

預力自復位系統的應用與研究:摩擦接合板結合自復位斜撐耐震性能 Application and Research on Post-Tensioned Self-Centering Structures: Self-Centering Brace with a Frictional Gusset Connection

周中哲¹ 鍾秉庭² 凌郁婷³

¹ 國立臺灣大學土木工程系 教授

² 國立臺灣大學土木工程系 研究助理

³ 國立臺灣大學土木工程系 碩士生

Email: cechou@ntu.edu.tw

摘要

雙核心自復位斜撐(DC-SCB)可提供穩定消能及自復位(減少側向殘餘變形)的能力,利用三組鋼構件及兩組拉力構件改變斜撐中的傳力機制,在相同拉力構件應變下,使雙核心自復位斜撐變形量可達傳統自復位斜撐變形量的兩倍,因此在相同斜撐變形量下大幅降低對拉力構件彈性應變需求。拉力構件可採用國外製造的碳纖維或玻璃纖維棒亦可採用國內常使用的高強度鋼絞線(但彈性應變較複合材料纖維棒低),為避免斜撐中的預力因超過設計預期的軸向變形導致鋼絞線進入非線行為而研發高性能雙核心自復位斜撐,是由雙核心自復位斜撐(DC-SCB)和接合板摩擦裝置(FGC)串聯而成,藉由 FGC 滑動摩擦變形來增加額外變形能力,本文說明預力自復位系統國外應用與研究及高性能雙核心自復位斜撐的力學行為,並以斜撐試驗及一層樓單跨斜撐試驗驗證其耐震行為。

關鍵字: 預力自復位系統、鋼造自復位斜撐、設計技術、實驗、分析

一、前言

結構物於地震作用下會利用消能元件消釋能量,但大地震時消能元件在非線性變形階段時勁度的大幅降低易造成結構物震後產生永久殘餘變形,增加結構物危險性與維修困難度,更難評估具殘餘變形結構物補強後的耐震能力及使用年限,因此如何進一步地提升結構物抗震性能及減少結構物在受震時最大變形和殘餘變形的發生成為自復位系統的研究重點。在受震後具有自復位能力以達到小殘餘位移目標的自復位系統源於美國 1990 年代的研究,最早以預鑄的混凝土或鋼構造上的後拉式預力系統為研究重點 [Priestley et al. 1999, Ricles et al. 2001, Chou et al. 2006]。用於柱與基礎及梁柱接頭的後拉式預力自復位系統可有好的變形能力及旗幟型能量消釋減小殘餘變形,亦經很多研究證實力學及抗震行為,近年來有不少實際工程應用案例(圖 1),但這種新系統會大幅改變現場施工方式,在臺灣營造環境施工的困難度較大,因此發展具有自復位的消能元件(斜撐)可直接安裝於傳統建築物中,也不改變臺灣現場施工作業,但可提供結構物具低殘餘變形的抗震能力。

鋼造建築物中常見的制震系統以抗彎構架及斜撐構架為主，均利用結構構件非線性韌性行為降低結構物承受之地震力，而斜撐構架的類型有：同心斜撐構架(CBF)、挫屈束制斜撐構架(BRBF)或其它具有抗震消能的斜撐構架，其中挫屈束制斜撐(BRB)在地震下受壓而不會發生挫屈以產生良好的能量消釋能力[蔡克銓、賴俊維 2002, 陳正誠 2000]。作者發展的 SBRB 是利用螺栓將核心單元與兩組獨立的圍束單元栓接成一體，可無需內灌混凝土簡化鋼構廠生產工項及流程(可節省約 50%生產時間)，具有強震後現場拆卸檢查及重覆使用圍束構件能力[周中哲、劉佳豪 2012]，亦使用於不少國內外案例(圖 2)，BRB 雖有穩定消能能力但在強烈地震下有機會造成構架的側向殘餘變形[Uang and Kiggins 2003, Tremblay et al. 2008]。

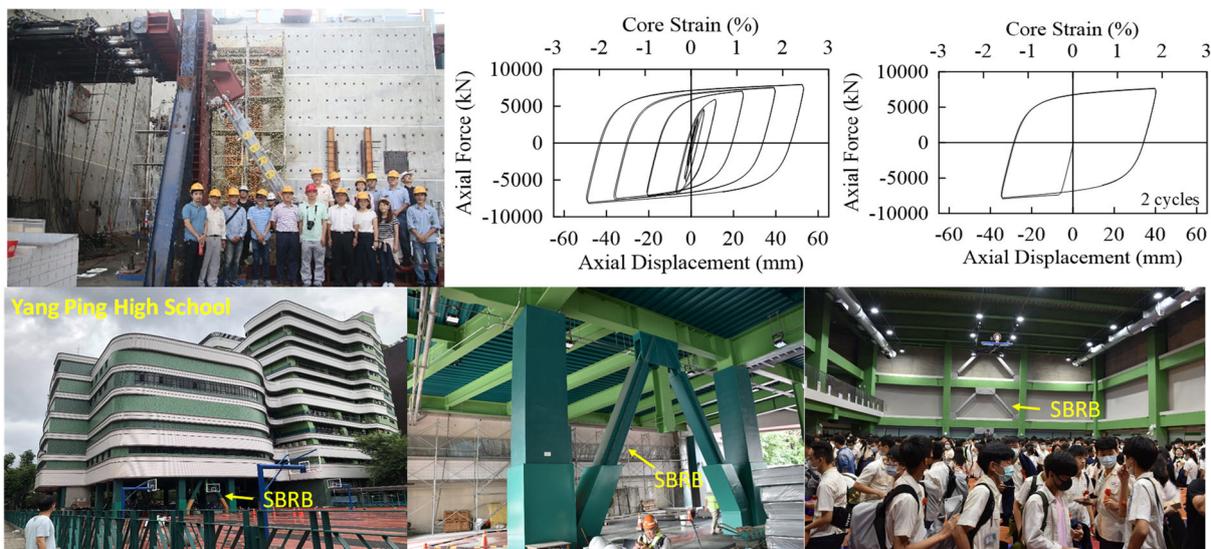


(a) Japan



(b) New Zealand

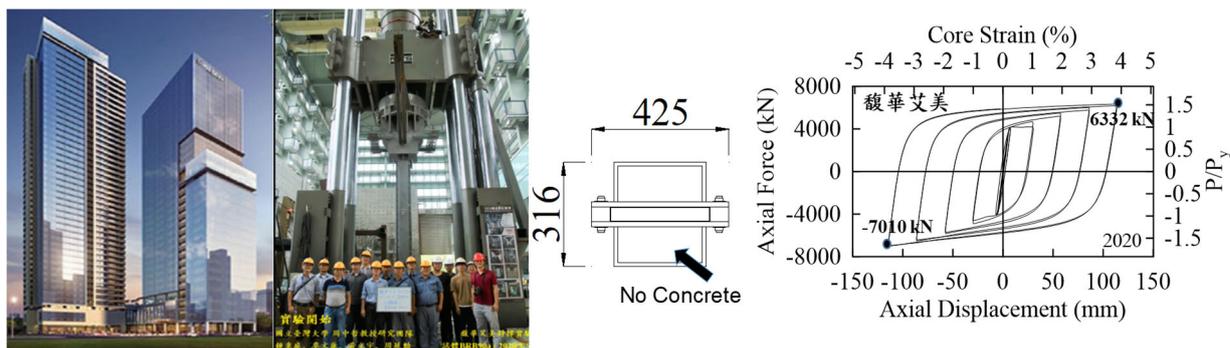
圖 1 自復位系統建築應用案例



(a) 台北私立延平高級中學(東鋼鋼結構製造, 2018)



(b) 台北市廣慈公宅(長榮重工製造, 2019)



(c) 新北市板橋馥華艾美(東鋼鋼結構製造, 2020)

圖 2 SBRB 應用案例

二、自復位斜撐(SCB)

美國、加拿大、中國及日本等在過去已有研發多種不同型式的自復位斜撐，作者等人[2012-2019]發展的雙核心自復位斜撐(DC-SCB)，可提供穩定消能及自復位(減少側向殘餘變形)的能力，利用三組鋼構件及兩組拉力構件改變斜撐中的傳力機制，在相同拉力構件應變下，使雙核心自復位斜撐變形量可達傳統自復位斜撐變形量的兩倍，或是在相

同斜撐變形量下大幅降低對拉力構件彈性應變需求，與挫屈束制斜撐構架相比，雙核心自復位斜撐構架具有相似的最大層間位移角和較小的殘餘層間位移角(圖 3)。雙核心自復位斜撐的自復位能力是由拉力構件之初始預力所提供，然而此斜撐的變形若超過設計值會導致拉力構件降伏而使得初始預力損失及產生殘餘變形。

學者 Erochko 等人[2015]提出一種高性能的自復位斜撐(High-Performance SCED)，由自復位斜撐(SCED)和摩擦裝置串聯組成，當此斜撐的軸向位移超過拉力構件之彈性應變極限時，和斜撐串聯之摩擦裝置會開始滑動，進而避免初始預力損失。在相同的拉力構件下，DC-SCB 的變形能力為 SCED 的兩倍，然而在較短的 DC-SCB 中仍然存在其應用的限制。因此，本研究提出高性能雙核心自復位斜撐，是由雙核心自復位斜撐(DC-SCB)和接合板摩擦裝置(FGC)所串聯而成，並介紹高性能雙核心自復位斜撐的力學行為，接著進行斜撐試驗及一層樓單跨斜撐試驗以驗證其耐震行為。

三、高性能雙核心自復位斜撐(DC-SCB)

圖 4 為高性能雙核心自復位斜撐的力學行為圖，圖 4(a)為 DC-SCB 和斜撐右端的 FGC 所串聯，DC-SCB 是由三個方形鋼構件、一個摩擦消能裝置(EDD)和兩組拉力構件所組成，其中兩組拉力構件分別錨定於不同鋼構件之端部，可使斜撐的變形能力加倍，而第一核心構件和外層構件的相對運動會使得斜撐左端的 EDD 滑動而產生摩擦消能。FGC 位於斜撐的右端，並藉由螺栓栓接將斜撐右端的延伸板、雙接合板及摩擦消能板組合而成。

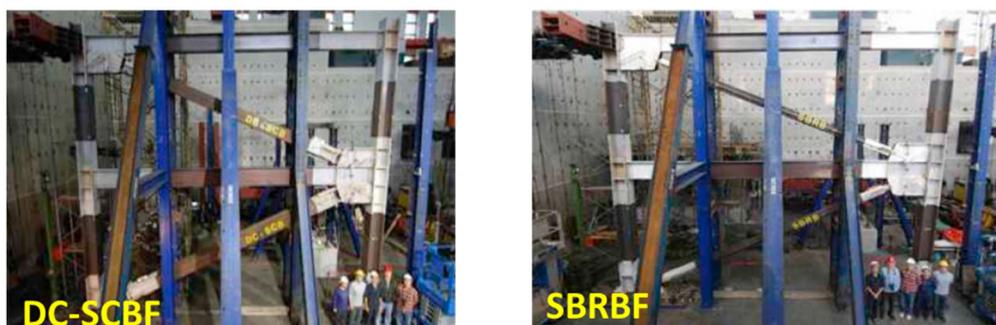
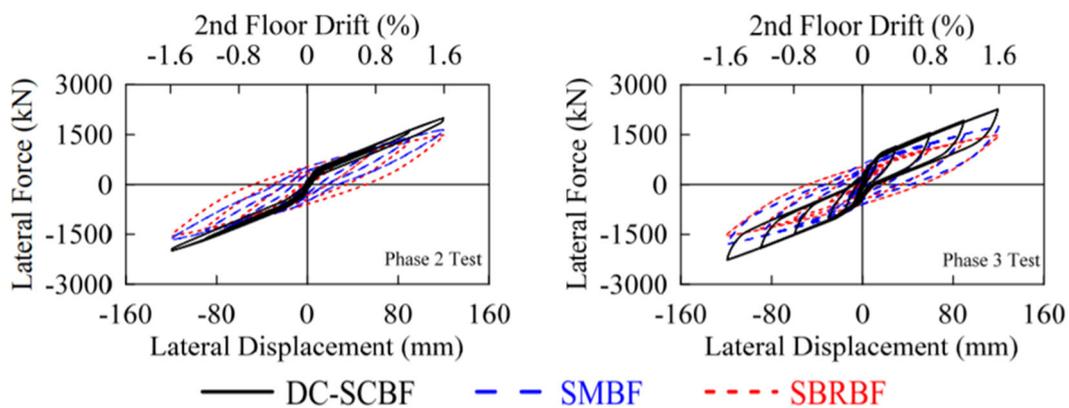


圖 3 DC-SCBF 及 SBRBF 試驗

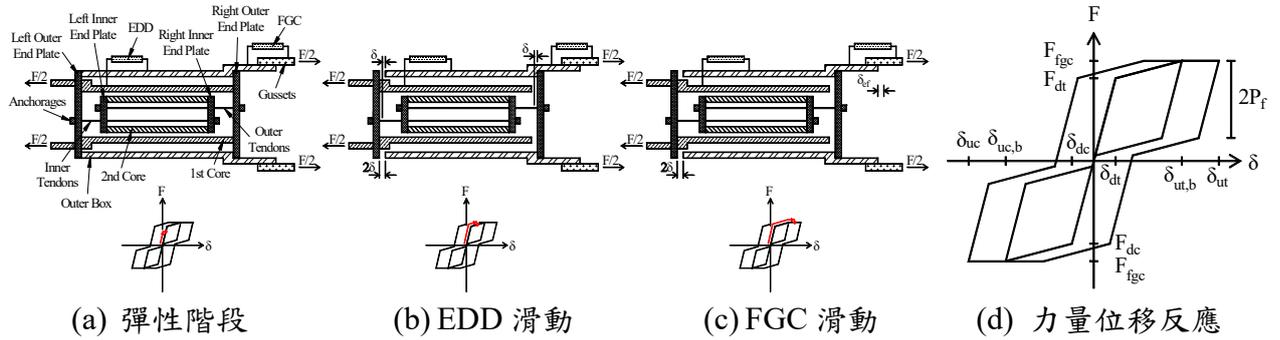


圖 4 高性能雙核心自復位斜撐之力學行為

高性能雙核心自復位斜撐的力學行為有三個運動階段，分別為(1)彈性階段，(2)EDD滑動，及(3)FGC滑動。三個鋼構件在彈性階段沒有相對運動(圖 4(a))；當斜撐軸拉力超過開啟力 F_{dt} 時，第一核心構件和外層構件開始相對於第二核心構件運動(圖 4(b))，開啟力 F_{dt} 為拉力構件之初始預力 P_{dt} 和 EDD 之摩擦力 P_f 的總和：

$$F_{dt} = P_{dt} + P_f = \frac{nT_{in}}{2} + P_f \quad (1)$$

其中 n 為拉力構件的數量； T_{in} 為單支拉力構件的初始預力。對應於斜撐受拉時之開啟力 F_{dt} 的開啟位移 δ_{dt} 為：

$$\delta_{dt} = \frac{P_f}{K_{ob}} + \frac{\frac{n}{2}T_{in}}{K_{1c} + K_{ob}} \quad (2)$$

其中 K_{1c} 和 K_{ob} 分別為第一核心構件和外層構件的軸向勁度。斜撐受拉時之初始彈性勁度為 K_{it} ($= F_{dt} / \delta_{dt}$)。當斜撐軸力超過開啟力時，後彈性勁度 K_{pt} 是由軸向力量所經過的兩組拉力構件和第二核心構件之軸向勁度串聯而得：

$$K_{pt} = \frac{1}{\frac{1}{\frac{n}{2}K_{ten}} + \frac{1}{K_{2c}} + \frac{1}{\frac{n}{2}K_{ten}}} \quad (3)$$

其中 K_{ten} 和 K_{2c} 分別為單支拉力構件和第二核心構件的軸向勁度。DC-SCB 之最大軸向位移 $\delta_{ut,b}$ 受到拉力構件的降伏應變 ε_y 所限制：

$$\delta_{ut,b} = 2(\varepsilon_y - \varepsilon_{in})L_y \quad (4)$$

其中 ε_{in} 為拉力構件之初始應變， L_y 為內層拉力構件的長度，相應的斜撐軸力 F_{ut} 為：

$$F_{ut} = F_{dt} + K_{pt} (\delta - \delta_{dt}) \quad \text{if } \delta_{dt} < \delta < \delta_{ut,b} \quad (5)$$

此階段中 FGC 沒有滑動，因此外層構件與第二核心構件以及第一核心構件和第二核心構件之間的相對位移 δ ，可得斜撐變形為 2δ ，高性能雙核心自復位斜撐在前兩個運動階段和傳統 DC-SCB 有相同的遲滯反應，如圖 4(b) 中的實線遲滯迴圈所示。

