

# 鋼側撐 BRB 之設計與測試

陳正誠

國立台灣科技大學營建系教授  
國立台灣科技大學台灣建築科技中心執行長

## 一、挫屈束制斜撐之組成與構造

### 1.1 挫屈束制斜撐之組成

挫屈束制斜撐 (Buckling Restrained Brace 或 BRB) 又稱韌性斜撐構材 (Buckling Inhibited Brace 或 BIB)，由主受力元件與側撐元件組成，如圖 1-1 所示。挫屈束制斜撐之軸力 (拉力與壓力) 由主受力元件承擔，側撐元件則提供主受力元件側向支撐，防止主受力元件受壓挫屈。由於主受力元件在軸壓力下不產生挫屈，因此主受力元件之軸向強度及延展性可有效發展，並充分發揮鋼材之消能容量。而使用純鋼構側撐元件之 BRB，本文稱之為鋼側撐 BRB。

### 1.2 主受力元件

主受力元件可使用各種結構用鋼材，國內常用之 ASTM A36、CNS SM400、CNS SN400B、ASTM A572 Grade 50、CNS SM490、CNS SN490B、CNS SM 570 以及低降伏 (LYP) 等鋼材，皆可用來製作主受力元件。所使用鋼材的強度越高構材之強度可越高，高層建築物內斜撐構材需承擔很大之軸力，適合使用較高強度鋼材。低降伏鋼材之降伏強度約  $1.0 \text{ tf/cm}^2$ ，其伸長率可達 50~60%，主受力元件使用低降伏鋼材需較大之斷面方可達相同之強度，然而斷面加大構材之勁度亦增大，可將水平力集中至抗水平力效率較高之斜撐構材，並減低其他構材之地震力，有節省材料之效果。此外採用低降伏鋼材亦可增加 BRB 之消能容量，不但可作為斜撐構材亦可視為阻尼器使用。主受力元件可採用鋼板、X (或十字) 形

及其他種類斷面，視所需 BRB 強度而定，但為確保主受力元件端部接合處不產生破壞，一般採用端部斷面比中間段斷面大之設計（如圖 1-2）。

### 1.3 側撐元件

側撐元件主要在提供主受力元件側向支撐，因此需具有足夠之撓曲勁度與強度。較適合的側撐元件有純鋼構斷面（圖 1-3）及鋼管混凝土斷面（圖 1-4）。主受力元件在地震作用下承受反復軸力，主受力元件在承受軸壓力時會縮短，側撐元件使用鋼筋混凝土時，應避免主受力元件端部斷面變大處壓迫到混凝土。為達到此目的，側撐元件內部需預留主受力元件壓縮變形空間，如圖 1-5 所示。此空間之預留可於澆置混凝土前在主受力元件黏貼適當尺寸與形狀之可壓縮性材料為之，此材料之切割與位置之固定需較精細之施工，施工困難度較高，此外澆置混凝土時混凝土可能衝擊此可壓縮性材料而使其移位。在製作完成後可壓縮性材料是否移位、內部預留空間位置是否正確等問題，無法以簡單的方法檢查之，是此類構件最大之隱憂。

配合十字形主受力元件，鋼側撐元件可以由 4 支鋼管及 4 片連接板組合而成，如圖 1-3 所示，此種桿件即稱為鋼側撐 BRB。鋼側撐 BRB 在組合完成後，鋼管間即留有主受力元件自由伸縮之空間，不須另外進行內部預留變形空間之施工。鋼側撐 BRB 為純鋼構，一般鋼構廠之設備以及施工與檢驗方法，即可完成鋼側撐 BRB 之製作、品管及檢驗。

### 1.4 鋼側撐 BRB 之遲滯行為

台灣科技大學營建系結構試驗室前後完成 40 支以上大尺寸各型 BRB 之載重試驗，試體主受力元件鋼板厚度在 10mm 至 20mm 之間，試體長度約 2800mm，載重歷程為位移控制之反復載重。主受力元件使用 LYP 鋼材、A36 鋼材、A572 Gr. 50 鋼材及 SM570 鋼材。載重歷程包括變動位移及固定位移兩種，承受變動位移之試體，可供瞭解構材之遲滯行為特性，並據以建立遲滯分析模型。承受固定位

