

2019 國家地震工程研究中心實驗成果研討會論文集

Proceedings of the 2019 NCREE Conference on Experiments

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 108 年 5 月

May 2019



## 前言

為促進國內地震工程研究領域之發展，國家實驗研究院國家地震工程研究中心實驗室於 2019 年 5 月 3 日舉辦「2019 國家地震工程研究中心實驗成果研討會(I)」。會中邀請 2018 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 22 個口頭演講與 22 篇簡要論文。研究主題涵蓋包括特殊同心斜撐鋼構架行為、習見鋼結構工程中電熱熔渣焊之行為、鋼板混凝土複合剪力牆之力學行為、新型結構補強方法、高台度磚牆力學行為、鋼纖混凝土柱行為與裂縫控制、鋼筋混凝土剪力牆破壞倒塌行為、橋墩與群樁基礎裸露、加黏彈性阻尼器之鋼筋混凝土構架行為、新型隔震元件材料與應用、影像量測於震後快速結構健康評估之應用、高科技廠房自動化倉儲耐震、摩擦單擺隔震系統、質量協調阻尼器應用、非結構物耐震測試、近斷層效應研究等等。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，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

|                                                                  |     |
|------------------------------------------------------------------|-----|
| 三層樓弱梁式特殊同心斜撐構架試驗.....                                            | 2   |
| 高強度鋼梁翼板偏心與柱翼板厚度對電熱熔渣焊破壞效應.....                                   | 6   |
| 含邊界構材之鋼板混凝土複合牆耐震行為及反覆載重試驗.....                                   | 8   |
| 邊界構材配置對低矮鋼筋混凝土剪力牆往復行為影響.....                                     | 17  |
| 含剪力鋼板之高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁 耐震行為研究.....                                 | 25  |
| 外加構架補強之樓板行為測試.....                                               | 33  |
| 高台度磚牆之試驗研究.....                                                  | 52  |
| 鋼纖混凝土柱側推試驗.....                                                  | 57  |
| 高強度鋼筋混凝土柱之裂縫控制研究.....                                            | 62  |
| 鋼筋混凝土剪力牆破壞與倒塌行為研究.....                                           | 70  |
| A study of global out-of-plane stability model for WES BRBs..... | 76  |
| 振動台反力質塊系統測試.....                                                 | 80  |
| 群樁基礎裸露橋梁受近斷層地震作用之 實驗與分析研究(II).....                               | 88  |
| 加黏彈性制震元件之鋼筋混凝土結構 振動台動態反應試驗研究.....                                | 95  |
| 週期性材料於結構隔震應用研究.....                                              | 103 |
| 利用監視器影像進行震後建物安全快速診斷技術研發.....                                     | 111 |
| 高科技廠房自動化倉儲系統振動台試驗.....                                           | 124 |
| 摩擦單擺隔震系統受脈衝型地震歷時作用之振動台試驗.....                                    | 136 |
| 具飛輪電磁式調諧質量阻尼器之振動台試驗.....                                         | 143 |
| 懸吊性設施動態實驗構架設計與實測驗證.....                                          | 149 |
| 受近斷層地震作用之橋柱振動台試驗.....                                            | 154 |
| 七層樓鋼筋混凝土建築補強試體抗近斷層地震試驗.....                                      | 160 |





## 三層樓弱梁式特殊同心斜撐構架試驗

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：先進挫屈束制支撐抗震技術應用研究

計畫編號：MOST 104-2221-E-002 -114 -MY3

計畫主持人：蔡克銓 教授

參與人員：蔡青宜、吳安傑、王孔君

聯絡電郵：r95521202@ntu.edu.tw

試驗期間：107 年 02 月至 04 月

試驗地點：台北/反力牆及強力地板系統(15m 區域)

### 試驗目的：

本計畫與美國華盛頓大學西雅圖分校 Roeder 教授的研究團隊合作，以一座三層樓實尺寸同心斜撐構架，利用 15 米反力牆的空間進行實尺寸之單向反覆測推試驗，共同探討考慮梁降伏機制之同心斜撐構架系統耐震設計研究。

由於倒 V 型同心斜撐構架(圖 1a)之斜撐拉壓反應為不對稱(圖 1b)，易對連接梁造成額外的軸彎需求，因此在設計上 ANSI/AISC 規範有特別的要求；而目前針對特殊同心斜撐構架系統之降伏機制，假設為斜撐受拉降伏與斜撐受壓挫屈兩者為主(圖 2a)。本合作計畫欲研究以斜撐受壓挫屈與連接梁彎矩降伏兩者為特殊同心斜撐構架降伏機制之耐震設計方法，以更經濟方式設計新型特殊同心斜撐構架系統。

本次試驗計有一座三層樓特殊同心斜撐構架，主要變化參數為兩底層梁的斷面尺寸以來驗證耐震設計需求。而藉由反覆側推以達成以下目的：

- (1)以構架試驗來驗證假設連接梁降伏機制之耐震設計方法。
- (2)以構架試驗驗證數值模擬之精準度。

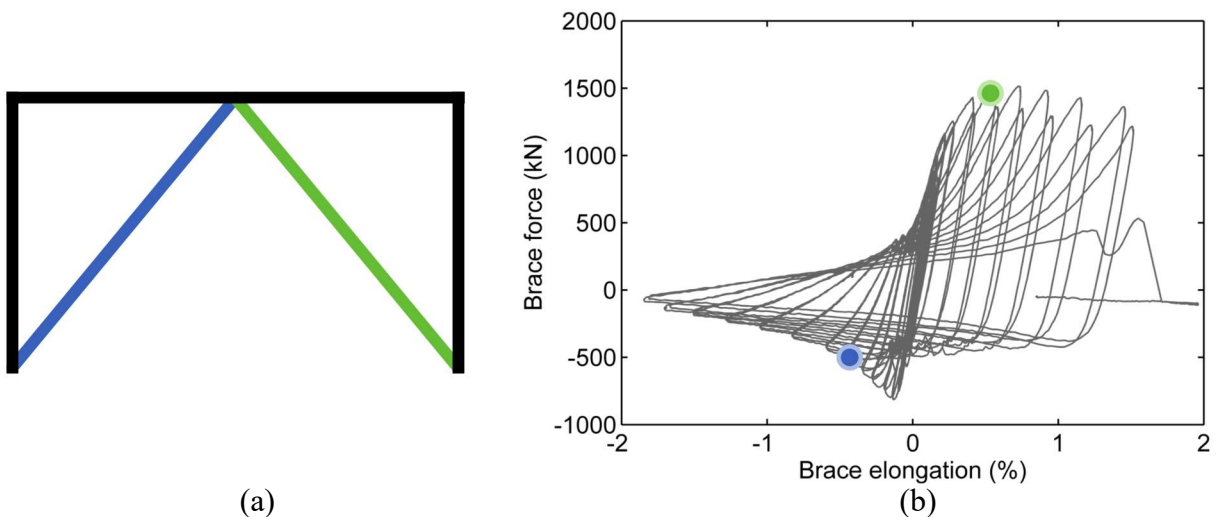


圖 1 (a)倒 V 型斜撐構架示意圖與(b)斜撐拉壓軸力反應不對稱

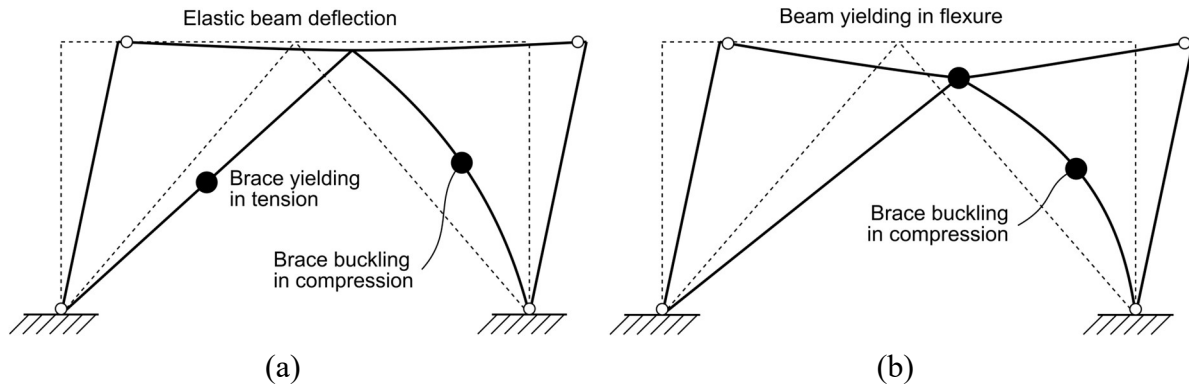
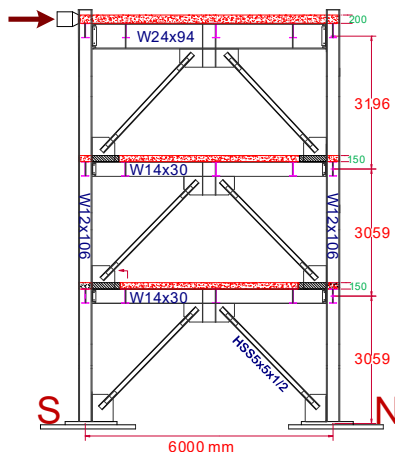


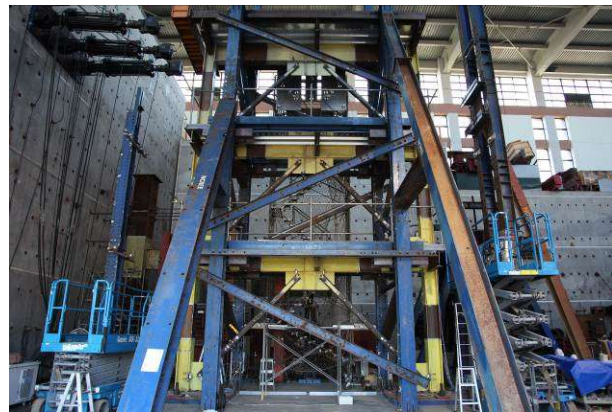
圖 2 特殊同心斜撐構架之塑性降伏機制：(a)斜撐受拉降伏與斜撐受壓挫屈，  
(b)梁降伏與斜撐受壓挫屈

### 試驗佈置：

本研究試體為一座實尺寸單跨度三層樓倒 V 型斜撐型式之構架系統，柱心間距是 6 公尺，兩底層樓高度均是 3.06 公尺，頂層樓高度是 3.20 公尺，總高度為 9.32 公尺。圖 3a 為試驗構架立面圖，此構架梁柱皆使用 A992Gr.50 鋼材之寬翼斷面，梁斷面尺寸頂層為美規 W24×94 與底層兩樓為 W14×30，柱則是使用 W12×106，梁柱接合型式皆為抗彎接合。柱底與 75mm 厚底板焊接，再透過預力鋼棒與錨定板錨定於強力地板之上。六支斜撐以倒 V 型(Chevron)配置在各樓層，斜撐斷面使用 A1085 鋼材之 HSS5×5×1/2 方管，接合板則採用 13mm 厚之 SN400B 鋼材。在頂樓配置 1.96 公尺寬，厚度為 200mm 的鋼纖混凝土樓板，一與二樓使用 1.7 公尺寬，厚度為 150mm 之混凝土樓板。圖 3b 為試驗配置照片，於頂樓以外部位移控制方式透過三支 100 噸油壓致動器施加位移，並透過四支側撐柱為主組立而成之藍色側撐構架以防止構架有面外方向位移。整座試體配置 160 個單軸應變計、42 個混凝土應變計與 10 個三軸應變計，各項位移計總數為 67 個與 44 個角度計，共 341 個頻道數。此外，一與二層中間接合板分別配置兩組光學量測系統 NDI 與 Mocap。



(a)構架立面圖



(b)試驗配置

圖 3 試體安裝配置情形

### 試驗規劃：

本研究採用三支 100 噸油壓制動器，以外部控制模式施加如圖 4a 目標位移歷時命令於試體頂部，圖 4b 則為三支油壓致動器之合力歷時圖。本次加載歷時是依據 ATC-24

與 SAC 之建議擬定，各目標加載位移以兩圈為單位逐漸增長。

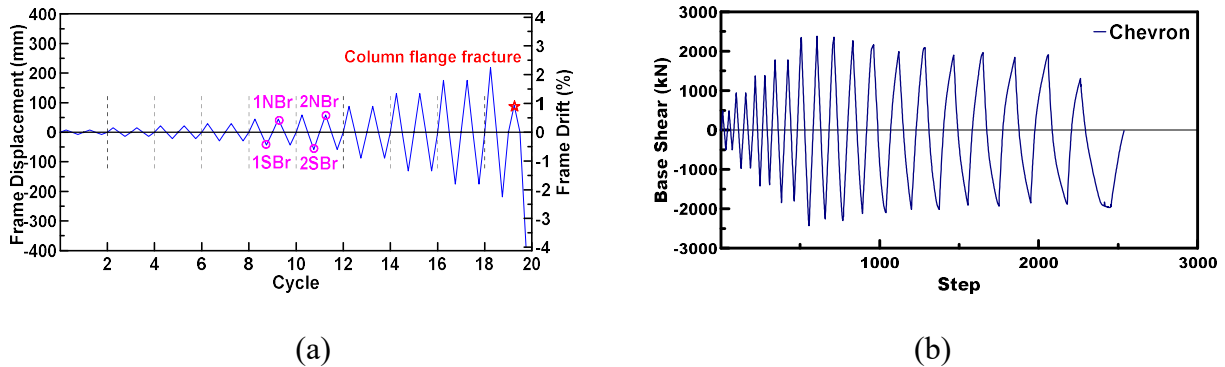


圖 4 目標位移加載歷時與基底剪力歷時

### 試驗結果：

此三層弱梁式 Chevron 倒 V 型配置之特殊同心斜撐構架試體於 2018 年 3 月 17 日測試，試驗結果與相關資訊可至(<http://exp.ncree.org/scbf/>)查詢，圖 5 為本次 Chevron 試體與 2009 年完成 TCBF2 試驗(<http://exp.ncree.org/cbf/>)之整體與各層樓載重位移遲滯迴圈比較圖，兩組試驗之總頂層位移容量分別為：TCBF2 (W21×68 and HSS5×5×3/8)為 3.34%與 Chevron (W14×30 and HSS5×5×1/2)為 4.5%。試驗結果證實弱梁式特殊同心斜撐構架之耐震消能表現良好，梁降伏機制主控之弱梁式特殊同心斜撐構架的韌性優於習見以斜撐降伏主控之特殊同心斜撐構架。

圖 6 則為本次 Chevron 型同心斜撐構架試驗兩底層四支斜撐初始挫屈發生時之照片，一樓兩支斜撐在目標位移角為 0.45%時先後挫屈，二樓斜撐則在下一個目標位移角 0.6%時分別挫屈。最後實驗在目標側位移角往+2.25%時，二樓柱頂之柱翼板斷裂(圖 7b)，改以反向加載至目標位移角-4%，另一側二樓柱頂之柱翼板斷裂後結束試驗。

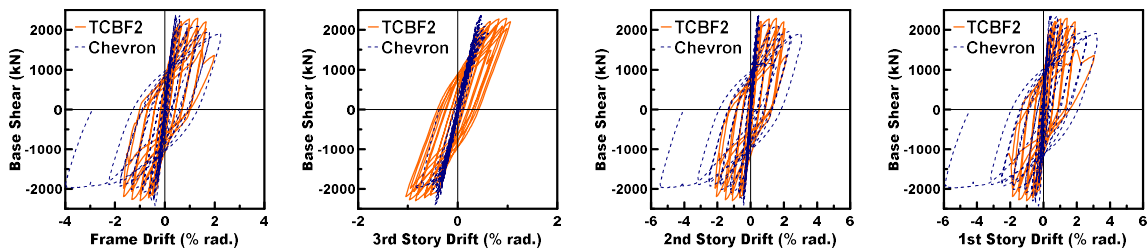


圖 5 試體之載重-位移遲滯迴圈





(a) 1SBr at -0.45%(1) (b) 1NBr at +0.45%(2) (c) 2SBr at -0.6%(1) (d) 2NBr at +0.6%(2)  
圖 6 試體各斜撐初始挫屈之照片



(a) 一樓頂梁與樓板分離 (b) 二樓南側柱頂翼板破裂  
圖 7 試體最終破壞時(+2.25% roof drift)之照片

**相關著作：**

Sen, A.D., Roeder, C.W., Berman, J.W., Lehman, D.E., Li, C.H., Wu, A.C., and Tsai, K.C. (2016), "Experimental Investigation of Chevron Concentrically Braced Frames with Yielding Beams". J. Struct. Eng., 142(12):04016123.

Ibarra, S. M. (2018), "Experimental Investigation of Chevron Special Concentrically Braced Frames with a Yielding Beam Plastic Mechanism" M.S. thesis, University of Washington, Seattle.

Tsai, CY, Ibarra S, Wu, AC, Wang, KJ, Sen, A, Berman, J, Lehman, D, Roeder, C, Tsai, KC (2018), "Seismic Testing of a 3-story Special Concentrically Braced Frame with Yielding Beams", Proceedings, The Thirty-First KKHTCNN Symposium on Civil Engineering, November 22-24, 2018, Kyoto, Japan.

## 高強度鋼梁翼板偏心與柱翼板厚度對電熱熔渣焊破壞效應

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：制震斜撐構架系統前瞻技術研究

計畫編號：MOST 107-2221-E-002 -021 -MY3

計畫主持人：蔡克銓 教授

參與人員：胡祐璋、蔡青宜

聯絡電郵：r05521208@ntu.edu.tw

試驗期間：107 年 04 月至 05 月

試驗地點：台北/反力牆及強力地板系統(15m 區域)

### 試驗目的：

鋼箱型斷面柱構件具有雙強軸的特性，因此國內鋼建築結構中應用非常普遍。為傳遞梁端彎矩至柱構件，箱型柱內與梁翼同高處須配置與梁翼同厚的橫隔板。內橫隔板與柱板間焊接常使用電熱熔渣焊(Electro Slag Welding, ESW)工法，此種焊道施作便利且效率高，已大量使用於國內鋼結構製造廠。然而，ESW 施做時的高入熱量恐導致其焊道及其周圍母材結晶過大與抗衝擊性能較差，梁翼與橫隔板高程也常有偏心，此些現象常導致梁接柱抗彎接頭發生非預期的脆性破壞。本計畫為探討梁柱接頭焊道之行為，考慮電熱熔渣焊在施作時的高入熱量與偏心均易導致脆性破壞，造成梁柱接頭無法到達預期的結果，因此藉本實驗來探討此焊道的破壞時機與行為。

### 試驗佈置：

本研究試體為兩組實尺寸鋼結構梁柱接頭試驗，試體鋼梁斷面尺寸為 BH800x300x14x25，梁端至柱表面距離為 4324 mm，並於鋼梁上下翼板外側附加一蓋板，厚度為 8 mm、長度 365 mm。鋼柱斷面尺寸為 Box750x750x28，柱總高為 5785 mm，鋼柱內對應於梁翼板之高程及與反力牆鎖固之高程處皆配置柱內橫隔板，厚度與梁翼板相同。梁柱接頭之接合細節中，梁翼板與柱翼板採用工地全滲透焊焊接，並在翼板下側用鋼背襯板，以利全滲透焊之施工。梁腹板與柱翼板的連接方式為先將剪力板以填角焊焊在柱面上，接著使用兩排 8 支 M24-S10T 之高張力螺栓將剪力板與梁腹板鎖固在一起，以提供梁柱接合處所需之剪力容量，試驗配置如圖 1。

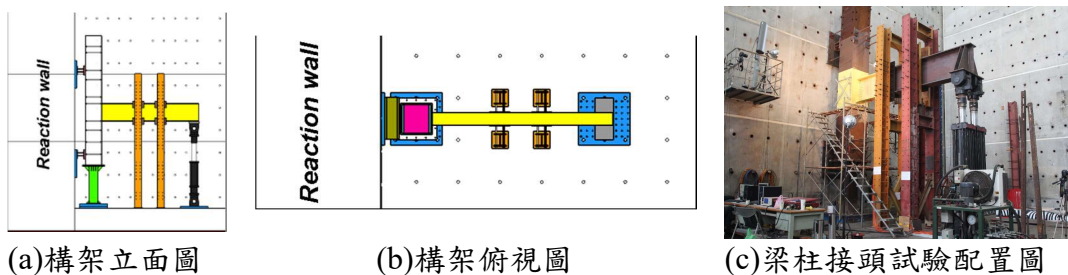


圖 1 試體安裝配置情形

### 試驗規劃：

本研究採用兩支 100 噸油壓制動器，以外部控制模式施加如圖 2 目標位移歷時於試體端部。試體命名分別為 SRB-25、IRB-25 與 SFB-25，第一個英文字母 S 表示此試驗所使用之載重歷時為根據 AISC2016 年版之耐震特別規定中附錄 S 6.2 之規定，尖峰位移角依序為 0.375%、0.5%、0.75%各重複六圈，1%重複四圈，1.5%、2%、3%、4%、5%、6%各重複兩圈；I 表示此試驗所使用之載重歷時為根據 S 之加載歷時裡，將 1%後

所有迴圈數量全變為兩倍，如圖 2。

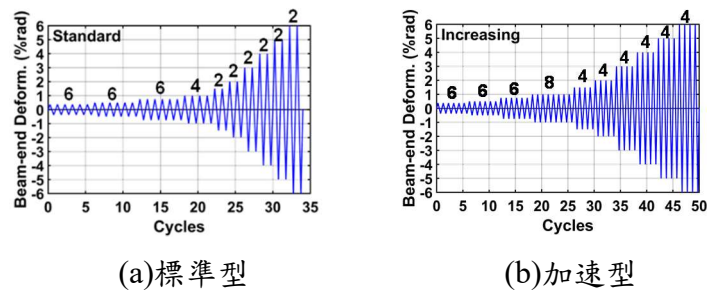


圖 2 載重歷時之定義

試驗結果：

IRB-25 之破壞情形為柱板受拉外拱而發生 ESW 焊道之破壞如圖 3(a)，SFB-25 之破壞情形為梁翼板與全滲透焊交接處發生斷裂，如圖 3(b)所示。試驗結束後之試體受力變形關係如圖 4 所示，虛線為有限元素模型分析所得之結果。詳情請參考相關著作。



(a) IRB-25



(b) SFB-25

圖 3 梁柱接頭試驗試體之破壞情形

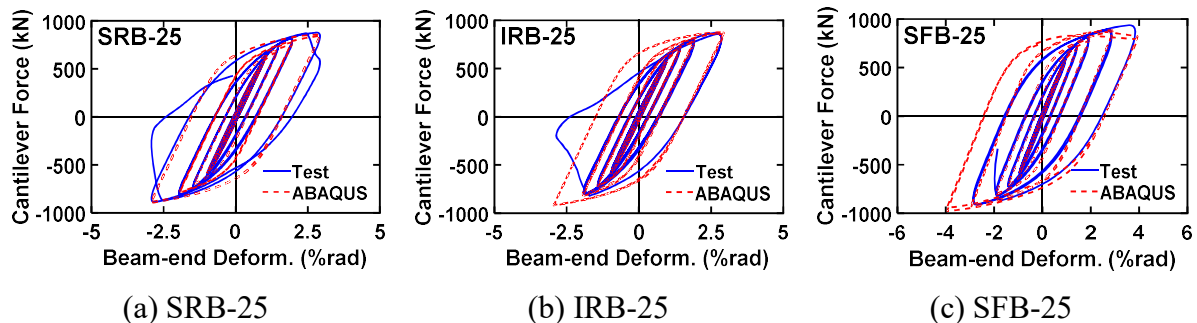


圖 4 梁柱接頭試驗與有限元素分析模型結果比較

相關著作：

吳忠哲、李昭賢、蔡青宜、林克強、莊勝智、蔡克銓，2018，「鋼梁接箱型柱之內橫隔斷裂試驗與有限元素模型分析研究」，結構工程，第 33 卷，第 4 期，第 29-61 頁。



## 含邊界構材之鋼板混凝土複合牆耐震行為及反覆載重試驗

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：核能電廠之耐震安全與耐震性能評估

計畫編號：06107A1600

計畫主持人：黃世建

參與人員：黃尹男、張長菁、楊元森、詹家昕、高翊書

聯絡電郵：ccchang@ncree.narl.org.tw

試驗期間：2018 年 1 月至 2 月

試驗地點：台北反力牆及強力地板系統

### 試驗目的：

鋼板混凝土複合牆為核能電廠中常見之重要複合材料結構元件，係以兩片鋼板內填充混凝土材料組合而成，鋼板與填充混凝土之間以剪力釘及螺桿作為連接器以傳遞剪力，常配置於核能電廠中作為抗垂直力及側向力系統，現今設計規範 AISC N690 S1 (2015) 係以牆體受純剪外力之假設下所提出剪力強度之設計公式，未考慮牆體高寬比及邊界構材之影響，然實際應用此類結構元件時，應考量邊界構材之影響，目前對於含邊界構材之鋼板混凝土複合牆之力學行為僅少數文獻及試驗研究有提及。為瞭解含邊界構材之鋼板混凝土複合牆之耐震行為及探討高寬比參數之影響，本研究於國家地震工程研究中心完成二面大尺寸含邊界構材之鋼板混凝土複合牆平面內反覆載重試驗。

### 試驗佈置：

本研究以國家地震工程研究中心之反力牆及強力地板實驗系統執行試驗。試體設計部分包括了三個部分，分別為重複性使用之混凝土基礎(圖 1)、上部之含邊界構材之鋼板混凝土複合牆試體(圖 2)，以及傳力系統之施力樑與傳力樑(圖 3)。



圖 1 重複性使用之混凝土基礎



圖 2 上部牆體

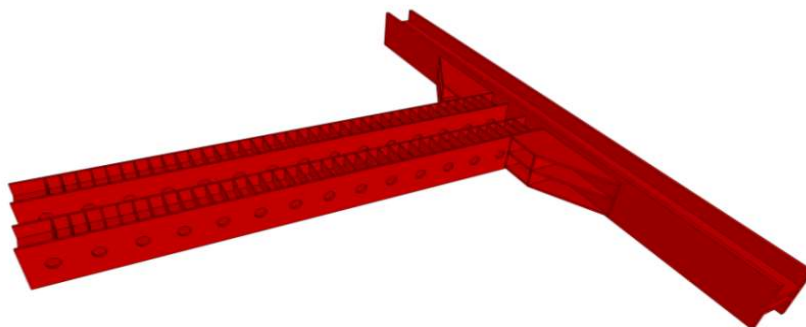




圖 3 傳力系統之施力樑與傳力樑

## (1) 重複性使用之混凝土基礎

混凝土基礎之尺寸為長 785 公分、寬 156 公分及高 77 公分，且因基礎龐大加上內部鋼筋籠複雜，故混凝土採用自充填混凝土，抗壓強度設計為  $420 \text{ kgf/cm}^2$ 。

## (2) 上部之含邊界構材之鋼板混凝土複合牆試體

本試驗試體編號為 SCB-09 與 SCB-10，其設計之高寬比分別為 0.98 及 1.38，並以厚度為 6.0 公分之鋼板作為邊界構材，且邊界鋼板之設計型式如圖 4 所示，此兩座上部牆體設計完成之幾何尺寸與材料性質分別如表 1 與表 2 所示。於表 1 中， $H$  為上部牆體之底部至施力中心線之高度； $L_w$  為扣除邊界構材之中間牆體寬度； $T$  為牆體之總厚度； $t_p$  為鋼面板之厚度； $t_c$  為內填混凝土之厚度； $t_f$  為邊界鋼板之厚度； $L_f$  為邊界鋼板之寬度； $s$  為螺桿間距； $AR$  (Aspect Ratio) 表示為高寬比，此處定義之高寬比為  $H/L_w$ ； $RR$  (Reinforcement Ratio) 表示為鋼材比，定義為  $2 \cdot t_p/T$ ； $SR$  (Slenderness Ratio) 表示為細長比，定義為  $s/t_p$ 。表 2 中， $f'_c$  表示為混凝土之 28 天抗壓設計強度； $F_y$  表示為鋼面板之降伏設計強度； $F_u$  表示為鋼面板之極限拉力設計強度； $F_{yf}$  表示為邊界鋼板之降伏設計強度； $F_{uf}$  表示為邊界鋼板之極限拉力設計強度。

表 1 設計含邊界構材之鋼板混凝土複合牆試體之幾何尺寸表

| Specimen | $H \times L_w \times T$ (cm) | $t_p$ (cm) | $t_c$ (cm) | $t_f$ (cm) | $L_f$ (cm) | $s$ (cm) | $AR$ | $RR$ | $SR$ |
|----------|------------------------------|------------|------------|------------|------------|----------|------|------|------|
| SCB-09   | $104 \times 106 \times 22.5$ | 0.45       | 2.16       | 0.6        | 2.5        | 0.0      | 0.98 | 0.04 | 2.22 |
| SCB-10   | $146 \times 106 \times 22.5$ | 0.45       | 2.16       | 0.6        | 2.5        | 0.0      | 1.38 | 0.04 | 2.22 |

表 2 設計含邊界構材之鋼板混凝土複合牆試體之材料性質表

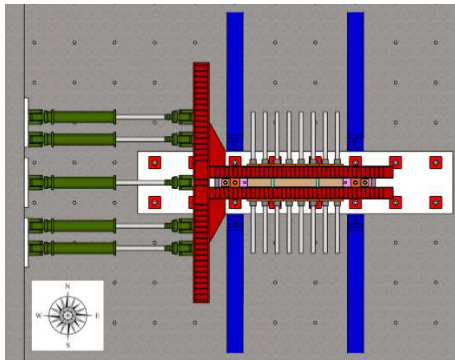
| Specimen | $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) | $F_y$ (MPa) | $F_u$ (MPa) | $F_{yf}$ (MPa) | $F_{uf}$ (MPa) |
|----------|-------------------------------|-------------|-------------|----------------|----------------|
| SCB-09   | 210                           | 300         | 420         | 360            | 520            |
| SCB-10   | 210                           | 300         | 420         | 360            | 520            |

## (3) 傳力系統之施力樑與傳力樑

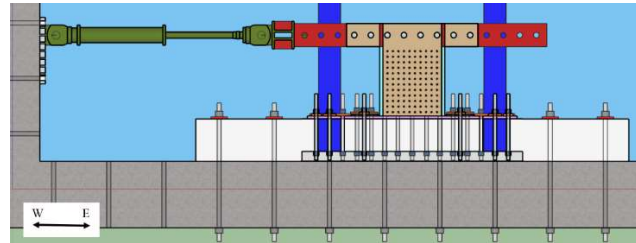
傳力系統之施力樑與傳力樑之連接方式如圖 3。

試驗整體配置如圖 4，本試驗係以反力牆及強力地板實驗系統執行，於牆體左右兩端皆各安裝兩支側撐。於重複性使用之混凝土基礎安裝於強力地板前，需先將其與上部牆體連接之 36 支預力鋼棒裝置完成，以便後續僅需替換上部牆體之作業；為了使重複性使用之混凝土基礎與強力地板接合更為緊密以提供足夠之摩擦面積，於其底部灌製石膏，以填補其與強力地板之間隙；亦為了確保試體達最大側推強度時其與強力地板不會發生滑移現象，配置 16 支每支加載 160.0 噸預力之 M69 鋼棒，因此其共可提供 512.0 噸之摩擦力抵抗，大於預測之側推力大小。上部牆體及混凝土基礎間放置鋁板，以提高鋼材與鋼材接觸時兩者間摩擦係數；上部牆體底部之基座鋼板與重複性使用之混凝土基礎之間，總共使用了 36 支預力鋼棒施加之預力以提供摩擦力傳遞牆體所受之側推力，

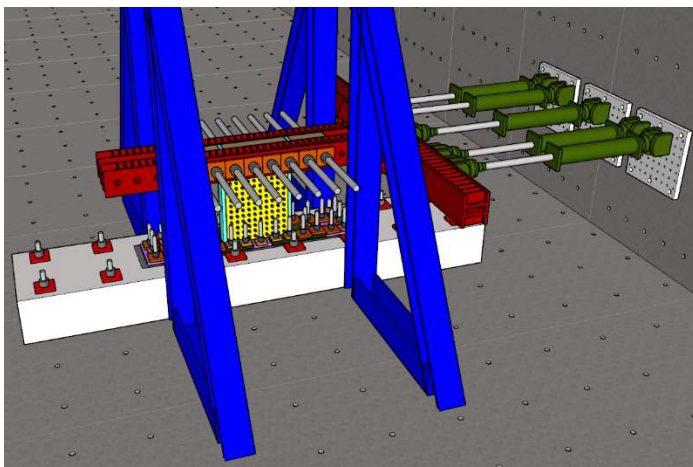
經摩擦力檢核計算後確認試體達最大側推強度時兩者接觸面間也不會發生滑移現象。最後，傳力系統安裝於牆體上鋼棒為 8 支 M69，且每支皆加載 160.0 噸預力於傳力樑上以傳遞側推力。試驗配置完成如圖 5。



(a) 平行投影之俯視圖



(b) 平行投影之正視圖(南面)



(c) 透視投影之立體圖

圖 4 試驗配置完成之 3D 模擬示意圖

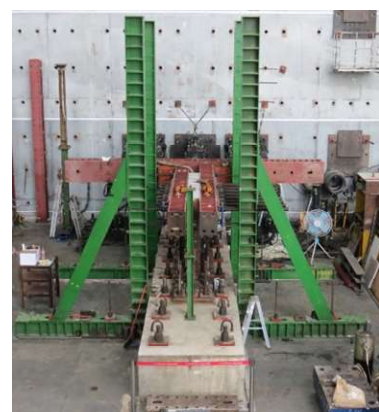


圖 5 試驗配置完成

### 試驗規劃：

本試驗兩座試體試驗皆採用 5 支油壓制動器(每支最大側推力可提供 100 噸，以 500 噸大小折減 90%之力量保守估計，其共仍可提供 450 噸之側推力大小，需求尚大於預測結果)，5 支油壓制動器配置如圖 6，控制程序為中央編號為 3 號之油壓制動器為位移控制，其位移控制為根據設置於牆體東側處且高程設於施力中心線上(意即牆體之設計高

度)之位移計 Tempo III 所量測到的位移進行控制，位移控制之反覆載重歷時如圖 7 所示，其每個側向位移角(Drift Ratio)之反覆載重圈數為 2 圈，皆由正向(油壓制動器推向，意即牆體往東向位移變形)開始，最後試驗中止於試體側推力強度下降至最高側推力強度之 60% 左右；接著，編號 2、4 以及 5 號之油壓制動器為力量控制，其力量控制為根據中央編號為 3 號之油壓制動器所提供之力量進行控制，此控制方式，可使最後 5 支油壓制動器所提供之總側推力較大；但是，為了不讓施力樑發生扭轉，進而導致牆體並非受到平面內之側推力下的作用，因此編號為 1 號的油壓制動器為位移控制，其位移為根據與其位置相對應之編號為 5 號之油壓制動器之位移所進行控制。

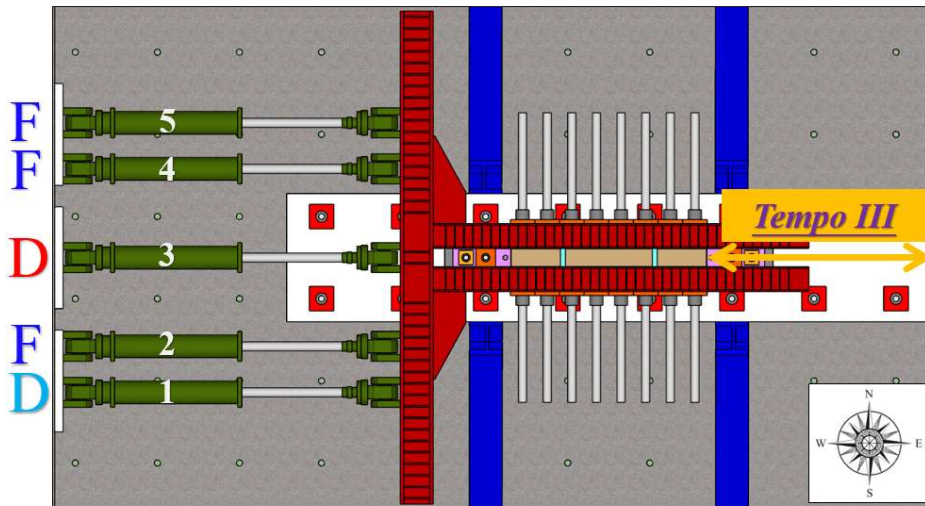


圖 6 油壓制動器之控制程序示意圖

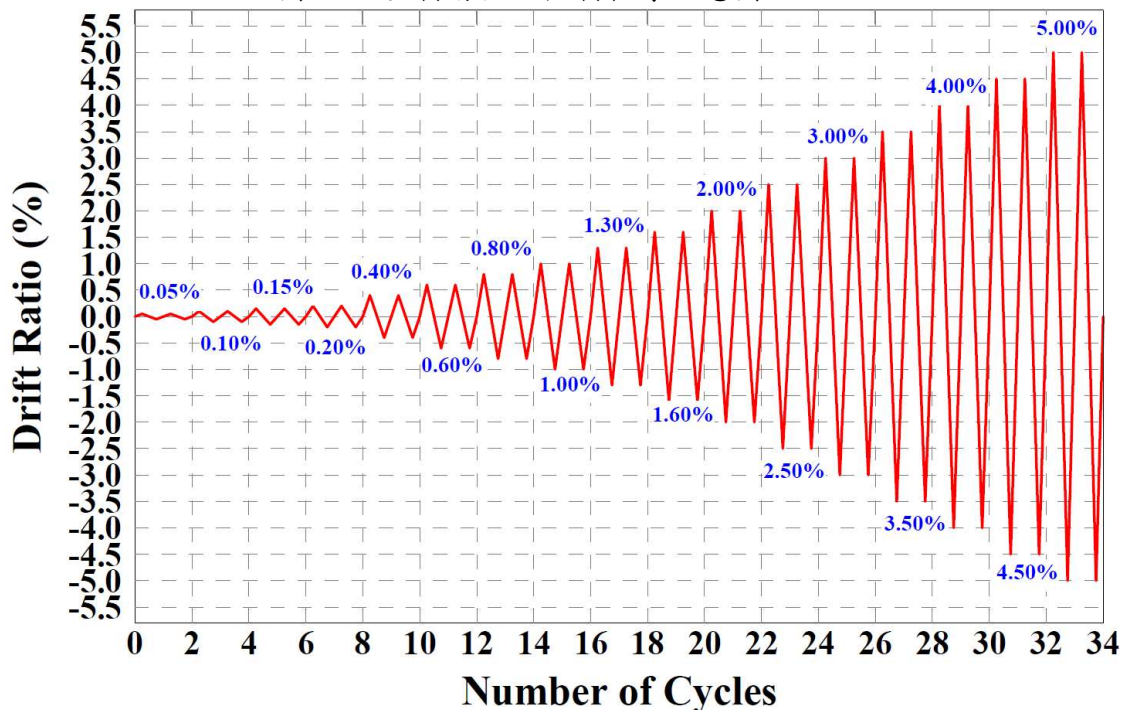


圖 7 位移控制之反覆載重歷時

本試驗採用量測儀器包含位移計、三軸應變計及光學量測儀器，位移計種類共分為三種，包括 Tempo III、指針式測微計(Dial Gauge)以及線性位移感測器(LVDT)，兩座試體試驗之詳細位移計佈置位置如圖 8 至圖 10，圖中紅色標示處表示為 Tempo III，紫色

標示處表示為 Dial Gauge，綠色標示處表示為 LVDT。三軸應變計配置如圖 11，光學量測儀器配置如圖 12。此外，本試驗過程中採用單眼數位相機影像並應用由國立臺北科技大學、國家地震工程研究中心以及中原大學一起共同開發之影像量測分析系統(ImPro Stereo)，期能於短時間內完成影像分析結果，得到南北兩面整面鋼面板之應變場，並與三軸應變計之應變場比較驗證。

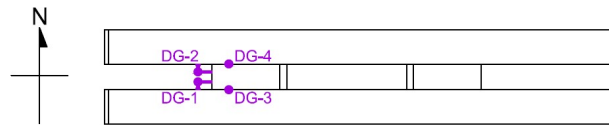


圖 8 位移計佈置位置之俯視圖(SCB-09 與 SCB-10)

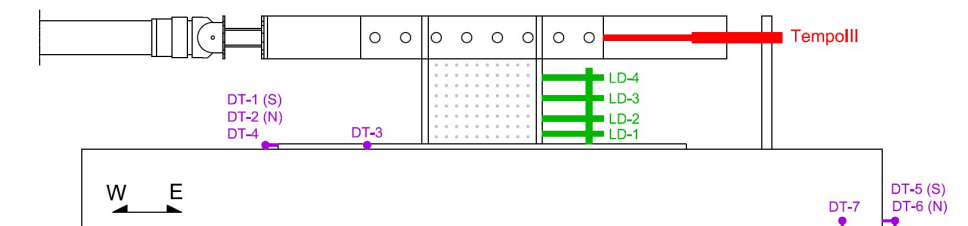


圖 9 SCB-09 之位移計佈置位置(南面正視圖)

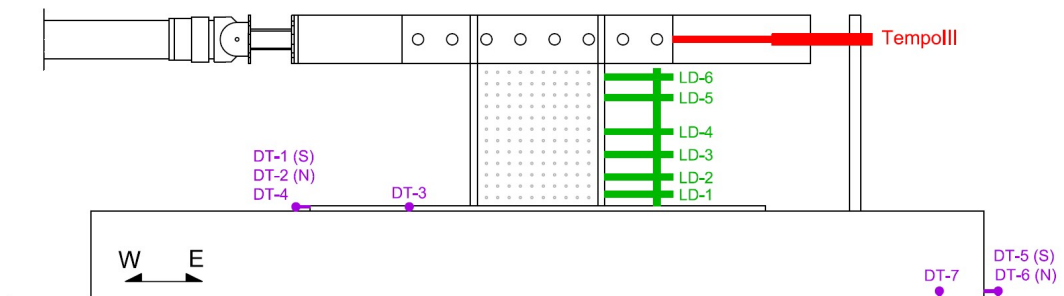
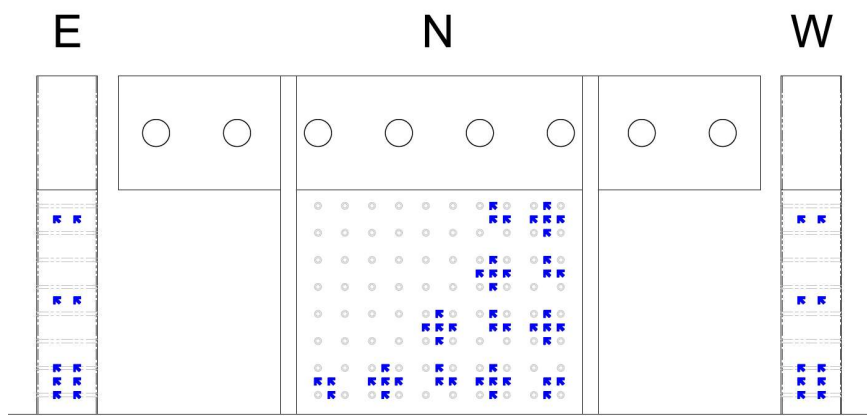
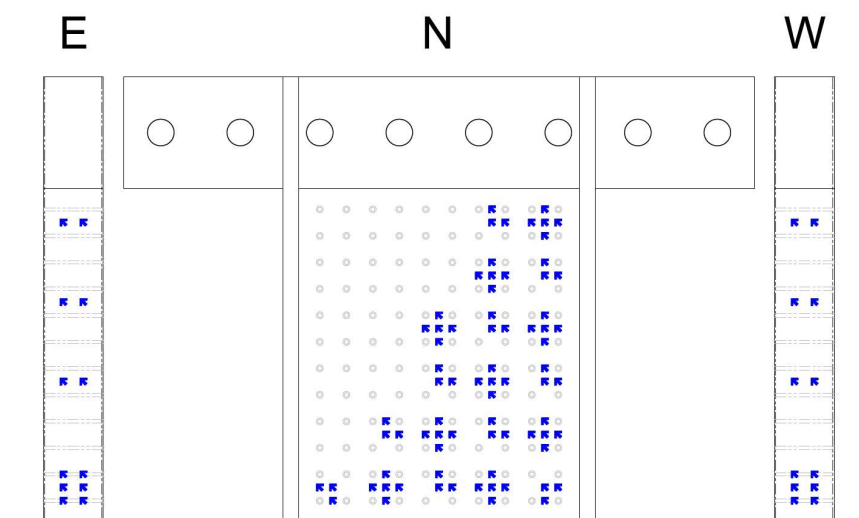


圖 10 SCB-10 之位移計佈置位置(南面正視圖)



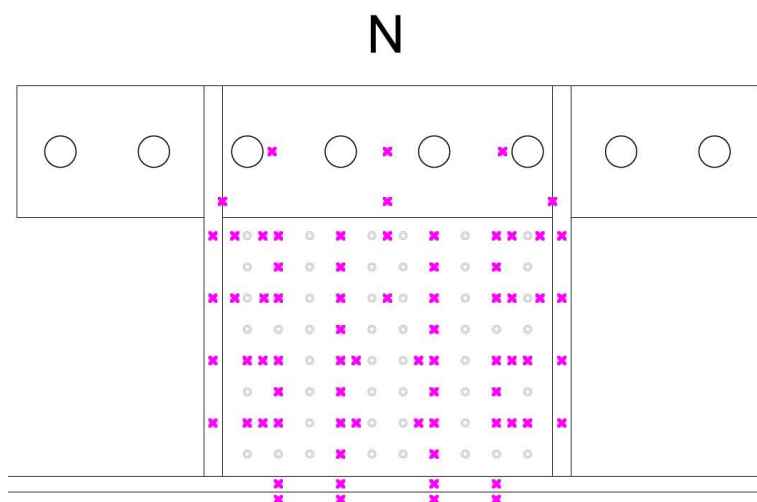
(a) SCB-09(東側-北面-西側)





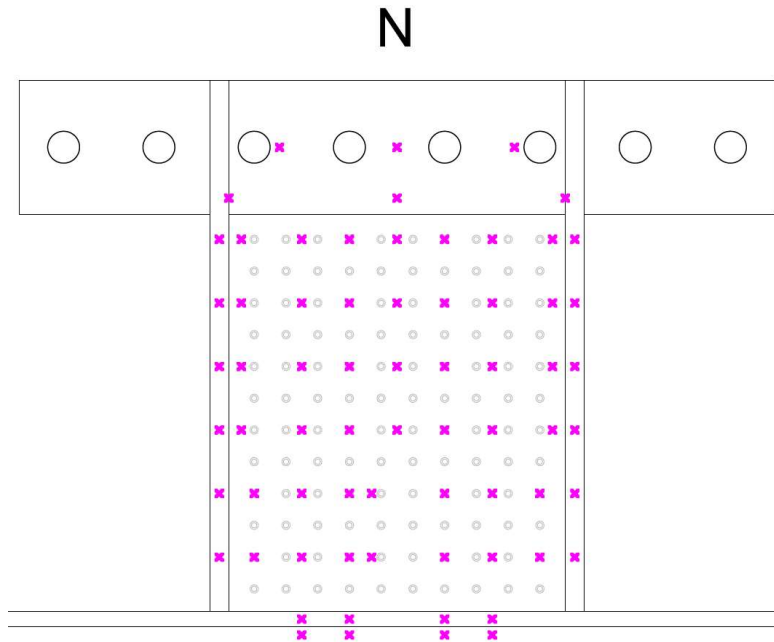
(b) SCB-10(東側-北面-西側)

圖 11 三軸應變計佈置位置圖



(a) SCB-09(北面)





(b) SCB-10(北面)

圖 12 光學量測儀器(NDI)之量測點佈置位置圖

### 試驗結果：

試體編號 SCB-09 與 SCB-10 兩座試驗之遲滯迴圈結果與包絡曲線結果分別如圖 13，圖中藍色實線表示為遲滯迴圈，紅色虛線表示為包絡曲線；圖中橫軸表示為側向位移角，其計算方式為位移計(Tempo III)量測之數值除上牆體設計高度(H)，縱軸表示為側推力大小，其計算方式為取五支油壓制動器出力之總和。此外，圖 14 及圖 15 分別為兩座試體試驗中止時之鋼面板及內部混凝土破壞狀態。

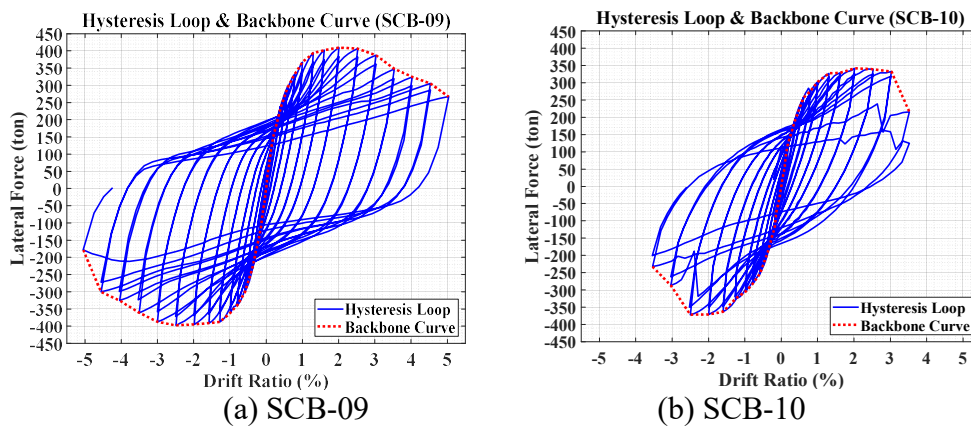
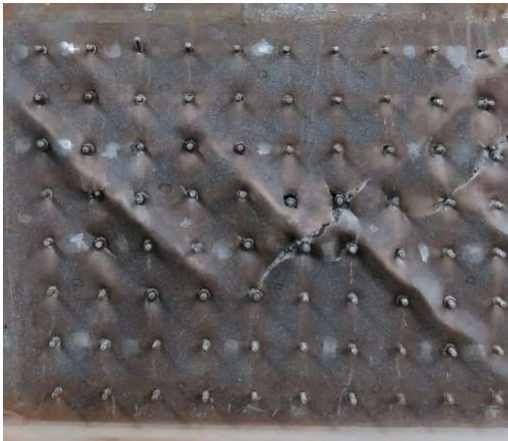
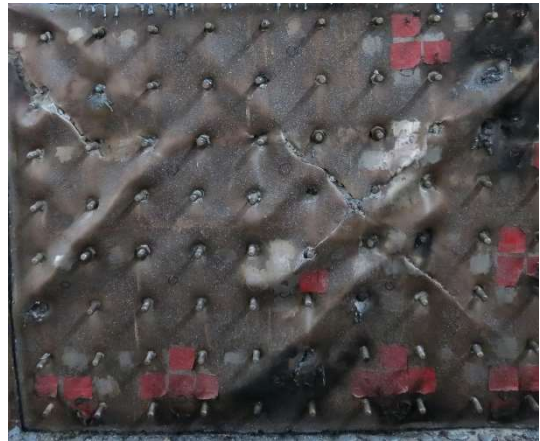


圖 13 試驗之遲滯迴圈與包絡曲線結果



(a) SCB-09



(b) SCB-10

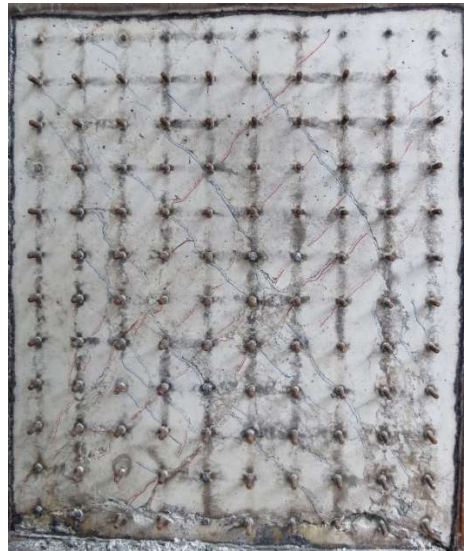


錯誤! 找不到參照來源。



(a) SCB-09





(b) SCB-10

相關著作：

1. Yin-Nan Huang, Chang-Ching Chang, and Chia-Hsin Chan, (2019), “Experimental And Analytical Studies On The Lateral Loading Behavior Of Shear-Critical Steel-Plate Concrete Composite Walls With Boundary Elements”, Proceeding of the 25th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT-25), 4-9, August, Charlotte, North Carolina, USA.
2. 高翊書, 詹家昕, 黃尹男, 張長菁, (2018), “含邊界構材之鋼板混凝土複合牆耐震行為與反覆載重試驗研究”, 中華民國第十四屆結構工程研討會暨第四屆地震工程研討會, 台中, 11 月 6-8 日.
3. 楊元森, 張長菁, 黃尹男, 周煬, 黃世建, 吳俊霖, (2018), “牆之影像式裂縫分析與損傷分析之初步比對”, 中華民國第十四屆結構工程研討會暨第四屆地震工程研討會, 台中, 11 月 6-8 日.



## 邊界構材配置對低矮鋼筋混凝土剪力牆往復行為影響

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：邊界構材配置對低矮鋼筋混凝土剪力牆往復行為影響

計畫編號：06106A1B00

計畫主持人：鄭敏元

參與人員：周延

聯絡電郵：minyuancheng@mail.ntust.edu.tw

試驗期間：106 年 01 月至 03 月

試驗地點：台北反力牆及強力地板系統

### 試驗目的：

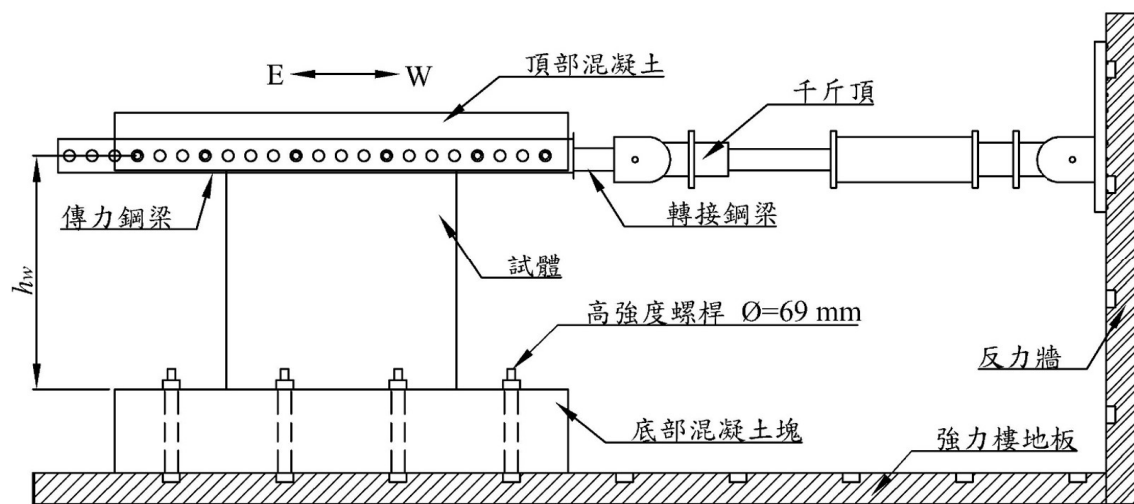
結構牆特殊邊界構材係指配置集中縱向鋼筋與緊密圍束鋼筋之牆區段，過去文獻指出特殊邊界構材可以有效提升細長型結構牆的耐震行為(Oesterle et al., 1980; Wallace, 1995; Wallace and Orakcal, 2002)，因為傳力行為不同，過去測試結果(Kuang and Ho, 2008; Taleb et al., 2014; Luna et al., 2015)顯示特殊邊界構材對於低矮型結構牆往復載重行為的影響似乎仍有討論的空間，目前 ACI 318-14 (ACI Committee 318, 2014)以牆高( $h_w$ )除以牆長( $l_w$ )小於二者界定為低矮結構牆，且規範規定，在外力作用下，若低矮結構牆斷面壓應力值超過  $0.2f_c'$  則須於端部配置特殊邊界構材，此條件非常保守，造成低矮結構牆幾乎都需要配置特殊邊界構材。

在這樣的背景下，本研究欲探討改變邊界構材的配置方式是否能提升低矮結構牆的往復載重行為，在國家地震中心支持下總共規劃並測試了三組試體，配合過去測試一組既有試體，以四組試體的測試結果來討論不同特殊邊界構材配置方式對低矮結構牆往復載重行為影響。

### 試驗佈置：

試體實驗佈置請參考圖 1，試體以八根直徑 69mm 預力高強度鋼棒固定於強力樓版，每根高鋼棒施加預力約為 160 噸，往復側向載重則透過 3 支 100 噸千斤頂施加，為了讓側力均勻施加於牆試體，於試體頂部南北向配置兩支傳力鋼梁，鋼梁以六根直徑 49 mm 預力高強度鋼棒對接，此處每根鋼棒施加預力約為 120 噸，千斤頂與傳力鋼梁間則以一組轉接鋼梁連接。最後，為了防止試體面外變形過大，實驗還使用四組側撐構架。如圖 1 所示，該配置目的在施加單曲率側向變形，且可忽略軸力效應，試體往復載重歷時如圖 2 所示，其中位移角(Drift)指側向位移除以牆高( $h_w$ )。

試體鋼筋應變以應變計量測，各組試體應變計黏貼位置示意圖如圖 3 所示，而試體外部變形主要以光學儀器量測，光學感應元件(Marker)於試體上配置位置如圖 4 所示，最後使用數支接觸式線性位移計(LVDT)架設於試體頂部(施力中央高度)與試體底部如圖 4 所示，分別提供千斤頂位移控制的依據、與記錄底部混凝土塊位移與轉動量。



(a) 側視圖



(b) 試體完成組立

圖 1 試驗配置

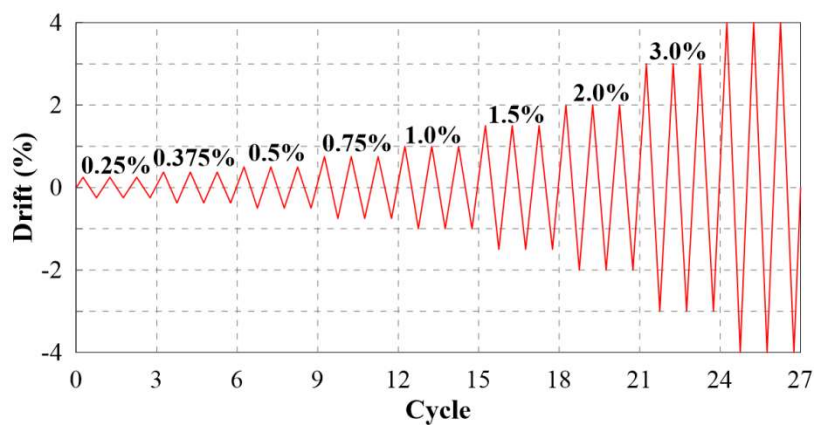




圖 2 加載歷時

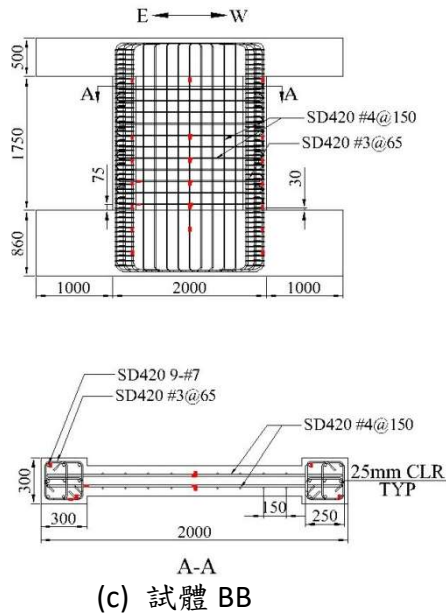
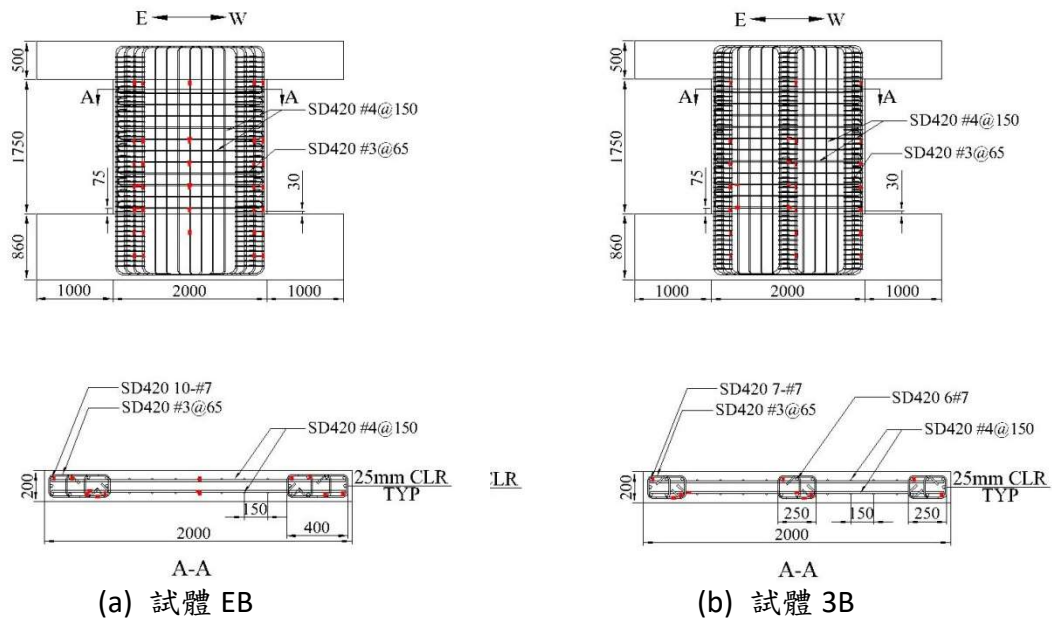


圖 3 試體配筋與應變計配置(單位：mm)

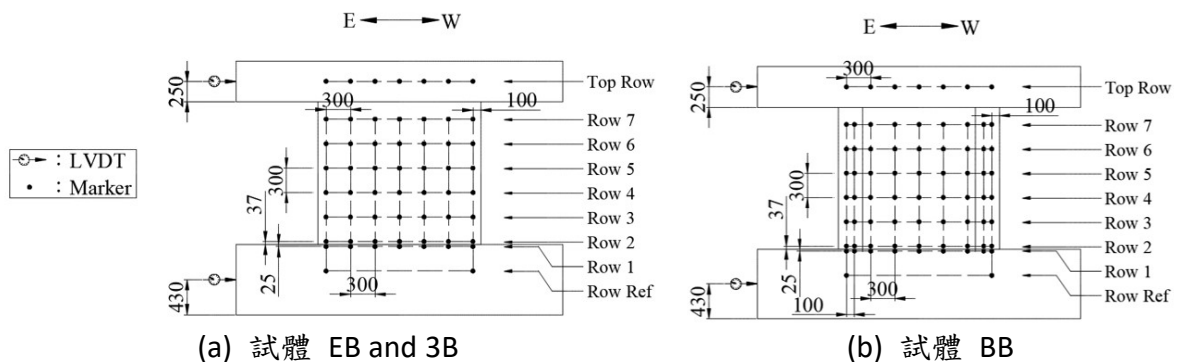


圖 4 光學感應元件(Marker)及線性位移計(LVDT)配置(單位：mm)

試驗規劃：

本研究設計與測試三座試體，試體設計參考 Cheng 等人於 2016 年測試之試體 H60 (Cheng et al., 2016)，每座試體的高長比皆為 1.0 ( $h_w/l_w=1.0$ )，試體高度或剪力跨距  $h_w$  定義為側向力施力中心到牆底之高度，同時控制所有試體之剪應力需求( $V_{mpr}$ )一致，即試體於牆底發展可能彎矩強度  $M_{pr}$  所對應的剪應力值，可由  $M_{pr}/h_w$  求得，就 SD420 鋼筋而言， $M_{pr}$  以 1.25 倍鋼筋標稱降伏強度作計算而得，表 1 提供試體 H60 與本研究測試三組試體之主要設計參數，而本試驗三組試體配筋示意圖可參考圖 3。

表 1 試體設計參數

| 試體名稱                        | $\frac{h_w}{\ell_w}$ | $f_c'$<br>(MPa) | 腹板       |                | 邊界構材     |                |          |                | $\frac{V_{mpr}}{A_{cv}\sqrt{f_c'(\text{MPa})}}$ | $\frac{V_{n1}}{V_{mpr}}$ |
|-----------------------------|----------------------|-----------------|----------|----------------|----------|----------------|----------|----------------|-------------------------------------------------|--------------------------|
|                             |                      |                 | 縱向與橫向鋼筋  |                | 縱向鋼筋     |                | 橫向箍筋     |                |                                                 |                          |
|                             |                      |                 | 鋼筋<br>號數 | $f_y$<br>(MPa) | 鋼筋<br>號數 | $f_y$<br>(MPa) | 鋼筋<br>號數 | $f_y$<br>(MPa) |                                                 |                          |
| EB                          | 1.0                  | 41              | No. 4    | 420            | No. 7    | 420            | No. 3    | 420            | 0.78                                            | 1.00                     |
| 3B                          |                      | 41              | No. 4    | 420            | No. 7    | 420            | No. 3    | 420            | 0.80                                            | 0.97                     |
| BB                          |                      | 41              | No. 4    | 420            | No. 7    | 420            | No. 3    | 420            | 0.80                                            | 0.97                     |
| H60<br>(Cheng et al., 2016) |                      | 41              | No. 4    | 420            | No. 7    | 420            | No. 3    | 420            | 0.78                                            | 1.01                     |

根據試體 H60 之斷面與邊界構材大小，本研究三組測試試體之牆長與腹板寬度均為 2000×200 mm (80×8 in.)，而試體 EB 邊界構材的長與寬分別為 450×200 mm (18×8 in.)，試體 BB 使用槓鈴形斷面邊界構材長與寬為 300×300 mm (12×12 in.)，試體 3B 則使用三組長與寬分別為 300×200 mm (12×8 in.) 之邊界構材配置在牆端與中間，值得注意的是，三座試體之邊界構材總截面積相同約為試體 H60 之 1.5 倍。由表一可知所有試體(EB、3B 與 BB)皆使用混凝土標稱強度 41 MPa (6 ksi) 以及鋼筋標稱降伏強度 413 MPa (60 ksi) 作設計，縱向鋼筋量主要根據其規畫的面內剪應力需求( $V_{mpr}/b_w l_w$ )，與試體 H60 相同，三組試體設計剪應力需求都接近規範上限值  $0.83\sqrt{f'_c}$  (MPa)，試體腹版橫向鋼筋則確認規範剪力計算強度( $V_{n1}$ )如式 1 所示大於設計剪應力需求( $V_{mpr}$ )，且滿足 ACI 318-14(ACI Committee 318, 2018)規範要求其腹板內縱向鋼筋比不應低於橫向鋼筋比之限制，式 1 內  $A_{cv}$  代表腹版厚度與牆長所圍面積、 $\rho_h$  表示腹版橫向鋼筋比、 $f_y$  則是橫向鋼筋標稱降伏強度。

$$V_{n1} = A_{cv}(0.25\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y), (\text{MPa}) \quad \text{式 1}$$

### 試驗結果：

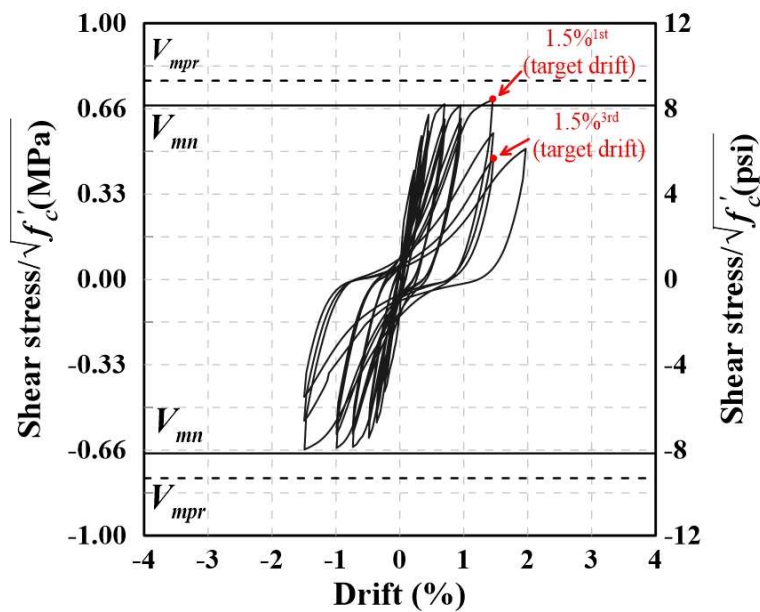
各試體正規化剪應力與層間變位遲滯迴圈如圖 5 所示，試體達側力最大值( $V_{peak}$ )與側力明顯損失最後週期時的照片也提供於圖 5 中，試體主要測試數據記錄於表 2 內，其中  $f'_c$  表示至少三組混凝土圓柱試體之平均強度，與對應試體同一天測試，而  $V_{mpr}$  與  $V_{mn}$  分別表示由測試材料強度求得之可能彎矩強度與標稱彎矩強度所對應牆底剪力值， $du$  則是試體最大側向位移量，代表試體力量-位移包絡線上對應 20%側力損失之位移量。

根據圖 5 與表 2 顯示結果，試體力量損失主要來自牆底混凝土裂化，所有試體最大側力可由標稱撓曲強度合理評估。而試體最大位移量似乎有因為增加邊界構材面積而增加，惟若考慮正規化剪應力大小對試體最大位移量有顯著影響(Cheng et al., 2006)，且試驗結

果不確定性，三組不同邊界構材配置中，配置槓鈴形邊界構材對提升試體側向位移效果較為顯著。

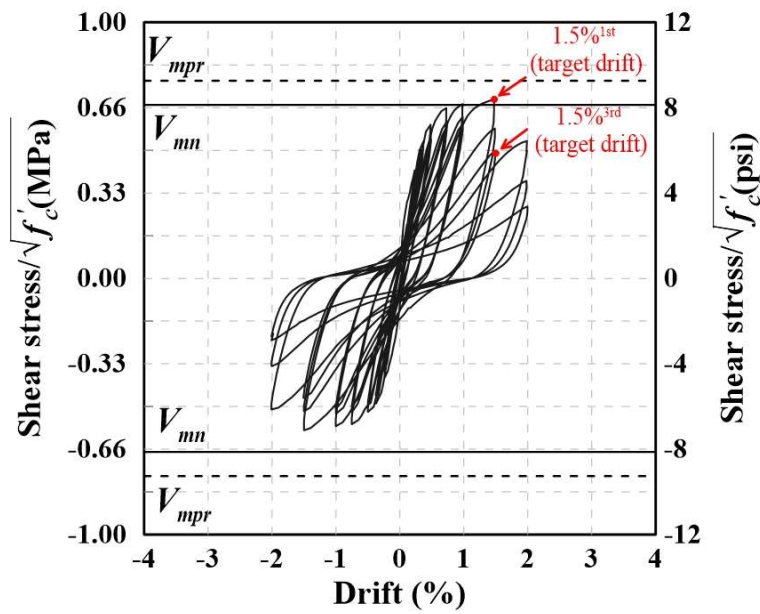
表 2 測試結果

| 試體名稱                        | $f'_c$<br>(MPa) | $\frac{V_{peak}}{A_{cv}\sqrt{f'_c}}(\text{MPa})$ |      | $V_{peak}$<br>(kN) |      | $d_u$<br>(%) |      | $\frac{V_{peak}}{V_{mn}}$ |      | $\frac{V_{peak}}{V_{mpr}}$ |      | $\frac{V_{peak}}{V_{n1}}$ |      |
|-----------------------------|-----------------|--------------------------------------------------|------|--------------------|------|--------------|------|---------------------------|------|----------------------------|------|---------------------------|------|
|                             |                 | (+)                                              | (-)  | (+)                | (-)  | (+)          | (-)  | (+)                       | (-)  | (+)                        | (-)  | (+)                       | (-)  |
| EB                          | 44.7            | 0.70                                             | 0.66 | 1860               | 1770 | 1.83         | -    | 1.03                      | 0.98 | 0.90                       | 0.86 | 0.85                      | 0.80 |
| 3B                          | 49.1            | 0.69                                             | 0.59 | 1950               | 1660 | 1.92         | -    | 1.03                      | 0.88 | 0.90                       | 0.77 | 0.87                      | 0.74 |
| BB                          | 50.5            | 0.68                                             | 0.63 | 1940               | 1790 | 2.50         | 2.29 | 1.04                      | 0.96 | 0.91                       | 0.84 | 0.87                      | 0.80 |
| H60<br>(Cheng et al., 2016) | 44.0            | 0.74                                             | 0.63 | 1960               | 1680 | 1.56         | 1.85 | 1.07                      | 0.92 | 0.88                       | 0.75 | 0.84                      | 0.72 |



(a) 試體 EB



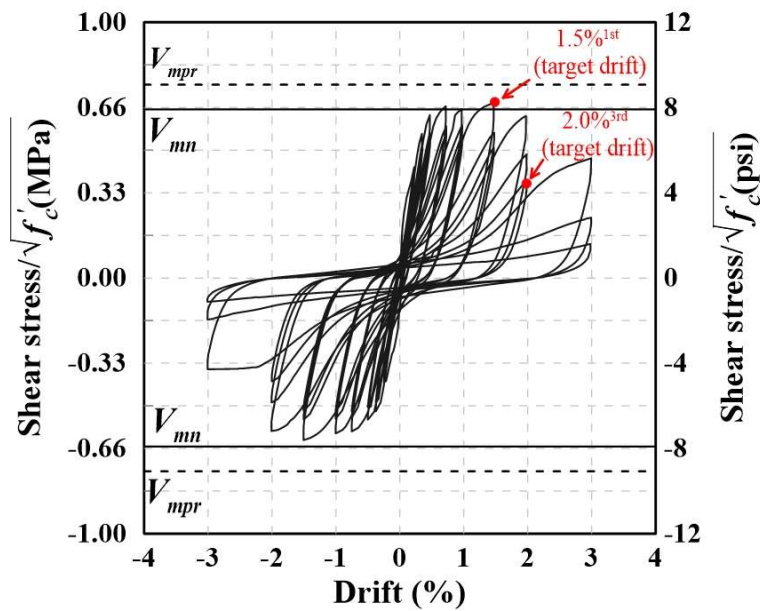


目標層間位移角 1.5%<sup>1st</sup>



目標層間位移角 1.5%<sup>3rd</sup>

(b) 試體 3B



目標層間位移角 1.5%<sup>1st</sup>



目標層間位移角 2.0%<sup>3rd</sup>

(c) 試體 BB

圖 5 試體力量-位移曲線與損壞狀態

#### 參考文獻：

ACI Committee 318, 2014, "Building Code Requirements for Structural Concrete and



Commentary (ACI 318-14),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 519 pp.

