

# 具自復位功能 偏心斜撐構架

## 耐震性能研究

鄭錦銅／國立高雄第一科技大學營建工程系教授  
 許志宏／國立高雄第一科技大學營建工程系研究生  
 林克強／國家地震工程研究中心研究員

### 摘要

一般而言，偏心斜撐構架（Eccentrically Braced Frame）透過連桿梁（Link）之塑性變形來消散地震能量。但是偏心斜撐構架於震後會產生過大之殘留變形，造成結構修復困難。故本文研究具自復位（Self-centering）功能偏心斜撐構架（Eccentrically Braced Frame）之可行性。過去具自復位功能結構皆將分離界面設計於梁接柱面上，而本文將之設計於連桿梁（Link）與相鄰梁，並於梁端施加預力來提供自復位性能以降低地震過後之殘留變形。此外，因連桿梁界面上比梁柱界面有更大變形角，故於此加裝消能元件以增強構架之耐震性能。

因此，本文建造一座大型單跨單層斜撐構架進行橫向反覆載重試驗。研究參數包含加裝在連桿梁（Link）界面上之消能元件種類如摩擦鉸與角鋼，以及施加不同正向力之摩擦鉸與兩種不同角鋼厚度等。試驗結果發現，在加裝不同消能元件之偏心斜撐構架皆可發揮自復位（Self-centering）效能，且能有效提高構架之耐震性能。其中，摩擦鉸消能元件之消能效果未如角鋼優異，但由於角鋼是透過本身之塑性變形來達到消能效果，故於震後必須更新。雖然實驗過程中發現構架在連桿梁（Link）與梁交接處有面外旋轉現象，但是本文所提之理論模式可以大致模擬構架之力變形關係。

### Abstract

Generally seismic energy of Eccentrically Braced Frame (EBF) is dissipated through the plastic deformation of link beam. However, large residual deformation after earthquakes makes the structure difficult to repair. Therefore, this paper

investigates the possibility of applying self-centering function on EBF to reduce the residual deformation after earthquakes. Unlike literatures that separated the beam and column, allowed beams rock on the column face without inducing any damage during earthquakes. In this research, the link beam and adjacent beams are separated and post-tensioned to provide the self-centering function. In addition, energy dissipaters were installed in the interfaces to enhance the seismic performance of the EBF due to larger interstory deformation.

To validate the proposed idea, a full-size one-storey-one-span EBF was constructed and tested under cyclic reversed loads. Investigation parameters include types of energy dissipation devices such as frictional hinge damper or steel angle, and various clamping force on the dampers and thickness of steel angles. Test results show that the self-centering effect on EBF can be achieved with little residual deformations and better seismic performance. And it is found that energy dissipation by steel angles was more than that of frictional hinge damper. However, steel angles must be replaced after earthquakes due to large plastic deformation. Although out of plane rotations were found in the link beam, the proposed model can reasonably predict the tested force-deformation relation of the self-centering designed EBF.

### 具自復位功能的偏心斜撐構架

地震是人類長久以來所面臨最嚴重之天然災害之一，因此建築結構之耐震性能廣受位處地震帶上各國所重視。如何完成一棟兼具安全性、經濟性、舒適性的結構物，一直是各方學者及結構工程師們所共同努力的目標，因此各種不同之耐震結構系統也不斷出現。理想之建築結構物除了在地震來襲時能發展充分的韌性消能力外，為了防止層間變位過大造成非結構體之破壞及與

鄰房碰撞之發生，故勁度亦是耐震設計中所不可忽略的一環，勁度不足將導致層間變位過大。在鋼結構建築設計中所常用的結構系統為抗彎矩構架及斜撐構架系統，此兩種結構系統各有其優缺點。抗彎構架系統主要由梁端產生塑性鉸來消散地震輸入之能量。但是，如前述由於較高層的建築結構行為係由樓層之變位所控制，若仍使用傳統抗彎構架，將不符合經濟效益。若此時轉而採用斜撐構架系統，可讓大部分構架所承擔之地震力轉由斜撐承擔，而且因斜撐之存在使構架之彈性勁度大幅提高以改善純抗彎矩構架（SMRF）勁度不足或位移過大之問題。故斜撐構架可以達到位移控制目的，方便進行性能設計。再者，因為地震力大部分由斜撐承擔，可以促使主構架輕量化。

