

# 斷面補強鋼斜撐構件之耐震行為研究

陳垂欣／交通大學土木工程學系助理教授

孫肇楨／交通大學土木工程學系研究生

## 摘要

鋼結構特殊同心斜撐構架系統在過去的地震中發生許多破壞現象，主要因傳統斜撐構件的耐震能力不佳。本研究擬以簡單的斷面補強方式改善斜撐構件的耐震能力，並探討不同補強方式對斜撐構件行為的影響，實驗規劃四組寬翼斷面斜撐構件，在斜撐中間段翼板上圓弧切削與腹板上補強，透過圓弧切削使受壓挫屈行為集中於此處，腹板上的補強則使此段受拉應變大為降低，使消能區分散，進而改善斜撐構件之韌性行為。研究並比較不同切削、補強長度對斜撐行為的影響。靜態往覆加載實驗結果顯示，補強長度過短會使斜撐在補強板的兩側造成應力集中，並在該處斷裂，而翼板切削且腹板補強長度越長，可使最大受拉強度增量增加但對累積消能容量則無明顯影響，翼板未切削但腹板補強的試體則可避免切削造成的應力集中，能提升斜撐在斷裂前的的累積消能容量。

## Abstract

The damages of special concentrically braced frame (SCBF) system have been commonly observed in the past earthquakes. To improve the seismic behavior of braces, we apply section reinforcement to the conventional brace members by adding steel plates and/or reducing section areas to elongate the energy dissipation range of the braces. Static cyclic loading tests of four specimens which are wide-flange section with different reinforcing dimensions are conducted. The test results show that the specimen with short range of section reinforcement is subjected to stress concentration. Longer range of reducing section and web reinforcement is able to increase the maximum tension strength, but less obvious to increase the

cumulative energy dissipation capacity. Differently, the specimen without reducing section but with longer range of web reinforcement shows less stress concentration, and larger cumulative energy dissipation capacity until the rupture of brace.

## 改善斜撐構架耐震行為

既有的鋼結構建築結構系統中，有許多方式可供工程師選擇，其中同心斜撐構架系統設計方式較為直接，由結構構件承受的力量即可決定構件尺寸，且結構具有優良的勁度，可有效抵抗風力、地震力、外來振動等作用於結構上之側向力，也適用於需控制變形量的特殊需求建築結構（如科技產房等），在結構物進行性能設計（Performance-Based Design）時，較易滿足中低等級地震危害度設計位移的需求。

然而，相關研究顯示<sup>[1,2]</sup>，同心斜撐構架之耐震性能在較為劇烈的地震危害度下仍需加以改善，主要問題在於斜撐構件的行為。由於斜撐構件在同心斜撐構架中除了是提供側向勁度與強度的主要構件外，在結構系統進入非線性行為後，也扮演系統主要消能之角色，因此在較大地震下將會有大量的非線性行為發生於斜撐構件上，而較為常見的缺點包含了受壓之挫屈強度過低、低週期疲勞壽命不足（low-cycle fatigue life）以至於因韌性不足而過早發生斷裂，甚至引發斜撐周圍之接合角隅板與梁柱接頭破壞，或引發梁、柱構件發生扭轉等不穩定的破壞情況。許多研究<sup>[3-10]</sup>提出改善斜撐耐震行為的方法，大多是將斜撐切割為若干段，以特別設計之消能元件連接這些斜撐段，消能元件之材料、強度、勁度與韌性則經過特別設計，使斜撐構件在受力變形時消能元件能作為保險絲，避免傳統挫屈斜撐常出現的缺點。

傳統斜撐挫屈時以兩端之接合角隅板及靠近斜撐中點為變形與消能集中的三個塑鉸區；斜撐兩端接合角隅板的行為是鋼板的凹折，具有很好的變形能力，在角隅板的設計中，需要特別保留斜撐變形時角隅板彎折的空間，但是因為角隅板的抗彎強度弱，所以產生的塑鉸後的消能能力並不理想，在數值模擬上，常將角隅板行為簡化為鉸接的形式；而靠近斜撐中點的塑鉸區，在設計上常保留斜撐的斷面，使其具有該斷面固有的強度與勁度，在斜撐變形時，該區域為主要消能區，在破壞發生前具有消能能力，但在往覆變形作用下，該區域容易低週期疲勞破壞而導致斜撐斷裂。

