

國家地震工程研究中心
NATIONAL CENTER FOR RESEARCH ON
EARTHQUAKE ENGINEERING

2020 國家地震工程研究中心實驗成果
研討會論文集(II)

主編

黃世建 鍾立來 王孔君

報告編號：NCREE-20-019

中華民國 109 年 8 月

2020 國家地震工程研究中心實驗成果研討會論文集
(II)

Proceedings of the 2020 NCREE Conference on Experiments (II)

主編

*黃世建

**鍾立來

***王孔君

Shyh-Jiann Hwang

Lap-Loi Chung

Kung-Juin Wang

* 國家地震工程研究中心主任

** 國家地震工程研究中心副主任

*** 國家地震工程研究中心技術師

中華民國 109 年 8 月

August 2020

前言

國家實驗研究院國家地震工程研究中心實驗室於 2020 年 8 月 10 假本中心台南實驗室舉辦「2020 國家地震工程研究中心實驗成果研討會(II)」。

會中邀請 2019 年中，於本中心台北與台南實驗室各測試系統(振動台、反力牆與強力地板結構實驗室以及多軸與雙軸向測試系統 MATS 與 BATS)進行實驗之研究團隊，發表最新獲得之實驗研究成果。

本研討會提供一個可以交流與分享經由結構實驗而得之最新研究成果的機會。希冀藉此會議，能讓國內學界人員在未來進行結構實驗之規劃與執行時能更收周詳與效率之功，亦能讓業界與政府單位能更加了解國內地震工程領域之最新研究趨勢與成果，以及國震中心可提供之服務。

本研討會共發表 15 個口頭演講與 14 篇簡要論文。研究主題涵蓋包括近斷層速度脈衝效應對鋼筋混凝土柱塑性鉸參數影響、以構架內置型簡易耐震補強典型剪力屋構架之效益評估、利用超高性能纖維混凝土進行補強(混凝土柱擴柱、磚牆與凝土樑柱接頭)之效益評估、低降服鋼板與混凝土複合剪力牆在高軸力與近斷層載重下之耐震性能、以梁腹增設摩阻型高強度螺栓提升既有鋼梁柱接頭變形能力之可行性、鋼筋混凝土柱梁偏心接合之耐震抗剪強度檢討、高強度鋼筋混凝土梁柱接合細節與耐震行為、雙擺變曲率滑動支承之元件力學性能測試、國震中心台南實驗室振動台之動力特性識別、套筒式基礎離岸風機縮尺結構模型受震行為及土壤液化對其受震反應之影響、即時複合實驗技術之研發與實際應用、鋼筋混凝土柱構件於高軸壓比之韌性與變形歷時等，不一而足。

國震中心衷心感謝各研究團隊對本實驗成果研討會之鼎力支持，同時也對於能在地震工程研究發展過程中有機會貢獻綿薄之力感到與有榮焉。期望藉由本研討會之舉辦與本報告之出版，能更加促進最新知識之交流與擴散，甚至創造學界、產業界與政府機關等不同領域之先進能有更進一步對話之機會，共同提升地震工程在國內之發展與應用。

目錄

近斷層速度脈衝效應對鋼筋混凝土柱塑性鉸參數定義之研究	1
軟補強-台灣既有典型街屋構架內置型簡易耐震補強法研究	10
RC 柱擴柱補強:超高性能纖維混凝土之應用	13
低降服鋼板與混凝土複合剪力牆在高軸力與近斷層載重下之耐震性能研究	18
梁腹增設摩阻型高強度螺栓接合提升既有鋼梁柱接頭變形能力之可行性研究	23
鋼筋混凝土柱梁偏心接合之耐震抗剪強度檢討	27
高強度鋼筋混凝土梁柱接合細節與耐震行為研究(I).....	33
雙擺變曲率滑動支承之元件力學性能測試	37
國震中心台南實驗室振動台之動力特性識別實驗研究	43
套筒式基礎離岸風機 1/25 縮尺結構模型振動台試驗	48
即時複合實驗技術研發與建築長照建置計畫	62
RC 柱構件於高軸壓比之韌性與變形歷時	69
梁柱接頭耐震補強:超高性能纖維混凝土之應用	76
磚牆補強與抗倒塌技術研發:超高性能纖維混凝土之應用	81

近斷層速度脈衝效應對鋼筋混凝土柱 塑性鉸參數定義之研究

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：近斷層建築物抗倒塌技術研發-子計畫：

近斷層速度脈衝效應對鋼筋混凝土塑性鉸參數定義之研究(II)

計畫編號：MOST 108-2625-M-006-002

計畫主持人：劉光晏

參與人員：邱佳晨

聯絡電郵：0920529851 / kyliu@gs.ncku.edu.tw

試驗期間：109 年 04 月至 05 月

試驗地點：台南雙軸向測試系統(BATS)

試驗目的：

本研究進行四座鋼筋混凝土方柱試體在不同軸壓下之靜態與動態反覆載重實驗，以了解近斷層地震之速度脈衝效應對柱構件側力與位移曲線影響。

試驗佈置：

(1) 試體設計：

柱斷面為 400*400 mm，有效高度為 1400 mm，高寬比為 3.5，預測破壞模式為撓曲破壞。材料參數部分，基礎與柱身的混凝土設計強度 280 kgf/cm²，保護層厚度為 40 mm；主筋為 8 號竹節鋼筋，材料為 SD420W；箍筋及繫筋為 4 號竹節鋼筋，材料為 SD280W，間距 100 mm；吊耳鋼筋為 8 號鋼筋共四根；預埋 4 根長度 280 mm(四根箍筋的深度)的 A490 高強度 M24 螺栓與上方鋼鉸接接合；鋼鉸接尺寸寬度長度皆為 300 mm，高度為 200 mm；轉接版有兩塊共 80 mm 厚，試體總高為 2040 mm。

(2) 邊界條件：

- (a) 柱頂連接鋼鉸接：本研究之試體設計為單曲率柱，故頂部設計長寬 30 公分高 20 公分的鋼鉸接模擬原始柱中間彎矩最小處，另外為了使應力可以平均分配與傳遞，在柱頭處設計一塊 5 公分的鋼板，並用 4 根 A490 螺栓配合氣動槍將鋼鉸接鎖固。
- (b) BATS 上下預力螺栓鎖固：試體基礎與 BATS 平台以及鋼鉸接與固定式鋼構造反力構架皆為固接，基礎部分設計鎖固 12 根 M42 預力螺桿，每根最大可施加 55 噸的預力，預計共可以承受 66 噸的側力；上方設計鎖固 4 根 M69 預力螺桿，每根最大可施加 160 噸的預力，預計共可以承受 64 噸的側力。

(3) 量測系統：

- (a) 應變計：於柱子及基礎的主筋和箍筋都有，一座試體有 31 個。
- (b) 位移計：於基礎四個面底部安裝四個 CDP-25 位移計，確保基礎無滑移或轉動。
- (c) BATS 內建位移計與加速度計：可以直接取得位移及微分後的速度數值。
- (d) Motion Capture：總共 20 個點位，BATS 載重平台上放一點，確保測得的位移與設計輸入波相符；基礎的南面上中下各放一點，確保基礎在試驗期間沒有明顯變形或破壞；柱身為本次實驗主要觀察對象，故從柱底向上每間格 10 公分放一點；柱頂鋼板、鋼鉸接及轉接版各放一點，確定在試驗期間三者未有水平向滑移以及鋼鉸接有正常發揮其功能。

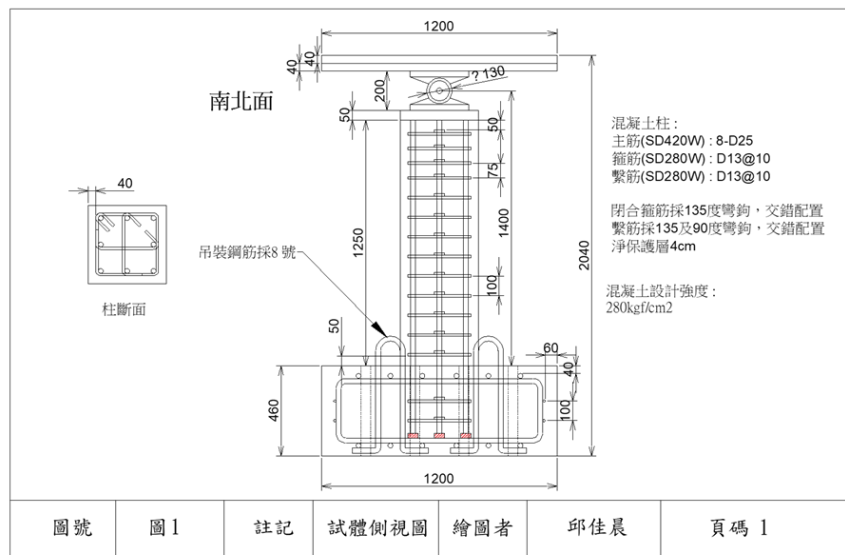


圖 1 試體設計圖

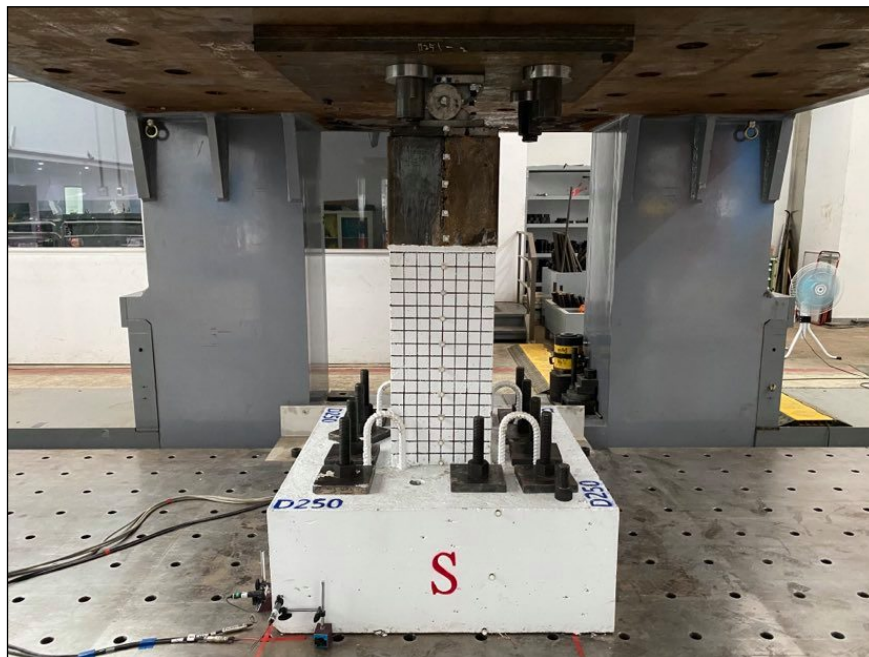


圖 2 試體安裝配置情形

試驗規劃：

四座試體皆採位移控制，靜態試驗採用三角波輸入，變位角分別為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、2%、3%、4%、5%、6%、7%、8%、9%、10%，其中 0.25%~3% 為三個循環，4% 以上則減少至兩個循環；動態試驗則採正弦波輸入，由於 BATS 系統有頻率 10 Hz 的上限加上要維持 250 mm/s 速度，故變位角 0.25% 及 0.375% 無法執行，直接從變位角 0.5% 開始，其餘變位角數值及循環數皆與靜態試驗相同。

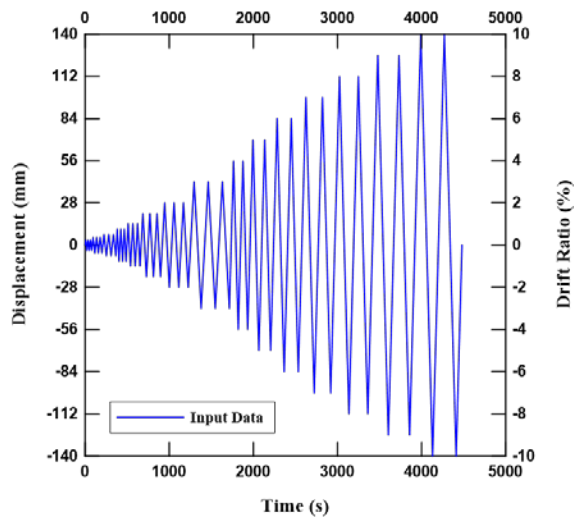


圖 3 靜態試驗之三角輸入波

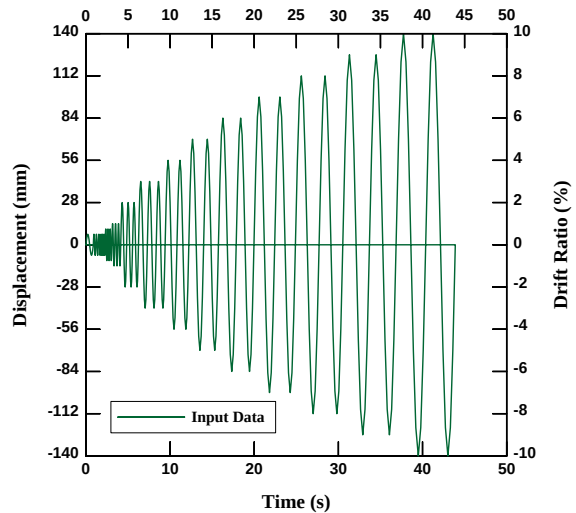


圖 4 動態實驗之正弦輸入波

試驗結果：

(1) 材料試驗：

測得強度基礎跟柱子混凝土強度分別為 432 kgf/cm³ 及 396 kgf/cm³，其中柱子的楊氏模數係參考 ACI 318-19 規範內提到原點及 0.45f_{c'} 的割線斜率，計算平均值約為 282961 kgf/cm²，降伏應變則是用抗壓強度除以楊氏模數，數值約為 0.0015；關於鋼筋抗拉試驗，0.2%橫距法求得主筋降伏強度為 4624 kgf/cm² 及楊氏模數 2.02*10⁶ kgf/cm²；箍筋降伏強度為 3150 kgf/cm² 及楊氏模數 1.86*10⁶ kgf/cm²，以上應力應變曲線如圖 8 及圖 9 所示。

(2) 裂縫發展：

相比靜態試驗，動態試驗下明顯裂縫較晚出現，但是裂縫寬度發展快速，剝落的時機也較早，其中撓曲裂縫位置較靠近柱底，剪力裂縫位置及高度則是與靜態試體差不多，但是 D250_0.1 試體的剪力面比 S_0.1 試體在柱中央多了一組 X 型剪力裂縫，表示在動態效應下破壞嚴重程度以及破壞模式可能會改變，以上敘述如圖 10 到圖 13 所示。

(3) 遲滯迴圈與包絡線：

靜態試驗的遲滯迴圈僅需將 BATS 本身系統摩擦和 P-delta 效應消除再與位移作圖即可，動態試驗則需要扣除 BATS 及試體的慣性力、系統摩擦力及 P-delta 效應再和位移作圖，其中慣性力為質量乘上加速度；系統摩擦力為參考過去 BATS 機

台性能測試結果所整理成的試算表計算之；P-delta 效應則是先將軸壓乘上位移量再除以柱高而得；另外，S_0.3 試體第三象限有強度突值，推測原因為鋼鉸接卡住導致，以及 D250_0.3 和 D250_0.1 試體的初始位移角下強度暴衝與機台慣性力有關，故都直接修正之，最終遲滯迴圈如圖 14 到圖 19 所示。

(4) 降伏強度、最大強度、初始勁度、降伏位移、極限位移及韌性：

觀察動靜態試驗結果，包絡線的降伏強度由於動態參與下，大概提升 3%到 19%，極限強度方面，D250_0.3 試體由於柱頂交界面滑動現象較明顯導致強度沒有發展的很好，D250_0.1 試體相比 S_0.1 試體其第三象限則可以看到大概 15%的增幅，另外 D250_0.1 試體的初始勁度上因為降伏強度的提升而有明顯增幅，約為 S_0.1 試體的 1.2~1.3 倍。降伏位移及極限位移部分動態試驗皆較靜態試體小，而其韌性略為減少。

(5) 分析與實驗比較：

實驗值與分析值比較如圖 20 到圖 25 所示，靜態試體部分，對於降伏點包含降伏位移以及降伏強度以 TEASPA 塑鉸配合 ETABS 軟體較符合實驗，其誤差除了軸壓比 0.1 試體的降伏位移外皆低於 20%，初始勁度部份原因為 TEASPA 分析法對於勁度折減係數固定為 0.7，所計算出來的勁度較高，對於高軸壓也就是軸壓比 0.3 的試體抓得比較好，Xtract 法的誤差則皆在 30%以內，而對於最大強度部分兩者皆為保守且數值相近，與實驗值誤差 26%以內。動態試體部分，由於正負位移峰值當下的軸壓不同，故分析時也分成第一象限以及第三象限，經過考慮動態成長因子下，降伏強度以及最大強度的誤差有明顯下降，如兩者分析法最大力量誤差約從 30%降至 20%，Xtract 降伏強度誤差從 48%降至 40%，TEASPA 分析法則是從 22%降至 14%。

表 1 在考慮動態效應下的材料參數表

	D250_0.3 試體			D250_0.1 試體		
項目	DIF	初始強度 (kgf/cm ²)	預估強度 (kgf/cm ²)	DIF	初始強度 (kgf/cm ²)	預估強度 (kgf/cm ²)
混凝土 抗壓強度	1.28	396	507	1.28	396	507
主筋 降伏強度	1.20	4624	5560	1.20	4624	5557
主筋 極限強度	1.06	6575	6953	1.06	6575	6952
箍筋 降伏強度	1.17	3150	3692	1.19	3150	3733
箍筋 極限強度	1.05	4523	4728	1.05	4523	4742

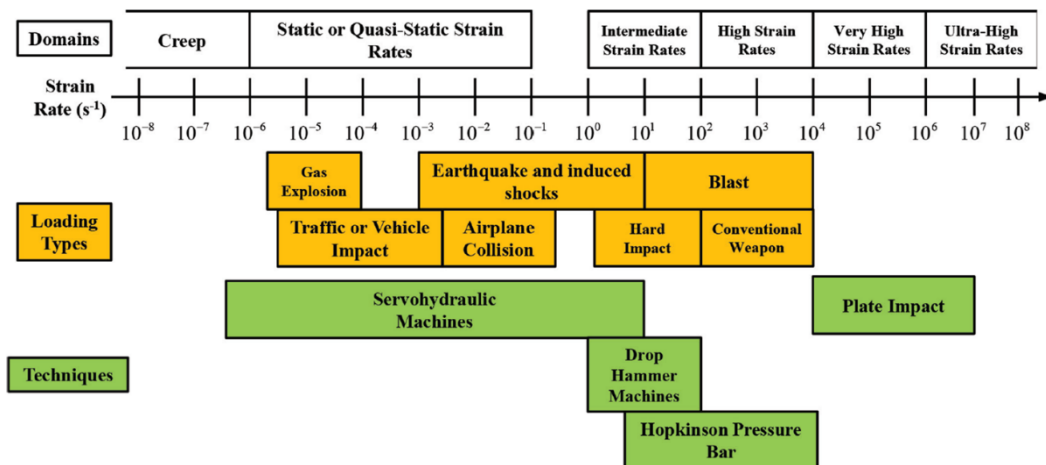


圖 5 材料試驗與常見外力情況下的應變率分布圖[1]

$$DIF_{com} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{1.026\alpha_s} & \text{for } \dot{\epsilon} \leq 30 \text{ s}^{-1} \\ \gamma_s \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{1/3} & \text{for } \dot{\epsilon} > 30 \text{ s}^{-1} \end{cases}, \text{ where } \dot{\epsilon}_s = 30 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$$

$$\log \gamma_s = 6.156\alpha_s - 2; \alpha_s = 1 / (5 + 9f_{cs} / f_{co})$$

where $\dot{\epsilon}$ is strain rate in the range of 30×10^{-6} to 300 s^{-1} ;

f_{cs} is static compressive strength at $\dot{\epsilon}_s$;

and $f_{co} = 10 \text{ MPa}$ (1450 psi)

圖 6 CEB 建議混凝土強度 DIF 公式[2]

$$DIF = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{10^{-4}} \right)^{\alpha}$$

$$\alpha_{fy} = 0.074 - 0.04 \frac{f_y}{414}$$

where f_y is bar yield strength of reinforcing bar

$$\alpha_{fu} = 0.019 - 0.009 \frac{f_u}{414}$$

where f_u is bar ultimate strength of reinforcing bar

圖 7 Malvar 等人建議鋼筋強度 DIF 公式

[3]

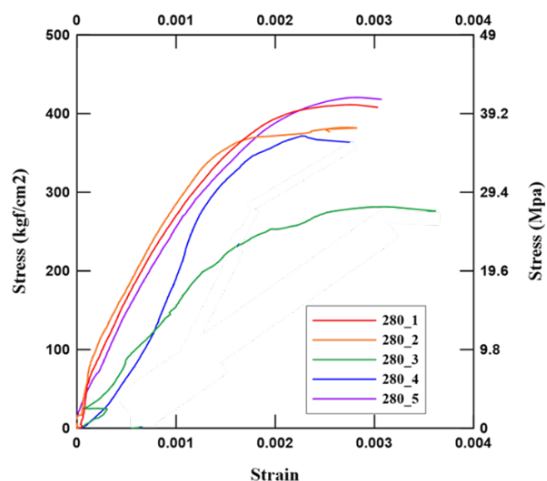


圖 8 混凝土應力應變曲線

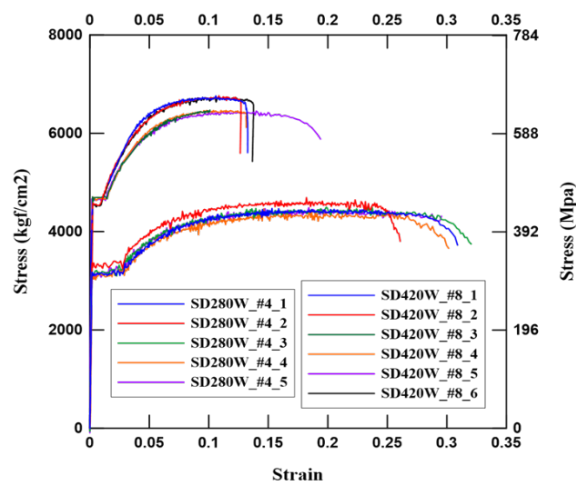


圖 9 鋼筋應力應變曲線



圖 10 S_0.1 試體撓曲裂縫分布圖

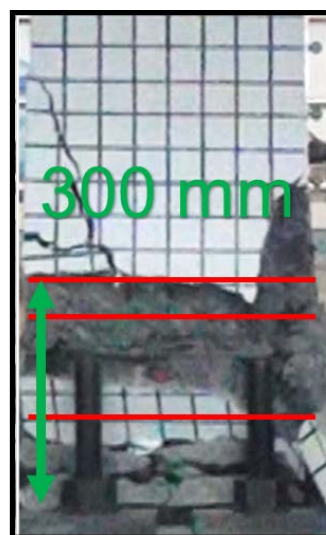


圖 11 D250_0.1 試體撓曲裂縫分布圖

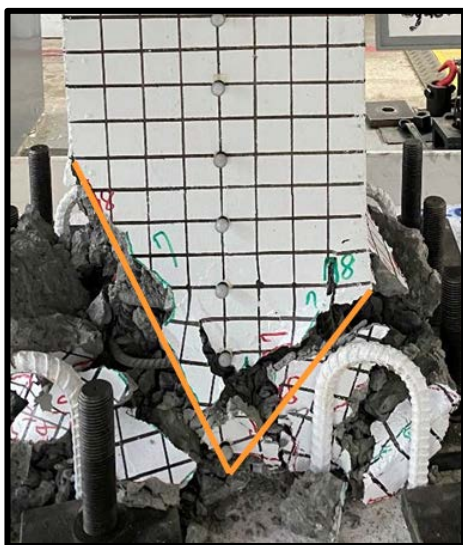


圖 12 S_0.1 試體剪力裂縫分布圖



圖 13 D250_0.1 試體剪力裂縫分布圖

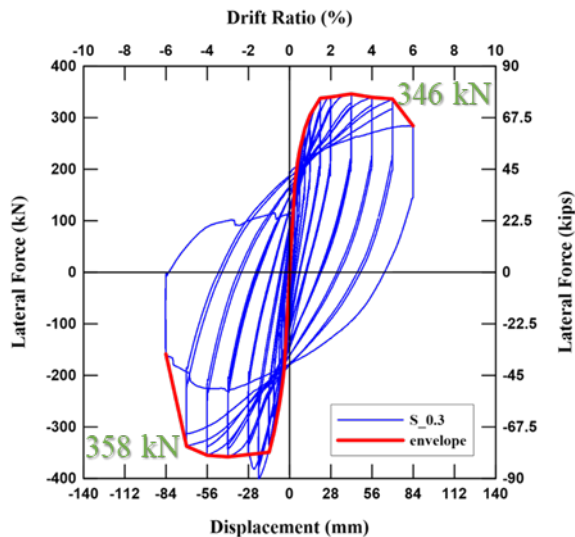


圖 14 S_0.3 試體遲滯迴圈與包絡線

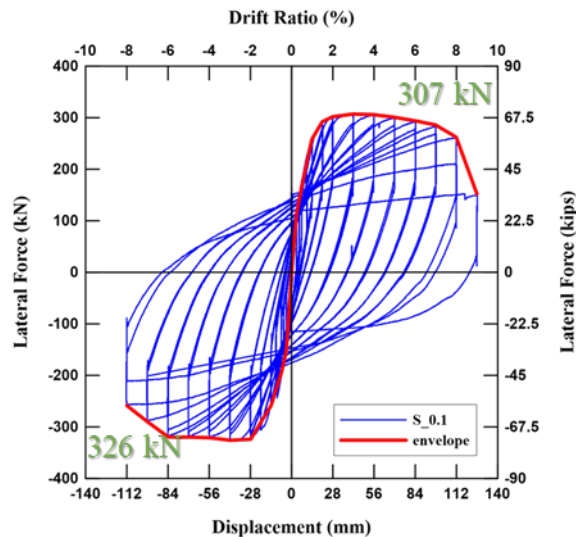


圖 15 S_0.1 試體遲滯迴圈與包絡線

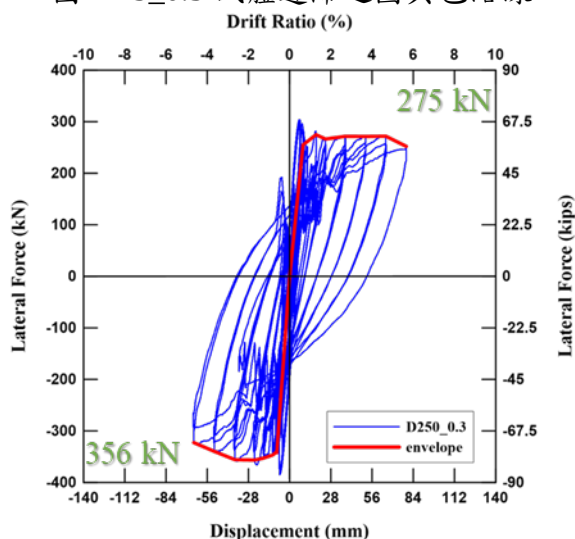


圖 16 D250_0.3 試體遲滯迴圈與包絡線

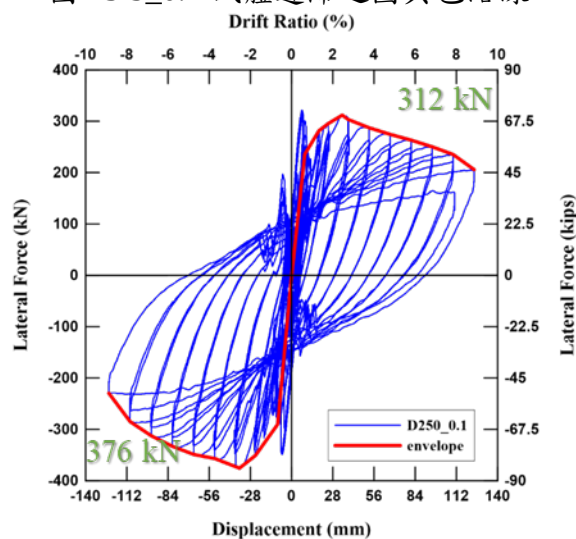


圖 17 D250_0.1 試體遲滯迴圈與包絡線

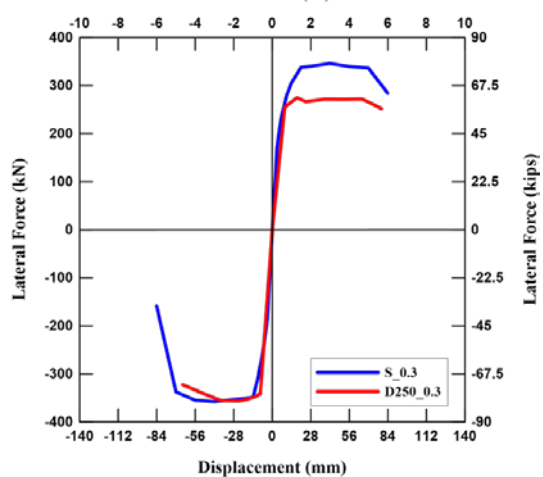


圖 18 S_0.3 及 D250_0.3 試體比較

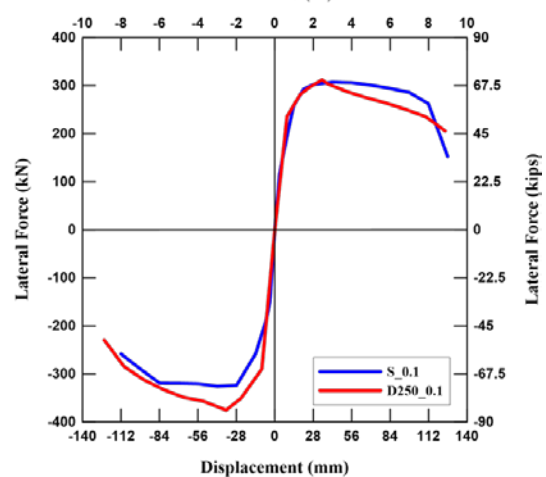


圖 19 S_0.1 及 D250_0.1 試體比較

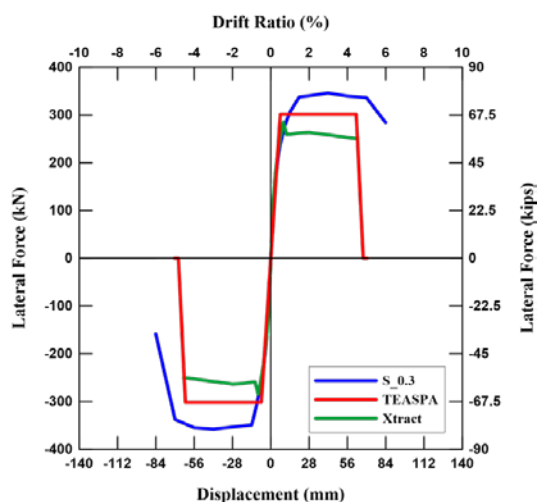


圖 20 S_0.3 試體分析值

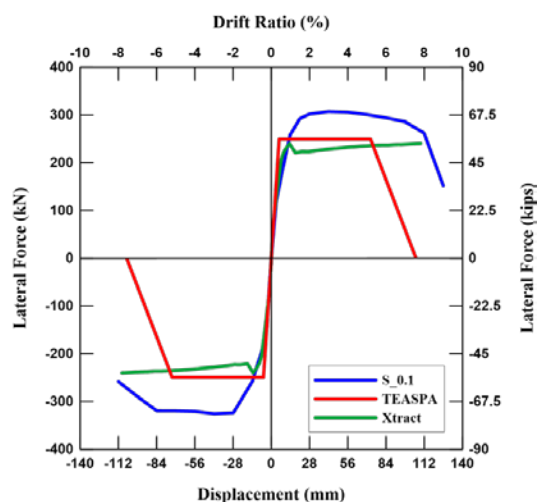


圖 21 S_0.1 試體分析值

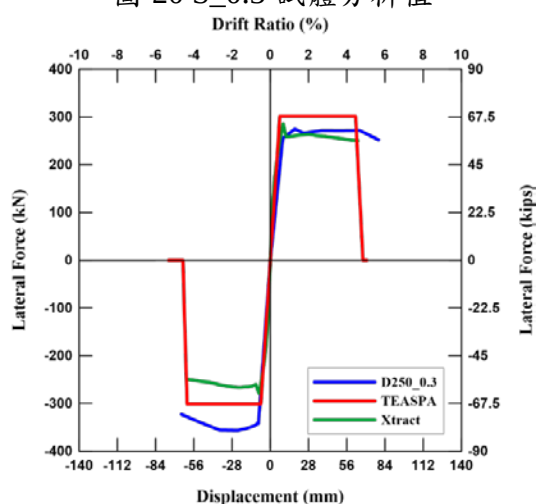


圖 22 D250_0.3 試體分析值
(不考慮動態效應)

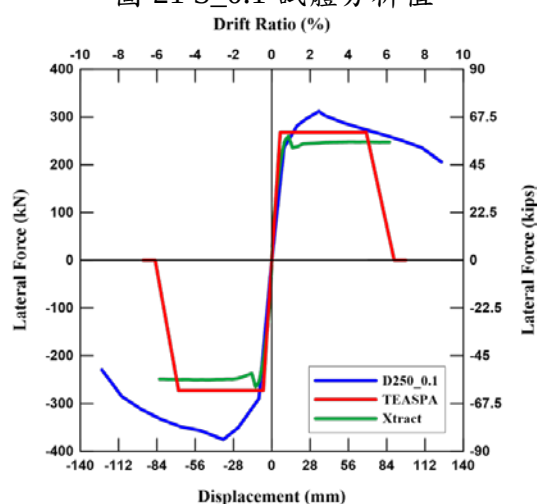


圖 23 D250_0.1 試體分析值
(不考慮動態效應)

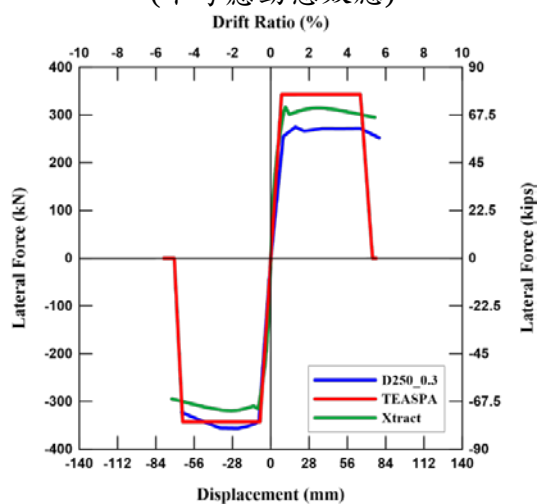


圖 24 D250_0.3 試體分析值
(考慮動態效應)