移試體之試驗結果，可以彙整成塑性應變差幅-半週次數曲線，可獲得鋼側撐 BRB 之低週次疲勞耐力。本節選擇其中較具代表性之試驗結果介紹如後。

圖 1-6 所示為鋼側撐 BRB，主受力元件使用 LYP 鋼材，承受不同型式變動位移載重之載重-位移遲滯迴圈。圖 1-7 所示為鋼側撐 BRB，主受力元件使用 LYP 鋼材，承受固定位移載重之載重-位移遲滯迴圈。圖 1-8 為 6 支如圖 1-7 所示試體試驗結果，彙整而得之 LYP 鋼，塑性應變差幅-半週次數曲線。圖 1-9 及圖 1-10 分別為 A572 Gr. 50 及 SM570 鋼材之塑性應變差幅-半週次數曲線。

鋼側撐 BRB 之試驗結果顯示：(1) 不論主受力元件使用何種結構用鋼材，鋼側撐 BRB 皆有良好之遲滯行為與高疲勞耐力之特性，(2) 鋼側撐 BRB 之側撐元件發揮了抑制主受力元件挫屈之功能，主受力元件之壓力強度與拉力強度的比值在最大位移時，介於 1.05 與 1.07 之間，差異相當小。BRB 遲滯迴圈之形狀與鋼材應力-應變遲滯迴圈很相似，因此可使用鋼材之應力-應變遲滯模式，再以試驗所得遲滯迴圈進行迴歸，求取對應之參數值，即可建立 BRB 之遲滯模式。圖 1-11 為一挫屈束制斜撐構架（如下一節所述）依規範之規定設計後，承受 921 地震之 TCU065 地表震譜後，分析所得鋼側撐 BRB 之遲滯迴圈。配合鋼側撐 BRB 之塑性應變差幅-半週次數曲線，並引用線性損壞評估模式，計得該構架可以承受 10 次以上 TUC065 地震而 BRB 不產生斷裂。鋼側撐 BRB 之耐震壽命甚長，基本上在建築物的生命週期內，不致於用盡，絕大部分的結構物沒有更換 BRB 之需要。

## 1.5 挫屈束制斜撐構架 BRBF

在構架中，使用 BRB 為斜撐構材，即形成挫屈束制斜撐構架 (BRBF)，挫屈束制斜撐構架與韌性抗彎矩構架 (SMRF) 共同承擔水平之構架即稱為二元挫屈束制斜撐構架 (Dual BRBF)。

過去之 BRB 反復載重試驗結果、Dual BRBF 反復載重試驗結果以及 BRBF 振動台地震模擬試驗結果，皆顯示 BRB 具有優異之遲滯行為，而 BRBF 具有優異之耐震性能，此外亦可發現 Dual BRBF 之耐震性能不比 Dual EBF 差。根據上

述之認知，並參考「建築物耐震設計規範與解說」中耐震性能相近結構系統之結構系統韌性容量  $R$  值，建議二元挫屈束制斜撐構架 (Dual BRBF) 之  $R$  值使用 4.8 且其構架高度可不受限制(與 Dual EBF 及 SMRF 同)。挫屈束制斜撐構架(BRBF) 中，與斜撐構材連接之梁，其梁柱接頭採用剛性接頭時，建議  $R$  值使用 4.8，構架高度限制為 30 m。

挫屈束制斜撐構架中之斜撐構材可以採用同心配置或偏心配置。同心配置中，V 型 (圖 1-12c)、倒 V 型 (圖 1-12d) 及對角型 (圖 1-12a) 都可以使用，且不需考慮特殊同心斜撐構架中一些額外的規定，如對角斜撐中單向斜撐強度不超過 70% 之規定。K 型斜撐構架 (圖 1-12e) 中，斜撐構材與柱直接連接，當斜撐構材有非預期之缺陷 (如不良之斜撐構材施工) 時，柱會受到很大的損傷而影響到構架的殘存性，因此不宜使用於強烈地震區。X 型斜撐構架 (圖 1-12b) 之斜撐構材在跨度中相交，此使挫屈束制斜撐之安裝發生困難，因此除非有特殊的安排，否則不適合使用於 BRBF。

BRB 以同心方式配置時，常發生斜撐構材擋住通道之現象，影響建築物之使用性。其實 BRBF 之設計若能確保 BRB 先降伏並充分發揮其消能容量，BRB 不需拘泥於同心配置。以圖 1-13 之構架為例，只要梁構材具有充分之剪力與撓曲強度，迫使與其相接之 BRB 降伏並進入高塑性階段，這些構架仍可使用本文建議之結構系統韌性容量係數，而無須將其視為偏心斜撐構架，也不必為「連桿梁」(link) 做耐震細部設計 (連桿梁此時無需具備高消能容量)。但是與斜撐構材連接的梁，應根據容量設計 (capacity design) 的觀念設計之。BRB 偏心配置之 BRBF 可提供通道空間，且無損構架之性能，使用上更有彈性。

