

新型鋼造雙核心自復位斜撐發展及耐震試驗

Development and Seismic Tests of Novel Steel Dual-Core Self-Centering Braces

周中哲^{1*} 鍾秉庭²

¹ 國立臺灣大學土木工程系教授，02-3366-4349，cechou@ntu.edu.tw

*國立臺灣大學地震工程研究中心主任，國家地震工程研究中心兼任研究員

² 國立臺灣大學土木工程系碩士，研究助理

摘要

本文說明一種可提升結構物抗震能力的新型鋼造雙核心自復位斜撐之發展及驗證，此種在臺灣自行研發的斜撐在反覆載重下具有旗幟型自復位的消能行為。本文首先說明此種新斜撐的力學行為及抗震機制，以減少結構物受震的最大變形及殘餘變形，並以大尺寸的斜撐試驗及有限元素分析驗證其耐震性能。試驗證明兩支斜撐試體在歷經3次反覆載重及60圈疲勞載重測試下仍保持良好的耐震能力，最大軸力可達1843 kN；本研究並利用有限元素分析軟體進一步地驗證此種斜撐試體的自復位消能行為。

關鍵字：雙核心自復位斜撐，鋼絞線，耐震試驗，有限元素分析

Abstract

This paper presents development and verification of novel steel dual-core self-centering brace that has flag-shaped hysteretic responses under cyclic load. The mechanics and seismic behavior of the proposed braces are first explained, followed by large-scale brace tests and

finite element analyses to evaluate the seismic performance. A total of six tests for each brace show excellent seismic performance under cyclic and fatigue loads. The maximum axial force of the new brace can reach 1843 kN. This work also uses the finite analysis program to verify the self-centering behavior of the proposed brace.

Keywords: dual-core self-centering brace (SCB), steel tendon, seismic test, finite element analysis

1. 前言

鋼造斜撐構架與抗彎構架系統主要利用斜撐構件或梁柱塑鉸來消散建築物在地震下的能量，但斜撐構架系統在地震作用下會有較小的層間側位移變形；其中，挫屈束制斜撐是一種良好的制震消能構件，斜撐受軸壓下不會發生整體挫屈，且斜撐受軸拉與受軸壓的消能行為相似。許多試驗均證實挫屈束制斜撐擁有優良的耐震性能[1-12]，但此種斜撐在地震力作用下，會有低的降伏後勁度與大量的塑性能量消散造成斜撐構架在地震後產生較大的側向殘餘變形[13-15]。

許多學者在先前研究皆證實利用後拉式預力系統於結構構件上，可創造出結構的自復位能力，達到大幅減少地震力所造成的側向最大變形與殘餘變形[16-24]，其中利用鋼絞線將梁柱束制之預力鋼造自復位抗彎構架試驗亦證實良好的能量消散與構架自復位性能[25]。由於傳統建築物的柱與樓板建造方式束制了預力構架梁柱間的開合機制，會改變構架在大變形下的自復位性能[26]，因此本研究在台灣與亞洲地區首次地將預力自復位技術應用於鋼造斜撐中，除了可降低結構物的最大變形與殘餘變形外，亦可有效的

改善預力梁柱接頭因樓板所造成的束制效應，也增加在工程應用的方便性。

本研究首先以圖示方式說明兩種不同構件配置的雙核心自復位斜撐(Dual-Core Self-Centering Brace)力學行為，分別以試體 1 與 2 表示，此種新斜撐的軸向變形能力為傳統單核心自復位斜撐[27]變形能力的 2 倍。試體 1 與 2 均由三組鋼受壓構件、兩組拉力構件及一組消能構件所組成，兩組核心構件與兩組拉力構件可使拉力構件的應變需求量減半[12, 28-31]，因此在不犧牲斜撐的變形能力下，拉力構件可使用線彈性應變較小的材料。本研究發展的斜撐試體 1 與 2 之力學行為相似，但藉由改變試體 1 的構件配置，使得試體 2 能有效減少試體 1 的外圍斷面尺寸，且拉力構件所需施拉預力的數量僅為試體 1 之拉力構件所需施拉預力數量的一半。試體 1 與 2 的斜撐試驗採用美國 AISC(2010)耐震規範測試挫屈束制斜撐之標準反覆載重試驗歷時[32]與疲勞載重試驗，檢驗斜撐之變形能力、消能能力及耐用性能，並利用有限元素軟體 ABAQUS[33]建立一支斜撐試體的分析模型，將有限元素分析、試驗結果及理論預測互相比較。

2. 雙核心自復位斜撐力學行為

2.1. 力學行為

雙核心自復位斜撐是由三組鋼受壓構件、兩組拉力構件、一組摩擦消能裝置以及四片端板所組成(圖 1)。斜撐利用兩組拉力構件束制三組鋼受壓構件，使得斜撐受軸拉與受軸壓下提供自復位能力，並藉由第一核心構件與外層構件之相對位移使摩擦消能器發生作用而達消能目的。斜撐構件配置可以圖 2 的簡圖表示，斜撐力學行為則如圖 3 所示，當斜撐受軸拉力或軸壓力超過拉力構件之預力與摩擦消能裝置之摩擦力所提供的力量

總合時，斜撐兩側的端板會與鋼受壓構件產生分離(圖 3a 與 b)，而斜撐軸向變形 2δ 為兩組拉力構件施拉預力後到斜撐目標位移的伸長量 δ 相加。雙核心自復位斜撐之遲滯迴圈是由兩組拉力構件與三組鋼受壓構件所組成之雙線性彈性行為，及摩擦消能裝置之摩擦遲滯行為(圖 3c)疊加而成一旗幟型自復位遲滯迴圈(圖 3d)。

雙核心自復位斜撐試體 1 與 2 的不同之處在於：(1)後者之外層拉力構件錨錠於右外端板與左內端板，內層拉力構件錨錠於右內端板與左外端板，前者之外層拉力構件錨錠於兩側外端板及內層拉力構件錨錠於兩側內端板；(2)後者之兩組拉力構件的預力錨頭分別僅一半數量外露，前者之兩組拉力構件的預力錨頭均外露；(3)前者與後者均有兩片內端板及兩片外端板，後者之內端板不需鑲嵌於外端板之中；(4)後者之第一核心構件與外層構件的長度均相同，但第二核心構件的長度相對較短，前者之三組鋼受壓構件的長度均相同；(5)後者之兩側內端板固定於第二核心構件的兩端，兩側外端板可和第一核心構件與外層構件的兩端緊貼與分離，而前者之兩側內端板可和第一核心構件與部分第二核心構件的兩端緊貼與分離，兩側外端板可和部分第二核心構件與外層構件的兩端緊貼與分離；(6)後者之拉力構件所需施拉預力數量僅為前者之拉力構件所需施拉預力數量的一半。

2.2. 行為預測

雙核心自復位斜撐受軸拉時，三組鋼受壓構件與端板若要開始分離，必須克服拉力構件之初始預力與摩擦消能裝置之摩擦力，因此開啟力 F_{dt} 為：

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

其中， P_{dt} 為斜撐不考慮摩擦力下之端板分離力， P_f 為摩擦消能裝置之摩擦力， n 為兩組拉力構件之數量， T_{in} 為單支拉力構件之初始預力。雙核心自復位斜撐試體 1 與 2 受軸拉時的開啟力 F_{dt} 所對應到開啟位移 Δ_{dt} 分別為：

$$\Delta_{dt} = 2 \times \frac{P_{ob,in} + P_f}{K_{ob}} + \frac{P_{dt} - P_{2c,in}}{K_{2c}} \quad (2)$$

$$\Delta_{dt} = \frac{P_{ob,in} + P_f}{K_{ob}} \quad (3)$$

其中， $P_{ob,in}$ 與 $P_{2c,in}$ 分別為外層構件與第二核心構件在初始預力下之受力， K_{ob} 與 K_{2c} 分別為外層構件與第二核心構件之軸向勁度。雙核心自復位斜撐受軸拉時，開啟力 F_{dt} 除以開啟位移 Δ_{dt} 可得初始彈性勁度 $K_{m,it}$ ，斜撐的後彈性勁度 $K_{m,pt}$ 則因軸向力量會經過兩組拉力構件與第二核心構件所串聯的力量傳遞機制(圖 3a 與 b)而得：

$$K_{m,pt} = \frac{1}{\frac{1}{\frac{n}{2}K_{ten}} + \frac{1}{K_{2c}} + \frac{1}{\frac{n}{2}K_{ten}}} \quad (4)$$