當斜撐軸力在第三階段啟動 FGC 時，斜撐右端延伸板和雙接合板之間會發生相對運動 δ_{fgc} ，其遲滯迴圈如圖 4(c) 中的實線所示。由於 DC-SCB 和 FGC 是一串聯系統，因此當 FGC 產生滑動時，斜撐軸力會保持相同，兩組拉力構件也保持相同的伸長量而無進一步增加(圖 4(c))，這可避免拉力構件降伏，此時斜撐的變形量為 DC-SCB 變形量 2δ 和 FGC 滑動量 δ_{fgc} 的總和，對應之斜撐軸力 F_{ut} 為：

$$F_{ut} = F_{fgc} = N \times \mu \times N_b \times P_b \times N_{fs} \quad \text{if } \delta \geq \delta_{ut,b} \quad (6)$$

其中 N 為 FGC 的數量； μ 為鋼板與黃銅摩擦片之間的摩擦係數； N_b 為螺栓數量； P_b 為每個螺栓中的預緊力； N_{fs} 為鋼板和黃銅摩擦之界面的數量。當斜撐軸力卸載時，由於拉力構件的彈性回復力，使得各構件回到其初始位置，擁有自復位能力(圖 4(d))，而高性能雙核心自復位斜撐的殘餘變形僅在 FGC 滑動後才會發生。斜撐受軸壓力時，也可觀察到類似的行為。

四、高性能雙核心自復位斜撐試驗

圖 5 為 5.275 m 長高性能雙核心自復位斜撐於國家地震工程研究中心進行斜撐試驗，使用兩支油壓千斤頂施力於連接柱與斜撐的傳力梁上(圖 5(a))，斜撐角度為 60 度，標準載重試驗為由小至大的層間位移角(0.06%、0.11%、0.23%、0.46%、0.69%、1.37%、2.06%、2.74%及 3.43%)各反覆兩圈所組成。圖 5(b)為高性能雙核心自復位斜撐之軸力與軸位移的反應關係，包含 FGC 在層間位移角-2.4%(A 點)和+3.2%(B 點)的滑動。在層間位移角 3.43%，斜撐最大軸拉力與軸壓力和 FGC 的摩擦力相同，分別為 3205 kN 和 3657 kN，然而不同的載重方向具有不同的摩擦力，使得斜撐受拉時的 FGC 比斜撐受壓時的 FGC 更早滑動(圖 5(b))，過去研究也顯示不同的滑動方向具有不同的摩擦力，這些摩擦力為設計值的 0.7-1 倍。圖 5(c)為雙核心自復位斜撐之軸力與軸位移的反應關係，不包含 FGC 的滑動，在層間位移角 3.43%的最後一圈下，DC-SCB 之最大軸拉位移和軸壓位移分別為 50 和 71 mm，小於 DC-SCB 和 FGC 的 92 和 77 mm (圖 5(b))。由鋼紋線上黏貼的應變計可得到初始預力從 690 kN 降至 385 kN(圖 5(d))，原因為 FGC 的滑動在另一側因摩擦力超過設計值導致最大絞線應變(=1.1%)，超過降伏應變(=0.7%)。

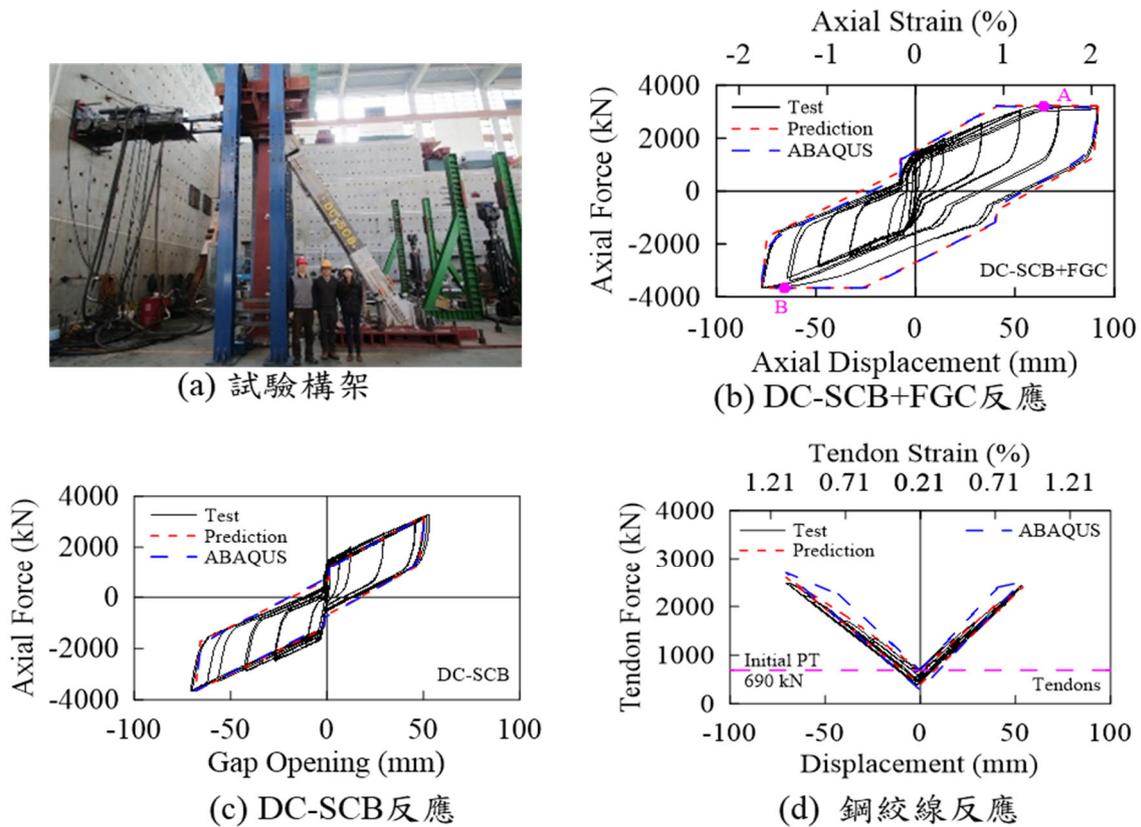


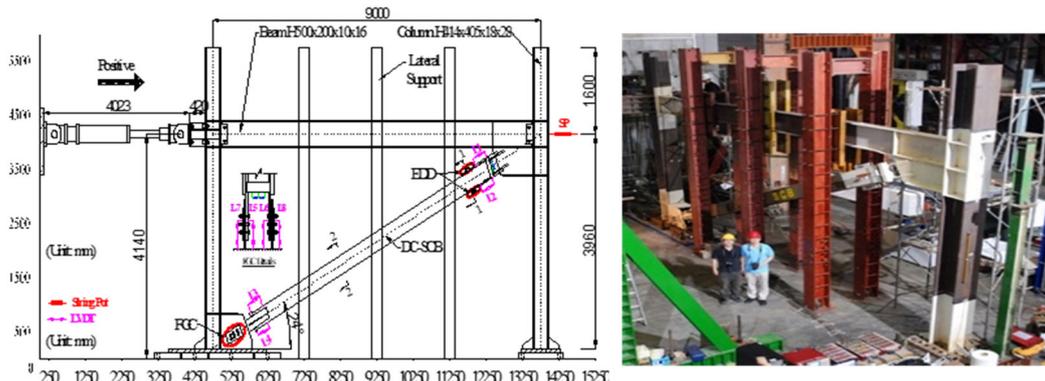
圖 5 高性能雙核心自復位斜撐試驗

五、一層樓高性能雙核心自復位斜撐構架試驗

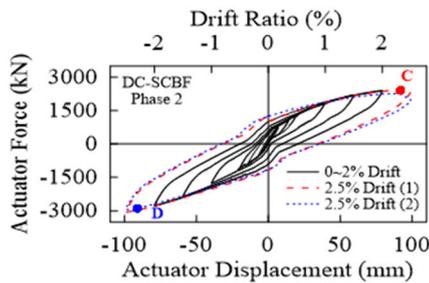
首先設計三層樓的鋼造雙核心自復位斜撐構架(DC-SCBF)，並測試兩組單跨 DC-SCB 以評估其耐震行為[Chou et al. 2016, 2019]，本研究採用與以往研究相同的斜撐構架，其中的 DC-SCB 被 DC-SCB+FGC 所代替，其中 EDD 放置於斜撐的上端，FGC 放置於斜撐的下端(圖 6(a))。本試驗進行兩階段的載重試驗，載重歷時均為由小至大的層間位移角 0.36%、0.5%、1%、1.5%、2%及 2.5%各反覆兩圈所組成，第一階段中 DC-SCBF 不含 EDD 反應，而第二階段中 DC-SCBF 包含 EDD 的能量消散。斜撐構架中的柱斷面尺寸為 H414×405×18×28 mm，梁斷面尺寸為 H500×200×10×16 mm，DC-SCB 之第一核心構件斷面尺寸為 T250×280×8 mm，第二核心構件斷面尺寸為 T210×240×10 mm，外層構件斷面尺寸為 T340×340×8 mm。

本節僅介紹第二階段的測試結果，DC-SCB 在層間位移角 0.36%時開始能量消散，梁和柱底在層間位移角 1%顯示降伏，其中根據應變計讀值可計算出梁端的軸力和力矩分別為 882 kN 和 550 kN-m，接近力量彎矩反應圖(P-M Curve)的包絡線。在層間位移角 +1.5%時，千斤頂側的梁端顯示出明顯的局部挫屈，在層間位移角+2.5%的第一個迴圈發生梁的側向扭轉挫屈(LTB)。斜撐受壓時的 FGC 在層間位移角-2.5%第二迴圈開始滑動，滑動位移為 14 mm，然而斜撐受拉時的 FGC 在測試過程沒有滑動。圖 6(b)為千斤頂之力量 and 位移反應，DC-SCBF 之最大推力 2403 kN 小於最大拉力 3066 kN，原因為梁受到

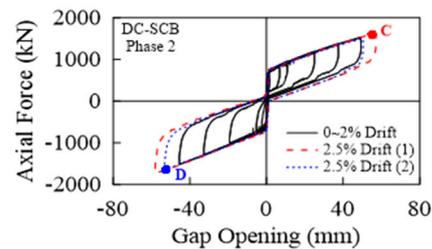
壓力和力矩的作用，使得梁發生側向扭轉挫屈(LTB)。圖中的 C 點表示層間位移角+2.3%第一個迴圈下的梁 LTB，D 點表示層間位移角-2.3%第二個迴圈下的 FGC 滑動。圖 6(c) 分別為 DC-SCB 之軸力與軸位移的反應關係，在層間位移角+2.5%時，斜撐最大軸拉力(=1597 kN)沒有達到 FGC 摩擦力，因此 FGC 沒有滑動；在層間位移角-2.5%第二個迴圈時，斜撐最大軸壓力(=1619 kN)和 FGC 摩擦力相同，使得 FGC 滑動 5.8 mm。



(a) 試驗構架



(b) 構架反應



(c) DC-SCB反應

圖 6 高性能雙核心自復位斜撐構架試驗

六、結論

本研究首先介紹高性能雙核心自復位斜撐的力學行為，此斜撐由雙核心自復位斜撐(DC-SCB)和接合板摩擦裝置(FGC)所串聯而成，並以斜撐試驗及一層樓斜撐構架試驗驗證其耐震行為。斜撐試驗結果顯示，FGC 在不同滑動方向會有不同摩擦力，使得 FGC 在斜撐受拉之 FGC 比斜撐受壓之 FGC 要早開始滑動，滑動後會增加斜撐整體消能能力。一層樓斜撐構架試驗結果圖 6 顯示，在層間位移角+2.5%時，斜撐最大軸拉力下沒有達到 FGC 摩擦力，因此 FGC 沒有滑動；在層間位移角-2.5%第二個迴圈時，FGC 開始滑動，此時鋼絞線最大應變小於 0.7%，因此斜撐構架中沒有觀察到 DC-SCB 初始預力損失，根據本研究可利用接合板摩擦裝置(FGC)滑動設計做為 DC-SCB 中預力絞線超過設計變形下的保險絲。

七、參考文獻

- [1] 周中哲, 蔡文璟, 鍾秉庭 (2019) 「鋼造自復位挫屈束制斜撐(SC-SBRB)發展及耐震試驗」, 結構工程, 第三十四卷, 第一期, 57-76 頁。
- [2] 周中哲, 蕭佳宏, 陳澤邦, 鍾秉庭, 范廷海(2017) 「全尺寸二層樓雙核心自復位斜撐構架與夾型挫屈束制斜撐構架之耐震試驗與非線性動力歷時分析」, 結構工程, 第三十二卷, 第二期, 35-64 頁。
- [3] 周中哲, 鍾秉庭, 鄭宇岑(2016) 「全尺寸雙核心自復位斜撐及夾型挫屈束制斜撐耐震試驗」, 結構工程, 第三十一卷, 第一期, 93-111 頁。
- [4] 周中哲, 陳映全, 范廷海, 鍾秉庭, 張武明(2014) 「鋼造雙核心自復位斜撐實驗分析與韌性斜撐構架之動力歷時行為」, 結構工程, 第二十九卷, 第三期, 81-104 頁。
- [5] 周中哲, 鍾秉庭(2014) 「交錨型雙核心自復位斜撐發展驗證: 耐震試驗及有限元素分析」, 結構工程, 第二十九卷, 第二期, 81-103 頁。
- [6] 周中哲, 陳映全(2012) 「預力雙核心自復位斜撐發展與耐震實驗」, 結構工程, 第二十七卷, 第三期, 108-126 頁。
- [7] 周中哲, 劉佳豪(2012) 「可更換核心板之挫屈束制消能斜撐實尺寸構架耐震試驗: 單與雙接合板設計及驗證」, 結構工程, 第二十七卷, 第二期, 95-114 頁
- [8] 蔡克銓, 賴俊維(2002) 「鋼骨消能支撐構架之耐震研究」, 結構工程, 第十七卷, 第二期, 第 3-32 頁。
- [9] 陳正誠 (2000) 「韌性同心斜撐構架與韌性斜撐材之耐震行為與設計」, 結構工程, 第十五卷, 第一期, 53-78 頁。
- [10] Chou, C.C., Hsiao, C. H, Chen, Z. B, Chung, P. T, Pham, D. H. (2019). “Seismic Loading Tests of Full-scale Two-story Steel Building Frames with Self-Centering Braces and Buckling-Restrained Braces. *Thin-Walled Structures*, 140, 168-181.
- [11] Chou, C.C., Wu, T. H., Beato Ovalle, R.A., Chung, P. T., Chen, Y. H. (2016). “Seismic Design and Tests of a Full-Scale One-Story One-Bay Steel Frame with a Dual-Core Self-Centering Brace.” *Engineering Structures*, 111, 435-450
- [12] Chou, C.C., Chung, P.T. and Cheng, Y.T. (2016), “Experimental evaluation of large-scale dual-core self-centering braces and sandwiched buckling-restrained braces”, *Eng. Struct.*, 116, 12-25.
- [13] Chou, C.C. and Chen, Y.C. (2015), “Development of steel dual-core self-centering braces: quasi-static cyclic tests and finite element analysis”, *Earthquake Spectra*, 31(1), 247-272.
- [14] Chou, C.C. and Chung, P.T. (2014), “Development of cross-anchored dual-core self-centering braces for seismic resistance”, *J. Constr. Steel Res.*, 101, 19-32.
- [15] Chou, C.C. and Chen, S.Y. (2010), “Subassembly tests and finite element analyses of sandwiched buckling-restrained braces”, *Eng. Struct.*, 32, 2108-2121.
- [16] Chou, C. C., Chen, J. H., Chen, Y. C., and Tsai, K. C. (2006). “Evaluating Performance of Post-Tensioned Steel Connections with Strands and Reduced Flange Plates” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(9), pp. 1167-1185.
- [17] Erochko, J., Christopoulos, C. and Tremblay, R. (2015), “Design, testing, and detailed component modeling of a high-capacity self-centering energy-dissipative brace”, *J. Struct. Eng.*, 141(8).
- [18] Priestley N.J., Sritharan S., Conley J., Pampanin S., (1999). Five-Story Precast Concrete Test Building. *PCI J.* 44(6), 11011999.42.67
- [19] Ricles JM, Sause R, Garlock MM, and Zhao C. (2001). Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames. *J. Structural Engineering*, ASCE, 127(2), 113-121.
- [20] Tremblay, R., Lacerte, M. and Christopoulos, C. (2008), “Seismic response of multistory buildings with self-centering energy dissipative steel braces”, *J. Struct. Eng.*, 134, 108-120.
- [21] Uang, C.M. and Kiggins, S. (2003), “Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames”, Report No. NCREE-03-026; Int. Workshop on Steel and Concrete Composite Construction, National Taiwan University.

