

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

2020 國家地震工程研究中心實驗成果
研討會論文集(I)

主編

黃世建 鍾立來 王孔君

報告編號：NCREE-20-018

中華民國 109 年 6 月

2020 國家地震工程研究中心實驗成果研討會論文集
(I)
Proceedings of the 2020 NCREE Conference on Experiments (I)

主編

*黃世建

**鍾立來

***王孔君

Shyh-Jiann Hwang

Lap-Loi Chung

Kung-Juin Wang

- * 國家地震工程研究中心主任
- ** 國家地震工程研究中心副主任
- *** 國家地震工程研究中心技術師

中華民國 109 年 6 月
June 2020

前言

國家實驗研究院國家地震工程研究中心實驗室於 2020 年 6 月 16 日，以視訊會議方式舉辦「2020 國家地震工程研究中心實驗成果研討會(I)」。會中邀請 2019 年中，於本中心台北與台南實驗室各測試系統(振動台、反力牆與強力地板結構實驗室以及多軸與雙軸向測試系統 MATS 與 BATS)進行實驗之研究團隊，發表最新獲得之實驗研究成果。

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

本研討會共發表 16 個口頭演講與 13 篇簡要論文。研究主題涵蓋包括非結構元件(懸吊式消防灑水系統、防煙垂壁，以及中高樓層懸吊式功能設施)之耐震性能探討、利用碳纖維貼片與鋼構件補強既有建物中開口磚牆之可行性與成效、開口磚牆之補強建議及設計方法、未開孔鋼筋混凝土剪力牆破壞之倒塌行為、鋼板置入高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁以提升剪力強度與韌性、竹節鋼筋於鋼筋混凝土之直線握裹行為與高強度混凝土握裹破壞機制、鋼筋混凝土梁主筋貫穿內柱梁柱接頭之直線握裹性能與耐震行為關聯、考量軸力影響下之鋼板混凝土複合牆力學特性、救災用複合材料桁架式輕便橋單一節塊子結構單向壓力測試與性能探討、外置圍束對於以模組化鋼棒剪力樺預鑄節塊橋柱結構力學行為之影響、可應用於管線試驗之單向度剪力盒性能、改良式鋼筋混凝土補強、近斷層建物抗倒塌技術中之結構扭轉效應，以及地震避難桌垂直性能之探討等，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棉薄之力感到與有榮焉。期望藉由本研討會之舉辦與本報告之出版，能更加促進最新知識之交流與擴散，甚至創造學界、產業界與政府機關等不同領域之先進能有更進一步對話之機會，共同提升地震工程在國內之發展與應用。

目錄

懸吊式消防灑水系統振動台實驗	1
防煙垂壁耐震性能影響參數探討	6
RC 構架內含填入式開口磚牆之耐震補強研究	14
鋼筋混凝土剪力牆破壞與倒塌行為研究	20
鋼板複合高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究	30
鋼筋混凝土梁主筋於內柱梁柱接頭之握裹滑移研究	37
竹節鋼筋於鋼筋混凝土之直線握裹行為研究	43
中高樓層懸吊式功能性設施足尺振動台實驗	48
考量軸力影響之鋼板混凝土複合牆反覆載重試驗	61
救災用輕便橋桁架式複合材料節塊載重試驗	69
模組化鋼棒剪力樺預鑄節塊橋柱試驗	72
可應用於管線試驗之單向度剪力盒性能測試	77
近斷層建築物抗倒塌技術研發(結構配置扭轉效應之研究).....	80

懸吊式消防灑水系統振動台實驗

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：建築物大型懸吊設施物耐震韌性研究

計畫編號：MOST 108-2221-E-006-027-MY2

計畫主持人：姚昭智

參與人員：姚昭智、柯敏琪、許宸珮

聯絡電郵：nckugcyao@gmail.com

試驗期間：108 年 12 月

試驗地點：國家地震工程驗究中心台南地震模擬振動台

試驗目的：

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

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

試驗佈置：

本試驗之懸吊式消防灑水系統共計兩組，同時懸吊於國震中心所屬 A 構架頂部鋼板，兩組試體規格皆相同(圖 1)，差異僅為使用之耐震支撐不同(圖 2)。考量振動台防水問題，故僅以空管線系統進行實驗。管線系統規格資訊如下：(1)管線使用材質 CNS6445；管徑 4 英吋、2 英吋與 1.5 英吋；懸吊桿規格為 3/8" 螺紋牙桿。(2)試體尺寸為 6.65m*4.74m，懸吊長度皆為 60 公分。(3)每組管線試體總重約 200kgf，共約 400kgf。(4)補強斜撐使用經 FM 認證之斜撐扣件，斜撐圓管使用管徑為 1-1/4" (圖 3)；補強鋼索使用經 UL 認證之鋼索組，鋼索直徑約 3.5mm(圖 4)。耐震斜撐與鋼索安裝角度皆約 45°。(5)支管末端角鋼使用 50mm*50mm，厚 3mm 角鋼(圖 5)。

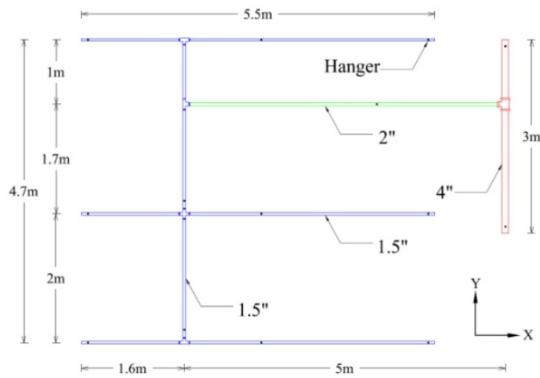


圖 1 管線系統基本尺寸

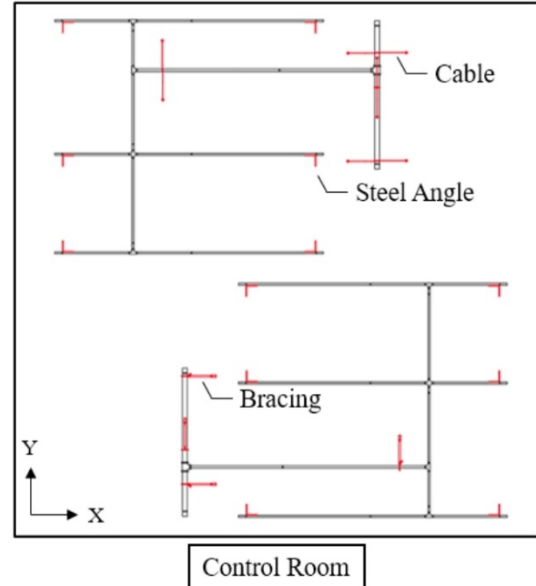


圖 2 管線系統補強方式與配置



圖 3 斜撐組實際安裝情形

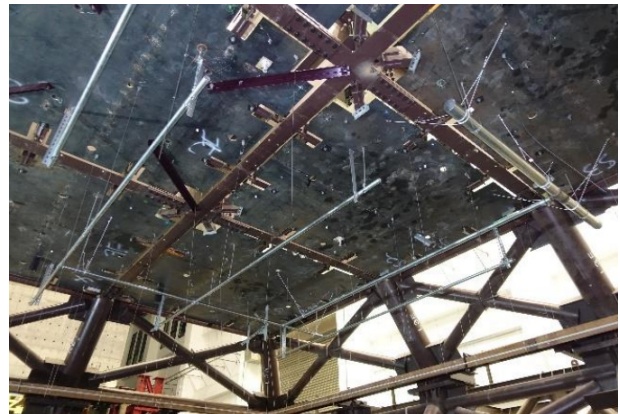


圖 4 鋼索組實際安裝情形

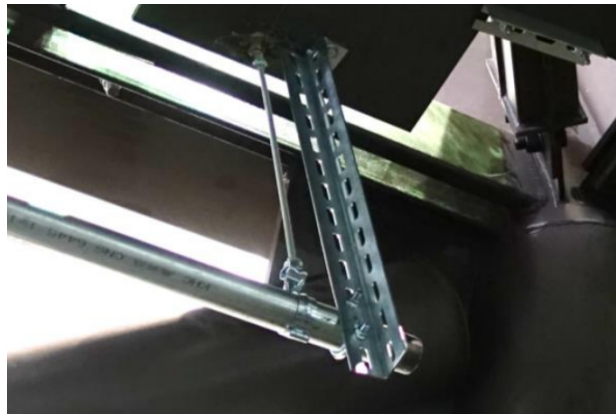


圖 5 支管末端角鋼安裝情形

試驗規劃：

實驗激振分別進行白噪音試驗(White Noise)，與不同比例 JMA KOBE，於 10 層樓 RC 結構 RF 層(GL 27.4m)之加速度歷時。考量振動台實際性能與懸吊鋼構本身震動特性，

已經修正後之 JMA KOBE 地震歷時作為振動台輸入波，震波輸入方向與鋼構懸吊層加速度反應，如表一與圖 6 至圖 11 所示。

表 1 層間變位角之位移量

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

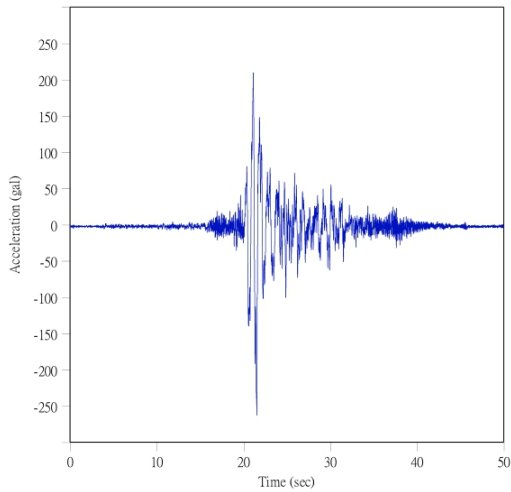


圖 6 KOBE10%_10F X 向歷時

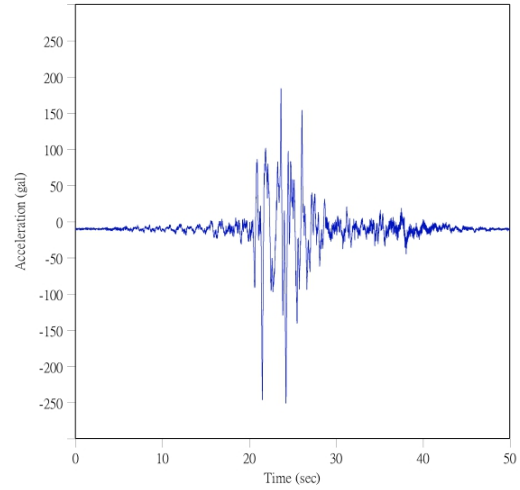


圖 7 KOBE10%_10F Y 向歷時

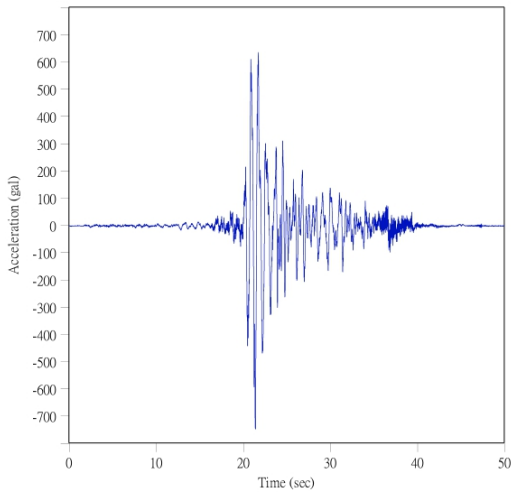


圖 8 KOBE25%_10F X 向歷時

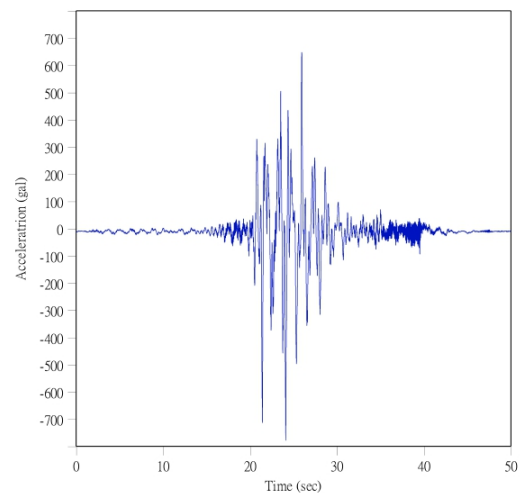


圖 9 KOBE25%_10F Y 向歷時

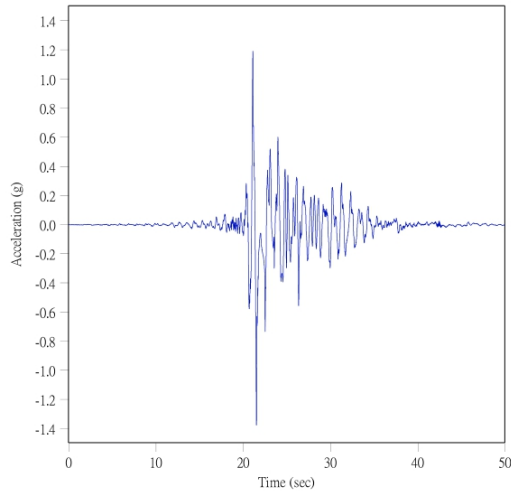


圖 10 KOBE50%_10F X 向歷時

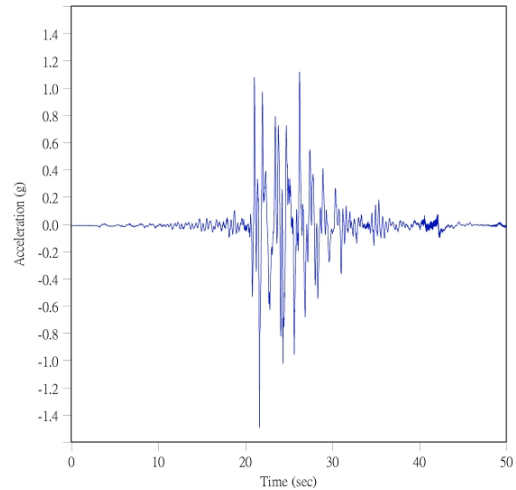


圖 11 KOBE25%_10F Y 向歷時

圖 3 反覆載重位移加載歷程資料

試驗結果：

懸吊式消防灑水系統實驗主要進行兩大部分，分別為補強與未補強狀態，兩者最大差異處為補強構件與角鋼束制有無。

在白噪音試驗結果分析中，將分流主管與第二層支管之反應加速度歷時，分別利用傳遞函數(Transfer Function)方法進行系統識別，分析自振頻率。斜撐組頻率在 X 向為

11Hz，Y 向為 14 Hz 與 20Hz(圖 12)；鋼索組 X 向為 6Hz 與 14 Hz，Y 向為 5Hz 與 19Hz(圖 13)。兩組管線在 KOBE25%_10F 地震歷時激振下，斜撐組最大相對位移量在 X 向發生於第二層主管 6.5mm；Y 向則為第三層支管末端 5.4mm(圖 14)。而鋼索組在相同地震歷時激振下，X 向最大位移量發生在第一層支管 10mm；Y 向則同樣於第三層支管末端有最大位移量 13mm(圖 15)。

未補強管線系統識別結果中，X 向自振頻率皆為 1.9Hz；Y 向則為 2.1Hz(圖 16)。且同在 KOBE25%_10F 激振下，X 向最大位移量 309mm 發生在第一層支管末端；Y 向最大位移量 137mm 則發生於第一層主管(圖 17)。

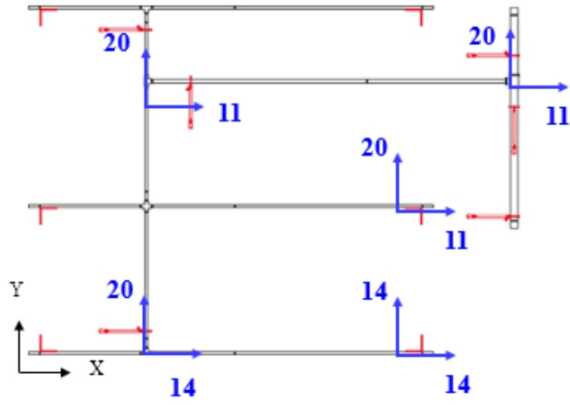


圖 12 斜撐補強組自振頻率(Hz)

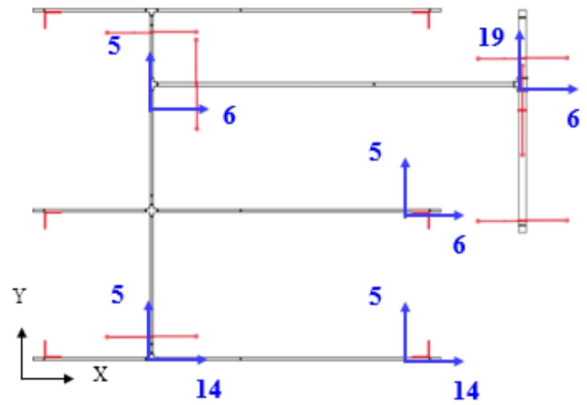


圖 13 鋼索補強組自振頻率(Hz)

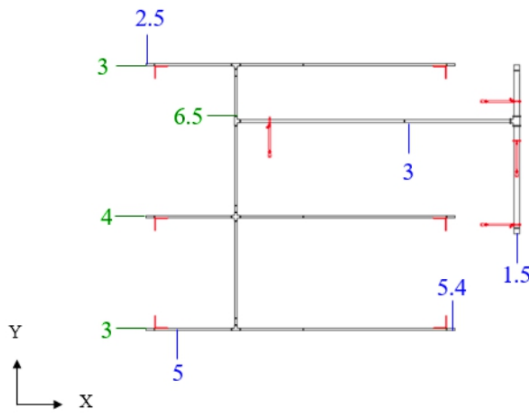


圖 14 KOBE25%_10F 斜撐組最大位移量
(mm)

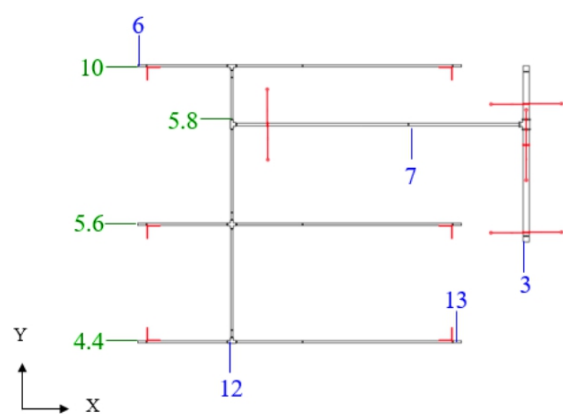


圖 15 KOBE25%_10F 鋼索組最大位移量
(mm)

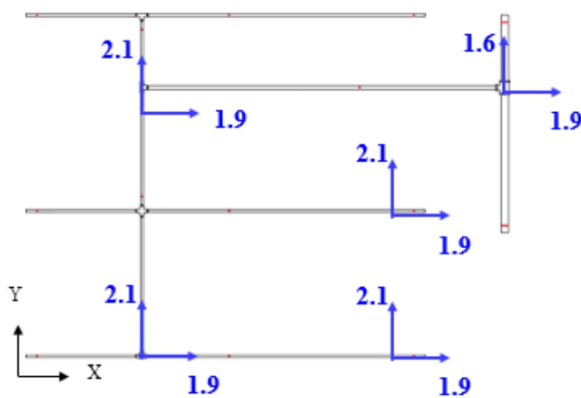


圖 16 未補強組自振頻率(Hz)

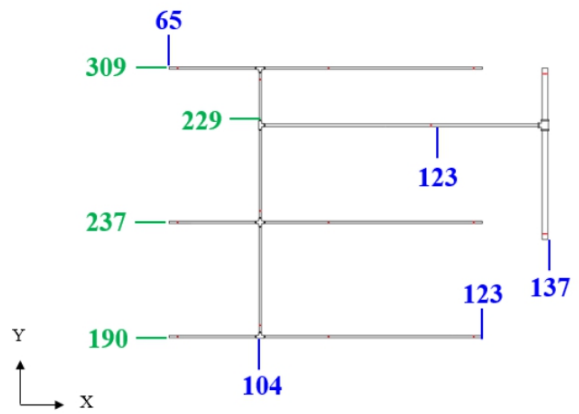


圖 17 KOBE25%_10F 未補強組最大位移量(mm)

相關著作：
無。

防煙垂壁耐震性能影響參數探討

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：防煙垂壁耐震性能研究

計畫編號：MOST 105-2221-E-006-031-MY3

計畫主持人：姚昭智

參與人員：林子傑、柯敏琪、陳重甫、蔡芳宜、許宸佩

聯絡電郵：nckugcyao@gmail.com

試驗期間：108 年 2 月至 3 月

試驗地點：國家地震工程研究中心臺南實驗室振動台

試驗目的：

固定式玻璃防煙垂壁由於視線通透的特性，經常是國內大型賣場、百貨公司及交通運輸等大型公共建築所使用的主要防煙區劃構造。依據臺灣和日本大地震的震害調查研究，大地震發生時固定式玻璃防煙垂壁經常會有嚴重損壞的情形產生。本研究在姚昭智(2019)研究成果基礎下，假國家地震中心臺南實驗室(以下簡稱「南國震」)的大型振動台及巨型實驗構架，安裝明架天花板系統及 7 組不同型態之固定式玻璃防煙垂壁進行振動台試驗，以探討防煙壁配置、介面接合方式及不同側撐長度等對於固定式玻璃防煙垂壁耐震性能之影響。

試驗規劃：

1. 試體準備

本研究於巨型實驗構架(如圖 1)模擬國內固定式防煙垂壁安裝於明架天花板之實際施工方式，除了採用天花板骨架符合「建築物耐震設計規範-附錄 B 懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南」之規格要求外，施工方式也依照天花板耐震施工指南要求施作壓桿及 45 度斜拉線，進行長寬近 11m x 11m 的明架天花板安裝，並於明架天花板下安裝 7 組防煙垂壁試體。試驗變因及變數規劃如表 1 各組試體安裝配置如圖 2，試體編號及探討變因說明詳如表 2。

2. 試驗震波

本研究兩端填縫膠固定之固定式玻璃垂壁試體長度約 11m，依據姚昭智(2019)提出公式進行估算，其自振頻率約 2.2Hz。本研究以 921 地震時花蓮東華大學文學院測站所量測到的 Ch23 測站紀錄作為實驗震波，其加速度歷時紀錄如圖 3，加速度歷時紀錄經過快速傅立葉轉換，該加速度歷時紀錄之主要頻率約 2.7Hz，如圖 4。由於固定式玻璃防煙垂壁的耐震性能主要受面外力影響，因此振動台試驗時僅對玻璃面外方向(X 向)輸入地震波。振動台試驗時，激震波歷時之最大加速度值調整為 1000gal，再以 10%(100gal)及 20%(200gal)開始，後續逐次遞增 20%(200gal)進行試驗。此外，每次試驗前皆先以 50gal 的白噪音(White Noise, WN)測試對試體進行系統識別，每次試驗後對試體的損壞情形進行記錄。為了進一步試驗或安全需要，並對損壞的試體做局部修補或移除之相關適當處置。

3. 儀器設置

振動台試驗時，試驗震波將透過振動台、試驗框架、天花板再傳遞到防煙垂壁上軌

道及玻璃板片上，因此本研究於試驗構架、天花板和固定式玻璃防煙垂壁試體上，裝設了 42 個加速規。其中，裝設於試驗構架頂部、試驗構架中間高度及試驗構架水平向型鋼之 3 向(XYZ 向)加速規各有 1 組，裝設於天花板骨架上之 3 向(XYZ 向)加速規合計 4 組，上述加速規位置如圖 5~圖 6。7 組防煙垂壁的上軌道中心面外方向(X 向)各 1 個加速規(如圖 7)，各組試體依據玻璃板片預測的不同振動特性，於玻璃下端上方 5cm 位置設置面外方向(X 向)的加速規進行量測(如圖 8)，各組試體加速規設置配置如圖 9，各組試體加速規設置位置及點位說明如表 3。

試驗結果：

1. 試體破壞現象

依據振動台試驗分析，不同加速度等級下的試體損壞情形及處理摘要如表 4 所示。其中，填縫膠是每一道試體進行試驗時首先破壞的部位，這與固定式玻璃防煙壁震害調查時所觀察到的現象不太一致，係因填縫膠自施作到實際進行實驗約 1 天多的養護時間，且模擬牆面之木板表面並不平整，填縫膠的膠著力並無法如同一般牆面發揮，導致填縫膠都較鋼絲網玻璃提早破壞。由於填縫膠破壞後，固定式玻璃防煙垂壁的邊界條件(固定端)就與原本的邊界條件不同(成為非固定端)，為了能夠與原本設定的邊界條件相同，填縫膠破壞後的固定式玻璃防煙垂壁邊界將以鎖固的木板將端部固定(如圖 10)，以確保維持原設定邊界條件(固定端)進行試驗。綜整各個試體的破壞現象，主要有填縫膠損壞與防火氣密條填縫脫開、玻璃損壞現象以及天花板片損壞，以下針對各個損壞現象說明各個試體的損壞情形：

(1) 填縫膠損壞

試體 A 於震波等級為 200gal 時，西側的填縫膠就產生損壞(如圖 11)，試體 B 西側填縫膠、試體 G 於 T 型配置接合部以及試體 F 於 L0/4 處防煙垂壁斷開處的填縫膠於震波等級為 400gal 時產生損壞，損壞情形如圖 12 及圖 13，試體 E 與試體 F 的西側填縫膠以及試體 G 的東側填縫膠於震波等級為 600gal 時產生損壞。

(2) 玻璃損壞

震波等級為 400gal 時，試體 A 的西側玻璃(8.25m 段)產生損壞(如圖 14)；震波等級提升到 600gal 時，試體 A 的玻璃中間(8.25m 段)再產生損壞(如圖 15)，試體 B 的西側玻璃產生損壞(如圖 16 及圖 17)。

2. 防煙垂壁系統識別

透過白噪音測試，可以獲得試體各個加速規歷時紀錄，其震波將經由振動台、實驗構架、天花板、固定式玻璃防煙垂壁上軌道、最後再傳遞到固定式玻璃防煙垂壁玻璃。將各個玻璃加速歷時紀錄對該試體上軌道加速規歷時紀錄做 Frequency Response Function (FRF)，將可得各個試體系統識別後自振頻率，各個試驗系統識別結果如錯誤！找不到參照來源。。以 B 試體為例，圖 18 及圖 19 分別為 B 試體之上軌道及玻璃下緣加速規所測得初次白噪音測試加速度歷時紀錄，而圖 20 為 FRF 的結果。依據系統識別結果，A 試體之 A-1 段、A-2 段的自振頻率分別為 6.6Hz 及 3.0Hz，B、C、D 的自振頻率分別為 2.2Hz、2.0Hz 及 2.0Hz，E 試體之 E-1 段、E-2 段的自振頻率分別為 5.4Hz 及 2.2Hz，F 試體之 F-1 段、F-2 段的自振頻率皆為 2.2Hz，G 試體的自振頻率為 3.8Hz。其中 A-2 段之自振頻率為 3.0Hz，其自振頻率非常接近輸入地震波的自振頻率 2.7Hz，這也是 A-2 會提早於 B 試體產生填縫膠破壞及玻璃破裂的主要原因。

相關著作

本研究成果已投稿至建築學報，投稿論文題目為：固定式玻璃防煙垂壁耐震性能提升之研究，作者為：林子傑、姚昭智，論文受稿審查中。

研究團隊相關著作：

1. 姚昭智、陳威中、林子傑(2016)。美濃地震非結構物損害案例分析。美濃地震研討會，台南(pp.288-305)。
2. 姚昭智、林子傑、陳柏安(2019)。固定式玻璃防煙垂壁耐震性能探討。建築學報，(107)，43-55。

表 1 試驗變因及參數規劃

變因	參數
配置方式	直線型配置
	T 型配置
介面接合方式	固定端(填縫膠填縫)
	非固定端(防火遮煙條填縫)
邊界長度	L_0
	$L_0/2$
	$L_0/4$

表 2 試體與試驗變因綜整

編號	配置方式		介面接合方式		邊界長度		
	直線型	T 型	填縫膠	防火氣密條	L_0	$L_0/2$	$L_0/4$
A		●	●				●
B	●		●(兩側)		●		
C	●		●(單側)	●(單側)	●		
D	●			●(兩側)	●		
E			●(兩側及中間)				●
F			●(兩側)	●(中間)			●
G		●	●			●	

表 3 加速規編號及位置說明

編號	上軌道加速規編號	玻璃加速規編號及說明
A	S1	S2(位於 $L_0/4$ 中間, A-1 段)、 S3(位於 $3L_0/4$ 中間, A-2 段)
B	S4	S5(位於 $L_0/2$ 位置)
C	S7	S6(位於 $L_0/2$ 位置)、 S8(位於防火氣密條側邊)
D	S9	S10(位於 $L_0/2$ 位置)
E	S11	S12(位於 $L_0/4$ 中間, E-1 段)、 S13(位於中間隔斷防火氣密條側邊)、 S14(位於 $3L_0/4$ 中間, E-2 段)
F	S15	S16(位於 $L_0/4$ 中間, F-1 段)、 S17(位於中間隔斷填縫膠側邊)、 S18(位於 $3L_0/4$ 中間, F-2 段)
G	S19	S20(位於 $L_0/2$ 中間)、 S21(位於 $L_0/2$ 位置, 垂直向玻璃垂壁交接處對面)

表 4 試體損壞情形及處理摘要

試驗編號	震波性質	試驗現象及處理摘要
1	WN	無
2	100gal	無
3	WN	無
4	200gal	A 試體西側端部填縫膠損壞
5	WN	A 試體西側端部填縫膠損壞處, 以木板固定(模擬固定端)
6	200gal	無
7	WN	無
8	400gal	A 試體西側端部玻璃損壞、B 試體西側端部填縫膠損壞、F 試體填縫膠隔離損壞、G 試體 T 型接合處填縫膠損壞
9	WN	B 試體西側端部填縫膠損壞處, 以木板固定(模擬固定端)
10	400gal	無
11	WN	無
12	600gal	A 試體中間玻璃損壞、B 試體西側玻璃損壞、E 試體西側端部填縫膠損壞、F 試體西側端部填縫膠損壞、G 試體東側端部填縫膠損壞