Cheng, M.-Y.; Hung, S.-H.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2016, “Earthquake-Resistant Squat Walls Reinforced with High Strength Steel,” ACI Structural Journal, V. 113, No.5, Sep.-Oct., pp. 1065-1076.

Kuang, J. S.; and Ho, Y. B., 2008, “Seismic Behavior and Ductility of Squat Reinforced Concrete Shear Walls with Nonseismic Detailing,” ACI Structural Journal, V. 105, No. 2, Mar.- Apr., pp. 225-231.

Luna, B. N.; Rivera, J. P.; and Whittaker, A. S., 2015, “Seismic Behavior of Low-Aspect-Ratio Reinforced Concrete Shear Walls,” ACI Structural Journal, V. 112, No. 5, Sep.- Oct., pp. 593-604.

Oesterle, R.B.; Fiorato, A.E.; and Corley, W. G., 1980, “Reinforcement Details for Earthquake-Resistant Structural Walls,” ACI Structural Journal, V. 2, No.12, Dec., pp. 55-56.

Taleb, R.; Kono, S.; Tani, M.; and Sakashita, M., 2014, “Effect of End Region Confinement on Seismic Performance of RC Cantilever Walls,” Proceedings of the 10th National Conference in Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Anchorage, Alaska, Jul., 11 pp.

Wallace, J. W., 1995, “Seismic Design of RC Structural Walls. Part I: New Code Format,” Journal of Structural Engineering, V. 121, No. 1, Jan., pp. 75-87.

Wallace, J. W.; and Orakcal, K., 2002, “ACI 318-99 provisions for seismic design of structural walls,” Structural Journal, V. 99, No. 4, Jul., pp. 499-508.

#### 相關著作：

Cheng, M.-Y.; Hung, S.-H.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2016, “Earthquake-Resistant Squat Walls Reinforced with High Strength Steel,” ACI Structural Journal, V. 113, No.5, Sep.-Oct., pp. 1065-1076.

Cheng, M. -Y.; Chou, Yen; and Wibowo, S. b. L., “Cyclic Response of RC Squat Walls To Boundary Element Arrangement.”, ACI Structural Journal (**Accepted**).



# 含剪力鋼板之高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁

## 耐震行為研究

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：含剪力鋼板之高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究

計畫編號：06107A1500

計畫主持人：林敏郎

參與人員：黃昭勳、楊松逸

聯絡電郵：mllin@ncree.narl.org.tw

試驗期間：107 年 4 月至 6 月

試驗地點：臺北實驗室反力牆及強力地板系統

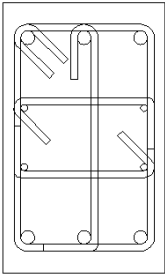
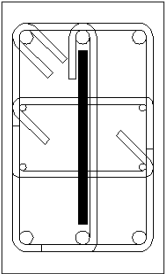
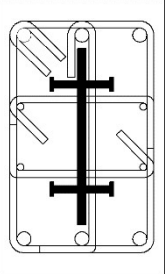
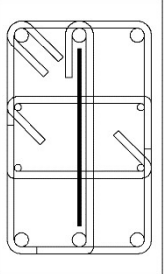
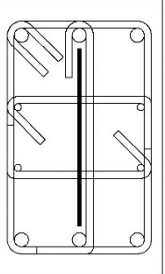
### 試驗目的：

本實驗共製作五組連接梁試體，經由雙曲率與零軸壓之狀態下進行反覆載重試驗，發展置入鋼板於邊界構材之端部錨定型式，探討置入鋼板對於連接梁剪力強度提升效果與韌性改善情形。五組試體於國家地震工程研究中心實驗室進行反覆側推試驗，試驗期間為民國 107 年 4 月至 6 月止。

### 試驗規劃：

本研究共設計五組連接梁試體，皆以無軸壓方式進行反覆載重測試，試體設計參數如表 1 所示，其中 CB20SP1、CB20SP2、CB20SP3 為跨深比 2 之連接梁試體，梁斷面為 30cm × 50cm，梁長 100cm，跨深比為 2，混凝土與鋼筋皆採用高強度材料，直通主筋為 6 根 SD685 D25 鋼筋與 4 根 SD785 D13 鋼筋、橫向鋼筋均為 SD785 D13 鋼筋，間距為 10cm、混凝土強度 70MPa，鋼筋比設計在 1.3%，試體 CB20SP2 以 CB20SP1 為原型加入 A36 鋼板並在鋼板上開孔配置側向繫筋之試體，鋼板斷面為厚度 1.5cm × 深度 32cm，降伏強度為 250MPa，設計提升剪力容量約 3.9 倍混凝土抗剪強度，而試體 CB20SP3 則以 CB20SP2 為原型在鋼板上添加剪力釘；CB30SP1 為跨深比 3 之連接梁試體，試體 CB30SP1 以 CB20SP2 為原型將梁長增長至 150cm，並將鋼板厚度減少至 0.6cm，設計提升剪力容量約 1.5 倍混凝土抗剪強度；CB40SP1 為跨深比 4 之連接梁試體，試體 CB30SP1 以 CB20SP2 為原型將梁長增長至 200cm，並將鋼板厚度減少至 0.6cm，設計提升剪力容量約 1.5 倍混凝土抗剪強度，跨深比 2 之連接梁主要探討，在使用高強度材料下傳統連接梁配置型式加入鋼板並配置側向繫筋是否可以改善其韌性行為，而在鋼板上設置側向繫筋以及剪力釘，觀察兩者對於提升混凝土與鋼板間複合作用之差異，跨深比 3 和 4 之連接梁主要為探討跨深比變化與鋼板量之關聯，並提出鋼板配置量之設計。試體之基本斷面尺寸與配筋細節如圖 1 所示，試體設計參數如表 1 所示，四組置入剪力鋼板之試體細部設計詳圖 2 至 5。

表 1 試體設計參數

| 名稱     |     | CB20SP1                                                                             | CB20SP2                                                                             | CB20SP3                                                                             | CB30SP1                                                                               | CB40SP1                                                                               |
|--------|-----|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| 跨深比    |     | 2                                                                                   |                                                                                     |                                                                                     | 3                                                                                     | 4                                                                                     |
| 試體斷面   |     | 30cm×50cm                                                                           |                                                                                     |                                                                                     |                                                                                       |                                                                                       |
| 鋼筋     | D25 | 685 MPa                                                                             |                                                                                     |                                                                                     |                                                                                       |                                                                                       |
|        | D13 | 785 MPa                                                                             |                                                                                     |                                                                                     |                                                                                       |                                                                                       |
| A36 鋼板 |     | 250 MPa                                                                             |                                                                                     |                                                                                     |                                                                                       |                                                                                       |
| 混凝土    |     | 70 MPa                                                                              |                                                                                     |                                                                                     |                                                                                       |                                                                                       |
| 試體斷面圖  |     |  |  |  |  |  |
| 縱向鋼筋   |     | 4-D13<br>6-D25                                                                      | 4-D13<br>6-D25                                                                      | 4-D13<br>6-D25                                                                      | 4-D13<br>6-D25                                                                        | 4-D13<br>6-D25                                                                        |
| 鋼板斷面   |     | -                                                                                   | 1.5cm×32cm                                                                          | 1.5cm×32cm                                                                          | 0.6cm×32cm                                                                            | 0.6cm×32cm                                                                            |
| 箍筋     |     | D13@10cm                                                                            | D13@10cm                                                                            | D13@10cm                                                                            | D13@10cm                                                                              | D13@10cm                                                                              |
| 鋼板埋入長度 |     | 15cm                                                                                | 15cm                                                                                | 15cm                                                                                | 15cm                                                                                  | 15cm                                                                                  |
| 拉力鋼筋比  |     | 0.0136                                                                              | 0.0136                                                                              | 0.0136                                                                              | 0.0136                                                                                | 0.0136                                                                                |



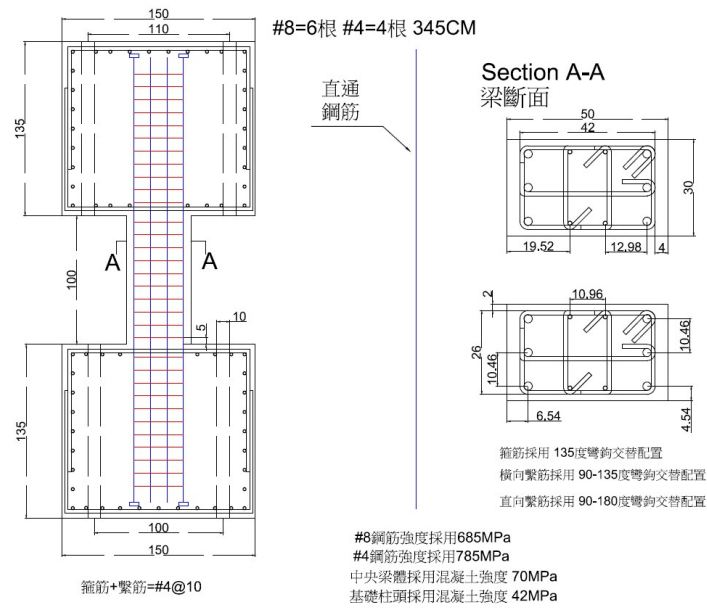


圖 1 試體之基本斷面尺寸與配筋細節

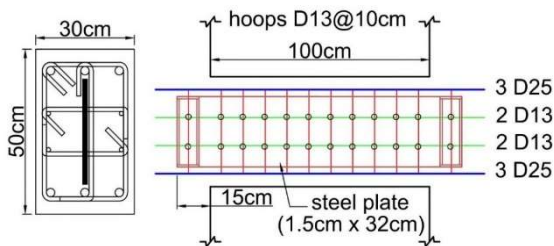


圖 2 試體 CB20SP2 配筋圖

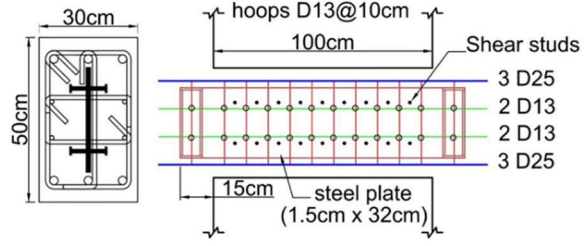


圖 3 試體 CB20SP3 配筋圖

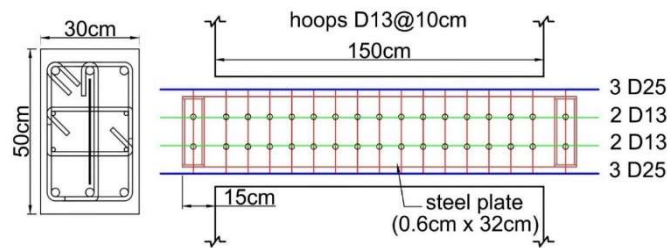


圖 4 試體 CB30SP1 配筋圖

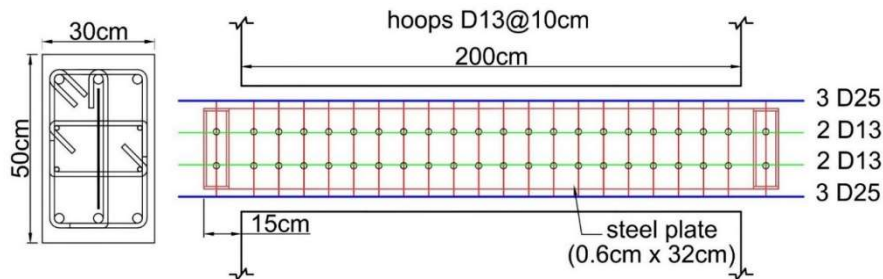


圖 5 試體 CB40SP1 配筋圖

本試驗模擬連接梁受地震力時之雙曲率變形，因此以 L 型鋼架確保上部基礎不會發生轉動，也採用兩支垂直向千斤頂支撐 L 型鋼架及上部基礎自重，並使用兩支水平向千斤頂推動連接梁試體，測試佈置如圖 6 所示。



圖 6 試驗佈置圖

#### 加載程序：

本試驗規劃進行水平向反覆載重測試，加載歷程如圖 7 所示，為了模擬地震反覆之作用，本試驗參考 ACI 374.1-05 之加載方式，每個層間變位三個迴圈，層間變位依序為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%、6%、8%及 10%。

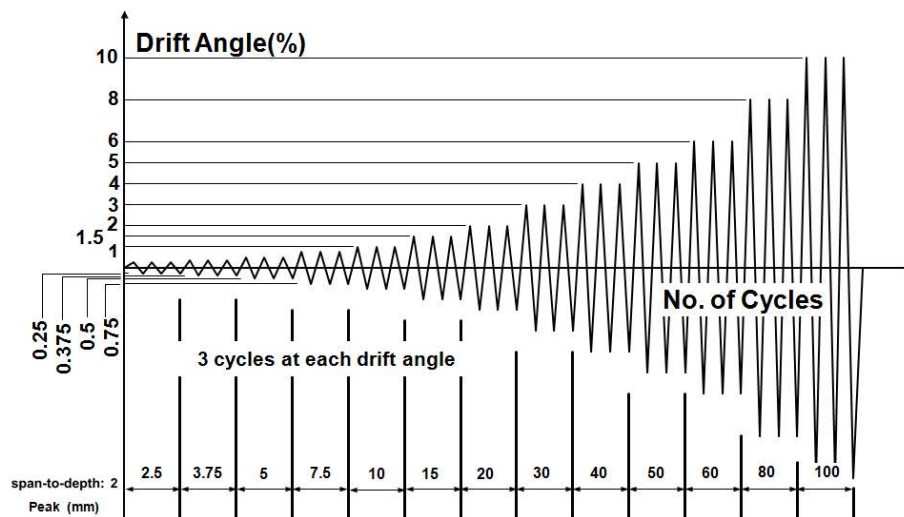


圖 7 加載歷時圖

#### 試驗結果與討論：

五組試體之正負向最大反應及對應之位移與位移角整理於下表 2，各組試體之載重與位移遲滯迴圈及反應包絡線及試驗終止時照片依序如圖 8 至圖 17 所示。

表 2 各試體之試驗結果整理

| Specimen | Positive Peak Value |                   |                 | Negative Peak Value |                   |                 |
|----------|---------------------|-------------------|-----------------|---------------------|-------------------|-----------------|
|          | Force (kN)          | Displacement (mm) | Drift Ratio (%) | Force (kN)          | Displacement (mm) | Drift Ratio (%) |
| CB20SP1  | 1034.7              | 18.7              | 1.87            | -946.6              | -18.3             | -1.83           |
| CB20SP2  | 1241.2              | 18.4              | 1.84            | -1126.9             | -18.9             | -1.89           |
| CB20SP3  | 1251.1              | 18.5              | 1.85            | -1132.6             | -18.7             | -1.87           |
| CB30SP1  | 886.7               | 43.3              | 2.89            | -860.6              | -43.8             | -2.92           |
| CB40SP1  | 642.5               | 59.0              | 2.95            | -635.2              | -39.8             | -1.99           |

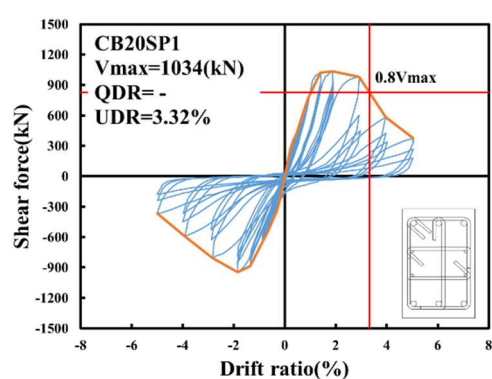


圖 8 試體 CB20SP1 之載重與位移  
遲滯迴圈



圖 9 試體 CB20SP1 最終破壞情形

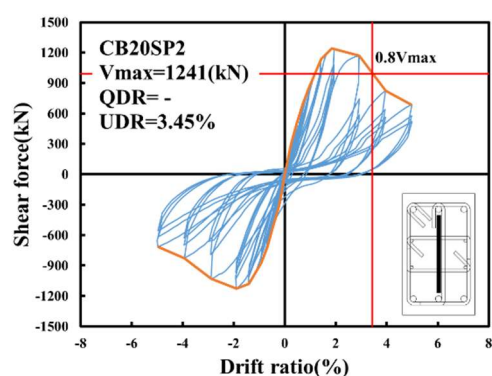


圖 10 試體 CB20SP2 之載重與位移  
遲滯迴圈



圖 11 試體 CB20SP2 最終破壞情形



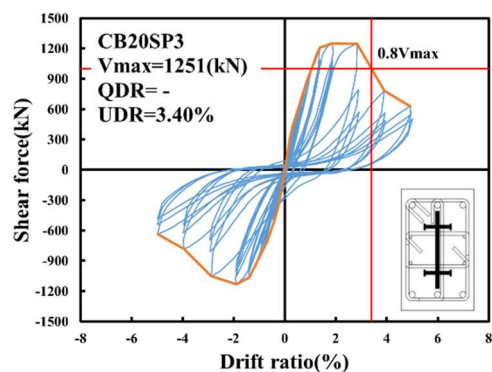


圖 12 試體 CB20SP3 之載重與位移遲滯迴圈

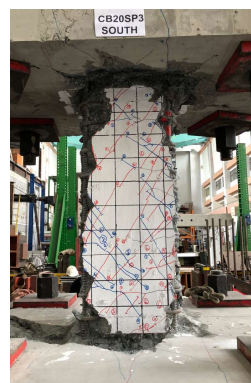


圖 13 試體 CB20SP3 最終破壞情形

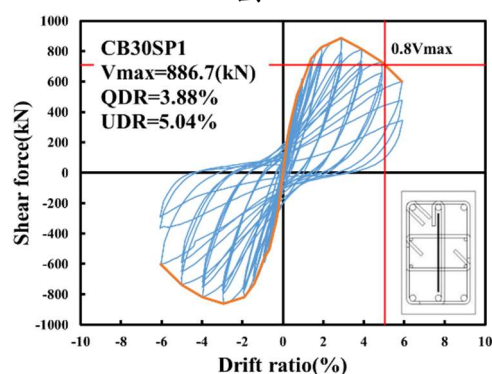


圖 14 試體 CB30SP1 之載重與位移遲滯迴圈



圖 15 試體 CB30SP1 最終破壞情形

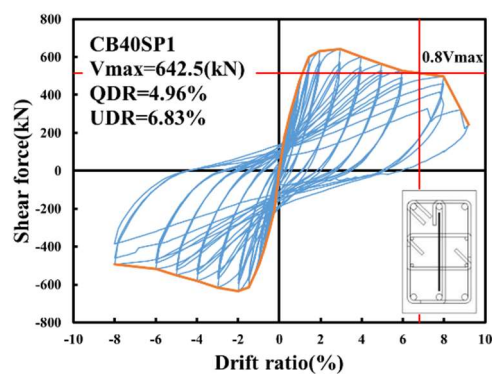


圖 16 試體 CB40SP1 之載重與位移遲滯迴圈

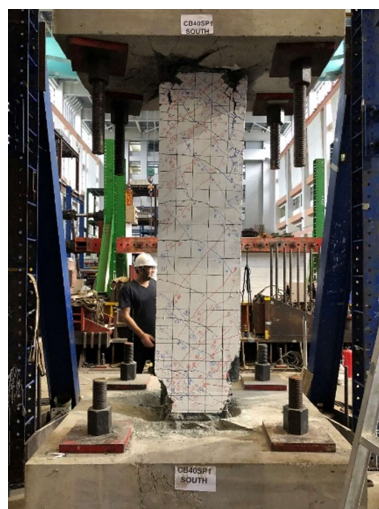


圖 17 試體 CB40SP1 最終破壞情形

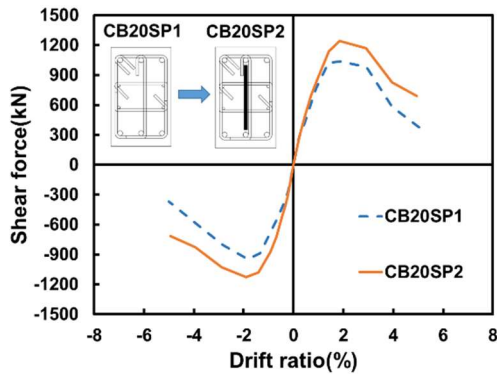


圖 18 連接梁有無配置鋼板之行為比較

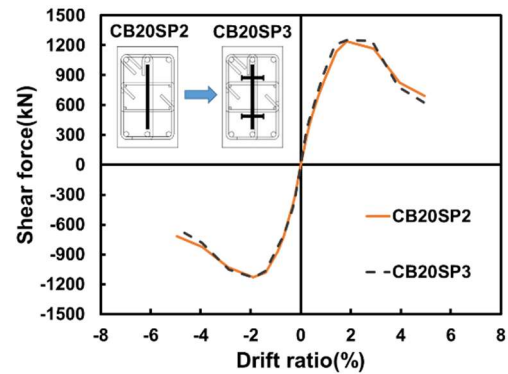


圖 19 有無添加剪力釘之連接梁行為比較

試體 CB20SP2 以 CB20SP1 為原型在試體中設置一片厚 1.5 公分之一字型鋼板，兩座試體之包絡線如圖 18 所示。試體 CB20SP1 設置鋼板能有效提升側力強度從 1034.7kN 上升至 1241.2kN 約 20%，兩者最大強度點約在層間位移 2%，此時直通主鋼筋皆發生降伏，但 CB20SP1 主鋼筋降伏時間點較 CB20SP2 早發生；從位移能力方面來看，試體 CB20SP1 和 CB20SP2 極限層間位移分別為 3.32% 和 3.45%，僅提高 0.1% 層間位移能力，由於基礎破壞嚴重，導致鋼板提早失去錨定能力造成強度無法持續發展；從初始勁度來看，CB20SP1 與 CB20SP2 初始勁度分別為 123.2kN/mm 與 136.7kN/mm，配置鋼板後，梁體勁度提升約 11%；能量消散方面，試體 CB20SP2 在完成 5% 層間位移累積能量消散較試體 CB20SP1 提升約 1.7 倍；在強度衰減方面，CB20SP1 試體在層間位移 4% 時，其衰減程度較 CB20SP2 試體高 10%，於層間位移 5% 時，試體 CB20SP1 強度衰減加劇較試體 CB20SP2 高 20%，由於 CB20SP1 試體實驗後期核心混凝土嚴重擠碎，導致強度大幅衰減，為剪力破壞行為，而 CB20SP2 試體則有鋼板共同抵抗側力，維持梁身核心混凝土完整，為撓曲破壞行為。

試體 CB20SP3 以 CB20SP2 為原型在一字型鋼板上額外配置 36 根剪力釘，兩組試體之包絡線如圖 19 所示。試體 CB20SP2 與 CB20SP3 兩者最大強度點約在層間位移 2%，最大側力強度分別為 1241.2kN 與 1251.1kN，兩座最大強度幾乎相同，直通主鋼筋皆在達最大強度點前發生降伏，主鋼筋降伏時間點也非常相似；從位移能力方面來看，試體 CB20SP2 和 CB20SP3 極限層間位移分別為 3.45% 和 3.4%，兩者極限層間位移能力僅差異 0.5%；從初始勁度來看，CB20SP2 與 CB20SP3 初始勁度分別為 136.7kN/mm 與 149kN/mm，額外配置剪力釘之 CB20SP3 試體，其勁度較 CB20SP2 試體提升約 9%；能量消散方面，在完成 5% 層間位時試體 CB20SP2 和試體 CB20SP3 兩者累積能量消散相近；強度衰減方面，兩座試體在過最大強度點後強度衰降程度相似，試體破壞狀況皆為保護層剝落，梁身核心混凝土保持完整，鋼板受到混凝土束制並未發生嚴重挫曲現象。圖 20 為不同跨深比之試體包絡線圖，試體 CB20SP2 側力強度 1241.2kN 最大，再來為試體 CB30SP1 其側力強度 886.7kN，試體 CB40SP1 側力強度 642.5kN 則最小；初始勁度方面，CB20SP2、CB30SP1 以及 CB40SP1 初始勁度分別為 136.7kN/mm、71.2kN/mm 與 43.1kN/mm，試體梁身越長，其初始勁度越小；能量消散方面，在層間位移 5% 所累積之能量消散，試體 CB40SP1 有最好的消能能力，由於遲滯迴圈較為飽滿且無明顯強度衰降，而 CB30SP1 能量消散則約為 CB40SP1 能量消散 92%，試體 CB20SP2 之能量



消散僅有 CB40SP1 的 56%；強度衰降方面，在層間位移+5%(1st)時，試體 CB20SP2 由於保護層大量剝落且基礎嚴重開裂，造成強度衰降 44%，極限層間位移為 3.45%，試體 CB30SP1 則基礎同樣有明顯開裂，但梁體僅有塑鉸產生無明顯破壞，故強度只衰降 17%直到保護層開始剝落強度才有明顯下滑，且極限層間位移有 5.04%，試體 CB40SP1 基礎仍有顯著破壞，而梁體則無明顯破壞，強度些微衰降 12%直到直通主鋼筋斷裂強度才劇烈下降，極限層間位移達 6.83%。

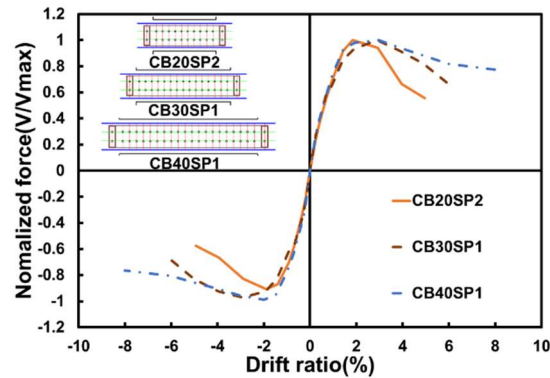


圖 20 不同跨深比之連接梁行為比較

#### 相關著作：

林敏郎、黃昭勳、楊松逸，「含鋼板之高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究」，國家地震工程研究中心報告，2019。

## 外加構架補強之樓板行為測試

**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：近斷層建築結構抗倒塌之耐震補強  
-以外加構架為例(I)

**計畫編號：**106-2625-M-492-007-

**計畫主持人：**鍾立來

**參與人員：**葉先峰、賴昱志、陳俊鴻、曾建創

**聯絡電郵：**chung@ncree.narl.org.tw

**試驗期間：**107 年 4 月至 5 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：

台灣目前廣泛使用之補強方法為擴柱補強、翼牆補強與剪力牆補強，但若針對中高樓層建築物(如：住宅、醫院等)進行這些補強方式，恐會因為在補強過程中需另將居民安置於他處，而引起社會反彈，故於既有建築物兩側各新增抗側力之 RC 構架補強(如圖 1 所示)的方法就有其需求。外加 RC 構架的優勢為：於補強過程中較不影響既有建築物之運作功能，僅須避開不得有過大音量或振動之區域，因此本研究針對台灣鮮少使用之外加 RC 構架補強作探討，期可解決常見補強方法之不足處。

本研究之補強方法為透過樓板將既有建築物受到的地震力傳遞至外加 RC 構架，因此樓板傳遞剪力強度之容量尤為關鍵，且國內少有與樓板剪力強度有關之試驗，故期望能透過本研究設計之樓板剪力強度試驗，確認樓板剪力強度之容量，並驗證利用混凝土結構設計規範作為樓板之設計強度偏向保守，另確保外加 RC 構架之樓板若以植筋方式與既有建築物之既有梁作連接，不會於接合處發生非預期破壞的情形。

### 試驗佈置：

本研究選擇樓板作為外加 RC 構架與既有構架之連接，故補強成敗，取決於既有構架受到地震力時，補強樓板能否將地震力完全傳遞至外加 RC 構架。倘若補強樓板率先發生破壞，無法順利傳遞地震力，則補強將無法發揮作用。

新增外加 RC 構架不一定只有一跨，常為多跨，故新增之樓板長度可能長達數跨梁之間距，其長度是否與強度及破壞模式有關連性，而影響外加 RC 構架補強之成效，即本研究欲探討的主軸。考量試驗場地規模難以對真實長達數跨之樓板進行試驗，故設計 3 座寬度與總跨度皆相同的樓板，其設計變因為樓板的隔離縫數目，不僅探討樓板長度與破壞模式之關係，並驗證當樓板總長度相同之情況下，其剪力強度是否相若。

本研究之試體的基礎被視為既有建築中的梁，其設計抗壓強度為  $175 \text{ kgf/cm}^2$ ，此外為避免試體於反覆側推試驗下，大側力使得基礎滑移造成試驗的誤差與危險，故於進行試驗前利用螺桿以施加預力之方式將基礎固定於強力地板上，並檢核基礎在承受最大側向外

力下所需之摩擦力。3 座試體之基礎尺寸皆設計為長 800 cm、寬 140 cm、深 65 cm，主筋選用上、下各 5 根#8 鋼筋、中間左右各 2 根#8 腰筋，箍筋選用兩組門字型#4 鋼筋，間距為 20 cm 之配置，鋼筋之設計降伏強度皆為  $4200 \text{ kgf/cm}^2$ 。

本研究之試體的樓板為接合既有建築與補強構架的傳力構件。試體 EFB-16 設計為板寬 60 cm、板厚 15 cm，三片長度均為 160 cm 之樓板，其間設有兩道 1 cm 寬之隔離縫(內含保麗龍)，樓板實際總長為 480 cm；試體 EFB-24 則為板寬 60 cm、板厚 15 cm，兩片長度均為 240 cm 之樓板，兩樓板間同樣以 1 cm 寬之隔離縫(內含保麗龍)作為間隔，實際樓板總長仍為 480 cm；試體 EFB-48 為板寬 60 cm、板厚 15 cm、板長 480 cm 之樓板，整片樓板均無隔離縫。3 座試體之樓板主筋皆選用雙層雙向#3 鋼筋，間距為 20 cm；箍筋則選用#3 鋼筋，間距為 20 cm 之配置，補強樓板之鋼筋設計降伏強度為  $2800 \text{ kgf/cm}^2$ ，混凝土設計抗壓強度為  $280 \text{ kgf/cm}^2$ ，樓板配筋圖如圖 2~圖 7 所示。

樓板主筋是以植筋方式與基礎作連接，植筋深度採用業界慣用之「10 倍鋼筋直徑」作為參考，本研究選用#3 鋼筋，故植筋深度為 10 cm，另本研究事先將欲植筋部位的混凝土保護層打除，因此 10 cm 之植筋深度是從核心混凝土開始算起。植筋在 20 cm 間距下進行拉拔試驗，破壞處皆位於鋼筋上，且強度皆能達到 1.25 倍標稱降伏強度以上。

本研究之試體的梁被視為補強構架中的梁。由於試驗須將試體梁與施力鋼梁連接，故試體梁須預留孔位，便於施力鋼梁與試體梁透過螺桿以施加預力之方式鎖固接合，才能將水平油壓致動器施加之側向力透過摩擦力傳遞至試體中。由於試體梁非本研究觀察之重點，故設計試體梁之斷面尺寸為寬 50 cm、深 50 cm、長 570 cm，並以足夠之撓曲和剪力鋼筋配置，確保撓曲塑鉸不會產生於試體梁處，避免於側推試驗中發生破壞。試體梁之主筋採用左右各 4 根#7 鋼筋，設計降伏強度為  $4200 \text{ kgf/cm}^2$ ，為確保梁構件不產生非韌性剪力破壞，箍筋採用#3 鋼筋，並分成一組 U 型與二組繫筋，間距分別為 13 cm 與 20 cm，並配置 135 度彎鉤，設計降伏強度為  $2800 \text{ kgf/cm}^2$ ；由於試體梁須與樓板同時澆置混凝土，因此試體梁之混凝土設計抗壓強度同為  $280 \text{ kgf/cm}^2$ 。

本研究為改善前期試驗佈置之不足處(對試體施加集中側力、將試體鎖固於強力地板，可能對其產生額外固定度)，而將試驗樓板立起，視作無受軸力之剪力牆進行試驗，並採用油壓致動器(Actuator)透過傳力鋼梁以摩擦力的方式將側向力傳遞至試體梁，再施加於試驗樓板上，藉此測試樓板傳遞剪力之能力。

本研究之施力系統包含油壓致動器、施力鋼梁、反力鋼梁、傳力鋼梁與側向支撐系統。傳力機制為：油壓致動器輸出力量至施力鋼梁，施力鋼梁再將力量透過螺栓傳遞至傳力鋼梁，傳力鋼梁再透過預力螺桿將力量以摩擦力的方式傳遞至試體梁，再依序傳遞至試驗樓板、基礎，形成系統性的傳力路徑。本研究規劃以傳力鋼梁與參考架之相對位移作為油壓致動器外部控制位移之標準，故傳力鋼梁與試體梁間之摩擦力要足以抵抗油壓致動器所提供之側向力，避免傳力鋼梁與試體梁間產生滑移，故須利用施加預力之螺桿，將試體梁與傳力鋼梁鎖固在一起。另外，基於安全考量，本研究於試體側向裝設斜撐，避免因意外扭矩或弱面行為產生試體之非預期破壞。油壓致動器、施力鋼梁、反力鋼梁、傳力鋼梁、側向支撐系統與試體之安裝配置，如圖 8~圖 10 所示。

本研究之量測系統包含內部與外部量測系統。內部量測系統測量試驗樓板鋼筋應變的發

展；外部量測系統則分為外部位移控制計、量表位移計及角度計；應變計貼敷位置皆位於樓板與基礎之交接處，以上儀器皆須配合資料擷取器另作訊號處理。位移計及角度計之裝設位置如圖 11 所示。

### 試驗規劃：

本研究規劃對試體進行側向反覆加載試驗，使用外部控制位移計，作為油壓致動器加載的參考位移，其架設方式為外部位移計探頭頂於連接傳力鋼梁間的螺桿，另一端固定於參考架上。本試驗之側力加載方式採用位移控制，以試體之層間位移角(Drift Ratio)與試體施力中心至基礎表面高程差的乘積，得油壓致動器之目標側向位移。由 Drift Ratio 及油壓致動器輸出力量總和的關係，可得試體之側力位移曲線(或稱為遲滯迴圈)。

根據 ACI 374.1-05 之規定，加載程序採用三角型位移波輸入，然考量試體勁度甚高，若依照規定之層間位移角加載，可能會錯失觀察試體於強度點之行為，因此更改層間位移角之建議值，以確保能觀察試體於強度點之情況。圖 12 為各階段之最大層間位移角，控制油壓致動器輸出力量至目標側向位移，並於每個層間位移角執行二個迴圈，接著再進行下一階段之層間位移角。

### 試驗結果：

試體 EFB-16 之側力位移曲線及包絡線關係如圖 13 所示，包絡線詳細之每一點側力與位移如表 1 所示。由於試體為對稱形式，故僅討論正向之側力位移關係。

試體 EFB-16 於層間位移角 0.1%(位移為 0.582 mm)時，側力強度為 199.7 tf(最大強度之 90%)，由力量與位移之比值，其相對於原點之割線勁度為 343.1 tf/mm，此時試體已產生數條剪力裂縫；於層間位移角 0.15%(位移為 0.837 mm)時，側力強度為 213.3 tf(最大強度之 96%)，由力量與位移之比值，割線勁度為 254.8 tf/mm，已有明顯軟化，表示補強樓板之勁度很高，僅於小位移下幾乎達到強度點；於層間位移角 0.8% (位移為 6.298 mm)時，試體達最大側力強度為 221.9 tf，由力量與位移之比值，割線勁度為 35.2 tf/mm，勁度軟化至初始割線勁度之 10%，表示試體強度達最大強度之 90%後，勁度急遽軟化；於層間位移角 2%，位移角從+2%往-2%移動時，因油壓致動器無法自動退回，另改以手動操作，但無法精準將層間位移角控制於-2%而直至-3%才停止，因此層間位移角直接進入+2.5%繼續進行實驗，這也是遲滯迴圈於-3%之強度大於+2.5%強度之原因；當層間位移角到達 3.0%(位移為 23.79 mm)時，正向殘餘強度僅剩 82.51 tf，為最大正向強度之 37%，勁度軟化至初始割線勁度之 1%，樓板損壞嚴重，已喪失側向承載能力。

觀察試體 EFB-16 之破壞情形，初始裂縫發展屬於橫膈版破壞模式，角度約為 30~45 度。隨著層間位移角逐漸增加至 1%，樓板從橫膈版破壞模式逐漸轉變為剪力摩擦破壞模式；當層間位移角增加至 2%時，裂縫形式完全由剪力摩擦破壞模式主控。由於試體 EFB-16 設有兩道隔離縫，當裂縫發展遇到隔離縫時即停止，表示隔離縫有抑制裂縫發展之效果，且於每片樓板之兩端皆有撓曲裂縫之產生。

如圖 14~圖 16 所示，從試驗結束照片觀察混凝土剝落位置集中於西側與中間樓板，推測與試驗進行的方向有關。當試體先受到向東的側向力作用，西側樓板為拉力側、東側樓



板為壓力側；當試體再受到向西的側向力作用時，西側樓板變為壓力側、東側樓板變為拉力側。由於試體先受到向東的側向力作用，混凝土開裂會造成樓板等效面積減少，故當樓板再受到向西的側向力作用時，樓板抗側力強度會降低，導致西側樓板裂縫發展與混凝土剝落區域較多之現象。

試體 EFB-24 之側力位移曲線及包絡線關係如圖 17 所示，包絡線詳細之每一點側力與位移如表 2 所示。觀察試驗結果，如圖 18~圖 20 所示，試體 EFB-24 之層間位移角和破壞模式發展皆與試體 EFB-16 相似。

試體 EFB-48 之側力位移曲線及包絡線關係如圖 21 所示，包絡線詳細之每一點側力與位移如表 3 所示。同樣地，經試驗觀察，試體 EFB-48 之層間位移角發展與試體 EFB-16 相似，惟因預力加載稍有不慎，導致試驗前試體正面有 3 道水平裂縫(圖 22)，其裂縫大小為 0.25 mm。初始裂縫發展為橫膈版破壞模式，然剪力裂縫遇水平裂縫即停止發展，因此當層間位移角為 0.3%達強度點後(圖 23)，水平裂縫開始滑移，剪力裂縫無繼續發展之現象，裂縫轉為剪力摩擦破壞模式發展。由於試體 EFB-48 無設置隔離縫，試體無撓曲裂縫產生。如圖 24 所示，從試驗結束照片觀察混凝土剝落位置集中於水平裂縫，表示初始水平裂縫生成，造成裂縫沿已形成之弱面發展。

三座試體之最大側力強度與對應的層間位移角如表 4 所示，側力位移曲線之包絡線如圖 25 所示。由試驗結果顯示，試體 EFB-16 與 EFB-24 之共通處為最大側力強度相同及初始裂縫發展為橫膈版破壞模式，於層間位移角 2%，裂縫發展從橫膈版破壞模式轉為剪力摩擦破壞模式；但由於試體 EFB-48 於試驗前有初始水平裂縫，間接導致試驗後之側力強度、裂縫發展模式皆和試體 EFB-16 與 EFB-24 有所不同。從試驗觀察可驗證樓板於相同總跨度下，不論樓板為無隔離縫、一道隔離縫或兩道隔離縫之形式，其破壞模式皆為剪力破壞主控，不因樓板之寬跨比不同而改變。另一方面，從三座試體之慣性矩差異甚大與剪力面積相近之條件下，試驗強度為相若之事實，亦間接驗證破壞模式為剪力破壞主控。

本研究另將 3 座試體之包絡線轉換為完美彈塑性曲線，轉換方法是以包絡線之上升段 0.7 倍最大強度點與原點之割線斜率視作彈性勁度  $k$ ，以包絡線下降段之 0.8 倍最大強度點對應之位移為極限位移  $\Delta_s$ ，最後以極限位移前之包絡線與完美彈塑性曲線下面積相等，

求得完美彈塑性之降伏位移  $\Delta_y$  與最大強度  $V_p$ ，透過此方式可求得補強樓板之勁度

$k = \frac{V_p}{\Delta_y}$ 。經由完美彈塑性曲線轉換後，亦可透過極限位移  $\Delta_s$  與降伏位移  $\Delta_y$  之比值求得

補強樓板之韌性容量  $R = \frac{\Delta_s}{\Delta_y}$ 。3 座試體之轉換結果如圖 26 所示，各試體之側力位移包

絡線經完美彈塑性曲線轉換後，其降伏位移  $\Delta_y$ 、極限位移  $\Delta_s$ 、最大強度  $V_p$ 、彈性勁度  $k$

與韌性容量  $R$  之各值詳列於表 5。

因樓板之彈性勁度很高，從前述試驗討論得知樓板只要一開裂，其割線勁度將會急遽下降，故試體 EFB-48 彈性勁度明顯小於試體 EFB-16 與 EFB-24，原因在於試驗前有初始

水平裂縫，若沒有初始裂縫之生成，實際上試體 EFB-48 之彈性勁度應為 3 座試體之最大值。

試體 EFB-16 之韌性容量  $R$  為 36.3、試體 EFB-24 為 26.36、試體 EFB-16 為 6.72。由於試體 EFB-16 有兩道隔離縫，透過隔離縫可抑制裂縫發展，造就達強度點後試體有較長之極限位移  $\Delta_s$ ，又因寬跨比較大，使得試體 EFB-16 之韌性容量  $R$  較大。由於樓板勁度甚高，縱使三座試體之最小韌性容量  $R$  為 6.72，但因樓板降伏位移  $\Delta_y$  甚小的因素，導致韌性容量  $R$  值較大而誤認為其變形能力佳，故仍無法代表樓板具韌性行為。為真實呈現樓板之變形能力，定義極限層間位移角  $\frac{\Delta_s}{H}$  為極限位移  $\Delta_s$  與樓板寬度  $H$  之比值，依序

求得試體 EFB-16 之極限層間位移角為 1.756%、試體 EFB-24 之極限層間位移角為 1.132%、試體 EFB-48 之極限層間位移角為 0.569%。由此發現試體 EFB-16 之極限層間位移角較大，表示設置隔離縫能增加其變形能力，然樓板之變形能力依舊很小，故於實際應用上，補強樓板無法使用其韌性。

最後，利用混凝土結構設計規範的剪力摩擦設計法(4.8.4 節)與橫膈版剪力計算強度(15.9.7 節)分析 3 座試體，兩方法分析之  $V_n$  以及與試驗值之比較結果，如表 6 所示。採用剪力摩擦設計法分析  $V_n$ ，因為試驗強度與分析強度的比值為 1.88~2，表示會低估試體強度，分析過於保守，其因素為剪力摩擦設計法僅考慮短向植筋鋼筋貢獻之剪力強度，且從前述討論得知試體於強度點的破壞模式為橫膈版剪力破壞模式，而發生剪力摩擦破壞已於強度點後，並不能代表試體真正的破壞模式，因此採用此方法分析試體強度恐不適用；採用橫膈版剪力計算強度分析  $V_n$ ，因為試驗強度與其分析強度的比值為 1.15~1.2，表示與試驗結果較為相近且保守。綜合以上討論，建議工程師計算補強樓板之設計剪力強度時，採用混凝土結構設計規範 15.9.7 節橫膈版剪力計算強度與 4.8.4 節剪力摩擦設計法兩方法求得之小值。

#### 相關著作：

葉先峰 (2018)·樓版剪力強度試驗應用於外加 RC 構架補強 (碩士論文)·臺灣大學土木工程學研究所。

陳俊鴻、葉先峰、賴濤、賴昱志、鍾立來 (2018, 11 月)·樓板剪力強度試驗應用於外加 RC 構架補強·論文發表於中華民國第 14 屆結構工程及第 4 屆地震工程研討會·台中市：福容大飯店。

Chen, C. H., Yeh, X. F., Lai, T., Lai, Y. C., Chung, L. L. (2018, November). *Shear Strength Test of Slabs Applied to Seismic Retrofit of External RC Frames*. Paper session presented at the 31<sup>st</sup> KKHTCNN Symposium on Civil Engineering, Kyoto, Japan.

表 1 試體 EFB-16 側力位移曲線之包絡點

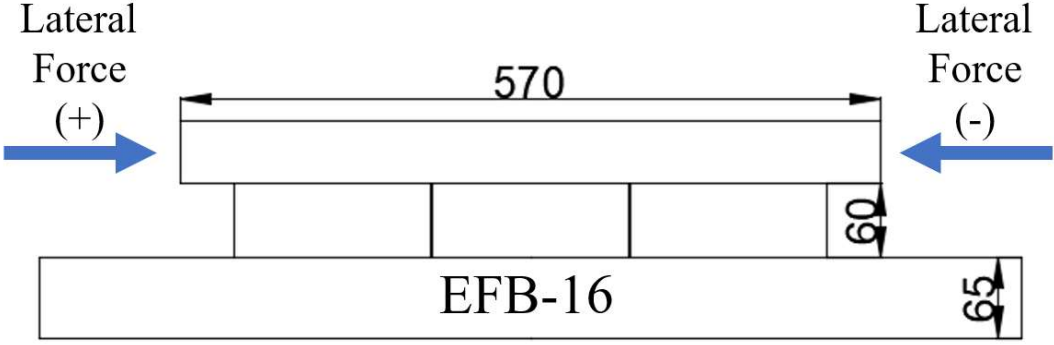
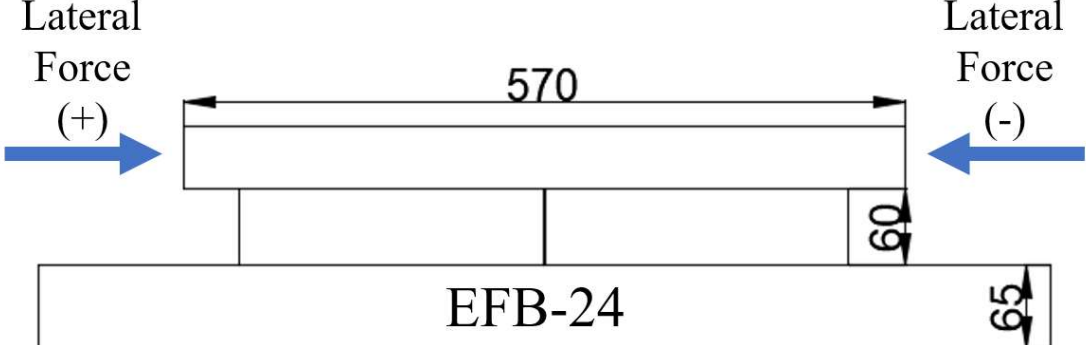
|                                                                                    |        |          |        |          |
|------------------------------------------------------------------------------------|--------|----------|--------|----------|
|  |        |          |        |          |
|                                                                                    | 正向     |          | 負向     |          |
| 層間位移角                                                                              | 位移(mm) | 側力強度(tf) | 位移(mm) | 側力強度(tf) |
| 0.1%                                                                               | 0.582  | 199.7    | -0.731 | -186.8   |
| 0.15%                                                                              | 0.837  | 213.3    | -1.205 | -189.2   |
| 0.2%                                                                               | 1.253  | 199      | -1.468 | -173.3   |
| 0.3%                                                                               | 2.076  | 214      | -2.45  | -188.9   |
| 0.4%                                                                               | 2.929  | 207.6    | -3.329 | -178.4   |
| 0.5%                                                                               | 3.776  | 207.1    | -4.17  | -167.1   |
| 0.6%                                                                               | 4.63   | 207      | -4.779 | -146.1   |
| 0.8%                                                                               | 6.298  | 221.9    | -6.68  | -155     |
| 1.0%                                                                               | 8.009  | 201.2    | -8.377 | -153.2   |
| 1.25%                                                                              | 10.22  | 182.3    | -10.52 | -160.7   |
| 1.5%                                                                               | 12.36  | 149.9    | -12.63 | -168.1   |
| 2%                                                                                 | 16.56  | 168      | -16.33 | -157.9   |
| 2.5%                                                                               | 20.84  | 108.5    | -20.59 | -147.6   |
| 3%                                                                                 | 23.79  | 82.51    | -25.45 | -61.59   |

表 2 試體 EFB-24 側力位移曲線之包絡點

|                                                                                      |    |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------|----|----|
|  |    |    |
|                                                                                      | 正向 | 負向 |

| 層間位移角 | 位移(mm) | 側力強度(tf) | 位移(mm)  | 側力強度(tf) |
|-------|--------|----------|---------|----------|
| 0.1%  | 0.514  | 210.8    | -0.6645 | -183.5   |
| 0.15% | 0.984  | 222.2    | -1.073  | -188.4   |
| 0.2%  | 1.411  | 214.8    | -1.492  | -183.2   |
| 0.3%  | 2.267  | 221.2    | -2.336  | -187.8   |
| 0.4%  | 3.111  | 202.3    | -3.172  | -183     |
| 0.5%  | 3.982  | 193.8    | -4.017  | -185.3   |
| 0.6%  | 4.854  | 182.7    | -4.885  | -179.9   |
| 0.8%  | 6.548  | 181.6    | -6.504  | -186.3   |
| 1.0%  | 8.305  | 153.6    | -8.284  | -181.8   |
| 1.25% | 10.42  | 143.5    | -10.42  | -184.9   |
| 1.5%  | 12.54  | 139.2    | -12.59  | -170.5   |
| 2%    | 16.79  | 166      | -16.86  | -178.7   |
| 2.5%  | 21.07  | 146.8    | -21.13  | -161.7   |
| 3%    | 25.34  | 126.1    | -25.44  | -122     |
| 4%    | 33.88  | 84.47    | -33.98  | -58.7    |

表 3 試體 EFB-48 側力位移曲線之包絡點

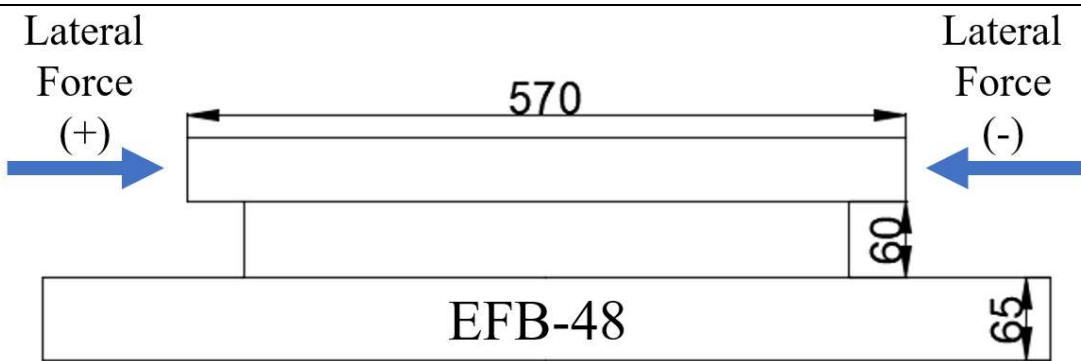
|  |        |          |         |          |
|-------------------------------------------------------------------------------------|--------|----------|---------|----------|
|                                                                                     | 正向     |          | 負向      |          |
| 層間位移角                                                                               | 位移(mm) | 側力強度(tf) | 位移(mm)  | 側力強度(tf) |
| 0.1%                                                                                | 0.6085 | 197.7    | -0.7305 | -183.2   |
| 0.15%                                                                               | 0.8785 | 227.5    | -1.155  | -200.4   |
| 0.2%                                                                                | 1.271  | 233.6    | -1.588  | -206.7   |
| 0.3%                                                                                | 2.103  | 236.3    | -2.438  | -198.6   |
| 0.4%                                                                                | 2.949  | 210.9    | -3.305  | -168.5   |
| 0.5%                                                                                | 3.848  | 168.8    | -4.2    | -138.4   |
| 0.6%                                                                                | 4.777  | 129.9    | -5.071  | -118.8   |
| 0.8%                                                                                | 6.497  | 122.3    | -6.744  | -118     |
| 1.0%                                                                                | 8.226  | 100.3    | -8.546  | -105.3   |
| 1.25%                                                                               | 10.35  | 96.06    | -10.67  | -99.4    |
| 1.5%                                                                                | 12.46  | 93.79    | -12.77  | -92.65   |
| 2%                                                                                  | 16.7   | 100.5    | -17.05  | -81.75   |
| 2.5%                                                                                | 20.99  | 79.2     | -21.31  | -68.61   |
| 3%                                                                                  | 25.24  | 65.31    | -25.55  | -63.17   |
| 4%                                                                                  | 33.71  | 68.61    | -34.06  | -60.96   |
| 5%                                                                                  | 42.21  | 54.9     | -42.54  | -51.84   |

表 4 試體最大側力強度比較

| 試體名稱   | 最大側力強度(tf) | 最大強度點之層間位移角 |
|--------|------------|-------------|
| EFB-16 | 221.9      | 0.8%        |
| EFB-24 | 222.2      | 0.15%       |
| EFB-48 | 236.3      | 0.3%        |

表 5 試體轉換後之完美彈塑性曲線點

| 試體     | $V_p$ (tf) | $k$ (tf/mm) | $\Delta_y$ (mm) | $\Delta_s$ (mm) | $R = \frac{\Delta_s}{\Delta_y}$ |
|--------|------------|-------------|-----------------|-----------------|---------------------------------|
| EFB-16 | 205.23     | 707.2       | 0.2902          | 10.5357         | 36.3                            |
| EFB-24 | 199.72     | 775.3       | 0.2576          | 6.7898          | 26.36                           |
| EFB-48 | 225.11     | 442.7       | 0.5085          | 3.4153          | 6.72                            |

表 6 試體分析強度與試驗強度之比較(單位: tf)

| 試體名稱   | 試驗強度   | 剪力摩擦強度 | 橫隔板剪力強度 | $\frac{\text{試驗強度}}{\text{剪力摩擦強度}}$ | $\frac{\text{試驗強度}}{\text{橫隔板剪力強度}}$ |
|--------|--------|--------|---------|-------------------------------------|--------------------------------------|
| EFB-16 | 221.90 | 118.12 | 192.61  | 1.88                                | 1.15                                 |
| EFB-24 | 222.20 | 118.12 | 194.06  | 1.88                                | 1.15                                 |
| EFB-48 | 236.30 | 118.12 | 196.33  | 2.00                                | 1.20                                 |