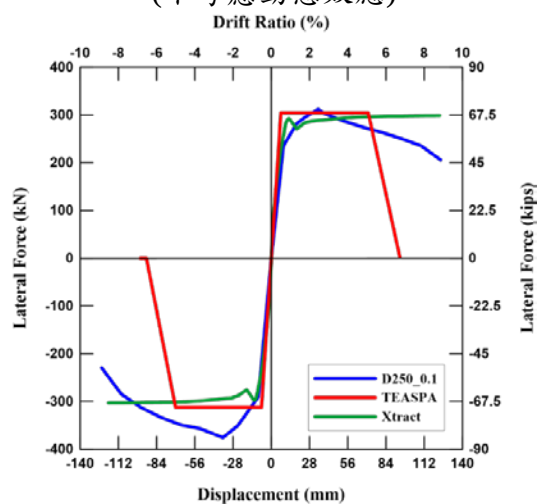


圖 25 D250_0.1 試體分析值
(考慮動態效應)

結論：

一、經本研究實驗得知 RC 柱構件在動態反覆加載試驗下，強度會有所提升，韌性則是

減少，其破壞情形較靜態實驗嚴重且破壞模式可能趨向撓剪破壞，推測對於建築物中非韌性設計柱或是短柱此現象會更明顯。

- 二、根據應變計數值計算出來的應變率對應到 S.-W. Hong 跟 H.-K. Kang 所提出的應變率分布圖，可知 250 mm/s 的速度脈衝下材料尚落在靜態及擬動態範圍。
- 三、在軸壓比從 0.1 升至 0.3 的情況下，標稱彎矩會增加，也使遲滯迴圈降伏強度及最大強度提升 5%，初始勁度提升 8%，極限位移及韌性則是下降。
- 四、考慮材料受到動態效應影響下強度提升，也讓遲滯迴圈降伏強度、最大強度及初始勁度提升，降伏位移、極限位移及韌性則同時減少約 10%。
- 五、在定速度 250 mm/s 作用下，在 CEB 公式及 Malvar 建議下混凝土的降伏強度 DIF 約為 1.28、鋼筋的降伏強度 DIF 約為 1.20，實驗結果試體降伏強度最大有 19% 增幅，最大強度則是最大 15% 增幅。
- 六、在考慮到動態成長因子(DIF)的影響下，採用 ETABS 軟體配合 TEASPA 塑鉸分析，對於極限位移的擬合有不錯的準確性，最大位移及強度上也有不過份保守的預測。

參考文獻：

1. S.-W. Hong and H.-K. Kang (2016), "Dynamic Strength Properties of Concrete and Reinforcing Steel Subject to Extreme Loads", ACI Structural Journal, Vol. 113, No. 5, pp. 983-995.
2. W. Ammann, P. Barr, C. Berriaud, J. Bobrowski, D. Chauvel, J. Elbl, F. K. Garas, E. Limberger, N. S. Ottosen, S. H. Perry, H. W. Reinhardt, E. Rudiger, G. Thielen (1988), "Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading", Comite Euro-International Du Beton (CEB).
3. L. J. Malvar and J. E. Crawford (1998), "Dynamic Increase Factors for Steel Reinforcing Bars", Twenty-Eighth DDES Seminar, Orlando, FL
4. D.-B. Wang and G.-X. Fan (2016), "Effect of Strain Rate on Reinforced Concrete Columns", Advances in Engineering Research, Vol. 112, pp. 473-477.
5. 邱聰智，蕭輔沛，鍾立來，翁健煌，李其航，劉建均，薛強，何郁姍，陳幸均，楊智斌，翁樸文，沈文成，涂耀賢，楊耀昇，李翼安，葉勇凱，黃世建 (2018)，「臺灣結構耐震評估側推分析法(TEASPA V3.1)」，NCREE-18-015。
6. 許育銘 (2019)，「近斷層速度脈衝效應對鋼筋混凝土柱塑性鉸參數定義之研究」，碩士論文，國立成功大學土木工程學系研究所，臺南市。

軟補強-台灣既有典型街屋構架 內置型簡易耐震補強法研究

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：軟補強-台灣既有典型街屋構架內置型簡易耐震補強法研究

計畫編號：MOST 107-2625-M-006-009

計畫主持人：杜怡萱

參與人員：連偉鈞、柯皓銓

聯絡電郵：yhtu@mail.ncku.edu.tw

試驗期間：2020 年 04 月至 05 月

試驗地點：台南反力牆及強力地板系統

試驗目的：

1. 以足尺構架試體測試構件內置型簡易補強法之效果。
2. 比較構架補強前後之受力行為差異。
3. 比較兩種補強構件接合形式之受力行為差異。

試驗佈置：

本計畫製作三座足尺構架試體進行往復側推試驗，試驗共使用四支制動器及兩座軸力千斤頂，其中兩支制動器施加往復水平側力，透過兩組施力鋼梁與兩支 M39 螺桿連接於試體頂梁；另兩支制動器垂直安裝於試體頂梁外伸段，施加一組平衡力偶使頂梁於試驗過程中維持水平，以模擬剪力屋架變形模式；兩座軸力千斤頂固定於試體柱正上方，施加固定大小軸力模擬靜載重，軸力千斤頂頂端以滾輪接觸反力鋼梁，使千斤頂可隨試體移動，整體測試佈置如圖 1 及圖 2 所示。

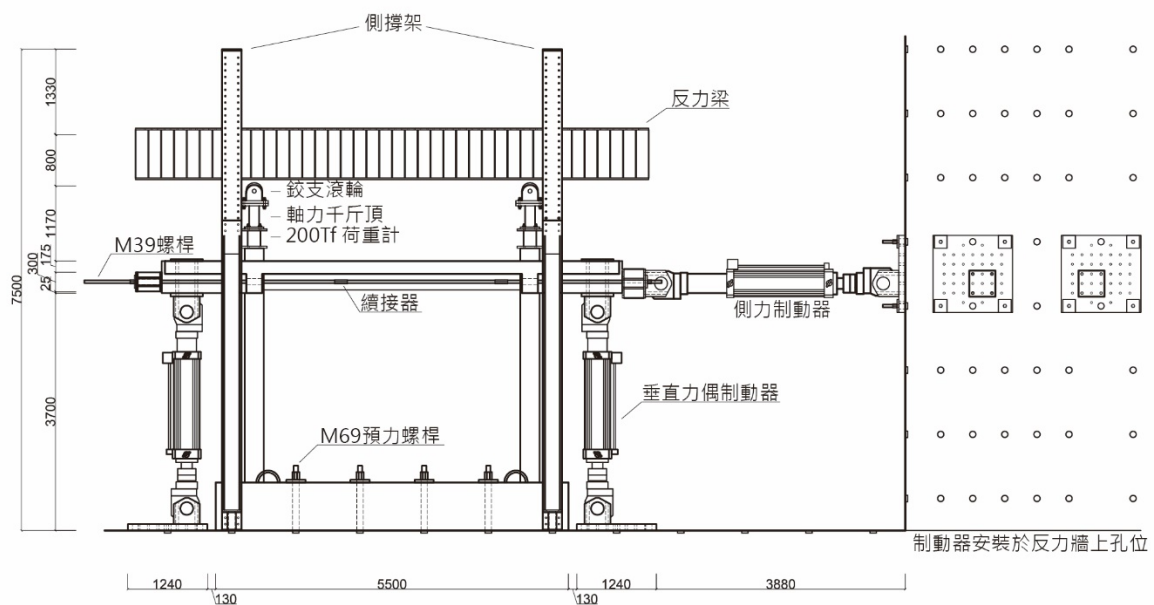


圖 1 測試佈置立面圖

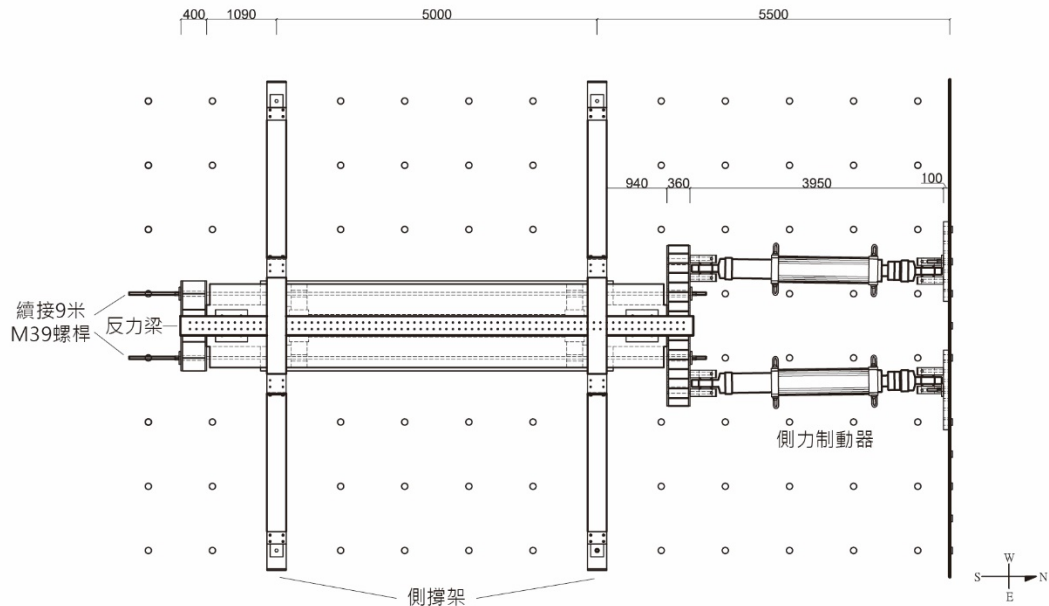


圖 2 測試佈置平面圖

反力鋼梁鎖固於試體前後之四組側撐架，側撐架一方面負擔軸力千斤頂之反力，另一方面以培林滾輪與試體樓板側面接觸，防止試體發生面外變形或扭轉。

試驗規劃：

側力制動器採用外部位移控制，預定加載位移包括 0.125%、0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%...等，每位移階段加載正反三週次，側力加載歷時如圖 3 所示。試體加載至側力已過最大強度並降至最大強度之 85%以下，或試體嚴重破壞致喪失軸向承載力時停止。

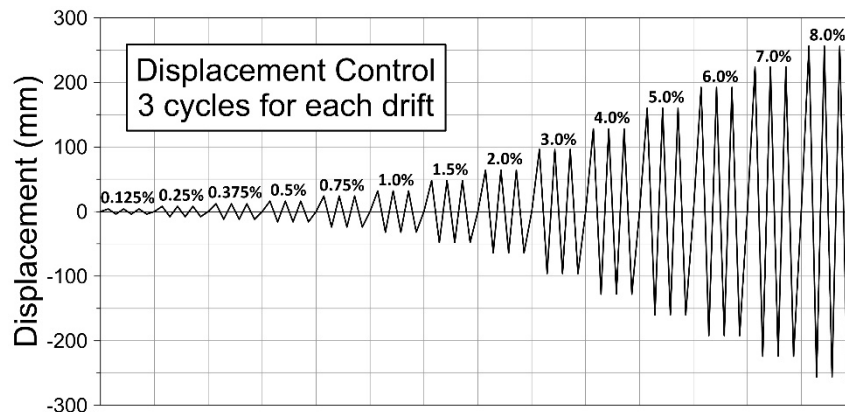


圖 3 側力加載歷時

試驗結果：

本計畫試體包括：一座無補強純構架試體 F0，兩座補強試體分別為補強構件採承壓接合試體 FR-C 及採彎矩接合試體 FR-M。圖 4 顯示三座試體之側力-變位遲滯迴圈與包絡線。

三座試體皆於加載階段 H1+（2.0%）達正向最大強度，照片如圖 5 所示。此時純構架試體 F0 呈現典型雙曲率受撓曲行為，撓曲裂縫主要分佈於柱上下端，其中一柱已

出現剪力裂縫，柱頂壓力側外緣有壓碎跡象；試體 FR-C 之裂縫亦分佈於柱上下端，但柱底有較多剪力裂縫，部分柱頂及柱底壓力側外緣有壓碎跡象；試體 FR-M 之裂縫分佈範圍較廣，柱底同樣有較多剪力裂縫，且補強鋼骨固著於梁錨栓位置有開裂情況。

試驗最終破壞照片如圖 6 所示，三座試體之試驗皆於 I 階段（3.0%）結束，試體 F0 在 I 階段第二週次正向加載途中於北側柱頂發生剪力破壞；試體 FR-C 在 I 階段三週次結束後北側柱底呈現剪力破壞，因試體強度已降至最大強度 85% 以下而終止試驗；試體 FR-M 於 I 階段第一週次加載途中，北側柱底突然剪力破壞造成軸向承載力喪失。

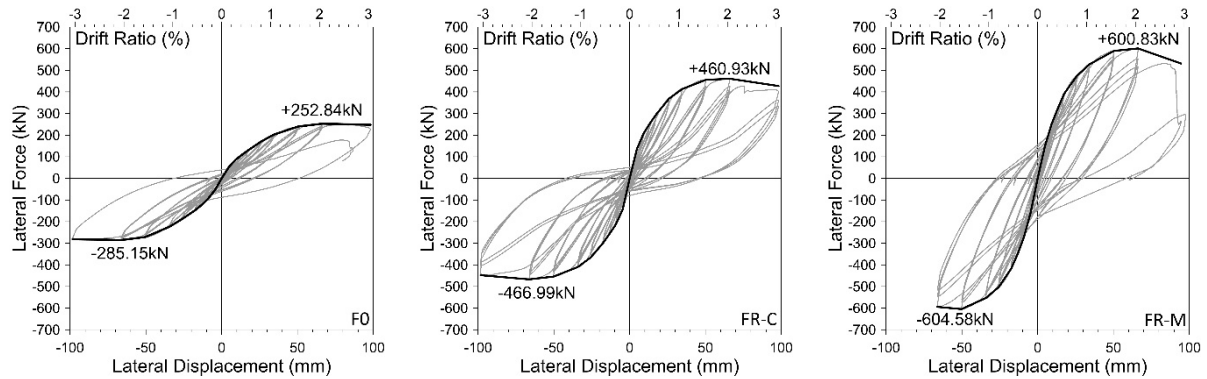


圖 4 三座試體之側力-變位遲滯迴圈和包絡線



(a) 試體 F0 (H1+)

(b) 試體 FR-C (H1+)

(c) 試體 FR-M (H1+)

圖 5 三座試體達正向最大強度時之照片



(a) 試體 F0 (I2+)

(b) 試體 FR-C (I3)

(c) 試體 FR-M (I1+)

圖 6 三座試體最終破壞時之照片

三座試體破壞模式雖類似，但由側力-變位曲線可發現補強試體之強度皆明顯高於無補強試體，顯示補強措施確實有效；其中彎矩接合補強試體強度高於承壓接合補強試體，但變形能力則較差。

RC 柱擴柱補強:超高性能纖維混凝土之應用

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫/科技部研究計畫

計畫名稱：近斷層建築物抗倒塌技術研發

計畫編號：06108A1500

計畫主持人：洪崇展

參與人員：洪崇展、郭家維、蕭信睿、戴佑軒

聯絡電郵：cchung@mail.ncku.edu.tw

試驗期間：108 年 5 月至 7 月

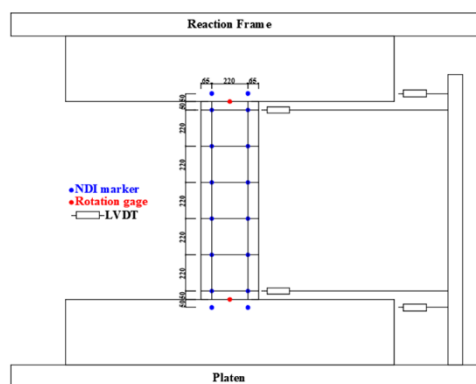
試驗地點：國家地震工程研究中心台南實驗室之雙軸向測試系統(BATS)

試驗目的：

本研究探討利用超高性能纖維混凝土對 RC 柱進行包覆補強，於反覆側向載重下之強度、韌性、破壞模式及能量消散等耐震行為，並透過不同工法間之比較結果，評估是否為有效之補強材料及方法。

試驗佈置：

試體於架設前皆先以標稱強度 40 MPa 石膏配合大面積之壓克力板於上基礎頂面進行蓋平，以確保試體受壓面平整避免集中作用，於蓋平完成後，利用天車將試體吊至 BATS 載重平台上，下基礎以十二根直徑 39 mm 之預力螺桿、墊片及螺帽固定，並以預力千斤頂對各螺桿進行 50 噸預力施加。待下基礎固定完成後，將載重平台抬升至微接觸試驗系統頂部，確認上基礎面完全貼附於頂部後，以四根直徑 69 mm 之預力螺桿、墊片及螺帽固定，並以預力千斤頂對各螺桿進行 200 噸預力施加。試驗運用了三種外部量測系統，一為試體上下基礎面內之轉角量測：於上下基礎之預埋螺桿上架設角度計，分別量測上下基礎之面內轉角量；二為試體上下基礎之面內測向位移量測：試體於東邊參考架上架設 LVDT 拉線應變式位移計，分別量測上下基礎之面內測向位移量；三為試體面內行為之量測：使用 NDI 數位量測系統。試體安裝配置如圖 1 所示。



(a) 示意圖



(b) 實際圖

圖 1 試體安裝配置

試驗規劃：

本研究目的為探討利用超高性能纖維混凝土對傳統 RC 柱包覆補強時，於反覆側向載重作用下之耐震性能，並對其強度、勁度及韌性等性質進行討論。此實驗共設計

並製作三座鋼筋混凝土柱試體，實驗參數主要為補強方法之種類。柱體為 350 mm × 350 mm 之矩形斷面，柱體淨高為 1200 mm。上下基礎之尺寸亦相同，其長、寬、深分別為 2000 mm、800 mm、400 mm。為模擬傳統鋼筋混凝土柱剪力強度不足之行為，故柱體縱向撓曲鋼筋使用八根八號鋼筋(SD420)，橫向剪力鋼筋使用四號 135 度閉合箍筋(SD420)，間距 150 mm，試體配筋細節列於表 1。兩座補強試體分別採用兩種不同方式進行補強，一為將保護層置換為 UHPC，二為將保護層置換為 UHPC，並於補強層加入鋼筋網，試體設計示意圖如圖 2 所示。

表 1 試體配筋細節

Specimen	f'_c (MPa)	Longitudinal reinforcement			Transverse reinforcement		
		f_y (MPa)	Bars	ρ_l (%)	Stirrup (mm)	f_{yt} (MPa)	ρ_v (%)
Column	28	420	8 - #8	3.3	#4@150	420	0.48

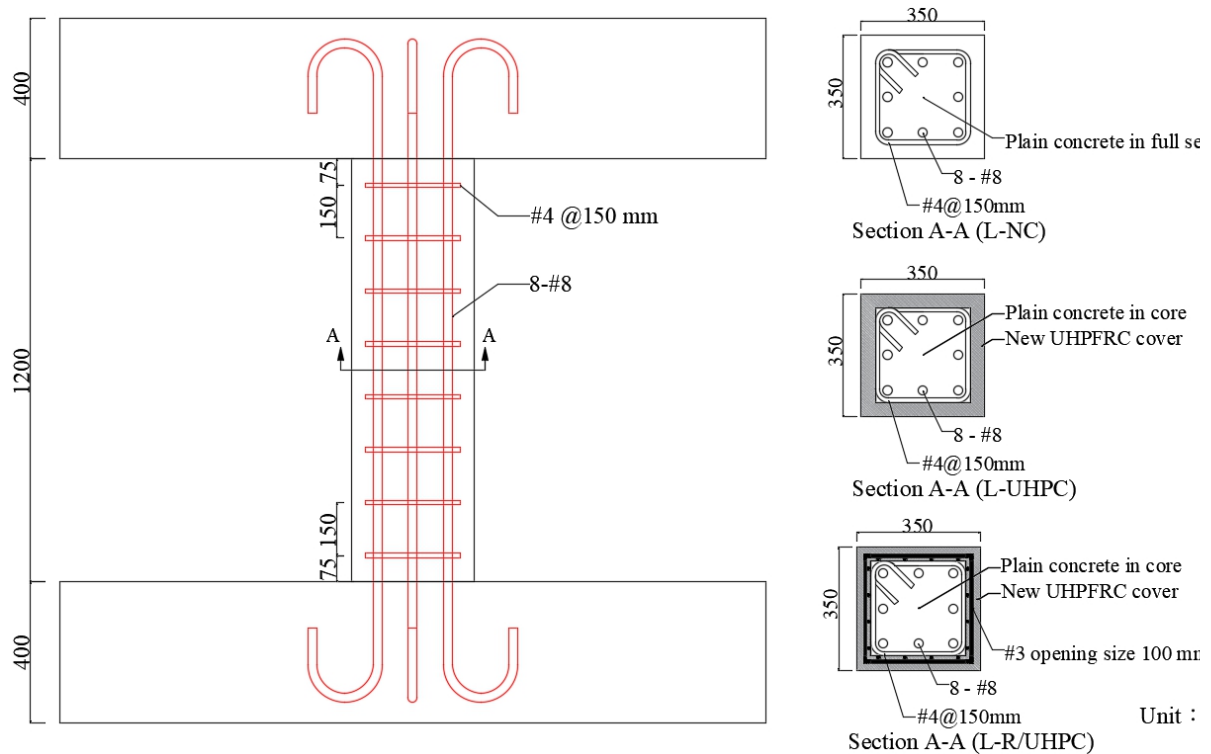


圖 2 試體設計示意圖

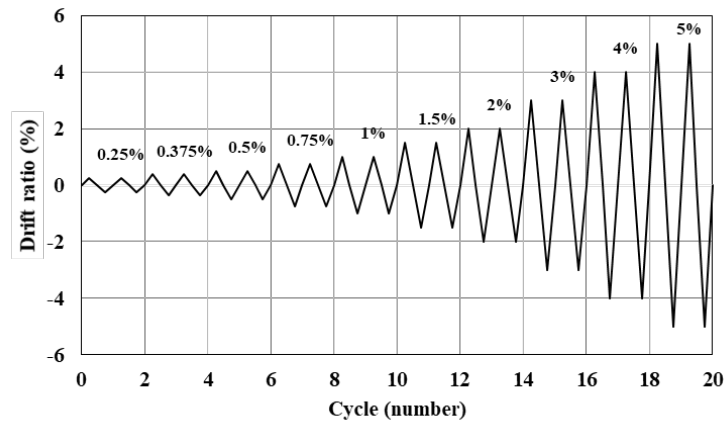


圖 3 側力加載歷時

試驗結果：

1. 裂縫發展

各試體最終破壞如圖 4 所示，L-NC 試體初始裂縫主要以撓曲裂縫發展，隨位移比增加，裂縫逐漸發展為撓剪裂縫及斜剪裂縫，最終表面及角隅混凝土些微剝落，主要裂縫為柱體中央斜向裂縫與柱邊握裹破壞所產生之劈裂裂縫相連；L-UHPC 試體初始裂縫主要以撓曲裂縫發展，隨位移比增加，裂縫逐漸發展為撓剪裂縫及斜剪裂縫，最終主要剪力裂縫延伸至柱頂及底部，過程可發現剪力裂縫有變換方向的狀況，原因判斷可能為以下幾點：(1)補強層與核心混凝土介面間破壞分離，而改變其弱向，(2)柱體中間裂縫開裂後，反曲點偏離原有位置，(3)部分纖維尚未發展出應變硬化行為，因此裂縫容易延已開裂且發展應變硬化之裂縫方向發展，(4)纖維混凝土中，纖維之方向並不固定，因此裂縫亦可能延平行纖維之方向開裂；L-R/UHPC 試體初始裂縫主要以撓曲裂縫發展，隨位移比增加，裂縫逐漸發展為撓剪裂縫及斜剪裂縫，儘管如此最終無明顯剪力裂縫開裂，而是柱體東面及南面上下裂縫彼此相連呈現由柱頂連至柱底之垂直裂縫，觀察主要垂直裂縫，可發現裂縫上之鋼筋網焊接處皆呈現斷裂狀態，因此判定該垂直裂縫產生主因為鋼筋網斷開，導致試驗過程鋼筋網產生向外推出的力量，並於開裂後使強度迅速衰減。

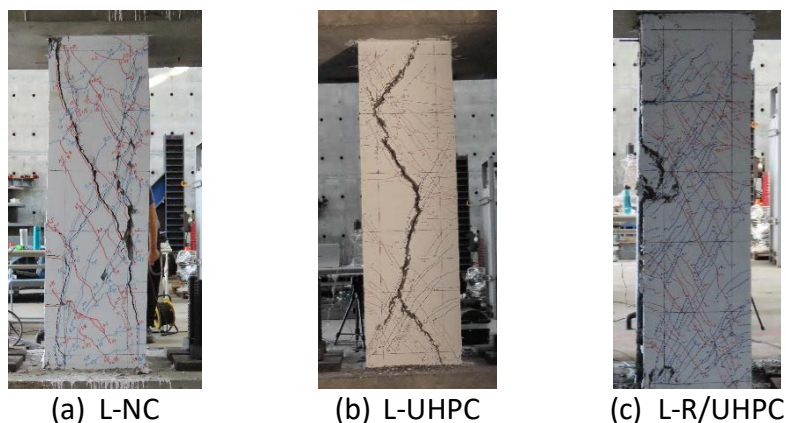
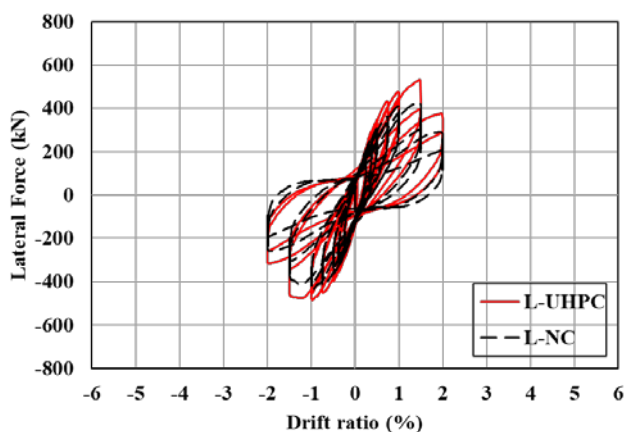


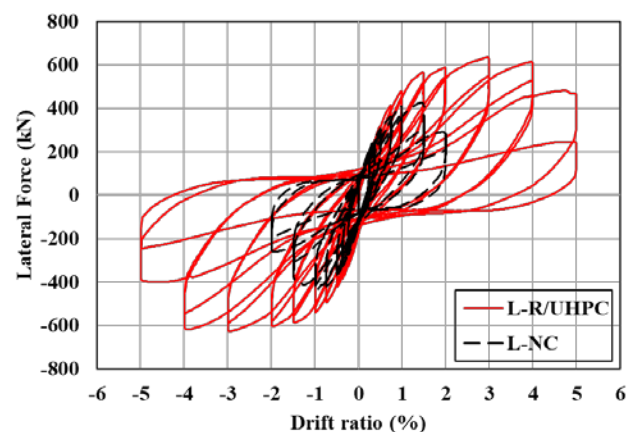
圖 4 試體最終破壞圖

2. 遲滯回圈

由各試體之遲滯回圈圖(圖 5)可見，L-NC 試體在往目標加載位移比 1.0%時達負向極限側向強度(-438 kN)，於下一個目標加載位移比 1.5%時達到正向極限側向強度(425 kN)，而在目標加載位移比 2.0%時，試體發生破壞，此時側向強度瞬間衰減約 32%；L-UHPC 試體於目標加載位移比 1.0%時達負向極限側向強度(-484 kN)，接著在目標加載位移比 1.5%時達到正向極限側向強度(531 kN)，而在目標加載位移比 2.0%時試體發生破壞，此時側向強度迅速衰減約 30%，負向有出現降伏平台段；L-R/UHPC 試體於目標加載位移比 3.0%時達正負向極限側向強度(636 kN 及 -627 kN)，接著於目標加載位移比 4.0%時，試體強度逐漸衰減，此時側向強度僅約衰減 4%，在目標加載位移比 5.0%時試體發生破壞，側向強度瞬間衰減約 37%，正負方向皆有降伏平台段出現。



(a) 試體 L-NC 與 L-UHPC



(b) 試體 L-NC 與 L-R/UHPC

圖 5 試體遲滯回圈圖

3. 破壞包絡線

由各試體之破壞包絡線圖(圖 6)可見，補強後試體之極限側向強度分別提升 17% (L-UHPC)及 46% (L-R/UHPC)，雖補強過後柱體的初始勁度相近，但極限側向強度容量及韌性明顯不同。實驗終止於側向強度低於極限強度之 70%時，因此可發現 L-NC 及 L-UHPC 兩座試體之強度皆於峰值過後即迅速衰減，屬於剪力破壞控制及無韌性之撓剪破壞控制，而 L-R/UHPC 試體明顯於峰值過後，強度衰減較緩，屬於具韌性之撓剪破壞控制，韌性提升了 60%，指出外加鋼筋網之效用。各試體之實驗結果整理於表 2。

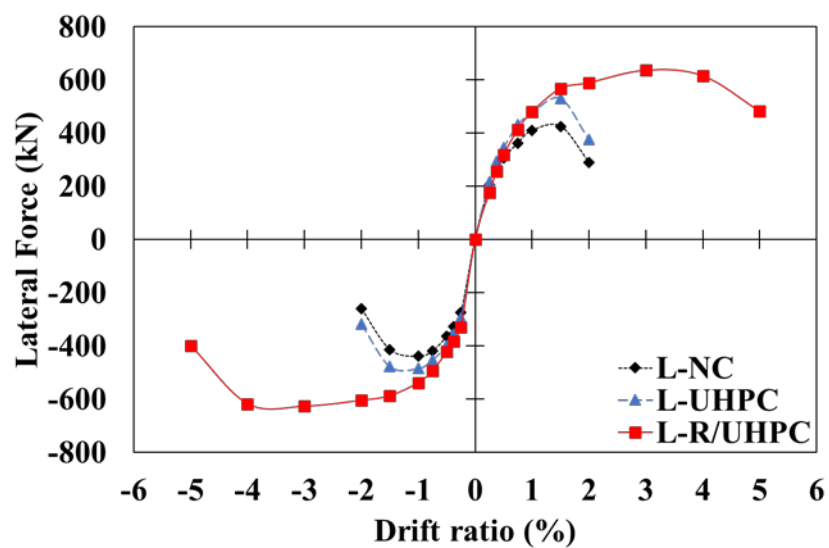


圖 6 試體破壞包絡線

表 2 實驗結果

	L-NC	L-UHPC	L-R/UHPC
破壞模式	剪力破壞	無韌性之撓剪破壞	具韌性之撓剪破壞
極限側向強度	425.5 kN	531.2 kN	635.7 kN
極限位移比	1.6%	1.68%	4.48%
強度提升	-	105.7 kN	210.2 kN
	-	24.8%	49.4%

低降服鋼板與混凝土複合剪力牆在高軸力與近斷層載重下之耐震性能研究

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：高性能鋼板與混凝土複合剪力牆近斷層耐震性能研究(II)

計畫編號：MOST 107-2625-M-992-001

計畫主持人：鄭錦銅

參與人員：張詠欽

-聯絡電郵：ctcheng@nkust.edu.tw

試驗期間：108 年 7 月 1-12 日

試驗地點：國震中心台南試驗室雙軸向測試系統(BATS)

試驗目的：

低降服鋼板與混凝土複合剪力牆系統之剪力牆體為兩片鋼板夾混凝土層之三明治牆體。當剪力牆承受地震力時，垂直於拉力場方向發展出壓應力，因夾層混凝土之內支撐可延緩外層鋼板挫屈發生，故可提升剪力牆體側向抵抗能力。為避免鋼板向外挫屈與混凝土分離，鋼板面內層需焊接固定間距之剪力釘，並錨錠於混凝土內。鋼板與混凝土複合剪力牆可以提供優異之強度與勁度，改善純抗彎矩構架（SMRF）勁度不足或位移過大之問題，達到位移控制目的，方便進行性能設計。也可以促使主構架輕量化，減少自重並增加建築使用空間與建造速度。因複合剪力牆主要應用於高樓建築核心筒且可能座落於強震區，需釐清高軸力以及近斷層脈衝波動態載重對於承重牆體之鋼板挫屈行為影響，牆體皆使用韌性能力較佳的低降伏強度鋼板。主要研究參數包含牆體承受軸力比與平面剪力加載近斷層地震波形及速率對剪力牆系統耐震行為影響。製作 4 個剪力牆體進行反覆側推試驗研究。

試驗佈置：

如圖 1 所示將試體以螺栓施加預力固定於 BATS 試驗台上。並組裝四組位移計量測牆體橫向位移與牆體及機台間滑動位移。



圖 1 試體安裝配置情形

試驗規劃：

本研究 4 個試驗試體尺寸皆為 1200X1200X150 mm。鋼板與混凝土複合剪力牆具

備高強度與韌性變形性能，因為 BATS 試驗系統只能施加 400 噸力量，複合剪力牆之混凝土厚度愈薄愈好，依據直徑 16 mm 剪力釘錨碇需求，牆體之混凝土厚度採用 15 cm。一般核能電廠雙面鋼板剪力釘採對頭並排配置，其常用鋼材比($2t_p/T$)約在 1.5-5% 之間。本計畫剪力釘採用梅花交錯排列，對比之下其鋼材比範圍應在 3-10% 之間。本研究採用 8 mm 低降服鋼板，牆體總厚度 166 mm 則鋼材比為 9.6%。綜合上述研究參數，設計 4 座試體如表一所示。試體編號第 1 字母 L 代表使用低降鋼材為鋼面板。第 2 字母 B 代表牆體之混凝土厚度 15cm，邊界板材質將使用一般鋼材(A36)。第 3 字母代表牆體承受軸力比，L 代表軸力比為 0.1，A 代表軸力比為 0.3。最後一組數字代表剪力釘間距(靜態加載)或加載波形與速率(動態加載)，ND 代表人工近斷層地震波、TC 代表實際近斷層地震波(集集地震 TCU084)。圖 2 至 3 顯示試體尺寸，剪力釘配置與牆體斷面。鋼面板需求細長比公式如下所示

$$\frac{S}{T_p} = \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (1)$$

其中 S 為剪力釘間距， t_p 為鋼面板厚度，E 為鋼面板彈性模數與 F_y 為鋼面板度降伏強度(100MPa)。考量鋼面板應變硬化影響，公式(1)中 F_y 改用鋼板抗拉強度 200MPa 計算，需求細長比為 31.6。再考量試體承受高軸力以保守計算，此需求細長比再乘以 0.8 縮小為 25.3。圖 4 顯示橫向力靜態加載程序，其加載速率固定為 0.003 rad/sec。圖 5 顯示兩種近斷層地震波載重程序，其加載速率預定最高 0.3 rad/sec。