圖 1 南國震天花板系統試驗構架

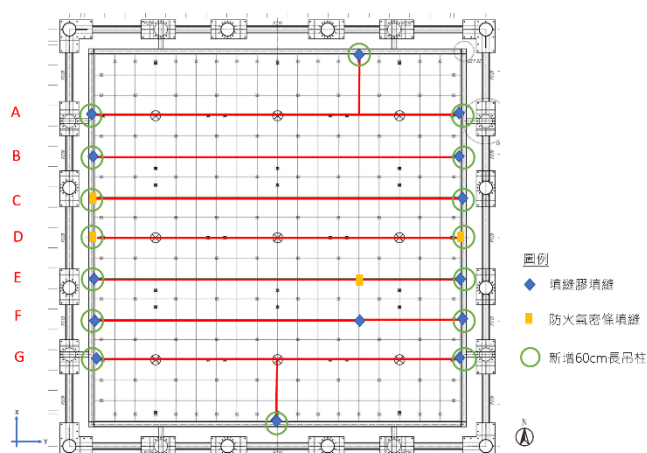


圖 2 試體配置圖

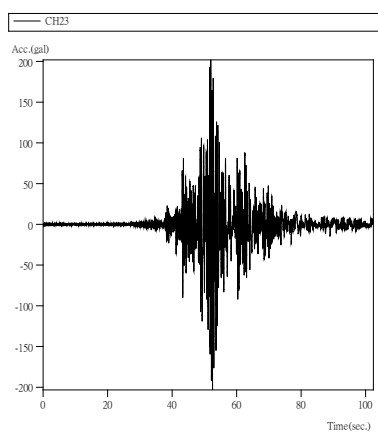


圖 3 試驗震波加速度歷時紀錄

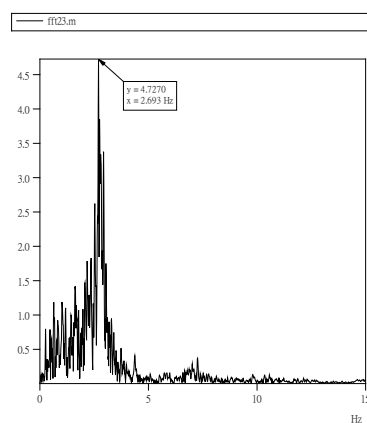


圖 4 試驗震波傅立葉頻譜

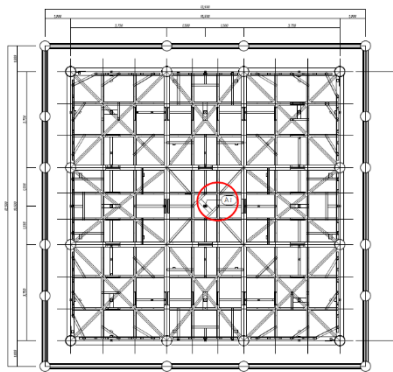


圖 5 試驗構架頂部三向加速規位置

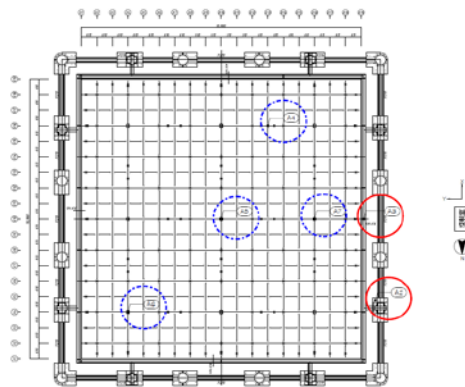


圖 6 試驗構架及天花板三向加速規位置



圖 7 安裝於防煙垂壁上軌道之加速規



圖 8 安裝於鋼絲網玻璃板片之加速規

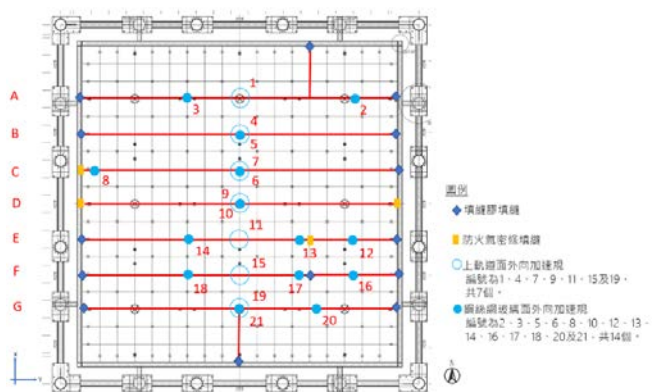


圖 9 防煙垂壁試體面外加速度量測加速規位置



圖 10 試體端部填縫膠破壞後修補方式



圖 11 試體端部填縫膠損壞情形



圖 12 試體 T 型接合處填縫膠損壞情形

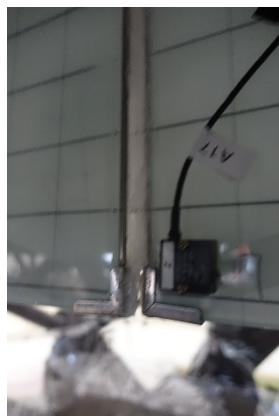


圖 13 F 試體中間隔離處填縫膠損壞情形



圖 14 A 試體西側玻璃損壞情形

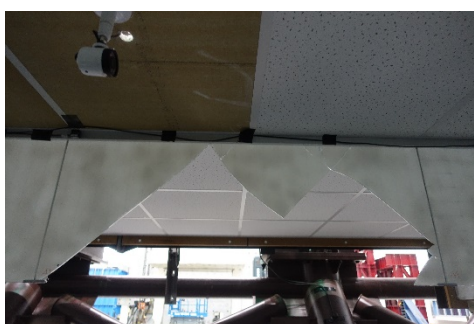


圖 15 A 試體中間玻璃損壞情形

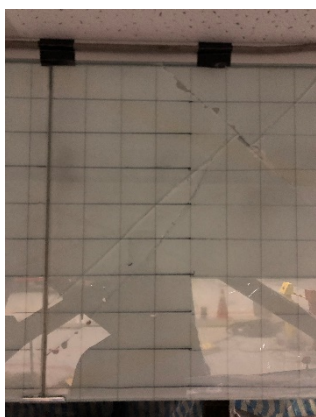


圖 16 B 試體中間玻璃損壞情形



圖 17 B 試體中間玻璃損壞情形

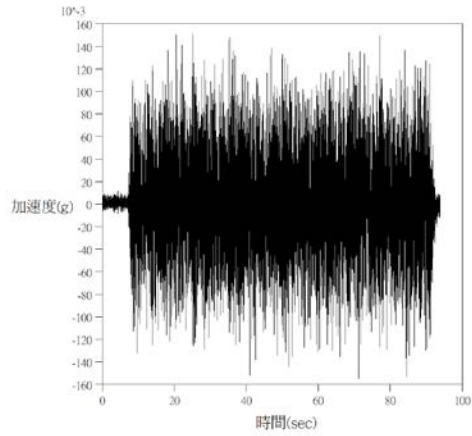


圖 18 B 試體上軌道加速度歷時紀錄

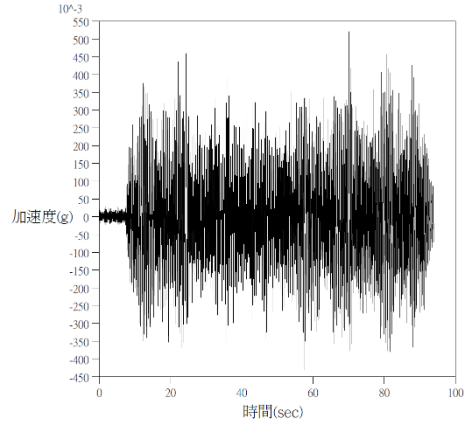


圖 19 B 試體玻璃下緣加速度歷時紀錄

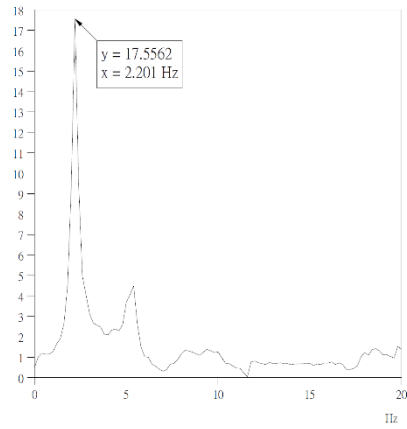


圖 20 B 試體玻璃下緣對上軌道加速度歷時紀錄 FRF 結果

RC 構架內含填入式開口磚牆之耐震補強研究

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：既有建築物耐震評估與補強

計畫編號：06108A1500

計畫主持人：黃世建 主任

參與人員：張竣翔、邱聰智

聯絡電郵：tcchiou@ncree.narl.org.tw

試驗期間：2019 年 3 月

試驗地點：台北實驗室反力牆及強力地板系統

試驗目的：

在台灣的老舊建物以及街屋而言，填充牆係為一種常見之結構形式，為因應住宅所需功能，磚造填充牆多有開口作為開窗或是開門的通道。然而國內外文獻研究均顯示即便磚牆有開口，還是具有一定之耐震能力。在地震過後牆體發生破壞，其耐震能力亦會受到影響，為確保開口填充牆之耐震能力及維持老舊建築之可用性與安全性，有效且經濟的補強方法實為重要。本研究旨在探討開口磚牆之受力行為，並以碳纖維貼片(Carbon Fiber Reinforcement polymer, 簡稱 CFRP)及鋼構件分別做為不同補強方案，以試驗方式探討補強之可用性及其成效，並提出開口磚牆之補強建議及設計方法。

試驗佈置：

本試驗之主要施力系統包含 4 支主動油壓制動器、施力鋼梁與傳力鋼梁。本研究為模擬老舊街屋底層所受靜載重，在加載過程中對試體施加固定大小之軸力及對試體施加水平側力。兩支垂直向油壓制動器係用於對試體施加軸力並同時控制試體頂梁於試驗過程中保持水平，另兩支油壓制動器係用於對試體施加水平側推力，控制試驗支水平往復側推位移。施力鋼梁則用於連接油壓制動器，將力導入傳力鋼梁，並利用摩擦力使推力傳入試體頂梁。本試驗所用之垂直向油壓制動器最大值為每支 ± 150 噸，水平向油壓制動器最大值為每支 ± 100 噸，試驗佈置如圖1所示。

本試驗加載方式採用外部位移控制，以試體層間變形角作為系統控制參數，加載程序採三角形位移波輸出，各階段最大層間變形角分別為0.085%、0.125%、0.175%、0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2%、3%及4%，每個層間變形角執行兩個迴圈後回到力量歸零處，再進行下一個加載。

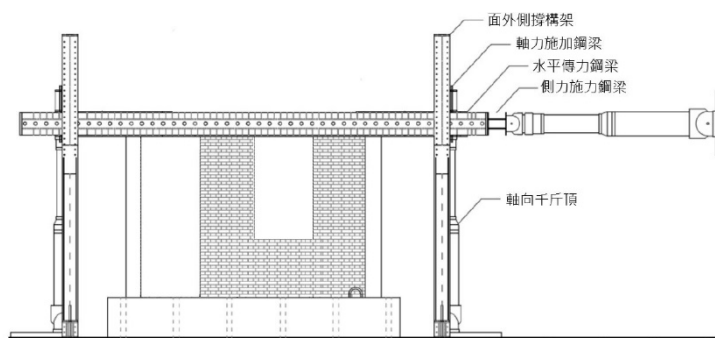


圖 1 試體安裝配置情形

試驗規劃：

本研究試驗，根據不同開口形式及補強方式規劃 5 座試體，探討補強元件是否能在開口處有效束制及開口磚牆在補牆前後之受力機制與強度變化。本試驗之磚牆皆為填入式磚牆(Infill)，依開口形式分為開門(Door)與開窗(Window)，補強方式則採用 CFRP 貼附及鋼構件作為補強元件，5 座試體之基本梁柱尺寸及配置均相同，詳細試體規劃如表 1 所示，試體構架尺寸詳細規劃如表 2 所示。

表 1 本研究之試體規劃

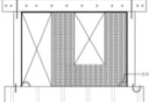
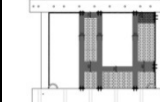
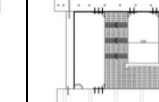
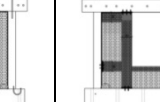

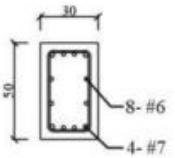
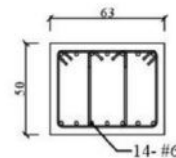
試體類型	開門加開窗			開窗	
試體編號	IDW	IDW_CFRP	IDW_STEEL	IW_CFRP	IW_STEEL
補強方式	未補強	碳纖維貼片	鋼構件	碳纖維貼片	鋼構件
開口尺寸 (寬×高)	窗: 1200 × 2100 (mm) 門: 1000 × 3000 (mm)			窗: 1800 × 2100 (mm)	
試體簡圖					

表 2 試體構架斷面尺寸

	柱	梁
斷面示意圖		
斷面尺寸	300 × 500 mm	630 × 500 mm
主筋	4 - #7 8 - #6	14 - #6
配筋比	2.56%	1.27%
主筋降伏強度	411.9 MPa	
箍筋	#3@250 mm 接頭內部採#3@120 mm 箍筋為 90 度彎鉤	開口#3@120 mm 其餘#3@200 mm 箍筋由 U 形及冂形組成
箍筋設計降伏強度	274.6 MPa	
混凝土設計抗壓強度	15.69 MPa	
保護層	40 mm	

試驗結果：

各試體補強前後之正負向強度點裂縫發展照片整理如表 3 所示。首先觀察 3 座開門加開窗試體裂縫發展，試體 IDW 因其磚牆為填入式，又於東側磚牆上方有滑移現象，故磚牆未參與構架之側推反應。而經碳纖維補強與鋼構件補強後，磚牆能有效提供對構架束制效果，故試體 IDW_CFRP 與 IDW_STEEL 在東西兩側磚牆與台度磚牆處有明顯裂縫發展。













由圖 2 觀察試體包絡線可知試體 IDW_STEEL 在正向強度僅比試體 IDW 高 40 kN，係因初始裂縫造成東側磚牆於中後期加載階段僅有旋轉或滑移。而試體 IDW_CFRP 在

達殘餘強度點後破壞狀況較為嚴重，整塊磚牆向外倒塌，因此磚牆後期對構架束制效果較差，故殘餘強度較試體 IDW_STEEL 低。

觀察 2 座開窗試體裂縫發展，其中未補強試體 IW 則係參考文獻[1]，由表 3 照片可知，試體 IW 東西側磚牆皆無自梁柱交界或開口處上端向下發展之對角正向裂縫，而經碳纖維補強與鋼構件補牆後，試體有發展出明顯對角裂縫，且在試體破壞時可在東西兩側磚牆發現 X 型對角裂縫。

由圖 3 觀察試體包絡線可知試體 IW_CFRP 與 IW_STEEL 之強度明顯高於試體 IW，但因試體 IW_CFRP 對構架有垂直向補強，相當於給予構架被動軸力，進而提高水平摩擦力，故其殘餘強度較試體 IW_STEEL 高。

表 3 各試體達強度點照片

試體編號	正向強度點裂縫照片	負向強度點裂縫照片
IDW		
IDW_CFRP		
IDW_STEEL		
IW		
IW_CFRP		
IW_STEEL		

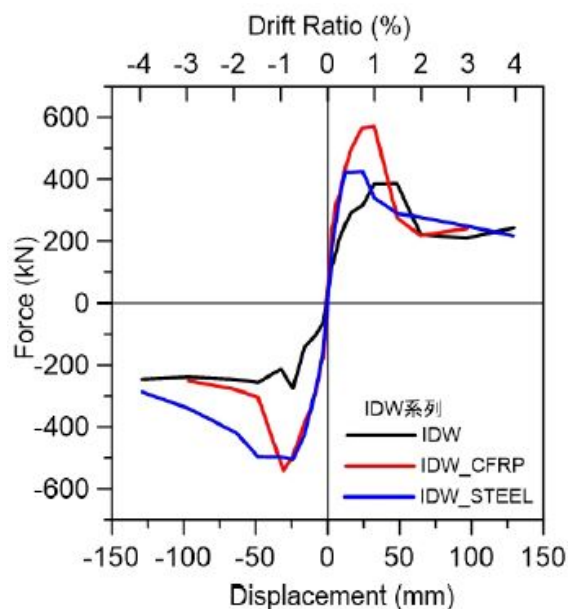


圖 2 開門加開窗試體包絡線

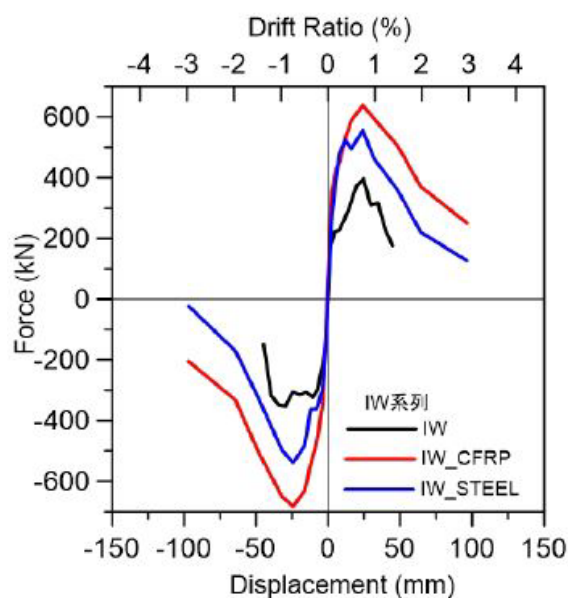


圖 3 開窗試體包絡線

相關著作：

本研究計畫感謝國立台灣大學碩士班學生張竣翔協助試驗，研究成果已於 2019 年 7 月出版[2]。

參考文獻：

- [1] 蔡旻欣，「窗型開口型式填入式磚牆材料與面內側向加載試驗」，碩士論文，國立成功大學建築研究所，台南，2016。
- [2] 張竣翔，「RC 構架內含填入式開口磚牆之耐震補強研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程所，台北，2019。

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：鋼筋混凝土牆剪力破壞之倒塌位移研究

計畫編號：MOST 107-2625-M-002-014

計畫主持人：黃世建

參與人員：謝佳霖、曾建創

試驗期間：107 年 8 月至 108 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，本研究設計八座鋼筋混凝土剪力牆，本研究共設計八座低矮型未開孔剪力牆試體，改變參數為試體的作用軸壓與水平鋼筋量，進行雙曲率布置，並於國家地震工程研究中心進行反覆載重試驗。

除了進行實驗外，本研究亦收集國內外之剪力牆相關實驗結果，使用美國 ASCE/SEI 41-17 (ASCE 2017)規範與曹君婕(2018)之建議方法，對剪力牆倒塌點位移進行預測與比較。透過觀察實驗與分析結果，提出一套針對不同變形方式之剪力牆倒塌點位移預測的建議方法，此分析模型可適時反應單雙曲率變形對試體倒塌點位移之影響，亦綜合考量試體作用軸壓、垂直主筋量與水平鋼筋量，對倒塌點位移做良好預測。

試驗規劃：

本研究設計八座二分之一縮尺的鋼筋混凝土未開孔剪力牆進行雙曲率布置、反覆載重測試。八座試體之牆寬度與高度皆為 150 公分(圖 1)，為配合雙排牆筋的設計，本研究之試體雖為二分之一縮尺設計，但牆厚仍維持與坊間常見之牆厚相同為 15 公分。各試體之試體配筋圖與詳細配置表如圖 1、表 1 所示。

ALR10_1.0_0.00、ALR20_1.0_0.00 兩座試體皆未配置任何水平鋼筋，作為探討水平鋼筋對於牆體崩塌能力影響之對照；ALR10_1.0_0.25、ALR20_1.0_0.25 配置規範所訂定之最小水平鋼筋量；ALR10_1.0_0.56、ALR20_1.0_0.56、ALR30_1.0_0.56 系列試體為探討配置更多的水平鋼筋量，在不同軸壓下，對牆體崩塌點之影響。為使試體施作方便，水平牆筋間距同 ALR10_1.0_0.25、ALR20_1.0_0.25 兩座試體，皆為 17cm 且雙層配置，但改使用降伏強度為 2800kgf/cm^2 之 3 號鋼筋；ALR30_1.0_0.56S 為探討在高軸壓作用下，邊界構材加箍筋是否會對牆體崩塌位移能力有顯著貢獻。

試驗布置：

本實驗研究目的為探討多層建築結構物中，牆受軸壓作用下之崩塌行為，因此實驗布置為限制牆頂部與底部之轉角，進行反覆載重試驗，以模擬牆構件在承受側向力之雙曲率變形行為。為滿足此測試條件，本實驗在 MATS 系統上進行，實驗之測試布置如圖 2 所示。

MATS 系統的施力方式為：試體側向力由兩支 2MN 之水平向制動器提供；軸力加載則以一支 30MN 與六支 5MN 的垂直向制動器同時作用在載重平台上，過程中配合兩支 2MN 的下壓制動器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，量測牆體的實際側向位移，控制水平向制動器之力量。側向位移輸

入按照圖 3 之載重歷時曲線執行，實驗終止於試體喪失垂直向承載能力，而本研究之倒塌位移定義為試體於軸向承載能力喪失前，曾經經歷過的最大位移量。

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($h_w = 1500\text{mm}$)。

首先觀察八座試體之裂縫發展，如圖 4 所示。於使用性階段(DR=0.125%)時，試體 ALR10_1.0_0.00、ALR10_1.0_0.56、ALR20_1.0_0.00、ALR20_1.0_0.56 有明顯之對角剪力裂縫生成，試體 ALR10_1.0_0.25 則僅有少許撓曲裂縫發生，試體 ALR20_1.0_0.25、ALR30_1.0_0.56、ALR30_1.0_0.56S 無任何剪力與撓曲裂縫。

在強度階段時，各試體於正負向均發展出明顯之對角剪力裂縫。觀察發現：水平鋼筋比為 0.56% 的試體，出現多條對角剪力裂縫，裂縫發展較水平鋼筋比為 0% 與 0.25% 的試體豐富，原因為當試體配置越多水平鋼筋時，其可提供的傳力路徑較多所致。

在倒塌階段時，於對角壓桿端部以及牆體中央處發生大量混凝土剝落，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，宣告實驗結束。

試體 ALR10_1.0_0.56 於實驗進行至層間變位角為 0.5% 以後時，在牆面與反應梁間發生界面滑移現象，導致力量並未真正傳入牆體，故實驗持續進行至層間變位角為 3% 時，試體之軸向承載能力才喪失。由於本試體非剪力破壞主控，故本研究後續之分析討論並未將其納入考量。

再來觀察八座試體之遲滯迴圈，如圖 5 所示，比較試體 ALR10_1.0_0.00 與 ALR10_1.0_0.25、ALR20_1.0_0.00 與 ALR20_1.0_0.25，有配置水平鋼筋的試體較完全沒有配置水平鋼筋的試體，倒塌位移能力提升許多；作用軸壓越高的試體，其強度越高，而倒塌位移能力則越差；比較試體 ALR30_1.0_0.56 與 ALR30_1.0_0.56S，邊界構材有配置箍筋的試體倒塌位移能力較佳，但由於配置的箍筋量不多，對倒塌位移改善效果有限。

綜合討論所有試體發現：作用軸力為 $0.2A_g f'_c$ 以上者，強度點過後，側力下降迅速，隨即發生試體軸向承載能力喪失。作用軸力為 $0.2A_g f'_c$ 之試體其遲滯迴圈行為較類似作用軸力為 $0.3A_g f'_c$ 之試體。

由試驗觀察發現當牆體所受軸壓 $\geq 20\%$ 時，其強度點及崩塌點位移能力較作用軸壓為 10% 時下降許多；有配置水平鋼筋之試體，其無論強度點或崩塌點位移能力，均較無配置任何水平鋼筋的試體有顯著提升。然而當試體配有規範規定之最小水平鋼筋比為 0.25% 以上時，強度點與崩塌點位移能力提升的幅度不若有無配置水平鋼筋之影響來得明顯；由於本研究邊界構材箍筋配置採非韌性配筋，相較於邊界構材無箍筋之試體，崩塌位移能力僅些許提升。

相關著作：

1. 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.
2. 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.

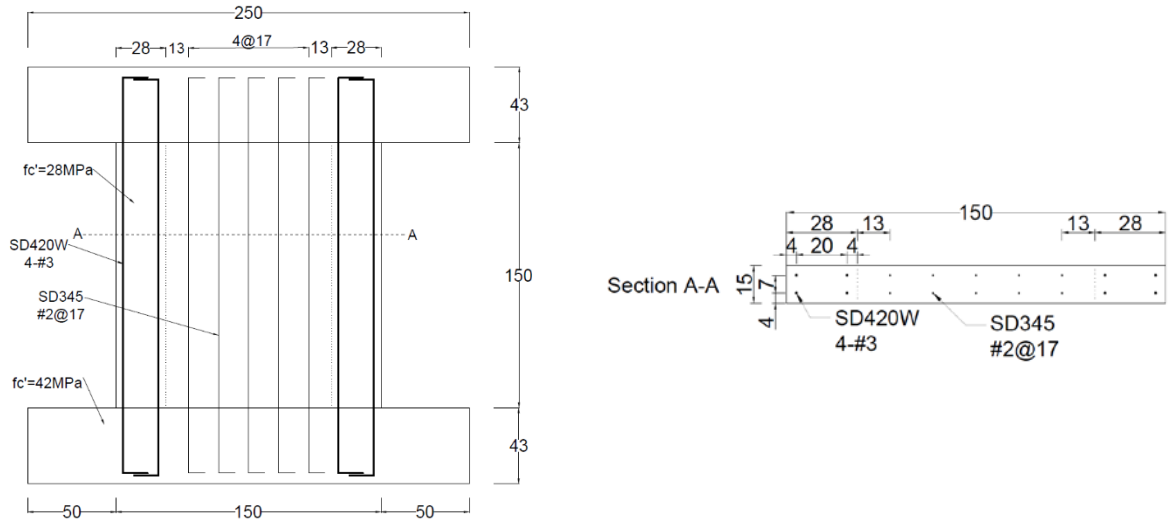
- Hwang, S. J., Tsai, R. J., Lam, W. K., and Moehle, J. P. (2017). "Simplification of Softened Strut-and-Tie Model for Strength Prediction of Discontinuity Regions," ACI Structural Journal, V. 114, No. 5, September-October, pp. 1239-1248.
- 曹君婕(2018),「鋼筋混凝土剪力牆破壞與倒塌行為研究」, 碩士論文, 國立台灣大學, 土木工程學系, 台北, 249 頁。

表 1 試體配置表

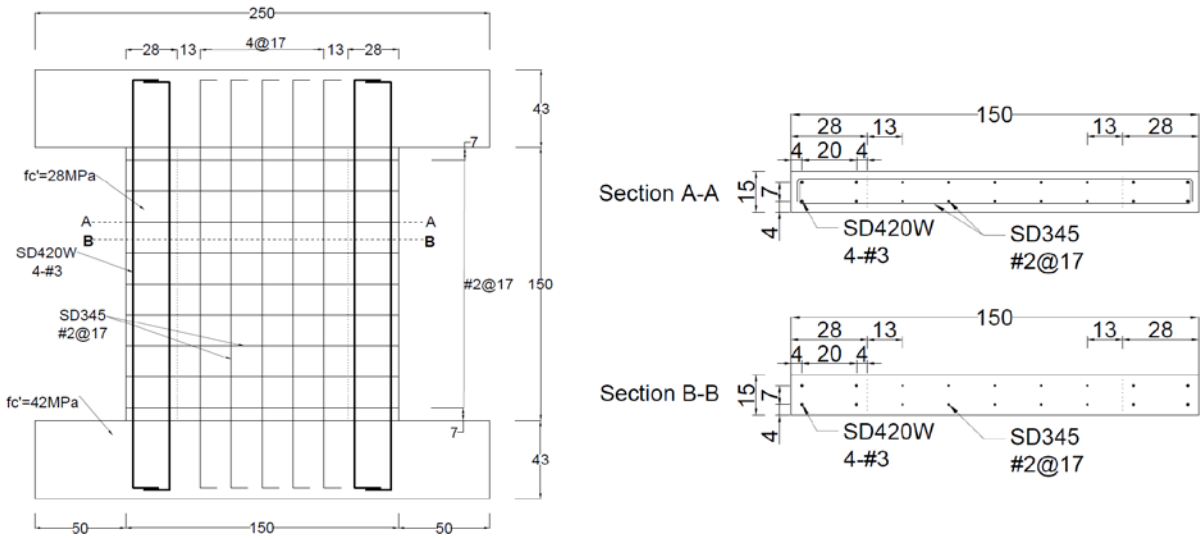
試體名稱	f'_c (kgf/cm ²)	鋼筋(kgf/cm ²)			$\frac{N}{A_g f'_c}$ (%)	
		邊界構材		牆筋		
		主筋	箍筋	水平		
ALR10_1.0_0.00	376.4	8-#3 fy=4200	無	10-#2 fy=3520	無	10
ALR20_1.0_0.00	442.7					20
ALR10_1.0_0.25	411.1				18-#2 fy=3520	10
ALR20_1.0_0.25	423.7					20
ALR10_1.0_0.56	273.7				18-#3 fy=2800	10
ALR20_1.0_0.56	307.6					20
ALR30_1.0_0.56	290.7					30
ALR30_1.0_0.56S	293.7				#3@17cm ; fy=2800	30

表 2 各試體實驗結果

試體	正向強度點		負向強度點		崩塌點	
	載重(kN)	層間變位 (%)	載重(kN)	層間變位 (%)	載重(kN)	層間變位 (%)
ALR10_1.0_0.00	830.20	0.11	-891.41	-0.12	-392.91	0.32
ALR10_1.0_0.25	1040.50	0.46	-1037.69	-0.37	-441.53	0.75
ALR10_1.0_0.56	881.06	0.77	-846.56	-0.25	-478.62	3.09
ALR20_1.0_0.00	1328.38	0.23	-1244.23	-0.20	-1134.50	0.26
ALR20_1.0_0.25	1389.31	0.30	-1402.54	-0.21	-1160.13	0.49
ALR20_1.0_0.56	1250.85	0.36	-1224.12	-0.36	409.37	-0.46
ALR30_1.0_0.56	1490.98	0.37	-1411.85	-0.25	-1095.33	0.52
ALR30_1.0_0.56S	1504.21	0.33	-1523.38	-0.32	1051.39	-0.57

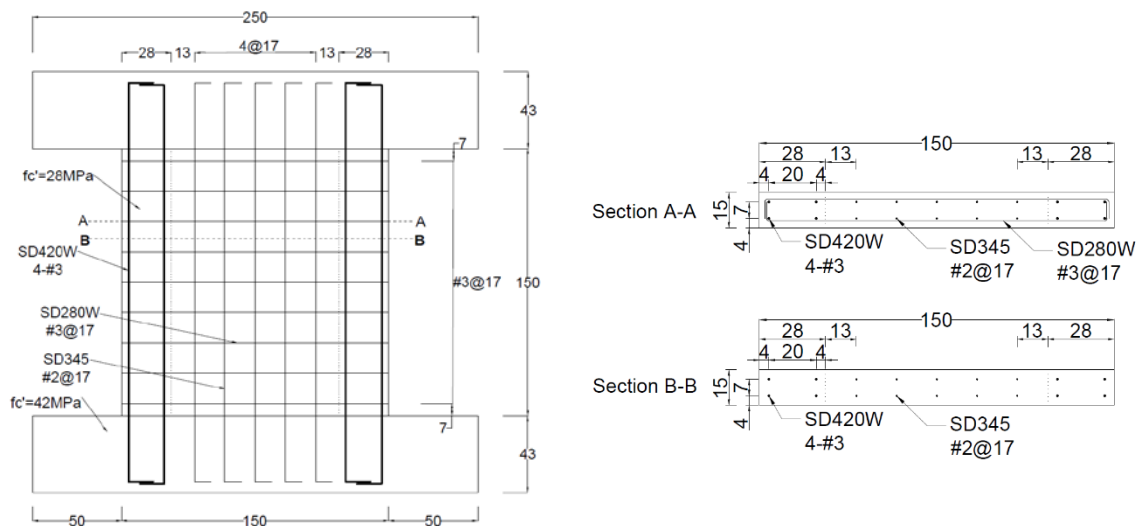


(a) ALR10_1.0_0.00、ALR20_1.0_0.00

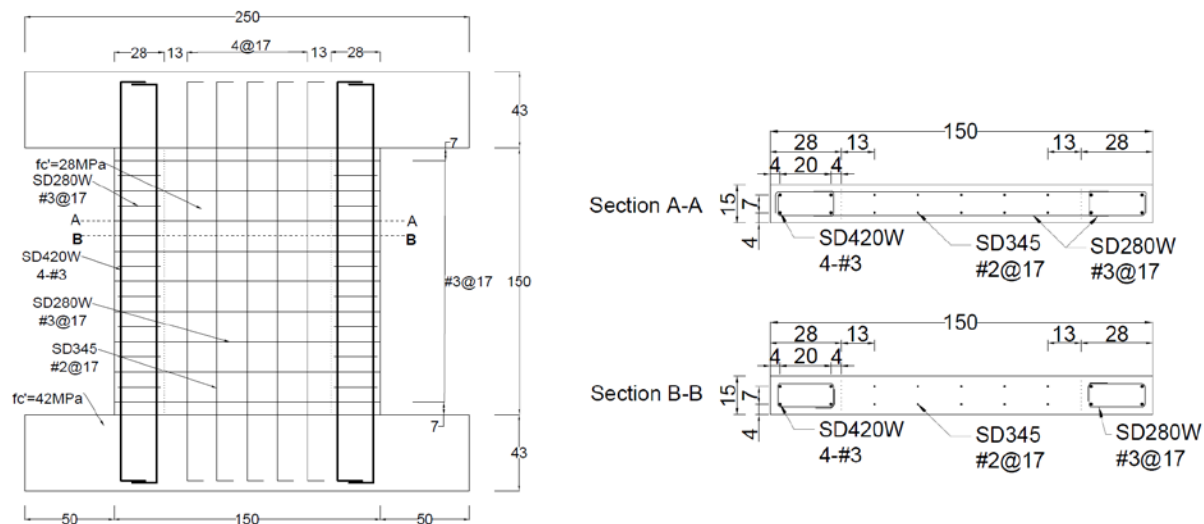


(b) ALR10_1.0_0.25、ALR20_1.0_0.25

圖 1 試體配筋圖 (Unit: cm)



(c) ALR10_1.0_0.56、ALR20_1.0_0.56、ALR30_1.0_0.56



(d) ALR30_1.0_0.56S

圖 1(續) 試體配筋圖 (Unit: cm)