其中， K_{ten} 為單支拉力構件之軸向勁度。

摩擦遲滯迴圈之摩擦力 P_f 由兩組摩擦消能器所提供，每一組摩擦消能器之摩擦力是藉由 M20 F10T 扭斷式螺栓提供之正向力栓接摩擦板、角鋼及厚度 3 mm 之 C2680 黃銅而得：

$$P_f = N_{fd} \times \mu \times N_b \times P_b \times N_{fs} \quad (5)$$

其中， N_{fd} 為摩擦消能器的數量， μ 為摩擦係數， N_b 為螺栓數量， P_b 為每顆螺栓提供的預張力， N_{fs} 為摩擦面數量。由於斜撐兩端有延伸板，用以連接接合板，延伸板的軸向勁度可以 K_{e1} 與 K_{e2} (圖 4) 表示，將斜撐初始及後彈性勁度 $K_{m,it}$ 與 $K_{m,pt}$ 表示成 K_m ，則新

型斜撐整體勁度 K_b 為:

$$K_b = \frac{1}{\frac{1}{K_{e1}} + \frac{1}{K_m} + \frac{1}{K_{e2}}} \quad (6)$$

3. 雙核心自復位斜撐試驗規劃

3.1 斜撐試驗

本研究設計與測試兩支斜撐試體，斜撐之拉力構件使用直徑 15.24 mm 的高強度鋼絞線，斜撐尺寸與斷面配置如圖 1 與表 1 所示。圖 5 為斜撐試驗構架，此斜撐試驗構架與先前試驗挫屈束制斜撐及雙核心自復位斜撐相同[6, 7, 28]，由一支箱型柱與兩支千斤頂相連接，並利用雙接合板與斜撐連結，此雙接合板因配置在斜撐端部兩側，距斜撐中心軸遠，造成雙接合板斷面慣性矩較傳統單接合板大，所以不易挫屈[9, 34]。斜撐試體 1 與 2 之兩組拉力構件均使用六支鋼絞線，斜撐之設計初始預力 471 kN 必須大於設計摩擦力 420 kN 才能擁有良好的自復位能力。當到達層間側位移角 2% 時，試體 1 與 2 之兩組拉力構件應變均為 0.77% (略大於降伏應變 0.7%)，最大軸力預計分別達 1658 kN 與 1672 kN(表 2)。

3.2 試驗步驟

圖 5a 與 b 分別為斜撐試驗構架之上視圖與側視圖，由幾何關係可求得千斤頂水平側向位移與斜撐軸向應變的關係:

$$\varepsilon_c = \frac{L_b \alpha}{2L_y} \sin 2\theta \quad (7)$$

其中， ε_c 為斜撐之核心段應變， L_b 與 L_y 分別為斜撐之中心線長度(8965 mm)與斜撐之核心段長度(分別為試體 1 與 2 之內層拉力構件長度 7120 mm 與 6930 mm)， α 為斜撐試

驗構架之層間側位移角， θ 為斜撐與水平之夾角(26°)。

為了檢驗雙核心自復位斜撐之變形能力、消能能力及耐用性能，本研究對每支斜撐試體進行3次反覆載重與60圈疲勞載重試驗，各階段試驗目的與方式分述如下：

- (1) 無摩擦消能階段試驗：由小至大的反覆加載2圈位移歷時至層間側位移角0.36%以檢驗斜撐之初始預力。
- (2) 第一階段試驗：由小至大的反覆加載2圈位移歷時至層間側位移角2%。
- (3) 第二階段試驗(疲勞試驗)：固定層間側位移角1.5%下，重複加載15圈的位移歷時。
- (4) 第三階段試驗：由小至大的反覆加載2圈位移歷時至層間側位移角2.5%。
- (5) 第四階段試驗：再次執行由小至大的反覆加載2圈位移歷時至層間側位移角2.5%。
- (6) 第五階段試驗(疲勞試驗)：固定層間側位移角1.5%下，重複加載30圈的位移歷時。
- (7) 第六階段試驗(疲勞試驗)：固定層間側位移角2.5%下，重複加載15圈的位移歷時。

第一、第三及第四階段試驗的反覆載重歷時採用與美國AISC(2010)耐震規範對挫屈束制斜撐試驗的相同歷時[32]，主要目的在於觀察斜撐整體反應與各構件受力行為；第二、第五及第六階段試驗主要目的在於觀察斜撐與鋼絞線的錨錠機制之耐用性能與摩擦消能能力。

4. 雙核心自復位斜撐試驗結果

4.1 無摩擦消能與第一階段試驗結果

試體1與2在無摩擦消能階段試驗可求得斜撐之初始預力分別為652 kN與444 kN，本試驗結束後分別將四片C2680黃銅(厚度3 mm)之摩擦消能板固定於試體1與2上，

藉由含埋入式應變計之 M20 F10T 扭斷式螺栓可求得試體 1 與 2 之摩擦力分別為 432 kN 與 452 kN，由於試體 2 之初始預力略小於摩擦力，預期會有小殘餘變形產生。

各階段試驗千斤頂側力與側位移關係圖如圖 6 所示，各階段試驗斜撐軸力與軸位移關係圖如圖 7 所示，斜撐軸力由千斤頂側力及斜撐與水平之夾角關係換算而得，斜撐軸位移由架設於斜撐端部之位移計而得，斜撐在層間側位移角 2% 的最大軸力列於表 2。當試體 1 與 2 所受外力尚未超過斜撐之初始預力與摩擦力的總合時，兩側外端板不會與鋼受壓構件分離，反之，兩側外端板會與鋼受壓構件分離(圖 8)，以上的試驗現象顯示斜撐軸力之傳力機制如理論預測所述(圖 3)。

如圖 7 所示，試體 1 與 2 在第一階段試驗之層間側位移角 2% 時，斜撐受軸拉時的最大軸力分別為 1683 kN 與 1488 kN，斜撐受軸壓時的最大軸力分別為 1769 kN 與 1618 kN，與理論預測的誤差約 10% 之內(表 2)。圖 9a 為外層拉力構件力量與斜撐軸位移關係圖，外層拉力構件力量由黏貼於鋼絞線上的應變計換算而得，試體 1 與 2 之拉力構件最大應變分別為 0.79% 與 0.66%，顯示試體 1 之拉力構件在第一階段試驗已經進入降伏階段(鋼絞線降伏應變為 0.7%)，造成些許預力損失。圖 9b 為斜撐上的摩擦遲滯迴圈，是由斜撐軸力與軸位移關係減去外層拉力構件力量與斜撐軸位移關係而得，顯示試驗結果與理論預測相符。

在第一階段試驗完成後，發現試體 1 與 2 之初始預力分別由試驗前 652 kN 與 444 kN 降至試驗後 570 kN 與 345 kN，預力損失分別為 13% 與 22% (圖 10a)。試體 1 與 2 之摩擦力分別由試驗前 432 kN 與 452 kN 降至試驗後 410 kN 與 420 kN，摩擦力損失分別為

5%與7%。第一階段試驗結束後，試體1與2分別以預力570 kN與345 kN及摩擦力410 kN與420 kN來預測下一階段斜撐試驗的自復位行為。

4.2 第二至第六階段試驗結果

第二至第六階段試驗千斤頂側力與側位移關係圖亦如圖6所示，第二至第六階段試驗斜撐軸力與軸位移關係圖則如圖7所示，斜撐在達第三階段試驗之最大層間側位移角2.5%下，試體1與2之斜撐應變均為1.1%，對應拉力構件應變分別為0.89%與0.77%，由於鋼絞線降伏應變為0.7%，因此試體1的鋼絞線降伏較嚴重，所以試體1之初始預力相較試體2之初始預力下降較大(圖10a)。由圖中可觀察到試體1與2之初始預力自第四階段試驗後的變化較不明顯，但是摩擦力則有明顯的遞減(圖10a)，原因為斜撐在多次反覆加載下，使黃銅摩擦面逐漸耗損造成摩擦力減少，導致斜撐之遲滯迴圈面積逐漸減少(圖7)。圖10a亦可觀察到試體2在第二階段試驗後的預力大於摩擦力，使得斜撐殘餘變形幾乎為零(圖7b)。圖10b為斜撐在第一至第五階段試驗之層間側位移角1.5%下的第一個迴圈之能量變化圖，此能量之等效阻尼比(Equivalent Viscous Damping Ratio) ξ_{eq} 計算方式如下：

$$\xi_{eq} = \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m} = \frac{A_h}{4\pi A_e} \quad (8)$$