表一 試體設計參數

Specimen	Axial load ratio (P/P _u)	Shear force max. loading rate (Rad/sec)	Thickness of whole wall T (cm)	Thickness of faceplate T _p (cm)	Reinforcement ratio T _p / T (%)	Spacing of shear studs S (cm)	Design slenderness ratio (S/T _p)	Required slenderness ratio (S/T _p)
L-B-L-20	0.1	0.003	16.6	0.8	9.6	20	25	25.3
L-B-A-20	0.3	0.003						
L-B-A-TC	0.3	0.3						
L-B-A-ND	0.3	0.3						

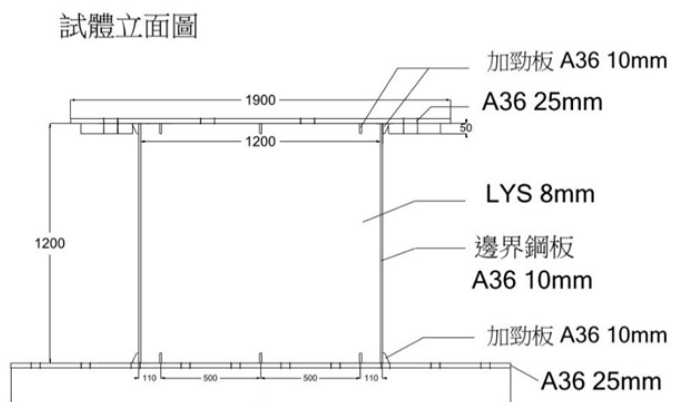


圖 2 試體尺寸與外觀

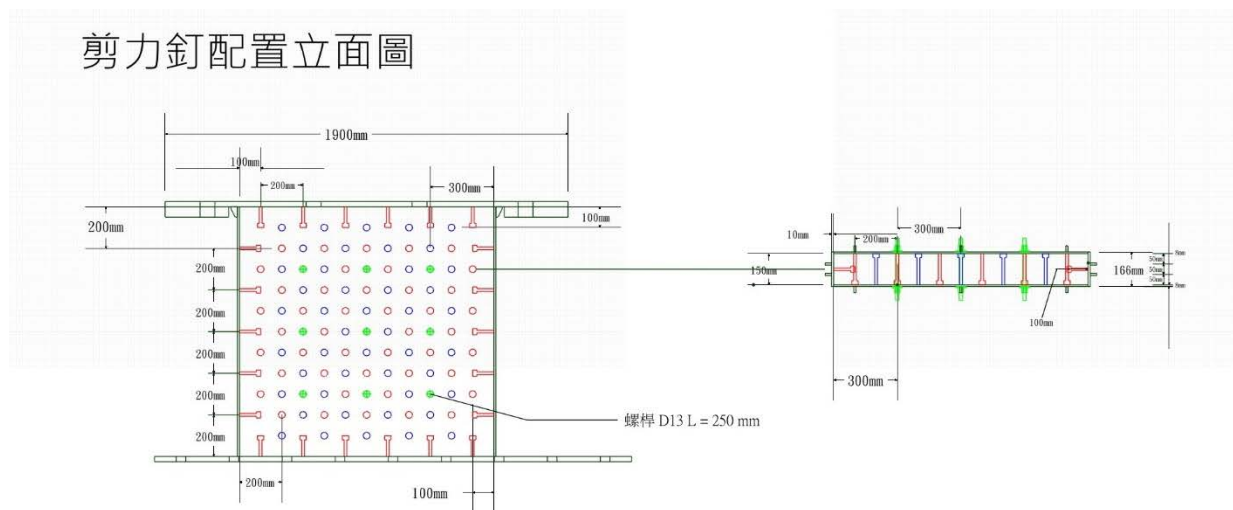


圖 3 試體剪力釘配置與斷面圖

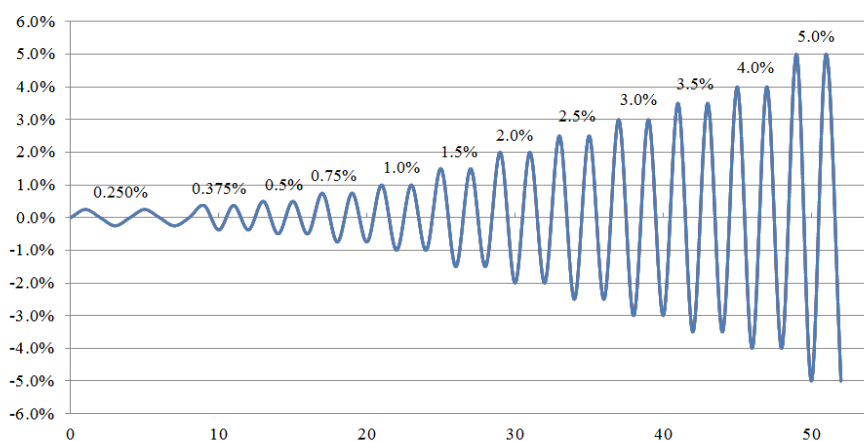


圖 4 靜態側力加載歷時

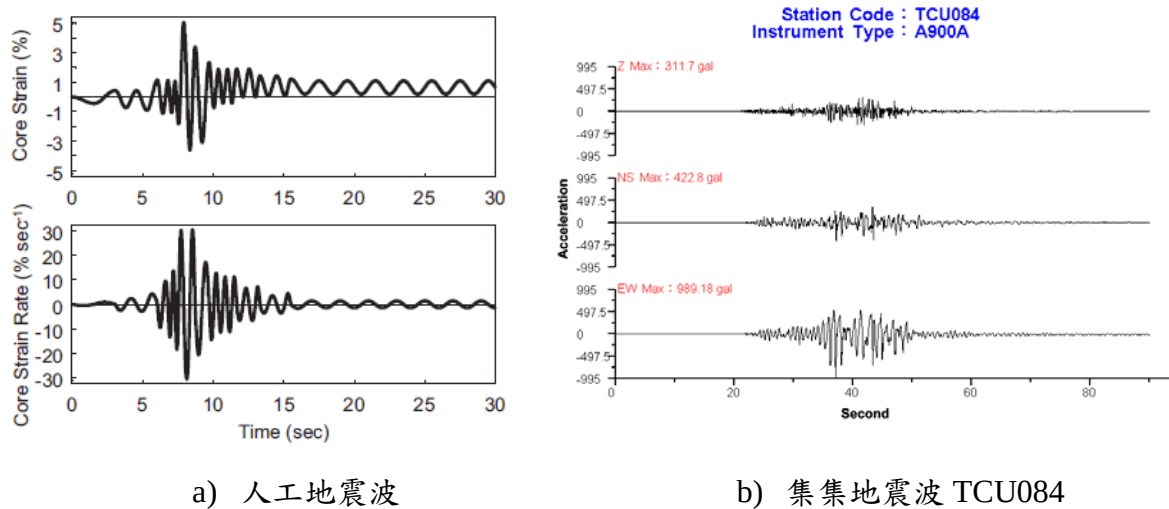


圖 5 動態近斷層地震波載重歷時

試驗結果：

圖 6 與 7 顯示各試體橫向載重與位移遲滯迴圈圖。因為邊界鋼板之圍束，再加上剪力牆試體為雙曲變形，試體破壞模式從文獻之角落混凝土壓碎致鋼面板挫屈轉化成鋼面板先降伏後挫屈之剪力破壞。本研究證實經良好設計之剪力牆試體皆可展現高強度，高勁度與高韌性變形能力。

比較靜態載重試體表現，發現承受較高軸力只輕微降低剪力牆試體變形能力(峰值後強度下降較快)，但對試體橫向強度影響不大。承受低軸力試體(LBL-20)破壞模式為邊界鋼板上靠近加勁板尖端之鉚道熱影響區挫屈開裂，再延伸入鋼面板與上下基板介面，試體左右角落鋼面板靠近上下基板附近嚴重挫屈，試體中央鋼面板降伏但未有局部挫屈現象(撓曲破壞傾向)。相對而言，承受高軸力試體除了邊界鋼板與左右角落鋼面板挫屈開裂外，靠近上下基板三排剪力釘距離內鋼面板有比較明顯局部挫屈現象(軸力挫屈傾向)，試體中央鋼面板降伏並輕微挫屈。

比較動態載重試體表現，因人工地震波為三角波型式，而集集地震波加載曲線較平滑，故人工地震波有較大速度脈衝與加速度。雖然人工地震波試體之最大側移沒有實際地震波試體大，但是從遲滯迴圈圖可以發現其載重程序中脈衝波迴圈數較多且密，韌性消能累積面積較大。綜合而言，兩者對牆之體變形與橫向強度影響並不大。兩動態試體破壞模式與承受相同軸力之靜態試體(LBA-20)表現差異也不大。皆為邊界鋼板與左右角落鋼面板挫屈開裂，試體中央鋼面板降伏並輕微挫屈。

比較靜態與動態行為模式，發現兩動態試驗試體之極限強度較靜態試驗試體約高出 5%，且動態試驗中止時其強度皆未下降超過峰值之 85%。在強度、位移相似的情況下，動態試驗試體之韌性消能能力表現比靜態試驗試體好。

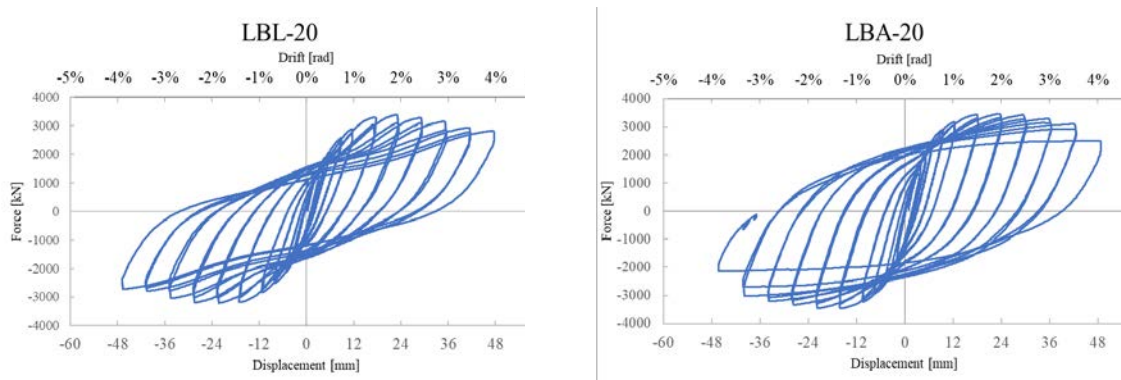
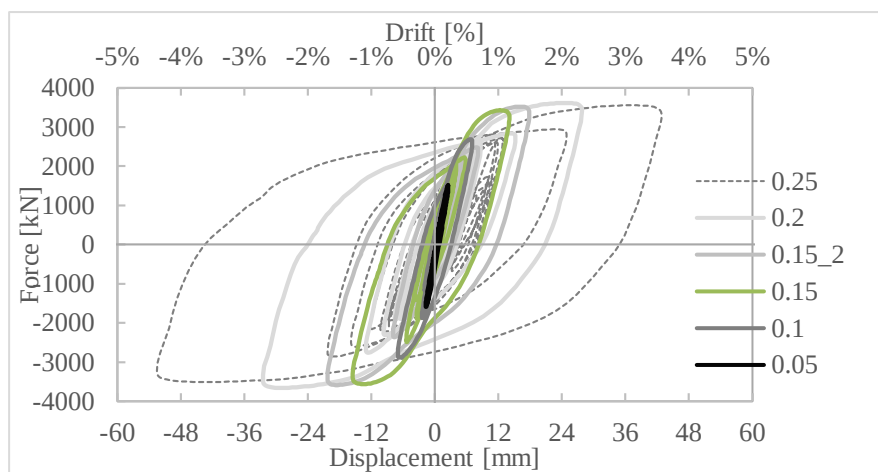
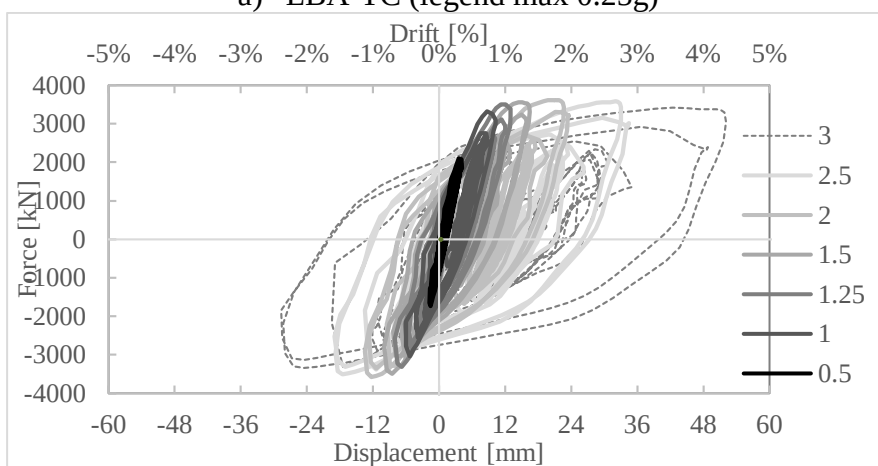


圖 6 靜態載重試體橫向載重-位移遲滯迴圈



a) LBA-TC (legend max 0.25g)



b) LBA-ND (legend max amplified 3 times)

圖 7 動態近斷層載重試體橫向載重-位移遲滯迴圈

相關著作：
無。

梁腹增設摩阻型高強度螺栓接合提升既有鋼梁柱接頭 變形能力之可行性研究

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：梁腹增設摩阻型高強度螺栓接合提升既有鋼梁柱接頭變形能力之可行性研究

計畫編號：MOST-108-2625-M-390 -001 -

計畫主持人：張惠雲

參與人員：陳佳郁；葉慶宇；賴啟銘

聯絡電郵：hychang@nuk.edu.tw

試驗期間：108 年 8 月至 11 月

試驗地點：台北反力牆及強力地板系統

試驗目的：

為提升既有鋼梁柱接頭塑性變形能力，本計畫研究改良梁腹高強度螺栓接合設計並進行耐震試驗研究。前期試驗之三組 H 形鋼梁箱型柱接頭，皆採用梁腹栓接與鋼梁銲接 (BWFF) 接合細節接合設計方法有二，其一反映與改良台灣業界設計實務、考慮螺栓滑動強度與偏心矩，另一為參考日本建築學會規範、考慮螺栓剪力強度與梁腹彎矩負擔。前者有二組試體，其中一組於梁腹開孔後增設摩阻型高強度螺栓接合。結果顯示，兩種設計方法皆可改良 BWFF 鋼梁柱接頭至最大加載位移 4% rad 才破壞，而梁腹增設摩阻型高強度螺栓接合則使接頭強度略增。上述試體於國家地震工程研究中心台北實驗室依照 AISC 規範進行反覆加載試驗，前期試驗期間為民國 107 年 8 月起至民國 107 年 11 月止。

試驗佈置：

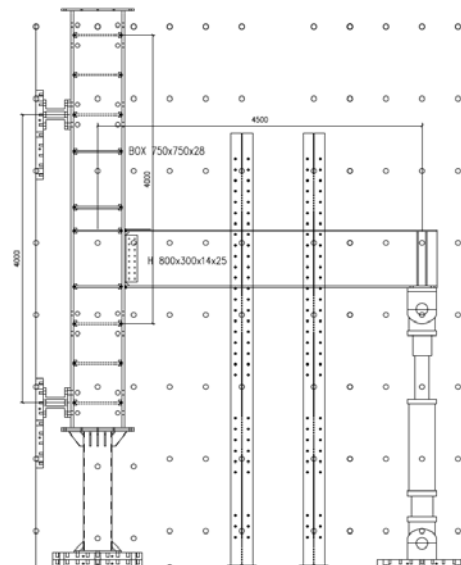


圖 1 試體安裝配置情形

試驗規劃：

試驗之三組 H 形鋼梁箱型柱接頭，如圖 1 所示，皆採用梁腹栓接與鋼梁銲接 (BWFF) 接合細節；剪力板，梁腹與柱面間之填角銲，以及梁腹之高強度螺栓等接合元素的設計方法有二，如表 1，其一反映與改良台灣業界設計實務、考慮螺栓滑動強度

與偏心矩，另一為參考日本建築學會規範、考慮螺栓剪力強度與梁腹彎矩負擔。前者有 2 組試體，其中 1 組於梁腹增設摩阻型高強度螺栓接合，如圖 2。後者 1 組試體採雙剪力板設計。

表 1 剪力板接合細節

	剪力板尺寸 (鋼種)	與柱面銲接	高強度螺栓
單剪力板	PL-22x210x640 (SN490B)	單邊全滲透外加填角銲	12M24, S10T
雙剪力板	2PL-16x210x640 (A572 Gr. 50)	雙邊半滲透外加填角銲	12 M22, F14T



圖 2 梁腹開孔後增設摩阻型螺栓接合

試驗佈置：

本試驗之施力系統，由一支垂直向千斤頂所組成，如圖 1 所示。在控制方面，採用外部位移控制，量測梁端之實際上下位移，控制垂直向油壓千斤頂之力量，而實驗係按照圖 3 所敘述之 AISC 耐震規範反覆位移歷時作執行。

如圖 4，試體量測儀器配置有：鋼梁與柱之交會區外配置有(1)位移計與(2)傾斜儀，用以分析與確認鋼柱與梁柱交會區是否保持彈性或有無塑性變形，而(3)上/下翼板之單軸應變計與(4)腹板之三軸應變計，用以分析確認梁腹與梁翼之彎矩負擔。

另外，梁腹接合用高強度螺栓預先鑽孔埋設應變計並校正預力，以控制試驗前螺栓初始預力強度與監測在試驗過程中螺栓預力變化。

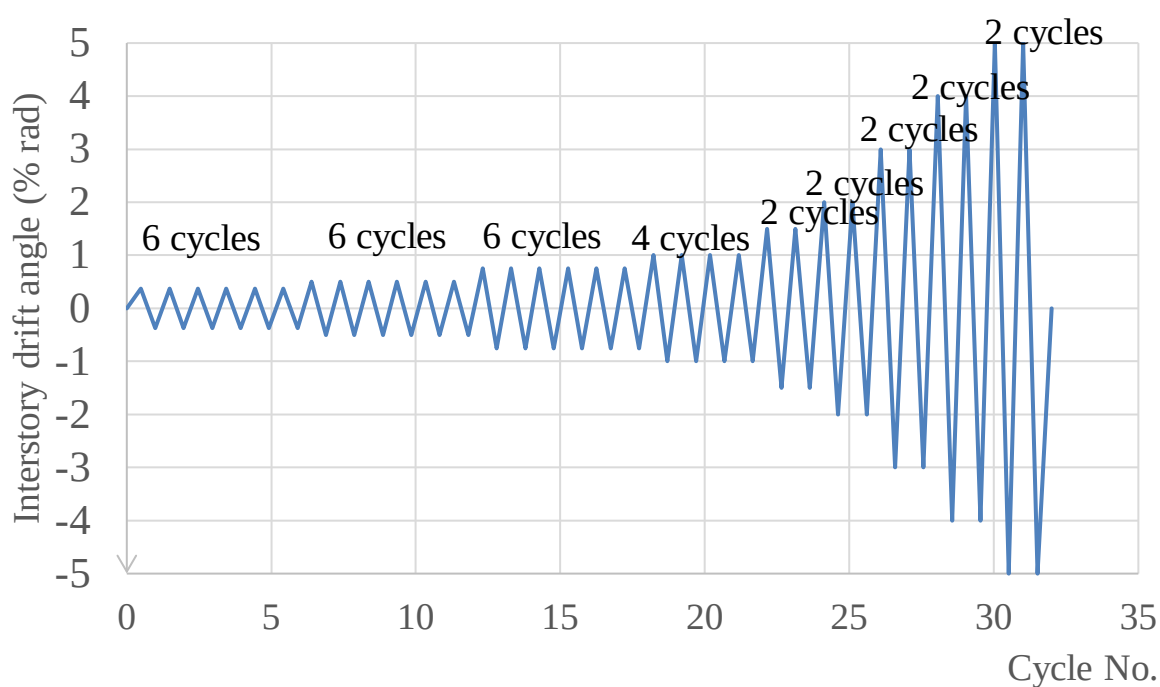


圖 3 梁端位移加載歷時

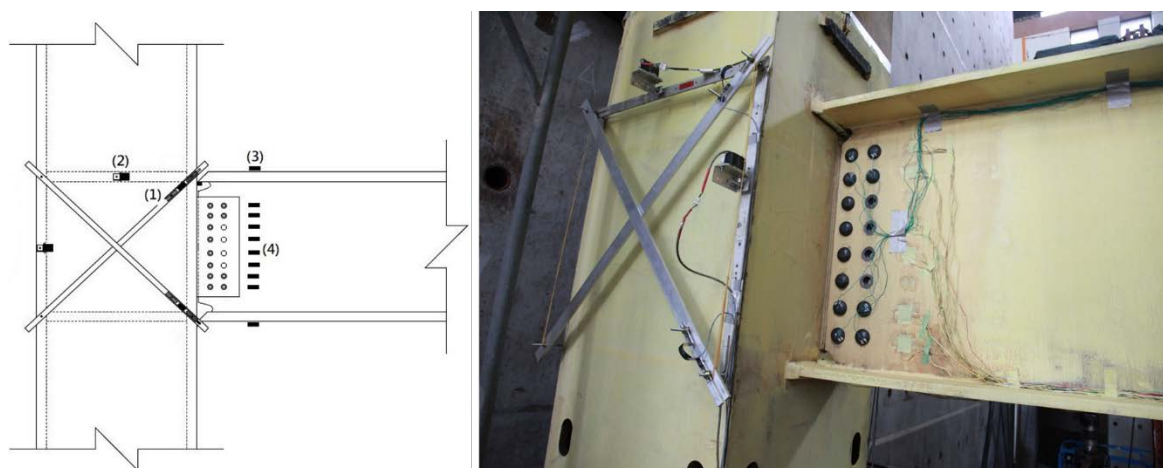


圖 4 試體量測儀器配置

試驗結果：

如表 2 所示，三組試體加載最大位移皆達 4% rad，且破壞在柱面銲道外梁翼板處。整體而言，2 種接合設計皆可改良 BWWF 接頭之塑性變形能力達目前規範要求之 4% rad 位移角，而梁腹開孔增設摩阻型高強度接合則使接頭強度略增。

雙剪力板試體完成 4% rad 測試迴圈前破壞，故無法滿足目前 AISC 接頭耐震測試之要求；如圖 5 所示，梁腹板之鋼材早已降伏、發展出更高的塑性強度，故後續設計應改以鋼材抗拉強度評估填角銲之強度需求與設計銲道尺寸。

表 2 接頭變形與破壞模式

試體 編號	接頭最大轉角 θ (% rad)	梁端最大載重 P (kN)	破壞模式
傳統 形式 (A)	+4.00 -4.00	+844.57 -890.28	於 4%弧度第一圈結束左右，沿柱面與梁下翼板間全滲透鐸道外側母材開裂
腹板 開孔 (B)	+4.00 -4.00	+855.48 -895.24	於 4%弧度第二圈向上加載時，柱面與梁下翼板間全滲透鐸道外側母材開裂
雙剪 力板 (C)	+4.00 -3.00	+874.15 -840.35	於 2%弧度加載完成時發現剪力板填角鐸兩端開裂；於 4%弧度第一圈向下加載時，柱面與梁下翼板間全滲透鐸道外側母材開裂

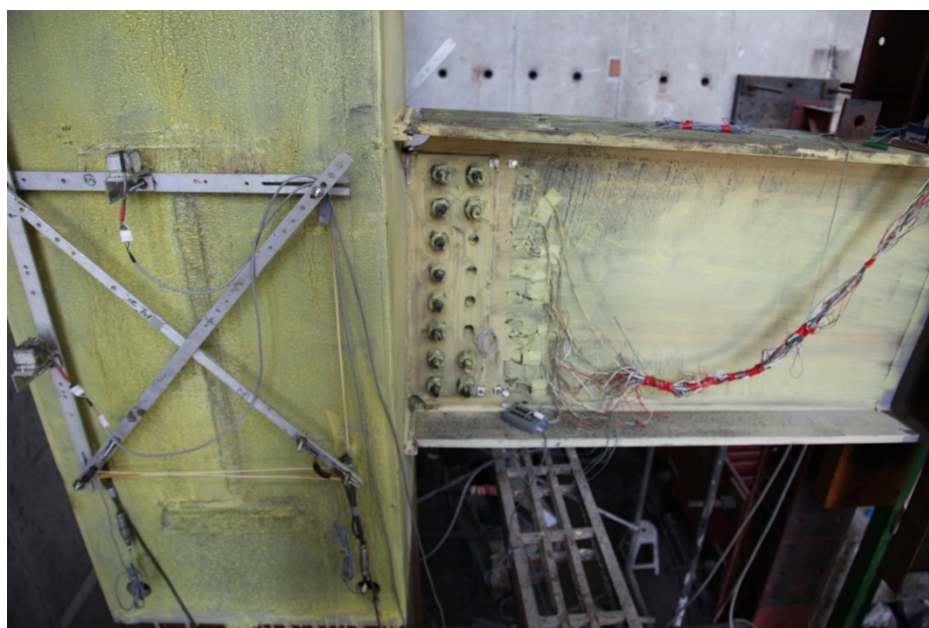


圖 5 雙剪力板試體實驗破壞照片

相關著作：

本計畫研究前期試驗結果之一部分已於 ICASS 2018 國際研討會發表，論文題目為 “Seismic Upgrading of Steel Moment Connections Using Double-shear-tab Details”，作者為 Heui-Yung Chang* (張惠雲), Ching-Yu Yeh (葉慶宇) and Chi-Ming Lai (賴啟銘)。

鋼筋混凝土柱梁偏心接合之耐震抗剪強度檢討

計畫分類：內政部建築研究所委託研究計畫

計畫名稱：鋼筋混凝土柱梁偏心接合之耐震抗剪強度檢討

計畫編號：108301070000G0025

計畫主持人：李宏仁

參與人員：林克強、紀凱甯、林明志

聯絡電郵：leehj@yuntech.edu.tw

試驗期間：108 年 6 月至 7 月

試驗地點：國家地震工程研究中心臺北實驗室反力牆及強力地板系統

試驗目的：

我國地狹人稠，建築物空間設計較為緊湊，常見柱斷面設計成長方形且將梁偏向柱邊貼齊，形成偏心梁柱接頭，有時柱兩對面梁有錯位形成錯位偏心梁柱接頭，其耐震行為較為複雜。本研究檢討八座大尺寸鋼筋混凝土梁柱接頭反復載重試驗，評估錯位偏心梁柱接合之影響，探討其接頭剪力強度是否仍適用於現有規範的設計公式，補足過往實驗經驗不足之處，可作為未來規範審議時之參考依據，使設計及施工單位有所依循，確保建築結構耐震性能及國人生命財產安全。

試驗佈置：

如圖 1 所示，在國家地震工程研究中心強力地板區以抗彎矩構架取接頭上下各半層柱高、左右各半跨梁長之十字形接頭組件執行試驗，先將厚度 10cm 的支撐鋼板施加預力固定於強力地板上，再將柱底側面抵抗水平力量之 A 型鋼構支撐試體用氣動鎖緊於鋼板上，柱反曲點底端坐落於 A 型鋼構上，並以強力螺栓接合，確保柱不會發生扭轉，柱反曲點頂端連接兩支水平致動器，以鋼構並連用預力施加固定於柱頭。梁之兩端接合三角形鋼構轉接以螺栓鎖上垂直致動器，兩具垂直致動器以相反方向作動，模擬建築物梁之反曲點。柱頂放置一大型鋼梁可跨過試體，以兩具千斤頂及預力鋼棒施加 $0.10A_g f'_c = 175 \text{ tf}$ 之柱軸力，靠著施打軸力將試體垂直方向扣緊，而本研究試驗佈設最大的挑戰是柱梁偏心接合，兩具垂直致動器必須隨著梁偏心距移動，且必須安裝面外側向支撐確保致動器出力維持在梁中心線不扭曲。

試體之架設與拆除，由國家地震工程研究中心技術人員協助，安裝步驟為先將試體梁之兩端鎖上三角形鋼構，再將垂直致動器退後，及水平致動器退後及側向偏移，將試體轉至適當角度放入，柱底鎖住不動，柱頂施加預力與水平致動器鎖住不動，垂直致動器向前推進頂住試體鎖上，再將柱頂預力鋼構吊裝並用預力鋼棒鎖在強力地板上，即完成試體架設。



圖 1 試驗佈設

試驗規劃：

本研究採用的梁柱接頭試驗佈設如圖 2 所示，由試驗施加之荷載(P、Q、 V_b)經力平衡、斷面分析可求出梁在接頭面之斷面拉力及壓力總和。試驗時接頭抵抗之水平剪力等於

$$V_{jh} = T_1 + C_2 - Q = Q \left[\frac{(L_b - h_c)}{jd} \times \frac{L_c}{L_b} - 1 \right] \quad (1)$$

其中 L_b 為梁單元長度 6 m， L_c 為柱單元高度 3.2 m，當梁達到塑性降伏後，斷面之內力臂長 jd 可以簡化假設為定值 0.875d，我們即可由實驗最大側力 Q_m 求出對應之接頭剪力實驗值 $V_{jh,m}$ 。

整個試驗由銜接於梁端之兩支垂直致動器採位移控制施加大小相等、方向相反之三角形位移波，振幅反覆逐漸增加，由電腦程式自動控制致動器依預定之位移歷時作動。所有預定施加之位移均由層間位移角為基準，並乘以梁端施力中心至柱心的距離而得。

量測記錄包括四具制動器之位移計、荷重計；量測柱軸力 P 之荷重計；量測梁柱交會區變形之 NDI 光學量測系統及標記點(Marker)；量測梁柱整體變形之角度計、位移計。試體內部鋼筋關鍵位置埋設之應變計。外部變形除了關鍵位置架設位移計及角度計外，另以 NDI 公司生產之光學量測系統監測梁柱塑鉸區及接頭區標記點(Marker)之空間座標。

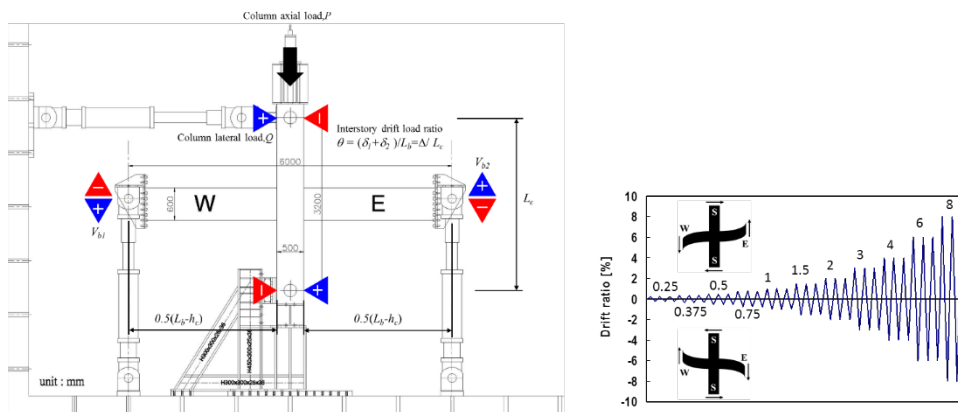


圖 2 側力加載歷時

試驗結果：

系列 I 四座試體在層間變位角 1% 以前整體行為大致屬於線性範圍，符合小震不壞

的耐震水準，最大側向力皆發生於 3%。試體 1A、1B 之梁主筋為連續貫穿接頭區，試體 1C、1D 接頭區之梁主筋採彎鉤錨定，整體來看，採用彎鉤錨定反而沒有滑移破壞問題，頸縮現象較不嚴重，側力強度略高於連續貫穿接頭區之試體，但是試體 1C、1D 由於錯位偏心導致，到層間變位 6% 時力量已下降超過 40%，接頭混凝土破壞較嚴重(彎鉤末端混凝土向外膨脹)。四座皆是 BJ 破壞，其中試體 1A 有握裹滑移(BJa)。

系列 II 試體之整體發展與系列 I 相似，但因配置緊密圍束箍筋發揮了作用，讓接頭剪壞後之強度下降較為和緩，顯示了接頭箍筋的重要性，不同於系列 I 的是，系列 II 試體幾乎都還沒達到梁撓曲強度對應之側力 Q_y ，就有接頭軟化現象，屬於 J 破壞現象。請於本節中以文、圖、表等適當方式，簡要介紹重要實驗成果。