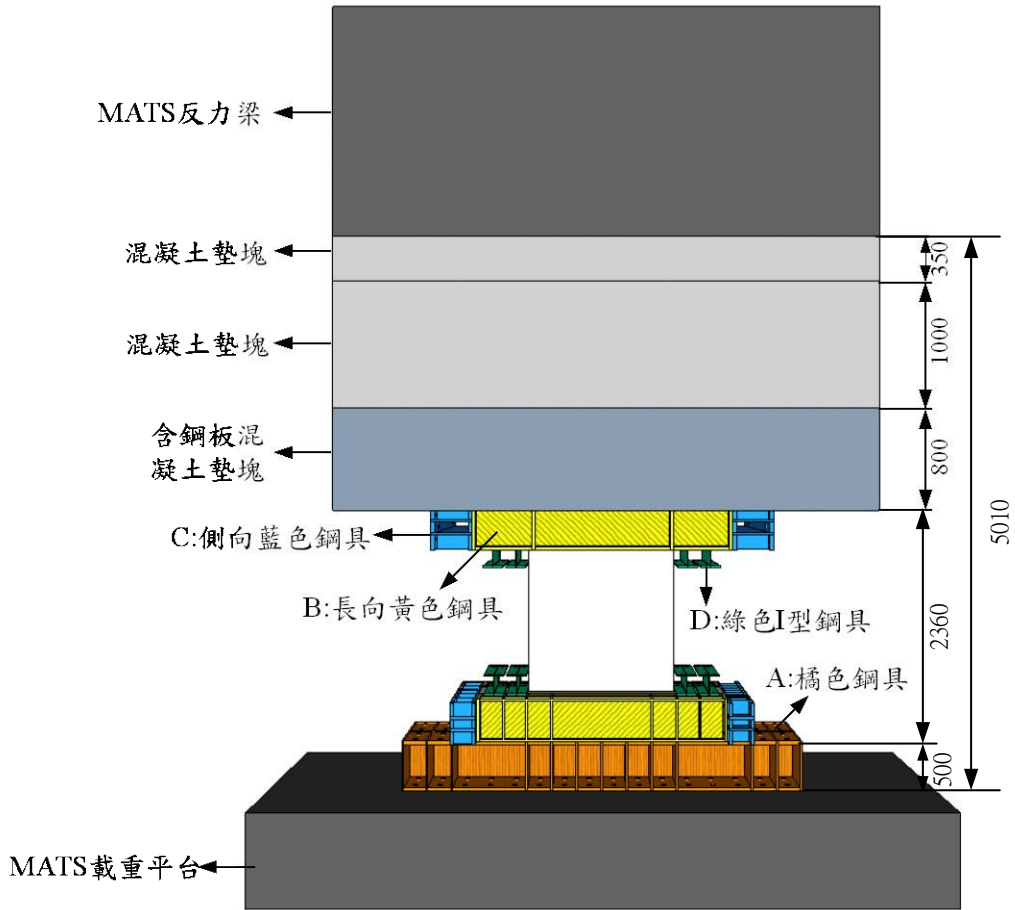


圖 2 測試佈置 (Unit: mm)

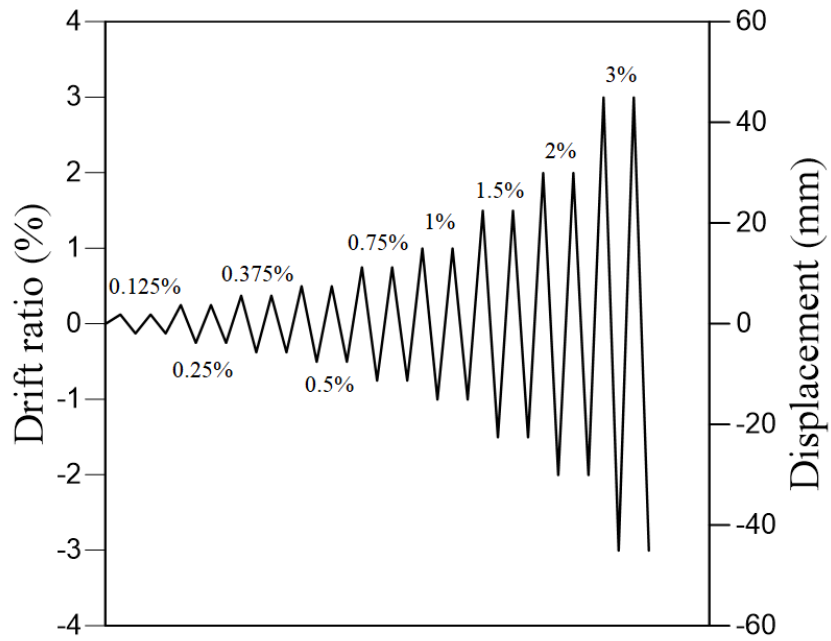
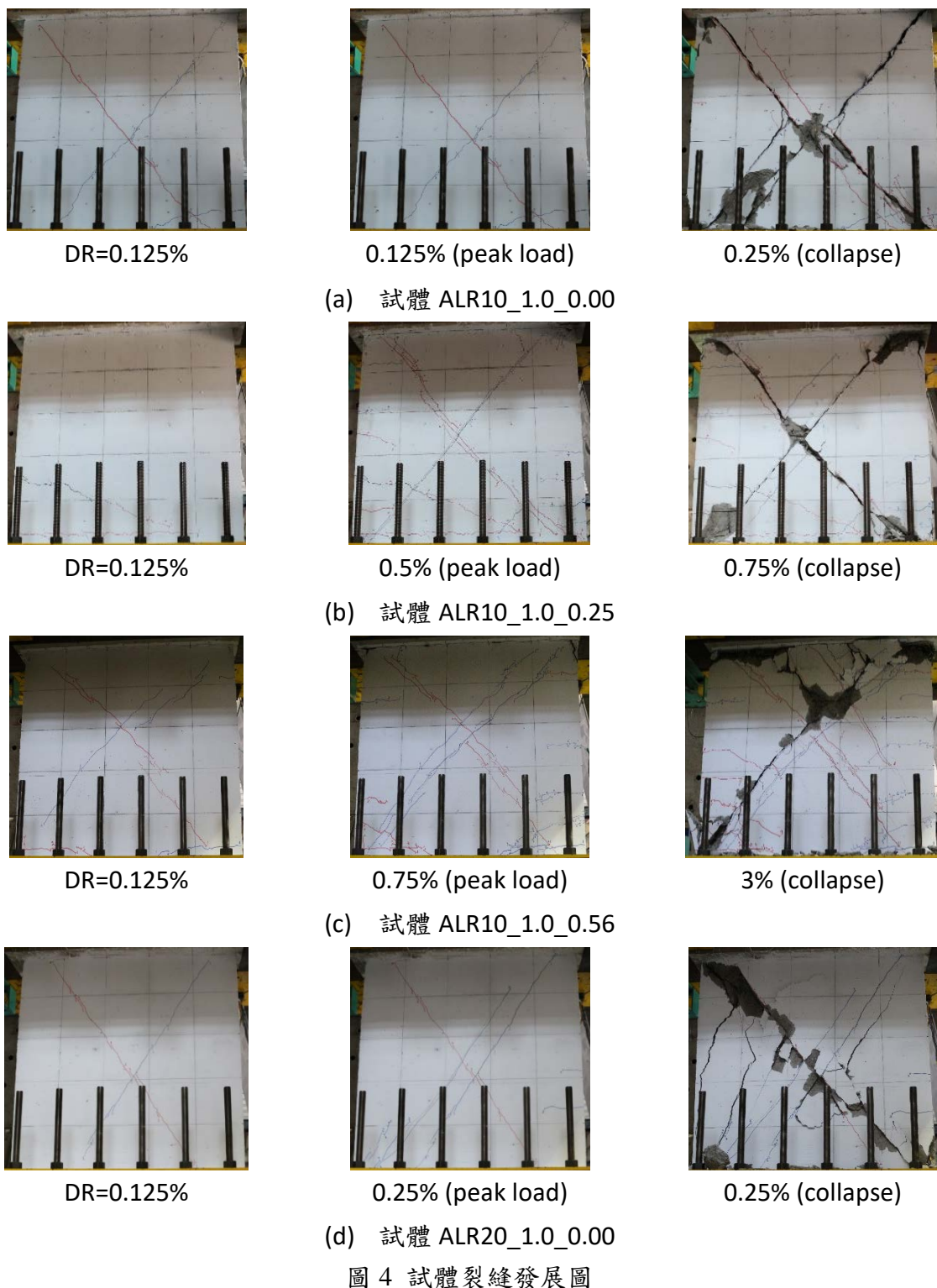


圖 3 載重歷時





DR=0.125%



0.25% (peak load)



0.375% (collapse)

(e) 試體 ALR20_1.0_0.25



DR=0.125%



0.375% (peak load)



0.375% (collapse)

(f) 試體 ALR20_1.0_0.56



DR=0.125%



0.375% (peak load)



0.375% (collapse)

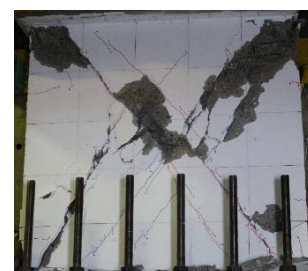
(g) 試體 ALR30_1.0_0.56



DR=0.125%



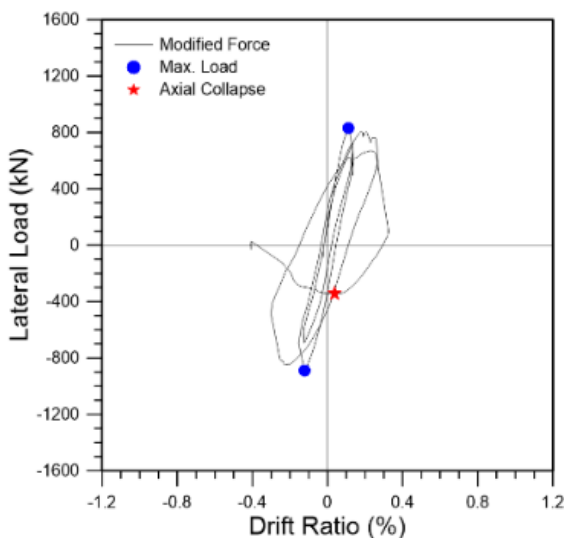
0.375% (peak load)



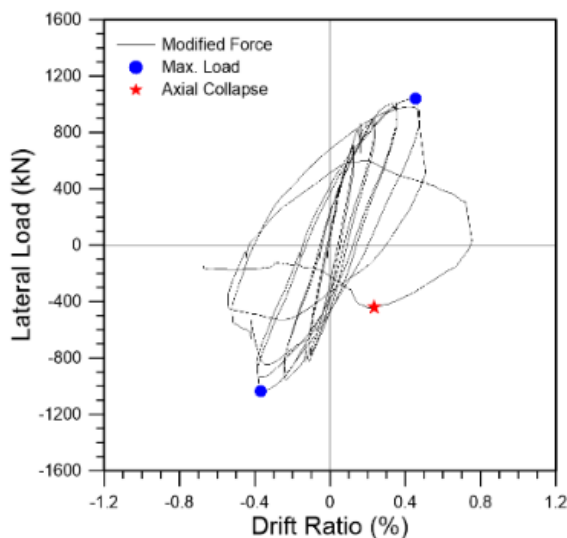
0.375% (collapse)

(h) 試體 ALR30_1.0_0.56S

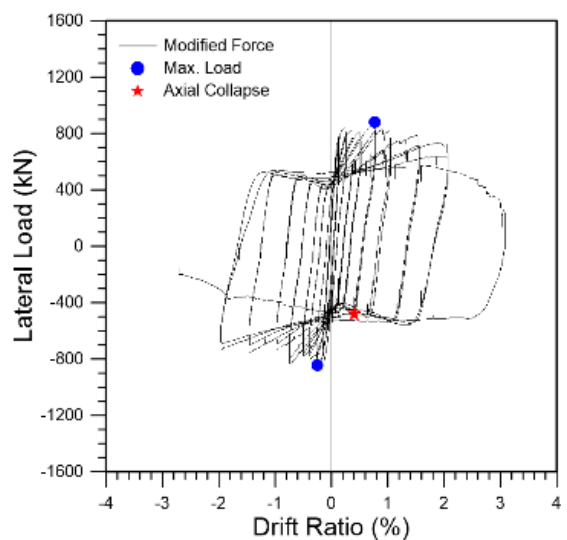
圖 4(續) 試體裂縫發展圖



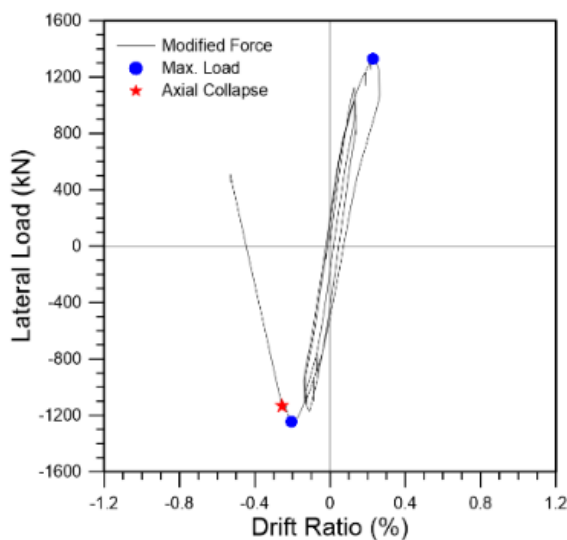
(a) 試體 ALR10_1.0_0.00



(b) 試體 ALR10_1.0_0.25

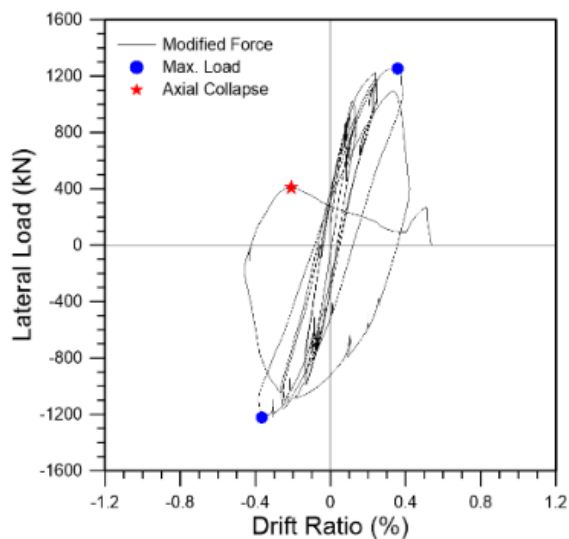
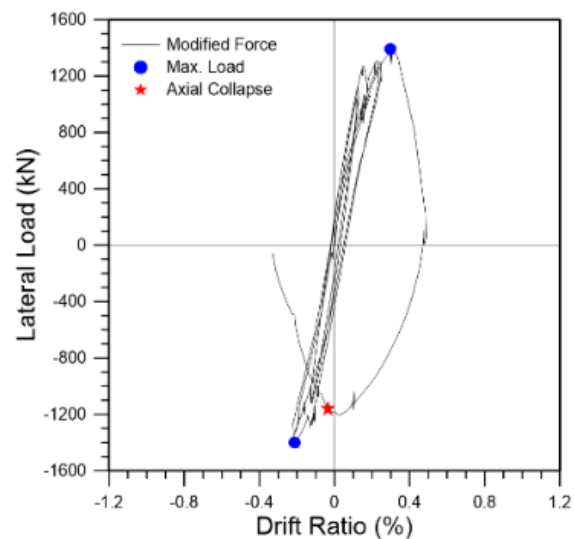


(c) 試體 ALR10_1.0_0.56



(d) 試體 ALR20_1.0_0.00

圖 5 各試體遲滯迴圈



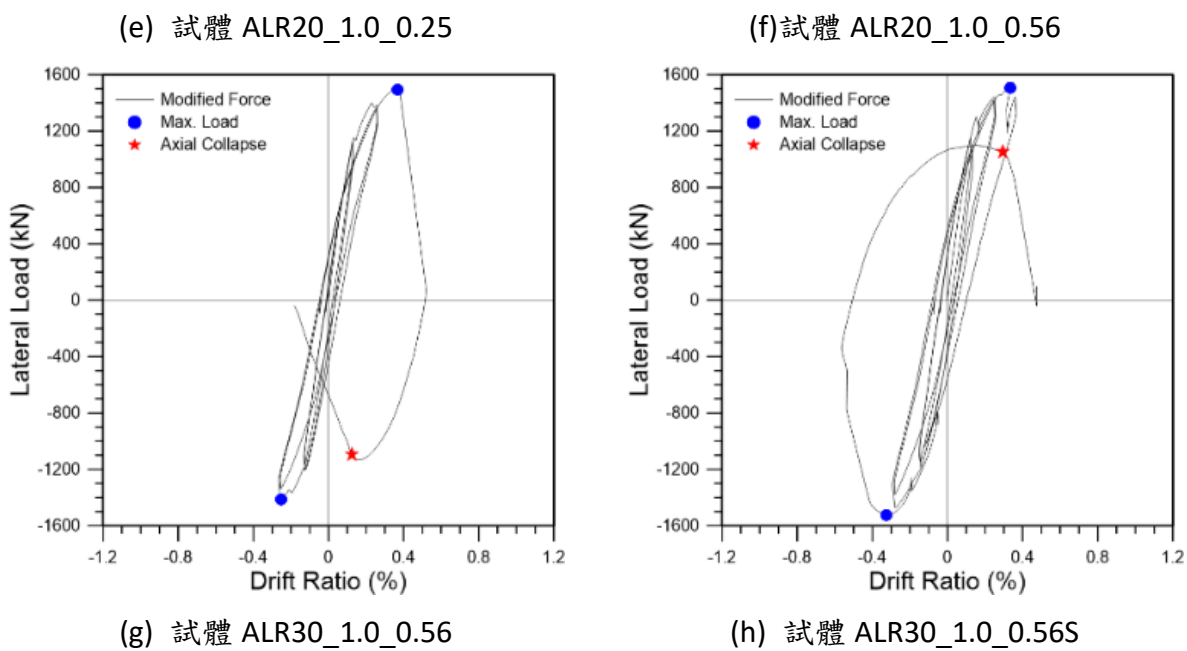


圖 5(續) 各試體遲滯迴圈

鋼板複合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：鋼板複合高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究

計畫編號：06108A1500

計畫主持人：林敏郎

參與人員：黃昭勳、陳柏言、陳豈宏

聯絡電郵：mllin@ncree.narl.org.tw

試驗期間：108 年 1 月至 2 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：

本實驗共製作四組高強度鋼筋混凝土連接梁試體，探討置入鋼板對於剪力強度提升與韌性改善情形，並發展置入鋼板之複合及端部錨定方式。四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 108 年 1 月至 2 月止。

試驗規劃：

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

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

CB20SP1 為標準試體，試體配筋如圖 1 所示。CB20SP2 為採用承壓板錨定試體，CB20P1 及 CB20P2 為分別採用於鋼板開孔穿過側向繫筋(perfobond shear connector, PBL) 及剪力釘進行鋼板與鋼筋混凝土梁複合試體(如圖 2)，且兩試體之錨定長度均為 75 公分，使用較長的錨定長度以避免發生錨定破壞，兩組試體主要探討兩種不同鋼板複合方式之差異。CB20P3 試體於梁端部進行鋼板切削處理，以減少鋼板所提升之斷面彎矩，切削尺寸詳圖 3。CB20P4 是採用端部錨定設計最小需求 45 公分的試體，用以驗證端部錨定設計理論。

試驗佈置：

本試驗為模擬連接梁受地震力時之雙曲率變形，採用兩支垂直向致動器支撐 L 型鋼架及上部基礎自重，並使用兩支水平向致動器推動連接梁試體，測試佈置如圖 4 所示。

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

試驗結果：

各試體之載重與位移遲滯迴圈如圖 6 所示，各試體之載重與位移反應包絡曲線如圖 7 所示，各試體之初始勁度值列於表 1，各試體最終之破壞情形示於圖 8。

試體 CB20SP1 為未埋入鋼板之標準試體，試體 CB20SP2 和 CB20P1 均埋入一片厚度 1.5 公分之一字型鋼板。錨定不足試體 CB20SP2 的側力強度從 1034.7kN 上升至 1241.2kN(約增加 20%)，錨定充足試體 CB20P1 的側力強度從 1034.7kN 提升至 1354kN(約增加 30%)，顯示，埋置的鋼板除可提升剪力強度外，也將會明顯提高試體側力強度。由於 CB20SP1 的基礎於試驗過程中發生破壞，導致鋼板提早失去錨定能力，造成強度無法持續發展。錨定充足試體 CB20P1 則能進一步提升側力強度。試體 CB20SP1、CB20SP2 以及 CB20P1 的極限層間位移分別為 3.32%、3.45%和 3.95%，CB20SP2 試體因錨定不充足導致位移能力僅提高 0.1%，但錨定充足試體 CB20P1 的層間位移能力則明顯提升 0.6%，使試體 CB20P1 具有 3.95%的良好韌性表現。

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

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

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

埋入鋼板的試體於初始勁度上均有所增加但增加量有所差異，錨定充份的試體 CB20P1、CB20P2 及 CB20P4 之初始勁度均較標準試體提升超過 20%。試體 CB20SP2 的提升量只有 12.1%，顯示未充份的端部錨定除影響強度發展，初始勁度亦有所影響。埋入鋼板進行部份切削的 CB20P3 試體的勁度僅提升 6.3%，顯示鋼板切削處理除可降低彎矩強度之上升，並可降低埋入鋼板造成連接梁構件勁度之上升量。

表 1 試體初始勁度

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

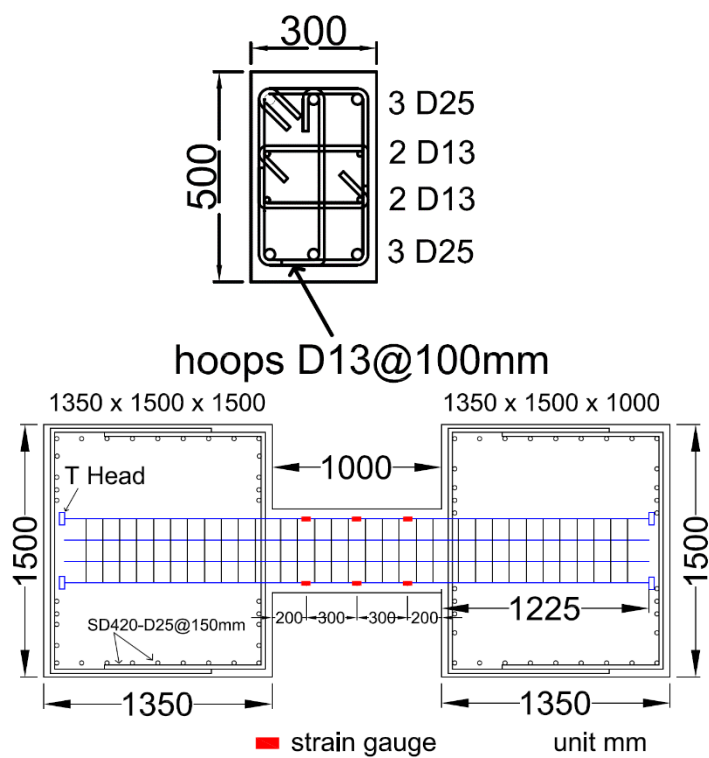


圖 1 標準試體配筋圖



1. PBL (b)剪力釘

圖 2 鋼板複合及錨定機制

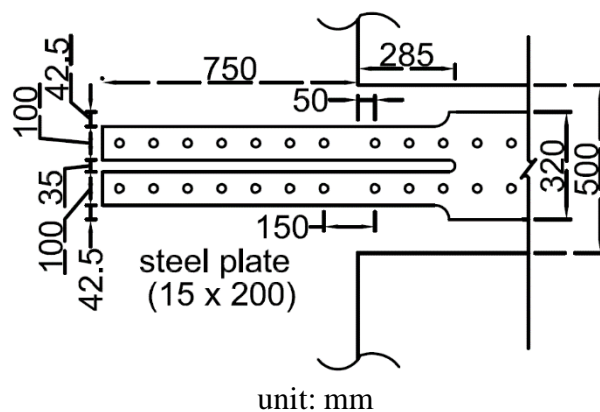


圖 3 CB20P3 試體之鋼板切削設計



圖 4 試驗佈置圖

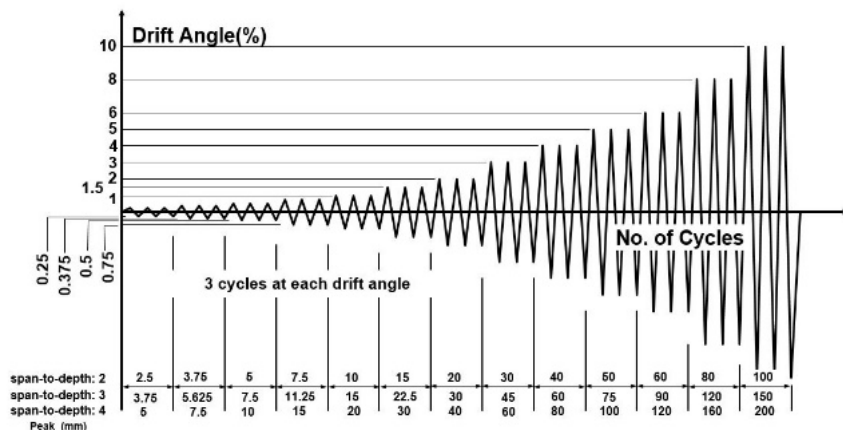


圖 5 加載位移歷時圖

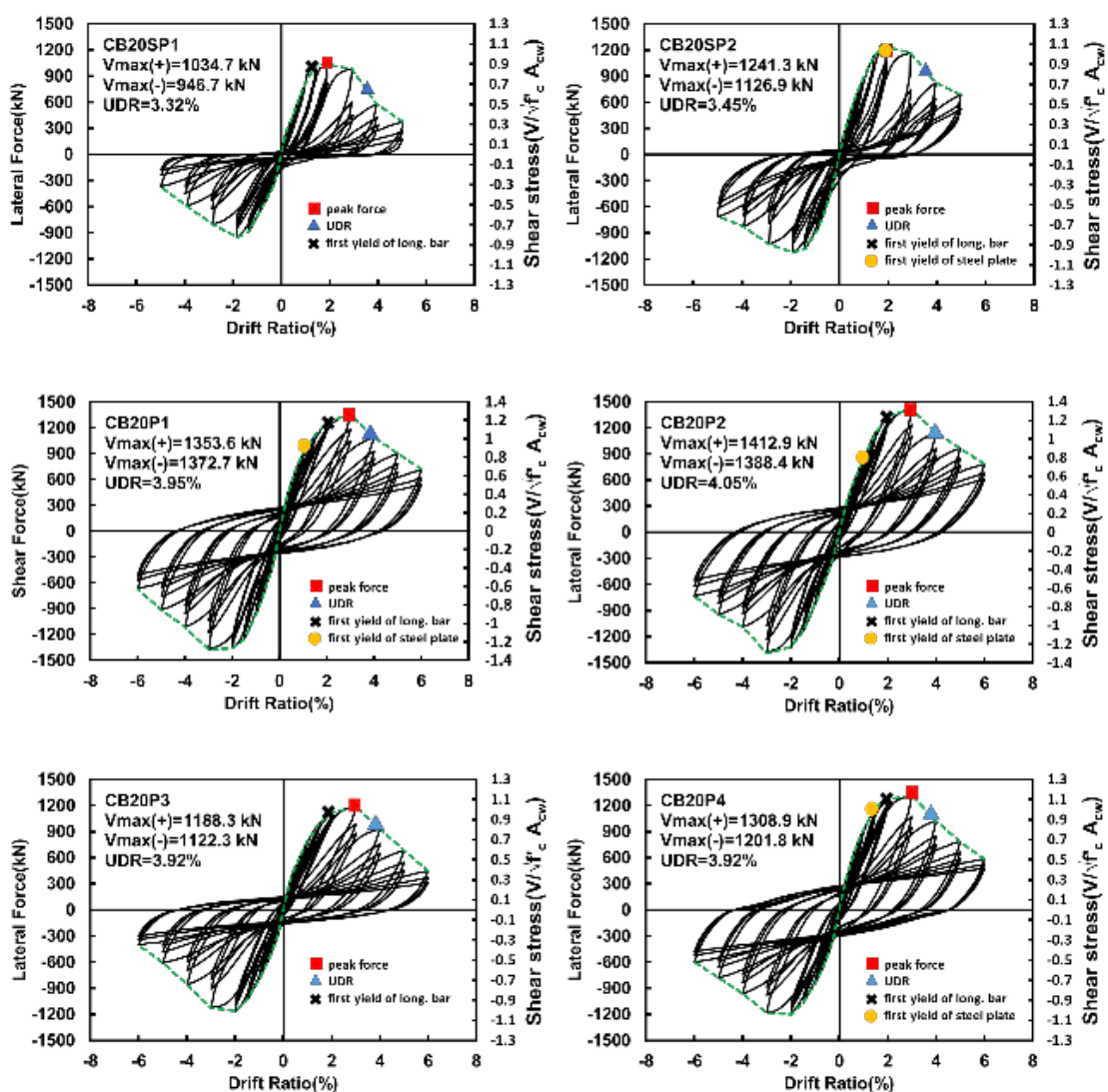


圖 6 各試體之載重與位移遲滯迴圈

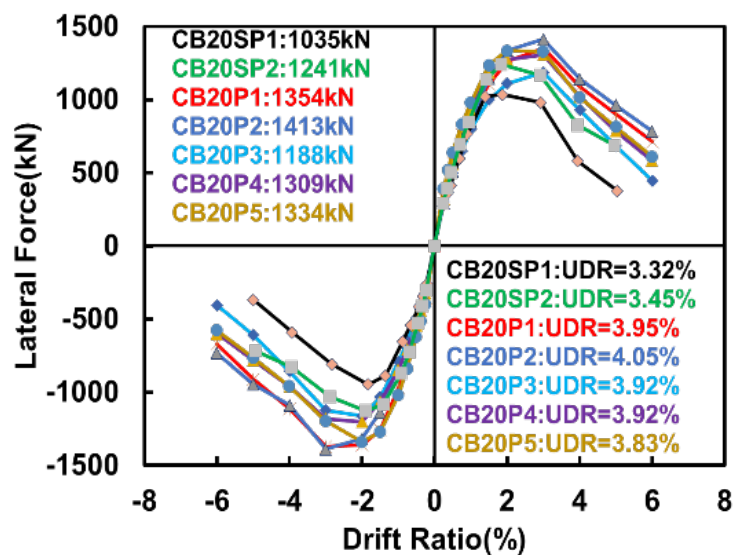


圖 7 各試體之包絡曲線

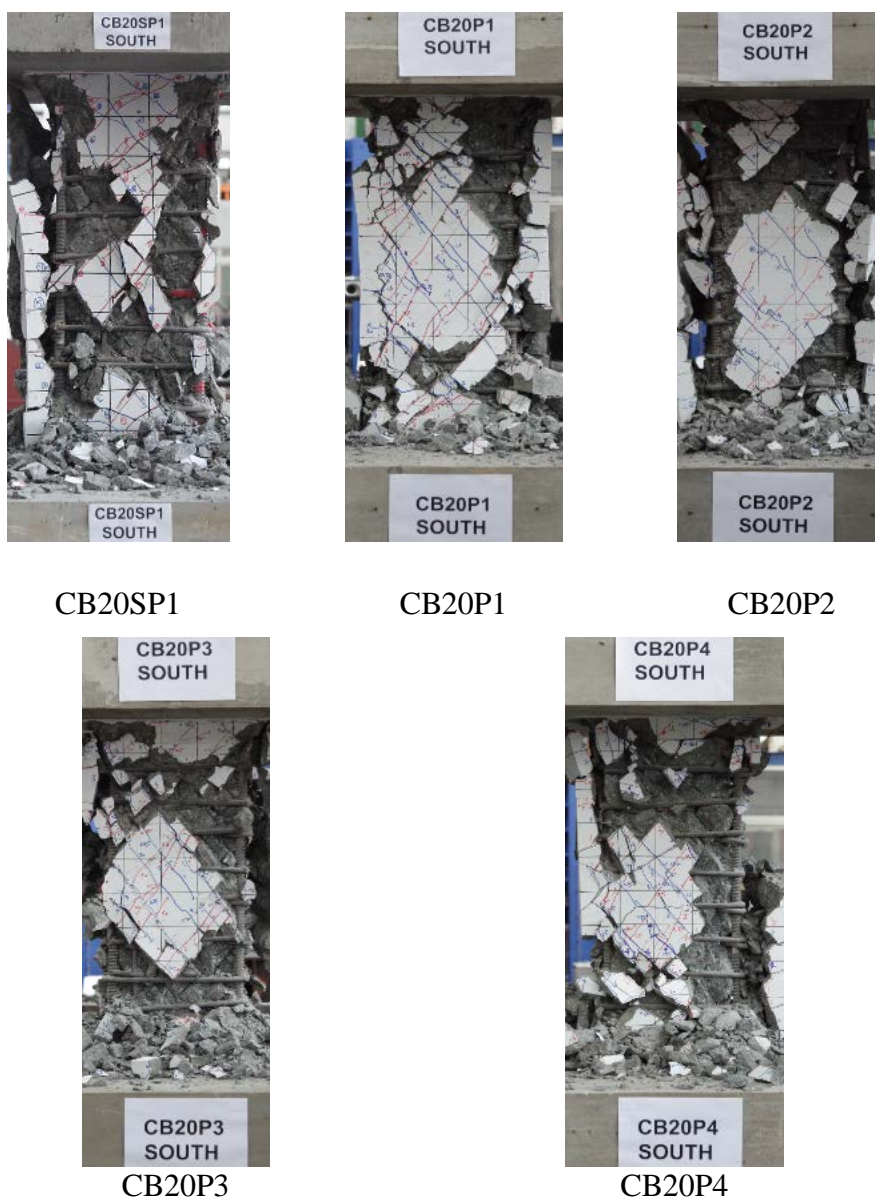


圖 8 各試體最終破壞情形

相關著作：

1. 林敏郎、黃昭勳、陳柏言、陳豈宏，「鋼板複合之高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究」，國家地震工程研究中心報告，2020。