其中， F_m 為斜撐受軸拉與受軸壓之最大軸力的平均， Δ_m 為斜撐受軸拉與受軸壓之最大軸位移的平均， A_h 為遲滯迴圈的消散能量， A_e 為彈性應變能。由圖中可明顯觀察到斜撐之能量消散隨著反覆加載次數越多而減少，由於等效阻尼比與能量消散有關，在相同的層間側位移角1.5%第一個迴圈下，試體1與2之等效阻尼比分別由第一階段試驗時

的 15%與 21%降至第五階段試驗時的 10%與 13%。試體 1 與 2 在全部六次試驗時所消釋的總能量分別為 4038 kN-m 與 4772 kN-m，為第一階段試驗進行 AISC[32]標準載重試驗所消釋能量的 9.2 倍與 8.4 倍，顯示雙核心自復位斜撐具有優良的耐震性能與耐久性。

5. 雙核心自復位斜撐有限元素分析

本研究利用非線性有限元素分析軟體 ABAQUS[33]針對斜撐試體 2 在第一階段試驗的反覆加載試驗行為進行模擬分析工作。模型採用三維結構元素，其中三組鋼受壓構件與四片端板使用 8 個節點的磚元素(C3D8R)，兩組拉力構件使用 2 個節點的桁架元素(T3D2)。三組鋼受壓構件與四片端板之間的接觸面(Contact)使用界面性質之硬性接觸，確保受壓接觸時不同的界面不會穿透，受拉時不同的界面可分離。三組鋼受壓構件的降伏強度均採用鋼材拉力試片試驗測試結果，鋼材彈性模數 203 GPa，波松比 0.3，鋼材彈性階段採用雙線性行為模擬，黃銅與鋼材之間的摩擦係數 0.31 則採用先前摩擦試驗測試結果，兩組拉力構件之材料應力與應變的關係由鋼鉸線反覆載重試驗測試結果而得，鋼鉸線彈塑性階段採用四線性行為模擬，這些材料性質的試驗均可由文獻[12,31]所得。

圖 11a 為斜撐的有限元素模型，圖 11b 至 e 分別為斜撐試體受軸拉與受軸壓之 Von Mises 應力圖與兩側外端板開合情形，由圖中可觀察到試體在受軸拉時僅兩組拉力構件與第二核心構件受力，而試體受軸壓時兩組拉力構件與三組鋼受壓構件均受力，上述現象與端板開合情形及斜撐的變形原理相符。圖 12a 至 d 為試體在第一階段試驗與有限元素模型分析比較，顯示試驗下的斜撐軸力與軸位移關係、端板開合機制、拉力構件力量變化及摩擦消能行為均與有限元素模型分析相符。

6. 結論

本研究在臺灣首次研發新型雙核心自復位斜撐，並先後獲得美國及日本發明專利的認可[35, 36]，本文說明兩種不同構件配置的新型雙核心自復位斜撐(Dual-Core SCB)之自復位與耐震消能行為，每支試體均由兩組鋼絞線拉力構件、三組鋼受壓構件、一組消能構件以及四片端板所組成。兩支實尺寸雙核心自復位斜撐(試體 1 與 2 之長度分別為 7930 mm 與 7950 mm)各進行 3 次反覆載重與 60 圈疲勞載重試驗，仍無破壞發生，證明新發展的斜撐有良好的旗幟型自復位消釋地震能量之能力，以大幅降低因為構件本身的塑性消能而造成的殘餘變形，且斜撐耐震性能均符合美國 AISC(2010)耐震規範針對挫屈束制斜撐要求在最小層間側位移角 2% 前不破壞的原則，斜撐之最大軸力在層間側位移角 2.5% 時可達 1843 kN，在六次試驗下所消釋的總能量為第一階段試驗的 8-9 倍。有限元素分析則進一步地驗證雙核心自復位斜撐試體的力學行為機制及試驗結果相符。

致謝

本研究承蒙國科會補助(NSC 100-2625-M-002-016)，並能順利在國家地震工程研究中心完成試驗，使得雙核心自復位斜撐的發展工作進行順利，僅此致謝。

參考文獻

- [1] Watanabe A., Hitomi Y., Saeki E., Wada A., and Fujimoto M., "Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube," Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, 1988, Vol. IV, 719-724.
- [2] 陳正誠，韌性同心斜撐構架與韌性斜撐構材之耐震行為與設計，結構工程，第 15 卷第 1 期，2000，第 53-78 頁。
- [3] 蔡克銓、賴俊維，鋼骨消能支撐構架之耐震研究，結構工程，第 17 卷第 2 期，2002，第 3-32 頁。
- [4] Merritt S., Uang C-M, and Benzoni G., "Subassemblage testing of CoreBrace buckling-restrained braces," University of California, San Diego., Report No. TR-2003/01, 2003.
- [5] Roeder CW, Lehman DE, and Christopoulos C., "Seismic performance of special concentrically braced frames with buckling restrained braces," Proc., 8th U.S. National Conf. on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 2006.
- [6] 周中哲、陳昇陽，可更換核心板之挫屈束制消能支撐耐震試驗及有限元素分析，結構工程，第 25 卷第 1 期，2010，第 43-70 頁。
- [7] Chou C-C and Chen S-Y, "Subassemblage tests and finite element analyses of sandwiched buckling-restrained braces," Engineering Structures, 32, 2010, 2108-2121.
- [8] 周中哲、劉佳豪，挫屈束制消能斜撐構架接合板耐震設計及試驗分析，結構工程，第 26 卷第 4 期，2011，第 91-100 頁。
- [9] 周中哲、劉佳豪，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 27 卷第 2 期，2012，第 95-114 頁。

- [10] Chou C-C and Liu J-H, "Frame and brace action forces on steel corner gusset plate connections in buckling-restrained braced frames," *Earthquake Spectra*, 28(2), 2012, 531-551.
- [11] Chou C-C, Liu J-H, and Pham D-H, "Steel buckling-restrained braced frames with single and dual corner gusset connections: seismic tests and analyses," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 7(41), 2012, 1137-1156.
- [12] 鍾秉庭，交錨型雙核心自復位斜撐及核心更換型挫屈束制斜撐之耐震行為，國立臺灣大學土木工程研究所碩士論文(指導教授：周中哲)，2012。
- [13] Uang C-M and Kiggins S., "Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames," *Int. Workshop on Steel and Concrete Composite Construction*, National Taiwan University, Taiwan, 2003, Report No. NCREE-03-026.
- [14] Tremblay R., Lacerte M., and Christopoulos C., "Seismic response of multistory buildings with self-centering energy dissipative steel braces," *J. Structural Engineering*, ASCE, 134(1), 2008, 108-120.
- [15] Chou C-C, Chen Y-C, Pham D-H, and Truong V-M, "Experimental and analytical validation of steel dual-core self-centering braces for seismic-resisting structures," 9th International Conference on Urban Earthquake Engineering/ 4th Asia Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, March 2012.
- [16] 周中哲、陳鈺智、錢明山，預力預鑄鋼管混凝土節塊橋柱之耐震行為，*結構工程*，第 21 卷第 1 期，2006，第 87-106 頁。
- [17] 周中哲、陳俊翰、陳鈺智、蔡克銓，預力鋼梁與鋼管混凝土柱接合之抗震行為，*結構工程*，第 21 卷第 3 期，2006，第 37-54 頁。
- [18] 周中哲、張浩然、陳俊翰、Joshua Hewes，預力預鑄混凝土節塊橋柱之雙塑鉸模型及反覆側推行為，*結構工程*，第 25 卷第 3 期，2010，第 55-76 頁。