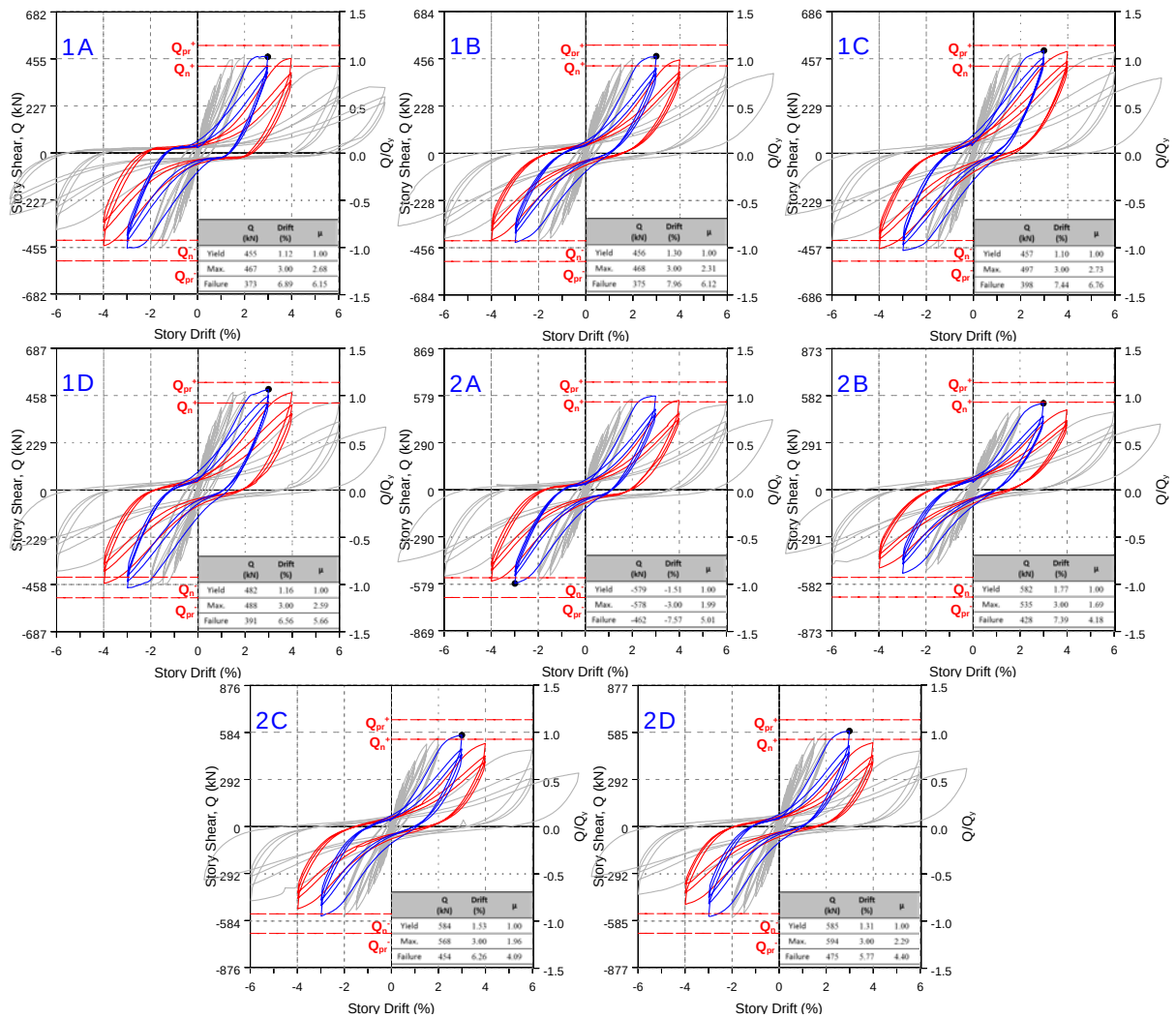


圖 3 各式體之載重-位移遲滯迴圈曲線

表 1 為系列 I 和系列 II 試體之實際參數表，即採用實測之材料強度計算之撓曲強度和剪力強度，比對試體之最大側力強度 Q_{max} 。表 1 中系列 I 四座試體之 Q_{max} 皆可超過梁達撓曲強度對應之側力強度 Q_y ，而系列 II 僅試體 2D 之 Q_{max} 勉強超過 Q_y 。依梁柱接頭試驗資料庫經驗，若鋼筋降伏強度等級 SD 420W，梁主筋若能充分錨定於接頭區，使梁塑鉸充分地發展，依經驗撓曲超額強度比值 Q_{max}/Q_y 大約落在 1.10，本研究試體都落在 1.10 以下，顯示鋼筋之超額強度發展不完全，即應變硬化發展不完全，系列

I 推測是因為鋼筋握裹滑移較嚴重，而系列 II 則是因為接頭剪應力過高軟化所致。

將 Q_{max} 反算接頭之最大測試剪力 $V_{jh,m}$ ，如表 1 所列之 $V_n/V_{jh,m}$ 比值基本上皆小於 1.0 (偏向保守)，在此接頭剪力強度標稱值 V_n 以新版規範草案計算，有效寬度取接頭兩側之較小值，結果顯示新版規範的接頭有效寬度是適當的，但是僅針對梁主筋連續貫穿接頭的情況，當遇到錯位偏心接頭時，接頭剪力強度還是太過於保守。

表 1 試體實際參數表

試體代號	1A	1B	1C	1D	2A	2B	2C	2D
$f'_{c,m}$ (tf/m ²)	2936	3089	3225	3283	2709	3010	3116	3278
M_{nc} (tf-m)	104	105	105	106	120	121	122	122
M_{nb} (tf-m)	68	68	68	69	87	87	87	88
M_R	1.52	1.53	1.54	1.54	1.38	1.39	1.39	1.40
$A_{sh, ratio1}$	1.37	1.26	1.22	1.18	1.37	1.26	1.22	1.18
$A_{sh, ratio2}$	1.50	1.38	1.33	1.29	1.50	1.38	1.33	1.29
Q_{max} (kN)	466	468	497	488	578	535	568	594
Q_y (kN)	455	456	457	458	580	582	584	585
Q_{max}/Q_y	1.02	1.03	1.09	1.07	0.99	0.92	0.97	1.02
$V_{jh,m}$ (tf)	206	252	267	262	311	288	305	319
$V_n/V_{jh,m}$	1.00	0.85	0.67	0.69	0.78	0.74	0.58	0.57

本研究以實驗結果去做更進一步的推測分析，以對角壓桿為出發點，模擬在不同偏心距之下，接頭內部鋼筋的傳力行為，如圖 4 所示。

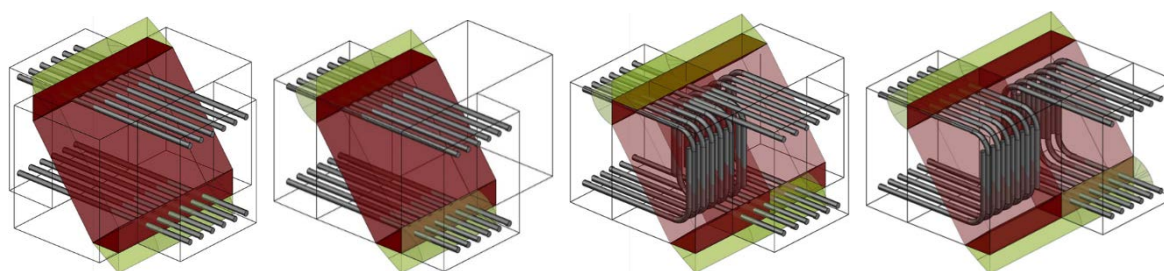


圖 4 錯位偏心梁柱接頭之有效壓力區

根據上述的模擬，可以發現接頭有效壓力區計算須區分兩側皆受梁圍束之寬度與錯位未圍束之寬度，並指定兩者之強度係數也相差一級，本文提出建議之接頭有效寬度之公式如下所示。

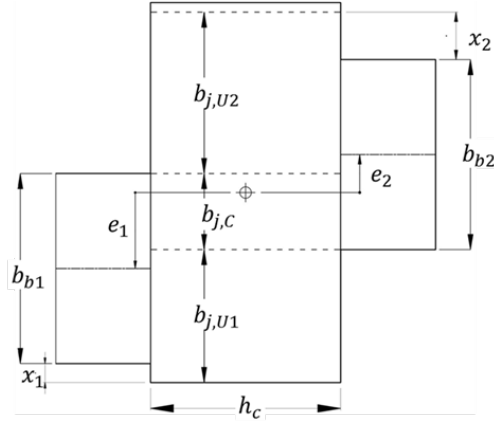


圖 5 錯位偏心梁柱接頭之有效寬度

依兩側梁不同偏心距 e_1 、 e_2 ，兩種有效寬度 $b_{j,c}$ 、 $b_{j,U}$ ，以及兩等級接頭剪力強度係數 γ 值，來計算接頭剪力強度，其公式如下：

$$b_{j,c} = \frac{b_{b1} + b_{b2}}{2} - \Delta e \geq 0 \quad (\Delta e = | \vec{e}_1 - \vec{e}_2 |) \quad (2)$$

$$b_{j,U} = b_{b1} + b_{b2} + x_1 + x_2 - 2b_{j,c} \quad (x_1 \text{ 與 } x_2 \leq h_c/4) \quad (3)$$

$$V_{n,pro} = \gamma_C \sqrt{f'_c} \times b_{j,c} \times h_c + \gamma_U \sqrt{f'_c} \times b_{j,U} \times h_c \quad (4)$$

其中：

$b_{j,c}$: 接頭兩對面受梁圍束的寬度。

$b_{j,U}$: 接頭兩對面梁錯位、未圍束的寬度。

b_{b1} : 左側梁之寬度。

b_{b2} : 右側梁之寬度

γ_C : 接頭兩對面受梁圍束之接頭剪力強度係數 γ 值。

γ_U : 接頭兩對面梁錯未受圍束之接頭剪力強度係數 γ 值，較 γ_C 降一級。

Δe : 左右兩側梁偏心距之絕對距離。

$\vec{e}_1$: 左側梁寬中心至柱寬中心相對之偏心距(向上為正)。

$\vec{e}_2$: 右側梁寬中心至柱寬中心相對之偏心距(向上為正)。

將八座試體原參數代入上述公式算出建議之接頭剪力強度 $V_{n,pro}$ ，並與新版規範算出之接頭剪力強度 V_n 比較，如圖 6、圖 7 所示。

圖 6 為系列 I 試體之接頭剪力強度比較($\gamma_C=3.9$ ， $\gamma_U=3.2$)，由於系列 I 試體梁已降伏，接頭強度未發揮完全，故主要以殘餘強度來比較，可以看出系列 I 四座試體之 $V_{n,pro}$ 強度趨勢與 $V_{jh,m^{2nd}}$ 、 $V_{jh,m^{3rd}}$ 強度趨勢相似。

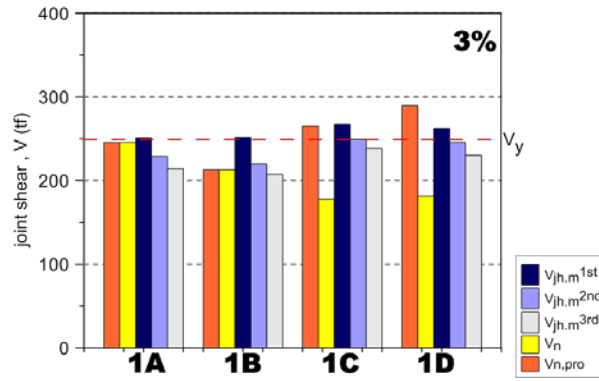


圖 6 系列 I 之接頭剪力強度比較

圖 7 為系列 II 試體之接頭剪力強度比較，左圖($\gamma_C=3.9$, $\gamma_U=3.2$)，右圖($\gamma_C=5.3$, $\gamma_U=3.9$)，系列 II 之試體皆未達到梁降伏，故應以中等抗彎矩構架的最大接頭剪力強度($\gamma_C=5.3$, $\gamma_U=3.9$)來做比較，可以看出系列 II 四座試體之 $V_{n,pro}$ 強度趨勢與 $V_{jh,m}^{1st}$ 強度趨勢相似。

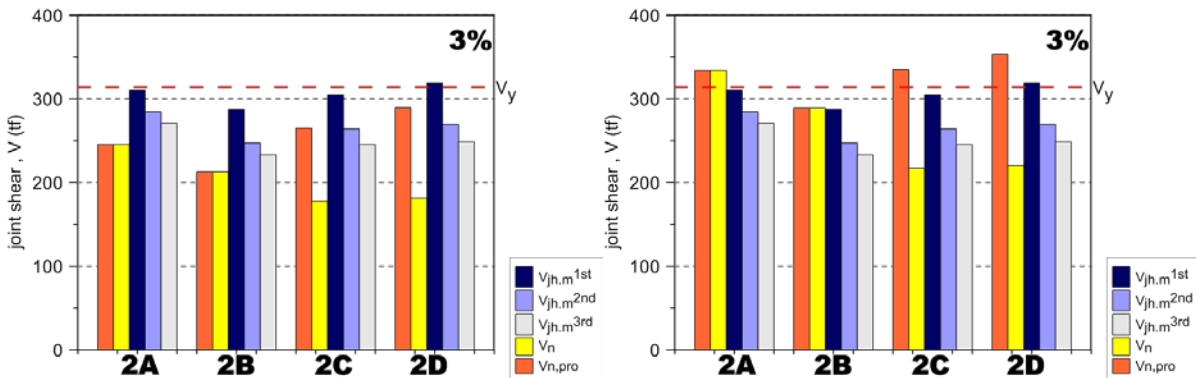


圖 7 系列 II 試體之接頭剪力強度比較

從圖 6 至圖 7 可以宏觀看出建議之公式算出之接頭剪力強度 $V_{n,pro}$ 與實際之接頭剪力強度 $V_{jh,m}$ 較接近，依照建議公式計算之接頭剪力強度比新版規範之接頭剪力計算強度更為合理，強度趨勢更符合實際強度。

相關著作：

- [1] 李宏仁；林克強；紀凱甯；and 林明志, "鋼筋混凝土柱梁偏心接合之耐震抗剪強度檢討," NCREC, 2019.
- [2] 李宏仁；林克強；紀凱甯；and 林明志, "鋼筋混凝土柱梁偏心接合之耐震抗剪強度檢討," 結構工程, 2020.

高強度鋼筋混凝土梁柱接合細節與耐震行為研究(I)

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：高強度鋼筋混凝土結構系統之先進分析與設計技術研究—子計畫:高強度鋼筋混凝土梁柱接合細節與耐震行為研究(I)

計畫編號：MOST 108-2625-M-224-003

計畫主持人：李宏仁

參與人員：林建興、黃琮皓

聯絡電郵：leehj@yuntech.edu.tw

試驗期間：108 年 08 月至 109 年 10 月

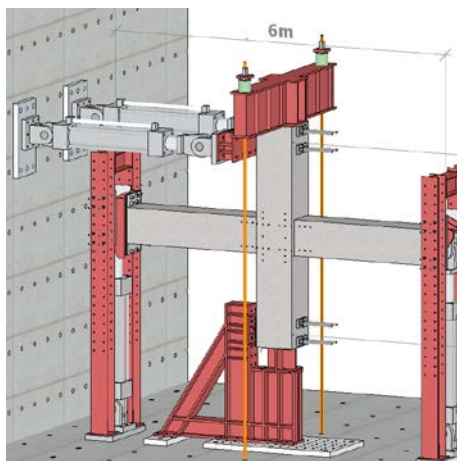
試驗地點：國家地震工程研究中心台北實驗室反力牆及強力地板系統

試驗目的：

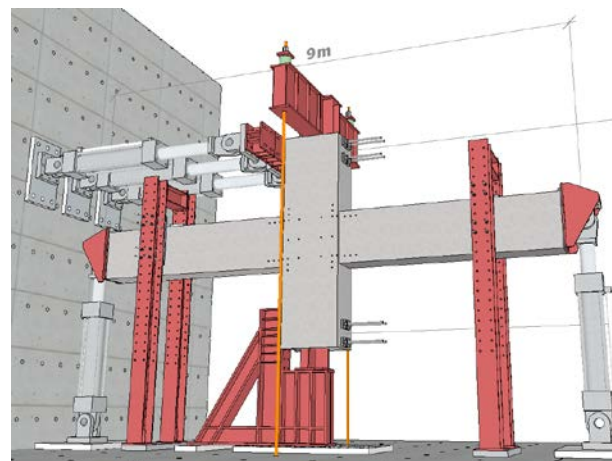
美國 ACI 規範接頭最小柱尺度 $h_c/d_b \geq f_y/4\sqrt{f'_c}$ ，假設最小柱深度正比於 f_y ，但反比於 $\sqrt{f'_c}$ ，前者無庸置疑，但後者 ACI 318 委員會期待能有更多的實驗支持。由於目前 ACI 318-19 尚未採納構架最小柱深度可反比於 $\sqrt{f'_c}$ 之假設，所以本研究設計四座場鑄接頭試體 A、B、C、D，以試體 A 為標準試體對照組，變化混凝土強度及接頭區深度，測試其耐震性能，若 $h_c/d_b \geq f_y/4\sqrt{f'_c}$ 假設為真，則試體 B 和 D 應該與試體 A 有類似的握裹性能。

試驗佈置：

感謝國家地震工程研究中心全力支援實驗作業，如圖 1 所示兩套試驗佈設測試四座試體，每座試體柱底栓接於反力架上，柱頂以鋼梁和預力鋼棒施加軸壓力 $0.05A_gf'_c$ ，然後以水平致動器抓住柱頭不動，最後以兩支垂直致動器鉸接梁自由端，同時施加反方向、往復、似靜力位移波，位移模擬層間變位角為 0.25%, 0.375%, 0.50%, 0.75%, 1.0%, 1.5%, 2%, 3%, 4%, 6%, and 8%，每個變位角重複三迴圈。



(a)試體 A、D 之佈設



(b)試體 B、C 之佈設

圖 1 上年度十字形接頭之試驗佈設

試驗規劃：

本研究將設計 4 座試體場鑄接頭試體 A、B、C、D，如圖 2 所示，四座試體之梁柱縱向鋼筋為 #10 (D32) 竹節鋼筋，其中試體 A 為 ACI 規範標準對照組，採用普通強度

材料($f_y = 420$ MPa、 $f'_c = 28$ MPa)，設計柱深度 $h_c = 650$ mm ($20d_b$)，而試體 B 採用高強度鋼筋($f_y = 690$ MPa)及普通強度混凝土($f'_c = 28$ MPa)組合，試體 B 按式(10)正比於 f_y 需柱深度 $32.6d_b = 1050$ mm，修剪為整數 $h_c = 1000$ mm ($31d_b$)。至於試體 C 和試體 D 同樣使用高強度鋼筋但混凝土強度提高至 $f'_c = 70$ MPa，柱深度分別為 $31d_b$ 和 $20d_b$

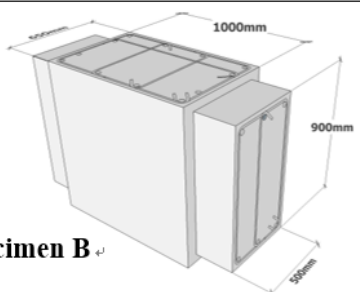
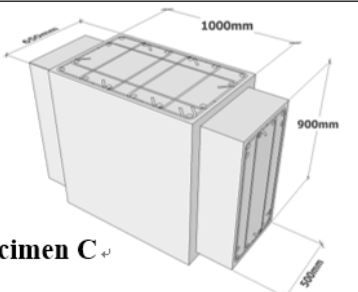
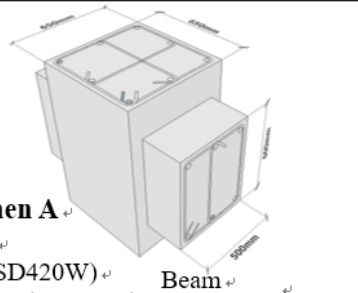
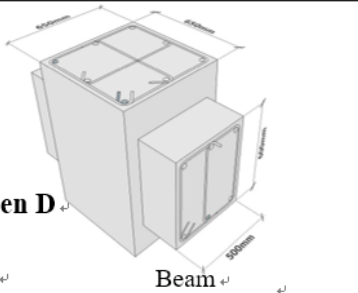
Test matrix ↗	Design $f'_c = 28$ MPa ↗	Design $f'_c = 70$ MPa ↗
$h_c = 31d_b$ ↗	 Specimen B ↗ Column ↗ 12-D32 (SD690) ↗ D13@100 (SD420W) ↗ Beam ↗ 6-D32 (SD690) ↗ D13@125 (SD420W) ↗	 Specimen C ↗ Column ↗ 16-D32 (SD690) ↗ D13@100 (USD785) ↗ Beam ↗ 12-D32 (SD690) ↗ D13@125 (USD785) ↗
$h_c = 20d_b$ ↗	 Specimen A ↗ Column ↗ 8-D32 (SD420W) ↗ D13@100 (SD420W) ↗ Beam ↗ 6-D32 (SD420W) ↗ D13@125 (SD420W) ↗	 Specimen D ↗ Column ↗ 8-D32 (SD690) ↗ D13@75 (USD785) ↗ Beam ↗ 6-D32 (SD690) ↗ D13@125 (USD785) ↗

圖 2 上年度測試四座試體之斷面設計及配筋

試驗結果：

初步試驗結果如圖 3 和圖 4 所示。測試結果顯示，試體 A 側向力如預期在層間變位角約 1%達到梁撓曲降伏強度 Q_y ，但是在層間變位角 2%迴圈就有非常顯著的束縮現象(Pinching effect)，這是梁主筋在接頭內握裹劣化、鋼筋滑移的現象之一，雖然整體遲滯迴圈的強度下降不顯著，但迴圈較為束縮，消能能力較差。注意圖 4 照片顯示即使到了層間變位角 4%接頭仍幾乎保持彈性，但梁在柱面之混凝土則有顯著擠碎現象，破壞模式確認為 BJa 破壞，即梁降伏後接頭握裹破壞。

試體 D 和試體 A 有雷同的斷面配筋，柱深度同樣為 $20d_b$ ，但同時提高鋼筋和混凝土強度等級，結果顯示試體 D 如預期在層間變位角約 1.5%後達到梁撓曲降伏強度 Q_y ，其後進入非線性反應，注意其降伏層間變位角較大，也較晚發生握裹破壞，在層間變位角 3%迴圈就有非常顯著的握裹破壞導致迴圈束縮現象。比較試體 A、D 和 B，因應高強度鋼筋，試體 D 提高 f'_c ，試體 B 增加柱深度為 $31d_b$ ，但遲滯迴圈無論是強度衰減或消能能力，試體 D 都略優於試體 B，換言之，此測試矩陣中提高 f'_c 效果還優於增加柱深度。

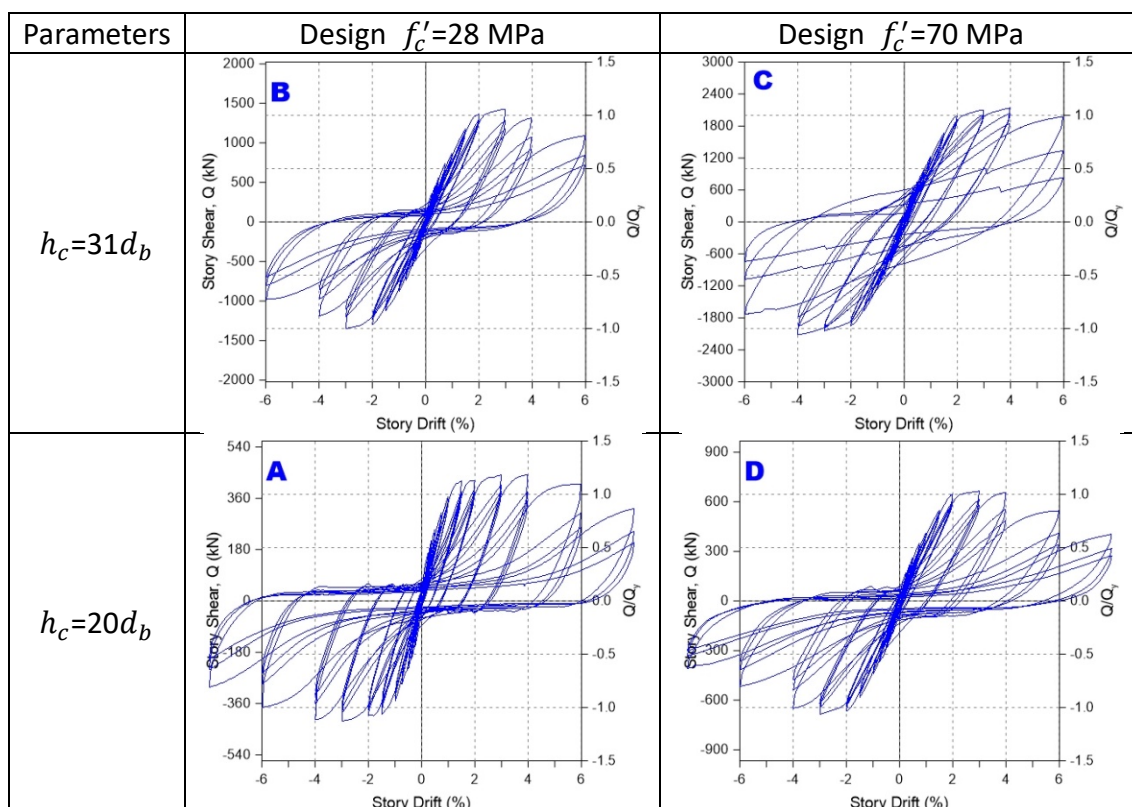


圖 3 上年度四座試體之遲滯迴圈

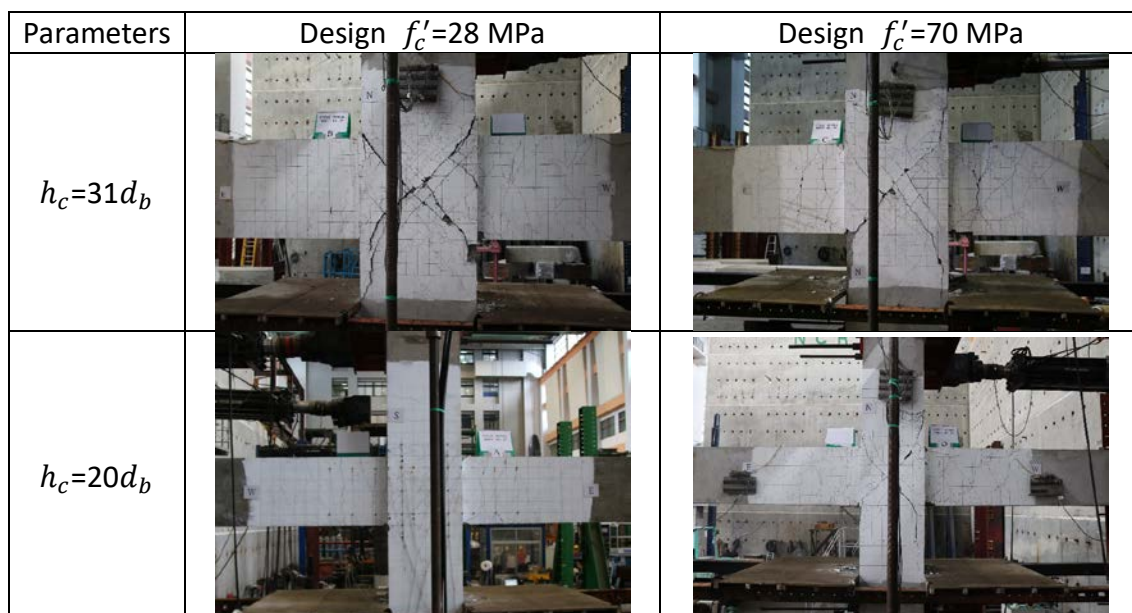


圖 4 上年度四座試體之層間變位角 4%測試後照片

由此推論，令 h_c/d_b 正比於 $f_y/\sqrt{f'_c}$ 是合理的假設。值得一提的事，試體 C 採用高強度材料，同時柱深度有 $31d_b$ ，握裹強度無虞，梁塑鉸有完整的發展，如圖 3 所示，遲滯迴圈飽滿，但梁撓曲破壞(B 破壞)在 6%層間變位角就會出現壓力區混凝土壓碎、鋼筋挫曲，緊接著反方向加載出現鋼筋斷裂破壞，重複迴圈強度下降頗劇烈。試體 D 出

現握裹破壞、鋼筋滑移反而不會挫曲，可試驗至 8%層間變位角。

相關著作：

Lee, H.-J., Lin, J.-X., Lequesne, R., Lepage, A. & Wang, J.-C. (2019). Experimental study on minimum depth of interior joints for special moment frames with high-strength reinforcement and concrete. Paper presented at The 21th Japan-Taiwan-Korea Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures, Hsinchu, Taiwan, 2019/12/6-7 2019.

雙擺變曲率滑動支承之元件力學性能測試

計畫分類：科技部專題研究計畫

計畫名稱：可變勁度滑動支承之研發及其單向與雙向隔震效能驗證(I)

計畫編號：MOST 107-2625-M-006-016

計畫主持人：盧煉元

參與人員：盧煉元、黃瀚緯、王紹柔、林錦洋

聯絡電郵：lylu@ncku.edu.tw

試驗期間：2019 年 3 月 4 日至 3 月 14 日

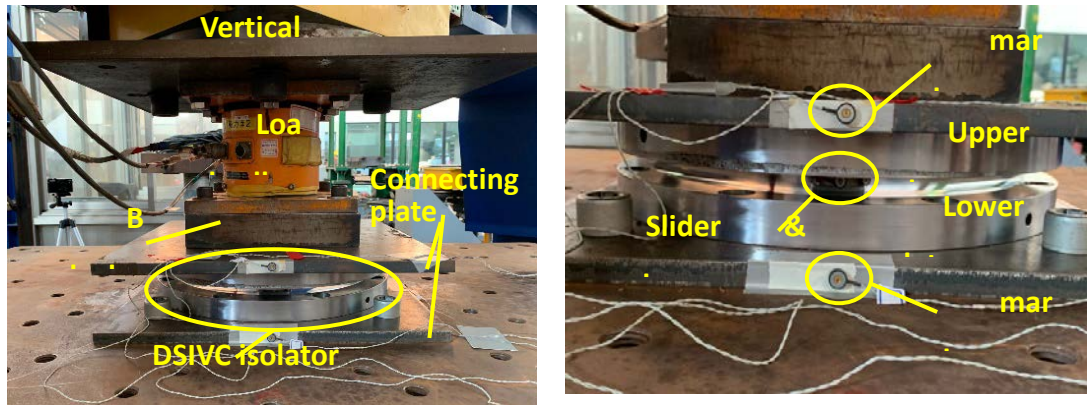
試驗地點：國家地震工程研究中心臺北實驗室

試驗目的：

雙擺變曲率滑動隔震支承(double sliding isolator with various curvature, 簡稱 DSIVC)係由兩個上下獨立且具有曲率不固定的滑動曲面，以及一個中間摩擦子所組成。相較於傳統的定曲率的摩擦單擺支承(FPS)，DSIVC 支承具有較多的靈活性和可變性，可避免於近域震波中產生似共振行為，且在相同位移容量下，DSIVC 可較傳統隔震器經濟之尺寸進行設計。不過，由於 DSIVC 具有二個摩擦滑動面，且具有可變之回復勁度，因此於分析時較定曲率的摩擦單擺支承更為複雜。本次試驗目的主要係以支承元件測試實驗驗證單向及雙向運動下 DSIVC 分析方法之正確性。本次實驗之 DSIVC 支承其上下曲盤之滑動曲面係由 8 次方多項式所定義，故又稱為多項式雙擺摩擦支承(double polynomial friction pendulum isolation, 簡稱 DPFPI)，此種支承之遲滯迴圈中，具有軟化再硬化之力學性能。實驗時將藉由輸入單向與雙向位移激振，以實際探討 DPFPI 支承是否與理論分析時相同，具有軟化再硬化之力學性能。

試驗佈置：

本次元件測試主要係使用國震中心現有之小型多軸動態測試儀(Multi-axial Testing System, 以下簡稱小 MATS)，以進行 DPFPI 雙擺滑動支承之水平單軸與水平雙軸測試，實驗組立如圖 1 所示。DPFPI 雙擺支承透過上轉接板與一墊板和荷重計(Load cell)連接，下轉接版將雙擺 DSIVC 支承與小 MATS 檯面相連，該荷重計量測軸壓力及雙向水平剪力(三向荷重計)。本次測試使用的感測計主要有：20 噸三軸向荷重計（國家地震中心自製）和光學位移計（Northern Digital Incorporated, 簡稱 NDI）。其中光學位移計可以同時測量多點位之三軸向位移訊號，而用於光學位移計測量的規標（marker）如圖 1(b)所示。總位移量測使用了 4 顆規標，上、下曲盤各 2 顆；上、下曲盤相對摩擦子位移之量測共使用 4 顆規標，任取 2 顆使用。小型多軸動態測試儀系統配備有多軸向之集錄系統，實驗時該集錄系統會記錄當每一步幅三軸向之位移與力。20 噸三軸向荷重計可量測實驗時隔震支承之水平 x、y 向之剪力和垂直軸力。



(a) 整體組立

(b) 支承組立及位移計規標

圖 1 元件測試之試體實驗組立

試驗規劃：

本文激振形式主要分為單向和雙向簡諧波兩部分。在單向測試中，小 MATS 對 DPFPI 施加頻率為 0.05 Hz 的位移正弦波，而位移幅度以 3 階段(80、160、240 mm)逐漸增加(見圖 2(a))。在雙向測試中，對 DPFPI 支承的 x 和 y 方向上同時施加位移正弦波，x 和 y 向加載頻率分別為 0.1 Hz 和 0.05 Hz。兩個方向上的位移幅度也以 3 段(64、128、192 mm)逐漸增加。由於 x 和 y 向上加載頻率的差異，因此於水平面產生了一個 8 字形的水平位移軌跡(見圖 4(e))。在所有測試中，垂直載重之目標值為 40 kN。然而，由於滑動曲面的高程變化，當滑動速度增加時，將會觀察到垂直載重的變化，無法維持一常數 40 kN。

試驗結果：

1、元件單向理論與實驗結果比較

圖 2 為單向位移下 DPFPI 雙擺支承採用乾摩擦型式摩擦材時之實驗與理論結果比較；圖 3 則為 DPFPI 支承採用油潤摩擦型式摩擦材之結果比較。圖中各子圖分別為：(a) 支承總位移、(b) 支承總剪力、(c) 支承遲滯迴圈、(d) 摩擦子相對於上下曲盤滑動之實測位移。於圖 2(d)中，160 秒後的斷點情形為規標被曲盤遮蓋，以致 NDI 位移計無法量測到訊號。由圖 2(b)與圖 3(b)可發現無論是乾摩擦或油潤摩擦，皆可看到 DPFPI 支承遲滯迴圈軟化再硬化之行為，並在軟化段實驗與理論值相當吻合，但在硬化段實測值則略高於理論值，其可能之原因為摩擦子尺寸效應導致。由圖 2(b)與圖 3(b)之總剪力圖亦可看到實測值高於理論值。由圖 2(d)與圖 3(d)可知，整體而言，摩擦子相對於上下曲盤之位移對稱性良好，但乾摩擦在中位移區段較不對稱，其與切線勁度於中位移區段近似零有關(即滑動面曲率為 0)。當上下曲盤之回復勁度為零，物理上代表在相同的回復力下，卻可能對應多個位移，即容易產生上下曲盤位移不對稱之行為。且在摩擦子的摩擦係數較大(即乾摩擦)的情況時此上下曲盤位移不對稱之行為更為明顯，由圖 2(d)之摩擦子位移圖之 0.12 ~ 0.16 m 位移區段即可明顯看到此行為。

2、元件雙向理論與實驗結果比較

圖 4 為 DPFPI 支承採用乾摩擦型式摩擦子時之雙向八字形位移實驗與理論值比較之結果；圖 5 為 DPFPI 支承採用油潤摩擦型式摩擦子時之雙向八字形實驗與理論值比較。其中各子圖分別為：(a) X 向總剪力、(b) Y 向總剪力、(c) X 向遲滯迴圈、(d) Y 向遲滯迴圈、(e) 水平雙向位移軌跡。在子圖(c)與(d)水平雙向遲滯迴圈中，因受限曲盤之總位移容量限制($\pm 280\text{mm}$)，雙向位移激振作用下之徑向位移不得超過該位移容量。因此雙向激振時，最大之 X 與 Y 向支承位移僅能做到 192mm (徑向 240mm)。由於支承位移 192mm 並未達到 DPFPI 之硬化段，故圖中遲滯迴圈並未看到明顯之硬化段行為。另可觀察到實測 X 向遲滯迴圈較 Y 向與理論相符，其原因可能與摩擦係數之回歸方法有關，因本文之摩擦係數參數為由單向(X 向)實驗進行