本研究是將斜撐受壓消能區與受拉消能區分開，除了讓斜撐有更大的消能區域增加消能能力外，也能舒緩局部區域往覆拉壓下之應變範圍 (strain range)，進而增加斜撐的低週期疲勞壽命，避免斜撐切削斷面處因受壓挫屈後又受拉而形成大量塑性變形集中。研究主要目的在研究韌性斜撐的削弱與補強細節，包括切削與補強的位置與幾何形狀。在斜撐斷面上的切削位置關係著斜撐局部變形時是否容易形成應變集中的現象，切削的幾何則將選擇能避免應變集中的形狀。切削處須考慮斷面面積 (A)、斷面強弱軸之慣性矩 ( $I_{x,y}$ ) 與迴轉半徑 (J) 變化之關係，在適當範圍與斷面位置給予補強，提升斜撐構件之韌性；藉由刻意控制斜撐挫屈與降伏的位置與範圍，以及在這些位置施予削弱、加勁與補強，使斜撐構件發揮應有的穩定消能能力。

## 補強斷面斜撐試體設計

### 斷面類型選擇

常用於斜撐的斷面有寬翼斷面、方管與圓管斷面，而本研究希望透過簡單的補強方式 (如挖洞、切削或銲上補強板等) 來提升斜撐的消能行為，因此選擇寬翼斷面，方管與圓管斷面補強後的行為則較為複雜，若施加挖洞或切削，則斷面將從封閉斷面變為開口斷面，其抗扭勁度將大量減少，進而使補強段與未補強段之斷面性質差異過大，造成交界處容易破壞而降低其消能能力，而寬翼斷面在其翼板邊緣適度的切削，即可在不大幅改變其抗扭勁度的情況下降低其慣性矩，而達到將挫屈行為集中於此段的目的，且補強段與未補強段也不會有過大的斷面性質差異，較能避免變形集中而導致消能行為不佳的情形。

## 試體設計

由於目前規範並無針對斜撐補強細節的明確規定，因此試體設計主要參考 AISC [11] 的基本規定及梁柱斷面補強的相關研究，所選擇的斜撐斷面為 RH148 × 100 × 6 × 9，長度為 2 m，細長比 ( $\lambda_{slender}$ ) 為 83.5，其斷面性質如表 1 所示，斜撐材料之性質如表 2 所示，受拉降伏強度為 909.1 kN。本文中討論四組實驗試體，試體編號分別為 UR、W10C、W35C、W35，斜撐與角隅板相接採用斜撐腹板與角隅板對接而翼板嵌入角隅板 (knife plate) 的方式銲接而成，為簡化試體製作，角隅板尺寸在四組試體中皆使用相同規格。

表 1 斜撐斷面性質

Specimen	Area (cm <sup>2</sup> )	Moment of Inertia (cm <sup>4</sup> )		Plastic Sectional Modulus (cm <sup>3</sup> )	
	A	$I_x$	$I_y$	$Z_x$	$Z_y$
RH148 × 100 × 6 × 9	26.35	1000	150	154	46

表 2 斜撐材料性質

Specimen	$F_y$ (MPa)	$P_y$ (kN)	$F_u$ (MPa)	$P_u$ (kN)
RH148 × 100 × 6 × 9	345	909.1	469	1235.8

本研究對翼板進行圓弧切削以降低其慣性矩，使挫屈發生並集中於此區域，但斜撐斷面因此而減少斷面積，故施工方式需同時增加腹板之面積，使翼板切削區 (同時也是腹板補強區) 受拉力時所承受之應力降低，在斜撐承受較大受力與變形的情况下，斜撐中段在受壓時為挫屈段、在受拉時中間段由於受力面積較大，因此受拉降伏段為中間段外側，如圖 1 所示，這樣將可使應變與挫屈消能區分散，避免中間段往覆加載後疲勞破壞。

