種方案則是對傳統配筋連接梁以鋼筋混 凝土進行包覆處理。但梁的端部有保留縫隙,為使包覆混疑土僅可提升原梁斷面的剪力強度 及主鋼筋的握裹強度,但不提升原梁斷面之彎矩強度。由試驗結果發現,兩種方案在剪力破 壞及握裹破壞均可有效控制,並且能夠避免後期側力強度的衰降速度,試體的塑性鉸主要發 生在梁的端部,屬於理想的撓曲破壞。

關鍵詞:連接梁、剪力鋼板、剪力容量、剪力需求、握裹容量、握裹需求、 雙層箍筋、外包覆混凝土

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[1] 規範及美國 ACI 318 規範[2],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。

先前研究已測試不同跨深比連接梁下 之鋼板復合連接梁行為,結果顯示此方案 確實可有效提升連接梁之剪力強度,避 或近費力破壞之發生;但在跨深比愈免 或證體,最終破壞接容易發生主筋握裏的 的情形,使用連接梁之強度下降,韌 也受到影響。若能經由置入鋼板及 現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。

本次針對連接梁置入鋼板後,雖避免 剪力破壞、但仍可能發生握裹破壞的問題 進行研究與提出修正設計方案,於本研究 將製作四組不同跨深比之鋼板複合鋼筋混 凝土連接梁試體並進行反覆載重試驗,鋼 板複合鋼筋混凝土主要探討可能影響主筋 握裏強度之參數包括主筋號數及箍筋間距 等,外包覆混凝土則是探討設置雙層箍筋 及外包覆混凝土在耐震行為的影響。此兩 種方案若可證實具有良好的耐震行為,將 可做為取代施工困難之傳統對角向配筋型 式之方案,做為工程師設計短跨連接梁或 一般短跨鋼筋混凝土梁之替代方案。

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 公分及150公分作為梁之淨長度。

本研究共設計兩座跨深比2及兩座跨 深比3之連接梁試體,皆以無軸壓方式進 行反覆載重測試,CB2-1 與CB3-1為置入 梳狀切削鋼板試體,以4陳豈宏CB20SW3 為模型,梁斷面為30cm×50cm,梁長100cm

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

及150cm,跨深比為2及3,兩座試體鋼 筋配置皆為直通主筋為 12 根#6-SD420、 橫向繫筋為#4-SD420、箍筋為#3-SD420, 間距為 10cm;邊界柱主筋為 6 根 #7-SD420、箍筋為#3-SD420,間距6cm; 混凝土強度 42MPa,本試驗主要針對縮小 主鋼筋號數、縮減箍筋間距及增加繫筋為 主要變數。CB2-2及C3-2為包覆混凝土試 體,梁段前後5公分處保留標準斷面,30cm ×50cm,中間段為擴斷面,45cm×65cm, 梁長 100cm 及 150cm, 跨深比為 2 及 3, 兩座試體鋼筋配置皆以 CB20SW1 試體的 直通鋼筋 6 根#8-SD420、横向繫筋 #4-SD420、箍筋#3-SD420、間距十公分作 為標準斷面,並於中段再置入第二層 箍筋 及繫筋, 觀察實驗後期破壞是否能夠有效 避免剪力及握裹的破壞,以及其韌性發展 之結果。

試體編號	斷面配筋	鋼板面 積比	鋼板厚度	鋼板 錨 長度
CB20SW3		1.33%	t=1.0cm(切削 50%)	45cm
CB2-1	8777		t=1.0am	
CB3-1		1.33%	t=1.0cm (切削 50%)	45cm
試體編號	斷面配筋	原斷面 尺寸	擴斷面	尺寸
CB20SW1		30*50cm		
CB2-2				
СВ3-2		30*50cm	45*65	ōcm

表一 試體設計參數

表二 各試體尺寸圖



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 一。



圖一 試驗佈置圖

為了模擬地震反覆作用,本試驗參考 ACI 374.2R-13[4]之加載方式,每個層間變 位進行兩個迴圈,層間變位依序為 0.25%、 0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、 3%、4%、5%、6%、7%、8%、9%及 10%, 試驗加載歷時如圖二所示。



四、試驗結果與討論

各試體之載重與位移遲滯迴圈如圖三 所示;將每個層間位移第一迴圈之極值繪 製成包絡線,並且計算出各試體極限層間 位移,如圖四所示,各試體之初始勁度值 列於表三,各試體破壞情形如圖五。

標準試體 CB20SW1 之極限層間位移僅 達 2.22%(負向),顯示傳統配筋之連接梁試 體位移韌性表現差,能量消散能力亦最差。

針對梳狀切削鋼板試體,在跨深比 2 的部分與去年4陳豈宏標準試體 CB20SW1 以及切削鋼板 CB20SW3 比較,試體 CB20SW3 最大強度點約在層間位移 2%,最大側力強度為 760.8kN,CB2-1 最 大強度則是落在 3%,側力提升約 4%與 CB20SW3 相近,相比標準試體最大側力 強度提升約 40%;從極限層間位移方面, 配置鋼板試體 CB2-1 比標準試體提升 2.46 倍,比試體 CB20SW3 提升約 1.73 倍;能量消散方面,在完成 7%層間位時, 累積能量消散為 CB20SW3 之 1.5 倍。由 此可知標準試體配置鋼板後必須考量握裹 的部分,才能使側力提升的狀況下,後期 強度不快速衰降,使鋼板能力完全發揮。

針對包覆混凝土試體,在跨深比2的 部分以CB20SW1為原型於梁中段加入 雙層箍筋包覆混凝土,使剪力需求不變的 情況下,提升剪力容量。試體CB2-2最大 側力強度為861kN約為CB20SW1的 1.5倍左右;從位移能力方面來看,試體 CB2-2極限層間位移為5.81%,約為標準 試體之 2.1 倍;能量消散方面,在完成 5% 層間位時試體 CB2-2 累積消散能量為 CB20SW1 之 2.25 倍左右,最大側力強度 提升也導致累積消散能量提升。由以上分 析結果可得知於梁中段配置雙層箍筋包覆 混凝土能有效提高其層間位移,並且提升 最大側力強度及使累積能量提升。

而由各試體之強度衰降顯示, CB20SW1 在層間位移 3%前,試體最大強 度發揮,並無明顯衰降情形,在層間位移 4%之後觀察到標準試體強度快速衰降至 60%以下,而配置切削鋼板試體以及包覆 混凝土試體則維持在最大側力強度 80% 以上,後期衰降也較為平緩;由初始勁度 可知,配置梳狀鋼板切削面積 50%鋼板之 CB2-1 初始勁度為 84.7kN/mm 與標準試體 相比提升 3%,CB2-2 包覆混凝土試體的初 始勁度則是為 81.1 kN/mm,相比標準試體 低了約 0.6%,由此可知無論是置入鋼板或 是包覆混凝土的初始勁度較無影響。

試體 CB20SW1 破壞主要發生在梁 身,屬於剪力破壞,邊界構材保留完整; CB20SW3 試體破壞發生在梁身,前期為曲 破壞,後期則轉為握裹破壞。CB2-1、 CB3-1、CB2-2 及 CB3-2 試體破壞狀況皆為 梁與基礎連接處損壞,核心混凝土保持完 整,且在梁端產生塑鉸,屬於撓曲破壞。

表三 各試體初始勁度

	初始勁度(kN/m			
Specimen	正向	自向	平均	配置鋼
speemen	山島切線	贝内切娘	- 巧 勁度	板勁度
		07 W.C	JA/X	提升
CB20SW1	82.4	81.1	81.7	-
CB20SW3	80	84.2	82.1	+0.5%
CB2-1	85.8	83.6	84.7	+3.0%
CB2-2	82.9	79.3	81.1	-0.6%
CB3-1	62	60.8	61.4	_
CB3-2	50.3	50.7	50.5	-



-10-5 -5 -6 -4 -2 0 2 4 6 8 10 Drift Ratio(%)

圖三 各試體強度與位移轉角關係圖



圖四 各試體包絡線





CB3-1





圖五 試體破壞情形

五、結論與展望

綜合實驗結果證實,本研究所提的兩 個鋼筋混凝土連接梁方案均具有良好的耐 震性能表現,可供工程實務應用之參考。

参考文獻

- 中國土木水利工程學會,「混凝土設計規範與解 說(土木 401-100)」, 2011。
- 2. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-14), American Concrete Institute, Farmington Hills, 2019.
- 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. ACI Committee 374, Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, 2013.

纖維斷面模型於 ETABS 的應用研究

周德光¹ 劉郁芳²

摘要

以套裝軟體 ETABS 探討以纖維斷面替代非線性鉸,並模擬 TEASPA 的 RC 構件背骨曲 線,具有軸力彎矩互制及自由設定遲滯迴圈規則的功能,同時以國震中心南部實驗室兩 座三層樓及七層樓結構比較纖維斷面模型與非線性鉸模型的分析結果。分析結果顯示, 基於纖維斷面模型的整體結構非線性動力分析高效可行,將實驗值、非線性鉸及纖維斷 面模型互相比對,顯示纖維斷面模型能反映 PM 的軸力彎矩互制,而且下降段的收斂性 比非線性鉸模型好,並可進行非線性動力分析,彌補 PM 非線性鉸於 ETABS 中無法自由 設定遲滯行為之缺點。此外基於 TEASPA 所得之纖維斷面模型,其三層樓與七層樓構架分 析結果顯示與實驗值有一定程度的準確性,適合使用於軟弱底層建築及中高樓層建築的 耐震評估程序。

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

目前我國工程師常用的 TEASPA 耐震 詳細評估方法[1,2],係採用 TEASPA 的混凝 土結構非線性模型,並運用非線性側推分 析來求得建物結構的容量曲線,即建立結 構基底剪力與屋頂位移的關係曲線,再依 據建物的性能需求,設定性能目標點於容 量曲線上,再經由容量震譜法(Capacity Spectrum Method)[3], 尋求具有性能目標 點之屋頂位移反應之性能目標地震,此性 能目標設計地震以地震反應譜及地震歷時 最大地表加速度來呈現,若性能目標地震 大於 475 設計地震則表示此建物具有足夠 的耐震能力,反之則此建物需補強其耐震 能力。TEASPA2.0[4]使用 M3 非線性鉸, TEASPA3.1 版[5]後改用軸力彎矩互制的 PM 非線性鉸,也因而解除了樓層數的限 制,獲得營建署的認證。對於中高樓層建 築的耐震評估,國內目前仍採用非線性靜 力側推分析,但隨著樓層越高,分析的誤 差也越高,有必要以非線性動力分析加以 檢核建物的耐震性能;然而一般套裝軟體 無法自由設定 PM 非線性鉸的遲滯消能模

式,因此本研究探討以纖維斷面(fiber section)替代非線性鉸,並模擬 TEASPA 的 RC 構件之背骨曲線,具有軸力彎矩互制及 自由設定遲滯消能模式的功能。

針對國震中心南部實驗室之三層樓與 七層樓構架試體[6]建立其纖維斷面模型, 依據單柱側推分析為基準,使構架模型能 依據單柱側推分析建立其纖維斷面模型, 並採用國震中心所開發之 TEASPA 耐震評 估程序,所得之纖維斷面模型能充分符合 TEASPA 的非線性模型。並以纖維斷面模型 之三層樓與七層樓構架,進行非線性動力 分析後得整體結構反應,與實驗值、非線 性鉸、纖維斷面模型互相比對,基於 TEASPA 所得之纖維斷面模型,其三層樓與 七層樓構架分析結果顯示與實驗值有一定 程度的準確性。本文採用國震中心技術手 冊第二版[4]的建議,設定構件的彎矩非線 性鉸,並以套裝軟體 ETABS[7]執行非線性 動力分析。

二、纖維斷面介紹

纖維單元模型又稱斷面離散單元

¹ 國家地震工程研究中心副技術師

² 國家地震工程研究中心助理研究員

(Discretized-Section Model),是鋼筋混凝土 構架結構非線性分析中最為細化並接近實 際結構受力性能的分析模型,應用範圍較 廣;其原理是將構件縱向分割成若干段, 以每一段中間某一斷面的變形代表該段的 變形,在此斷面上又劃分成若干混凝土纖 維和鋼筋纖維,纖維單元的受力狀態僅為 一維,依據平斷面假定來確定纖維的應變, 通過沿斷面的各子塊或層的積分得到斷面 的內力和相應變形之間的廣義剛度關係, 然後得到構件單元的勁度矩陣

ETABS 提供梁柱纖維斷面模型[7],對 於梁纖維斷面模型只考量斷面一個方向的 纖維劃分,因此只能考慮單向的壓彎互制 作用(P-M),斷面扭轉、剪力及平面外彎曲 假定為彈性,專用於模擬梁斷面的單向非 線性彎曲;至於柱纖維斷面模型則可以考 慮兩個方向的纖維劃分,因此可以考慮雙 向的壓彎互制作用(P-M-M),同樣斷面扭轉、 剪力皆假定為彈性,主要用於柱斷面的雙 壓彎模擬。

ETABS 中,先定義非線性應力-應變曲 線(對於材料纖維),及其對應的遲滯模型, 之後再定義所需纖維斷面之柱或梁斷面鋼 筋,再由 ETABS 程式中可根據設定之斷面 及其配筋,可自動生成纖維斷面鉸,及自 動分配纖維鉸於斷面上,此種纖維鉸為 Fiber P-M2-M3,將構件的力與變形關係與 材料的應力與應變關係聯結起來。故可同 時考慮軸力和彎矩的互制關係及建構遲滯 消能行為,理論上有較高的精度,特別適 用於軸力變化較大的情況,如中高樓層建 物;但其缺點為工作量較大,耗費大量計 算時間。

三、單柱試驗

國震中心製作三層樓與七層樓非韌性 配筋之兩座鋼筋混凝土立體構架試體,其 一樓挑高,一樓與二樓僅有柱,未設置任 何牆體,三樓以上樓層則於短向兩外側設 置鋼筋混凝土牆,凸顯軟弱底層之特性, 探討臺灣典型複合使用之中高樓層建築物 於近斷層地震作用下之耐震性能。進行三 層樓與七層樓振動台實驗前,應瞭解結構 桿件之力學性質,故以相同之斷面尺寸及 鋼筋配置製作2支柱構件試體,利用國震 中心臺北實驗室之多軸向測試系統(MATS) 進行反覆載重試驗[6]。其中2支柱構件 試體,分別為單柱試體A柱(30×30 cm)及 B柱(30×75 cm),以下分別就個別單柱試 體進行單柱試體非線性鉸模型與纖維斷面 模型比對。A柱之纖維斷面模型之側推容 量曲線與單柱試驗遲滯迴圈比較見圖一, B柱之纖維斷面模型之側推容量 柱試驗遲滯迴圈比較見圖二,可發現纖維 模型不論在容量曲線或遲滯迴圈皆與試驗 值相當接近。



圖一 單柱試體A柱容量曲線與試驗值遲 滯圈繪圖比對



圖二 單柱試體 B 柱容量曲線與試驗值遲 滯圈繪圖比對

四、三層樓構架試體

國震中心製作一座三層樓非韌性配筋 之鋼筋混凝土立體構架試體[6],其一樓挑 高,一樓與二樓僅有柱,未設置任何牆體,
三樓則於短向外側設置鋼筋混凝土牆,凸 顯軟弱底層之特性,探討臺灣典型複合使 用之中高樓層建築物於近斷層地震作用下 之耐震性能。國震中心南部實驗室對於此 三層樓試體正式公開進行的地震測試[6] 有四組,依序為民國 106 年 7 月 28 日的 0728 TCU052 350gal 近域地震及 0728 CHY047 420gal 遠域地震及民國 106 年 8 月 9 日的 0809 TCU052 800gal 及 0809 TCU052 1000gal, 地震紀錄名稱後的 PGA 值為目標設定值,實際振動台輸出略有差 異;設定該構架試體地震歷時分析順序, 三層樓構架試體除自重外,地震歷時分析 先進行 0809TCU052 800gal 及其 1000gal, 再以此震後試體做為原型試體,再正式連 續進行四組地震測試[11]。對於三層樓構 架試體之非線性鉸模型及纖維斷面模型, 依照上節所述之輸入地震順序,以 ETABS 分別針對三層樓結構的非線性鉸模型及纖 維斷面模型進行非線性動力分析,兩種模 型分析值之屋頂位移歷時紀錄比對,取小 震 TCU052 350gal 及大震 TCU052 1000gal 如圖三與圖四所示。



圖三 TCU052_350gal 屋頂位移比較圖



圖四 TCU052_1000gal 屋頂位移比較圖

五、七層樓構架試體

國震中心除製作一座三層樓非韌性配 筋之鋼筋混凝土立體構架試體[6],由於振 動台實驗試體具軟弱底層,研判主要破壞 應集中於下部樓層,上部樓層之損傷應較 輕微甚至無損,可重複使用。考量國震中 心南部實驗室之天車承載容量,且鋼筋混 凝土試體製作費用龐大,故導入試體模組 化之概念,將振動台實驗試體區分為 Type A、Type B 及 Type C 共三種型式單元模組, 其中 Type A 可自由地與另外兩種型式之 模組結合。以三層樓振動台實驗試體為例, 其為一個 Type A 單元模組與一個 Type C 單元模組結合而成。除此之外,可配合不 同之實驗需求,組裝為五層樓或七層樓, 甚至九層樓之振動台實驗試體。之後國震 中心組裝完成七層樓構架試體並進行後續 相關試驗。參考七層樓非韌性配筋之鋼筋 混凝土立體構架試體盲測分析試驗[12], 採用試驗設定的 CHY015 及 CHY063 测站 地震歷時與最大地表加速度 PGA[12]。設 定地震歷時分析順序為,除自重外,接著 依序地震歷時輸入為 CHY015 70%、 CHY063 _50% \ CHY063 _100% \ CHY063 150%及 CHY063 200%; 地震歷時事件名 稱 CHY015 為遠域地震, CHY063 為近域地 震。以 PERFPRM-3D 分別針對七層樓結構 的非線性鉸模型及纖維斷面模型進行非線 性動力分析,兩種模型分析值之屋頂位移 歷時紀錄比對,取小震 CHY015 70%及大 震 CHY063 150% 如圖五與圖六所示。



圖五 CHY015 70% 屋頂位移比較圖



圖六 CHY063_150%屋頂位移比較圖

六、結論

本文依據A與B雙曲率柱的纖維斷面 模型與 TEASPA 彎矩非線性鉸模型的側推 分析,調整纖維斷面模型的材料參數,以 使兩者的容量曲線一致,再以此做為A與 B 柱的纖維斷面模型,分別針對三層樓及 七層樓結構構架,分別以選定的遠域及近 域地震紀錄進行非線性動力分析,對各樓 層質心點之加速度、位移、樓層層間變位 角,分別對非線性鉸、纖維斷面模型與實 驗值進行比對,用以探討比對纖維斷面模 型的合理性與準確性,綜合分析結果可得 到以下結論:

1.單柱試體纖維斷面模型比對於試驗值
 不論是背骨曲線或遲滯迴圈皆與試驗數據
 相當接近。

2.在中小地震三層樓與七層樓構架的非線性鉸模型與纖維斷面模型分析結果相當接近,於較大的近域地震作用時,分析結果開始有較較明顯差異出現,非線性鉸模型與纖維斷面模型分析結果與試驗仍具有相當程度的接近。

3.纖維斷面將構件的力與變形關係與材料的應力與應變關係聯結起來。可同時考慮軸力和彎矩的互制及建構遲滯消能行為,有較高的精度,適用於軸力變化較大的情況如中高樓層建物。本文業界普遍使用之套裝軟體ETABS,對於柱斷面的纖維採用其ETABS程式自動生成,不論是於學術研究或工程實務案例,具有便利與精確性。

參考文獻

- 「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估 分析方法(推垮分析)」,國家地震工程研 究中心報告,NCREE-09-015,台北,2009。
- 「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第 三版」,國家地震工程研究中心報告, NCREE-13-023,台北,2013。
- Applied Technology Council (ATC), ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, prepared by the Applied Technology Council, Redwood City, Calif., 1996.
- 「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報告, NCREE-09-023,台北,2009。
- 5. 「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 報告,NCREE-18-015,台北,2018。
- 「三層樓 RC 試體構架振動台實驗、量測、 監測識別與非線性動力分析模擬」,國家 地震工程研究中心報告,NCREE-19-004, 台北,2019。
- CSI, ETABS: Integrated Building Design Software, Version 2016, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, 2016.
- 「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報告,NCREE-08-023,台北,2008。
- Laura N Lowes., and Carson Baker, Recommendations for Modeling the Nonlinear Response of Slender Reinforced Concrete Walls Using PERFORM-3D, SEAOC 2016.
- Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, M., Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley & Sons, New York, 1996.
- 11. 「TEASPA 纖維斷面模型的非線性動 力分析研究」,國家地震工程研究中心報告,NCREE-20-012,台北,2020。
- 12. Blind Analysis Contest on a 7-story Reinforced Concrete Building under Nearfault Earthquakes 2018~2019, Taiwan Tainan https://www.ncree.org/conference/index.as px?n=C20180501A0

资料科学方法於橋梁长期监测技术应用研究

陳俊仲1 李柏翰2 江奇融3 蕭勝元4

摘要

人工智慧和大數據分析技術目前已逐漸在許多領域研究發展,產業實務上的應用效 益和市場需求面也越來越顯著,如何將大量的資料庫數據,透過適當的資料科學方法, 轉化為可輔助判別的資訊已成為研究顯學。資料科學方法是屬於跨領域的應用技術,基 本知識領域主要包括統計科學方法、資訊分析程序建構技術和專業資料處理與資訊判別。 本文簡要說明有關資料科學方法於橋梁長期監測技術應用初步研究架構,研究目的為應 用資料科學方法,針對橋梁長期監測數據和現地相關檢測或試驗資料,進行資料分析研 究,萃取結構監測回饋的關鍵訊息,並將長期監測系統輕量化,以資料科學監測管養思 維,建構代表性的資料科學模型結合輕量化感測系統,期使橋梁維管單位能在有限之管 養資源條件下,讓橋梁維護管理作業效益提高,並且讓現地橋梁監測資料收集時間,可 配合橋梁服務年限使用需求延續。

關鍵詞:橋梁結構、長期監測、資料科學、健康診斷

一、 前言

橋梁是維持社會運輸動脈非常重要的 基礎設施結構,因應資訊科技的蓬勃發展, 許多先進國家,於重要橋梁結構逐步投入 管養資源,安裝現地橋梁長期監測系統, 進行結構健康診斷技術應用和相關研究。 不僅設置長期監測橋梁的數量增加,在每 座監測橋梁所安裝的感測器數量也越來越 多,因此收集到的橋梁長期監測資料量非 常龐大,如何有效運用收集到的橋梁長期 監測資料,提高長期監測系統產生的效益, 是目前橋梁長期監測技術上需要強化的課 題。以國內而言,近年配合交通道路運輸 以及區域經濟發展需求,有不少如景觀吊 橋、斜張橋和脊背橋等特殊橋梁新建工程 成果,在2019年10月宜蘭南方澳大橋斷 裂坍塌事件發生後,橋梁結構管養維護和
 安全監測被高度重視,因此陸續有許多特 殊橋梁,尤其是纜索橋梁都設置有長期監 測系統,進行橋梁結構狀態監測資料收集。

針對橋梁長期監測應用,資料科學分 析方法必須選定參數類別,資料處理工具 通常包括結構分析、資料回歸及結構狀態 分類等三個種類,如圖一。結構分析輸入 參數包括結構系統特性、幾何尺寸、材料 參數及邊界支承條件等,對應輸出連續性 長期監測資料可涵蓋現地和實驗室試驗資 料,傳統分析方法可建置結構分析模型進 行驗證,透過調校結構分析模型可針對結 構反應進行適當評估。其中,回歸分析為 長期監測資料收集工作常用的資料處理方 法之一,適用於探討監測資料長期變化趨 勢,用以訂定相對管養值。現地橋梁監測 項目通常包括溫度、應變、變位、傾角和 速度或加速度等物理量,皆可直接回饋於 結構安全評估方法使用。有關結構狀態分 類方法,係將結構評估結果進行結構安全 程度分級,必須仰賴大量的量測或監測數 據,並對應結構反應甚至發生破壞時的資 料進行驗證,才能獲得比較可靠的資料分 析模式,狀態分類輸出除結構安全等級之 外,亦可用於推估結構極限狀態,提早針

¹國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心副技術師

⁴ 國家地震工程研究中心副技術師

Analysis		Regression		Classification
Structural Parameters (Identifiable)	Data Sources (Measures)	Features (Input)	Responses (Output)	Results (Trends or Predictions)
			Deflection	Safety Levels
Structural Systems	Field Monitoring	(Bridges) Temperature Displacement Inclination	Displacement	(Notice value, Warning value, Action value)
	(Bridges)		Inclination	Limit States (Failure Modes)
		Temperature	Acceleration	
Geometry Dimensions	Field Monitoring	Wind		Maintenance Strategies
	(Iransmission lower)	Earthquake	Strain	(inspection Frequencies, Methods, Budget)
	Field Experiments	Vehicle Load	Deflection	
Material Properties	(Loading Tests)	Vehicle Position	Strain	Disaster Response
Boundary Conditions	Lab. Experiments	Vehicle Velocity	Acceleration	(cuelReich Action)

對可能發生的災害模式進行預判,以及因 應災害發生時的應變準備。

圖一 橋梁監測資料科學分析參數類別

二、 橋梁長期監測資料分析挑戰

橋梁長期監測系統軟硬體基本架構包 括感測、傳輸、儲存與資料處理等四大功 能,因此監測系統必須有效整合精密可靠 的硬體與軟體,才能提供完整的監測紀錄 供資料處理工作。即使建置監測系統的基 礎設施,具有可提高管理單位決策的信心, 強化維護作業運作效率,並有效降低執行 成本和減少作業風險等許多優點,然伴隨 資訊技術發展,監測系統配置的感測器數 量和感測項目類別越來越多,致使系統整 合複雜度也越來越高,後端收集到的資料 量也越來越龐大,如何在龐大的資料量中 萃取有效的資訊,是監測資料分析工作上 很大的挑戰,具體技術包括應用大數據分 析技術克服監測資料龐大和氾濫的問題, 當監測評估資訊不足時,採用可信的資料 科學方法予以補充,並採取關鍵和最佳化 的系統配置架構,提高監測系統經濟效益。 以資料科學方法觀點出發,處理監測系統 龐大的資料量,並且需考量資料多樣性和 即時性,進行監測系統數據的分析、擷取、 整合、搜尋、分享、儲存、轉換、可視化、 查詢與資訊安全,都是具有挑戰的課題。

三、 資料科學監測管養思維

建置橋梁長期監測系統是評估橋梁現 況結構安全性,以及探討橋梁使用壽命耐 久性為兩個主要目標。傳統上的技術方法 是在現地橋梁進行試驗並調查收集資料, 回饋給有限元或其他數值分析模型,搭配 結構長期檢測作業紀錄來進行。近幾年國 內也在橋梁管養作業,導入全生命週期管 養概念,即在新建橋梁興建期間即建置監 測系統,除確保工程設計和施工品質之外, 並藉由現地試驗紀錄初始橋梁結構系統特 性,供後續長期監測系統資料收集階段重 要參考。然而,長期監測系統在現地橋梁 實務應用時仍有其執行侷限,由於監測系 統必須仰賴軟硬體長期的維護作業,才能 保障監測系統功能正常運行,在橋梁管養 有限的資源下,監測系統如何彈性建置進 場,或者在監測資料收集任務完成後,適 當縮減監測系統規模甚至退場,對管理機 關有時是不易的決策項目,所幸藉由適當 的資料科學方法,對橋梁長期監測資料進 行資料科學分析,預期可提供更具體的監 測作為建議,由長期監測資料萃取監測橋 梁關鍵感測項目,和能代表實際橋梁特性 的結構構件,用於橋梁長期監測系統建置 規劃與系統規模調整的時機決策參考。

圖二為本研究提出之橋梁資料科學監 測管養思維架構,對於現地橋梁長期監測 作業,工作項目主要包括監測系統規劃建 置、結構有限分析模型建構,以及長期監 測資料收集和分析,在傳統監測專案執行 範圍內,長期監測系統收集之資料經分析 處理,確實可回饋給有限分析模型進行參 數調校,但由於現地橋梁環境或外在影響 橋梁結構反應之輸入條件是屬於動態系統, 難以採取單一有限分析模型,以解析方法 推估現地橋梁結構輸出反應。世界先進國 家也逐步在橋梁設計和管養作業流程,導 入全生命週期管養之思維,以橋梁完整服 務使用期間,可能遭遇或必要因應之重要 因素,納入規劃、設計、施工和管養等不 同階段工作內容。若於橋梁長期監測作業 進場時,納入結構現地試驗資料,即係以

橋梁生命週期管養思維之監測範圍,藉由 現地試驗資料收集,例如車輛載重試驗, 可取得實際結構反應,讓分析模型更貼近 真實結構特性,惟橋梁結構特性可能在服 務使用期間發生變化,建構之分析模型如 何適度修正反應仍是很大的挑戰。



圖二 橋梁資料科學監測管養思維架構

四、 監測資料模型建構架構

由於長期監測系統初期具有相當的建 置和後續維護成本,實務上現地橋梁監測 專案使用週期,往往礙於維管資源限制, 導致長期監測資料收集工作中斷退場,因 此研究提出以資料科學分析方法,針對現 地長期監測系統進行資料分析,篩選關鍵 感測項目,於監測系統完成初期階段資料 收集後,僅保留關鍵感測器,讓監測系統 輕量化,同步應用監測系統建置初期具全 面性的資料,建構資料科學模型,提供分 析評估橋梁服務使用狀態資訊,資料科學 模型特性也可保持資料動態修正回饋機制。 圖三說明有關橋梁監測資料科學模型建構 内容和項目,工作項目分為三個階段,第 一階段為資料前處理與分類標籤,該階段 在資料科學方法應用上,技術工作量占比 最高,概估至少70%以上,會隨著分析處 理的資料複雜度和資料量有關,第二階段 為資料科學分析模型建構,此階段由於開

源程式的普遍性,有不少開發資源可供實 作使用,不過依照特性場域資料仍須有客 製化的模型,因此,結果解析和模型調校 屬於資料科學模型建構第三階段工作項目, 本研究將嘗試多種資料科學模型,進而擬 定適用橋梁長期監測資料分析之模型。



圖三 橋梁監測資料模型建構內容和項目

五、 技術應用研究構想

為將資料科學方法落實於技術應用, 本研究規劃相關試驗研究,分析流程和配 置規劃如圖四,藉由現地橋梁長期監測系 統案例及實驗試體載重試驗,可取得相當 數量的量測資料,並應用合適的資料科學 分析方法進行研究。現地監測資料主要以 環境溫度變化為輸入參數並搭配現地車輛 載重試驗結果,實驗室載重試驗則可確實 掌握施加載重值和加載作用位置和條件, 並量測精確的結構試體反應,除了採用傳 統有限元分析方法,建置結構分析模型進 行解析解分析之外,載重試驗也可由結構 力學影響線分析,取得對應施加載重作用 條件下的解析解,和結構分析模型及試驗 量測資料對照進一步探討。而資料科學方 法可執行回歸演算和分類演算,針對收集 的監測資料或量測資料進行分析,需先針 對資料整理做篩選,並擬定適用的資料科 學分析方法,由演算分析程序訂定有關橋

梁結構安全對應的關鍵量測參數,進而擬 定評估橋梁安全防災量化指標流程。



圖四 試驗分析流程和配置規劃

研究設計規劃一組載重試驗技術研發 平台,平台硬體構件包括台車試驗滑坡車 道以及試驗橋梁試體,如圖五。試驗平台 可進行雙向車道配置之台車靜態載重和動 態載重試驗,靜態載重試驗可配置多種不 同載重之試驗台車,選定橋梁試驗加載的 位置並進行靜態資料量測收集。動態載重 試驗部分,則是於滑坡段上方設置滑輪系 統,利用滑輪系統和坡道段後方之配重塊 裝置,將給定載重之台車連結一鋼索,藉 由鋼索拉升台車,至滑坡段特定高程並固 定,試驗時採用脫鉤釋放器,讓試驗台車 脫離鋼索,台車會以重力自由滑下行駛進 入試驗橋梁之試驗段車道,利用重力位能 轉換動能之原理,可以計算特定高程台車 自由滑落進入試驗段坡道的車速。

藉由試驗數據資料收集分析,可檢驗 並訓練資料科學分析模型,擬定適用於橋 梁監測場域使用的架構,以實驗室試驗為 例,目前量測參數包括滑車速度、橋梁結 構變位和構件應變,並搭配相關結構減振 元件如調諧值量阻尼的掛載,可分析結構 承載特徵並進一步探討各量測參數重要性 和關聯性,即應用資料科學方法萃取關鍵 監測資料,提出調整監測量測項目的建議。

六、 結論

本研究為應用資料科學方法,使用橋 梁長期監測數據和現地相關檢測或試驗資 料,進行資料科學分析方法應用研究。目 的為萃取結構監測回饋的關鍵訊息,將長 期監測系統輕量化,提出資料科學監測管 養思維,建構代表性的資料科學模型結合 輕量化感測系統,有助管養單位擴散建置 監測系統之效益,並精進生命週期管養作 為。此外,資料科學分析將有利於探究監 測系統基本規格與標準,可供擬定橋梁監 测技術手冊或準則參考,本研究同時預期 結合國內基礎設施強震監測站建置技術發 展,回饋結構系統健康診斷與安全評估技 術研發,提供永續防災服務。有關橋梁監 測資料科學模型建構內容和項目,將持續 針對各項目擬定方法和流程,回饋現地橋 梁長期監測技術研發工作。



圖五 載重試驗滑坡車道和試驗初步分析

參考文獻

1. Cremona, C. and Santos, J., "Structural Health Monitoring as a Big-Data Problem", Structural Engineering International, 2018, 28:3, pp. 243-254.

脊背橋振態振形之系統識別

李政寬1 洪曉慧2 許家銓3

摘要

西濱快速道路一座位於桃園永安漁港之脊背橋,其大梁上設置有光纖加速度計,本 文應用訊號處理技巧,分析橋梁結構之振態頻率與振態振形,之後並與原結構設計之數 值相比較。研究結果顯示,現地橋梁振動訊號所識別之第一振態,與原結構設計之第一 振態相當近似。就第一模態而言,設計構想與實際工程差異不大。

關鍵詞:系統識別、訊號處理、結構模態分析、光纖監測

一、前言

二、結構設計之橋梁模態

按結構設計圖說,於 Midas 結構分析 平台上建立模型,能得到橋梁的振態與振 頻,如圖二所示。

三、主梁的光纖加速度計佈設

WH10A 脊背橋為單斜塔不對稱橋梁, 北跨長 70m,南跨長 90m,雙跨各自以等 間距地佈設三個光纖加速度計於其中央箱 室梁,如圖三與圖四所示,用以記錄主梁 的振動訊號。其中符號 N 表示北跨;符號 S 表示南跨。



圖一 WH10A 脊背橋地點與造型外觀



圖二 脊背橋結構分析之前二振態

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



圖三 光纖加速度計佈設於主梁示意圖



圖四 光纖加速度計佈設於主梁實照

四、訊號處理方法

茲考慮兩組時間序列 x[n]與 y[n] 訊號, 其中 0 ≤n<N。將時間訊號作離散富利葉變 換(Discrete Fourier Transform),可得到頻 譜序列 X[k]與 Y[k]訊號,如下

$$X[k] = \sum_{n=0}^{N-1} e^{-j\frac{2\pi nk}{N}} x[n]$$
(1)
$$Y[k] = \sum_{n=0}^{N-1} e^{-j\frac{2\pi nk}{N}} y[n]$$
(2)

其中 0 ≤k<N∘X[k]與 Y[k]均為複數(Complex number),即

 $X[k] = \operatorname{Re}(X[k]) + \operatorname{Im}(X[k]) \cdot j \qquad (3)$

$$Y[k] = Re(Y[k]) + Im(Y[k]) \cdot j$$
 (4)

茲定義 Z[k] 如下式,

 $Z[k]=Re(X[k])\times Re(Y[k])+Im(X[k])\times Im(Y[k])$ (5)

式(5)能將同特徵頻率與同相位或反相位 之頻譜訊號 X[k]與 Y[k]檢視放大。

五、量測訊號分析

茲取 2021 年 10 月 24 日 13:11 宜蘭縣 南澳鄉號地震(規模 6.5),地震前後 13:06 與 13:16 二筆資料,每筆資料為1分鐘, 對主梁振動行為進行模態参數識別。因預 期 S3 振動訊號最大,故令 S3 為正相位, N1、N2、N3、S1、S2 的模態振形是正相 位亦或反相位,全憑方程式(1)~(5)分析結 果來判斷,若為正號則表示與 S3 同相位, 若為負號則表示與 S3 反相位。

圖五、圖六、圖七為分析結果,數據 彙整陳列於表一以及表二。將表二振形數 值進一步處理如圖八、圖九,以方便視覺 化地比較結構分析與識別量測數值之間雷 同與差異。以上的分析可察知,第一模態 振頻與振形方面,地震前後二筆資料識別 結果與結構設計預期的参數,將當接近; 第二模態振頻與振形方面,地震後該筆資 料識別結果與結構設計預期的参數,雖有 差異但仍相似。

六、結論

對橋梁結構而言,傳統單筆加速度資 料的富利葉分析方法,不僅缺少空間點位 之間的相位訊息,且能譜中的「區域內多 極值現象」在擇定振頻時,時常造成困擾。 本文所建議的雙筆時間序列訊號處理技巧, 能快速地檢驗橋梁的振態参數,包括振頻 與振形。案例分析顯示,橋梁第一模態振 頻與振形,現地資料的識別結果與結構設 計預期参數相當吻合。

參考文獻

- 1. Anil Kumar Chopra (2009), "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice Hall / Pearson Education, India.
- Ray W. Clough and Joseph Penzien (2003) "Dynamics of Structures", 3rd Edition, Computers & Structures Inc., California, USA.

2					ACC-	N1 ⁻
2	1	-0.4	465	1	1	1
0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
2	1	1		-	ACC-	N2
2	1	-0.6	492	1	hee	
0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
2	1	1		1	ACC-	N3 ⁻
-2	1	-0.4	1839			
0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
2	I	1.3	468	1	ÁCC-	S1
-2 -						
0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
2	1	2.4	851	1	ACC-	S2 /
-2 -	1	1	1	1		1
0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
2		2.8	508	1	ACC-	S3
-2		1				
0	0.5	1	1.5	2	2.5	3

5	1	' -1.	0452	ACC-N1	1	
-5-	1	L	1	1	1	-
0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
5 E	1	-1.	7236	ACC-N2	1	3
-5-	11	L.	Ĩ	1	1	
0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
5	3.	-1	36371	ACC-N3	1	3
-5-	1	i.	1	1	1	1
0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
5 E	1	3.3	309	ACC-S1	1	¹
-5-	1	1	1	1	1	- 21
0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
5 E _	1	6.0	5494	ACC-S2	1	1
-5-	1	1.	1	1	3	
0	0.5	1	1.5	2	2.5	3
5	1	7.1	574	ACC-S3	1	1
-5-	1	E.	1	1	1	6
0	0.5	1	1.5	2	2.5	3

圖五 地震前主梁第一模態頻 圖六 地震後主梁第一模態頻 譜強度相位 (橫座標 Hz,縱座 譜強度相位(橫座標 Hz,縱座 標強度與相位)

標強度與相位)

1	1	1		ACC-N1	h	0.5661
		1	V		1	
0	0.5	1	1.5	2	2.5	
-	1	1		ACC-N2	1	0.7117
	1	T.	V		1	
0	0.5	1	1.5	2 1	2.5	1
	1	1		ACC-N3	1	0.4588
	1	1	V	1 1	1	1
0	0.5	1	1.5	2	2.5	
	1	1	M	ACC-S1	1	1
		1	1	1	1	0.0830
0	0.5	1	1.5	2	2.5	
1	1	1	11	ACC-S2	~ 1	0.2209
	1	1	1			i
0	0.5	1	1.5	2 1	2.5	1
-		T	1	ACC-S3	1	0.4411
	1	1	1			1
0	0.5	1	1.5	2	2.5	

圖七 地震後主梁第二模態頻 譜強度相位(橫座標 Hz, 縱座 標強度與相位)

結構分析	f1(Hz)	相位	強度	
N1	1.44	-	0.1522	
N2	1.44		0.1957	
N3	1.44	-	0.1087	
S1	1.44	+	0.4130	
S2	1.44	+	0.9348	
<mark>S3(正規化)</mark>	1.44	+	<mark>1.0000</mark>	

表一 第一模態振頻與振形之數據比較 表二 第二模態振頻與振形之數據比較

結構分析	f2(Hz)	相位	強度
N1	2.35	+	1.9512
N2	2.35	+	1.9512
N3	2.35	+	0.7805
S1	2.35	-	0.2195
S2	2.35	+	0.4878
<mark>S3(正規化)</mark>	2.35	+	<mark>1.0000</mark>

震前	f1(Hz)	相位	強度
N1	1.527	-	0.1566
N2	1.527	-	0.2277
N3	1.527	-	0.1697
S1	1.527	+	0.4724
S2	1.527	+	0.8717
<mark>S3(正規化)</mark>	1.527	+	<mark>1.0000</mark>

震前	f2(Hz)	相位	強度
N1	Х	Х	訊號過小
N2	Х	Х	訊號過小
N3	Х	Х	訊號過小
S1	Х	Х	訊號過小
S2	Х	Х	訊號過小
<mark>S3(正規化)</mark>	Х	Х	訊號過小

震後	f1(Hz)	相位	強度	震後
N1	1.511	-	0.1460	N1
N2	1.511	-	0.2408	N2
N3	1.511	-	0.1905	N3
S1	1.511	+	0.4654	S1
S2	1.511	+	0.9290	S2
<mark>S3(正規化)</mark>	1.511	+	<mark>1.0000</mark>	<mark>S3(正規化</mark>)

震後	f2(Hz)	相位	強度
N1	2.305	+	1.2834
N2	2.305	+	1.6135
N3	2.305	+	1.0401
S 1	2.305	-	0.1882
S2	2.305	+	0.5008
<mark>S3(正規化)</mark>	2.305	+	<mark>1.0000</mark>



圖八 結構分析與識別量測數值第一模態 振頻與振形之比較

圖九 結構分析與識別量測數值第二模態 振頻與振形之比較

位移型調諧質量阻尼器於低矮樓層結構抗震性能研究

李柏翰1、陳俊仲2、蕭勝元3、江奇融3、葉芳耀4

摘要

一般而言,調諧質量阻尼器用於降低高層建築受風力擾動下所產生之振動。本研究 所提之位移型調諧質量阻尼器(DTMD)是一種有效的振動能量吸收器,它連接到主結構 以降低結構在簡諧波和外力擾動下的振動反應。將其固有頻率調整為接近主體結構的基 本振動頻率;因而導致反相共振,消散外力引起的干擾能量。多項研究提出了不同的優 化設計目標函數,並開發了主動和半主動調諧質量阻尼系統,以顯著提高控制效率。因 此,本研究考慮合理的質量與目標函數,使用簡化的自由度結構模型推導出優化的設計 方法,透過低矮樓層之振動台實際測試與數值模型分析結果,評估位移型調諧質量阻尼 器應用於結構抗震之效益。本研究使用及建議之設計過程可促進調諧質量阻尼器的開發, 該阻尼器可用於實際工程應用,例如提高老舊及低層建築的抗震性。

關鍵詞:調諧質量阻尼器、抗震性能、振動台測試

一、前言

過去許多研究將調諧質量阻尼器 (TMD) 概念應用於土木結構抗震設計。 Housner GW 等人開發用於結構非線性系 統之被動控制方法和設備,主要以儲能方 式和設備來處理強震動[1]。當主要結構系 統受到固定加速度和位移幅度之簡諧波, 未考慮阻尼之假設條件,推導最小穩態反 應下的最佳 TMD 阻尼比和結構頻率比的 理論公式[2]。Warburton 推導出受外部簡 諧波及白噪聲隨機作用下,主要結構系統 中單自由度(SDOF)系統阻尼之最佳 TMD 設計公式。然而,結構系統存在阻尼效應, 並且需要考慮結構阻尼之影響以進行最佳 TMD 設計[3]。因此,Warburton 考慮減震 效益之方法來研究具有阻尼的主要結構系 統行為,優化 TMD 設計參數,並創建圖表 供實際設計參考[4-5]。Tsai和 Lin 使用曲線 擬合的方法來確認優化的 TMD 設計參數 公式[6]。

Sadek 等人。使用狀態空間方法推導

出最佳 TMD 頻率和阻尼比的理論公式,條 件如下:對於包含 TMD 的主要結構,前兩 種模式具有最廣泛且幾乎相等的阻尼比。 數值分析證明,質量比的增加導致設計頻 率比更小,設計阻尼比更大。TMD 設計的 目標功能是優化動態特性[7]。一般在設計 TMD 參數時,考慮到當主結構系統受到簡 諧波作用時,線彈性階段得到的公式或迴 歸曲線仍然適用。基於外部作用下 TMD 系 統設計可以降低結構的反應。

在公式化的設計過程中,所需的 TMD 質量是根據阻尼係數損失引入的附加等效 阻尼係數的概念[8]。KanekoK描述了TMD 的被動控制方法,用於減少鋼筋混凝土建 築物的地震反應。用於非線性響應的線性 TMD 的與位移相關的最佳調諧比被制定 為在廣泛的固定地震動水平範圍內減少地 震反應[9]。

本研究探討了位移型 TMD(DTMD) 在 提高結構抗震性能方面的應用。為了評估 這種增強結構之效益及可行性,進行了振

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副技術師

⁴ 國家地震工程研究中心研究員

動台試驗,比較裝設和未裝設位移型調諧 質量阻尼器的兩層空構架之受震反應。試 驗地震力係根據不同的峰值地面加速度 (PGA)及地震特性。

近年來,許多研究都集中在結構部件 或材料上,特別是低矮樓層結構之長期老 化,從而影響結構安全,進行補強設計以 提高抗震性是解決此問題的常見對策。老 劣化結構之抗震性可以通過提高其強度、 增加阻尼比和延長結構振動週期來改善結 構受震反應。

二、振動台試驗

本節介紹振動台測試之試體、DTMD 機構設計、輸入地震力及量測等細節。還 討論了數值分析,包括對測試試體之位移 反應、層間位移及加速度反應的比較。探 討了在不同輸入地震力下具有 DTMD 的試 體之動態反應之降低。綜整關於 DTMD 提 高結構抗震性能可行性之結論及建議。

用於試驗的長衝程高速振動台平面尺 寸為8m×8m,質量為92000kg,最大荷 載為250000kg,每軸四個壓力機構。振動 台可以模擬沿三個軸向六個自由度之地震 反應。振動台在縱向(X)、橫向(Y)和垂 直方向(Z)上的最大位移分別為±100cm、 ±100cm和±40cm。空台面在X、Y和Z方 向的最大加速度分別為±2.5g、±2.5g和 ±3.0g。

根據振動台規格,選擇台灣國家地震 工程研究中心(NCREE)現有的兩層鋼框架 作為測試結構試體。本研究中,將考慮裝 設 DTMD 及未裝設 DTMD 進行試驗結果比 較。結構試體各樓層為長 3500 mm、寬 3500 mm 及高 3000 mm, 試體之柱構件斷 面為 H 型鋼,尺寸為 340 mm× 250 mm× 9 mm× 14 mm; 梁斷面為 C 型鋼,尺寸為 300 mm× 90 mm× 12 mm; 主梁斷面為 H 型鋼, 尺寸為 340 mm× 250 mm× 9 mm× 14 mm。 所用鋼材满足以下規格: SN490B(相當於 A572)、SN400B(相當於 A36),如圖一所 示。



三、位移型調諧質量阻尼器

當結構受到基底輸入力作用時,結構 動態反應之運動方程表示如下:

Mü(t	$+C\dot{u}(t)+1$	Ku(t) = -	$-\mathbf{MR}\ddot{u}_g(t)$		(1)
m_p 0	$\begin{bmatrix} 0\\m_{i}\end{bmatrix}\ddot{u}(t)+$	$\begin{bmatrix} C_p + C_t \\ -C_t \end{bmatrix}$	$ \begin{bmatrix} -c_t \\ c_t \end{bmatrix} \dot{u}(t) + \begin{bmatrix} k_p + k_t \\ -k_t \end{bmatrix} $	$ \begin{bmatrix} -k_t \\ k_t \end{bmatrix} u(t) = - \begin{bmatrix} m_p \\ 0 \end{bmatrix} $	$\begin{bmatrix} 0 \\ m_i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{u}_g(t)$

其中 M、C 和 K 分別是結構的質量、 阻尼及勁度矩陣; $\ddot{u}(t)$ 、 $\dot{u}(t)$ 及u(t)分別是結構 相對於地面的加速度、速度和位移向量; R 為影響係數,代表位移向量; $\ddot{u}_{g}(t)$ 是輸 入地震之加速度; m_{p} 是指結構的有效質量; k_{p} 是結構的彈性勁度; c_{p} 是結構的有效質量; k_{p} 是結構的彈性勁度; c_{p} 是結構的阻尼係 數。如圖二所示,DTMD 由質量 m_{t} 組成, 該質量 m_{t} 相對於主結構滑動,並透過勁度 為 k_{t} 的彈簧和組尼係數為 c_{t} 的摩擦支承連 接。DTMD 之參數是調諧質量及阻尼比, 調諧頻率比f取決於 DTMD 的基類 ω_{t} 與主 要結構的基類 ω_{p} 的平衡。因此,線性系統 的動態特性如下:

$$\omega_t = \sqrt{\frac{k_t}{m_t}} \tag{2}$$

$$\xi_t = \frac{c_t}{2m_t\omega_t} \tag{3}$$

$$\omega_p = \sqrt{\frac{k_p}{m_p + m_t}} \tag{4}$$

$$\xi_p = \frac{c_p}{2m_p \omega_p} \tag{5}$$

其中 ω_t 及 ξ_t 分別是 DTMD 之頻率及 阻尼比;假設主要結構的 m_p 和 k_p 定義相 應之頻率 ω_p ; ξ_p 是結構的阻尼比。



圖二 主結構及調諧質量阻尼器

對於線性 DTMD,最佳頻率比 f^{opt} 和最佳阻尼比 ξ^{opt} 用以下形式表示。

$$f^{opt} = \frac{\sqrt{1 - \overline{\mu} / 2}}{1 + \overline{\mu}}, \ \overline{\mu} = \psi^2 \frac{m_t}{m_p}$$
(6)

$$\xi_{t}^{opt} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\bar{\mu}(1 - \bar{\mu} / 4)}{(1 + \bar{\mu})(1 - \bar{\mu} / 2)}}$$
(7)

$$\frac{\boldsymbol{\phi}^{T} \mathbf{M} \mathbf{r}}{\boldsymbol{\phi}^{T} \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}} \boldsymbol{\phi} = (\boldsymbol{\psi})^{T}, \mathbf{r} = (1, 1, \cdots, 1)^{T}$$
(8)

其中ψ是頂層的參與向量, ф 是考慮 一個帶有 DTMD 結構之模態向量, M 是對 應的質量矩陣。

設計摩擦係數 α_a ,需要對其進行調整 以獲得 DTMD 最佳化之遲滯阻尼,其標 準化係數 $\overline{\alpha}$ 定義如下。

$$\bar{\alpha} = \frac{\alpha_a}{\alpha_b} \tag{9}$$

對於線彈性結構,替代參數α_b於受控 結構之基底剪力係數定義如下。其中Q_b及 g是基底剪力峰值及重力加速度;S_a是指 定地表運動之譜加速度。

$$\alpha_b = \frac{\max_{t} Q_b(t)}{(m_p + m_t)g} \approx \frac{S_a(\omega_p, \xi_p)}{g}$$
(10)

對於非線性結構, α_b 參數定義如下:

$$\alpha_b = \frac{Q_y}{(m_p + m_t)g} \tag{11}$$

其中Q_y是簡化結構模型之最大剪力 強度,基於歷時分析之數值優化,建議最 佳係數α約為0.25。

$$\overline{\alpha}^{opt} \approx 0.25 \tag{12}$$

透過先前試驗研究結果及數值驗證, 基於簡化的集中質量結構模型,應用 DTMD 於結構之初步設計流程,如圖三所 示。在最小化結構基礎剪力之目標函數下, 數值模型藉由 SAP2000 軟體建置,用於對 TMD 特性進行歷時分析,並確認結構反應 折減效益及 TMD 之位移量。若結構反應折 減效益不足,則應增加 TMD 質量或增加阻 尼係數。然後,再次執行歷時分析。在考 慮 $\overline{\alpha}^{opt} \approx 0.25$ 施加外力時,TMD 和受控結構 之間的反相位差運動更加明顯。因此, $\overline{\alpha}^{opt}$ 是由地震反應之歷時分析結果計算得出, 基於反相運動降低受控結構的地震反應, 在非線性系統中,對 TMD 及受控結構之間 之頻率比敏感。



圖三 DTMD 設計流程

四、試驗結果反應比較

綜整試驗結果,在 El Centro、Kobe 及 THU 地震作用下,DTMD 構架之 2 樓加速 度反應約降低 7%,而測試結果因輸入反 應大小不同,DTMD 與較大 PGA 之反相位 運動會降低地震作用下之結構反應。因此, 驗證 DTMD 在 TCU047、TCU068 及 THU 地 震下提供了有效的減震效益。



圖四 DTMD 及空構架之最大加速度比與 最小加速度比

五、結論與展望

本研究中,考量兩層樓縮尺試體於不 同 PGA 地震輸入之地震反應,驗證 DTMD 於低矮樓層結構抗震之效益。前人研究內 容顯示,TMD 已被用於高層建築的抗風設 計,而本研究提出了使用 DTMD 來提高老 舊及低矮樓層等抗震能力不足結構之抗震 性能。此設計方法提供未進行都更的老舊 建築及低矮樓層結構之緩衝解決方案,確 保結構於強震下之安全性。本研究採用二 層鋼結構模擬一棟低矮樓層鋼筋混凝土結 構進行振動台試驗,觀察了空構架和 DTMD 試體在地震作用過程中正向和負向 的最大反應。測試結果證明 DTMD 可以有 效降低結構的響應。此外,地震反應作用 時DTMD 正反方向的衝程均小於 50 mm 之 設計值,驗證結構之穩定性及反應折減具 有代表性。

綜上所述,DTMD 產生反相共振以消 散外力擾動能量,提高了結構抗震性能。 綜整試驗結果,DTMD 試體未表現出顯著 降低之層間位移比。透過適當之 DTMD 機 構及設計參數,可將裝設 DTMD 試體之加 速度反應折減為 10%以上。此外,使用壓 縮彈簧來提供勁度及摩擦支承提供能量耗 散是可行的方案。因此,模組化設計之質 量、壓縮彈簧及摩擦支承共同形成了一種 可行之機制,以提高結構抗震性能。

參考文獻

- [1] Housner GW, Bergman LA, Caughey TK, Chassiakos AG, Claus RO, Masri SF, Skelton RE, Soong TT, Spencer Jr. BF, Yao JTP. Structural control: past, present and future. J Eng Mech -ASCE 1997;123(9):897–971.
- [2] Den Hartog JP. Mechanical vibrations. 4th ed. New York: McGraw-Hill; 1956.
- [3] Warburton GB. Optimal absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters. Earthq Eng Struct Dyn 1982;10(3):381-401.
- [4] Warburton GB, Ayorinde EO. Optimum absorber parameters for simple systems. Earthq Eng Struct Dyn 1980;8(3):197-217.
- [5] Warburton GB. Optimum absorber parameters for minimizing vibration response. Earthq Eng Struct Dyn 1981;9(3):251-62.
- [6] Tsai HC, Lin GC. Optimum tuned-mass dampers for minimizing steady-state response of supportexcited and damped systems. Earthq Eng Struct Dyn 1993;22(11):957-73.
- [7] Sadek F, Mohraz B, Taylor AW, Chung RM. A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications. Earthq Eng Struct Dyn 1997;26(6):617-35.
- [8] Kaneko K. Optimal design method of tuned mass damper effective in reducing overall bending vibration in steel buildings with inter story dampers. J Struct Constr Eng Trans AIJ 2017;82(737):1003-12.
- [9] Kaneko K, Takahashi K, Zhang KW, Chen TW, Lee BH and Chen CC. Nonlinear response analysis-based control performance diagrams for TMDs mounted on reinforced concrete buildings. Japan Association for Earthquake Engineering (JAEE) 2021;21(4):34-48.

碳纖維貼片錨碇性能試驗研究

葉芳耀1 江奇融2 蕭勝元2 陳俊仲3 洪曉慧3

摘要

在過去的二十年裡,纖維強化聚合物(Fiber-reinforced Polymer, FRP)已廣泛用於混凝 土結構的補強和加固。由於 FRP 與混凝土間的界面剝離,外部貼附 FRP 貼片補強的混凝 土構件因 FRP 的過早剝離使得補強失效,使得在實際工程應用中無法充分發揮 FRP 的 抗拉強度。因此,開發一種有效和方便的 FRP 貼片錨碇系統,並能應用於實際工程是非 常重要的。本研究主要目的是以試驗方式研究在相同的碳纖補強貼片條件下,改變錨碇 貼片的寬度及厚度(層數、FAW(Fiber Area Weight))對補強貼片拉力強度與有效應變之影 響。研究結果顯示,(1)補強方案所使用之貼片錨定法,其試驗最大拉力下補強貼片有效 應變皆達 0.0038 以上,可做為碳纖貼片補強設計應變之參考。(2)貼片錨定法具有提高補 強貼片拉力強度與有效應變之效果,增加錨定貼片寬度具有提高補強貼片拉力強度與有 效應變之效果;但是增加錨定貼片層數或 FAW 對提升補強貼片拉力強度與有效應變之效 果不顯著。

關鍵詞:碳纖維貼片、剪力補強、貼片錨定法、抗拉強度、有效應變

一、前言

在鋼筋混凝土構件中,採用外部貼附 纖維強化聚合物(Fiber-reinforced Polymer, FRP)貼片進行剪力補強與加固,過早剝離 失效模式通常發生在兩側黏貼或U形貼附 FRP 貼片方案中。此種界面剝離會帶來一 些嚴重的問題,不僅是因為 FRP 複合材料 不能充分發揮其高拉伸性能,而且補強構 件的補強效果和延展性均會降低[1]。

研究標的之現地橋梁因產生剪力裂縫, 需進行剪力補強。補強設計參照 AASHTO 補強規範[2]採用 FRP 貼片補強,搭配貼片 錨碇法進行橋梁剪力補強如圖一。



圖一 橋梁損傷與碳纖維貼片補強狀況

由於 FRP 與混凝土之間的界面剝離, 外部貼附 FRP 貼片補強的混凝土構件因 FRP 的過早剝離使得補強失效,因此在實 際工程應用中無法充分發揮 FRP 的抗拉 強度。本研究主要目的是以試驗方式研究 在相同的碳纖補強貼片條件下,改變錨碇 貼片的寬度及厚度(層數、FAW)對補強貼 片拉力強度與有效應變之影響。

二、試體規劃、設計與製作

本研究是以試驗方式研究在相同的碳 纖補強貼片條件下,改變錨碇貼片的寬度 及厚度(層數、FAW)對補強貼片拉力強度 與有效應變之影響。補強貼片參數為 FAW300寬度50公分2層與4層兩種,錨 碇參數為無使用錨碇貼片;錨碇貼片分別 為FAW300寬度50公分2層、FAW300寬 度75公分2層、FAW300寬度50公分4 層及FAW400寬度50公分4層,錨定性 能試驗試體規劃如表一。

¹ 國家地震工程研究中心橋梁組研究員兼組長

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研究員

No.	試體編號	碳纖補強貼片	碳纖錨定貼片
1	BM1	FAW300-50-2	-
2	PA1	FAW300-50-2	FAW300-50-2
3	BM2	FAW300-50-4	-
4	PA3	FAW300-50-4	FAW300-50-2
5	PA4	FAW300-50-4	FAW300-75-2
6	PA5	FAW300-50-4	FAW300-50-4
7	PA6	FAW300-50-4	FAW400-50-4

表一 錨定性能試驗試體規劃

2.1 試體設計

配合實驗場試驗機台所需空間,混凝 土試體及 CFRP 試驗段貼片總長度為 230 公分。依據各錨碇方法所需作業範圍,貼 片錨碇法以試驗編號 PA1 為例,混凝土基 座尺寸為 1600×850×354 mm 設計圖如圖 二。錨碇性能試體,補強貼片自由段為 1000 mm,錨碇貼片尺寸為 1500×500 mm, 設計圖如圖三。



圖二 錨定性能試驗之混凝土基座



圖三 錨定性能試驗之試體設計

2.2 試體製作

貼片錨碇試體製作步驟包括:(1)混凝

土試體表面劣化處理。(2)混凝土試體表面 打磨,混凝土表面粗糙度須符合 ICRI Guideline No.03732 CSP 2~4 等級(組糙度 25~750µm)。(3)混凝土試體表面清潔:混 凝土試體表面打磨後以毛刷或高壓氣槍將 粉塵去除。(4)混凝土試體含水率檢測,含 水率需低於 8%。(5)底漆與面漆調配,於 材料建議之使用時間內,一次拌合使用量。 (6)底漆與面漆塗佈:底漆以錨刷滾輪均匀 塗佈,塗佈範圍不可小於碳纖維貼布貼附 範圍。(7)碳纖維貼布黏貼:(a)單向碳纖維 貼片黏貼於樹脂塗佈面後,以毛刷滾輪或 橡皮刮刀順著纖維方向用力推平,使樹脂 浸透並去除氣泡。(b)黏貼放置 30 分鐘, 若纖維有浮出或是脫線情形發生時,以毛 刷滾輪或橡皮刮刀壓平修正。(c)兩層以上 的碳纖維相疊黏貼時,重覆(a)~(b)步驟,需 等待前一層樹脂指觸乾燥後才可施做下一 層,試體製作照片如圖四。



圖四 錨定性能試驗之試體製作

三、錨碇性能試驗

試驗採用本中心減震消能元件測試系 統進行試驗工作,測試系統由測試構架及 一具高性能動態油壓致動器組成,主要以 位移控制進行元件測試。錨碇性能試驗之 實驗裝置及試體組裝如圖五所示。



圖五 錨碇性能試驗之實驗裝置

3.1 試驗儀器配置

為瞭解碳纖維貼片於實驗時的反應, 試體上共佈設6條應變規測線,其中於補 強貼片(自由段)佈設3條測線(測線1~3), 應變規編號及配置位置如圖六。



圖六 應變計編號與位置圖

3.2 試驗流程與步驟

 錨碇性能試驗步驟為(1)測試機台啟 動並確認油壓呈穩定狀態。(2)以位移控制 機台施力座,使試體呈現預緊狀態。(3)以 位移控制機台施力座,位移增率為 1mm/min。(4)施力座荷重計量測拉力值低 於試驗過程拉力峰值之30%時,停止試驗。

四、試驗結果與討論

本次試驗共執行7座試體,記錄拉力、 位移及應變之量測結果。圖七顯示錨碇性 能試驗之拉力與位移關係,各式體中拉力 強度最大為 PA5 試體,最大拉力為 211.81 kN;拉力強度最小為 BM1 試體,最大拉 力為 106.71 kN。圖八顯示試體破壞模式照 片,隨著拉力增大,碳纖貼片與混凝土界 面剝離範圍(紅線區域),由補強貼片逐漸 延伸至錨碇貼片,最後瞬間破壞。



圖七 錨碇性能試驗力量與位移關係曲線



圖八 錨碇性能試驗之試體破壞模式

4.1 碳纖維貼片應變分析

為瞭解補強貼片受力時的均勻性,選 取4個斷面(Line A~D)進行應變比較分析。 圖九顯示 PA1 試體 Line A 三個應變計測 得應變與位移之關係,位移在小於 3 mm 時,拉力與應變均維持線性;位移在大於 3 mm 以上,隨著拉力增大錨碇貼片與混 凝土介面開始產生剝離而滑移,拉力與應 變均表現非線性關係。達最大拉力 138.57 kN 時,應變計 SG 101、SG 201、SG 301 測得之應變分別為 0.00352、0.00368 及 0.00358。應變平均值為 0.00359,顯示 Line A 之應變場非常均勻。



圖九 PA1 試體 Line A 應變與位移關係

4.2 碳纖維貼片之力量傳遞行為

為瞭解補強貼片受拉時的力量傳遞行為,選取應變計的測線2進行應變比較分析。圖十顯示 PA1 試體 Line 2 七個應變計 測得應變與位移之關係,位移在小於3 mm 時,只有補強貼片(自由段) SG 201、SG 202、 SG 203 三個應變有反應且均維持線性;位 移接近3 mm 時 SG 205 開始有反應,力量 漸漸傳入錨碇貼片;位移大於4.1 mm 時 力量傳至 SG 207 位置;位移大於6.1 mm 時力量傳至 SG 209 位置;位移大於7.3 mm 時力量傳至 SG 211 位置,試體瞬間產生碳 纖維貼片與混凝土介面之剝離破壞。



圖十 PA1 試體 Line ②應變與位移關係

4.3 錨碇性能分析

貓碇試驗採用動態應變計, 摘取頻率為 5Hz,將試驗過程拉力達峰值時,試驗貼片(自由段)所量測到最大拉力時最大應
變值與最大拉力斷面平均應變值如表二。

表二 錨定性能試驗結果

No.	試體編號	碳纖 補強貼片	碳纖 錨定貼片	最大拉力 (kN)	最大拉力時 最大應變值	最大拉力斷面 平均應變值 (最大平均應變)
1	BM1	FAW300-50-2	-	106.71	0.0038	0.0036
2	PA1	FAW300-50-2	FAW300-50-2	138.57	0.0041	0.0038
3	BM2	FAW300-50-4	-	173.80	0.0029	0.0024
4	PA3	FAW300-50-4	FAW300-50-2	183.68	0.0042	0.0038
5	PA4	FAW300-50-4	FAW300-75-2	204.25	0.0061	0.0049
6	PA5	FAW300-50-4	FAW300-50-4	211.81	0.0040	0.0031
7	PA6	FAW300-50-4	FAW400-50-4	201.89	0.0038	0.0034

參照 PA1 及 PA3 測試結果,試體 CFRP 補強貼片及錨碇貼片配置與現場補強方案 相同。試驗結果顯示,PA1 平均應變值為 0.0038,PA3 平均應變值為 0.0038。研究 結果顯示,現場補強方案所使用之貼片錨 碇法,其試驗最大拉力下補強貼片有效應 變皆達 0.0038 以上。

比較有無使用貼片錨碇法之效益, BM1與PA1比較,最大拉力由106.71 kN 增加至138.57 kN,提升約29.86%;平均 應變值由0.0036 增加至0.0038。BM2與 PA3 比較,平均應變值由0.0024 增加至 0.0038;BM3與PA8 比較,最大拉力由 173.80 kN增加至183.67 kN,提升約5.68%; 平均應變值由0.0021增加至0.0041。研究 結果顯示,使用貼片錨碇法具有提高補強 貼片拉力強度及有效應變之效果。

比較貼片錨碇法使用不同錨碇貼片寬 度之效益, PA3與PA4比較,最大拉力由 183.68 kN 增加至 204.25 kN,提升約 11.19%;平均應變值由 0.0038 增加至 0.0049。研究結果顯示,使用貼片錨碇法時, 增加錨碇貼片寬度具有提高補強貼片拉力 強度及有效應變之效果。

比較貼片錨碇法使用不同錨碇貼片層 數之效益,PA3與PA5比較,最大拉力由 183.68 kN 增加至 211.81 kN,提升約 15.31%;但平均應變值由 0.0038 降低至 0.0031。研究結果顯示,使用貼片錨碇法時, 增加錨碇貼片層數對提升補強貼片有效應 變之效果不顯著。

比較貼片錨碇法使用不同 FAW 錨碇 貼片之效益,PA5 與PA6 比較,最大拉力 由 211.81 kN 降低至 201.89 kN,降低約 4.68%;平均應變值由 0.0031 增加至 0.0034。 研究結果顯示,使用貼片錨碇法時,增加 錨碇貼片 FAW 對提升補強貼片拉力強度 及有效應變之效果不顯著。

五、結論

研究結果顯示:(1)補強方案所使用之 貼片錨碇法,其試驗最大拉力下補強貼片 有效應變皆達 0.0038 以上,可做為碳纖貼 片補強設計應變之參考。(2)使用貼片錨碇 法具有提高補強貼片拉力強度與有效應變 之效果,增加錨碇貼片寬度具有提高補強 貼片拉力強度與有效應變之效果;但是增 加錨碇貼片層數或 FAW 對提升補強貼片 拉力強度與有效應變之效果不顯著。

参考文獻

- Weiwen Li, Wei Liu, Xu Yang, and Feng Xing, "Experimental Study on FRP-to-Concrete Bonded Joints with FRP Sheet Anchor System," Advances in Materials Science and Engineering, March 2020, pp.1-13.
- AASHTO, Guide Specifications for Design of Bonded FRP Systems for Repair and Strengthening of Concrete Bridge Elements, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012.