抗彎矩消能斜撐耐震行為與設計

Seismic Behavior and Design of Natural Buckling Braces

蕭博謙^{1*} 李承益²

¹ 國立台灣科技大學營建工程系 助理教授

² 國立台灣科技大學營建工程系 研究生

Email: pchsiao@mail.ntust.edu.tw

摘要

特殊同心斜撐構架系統(Special concentrically braced frame, SCBF) 因先天上具有快速提升結構勁度之特性，已被廣泛使用於強震地區之建築結構中。但傳統挫屈斜撐通常有變形容易局部集中與強度衰退快速等之脆性破壞問題，導致結構韌性容量變形能力較低之缺點。為改善傳統挫屈斜撐韌性不足與遲滯消能行為不穩定等問題，本研究過去已開發一新型抗彎矩消能斜撐(Naturally buckling brace, 文中皆以 NBB 代稱)之設計概念，經前期試驗驗證此 NBB 桿件不僅可大幅提升斜撐之韌性容量亦具備穩定之遲滯消能行為。

為進一步探究 NBB 之耐震行為特性，本研究規劃兩階段試驗，第一階段試驗採單軸試驗方式進行，旨在探討於反復加載作用下，不同細長比對 NBB 之遲滯性能的影響，此階段試驗亦同時探討斜撐不同斷面型式及繫接接合細節對遲滯性能之影響。其結果主要顯示較低細長比之 NBB 相較於高細長比之 NBB，產生拉壓較對稱之遲滯行為，並可進一步延遲桿件局部挫屈和斷裂破壞的發生。而第二階段試驗採子構架試驗方式，旨在進一步探討成對 NBB 斜撐於構架中之遲滯性能與特性，並探討其於遠域及近斷層反復加載作用下之性能差異。試驗中設計參數包含斜撐角度、桿件整體細長比、斷面寬厚比與低降伏鋼材等。研究結果驗證成對 NBB 可在遠域和近斷層加載下，均提供對稱及穩定之強度與遲滯行為，惟細長比較大之斜撐於試驗反應中觀察到有強度衰退之現象，且此衰退現象於近斷層加載中明顯放大，而本研究依據試驗結果提出此衰退現象之估算方法。

關鍵字：鋼斜撐、耐震設計、循環荷載、近斷層地震

一、前言

同心斜撐構架(CBF)已被廣泛地用於鋼構造建築物的抗震結構系統中，尤其於強震地區。傳統鋼斜撐之弱點在於，斜撐會於發生桿件挫屈後隨即於斜撐中點處發展塑性鉸及局部挫屈，因而快速引致應變集中和斷裂破壞情形，這種脆性破壞模式造成傳統鋼挫屈斜撐普遍韌性不足。為改善此傳統鋼斜撐之弱點，作者過去已開發一名為“抗彎矩消能斜撐”(naturally buckling brace, 文中皆以 NBB 代稱)之新型鋼斜撐的概念與構造設計，其主要可顯著提高斜撐遲滯行為的穩定性及桿件韌性(Hsiao et al., 2016)達到穩定消

能之目的，提供鋼斜撐構架設計一創新替代方案。構造方面，NBB 主要為由兩不同鋼種(即降伏強度不同)之槽型鋼所組成的複合桿件，且沿斜撐長度方向採用一偏心設計，如圖一所示。相關前期研究實驗已證實 NBB 能夠提供非常穩定之遲滯消能行為，且具備早期降伏和較大降伏後勁度之特性(Hsiao et al., 2016)，因此可用以提高鋼構造建築物結構於各種等級地震下的耐震性能(Hsiao and Liao, 2019)。

為提高對 NBB 耐震行為特性與性能之了解，本文進行兩階段試驗研究與分析，第一階段試驗採用單軸試驗方式測試共五組試體，各試體中由斜撐本身及雙端之接合板(gusset plate)接頭所組成。此階段試驗旨在探討於反復載重作用下，釐清桿件細長比對 NBB 之遲滯性能的影響，同時亦探討斜撐不同斷面型式以及繫接接合細部對斜撐遲滯性能的影響。而本研究第二階段試驗即針對以倒 V 字型配置之成對 NBB 試體進行子構架試驗，以實際驗證成對 NBB 在構架系統中之耐震性能。並且探討成對 NBB 於遠域(far-field)及近斷層(near-fault)地震反復加載作用下之性能差異。試驗配置採倒 V 字型斜撐配置，本階段試驗共含六組試體，試驗中設計參數包含斜撐角度、桿件整體細長比、斷面寬厚比與低降伏鋼材等。

二、抗彎消能斜撐構造

NBB 是由兩種鋼材，包括高強度(high strength, HS)和低降伏(low yield, LY)鋼材，之槽型鋼以繫接方式組合而成之複合桿件，如圖 1 所示，且此斜撐於桿件長度方向安排一偏心(e'')之設計以控制桿件於受拉與受拉下之橫向變形方向，其中 HS 部配置於離加載中心較遠處，在偏心加載作用下 HS 部相對於 LY 部具有較低的變形需求，配合其有較高的降伏強度，HS 部可主要維持彈性狀態；而相對的 LY 部具有較高的變形需求與較低的降伏強度將先達降伏後提供遲滯消能行為。此外，NBB 構造之特點在於主要維持彈性狀態的 HS 部可維持桿件於 LY 部降伏後一定程度之斷面抗彎勁度，提高桿件遲滯消能行為之穩定性，亦可延緩桿件長度方向上之變形集中、局部挫屈以及開裂破壞等的發生，增加桿件韌性。

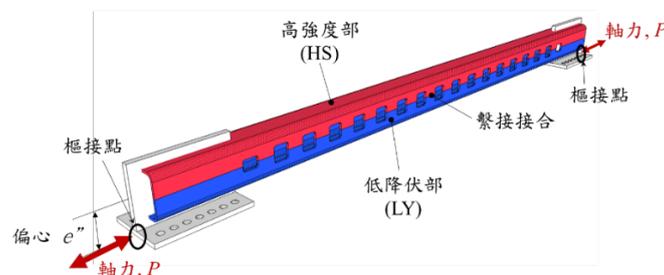


圖 1 NBB 構造示意

三、試驗規劃與設計

3.1 第一階段單軸試驗

本階段試驗包含五組具不同細長比、斷面型式或繫接接合尺寸之試體，各試體由斜撐本身及雙端之接合板接頭所組成，所有試體具有相同之截面尺寸 150x150mm、鋼材組合、斷面板厚與偏心大小，所有尺寸細節詳如表 1。其中斷面型式比較槽鋼部分採用冷彎型和焊接組合方式製成之耐震性能差異，分別以符號”C”和”B”型做為表示，詳表一。當中 HS 與 LY 部間之繫接接合長度(同於開孔長度)定義為 L_{ba} ，而試驗中以 L_{ba}/L_{br} 作為試驗變數，其中 L_{br} 為斜撐兩端接合板凹折處中心線間之距離，試體名稱中分別以”BT”和”BL”代表相對較長和較短的繫接尺寸。繫接接合之製成方式為將 HS 與 LY 兩槽鋼斷面先行對焊形成一方管，然後透過鑽孔和火焰切割方式於上述對銲所在面進行多個開孔，如圖一中所示。試體端部採用串接接合板接頭(knife-plate connection)之設計，各試體之接合板接頭尺寸相同，斷面為 16x200 mm，且於接合板上留有 4t 之淨空間以確保接合板於此處之面外旋轉柔度高，t 為接合板板厚，形成一類似樞接之接頭，如圖二所示。試驗中使用震幅遞增之反復加載歷時，由軸位移 0.05% 增加至 2.0%，而各震幅皆進行兩個循環，以觀察試體的遲滯性能與退情況，圖中之軸向位移角(Axial Drift)定義為 Δ_{axial} ，其中 Δ_{axial} 為試體軸向變形量。若假設斜撐以 45° 角設置時為且忽略支撐長度(L_{br})與工作點長度(L_{wp})間之差異時，可將此軸向位移角乘兩倍及為對應之樓層側位移角。試驗配置如圖二所示，試體下端為固接，加載施於上端。若在震幅遞增型反復加載後試體仍未斷裂破壞，則繼續進行軸向震幅 1.25% 或 1.5% 之疲勞反復加載，以獲取試體之最終疲勞壽命。

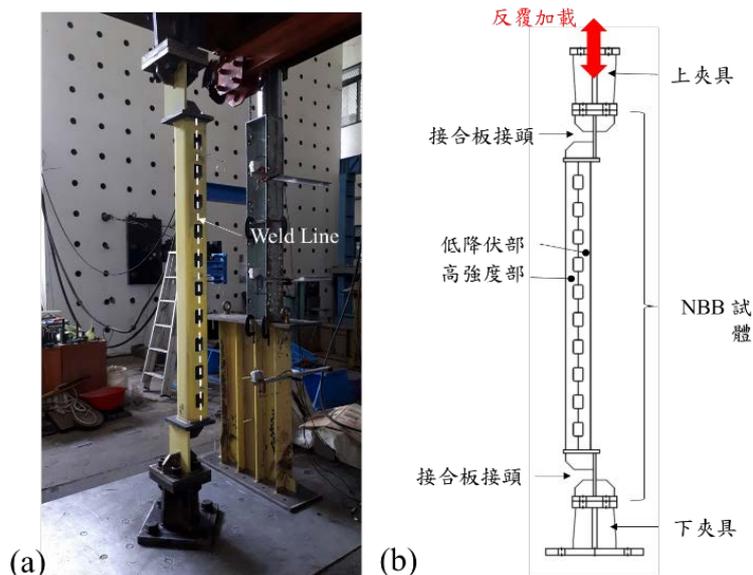


圖 2 第一階段試驗之(a)反復加載歷時，(b)試驗照片與(c)試驗配置圖說

表 1 單軸試驗規劃與試體尺寸

試體名稱	L_{br} [mm]	e'' [mm]	t_{LY} [mm]	t_{HS} [mm]	KL_{br}/r	$F_{y,LY}$ [MPa]	$F_{y,HS}$ [MPa]	斷面型式	L_{ba} [mm]	L_{ba}/L_{br} [%]
C1188-BT	1188	100	8	12	19.2	127	371	C type	68	5.7
C1596-BT	1596				25.7			C type	76	4.8
B1596-BT	1596				25.3			B type	76	4.8
C2068-BT	2068				33.4			C type	84	4.1
C2068-BL	2068				33.4			C type	136	6.6

3.2 第二階段子構架試驗

第二階段試驗中主要由六組試體共十二支斜撐組成，實驗配置如圖 3(a)所示，各試體詳細資訊詳表 2。試驗之試驗變數包括斜撐設置角、桿件細長比、斷面寬厚比、LY 鋼材種類和加載歷時類型，其中 $b = B - 2t_{LY}$ ， r_{com} 為斷面的迴轉半徑， $F_{y,HS}$ 和 $F_{y,LY}$ 分別為由拉力試驗所得之 HS 和 LY 鋼材的降伏應力。試體 A45S15 與 A30S15 之設計水平橫向強度相同(約為 900kN)，惟斜撐設置角度不同，因此兩試體斜撐具不同的細長比與寬厚比。本階段試驗採用兩種反復加載進行比較，其分別代表遠域和近斷層加載，如表 2 及圖 3(b)與(c)中所示，文中分別以”FF”與”NF”代稱。其中 FF 反復加載採用韌性抗彎矩構架中梁柱連接試驗標準所規定之加載歷時(AISC 341-16, 2016)，其層間位移角最高達 4%，並於上述加載歷時前增加四個樓層側位移角 0.125%之彈性迴圈；而本試驗之”NF”加載歷時採用針對特殊抗彎矩構架的 SAC 近斷層加載歷時(Krawinkler et al., 2000)，其層間位移角最高達 6%。如同前一階段試驗，於上述 NF 及 FF 反復加載後，若試體仍未發生破壞，則繼續進行 3%樓層位移角之反復加載疲勞試驗以觀察試體之疲勞壽命。此外，試體 A45S08 與 A45S15 相比在 LY 部採較小的板厚，用以探究斷面寬厚比對成對 NBB 之耐震性能的影響。而試體 A45L08 主要用於探究低降伏鋼種(LYS100 與 SS400)對成對 NBB 耐震性能之影響。

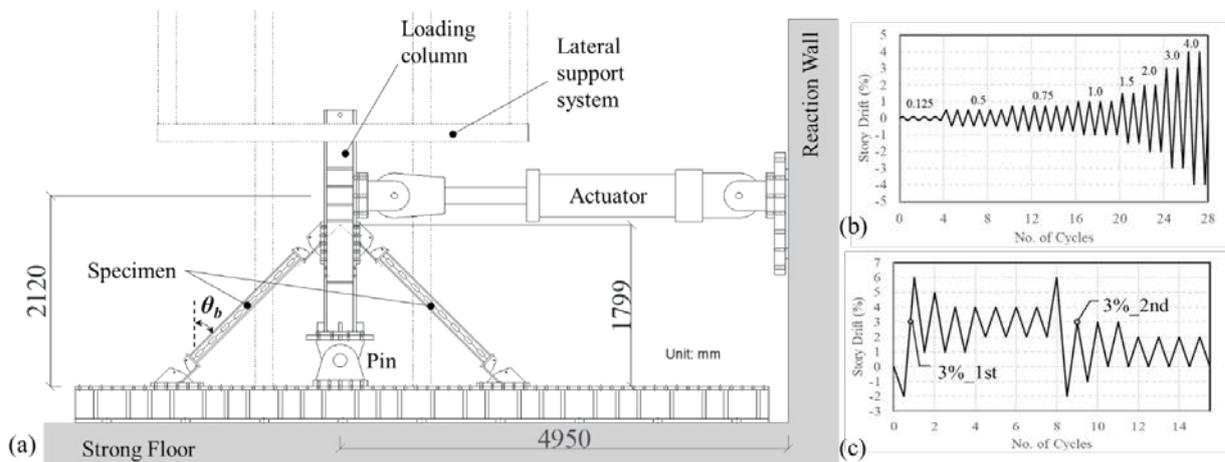


圖 3 第二階段試驗之(a)試驗配置及採用之(b)遠域與(c)近斷層地震加載歷時

表 2 第二階段子構架試驗規劃與試體尺寸

試體名稱	θ_b (deg.)	$B \times D$ (mm)	$F_{y,LY}$ (MPa)	$F_{y,HS}$ (MPa)	L (mm)	L_{diss} (mm)	t_{LY} (mm)	t_{HS} (mm)	加載歷時 類型	b/t_{LY}	KL/r_{com}
A45S15	45	120×120	360	503	1924	1624	15	15	FF	6	40.3
A45S15-N									NF		
A30S15	30	150×150	360	503	1342	1042	15	15	FF	8	22.0
A30S15-N									NF		
A45S08	45	120×120	405	503	1924	1624	8	8	FF	13	40.7
A45L08			118						FF		

四、試驗結果與討論

4.1.1 第一階段單軸試驗結果

第一階段單軸試驗各試體之量測遲滯行為如圖 4 所示，具較小的細長比之 C1188-BT 有非常穩定的遲滯行為(圖 4(a))，且延遲局部挫屈及斷裂破壞的發生，而在疲勞試驗中亦有非常高的疲勞壽命。具中等細長比之 C1596-BT 亦提供穩定的遲滯行為，惟在 2% 軸向位移時開始出現遲滯迴圈衰退的情形(圖 4(b))，與 C1188-BT 相比其疲勞壽命也較小。採用焊接組合斷面之試體 B1596-BT 亦提供穩定的遲滯行為(圖 4(c))，惟在 2% 軸向位移時發生初始開裂情形，其整體韌性表現略小於等長之 C1596-BT，其可能造成原因包括因斷面焊接組合導致之斷面殘餘應力，及有略大之寬厚比所致。具最高細長比但不同繫接尺寸之試體 C2068-BT 和 C2068-BL 有相似且穩定的遲滯行為(圖 4(d)與(e))，且疲勞壽命亦非常相似，惟與其他試體相比，其受拉和受壓強度差異明顯增加，且此兩試體之疲勞壽命較 C1188-BT 為小。