鋼筋混凝土梁主筋於內柱梁柱接頭之握裹滑移研究

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：鋼筋混凝土梁主筋於內柱梁柱接頭之握裹滑移研究

計畫編號：06108A1900

計畫主持人：林克強

參與人員：紀凱甯、莊勝智、劉志國

聯絡電郵：knchi@narlabs.org.tw

試驗期間：108 年 02 月至 06 月

試驗地點：台北/反力牆及強力地板系統

試驗目的：

現行混凝土結構設計規範之耐震設計規定鋼筋僅允許使用至 SD 420W 等級，而美國 ACI 318-19 規範於本次改版修訂中，已將特殊抗彎構架系統之鋼筋使用強度 f_y 放寬至 550 MPa，其中針對梁筋貫穿梁柱接頭之直線握裹修訂部分，規定其鋼筋伸展長度(即柱構件深度)應與鋼筋降伏強度 f_y 成正比，卻未考量混凝土強度之貢獻，此與鋼筋握裹之設計理念有所出入。為探討梁筋貫穿梁柱接頭之直線握裹性能與耐震行為關聯性，並提出一適當的最小柱深需求建議式供工程師設計與檢核之參考，本研究共進行六組實尺寸 RC 內柱接頭的耐震試驗。

試驗佈置：

本研究六組接頭試體之梁構件斷面尺寸均為 400 mm × 600 mm，由柱心至梁端施力中心為 3000 mm；考量不同材料強度與接頭交會區之剪力需求與容量比值，柱構件斷面部尺寸分為 650 mm × 650 mm 與 500 mm × 850 mm 兩種，柱高均為 3700 mm，支承中心距離為 3200 mm。所有接頭試體均依混凝土結構設計規範與美國 ACI 318-19 規範規定之強柱弱梁彎矩比值大於 1.2 進行設計，且梁柱接合區之剪力容量與需求比值設計亦符合規範之要求。試體之設計參數詳表 1。

一般結構系統在水平力作用下，梁柱構架之反曲點位置約發生在梁跨與柱高中點，因此本研究取自構架中梁、柱構件中間點間之十字型梁柱接頭作為試驗試體。本研究之十字型梁柱接頭試驗裝置配置如圖 1 所示，試驗構架從柱中心線至梁端施力點距離為 3000 mm，梁構件高程中央至柱構件上、下端支承中點距離為 1600 mm，梁端與柱端均模擬鉸支承。

量測計畫分為梁柱接頭試體內部鋼筋受力之局部應變量測與外部量測。內部鋼筋應變之量測集中於梁柱交會區與其附近梁柱構件，包括交會區箍筋、繫筋及梁柱主筋，如圖 2 與圖 3 所示，藉由量測內部鋼筋之應變發展，以探討鋼筋受力情形；外部量測則透過油壓千斤頂對梁端施加反復增量位移取得梁端垂直向及柱端水平向之剪力。

表 1 內柱梁柱接頭試體參數設計表

Spec.	f_y (MPa)	f_c' (MPa)	Beam Bars		Beam ($b \times h$) (mm)	Column ($b \times h$) (mm)	Column Depth (d_b)	$\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}$	
			Top	Bot.					
J11	420	42	2-D32	2-D32	400×600	650×650	20	1.94	
J12			2-D25	2-D25				2.14	
J13	4-D25		4-D25	26			2.22		
J14	3-D32		3-D32				2.91		
J15	550		70	4-D25		4-D25	500×850	34	3.18
J16	550						650×650	26	2.42

註： f_y 為梁筋降伏強度(MPa)； f_c' 為混凝土抗壓強度(MPa)； b 為構件斷面寬度(mm)； h 為構件斷面深度(mm)； $\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}$ 為強柱弱梁比值。

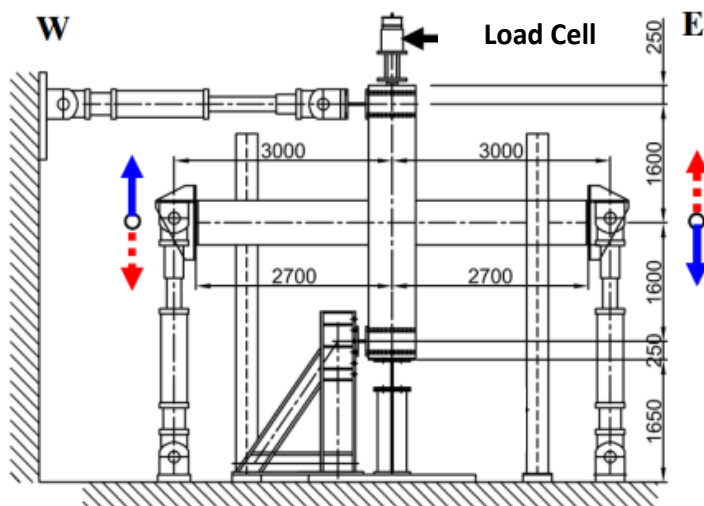


圖 1 試體安裝配置情形

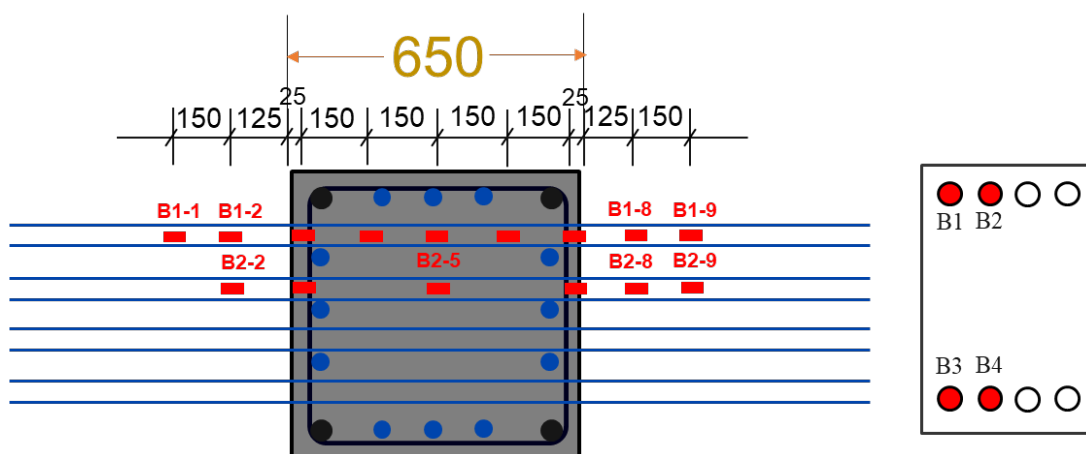


圖 2 試體梁主筋之應變計配置範例

體 JI3 之彎矩強度衰減較快外，其餘五組之彎矩變形遲滯與包絡線行為看似相近，且根據表 3 中各組接頭試體之梁端計算標稱彎矩與試驗最大彎矩強度顯示，試體之梁端試驗最大彎矩強度與依實際材料強度計算的標稱彎矩強度平均比值($R_{b,avg} = M_{max}/M_{na}$)均大於 1.0，意即六組接頭試體皆能發揮至計算的彎矩標稱強度以上。

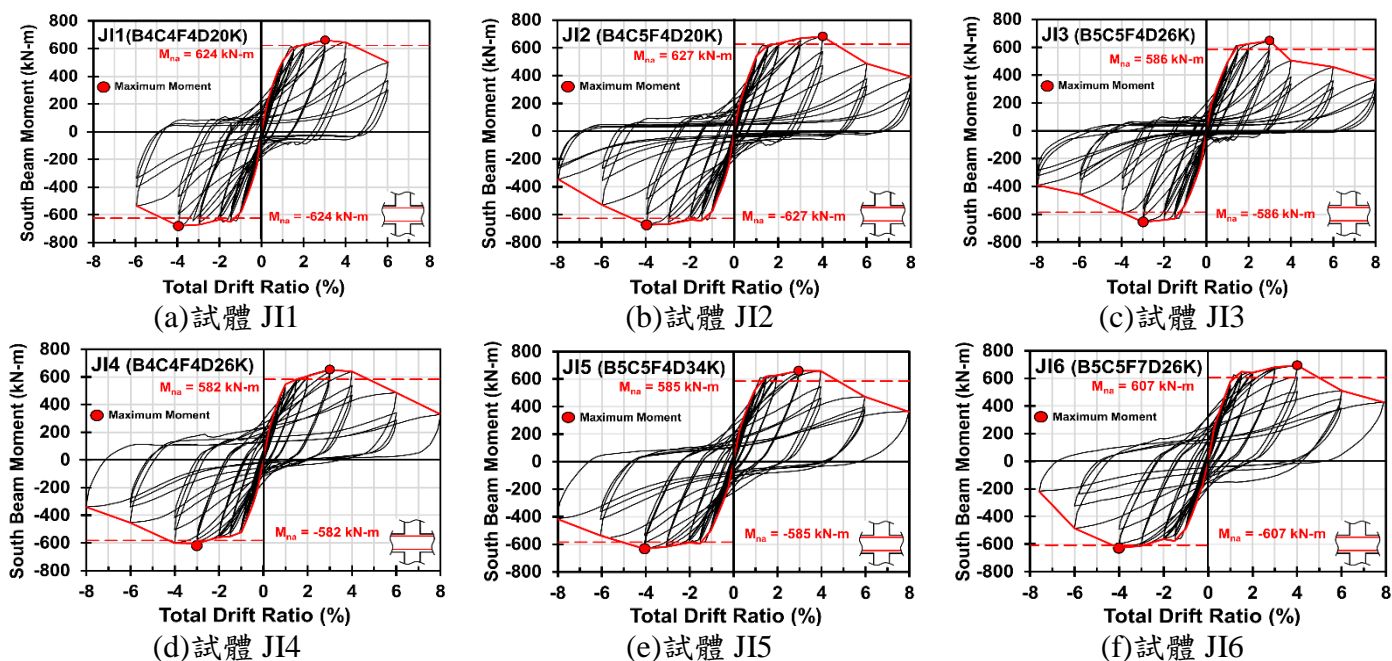


圖 5 試體之梁端彎矩強度與層間位移角關係圖

各組接頭試體於試驗結束後之整體破壞情形如圖 6 (a)至圖 6 (f)所示。觀察破壞模式得知，梁筋採用 SD 420W 且接頭柱深為 20db 之試體 JI1 與 JI2，其梁柱交界面之混凝土因壓碎有剝落現象，但梁構件並無顯著之塑鉸區域形成，反之，接頭柱深為 26db 之試體 JI4，其梁構件形成顯著之塑鉸區域；梁筋採用 SD 550W 且接頭柱深為 26db 之試體 JI3，其交界面之混凝土亦有壓碎剝落現象，但梁構件無形成顯著塑鉸區域，反之，接頭柱深為 34 db 與 26db(混凝土強度為 70 MPa)之試體 JI5 與 JI6，其梁構件形成顯著之塑鉸區域。搭配圖 3 之試體彎矩強度與變形能力遲滯行為可發現，試體 JI1、JI2 及 JI3 之頸縮現象較為顯著，應為梁筋握裹滑移所致，此定義為梁筋握裹失效；試體 JI4、JI5 及 JI6 則因梁構件塑鉸形成而有顯著消能效果，此定義為梁端撓曲破壞。

鑒於上述接頭試體之彎矩強度與變形能力遲滯行為、破壞模之探討得知，試體 JI3 之梁筋於反復位移與載重作用下出現握裹滑移現象，其遲滯行為相較試體 JI4、JI5 及 JI6 有較顯著的頸縮現象，以致影響其接頭的耐震性能，研判此現象應與梁筋直線握裹長度(即接頭柱深)不足有關，故為進一步探討此因素造成之差異性，本節參考 ACI 374.1-05 準則針對勁度之評估方式，以層間位移角 3%與 4%之第三迴圈，其正向 0.35%至負向 0.35%層間位移角間之勁度定義為握裹勁度 K_b ，並以各組試體之握裹勁度比值 R_{Kb} 進行握裹性能比較。此以梁筋採用 SD 550W 之試體 JI3、JI5 及 JI6 的握裹勁度比較為例，詳圖 7 與圖 8。

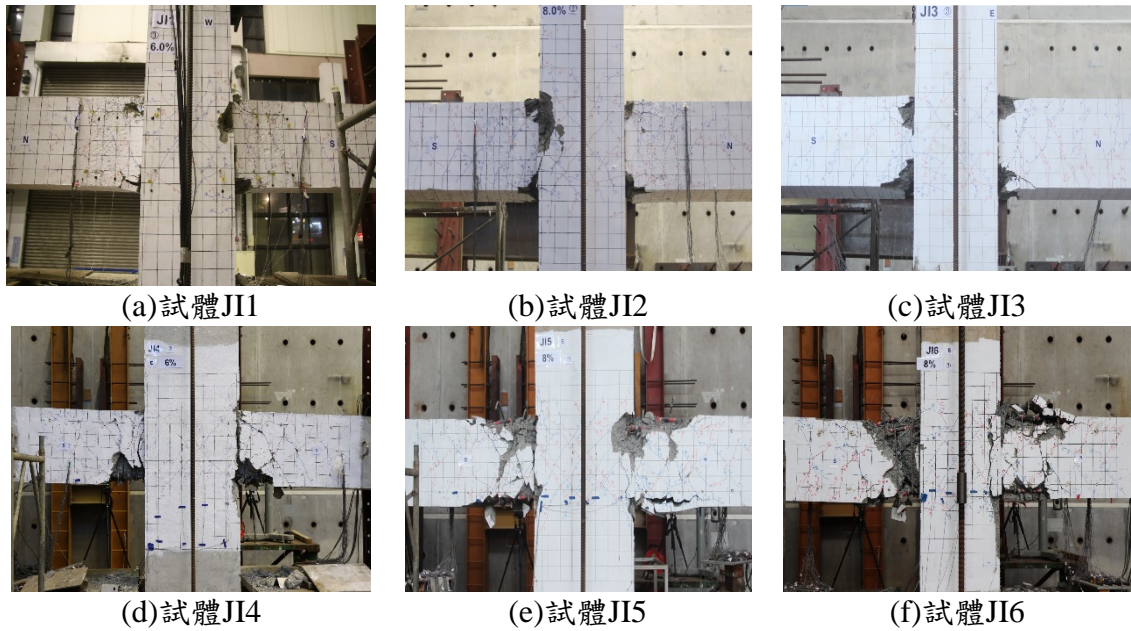


圖 6 試體於試驗結束後之破壞情形

觀察圖 7 與圖 8 之整理結果得知，梁端位移達層間位移角 3% 之第三迴圈下，梁筋採用 SD 550W 試體 JI3、JI5 與 JI6 之握裹勁度比值 R_{Kb} 即出現顯著差異，試體 JI3 與 JI5 之握裹勁度平均比值 R_{Kb} 為 0.12，而試體 JI3 與 JI6 之握裹勁度平均比值 R_{Kb} 為 0.11；於層間位移角 4% 第三迴圈時，試體 JI3 與 JI5 之握裹勁度平均比值 R_{Kb} 為 0.16，而試體 JI3 與 JI6 之握裹勁度平均比值 R_{Kb} 為 0.13。此結果顯示柱深為 34db 之試體 JI5 與柱深為 26db 但混凝土強度調整為 70 MPa 之試體 JI6，其梁筋於接頭交會區的握裹性能優於柱深為 26db 且混凝土強度為 42 MPa 之試體 JI3。此結果說明增加柱深與混凝土強度能有效改善梁筋握裹滑移情形。

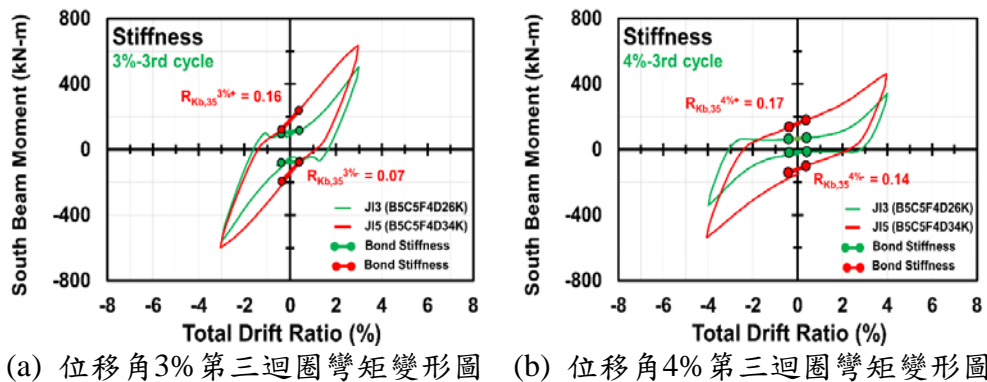


圖 7 試體 JI3 與 JI5 之梁筋握裹勁度比較圖

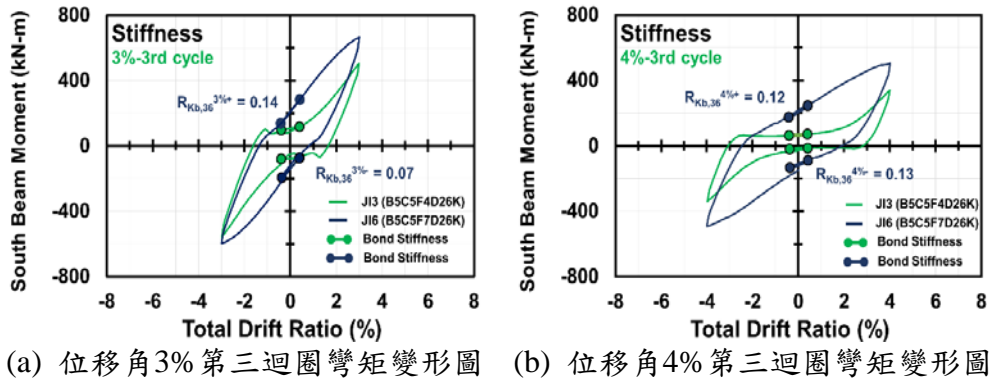


圖 8 試體 JI3 與 JI6 之梁筋握裹勁度比較圖

相關著作：

1. 劉志國(2019)，「鋼筋混凝土梁主筋於內柱梁柱接頭之握裹滑移研究」，國立台灣科技大學，碩士論文。
2. 紀凱甯、林克強、劉志國(2019.11)，「鋼筋混凝土梁主筋於內柱梁柱接頭之握裹滑移研究」，台灣混凝土學會 2019 年混凝土工程研討會，台北，台灣。
3. 林克強、紀凱甯、莊勝智、陳勇亲、劉志國，採用 SD 550W 鋼筋之 RC 構件試驗研究，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-20-007。

竹節鋼筋於鋼筋混凝土之直線握裹行為研究

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：竹節鋼筋於鋼筋混凝土之直線握裹行為研究

計畫編號：06108A1A00

計畫主持人：林克強

參與人員：紀凱甯、莊勝智、李柏達

聯絡電郵：knchi@narlabs.org.tw

試驗期間：108 年 05 月至 06 月

試驗地點：台北/反力牆及強力地板系統

試驗目的：

為確認竹節鋼筋表面節高與節距之比值對鋼筋混凝土間握裹應力的影響，本研究針對竹節鋼筋於直線拉力作用下之握裹性能進行研究，模擬地震力作用下之鋼筋握裹力學機制。研究參數包括材料強度、鋼筋表面幾何性質、鋼筋號數、鋼筋伸展長度、混凝土保護層厚度及橫向鋼筋之圍束量等，預期藉由試驗成果之分析與探討，建立高強度 RC 握裹之破壞模型，並比對各國現行規範之 RC 握裹耐震設計規定，提出本土化之竹節鋼筋耐震伸展長度模型與相關設計建議。

試驗佈置：

本研究採用之試驗形式為梁端偏心拉拔，以模擬真實梁受彎矩及剪力效應下之，鋼筋之直線伸展之握裹力學行為。試體寬度、高度及長度分別為 150 mm、450 mm 及 1000 mm，並於預試驗之鋼筋受力端及自由端配置 PVC 塑膠管，以隔絕邊緣混凝土與鋼筋之握裹機制，避免計入無效之握裹長度，且能方便控制及調整握裹長度，同時受力端之 PVC 管亦可防止鋼筋受拉時，混凝土產生之錐形破壞，如圖 1 所示。試體之設計參數詳表 1。

本研究所採用之鋼筋握裹拉拔試驗之規劃與實際配置如圖 2 與圖 3 所示，藉由 RC 梁構件形式之握裹試體進行梁端鋼筋偏心拉拔試驗，模擬真實梁構件同時受彎矩與剪力作用時之鋼筋握裹力學行為。

量測計畫分為梁柱接頭試體內部鋼筋受力之局部應變量測與外部量測。內部鋼筋應變之量測集中於伸展長度範圍內之握裹鋼筋與橫向圍束鋼筋，其配置如圖 4 所示；外部量測則透過油壓千斤頂之施載取得鋼筋拉拔過程中之強度變化，並以位移計監測握裹鋼筋於試驗過程中之滑移現象。

試驗規劃：

本試驗採力量控制方式進行，利用前述之油壓千斤頂對鋼筋施加單向逐漸增大之拉力載重。試驗過程中，施載之力量數值藉由荷重計、資料蒐集器及電腦取得，並於電腦螢幕顯示其數值。每階段之施載增量約為鋼筋降伏強度 $P_y(A_s x f_y)$ 之 5%，詳圖 5 所示。

表 1 內柱梁柱接頭試體參數設計表

Spec.	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	d_b (mm)	R_r	R_r	$C_{b,side}$ (mm)	$C_{b,top}$ (mm)	S_s (mm)	K_{tr} (mm)	$C_{b,top}/d_b$	$C_{b,side}/d_b$	K_{tr}/d_b	$(K_{tr}+C_{b,top})/d_b$	$L_{d,dem}$
SP1	42	420	32	0.850	0.083	75	75	125	40.54	2.34	2.34	1.27	3.61	746.58
SP2	42	420	32		0.084	75	75	250	20.27	2.34	2.34	0.63	2.98	746.58
SP3	42	420	32		0.085	75	75	0	0.00	2.34	2.34	0.00	2.34	796.35
SP4	42	420	32	0.090	0.088	75	75	125	40.54	2.34	2.34	1.27	3.61	746.58
SP5	42	420	32		0.089	75	75	250	20.27	2.34	2.34	0.63	2.98	746.58
SP6	42	420	32		0.091	75	75	0	0.00	2.34	2.34	0.00	2.34	796.35
SP7	42	420	32	0.095	0.094	75	75	125	40.54	2.34	2.34	1.27	3.61	746.58
SP8	42	420	32		0.096	75	75	250	20.27	2.34	2.34	0.63	2.98	746.58
SP9	42	420	32		0.097	75	75	0	0.00	2.34	2.34	0.00	2.34	796.35
SP10	42	420	32	0.100	0.101	75	75	125	40.54	2.34	2.34	1.27	3.61	746.58
SP11	42	420	32		0.101	75	75	250	20.27	2.34	2.34	0.63	2.98	746.58
SP12	42	420	32		0.103	75	75	0	0.00	2.34	2.34	0.00	2.34	796.35
SP13	42	420	32	0.105		75	75	0	0.00	2.34	2.34	0.00	2.34	796.35
SP14	42	420	32		0.104	75	75	125	40.54	2.34	2.34	1.27	3.61	746.58
SP15	42	420	32		0.105	75	75	250	20.27	2.34	2.34	0.63	2.98	746.58
SP16	42	420	32	0.125	0.106	75	75	0	0.00	2.34	2.34	0.00	2.34	796.35
SP17	42	420	32		0.124	75	75	125	40.54	2.34	2.34	1.27	3.61	746.58
SP18	42	420	32		0.125	75	75	0	0.00	2.34	2.34	0.00	2.34	796.35
SP19	42	420	32	0.140	0.141	75	75	125	40.54	2.34	2.34	1.27	3.61	746.58
SP20	42	420	32		0.148	75	75	0	0.00	2.34	2.34	0.00	2.34	796.35

註： f_y 為梁筋降伏強度(MPa)； f'_c 為混凝土抗壓強度(MPa)； d_b 為握裹鋼筋直徑(mm)； R_r 為握裹鋼筋之節高與節距比值； S_s 為鋼筋伸展長度範圍內之圍束鋼筋間距(mm)； K_{tr} 為橫向圍束鋼筋指數(mm)； $L_{d,dem}$ 為握裹鋼筋之鋼筋拉力伸展長度需求(mm)； $C_{b,side}$ 與 $C_{b,top}$ 分別為鋼筋中心至混凝土側面與頂面之距離(mm)。

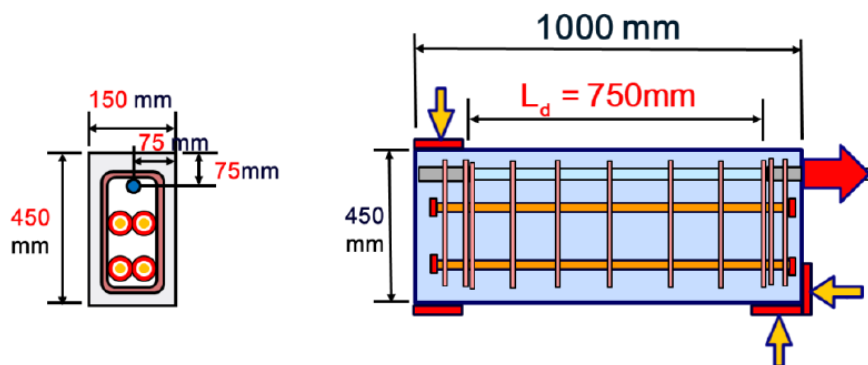


圖 1 試體安裝配置情形

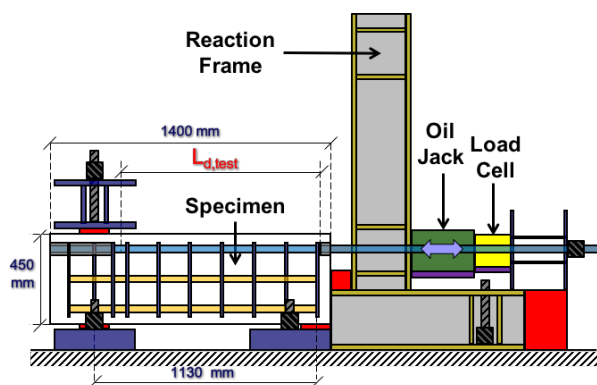


圖 2 握裹試驗之設計試驗裝置圖



圖 3 握裹試驗之實際試驗裝置圖

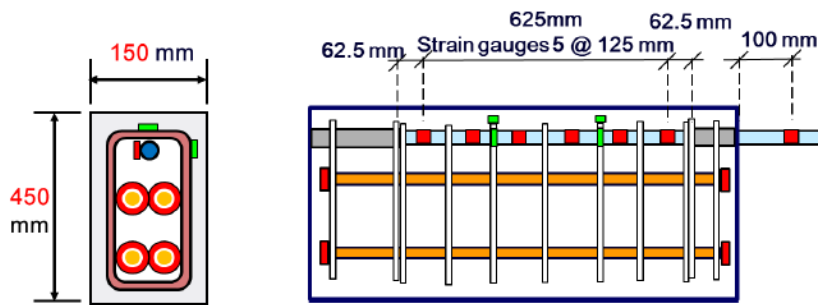


圖 4 試體握裹鋼筋與圍束鋼筋之應變計配置範例

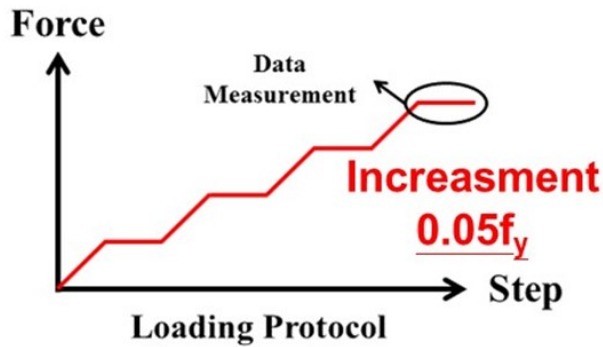


圖 5 試驗力量加載歷時圖

試驗結果：

本研究採用三種橫向圍束鋼筋量，為避免混凝土強度正規化握裹應力受橫向圍束鋼筋貢獻之影響，分別將各不同橫向圍束鋼筋量之混凝土強度正規化握裹應力 $u_{test}/\sqrt{f_{ca}}$ 及鋼筋表面節高與節距比值 R_r 關係圖繪於圖 5-8 至圖 5-10 中。透過圖 6 與圖 7 得知，鋼筋表面相對節面積 R_r 值在試體未配置橫向圍束鋼筋時，對於正規化握裹應力而言較無太大差異，而隨著橫向圍束鋼筋量增加，鋼筋表面相對節面積 R_r 值之影響越趨明顯，且在相同橫向圍束鋼筋量下，鋼筋表面相對節面積 R_r 值越大，握裹應力呈現上升趨勢。

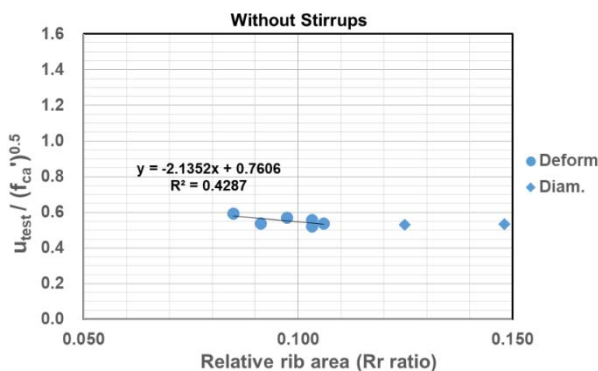


圖 6 未圍束試體之正規化握裹應力與鋼筋相對節面積關係圖

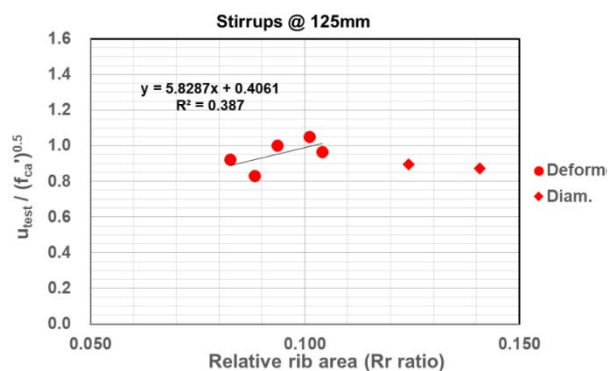


圖 7 圍束試體之正規化握裹應力與鋼筋相對節面積關係圖

此外，透過比較未包含鑽石型節理的趨勢線回歸結果與包含鑽石型節理的趨勢線回歸結果發現，將鑽石型節理竹節鋼筋 R_r 乘以 0.65 進行回歸，可得與未包含鑽石型節理回歸結果接近之趨勢線，因此本研究建議若採用鑽石型節理之竹節鋼筋，且使用之計算鋼筋直線伸展長度模型考量鋼筋表面相對節面積比值 R_r 影響時，應將其實際量測之鋼

筋表面相對節面積比值 R_r 值乘以 0.65 再代入模型中計算鋼筋直線伸展長度，較能符合普通竹節鋼筋 R_r 值對於握裹應力之影響，如圖 8 及圖 9 所示

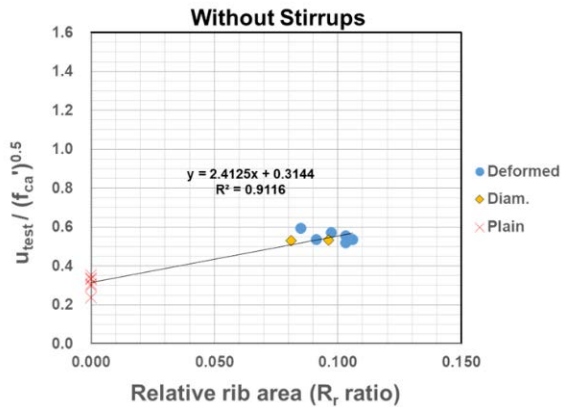


圖 8 無圍束試體之握裹應力與鋼筋相對節面積關係趨勢

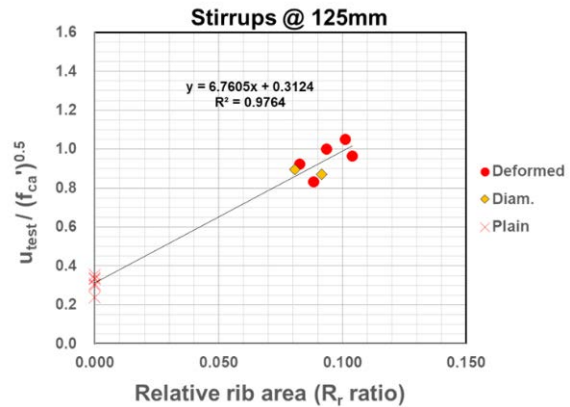


圖 9 圍束試體之正規化握裹應力與鋼筋相對節面積關係趨勢

根據圖 10 之結果顯示，在 ACI 318-14 鋼筋拉力伸展長度模型考量下，並將其劈裂指數 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 上限不超過 2.5 之限制移除，本研究之數值分析回歸結果如圖 10 所示，其回歸分析的平均值與標準偏差分別為 0.90 與 0.07。