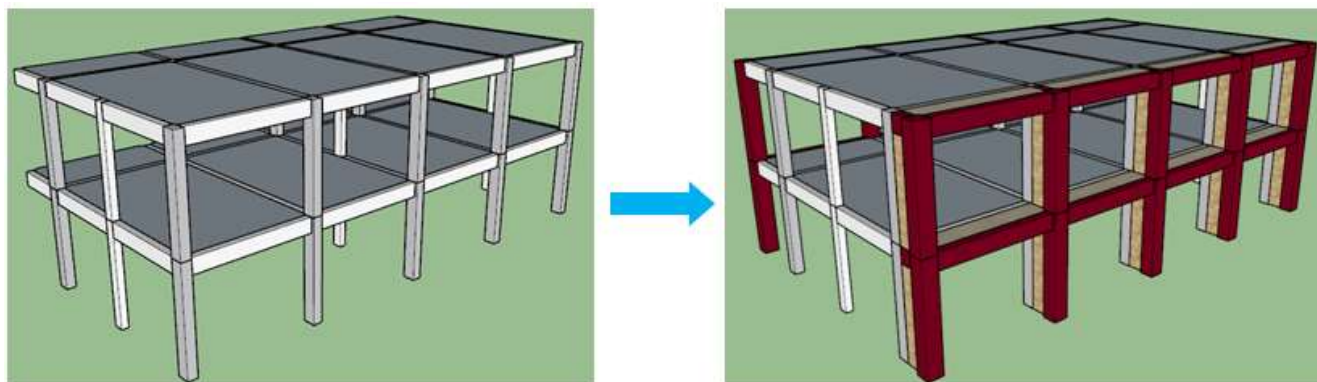


圖 1 外加構架補強示意圖



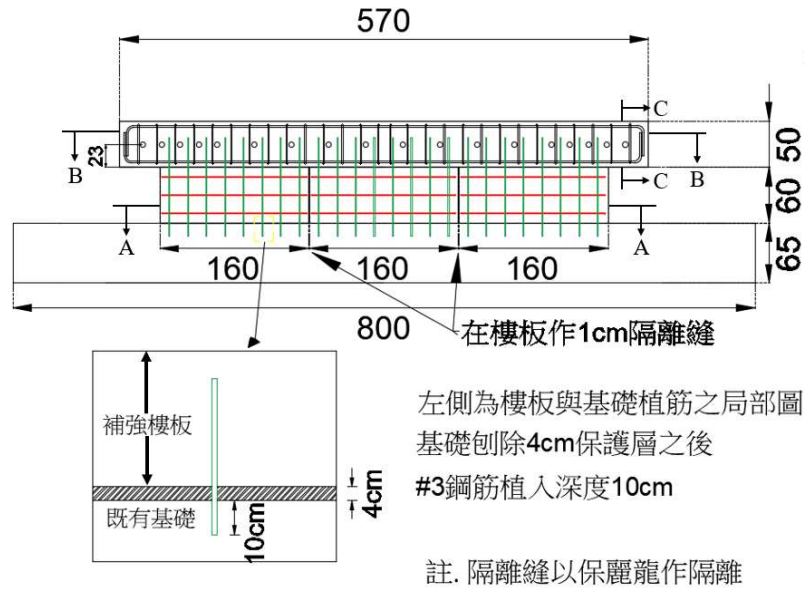


圖 2 試體 EFB-16 之補強樓板配筋圖

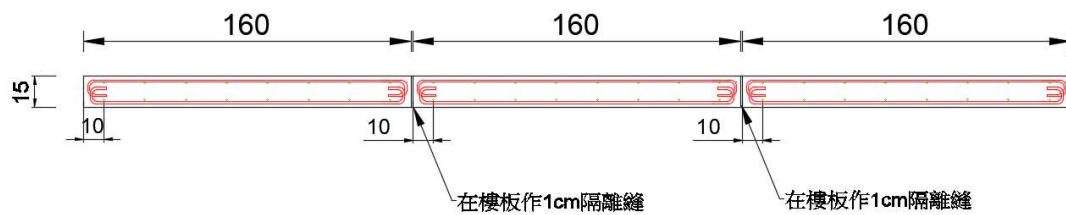


圖 3 試體 EFB-16 之補強樓板斷面(A-A)配筋圖

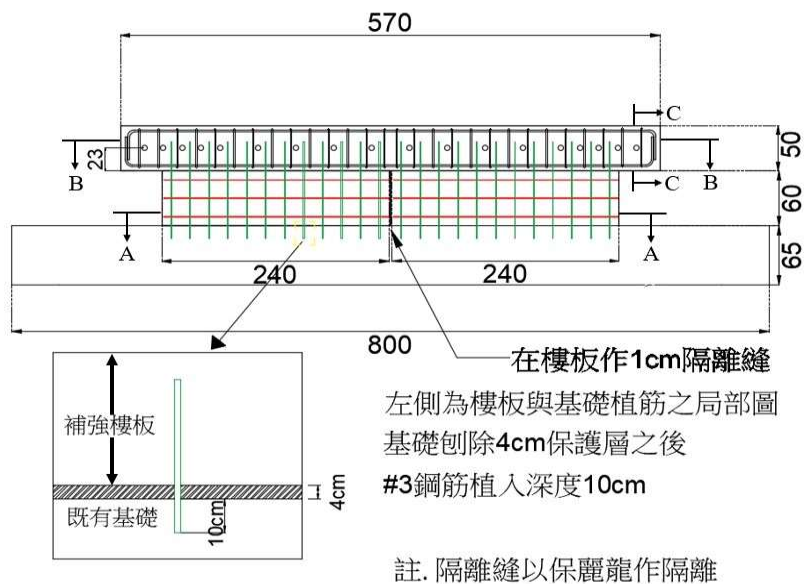


圖 4 試體 EFB-24 之補強樓板配筋圖

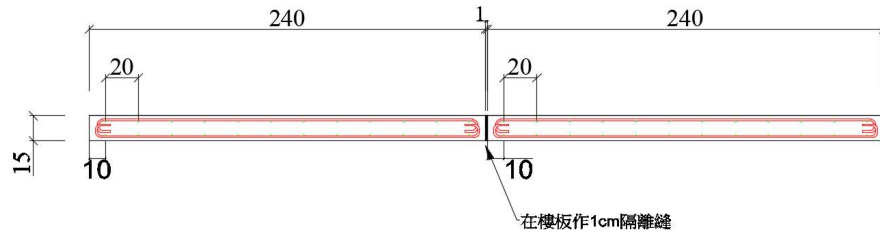


圖 5 試體 EFB-24 之補強樓板斷面(A-A)配筋圖

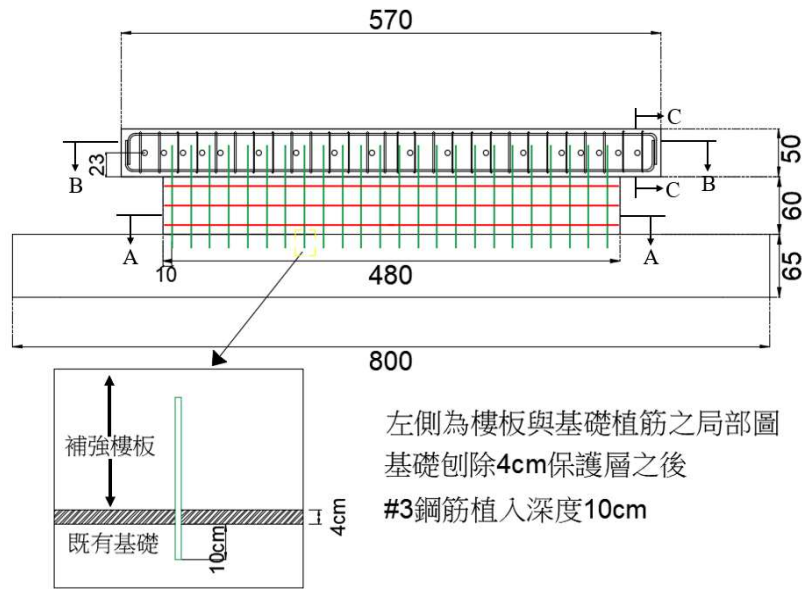


圖 6 試體 EFB-48 之補強樓板配筋圖

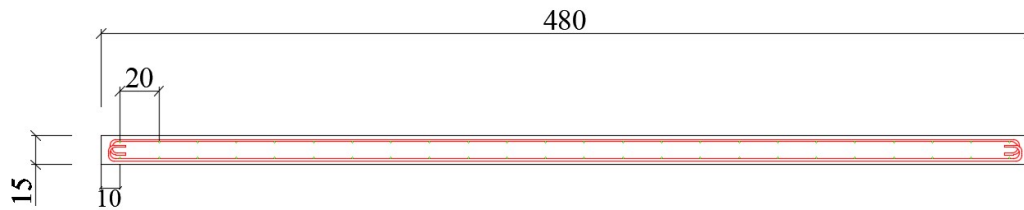


圖 7 試體 EFB-48 之補強樓板斷面(A-A)配筋圖

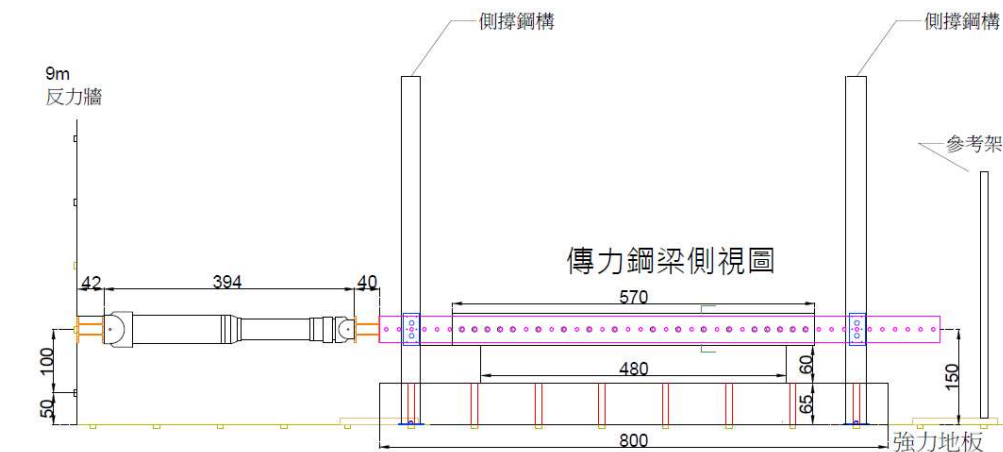


圖 8 試驗佈置側視圖

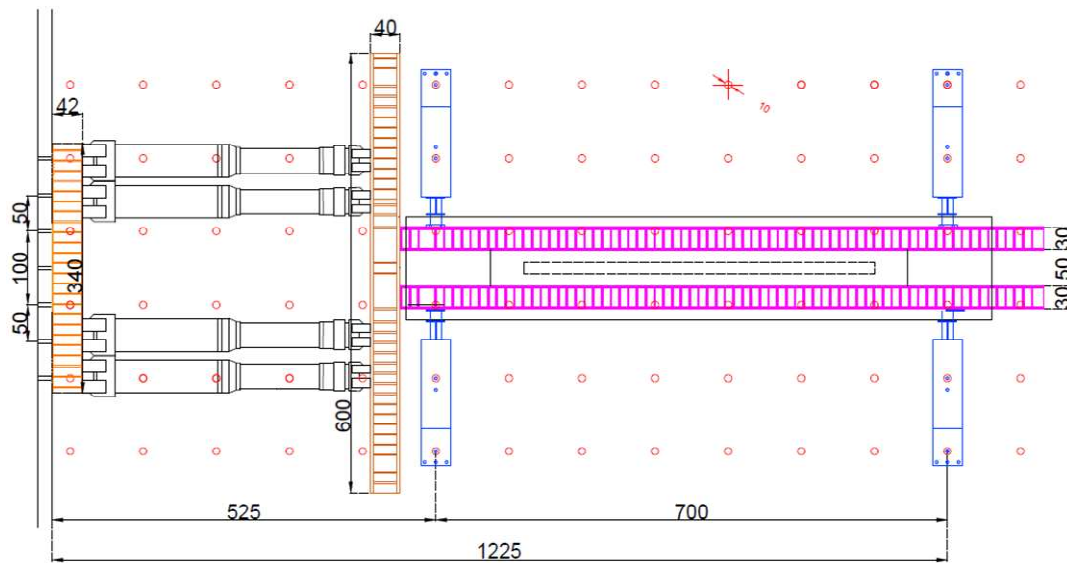


圖 9 試驗佈置俯視圖

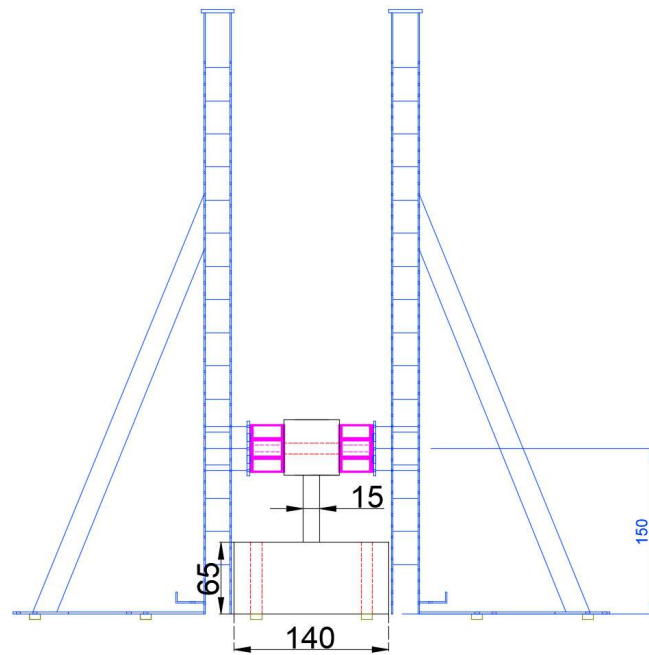


圖 10 試驗佈置前視圖

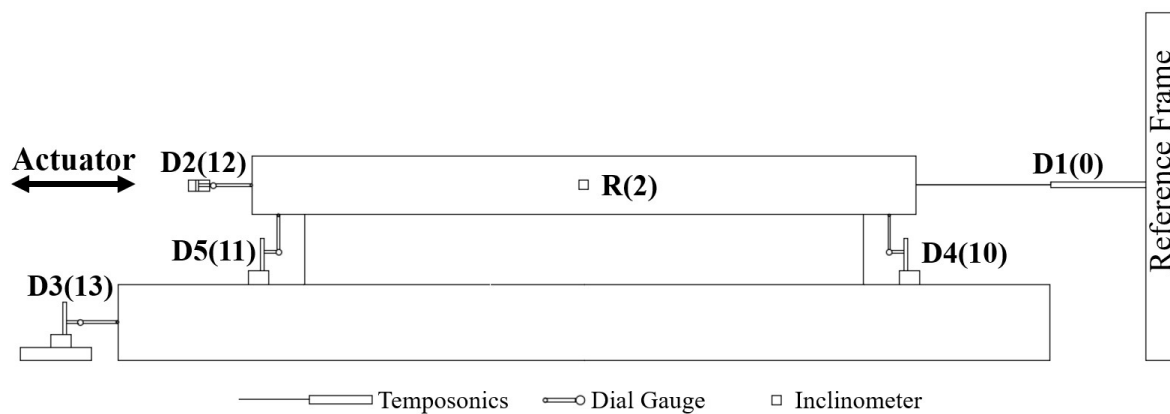


圖 11 位移計與角度計架設位置

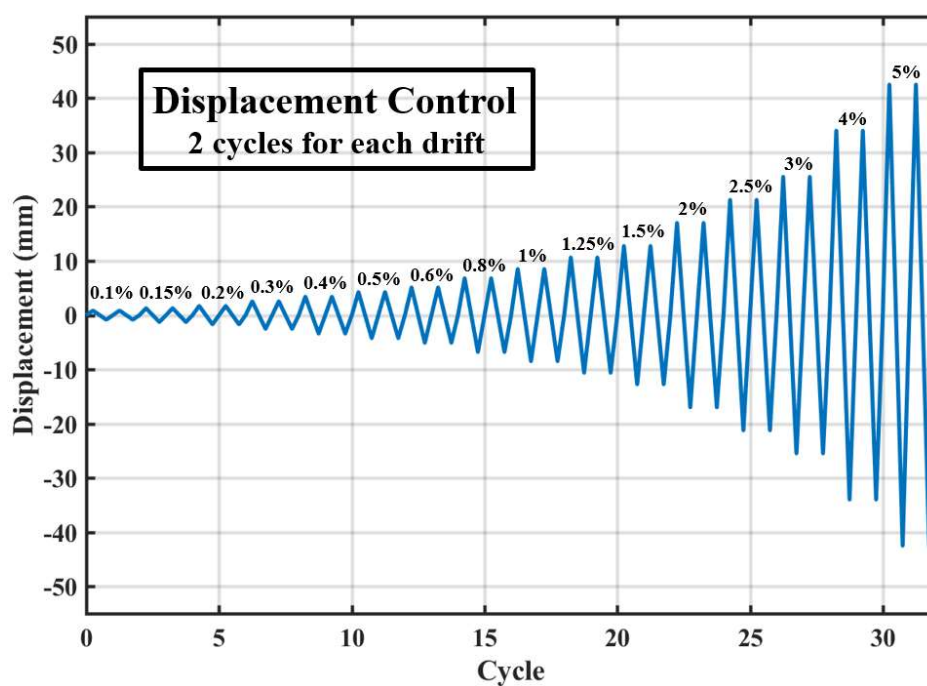


圖 12 側力加載位移歷時圖

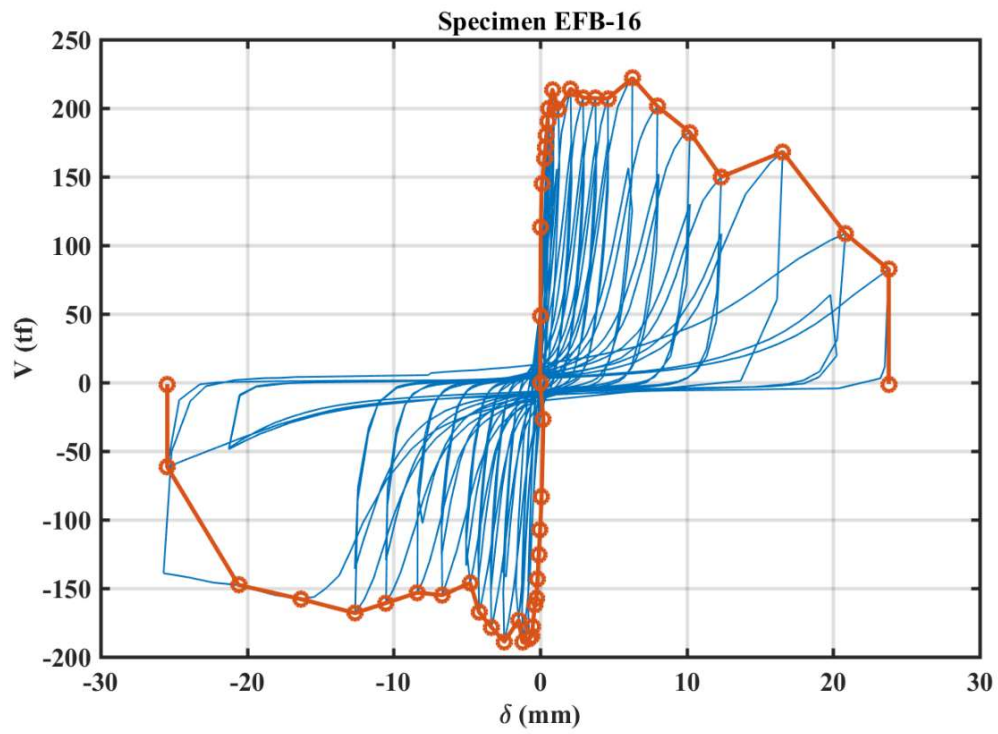


圖 13 試體 EFB-16 側力位移曲線及包絡線



圖 14 試體 EFB-16 試驗前正面照[左側為西]





圖 15 試體 EFB-16 強度點正面照(Drift Ratio = 0.8%)[左側為西]



圖 16 試體 EFB-16 最終破壞照(Drift Ratio = 3%)[左側為西]

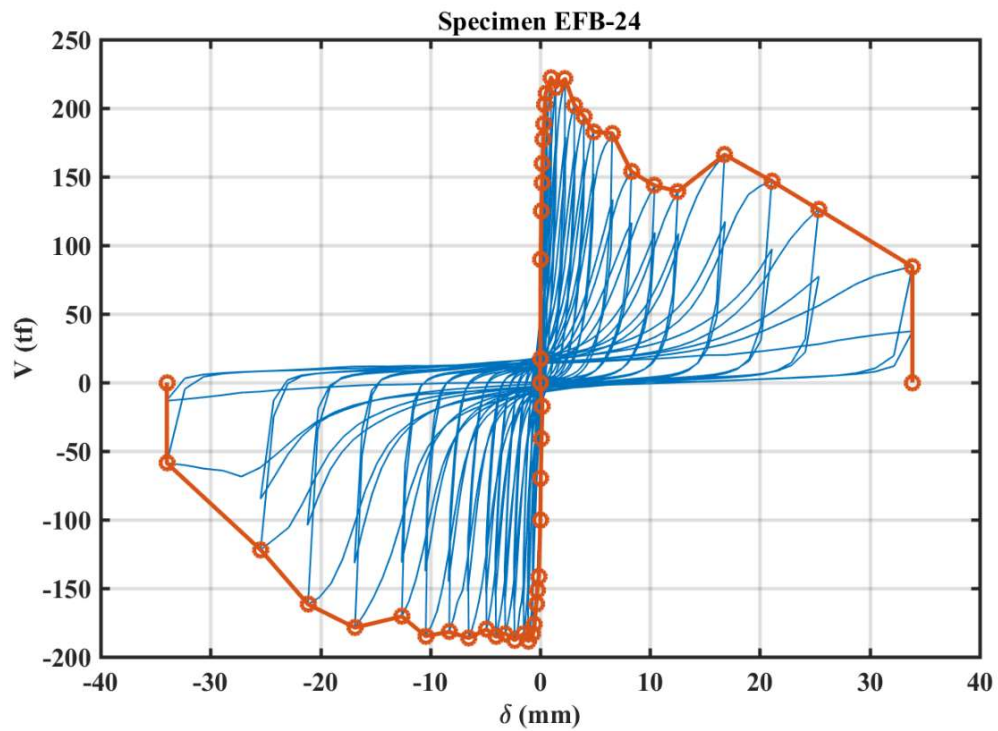


圖 17 試體 EFB-24 側力位移曲線及包絡線



圖 18 試體 EFB-24 試驗前正面照[左側為西]





圖 19 試體 EFB-24 強度點正面照(Drift Ratio = 0.15%)[左側為西]



圖 20 試體 EFB-24 最終破壞照(Drift Ratio = 4%)[左側為西]

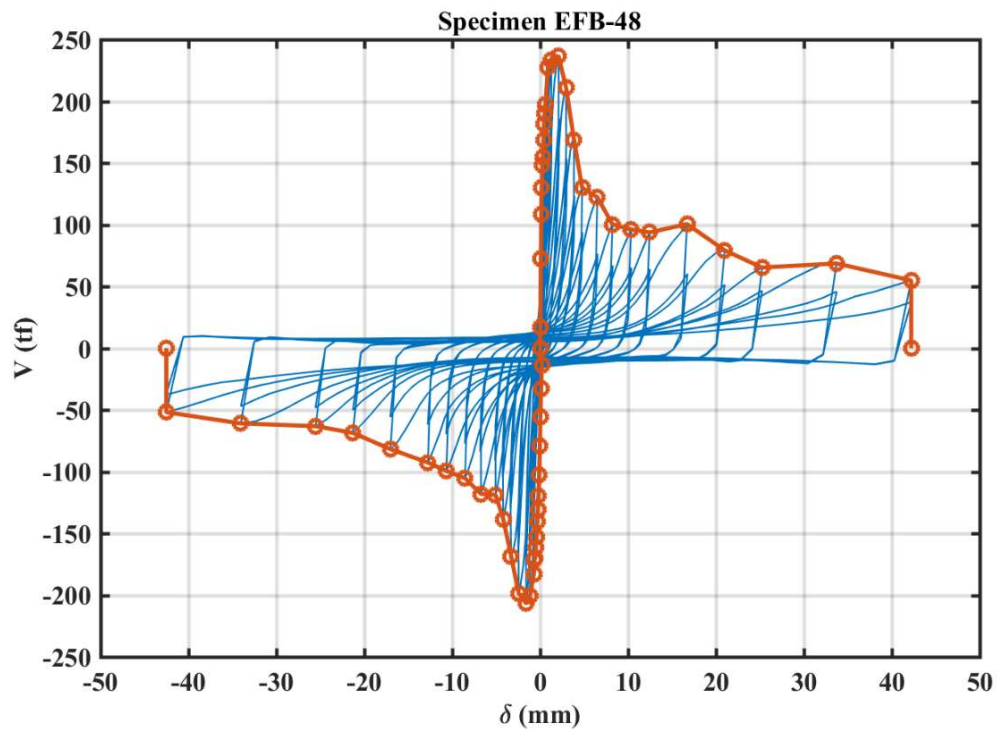


圖 21 試體 EFB-48 側力位移曲線及包絡線



圖 22 試體 EFB-48 試驗前正面照[左側為西]





圖 23 試體 EFB-48 強度點正面照(Drift Ratio = 0.3%)[左側為西]



圖 24 試體 EFB-48 最終破壞照(Drift Ratio = 5%)[左側為西]



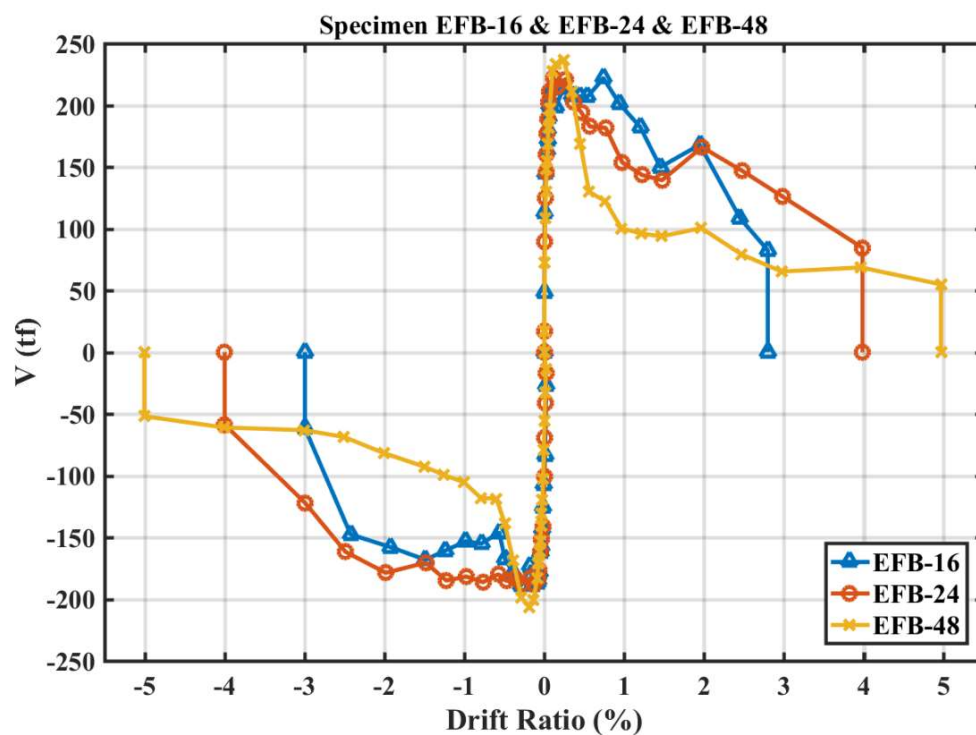


圖 25 各試體側力位移曲線之包絡線比較

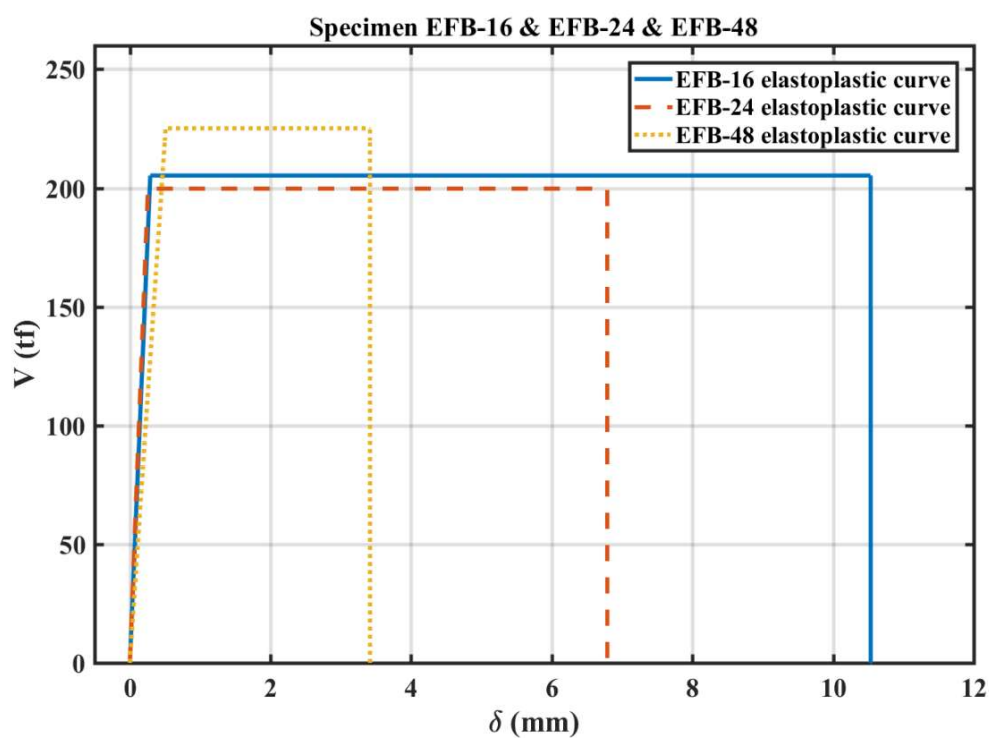


圖 26 各試體轉換後之完美彈塑性曲線比較

## 高台度磚牆之試驗研究

計畫分類：國科會工程處

計畫名稱：鋼筋混凝土填充 1B 台度磚牆之試驗研究

計畫編號：MOST 106-2221-E-027-021

計畫主持人：張順益

參與人員：蘇柏翰，石旻彥

聯絡電郵：changsy@ntut.edu.tw

試驗期間：107 年 5 月至 7 月

試驗地點：台北 反力牆及強力地板系統

### 試驗目的：

不管是國內或國外關於台度磚牆的抗剪強度並無可靠的計算公式可供應用，這是因為國外的研究主要是針對四面圍束磚牆，亦即構架內填滿整片磚牆，而沒有台度磚牆的相關研究。國內雖有陳奕信博士和許茂雄教授提出的台度磚牆抗剪強度公式，然而該公式僅適用於低矮的台度磚牆而無法對高度較高的台度磚牆提供可靠的預測。該公式並未考慮構架內台度磚牆高度的因素，亦即不管台度磚牆的高度為何，該公式的計算值都一樣，這顯然與事實不符。可靠的預測台度磚牆的抗剪強度除了可診斷出構架邊柱可能的短柱破壞之外，對於台度磚牆的等值斜撐模擬也可以更加準確而大幅度提高耐震詳細評估的品質，本計畫將針對高台度磚牆的抗剪強度進行研究，並提出計算公式，最後再利用實驗來進行驗證。本研究將設計及製作兩座相同的鋼筋混凝土構架，其內部填充不同高度的高台度磚牆，並進行反覆載重試驗。

### 試驗佈置：

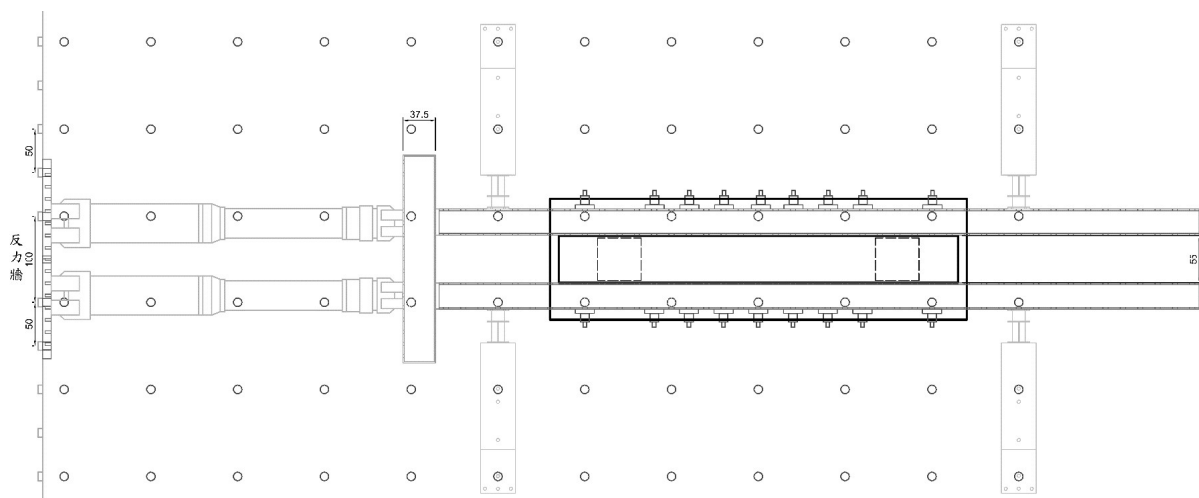


圖 1 試體安裝配置情形

油壓制動器→ 共二支，各 100 噸。

基礎與強力地板→ 共八支，各施加 70 噸預力。

鋼梁與頂梁→共九支，各施加 70 噸預力。

試體觀察方向與拍攝方向→由紅色箭頭表示之方向。

#### 試驗規劃：

利用反力牆與強力地板設施進行反覆載重試驗。

水平側力施加位置距離柱底 305 公分高。

試驗全程採用位移控制，加載歷程資料如下：

表 1 反覆載重位移加載歷程

| Cycle No.      | 1,2   | 3,4  | 5,6   | 7,8   | 9,10 | 11,12 | 13,14 | 15,16 | 17,18 | 19,20 | 21,22 | 23,24 | 25,26 | 27,28 | 29,30 | 31,32 |
|----------------|-------|------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Drift Ratio(%) | 0.125 | 0.25 | 0.5   | 0.75  | 1    | 1.25  | 1.5   | 1.75  | 2     | 2.5   | 3     | 3.5   | 4     | 4.5   | 5     | 5.5   |
| Disp.(mm)      | 3.813 | 7.63 | 15.25 | 22.88 | 30.5 | 38.13 | 45.75 | 53.38 | 61    | 76.25 | 91.5  | 106.8 | 122   | 137.3 | 152.5 | 167.8 |
| Velocity(mm/s) | 1     | 1    | 1     | 1     | 1    | 1     | 1.25  | 1.25  | 1.25  | 1.5   | 1.5   | 1.5   | 2     | 2     | 2     | 2     |

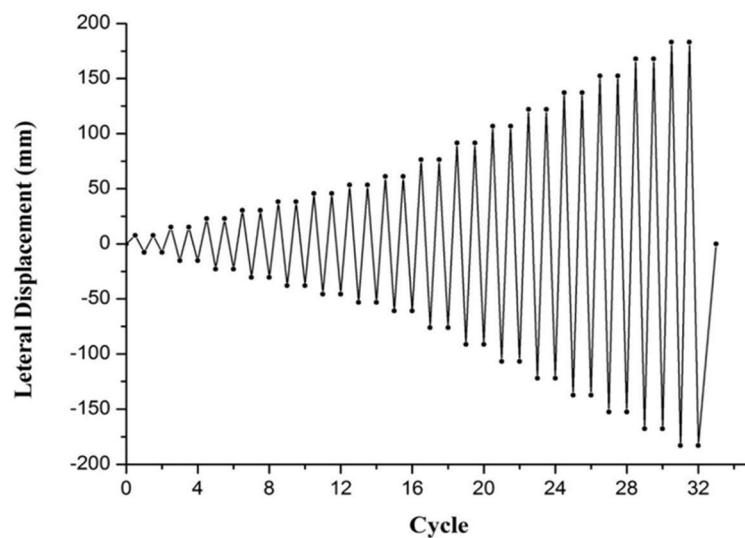


圖 2 側力加載歷程

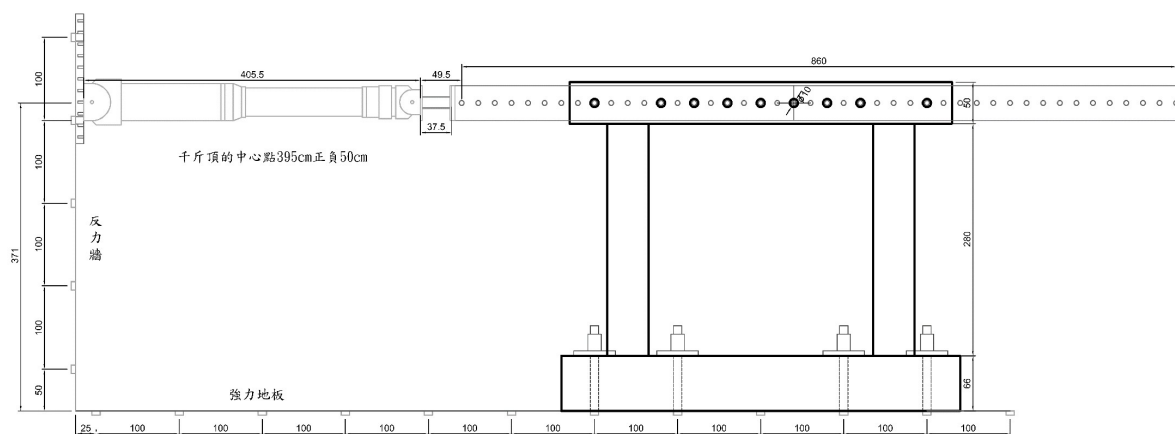
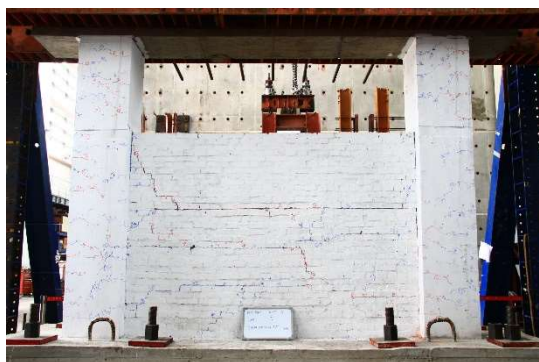


圖 3 反覆載重示意圖

試驗結果：

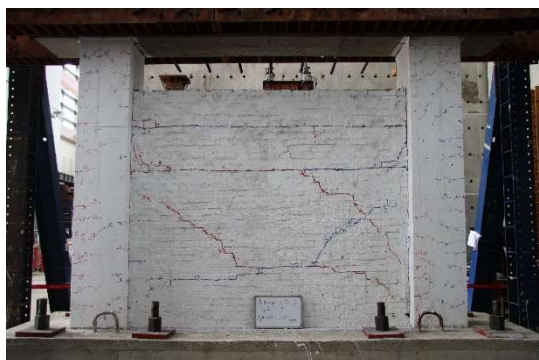


(a)  $D_r = 0.75\%$  破壞情形



(b)  $D_r = 2\%$  破壞情形

圖 4 試體 S1 破壞發展過程



(c)  $D_r = 0.75\%$  破壞情形



(d)  $D_r = 2\%$  破壞情形

圖 5 試體 S2 破壞發展過程

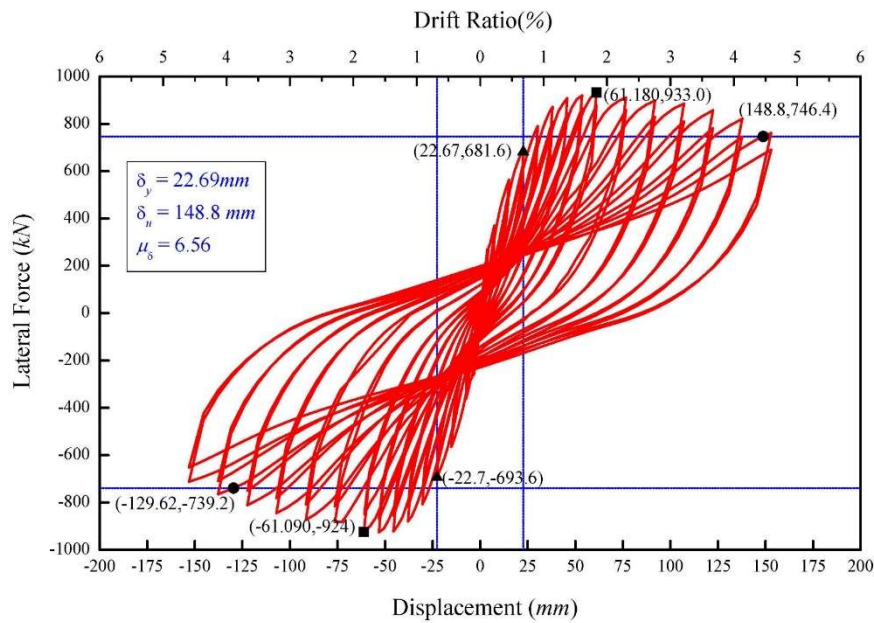


圖 6 試體 S1 之側向力-位移關係圖

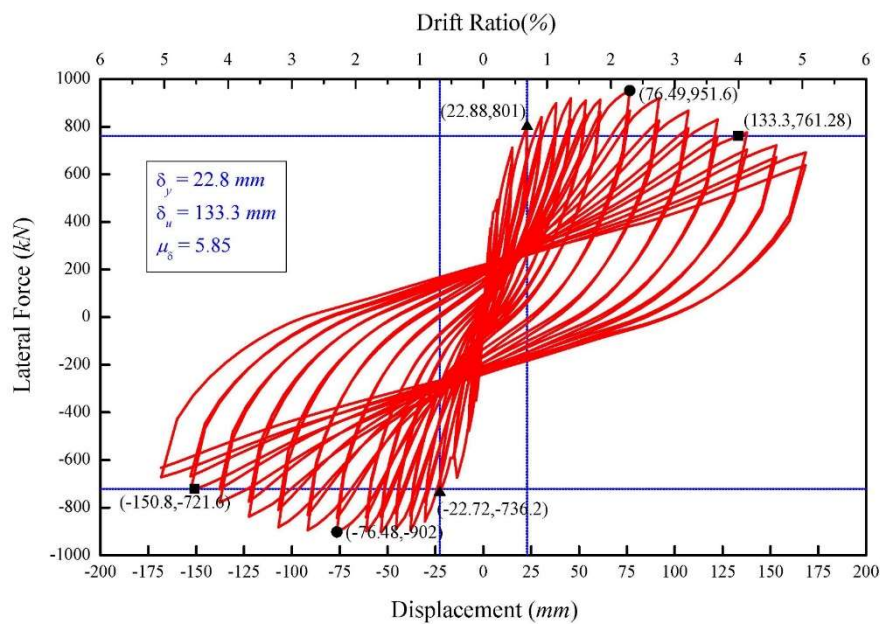


圖 7 試體 S2 之側向力-位移關係圖

**相關著作：**

蘇柏翰，「高台度磚牆之試驗研究」，碩士論文，張順益博士指導，國立台北科技大學土木與防災研究所，民國 108 年 1 月。

高台度磚牆之試驗研究，已投稿結構工程。





## 鋼纖維混凝土柱側推試驗

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：高強度鋼纖維混凝土柱剪力行為研究

計畫編號：NCREE-06107A1A00

計畫主持人：廖文正

參與人員：韋思拿

聯絡電郵：wcliao@ntu.edu.tw

試驗期間：106 年 12 月至 107 年 2 月

試驗地點：台北/多軸向測試系統(MATS)

### 試驗目的：

評估以鋼纖維取代高強度鋼筋混凝土柱之橫向鋼筋，並量化其剪力強度。

### 試驗佈置：

高強度混凝土到達極限強度後呈脆性破壞，傳統提高鋼筋混凝土柱耐震行為，多以增加橫向鋼筋為主要方法，然而過密的箍筋間距會導致施工不易，本研究評估以鋼纖維取代高強度鋼筋混凝土柱之橫向鋼筋，並量化其剪力強度。試體設計的部分，本實驗共設計八支高強度鋼纖維鋼筋混凝土柱試體，試體皆為橫樑柱，斷面尺寸皆為 600x600mm，柱淨高 1800mm，斷面淨保護層為 40mm，混凝土及鋼筋皆使用高強度材料，混凝土設計強度為 70MPa，柱主筋及箍筋降伏強度分別為 685 及 785 MPa；鋼纖維為雙邊彎鉤的高拉力強度鋼纖維，長細比為 79。詳細的試體設計細節如表 1 及圖 1 所示。試體編號最前 S 為剪力試體，與本研究群之前的圍束試體作區隔，S 之後數字為此次試驗的試體號次；第二組數字代表箍筋間距，單位為 mm；第三組的數字則代表纖維體積取代率，單位是%；最後一組數字則是為軸力比。若以 S5-540-0.1 作範例，代表此剪力柱體為第 5 號，箍筋間距為 540mm，使用的鋼纖維混凝土體積取代率為 1.50%，軸力比為 0.1  $A_g f'_c$ 。

表 1 試體設計參數

| No | Specimen ID      | $f'_c$<br>(MPa) | Longi. rebar   |                 | Transverse rebar  |                   |                 | fiber<br>$V_f$<br>(%) | Axial<br>load<br>ratio |
|----|------------------|-----------------|----------------|-----------------|-------------------|-------------------|-----------------|-----------------------|------------------------|
|    |                  |                 | $f_y$<br>(MPa) | $\rho_l$<br>(%) | $f_{yt}$<br>(MPa) | size -<br>spacing | $\rho_w$<br>(%) |                       |                        |
| 1  | S1-500-0.75-0.10 | 70              | 685            | 4.52<br>(20D32) | 785               | D13-500           | 0.10            | 0.75                  | 0.10                   |
| 2  | S2-500-0.75-0.20 |                 |                |                 |                   |                   |                 |                       | 0.20                   |
| 3  | S3-500-0.75-0.30 |                 |                |                 |                   |                   |                 |                       | 0.30                   |
| 4  | S4-500-0.75-0.40 |                 |                |                 |                   |                   |                 |                       | 0.40                   |
| 5  | S5-540-1.50-0.10 |                 |                |                 |                   | D13-540           | 0.09            | 1.50                  | 0.10                   |
| 6  | S6-540-1.50-0.20 |                 |                |                 |                   |                   |                 |                       | 0.20                   |
| 7  | S7-540-1.50-0.30 |                 |                |                 |                   |                   |                 |                       | 0.30                   |
| 8  | S8-540-1.50-0.40 |                 |                |                 |                   |                   |                 |                       | 0.40                   |

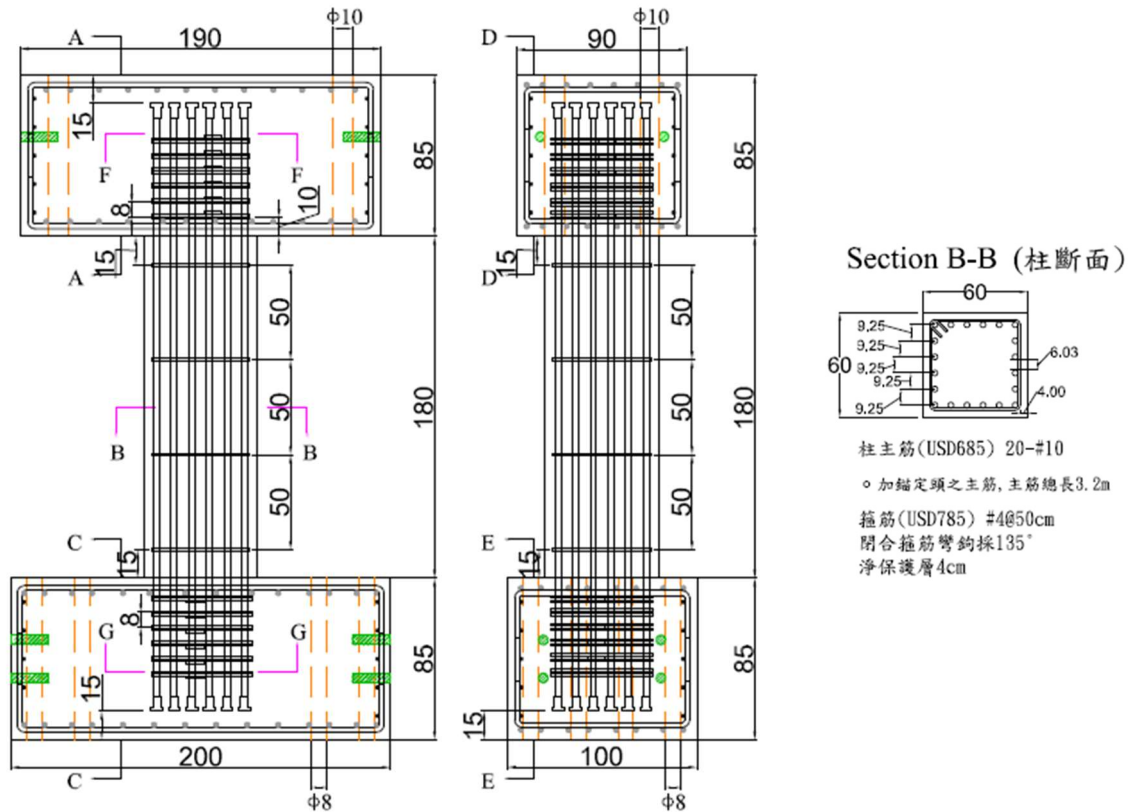


圖 1 試體配筋及尺寸 (以 S1-500-0.75 為例)

### 試驗規劃：

本試驗採用 MATS 設備對柱底施加反覆逐漸增大位移進行試驗，梁端與固定於反力地板之伺服閥油壓千斤頂相接，使梁端維持零位移，並獲得梁端施力。本試驗裝置詳圖 2 所示，對柱構件施加固定或變化軸力，同時進行水平向反覆載重試驗，加載歷程如圖 3 所示。

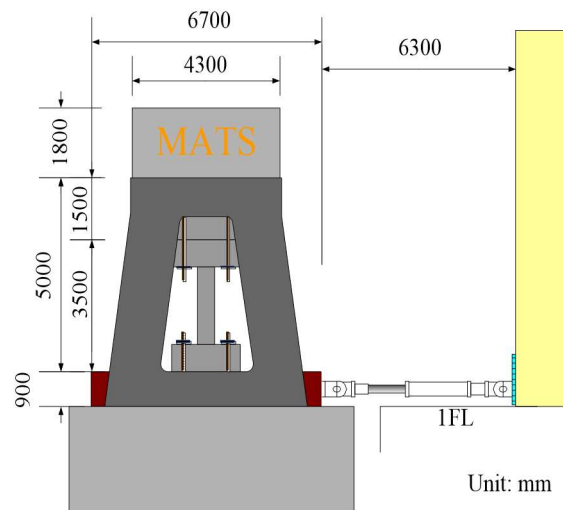


圖 2 試體安裝配置情形

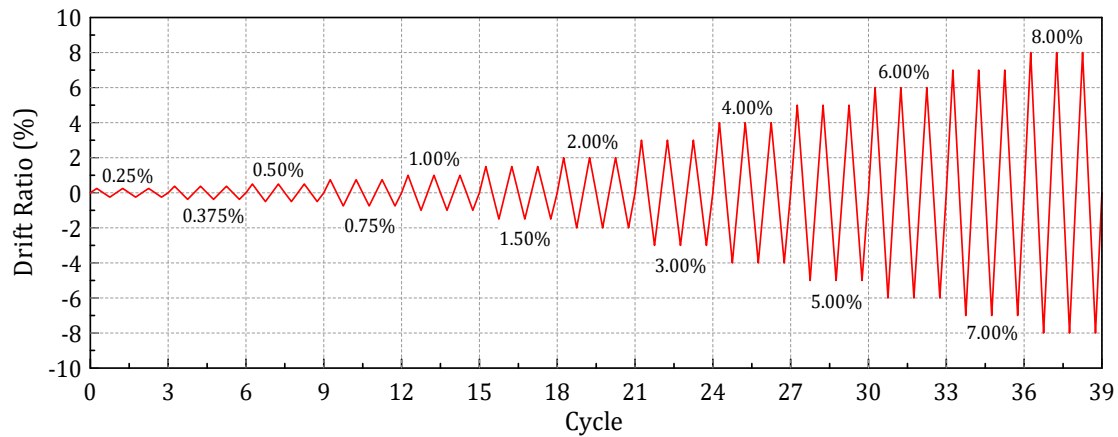


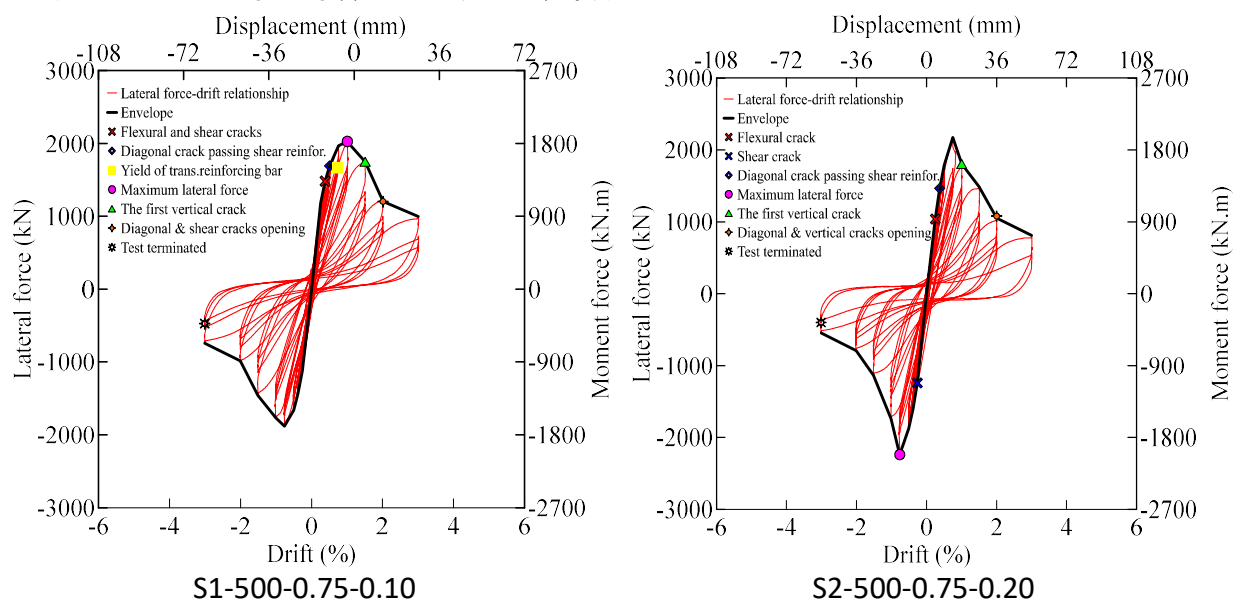
圖 3 試驗加載歷時

## 試驗結果：

### (1) 試體強度與變形行為

所有試體皆與設計設定相同，全為剪力破壞；極限剪力強度與鋼纖維添加量及軸力比有關，纖維添加量及軸力比愈高，其極限剪力強度愈高。與未添加纖維之高強度鋼筋混凝土柱相較，纖維添加能明顯改善達極限剪力強度後之脆性行為。圖 4 為此次試驗所有試體之側力位移遲滯迴圈。

本研究也由蒐集過去鋼纖維混凝土柱試驗資料，結合此次實驗結果，提出鋼纖維混凝土柱之剪力設計公式，惟 S3-500-0.75-0.30 試體因為上下基座有部分隙縫，未與 MATS 基座完全密合，加上其軸力施加極高，故在側推進行前該柱即承受相當之彎矩，故其極限剪力強度未發展如預期。但此設置問題，經由國震中心專業技術人員協助，以鋼板等措施確保試體校直後，後續試體皆無此問題發生。



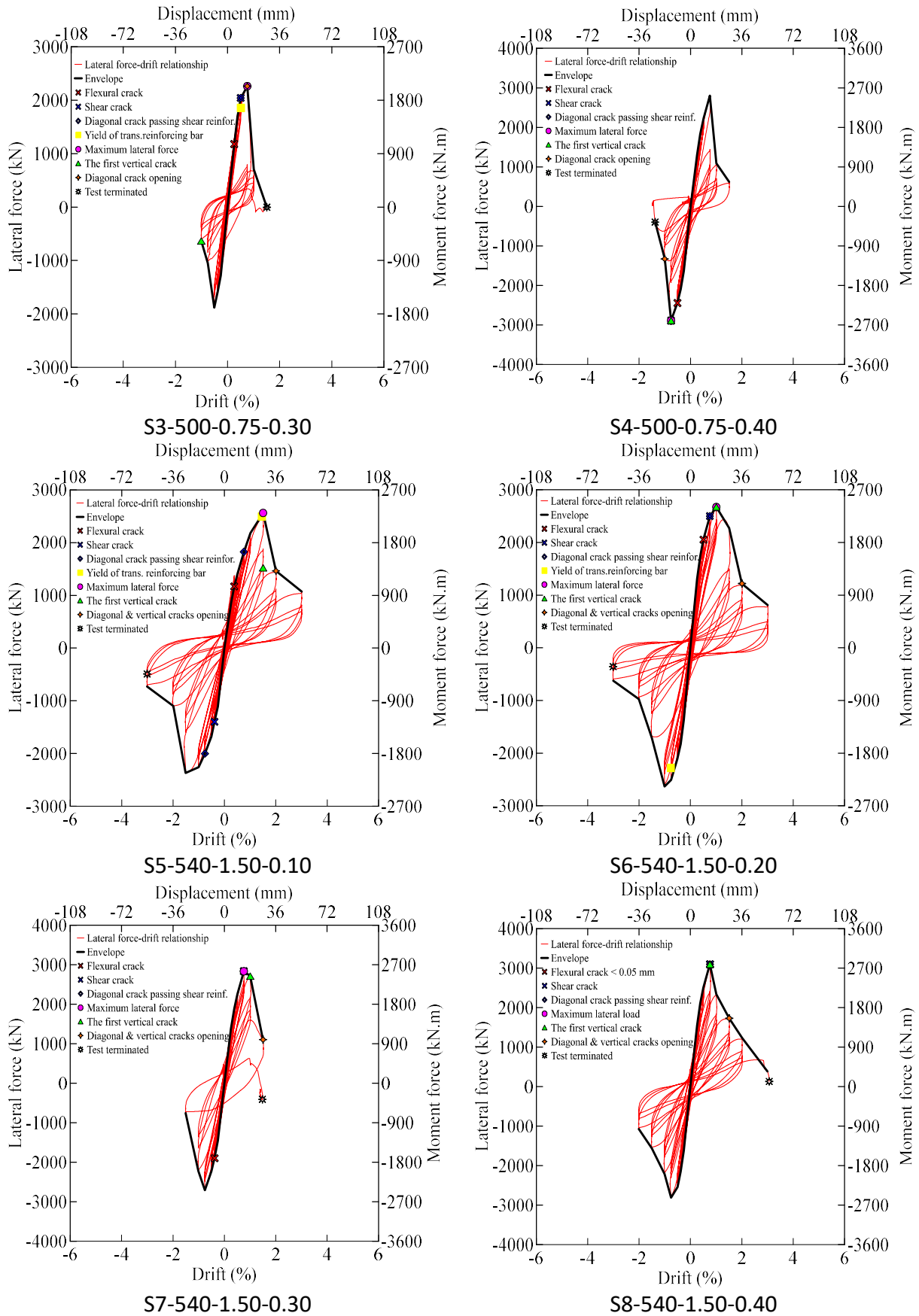


圖 4 側力位移遲滯迴圈



## (2) 纖維添加量對剪力行為影響

與過去未添加纖維之高強度鋼筋混凝土柱相較，添加 0.75%及 1.50%纖維，能提升  $V_c$  約為 1.97 及 2.95 倍。圖 5 為不同軸力比下，0.75%及 1.50%二組試體其遲滯迴圈包絡線比較；1.50%試體其極限剪力強度相較 0.75%試體，從低軸力比到高軸力比，分別提升了約 26.3, 19.4, 25.4,及 7.3%。在高軸力下，極限剪力強度提升雖然有限，但試體在極限強度後的表現有明顯提升。

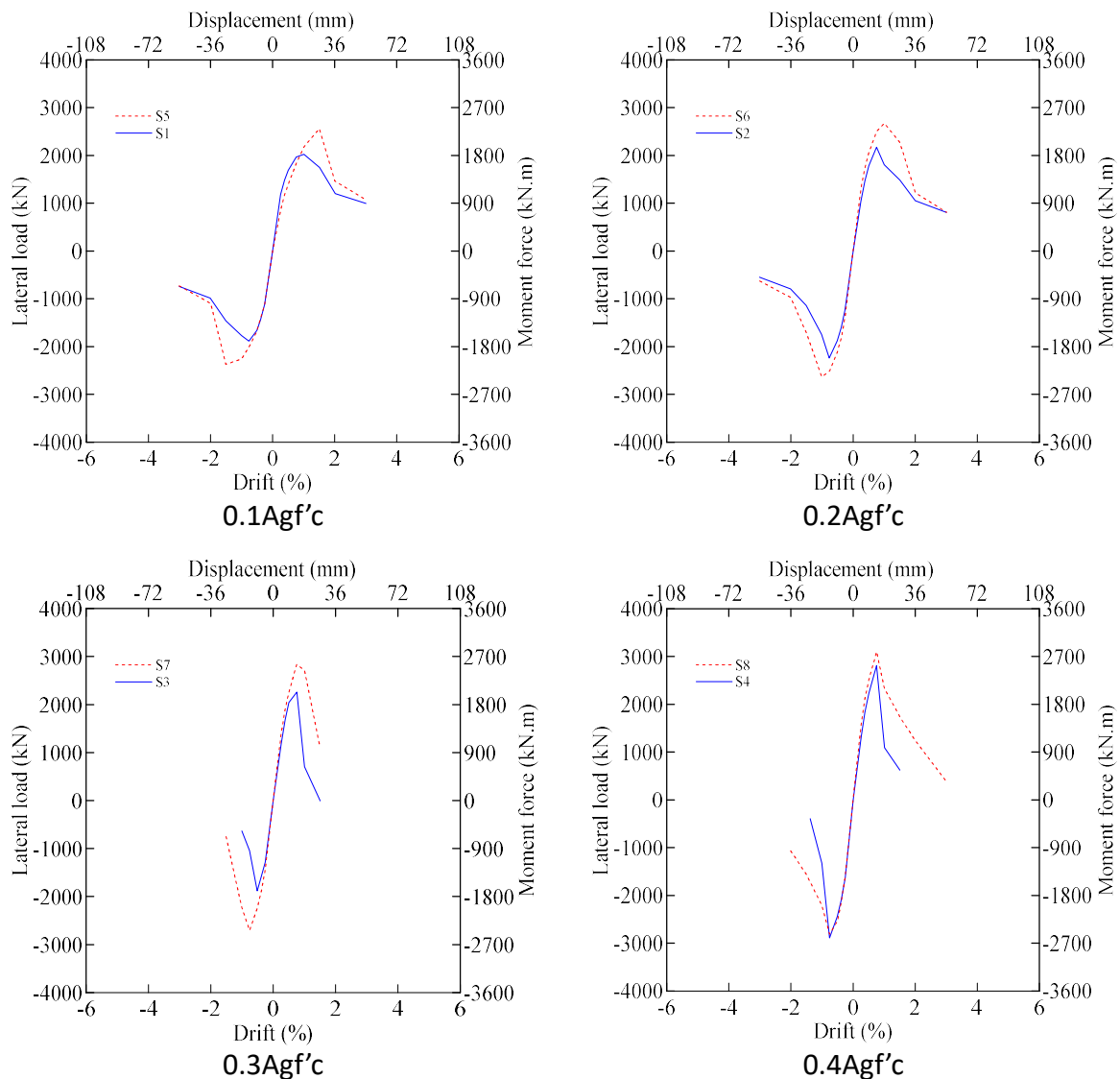


圖 5 不同軸力比下，0.75%及 1.50%試體遲滯迴圈包絡線比較

### 相關著作：

Wisena Percek, 2019, “Shear Behavior of High Strength Steel Fiber Reinforced Concrete Columns”, PhD dissertation, Taipei, Taiwan, 463pp.