- [19] 許志宏，具自復位功能之偏心斜撐構架耐震性能研究，國立高雄第一科技大學營建工程研究所碩士論文(指導教授：鄭錦銅)，2010。
- [20] 顏嘉毅，具自復位功能之同心斜撐構架耐震行為研究，國立高雄第一科技大學營建工程研究所碩士論文(指導教授：鄭錦銅)，2011。
- [21] 張家瑞，具自復位隅撐鋼結構耐震性能研究，國立中央大學土木工程研究所碩士論文(指導教授：許協隆)，2012。
- [22] 楊智凱，具自復位梁柱接頭隅撐鋼結構耐震性能研究，國立中央大學土木工程研究所碩士論文(指導教授：許協隆)，2012。
- [23] 蔡榮軒，鋼柱基底含形狀記憶合金裝置之自復位與消能，國立交通大學土木工程研究所碩士論文(指導教授：陳誠直)，2013。
- [24] 林桓緯，預力鋼柱基底含摩擦型消能裝置之耐震行為，國立交通大學土木工程研究所碩士論文(指導教授：陳誠直)，2013。
- [25] 周中哲、陳俊翰，實尺寸預力預鑄自復位構架之耐震試驗及非線性動力歷時分析，結構工程，第 26 卷第 3 期，2011，第 73-94 頁。
- [26] Chou C-C, Weng C-Y, and Chen J-H, "Seismic design and behavior of post-tensioned connections including effects of a composite slab," *Engineering Structures*, 30, 2008, 3014-3023.
- [27] Christopoulos C., Tremblay R., Kim H.-J., and Lacerte M., "Self-Centering Energy Dissipative Bracing System for the Seismic Resistance of Structures: Development and Validation," *Journal of Structural Engineering*, 134(1), 2008, 96-107.
- [28] 周中哲、陳映全，預力雙核心自復位斜撐發展與耐震實驗，結構工程，第 27 卷第 3 期，2012，第 108-126 頁。

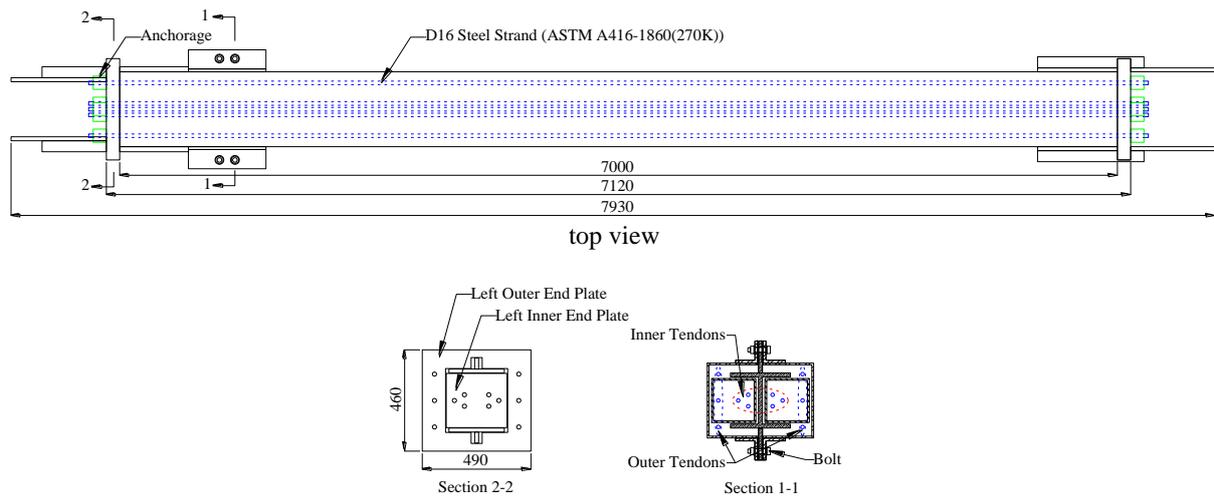
- [29] Chou C-C and Chen Y-C, "Development of steel dual-core self-centering braces: quasi-static cyclic tests and finite element analyses," *Earthquake Spectra*, 082712EQS272M, 2013/9 available online.
- [30] Chou C-C, Chen Y-C, Pham D-H, and Truong V-M, "Steel Braced Frames with Dual-Core SCBs and Sandwiched BRBs: Mechanics, Modeling and Seismic Demands," *Engineering Structures*, ENGSTRUCT-D-13-00681R1, accepted for publication April, 2014.
- [31] Chou C-C and Chung P-T, "Development of Cross-Anchored Dual-Core Self-Centering Braces for Seismic Resistance," *J. Constructional Steel Research*, JCSR-D-13-00480, accepted for publication April, 2014.
- [32] AISC, "Seismic provisions for structural steel buildings," American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2010.
- [33] ABAQUS, "Standard user's manual version 6.10," Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA, 2010.
- [34] Chou C-C, Liu G-S, and Yu J-C, "Compressive behavior of dual-gusset-plate connections for buckling-restrained braced frames," *J. Constructional Steel Research*, 76, 2012, 54-67.
- [35] Chou C-C, Chen Y-C, and Chung P-T, "Dual-Core Self-Centering Energy Dissipation Brace Apparatus," US Patent No. 8316589 B2, United States Patent and Trademark Office, USA, 2012.
- [36] Chou C-C, Chen Y-C, and Chung P-T, "Dual-Core Self-Centering Energy Dissipation Brace Apparatus," JP Patent No. 2012-12925 A, Japan Patent Office, Japan, 2014.

表 1 斜撐構件之材料性質、數量及尺寸

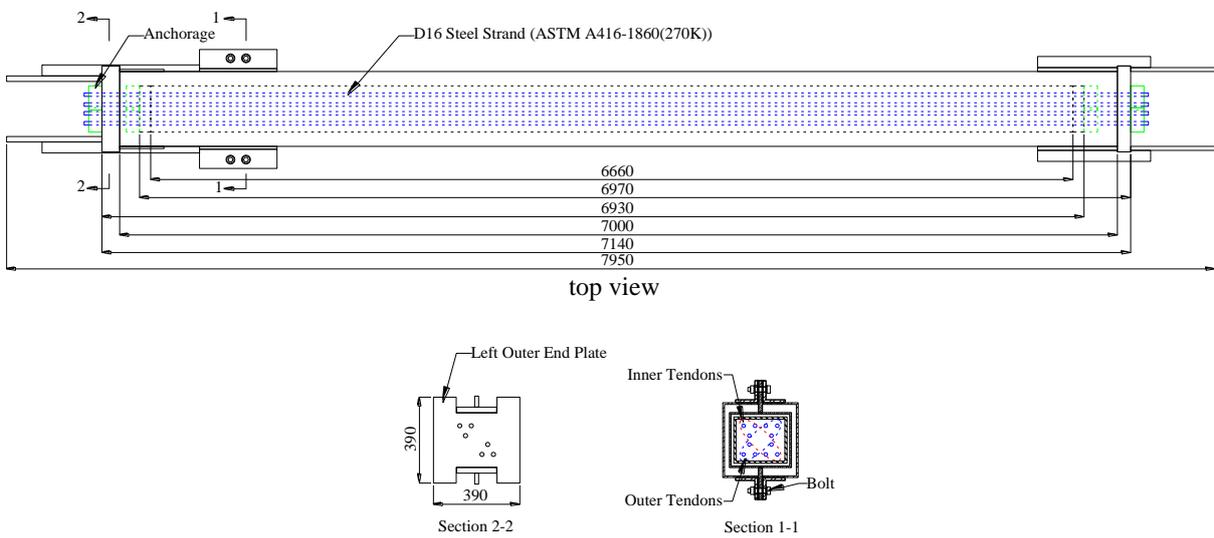
Specimen No.	Member (ASTM A572 GR.50)				Steel Tendon		
	Location	No.	Size (mm)		Location	No.	Length (mm)
			Cross Section	Length			
1	1st Core	1	H250×270×8×8	7000	Inner Tendons	6	7120
	2nd Core	2	T200×200×8	7000			
	Outer Box	1	T340×480×8	7000	Outer Tendons	6	7120
2	1st Core	1	T250×280×8	7000	Inner Tendons	6	6930
	2nd Core	1	T210×240×10	6660			
	Outer Box	1	T340×340×8	7000	Outer Tendons	6	6970