本文探討 W10C、W35C、W35 三組試體，其中 W35 試體只有在斜撐中段腹板上加勁，翼板上並未切削，是為了觀察翼板上的切削對斜撐行為的影響。

試體設計主要檢討面積增量 ( $A_i$ ) 及慣性矩增量 ( $I_i$ )，圖 2 為斜撐中間段斷面示意圖，圖中  $c$  是切削深度、 $t_d$  是補強板厚度、 $t_w$  是腹板厚度、 $t_f$  是翼板厚度、 $b_f$  是翼板寬度、 $d$  是腹板深度；並假設補強板與腹板沒有縫隙。依圖顯示，其面積增量比值 ( $A_i$ ) 為：

$$A_i = \frac{d(t_w + t_d) + 2(b_f - 2c - t_w - t_d)t_f}{dt_w + 2(b_f - t_w)t_f} \quad (1)$$

慣性矩增量比值 ( $I_i$ ) 為：

$$I_i = \frac{2t_f(b_f - 2c)^3 + (d - 2t_f)(t_w - t_d)^3}{2t_f b_f^3 + (d - 2t_f)t_w^3} \quad (2)$$

面積增量比值 ( $A_i$ ) 主要增加腹板之面積，其比值需大於 1.0；慣性矩增量比值 ( $I_i$ ) 則為減少慣性矩將挫屈集中發生於此，其比值需小於 1.0。而最後再由極慣性矩增量  $J_i$

$$J_i = \frac{2(b_f - 2c)t_f^3 + (d - 2t_f)(t_w - t_d)^3}{2b_f t_f^3 + (d - 2t_f)t_w^3} \quad (3)$$

給定一組  $A_i$  與  $I_i$ ，將求得出之  $t_d$  與  $c$ ，將其帶入公式 (3) 使  $J_i$  大於等於 1.0，以確保補強後斷面的扭轉穩定性。

試體之圓弧切削深度由公式 (1) 與公式 (2) 決定，依應力集中程度來改變切削長度，補強板補強長度 ( $L_d$ ) 則取略長於切削長度 ( $L_c$ )，避免斷面變化集中於一處而產生過大的應力集中，本研究所採用之參數如表 3 所示，其中長度參數示於圖 3。圖 4 為各試體詳細設計圖。

表 3 斜稱構件試體參數表

Specimen	$A_i$	$I_i$	$t_d$ (mm)	$c$ (mm)	$L_c$ (mm)	$L_d$ (mm)
UR	1.0	1.0	0	0	0	0
W10C	1.5	0.8	12	7	140	200
W35C	1.5	0.8	12	7	620	680
W35	1.5	1.0	12	0	0	680

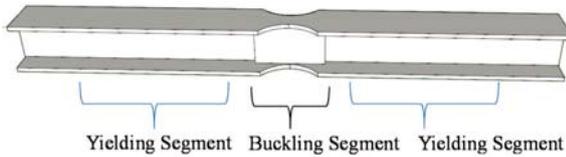


圖 1 韌性挫屈消能斜撐示意圖

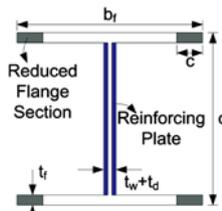


圖 2 斜撐中點斷面示意圖

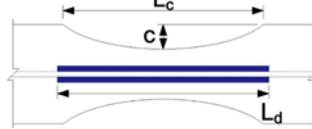


圖 3 圓弧切削參數示意圖

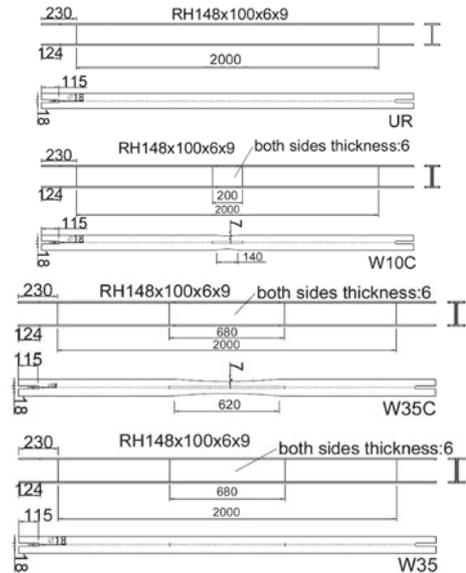
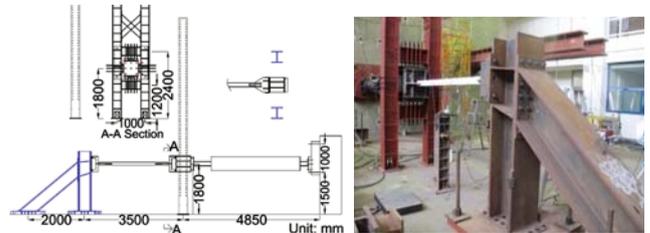