## 二、鋼側撐 BRB 之設計與製作

### 2.1 主受力元件之設計

反復載重試驗結果顯示，鋼側撐 BRB 之拉力強度不但超過中間段斷面之降伏強度  $A_{sc}F_{ysc}$  ( $A_{sc}$  為主受力元件中間段之斷面積； $F_{ysc}$  為主受力元件所使用鋼材之標稱降伏應力)，還直逼中間段斷面抗拉強度  $A_{sc}F_{usc}$  ( $F_{usc}$  為主受力元件所使用鋼材之標稱抗拉強度)。因此鋼側撐 BRB 之標稱拉力強度與標稱壓力強度  $P_{ysc}$ ，可保守的採用主受力元件中間段斷面之標稱降伏強度，如式 (2-1)。對應之強度折減因子  $\phi$  則取 0.9，因此鋼側撐 BRB 之軸向設計拉力強度及軸向設計壓力強度  $\phi P_{sc}$  如式 (2-2) 所示。對應於容許應力設計法，中間段斷面之容許拉應力及容許壓應力為  $0.6F_{ysc}$ ，桿件之容許拉力及容許壓力  $(P_{sc})_{all}$  如式 (2-3) 所示。主受力元件中間段斷面，其肢材之寬厚比以不超過  $14/\sqrt{F_{ysc}}$  為佳，以降低局部挫屈之潛能。

$$P_{ysc} = A_{sc}F_{ysc} \quad (2-1)$$

$$\phi P_{sc} = 0.9A_{sc}F_{ysc} \quad (2-2)$$

$$(P_{sc})_{all} = 0.6A_{sc}F_{ysc} \quad (2-3)$$

部分主受力元件之端部露在側撐元件外，主受力元件端部應盡量保持在彈性狀態，以避免折損整支斜撐之抗挫屈能力。此外，主受力元件端部與構架連接，尤其使用鐸道接合時，鐸道宜保持在彈性階段，如此可降低鐸接瑕疵的影響。由於主受力元件受拉時中間段幾乎可完全發展出鋼材之抗拉強度，因此主受力元件端部之斷面積  $A_{sce}$  應將  $A_{sc}$  放大  $F_{usc}/F_{ysc}$  倍，如式 (2-4) 所示。主受力元件端部斷面，其肢材之寬厚比以不超過  $20/\sqrt{F_{ysc}}$  為佳。

$$A_{sce} = A_{sc} \left( F_{usc} / F_{ysc} \right) \quad (2-4)$$

主受力元件中間段斷面與端部斷面之間，採用一斷面漸變段來避免應力集中。斷

面漸變段採用圓弧為之（如表 1-2），圓弧之半徑可採 300mm，圓弧應該與中間段斷面尾端垂直。

主受力元件端部與構架間使用銲接接合時，使用全滲透及可匹配銲材即可。為確保主受力元件在發展出最大消能容量前不挫屈，側撐元件需要提供足夠的抗挫屈強度，以承擔主受力元件可能發展出來的最大強度。主受力元件可能發展出來的最大強度  $P_u$ ，應以式（2-5）計算之。

$$P_u = \beta R_y P_{usc} \quad (2-5)$$

其中  $\beta$  為最大壓力與最大拉力之比值，根據過去的試驗結果，鋼側撐 BRB 之  $\beta$  可以保守的取 1.1； $R_y$  為鋼材實際抗拉強度與標稱抗拉強度的比值，國內鋼材可以取 1.2。

主受力元件與側撐元件需要保持一長度差，或稱為預留壓縮空間，以避免側撐元件擠壓到主受力元件與構架間之接合。預留壓縮空間之需求與構架之幾何形狀與預期之層間位移角（story drift angle） $\alpha$  有關。參考圖 2-1 所示鋼側撐 BRB 之配置情況，鋼側撐 BRB 在層間位移角  $\alpha$  下，長度自  $L_0$  縮短至  $L_\alpha$ ，縮短量  $\delta_\alpha$  為  $L_0$  與  $L_\alpha$  之差：

$$\delta_\alpha = \sqrt{H^2 + W^2} - \sqrt{H^2 - (W - \alpha H)^2} \quad (2-6)$$

構架之最大層間位移角達 3.0% 時，一般被認定已破壞，因此上式中  $\alpha$  值取 0.03，並代入  $H$  與  $W$  即可求得對應之縮短量  $\delta_{0.03}$ 。考慮可能之施工及估計誤差，設定一安全係數 2，所需之預留變形空間為  $2\delta_{0.03}$ 。此預留變形空間可平均分配至構材之兩端，每一端需預留之長度為  $\delta_{0.03}$ 。