## 高強度鋼筋混凝土柱之裂縫控制研究

**計畫分類：**國家地震工程研究中心內部研究計畫及科技部計畫

**計畫名稱：**台灣新型高強度鋼筋混凝土結構耐震及使用性能研究--子計畫:高強度鋼筋混凝土梁柱構件之損傷控制設計研究-損傷控制設計法研擬

**計畫編號：**107-2625-M-011 -001 -

**計畫主持人：**邱建國

**參與人員：**邱建國、湯騏壑、何沁恩

**試驗期間：**107 年 1 月至 19 日至 2 月 8 日

**試驗地點：**國家地震工程研究中心臺北實驗室多軸向測試系統(MATS)

**試驗目的：**

本研究主要針對高強度鋼筋混凝土柱構件之使用性裂縫控制進行探討，各試體的主要參數有軸力大小、箍筋間距等影響，並探討柱在長期使用性載重下，於最大裂縫寬度 0.4mm 所對應之剪力與最大剪力強度進行量化研究。

**試驗佈置：**

本研究共進行六組柱試體，剪力鋼筋配置分為三種，剪力鋼筋間距 100mm 代號為 10S；剪力鋼筋間距 150mm 代號為 15S；剪力鋼筋間距 200mm 代號為 20S，其中三組不同形式箍筋的試體軸力為  $0.15A_g f'_c$ ，另外三組試體軸力為  $0.3A_g f'_c$ ，箍筋採用 D13(#4)之 SD785 鋼筋，主筋採用 D29(#9)之 SD685 鋼筋。試體斷面尺寸均為 600mm×600mm，保護層厚度為 40mm，柱淨高為 1800mm，各試體參數詳細如表 1 所示。在試驗裝置方面，使用國家地震工程研究中心 MATS(多軸向試驗系統)，除了能提供垂直向載重外，亦能同時提供水平載重、側向載重及三方向彎矩之功能，其中最大軸壓可達到 60MN，MATS 構架高度 7.75 公尺，主要構架採用預力混凝土材料設計。系統由反力梁、兩 A 形預力 RC 構架、RC 基礎、十三個無摩擦壓力千斤頂、水平向千斤頂及載重平台所組成。試體置於載重平台上，一端與載重平台固定，另一端固定於上方反力梁，可容納試體之最大高度為 5 公尺。將試體基礎鎖上預力螺桿，施加預力固定後，利用側邊的油壓致動器施力於試體下方的載重平台提供側向力之加載，多軸項試驗系統(MATS)如圖 1 所示，試體實際安裝配置情形如圖 2 所示。

| Specimen | Failure Mode | L    | Cross Section      | $c$  | $f'_c$    | $f_y$       | $f_{yt}$ | $S$  | $\rho_s$ | Axial Force |
|----------|--------------|------|--------------------|------|-----------|-------------|----------|------|----------|-------------|
|          |              | (mm) | (cm <sup>2</sup> ) | (mm) | (MPa)     | (MPa)       | (MPa)    | (mm) | (%)      |             |
| 10S0.15  | 撓剪破壞         | 1800 | 60×60              | 40   | 70(88.03) | 685(715.88) | 785(863) | 100  | 1.00     | 0.15        |
| 15S0.15  | 剪力破壞         | 1800 | 60×60              | 40   | 70(87.05) | 685(715.88) | 785(863) | 150  | 0.67     | 0.15        |
| 20S0.15  | 剪力破壞         | 1800 | 60×60              | 40   | 70(77.04) | 685(715.88) | 785(863) | 200  | 0.50     | 0.15        |
| 10S0.3   | 撓剪破壞         | 1800 | 60×60              | 40   | 70(74)    | 685(715.88) | 785(863) | 100  | 1.00     | 0.3         |
| 15S0.3   | 撓剪破壞         | 1800 | 60×60              | 40   | 70(76.05) | 685(715.88) | 785(863) | 150  | 0.67     | 0.3         |
| 20S0.3   | 剪力破壞         | 1800 | 60×60              | 40   | 70(71.05) | 685(715.88) | 785(863) | 200  | 0.50     | 0.3         |

表 1 柱試體參數設計表

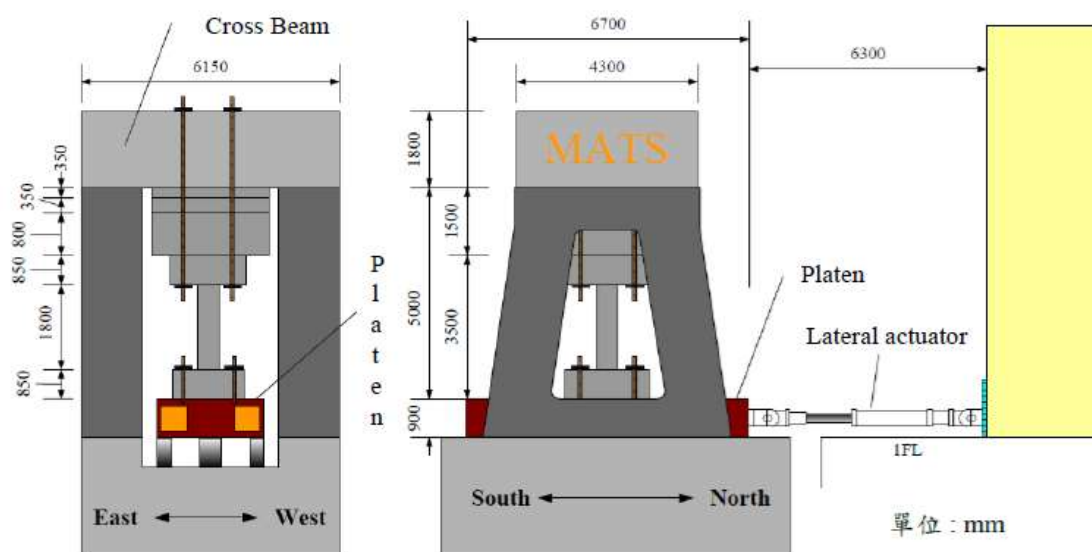


圖 1 多軸項試驗系統(MATS)示意圖

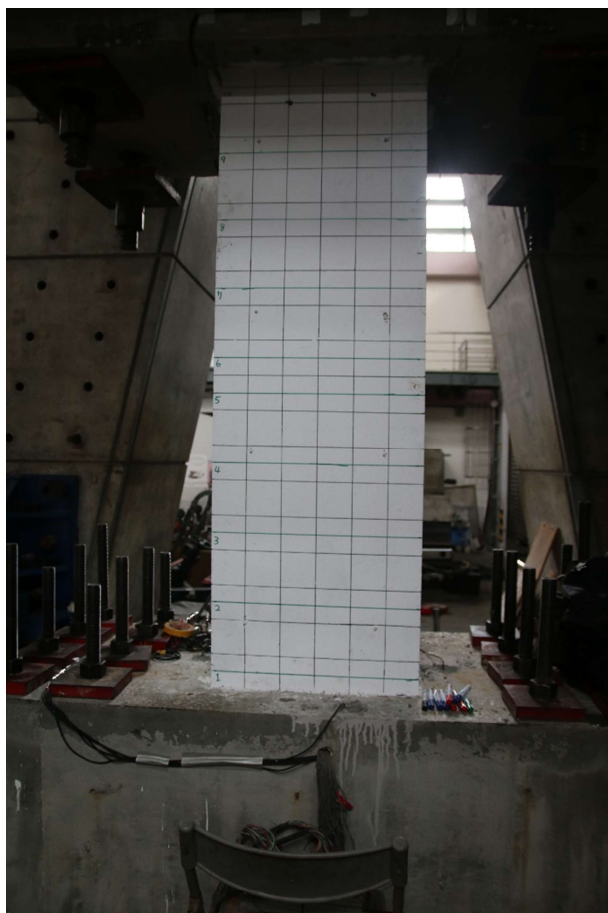


圖 2 試體實際安裝配置情形示意圖

**試驗規劃：**

本試驗的方法採柱反覆側推，試驗程序以位移控制方式進行，試驗施加之位移量由構件之變形角(Drift Ratio)所決定，試驗的每個尖峰變形角分別為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、6%及 8%(如圖 3 所示)。當位移加載達到尖峰變形角後，於試體混凝土表面進行裂縫描繪、量測及拍照紀錄。完成以上工作後將力量卸載歸零，重複前述之工作。

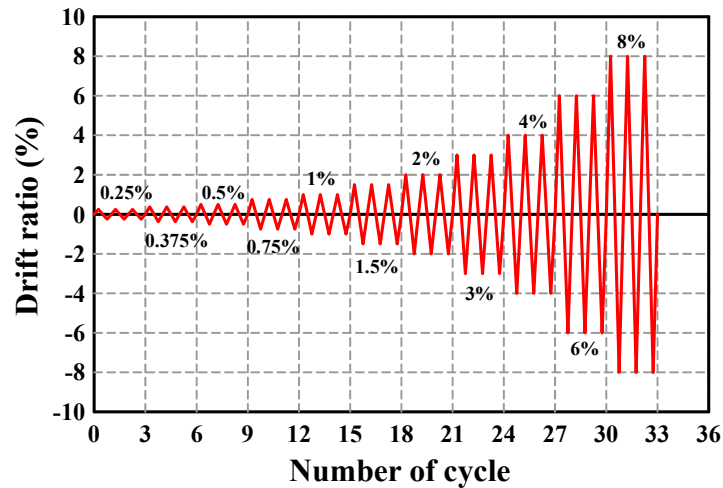


圖 3 側力加載歷時

### 試驗結果：

#### (1)破壞模式

各試體之側力-位移之遲滯迴圈如圖 4 所示，也將各變形角下的最大裂縫寬度標示於圖中參考，其中試體 10S0.15、10S0.3、15S0.3 破壞模式為撓剪破壞，試體 15S0.15、20S0.15、20S0.3 為剪力破壞，六座試體在剪力面及撓曲面受到軸力的影響，皆產生沿主筋之縱向裂縫，此狀況對於撓曲面的裂縫發展影響較大，則對於本研究之剪力裂縫影響甚小。其中在試體 15S0.3 部分，由於試體上下基礎不夠平整，導致柱受到 MATS 加載受力時產生扭矩，並且集中於一個角隅處，產生扭矩後最大殘餘裂縫寬度僅達到 0.18mm。各試體實際裂縫發展如圖 5 所示(照片取試體破壞前前一個變形角)。

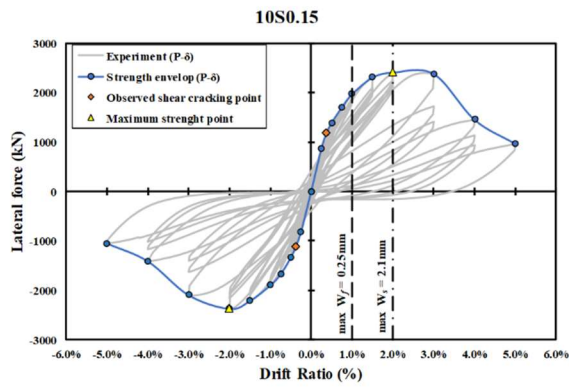
#### (2)試體強度

在撓剪破壞之試體，最大剪力強度約發生在變形角 2%至 3%，剪力強度低於最大剪力強度 60%皆在變形角 4%之後；剪力破壞之試體，最大剪力強度約發生在變形角 1%至 1.5%，且剪力強度低於最大剪力強度 60%皆在變形角 2%至 3%之後。

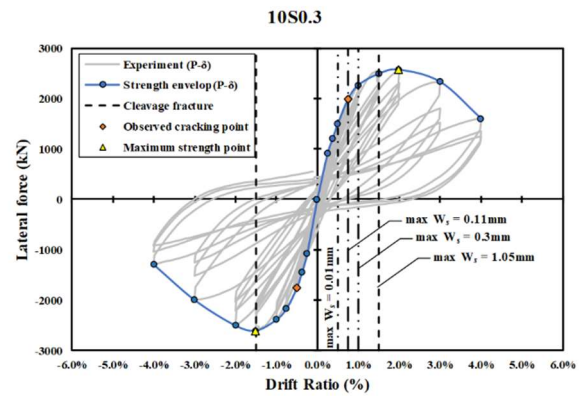
#### (3)裂縫發展

各試體裂縫發展約在尖峰變形角 0.5%時，剪力面及撓曲面才有明顯的裂縫產生，且最大殘餘裂縫寬度要達 0.2mm 下，各試體尖峰變形角約在 1%時才會產生大於 0.2mm 的殘餘裂縫，在試體達最大強度點之後，此時裂縫寬度會因混凝土保護層剝落以及軸向力的關係導致裂縫寬度急速增大。

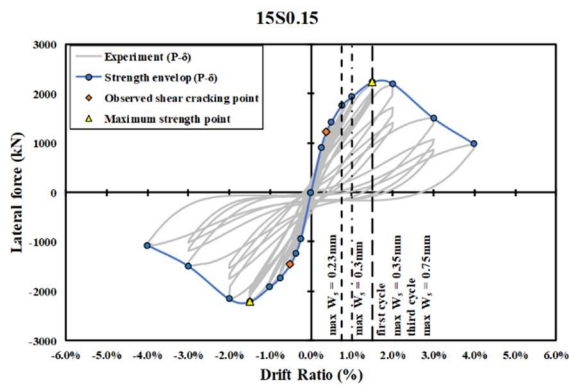




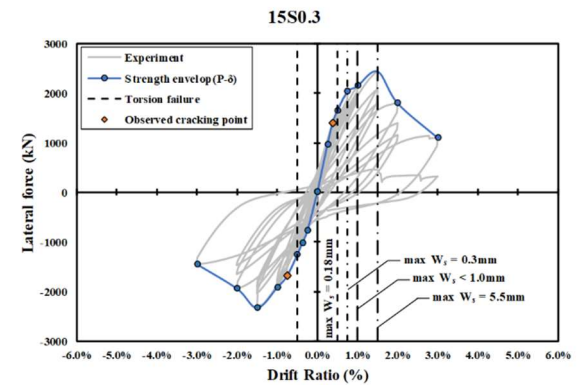
(a) 試體 10S0.15



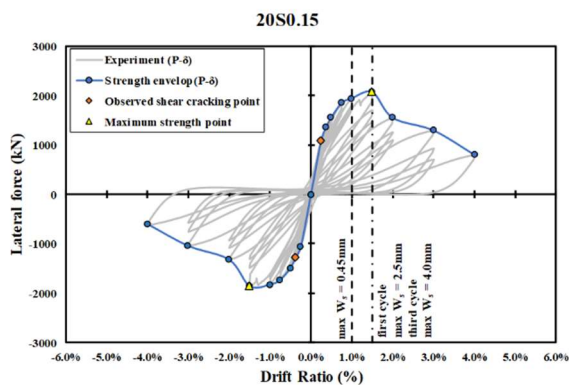
(b) 試體 10S0.3



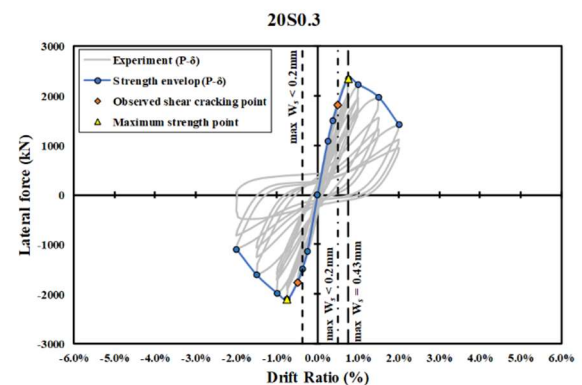
(a) 試體 15S0.15



(b) 試體 15S0.3

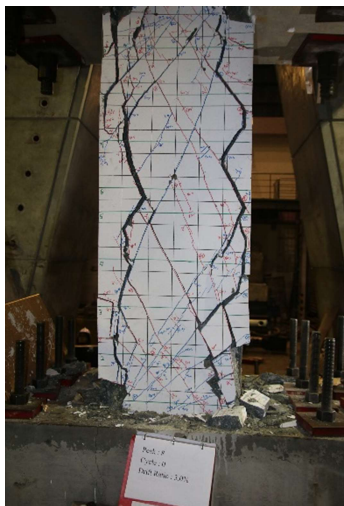


(a) 試體 20S0.15

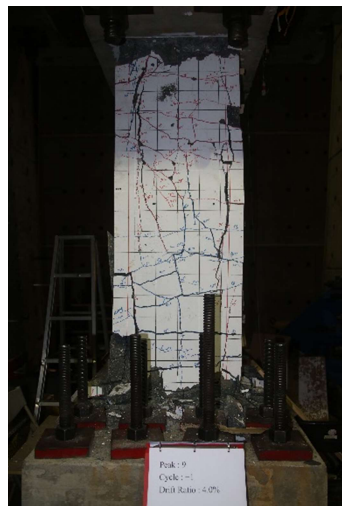


(b) 試體 20S0.3

圖 4 各試體之側力-位移遲滯迴圈和包絡線



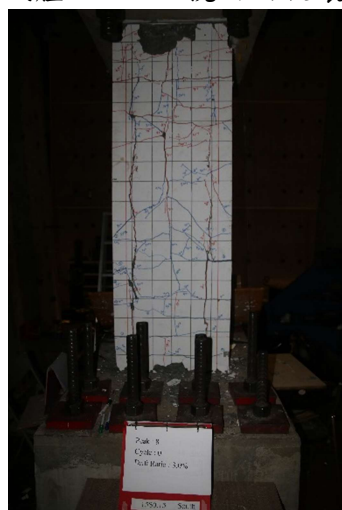
(a) 試體 10S0.15 剪力面破壞情形



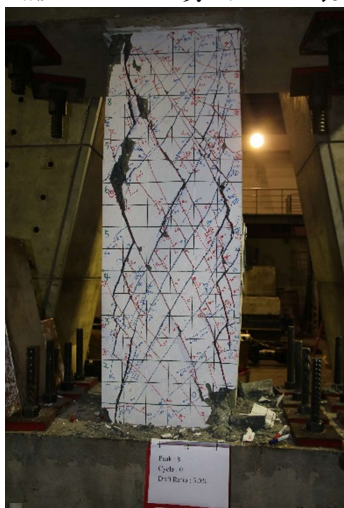
(b) 試體 10S0.15 撓曲面破壞情形



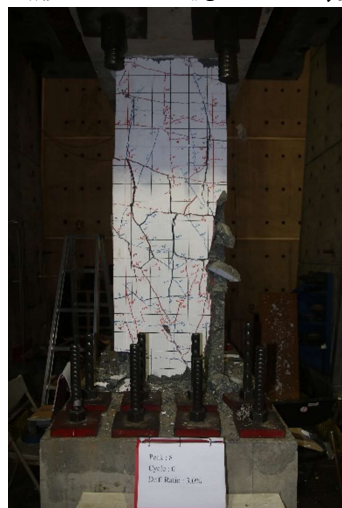
(c) 試體 15S0.15 剪力面破壞情形



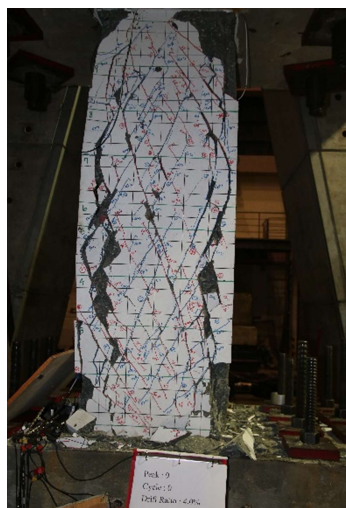
(d) 試體 15S0.15 撓曲面破壞情形



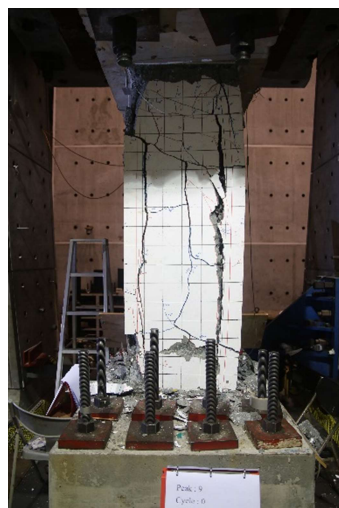
(e) 試體 20S0.15 剪力面破壞情形



(f) 試體 20S0.15 撓曲面破壞情形



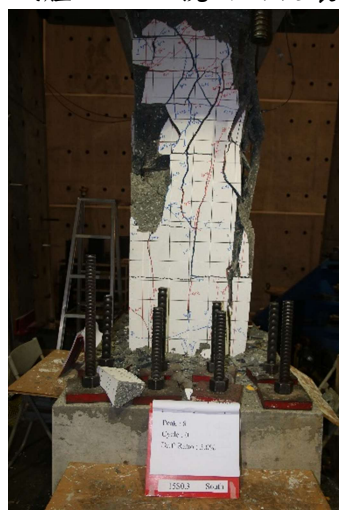
(g) 試體 10S0.3 剪力面破壞情形



(h) 試體 10S0.3 撓曲面破壞情形



(i) 試體 15S0.3 剪力面破壞情形



(j) 試體 15S0.3 撓曲面破壞情形



(k) 試體 20S0.3 剪力面破壞情形



(l) 試體 20S0.3 撓曲面破壞情形

圖 5 各試體破壞前實際照片

相關著作：

陳崇慶，2013，「高強度鋼筋混凝土梁之剪力裂縫行為研究」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程系。

林芳慶，2014，「高強度鋼筋混凝土梁剪力裂縫控制研究」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程系。

陳少謙，2015，「高強度鋼筋混凝土梁之裂縫控制研究」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程系。

何柏霆，2017，「高強度鋼筋混凝土梁之裂縫控制設計研究」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程系。



## 鋼筋混凝土剪力牆破壞與倒塌行為研究

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：鋼筋混凝土剪力牆破壞與倒塌行為研究

計畫編號：MOST 106-2626-M-002-006

計畫主持人：黃世建

參與人員：曹君婕、曾建創

試驗期間：106 年 8 月至 107 年 7 月

試驗地點：國家地震工程研究中心台北實驗室多軸向測試系統(MATS)

試驗目的：

鋼筋混凝土剪力牆具有極高的側向勁度與強度，其在地震力作用下可有效控制結構物之側向位移，故能避免其他豎向構材之破壞，作為抗倒塌破壞之關鍵構材，故了解剪力牆之破壞與倒塌行為就極為重要。鑒於目前國內外對於鋼筋混凝土剪力牆破壞與倒塌行為之相關試驗資訊較少，本研究設計四座鋼筋混凝土剪力牆，以及一套配合實驗使用之鋼製模具與鋼製夾具，於國家地震工程研究中心進行實驗。

試驗規劃：

本研究旨在探討未開孔剪力牆與垂直牆段之崩塌行為表現，由於在過去的牆體試驗結果發現縮尺牆體與實尺牆體的實驗結果並沒有太大的差異，為能大量進行實驗測試並配合 MATS 系統之使用高度，故設計四座二分之一縮尺鋼筋混凝土剪力牆試體進行測試。此四座牆體之牆寬為 150 cm、牆高為 150 cm (圖 1)。鑑於台灣一般隔戶牆或外牆大部分為 15 cm 牆厚、配置雙排垂直筋的設計，所以本研究設計之試體雖為二分之一縮尺設計，但為配合雙排垂直筋的設計，牆厚仍維持 15 cm。

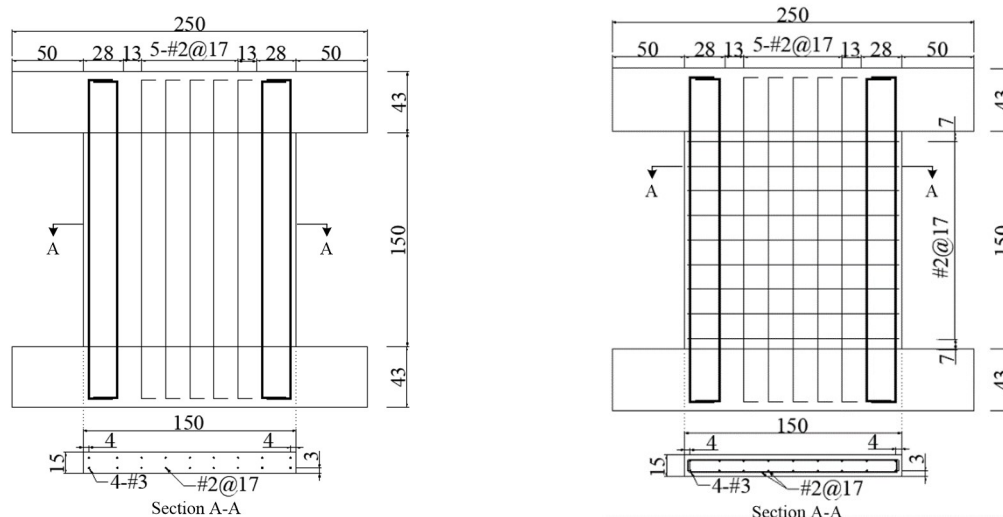


圖 1 試體配筋圖 (Unit: cm)



第一座為無配置水平鋼筋且受  $0.1A_g f'_c$  軸壓作用之未開孔試體(ALR10\_1.0\_0.00)，其腹版鋼筋採#2@17cm 單向雙層配置，其垂直鋼筋比為 0.25%。第二座為配置 0.25%水平鋼筋且受  $0.1A_g f'_c$  軸壓作用之未開孔試體(ALR10\_1.0\_0.25)，其腹版鋼筋採#2@17cm 雙向雙層配置，其垂直鋼筋比與水平鋼筋比皆為 0.25%。

第三座為配置 0.25%水平鋼筋且受  $0.3A_g f'_c$  軸壓作用之未開孔試體(ALR30\_1.0\_0.25)，其腹版鋼筋同第二座試體之配置，其垂直鋼筋比與水平鋼筋比亦皆為 0.25%。第四座為無配置水平鋼筋且受  $0.3A_g f'_c$  軸壓作用之未開孔試體(ALR30\_1.0\_0.00)，其腹版鋼筋同第一座試體之配置，其垂直鋼筋比為 0.25%。關於各試體之材料性質可詳表 1。

| 試體              | $f'_c$<br>kgf/cm <sup>2</sup> | 牆筋                                      |                                         | 邊界構材                                    |
|-----------------|-------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|
|                 |                               | 垂直向                                     | 水平向                                     |                                         |
| ALR10_1.0_0.00  | 267.8                         |                                         | None                                    |                                         |
| ALR 10_1.0_0.25 | 260.6                         | #2<br>$f_y=3845$<br>kgf/cm <sup>2</sup> | #2<br>$f_y=3845$<br>kgf/cm <sup>2</sup> | #3<br>$f_y=4323$<br>kgf/cm <sup>2</sup> |
| ALR 30_1.0_0.25 | 260.6                         |                                         |                                         |                                         |
| ALR 30_1.0_0.00 | 275.0                         |                                         | None                                    |                                         |

表 1 各試體材料性質

#### 試驗布置：

由於本研究選取較為極端之反曲點接近牆體中央之雙曲率變形剪力牆作為研究對象，因此實驗以限制牆頂部與底部之轉角方式，進行反覆載重試驗，以模擬牆體在承受側向力之雙曲率變形之行為。為達此測試要求，實驗於 MATS 系統進行測試(圖 2)，此系統之施力方式為由水平向制動器提供試體側向推力。於軸向力加載部分，則以一支 3000 噸與六支 500 噸垂直向制動器(Vertical actuator)同時作用在載重平台上，透過載重平台傳遞軸力於試體，過程中配合兩支 200 噸下壓制動器(Hold down actuator)維持整體載重平台之平穩性並使試體受力均勻。在控制方面，採用外部位移控制，量測牆體之實際側向位移，控制水平向制動器之力量，而側向位移之輸入係按照圖 3 所敘述之載重歷時曲線作執行，當試體喪失垂直向承載能力或喪失其側向強度時，即定義為牆體之崩塌點。

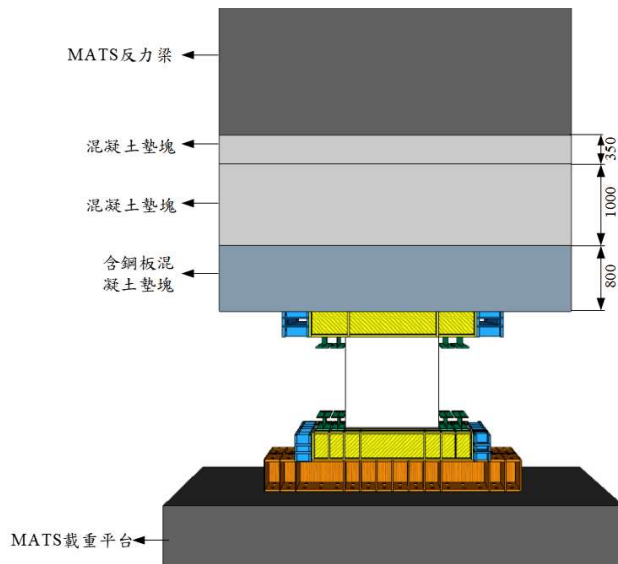


圖 2 測試佈置 (Unit : mm)

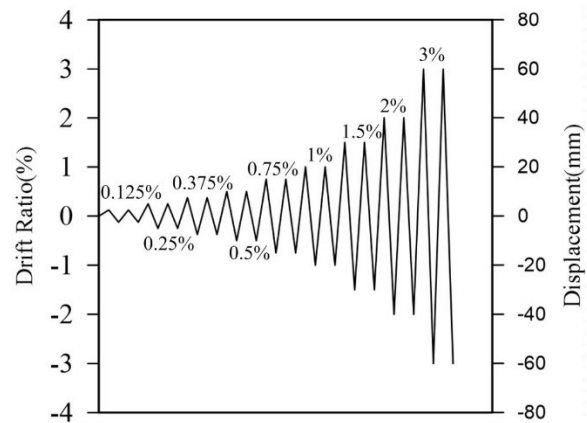


圖 3 載重歷時

### 試驗結果：

本試驗之層間變位角(DR)，由試體之側向位移除以牆體淨高( $h_w$ )，即 150 cm。

首先觀察四座試體之裂縫發展，試體 ALR10\_1.0\_0.00 由於軸壓設定錯誤，使試體承受遠超過預設軸壓 $10\%A_g f'_c$ 的軸向壓力，造成牆體在未開始進行實驗時已產生軸壓破壞。由圖 4(a)可發現當牆體配置之水平鋼筋量不足時，將無法提供垂直鋼筋有效之側向支撐，使牆體之垂直鋼筋易產生嚴重之挫曲現象。

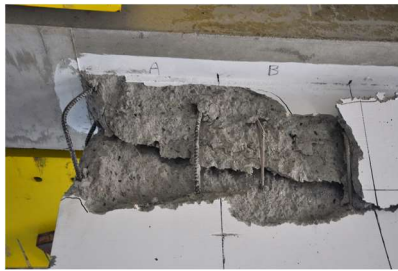
由圖 4(b)可發現，試體 ALR10\_1.0\_0.25 在使用性階段( $DR=0.13\%$ )時，牆體產生一對角之剪力裂縫以及少量之撓曲裂縫。在強度階段( $DR=0.375\%$ )時，牆體產生另一方向之對角剪力裂縫，而角隅以及牆體中央開始產生混凝土擠碎之現象。在倒塌階段( $DR=0.74\%$ )，於對角裂縫以及牆體中央產生大量之混凝土剝落，此時牆體開始產生延對角斜裂縫滑移之現象，同時牆體之軸向承載能力喪失。

由圖 4(c)可發現，試體 ALR30\_1.0\_0.25 在使用性階段( $DR=0.13\%$ )時，僅產生少量之撓曲裂縫。在強度階段( $DR=0.375\%$ )時，牆體產生對角之剪力裂縫，於對角壓桿端部突然產生大量混凝土擠碎之現象，且延對角剪力裂縫亦有混凝土剝落之情形，而此時牆體之軸向承載能力突然喪失，於此試體之實驗結果發現試體之強度發生的同時亦發生倒塌。

由圖 4(d)可發現，試體 ALR30\_1.0\_0.00 在使用性階段( $DR=0.13\%$ )時，與試體 ALR30\_1.0\_0.25 相似，僅產生少量的撓曲裂縫。在強度階段( $DR=0.25\%$ )時，產生對角之剪力裂縫且延裂縫方向有混凝土剝落之情形，同時牆體角隅以及中央處之混凝土亦產生大量之剝落。此時牆體之側向承載力趨近於零，並喪失其軸向承載能力，故同試體 ALR30\_1.0\_0.25 產生強度階段發生的同時亦為倒塌階段的現象。



整體破壞圖

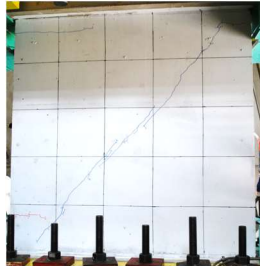


試體左側角隅鋼筋挫曲

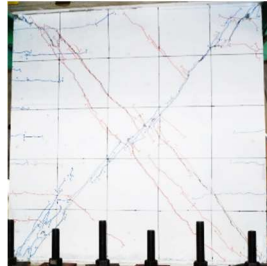


試體右側角隅鋼筋挫曲

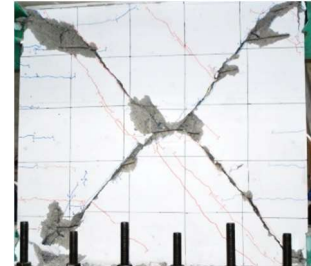
試體 ALR10\_1.0\_0.00



DR=0.13%



0.375% (強度點)



0.74% (崩塌點)

試體 ALR10\_1.0\_0.25



DR=0.13%

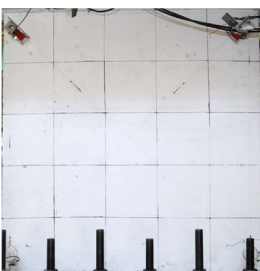


0.375% (強度點)



0.375% (崩塌點)

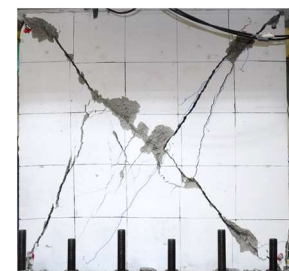
試體 ALR30\_1.0\_0.25



DR=0.13%



0.25% (強度點)



0.25% (崩塌點)

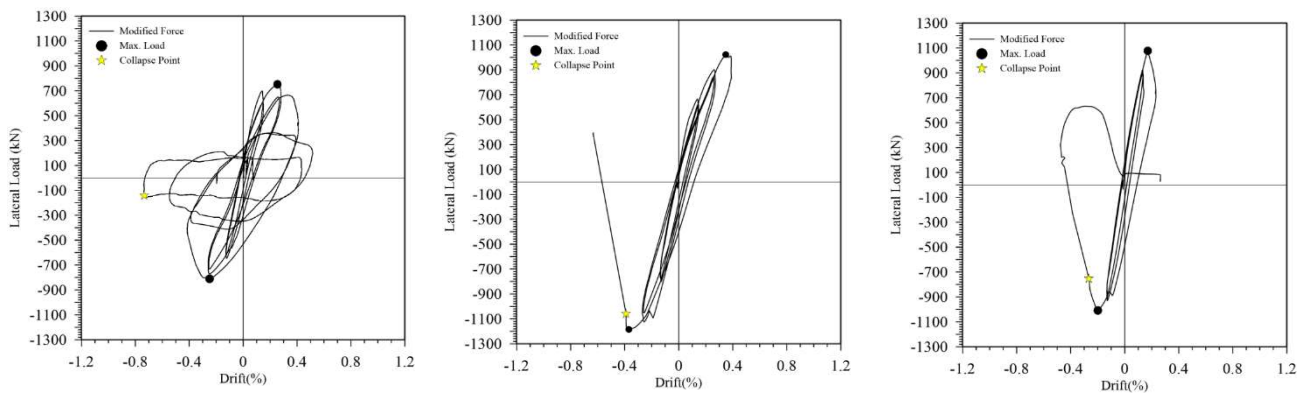
(d) 試體 ALR30\_1.0\_0.00

圖 4 試體裂縫發展圖

再來觀察三座試體之遲滯迴圈，試體 ALR10\_1.0\_0.25 之強度變化(圖 5(a))，於試體強度點過後，正向以及負向之側向力皆有明顯之衰減。而於試體層間變位角將增加至 0.75% 之過程中，牆體喪失其軸向承載能力，而判定層間變位角於負向 0.74% 之狀態為牆體之倒塌。

試體 ALR10\_3.0\_0.25 之強度變化(圖 5(b))，於試體發生強度時，試體之軸向承載能力突然大量喪失，故此試體發生其強度點的同時亦發生牆體之倒塌點。

試體 ALR10\_3.0\_0.00 之強度變化(圖 5(c))，同試體 ALR30\_1.0\_0.25 當試體發生其強度點的同時亦發生牆體之倒塌點。關於各牆體強度點以及倒塌點之層間變位以及側向強度皆列於表 2。



試體 ALR10\_1.0\_0.25

試體 ALR30\_1.0\_0.25

試體 ALR30\_1.0\_0.00

圖 5 各試體遲滯迴圈

| 試體             | 正向         |                 |            |                 | 負向         |                 |            |                 |
|----------------|------------|-----------------|------------|-----------------|------------|-----------------|------------|-----------------|
|                | 強度點        |                 | 崩塌點        |                 | 強度點        |                 | 崩塌點        |                 |
|                | 載重<br>(kN) | 層間<br>變位<br>(%) | 載重<br>(kN) | 層間<br>變位<br>(%) | 載重<br>(kN) | 層間<br>變位<br>(%) | 載重<br>(kN) | 層間<br>變位<br>(%) |
| ALR10_1.0_0.25 | 753.78     | 0.26            | -          | -               | 810.05     | 0.25            | 143.02     | 0.73            |
| ALR30_1.0_0.25 | 1023.08    | 0.35            | -          | -               | 1184.10    | 0.37            | 1123.86    | 0.26            |
| ALR30_1.0_0.00 | 1078.23    | 0.17            | -          | -               | 1007.58    | 0.20            | 752.81     | 0.27            |

表 2 各試體實驗結果

由此三座牆體之遲滯迴圈可發現，雖然試體受大軸壓越大可增加其側向強度，但當試體所受軸壓過大(如受 $30\%A_g f'_c$ 軸壓作用)時，試體強度階段發生的同時亦發生試體之崩塌階段。而當牆體配置之水平鋼筋量不足時，試體的整體位移能力將大幅下降。

#### 相關著作：

Yeh, R. L., Tseng, C. C., and Hwang, S. J. (2018). "Shear Strength of Reinforced Concrete Vertical Wall Segments under Seismic Loading," ACI Structural Journal, V. 115, No. 5, September, pp. 1485-1494.

Weng, P. W., Li, Y. A., Tu, Y. S., and Hwang, S. J. (2017). "Prediction of Lateral Load Displacement Curves for Reinforced Concrete Squat Walls Failed in Shear," Journal of Structural Engineering, ASCE, 143(10), DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001872, 04017141.

Hwang, S. J., Tsai, R. J., Lam, W. K., and Moehle, J. P. (2017). "Simplification of Softened Strut-and-Tie Model for Strength Prediction of Discontinuity Regions," ACI Structural

2019 國家地震工程研究中心實驗成果研討會(I)

國家地震工程研究中心，台北，2019/05/03

Journal, V. 114, No. 5, September-October, pp. 1239-1248.



# A STUDY OF GLOBAL OUT-OF-PLANE STABILITY

## MODEL FOR WES BRBS

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：先進挫屈束制支撐抗震技術應用研究

計畫編號：MOST 104-2221-E-002 -114 -MY3

計畫主持人：蔡克銓 教授

參與人員：陳力維

聯絡電郵：r04521250@ntu.edu.tw

試驗期間：106 年 4 月至 5 月

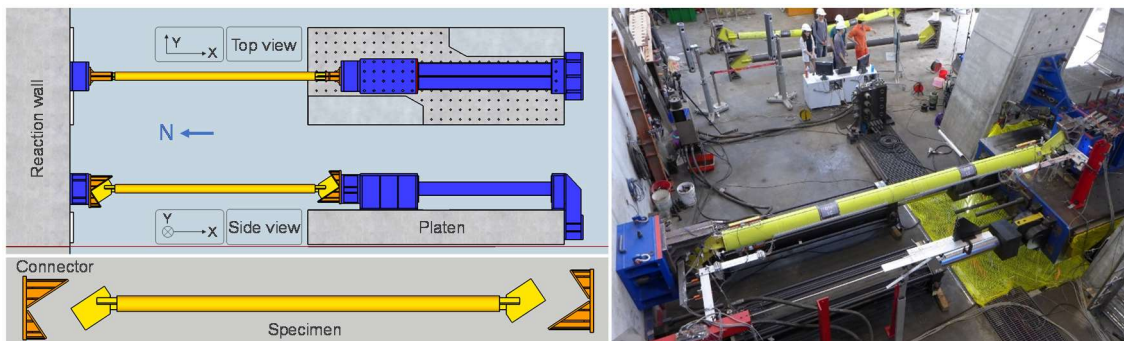
試驗地點：台北國家地震工程研究中心/多軸向測試系統(MATS)

### 試驗目的：

Buckling-restrained braces (BRB) have been widely used as cost-effective energy dissipaters in seismic designs of steel buildings. However, several issues of out-of-plane (OOP) instability have been observed in previous research. The stability evaluation method commonly used in seismic design practice applies three limit states to check the stability of the steel casing, connections, and gussets separately. Nevertheless, they appear to be over-simplified, by adopting unreasonable end conditions and neglecting coupling effects among them. Therefore, this study adapts an advanced stability assessment procedure and proposes a new stability model that considers the flexural deformation of the restrainer, gusset rotations, and the aforementioned coupling effects. In addition, an evaluation method is developed for finite-element model analysis to compute the gussets' rotational stiffness and strength. To verify the effectiveness of the proposed model, four full-scale BRB specimens each 5.8 m long with a 988-kN nominal yielding strength, varying restrainer stiffness, gusset thickness, and with/without edge stiffeners or OOP end drift are tested.

### 試驗佈置：

The experiment was conducted using the Multi-Axial Testing System (MATS) at NCREC. Figure 1 illustrates the test setup, where the positive X-direction is toward the south (the platen side), and the positive Y-direction is toward the east. This coordinate system was applied for both the loading protocol and the instrumentation. The specimens were arranged between the platen and the reaction wall. Each BRB specimen was welded to the gusset. Two gusset connectors were fabricated to provide end boundary conditions for the gussets, and to simulate the gusset-beam and gusset-column interfaces.

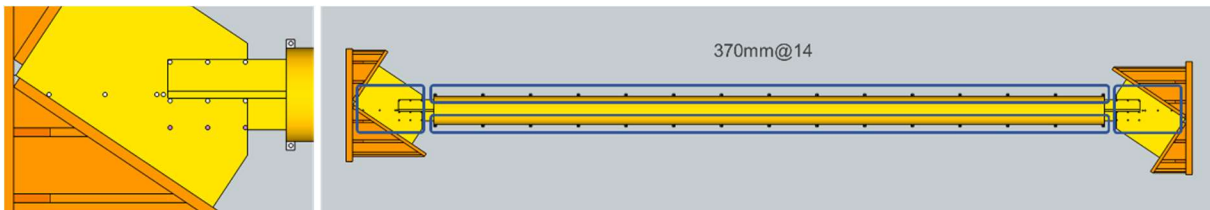


**Figure 1.** The experimental setup.

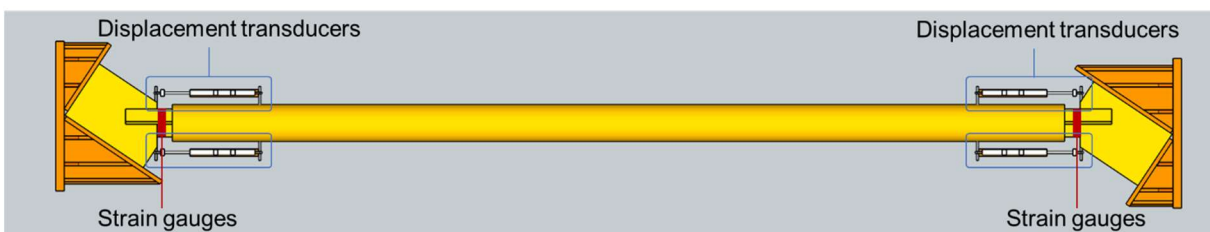
In order to recover the OOP deformations of the specimens, an optical measuring system (OMS), which comprise a data logger, a camera and several markers, was used (see Figure 2). An array of OMS markers was placed along the BRB member and gussets as shown in Figure 3. The markers emitted optical signal which was subsequently captured by the camera. As a result, the instant three-dimensional coordinates of each marker were computed and recorded. Four 150-mm displacement transducers were arranged at the restrainer ends (two on each side) to measure the BRB's axial deformations (see Figure 4). An array of uniaxial strain gauges was attached at the head of the overlap portion between the joint segment and the gusset to recover the axial force and the bending moment if necessary.



**Figure 2.** The optical measuring system: (a) controller, (b) camera, and (c) marker.



**Figure 3.** The layout of the optical measuring system markers.



**Figure 4.** The layout of the displacement gauges and strain gauges.

#### 試驗規劃：

The specimens were tested by applying cyclically increasing displacements. The loading protocol comprised two parts: 1) the standard and 2) the fatigue cyclic loading tests, as illustrated in Figure 5. The standard loading cycles followed the recommendations of AISC 341-10 [21] for BRBs, where the first two cycles consider the yielding displacement of the BRB specimen. Then, the loading proceeds with an increasing IDR ranging from 1% to 4% for two cycles at each level. In order to trigger the instability of the specimens, two additional cycles with a 5% IDR were adopted following the last cycle of 4% IDR if necessary. Once the

specimen went through the abovementioned loading cycles without failure, the fatigue cyclic loading test with constant displacements of 3% IDR was repeated until failure occurred.

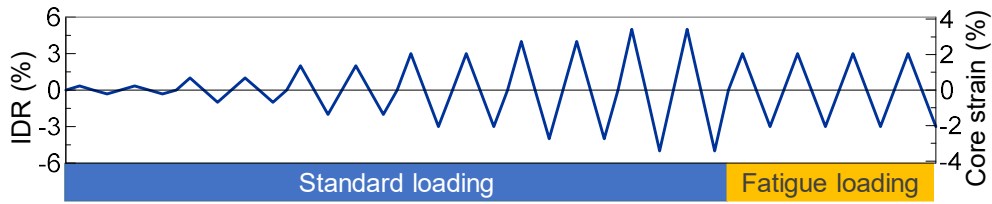


Figure 5. The loading protocol.

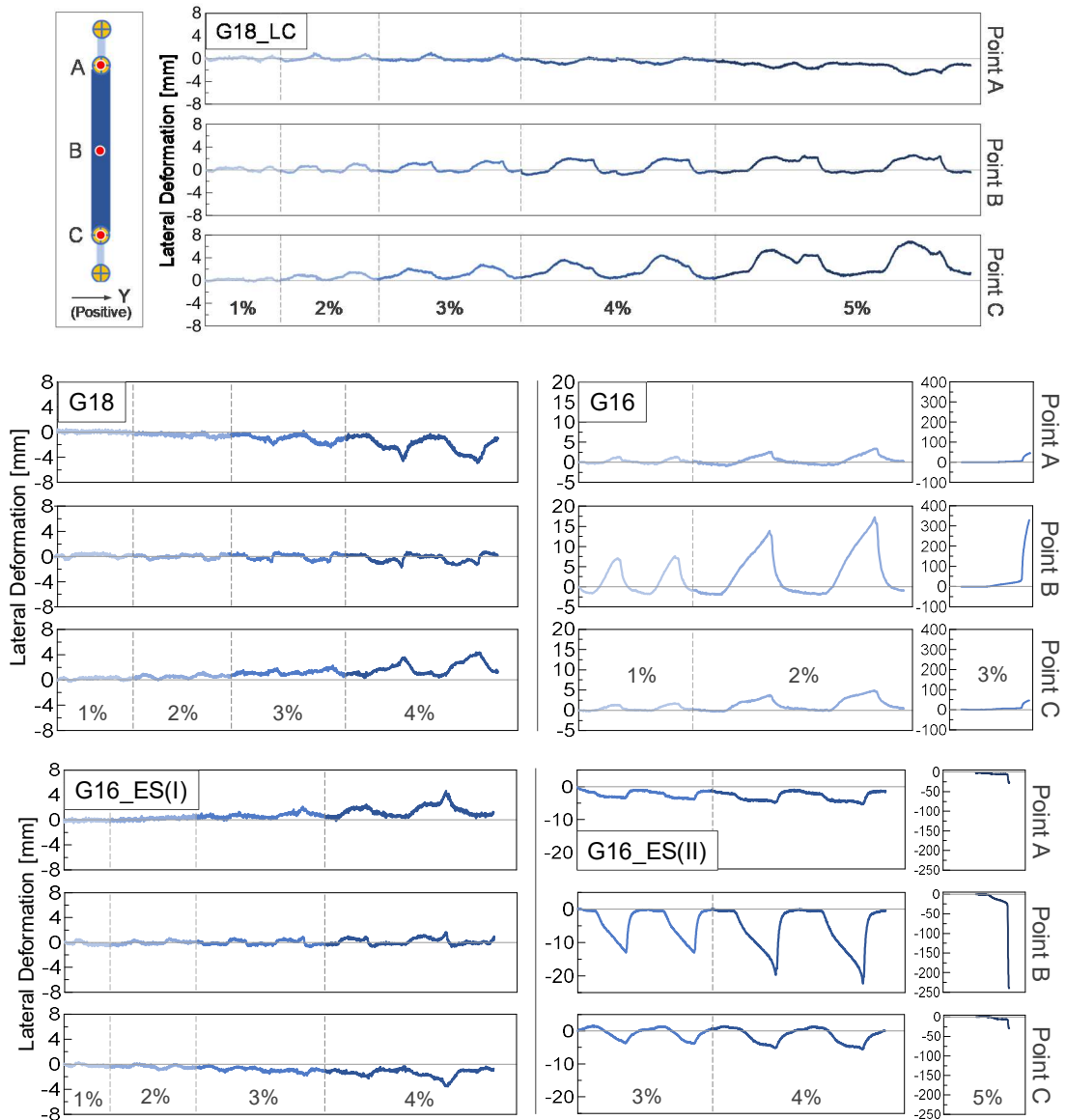
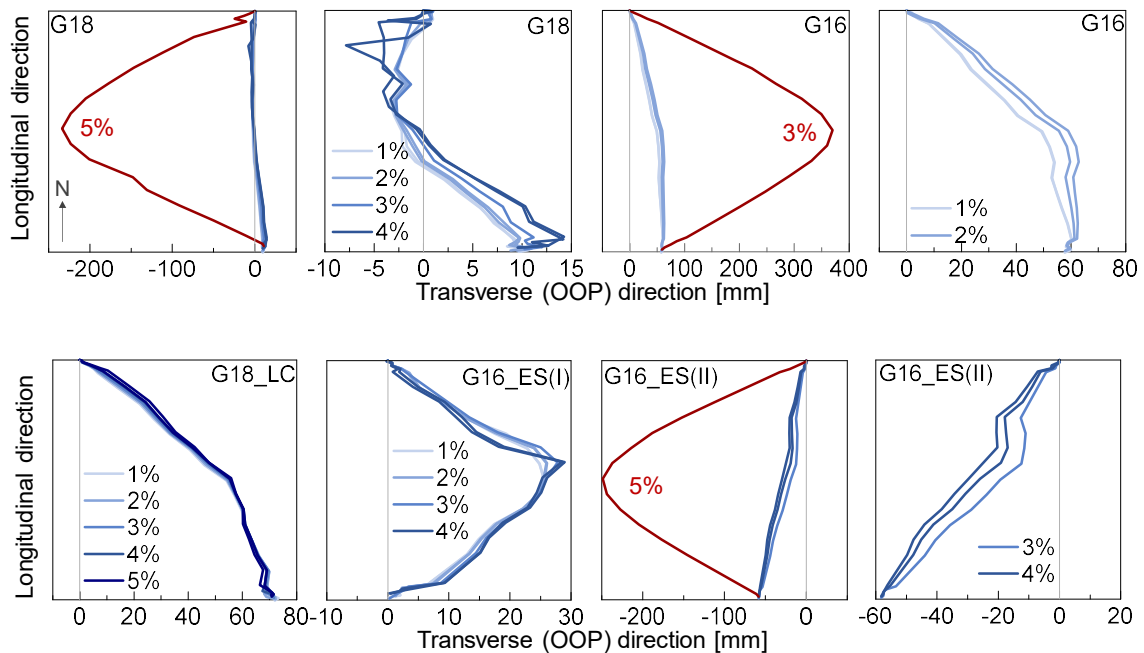


Figure 6. The OOP displacement histories of the specimens.

#### 試驗結果：

Three of the specimens buckled during the test. Figure 6 presents the out-f-plane (OOP) displacement (positive Y-direction shown in Figure 10) histories measured at the midpoint (Point B) and the two ends of the restrainer (Points A and C) for each specimen. Figure 7

shows the deformed shapes at the cyclic compressive peaks of each IDR level by plotting the corresponding Y-coordinates of all OMS markers.



**Figure 7.** The deformed shapes of the specimens measured by the OMS.

In Figure 6, for Specimens G18, G18\_LC, and G16\_ES(I), it can be seen that the measured end displacements of the restrainer were in opposite directions, implying that the asymmetrical deformations were initially triggered and continued. On the contrary, the end displacements observed from G16 and G16\_ES(II) were always in the same direction, indicating that the symmetrical deformations were developed at the beginning. These phenomena can also be observed and confirmed in Figure 7. In addition, the OOP displacements of G16 and G16\_ES(II) were substantially larger than those of the other specimens. The development of these large OOP displacements should be responsible for the subsequent buckling that occurred in G16 and G16\_ES(II).

The red curves in Figure 7 illustrate the experimental instantaneous buckling shapes of the buckled specimens at the designated IDR levels. The red curves clearly indicate that G18, G16, and G16\_ES(II) buckled in a symmetrical mode. The blue gradient curves of G18 show that an asymmetrical OOP deformation was initially developed with the southern gusset deformed toward the east. However, it was then bent backward to the west, triggering the symmetrical buckling mode.

#### 相關著作：

Chen LW, Tsai KC, Tsai CY, and Wu AC. (2019) "Evaluation out-of-plane stability for welded BRBs considering flexural restrainer and gusset rotations", *Journal of Constructional Steel Research*. (in press)

## 振動台反力質塊系統測試

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：振動台反力質塊系統測試

計畫編號：106-2625-M-492-007-

計畫主持人：鍾立來

參與人員：趙汶欣、吳紀宏、胡佳欣

試驗期間：107 年 04 月 09 日 至 04 月 10 日

試驗地點：台北地震模擬振動台

### 試驗目的：

識別振動台之浮動反力質塊的頻率以及阻尼比，瞭解振動台基礎的動力特性，此識別結果可供日後的實驗規劃、振動頻率之範圍設定及振動台之浮動基礎保養。

### 試驗佈置：

由振動控制室看出去，右手為 +X 方向，左手為 -X 方向；前方為 +Y 方向，後方為 -Y 方向。在振動平台的平面依序編號 1 以及 2，並放置縱向 x, 橫向 y, 垂直向 z 的感測器，量測加速度的加速規(圖 1)。振動台浮動反力質塊的四角依序右上編號為 3，右下編號為 4，左上編號為 5，左下編號為 6，分別放置縱向 X, 橫向 Y, 垂直向 Z 的感測器，量測加速度的加速規與量測位移的位移感測器(圖 2、圖 3、圖 4、圖 5、圖 6)。因此，共有 6 個加速規，12 支位移感測器。擷取資料點位置及物理量整理於表一。

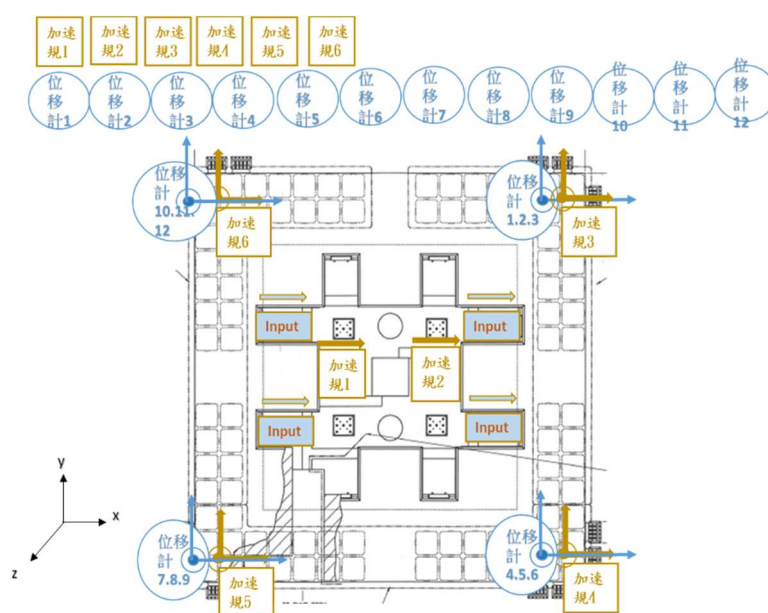


圖 1、儀器架設位置平面圖



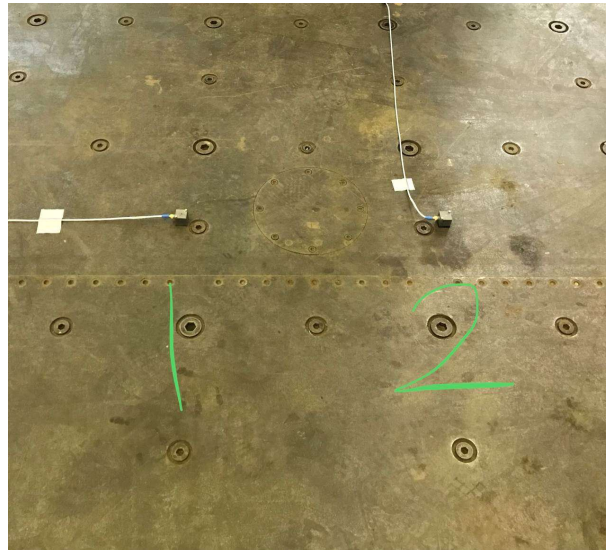


圖 2、振動平台上的加速規架設示意圖



圖 3、振動台浮動反力質塊的加速規以及位移計架設示意圖(右上)

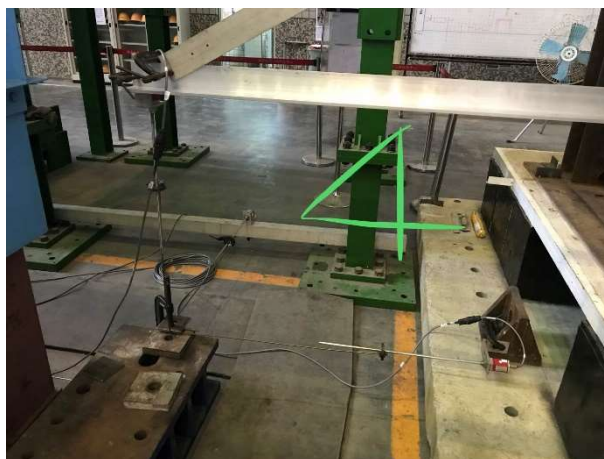


圖 4、振動台浮動反力質塊的加速規以及位移計架設示意圖(右下)



圖 5、振動台浮動反力質塊的加速規以及位移計架設示意圖(左下)



圖 6、振動台浮動反力質塊的加速規以及位移計架設示意圖(左上)

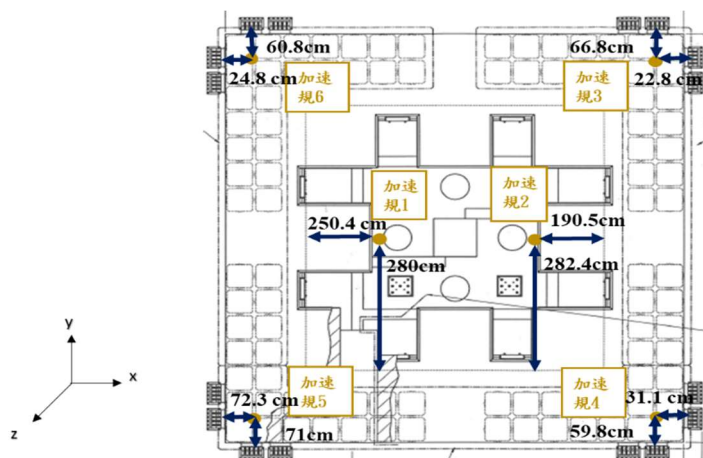


圖 7、振動台浮動反力質塊的加速規架設相對位置圖

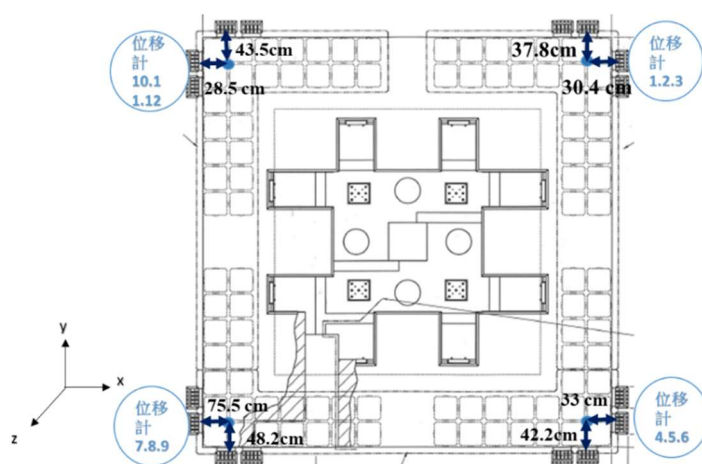


圖 8、振動台浮動反力質塊的位移計架設相對位置圖

表 1、擷取資料點位置及物理量總表

| 振動平台                                 | 浮動反力質量塊                                  | 油壓致動器                                                                 |
|--------------------------------------|------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|
| 加速規 1<br>$a_{T1x}, a_{T1y}, a_{T1z}$ | 加速規 3 $a_{F1x}, a_{F1y}, a_{F1z}$        | X 向油壓致動器平均值<br>$F_{Ax} = (F_{Ax1} + F_{Ax2} + F_{Ax3} + F_{Ax4}) / 4$ |
| 加速規 2<br>$a_{T2x}, a_{T2y}, a_{T2z}$ | 加速規 4 $a_{F2x}, a_{F2y}, a_{F2z}$        | Y 向油壓致動器平均值<br>$F_{Ay} = (F_{Ay1} + F_{Ay2} + F_{Ay3} + F_{Ay4}) / 4$ |
|                                      | 加速規 5 $a_{F3x}, a_{F3y}, a_{F3z}$        | Z 向油壓致動器平均值<br>$F_{Az} = (F_{Az1} + F_{Az2} + F_{Az3} + F_{Az4}) / 4$ |
|                                      | 加速規 6 $a_{F4x}, a_{F4y}, a_{F4z}$        |                                                                       |
|                                      | 位移計 1.2.3 $d_{Fx1}, d_{Fy1}, d_{Fz1}$    |                                                                       |
|                                      | 位移計 4.5.6 $d_{Fx2}, d_{Fy2}, d_{Fz2}$    |                                                                       |
|                                      | 位移計 7.8.9 $d_{Fx3}, d_{Fy3}, d_{Fz3}$    |                                                                       |
|                                      | 位移計 10.11.12 $d_{Fx4}, d_{Fy4}, d_{Fz4}$ |                                                                       |

**試驗規劃：**

本研究利用五種外力形式(表 2) 輸入振動台作為激振浮動反力質量塊的外力源，擷取振動台接收到的加速度，以及浮動反力質量塊基礎上的加速度及位移。

表 2、輸入外力形式及試驗項目

| 試驗   | 一                                   | 二                                   | 三                                   | 四                                      | 五                                      |                                        |                                        |                                        |
|------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|
| 項目   | IEEE693                             | AC156                               | GR63                                | Performance                            | White noise                            |                                        |                                        |                                        |
| 激振類型 | 地震波                                 | 地震波                                 | 地震波                                 | 人造地震波                                  | 白噪音                                    |                                        |                                        |                                        |
| 測試次數 | Test1 (1)<br>Test2 (2)<br>Test3 (3) | Test1 (4)<br>Test2 (5)<br>Test3 (6) | Test1 (7)<br>Test2 (8)<br>Test3 (9) | Test1 (10)<br>Test2 (11)<br>Test3 (12) | Test1 (13)<br>Test2 (14)<br>Test3 (15) | Test1 (16)<br>Test2 (17)<br>Test3 (18) | Test1 (19)<br>Test2 (20)<br>Test3 (21) | Test1 (22)<br>Test2 (23)<br>Test3 (24) |
| 測試項目 | xyz 向晃動                             | xyz 向晃動                             | x 向晃動                               | xyz 向晃動                                | x 向晃動                                  | y 向晃動                                  | z 向晃動                                  | xyz 向晃動                                |

外力歷時圖為致動器上的感測器輸出力量的結果 (表 3)，做頻率域分析而得，如表 4。



表 3 、X 方向外力歷時圖 (Test 1 為例)

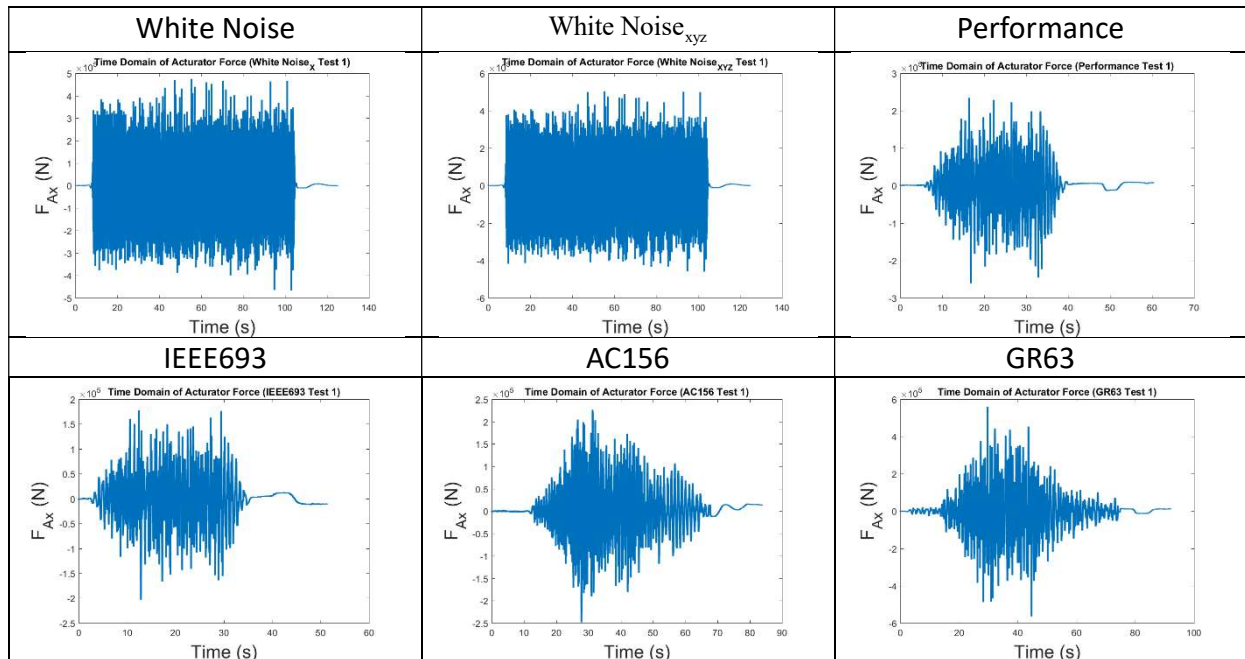
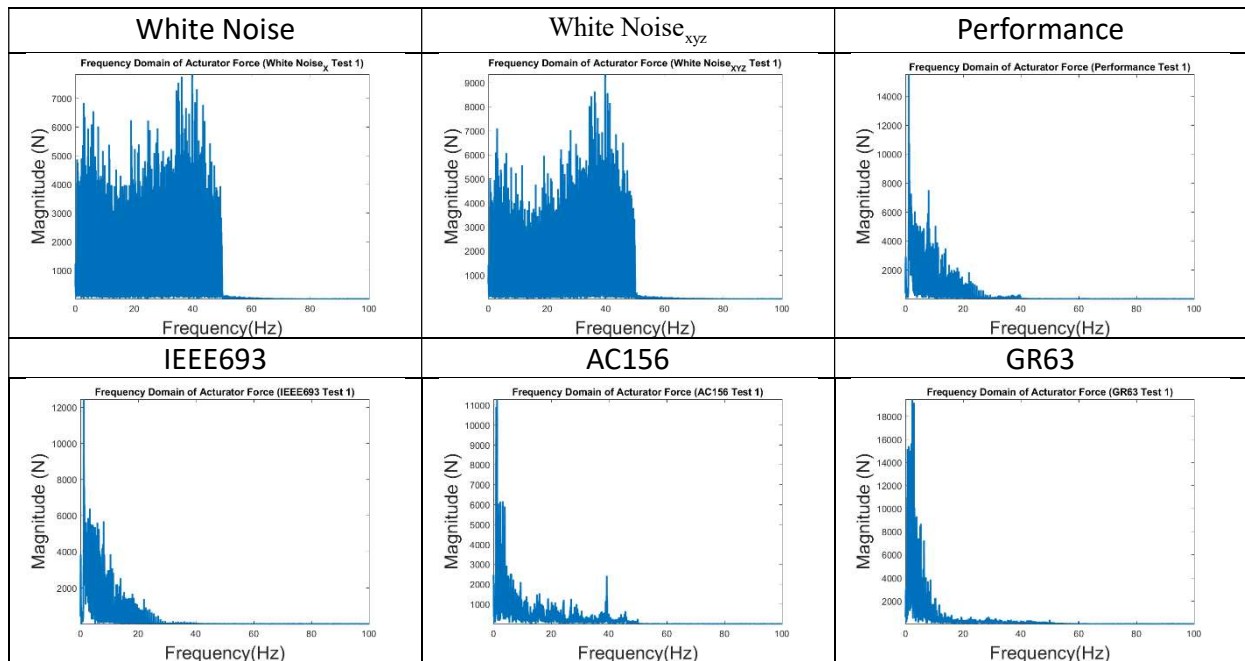


表 4 、X 方向外力頻域圖 (Test1 為例)



### 試驗結果：

試驗結果分析由致動器上感測器量測到的力轉為頻率域；與架設於浮動反力質量塊四角的位移計量測到的位移量轉為頻率域，以力量頻率為分母，位移頻率為分子，相除取絕對值，即為頻率響應之實驗值。透過單自由度的響應函數與實驗值兩相擬合，而得



受測物的頻率以及阻尼比，如表 5 以及表 6。

表 5、X 方向響應函數的擬合 (Test1 為例)

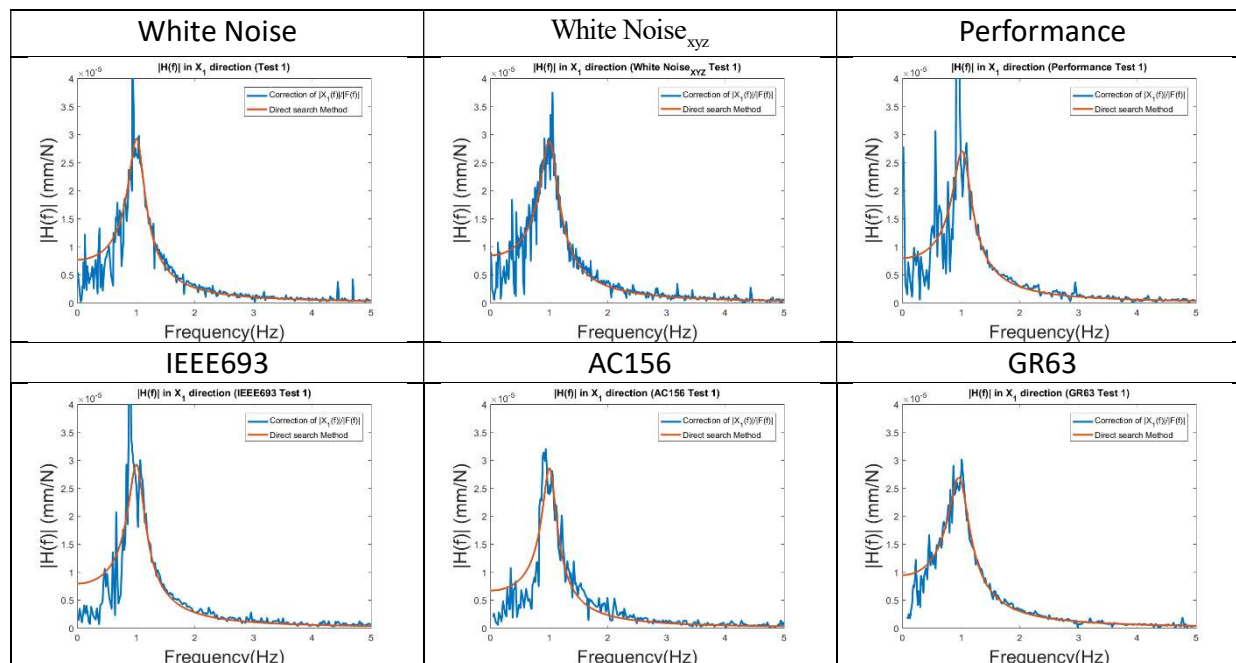
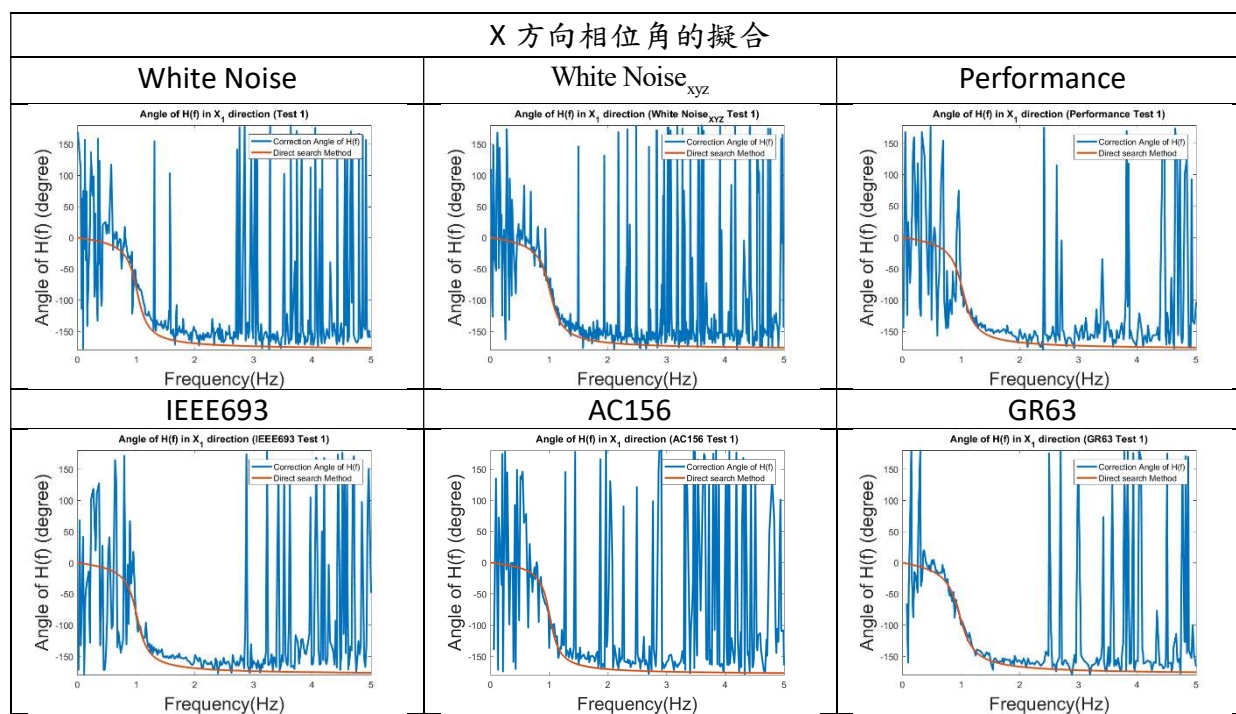