傳統之斜撐構架可分為同心斜撐構架（CBF）與偏心斜撐構架（EBF）兩大類，過去研究顯示傳統之 CBF 常會因受到過大之軸向壓力而產生挫屈，此一現象嚴重地影響到 CBF 韌性變形的能力，是故為了改善斜撐易受壓挫屈之行為，而有了挫屈束制斜撐（BRB）之產生。在 EBF 方面，其斜撐桿件刻意地將一端偏離梁柱接頭，而產生一連桿梁，此連桿梁成為 EBF 重要之消能元件，其有如保險絲一般<sup>[1]</sup>，當大地震來臨時扮演消能者之工作，不過由於地震後連桿處過大之殘留變形將使樓板開裂，修復與補強工程通常相當浩大且費時，對使用者常常造成不便，反而成為其主要缺點之一。因此，本文研發具自復位性能之偏心斜撐構架，預計將連桿梁與相鄰梁分開，並施加預力提供自復位性能以減少地震殘留變形，再加上安裝消能元件於連桿梁界面以增加構架耐震性能。

有關自復位功能（Self-Centering）研究，2002 年 Christopoulos<sup>[2]</sup> 針對施加預力於鋼梁之鋼結構梁柱接頭進行試驗與模型分析。實驗結果顯示由於預力鋼棒高強度特性，提供接頭自復位能力，並未有殘留變位產生，而且裝設挫屈束制消能鋼棒（GR60）也發揮遲滯消能作用。但是 Christopoulos 也指出預力構件之遲滯迴圈呈雙扇形其消能能力比傳統彈塑性飽滿之消能構件差。里海大學學者 Ricles<sup>[3]</sup> 針對預力鋼梁與 CFT 柱之接合進行試驗與研究，此接頭利用施加於梁中之預力來提供自復位功能，再輔以角鋼之韌性提供遲滯消能能力，試驗結果顯示接頭具有良好彈性勁度、韌性與強度，且有自復位與無殘留變形特性。另外，Ricles 也對角鋼厚度進行研究，研究發現消能裝置厚度與消能能力成正

比。但是如角鋼厚度太厚，螺栓將無法承受太大拉力而損壞。蔡克銓<sup>[4]</sup> 及 Ricles<sup>[5]</sup> 等人則在研究自回復（Self-Centering）系統時於梁與柱連接之處使用高強度螺栓及 Belleville 墊片所構成之摩擦消能機制，以增加自回復系統受地震力後之搖擺過程中之消能能力。

## 實驗規劃

### 試體設計

為驗證偏心斜撐自復位功能，製作一單跨單層偏心斜撐構架如圖 1 所示，其高度與跨度分別為 3.2 m、5.15 m，其中柱斷面尺寸選用型鋼 400 × 400 × 13 × 21 mm，梁與連桿梁尺寸分別為 600 × 200 × 11 × 17 mm 與 400 × 200 × 8 × 13 mm，連桿梁長度為 2 m。構架中梁柱接合使用梁端板以螺栓與柱接合。梁與連桿梁分離，再以兩組 DSI6807G270 預力鋼鍵於梁腹貫穿，鉗錠於兩端柱外面。柱下端焊接兩塊厚度 200 mm 鋼板，將利用填角焊方式與斜撐做接合，斜撐尺寸為 150 × 150 × 7 × 10 mm。連桿梁安座於角鋼上，梁與連桿梁間將加裝摩擦鉸消能阻尼器或以安座角鋼做為消能器使用，來增加構架之耐震性能。

本構架共安裝四顆摩擦消能阻尼器，每顆由四塊直徑 150 mm 厚度 20 mm 之圓盤形黃銅板、兩片直徑 160 mm 厚度 20 mm 之圓形鋼板、兩片長寬分別為 205 mm 與 160 mm 之鋼板交叉相疊，利用高拉力螺栓串接方式組成。藉由梁與連桿梁在開合同時，透過方形拉管帶動 205 mm 鋼板，使鋼板與黃銅板間發生摩擦來消散地震能量，摩擦鉸消能阻尼器配件設計圖如圖 2 所示。於實驗中將變換高拉力螺栓拉力 N 來改變其消能能力。