七層樓挫曲束制支斜撐構架混合控制之複合模擬試驗

王孔君1	周中哲2	黃丞偉 ³	沈厚寬3	覃文康 ³
Claudio Sepulveda ⁴		Gilberto Mosqueda ⁵		汪家銘 5

摘要

本複合模擬試驗對一鋼造七層樓二跨挫曲束制斜撐支撐構架進行兩組複合模擬試驗, 試體為實尺寸鋼造十字形樑柱接頭子構架,包括一樓中央柱、二樓中央半截柱、左右各 半截一樓梁,以及梁柱交會區。該柱在承受高軸力與地震力作用下,有可能發生局部挫 曲現象,因而造成柱子整體高度縮短。本研究探討以此試體進行複合模擬試驗之可行方 式,包括自由度折減、以位移與力量控制方式對實體子結構之不同自由度進行控制,並 以創新方式,將試體於試驗中實際發生並測得之柱體縮短量,配合以商用有限元素 ABAQUS 電腦程式事前所預測之邊柱因挫曲而導致之縮短量,整合進入有限元素分析中, 使本複合模擬試驗技術所能達成之模擬成果,更加真實與可靠。試驗結果證實,本研究 所提出之複合模擬試驗均能成功達成目的。

關鍵詞:複合模擬試驗、箱型柱、柱挫曲、柱縮短、PISA3D、ABAQUS、 位移諧和、力量控制、混合控制

一、簡介

已有學者指出,亞洲國家經常使用之 鋼造箱型柱,在承受高軸力並於地震作用 下,若整體結構發生較大側位移,有可能 在接近柱底處發生顯著的局部挫曲行為, 因而導致柱整體高度的縮短(周中哲等, 2019,2020)。此外,在地震作用下,由於整 體結構的傾覆效應(overturning effect),不 同柱子有可能發生不同量值之柱長度縮短 現象,這將會造成整體結構中其他桿件內 力之重新分配。然而在過往研究中,尚未 以實尺寸梁柱接頭子結構作為試體,以實 驗方式探討與研究上述行為。本研究擬以 複合模擬試驗(hybrid simulation, HS)技術, 以鋼造實尺寸梁柱接頭子構架做為試體, 探討一位於嘉義市之二跨七層樓鋼結構大 樓受到集集地震近斷層地震侵襲下之受震 反應。

HS 已廣泛地被認為是經濟有效之試 驗方法,使吾人能以之作為探討結構物受 動態外力作用下之動態反應的工具。然而, 如同其他試驗發方法,HS 亦有其侷限與限 制(Nakashima 2001)。舉例來說,即便測試 之試體為實尺寸之實體子結構(physical substructure, PS),但要能正確模擬出該 PS 之邊界條件(boundary condition, BC)與荷 載,在相當多的情況之下,對結構實驗室 來說仍屬於在現實上難以達成的要求。此 外,對於高勁度試體而言,由於些微的位 移控制誤差就能在試體反力上導致顯著的 偏差,在搭配 HS 誤差累積(Shing et al. 1983) 的特性後,使得以 HS 法所得之分析結果 容易不準確或甚至發散。

¹國家地震工程研究中心正工程師

² 國家地震工程研究中心主任、國立臺灣大學土木工程學系教授

³ 國立臺灣大學土木工程學系研究生

⁴ PhD student, Jacob of School Engineering, University of California, San Diego

⁵ Professor, Jacob of School Engineering, University of California, San Diego

本研究採用國震中心開發之非線性結構分析軟體 PISA3D(Lin et al. 2009)作為 HS 中之計算引擎。圖一為所研究之七層二 跨鋼造大樓之 PISA3D 結構模型。該棟大 樓為一由左跨抗彎構架與右跨挫曲束制支 撐構架結合而成之雙結構系統(dualsystem)(Chou et al. 2020)。其中左柱與中央 柱為箱型斷面,右柱為H型斷面。本研究 聚焦在一樓中央柱(如圖一橘色柱)之受震 行為。圖一中虛線方框內所含之構件即為 試體。圖二為試體在試驗設備架設完成後 之照片。此試體為一梁柱接頭子構架,包 括了一樓中央柱、二樓中央下半截柱、左 右各半截一樓梁,以及梁柱交會區(panel zone, PZ)。



圖一 PISA3D 結構模型



圖二 實尺寸梁柱子結構試體

二、試驗配置

本試驗計畫共配置四支油壓伺服致動器:於試體頂部安裝二支水平向油壓伺服 致動器以控制試體之水平位移,兩支垂直 向致動器分別安裝於左右兩側之一樓梁中 間跨位處。另外,亦於試體上端點(二樓柱 半高處)設置一同樣可受伺服控制之油壓 軸力系統(oil jack),以能於柱頂施加隨時 間變化之軸力。在一樓柱頂(即梁柱交會區 下方中央處),架設兩支相互垂直之數位式 高解析度位移計(Temposonics III),此二位 移計所量測之值在經過幾何轉換後,可視 做一樓柱頂之絕對水平與垂直位移量,進 而可用於四支油壓致動器之伺服控制工作。 此外,本實驗計畫亦採用光學式 3D 位移 量測系統(Motion Capture)以量取柱之面外 變形和局部挫曲行為。柱底板上亦裝有兩 支位移計以監測底板滑移情形。

三、複合實驗方法

如前所述,雖然試體為一整個梁柱接 頭子構架,但若將此整個試體視為 PS,則 PS 與數值子構架共以三個節點相接。在一 個二維構架模型中,由於每個節點皆有水 平、垂直以及旋轉等三個自由度(degree-offreedom, DOF),將整個梁柱接頭子構架選 擇為 PS 將導致此 PS 共有九個 DOF。這 將造成試驗上的困難:實驗中必須在試體 上施加九個 DOF 的位移, 並量取九個 DOF 的結構反力,以返還給動力歷時分析(time history response analysis, THRA)以進行後 續求解工作。囿於實驗室中空間與致動器 **數量的限制,此實為無法實現之要求。故** 僅選擇一樓中央柱為 PS, 而將此試體的其 餘部分,視為 PS 之邊界構件。此選擇可將 PS 之邊界節點數降為僅剩一個,在實驗室 中僅需對一樓中央柱柱頂之三個 DOF 施 加位移與量測試體反力。此外,若僅選擇 一樓柱為 PS,試體的其餘部分即成為 PS 之完美 BC,可提高 HS 結果之準確性。

然而,透過上述選擇,雖然可將需要 控制之 DOF 數量由九個減低為三個,本 HS 仍會面臨以下二點困難:(1)由於實驗 設備能力的限制,實難準確量測並控制柱 頂轉角;以及(2)對垂直向 DOF 來說,由 於柱之軸向勁度非常大,若以傳統位移控 制法進行此 DOF 之控制,將會導致較為顯 著的誤差。再透過 HS 的誤差累積效應, 將降低實驗結果的準確性。此外,由於 PISA3D 無法模擬柱元件受軸力後產生挫 曲之行為,亦即其在每一逐步積分步伐中, 其所預測之位移不包括因挫曲而導致之位 移分量。這將無法達成本研究之重要目的: 探討柱受高軸力與大水平位移發生挫曲, 進而導致整體構架受震反應之改變。

對於上述第一點困難,本研究進行相 關前導 PISA3D 位移控制分析,探討在實 驗中不控制一樓柱頂轉角之可能性。分析 結果發現,在實驗時若水平向致動器能準 確施加水平向位移,且二支垂直致動器能 對試體施加足夠準確的垂直向位移,即便 在實驗中不直接控制一樓柱頂轉角,仍可 以得到相當準確的試驗結果。故在本 HS 試驗中,不擬直接控制一樓柱頂轉角。

關於上述第二點困難,本研究擬對一 樓柱之垂直 DOF 進行力量控制,以降低前 述位移控制在测試高勁度試體時所導致的 較大力量誤差。在試驗進行時,於每一逐 步積分步伐中,以 PZ 之垂直向反力作為 一樓柱軸向 DOF 力量控制之命令,利用前 述之軸力系統將此力量命令施加於試體之 上。在一樓柱軸向 DOF 進行力量控制,不 僅能降低在 HS 中誤差累積的效應,更重 要的是能提供 PS 更為正確的模擬,使得 一樓柱可以發展出應有的局部挫曲行為, 以及相應的柱高縮短效應。然而,此在實 驗中可實際觀測並量得之柱高縮短量,與 PISA3D 依據彈性假設所計算而得的柱垂 直變位並不相同,這導致 PISA3D 在模擬 中無法滿足位移諧和 (displacement compatibility)之要求。過往相關研究皆直 接忽略此問題。本研究利用疊加原理 (principle of superposition),於地震等值力 之外,在構架模型上加入一組虛擬的等值 下拉力,以在結構模型中引致此在實驗室 中實際量測所得之因柱挫曲所導致之位移 (Hashemi et al. 2014, and Sepulveda et al. 2022) °

除了在實驗中可實際量測得到一樓中 間柱因發生局部挫曲所導致之柱頂垂直位 移下降之外,本研究分別針對左右二柱, 利用 ABAQUS 各建立一個子結構模型, 接著透過非線性位移與力量控制分析,將 PISA3D 進行動力歷時分析所得左右柱之 上端節點位移與軸力歷時施加於 ABAQUS 子結構模型上,便能藉以在實驗 之前,獲取左右兩柱在受地震作用下發生 因局部挫曲所導致柱頂垂直位移之推估歷 時。如此便能在 HS 進行時,於每一逐步 積分步伐中,以式(1)方式計算等值下拉力 向量。

$$\{F_{eq}\}_{i+1} = [K]\{u_y^{bcl}\}_i \tag{1}$$

$$\{u_{y}^{bcl}\}_{i} = \{u_{y}^{lab}\}_{i} - \{u_{y}^{ref}\}_{i}$$
(2)

式(1)中之{F_{eq}}i+1 為第 i+1 步之等值下 拉力,[K]為此結構系統在圖三中以三個紅 色箭頭表示 DOF 之 3×3 等效勁度矩陣。 {u,^{bcl}}i為第 i 步之因挫曲所導致之位移分量。 不考慮由幾何變形所造成之貢獻,{u,^{bcl}}i可 由式(2)算得。其中{u,^{lab}}i與{u,^{ref}}i分別為柱 頭全部位移與因地震和重力所造成之位移 分量。在實驗室中,中間柱受軸力控制下 所量得之位移,以及由 ABAQUS 分析左 右二柱所得之位移,即為{u,^{lab}}i。



圖三 垂直制動器命令計算方式

為能在實驗過程中求得{u,ref};,在 HS 進行之時,必須同時對兩個 PISA3D 模型 進行 THRA:一個不考慮等效下拉力之參 照模型,以及另一個有考慮等效下拉力之 HS 模型。此二模型細節可詳圖四。HS 試 驗過程中,命令與反饋資料傳輸細節可詳 圖五。



圖四 複合模擬試驗使用之模型



圖五 複合模擬試驗軟體架構

四、試驗結果

本研究以上述試驗方法,對七層樓鋼 構架進行 HS,採用之地震紀錄為 1999 年 集集大地震進斷層紀錄 TCU052 EW。圖六 顯示在層間位移角為 4%時一樓中間柱在 靠近柱底部分所發生之局部挫曲現象。圖 七顯示一樓中間柱頂之位移歷時,包括水 平、垂直與旋轉三個 DOF。由圖七(a)可看 出由參照模型與複合模擬模型兩者所得知 水平位移極為接近,這表示此結構物在此 地震作用下,因柱挫曲而對水平位移所造 成之影響不大。由圖中亦可看出 HS 所得 之最大水平位移較數值模擬所得大了約 30%。由圖七(b)可明顯看見,藉由本研究 所提出之在動力立時分析中施加額外等效 下拉力的方法,可以有效地將實驗中所量 測得到或以 ABAQUS 離線分析所得之因 柱挫曲所造成之柱體縮短量成功地引進 PISA3D 之動力歷時分析中。圖七(c)顯示 了柱頂轉角歷時,證明由於 PS 擁有真實 BC,雖然在實驗中不直接控制柱頂轉角, 但仍能獲得相當正確的結果。



圖六 柱底挫屈(4%層間位移比)



(c)柱頂轉角歷時

圖七 不同模型間一樓柱頂位移歷時比較

五、結論

本研究對一實尺寸梁柱接頭子構架進 行複合試驗模擬。試驗結果證明,本研究 所提出之先進試驗方法,可在無法考慮桿 件挫曲行為之結構分析程式,透過等效下 拉力之施加,考慮柱受高軸力所產生之挫 曲行為,及其對整體構架之影響。

参考文獻

- 1. Chou C. C., Chen G. W., (2020) "Lateral Cyclic Testing and Backbone Curve Development of High-strength Steel Built-up Box Columns under Axial Compression," Engineering Structures, 2020, 223, 111147.
- 2. Chou C. C., Wu S. C., (2019) "Cyclic Lateral Load Test and Finite Element Analysis of High-strength Concretefilled Steel Box Columns under High Axial Compression,". Engineering Structures, 189, 89-99.
- Chou C. C., Lin T. H., Lai Y. C., Xiong H. C., Uang C. M., El-Tawil S., McCormick J. P., Mosqueda G., (2020), "US-Taiwan Collaborative Research on Steel Column through Cyclic Testing of Two-story Subassemblages," 17th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. C4352 (2i-0213), Sep, 13-18, Sendai, Japan.
- Lin B. Z., Chuang M. C., Tsai K. C., (2009), "Object-oriented Development and Application of a Nonlinear Structural Analysis Framework," Advanced Engineering Software, 40(1):66-82.
- Hashemi, M.J., and Mosqueda, G., (20140, "Innovative Substructuring Technique for Hybrid Simulation of Multi-story Buildings through Collapse," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 43(14):2059-2074.
- Nakashima M., (2001), "Development and Limitations of Real-time Online (Pseudo-dynamic) Testing," Phil Trans Roy Soc London A. 359(1786):1851-1867.
- Shing P., Mahin A., (1983), "Experimental Error Effects in Pseudodynamic Testing," UCB/EERC-83/12, June 1983.
- Sepulveda C., Mosqueda G., Uang C. M., Chou C. C., Wang K. J., (2022), "Hybrid Simulation Using Mixed Displacement and Equivalent-force

Control to Capture Column Shortening in Frame Structures," (2022), Proceedings of the 12th National Conference in Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Salt Lake City, UT.

9. Wang K. J., Tsai K. C., (2015), "A Uniform Method to Integrate Test Equipment for Large-scale Quasi-static Structural Testing," Proceedings of the 6th International Conference on Advances in Structural Engineering, University of Illinois, Urbana-Champaign, United States.

EE

NCREE

雙軸向動態試驗系統量測技術精進

游忠翰1 林旺春2 熊思閔3 汪向榮4 楊卓諺2

摘要

國家地震工程研究中心台南實驗室之雙軸向動態試驗系統,可於施加垂直壓力之條 件下,進行水平向高速試驗,現已廣泛應用於地震工程領域之研究。然由試驗系統於試 驗過程中,所引致之水平向摩擦力與機台慣性力,會同時與試體之出力,經由致動器差 壓計之量測,一併紀錄於試驗結果中,導致試驗誤差;甚者,當試驗試體尺寸較小時, 此種誤差尤為明顯。因此,本研究提出兩種有效的方法以消除誤差之影響,分別為以間 接方式針對試驗結果進行經驗公式之修正,以及設計量測系統針對試驗試體直接進行剪 力量測。

關鍵詞:雙軸向動態試驗系統、試驗誤差、系統摩擦力與慣性力、經驗修 正公式、剪力量測系統、

一、前言

國家地震工程研究中心台南實驗室之 雙軸向動態試驗系統(Bi-Axial Testing System, BATS),可施加最大約 60MN 之垂 直載重,並且提供最大 4MN 之水平力,以 及 1m/sec 之最大水平速度。根據近期研究 發現,BATS 於運作過程中,因垂直加載及 水平高速運動,產生系統性的水平向摩擦 力與慣性力。然而,BATS 中試體之受力反 應,皆依據系統中各致動器內所安裝之差 壓計進行量測,此讀值包含了上述之慣性 力與系統摩擦力,因而導致試驗結果之誤 差;尤其當以較小的力量進行小型試體試 驗時,誤差將尤為明顯。為更進一步提升 BATS 系統應用之精度與廣泛性,本研究提 出兩種有效的方法以消除誤差之影響。第 一種為採用間接方式,對於試驗力量量測 結果中之慣性力與摩擦力,以經驗修正公 式之方式加以消除;第二種方式則是設計 出與受測試體進行垂直向串聯之剪力量測 系統,可直接得到試體餘試驗過程種之**即** 時剪力反應。

二、經驗修正公式

針對試驗過程中,由致動器反饋力量 中所包含之摩擦力與慣性力進行修正。經 驗修正公式可透過一系列於特定軸壓下、 不同振幅與頻率之三角/正弦波反覆循環 試驗回歸而得。概略而言,首先如圖一(a) 所示,在未施加軸壓(於平台表面)的情形 下進行水平運動,由致動器反饋得到之即 時力量值為P(t),其值可由下式所示:

$$P(t) = F_I(t) + F_F(t) \tag{1}$$

其中 $F_I(t)$ 為系統慣性力; $F_F(t)$ 為系統摩 擦力,其值可簡化定義為:

$$F_F(t) = \mu_{avo} N(t) \tag{2}$$

其中μ_{avg}為系統廣義的平均摩擦係數; N(t)為垂直向載重(非所有致動器之正向 力總和),因此當沒有軸向額外加載時,其 值等於試驗平台之自重。

首先進行不同頻率與振幅之三角波反

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 國立台灣科技大學營建工程系研究生

⁴ 國立台灣科技大學營建工程系教授

覆循環試驗,由於運動過程中維持等速度 之關係(加速度為零),可以根據式(1)回歸 得到無軸力條件下,系統摩擦力與速度之 關係式。再者,進行不同頻率與振幅之正 弦波試驗,將試驗結果與以求得之摩擦力 代入(1)式中,可以回歸得到系統慣性力, 並且計算出試驗平台之自重為 96.69ton。

採用平面滑動支承作為承壓試體,可 以進一步求得於軸壓條件下的摩擦力與速 度關係。如圖一(b)所示,於軸壓條件下, 試驗量測得到之力量值可以如下表示:

 $P(t) = F_B(t) + F_I(t) + F_F(t)$ (3)

其中F_B(t)為平面滑動支承之水平力,此處 忽略支承之理論值,假設為未知數。

由式(3)可知,未知數為 $F_B(t)$ 與特定 軸力條件下之 $F_F(t)$,因此可透過三角波與 正弦波加載之試驗結果回歸,使用迭代方 式求得。不同軸壓下之平均摩擦係數與速 度之關係(經驗修正曲線)如圖二所示。







圖二 摩擦力經驗修正曲線

三、剪力量測系統設計

如圖三(a)所示意,剪力量測系統與試 體(此處以鉛心橡膠隔震支承(LRB)為例)互 相串聯,其由天然橡膠支承(NRB)、連接板、 四根預力螺桿及反力框架所組成,其中後 三者之組合可參見圖 3(b)之設計圖。



(a) 傳力機制示意 (b) 連接板設計圖

圖三 剪力量測系統

剪力量測系統透過連接版與試體相連, 連接版再向外以四根兩端鉸接之預力螺桿 與反力框架相接,反力框架則向上延伸與 BATS系統之反力座鎖固。試驗過程中,試 體之垂直力透過NRB傳遞至反力座,剪力 則由試體傳遞至四根預力螺桿與NRB並聯 之系統。預力螺桿之端部串接有荷重元以 監測螺桿之受力。經由計算,天然橡膠支 承側向彈性勁度理論值約為 0.95 kN/mm, 而四根預力螺桿軸向勁度總和約為 400 kN/mm;在此並聯系統中,預力螺桿之勁 度佔比約 99.7%。因此,透過荷重元可計 算得到大部分之剪力值,同時透過NRB之 理論勁度與水平變形量測值,可計算求得 其餘的剪力值。

使用軟體 ANSYS 進行有限元素分析, 探討剪力量測系統之承載容量。模型採用 以下假設:

- 天然橡膠支承、反力框架與雙軸向動 態試驗系統之反力座相接處為固定支 承。
- 金屬構件可滑動相接處,其摩擦係數為 0.2,若以螺栓相接,其介面為完全 接合。
- 天然橡膠支承之楊氏係數為 978.4
 MPa,波松比為 0.49。
- 4. 試體受力之傳遞,直接以力量施加於

轉接版下方。假設試體直徑為 500 mm, 承受之 t 垂直壓應力為 10MPa、剪力 為 200kN。

- 5. 預力螺桿之預力為每支120kN。
- 剪力量測系統中之 NRB 因變形極小, 不會產生非線性行為,因此以均質彈 性體進行模擬。

將分析結果以主應力之形式展示於圖 四。由圖中可以觀察到,整體反力框架及 連接板所受應力相當平均且遠小於其材料 強度(假設為A36)。而在預力螺桿及其兩端 與連接板相接處之局部位置,會產生應力 集中的效應,其數值約為 300 MPa,但仍 遠小於螺桿之材料強度(F10T)。變形結果 如圖五所繪,其中由於施加彎矩及剪力的 關係,天然橡膠支承 NRB 之側面有較大的 變形,其值約介於 1 mm 至 1.5 mm 之間。 整體系統之最大的位移反應位於轉接版之 中央位置,其垂直向變形最大值約為 2.4mm。



圖四 主應力分析結果



圖五 總位移分析結果

為驗證剪力量測系統之有效性,使用 鉛心橡膠支承作為試體進行一系列之試驗 (圖六)。試體之直徑為500 mm、總高197 mm、橡膠單層厚度4.5 mm、橡膠層總厚度90 mm、特徵強度Qa=64 kN、有效勁度 Keff=1.13 kN/mm。實驗共規劃有七個項目,每個項目皆進行4個反覆循環之正弦波試驗,且試體之垂直壓力皆為10 MPa。其中五個試驗項目頻率固定為0.25Hz,探討試體在剪應變為50%、100%、150%、200%及250%下之反應。除此之外,於剪應變為100%之條件下,進行頻率0.01Hz及0.1Hz之兩項實驗,探討在相同剪應變時,不同頻率之反應差異。



圖六 試驗過程照片

為探討剪力量測系統之量測結果,選 取試驗 3(剪應變 100%、頻率 0.1Hz)與試驗 7(剪應變 250%、頻率 0.25Hz),觀察比較其 出力情形,如圖七所示。圖中 469D 代表直 接由 BATS 系統回饋之出力值;Sum of LC 為四個荷重元,經角度修正後所求得之總 力;NRB 取天然橡膠支承之理論彈性勁度 乘上其剪力變形而得。由力量比較歷時圖 可以驗證得知,天然橡膠支承所提供之剪 力約為荷重元(預力螺桿)之 2%,驗證 NRB 之出力遠小於預力螺桿之設計目標。



(a) 試驗 3 (剪應變 100%、頻率 0.1Hz)



(b) 試驗 7 (剪應變 250%、頻率 0.25Hz)

圖七 力量歷時圖

將試 3(剪應變 100%、頻率 0.1Hz)與試 7(剪應變 250%、頻率 0.25Hz)之力量量測 與機台位移關係點繪於圖八。圖中 F1 為雙 軸向動態試驗系統水平向致動器之回饋數 值(即含有摩擦力與慣性力之原始數據), F2 為利用經驗修正公式將 F1 進行誤差修 正後之結果,F3 則為剪力量測系統所量測 之數據(包含方向修正後之荷重元數值,以 及依據變位計算而得的 NRB 理論出力值)。

由試驗 3(圖八(a))可以觀察出,當進行 慢速且低剪應變之試驗時,F2及F3較F1 扣除了摩擦力之影響,且F3所扣除之摩擦 力明顯較多,此狀況可能由於經驗修正公 式於低速下,對於速度較為敏感所致(圖 二)。由試驗7(圖10(b))可以觀察出,當進 行高速且高剪應變之試驗時,剪力量測系 統之量測值則與經驗公式修正值相似,且 由圖中可以觀察出,除了摩擦力之修正外, 扣除慣性力後使遲滯迴圈產生逆時針旋轉 之現象。





(b) 試驗 7 (剪應變 250%、頻率 0.25Hz)

圖八 遲滯迴圈比較圖

五、結論與展望

總結以上分析結果,剪力量測系統不 但幾乎與雙軸向動態試驗系統不存在相角 差,亦相似於經驗修正公式之結果;同時 可有效解決雙軸向動態試驗系統在進行小 型試體試驗時,系統誤差過大之問題。

本研究未來除針對剪力量測系統之試 驗容量進行評估與探討外,亦持續進行改 良設計,例如將大尺寸的天然橡膠支承更 換成多顆陣列形式之小尺寸天然橡膠支承, 以增加旋轉勁度,抑制轉接版產生非預期 轉動的行為產生;同時亦進行模組化設計, 以期達到快速安裝以及精準量測之目的。

參考文獻

- 林旺春,劉瓊林,汪向榮,楊卓諺,游忠翰, 林晉承,盧煉元,黃震興,張國鎮(2022), "雙軸向動態試驗系統之基本參數研 究與探討"。
- 2. Kelly, J.M. (1993). "Earthquake-Resistant Design with Rubber.", Chapter 8.3 p.170p.174.
- J. S. Shortreed, F. Seible, A. Filiatrault and G. Benzoni. (2001) "Characterization and testing of the Caltrans seismic response modification device test system", Phil. Trans. R .Soc. A, 359: 1829-1850.

懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南之修訂

陳威中1 柴駿甫2 林凡茹3 簡子婕4 王鑑翔5

摘要

懸吊式輕鋼架天花板系統因缺乏適當之施工方式及耐震措施,長期以來都是最為常 見的震害類型之一。2011年,懸吊式天花板之耐震施工指南(以下簡稱施工指南)正式 收入至「建築物耐震設計規範及解說」之附錄 B 中,內容詳述各項耐震施工細節。然而, 根據近年來之地震經驗以及相關研究結果顯示,現行施工指南所允許之部分工法在面對 震度較大的垂直向地震作用下仍有嚴重崩塌之可能性,並且人為施工上的問題往往會造 成耐震措施無法有效提升天花板系統之耐震能力。為重新檢討施工指南之適用性與安全 性,本研究針對國震中心歷年來一系列天花板振動台實驗進行全盤性分析,並根據研究 結果修訂既有條文及增設相關耐震規定。本文將說明現行施工指南中較須注意之問題與 缺失,同時提出修訂之建議;冀望此研究成果能提供國內天花板業者參考使用,提升現 場實做之懸吊輕鋼架天花板耐震品質。

關鍵詞:懸吊式輕鋼架天花板、明架天花板、耐震施工指南、振動台實驗

一、前言

非結構物在地震中遭逢嚴重損毀之例 子不勝枚舉,其中懸吊式輕鋼架天花板系 統(明架天花板)長期以來都是最為常見 的震害類型之一。台灣在 2011 年於內政 部所頒佈新版建築物耐震設計規範中,正 式將懸吊式輕鋼架天花板之耐震施工指南 納入附錄 B。此耐震工法主要為參照 ASTM E5800-06 及-08 之規定,並配合國內施工 習性編修而成,內容詳細敘述各項施工細 節,其中大多數施工細節乃針對水平向地 震,對於垂直方向上載重之規定則停留在 靜態之性能要求。

然而根據近年來之地震勘災經驗以及 其他相關研究可以發現,致使天花板系統 破壞之因素不僅有水平向地震力,垂直向 地震力之影響亦不容小覷。依據現行耐震 施工指南所施作之天花板系統並無法有效 抵抗垂直向動態載重,尤其在面對具有較 大垂直向地震力之近斷層地震作用時仍有 嚴重崩塌之可能性。為了重新檢討現行耐 震施工指南之安全性,本研究彙整國震中 心歷年來一系列天花板振動台實驗,全盤 性研究天花板系統之動態行為及破壞模式, 並根據實驗結果修訂既有條文,期望能在 現有天花板耐震施工之基礎上做進一步把 關。

二、天花板破壞模式介紹

綜整天花板耐震實驗結果可以發現, 目前國內市售耐震型天花板系統具有良好 抵抗水平向地震力之效用,然而一旦加入 垂直向地震力,若干破壞模式也隨之發生, 甚至造成天花板系統大範圍崩塌。以下針 對天花板系統之破壞模式進行說明:

 現行耐震工法允許天花板主架使用載 重等級為中型或重型骨架,搭配懸吊線 間距為120cm或150cm。實驗結果顯示

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心副主任

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技術師

⁵ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

當天花板系統使用中型主架且懸吊線 間距超過120cm,一旦受到震度較大之 垂直向地震力作用(樓板垂直向加速度 峰值超過800gal),主架會發生側向扭 轉挫屈破壞,致使天花板系統崩塌(圖 一)。



圖一 主架側向扭轉挫屈破壞

- 目前市售耐震型骨架接頭大部分可滿 足水平方向之偏心載重,但在垂直方向 上骨架接頭之卡榫裝置卻普遍無法滿 足偏心5度之抗拉需求。此情形也造成 骨架扣接處於震度較大之垂直向地震 作用下就會脫開,進而導致天花板板材 掉落或整體系統損壞。
- 天花板骨架接頭之破壞模式除上述因 卡榫裝置鬆脫外,當樓板垂直向加速度 峰值超過 800 gal 時,接頭卡榫會受到 剪切式破壞,如圖二所示。



圖二 骨架接頭剪切破壞

4. 現行耐震施工指南中僅針對天花板主 架規定其垂直承載能力,對於副架卻沒 有明確要求,故導致市售天花板系統之 副架其垂直承載能力品質差異很大。實 驗發現儘管副架能承受天花板系統之 自重,但在垂直向地震作用下骨架則會 發生明顯變形。

5. 目前國內慣習工法係將天花板懸吊線透過L型擊釘片以火藥擊釘固定於上方支撐物,實驗結果顯示許多工廠預製吊筋組因缺乏足夠之拉拔能力,在受到垂直地震力作用時不僅懸吊線遭拉拔出擊釘片(圖三),甚至擊釘片連同火藥擊釘被拔出結構體,導致天花板試體瞬間崩塌。



圖三 懸吊線脫離擊釘片



圖四 斜拉線組之構造

6. 斜拉線組(圖四)為施工指南中用來抵抗水平地震力之主要抗震措施,惟實驗結果卻發現其耐震功效有待商權。主要原因在於耐震工法係將天花板骨架一端與收邊材固定,導致天花板系統之水平向振動直接受到束制,一旦斜拉線充水平向振動直接受到束制,一旦斜拉線和對變形量不夠明顯,斜拉線便很難發揮其水平抵抗力;斜拉線緊繃之程度以及其他施工細節之處理也會影響斜拉線之受力情形,在實驗陸續進行影響其水平抵抗力。此外,實驗中亦發現在大震度垂直向地震力作用下,有裝設

壓力桿之天花板系統反而遭受較為嚴 重之破壞。再者,由於斜拉線組之施作 一直以來都面臨極大之施工挑戰,許多 業者往往因陋就簡而隨意施工,致使耐 震天花板施工品質參差不齊,影響原訂 規範之美意。

三、耐震施工指南之修訂

本研究依據上述實驗結果重新修訂施 工指南中各項條文並增設相關耐震規定, 同時亦召開專家座談會議,邀請國內學者 以及天花板製造商共同討論修訂項目的合 理性及實用性。修訂草案之部分內容及解 說表示如下:

1. 耐震施工指南之定位

為確定本施工指南之位階等相問題, 國震中心與內政部營建署官員共同召開工 作會議。會議結論將其定位為「參考性範 本」,旨在無任何結構設計之情況下供業者 使用,以提升現場實做天花板系統之耐震 性,並不限制其他耐震工法或開發研究新 產品;同時維持以附錄型式納入耐震設計 規範,並於規範正文第四章解說中進行引 用,強化本施工指南之使用性。

2. 適用範圍之修訂

施工指南目前係以樓板水平向加速度 峰值 1600 gal 作為適用條件之上限,然而 從實驗結果可以發現, 垂直向地震力之影 響其是嚴重,並且天花板之耐震容量會隨 著天花板系統之重量以及面積尺寸等因素 而有所改變,故較難以某特定樓板加速度 作為適當之天花板耐震容量。再與專家學 者共同討論後,最終以天花板系統之重量 作為適用條件。適用條件之制定除考量天 花板系統之耐震性外,本研究亦實地調查 國內不同使用空間(學校、辦公、商業以 及醫院)之天花板重量現況,同時兼顧本 施工指南之實用性。目前擬以天花板系統 及其附屬設備之總重量小於10kgf/m²作為 標準,可有效降低天花板系統於地震中發 生大範圍崩塌之機會。

適用範圍除了重量標準外,本研究亦 偕同天花板施工商一齊檢討天花板之構造 型式。天花板系統為圖五中構造型式 A、 B、C或D者可直接使用本施工指南;倘若 為構造E或F者,則須於圖上標示處額外 增設1條輔助懸吊線,以提升天花板骨架 之垂直承載能力。



圖五 天花板系統構造型式

3. 天花板骨架之修訂

為防止天花板主架於震度較大之垂直 向地震中發生破壞,本研究建議天花板系 統之主架應符合 ASTM C635 (ASTM 2007) 載重等級規定之重型等級,須經測試於跨 距為 120 cm,載重為 24.5 kgf/m 時,跨中 變形量須小於跨距之 1/360;天花板系統 之副架,則須經測試於跨距為 120 cm,載 重為 12 kgf/m 時,跨中變形量須小於跨距 之 1/360。天花板骨架實施載重測試時可 參考 ASTM E3090 (ASTM 2020) 測試標準 進行。

目前施工指南並沒有規定天花板副架。 之垂直承載能力,考慮到國內使用習慣常 於天花板施工完成後再陸續放置或吊掛其 他非結構物於天花板系統上,為避免天花 板副架因無法承受非預期載重而導致破壞, 本研究因而制定天花板副架之最小垂直承 載能力。此垂直承載能力係假設當天花板 主架之載重為 24.5 kgf/m 時,副架所須負 擔之載重值。

4. 懸吊線間距之修訂

本研究建議天花板主架之懸吊線其間 距不可超過120cm,目的為避免主架在受 到震度較大之垂直向地震作用時因破壞而 致使天花板系統崩塌。

5. 懸吊線連接裝置之修訂

懸吊線(包含垂直懸吊線與斜拉線) 一般會透過連接裝置如L型擊釘片或掛鉤 等方式固定於上方支撐物,本研究建議懸 吊線與連接裝置處須至少纏繞 3 圈且纏 繞範圍不得超過7.5 cm以確保能順利傳遞 載重,若為其他不同之工法則須確認懸吊 線與連接裝置間之抗拉強度不得小於 115 kgf。尤其是目前市面上許多工廠預製之懸 吊線已附有L型擊釘片,惟兩者連接方式 通常並非採本研究所建議之型式,若使用 此類型之懸吊線應事先確認懸吊線與L型 擊釘片間之抗拉強度是否符合要求。

6. 斜拉線組之修訂

國內輕鋼架天花板之施工屬於內裝工 程,施工順序一向都排在建築結構體工程 結束而管道工程接近完工階段才會開始進 行安裝。因此當天花板包商進場施作時樓 板下方普遍已設置許多管線或其他設備 (圖六),空間的限制導致斜拉線組在施工 上遇到很大的問題。



圖六 國內常見天花板施工現場

考慮到斜拉線組之施工困難性以及裝 設壓力桿之天花板系統反而較容易遭受破 壞,故本研究建議可移除壓力桿之設置, 但仍保留4條斜拉線,須固定於與副架交 接處5cm範圍內之主架上,且水平夾角不 可大於45度,作為避免發生天花板連鎖 破壞之預防措施。

四、結論

本研究彙整歷年來天花板振動台試驗 以確實瞭解目前國內懸吊式輕鋼架天花板 系統之耐震性能,綜整實驗結果顯示只要 是符合現行耐震工法之天花板系統,不平 是否有加裝斜拉線組均能有效抵抗水平地 震力,即使在大震度水平激震力作用下改 震力收震力,不僅收邊處之破壞更為嚴重 骨架,甚至會造成天花板骨架嚴重變形或吊 點處發生破壞致使天花板崩落。因此, 對 照如是卡權受損之情 影處致使天花板崩落。因此能提 研究面內天花板業者參考使用,提升國內懸 吊天輕鋼架天花板之耐震品質。

參考文獻

- 內政部營建署 (2011),「建築物耐震設 計規範及解說」
- American Society of Testing and Materials. (2007) "Standard Specification for the Manufacture, Performance, and Testing of Metal Suspension Systems for Acoustical Tile and Lay-in Panel Ceilings" *ASTM C635-07*, ASTM International, PA, USA.
- American Society of Testing and Materials. (2020) "Standard Test Methods for Strength Properties of Metal Ceiling Suspension Systems" ASTM E3090-20, ASTM International, PA, USA.
- 4. American Society of Testing and Materials. (2020) "Standard Practice for Installation of Ceiling Suspension Systems for Acoustical Tile and lay-in Panels in Areas Subject to Earthquake Ground Motions" *ASTM E580-20*, ASTM International, PA, USA.

風力發電設備之耐震或振動測試要求

黄百谊1 柴駿甫2 林凡茹3 徐瑋鴻1 簡子婕4 林震宇1 王鑑翔5

摘要

臺灣具備良好之風力發電條件,多年前已陸續於各地建置陸域風力機,目前更積極 開發離岸風能,首座離岸風場在2019年底正式商業運轉,為臺灣能源轉型之重要里程碑。 然而臺灣獨特之環境條件,使風力機需面對颱風與地震之侵擾,此類天然災害的危害不 容小覷,為此經濟部標準檢驗局與國家地震工程研究中心合作,於2018年發布 CNS 15176-1「風力機-第1部:設計要求」之修訂版,新增耐震設計相關要求,使風力機抗颱耐震 國家標準更加完備。為驗證風力發電相關設備之可靠度,本文研析國內外相關規範,彙 整與耐震或振動相關測試要求,以作為風力機設計、製造、驗證本土化之準備。

關鍵詞:風力機、設備、耐震測試、振動測試

一、前言

風力發電規劃、設計與建置過程中, 通常會依循認證機構(Accreditation body) 提供之相關規範進行檢驗與驗證,依據類 型大致可分為專案驗證(Project certification)、形式驗證(Type certification)、 原型驗證(Prototype Certification)以及元件 驗證(Component certification),皆需提交對 應測試或允收標準之合格文件以資佐證, 採用之標準則依認證組織而定。

常見之標準化機構(Standardization body)可分為國際性(如ISO、IEC、IEEE 等)、 區域性(如歐盟 CEN 或 CENELEC 等)或國 家性(如臺灣 BSMI、英國 BSI、美國 API、 德國的 BSH、挪威 NEK 與 PSA 等)機構, 亦有船級社(Classification societies)如美國 的 ABS、日本的 ClassNK 與 BV、DNV GL 等, 長期浸淫於海事工程領域,因而發展為驗 證機構(Certification body)並發布離岸風電 相關標準(Norsk Industri AS, 2020)。

本文擬針對國際公認之 IEC 與 DNV GL

等認證或驗證系統所發布之相關規範與指 南文件,研析與風機耐震相關之要求,篩 選相對應之測試規範或標準,以作為耐震 型離岸風機之驗證方法參考。惟相關標準 中尚包含針對土壤場址調查或抗液化能力 之取樣或測試方法,本文僅簡介振動台測 試相關要求。

ニ、IEC

國際電工委員會(International Electrotechnical Commission, IEC)為擁有百 年歷史之國際標準組織,制定和發布為數 眾多之電氣、電子相關技術文件與標準, 並與ISO或IEEE等其他國際標準組織緊密 合作,其於電工方面之規範與測試方法極 具權威性。於再生能源領域,IEC更進一步 成立IECRE 驗證機構,專門為太陽能(Solar PV energy)、風能(Wind energy)與海洋能 (Marine energy)相關設備提供驗證與測試 服務,其應用於風能之標準自然為IEC 61400 系列,而當前風機領域中,亦以該 系列文件為領頭羊,包含臺灣標準檢驗局

¹國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員兼副主任

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技術師

⁵ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

發布之 CNS 15176-1「風力機—第1部:設 計要求」在內,許多國家之標準制定機構 皆以其為骨幹,依當地環境條件與需求調 和為各國家標準。

IEC-61400 系列具體說明風力渦輪機 結構完整性的基本設計要求,內容包含風 力渦輪機的所有子系統,如控制和保護功 能、內部電氣系統、機械系統和支撐結構。 其目的為保護風力渦輪機於計畫生命週期 內免受危險造成損害,進而提供適當的標 準,其於 IEC 61400-1 (IEC, 2019)標準 (CNS 15176-1 (BSMI, 2018)亦同)中敘述地震載 重之設計方法, 需經由圓錐貫入試驗(Cone penetration test, CPT)等現地與實驗室方法 獲取基礎設計所需之參數。綜觀該系列文 件,其偏向設計流程、方法與管理,與測 試驗證相關多於 IEC 61400-22:2010「符合 性測試和認證,中描述,但該文件已於 2018 年被撤銷, 改以 IECRE 中的風力部門 (WE-OMC)取代之。

OD-501 文件為 IECRE 提供予風力機元 件驗證、原型驗證與形式驗證計書之可操 作文件(Operational document), 適用於陸 域或離岸風機,且不限於特定尺寸或類型, 內容描述與設計、測試、製造各階段的驗 證評估程序, 並引用其他標準與技術要求 以確保電力網路的安全性及可靠性(IECRE, 2018), 並衍生一系列可操作文件以供再生 能源驗證機構 (Renewable Energy Certification Bodies, RECB)作為執行設計基 準、設計與製造評估之形式驗證依據,內 容詳述執行評估的流程、方法、參考規範 與報告內容等,每一份子文件皆以特定組 件為標的,包含:葉片(OD-501-1)、齒輪箱 (OD-501-2)、塔架(OD-501-3)、載重(OD-501-4)、控制與保護系統(OD-501-5)與主要電子 元件(OD-501-7),而主要電子元件則涵蓋 發電機、變壓器、轉換器、中高壓元件、 充電設備與電池、開關裝置與保護裝置、 電纜、母線、雷擊保護裝置等,茲列舉 OD-501-7 中特定電子元件之適用標準如表一 (IECRE, 2019) •

發電機適用標準 IEC 60034 系列中並

無環境測試要求,驗證要點中所指之振動 測試應為旋轉電機運轉造成之振動量測結 果; IEC 60076-16 為風力機使用之乾式或 液浸式變壓器適用標準,其氣候與環境測 試要求皆回歸至 IEC 60076-11 乾式變壓器 之服務條件,則其以 IEC 60068-3-3 為耐震 測試標準;IEC 62271 系列標準為高壓開關 裝置與控制裝置之相關標準,其中子文件 IEC 62271-207、-210 與-300 分別針對高壓 氣體隔絕開關裝置組件、高壓金屬封閉和 固體絕緣封閉開關裝置和控制裝置組件以 及交流斷路器提供耐震驗證標準,其中測 試程序諸多規定須參考 IEC 60068 系列文 件,如:IEC 60068-2-47、IEC 60068-2-57 以 及 IEC 60068-3-3; 轉換器適用之 IEC 62477-1 與 61800-4 (為 IEC 61800-2 取代) 標準 中並無環境測試相關要求。

表一 主要電子元件相關設計與測試標準

元件	IEC 標準	驗證要點
發電機	60034 series	熱運轉測試結果;其他形式 或原型測試結果;適用之振 動測量結果;常規測試計 畫;軸承額定壽命計算(ISO 281);冷卻系統;電纜連接 界面;安裝與環境;保護與 接地;因 IEC 60034 不考慮 直驅系統之相關問題,因此 應根據商定的設計基準紀 錄直驅發電機
轉換器	62477-1 61800-4	EMC 符合 IEC 61800-3 或 同等標準;形式與常規測 試;絕緣設計
變壓器	60076 series	形式與常規測試;振動測 試;環境測試;冷卻系統; 安裝與接地;保護與監控裝 置
高壓開關裝置	62271 series	發電機與電網之間的開闢 裝置之安排及其額定值應 與設計基準的假設比較。另 需對高壓開闢內部故障檢 測、洩壓量測及其對安裝環 境可能產生的影響進行確 認

三、DNV GL

DNV (Det Norske Veritas) 與 GL (Germanischer Lloyd)兩大歷史悠久的船級 社合併之後,積累超過百年的海事工程經 驗所建置之相關規範與標準文件,使其於 海事、能源等領域之認證系統為國際公認 之標竿,其與 IEC 同為發布最完整離岸風 機相關文件之機構。DNV GL 的文件系統分 為三個層級,服務規範(Service specification, SE)提供與驗證相關的原則及程序,說明 DNV 的服務範圍與目標,但不含技術要求; 技術要求作為獨立的標準(Standard, ST)發 布;推薦措施(recommended practices, RP) 提供 DNV 對安全工程實踐的詮釋。(DNV GL, 2018)

DNVGL-ST-0145 (DNV GL, 2020)標準為 DNV GL 針對海上變電站 (Offshore substation)提供之設計文件,其中包括結 構設計、電氣設計、防火防爆設計、緊急 應變措施、系統配置以及人員物資運送路 線設計等,在主要電氣設備如開關設備、 電力變壓器及變頻器等方面,其建議參照 IEC 相關標準進行設計和測試。IEC 60076 系列標準適用於主電力變壓器之設計與測 試,然其著重於電力品質之相關檢測驗證 與設計要求;IEC 62271 系列標準適用於高 壓開關裝置與控制裝置之設計和測試,其 中 IEC 62271-207、IEC 62271-210 及 IEC 62271-300為與耐震驗證測試相關之標準; IEC 60099-4 標準適用於避雷器之設計,然 並未提及耐震或振動相關測試;IEC 60255-21-1 標準為適用於電驛之耐震測試,試驗 方法基於 IEC 68-2-6, 即後來的 IEC 60068-2-6 標準。

DNVGL-ST-0076 (DNV GL, 2015)標準為 陸域或離岸風機內的電子設備(electrical installations)之設計原則與技術要求,其於 第11章說明用來量測與控制之電子設備, 應滿足 IEC 60068 系列之環境測試要求或 IEC 60695(火害)、IEC 60825-1(雷射產品) 等規範要求,其中引用 IEC 60068-2-6 作為 振動測試之依據。 DNVGL-RP-0585(DNV GL, 2021)雖為風 場耐震設計之推薦措施,然其內容偏重於 場址調查與土壤動態性質分析等面向,未 提及耐震性能測試等要求。而因 DNV GL 前 身為船級社之故,其發布之離岸風力機相 關設計或驗證文件引用諸多國際標準或規 範,以電子或電力設備而言,最終亦指向 IEC 60068 系列標準作為振動測試或耐震 性能驗證之依據。



圖一 風力機各部說明(DNV GL, 2015)



圖二 變電站各部說明(DNV GL, 2015)

四、其他

國際標準化組織(International Organization for Standardization, ISO)目前 發布與風力機相關之標準有葉片塗層之檢 測系列標準(ISO 19392)、機械振動之評估 (ISO 10816-21:2015)、風力機狀態監測系列 標準(ISO 16079)等,亦與IEC 共同發布齒輪 箱設計要求(IEC 61400-4:2012),然目前 ISO 並無針對離岸或陸域風機提供耐震設計或 測試之相關標準,僅可參照早期為石化產 業制定之海上結構相關設計標準(ISO 19901 series),因其已發展成熟,故其他機 構所提供之離岸結構耐震設計要求文件, 如 DNV-OS-J101(DNV GL, 2014),便直接引

用 ISO 19901-2 標準作為結構設計方法之 依據,然其中並無與振動或耐震測試相關 之描述。

電機電子工程師學會(Institute of Electrical and Electronics Engineers, IEEE) 目 前僅針對風力機人員安全、噪音量測或轉 子系統技術監督規範提供相關標準,其中 並無提及與耐震或振動測試相關要求,另 有與 IEC 共同發布相關標準,如 IEC/IEEE 60076-16-2018 即為風力機變壓器之共同 標準;對於離岸設施的電力系統則提供 IEEE Std 1662(IEEE, 2016) (電力電子設備 Power Electronics, PE)與 IEEE Std 1580-2010 (電纜)等標準作為設計與應用之推薦措 施,皆有引用 IEC 60068-2-6 標準作為振動 測試依據;對於變電站結構物與非結構物 之耐震設計建議措施可參考 IEEE Std 693-2018 標準。IEEE Std 1662 另說明安裝於地 震活躍區域或緊急備援系統(Emergence standby system)之 PE, 需滿足國際建築規 範(International Building Code, IBC)或當地 相關規範所訂定之衝擊或多軸加速度設計 或測試要求。IBC(ICC, 2021)於 1705.14.2 節 中說明非結構物的耐震性能要求,引用 ASCE7第13章的相關規定,而ASCE7(ASCE, 2022) 則於 13.2 節的條文及解說中說明, 可透過 ICC-ES 的 AC156 振動台測試準則進 行耐震性能測試。

五、結論與展望

指向IEC 60068 系列標準之環境測試方法, 然於相關環境測試參數方面仍缺乏明確定 義,需進一步研析或模擬以得合適參數。

參考文獻

- Norsk Industri AS. (2020). Overview of offshore wind standards and certification requirements in selected countries (Report No.: 2020-1194, Rev. 01). DNV GL.
- 2. IEC. (2019). Wind energy generation systems Part 1: Design requirements (IEC 61400-1).
- 經濟部標準檢驗局(2018),風力機-第一部:設計要求(CNS 15176-1)。
- 4. IECRE. (2018). *Type and Component Certification Scheme* (OD-501).
- 5. IECRE. (2019). Conformity assessment and certification of Main Electrical Components by RECB (OD-501-7).
- 6. DNV GL. (2018). *Certification of floating wind turbines* (DNVGL-SE-0422).
- 7. DNV GL. (2020). *Offshore substations* (DNVGL-ST-0145).
- 8. DNV GL. (2015). Design of electrical installations for wind turbines (DNVGL-ST-0076)
- 9. DNV GL. (2021). Seismic design of wind power plants (DNVGL-RP-0585)
- 10. DNV GL. (2014). Design of Offshore Wind Turbine Structures (DNV-OS-J101)
- 11. DNV GL. (2015). Project certification of wind power plants (DNVGL-SE-0190)
- 12. IEEE. (2016). *IEEE Recommended Practice for the Design and Application of Power Electronics in Electrical Power Systems* (IEEE Std 1662-2016).
- 13. International Code Council. (2021) International Building Code (IBC).
- 14. American Society of Civil Engineers. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (ASCE/SEI 7-22).
移動式醫療設備振動台實驗研究

林凡茹1 林祺皓1 柴駿甫2 高翊鈞3 陳維豪4 林震宇5 簡子婕6 王鑑翔7 徐瑋鴻5

摘要

震後急救責任醫院應同時提升建築結構體及醫療設備等直接性設施之耐震能力,並 提升供電、供水、資訊系統等間接性設施的耐震性能,方能在地震過後提供震後大量湧 入的傷患緊急醫療與照護。目前國內醫院已全面性執行結構評估並持續進行補強,但未 全面評估或補強影響救災甚鉅的醫療設備物、藥品儲存設施與支援醫療之供水、供電等 管線系統。有鑑於此,本計畫針對移動式醫療設備進行耐震性能振動台實驗研究,考量 醫療人員操作移動式醫療設備之使用需求,據以強化準則對於移動式設備相關規定之適 用性,以利提升國內急救責任醫院強震後之耐震性能。

關鍵詞:醫療設備、移動式非結構構件、耐震評估、振動台實驗

一、前言

由九二一地震與近年來國內震災經驗 可知,急救責任醫院應同時提升建築結構 體及醫療設備等直接性設施之耐震能力, 並提升供電、供水、資訊系統等間接性設 施的耐震性能,方能在地震過後提供震後 大量湧入的傷患緊急醫療與照護。目前國 內醫院已全面性執行結構評估並持續進行 補強,但未全面評估或補強影響救災甚鉅 的醫療設備物、藥品儲存設施與支援醫療 之供水、供電等管線系統。有鑑於此,本 研究除探討100年行政院應用科技方案之 科技部計畫「醫院耐震評估補強準則」中 之非結構耐震性能評估與設計準則條文之 適用性,並以實際之移動式醫療設備進行 耐震性能振動台實驗研究,考量醫療人員 操作移動式醫療設備之使用需求,據以強 化準則對於移動式設備相關規定之適用性, 以利提升國內急救責任醫院強震後之耐震 性能。目前國內外研究較缺乏對於醫療設 備物、藥品儲存設施之耐震評估與補強措

3 台灣科技大學營建工程系碩士生

6 國家地震工程研究中心副技術師

施,因此,本研究針對移動式醫療設備物 探討耐震評估方法的準確性與適用性,配 合台北市聯合醫院贈與國家地震工程研究 中心之滾輪式醫療設備,透過移動式醫療 設備實體(圖一至圖三)動態實驗了解其結 構特性,以利後續強化國內外未臻成熟之 移動式醫療設備(獨立式非結構物)耐震措 施設計,以符合使用移動頻繁的機能需求。



圖一 移動式病床

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主任暨設備管線組組長

⁴ 台北科技大學土木工程系碩士生

⁵ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁷ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員



圖二 新生兒急救處理台



圖三 立式手術燈

二、實驗規劃

本計畫執行實驗之滾輪式醫療設備包 括迴轉式病床、手術照明燈、超音波掃描 儀、新生兒急救處理台與心電圖紀錄器, 除了迴轉式病床為透過結構完整性驗證其 功能,其餘設備可於地震中或地震前後通 電確認其是否能夠開機操作。惟因測試對 象為醫院捐贈之報廢醫療設備物,故無法 確保其功能性正常運作。故在正式測試前, 需確認各設備醫療功能執行狀況(表一)。 本研究實驗參數如表二所示,表中實驗參 數之縮寫以中括號內文字表示,以利後續 實驗數據歸類與檔案名稱編碼之用。

表一 測試前設備醫療功能實測與調整

試體	測試前試體醫療功能狀況	測試前後性 能判讀
迴轉 式病 床	 右側扶手一根支架斷裂, 以膠帶綑綁固定。 背部抬升、腿部抬升及整 體抬升功能正常。 	醫療功能 結構完整性
新兒救理	 插電可正常開機,但是螢 幕顯示馬達故障。 處理台抬升功能不順。 	醫療功能(開 關機) 結構完整性
手術 照明 燈	 無法開機使用。 底部少一顆輪子,故另採 購輪子全部置換。 	結構完整性
超音波播	 ●插電可開機,螢幕雖有 電,但無法顯示內容。 	醫療功能(開 關機) 結構完整性

表二 醫療設備實驗設計

參數	類別					
醫設試證	[B] 迴轉 式病床	[N] ^亲 兒急 處理	[N] 新生兒急救處理台		手術 明燈	[U] 超音 波掃描 儀
地板 鋪面	[P] PV	/C 地磚	i.	[[C] 導	電地磚
剎車	[0]	[1]	[2]2	輪	[2]2 南	龠 [3]
輪數	4輪	0輪	(對	角)	(單側) 1輪
輸入 波類	[WN] W (0 [Sir Sine W (0	(hite No .2g) n1Hz] /ave 1H .2g) 10Hz]	z	進行設備頻率系統 識別 概略模擬10層樓 建築結構之屋頂層 樓板反應 概略描料1層塘建		
別	[Sin10Hz] Sine Wave 10Hz (0.2g)			築結構之屋頂層樓 板反應		
	[AC156] AC156 (60% 100% 133%)			台北市建築之屋頂 層反應		
輸入 方向	Х	Y			Z	XYZ

本實驗以 AC156 歷時達到建築物耐 震設計規範對於台北市區醫院屋頂層設備 之要求,圖四為實際測試輸入波之反應譜, 滿足 RRS (需求反應譜)要求;此外,實驗以 1Hz 與 10Hz 簡諧波分別模擬低矮與中高 層建築幾近單頻之簡諧反應,如圖五所示, 1Hz 實際簡諧波之窄頻反應譜近似建築結 構基礎模態主控下之窄頻特性。



圖四 實際測試之 AC156 加速度反應譜 (以 LC1_AC156_100%測試為例)



圖五 實際測試之 1Hz 簡諧波加速度、速 度歷時與加速度反應譜(以 LC1_1Hz_X 測 試為例)

三、實驗結果分析

本研究之實驗參數包括醫療設備試體、 地板鋪面型式、剎車輪數配置、輸入波類 別、輸入波震度與輸入波方向。由實驗結 果可知,相異之醫療設備於相同之輸入波 下反應差異甚大,而不同輸入波輸入相同 之醫療設備易影響其反應,剎車輪數配置 則需觀其車輪類型,若為萬向輪則煞車影 響較低。以病床與手術燈為例,由圖六與 圖七可知,地板鋪面形式影響甚微,而醫 療設備頂部反應並不一定會大於中下層反 應,而需視其醫療設備結構系統特性而定。 此外,如圖八所示,手術燈在相近的輸入 波最大加速度峰值與速度峰值下,仍可能 有截然不同的反應,故實際反應仍需視輸 入波方向、頻率內涵、剎車數量與配置等 條件等而定。



圖六 病床測試輸入與反應加速度關係



圖七 手術燈測試輸入與反應加速度關係





四、移動式設備反應評估

本研究採國震中心醫院耐震設計與評 估補強準則參酌之移動式醫療設備評估方 法,進行耐震評估:

1.
$$a > \frac{B}{H} \times g$$
 : 物體擺動(Rocking)

2.
$$v > 10 \times \frac{B}{\sqrt{H}}$$
:物體傾倒(Overturning)

其中,

a:設備放置之處的樓板加速度峰值(gal)

v:設備放置之處的速度峰值(cm/s)

B:B為物體底部錨定間距(cm)

H:物體高度(cm)

以手術燈為例,可比對該醫療設備於 不同測試波下之受震行為與上述公式之評 估結果。由表三可知,雖準確度有待強化, 但在較大之輸入波測試當中,其評估之準 確度仍達約36%,其餘64%均得到較為保 守的結果。

表三 移動式設備實際受震行為與評估結 果比對

測試 件	煞車與 否	輸入波	實際受 震反應	評估結 果
LP0	煞(0)	LP0_AC156_60	R	0
LP0	煞(0)	LP0_AC156_100	0	0
LP1	未煞(1)	LP1_AC156_60	R	0
LP1	未煞(1)	LP1_AC156_100	S	0
LP1	未煞(1)	LP1_AC156_133	0	0
LP1	未煞(1)	LP1_AC156_60	S	0
LP1	未煞(1)	LP1_AC156_133	0	0
LC0	煞(0)	LC0_AC156_60	0	0
LC0	煞(0)	LC0_AC156_100	0	0
LC1	未煞(1)	LC1_AC156_60	S	0
LC1	未煞(1)	LC1_AC156_100	S	0
LC1	未煞(1)	LC1_AC156_133	S	0
LC1	未煞(1)	LC1_AC156_133	0	0
LC1	未煞(1)	LC1_AC156_133	0	0

*R: 擺動(Rocking) S: 滑動(Sliding)

O:傾倒(Overturning)

五、結論與展望

基於國內外實際醫療設備動力實驗結 果欠缺,本研究可供醫院決策者與耐震評 估者參酌,以利推廣大量移動式醫療設備 之耐震行為批次預估,而供決策者決斷重 要移動式醫療設備之耐震性能提升規劃。 在 covid-19 疫情衝擊、國際合作實驗停擺 的狀況下,本研究變更實驗設計與地點, 改於 110 年八月國家地震工程研究中心 台北振動台完成實驗。由本研究成果可知, 國家地震工程研究中心提出之醫院耐震設 計與評估補強準則之移動式醫療設備評估 方法,雖準確度有待強化,但以最脆弱之 手術燈為例,在較大之輸入波測試當中, 其評估公式仍可得到較為保守的結果,證 實移動式醫療設備仍可採用準則提出之評 估方法。唯移動設備擺設之處仍需留設足 夠之設備滑動量餘裕,以防與相鄰構件或 使用者相撞,而導致二次受損或傷及使用 者。

六、誌謝

本文感謝台北市立聯合醫院無償捐贈 醫療設備試體,以及科技部對本研究補助 (計畫編號: MOST109-2625-M492-001)。

參考文獻

 柴駿甫、黃震興(2013年),醫院耐震 評估補強準則之研擬,國震中心研究 報告 NCREE-2013-037。

強度與消能混合型耐震間柱之參數分析研究

莊勝智1 林克強2 紀凱甯1 許宸唯3 陳垂欣4

摘要

過去國內應用耐震間柱於結構物時,常沿用日本的設計邏輯,主要做為消釋能量的 阻尼器,為達到阻尼器的設計目的,設計時盡可能在很小的變形下發展非線性消能能力, 其中以H型鋼中預期發展剪力降伏的腹板提供消能。根據國內建築物結構設計規範規定, 此消能型耐震間柱於彈性設計之折減後的地震力作用下,不得做為抵抗地震橫力的構件。 本研究透過有限元素分析,訂定準確的耐震間柱剪力降伏強度、間柱段側向勁度及連接 梁旋轉勁度估算方法,考慮間柱斷面尺寸、材料強度、間柱高度及消能核心段長度等參 數控制降伏位移。利用分析結果,結合規範中層間位移角之限制,對能有效設計出強度-消能混合型耐震間柱的設計方法提出建議。綜合分析結果,建議翼板-核心段腹板厚度 比的限制公式與核心段長度比為 0.2 至 0.6 時,可使混合型間柱有穩定的剪力降伏行為。

關鍵詞:耐震間柱、剪力降伏強度、降伏位移

一、前言

臺灣地處環太平洋地震帶,地震風險 較高且其發生次數相當頻繁。1999 年 921 地震發生後,有鑑於地震可能對建築物造 成嚴重損害,並對生命及財產產生極大威 脅,國內開始嘗試使用不同的制震消能元 件以改善建築物之耐震性能,同時作為改 善使用舒適度的方法。為因應不同耐震需 求與結構體外觀幾何設計需求,愈來愈多 種類的消能元件應運而生,而耐震間柱 (seismic stud column, SSC)即為其中之一。

耐震間柱為設置於抗彎構架(moment frame)中結構柱跨距中央,高度僅一層樓 的短柱。一般而言,耐震間柱在設計時不 考慮承受軸力,主要僅受到水平地震力所 引致之剪力與彎矩,與抗彎構架共同抵抗 地震橫力,作為結構保險絲的腳色,並控 制結構物的水平位移。以往國內外所使用 屬「消能型」的耐震間柱設計,之所以不 可視為構件而參與結構系統強度設計,乃 因其過早進入降伏而不符合耐震規範的位 移需求。本研究將透過規範規定之位移限 制,於一法定的地震力下,使耐震間柱保 持彈性,提供強度並控制側向變形;當地 震力超過該法定地震力時即進入降伏,提 供消能阻尼,以設計出可在使用時對於構 架的強度及勁度均有所貢獻之「混合型」 耐震間柱。

二、分析模型

於建築物耐震設計規範(內政部營建 署,2011)中,為避免非結構構材過早產生 破壞而影響建築物使用性與安全性,結構 物在中小度地震(回歸期約為30年)下的層 間相對側向位移角有 0.005 弧度的限制。 根據結構體在中小度地震下須保持彈性的。 設計原則,符合此位移限制的構架即意味 著已滿足中小度地震力的強度設計考量。 而又因高韌性容量結構物之強度需求常受 中小度地震力控制,本研究透過間柱降伏 層間轉角的控制以達到符合構件強度需求 之目的。欲控制間柱降伏時之變形,意味

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 國立陽明交通大學土木系碩士

⁴ 國立陽明交通大學土木系副教授

著需準確估算間柱在構架中的側向彈性勁 度及剪力降伏強度,其中側向彈性勁度可 分為耐震間柱本體側向勁度與其上下邊界 梁於連接處之彈性旋轉勁度兩分量。考慮 邊界梁的旋轉,且假設梁深度內為剛體的 變形機制下,層間相對位移角θ_s可以方程 式(1)表示,

$$\theta_s^* = \rho(\frac{V_e}{k_{SSC}H_{SSC}}) + \frac{\Sigma(V_eH_s)}{k_{\theta b}}$$
(1)

並將結構體於規範位移限制規定之地震力 下的層間轉角設為間柱降伏時層間位移角 的限制 θ_u ,間柱在此位移限制狀態下不可 發生降伏,即 $\theta_s^* \ge \theta_u$ 。

為探討間柱勁度與強度值,本研究中 建立兩種有限元素分析模型,以進行後續 的分析研究。第一種為兩端固接的間柱段 模型(以下稱為 SSC-f),模型架構如圖一所 示。對於此模型的材料設定,僅對核心段 腹板材料設定其最小降伏強度,其餘部分 的材料均設定為永遠保持彈性。主要變化 間柱的4項設計參數以進行分析:(1)核心 段與全段高度比值δ,由 0.1 變化至 0.9; (2)間柱深度 d 分別設定為 400 mm 及 800 mm 兩種; (3)翼板厚度 t_f , 由 15 mm 變化 至 30 mm; (4) 核心段腹板厚度 t_{we}, 由 8 mm 變化至 24 mm。分析時給予間柱頂部一側 向位移量,使其核心段剛好發生剪力降伏。 由間柱剪力與側向位移關係之線彈性段結 果計算出間柱段分析勁度,此將與估計值 做比較,而由進入非線性時的降伏強度分 析值,可以計算出各參數組合下的剪力起 始降伏係數λ值。



第二種分析模型為含邊界梁十字構架 模型,其中可分為上下端部固接的邊界梁 十字構架模型(以下簡稱 BB-f, 如圖二(a)) 及多包含結構柱的邊界梁十字構架模型 (以下簡稱 BB-c, 如圖二(b))。兩模型均含 有邊界梁及上下各 1/2 高度之間柱段,與 邊界梁相連的兩間柱斷面完全相同;BB-c 模型之邊界梁與兩結構柱相接,其上下高 度分別為 1/2 樓高。其中間柱段之核心段 腹板材料有設定最小降伏強度,間柱-邊 界梁接合部之腹板設定為剛體,其餘部分 的材料均設定為保持彈性。變化的參數包 括:(1)間柱深度 d 分別設定為 400 mm 及 800 mm 兩種; (2)邊界深深度 d_b, 由 400 mm 變化至 1000 mm。假設 1/2 間柱高處 為反曲點,分析中於上下間柱施加1單位 反向的水平力,由邊界梁中央的轉角可算 得旋轉勁度,並與估計值做比較。

間柱段的側向勁度估算,參考許仲翔 等人(許仲翔等,2017)提出的等效單構件 方法,假設間柱內剪力為定值、彎矩呈線 性變化,由單一斷面之等效構件表達原本 由多種斷面組成構件的整體勁度,且同時 考慮剪力及撓曲變形的貢獻。邊界梁的旋 轉勁度則由間柱剪力對邊界梁中央造成的 彎矩做推導,假設梁柱接頭處無位移及旋 轉。為求勁度估算的準確性,除了梁中的 撓曲變形外,亦一併由能量法計入剪力變 形的貢獻(Orosz, 1970)。



(a)雨端固接之邊界梁十字構架模型



72

三、分析結果與討論

3.1 勁度

SSC-f Model

於間柱段勁度的比較中,將以等效構 件方式估算側向勁度與 SSC-f 模型的分析 結果相比,並計算出勁度誤差值 ek1。在翼 板厚度 t_f 為15mm及30mm, e_{k1} 隨核心段 長度比δ及連接段與核心段腹板厚度比 γ_{Av} 的變化如圖三(a)與圖三(b)。 e_{k1} 值同時 $\mathfrak{S}_{t_f} \cdot \delta \mathcal{B}_{\gamma_{Av}}$ 影響, δ 值愈小,或 t_f 愈小, 勁度估算的不準確性愈高。而以γ_{Aν}值為 1.0 至 1.2 時的估算最接近分析值且較不受 翼板厚度影響。隨著 Y_{Av} 值的增加, 誤差將 愈低。翼板厚 15 mm 中, γ_{Av} 為 2.0 與 3.0 的部分誤差曲線低於-10%。不滿足±10% 誤差的參數範圍大致涵蓋了 $t_f ≤ 20$ 、 $γ_{Av}$ ≥ 2.0 及 $\delta \leq 0.6$,此為實際設計使用可能被 運用的範圍。為增加間柱降伏位移估算的 準確性,訂定勁度調整係數m,(如方程式 (2))以調整使用等效構件方法估算之勁度 值 k_{eq} ,調整後的勁度值 k_{SSC} 與調整係數 m_k 之關係如方程式(3)所示。

$$m_k = [0.005(\gamma_{Av} - 1)(40 - t_f)(0.9 - \delta) + 1] \ge 1.0 \quad (2)$$

$$k_{SSC} = m_k k_{eq} \tag{3}$$

調整後的勁度誤差值 eki分布如圖四,可以 看到經調整後的誤差值均落在±5%以內。



BB-f and BB-c Model

邊界梁的旋轉勁度分別在 BB-f 及 BB-c 模型分析中求得,將估計值 $k_{\theta b(pred.)}$ 與分析值比較並計算出估算誤差。表一為 勁度值與其誤差在不同間柱深度 d 及結構 柱深度 d_b 下的變化,其中 $k_{\theta b(anal.)f}$ 及 $k_{\theta b(anal.)c}$ 分別為 BB-f 與 BB-c 的勁度分析 值, $e_{k2}^f \mathcal{Q} e_{k2}^c$ 則分別為其誤差。可以看到 估計值與相同假設邊界條件的 BB-f 模型 分析值相當吻合,其誤差均為正值且皆在 10%以內。與實際邊界條件下的 BB-c 模 型分析值亦有一定的一致性,最大誤差僅 17.2%。基於高估勁度值對降伏位移考量 為保守,本研究認為可採原勁度計算公式 估算邊界梁旋轉勁度。

表一 邊界梁旋轉勁度估算與分析值之比較

d (mm)	d_b (mm)	$k_{\theta b(pred.)}$	$k^{f}_{\theta b(anal.)}$	e^{f}_{k2}	$k^{c}_{\theta b(anal.)}$	e ^c _{k2}
400	400	234013	213003	9.9%	199737	17.2%
400	1000	1610784	1586914	1.5%	1438746	12.0%
800	400	266749	248078	7.5%	230461	15.7%
800	1000	1807363	1815591	-0.5%	1626101	11.1%

3.2 強度

由 SSC-f 分析模型中可求得不同參數 組合下的降伏剪力與λ值,圖五為核心段 腹板厚 16 mm 的λ值變化。λ值在某核心 段高度比δ「穩定區間」內幾乎為定值,當 δ 值大於某界限後,剪力將因核心段腹板 挠曲效應提升而下降。另外,在數組分析 中, $\delta=0.1$ 時的 λ 值均有突高現象。為使核 心段腹板剪力降伏穩定且避免撓曲效應, 定間柱最小 δ 值為0.2,且將可接受的 λ 值 訂為相較於 $\delta=0.2$ 時的 λ 值,下滑量不大 於 0.02 者, 允許的分析點在圖中以實心表 示。紀錄兩間柱深度下可接受的最大δ值 δ^M,並將其隨翼板-核心段腹板厚度比 $\gamma_t = t_f / t_{wc}$ 的變化記錄如圖六,其可顯示 提升間柱γ,,可增加容許使用的核心段長 度比 δ 。將不同d值下的 δ^{M} 值做線性回歸, 可得在特定 $γ_t$ 值及d值下,容許使用的 δ^M 值如方程式(4)。换句話說,若已知間柱 δ 值及d值,可得容許的最小γ,值得以方程 式(5)計算。

$$\delta^{M} = \frac{\gamma_{t}}{5} + \frac{3d}{8000} + 0.05 \tag{4}$$

$$\gamma_t^m = 5 \left(\delta - \frac{3d}{8000} \right) - 0.25 \tag{5}$$





圖六 容許最大核心段長度比分布

由分析結果,間柱深度對λ值的影響 大約僅在 0.02 以內而可忽略,故取 d=800 mm 時穩定區間內的 λ 平均值為 $\lambda \circ \lambda$ 值隨 翼板厚度t, 及核心段腹板厚度twe 的變化 整理於表二中,隨著厚度比γ,值降低,λ 值也有降低的趨勢。因保守考量,取參數 組合中γ,值最接近1.0的4種組合(表中灰 色項)作為基準,將4組的λ值取平均作為 間柱的剪力起始降伏係數λ≈0.48。故間柱 的剪力降伏強度 $V_{\mu} = 0.48F_{\mu}A_{\mu}$ 。因當核心 段腹板降伏時,間柱翼板亦一併提供側向 強度,本文所建議的降伏強度值高於一般 使用的鋼板起始降伏強度0.4F,A,。與本研 究結果相比較,在本分析中設計參數的範 圍內,因計入翼板貢獻而得到的剪力起始 降伏強度大小將約高出鋼板剪力強度理論 值的 1.16 至 1.28 倍。

表二 隨翼板與核心段腹板厚度變化之λ值

		t _{wc}						
		8	12	16	20	24		
	15	0.493	0.483	0.471	0.467	0.462		
4	20	0.502	0.491	0.481	0.475	0.471		
I_f	25	0.508	0.497	0.489	0.484	0.476		
	30	0.513	0.5	0.493	0.488	0.484		

四、結語

本研究針對「混合型」耐震間柱提出 設計方法假設,試圖由規範的位移限制轉 而對耐震間柱進行勁度驗證及強度的檢 核。本研究分析結果顯示,由等效勁度計 算出的間柱段勁度, 在 $γ_t$ 值較大, 或δ值 較小的情況下將高估過多,可經勁度調整 係數修正後,其勁度誤差可控制在±5%以 內。而由假設梁端固接之邊界條件所推導 出的連接梁旋轉勁度具有相當的準確性。 而在降伏強度的分析結果中,發現在翼板 腹板厚度比γ,不足的情況下,原本預期剪 力降伏的消能段腹板可能會轉而撓曲降伏 而造成強度下降。本研究針對間柱深度為 400 mm 至 800 mm、翼板 – 核心段腹板厚 度比為 0.625 至 3.75 的斷面使用設計下, 提出避免核心段腹板撓曲降伏的最小γ,值 限制。此外,本研究建議適當的間柱核心 段長度比範圍為 0.2 至 0.6。由有限元素分 析的結果,建議以 $V_{\mu} = 0.48F_{\mu\nu}A_{\mu\nu}$ 估算剪力 降伏型間柱的降伏強度值,其中因翼板的 貢獻而獲得的間柱降伏強度約為一般理論 剪力降伏估算公式0.4F_wA_w所得強度的 1.16至1.28倍。

以規範位移限制規定地震力下的結構 層間位移角(或是 0.005 的保守值)作為間 柱降伏層間位移角之需求,結合本文中對 於勁度與強度的估算,可以 $\theta_s^* \ge \theta_u$ 的型 式,於初步設計階段達到耐震間柱強度需 求檢核的目的。

參考文獻

- 內政部營建署 (2011),「建築耐震設 計規範與解說」,台北。
- 許仲翔、李昭賢、金步遠、蔡克銓 (2017),「含鋼板阻尼器構架耐震設計 與分析」,結構工程,第三十二卷, 第二期,第5~34頁。
- Ivan Orosz (1970), "Simplified Method for Calculating Shear Deflections of Beams", U.S.D.A Forest Service Research Note.