回歸，故可能導致 Y 向誤差較大。另可看到油潤摩擦之 Y 向遲滯迴圈較乾摩擦者誤差大，油潤摩擦在大位移之實驗回復勁度明顯高於理論值，可能是因為兩摩擦型式來自相同之誤差源(例如：摩擦子尺寸效應)，但因油潤摩擦之摩擦係數較小，故視覺上感覺油潤摩擦之誤差較大。實驗時亦觀察到，與單向位移測試時相同，摩擦子相對上下盤位移之對稱性尚佳，而在中位移區段(即八字形第二圈)亦可看到明顯觀察到摩擦子位移不對稱之行為，其原因亦如前述。

相關著作：

1. Lu, L. Y., Y. Wu, H. W. Huang, S. J. Wang (2020) "Experimental verification of variable-stiffness isolators with double concave sliding surfaces." *17th World Conference on Earthquake Engineering*, September 13-18, Sendai, Japan, paper no. C001159.
2. 吳陽 (2018) "雙擺變曲率滑動隔震支承於雙向震波作用下之實驗與理論研究"，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，7月，指導教授：盧煉元。
3. 黃瀚緯 (2019) "雙擺變曲率滑動隔震支承之雙向動力實驗驗證研究"，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，7月，指導教授：盧煉元。

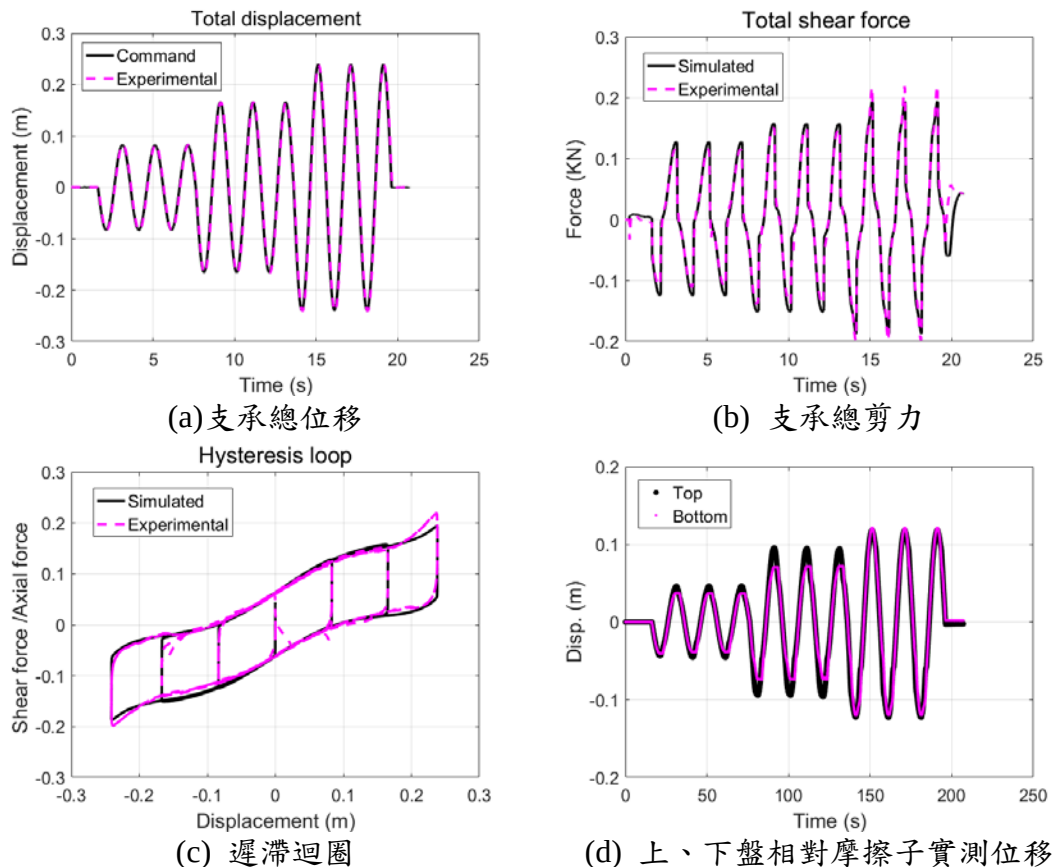


圖 2 DPFPI 雙擺支承於單向簡諧位移下理論與實驗結果之比較
(乾摩擦，振幅 80、160、240 mm，頻率 0.05 Hz，軸壓 40 kN)

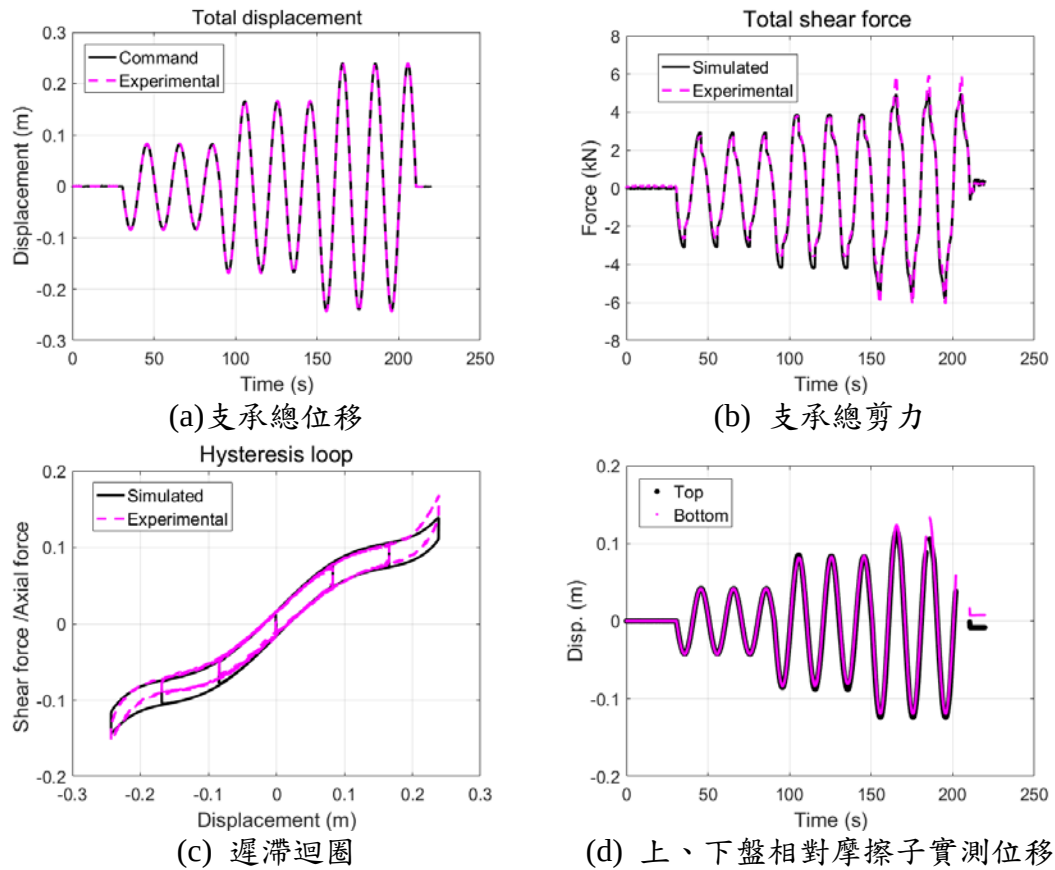


圖 3 DPFPI 雙擺支承於單向簡諧位移下理論與實驗結果之比較
(油潤摩擦，振幅 80、160、240 mm，頻率 0.05 Hz，軸壓 40 kN)

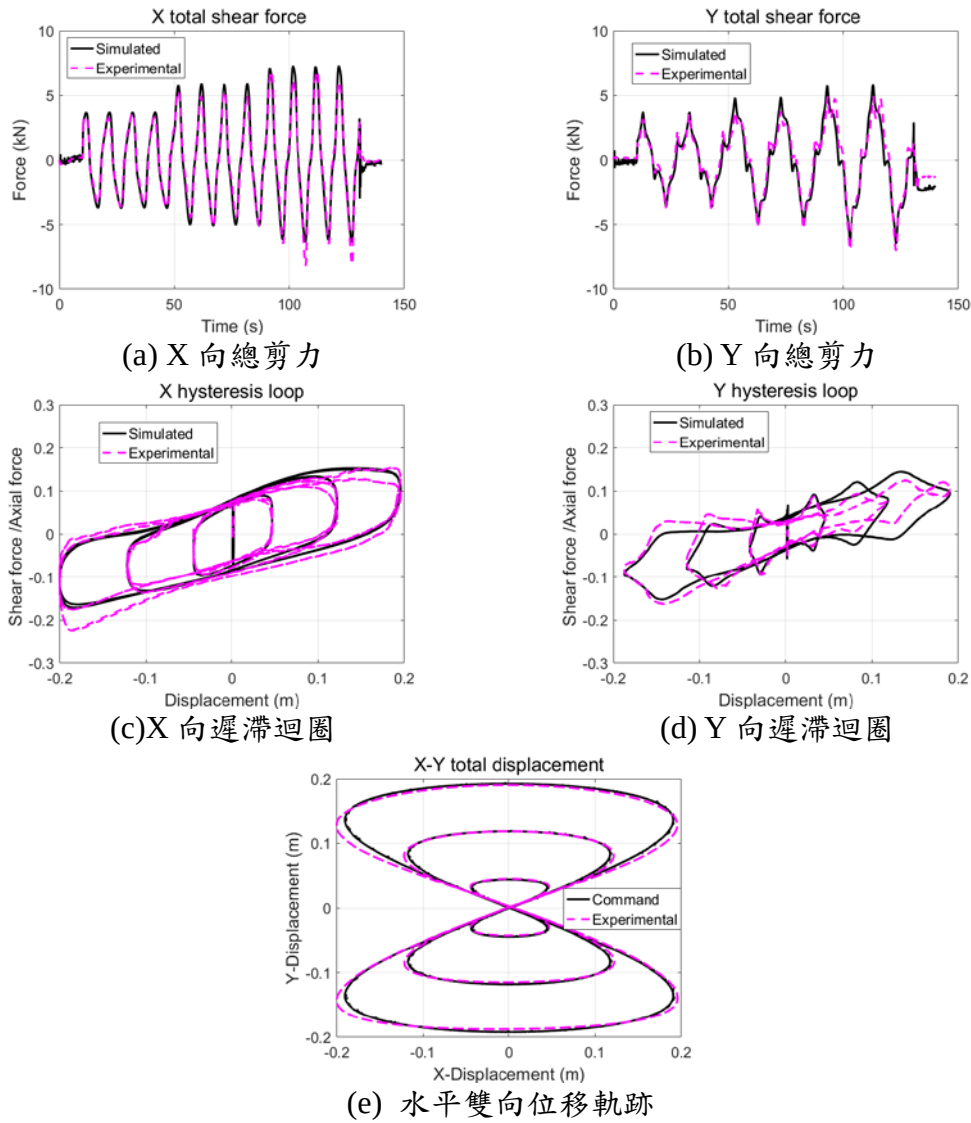


圖 4 DPFPI 雙擺支承八字形雙向位移測試之實驗與理論結果比較
(乾摩擦，振幅 64、128、192 mm，軸壓 40 kN)

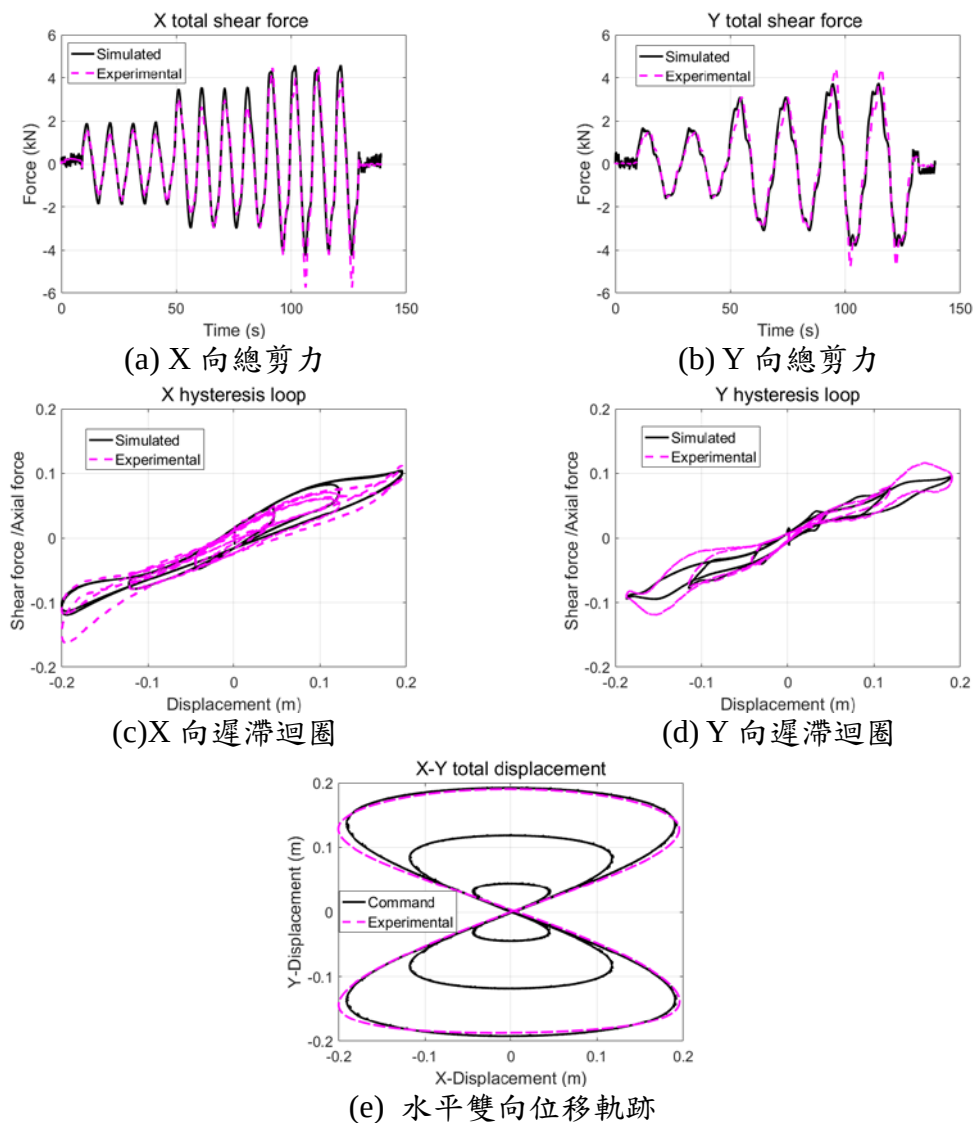


圖 5 DPFPI 雙擺支承八字形雙向位移測試之實驗與理論結果比較
(油潤摩擦，振幅 64、128、192mm，軸壓 40 kN)

國震中心台南實驗室振動台之動力特性識別實驗研究

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

實驗主持人：盧煉元、鍾立來

參與人員：王紹柔、盧煉元、杜佳穎、雷凱婷、徐安、鍾立來、葉士瑋、林錦隆

聯絡電郵：lylu@mail.ncku.edu.tw

試驗期間：108 年 6 月 5 日至 6 月 6 日

試驗地點：國家地震工程中心台南實驗室

試驗目的：

財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 (National Center for Research on Earthquake Engineering, NCREE) 之臺南實驗室設有高速長衝程地震模擬振動台系統，此系統包含振動台及浮式基礎減震系統。前人多對振動台浮式基礎系統整體動力特性進行研究與討論，但未針對振動台本身動力特性探討，了解其於不同激振下之性能表現，以及進一步考慮振動台於未來先進技術發展時之使用可能性。本文擬僅針對振動台系統，以實測資料對其動力特性探討，藉由系統識別方法識別振動台六向動力特性與轉換函數。

試驗佈置：

高速長衝程地震模擬振動台系統之完整規格參見表 1，振動台與其浮式基礎系統相關元件間之組立可參考圖 1。本次測試主體為振動台系統中之振動台、致動器與控制系統等，為了解振動台最原始之動力特性，因此不論激振型式為何皆為空台試驗，且在未開啟控制補償之情況下進行實驗。感測器皆為振動台上內建感測器，並無額外新增感測器。

本文主要目的為藉由系統識別方法識別振動台六向動力特性與轉換函數，系統識別採用輸入訊號為振動台控制系統之指令，輸出訊號則為振動台上感測器量測台面反應，如圖 2 所示，轉換函數由輸出訊號除以輸入訊號得之。

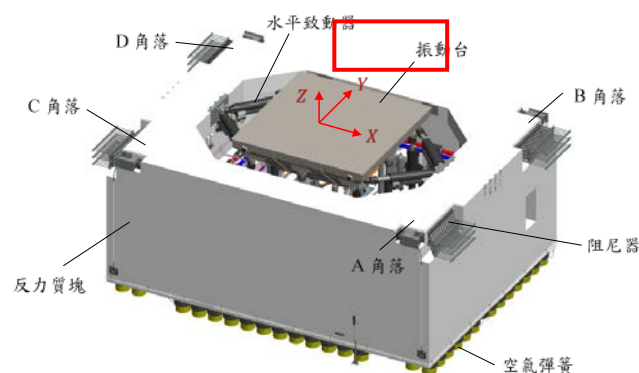


圖 1 振動台與其浮式基礎系統相關元件間之組立

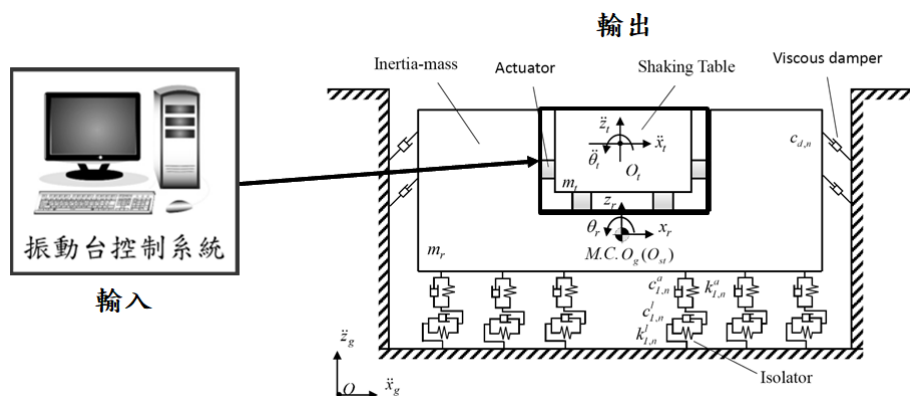


圖 2 識別振動台六向動力特性及轉換函數實驗方法示意圖

表 1、高速長衝程地震模擬振動台系統規格表

項目		規格
Size(L×W)		8m×8m
Max. Specimen Weight(ton)		250
Overturning Moment(ton-m)		500 (biax)
		1000 (uniax)
Frequency Range(Hz)	Minimum	0.1
	Maximum	30
Max. Displacement(m)	Longitudinal	± 1.0
	Lateral	± 1.0
	Vertical	± 0.4
Max. Velocity(m/sec)	Longitudinal	± 2.0
	Lateral	± 2.0
	Vertical	± 1.0
Max. Acceleration(g)	Longitudinal	± 2.5 (bare table)
	Lateral	± 2.5 (bare table)
	Vertical	± 3.0 (bare table) ± 0.8 (100 ton Specimen)
Reaction Mass	Size (L×W×H)	20m×15m×9m
	Weight(ton)	4,000
Air Spring Assemblies		120 sets
Damper Assemblies		192 sets

試驗規劃：

試驗依激振型式可分為以下三類：白雜訊激振測試、變振幅連續正弦波激振測試及震波測試，如表 2 所示。各項試驗之測試方法、激振振幅與頻率如下：

1. 白雜訊激振測試：

白雜訊振動測試目的為了解振動台動力特性及振動台轉換函數識別。此次實驗之白噪訊號是由振動台控制系統產生，其激振方向、頻率範圍及激振振幅如下表所示。

2. 變振幅連續正弦波激振測試：

變振幅連續正弦波激振測試用於振動台動力特性及轉換函數識別，頻寬為 0.1~50Hz，頻率由 50 Hz 隨著時間逐漸遞減至 0.1 Hz，隨著頻率越小振幅逐漸放大，其最大振幅為 1.4729 g(最大位移 1mm)。

3. 地震波測試：

用以比較台面反應時域模擬結果以決定識別方法及數值工具與驗證識別之轉換函數。使用 El Centro 與集集(TCU075)兩種震波，其中 El Centro 屬遠域震波，其 X、Y、Z 向 PGA 分別為 0.367g、0.224g、0.247g；集集(TCU075)屬近域震波，其 X、Y、Z 向 PGA 為 0.325g、0.257g、0.224g。

表 2、試驗規劃與激振型式

試驗種類	激振型式	激振方向	頻率	激振振幅
試驗 I： 白雜訊激振 測試	白雜訊	X、Y	0.1~50Hz	RMS 0.1g、0.15g、0.2g
		Z	0.1~50Hz	RMS 0.03g、0.06g、0.09g
		XYZ	0.1~30Hz	RMS 0.09g
		X、Y 轉 動	0.1~50Hz	RMS 10deg/sec ²
		Z 轉動	0.1~50Hz	RMS 5deg/sec ²
試驗 II： 正弦波掃頻 測試	連續變振幅變 頻正弦波	X、Y、Z	0.1-50Hz	1.4729 g(最大位移 1mm)
試驗 III： 地震波測試	El Centro TCU075	單向、雙 向、三向	--	X:0.367g、Y:0.224g、Z:0.247g X:0.325g、Y:0.257g、Z:0.224g

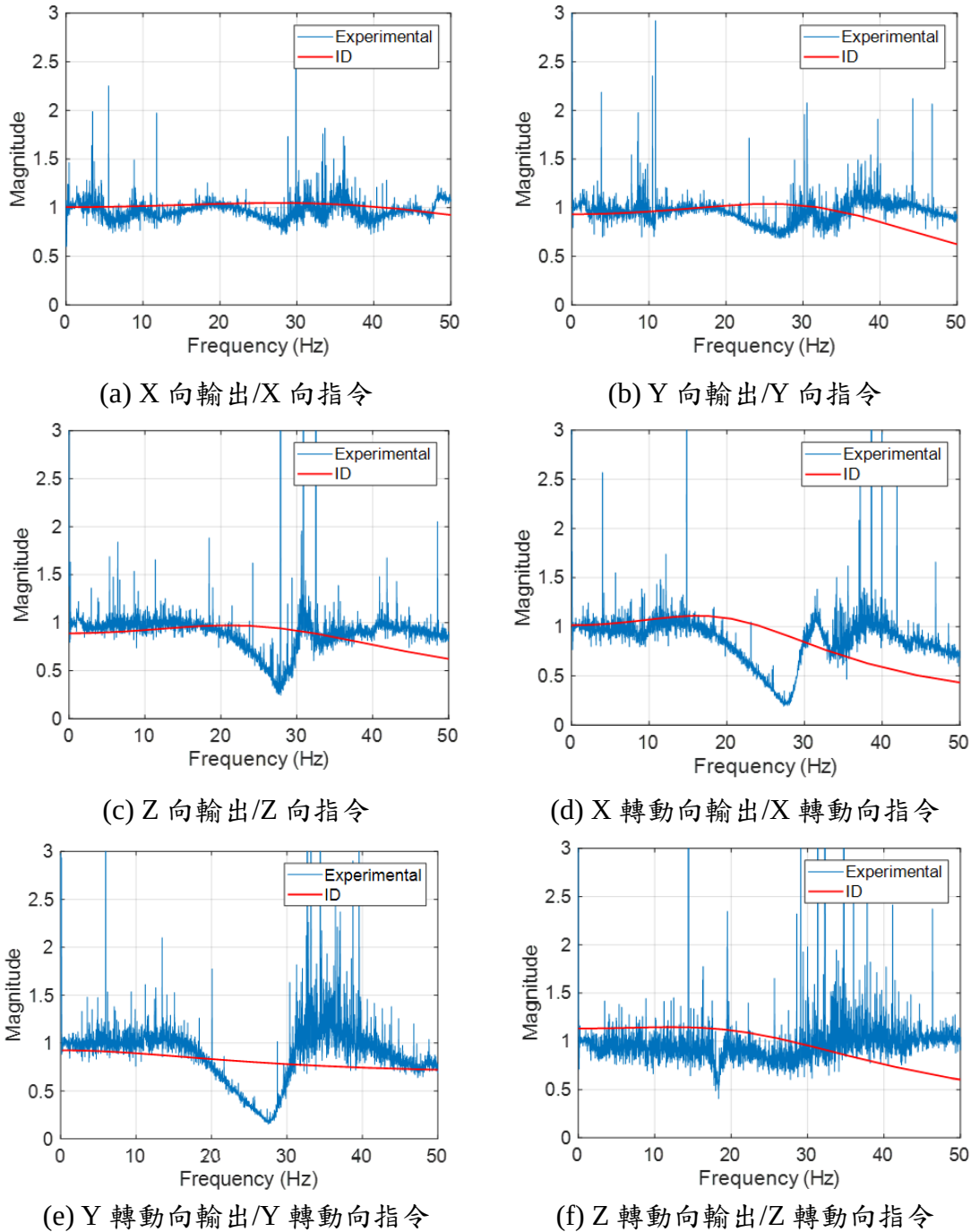


圖 3 振動台對角線轉換函數

試驗結果：

本文對國家地震工程研究中心台南實驗室之振動台系統進行系統識別，將非線性之振動台系統視為由六乘六共三十六組線性系統組成，採用單輸入單輸出(single input and single output, SISO)方法得到共三十六組轉換函數，其中對角線六組轉換函數如圖 3 所示，接著進行疊加以考慮各方向耦合後之結果。

由圖 3 中可知，不開啟控制補償的情況之下，激振頻率低於 20 Hz 時振動台性能良好，當激振頻率落在 20 Hz ~ 30 Hz 間，振動台 Z 平移向及 X、Y 轉動向性能衰減，

30 Hz 後則振動台性能恢復，其他方向此現象較不明顯。20 Hz ~30 Hz 間性能衰減可能原因為與該頻率與油柱(oil column)共振頻率接近所引致，可藉由開啟補償改善之。

再者，由實驗量測台面反應可知振動台 X 平移向與 Y 轉動向耦合明顯；Y 平移向則與 X 轉動向耦合明顯；Z 平移向激振作用於振動台時，X、Y 平移向振動相較於 Z 向反應來說相當微小，無特別明顯與其耦合方向；轉動向亦無特別明顯與其耦合之方向。

相關著作：

1. 盧煉元、劉瓊琳、汪向榮、林旺春、楊卓諺、游忠翰、蕭堃安(2018)“振動台浮式基礎空氣彈簧動力測試與減振評估”，2018國家地震工程研究中心實驗成果研討會，國震中心報告編號NCREE-18-009，台北市，7月16日。
2. 劉瓊琳 (2018)“空氣彈簧於慣性式隔震系統之應用研究”，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，7月，指導教授：盧煉元。
3. 蕭堃安 (2018)“具垂直與水平隔震性能之互制式雙層隔震系統”，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，7月，指導教授：盧煉元。
4. 盧煉元、蕭堃安、王紹柔、鍾立來、陳科澄、劉瓊琳、雷凱婷、徐安、葉士瑋、賴晉達、林晉丞、林錦隆 (2019)“國震中心台南實驗室振動台浮式基礎之動力特性識別及減震效能評估”，國家地震工程研究中心報告，國震中心報告編號NCREE-20-003。
5. 王紹柔、盧煉元、杜佳穎、雷凱婷、徐安、鍾立來、葉士瑋、林錦隆(2020)“國震中心台南實驗室振動台之動力特性識別與測試”，國家地震工程研究中心報告，國震中心報告編號 NCREE-20-002。

套筒式基礎離岸風機 1/25 縮尺結構模型振動台試驗

計畫分類：科技部研究計畫/國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：離岸風機支撐結構天然災害風險評估與關鍵組件測試平台

計畫編號：MOST 106-3114-F-492-005

計畫主持人：黃世建主任、朱聖浩講座教授

參與人員：(職稱敬略) 柯永彥、劉光晏、盧燦元、林錦隆、侯琮欽、陳家漢、許尚逸、張毓文、葉事義、蔡諄昶、陳冠羽、楊炫智、楊鶴雄

顧問：倪勝火教授、黃俊鴻教授、張文忠教授、林其璋榮譽特聘教授

聯絡電郵：yyko@mail.ncku.edu.tw

試驗期間：108 年 4 月

試驗地點：台南地震模擬振動台

試驗目的：

台灣西部海域離岸之風力資源豐富，根據經濟部之風力發電推動方案，2025 年前將完成離岸風電設置容量 5.7GW。對離岸風機而言，其支撐結構基礎之功能，在於將作用於風機轉子、塔筒與下部結構受風、波浪、海流與地震等作用造成之負載，安全地傳遞至海床，為確保離岸風機之安全性與使用性，其支撐結構與基礎須具備足夠之承載力與位移控制能力。

本試驗為成功大學土木系與國家地震工程研究中心之合作研究，針對未來可能成為台灣主流離岸風機基礎之套筒式基礎，建立縮尺風機~地盤互制模型進行 1-g 振動台試驗，實際觀察風機支撐結構與基礎於地震作用下之行為，以及土壤液化對其受震反應之影響，並將測試風機減震技術之效果，藉以驗證並改進既有之離岸風機支撐結構分析與設計方法。

主要研究項目與其目的簡要說明如下：

- 輸入地震建立：針對彰濱風場進行地震危害度分析，並據以建立人工地震歷時，透過地盤反應分析求得基樁底部高程之地盤運動，作為振動台輸入運動。
- 砂箱試驗技術：大型砂土地盤試體準備、地盤與基礎量測系統配置等試驗技術研究。
- 基樁與地盤受震行為研究：由實測數據探討基樁之變形與受力、樁~土互制行為與地盤受震反應，並包含土壤液化之發展情況與影響。
- 上部結構受震行為研究：由實測變形、應力探討塔柱與管架結構(整體與桿件)之受震行為，包含土壤液化之影響。
- 風機減振技術相關研究：發展適用於離岸風機減震(振)之調諧質量阻尼器(tuned mass damper, TMD)，以驗證其減震行為及土壤液化時，對減振效能之影響。
- 試驗砂樣品室內土壤力學試驗：包含基本物理性質試驗，直剪、三軸等剪力強度試驗，共振柱、動態三軸、反覆單剪等動態特性試驗。

試驗佈置：

本試驗計畫採用之原型(prototype)風機條件基於 Ju et al. (2019)針對套筒式基礎離岸風機的結構疲勞分析研究，其根據 NREL 5MW 參考風機規格(Jonkman et al., 2009)與砂土海床條件進行支撐結構設計，求得原型塔柱(tower)高為 80.3 m、管架式水下結構(jacket substructure)高度為 59.6 m，水下結構底部所連接之四根基樁長度為 70 m，樁徑

為 2 m。

受限於剪力盒最大深度為 3 m，且考慮模型組裝之便，所以在縮尺比例上選擇長度之比例因子 $\lambda=25$ (原型/模型)，如此可將縮尺模型的塔柱(包括轉接段)之高度控制在 3.2 m、管架式水下結構高度控制在 2.4 m，並將樁長設定為 2 m。值得注意的是，依縮尺比例，模型樁的長度應為 2.8 m，但因受到剪力盒深度限制，因此樁長設計為 2m，然而長度在所設定之斷面剛度情況下，考慮受側向力作用仍可視為半無限長樁 (infinitely long pile)或是細長樁(slender pile)。

風機模型之上部結構由模擬葉輪-機艙總體(rotor-nacelle assembly, RNA)之質量塊、塔柱及 TMD 組合而成，並透過轉接段(transition piece)與管架式水下結構連接，如圖 1(a)所示；其中，質量塊為鐵製，塔柱及水下結構材料採用 SUS304 不鏽鋼。值得注意的是，上構部分考慮到實務上製作之便，而有以下調整：一為塔柱部分，原型之塔柱為漸變斷面而較難實行，故以固定斷面取代之；二為轉階段部分，為將其設計成接近剛體，故斷面選擇正方形管。群樁基礎如圖 1(b)所示，由外徑為 81 mm，厚度為 4 mm 的鋁合金管(材質為 6463-T5)採 2x2 的矩形排列方式構成，其間距為 0.5m，四個樁頭以 S45C 及 SS41 結構用鋼製作之剛性框架彼此連接，以模擬樁受到管架式水下結構之束制。TMD 則如圖 1(c)所示，是利用彈簧、線性滑軌與質量塊安裝於固定座上所構成，設計頻率則與風機結構系統第一模態頻率(1.15Hz)相調諧，約為 1.09Hz，消能機制則為摩擦阻尼。

地盤試體之製作方面，採用大型雙軸向柔性邊界剪力試驗盒(Chen et al., 2018)做為土壤容器如圖 2(a)所示；其層狀柔性邊界由多層可動框架構成，可降低邊界效應之影響，以有效模擬半無限地盤受震行為。試體係模擬台灣中部離岸風場之海床狀況，亦即主要由砂土與粉土組成之厚層沖積土。材料選用馬來西亞石英砂，顆粒大小介於 0.15 mm 至 0.425 mm 間。採用水中沉降法(wet sedimentation method)製作飽和砂土地盤試體，首先將群樁基礎之底部鎖固於剪力盒底部，並將量測儀器安裝完成後，注入約 1m 高的水，再將砂土置入具有可開合多孔底板與分散層篩網之大型貫落箱，其能讓砂土能均勻落在剪力盒內，以獲得大致均勻、幾乎完全飽和且足夠疏鬆而具液化潛能之砂質地盤試體。試體整體厚度為 2m，與模型樁長相同。所完成之地盤試體如圖 2(b)所示，初始相對密度(D_r)為 11.3%，可歸類為非常疏鬆(very loose)。

本試驗於國家地震工程研究中心台南實驗室，利用高性能地震模擬振動台來進行。試驗前，剪力盒先行安裝於振動台面之上，固定群樁基礎模型並完成地盤試體準備後，再將預組完成之風機上部結構與水下結構模型安裝於基礎頂面。完整風機模型之試驗配置示意圖與實際情況，分別如圖 3(a)與圖 3(b)所示。

風機上部結構與水下結構之量測配置如圖 4(a)，基礎與地盤之量測配置則如圖 4(b)，主要係為觀察地盤之受震反應與超額孔隙水壓變化、風機支撐結構各構件之受震反應、土壤與結構互制效應以及 TMD 之減振效能所規劃。