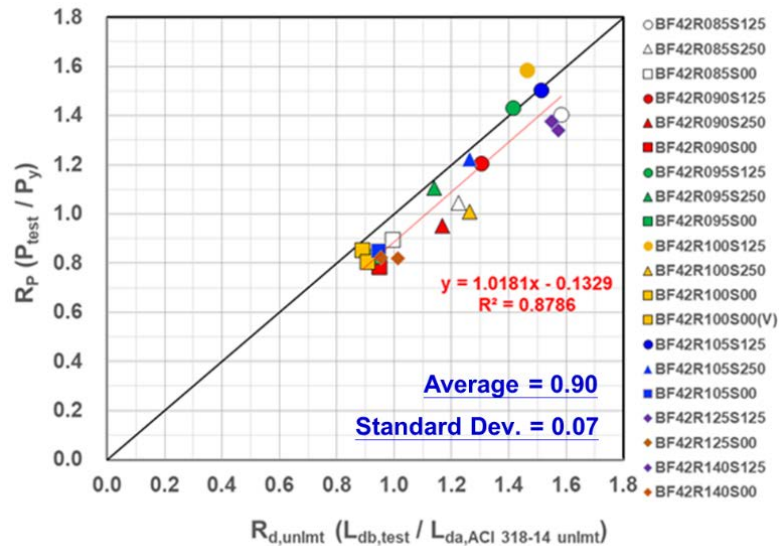


圖 10 ACI 318-14 模型不考慮劈裂指數上限值之強度與長度之供需比關係圖

為建立符合本土化鋼筋性質之鋼筋伸展長度模型，本研究亦將 ACI 318-14 之伸展長度設計模型進行修正，其建議模型如式(1)所示。將本研究與過去之相關研究結果納入式(1)之模型進行分析，其結果得知回歸分析的平均值與標準偏差分別為 0.99 與 0.08。

$$L_{d,proposed} = 1.0 \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \frac{1}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b, \quad 1.0 \leq \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right) \leq 3.7 \quad (1)$$

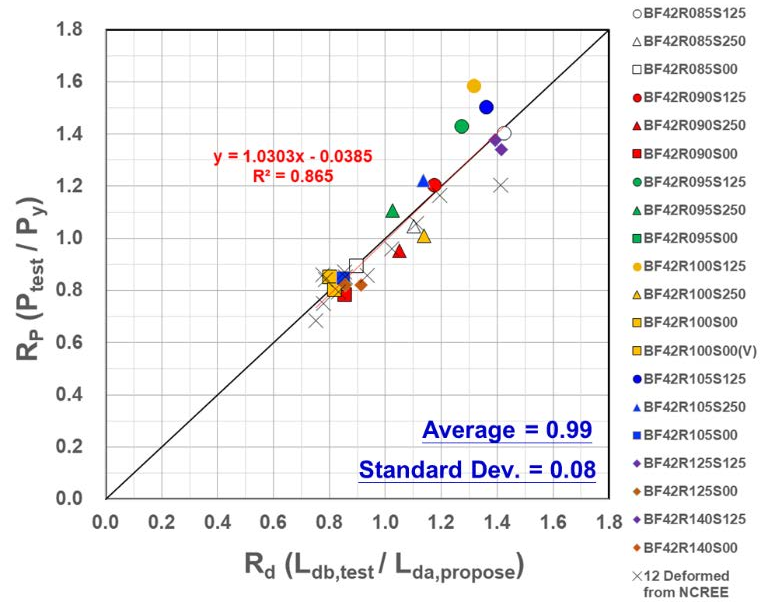


圖 11 本研究建議之強度與長度之供需比關係圖

相關著作：

1. 李柏達(2019)，「竹節鋼筋於鋼筋混凝土之直線握裹行為研究」，國立台灣科技大學，碩士論文。

中高樓層懸吊式功能性設施足尺振動台實驗

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：重要結構及設備應用研究

計畫編號：06108A1800

計畫主持人：柴駿甫副主任、組長

參與人員：林震宇、林凡茹、賴姿妤、簡子婕、王鑑翔、曾劭鈞、吳佩儒、蘇承彥

聯絡電郵：zylin@narlabs.org.tw

試驗期間：108 年 10 月至 12 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內部非結構系統的損壞，且非結構並不屬於抗震結構系統，破壞情形更為顯著。本研究以某家中型醫院之消防撒水系統為例，旨在探討消防撒水頭之耐震性能，並驗證 NFPA 13 對於消防撒水系統耐震方式之可行性，改善關鍵建築物中消防撒水系統的耐震性能等。

試驗佈置：

本次實驗以南部實驗室大振動台為主，主要目的為探討醫院內典型的消防撒水系統配置於地震下之破壞模式，並利用實驗資料與理論模型進行比對。研究前期利用數值模擬軟體建立整體病房數值模型，分析各種補強元件所提供之補強效果。圖 1 為某家中型醫院之消防撒水系統平面圖，圖 2 為依此配置建立之數值模型示意圖，並依照 NFPA13 建議加入各種補強措施。

由於南部實驗室振動台範圍僅 $8\text{ m} \times 8\text{ m}$ ，經由中心自製懸吊剛性框架可懸吊 $10\text{ m} \times 10\text{ m}$ 面積懸吊系統，並於中間層增寬有效分佈面積至 $12\text{ m} \times 12\text{ m}$ ，提供懸吊系統可自由擺盪的空間。配合上敘可用面積之限制、前期研究分析結果與甲仙地震實際受損經驗，確認該層樓管線系統模態反應顯著區域(圖 1、圖 2 紅框圈選處)，並以此範圍建立適合振動台大小邊界之試體。圖 3 為剛性框架示意圖，圖 4 為管線試驗實際範圍。

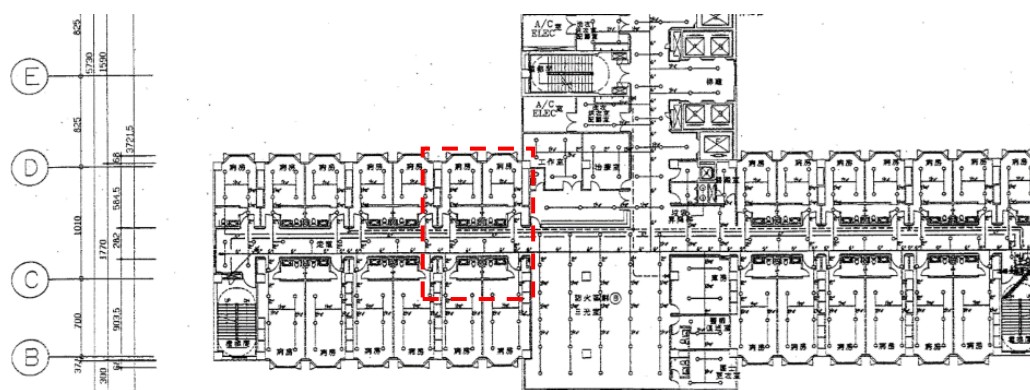
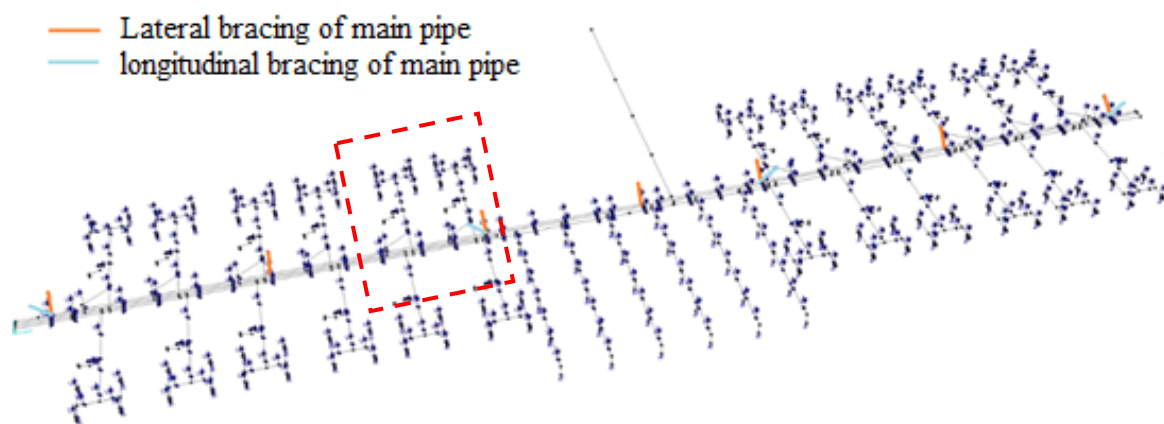
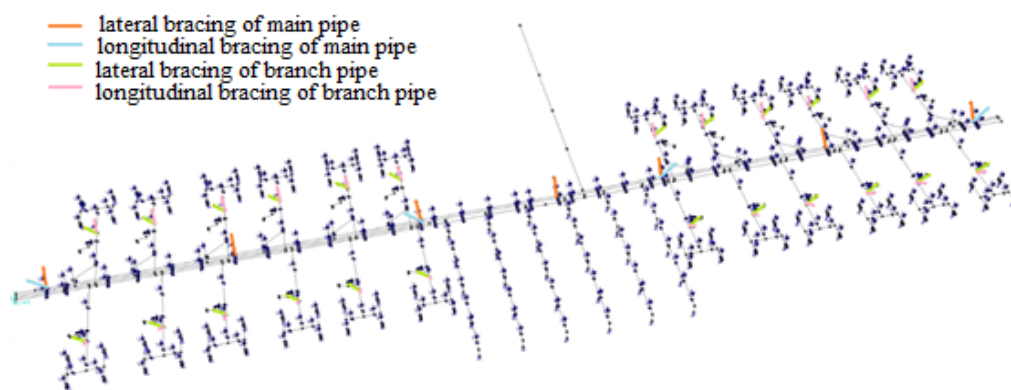


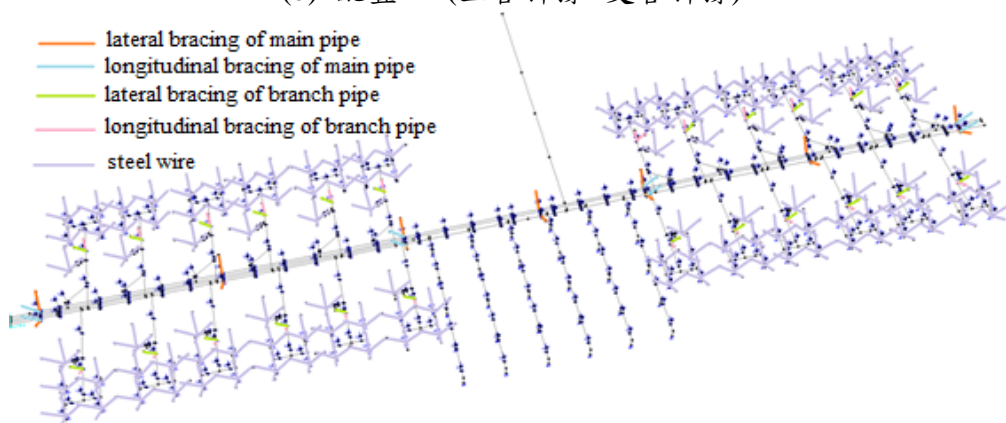
圖 1 醫院消防管線平面圖



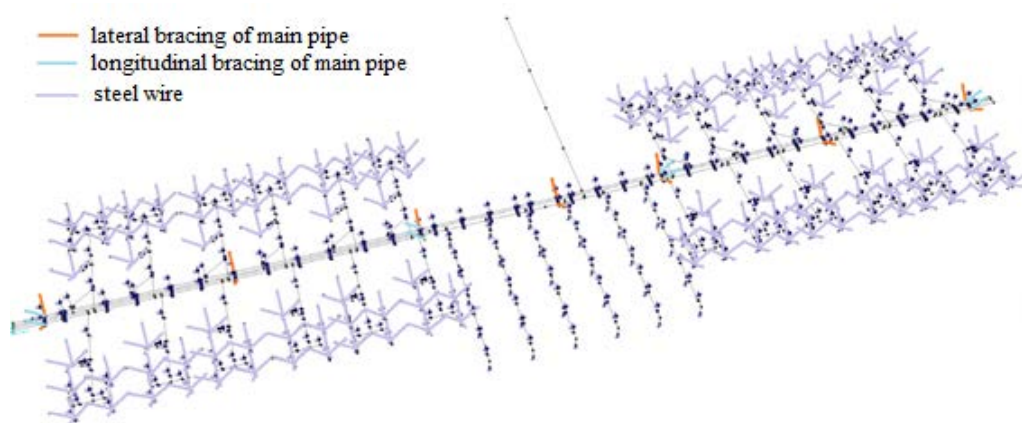
(a) 配置一 (主管斜撐)



(b) 配置二 (主管斜撐+支管斜撐)



2. 配置三 (主管斜撐+支管斜撐+撒水頭鋼線)



(d) 配置四 (主管斜撐+撒水頭鋼線)
圖 2 管線數值模擬與補強元件示意圖

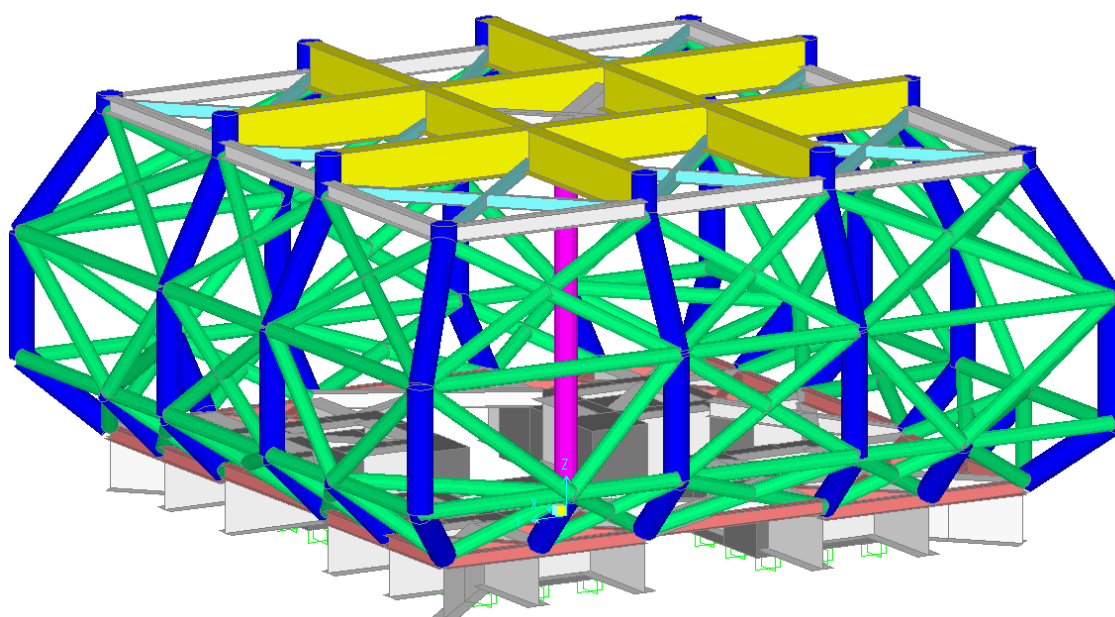


圖 3 剛性框架設計

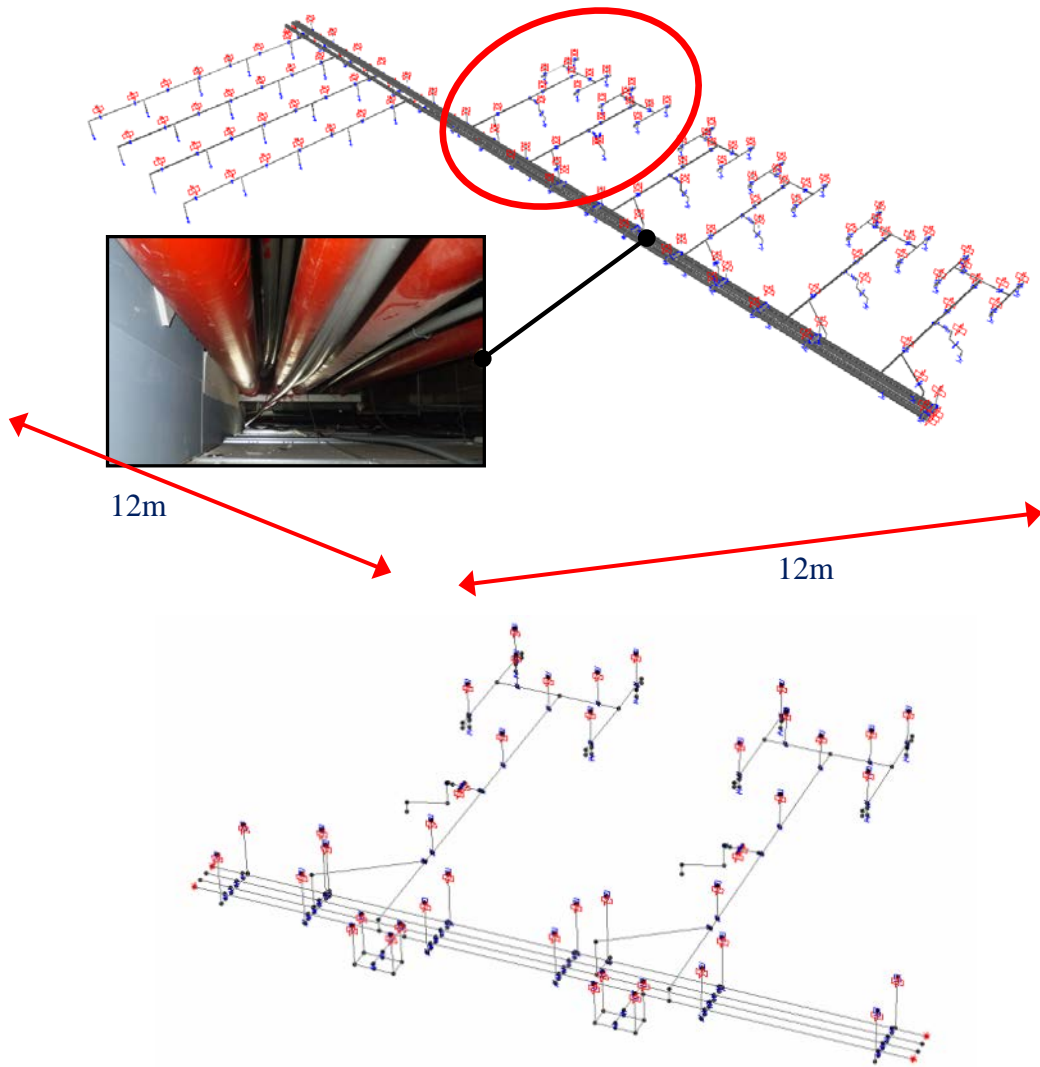
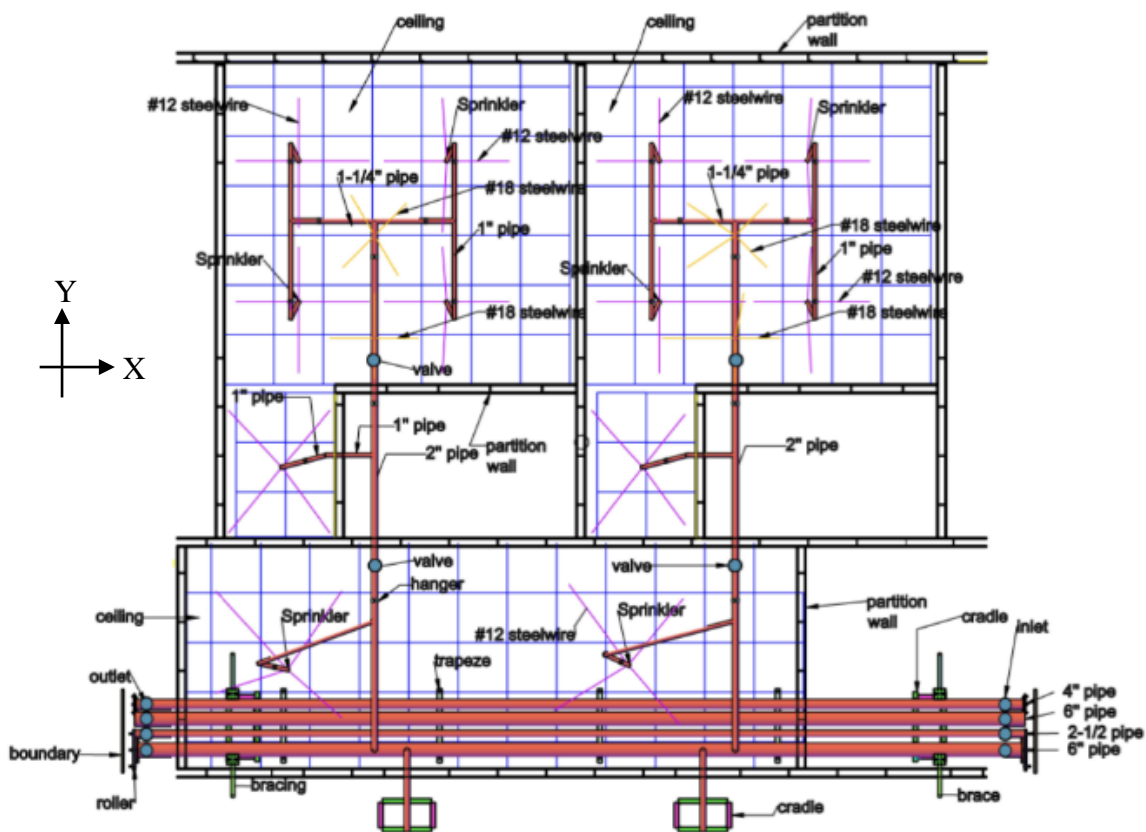
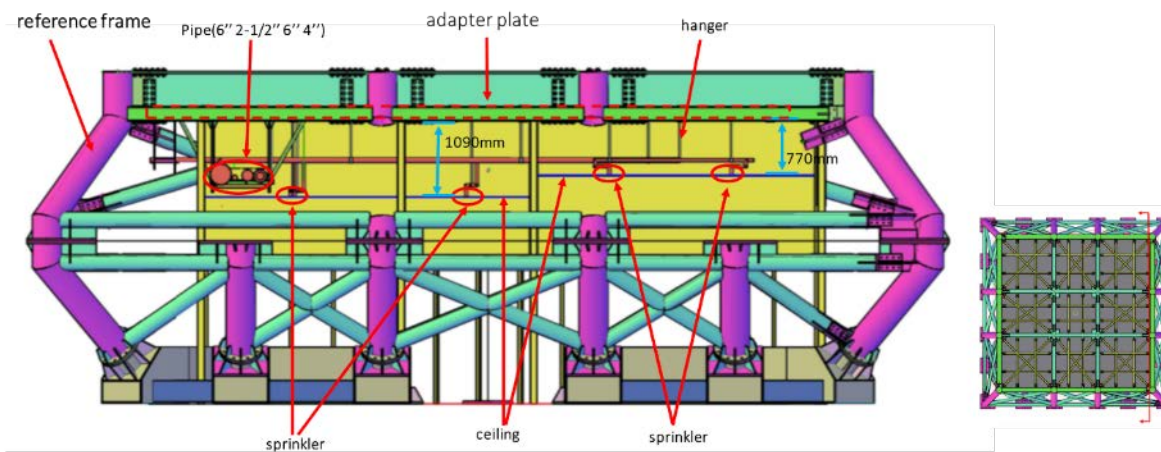


圖 4 振動台試驗管線實際範圍

圖 5 為整體試體規劃配置圖，本次實驗另外加入分佈式天花板系統與隔間牆系統，以模擬真實管線受震時之狀況。圖 6 為管線安裝完成圖，本實驗擬定 X 軸向為主管軸向方向，並以法蘭與滾輪做為 X 軸向邊界條件(如圖 7 所示)，Y 軸向為管線支管延伸方向，延伸至各病房單元。實驗測試原始管線與補強後之配置情況，觀察其發生破壞之螺紋管件，並加上各種耐震補強元件，以驗證各種元件於地震力作用下之耐震行為。管線試體內部施加 6 kgf/cm² 之水壓，以觀察地震力加載過程中之內壓變化，並做為初始洩漏性能點之判斷依據。



(a) 平面配置



(b) 立面配置

圖 5 試體安裝配置圖 (a) 平面配置；(b) 立面配置



圖 6 管線安裝完成圖

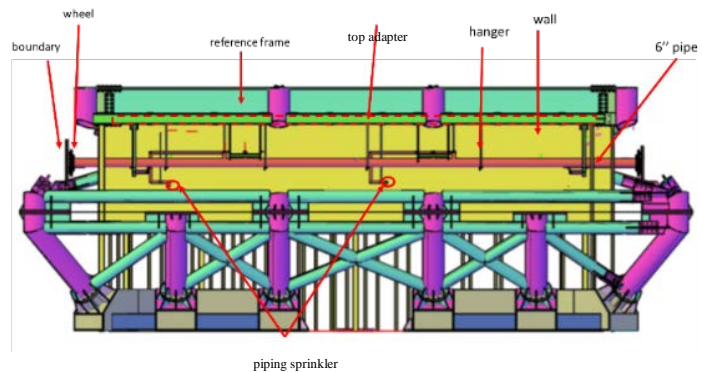


圖 7 管線 X 軸向邊界安裝圖

圖 8 為管線補強措施照片，本研究除原始配置外，另外增加各種耐震補強元件，圖 8 (a)為主管補強斜撐，用以抑制管線主管較大之側向位移量；圖 8 (b)為支管補強鋼線，用以抑制支管各方向位移；圖 8 (c)為消防撒水頭補強鋼線，其作用為抑制撒水頭位移引致天花板系統與撒水系統之破壞；圖 8 (d)為 1"管線軟管，其作用為抑制支管與鄰近隔間牆碰撞效應，避免發生漏水或管線破壞。

本實驗共分為 6 種實驗配置，配置狀況如下表 1 所示。其中，原始配置(original)為模擬既有狀況之配置，case1-4 分別為僅有主管斜撐、主管斜撐加支管鋼線、主管斜撐加支管鋼線加撒水頭鋼線、主管斜撐加撒水頭鋼線，最後一組 AXF 為主管斜撐加軟管之配置。

本實驗採用多種量測儀器量取實驗資料，共有位移計 40 支、三軸向加速度計 25 顆、水壓計 2 組、應變計 8 組、荷重計 5 組、攝影鏡頭 16 組等，主要儀器為位移計與加速

度計，其分佈配置如圖 9 和圖 10 所示。



圖 8 管線補強措施
 (a) 主管斜撐；(b) 支管鋼線；(c) 撒水頭鋼線；(d) 軟管

表 1 實驗配置表

Configuration	Original	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	AXF
		(AXX)	(ABR)	(SBH)	(AHL)	
Main pipe bracing	-	V	V	V	V	V
Branch pipe bracing	-	-	V	V	-	-
Sprinkler head w/ steel wire	-	-	-	V	V	-
1-inch pipe replaced by Flexible Hose	-	-	-	-	-	V

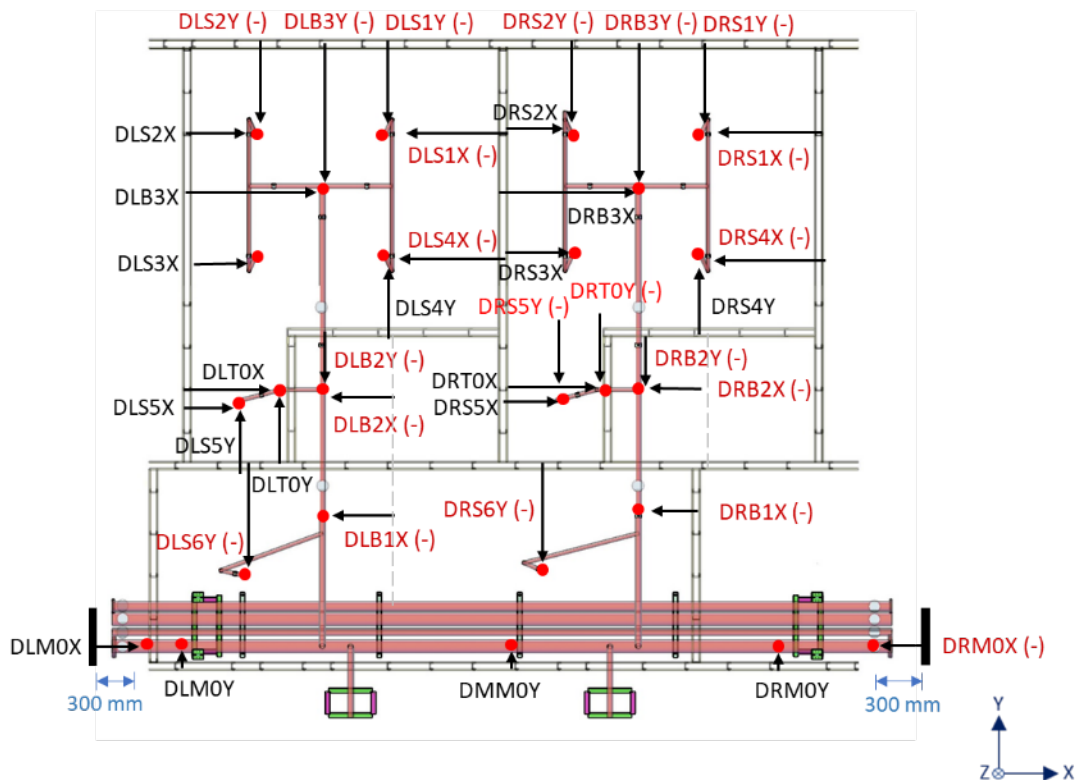


圖 9 位移計配置圖

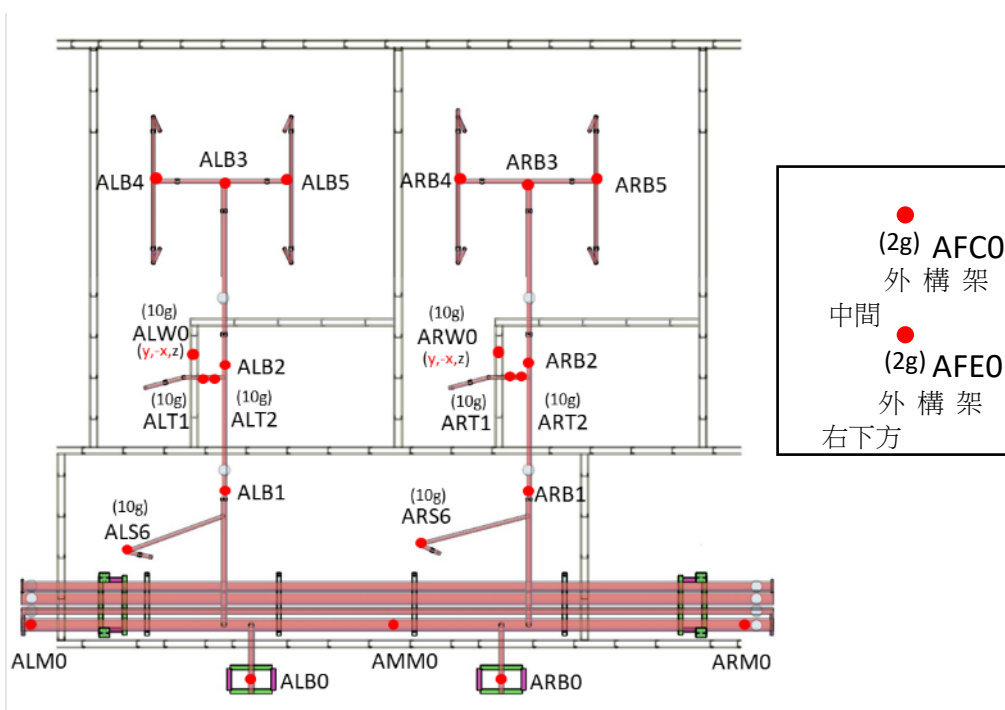


圖 10 加速規配置圖

試驗規劃：

由於消防管線屬於懸吊系統，在不同建物裡所得到的反應亦會有所不同，本研究標的醫院為六層樓鋼筋混凝土 RC 建築，並另採用十四層樓之鋼骨結構 SC 建物，上述兩類低矮與中高建築分別以 MIDAS 與 SAP2000 等商用軟體建立非線性數值模型。輸入波

處理方面，則將近遠域地震波水平向幾何平均正規化至 320 gal，輸入上述兩棟數值模型以得樓板反應，並參考管線主要頻率譜加速度顯著、譜位移顯著等指標，以挑選適用之振動台輸入波。最終採用之輸入地震共三種，第一種為甲仙地震醫院鄰近測站測得之地震歷時，第二與三種類為參考 FEMA P695 (ATC2009)，從 PEER West NGA 數據庫中挑選出兩筆於 Duzce 地震測得之近斷層地震(RSN1605)與遠域地震(RSN1158)，據以比對同筆地震下近域與遠域震波對建築內管線系統影響。詳細資訊如表 2 與圖 11。