表 6、X 方向相位角的擬合 (Test1 為例)



依序輸入外力形式及試驗項目；如自然頻率 X 軸向為 1.03 Hz，係由外力形式為白噪音輸入，測試次數為三次，感測器於四個方位角輸出的 X 方向的位移量，故總共 12

筆資料，依序分析所得的頻率以及阻尼比的平均值。該 X 方向共有六種不同的外力形式輸入，故 X 方向的頻率以及阻尼比係由 72 筆資料所得之平均值，再算出各筆分析平均值下的標準差，如表 7。

表 7、各方位之頻率以及阻尼比

| 反力質量塊                | Natural Frequency |       |       | Damping Ratio |        |        |
|----------------------|-------------------|-------|-------|---------------|--------|--------|
| 軸向                   | X                 | Y     | Z     | X             | Y      | Z      |
| White Noise(白噪音)     | 1.03              | 0.94  | 1.16  | 0.14          | 0.15   | 0.08   |
| White Noise_xyz(白噪音) | 1.02              | 0.99  | 1.07  | 0.15          | 0.16   | 0.11   |
| Performance (人造地震波)  | 1.02              | 0.98  | 1.12  | 0.14          | 0.12   | 0.08   |
| IEEE693              | 1.02              | 0.92  | 1.09  | 0.13          | 0.12   | 0.09   |
| AC156                | 1.01              | 0.99  | 1.05  | 0.12          | 0.11   | 0.06   |
| GR63                 | 0.99              |       |       | 0.17          |        |        |
| 平均數                  | 1.02              | 0.96  | 1.10  | 0.14          | 0.13   | 0.08   |
| 標準差                  | 0.01              | 0.03  | 0.04  | 0.02          | 0.02   | 0.02   |
| 變異係數                 | 1.35%             | 3.23% | 3.90% | 12.60%        | 15.80% | 24.52% |

透過六次外力試驗的結果整理出表 7 後，由表 7 得各試驗外力項目下，浮動反力質量塊的頻率以及阻尼比的平均值，如下，可依序歸結出四個重點。

#### 1. 反力質量塊的自然頻率以及阻尼比

|      | 自然頻率    | 阻尼比  |
|------|---------|------|
| X 方向 | 1.02 Hz | 0.14 |
| Y 方向 | 0.96 Hz | 0.13 |
| Z 方向 | 1.1 Hz  | 0.08 |

2. 即使在不同外力形式輸入，反力質量塊的自然頻率以及阻尼比結果大致相若，因此可判定反力質塊的運動模式為線性系統。
3. 在已知結構自然頻率以及阻尼比下，可作為判定日後空氣彈簧以及阻尼器維護依據。
4. 本文建議，輸入一集中在 1Hz 左右的外力作為激振浮動反力質量塊輸入訊號，更精準去建立反力質量塊的自然頻率以及阻尼比結果，使空氣彈簧以及阻尼器維護依據更為精確。

## 群樁基礎裸露橋梁受近斷層地震作用之

### 實驗與分析研究(II)

**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：**考慮近斷層效應之橋梁耐震性能研究計畫-總計畫暨子計畫:群樁基礎裸露橋梁受近斷層地震作用之實驗與分析研究(II)

**計畫編號：**MOST 106-2625-M-002-002-

**計畫主持人：**張國鎮

**參與人員：**劉光晏、歐昱辰、張榮泰

**聯絡電郵：**ciekuo@ntu.edu.tw

**試驗期間：**107 年 4 月

**試驗地點：**台北地震模擬振動台

#### 試驗目的：

在工程實務上，對於橋樑基礎往往以固定端模擬，但以加速度反應譜的觀點來看，採用固定端可能會高估對結構物的加速度反應；以位移反應譜的觀點來看，採用固定端可能會低估對結構物的位移反應，導致於電腦模擬分析上無法有效模擬橋梁真實的行為。目前國內外僅有少數實驗研究包含橋柱、基樁與土壤-結構互制之橋梁系統動力反應試驗研究，且過往資料中，多數皆以單樁基礎進行基礎模擬；然工程上跨河橋樁基礎形式以群樁基礎居多，故了解群樁效應之影響有其必要性。

為了能夠更進一步探討單柱式橋墩與群樁基礎橋梁系統受沖刷後之耐震性能，本研究規劃單柱式橋墩與群樁基礎裸露橋梁模型，並使用大型雙軸向多層剪力試驗盒模擬半無限域之土層，進行振動台試驗獲取群樁基礎橋柱模型於不同裸露深度之動力反應，觀察於不同裸露深度下各高層間樁身之彎矩變化與群樁效應，並探討土壤對整體結構阻尼比貢獻，再透過數值分析採用非線性土壤彈簧(p-y curves)模擬土壤-結構互制行為，並與實驗結果比較，期望能透過數值模型預測其行為，並運用於工程實務上評估受沖刷橋樑之耐震性能。

#### 試驗佈置：

為接續鄧爵民(2017)進行之反覆荷載下單柱式橋墩與群樁裸露基礎之研究，故參考其群樁模型之樁徑與樁距，並參考賴姿妤(2011)之樁基礎覆土深度;橋柱模型則參考鄧爵民(2017)之斷面並延長高度為其兩倍。

本研究之群樁基礎橋柱模型試體主要構件包含質量塊、橋柱、基礎版、群樁基礎。為模擬群樁基礎貫入堅硬岩石地盤，群樁基礎以螺栓固鎖於剪力試驗盒底部，群樁基礎頂部焊上基礎版並以螺栓連結橋柱。為模擬上部結構之載重，以螺栓故鎖鋼板質量塊於橋柱頂部。為避免於試驗過程中試驗模型產生混凝土之脆性破壞，故橋柱材料使用鋼材;群樁基礎材料使用鋁材。

橋柱模型材料使用鋼材 SN490b，細部元件共包含質量塊接合版、橋柱與上基礎版(如圖 1)。質量塊接合版直徑 200 mm、厚度 18 mm，上基礎版長 150 mm、寬 150 mm、厚 15 mm。三者利用焊接連為一體，並於質量塊接合版上使用螺栓固鎖直徑 350 mm、高 340 mm、總重 260 kgf 之鋼板質量塊。

群樁基礎模型材料使用鋁材 T-6061，細部元件共包含下基礎版、群樁基礎與底部轉接版。下基礎版長 150 mm、寬 150 mm、高 30 mm，群樁基礎分別由四支外徑 25.4 mm、內徑 19.4 mm、長 1285 mm 之空心鋁管組成，相鄰兩邊樁之中心到中心距離為 84 mm，底部轉接版長 250 mm、寬 250 mm、高 15 mm(如圖 1)。三者以焊接連接為一體。

本研究中土壤部分係初步以「乾性砂土」模擬，並選用馬來西亞石英砂。並採用設計相對密度 50% 進行試驗。砂土相對密度係參照 ASTM D4253-00 及 ASTM D4254-00 規範於土壤力學實驗室進行實驗，以獲取砂土之最大乾密度與最小乾密度。實驗結果顯示，砂土之最大乾密度  $\gamma_{d,max} = 1.57 \text{ g/cm}^3$ 、最小乾密度  $\gamma_{d,min} = 1.39 \text{ g/cm}^3$ 、50% 相對密度  $\gamma_{d,50\%} = 1.47 \text{ g/cm}^3$ 。為了獲取砂土之內摩擦角，以作為後續進一步土壤-結構互制之模擬，故對本試驗所採用之砂土進行直剪試驗。砂土直剪試驗係參照規範 ASTM D3080-90 於土壤力學實驗室進行實驗。實驗結果顯示砂土相對密度 50% 內摩擦角  $\phi = 28.36^\circ$ 。

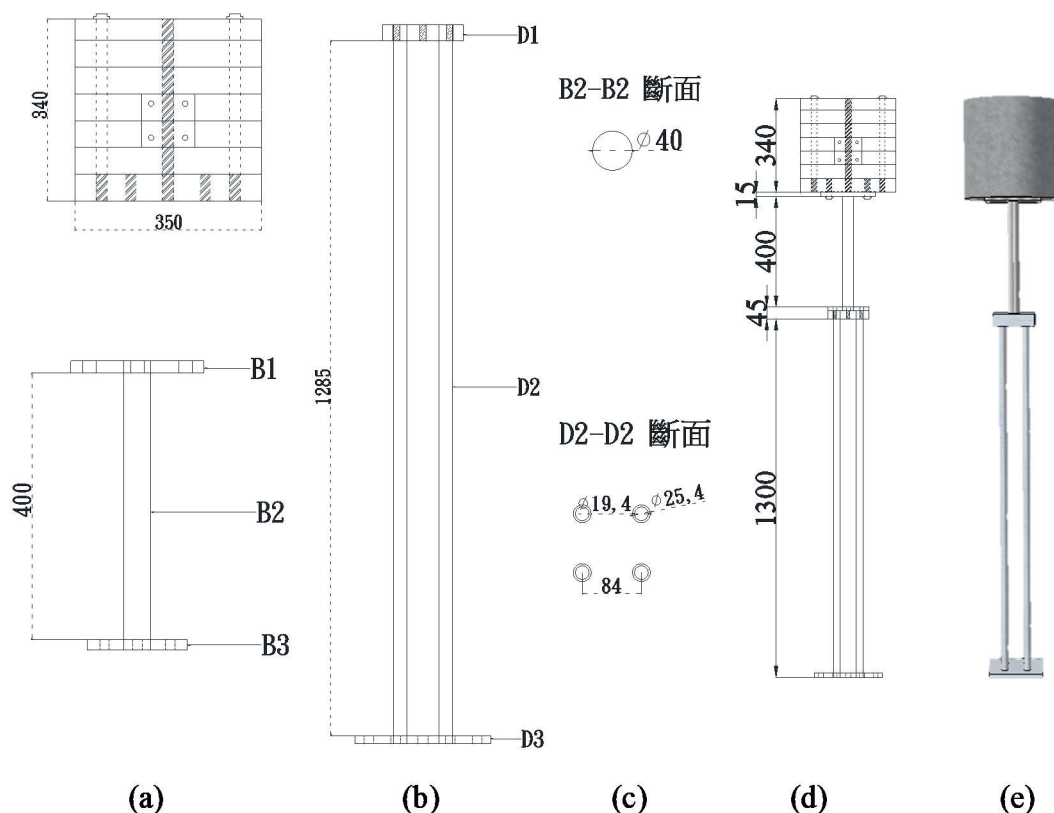


圖 1 群樁基礎橋柱模型設計圖(unit: mm): (a) 質量塊與橋柱; (b) 群樁基礎; (c) 斷面; (d) 正視圖; (e) 3D 正視圖

#### 試驗規劃：

本研究規劃群樁橋柱試體於四組不同覆土深度進行振動台實驗，以模擬群樁基礎

橋柱於沖刷效應下之動態行為。四組試驗組別分別為無裸露試體 0D (覆土深度 1300 mm)、裸露深度為三倍樁徑試體 3D (覆土深度 1225 mm)、裸露深度為六倍樁徑試體 6D (覆土深度 1150 mm)與裸露深度為十二倍樁徑試體 12D (覆土深度 1000 mm)，而試驗之基樁直徑  $D$  取整數為 25 mm，如圖 2 所示。

試體設計時土壤彈簧之模擬採用公路橋梁耐震設計之補充研究之樁基礎地盤反力係數模擬，並參考 AASHTO LRFD 橋梁設計規範(2012)[13]之群樁折減係數考慮群樁效應，以模擬地震時土壤與結構互制行為。其中各試體之設計基本震動週期 0D、3D、6D、12D 依序分別為:0.297 s、0.306 s、0.315 s、0.372 s。

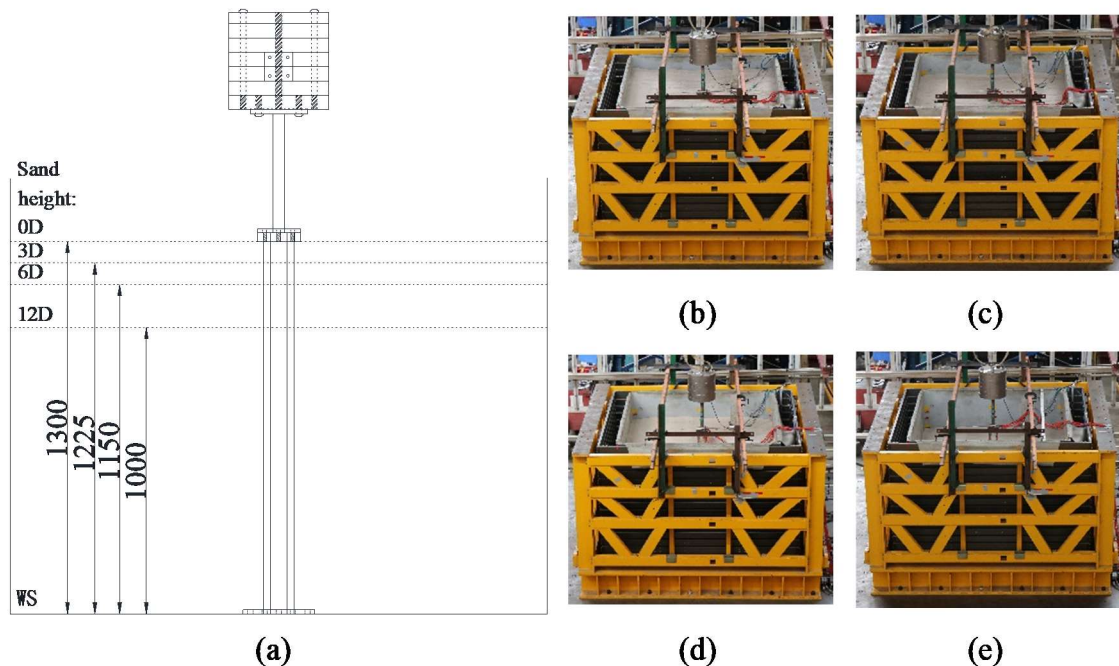


圖 2 試驗組別: (a) 不同裸露深度示意圖 (unit: mm); (b) 裸露 0D 試體; (c) 裸露 3D 試體; (d) 裸露 6D 試體; (e) 裸露 12D 試體

本研究試驗共採用三種代表性地震，分別為代表長週期地震之 1940 年美國 El centro NS 地震、代表近斷層地震之 1999 年南投集集 TCU068 EW 地震，以及擬合於台南關廟區反應譜規範之人造地震 AriTCU068。另為了進一步對試體進行系統識別，亦在每階段輸入白噪地震(White Noise)，各組別輸入地震歷時如表 1 所示。實際上一般現地橋梁基本振動週期約略落在 0.6 秒左右，為使群樁橋柱模型符合現地情況，故上述地震縮尺 2.3 倍，以還原基本週期。還原後之群樁橋柱試體各試體基本震動週期 0D、3D、6D、12D 依序分別為:0.635 s、0.681 s、0.727 s、0.833 s。

表 1 輸入地震歷時總表

| Specimen | Input Earthquake | Peak Ground Acceleration (gal) |
|----------|------------------|--------------------------------|
|          |                  | X-Direction                    |
| 0D       | El centro NS     | 100、150、200                    |
|          | TCU068 EW        | 100、150、200                    |
|          | AriTCU068        | 100、150、200                    |
|          | White Noise      | 30                             |



|     |              |                         |
|-----|--------------|-------------------------|
| 3D  | El centro NS | 100、150、200             |
|     | TCU068 EW    | 100、150、200             |
|     | AriTCU068    | 100、150、200             |
|     | White Noise  | 30                      |
| 6D  | El centro NS | 100、150、200             |
|     | TCU068 EW    | 100、150、200             |
|     | AriTCU068    | 100、150、200             |
|     | White Noise  | 30                      |
| 12D | El centro NS | 100、150、200、300、400、500 |
|     | TCU068 EW    | 100、150、200、300、400、500 |
|     | AriTCU068    | 100、150、200、300、400     |
|     | White Noise  | 30                      |

本振動台試驗研究規劃架設監測裝置以獲取振動台試驗相關動態行為。監測裝置共有加速度規、位移計、應變計。加速度規、位移計，配置圖如圖 3 所示，於群樁結構模型上分別於質量塊頂部、樁頂基礎版架設加速度規、位移計；剪力試驗盒則於第三層滑軌至第十二層滑軌以及剪力試驗盒底部架設加速度規、位移計。

應變計配置分別於橋柱模型至底部起 15 mm 處，平行於地震加載方向面黏貼間距 100 mm 之應變計；群樁模型方面則於底部起 15 mm 處黏貼間距為 200 mm 之應變計，且最上層及最下層應變計間距為 227.5 mm。

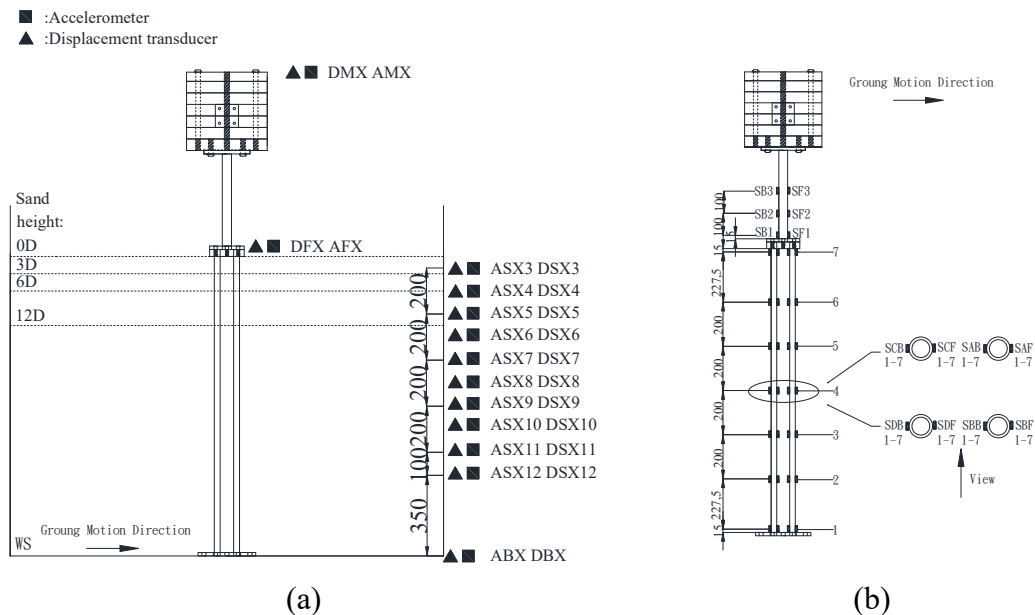


圖 3 (a) 加速度計、位移計配置圖 (unit: mm); (b) 應變計配置圖(unit: mm)

### 試驗結果：

本振動台試驗研究規劃於每次地震歷時加載前進行白噪試驗(White Noise 0.03g)，以識別系統動力特性。茲取輸入地震歷時與質量塊頂部量測之加速度歷時進行快速傅立葉轉換求得轉換函數(Transfer function)，以求得結構基本震動週期，各組試體實測值與

設計值平均誤差為 3.4%。

為持續觀察試體週期變化，故於每次地震加載後進行白噪試驗(White Noise 0.03g)以識別結構。識別顯示，隨著裸露深度增加、試體週期隨之延長；隨著前幾次地震歷時的加載，結構週期亦有延長之趨勢，但增長趨勢亦隨之趨緩。於實驗中發現，樁身近域砂土會隨著樁之反覆移動而被推離，使樁旁產生坑洞，但隨後部分砂土又回填坑洞裡，並產生些許永久沉陷。隨著每次地震歷時加載，總沉陷量漸漸增加，此沉陷現象解釋了結構週期隨著地震歷時加載而延長的原因。

在基樁、橋柱之彎矩分布與軸力上，取用基樁與橋柱上之應變計擷取之試驗資料，與金屬拉伸試驗而得之材料性質與構件之斷面性質，進一步計算構件彎矩與軸力，並定義軸力拉力、彎矩順時針為正，如圖 4 所示。

$$P = \frac{EA(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{2} \quad (1)$$

$$M = \frac{ES(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}{2} \quad (2)$$

因試驗資料擷取無法考慮靜載重之數值，故於此換算靜載重為初始應變，並於應變計歷時資料加上每段初始應變，並取基樁最大位移之時間點進行計算。茲取輸入地震歷時 AriTCU068 (PGA=0.2g) 為例，基樁頂部正彎矩隨裸露深度加深而增加，而基樁頂部以下之最大負彎矩亦隨裸露深度加深而增加，且發生位置亦隨裸露深度加深而下降。進一步比較前後排樁，如圖 5(a)、圖 5(b) 所示，前排樁所承受的彎矩大於後排樁彎矩；而基樁所受軸力亦隨裸露深度加深而上深。橋柱方面，以裸露深度 0D 與 12D 為例，0D 橋柱之彎矩大於 12D 彎矩。結果顯示群樁基礎橋柱可能於一定裸露深度下，相較於無裸露試體，橋柱彎矩值下降、基樁彎矩值上升。詳細之各地震歷時下之彎矩、軸力資料詳見張榮泰(2018)。

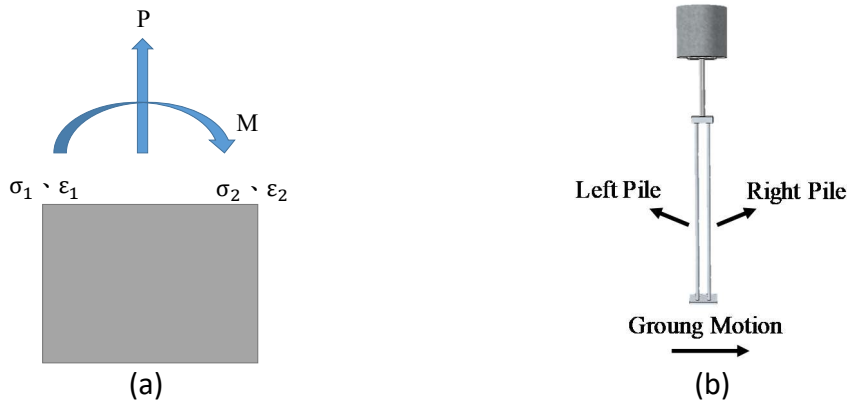


圖 4 (a)  $\varepsilon_1$ 、 $\varepsilon_2$  定義示意圖; (b) 左右樁位置定義示意圖

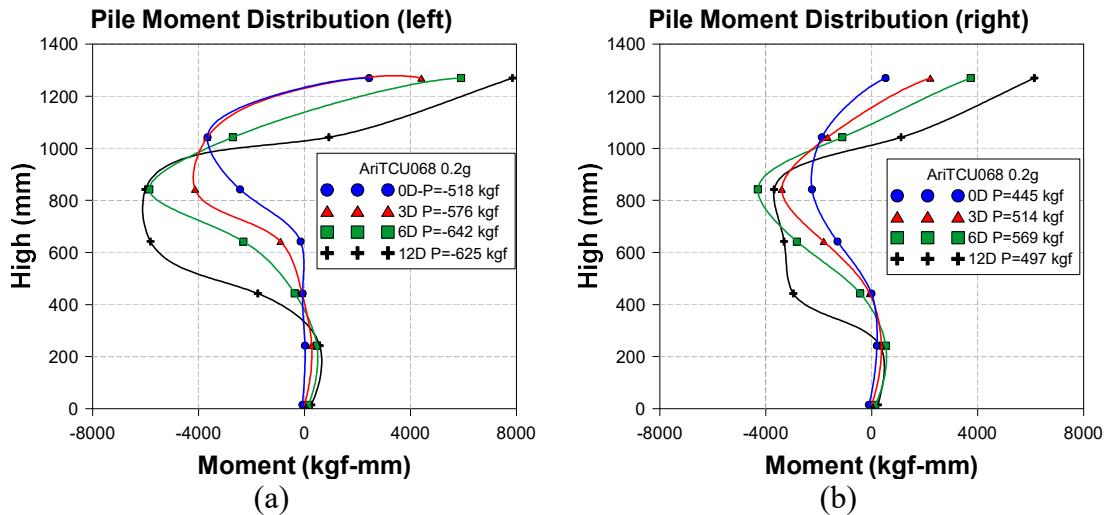


圖 5 樁基礎模型彎矩分布(AriTCU068 0.2g): (a) 左樁; (b) 右樁

在基樁相對位移比較上，基樁相對位移係假設構件斷面受力後平面保持平面，且忽略剪應變造成之變形，並以斷面彎矩值除上斷面模數求得曲率，並進一步積分求取基樁相對位移。茲取輸入地震歷時 AriTCU068 (PGA=0.2g) 為例，如圖 6 所示，樁頂最大側向位移隨裸露深度加深而增加，而於覆土內之基樁位移也隨之增加。詳細之各地震歷時下之基樁位移分布詳見張榮泰(2018)。

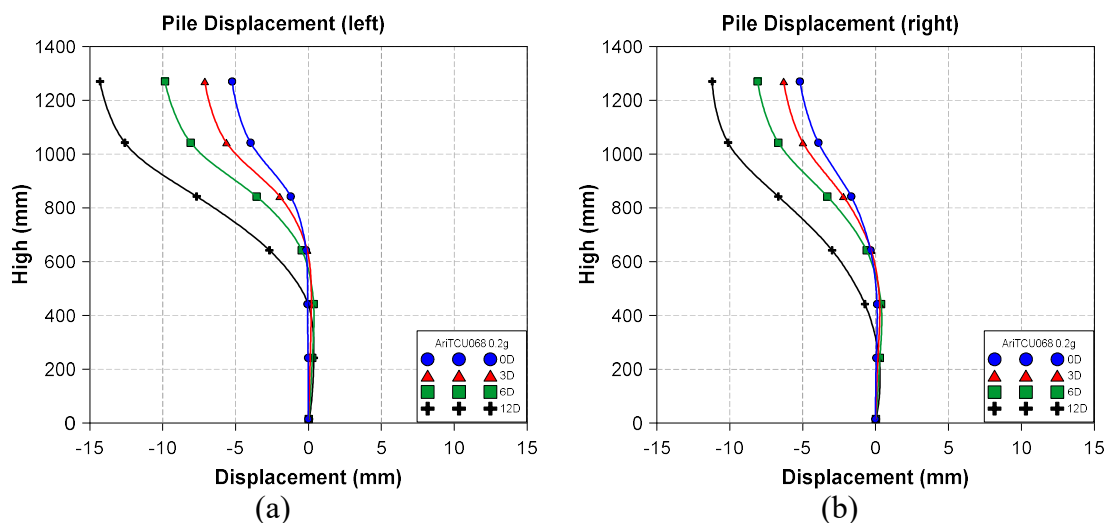


圖 6 樁相對位移分布(AriTCU068 0.2g): (a) 左樁(前排樁); (b) 右樁(後排樁)

為了探討群樁橋柱模型於不同裸露深度下之地震反應，以繪製群樁橋柱模型各組試驗之遲滯迴圈。遲滯迴圈縱軸為外力，由質量塊頂之加速度乘上質量塊質量而得，位移則為質量塊之位移。

實驗結果顯示(如圖 7 所示)，在 0D、3D、6D 三個試驗組別中，隨著裸露深度增加，最大力量與最大位移都有增長的趨勢，而 6D 與 12D 兩者相比，12D 所受之最大外力相較 6D 較低，但最大位移相較 6D 較大。詳細之各地震歷時下之遲滯迴圈參見張榮泰(2018)。

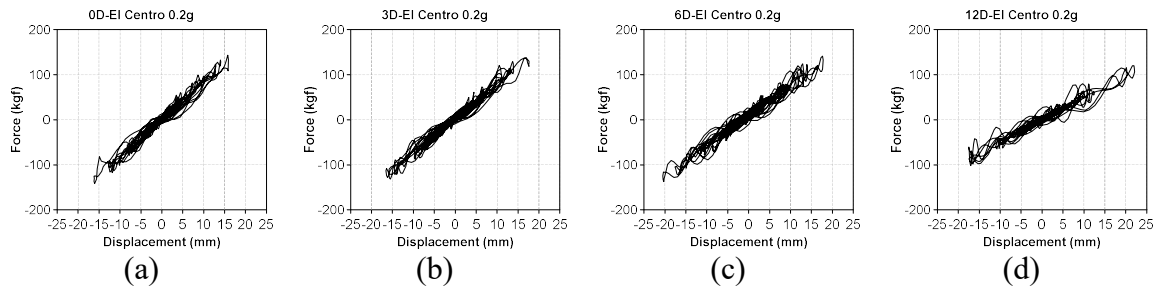


圖 7 各組別試體遲滯迴圈(El Centro 0.2g): (a) 0D; (b) 3D; (c) 6D; (d) 12D

**相關著作：**

張榮泰，"群樁基礎裸露橋柱之振動台試驗研究" 國立臺灣科技大學營建工程研究所學位論文(2018)。

## 加黏彈性制震元件之鋼筋混凝土結構

### 振動台動態反應試驗研究

**計畫分類：**國家地震工程研究中心內部研究計畫

**計畫名稱：**加黏彈性制震元件之鋼筋混凝土結構振動台動態反應試驗研究

**計畫編號：**06108A1800

**計畫主持人：**張國鎮

**參與人員：**游忠翰、邱宜甄

**聯絡電郵：**chyu@ncree.narl.org.tw

**試驗期間：**107 年 3 月 12 日至 3 月 16 日

**試驗地點：**台北地震模擬振動台

#### 試驗目的：

本研究主要目地在於，探討壁式黏彈性阻尼器與混凝土梁間之新型連接方式，於地震作用下之力學傳遞效果。壁式黏彈性阻尼器一般安裝之方式，乃先將端部鋼構接合件先行預埋於上下梁中，並於混凝土澆置完成後，再將阻尼器裝入。此種做法必須在放樣與定位上，有十分的精準度，否則會導致阻尼器無法順利安裝。本試驗嘗試採用新型的安裝方式，於壁式黏彈性阻尼器之上下兩端，設置有端版及剪力釘，使其可以於混凝土澆置前，便先行將整組組尼器固定於安裝位置。此種新型安裝方式，可以改善因為放樣誤差所導致的安裝問題，亦可以節省後續安裝所需的施工時間。試驗製作兩組混凝土門型構架，其中一組安裝有壁式黏彈性阻尼器，並且於兩組試體特定位置之鋼筋上，貼附有應變計，以量測並且比較試驗過程中之反應。

#### 試驗佈置：

鋼筋混凝土門形構架試體(試體一)之設計圖如圖 1 所示，其上配置有 100 kN 之質量塊；鋼筋混凝土門形構架含壁式黏彈性阻尼器試體之(試體二)設計圖如圖 2 所示，為求兩組試體上半部重量一致，於試體上方配置有 90 kN 之質量塊。

量測系統如表 1 與表 2 所示，其中試體一安裝有 4 組三軸向加速規、4 組位移計與 20 組應變計，配置如圖 3；試體二 4 組三軸向加速規、10 組位移計、78 組應變計與 4 組 50 噸荷重計量測組尼器之剪力，配置如圖 4。兩組試體安裝完成照片分別如圖 5 及圖 6 所示。



表 1 試體一試驗量測儀器之頻道編號、安裝位置與量測內容

| 量測儀器 | 編號                    | 方向    | 備註                   |
|------|-----------------------|-------|----------------------|
| 位移計  | D1                    | X     | 安裝於柱頂，量測水平位移         |
|      | D2                    | X     | 安裝於柱底，量測水平位移         |
|      | D9                    | Y     | 安裝於柱頂，量測水平位移         |
|      | D10                   | Y     | 安裝於柱頂，量測水平位移         |
| 加速度計 | A1/A2/A3              | X/Y/Z | 安裝於柱頂，量測三向加速度        |
|      | A4/A5/A6              | X/Y/Z | 安裝於柱底，量測三向加速度        |
|      | A7/A8/A9              | X/Y/Z | 安裝於振動台面，量測三向加速度      |
|      | A10/A11/A12           | X/Y/Z | 安裝於柱頂，量測三向加速度        |
| 應變計  | C1A,C1B, C1C, C1D     |       | 安裝於柱底，量測主筋軸向應變       |
|      | C1AD,C1BD, C1CD, C1DD |       | 安裝於距柱底一倍有效深度處，量測主筋應變 |
|      | C2A,C2B, C2C, C2D     |       | 安裝於柱底，量測主筋應變         |
|      | C2AD,C2BD, C2CD, C2DD |       | 安裝於距柱底一倍有效深度處，量測主筋應變 |
|      | EP1~EP4               |       | 安裝於梁端，量測主筋應變         |
|      | ES1~ES4               |       | 安裝於梁端，量測剪力筋應變        |

表 2 試體二試驗量測儀器之頻道編號、安裝位置與量測內容

| 量測儀器       | 編號                    | 方向       | 備註                    |
|------------|-----------------------|----------|-----------------------|
| 位移計        | D1                    | X        | 安裝於柱頂，量測水平位移          |
|            | D2                    | X        | 安裝於柱底，量測水平位移          |
|            | D3                    | X        | 安裝於下懸梁，量測水平位移         |
|            | D4                    | X        | 安裝於制震壁，量測水平位移         |
|            | D5                    | X        | 安裝於鋼夾具，量測水平位移         |
|            | D6                    | X        | 安裝於鋼夾具，量測水平位移         |
|            | D7                    | Z        | 安裝於下懸梁，量測垂直位移         |
|            | D8                    | Z        | 安裝於下懸梁，量測垂直位移         |
|            | D9                    | Y        | 安裝於柱頂，量測水平位移          |
|            | D10                   | Y        | 安裝於柱頂，量測水平位移          |
| 加速度計       | A1/A2/A3              | X/Y/Z    | 安裝於柱頂，量測三向加速度         |
|            | A4/A5/A6              | X/Y/Z    | 安裝於柱底，量測三向加速度         |
|            | A7/A8/A9              | X/Y/Z    | 安裝於振動台面，量測三向加速度       |
|            | A10/A11/A12           | X/Y/Z    | 安裝於柱頂，量測三向加速度         |
| 單軸向<br>應變計 | C1A,C1B, C1C, C1D     |          | 安裝於柱底，量測主筋軸向應變        |
|            | C1AD,C1BD, C1CD, C1DD |          | 安裝於距柱底一倍有效深度處，量測主筋應變  |
|            | C2A,C2B, C2C, C2D     |          | 安裝於柱底，量測主筋應變          |
|            | C2AD,C2BD, C2CD, C2DD |          | 安裝於距柱底一倍有效深度處，量測主筋應變  |
|            | EP1~EP4               |          | 安裝於梁端，量測主筋應變          |
|            | ES1~ES4               |          | 安裝於梁端，量測剪力筋應變         |
|            | BP1~BP8               |          | 安裝於梁變斷面處，量測主筋應變       |
|            | p1                    |          | 安裝於自下懸梁延伸入梁之鋼筋，量測鋼筋應變 |
|            | p2                    |          | 安裝於下懸梁，量測主筋應變         |
|            | p3                    |          | 安裝於下懸梁，量測主筋應變         |
|            | p4                    |          | 安裝於自下懸梁延伸入梁之鋼筋，量測鋼筋應變 |
|            | p5                    |          | 安裝於下懸梁，量測主筋應變         |
|            | p6                    |          | 安裝於下懸梁，量測主筋應變         |
|            | s1~s6                 |          | 安裝於下懸梁，量測剪力筋應變        |
|            | sw1~sw4               |          | 安裝於鋼夾具翼板，量測鋼板應變       |
| 三軸向<br>應變計 | t1~t5                 | X/45°/ Y | 安裝於上夾具端部，量測鋼板應變       |
|            | sf1~sf5               | X/45°/ Y | 安裝於下夾具端部，量測鋼板應變       |

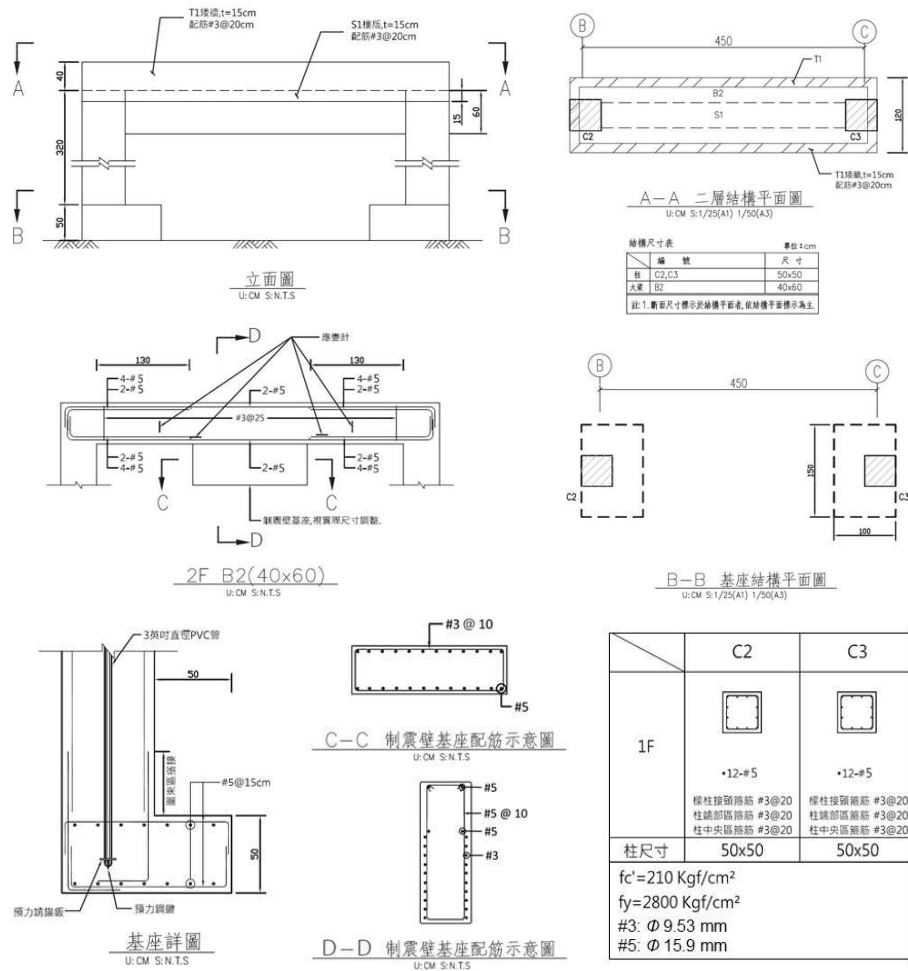


圖 1 試體一之尺寸與配筋圖

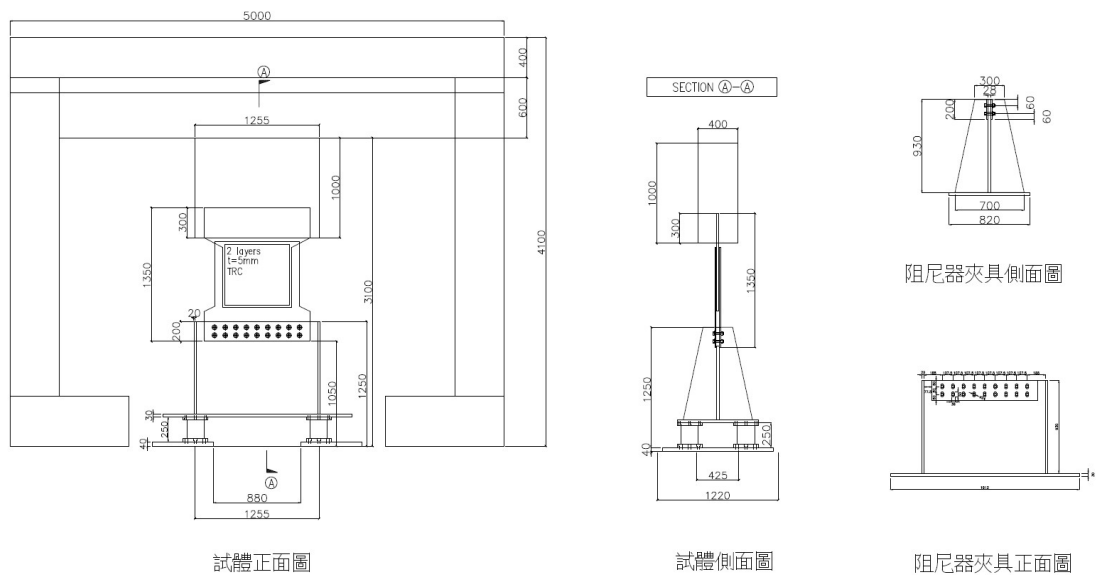


圖 2 試體二之尺寸與配筋圖

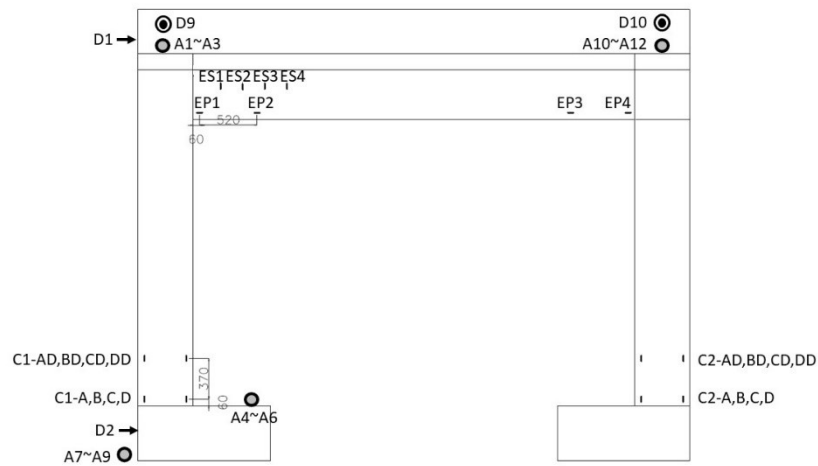


圖 3 試體一試驗量測儀器佈置圖

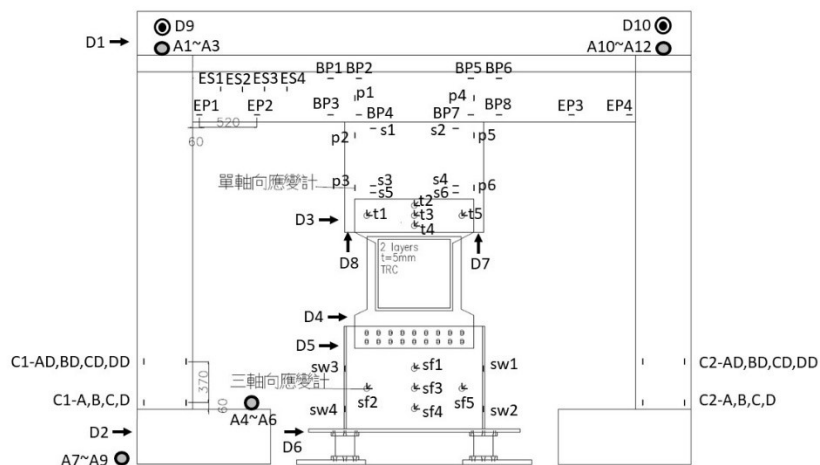


圖 4 試體二試驗量測儀器佈置圖



圖 5 試體一安裝完成圖



圖 6 試體二安裝完成圖

**試驗規劃：**

採用 1999 年 921 集集大地震於臺中市大甲區順天國小測站(TCU064)與新竹市東區新竹園區高中之原始地震紀錄，依內政部耐震設計規範反應譜製作人工地震歷時。兩測試件分別進行相同之試驗項目，列於表 3。所有試驗之動態加載，皆依測試件之長向進行單一水平向加載。

表 3 試驗項目資料

| 測試項目 | 輸入歷時                                                 | 試驗輸入<br>最大加速度 (g) |
|------|------------------------------------------------------|-------------------|
| 1    | White Noise                                          | 50 gal            |
| 2    | White Noise                                          | 100 gal           |
| 3    | Sweep Sine<br>( 0.5Hz~30Hz )                         | 100 gal           |
| 4    | TCU064NS<br>921Chi-Chi EQ code compatible excitation | 630 gal           |
| 5    | TCU064NS<br>921Chi-Chi EQ code compatible excitation | 1260 gal          |
| 6    | White Noise                                          | 100 gal           |
| 7    | TCU017NS<br>921Chi-Chi EQ code compatible excitation | 1500 gal          |
| 8    | White Noise                                          | 100 gal           |
| 9    | TCU017NS<br>921Chi-Chi EQ code compatible excitation | 1000 gal          |
| 10   | White Noise                                          | 100 gal           |
| 11   | TCU017NS<br>921Chi-Chi EQ code compatible excitation | 2000 gal          |
| 12   | White Noise                                          | 100 gal           |

**試驗結果：**

由試驗結果中顯示，新式接合方式可以有效的傳遞阻尼器與結構間之剪力，同時於試驗完成後，接合端混凝土亦無受損。由圖 7 與圖 8 之頂層位移比較圖中，可以看出黏彈性

阻尼器有效地降低了結構物的反應，甚至避免結構發生非線性之行為。另一方面，若由頂部與輸入加速度之轉換函數圖(圖 9 與圖 10)中，亦可觀察出，含黏彈性阻尼器結構始終保持在彈性階段，而未含阻尼器之結構，則隨著輸入地震之增加，而產生更多的非線性反應。由圖 11 試驗後之細部照片中，可發現試體一於梁柱接合處已產生裂縫。

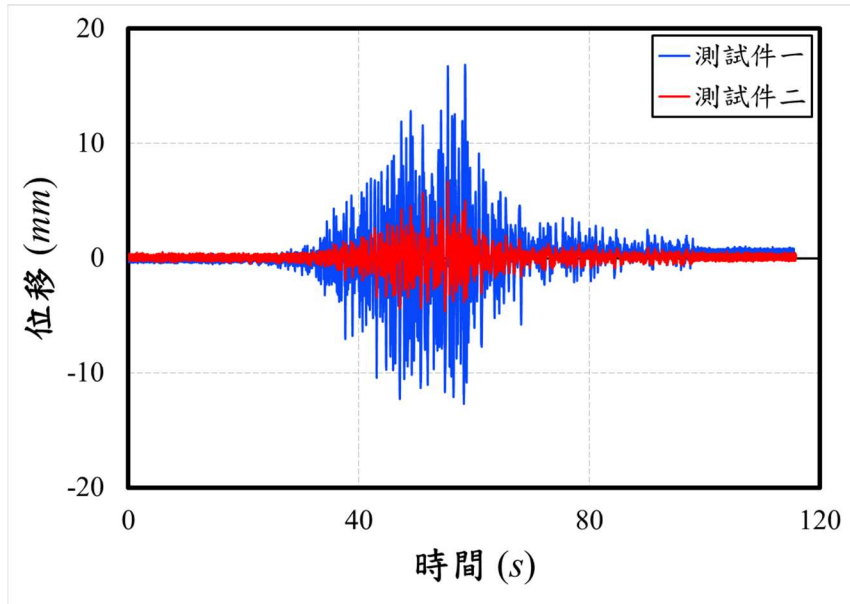


圖 7 兩組測試件於測試項目 7 下層間位移歷時比較圖

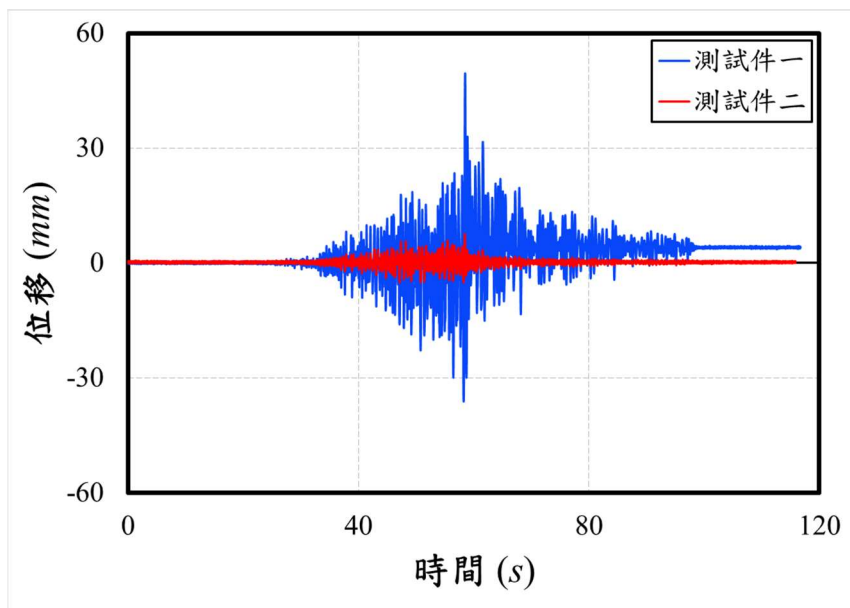


圖 8 兩組測試件於測試項目 11 下層間位移歷時比較圖



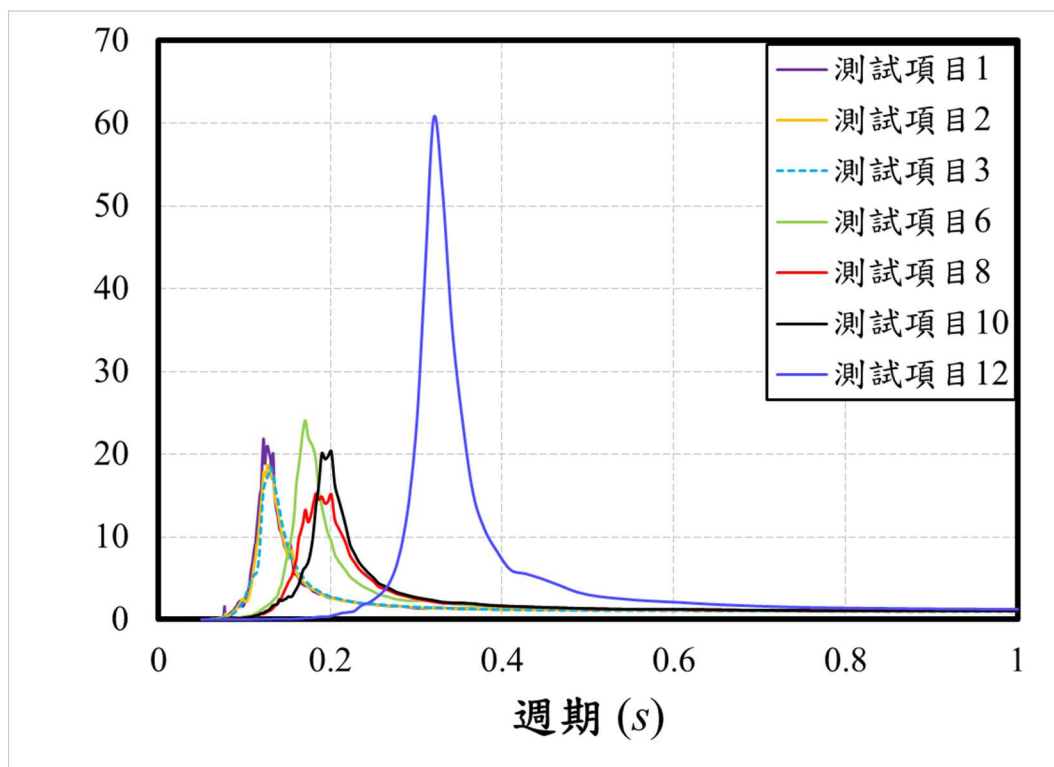


圖 9 試體一於 White Noise 下轉換函數比較圖

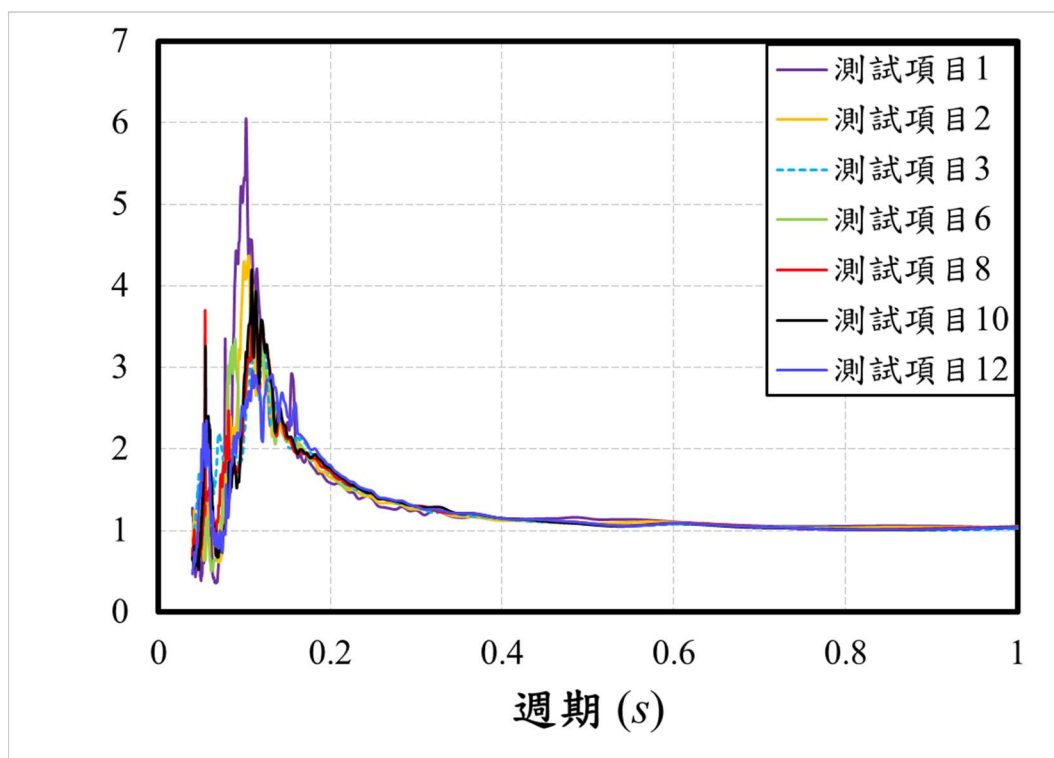


圖 10 試體二於 White Noise 下轉換函數比較圖



圖 11 試體一於試驗後細部照片

## 週期性材料於結構隔震應用研究

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：重要結構與設備應用研究

計畫編號：06107A1800

計畫主持人：黃震興

參與人員：張國鎮、莫詒隆、汪向榮、Witarto、黃暄雯、林旺春、游忠翰、陳安志、  
吳紀宏、胡佳欣、邱宜甄、楊卓諺

聯絡電郵：cy yang@ncree.narl.org.tw

試驗期間：107 年 3 月

試驗地點：台北地震模擬振動台

### 試驗目的：

過去針對週期性材料的相關研究指出，無限延伸之晶格層(lattice layer)設計，具備阻隔某些特定彈性波傳遞的特性。依其單元(cell)重覆堆疊的方向，週期性材料或聲子晶體(phononic crystal)可分類為一維(1D)、二維(2D)與三維(3D)設計，如圖 1 所示。這類的合成材料，能夠阻擋某些特定頻率範圍之彈性波傳導，此頻率範圍稱為頻率帶寬間隔(frequency band gap)或衰減區(attenuation zone)。圖 2(a)顯示，當彈性波的頻率落在頻率帶寬間隔內，則此彈性波無法藉由聲子晶體進一步傳遞。反之，當彈性波的頻率落在頻率帶寬間隔外，則可穿過聲子晶體繼續傳遞(圖 2(b))。

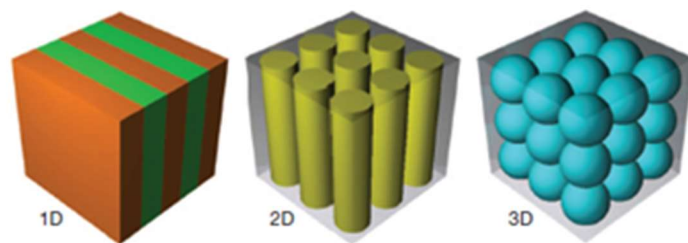


圖 1 聲子晶體之堆疊分類

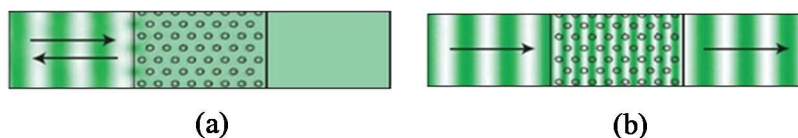


圖 2 聲子晶體之頻率帶寬間隔與波傳示意圖

有鑒於上述聲子晶體的獨特特性，土木工程領域的學者也嘗試將其應用到結構元件當中，可將聲子晶體應用至重要結構之基礎，用以隔絕地震波，降低上部結構之受震反應(圖 3)，其稱之為週期性基礎(periodic foundation)。類似地，此一週期性基礎也可分類為一維(1D)、二維(2D)與三維(3D)設計，分別如圖 4(a)、(b)與(c)所示。本研究即針對 3D 週期性基礎，規劃相關之縮尺振動台試驗，以驗證其隔震性能，並藉以凸顯實務應用之可行性。

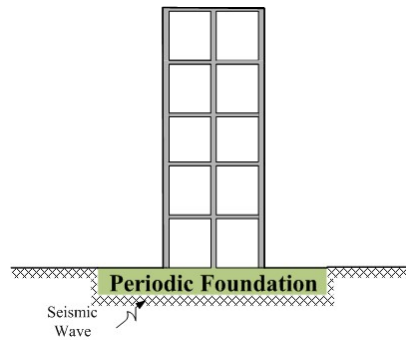


圖 3 週期性基礎示意圖

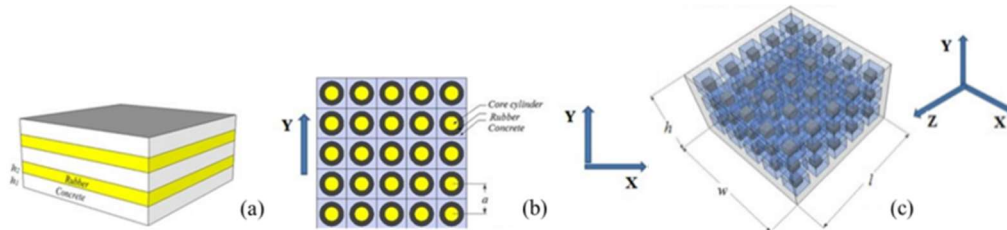


圖 4 週期性基礎分類：(a) 1D、(b) 2D、(c) 3D

#### 試驗佈置：

本試驗中之 3D 週期性基礎所使用之單位晶格(unit cell)，由每邊長 325 mm 之正立方體混凝土做為核心(concrete core)，六面包覆厚度 19.2 mm 之聚氨酯墊(polyurethane pad)組成(圖 5)，全週期性基礎共計採用 54 顆。位於 3D 週期性基礎上方與下方分別為尺寸 4730×2180×60 mm 與 5120×3000×200 mm 之鋼筋混凝土板，並採黏著方式與單位晶格接合，形成完整之 3D 週期性基礎。上部結構採單層，平面 2×1 跨之鋼構架，尺寸為 3700×1700×1575 mm。於鋼構架之底板與頂板，分別安裝 7 與 32 塊中心既有之質量塊，每塊標稱質量為 250 kg，合計上部總重為 11860 kg(圖 6)。試體東側與西側之感測器佈置，可分別參考圖 7 與 8，為量測上部結構頂層與週期性基礎之動力反應，於四個角隅處，合計安裝 42 顆加速規，以量測水平與垂直向之加速度反應(圖 9)；40 支位移計量測試體之水平與垂直向之位移反應(圖 10)。此外，亦安裝 24 顆光學量測之標示點(marker)，以便細部量測週期性基礎之反應及檢核傳統量測之結果(圖 11)。試體最終架設情況，可參考圖 12。

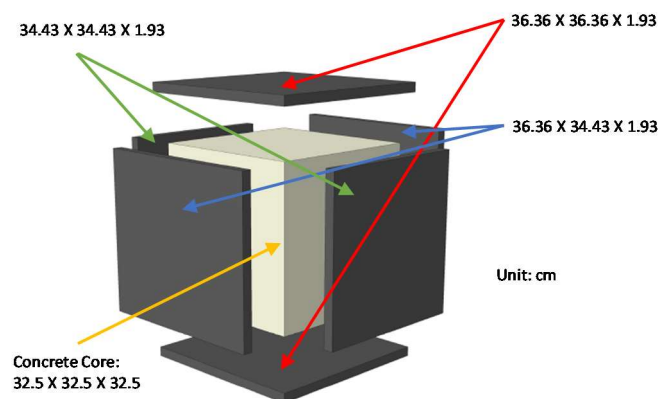


圖 5 單位晶格(unit cell)組成

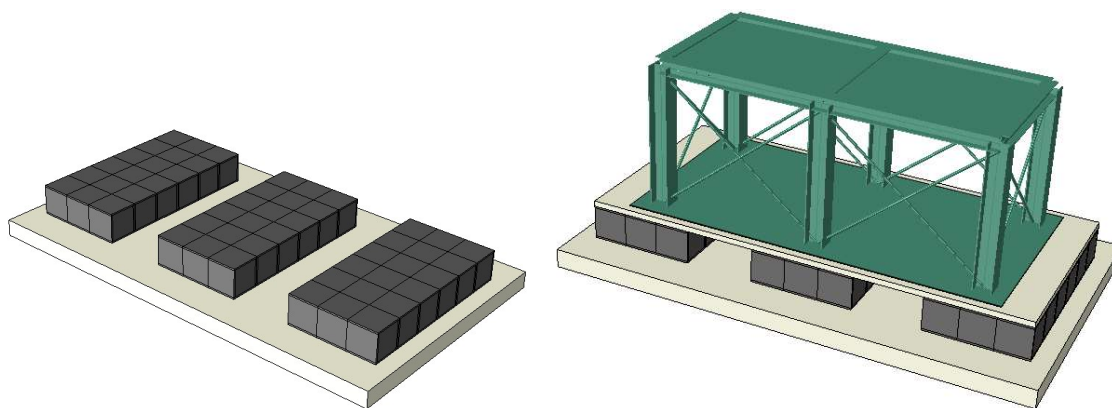


圖 6 週期性基礎與上部鋼構架組裝示意圖

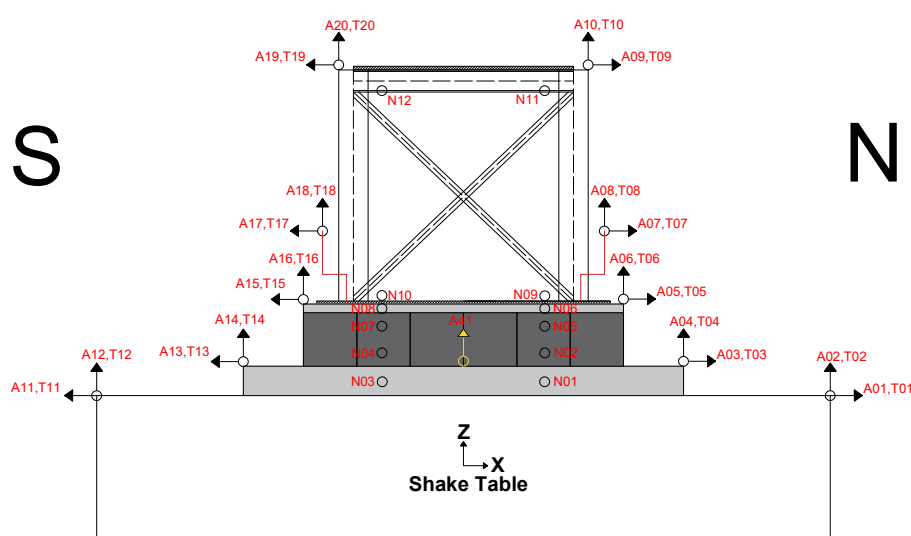


圖 7 感測器佈置(東側)

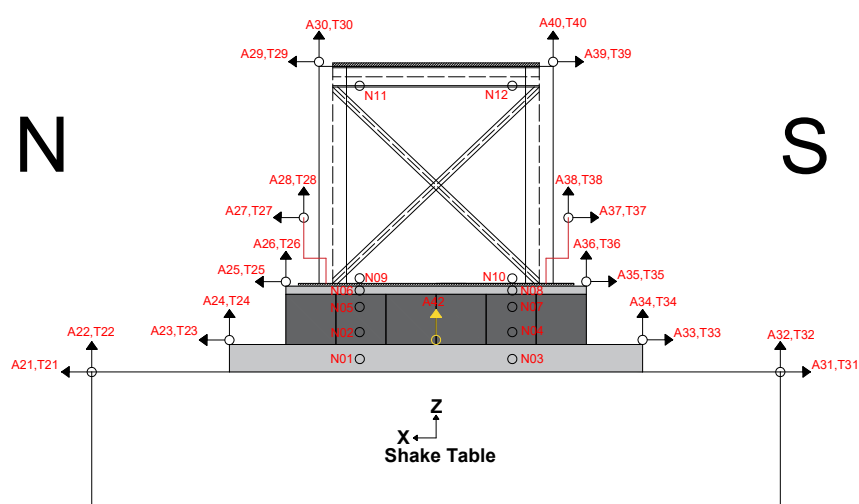


圖 8 感測器佈置(西側)