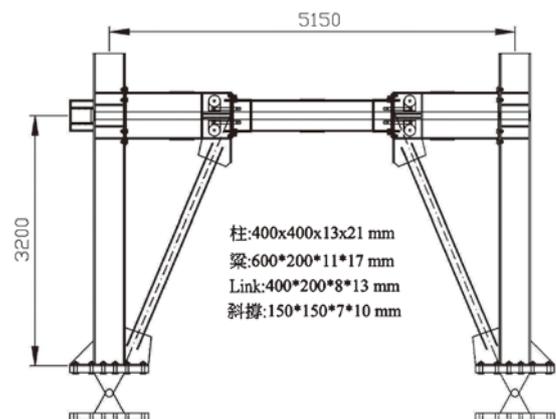


圖 1 整體構架圖

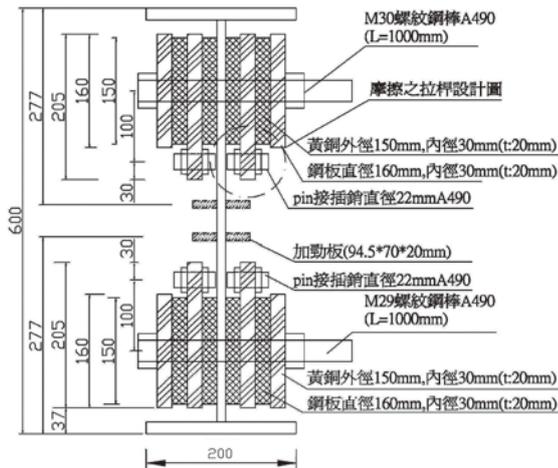


圖 2 摩擦鉸消能阻尼器設計圖與照片

而角鋼消能器裝置在梁與連桿梁開合部位，因連桿梁與鄰近梁所剩的梁深高度有限，故角鋼尺寸則選用長度 110 mm 之  $75 \times 75 \times 9$  mm 與  $75 \times 75 \times 13$  mm 兩種，利用四根 M22 螺絲將連桿梁與鄰近梁做接合。當連桿梁與鄰近梁開合時，以角鋼之塑性變形來達到消能效果，角鋼消能器設計如圖 3 所示。

## 參數研究

過去研究發現在設計偏心斜撐構架方面，通常將連桿梁當做非常重要之消能元件，故主要設計參數將以連桿梁之塑性彎矩強度  $M_p$  作為指標強度，如表 1 所示。初始預力設計原則應大至有足夠空間讓構架消能回到原點時承载力仍大於零，不會有殘留位移；但也不應太大致使構架達到目標設計位移時，讓鋼鍵降服，故經詳細設計後梁端初始預力彎矩  $M_{pti}$  與連桿梁之塑性彎矩強度  $M_p$  比值定為 0.21，相對初始預力為每組 DSI6807 鋼鍵施加 260 kN。表 1 最後一欄為目標層間位移達到 0.02rad 時鋼鍵預力與鋼鍵降服預力比值。摩擦鉸消能阻尼最主要參數為改變正向力，分別為正向力 200 kN 與 250 kN（即組別 F20 與 F25）。至於角鋼消能器主



圖 3 角鋼消能器

要參數為角鋼厚度  $t$ ，分別為厚度 9 mm、13 mm（即組別 A9 與 A13）。表 2.1 中  $M_{ED}$  為摩擦消能彎矩， $M_D$  連桿梁開口打開之彎矩值， $M_{0.02}$  為目標層間位移達到 0.02rad 時之梁端彎矩。

表 1 各類消能元件之參數研究表

組別	$M_{pti} / M_p$	$M_{ED} / M_p$	$M_D / M_p$	$M_{0.02} / M_p$	$F_{pt0.02} / F_{PT}$
F0	0.21	0.00	0.21	0.61	0.63
F20	0.21	0.07	0.28	0.67	0.63
F25	0.21	0.08	0.30	0.69	0.63
A9	0.21	0.14	0.36	0.76	0.63
A13	0.21	0.23	0.44	0.94	0.63

## 試驗配置與試驗程序

圖 4 顯示此實驗在國家地震工程研究中心反力牆之配置圖。由於實驗過程預計最大水平推力未超過 1,000 kN，故選用 1,000 kN 致動器施加橫向反復載重，載重施加方式以位移漸增三角波控制，如圖 5 所示，載重施加速度固定為每秒 1 mm。除了致動器內已有之荷重與位移外，實驗感測器包含兩顆 1,000 kN 荷重計，裝置於柱外預力鋼鍵錨錠端，以量測連桿梁在進行開合所造成的預力變化量。另外，裝置五支拉線試位移計，四支分別裝置連桿梁翼板端部，以量測連桿梁之開合量，另一支則架設在相對於致動器另一端柱外上方監控梁位移。再者，在測試摩擦消能阻尼時，則需另外配置四支 500 kN 荷重計於摩擦消能阻尼器之高拉力螺桿上，以隨時監控摩擦消能阻尼器之正向力變化。

## 試驗結果

本文共計完成五組不同參數試驗，試驗過程中發現在各種不同參數試驗下，結構本體均保持彈性，且皆無任何破壞發生。其中使用摩擦阻尼器試體，只要改變摩擦阻尼器之正向力即可重複再試驗，而角鋼消