表 2 用於建物分析之輸入震波

Event RSN No. or Station	Item	PGA(gal)*			PGV(cm/s)		Direction Ground-building-Piping (Trans. of Pipe = Y dir. of Table)	Floor Response	
		geomean(H1,H2)	max(H1,H2)	EW NS	PGA	geomean(H1,H2)			max(H1,H2)
Kocaeli (RSN1158Duzce)	FQ9(320gal)	319.77	345.35	296 345		55.27	56.79	EW-Lateral-Y	FDH
Duzce (RSN1605Duzce)	NQ12(320gal)	319.75	416.94	245 417		58.65	63.97	EW-Lateral-Y	NDH
Kocaeli (RSN1158Duzce)	FQ9(320gal)	319.77	345.35	296 345		55.27	56.79	EW-Lateral-Y	FDL
Duzce (RSN1605Duzce)	NQ12(320gal)	319.75	416.94	245 417		58.65	63.97	EW-Lateral-Y	NDL
20100304 JiaShan (CHY103)	FQ24(320gal)			289 368				NS-Lateral-Y	FCL
	FQ24(320gal)	326.2	368.14	289 368		32.92	39.17	NS-Lateral-Y	FCH

*Geometric mean value of Horizontal PGA Scaling to 320gal

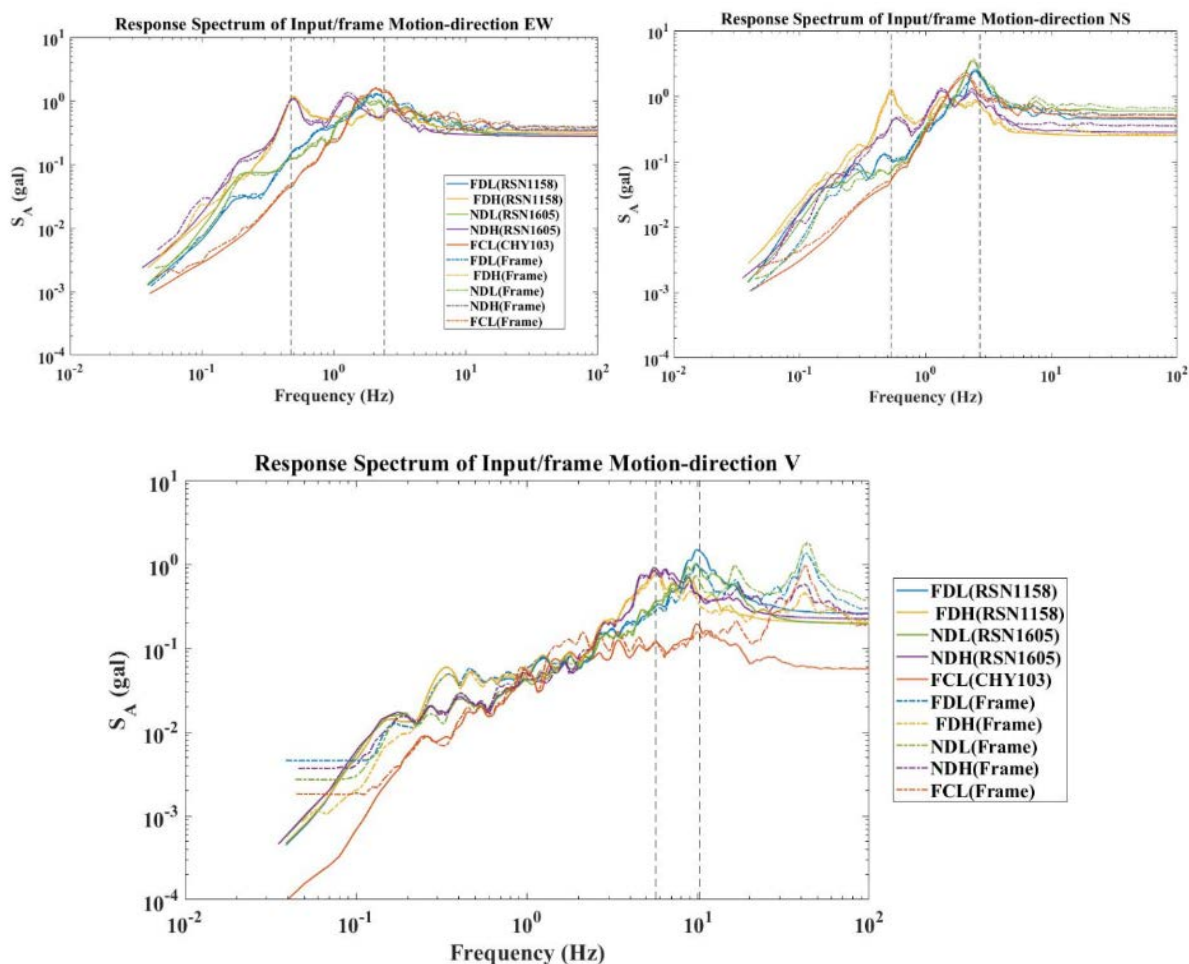


圖 11 三軸向之樓板反應譜

試驗結果：

實驗結果如表3所示，表中詳列各種配置下，數值模擬與實驗結果之頻率變化比較，以及各種配置所發生破壞之狀況。由表可知，原始配置在 10%地震力左右即失壓漏水，天花板亦遭擴孔破壞，如圖 12 所示；配置 1~配置 4 以及 AXF 軟管配置在加入主管斜撐之後，整體頻率顯著上升。由於原配置失壓漏水破壞原因為與相鄰隔間牆碰撞，故斜撐加固後從 10 %地震力失壓漏水破壞提升至未漏水或 40 % - 60 %地震力時才發生失壓漏水破壞，顯示安裝主管斜撐後(圖 10 (a))，有效抑制管線位移反應而降低與隔間牆碰撞機率，繼而增加管線系統耐震能力。配置 2~配置 4 主要在支管與撒水頭末端上安裝不同之耐震措施，從表 3 可看出，僅多增加支管鋼線(配置 2，圖 10 (b))，破壞行為雖與僅加主管斜撐(配置 1，圖 10 (a))之行為相近，但可將耐震能力再提升些許。增加撒水頭鋼線(圖 10 (c))之效果較顯著，能使管線不發生嚴重失壓漏水現象，耐震能力也較佳。在 AXF 軟管配置組別中可發現，雖然因加入軟管後，管線不產生嚴重失壓漏水現象，但由於無其餘鋼線輔助，因此在主管斜撐部分元件產生嚴重變形，如圖 13 所示。

圖 14 為原始配置(Original)、主管斜撐(AXX)、斜撐加支管鋼線(ABR)與斜撐加支管鋼線加撒水頭鋼線(SBH)四組實驗在 20% FCL 震波下之位移比較圖，圖(a)中可看出，加入斜撐後，三組配置之管線位移明顯變小，在抑制主管位移有相當好之功效；圖(b)支管側向位移中可看出，加裝補強鋼線之 ABR 與 SBH 兩組有較佳之位移表現；從圖(c) 1" 管側向位移中可看出，僅有主管斜撐之組數明顯無法抑制支管之位移量，若於 2" 支管與 1" 管撒水頭處同時增設鋼線，則可有效抑制 1" 管位移，具以改善消防管線系統耐震弱點；從圖(d)撒水頭位移可看出，支管鋼線亦可有效降低天花板因消防撒水頭位移所產生之擴孔破壞。配合表 3 可知，安裝主管斜撐為相當有效之耐震措施，若能配合其他於支管或是消防撒水頭之耐震補強機制，可進一步防止消防撒水頭破壞。

初步分析結果如上所述，後續將持續完成各實驗間數據之比較、數值模型與實驗結果之比對等程序，據以提出最佳化之消防管線耐震補強措施。

表 3 實驗結果與理論值之頻率變化比較表

Configuration		Original	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	AXF
			(AXX)	(ABR)	(SBH)	(AHL)	
Main pipe bracing		-	V	V	V	V	V
Branch pipe bracing		-	-	V	V	-	-
Sprinkler head w/ steel wire		-	-	-	V	V	-
1-inch pipe replaced by Flexible Hose		-	-	-	-	-	V
Complete System Analysis	Fund. Freq. of transverse mode (Hz)	1.3	3.07	8.71	8.75	4.23	-
	Mass participation ratio	0.31	0.2	0.3	0.3	0.25	-
Fund. Freq. of transverse mode of Test specimen (Hz)		2.8	5	4.7	5	4.7	4
Performance		Leakage at 10%	Leakage at 40%	Leakage at 60%	No Leakage / Deformed attachment	No Leakage	No Leakage / Deformed attachment



(a) 支管損壞狀況

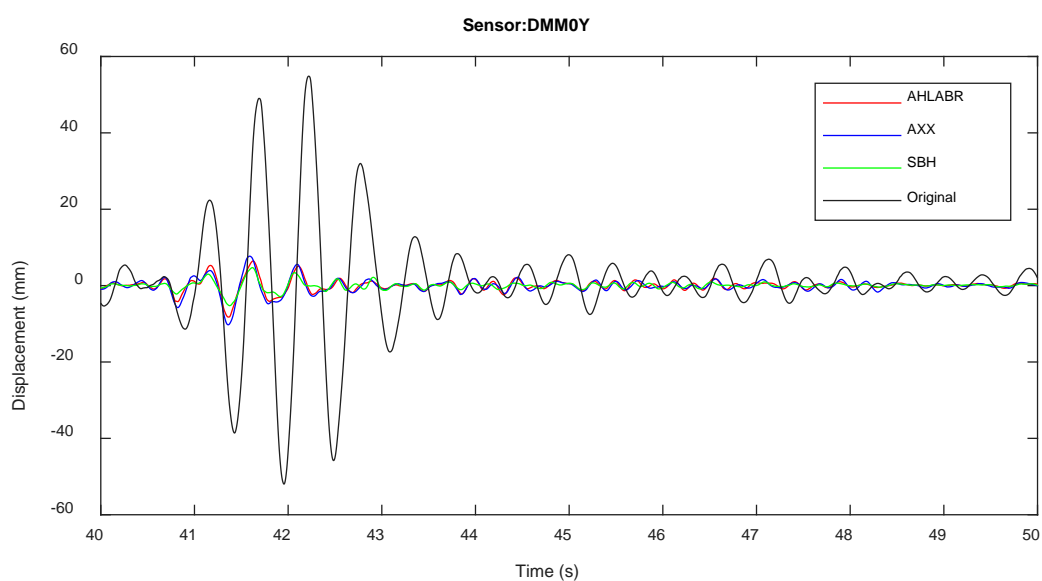


(b) 天花板擴孔情況

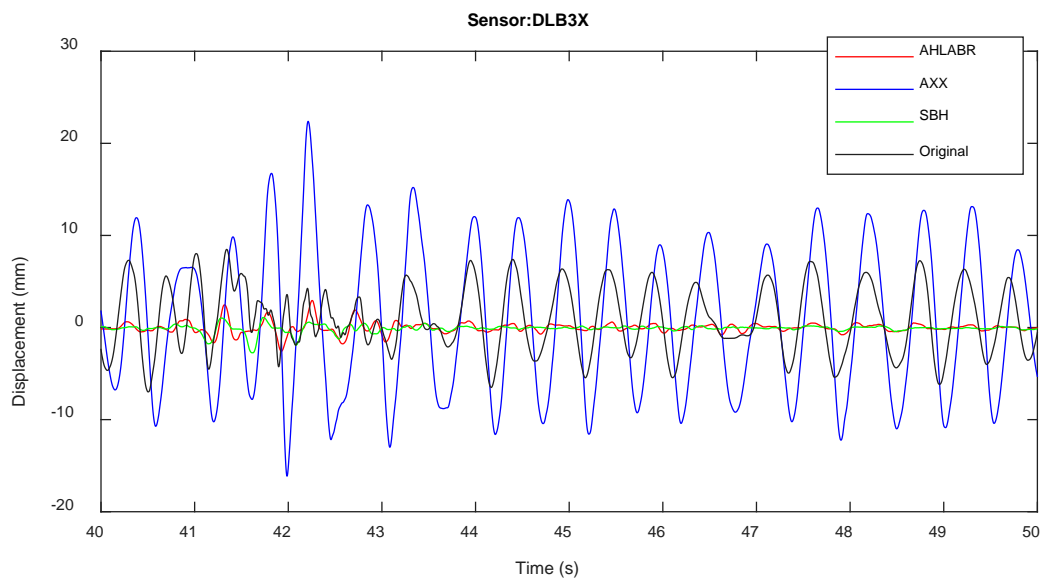
圖 12 原始配置下，輸入波 NDL 10% 之破壞狀況



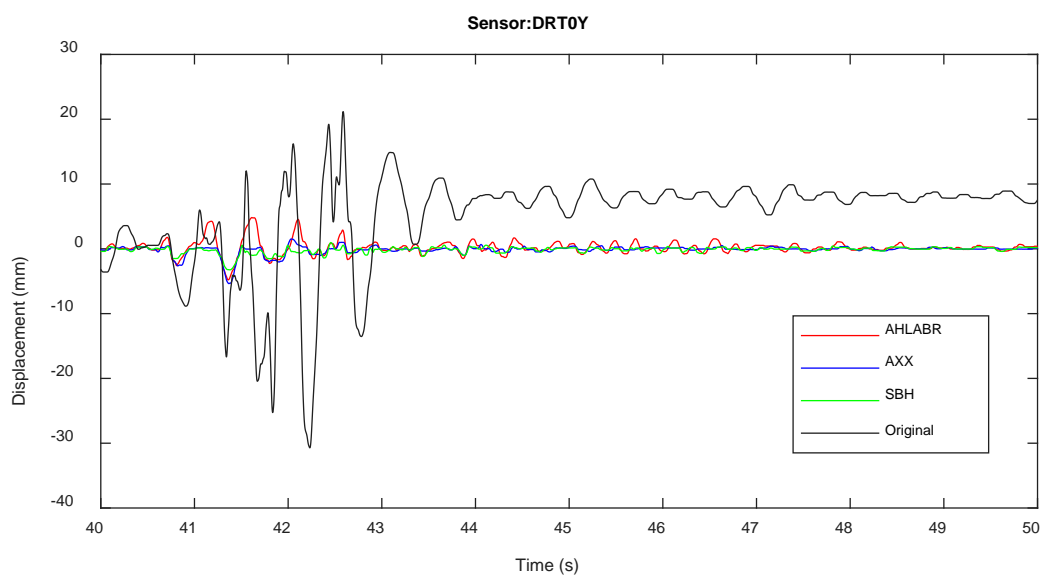
圖 13 主管斜撐變形



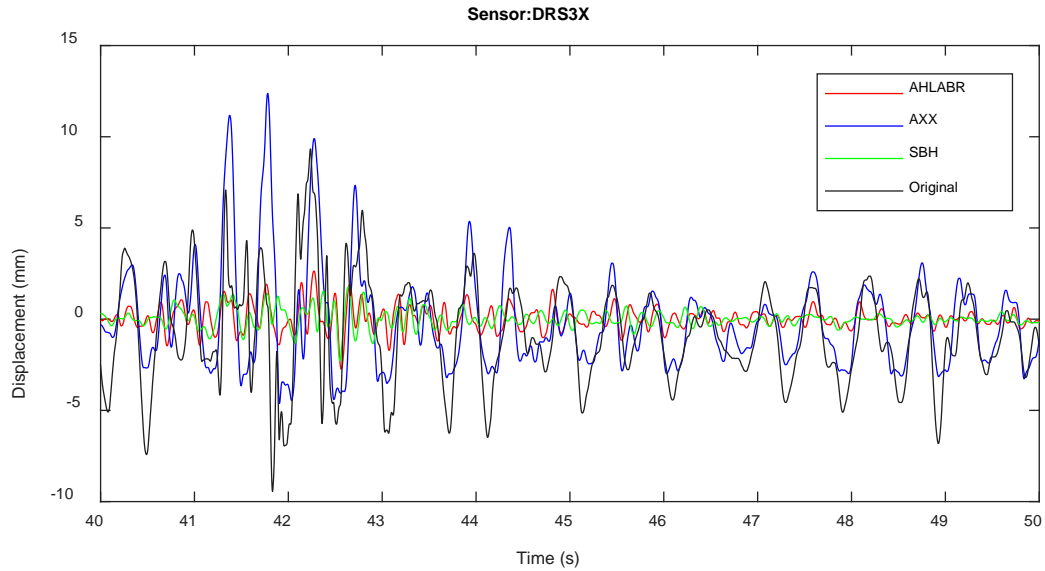
(a) 主管側向位移



(b) 支管側向位移



(c) 1" 管側向位移



(d) 天花板位移

圖 14 原始配置 RXXX、主管斜撐 AXX、支管斜撐 ABR 與撒水頭鋼線 SBH 位移歷時比較三軸向 FCL 20 %地震力

相關著作：

1. F.-R. Lin, J.-F. Chai, Y.-A. Tsai, et al., "Optimized seismic strengthening strategies for a typical sprinkler-piping system in a hospital", 17th World Conference on Earthquake Engineering (17WCEE), Sendai, Japan - September 13th to 18th 2020.

考量軸力影響之鋼板混凝土複合牆反覆載重試驗

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫/科技部研究計畫

計畫名稱：核能電廠之耐震安全與耐震性能評估

計畫編號：06108A1600

計畫主持人：黃世建/黃尹男

參與人員：張長菁、謝銓裕、楊元森、林晉丞、闕慎佑

聯絡電郵：ching@narlabs.org.tw

試驗期間：108 年 9 月至 10 月

試驗地點：台南雙軸向測試系統(BATS)

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。近幾年來，鋼板混凝土複合牆陸續被應用於超高樓核心筒系統，當此類牆體應用於超高樓層的建築物中，會承受極大的軸力，因此，其破壞行為與剪力強度預測方式仍須進一步研究。

本試驗於國家地震工程研究中心台南實驗室之雙軸向動態測試系統(BATS)執行，試體共有六座，本實驗目的在探討牆體高寬比與所受軸壓比對鋼板混凝土複合牆的強度及韌性發展之影響。此外，利用本試驗結果亦可比較在 AISC 341-16 中以及不同學者所提出此類牆體剪力預測模型，以驗證各種剪力預測模型之適用範圍。

試驗佈置：

本次試驗於國家地震工程研究中心台南實驗室之雙軸向測試系統(BATS)執行，試體共有六座，考量參數為高寬比與軸壓比，高寬比分別為 0.75 及 1.27，軸壓比分別為 0.0、0.4、0.6。實驗配置如圖 1 及圖 2，試體幾何尺寸與設計參數如表 1 所示，其中 H 為牆體高度， L_w 為不包含邊界鋼板之牆體寬度， T 為牆體厚度， t_p 為鋼面板厚度， t_c 為混凝土厚度， t_f 為邊界鋼板厚度， s 為螺桿間距，AR 為高寬比，RR 為鋼材比， N_{all} 為牆體所承受之總軸力。六座試體的橫斷面皆為相同，如圖 3 所示。試體設計時為確保試驗試體為剪力破壞主控，試體皆含邊界鋼板，不僅使得鋼板混凝土複合牆系統整體抗撓曲能力大幅提升，牆體本身亦可以發展出應有的剪力強度。

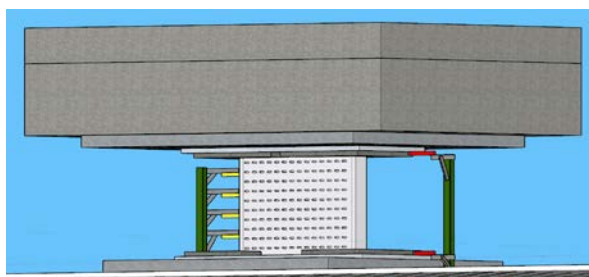


圖 1 高寬比 0.75 之試體配置

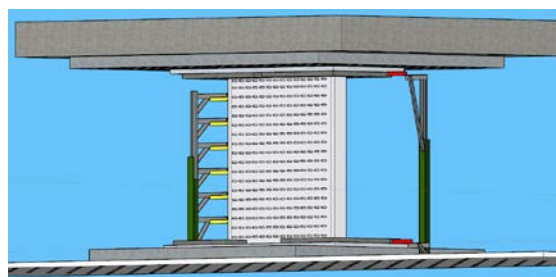


圖 2 高寬比 1.27 之試體配置

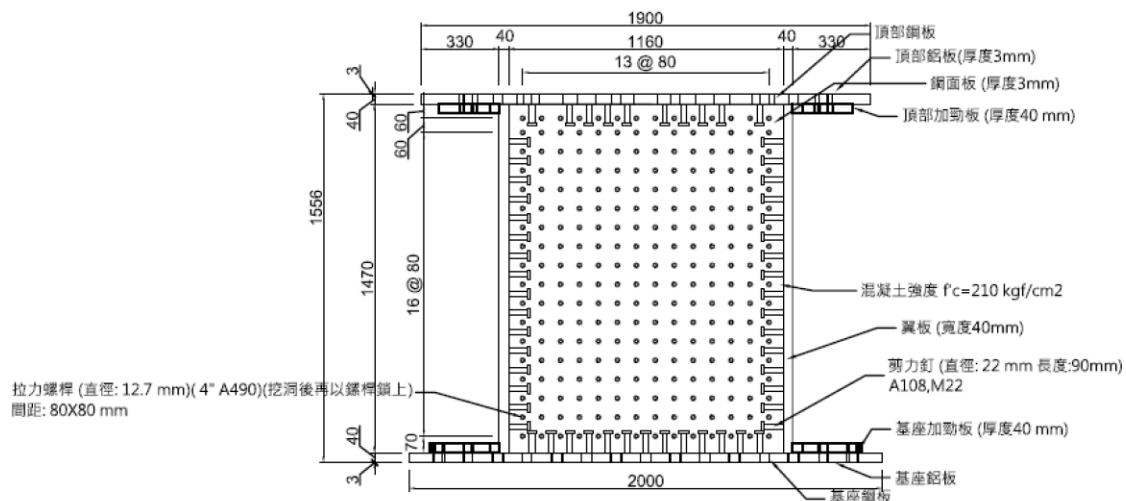


圖 5 高寬比為 1.27 之試體立面設計圖

表 2 混凝土抗壓試驗結果

試體	平均抗壓強度(kgf/cm ²)
SCB-11	280.4
SCB-12	287.9
SCB-13	284.4
SCB-14	305.4
SCB-15	303.1
SCB-16	302.4

表 3 鋼材試片拉伸試驗結果

	平均降伏強度 (MPa)	平均抗拉強度 (MPa)	平均彈性模數 (MPa)
鋼面板 (3mm)	241.5	328.9	201250
邊界鋼板 (40 mm)	330.7	518.4	206688

試驗規劃

本試驗外加载重程序包含試體軸力的加载以及反覆載重加载，軸力加载的部分須考慮牆體與邊界鋼板所承受軸力之總和，如表 1 所示。反覆載重加载的部分，位移控制的反覆載重歷時如圖 6 所示。

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 Temposonics III 數位式高精度位移計、指針式測微計(Dial Gauge)以及線性位移感測器(LVDT)，6 座試體試驗之詳細位移計佈置位置如圖 7 至圖 9，圖中紅色標示處表示為 Temposonics III 數位式高精度位移計，綠色圈標示處表示為 Dial Gauge，黃色標示處表示為 LVDT。三軸應變計配置如圖 10 及圖 11，光學量測儀器配置如圖 12 及圖 13。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楊元森教授開發之影像量測分析系統，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。

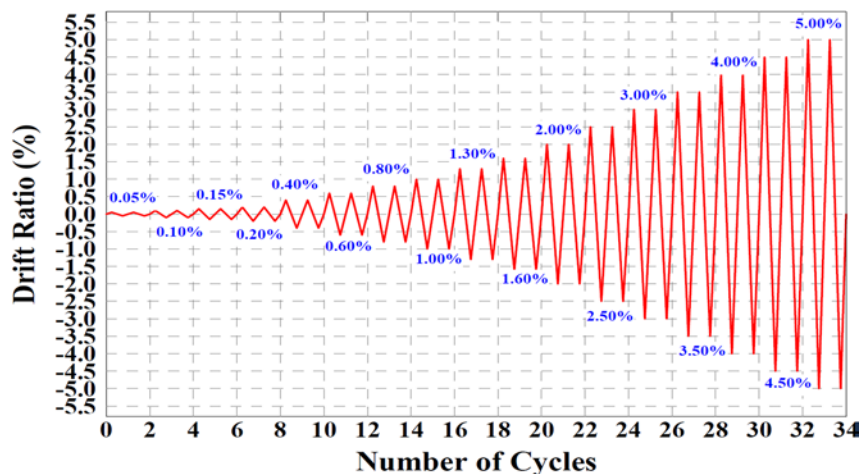


圖 6 位移控制之反覆載重歷時示意圖

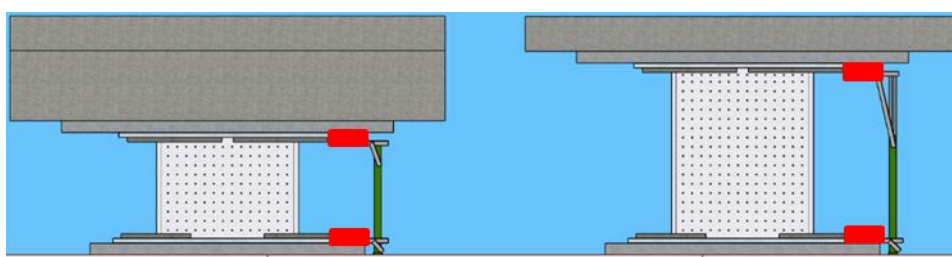


圖 7 試驗中 Tempo III 位移計佈置位置

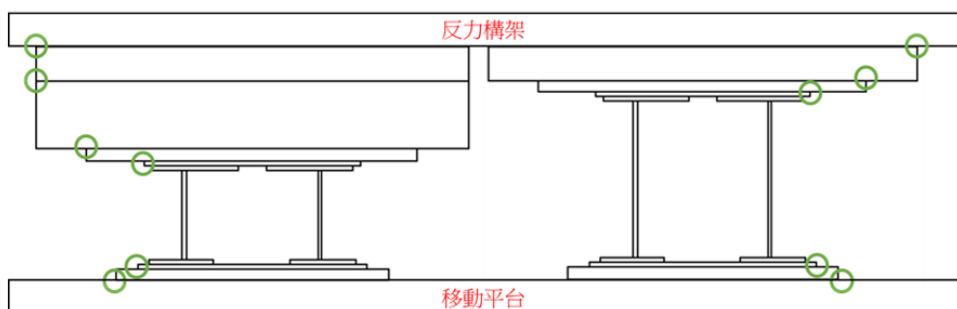


圖 8 試驗中 Dial Gauge 位移計佈置位置

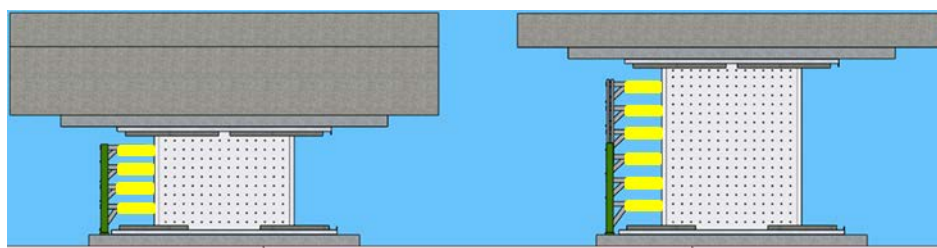


圖 9 試驗中 LVDT 位移計佈置位置

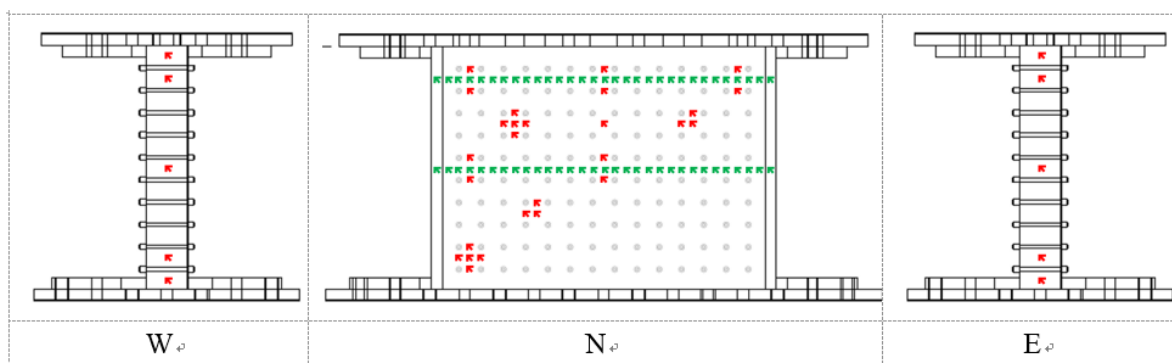


圖 10 高寬比為 0.75 試體之三軸應變計佈置位置圖

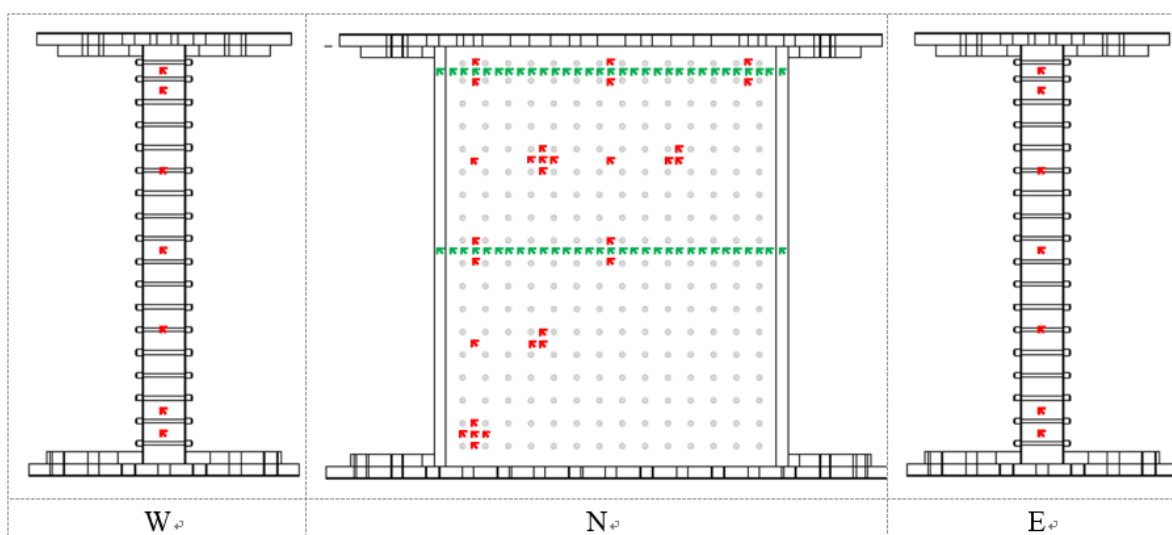


圖 11 高寬比為 1.27 試體之三軸應變計佈置位置圖

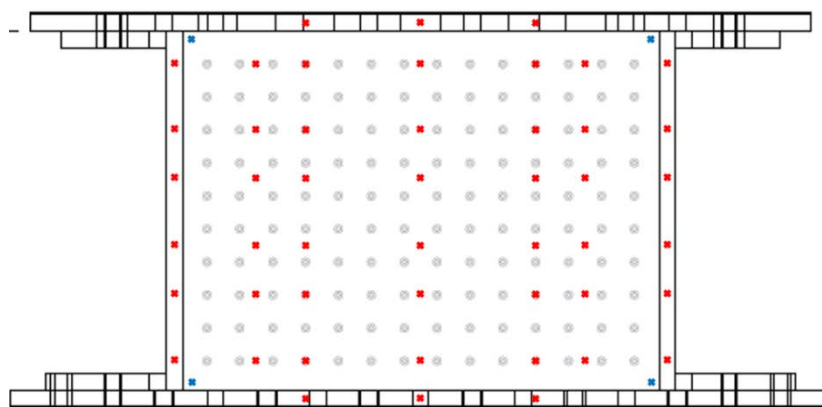


圖 12 高寬比為 0.75 試體之光學量測儀器(NDI)量測點佈置位置圖

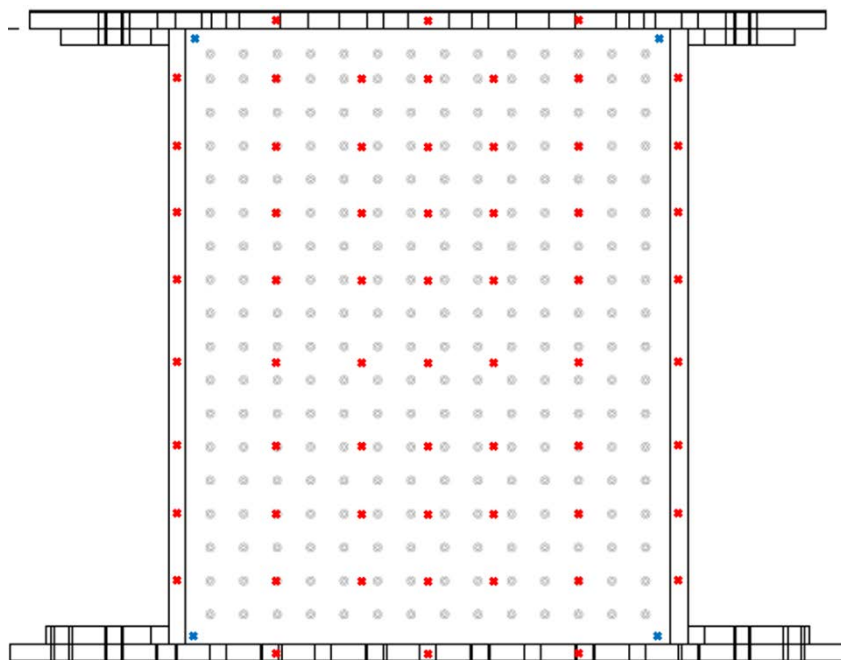


圖 13 高寬比為 1.27 試體之光學量測儀器(NDI)量測點佈置位置圖

試驗結果：

1. 遲滯迴圈與包絡曲線

遲滯迴圈結果與包絡曲線結果分別如圖 14，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(Temposonics 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。