為探討基樁與地盤受震行為、上部結構受震行為與風機減振技術，本試驗概分為三個階段，包括：

- 群樁基礎與地盤(無上構)簡諧激振試驗：係於如圖 2(b)之狀態下進行，藉此完整風機模型試驗進行前，先探討基礎與地盤受震反應特性，並設定於地盤達到一次較大範圍之液化後結束此階段。輸入運動採用頻率 2Hz 之正弦波型，分別由小到大使用 0.03 g、0.05 g 與 0.075g 之加速度振幅，圖 5 為前述運動於試驗時實際測得之振動台面加

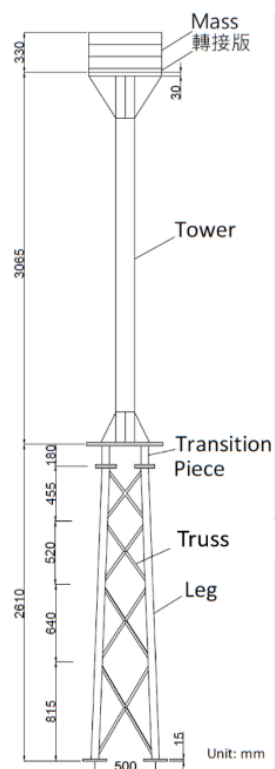
速度歷時。其中，於加速度上升段有一到兩個振幅超過目標值，可能是受到地盤試體與剪力盒之慣性效應所影響。振幅達到設定目標值後，振動將持續約 10 秒(20 個週期)或以上，使基礎與地盤達到穩態反應。

- 完整風機模型簡諧激振與地震試驗：本試驗中 TMD 係予以鎖固而不作動，簡諧激振試驗採用 2 Hz 正弦波型，加速度振幅包括 0.03 g 和 0.05 g；地震試驗則採用以集集地震為種子所建立之人工地震(後文簡稱為 ArtiEQ ChiChi)，最大加速度包括 0.144 g、0.2 g 及 0.3 g，以及 2018 年花蓮地震之花蓮港實測紀錄(後文簡稱為 HWA062)，最大加速度(ZPA)包括 0.1 g、0.2 g 及 0.3 g，分別如圖 6(a)與圖 6(b)所示。其中，前者為反映離岸風場場址特性，後者則為具有長週期脈衝特性之近斷層地震，均為具代表性之地震案例。
- 完整風機模型 TMD 減振效能試驗：採用 ArtiEQ ChiChi 與 HWA062 兩筆地震紀錄，最大加速度(ZPA)包括 0.1g、0.15g、0.20g 與 0.25g，並且區分為有控(w/ TMD)與無控(w/o TMD)的試驗。

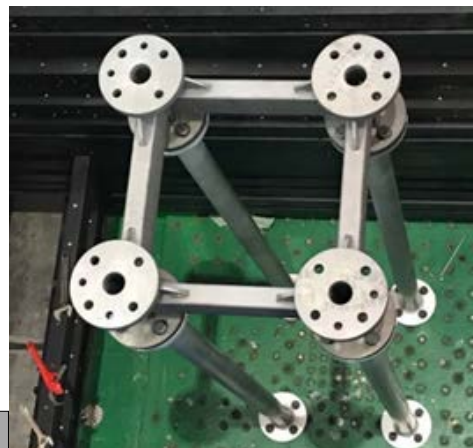
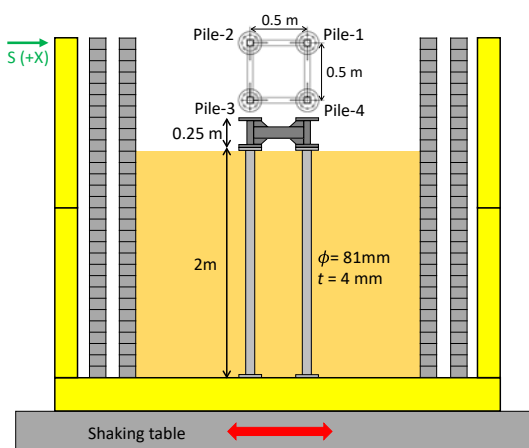
其中，考慮到 1/25 縮尺模型與原型間之加速度相似律(similitude)，兩筆地震紀錄資料點間之時間增量(time increment)調整為原始之 1/5，藉此使縮尺模型所受之加速度可合理代表原型之情況。

人工地震之製作，係根據「離岸風機支撐結構天然災害風險評估與關鍵組件測試平台」研究計畫 107 年度執行成果，以彰化外海台電風場海氣象觀測塔位置地震危害度分析所得工程基盤露頭(outcrop)之均佈危害設計反應譜(UHRS) (工程基盤之定義： $V_{S30} = 360$ m/s，假定位於海床下深度 80 m 處)，以集集地震實測紀錄做為種子，建立基盤位置之人工地震。接著根據台灣海洋科技研究中心(2012)之彰濱海域地質調查研究所進行之鑽孔 BH01 地層性質，利用 STRATA 程式進行地盤反應分析，求取海床下深度 50 m 處之層間(within)運動，並考慮相似律後，作為模型樁底位置(砂面下深度 2m 處)之振動台輸入運動。

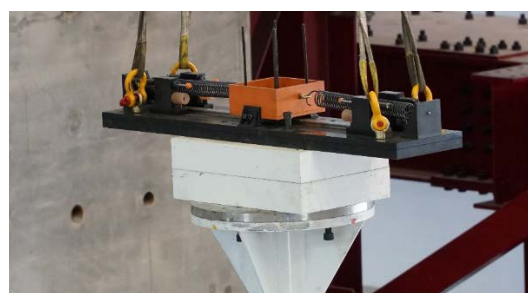
此外，試驗前與各次試驗之間，將以頻率範圍 0.1-30Hz、延時 1 分鐘且加速度 RMS 為 10~15 gal 之白噪訊號進行激振，以供系統識別之用。



(a) 上部結構與管架式水下結構



(b) 群樁基礎



(c) 調諧質量阻尼器(TMD)

圖 1 縮尺風機模型各部件

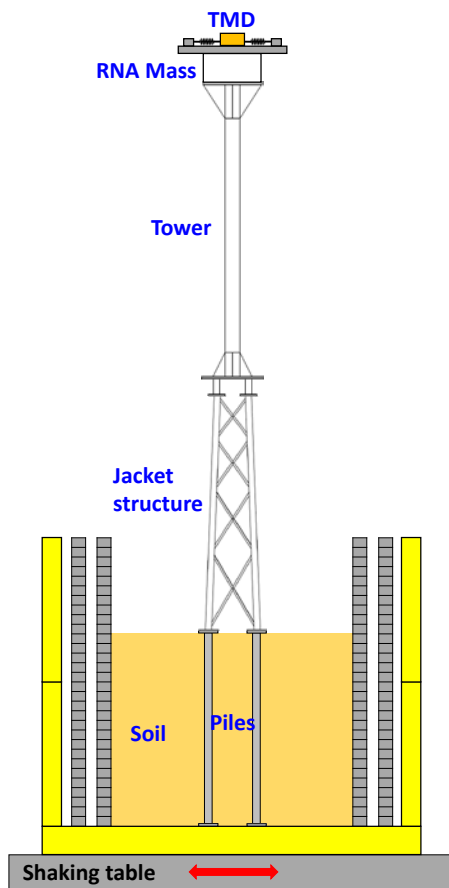


(a) 大型雙軸向剪力試驗盒



(b) 地盤試體完成情況

圖 2 地盤試體之製作

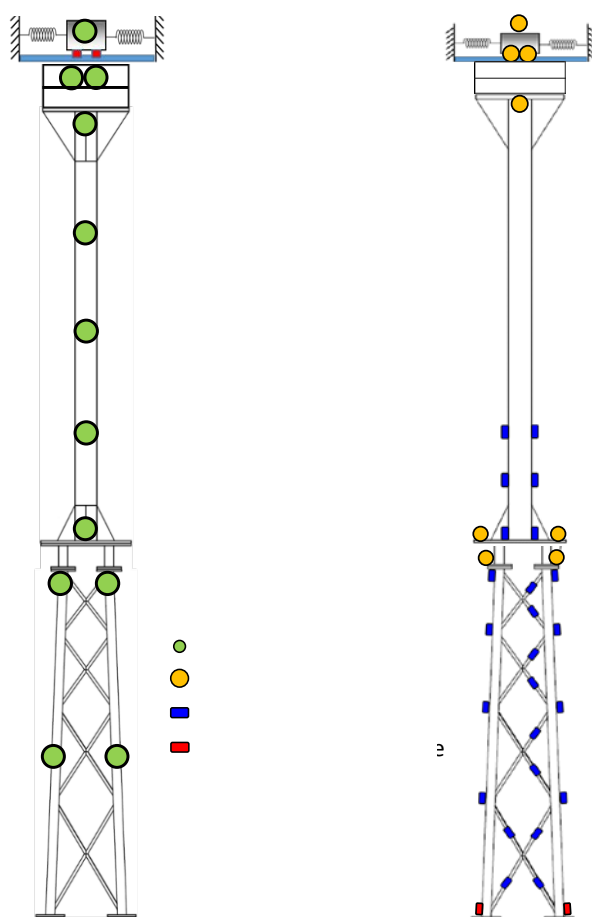


(a) 示意圖

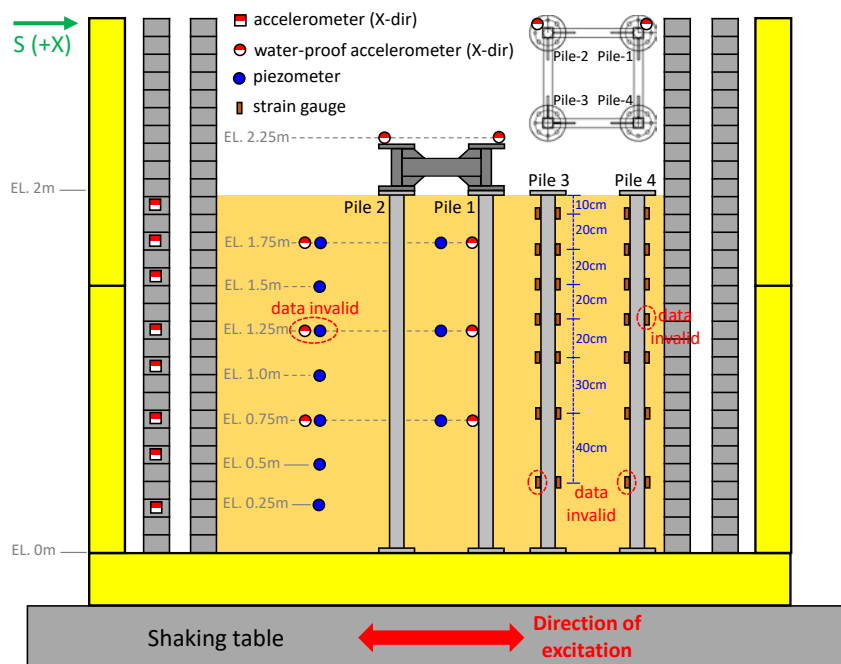


(b) 實際情況

圖 3 完整風機模型之試驗配置



(a) 上部結構與水下結構



(b) 群樁基礎與地盤

圖 4 量測配置

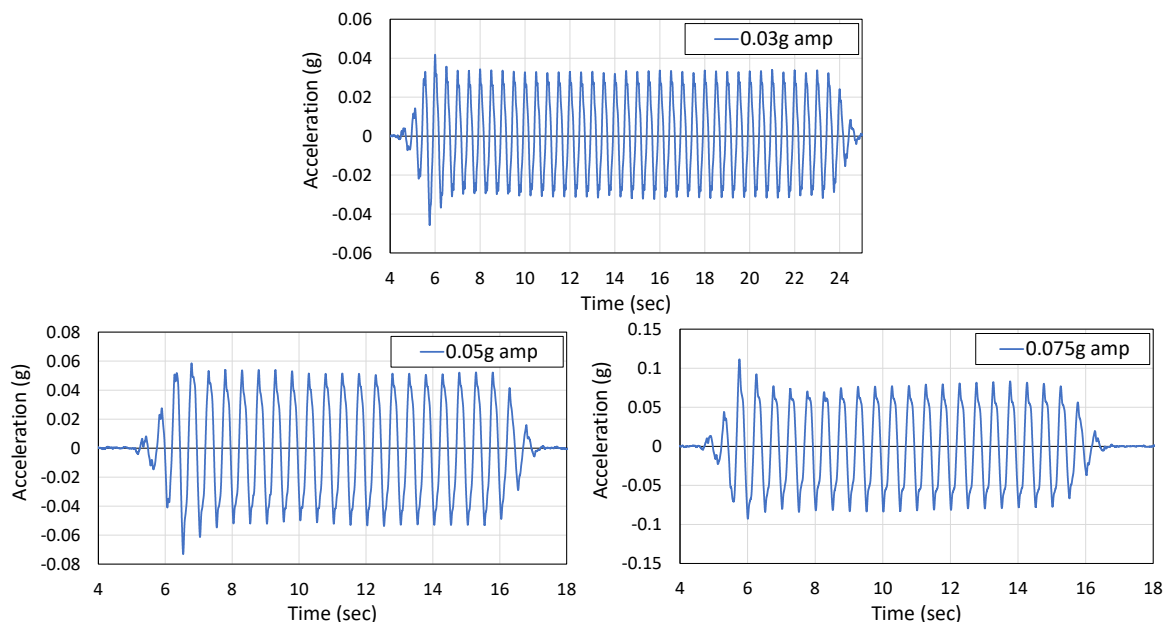
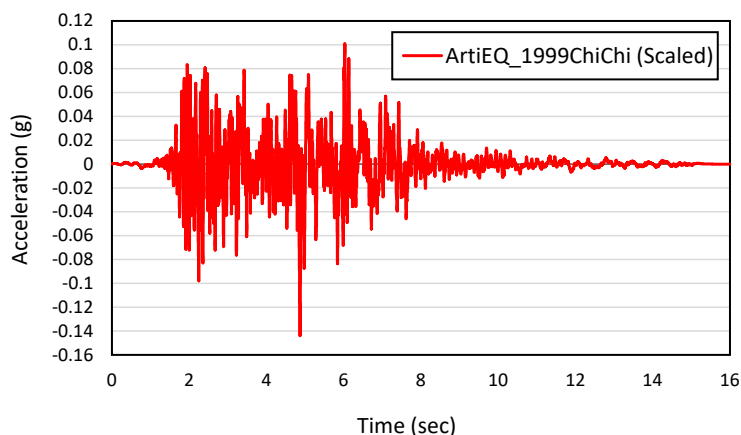
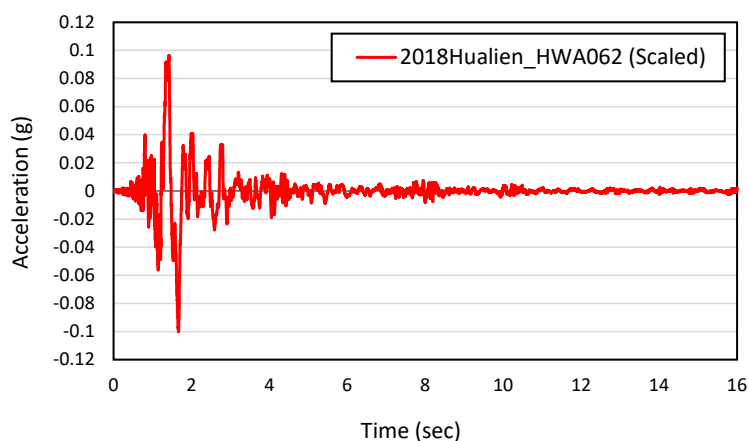


圖 5 簡諧激振試驗之振動台面實測輸入運動加速度歷時



(a) 以集集地震為種子之人工地震 ArtiEQ-ChiChi (調整至 ZPA = 0.1 g)



(b) 2018 花蓮地震花蓮港紀錄 HWA062 (調整至 ZPA = 0.1 g)

圖 6 地震試驗輸入運動(已考慮加速度相似律調整時間增量)

試驗結果：

- 群樁基礎與地盤(無上構)簡諧激振試驗：

(1) 超額孔隙水壓與液化深度：

試驗中所觀察到地盤試體受震後所產生之超額孔隙水壓，探討土壤液化之情形；為了便於判斷土壤液化與否，將以超額孔隙水壓比來呈現(excess pore water pressure ratio, r_u)，其代表超額孔隙水壓 Δu 與有效覆土應力 σ'_v 之比值，當 $r_u \approx 1$ ，土壤視為完全液化。雖然水壓計實際高程在試驗過程中可能因沉陷或上浮有所變化，但由於高程變化並無法精確量測，故計算時仍採用預設高程，也造成後文所呈現之 r_u ，在液化發生時可能並非接近 1；然而，由 r_u 歷時曲線之特性仍能幫助判別液化。在 0.03g 振幅試驗中，激發強度不足以在任何深度造成孔隙水壓之激發，因此將僅介紹 0.05g 和 0.075g 振幅試驗的結果。

圖 7 為 0.05g 振幅試驗中，地盤於不同高程之 r_u 歷時 (EL 1.25m 之水壓計故障，故未列入)。各高程 r_u 均隨激振上升，並大部分在 10 秒左右達最大值；EL 1.75 m 之 r_u 上升與其他高程相比有延遲的情形，可能是受到超額孔隙水壓傳遞時間差之影響。在 EL 1.75 m 與 EL 1.5 m，最大之 r_u 達 0.8-0.9 之間，雖尚未達到完全液化之準則($r_u \approx 1$)，但在上升段後 r_u 大致保持恆定，直至 25-30 秒左右才開始消散，此為液化土壤之典型反應，故判斷此階段可能處於初始液化狀態，也可能因為前述水壓計預設與實際高程之可能差異造成 r_u 值略小。在 EL 1.0 m 之 r_u 最大值約為 0.9，但其後於激振停歇後立即消散，因此判斷此高程可能也處於初始液化階段。然而在 EL 0.75m 以下，激振前半段 4-10 秒雖然 r_u 也有明顯上升，但最大值卻未大於 0.7，意味著土壤並未發生液化。

綜合以上，0.05g 振幅試驗中，地盤試體約有一半深度達到初始液化。此外，另也觀察到超額孔隙水壓的消散，在高程較低(深度較深)處較早發生。

至於 0.075g 振幅試驗，由圖 8 所示各高程之 r_u 變化，各高程之 r_u 均隨激振快速上升，激發速度較 0.05g 振幅試驗更快，至 6.5-7 秒左右 r_u 便已接近 1，並維持定值或緩慢上升；亦可觀察到隨著高程越高(深度越低)，超額孔隙水壓消散的時間也越晚，且各高程大至均較 0.05g 振幅試驗慢消散。

整體而言，75gal 振幅試驗幾乎整個地盤試體均在 6.5-7 秒左右達初始液化，並於持續激振下達完全液化。

(2) 地盤與基樁受震反應

圖 9(a)為 0.03g 振幅試驗未液化時地盤與樁身加速度振幅隨高程之變化，顯示土體內部(Soil)、剪力盒可動框架上(Frames)以及樁身上(Pile)之加速度振幅於同高程位置差異甚小。另外，由此亦可觀察到樁土反應相對於台面輸入運動放大效應有限。上述情況應是由於此例中土壤並未液化前仍保有強度，故與可動框架與基樁分別有緊密互制效應。

圖 9(b)為 0.05g 振幅試驗液化前樁土加速度振幅比較，雖然土體內之反應出現些微差異，但整體來說樁土反應仍大致接近。圖 9(c)則為液化後之情況，可看到 EL 1.0 m 以上之土體及框架加速度振幅明顯較液化前降低，甚至小於台面加速度，與地盤液化分佈情形相呼應，判斷為上半部地盤試體因液化而行為近似於流體，使其無法有效傳遞剪力波所致。

在 0.075g 振幅試驗中，由於高程較高之地盤與樁身加速度在液化前一刻出現較明顯之峰值，故在此亦比較其振幅。從圖 9(d)所示，EL. 1.25 m 以上之土體與可動框架加速度振幅均小於樁身甚至台面，隱含此時已由於水壓的急劇上升導致淺層土層開始弱化。圖 9(e)則為液化後，整體地盤反應均較液化前大幅降低，且樁身反應亦出現較明顯之放大效應，由此可知在完全液化狀態下土體勁度已近乎完全喪失。

值得注意的是，在土壤達液化前，如 0.03g 振幅試驗，以及 0.05g 振幅試驗之

EL1.75 m 達液化前與 EL 0.75 m 整個激振過程中，土體與可動框架加速度反應接近，尤其在 EL 0.75 m 幾乎一致，顯示剪力盒之柔性邊界在未液化前能充分發揮效果，模擬地盤水平半無限地層之受震反應。但土層達液化後，土體及可動框架加速度發生明顯差異，此可能是由於土壤於液化後大幅弱化，使邊界效應不再可忽略。

■ 完整風機模型簡諧激振與地震試驗：

(1) 結構之動力特性：

採用白噪試驗之數據，利用量測到之地表加速度歷時和模型最頂部質量塊處之相對加速度歷時，作傅立葉轉換求得轉換函數，可得結構自然週期約 0.88 秒 (即自然頻率 1.14 Hz)。並採用對數遞減法，求得系統等值阻尼比約在 1%-2%。

(2) 系統週期動態變化：

表 1 列出各地震試驗中地盤上半部與下半部液化之情況。進一步觀察系統受震後振動特性，可以發現當土壤進入完全液化狀態時，系統自然週期會產生動態變化現象。當土壤因受震後產生土壤液化時，失去土壤有效應力的系統之週期將會上升，並於其後緩慢降回至原先系統週期。此現象會隨著輸入地震力增大而明顯，並可能造成結構受震反應改變，甚至可能導致結構產生共振現象。

(3) 受震後結構系統反應行為：

試體在集集地震以及花蓮地震作用下，各量測點位加速度與位移峰值隨高程之變化，分別如圖 10 與圖 11 所示。有關結構的加速度反應，最大值幾乎發生在塔柱底部與塔架相接的轉階段，因此區域勁度較高，除此之外，可以發現土壤液化的程度會使反應產生變化，如試體中間的塔柱段，在較小地震力的作用結果，卻大於較大地震力的作用結果。位移反應的部分，受長週期特性的花蓮地震所作用的結果，使得整體結構位移反應較大，但土壤液化的程度改變對位移反應之影響並不明顯。試體在最大輸入地震力為 0.3g 的實驗結束後，風機支撐結構反應仍為線性，而下部結構系統已部分進入非線性反應。表 2 列出各次地震試驗後之塔柱殘留變位，在長週期特性花蓮地震作用下，ZPA = 0.1g 與 ZPA = 0.3g 時塔柱有較大之殘留位移與位移角，但均仍在規範容許值之內。

■ 完整風機模型 TMD 減振效能試驗：

圖 12 為 TMD 有控與無控情況下，各次地震試驗之機艙加速度歷時比較，TMD 於 PGA=0.1g 至 PGA=0.25g 皆有良好的減振效果。在這些震波的作用下，風機基礎歷經不同程度的土壤液化，不過對於 TMD 的減振效果影響不大。

表 1 完整風機模型試驗(TMD 不作動)中各次地震試驗之地盤液化情形

輸入運動	ZPA	EL. 1.75 m	EL. 0.75 m
ArtiEQ_ChiChi	0.144g	液化	未液化
	0.2g	液化	液化
	0.3g	液化	液化
HWA062	0.1g	未液化	未液化

	0.2g	液化	液化
	0.3g	液化	液化

表 2 完整風機模型試驗(TMD 不作動)中各次地震試驗之塔柱殘留變位

(a) ArtiEQ_ChiChi

ZPA	0.144g	0.2g	0.3g
殘留位移	2.4 mm	6.3 mm	18.4 mm
殘留位移角	0.05°	0.12°	0.35°

(b) HWA062

ZPA	0.1g	0.2g	0.3g
殘留位移	4.2 mm	5.4 mm	24.3 mm
殘留位移角	0.08°	0.10°	0.46°

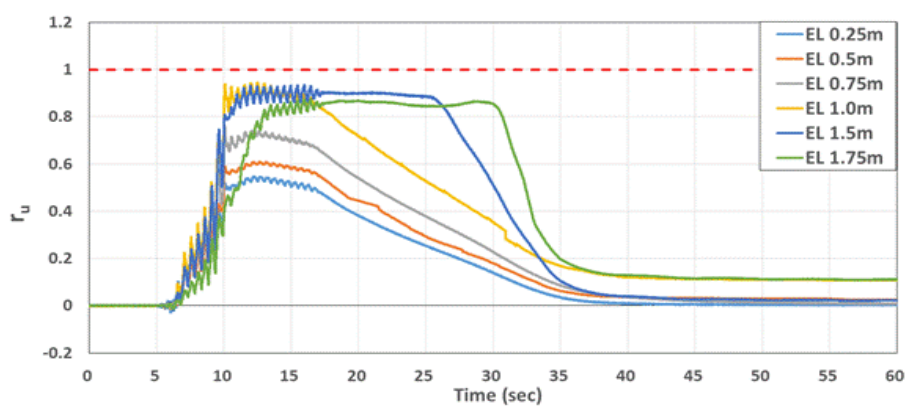


圖 7 基礎與地盤簡諧激振試驗中地盤各高程超額孔隙水壓變化(0.05g 振幅試驗)

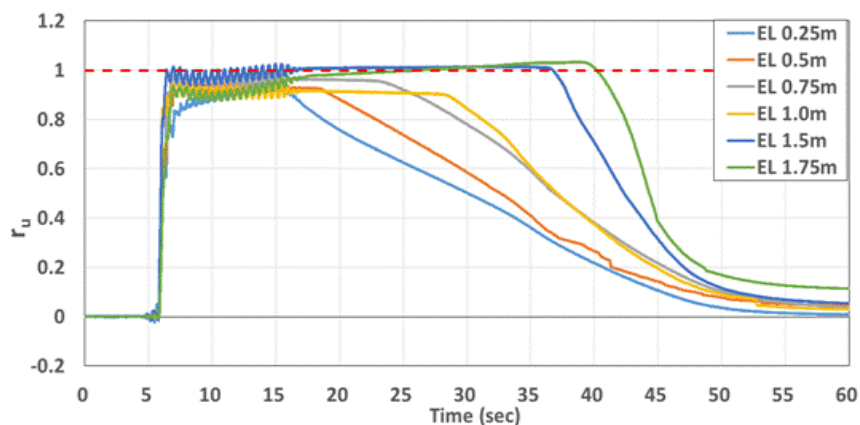


圖 8 基礎與地盤簡諧激振試驗中地盤各高程超額孔隙水壓變化(0.075g 振幅試驗)

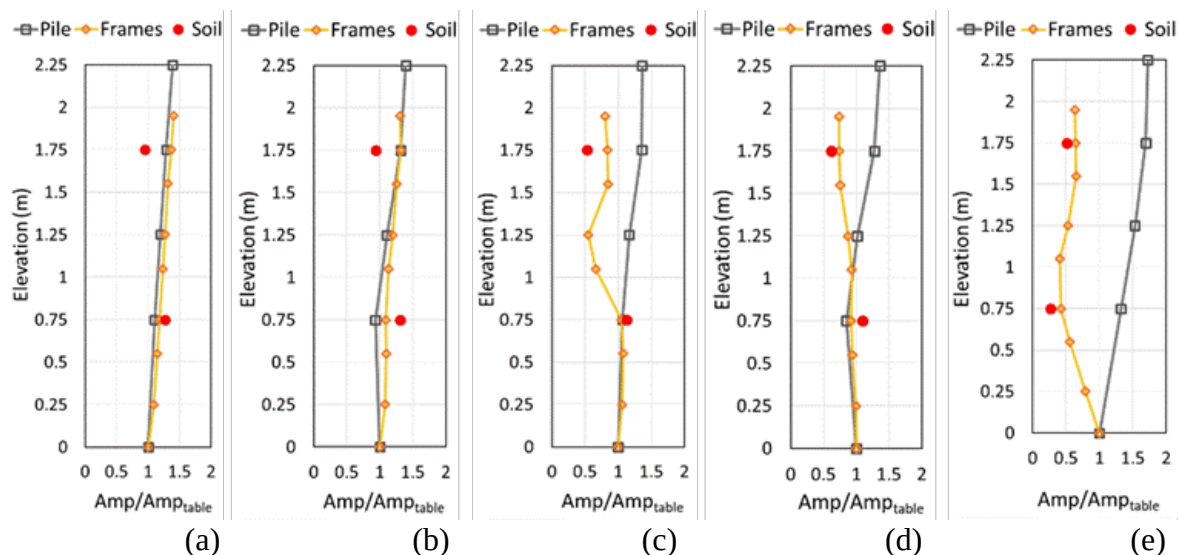


圖 9 基礎與地盤簡諧激振試驗中樁-土加速度振幅與高程之關係：(a) 0.03g 振幅試驗；
(b) 0.05g 振幅試驗液化前；(c) 0.05g 振幅試驗液化後；(d) 0.075g 振幅試驗液化前一刻；
(e) 0.075g 振幅試驗液化後

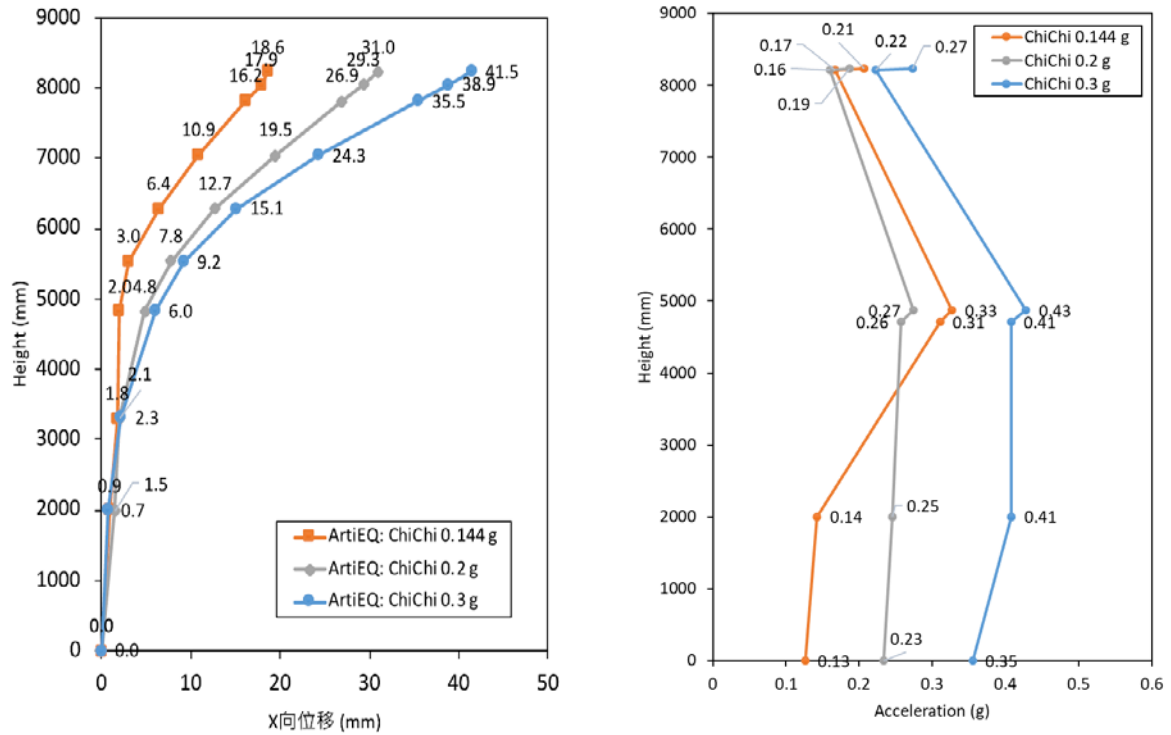


圖 10 完整風機地震試驗(ArtiEQ ChiChi)中支撐結構受震反應振幅隨高程之變化：
(a) 相對位移；(b) 絕對加速度

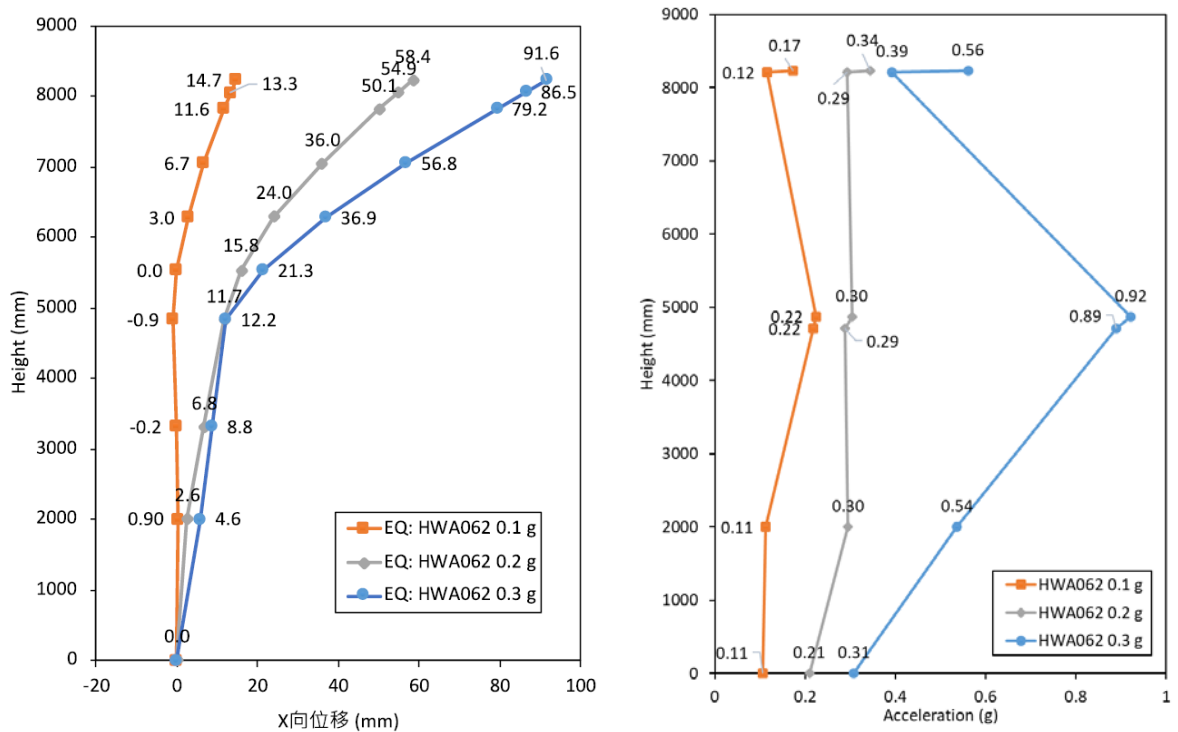


圖 11 完整風機地震試驗(HWA062)中支撐結構受震反應振幅隨高程之變化：
(a) 相對位移；(b) 絕對加速度

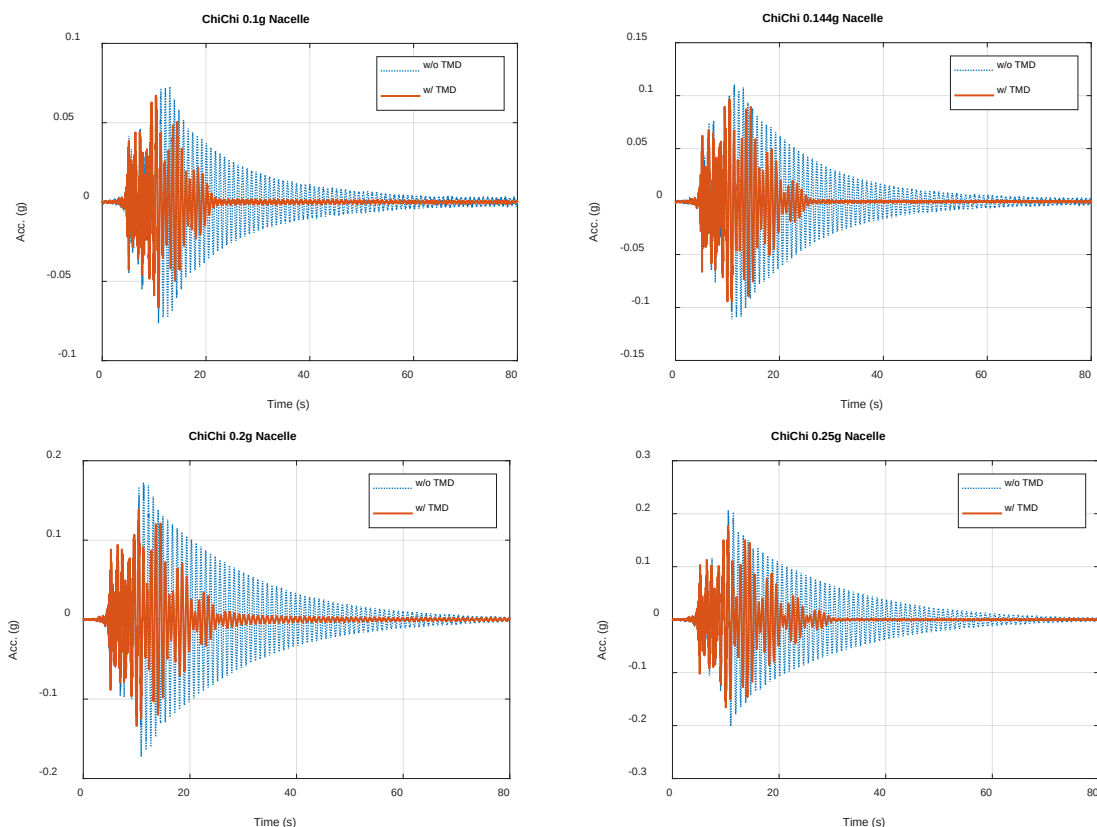


圖 12 TMD 減振效能試驗中 RNA 質量塊位置加速度歷時比較(ArtiEQ Chi-Chi)

相關著作：

碩士學位論文

1. 薛惠文 (2019)，縮尺比例套筒式基礎離岸風機結構模型振動台實驗研究，國立成功大學土木工程系碩士論文。
2. 李宜庭 (2020)，液化地盤中群樁基礎縮尺模型振動台試驗，國立成功大學土木工程系碩士論文。
3. 雷凱婷 (2020)，TMD 於離岸風機結構之減震效能振動台實驗與即時複合實驗研究，國立成功大學土木工程系碩士論文。
4. 李喬茵 (2020)，縮尺模型樁受震時之土互制反應，國立成功大學土木工程系碩士論文。
5. 劉欣雨 (2020)，離岸風機結構與土壤互制之探討，國立成功大學土木工程系碩士論文。

期刊論文

1. Ko, Y.Y., Li, Y.T. (2020), Response of a scale-model pile group for a jacket foundation of an offshore wind turbine in liquefiable ground during shaking table tests. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, DOI: 10.1002/eqe.3323.