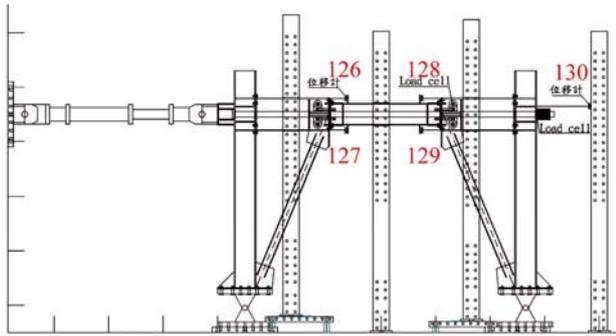


圖 4 感測器配置圖

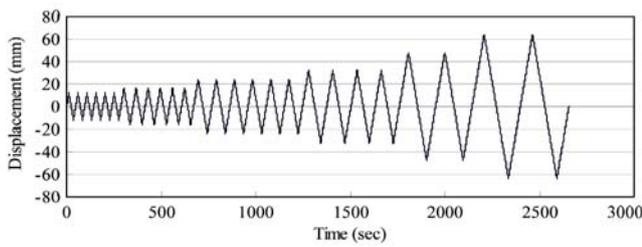


圖 5 致動器模擬層間位移圖

能器因為角鋼進入塑性變形，試驗後需重新安裝新的角鋼即可再次試驗。圖 6 顯示五次試驗之遲滯迴圈結果，可以看出各組遲滯迴圈之消能面積皆不太大。摩擦鉸阻尼器在相同位移循環載重下第一與第二迴圈試驗結果（橫向承载力）皆相同；相對而言，角鋼消能器第二迴圈之承载力會比第一迴圈略為下降，應該是角鋼發生塑性變形強度下降關係（Baushinger effect）。再者，摩擦鉸阻尼器在進行實驗時，在層間位移到達 1.0% 時，雖然如圖 4 構架配置有三個側撐，但是兩個連桿梁介面仍然發生面外旋轉現象（一左一右），導致預力鋼腱力量上不去而使勁度略為降低，此面外位移現象在致動器施加推力時比施加拉力更為顯著，致使遲滯迴圈圖發生不對稱現象，推比拉需要克服來自側撐之更大面外摩擦力。從圖 6 比較摩擦鉸阻尼器與角鋼消能器之遲滯迴圈圖，發現角鋼消能器之面外位移現象比摩擦鉸阻尼器較為輕微，主要因為角鋼螺栓對連桿梁之面外位移多少有束制關係，相對而言，摩擦鉸阻尼器則完全未予束制。

如將圖 6 每組試驗之遲滯迴圈圖累積計算每圈之消能面積，如圖 7 所示。由圖可以看出角鋼消能效果比摩擦鉸阻尼器好，但是缺點是由於角鋼透過塑性變形來吸收地震能量，故每次實驗過後都必須更換。因為構架殘留變形很小，不致於造成施工困難。再者，如將每組試驗之遲滯迴圈圖減去空構架遲滯圖（試驗 F0），剩下為各消能元件之橫力貢獻，再與預力鋼鍵貢獻之橫力值作疊加，可得圖 8，為各組扣除斜撐構架