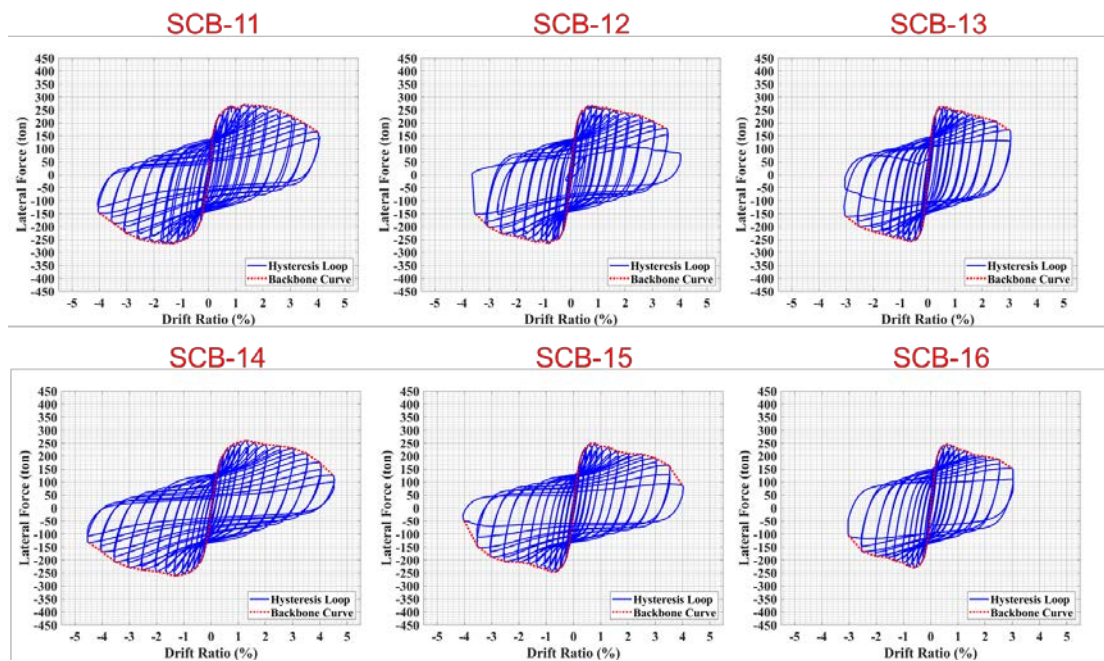


圖 14 試驗之遲滯迴圈與包絡曲線結果

2. 軸壓比之比較

在固定高寬比的情況下，比較不同軸壓比對牆體最大側推力與變形能力之影響。以高寬比 0.75 為例，如圖 6 所示，圖中可以得知隨著軸壓比的增加，對於最大側推強度的影響不大，但軸壓比的增加將導致達最大側推強度對應的側向位移角逐漸減少，亦即軸力影響牆體抵達最大側推強度的時機點，從高寬比為 1.27 之三座試體其包絡曲線比較亦可得到相同結論。另外，試體之初始勁度，隨著軸壓比增加，牆體初始勁度有些微提高的現象，此現象推測與內填混凝土的圍束相關，由於軸力的增加，使內填混凝土受到較佳之圍束，因此可以減少初始裂縫與裂縫寬度的產生，在內填混凝土勁度略為上升情況下，牆體初始勁度也隨之提升。

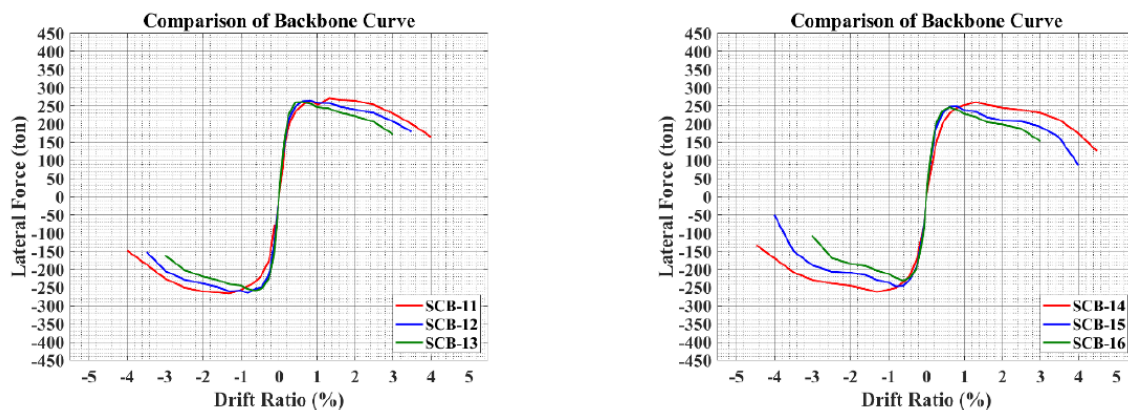


圖 15 高寬比 0.75(左)及 1.27(右)之三座試體包絡曲線比較

3. 影像量測分析結果與試驗過程中破壞狀態比較

以 SCB-13 為例，圖 16 及圖 17 分別為試體試驗過程中鋼面板位移狀態與影像量測分析結果比較，結果相當吻合。

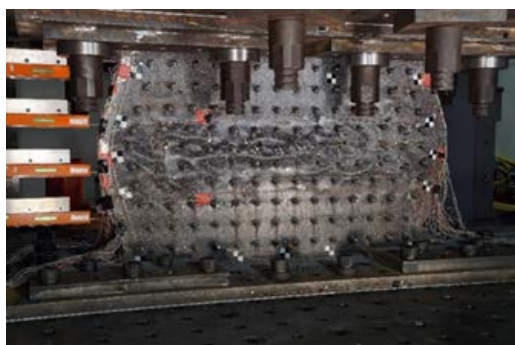


圖 16 SCB-13 試體試驗過程中鋼面板位移狀態

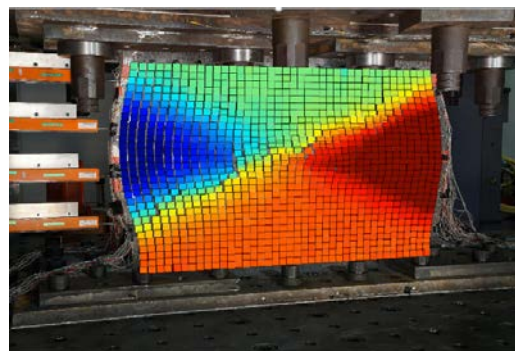


圖 17 SCB-13 影像量測分析結果

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.
4. 謝銓裕, 黃尹男, 張長菁, (2020), “受軸力影響之鋼板混凝土複合牆耐震行為試驗與分析研究”, 中華民國第十五屆結構工程研討會暨第五屆地震工程研討會, 台南, 9月2-4日.

救災用輕便橋桁架式複合材料節塊載重試驗

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：橋樑耐震技術研發 - 橋梁防救災先進技術之研發與應用

計畫編號：06108A1700

計畫主持人：葉芳耀

參與人員：李柏翰、陳俊仲、江奇融、蕭勝元、陳君隆

聯絡電郵：fyyeh@narlabs.org.tw

試驗期間：108 年 5 月

試驗地點：國家地震中心台北實驗室反力牆及強力地板系統

試驗目的：

橋梁防救災先進技術，為開發新一代橋梁救災技術，當道路或橋梁因天災等因素造成交通中斷，使部份區域形成孤島時，可快速搶通疏散災民及運送糧食物資，有效掌握黃金救援時刻，降低人民生命財產損失。目前已完成 50 米跨度救災用便橋之設計，本次試驗進行單一節塊之子結構試驗部份，以國震中心反力牆與強力地板試驗系統，施加壓力進行載重試驗。以瞭解複合材料輕便橋單一節塊之力學特性，用以驗證分析模型正確性，並回饋及確認全橋之設計結果。

試驗佈置：

本研究採用單一桁架式複合材料節塊進行撓曲試驗，比較節塊之變形與勁度，以驗證 50 米跨度桁架式複材救災便橋有限單元模型之正確性。圖 1 顯示桁架式複合材料節塊細部設計之結果，節塊由 G1、G2 和 G3 三個主梁組成，中間以 D1、D2 和 D3 三個隔板連接而成。圖 2 顯示桁架式複合材料節塊主梁之組裝過程，圖 3 為在 1/2 跨度試體上施加载荷的彎曲試驗之實驗裝置，圖 4 為在位移計及應變計位置配置圖。測試程序包括彎曲測試以測量桁架式複合材料節塊的變形形狀和勁度，以便校準前述之有限元素模型。

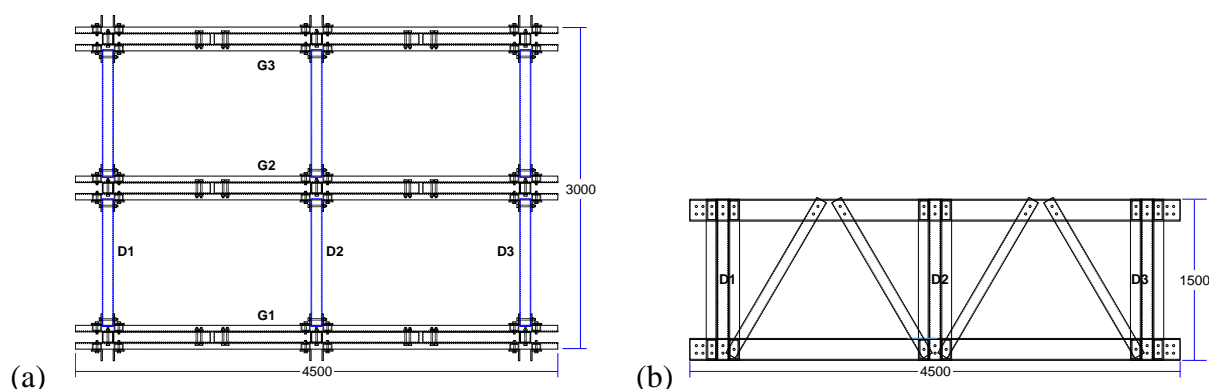


圖 1 桁架式複材節塊試：(a)上視圖，(b)側視圖（單位：mm）

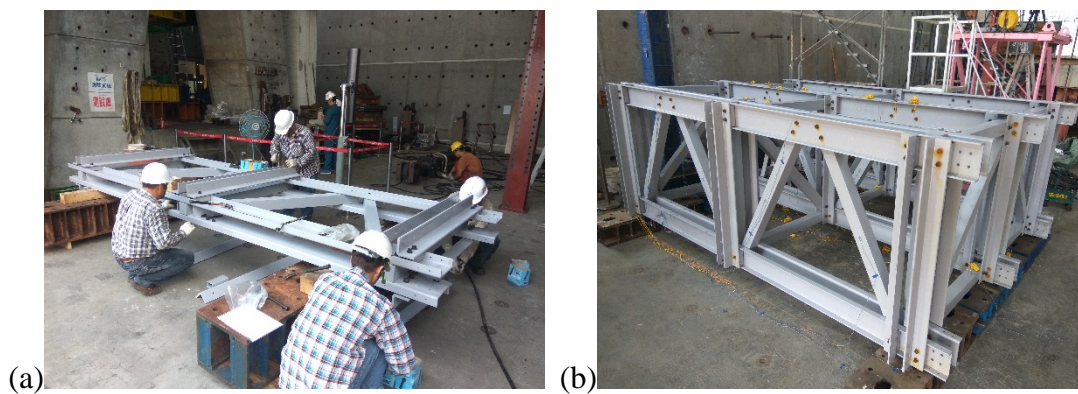


圖 2 桁架式複材節塊試體組裝與準備



圖 3 桁架式複材節塊試體實驗裝置(施力於 1/2 跨度)

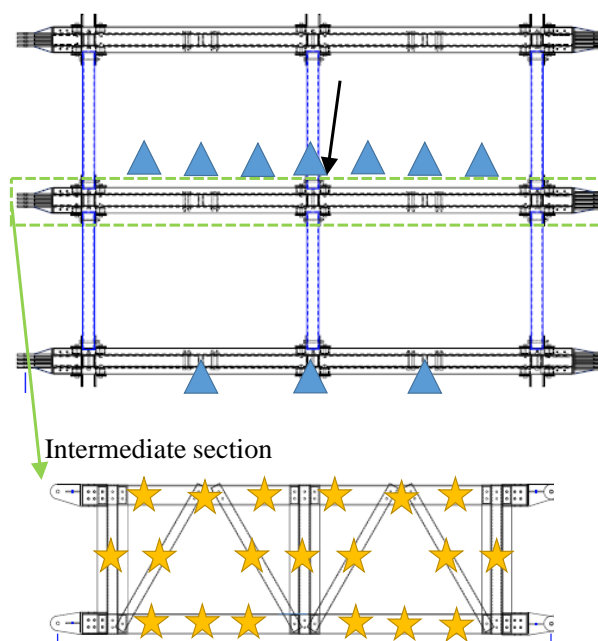


圖 4 位移計及應變計位置配置圖

試驗規劃：

單一桁架式複合材料節塊載重試驗加載方式與量測物理量：

(A)施力加載程序：以門型構架施加向下垂直力，加載過程為：5 kN, 10 kN, 20 kN, 30 kN, 40 kN, 50kN。

(B)量測物理量：量測試體在各載重下之垂直變位及構件應變。

試驗結果：

圖 5 及圖 6 顯示桁架式複合材料節塊有限單元模型分析結果與實驗室試驗測量結果之比較。圖 5 為於桁架式複合材料節塊跨度中央施加 20~50 kN 的荷載下中間主梁的變形形狀，實線為有限單元模型分析之結果，虛線為試驗測量之結果。結果顯示 FEM 模型可以精確預測 GFRP 主梁之撓度，得到令人滿意的精度。圖 6 為桁架節塊跨度中央受力下之力與變形關係曲線(即為桁架節塊之勁度)，結果顯示 FEM 模型可以精確預測 GFRP 主梁之勁度。經由比較模擬分析和實驗之結果，可以驗證 FEM 模型之正確性。

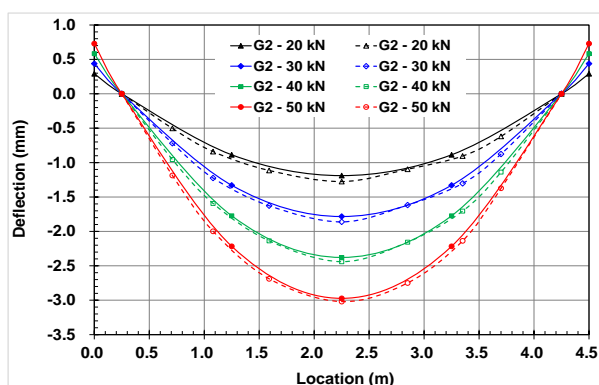


圖 5 桁架式複材節塊變形之模型分析與試驗結果比較

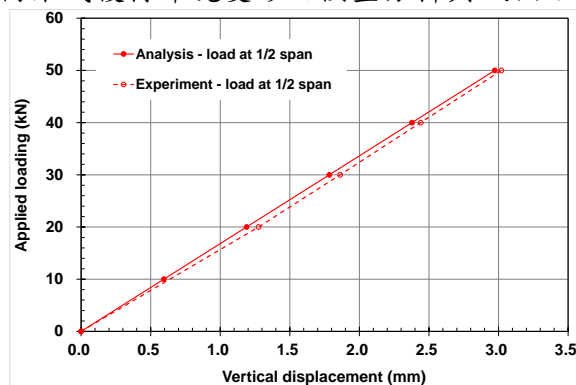


圖 6 桁架式複材節塊勁度之模型分析與試驗結果比較

相關著作：

本試驗成果已發表於國際研討會，資訊如下：Fang-Yao Yeh, Yao-Yu Yang, Bo-Han Lee, Chia-Ming Chang, Kuo-Chun Chang, Shih-Chung Kang, “Study on truss type segmental composite structure for temporary rescue bridge,” 22nd International Conference on Composite Materials (ICCM22), 11-16 August, 2019, Melbourne, Australia.

模組化鋼棒剪力樺預鑄節塊橋柱試驗

國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：橋梁耐震及延壽技術研發

計畫主持人：宋裕祺

參與人員：洪曉慧、江奇融、黃潤平、柯鉅峰

聯絡電郵：hhung@ncree.narl.org.tw

試驗地點：台北反力牆及強力地板系統

試驗目的：

本試驗之目的為探討高寬比較高(6:1)之模組化空心預鑄節塊橋柱的耐震性能，為與傳統配置橋柱進行比較，本試驗於上一度已進行兩座試體之反覆載重試驗，其一為模組化空心預鑄節塊橋柱，另一座試體為相同尺寸之傳統空心橋柱試體。為探討外置圍束對模組化空心預鑄節塊橋柱之必要性，本次試驗僅作一座試體，試體和上一年度相同，但增加外置圍束裝置。

試驗佈置：

本試驗共建立一座試體，為如圖 1 所示之模組化空心預鑄節塊橋柱，柱淨高為 540 cm，斷面為 90×90cm 矩形空心斷面，每一斷面由四個小節塊排列而成，沿著柱高則由四層節塊堆疊而成，試體組裝完成後另於外側裝設如圖 2 所示之外置圍束裝置，透過於柱體四個角落之鋼材，連結鋼棒，待鋼棒旋緊後即可提供必要之圍束。

在試體組裝完成後，用剛性螺桿將基礎與實驗場的強力地板固定，並安裝軸力加載系統與油壓制動計控制試體軸力與側推力，其中軸力為定軸力，模擬上部結構之靜載重。試體之試驗配置圖如圖 3 所示。

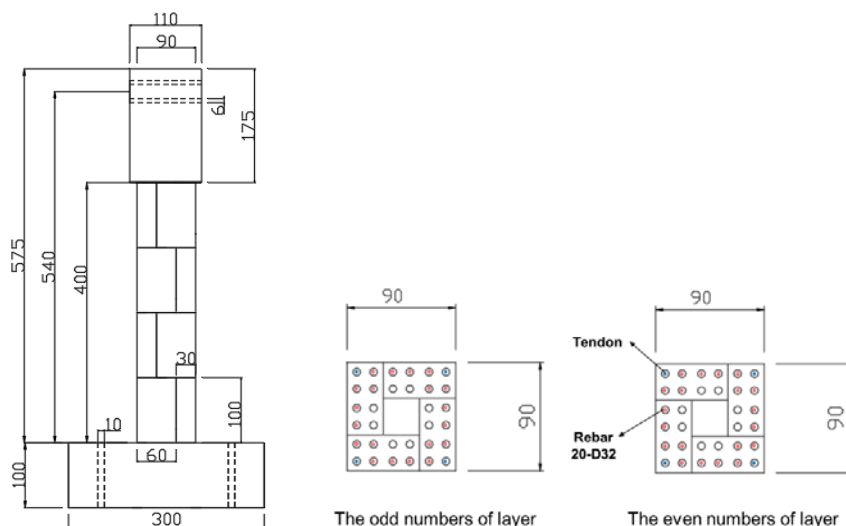


圖 1 模組化預鑄節塊試體(MSSK)設計圖



圖 2 模組化預鑄節塊試體外置圍束示意圖

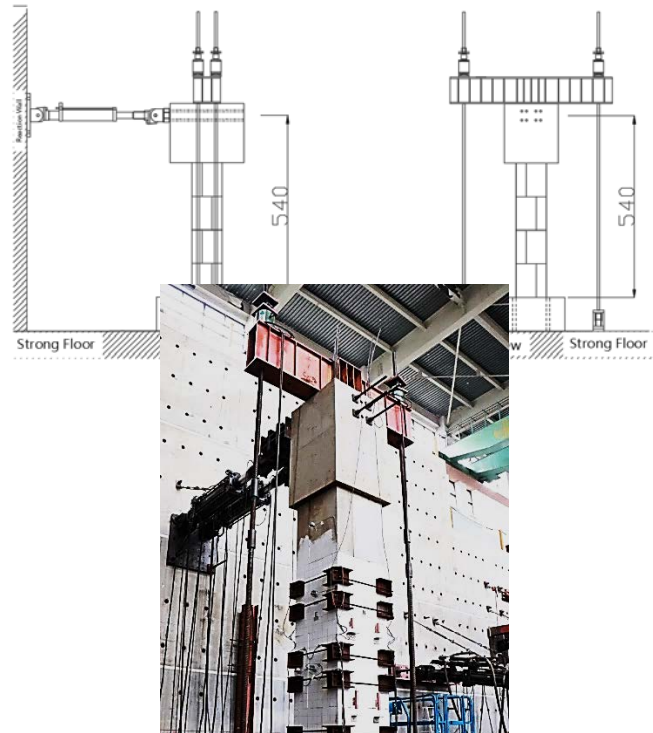


圖 3 試體安裝配置情形

試驗規劃：

試體進行以位移控制之反覆載重試驗，側力加載方式採用位移控制，側向位移比 (Drift Ratio) 如圖 4 所示由小到大為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%、4.0%、5.0%、6.0%、7.0%、8.0%，其中在 Drift=0.25%~4.0% 時採用二次正向負向反覆側推，即兩次循環側推，而 Drift=5.0%~7.0% 則採用三次循環，8.0% 因為制動器衝程關係，僅進行單向反覆循環。

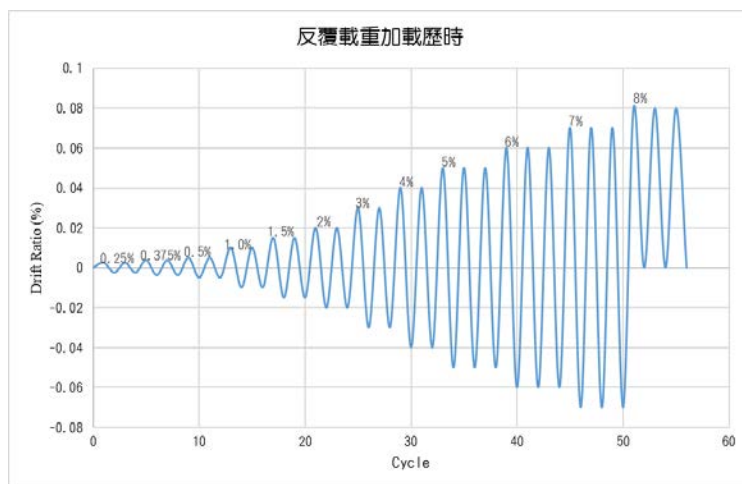


圖 4 側力加載歷時

試驗結果：

試驗結果如圖 5 之橘線所示，另與未圍束之試體進行比較。具圍束之試體其強度與未圍束相當，但韌性略微提升。圖 6 所示為外置圍束預鑄節塊橋柱試體於位移比為 8% 之試驗結束後最終破壞情況，主體於側推方向，即南北向之柱底有明顯混凝土剝落情況，箍筋外露。圖 7 所示為未圍束與具圍束預鑄節塊橋柱試體於位移比為 7% 之試驗結束後破壞情況比較，具圍束預鑄節塊橋柱試體破壞情況明顯比未圍束試體輕微。圖 8 所示為未圍束與具圍束預鑄節塊橋柱試體上下層節塊開合比較，可見兩者差異不大，因為外置圍束主要之作用為斷面內節塊間的圍束，所以對於上下層節塊間之開合量較無影響。圖 9 所示為未圍束與具圍束預鑄節塊橋柱試體殘餘位移量比較，如圖所示，增加外置圍束可降低試體之殘餘位移量。

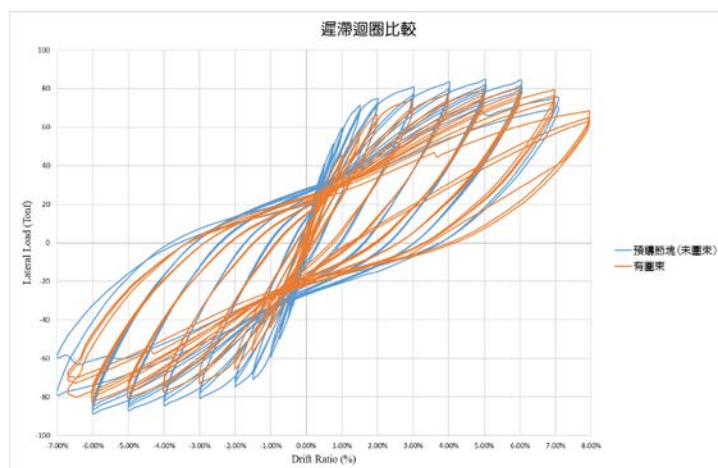


圖 5 試體之載重-位移遲滯迴圈比較圖



圖 6 外置圍束預鑄節塊橋柱試體最終破壞情況 (8%)
 未圍束 有圍束 未圍束 有圍束 未圍束 有圍束

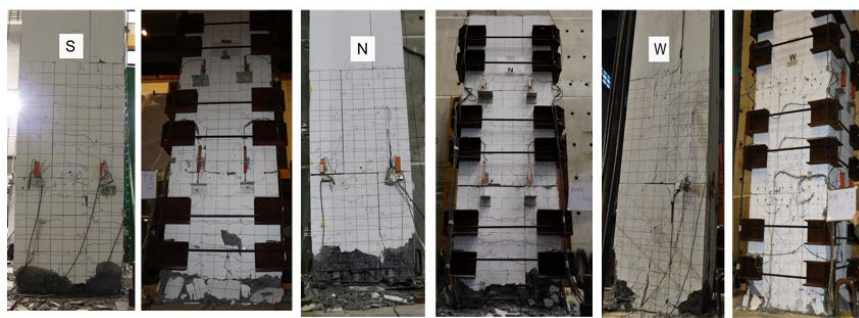


圖 7 未圍束與具圍束預鑄節塊橋柱試體最終破壞情況之比較 (7%)

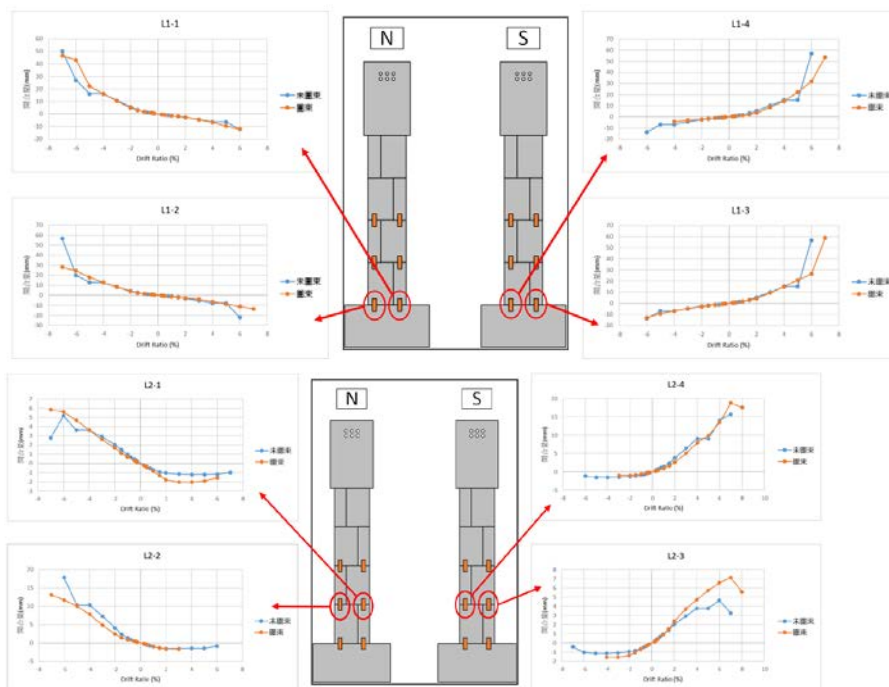


圖 8 未圍束與具圍束預鑄節塊橋柱試體上下層節塊開合比較

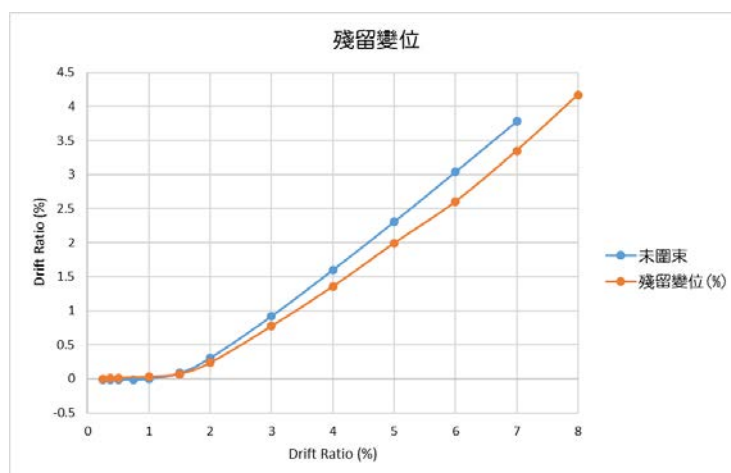


圖 9 未圍束與具圍束預鑄節塊橋柱試體殘餘變位比較

可應用於管線試驗之單向度剪力盒性能測試

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：土工結構耐震性能研究

計畫編號：06109A1300

計畫主持人：吳俊霖

參與人員：楊炫智、許尚逸、張為光、陳冠羽、周昕成

聯絡電郵：hcyang@narlabs.org.tw

試驗期間：109 年 04 月

試驗地點：台北地震模擬振動台

試驗目的：

台灣地處環太平洋地震帶，位於歐亞大陸板塊與菲律賓板塊之交界處，根據中央地質調查所於 2012 年公布的全台灣活動斷層資料，目前第一類與第二類活動斷層共計有 33 條，主要分佈西部麓山帶與平原交界處、東部花東縱谷區域等處，一旦斷層錯動發生地震時，往往伴隨產生莫大的社會衝擊與經濟損失，考量維生管線受限於工址位置、環境地形等條件因素，許多重要幹管均採用地下埋管之方式進行，雖管線設計時已盡量避開地質脆弱地區，但仍極大的可能會通過斷層帶、土壤液化潛勢區、山崩敏感區等高風險區域，一旦地震發生時鄰近斷層帶地區產生地表錯動、土層破壞以及土壤液化等震災，十分容易造成地下管線之災損破壞。

地下管線的受震行為與反應實為一重要課題，美國康乃爾大學已針對管線過斷層議題設計大型試驗室與設備進行研究，而國內對於管線受地震影響的研究多侷限於理論分析與風險評估，有鑒於此，國震中心欲深入探討地下管線動態力學行為的變化，惟目前既有之設備無法模擬具有長度效應的管線行為與效應，因此，以國震中心既有之固定式砂箱進行改裝，使其具備單向度剪力盒的功能，並藉由設計使其可進行管線軸向試驗以及徑向試驗，可分別探討土壤液化或沉陷以及斷層位移對管線的影響，本次試驗主要在以理論分析做為比對項目，驗證設計效能是否可以滿足後續相關試驗的要求。

試驗佈置：

為能進行長向度管線振動台試驗，以既有之固定式砂箱加以改裝成為單向度剪力盒，固定式砂箱之原始空間為內部空間為 4.4m*1.3m*1.1m(長*寬*高)，以固定式砂箱作為外度加勁補強進度與防水底座，設計共 10 層滑動層，每層滑動距離±35 公分，可置放長度 3 公尺管線之單向度剪力盒，加裝滑動層後之內部淨空為 3.6m*1m*1.1m(長*寬*高)。如圖 1 所示。



圖 1 單向度剪力盒示意圖

由於本試驗主要是針對單向度剪力盒性能進行測試，考量隨機更換位置的活動性以及即時分析數據的效率，總計採用 10 顆即時傳輸無限加速度規，取樣頻率為 200 Hz，用以量測滑動框架以及土體內部的加速度歷時反應。

試驗規劃：

為確保其滑動層性能，在加裝橡皮膜後行分別進行空箱、乾砂以及飽和砂土之振動台測試，並以不同等級之白躁訊號、正弦波簡諧激振進行構架、固定式砂箱、以及不同高程滑軌的主要頻率，以確保其勁度與滑動度，進行測試的項目如表 1 所示。