台灣離岸風機之結構振動監測

盧恭君^{1*}、張心寧¹、郭玉樹²、曾韋禎²、李宏道³、王昱傑⁴、張皓⁴

摘要

以灌漿連接 (grout connections) 的單樁基礎已經廣泛的運用於離岸風力發電機組的 支撐結構上。然而,近來海上風電業發現針對塔體轉接段 (transition piece) 既有的設計 方法可能會引起塔體上部結構的沉陷,這顯示轉接段之結構特性及其受力行為大大影響 了離岸風機支撐結構之性能及安全(壽命)。本研究將於國家能源計畫二期中以上緯海洋風 電公司位於苗栗龍鳳港外海之離岸風機為探討對象並針對此議題(轉接段結構行為解析 及破壞特性)深入探討,一方面藉由實際離岸風機之下部支撐結構振動監測佐以訊號解析 取得結構行為更進而鎖定破壞機制進行監測;另一方面回顧世界先進風能發展國家之文 獻探討,整理轉接段既有之研究探討成果並應用於本研究中。本文將涵蓋一離岸風機結 構振動反應監測實例之介紹;轉接段之結構描述與損傷探討及其相關文獻回顧。

關鍵詞:離岸風機、轉接段、接合元件

一、前言

帶灌漿連接的單樁基礎不僅廣泛應用 於石油和天然氣行業,而且也成為當今風 能支撐結構。它為連接打入海床的樁和支 就結構的部分提供了一種有效的解決方案。 然而,自 2009 年底以來,在 2010 年之 前建造一,自 2009 年底以來,在 2010 年之 前建造型,在 2010 年之 前建築中,已經報告了轉接段 (TP) 相對於單樁 (MP) 的非預期沉降。這增如 了大量的補救工作,以減輕這種一一 了大量的補救工作,以減輕這種一一 這些問題至關重要。

在結構健康監測(SHM)方面,無理 論上可以檢測到灌漿連接性能的相關探討。 因此,該特定領域的相關研究文獻很少。

在本研究中,提出了基於連續識別風 力渦輪機結構的自然頻率和轉換函數的方 法和策略,用於估計灌漿連接的功能損失。 本研究簡要回顧了文獻,研究了灌漿 連接的機制,並從概念上描述了所提出的 用於監測轉接段(GC)穩健性的方法的發展。

二、監測系統

伴隨著對離岸風力發電需求的增加, 對服役風機的有效管理奠定了充足風能和 不間斷供應電力的基礎。 Rolfes 等人 (2007) 提出了海上風力渦輪機的整體結 構健康診斷(SHM)系統,他們還引入了風 力渦輪機支撐結構的安全監控概念。本研 究在苗栗龍鳳漁港近海採用單樁基礎的離 岸風力發電機組上安裝監測儀器。更多關 於傳感系統、傳感儀器、測量和時間歷時 概述的介紹如下。 集研科技提供的的傳感 系統由一組數據記錄器組成,其中包括一 個控制器模塊 (CANFX/L-DCB8) 和一個衣 制器模塊 (CANFX/L-DCB8) 是一個即時的 控制器模塊; (CANFX/L-DCB8) 嵌入式系統 用以協調所有周邊設備和資料擷取模塊; 資料擷取模塊 (CANSAflex-DCB8) 是一個

¹ 國家地震工程研究中心

² 國立成功大學水利及海洋工程學系

³ Formosa 1 Wind Power Co. Ltd.

⁴ System Access Company Ltd.

8 通道的資料擷取模塊,帶有測量前級電路且具傳感器供電功能,取樣率是軟體調控的,在本研究中將期設置為200Hz,它們被整合成為數據記錄器,如圖一所示。



圖一a:資料收集器(控制器)



圖一b:資料蒐集器(訊號擷取模組)

振動傳感器是微機電(MEMS)加速度 計(SDI2210-002),它是一種小封裝的高增 益加速度計,配合 8~32V DC 供電。本次 測量共配置了七個加速度計。雙軸傾角傳 感器(CR2101)是一種通過 CAN 總線通信 的數位傳感器,雙軸傾角傳感器和七個加 速度計如圖二和圖三所示。以上設備均應 用於風力渦輪機結構監測系統,並用於檢 測離岸風力發電機組支撐結構中轉接段 (TP)的結構響應特徵且安裝於結構適當的 觀測位置。

整個傳感系統由控制器指揮,並提供 數據存儲和通信功能。本研究採用的設備 整理並表示於表一中。



圖二 加速度計與角度計

為了識別模態參數,研究塔的運動以 及未來土壤與基礎之間的相制作用,每個 測量位置都安裝以記錄整個結構的響應。



圖三 傾斜計之基構圖及外觀尺寸

整個系統框架如圖四所示,包括傳感器(加速度計和傾斜傳感器)、數據記錄器 (控制器和 資料擷取器)和監控屏幕(電 腦)。基於此應用場景,加速度計由數據 採集器供應五伏特直流電源;傾斜傳感器 是帶有 CAN 總線的數位傳感器,內含了 數據傳輸和數據記錄器供電。數據記錄器 包括兩個模塊,控制器和資料擷取器,由 現地電源提供 10-50V 直流電源,並通過光 纖纜線連結互聯網進行記錄傳遞。電腦可 以通過互聯網與主機伺服軟體(IMC Link和 IMC Studio)進行連接和下載。

Table1. equipment list					
Items	Equipment name	Number of instruments			
1	Data collection host BUSFX-2	1			
2	Analog signal processing module CANFX/L-DCB8-350	1			
3	Single axis high precision accelerometer SDI 2210-002	7			
4	Two-axis high precision tilt meter CR2101	1			
5	Server side: data receiving software	1 set			
6	Server end: data receiving equipment (installation space, power, network routing owner)	1 set			

傳感器佈局取決於結構物理和振動動 態特徵的概念。本研究的目標是探討灌漿 接合段的破壞特徵,並運用傳感器佈局概 念來滿足分析所需資訊。傳感器佈局的細 節描述如下。

圖五顯示了整體測量配置。沿塔體垂 直方向選取三個高層進行監測,選擇最佳 配置位置分別為:塔頂平台,第一工作台距 塔頂約 2.8 米,塔底距塔頂約 14.8 米。

塔頂:安裝雙軸加速度計,實際安裝 了兩個單軸加速度計。

第一工作平台:安裝了雙軸傾角傳感
器和數據記錄器,這裡也安裝了電源
(110V-240V AC)和光纖網路。

塔底:該位置是轉接段和單樁基礎的 連接位置,也是灌漿連接(GC)的區域。 轉接段和單樁基礎的振動都進行監測,其 中包含單樁基礎上的三軸向振動和轉接段 上的雙軸向振動。添加垂直軸振動目的是 檢測單樁基礎的傾斜。

三、灌漿連接的探討

將彎矩從轉接段傳遞到單樁基礎的灌 漿連接是海上施工中的關鍵連接部件。灌 漿連接的界面力學行為揭示於 FEM,Ki-Du 等人在 2014 年進行數值模擬,其表明由 於樁的降伏,灌漿連接的最大變形發生在 樁底。這樣的情況下,其載重特性,Tziavos (2006)和環境條件, Peter Schaumann (2017),可以影響灌漿連接的損壞行為。 沖刷和灌漿損傷在 Shashank GUPTA (2015) 中有很好的介紹,它特別模擬了彈性支承 作為改良措施,增強基礎在垂直方向上的 承載能力。



圖五 量測配置

此外,為了使平台基礎更加堅固,在 1970年代至 1980年代期間進行了大量 研究,通過實驗試驗闡明灌漿連接的行為, 特別是對於海洋工程結構。主要工作重點 為灌漿連接和相關結構部件的關鍵參數, 例如灌漿強度、剪力齒的高度和間距、樁 的直徑與厚度比、外套管和灌漿環對連接 的極限容量。圖六顯示了 80 公尺高、 80GW/年的能量轉換器的典型細節。實驗 測試可分為四類,Paul Dallyn (2015):靜態 軸向測試、預力、動態軸向載重和彎矩/ 間隙。然而,灌漿連接性能的量化並不一 定完全揭示海上應用中灌漿連接功能的潛 在損失。



圖六 離岸風機中典型灌漿連接的圖說

77

對近期技術文獻的回顧其強調灌漿連 接行為相關的特定領域研究匱乏,對灌漿 連接的早期實驗測試主要與上述四個斷面 有關。以結構健康診斷看來,雖然理解 灌 漿連接的內在機制和作用在結構上的載重 模式很重要,但如何構思一種方法來回溯 海上風力渦輪機的基礎參數,例如自然頻 率和振動模式,從測量數據來看,應該放 在首位。

四、結論

本研究表明:

(1) 成功在海上風機上建立一整套結構健 康監測系統。

(2)灌漿連接行為的探討。

(3)提出了評估灌漿連接性能的方法和概念。

由於本項目仍在進行中,本研究中的概念 應在未來一段時間內得以驗證,未來的工 作如下所示。

1. 評估目的方法

2. 驗證振動監測系統

3、通過監測數據理解灌漿連接行為。

參考文獻

- Ki-Du Kim, International Journal of STEEL STRUCTRES, "Interface Behavior of Grouted Connection on Monopile Wind Turbine Offshore Structure," Jan. 13, 2014.
- Tziavos, "Grouted connections on offshore wind turbines," Research at Birmingham, May 2016.
- Peter Schaumann, 14th Deep Sea Offshore Wind R&D Conference, "Fatigue behavior of grouted connecitons at different ambient conditions and loading scenarios," Jan. 2017.

Shashank GUPTA, SECED 2015 conference,

"Condition monitoring of offshore wind turbines wuth scour and grout damage in monopole foundations," July 2015.

- Paul Dallyn, Structures, "Experimental testing of grouted connections for offshore substructures: a critical review," Mar. 2015.
- Michael Link, Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, "Structural health monitoring of the mono-pile foundation structure of an offshore wind turbine." 2014.
- R Rolfes, S Zerbst, G Haake, J Reetz, J P Lynch. Integral SHM-system for offshore wind turbines using smart wireless sensors. Proceedings of the 6th International Workshop on Structural Health Monitoring, Stanford, CA, September 11-13, 2007.



高強度 KC 柱於高軸力下之耐震性能

林克強1 黄竣楷2 紀凱甯3 莊勝智3

摘要

本文針對部分縱向主筋移至柱斷面內混凝土圍束核心區之 KC 柱(kernel confined column)進行研究,並探討高強度鋼筋混凝土具此核心圍束鋼筋之 KC 柱在高軸力作用下的耐震性能。本研究共進行 6 組斷面為 600×600 mm 的柱構件試體試驗,混凝土採用強度 fc'=70 MPa,縱向主筋與橫向箍筋分別使用 SD 550W 與 SD 790 強度等級鋼筋,主要設計參數為核心主筋量與配置方式、箍筋的設計強度與主筋受圍束支數等。試驗結果顯示, 有、無配置核心鋼筋之柱構件極限強度可由 ACI 模型的理論強度保守估計,所有試體理 論強度與試最大驗強度的比值平均值為 1.25;相對於 XTRACT 軟體考慮箍筋圍束效應分 析所得的理論極限強度分析結果,其比值平均值為 0.99。從試體的變形容量發現,依 ACI 318-19 規範由柱軸力控制公式計算而得的圍束鋼筋量,可提供柱構件 3%弧度的位移角變 形容量。

關鍵詞:高強度鋼筋混凝土柱,核心鋼筋,高軸力,變形容量

一、前言

鋼筋混凝土柱構件為獲得理論最大設 計彎矩強度,其縱向鋼筋大多配置於斷面 外圍,以提供需求彎矩強度。然而建築物 隨著樓層數的提高,底層柱的鋼筋比越大, 採用此縱向主筋配置型式,往往造成過密 的縱向主筋與橫向箍筋排列,影響梁主筋 的穿越或混凝土的浇置。再者,前述傳統 縱向主筋配置於外圍的配筋型式,在地震 力反覆作用下,此外圍主筋容易因混凝土 保護層的剝落而發生挫屈,進而降低柱構 件抵抗側向變形能力或承受軸向支撐能力 (Elwood et al., 2009)。為改善高樓 RC 建築 底層柱構件外圍縱向主筋配置過密,且在 不增加原有柱斷面尺寸的情況下,將此外 圍主筋配置於柱內核心,此除可加大外圍 縱向主筋的間距外,內移的縱向主筋也可 由受圍束的核心混凝土提供側向支撑,降 低挫屈的可能性,將可改善前述鋼筋過密 的施工細節與混凝土澆置條件,以延緩柱 構件軸力喪失的能力。另者,也可保持原 有外圍縱向主筋的配置需求,配置額外縱 向主筋於內部圍束核心區域,成為強健柱 構件(Robust Column)。此縱向鋼筋配置於 柱構件核心,利用核心混凝土圍束縱向鋼 筋之柱構件(kernel-confined steel bars column)簡稱 KC column 或 KC 柱。本研究 目的是在探討 KC 柱在高軸力作用下之耐 震性能。

國內現行混凝土結構設計規範(內政 部營建署,2019)與ACI318-11(ACI2011)規 範,有關承受撓曲與軸向組合載重構件的 橫向圍束鋼筋量與總面積之比Rt (= Ash/Sbc)至少須滿足公式(1)及式(2)之大值。

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

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

此規定並未考量柱構件受高軸力作用對變 形能力的不利影響。為使柱構件承受高軸 力時還能保有 3%之側向位移角的變形容 量需求,美國 ACI 318 規範自 2014 年版起 與 2019 年版(ACI 2014, 2019)建議,柱構件

¹國家地震工程研究中心研究員、國立台灣科技大學營建工程系合聘教授

² 國立台灣科技大學營建工程研究所碩士生

³ 國家地震工程研究中心研究員

之混凝土設計強度若使用超過 70 MPa 或 設計軸力 $P_u > 0.3A_{gfc}$ 時,每支縱向主筋在 任意層橫向鋼筋處均需以符合規定的閉合 箍筋或繫筋提供側向支撐,且圍束鋼筋量 除符合公式(1)與公式(2)外,仍需再考量公 式(3)的規定,即取此三式中的最大值進行 設計。根據 ACI 318-14 與-19 規範規定,橫 向鋼筋強度 f_{H} 上限為 690 MPa。

$$R_{tf,(c)} = 0.2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$$
(3)

1.0

其中
$$k_f = f_c^{\prime} / 175 + 0.6 \ge$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$$

以上公式中所有變數之定義與 ACI 318-19 規範相同。

二、試驗計劃

本研究進行 6 組高強度鋼筋混凝土矩 形柱構件試驗,探討具核心圍束鋼筋之高 強度鋼筋混凝土柱構件在 0.5fca[']Ag 固定軸 力條件下,承受水平反覆載重之強度與變 形反應,其中fca['],為混凝土實際抗壓強度, Ag 為柱構件全斷面積。試體採用之高強度 鋼筋與混凝土分別為,降伏強度 550 MPa 的縱向主筋與 790 MPa 的橫向圍束鋼筋 (採用東京鐵鋼的 USD 785 鋼筋),及抗壓 強度 70 MPa 的混凝土。

2.1 試體設計

本研究6組柱構件試體之斷面尺寸均 為 600×600 mm, 柱高度 1800 mm, 高寬 比為 3。所有柱構件試體之圍東區與中央 區均配置相同鋼筋量與間距之橫向鋼筋。 試體名稱由四組,每組兩個文字,共八個 文字組成(如表1所示),第1組:NC與 TC 分別為符合(NC)與不符合(TC)ACI 318-14 或-19 横向圍束鋼筋規定之柱構件 試體;第2組為 KC 鋼筋比例(即符號 RKC 之值): K0, K2, K3,與 K4 為核心與全部縱向 主筋之斷面積比值分別 0, 20, 28 與 40%; 第3組顯示橫向圍束鋼筋間距:S8 與S9 分別代表橫向圍束鋼筋設計間距為 80 與 95mm;與第4組為試驗軸力比:P5表示 試驗軸力為 0.5 fca Ag,本研究 6 組試體之 試驗軸力,均施加試體柱僅考量實際混凝 土強度之軸向壓力容量的 50%。横向箍筋 均採用傳統一外閉合箍筋與數肢繫筋的圍 束鋼筋組合,閉合箍筋端部採用 135 度彎 鉤,繫筋之一端為90度另一端為180度 彎鉤。由於試驗軸力均超過 0.3 fc Ag,因此, 試體橫向圍束鋼筋是依據公式(3)的鋼筋 量設計。試體詳細的鋼筋配置與設計參數, 詳表一所示。

表一 試體設計參數與鋼筋配置表

		NCK0S8P5	NCK3S8P5	NCK2S8P5	NCK4S8P5	TCK4S9P5	TCK0S8P5
	Section type						
	fc' (MPa)			7	0		
	Grade		-	SD	550	-	-
lanbu	Periphery Reinforcements	20-#8	20-#8	16-#8	12-#8	12-#8	20-#8
Longiti	Kernel Reinforcements	0 -	4-#11 °°°	4-#8	4-#11	4-#11 °°	0 -
	Rkc	0%	28%	20%	40%	40%	0%
	Longitudinal ratio ρ	2.82%	3.95%	2.82%	2.82%	2.82%	2.82%
	cize and creasing	#4@80	#4@80	#5@80	#5@80	#5@95	#5@80
verse	size and spacing	#4@80	#4@80	#4@80	#5@80	#5@95	#5@80
ans	f_{yt} (MPa)	690	690	690	690	790	690
Tr	R_t	1.83%	1.83%	1.87%	1.91%	1.61%	1.91%
	$R_{t,(a)}$	1.01%	1.01%	1.01%	1.01%	0.88%	1.01%
	$R_{t,(b)}$	0.91%	0.91%	0.91%	0.91%	0.80%	0.91%
	$R_{t,(c)}$	1.62%	1.62%	1.69%	1.80%	1.57%	1.80%

2.2 試驗裝置與程序

本研究模擬柱構件產生雙曲率之變形 條件,以國家地震工程研究中心(NCREE)之 MATS (Multi-Axial Testing System)系統進行 試驗,如圖一所示。首先採用力量控制對 試體施加軸壓力,各組試體試驗過程均採 用固定軸壓力 0.5 fca[']Ag進行測試。試體之 橫向水平載重是以位移控制進行,試驗中 給定的水平位移量是以柱構件之尖峰位移 角 Drift Ratio=△/h 做為控制基準,其中 △ 為柱構件上、下端的相對水平位移,h 為 柱構件淨高。試驗中施加於柱構件之軸壓 力程序與水平位移角歷時(分別如圖二與 圖三所示)。



表二 各試體試驗與理論剪力強度比較表

	fca'	(1)	(2)	(3)	(1)	(1)
A Contraction	(MPa)	V max, avg	V m,a(e)	V m, x(e)	(2)	$\overline{(2)}$
	(IVII a)	(kN)	(kN)	(kN)	(2)	(3)
NCK0S8P5	74.7	2997	2346	3126	1.28	0.96
NCK3S8P5	79.4	3060	2440	3202	1.25	0.96
NCK2S8P5	78.3	3106	2346	3092	1.32	1.01
NCK4S8P5	78.3	2912	2264	2827	1.29	1.03
TCK4S9P5	84.3	2759	2332	2664	1.18	1.04
TCK0S8P5	84.8	2975	2547	3080	1.17	0.97
				Avg	1.25	0.99



圖四 各試體水平剪力與位移角歷時迴圈圖

三、試驗結果與討論

3.1 實際材料強度

材料試驗獲得之各試體混凝土材料實 際強度 fca'詳表二。SD 550W 縱向主筋之#8 與#11 降伏強度分別為 554 與 587 MPa; #4 與#5 之 SD790 橫向鋼筋降伏強度分別 為 856 與 824 MPa。

3.2 強度發展

圖四為各試體之柱剪力與水平位移角 歷時迴圈圖。試驗結果顯示,試體 NCKOS8P5、NCK3S8P5、NCK2S8P5、 NCK4S8P5與TCKOS8P5五組試體均在尖峰 位移角1.5%弧度之正、負向時發展最大剪 力強度,試體TCK4S9P5在尖峰位移角 0.75%弧度正、負向時達最大剪力強度,各 試體正、負向平均最大剪力強度詳表二所 示。由圖4顯示,各試體受力變形遲滯迴 圈飽滿,且無顯著頸縮(pinching)現象發 生。各組試體之最大剪力強度均超過規範 理論撓曲強度計算所得之剪力Vmn,a,但尚 未達規範理論剪力強度Vn.a。

表二為各試體試驗之正、負向最大剪 力強度平均值 Vmax,avg、及 ACI 模型與 XTRACT 柱斷面分析軟體分析所得理論 彎矩強度所對應之剪力強度 Vm,a(e)與 Vm,x(e), 其中 Vmax,avg 與 Vm,a(e) 比值平均值為 1.25, Vmax,avg 與 Vm,x(e)比值平均值為 0.99。

3.3 變形容量

本研究之試體變形位移角容量以 DR80%為評估基準,其中DR80%為受力與位 移角包絡線中,強度下降至最大強度 80% 所對應的變形位移角。各試體之 DR80%分 別為試體 NCK0S8P5 的 3.23%,試體 NCK3S8P5 的 3.21%,試體 NCK2S8P5 的 3.33%,試體 NCK4S8P5 的 3.10%,試體 TCK4S9P5 的 2.16%與試體 TCK0S8P5 的 2.91%弧度。探討試體 TCK4S9P5 與試體 TCK0S8P5 之變形位移角未達 3%的原因發 現,本研究試驗所施加的軸力為實際值值 $0.5 f_{ca}A_{g}$,而非設計值 $0.5 f_{c}A_{g}$,且因該兩 試體的實際混凝土強度 f_{ca} 較設計者 f_{c} 超 強約 20%,導致設計之橫向圍東鋼筋量不 足依實際試驗軸力計算所得之圍束鋼筋量 *Rt*(*c*)所致。

四、結論與建議

本研究針對高強度鋼筋混凝土柱構件 在 0.5 fca[']Ag 的高軸壓力作用下的耐震性能 試驗結果,可獲得下列結論與建議:

- 試驗結果顯示,各試體之最大剪力反應 均未達其剪力強度容量,故其受力變形 遲滯迴圈尚屬飽滿,頸縮現象並不明顯。
- 由試驗強度結果顯示,採用 XTRACT 分 析可獲得準確的強度預測值,平均誤差 僅約 1%;以 ACI 簡化理論預估柱構件 強度平均約有 25%的保守餘裕。
- 3. 在 0.5 fca^Ag 的高軸力作用下,配置 20 至 40%之 KC bar 柱構件與傳統主筋配置 於外圍的柱構件相較,其強度與變形容 量相近。故只要配置符合 R_t(c)的横向圍 束鋼筋,可將配置較密集的外圍縱向主 筋適當地移至混凝土核心區,以紓解過 密的外圍縱向主筋、減少繫筋支數與提 升混凝土澆置品質。

致謝

本研究感謝科技部經費支持,計畫編號: MOST 110-2625-M-492-006。

參考文獻

- 1. ACI Committee 318 (2011, 2014, 2019), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills.
- 內政部營建署 (2019),「混凝土結構設計規範」,內政部 108 年 2 月 25 日台內營字第 1080802216 號令修正發布,臺北市,2019。
- Elwood KJ, Maffei J, Riederer KA, Telleen K (2009) "Improving column confinement; Part 2: proposed new provisions for the ACI 318 building code," Concrete International, 31(12):41-48.

台灣常用擴頭鋼筋力學性質研究與其試件試驗夾具開發

紀凱甯1、林克強2、莊勝智1、歐宸宇3

摘要

過去研究成果證實,擴頭鋼筋應用於混凝土中具有良好錨定性能,並能有效取代傳統標準彎鉤作為鋼筋端部錨定,然而,儘管擴頭鋼筋已大量應用於營建工程中,國內尚 無單體試件之相關測試方式與允收標準。本研究目的除探討國內常用擴頭鋼筋之力學性 質外,亦將開發一套擴頭鋼筋試驗用之開放式試驗夾具,藉由有限元素分析技術,掌握 試驗夾具之受力機制及最佳化其規格與幾何尺寸。於擴頭鋼筋力學性能的探討中,建議 其單體試件試驗性能應考慮強度、滑動量及伸長率,以確保擴頭鋼筋符合鋼筋規定之機 械性質;試驗夾具製作方面,為提升試驗夾具之使用性及便利性,透過熱處理加工提升 鋼材強度,並採用磁吸式可調整式部件,以適於單人架設及操作單體試件試驗,單體試 件從架設至試驗完畢約20分鐘。根據常用擴頭鋼筋之單體試驗結果得知,符合製作程序 者,其強度與伸長率均能滿足鋼筋機械性質。經觀察試驗過程中之滑動量結果發現,銲 接式擴頭鋼筋無產生滑動量、細牙螺桿銲接式者最大不超過0.1 mm、擴頭滾牙式者約介 於0.1~0.2 mm 間、及具止滑螺帽之螺紋套筒式者最大不超過0.3 mm,而無止滑螺帽之螺 紋套筒式者則超過0.9 mm。

關鍵詞:擴頭鋼筋、試驗夾具、滑動量、銲接式、套筒式

一、前言

傳統鋼筋混凝土構件之鋼筋端部均以 彎鉤型式作為鋼筋錨定,例如錨定於基礎 與頂層梁之柱構件端部縱向鋼筋、剪力牆 鋼筋、及梁柱接頭區之梁筋等,其中,梁 柱接頭區之鋼筋配置往往過於壅塞,以傳 統標準彎鉤進行錨定時,除造成鋼筋配置 及綁紮困難外,亦影響混凝土澆置品質, 若採擴頭鋼筋搭配預鑄工法進行鋼筋錨定 配置,不僅能縮短鋼筋埋置長度,亦可舒 緩接頭區之鋼筋過密及複雜情形,改善混 凝土澆置品質。

美國 ACI 318 規範於 2008 年第一次 提出受拉擴頭鋼筋之伸展長度與相關設計 建議,根據 Shao 等人(Shao et al., 2016)於 擴頭鋼筋議題上之研究成果,美國 ASTM A970 標準於 2018 年版(ASTM, 2018)修訂 HA 級擴頭端部尺度之定義與限制,ACI 318 亦於 2019 年規範中(ACI, 2019)針對擴 頭鋼筋之伸展長度公式進行修正,此意味 著其於實務應用中越受重視。

台灣混凝土學會參考日本土木學會 「鉄筋-継手定着指針」(日本土木學會, 2007)之建議,於 2014 年制定「鋼筋混凝 土用錨定頭規範」(中國土木水利學會, 2014),建議擴頭鋼筋之試驗方法與其強度、 滑動量之性能評估準則,近期中國土木水 利學會於 2021 年頒布之「混凝土工程設計 規範與解說(土木 401-110)」(中國土木水利 學會, 2021)中,亦針對擴頭鋼筋之試驗程 序及性能進行修訂。針對前述提及之規範, 尚無擴頭鋼筋之試驗法標準,未來若欲廣 泛應用擴頭鋼筋,勢必需嚴訂其相關機械 性質,並制定相關試驗法及性能評估標準。

以台灣目前使用情形而言,常用擴頭 鋼筋型式主要分為銲接式、滾牙式及套筒 式3大類,詳表一。在鋼筋發揮預期所需 強度條件下,除了擴頭端板直接銲接至鋼 筋的銲接式擴頭鋼筋不會有相對滑動的疑 慮外,其餘型式皆有相對滑動之風險存在。

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 國立台北科技大學 碩士

為獲得可靠的擴頭鋼筋力學性能,故應先 著手研擬標準試驗法及開發合理且精準之 試驗裝置,本研究將針對擴頭鋼筋之力學 特徵進行確認,並進一步開發試驗標準所 需之試驗夾具。

表一 擴頭鋼筋款式



二、夾具設計與分析

為模擬擴頭鋼筋於混凝土中之擴頭承 壓作用,試驗架設如圖一所示,其伸長計 之安裝空間狹窄,且當擴頭端板並非平面 時,伸長計之架設不易且耗時,平均一支 試件架設需花費約1小時以上,故該試驗 裝置無法精準且有效率地執行測試。



圖一 現有夾具實體圖與待改善情形

本研究將針對上述問題進行試驗裝置 之改善,其特點為:(1)以單人操作簡易為 考量重點,夾具設計為開放式,改善安裝 空間壅塞問題;(2)設計一固定座與擴頭部 相互固定,且利用延伸鐵件,使伸長計便 於架設及迅速頂至此鐵件,改善架設效率; (3)設計對應不同擴頭部型式之承壓支承 鋼板,改善量測精準度。

本研究夾具之設計主要分為主構架、 錨定頭部轉接承壓座與伸長計上下固定座 三部分,而此夾具將設計以適用於測試最 大鋼筋號數D39之SD690規格進行試驗。

(1) 主構架藉由上螺桿、上板、止付板、 四支連接螺桿以及下板組成,如圖二 所示。上螺桿以螺牙方式與上板與止 付板相互固定,而上板與下板則利用 四支連接螺桿相連,至於上方則是以 貫穿上板並利用螺母進行反制固定。 另外,下板設計為一U型開槽使試體 能直接放置、架設及取出,並以中心 開設淺槽,以利安裝。

- (2) 伸長計上固定座裝置如圖三所示,該 固定座將採分離式設計,分別為主固 定座及磁吸式延伸鐵板,主固定座將 以三點式螺栓固定於錨定頭上方,待 試體架設完成後再利用磁吸式延伸鐵 板吸附於主固定座上方;伸長計下固 定座裝置如圖四所示,亦採用分離式 設計,該主固定座將以四點式螺栓固 定於鋼筋端,且於兩側銲接延伸鐵板, 利用強力磁鐵吸附於主固定座兩側銲 接延伸鐵板,大幅提升安裝效率。
- (3)轉接承壓座裝置如圖五所示,該承壓 座將採用固定外徑設計,並針對不同 擴頭鋼筋型式開設中心孔,使錨定頭 支承面能支撐於該承壓座上,以便與 下板進行固定。

結合上述四部分裝置,本研究設計之 新型試驗夾具裝置如圖六所示,為一開放 式設備。架設過程中,夾具與量測儀器互 不干擾,且該儀器量測點位清晰可見,以 達整體試驗效率及可信度之提升,且該夾 具適合單人進行相關試驗操作。



圖五 轉接承壓座

84

圖六 試體架設圖

本研究為模擬試驗裝置之實際受力機 制,利用有限元素分析軟件進行夾具受力 檢核,如圖七所示。參數設定中,夾具連 結處之接觸面共有3種設定:轉接承壓座 與夾具及擴頭鋼筋接觸面為摩擦力、擴頭 鋼筋穿過接承壓座與夾具間無摩擦力;其 餘連接處設定為結合形式。分析結果顯示, 最大應力集中於轉接承壓座邊緣,且能適 用於本夾具設計強度範圍內,如圖八所示。



圖七 裝置模型 圖八 FEM 分析結果

三、試驗規劃

本研究將針對台灣目前較常見的擴頭 鋼筋進行相關試驗,如表一所示,擴頭鋼 筋型可分為銲接式、螺牙式與套筒式3種 型式,本研究銲接式擴頭鋼筋以摩擦銲接 形式為主,螺牙式擴頭鋼筋細分為銲接式、 滾牙式及限制滑動式,而套筒式擴頭鋼筋 則以砂漿套筒式為主要試驗款式。

「鋼筋混凝土用鋼筋錨定頭規範」針 對單向拉伸及滑動試驗之加載程序為0加 載至0.95Py再卸載至0.02Py,並於量測錨 定頭與鋼筋之殘留滑動量後,接續施加拉 力至試體破壞為止,其中,擴頭鋼筋之殘 留滑動量不得大於0.3 mm。土木401-110 規範中,該試驗程序與上述相似,惟加載 上限降至0.67Py,該值對應使用載重下之 應力約為(2/3)fy,其殘留滑動量允收值同 為0.3 mm。本研究單體拉伸試驗之加載程 序上限值將設定0.95Py與整數0.70Py兩項 加載程序,且皆卸載至0.02Py測以得其殘 留滑動量,其試驗加載流程如圖九所示。

本研究試驗之鋼筋標稱直徑超過 25 mm,按照標準 CNS 2112 (CNS, 1995) 之規定,採用棒狀之 14A 號試片,試驗方 法參考標準 CNS 2111 (CNS, 1996) 金屬 材料拉伸試驗法及美國 ASTM A370 規定 之標點距離及伸長率量測方式,分別採用 5倍鋼筋標稱直徑與8英吋(200mm)作為 本研究之標點距離量測,其標示點距離錨 定頭前緣或夾具分別不得小於1.5倍與2 倍鋼筋標稱直徑,標點示意圖如圖十所示。



值,再卸載至指定之負載值 0.02P_y 時之殘留滑動量

圖九 試驗加載流程圖



圖十 鋼筋量測 標點距離示意

四、試驗結果

抗拉強度部分,經試驗結果得知所有 擴頭鋼筋型式於試驗後,試體之實際抗拉 強度皆大於所對應之標準抗拉強度,且實 際抗拉強度 fua 皆大於 1.25fy, 如圖十一所 示;殘留滑動量部分,銲接式與螺牙式之 擴頭鋼筋於試驗時以加載上限值 0.95Pv進 行試驗或是降為 0.70Py 進行試驗, 其滑動 量皆能控制在規範值 0.3 mm 以內,且銲 接式擴頭鋼筋幾乎無產生滑移量、細牙螺 桿銲接式者最大不超過0.1mm, 擴頭滾牙 式者則約介於 0.1~0.2 mm 間,結果如圖十 二所示;套筒式擴頭鋼筋由於是以砂漿作 為灌漿材料,故兩者相對滑動量疑慮較大, 然而數據顯示,產品B於兩組加載上限值 進行試驗後,殘留滑動量皆能符合規定之 允收值,產品A之殘留滑動量則有部分結 果未符合允收值,另外,產品C因沒有螺 帽進行反制動作,故殘留滑動量皆未符合 允收值,結果詳圖十三。

破壞模式及斷裂伸長率部分,本試驗 之破壞模式主要分為鋼筋斷裂(BF)、頭部 斷裂(HF)及鋼筋滑脫(PO)三類。試驗後 結果得知,若該破壞模式為鋼筋斷裂且斷 於量測標點間距中,其鋼筋斷裂伸長率皆 能符合該規範值,反之,若破壞模式為頭 部斷裂及鋼筋滑脫者,則多無法達到規範 規定之斷裂伸長率。



圖十二 銲接式 緊緊 圖十二 套 同 式 鋼 脉 牙式 擴頭 鋼筋 滑動 滑動

本研究進行之擴頭鋼筋拉伸特性如圖 十四所示。對於銲接式擴頭鋼筋而言,強 度與滑動曲線基本上是完全貼合的,顯示 兩者材料無滑動量之疑慮;螺牙式擴頭鋼 筋部分,細螺牙摩擦銲式擴頭鋼筋雖以摩 擦銲形式進行加工,但因錨定頭固定區仍 以細螺牙相接,於降載過程中,強度與滑 動曲線並非與加載過程貼合,故存在滑動
 量; 擴頭滾牙式擴頭鋼筋不同於細螺牙摩 擦銲式,於初期加載階段強度與滑動曲線 先經過一平台後再向上抬升,此乃擴頭滾 牙式之螺距大於細螺牙摩擦銲式之原因, 故造成較大之滑動量;限制滑動式擴頭鋼 筋之螺距與滾牙式相同,僅多了反制螺栓 進行加固,使螺牙間更為密合,故初期加 載階段並非與滾牙式存在相同之滑動平台; 套筒式擴頭鋼筋部分,由於螺紋節間以砂 聚作為灌漿材料,灌漿時已將螺紋節間隙 填滿,於試驗加載初期之強度與滑動曲線 迅速抬升,但砂浆材料在受力後會易造成 壓碎,導致加載與卸載之試驗過程中,隨 著強度與滑動量的上升,最終造成砂漿壓 碎使得擴頭與鋼筋兩者間出現滑動。

五、結論與建議

- 本研究設計之試驗夾具採開放式,改善 設備與儀器之架設效率,單人操作時間 由每組90分鐘縮短至20分鐘。
- 試驗結果顯示, 銲接式、螺牙式與螺紋 套筒三種型式擴頭鋼筋, 於單向拉伸與 滑動試驗中採用 0.7Py與 0.95Py 做為加 載上限值時, 均可獲得相同鑑別力; 具

止滑螺帽之螺紋套筒式擴頭鋼筋,可有 效控制殘留滑動量。

- 破壞模式若為錨定頭滑脫或斷裂於標 點距離外時,無法有效量測其斷裂伸長 率,故建議納入均勻伸長率考量。
- 建議單向拉伸與滑動試驗之加載程序 上限值設定為 0.95Py, 且滑動量允收值 為 0.3 mm 即可。
- 建議擴頭鋼筋拉伸拉伸試驗應包含抗 拉強度、滑動量及伸長率三項驗證性能。





參考文獻

- 1. ACI Committee 318 (2019), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-19/318R-19), American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Mich.
- Shao, Y., Darwin, D., O'Reilly, M., Lequesne, R. D., Ghimire, K., and Hano, M. (2016), "Anchorage of Conventional and High-Strength Headed Reinforcing Bars," SM Report No. 117, University of Kansas Center for Research, Lawrence, KS, Aug., 234 pp.
- 中華民國國家標準規範(CNS)(1995), 「金屬材料拉伸試驗試片」,總號: 2112,類號:G2014。
- 中華民國國家標準規範(CNS)(1996), CNS 2111,「金屬材料拉伸試驗法」, 總號:2111,類號:G2013。
- 中國土木水利工程學會(2021),「混凝 土工程設計規範與解說」,土木 401-110,中國土木水利工程學會,台北市, 台灣。
- 6. 日本土木學會(2007),「鉄筋継手-定着 指針」,東京,日本。

以擬靜態分析進行土堤耐震性能評估之研究

盧志杰¹ 陳冠羽² 黃俊鴻³

摘要

河川堤防為防洪之重要水利設施,但其設計與施工品質常受限於工程經費而變得不 可靠,導致河堤之耐震性能普遍不佳。過往,在地震活動頻繁區域中,特別是位於具液 化潛能之地區,有著許多河堤受震損壞之案例,顯示河川堤防之耐震安全為大地地震工 程必須面對之重要議題。因此,本研究將參考各國執行堤防耐震安全評估之經驗,以擬 靜態分析法建立一套河堤耐震評估程序,並透過實際案例進行示範與說明,期能提供未 來工程實務進行河川堤防耐震評估之參考。

關鍵詞:河堤、液化、耐震、性能分析

一、前言

河川堤防作為防洪重要水利設施,但 在設計上卻未充分考量其抗震性能,且由 於工程經費有限,河堤堤身大多為使用河 床材料簡單堆砌而成,使得河堤的施工品 質不太可靠。此外,近河川出水口區域之 鬆軟地層,施工期間為了避免基礎地層受 壓密或夯實而引致坍塌,土堤之夯實作業 將難以謹慎執行。因此,導致河堤之耐震 性能不佳,受地震作用期間容易造成損壞。 在歷史地震事件中,有許多河川堤防震損 之實際案例,例如:1995年日本阪神地震、 2011 年東日本地震與 2018 年北海道地震 (Public Construction Commission, 2000; River Embankment Earthquake-Resistant Measures Emergency Review Committee, 2011; Sasaki et al, 2012); 國內則如 1999 年 921 集集地震與 2016 年美濃地震(Public Construction Commission, 2000; Tsai et al., 2017),均有發生河堤震損案例。在過往河 堤震害案例中,有許多大規模變形破壞的 案例,沉陷量超過3m。其中有許多案例位 於易發生液化之古河道或河口沖積扇區域, 因此,可發現許多河堤嚴重損壞之案例為 地震作用期間土壤液化所引致。依據日本

河川堤防耐震對策緊急檢討委員會(2011) 報告內容指出,除了上述基礎地盤液化所 引致破壞外,還有許多損害為土堤本身液 化所造成,同樣需要特別注意。

從 1995 年日本阪神地震、1999 年 921 集集地震與 2011 年東日本地震等震害經 驗中,可瞭解震損河堤由於破壞案件數量 過多且分佈範圍廣泛,難以在短時間內修 復完成。另外,需值得注意的是,2016年 美濃地震與 2018 年北海道地震之地震矩 規模僅分別為 Mw=6.4 與 Mw=6.6, 從這 些中度規模地震所造成之損害,可說明現 有河堤之抗震性能不足。在臺灣,雖然在 1999 集集地震與 2016 年美濃地震中有許 多河堤受震破壞案例,但國內目前對於河 堤之安全檢核與耐震評估尚無相關規定。 因此,本研究擬提出實務可行,適用於臺 灣本土河川堤防之擬靜態分析法,以評估 其耐震性能,並透過實際案例進行示範說 明,期能提供未來國內河川堤防耐震安全 評估相關規範研擬參考。

二、擬靜態分析法

擬靜態分析法為進行河堤耐震評估的

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佐理研究員

³ 國立中央大學土木工程系教授

建議方法之一,需仰賴有限元素(FEM)或 有限差分(FDM)數值分析程式,來模擬堤 身與基礎地層在地震作用後的變形量,亦 稱作河堤地震變形分析法。與動態分析相 比,擬靜態分析法較為簡易,此法之精神 在於將地震過程土壤液化的影響,以軟化 土壤模數與強度的方式加以考量,其分析 概念如圖一所示。



圖一 靜態自重地震變形分析示意圖

在進行液化地層參數弱化分析前,需 先蒐集分析場址之鑽探資料及目標地震等 條件,再以液化簡易評估法識別具液化潛 能之土層。目前國內正在修訂之建築物耐 震設計規範及解說中,所建議之液化簡易 評估方法包括 HBF 法(黃俊鴻等人,2021)、 NCEER 法(Youd et al., 2001)、JRA 法(JRA, 2017)與 AIJ 法(AIJ, 2001)。由液化評估判 別出在目標地震下會發生土壤液化之地層 後,針對液化地層(FL<1.0)進行參數折減, 以近似模擬液化地層之力學行為。

液化地層之殘餘強度,則可依據 Stark and Mesri (1992)與 Idriss and Boulanger(2008)所建議正規化不排水剪力 強度(Su/o'v0)與考量細粒料含量影響下之 正規化標準貫入試驗打擊數((N1)60cs)之 關係(圖二),來進行推估。



圖二 正規化不排水剪力強度(Su/o'vo)與 (N1)60cs 之關係曲線

三、分析示範案例

本研究將選用南投市貓羅溪橋旁之河 川堤防區段作為示範場址,其地理位置、 地震測站與鄰近之活動斷層,如圖三所示。 此河川堤防區段於921集集地震時曾遭受 明顯之沉陷,且該區段在地震後有進行震 損調查,也有復舊,相關資料均有文獻可 供追溯,適合作為本計畫之示範案例。本 研究將蒐集該河川堤防區段之相關基本資 料,震災履歷、鑽探與試驗資料,並對河 堤進行初步與詳細之耐震評估分析。



圖三 示範案例所選用之地震測站與參考 鑽孔位置

本研究以南投軍功橋旁(包尾護岸)河 堤作為分析示範案例,河堤幾何斷面尺寸 為依據實測及竣工圖所得,詳見圖四。分 析時使用考量重現期 2 年之洪水位高程 E.L. 84.89m(經濟部水利署第三河川局所 提供)作為河側水位高程。依據建築物耐震設計規範與解說,求得本場址之水平尖峰地表加速度 PGA=0.3936g,設計地震之地 震矩規模 Mw=7.1。



圖四 河堤幾何斷面尺寸與材料性質

本研究之分析剖面位於貓羅溪側邊河 堤,圖五為標準分析剖面之數值分析網格, 網格數目約為1900個。路堤附近位置將增 加網格密度,以求得更精確之分析結果; 而接近左、右邊界位置則降低網格密度, 以節省數值計算時間。邊界條件的考量上, 分別為地表、模型底部及左、右兩側邊界。 其中地表層為自由邊界,因此在數值模型 建立時就自動產生而不需進行任何邊界處 理。模型左、右兩側邊界設定束制水平向 位移之滾支承,以模擬地層遠端兩側不會 有 X 方向移動的特性,並滿足地層變形時 之沉陷與隆起現象;模型底部則設定束制 垂直向變位之滾支承。模型左右側之水壓 邊界設定,分別以該場址河側 O2 洪水位 高程(E.L. 84.89m)及陸側地下水位(E.L. 84.09m)作為分析依據。



圖五 河堤分析剖面之數值模型

數值分析模型所使用之土壤參數詳見 表一。河堤液化之靜態變形分析之重點在 於液化土壤參數之弱化。針對液化土層參 數之考量,首先應先以土壤液化簡易評估 法(HBF 法),評估飽和砂土之液化潛能, 並將抗液化安全係數 FL<1.0 之土層,視為 地震作用期間會發生土壤液化之土層,如 表一中最後一欄。

Soil layers	USCS	N- value	γ_t (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (deg)	G (MPa)	K (MPa)	Liq?
Embankment	SM	10	16.37	3.0	30.0	9.08	27.25	No
Floodplain	SM	10	19.35	1.0	29.1	9.08	27.25	Yes
L1	ML	2	18.60	23.5	0.0	1.75	8.18	No
L2	SM	7	18.81	0.0	26.8	6.36	19.08	Yes
L3	SM	13	19.75	0.0	31.1	11.81	35.43	Yes
L4	SM	4	20.10	0.0	23.9	3.63	10.90	Yes
L5	SM	19	20.28	0.0	34.5	17.26	51.78	No
L6	SM	16	20.28	0.0	32.9	14.53	43.60	Yes
L7	SM	32	21.56	0.0	40.3	29.07	87.20	No
L8	CL	16	20.80	94.2	0.0	13.17	654.00	No
L9	CL	27	20.80	158.9	0.0	22.22	1103.63	No
L10	SM	28	21.58	0.0	38.7	25.43	76.30	No

表一 數值分析模型之土壤參數

進行數值分析時,首先將土壤參數(表 一)輸入至對應之模型土層,設定完成邊界 條件後,即可進行自重平衡,產生初始應 力。自重平衡完成後,即求得路堤及基礎 地盤數值模型之初始應力條件。進行弱化 分析時,需先更新液化土層之強度參數與 彈性參數。更新參數可依據 Stark and Mesri(1992)與 Idriss and Boulanger(2008)所 建議之正規化不排水臨界剪力強度 (Su/σ'v0)與(N1)60cs 之關係經驗式,推求 不排水剪力強度(Su),再以經驗式 E=300Su 推估楊氏模數(E), 並考量液化土 壤為不排水條件,假設其柏松比 v=0.49, 計算弱化後液化土層之剪力模數與體積模 數,並於程式中更新其參數。最後再次進 行平衡計算,並觀察基礎土壤液化後路堤 變形行為。

應力平衡分析過程中需紀錄堤頂沉陷 量,當堤頂沉陷量不隨計算步數明顯增加 時,代表整個分析模型之應力狀態已趨於 穩定。圖六為應用 Stark and Mesri(1992)所 建議之不排水剪力強度關係(下限值)進行 靜態變形分析之結果。圖六(a)中顯示,河

89

堤下陷變形引致堤腳處兩側水平地盤受擠 壓而隆起,較大的網格變形主要集中於河 堤與其下方的液化土層,此現象亦可從圖 六(b)數值模型位移向量場觀察到河堤與 基礎地盤之變形行為,圖中展示主要的變 位量多集中於堤身與河堤左右兩側之水平 地盤,而堤頂沉陷量為1.48m。



(b) 位移向量場 圖六 河堤靜態自重地震變形分析之結果

四、結論

本研究提出一套河川堤防耐震評估之 擬靜態分析程序,並以實際案例進行示範, 對評估之分析細節進行說明,相信研究結 果可作為實務工程師未來進行河堤耐震評 估時之參考。

河堤為防洪重要設施,實有必要將重 要性高且具液化潛能之河堤進行耐震安全 評估與分級,降低震後災害風險。對於重 點河堤應進行全面性之耐震初評作業,篩 選出耐震嚴重不足之堤段,進行耐震詳評, 供後續耐震補強作業參考。

參考文獻

1. AIJ (Architectural Institute of Japan), (2001) Recommendations for design of building foundations. (in Japanese)

- 2. Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008) Soil liquefaction during earthquakes. EERI Mongraph MNO-12.
- 3. JRA (Japan Road Association) (1996) Design specifications for highway bridges, Part V seismic design. (in Japanese).
- Hwang, J.H., Khoshnevisan, S., Juang, C.H., and Lu, C.C. (2021) Soil liquefaction potential evaluation – An update of the HBF method focusing on research and practice in Taiwan. Engineering Geology, 280, 105926. doi:10.1016/j.enggeo.2020.105926
- 5. Construction and Planning Agency, MOI (2011) Seismic design specifications and commentary of buildings. (in Chinese)
- Public Construction Commission (2000) Rapid diagnosis and reinforcement strategy for port and river embankments after earthquake. Report No. 106. Public Construction Commission, Taiwan.
- 7. River Embankment Earthquake-Resistant Measures Emergency Review Committee (2011) Report (draft) on how to proceed with future earthquake resistance measures for river embankments based on the Great East Japan Earthquake. (in Japanese)
- Sasaki, Y., Towhata, I., Miyamoto, K., Shirato, M., Narita, A., Sasaki, T., Sako, S. (2012) Reconnaissance report on damage in and around river levees caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake. Soils Found., 52(5):1016-1032.
- Stark, T.D. and Mesri, G (1992) Undrained Shear Strength of Sands for Stability Analysis. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 118(GT11):1727-1747.
- 10. Tsai, C.C., Hsu, S.Y., Wang, K.L., Yang, H.C., Chang, W.K., Chen, C.H., and Yu-Wei Hwang, Y.W. (2017) Geotechnical reconnaissance of the 2016 ML6.6 Meinong Earthquake in Taiwan. Journal of Earthquake Engineering., 22(9): pp. 1710-1736.
- 11. Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Liam, Finn, W.D., Harder Jr., L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Laio, S.S.C., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., and Stokoe II, K.H. (2001) Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER 1998 NCEER/NSF and workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127(1):297-313.

降低地下水位對臺北盆地土壤液化潛能之影響初探

鄧源昌¹ 盧志杰² 黃俊鴻³

摘要

本研究目標為瞭解在工程可行的條件下,地下水位下降對於臺北盆地土壤液化潛能 之影響。藉由執行臺北盆地鑽孔於不同分析地下水位下之 HBF 土壤液化簡易經驗評估分 析,量化工程降水對於土壤液化潛勢之變化,並進一步產製區域土壤液化潛勢圖,綜合 評估地下水位下降對鑽孔與空間土壤液化潛能之影響。本研究共考量二種水位條件,其 一為基準分析地下水位,該水位為安家固園計畫執行期間之汛期平均水位,亦為臺北盆 地中級精度土壤液化潛勢圖所採用之水位。研究結果顯示,基準分析地下水條件下,低 潛勢面積比例為 37.4%,中潛勢面積比例為 37.3%,高潛勢面積比例為 25.2%。另一個對 照分析地下水位為則參考日本學者所建議之抗液化策略,探討鑽孔汛期平均水位基準下 降 3m 之土壤液化潛勢分布情形。由分析結果顯示,此水位條件下高潛勢面積比例低於 5%,顯示土壤液化潛能可明顯降低。該水位下降量可初步供臺北盆地土壤液化防減災改 良策略參考使用。

關鍵詞:土壤液化、土壤液化潛能指數、地下水位下降、土壤液化潛能圖

一、前言

1999 年臺灣中部發生 921 集集地震, 造成廣泛土壤液化,引起許多學者與工程 師的關注。因為當時地震引致許多土壤液 化案例,配合完整留存之地震紀錄與地質 資料,使得土壤液化研究得以成為當時之 顯學。其中,部分臺灣學者基於 Seed 等人 (1985)之土壤液化分析研究架構,使用本 土及國際液化案例資料,以標準貫入試驗 值(SPT-N)為指標,建立一套臺灣本土化之 土壤液化簡易評估法,即雙曲線液化強度 曲線法(hyperbolic function),簡稱 HBF 法 (黃 等人,2005、2012、2021)。

921 地震後事隔約 17 年,在 2016 年 南臺灣發生地震規模為 6.6 之美濃地震, 於某此位置出現嚴重土壤液化現象,造成 建物受損破壞。美濃地震過後,都市區域 之土壤液化風險受到大眾關注,中央地質 調查所於地震後約一個月即公布初級精度 土壤液化潛勢圖。該圖資係基於有限鑽孔 所產製之土壤液化潛能指數 PL分布圖,並 依 Iwasaki 等人 (1978)所建議,定義液化 風險分級標準。

內政部營建署為了提供大眾更完整土 壤液化風險資訊,於當年度積極推動安家 固園計畫,期能以行政分區為單位,產製 精度更高之中級土壤液化潛勢圖。為了協 助計畫之推動,國家地震工程研究中心 (NCREE)爭取擔任臺北市與新北市政府安 家固園計畫總顧問,期間建立並推廣圖資 製作標準作業流程,亦監督臺北市與新北 市政府安家固園計畫主採購案廠商(臺灣 世曦工程顧問股份有限公司),依據標準流 程,如期如質完成計畫各項工作。現行臺 北市政府與新北市政府公告之中級土壤液 化潛勢圖資中,臺北盆地之高液化潛勢地 區佔有一定比例,顯示地震引致土壤液化 課題為臺北盆地都會區防減災策略與都市 規劃之重要考量因素。土壤液化地盤改良 工法中,工程降水為有效降低土壤液化潛 能策略,但區域降低水位之管理值尚待研

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 國立中央大學土木工程學系教授

究。Yasuda and Hashimoto (2016)指出地下 水位控制於地表下 3m 時,可避免日本木 造建物受地震引致之土壤液化損害。故本 研究參考日本學者之降低水位管理值建議, 探討不同分析水位設定分別為汛期平均水 位基準與基準水位下降 3m 情況下,其區 域土壤液化潛勢分布差異,以了解日本降 低水位管理值應用於臺北盆地之合適性, 供相關防減災策略擬定參考使用。

二、臺北盆地校核鑽孔資料庫

除了地震資料外,地質鑽孔為土壤液 化評估之重要輸入參數。臺北盆地為高度 開發區域,近數十年來許多大型計畫包含 大規模土地開發案、公共快速轉運系統、 快速道路與高速公路皆已完成,並運行多 年。這些公共設施進行許多地質鑽探工作。 目前臺北盆地現有鑽孔數量為 12,962 孔, 整個地質鑽孔遍布於整個臺北盆地,平均 每一平方公里有 53 個鑽孔。

然而,因為早期鑽孔資料之品質控管 系統不健全,部分呈交之鑽孔資料品質較 差,不適用於土壤液化潛勢評估。因此, 鑽孔資料之篩選與查核作業為執行土壤液 化評估前之重要工作。在鑽孔篩選過程中, 本研究首先區分鑽孔資料品質。以鑽孔資 料之完整性作為品質分類準則,分類考量 因子包含統一土壤分類結果之正確性、標 準貫入試驗 SPT-N 值完整性、土壤基本相 關指數性質完整性與正確性,與作者們之 大地工程專業判斷。鑽孔品質分類共分四 級,第一級鑽孔資料為幾乎毋須修正與補 值;第二級鑽孔資料需少量修正與補值; 第三級鑽孔資料屬不可靠,並缺乏部分必 要資訊;第四級鑽孔資料為極度不可靠, 並缺乏大量必要資訊。因為第三、四級鑽 孔資料之可靠程度低,故不納入本研究後 續土壤液化分析,僅使用第一級與第二級 鑽孔資料進行後續分析作業。在所使用之 鑽孔資料中,土壤樣本若有部分資訊缺漏, 則參考鄰近深度、相似統一土壤分類結果 之土壤樣本設定。若無鄰近合適土壤樣本 可供參考,則以土壤樣本之統計分析結果

設定。

經過上述資料校正與篩選後,可運用 於後續土壤液化評估與統計分析之鑽孔數 量為 5,182 孔,鑽孔分布圖如圖一所示。 其中圖一之實心藍點為 2017~2018 年安家 固園計畫之鑽孔,此篩選後鑽孔資料庫主 要用於臺北盆地土壤液化評估使用。其中, 安家固園計畫為了減少鑽探作業程序之變 異性影響,標準貫入試驗之落錘型式採取 自動落錘系統,使有良好之鑽探品質。基 於臺北盆地安家固園計畫執行之指定鑽孔 能量檢測試驗,自動落錘系統之貫入能量 比約為 65~70%。

安家固園計畫鑽孔之土壤取樣樣本統 計結果顯示液化砂質土壤包含 SM、ML、 CL-ML 與其他礫質土共占整體鑽孔土壤 之 58.3%。在此液化砂質土壤中, SM 土壤 占整體液化土壤之 53.5%。本研究進一步 將 SM、CL、ML 土壤進行統計分析,結 果顯示, SM 土壤之平均 N 值為 12,其平 均細粒料含量為 25%; CL 土壤之平均 N 值為 5,其平均細粒料含量為 94%; ML 土 壤之平均 N 值為 9,其平均細粒料含量為 75%。



圖一 鑽孔篩選後之臺北盆地鑽孔分布圖

三、土壤液化潛勢評估

(一)設計地震力與地下水位

92

地震矩規模(Mw)與水平尖峰地表加 速度(PGA)為土壤液化評估所需之地震力 參數,根據最新版建築物耐震設計規範及 解說,設計地震力迴歸期為 475 年(50 年 超越機率為 10%),必須考慮土壤液化,故 本研究亦以此設計地震力執行土壤液化評 估。475 年迴歸期之水平 PGA 為 0.24g, 對應之 Mw為 7.3。因為本研究使用之鑽孔 皆位於或鄰近臺北盆地,故各鑽孔所使用 之地震力參數皆一致。

除了上述地震力參數設定外,地下水 位參數亦是土壤液化評估中之重要參數。 因臺北盆地過往之淺層地下水位資訊不足, 故安家固園計畫規劃並執行多處鑽孔地下 水位長期觀測。基於地下水位觀測資料, 可確認整年之地下水位變化。本研究為探 討降低水位對區域土壤液化潛勢分布之影 響,各鑽孔土壤液化潛勢簡易評估分析之 分析水位設定基準為汛期平均水位,降水 設定水位為各鑽孔基準水位同時下降 3m, 以比對兩者土壤液化潛勢評估結果之差異。

(二)土壤液化潛勢評估方法

Iwasaki 等人 (1978)提出土壤液化潛 能指數 (liquefaction potential index, P_L)以 評估各場址之液化影響嚴重程度,目前廣 為學術研究與工程實務應用。根據 Iwasaki 等人 (1978)之土壤液化影響嚴重程度分 級建議, $P_L>15$ 為高液化潛勢, $5<P_L\leq15$ 為 中液化潛勢, $P_L\leq5$ 為低液化潛勢。

本研究基於黃 等人(2005、2012、2021) 之臺灣本土化土壤液化簡易評估 HBF 法 分析所得之安全係數剖面進行鑽孔 PL 計 算,以預測土壤液化潛勢對地表破壞影響 程度。進一步利用鑽孔座標及 PL 值進行克 利金空間內插,求得分析區域內所有離散 網格之 PL,進而產製設計地震力下臺北盆 地之土壤液化潛勢圖。

四、降低水位之土壤液化評估影響

本研究探討分析水位分別設定為汛期 平均水位基準與基準水位下降 3m 下,兩 者臺北盆地土壤液化潛勢評估結果之差異。 降水前後之各鑽孔土壤液化潛能指數分級 結果如表一,在汛期平均水位基準設定下, 低潛勢鑽孔比例為 38.4%,中潛勢鑽孔比 例為 31.7%,高潛勢鑽孔比例為 29.9%。 基準水位下降量為 3 公尺時,低潛勢鑽孔 比例為 64.9%,中潛勢鑽孔比例為 31.7%, 高潛勢鑽孔比例為 3.4%。分析結果顯示隨 地下水位下降而高潛勢之鑽孔比例下降, 低潛勢之鑽孔比例增加。

降水前後區域土壤液化潛能指數分級 結果如表二,降水前土壤液化潛勢圖產製 結果如圖二,降水後土壤液化潛勢圖產製 結果如圖三。在汛期平均水位基準設定下, 低潛勢面積比例為 37.4%, 中潛勢面積比 例為 37.3%,高潛勢面積比例為 25.3%。 在汛期平均水位基準下降量為3公尺下, 低潛勢面積比例為 67.2%, 中潛勢面積比 例為 32.3%,高潛勢面積比例為 0.5%。分 析結果顯示隨地下水位下降而高潛勢之面 積比例減少,低潛勢之面積比例增加。綜 合鑽孔土壤液化潛勢之分析水位敏感度分 析結果,顯示汛期平均水位基準下降 3m 大幅下降臺北盆地區域土壤液化潛能,此 水位下降管理值可初步提供臺北盆地土壤 液化防减災改良策略參考使用。

表一 臺北盆地不同分析水位設定下各級 潛勢實際鑽孔比例

分析水位	鑽孔比例 (%)				
設定	低潛勢	中潛勢	高潛勢		
汛期平均	38 /	317	20.0		
水位基准	56.4	51.7	29.9		
基准水位	64.0	317	3 /		
下降 3m	04.9	51.7	5.4		

表二 臺北盆地不同分析水位設定下各級 潛勢實際面積比例

分析水位	面積比例 (%)				
設定	低潛勢	中潛勢	高潛勢		
汛期平均 水位基準	37.4	37.3	25.3		
基準水位 下降 3m	67.2	32.3	0.5		

93



圖二 臺北盆地土壤液化潛勢圖 (汛期平均水位)



圖三 臺北盆地土壤液化潛勢圖 (汛期平均水位基準下降 3m)

五、結論

本研究探討降低地下水位對區域土壤 液化潛勢分布之影響。分析水位分別設定 為汛期平均水位基準與基準水位下降 3m 下臺北盆地鑽孔土壤液化潛勢分析結果與 土壤液化潛勢圖產製結果中,顯示降低地 下水位具有降低土壤液化潛能之效果,該 水位下降量管理值可初步供臺北盆地土壤 液化防減災改良策略參考使用。

誌謝

本研究承蒙經濟部水利署水利規劃試 驗所經費支持,內政部營建署安家固園計 畫及臺北市政府與新北市政府委辦計畫與 行政院環保署相關研究資料提供,作者深 表謝意。惟本文論述內容與方向,不代表 前開政府單位之政策立場,在此澄清。

参考文獻

- 黃俊鴻、楊志文、陳正興,2005,「本土 化液化評估方法之建議-雙曲線液化強 度曲線」,地工技術,第103期,第53-64頁,臺北。
- 黃俊鴻、陳正興、莊長賢,2012,「本土 HBF 土壤液化評估法之不確定性」,地 工技術,第133期,第77-86頁,臺北。
- 內政部營建署編輯委員會,建築物耐震 設計規範與解說,內政部營建署營建雜 誌,臺北,2011。
- 4. Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., Yasuda, S.,. "A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan," Proceedings of the 2nd international conference on microzonation for safer construction—research and application, San Francisco, CA, 885-896, 1978.
- Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., Chung, R.M., "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation," J. of Geot.Engr., ASCE, 111(12), 1425-1445, 1985.
- Hwang, J.H., Khoshnevisan, S., Juang, C.H, Lu, C.C., "Soil liquefaction potential evaluation – An update of the HBF method focusing on research and practice in Taiwan," Engineering Geology, 280, Article 105926, 2021.
- Yasuda, S., and Hashimoto, T., "New project to prevent liquefaction-induced damage in a wide existing residential area by lowering the ground water table," Soil Dyn. Earthq. Eng., 91, 246–259, 2016.

離岸風場海床土壤動態參數

倪勝火1 陳家漢2 徐羽柔3

摘要

本研究利用從彰化附近海域鑽取的薄管之重組土樣進行動態三軸試驗。對於海床土 壞,根據三組細粒含量(15%、30%和 50%)、三組孔隙比(0.7、0.8 和 0.9)和四種飽 和度(15%、30%、60%和 100%)使用濕搗實技術重組試體。在位移控制條件下,在三 個有效圍壓應力(20、80和 320 kPa)下進行動態三軸試驗。本研究探討了上述因素對 土壤動態剪力模數和阻尼比性質的影響。為獲得完整的海床土壤動力特性曲線,結合動 力三軸試驗和彎曲元件試驗的正規化剪力模數折減曲線和阻尼比曲線。根據試驗結果, 正規化剪力模數折減曲線大致位於 Seed 和 Idriss (1970)建議範圍的上限,而阻尼比曲 線趨向於建議範圍的下限。孔隙比、飽和度、有效圍壓和細粒含量都會影響剪力模數和 阻尼比,細粒含量的影響較小。有效圍壓、飽和度和孔隙比的增加,以及細粉含量的減 少,將使完整的剪力模數折減曲線向右側移動。通過增加有效圍壓和降低細粒含量,完 整的阻尼比曲線也顯示出右移。

關鍵詞:動力三軸試驗、剪力模數、阻尼比、動態性質

一、前言

台灣西海岸有豐富的風力發電場。 一灣的離岸風力發電機必須面對風力渦輪機 本身的機械振動,以及颱風和地震等短期 重複載荷。沉積在海床上的土壤也可能因 地震等因素而產生土壤液化。更值得注意 的是樁和土壤的交互作用會影響風力發電 機的,國內學者的研究發現,台灣西海岸的 於土質主壤具有獨特的力學性質。因此, 本研究的重點是利用動態三軸試驗獲得 與得數據相結合,試圖在廣泛的應變範圍 內生成不排水剪力模數折減曲線和阻尼比 曲線。

二、試驗土壤和試驗方法

試驗土壤

本次試驗的土壤試樣是取自彰化海上 風電場現場鑽探薄管土壤。依三組細粒料 含量配置之土樣,而後進行土壤物性試驗, 其中包含比重試驗、篩分析試驗、比重計 試驗及阿太堡試驗,土壤試樣依照美國統 一土壤分類法(USCS)進行分類,試樣的物 理性質見表一。圖一為不同細料含量之土 壤試樣的粒徑分佈曲線。

本研究使用濕搗實法製備海床土的重 模試樣,在這些試驗中,使用脫氣水沖洗 和浸透試樣。





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副研究員

³ 國立成功大學土木工程學系研究生

物性土壤	比重 Gs	液性限度	塑性 限度 DI	美國統 一土壤 公類
試體 FC < 5%	2.650	N.L.	N.P.	SP
FC = 15%	2.715	N.L.	N.P.	SM
FC = 30%	2.720	N.L.	N.P.	SM
FC = 50%	2.727	N.L.	N.P.	ML

表一試樣的物理性質

<u>試樣儀器與準備</u>

本試驗設定細粒料含量參數為15%、 30%與50%。自薄管頂出現地土壤後須藉 由濕篩法進行粗、細粒料分離之程序,以 200號篩(0.074mm)為界,停留於200號 篩網上之土樣定義為本試驗使用之粗粒料 且烘乾備用;細粒料則為通過200號篩之 土樣,烘乾後須再過一次200號篩,確保 無粗粒料摻雜其中,並保存於烘箱。由土 樣比重求出各試體所需之含水量,依序秤 量目標試體之粗、細粒料重及水重,將土 樣均勻拌合後密封,於恆溫恆濕箱靜置, 確保添加的水份與土樣顆粒充分混合,即 完成試體準備程序。

本研究使用國家地震工程研究中心臺 南實驗室提供之英國製造動力三軸試驗儀 器,其儀器本體與周邊設備,如圖二 所示。 試體尺寸為直徑 5 cm、高 10 cm 飽和試 體組成。所有飽和試樣都要求達到 B 值 ≥0.95。 在執行動態試驗之前,所有試樣 均經同向性壓密到所需的有效壓密應力。



圖二 土壤動力三軸試驗儀

試驗步驟

首先,進行彎曲元件試驗以測量試樣 壓密後的波速。所有動態三軸試驗均設定 反覆加載次數為二、加載頻率為 0.1 Hz 之 正弦波(sine wave)、每 1 秒擷取一筆數據 進行動態加載。加載方式採用先壓後拉, 初始單向振幅(single amplitude)為 0.005 mm,每次加載振幅以倍數遞增,當試體遲 滯圈產生嚴重變形或設定振幅達 1.28 mm 即結束試驗。楊氏模數及剪力模數和阻尼 比可以根據 ASTM D3999 中提供的指引 從動態三軸試驗中計算出來。

三、結果與討論

本研究通過配置飽和試體和非飽和試 體進行應變控制實驗,研究了細粒料含量 和孔隙比對飽和試體在圍壓變化下動態特 性的影響。研究了細粒料含量、孔隙率、 圍壓、土體飽和度對動力特性的影響。

<u>有效圍壓之影響</u>

圍壓影響剪力模數之典型結果如圖三 所示。在試驗中,使用了三種有效圍壓, 分別為 20 kPa、80 kPa 和 320 kPa。圖 三顯示了有無正規化之剪力模數和剪應變 變化與具有固定孔隙比和飽和度、細粒含 量的試樣的有效圍壓之間的關係。所謂正 規化是在一固定圍壓下將量測到之剪力模 數(G)除以以彎曲元件測到之最大剪力模數 隨著圍壓的增加而增加,這與前人的研究 成果是一致的。圖四顯示了不同有效圍壓 下阻尼比隨應變的變化。



圖四 阻尼比曲線與有效圍壓關係圖

飽和度之影響

圖五顯示了剪力模數在 15% 細料含量 及不同飽和度的典型結果。在圖中,使用 了四個試樣飽和度,分別為 15%、30%、 60%、100%。圖五顯示了有無正規化之剪 力模數和剪應變變化與試樣飽和度的關係。 圖六顯示了不同飽和度下阻尼比隨應變的 變化。



孔隙比之影響

剪力模數在不同孔隙比及 20 kPa 圍壓 的典型結果如圖 7 所示。圖中使用了三個 試樣孔隙比,分別為 0.7、0.8、0.9。圖七 顯示了有無正規化之剪力模數和剪應變變 化與孔隙比之間的關係。圖八顯示了不同 孔隙比下阻尼比隨應變的變化。



細粒料之影響

剪力模數在不同細料含量及 80 kPa 圍 壓的典型結果如圖九所示。圖中使用了三 個試樣細料含量,分別為 15%、30%、50%。 圖九顯示了有無正規化之剪力模數和剪應 變變化與細料含量之間的關係。圖十顯示 了不同細料含量的阻尼比隨應變的變化。



圖十 阻尼比曲線與細料含量關係圖

四、結論

- 飽和試體的剪力模數比非飽和試體衰 減更顯著。
- 細粉含量對正規化剪力模數折減曲線
 的影響不如孔隙比和飽和度顯著。
- 有效圍壓、飽和度和孔隙比的增加,以 及細粒含量的降低,都會導致完整的正 規化剪力模數折減曲線右移。

- 有效圍壓的增加和細粉含量的降低會
 導致整個阻尼比曲線向右移動。
- 根據試驗結果,非飽和海床土壤的正規 化剪力模數折減曲線在大應變下衰減 較小。

參考文獻

- ASTM, "Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus," *ASTM International Standard Methods*, Vol. 91, No. Reapproved, pp. 1–16, 2013.
- GDS, "The GDS 2Hz/5Hz/10Hz Dynamic Testing System Hardware Handbook," *GDS Instruments Ltd.*, pp. 1–30, 2006.
- Gu, X., Yang, J., Huang, M., and Gao, G.,
 "Bender Element Tests in Dry and Saturated Sand: Signal Interpretation and Result Comparison," *Soils and Foundations*, Elsevier, Vol. 55, No. 5,
 pp. 951–962, 2015.
- Hardin, B.O., and Drnevich, V.P., "Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects," *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 98, No. SM6, pp. 603–624, 1972.
- Seed, H.B., and Idriss, I.M., "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses," *Report* No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1970.