圖 4 各試體詳細設計圖



(a) 實驗試體架設圖

(b) 實驗試體架設照片

圖 5 實驗試體架設

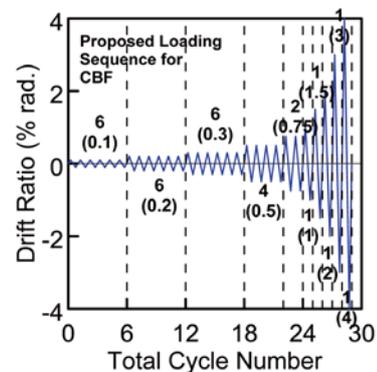


圖 6 分析加載歷時圖 [12,13]

## 補強斜撐反覆載重試驗

### 實驗構架

本試驗於交通大學大型結構實驗室進行，其南端為施力端，北端為固定端，實驗構架如圖 5 所示，試體北端設置一個 A 架提供斜撐端部支撐，以提供試體適當反力。試體南端以側向支撐提供油壓致動器施力軌道以維持施力方向。

### 實驗靜態往覆加載歷時

本實驗所使用的加載歷時與前人 [12,13] 相同，如圖 6 所示，此外，在既定的加載歷時後增加疲勞測試，參考 [14]

的作法，在最後加上 5% Drift Ratio 十圈，並視斜撐整體情況決定是否繼續做到斜撐斷裂。由於實驗將只對斜撐構件進行軸向往覆載重，因此須將層間位移角經過計算變為斜撐構件之軸向變形，本研究假設斜撐與樓板之間的角度為 45°，斜撐長度佔梁柱中心線交點間斜邊長的 70%，依這些參數將樓層位移角轉換為斜撐軸向變形。

### 各試體行為與比較

實驗過程中各試體之重要事件整理於表 4，結果顯示試體 W35 之行為較為接近試體 UR，且比較試體

W35 與試體 W35C 可知，在翼板上圓弧切削會提早局部挫屈發生，比較試體 W10C 與試體 W35C 可知，圓弧切削的長度將影響整體與局部挫屈的發生位置與時機，試體 W10C 發生於補強段兩端外側，試體 W35C 發生於補強段中點，值得注意的是，兩試體在 5% 層間位移角十圈時，挫屈點之翼板皆已開裂，試體 W10C 在 5% 層間位移角十二圈時斷裂，而試體 W35C 卻到 5% 層間位移角二十五圈時還未斷裂，經觀察發現是補強段補強板之影響，當斜撐本身斷裂時，補強板仍能提供強度與勁度，進而增加斜撐斷裂前的韌性消能能力。

表 4 各試體重要事件一覽表

Specimen	Global Buckle		Local Buckle		Test Stop DR (rad.)	Fracture or Not
	DR (rad.)	Axial Disp. (mm)	DR (rad.)	Axial Disp. (mm)		
UR	0.75%	10.6	5% 10th circle	70.7	5% 10th circle	Not
W10C	0.75%	10.6	5%	70.7	5% 12th circle	Fracture
W35C	0.5%	7.1	3%	42.4	5% 25th circle	Not
W35	0.5%	7.1	5% 10th circle	70.7	5% 10th circle	Not

## 實驗結果分析與討論

圖 7 為四組試體斜撐軸向變形與軸力關係遲滯迴圈圖，因每組試體所進行的迴圈數不同，故以試體 UR 停止時的 5% 層間位移角十圈為比較基準，迴圈數超過試體 UR 迴圈數的試體則遲滯迴圈圖繪至 5% 層間位移角十圈，提早破壞的試體則繪至破壞為止。

四組試體之遲滯迴圈反應，為典型斜撐行為，其非彈性行為為斜撐受拉降伏後勁度降低並維持為正值，受壓挫屈時斜撐軸向強度達到受壓最大值，勁度由正轉成負，而後受壓勁度漸漸由負趨近於零，直到受壓卸載時勁度才再由負轉正，當斜撐開裂時，強度