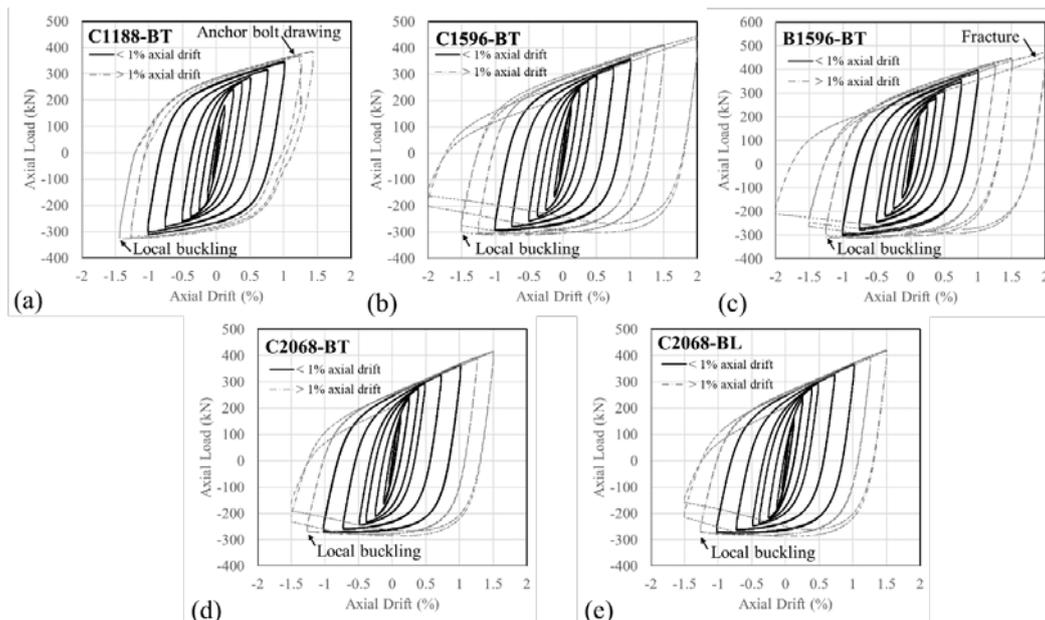


圖 4 試體(a)C1188-BT，(b)C1596-BT，(c)B1596-BT，(d)C2068-BT，(e)C2068-BL 量測遲滯行為

由試驗觀察可發現，細長比較小之 NBB(C1188-BT)具有相對較對稱的遲滯迴圈行為，反之細長比較大的 NBB(C2068-BT)具有較大之拉力壓力差異。比較各試體於拉力與壓力下之強度背脊曲線，可以看出拉伸降伏後勁度通常會大於壓縮降伏後勁度，且隨著細長比的增加，會略為增加拉伸降伏後勁度，而降低壓縮降伏後勁度，因此增加遲滯迴圈的拉壓不對稱性。試驗亦證實兩種斷面型式(即冷彎型與銲接組型式)之 NBB 皆能提供穩定且具韌性之遲滯消能行為。惟兩斷面型式導致翼板之寬厚比不同，因而影響局部挫屈之發生時機。透過計算各試體於斷面開裂前之累積塑性變形量(Cumulative plastic deformation, CPD)可量化各 NBB 試體之累積韌性與疲勞壽命。其中可明顯看出具較小細長比的 C1188-BT 具有最大的 CPD 值，而其他相對較細長的 C1596 和 C2068 系列試體之 CPD 值相似且較低，然而其 CPD 皆大於 800。

4.1.2 斜撐細長比效應

試體 C1188-BT、C1596-BT 和 C2068-BT 三者之尺寸與材料皆相同，惟斜撐長度不同，因此可用以觀察桿件細長比對 NBB 之效應。由試驗觀察可發現，細長比較小之 NBB(C1188-BT)具有拉壓較對稱的遲滯迴圈行為，反之細長比較大的 NBB(C2068-BT)具有較大之拉壓強度差異。為突顯此結果，圖 5 比較此三試體於拉力與壓力下之強度背脊曲線，當中可以看出拉伸降伏後勁度通常會大於壓縮降伏後勁度，且隨著細長比的增加，會略為增加拉伸降伏後勁度，而降低壓縮降伏後勁度，因此增加遲滯迴圈的拉壓不對稱性。此外，試驗結果亦顯示細長比對局部挫屈發生時機之影響，細長比小的 NBB(C1188-BT) 局部挫屈發生於 1.5% 軸向位移時，而其他試體則在 1.25% 軸向位移時即發生。

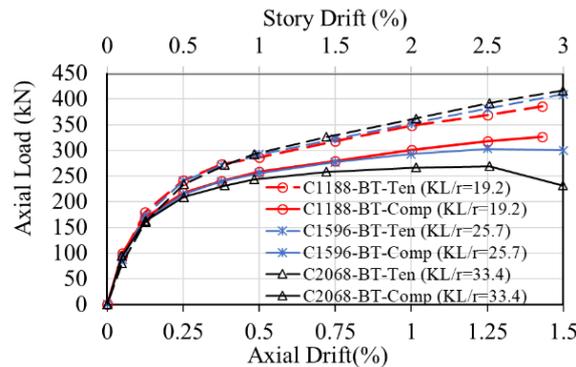


圖 5 各試體間受拉與受壓強度背脊曲線比較

4.2.1 第二階段子構架試驗結果

此階段試驗各試體之量測遲滯行為結果如圖 6 所示，試驗結果顯示此階段試驗所有試體皆具有對稱之強度與飽滿之遲滯行為，且當中具不同斜撐角度但以提供相同橫向強度設計之試體 A45S15 與 A30S15 確實產生相似之強度結果，且皆展現良好韌性表現，即在 FF 或 NF 加載歷時作用下均無斷裂情形產生，因此繼續進行疲勞試驗直到斷裂破壞產生。本階段試驗中可發現成對 NBB 於不同情況下會有強度衰退之現象，即於第二

次達該樓層側位移角時強度會比首次到達之值低，為針對此強度衰退效應進行評估與討論，需對此衰退效應先進行量化。由試驗結果可歸納出此強度衰退現象與桿件細長比以及加載歷時有關，較細長之桿件有較高之強度衰退，且此衰退程度於近斷層加載歷時中會被放大。此外，彙整本階段試驗各試體之 CPD 值結果，當中可發現本階段試體之 CPD 約為 200~500，普遍低於第一階段試驗之結果，其原因主要包括 1) 本階段試體 LY 部之鋼材採用韌性較低之 SS400 鋼材，相較於前一階段採用 LYS100 鋼材明顯韌性較低，2) 部分試體發生端板降伏與斷裂情形，並無完整發揮其原有韌性。

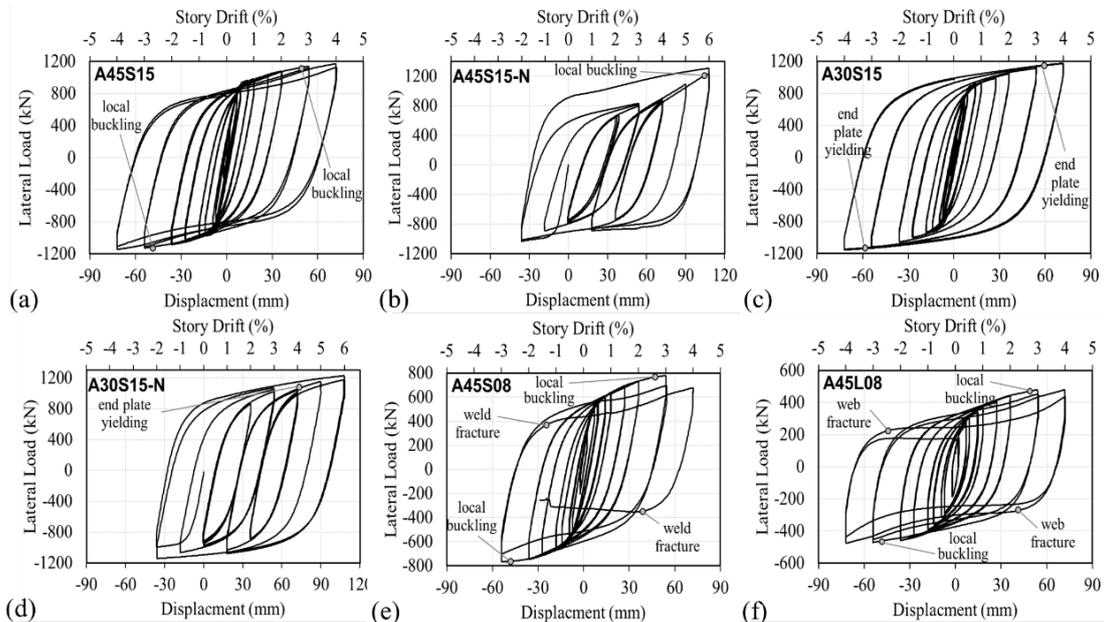


圖 6 試體(a)A45S15，(b)A45S15-N，(c)A30S15，(d)A30S15-N，(e)A45S08，(f)A45L08 之量測遲滯行為結果

4.2.2 強度衰退效應估算

本階段試驗中可發現成對 NBB 於不同情況下會有強度衰退之現象，即於第二次達該樓層側位移角時強度會比首次達到該值時低，為針對此強度衰退效應進行評估與討論，需對此衰退效應先進行量化。由承受 FF 加載歷時之各試體中可觀察到，局部挫屈通常發生於 3% 樓層位移角之迴圈中，即為強度衰退效應開始較明顯之階段，因此本研究將 3% 樓層位移角之兩迴圈的強度進行比較作為量化此衰退效應之指標。當中定義第一次達 3% 樓層位移迴圈之最大強度為 $P_{3\%_1st}$ ，第二次達 3% 樓層位移迴圈之最大強度為 $P_{3\%_2nd}$ ，而比值 $P_{3\%_2nd}/P_{3\%_1st}$ 即可反應強度衰退程度之大小，由試驗結果可發現此值會隨試體之寬厚比 (b/t_{LY}) 和細長比 (KL/r_{com}) 增加而減少，即衰退幅度增加。依據本階段試驗結果可回歸出下列用於估算於 FF 反復載重下強度衰退效應 ($P_{3\%_2nd}/P_{3\%_1st}$) 之方程式(式(1))：

$$\frac{P_{3\%_{1st}}}{P_{3\%_{2nd}}} = 151 \left(\frac{b}{t_{LY}} \right)^{-0.08} \left(\frac{KL}{r_{com}} \right)^{-0.08} \quad (\%) \quad (1)$$

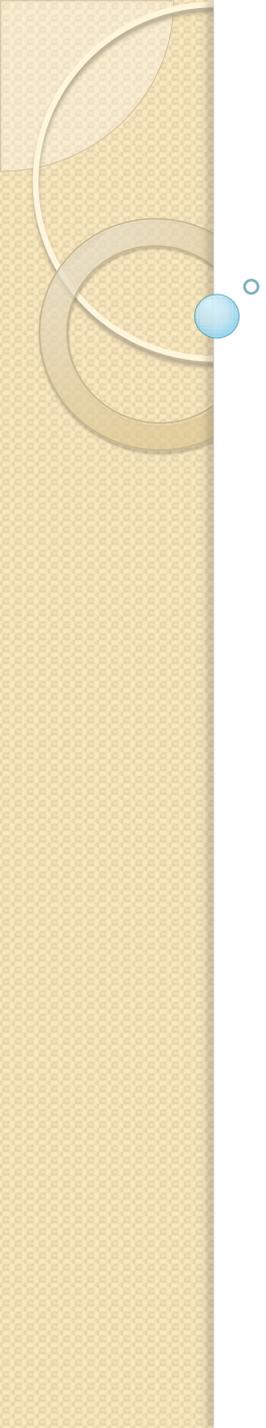
五、結論與建議

本研究針對新型抗彎矩消能斜撐(NBB)進行一系列包括單軸和子構架試驗，以強化對 NBB 遲滯行為特性與耐震性能之了解。依據試驗與分析結果，本研究可歸納出以下結論：

- 單軸試驗結果證實 NBB 桿件能夠提供穩定且具韌性之遲滯行為，桿件細長比之效應在於影響斜撐拉伸與壓縮強度之差異，以及延緩局部挫屈和斷裂之發生時機。
- 冷彎型和銲接組型式 NBB 具相似的遲滯性能，惟應適當檢核 LY 部之翼板寬厚比，以確保桿件韌性容量之完整發揮。
- 細長比較小的 NBB 具有較高之 CPD 值及疲勞壽命。
- 成對 NBB 在遠域和近斷層加載下皆可產生穩定且具韌性之遲滯行為，而不致產生破壞。
- 成對 NBB 之強度衰退現象與 NBB 桿件之斷面寬厚比、細長比及加載歷時類別具關連性，可透過適當程序設計之。

六、參考文獻

- [1] Hsiao, P.C., Hayashi, K., Inamasu, H. and Luo, Y.B. (2016). "Development and Testing of Naturally Buckling Steel Braces." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 142(1).
- [2] Hsiao, P.C. and Liao, W.C. (2019). "Effects of Hysteretic Properties of Stud-type Dampers on Seismic Performance of Steel Moment Resisting Frame Buildings." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 145(7).
- [3] Alavi A, Krawinkler H. Effects of near-fault ground motions on frame structures. John A. Blume Earthquake Engineering Center Report No. 138, Stanford University, February 2001.
- [4] Krawinkler H, Gupta A, Medina R, Luco N. Development of Loading Histories for Testing 447 of Steel Beam-to-Column Assemblies. SAC Background Report SAC/BD-00/10; 2000.



高性能隅撐鋼結構之研發

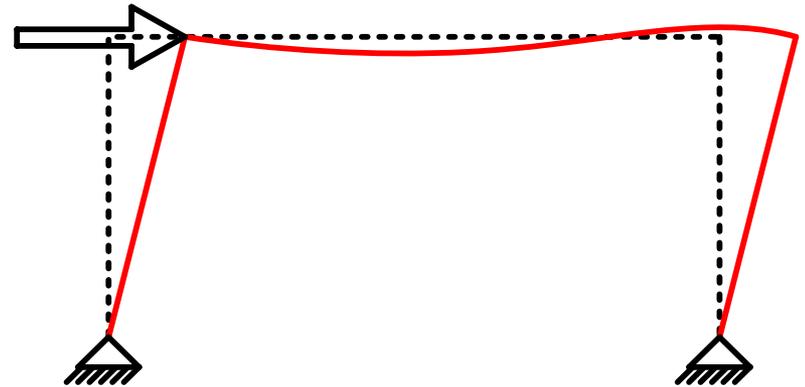
許協隆

中央大學土木工程系

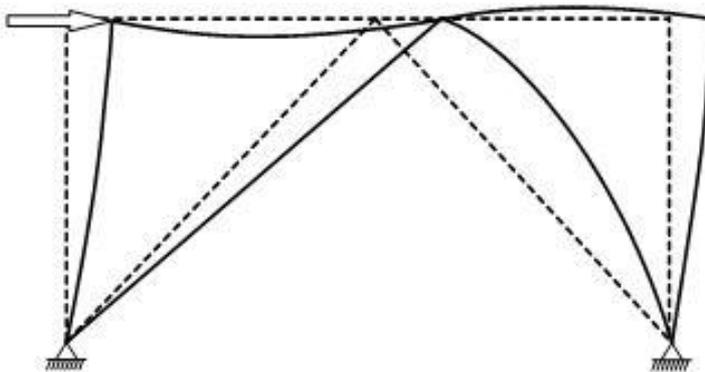
鋼結構設計方案

◆ 抗彎構架(MRF)

- 高延展
- 結構勁度較低
- 結構變形過大
- 接頭設計要求高

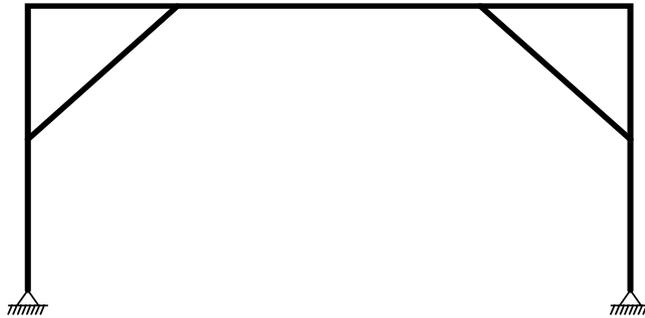


◆ 同心斜撐構架 (CBRF)



- 高勁度
- 變形能力降低
- 斜撐挫屈問題
- 空間使用性受影響

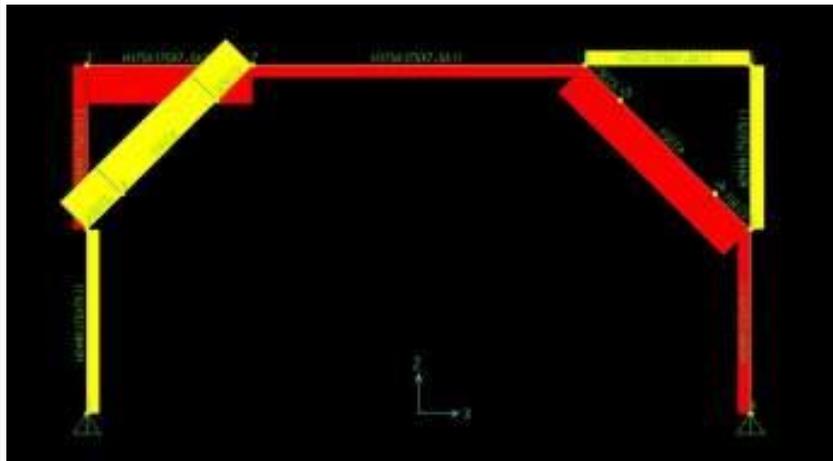
隅撐構架(KBRF)