## 2.2 側撐元件之設計

由於主受力元件在軸力作用下進入高塑性階段，所能提供之撓曲勁度非常

小，因此要避免 BRB 挫屈需依賴側撐元件提供足夠之撓曲勁度與強度。基本上側撐元件應保持在彈性範圍方能有效率的防止 BRB 挫屈。圖 2-2 為 BRB 組成示意圖，構材兩端長度  $L_a$ （一般情況等於預留變形空間  $\delta_{0.03}$ ）之範圍，構材撓曲勁度由主受力元件端部斷面提供。由於  $L_a$  僅佔構材全長之 1%，對挫屈強度之影響很小，可將  $L_a$  範圍斷面視為側撐元件斷面簡化之。簡化後之 BRB 挫屈分析模型如圖 2-3 所示，BRB 全長之撓曲勁度由側撐元件提供，主受力元件承擔全部之軸壓力，側撐元件則承擔因  $P\delta$  效應所產生之二次彎矩。假設 BRB 存在一起始彎曲（initial crookedness） $y_0$  如式 (2-7)，根據梁理論進行彈性二次分析（second-order analysis），可建立平衡方程式如式 (2-8)，求得構材之側向位移  $y$  如式 (2-9)，最大側向位移  $y_{\max}$  發生在長度中央如式 (2-10)，最大彎矩也發生在長度中央如式 (2-11)。

$$y_0 = \delta_0 \sin \frac{\pi x}{L} \quad (2-7)$$

$$EIy'' + P(y + y_0) = 0 \quad (2-8)$$

$$y = \frac{P/P_e}{1 - P/P_e} \delta_0 \sin \frac{\pi x}{L} \quad (2-9)$$

$$y_{\max} = \frac{\delta_0}{1 - \frac{P}{P_e}} \quad (2-10)$$

$$M_{\max} = \frac{P\delta_0}{1 - \frac{P}{P_e}} \quad (2-11)$$

$$\text{其中： } P_e = \frac{\pi^2 E_s I_b}{L^2} \quad (2-12)$$

$E_s$  = 鋼材彈性模數

$I_b$  = 側撐元件之慣性距

為讓側撐元件發揮最佳之效果，側撐元件以保持在彈性範圍為佳。側撐元件所承受之軸力很小，可以忽略之，故側撐元件之最大彎矩  $M_{\max}$  應至少控制在不起

過降伏彎矩  $M_y$ 。式 (2-11) 中  $M_{\max}$  由  $M_y$  取代之，求取  $P$  並令其等於  $P_{bn}$ ，可求得  $P_{bn}$  如式 (2-13)。

$$P_{bn} = \frac{P_e}{1 + \frac{P_e \delta_0}{M_y}} \quad (2-13)$$

$P_{bn}$  即為側撐元件之標稱挫屈強度。其中  $\delta_0$  為構材之最大起始彎曲，根據國內鋼結構施工規範之規定，構材最大起始彎曲不得超過  $0.001L$ ，由於鋼側撐 BRB 分別由鋼主受力元件與鋼側撐元件組成，考慮兩者皆有  $0.001L$  之起始彎曲且方向剛好相反，則設計時可取  $\delta_0 = 0.002L$ 。對應於鋼側撐挫屈強度  $P_{bn}$  之強度折減因子  $\phi$  可引用 AISC LRFD 受壓構材之強度折減因子 0.85。側撐元件之設計強度為  $0.85P_{bn}$ ，其設計載重應採用由式 (2-5) 求得之  $P_u$ 。換言之，側撐元件應滿足式 (2-14) 之要求。

$$0.85P_{bn} \geq P_u \quad (2-14)$$

### 2.3 鋼側撐 BRB 之製作與施工

主受力元件之製作由鋼板切割開始，切割時就要控制構件的變形，圖 2-4 為採用 NC 切割鋼板之情況。主受力元件之組立需要注意鋼板間之垂直度以及鋼板之平整度，圖 2-5 為主受力元件組立的情況，圖 2-6 為主受力元件銲接後進行整形，圖 2-7 所示為主受力元件垂直度之檢查。主受力元件製作完成後，先進行噴砂及噴塗鋅粉底漆，然後進行側撐元件之組立，圖 2-8 為側撐元件之組立同時檢查主受力元件與側撐元件之密接度。