99

NCREE

台灣高精度地震動地圖產製

趙書賢1 林哲民2 呂學敏3 黃雋彥4 張志偉5 許喬筑6

摘要

地震發生後快速掌握各地的地震動強度為震後緊急應變作業的重要基礎,雖然台灣 已有相當完善之地震觀測網,可於震後迅速提供強震站所在位置觀測到的地震動強度, 而無強震站位置的地震動強度則通常僅能採用鄰近周邊強震站的觀測值,惟台灣之地質 與場址條件複雜具高度變化,因此無強震站位置其地震動強度與鄰近周邊強震站觀測值 有可能存在顯著差異。本研究旨在發展能精準預估地震引致無強震站位置其地震動強度 的分析方式,並以此產製台灣高精度與高解析度的地震動地圖(ShakeMap),其可供震後 緊急應變、地震境況分析與結構耐震能力分析與評估等相關作業的規劃與執行。

關鍵詞:地震動地圖、地震動預估、空間相關性

一、前言

當地震發生後需要即時的製作地震動 強度地圖(Shake Map),以迅速掌握該地震 所引致全台各地之地震動強度,其乃利用 第一時間獲得的觀測地震動資訊配合空間 內外插技術計算全台各地之地震動強度後 所得。地震動強度地圖為地震後相關緊急 應變作業所需的重要資訊,其精確度也將 影響震後相關作業規劃與執行成效,因此 如何產製高解析度與精確度的地震動強度 地圖,乃為地震防災應用與地震工程相關 研究的重要基礎課題之一。

雖然地震動強度地圖有其重要功能與 必要性,但過去國外與其相關的研究並不 多見,台灣相關的研究大部分著眼於佈設 高密度地震動觀測網其對地震動強度地圖 產製結果的影響,而未探討地震動強度地圖 覺作方式與參數設定對產製結果的影響。 惟台灣之地質與場址條件複雜具高度變化, 無強震站位置的地震動強度值與鄰近週邊 強震站的觀測值有可能存在顯著差異,而 不同地震動地圖製作的方式也可能影響分 析的結果。

鑒於上述原因,本研究旨在發展一能 精準預估地震引致無強震站位置其地震動 強度的分析方式,結合氣象局與國震中心 的地震動觀測資料自動化的蒐集與分析, 最終建置一能針對氣象局公告之編號地震 自動化產製具高精度與高解析度的地震動 地圖(ShakeMap)運算方式,可供震後緊急 應變、地震境況分析與結構耐震能力分析 與評估等相關作業的規劃與執行。

二、分析方法

本研究採用結合觀測與地震動預估式 的方式製作地震動強度地圖,因其能呈現 地震動的特徵如震源、路徑與場址效應, 因此其相較於純粹以觀測地震動進行數值 空間內外差分析的方式所得的地震動地圖, 來得更為精確。

¹國家地震工程研究中心組長

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國家地震工程研究中心專案助理技術師

⁴ 國家地震工程研究中心副研究員

⁵ 國家地震工程研究中心助理技術師

⁶ 國家地震工程研究中心副技術師

依據目標位置其鄰近週邊是否具地震 動觀測站,結合地震動預估式產製地震動 強度地圖的概念說明如下:

- [1] <u>目標位置有地震動觀測站</u>:該位置的 地震動強度值將等同於觀測地震動強 度值。
- [2] <u>目標位置無地震動觀測站且鄰近週邊</u> <u>區域亦無地震觀測站</u>:直接採用地震 動預估式求得該位置地震動強度的預 估值建置地震動強度地圖。以此方式 所得地震動強度地圖的精確度,將隨 著地震動預估技術精確度的提升而有 效的提升。
- [3] 目標位置無地震動觀測站但鄰近週邊 區域有地震觀測站 定觀測站之間的距離計算地震動強度 觀測與預估差異的相關性,以此決定 觀測與預估差異的相關性,以此決定 報用觀測值或地震動預估式預估值的 占比,若該距離越近則相關性越高, 地震動強度越接近觀測值,反之相關 性越低,地震動強度則越接近地震動 預估式的預估值。當地震觀測站通邊位置 的地震動強度皆會傾向大於預估值, 反之則會低於預估值。

由上述可知本研究建置地震動地圖的 方式其優勢在於能透過利用地震動預估式 呈現地震動的特徵,及震源、路徑與場址 效應對地震動強度分佈的影響,且能同時 利用空間相關性函數,掌握觀測與預估之 差異量的空間分佈,分析結果的解析度與 準確度相較於採純數值方式所得之地震動 地圖都能來得高。

如採本研究產製地震動地圖的方式, 則如能提高目標位置週邊地震動觀測站的 數量與密度、提高地震動預估式的準確度、 提高地震動空間相關性函數的準確度等, 皆能有機會能有效的提升分析所得地震動 強度地圖的準確度。



圖一 各地震動觀測網的觀測站分佈

三、自動化分析流程

地震發生的時間無法事先得知,但在 地震發生後,需能立即的掌握其引致全台 各地的地震動強度,方能有效的規劃後續 的緊急應變與勘災作業流程。有鑑於此, 本研究先初步以國震中心所研發的地震動 預估式[1],並結合學者 Sokolov 等人[2]所 建議的空間相關性模式、以及以隨機高斯 程序分佈假定進行空間內外差,初步建置 地震動地圖自動化分析系統,其能在地震 發生後,即時整合來自氣象局地震監測網 (CWBSN & TSMIP)及國震中心自有地震 監測網(SANTA & EEWS)內的觀測地震動 資料,自動化產製全台高精度與解析度的

102
地震動強度地圖,各地震監測網的測站分 布可以參考圖一(a)與圖一(b)。



圖二 自動化分析流程圖

在地震發生後 20 分鐘內,中心可獲得 來自氣象局 CWBSN 監測網各測站的觀測 資訊,其中也包含了地震源參數的資訊, 緊接著在 5 分鐘內可獲得國震中心的 SANTA 與 EEWS 監測網的觀測資訊。來 自氣象局 TSMIP 監測網的觀測資訊。未 建立自動化機制,因此將以手動收集的方 式,針對具代表性的地震蒐集該觀測網的 地震紀錄,其測站數量也較多,因此需要 比較長的時間,估計約需耗時 40 分鐘。

在自動化收到地震觀測資訊後自動化 分析系統即開始作業,其分析流程可分為 兩個主要部分:

- [1] 計算地震動反應譜:各測站分別 計算三軸向歷時的地震動反應譜, 計算的週期自 0.01 秒至 10 秒, 共計有 181 個週期點,此結果將 與各測站的設計反應譜進行比對。 目前系統每分鐘可計算完成約 8 至 10 個測站的地震動反應譜
- [2] 計算地震動地圖:計算全台 500 公尺網格點共計有 17 萬餘處的 的地震動強度,包含地表加速度 峰值、地表速度峰值、新制震度 與譜加速度等。過程中最多會有 三個版本的地震動地圖,第一個 版本以點震源進行分析,只計算 2 個週期的譜加速度值,耗時約 5 分鐘;第二個版本則以面震源

分析,計算 19 個週期的譜加速度 值,耗時約 20 分鐘;如納入了 TSMIP 監測網的觀測資訊,則將 計算第三個版本的地震動地圖, 其為面震源假定,有 19 個週期的 譜加速度值的完整資訊,需耗時 約 30 分鐘。

上述計算反應譜與地震動地圖的流程 為各自獨立運作,估計在地震發生後 30 分 鐘內可以獲得第一版本的地震動地圖,而 一小時內可以獲得最終版本的地震動地圖。

四、案例分析

本研究所開發之自動化分析流程,自 2021年10月開始正式運作,針對氣象局 所有公告之編號地震進行分析,截至2022 年5月已完成67個編號地震的分析,並 將成果以網頁方式,呈現於國震中心即時 地震的觀測地震動歷時、地震動反應譜、 設計反應譜的比較以及不同地震動參數的 分佈地圖,該平台目前公開於中心內網, 待測試完成後即正式公開上線。



圖三 中央氣象局提供之 111001 號地震 的地震報告

以今(2022)年1月3日17時46分 於花蓮外海發生芮氏規模6.0地震為案例, 中央氣象局速報解所得到之震央位於東經 122.18度、北緯24.02度,震源深度19.4 公里,如圖三所示,其為今年第一個編號 地震。如採前述之自動化系統整合 CWBSN、TSMIP、SANTA及 EEWS 等監 測網內觀測站的地震資料,分析所得的震 度分佈地圖可參考圖四,由圖四可以發現 台北、新北、宜蘭等部分地區其震度可達 4級,所幸該地震並無造成嚴重災情。



圖四 本研究針對 111001 號地震產製的 震度分佈地圖



圖五 本研究針對 111001 號地震所產製 的地震動強度分佈地圖

五、結論與展望

本研究初步以國震中心研發之地震動 預估式[1],並結合學者 Sokolov 等人[2]所 建議的空間相關性模式、及隨機高斯程序 分佈假定進行空間內外差,建置地震動地 圖自動化分析系統,其能在地震發生後跑 時整合來自氣象局地震監測網(CWBSN & TSMIP)以及國震中心自有地震監測網 (SANTA & EEWS)的觀測地震動資料,自 動化產製全台高精度與解析度的地震動強 度地圖,估計在地震發生後 30 與 60 分鐘 內,得到初步與最終的分析結果。本研究 在未來將規劃更深入探討可獲得最佳準確 度的地震動地圖分析與參數設定方式,並 將分析結果的標準差量化,提供震後相關 防災緊急應變作業規劃與執行的參考。

參考文獻

- [1] Chao, S. H., Chiou, B., Hsu, C. C. and Lin, P. S. (2020) A horizontal groundmotion model for crustal earthquakes and subduction earthquakes in Taiwan, Earthquake Spectra. 2020; 36(2): 463-506.
- [2] Sokolov, V., Wenzel, F., Jean, W.Y. and Wen, K.L. (2010) Uncertainty and spatial correlation of earthquake ground motion in Taiwan. Terr. Atmos. Ocean. Sci., 21, 905-921.

鋼筋混凝土結構補強接合部耐震行為之研究

蕭輔沛1 翁樸文2 林佳蓁3 李心惠4

摘要

台灣地震頻繁,近年來老舊建物之耐震能力留有甚多的存疑及隱憂,日前業界普遍 利用耐震補強工法修復達到成效,然而傳統補強工法對於現今技術純熟,卻易於施工中 產生噪音及粉塵,並嚴重影響使用空間及採光等安全疑慮。針對上述考量,補強工法採 用工廠預鑄補強構件或於空地先行組裝的方式,再運送至施工現場進行補強作業之方法 進行研擬,不僅能縮短施工時間也能避免影響建物之使用。

本研究主要對於鋼框架斜撐及耐震間柱兩種預鑄補強工法進行規劃,由於補強界面 接合部為整體構架是否能均勻傳遞側向承載力之關鍵,故對於接合部著重進行設計,並 採用高強度纖維樹脂砂漿作為接合之填充材料,從側向反覆加載實驗結果顯示,鋼框架 斜撐提供基礎試體之補強倍率為3.57倍,而耐震間柱提供基礎試體之補強倍率為2.02倍, 表現出補強構件均能有效提供整體構架之耐震能力,且高強度纖維樹脂砂漿能提供良好 之圍束力,透過實驗結果比較各式補強工法之效果,提供別於傳統工法之補強方式並提 升建物耐震能力之須求。

關鍵詞:鋼框架斜撐、鋼板阻尼器、補強界面接合部

一、前言

本研究採用鋼框架斜撑補強以及耐震 間柱補強,兩種補強工法進行設計與試驗, 根據先前研究結果可發現高強度纖維樹脂 砂漿對於接合部有良好之圍束力,但由於 接合部強度設計之不足,因此針對兩種補 強工法之界面接合部進行改善,並探討其 試驗結果,比對補強試體發揮之消能效果 及增加建物之耐震能力。

二、試體設計

本研究模擬中高樓層建物在耐震補強時,使用高強度纖維樹脂砂漿作為補強界 面接合處之材料,並採用不同之補強工法 進行研究,總共包含2座補強試體,分別 為上下接合鋼框架斜撐補強試體FS3以及 耐震間柱補強試體CS2。設計補強試體之 構架再依照設計圖說製作實驗試體,並於 台南國家地震工程研究中心進行側向反覆加載試驗。

2.1 基礎試體 BS1

利用基礎構架試體研擬臺灣鋼筋混凝 土造之既有中高樓層建築物一樓結構,並 透過分析了解其基礎構架補強後之結構行 為,由於試驗平台限制,試體採二分之一 縮尺設計,構架之垮度為260cm、柱高為 140cm,為其邊界柱斷面尺寸分為30× 30cm,上梁斷面尺寸為30×60cm,梁柱採 用之混凝土強度均為20.59MPa,而柱之主 筋為#5 鋼筋、梁之主筋為#6 鋼筋,其抗拉 強度均為411.88 MPa,梁柱箍筋為#3 鋼筋 其抗拉強度均為274.59 MPa。為使基礎試 體能依據所設計及預估之情形產生破壞行 為,故於測試之前需先確認應施加之預力, 且混凝土設計之強度需嚴格並加強檢核。

2.2 上下接合鋼框架斜撑補強試體 FS3

上下接合鋼框架斜撐補強試體FS3 如

¹ 國家地震工程研究中心台南實驗技術組 組長 暨 國立成功大學土木工程學系 合聘教授

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心專案副技術師

⁴ 國立台北科技大學土木工程系土木與防災碩士班 碩士生

圖一所示,其基礎構架之尺寸依據 2.1 節 所設計,補強構件包含鋼框架、角隅鈑以 及鋼斜撐,鋼框架尺寸為 15×15×0.7× 1.0cm之H型鋼,鋼斜撐尺寸為 15×7.5× 0.5×0.7cm之H型鋼,鋼框架及鋼斜撐均 使用 SN400YB 鋼材,其標稱降伏強度 Fy 為 235 MPa。界面接合部深度為 120cm, 採用高強度纖維樹脂砂漿,其抗壓設計強 度為 58.83 Mpa。剪力釘以及化學錨栓配 置採用 M16 雙排設計,間距均為 100mm。



圖一 補強試體 FS3 試體設計圖

2.3 耐震間柱補強試體 CS2

耐震間柱補強試體 CS2 如圖二所示, 其基礎構架之尺寸依據 2.1 節所設計,包 含耐震間柱、上下端板以及三角加勁板, 耐震間柱補強構件分為彈性連接段以及非 彈性核心段,彈性連接段材料選用 SN490B 鋼材,其降伏強度為 325MPa,抗 拉強度為 490 MPa;而非彈性核心段材料 選用 Lys 100 低降伏鋼材,其降伏強度為 70 MPa,抗拉強度為 200 MPa,且於前側 設計水平向加勁板,後側設計垂直向加勁 板。上下端板長度為 900cm、寬度為 300cm, 上下端板與彈性連接段交界處增加三角加 勁板,而界面接合部採用高強度纖維樹脂 砂漿,其抗壓設計強度為 58.83MPa。



三、雙軸向動態試驗系統試驗

本研究進行上下接合鋼框架斜撐及耐 震間柱補強試體之側向反覆加載試驗,測 試設備使用國家地震工程研究中心台南實 驗室之雙軸向動態試驗系統(Bi-Axial Testing System, BATS),整體測試布置如圖 三所示。



圖三 測試布置全景示意圖

本試驗使用雙軸向測試系統對於試 驗試體施加垂直軸力並進行側向反覆加載 試驗,軸力施加條件於邊界柱各施加40 噸 軸壓力,測試過程中側力加載方式採位移 控制,以水平致動器對於試驗設計之位移 參數定速進行加載,依照試體之層間變位 角(Drift Ratio)作為系統之控制參數,如下 列所示:

Drift Ratio=
$$\frac{\Delta_h}{H_n} \times 100\%$$
 (1)

其中 Δ_h 為水平致動器所施加之側向位移, H_n 為試體受力之高度,即為基礎試體上梁

106

中心至下梁底部之高程(1700mm),根據 ACI 374.1-05[26]之規定,加載程序採用三 角形位移波輸出,如圖四所示,各階段之 最大層間變位角依序為 0.125%、0.25%、 0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2.0%、 2.5%、3.0%、4.0%、5.0%與,以每個層間 位移執行兩個迴圈後進行下一階段。



圖四 試驗加載歷時圖

四、試驗結果

針對2座補強試體在側向反覆加載試 驗下之發展行為及破壞模式,其中側向力 (Lateral Force)為水平致動器作用於移動平 台之總載重。每個迴圈以"+"表示為正 向(Push);"-"表示為負向(pull),正負來 回即完成一個迴圈之試驗,每階段之層間 變位角(Drift Ratio)最大側力強度採用第一 迴圈最大數值示之。

4.1 上下接合鋼框架斜撑補強試體 FS3

補強試體 FS3 載重與位移曲線如圖五 以及圖六所示,試體試驗在 Drift Raito = 0.75%時,第一個迴圈中正向達到試體最 大承載力為 1527.95kN,此後試體強度稍 微下降,在 Drift Ratio=1.5%時,鋼斜撐可 觀察到明顯挫屈現象,補強構件發揮作用 使試體強度再上升,於 Drift Ratio=4%時, 試體強度下降為 1156.3kN,到達最大承載 力之 75%,兩側柱產生撓剪破壞,鋼筋外 露,鋼框架隅板連接處擠壓變形嚴重。



圖五 試體 FS3 之遲滯迴圈圖



圖六 試體 FS3 之包絡線圖

4.2 耐震間柱補強試體 CS2

補強試體 CS2 載重與位移曲線如圖七以及 圖八所示,在 Drift Raito = $1.5\%(\Delta$ =25.5mm)時,第一個迴圈負向達到最大承 載力為-825.12kN,在 Drift Raito=2%時, 第一個迴圈中正向達到最大承載力為 864.31kN。在 Drift Ratio=2.5%時,試體強 度逐漸下降,左下砂漿角隅處開裂,構架 與補強砂漿接合部滑移,強度持續下降, Drift Ratio=5%(Δ =85mm)時,試體強度下 降為 697.86kN,到達最大承載力之 80%。



圖七 試體 CS2 之遲滯迴圈圖



圖八 試體 CS2 之包絡線圖

五、結論

- 從側向反覆加載實驗結果顯示,鋼框 架斜撑提供基礎試體之補強倍率為
 3.57倍,而耐震間柱提供基礎試體之 補強倍率為2.02倍,表現出補強構
 件均能有效提供整體構架之耐震能
 力。
- 上下接合鋼框架斜撑補強試體FS3 以及耐震間柱補強試體CS2皆於工 廠以預鑄方式製作補強構件,再運送 至施工現場進行補強作業,可以縮短 施工期程,也能減少施工時對於環境 造成之粉塵與噪音,可提供於學校、 醫院或住商大樓等建物來進行使用。
- 3. 於上下接合鋼框架斜撐補強試體FS3 試驗中,補強接合部能有效地傳遞界 面剪力強度至整體構架,且在不使用 圍束箍筋之情況下,試體之補強界面 並無產生滑移現象,顯現高強度纖維 樹脂砂漿提供界面接合部良好之圍束 效果。
- 4. 上下接合鋼框架斜撐補強試體FS3 其鋼框架斜撐補強構件有效地發展其 降伏強度及挫屈強度提供消能之功 效,增加整體構架之側力強度及韌性 行為。鋼框架與邊柱有預留隔離縫並 未相互連接,因此可減少較多施工時 間,且較不易造成邊柱之破壞,可增 加整體構架之韌性,也可節省界面接

合部之剪力釘及化學錨栓數量,於材 料使用上較經濟實惠。

5. 由耐震間柱 CS2 試驗後可知,因既有 混凝土上梁產生撕裂性破壞,接合部 設計並無法均勻傳遞耐震間柱補強構 件之力量至整體構架,因此建議採用 上下接合鋼框架斜撐補強試體 FS3 接 合部設計方式,加入鋼框架構件,將 其與耐震間柱上下端板採滿焊方式接 合,再將剪力釘銲接於鋼框架上下端, 接合部採用化學錨栓固定原始試體梁 上,並澆置高強度纖維樹脂砂漿,使 補強後試體之梁形成複合梁結構,藉 由補強梁良好之傳力機制,使補強試 體能均勻受力,避免產生搖擺現象使 原始梁產生破壞之情形。

參考文獻

- 褚有倫,「既有鋼筋混凝土結構應用鋼 框架斜撐補強工法之研究」,碩士論文, 國立臺北科技大學土木與防災研究所, 臺北,2014。
- 何家儀,「高強度纖維樹脂砂漿於 RC 構 架耐震補強之應用」,碩士論文,國立臺 北科技大學土木與防災研究所,臺北, 2020。
- 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、楊耀生、褚有倫、涂耀賢、柴駿甫、 黃世建,「校舍結構耐震評估與補強技 術手冊第三版」,國家地震工程研究中 心,臺北,2013。
- 內政部營建署編輯委員會,「鋼結構極 限設計規範及解說」,內政部營建署,臺 北,2010。
- 內政部營建署編輯委員會,「混凝土結 構設計規範」,內政部營建署,臺北, 2011。
- 國家地震研究中心,地震模擬實驗室, 雙軸向動態測試系統,臺南,網址: <u>https://www.ncree.narl.org.tw/about/l</u> <u>aboratory/page/103</u>

鋼橋墩耐震性能研究(I)

洪曉慧¹ 周光武² 許家銓³

摘要

本研究目的為透過分析與試驗,針對鋼橋墩之耐震性能進行研究,以建立鋼橋墩合 理之塑鉸性質定義公式,並回饋於設計規範中。執行方法為先調查國內外鋼橋墩耐震相 關規範和研究,包括台灣、日本和美國的規範,另外也搜尋國內常見鋼橋墩型式、設計 細節,再進行試體設計與施工,以試驗方式確認與比較其耐震性能,同時搭配結構模擬 分析,以試驗結果校正鋼橋墩非線性模型,再以校正後之分析模型進行參數分析。本年 度先針對圓形單柱式鋼橋墩進行研究,並設計兩組試體,兩組試體具相同設計,但其中 一座內填充低強度混凝土,另一座則完全空心,以比較內填充混凝土對鋼橋墩非線性性 能的影響,另搭配參數分析,探討不同板厚和軸力比的影響。

關鍵詞:鋼橋墩、反覆載重試驗、側推分析

一、前言

921 地震後,交通部高速公路局、公 路總局及各縣市政府等橋梁主管機關皆針 對國內既有橋梁進行橋梁耐震性能評估與 補強,其中鋼筋混凝土橋墩之耐震評估與 補強,國內、外皆有眾多相關研究或規定 可供參考,故可進行有效且實務的橋墩補 強設計和施工,但對於鋼構橋墩耐震性能 評估與補強方面,由於國內相關試驗報告 尚屬缺乏,也較無明確研究案例可循,所 以大多參考日本的案例和研究。考量鋼結 構橋墩的耐震性能和施工細節息息相關, 國外的研究成果不見得適用於國內工程環 境。另一方面,鋼構橋墩由於具有重量輕、 強度高、韌性佳、製作加工容易、施工工 期短等優點,國內很多高架橋梁皆採用鋼 構橋墩,尤其是市區高架橋,鋼構橋墩的 比例更高於鋼筋混凝土橋墩,所以本土化 鋼橋墩耐震性能研究刻不容緩。有鑑於此, 本計畫擬針對國內常見型式之鋼橋墩耐震 性能進行研究,研究過程首將徵詢實務設 計顧問公司所遭遇之困難,同時查詢國際 間執行方式或參考文獻,建立本土化鋼橋

墩塑鉸性質設定方式,以及鋼橋墩耐震評 估方法。此外,也將透過鋼橋墩相關試驗, 驗證評估方法之準確性,研發成果將可提 供實務設計公司參考。本計畫將分年執行, 本年度主要針對圓形單柱式鋼橋墩進行研 究,設計兩組試體,規劃試驗,並進行初 步模擬分析。

二、鋼橋墩相關規範規定

本研究初步將針對圓形斷面鋼橋墩進 行研究,故後續說明也將以圓形鋼橋墩為 主。目前橋梁耐震設計強調韌性設計,目 的為使韌性構件在地震作用下得以具備可 信賴之非線性變形能力,故國內現行「公 路橋梁耐震設計規範」[1]第六章鋼橋柱可 陸要求即敘及鋼橋柱之細部設計,應防止 橋柱板寬厚比或圓形鋼橋柱的徑厚比;(2) 角隅銲 展開開槽全滲透銲。但並未詳細 說計細節參考最新「日本道路橋示方書」、 「AASHTO」與「AISC」等之規定。

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

在鋼橋墩的塑性鉸設定方面, 甫於 110 年頒布的「公路橋梁耐震評估與補強 設計規範」[2]提供相關計算公式,其內容 主要參考日本道路橋示方書[3],塑性鉸採 用之鋼材和內填充混凝土的應力應變關係 如圖一所示。其中鋼材拉力極限應變之上 限值考量國內鋼板製作之品質不一,以及 材料因環境因素所導致之劣化因子,保守 採用15*E*y作為計算基準;鋼材容許承受之 極限壓應變則依其幾何條件,以及是否有 內填充混凝土而有所不同。

對於無填充混凝土之圓形鋼橋墩,其 極限容許壓應變 ε_a 由依公式(1)計算:

$$\varepsilon_a = (20 - 140R_t)\varepsilon_v \tag{1}$$

$$R_{t} = \frac{R}{t} \frac{F_{y}}{E} \sqrt{3\left(1 - \mu^{2}\right)}$$
(2)

其中, R 為圓形鋼橋墩板厚中心線對應之 半徑, t 為鋼板厚, μ 為鋼材柏松比, F_y 為 鋼材降伏強度; E 為鋼材的彈性模數。公 式(1)之適用範圍如後: $0.03 \le R_t \le 0.08$; $0.2 \le \overline{\lambda} \le 0.4$; $0 \le N / N_y \le 0.2$ 。其中

$$\overline{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \cdot \frac{l}{r}$$
(3)

N 為鋼橋墩之設計軸力; N_y 為依全斷面降 伏條件計算之降伏軸力強度; l 為構件有效 挫曲長度; r 為斷面之迴轉半徑。對於具內 填充混凝土之鋼橋墩,規範規定鋼板材料 降伏後壓應變之上限值可採用 $\varepsilon_a = 7\varepsilon_y$, 此上限值圓形橋墩和矩形橋墩皆適用,但 日本道路橋示方書[3]則是規定圓形鋼橋 墩材降伏後壓應變之上限值採用 $\varepsilon_a = 5\varepsilon_y$, 且只適用於 $0.03 \le R_i \le 0.12$; $0.2 \le \overline{\lambda} \le 0.4$; $0 \le N / N_y \le 0.2$ 。

上述適用範圍之規定亦暗喻規範要求 鋼橋墩細長比 l/r 需小於 $1.256\sqrt{E/F_y}$;軸 力比 N/N_y 需小於 0.2°對於未填充混凝土 之圓形鋼橋墩,徑厚比 D/t 需小於 0.097 E/F_y ,對於內填充混凝土之鋼橋墩,徑厚 比D/t 需小於 $0.145E/F_y$ 。

依上述說明求得鋼材和內灌混凝土之 應力-應變曲線後,採用斷面切片法進行斷 面分析,即可得斷面彎矩曲率關係圖,並 進而求出鋼橋墩的塑性鉸曲線。



此外,國內「公路橋梁耐震評估與補強設 計規範」亦對於橋墩之韌性比訂定其容許 上限值。以一般震區重要性橋梁為例,等 級 II 地震下,單柱的容許韌性比為 3.5, 鋼柱和混凝土柱採用相同之規定。

在美國,美國加州運輸署(Caltrans)針 對鋼結構橋梁訂定獨立的規範:鋼結構橋 梁 耐 震 設 計 規 範 (Seismic design specifications for steel bridges)[4]。該規範 對於橋墩等韌性構件,依允許之損傷程度 (damage level)訂定容許之韌性比。對於可 修復之損傷(Repairable damage level),容許 之位移韌性為3,轉角韌性比為6;對於重 大之損傷(Significant damage level),容許之 位移韌性為4,轉角韌性比為8。此外, Caltrans 對於韌性受壓構件亦訂定寬厚比 要求,對於中空圓形橋柱,徑厚比 D/t 須 低於 $0.038E/F_y$,對於柱內填充混凝土之 圓形鋼橋柱,徑厚比需低於 $0.076E/F_y$, 兩者皆比日本和國內規範嚴格。對於細長 比則規定需小於 $2.36\sqrt{E/F_y}$ 。可見各國對 於鋼橋墩設計,以及對於其降伏後非線性 行為的要求,目前尚無一致遵循之標準。

三、試體設計與施工

依據前述國內鋼橋墩相關設計規定, 本研究設計兩組圓形鋼橋墩試體,分別命 名為試體A和試體B。如圖二所示,兩組 橋墩尺寸相同,試體總高為5.3m,其中桂 9.3.7m,柱頭0.6m,基礎高1m。鋼橋柱 直徑D=0.8m,鋼板板厚 t=1.4cm,鋼板材 質為SN490B,對應之徑厚比為57。試體 A為中空橋柱,內無填充混凝土,試體B 則內填充混凝土至柱內加勁板處。內填充 混凝土之抗壓強度 $f'_{c}=140 \text{ kgf/cm}^{2}$ 。為使鋼 橋柱得以穩定固接於鋼筋混凝土基礎內, 試體依國內鋼橋墩設計慣例,於基礎內設 計鋼製錨定基座,並以16 kg.8 cmØ錨 碇螺栓和鋼柱底進行接合。錨錠螺栓材質 為JIS G4051-1979 S45C(N)。



圖二 試體設計圖

本年度已完成試體 A 之製作。如圖三 所示,鋼橋墩試體柱身和基礎分開製作。 其中,基礎內先預埋鋼製錨定基座與錨碇 螺栓後再灌漿,柱身則於柱底加設柱基底 板與加勁材。兩者皆於工廠製作完成後再 運至國震中心進行組裝,組裝時將鋼柱身 底座預留孔對準基礎預埋錨碇螺栓後插入, 調整水平定位後再栓緊螺栓,並於鋼柱身 底板和基礎間灌注無收縮水泥砂漿後即完 成施工。

本計畫擬針對兩座試體進行反復載重 試驗,圖四所示為試驗配置規劃,水平力 透過油壓制動器進行加載,加載位置為基 礎上方4m處,以模擬柱高為4m之單柱 式橋柱於地震下之受力行為。此外,試驗 過程中,4 組千斤頂將透過四支垂直向高 拉力鋼棒和水平轉接梁施加定軸力 181.5 tf 軸力於鋼橋墩試體,以模擬上部結構之 重量。以鋼材設計強度 Fy=3.5tf/m²進行計 算,本試體之軸力比N/N,為0.15。



圖三 鋼橋墩試體 A



圖四 反覆載重試驗配置

四、參數分析

本年度預先針對試體試驗進行結構模 擬分析,圖五所示為分析模型與單向側推 分析結果。本計畫採用 Sap2000 結構分析 軟體進行靜態非線性側推分析,分析考慮 幾何非線性,包括 P-delta 效應和大變形效 應,以三維板殼元素(Shell element)模擬橋 柱底以固接模擬,不考慮基礎。 分析結果如圖五所示,可發現沿著側力方 向柱底呈現外鼓的樣態,有明顯的挫曲現 象現試體在達其強度約 80tf 後,基底剪力 即逐漸隨著位移增加而降低,代表其強 度隨著位移增加而減少,勁度也快速降低。



圖五 試體分析模型與結果

為探討影響鋼橋墩耐震性能的關鍵參 數,本研究亦進行參數分析,考慮的變數 包括鋼板厚和軸力比,分析方法為非線性 側推分析。圖六(a)所示為變化板厚的影響, 考慮的鋼板板厚為 10 mm、14 mm 和 19 mm,分別對應徑厚比 D/t 為 80、57 和 42 之情況。如圖所示,隨著板厚的增加,即 徑厚比的增加,除試體的強度明顯提升外, 其降伏後試體強度衰減的比例也略微降低。 圖六(b)所示為變化軸力的影響,考慮的軸 力比 N / N_y為 0.1、0.15 和 0.2。如圖所示, 隨著軸力的增加,試體的強度略降低,試 體降伏後徑度衰減的速率也大為提高。

五、結論與展望

本計畫今年度完成鋼橋墩相關設計規 範蒐集、試體設計、製作與初步分析,分 析結果發現徑厚比和軸力比對鋼柱的非線 性行為影響甚鉅。將大變形效應和 p-delta 效應納入分析模擬中可有效預測且鋼柱的 挫曲現象。未來透過反覆載重試驗將驗證 分析模擬的正確性,並進而修正參數分析 結果,作為未來規範修訂之參考。





参考文獻

- 交通部,2018,「公路橋梁耐震設計規 範」。
- 交通部,2021,公路橋梁耐震評估與補 強設計規範。
- 日本道路協會,2012,「道路橋示方書 同解說・V 耐震設計編」。
- 4. Caltrans. 2016, Caltrans Seismic Design Specifications for Steel Bridges, Second Edition.

112

外接黏性阻尼器於醫院結構耐震補強之應用

林旺春1 黃震興2 游忠翰3 楊卓諺4 汪向榮5

摘要

對營運中的醫院結構進行耐震補強,不僅要保證其在震中和震後的耐震性能優於一般結構,並且於施工期間降低對於日常運營和患者的影響也是非常重要的。本研究提出 建造反力鋼構架以黏性阻尼器銜接相鄰醫院結構之設計方法,增加結構系統阻尼比,提 昇消能能力以提高耐震性能,推導(1)沿反力鋼構架各樓層阻尼常數正比於該樓層相對動 能進行分配與(2)按照樓層相對動能,將阻尼常數分配在反力鋼構架之有效樓層,並與平 均分配法進行比較。結果顯示經補強後之結構識別阻尼比可有效達到設計阻尼比,並能 減緩其各樓層最大受震反應,歸納計算結果與設計參數後可知本研究建議將阻尼常數分 配在"有效之樓層"之作法,可視為較佳的設計建議。

關鍵詞:耐震補強、黏性阻尼器、外接構架、黏性阻尼常數、分配方法

一、前言

針對營運中的醫院結構進行耐震補強 是極為困難的工程挑戰,施作期間產生的 粉塵、噪音與振動皆須避免,以減低帶給 或現音與振動皆須避免,以減低帶給 或現存之既有結構,若其周遭有足夠 調碍之時有結構,若其周遭有足夠 調子,若構,若其周遭有足夠 調子,若構,若其周遭 個反力鋼構架 升抵,其中A結構。近年來不乏有許多學者 廣泊黝結構之應用。而大部分相關研究目 的多為:(1)增加相鄰結構系統的耐風能力 並提升結構彼此碰撞的機率。

本研究根據黃等人[3]以狀態空間法 對黏性阻尼器連結兩單自由度結構之動力 方程式進行研究調查與參數分析,最終建 議要使阻尼器可有效地增加兩棟相鄰結構 的阻尼比時,必須避開兩結構之頻率比的 不穩定帶寬。另外,本研究將以兩結構之 頻率比與增加阻尼比兩者的不穩定帶寬作 為理論基礎。針對黏性阻尼器沿相鄰結構 之樓層裝設之動力行為進行研究調查與參 數分析,推導以黏性阻尼器沿結構各樓層 彼此銜接之合理設計公式與設計流程。



圖一 外接阻尼器銜接醫院結構補強策略

二、銜接單支黏性阻尼器於相鄰兩 單自由度系統之阻尼比

為簡化多自由度系統耦合反應,將多 自由度系統等效於單自由度系統,如下式:

$$M^* = \frac{\left(\sum_i m_i \phi_i\right)^2}{\sum_i m_i \phi_i^2} \tag{1}$$

¹國家地震工程研究中心副研究員

² 國立台灣科技大學營建工程系教授

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心副研究員

⁵ 國立台灣科技大學營建工程系教授

其中: M^{*}為第一模態之有效模態質 量; mi為第 i 層樓之質量; φi為第 i 層樓第 一模態之正規化模態位移。兩單自由度系 統以阻尼器相互連結如圖二所示。假設模 型中黏性阻尼器為線性,阻尼係數為 cd, 分別以 M^{*}_a、ca、ka、M^{*}_b、cb 與 kb 表示 A 與 B 結構之第一模態之有效模態質量、阻 尼係數與結構勁度,其動力方程式如下:

$$\begin{bmatrix} M_a^* & 0\\ 0 & M_b^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_a\\ \ddot{x}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_a + c_d & -c_d\\ -c_d & c_b + c_d \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_a\\ \dot{x}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_a & 0\\ 0 & k_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_a\\ x_b \end{bmatrix} = -\begin{bmatrix} M_a^* & 0\\ 0 & M_b^* \end{bmatrix} \{1\} \ddot{x}_g$$
(2)

其中, x_a 、 \dot{x}_a 、 \ddot{x}_a 、 x_b 、 \dot{x}_b 與 \ddot{x}_b 分別 為A與B結構相對地表位移、相對地表速 度與相對地表加速度; \ddot{x}_g 為輸入地表加速 度。



圖二 兩單自由度系統接單支阻尼器模型

考慮古典阻尼比假設,依照模態分析 可求得兩單自由結構之系統阻尼比

$$\xi_{eff,a} = \xi_a + \frac{c_d}{2M_a^*\omega_a} = \xi_a \left(1 + \frac{c_d}{c_a}\right)$$
(3.1)

$$\xi_{eff,b} = \xi_b + \frac{c_d}{2M_b^*\omega_b} = \xi_b \left(1 + \frac{c_d}{c_b}\right)$$
(3.2)

其中, $\xi_{eff,a}$ 與 $\xi_{eff,b}$ 分別為A及B結構 有效阻尼比; $\omega_a = (k_a/M_a^*)^{0.5}$; $\omega_b = (k_b/M_b^*)^{0.5}$; $\xi_a = c_a/(2M_a^*\omega_a)$; $\xi_b = c_b/(2M_b^*\omega_b)$ 。本研究根 據黃等人研究[3],以狀態空間法對線性阻 尼器連結兩單自由度結構之動力方程式進 行研究與分析,考慮兩結構的頻率比與銜 接阻尼器的阻尼比兩者的關係,假設系統 有效阻尼比之誤差須小於 2%,前段系統 阻尼比時,須滿足 $\xi_{eff} \ge [(c_d/c_b)+1]\xi_b$,在後 段選取性統阻尼比時,同樣需滿足 $\xi_{eff} \ge$ $[(c_d/c_a)+1]\xi_a$,以便能合理劃分中間段範圍, 明確排除不穩定區間。最後將中間不穩定 段帶寬之範圍與頻率比之關係在 cd/ca = 1~6、cd/cb = 1~12 與 ξa = ξb = 5%的範圍繪 製成圖三。該圖中各線段的中間水平直線 範圍代表系統有效阻尼比變化之不穩定中 間段,即為不適合作設計之區間;在各水 平直線段範圍外之前段與後段則代表系統 阻尼比為一定值,可明確的計算其有效阻 尼比,因此在設計時需將頻率比落在不穩 定區間之外以利設計。



三、阻尼常數沿樓層高分配公式

美國聯邦災變處理局[4]規範中,含線 性阻尼器結構計算貢獻之阻尼比如下式:

$$\xi_d = \frac{T \sum_j c_j \cos^2 \theta_j \phi_{rj}^2}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2}$$
(4)

其中,T為第一振態基本週期; c_j 為第 *j*層樓之阻尼器阻尼常數; θ_i 為第*j*層樓之 阻尼器與水平線間夾角; ϕ_{ij} 為第一個振態 之第*j*層樓之裝置兩端的水平相對位移; *mi*為第*i*個自由度之質量; ϕ_i 為第*i*個自 由度第一模態之正規化模態位移(將頂層 位移正規化為1)。本研究提出建造反力鋼 構架街接阻尼器於相鄰待補強結構之設 計,相較於待補強結構擁有相當龐大質量, 反力鋼構架的質量則相對少量,造成反力 鋼構架可視為一固定不動基座,假設第 *j*支阻尼器兩端相對變位近似於待補強結 構於第*i*層的正規化第一模態($\phi_{ij}=\phi_i$),式 3 可推導為下式:

$$\frac{c_d}{2M_a^*\omega_a} = \xi_d = \frac{T_a \sum_r C_r \phi_r^2}{4\pi \sum_N m_N \phi_N^2}$$
(5.1)

$$\frac{c_d}{2M_b^*\omega_b} = \xi_d = \frac{T_b \sum_r C_r \phi_r^2}{4\pi \sum_N m_N \phi_N^2}$$
(5.2)

其中, T_a 與 T_b 分別為第一振態基本週 期; C_r 為銜接A結構第j層樓阻尼器之阻 尼常數; ϕ_r 為第一振態第r層樓裝置雨端 的水平相對位移; m_N 為A結構第N樓層之 質量; ϕ_N 為A結構第N樓層第一模態之 正規化模態位移(將頂層位移正規化為1); N為A結構之總樓層數;r為需銜接阻尼 器之總樓層數。

阻尼器阻尼常數依平均分配(Uniform Distribution, UD),假設阻尼器皆具有相同 阻尼常數(*Cr=c*),式(5.1)可推導出第 *i* 層樓 的阻尼器之阻尼常數分配公式

$$c = \frac{c_d \sum_{N} m_N \phi_N^2}{M_a^* \sum_{r} \phi_r^2} = \frac{4\pi \xi_d \sum_{N} m_N \phi_N^2}{T_a \sum_{r} \phi_r^2}$$
(6)

根據黃等人研究[5],假設各樓層阻尼 器之阻尼常數依樓層相對動能佔整體結構 相對動能之比值,推導沿銜接樓層阻尼器 之阻尼常數分配公式(Distribution Based on Story Kinetic Energy, SKE),採用樓層相對 動能正比於樓層阻尼器之阻尼常數($C_i \propto m_i \phi_i^2$),式(5.1)可推導出樓層阻尼器之阻尼 常數之分配公式:

$$C_{r} = \frac{4\pi\xi_{d}m_{r}\phi_{r}^{2}\sum_{N}m_{N}\phi_{N}^{2}}{T_{a}\sum m_{r}\phi_{r}^{4}}$$
(7)

為獲得更為經濟的設計,按樓層相對 動能大於平均結構相對動能之樓層等比例 分配阻尼常數,判別式如下:

$$m_i \phi_i^2 > \frac{\sum_i m_i \phi_i^2}{N} \tag{8}$$

依上式之判斷,將式(7)帶入式(5.1), 移項整理後,各樓層線性阻尼器之阻尼常 數依樓層相對動能分配在有效之銜接樓層 的設計公式(Distribution Based on SKE to Efficient Stories, SKEES)如下所示:

$$C_{r} = \frac{4\pi\xi_{d}m_{l}\phi_{l}^{2}\sum_{N}m_{N}\phi_{N}^{2}}{T_{a}\sum_{l}m_{l}\phi_{l}^{4}}$$
(9)

其中, *l* 為經式**錯誤! 找不到參照來 源。**判斷得知需銜接阻尼器總樓層數。

四、補強方法的動力分析與探討

以SAP2000N 建立實尺寸八層樓規則 型三維結構作為A結構,並設計八層樓B 結構外接線性阻尼器於A結構進行補強, 如圖四。經模態分析可分別得到A與B結 構 X 向第一模態週期為 0.945 秒與 0.183 秒。採用A與B結構之固有阻尼比為 5%, 並給定線性阻尼器所提供期望阻尼比為 10%,整體結構系統設計阻尼比為 15%。 故 ω_b/ω_a 為 5.18, c_d/c_a 與 c_d/c_b 分別為2 與 8.64,使頻率比避開中間段帶寬中間段。



圖四 三維數值模型補強圖說

表一 三種設計方法之阻尼常數分配

• -		• • • • •	
Story	UD (kN·s/m)	SKE (kN·s/m)	SKEES (kN·s/m)
8	854.3	1156.7	1222.6
7	854.3	1002.1	1059.2
6	854.3	797.3	842.7
5	854.3	653.9	691.1
4	854.3	408.6	-
3	854.3	215.0	-
2	854.3	84.6	-
1	854.3	13.2	-
Total	6834.4	4331.3	3815.5

依阻尼常數沿樓層分配之公式可計算 三種分配阻尼常數之結果如表一。以 El Centro 地震歷時作為地震輸入,其最大地 表加速度為 0.348g,並假設結構保持彈性, 探討依三種分配公式設計下,其結構系統 裝設線性阻尼器前後之地震反應的折減效 果,如圖五所示。由分析結果發現無論採 用 UD、SKE 與 SKEES 分配公式進行設計 的阻尼器分配模式,皆能使 A 結構(待補 強結構)具有良好的減震效益。



表二 三種設計方法最大阻尼器出力噸數

Stowy	UD	SKE	SKEES
Story	(kN)	(kN)	(kN)
8	679	903	950
7	624	724	762
6	546	506	533
5	441	339	358
4	338	163	-
3	254	68	-
2	165	17	
1	72	1	-
Total	3120	2720	2604

將樓層阻尼器出力噸數整理如表二, 經過比較可知因 UD 分配最多的總阻尼常 數,導致具有最多的總阻尼出力噸數,反 之 SKE 與 SKEES 可以使用較少的總阻尼 器出力達到與 UD 相似的受震反應,甚至 SKEES 僅在五至八樓裝設阻尼器,省略了 在一至四樓無法有效發揮阻尼力進行消能 的阻尼器,但雖造成在五至八樓的阻尼器 增加了些微的出力噸數與其軸向變形,卻 也減少裝設阻尼器的位置,可大為降低購 買阻尼器之成本,具備更佳的經濟性。

五、結論與展望

本研究發展建造反力鋼構架沿樓層高 銜接阻尼器於建築結構之設計流程,並推 導沿樓層分配阻尼器之阻尼常數公式。按 照樓層相對動能在整體結構相對動能之比 例,分別推導沿反力鋼構架各樓層分配阻 尼常數(SKE)與分配阻尼常數在反力鋼構 架之有效樓層(SKEES)二種公式,及各樓層皆為等量阻尼常數的平均分配法(UD)。

在確保兩相鄰結構之頻率比遠離不穩 定之帶寬後,可由期望設計阻尼比,分別 採用 UD、SKE 及 SKEES 設計樓層所需之 阻尼常數,結果顯示建議的設計流程與分 配公式的確可以有效增加待補強結構之系 統阻尼比。由樓層最大反應與樓層阻尼器 出力噸數的比較,UD 雖給予大量阻尼常 數,卻僅提供近似於 SKE 與 SKEES 的控 制效果,可知 UD 的分配原則存在著不甚 約效果,可知 UD 的分配原則存在著不甚 能不大,導致分配的阻尼常數實屬少量, 所以 SKEES 因可更加集中分配阻尼常數 於 "有效樓層",因而減少阻尼器的配置 位置與成本的負擔。

參考文獻

- 1. Zhang, W.S. and Xu, Y.L. (2000). "Vibration Analysis of Two Buildings Linked by Maxwell Model-Defined Fluid Dampers." *J. Sound Vib.* **233**(5) 775-796.
- Bhaskararao, A.V. and Jangid, R.S. (2007). "Optimum Viscous Damper for Connecting Ddjacent SDOF Structures for Harmonic and Stationary White-Noise Random Excitations." *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 36(4) 563-571.
- Hwang, J.S., Wang, S.J., Huang, Y.N. and Chen, J.F. (2007). "A seismic Retrofit Method by Connecting Viscous Dampers for Microelectronics Factories." *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 36(11) 1461-1480.
- 4. FEMA 356 (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C..
- Hwang, J.S., Lin, W.C. and Wu, N.J. (2013). "Comparison of Distribution Methods for Viscous Damping Coefficients to Buildings." *Struct. Infrastruct. Eng.* 9(1) 28-41.

116

偏心滾動隔震系統小型振動台試驗驗證

楊卓諺1 賴煜仁2 鍾立來3 黃謝恭4 林旺春1 游忠翰1

摘要

隔震系統已被證明為一種有效的結構控制手段,其憑藉著低勁度之隔震器,可延長 上部結構之基本週期,進而避開地震主要之頻率內涵,降低結構之受震反應。然而,隨 著地震測站之普及結構監測技術之應用,於近年來全球多次大地震事件之量測結果顯示, 具有長週期特性之近斷層地震,將引致同樣具備長週期特性之隔震結構產生劇烈的受震 反應,甚至因隔震位移過大而失效,不可不慎。因此,諸多相關隔震研究,將焦點放置 於具有頻率不固定之非線性隔震系統,期藉由頻率變化之非線性特性,降低近斷層地震 所激發之共振效應,而偏心滾動隔震系統乃是其中之一。由過去的理論研究,已證明偏 心滾動隔震系統所具備的動力特性,其系統頻率隨著滾動角度成非線性之變化。因此, 本文將以小型振動台試驗,以試驗方式驗證理論之正確性,更進一步將該隔震機構具體 化實踐,證明其實務應用之可行性。

關鍵詞:非線性、隔震、偏心、滾動、振動台

一、前言

近年來,世界各地發生不少強震,2008 年中國四川大地震、2010年智利地震、 2011年日本東北地震與2015年尼泊爾地 震等。對於地震工程與結構隔震領域的學 者,其逐漸重視近斷層(near-fault)地震力 對於傳統耐震結構或隔震結構之影響。不 同於遠域地震(far-field),近斷層地震力有 較高之低頻頻率內涵,其可觀察到具有一 速度之脈衝,也會造成永久之位移。在文 獻(Wipplinger 2004, Yegian 2004, Lu et al. 1997)中也有提到,因為一般傳統隔震結構 常用之隔震週期介於2至3秒間,恰好落 在近斷層震波之常見主震週期內,需注意 這樣的系統裝置在靠近斷層之結構物,所 可能發生的共振效應。其非但無法發揮隔 震效果,反而造成災難。例如摩擦單擺隔 震支承 (FPB) 因其振動頻率是由曲率半 徑R所掌控,當曲率半徑經設計而固定後, 則隔震器之振動頻率也固定了,隔震器的 振動頻率固定,即其回復力為線性的,有

激發系統的共振效應的危險。有鑒於此, 對於結構隔震領域而言,具備頻率不固定 之非線性隔震系統,則能有效降低近斷層 地震力對於隔震系統之放大效應 Jangid(1998)等人提出了橢圓形的自由滾 動 (free rolling) 隔震方法,因橢圓形的滾 動行為即為一種非線性的系統。其在五層 樓的剪力構架 (shear building)中,裝置隔 震器,進行數值模擬,結果顯示,頂樓的 絕對加速度由 13.26 (m/s²) 降低到 2.54 (m/s²)。因此可以知道此隔震方法也有不錯 的效果。Butterworth (2006) 運用兩個定曲 率的上、下曲面結合成類似橢圓形狀之隔 震裝置,來模擬單擺行為的隔震效應。另 外,也有研究將摩擦單擺支承系統的滑動 面改為變曲率的方式,來達到非線性的隔 震行為 (Pranesh 2002、 吴 2003)。 Chung 等 提出一非線性滾動隔震器,該隔震系統之 質塊以支點梢接於圓形隔震器上,且支點 可偏離圓心,則其滾動行為即為非線性 (Chung et al. 2009、Yang et al. 2010)。過去 研究證明,偏心滾動隔震系統因其勁度之

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學系研究生

³ 國家地震工程研究中心兼任榮譽顧問

⁴ 國立中興大學土木工程學系助理教授

非線性,造成其頻率不固定,故可有效避 免近斷層地震對於隔震結構反應之放大效 應。然而,此類非線性隔震系統,往往在 勁度上有某種程度的軟化現象,這些勁度 軟化的現象,若不經由適當的設計手法或 軟化的現象,若不經由適當的設計手法或 軟化的現象,若不經由適當的設計手法或 過去的理論方式,對於這些非線性隔震 系統之應用研究,除了完整的理論建加以 驗證。有鑑於此,本文乃針對前述偏心滾 動隔雲系統,進行小型振動台試驗,驗證 過去理論與分析之正確性,並得以更進一 步的證明此一非線性隔震系統實務應用之 可行性。

二、偏心滾動隔震系統理論模型

偏心滾動隔震系統乃以支點偏離圓心 的圓形滾動行為進行隔震,並於圓心處連 接阻尼器,來進行消能,如圖一所示。圓 的半徑為R,質塊之質量為m,其支點梢 接在距離圓心 αR 的位置, α 為描述質塊 支點在半徑上的位置參數,以偏心比稱之。 此隔震系統只有運用一個轉角 θ 來描述 質塊的運動,故為一個單自由度系統,但 外力為地表加速度,故引入一個地表位移 座標 X_g 進行運動方式程推導。圖一中,假 設此圓沿著X軸轉動,則該質量絕對座標 上的位置向量為:

$$X = [(R\theta - \alpha R \sin \theta) + X_g]\mathbf{i} + (R - \alpha R \cos \theta)\mathbf{j}$$
(1)

本研究採用能量法,故得以拉格朗日方程 式(式 2),推導運動方程式。其中L為系統 之動能與位能差;Q^N則為自由度上所對應 之非保守力,本研究上考慮機構上由滾動 所造成之摩擦力 f_r(式 3)。

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial L}{\partial \dot{\theta}} \right) - \frac{\partial L}{\partial \theta} = Q^{N}$$
(2)

$$Q^{N} = -f_{r}\alpha R$$
(3)
由(1)式與其微分,可進一步計算系統位能

與動能,將其代入式(2),可求得系統運動 方程如下式:

$$m(R^{2} + \alpha^{2}R^{2} - 2\alpha R^{2}\cos\theta)\ddot{\theta} +m\alpha R^{2}\sin\theta\cdot\dot{\theta}^{2} + mg\alpha R\sin\theta (4) +f_{r}\alpha R = -m(R - \alpha R\cos\theta)\ddot{X}_{g}$$

三、小型振動台試驗

本試驗考慮單自由度之偏心滾動隔震 系統,進行單軸向振動台試驗。試體組裝 完成如圖二。隔震系統不含齒條導軌總重 18.78 kg,每顆偏心滾輪重 2.06 kg,故實 際上部承載重量為 10.54 kg。偏心滾輪半 徑 7.5 cm, 並搭配 0.3 之偏心比。位於滾 輪與承載平台之連桿上,可額外增加滾動 摩擦之止付螺栓為全鬆開狀態,即本次試 驗僅考慮軸承與齒輪滾動之固有摩擦力進 行消能。實驗量測之規劃,總計量測六組 物理量(圖三)。試驗之水平向即加載方向 與偏心滾動隔震系統之滾動方向,故於振 動台檯面、隔震平台之中心點與平台外緣 各裝設了加速規,量測實際輸入之地表加 速度與隔震後之加速度反應,且平台上兩 水平向之加速規得以檢核試體可能產生之 非預期的扭轉行為。再者,隔震平台中心 點,亦額外安裝一垂直向之加速規,用以 量測因偏心滾動行為對垂直向所產生之加 速度反應。隔震位移之量測上,於試體右 側之振動台檯面安裝一組雷射位移計,搭 配視體左側所安裝之平面鋁板作為反射面 進行量測。

振動台試驗之地表加速度,可考慮多 樣性之輸入,包含簡諧波、白雜訊與地震 紀錄等。本文僅針對簡諧波與地震力進行 討論。首先,在固定振動台位移輸入振幅 為30mm,配合不同加載頻率,隔震系統 遲滯迴圈比較可參考圖四。隨著頻率降低, 隔震位移增加,遲滯迴圈由小位移時偏向 線性的情況逐漸轉為非線性。遲滯迴圈於 位移約莫在 100mm 時,看觀察到勁度軟 化之現象,符合過去偏心滾動隔震系統之 理論。

在地震力輸入的部分,取 Kobe、Chi-Chi (TCU068)與 El Centro 的東西向與南北 兩方向,搭配不同振幅進行試驗。加速度 比與隔震位移的試驗結果彙整,可參考圖 五與六。其中,加速度比之定義為隔震後 最大絕對加速度除以地表加速度峰值,可 視為加速度折減。由圖五不難看出,在試 驗所選定的振幅內,加速度比小於100%, 表示隔震系統發揮隔震效果。隔震位移則 落在 10 至 120mm 範圍內(圖六)。再者, 針對採南北向之 El Centro 與東西向 Chi-Chi (TCU068)兩筆地震力之試驗結果進行 說明。El Centro 地震搭配不同輸入振幅之 試驗結果可參考表一,在振動台之最大地 表加速度由 0.24 至 0.434 g 的範圍下,隔 震後之絕對加速度約莫為輸入之 38 至 54%,隔震效果頗佳。類似地,對應同樣範 圍之地表輸入,隔震系統之最大位移,落 在約莫19至59mm範圍,且隨著PGA值 提高而增加。類似地,地表加速度為 Chi-Chi 震波之試驗結果可參考表二,然礙於 致動器衝程限制,其試驗振幅僅能執行至 300%。對應 200%與 300%之試驗振幅下, 隔震系統發揮效果,隔震後最大絕對加速 度約為地表輸入的 70 與 67%。隔震位移 於 300%之輸入振幅下,僅為 28.3 mm。

四、結論

偏心滾動隔震系統過去之相關研究, 僅著重在理論建立與數值模擬。本研究以 縮尺之偏心滾動隔震系統,搭配振動台試 驗,補充過去研究之不足,並得以驗證理 論之正確性。在所選定的地表加速作用下, 偏心滾動隔震系統具有相當不錯的加速度 折減效果且隔震位移不大,顯示偏心滾動 隔震系統確實具備實務應用之可行性。

參考文獻

- Wipplinger, L.A., "Dynamic testing of a masonry structure on a passive isolation system," Journal of Architectural Engineering; 10:15-21 (2004).
- 2. Yegian, M.K., Kadakal, U., "Foundation

isolation for seismic protection using a smooth synthetic liner," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130:1121-1130 (2004).

- 3. Lu, L.Y. and Yang, Y.B., "Dynamic Response of Equipment in Structures with Sliding Support," Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 26(1): 61-76 (1997).
- Jangid, R.S., Londhe, Y.B., "Effectiveness of elliptical rolling rods for base isolation," Journal of Structural Engineering 124:469-472 (1998)
- Butterworth JW. Seismic response of a non-concentric rolling isolator system. Advances in Structural Engineering; 9:39-54 (2006).
- Pranesh M. and Sinha R., "Earthquake Resistant Design of Structures using the Variable Frequency Pendulum Isolator", Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 7, July 1(2002)
- 7. 吳政彥,「變曲率滑動隔震結構之實驗 與分析」,高雄第一科技大學 營建工程 所 碩士論文(2003)
- Yang, C.Y., Hsieh, C.H., Chung, L.L., Chen, H.M., and Wu, L.Y., "Effectiveness of Eccentric Rolling Isolation System with Friction Damping", Journal of Vibration and Control, DOI:10.1177/1077546311428633 (2010).
- L.L. Chung, C.Y. Yang, H.M. Chen, L.Y. Lu. "Dynamic behavior of nonlinear rolling isolation system", Structural Control and Health Monitoring, Vol. 16, pp. 32-54 (2009).