研討會論文

1. 李宜庭、柯永彥 (2020)，以縮尺模型振動台試驗探討液化地盤中群樁基礎受震反應，第 18 屆大地工程學術研究討論會，屏東，台灣。

2. 曹啟軒、劉光晏 (2020)，縮尺管架式離岸風機支撐結構於液化狀態之振動台實驗與分析研究，第十五屆結構工程研討會暨第五屆地震工程研討會，台南，台灣。
3. 林錦隆、盧煉元、雷凱婷、張汎博、劉光晏 (2020)，TMD 於離岸風機減震應用之振動台實驗驗證，第十五屆結構工程研討會暨第五屆地震工程研討會，台南，台灣。
4. Ko., Y.Y., Y.T., Li. (2020), Shaking table test on the seismic response of group piles in liquefiable soil, 17th World Conference on Earthquake Engineering (17 WCEE), Sendai, Japan.
5. Lin, G.L., Lei, K.T., Lu, L.Y., Liu, K.Y., Ko, Y.Y., Ju, S.H. (2020), Shaking table test of offshore wind turbine supporting structure controlled by TMD, *17th World Conference on Earthquake Engineering (17 WCEE)*, Sendai, Japan.

即時複合實驗技術研發與建築長照建置計畫

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫/科技部研究計畫

計畫名稱：先進隔減震系統性能實驗評估技術研究—子計畫：應用複合實驗技術進行先進隔減震元件於近斷層地震作用下之振動控制效能驗證研究

計畫編號：MOST 107-2625-M-006 -021 -MY3

計畫主持人：朱世禹

參與人員：馬士勛、鄧孟澤、黃智遠、康展榮、許碩庭、陳曜弋、陳軒立、何佳祐、林亮宇

聯絡電郵：sychu@mail.ncku.edu.tw

試驗期間：108 年 3 月 20 日至 3 月 29 日

試驗地點：台南雙軸向測試系統(BATS)

試驗目的：

本次實驗針對 PSIVC 樓板隔震系統，應用 BATS 實驗設施進行即時複合實驗，將真實振動台試驗中之樓板隔震系統與主結構分別以樓板隔震系統子結構與 BATS 系統取代，並透過比較 2013 年莊翔圩等人於台北國家地震中心之 PSIVC 樓板隔震系統振動台實驗，可驗證 BATS 是否適用於摩擦單擺式隔震器的即時複合實驗，另一方面透過即時複合實驗技術的研發與確認，配合建築長照建置計畫的推廣，未來可進一步將比對資料提供相關隔減振元件性能測試規範的修訂參考。

試驗佈置：

圖 1 為國家地震中心台南實驗室之 BATS(雙軸項動態測試系統)，平台底部有 6 支動態致動器與 1 座靜態致動器提供垂直向力量與位移，其衝程為+125mm；側向部分共有 4 支靜態致動器，容許系統在此方向進行微調，衝程為±10mm；長向則由 4 支動態致動器作動並且能滿足靜態大位移的需求，衝程為±1200mm。實驗之標的為裝置 PSIVC 機構之隔震樓板，該機構由上曲盤、下曲盤、球窩支承、摩擦子、摩擦材所構成，摩擦材使用乙烯龍材質製成。使用每塊重量為約 500 公斤之質量塊，共兩塊總重為約 1.21 頓，兩質量塊相疊，如圖 2 所示。為鎖固 PSIVC 之上、下曲盤於隔震樓板及 BATS 上，需設計轉接版 I、II、III，質量塊與 PSIVC 間需擺放荷重計以量取軸壓力，故於銜接荷重計處放置金屬轉接板，使荷重計能夠鎖固於兩者之間。實驗首先將隔震樓板、振動台檯面分為 L 端、R 端及 1 端、2 端以方便後續實驗資料之命名，於振動台檯面配置 2 個 Palert 網絡型三軸向加速度計，作為檯面加速度檢查、測試加速度計之用。然後於上曲盤及質量塊之間裝設荷重計，以檢查裝設 PSIVC 時軸壓是否平均。最後於隔震樓板上(也就是質量塊)裝設加速度計、速度計、位移計，分別量測不同端之 X 向、Y 向訊號，不同端之資訊可用做確認隔震樓板是否產生扭轉之現象。詳細之感測器配置示意如圖 3、圖 4 所示，實驗現場儀器配置圖如圖 5。



圖 1 BATS 雙軸向動態測試系統

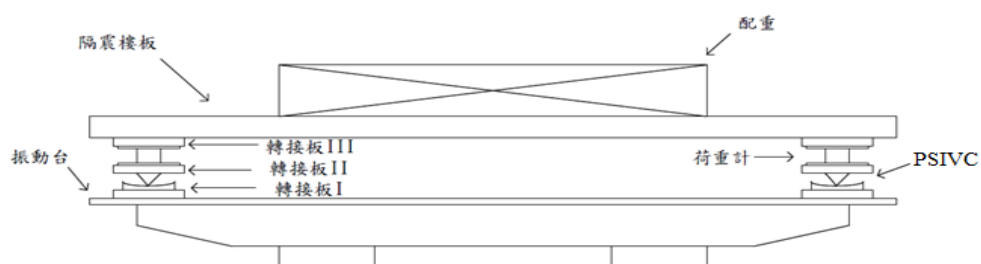


圖 2 PSIVC 隔震樓板試體安裝配置情形

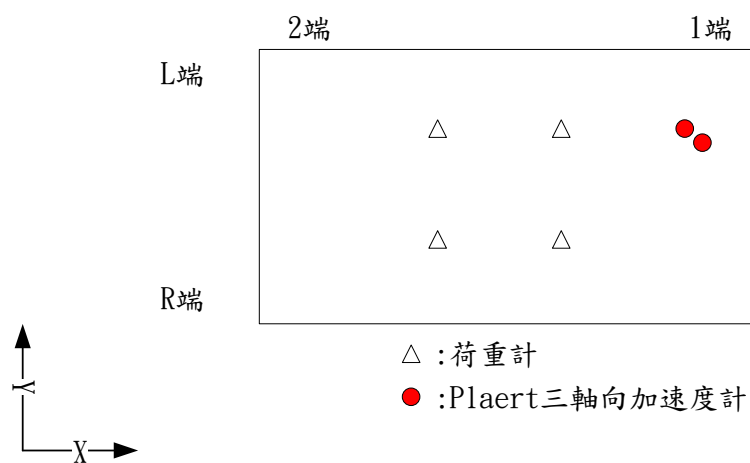


圖 3 BATS 檯面儀器配置圖(俯視)

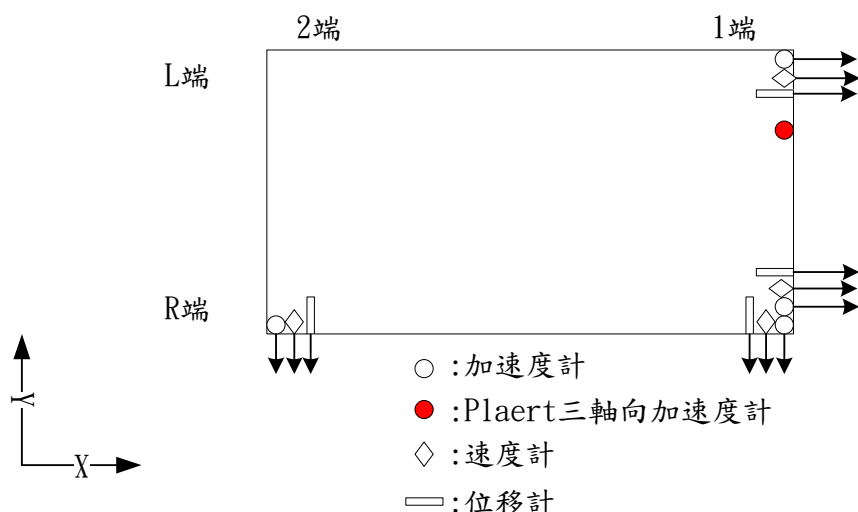


圖 4 隔震樓板之儀器配置圖(俯視)



圖 5 PSIVC 隔震樓板實驗阻立圖

試驗規劃：

位於平台四個角隅的軸力會影響到 PSIVC 之摩擦力，因此需要調整球窩支承之高程以確保軸力為平均。其過程如下：為達到放置質量塊時，四端軸力能夠受力平均，因此在放置質量塊之前，必須先將荷重計歸零，歸零後再將質量塊架放置於架構上，此時確認四個角隅端荷重計之讀數，若有數值差異過大之情形，即調整 PSIVC 之上曲盤之支承，使其四端之荷重計讀數相同。進行即時複合試驗之前，必須進行元件測試，確定摩擦材之摩擦係數，識別方法為先給予一簡諧波，並繪出層間剪力之遲滯迴圈圖，再將位移為零之力量的最大值，計算摩擦係數，試驗結束後則以康氏摩擦模型識別出康氏模型之摩擦係數。即時複合實驗為將層間剪力回授至數值模型當中，由於此荷重計為單軸荷重計無法量測層間剪力，因此須使用隔震層樓板之絕對加速度計算等值層間剪力，使數值模型可持續計算出下一步位移命令，並將此命令發送給 BATS 控制電腦，如此反覆直至實驗結束，最後比較反應與真實振動台實驗之間的差異。

本實驗係參考 Lu 等人(2013)之振動台實驗所設計，故即時複合實驗內的主結構模型之參數為質量為 10.25 噸、週期為 2.685Hz、阻尼比 1.8% 的結構物。而輸入之震波分

別有 1940 年 El Centro 震波(N-S 向)，以及正弦波(1Hz)，震波歷時資料皆為 Lu 等人於國家地震中心進行 PSIVC 樓板隔震實驗時，量測的振動台檯面加速度，實驗編號如表 1 所示。另外利用數筆頻率為 1Hz，不同振幅之正弦波進行曲盤元件測試、摩擦係數之識別。另外，Lu 等人於實驗時隔震層有+4cm 之初始位移，若欲以複合實驗重現振動台實驗，必須將隔震層以人工之方式推移+4cm，而本次實驗則是因人為失誤推至-4cm，故反應上會與振動台實驗不同。

表 1 BATS 受輸入地震模擬主結構反應之實驗編號

輸入震波	PGA	初始位移	內容	實驗編號
El Centro	300gal	4cm	考慮互制效應	El_300gal_offset
	350gal			El_350gal_offset_1 El_350gal_offset_2
	400gal			El_400gal_offset_1 El_400gal_offset_2
Sin_1Hz	0.284g	Sin1Hz_0.284g_offset_1 Sin1Hz_0.284g_offset_2		
	0.263g	Sin1Hz_0.263g_offset_1 Sin1Hz_0.263g_offset_2		
El Centro	300gal	0cm		El_300gal_1 El_300gal_2
	350gal			El_350gal
	400gal			El_400gal_1 El_400gal_2
輸入震波	PGD	初始位移	內容	實驗編號
Sin_1Hz	3cm	0cm	元件測試	Sin1Hz_3cm
	5cm			Sin1Hz_5cm
	7cm			Sin1Hz_7cm

試驗結果：

即時複合實驗技術研發成果顯示，BATS 系統可經由適當之控制技術，重現振動台實驗時之單自由度縮尺鋼構試體之行為。如圖 6~圖 8 所示。透過 RTHT-ST 實驗技術，PSIVC-FIS 隔震樓板之行為與原始設計之性能相符。未來可進一步重新進行整體振動

台試驗，以進行實驗誤差來源及控制技術調校之量化比對依據。未來將可應用於改善隔減震元件性能測試之限制，以實際模擬之受震行為來進行隔減震元件之試驗。亦可藉由建築長照建置計畫(如圖 9)的實際地震之量測記錄，更可進行設計軟體之係數調校與設計規範之量化修正依據。感謝科技部研究經費補助及整合型計畫及國震中心的經費協助，也感謝國震中心台南實驗室林晉丞技術師的技術支援以及參與計畫研究生們的付出與努力。同時感謝南區建築災科技聯盟成員聯美營造薛連豐總經理協助試體的搬運，以及聯盟成員對於建築長照建置計畫公益活動推廣的支持，預期未來標的建築能夠獲得寶貴的地震實測紀錄，以輔助即時複合試驗技術的開發與驗證(如圖 10 及圖 11)。

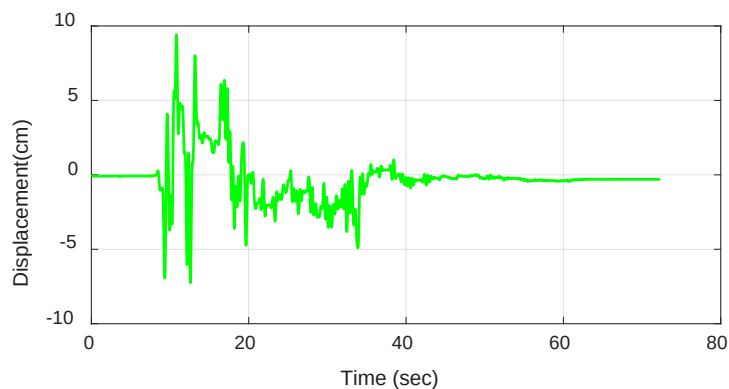


圖 6 隔震樓板相對主結構位移(El Centro，PGA = 400 gal)

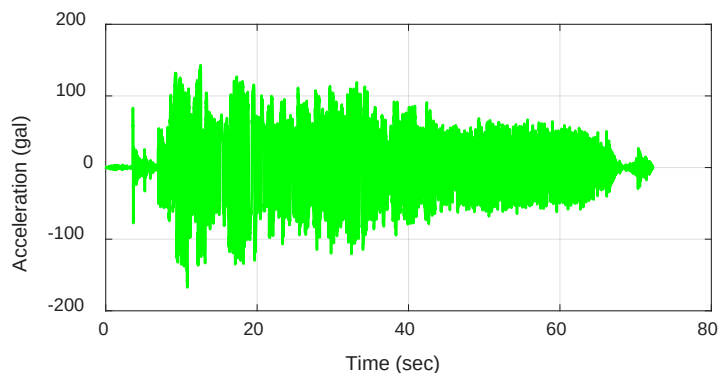


圖 7 隔震樓板絕對加速度(El Centro，PGA = 400 gal)

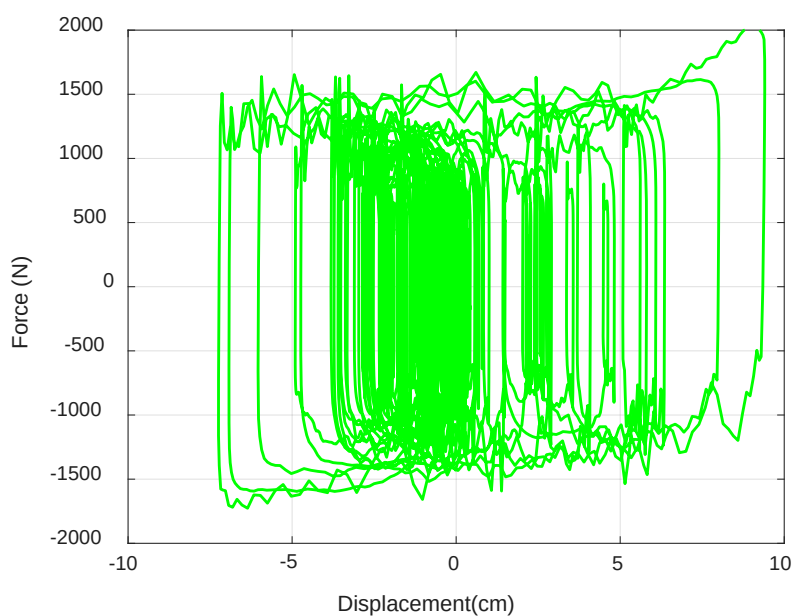


圖 8 PSIVC-FIS 遲滯迴圈(El Centro，PGA = 400 gal)

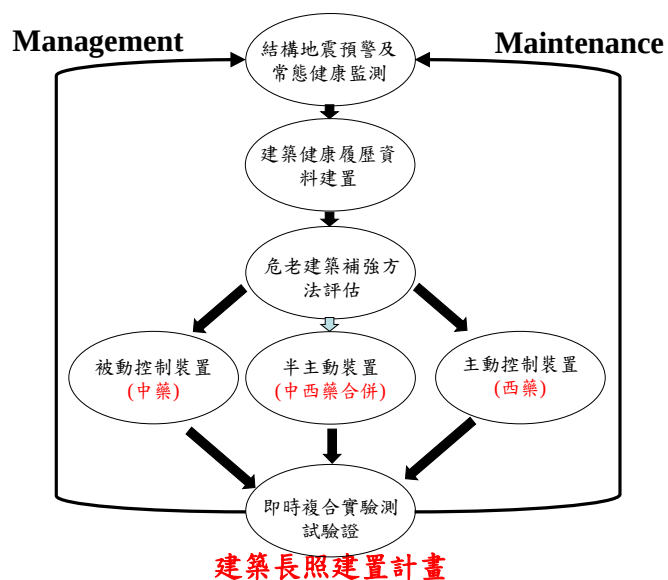


圖 9 建築長照建置計畫與即時複合實驗之關係示意圖

目前洽談中之標的案例



圖 10 建築長照建置計畫洽談標的案例

目前洽談中之標的案例



圖 11 建築長照建置計畫洽談標的案例

相關著作：

Lu L-Y, Lee T-Y, Juang S-Y, Yeh S-W.(2013) Polynomial friction pendulum isolators (PFPIs) for building floor isolation: An experimental and theoretical study. Engineering structures. 56:970-82.

朱世禹 (2019)，從日本的 E-Defense 到建築長照建置計畫(上)，三聯技術期刊 113 期，2-10。

朱世禹 (2019)，從日本的 E-Defense 到建築長照建置計畫(下)，三聯技術期刊 114 期，12-18。

RC 柱構件於高軸壓比之韌性與變形歷時

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫/科技部研究計畫

計畫名稱：近斷層建築物抗倒塌技術研發—子計畫:以雷射點雲及實態 BIM 模擬建物受地震作用後之倒塌特徵(II)

計畫編號：MOST 107-2625-M-006-011

計畫主持人：侯琮欽

參與人員：Mario Barahona、吳重霖

聯絡電郵：tchou@mail.ncku.edu.tw

試驗期間：108 年 05 月至 05 月

試驗地點：台南雙軸向測試系統(BATS)

試驗目的：

In this study, the use of two continuous rectangular spirals is proposed, one along the corner longitudinal bars, and a second one holding the inner longitudinal bars. The use of two independent spirals may provide more adequate ductility and confinement of the core concrete.

Three columns were tested in order to evaluate their seismic performance, comparing the ductility, failure mode, and hysteretic behavior at different drift ratios of the specimens reinforced using spiral transverse reinforcement against a specimen reinforced with conventional ties. The test variables were the transverse reinforcement configuration and the effects of welding the spirals to the longitudinal steel reinforcement. The experiment was conducted using the Bi-Axial dynamic Testing System (BATS) to simulate the gravity loads and cyclic lateral loads.

試驗佈置：

A steel platen with a thickness of 100 mm was attached to the base in order to transfer the loads from the specimen to the reaction floor and as well to avoid direct contact with the concrete. The specimens were connected to the steel plate using 16 steel bolts with a diameter of 39 mm. On the top part of the specimens, a steel hinge with a total height of 200 mm and a square base of 300 mm x 300 mm was attached in order to simulate the inflection point at the mid-height of a double curvature column. The hinge was attached to the columns by 4-M24 seismic wedge anchor bolts. Additionally, two steel plates with a thickness of 40 mm were installed at the top of the specimen, in order to connect the hinge and the reaction frame of the BATS.

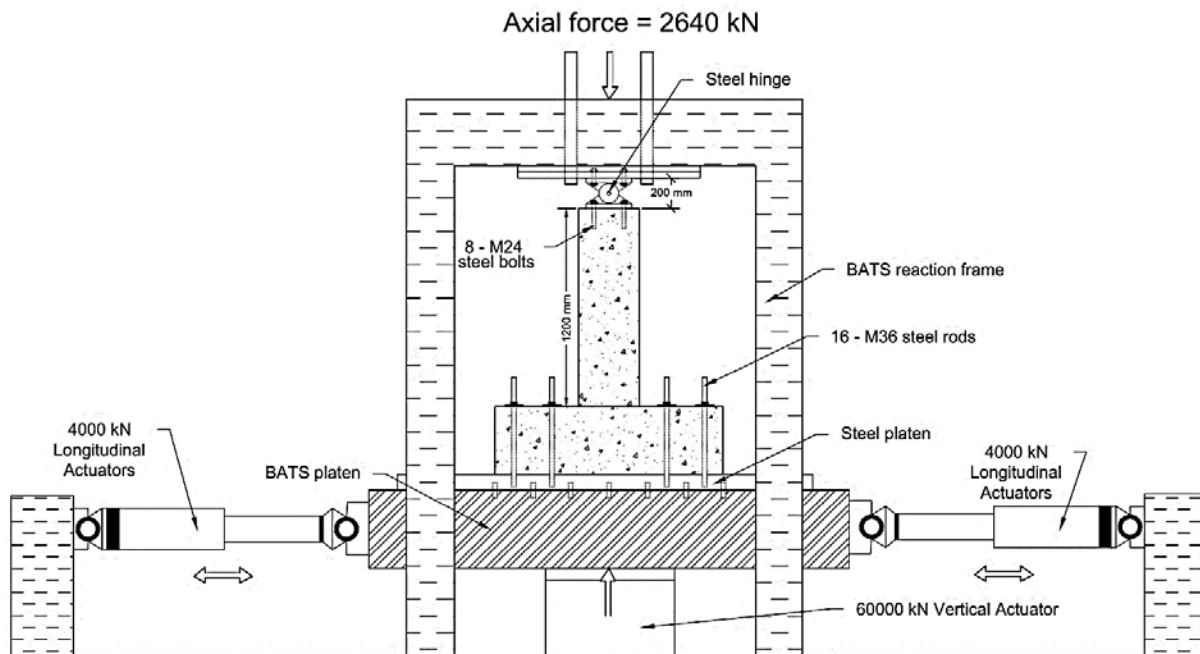


Figure 1. Test set-up

To measure the strain in the steel rebars, strain gauges were installed to them. A total of 16 strain gauges were attached to both the longitudinal (8 strain gauges) and transversal reinforcement (8 strain gauges) of the CS specimen, likewise, 20 strain gauges were attached to both the longitudinal (8 strain gauges) and transversal reinforcement (12 strain gauges) of the SS1 and SS2 specimens. The arrangement and labels of the strain gauges are shown in Figure 2.

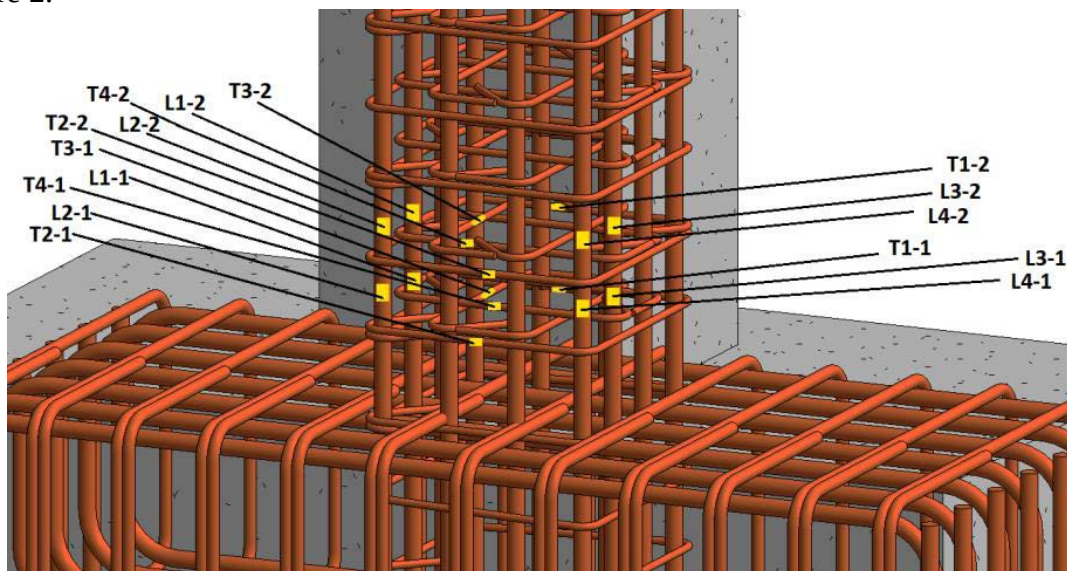


Figure 2. 3D view of the position of sensors in specimen

試驗規劃：

The columns were loaded axially with a constant compressive force equal to 2640 kN, which is equivalent to a load ratio of $0.6(P / Agf'_c)$. Additionally, cyclic lateral reversals were applied to simulate severe seismic loading. The loading history is summarized in Figure 3,

where the lateral drift ratio δ was calculated by dividing the lateral displacement at the loading point by the net column height $L=1200\text{mm}$.

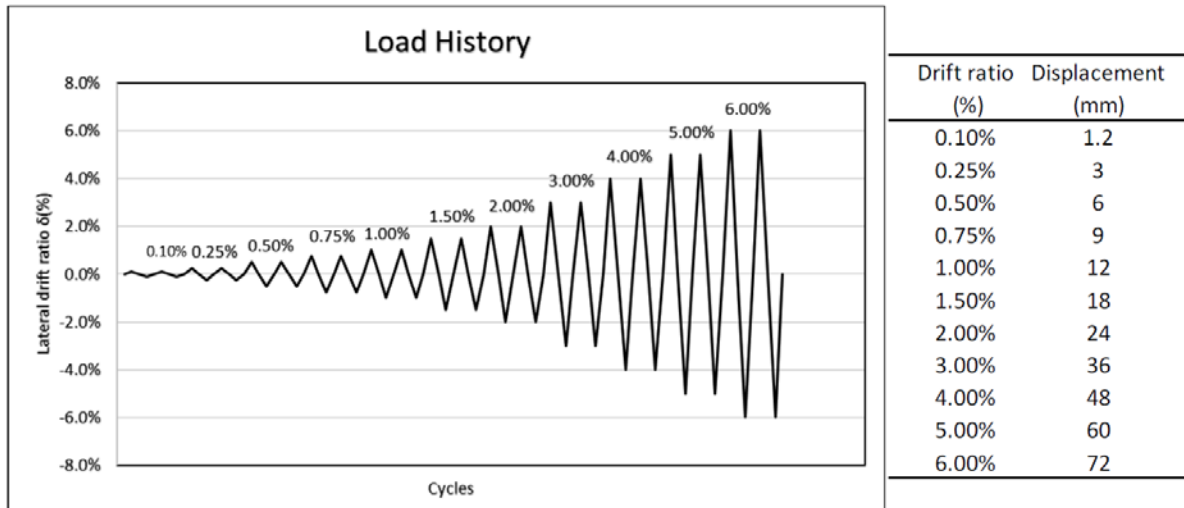


Figure 3. Lateral-loading history

試驗結果：

Specimen CS, using conventional stirrups and crossties, was initially loaded with the axial load and some vertical cracks on all the faces of the specimen appeared. As soon as the lateral displacements were applied, the cracks became larger, reaching up to 500 mm long on the north and east faces at $\delta = 0.1\%$. The crack patterns of specimen CS are shown in the Appendix B. At a lateral displacement of 6 mm corresponding to $\delta = 0.50\%$, the vertical cracks were spreading down 800 mm on the north and east faces of the specimen. At a lateral displacement of 9 mm corresponding to $\delta = 0.75\%$, severe damage to the cover concrete was noticeable with large cracks spreading throughout the whole height of the specimen. Some horizontal cracks due to flexure located at the plastic hinge region started to develop at this drift ratio. At the first loading step of $\delta = 1.0\%$, at a lateral displacement of 12 mm, the column failed suddenly due to concrete crushing caused by the high axial load applied. The longitudinal rebars buckled due to the lateral displacement, and the closed stirrups did not confine the rebars effectively. The 135° and 90° anchorage hooks from the closed stirrups and crossties failed, they opened outwards and together with the buckled longitudinal rebars pushed the cracked cover and causing concrete spalling. The peak strength of the specimen was 313 kN and 357 kN at $\delta = \pm 0.75\%$.

Specimen SS1 with two continuous rectangular spirals and a pair of crossties, tied conventionally to the main longitudinal rebars, was loaded axially and showed the same initial behavior regarding the vertical cracks caused by the connection as Specimen CS. The vertical cracks at $\delta = 0.1\%$ were up to 400 mm long on the north, east and west faces (see Appendix). At a lateral displacement of 9 mm corresponding to $\delta = 0.75\%$, the vertical cracks expanded to 500 mm long and several flexure cracks started to appear at the plastic hinge zone. The vertical cracks did not propagate significantly at 0.25%, 0.5%, 0.75% and 1.0% drift ratios. At $\delta = 1.5\%$, concrete spalling occurred at the plastic hinge region. The peak strength was 436 kN and -463 kN at a lateral displacement of 17.62 mm ($\delta = 1.47\%$) and -16.46 mm ($\delta = -1.37\%$) correspondingly. Specimen SS1 demonstrated a ductile behavior after its peak strength was achieved, ultimately failing at the second cycle of a 60 mm lateral displacement corresponding to $\delta = 5.0\%$ due to buckling of the main longitudinal rebars. The spirals did not break at the time of failure, providing effective confinement to the concrete core at high lateral drift ratios.

Specimen SS2 with two continuous rectangular spirals and a pair of crossties, welded to

the main longitudinal rebars, was loaded axially and behaved initially in the same way as the previous specimens. As observed in specimens CS and SS1, vertical cracks formed beginning at the critical points where the bolts were inserted at the top of the column. The vertical cracks at $\delta = 0.1\%$ were up to 300 mm long on the north, south and west faces (see Appendix). These cracks did not expand significantly during the initial lateral loading cycles, measuring up to 400 mm until a lateral displacement of 12.0 mm ($\delta = 1.0\%$). Flexural cracks at the plastic hinge zone began to appear at a lateral displacement of 6 mm ($\delta = 0.50\%$). Initial spalling of the cover concrete in the plastic hinge zone began at $\delta = 1.5\%$. The peak strength of the specimen was 461 kN and -449 kN at a lateral displacement of 16.15 mm ($\delta = 1.34\%$) and -14.72 mm ($\delta = -1.23\%$) respectively. Specimen SS2 demonstrated a ductile behavior after its peak strength was achieved, reaching a 72 mm lateral displacement corresponding to $\delta = 6.0\%$ at the end of the test without losing its ability to sustain the axial load. However, there was some plastic deformation of the main longitudinal reinforcement observed in the corner rebars in the column. The spirals did not break at the end of the test, providing effective confinement to the concrete core at high lateral drift ratios. The propagation of the cracks and overall degradation of the specimen was not as significant as the other specimens during the initial cycles up to $\delta = 1.0\%$. The damage to the cover concrete was significant at large lateral displacements, nevertheless, the welded continuous stirrups confined efficiently the concrete core and showed a ductile behavior. There were no fractures observed at the welding points of the transverse reinforcement. The failure mode of all three specimens are shown in Figure 4, Figure 5 and Figure 6.