建築鋼結構的施工精度要求比橋梁鋼結構低，BRB 與構架間之接合採用銲接比較方便，接頭長度也短很多，主受力元件消能段也可以比較長。圖 2-9 所示為鋼側撐 BRB 吊裝、修正、假固定完成，等待銲接之情況。圖 2-10 及 2-11 為鋼側撐 BRB 之使用實例。鋼側撐 BRB 之防鏽使用鋅粉底漆，過去之試驗結果顯示使用鋅粉底漆對主受力元件與側撐元件間之滑動沒有負面的影響。鋼側撐 BRB 之防火可以使用防火被覆 (圖 2-10)，構材外露時可使用防火漆 (圖 2-11)。

### 三、實尺寸鋼側撐 BRB 之測試

#### 3.1 鋼側撐 BRB 試體設計

本實驗測試之試體及試驗裝置之整體側視圖可參考圖 3-1，其中各部份之細部設計，如後所述。主受力元件斷面採用鋼板銲接而成之十字型斷面，中間段斷面尺寸為 270×270×32 mm [圖 3-2(a)]，端部斷面尺寸為 440×440×32 mm [圖 3(b)]。側撐元件[圖 3(c)]使用四支尺寸為 □ 250×250×6 mm 之鋼管；鋼管之間則銲接四片鋼管連接板，尺寸為 PL 110×9 mm。在試體材質方面，主受力元件之材質使用 CNS SN490B，側撐元件鋼管使用 CNS STKR400，而側撐元件連接板則使用 ASTM A572 Gr. 50。銲接材料使用與 SN490B 相稱之低氫系銲材，並依規範進行施作。主受力元件之機械性質與化學成分，分別如表 3-1 及表 3-2。主受力元件與側撐元件全斷面及卡樺細部設計，如圖 3-3 所示。卡樺可以避免側撐元件過度滑動，並將主受力元件之軸向變形量平均分配到樺件兩端。

#### 3.2 試驗裝置及測計配置

本試驗之主要加載設備，係採用內政部建築研究所之 MTS 3000 噸萬能試驗機(簡稱 MTS)進行之，試體及試驗裝置如圖 3-4 所示。鋼側撐 BRB 試體先以連接板及直徑 32 mm 之螺栓群連接，再分別透過上基座及下基座與 MTS 之上承壓座及底座相連接。試驗進行時以萬能油壓機於構件軸向施加反復軸向載重，所施加之載重係利用 MTS 內建之測計量測。另外，本試驗採用 600 mm 之位移計(LVDT)量測鋼側撐 BRB 之軸向變形。其中，測計之配置及試驗裝置照片分別如圖 3-4 及圖 3-5 所示。

#### 3.3 加載方式與歷程

鋼側撐 BRB 試體軸向載重之施加，以位移控制進行，並以軸向位移為控制參數。2005 年 AISC 鋼構房屋耐震設計規範(Seismic Provision for Structural Steel Buildings)中，附錄 T 所規定之加載歷程節錄如下：

- (1) 對應於  $\Delta_b = \Delta_{by}$  的變形 2 週次

- (2) 對應於  $\Delta_b = 0.5\Delta_{bm}$  的變形 2 週次
- (3) 對應於  $\Delta_b = 1.0\Delta_{bm}$  的變形 2 週次
- (4) 對應於  $\Delta_b = 1.5\Delta_{bm}$  的變形 2 週次
- (5) 對應於  $\Delta_b = 2.0\Delta_{bm}$  的變形 2 週次
- (6) 進行(1)~(5)加載歷程後，對應於  $\Delta_b = 1.5\Delta_{bm}$  的變形處，須進行額外的完整週次加載，使試體累積的非彈性軸向變形量達到至少 200 倍的  $\Delta_{by}$ 。其中， $\Delta_b$  為構材之軸向位移量、 $\Delta_{by}$  及  $\Delta_{bm}$  之定義如後所述。

圖 3-6(a) 所示為鋼側撐 BRB 所在框架之跨度(9800 mm)與層高(4800 mm)，框架對角線之距離為 10912 mm。在地震力作用下框架會產生層間位移， $\Delta_{bm}$  為框架在層間位移角等於 0.01 時，鋼側撐 BRB 之軸向變形量，如圖 15(b)。在產生位移角前，對角線的距離  $L_1$  為 10912 mm，在產生 0.01 徑度的樓層位移角後，對角線的距離  $L_2$  為 10956 mm， $\Delta_{bm}$  為兩者之差，等於 44 mm。鋼側撐 BRB 與構架之接合部位結構相當複雜，但基本上在彈性範圍，且斷面積大於鋼側撐 BRB 主受力元件之斷面積甚多，因此可保守的假設接合部位為剛性體，而鋼側撐 BRB 的軸向變形即等於  $\Delta_{bm}$  (即  $\Delta_{bm} = 44$  mm)。另一方面，鋼側撐 BRB 的長度為 800 cm，而 SN 490B 鋼材之實際降伏應變為 0.00193，取 0.002 為降伏應變， $\Delta_{by}$  可視為 0.002 與 800cm 兩者的乘積，等於 16 mm。