表一 隔震性能比較 El Centro NS

El Centro N-S							
Amplitude (%)	300	400	500	600	700		
PGA (g)	0.240	0.273	0.330	0.384	0.434		
max. abs. acc. (g)	0.091	0.128	0.167	0.224	0.235		
max. isolation disp. (mm)	19.35	28.15	37.89	49.58	58.61		

表二 隔震性能比較 Chi-Chi TCU068 EW

Chi-Chi TCU068 E-W					
Amplitude (%)	200	300			
PGA (g)	0.124	0.170			
max. abs. acc. (g)	0.087	0.114			
max. isolation disp. (mm)	15.12	28.30			



圖一 理論模型示意圖



圖二 試體組裝完成



圖三 感測器配置



圖四 遲滯迴圈比較(簡諧波)



圖五 加速度折減比較(地震力)



圖六 隔震位移比較(地震力)

消防撒水系統之耐震性能驗證及簡化評估

陳雋育1 柴駿甫2 林凡茹3 林震宇4 廖文義5

摘要

近年來由於性能設計理念蓬勃發展,建築結構之耐震能力獲得提升,地震造成之主 要災害以及經濟損失已從結構轉為非結構系統。本研究以案例醫院為例,探討管線受到 不同地震類別,損及天花板、管線造成之崩塌、漏水等破壞模式耐震性能表現,透過振 動台試驗及數值模型分析結果修正簡化評估方法並驗證。

關鍵詞:非結構物、消防撒水系統、振動台試驗、耐震補強、數值分析、 簡化評估

一、前言

近年來由於性能設計理念蓬勃發展, 建築結構之耐震能力獲得提升,地震造成 之主要災害以及經濟損失已從結構轉為非 結構系統。

醫院非結構設備中之消防撒水系統於 中小型地震中,若於某處發生漏水,或天 花板經撒水頭碰撞發生粉塵掉落、擴孔等 災情,甚至於大震中,撒水系統支撐處失 去抗震能力,可能造成醫院中斷正常醫療 機能,並產生淹水、火災等二次災害。因 此,消防撒水系統需要以性能設計法進行 耐震評估,若耐震容量不足則必須進行補 強。

本研究以案例醫院管線破壞區域搭建 兩間相鄰病房的全尺度消防撒水系統試體, 並進行耐震補強,以不同內涵之樓板歷時 作為輸入波,進行振動台試驗,比較其補 強後之效果,定義主管縱向為X向,側向 為Y向;並以數值模型模擬試驗及案例醫 院管線系統Y向受震反應,以驗證修正後 簡化評估方法。研究內容簡述如下:

以案例醫院消防撒水系統因甲仙地震

遭受較嚴重之破壞區域,搭建兩間相鄰病 房的全尺度消防撒水系統試體,如圖一, 並以不同方式進行耐震補強,以不同內涵 之樓板歷時作為輸入波,進行一系列的振 動台試驗,並分析試驗以驗證補強效果。

利用數值分析軟體 SAP2000 建立試驗 試體本身及補強後之局部管線系統數值模 型,並進行非線性動力分析。將局部管線 系統數值模型分析結果和振動台試驗分析 結果進行比對,以確認數值參數設定的準 確性,再依局部管線系統模型參數設定延 伸設定至整層樓之消防撒水系統模型,以 模擬案例醫院管線系統補強後之受震反應。

藉由振動台試驗管線系統受震反應關 係,調整蔡詠安[2]提出之簡化評估方法, 如圖二,並藉由振動台試驗分析結果及數 值模型分析結果進行驗證,使工程師設計 消防管線系統可不進行詳細振動台試驗或 數值分析即可得到一較保守之簡化評估管 線系統受震後之反應。

¹ 國立臺北科技大學土木與防災研究所碩士生

² 國家地震工程研究中心副主任暨研究員

³ 國家地震工程研究中心副研究員

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁵ 國立臺北科技大學土木與防災研究所主任



圖一 局部管線模型平面圖(蘇承彥[5])



二、消防撒水系統補強效果比較

補強規劃

本研究依照 NFPA13[1]規範建議提出 了四種補強規劃,如表一,進行振動台試 驗,補強元件分別有:主管耐震斜撐、撓性 管線及耐震鋼線。

試驗配置	主管斜撐 (A)	支管耐震鋼線 (B)	撒水頭耐震鋼線 (H)	撓性軟管 (F)
方案一(SBH)	Ŷ	ř	×	
方案二(AHLABR)	ř	ř(右)	ř(左)	
方案三(AXX)	ř			
方案四(AXF)	Ŷ			`
+ + T VVV				

表一補強規劃配置

補強方案耐震性能比較

1.主管耐震斜撐軸力

以樓板譜加速度和耐震斜撐軸力關係 比較各方案補強後之斜撐承受軸力,樓板 譜加速度由管線系統頻率對應到各歷時之 樓板加速度反應譜得到,斜撐軸力由耐震 斜撐上兩側之應變計藉由靜力分析公式計 算出各輸入歷時下最大軸力值,圖三為各 方案在相同輸入歷時下斜撐軸力比較,由 比較可以看出,方案四AXF因管線系統頻 率改變,在相同輸入歷時下,Sa值放大; 且設置撓性軟管使隔間牆對管線系統限位 效果較差,使管線系統受震後反應放大, 斜撐受力進而放大,故消防撒水系統在設 置軟管時,需更加考量斜撐的耐震容量。



圖三 各方案耐震斜撐軸力比較

2. 洩水情形

案例醫院發生管線洩水原因為一吋支 管螺紋接頭處斷裂,故一吋支管螺紋接頭 耐震容量也是消防灑水系統設計的重要指 標之一。表二為各方案管線系統破壞時之 一吋管彎矩和水壓比較,方案一 SBH 和方 案四 AXF 試驗時管線系統沒有發生洩水, 故可驗證耐震鋼線對管線系統的束制性, 且利用撓性軟管替換一吋支管雖會使管線 系統受震後反應放大,但仍可降低一吋支 管螺紋接頭處破壞而洩水。

表二 一吋管彎矩和比較

配复		恼人波	碱填砖間(s)	水是(kgf/cm2)		備は
ANT	1 1	3DNDL60	34.17	and and man	338	/
AAF		no lenkage	34.37	no reacage	-410.3	1 /
477		ITATIV 40	32.35	and and area	3110	1 /
AAA		3080640	32.17	no reixage	-3179	1 /
A 177 A 1919	左病房	10000 40	36.95	and the first of the	3485	1 /
ANIABR		SDFDL00	36.71	no reasinge	-3108	1 /
COM		3DFDH60	41.73		547.6	1/
SBH		no leakage	37.78	no leakage	-110.5	V
ACREATE		32.4 6.87	5540	NA. 10 . 11		
AAA		TYNDL10	32.17	6.996	-5061	1,22,03108,35,1
配置		输入流	破壞時間(si)	水蒸(kgf/cm2)	一村音号姫(kgf-cm)	備註
1.100		3DNDL60 34.19 no lealage 34.38 no lealage	and a damage	606.4	/	
AAP			-436.7			
		ITALITY IN	32.36	6.758	3851	*****
AAA		3000040	32.19	6.77	-2898	- 逐動模式4.2
	右病房	北病房 3DFDL60 36.53 36.71	36.53	5.697	3713	
AHLABR			36.71	4.747	-3379	逐動構式3.1
	1 1	3DFDH60	41.73		565.4	/
SBH		no leakage	39.04	no leakage	-277,4	1 /
NYYY.		1122/07/10	32.18	and advances	5504	
AAA		111/01/10	12.42 no lenka	no renkage	3364	

3. 天花板擴孔行為

根據蔡詠安[2]定義當撒水頭位移等 於或大於 16.6mm,判斷天花板發生破壞。 以樓板譜加速度和撒水頭位移關係比較各 方案補強後之天花板破壞情形,如圖四, 由圖中比較可以看出在相同譜加速度下方 案一 SBH 撒水頭位移量較小,故可驗證耐 震鋼線的束制性,而方案五 XXX 有撒水頭 位移超越 16.6mm,故可驗證耐震斜撐對 管線系統的束制性。而從方案三 AXX 和方 案四 AXF 比較,雖設置撓性軟管降低了一 吋支管承受之彎矩,但因此減少了隔間牆 對管線系統的束制效果,也導致整體撒水 頭位移相較於其他方案有放大。



三、數值模型分析

本研究使用 SAP2000 軟體搭建試驗各 方案之數值局部模型,如圖五,並藉由局 部模型和振動台試驗分析結果進行比較, 以驗證局部模型之可靠性;並延伸其參數 設定至案例醫院管線系統數值全模型,如 圖六,並藉由分析局部模型及全模型分析 結果進行比較,以驗證全模型之可靠性。



圖 五局部管線系統數值模型



圖六案例醫院管線系統數值全模型

<u> 數值模型驗證</u>

由試驗、局部模型、全模型主管位移 結果比較,如圖七與圖八,可知由於元件 參數設定之差異性和局部模型切割後主管 邊界條件之差異性,使數值模擬峰值和試 驗會有差異,故提出數值分析安全係數, 使數值分析結果更保守。





圖八 主管位移峰值比較

四、簡化評估驗證

撷取簡化評估系統範圍

由於整層樓的管線系統主管 Y 向運動 不如局部模型主管一起擺動,所以在有明 顯束制邊界條件需進行切割視為一動力單 元進行簡化評估,根據全模型模態分析結 果,T型主管中點可視為鉸接端,主管兩端視為固接。

樓板反應譜與主管位移關係

本研究利用樓板譜位移推測主管位移 反應,再由主管位移反應推估病房子系統 之元件動力反應;依據試驗分析之譜位移 和主管位移反應關係各資料點回歸斜率應 用於簡化評估主管位移線性關係斜率,如 圖九。



圖九 局部管線系統簡化評估主管位移

五、結論

為了提升醫院之消防管線系統之耐震 性能,本研究根據案例醫院之病房管線系 統,提出以不同耐震措施進行耐震補強, 藉由振動台試驗、數值模擬對局部及實際 案例醫院管線系統在不同補強配置之受震 反應分析及評估,再藉由簡化評估方法以 供後續工程師設計管線系統有一參考值, 以下為本研究總結之結論:

 根據振動台試驗分析結果,加裝主管 耐震斜撑和兩吋支管、撒水頭耐震鋼線可 以有效提升管線系統之勁度,且有效降低 受震後之反應,而裝設撓性軟管可以降低 一吋支管螺紋接頭處承受彎矩,但會放大 消防撒水系統受震後之反應。

 根據數值分析結果,耐震斜撐模擬影 響數值頻率分析之結果;耐震鋼線鬆弛度 無法模擬於數值模型,使模擬管線反應較 小;一吋支管和鄰近非結構間距為影響螺 紋接頭處承受彎矩主因;自由震動下求得 之阻尼比和輸入歷時較強區間會有時變性 問題,故會影響管線反應峰值模擬;GAP Link 無法完整模擬實際一吋支管和鄰近非 結構碰撞之反應。

 根據性能點比較,間距值調整後雖降 低螺紋接頭處之破壞,但會使天花板破壞 明顯且吊桿更容易降伏而崩塌;不同震動 內涵之輸入歷時會影響管線系統於間距值 放大前後之受震反應。

 根據簡化評估驗證,側向斜撐之評估 勁度由斜撐與兩端連接裝置串聯;簡化評 估主管位移和撒水頭位移之趨勢和試驗及 數值分析結果接近,但保守之調整係數, 使強震時簡化評估管線反應被放大;吊桿 降伏彎矩有側向束制之管線系統由縱向扭 轉模態控制吊桿,簡化評估結果較保守。

參考文獻

- 1. NFPA13-Installation of Sprinkler Systems, 2010.
- 2. 蔡詠安,醫院消防撒水系統耐震性能補 強評估方法研究,2018
- 3. 吳佩儒,消防撒水系統之撓性管件耐震 性能研究,2020
- 曾劭鈞,醫院消防撒水系統耐震行為之 研究,2020
- 蘇承彦,消防撒水系統之耐震限位措施 研究,2020

儲槽液體對流模態實驗研究

徐瑋鴻1 柴駿甫2 林凡茹3 高翊鈞4

摘要

儲槽常用於儲存各種液體,如:水、石油、液化天然氣或化學品等,其形式大致可 分為直立式和橫臥式儲槽。然而,液體儲槽為工業界重要的儲存設施,其耐震能力往往 為儲槽設計時必須考量的重要性能目標。當液體儲槽遭受地震作用時,將引致液體潑濺 行為,亦即液體發生劇烈振盪,然而液體振盪模態(亦稱對流模態)和其頻率影響著液體潑 濺行為以及儲槽受震反應,進而可能造成槽體破壞、槽頂損壞抑或液體溢出等情形。因 此,液體對流模態和頻率為探討液體潑濺行為之重要基礎。

由於液體受地震作用引致潑濺行為相當複雜,往往為多種模態之組合,甚至因液體 撞擊儲槽壁而產生碎波。本研究規劃透過小型儲槽振動台試驗瞭解液體受震反應,為探 討不同液體深度下之對流模態反應,試驗中於儲槽底部輸入一頻寬為 0.3Hz~2Hz 之脈衝 波,使液體呈現自由振盪,藉此探討其多種對流模態和對應之振盪頻率,同時探討各種 對流模態與液體自由振盪之關係。

關鍵詞:振動台試驗、儲槽試驗、對流模態、流固耦合

一、前言

檢視過往地震對於石油與天然氣輸儲 設施的影響,可以發現地震對於此類輸儲 設施有很大的衝擊,其損壞常伴隨著二次 災害(火災)的發生。當石化產業中之液體 儲槽遭受地震襲擊後,雖可能不會造成大 量人員傷亡,但其影響範圍廣泛,關鍵設 施機能運作的失效將影響各個產業和民生 需求境造成危害,衍生後續巨大的經費 ,其影響性可能遠大於建築結構震損。 有鑑於此,深入瞭解液體儲槽受震反應進 而造成二次災害之原因有其必要性,對於 位於地震帶的台灣而言更是一件刻不容緩 的研究課題。

本研究旨在探討儲槽受震引致之液體 潑濺(Sloshing)行為,從反應中解析出各個 對流模態和其對應之振盪頻率,進而討論 對流模態與液體潑濺(Sloshing)行為之關係。 因此,本研究以小型方矩形儲槽進行振動 台試驗,儲槽內部設定多種水深,並以一 頻寬為0.3Hz~2Hz之脈衝波激發水之振盪 反應,藉此探討儲槽不同水深下之對流模 態反應,相關儲槽和脈衝波設計說明如下。

二、液體動力模型

根據學者 Housner [1]提出之線性潑濺 模型(Linear sloshing model),儲槽內部液體 動態壓力可分為衝擊壓力(Impulsive pressure)和對流壓力(Convective pressure) 兩部分,衝擊壓力由儲槽壁運動引致,對 流壓力則為液體震盪所產生之壓力。為了 探討液體動態壓力對儲槽之影響,學者 Housner 將複雜之液體潑濺行為簡化為一 等效液體動力模型以考慮衝擊模態 (Impulsive mode)和非對稱對流模態 (Asymmetric convective modes)所引致之壓 力,於模型中分別以剛性連接之衝擊質量 M_0 和彈簧連接之對流質量 $M_n(n=1,3,5...)$

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副主任暨設備管線組組長

³ 國家地震工程研究中心副研究員

⁴ 國立臺灣科技大學營建工程系碩士生

模擬,如圖一所示,該圖中僅顯示至第二 非對稱對流模態,即第三(n=3)對流模態, 此作者以近似法(Approximate method)推 導出矩形儲槽非對稱對流模態頻率計算公 式,如下:

$$\omega_n^2 = \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{g}{(l/n)} \tanh\left(\sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{(l/n)}\right)$$
(1)

式中, an為第 n 個(n=1,3,5...)液體對流模 態頻率、g 為重力加速度、I 為儲槽平行於 受震方向之半長度、h 為液體深度。學者 Graham 和 Rodriguez [2] 則 以 Laplace Transform 推導出非對稱對流模態頻率計 算公式為:

$$\omega_m^2 = g(2m+1)\frac{\pi}{2l}\tanh\left((2m+1)\pi\frac{h}{2l}\right) \qquad (2)$$

式中, Om 為液體非對稱對流模態頻率(m= 0,1,2...), m=0為第一個非對稱模態、m =1為第二個非對稱模態,以此類推。由圖 二可知式(1)所得之頻率略高於式(2),此差 異小於 1%。此外,文獻[3]提到矩形儲槽之 對稱與非對稱對流模態頻率計算公式如下:

$$\omega_{symm(k)}^{2} = g(2k)\frac{\pi}{2l} \tanh\left((2k)\pi\frac{h}{2l}\right)$$
(3)

$$\omega_{asymm(k)}^{2} = g(2k-1)\frac{\pi}{2l} \tanh\left((2k-1)\pi\frac{h}{2l}\right)$$
 (4)

式中, $\omega_{symm(k)}$ 為液體第 k 個對稱對流模態 頻率、 $\omega_{asymm(k)}$ 為液體第 k 個非對稱對流模 態頻率, k=1,2,3...。經比較,式(2)與式(4) 相同。



三、試驗配置與脈衝波設計

本研究設計兩個方形儲槽和兩個矩形 儲槽同時安裝於振動台上進行試驗,儲槽 本體設計頻率遠高於水之對流模態頻率, 因此可視為剛性儲槽,其尺寸列於表一, 每個儲槽,其尺寸列於表一, 每個儲槽,其尺寸列於表一, 個儲槽外皆設有儲水槽以防止水潑濺至 振動台上,如圖三和圖所示。設計水深 則列於表二,依據公式(1)或(2)可得水之第 一非對稱模態內。3Hz 和 2Hz 之間槽邊上及角落放置磁環式位移計以量 測水面振盪歷時,其量測位置皆距離儲槽 壁5公分,如圖五所示,圖上各點皆有量 測點編號,如:TRL1代表低矩槽1號量測 點編號,如:TRL1代表低矩槽1號量測 點(TSH12代表高方槽介於1號和2號點 間之角落量測點。實際配置則如圖六所示。

由於設計水深之第一非對稱模態頻率 約略介於 0.3Hz 和 2Hz 之間,設計一頻寬 範圍為 0.3Hz~2Hz 之脈衝波以激發水面自 由振盪,藉此量測其振盪頻率;又因水之 振盪幅度與譜加速度值相關,此脈衝波之 加速度反應譜於 0.3Hz~2Hz 間約略維持定 值以確保各水深自由振盪振幅相近,圖七 為試驗採用之脈衝波輸入歷時及其頻譜, 圖八為脈衝波之加速度反應譜。

表一 試驗儲槽尺寸

方槽			槽	矩	槽	
	(長	хĴ	Ľ×高)	(長×)	€×高)	
	低槽		高槽	低槽	高槽	
1	.mx1mx0.7	m	1mx1mx1.5m	1mx0.5mx0.7m	1mx0.5mx1.5m	
	表二 儲槽設計水深					
			儲槽設言	†水深 (cm)		
	方槽	8	, 14, 20, 24, 28	3, 32, 36, 40, 50,	, 60, 80, 100	
	矩槽 8, 12, 16, 20, 24, 28, 32, 36, 40, 50, 60, 80					
低方槽						



圖三 試驗儲槽於振動台上之配置規劃



圖四 振動台上實際儲槽配置



(c) 高方槽(d) 高矩槽圖五 磁環式位移計量測位置及其編號





10⁻¹ 10⁰ Frequency (Hz) 10¹ 10¹ Frequency (Hz) 10¹ 圓八 脈衝波之加速度反應譜

四、試驗結果與討論

根據本研究試驗規劃,脈衝波為X向輸入時,於量測點1號、3號、12號和23號可量測到較大之振幅;脈衝波為Y向輸

入時,於量測點2號、4號、12號和23號 可量測到較大之振幅。以下僅列舉兩種水 深之量測結果,圖九為矩形儲槽水深36公 分X向水面振盪歷時,圖十為方形儲槽水 深60公分Y向水面振盪歷時,由此二圖 可知水面皆以一固定頻率自由振盪,且水 深不同其振盪頻率亦不同。

將磁環式位移計所量測之水面振盪歷 時以快速傅立葉轉換(Fast Fourier Transform, FFT)將時間域訊號轉換至頻率 域訊號,即可得水面振盪之頻率內涵,藉 此分析可得儲槽儲水之對流模態基礎頻率 和高模態頻率。以下僅列舉兩種情況之頻 譜作說明,圖十一與圖十二分別為矩形儲 槽水深 20 公分和 50 公分 X 向振盪 TRH1 量測結果之 FFT 頻譜,此二圖上標示由式 (3)和式(4)計算所得之前四模態頻率位置, 由圖十一觀察得知第二模態和第三模態之 間存在一未知模態之頻率值,同樣地,由 圖十二觀察得知第三模態和第四模態之間 存在一未知模態之頻率值,此現象亦出現 於其他水深Х向和Ү向之水面振盪。圖十 三和圖十四分別為矩形儲槽和方形儲槽兩 個水平方向之前四個模態頻率與水深之關 係,圖中包含了理論值與試驗結果,由結 果得知這些模態頻率隨水深增加而增加, 且趨近於一定值;試驗結果中,除了矩形 儲槽Y向第四模態頻率與理論值差異較大 外,其餘試驗結果均與理論值相近,造成 此差異的主要原因為矩形儲槽之丫向尺寸 過小,邊界效應影響造成第四模態不顯著。 此外,從試驗結果觀察到一未知模態,當 h/l 小於 0.64 時,其頻率值介於第二和第 三模態頻率之間,當 h/l 大於 0.64 時,其 頻率值則介於第三和第四模態頻率之間。



127



方形儲槽水深 60 公分 Y 向水面振盪 圖十 歷時







圖十二 矩形儲槽水深 50 公分 X 向振盪 TRH1 量測結果之 FFT 頻譜







圖十四 方形儲槽前四個對流模態頻率(理 論和試驗)與水深之關係

五、結論

本研究以小型方矩形储槽進行振動台 試驗,探討不同水深下之前四個對流模態 頻率,並與理論值比較。由試驗結果得知, 除矩形儲槽Y向尺寸過小之邊界效應造成 Y 向第四模態不顯著外,其餘模態頻率皆 與理論值相近。此外,試驗結果分析得一 未知模態,其頻率介於第二和第四模態間, 待進一步研析瞭解其物理意義。

參考文獻

- 1. Housner, G. W., "Dynamic pressures on accelerated fluid container", Bulletin of the Seismological Society of America, 47(1), 1957, pp. 15-35.
- 2. Graham, E. W., Rodriguez, A. M. "The characteristics of fuel motion which affect airplane dynamics", ASME Journal of applied mechanics, 19(3), 1952, pp. 381-388.
- 3. Ibrahim. "Liquid R. A., sloshing dynamics", Cambridge University Press, 2005.

以數值分析探討埋地自來水延性鑄鐵管之力學行為研究

楊炫智1 張哲瑜2 劉季宇3

摘要

我國都會區之地下管線綿密,實務埋設上經常面臨第三方管線的衝突,目前國內自 來水埋管已普遍採用控制性低強度回填材料(CLSM)作為管溝回填,與採用原土回填之法 相較之下更具保護性,唯若能採用比現行規定最小埋深更小的埋設深度,應更能縮短施 工時間並提高經濟效益。本研究針對埋設於道路下方,以 CLSM 回填之自來水延性鑄鐵 管,以有限元素模型進行不同口徑之管線分別於不同埋設深度下,受車載作用之力學反 應分析,檢討管線之安全性,並探討縮減埋設深度之可行性。

關鍵詞:延性鑄鐵管、控制性低強度回填材料、淺層埋設、有限元素

一、前言

目前各國家基礎建設已漸趨成熟,主 要工務陸續轉為設施維護及管線汰換更新, 特別是後者在寸土寸金的密集都會區施作 時,既有埋管方式所需施工費用及開挖規 模,可能造成極大負擔。有鑑於此,日本 政府著眼於財政因素、財務活用、公共事 業效率化、公共工程限縮化之考量,是最 早提出降低埋管成本,檢討管線淺埋可行 性並真正落實施的國家。日本建設省道路 局1999年3月公告「關於地下電纜、自來 水、瓦斯或下水管道之埋設深度(電線、水 管、ガス管又は下水道管を道路の地下に 設ける場合における埋設の深さ等につい て)」,更新(放寬)地下管線埋設深度之規定。

鑒於近年來,各路權單位均已規定相 關管線單位於所轄道路挖掘埋設管線時, 需以CLSM回填路基,雖其主要目的乃考 量藉由該等回填材料具高流動、自充填、 無須滾壓或搗實、低強度易於再開挖等多 重優點及特性,改善以往使用砂石級配料 因回填滾壓不確實所造成道路下陷及不平 整之諸多問題,且台灣自來水公司目前亦 多採用強度較佳之 DIP 管材。為有效利用 有限之道路地下空間,更減少工程之施工 費用及開挖規模,值得進一步瞭解,以利 作為後續向路權單位推動自來水管線淺埋 之理論依據。

本研究針對埋設於道路下方,以控制 性低強度回填材料(CLSM)作為管溝回填 之自來水延性鑄鐵管,以有限元素模型進 行不同口徑之管線分別於不同埋設深度下, 受車載作用之力學反應分析。

二、埋地管線有限元素模型建立

本研究採用 ABAQUS 進行延性鑄鐵 管受車載之應力分析,採用現行標稱管徑 最小(100 mm)與最大(2600 mm)之尺寸進 行探討。以下就分析所需之模型尺寸、材 料參數以及邊界條件等進行說明。為完整 反映管體、CLSM 以及土壤三者之間的互 制作用,所建立的模型包含延性鑄鐵管、 CLSM 以及土壤三個部分。

模型中的管溝尺寸,參考台水公司「自 來水管埋設施工說明書」之規定建立,如 圖一所示,D為延性鑄鐵管之標稱直徑, B 為延性鑄鐵管兩側與溝壁之距離(以單 邊計)。因考量未採用鋼板樁或鋼軌樁之施

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心研究員

工程序,因此,整個管溝的寬度即為計算 D+2B 之結果,標稱管徑尺寸 100 mm 與 2600 mm 所對應的單邊距離 B,分別為 20 cm 以及 50 cm。分析模型之沿管體軸向長 度,採用兩個連接點間的常見連續管長, 設定為 6 m。



圖一 管徑 2600 mm 延性鑄鐵管分析模型

分析模型共考慮 30 cm、60 cm、90 cm 以及 120 cm 等四種不同淺層埋設深度,該 深度定義為管頂距離路面之距離。分析時 不考慮厚度 10 cm 的瀝青混凝土鋪面的影 響,因此各埋設深度下,管頂所覆蓋 CLSM 厚度,實際上僅分別為 20 cm、50 cm、80 cm 以及 110 cm。考量管溝回填 CLSM 後 仍以現地土壤作為支撐,故須將管溝周圍 之土壤納入分析之中,但受限於過往研究 中並未針對地下管線周圍土體有效影響範 圍做一研究與描述,因此,參照建築物基 礎設計之相關理論進行受車載後土體影響 範圍之假設,並於後續分析成果中進行驗 證。

針對土體寬度的影響範圍,參考樁基 礎設計時,在施工及設計上來考量基樁之 間距原則上應大於樁徑之 2.5 倍,若有可 能則應儘量大於 3 倍樁徑,以減小群樁效 應之建議;而土體厚度之部分,根據一般 基礎支承力理論,於極限狀態下土壤支承 力破壞面之深度約在 1 倍至 1.5 倍基礎寬 度間,因此支承土層之厚度最小應達基礎 寬度之 1.5 倍以上,而一般基礎垂直承載 力的應力影響圈大概是 2 倍基礎寬度的深 度,此處應力增量還有 10%。

鑒於前述相關土壤影響範圍的設計建

議,以管溝寬度作為標準,放大3倍作為 單邊土體之寬度,以及往下延伸之深度, 以標稱直徑100 mm 之延性鑄鐵管為例, 其管溝寬度為50 cm,則其土體尺寸即為 自管溝左右往外延伸各150 cm,總計寬度 350 cm,而土體深度則自管底往下延伸 150 cm。

圖一為標稱直徑 2600 mm 之延性鑄 鐵管在埋設深度 30 cm 的模型示意圖,其 中紅色部分為管溝回填 CLSM 之區域,藍 色圓形為延性鑄鐵管,綠色區域則為往外 擴大之土壤區塊。

本研究以線彈性材料進行分析,藉此 分析延性鑄鐵管受到車荷載重作用下的應 力應變行為,分析時須掌控之材料參數為 比重、楊氏係數(彈性模數)以及柏松比。延 性鑄鐵管、CLSM 以及土壤的材料參數, 如表一所列。

	比重 (tonne/mm ³)	彈性模數 (N/mm ²)	柏松 比
延性鑄 鐵管	7.15e-9	1.6e5	0.28
CLSM	1.80e-9	8.7e2	0.25
土壤	1.80e-9	20.0	0.30

表一 數值模型材料參數表

本模型之建立已將周圍土體納入,故 邊界條件設定於土體外緣。至於管體、 CLSM 以及土壤(周圍土體)之交接面,採 用共面與共點的方式建模,亦即分析時不 考慮材料發生分離或碰撞的情形。

本研究主要考量車輛載重對於淺埋延 性鑄鐵管之影響,延性鑄鐵管主要用途在 於輸水,在未確立水壓影響的情況下,荷 載分析分兩階段進行,第一階段為單獨考 量車載作用,第二階段則同時加入水壓與 車載作用。

參照美國 DIPRA (2016)之設計流程, 考慮單輪施載,荷載大小參考美國 AASHTO HS-20 定義,後輪(雙輪)之輾壓 重量為 32,000磅,相當於單輪 7.264 噸。 基於路面不平整因素所引致之車輛彈跳與 車載變化,需另考慮衝擊因子。本工作之 埋深均大於等於30cm(1英呎),故衝擊因 子可保守統一取1.35,得到設計用最大單 輪車載為9.806 頓,取四捨五入為10 頓。 考量輪胎與地表係以面接觸的方式進行力 量傳遞,故車輪與地面接觸的面積為20 cm(車行方向)x30 cm(輪寬),10 頓之車 載,以均布力方式作用於此一面積,此面 積中心點位置,位於直管正中心點之上方, 施加均布車載於CLSM 表面。

三、埋地管線模型分析結果

以下探討最小管徑 100 mm 與最大管徑 2600 mm 兩個極端案例之分析結果,在 四種埋深條件下(不計 10 cm 瀝青混凝土 鋪面)之延性鑄鐵管(DIP)受力情形。

埋深 30 cm、60 cm、90 cm 以及 120 cm 等四種案例之 DIP Φ100 管於僅有車載 無水壓、以及有車載及水壓的兩種加載情 況下之 von Mises、軸向、與環向之最大應 力,依埋深分別整理於表二(埋深 30 cm)、 表三(埋深 60 cm)、表四(埋深 90 cm)以及 表五(埋深 120 cm)。DIP Φ100 於四種埋深 的情況下,管體各方向最大應力皆發生於 管底處。

而 DIP Φ2600 管之分析結果則整理於 表六(埋深 30 cm)、表七(埋深 60 cm)、表 八(埋深 90 cm)以及表九(埋深 120 cm)。 DIP Φ2600 於埋深 30 cm 與 60 cm 時,管 體各方向最大應力皆位於車載點下方之管 頂。而於埋深 90 cm 與 120 cm 時,管體最 大應力則發生於管底處。

表二 DIP Φ100 管於埋深 30 cm 之管體應 力(MPa)

-			(/		
DIP von Mises 應力		DIP 軸向應力		DIP 環向應力		
	無水壓	有水壓	無水壓	有水壓	無水壓	有水壓
ſ	91.90	84.60	76.02	80.20	4.90	19.92
	(管底)	(管底)	(管底)	(管底)	(管底)	(管底)

(註:正值為拉應力,負值為壓應力; von Mises 為整體應力,無關拉壓應力。)

表三 DIP Φ100 管於埋深 60 cm 之管體應 力(MPa)

		(,		
DIP von Mises 應力		DIP 軸向應力		DIP 環向應力	
無水壓	有水壓	無水壓	有水壓	無水壓	有水壓
42.00	39.00	38.06	42.24	1.02	16.03
(管底)	(管底)	(管底)	(管底)	(管底)	(管底)
(註:正值為拉應力,負值為壓應力; von Mises					

表四 DIP Φ100 管於埋深 90 cm 之管體應 力(MPa)

DIP von Mises 應力		DIP 軸向應力		DIP 環向應力		
無水壓	有水壓	無水壓	有水壓	無水壓	有水壓	
26.00	26.50	23.76	27.94	0.46	15.47	
(管底)	(管底)	(管底)	(管底)	(管底)	(管底)	
(註:正值為拉應力,負值為壓應力; von Mises						

為整體應力,無關拉壓應力。)

為整體應力,無關拉壓應力。)

表五 DIP Φ100 管於埋深 120 cm 之管體 應力(MPa)

DIP von Mises 應力		DIP 軸	向應力	DIP 環向應力		
無水壓	有水壓	無水壓	有水壓	無水壓	有水壓	
17.90	21.00	15.94	20.12	0.31	15.32	
(管底)	(管底)	(管底)	(管底)	(管底)	(管底)	
(註:正值為拉應力,負值為壓應力; von Mises						

為整體應力,無關拉壓應力。)

表六 DIP Φ2600 管於埋深 30 cm 之管體 應力(MPa)

// 3 // ()								
DIP von Mises 應力		DIP 軸	向應力	DIP 環向應力				
無水壓	有水壓	無水壓	有水壓	無水壓	有水壓			
20.60 (重載聖)	60.80 (車載聖)	-2.10 (重載點)	13.48 (東載點)	7.27 (東載點)	56.01 (東載聖)			

(註:正值為拉應力,負值為壓應力; von Mises 為整體應力,無關拉壓應力。)

DIP von Mises 應力		DIP 軸	向應力	DIP 環向應力		
無水壓	有水壓	無水壓	有水壓	無水壓	有水壓	
5.30	58.90	-0.48	14.51	-0.81	56.71	
(車載點)	(車載點)	(車載點)	(車載點)	(車載點)	(車載點)	

表七 DIP Φ2600 管於埋深 60 cm 之管體 應力(MPa)

(註:正值為拉應力,負值為壓應力; von Mises 為整體應力,無關拉壓應力。)

表八 DIP Φ2600 管於埋深 90 cm 之管體 應力(MPa)

DIP von Mises 應力		DIP 軸	向應力	DIP 環向應力		
無水壓	有水壓	無水壓	有水壓	無水壓	有水壓	
1.37	51.13	-0.19	14.75	-0.25	56.88	
(車載點)	(車載點)	(車載點)	(車載點)	(車載點)	(車載點)	
6.00	60.50	-0.47	15.72	-1.89	62.75	
(管底)	(管底)	(管底)	(管底)	(管底)	(管底)	
(註:正值為拉應力,負值為壓應力; von Mises						
為整體應力,無關拉壓應力。)						

表九 DIP Φ2600 管於埋深 120 cm 之管體 應力(MPa)

			· · · ·		
DIP von Mises 應力		DIP 軸	向應力	DIP 環	向應力
無水壓	有水壓	無水壓	有水壓	無水壓	有水壓
0.70	51.20	-0.14	14.86	-0.28	56.99
(車載點)	(車載點)	(車載點)	(車載點)	(車載點)	(車載點)
6.80	61.60	-0.54	15.77	-2.07	62.69
(管底)	(管底)	(管底)	(管底)	(管底)	(管底)

(註:正值為拉應力,負值為壓應力; von Mises 為整體應力,無關拉壓應力。)

四、結果與討論

本研究針對兩種延性鑄鐵管管徑 100 mm 以及 2600 mm 進行四種不同埋深的數 值分析,以低強度混凝土回填之狀態其安 全係數皆大於2。

在僅車載作用下,100mm 之延性鑄鐵 管對於車載反應較為明顯,其管線因車載 所造成之應力反應會隨埋設深度越深而有 遞減之趨勢;但反觀 2600mm 之延性鑄鐵 管,其應力反應在當低強度混凝土回填深 度超過 50cm 時即不明顯,此應與力量傳 遞行為與車輛荷載作用面積有關。

在車載與水壓兩者交互作用下,在 100mm之延性鑄鐵管之應力無太大變化, 水壓加入亦無明顯增量,其受力之應力行 為仍保有隨埋設深度越深而有遞減之趨勢; 但2600mm之延性鑄鐵管卻因水壓加入後 有明顯增量,而此時車載的影響效應亦無 法顯示於不同埋設深度之結果中,顯示水 壓對於管線影響之程度較車輛荷載更重, 應納入分析考量之中。

在四種不同埋深條件以及不同荷載條 件下,100mm 以及 2600mm 之最大應力值 僅為 91.90 MPa 以及 62.76 MPa,皆未達 降伏應力之半,表示延性鑄鐵管皆未達降 伏且滿足 DIPRA 設計規範中超過 2.0 之安 全係數要求,同時亦與設計規範計算結果 相符。

參考文獻

- 1. Abaqus Analysis User's Manual (6.12), 2012, Dassault Systèmes Simulia Corp.
- 2. DIRPA (Ductile Iron Pipe Research Association), 2016. Design of Ductile Iron Pipe.
- 日本延性鐵管協會,2000,「ダクタイ ル管の浅層埋設について」。
- 台灣自來水公司,2020,「自來水管埋 設施工說明書」。

大型維生設施近斷層地震損害評估案例探討

劉季宇1

摘要

本研究針對維生線系統大型設施之近斷層震損評估,以九二一地震中的豐原第一、 第二淨水場為案例,進行:(1)場站平面配置、設備關聯性與結構屬性資料收集,工址災 害潛勢與災損概況研析;(2)淨水程序中,個別膠羽池、沉澱池、快濾池、清水池等要徑 單元之震害資料整理比對與損害狀態判定;(3)考慮不同水池結構之耐震易損性,建立兩 座淨水場之邏輯圖,進行各水池損害評估並進而進行淨水場整體的損害評估,並將結果 與實際損害狀態以及 TELES 子系統 Twater 既有模式之結果相比對。

關鍵詞:維生設施、近斷層、震損評估、淨水場、九二一地震

一、前言

臺灣地區活動斷層密布,重大地震災 害皆因動層錯動而發生,乃未來國土 規劃區對動而發生,乃未來國土 規劃區或的的重點。檢討並精進近斷 層災指估模式,有助於掌握近斷 層災害特的大型淨水場、災策略。維 呈蒙一般。然而,這些大型設備所等設備 。然而,這些大型設備的系統影響, 包含許多重要設備分布其中且耐震特性 況較不及電力系統影響, 包含時,在近斷層地震情境下,其被害 況 一方。 之間。 點型物件」進行損害的細節。

職是之故,本研究旨就維生線系統大 型設施之近斷層震損評估進行探討,並以 九二一地震中的豐原第一、第二淨水場作 為研究標的,其為近二十年實際發生嚴重 設施災損且資料保存相對完整的少數案例, 具可行性,其他維生線設施震害相關資料 多已離散佚失,難以重建並用於研究。

二、標的設施及其震害

九二一地震是台灣近數十年來傷亡損 失最嚴重的自然災害,當時大台中地區自 來水系統全面損害,供水困難。台中主要 水源為鯉魚潭水庫(大安溪)和石岡壩(大甲 溪)之水庫原水,並分別經由鯉魚潭淨水場 以及豐原第一、第二淨水場處理,再提供 清水予大台中地區的用戶。地震導致地盤 隆起錯位,車籠埔斷層北段石岡、豐原附 近破裂帶與重要原水與淨水設施的空間關 係,如圖一所示。石岡壩因三座溢洪館開 門毀損,庫水傾洩而出,壩體與閘墩局部 開裂,部份閘門及其傳動軸變形,無法運 作。由石岡壩取水口導引原水至豐原第一、 第二淨水場的南幹渠,其中的引水隧道受 斷層通過,隧道末端斷裂錯動 3.5 公尺, 導致兩座淨水場原水中斷(葉純松,2002)。



圖一 九二一地震石岡、豐原附近斷層破 裂帶與重要原水與淨水設施分布

豐原第一淨水場因西北隅被車籠埔斷 層直接通過,整場遭嚴重破壞,無法使用,

¹國家地震工程研究中心研究員

歷經長期整修(含部分重建)方得再度運轉, 其損害狀態可訂為嚴重且接近完全損害。 豐原第二淨水場則因距離斷層破裂帶稍遠, 受損相對較輕,經緊急搶修後可勉強出水, 其損害狀態可訂為中度損害。另外,兩座 淨水場共同對外的一條管徑 2000 公厘輸 水幹管,受地層擠壓嚴重變形破損,無法 供水(台灣自來水公司,2000)。

本研究收集整理豐原第一、第二淨水 場的基本資料,包含場站平面配置、設備 單元關聯性與結構屬性資料,以及個別設 備的震害與修復照片。以豐原第一淨水場 為例,平面配置如圖二所示,主要設備均 ,平面配置如圖二所示,主要設備均 為水池結構,可大致進行標 定並結構情況的判定。參考表一所列的 定確切發生的損害狀態以及定義,這內 定確切發生的損害狀態以及定義,可分別決 定估結果比較之用。豐原第一淨水場的 期沉澱池(圖三)、15,000 噸清水池(圖四), 經判定分別為嚴重損害與完全損害。



圖二 豐原第一淨水場平面配置圖

損害狀態	定義
無損壞	無
輕微損害	池體輕微損壞,例如池頂因水面晃動撞 擊而輕微損壞、內柱或內梁輕微開裂、 池壁輕微開裂但仍保持水密功能
中度損害	池體相當程度受損,例如內柱或內梁開 裂變形但仍穩定、池壁中度開裂且開始 滲水
嚴重損害	池體嚴重受損,例如池頂崩塌、內柱或 內梁嚴重變形、池壁裂損無法儲水
完全損害	池壁極嚴重開裂或倒塌,儲水盡失

表一 水池結構損害狀態及定義



圖三 豐原第一淨水場沉澱池損害情形



圖四 豐原第一淨水場清水池損害情形

三、工址地震災害潛勢

根據國震中心趙書賢博士之研究,取 得兩次地震的強地動分布資料。該研究以 中央氣象局強震測站的實測地震動紀錄為 基礎,以 500m 邊長正方形網格方式,透 過數值內插計算,豐原兩座淨水場工址的 地震動 PGA 達 354.7 gals。另外, 根據經濟 部中央地質調查所的九二一地震車籠埔斷 層破裂跡線調查,最近此工址的調查點有 二處,斷層錯動造成的高差均為3.5m,水 平視位移均為左移約5m(經濟部中央地質 調查所,1999)。由於土層劇烈錯動發生於 斷層跡線,經過處為豐原第一淨水場之西 北隅(圖一),該處緊鄰淨水場的兩座清水 池;至於該淨水場其他地方與豐原第二淨 水場,則根據現場勘查,數處有局部土層 變形情形。因此,本研究經判斷後假設前 者(兩座清水池)之地表永久變位為 5m,其 他則設定為 40cm。以上稱為實際災害潛勢, 將用於損害推估。

倘若根據國震中心的台灣地震損失評 估系統 TELES 推估九二一地震的地震災害 潛勢,則豐原兩座淨水場工址的結果為地 震動 PGA 達 0.593g,斷層錯動量達 72.27cm, 遭遇機率為 0.688,土壤液化災害則可以忽 略,此推估災害潛勢亦將用於損害推估。

對於鄰近斷層的設施,TELES 雖然採用 「點型物件」,按中心點位置計算至斷層面 最短距離,評估所在位置的斷層錯動量及 遭遇機率,但也會另外根據設施的規模大 小,按預設公式概估其所佔據的面積(圓) 以及等值平面尺寸,如圖五所示,以決定 該設施是否被斷層通過以及其後果。詳細 的模式可參閱經濟部水利署(2019)。



圖五 TELES 鄰近斷層設施震損評估模式 之空間關係示意圖

四、震損推估模式

國震中心 TELES 旗下已發展 Twater 子 系統,專門用於自來水系統災損推估與服 務效能分析,其中關於淨水場及配(清)水 池的易損性曲線參數,可參閱經濟部水利 署報告(2019)。本研究即以 Twater 的易損 性曲線的方式進行損害推估。易損性曲線 用於反映標的物之耐震易損特性,乃發生 超越輕微、中度、嚴重、完全損壞狀態的 一組四條的超越機率曲線,取對數常態分 布(log-normal distribution)之函數型式,由 中值和標準差作為參數(FEMA, 2010)。

本研究之豐原兩座淨水場,按規模均 屬該研究中設施分類的大型淨水場。兩座 淨水場內的各個水池結構,按底版的連續 性以及牆與底版關係,屬於框架式結構, 配置方式則均為地上式,另考慮尺寸效應, 依容量概分為小型(<1,000 頓)、中型(1,000 ~10,000 頓)和大型(>10,000 頓)之水池結構。 水池結構由於設計與建造上的共通性,可 假設配(清)水池的震損評估模式及參數, 同樣適用於淨水場內的膠羽池、沉澱池、 快濾池等結構。

經整理之 Twater 淨水場及水池結構 易損性曲線參數,包含地震動 PGA (中值單 位 g)以及地表永久變位(中值單位 cm,斷 層錯動或土壤液化造成)兩類,按設備別分 別如表二、表三所列(經濟部水利署,2019)。 推估淨水場或水池結構發生超越輕微、中 度、嚴重、完全損壞狀態的機率時,係採 機率集合理論,換言之兩個獨立事件(地震 動、地表永久變位分別造成的損害)之聯集 的發生機率,為個別獨立事件發生機率之 和,再扣掉二者交集的發生機率。

表二 淨水場及水池結構之地震動易損性 曲線參數(中值單位 g)

設施別	輕微損害		中度損害		嚴重損害		完全損害	
	中值	標準差	中值	標準差	中值	標準差	中值	標準差
淨水場	0.432	0.55	0.576	0.50	0.720	0.45	1.080	0.40
小型水池	0.552	0.55	0.736	0.50	0.920	0.45	1.380	0.40
中型水池	0.504	0.55	0.672	0.50	0.840	0.45	1.260	0.40
大型水池	0.456	0.55	0.608	0.50	0.760	0.45	1.140	0.40

表三 淨水場及水池結構之地表永久變位 易損性曲線參數(中值單位 cm)

設施別	輕微損害		中度損害		嚴重損害		完全損害	
	中值	標準差	中值	標準差	中值	標準差	中值	標準差
净水场	22	0.60	30.8	0.50	44	0.45	66	0.45
小型水池	44	0.60	61.6	0.50	88	0.45	132	0.45
中型水池	37	0.60	51.8	0.50	74	0.45	111	0.45
大型水池	24	0.60	33.6	0.50	48	0.45	72	0.45

本研究根據淨水場內的各個水池結構 的損害推估(採實際災害潛勢),並進一步 決定淨水場整體的損害狀態。此時,須考 慮對於淨水功能而言屬於必要的設備,亦 即所謂的要徑水池,而排除沉砂池、廢水 池、汗泥濃縮池非要徑水池不作評估。

以豐原第一淨水場為例,係分三期興 (擴)建,所以有三套淨水單元。根據圖二所 示之平面配置,三套淨水單元各自包含膠 羽池(快混膠凝池)、沉澱池、快濾池等,依 序串聯而成。淨水單元各自獨立運作,三 套採並聯方式,統一自取水口進水,淨水 後則各自流入兩座相互並聯的清水池後, 再出水至供水區域。按照以上說明,可繪 製其要徑水池邏輯圖,如圖六所示。在釐 清各淨水單元、各要徑水池的串聯或並聯 關係後,可根據一般系統性分析原理,經 由各別水池結構的損害,共同決定整體淨 水場的損害。

同理,可繪製豐原第二淨水場係分兩 期興(擴)建,要徑水池邏輯圖如圖七所示。



圖六 豐原第一淨水場要徑水池邏輯圖



圖七 豐原第二淨水場要徑水池邏輯圖

五、震損推估結果比較

根據所研判的各淨水場與要徑水池實際損害狀態(i),應用 Twater 以及推估或實際災害潛勢所得到的損害狀態推估(ii、iii),以及本研究個別要徑水池災損推估與應用 邏輯圖而進一步得到的淨水場整體損害狀 態推估(iv),以上結果可整理如表四所列。

比較表四結果可知:(1)實際的豐原兩 座淨水場的損害狀態,二者頗有差異(尤其 是清水池,主因為遭遇不同的地表永久變 位),但使用地震災害潛勢推估值時,所得 到的損害狀態與之差距較大,原因為既有 災害潛勢模式無法精確推估近斷層區域內 各處的詳細土層破壞行為,遑論進一步賦 予大型設施內的個別設備;(2)運用 Twater 既有模式與本研究方法,結合實際災害潛 勢進行推估,結果與實際損害情況相近, Twater 得到淨水場結果,本研究方法則額 外得到各要徑水池結果,推估細緻度較高 (豐原第一淨水場兩座清水池因已賦予實 際地表永久變位而均得到完全損害之結 果),亦驗證 Twater 既有易損性模式與本 研究方法的合理性。

表四 豐原兩座淨水場損害結果比較

	(i)	(ii)	(iii)	(iv)
標的	實際損害	Twater 推估損害 (推估潛勢)	Twater 推估損害 (實際潛勢)	本研究 推估損害 (實際潛勢)
豐原第一 整體	嚴重 (近完全)	嚴重	完全	完全
豐原第一 各要徑水池	完全~中度	-	-	完全~中度
豐原第二 整體	中度	嚴重	中度	中度
豐原第二 各要徑水池	中度	-	-	中度

六、結語

本研究剖析維生線系統大型設施內要 徑設備之耐震屬性與易損性,應用於推估 個別設備與整體場站之損害,得到較詳細 的災損推估資訊。由於近斷層區域內的土 層破壞程度與分布具高度隨機性,並且對 於個別設備的損害影響極大,未來本方法 應用於大型設施,必須仰賴更細緻的土層 破壞推估模式,或是搭配土層破壞程度機 率模型,方符實際。

參考文獻

- 1. FEMA, Multi-Hazard Loss Estimation Methodology: Earthquake Model, Hazus-MH MR5, Department of Homeland Security, US, 2010.
- 台灣自來水公司,九二一集集大震自來 水搶修(復舊)紀實,台中,2000。
- 經濟部中央地質調查所,九二一地震地 質調查報告,台北,1999。
- 經濟部水利署,公共給水系統地震災害 影響評估之研究,研究報告,計畫編號 MOEA-WRA-1080314,台北,2019。
- 葉純松,九二一地震大臺中地區供水危 機處理,都市防救災研討會論文集,台 北,2002。

智慧建築維運管理系統建置

王仁佐¹ 陳志賢²

摘要

國內目前已發展出許多智慧建築維運管理系統,但功能擴充較無彈性且無法真實展現建築外觀,因此國震中心開發一套全新的智慧建築維運管理系統,可匯入不同類型圖資,並採用真實地球 TWD97 座標資訊,可立即整合戶外硬體設備 GPS 座標。本計畫將感測器安裝於建築物上,感測器可將建築物即時之用電量傳至系統,並以此台電提供之電費公式計算當月之電費,如此一來可讓使用者清楚得知各房間用電情形。

關鍵詞:智慧建築維運管理系統、感測器、即時監測、用電資訊

一、前言

國內目前智慧建築維運管理系統,大 部分採用商用軟體開發,因此經常受限於 軟體功能,所以擴充性能差。此外僅採用 簡單色系展示,不易與真實建築材質合併 展示,且 BIM 模型僅採用室內局部座標系, 難以與戶外坐標系整合。本研究的智慧建 築維運管理系統,圖台擴充不受限制,可 匯入不同類型圖資。此外本系統採用真實 地球 TWD97 座標資訊,可立即整合戶外 硬體設備 GPS 座標。單一 3D GIS 圖控台 之優勢在於可視化顯示所有管理數據資訊, 有別於傳統網頁以多重頁面顯示資訊。除 此之外,本系統採用國震中心自主研發的 技術,可避免因擴充系統功能造成無法維 護之問題,因此可永續運轉,更可透過國 研院創新研發技術之導入,逐年升級。

二、智慧建築維運管理系統建置

應用國震中心自主研發之技術,將智 駕實驗室行控中心與戶外環境及資安暨智 慧科技研發大樓少數感測器資訊納入智慧 建築維運管理系統,架構如圖一所示。資 訊點對應之設備位置均標示於 BIM 模型 中,使本系統可確實在日常維運管理中使 用,發揮可視化維運管理功能,縮短維護 成本與提升維運管理速度。



圖一 智慧建築維運管理系統架構

本系統收集與盤點資安暨智慧科技研發大樓之各項環境感測器,建置大樓各項設備與感測器的模型,以及編修建築結構 與機電及管線 BIM 模型,如圖二所示。



圖二 資安暨智慧科技研發大樓—BIM 模型

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

三、智慧建築維運管理系統功能

依據大樓竣工圖修正 BIM 模型,包含 大樓各種主要系統:電力系統、消防系統、 空調系統、照明系統、監視器系統、再生 能源系統、充電樁系統等。此外整理感測 器規格文件與外觀照片,繪製與真實感測 器相同尺寸與外觀的設備模型,並將其與 大樓模型整合,完善 BIM 模型,使智慧建 築維運管理系統更貼近真實情況。

為使管理者更清楚掌控感測器空間位 置與設備資訊,本團隊將設備模型與 IoT 即時監控資訊整合,並整合於高效能的可 視化 3D GIS 圖台,使得智慧建築維運管 理系統,可自動化快速找出大樓功能異常 設備之相關資訊,提升大樓維修速度與管 理便利性。目前已介接資安大樓之太陽能 系統、充電樁系統、監視器系統、照明系 統、電力系統與環境監測系統等系統,介 接資料說明如下:

- 1. 太陽能系統(圖三),顯示資訊包含:
 - (1)發電資訊: (A)總實功 (B)總虛功 (C)
 總發電量 (D)太陽能板狀態。
 - (2)太陽能逆變器資訊:(A)狀態 (B)功率 (C)電壓 (D)電流 (E)頻率 (F)累積發電 (G)更新時間。



(a) 太陽能系統面板資訊



(b) 太陽能逆變器資訊



(c) 太陽能系統實功資訊



(d) 太陽能系統累積發電量資訊圖三 太陽能系統

 充電椿系統(圖四),顯示資訊包含:
 (1)狀態 (2)電壓 (3)電流 (4)功率 (5)充電 開始時間 (6)充電結束時間 (7)累積充電 量 (8)入場時間 (9)離場時間 (10)更新時 間。



圖四 充電樁系統

- 監視器系統(圖五):
- (1) 監視器畫面 (2)更新時間



圖五 監視器系統-1F
照明系統(圖六),顯示資訊包含:
 (1)電力迴路資訊 (2)控制迴路資訊 (3)房 間資訊。



(a) 照明系統模型



(b) 照明系統電力迴路 L-2FAB



(c) 照明系統電力迴路 EL-2FAB



(d) 照明裝置面板資訊 圖六 照明系統

電力系統(圖七),顯示資訊包含::
 (1)累積用電資訊 (2)用電統計分析圖。



(a) 樓層累積用電資訊



(b) 類別累積用電資訊



(c) 1F 類別累積用電資訊圖七 電力系統

- 環境監測系統(圖八),顯示資訊包
 含:
 - (1) 微氣象站: (A)氣溫 (B)相對溼度
 (C)氣壓 (D)風速 (E)風向 (F)降雨量
 (G)輻射值 (H)更新時間。
 - (2)空氣品質看板:(A)二氧化碳濃度
 (B)溫度 (C)濕度 (D)細懸浮微粒濃度 (E)更新時間。



(a) 微氣象站面板資訊



(b) 空氣品質看板資訊 圖八 環境監測系統

四、BIM 與出租空間與電費計價整 合

透過前述計算得到各空間用電量。資 安大樓契約容量為 1280kW,依據台電公 司電價表,分為基本電費及流動電費、夏 月及非夏月、尖峰及離峰時間等。依據台 電電價計費表格,計算出各空間的用電費 用,BIM 與出租空間與電費計價整合圖如 圖十所示。



圖九 二樓房間色彩平面圖



圖十 BIM 與出租空間與電費計價整合圖

五、結論與展望

本研究研發智慧建築維運管理系統, 它主要是在大樓上安裝感測器,並將感測 器之數值傳至系統,系統可即時更新用電 資訊,並以此資訊計算該月電費,如此一 來可讓使用者清楚得知各房間用電情形。



科學計算及人工智慧平臺淺析

張慰慈1

摘要

人工智慧(Artificial Intelligence,簡稱 AI)已經成為近十年來的顯學,專家學者無不 思索這一波科技浪潮將帶來的衝擊和助益。雖然目前人工智慧的軟硬體技術都很容易取 得,入場門檻相對其他高速計算領域來得低上許多,但一般使用者對人工智慧平臺架構 和其最重要硬體設備 — 圖形處理器通用計算(General-Purpose computing on Graphics Processing Units,簡稱 GPGPU、GP2U或 GPU)卡 — 的瞭解都可能很是有限。本文將淺 析人工智慧平臺架構與軟硬體選擇的思維,範圍亦涵蓋傳統的叢集式科學計算平臺,討 論主機虛擬化、關鍵硬體、作業系統選擇等議題,期能給予有志於科學計算及人工智慧 的平臺建構人員有所助益。

關鍵詞:科學計算、人工智慧、平臺

一、背景

近十年來人工智慧(Artificial Intelligence,簡稱AI)的發展如火如荼,已 從剛開始的基礎技術發展轉移到個別領域 應用,目前各應用領域的至專家們無不思 索這一波人工智慧浪潮將帶來的衝擊和助 益。拜美商輝達(NVIDIA)所提出的圖形 處理器通用計算(General-Purpose computing on Graphics Processing Units,簡 稱 GPGPU、GP2U或GPU)卡和美商谷歌 (Google)在軟體開發上的努力,現在即 使是一般使用者也能輕易取得這些已經發 展好的軟硬體資源。

由於人工智慧開始有機會真正在各應 用領域做出貢獻,有愈來愈多的研究中心 或使用者需要建置自有的人工智慧平臺、 又或需要以租賃的方式取得人工智慧計算 資源。但人工智慧平臺的硬體有其獨特性, 並非純以中央處理器 (Central Processing Unit,簡稱 CPU)為主要計算資源的傳統高 速計算平臺思維所能涵蓋。此外在人工智 慧發展的道路上,NVIDIA 所提出的 GPU 卡 產品線有 GeForce、Quadro、Tesla 三個系 列,除了專注在顯示加速的 Quadro 系列 之外,一般通用型 GeForce 系列和伺服系

二、平臺架構

人工智慧平臺的架構一般而言是基於 主從式架構(client-server model)拓展,也 就是經由一系列的「伺服器」(server)和 「客戶端」(client)關係結合,某一臺電腦 可以為其他的電腦的「伺服器」,也可以是 另一臺電腦的「客戶端」。一個稍具雛型的 人工智慧平臺架構如圖一所示。計算功能 和任務相異的各電腦稱為「計算節點」 (computing node), 首先是需要一個中央 行程控制電腦「管理電腦」(manager)來 管理這許多的計算節點;管理人員 (administrator)是唯一可以登入操控和設 定「管理者」的角色,而其他的用戶可能 經由個人電腦 (personal computer) 或筆電、 手機、平板等行動裝置(mobile device)間 接經由一個權限較低的「前端電腦」

用 Tesla 系列的 GPU 卡都可應用於人工智 慧加速之上。但頂級 Tesla 卡的取得價格約 為頂級 GeFroce 系列卡的八至十倍上下, 其效益差距則眾說紛紜。本文即由人工智 慧平臺的架構出發,先討論平臺所需的架 構設計、再評析 NVIDIA 的 GeForce 和 Tesla 系列 GPU 卡的效能差別,以供欲建置自有 人工智慧平臺或租賃設備的同好一個參考。

¹ 國家地震工程研究中心 助理研究員

(frontend) 登入人工智慧平臺; 而用戶們 也可能需要一個「儀表板電腦」(dashboard) 來快速查看人工智慧平臺的使用狀況和附 加資訊;如果需要較大的儲存空間,那便 需要再新增一座「儲存設施」(storage), 這座儲存設施除了連接「管理電腦」以存 放資料外,也能同時提供不同的資料給「前 端電腦」、「儀表板電腦」和其他「計算節 點」,以確保資料存取的效率和安全性。這 裡的「管理電腦」、「前端電腦」和「儀表 板電腦」可以是同一臺電腦扮演該角色, 但是為了安全性考量還是應當把「管理電 腦」獨立出來,因為我們難以確保一般使 用者的個人電腦裝置都有良好的防護,當 他們的帳號密碼外洩時,「前端電腦」便成 為被攻擊的第一站;將「管理電腦」和「前 端電腦」分開的設計就隱含了「壯士斷腕」 但的思維 - 一旦「前端電腦」被攻陷,至 少可以切斷「管理電腦」和「前端電腦」 間的連結來確保後方電腦的安全。

過去曾發生使用者的個人電腦入侵, 駭客用該使用者的帳號密碼登入「前端電 腦」,但一般使用者的權限有限 — 既無法 窺探其他使用者的資料、也不被允許跳到 「管理電腦」上。雖然該次入侵並沒有危 及「管理電腦」和後方的其他「計算節點」, 但是畢竟還是可以存取「計算節點」, 但是畢竟還是可以存取「計算節點」上的 硬體計算,因此還是利用該人工智慧平臺 的計算能力獲取虛擬加密貨幣獲利,也是 人工智慧平臺的覬覦實在是防不甚防,也突 顯出不厭其煩地為人工智慧平臺設能兼具 效能和安全性的架構是如此重要。

三、軟硬體選擇

<u>主機虛擬化</u>

在前述的人工智慧平臺架構設計上, 因為真正需要負責重量級 CPU、GPU 資源 的都是後方的各計算節點,因此其他的「管 理電腦」、「前端電腦」和「儀表板電腦」 的硬體資源需求便相對來得低上許多。目

前有許多虛擬主機的技術就已經可以滿足 這三種電腦角色的需求,例如美商威睿 (VMware)的各項產品就能提供建置人工 智慧平臺「管理電腦」、「前端電腦」和「儀 表板電腦」的良好的解決方案,最簡易的 方法是在一臺數萬元等級起跳的電腦上安 裝裸機虛擬化管理軟體 VMware vSphere Hypervisor ESXi (或簡稱 ESXi) (VMware, 2001),免費版的 ESXi 具有「沒有官方支 援」、「單一虛擬電腦最多只能使用8核心 CPU」、「不能由進階管理軟體 vCenter 控 制、「不支援高效能儲存管理介面 vStorage API」等限制,但這些恰恰都不是 「管理電腦」、「前端電腦」和「儀表板電 腦」所必要的部份,也就是選擇 ESXi 就可 以節省管理軟體的開銷,而非計算節點也 只需要一臺實體電腦即可(如圖一的「VM」 字樣所示)。

此外,因為外部連線的電腦只需要看 到「前端電腦」和「儀表板電腦」,所以只 有這兩種角色需要實體網路位址(Internet Protocol Address,簡稱 IP Address 或 IP), 甚至可以利用 ESXi 核發取得單一實體 IP、 用虛擬 IP 轉發方式將使用者的連結方式 分別導向到虛擬的「前端電腦」和「儀表 板電腦」上即可,這樣一來就可以節省租 賃網路實體 IP 的數量和成本(如圖一的「IP」 字樣所示)。而防火牆等安全防護也只需要 設立在「管理電腦」、「前端電腦」和「儀 表板電腦」的對外連線方面(如圖一的火 焰圖案所示)。

關鍵硬體

至於計算節點的硬體,最重要的是挑 選 CPU、記憶體及 GPU 的規格。CPU 以美 商英特爾 (Intel)與超微半導體 (AMD)兩 家企業的產品為主,如果平臺使用情境需 要著重 CPU 特定的科學計算,必須考量某 些會用到的數值函式庫會針對 Intel CPU 特 別設計加速;若是以 GPU 加速為主的使用 情境則可以考慮「CPU 核心數:GPU 卡數」 =「2:1」的搭配,這是因為一般 GPU 加 速的人工智慧程式會使用約 1.6 至 2 核心 量的 CPU,再增加 CPU 核心的加速效益便 不顯著。舉例而言,如果單一計算節點安 裝八張 GPU 卡,所需搭配的 CPU 總核心 數最小值為 16 核心,但更多的 CPU 核心 所能帶來的效益便很有限,關於 CPU 和 GPU 的加速效能測試將會在下一節再行說 明。單獨考慮 CPU 時的考量重點為其時脈 頻率 (clock rate),而不同型號的 CPU 則可 以很容易地搜尋到網路的評析報告得知其 效能差異。



圖一 人工智慧平臺架構示意圖 (虛線是 非必要連接方式)

記憶體方面就較為難以仔細評估,必 須由使用情境的程式資料量來計算,最好 是先在一般電腦上測試使用案例取得初步 記憶體需求量。但需要注意的是:大型程 式並不會將所有的資料都同時載入記憶體 中,比如說 100 GB 的資料並不會一次載入 系統記憶體中,而可能是分批以 1 GB 方式 讀入記憶體中使用;對以 GPU 為主的人工 智慧計算程式更是如此,常常人工智慧訓 練資料集是數百 GB,但是訓練時經常以批 次(batch)的方式循序載入,使用者應該 計算批次量來估計所需的記憶體量;此外, 一張 GPU 卡的記憶體僅有數 GB 到 32 GB 不等,也就是說一次的計算量所會用到的 記憶體上限為 32 GB,這時候單一程式對 電腦系統的記憶體需求就不會高於 32 GB 多少。整體系統記憶體量的需求要計算多 個程式的總量,某些更大型的程式可以再 進階考慮串聯多張 GPU 卡的情境使用。

GPU 卡雖然有美商輝達(NVIDIA)和 AMD 兩家企業的產品為主,但是在人工智 慧計算領域仍是以 NVIDIA 為主,這是因為 NVIDIA 有提出軟硬體整合技術 CUDA (Compute Unified Device Architecture) (NVIDIA, 2007) 以加速其自家產品的效能, 目前世界上所發展的人工智慧軟體也多基 於 CUDA 的環境開發,因此在 NVIDIA 的 GPU 卡上的效能便較 AMD 來得突出。此 外 GPU 需要考量其核心數, NVIDIA 的 GPU 卡核心又分為 CUDA 核心(即一般核心) 和 Tensor 核心,後者對於張量計算表現更 為重要。除核心數和記憶體量之外,另外 需要考量的有記憶體介面頻寬 (frequency of memory interface), NVIDIA 的 Quadro 系 列 GPU 卡之所以較不適合人工智慧計算 就是因為其記憶體量和介面頻寬較小,即 使記憶體量與 GeForce 或 Tesla 系列的卡 相若也無法發揮效能;至於所謂的光線追 蹤(或稱光跡追蹤, ray tracing)就和人工 智慧更沒有關聯。

<u>作業系統</u>

人工智慧程式運作的作業系統以自由 和開放原始碼的作業系統 LINUX(Linus Benedict Torvalds, 1991)為大宗,一方面是 因為開放原始碼作業系統可以省下作業系 統費用,另一方面是系統的效能和安全性 遠非美商微軟(Microsoft)的視窗作業系 統 Microsoft Windows(Microsoft, 1985)所 能企及。Microsoft Windows 啟動時的記憶 體佔用量為1至2GB,但人工智慧計算節 點使用的LINUX 一般並不會啟用圖形介面, 其作業系統記憶體使用量最多僅有數 MB 而已,而 CPU 的使用量也是如此。

LINUX 的發行版主要考量為 Red Hat 與

Debian 系列。Red Hat 系列為美商紅帽(Red Hat)企業所發行, Red Hat 企業贊助自由 軟體社群 Fedora,在匯集 Fedora LINUX (Fedora Project, 2003) 測試的軟體後選擇 穩定版本匯集為其企業版 RHEL (Red Hat Enterprise Linux)(Red Hat, 2003),發行後 會將原始程式碼釋出給全世界供免費使用, 著名的衍生發行版為 CentOS LINUX (Red Hat, 2004)
Scientific LINUX (Fermilab and CERN, 2004) 和 Oracle LINUX(Oracle, 2006) 等三者,其中 CentOS 為 Red Hat 企業官方 支援,但在 2020 年 12 月 8 日 Red Hat 企 業宣佈停止發行 CentOS 穩定版,無疑是斷 絕了 CentOS 的發展可能;而美國費米國立 加速器實驗室(Fermi National Accelerator Laboratory, 縮寫為 Fermilab 或 FNAL)和 歐洲核子研究組織 (European Organization for Nuclear Research, 簡稱 CERN)合作開 發的 Scientific LINUX 也已經在 2019 年 4 月 宣佈停止開發,目前 Red Hat 系列免費發 行版只剩下美商甲骨文(Oracle)企業的 Oracle LINUX 而已,但足以為取代 RHEL 的 選擇。Debian LINUX 是由自由軟體 Debian 計畫(Debian project)所發行(Debian Project, 1993), 其最著名的衍生版本為英 商肯諾(Canonical)與Ubuntu 社群所發行 的 Ubuntu LINUX (Canonical, 2004), 也有 穩定版本 LTS(長期支持版本,全名為 Long Term Support)可為人工智慧平臺建置時選 擇。

建置人工智慧平臺時應選擇穩定版 LINUX 為宜,同時應優先選擇使用者量大 的發行版,在發生問題時才能夠較快速地 在相關的網路社群找到解決方案。免費版 本 LINUX 在 Oracle LINUX 與 Ubuntu LINUX 二者間的主要考量為是否會使用到僅支援 特定系列 LINUX 的軟體,否則兩者的選擇 上並無太多差別。

五、結論與建議

本文介紹建置人工智慧與科學計算平 臺時的架構與軟硬體評析,討論主機虛擬 化、關鍵硬體、作業系統選擇等議題,希 望能提供欲建置或租賃平臺的使用者參 考之用。使用者應先瞭解自己的計算需求 才能避免購置過多的高價設備、但又無法 得到相應的研究效益。

參考文獻

- 1. Canonical. (2004). Ubuntu Linux, <u>http://www.ubuntu.com</u>
- 2. Debian Project. (1993). Debian Linux, <u>https://www.debian.org</u>
- 3. Fedora Project. (2003). Fedora Linux, <u>https://getfedora.org</u>
- Fermilab and CERN. (2004). Scientific LINUX, <u>https://www.scientificlinux.org</u>
- 5. Linus Benedict Torvalds. (1991). LINUX, <u>https://www.kernel.org</u>
- 6. Microsoft. (1985). Microsoft Windows, <u>https://windows.microsoft.com</u>
- 7. NVIDIA. (2007). Compute Unified Device Architecture, <u>https://developer.nvidia.com/cuda-zone</u>
- 8. Oracle. (2006). Oracle Linux, <u>http://www.oracle.com/us/technologies/li</u> <u>nux/index.html</u>
- 9. Red Hat. (2003). Red Hat Enterprise Linux, <u>https://www.redhat.com/en/technologies/l</u> <u>inux-platforms/enterprise-linux</u>
- 10. Red Hat. (2004). Community Enterprise Operating System, <u>https://www.centos.org</u>
- 11. VMware. (2001). VMware ESXi, <u>https://www.vmware.com/products/esxi-and-esx.html</u>

多自由度力量與位移混合控制分析方法之應用: 以鋼板阻尼器複合試驗為例

莊明介¹ 王孔君² 吳安傑¹ 蔡克銓³

摘要

透過現有的複合試驗(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,得到近似於振動台實驗所呈現的全結構動態反應。 近年來,國家地震工程研究中心(簡稱國震中心)研究團隊致力於發展應用於先進複合試 驗的模型更新(online model updating)技術。模型更新為一種在複合試驗中,根據真實試體 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子結構參數的技術,經 由提升數值模型子結構的準確性,來優化複合試驗的模擬品質。本研究發展的多自由度 力量與位移混合控制分析方法,即是模型更新的核心技術。多自由度力量與位移混合控 制分析方法可以讓數值模型,重現試體在實驗中的受力與變形的加載歷程。藉由 2019 年 於國震中心所進行的鋼板阻尼器複合試驗的數據,本研究所開發的分析技術之有效性已 獲驗證,此技術將可以提高複合試驗的精確度與應用價值,並且作為地震工程相關人員 在擴大應用複合試驗的重要基石。

關鍵詞:多自由度位移控制、複合試驗、模型更新、鋼板阻尼器

一、前言

當研究人員欲探討多樓層配置減震元 件的建築結構系統其動力行為時,若進行 實尺寸全結構複合試驗(full-structure hybrid simulation),昂貴的全結構實尺寸試 體費用、反力牆高度與油壓致動器數量等 硬體資源,皆為實尺寸全結構複合試驗在 執行面上必然遭遇到的嚴峻挑戰。因此, 研究人員在面對這樣的難題時,通常採取 複合試驗的方法執行試驗。使用子結構複 合試驗技術,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。近年來,國家 地震工程研究中心(簡稱國震中心)研究團 隊致力於發展應用於先進複合試驗的模型

更新(online model updating)技術(Chuang et al., 2018; Wang et al., 2019),藉以提升複合 試驗的準確度,本研究發展的多自由度力 量與位移混合控制分析方法,即是模型更 新的核心技術。

二、複合試驗系統架構

如圖一所示, 複合試驗由(1) coordinator; (2) transfer system; (3) numerical substructure (NS); (4) physical substructure (PS)等四個構成要件。倘若需 要引入模型更新的技術(Chuang *et al.*, 2018),則需要加入模型更新模組(model updating module)與輔助模型(auxiliary numerical model, ANM)。

¹ 國家地震工程研究中心 建物組 副研究員

² 國家地震工程研究中心 主任室 正工程師

³ 國立臺灣大學土木工程學系 教授



圖一 含模型更新之複合試驗系統架構

三段式鋼板阻尼器(Steel Panel Damper, SPD)(Tsai et al., 2018)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。 在 2019年,台大土木系蔡克銓教授研究團 隊與國震中心研究團隊,將模型更新技術 應用在國震中心強力地板與反力牆,並搭 配油壓控制系統來執行 SPD-MRF 複合試 驗(圖二),進而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,以及 全結構的受震反應。

如圖二,在複合試驗進行歷時分析逐 步積分的每一步,以即時量測到 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。换言之,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, 可以提高複合試驗的擬真度。綜上所述, 如圖二,模型更新的機制就是在複合試驗 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。



圖二 2019 SPD-MRF 複合試驗

三、多自由度力量與位移混合控制 方法

一般而言,經簡化的假設,試體與 ANM 輔助模型可以簡化考慮單自由度變 形,以 2019 年的 SPD 複合試驗為例,考 量 SPD 試體的實際變形, ANM 可以為雙 曲率柱的概念來簡化模擬。為了讓 ANM 有更仿真的模擬結果,需要有效的多自由 度(Multi Degree of Freedom, MDOF)力量 與位移混合控制分析方法,以及適用的參 數識別方法。經由 MDOF 力量與位移混合 控制分析方法(MDOF force-displacement mixed control, MMC), 可以允許 ANM 輔 助模型可以如同受力複雜的試體一樣,在 特定的外力條件下,於結構的端點不同自 由度(例如平移、旋轉)上產生變位。如此一 來,在考慮多自由度變位的條件下,進行 參數識別工作,將可以得到更精確的參數 識別結果。

本研究發展 MMC 分析方法,目的在 於以現有的結構分析軟體,實現多自由度 力量與位移混合控制分析。在此,以一個 單柱為例,如研究者欲對柱子上端同步進 行側向位移(u_z)與端點旋轉(θ_x)之控制(圖 三),並觀察該模型從彈性至非線性的行為, 對於這所謂的多自由度位移控制分析,就 PISA3D (Lin *et al.*, 2009)與目前習見之結 構分析軟體而言,並沒有直接且有效的分 析功能可供使用,再者,考慮特定的外力 條件下,於結構的端點不同自由度(平移、

旋轉)上產生變位的多自由度力量與位移 混合控制分析,也有相同的技術缺口需要 填補。面對上述 MMC 分析方法需求,即 是解決多自由度變位控制這樣的束制條件 問題,如圖三所示,本研究提出以懲罰函 式法(penalty method)為基礎來作為解決方 案(Chuang et al., 2021), 在前述單柱(標的 物模型)的柱頂所欲控制的自由度($u_z \cdot \theta_x$) 上,以並聯的概念,疊合一個彈性之替身 模型。替身模型在擬控制位移或轉角上的 自由度,透過虛擬支承(artificial support, AS)的概念,透過定義虛擬彈簧(fictitious spring, FS)並且分別給定相對巨大的勁度, 據此,採用懲罰函式法的概念,由已知替 身模型的超高勁度,可以簡易推估合成模 型,即是標的物模型與替身模型所組成之 並聯系統,在達到目標位移或轉角所需要 的外力,進而對合成模型執行多自由度的 位移控制分析, 並藉此讓標的物模型滿足 個自由度的變位歷程。再者,如需進一步 對於柱子施加固定軸力,僅需在多自由度 位移控制分析前,於標的物模型的垂向自 由度施加指定的力量即可,操作概念如圖 三所示。基於前述的概念,本研究使用 PISA3D 為分析工具,並採用 6DOF joint element 接點元素來模擬虛擬彈簧,藉以實 現本研究所提出之多自由度位移控制、以 及多自由度力量與位移混合控制等方法。



圖三 MMC 分析方法概念圖

四、MMC 分析方法效能驗證

在 2019 SPD-MRF 複合試驗中,研究

人員透過試驗控制技術,讓 SPD 試體的垂 向軸力,在試驗的過程中保持為零,試驗 的過程中,在試體的頂端有除了顯著的側 向位移,也有些微的轉角發生。使用本研 究所提出的 MMC 分析方法,可以讓 ANM 輔助模型的模擬,在零軸力的條件下,重 現試體的側向位移(圖四)與轉角的歷程(圖 五),經使用本研究團隊發展的基於梯度下 降法之參數識別方法(Chuang et al., 2018), 可得到合適的模擬參數。圖四與圖五顯示, 透過 MMC 分析方法搭配識別的參數結 果,可以得到良好的試體反應(剪力、彎矩) 模擬結果。



圖四 SPD 侧向剪力 vs. 頂端位移



圖五 SPD 頂端彎矩 vs. 頂端轉角

再者,為了驗證本研究所提之多自由 度力量與位移控制分析方法的成效,經過 計算,實驗試體的位移、轉角,與數值模 型的位移、轉角之誤差如圖六、圖七所示, 極小的誤差可以驗證本研究所發展之 MMC方法的有效性。



圖七 SPD 頂端轉角控制誤差

五、結論與展望

本研究發展多自由度力量與位移混合控制(MMC)分析方法,是為之模型更新之核心技術,可以允許 ANM 輔助模型如同受力複雜的試體一樣,在特定的外力條件下,於結構的端點不同自由度(例如平移、旋轉)上產生變位。如此一來,在考慮多自由度變位的條件下,進行參數識別工作,將可以得到更精確的參數識別結果。

2. 透過 MMC 分析方法,可以有效的模擬 研究團隊在 2019 所進行的 SPD-MRF 複 合試驗的 SPD 試體反應,準確地重現試體 側向位移合轉角等變形歷程,故可以實例 來驗證本計畫所發展的 MMC 方法的有效 性與實用性。

參考文獻

 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 gradientbased method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 47(2): 269-293.

- 2. 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.
- 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.
- 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.
- 5. Chuang MC, Tsai KC, Wang KJ. (2021). Multi-Degree-of-Freedom Force-Displacement Mixed Control Analysis via a Novel Use of the Zero-Length Elements, *Proceedings of the 45th National Conference on Theoretical and Applied Mechanics*, New Taipei, Taiwan.