表 2 斜撐之設計值與第一階段試驗結果比較

Specimen No.	Data Source	Initial Stage			2% Drift			
		PT Force (kN)	Tendon Strain (%)	Friction Force (kN)	Brace Peak Force		Brace Strain (%)	Tendon Strain (%)
					Tension (kN)	Compression (kN)		
1	Design	471	0.28	420	1658	1636	0.95	0.77
	Test	652	0.38	432	1683	1769	0.85	0.79
2	Design	471	0.28	420	1672	1602	0.95	0.77
	Test	444	0.26	452	1488	1618	0.85	0.66

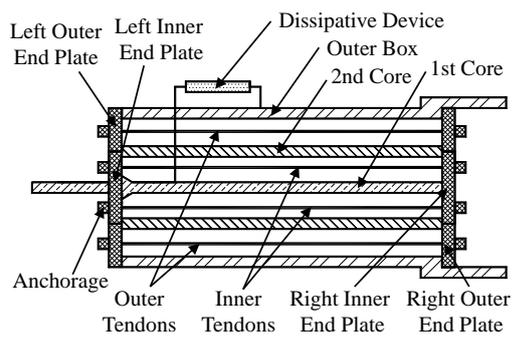


(a) 試體 1

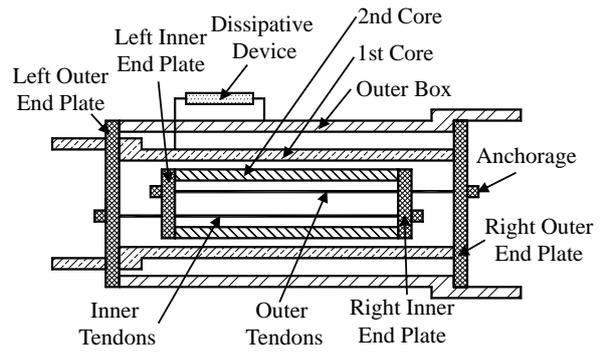


(b) 試體 2

圖 1 雙核心自復位斜撐尺寸及斷面配置圖 (單位: mm)