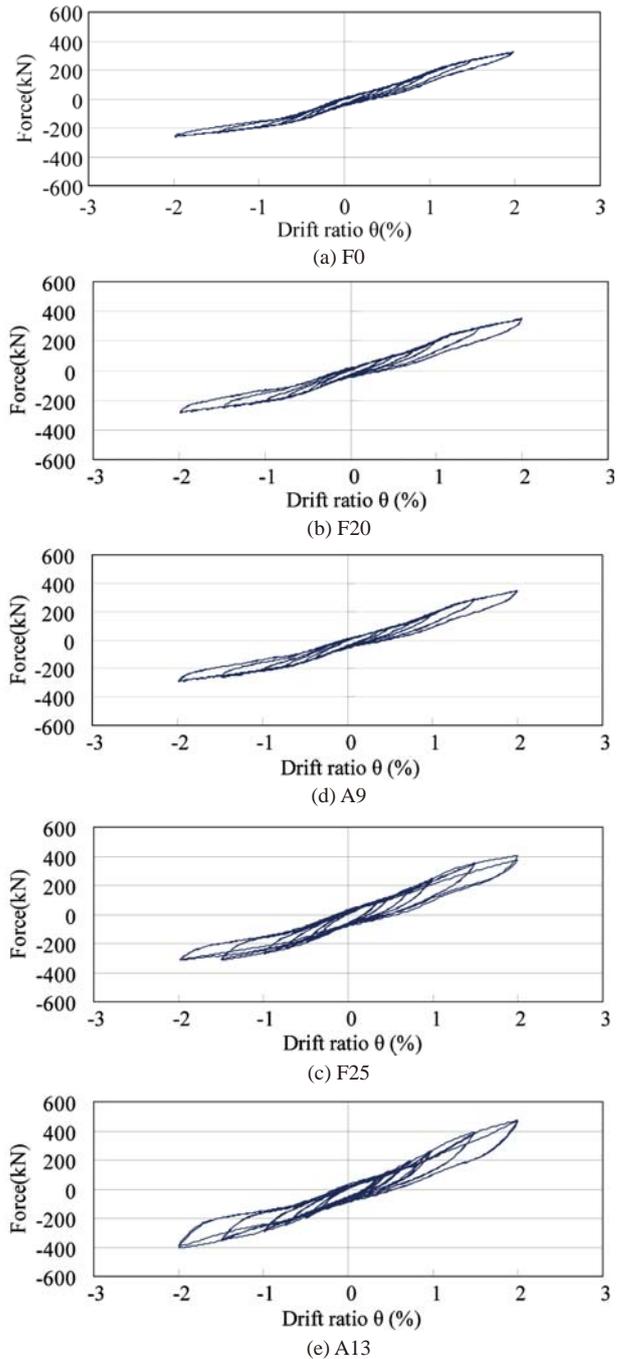


圖 6 各組試驗之整體構架遲滯迴圈圖

貢獻後之連桿梁消能遲滯迴圈圖。從圖可發現兩種消能元件，皆未有殘留位移發生，亦即當位移回到原點時，其橫向力皆大於零，而且推拉兩向結果相當沒有圖 6 橫向力不對稱問題。比較兩者之遲滯迴圈圖，可以發現角鋼消能效果還是比摩擦鉸阻尼器好。

### 理論介紹與數值擬合

由於偏心斜撐系統之消能機制在於連桿梁，其耐震性能得依賴連桿梁在受地震力下產生塑性變形。如

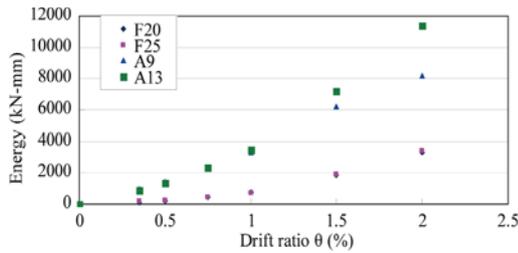
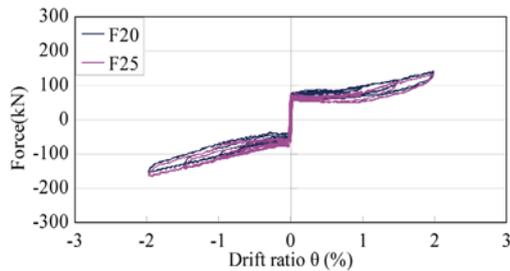
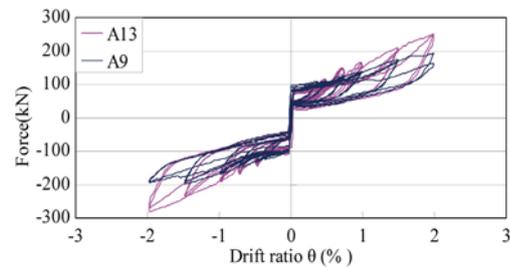


圖 7 各元件累積消能面積比較



(a) 摩擦鉸消能元件



(b) 角鋼消能元件

圖 8 各組試驗之連桿梁消能遲滯迴圈圖

圖 9 所示，依偏心斜撐構架受力後所造的幾何變形關係，可知構架層間位移轉角  $\theta$  與連桿梁開口轉角  $\gamma$  將有比例為  $\gamma = \frac{L}{e} \theta$ 。

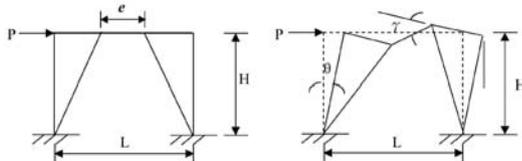


圖 9 偏心斜撐構架連桿梁開口示意

### 各消能元件理論評估

圖 10 顯示摩擦鉸消能阻尼器構架彎矩與變形關係，當連桿梁受力小於  $M_a$  點，梁端未開啟，其勁度來自斜撐勁度，如圖 10(a) 所示。斜撐構架勁度可表示為

$$K = \frac{E_s A_s}{L} \cos(\alpha)^2 \quad (1)$$

其中  $\alpha$  為斜撐與水平夾角， $A_s$  為斜撐斷面積， $E_s$  為鋼材彈性模數， $L$  為斜撐長度。當梁受力大於  $M_a$  點後梁端開啟，其勁度來自後拉預力鋼鍵束制， $M_a$  點為未加

裝阻尼器時連桿梁介面開始開啟之點。此時預力鋼鍵與摩擦鉸依其位置幾何關係發生變形，由此變形幾何關係可以推算後拉預力鋼鍵與摩擦鉸之應變與應力，進而可計算梁端之力變形關係。預力鋼鍵之應變為

$$\varepsilon_{PT} = \varepsilon_0 + \left[ \frac{(d_b / 2 - c) \cdot \gamma}{L_{PT}} \right] \left( 1 - \frac{A_{PT}}{A_b} \right) \quad (2)$$