結合時空因子與 InSAR 觀測資料之地表崩塌變位預測分析

林彦廷1 顏筱穎2 張乃軒2 林宏明2 韓仁毓3 楊國鑫3 陳俊杉3

摘要

台灣山區陡峭地形和破碎地質,當颱風豪雨後坡地崩塌災害頻傳。複雜地理環境和 極端氣候影響,如何有效運用空間觀測數據預測崩塌已是現行災害管理課題。隨著遙感 探測技術發展,如衛星光譜影像和干涉合成孔徑雷達能以固定週期獲得地表屬性和幾何 資訊。本研究運用新式遙測資訊,透過斜坡單元分析量化共十四種時空因子,由機器學 習建構崩塌預測模型,依混淆矩陣評估預測品質。研究顯示崩塌預測成果優於 80%正確 率,並指出影響斜坡單元崩塌時空因素,為國土保育提供明確養護位址,並作工程選址、 邊坡防護管理應用。

關鍵詞:崩塌預測、InSAR 變位指標、機器學習、隨機森林

一、前言

坡地災害是臺灣最常見的天然災害之 一,常因強烈的颱風豪雨或地下水位變化, 產生不同規模的坡地災害,對於公共設施 及人們的生命財產安全帶來的威脅,現今 人們對於災害的應變觀念已經大幅轉變, 過去為當災害發生時思考如何全力救災以 降低生命財產的損失,如何有效偵測坡地 變位(如崩塌或大變形)及預測是坡地災害 研究及防治實務重要工作。

隨著遙感探測技術發展成熟,加上取 得成本降低、遙測影像解析度與相關技術 提升等,能夠針對特定區域進行時序性地 表變動監測,如多時期衛星影像、干涉合 成孔徑雷達(Interferometric synthetic aperture radar, InSAR)。衛星影像藉由不同 波段感測器偵測並記錄地表反射光譜,多 光譜色彩數值提供辨識地物、地貌等地表 屬性資訊,並應用於災害辨識與變遷監測。 干涉合成孔徑雷達 InSAR 技術為利用衛 星重複軌道再訪觀測,以固定地區兩期以 上合成孔徑雷達影像圖(SAR),根據相位 值(Phase)差異量以公釐精度等級,獲取地 表變動資訊,現今廣泛應用於地表變形測 量及測繪等地球環境監測相關領域[1]。

近年來人工智慧技術興起,其中機器 學習演算以統計理論為基礎,針對大量的 原始資料做訓練,從資料中獲得規律特性, 依循規律建置網路模型架構,進行未來事 件的預測及推估。在土木工程領域中結合 人工智慧技術與空間觀測數據,應用機器 學習於資訊分類演算成果具可觀效益[2], 並以輔助人們進行決策及判斷,像是在構 造物的安全性評估[3]、河流洪氾水位判釋 [4]、邊坡滑動監測預警[5]等應用。因此在 獲取地表不穩定行為之影響因子及環境條 件等資料後,應用統計邊坡崩塌潛勢分析, 根據發生邊坡坡面變位機制及過去發生崩 塌的案例事件,由眾多資料數據中建立統 立分析規則及模式,整體結合人工智慧技 術與現代化遙測觀測成果,預期對於地表 不穩定行為之分析與預測將會有顯著性的 助益。

二、斜坡單元分割

為保留邊坡原本之地形特性,故使用

¹ 國家實驗研究院國家地震工程研究中心專案助理研究員

² 國立台灣大學土木工程學系碩士生

³ 國立台灣大學土木工程學系教授

斜坡單元作為分析單元基礎詮釋時空環境 因子之數值。斜坡單元分割方法係參考 Xie et al. 所提出集水區重疊法[6],如圖一 所示。以 ArcGIS 軟體中 Hydrology 模組 進行數值高程模型(Digital Elevation Model, DEM)中集水區辨識,經反轉數值高程模 型使水系線轉為稜線,分割為左右兩個斜 坡單元。其中,在 Hydrology 模組進行集 水區之辨識時,並以 Flow Accumulation 等 於 500 作為劃分河道之門檻值,產出之斜 坡單元面積皆小於 30 公頃。分割斜坡單元 透過套疊陰影圖、坡向圖、坡度圖、水系 圖及衛星正射影像等輔助,判釋各單元間 是否重疊或密合。



圖一 集水區重疊法分割斜坡單元示意圖

三、環境時空因子及 InSAR 變位速 度場梯度指標化分析

環境時空因子共可分為地形因子、區 位因子、地質因子及驅動因子等四大類別, 其中地形因子能夠表現地表高程幾何變化 及覆蓋分布,包括高程、坡度、坡向、地 形粗糙度、剖面曲率、植生指標;區位因 子顯示斜坡單元受到變動因素如道路、水 系、斷層之距離影響性;地質因子反映區 域岩層之強度、褶皺性及斜坡順向性;最 後一類驅動因子為年雨量(圖二)。

InSAR 利用兩期以上合成孔徑雷達觀 測,根據回波相位差推估地表變位,為改 善InSAR 年變位於尺度及系統性誤差,並 考量 InSAR 變位資訊具備正負數值分布, 採用平均值正規化(mean normalization)將 資料投放至-1至1區間,其中平均值正規 化如式1所示。

$$Z_{\rm norm} = \frac{Z \cdot \mu}{Z_{\rm max} \cdot Z_{\rm min}} \tag{1}$$

其中 Z_{norm} 為平均值正規化之 InSAR 變位 值, μ 為 InSAR 變位觀測資料平均值, Z_{max} 和 Z_{min} 為 InSAR 變位觀測資料之最大值及 最小值。

本研究基於正規化處理後 InSAR 能 夠反應地表相對性變位之特性,以年為分 析單位,將多筆 InSAR 變位觀測值以直線 擬合方式獲得斜率,並作為 InSAR 年變位 速度,如式2所示。

 $\Delta Z = V \Delta t + dZ$ (2) 其中 ΔZ 各年 InSAR 觀測變位量, V 為 InSAR 年變位速度, Δt 為 InSAR 年觀測 時間, dZ InSAR 年變位差異量。

後續分析基於斜坡單元,因此將 InSAR 年變位速度點位以不規則三角網格 (triangulated irregular network,TIN)進行內 插,並轉換至規則網格形式呈現 InSAR 變 位速度場。為了凸顯 InSAR 變位所在分布, 以九宮格網格為計算單位,計算九宮格網 中心之 InSAR 速度場梯度,其中 InSAR 速 度場梯度指標計算表示如式 3。

$$\nabla_{\mathbf{V}} \mathbf{f}(\mathbf{V}) = \begin{bmatrix} \partial \mathbf{f}(\mathbf{V}_{a}) & \partial \mathbf{f}(\mathbf{V}_{b}) & \partial \mathbf{f}(\mathbf{V}_{c}) \\ \partial \mathbf{f}(\mathbf{V}_{d}) & \partial \mathbf{f}(\mathbf{V}_{e}) & \partial \mathbf{f}(\mathbf{V}_{f}) \\ \partial \mathbf{f}(\mathbf{V}_{f}) & \partial \mathbf{f}(\mathbf{V}_{g}) & \partial \mathbf{f}(\mathbf{V}_{i}) \end{bmatrix}$$
(3)

式中 V 為規則網格中 InSAR 年變位 速度,a~i 為九宮格網格編號依左上方至右 下方。







VI



圖二 本研究所使用 14 種時空因子指標

四、機器學習變位預測分析

環境條件及誘發因子進而作為人工智 慧機器資料學習訓練建立預測模型,應用 於邊坡崩塌與變位潛勢預測。常見 AI 機 器學習演算應用於分類預測包括決策樹、 隨機森林和極限梯度提升法,於下說明。 (1) 決策樹

依每個因子特徵即是決策樹每條路徑 定義所屬類別機率分布,採用如同雙叉樹 枝二分法方式,在節點以基尼係數(gini)值 作為數值計算(式 4),再依加總 gain 值作 為判斷分類依據,即是最大後驗機率者為 預測所屬類別(式 5)。

$$gini_i = 1 - \sum p_i^2$$
 (4)

$$gain = \sum p_i \cdot gini_i$$
 (5)

式中,P 為機率,當節點資料只有一類別 則 P 為 0,兩類別數量相同時 P 為 0.5。 (2) 隨機森林

隨機森林為多個決策樹集合,並加入 隨機挑選訓練資料(Bootstrap Aggregation, Bagging)方式,將原始觀測資料取出樣本 n 數量並訓練為 n 種分類器,其中第 t 顆決 策樹中第 c 種特徵因子存在機率可以表示 如式 6,並依多顆決策樹加總獲得所屬類 別平均機率值 gc,最後依最大 gc 值之類別

$$P(c|v_{i}(x)) = \frac{P(c|v_{i}(x))}{\sum_{i=1}^{n=1} P(c_{i}|v_{i}(x))}$$
(6)

$$g_{c}(x) = \frac{1}{t} \sum_{i=1}^{t} \Pr(c | v_{i}(x))$$
(7)

式中,P為機率,c為類別,v為節點,l為 類別數,t為決策樹數量,gc為第c類別平 均機率值。

(3) 極限梯度提升法(eXtreme Gradient Boosting, XGBoost)

XGBoost 結合了決策樹和 Boost 兩種 演算概念,XGBoost 目標函數包括兩個部 分,其中一部分是計算預測與真實觀測之 誤差,另一部分是正則化項式為決策樹的 複雜度,涵蓋了節點數量和節點機率數值, 表示如式8。

$$f = \sum_{i=1}^{n} E(y_i, y_{k_i}) + \sum_{k=1}^{K} \Omega(f_k)$$
 (8)

式中,E為預測與真實觀測之誤差誤差量, $\Omega(f_k)$ 決策樹的複雜度。

五、結論與展望

隨著時序及空間演進造成地表崩塌之 環境因子,透過時空環境觀測資料蒐集建 構時空因子指標,結合人工智慧機器學習 斜坡單元中崩塌特性並建構演算模型。研 究實驗區域為高雄市桃源區布唐布那斯溪, 透過蒐集 2007 年至 2010 年共四年空間資 料,為了達到共同時間尺度,採用年作為 基礎分析時間,以2007年至2009年時空 因子數據作為機器學習輸入,再以2010年 的空間因子數據預測計算作為驗證。應用 三種常見機器學習演算預測崩塌分類,其 預測可達到七至八成分類正確率,其中隨 機森林法預測正確率最高為 80.50%(圖三), 該種演算法能有效針對高維度多特徵進行 相互獨立訓練,因具有強大抗干擾能力(如 分類數量不平衡、部分特徵資料遺失),可 避免過多的參數設定因而減少過度擬合問 題。

未來研究可針對斜坡單元面積大小進 行測試單元中可能發生崩塌面積規模級距 大小;另外,鄰近水系預測錯誤斜坡單元 可考量流體運動影響解決錯誤預測問題; 最後,可將現行年觀測之環境時空因子時 間尺度精化為月或日,再提升預測成果之 準確性。



圖三 預測斜坡單元崩塌之檢核分布圖

参考文獻

- Hooper, A., Segall, P., and Zebker, H. (2007), "Persistent scatterer interferometric synthetic aperture radar for crustal deformation analysis, with application Volcán Alcedo, Galápagos", *Journal of Geophysical Research*, 112(B7), pp. 407.
- 2. Reich, Y. (1997), "Machine learning techniques for civil engineering problems", Computer - Aided Civil and Infrastructure Engineering, 12(4), pp. 295-310.
- Flah, M., Nunez, I., Chaabene, W. B., and Nehdi, M. L. (2020), "Machine learning algorithms in civil structural health monitoring: a systematic review", *Archives of Computational Methods in Engineering*, pp. 1-23.
- Lin, Y. T., Yang, M. D., Han, J. Y., Su, Y. F., and Jang, J. H. (2020), "Quantifying Flood Water Levels Using Image-Based Volunteered Geographic Information", *Remote Sensing*, 12(4), pp. 706.
- Thirugnanam, H., Ramesh, M. V., and Rangan, V. P. (2020), "Enhancing the reliability of landslide early warning systems by machine learning", *Landslides*, 17(9), pp. 2231-2246.
- Xie, M., Esaki, T., and Zhou, G. (2004), "GIS-Based Probabilistic Mapping of Landslide Hazard Using a Three-Dimensional Deterministic Model", *Natural Hazards*, 33(2), pp. 265-282.

地震動預估模式應用於廣域震損評估之適用性探討

黄李暉¹ 葉錦勳²

摘要

國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)於台灣電力公司委託之"台灣地震危害 高階模型"計畫中建立適用於台灣地區的 12 個新一代地震動預估模型(Ground Motion Prediction Equation, GMPE),模型皆以近代地震學研究成果相關理論為基礎,欲擇一精進 TELES 之地震動預估模型,因而探討 12 個新一代地震動預估模型於廣域震損評估之適用 性。台灣界於板塊交界處,地殼地震、隱沒帶地震和各種震源深度皆是可能震源。國震中 心趙書賢(2019)考慮台灣之地震動特性而開發的 GMPE(命名為 NCREE19),可同時適用於 地殼地震和隱沒帶地震,且以場址至斷層破裂面的最短距離為路徑參數,可應用於不同之 震源深度,是較適合應用於 TELES 廣域震損評估之選擇。惟其場址效應模式須以場址地 表下 30 公尺內平均剪力波速V_{s30}和地表至V_s=1000 m/s 之深度 Z_{1.0} 為參數,因此需另研究 適合的場址效應模式以推估沒有V_{s30}和地表至V_s=1000 m/s 之深度 Z_{1.0} 為參數,因此需另研究 適合的場址效應模式以推估沒有V_{s30}和地表至V_s=1000 m/s 之深度 Z_{1.0} 為參數,因此需另研究 資計估。由於缺乏大規模近震源之強地動資料,因此 GMPEs 對於大規模近震源之區域預 測結果不確定性仍大,然而近震源區域災損往往較為嚴重。GMPE 如欲應用於廣域震損評 估,尚須進一步研究 GMPE 結合工程結構物損害評估模式後之震損評估結果,與歷史地 震之災情分布之關係進行驗證,以確認 GMPE 近震源地震動強度推估結果之適用性。

關鍵詞:地震動預估模式、廣域震損評估

一、緣起

國震中心研發之台灣地震損失評估系 統(TELES)主要功能包含:震災境況模擬、 地震早期損失評估和機率式地震風險評估。 多年來,協助政府機關與防災事業單位進 行地震防災規劃、地震防災演練、地震緊 急應變和地震風險評估與管理,為我國推 估地震情境不可或缺的重要工具。

地震災害潛勢分析為 TELES 推估各 種工程結構物損害的基礎,準確的地震災 害潛勢分析結果,對於工程結構物損害評 估有莫大的助益。因此,地震動預估模式、 土壤液化評估模式、斷層引致的地表破壞、 甚至海嘯潛勢等各種地震災害潛勢推估模 式的精進,一直以來都是國震中心持續研 究的目標。

受惠於地球科學地震學領域的相關研

1國家地震工程研究中心助理研究員

究成果,現今之強地動資料可辨識獲得較 多的震源資訊,如:斷層錯動機制、滑移角 度、破裂面頂部深度、地殼地震抑或隱沒 帶地震等。因此以地震學相關理論為基礎 的新一代地震動預估模型研究,得以逐漸 發展成為主流。

國震中心為協助台灣電力公司評估我 國核能電廠之地震危害,建置適用我國核 能電廠的"台灣地震危害高階模型"。計畫 中蒐集我國歷年實測的強震觀測紀錄以建 置強地震動資料平坦檔(flatfile,以下簡稱 強地動資料庫),並召集國內外專家學者, 共同檢討我國地震源和地震動之特性,同 時參考美、日及歐洲等國外新一代地震動 預估模型應用本土的強地動資料庫,建立 適用於台灣地區的 12 個水平向地震動預 估模型。

²國家地震工程研究中心研究員兼任組長

本研究進一步探討 12 個新一代地震 動預估模式應用於廣域震損評估之適用性, 期可更新精進TELES之地震動預估模型。

二、廣域震損評估之地震動推估需 求

TELES 為廣域的震損評估軟體, 需針 對不同的評估標的(建物、橋梁、自來水系 統等)進行震損評估, 評估標的通常分布廣 闊且數量眾多,因此需具備推估任意場址 地震動強度的功能,以獲得廣域的地震動 分布,且需適用台灣地區之震源特性。

其次,鑒於地震防災規劃、應變和演 練等應用之需求,TELES須能合理推估災 情分布並識別災情嚴重之區域,尤其是近 震源之區域,因此,其地震動推估模式應 可準確合理推估近震源的強烈地震動分布, 且結合各種工程結構物的損害評估模式後, 結構物之損害分布評估結果,應能與歷史 地震之災情相符。

三、適用於台灣地區的新一代地震 動預估模式回顧

國震中心於"台灣地震危害高階模型" 計畫中,建立適用於台灣地區的12個地震 動預估模型,NCREE19 乃國震中心考慮台 灣之震源和地動特性而開發,其他 GMPEs 皆直接引用國外模型。其中9個適用於地 殼地震(crustal)、4 個適用於隱沒帶地震 (subdation),而 NCREE 19 兩種震源類型 皆可適用。另外,Phung18cr和 Phung18sb 考量台灣地區大規模近震源的強地動資料 較少,因而有參考國外的強地動資料庫。 台灣地區引致災情之地震主要為陸路之地 殼地震,因此9個適用於地殼地震的地震 動預估模式為本研究主要探討的標的,如 表一所列。

每一個模型皆分別考慮震源效應、路 徑效應和場址效應三部分引致地震動的差 異,可推估任意週期結構譜加速度,採用 的參數不盡相同。 所有 GMPEs 之震源效應皆考慮規模 (M_w)、斷層破裂形式(F_{FY} :逆斷層、平移 斷層或正斷層),部分以斷層上盤相較於 下盤的滑移方向角(λ :rake angle)作為斷 層破裂形式之參數。此外,部分 GMPEs 有考慮震源深度對地震動之影響,以震源 深度(Z_{hyp})或斷層破裂面頂部之深度(Z_{tor}) 作為參數,震源深度越深,孕震之能量越 大,可造成較大的地震動強度。

路徑效應反映地震動隨距離衰減之 現象,其參數可分為兩類,場址至斷層破 裂面的最短距離(*R_{nup}*),和場址至斷層地表 投影面的最短距離(*R_{jb}*),如圖一所示。*R_{jb}* 僅考慮地表之距離,未考慮深度之影響, 因此較適用於淺層地震之境況。

所有 GMPEs 皆以場址地表下 30 公 尺內平均剪力波速 V_{s30} 作為場址效應之主 要參數,部分考慮地表至 V_s =1000 m/s 或 V_s =2500 m/s之深度 $(Z_{1.0}$ 或 $Z_{2.5})$,以反映土層 深度之影響。此外尚有 F_{VS} 區別 V_{S30} 為量測 值或推估值之差異。

前述9個適用於地殼地震的GMPEs 中,有4個另考慮了上盤效應,其採用的 參數如表二所列。上盤效應主要影響區域 為斷層地表投影面之範圍,一般以斷層破 裂面之傾角(δ :Dipangle)和寬度(W)估計, 規模(M_W)和斷層破裂面頂部之深度(Z_{tor}) 將影響上盤效應之強度。為描述遠離上盤 區域其效應隨距離衰減之現象,另採用場 址到斷層開裂面上緣地表投影跡線的垂 直距離(R_x),以及沿斷層破裂方向場址至 斷層地表投影面的距離(R_{y0}),搭配 R_{rup} 和 R_{jb} 計算場址於上盤的幾何位置,如圖二 所示,以考慮上盤效應的路徑效應。



圖一 距離參數 R_{rup} 和 R_{jb} 定義示意圖



圖二 距離參數 R, 和 R, 0 定義示意圖

表一 適用於地殼地震之 GMPEs 參數

名稱	地震源參數	路徑參數	場址參數
ASK14adj	$M_{_W}, Z_{_{tor}}, \lambda$	R _{rup}	$V_{S30}, Z_{1.0}, F_{VS}$
ASB14adj	$M_{_W}, F_{_{FT}}$	R_{jb}	$V_{_{S30}}$
Bi14adj	M_W, F_{FT}	R_{jb}	V_{S30}
BSSA14adj	M_W, F_{FT}	R_{jb}	$V_{S30}, Z_{1.0}$
CB14adj	${M}_{_W},\lambda,Z_{_{hyp}}$	R _{rup}	$V_{s30}, Z_{2.5}$
CY14adj	$M_{_W}, Z_{_{tor}}, \lambda$	R _{rup}	$V_{S30}, Z_{1.0}, F_{VS}$
I14adj	$M_{\scriptscriptstyle W}, Z_{\scriptscriptstyle tor}, F_{\scriptscriptstyle FT}$	R _{rup}	V_{S30}
Phung18cr	$M_{_W}, Z_{_{tor}}, \lambda$	R _{rup}	$V_{S30}, Z_{1.0}, F_{VS}$
NCREE 19	M_{W}, Z_{tor}, F_{FT}	R _{rup}	$V_{S30}, Z_{1.0}, F_{VS}$

表二 新一代地震動預估模型上盤效應參

名稱	地震源參數	路徑參數
ASK14adj	δ, W, Z_{tor}, M_W	R_x, R_{y0}
CB14adj	δ, W, Z_{tor}, M_W	R_{rup}, R_{jb}, R_x
CY14adj	δ, Z_{tor}	R_{rup}, R_{jb}, R_{x}
Phung18cr	$\delta, Z_{\scriptscriptstyle tor}$	R_{rup}, R_{jb}, R_x

四、適用性探討

台灣四面環海,海外隱沒帶引致之地 震亦可能導致島內災情,如2002年3月 31日的花蓮外海地震,由於場址效應放大 了臺北盆地之地震動,造成台北不小的災 害。TELES 適用之情境應能含括各種可能 引致災情之地震,NCREE19可同時適用 於地殼地震和隱沒帶地震,其模式有別於 其他國外引進之 GMPEs 模型,為國震中 心考慮台灣之地震動特性而開發,適用我 國各種震源環境。同理,以*R_{nup}*為路徑參 數之 GMPEs,可反映震源深度的影響,較 適用於我國深淺震源皆有的震源特性。

前述9個GMPEs皆以V_{s30}配合Z_{1.0}或 Z_{2.5}作為場址效應模式之主要參數,如欲 應用於廣域震損評估,需廣泛推估至沒有 V_{s30}量測值地區的地震動強度,皆尚須進 一步研究,建立可推估至我國各地之場址 效應模式。

TELES 現行之 GMPE 其參考岩盤之 V530 約為 520 m/s,排除場址效應和上盤效 應等因素,設定Vs30=520m/s,以傾角 30 度 之逆斷層引致規模7.5之地震情境,比較 週期 0.3 秒和 1 秒譜加速前述 9 個 GMPEs 和現行 TELES 於參考岩盤的衰減情形, 如圖三所示。10公里內之近震源區域,不 同 GMPE 預估之地震動強度差異頗大, 距離較遠(10 公里以外)之區域則差異較 小,可見近震源區域之地震動具不確定性, 不同 GMPE 的看法不一, 换言之, 近震源 區域之地震動預估結果目前尚無定論。然 而,近震源區域地震動強度較大,為主要 災區,因此,近震源區域之地震動預估結 果將是影響震損評估推估結果的主要因 素。適合廣域震損評估之 GMPE,結合工 程結構物的震損評估模式後,其震損數量 和分布之推估結果,應可與歷史地震引致 之災損相符,方能確認其應用於廣域震損 評估之適用性。



圖三 規模 7.5 傾角 30 度逆斷層, GMPEs 隨 距離衰減之譜加速度

五、結論與展望

適用於廣域震損評估之 GMPE,應能 適用台灣地區任意震源,並推估任意場址 之地震度強度,且結合工程結構物震損評 估模式後,結構物之震損評估結果需與歷 史地震引致之災損相符,尤其近震源區域。

經本研究之探討,12 個依據台灣地區 的強地動資料開發之 GMPEs,NCREE19 可適用於台灣地區震源特性,應較適用於 TELES 的廣域震損評估。因此進一步研究 結合 NCREE19 $V_{s30} = 760 m/s$ (參考岩盤) 之場址效應修正模式,使其可應用於無 V_{s30} 和 $Z_{1.0}$ 量測值之場址。

目前 GMPE 近震源區域地震動預估 結果之不確定性仍大,尚須進一步研究, 最終需以曾引致災情之歷史地震情境進 行驗證。GMPE 結合工程結構物損害評估 模式後之震損評估結果,需與歷史地震之 災情相符,方能適用於廣域震損評估。

參考文獻

 Akkar, S., Sandıkkaya, M. A., & Bommer, J. J. (2014). Empirical ground-motion models for point-and extended-source crustal earthquake scenarios in Europe and the Middle East. Bulletin of Earthquake Engineering, 12(1), 359-387.

- 2 Abrahamson, N., Silva, W., and Kamai, R. (2014). Summary of the ASK14 ground motion relation for active crustal regions. Earthquake Spectra, 30(3):1025–1055.
- 3 Boore, D. M., Stewart, J. P., Seyhan, E., & Atkinson, G. M. (2014). NGA-West2 equations for predicting PGA, PGV, and 5% damped PSA for shallow crustal earthquakes. Earthquake Spectra, 30(3), 1057-1085.
- 4 Bindi, D., Massa, M., Luzi, L., Ameri, G., Pacor, F., Puglia, R., & Augliera, P. (2014). Pan-European ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%damped PSA at spectral periods up to 3.0 s using the RESORCE dataset. Bulletin of earthquake engineering, 12(1), 391-430.
- 5 Campbell, K. W. and Bozorgnia, Y. (2014). NGA-West2 ground motion model for the average horizontal components of PGA, PGV, and 5% damped linear acceleration response spectra. Earthquake Spectra, 30(3):1087–1115.
- 6 Idriss, I. M. (2014). An NGA-West2 empirical model for estimating the horizontal spectral values generated by shallow crustal earthquakes. Earthquake Spectra, 30(3):1155–1177
- 7 Shu-Hsien Chao, Brian Chiou, Chiao-Chu Hsu, Po-Shen Lin, 2019, "Development of Horizontal and Vertical Ground Motion Models for Crustal Earthquakes and Subduction Earthquakes in Taiwan," NCREE-19-003.
- 8 葉錦勳,2003,「台灣地震損失評估系統 -TELES」,國家地震工程研究中心研究 報告,NCREE-03-002,台北。
- 9 簡文郁,2001,「考慮特徵地震與場址效 應的地震危害度分析」,國家地震工程 研究中心報告,NCREE-01-036。

整合震損評估與 GIS 軟體研究

洪祥瑗1 葉錦勳2

摘要

開發以開源程式庫為基礎的新版「台灣地震損失評估系統(TELES)」,以原本 TELES 既 有的系統架構與資料流為基礎,將震損評估所需之 GIS 空間分析與地圖展示功能分別以 開源程式庫 Spatialite 與 MapWinGIS 取代。整合 Spatialite 之資料庫管理與圖形運算、分 析…等功能,以及 MapWinGIS 的地圖展示、圖層控制與主題圖繪製…等使用者介面功能, 以完成一般建築物地震損失評估子系統(Tgbs)之各項模組的 GIS 功能移轉與更新。

關鍵詞:TELES、震損評估模組、開源程式庫、SpatiaLite

一、前言

「台灣地震損失評估系統(TELES)」原 先是藉由商用軟體 MapInfo 的資料庫管理、 圖形運算與地圖展示等地理資訊系統(GIS) 功能,進行地震損失評估與分析結果展示。 但因 MapInfo 更改外部應用軟體與其整合 介接的方式,未來將無法供 TELES 介接使 用。為改善此一問題,故開發以開源程式 庫為基礎的新版 TELES,包含一般建築物 地震損失評估子系統 Tgbs 與自來水系統 地震損失評估子系統 Twater 等,以進行任 一想定地震之境況模擬,協助防災規劃與 風險管理。

新版 TELES 以原本 TELES 既有的系統 架構與資料流為基礎,運用微軟公司所定 義之 MFC 類別程式庫,將震損評估所需 GIS 功能分別以開源程式庫 SpatiaLite 與 MapWinGIS 取代。需要整合 SpatiaLite 之 資料庫管理與圖形運算、分析…等功能, 以及 MapWinGIS 的地圖展示、圖層控制與 主題圖繪製…等使用者介面功能,以完成 一般建築物地震損失評估子系統(Tgbs) 與 自來水系統震損評估子系統 Twater 之各 項模組的 GIS 功能移轉與更新。而運用開 源程式庫 SpatiaLite 與 MapWinGIS 整合既 有震損評估模組與 GIS 軟體,可使 TELES 的維護更具彈性,未來推廣台灣地震損失 評估相關子系統時,將不再受限於商用軟 體之版權和成本限制,更有助於地震風險 評估、管理與防災教育等實務應用與推廣。

二、地理資訊系統

在網際網路和行動裝置普及的現在很 容易透過Web地圖,如Google Map取得 衛星影像圖或地圖與街景的連結等地理資 訊,而汽車的導航系統更是結合衛星定位 裝置(GPS)為使用者提供即時的地理資訊, 集前系統就是結合一般地理資訊內容與各 條道路於行車相關資訊,利用網路拓樸的 所提供的衛星雲圖哪裡有可使用的單車、因 疫情關係出現的口罩地圖等資訊,都是地 圖等空間位置)、資訊(說明地圖位置代表 的意義或是能提供其他訊息)、系統(如 APP 或 Web 地圖相關軟體)都可以說是 GIS。

地理資訊系統(Geographic Information System,簡稱 GIS) 可以說是結合地理學與 地圖學,是一種具有空間資訊的資料管理 系統,已經廣泛運用在各個領域。地理資 訊內容應包含圖形資料(空間資料)與屬性

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員兼組長

資料(非空間資料)。圖形資料說明空間要 素、幾何特性,如座標、長度、方向、面 積等資訊,可以向量模式(Vector)或網格模 式(Raster)儲存。但須採用固定的座標系統, 可以經緯度、海拔高度或X、Y、Z二度分 帶座標,目前在台灣最常採用的座標系統 大地基準為 TWD97 或 WGS84, 而這兩者 的座標系統相似。而空間資訊分析應用是 GIS 的主要功能,可由物體的空間位置與 其他圖層進行疊加分析,完善的地理資訊 資料庫建立需仰賴適合的軟體協助,才能 將地理數據資訊化,並進行資料管理,如 資料輸入、儲存、編輯、查詢、地圖展示、 幾何運算與格式轉換等功能,其中的幾何 運算更需同時運用 GIS 的空間資料套疊分 析與屬性資料關聯分析。

常見的空間資料格式有 Shapefile、 GeoJSON 與 TopoJSON。其中 Shapefile(shp) 是美國環境系統研究所公司(全名為 Environmental Systems Research Institute, Inc., 簡稱 Esri)開發的地理資訊系統商用軟 體 ArcGIS 所使用的空間資料向量格式,目 前也在軟體界成為開放標準, shapefile 檔 案使用多種檔案格式,其中不可缺少的3 個檔案為.shp、.shx 與.dbf 檔案。由於 shp 檔案格式需要儲存的容量較大, 會影響 Web 地圖的傳輸速度,後來在 JSON 格式 下規範了 GeoJSON 標準, JSON 中的交換 文字格式,可以加快網頁的載入速度。而 TopoJSON 是 GeoJSON 的改良版,將地圖 繪製中縣市共用邊的重複資料去除,以得 到精簡後容量更小的一種格式。在地理資 訊系統應用已經相當廣泛的現在,使用者 很容易取得地理資訊,但若希望進行空間 分析套疊功能或是後續資料管理時就需要 藉助商用軟體或是開源GIS軟體的功能。

三、開源 GIS 軟體

GEOS(Geometry Engine Open Source) 是一個提供空間模型幾何運算與查詢功能 的開放源碼地理資訊系統(OpenGIS)C/C++ 程式庫,GEOS實作了定義於 Open Simple Features for SQL 功能,支援 GIS 常用的幾 何物件與空間功能,幾何格式可用 GeoJSON、WKB(Well-Known Binary)與 WKT(Well-Known Text),目前已成為各種 OpenGIS 軟體的基礎,例如 QGIS、 SpatiaLite、MapWinGIS等軟體都是建立在 GEOS的基礎上。且GEOS使用 C/C++程式 語言庫介面,因此與TELES 間的相容性很 好。

QGIS (原稱 Quantum GIS) 是 OpenGIS 軟體,其 gui (Graphical User Interface)圖形 化使用者介面已相當成熟,可滿足 GIS 資 料存取、编輯、查詢、地圖展示、GIS 分析 與幾何套疊運算等功能,支援多種向量、 網格影像和資料庫格式與功能,如 Shapefile、MapInfo、SpatiaLite、PostGI 與 Web 地圖等,且可藉由外掛程式庫擴展功 能,若有特殊需求也可使用 C++或 Python 來創建新的外掛程式。QGIS 是一個多平台 的應用,可以在多種作業系統上執行,包 括 Mac OS X、Linux、UNIX 和 Microsoft Windows。相較於商業 GIS, QGIS 的檔案體 積更小,需要的記憶體和處理能力也更少。 因此它可以在舊的硬體上或 CPU 運算能力 被限制的環境下執行。

SQLite 是一種關聯式資料庫管理系統 (Relational Database Management Systems, RDBMS),資料庫以表格(Table)作為基礎資 料儲存系統,適合用於處理大量資料,且 具有可攜性和跨平台性。SQLite 作為應用 程式的一部份,而非為一個通過通信協議 與應用程式連接的獨立進程(Process),且 不需要伺服器,有效率佳又易安裝的特性。

而 SpatiaLite 是擴展 SQLite 核心以發 展 Spatial SQL (Structured Query Language) 功能而成,有強大的空間 DBMS (database management system),可應用 SQLite 所有 資料庫功能外,還提供空間分析與圖形物 件等功能。若要查看 SQLite / SpatiaLite 資 料庫內容可使用 SpatiaLite-gui 軟體,但 SpatiaLite-gui 軟體只有資料庫資料存取與 空間分析功能,可直接輸入 SQL 指令更新 資料庫欄位資料,但沒有地圖展示功能, 若需要查看地圖時需藉由別的軟體,如 QGIS •

SQLite / SpatiaLite 資料庫檔案只能使 用 UTF-8 編碼,一個 SpatiaLite 資料庫中可 存在數個表格,純文字或是帶有圖形物件 格式的表格皆可。SQLite 提供五種原始數 據類型:NULL、Integer、Real、TEXT、BLOB, 但不限制欄位中僅能出現一種數據類型, 意即若一個欄位中出現多種數據類型也可 以儲存。圖形物件除外,一個圖形物件欄 位中僅能儲存一種圖形物件型式 (GeometryType),如點(Point 或 MultiPoint)、 線(LineString 或 MultiLineString)或多邊形 (Polygon 或 MultiPolygon),若一個檔案內 需同時有兩種圖形物件型式,可以建置兩 個圖形物件欄位的方式處理。在 SpatiaLite DBMS 中每個圖形物件 Geometry 都需要 指定座標系統 SRID 值與圖形物件格式 Geometry Type •

MapWinGIS 為一開源 ActiveX 組件, 已將應用 GIS 圖層的核心技術都囊括在其 中,如圖層控制、套疊、幾何圖形繪製與 標記顯示等,可以結合 Visual Studio 的 MFC 作為地圖控件使用,支援影像檔、 資料庫與向量格式,如 PostGIS、MS SQL、 SpatialLite、MapInfo TAB、KML、Shapefile 等格式。利用核心 MapWinGIS ActiveX OCX 控制項可自行在系統中依需求設計使用者 介面並添加 GIS 相關功能,例如地圖影像 顯示、在圖層上標繪圖形、長度計算、GIS 數據存取等或格式轉換相關工作。

四、TELES 架構

TELES 是應用 Visual Studio 的 MFC (Microsoft Foundation Classes) 建立的應用 程式,由於 MFC 封裝了 Windows 作業系 統的應用程式界面,因此可以在程式碼中 直接使用 Windows API,根據 window 類 別來建立視窗,可以大幅度的減少建立應 用程式之視窗介面所需要的時間,相當程 度的簡化了程式開發的步驟。TELES 程式 中除了自行開發的各類震損評估模組外, 其中的 GIS 空間分析運算與地圖展示功能

是應用現成的開源程式庫 SQLite、 SpatiaLite 與 MapWinGIS 之軟體功能, TELES 開發架構以及與各軟體的相互關係 可參見圖一所示。由 SQLite 與 SpatiaLite 軟 體提供資料庫管理、資料儲存查詢與空間 分析運算功能,而 MapWinGIS 軟體提供地 圖展示、圖資套疊等功能,以取代原先商 用軟體 MapInfo 功能。但由於開源程式庫 SpatiaLite 與 MapWinGIS 是兩個不同的軟 體,因此如何在兩個程式間傳遞訊息,將 SpatiaLite 的空間分析結果由 MapWinGIS 來展示是本計畫中最需要克服的難題。其 次是開源程式庫不像商用軟體已有成熟的 使用者介面,如圖一所示之使用者對話框、 SQL Select、主題圖繪製、圖層控制視窗、 訊息視窗、物件之屬性展示視窗等功能, 都需要再重新研發製作。



圖一 Open GIS 震損評估軟體開發架構

在 TELES 中採用兩種資料格式,分別 為 Shapefile(.shp)與 Spatialite(.sqlite)資料 庫格式。因原先既有的各類資料表,如行 政區界圖資、地震災害潛勢相關參數、一 般建築物損害評估所需資料與分析參數、 人員傷亡與社會經濟衝擊評估所需資料與 分析參數…等,皆是以 MapInfo TAB 資料 格式儲存,因此需先將基本資料皆轉換為 Shapefile(.shp)格式後,再轉換為開源程式 慣用的 Spatialite 資料庫格式。使用資料庫 格式儲存更方便使用者管理與存取,可將 相同類別或性質的資料都放在同一個資料 庫中。

TELES 中包含多個震損評估模組, 譬如 推估地震動強度與土壤液化機率的地震災 害潛勢分析模組,一般建築物地震損失評 估子系統(Tgbs)中有推估不同模型建物損 害狀態機率與數量的建築物損害評估模組, 以及推估人員傷亡與經濟損失的模組,而 自來水系統震損評估子系統(Twater)中包 含管線類與設施類的損害損失評估模組, 以及推估管網系統損失的模組等。而這些 模組都需要整合 SpatiaLite 編輯、儲存、查 詢圖形物件等功能,並運用其幾何分析與 圖形運算功能,才以進行各評估模組的GIS 功能移轉與更新。目前 TELES 程式中 SpatiaLite 資料庫內的圖形物件 SRID 都是 採用 3824 (TWD97, 97 經緯度座標系統), 但在程式內部計算距離時會轉換為 3826 (TWD97/TM2 zone 121,97 經緯度之二度 分帶座標系統)以方便轉換至以公尺為單 位來計算。

整合 SpatiaLite 資料庫處理與 MapWinGIS 地圖展示之功能,開發震損評 估軟體使用者所需之 UI 介面,藉由查詢介 面,可以更緊密連結資料庫內容,而資料 庫內容、災損模擬結果與查詢結果之表格 瀏覽與地圖展示、圖層控制、主題圖繪製 等功能,強化使用者操作機制,同時也讓 使用者能夠容易掌握資料庫內容。為提升 使用者資料展示的方便性,尚須提供完善 的地圖展示主題圖繪製功能,包含使用者 自訂主題圖繪製介面、震損評估軟體所需 之非預設線形樣式與地圖輸出圖形檔案等 功能。以開源程式庫與商業軟體相比,商 業軟體通常已有成熟的使用者介面,也較 不易有版本相容性問題;而開源程式庫則 比較有彈性,開發者可自行依據需求量身 訂做使用者介面,但在使用時需要注意版 本與相依軟體間相容性的問題。以本研究 為例, TELES 程式應用 Visual Studio 的 MFC 開發,因此配合選擇使用的 SQLite、

SpatiaLite、MapWinGIS 開源程式庫都需能 相容於 Visual Studio 軟體,且 Visual Studio 軟體升級版本時,SQLite、SpatiaLite、 MapWinGIS 開源程式庫也需要配合選擇能 適用的版本以相互搭配。另還需注意編碼 問題,如 SQLite / SpatiaLite 資料庫內檔案 內只能使用 UTF-8 編碼,但 TELES 中使用 者對話框呈現內容時需要將文字轉成 CP950 (Code page 950, Microsoft 的繁體 中文字元集標準,Big5的最通行版本), 以避免出現亂碼,因此在儲存資料與使用 者介面間轉換時要特別注意轉碼。

五、結論

運用 Open GIS 開源程式庫為基礎的新版 TELES 程式,在自行開發的各類震損模式外,結合 SQLite、SpatiaLite 與 MapWinGIS 之軟體功能進行資料庫管理、GIS 空間分析運算與地圖展示。如何在 SpatiaLite 與MapWinGIS 兩個軟體間傳遞訊息是本計畫中最需要克服的難題,且開源程式庫不像商用軟體已有成熟的使用者介面,大部分功能都需再重新研發製作。

使用 SpatiaLite 軟體的優點是可以有 效的提升運算效率,由於以往 MapInfo TAB 檔案與 TELES 溝通時,檔案內容都須先以 文字方式轉換成所需格式,才能使用其資 料,但 SpatiaLite 資料庫可以直接以 Binary 方式讀寫資料,更有效率。且 SpatiaLite 資 料庫可在記憶體資料庫中完成所有讀取計 算分析後再一次性地匯入檔案,不需要一 直重複讀取寫入動作,可大幅地減短分析 時間。另外由於 Visual Studio 軟體與 SQLite、 SpatiaLite、MapWinGIS 開源程式庫都需要 個別不定期的進行版本升級,在升級版本 時要注意各軟體間的版本配合事項。

参考文獻

 楊承道、林祺皓、葉錦勳,2016,「地理 資訊系統核心運算技術之研發」,國家 地震工程研究中心,台北。

多醫院震後緊急就醫人流模擬技術

林祺皓1 林祐萱2

摘要

大規模地震後,緊急醫療服務的供應可能無法滿足不斷增長的醫療需求,進而導致 急診室(ED)擁擠。台灣地處環太平洋地震帶,隨時面臨災難性地震的威脅。緊急醫療 系統在提供即時醫療救助和減低地震對社會的影響方面扮演關鍵角色。評估緊急醫療系 統在震後傷患突然增加時可能遇到的潛在問題,可以幫助相關領域的從業人員和決策者 制定應對措施,以利事前準備,面對地震衝擊。為此,本研究提出多醫院人流模擬模型, 可用於模擬多個 ED 之間傷患分配流動。針對在地震情境(地震規模 6.6)下 8 家醫院的 案例研究,模擬結果顯示震後傷患急遽增加,將導致緊急醫療系統提供及時治療的能力 下降。

關鍵詞:離散事件模擬、急診室、傷患人流模擬、震後大量傷患

一、前言

地震後湧入急診室的傷患可能會讓醫院面臨緊急醫療服務崩潰的風險,從而導致醫療服務效率降低,甚至造成不必要的生命損失。若未能遏止或减低地震的影響即違反了韌性社區原則。在我們過去的影響,單家醫院的傷患人數增長超弱,單家醫院的傷患人數增長。然而,是出露液,和是個時,是以在地震後能對。然而,在大規模傷亡的地震後能擊量傷患。為了估計多個 ED 之間的協作性能(performance),應該建立一個數值分析模型,將該區域內多家醫院視作一個完整

系統。在該系統中,每家醫院的傷患人流 能同時運作。

在過去文獻中,對多家醫院的估計通 常將患者進出逗留時間視為較單一的模式, 僅以一個時間間隔代表,沒有關於內部各 項醫療服務排隊情況的詳細訊息[3]。然而, 實際上,不同類別的患者在 ED 中接受不 同的程序。過程中任何醫療服務中發生壅 塞都會阻礙 ED 的效能。此外,排隊的狀態 也能幫助我們觀察醫院的各類訊息,如: 提供基本急救功能的能力、資源安排以及 治療不同傷患類別的關鍵能力。

此研究中,我們應用 SimPy 進行離散 事件模擬,對 ED 中的輸入(input)、過程 (throughput)和輸出(output)三個階段 進行建模[4]。根據台灣地震損失評估系統 (TELES)的人員傷亡估算[5],在山腳斷層 南段錯動引致規模 6.6 地震的想定境況下, 挑選台北市前五大傷患人數的行政區為研 究區域,此區域內共有8家急救責任醫院, 以這八家醫院組成緊急醫療系統,容納研 究區域內傷患總量,並進行就醫人流的動 態模擬。分析結果顯示,假設地震傷患均 在四天內產生,並於四天內到達就醫,震

¹國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

後第三天急診室的擁擠程度就會達到高峰, 直到震後就醫傷患不再產生,緊急醫療性 便能即刻回復到常態水平。

二、想定地震情境

模擬情境設定為山腳斷層引起規模 6.6 地震,最大地表加速度為 0.79g。據 TELES 估計,不含無需就醫之傷患,台北市 白天可能會有 5,675 人受傷。本研究選擇 醫療需求最大的五個區進行分析。表一提 供了位於該五個行政區的醫院詳細資訊。

表一研究區域和八家醫院資訊

District	Medical Demand (daytime)	First-aid Hospitals	Daily ED Patients
D. in Dia	670	Taipei Veterans General Hospital	231
Beltou Dist.	578	Cheng Hsin General Hospital	120
Zhongshan Dist.	544	MacKay Memorial Hospital	350
chille Dist	410	Shin Kong Wu Ho-Su Memorial Hospital	151
Shiin Dist.	419	Taipei City Hospital-Yangming Branch	63
Datong Dist.	418	Taipei City Hospital-Zhongxing Branch	72
Zhananhana Diat	402	National Taiwan University Hospital	307
Znongzneng Dist.	402	Taipei City Hospital-Heping Fuyou Branch	115

三、緊急就醫人流模型

將急診科的患者人流建模為一系列獨 立事件。傷患到達後,首先對每位患者進 行分類以確定緊急程度並完成掛號。治療 後,患者路徑分為三種:離開 ED 出院或 接受進一步醫療護理(例如接受手術))接 受觀察和在觀察前接受實驗室檢查。圖一 展示此研究使用的患者流量和路徑,表二 顯示了分配到每個路徑的各類患者百分比。 患者在每項服務上花費的時間是由特定的 時間分佈隨機抽樣決定。ED 各醫療服務的 時間分佈及相應參數見表三。表三所示參 數適用於不需緊急手術的非緊急患者。急 診手術患者應減少在急診室的時間;因此, 將調整此類患者的時間分佈參數,使總逗 留時間約為其他患者花費時間的一半。排 隊行為以有限數量的服務資源實現。

八家醫院均共享相同的傷患人流模型。 區別僅在於每項醫療服務的資源數,以此 區別不同醫院的量能大小,資源設定與平 均日患者人數有直接關係(如表一所示)。



圖一 從輸入到輸出的緊急醫療人流模型

表二 在急診室中不同途徑的傷患百分比

Path	AI	L 3	A	L4	Al	L5	AL1	AL2
	Seismic	Normal	Seismic	Normal	Seismic	Normal	Seismic	Normal
A	12%	12.5%	7.2%	7.68%	0%	0%	3.3%	5.28%
в	38%	39.5%	22.8%	24.32%	1%	1.5%	3.3%	5.28%
С	0%	0%	0%	0%	3%	4.5%	3.4%	5.44%
SUM	50%	52%	30%	32%	100%	6%	10%	16%

註:AL 是 Acuity Level 的首字母縮寫詞。 AL1 為緊急等級最高的患者,AL5 則是受傷程度最輕的 患者。

表三 急診室各項醫療服務的時間分佈

Service	Probability distribution	Source
Triage/registration	Gamma(4.5, 0.7)	Favier et al. (2019)
Ttreatment	¹ Tri(15, 45, 90)	Favier et al. (2019)
Observation	Tri(0, 15, 60)	Adapted from Favier et al. (2019)
Lab/X-ray	Gamma(2.5, 9.2)	Côté (1999)
Operation	Tri(60, 240, 480)	#
Bed	Tri(<i>avg</i> - 2880, ² <i>avg</i> , <i>avg</i> + 2880)	#

註:1.三角分佈;2.住院患者平均住院時間。

四、模型設置

本研究模擬時間為 99 天,開始的 65 天處於正常狀態,隨後是 4 天的地震 期,並以 30 天的正常狀態結束。地震前 的模擬是為了達到接近真實世界的穩定狀 態,4 天地震週期後的模擬是為了呈現恢 復情況。由於地震後,患者到達模式會發 生變化,因此在模擬中我們區分了日常和 地震期間 4 天的到達率。如圖二所示,地 震發生後,患者到達急診室的方式與平時 不同。這些模式改編自[6]。假設地震對急 診科患者就診的影響持續四天。四天后, 將恢復正常模式。

除了地震引起的患者外,一般患者在 這四天中也會繼續尋求緊急醫療協幫助。 因此,在本研究中,地震發生後的患者總 數既包括地震導致的患者,也包括普通患 者。計算震後急診傷患人數所需資訊均列 於表一。在這四天中,每家醫院將根據八 家醫院正常日的患者比例分配患者。此設 定目的在於模擬在沒有特意實施送院策略 的情況下,模擬緊急醫療系統的情況。四 天過後,患者到院的頻率將回到日常模式。

本研究重複每項模擬 300 次,將時間 分佈以及醫院之間的患者分佈抽樣引起的 潛在離群數據的影響平均至最低。



圖二 常態和地震後的傷患抵達率

五、分析結果

根據衛生福利部發布的指南,不同嚴 重程度的患者可以忍受的最長等待時間也 不同。級別1和2為最嚴重的患者,應在 10 分鐘內接受治療。3、4 和 5 級患者分 別為應於 30 分鐘、60 分鐘和 90 分鐘內接 受治療。超過建議時間,患者恐面臨惡化 甚至死亡的風險。因此,從患者到院至開 始治療的平均時間長度是反映緊急醫療系 統能否提供及時有效治療的重要指標。在 本研究的模型中,此時間段為t3-t0(見圖 一),此後稱為 Door-to-Doctor。圖三 顯示 在本研究的地震情景下,八家醫院的平均 Door-to-Doctor。為便於閱讀,圖三 僅顯示 呈現主要關鍵信息的第60天到第75天的 結果。可以發現,在地震來襲的第66天, Door-to-Doctor 開始激增,並在第68天,

也就是震後的第三天達到高峰。之後開始 下降並在第70天恢復正常;也就是說,一 旦地震傷員停止到院,緊急醫療系統就能 立即恢復效能。



圖三 傷患激增對緊急醫療系統的影響

六、小結

根據衛生福利部發布的指南,不同受 傷程度的患者可以忍受不同長度的等待時 間。最嚴重的患者(1級和2級)應在10 分鐘內接受治療,3至5級不應超過30分 鐘、60分鐘和90分鐘。超過建議的時間, 患者可能面臨惡化甚至死亡的風險。因此, 從到達 ED 至獲得治療的時間(Door-to-Doctor)是反映緊急醫療系統是否可以提 供及時有效治療能力的一個重要指標,在 本模型中,Door-to-Doctor 代表的時間是 t3-t0。

圖三顯示在想定的地震境況下,八家 醫院傷患平均獲得治療的時間。地震發生 在模擬的第66天,傷患平均等待時間開始 飆升,在第68天,也就是震後的第三天達 到峰值,之後便開始下降,到第70天恢復 常態水平。也就是說,緊急醫療系統能夠 在地震傷患停止到院後立即恢復常態性能。

參考文獻

- United Nations International Strategy for Disaster Reduction. 2009 UNISDR Terminology on Disaster Risk Reduction, 2009 [cited 2020 Dec 24]. Available from: https://www.preventionweb.net/files/ 7817_UNISDRTerminologyEnglish.pdf
- Lin, Y. X., Lin, C. H., and Lin, C. H., "A challenge for healthcare system resilience after an earthquake: The crowdedness of a first-aid hospital by non-urgent patients", PLOS ONE, 11 (4), 2021, e0249522. https://doi.org/10.1371/journal.pone.0249 522
- 3. Ceferino. L., Mitrani-Reiser, J., Kiremidjian, A., Deierlein, G., and Bambarén, G., "Effective plans for hospital system response to earthquake emergencies", Nature Communications, 11 (4325) 2020, pp1-12. https://doi.org/10.1038/s41467-020-18072-w
- Asplin, B. R., Magid, D. J., Rhodes, K. V., Solberg, L. I., Lurie, N., and Camargo, C. A., "A conceptual model of emergency department crowding", Annals Emergency Medicine, 42, 2003, pp173– 180.

https://doi.org/10.1067/mem.2003.302

- 5. Yeh, C. H., Loh, C. H., and Tsai, K. C., "Overview of Taiwan Earthquake Loss Estimation System", Natural Hazards, 37 (1-2), 2006, pp23-37. https://doi.org/10.1007/s11069-005-4654z
- Favier, P., Poulos, A., Vasquez, J. A., Aguirre, P., and de la Llera, J. C., "Seismic risk assessment of an emergency department of a Chilean hospital using a patient-oriented performance model", Earthquake Spectra, 35, 2019, pp489-512. https://doi.org/10.1193/103017EQS224M

住宅耐震補強之技術推廣與應用成果

林筱菁¹ 彭瑞龍¹ 蕭玉舒¹ 林敏沁¹許芯茹¹高靖¹ 闕立奇¹張舒涵² 游頡霖² 邱聰智³ 鍾立來⁴ 林敏郎⁵ 楊元森⁶ 涂耀賢⁷王裕仁⁸ 許丁友⁸

摘要

臺灣地理環境特殊,時常發生地震,進而可能造成建築物的毀損和人民的傷亡。行 政院於 2018 年 12 月 4 日核定「全國建築物耐震安檢暨輔導重建補強計畫」,規劃推動補 助私有建築物「耐震階段性補強」措施,協助建物所有權人在等待整合全數區分所有權 人意見進行全面性補強或拆除重建之前,提供短期緊急性之處理措施。

關鍵詞:私有建築物、耐震階段性補強、耐震補強、執行成果

一、前言

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

然而,對私有建築物推動拆除重建或 實施耐震補強卻困難重重,其因乃由於多 重私人產權、擔心工程經費過高、施工期 間居民安置問題等,因此不易達成共識等。 但是,大地震何時會來無法預測,防災整 備刻不容緩。為此,行政院於 2018 年 12 月4日核定「全國建築物耐震安檢暨輔導 重建補強計畫」,規劃推動補助私有建築物 耐震階段性補強措施,協助建物所有權人 在等待整合全數區分所有權人意見進行全 面性補強或拆除重建之前,提供短期緊急 性之處理措施。

國家地震工程研究中心(以下簡稱國 震中心)受內政部營建署委託,執行「私有 建築物階段性補強專案辦公室」委託專業

- 1國家地震工程研究中心專案助理技術師
- 2國家地震工程研究中心專案技術員
- 3國家地震工程研究中心研究員
- 4國家地震工程研究中心榮譽顧問
- 5國家地震工程研究中心副研究員
- 6國立臺北科技大學教授
- 7私立宏國德霖科技大學 副教授
- ⁸國立高雄科技大學副教授
- 9國立臺灣科技大學副教授

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

二、補強經費補助

依據「建築物結構快篩及階段性補強 經費補助執行作業要點」規定,凡是非單 一所有權人之私有住宅皆可以申請補助, 依個案採取的補強方案A或方案B,以補 強施作層面積計算補助金額及補助比率, 補助金額最高可以達到新台幣450萬元, 補助比率不超過總補強費用的45%(表一)。 若申請案件屬具潛在危險疑慮建築物,經 執行機關審查同意者,補助上限得提高為 「新臺幣450萬元,並以不超過總補強費 用 85%為限」。

類型	施作層 面積	補助金額及補助比率
	未満 <u>500 m²</u>	補助上限為 <u>新臺幣 300 萬元</u> ,並以 不超過總補強費用 <u>45%</u> 為限。
階段 性補 強A	<u>500 m²</u> 以上	基本補助上限新臺幣 300 萬元,以 500 m ² 為基準,每增加 50 m ² 部分, 補助增加新臺幣 10 萬元,不足 50 m ² 者,以 50 m ² 計算。補助上限不 超過 <u>新臺幣 450 萬元</u> ,並以不超過 總補強費用 <u>45%</u> 為限。
階段 性補 強 B	不限	補助上限為 <u>新臺幣 450 萬元</u> ,並以 不超過總補強費用 <u>45%</u> 為限。

表一 耐震階段性補強之補助金額與比率

三、耐震階段性補強推動成果

專案辦公室以實際開發示範案例的經 驗,設計教材說明技術面、法規面與執行 面等相關問題,讓參與本計畫的專業人員、 政府官員、及民眾,有最具體的學習對象, 達到推廣階段性補強的目標,並將邀請具 豐富工程經驗之專業人員,共同編制講習 會的課程內容分享實際補強經驗與專業知 能,以提高教學品質。從108年6月4日 至111年2月28日執行計畫期間,辦理 作業技術講習會場次累計17場,參訓人次 為1,469人次,期間多次與土木、結構、 建築三大公會合作辦理技術講習會,其辦 理現況照片如圖一所示。



圖一 作業技術講習會現況照片

並為推動各縣市耐震階段性補強之設 計或施工示範例,特舉辦觀摩活動,使當 地民眾能更直接了解補強後之成果,累計 共3場,參與人次為175人次,其現況照 片如圖二所示。



圖二 觀摩活動現況照片

專案辦公室為落實階段性補強執行之 成效,對於民眾的推廣講習分為兩種,第 一種為社區說明會,為使全國民眾快速獲 知政府耐震階段性補強政策,針對符合申 請階段性補強案件,至社區召開說明會, 提供階段性補強計畫、補助與申請流程解 說等宣導事宜;第二種為鄰里說明會,為 宣傳與推動階段性補強計畫,專案辦公室 邀集專業技師、建築師、防災深耕團隊第 專案型都,成立輔導團隊至全臺各縣市, 定導推動耐震階段性補強計畫。其社區說 明會於全台的辦理情況,累計共150 場次, 服務 2,244 人次。其現況照片如圖三所示。



圖三 社區說明會現況照片

而鄰里說明會於全台的辦理情況,累 計辦理 128 場次,服務 5,055 人次。其現 況照片如圖四所示。



圖四 鄰里說明會現況照片

專案辦公室為確保設計審查之品質以 及審查流程之順暢,於個案完成設計後會 辦理補強設計審查之會議,從108年6月 4日至111年2月28日執行計畫期間,累 計辦理8件設計審查會議,其中7件已通 過審查,如表二所示。

	表	ミニ	階段性補強設計審查統計表
--	---	----	--------------

編號	縣市	辦理審查日期	審查結果
1	臺北市	2020/07/01	通過審查
2	臺北市	2020/08/17 2020/10/14(複審)	通過審查
3	臺南市	2020/10/28	通過審查
4	屏東縣	2021/03/23 2021/9/29(書面審查)	通過審查
5	屏東市	2021/03/23 2021/9/22 (重新審查)	通過審查
6	新北市	2021/04/27	需重新審查
7	臺中市	2021/9/15 2021/11/17(複審) 2021/12/6(書面審查)	通過審查
8	宜蘭市	2021/10/13 2021/11/12(書面審查)	通過審查

專案辦公室輔導全國申請階段性補強 案件至111年2月28日,已累計數量為 21件,其中包含臺北3件、新北1件、臺 中1件、屏東6件、臺南6件、宜蘭1件、 花蓮3件(以核定棟數計算)。前述案件中, 已竣工有5件,分別為花蓮3件、台南2 件,其完成5件階段性補強工程案例,詳 如圖五所示。





花蓮案例二



花蓮案例三



臺南案例四



臺南案例五 圖五 案例補強後照片

四、專業技術支援

專案辦公室持續推動階段性補強技術, TEASPA 線上服務網頁用以協助使用者快 速應用 TEASPA 方法。配合 2021-07-30 發 布性能合格標準之修正公告,可對容量曲 線進行雙線性化,並找出對應檢核回歸期 475 年及 2500 年地震作用下應有的耐震 性能地表加速度 ApRa 及 ApR,協助使用 者執行公安申報及住宅性能評估作業。

於 2021 年推行 TEASPA 4.1,優化系統 分析效率、非線性塑鉸、分析斷面及雙向 非線性鉸之設定,來提升效率及品質。

於 2021 至 2022 年 2 月期間更新至 v4.2.4,技術更新與程式修改,包括低矮型 結構採用 M 塑鉸、中高層規則結構採用 PM 塑鉸、改善塑鉸下降段收斂問題、無/ 有開口 RC 填充牆模擬方式、擴充 TEASPA 4.0 for Midas Gen、維護與改善 TEASPA 4.0 程式及服務網頁、維護與改善關鍵構件之 非線性模型參數。

至 2022 年 3 月 8 日更新為 v4.2.5,擴 充輸入資料表功能與修正 FrameInfo 模組 在前次更新後無法寫入新版 Excel 程式儲 存的輸入資料表的問題。上述滾動式修正 TEASPA,為希望能夠協助工程師使用於各 式建築物的耐震性能評估。

五、結論

由於私有建築物進行補強涉及人民財 產的權利與義務,應以法律訂定之。以長 久而言,建議應盡速公告修正之建築物耐 震設計規範及解說、於補強行為上放寬法 令、研議不動產交易揭露資訊及融資貸款 等法源依據等耐震補強相關規範,以完備 整體制度推動,使得地方政府、專業公會 團體、專業技師與建築師與民眾皆可依法 執行建築物之補強,進而全面提升全國住 宅建築物耐震能力之目標。

参考文獻

- 4. 鍾立來,邱聰智,陳幸均,何郁姍,涂 耀賢,林煜衡,翁樸文,沈文成,李翼 安,蕭輔沛,楊智斌,楊耀昇,許庭偉, 江文卿,黃世建,「單棟大樓階段性補 強技術手冊及示範案例規劃設計監造 (評估與設計技術篇)」,內政部營建署 委託研究計劃期中報告,台北,2019。
- 邱聰智,鍾立來,楊元森,林敏郎,涂 耀賢,王裕仁,林筱菁,蕭玉舒,張耕 豪,賴昱志,沈薇,彭瑞龍,闕立奇, 李成邦,王佳憲,「109年度『私有建 築物階段性補強專案辦公室』委託專業 服務案期中報告書」,內政部營建署委 託研究計畫期末報告,台北,2020。
- 3. 邱聰智,鍾立來,涂耀賢,賴昱志,曾 建創,翁樸文,莊明介,葉勇凱,李其 航,林敏郎,沈文成,蕭輔沛,薛強, 黃世建,「臺灣結構耐震評估與補強技 術手冊(TEASPA V4.0)」,NCREE-20-005,國家地震工程研究中心,台北, 2020。
- 4. 鍾立來,邱聰智,陳涂耀賢,張耕豪, 陳恩霆,張樂均,翁樸文,蕭輔沛,江 文卿,楊智斌,許庭偉,林宜靜,楊耀 昇,黃世建,「單棟大樓階段性補強技 術手冊(施工及監造篇)」,內政部營建 署委託研究計劃期末報告,台北,2021。

台灣鋼骨鋼筋混凝土構造柱及梁柱接頭規範與美日之比較

劉郁芳1 周德光2 周中哲3 黃司睿4 陳蓮安4

摘要

本研究收集鋼骨鋼筋混凝土(Steel Reinforced Concrete, SRC)柱及梁柱抗彎接頭最新國外 設計規範及研究成果,再與臺灣鋼骨鋼筋混凝土規範進行比較,其中在 SRC 柱設計方面,對 於混凝土強度、鋼骨強度、柱主筋間距、鋼柱寬厚比等在考慮研究及工程實務的可行性,提 出設計條文建議修訂。另外鋼筋混凝土柱與鋼梁(Reinforced Concrete Steel, RCS)之接頭已被 美國及日本規範列為一種抗彎接頭,臺灣規範目前尚未有此種接頭設計方法,但學術界及實 務界已有一些相關研究供參考,本研究也針對 RCS 接頭整合美日規範的設計理論,以期更符 合現今國內實務應用及國際技術發展。

關鍵詞:鋼骨鋼筋混凝土、柱設計、鋼柱寬厚比、梁柱接頭、接頭剪力強度

一、前言

鋼骨鋼筋混凝土構造規範為建築工程 中不可輕忽之課題。本研究將以國內外規 範及研究成果為基礎,以鋼骨鋼筋混凝土 柱 及梁柱接頭設計為修訂目標,深入檢討 國內外規範相關研究,為未來臺灣鋼骨鋼 筋混凝土規範柱及梁柱接頭設計條文修訂 供內政部建築研究所參考 (周中哲等人 2021)。臺灣鋼骨鋼筋混凝土(SRC)構造規 範(2011)對於 SRC 柱材料強度如混凝土強 度、鋼骨強度皆較現行工程應用為低。此 外,現行臺灣 SRC 規範(2011) 將鋼柱寬厚 比分為 λpd 與 λp 二類,參考美國 AISC 360-16 (2016)及 AISC 341-16 (2016) 則有 λ md (中等韌性構件的寬厚比)及 λ hd (高韌 性構件的寬厚比)與λp(結實構件的寬厚比) 三類,目前鋼柱寬厚比所引用之臺灣 SRC 規範(2011)相較於 AISC 341-16(2016)較為 不保守。在梁柱接頭方面,美國 AISC-341(2016)的梁柱接頭型式有三種:包 覆型柱與鋼梁之銲接接合、 填充型柱與直 通型鋼梁接合及與鋼梁 T 型栓銲接合、鋼 筋混凝土柱與直通鋼梁之接合。其中,鋼

筋混凝土柱與鋼梁之接合為新增的複合斷 面構造型式,此種接合美國及日本都已納 入規範,日本也有許多案例。日本的「柱 RC梁S混和構造設計指針(案)」(2004)中, 將此類型接頭分為柱直通及梁直通兩種。 國內外學術界及實務界已有相關研究,但 臺灣SRC規範目前尚未有此種接合型式, 本次梁柱接頭的研究也針對 RCS 構造,介 紹美日的設計理論,彙整建議的接頭剪力 計算方法供工程師參考。

二、SRC 柱設計

本節以鋼骨鋼筋混凝土柱設計進行修 訂檢討,項目包含混凝土強度、鋼柱強度、 柱主筋間距、鋼柱寬厚比等。參考臺灣 SRC 規範(2011)相關規定及比照美國 AISC 341-16(2016)之規範,建議混凝土規定抗壓 強度 fc'由 210 提高至 280kgf/cm²、鋼骨之 規定降伏應力由 3520 提高至 4200 kgf/cm²。關於柱鋼筋主筋間距,臺灣 SRC 規範(2011)規定鋼骨鋼筋混凝土柱中之主 筋間距不得大於 300mm,若大於 300mm 則須加配 D13 以上之軸向補助筋。參考混

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國立台灣大學土木工程學系 教授

³國家地震工程研究中心 主任

⁴國立台灣大學土木工程學系 學士生

凝土結構設計規範(2021)建議柱之主筋淨 間距加入最低值限制,及主筋與主筋之淨 間距不得低於 4cm、主筋標稱直徑之 1.5 倍與粗骨材最大粒徑之(4/3)倍三值之最大 者。此外在考量承受較高軸力或較高混凝 土抗壓強度之 SRC 柱,建議鋼骨鋼筋混凝 土柱中 RC 部份所分擔之軸力 Purc,在 $P_{urc} > 0.3A_cf_c' 或 f_c' > 700 kgf/cm^2 時, 鋼骨$ 鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於 200 mm。關於鋼柱寬厚比,又可以分為填充型 鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比及鋼 骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比。 臺灣 SRC 規範(2011)表 3.4.3 以 λpd 與 λp 分 別表示耐震設計與結實斷面之鋼骨斷面肢 材寬厚比之上限,而 AISC 341-16 (2016) 則以 λmd 及 λhd 分別表示中等韌性與高韌 性構件之鋼柱斷面肢材寬厚比之上限。比 對現行臺灣 SRC 規範與 AISC 341-16 (2016) 的規定要求如表一所示,現行臺灣 SRC 規 範(2011)之 λpd 值較 AISC 341-16 (2016)之 λhd 值較為不保守。參考 Chou 等人研究 (2019、2020),建議將規範修改至少與AISC 341-16 (2016) 值一致。先前 SRC 規範將寬 厚比分為 λpd 與 λp 二值,建議保留 λp 值, 而將 λ_{pd} 值以 λ_{md} 及 λ_{hd} 值取代,由於 λ_{md} 與加分別依據 AISC 341-16 (2016)與 AISC 360-16 (2016), 雨公式因為接近, 故 λmd 與 λρ值差異不大。臺灣 SRC 規範(2011)表 3.4.2 λp仍維持不變,對於λhd、λmd則依照表一之 矩形填充型鋼管混凝土柱為依據,依比例 進行換算,將表 3.4-2 修訂後與原臺灣 SRC 規範 (2011)值比對可見表二。

SRC 規範表 3.4-3 填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制							
计输出计计常符计		केन के रेक के		建議修	改	SRC 規	.範(2011)
12.00110/42.11.2	AT 10	PT 13 15 M	Àhđ	Àmd	λ_p	λpd	λ_p
		SM570 級 (A572 Gr.60)	30	49	55	38	
	b/t	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	35	56	61	43	61
		SM400 與 SN400 級 (A36)	38	61	72	50	72
	D/t	SM570 級 (A572 Gr.60)	36	72	86	62	-
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	48	96	109	70	109
		SM400 與 SN400 級 (A36)	56	111	150	82	150

表一 SRC 規範表 3.4-3 建議修改與原 SRC 規範比對表

la sie work i La	or 10 11	ha 11 46 46	3	建議修改	2	SRC 规	範(2011)
柱町面段村	见丹比	3月村程期	2.hd	ì.md	ì,p	ì.pd	λp
		SM570 线 (A572 Gr.60)	9	14	16	10	
	b/t _f	SS490、SM490 典 SN490 級 (A572 Gr.50)	11	18	20	12	20
		SM400 典 SN400 级 (A36)	12	19	23	14	23
	c .	SM570 成 (A572 Gr.60)	35	57	64	60	
	h _c /t _w	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	46	74	81	68	81
		SM400 與 SN400 級 (A36)	50	80	96	79	96

表二 SRC規範表 3.4-3 建議修改與原 SRC 規範比對表

三、美國複合梁柱接頭設計

本節以美國 AISC 341-16 (2016)中複 合梁桂接頭條文為主,並以參考文獻內容 輔以說明,內容包含不同梁桂接頭型式及 其強度計算方式。AISC 341-16 (2016)提出 三種梁桂接頭型式,第一種接頭型式為包 覆型柱與鋼梁之銲接接合,建議該接頭強 度可保守以鋼柱及鋼梁接頭強度計算,說 明鋼梁(或複合斷面梁)與包覆型柱(或 鋼筋混凝土及鋼構件各別提供的剪力強度 動筋混凝土及鋼構件各別提供的剪力強度 量加[式(1)],規範條文中提到鋼構材剪力 強度可依據 AISC 360-16 (2016)進行計算 [式(2)]。因此梁柱接頭剪力強度(V_n)為:

$$V_n = V_{spn} + V_{nrc} \tag{1}$$

其中V_{spn}與V_{nrc}分別為鋼骨與鋼筋混凝土部 分剪力強度,鋼構材剪力強度(V_{spn})計算 為:

$$V_{spn} = 0.6F_{vw}t_{sp}h \tag{2}$$

其中 F_{yw} 為鋼板降伏強度,h為柱深, t_{sp} 為鋼板厚度。

第二種為填充型柱之梁柱接頭,AISC 341-16 (2016)提出適用於直通鋼梁及非直 通鋼梁兩種情況下之接頭剪力強度計算方 式。第三種是鋼筋混凝土柱與鋼梁之接 頭,以下分別列舉 AISC 341-16 (2016)、 ASCE (1994)及 Kathuria 等人 (2015)的理 論。AISC 341-16 (2016)建議鋼筋混凝土柱 與直通鋼梁之梁柱接頭剪力強度計算方式 採強度疊加法,鋼骨部分剪力強度計減係 數 $\phi_{spn} = 0.9$,鋼筋混凝土部分剪力強度折 減係數 $\phi_{nrc} = 0.75$,另外 AISC 341-16 (2016)認為接頭剪力強度大都以單向載重 試驗作為公式推導背景,反覆載重的試驗 不多,且複合斷面的接頭行為需保守估 計,建議將鋼筋混凝土的接頭剪力強度再 折減 25%:

$$V_{nrc} = 3.2\lambda \sqrt{f_c} A_j \times 0.75$$
(3)

其中 λ 於輕質混凝土為 0.75,於常重混凝 土為 1.0, f_c '為混凝土抗壓強度(kgf/cm²), A_j 為混凝土受剪有效面積(cm²),計算方式 如式(4):

$$A_{j} = [\min(b_{c} + 2x, b_{c} + h)]h$$
 (4)

其中 b_c 為深寬, x為最小梁邊至柱邊垂直 距離, h為柱深。

ASCE (1994)建議梁柱接頭剪力強度計算 方式採強度疊加法[式(1)],剪力強度折減 係數與 AISC 341-16 (2016)相同,其中鋼筋 混凝土部分提供剪力強度(V_{nrc})為混凝土拉 壓桿強度(V_{csn})及混凝土壓力場強度(V_{cfn}) 之和。鋼板標稱剪力強度為

$$V_{spn} = 0.6F_{vw}t_{sp}jh \tag{5}$$

其中 jh 為有效柱深。混凝土拉壓桿強度為

$$V_{csn} = 5.3 \sqrt{f_c} b_p h \le 0.5 f_c b_p d_w$$
(6)

其中 f'_c 為混凝土強度(kgf/cm²), b_p 為承壓 面板有效寬度, d_w 為鋼梁腹板深度。混凝 土壓力場強度分別由混凝土及箍筋提供:

$$V_{cfn} = 1.25\sqrt{f_c}'b_oh + A_{sh}F_{ysh}0.9h / s_h \le 5.3\sqrt{f_c}'b_oh$$
(7)

其中b。為外部壓力場有效寬度, A_{sh}為箍筋 截面積且不得大於0.004s_h, F_{ysh} 為柱箍筋 降伏強度, s_h為箍筋間距。

Kathuria 等人 (2015) 的研究中也有說明計 算鋼筋混凝土柱與鋼梁之接頭剪力強度的 計算,接頭剪力強度為內交會區及外交會 區接頭強度之和:

$$\phi V_n = \phi_s \left(V_{spn} + V_{csn} \right) + \phi_c V_{on} \tag{8}$$

其中 $\phi_c = 0.85$ 。內交會區接頭剪力強度為鋼板標稱剪力強度(V_{spn})及混凝土標稱剪力 強度(V_{csn})之和,計算方法與ASCE(1994) 相近[式(5)、式(6)],且需符合式(9)之上限 值限制:

$$\phi_s(V_{spn} + V_{csn}) \le \frac{\phi_b(M_{vb} - V_b h)}{d_j} \tag{9}$$

其中 $\phi_s = 0.85$, $\phi_b = 0.75$, d_j 為鋼梁上 下翼板之中心距, V_b 為接頭區左右兩側與 鋼梁交界面之平均剪力, M_{vb} 為接頭區承 壓彎矩強度。外交會區混凝土之標稱剪力 強度(V_{on})可依以下規定計算,惟當鋼筋混 凝土柱受軸拉力大於 $0.1A_g f'_c$ 時忽略不計:

$$V_{on} = 3.9\alpha_c \sqrt{f_c'} b_o h \tag{10}$$

其中b。為外交會區寬度。

四、日本鋼骨鋼筋混凝土接頭設計

日本規範在鋼骨鋼筋混凝土結構中柱 是以鋼管鋼筋混凝土柱或 I 型鋼骨鋼筋混 凝土柱這兩種型式爲主,梁柱接頭處以梁 直通或柱直通的型式接合。日本建築學會 「鐵骨鋼筋混凝土構造計算規準同解說」 (2014)對於鋼骨鋼筋混凝土結構的接頭 強度設計主要基於容許應力及強度疊加的 原理,其所使用的強度疊加方式為一般疊 加法。由於鋼骨鋼筋混凝土結構接頭區主 要是由混凝土及鋼骨所組成,該方法是將 鋼骨與鋼筋混凝土的極限強度分別計算後 再予以疊加:

$$Q_U = {}_C Q_U + {}_S Q_U + Q_w \tag{11}$$

五、結論與展望

本文將美國 AISC 341-16 (2016)及日 本建築學會「鐵骨鋼筋混凝土構造計算規 準同解說」(2014)「柱設計」及「梁柱 接頭」簡單介紹,針對鋼骨鋼筋混凝土柱 設計之混凝土強度、鋼骨強度、柱鋼筋主 筋間距、柱寬厚比、鋼筋混凝土柱與鋼梁 接合型式之 RCS 接頭等項目,建議臺灣 SRC 規範未來能參照 AISC 341-16 (2016),擬定相關規定及接頭強度計算,俾 使我國 SRC 規範更臻完善。

参考文獻

 日本建築學會(2004),「鐵骨鋼筋混凝 土構造配筋指針(案)同解説」, Architecture Institute of Japan (AIJ),東 京。(日文)

- 日本建築學會(2014),「鐵骨鋼筋混凝 土構造配筋指針(案)同解説」, Architecture Institute of Japan (AIJ),東 京。(日文)
- 內政部營建署 (2021),「混凝土結構設計規範」,民國一百一十年,台北。
- 內政部營建署(2011),「鋼骨鋼筋混凝
 土構造設計規範與解說」。
- 周中哲、劉郁芳、周德光、黃司睿、陳 蓮安 (2021),「鋼骨鋼筋混凝土構造設 計規範柱及接合設計之修正研擬」,內政 部建築研究所期末報告。
- American Institute of Steel Construction (AISC 341-16). (2016). "Seismic provisions for structural steel buildings.", AISC 341-16, Chicago, USA.
- American Institute of Steel Construction (AISC 360-16). (2016). "Specification for Structural Steel Buildings.", AISC 360-16, Chicago, USA.
- 8. ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete. (1994). "Guidelines for design of joints between steel beams and reinforced concrete columns", Journal of structural engineering, Vol. 120, Issue 8, 2330-2357. Reston, VA, USA.
- Chou, C. C., & Wu, S. C. (2019). "Cyclic lateral load test and finite element analysis of high-strength concrete-filled steel box columns under high axial compression", Engineering Structures, 189(2019), 89-99.
- Chou, C. C., & Chen, G. W. (2020). "Lateral cyclic testing and backbone curve development of high-strength steel built-up box columns under axial compression", Engineering Structures, 223(2020), 11147.
- Kathuria, D., Yoshikawa, H., Nishimoto, S., Deierlein, G., (2015) "Design of Composite RCS Special Moment Frames," John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report Series, Stanford University, Report No.189, pp. 5-8, Sept.