表 1 振動台輸出之地震力

空箱		乾砂		飽和砂	
運動型態	方向與等級	運動型態	方向與等級	運動型態	方向與等級
White noise	50gal-X 50gal-XYZ	White noise	50gal-X 50gal-XYZ	White noise	50gal-X 50gal-XYZ
Sweep sine 1-50Hz	100gal-X 100gal-XYZ	Sweep sine 1-50Hz	100gal-X 100gal-XYZ	Sweep sine 1-50Hz	100gal-X 100gal-XYZ
TCU084	100gal-X 200gal-X 400gal-X 600gal-X	TCU084	100gal-X 200gal-X 400gal-X 600gal-X	TCU084	100gal-X 200gal-X 400gal-X 600gal-X
				HWA062	100gal-Xtrue 100gal-Xs 600gal-Xs 1000gal-Xs
WN and Sweep after Maximum EQ intensity					

試驗結果：

圖 2 為乾砂狀態下之位於砂土表面以及底部的加速度歷時圖與轉換函數，由圖上可以發現，在未經過地震前之頻率分析結果，土體頻率約落於 19 Hz，經反算土體波速約為 80 m/s，而在經歷地震後，土體頻率提升為 23 Hz，反算波速約為 92 m/s，此現象主要係因地震導致原本鬆散的砂土漸趨緊實，而由現場察看砂土表面高程亦有下沉的現象，而在受震過程中，位於各高程之滑動框架亦很平順的產生滑動。

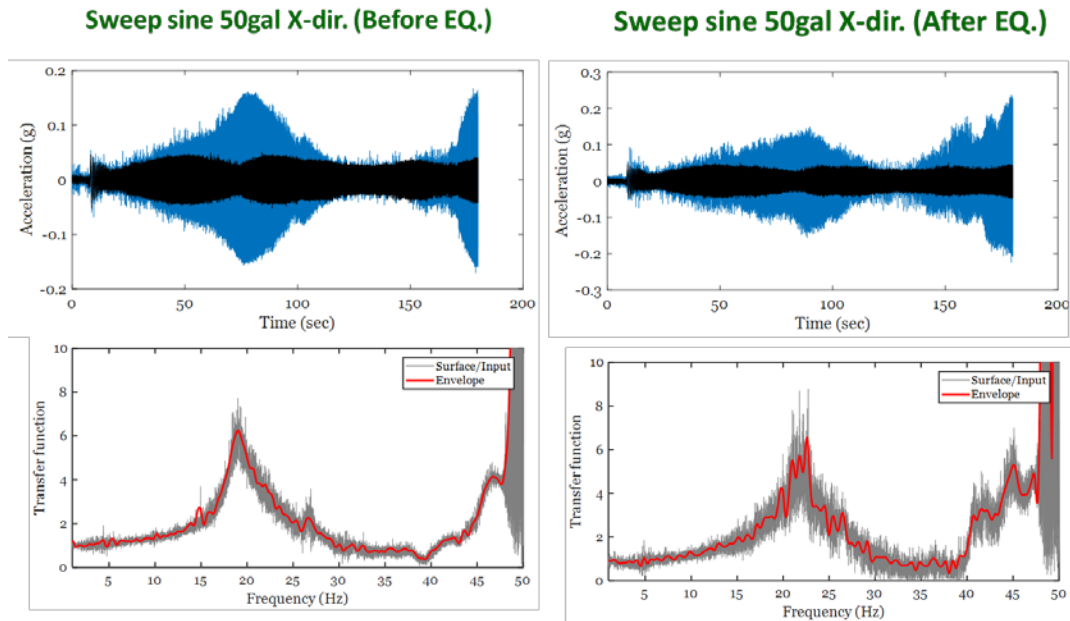


圖 2 乾砂狀態下經過地震後之土體頻率變化圖

圖 3 為乾砂狀態下之於砂土表面的加速度歷時，由於單向度剪力盒主要在模擬半無限域中地盤反應分析的現象，因此，本研究將所得到的土體材料參數轉化為數值分析所需的資料，逐步輸入於 DEEPSOIL 分析軟體中，並將兩者進行比對，由結果中可以發現，無論是置放於砂表面或砂中之加速度反應譜與 DEEPSOIL 中所得到的結果相當一致，表示在模擬地震運動下，單向度剪力盒確實可達到預期的效能，故將可滿足後續將進行的管線土壤液化試驗以及過斷層試驗。

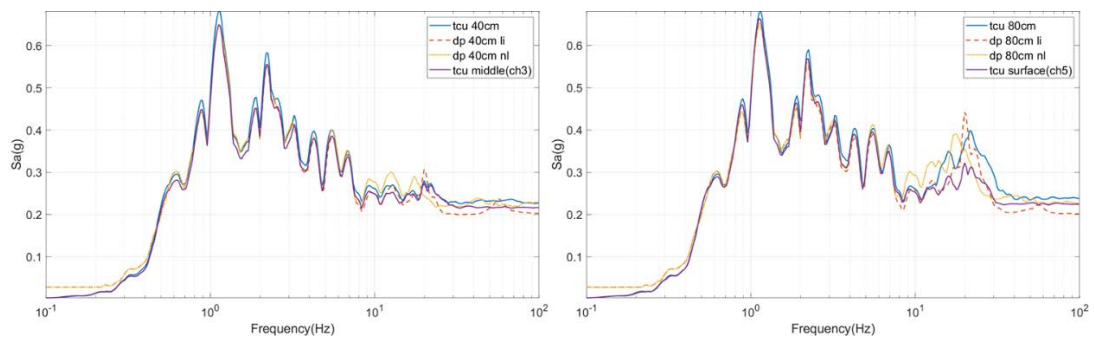


圖 3 乾砂狀態下之加速度反應譜

近斷層建築物抗倒塌技術研發(結構配置扭轉效應之研究)

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫/科技部研究計畫

計畫名稱：近斷層建築物抗倒塌技術研發—子計畫：近斷層地震下鋼筋混凝土構架接頭破壞與倒塌行為研究(II)

計畫編號：MOST 107-2625-M-224-001 -

計畫主持人：李宏仁

參與人員：Tomomi Suzuki, Kenneth Elwoo, 蔡仁傑, 蕭輔沛, 黃世建, 王佑瑜, 林建興

聯絡電郵：leehj@yuntech.edu.tw

試驗期間：109 年 01 月至 09 月

試驗地點：台南地震模擬振動台

試驗目的：

不規則的鋼筋混凝土建築物在地震時很容易有局部所壞或崩塌破壞，結構非線性動力反應之扭轉效應尚未在過往研究中被釐清，少有研究探討構件非線性行為導致之扭矩反應。本研究藉由振動台實驗探討既有鋼筋混凝土建築物之動力非線性扭轉效應，台灣國震中心 NCREE 和紐西蘭地震中心 QuakeCoRE 跨國雙邊合作在國震中心台南實驗室振動台測試兩座 1/2 縮尺七層樓鋼筋混凝土建築模型，以單方向輸入 921 地震時紀錄的一筆近斷層地震波。兩座試體皆為軟弱底層建築，第一座試體為韌性配筋依序測試勁度不對稱和部分構件損傷造成之不規則扭轉效應。第二座試體則有部分柱不具韌性配筋，該柱設計為撓剪破壞，模擬因不對稱的強度衰減導致之不規則扭轉效應。

試驗佈置：

如圖 1 所示 1/2 縮尺七層樓具軟弱底層之建築模型是由 A、B、C 三個模組垂直續接而成，本實驗僅模組 A(即底部二層半結構)是重新設計和製作，頂上以鋼板螺栓續接可重複使用的模組 B 和 C，節省實驗損耗。兩座試體在短向(X 向)皆有明顯的 1F 軟弱底層，2F 至 7F 的層高為 1F 的一半且短向有 RC 外牆，短向僅有一跨，長向兩跨，跨度均為 3.5 m，如圖 1 所示。

兩座試體設計摘要如表 1 所示。模組 A 所有的柱斷面為 250 x 250 mm，Specimen-1 柱具有符合 ACI 和 NZS 3101:2006 規範的韌性配筋細節排除所有的非韌性破壞，每支柱配置 8 支 D16 縱向鋼筋輔以 D10 間距 50 mm 之耐震彎鉤閉合箍筋和繫筋緊密圍束。Specimen-1 旨在探索勁度不對稱和損傷不對稱導致的扭轉效應，因此起初先在其西側構架內以順砌法填滿半 B 磚牆，先作振動台測試，沿 X 向輸入單方向近斷層地震波，由於勁度不對稱導致的扭轉效應，使東側無磚牆的柱受到較大的層間變位，導致撓曲降伏，稱之為 Series-1A。接著拆除填充磚牆，使結構平面構件尺度恢復為對稱，再同樣沿 X 向輸入地震波，由於先前東側柱已經進入撓曲降伏有局部損傷，因此會有較軟弱情況，導致意外的扭轉效應，這部分命名為 Series-1B。

表 1 試體概要

Specimen	Specimen-1		Specimen-2
Test series name	Series-1A	Series-1B	Series-2
Source of torsional response	Torsional irregularities	Damage irregularity	Non-ductile irregularity

Illustration of irregular systems				
Irregularity produced by		URM infill in West frame	Damage on East frame	Early strength degradation in East (non-ductile) frame
Columns (Unit A)	Dimensions	250 mm x 250 mm		
	Longi. Reinf.	2.6% from 8 D16 bars		
	Trans. Reinf.	Ductile	D10@50 mm hoops (135-degree hooks) and cross ties (180-degree hooks)	
		Non-ductile	N/A	D6 (East) or D10 (Middle)@250 mm hoops with 90-degree hooks
Beams (X-dir in Unit A)	Dimensions	250 mm x 400 mm		
	Longi.Reinf.	Ends: 4 D16 top and bottom; Middle: 4 D16 top and bottom		
Beams (Y-dir in Unit A)	Dimensions	250 mm x 450 mm		
	Longi. Reinf.	Ends: 6 D16 top and bottom; Middle: 4 D16 top and 6 D16 bottom		
Shear Walls	Thickness	150 mm		
	Reinforcement	Two layers of horizontal and vertical D10 bars @ 150mm		
Slabs	Thickness	100 mm		
	Reinforcement	Two-way D10 bars spaced @ 150 mm top and bottom		
Weight	Additional	2.3 ton (at each story from cast-in concrete block)		
	Total	136 ton (Including the base)		

另一座試體 Specimen-2 幾乎完全相同，除了一樓東側和中央四根柱箍筋號數和間距作了調整，東側構架兩根柱箍筋為單環箍 D6 間距 250 mm，中央構架兩根柱為單環箍 D10 間距 250 mm，使其塑鉸對應的剪力強度比值 $V_p/V_n = 0.80$ 和 0.63 ，以 Sezen and Moehle 模型評估可能是撓剪破壞；西側構架兩根柱塑鉸對應的剪力強度比值為 0.18 ，預期為撓曲塑鉸控制。本研究選擇柱箍筋量東西側不均勻的配置，以便調查非韌性配筋可能造成的意外扭矩，注意 Specimen-2 無填充磚牆，所以一樓平面就柱尺度而言是對稱結構物，但立面仍有顯著的軟弱底層，試體設計預期東側柱會先達撓曲降伏後剪力破壞，因此會導致意外的非線性扭轉效應。Specimen-2 所執行的實驗命名為 Series-2。

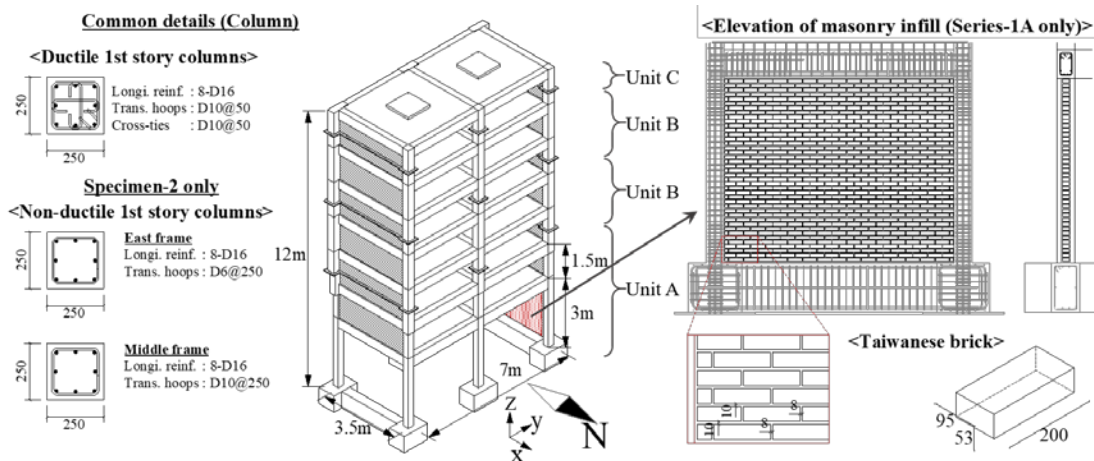


圖 1 振動台試體之柱斷面、整體尺度和填充磚牆

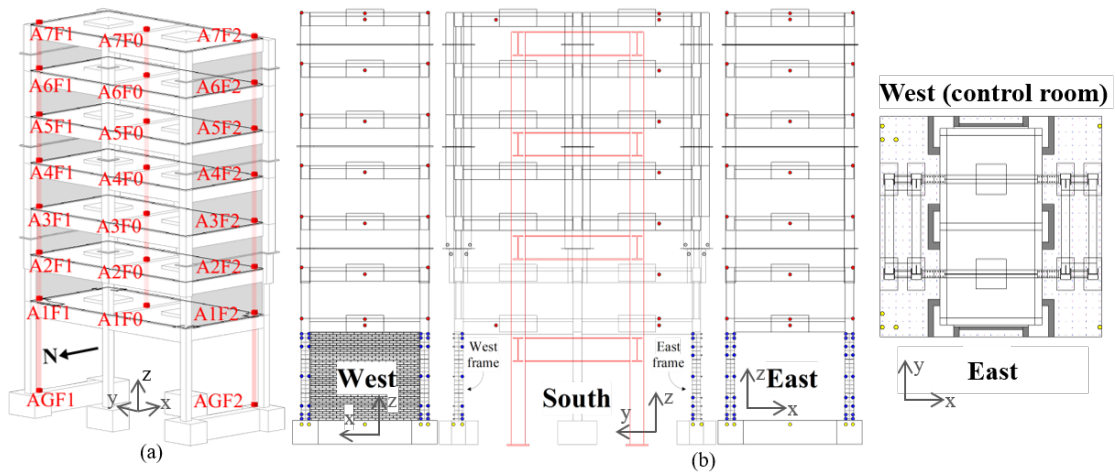


圖 2 加速度計和 MOCAP 反光球標位置圖

試驗規劃：

每次振動台試驗共安裝 23 個三軸加速度計，如圖 2 所示，並連接到 MTS FlexDAC 資料擷取系統，取樣頻率為 512 Hz，另外獨立用 Optitrak 公司的光學量測系統，在此稱之為 Motion Capture (MOCAP)系統量測，整體變位和局部變形。此系統係以攝影鏡頭追蹤反光球體的空間座標，因此試體表面在鏡頭可以拍到的範圍內黏貼 159 個反光球在試體上，如圖 2 所示。光學量測系統的取樣頻率為 128 Hz。

本實驗選用 921 地震時 CHY101 測站東西向地震紀錄，此筆記錄不僅代表台灣地區近斷層地震波特性，也同時是紐西蘭威靈頓市近斷層地震波模擬的情境選擇之一，原始地震紀錄由美國太平洋地震工程研究中心 PEER 地震紀錄資料庫下載，因為試體為 1/2 縮尺，故依相似律將時間間隔乘以 $1/\sqrt{2}$ ，然後參考 Baker 的方法，將縮時後的地震紀錄振幅乘以 2.65 倍以符合威靈頓市 2500 年回歸期地震條件的反應譜。經縮時和放大振幅後的地震紀錄 PGA 為 0.90g，PGV 為 1.22 m/s，在本文中定義為 100%。為了方便，地震紀錄前 9 秒的振幅很小直接忽略，此地震波 100%和反應譜如圖 3 所示，表 2 列出每次實驗共輸入的四次地震波，每天試驗前和每筆地震波輸入之間，皆實施白噪作系統識別自然頻率。

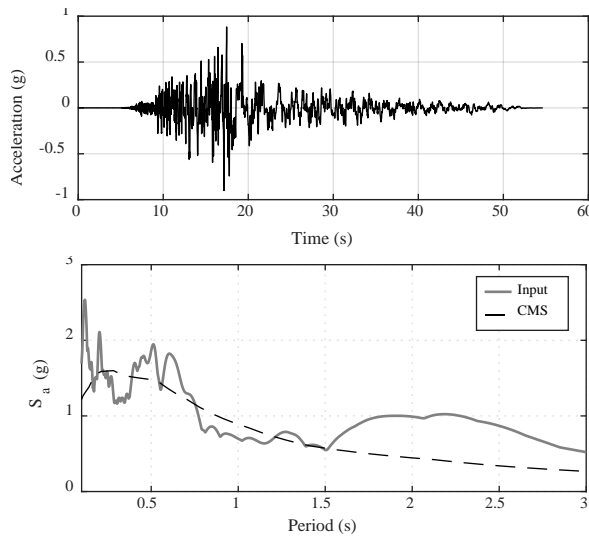


圖 3 輸入地震波(100%)之加速度歷時和反應譜

表 2 各系列試驗之輸入地震波順序

#	Series-1A (URM)		Series-1B (No URM)		Series-2 (Non-ductile)	
	Test name	Scale	Test name	Scale	Test name	Scale
1	1A-10%	10%	1B-10%	10%	S2-10%	10%
2	1A-20%	20%	1B-20%	20%	S2-20%	20%
3	1A-60%	60%	1B-40%	40%	S2-40%	40%
4	1A-60%-2	60%	1B-60%	60%	S2-60%	60%

試驗結果：

由於軟弱底層故，結構性損壞集中於底層，故在此僅說明一樓的結構行為。圖 4 顯示一樓東西兩側構架之層間變位和柱照片，圖 5 呈現一樓東西兩側構架柱在 60% 地震波後結果，最後圖 6 和圖 7 顯示一樓 X 向層間變位歷時和樓板轉角歷時。所謂層間變位是將由 MOCAP 監測的梁頂位移除以層高 3000 mm，而樓板轉角則是將東西兩構架 X 向側位移差除以 Y 方向初始距離。東側構架之正向或負向尖峰變位和樓板轉角也一併呈現於圖中。

在 Series-1A 試驗時西側有填充磚牆，但初期扭轉效應並不算顯著，在 1A-10% 和 20% 地震波試驗中，西側構架一樓層間變位角非常小，而東側大約 1%，應變計和變位監測顯示結構物還在彈性範圍。隨後的 1A-60% 地震波使東側一樓層間變位達 5.5%，而填充牆的西側一樓層間變位僅 0.4%，扭轉較為顯著，由於具有韌性配筋，東側一樓柱有保護層剝落、撓曲裂縫等現象，但無明顯壓力區擠碎或鋼筋挫曲跡象，變形由柱兩端撓曲降伏控制，至於西側填充磚牆有幾道斜裂縫但大致完好，柱則僅有輕微撓曲裂紋。隨後重複輸入 60% 地震波，並未擴大損壞情況，西側一樓層間變位 0.5%，但東側增加為 7.5%。圖 7 顯示樓板旋轉角差異。1A 試驗後東側留下殘餘變位 1% 對於後續的試驗有一定程度的影響。

在 Series-1B 試驗時仍有顯著的扭轉反應，因為東側柱已有損傷和殘餘變位，西側構架拆除磚牆後側向變位明顯增加但還是追不上東側構架，在 1B-10% 至 40% 地震波輸入階段，已經受損過的東側構架並沒有新增太多可見的裂縫或剝落，直到 1B-60% 地震波輸入，試體逼近崩塌，東側構架一樓層間變位角高達 14% 且反復震盪已經無法回復到原點，試體有明顯的扭曲變形，顯示試體已經逼近崩塌狀態。

在 Series-2 試驗結構平面對稱，故在前三次試驗到 40% 地震波輸入，大致維持對稱反應無顯著扭轉效應。在 S2-40% 試驗過程中出現振動台和試體藕合的旋轉共振，試驗後台面持續較久的自由振盪，如圖 6 所示。最後 S2-60% 就開始出現不對稱的層間變位，即扭轉反應在最大地震脈衝後因為東側非韌性柱發生撓剪破壞強度衰減所致，東西側層間變位差距急速拉開在反復幾個振盪之後，如圖 7 所示，非韌性配筋的柱因撓剪破壞失去軸向承載能力而造成結構崩塌，試體趴在防護的鋼構架上，東側柱有顯著的剪壞和鋼筋挫曲現象，西側柱則仍維持撓曲降伏有顯著裂縫，混凝土剝落，但沒有破壞。

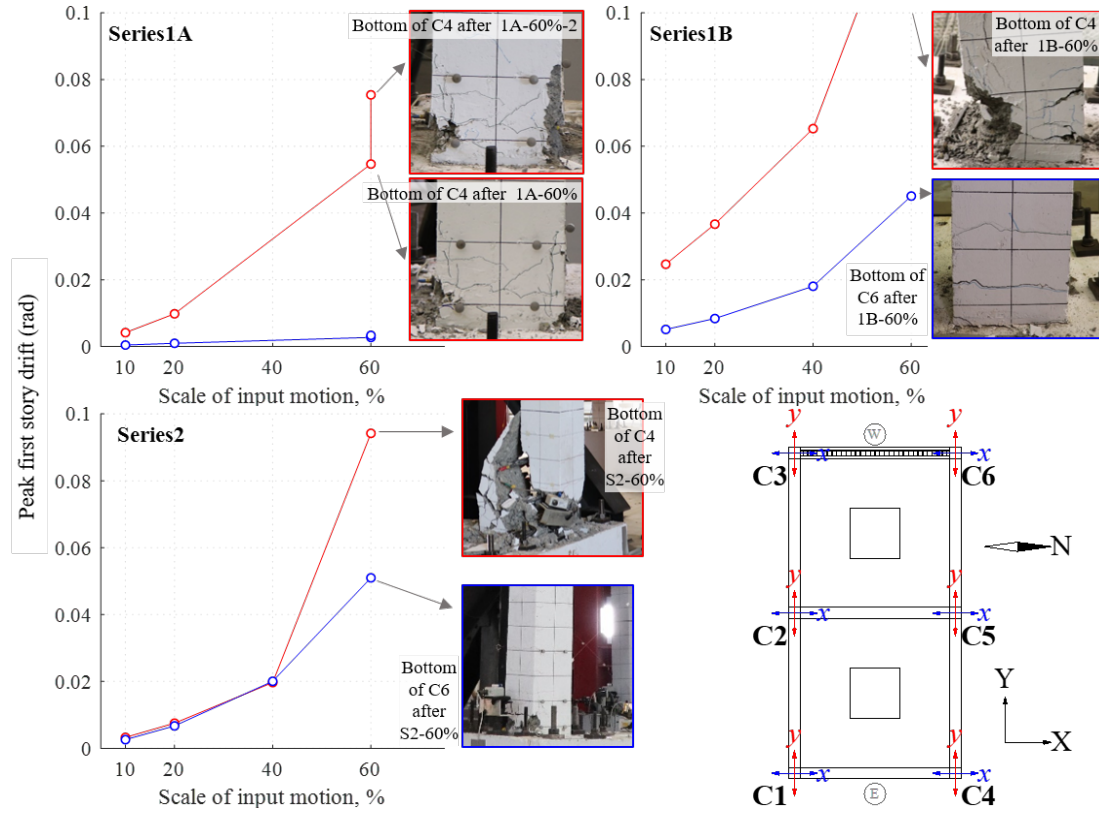


圖 4 軟弱底層橫向尖峰變位和柱底照片

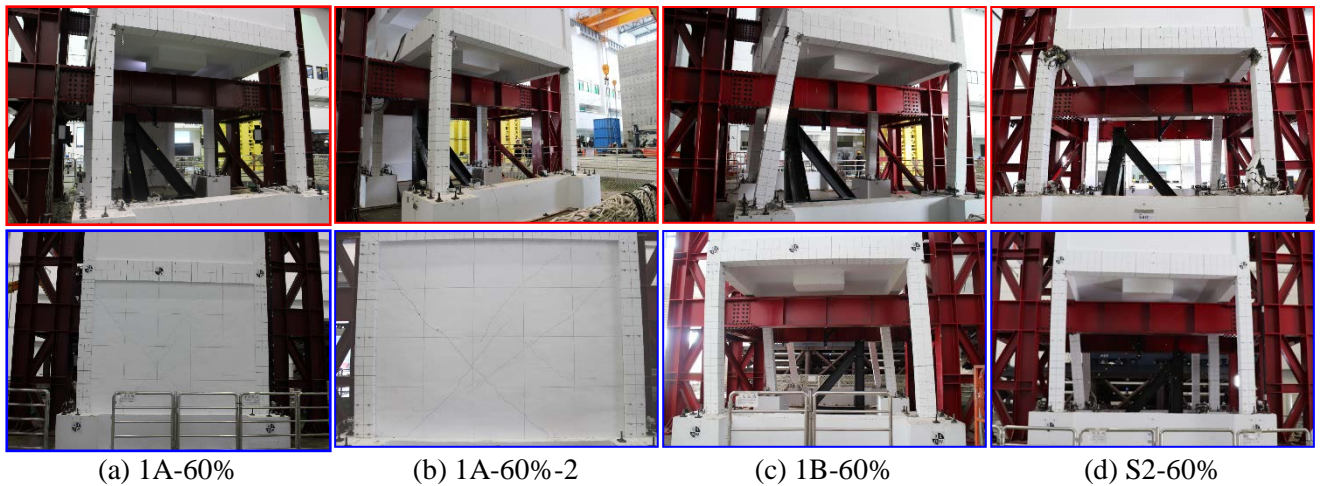


圖 5 各試驗之東側(上排)和西側(下排)照片比較

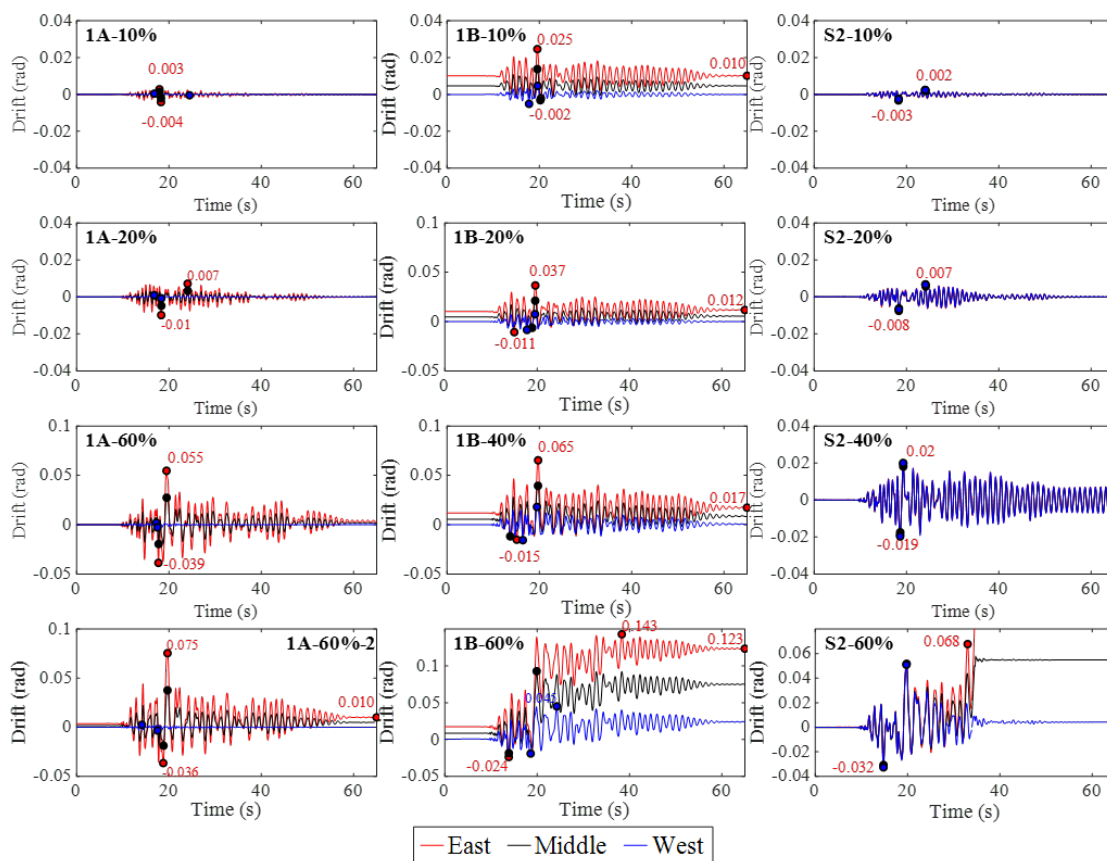


圖 6 各試驗東側、中央和西側構架一樓層間變位歷時反應

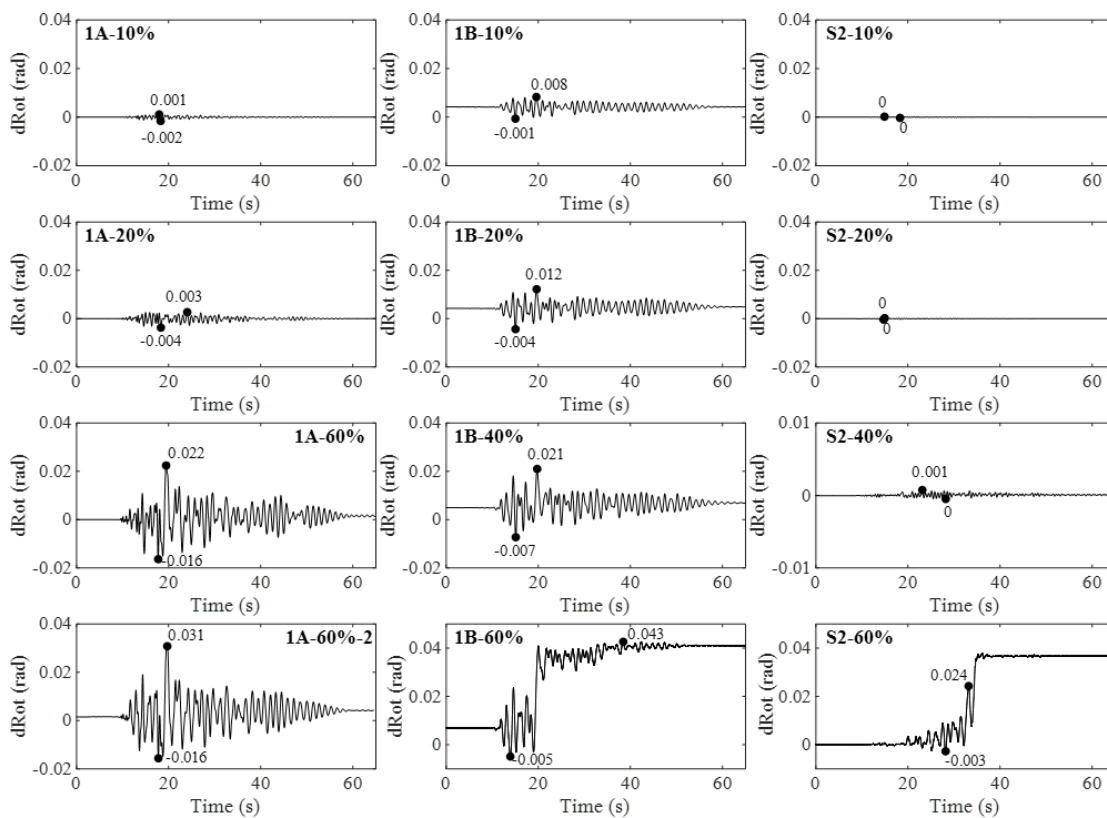


圖 7 各試驗一樓版旋轉角歷時反應

相關著作：

Data paper:

1. Hwang, S.-J., Lee, H. J., and Elwood K. “Shake-table Tests of Seven-story Reinforced Concrete Structures with Torsional Irregularities”
<https://doi.org/10.17603/ds2-q6cf-mb79> (Specimen-1)
<https://doi.org/10.17603/ds2-94sa-7r36> (Specimen-2)

Conference paper:

1. Suzuki, T.*, Purannam, A. Y., Elwood K. J., Lee, H.-J., Tsai, R.-J., Hsiao, F.-P., and Hwang, S.-J., (2019) "Seismic Response of Half-Scale Seven-Story Reinforced Concrete Structure with Torsional and Damage Irregularities," International Conference in Commemoration of 20th Anniversary of the 1999 Chi-Chi Earthquake, Taipei, Taiwan, September 15-19, 2019.
2. Suzuki, T., Elwood, K., Puranam, A., Lee, H.-J., Hsiao, F.-P. and Hwang, S.-J. (2020). "Seismic response of half-scale seven-storey RC systems with torsional irregularities: blind prediction", Proceedings of the 2020 New Zealand Society for Earthquake Engineering Annual Technical Conference, 2020-04-22.