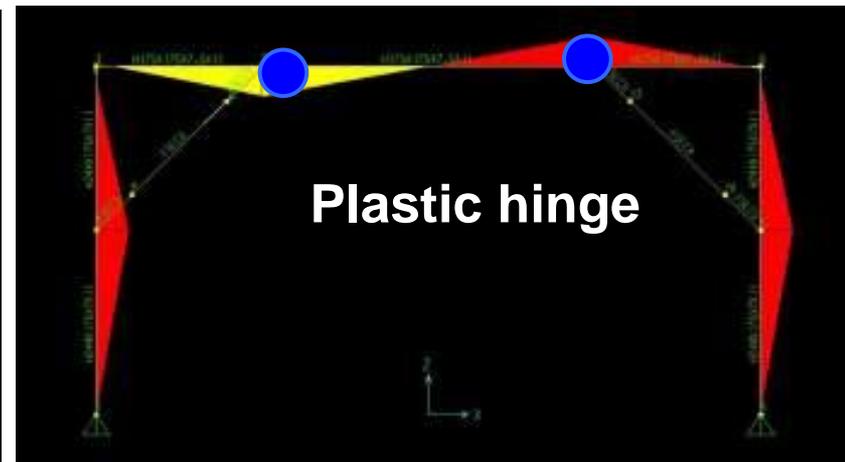
- 結構勁度適當
- 結構延展性適當
- 簡化接頭設計

側力 → 由隅撐之軸力抵抗

塑性鉸 → 移至隅撐與梁交接處

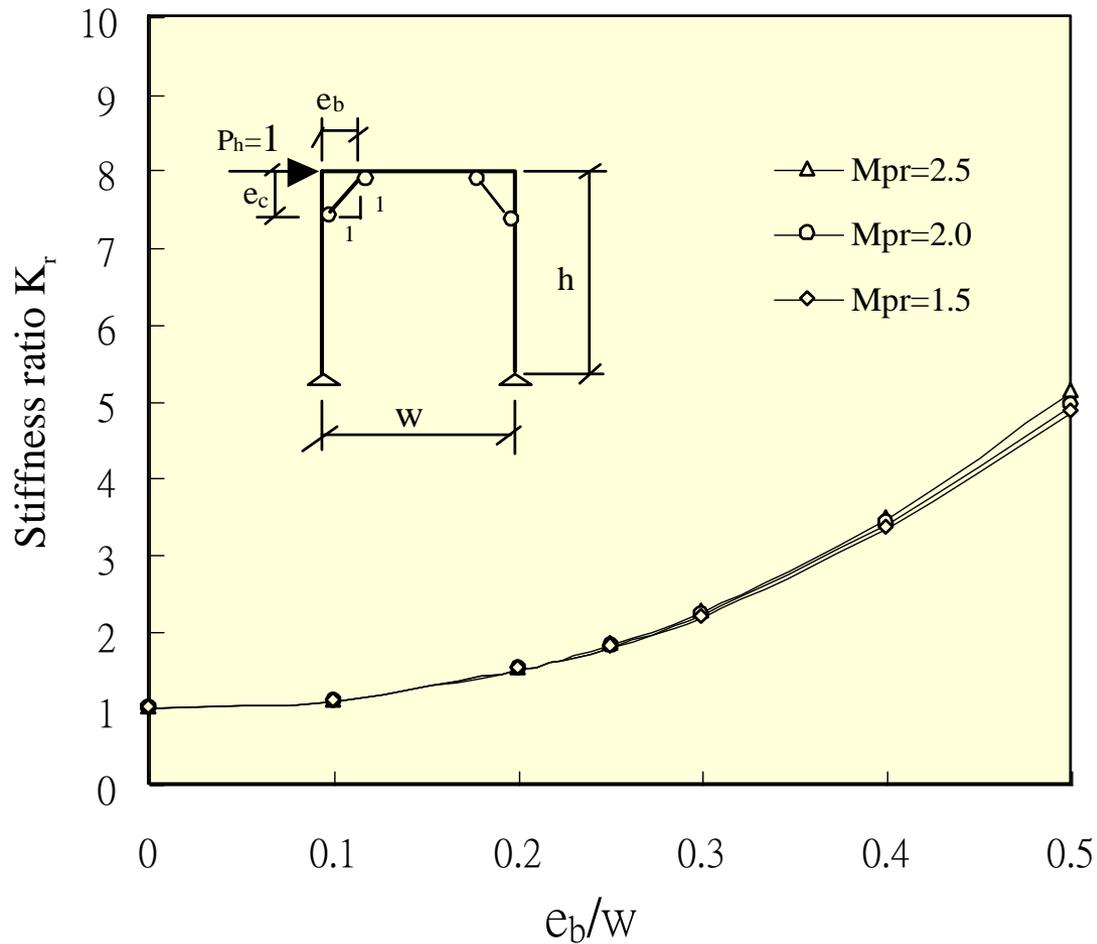


Axial load



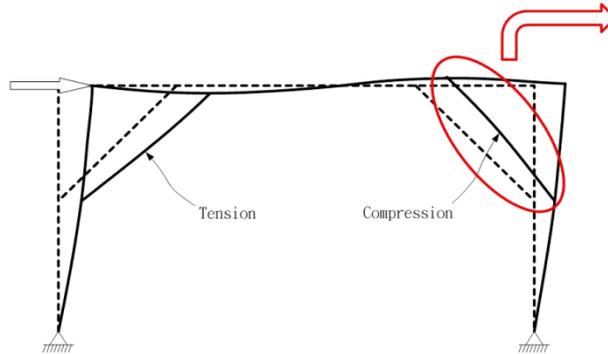
Bending moment

構架勁度因隅撐大幅提升



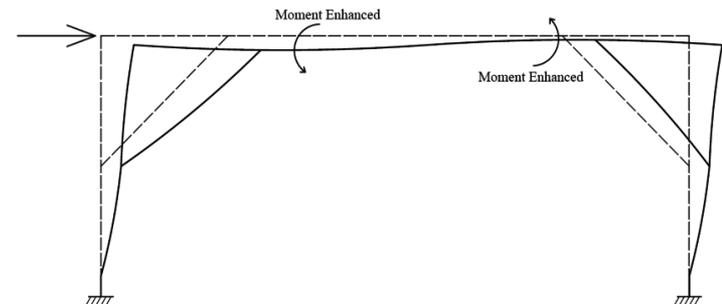
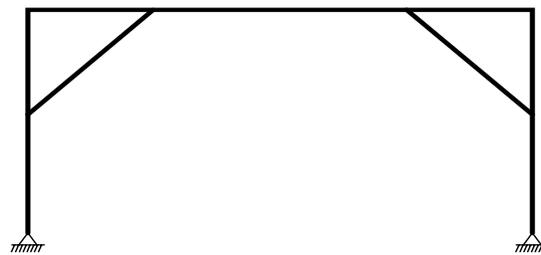
隅撐構架 (KBRF)

◆ 設計挑戰



7

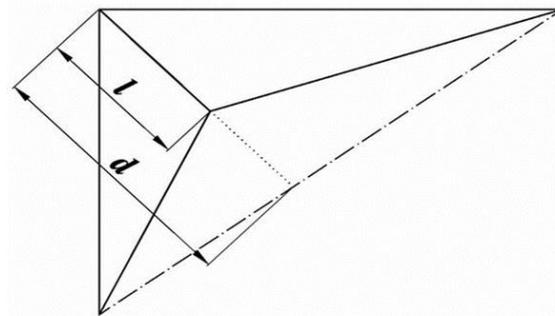
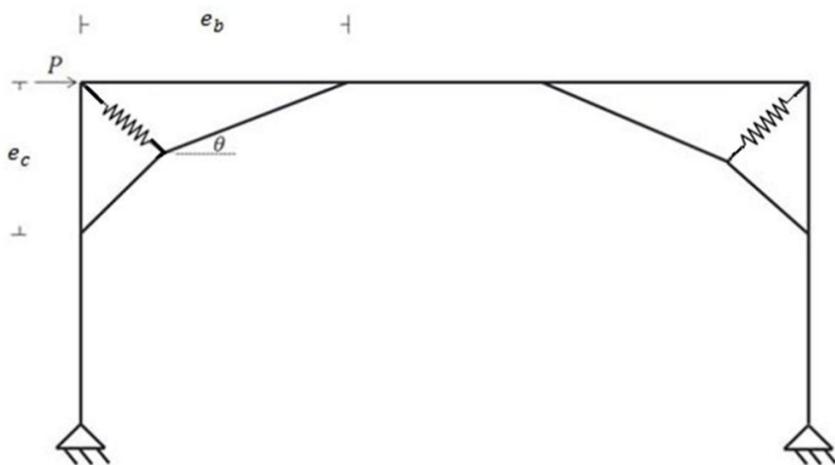
隅撐挫屈



大跨距梁構件之降伏

解決方案

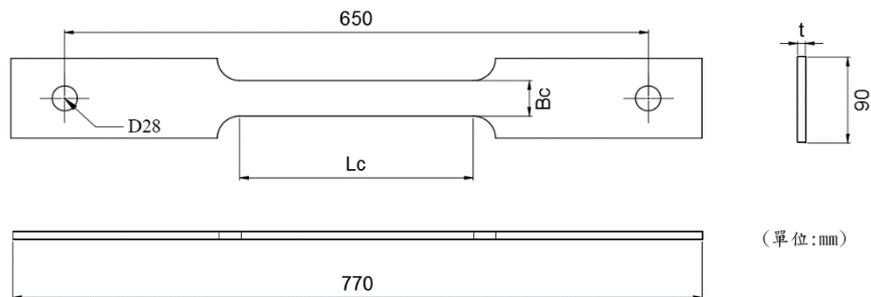
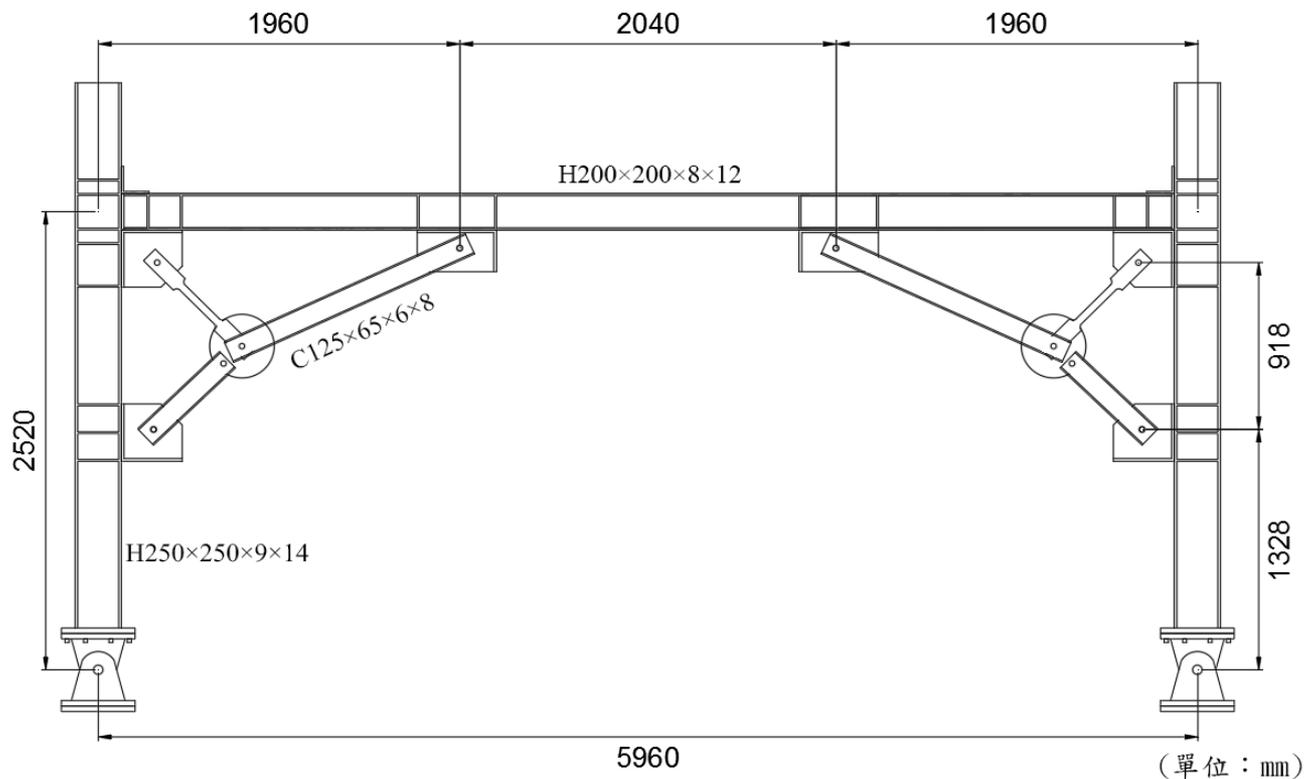
- ◆ 隅撐分段(Y型隅撐)
- ◆ 具摩擦及挫屈控制之消能機制



設計考量

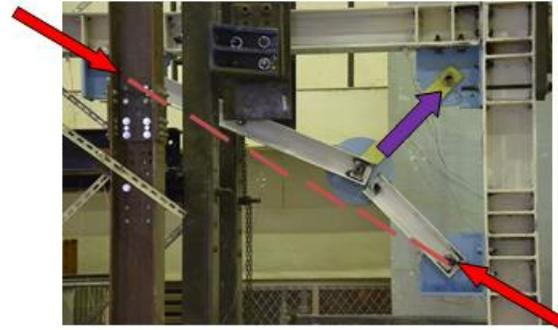
◆ 小變形由摩擦機制抵抗

◆ 大變形時由消能鋼板之降伏及挫屈抵抗

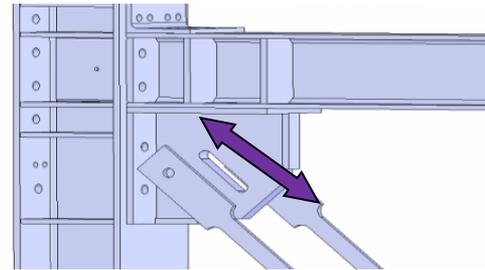


B_c = 有效寬度
 L_c = 切削長度
 t = 厚度

Y型隅撐承載機制



Y型隅撐變形機制



小變形時於滑槽內滑動

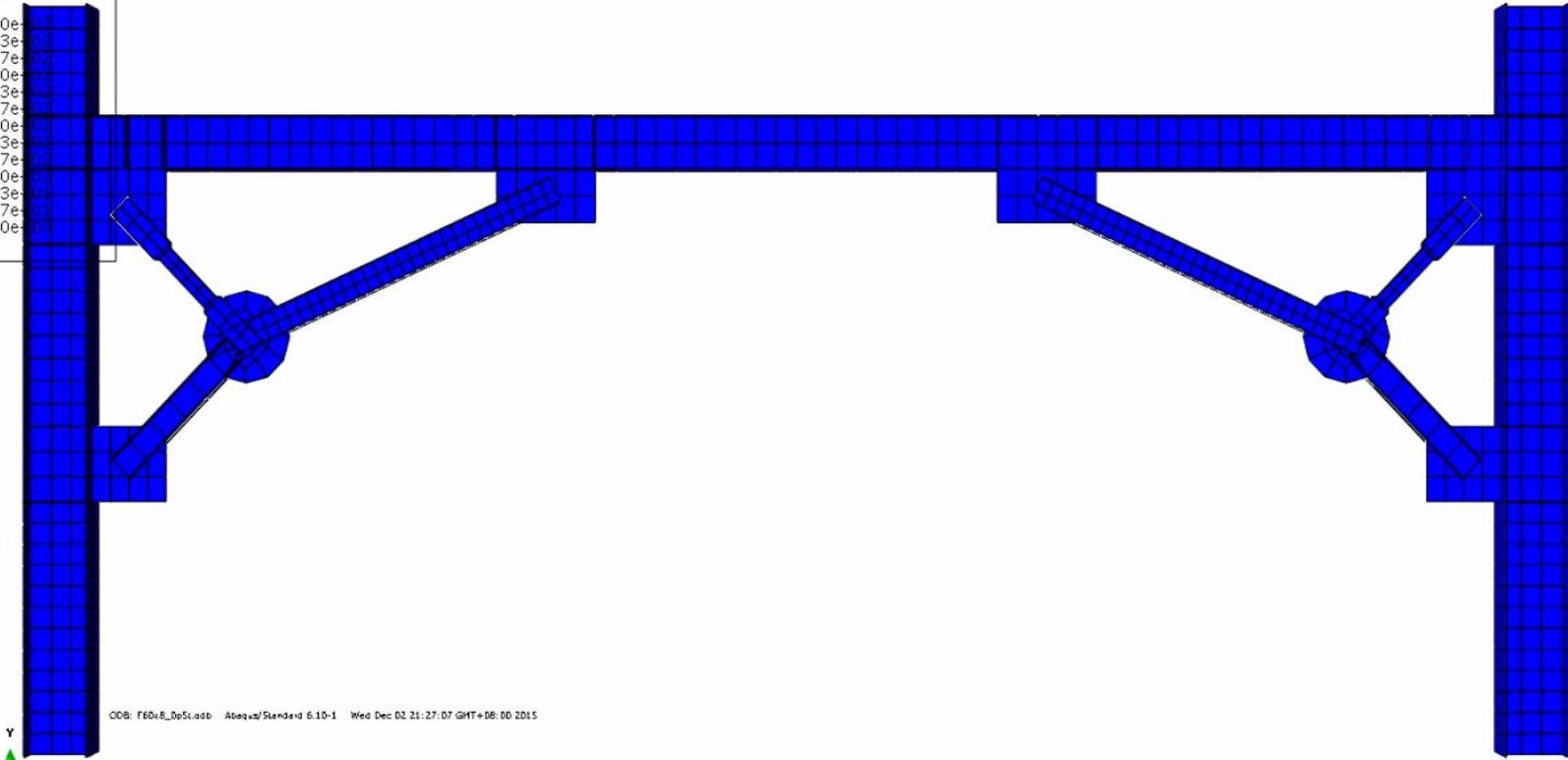
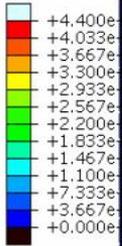