其中  $\varepsilon_{PT}$  為預力鋼鍵應變， $\varepsilon_0$  為預力鋼鍵初始應變， $d_b$  為連桿梁深， $c$  為連桿梁斷面中性軸高度， $L_{PT}$  為預力鋼鍵錨錠長度， $\gamma$  為連桿梁開口轉角， $A_{PT}$  與  $A_b$  分別為預力鋼鍵與梁斷面面積。 $A_{PT}$  與  $A_b$  比例為考慮因梁端開口預力增加造成梁縮短之預力鋼鍵應力損失。因為預力鋼鍵維持彈性，所以鋼鍵預力與梁端彎矩可依據鋼鍵彈性模數評估之

$$F_{PT} = A_{PT} E_s \varepsilon_{PT} \quad (3)$$

$$M_{PT} = F_{PT} \left( \frac{d_b}{2} - c \right) \quad (4)$$

圖 10(b) 則顯示摩擦鉸遲滯消能行為。圖 10(c) 為圖 10(a) 與 10(b) 構架抗彎能力之總和。摩擦鉸每面抵抗扭矩  $T_f$  可假設將圓盤切割成許多環狀  $d_\rho$ ，如圖 11 所示，對圓心作力矩積分

$$T_f = \int_0^r \mu \frac{N}{\pi r^2} 2\pi \rho d\rho \cdot \rho = \frac{2\mu N r^3}{3} \quad (5)$$

其中  $N$  為摩擦鉸所施加之正向力， $\mu$  為黃銅圓盤半徑 (75 mm)， $m$  為黃銅與鋼材摩擦係數，經由陳福林研究 [6] 黃銅與鋼材摩擦係數為 0.184。Brian G. Morgen [7] 等人研究摩擦係數約介於 0.17 ~ 0.22 之間。盧煉元教授 [8] 等人研究摩擦係數為 0.2 左右，故  $\mu$  值取為 0.2。

摩擦鉸總抵抗扭矩  $F_f$  為

$$F_f = T_f n_b n_f \quad (6)$$

其中  $n_f$  為摩擦面， $n_b$  為螺栓顆數。

$$M_f = \frac{F_f}{h_f} \times \frac{d_b}{2} \quad (7)$$

其中  $h_f$  為黃銅盤中心至拉桿距離 (100 mm)，則連桿梁可承載彎矩可表示為

$$M = M_{PT} + M_f \quad (8)$$

如果使用角鋼作為消能裝置的話，角鋼抵抗彎矩與變形關係將利用 Ricles [3] 所試驗結果來評估，如圖 12 所示兩背對之相同角鋼之拉力抵抗  $V_{AP}$  可表示為

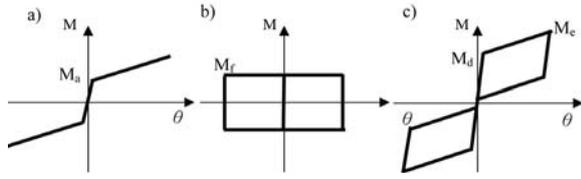


圖 10 加裝摩擦鉸阻尼器構架彎矩與變形關係

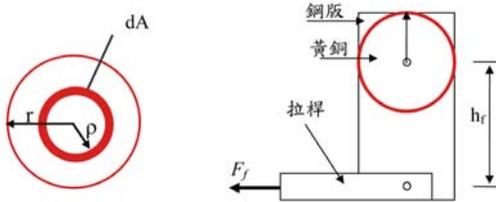


圖 11 摩擦鉸示意圖

$$V_{AP} = \beta V_p = \beta \times \frac{2M_{pa}}{g} \quad (9)$$

其中  $\beta$  為超強度因子 (overstrength factor) 乃根據角鋼變形依圖 12 決定其值、 $V_p$  為角鋼力學強度、 $M_{pa}$  為角鋼單腳撓曲容量、 $g$  為固定螺栓外緣至角鋼底邊上緣距離，如圖 13 所示。因文獻 [3] 中角鋼為  $200 \times 200 \times 15.9$  mm，而本研究採用  $75 \times 75 \times 110 \times 9$  與  $75 \times 75 \times 110 \times 13$  mm，所以利用圖 14 所示之剪力 ( $V$ ) 與位移 ( $\Delta$ ) 關係加以正規化，轉換成本研究適用值。其中各角鋼之剪力  $V$  以式 (9) 來正規化，因連桿梁共安裝四片角鋼，故角鋼彎矩  $M_{ag}$  為

$$M_{ag} = 2 \times V_{AP} \quad (10)$$

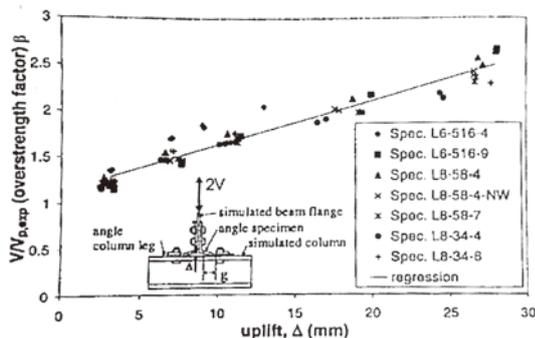


圖 12 角鋼測試結果圖 [3]