Figure 4. The failure mode of specimen CS.



Figure 5. Buckled longitudinal rebars in SS1



Figure 6. Buckled longitudinal rebars in SS2

Lateral force-displacement hysteretic loops for each specimen are shown in Figure 7. The initial stiffness of the three specimens was similar, having an initial response resembling each other. Stable hysteretic loops were found in specimens SS1 and SS2, while in the loop corresponding to specimen CS, the ultimate failure can be identified at a relatively low drift ratio. From the hysteresis behavior, it is observed that specimens SS1 and SS2 produce hysteresis loops in a linear elastic way up to approximately $\pm 1.5\%$ drift ratio. At this specific point, initial spalling of the cover concrete was observed in the compression side of the plastic hinge zone. Specimen SS2 that has welded reinforcement, appears to have an improved behavior immediately after the peak load is reached. It can be noted a slight tendency to increase in the maximum loads per cycle for the following loading steps, on the other hand, the post-peak behavior of specimen SS1 denotes a decreasing tendency in the maximum lateral load.

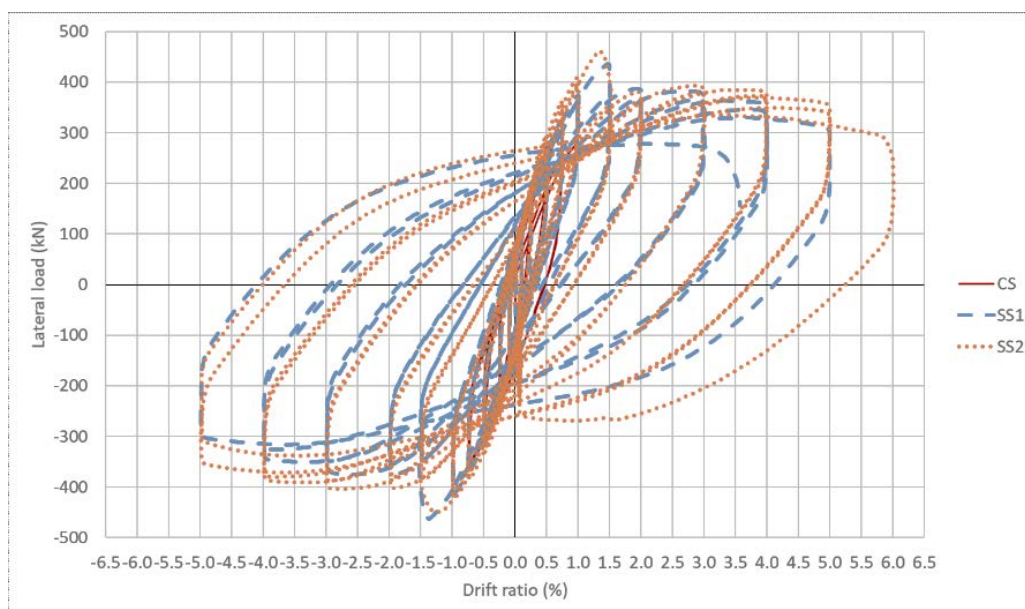


Figure 7. comparison of hysteretic loops hoops

As shown in Figure 8, the displacement ductility ratio μ was 4.27 (positive loading) and 3.37 (negative loading) for SS1, while the values for SS2 were 5.01 (positive loading) and 6.90 (negative loading). The positive and negative ductility ratios were higher in specimen SS2 when compared to specimen SS1, indicating that the confinement of the core is more effective when the stirrups are welded to the longitudinal rebars. The peak strengths of specimens SS1 and SS2 with the same continuous transverse reinforcement configuration were comparable, on the other hand, specimen CS had a lower strength. CS had peak strength values of 72% (positive) and 77% (negative) lower than SS1; and values of 68% (positive) and 79% (negative) lower than SS2. The maximum drift ratio of the specimens was also similar, except for the negative loading of specimen ss1, which the ultimate load was reached at a lower drift ratio. The values of maximum drift ratio and ductility ratio corresponding to specimen CS were not calculated due to its failure at a relatively low drift ratio. Table 1 summarizes the test results.

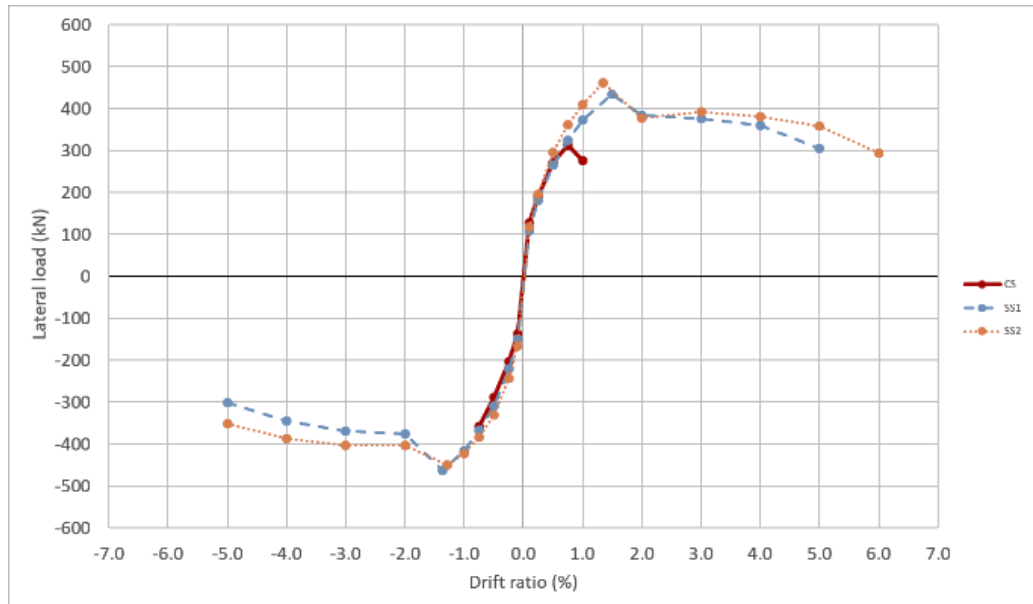


Figure 8. comparison of envelope curves

Table 1. Summary of the values obtained from the envelope curves

Specimen	Peak strength V_{max} (kN)		Yield drift ratio δ_y (%)		Max. Drift ratio δ_u (%)		Ductility ratio μ	
	+	-	+	-	+	-	+	-
CS	313	357	0.38	0.42				
SS1	434	463	1.01	0.87	4.31	2.93	4.27	3.37
SS2	461	449	0.92	0.70	4.61	4.83	5.01	6.90

梁柱接頭耐震補強:超高性能纖維混凝土之應用

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫/科技部研究計畫

計畫名稱：近斷層建築物抗倒塌技術研發

計畫編號：06108A1500

計畫主持人：洪崇展

參與人員：洪崇展、蕭信睿、戴佑軒、郭家維

聯絡電郵：cchung@mail.ncku.edu.tw

試驗期間：108 年 07 月至 08 月

試驗地點：國家地震工程研究中心台南實驗室雙軸向測試系統(BATS)

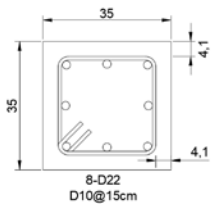
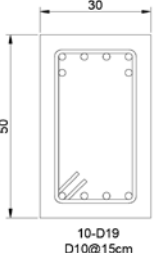
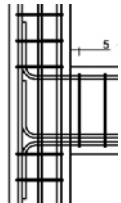
試驗目的：

探討超高性能纖維混凝土於補強既有與受損之 RC 非韌性梁柱接頭之效益，研究在反覆載重下之強度、變形能力、破壞模式及能量消散等結構性能表現，與不同種補強方式比較其差異，以評估超高性能纖維混凝土於梁柱接頭之補強效益。

試驗佈置：

本試驗探討超高性能纖維混凝土補強外部梁柱接頭於反覆載重試驗下之強度、勁度、能消散等耐震性質，補強區域均位於梁柱接頭向外延伸一倍梁深之範圍。探討不同補強工法應用於既有與受損梁柱外接頭之效益，試體試驗參數涵蓋不同補強材料：鋼筋網、超高性能纖維混凝土 (UHPFRC)。控制組試體如表 1 所示，補強試體如圖 1 至圖 2 所示。

表 1 既有梁柱接頭之梁、柱斷面配置

Member	Column	Beam	Joint
Section			 $l_{dh}=310\text{ mm}$
ρ_g (%)	2.52	1.91	-
f_c (MPa)	28	28	28
f_y (MPa)	420	420	420
f_{yk} (MPa)	280	280	-
ACI 318-14 Remark	$S_{req} = 87.5\text{ mm}$	$S_{req} = 110.3\text{ mm}$	$S_{req} = 87.5\text{ mm}$ $l_{dh,req}=302.8\text{ mm}$

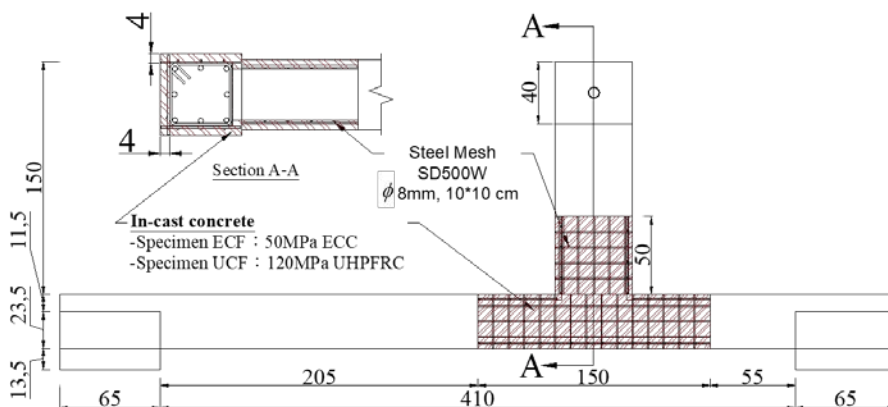


圖 1 既有梁柱接頭補強設計(試體 UCF)

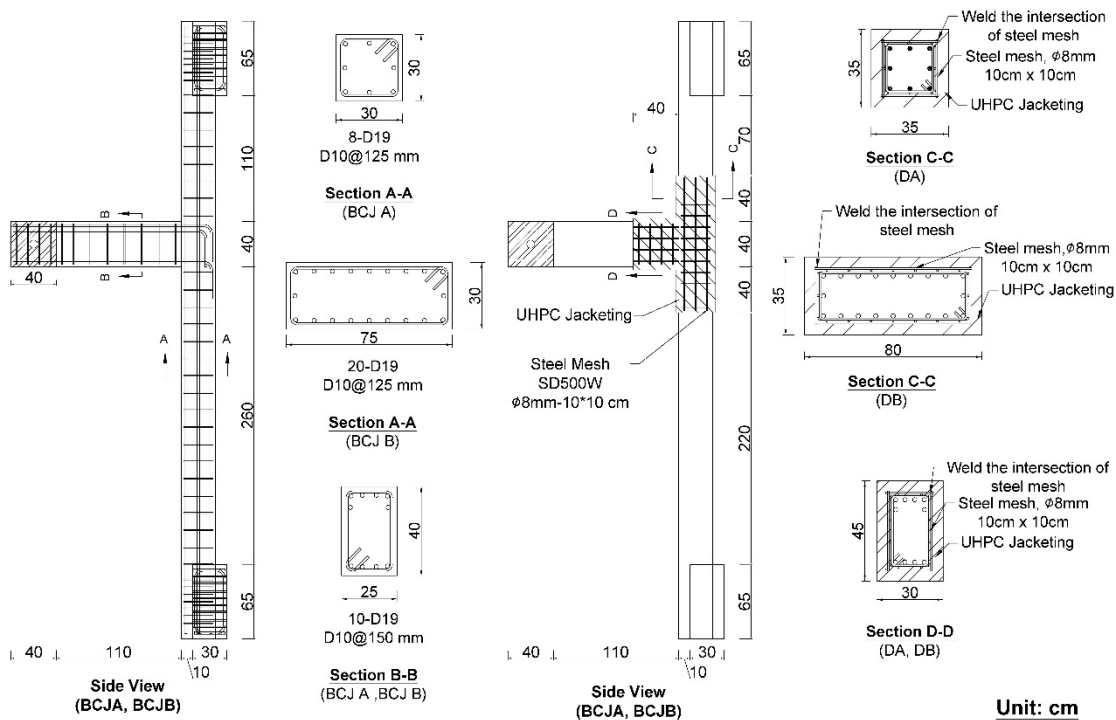


圖 2 受損梁柱接頭補強設計(試體 DA、DB)

試驗規劃：

為了模擬真實結構受水平地震力之行為，梁端設為反曲點，無抗彎束制，柱端為固定端。在試體運上試驗台前，需先架設梁端之反力鉸支承。利用荷重計將鉸支承與 BATS 系統之反力架連結，以量測試驗過程中梁端所受的力量。試體進場後，於基礎施加 50 噸之預力，避免試驗過程中試體產生滑移與傾覆。

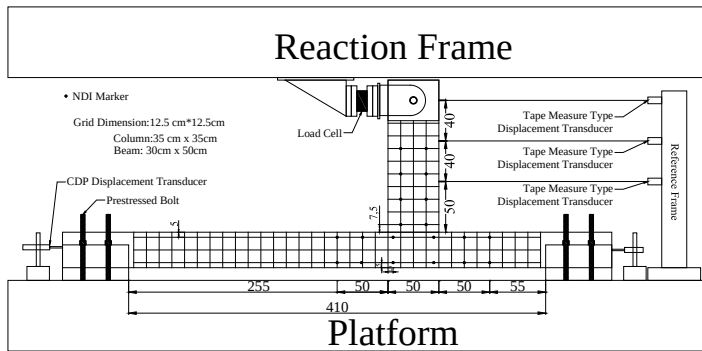


圖 3 試體架設側視圖

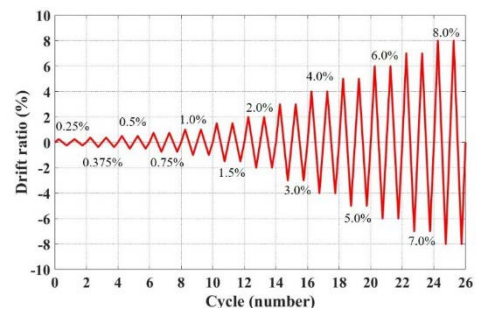


圖 4 側力加載歷時

試驗結果：

(1) 破壞模式

試體 NC、試體 BCJA 最終破壞伴隨接頭區域混凝土剝落，雙向對角剪力裂縫貫穿接頭區域，呈現楔形塊狀破壞。試體 BCJB 接頭已經呈現明顯對角寬裂縫伴隨些許混凝土剝落，柱劈裂裂縫使保護層混凝土剝落，試體最終為接頭破壞主控。試體 UCF 最終無新的接頭剪力裂縫產生，僅有延伸至西側柱塑鉸區之裂縫加寬及延伸，接頭區域及柱塑角區產生些微混凝土剝落，主要破壞位置為梁塑鉸區，以及由梁塑鉸區底部開裂所延伸至柱塑鉸區之裂縫。試體 DA、DB 最終破壞無出現接頭剪力破壞，為梁撓曲裂縫開裂控制強度的發展，梁塑角區有明顯混凝土分離的現象。



(a) Drift Ratio of 4% (NC)



(b) Drift Ratio of 5% (UCF)



(c) Drift Ratio of 5% (BCJ-A)



(d) Drift Ratio of 7% (BCJ-B)



(e) Drift Ratio of 6% (DA)



(f) Drift Ratio of 7% (DB)

圖 5 最終破壞模式

(2) 遲滯迴圈反應

使用 UHPFRC 與鋼筋網補強之試體 UCF 於層間位移約 1.5%時達到降伏位移，正方向於層間位移約+2.0%時進入平台線段，已接近所評估之梁撓曲強度，+3.0%時達到尖峰側向強度，負方向於層間位移約-2.0%時達到尖峰側向強度，但無出現平台段。於層間位移 3.0%時，梁塑鉸區底部之撓曲裂縫試驗於層間位移 5.0%中止，此加載迴圈相較其他試體之最後一個加載迴圈飽滿，能量消散能力佳。試體 DA 於層間位移約 1.7%時進入降伏階段，並於層間位移約 2.8%時達到尖峰強度，此時梁塑鉸區底部之撓曲裂縫已開裂貫穿梁深，開列位置為鋼筋網截斷處，隨後側向強度開始下降，於層間位移 6.0%時中止試驗，此時的殘餘側向強度仍大於試體 BCJA 之最大側向強度，最後一個

加載迴圈也相對飽滿，顯示其能量消散能力佳。使用 UHPFRC 與鋼筋網補強受損梁柱接頭之試體 DB 於層間位移約 2.2% 時進入降伏階段，於正方向加載之層間位移+2.6% 時，進入平台段，接近層間位移+4.0 時才開始強度遞減，強度衰減原因亦受梁塑鉸區底部之撓曲裂縫影響，於層間位移 7.0% 第一加載循環中止試驗，最後一個加載迴圈仍相對飽滿。

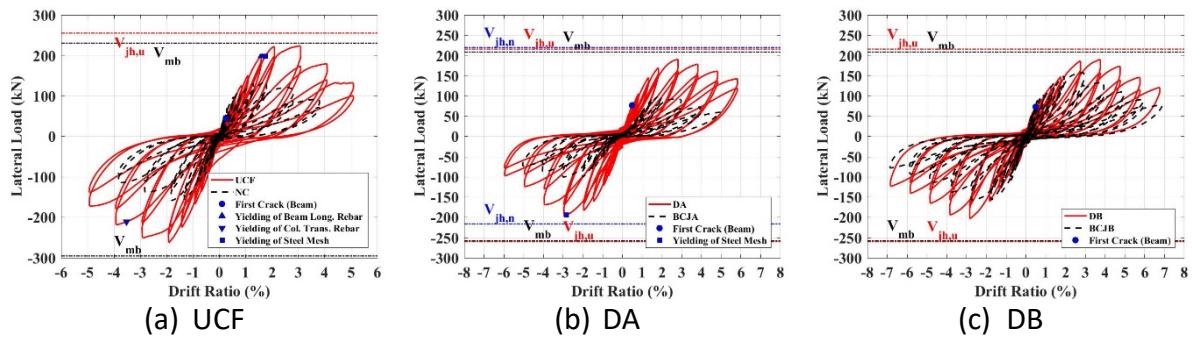


圖 6 遲滯迴圈圖

磚牆補強與抗倒塌技術研發:超高性能纖維混凝土之應用

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：近斷層建築物抗倒塌技術研發

計畫編號：06108A1500

計畫主持人：洪崇展

參與人員：洪崇展、戴佑軒、郭家維、蕭信睿

聯絡電郵：cchung@mail.ncku.edu.tw

試驗期間：108 年 09 月至 10 月

試驗地點：雙軸向測試系統(BATS)

試驗目的：

調整現有之超高性能混凝土之配比，使其可應用於一般泥作工程所使用的噴漿系統中，並且實際將超高性能混凝土噴漿應用於磚牆補強，根據磚牆對角拉力試驗之結果討論不同變因下的補強效果。

試驗佈置：

製作 10 座磚牆對角拉力試驗試體並設定 6 種不同的試驗參數，包括 4 座未補強之控制組、UHPC 噴漿單面與雙面補強試體、UHPC 噴漿含鋼線網單面與雙面補強試體與 UHPC 預鑄板含鋼線網單面與雙面補強試體，如表 1 所示。試體的命名方式分為三段，第一段的字母代表補強方法，N、US 與 UV 分別代表無補強、UHPC 噴漿補強與 UHPC 預鑄板補強；第二段的字母代表補強層尺寸，S0、S40 與 D20 分別代表無補強、單面 40mm 補強與雙面各 20mm 補強；第三段字母代表有無配置點焊鋼線網，N 與 W 分別代表無配置點焊鋼線網與有配置點焊鋼線網。補強試體中，UHPC 之設計抗壓強度為 120 MPa；抗拉強度為 6 MPa；彈性模數為 50GPa，點焊鋼線網之設計降伏強度為 500MPa。

表 1 試體試驗參數

Name	Retrofitting Details			
	Side	Method	Steel Grid	Anchor
N-S0-N	—			
US-S40-N	1	Sprayed UHPC	—	
US-S40-W			φ6 150mm*150mm	Through-bolts
UV-S40-W		Prefabricated UHPC plate		
US-D20-N	2	Sprayed UHPC	—	
US-D20-W			φ5 200mm*200mm	
UV-D20-W		Prefabricated UHPC plate		Through-bolts

試驗規劃：

利用搬運架輔助移動與翻轉試體後，由堆高機將試體送入預先於 BATS 設置完成之試驗治具中，如圖 1 所示。採用 0.05mm/sec 之垂直向等速加載外力，並在試體強度大幅下降或是強度下降至最大強度之 70%時停止試驗，使用 NDI 系統以及應變計分別量測試體表面之剪應變與補強層內鋼線網之變形，NDI Marker 配置於試體之對角線上並與中心相距 500mm 處，利用垂直向之壓應變值與水平向之拉應變值相加得到試體之剪應變，於受壓對角線之上半部、中間以及下半部分別配置 2 個應變計，量測系統之配置如圖 2 所示。

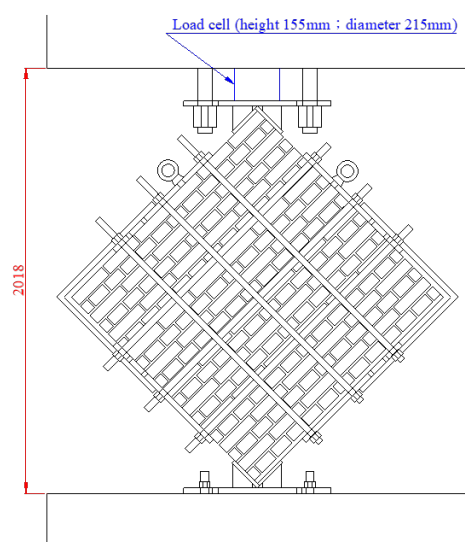


圖 1 試體配置

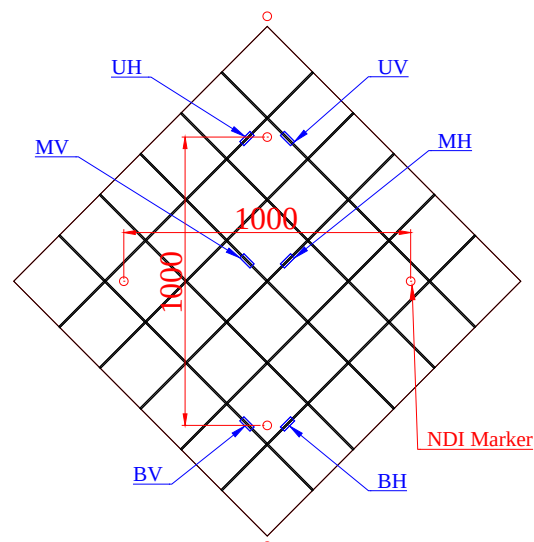


圖 2 量測系統

試驗結果：

控制組之平均抗剪強度為 539 kN (CoV = 5.4%)，破壞模式為對角拉力破壞，裂縫沿受壓對角線上一直線開裂並表現出脆性之材料行為。單面補強試體在試驗過程中，磚牆不僅受面內外力作用也有產生面外變形的情況，因此磚牆本身面內抗剪強度無法完全發揮，導致單面補強之試體僅能完整反應補強層之強度，而試體 UV-S40-W 試驗過程中，磚牆並無產生面外變形，因此可完整表現出磚牆以及補強層之抗剪強度。雙面補強試體之磚牆強度與補強層強度皆能完整反應在抗剪強度上，因此雙面補強試體之抗剪強度與控制組相比有 70%至 120%之提升，補強試體之破壞模式如表 2 與表 3 所示，試體之剪應力與剪應變曲線如圖 3 與圖 6 所示，試體破壞圖如圖 7 至圖 13 所示。

表 2 單面補強試體之破壞模式

Name	Masonry	Retrofitting Layer
US-S40-N	Shear friction	Debonding
US-S40-W		
UV-S40-W	Diagonal tension	Diagonal tension

表 3 雙面補強試體之破壞模式

Name	Masonry	Retrofitting Layer
US-D20-N	—	Diagonal tension
US-D20-W		
UV-D20-W		

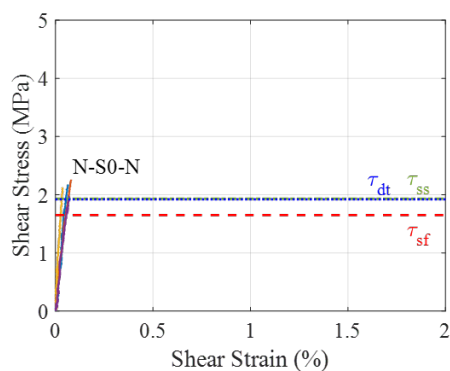


圖 3 未補強試體

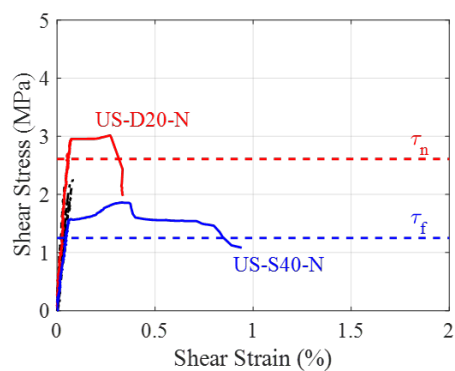


圖 4 噴漿補強無鋼線網試體

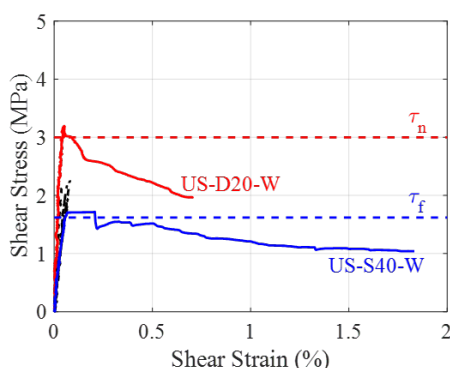


圖 5 噴漿補強含鋼線網試體

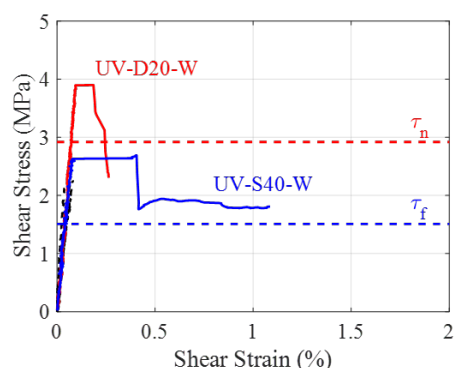


圖 6 預鑄板補強試體

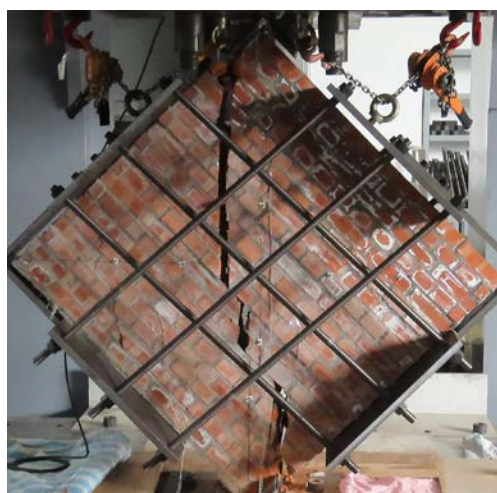
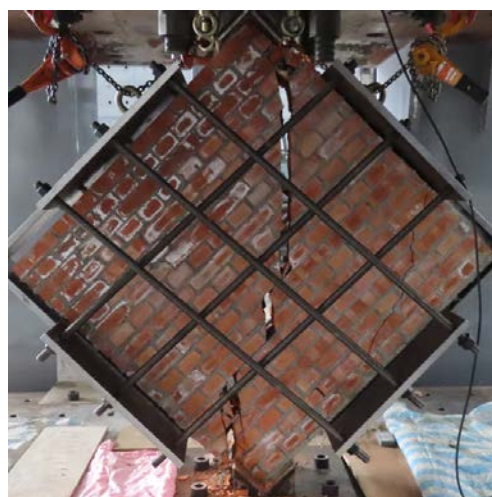


圖 7 試體 N-S0-N 破壞圖



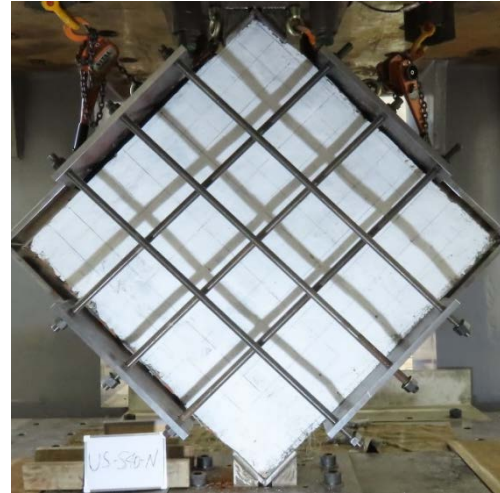
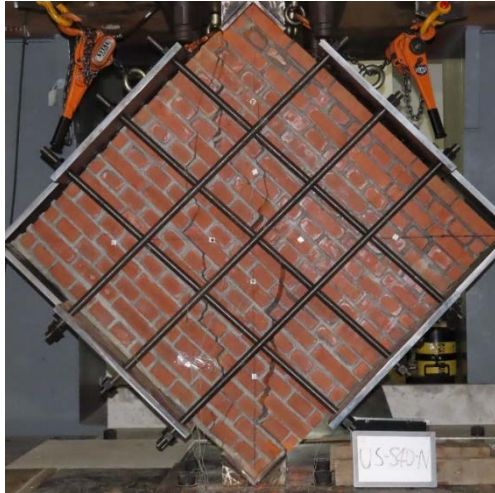


圖 8 試體 US-S40-N 破壞圖

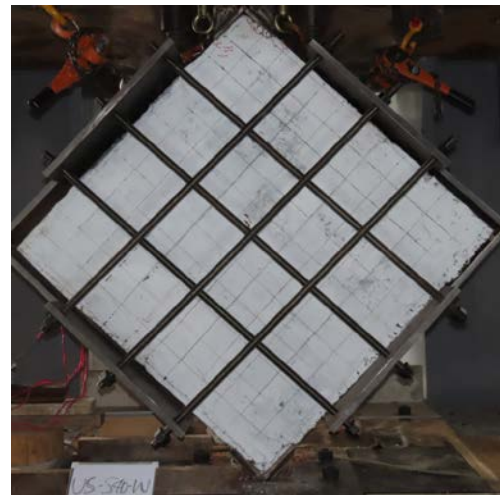
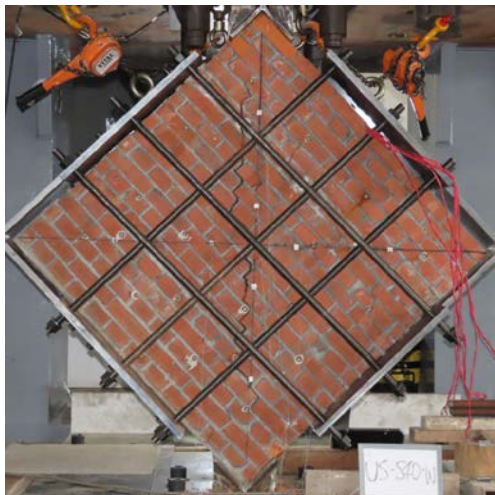


圖 9 試體 US-S40-W 破壞圖



圖 10 試體 UV-S40-W 各面破壞圖

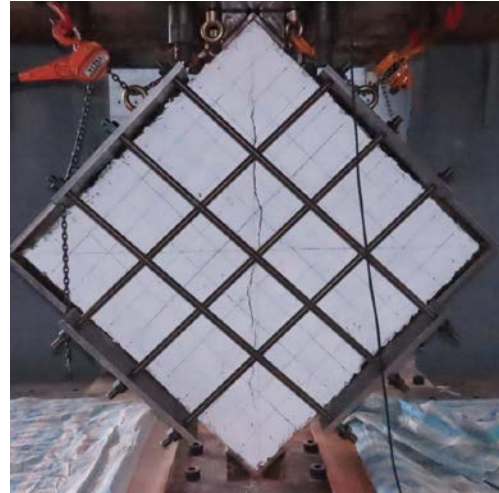
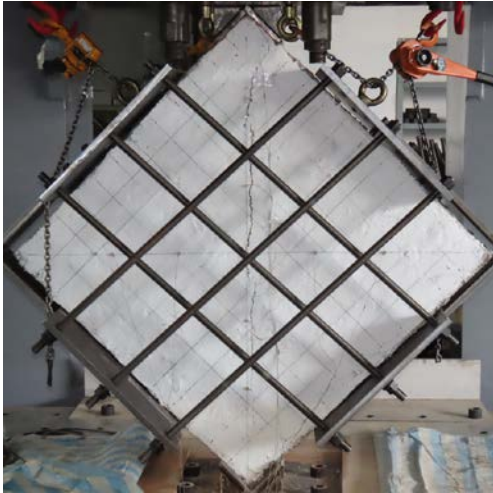


圖 11 試體 US-D20-N 各面破壞圖

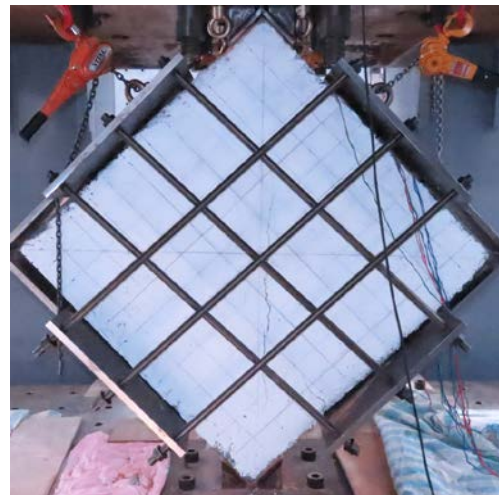


圖 12 試體 US-D20-W 各面破壞圖



圖 13 試體 UV-D20-W 各面破壞圖