大變形時消能元件挫屈

有限元素模擬

Step: %0p375 Frame: 0
Total Time: 0.000000

S, Mises
SNEG, (fraction = -1.0)
(Avg: 75%)



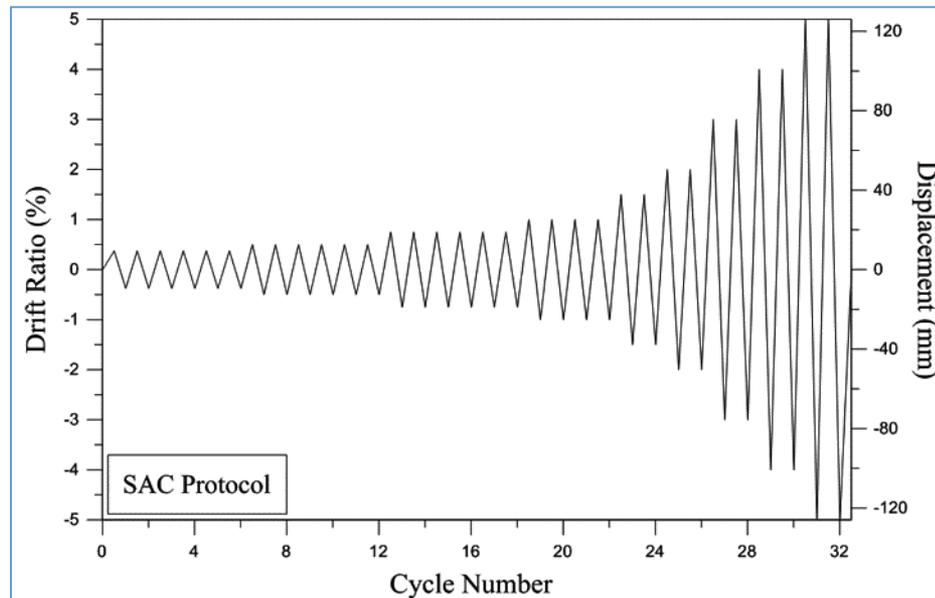
ODB: F60x8_by5Load - Abaqus/Standard 6.10-1 Wed Dec 02 21:27:07 GMT+08:00 2015



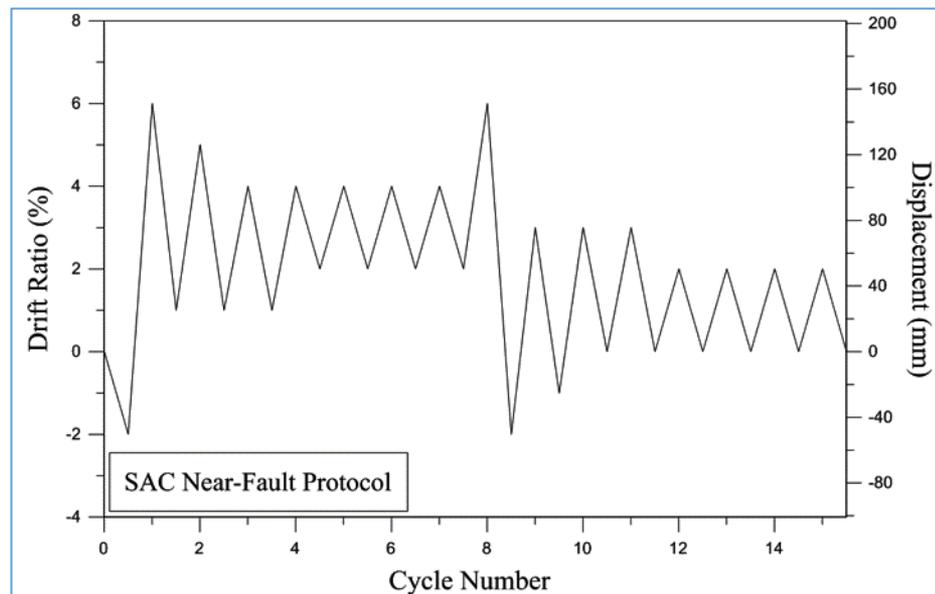
Step: %0p375
Increment 0: Step Time = 0.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+00

➤ 構架試驗

週期載重

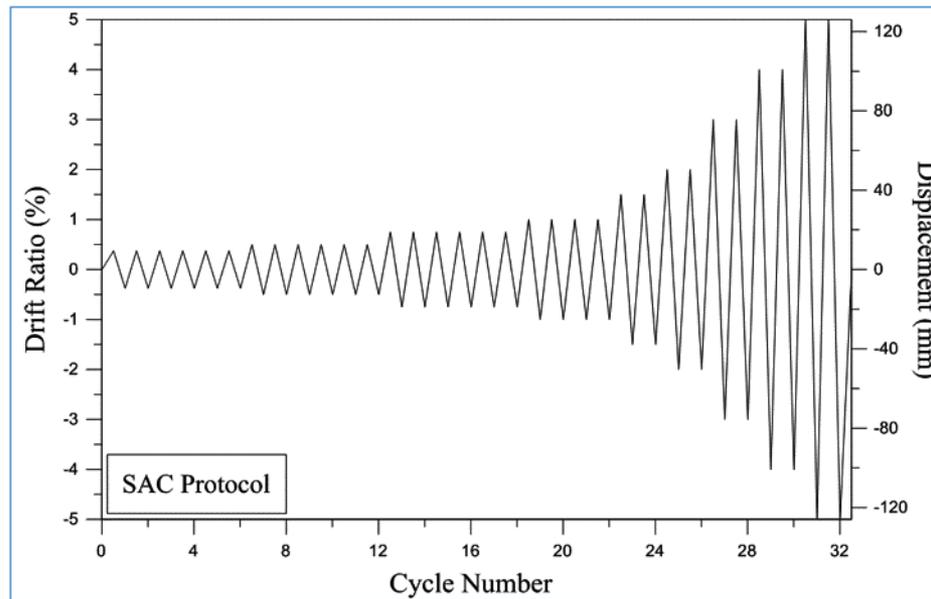


近斷層加載歷時



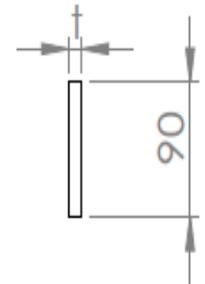
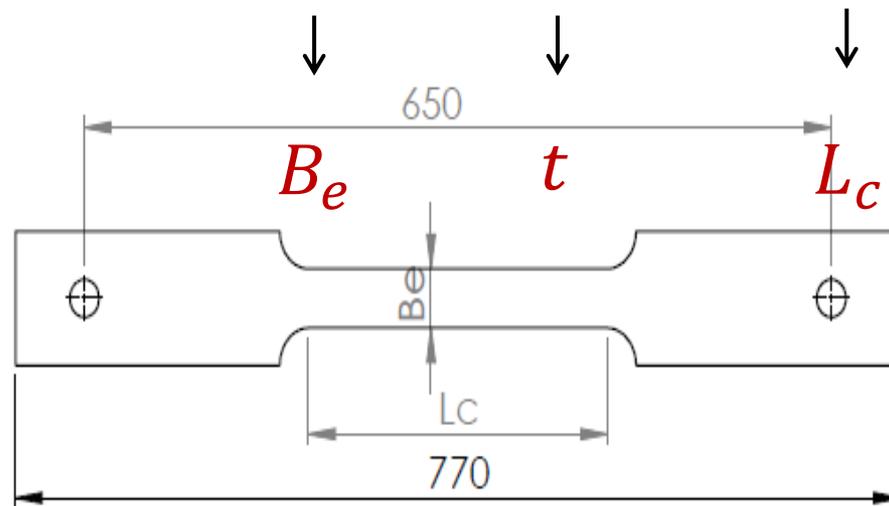
➤ 構架試驗

週期載重



構架編號

F40x8x260



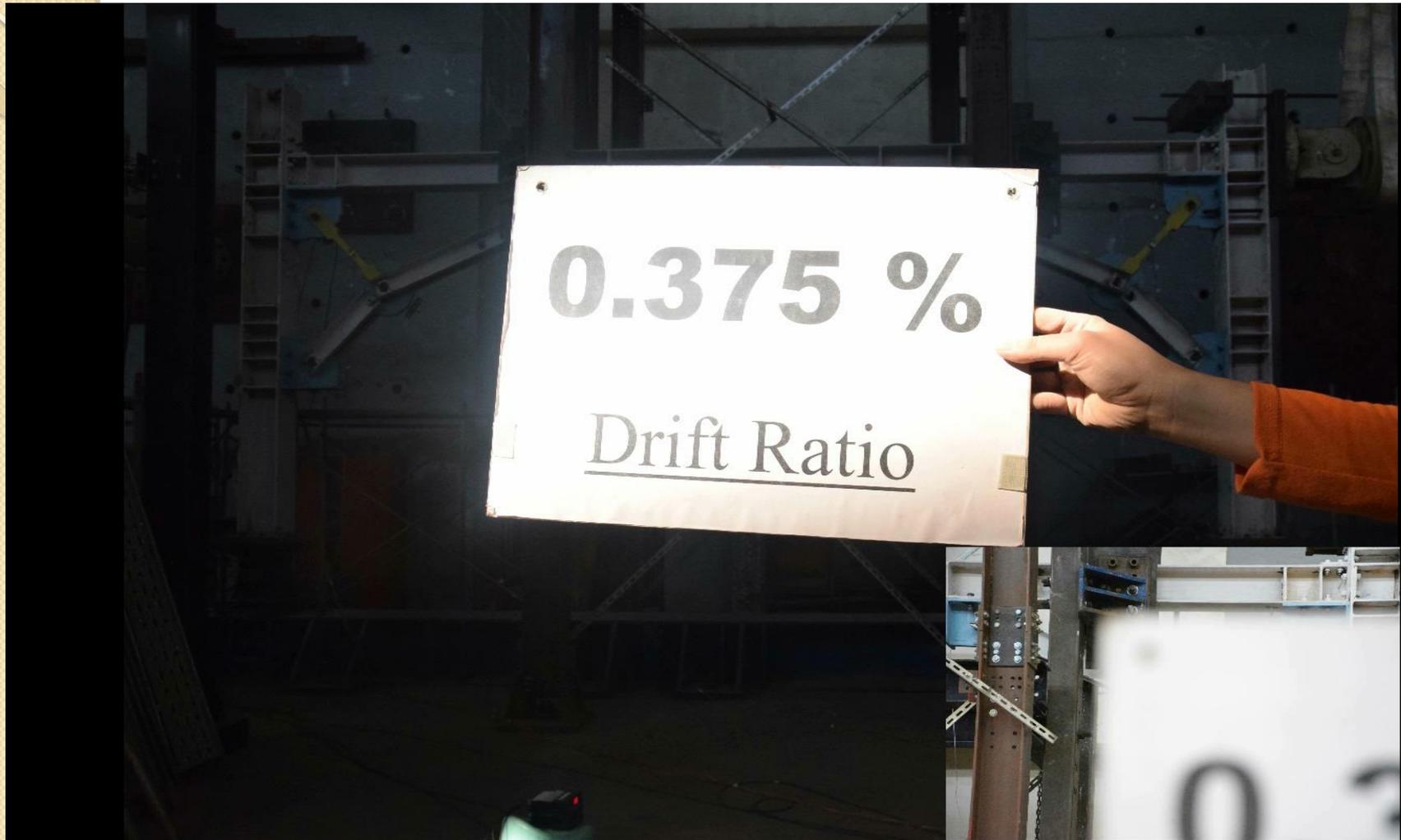
構架細部尺寸

Specimen	Be (mm)	t (mm)	Lc (mm)	Area (mm^2)	I (mm^4)
F40x8x260	40	8	260	320	1706.67
F50x8x260	50			400	2133.33
F60x8x260	60			480	2560
F32x10x260	32	10		320	2666.67
F40x10x260	40			400	3333.33
F40x12x260	40			12	480

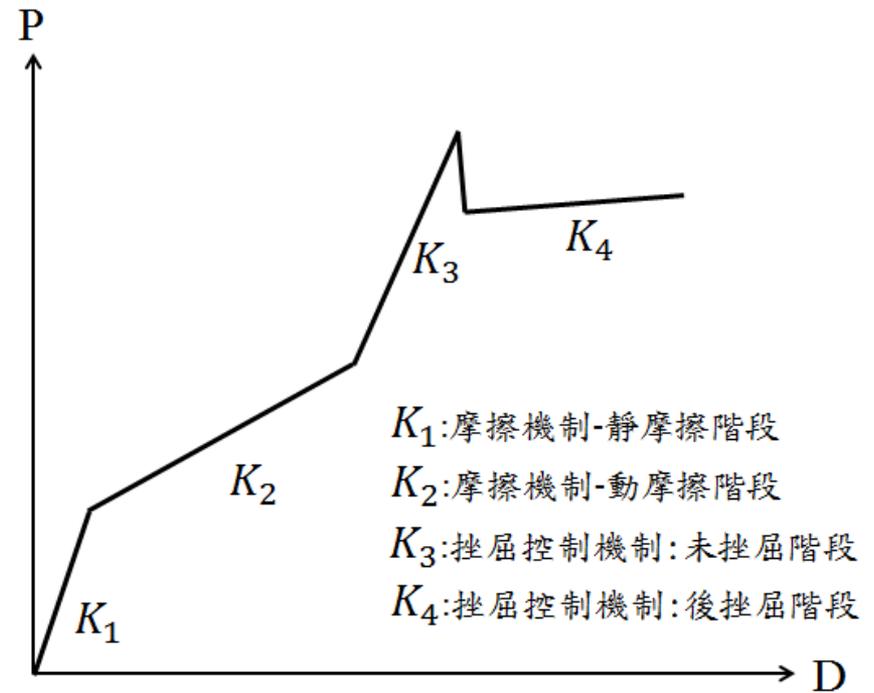
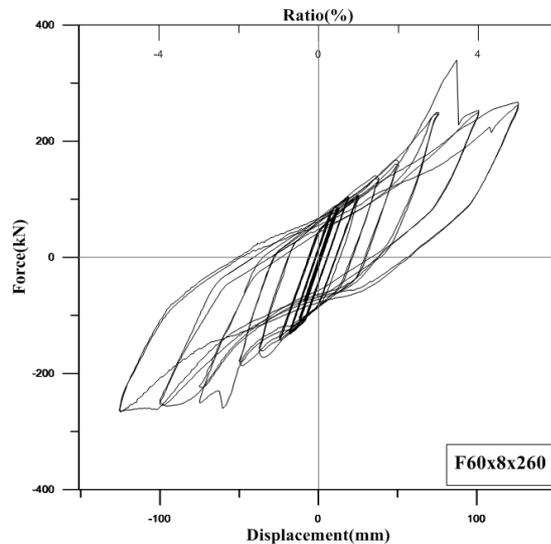
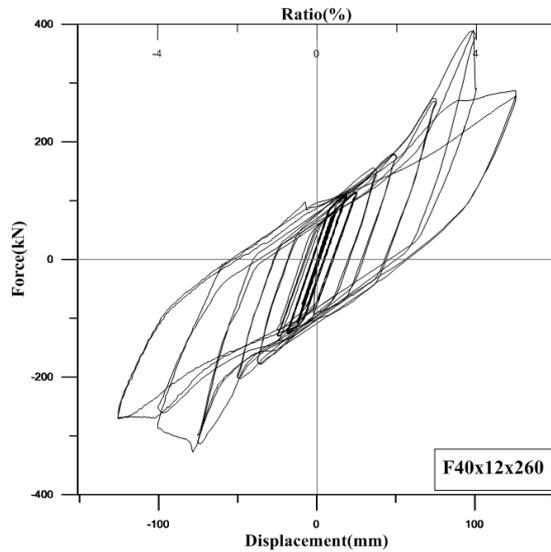
試驗構架