依據上述之定義與數據，規劃出 AISC 載重(P)-軸向變形( $\Delta_b$ )歷程如表 3-3。每一  $\Delta_b$  週次產生之塑性變形量  $\Delta_p$  可根據式(3-1)計算之。

$$\Delta_p = (\Delta_b - \Delta_{by}) \times 4 \quad (3-1)$$

根據 AISC 之規定， $\Delta_b$  須達到  $2.0\Delta_{bm}$ ，同時累積之  $\Delta_p$  亦須達到 200 倍  $\Delta_{by}$ 。因此，一般試驗只須完成上述規定之載重歷程，而試體沒有破壞，試體即通過測試。本試驗採用之載重歷程如表 3-4 及圖 3-7 所示，為比 AISC 更嚴格之測試標準。首先本試驗採用較大的  $\Delta_{by}$ ，此外最大軸向變形  $\Delta_b$  不侷限於  $2.0\Delta_{bm}$ ，且主要的反復疲勞測試也設定在大位移迴圈。實際完成之載重歷程如表 3-5 所示，總共完成 23 個完整的週次，最後一個週次也超過  $+1.0\Delta_{by}$ 。

### 3.4 鋼側撐 BRB 之軸向行為

一般評估試體之消能能力時，最常使用的指標為遲滯迴圈(hysteretic loop)，其定義係以力為縱軸、位移為橫軸，經歷反復載重所得曲線即稱之。其中，所圍成的面積代表之物理意義為消散的能量。故迴圈越飽滿，所能吸收的能量則越多，即表示消能能力越好。

本試驗之完成之完整迴圈有 23 個(如表 3-5)，在第 24 個迴圈中，鋼側撐 BRB 之主受力元件於中間段產生斷裂，整個加載歷程之遲滯迴圈如圖 3-8 所示。觀察圖 3-8 結果可知，本實尺寸鋼側撐 BRB 試體之遲滯迴圈相當穩定飽滿、強度隨位移漸增而穩定上升，且無強度衰減或勁度衰減現象，顯示鋼側撐 BRB 確實具優異之遲滯行為。至於主受力元件之破壞模式，在將側撐元件切開後(如圖 3-9)，經觀察發現中間段之主受力元件斷裂(如圖 3-10)，斷裂處產生明顯的頸縮(necking)現象，表示試體為材料消能容量或塑性變形容量耗盡後產生斷裂。

由於本試驗之第 23 週次為位移最大之完整週次，因此以第 23 週次之最大軸壓力( $P_{23}^-$ )與最大軸拉力( $P_{23}^+$ )進行比較。接著比較本鋼側撐 BRB 試體第 23 週次之最大軸力與試體之軸向標稱降伏強度( $P_{ny}$ )、標稱抗拉強度( $P_{mu}$ )及實際機械性質所得之軸向實際標稱降伏強度( $P_{nya}$ )、實際標稱抗拉強度( $P_{mu a}$ )之關係。由表 3-6 得，第 23 週次最大軸壓力  $P_{23}^- = 868.4$  tf 及最大軸拉力  $P_{23}^+ = 818.8$  tf。試體之軸向標稱強度為鋼材之軸向標稱應力與主受力元件中間段斷面積( $A_{sc}$ )之乘積，即  $P_{ny} = F_y \times A_{sc}$  與  $P_{mu} = F_u \times A_{sc}$ 。而 SN490B 鋼材之軸向標稱降伏應力與標稱抗拉強度分別為  $3.3$  tf/cm<sup>2</sup> 及  $5.0$  tf/cm<sup>2</sup>，因此試體之軸向標稱降伏強度及標稱抗拉強度分別為  $P_{ny} = 536.4$  tf 及  $P_{mu} = 812.8$  tf。同理，由表 3-1 可得實際機械性質之實際標稱降伏強度  $P_{nya} = 622.6$  tf 及實際標稱抗拉強度  $P_{mu a} = 881.1$  tf。上述強度之數據之整理及比較，如表 3-7~表 3-11。