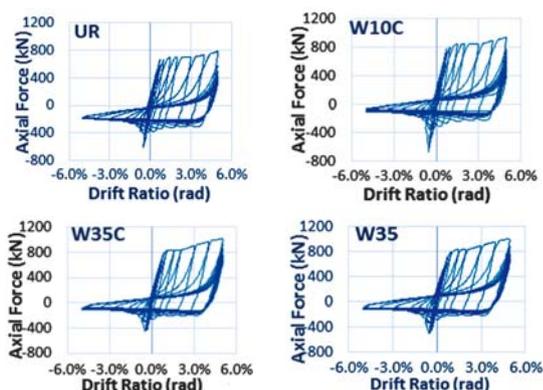


圖 7 各試體斜撐軸向變形與軸力關係圖

下降，而完全斷裂時，強度則下降至接近零。

由試體之遲滯迴圈反應可以發現，四組試體受拉強度在降伏後，其後所施加之迴圈，在相同受拉位移量下，其強度皆小於第一次達到該位移之強度，顯示斜撐強度在往覆變形作用下，有明顯強度折減行為，若施加位移量持續增加，則斜撐受拉強度因應變硬化將超過前一迴圈之最大值。四支斜撐構件試體在斜撐構件受壓時，挫屈強度在第一次整體挫屈即達到最大值，而隨著受壓位移量遞增，挫屈強度持續遞減。

表 5 所示為各試體的強度，包括降伏強度 ( $P_y$ )、挫屈強度 ( $P_{cr}$ ) 與最大受拉強度 ( $P_{tmax}$ )，各試體的降伏強度與試體 UR 的降伏強度之比值皆在 1.2 左右，而各試體的最大受拉強度與試體 UR 的最大受拉強度之比值在 1.19 ~ 1.31，隨著補強長度加長而增加。

實驗結果顯示試體 W35C 與 W35 的挫屈強度明顯下降，試體 W10C 的挫屈強度則略高於試體 UR，挫屈強度不同的原因，除了斷面變化的影響外，可能也受到邊界條件以及試體預拱程度不同的影響，預拱程度則可能因為試體製作上的細微誤差或是因為大範圍切削所造成。

表 5 各試體指標強度與比值列表

Specimen	$P_y$ (kN)	$P_y / P_y, UR$	$P_{tmax}$ (kN)	$P_{tmax} / P_{tmax, UR}$	$P_{cr}$ (kN)	$P_{cr} / P_{cr, UR}$
UR	701.76	1	781.03	1	616.26	1
W10C	844.08	1.20	930.49	1.19	670.60	1.09
W35C	836.27	1.19	1020.82	1.31	440.17	0.71
W35	846.41	1.21	1006.48	1.29	500.43	0.81

圖 8 為各試體在不同樓層位移角時的累積消能情形，此累積消能計算至 5% 層間位移角第一圈，圖中顯示各試體在不同變形量時之累積消能無明顯差別，且各試體累積消能的速度也相近，表示不同斷面的斜撐構件在往覆變形作用下強度與勁度折減的程度沒有

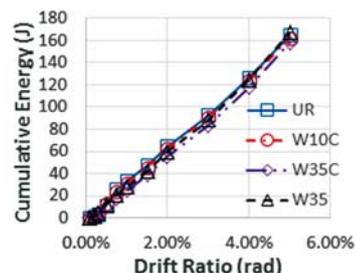


圖 8 各試體樓層位移角與累積消能圖

太大變化，因此對應的遲滯消能行為差異不大，但若比較各試體在實驗終止前的的累積消能容量（圖 9 所示），則與試體的韌性容量有關，試體 W35 由於腹板補強板的作用，能發揮較高的韌性及消能能力，其累積消能容量比試體 UR 超過 13%。



圖 9 各試體累積消能容量比較圖

## 結論

本文以斷面補強方式探討 RH148 × 100 × 6 × 9 的斜撐構件在往覆載重作用下的行為，研究中以四組試體比較不同補強細節對斜撐行為的影響，根據試驗結果，歸納出以下幾點結論：