圖 9 加速規安裝示意



圖 10 位移計安裝示意



圖 11 光學量測系統(NDI)安裝示意



圖 12 全試體安裝完成

#### 試驗規劃：

本次試驗，主要針對水平單向、垂直向與扭轉向(R-z)進行探討，故三種地表加速度包含地震力、白噪與簡諧波皆考慮上述三方向進行地表加速度輸入。首先，在白噪的部分，其頻率範圍為 1 至 50Hz，振幅為 0.1 g，輸入時間長度為 60 sec(表 1)。隨後，以簡諧波進行掃頻，頻率變化範圍同樣為 1 至 50Hz，振幅為 0.1 g，輸入時間為 90 sec(表 2)。由白噪與簡諧波作為振動台輸入，可藉由輸入與輸出之關係，對試體進行相關動力參數之識別。然，真實之地表加速度並非白噪或簡諧波，故取 23 筆地震紀錄，並將振幅正規化為 0.4 g 進行試驗。其中，本試體為 1 比 22 之縮尺比例，故所採用之地表加速度皆須對其取樣週期(sampling period)進行尺度上之調整。

表 1 振動台輸出之地震力(white noise)

| Test run | Case                                               | Input Excitation | Control Algorithm | Input Direction | Freq (Hz) | Amplitude (g)                              | Duration (sec) |
|----------|----------------------------------------------------|------------------|-------------------|-----------------|-----------|--------------------------------------------|----------------|
| 1        | Case 6: 3D Periodic Foundation with Superstructure | White Noise      | Acc               | Uniaxial (X)    | 1-50      | 0.1                                        | 60             |
| 2        |                                                    |                  |                   | Uniaxial (Z)    | 1-50      | 0.1                                        | 60             |
| 3        |                                                    |                  |                   | Torsional (Rz)  | 1-50      | Amplitude (degree/sec <sup>2</sup> )<br>25 | 60             |

表 2 振動台輸出之地震力(sweep sine)

| Test run | Case                                               | Input Excitation   | Control Algorithm | Input Direction | Freq (Hz) | Amplitude (g)                              | Duration (sec) |
|----------|----------------------------------------------------|--------------------|-------------------|-----------------|-----------|--------------------------------------------|----------------|
| 4        | Case 6: 3D Periodic Foundation with Superstructure | Scanning Frequency | Acc               | Uniaxial (X)    | 1-50      | 0.1                                        | 90             |
| 5        |                                                    |                    |                   | Uniaxial (Z)    | 1-50      | 0.1                                        | 90             |
| 6        |                                                    |                    |                   | Torsional (Rz)  | 1-50      | Amplitude (degree/sec <sup>2</sup> )<br>25 | 90             |

表 3 振動台輸出之地震力(單軸向)

| Test run | Case                                               | Input Excitation           | Control Algorithm | PGA (g) | Input Direction |
|----------|----------------------------------------------------|----------------------------|-------------------|---------|-----------------|
| 7        | Case 6: 3D Periodic Foundation with Superstructure | Anza_H                     | ACC               | 0.4     | Uniaxial (X)    |
| 8        |                                                    | Anza_V                     |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 9        |                                                    | Bishop_H                   |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 10       |                                                    | Bishop_V                   |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 11       |                                                    | Gilroy_H                   |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 12       |                                                    | Gilroy_V                   |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 13       |                                                    | Oroville_H                 |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 14       |                                                    | Oroville_Z                 |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 15       |                                                    | ElCentro_H                 |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 16       |                                                    | ElCentro_V                 |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 17       |                                                    | Loma Prieta_H              |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 18       |                                                    | Loma Prieta_V              |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 19       |                                                    | Northridge_H               |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 20       |                                                    | Northridge_V               |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 21       |                                                    | San Fernando_H             |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 22       |                                                    | San Fernando_V             |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 23       |                                                    | Ancona_Palombina_H         |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 24       |                                                    | Ancona_Palombina_V         |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 25       |                                                    | Ancona_Rocca_H             |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 26       |                                                    | Ancona_Rocca_V             |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 27       |                                                    | Anza_Cochella_H            |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 28       |                                                    | Anza_Cochella_V            |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 29       |                                                    | Anza_Laquinta_H            |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 30       |                                                    | Anza_Laquinta_V            |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 31       |                                                    | Big Bear_Homeland_H        |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 32       |                                                    | Big Bear_Homeland_V        |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 33       |                                                    | Big Bear_Puerta_H          |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 34       |                                                    | Big Bear_Puerta_V          |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 35       |                                                    | Chuetsu_Oki_H              |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 36       |                                                    | Chuetsu_Oki_V              |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 37       |                                                    | El Mayor_H                 |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 38       |                                                    | El Mayor_V                 |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 39       |                                                    | Helena_H                   |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 40       |                                                    | Helena_V                   |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 41       |                                                    | Lytle_Creek_H              |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 42       |                                                    | Lytle_Creek_V              |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 43       |                                                    | North Palm Spring_H        |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 44       |                                                    | North Palm Spring_V        |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 45       |                                                    | Oroville_Garage_H          |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 46       |                                                    | Oroville_Garage_V          |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 47       |                                                    | Oroville_Seismograph_H     |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 48       |                                                    | Oroville_Seismograph_V     |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 49       |                                                    | San Fernando Santa Anita_H |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 50       |                                                    | San Fernando Santa Anita_V |                   |         | Uniaxial (Z)    |
| 51       |                                                    | Whittier_H                 |                   |         | Uniaxial (X)    |
| 52       |                                                    | Whittier_V                 |                   |         | Uniaxial (Z)    |

**試驗結果：**

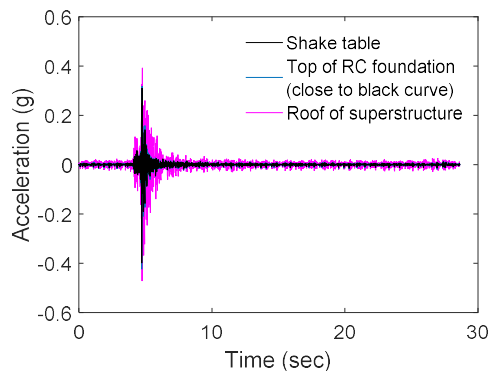
綜合實驗成果，並將其與同樣上部結構，但基礎採固接型式之無隔震試體進行性能比較(圖 13)。圖 13 中，左列包含子圖 c、e 與 g 分別為無隔震試體受到 Anza、Bishop 與 Oroville 地震力作用下之水平加速度反應。相對應地，右列包含子圖 d、f 與 h 則為採用週期性基礎隔震後受同樣的地震力作用下之加速度反應量測結果。由左列子圖不難看出，上部結構之加速度反應，相較於地表加速度有放大之現象。藉由比較相對應採用週期性基礎隔震後之加速度反應，則可清楚看出，經隔震後上部結構之加速度反應明顯比所輸入之震波小，依 Anza、Bishop 與 Oroville 地震力之順序，分別折減 87.68%、88.82%與 93.42%，足以證明週期性基礎具備不錯之隔震效果。



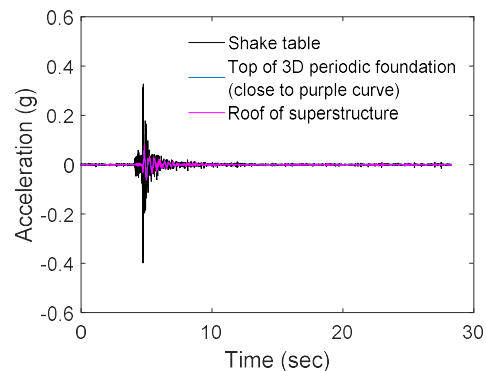
a. 上部結構基礎採固接



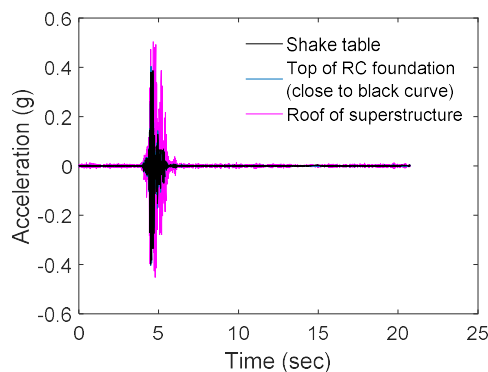
b. 上部結構搭配 3D 週期性基礎



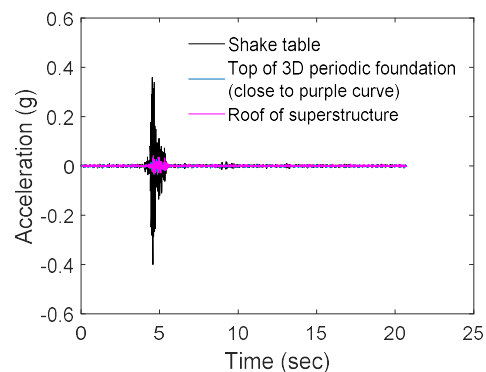
c. Anza earthquake (fixed base)



d. Anza earthquake (w/ periodic foundation)



e. Bishop earthquake (fixed base)



f. Bishop earthquake (w/ periodic foundation)



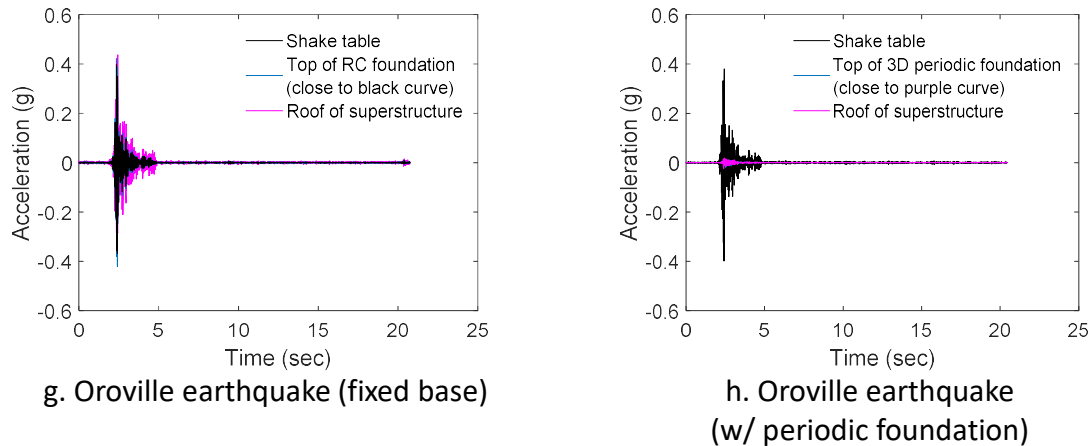


圖 13 週期性基礎隔震性能比較

相關著作：

Witarto W, Wang SJ, Yang CY, Nie X, Mo YL, Chang KC, Tang Y, Kassawara R. "Seismic isolation of small modular reactors using metamaterials," AIP Advances 2018; 8(4): 045307. DOI: 10.1063/1.5020161. (SCI, EI)

Yi-Lung Mo, Cho-Yen Yang, Kuo-Chun Chang, Robert Kassawara, Shiang-Jung Wang, Witarto, Xin Nie and Yu Tang. PERIODIC FOUNDATIONS FOR SEISMIC BASE ISOLATION OF SMALL MODULAR REACTORS. The 11th National Conference on Earthquake Engineering, Los Angeles, USA, June 25-29, 2018.

Witarto W, Wang SJ, Yang CY, Nie X, Mo YL, Chang KC, Tang Y, Kassawara R. Periodic material-based passive control systems for engineering structures. ASCE Earth & Space Conference, Cleveland, U.S.A., April 9-12, 2018. (Best Student Paper Award)



## 利用監視器影像進行震後建物安全快速診斷技術研發

**計畫分類：**國家地震工程研究中心內部研究計畫

**計畫名稱：**重要結構及設備應用研究

**計畫編號：**06107A1800

**計畫主持人：**許丁友

**參與人員：**許丁友、趙偉丞、楊元森、廖文義

**聯絡電郵：**tyhsu@ntust.edu.tw

**試驗期間：**107 年 5 月

**試驗地點：**國家地震工程研究中心臺北實驗室震動台系統

**試驗目的：**

建築結構在地震後，即時之損傷評估結果能讓管理者立即了解建築結構健康狀況，以協助救災與避難之決策，甚至即時搶救建築物內重要之設備、產品、資料等，以有助建築物於震後迅速恢復正常運作。目前這方面已有不少研究成果，但大多必須要在建築物上額外加裝加速度計等量測儀器與運算系統。然而，在一般的建築大樓之大廳，或是便利超商等場所，均有裝設監控攝影機，並擁有充足之光源，若利用影像分析技術針對其影像，萃取出層間變位的地震歷時，則可減少量測系統安裝的成本，並同時保留攝影機本身之監視功能，大幅提高使用意願。因此，本研究利用一座雙塔建築結構試體於振動台進行實驗，以一般規格之監控攝影機來量測建築物受到地震時之層間變位歷時，據以分析建築物之損傷狀況，並將結果與 LVDT 及加速度積分所量測之層間變位歷時與損傷分析結果進行比較，以驗證所提出方法之可行性。由試驗結果可知，利用監控攝影機量測層間變位進行建築震後快速結構損傷診斷應有其可行性。

**試驗佈置：**

試體設計為兩棟相連的鋼構造結構物，柱底以螺栓固接於底板，底板以螺栓固接於振動台上，兩棟高度分別為 5.85m(五層樓，A 棟)、4.68m(四層樓，B 棟)，長軸向跨距為 1.5m，短軸向跨距為 1.1m，而兩棟相連之樓板位於二樓處，長軸向跨距為 4.5m，短軸向跨距為 1.1m，由上述尺寸構成雙塔鋼結構整體結構(如圖 1)。實際試驗時，雙塔鋼結構架設置於國家地震工程研究中心之地震模擬振動台(如圖 2)，試體長軸向位於振動台之 X 向(南北向)，短軸向位於振動台之 Y 向(東西向)。試體由以下幾個構件構成：底板、樓板、雙塔連接樓板、梁、RH 型鋼(柱)、等邊角鋼斜撐、碳鋼圓管斜撐、等邊角鋼接合板、碳鋼圓管接合器。試體靜載重部分使用 500kg 質量塊鎖固於樓板，若含自重則每層樓質量約為 1000kg。

本次試驗共測試 4 個案例，分別模擬不同結構與不同地震力大小之損傷破壞情況，結構變更方式為更換圓管斜撐，造成特定樓層勁度較低的情形。而本試驗之地震輸入為測站 TCU051 所記錄的 921 地震力且為單軸 X 向，因此圓管斜撐皆更換 X 向樓層之斜撐。Case1~4 皆以地震波 200gal 為間隔，以漸進放大的方式增加，直到結構完全倒塌。其中 Case1 欲模擬 A 棟一樓損壞，故 Case1 結構為圓管斜撐(a)裝置於 A 棟一樓，使該樓層勁

度較低；Case2 欲模擬 A 棟二樓損壞，故結構為圓管斜撐(a)裝置於 A 棟二樓，使樓層勁度較低；Case3 則為模擬建築結構不對稱之情形，故將圓管斜撐(a)分別裝置於 A、B 兩棟東面一樓處，使兩棟一樓之圓管斜撐勁度不同，造成結構有扭轉現象；Case4 欲模擬 B 棟二樓損壞，故結構為圓管斜撐(a)裝置於 B 棟二樓，使樓層勁度較低。各案例結構 X 向樓層斜撐之配置如表 1 所示。



圖 1 雙塔鋼構構架

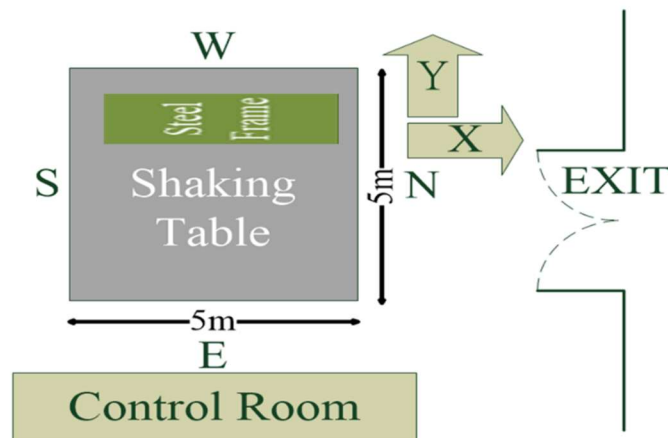


圖 2 雙塔鋼構構架於振動台之位置

表 1 各案例結構 X 向樓層斜撐之配置

| 案例<br>建築 |    | Case1   | Case2   | Case3                  | Case4   |
|----------|----|---------|---------|------------------------|---------|
| A<br>棟   | 1F | 圓管斜撐(a) | 圓管斜撐(b) | 東側圓管斜撐(a)<br>西側圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(b) |
|          | 2F | 圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(a) | 圓管斜撐(b)                | 圓管斜撐(b) |
|          | 3F | 圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(b)                | 圓管斜撐(b) |
|          | 4F | 圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(b)                | 圓管斜撐(b) |
|          | 5F | 圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(b)                | 圓管斜撐(b) |
| B<br>棟   | 1F | 圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(b) | 東側圓管斜撐(a)<br>西側圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(b) |
|          | 2F | 圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(b)                | 圓管斜撐(a) |
|          | 3F | 圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(b)                | 圓管斜撐(b) |
|          | 4F | 圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(b) | 圓管斜撐(b)                | 圓管斜撐(b) |

### 試驗規劃：

本研究擬利用攝影機量測結構層間位移比，攝影機量測之取樣頻率為 30Hz，如圖 3 配置。為探討由攝影機量測到之層間位移精準度，本研究亦在樓板上放置位移計(LVDT)，，LVDT 之取樣頻率皆定為 200Hz，將其所量測到之數值視為參考答案，如圖 4 配置。亦配置加速度計。

在位置定義上，定義結構體東面為 a 側，西面為 b 側，亦即攝影看出視角之右側(a 側)、左側(b 側)，其所追蹤點位編號，如圖 5。振動台輸出之地震力之大小如表 2 所示。

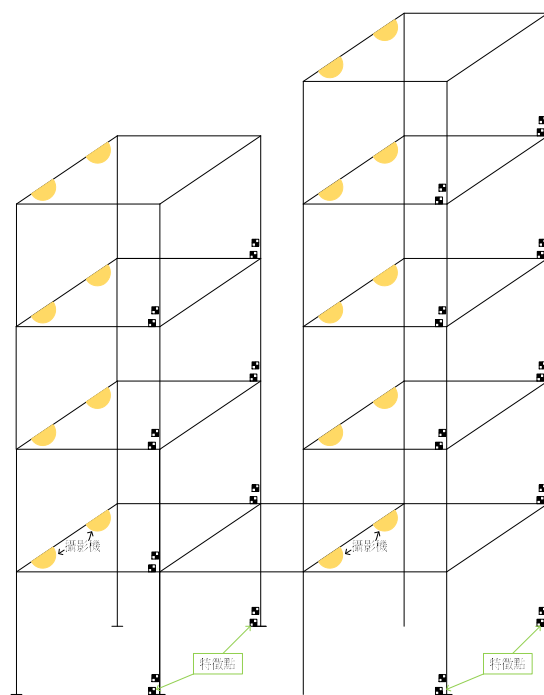


圖 3 攝影機架設位置(立體)

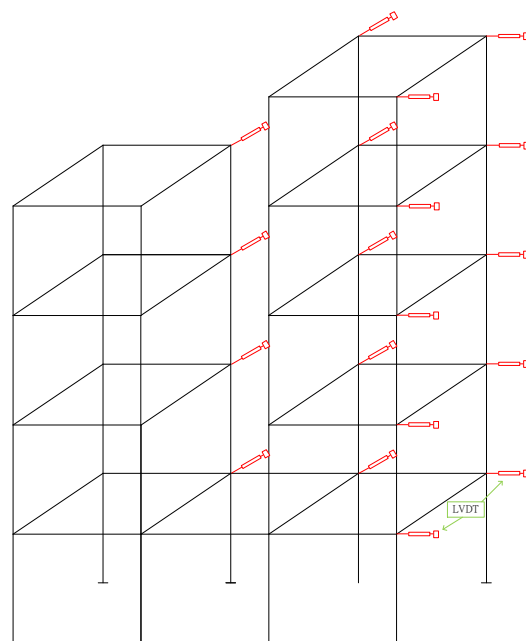


圖 4 位移計架設位置(立體)

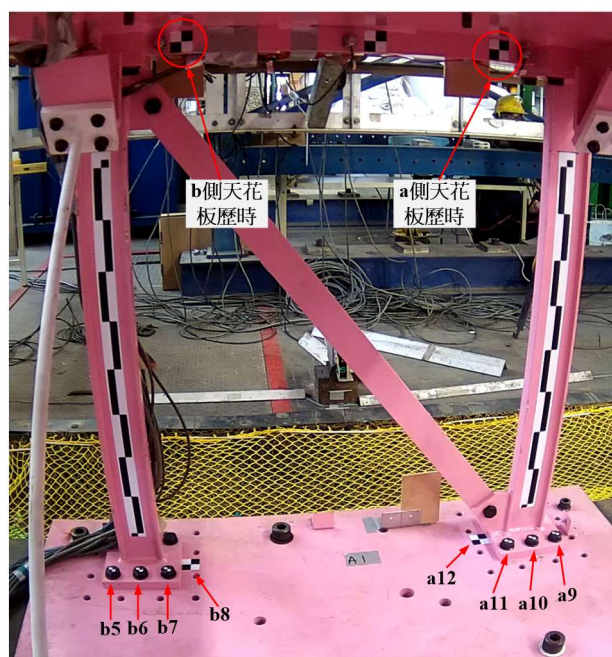


圖 5 追蹤點位編號

表 2 振動台輸出之地震力(gal)

| 第一次     | 第二次      | 第三次      | 第四次      | 第五次      | 第六次       |
|---------|----------|----------|----------|----------|-----------|
| 921_X50 | 921_X200 | 921_X400 | 921_X600 | 921_X800 | 921_X1000 |

結構層間位移損傷評估方法：

在地震過後，藉由本節上述之方法取得層間位移歷時，並將整段歷時除以該層樓高即為層間位移比歷時，再將層間位移比歷時之最大值取出乘以 100%即為該樓層最大層間位移比  $IDR_i$ 。

本研究試驗之結構物為符合最新耐震設計規範之 5 層樓雙塔鋼結構，並參考多重災害損失估算方法之地震模型技術手冊 (HAZUS®-Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model Technical Manual)，依據結構類型、高度、耐震等級等查表可得到各重損傷程度最大層間位移比之平均值。本研究所使用之試體：1.高強度耐震設計、2.以鋼結構斜撐設計之試體、3.高度為四層樓、五層樓，參考結構類型表，如表 3，選擇適當之參考類型 (S2M)，在依據類型(S2M)於層間位移比之損傷級距平均值參數表(如表 4)，找出層間位移比之損傷級距平均值 0.0033、0.0067、0.02 為損傷程度之級距，因為本研究認為實際應用時，損傷程度為 Complete 與損傷程度為 Extensive 對於房屋擁有者來說，均建議採取立即避難的動作，故將 Extensive 與 Complete 合併為 Extensive。經由損傷程度之級距將結構安全狀況分成四種程度，分別為安全、輕微、中度及重損。

#### 輕微結構損傷：

細長斜撐桿件發生輕微拉力降伏或輕微挫曲，透露出少數斜撐已達降伏；焊接處發生微小裂縫，斜撐螺栓接合處發生微小變形。

#### 中度結構損傷

長斜撐桿件發生明顯拉力降伏或明顯挫曲，顯示部分鋼斜撐已達降伏；斜撐挫曲和焊接處破碎以及螺栓結合處破壞顯示少數斜撐和其餘桿件以及桿件接合處已達極限強度。

#### 重度結構損傷

大部分斜撐和其餘桿件已超過降伏強度，導致結構產生永久側向變形。斜撐挫曲或斷裂和翼緣挫曲以及焊接處斷裂螺栓結合處失敗顯示部分結構桿件或接合處已超過降伏強度。柱的錨定螺栓可能達拉力降伏。因重要元素或接合處的失敗可能導致局部結構產生部分崩塌。



表 3 Hazus 結構類型參考表

Table 5.1 Model Building Types

| No. | Label | Description                                          | Height    |         |         |      |
|-----|-------|------------------------------------------------------|-----------|---------|---------|------|
|     |       |                                                      | Range     |         | Typical |      |
|     |       |                                                      | Name      | Stories | Stories | Feet |
| 1   | W1    | Wood, Light Frame ( $\leq 5,000$ sq. ft.)            |           | 1 - 2   | 1       | 14   |
| 2   | W2    | Wood, Commercial and Industrial ( $> 5,000$ sq. ft.) |           | All     | 2       | 24   |
| 3   | S1L   | Steel Moment Frame                                   | Low-Rise  | 1 - 3   | 2       | 24   |
| 4   | S1M   |                                                      | Mid-Rise  | 4 - 7   | 5       | 60   |
| 5   | S1H   |                                                      | High-Rise | 8+      | 13      | 156  |
| 6   | S2L   | Steel Braced Frame                                   | Low-Rise  | 1 - 3   | 2       | 24   |
| 7   | S2M   |                                                      | Mid-Rise  | 4 - 7   | 5       | 60   |
| 8   | S2H   |                                                      | High-Rise | 8+      | 13      | 156  |
| 9   | S3    | Steel Light Frame                                    |           | All     | 1       | 15   |
| 10  | S4L   | Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls  | Low-Rise  | 1 - 3   | 2       | 24   |
| 11  | S4M   |                                                      | Mid-Rise  | 4 - 7   | 5       | 60   |
| 12  | S4H   |                                                      | High-Rise | 8+      | 13      | 156  |
| 13  | S5L   | Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls   | Low-Rise  | 1 - 3   | 2       | 24   |
| 14  | S5M   |                                                      | Mid-Rise  | 4 - 7   | 5       | 60   |
| 15  | S5H   |                                                      | High-Rise | 8+      | 13      | 156  |
| 16  | C1L   | Concrete Moment Frame                                | Low-Rise  | 1 - 3   | 2       | 20   |
| 17  | C1M   |                                                      | Mid-Rise  | 4 - 7   | 5       | 50   |
| 18  | C1H   |                                                      | High-Rise | 8+      | 12      | 120  |
| 19  | C2L   | Concrete Shear Walls                                 | Low-Rise  | 1 - 3   | 2       | 20   |
| 20  | C2M   |                                                      | Mid-Rise  | 4 - 7   | 5       | 50   |

表 4 層間位移比之損傷級距參數表

Table 5.9a Structural Fragility Curve Parameters - High-Code Seismic Design Level

| Building Properties |                 |       | Interstory Drift at Threshold of Damage State |          |           |          | Spectral Displacement (inches) |      |          |      |           |      |          |      |
|---------------------|-----------------|-------|-----------------------------------------------|----------|-----------|----------|--------------------------------|------|----------|------|-----------|------|----------|------|
| Type                | Height (inches) |       |                                               |          |           |          | Slight                         |      | Moderate |      | Extensive |      | Complete |      |
|                     | Roof            | Modal | Slight                                        | Moderate | Extensive | Complete | Median                         | Beta | Median   | Beta | Median    | Beta | Median   | Beta |
| W1                  | 168             | 126   | 0.0040                                        | 0.0120   | 0.0400    | 0.1000   | 0.50                           | 0.80 | 1.51     | 0.81 | 5.04      | 0.85 | 12.60    | 0.97 |
| W2                  | 288             | 216   | 0.0040                                        | 0.0120   | 0.0400    | 0.1000   | 0.86                           | 0.81 | 2.59     | 0.88 | 8.64      | 0.90 | 21.60    | 0.83 |
| S1L                 | 288             | 216   | 0.0060                                        | 0.0120   | 0.0300    | 0.0800   | 1.30                           | 0.80 | 2.59     | 0.76 | 6.48      | 0.69 | 17.28    | 0.72 |
| S1M                 | 720             | 540   | 0.0040                                        | 0.0080   | 0.0200    | 0.0533   | 2.16                           | 0.65 | 4.32     | 0.66 | 10.80     | 0.67 | 28.80    | 0.74 |
| S1H                 | 1872            | 1123  | 0.0030                                        | 0.0060   | 0.0150    | 0.0400   | 3.37                           | 0.64 | 6.74     | 0.64 | 16.85     | 0.65 | 44.93    | 0.67 |
| S2L                 | 288             | 216   | 0.0050                                        | 0.0100   | 0.0300    | 0.0800   | 1.08                           | 0.81 | 2.16     | 0.89 | 6.48      | 0.94 | 17.28    | 0.83 |
| S2M                 | 720             | 540   | 0.0033                                        | 0.0067   | 0.0200    | 0.0533   | 1.80                           | 0.67 | 3.60     | 0.67 | 10.80     | 0.68 | 28.80    | 0.79 |
| S2H                 | 1872            | 1123  | 0.0025                                        | 0.0050   | 0.0150    | 0.0400   | 2.81                           | 0.63 | 5.62     | 0.63 | 16.85     | 0.64 | 44.93    | 0.71 |
| S3                  | 180             | 135   | 0.0040                                        | 0.0080   | 0.0240    | 0.0700   | 0.54                           | 0.81 | 1.08     | 0.82 | 3.24      | 0.91 | 9.45     | 0.90 |
| S4L                 | 288             | 216   | 0.0040                                        | 0.0080   | 0.0240    | 0.0700   | 0.86                           | 0.89 | 1.73     | 0.89 | 5.18      | 0.98 | 15.12    | 0.87 |
| S4M                 | 720             | 540   | 0.0027                                        | 0.0053   | 0.0160    | 0.0467   | 1.44                           | 0.77 | 2.88     | 0.72 | 8.64      | 0.70 | 25.20    | 0.89 |
| S4H                 | 1872            | 1123  | 0.0020                                        | 0.0040   | 0.0120    | 0.0350   | 2.25                           | 0.64 | 4.49     | 0.66 | 13.48     | 0.69 | 39.31    | 0.77 |
| S5L                 |                 |       |                                               |          |           |          |                                |      |          |      |           |      |          |      |
| S5M                 |                 |       |                                               |          |           |          |                                |      |          |      |           |      |          |      |
| S5H                 |                 |       |                                               |          |           |          |                                |      |          |      |           |      |          |      |
| C1L                 | 240             | 180   | 0.0050                                        | 0.0100   | 0.0300    | 0.0800   | 0.90                           | 0.81 | 1.80     | 0.84 | 5.40      | 0.86 | 14.40    | 0.81 |
| C1M                 | 600             | 450   | 0.0033                                        | 0.0067   | 0.0200    | 0.0533   | 1.50                           | 0.68 | 3.00     | 0.67 | 9.00      | 0.68 | 24.00    | 0.81 |
| C1H                 | 1440            | 864   | 0.0025                                        | 0.0050   | 0.0150    | 0.0400   | 2.16                           | 0.66 | 4.32     | 0.64 | 12.96     | 0.67 | 34.56    | 0.78 |
| C2L                 | 240             | 180   | 0.0040                                        | 0.0100   | 0.0300    | 0.0800   | 0.72                           | 0.81 | 1.80     | 0.84 | 5.40      | 0.93 | 14.40    | 0.92 |
| C2M                 | 600             | 450   | 0.0027                                        | 0.0067   | 0.0200    | 0.0533   | 1.20                           | 0.74 | 3.00     | 0.77 | 9.00      | 0.68 | 24.00    | 0.77 |
| C2H                 | 1440            | 864   | 0.0020                                        | 0.0050   | 0.0150    | 0.0400   | 1.73                           | 0.68 | 4.32     | 0.65 | 12.96     | 0.66 | 34.56    | 0.75 |
| C3L                 |                 |       |                                               |          |           |          |                                |      |          |      |           |      |          |      |
| C3M                 |                 |       |                                               |          |           |          |                                |      |          |      |           |      |          |      |
| C3H                 |                 |       |                                               |          |           |          |                                |      |          |      |           |      |          |      |
| PC1                 | 180             | 135   | 0.0040                                        | 0.0080   | 0.0240    | 0.0700   | 0.54                           | 0.76 | 1.08     | 0.86 | 3.24      | 0.88 | 9.45     | 0.99 |
| PC2L                | 240             | 180   | 0.0040                                        | 0.0080   | 0.0240    | 0.0700   | 0.72                           | 0.84 | 1.44     | 0.88 | 4.32      | 0.98 | 12.60    | 0.94 |
| PC2M                | 600             | 450   | 0.0027                                        | 0.0053   | 0.0160    | 0.0467   | 1.20                           | 0.77 | 2.40     | 0.81 | 7.20      | 0.70 | 21.00    | 0.82 |
| PC2H                | 1440            | 864   | 0.0020                                        | 0.0040   | 0.0120    | 0.0350   | 1.73                           | 0.64 | 3.46     | 0.66 | 10.37     | 0.68 | 30.24    | 0.81 |
| RM1L                | 240             | 180   | 0.0040                                        | 0.0080   | 0.0240    | 0.0700   | 0.72                           | 0.84 | 1.44     | 0.86 | 4.32      | 0.92 | 12.60    | 1.01 |
| RM1M                | 600             | 450   | 0.0027                                        | 0.0053   | 0.0160    | 0.0467   | 1.20                           | 0.71 | 2.40     | 0.81 | 7.20      | 0.76 | 21.00    | 0.75 |
| RM2L                | 240             | 180   | 0.0040                                        | 0.0080   | 0.0240    | 0.0700   | 0.72                           | 0.80 | 1.44     | 0.81 | 4.32      | 0.91 | 12.60    | 0.98 |
| RM2M                | 600             | 450   | 0.0027                                        | 0.0053   | 0.0160    | 0.0467   | 1.20                           | 0.71 | 2.40     | 0.79 | 7.20      | 0.70 | 21.00    | 0.73 |
| RM2H                | 1440            | 864   | 0.0020                                        | 0.0040   | 0.0120    | 0.0350   | 1.73                           | 0.66 | 3.46     | 0.65 | 10.37     | 0.66 | 30.24    | 0.72 |
| URML                |                 |       |                                               |          |           |          |                                |      |          |      |           |      |          |      |
| URMM                |                 |       |                                               |          |           |          |                                |      |          |      |           |      |          |      |
| MH                  | 120             | 120   | 0.0040                                        | 0.0080   | 0.0240    | 0.0700   | 0.48                           | 0.91 | 0.96     | 1.00 | 2.88      | 1.03 | 8.40     | 0.92 |

## 試驗結果：

由於此案例在結構體 a、b 兩側為相同的對稱結構，所以量測出之歷時圖與頻譜圖大致上相同，故只呈現單一側之歷時圖與頻譜圖。

圖 6 與圖 7 分別為 a 側 400Gal 和 800Gal 攝影機量測之位移歷時圖及頻譜圖；圖 8 與圖 9 分別為 400Gal 和 800Gal LVDT 量測之位移歷時圖及頻譜圖，比較攝影機與 LVDT 量測之結果可知，兩者相近，故可推測利用攝影機量測求得結構物之層間位移為可行之作法。

表 5 為 Case1 結構體 A 棟一樓層間位移最大值(以下簡稱最大值)與殘餘變形誤差表。在 200Gal 地震力的表中，影像單點量測、假設鋼性樓板推導、與 LVDT 所量測到之最大值相比，有明顯低估其最大值，而此時殘餘變形的值均很小，約為 0.01mm~0.1mm，近乎是零，故無殘餘變形。

400Gal 地震力下，在 a 側，影像單點量測除了點 a11 在最大值有偏小其餘與 LVDT 所量測之值相比誤差並不大，誤差百分比亦在 10%之內，鋼性樓板推導最大值為 2.23mm 與 LVDT 最大值 2.43，誤差約-0.2mm，誤差百分比約為-8%，鋼性樓板推導有低估之現象，而鋼性樓板推導是由 a、b 兩側共 8 個點來求得，故若 b 側所量測之值偏小，其在推導此處之值亦會偏小，此時 a 側、b 側均無殘餘變形。

600Gal 地震力下，由 a 兩側影像單點量測可發現最大值由外側點位向內側點位逐漸變小，有高估也有低估但除了最外側點位(a9)誤差較大，其於誤差百分比並未超過 10%，此時由殘餘變形之部分來看並無發現殘餘變形量由外測點位向內測點位逐漸變小，且其無差均不大。

800Gal 地震力下，影像單點量測、鋼性樓板推導最大值與 LVDT 所量測最大值均在 57mm 左右，誤差不到 1mm，誤差百分比也都極小。

1000Gal 地震力下，為倒塌狀態，故殘餘變形量與最大層間位移值兩者非常接近，僅差 10mm 左右，雖然由誤差來看影像單點量測、鋼性樓板推導，其量與 LVDT 相比均超過 2mm，但由誤差百分比來看其比例未超過 5%，對整體較無顯著影響。

表 6 為 Case1 結構體 A 棟一樓層間位移比的比較表，誤差層間位移比為影像量測與 LVDT 量測之數據相減後，再除以樓層高，正為影像量測高估，負為低估。

200Gal 表中，可發現影像單點量測層間位移比約為 0.0004~0.0007，而其誤差所造成之層間位移比大小約為-0.0002~-0.0005。鋼性樓板推導之層間位移比為 0.0004~0.0006，誤差層間位移比為-0.0003~-0.0006，誤差層間位移比為-0.0003~-0.0006。

400Gal 表中，影像單點量測層間位移比約為 0.0015~0.022 左右，而其誤差所造成之層間位移比大小約為-0.0008~0.001，鋼性樓板推導之層間位移比為 0.0013~0.0019，誤差層間位移比為-0.0002~-0.0008，誤差層間位移比為-0.0005~0.001。

600Gal 表中，影像單點量測層間位移比約為 0.026~0.033 左右，而其誤差所造成之層間位移比大小約為-0.0002~0.0048，鋼性樓板推導之層間位移比為 0.026~0.027，誤差層間位移比為-0.0018~-0.0006，誤差層間位移比為-0.0003~-0.0009。

800Gal 表中，影像單點量測層間位移比約為 0.049 左右，而其誤差所造成之層間位移比大小約為 0.0001~0.0005，鋼性樓板推導之層間位移比為 0.049，誤差層間位移比為-0.0001~0.0004，柱推導之層間位移比為 0.049，誤差層間位移比為-0.0033~0.0009。

1000Gal 表中，影像單點量測層間位移比約為 0.19 左右，而其誤差所造成之層間位移比大小約為-0.0021~-0.025，鋼性樓板推導之層間位移比為 0.19 左右，誤差層間位移比為-0.0027~-0.0047，誤差層間位移比為-0.0258~-0.022。

圖 10 與圖 11 分別為 400Gal 和 800Gal 之損傷判別圖。將損傷診斷結果以表格的方式呈現，如表 7，可知 Case1 攝影機與 LVDT 在損傷判斷上幾乎一致，除 1000Gal LVDT 量測較攝影機高估 1 個紅色重損，加速度計亦相同，而加速度計在 600Gal 時與 LVDT 相比，為 2 個黃色中損與 2 個紅色重損的差別。

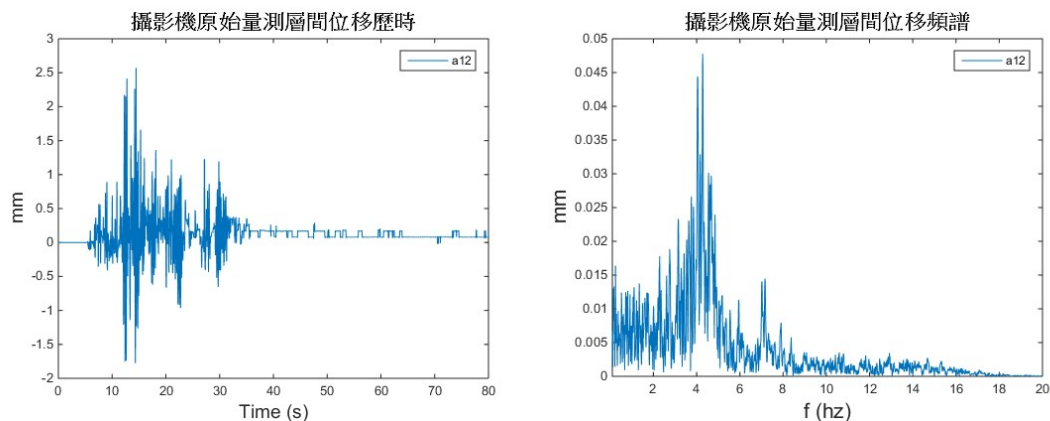


圖 6 Case1 A 棟一樓 a 側 400Gal 地震力之歷時圖與頻譜圖

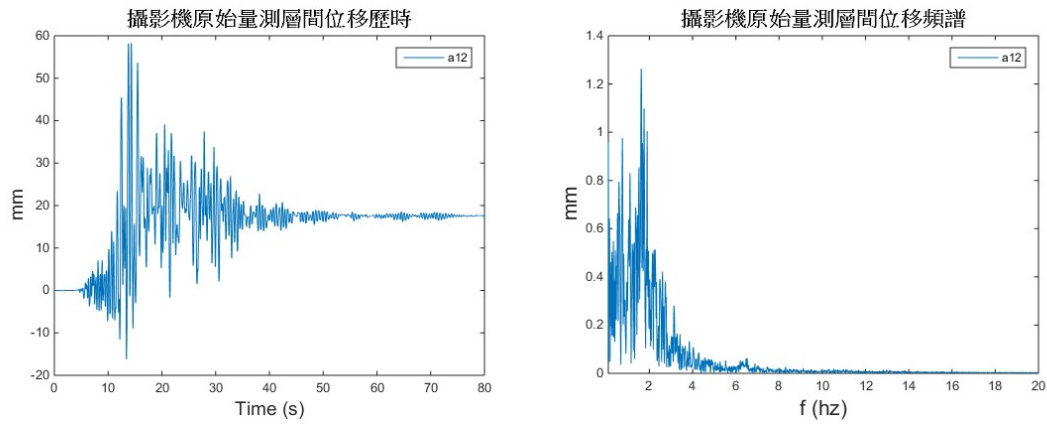


圖 7 Case1 A 棟一樓 a 側 800Gal 地震力之歷時圖與頻譜圖

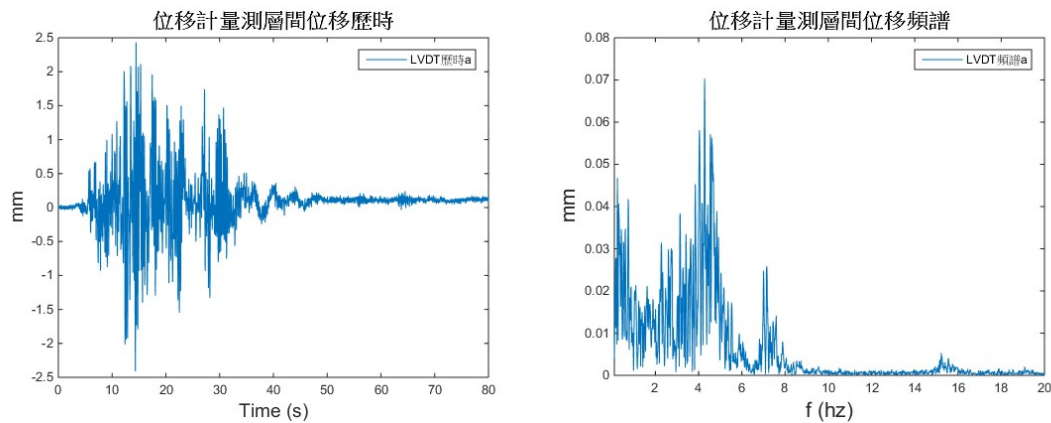


圖 8 Case1 一樓 LVDT 400Gal 地震力之歷時圖與頻譜圖

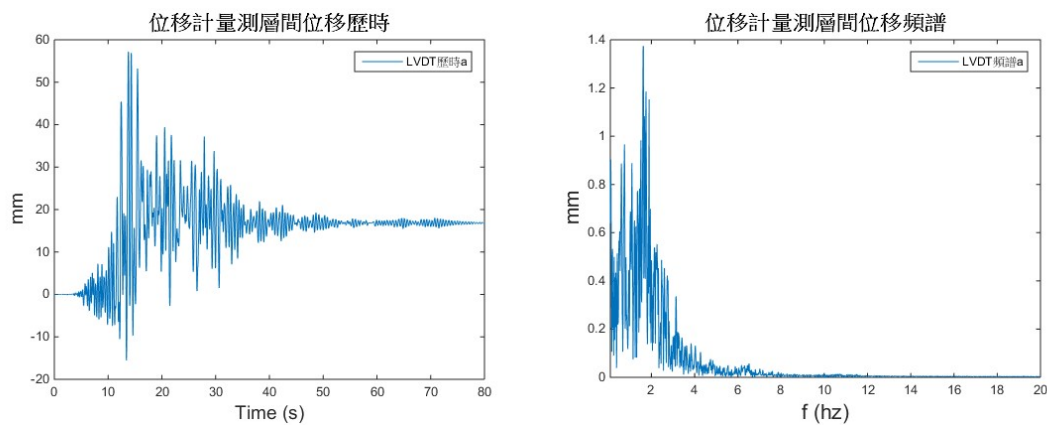


圖 9 Case1 一樓 LVDT 800Gal 地震力之歷時圖與頻譜圖

表 5 Case1 結構體 A 棟一樓 a 側最大值與殘餘變形誤差表



| 200Gal  | 最大值(mm) | 誤差(C-L) | 誤差百分比(C-L/L) | 殘餘變形(mm) | 誤差(C-L) | 誤差百分比(C-L/L) |
|---------|---------|---------|--------------|----------|---------|--------------|
| a9      | 0.94    | -0.20   | -17.42       | 0.10     | 0.09    | 1731.48      |
| a10     | 0.73    | -0.41   | -36.07       | 0.09     | 0.08    | 1548.15      |
| a11     | 0.72    | -0.42   | -36.92       | 0.09     | 0.08    | 1548.15      |
| a12     | 0.94    | -0.19   | -17.13       | -0.28    | -0.28   | -5242.59     |
| 鋼性樓板推導  | 0.73    | -0.40   | -35.58       | 0.01     | 0.00    | 48.15        |
| LVDT    | 1.14    | 0.00    | 0.00         | 0.00     | 0.00    | 0.00         |
| 400Gal  | 最大值(mm) | 誤差(C-L) | 誤差百分比(C-L/L) | 殘餘變形(mm) | 誤差(C-L) | 誤差百分比(C-L/L) |
| a9      | 2.54    | 0.11    | 4.51         | 0.08     | -0.04   | -33.64       |
| a10     | 2.47    | 0.03    | 1.27         | 0.17     | 0.05    | 40.94        |
| a11     | 1.94    | -0.49   | -20.22       | 0.16     | 0.04    | 32.72        |
| a12     | 2.57    | 0.14    | 5.67         | 0.08     | -0.04   | -33.64       |
| 鋼性樓板推導  | 2.24    | -0.20   | -8.15        | 0.12     | 0.00    | -1.17        |
| LVDT    | 2.43    | 0.00    | 0.00         | 0.12     | 0.00    | 0.00         |
| 600Gal  | 最大值(mm) | 誤差(C-L) | 誤差百分比(C-L/L) | 殘餘變形(mm) | 誤差(C-L) | 誤差百分比(C-L/L) |
| a9      | 38.34   | 5.62    | 17.18        | 6.24     | 0.22    | 3.75         |
| a10     | 35.15   | 2.44    | 7.45         | 5.61     | -0.37   | -6.16        |
| a11     | 32.54   | -0.18   | -0.54        | 5.61     | -0.37   | -6.16        |
| a12     | 30.72   | -1.99   | -6.09        | 5.72     | -0.26   | -4.34        |
| 鋼性樓板推導  | 31.62   | -1.10   | -3.36        | 5.83     | -0.15   | -2.48        |
| LVDT    | 32.72   | 0.00    | 0.00         | 5.98     | 0.00    | 0.00         |
| 800Gal  | 最大值(mm) | 誤差(C-L) | 誤差百分比(C-L/L) | 殘餘變形(mm) | 誤差(C-L) | 誤差百分比(C-L/L) |
| a9      | 57.86   | 0.64    | 1.12         | 17.07    | 0.24    | 1.43         |
| a10     | 58.20   | 0.99    | 1.73         | 17.01    | 0.18    | 1.09         |
| a11     | 57.29   | 0.07    | 0.13         | 16.86    | 0.04    | 0.21         |
| a12     | 58.25   | 1.03    | 1.80         | 17.70    | 0.88    | 5.21         |
| 鋼性樓板推導  | 57.67   | 0.45    | 0.79         | 17.15    | 0.32    | 1.91         |
| LVDT    | 57.22   | 0.00    | 0.00         | 16.83    | 0.00    | 0.00         |
| 1000Gal | 最大值(mm) | 誤差(C-L) | 誤差百分比(C-L/L) | 殘餘變形(mm) | 誤差(C-L) | 誤差百分比(C-L/L) |
| a9      | 224.44  | -2.42   | -1.07        | 211.54   | -3.74   | -1.74        |
| a10     | 224.01  | -2.85   | -1.26        | 212.20   | -3.08   | -1.43        |
| a11     | 223.51  | -3.35   | -1.48        | 211.18   | -4.10   | -1.90        |
| a12     | 224.55  | -2.32   | -1.02        | 212.83   | -2.45   | -1.14        |
| 鋼性樓板推導  | 223.68  | -3.19   | -1.40        | 212.04   | -3.24   | -1.50        |
| LVDT    | 226.86  | 0.00    | 0.00         | 215.28   | 0.00    | 0.00         |

表 5 Case1 結構體 A 棟一樓 a 側層間位移比表



| 200Gal  | 最大值(mm) | 層間位移比  | 誤差(影像量測-LVDT) | 誤差層間位移比 |
|---------|---------|--------|---------------|---------|
| a9      | 0.94    | 0.0008 | -0.20         | -0.0002 |
| a10     | 0.73    | 0.0006 | -0.41         | -0.0004 |
| a11     | 0.72    | 0.0006 | -0.42         | -0.0004 |
| a12     | 0.94    | 0.0008 | -0.19         | -0.0002 |
| 鋼性樓板推導  | 0.73    | 0.0006 | -0.40         | -0.0003 |
| LVDT    | 0.73    | 0.0010 | -             | -       |
| 加速度計    | 1.26    | 0.0011 | 0.13          | 0.0001  |
| 400Gal  | 最大值(mm) | 層間位移比  | 誤差(影像量測-LVDT) | 誤差層間位移比 |
| a9      | 2.54    | 0.0022 | 0.11          | 0.0001  |
| a10     | 2.47    | 0.0021 | 0.03          | 0.0000  |
| a11     | 1.94    | 0.0017 | -0.49         | -0.0004 |
| a12     | 2.57    | 0.0022 | 0.14          | 0.0001  |
| 鋼性樓板推導  | 2.24    | 0.0019 | -0.20         | -0.0002 |
| LVDT    | 2.43    | 0.0021 | -             | -       |
| 加速度計    | 2.66    | 0.0023 | 0.23          | 0.0002  |
| 600Gal  | 最大值(mm) | 層間位移比  | 誤差(影像量測-LVDT) | 誤差層間位移比 |
| a9      | 38.34   | 0.0328 | 5.62          | 0.0048  |
| a10     | 35.15   | 0.0300 | 2.44          | 0.0021  |
| a11     | 32.54   | 0.0278 | -0.18         | -0.0002 |
| a12     | 30.72   | 0.0263 | -1.99         | -0.0017 |
| 鋼性樓板推導  | 31.62   | 0.0270 | -1.10         | -0.0009 |
| LVDT    | 32.72   | 0.0280 | -             | -       |
| 加速度計    | 20.64   | 0.0176 | -12.07        | -0.0103 |
| 800Gal  | 最大值(mm) | 層間位移比  | 誤差(影像量測-LVDT) | 誤差層間位移比 |
| a9      | 57.86   | 0.0495 | 0.64          | 0.0005  |
| a10     | 58.20   | 0.0497 | 0.99          | 0.0008  |
| a11     | 57.29   | 0.0490 | 0.07          | 0.0001  |
| a12     | 58.25   | 0.0498 | 1.03          | 0.0009  |
| 鋼性樓板推導  | 57.67   | 0.0493 | 0.45          | 0.0004  |
| LVDT    | 57.22   | 0.0489 | -             | -       |
| 加速度計    | 42.67   | 0.0365 | -14.55        | -0.0124 |
| 1000Gal | 最大值(mm) | 層間位移比  | 誤差(影像量測-LVDT) | 誤差層間位移比 |
| a9      | 224.44  | 0.1918 | -2.42         | -0.0021 |
| a10     | 224.01  | 0.1915 | -2.85         | -0.0024 |
| a11     | 223.51  | 0.1910 | -3.35         | -0.0029 |
| a12     | 224.55  | 0.1919 | -2.32         | -0.0020 |
| 鋼性樓板推導  | 223.68  | 0.1912 | -3.19         | -0.0027 |
| LVDT    | 226.86  | 0.1939 | -             | -       |
| 加速度計    | 63.18   | 0.0540 | -163.69       | -0.1399 |

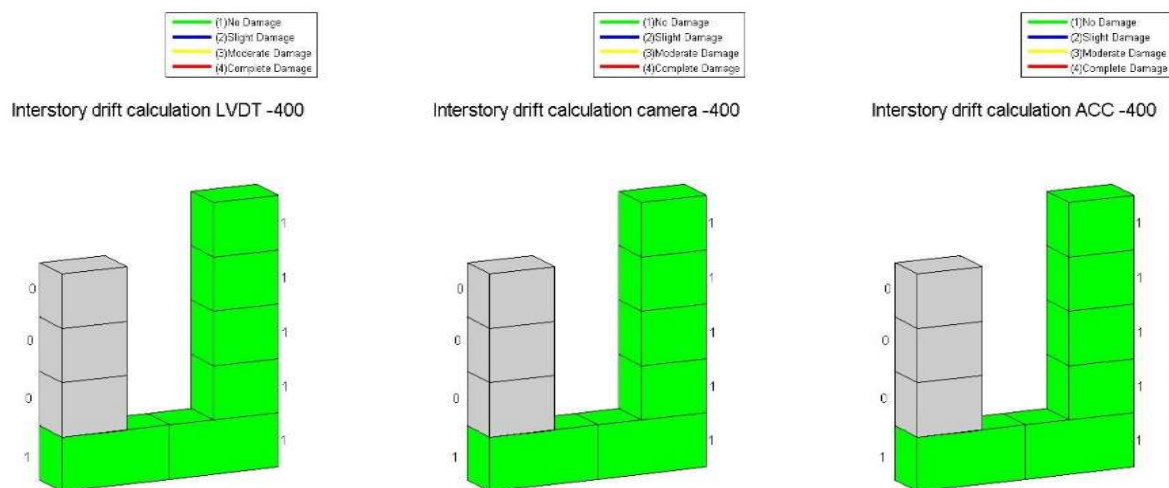


圖 10 Case1 A、B 棟一樓損傷結果(400Gal)

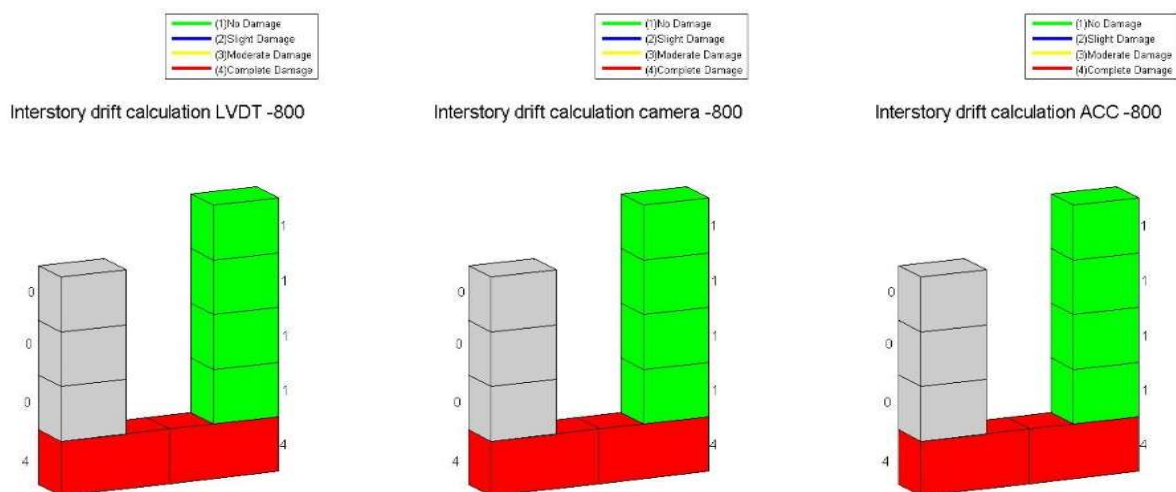


圖 11 Case1 A、B 棟一樓損傷結果(800Gal)

表 7 損傷判斷結果比較

| Case1    | Difference (camera - LVDT) |              |                 |               | Difference (Acc. - LVDT) |              |                 |               |
|----------|----------------------------|--------------|-----------------|---------------|--------------------------|--------------|-----------------|---------------|
|          | Safe                       | Minor Damage | Moderate Damage | Severe Damage | Safe                     | Minor Damage | Moderate Damage | Severe Damage |
| PGA(Gal) |                            |              |                 |               |                          |              |                 |               |
| 50       | 0                          | 0            | 0               | 0             | 0                        | 0            | 0               | 0             |
| 200      | 0                          | 0            | 0               | 0             | 0                        | 0            | 0               | 0             |
| 400      | 0                          | 0            | 0               | 0             | 0                        | 0            | 0               | 0             |
| 600      | 0                          | 0            | 0               | 0             | 0                        | 0            | 2               | -2            |
| 800      | 0                          | 0            | 0               | 0             | 0                        | 0            | 0               | 0             |
| 1000     | (1)                        | 0            | 0               | (-1)          | (1)                      | 0            | 0               | (-1)          |



## 高科技廠房自動化倉儲系統振動台試驗

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：高科技廠內防震損液晶基板傳送卡匣暨液晶保管自動化倉儲系統之研發

計畫編號：MOST 106-2622-E-006-036-CC2

計畫主持人：姚昭智

參與人員：姚昭智、柯敏琪、陳威中、涂昭仔、群創光電股份有限公司

聯絡電郵：nckugcyao@gmail.com

試驗期間：107 年 01 月至 09 月

試驗地點：國家地震工程研究中心臺南實驗室震動台系統

### 試驗目的：

2016 年 2 月 6 日美濃地震(芮氏規模 6.4)，位於台南市新市區南部科園區附近測站測得最大震度 5 級 PGA：237 gal，地震中造成高科技廠房內許多設備物與產品損壞，而其中面板科技廠無塵室內的以鋁擠型構件組成之自動化倉儲系統 Automated Storage System，在地震中使倉儲(Stocker, STK)與倉儲內部的產品存放卡匣(Cassette, CST)因震動過大，致使 CST 與內部存放之玻璃面板出現嚴重損壞，造成相當可觀財務損失。本研究目的為提升自動化倉儲系統之耐震能力，針對廠內既有設備物提出適合的耐震補強設計，以降低 STK 震動、減少破壞、降低產品損失，同時藉不同尺寸 STK 振動台實驗，確認補強之可行性與檢討現場施工安裝問題，並利用實驗結果建立適用之電腦模型，作為建置實際廠內 STK 系統補強分析之基礎，以此為本研究之重點。

### 試驗佈置：

本研究之 STK 振動台實驗試體有：三層單跨 STK、三層四跨 STK 與四層兩跨 STK，其個別尺寸大小、總重，如表 1；安裝情形，如圖 1 至圖 5。

表 1 STK 試體尺寸與總重

| 試體類別 | 試體長度(X 向) | 試體寬度(Y 向) | 試體高度(Z 向) | 總重(公斤重) |
|------|-----------|-----------|-----------|---------|
| 三層單跨 | 3m        | 2m        | 6m        | 2225    |
| 三層四跨 | 7m        | 4m        | 6m        | 8900    |
| 四層兩跨 | 3m        | 4m        | 7.6m      | 5980    |



圖 1 現況三層單跨 STK



圖 2 補強三層單跨 STK



圖 3 現況三層四跨 STK



圖 4 補強三層四跨 STK



圖 5 補強四層兩跨 STK

#### 試驗規劃：

STK 振動台試驗目的為了解現況與補強 STK 系統行為反應、補強效益與施做可行性評估。實驗訊號量測主要以加速度為主，了解 STK 於震動下各層之反應，而加速度規放置位置則依照各次實驗目的之不同而有所差異。廠內 STK 系統眾多繁複，故取其中一條較為單純、無缺少儲位之 L02 為研究對象。

本研究受限材料取得問題，故前兩次實驗為三層 STK；第三次實驗取材時間充裕，故進行與實際廠內四層 STK 相同層數之實驗。其各組試驗皆進行白噪音試驗(50gal，0.1Hz~40Hz)，目的與激振內容，如表 2 所示；0206 地震於廠內 L50 層測得之地震歷時，如圖 6 至圖 8 所示；加速度規安裝方式與各組試體加速度規配置，如圖 9 至圖 13 所示。



表 2 實驗規劃

| 試體類別 | 實驗目的                  | 激振內容                                         |
|------|-----------------------|----------------------------------------------|
| 三層單跨 | 分析斜撐補強可行性             | 正弦波(X 向 0.8Hz，Y 向 0.7Hz)<br>PGA：50gal~300gal |
| 三層四跨 | 確認更大尺寸斜撐補強效益與施工問題     | 0206 廠內 L50 層地震歷時<br>PGA：50gal~472gal        |
| 四層兩跨 | 觀察斜撐優化與第四層枕木材料改善之損壞情形 | 0206 廠內 L50 層地震歷時<br>PGA：50gal~400gal        |

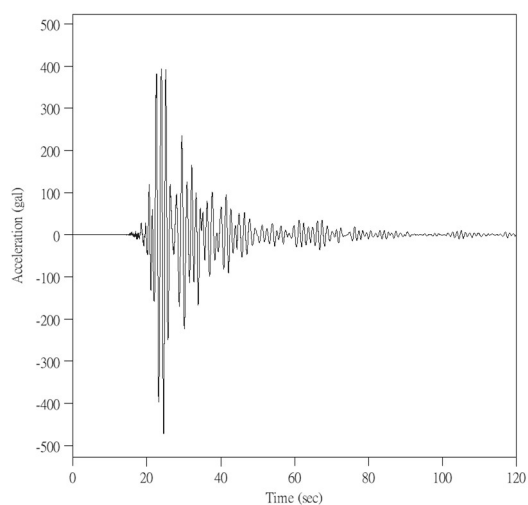


圖 6 L50 層 X 向地震歷時(PFA:472 gal)

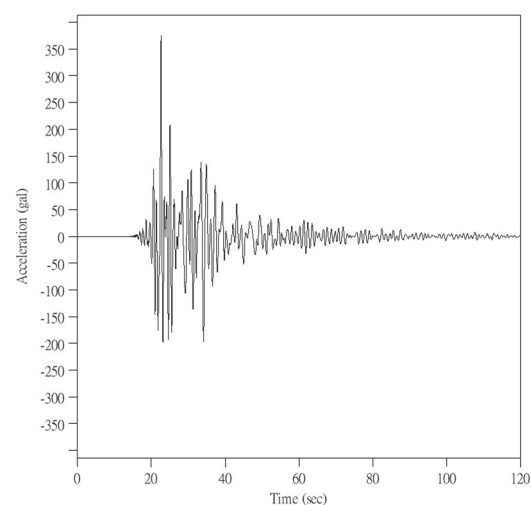


圖 7 L50 層 Y 向地震歷時(PFA:375 gal)

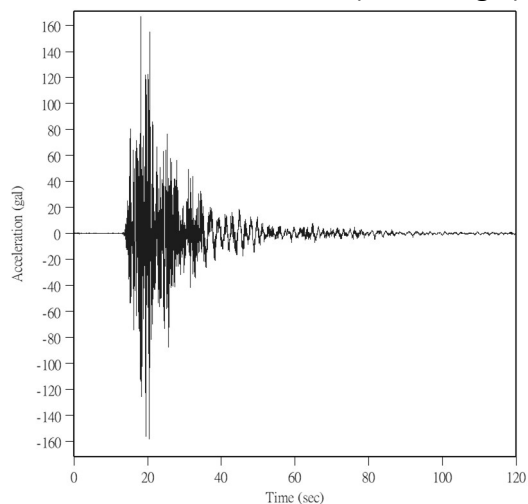


圖 8 L50 層 Z 向地震歷時(PFA:166 gal)