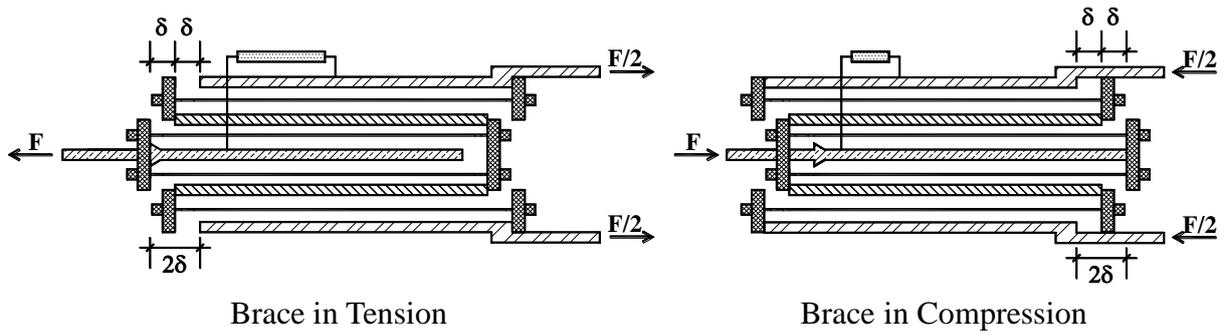


(a) 試體 1



(b) 試體 2

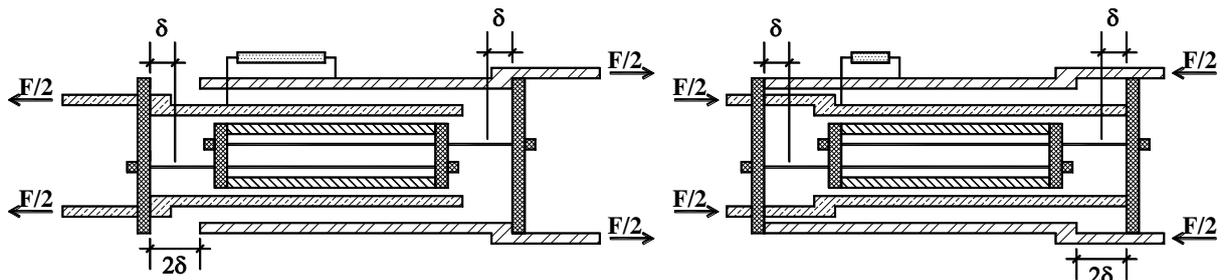
圖 2 斜撐構件配置示意圖



Brace in Tension

Brace in Compression

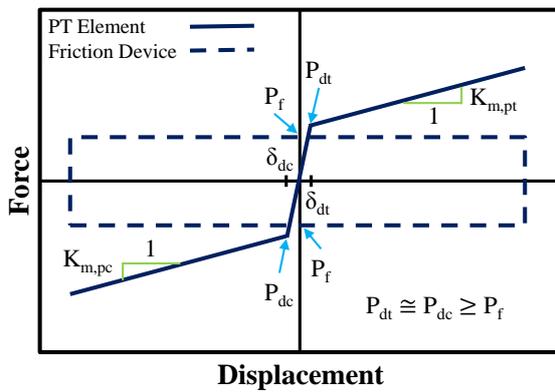
(a) 試體 1 受軸拉與受軸壓之力學行為



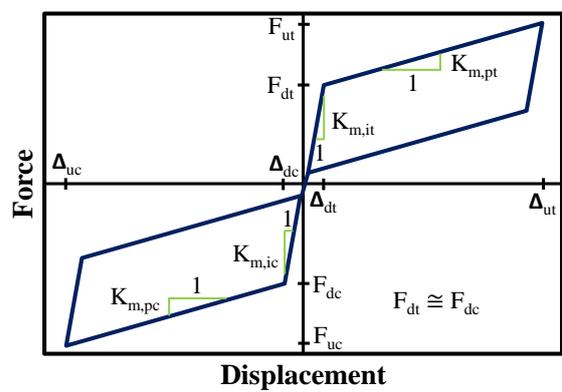
Brace in Tension

Brace in Compression

(b) 試體 2 受軸拉與受軸壓之力學行為



Displacement



Displacement

(c) 雙線性彈性行為與摩擦遲滯行為

(d) 力量與位移關係圖

圖 3 斜撐力學行為及遲滯迴圈圖

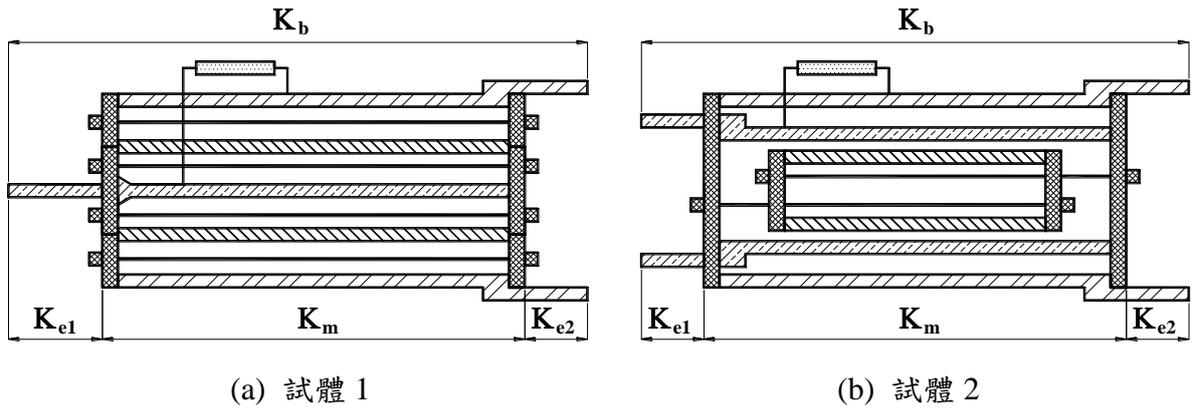
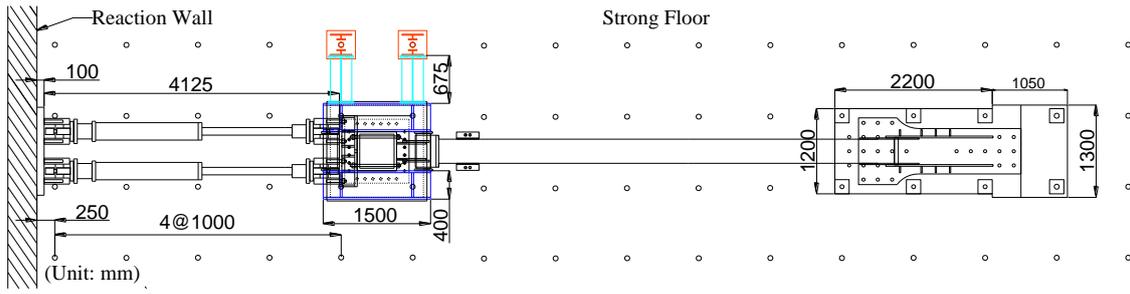
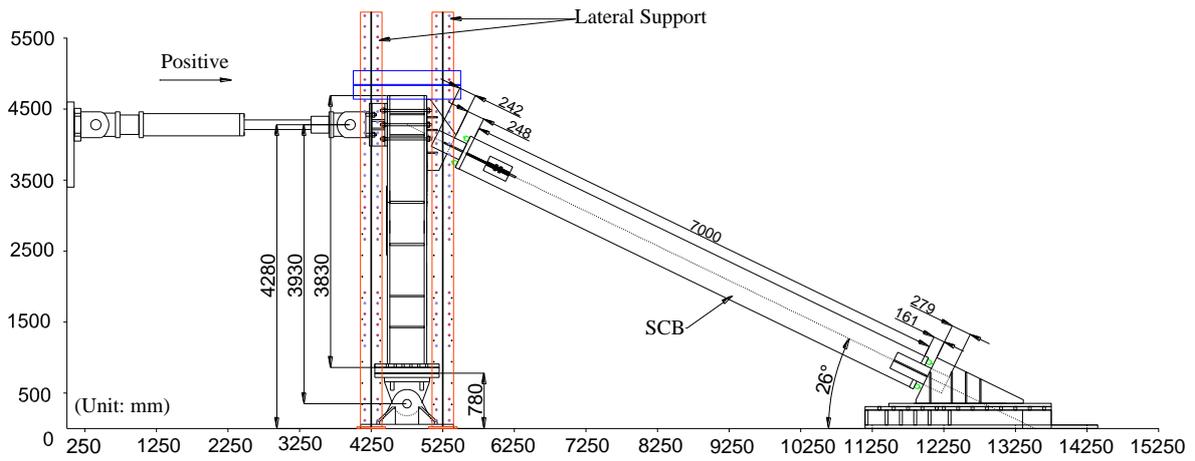


圖 4 斜撐勁度標示示意圖



(a) 上視圖



(b) 側視圖

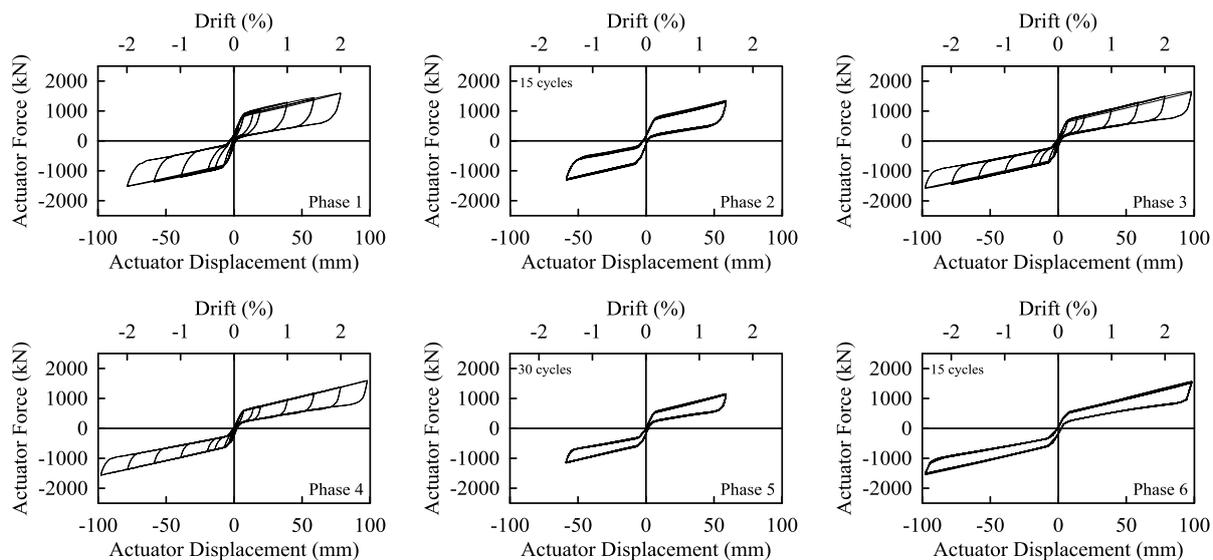


(c) 試體 1 (+2% Drift)

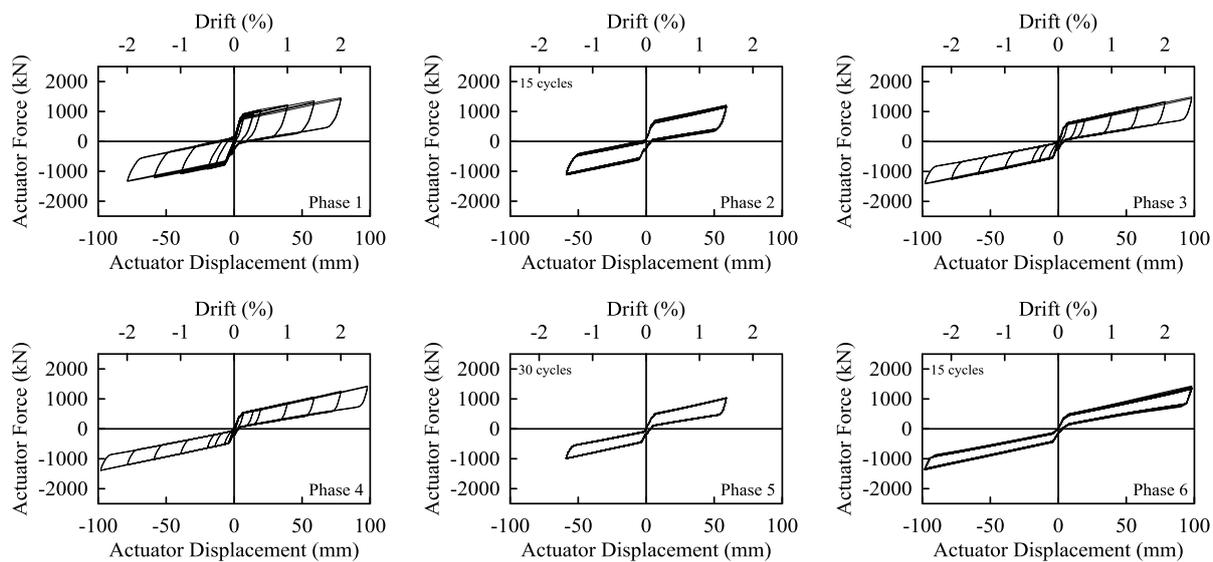


(d) 試體 2 (+2% Drift)