1. 實驗結果顯示，所有試體完全斷裂的情形，皆發生在斜撐受拉時，即使斜撐構材已經開裂，受損斷面仍然能夠承受受壓變形不至惡化，並維持到下一個迴圈受拉時才斷裂。
2. 斜撐試體在往覆變形作用下，強度開始折減，試體破壞前強度折減速度越來越快。斜撐在相同位移量之迴圈中，其受拉強度皆以第一圈為最大，但當位移量增加至下一迴圈時，則因為斜撐材料之應變硬化，使其受拉強度高於前一迴圈之最大值。而斜撐於受壓之挫屈強度，在第一次發生整體挫屈時即達到最大值，此後之挫屈強度持續遞減。
3. 試體 UR、W35C、W35 斷裂於斜撐中央，試體 W10C 則斷裂於中間補強段的兩側，此一結果顯示補強長度過短容易造成應力與應變集中在斷面變化較劇烈的地方，使斜撐斷裂處偏移至補強板的兩側。
4. 觀察各試體遲滯迴圈圖，可看出各試體遲滯迴圈相似，皆先發生挫屈後才降伏，降伏點發生於 1.45 ~ 1.5 % rad、挫屈點發生於 0.4 ~ 0.6 % rad 之間。依實驗時觀察發現，越快產生局部挫屈的試體，最終越早斷裂於局部挫屈處，顯示局部應變累積越到達一定程度後，試體即可能發生斷裂。
5. 由實驗結果得知，補強長度對各試體的降伏強度增

量無明顯影響，但可能因邊界條件及預拱的關係而有不同。而斜撐最大受拉強度則隨著補強長度增加而變大。

6. 觀察各試體累積消能圖可以發現，計算至 5% 層間位移角第一圈為止，各試體無論在總累積消能容量與累積消能速度上皆無明顯差別。但若比較試體斷裂前的累積消能容量，則試體 W35 比試體 UR 增加 13% 的累積消能容量。

## 參考文獻

1. Uriz, P and Mahin, S., Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures, PEER-2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA (2008).
2. Chen, C.H., Performance-Based Seismic Design Assessment of Concentrically Braced Steel Frame Buildings, Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley (2010).
3. Khatib, F., Mahin, S. A., and Pister, K. S., Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames, UCB/EERC-88/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA (1988).
4. Yoo, J.H., Roeder, C.W., and Lehman, D.E., "FEM Simulation and Failure Analysis of Special Concentrically Braced Frame Tests," ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.134, No. 6, pp. 881-889 (2008).
5. Rezaei, M., Prion, H., Tremblay R., Boutatay, N. and Timler P., "Seismic Performance of Brace Fuse Elements for Concentrically Steel Braced Frames." Behaviour of steel structures in seismic areas: proceedings of the third International Conference STESSA 2000, 21-24 August 2000, Montreal, Canada, Taylor & Francis, p. 39 (2000).
6. De Oliveira, J.C., Packer, J.A., Christopoulos, C. "Cast steel connectors for circular hollow section braces under inelastic loading," Journal of Structural Engineering, 134(3), pp. 374-383 (2008).
7. Bonetti, S., Ductile Fuses for Special Concentrically Braced Frames, Ph.D. Dissertation, University of Kansas (2008).
8. Wang, Y. P. and Chang Chien C. S., "A Study on Using Pre-Bent Steel Strips as Seismic Energy-Dissipative Devices," Earthquake Engineering and Structural Dynamic, V38, pp. 1009-1026 (2009).
9. Gray, M.G., Christopoulos, C., and Packer, J.A., "Cast Steel Yielding Fuse for Concentrically Braced Frames," Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, July 25-29 2010, Toronto, Ontario, Canada. Paper No. 595 (2010).
10. Federico, G., Fleischman, R.B. and Ward, K.M., "Buckling Control of Cast Modular Ductile Bracing System for Seismic-Resistant Steel Frames," Journal of Constructional Steel Research, 71, pp. 74-82 (2012).
11. AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL (2010).
12. 胡懷國, 「鋼結構同心斜撐構架系統之靜態往覆載重實驗加載歷時評估」, 國立交通大學土木工程學系碩士論文 (2012)。
13. 王耀緯, 「靜態往覆載重實驗加載歷時對鋼結構同心斜撐構架系統之影響」, 國立交通大學土木工程學系碩士論文 (2013)。
14. Fell, B. V., Kanvinde, A. M., Deierlein, G. G., and Myers, A. T., "Experimental Investigation of Inelastic Cyclic Buckling and Fracture of Steel Braces." ASCE, J. Struc. Eng., 135(1), pp. 19-32 (2009).