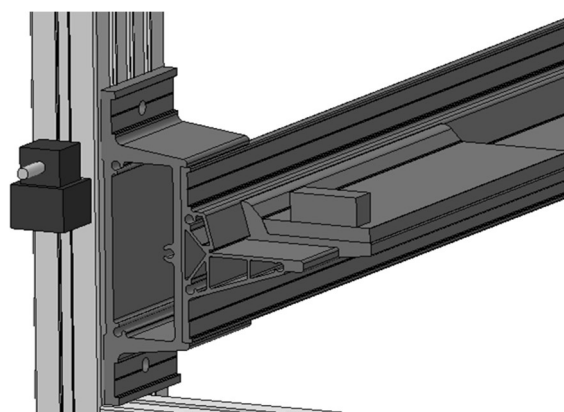


圖 9 加速度規安裝示意圖

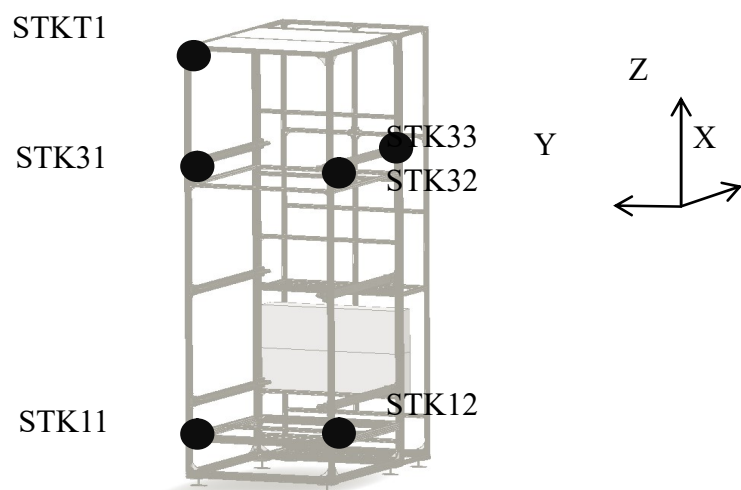


圖 10 三層單跨 STK 加速度規配置

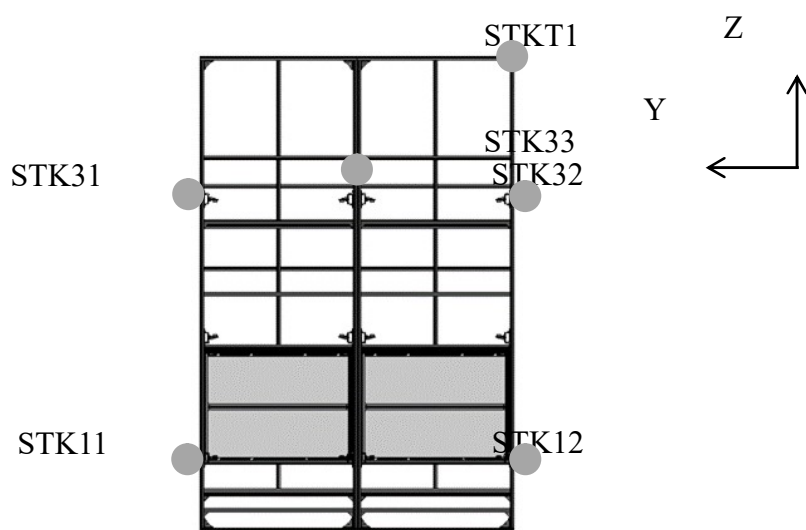


圖 11 右排三層四跨 STK 加速度規配置

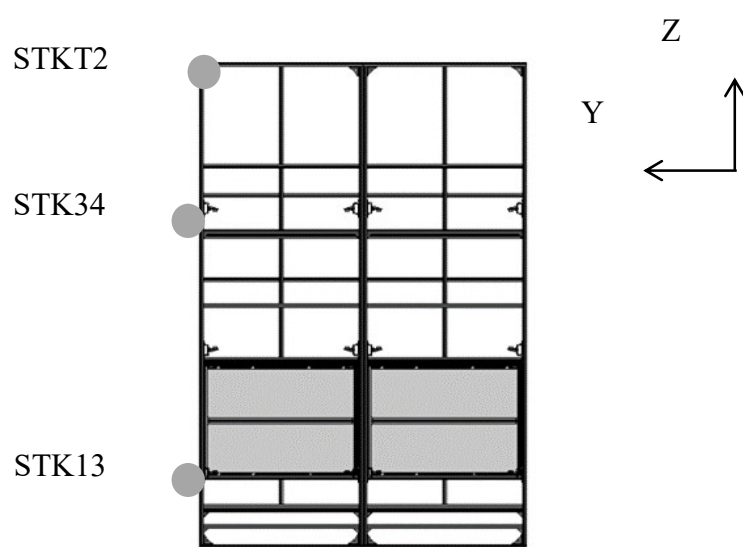


圖 12 左排三層四跨 STK 加速度規配置

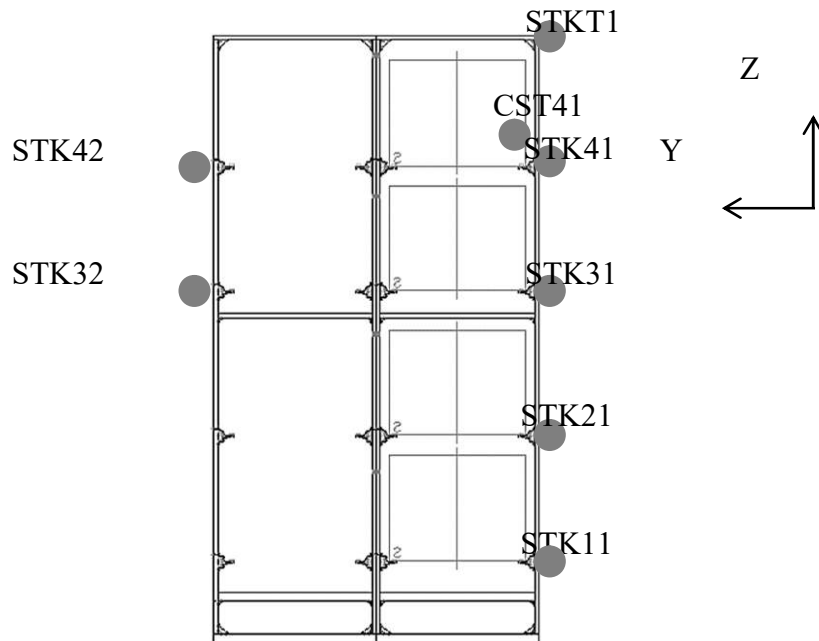


圖 13 四層兩跨 STK 加速度規配置

#### 試驗結果：

現況三層單跨 STK 系統在初步系統評估與廠內施工可行性考量後，設計以斜撐作為 STK 補強策略，利用振動台進行白噪音試驗，將現況與補強之三層單跨 STK 所測得之加速度訊號(選取圖 10 中 STKT1)，以快速傅立葉頻譜分析得知其斜撐補強後其自然頻率於 X 向由 1.5 Hz 增為 5.0 Hz、Y 向由 0.9 Hz 增為 1.4 Hz，如圖 14、圖 15 所示。

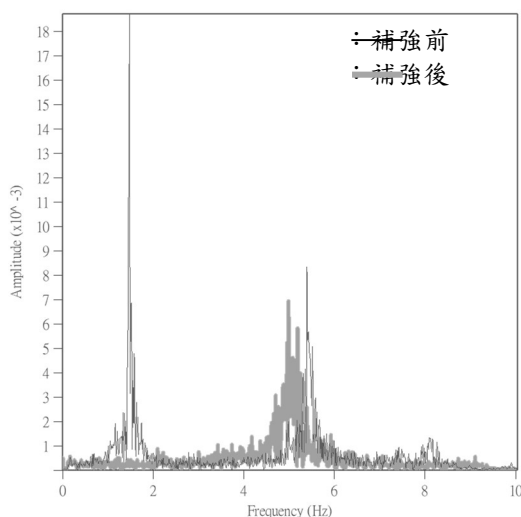


圖 14 三層單跨 X 向補強前後自振頻率

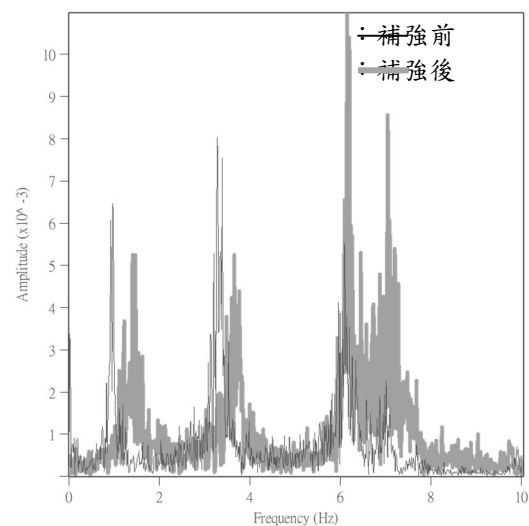


圖 15 三層單跨 Y 向補強前後自振頻率

考量實際 STK 系統結構型式，進行三層四跨 STK 振動台實驗，並以補強前後自振頻率與歷時反應為比較對象，本研究利用 SAP2000 分別建置補強前後電腦模型，亦針對鋁擠型實際接合方式、可調式斜撐實際勁度計算進行材料試驗，在靜載重分析下，首先確認系統質量無誤後，再由模態分析與質量參與係數判斷結構模型的 X 向、Y 向主要模態，如圖 16 至圖 19 所示，實驗與電腦模型分析之模態整理如

表 3 所示。同時輸入縮放後之 0206 地震歷時，如圖 20、圖 21 所示，並取圖 11 中 STK31 歷時反應進行比較，如圖 22 至圖 25 所示，由圖可知實驗與電腦模型分析加速度峰值雖有差異，但整體趨勢接近，由質量分析、模態分析與歷時比較後確認該結構模型與實際相符，為正確設定，以作為後續廠內實際跨度 STK 系統模擬分析之基礎。

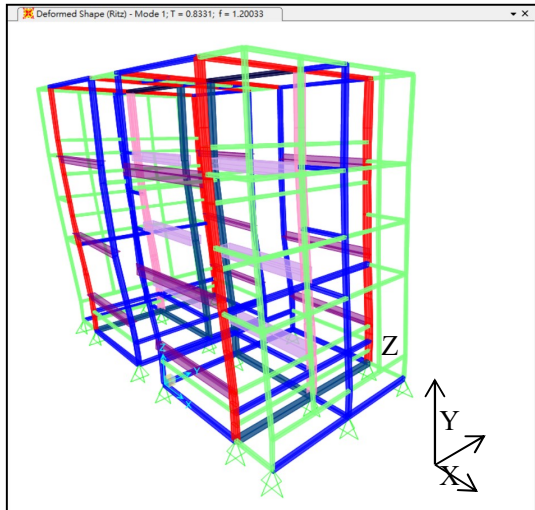


圖 16 現況 X 向自振頻率與振形

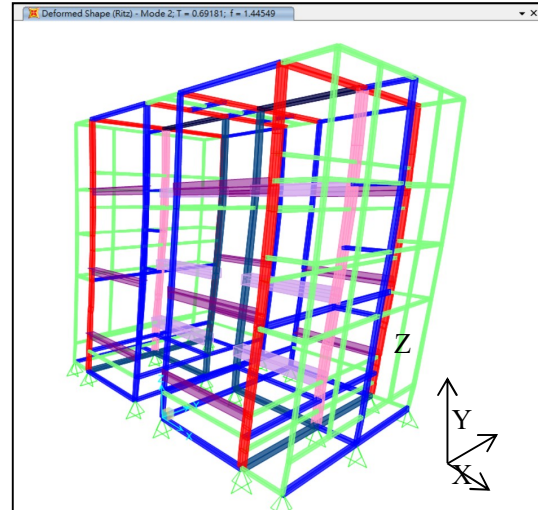


圖 17 現況 Y 向自振頻率與振形

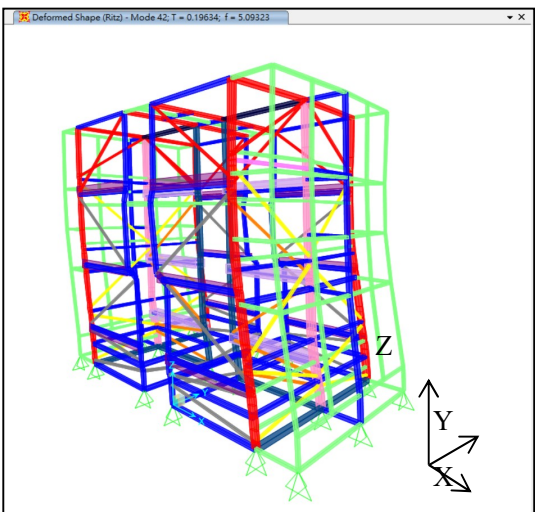


圖 18 補強 X 向自振頻率與振形

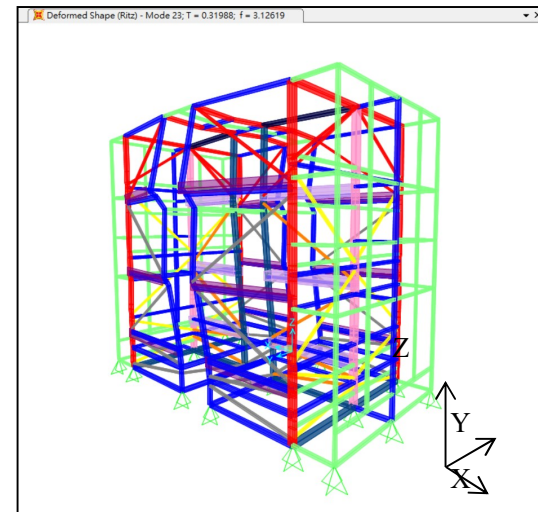


圖 19 補強 Y 向自振頻率與振形

表 3 三層四跨 STK 自振頻率比較(單位：Hz)

|         | 現況  |     | 補強  |     |
|---------|-----|-----|-----|-----|
|         | X 向 | Y 向 | X 向 | Y 向 |
| 實驗      | 1.6 | 1.4 | 4.8 | 2.9 |
| SAP2000 | 1.4 | 1.2 | 5.1 | 3.1 |

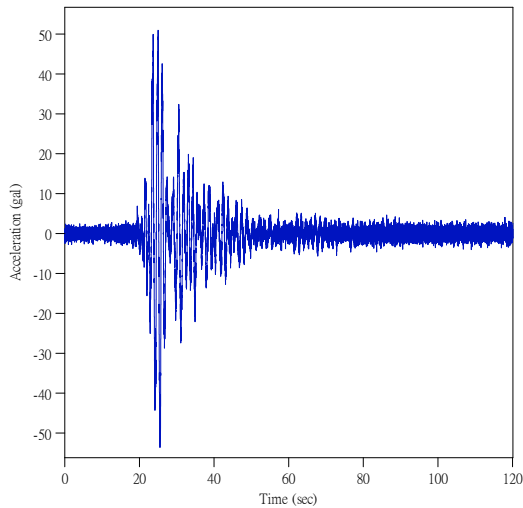


圖 20 X 向縮放歷時 (PFA : 50 gal)

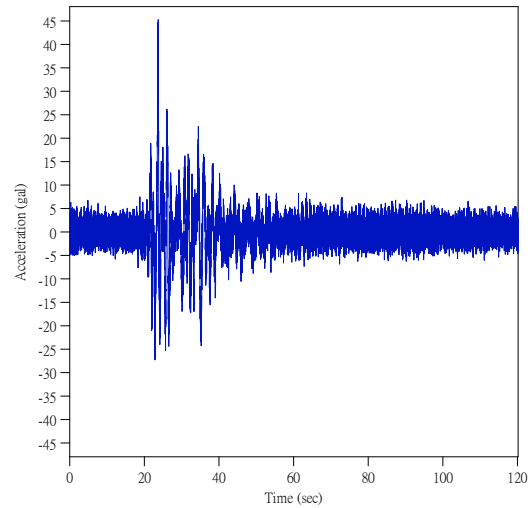


圖 21 Y 向縮放歷時 (PFA : 40 gal)

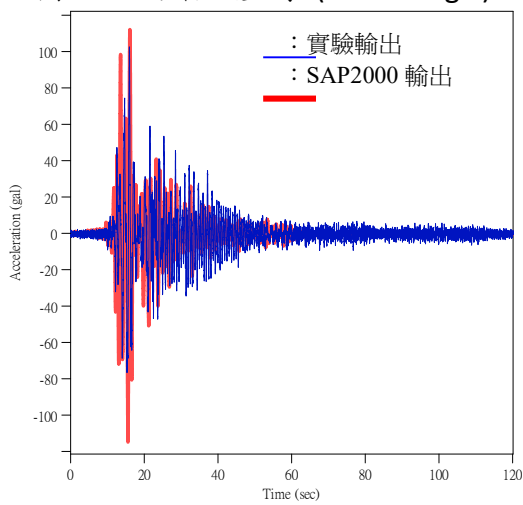


圖 22 現況 X 向加速度歷時比較

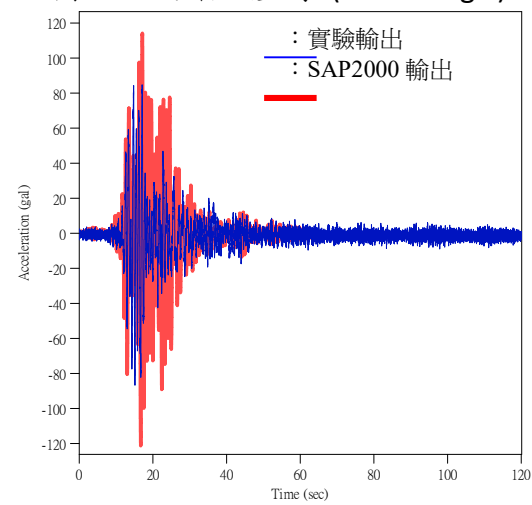


圖 23 現況 Y 向加速度歷時比較

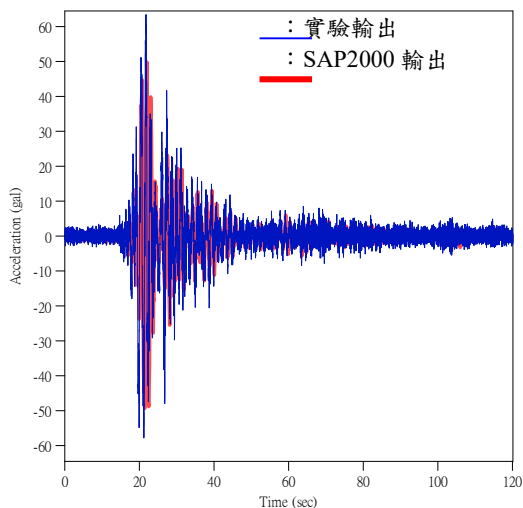


圖 24 補強 X 向加速度歷時比較

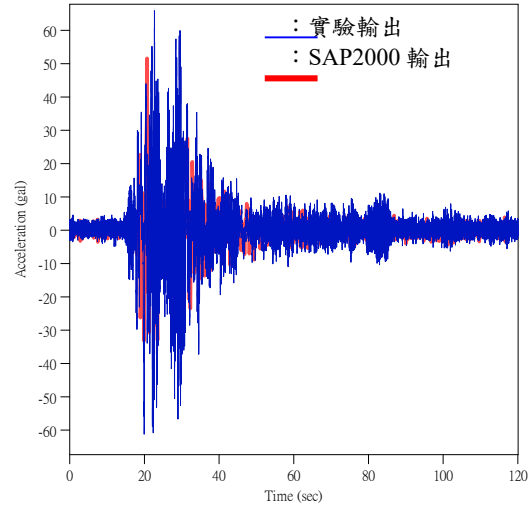


圖 25 補強 Y 向加速度歷時比較

因實際廠內 STK 系統為左右各一排，每排跨數至多為 25 跨，中間以機器手臂進行 CST 運輸，若未來全數做結構分析會相當耗時，故在此將三層四跨(兩排)減至三層兩跨(單排)，藉由模態分析了解在縮減模型尺度下，是否因減少 STK 載重與勁度而產生自振頻率差



異。但分析後三層兩跨不論補強前後自振頻率與三層四跨幾乎相同，故未來建立 STK 電腦模型時，以單排 STK 即可，如表 4 所示。

表 4 三層 STK 補強前後結構模型不同跨度自振頻率表 (單位：Hz)

| 三層 STK 模型跨度 | 現況  |     | 補強  |     |
|-------------|-----|-----|-----|-----|
|             | X 向 | Y 向 | X 向 | Y 向 |
| 四跨          | 1.4 | 1.2 | 5.1 | 3.1 |
| 兩跨          | 1.5 | 1.2 | 5.1 | 3.1 |

考量實際安裝施工問題，故將斜撐系統進行優化，並將優化斜撐與牙桿補強框架應用至廠內實際尺寸 STK 系統模形，建立單排 L02 STK(24 跨，3m\*48m\*7.6m)現況與補強之電腦模型，分析其動態特性。單排 L02 雖共可置入 CST 數量共為 96 顆，但系統進行 CST 存放時，置入數量約為整體之 75%，即 72 顆(總重約 40.68 噸)，且分布情形並無固定，故以隨機置入為設定。分別建置現況與補強單排 L02 後，在模態分析下之現況 L02 X、Y 向自振頻率與振形，如圖 26、圖 27 所示，且由模態分析與廠房自振頻率相較之下，確實會有共振情形，如表 5 所示。

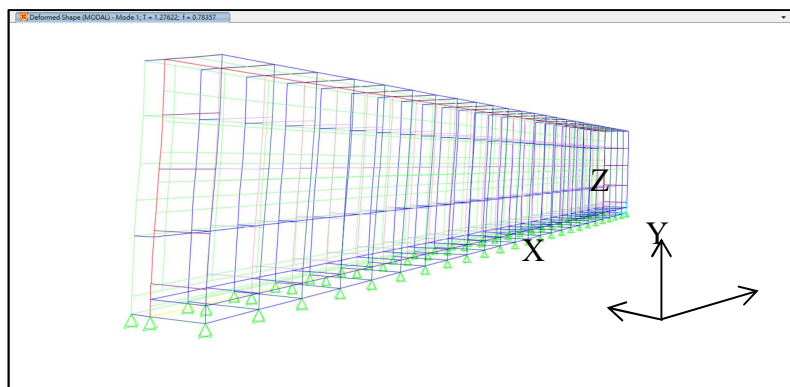


圖 26 現況 L02 X 向自振頻率與振型 (0.8Hz)

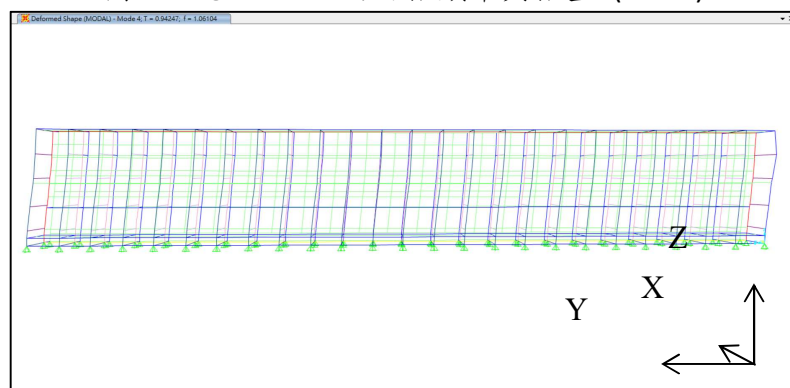


圖 27 現況 L02 Y 向自振頻率與振型 (1.1 Hz)

表 5 廠房與 L02 自振頻率比較表 (單位：Hz)

| 項目  | 自振頻率 |     |
|-----|------|-----|
|     | X 向  | Y 向 |
| 廠房  | 0.8  | 0.7 |
| L02 | 0.8  | 1.1 |

已知現況 L02 之動態特性後，STK 補強方向主要考量 CST 翻落、掉出外，故將 X 向每

跨皆進行斜撐補強；Y 向構架補強則與三層四跨 STK 補強實驗相同，但擇跨補強。此外亦將 STK 最末端兩跨進行儲位犧牲，整跨 X、Y 雙向皆斜撐補強，藉此提升 Y 勁度、減少 Y 向構架補強跨數；並加入牙樑補強框架，降低 STK 系統之反應，X、Y 向各補強型式及整體 L02 補強方式，如圖 28 至圖 30 所示。因末端儲位犧牲，故 CST 位置重新設計，數量仍維持原有 75%進行靜載重模擬，補強 L02 經模態分析後，X 向自振頻率 6.8 Hz；Y 向 3.8 Hz，如圖 31、圖 32 所示。L02 補強前後模擬分析如表 6 所示。

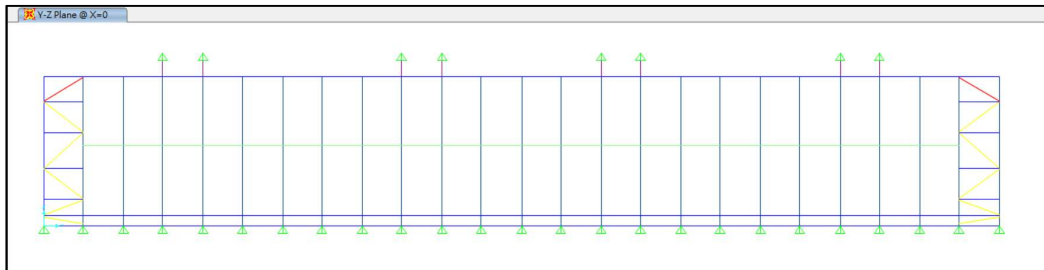


圖 28 YZ 平面補強 (X=0 m)

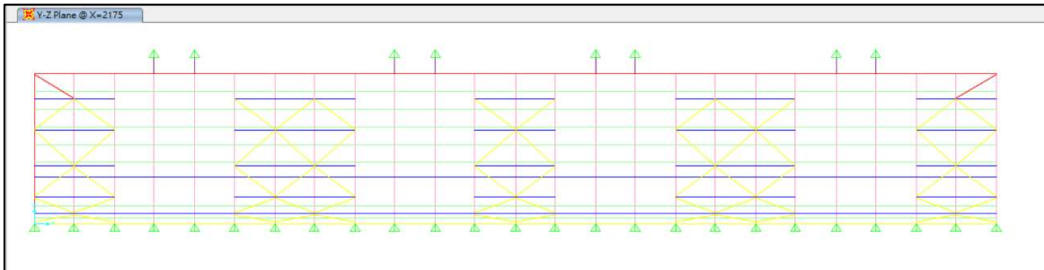


圖 29 YZ 平面補強 (X=2 m)

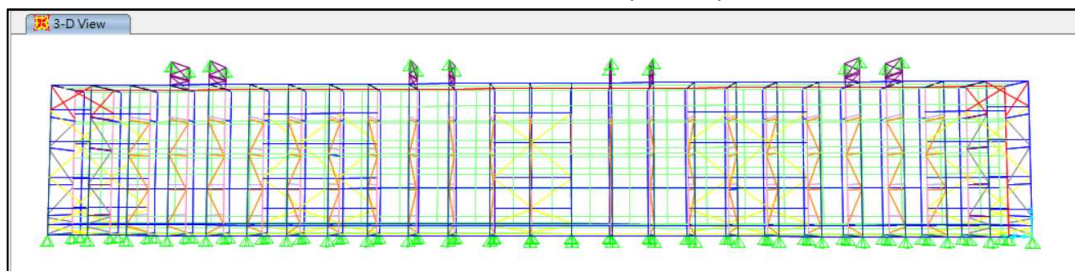


圖 30 補強 L02 整體示意圖

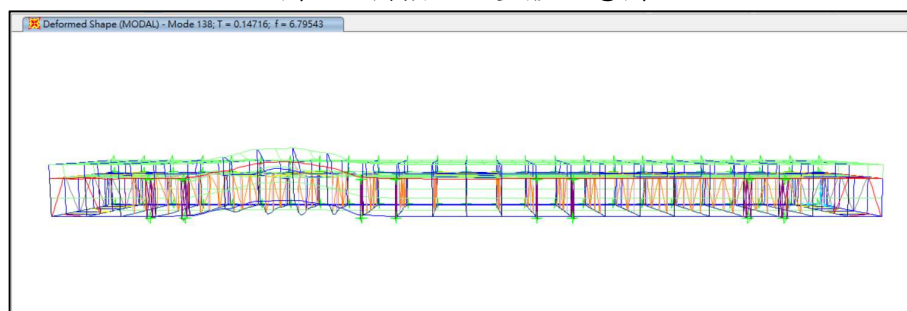


圖 31 補強 L02 X 向自振頻率與振型 (6.8 Hz)

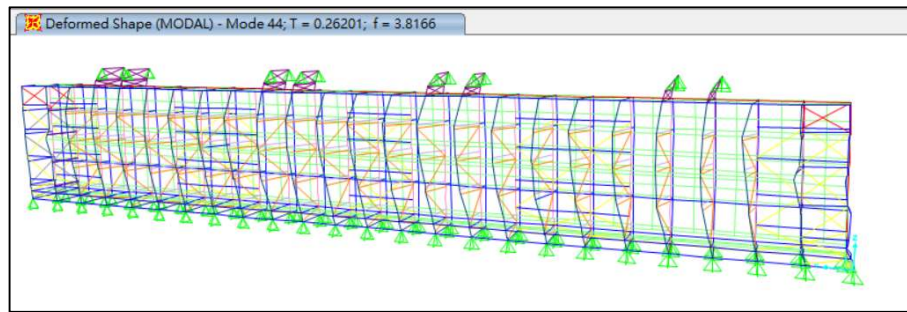


圖 32 補強 L02 Y 向自振頻率與振型 (3.8 Hz)

表 6 L02 結構模型分析結果

|     | 自振頻率(Hz) |     | 第四層枕木<br>最大加速度 |         | 第四層枕木<br>最大位移(mm) |     |
|-----|----------|-----|----------------|---------|-------------------|-----|
|     | X 向      | Y 向 | X 向            | Y 向     | X 向               | Y 向 |
| 補強前 | 0.8      | 1.1 | 3.47 g         | 1.47 g  | 1463              | 494 |
| 補強後 | 6.8      | 3.8 | 468 gal        | 435 gal | 1                 | 12  |

因 L02 實際為四層 CST，故將斜撐優化後四層兩跨 STK(3 m\*4 m\*7.6 m)再次進行振動台試驗，如圖 33、圖 34 所示。並針對第四層做枕木接觸面改善，左側 STK 進行現況與尼龍擋塊之實驗，觀察尼龍擋塊減少 CST 位移範圍，是否可於震動下不翻落；而右側 STK 則挖除部分枕木加裝廠商提供隔震墊進行實驗，觀察 CST 與枕木接觸面改善是否可減少 CST 位移之情形。同樣以 0206 美濃地震 L50 層樓板歷時縮放為激振，各組實驗破壞情形，如圖 35、圖 36 所示，兩組在地震歷時(X 向 400gal，Y 向 318gal)下皆產生破壞，如表 7 所示。由實驗可確認當 STK 系統在斜撐補強下，並同時進行枕木材料改善，可有效減少 CST 翻落之情形。



圖 33 四層兩跨補強 STK



圖 34 四層兩跨 STK 構架





圖 35 四層兩跨破壞(尼龍擋塊+隔震墊)



圖 36 四層兩跨破壞(現況+隔震墊)

表 7 補強四層兩跨 STK 激振與各組破壞情形

| 激振方向與加速度(gal) |     |     | 實驗一(尼龍擋塊+隔震墊) | 實驗二(現況+隔震墊)                    |
|---------------|-----|-----|---------------|--------------------------------|
| X             | Y   | Z   |               |                                |
| 50            | 44  | -   | 無反應           |                                |
| 100           | 79  | -   |               |                                |
| 200           | 159 | -   |               |                                |
| 300           | 238 | -   | CST 前後撞擊，未翻落  |                                |
| 300           | 238 | 106 |               |                                |
| 400           | 318 | -   | 左排第三層 CST 翻落  | 左排第三、四層 CST 翻落<br>右排第三層 CST 翻落 |

本研究藉由振動台實驗觀察 STK 系統在補強前後整體行為與 CST 之反應，確認在補強下 STK 整體反應降低，並利用材料改善實驗確認其效益，同時利用實驗之數據分析與電腦模型進行比較，確認電腦模型之準確性，以作為廠內實尺寸 STK 系統電腦模型建置基礎，分析 STK 系統在補強前後之反應差異，證明本文提出補強設計效果顯著。

#### 相關著作：

柯敏琪，《高科技廠房自動化倉儲系統之耐震補強研究》，國立成功大學建築研究所碩士論文，2018。





## 摩擦單擺隔震系統受脈衝型地震歷時作用之振動台試驗

計畫分類：國家地震工程研究中心委辦計畫

計畫名稱：核能電廠耐震先導技術研發計畫-

子計畫五:核能電廠既有結構與設備之減震技術研究

計畫編號：06105C9029

計畫主持人：黃世建

子計畫協同主持人：汪向榮

參與人員：黃尹男、張長菁、林禹辰、楊亞衡

聯絡電郵：ccchang@ncree.narl.org.tw

試驗期間：107 年 2 月至 3 月

試驗地點：國家地震工程研究中心台南地震模擬振動台

### 試驗目的：

隔震結構系統歷經多年的研究與歷次大規模地震之測試，已經被證實能夠有效地協助結構物抵抗地震的侵害，明顯地降低上部結構物的應力與應變，使結構物能夠維持原有之設計功能。結構隔震的原理係利用隔震器延長整體結構物之自然週期，避開一般地震地表運動能量聚集的短周期範圍，達到降低上部結構受力之目的，進而保障上部結構的安全。然而，近年來近斷層方向性效應(Near-fault directivity effect)造成之脈衝(pulse)型地震紀錄越趨豐富，此類地震紀錄之長周期內涵使結構隔震的原理受到嚴峻的挑戰。國家地震工程中心第二實驗室之振動台具有高速度及長衝程之性能，能有效模擬近斷層地震具有的高速度脈衝，故本研究利用此一振動台進行摩擦單擺隔震器的振動台試驗，以試驗結果討論脈衝型地震對隔震器的影響、相似彈性反應譜下隔震器之反應以及等效線性預估隔震器位移之適用性。

### 試驗佈置：

本試驗共有兩種試體，其一為單自由度摩擦單擺隔震系統，由四個摩擦單擺隔震器、底梁構架以及 25 噸之質量塊組成，假設上部結構為剛性，並將此試體命名為 Case 1，見圖 1(a)；第二個試體為多自由度摩擦單擺隔震系統，由四個隔震器、底梁構架以及單跨的組合式構架組成，放置 7.5 噸之質量塊於各樓層樓板，並將此試體命名為 Case 2，見圖 1(b)。

此二試體使用相同之摩擦單擺隔震器，利用現行規範建議之等效線性方法進行設計，工址選定台中市大肚區，其設計水平譜加速度係數為  $S_S^D = 0.7$  及  $S_1^D = 0.4$ 。為了簡化問題，土壤放大係數  $F_a = F_v = 1.0$  及無鄰近斷層  $N_A = N_V = 1.0$ 。隔震器之曲率半徑為 3.401 公尺，摩擦係數為 0.03，等效週期為 3.0 秒，等效阻尼比為 21.83%，設計位移為 19.6 公分。隔震器設計圖如圖 2 所示，隔震器下盤為直徑 1.2 米，扣除摩擦子(slides)的半徑及兩邊 2.5 公分，實際隔震器能容許約 50 公分，隔震器外觀見圖 3。



(a) Case 1 構架



(b) Case 2 構架

圖 1 試體安裝配置情形

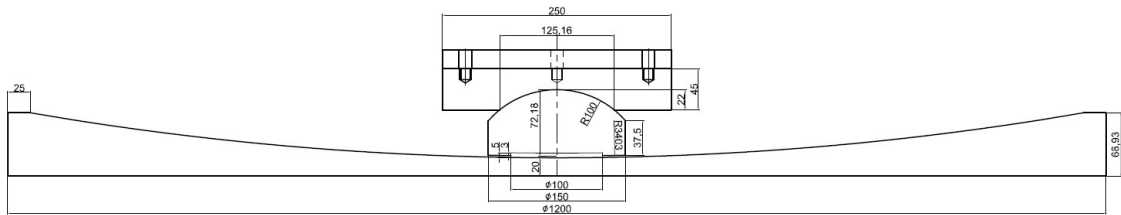


圖 2 FPB 之側面圖 (單位：毫米)

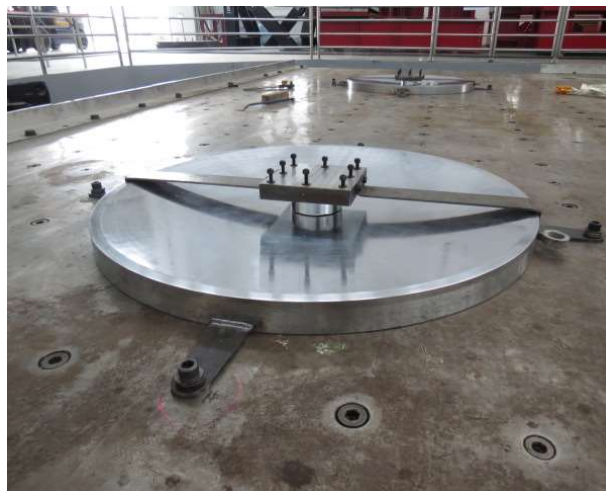


圖 3 FPB 之外觀

本試驗所使用之地震模擬振動台位於國家地震工程研究中心第二實驗室(以下簡稱國震中心)，振動台以控制六個自由度來模擬三軸向之地震紀錄，振動台臺面之邊長為 8 米，承載之最大質量為 250 噸。振動台性能如表 1。由於此振動台具有高速度及長衝程之性能，所以能有效模擬脈衝型地震紀錄的特性。為了能如實地模擬出脈衝型地震中的速度脈衝，振動台採取位移控制，而非常用的加速度控制，使得歷時中週期一秒以上的

部份能被完整地模擬。

表 1 振動台性能表

| 振動方向 | 衝程 [m]    | 速度 [cm/s]   | 加速度 [g]   |
|------|-----------|-------------|-----------|
| 水平   | $\pm 1.0$ | $\pm 200.0$ | $\pm 2.5$ |
| 垂直   | $\pm 0.4$ | $\pm 100.0$ | $\pm 3.0$ |

本試驗所使用的感測器有：Motion Capture (簡稱為 mocap)、三軸向之加速規(圖 4(a))、單軸向之加速規(圖 4(b))、速度規(圖 4(c))、測力計(圖 4(d))以及應變計(圖 4(e))。其中 mocap 是使用其專屬相機以光學量測計算得到每個標記點(marker)各時刻點之座標，進而求得該點位移，其中國震中心將相機架於東面、西面及南面二樓高的牆上，各面皆有三台，共 9 台。相機外觀如圖 5(a)，標記點外觀如圖 5(b)。

本試驗感測器之佈置見圖 5，其中藍點為 mocap 感測器、紅點為加速度計、粉紅點為速度計，而綠點則為應變計。圖 5(a) 中的圓表示 FPB 下盤，正方形表示 FPB 上盤；圖 5(b) 為底梁構架上感測器之佈置圖；圖 5(c) 與 5(d) 為 case 2 上部鋼構架之感測器佈置圖。

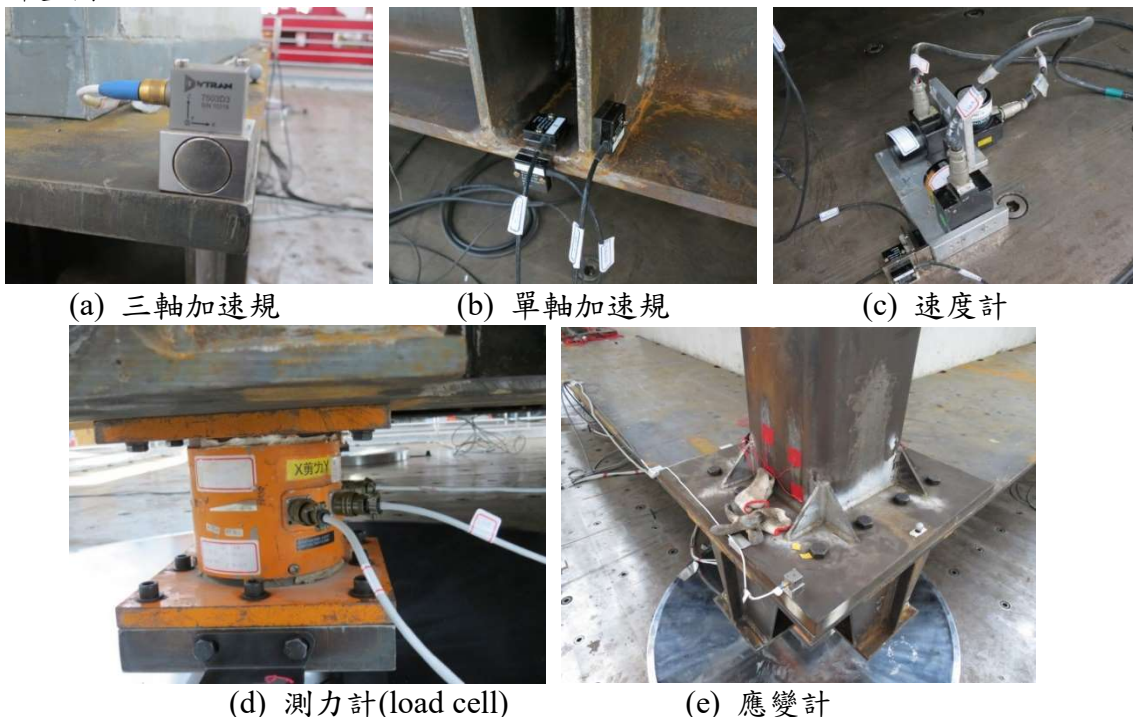


圖 4 本試驗所使用之感測器

#### 試驗規劃：

本試驗所使用的地震歷時均縮放至同一個目標設計反應譜，而使用之脈衝型地震歷時的判別，係使用 Shahi and Baker (2014)所提出之速度脈衝定義以及定量的判定標準，從 NGA-West2 地震資料庫(Ancheta *et al.*, 2013)中判斷並篩選出內含速度脈衝之地震歷時 1 共 236 筆，並決定該速度脈衝所對應的速度脈衝週期  $T_p$ 。為了能夠探討不同長度的速度脈衝週期對於隔震系統的影響，將地震歷時依照脈衝週期大小分成短週期( $T_p$  小於 2 秒)、中週期( $T_p$  介於 2 秒至 6 秒)及長週期( $T_p$  大於 6 秒)，詳如表 2。

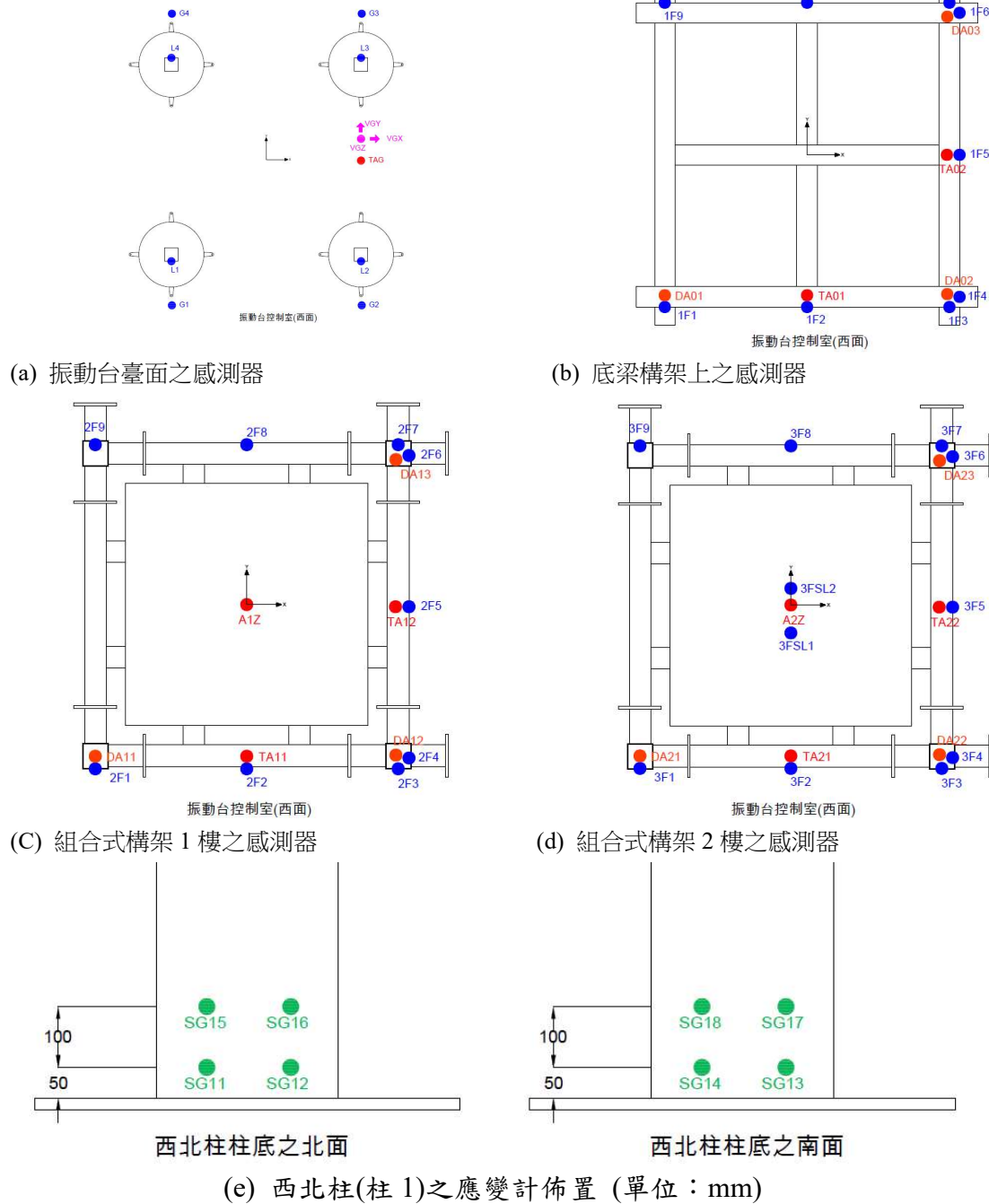


圖 5 各感測器之佈置圖

表 2 脈衝型地震歷時依照  $T_p$  之分類與對應的數量

| Classification | Range                                          | Number of Records |
|----------------|------------------------------------------------|-------------------|
| Short $T_p$    | $T_p \leq 2.0$ Sec.                            | 113               |
| Medium $T_p$   | $2.0 \text{ Sec.} < T_p \leq 6.0 \text{ Sec.}$ | 61                |
| Long $T_p$     | $T_p > 6.0 \text{ Sec.}$                       | 62                |

本試驗的地震輸入歷時一共分成 4 組：第 1 組是從 113 筆短  $T_p$  歷時中，利用貪婪演算法篩選出 10 筆歷時，使得該 10 筆歷時之平均反應譜與 113 筆短  $T_p$  歷時之平均反



應譜相似；第 2 組利用相同的方式從 61 筆中  $T_p$  歷時中選出 10 筆歷時，使得該 10 筆歷時之平均反應譜與 60 筆中  $T_p$  歷時之平均反應譜相似；第 3 組歷時也利用貪婪演算法從 NGA-West1 地震資料庫中篩選出 10 筆無脈衝地震歷時，該 10 筆歷時與第 2 組輸入歷時有相似的平均反應譜；第 4 組歷時則利用 Hancock *et al.* (2006) 所建議的反應譜擬合方法，挑選 10 筆無脈衝歷時作為種子地震歷時，並將第 2 組輸入歷時之反應譜作為目標，以一對一的方式進行反應譜擬合，意即第 2 組的某一條輸入歷時皆可在第 4 組輸入歷時中找到一條對應的擬合反應譜。圖 6 為四組地震輸入歷時之平均反應譜與其縮放之目標設計反應譜，第 2、3 與 4 組地震輸入歷時有相似的平均彈性反應譜。對應中長週期的反應譜值，由大到小依序有三群：中  $T_p$  地震歷時、設計反應譜與短  $T_p$  地震歷時。各組歷時列於表 3。

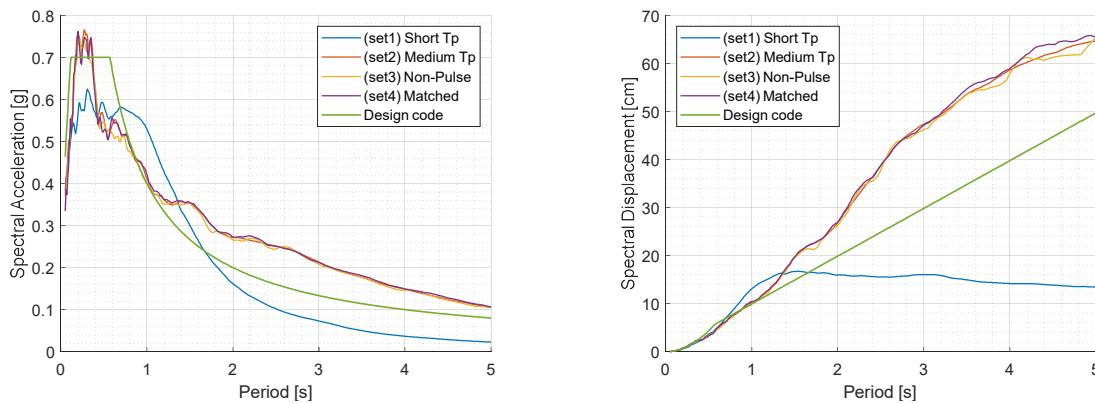


圖 6 四組輸入歷時之平均反應譜與目標設計反應譜

表 3 振動台地震輸入歷時

|      | Record    | Earthquake                | Station                          | Year | $T_p$ | $\alpha^*$ |
|------|-----------|---------------------------|----------------------------------|------|-------|------------|
| Set1 | RSN148    | Coyote Lake               | Gilroy Array 3                   | 1979 | 1.155 | 1.231      |
|      | RSN784    | Loma Prieta               | Oakland-Title & Trust            | 1989 | 1.393 | 1.048      |
|      | RSN796    | Loma Prieta               | SF-Presidio                      | 1989 | 1.316 | 1.511      |
|      | RSN1013   | Northridge-01             | LA Dam                           | 1994 | 1.617 | 0.614      |
|      | RSN2618   | Chi-Chi, Taiwan-03        | TCU065                           | 1999 | 1.526 | 1.164      |
|      | RSN3643   | Taiwan SMART1(40)         | SMART1 M02                       | 1986 | 1.484 | 1.282      |
|      | RSN4098   | Parkfield-02, CA          | Parkfield-Cholame 1E             | 2004 | 1.330 | 0.770      |
|      | RSN4100   | Parkfield-02, CA          | Parkfield-Cholame 2WA            | 2004 | 1.078 | 0.538      |
|      | RSN4102   | Parkfield-02, CA          | Parkfield-Cholame 3W             | 2004 | 1.022 | 0.747      |
|      | RSN4847   | Chuetsu-oki               | Joetsu Kakizakiku<br>Kakizaki    | 2007 | 1.400 | 0.541      |
| Set2 | RSN170    | Imperial Valley-06        | EC County Center FF              | 1979 | 4.417 | 1.138      |
|      | RSN802    | Loma Prieta               | Saratoga-Aloha Ave.              | 1989 | 4.571 | 1.164      |
|      | RSN803    | Loma Prieta               | Saratoga-W. Valley Coll.         | 1989 | 5.649 | 0.848      |
|      | RSN983    | Northridge-01             | Jensen Filter Plant<br>Generator | 1994 | 3.535 | 0.699      |
|      | RSN1085   | Northridge-01             | Sylmar-Converter Sta.<br>East    | 1994 | 3.528 | 0.501      |
|      | RSN1165   | Kocaeli, Turkey           | Izmit                            | 1999 | 5.369 | 1.556      |
|      | RSN1244   | Chi-Chi, Taiwan           | CHY101                           | 1999 | 5.341 | 0.543      |
|      | RSN3317   | Chi-Chi, Taiwan-06        | CHY101                           | 1999 | 3.255 | 1.570      |
|      | RSN8119   | Christchurch, New Zealand | PRPC                             | 2011 | 4.823 | 0.521      |
|      | RSN8130   | Christchurch, New Zealand | SHLC                             | 2011 | 3.577 | 0.661      |
| Set3 | RSN175FN  | Imperial Valley-06        | El Centro Array #12              | 1979 | -     | 3.096      |
|      | RSN183FP  | Imperial Valley-06        | El Centro Array #8               | 1979 | -     | 0.785      |
|      | RSN878FN  | Landers                   | Lakewood-Del Amo Blvd.           | 1993 | -     | 5.925      |
|      | RSN1164FP | Kocaeli, Turkey           | Istanbul                         | 1999 | -     | 8.404      |



|           |                    |        |      |   |        |
|-----------|--------------------|--------|------|---|--------|
| RSN1233FN | Chi-Chi, Taiwan    | CHY067 | 1999 | - | 3.634  |
| RSN1762FP | Hector Mine        | Amboy  | 1999 | - | 2.332  |
| RSN2480FN | Chi-Chi, Taiwan-02 | TCU107 | 1999 | - | 9.232  |
| RSN2830FP | Chi-Chi, Taiwan-04 | ILA067 | 1999 | - | 16.251 |
| RSN2848FP | Chi-Chi, Taiwan-04 | TCU036 | 1999 | - | 21.614 |
| RSN3264FN | Chi-Chi, Taiwan-06 | CHY024 | 1999 | - | 1.734  |

\*  $\alpha$  為縮放係數

### 試驗結果：

隔震位移為隔震系統設計之重要考量之一，影響隔震器之尺寸以及隔震週期之選定，亦是衡量隔震系統反應行為的參考之一；加速度比值是一個常用來衡量隔震效果的結構反應參數，定義為上部結構之最大加速度反應與最大地表加速度的比值，若加速度比值越小，表示傳入上部結構的地震力越少，代表隔震的效果越佳。但根據圖 7 (a)，此筆中  $T_p$  的脈衝型地震(其中，0.9 代表縮放係數)，雖其加速度比值小於一，代表隔震系統有發揮隔震效果，然而從整個歷時觀察，上部結構反應(紅線)在約 45 秒處較地表輸入(藍線)有明顯放大的效應，換言之，對於脈衝型地震歷時而言，上部及下部結構的最大加速度比值並不能代表整個地震歷時作用過程中隔震系統的隔震性能，可能會高估隔震系統的隔震效果。此一結論亦可由 case2 多自由度系統得到驗證，圖 7 (b)中，上部結構的加速度反應並沒有預期之隔震效果，反而在部分時段有反應放大的現象。

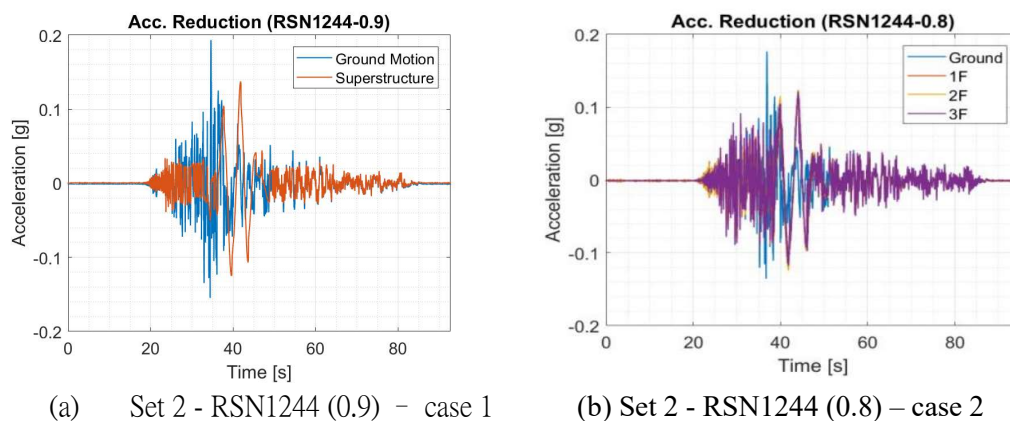


圖 7 脈衝型地震對於隔震系統之影響

此外，若觀察各組地震歷時之最大位移反應分佈(圖 8)，短  $T_p$  的脈衝型地震紀錄雖屬脈衝型地震，但其造成之隔震位移並沒有比無脈衝地震紀錄來的大，因此說明，脈衝型地震歷時並不一定造成隔震系統更大的位移反應或上部結構更大的加速度反應，還會受反應譜形狀與脈衝型地震歷時之脈衝週期大小影響。若觀察第二組(中脈衝週期)與第三組(無脈衝週期)所造成之隔震位移反應，雖然此二組歷時有相似的平均反應譜(圖 6)，但卻有明顯不同的最大位移反應分佈，因此推測，地震歷時的彈性反應譜並不能完全反應隔震系統的非線性反應行為，尚須考量脈衝型地震歷時之脈衝週期等其他可能因素。

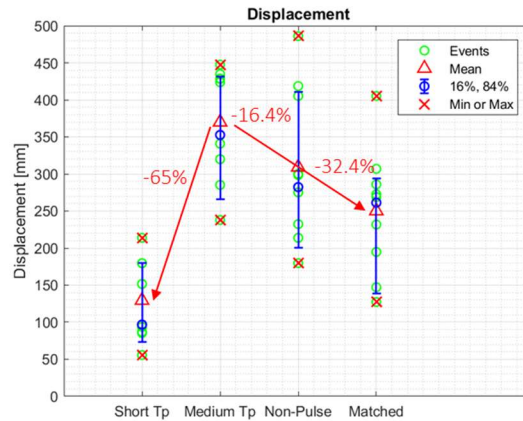


圖 8 最大隔震位移反應

若進一步探討現行等效線性方法在脈衝型地震作用下的適用性，第二組(中脈衝週期)與第三組(無脈衝週期)輸入歷時有相似的平均反應譜，暗示了此二組歷時會有相似的平均位移估計，但根據圖 9，第二組輸入歷時明顯較第三組不保守，此一試驗結果顯示了對於現行等效線性方法是否適用於脈衝型地震紀錄的疑義。

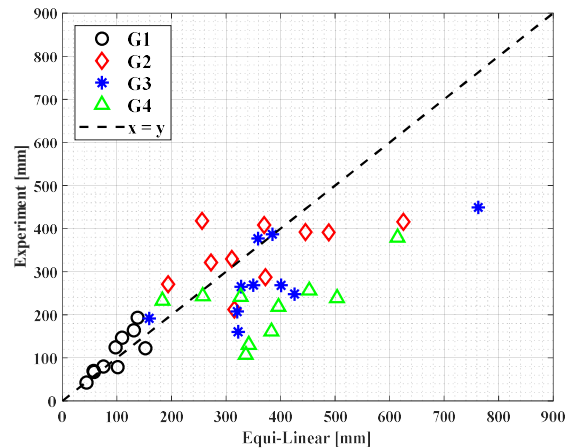


圖 9 振動台試驗的最大隔震位移反應與等效線性預估結果比較

#### 相關著作：

(1). 楊亞衡, 林禹辰, 張長菁, 黃尹男, (2018), “摩擦單擺隔震器受脈衝型地震作用之振動台試驗與分析”, 中華民國第十四屆結構工程研討會暨第四屆地震工程研討會, 台中, 11 月 6-8 日

## 具飛輪電磁式調諧質量阻尼器之振動台試驗

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：可變慣質及阻尼調諧質量阻尼器之最佳設計與效能驗證(I)

計畫編號：06107C1024

計畫主持人：張長菁

參與人員：林其璋、林子婷

聯絡電郵：ccchang@ncree.narl.org.tw

試驗期間：107 年 4 月 9 日至 107 年 4 月 16 日

試驗地點：台南地震模擬振動台

### 試驗目的：

調諧質量阻尼器(Tuned Mass Dampers, TMD)為土木結構工程上廣泛應用之制振系統，但其易受離頻效應(Detuning Effect)影響減振效果。本研究發展具慣質之電磁式調諧質量阻尼器(Electromagnetic Tuned Mass Damper with Inerter, EM-TMDI)，以旋轉馬達電磁阻尼系統取代傳統黏滯(Viscous)阻尼器，並於馬達後軸安裝飛輪(Flywheel)以增加慣質。本研究利用飛輪調整系統慣質，藉以改變 TMD 頻率，克服 TMD 之離頻問題，並透過調整電磁阻尼系統的電阻值，可改變 TMD 的阻尼值，亦可將振動能量轉換為電能，為可變(Variable)質量與阻尼且兼備減振與儲能(Energy Harvesting)雙功能之系統。本研究設計並製造雙向水平運動的雙層(Double-Deck)EM-TMDI 系統，並於國家地震中心台南地震模擬振動台進行性能測試，驗證其可行性及其減震效益。

### 試驗佈置：

為驗證本研究發展之 EM-TMDI 裝置之可行性及所提出考慮慣質之 EM-TMDI 最佳化設計流程，本研究依據某真實扭轉耦合結構作為案例結構，依其動態特性設計並製造雙向水平運動的雙層 EM-TMDI 系統，案例結構為 47 層樓高，結構總重約 30000 公噸，以 ETABS 結構商用軟體建立案例結構之動力分析模型，由模態分析結果可知結構前三模態週期分別為 4.452 秒、4.172 秒、3.431 秒。考量模態參與質量係數、模態方向因子及結構可使用空間，故配置雙層 EM-TMDI，下層控制結構第一模態 y 方向，上層控制結構第二模態 x 方向，且置於 45 層樓剛心異側 19.5 公尺處。假設結構模態阻尼比為 1%，給定 y 方向質量比為 0.6%，x 方向質量比為 0.44%，依本研究所發展之最佳化設計流程求得縮尺雙層 EM-TMDI 之最佳化參數如表 1 所示。本試體構造依據最佳化設計參數製作實體如圖 1 所示，尺寸為長 3m，寬 3m，高 1.105m。本試驗之感測計包含位移計、速度計及加速度計，配置說明如下：

1. 位移計(D)：共 4 支。(試體衝程長度±50cm)
  - (1)水平向位移計(X)：量測 BI-EM-TMDI 及振動台之 X 向水平位移,共 2 支。
  - (2)水平向位移計(Y)：量測 BI-EM-TMDI 及振動台之 Y 向水平位移,共 2 支。
2. 速度計(V)：共 4 個。
  - (1)水平向速度計(X)：量測 BI-EM-TMDI 及振動台之 X 向水平速度,共 2 個。
  - (2)水平向速度計(Y)：量測 BI-EM-TMDI 及振動台之 Y 向水平速度,共 2 個。
3. 加速規(A)：共 4 個。
  - (1)水平向加速規(X)：量測 BI-EM-TMDI 及振動台之 X 向水平加速度,共 2 個。
  - (2)水平向加速規(Y)：量測 BI-EM-TMDI 及振動台之 Y 向水平加速度,共 2 個。

表 1 雙層 EM-TMDI 最佳化參數

| 控制方向        | x            | y      |
|-------------|--------------|--------|
| 縮尺比         | 2.68% (質量縮尺) |        |
| 質量 (kg)     | 3872         | 5227   |
| 慣質 (kg)     | 159.66       | 159.66 |
| 慣質比         | 4.12%        | 3.05%  |
| 最佳化週期 (sec) | 4.28         | 4.71   |
| 最佳化阻尼比 (%)  | 5.74         | 8.90   |
| 衝程(cm)      | 50           |        |

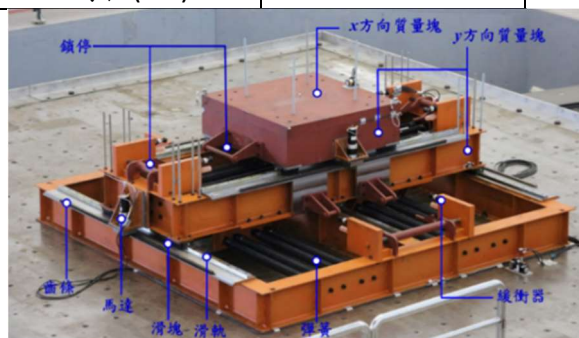


圖 1 縮尺雙層 EM-TMDI 實體

**試驗規劃：**

本試驗主要採用三組參數進行實驗，試驗流程如表 2 說明，實驗 A 為無慣質下調整質量至系統最佳設計頻率以及調整電磁阻尼之電阻至系統達最佳設計阻尼比；實驗 B 為質量及阻尼比與實驗 A 相同，加裝飛輪於電磁阻尼馬達後軸上，增加慣質改變系統頻率；實驗 C 則為安裝飛輪下調整質量，使得系統頻率與實驗 A 具相同設計頻率。三組參數分別說明如表 3，其中方括弧內值為最佳設計值及標稱值。每組試驗選擇多筆具不同地震特性之地震紀錄作為輸入歷時，輸入歷時分為三類，包含 Sweptsine、脈衝型地震、遠域地震，詳見表 4。

**試驗結果：**

由已知質量、勁度、慣質代入 EM-TMDI 單自由度運動方程式，並將方程式轉換至衝程轉換函數，與實驗之衝程轉換函數圖擬合可得系統阻尼值及阻尼比，以實驗 A 之 x 方向參數為例，調整系統電磁阻尼至不同電阻值，可得系統電阻-阻尼比曲線如圖 2 所示，以此作為後續調整電阻以取得所需阻尼比之依據。

以表 3 及表 4 參數值模擬 EM-TMDI 單自由度受震反應，以 x 方向 PGA 750gal 為例，與實驗 A 之兩倍最佳阻尼情況下之 EM-TMDI 衝程反應以及電磁阻尼單顆馬達發電功率反應比較，如圖 3，顯示理論歷時反應與實驗量測值擬合結果佳。由圖 4 結果可知安裝飛輪增加慣質確實可改變 EM-TMDI 頻率，且飛輪產生之慣質約為其真實質量之 500 倍，表示原本須移動質量 500 公斤重之鋼板以調整頻率，但有了慣質機構則只需安裝約 1 公斤重之飛輪即可調整頻率。此外，在 El Centro 地震下，以不同 PGA、不同最佳阻尼倍數、不同實驗狀態下，電磁阻尼均方根電功率如表 5 及表 6，可知本試驗最大均方根發電量可達 96.05 瓦。

表 2 試驗流程

|      |                        |
|------|------------------------|
| 實驗 A | 無慣質下 BI-EM-TMDI 最佳設計參數 |
| A-1  | 調整 BI-EM-TMDI 至最佳設計頻率  |

|      |                          |
|------|--------------------------|
| A-2  | 建立電阻-阻尼比曲線，並調整至最佳阻尼      |
| A-3  | 輸入不同地震外力，探討不同阻尼比下之受震反應   |
| 實驗 B | 探討 BI-EM-TMDI 飛輪慣質對頻率之影響 |
| B-1  | 探討安裝飛輪後對頻率之影響            |
| B-2  | 輸入不同地震外力，探討不同阻尼比下之受震反應   |
| 實驗 C | 探討 BI-EM-TMDI 飛輪慣質之等值質量重 |
| C-1  | 改變質量並調整之最佳系統頻率           |
| C-2  | 輸入不同地震外力，探討不同阻尼比下之受震反應   |

表 3 EM-TMDI 系統參數

| 實驗       | $x$ 方向          |        |             | $y$ 方向          |        |             |
|----------|-----------------|--------|-------------|-----------------|--------|-------------|
|          | A               | B      | C           | A               | B      | C           |
| 質量(kg)   | 4160            |        | 3686 (-475) | 5611            |        | 5136 (-475) |
| 馬達慣質(kg) | 160.40 [159.66] |        |             | 198.85 [159.66] |        |             |
| 飛輪慣質(kg) | 0               | 459.9  |             | 0               | 599.93 |             |
| 總慣質比     | 3.86% [4.12%]   | 14.91% | 16.83%      | 3.54% [3.05%]   | 14.24% | 15.55%      |
| 週期(sec)  | 4.31 [4.28]     | 4.53   | 4.30        | 4.75[4.71]      | 4.99   | 4.81        |

表 4 輸入地震歷時列表

|                         |         |               |             |             |
|-------------------------|---------|---------------|-------------|-------------|
| 1. Sweptsine            |         |               |             |             |
| 名稱                      | 歷時(sec) | 頻率(Hz)        | 輸入方向        | 實驗 PGA(gal) |
| Sweptsine               | 900     | 0.1486~0.3036 | X           | 15          |
|                         |         |               |             | 10          |
|                         |         |               |             | 5           |
|                         |         |               | Y           | 20          |
|                         |         |               |             | 15          |
|                         |         |               |             | 10          |
|                         |         |               |             | 5           |
| 2.脈衝型地震                 |         |               |             |             |
| 名稱                      | 歷時(sec) | 時間間隔(s)       | 實驗 PGA(gal) |             |
| ELCENTRA_ARRAY_230deg_X | 39.029  | 1/512         | 150         |             |
|                         |         |               | 100         |             |
|                         |         |               | 50          |             |
| ELCENTRA_ARRAY_140deg_Y |         |               | 150         |             |
|                         |         |               | 100         |             |
|                         |         |               | 50          |             |
| TCU068_NS_X             |         |               | 69.994      |             |
|                         | 50      |               |             |             |



|                  |        |  |     |
|------------------|--------|--|-----|
| TCU068_EW_Y      |        |  | 100 |
|                  |        |  | 50  |
| ChiChi_NCHU_NS_X | 71.805 |  | 150 |
|                  |        |  | 100 |
|                  |        |  | 50  |
| ChiChi_NCHU_EW_Y |        |  | 150 |
|                  |        |  | 100 |
|                  |        |  | 50  |

## 3.遠域地震

| 名稱            | 歷時(sec) | 時間間隔(s) | 實驗 PGA(gal) |
|---------------|---------|---------|-------------|
| ELCENTRA_NS_X | 53.738  | 1/512   | 300         |
|               |         |         | 250         |
|               |         |         | 200         |
|               |         |         | 150         |
|               |         |         | 100         |
| ELCENTRA_EW_Y |         |         | 300         |
|               |         |         | 250         |
|               |         |         | 200         |
|               |         |         | 150         |
|               |         |         | 100         |
| Mexico_N90W_X | 180.102 |         | 100         |
| 50            |         |         |             |
| Mexico_S00E_Y |         |         | 100         |
| 50            |         |         |             |

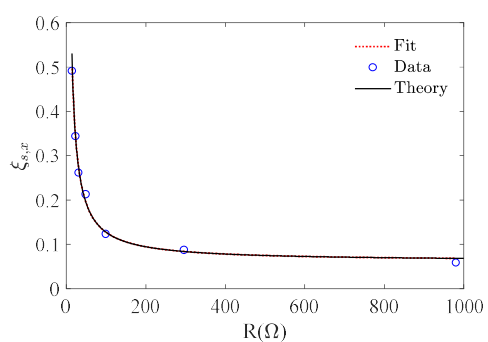


圖 2 x 方向電阻-阻尼比曲線

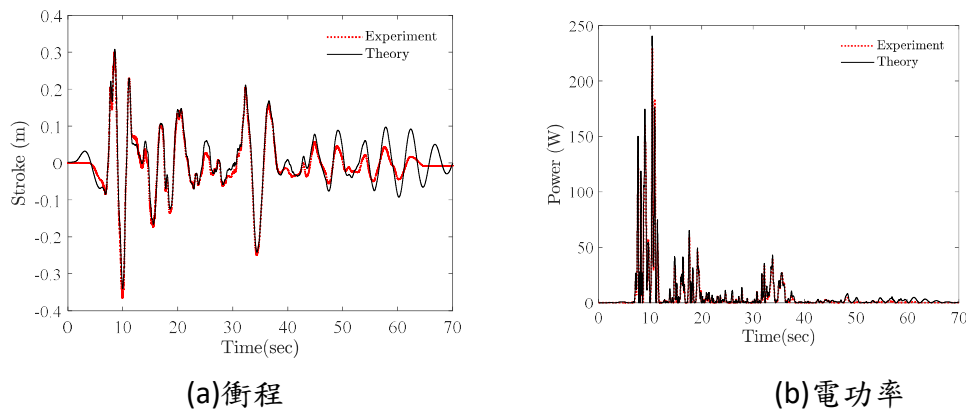


圖 3 x 方向 EM-TMDI 實驗 A 兩倍最佳阻尼之歷時反應

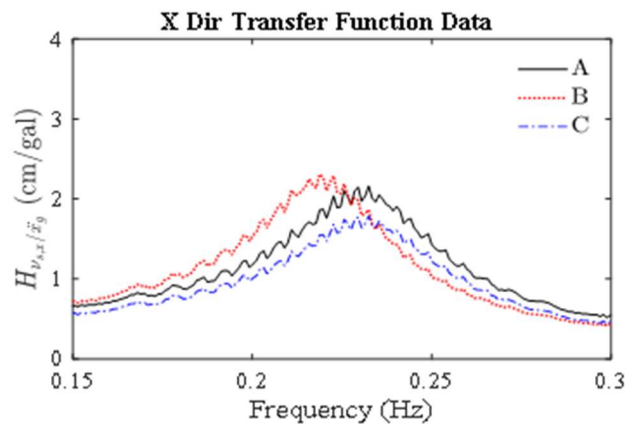


圖 4 x 方向三實驗狀態轉換函數比較

表 5 x 方向 EM-TMDI 均方根發電功率

| RMS         |   | 1opt |      |      | 2opt  |       |       | 3opt  |       |       |
|-------------|---|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 地表 PGA(gal) |   | 650  | 700  | 750  | 700   | 750   | 800   | 700   | 750   | 800   |
| 電功率(W)      | A | 4.60 | 5.34 | 6.20 | 38.04 | 44.15 | 50.51 | 71.95 | 83.80 | 96.05 |
|             | B | 3.51 | 4.23 | 4.87 | 31.21 | 35.91 | 41.15 | 56.53 | 65.86 | 74.92 |
|             | C | 3.46 | 4.03 | 4.74 | 30.43 | 35.31 | 40.44 | 56.98 | 64.81 | 74.51 |

表 6 y 方向 EM-TMDI 均方根發電功率

| RMS         |   | 1opt |      |      | 2opt  |       |       | 3opt  |       |       |
|-------------|---|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 地表 PGA(gal) |   | 150  | 200  | 250  | 200   | 250   | 300   | 200   | 250   | 300   |
| 電功率(W)      | A | 0.99 | 2.14 | 3.95 | 21.13 | 36.47 | 58.43 | 36.22 | 61.37 | 94.88 |
|             | B | 0.76 | 1.62 | 3.03 | 18.55 | 32.94 | 52.29 | 28.57 | 49.07 | 76.30 |
|             | C | 0.80 | 1.54 | 2.80 | 16.34 | 28.83 | 45.77 | 28.26 | 47.05 | 73.34 |

#### 相關著作：

1. 林子婷, 林錦隆, 張長菁, 林志軒, 林其璋, (2018), “具飛輪電磁式調諧質量阻尼器之振動台試驗”, 中華民國第十四屆結構工程研討會暨第四屆地震工程研討會, 台中, 11月6-8日.
2. Chang, C. C, Wang J. F., Lin, C. C., Lin, T. T., Lin, C. S. (2019), “Optimal Design of Tuned Mass Dampers with Variable Inerter and Damping”, Proceedings of the ASME 2019 Pressure Vessels & Piping Conference (PVP 2019), San Antonio, TX, USA, July

14-19.