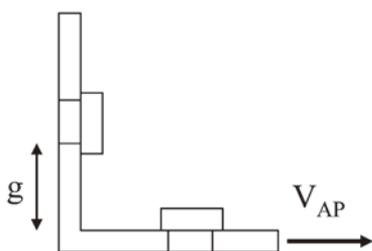


圖 13 角鋼 g 位置示意圖

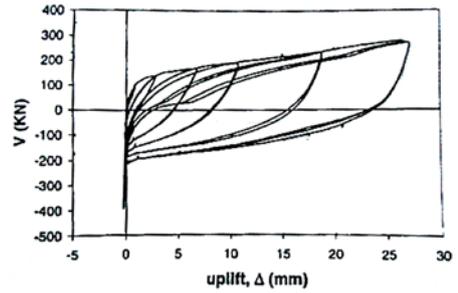


圖 14  $200 \times 200 \times 15.9$  mm 角鋼 P- $\Delta$  圖 [3]

加裝角鋼消能器構架彎矩與變形關係如圖 15 所示，其中構架回復力由梁中預力提供如圖 15(a) 所示。圖 15(b) 則顯示角鋼抵抗彎矩與構架變形關係，而圖 15(c) 則為兩者之相加。當構架變形回到零時，正彎矩仍然大於零代表沒有殘餘變形發生，結構回到原位。故斷面可承載彎矩可表示為

$$M = M_{pt} + M_{ag} \quad (11)$$

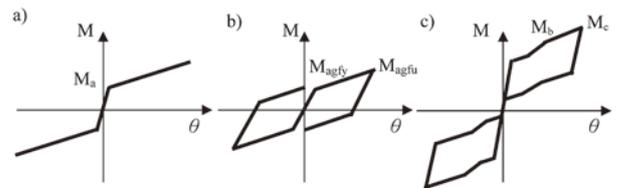


圖 15 加裝角鋼消能器構架彎矩與變形關係

### 各消能元件理論與試驗數值擬合

利用上節理論模式可以預測整體構架力變形關係，如圖 16 所示。由圖可以發現初始階段理論勁度偏高，可能原因為構架試驗時，構架各元件之間隙產生滑動，勁度上不來，當構架位移增加間隙被頂住時勁度方得以提升。如圖當構架承受拉力時，構架理論承載力與試驗值較為接近。但是當構架承受推力時，由於連桿梁發生面外旋轉現象較為顯著，構架與側撐間有較大摩擦力，故試驗值大於理論承載力如圖所示。

圖 17 顯示試驗與理論層間位移轉角與連桿梁開合轉角比較，其中理論值為依圖 9 之幾何關係計算而得。由圖可以看出各組試驗結果，左邊比較靠近致動器端連桿梁介面之開口皆明顯接近或略高於理論值，而右邊遠離施力點之連桿梁介面開口則均低於理論值。再者，比較致動器施加推力或拉力時表現差異，發現當致動器施加拉力時連桿梁介面開口比施加推力效率高 (接近理論值)，主要因為致動器施加推力時連桿梁有較大之面外旋轉量之故。