構架反應 F40x12x260



構架遲滯模式

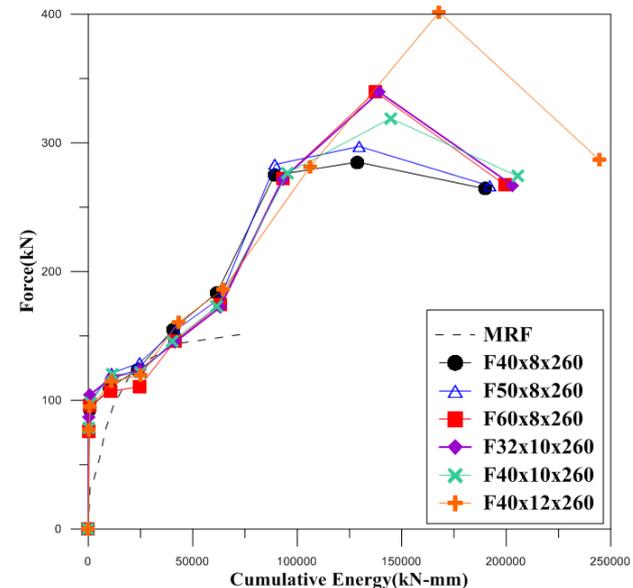
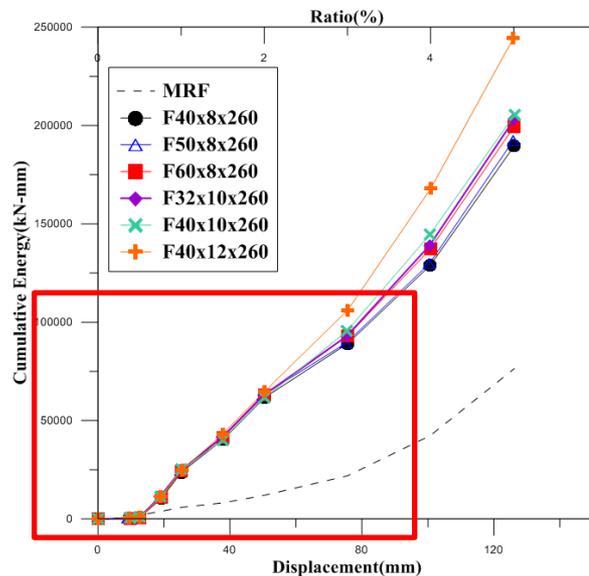


構架強度比較

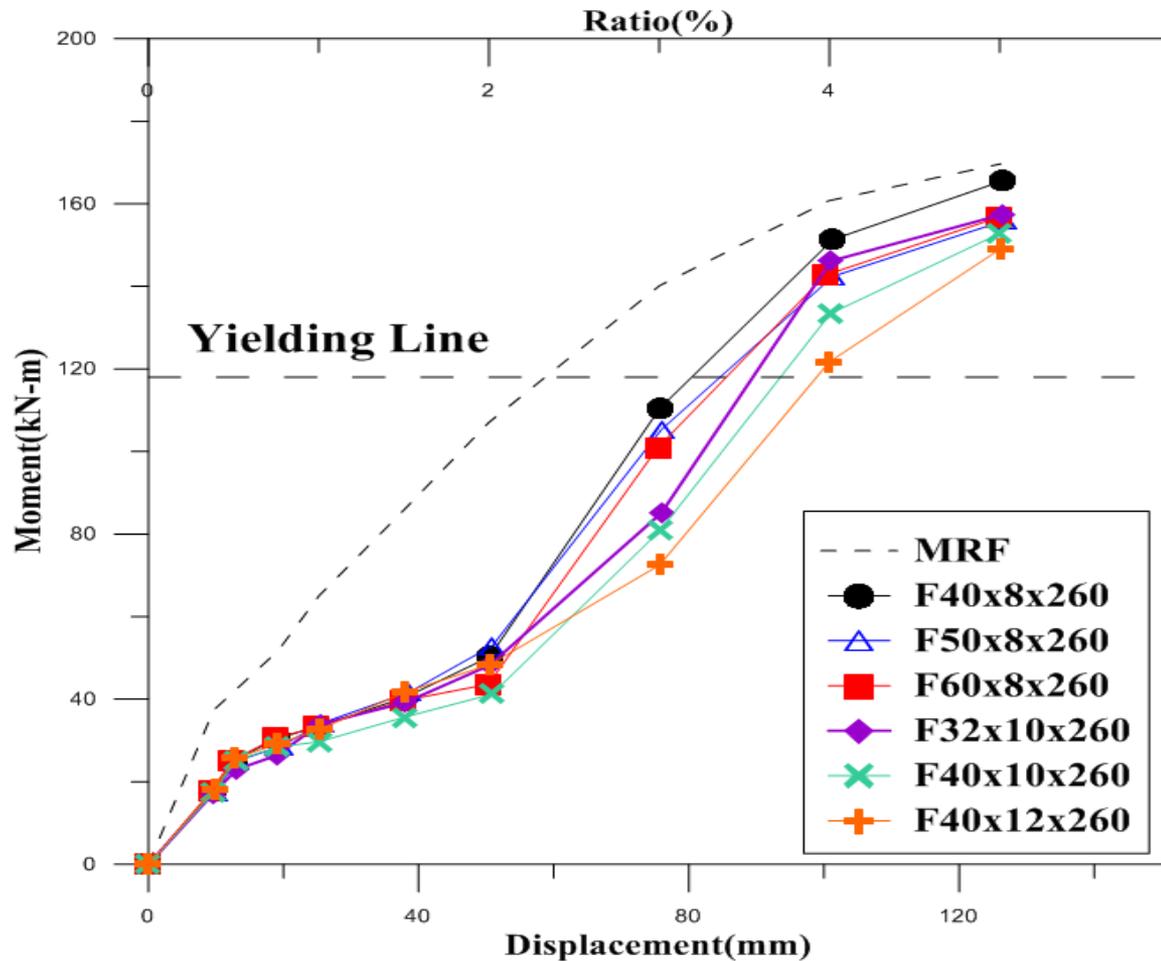
Specimen	Sliding of energy plates	Drift at which beam end was yielded	Frame strength at 5% drift (kN)
MRF	N.A	2.47%	152.10
F40x8x260	0.552%	3.18%	264.50
F50x8x260	0.558%	3.21%	266.60
F60x8x260	0.538%	3.51%	267.50
F32x10x260	0.544%	3.46%	267.60
F40x10x260	0.567%	3.68%	274.20
F40x12x260	0.562%	3.98%	270.50

構架能量消散比較

Specimen	Frame strength when energy plate buckled (kN)	Cumulative Energy (kN·mm)	Normalized energy dissipation
MRF	N.A	76452.36	1
F40x8x260	50.96	189747.1734	2.48
F50x8x260	55.10	192178.0661	2.51
F60x8x260	62.40	199284.7162	2.61
F32x10x260	64.10	203065.1397	2.66
F40x10x260	88.50	205400.1006	2.69
F40x12x260	133.30	244556.0065	3.20

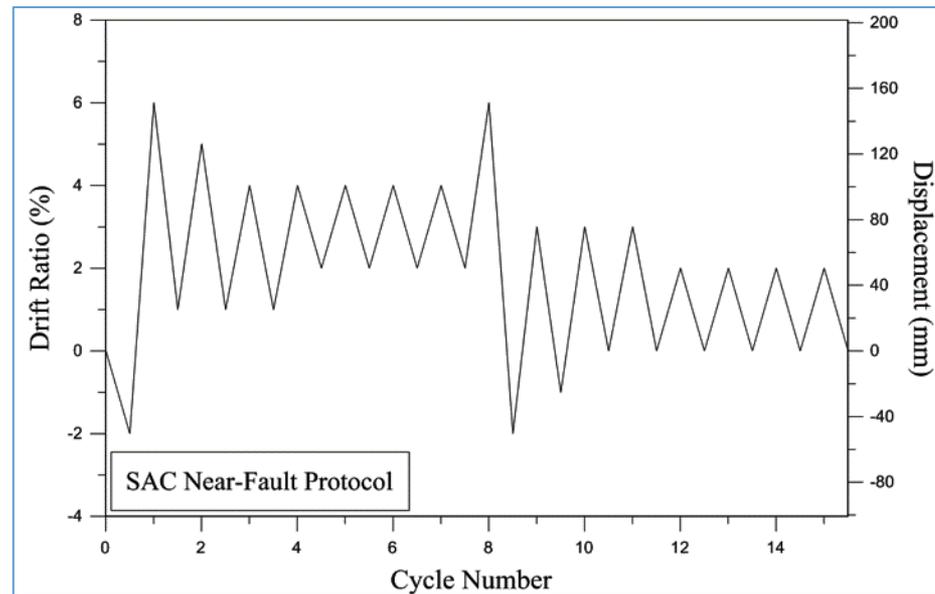


梁端彎矩比較



➤ 構架試驗

近斷層加載歷時

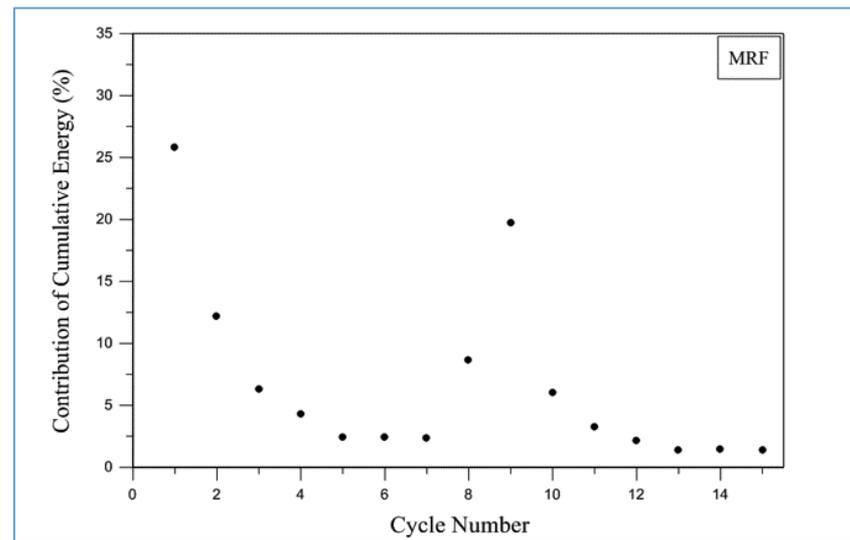
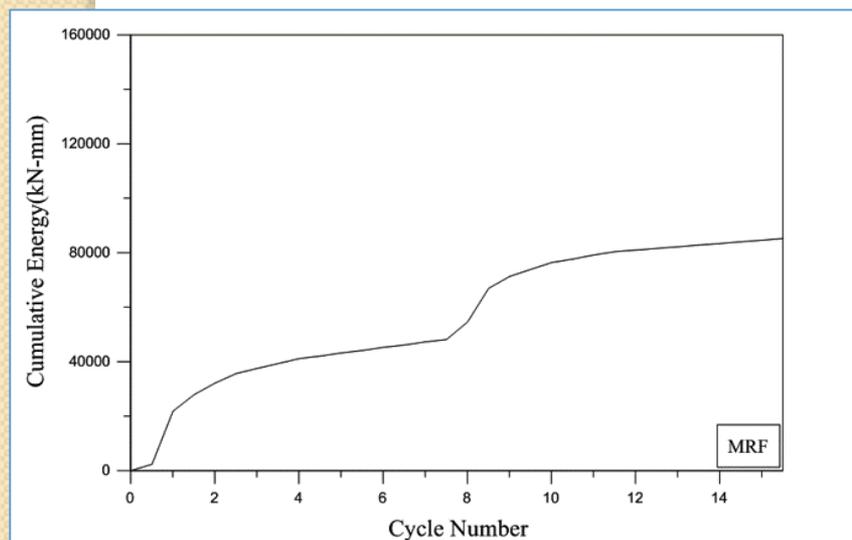
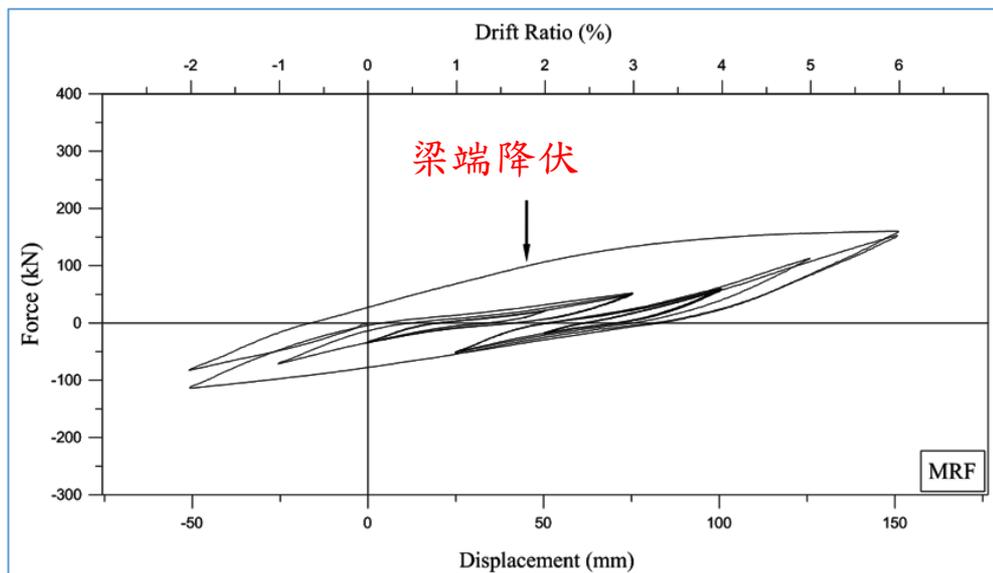


➤ 構架試體編號

試體編號	消能鋼板 有效寬度(mm)	消能鋼板 厚度(mm)	切削段 斷面積(mm ²)	切削段 慣性矩(mm ⁴)
MRF	N/A	N/A	N/A	N/A
NF-40-8	40	8	320	1706.67
NF-50-8	50		400	2133.33
NF-60-8	60		480	2560.00
NF-32-10	32	10	320	2666.67
NF-40-10	40		400	3333.33
NF-40-12	40	12	480	5760.00

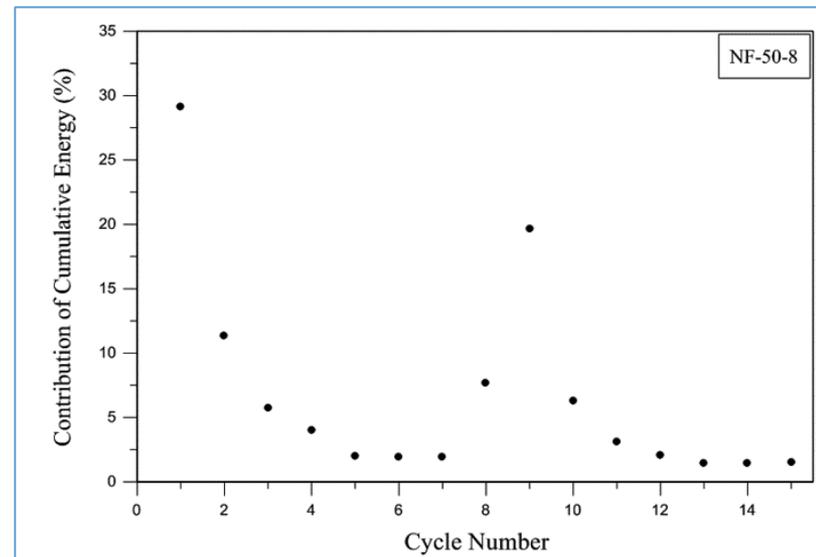
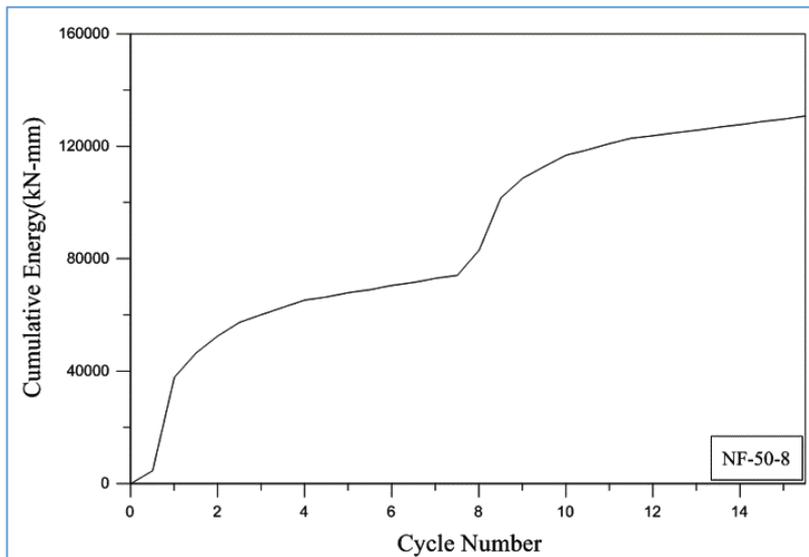
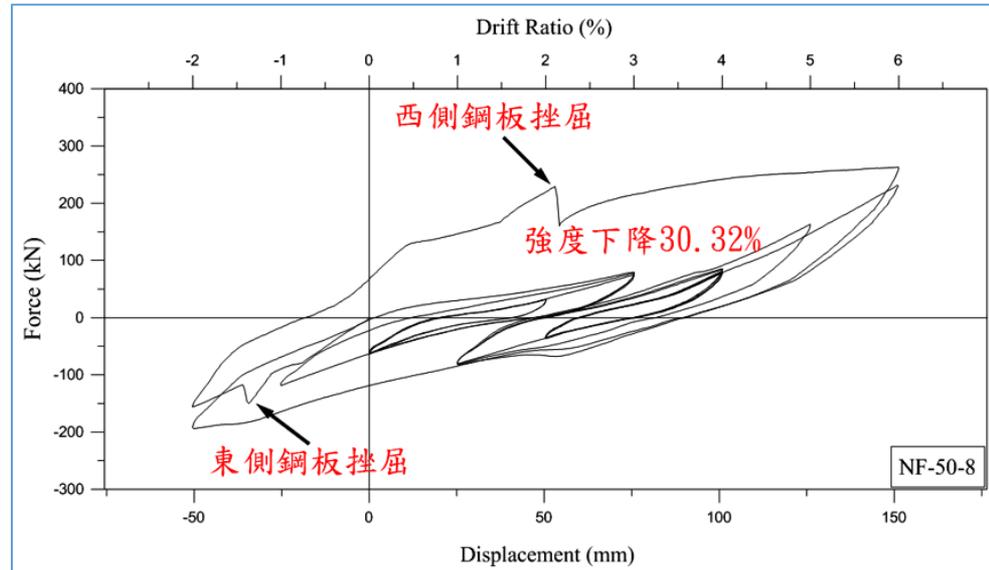
抗彎構架