由表 3-8 可知，鋼側撐 BRB 試體之  $P_{23}^-$  與  $P_{23}^+$  分別為試體之  $P_{ny}$  的 1.62 及 1.53 倍；其甚至分別為試體之  $P_{mu}$  的 1.07 及 1.01 倍。鋼側撐 BRB 試體在強度方面，

高於設計值甚多，安全無虞。另外，由表 3-9 可得， $P_{23}^-$  與  $P_{23}^+$  分別為  $P_{na}$  的 0.99 及 0.93 倍，幾乎發揮至鋼材之實際標稱抗拉強度，顯示材料之極限強度幾乎完全被發揮出來。

進一步比較加載歷程及累積塑性變形量（如表 3-10）。

試體之加載歷程，最大軸向變形量  $\Delta_b$  達到  $4.0\Delta_{bm}$ （176mm），為 AISC 所規定之  $2.0\Delta_{bm}$ （88mm）的 2 倍；累積塑性變形量（ $\Delta_p$ ）高達 345 倍以上之  $\Delta_{by}$ ，亦比 AISC 所規定之 200 倍  $\Delta_{by}$  高出甚多。因此，最大位移及累積塑性變形量遠超過規範之規定。以上本試驗之強度及累積塑性變形量之安全係數，如表 3-11 所示。由表可知，本試驗之鋼側撐 BRB 試體軸向強度與累積軸向塑性變形之安全係數分別為 1.75 及 1.73。因此，本次測試之鋼側撐 BRB 試體，不論在強度與韌性方面，均合乎安全性考量。

此外，主受力元件在各週次之最大軸壓力與最大軸拉力及其兩者之比值列於表 3-6。由表可知，最大軸壓力由第 5 週次便開始大於最大軸拉力，其最大比值為 1.06，發生在第 23 週次。此現象主要因為主受力元件受壓時，因受柏松效應(Poisson effect)斷面積增大與摩擦力影響，承載能力亦因而提昇。

試體主受力元件之其他相關照片，如圖 3-11 及圖 3-12。圖 3-11 為試驗後 BRB 試體主受力元件之斷裂面。圖 3-12 為試驗後 BRB 試體主受力元件卡樺部位之檢視情況，卡樺相當完整，沒有任何受損之跡象。卡樺之功能在於使主受力元件之軸向變形，平均分配至側撐元件之兩端（即側撐元件端點與接合板之間），試驗過程之觀察顯示位移如預期般，大致平均分配到側撐元件之兩端。

### 3.5 鋼側撐元件之行為

側撐元件之功能在於提供主受力元件足夠之側向勁度，避免受壓過程造成主受力元件之挫屈。因此，側撐元件應保持在彈性範圍內，方能有效發揮功能。故本試驗在側撐元件中點各方向表面，使用應變計量測側撐元件之應變，用以監測側撐元件是否達降伏狀態。

側撐元件之各方向中點表面之軸向載重-軸向應變迴圈如圖 3-13 所示，所量

測之最大應變，如表 3-12 所示。STKR400 鋼材之標稱降伏應力  $\sigma_y = 2.5 \text{ tf/cm}^2$ ，鋼材彈性模數  $E = 2040 \text{ tf/cm}^2$ ，因此鋼材降伏應變為  $\epsilon_y = 1225 \times 10^{-6}$ ，各方向所測得之最大應變均小於標稱降伏應變。因此可得，側撐元件在整個加載過程，保持在彈性範圍內，滿足設計之要求。另外，試體中點東西向及南北向之載重-側向位移迴圈，分別如圖 3-15(a)及圖 3-15(b)所示。試體東西向及南北向之最大側向位移分別為 3.41mm 及 3.56mm，側向位移與試體長度之比值分別為 1/2346 及 1/2247，均小於 1/1500（施工之容許起始彎曲），基本上可以忽略。圖 3-16 所示為試體切開後，一半之側撐元件，方形鋼管之管壁還維持在良好的狀態，側撐元件的行為可以滿足設計所預期。