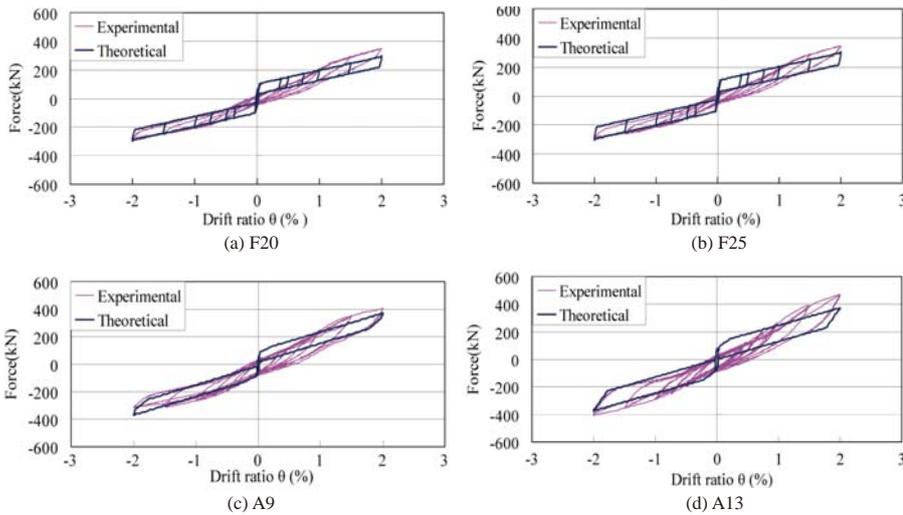


圖 16 整體構架理論與實驗遲滯迴圈比較圖

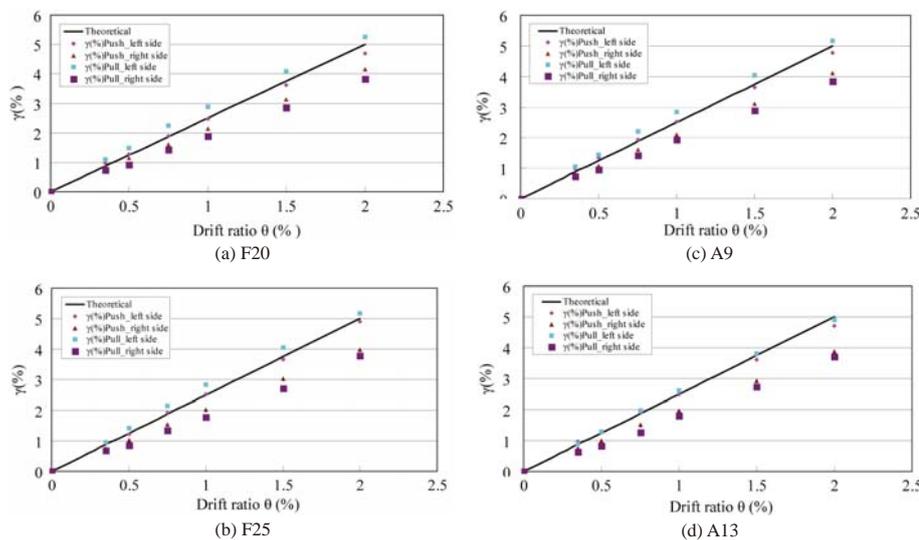


圖 17 層間位移轉角與連桿梁開合轉角比較

大致模擬構架力變形關係，但是由於滑動間隙關係致使構架實驗初始勁度偏低。當構架承受推力時，由於連桿梁發生面外旋轉現象致使構架與側撐間有較大摩擦力，發生試驗橫力高於理論值現象。

## 誌謝

本文承蒙國家科學委員會研究計畫 NSC98-2625-M-327-003 之經費補助，以及國家地震工程研究中心提供試體製作經費，並在試體試驗上承蒙周志雄與陳安志先生大力協助，謹申謝忱。

## 參考文獻

- 翁世強，「高層鋼骨建築偏心斜撐構架 (EBF) 耐震設計：行為與原理 (上)」，結構工程，中華民國結構工程學會，第十一卷，第二期，第 117-135 頁。(1996)
- Christopoulos, C., Filiatraut, F., Uang, C.M. and Folz, B. "Post-tensioned energy dissipating connections for moment resisting steel frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(9), pp. 1111-1120. (2002)
- Ricles, J.M., Sauce, R., Peng, S.W. and Lu, L.W. "Experimental evaluation of earthquake resistant post-tensioned steel connections", Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(7), pp. 850-859. (2002)
- Tsai, K.C., Chou, C.C., Lin, C.L., Chen, P.C. and Jhuang, S.J. "Seismic self-centering steel beam-to-column moment connections using bolted friction devices," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 37, pp. 627-645. (2008)
- Wolski, M., Ricles, J.M., Sause, R., and Lee, K.S. "Energy dissipation for self-centering steel MRFs: bottom flange friction device," US-Taiwan Workshop on Self-centering Structural System Report, NCRE-05-004, Taipei, Taiwan. (2005)
- 陳福林「搖擺橋柱加裝摩擦阻尼器之振動台試驗」，國立高雄第一科技大學營建工程系碩士論文，民國九十七年七月。(2008)
- Brian G. Morgen and Yahya C. Kurama "A Friction Damper for Post-Tension Precast Concrete Beam-To-Column Joints", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C, Canada, August 1-6, 2004, Paper NO. 3189 (2004)
- 盧煉元、劉彥緯、陳乙震、林錦隆，「結構消能摩擦材料之摩擦性能測試」，結構工程，第二十二卷，第四期，第 3-35 頁。(2007)

## 結論與建議

- 試驗過程中發現偏心斜撐構架在各種參數試驗下，結構本體均保持彈性，且皆未有任何破壞發生，構架雖有少量摩擦所致殘留變形，但是預力鋼鍵明顯發揮自復位功能，故同一試體得以重複進行多次不同參數試驗。
- 雖然摩擦角阻尼器之耗能效果不如角鋼耗能來的好，但是摩擦角阻尼器的材料耗損比透過塑性耗能之角鋼來的低，且又能穩定發揮應有的耗能效果。但是單獨使用摩擦角阻尼器易有連桿梁面外旋轉問題，建議可同時使用兩種耗能裝置以提高其耐震性能，並藉由角鋼束制降低連桿梁面外旋轉問題。
- 由理論與實驗擬合結果，發現本文所提理論模式可