構架最大強度	160.8 kN
總消散能量	84587.4 kN-mm
首圈消散能量	25.80%
梁端降伏樓層位移比	1.765%



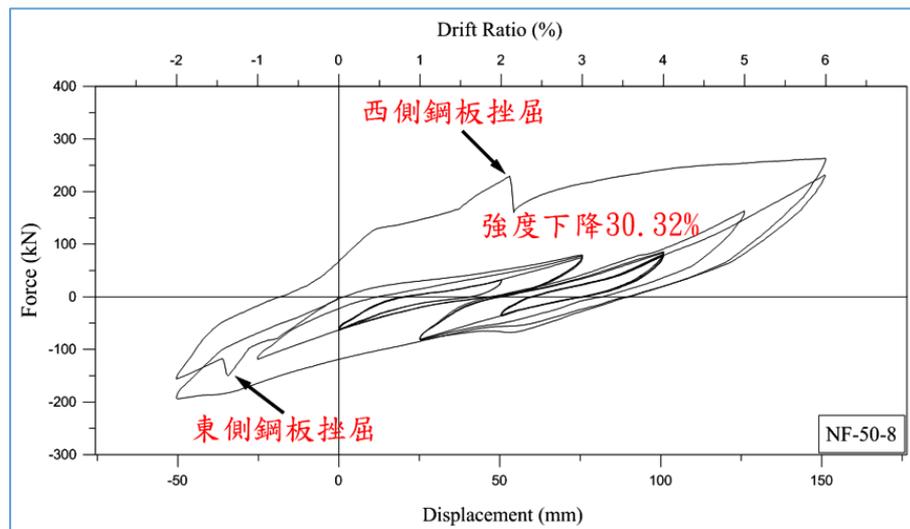
隅撐構架，NF-50-8

構架最大強度	262.8 kN
總消散能量	129671.9 kN-mm
正規化	1.533倍
首圈消散能量	29.15%

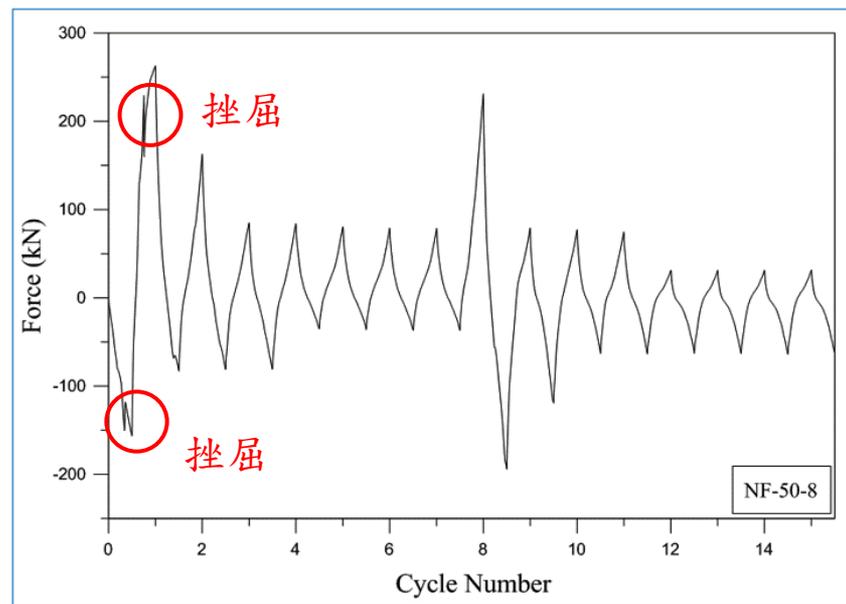


隅撐構架，NF-50-8

梁端降伏時機	2.131%
東側鋼板挫屈時機	-1.365%
西側鋼板挫屈時機	2.131%
隅撐槽鋼應變計	未進入降伏



西側消能鋼板挫屈

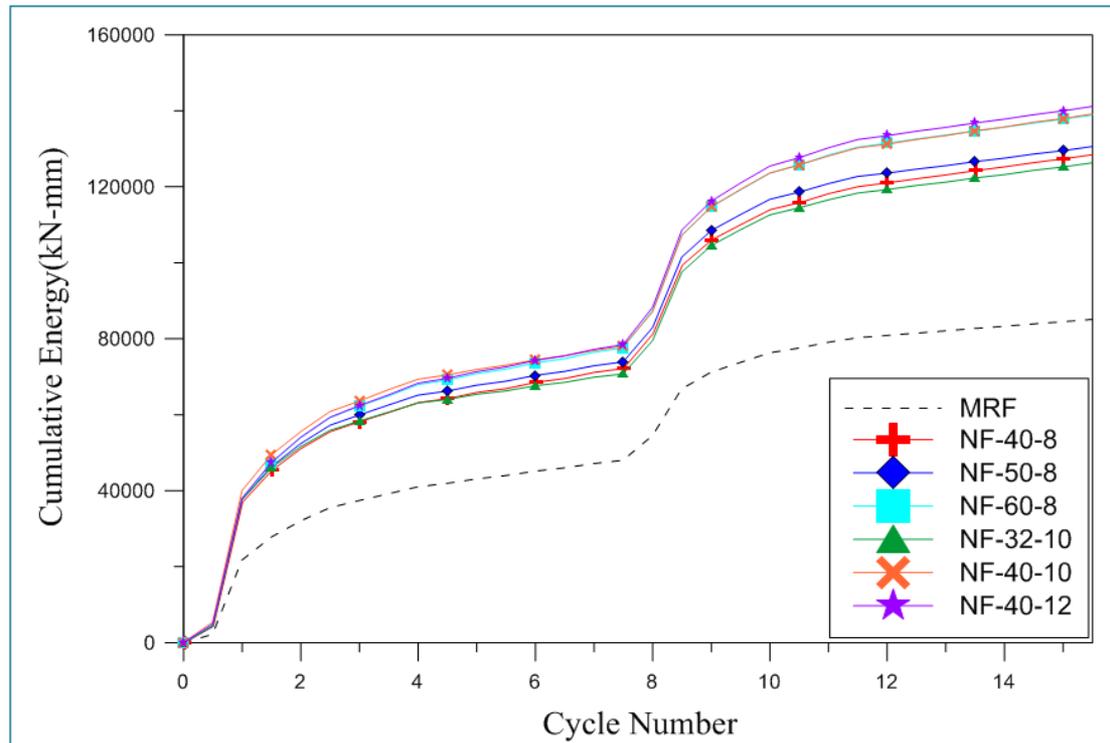


構架試驗結果

試體編號	消能鋼板 滑動時機	鋼板與滑槽 端點接觸	西側鋼板 挫屈位移比	東側鋼板 挫屈位移比	鋼板挫屈之 構架強度 (kN)	梁端降伏 位移比	樓層位移 比6%構架 強度(kN)
MRF	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1.765%	160.8
NF-40-8	0.559%	1.769%	1.964%	-1.010%	214.6	1.981%	257.3
NF-50-8	0.564%	1.491%	2.131%	-1.365%	229.2	2.131%	262.8
NF-60-8	0.534%	1.281%	2.104%	-1.594%	239.7	2.312%	266.6
NF-32-10	0.601%	1.587%	1.877%	-0.951%	219.0	1.879%	258.3
NF-40-10	0.547%	1.515%	2.168%	-1.454%	232.9	2.170%	256.7
NF-40-12	0.556%	1.651%	2.405%	-1.487%	242.0	2.416%	265.9

(樓層位移比：%)

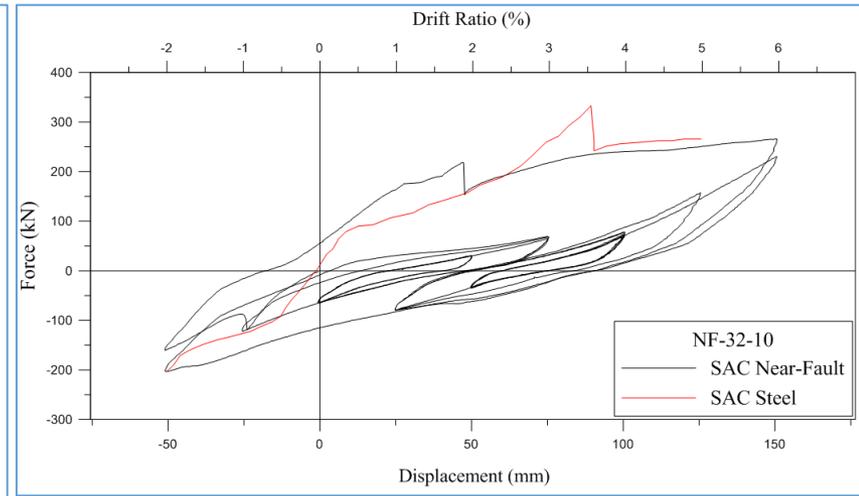
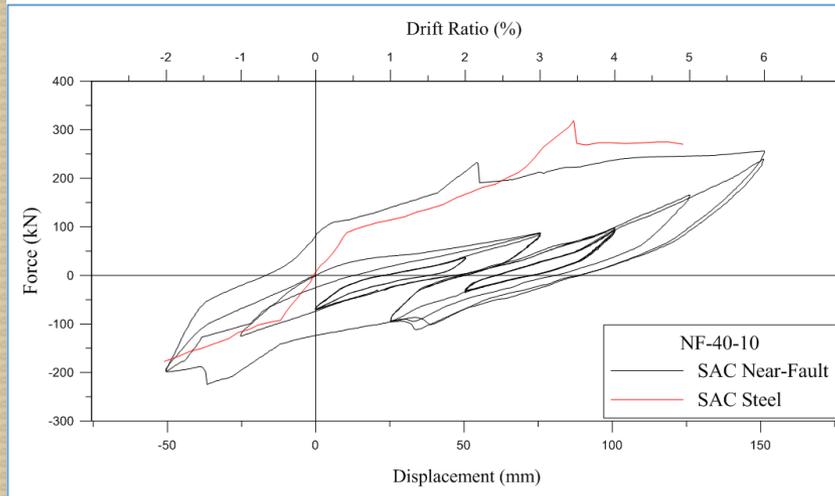
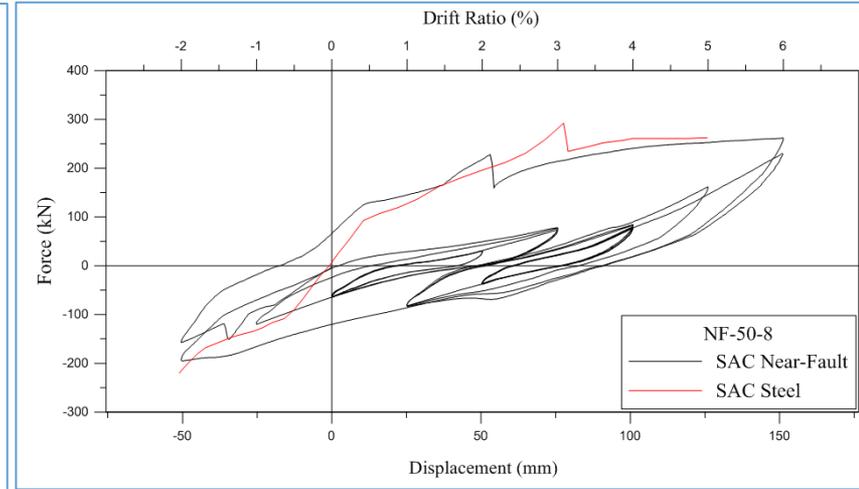
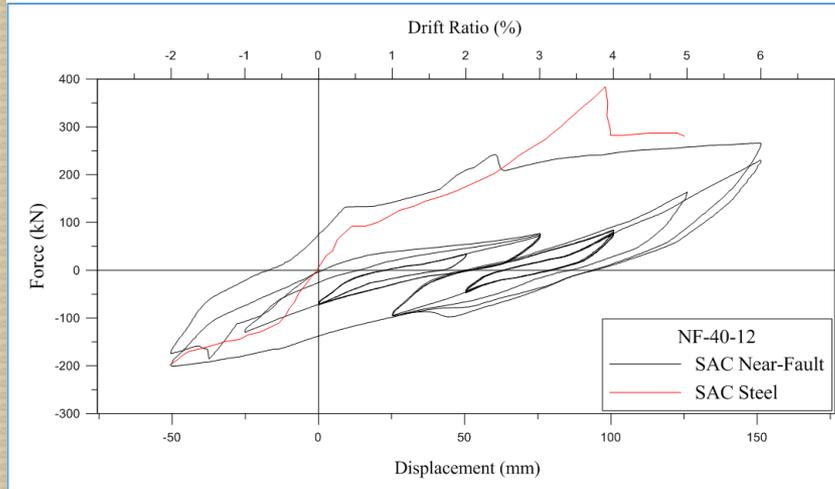
能量消散比較



構架能量消散比較

試體編號	構架最大強度 (kN)	累積消散能量 (kN-mm)	近斷層加載 正規化	週期加載 正規化
MRF	160.8	84587.36	1	1
NF-40-8	257.3	127385.5	1.506	2.48
NF-50-8	262.8	129671.9	1.533	2.51
NF-60-8	266.6	137793.8	1.629	2.61
NF-32-10	258.3	125185.6	1.480	2.66
NF-40-10	256.7	137894.8	1.630	2.69
NF-40-12	265.9	139965.8	1.655	3.26

週期加載與近斷層加載反應比較



構架承載性能比較

試體編號	西側鋼板挫屈位移比		東側鋼板挫屈位移比		梁端降伏位移比	
	一般加載	近斷層	一般加載	近斷層	一般加載	近斷層
MRF	N/A	N/A	N/A	N/A	2.47%	1.765%
NF-40-8	3.07%	1.964%	-3.00%	-1.010%	3.18%	1.981%
NF-50-8	3.11%	2.131%	-2.26%	-1.365%	3.21%	2.131%
NF-60-8	3.46%	2.104%	-2.41%	-1.594%	3.51%	2.312%
NF-32-10	3.39%	1.877%	-2.56%	-0.952%	3.46%	1.879%
NF-40-10	3.48%	2.168%	-3.24%	-1.454%	3.68%	2.170%
NF-40-12	3.93%	2.405%	-3.12%	-1.487%	3.98%	2.416%

結論

- Y型隅撐構架之梁柱桿件於1.8%樓層位移比之內皆可保持彈性。
- 週期載重下，Y型隅撐構架初始勁度約為抗彎構架之4.4倍，累積能量消散為抗彎構架之2.5~3.2倍。
- 近斷層載重作用下，Y型隅撐構架初始勁度約為抗彎構架之4.2倍，累積能量消散為抗彎構架之1.4~1.6倍。
- Y型隅撐構架為一有效之設計。