圖 5 雙核心自復位斜撐試驗構架

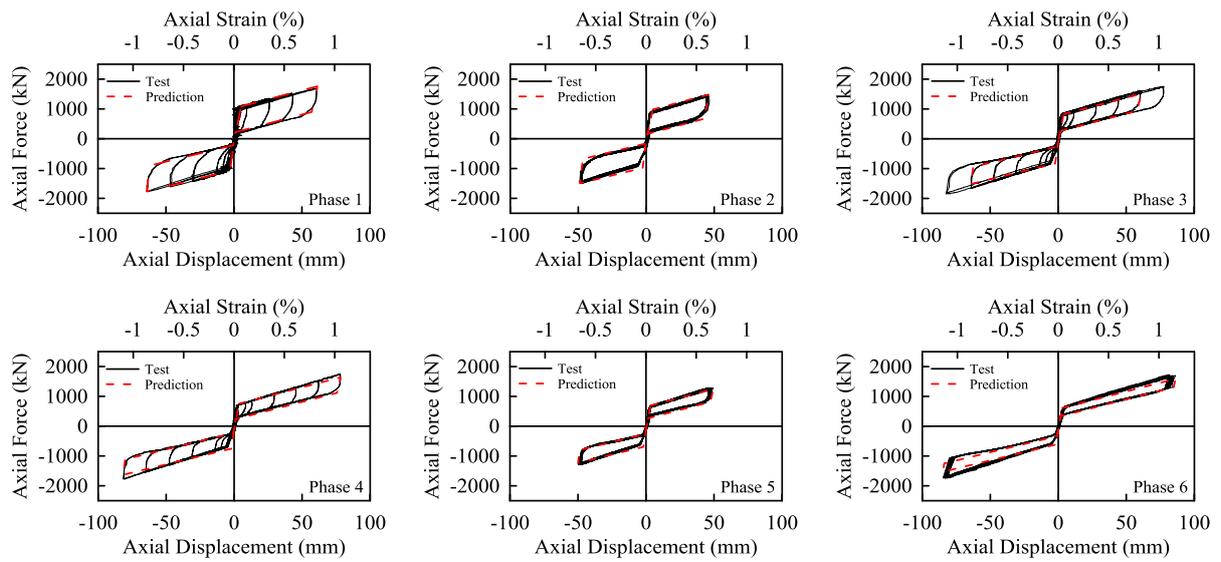


(a) 試體 1

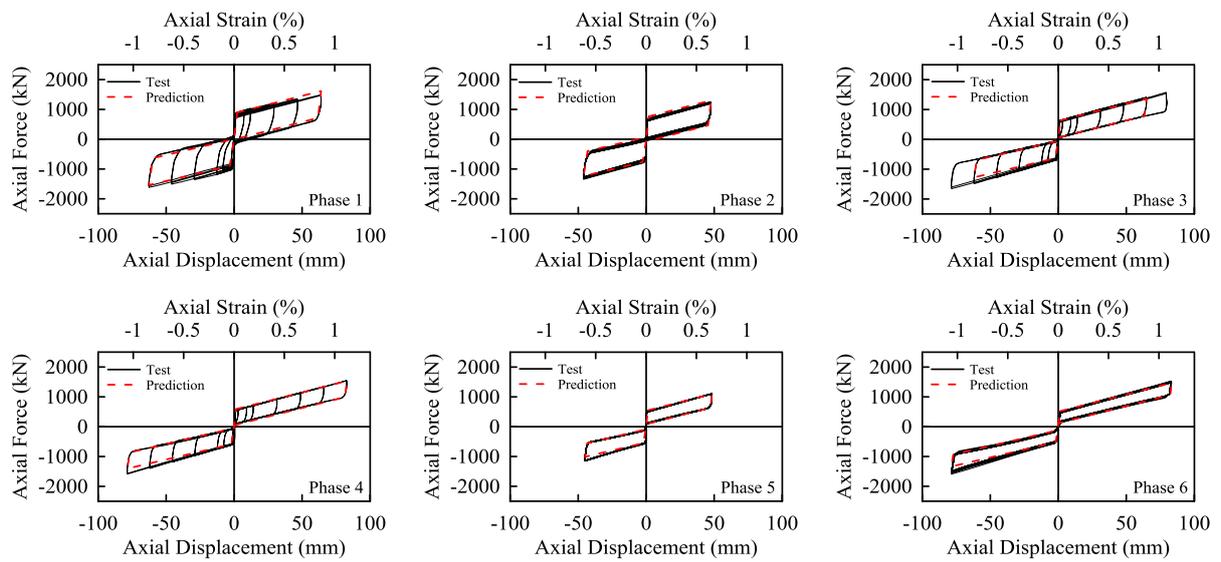


(b) 試體 2

圖 6 第一至第六階段試驗千斤頂側力與側位移關係圖



(a) 試體 1



(b) 試體 2

圖 7 第一至第六階段試驗斜撐軸力與軸位移關係圖



受軸拉時上側外端板分離 受軸壓時上側外端板緊貼 受軸拉時下側外端板緊貼 受軸壓時下側外端板分離

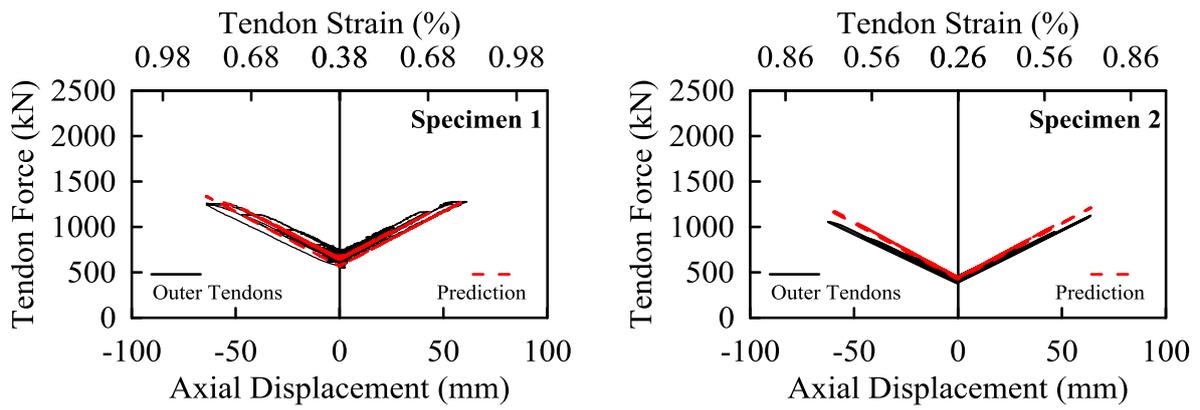
(a) 試體 1



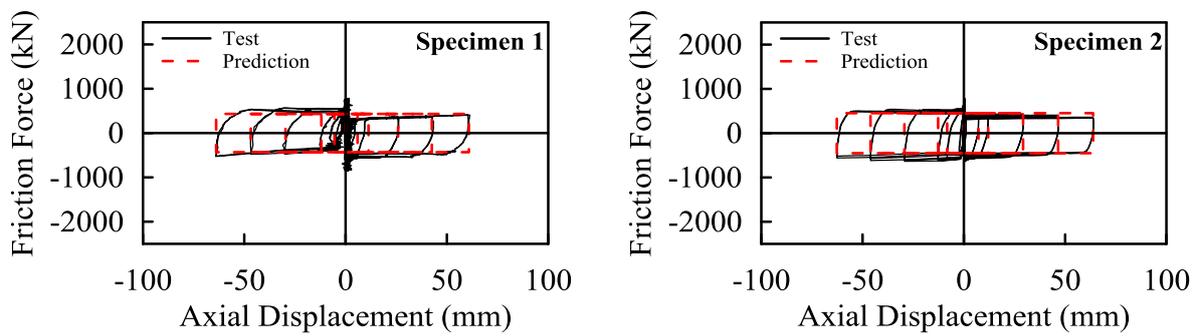
受軸拉時上側外端板分離 受軸壓時上側外端板緊貼 受軸拉時下側外端板緊貼 受軸壓時下側外端板分離

(b) 試體 2

圖 8 第一階段試驗斜撐端板開合情形(層間側位移角 $\pm 2\%$)