鋼結構同心斜撐構架之耐震能力評估

林敏郎1 鍾立來2 周德光3 邱聰智4 張惠瑜5

摘要

本研究針對同心斜撐鋼構造建築,柱、梁採用 ASCE 41-13 建議之構件非線性鉸性質,斜 撐採用本手冊建議之非線性鉸性質,考量傳統接頭及改良式接頭,研擬建議之性能目標,本 研究提出進行耐震評估時須檢核之項目與方法,以協助工程師確保耐震評估結果之合理性, 避免對於評估結果錯誤判讀,影響評估結果之準確性。最後,本研究進行兩棟樓層數六層及 十五層之同心斜撐鋼構造建築案例之詳細評估,說明評估流程及探討評估結果,以供工程實 務參考。

關鍵詞:鋼構造、同心斜撐構架、耐震能力評估、非線性靜力側推分析

一、前言

臺灣對於鋼筋混凝土建築結構的耐震 能力詳細評估,在評估方法研究及工程實 務應用均已相當成熟[1],但隨著建築物之 老舊與設計規範之持續更新,臺灣既存的 鋼構造建築結構之耐震能力可能有所不足, 且近年來,採用鋼構造之新建建築結構逐 年增加,往後將有越來越多鋼構造建築結 構有耐震能力評估與補強之需求。

本研究所述之鋼構造詳細評估法為延 續鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估方 法[1]之原理,以容量震譜法與非線性靜力 側推分析為基礎,並使用國內工程師普遍 使用之 ETABS 程式[2]進行非線性靜力側 推分析以獲得容量曲線,並透過容量震譜 法轉換為耐震性能曲線,以進行結構耐震 性能之評估。

二、構件非線性鉸

在非線性靜力側推分析之過程中,屋 頂位移不斷遞增,當位移尚小時,構材仍保 持彈性,整體構架亦保持彈性,當進入非線 性後,結構之行為則由非線性鉸所主導。同 心斜撐構架鋼造建築之主要構件包括鋼梁、 鋼柱及鋼斜撐,國內普遍採用之梁斷面為 H型鋼梁,柱斷面包括H型柱及箱型柱, 斜撐斷面為H型鋼斜撐。

ASCE 41-13[3]建議之非線性鉸的發展 [圖一] 是預期強度與梁柱構件轉角的關係 曲線(Q和 Qy 分別是構件荷載和預期強度), A 點表示原點,B 點為降伏強度點,C 點為 極限強度點,D 點為殘餘強度點,E 點為極 限轉角點。



圖一 非線性鉸圖

梁構件之轉角是將降伏轉角θy 與塑 性轉角相加。梁、柱構件的降伏轉角θy可 使用公式1及公式2計算之,為對應構件

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顧問

³ 國家地震工程研究中心副技術師

⁴ 國家地震工程研究中心研究員

⁵ 國立臺北科技大學防災所研究生

發展達塑性彎矩時之轉角,並假設反曲點 位於構件長度中點。

$$\Re: \quad \theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \tag{1}$$

柱:
$$\theta_y = \frac{ZF_{yel_c}}{6EI_c} (1 - \frac{P}{P_{ye}})$$
 (2)

Q_{CE}是構件預期強度,對於梁和柱的 撓曲作用,Q_{CE}是塑性彎矩容量,使用公 式3及公式4計算之。

$$\Re: Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} \tag{3}$$

柱:
$$Q_{CE} = M_{CE}$$

= $1.18ZF_{ye}(1 - \frac{P}{P_{ye}}) \le ZF_{ye}$ (4)

其中,Z為塑性斷面模數, F_{ye} 為預 期降伏強度, l_b 為梁全長,E為彈性模 數, I_c 為柱之慣性矩, I_B 為梁之慣性矩, P_{ve} 為柱構件之預期軸向強度。

不同於鋼梁,鋼柱承受軸力,遂引進 軸力修正因子α_n:

$$\alpha_p = 1 - \frac{|P|}{P_{ye}} \tag{5}$$

其中, P 為在靜載重及 0.5 倍活載重 下之設計軸力; 柱構件之預期降伏軸向強 度 $P_{ye} = A_g F_{ye}$, Ag 為鋼柱之斷面積。在 軸力之作用下,強度以軸力修正因子 α_p 折減,轉角比例因子 θ_{SF} 對應於彎矩 $\alpha_p M_{SF}$ 之轉角:

$$\theta_{SF} = \theta_y = \frac{\alpha_p M_{SF} H_C}{6EI_C} \tag{6}$$

 H_c 為鋼柱之淨高, I_c 為鋼柱之慣性 矩。

在 ASCE 41-13,經比例因子 (MSF 及 θSF) 正規化後,鋼梁及鋼柱之彎矩非線性 鉸變成無因次,並以五點 (A、B、C、D及 E) 三參數 (a、b 及 c) 描述之,鋼梁之非 線性鉸參數整理如表一及表二。

表一 鋼梁彎矩非線性鉸之參數

Points	Moment/SF	Rotation/SF
А	0	0
В	1	0
С	1+0.03a	а
D	с	1.01a
Е	с	b

表二 鋼柱彎矩非線性鉸之參數

Points	Moment/SF	Rotation/ SF
А	0	0
В	$lpha_p$	0
С	(1+0.03a) α_p	a α_p
D	c α_p	1.01a α_p
Е	c α_p	b α_p

ASCE 41-13 建議考慮材料超強等因素, 以預期材料強度 F_{ye} (Expected-Strength)來 進行結構之變形能力分析,預期材料強度 F_{ye} 是以材料之最低降伏強度 F_{y} 乘以強度轉 換因子,對於國內工程常用之ASTMA572 和 ASTM A36,建議採用之強度轉換因子 為 1.1(即 F_{ye} =1.1 F_{y}),對於未列於 ASCE 41-13 表 9-3 之其他規格鋼材,則建議採 1.1; 對於台灣的 CNS 鋼材,本研究建議強度轉 換因子採用 1.1。

本手冊建議之斜撐非線性鉸的發展 [圖二] 是軸力強度與斜撐構件位移的關係 曲線,蒐集國內相關鋼構造試驗,藉由實驗 共十五組結構元件的遲滯迴圈圖結果,進 行統計回歸給予本手冊塑鉸建議值,列入 統計的試體數量共15組;根據實驗統計結 果,建議斜撐塑鉸如表三。



圖二 斜撐非線性鉸圖
Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.1	-16
D-	-0.3	-3.8
C-	-1	-1.2
B-	-1	0
А	0	0
В	1	0
С	1	11.6
D	0.8	11.72
E	0	12.2

表三 鋼斜撐彎矩非線性鉸之參數

B 點所對應的 SF(Scale Factor)受拉處 為斜撐之理論降伏強度 P_y 及理論降伏位 移 Δ_T ,可使用公式7及公式8計算之; 受壓處為斜撐之理論挫屈強度 P_{cr} 及理論 挫屈位移 Δ_c 可使用公式9及公式10計算 之。

$$P_{y} = AF_{y} \tag{7}$$

其中,A為斜撐斷面;Fy為標稱降 伏強度。

$$\Delta_T = L_b \left(\frac{P_y}{EA}\right) \tag{8}$$

其中, Py為 (7) 所計算的軸力強度 E為彈性模數; A 為斜撐斷面; Lb 為斜撐 端部到端部的長度(不包含兩端的斜撐接 合板長度)

$$P_{cr} = AF_{cr} \tag{9}$$

其中,A為斜撐斷面;Fcr為挫屈強度。

$$\Delta_c = L_b \left(\frac{P_{cr}}{EA}\right) \tag{10}$$

其中, Pcr 為 (9) 所計算的軸力強 度; E 為彈性模數; A 為斜撐斷面; Lb 為斜撐端部到端部的長度(不包含兩端的 斜撐接合板長度) 本手冊斜撐塑鉸建議使用材料標稱強 度來進行結構之變形能力分析。將國內鋼 構造試驗試體之包絡線、實驗真實強度、 標稱強度乘上超強因子以及標稱強度套用 到本手冊的斜撐塑鉸建議值進行比較,若 使用標稱強度大部分皆落在包絡線內較其 餘兩者趨於保守,在計算上對受拉處強度 也較無高估的現象。

三、耐震性能目標

於1994年美國北嶺地震發生後,檢 視許多破壞的鋼結構都主要是梁柱接頭之 脆性破壞,部分梁柱接頭之塑性變形角度 不及0.015弧度,FEMA350[4]於2000年 提出報告建議新型認證接頭(Prequalified Connections)的形式,以改善梁柱接頭塑 性轉角不足的問題;因此評估的鋼結構同 心斜撐構架依接頭形式區分為兩類,傳統 梁柱接頭結構與改良式梁柱接頭結構,本 研究建議的性能目標需求基準及性能基準 如表四及表五所述,藉由兩種不同基準比 較其建物的耐震能力。

表四 本研究建議之需求基準

A _P (以	\mathbf{A}_{T}		
強度控制	位移控制	軸向破 壞控制	
0.85V _{max} (0.85V _{max} 位於容量 曲線下降 段,並為 最大值 V _{max} 的 0.85倍)	最大層間 變位制: •傳統接 頭:2.0 % •改頭:4.0 %	主直構生或喪向要承件破完失強	I×0.4S _{DS}

註: I 為用途係數, 分為 1.0、1.25 及 1.5 三種。

表五 本研究建議之性能基準

Ap(以下三者取小值)					A _T
		位移控制			
用途	強度控 制	傳統 接頭	改良 接頭	轴向破 壞控制	
I=1.0	$0.85V_{max}^{+}$	2%	4%	主要垂	$0.4S_{DS}$
I=1.25	V _{max}	1.5%	3%	且不載 構件發 生破壞	
I=1.5	0.8 V _max	1%	2%	或完全 喪失側 向强度	

註: V⁺_{max} 位於容量曲線下降段; V⁻_{max} 位於 容量曲線上昇段。

四、模型檢核

側推分析之結果為側推曲線 (容量 曲線),描述基底剪力及屋頂位移之關係。 當屋頂位移尚小時,基底剪力隨屋頂位移 而遞增,且呈線性關係,其斜率即為結構之 勁度。然後基底剪力遞增之速率不斷趨緩, 結構勁度軟化,繼而達基底剪力之最大值, 即為結構之強度。檢核結構之勁度、強度及 破壞模式 (非線性鉸之發展過程),才能確 認側推分析結果之合理性,以下所列為側 推分析完成後須進行的十一項檢核項目:

- 1、結構之重量
- 2、軟弱層
- 3、結構之週期
- 4、最大基底剪力強度
- 5、非線性鉸參數
- 6、非線鉸設定位置
- 7、非線性側推結果
- 8、非線性鉸發展
- 9、撓曲破壞/剪力破壞

10、力與位移關係

11、性能目標地表加速度(AP)檢核

五、結論與展望

本研究提出同心斜撐構架耐震能力詳 細評估及其檢核之方法,本研究已完成兩 棟樓層數六層及十五層之同心斜撐鋼構造 建築案例之詳細評估,說明評估流程及探 討評估結果,可供工程實務參考。

參考文獻

- 「臺灣結構耐震評估與補強技術手冊 (TEASPA V4.0)」,國家地震工程研究 中心報告,NCREE-20-005,台北,2018。
- CSI (2020), ETABS Version 16, User's Manual, Computer and Structures, Inc., Berkeley, California.
- American Society of Civil Engineers (2014), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-13.
- FEMA 350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Washington, D.C., 2000.
- 林敏郎、鍾立來、周德光、紀凱甯、邱 聰智、葉勇凱、李成邦、喬丹、林敏沁、 林瑞良、林克強,「既有抗彎矩鋼構造 建築耐震能力評估」,國家地震工程研 究中心,報告編號:NCREE-21-005。

變斷面桁架圍束式挫屈束制支撐試驗研究

吴安傑1 莊明介1 蔡克銓2

摘要

挫屈束制支撑(buckling-restrained brace, BRB)能經濟且有效地提升結構勁度、強度、 韌性與消能行為,已廣泛運用於建築結構系統。桁架圍束式挫屈束制支撑(truss-confined BRB, TC-BRB)為新型 BRB,特點在中央圍束鋼管外再配置由特定數量、方向及尺寸之 桁架系統,並與中央鋼管共同構成圍束單元,提供所需之撓曲剛度。此種桁架圍束系統可 使中央鋼管與內灌砂漿之斷面需求大幅下降,能減少自重但仍維持需求設計強度;此優勢 特別利於長跨與高軸力需求之應用。本研究規劃兩組 1/3 縮尺之變斷面 TC-BRB 試體,設 計長度與強度分別約為 6.3 米與 90 噸,採用國震中心多軸向試驗系統進行反覆載重試驗。 試驗結果顯示,兩組試體耐震性能良好穩定,符合美國 AISC 規範之 BRB 試驗合格標準。 本研究提出 TC-BRB 極限抗壓強度的評估方法,並利用試驗結果與有限元素模型分析驗 證其可靠度。

關鍵詞:挫屈束制支撐、桁架圍束單元、等效剛度、挫屈強度

一、前言

桁架圍東式挫屈束制支撑(trussconfined buckling-restrained brace, TC-BRB)為近期所提出之新型 BRB,其消 能機制、軸向強度及勁度之計算與傳統 BRB 相同,如圖一所示,其主要特點為 在中央圍東鋼管外新增一桁架圍東系 統,可由選定數量、方向與尺寸之剛性 桁架構架所組成,與中央鋼管並聯共同 構成圍東單元,提供整體所需之抗撓曲 剛度。藉由將圍束構材遠離中性軸之幾 何配置,可提高斷面相對於形心之面積 慣性矩,能更有效率地發揮所能提供之 等效撓曲剛度。因桁架圍東系統為非實 心斷面,可減少材料用量降低自重,進 而減少因自重導致的初始變形缺陷。如 圖二所示,當應用於超大型結構或長跨 斜撐構架時,TC-BRB 的優勢更加顯著; 且TC-BRB可搭配建築外觀設計具有曲 線外型,斜撐桿件外露時不僅能達成結 構減震 需求,亦能符合建築美觀要求 [1,2] •

二、試驗計畫

為模擬 TC-BRB 實際應用於高層建築 結構,考慮斜撐採約45度單斜配置於橫跨 四層樓之構架系統中,每層樓高接近4m, 建築設計概念如圖二所示。由於試驗設備 容量限制,巨型斜撑構架系統中之原型 TC-BRB 以約 1/3 比例進行縮尺,使斜撑 試體總長度 LBRB 為 6270mm (圖一)。兩 組變斷面 TC-BRB 試體 2VT 及 4VT 之核 心單元採用25mm厚之SN490B鋼材組成, 設計降伏強度為 850kN; 試體核心兩端分 別藉由端部構件與接合板進行樞軸接合。 中央圍東鋼管採用斷面為 139.6×4mm 之 STK490 鋼材,且內灌設計強度為 56MPa 之無收縮水泥砂漿。桁架構架中之弦桿以 冷彎加工處理,使其與中央鋼管之間距沿 BRB 軸向變化,且設計形狀函數滿足 $h(x)=h_0\cos(a\pi x/L_{sc})$;其中, h₀ 為桁架構架 跨中高度(2VT 及 4VT 分別為 290 及 330mm), a 可控制弦桿彎曲程度(2VT 及 4VT 分別為 0.85 及 0.89), x=0 及 x=L_{sc}/2

¹國家地震工程研究中心副研究員

²國立臺灣大學土木工程系教授

分別位於桁架構架跨中央及兩端。當a=0時,桁架圍束系統即為等斷面設計型式[3,4]。桁架構架配置為12組桁架單元,使 任兩相鄰直桿間距 L_s 均等,各桁架桿件均 採用 STK490 鋼材。2VT 弦桿與直桿設計 斷面為 $48.8 \times 3.2 \text{mm}$,而試體4 VT則為 $48.8 \times 3 \text{mm}$;兩組試體斜桿與橫桿均為 $33.8 \times 2.8 \text{mm}$ 。

本試驗採用國家地震工程研究中心多 軸向試驗系統(multi-axial testing system, MATS)[5]進行反覆載重試驗,試體兩端 利用鋼造托座分別與反力牆及 MTAS 加 載平台鎖固,並提供接合板合適的邊界束 制條件。為量測實際軸向變形量,試體兩 端各利用兩組位移計記錄核心端部構件與 圍束單元端部相對位移;為記錄試體面內 及面外變形量,試驗採用光學量測系統沿

試體軸向佈設反射光點,以求得各光點在 三維空間內的座標移動歷時。試驗加載歷 程參考美國規範建議採反覆漸增之位移控 制歷時[6],包含標準歷時及延增歷時。標 準歷時由試體核心初始降伏變形量開始加 載,再以 0.5%~2% 構架 側向位移角 (lateral drift ratio, LDR)所對應之軸向變形量接續 施載,各變形階段均進行兩個完整循環。 延增歷時先以2%LDR所對應之軸向變形 量進行五個迴圈的加載,以滿足規範累積 非線性變形量 (cumulative inelastic deformation, CID) 需達 200 倍斜撐降伏變 形量之要求;為使試體承受更高的軸力, 以激發可能的不穩定行為,最後再對試體 施加對應於 3%~5% LDR 之軸向變形量, 直至破壞為止。



三、試驗結果

BRB 初始缺陷可能來自於製造誤差 與自重造成之變形。各組試體利用影像量 測系統校正水平與垂直度後,反射光點與 中心軸線於面內及面外距離即為試體沿 軸向之初始變形缺陷,如圖三所示;其中, 面內朝重力方向為負,面外向西為正。

試體 2VT 及 4VT 降伏強度 Py 分別為 1042kN 及 900kN。如圖四所示,試體 2VT 於標準歷時加載過程中維持穩定消能行 為,最大核心應變 Ec 達 1.4%;各加載迴圈 計算所得之抗拉與降伏強度比 (PT/P_y) 及 抗壓與抗拉強度比 (Pc/P_T) 最大值分別為 1.33 及 1.14。試體在延增歷時前五個 2% LDR 加載迴圈仍維持穩定且具高度可重 複性,但於隨後的 3% LDR 受壓過程中發 生面內整體撓曲挫屈破壞,如圖五所示; T_{max} 及 C_{max} 分別為 1426kN 及 1647kN,計 算所得之 CID 值大於 205。試體 4VT 在標 準歷時加載過程中受力變形反應良好穩 定,且無任何破壞發生;在 2% LDR 的施 載下 ε_c 亦達 1.4%, PT/P_y 及 Pc/P_T 分別為 1.46 及 1.10。試體在延增歷時五個迴圈的 2% LDR 及接續的 3%~5% LDR 施載過程 仍維持穩定消能行為,試體核心最終於第 五個 5% LDR 加載迴圈過程中受拉斷裂; 試體發展之 Tmax 及 Cmax 分別為 1480kN 及 1971kN,最大 εc 達 3.6%, *PT*/*Py*及 *PC*/*PT* 最大值分別為 1.64 及 1.36,計算所得之 CID 值超過 600。



圖四 試體軸力與軸向位移關係圖



圖五 試體破壞情形

四、結論

研究結果顯示,變斷面 TC-BRB 具高 度可行性與實用性;當應用於高軸力容量 與長跨斜撐構架時,其新穎的桁架圍束系 統在有效撓曲剛度、降低自重與建築外觀 等方面具有顯著優勢。試驗結果顯示,經 適當設計與製造之 TC-BRB 具優良的耐震 性能,可滿足 AISC 規範對 BRB 試驗的相 關規定。分析結果顯示,本研究所提出的 數值模型建置與分析方法效率高且收斂性 佳,能有效模擬 TC-BRB 實際受力變形反 應,並可供後續參數分析研究與實務設計 分析使用。

參考文獻

- 陳雋、林昱成、吳安傑、陳律安、蔡克 金,長跨桁架圍東式挫屈束制支撐之研 究,結構工程 2021,第 36 卷,第 2 期, 第 5-50 頁。
- 陳律安,變斷面桁架圍束式挫屈束制支 撐設計分析與試驗研究,碩士論文,國 立台灣大學,台北,台灣,2021。
- Guo YL, Zhou P, Wang MZ, Pi YL, Bradford MA. Numerical studies of cyclic behavior and design suggestions on tripletruss-confined buckling-restrained braces. Engineering Structures 2017; 146: 1-17.
- 4. Guo YL, Zhou P, Wang MZ, Pi YL, Bradford MA, Tong JZ. Experimental and numerical studies of hysteretic response of triple-truss-confined buckling-restrained braces. Engineering Structures 2017; 148: 157-174.

- 5. Lin TH, Chen PC, Lin KC. The multi-axial testing system for earthquake engineering researches. Earthquakes and Structures 2017; 13 (2): 165-176.
- American Institute of Steel Construction (AISC). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-16). AISC: Chicago, Illinois, 2016.



懸吊式共同吊架振動台系統識別實驗

姚昭智1 柯敏琪2 柴駿甫1 顏奕鎧3 陳威中4 林凡茹5

摘要

懸吊式共同管線吊架系統為台灣常用於整合複雜管線設備之系統,但吊架多以螺紋 牙桿為懸吊構件,且未施作相關補強容易在地震中振動過大,造成損壞、增加系統與周 邊設施損壞風險。本研究參考台灣目前實務常見吊架、公共工程規範及 NFPA13 相關設計 要求,分別以螺紋牙桿與角鋼為懸吊構件,並參考經 OSHPD 認證之建議補強方式設計補 強吊架。藉由振動台實驗結果進行吊架系統識別,結果顯示未補強牙桿吊架頻率會低於 一般角鋼吊架;補強角鋼吊架頻率又會高於一般角鋼吊架,且系統剛度大幅提升下,亦 使振動量極小。故吊架系統要能夠有效減少振動量,除了額外進行補強、提升系統頻率, 避開結構物自振頻率、減少共振放大效應之外,適當安裝鋼索亦可達到相同目的,減少 與相鄰設備物撞擊的風險,皆為有效且同時達到施工較便利之吊架組成型式。

關鍵詞:管線吊架、振動台實驗、系統識別

一、前言

在台灣,懸吊式共同吊架系統經常用 以整合許多公共設施、醫療場所中,不同 功能管線系統、通風系統等,以減少安裝 干涉問題、增加空間使用效率。然而,現 有相關管線設備規範中並未詳盡提供懸吊 式共同吊架設計與施工要求,也較少確認 吊架系統耐震程度。本研究依據實務常見 吊架,藉由振動台實驗將局部吊架做系統 調率之影響,與 JMA KOBE 歷時下振動量 差異。

二、振動台實驗規劃

螺紋牙桿與角鋼為台灣目前常用之吊 架懸吊構件,本研究振動台實驗於 NCREE 南部地震中心進行,吊架安裝在足尺3層 樓鋼構架(5m*5m*12m,圖一)內部,角鋼 吊架單元安裝於1樓天花板(2F),牙桿吊 架單元則安裝於3樓天花板(RF),如圖二、

圖三。考量吊架系統受現場各式懸吊系統 干擾,又遇到梁深度較深,易造成懸吊長 度較長之情況,故分別設計兩組皆裝有二 售 3"鋼管;管線懸吊高度皆為 150 公分; 兩吊架間距 250 公分之吊架。各組吊架基 本組成方式與補強方式如下:(1)牙桿吊架: 使用螺纹牙桿 4/8",管線支撑構件 75mm 高、40mm 寬之 C 型槽鋼。(2)角鋼吊架: 皆使用寬度 50mm;厚度 3mm 之角鋼。(3) 補強構件:牙桿吊架使用補強構件為經 UL 認證之市售鋼索(直徑約 3.5mm);角鋼吊 架補強構件使用規格與懸吊構件相同,如 圖四、圖五。(4)牙桿與角鋼吊架包含單層 與雙層吊架試驗,雙層吊架於懸吊高度中 央設置第二層;補強位置則略有差異,各 組試驗配置如表一一、表二所示。

吊架基本設計參考台灣行政院公共工 程委員會施工綱要規範-消防水系統管路 抗震保護(NO.13912)、吊掛及支撑 (NO.15060)、美國消防灑水系統耐震設計 規範 NFPA13 (National Fire Protection

¹國家地震工程研究中心副主任

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

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁵ 國家地震工程研究中心副研究員

Association, 2009)、 經 OSHPD 認證之 Engineering Seismic Bracing of Suspended Utilities (ISAT, International Seismic Application Technology, 2002) ,及市售鋼 索提供之相關施工要求 Seismic Wire Rope/Cable Bracing(2001)。實驗輸入波分 別進行白噪音試驗(White Noise),與 JMA KOBE10%、20%加速度歷時。振動台輸入波、 與鋼構架 2F 與 RF 加速度反應如表三。實 驗訊號量測儀器安裝皆於吊架水平構件上, 紀錄吊架振動之加速度與位移訊號。



圖一 振動台實驗鋼構架與吊架安裝樓層





圖三 角鋼吊架基本尺寸



圖四 鋼索補強單層牙桿吊架安裝情形



圖五 角鋼補強單層角鋼吊架安裝情形





表三 JMA KOBE 輸入波與樓板加速度

展吃夕稻	PGA (g)	PFA (g)	
应时石柟	Table	2F	RF
VODE100/	X 0.08	X 0.16	X 0.29
KOBE10%	Y 0.05	Y 0.12	Y 0.26
KODE200/	X 0.15	X 0.31	X 0.60
KOBE20%	Y 0.11	Y 0.23	Y 0.52

三、實驗結果分析

表四、表五分別為將白噪音試驗結果 進行各組吊架系統識別; JMA KOBE20%歷 時激振下,吊架底部最大位移量。各組識 別結果將分項說明。

1. 系統識別(傳遞函數分析)

(a)牙桿吊架:鋼索補強牙桿吊架系統頻率 不論單雙層,結果顯示不因有鋼索補強而 增加。造成頻率不增加最主要原因是鋼索 安裝施工要求鋼索不可提供預拉力、必須 是較為鬆弛的安裝方式,即在一般使用情 況下不提供側向力,當吊架振動量大到鋼 索受拉之後,鋼索才會啟動抑制吊架振動 量的功能,因此吊架系統識別結果補強前 後皆會相同。

(b)角鋼吊架:不論單雙層吊架,角鋼補強 後皆可大幅提升系統自振頻率。而單層(SA) 與雙層(DA)未補強吊架自振頻率來看,DA 組Y向因懸吊角鋼有效長度變短,使勁度 稍有變大,而提升系統頻率。

(c)單層吊架:以單層牙桿吊架(SR)與單層 角鋼吊架(SA)頻率來看,確實因角鋼勁度 大於牙桿,使吊架自振頻率較大。然而吊 架X向皆以兩支鋼管串聯吊架構架,最大 不同僅為支撐管線的槽鋼與角鋼,無過多 勁度差異,使X向頻率差異不大。

2. JMA KOBE20% 振動量

(a)牙桿吊架:表四可明顯看出,牙桿吊架 在安裝鋼索下的振動量確實可以明顯降低 許多,但以雙層吊架來看,鋼索安裝於底 層(DRC_B)效果會優於上層(DRC_U)。而雙 層牙桿組在該筆歷時激振下出現嚴重破壞, 經檢查後發現應是牙桿已歷經數筆震動較 大的歷時、多次進入塑性階段,而使牙桿 吊架最後在 JMA KOBE20%下破壞(圖六)。

(b)角鋼吊架:角鋼吊架補強前後振動量差 異顯著。然而未補強吊架 X 向頻率較低, 又恰與構架頻率相近(XY 向皆 1.1Hz),使 X 向振動量遠大於 Y 向,由此顯示 X 向額外 補強對抑制振動量具相當效果。

表四 牙桿吊架自振頻率與地震歷時 JMA KOBE20%振動量

Tuna	Natural F	requency [z]	Max. Displacement (mm)		
Туре	X dir.	Y dir.	X dir.	Y dir.	
SR	0.0	0.0	266	347	
SRC	0.9	0.9	82	32	
DR			-	-	
DRC_B	1.4	1.5	37.1	30.7	
DRC_U			106.6	46.0	



圖六 雙層牙桿組破壞

表五 角鋼吊架自振頻率與地震歷時 JMA KOBE20%振動量

Type	Natural F (H	requency [z)	Max. Displacement (mm)		
-71-	X dir.	Y dir.	X dir.	Y dir.	
SA	1.0	5.5	200	2.1	
SAB	11	14	0.5	1.6	
DA	1.0	6.8	250	2.0	
DAB_1X	6.8	17	0.5	1.5	
DAB_2X	8.0	16	0.1	0.3	

四、結論與展望

本研究藉由實際懸吊式共同管線吊架 系統單元進行振動台實驗,系統識別結果 顯示系統勁度以懸吊構件使用差異最為顯 著,使用角鋼確實可有效提升系統頻率, 但對於吊架縱向(X 向)卻無法達到預期,因 此若以角鋼吊架作為懸吊單元,X 向勢必 為其弱向,故必須額外補強、提升勁度, 以降低振動量、減少損壞。

鋼索補強方案來說,鋼索雖然在施工 上有其一定要求,且價格並非一般業主可 接受,但在空間使用彈性較角鋼來得大, 且對抑制振動量的議題上仍可達一定程度, 因此鋼索補強方式對現有吊架,甚至是具 有減震彈簧的懸吊系統而言,係為減少系 統破壞風險的選項之一。

現今懸吊式吊架系統使用相當廣泛, 但有進行相關耐震補強者卻相當少,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, 探討實際可行性,提出更具經濟效益、施 工便利性的補強方式。

參考文獻

- 1. National Fire Protection Association. "Standard for the Installation of Sprinkler", 2013 Ed., NFPA, Massachusetts, USA.
- Loos&Co. Inc. "Manual of Code Compliance Guidelines: Seismic Wire Rope/Cable Bracing", 2001, Loos&Co. Inc, USA.
- 3. International Seismic Application Technology, "Engineered Seismic Bracing of Suspended Utilities.", 2002 Ed., ISAT, CA, USA.
- 4.13912 消防水系統管路抗震保護:
 2016,施工綱要規範,行政院公共工 程委員會。
- 5.15060 吊架及支撑:2013,施工綱要 規範,行政院公共工程委員會。



救援道路受震損建物殘骸阻斷風險分析

朱易昌1 林偲妘2 楊承道3 曹雅筑4 葉錦勳5

摘要

臺灣位處地震頻繁地帶且都會區人口密集,若於都會區發生大規模地震,將難以避 免人員、建物、路網等各方面之災損發生。地方政府通常會於災前選定轄區內適合的道 路作為緊急救援道路,為確保災變後能快速應變,以有效掌握災情並降低人員傷亡擴大。 為因應地方政府地震防災之需求,本研究首先分段整理救援路網,並進行想定地震災害 境況模擬,估計臨近救援道路兩旁建物之損壞程度,接著參考相關文獻,研析臨路建築 倒塌引致緊急救援道路阻斷之風險。

關鍵詞:地震災害、緊急救援道路、房屋倒塌、道路阻斷

一、研究介紹

在重大災害發生後為了讓各項救援能 順利進行,並降低災害對城市造成的損害, 政府於各地規劃了緊急救援道路。倘若救 援道路中斷,將影響後續災後恢復,造成 更多人員傷亡與損失。為分析地震作用下 緊急救援道路阻斷風險,本研究旨在提出 一套適用於台灣各地區與地震情境之救援 道路受震損建物殘骸阻斷風險分析方法, 並使用模型建物取代實際建物資料,以達 到去個資化之成果。

本研究一方面將救援道路路網依照一 定規則分成路段,另一方面計算分析區域 之模型建物倒塌機率,結合上述計算結果, 針對個別路段計算其建築殘骸散落寬度嚴 重性指標指標一(指標一)與影響路段長 度比例指標(指標二),分析救援道路路段 於想定地震發生後因建築倒塌而受阻斷的 危險性與影響程度。本研究以台北市作為 個案研究應用區域,將各路段依指標風險 進行風險分級,最後以QGIS 軟體視覺化呈 現高風險路段以供相關防災單位參考。

2 國立台灣大學土木工程學系助理教授

4 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

二、救援路線分段整理

本研究以台北市 28 條緊急救援路線 (台北市交通管制工程局, 2021)為研究標 的配合數值路網圖,將救援道路路網依照 下列規則細分成 151 條路段,請參考圖一, 規則如下列:

- · 每段道路不超過 2 公里
- 以道路相交處作為分段點
- 不同路名視為不同道路



圖一 台北市救援道路分段與臨路街

¹國立台灣大學土木工程學系碩士生

³ 國家地震工程研究中心副研究員

⁵ 國家地震工程研究中心研究員兼組長

三、想定地震災損模擬

根據經濟部中央地質調查所 2010 年版活動斷層分布圖,台北地區附近之斷層 主要為山腳斷層。本研究參考台北市與新 北市歷年防災深耕計畫,選定山腳斷層南 段,以規模 6.6 之淺層地震為想定地震境 況,震源參數請參考表一。應用國震中心 開發的震損評估軟體 TELES 之子系統 Tgbs (Yeh, Loh, & Tsai, 2006),搭配 2020 年由房 屋稅籍資料與門牌地址定位資料建置的建 物耐震屬性資料,進行建物於想定地震下 之災損推估,分析臨近救援道路之各類建 物的倒塌機率與倒塌樓地板面積。

項目	參數
斷層名稱	山腳斷層
地震矩規模 (Mw)	6.6
震源深度	6公里
地震矩 (Nt-m)	0.83 x 1019
斷層尺度(長/寬)	16公里/13公里
斷層面積	208 km ²
斷層面與震源機制(°)走向	24°
傾角/滑移角	65°/-90°
破裂速度	2.4 km/s
滑移量	1.13 m
地栓	邊長 6.82 km 面積 46.60 km ² 滑移量 1.97 m

表一 想定地震震源參數

四、救援路段阻斷風險指標

本研究參考(Tung, 2004)提出的道路 阻斷模型,以街廓為單位,計算臨路街廓 之建築殘骸散落寬度嚴重性指標(指標一) 與影響路段長度比例指標(指標二)。

指標一考慮樓高、構造類別、倒塌機 率、液化程度、最大地表加速度、臨路街 廓數等參數。指標一模擬建築恰好向救援 道路倒塌的最壞狀況,計算在想定地震下 可能發生最大的期望阻斷寬度,代表道路 因街廓內建築倒塌對路段造成的危害嚴重 性。 指標二考慮街廓形狀因子、建物基地 面積、倒塌機率、液化程度、最大地表加 速度、臨路街廓數、路段長度等參數。指 標二可表示路段因臨路街廓內建築倒塌而 受影響的程度。



圖二 指標一與指標二說明圖

本研究目標是要制定一套適用於臺灣 地區各種情境(地震、地區)的路段風險分 級原則,透過學研合作與地方政府使用者 討論後,路段的指標一與指標二風險分成 三級,路段風險分級定義如表二所示。

表二 路段指標風險定義

	指標一	指標二
低風險	< 0.5	< 2%
中風險	0.5 ~ 1.5	2% ~ 8%
高風險	> 1.5	> 8%

其中指標一,中風險路段代表受阻斷 寬度嚴重程度,可能導致其服務水準下降, 經過此路段時須減速慢行;高風險路段, 最嚴重程度,以可能有一個以上車道需封 閉維修之狀況為分界。指標二,中風險路 段代,以有 2%部分路段有倒塌殘骸需要後 續清運之風險為分界;高風險路段代則以 大於 8%部分有倒塌殘骸需要後續清運為 分界。

五、結果與討論

觀察圖三、圖四可發現,高指標風險 路段主要分布於台北市西半部,由於該區 域較靠近山腳斷層,若發生規模 6.6 之想 定地震,台北市西半部區域震度高達七級, 其液化沉陷量與建築倒塌機率皆較大,導 致震後路段受震損建物殘骸阻斷風險較高。

指標一:主要受建物倒塌機率與建物 樓層高度兩大因素影響。樓高較高之建築, 除了倒塌後影響範圍較大外,由於高層建 築倒塌型態多為向一側傾倒,且高層建築 的構造型態多為鋼構造或鋼骨鋼筋混凝土 構設落寬度將因較大的傾倒係數與建築材 料係數而放大。圖三中高風險路段,因子 來自鄰近街廓內,有比較多高層建築,加 上其較靠近山腳斷層,故指標一分析所得 之風險較高。

指標二:直接受想定地震下的倒塌建 築數量影響。由於大同區建築數量較多且 房屋平均年齡高,加上大同區較靠近山腳 斷層,此區在想定地震境況下,推估有較 多建築損壞,因此從圖四可以觀察出指標 二中高風險路段高度集中在大同區。

六、結論與展望

本研究提出一個道路震後受震損建物 殘骸阻斷風險評估分析方法,並以臺北市 重大災害救援路線為研究標的進行分析。 目前此分析結果,應用於委辦計畫「110年 臺北市救援路線地震阻斷風險分析地圖」, 提供臺北市交通局、工務局與消防局等相 關合處,檢視現行 28 重大災害救援路線之 考。後續將繼續推廣救援道路規劃與地震 地區,並持續與地方政府使用者進行對談, 對相關風險因子作更細緻之探討使其更能 適用各種災害境況與地方政府之需求。

參考文獻

- 台北市交通管制工程局. (2021). 臺北市 重大災害之緊急救援路線計畫.
- Yeh, C.-H., Loh, C.-H., & Tsai, K.-C. (2006). Overview of Taiwan earthquake loss estimation system. *Natural hazards*, 37(1), 23-37.
- Tung, P. T. (2004). Road vulnerability assessment for earthquakes. *ITC-Faculty of Geo-Information Science and Earth Observation*.





圖三 台北市救援道路指標一風險

圖四 台北市救援道路指標二風險圖

土壤非線性在大應變下高頻衰減對 地盤反應分析結果的影響

張毓文¹ Norman Abrahamson² Ellen Rathje³ Domniki Asimaki⁴ 張志偉⁵ 劉勛仁⁶ 許尚逸⁷ 吳俊霖⁸

摘要

一維地盤反應分析以單向度波傳模擬,包含頻率域分析及時間域分析。一般頻率域 分析採等值擬線性分析(Equivalent-Linear, EQL)模擬土壤的非線性參數,在小地震下分析結 果合理,以廣泛被使用。但其缺點是以線性黏彈數值解且與頻率無關之材料性質來近似 岩土的非線性動態反應,將會忽略了低振幅高頻分量之變形所導致遲滞迴圈中所含的微 幅模數折減或阻尼,當假設與頻率無關的均布非線性性質時,等值線性分析將在大應變 時產生不符實而振幅過低的高頻運動(Kausel and Asimaki, 2002)。本研究將地震動由小至 大之案例探討此人為造成的高頻過度衰減現象,以為後續分析的參考。

關鍵詞:地盤反應分析、等值擬線性分析、Kappa、高頻衰減

一、前言

一般頻率域分析採等值擬線性分析 (Equivalent Linear, EQL)模擬土壤的非線性 參數,在小地震下分析結果合理,以廣泛 被使用。但其缺點是以線性黏彈數值解且 與頻率無關之材料性質來近似岩土的非線 性動態反應,將會忽略了低振幅高頻分量 之變形所導致遲滞迴圈中所含的微幅模數 折减或阻尼,當假設與頻率無關的均布非 線性性質時,等值線性分析將在大應變時 產生不符實而振幅過低的高頻運動 (Kausel and Asimaki, 2002)。針對此問題, 許多針對 EQL 分析的調修方式已經被提出 來,其中一個方式為調修 EQL 傅氏譜 (Fourier Amplitude Spectrum, FAS)的高頻分 量使其與目標 kappa 值(高頻衰減因子)吻 合(Xu and Rathie, 2021)。本研究進行經驗

- 3 美國德州大學奧斯汀分校教授
- 4 美國加州理工學院教授
- 5 國家地震工程研究中心助理技術師
- 6 國家地震工程研究中心助理研究員
- 7 國家地震工程研究中心副研究員
- 8 國家地震工程研究中心副主任、組長

與理論模型分析結果得比較,據以說明等 值線性分析下,跟實際經驗紀錄的差異, 並提出應修正之方向。

二、大應變下的經驗傅式譜

為了解實際紀錄高應變所呈現非線性 的現象,本研究蒐集了美國 NGA-West2(Ancheta et al., 2014)與台灣 TNGA(NCREE, 2019)這兩個資料庫進行蒐 尋以篩選出具有高應變的資料。篩選條件 為震源距離(M>6.0且 Rrup < 20 km)、場址 條件為 VS30 < 220 m/s。在此範圍下,對 TNGA 資料庫而言,共有 12 筆紀錄; NGA-West2 資料庫中共找到 47 筆符合篩選條 件的紀錄。從這兩個紀錄集合中可得出, 取正規化傳氏譜之幾何平均後的高頻區段

¹國家地震工程研究中心副研究員

² 加州大學柏克萊分校教授

斜率分別為 0.068 s 及 0.065 s。兩者的結 果相近,說明實際紀錄在高頻範圍呈現斜 率變緩的現象,有別於低頻範圍。



圖一 TNGA 資料庫 M > 6.0, V_S30 < 220 m/s 且 Rrup < 20 km 的 FAS 紀錄



圖二 NGA-West2 資料庫 M > 6.0, V_S30 < 220 m/s 且 Rrup < 20 km 的 FAS 紀錄

三、大地震下等值線性分析

為討論 EQL 分析的結果與非線性分析 模型,本研究使用兩個獨立的非線性地盤 反應分析程式碼: Deepsoil (Hashash et al., 2018) 與 Py-Seismosoil (Shi and Asimaki, 2020)用於進行非線性;兩種分析模型分別 採用改良型雙曲線模型(即 MKZ, Kondner and Zelasko, 1963)及複合雙曲線模型(即 HH, Shi and Asimaki, 2017)。

為了能掌握 EQL 中跟地震強度有關的 高頻衰減,故使用岩盤露頭地表運動,並 將其 PGA 倍率調整涵蓋自 0.067g 至 1.34g 之不同震級強度的區間範圍。圖三分別使 用時間歷時作為輸入,所求得 EQL 及兩個 非線性分析方法結果的比較。分析結果顯 示這兩個非線性程式碼在使用時間歷時作 為輸入地震時,都在頻率域等值線性分析 中得到相同的結果,且對於所有震級強度 的輸入地震皆是如此。對於低強度 (PGA<0.15g)的輸入地震而言,等值線性與 非線性分析的結果幾乎相同(圖三a與b)。 在輸入地震的 PGAs 介於 0.15g 到 0.65g 之 間時,非線性與等值線性的分析結果開始 產生差異,但是因為土壤尚未達到其剪力 強度,所以兩種非線性材料組成律皆預測 出相同的地盤反應。在輸入地震強度達到 最高的 PGA=1.34g 時,兩種非線性材料組 成律(Deepsoil 中模擬的 MKZ 與 Py-Seismosoil 中模擬的 HH)都在地盤反應計 算 FAS 傅氏譜時,呈現比 EQL 還要更緩慢 的高頻衰減(圖三 c-e)。

圖四為 EQL 與 NL 兩個方法分別在 PGA=0.067g、0.33g 與 1.34g 這 3 個輸入地 震强度之下的 FAS 分析結果,並以對數-線 性刻度來呈現。在 PGA=0.067g 時, EQL 與 NL 的結果相似, 兩者都顯示 kappa 值為 0.045 s。隨著地震越大, EQL 與 NL 的結果 在高頻處仍有差異,其中 NL 的結果呈現 出較為平緩的斜率。此高頻區域的平緩斜 率可看到其高頻衰減因子在 PGA=0.33g 與 1.34g 時有相似的斜率(kappa = 0.060~ 0.065 s)。這些只比低應變之 0.045 s 的 kappa 值大一點點的 kappa 值顯示了即使 在高應變的時候,這些高頻仍然與低應變 附近的阻尼值較為相關。從圖四可觀察到 一重要現象:讓 EQL 與 NL 之結果開始產 生差異的起始頻率點隨著輸入地震的強度 高低而有所變動。對於圖四的結果而言, 兩者的差異在 0.33g 的輸入地震時, 起始 頻率點落在約4Hz處,而在1.34g時則落 在約2Hz處。另外,由EQL的結果可看到 FAS 在 1~2 Hz 處有很陡的斜率。由於 NL 的 結果在此頻段也顯現出很陡的斜率(圖四), 此結果說明 1~2 Hz 的斜率為實際特徵而 非因 EQL 方法所造成的過度數值阻尼的 結果。



圖三 EQL方法與兩個NL組成模型之比較: (a)-(b)在低強度之輸入運動下, EQL 與 NL 分析得到幾乎相同的結果;(c)-(e)在中等至 高強度的輸入運動下, EQL 方法低估了高 頻的含量



圖四 在三個不同輸入地震級別下以 EQL 與 NL 方法所計算出之 FAS 與 kappa 比較

四、高應變下的反應譜形

三個輸入地震 PGA=0.005、0.94 g 及 4.06g 為例,探討經由 EQL 分析對地表反 應譜譜形之影響,並與非線性分析結果進 行比較。圖五為此三個地震等級在岩盤輸 入後,經地盤反應分析至地表的分析結果, 包括地表 FAS 及地表加速度反應譜。圖中 顯示隨著地震等級越大,NL 分析結果中 FAS 的斜率在 20-30Hz 趨於水平,在 5-15Hz 的 kappa 範圍為 0.044-0.053s。與小應變相 比,這個變小的 kappa 值說明高頻衰減變 緩,阻尼更小,這是因為 NL 分析中考慮了 額外的高頻含量,當大應變增加時,剪應 力造成土壤的勁度增加。在 EQL 分析結果 中,隨著應變的增加,土壤勁度增加阻尼 變小, kappa 值由 0.21-0.59s, 此結果相較 於 NL 分析是因為 EQL 分析在整個時間歷 時中統一都考慮應變的影響。EQL 分析求 得的地表反應譜在 0.1-0.15 秒之譜加速度 值將會受到此一高頻衰減的斜率轉換而受 到影響,此部分可由圖五(b)中 EQL 與 NL 分析結果比較發現。在小地震下, EQL 與 NL 分析求得之地表反應譜相近,在大地震 下(PGA=4.06g),雖然土壤的主要週期在兩 種分析方法中是接近的,但是 EQL 分析結 果都高於 NL 分析,尤其是在較短周期處。 將兩個大地震作用下求得的地表反應譜以 PGA 值進行正規化比較其譜形,結果如圖 六所示,NL分析的反應譜在 0.06-0.1 秒時 保持平坦,在0.1-0.8秒時開始提高,這是 反映 FAS 高頻、斜率開始變化的部分。由 於土壤大應變下非線性行為,分析所得之 地表運動及其 FAS 就會造成集中在大於 1 秒以上之長週期震動,而此一效應反映在 地表運動加速度反應譜時,就會造成反應 譜譜型峰值變化都在大於1秒後,而在小 於 0.2 秒後至 ZPA 處之反應譜呈現平坦無 變化的譜型,且帶動短周期譜加速度值的 提高。也就說明, EQL 分析呈現在高頻因 過度考量阻尼而使結果與非線性效應所應 呈現的現象有所差距。

但由反應譜的比較中也說明, EQL 分 析與 NL 分析不只有頻率內涵之差異,振

191

幅的影響也是存在影響。由短周期的譜加 速度值的差異,NL分析的結果約為 EQL分 析結果的 40%-60%, 說明 EQL分析也許會 高估譜加速度值,但另一方面,NL分析主 要因為一維波傳的假設在無限域的水平地 層上傳遞,因大地震下的造成剪應變無法 束制,造成高頻的譜加速度有差異。因此, 真正的放大可能介於 EQL 和 NL 分析的 結果之間。



(a) 地表傅氏譜



(b) 地表加速度反應譜

圖五 三個地震等級進行地盤反應分析求 得地表反應譜與傳氏譜的比較

五、結論

為了解決 EQL 方法在高應變時所引致 的過度數值阻尼問題,在高頻率處的斜率 調整將以設定一較大的 kappa 值的模擬方 式來進行。若 EQL 分析得到比 0.065 sec 還 大的 kappa 值,其 FAS 應可被調整高頻之 kappa 作為修正(Xu and Rathje, 2021),而在 反應譜的部分則會修正在低週期反應譜值 應過度考量阻尼而被低估的結果。



圖六 大地震下地表位置之正規化反應譜 比較

参考文獻

- Hashash, Y. M., Dashti, S., Musgrove, M., Gillis, K., Walker, M., Ellison, K., and Basarah, Y. I. (2018). Inuence of tall buildings on seismic response of shallow underground structures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 144(12), 04018097.
- Kausel, E. and Assimaki, D. (2002). Seismic simulation of inelastic soils via frequency-dependent moduli and damping. Journal of Engineering Mechanics, 128(1), 34-47.
- 3. National Center for Research on Earthquake Engineering (2019). Development of the Hazard Input Document for Taiwan Using SSHAC Level 3 Methodology: Summary Report, prepared for Taiwan Power Company, 203pp.
- 4. Shi, J. and Asimaki, D. (2020). jsh9PySeismoSoil: (Version v0.3.6). Zenodo. http://doi.org/10.5281/zenodo.3711582

http://doi.org/10.5281/zenodo.3711582.

- Timothy D. Ancheta, Robert B. Darragh, Jonathan P. Stewart, Emel Seyhan, Walter J. Silva, Brian S.J. Chiou, Katie E. Wooddell, Robert W. Graves, Albert R. Kottke, David M. Boore, Tadahiro Kishida, and Jennifer L. Donahue (2014). NGA-West2 database. Earthquake Spectra. 30. 10.1193/070913EQS197M.
- Xu, B. and Rathje, E. (2021). The Effect of Soil Nonlinearity on High Frequency Spectral Decay and Implications for Site Response Analysis, Earthquake Spectra, https://doi.org/10.1177/87552930209819 91.

恆春半島地震潛勢與速度構造研究

黄有志1 林哲民2 謝宏灝3 張志偉4

摘要

臺灣位於聚合性板塊邊緣,地震活動頻繁,地體構造複雜。恆春半島是板塊碰撞及 隱沒作用所形成的增積岩體,以褶皺逆衝斷層帶為主。恆春斷層是恆春半島上主要的活 動斷層,屬第二類、向東傾斜的逆斷層;位置大致沿著恆春平原與東側丘陵交界,兩端 往海域延伸。根據災害性歷史地震分布及斷層活動潛勢評估結果,認為恆春半島是地震 危害高風險區。近年來國震中心於恆春斷層附近,架設 12 個臨時寬頻地震站,測站間距 約 5 公里;同時結合國震中心鄰近的寬頻地震站,進行恆春半島地震活動觀測,及解析 淺部地殼速度構造。發現地震活動主要集中在恆春半島東西兩側海域,屬於板塊碰撞引 發的地震。大多數地震規模小於 3,西側海域的震源深度在 20 公里以上,東側約在 10-30 公里。也發現九棚地區地表 10 公里內,楓港溪斷層附近有地震密集帶。另外把每天 的連續紀錄進行交對比,疊加平均得到時間域經驗格林函數,挑選 0.5-15 秒雷利波相速 度頻散曲線。再透過棋盤格解析度測試了解側向解析力,層析成像獲得 1-5 秒雷利波相速 度分布圖。進一步逆推出深度 3 公里內的 S 波速度構造,發現高速區代表較老的中新 世地層,或是可能的泥貫入體位置。更詳細的速度分布特性,將再與地質構造及地下水 等其他相關資訊,相互比對及分析討論。

關鍵詞:恆春半島、地震活動、環境背景雜訊、層析成像、速度構造

一、地體架構與地質構造

臺灣地區位於聚合性板塊邊緣,由於 受到歐亞板塊與菲律賓海板塊相互碰撞及 隱沒作用影響,地體構造複雜,地震活動 頻繁(Tsai et al., 1977; Tsai, 1986)。恆春 半島位於中央山脈最南端,往南連接恆春 海脊,屬增積岩體(accretionary prism), 地質構造為褶皺逆衝斷層帶(fold-andthrust belt),可代表臺灣造山帶形成初期 之地體架構。

圖一顯示位於增積岩體中間的地層年 代較老,往兩旁逐漸變年輕,且有往北增 厚、範圍變廣之現象。南邊(N21°)主要 的地體動力是歐亞板塊沿馬尼拉海溝向東 隱沒,北邊(N22°)則是歐亞板塊與呂宋 島弧相互碰撞擠壓,大致以 N 21.5°分界 (陳文山,2005)。另外在褶皺逆衝斷層帶 之中,主要的構造有最西邊的變形前緣 (deformation front),及脫序逆衝斷層 (OOST;out-of-sequence thrust),還有恆 春半島上的恆春斷層。變形前緣往南連接 馬尼拉海溝,往北可能延伸到臺灣本島的 西部平原區與西部麓山帶交界。脫序逆衝 斷層可能與陸上的壽山斷層及旗山斷層相 連;恆春斷層則可能連接潮州斷層(圖二; Lin et al., 2009)。

根據西元 2021 年中央地質調查所公 布的臺灣活動斷層分布圖,恆春斷層列為 第二類活動斷層,為向東傾斜的逆斷層, 大致沿著恆春平原與東側丘陵交界,兩端 往海域延伸(圖三;Giletycz et al., 2017)。 從臺灣地震中心及中央地質調查所評估結 果,認為未來 50 年內,恆春斷層有大於 20%機率發生規模 6 以上地震,有較高活 動潛勢,恆春半島是地震危害高風險區。

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 國家地震工程研究中心助理技術師

但是西元 1959 年及 2006 年雙主震序列, 這兩次災害性歷史地震,震央位於恆春半 島近海,規模大於 7,引發數十公分高海 嘯,屬於板塊碰撞造成之地震,並非恆春 斷層活動(圖二)。



圖一 恆春半島屬增積岩體(灰色範圍), 為褶皺逆衝斷層帶(陳文山等,2005)。



圖二 恆春半島及其周邊的地體構造與地 震活動 (Lin et al., 2009)。

此外經長年調查發現,臺灣西南海域 有許多泥火山及泥貫入體(mud diapir), 可能與陸上的泥火山、背斜、斷層及臺地 等地質構造,彼此相連、相互影響(Ching et al., 2016;陳松春等,2016)。從重力異 常觀測結果顯示,臺灣西南海域的泥貫入 體為重力高區,可能與板塊擠壓造成高孔 隙水壓有關,目前活動仍相當活躍(Doo et al., 2015)。



圖三 恆春半島地質構造 (Giletycz et al., 2017) 與地震觀測網 (恆春斷層寬頻站: 紫色實心圓;國震寬頻站:白色空心圓)。

二、测站分布舆地震活動

近年來國震中心進行恆春半島地震活 動監測,在恆春斷層附近架設12個臨時寬 頻地震站,測站間距約5公里(圖三)。同 時結合國震中心鄰近的寬頻地震站,初步 透過雙差分地震定位演算法(hypoDD; Waldhauser and Ellsworth, 2000)進行地震 定位。發現地震活動主要集中在恆春半島 東西兩側海域,屬於板塊碰撞引發的地震 (圖四),與先前研究結果相似(圖二)。 大多數地震規模小於3,西側海域的震源 深度在20公里以上,東側約在10-30公 里。也發現九棚地區地表10公里內,楓港 溪斷層附近有地震密集帶。



圖四 恆春半島地震活動(左圖:2015/4/6-2020/12/31;右圖:2020/1/1-2020/12/31)。

三、恆春半島淺部地殼速度構造

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,證實研究結果的可靠性,已在全球 被廣泛接受應用。環境背景雜訊經由地層 漫射 (diffuse), 以表面波方式傳播, 具有 頻散(dispersion)特性,波速隨頻率變化, 反應不同深度的地層速度。把地震觀測網 中,兩兩地震站、同時間的連續紀錄,應 用相關分析技術進行交對比(crosscorrelation),藉由長時間疊加平均,獲得 穩定、具代表性的時間域經驗格林函數 (time domain empirical Green's function; Weaver, 2005)。再利用棋盤格解析度測試 (Checkerboard Resolution Test)及層析成 像(tomography)等方法,了解侧向解析 力(lateral resolution)及速度分布,進一 步逆推S波速度構造。可解析的速度構造 深度及側向解析力,與觀測網的大小及測 站密度有關。資料處理流程如圖五所示, 與 Huang et al. (2018) 相似。



圖五 資料處理流程。

選擇西元 2018-2020 年垂直向連續紀 錄,進行基線修正及資料篩選,把取樣率 從 100 Hz 降到 20 Hz,以每天為單位進行 交對比。交對比函數的時間長度 100 秒, 分析週期為 0.5-15 秒。圖六顯示所挑選出 的雷利波相速度頻散曲線 (Rayleigh wave phase velocity dispersion curve),及平均值 與標準差(standard deviation)。以 0.025°、 0.05°及 0.25°三種速度模型,進行棋盤格解 析度測試。由於恆春斷層附近的測站較為 密集,可回復到 0.025°及 0.05°初始模型。 但恆春半島其他地區,因測站距離相對較 遠,僅能回復到 0.25°初始模型 (圖七)。



圖六 挑選出 0.5-15 秒雷利波相速度頻散 曲線(黑線),及平均值與標準差(紅線)。



圖七 棋盤格解析度測試的速度模型(左; +為格點位置)及回復結果示意圖(右)。

因此先著重於解析恆春斷層周遭速度 構造,層析成像選擇以 0.05°棋盤格速度模 型使用的 0.02°格點,獲得 1-5 秒雷利波相 速度分布圖,再抽取出每個格點的相速度 頻散曲線。給定一維初始速度模型及相關 參數,利用 SURF 程式(Herrmann, 2013), 逆推獲得每個格點的一維 S 波速度構造。 圖八表示恆春斷層附近,三個深度 3 公里 內的二維 S 波速度剖面。發現高速區分布 在恆春斷層兩側地表淺部局部區域,及恆 春斷層北側與東側的丘陵底下較大範圍。 因此推測高速區可能代表較老的中新世地 層,或是泥貫入體(重力高區)的位置。



圖八 恆春斷層附近三個深度 3 公里內的 二維 S 波速度剖面。

四、未來展望

未來將進一步解析整個恆春半島淺部 地殼三維 S 波速度模型,更詳細的速度分 布特性,將再與地質構造及地下水分布等 其他相關資訊,相互比對及分析討論。以 了解恆春斷層等孕震構造的活動度,建立 評估參數,提供後續地動潛勢與災損評估 之基礎與參考依據。部分研究成果發表於 學術研討會及科技部計畫報告。

参考文獻

- Ching, K. E., Gourley, J. R., Lee, Y. H., Hsu, S. C., Chen, K. H., and Chen, C. L., Rapid deformation rates due to development of diapiric anticline in southwestern Taiwan from geodetic observations, Tectonophys., 292, 241-251, 2016.
- Doo, W. B., Hsu, S. K., Lo, C. L., Chen, S. C., Tsai, C. H., Lin, J. Y., Huang, Y. P., Huang, Y. S., Chiu, S. D., and Ma, Y. F., Gravity anomalies of the active mud diapirs off southwest Taiwan, Geophys. J. Int., 203, 2089–2098, 2015.