## 懸吊性設施動態實驗構架設計與實測驗證

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：重要結構及設備應用研究

計畫編號：06108A1800

計畫主持人：汪向榮組長

參與人員：柴駿甫、林凡茹、林震宇

聯絡電郵：zylin@narlabs.org.tw

試驗期間：107 年 4 月至 5 月

試驗地點：台南地震模擬振動台

### 試驗目的：

近年來，結構物耐震設計方法與標準有了顯著的進步與改善，然而，近期發現因地震所造成的生命財產損失，已從建築物本身轉為建築物內非結構系統的損壞，且非結構並不屬於抗震結構系統，破壞情形更為顯著。台灣目前尚無標準的非結構物耐震設計與規範，因此絕大多數非結構物之耐震能力多由測試而得。

非結構構件一般分為獨立式構件與分佈式構件，對於獨立式構件而言，振動台測試時僅需將試體固定於振動台上，試驗上相對單純。然而，對於分佈式構件，如天花板、管線系統等，由於分佈範圍廣，且屬於懸吊系統，要利用振動台進行實驗，除了振動台本身性能與範圍要有一定程度，更重要的是需要一組非常剛性的構架，讓振動台之振動反應能完整傳遞至鋼架頂部，如此懸吊系統才能如實反映上部樓板於地震時所發生之情形。為了滿足上述需求，國震中心建立一組剛性框架，剛性框架的高度可以調整到 4 m 或 6 m，以允許分佈式非結構構件的總懸掛長度最大可達 4 m，可有效應用於一般懸吊或高科技廠房之懸吊系統。

### 試驗佈置：

剛性框架設計如圖 1 所示，由於振動台大小為 8 m × 8 m，在不影響振動台性能的前提下，延伸出振動台面，以擴展使用面積，因此設計鋼構底部與頂部平面面積大小為 10 m × 10 m；鋼架高度可調整為 4 m 或 6 m 之形式，使分佈式非結構構件的總懸掛長度最大可達 4 m，並於上方吊點下約 4 m 或 2 m 高程處留設 12 m × 12 m 試體晃動淨空間(如圖 2、3 所示)，可有效應用於一般懸吊或高科技廠房之懸吊系統。

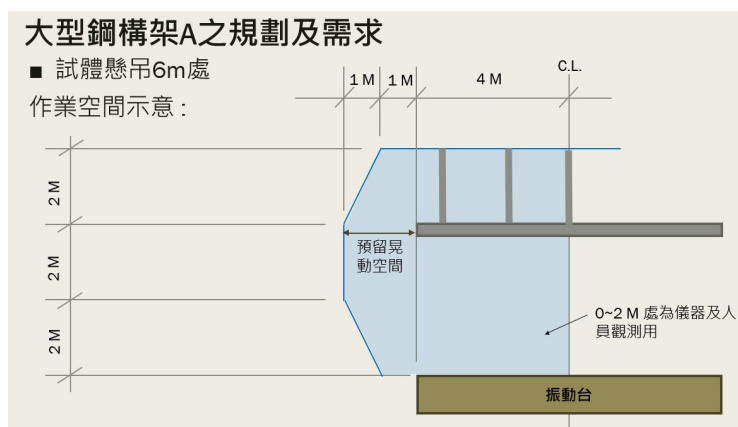
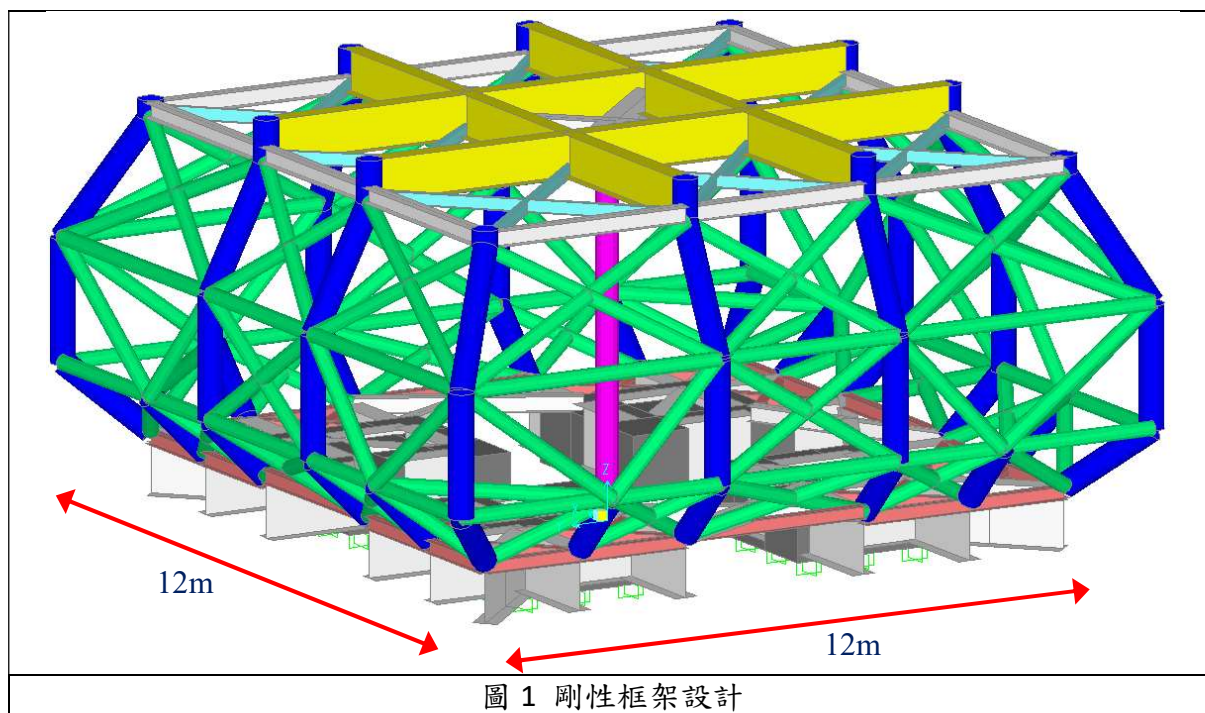


圖 2 6m 剛性框架懸吊示意圖

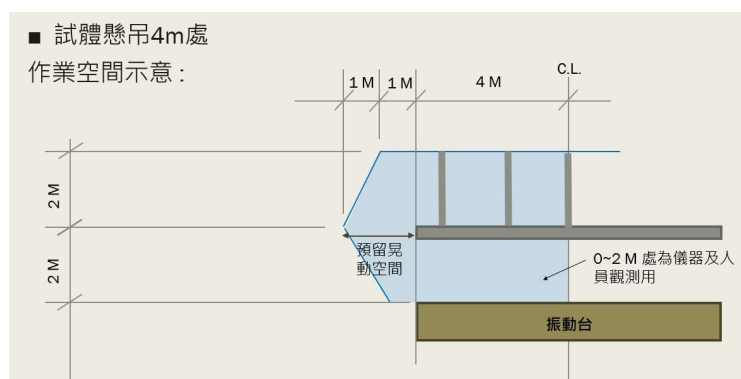


圖 3 4m 剛性框架懸吊示意圖

剛性框架組裝完成圖，如圖 4 所示，剛性框架的高度可以調整到 4 m 或 6 m，頂部



和底部的面積為  $10\text{ m} \times 10\text{ m}$ ，並且可懸吊擺盪之面積也達  $12\text{ m} \times 12\text{ m}$ 。



(a) 6m 高



(b) 4m 高

圖 4 非結構試驗之剛性框架組裝完成圖

為了確保此框架可如實反應振動台之反應，本研究利用人造歷時 AC156 震波作為振動台輸入，擷取鋼構頂部反應，與需求反應譜(RRS)進行比較。試驗使用加速度計 3 組，擺設位置如圖 5 所示。主要位置為對角各一組與中央梁上一組三軸向加速度計。

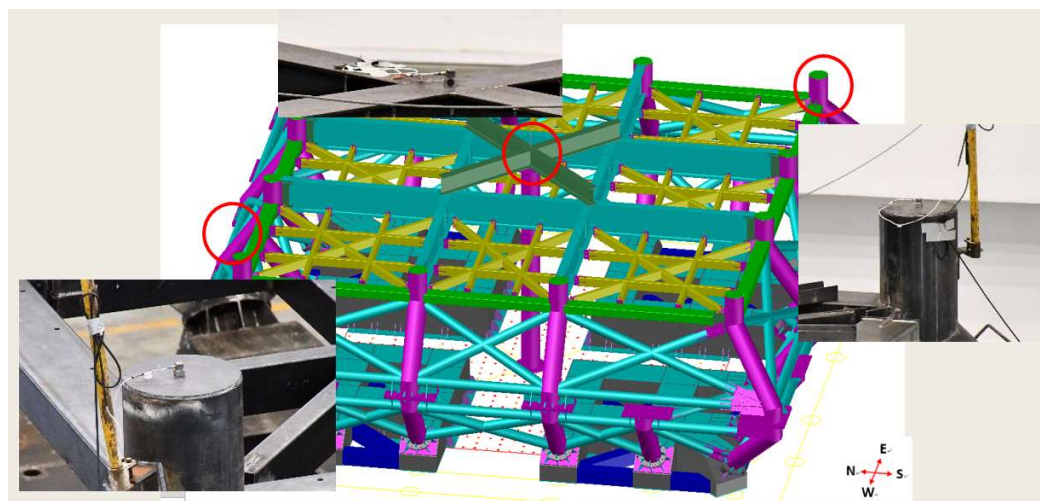


圖 5 剛性框架 Sensor 位置圖

### 試驗規劃：

本研究利用人造歷時 AC156 震波作為振動台輸入，擷取鋼構頂部反應，與需求反應譜(RRS)進行比較。輸入震波採用非結構常用之設計規範 AC 156，此規範係源於 ICC-ES 機構制定之 AC156 (Acceptance Criteria for Seismic Qualification by Shake-table Testing of Nonstructural Components and Systems)，為 ASCE 7-16 承認之非結構耐震性能試驗準則之一，適用於一般非結構構件與設備。由於 1Hz 以下的加速度將使速度歷時震盪幅度過大，導致大部分振動台無法執行，故新版 AC156 修正其適用範圍為基振頻率大於 1.3Hz 之非結構物。AC156 適用於單軸、雙軸與三軸向振動台試驗，非結構設計水平總橫力規定則可引用 UBC 或 IBC 規範。AC-156 試驗準則為 ICC Evaluation Service(簡稱 ICC-ES)機構建立之非結構物耐震性能振動台試驗之最低要求，適用範圍為永久固定於建築物內，基振頻率高於 1.3Hz 之非結構物。

**試驗結果：**

為了確保此框架可如實反應振動台之反應，本研究利用人造歷時 AC156 震波作為振動台輸入，擷取鋼構頂部反應，與需求反應譜(RRS)進行比較。試驗結果如圖 6 所示，實驗結果顯示，水平 X 與 Y 向之反應，在 AC156 定義之頻率範圍(1.3Hz 至 33.3Hz)有包覆於 RRS 內；垂直 Z 軸之反應，於平台段(1.3~8.3Hz)間表現良好，而 8.3Hz 以上之頻寬由於鋼構本身範圍廣、高度高，因此有許多局部模態激發出，此部分對於非結構構件有些許影響。因此，本研究另於鋼構中央加裝輔助柱，觀察其反應變化。實驗結果顯示(圖 7)，加裝中間柱於鋼構中央可有效提供鋼構整體之穩定，高頻反應也可與需求反應譜較一致。

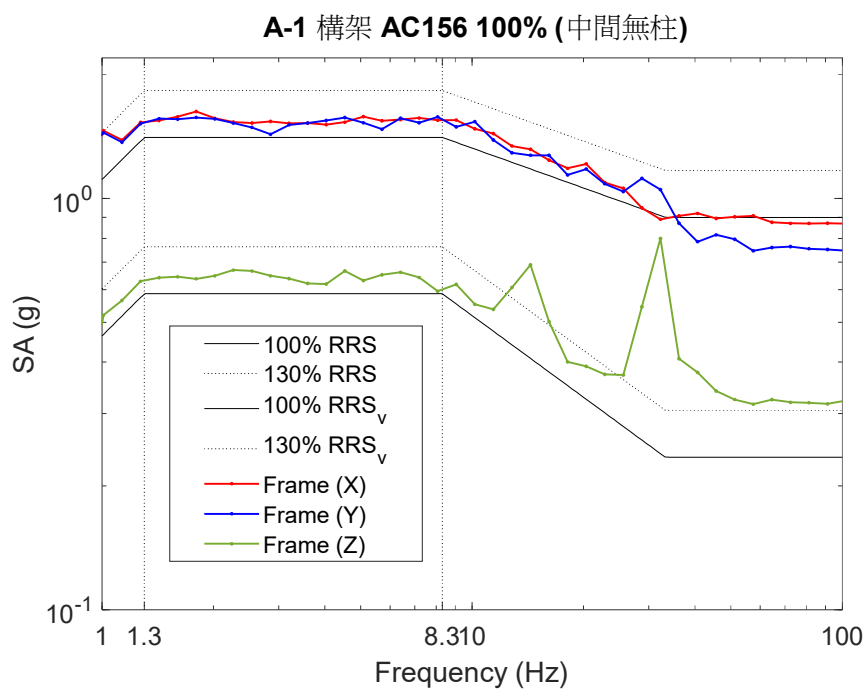


圖 6 實驗結果與需求反應譜(RRS)比較

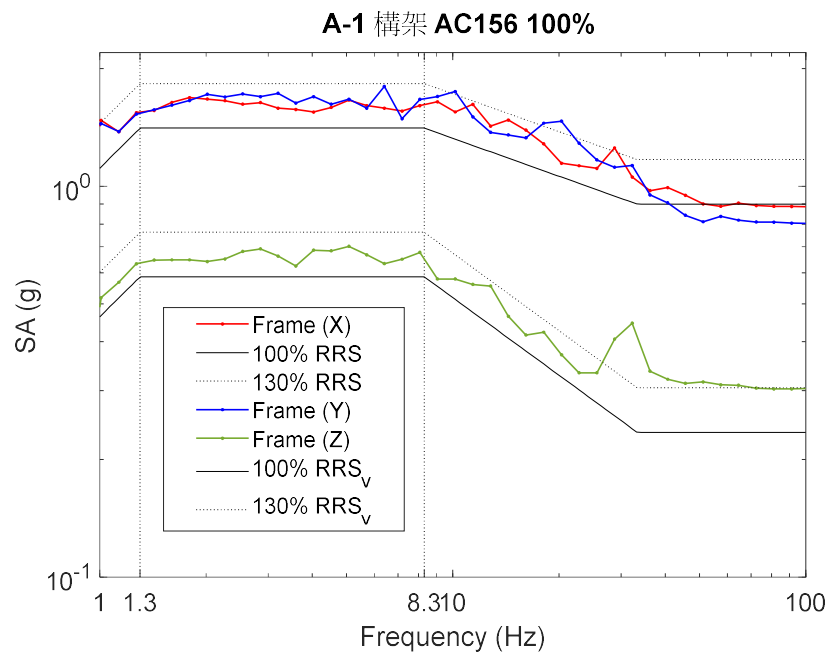


圖 7 實驗結果與需求反應譜(RRS)比較  
(加入輔助中間柱)

相關著作：

## 受近斷層地震作用之橋柱振動台試驗

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：受近斷層地震作用之橋柱振動台試驗

計畫編號：○○○

計畫主持人：宋裕祺

參與人員：宋裕祺、洪曉慧、許家銓、江奇融、鄧楷儒

聯絡電郵：○○○

試驗期間：○○○年○○月至○○月

試驗地點：台南地震模擬振動台

### 試驗目的：

本試驗目的為透過振動台實驗，探討依目前公路橋梁耐震設計規範韌性設計之構架式橋墩受近斷層地震之耐震性能，並與設計地震進行比較。本研究共規劃兩座試體於國家地震工程研究中心南部實驗室進行振動台試驗，兩組試體之設計在尺寸、配筋與材料強度皆一致，但於實驗中分別施加鄰近斷層之實際地震歷時和經過設計反應譜擬合之設計地震歷時，透過振動台試驗結果探討構架式橋柱受近斷層地震和設計地震之耐震性能差異，並藉以探討現行之耐震設計規範是否可合理將近斷層地震對橋梁耐震行為之影響納入考慮。由於振動台實驗場地限制，本研究試體採用 1/4 縮尺比例做設計，依據動態縮尺轉換係數關係可還原實尺寸之結構反應。

### 試驗佈置：

本文實驗試體為 1/4 縮尺之鋼筋混凝土構架式橋墩，在實驗試體與原尺寸結構採用相等之加速度度量以及相同的材料性質(如彈性模數、密度等物理量)之基準下進行縮尺，其他動態試驗所用參數則依據物理量相似準則進行相似係數換算。

本研究縮尺試體之設計圖如圖 1 所示，兩座門型構架試體採用相同強度的混凝土與鋼筋材料，試體設計皆符合目前公路橋梁耐震設計規範規定，試體斷面為 50x50 cm、柱淨高為 240 cm、兩柱淨跨距為 300 cm、保護層 2 cm，主筋配置 12-D16，箍筋配置為 D10@9 cm。材料強度方面，混凝土抗壓強度為 280 kgf/cm<sup>2</sup>，主筋降伏強度為 4200 kgf/cm<sup>2</sup>，箍筋降伏強度為 2800 kgf/cm<sup>2</sup>，主筋採用一體連貫至橋墩頂部。試體和試驗配置完成相片如圖 2 所示。試體配置整理如表 1。

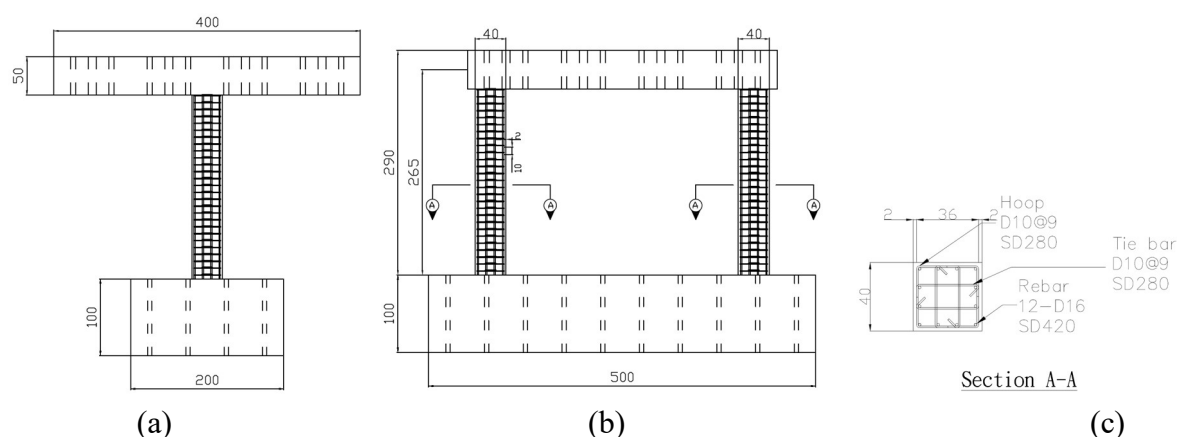


圖 1 門型構架橋墩試體設計圖 (a)前視圖；(b)側視圖；(c) 試體斷面配置

表 1 振動台試驗試體配置表

| 試體名稱 | 試體 A (RCF01) | 試體 B (RCF02) |
|------|--------------|--------------|
|------|--------------|--------------|

|                                             |          |                            |                     |
|---------------------------------------------|----------|----------------------------|---------------------|
| 縮尺比例                                        |          | 1/4                        | 1/4                 |
| 週期(sec)                                     |          | 0.29                       | 0.29                |
| 橋柱淨高 L(cm)                                  |          | 240                        | 240                 |
| 柱斷面(cm)                                     |          | 40×40                      | 40×40               |
| 配筋                                          | 主筋       | 12-D16                     | 12-D16              |
|                                             | 箍筋間距(cm) | D10@9                      | D10@9               |
| 保護層 C(cm)                                   |          | 2                          | 2                   |
| 軸力 0.09 f <sub>c</sub> A <sub>g</sub> (kgf) |          | 81,700                     | 81,700              |
| 地震歷時                                        |          | TCU102 東西向地震<br>(921 集集地震) | 台中市豐原區<br>475 年設計地震 |



(a) 側視圖

(b) 前視圖

圖 2 試體和試驗配置安裝完成相片：(a)側視圖；(b)前視圖

### 試驗規劃：

本研究振動台試驗之外部量測儀器包括加速度規與動態影像量測系統 (Motion Capture System)，加速度規分別安裝於基礎、承重板中心與質量塊頂部，用以紀錄試體於地震力作用下不同位置之加速度歷時變化，並藉以取得試驗中試體之振動週期等資料。影像量測系統佈設於柱頂與柱底之塑鉸區範圍、振動台檯面、橋墩基礎、承重板(柱頭)、質量塊質心高度與質量塊頂等位置，用以紀錄試驗過程中各點位移變化，透過塑鉸區密佈點位之位移也可換算塑鉸區之轉角變形。除此之外，本研究亦在試體內部份主筋與箍筋之適當位置預先埋設應變計，檢核地震反應下各鋼筋應變反應。本研究採用之測量儀器如圖 3 所示。

本研究兩座門型構架式橋墩試體皆在國家地震工程研究中心南部實驗室進行振動台試驗，試驗時在強軸方向分別施加實際近斷層地震歷時和與工址設計地震相符之人工地震歷時。依所施加地震歷時之不同，兩座試體分別命名為受近斷層地震作用之試體 A (RCF01) 與受設計地震作用之試體 B (RCF02)。

圖 4 所示為試驗輸入之地震歷時，其中(a)圖為近斷層地震歷時，圖(b)為設計地震歷時。圖(a)為 921 集集地震時 TCU102 測站紀錄之東西向地表加速度歷時，其中只擷取主震之歷時，另由於本試驗採用 1/4 縮尺模型，為了滿足縮尺結構相似法則，所以圖(a)所示之輸入地震歷時的時間間隔為原始紀錄之 1/2 倍；圖(b)則為以 TCU102 之加速度為輸入，所製作之與台中市豐原區之 475 年回歸期設計地震相符之人工地震，但時間間隔亦配合縮尺結構相似法則而縮小為 1/2 倍。如圖所示，(a)圖近斷層地震之最大地表加速度 PGA 為  $298 \text{ cm/sec}^2$ ，(b)圖設計地震之 PGA 則為  $413 \text{ cm/sec}^2$ 。兩組地震對應之速度



歷時圖和位移歷時圖分別繪於圖 5 和圖 6 之(a)圖和(b)圖。如圖所示，近斷層地震和設計地震之地表最大速度 PGV 分別為 43cm/sec 和 37 cm/sec，兩組地震皆可觀察到速度脈衝，但近斷層地震的脈衝明顯大於設計地震；地表最大位移 PGD 則分別為 41 cm 和 94 cm，兩組地震皆有殘餘位移，且設計地震還高於近斷層地震。由於本次試驗輸入之歷時有明顯的永久位移，所以試驗採位移控制，藉由輸入地表位移歷時控制振動台模擬地表運動。圖 7 所示則為兩組輸入地震歷時之加速反應譜，如表 1 所示，試體之設計週期為 0.29 秒，配合圖 7 之加速度反應譜可發現試體之週期皆落在兩筆地震加速度反應譜之高峰處附近。

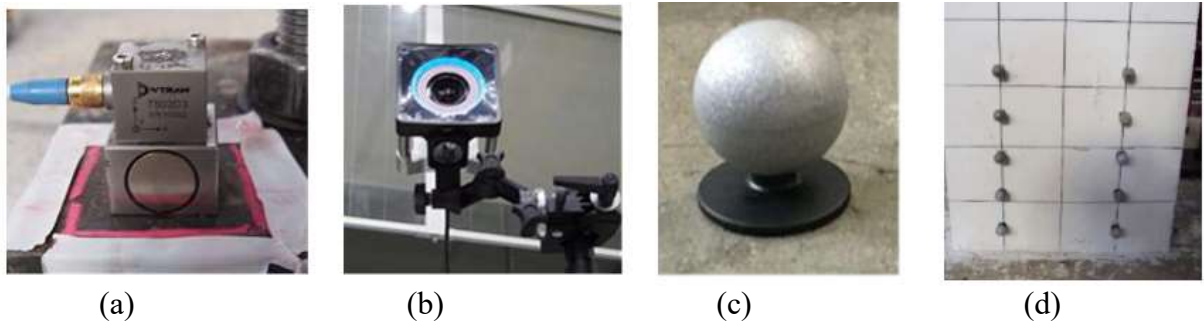


圖 3 測量儀器：

(a)加速度規；(b)影像量測鏡頭；(c)影像量測點；(d) 塑鉸區影像量測佈點

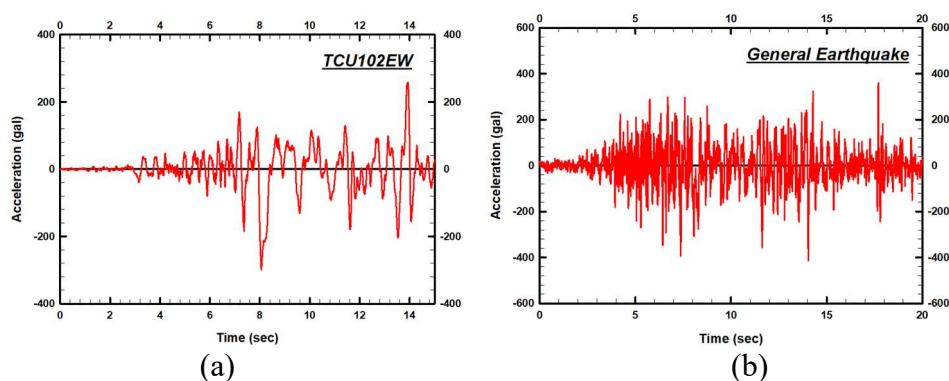


圖 4 振動台試驗輸入之加速度歷時圖 (a)近斷層地震；(b)設計地震

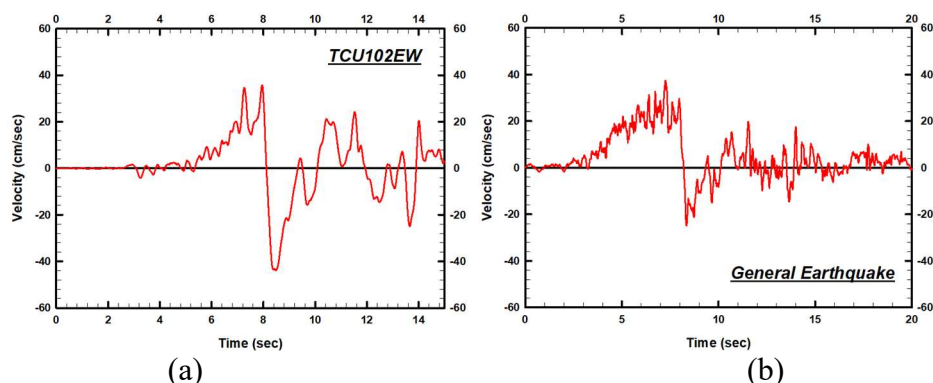


圖 5 振動台試驗輸入之速度歷時圖 (a)近斷層地震；(b)設計地震

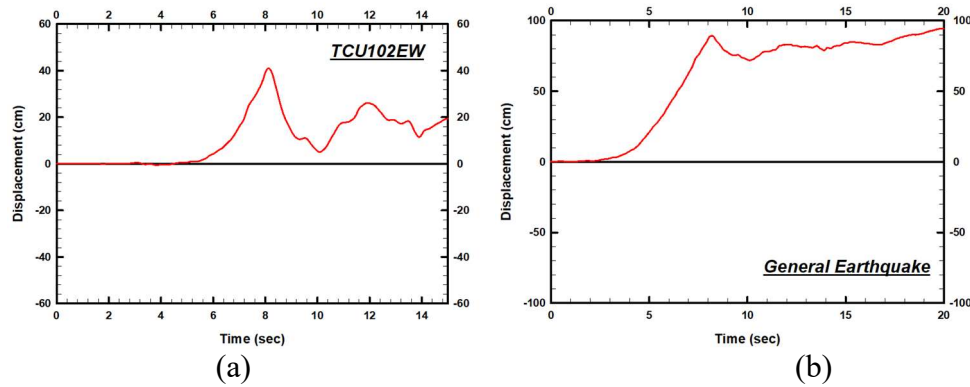


圖 6 振動台試驗輸入之位移歷時圖 (a)近斷層地震；(b)設計地震

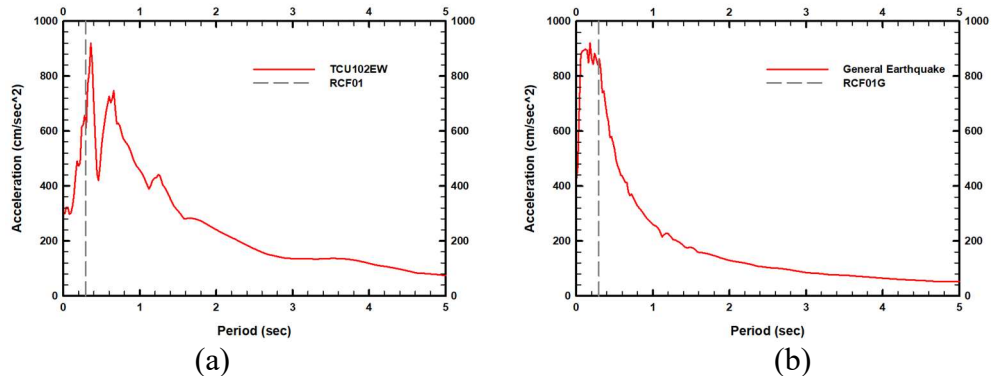


圖 7 振動台試驗加速度反應譜 (a)近斷層地震；(b)設計地震

振動台試驗之試驗規劃為首先進行 1/3.25 倍之地震歷時輸入，代表中度地震之規模，再依次進行 1 倍之地震歷時輸入，和 1.2 倍、1.4 倍、1.6 倍、1.8 倍與 1.9 倍之地震歷時輸入。此外，為測得試體之基本振動週期，在每階段振動台試驗進行前，皆先進行白噪音試驗。實際實驗時，試體 A (RCF01) 於 1.6 倍近斷層地震作用時破壞嚴重，因此實驗終止於 1.6 倍地震輸入後；而試體 B (RCF02) 試體進行至 1.9 倍設計地震後，由於位移量已達振動台運作上限因此結束實驗。圖 8 所示為振動台試驗示意圖，如圖所示，地震力輸入方向為沿著構架式橋墩之強軸方向，輸入位移之正向為由 N 至 S 側，另為便於說明，分別定義位於 N 向側之柱為北側柱，位於 S 向側之柱為南側柱。

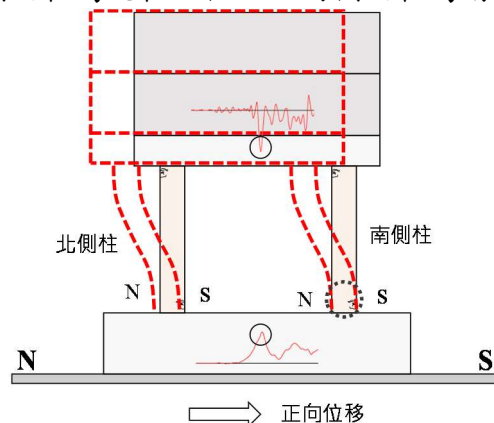


圖 8 振動台試驗示意圖

#### 試驗結果：

試體 A (RCF01) 之試驗為依序進行 1/3.25 倍、1.0 倍、1.2 倍、1.4 倍、1.6 倍之近斷層地震輸入，圖 9 所示為試體受 1.6 倍近斷層地震 (PGA=477gal) 作用之試驗結果，

其中圖(a)為柱頂側向位移歷時圖，圖(b)所示之遲滯迴圈為側力與柱頂側向位移關係圖，圖示之側向位移係指柱頂和基礎底之相對位移，側力為柱頂質量塊上所量得之加速度與柱頂質量塊質量之乘積。如圖(a)所示，柱頂在 8.4 秒受到速度脈衝作用而產生最大相對位移 181.84 mm，此時大約對應於如圖 6(a)所示最大輸入位移發生的時刻。圖 10 所示為對應之試體破壞相片，如圖所示，試體 S-N 側（地震加載方向）水平撓曲裂縫寬度相較於 E-W 側較大，E-W 側塑鉸區則主要為斜向剪切裂縫。S-N 側柱頂與柱底混凝土也發生大範圍剝落，此剝落剛好發生於速度脈衝發生時，基底位移往 N 側回拉，但柱頂來不及跟著往 N 側回拉而造成南柱與北柱，柱頂 N 側和柱底 S 側從受拉狀態突然受壓而導致混凝土突然壓碎，南柱 S 側柱底之箍筋也發生明顯外鼓挫曲。

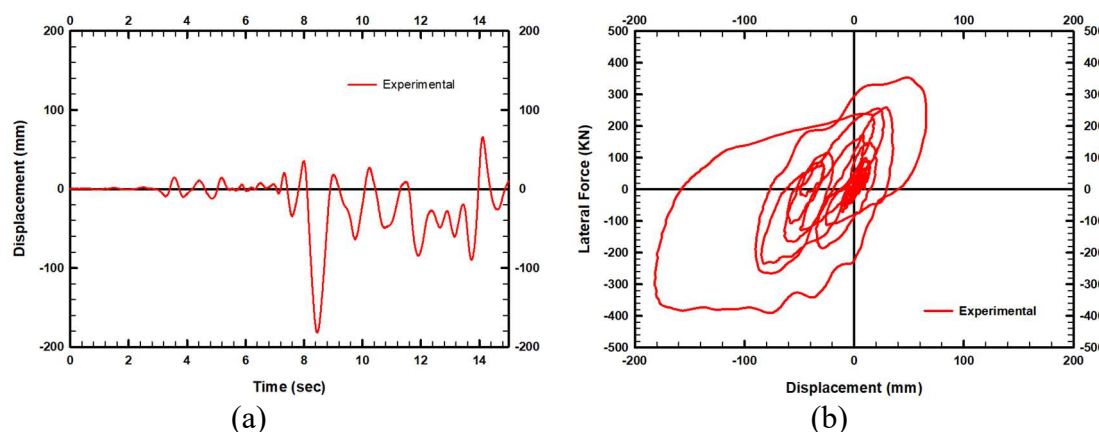


圖 9 受 1.6 倍近斷層地震作用之結果 (a)柱頂位移歷時圖；(b) 側力-側向位移關係圖。

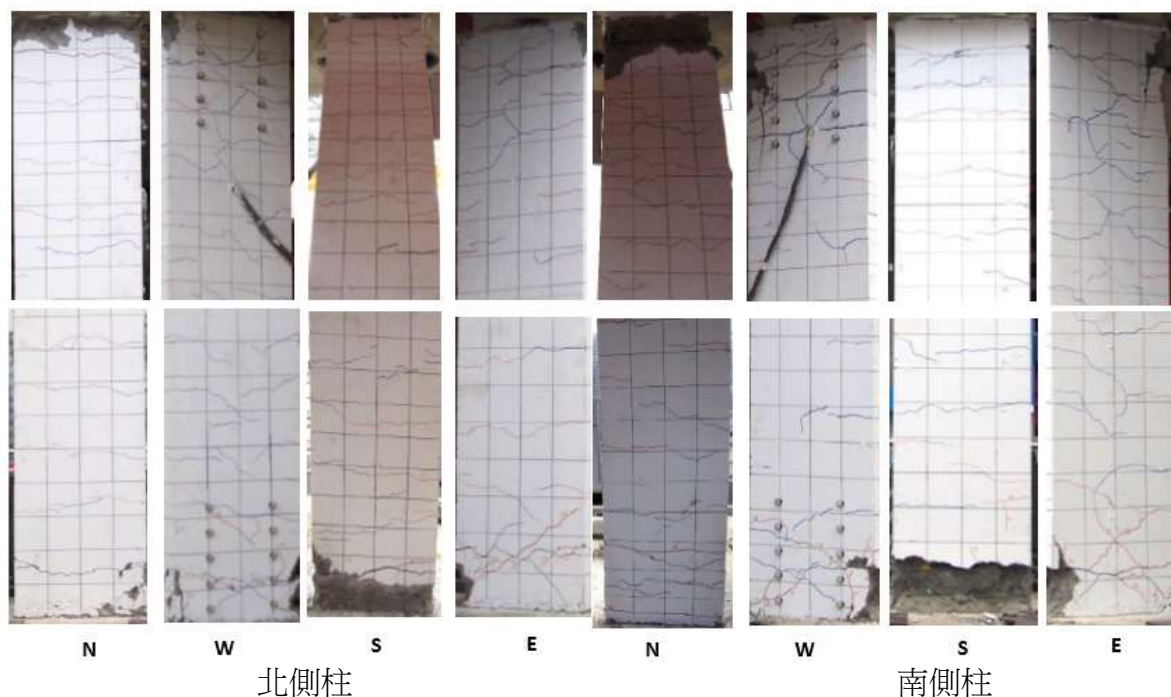


圖 10 試體 A 受 1.6 倍近斷層地震之試體破壞情況

試體 B (RCF02) 之試驗為依序進行 1/3.25 倍、1.0 倍、1.2 倍、1.4 倍、1.6 倍、1.8 倍和 1.9 倍之設計地震輸入。圖 11 所示為試體受 1.9 倍 (PGA=786 gal) 設計地震作用之試驗結果，其中圖(a)為柱頂側向位移歷時圖，圖(b)所示之遲滯迴圈為側力與柱頂側向位移關係圖。如圖(a)所示，試體在 8.4 秒時發生最大的柱頂位移 92.4 mm，此時也大約對應於如圖 6(b)所示最大輸入位移發生的時刻，但圖 11(a)顯示的地最大柱頂位移遠小於



圖 9(a)所示近斷層地震引致之位移。試體在經過歷次的試驗後最後呈現的破壞情況如圖 12 所示，雖然在地震力方向的柱頂和柱底也呈現明顯的水平向彎矩裂縫，但塑鉸區混凝土剝落並不明顯，破壞情況明顯比近斷層地震引致的破壞輕微，儘管此時輸入之設計地震地表加速度 ( $PGA=786\text{ gal}$ ) 大於試體 A 輸入的近斷層地震 ( $PGA=477\text{ gal}$ )。

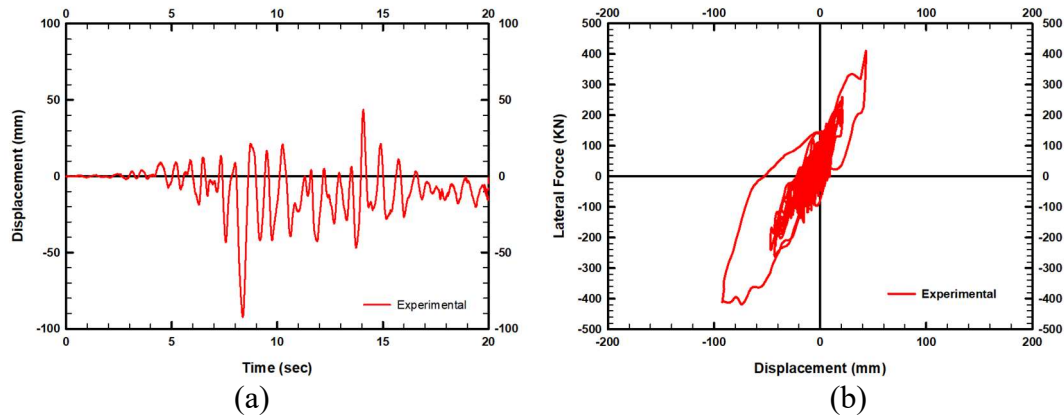


圖 11 試體 B 受 1.9 倍設計地震作用之結果(a)柱頂位移歷時圖；(b) 側力-側向位移關係圖

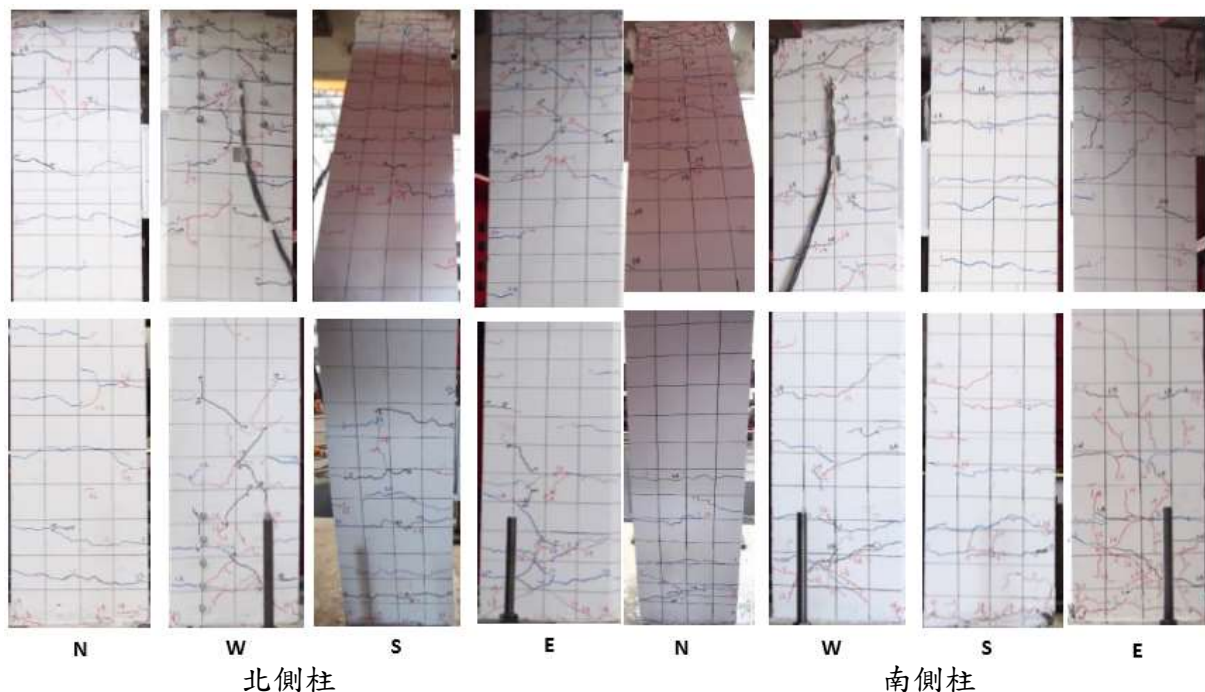


圖 12 試體 B 受 1.9 倍設計地震作用之破壞情況

#### 相關著作：

宋裕祺、洪曉慧、許家銓、江奇融、鄧楷儒、林宏軒、陳冠淳，(2018)，" 受近斷層地震作用之橋柱振動台試驗"，中華民國第 14 屆結構工程及第 4 屆地震工程研討會，6-8 November，台中，台灣。

## 七層樓鋼筋混凝土建築補強試體抗近斷層地震試驗

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：既有建物耐震評估與補強

計畫編號：06107A1500

計畫主持人：鍾立來

參與人員：黃世建、蕭輔沛、沈文成、翁樸文、蔡仁傑

聯絡電郵：

試驗期間：107 年 05 月以及 107 年 7 月

試驗地點：台北多軸向測試系統(MATS)以及台南地震模擬振動台

### 試驗目的：

在政府推動老舊校舍補強計畫後，補強過後的校舍在近幾年的大地震災害中幾乎沒有嚴重的災情出現，可見老舊校舍補強計畫推動相當的成功。但在一般住宅或是住商混和大樓有發生嚴重受損或是倒塌的狀況，對於耐震能力不足的一般建築物需要進行補強工程。但是傳統補強工法，如擴柱、增設翼牆、增設剪力牆或是填充磚牆等，雖然可以有效地提升結構物的耐震能力，但是由於其施工方式過於繁瑣與長時間的施工，且在施工過程期間居民需要長時間的搬離。這對於居民是比較無法接受的。

國家地震工程研究中心在 107 年發展一新型態補強工法「受壓斜撐自行接合補強工法」，此工法優點在於可以進行快速的補強而且居民不需要長時間的搬離。相較於傳統補強工法，在一般住宅或是住商混和大樓中是比較可以推廣的補強工法。

為了驗證此補強工法的實際結構行為以及有效性，國震中心在 107 年 5 月於台北多軸向測試系統(MATS)進行一組鋼筋混凝土補強構架的靜態反覆側推實驗，此靜態實驗可以明確量測補強前後側力強度提升的程度，並且可以由靜態實驗了解原 RC 構架與補強元件之破壞行為。由於地震是屬於動態的行為，於靜態的行為比較不一樣。在 107 年 7 月於台南實驗室地震模擬振動台進行 7 層樓 RC 補強構架振動台實驗。此實驗目的為了瞭解此補強工法應用於中高樓層建物中，在中高樓層結構承受遠域地震與近斷層地震下，補強工法所發揮的效益。

### MATS 試驗佈置：

此試體為單跨的 RC 構架，試體跨度為 2.5m，淨高為 1.2 米，梁柱尺寸如圖 1 所示。此構架混凝土設計強度為  $175\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，鋼筋強度皆為  $2800\text{kgf}/\text{cm}^2$ 。此構架的材料參數以及尺寸選定是為了貼近老舊建物的實際狀況。在斜撐兩側佈置一組 LVDT 以及 String pot 用以量測補強元件伸縮量以及斜撐之變形量，如圖 2 所示。實際試體佈置狀況如圖 3 所示。



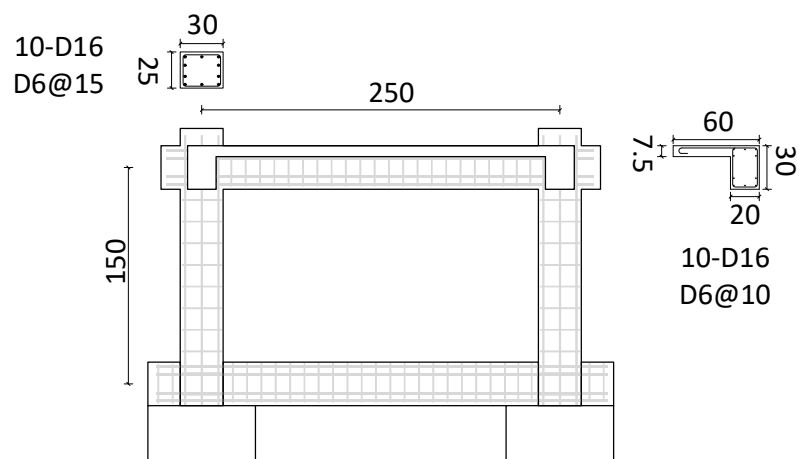


圖 1 試體尺寸示意圖(單位：cm)

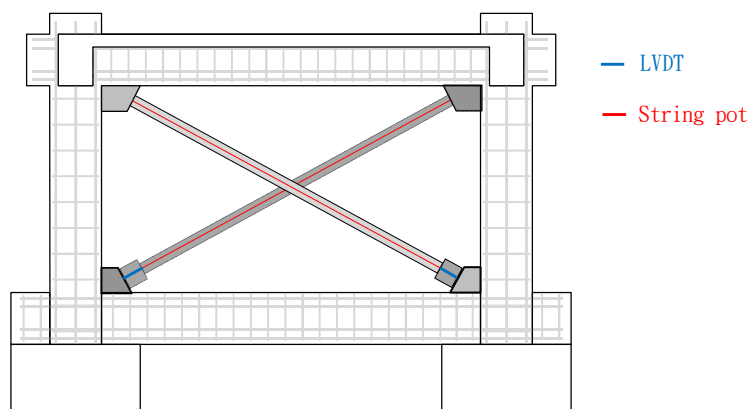


圖 2 外部量測儀器佈置示意圖

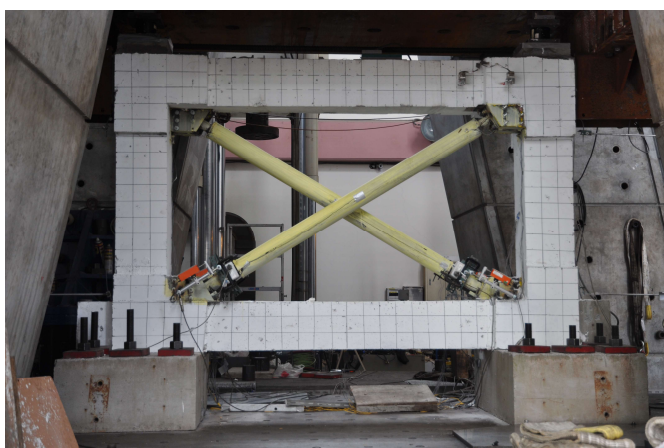


圖 3 試體安裝配置情形

### MATS 試驗規劃：

此靜態實驗利用 MATS 對試體底部施加逐漸增大位移控制加載試驗，加載歷時如圖 4 所示。試體底部固定於 MATS 反力地板，樑端兩側安裝 Load cell 用以量測試體所受到的側向作用力。試體安裝置定位後，以 MATS 對兩柱加載初始軸力約 17 頓，並依加載歷程進行實驗。

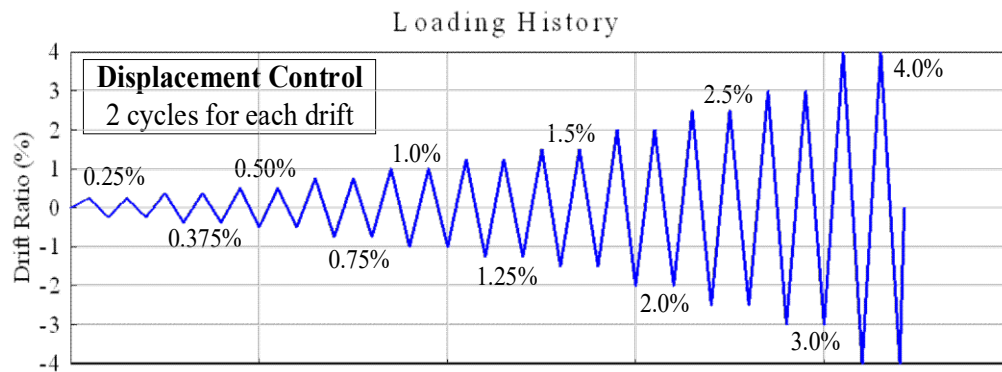


圖 4 側向加載歷時

### MATS 試驗結果：

構架試體初始裂縫分佈在梁、柱以及梁柱接頭部分。柱子的裂縫以剪力裂縫為主，而梁的裂縫則以撓曲裂縫為主，如圖 5 所示。在 Drift Ratio 0.5% 過後，柱子的剪力裂縫迅速累積發展，其他構件裂縫發展較為少，如圖 6 所示。當 Drift Ratio 到 2% 時，整體強度達最大強度，另外柱子裂縫寬度已達 10mm，如圖 7 所示。最後在 Drift Ratio 2.5% 時停止，試體最終破壞照片如圖 8 所示。



圖 5 裂縫發展 (Drift Ratio : 0.5%)



圖 6 裂縫發展 (Drift Ratio : 1%)



圖 7 強度點試體照片 (Drift Ratio : 2%)



圖 8 實驗最終破壞照片 (Drift Ratio : 2.5%)

空構架的側力強度約為 29 頓，補強過後的試體側力強度可以提升至 49 頓，整體補強構架強度提升約為 1.67 倍，如圖 9 所示。另外可以觀察到使用挫屈束制斜撐(Buckling Restrained Brace；BRB)，斜撐的強度可以與構架強度共同發揮。當原有結構強度開始衰減時，BRB 強度可以持續發展，可降低強度衰減的速率。

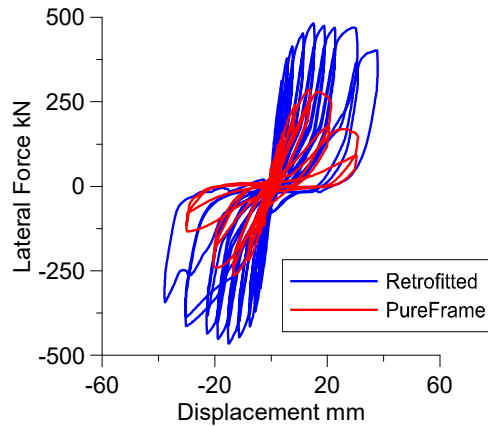


圖 9 空構架與補強構架實驗結果比較

### 台南振動台試驗佈置：

此試體為二分之一縮尺的七層樓 RC 補強構架，試體 Long 向跨度為 3.5m，Lat 向為 3.5m 兩跨，一樓高為 3m，其餘樓層皆為 1.5m，如圖 10 所示，而樑柱尺寸如圖 11 所示。另在一二樓層不配置 RC 牆是為了模擬近幾年地震勘災中觀察到的軟弱層效應。此次補強元件安裝於一二樓層，用以補強軟弱樓層，安裝方式如圖 12 所示。此安裝方式是為了讓三跨的側向勁度盡量相同，以避免扭轉效應的產生。此次實驗使用傳統量測儀器以及光學量測儀器兩種，傳統量測儀器包括位移計、加速規、拉線式位移計。位移計分別安裝於一至三樓，量測各樓層三軸向的相對位移量。加速規分別安裝於各樓層樓版中心，用以量測各樓層的加速度反應。拉線式位移計分別安裝補強元件兩側，量測斜撐的變形量以及補強元件的位移量。此實驗另採用了光學量測系統 MoCap，可藉由佈置大量 Maker 於試體上，以特殊規格的攝影機捕捉 Maker 於實驗過程中各個 Maker 點位的位移、速度以及加速度的反應。

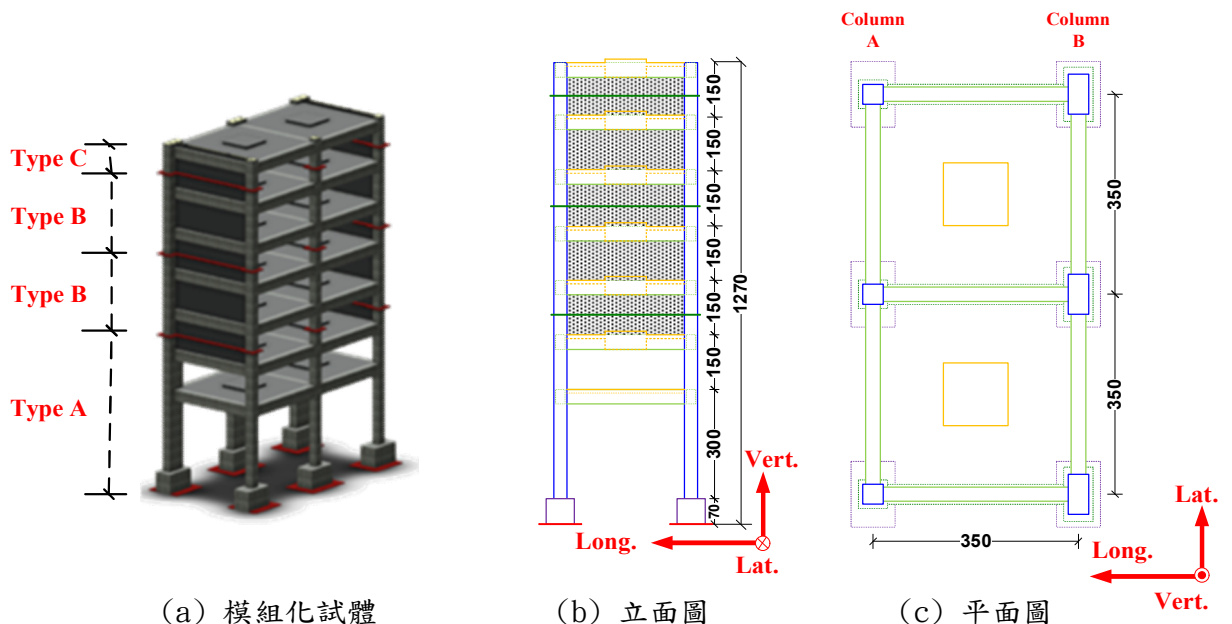


圖 10 試體尺寸示意圖(單位：cm)



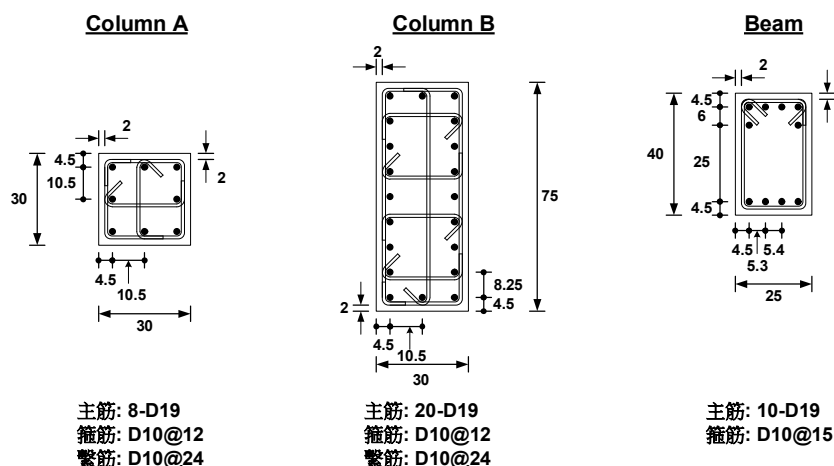


圖 11 樑柱尺寸示意圖(單位：cm)



圖 12 補強元件照片

### 台南振動台試驗規劃：

本次實驗分別輸入遠域地震歷時以及近斷層地震歷時，輸入方向為試體的 Long 以及 Vert 向，此輸入方式是為了避免試體出現扭轉現象。輸入地震力序列以及最大加速度如表 1 所示。每次施加地震力前皆會進行白躁用以確認試體週期。

表 1 輸入地震力序列

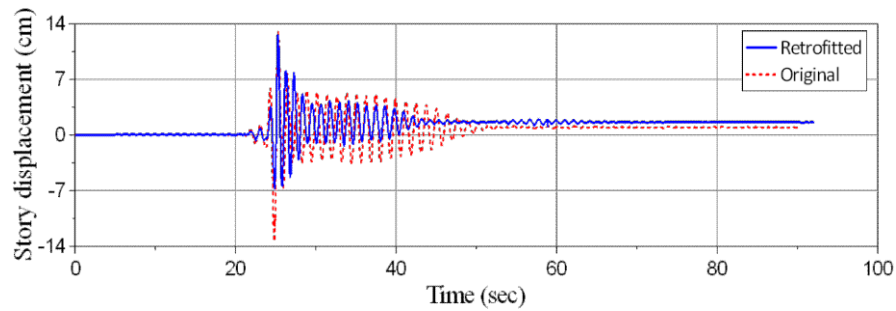
|               | 第一次地震力     | 第二次地震力     | 第三次地震力      |
|---------------|------------|------------|-------------|
| 地震歷時名稱        | KAU069_70% | CHY063_50% | CHY063_100% |
| Long 最大加速度(G) | 0.258      | 0.208      | 0.416       |

### 台南振動台試驗結果：

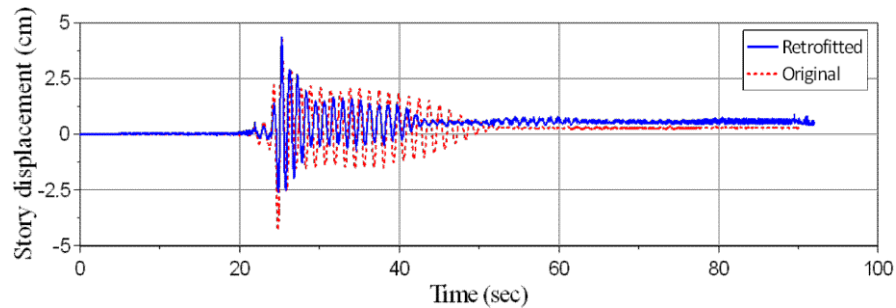
本次實驗結果會著重於近斷層地震 CHY063\_100%的地震歷時。補強實驗結果會與空構架的實驗結果作比對，用以了解補強元件在本次實驗中發揮的作用。觀察一二樓的位移反應，補強結構在一樓的負向最大位移反應為 66mm，而原構架的負向最大位移反應為 133mm，可看到此補強方法對於結構位移反應的抑制效果相當的良好。另外從整體位移反應來看，當最大位移產生之後的位移反應下降速率要比空構架來得快速，且後續的位移反應波形與空構架相比有產生相位差。可推論當斜撐發揮作用時，明顯改變試體的側向勁度。而從正向的位移反應來觀察，會發現到兩者的位移反應是差不多的，這是因為補強元件的特性—只有單一方向的貢獻。雖然在另一方向也有安裝反向的斜撐，



但是有可能是因為樓版並非完全剛性，無法完全傳遞的作用力至另一跨。



(a) 1<sup>st</sup> Story displacement



(b) 2<sup>nd</sup> Story displacement

#### 相關著作：

Tsai R.J., Hsiao F.P., Hwang S.J. 2018. Retrofitting Method with Compression Brace within Self-jointing device., The 14th National Conference on Structural Engineering and The 4th National Conference on Earthquake Engineering, Nov 6-8, Taichung, Taiwan.

T F.P. Hsiao, R.J. Tsai, P.W. Weng, W.C. Shen, Y.A. Li, T. Paramitha & S.J. Hwang. 2019. Structural behavior of a retrofitted reinforced concrete building under near-fault earthquake., The 11th Pacific Conference on Earthquake Engineering and Annual NZSEE Conference, April 4-6, Auckland, New Zealand.