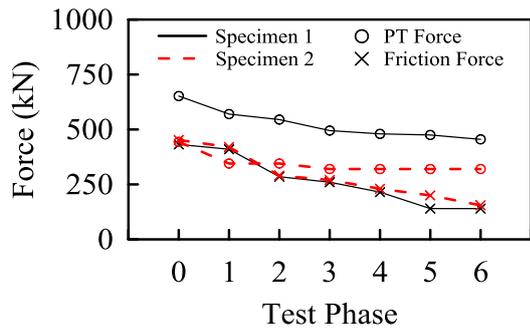


(a) 外層拉力構件力量與斜撐軸位移關係圖

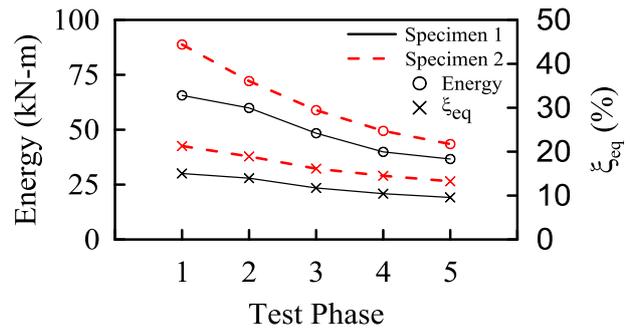


(b) 摩擦遲滯迴圈圖

圖 9 雙核心自復位斜撐試體第一階段試驗反應圖

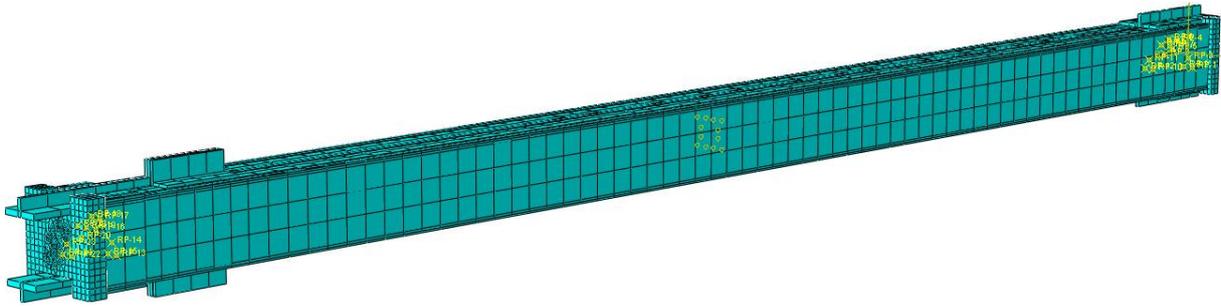


(a) 預力與摩擦力變化圖

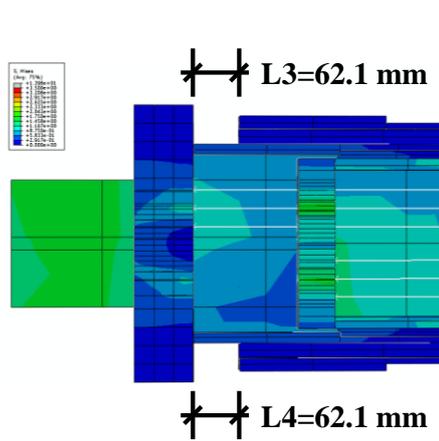


(b) 能量消散與等效阻尼比變化圖

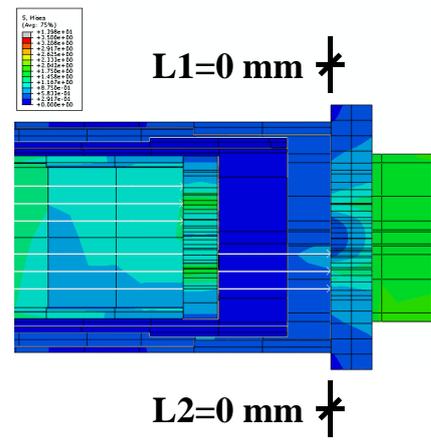
圖 10 各階段試驗斜撐反應圖



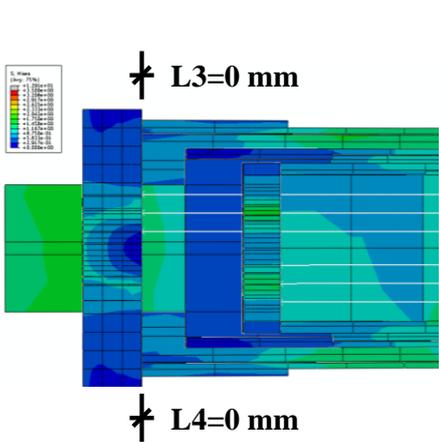
(a) 整體模型



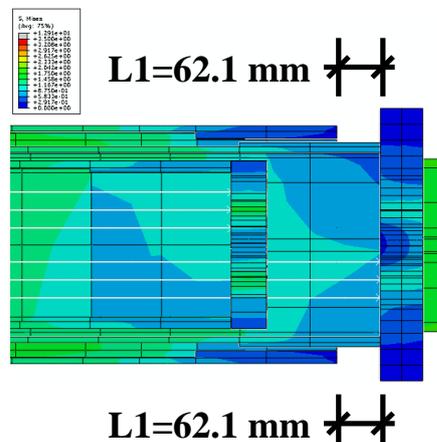
(b) 斜撐受軸拉時左外端板分離



(c) 斜撐受軸拉時右外端板緊貼

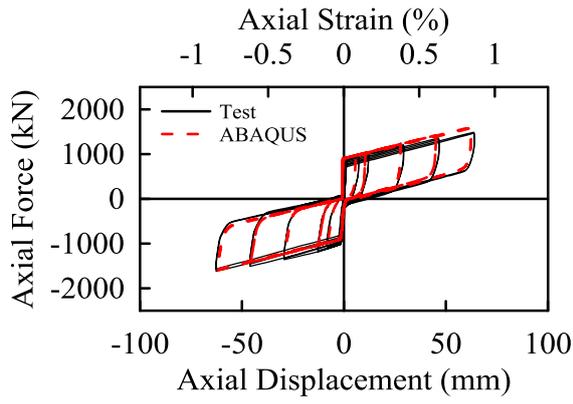


(d) 斜撐受軸壓時左外端板緊貼

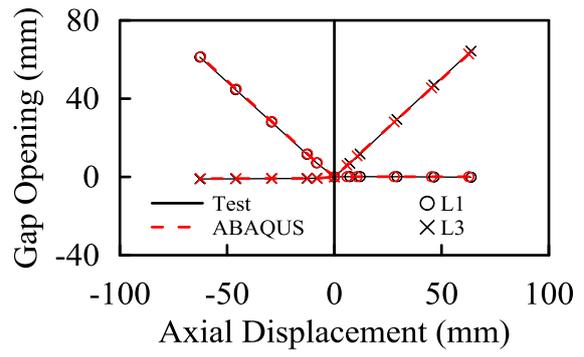


(e) 斜撐受軸壓時右外端板分離

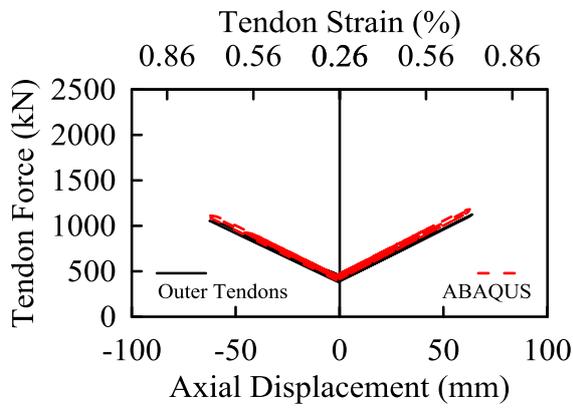
圖 11 雙核心自復位斜撐試體 2 有限元素模型(層間側位移角 $\pm 2\%$)



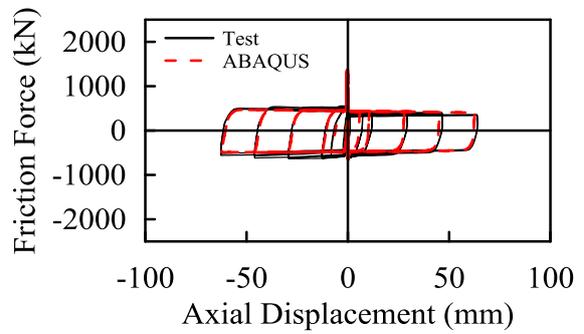
(a) 斜撐軸力與軸位移關係圖



(b) 端板開合情形



(c) 外層拉力構件力量與斜撐軸位移關係圖



(d) 摩擦遲滯迴圈

圖 12 斜撐試體 2 第一階段試驗與有限元素分析比較