- Giletycz, S. J., Chang, C. P., Lin, A. T. S., Ching, K. E., and Shyu, J. B. H., Improved alignment of the Hengchun Fault (southern Taiwan) based on fieldwork, structure-from-motion, shallow drilling, and levelling data, Tectonophys., 721, 435-447, 2017.
- Herrmann, R. B., Computer Programs in Seismology: An Evolving Tool for Instruction and Research, Seismol. Res. Lett., 84, 1081-1088, 2013.
- 5. Huang, Y. C., Ohkura, T., Kagiyama, T., Yoshikawa, S., and Inoue, H., Shallow volcanic reservoirs and pathways beneath the Aso caldera revealed using ambient seismic noise tomography, Earth Planets Space, 70, 169, 2018.
- Lin, A. T., Yao, B., Hsu, S. K., Liu, C. S., and Huang, C. Y., Tectonic features of the incipient arc-continent collision zone of Taiwan: Implications for seismicity, Tectonophys., 479, 28-42, 2009.
- 7. Tsai, Y. B., Seismotectonics of Taiwan, Tectonophys., 125, 17-37, 1986.
- Tsai, Y. B., Teng, T. L., Chiu, J. M., and Liu, H. L., Tectonic implications of the seismicity in the Taiwan region, Mem. Geol. Soc. China, 2, 13-41, 1977.
- 9. Waldhauser, F., and Ellsworth, W. L., A double-difference earthquake location algorithm: method and application to the northern Hayward fault, California, Bull. Seism. Soc. Am., 90, 1353-1368, 2000.
- 10. Weaver, R. L., Information from seismic noise, Science, 307, 1568-1569, 2005.
- 陳文山、李偉彰、黃能偉、顏一勤、 楊志成、楊小青、陳勇全、宋時驊, 恆春半島增積岩體的構造與地層特性: 全新世恆春斷層的活動性,西太平洋 地質科學,第5卷,129-154頁,2005。
- 陳松春、許樹坤、蔡慶輝、王詠絢、 洪崇勝、郭富雯,泥貫入體構造對恆 春西台地及附近海域之地體構造演化 影響,鑛冶,第60卷,第3期,7-22 頁,2016。

由近期監測結果探討大屯火山群之活動

李曉芬1,賴雅娟1,史旻弘1,林正洪12,劉進興1,鄧嘉睿1,邵騰揚1

摘要

大屯火山觀測站自民國一百年成立至今,主要任務為負責大屯火山群的地震活動、 火山流體及地表變形等監測工作。結合近期地化指標變化以及地震事件監測結果,火山 活動於 2017 年至 2018 年期間較為沉寂。2018 年底時開始有岩漿/深部熱液上湧,此時全 區域內噴氣氣體開始有氯化氫增加的現象。2019 年同時地震活動開始增加,並於大屯火 山區域發生數起規模較大且震源較深的地震事件,此時噴氣口氣體成分中氦氣增加,而 氯化氫濃度仍持續增加。2020 年時地震活動達到高峰,隨後觀察到陽離子濃度在 2020 年 下半年時開始突增,可能為因為大量深部熱液上湧導致。2021 年時氣體與水質異常仍持 續發生,不過地震活動反而因壓力已釋放而趨緩。這些異常現象顯示目前大屯火山群的 火山活動較為活躍,監測重點將會持續關注後續是否有較多的岩漿訊號,或是活躍的熱 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温泉及地熱活 動仍非常明顯,近二十年的觀測結果,包 含活躍的微震活動、達 5-7 RA 的氦同位素 比值、火山氣體成分變化等,皆顯示底下 岩浆活動尚未停止 (Song et al., 2000; Yang et al., 1999)。此外透過火山噴發物的 觀察,研判大屯火山的噴發時間可能持續 至六千年前(Belousov et al., 2010), 種種科 學證據皆認定大屯火山為活火山。目前已 利用地震訊號分析證實大屯火山岩漿庫位 於金山萬里一帶(Lin, 2016; Huang et al., 2021)。且透過詳細分析,發現有一垂直地 震密集帶分佈在大油坑(Pu et al., 2020), 可 能為火山氣體或液體經由破碎地層上升至 地表過程時產生的地震。這樣的地層通常 相對脆弱,可能為未來噴發時的火山通道。

大屯火山群的火山系統基本上處於穩 定狀態,並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 仍有許多熱液活動發生,需要考量有蒸氣 式噴發之可能性。近期的各項監測數據, 特別是地化監測中的重要指標,顯示大屯 火山區域內的活動性有所變化,各項觀測 數據對應變化於本文介紹。

二、監測方法

大屯火山觀測站持續進行數種監測火 山活動的方法,包括地震監測、地球化學 分析、地殼變形與地溫量測等,本文針對 地震及地球化學監測結果進行討論。

2-1 地球化學監測:

目前使用的地球化學監測方式有直接 採樣法及連續土壤氣監測,以下討論之地 球化學資料為直接採樣獲得。直接採樣法 包括水體與氣體標本。水體標本的採集為 現地測量溫度、導電度等參數後,將標本 過濾帶回實驗室分析即可,目前分析項目 包括氯離子(Cl⁻)、硫酸根(SO4²⁻)等,以及鈉 (Na⁺)、鉀(K⁺)、鎂(Mg²⁺)、鈣(Ca²⁺)等主要 陰陽離子成分。氣體標本則是使用吉氏採 樣瓶來收集。目前多數火山學家皆採用吉 式瓶採樣,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

¹國家地震工程研究中心研究人員

² 中央研究院地球科學研究所

析,總計可分析包括水氣(H2O)、二氧化碳 (CO₂)、硫化氫(H₂S)、二氧化硫(SO₂)、氯 化氫(HCl)、甲烷(CH4)、氮氣(N₂)、氫氣(H₂)、 氦氣(He)、氫氣(Ar)等氣體。採樣位置見圖 一分布,目前氣體採樣頻率為每月一次。



圖一 地震地化採樣點分布圖

2-2 地震監測:

相關研究指出,火山區域岩漿及熱液 的活動,或者圍岩壓力的改變皆會產生微 震,因此密集監測火山區域的微震時空變 化,可提供判斷火山活動相當重要的資訊。 目前已在大屯火山地區設置近40個地震 測站,形成一高密度寬頻地震網,可提供 七星山、大油坑、小油坑及八煙等處良好 的解析包覆度,可即時監測各種微小地震 訊號並進行詳細地震定位。

三、監測結果與討論

監測結果顯示在 2018 年底至 2021 年 之間,在地化監測的結果改變相當劇烈, 不但在氣體成分上有所改變,在水質方面 也有強烈的改變。本文將作著重討論地球 化學方面的變化,並與地震監測結果相互 比較。

從火山氣體討論火山活動時,常會使 用較具代表性的比值來研判火山活動目前 狀態,這是因為以比值呈現可以凸顯變化 之外,同時可以避免空氣混染的影響。氣 化氫相對二氧化碳比值(HCl/CO2)便是目 前常被用來分辨岩漿性活動或熱液活動的 一個參數。圖二為各採樣點 2016 年至 2021 年氯化氫相對二氧化碳比值的連續變化。 紅色虛線是國際上判斷熱液活動或岩漿為 主的經驗門檻值,大屯火山群的標本顯示 是以熱液環境為主。從2016年至2018年 之間,這段期間內就只有大油坑有較大變 動,其餘噴氣口的噴氣成分並沒有明顯變 化, 屬於較穩定的時期。2018 年底時突然 在各個噴氣口都觀察到一個明顯的跳動, 全區的氯化氫都有增加,這個變化趨勢也 一直延續到 2021 年。亦即是說,在 2018 年底至 2021 年之間,火山系統雖然仍以熱 液環境為主,卻有比以往更多岩漿性物質 的加入。



圖二 噴氣氣體中 HCI/CO2 比值隨時間變化圖

2019年1月和2月,在大屯火山地區 有兩個較大規模的地震發生,而在地震過 後,觀察到區域內噴氣的氦氣濃度明顯增 加,特別是八煙地區的變化最為顯著。通 常藉由氦氣對氫氣比值(He/Ar)的變化也 可以判斷是不是有比較多岩漿物質的加入。 一般來說,氫氣的來源有大氣與岩漿,但 是以大氣為主要來源。而氦氣的主要來源 則有地殼的4He以及地函的3He。圖三為 各採樣點2016年至2021年He/Ar的連續 變化,從圖中可以看出自2019年後數值有 顯著的差異。但是這期間的氦同位素比值 (3He/4He)並未有明顯的改變,表示是4He 與3He都增加,可能造成這種現象原因之 一是氦氣通道變得更加順暢,因此不管是 深部的3He 或是地殼中的4He都可以更 順暢的逸散至地表。而通道變得順暢的同 時也代表底下岩漿更有機會沿通道上湧。

另外值得注意的是,如果原本岩浆庫 沒有深部新物質補充,岩浆上湧時氦同位 素比值有可能不會有明顯變化,但岩浆庫 本身的活動仍有可能使氦氣濃度增加,因 此氦同位素以及氦氣濃度的變化兩者都相 當重要。氦氣增加的情況一直延續到 2021 年,但以 2019 年初與 2021 年中的變化最 顯著。



圖三 噴氣氣體中 He/Ar 比值隨時間變化圖

在大屯火山區域內有眾多溫泉露頭, 目前觀測站持續密切監測的點位共有8處。 其中大油坑有園區內最高的氦同位素比值 (~6.7RA),這樣高的氦同位素值顯示大油 坑有可能(1)接近岩漿庫,或者是(2)底下流 體的通道較其他噴氣口順暢。由地震分析 結果已知岩漿庫位置與大油坑還有一段距 離,所以推斷大油坑底下的流體通道可能 遠比其他的噴氣口順暢,因此該處的溫泉 水質變化最能反映岩漿或熱液系統的活動。

從大油坑的水質監測結果可以看出有 兩段式的變化,自2019年開始,大油坑溫 泉水的氯離子濃度便開始有所增加,這與 噴氣中氦氣發現異常現象的時間點一致。 而第二階段的變化則是在2020年下半年 開始,溫泉水中檢測出大量的陽離子,同 時陰離子也有劇烈變動,但此時並未觀測 到噴氣異常,顯示大屯火山的噴氣與陽離 子變化並不同步。





地震監測的結果顯示自 2019 年開始 微震數量開始增加,至 2020 年度偵測微震 數量更達 4550 起。對比大屯火山區域過去 的背景微震活動度,每年平均微震數量約 2000 至 2500 起,地震數量已增至平均值 的兩倍,並且有數起規模大於 3.0 的地震 發生,且震源深度較深(圖五)。值得注意, 2020年的地震活動主要集中於上半年發 生,而陽離子水質異常恰巧發生在頻繁的 地震活動後。

蒲新杰等人(2021)利用大油坑密集地 震 前震 機制與火山氣體觀測結果比較, 建 立火山活動模型(圖六)。當深部物質開 始上湧時,會擠壓地層造成深部的圍岩壓 力增加,此時地震活動主要為逆衝斷層型 態,這時因為有蓋層阻擾,火山氣體 分只有部分逸散。當物質持續向上,開始 在地瓦斷層型態為主,當釋放完全時則以伸 張的正斷層型態為主,當釋放完全時則以伸 張瓦而會大量釋出。根據該火山活動模型, 噴氣異常與地震活動的高峰期並不會完全 吻合。



將近期觀察的火山噴氣異常、溫泉水 質變化與地震活動比較,這些異常發生的 時間順序和上述火山模型有部分相似之處, 可分成幾個階段。(1)在 2018 年底開始發 現火山噴氣有氯化氫濃度增加的異常情況, 這時期應該已經有深部的岩漿或流體上湧, 因為有蓋層阻礙,火山氣體雖然表現出有 深部物質加入的特徵,但逸散量未達到高 峰。(2)緊接著 2019 年初有數起較大較深 的地震發生,火山氣體中的氦氣濃度也較 之前增加。同時水質也受到逸散出的酸性 氣體影響,陰離子有較大的變化,但陽離 子卻沒有明顯改變。(3) 2020 年時地震活 躍達到高峰,此時可能因蓋層破裂造成大 量深部液體加入原有系統,使陽離子在下 半年有明顯的變動。不過基於該模型火山 噴氣,然而在 2018 年至 2021 年間的異常中 、反而觀察到火山噴氣的異常早件 調。目前仍無法釐清 2021 年的異常早 延續 2019 年的後續,還是另一次新事件, 顯這一連串的不尋常現象在在顯示目前點 調這人直接 調注後續是否有較多的岩漿訊 號,或是熱液活動所造成的可能災害,如 蒸氣噴發事件等。

參考文獻

- 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: Hazardrelated issues. J. Volcanol. Geotherm. Res., 191, 205-221.
- Huang, HH., Wu, ES., Lin, C.H., Ko, J. Y.-T., Shih M.H., Koulakov, I., 2021. Unveiling Tatun volcanic plumbing structure induced by postcollisional extension of Taiwan mountain belt. Scientific Reports, 11, 5286.
- 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.
- Pu, H. C., Lin, C. H., Lai, Y. C., Shih, M. H., Chang, L. C., Lee, H. F., Lee, P.T., Hong, G.T., Li, Y.H., Chang, W.Y., Lo, C. H., 2020. Active Volcanism Revealed from a Seismicity Conduit in the Long-resting Tatun Volcano Group of Northern Taiwan, Scientific Reports, 10.
- Pu, H. C., Lin, C. H., Lee, H. F., Lai, Y. C., Chang, L. C., Shih, M. H., 2021. Ascending Volcanic Fluids Portended by Spatiotemporal Variations of the Earthquake Mechanisms in the Tatun Volcano Group in Northern Taiwan, Geophysical Research Letters 48(9).
- 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.
- 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.

台灣東北部宜蘭縣地熱溫泉區之地球化學調查

瓦里亞1 林世榮2 亞耳文3 傅慶州4

摘要

本研究對宜蘭縣境內部分地熱區進行了地球化學方面調查,除採集分析該區不同水體樣本,亦在清水地熱園區進行地表土壤氣調查,測量土氣濃度,以及二氧化碳及甲烷通量。根據這些調查的結果,初步選取一合適地點作為臨時站,放置一簡易型擴散式氣氣分析儀(RADEX MR107),連續紀錄土氣變化。

關鍵詞:地球化學、地熱區、氦氣

一、前言

台灣位處菲律賓海板塊和歐亞板塊的 碰撞交接帶上,菲律賓海板塊每年以 8.2 公分的速度向歐亞板塊聚合(Yu et al.,1997),使地殼活動特別活躍。而在台灣 東北部,菲律賓海板塊向歐亞板塊隱沒, 形成琉球海溝及琉球島弧之弧溝系統,沖 繩海槽在琉球島弧後方,並往西南方延伸 至宜蘭平原。宜蘭平原在此地體構造作用 下,正處於橫移伸張變形的環境。但由於 平原上的沉積物過厚,平原下方之斷層皆 未切穿地表,因此這些斷層存在的正確位 置及其構造特性仍不清楚。

一般而言,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。在研究 流體從地底下遷移至地表的行為模式中, 也包含氣氣的遷移,本研究選擇氣(Rn-222) 為主要研究對象,在地熱溫泉區附近進行 土壤及水中溶解氣氣含量調查。

二、研究方法

本研究使用兩款不同之氣氣分析儀 器,如圖一。在野外調查上為求精確快速, 以主動抽氣進樣分析方式為主,如 RAD7 氡氣分析儀,此為 DurridgeCompany,Inc.公 司生產,儀器內部為一個塗有半導體材 料、容量 0.7 公升的半球體,利用半導體材 料將α放射線轉為電子訊號,透過訊號偵 測每個α粒子的能量,能夠辨識是何種同 位素產生的衰變,配合內部幫浦(流速 1 L/min)可進行連續進樣分析,是一款專門測 量氡氣活度的α衰變計數器;另一款為野 外臨時測站用,如 RADEX MR107,因體積 小、內建電池及可連續紀錄氣氣及溫溼度 資料等優勢,為首次用於本研究土氡調查 上,設定方式為1小時記錄1筆數據方式 儲存於內部記憶體。



圖一 本研究使用之兩款氡氣分析儀: (a) RAD7;(b) MR107

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 中研院地球所助研究員

水氡量测

在野外調查時會先將水樣採集至專用 250 毫升玻璃瓶倒置存放,並於當日分析完 畢,在採樣過程中不可有氣泡產生,收集 的樣品由 RAD7 進行分析。設定 Water 250 模式後,瓶子儀器與管線間形成一封閉環 曝氣系統,在5分鐘的曝氣過程中,超過 90%的溶解氡氣可從水中被激發出(RAD7 User Manual,2020),再經過5分鐘靜置後, 儀器開始分析紀錄,每隔5分鐘紀錄1筆, 共4筆,經20分鐘後停止分析紀錄。在宜 蘭地區共採集6處溫泉水體樣本,依序是 仁澤溫泉、排骨溪溫泉、清水地熱、員山 湧泉、員山溫泉、礁溪溫泉,點位分布及 採樣照片如圖二及圖三。

土壤氡氡量测

為分析地表土壤氡氣,需進行採樣, 採樣流程如下:

透過直徑 1cm、長 120cm 之空心鋼 管,鋼管底部附有可分離之尖錐,使用錘 敲擊鋼管頂部,該鋼管插入地表下約為 80-100cm。

再利用細鋼條插入中空鋼管中,並敲 擊頂部,使尖錐與鋼管脫離,以利土壤中 的氣體順利進入空心鋼管。

將設計好之軟管線連接到空心鋼管, 以手動幫浦抽取由鋼管上湧之土壤氣體, 經1分鐘後再收集至3L樣品袋內。

確認採集無誤後,再由 RAD7 進行分析 樣品袋。

土壤二氧化碳及甲烷通量量测

採用密閉氣罩法,透過直徑 20cm,高 10cm,底面積為 314cm2 之圓形氣密罩, 將其罩於裸露地表上,氣罩進出氣端分別 連接儀器,成為一封閉循環系統。量測前 將氣罩邊緣以土壤覆蓋,避免外部空氣混 入造成誤差(Wells et al.,2001),儀器啟動幫 浦同時量測紀錄單位時間內通量數值的變 化(單位: ppm/s),並觀察斜率變化,一般在 r2 ≧0.99 即停止分析,本研究在清水地熱 園區共施作13點,並採集土壤氣體分析土 氡,如圖四及圖五。



圖二 宜蘭地區水氡採樣點位分布圖



圖三 宜蘭地區溫泉水採樣點照片

三、結果與討論

在宜蘭地區 6 處地點所採集之水樣水 氡分析結果顯示,在地下水湧升地區或水 溫低於約 50 度條件下,水中溶解氡氣可達 10,000 Bq/m3 以上,然而若水溫高於 60 度,氣體溶解度下降,導致水氡量測結果 趨近於零,如表一。

表一 宜蘭地區採樣點水質分析結果

No.	點位	類型	水溫	水氡 (Bq/m ³)	pН	導電度 (ms/cm)	氧化還原 電位
1	仁澤溫泉	井水	84.2	0	8.2	4.42	-277
2	排骨溪溫泉	河水	60.8	141	6.6	0.91	30
3	清水地熱	井水	70	60	8.2	4.20	-19
4	員山湧泉	池水	22.6	27,300	7.3	0.20	145
5	員山溫泉	井水	45	11,200	7.6	1.90	-70
6	礁溪溫泉	井水	32	252	8.1	0.93	109

清水地熱園區地表土壤氡濃度界於 562 至 11,700 Bq/m3 之間;土壤逸氣中二 氧化碳通量結果界於 1.91 至 17.26 (g/m2/day),屬一般背景數值,並無特別異 常高值,甲烷通量值均為零或低於偵測極 限(表二)。

針對點位 5 及 10 土氡結果高於平均 值,在考量地勢及用地取得後,選取點位5 作為臨時土壤氡氣觀測站,並使用簡易型 RADEX MR107 氡氣檢測儀作為連續資料紀 錄(圖六)。

由於首次使用簡易型 RADEX MR107 氡 氟分析儀作為野外測站土壤氡氣連續紀錄 用,相關實驗室儀器比對試驗及敏感度測 試也進行中,期能夠過收集更多臨時土氡 測站資料進一步應用土氡與地震活動關聯 性研究上。



圖四 清水地熱園區採樣點位分布



圖五 清水地熱園區採樣照片

表二 清水地熱園區土壤氦氣及甲烷、二氧 化碳通量分析結果

Ne	土氡	二氧化碳通量	甲烷通量
NO.	(Bq/m^3)	(g/m²/day)	(g/m²/day)
2	4,720	13.25	0
3	5,830	17.26	0
4	4,390	11.92	0
5	11,700	4.8	0
6	2,370	6.25	0
7	562	4.56	0
8	969	9.63	0
9	7,120	3.23	0
10	11,600	7.84	0
11	679	10.27	0
12	3,230	8.63	0
13	3,180	1.91	0
平均	4,696	8.30	0



圖六 清水地熱園區臨時測站照片

參考文獻

- 邱俊銘(2010)宜蘭平原土壤逸氣調查 及其大地構造隱示,國立臺灣大學地質 科學研究所碩士論文,共85頁。
- 溫心怡(2010)大屯火山群地熱中土壤 氣體之二氧化碳通量,國立臺灣大學地 質科學研究所碩士論文,共65頁。
- 鄭鈞元(2009)台灣西南部活動斷層帶 之二氧化碳逸氣量與天然儲氣量之估 算,國立臺灣大學地質科學研究所碩士

論文,共61頁。

- 4. Kumar A, Singh S, Mahajan S, Bajwa BS, Kalia R, Dhar S. (2009).Earthquake precursory studies in Kangra valley of north-west Himalayas, India, with special emphasis on radon emission. Appl Radiat & Isot. 67, p.1904–1911.
- 5. RAD7 Electronic Radon Detector User Manual,2020, p.95.
- Welles, J.M., Demetriades-Shah, T.H. and McDermitt, D.K.(2001).Considerations for measuring ground CO2 effluxes with chambers. Chem.Geol., 177, p.3-13.
- Yang, T.F., Fu, C. C., Walia V., et al., (2006).Seismo-geochemical variations in SW Taiwan: multi-parameter automatic gas monitoring results, Pure and Applied Geophysics, 163(4), p.693–709.
- Yu, S. B., Chen, H. Y., & Kuo, L. C. (1997). Velocity field of GPS stations in the Taiwan area. Tectonophysics, 274(1-3), p.41-59.

台灣地區水平向地震動傅氏相位譜資料庫建置

黄雋彦1、趙書賢1、林哲民2

摘要

本研究建置一個基於傅利葉轉換而得之台灣地區水平向傅氏相位譜資料庫,兩個互 相垂直之水平向地震動首先旋轉至徑向及切向,以確認其特性與基礎頻率域之地震物理 之關聯,此地震動相位資料庫為奠基於前人研究所建置之台灣地區地震動資料庫之上, 所得之加值資料庫,其基礎資料庫由台灣地區為達成第三級機率式地震危害分析之資深 地震危害度評估組織計畫(Taiwan's Senior Seismic Hazard Analysis Committee, SSHAC, level 3 probabilistic seismic-hazard analysis (PSHA) project (NCREE, 2016))所建置。本研究 所加值建置之傅氏相位資料庫可提供相當有用之資訊,以了解地震震源、路徑及場址效 應對於傅氏相位之影響,及其空間、規模-距離範圍對於相位之尺度關係,當深入了解地 震動傅氏相位之資訊後,未來將可能取代工程地震學上常用之隨機式點震源地動模擬技 術之隨機相位,以更符合廣泛之應用需求。初步研究結果指出大規模、近場近距離及較 堅硬之測站,將對於水平向堅相位差呈現部分相關性趨勢,但整體而言並不顯著。

關鍵詞:傅氏相位譜資料庫、台灣

一、前言

高頻地震動模擬預估技術為工程地震 學研究之一重要題目,目前大多運用地震 動預估模式(Ground Motion Model, GMM) 以評估目標測站對於特定規模、距離及場 址條件下,各項地震動因子之震度範圍。 然而,對於大規模近距離之測站而言,由 於其距離考量方式僅為距斷層面之最短聚 力,代表地震動預估模式對於有限斷層效 應之控制仍相當受限。而隨機式有線斷層 模擬技術 (Boore, 2009; Motezedian and Atkinson, 2005)則提供對於高頻地震動模 擬之重要來源,且已實際應用於台灣地區 (Huang et al., 2016; 2017)。接著,由於隨 機式地動模擬技術運用隨機相位之缺點仍 相當明顯,且對於模擬時間序列將產生較 大之模擬誤差。本研究則嘗試首先建構並 瞭解地震動相位於強地動研究之特性並建 置台灣地區之傳氏相位資料庫。

現有之台灣地區地震動資料庫為由國 震中心於 SSHAC 計畫所建置 (NCREE, 2016),其提供一系列高品質之強地動紀錄之反應譜及其地震相關參數平坦檔,其 收錄期間由 1991 至 2016 年、規模由 Mw2.2 至 7.6、地震動紀錄之距離範圍則 為斷層最短距離 0.05 公里至 610 公里、場 址條件由 A 至 E 皆存在,提供工程地震研 究人員對於台灣地區地震相關研究之一良 好素材。本研究則額外建置一加值地震動 資料庫,對於現存資料庫中之地動紀錄計 算並收錄其傅氏相位譜資訊。最後,本研 究則初步確認震源、路徑及場址效應對於 徑向切向間相位差之特性。

二、方法及資料庫

由於台灣地區 SSHAC 計畫之主要目標 為建構加速度反應譜(Pseudo spectral acceleration, PSA)、峰值地表加速度(Peak ground acceleration, PGA)之地震動預估模 式,而非考量傳氏譜(Fourier amplitude spectrum, FAS)或者其相位譜(Phase spectrum),本研究則額外計算此相位譜資

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

料庫。首先,由於其對於傅氏震幅譜建議 之降點、平滑化流程可有效降低後續使用 **隨機震盪理論轉換為反應譜時之穩定性**, 本研究跟隨美國東部新一代地震動衰減公 式建置計畫(NGA-East project, Kottke et al., 2021)之流程與方法計算傅氏震幅譜,而 此初步之傅氏譜計算時,其頻率間隔並不 足夠小且將影響相位譜之呈現及判讀。圖 一為一相位譜之範例,其為由台灣地區近 期數位觀測史最大之 1999 年集集台灣地 震所收錄之震波。初步結果顯示對於徑向、 切向或其相位差而言,並無特定規律,其 也許為頻率間隔太大或由切取剪力波視窗 所致。接著,本研究則嘗試使用展開 (unwrap) 之方式對地震動資料庫中各紀 錄計算連續之傅氏相位譜,其主要之方式 可描述為將正負 180 間之相位角以連續之 方式於極座標順時鐘累加以求得。接著, 本研究使用視窗化之地震動紀錄,由人為 選取之P波到時開始至紀錄最後為一紀錄 視窗,其長度皆補0至216點以確保頻率 間隔一致。因此,此方式計算得之相位譜 將攜帶部分資訊及隱含如 P、S 波到時差 異,暗示地震相關之震源、路徑及場址相 關之效應所反映出之顯著頻率內涵如傅氏 震幅譜之高區,將同時反映於傅氏相位譜 中。本研究使用之相位展開流程及其範例 則顯示於圖二,對於其連續之相位序列之 整體趨勢而言,較大之相位差值將暗示 P 波及S波間之顯著頻率內涵之差異性特定 頻段,本研究即對於整體地動資料庫中之 地震動紀錄皆計算其展開之相位譜資訊。

三、結果與討論

由於直接預估相位譜相當困難,本研 究嘗試首先確認兩水平向之相位差與地震



圖一 1999 年集集地震時 HWA048 測站所 收錄之徑向及切向範例傅氏震幅譜、傅氏 相位譜及加速度時間序列範例圖。



圖二 與圖一相同紀錄之徑向及切向範例 傅氏震幅譜、展開後之傅氏相位譜及加速 度時間序列範例圖。

相關參數之關聯性。接著,為初步了 解相位譜之地震波行為如震源、路徑及場 址項,本研究確認此水平向(徑向及切向) 展開相位譜間之相位角差異,對於規模 Mw、距斷層最短距離 Rrup 及場址條件相 關之因子 Vs30 (近地表三十米之平均剪力 波速)皆確認其尺度關係。圖三顯示對於 規模之尺度關係,初步成果指出其頻率相 依之規模-相位角差之關聯性很低,而整體 而言,區間平均之結果於規模 Mw 大於 6.0 處可見一輕微之正比趨勢,暗示大規模處 之剪力波投影至徑切向行為較明顯且相位 差異較大。圖四顯示對於距離尺度關係而 言,其亦無頻率相依之行為,且其相位差 對於距離而言並無明顯趨勢,可能代表當

地震波傳遞經過相同介質時,大尺度而言 其整體為均向性(Homogeneity)之假設大 致適用。最後, Vs30 之尺度關係則顯示較 硬之岩盤站呈現輕微之正比趨勢,於 Vs30 大於 600m/s 時其區間平均不貼近 0, 暗示 鬆軟測站之區域場址效應對於兩水平向之 共振放大效應為相似之反應,且產生之兩 方向水平相位相互接近。值得一提處為, 部分展開後之相位譜差異可達低頻 3000 度及高頻10000度以上,可能由於連續相 位序列於展開時,若部分頻段之相位差跳 動較劇烈,由同向順時針累加時造成之結 果,顯示地震波之相位複雜性。而對於高 頻頻段相位差之高變異性,整體而言呈現 於規模 Mw 大於 6.0、距斷層最短距離 Rrup 小於 15 公里及 Vs30 小於 300m/s 條件, 代表主要地震波之變異性於大規模、近距 離及鬆軟測站之特性仍為最困難之部分, 亦為工程地震學領域最關心之區域,需要 後續未來相關之研究繼續釐清。





圖三 台灣地區地震動資料庫之規模 Mw 對於水平向中,徑切向間相位角差之尺度 關係。(a) 0.2Hz、(b) 1Hz 及(c) 5Hz。



圖四 台灣地區地震動資料庫之距斷層最 短距離 Rrup 對於水平向中,徑切向間相位 角差之尺度關係。(a) 0.2Hz、(b) 1Hz 及 (c) 5Hz。



圖五 台灣地區地震動資料庫之 Vs30 對於 水平向中,徑切向間相位角差之尺度關係。 (a) 0.2Hz、(b) 1Hz 及(c) 5Hz。

五、結論

本研究對於台灣地區現有之地震動資 料庫建置並計算傳氏相位譜之加值地震動 資料庫,由於直接預估相位譜之困難性 (Hisada and Beilak, 2005),使用展開後之 相位譜計算,接著確認兩水平向相位差對 於震源、路徑及場址相依之特性,其結果 顯示 Mw 及 Vs30 對於此相位差呈輕微趨 勢,而對於距離 Rrup 則並不明顯,未來仍 須持續連結研究這方面之相位特性以更加 理解地震動特性,並增加地震動預估之準 確性。

参考文獻

- Boore, D.M., (2009). "Comparing stochastic point-source and finite-source ground-motion simulations: SMSIM and EXSIM", Bull. Seismol. Soc. Am. 99(6), 3202-3216.
- 2. Hisada, Y., and Bielak, J. (2005). "An extension of the stochastic Green's function method to long-period strong ground-motion simulation(abstract)", Seismol. Res. Lett. 76(2), 242.
- Huang, J.Y., Wen, K.L., Lin, C.M., Kuo, C.H. and Chen, C.T., (2016). "Various fault slip asperity models for the ETFbased high frequency strong motion simulation of the Sanchiao fault", Taiwan. In Proc. of The 5th IASPEI / IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion (ESG5), 15th-17th Aug., Taipei, Taiwan.
- Huang, J.Y., Wen, K.L., Lin, C.M., Kuo, C.H., Chen, C.T., and Chang, S.C., (2017). "Site correction of a high-frequency strong-ground-motion simulation based on an empirical transfer function", J. Asian Earth Sci. 138, 399-415.
- Kottke, A.R., Abrahamson, N.A., Boore, D.M., Bozorgnia, Y., Goulet, C.A., Hollenback, J., Kishida, T., Ktenidou, O.J., Rathje, E.M., Silva, W.J., Thompson, E.M., and Wang X., (2021). "Selection of random vibration theory procedures for the NGA-East project and ground-motion modeling", Earthq. Spectra 37(S1), 1420-1439.
- Motezedian, D. and Atkinson, G.M., (2005). "Stochastic finite-fault modeling based on a dynamic corner frequency", Bull. Seismol. Soc. Am. 95(3), 995-1010.
- NCREE, (2016). 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.

臺灣核能電廠地震動反應譜建置-計畫回顧

劉勛仁¹ 吳俊霖² 黃世建³ 周中哲⁴

摘要

2011 年日本發生規模(Mw)9.0 劇震,造成福島核電廠發生嚴重核洩漏事故,使全球核能 大國對過去的核安監管制度,徹底進行一系列檢討與精進,而首要且迫切的應對作為,當屬 地震危害的資訊更新與耐震基準的重新評估。由國家地震工程研究中心自2018 年初協助台灣 電力公司執行的「臺灣核能電廠地震動反應譜建置」計畫,其接續「臺灣地震危害高階模型 建置」計畫,過程中導入「SSHAC Level 3」高標準作業程序、先進分析技術、高信度試驗資 料及優秀工作團隊,解決了臺灣特殊地震與地質環境、有限在地資料與全球新冠肺炎疫情的 阻礙,終在2021 年底經國際專家正式審查通過後,遞交我國核能電廠新的耐震基準地震動。 藉由本計畫高質量成果,成功為臺灣在國際核能產業界豎立典範,也為臺灣核能耐震安全立 下一座重要的里程碑,更為國內未來地震工程發展奠定堅實基礎。

關鍵詞:地震動反應譜、SSHAC Level 3、核能電廠

一、計畫目的

2011年3月11日,日本發生規模(Mw) 9.0 劇烈地震並引發大海嘯,造成福島核電 廠發生嚴重核洩漏事故。美國核能管制委員 會 (Nuclear Regulatory Commission, NRC) 隨即組成近期專案小組 (Near-Term Task Force, NTTF)進行一系列的調查與檢討,最 後提出多項具體改善建議。其中第2.1項建 議,簡稱「NTTF 2.1: Seismic」,係要求核 能電廠應依最新的地質調查、地震資料與分 析理論方法等資訊,重新評估地震對廠址安 全之衝擊。

順應國際核安發展情勢,我國行政院原 子能委員會同樣要求台灣電力公司執行 「NTTF 2.1: Seismic」,確認我國核能電廠 對抗最新地震危害之能力。受台灣電力公司 委託,國家地震工程研究中心(以下簡稱國 震中心)協助執行「NTTF 2.1: Seismic」的耐 震基準地震動再評估作業,主要由以下兩個 階段計畫來完成: 1.臺灣地震危害高階模型建置:屬地球科 學領域作業。經由「SSHAC Level 3」高標 準程序,依據最新地震、地質調查資料,建 立地震源及地震動特徵模型與地震危害輸 入文件(Hazard Input Document, HID)。後續 依 HID 進行機率式地震危害度分析 (Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA) 以求得廠址參考岩盤條件(Vs30值為760 m/s) 之地震危害度曲線與均布危害度反應譜 (Uniform Hazard Response Spectrum for Reference-Rock Condition, UHRS_{refrock}),並以 參數拆解(Deaggregation)技巧得到不同年超 越頻率的控制地震參數(規模、距離等)。此 項期程為 2015 年 6 月至 2018 年 12 月。

2. 臺灣核能電廠地震動反應譜建置:屬地 震工程領域作業。續依「SSHAC Level 3」 高標準程序的立意原則建立廠區地盤模型 (土層波速剖面、岩土非線性曲線),藉此地 盤模型以及依 UHRS_{refrock} 所發展的輸入運 動,進行地盤反應分析 (Site Response Analysis)得廠址放大函數 (Amplification Factor, AF); 再依據美國核能規範 NUREG/CR-6728 所提「Approach 3」方法,

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主任兼組長

³ 國家地震工程研究中心兼任顧問

⁴ 國家地震工程研究中心主任

求得控制點之地震危害度曲線與年超越頻 率 10^{-4} 及 10^{-5} 均布危害度反應譜;最後依據 美國核能規範 RG 1.208 所提性能導向 (Performance-Based)地震動評估方法,產出 目標成果:定義在反應器廠房地表面之地震 動反應譜(Ground Motion Response Spectrum, GMRS) 與基面之基礎輸入地震反應譜 (Foundation Input Response Spectrum, FIRS)。 此項期程為 2018 年 3 月至 2021 年 12 月。

對於產出最終耐震基準地震動 GMRS 與 FIRS 的「臺灣核能電廠地震動反應譜建 置」計畫(以下稱本計畫),其作業程序與主 要任務,本文如下介紹。

二、計畫程序與任務

由美國 NRC 成立的「地震危害分析資 深委員會(Senior Seismic Hazard Analysis Committee)」所訂定第3級標準作業模式, 即「SSHAC Level 3」程序(NUREG/CR-6372, 1997; NUREG-2213, 2018),其基本目標為在 評估與整合作業上能有正確的執行以及完 整的紀錄。對於評估(Evaluation),須考量由 技術專家群提議的與地震危害度分析(或地 盤反應分析)相關之全部資料、模型與方法 論;對於整合(Integration),須對模型參數的 中值、機率分布及極限範圍提出充分的技術 解釋;對於紀錄(Documentation),須將評估 與整合階段的所有討論過程、技術決策與分 析結果,完整詳實地記載於計畫成果報告之 中。

本計畫參循「SSHAC Level 3」程序進 行廠址 GMRS 與 FIRS 的建置,作業流程如 圖一,執行要項及實際作為如下:

 訂定專案執行計畫書:在計畫執行首先 訂出明確的實施方針,以利作業推動與管理, 項目包括工作範圍、作業流程、組織架構、 主要任務、時程規劃、產出成果與品保機制。 全部目標廠址皆採相同作業標準並同步進 行與完成,共歷時46個月(近4年)。

2. 組織計畫成員:組織架構有 5 個主要團 隊,即專案管理辦公室(Project Management Office, PMO)4位、技術整合專家(Technical Integrator, TI)團隊4位、技術幕僚(Technical Support, TS)團隊18位、外部專家群(Experts) 12 位及參與式同儕審查小組(Participatory Peer Review Panel, PPRP) 2位, 共40位主 要成員。職責上, PMO 主事計畫管理, TI 團隊負責計畫成果的技術評估及整合, TS 團隊執行所有計算與試驗的相關工作, 外部 專家群提供主/客觀的資料、模型或方法及 技術開發, PPRP 針對 SSHAC 程序面與技 術面進行審查。

TI 團隊成員為 Norman Abrahamson 院士、 Ellen Rathje 教授、孫一鴻博士與溫國樑教 授,4 位皆在 PSHA、地盤反應分析、核能 實務及 SSHAC 程序具備資深經驗。此外, 藉由國際頂尖學者 Kenneth Stokoe 院士擔 任外部專家,對廠區現地資料蒐集、岩土特 性分析與地盤模型開發,帶來莫大助益。



圖一 本計畫執行流程與角色參與

3. 舉行正式研討會議:針對方法論與資料 評估、模型整合、以及分析結果反饋的 3 大 議題,共召開大型專題討論會議(Workshop) 計 8 場;另召開有 51 場例行會議(Regular Meeting)、16 場工作會議(Working Meeting) 與 2 場總結會議(Final Meeting)。受 2020 年 初開始的嚴重特殊傳染性肺炎(COVID-19) 疫情影響,此後全部會議皆透過視訊方式成 功召開。
4. 確認地盤反應分析方法論:對於水平地 盤反應計算,採用一維空間、基於隨機振動 理論(Random Vibration Theorem, RVT)之等 值線性(Equivalent Linear, EQL)分析方法, 除符合法規要求與實務應用性,更可有效處 理大量計算案例數(參數變異性、11 個地震 危害水準)。

對於廠址放大函數(AF)評估,採取兩次地盤 反應分析法,以適切對應UHRS_{refrock}所用地 震動特徵模型的內在假設:Vs30值為760m/s 完整波速剖面以及線性場址效應。如圖二示 意,先對深度至5公里的臺灣通用岩盤 (Taiwan Generic Rock, TWGR)波速剖面執 行線性分析,求得 TWGR 剖面參考地表之 地盤反應(SAref);再對廠址整體波速基準剖 面執行非線性分析,以完整考慮到廠區岩土 材料動態特性,求得廠址地表之地盤反應 (SAsite');最後,廠址放大函數(AF),即透由 兩步驟所得的控制點地盤效應結果取其比 值而得。



圖二 本計畫廠址放大函數評估流程示意

對於 EQL 法分析結果校正,採取 kappa2 調 修法以解決 EQL 法在計算大應變地盤反應 分析過程中,因過阻尼(Overdamping)現象 導致傳氏譜(Fourier Amplitude Spectrum, FAS)高頻振幅過度衰減的狀況。kappa2 為 半對數座標 FAS 在高頻段的斜率,10 至 40 Hz 為其代表區間。根據 TI 團隊評估實際地 震資料與非線性案例分析結果,選定 kappa2 門檻值為 0.065 秒,並取 0.17、0.11 與 0.05 倍最大FAS對應的3個頻率值,作為kappa2 調修可能的起點頻率,以考量其變異範圍 (圖三)。



圖三 kappa2 調修示意例

5. 建立輸入地震:地盤反應分析採用的輸入運動(SAinput),須滿足條件為:透過深度5 公里的 TWGR 剖面,經由線性震波傳遞至 剖面參考地表,該處的輸出反應譜應與 UHRSrefrock 在振幅與譜型相近,且該處的輸 出傳氏譜應與 TWGR 剖面參考地表對應之 0.044 秒 kappa 值相近。

此輸入地震的建立,可適當解決前述地震動 特徵模型內在的兩個假定,故建立對等條件 之 TWGR 波速剖面(Vs30 值近 760 m/s);而 TWGR 剖面在 5 公里深處的剪力波速值約 為 3,000 m/s,此等波速對應的極硬岩盤特 性在地球科學預期是線性材料行為,因而輸 入地震位置定義在廠址地表下 5 公里處,以 能有效考慮到潛在大震度運動所引致的岩 土材料非線性效應範圍。

輸入地震為 FAS 型式,其高、低頻段 FAS 分別採用點震源模型與線性反捲積分析方 式建構。為了後續求得廠址控制點的地震危 害度曲線,配合 PSHA 所得的參考岩盤地震 危害度曲線與控制地震參數(規模、距離), 共建立有 11 個地震危害水準(年超越頻率 10⁻¹至 10⁻⁶)之輸入地震。

6. 增補廠區現地資料:除了懸盪式波速井 測等既有資料,額外執行廠區現地試驗與岩 土材料室內試驗,前者為量測廠區土層剪力 波速,包含有 19 條表面波震測、3 組微地 動陣列量測、3 組跨孔式井測與1 組下孔式 井測;後者為律定現地淺層鑽探岩土動力特 性參數,共出具近 85 份室內實驗報告。 7. 建立廠區地盤模型:主要為整體波速剖 面與岩土非線性曲線,其深度範圍至5公里, 且考慮不確定性設定有上值(Upper)、最佳 估值(Best-Estimate)與下值(Lower)的基準模 型。對於整體波速剖面,先分別建立淺部與 深部波速剖面,TI 團隊再依速度梯度變化、 5 公里剪力波速近 3,000 m/s 等條件以判識 兩者剖面的接合;淺部波速剖面根據廠區現 地波速資料整合成頻散曲線(Dispersion Curves)後以三維模式迭代正算程序推求; 深部波速剖面即 TWGR 剖面。

對於岩土非線性曲線,包含剪應變相依之剪 力模數與阻尼比,依深度分3類:現地岩土、 岩土過渡區及岩石;前兩類以廠區現地可信 資料所達深度分界,後兩類以剪力波速值達 1,000 m/s 附近分界。現地岩土非線性曲線, 為根據現地材料試驗資料對既有模型進行 參數調校;岩土過渡區及岩石非線性曲線, 主要由 Kenneth Stokoe 院士根據 30 多年的 岩石試驗資歷以建構適合於臺灣地震潛勢 的岩材特徵模型。

8. 計算地盤反應案例:總合整體波速基準 剖面、岩土非線性曲線及 kappa2 調修之各 參數變異考量,其邏輯樹可達 54 個分支案 例,每一案例又對其基準波速剖面以蒙地卡 羅(Monte Carlo)理論模擬出 200 個隨機波速 剖面,且須考慮 11 個地震危害水準範圍的 輸入地震;以上總計須進行近 12 萬個地盤 反應案例計算。有關邏輯樹分支的權重設定, 係由 TI 團隊依據經驗資料進行專業檢視、 評估與判識而得。

9. 建置 GMRS 與 FIRS:包含水平與垂直 兩個分量。水平地震動部分,主要藉由理論 地盤反應分析方式(得廠址放大函數)、 「Approach3」法(得控制點危害度曲線、年 超越頻率 10⁻⁴ 與 10⁻⁵均布危害度反應譜)及 性能導向地震動評估法(得 GMRS 與 FIRS) 求得。垂直地震動部分,TI 團隊經評估地動 觀測資料顯示,臺灣垂直地震動具高度非線 性場址效應且大多由剪力波主控之特性,故 以經驗分析方式開發臺灣地區垂直-水平 (V/H)反應譜比值模型,藉此水平地震動可 逕發展成垂直地震動。此外,因 FIRS 位置 同於建廠安全停機地震(Safe Shut-down Earthquake, SSE),故反應器廠房基礎面為後續成果檢視、比較的主要控制點位。

10. 出具計畫成果報告:本計畫所有作業執 行流程、對採用資料、模型與方法論的技術 基礎、參數不確定度考量、計算過程與結果、 品保文件等,皆完整記錄於英文版計畫成果 報告,內容共3冊:第I冊為計畫總覽(共1 本)、第II冊為技術報告書(共8本)、第III 冊為計算書(共18本)。此外,本計畫的大型 討論會議所有資訊,包括議程、簡報、錄影、 議程、名冊與結論,皆完整存留。

11. 參與式同儕審查: PPRP 自本計畫開始 至結束共出席 29 場重要會議,並對前期專 案計畫書、中期技術摘要報告以及後期計畫 成果報告進行嚴謹審查,過程中發出 4 篇合 意信函,確認本計畫完整符合「SSHAC Level 3」程序的核心原則、「NTTF 2.1: Seismic」耐震基準地震動的建置目標以及 「SPID Guidance」(EPRI 1025287)廠址放大 函數的開發指引。

三、結語

本計畫在研擬核電廠最新耐震基準地 震動的過程中,對於地盤反應分析程序、輸 入地震建立程序、等值線性分析高頻調修方 法、現地/室內試驗作業標準以及垂直地震 動評估模式,具有先導性、在地化的技術開 創,藉此成果期能繼 1980 年代之後,推助 我國地震工程再次進行革新發展。

參考文獻

- Hsun-Jen Liu and Chiun-Lin Wu (2021). "Project Overview", the Final Report of Development of GMRS and FIRS for Nuclear Power Plants in Taiwan, Volume I, October 29, 2021.
- Norman Abrahamson, Ellen Rathje, Joseph Sun, Kuo-Liang Wen, Yu-Wen Chang, Hsun-Jen Liu, Domniki Asimaki, Shu-Hsien Chao, Chun-Hsiang Kuo, Wen-Jong Chang, and Kenneth Stokoe (2021). "Technical Report", the Final Report of Development of GMRS and FIRS for Nuclear Power Plants in Taiwan, Volume II, October 29, 2021.

212

臺灣工址輸入地震查選平台

劉勛仁¹ 呂學敏² 簡文郁³

摘要

為解決實務上執行受震反應歷時分析時,常遭遇如何挑選與調整實測輸入地震的瓶頸, 國家地震工程研究中心開發臺灣工址輸入地震查選平台(Input Motion Selection for Taiwan,簡 稱 INMOST)之服務網頁(http://seaport.ncree.org/inmost)。INMOST 能對應我國耐震設計規範 要求、適用全臺一般工址(含臺北盆地)、具備視覺化與互動式查選功能、以及提供優選地震紀 錄與完整地震資訊。INMOST 可作為動力分析時擬定實測輸入地震歷時的媒介,有效落實在 耐震設計與分析的實務應用。

關鍵詞:非線性歷時分析、輸入地震選取、實測地震紀錄、耐震設計

一、緣起與構想

隨著近年來新式結構系統湧現、地震 資料大量蒐錄、分析軟/硬體效能提升以及 耐震設計要求趨向細緻化,採用實際觀測 地震動紀錄的非線性歷時分析(time-history analysis)逐成為結構耐震評估的主流趨勢, 以較能掌握建築物受震反應的實際動態行 為,助提升結構抗震設計可靠度。

相較於簡易的反應譜分析(response spectrum analysis)或非線性靜力側推分析 (pushover analysis),詳細的歷時分析主要有 下列優勢。其一,可完整取得受真實地震力 荷載期間或之後的時步結構反應,以較可 靠評估耐震性能。其二,對於特殊結構的顯 著高模態效應與非彈性力矩重分配,能實 質表現在分析結果。其三,實測地震歷時完 整保存地動能量的本質與特性,致使結構 反應可忠實對應到特定外力的振幅 (amplitude)、頻率內含(frequency content)與 延時(duration)影響效果,並能探索不同傳 力路徑(load path)對結構反應的不確定性。

然而,如何從龐大又不易完整取得的 臺灣地震資料中,適當地挑選、調整實測地 震紀錄,並能符合耐震設計規範要求,為實 務執行非線性歷時分析的最大困擾點。有 鑒於此,國家地震工程研究中心開發臺灣 工址輸入地震查選平台(Input Motion Selection for Taiwan),簡稱 INMOST,其設 定的初衷目標為:(1)具在地實務應用性、 (2)方便易用的介面工具、及(3)推動實測歷 時分析;而在運用規劃上,服務內容以規範 導向與臺灣地震紀錄為主,服務對象需能 涵蓋到泛域工址與多類型結構,服務方式 需提供直觀及便捷的操作性。

二、平台建構方法

首先建立「臺灣工址受震反應分析用 實測地震資料庫」,篩選出可對應耐震設計 基準級別的精緻化地震紀錄群(劉勛仁等, 2021),再進一步發展成 INMOST 具直覺性 與互動性的服務網頁。

INMOST 後端的實測地震資料庫,係 以我國耐震設計規範以及氣象局地震資料 為本。經統計可依等譜加速度段與等譜速 度段轉角週期(To)分類成 10 個標的反應譜 (7個一般震區、3個臺北盆地),再從 1991 年至 2018 年近十餘萬筆氣象局自由場強地 動紀錄中,排選出與各個標的反應譜的譜 型(spectral shape)在特定週期範圍內擬合度 (goodness of fit)最佳之前 30 組實測地震紀

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專案助理技術師

³ 國家地震工程研究中心研究員

錄。最後整合建成後設資料檔(metafile),其 包含完整地震源、強震測站、地震動及擬合 度評序的各項參數值,助提供 INMOST 前 端的多元資訊搜查與豐富圖資展示。

三、平台結構與內容

INMOST 在結構上為單頁式網頁,使 用者無論在視覺效果、操作效率及資料擷 取等各方面,都能有極佳的體驗。在頁面排 版上,右側為使用者歡迎區與意見回饋入 口;中間為輸入地震搜查及圖資下載的主 要操作區;左側為主題功能的導航列,依序 為(1)平台簡介、(2)搜尋設定、(3)搜尋結果 地圖、(4)搜尋結果列表、(5)反應譜圖、(6) 輸出搜尋結果、及(7)參考資料。以下分別 說明 INMOST 各項主題功能的內容與特色。



3.1 平台簡介

INMOST 的入口畫面,採用輸入型覆 蓋視窗(input overlay)模式,內容包含平台 簡介、免責聲明、以及請使用者提供簡單資 訊(服務單位與職稱)兼同意網頁使用規則 之必要回應步驟。藉由簡介內容,使用者可 初步瞭解 INMOST 的建構基礎、特色服務 與使用原則。



圖二 INMOST 入口視窗

3.2 搜尋設定

我國建築物耐震設計規範對於輸入地 震的基本要求(第 3.6.1 節一耐震結構;第 9.3.7 節一隔震結構;第 10.4.1 節一消能結 構),主要有兩大部分:(1)符合地震危害控 制地震特徵(規模、距離等);(2)地震紀錄反 應譜在建物基本振動週期附近之特定週期 範圍內,與設計基準地震反應譜之譜型相 近。此外,因個案分析需求皆異,如二維或 三維分析、平均或最大結構反應等,輸入地 震另有屬因地制宜考量的個案要求。

對此,INMOST 提供的輸入地震搜尋 條件,滿足了前述的三類基礎要求:工址特 定(site-specific)、結構特定(structure-specific) 以及個案特定(project-specific),並劃成「標 的設計反應譜」與「地震紀錄要求條件」兩 個參數設定區,前者設有一般工址與臺北 盆地工址的兩個簡單選項;後者條列5項 屬結構特定(檢核週期範圍、譜值下限值)及 個案特定(紀錄分量、紀錄總數、單一事件 之紀錄上限數)的要求設定。

INMOST 在部分搜尋設定有其預設。 對於 3 個臺北盆地微分區的設計基準反應 譜,INMOST 根據近期研究成果設有一個 等譜速度段與等譜位移段之轉角週期 TL且 為 4.0 秒(簡文郁等,2020);同時,地震紀 錄搜尋範圍鎖定在 921、331 兩個主要控制 地震事件以及臺北盆地微分區內強震測站, 以較能適當地進行長週期段的譜型相符與 譜值調整。對於紀錄反應譜最低限值條件, 為對每一個紀錄反應譜,而非對全部個數 的平均值紀錄反應譜。對於地震紀錄數量, 其上限為 30 以利反應譜圖展示與操作性。



圖三 INMOST 地震紀錄搜尋設定

3.3 搜尋結果地圖

INMOST 將輸入地震搜尋結果,以地 圖、列表與反應譜圖三種模式進行視覺化 呈現,並內建宜用的互動功能。

INMOST 提供的地理資訊地圖,可完整查看全部搜尋結果的震央與強震測站的分布地理位置,點選圖標後可顯示進階資訊。以測站為例,詳列有發震時間、測站代碼、震源距離、震央距離與V₅₃₀值。其次,地圖的震央及其測站,能對單一或全體地震事件以開放(聲)或收合(聲)方式呈現,並能調整畫面框位與視距,使用者可隨時儲存所需圖示(□)。



圖四 INMOST 地理資訊地圖

3.4 搜尋結果列表

INMOST 提供的搜尋結果列表,主要 互動功能有:(1)預設依譜型擬合度按序排 列,可點選任一表標題以該參數為準進行 排序(sorting);(2)游標停於任一表標題可顯 示該參數標註說明;(3)點選任一地震紀錄 列,地圖立即移至該強震測站所在地;(4) 點擊「ACC」顯示單/雙向原始加速度歷時 圖與下載鍵;(5)列表複選框的勾點結果, 立即對應在反應譜圖的呈現。在列表內容 上,以挑選輸入地震須參考及使用到的資 訊為主,可歸納為4大類參數如下:

1. 譜型擬合參數:包含均方誤差(meansquare error, MSE)、定比係數(scaling factor, SF)與反應譜分量;為對實測輸入歷時進行 最適性挑選與振幅線性調整(amplitude scaling)之重要依據。若分析案例需水平雙 向歷時同時輸入,建議兩向歷時可同用幾 何均值(geometric mean, GM)對應的 SF 值。 地震源參數:包含發震時間、震央經緯度、震矩規模、震源深度、震源距離與震央距離;可確認地震事件的多樣程度,亦可檢視與工址控制地震特徵的對應性。

 3. 強震測站參數:包含測站代碼、測站經緯度、近地表深度30公尺之平均剪力波速 (Vs30)、剪力波速達1公里/秒以上之地層深度(Z1.0);可檢視站址與工址淺層地盤條件的對應性,亦可評估盆地效應或軟弱層厚的特性程度。

4. 地震動參數:包含尖峰地表加速度 (PGA)、尖峰地表速度(PGV)、強震延時 (Td5-75)、地震總延時(Td5-95)、速度脈衝週期 (T_p)與週期 0.01 秒至 10 秒對數等間距之 50 個譜加速度值;可獲悉地震動能量在振幅、 頻率內含與延時的特徵,以估計對結構反 應的影響性,亦可針對個案分析需求,進階 選取如長週期效應或脈衝型(pulse-like)的 地震紀錄。

序数		816	群相T0 (物)	定比後期 (Scale Factor)	均方錄墨 (MSE):	反應請分量	原始加速度限料面 (ACC)	發展時間 (UTC+0)
1		G4	0.7	2.36	0.0153	GM	ACC	2003-12-10 04:38:1
2	2	G4	0.7	2.19	0.0187	GM	ACC	1999-09-20 17:47:1
3		G5	0.8	2.84	0.0246	GM	ACC	1999-09-25 23:52:4
4		GS	0.8	2.74	0.0262	GM	ACC	1999-09-25 23:52:4
5		G5	8.0	3.28	0.0294	GM	ACC	2010-03-04 00:18:5
6	•	64	0.7	1.76	0.0315	GM	ACC	1999-09-20 17:47:1
7		G7	1.0	2.74	0.0328	GM	ACC	2010-03-04 00:18:5
8		G7	1.0	1.88	0.0345	GM	ACC	2016-02-05 19:57:2
9		G4	0.7	3.78	0.0353	GM	ACC	1999-09-20 18:16:1
10		G5	0.8	2.57	0.0358	GM	ACC	2016-02-05 19:57:2
11		G4	0.7	2.96	0.0401	GM	ACC	2002-03-31 06:52:4



圖五 INMOST 地震紀錄搜尋結果列表及 下載的原始加速度歷時圖

3.5 反應譜圖

反應譜圖呈現的調整紀錄反應譜(彩 色線)、調整紀錄反應譜平均值(黑虛線)以 及標的設計反應譜(黑點線)比較結果,可總 觀全部選出地震紀錄的譜型態樣與合適性。 調整紀錄反應譜為原始地震紀錄加速度反應譜經定比係數(SF)的調幅結果。

反應譜圖主要互動功能有:(1)週期與 譜加速度的座標軸,可自行設定形式(對數 或算數)與範圍極值;(2)可變換圖例位置以 利版面最佳化;(3)可點擊圖例以顯示或隱 藏指定反應譜;(4)游標移至圖面可顯示鄰 近週期對應的單一(●)或全部(■)反應譜值; (5)可對任何調設畫面儲存圖示(◎)。



圖六 INMOST 反應譜圖展示

3.6 輸出搜尋結果

在 INMOST 搜尋所得的列表參數、原 地震紀錄反應譜或標的設計反應譜,皆可 全部一次性輸出 CSV 檔案。對於臺灣強震 測站加速度歷時數值檔,除 6 個歷史災害 地震有公開原始資料,其餘地震事件仍須 洽中央氣象局申購;對此,官方歷時資料的 下載或申購,INMOST 皆有提供入口捷徑。



圖七 INMOST 輸出搜尋結果

3.7 參考資料

INMOST 背後的實測地震歷時資料庫, 其開發依據與方法,如新增TL臺北盆地設 計基準反應譜、半對數函數之經驗工址放 大係數、10個群組地震紀錄挑選流程、強 震測站場址參數與速度脈衝週期引用來源 等,皆可在技術文獻區或相關連結區下載、 瀏覽對應資訊。INMOST 相關論文與報告 將陸續新增。

<mark>●参考資料</mark> 技術文組
1. 到劇仁、蘭文郁、德麗文 (2021)。臺灣工地授賣及原分析用賣與地賣資料庫,109年更國家地要工程研究中心研究地學與否, 第233-236頁,也(本平台之主要引用文章)
 Hsun-Jen Liu, Wen-Yu Jean, and Yu-Wen Chang (2021). "Tawan Recorded Ground Motion Database for Structural Response History Analysis," 2020 NCREE Research Programs and Accomplishments Report, pp. 204-207. 点 (本平台之英文引用文創)
3. 晉文前(2020)。2020年諸晉約前書設計規範論文章,工业設大体範疇文符訂證碼。國家地農工服研究中心 2020年後回報告, NCREE-20-015,第33-40頁,去。
4. 劉治仁、蜀文草、長展文 (2020)。台灣亞城工出設計用賣到地震器時歸偏研究。中華民國第十五軍結構工程研討會醫黃五軍地 實工程研訂會、攝性:143、台兩。 ▲
5. 與文部一般動仁、張志律、張朝文 (2020)、臺北蓝地耐要混計基率地要反應編研究。中華民國第十五屆結構工程研討會理勞五 區地費工程研訂會、編號:104、台灣、 L
6. 内政部兼建署·(2011),建築均耐酸設計規範及解説。民間100年1月19日始内兼字第0990810250講寺。 占
相同通信
國家総票工程研究中心(NCREE) https://www.ncree.narl.org.tw/
後要素飲喂址工程地質資料庫(EGDT) http://egdt.ncree.org.tw/
近新餐饭煮更药資料應(NFPV) http://tripv.ncree.org.tw/
中央氣象局地震測照中心(CWBSC) https://scweb.cwb.gov.tw/
起球結構資料管理系統(GDMS) https://gdms.cwb.gov.be/

圖八 INMOST 參考資料

四、結論與推廣

臺灣工址輸入地震查選平台(INMOST) 的視覺化與互動式服務網頁,可便捷提供 與規範設計基準反應譜型相近的多組實測 地震紀錄及完整地震資料(除氣象局原始 歷時數值外),能落實在耐震設計與分析的 工程實務應用,作為執行動力分析時擬定。

對於 INMOST 搜尋結果的後處理,使 用者仍須根據工址的地震危害特徵(規模、 距離)、地盤條件(軟/硬質土層)與地震動特 性(如速度脈衝)等在地性條件,並依據個案 採用的輸入地震規範準則,從中選擇合用 的地震紀錄以及調整成合法的定比係數。

INMOST 已於 2021 年 12 月 30 日正式 上線(<u>http://seaport.ncree.org/inmost</u>), 歡迎 各界人士的踴躍使用、反饋與推廣。

誌謝

感謝中央氣象局提供台灣地區自由場 強地動觀測網地震紀錄資料,使臺灣工址 輸入地震查選平台得以順利完成。

參考文獻

- 內政部營建署,(2011)。建築物耐震設計規範 及解說。民國 100 年1月19日台內營字第 0990810250 號令。
- 2. 劉勛仁、簡文郁、張毓文,(2021)。臺灣工址 受震反應分析用實測地震資料庫。109年度 國家地震工程研究中心研究成果報告,第 233-236頁。
- 簡文郁、劉勛仁、張志偉、張毓文,(2020)。
 臺北盆地耐震設計基準地震反應譜研究。中
 華民國第十五屆結構工程研討會暨第五屆地
 震工程研討會,編號:104,台南。

設計基準地震微分區圖

小崗山斷層幾何模型建置

陳冠宇¹范秋屏²張毓文³劉勛仁¹張志偉⁴李宥葭⁵

摘要

本計畫目的為建立適用機率式地震危害度用之全台斷層幾何模型,分成中部、西南部、南部、東部、北部陸續完成,本期已完成南部地區之斷層幾何模型建置。本文將以 小崗山斷層之幾何模型建置為例,簡述由地表地質調查、地下鑽井、平衡剖面、反射震 測等地球物理資料之彙整至斷層幾何模型建立與不確定性評估之依據。

小崗山斷層位於大崗山背斜西側,已知長度約8公里。斷層之傾角範圍為20~70度, 深度約為10公里深。破裂模型為小崗山斷層全段破裂(Entire rupture),單一種模式。

關鍵詞:機率式地震危害度、小崗山斷層、反射震測、斷層幾何模型

一、前言

中心已規劃產出台灣全島的危害度分 佈圖,本計畫的首要目的為針對台灣區活 動斷層重新檢視,並分區依序建立全台斷 層模型,以適用地震危害度計算,並供後 續計畫或中心未來規劃所用。

本計畫陸續建立之全台斷層幾何模型, 業已完成中部地區(大甲斷層、彰化斷層、 桐樹湖斷層、三義斷層、車籠埔斷層、大 茅埔-雙冬斷層)、西南部地區(九芎坑斷層、 木屐寮-六甲斷層、大尖山斷層、觸口斷層、 崙後斷層、左鎮斷層)及臺灣南部地區((新 化斷層、後甲里斷層、小崗山斷層、旗山 斷層、潮州斷層、恆春斷層))之斷層幾何模 型討論與建置。後續逐步完成臺灣東部、 北部之幾何模型建置。本期已完成台灣南 部斷層之模型建置(圖一),本文以小崗山 斷層為例,簡述由地表斷層特徵、地質調 查、地下鑽井、平衡剖面、反射震測等地 質與地球物理探查資料之彙整至斷層幾何 模型建立與不確定性評估之依據等。並探 討另一構造形成機制-泥貫入體作用及其

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專案助理研究員
- 3 國家地震工程研究中心副研究員
- 4 國家地震工程研究中心助理技術師
- 5 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

與構造活動的相關性。



圖一、臺灣南部活動斷層分布圖。本文討 論之內容為圖幅中偏左的小崗山斷層(圖 引自林啟文等,2009)。

二、斷層簡介

在高雄市岡山區內的地形可發現兩座 隆起的丘陵,位於北邊的是大崗山,南邊 較小的一座為小崗山。由於大小岡山的頂 部都覆蓋一層石灰岩,在地質上,大小崗 山被視為同一個背斜構造。

由航照圖中發現小崗山西側有呈線性 排列的斷層小崖(fault scarplet),且東側為 抬升側(孫習之,1964;沈淑敏等,2006), 因此推測應存在一條向東傾斜的逆衝斷層, 且仍在活動(徐鐵良與張憲卿,1979)。

小崗山斷層為一逆移斷層,明顯的線 形崖特徵讓他成為臺灣南部重要的活動斷 層之一。斷層分布北由高雄阿蓮向南延伸 至燕巢,呈北北東走向,目前已知長度約 8公里(林啟文等,2009)(圖二)。由地質鑽 井與碳十四定年之結果顯示,小崗山斷層 上次活動年代為13,600~23,500年(顏一勤, 2020),屬於第二類活動斷層(林啟文等, 2012;林啟文等,2021)。



圖二 小崗山斷層條帶地質圖。小崗山斷層 位於大崗山背斜的西側,目前可探知的長 度約為8公里長(林啟文等,2009)。

三、斷層地質與地球物理資料

鄭宏祺(2000)所繪製的平衡剖面(Bline),顯示小崗山斷層面於淺部的角度為 70度,往深部趨緩,轉為33度,並在10 公里深的位置接觸滑脫面(圖三)。



圖三 平衡剖面顯示小崗山斷層傾角淺部 為 70 度,深部轉為 33 度,深度可達約 10 公里深(鄭宏祺, 2000)。

小崗山線型上有四孔鑽井,由西向東 分別為小崗山1號井、小崗山2號井、小 崗山3號井(陳文山等,2009),及山腳下1 號井(林啟文等,2009)。在小崗山3號井與 山腳下1號井的下部皆鑽遇密集剪切帶的 泥岩層-古亭坑層,剪切帶角度由30-70度, 主要集中於50-70度。而小崗山2號則未 鑽遇古亭坑層。根據鑽井資料所繪製的地 質剖面顯示小崗山斷層的位置應介於小崗 山1號井與小崗山2號井之間(陳志壕, 2009)。陳文山等(2010)由四口鑽井,配合 淺層反射震測(石瑞銓等,2008),推測小崗 山斷層是屬於古亭坑層間密集的剪裂帶組 成,主斷層傾角推測為45度(圖四)。



圖四 由鑽井配合淺層反射震測,推測小崗 山斷層傾角為 45 度(陳文山等,2010)。

最新的鑽井資料-在小崗山 3A 井下 26.5 公尺鑽遇了古亭坑層,而在小崗山 3B 井(50.6 公尺)中則未鑽遇古亭坑層,層位

218

落差超過25公尺。在地質剖面P3中兩井 等時面(圖五紅點處)顯示同時期的3A井為 高區,並未堆積全新世地層,據此推測小 崗山斷層位置應位於剖面中小崗山 3A 井 與小崗山 3B 號井之間,推測斷層角度為 37 度(顏一勤,2020;中央地質調查所, 2021)。



圖五 由鑽井的層位落差及地表線型崖的 位置推測出小崗山斷層的位置與形貌(顏 一勤,2020;中央地質調查所,2021)。

四、泥貫入體型態

前述小崗山斷層皆為孕震構造的型態 但不少研究指出大崗山背斜的形成原因是 下方的泥貫入體上拱所形成。由衛星影像 資料(陳松春與王錦昌,2019)與重力異常 資料(Doo et al., 2015)顯示大崗山背斜短且 獨立,與一般構造型成的綿長背斜不同。 GPS(胡植慶等,2012)與水準測量(井國恩 等,2018)顯示大崗山背斜有持續的緩慢抬 升。反射震測剖面顯示大崗山背斜東側下 呈現混亂(Chaos)的震測像特徵(翁群評, 2001;石瑞銓等,2008;傅昭明,2009),推 測為混亂無層序的泥岩層。鑽井資料(陳文 山等,2008)亦顯示同位置的地下皆為泥岩 分布(圖六右側之山腳下一號井與小崗山 一號井灰白色段顯示為泥岩層)。



圖六 反射震測剖面顯示大崗山背斜可能 為泥貫入體所形成(石瑞銓等,2008;傳昭 明,2009)。

五、邏輯樹架構

由於相關之地質與地物資料有限,且 模型尚在討論中,我們目前僅提出建議之 邏輯樹架構(圖七)。在孕震機率方面,我們 考慮兩種可能的模式,孕震構造 (Seismogneic structure)與泥貫入體作用 (Diapirism)。斷層型式則為逆衝斷層帶滑移 分量,雖未有明確的滑移角(Rake)資訊,但 我們預期滑移角亦可能有分布範圍。因斷 層長度僅8公里長,且未有斷層分段之特 徵,因此破裂模型為單一破裂模型-全段破 裂。斷層傾角則由鑽井剪切面、反射震測、 地質剖面等資料中顯示,傾角的分布範圍 為 30-70 度,目前推測可能的中值角度介 於 45-50 度間,但後續仍須經過討論及專 家會議後決議。此區之淺層震源少,無法 透過震源分布跟累積機率來推測斷層深度, 目前僅由平衡剖面推定為10公里,後續仰 賴其它地球物理探勘結果而更新之。



圖七 小崗山斷層初步邏輯樹架構。

六、後續工作

後續將按分區規劃依序完成全台之斷 層或孕震構造的相關資料文獻蒐集、彙整。 並探討與評估中央地質調查所於 2022 年 1月所公布的新增三條活動斷層(初鄉斷層、 口宵里斷層、車瓜林斷層),建立台灣區之 活動斷層或孕震構造幾何模型與滑移速率、 邏輯樹,最終產出台灣區的地震危害度分 布圖。

参考文獻

- Doo, W.-B., Hsu, S.-K., Lo, C.-L., Chen, S.-C., Tsai, C.-H., Lin, J.-Y., Huang, Y.-P., Chiu,S.-D. and Ma, Y.-F. (2015) Gravity anomalies of the active mud diapirs off southwest Taiwan. Geophysical Journal International, 203, 2089– 2098.
- Hsu, T.L. and Chang, H.C. (1979) Quaternary faulting in Taiwan. Mem. Geol. Soc. China, no.3, p.155-165.
- Martín-Martín, J. D., Vergés, J., Saura, E., Moragas, M., Messager, G., Baqués, V. Hunt, D. W. (2017). Diapiric growth within an Early Jurassic rift basin: The Tazoult salt wall (central High Atlas, Morocco). Tectonics, 36(1), 2–32. https://doi.org/10.1002/2016T C004300
- 4. Sun, S.C. (1964) Photogeologic study of the Tainan-Kaohsiung coastal plain area, Taiwan. Petrol. Geol. Taiwan, no.3, p.39-51.
- 中央地質調查所(2021) 小崗山斷層地質敏感 區。中央地質調查所活動斷層地質敏感區畫 定計畫書,共24頁。
- 6. 石瑞銓、王維豪、李元希、陳太山 (2008) 地 震地質與地變動潛勢分析 – 斷層帶地下構造 調查研究(2/4),中央地質調查所報告,共127 頁。
- 沈淑敏 (Shen, Su-Min);張瑞津 (Chang, Jui-Chin);楊貴三 (Yang, Guey-San)林雪美 (Lin, Hsueh-Mei);林宗儀 (Lin, Tsung-Yi); (2006) 地震地質調查及活動斷層資料庫建置計畫: 活動構造地形判釋及資料庫建置分析(2/2)。 經濟部中央地質調查所報告,95-13。
- 林啟文、陳文山、林燕慧、饒瑞鈞、劉彥求 (2010)臺灣南部小崗山線形與鳳山線形的探 討。經濟部中央地質調查所特刊,第24號, 第39-60頁。
- 9. 林啟文、陳文山、劉彥求、陳柏村 (2009) 臺

灣東部與南部的活動斷層,二萬五千分之一 活動斷層條帶圖說明書。經濟部中央地質調 查所特刊,第13號,共122頁。

- 10.林啟文、劉彥求、周稟珊、林燕慧(2021)臺灣 活動斷層調查的近期發展。經濟部中央地質 調查所彙刊,第34號,第1-40頁
- 11.林啟文、盧詩丁、陳文山 (2012) 臺灣活動斷 層分布圖 2012 年版說明書。經濟部中央地質 調查所特刊,第26號,第1-30頁。
- 12. 翁群評(2001)小崗山斷層及其附近構造。國 立中央大學地球物理研究所碩士論文,共84 頁。
- 13.陳文山、松多信尚、石瑞銓、楊志成、游能悌、 朱耀國、陳志壕、林啟文、劉桓吉、盧詩丁、 劉彥求、林燕慧、陳柏村(2010)臺灣西部平 原區隱伏在全新世沉積層下的新期構造-以 小崗山斷層為例。經濟部中央地質調查所特 刊,第24號,第75-91頁。
- 14.陳志壕 (2009) 高雄北部海岸平原區末次冰期沉積環境分析-探討褶皺-逆衝斷層帶前緣之滑移速率。國立台灣大學地質科學研究所碩士論文,共108頁。
- 15.陳松春與王錦昌 (2019) 台灣西南海域泥貫 入體與陸上地質構造關係之研究(V)。科技部 補助專題研究計畫成果報告,共16頁。
- 16.傅昭明(2009)小崗山斷層之淺層反射震測 與鑽井資料研究。國立中正大學地震研究所 暨應用地球物理研究所碩士論文,共62頁。
- 17. 黃旭燦 (2004) 台灣中南部褶皺逆衝斷層帶 地質構造特徵分析。國立中央大學理學院地 球物理研究所博士論文,共129頁。
- 18.鄭宏祺 (2000) 台灣西南部台南至屏東地區 地質構造之研究。國立中央大學理學院應用 地質研究所碩士論文,共92頁。
- 19. 顏一勤(2020)109年度活動斷層調查補充地 質調查報告書。經濟部中央地質調查所研究 報告,共854頁。

NCREE



MARLabs



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 https://www.ncree.narl.org.tw