#### 四、結論與建議

本文提供鋼側撐 BRB 桿件之設計、製作、施工、品管、實尺寸測試及應用實例等相關之訊息，供工程界參考。綜合本文之訊息彙整條列如下：

1. 鋼側撐 BRB 之遲滯行為相當優異，消能容量很高，在挫屈束制斜撐構架或二元挫屈束制斜撐構架中，可承受多次之強烈地震而不損壞，因此在 BRBF 生命週期內，基本上無須更換鋼側撐 BRB。
2. 二元挫屈束制斜撐構架之結構系統韌性容量  $R$  可使用 4.8，高度無限制；非二元系統之挫屈束制斜撐構架，當與 BRB 連接之梁採用剛接梁柱接頭時，其結構系統韌性容量  $R$  可使用 4.8，高度限制為 30m。
3. 本文提供主之受力元件設計方法，可使用於各種結構用鋼材。本文提供之側撐元件設計公式僅適合鋼側撐 BRB 使用，其中起始彎曲之控制應該設計與施工相互配合，方可提供安全的結構。
4. 鋼側撐 BRB 使用純鋼構，一般鋼構廠即擁有所需之技術，而鋼構 BRB 之品管相當方便且可及性佳，此外採用一般鋼結構之品管標準即可。

## 五、致 謝

本文累積作者與作者所指導多位研究生之研究結果，參與研究之研究生對本文之貢獻良多，特此誌謝。此外國科會數度贊助專題研究計畫，中國鋼鐵公司，中鋼結構公司、永裕鋼鐵工程公司以及理成工業公司之協助，特誌謝忱。

表 3-1 主受力元件材料之機械性質

拉 伸 試 驗			
降伏應力(N/mm <sup>2</sup> )	抗拉強度(N/mm <sup>2</sup> )	伸長率(%)	降伏比(%)
376	532	26.6	71

表 3-2 主受力元件材料之化學成份

化 學 成 份 (%)							
C	Mn	P	S	Si	Ni	Cr	V
0.15	1.44	0.014	0.005	0.37	0.01	0.01	0.05

表 3-3 AISC 對加載歷程與累積塑性變形之規定

$\Delta_b$		層間位移角 (rad)	週次	每週次之 $\Delta_p(\Delta_{by})$	累積 $\Delta_p$ ( $\Delta_{by}$ )
$\Delta_{by}$	±16 mm	0.0036	2	0	0
$0.5 \Delta_{bm}$	±22 mm	0.005	2	1.5	3
$1.0 \Delta_{bm}$	±44 mm	0.01	2	7	17
$1.5 \Delta_{bm}$	±66 mm	0.015	2	12.5	42
$2.0 \Delta_{bm}$	±88 mm	0.02	2	18	78
$1.5 \Delta_{bm}$	±66 mm	0.015	10	12.5	203

表 3-4 本試驗加載歷程與累積塑性變形之規劃

$\Delta_b$		層間位移角 (rad)	週次	每週次之 $\Delta_p(\Delta_{by})$	累積 $\Delta_p$ ( $\Delta_{by}$ )
$\Delta_{by}$	±16 mm	0.0036	2	0	0
$0.5 \Delta_{bm}$	±22 mm	0.005	2	1.5	3
$1.0 \Delta_{bm}$	±44 mm	0.01	4	7	31
$1.5 \Delta_{bm}$	±66 mm	0.015	4	12.5	81
$2.0 \Delta_{bm}$	±88 mm	0.02	4	18	153
$2.5 \Delta_{bm}$	±110 mm	0.025	4	23.5	247
$3.0 \Delta_{bm}$	±132 mm	0.03	2	29	305
$4.0 \Delta_{bm}$	±176 mm	0.04	2	40	385
$5.0 \Delta_{bm}$	±220 mm	0.05	2	40	465
∴ 至破壞					

表 3-5 本試驗加載歷程與塑性變形之實際情況

$\Delta_b$		層間位移角 (rad)	週次 $N$	$\Delta_p$ /週次 ( $\Delta_{by}$ )	累積 $\Delta_p$ ( $\Delta_{by}$ )
$\Delta_{by}$	±16 mm	0.0036	2	0	0
$0.5 \Delta_{bm}$	±22 mm	0.005	2	1.5	3
$1.0 \Delta_{bm}$	±44 mm	0.01	4	7	31
$1.5 \Delta_{bm}$	±66 mm	0.015	4	12.5	81
$2.0 \Delta_{bm}$	±88 mm	0.02	4	18	153
$2.5 \Delta_{bm}$	±110 mm	0.025	4	23.5	247
$3.0 \Delta_{bm}$	±132 mm	0.03	2	29	305
$4.0 \Delta_{bm}$	±176 mm	0.04	1 <sup>+</sup>	40	345 <sup>+</sup>

表 3-6 主受力元件各週次最大軸壓力與最大軸拉力比較

週次	最大軸壓力(tf)	最大軸拉力(tf)	壓拉比值
1	500.2	550.0	0.909
2	533.9	545.3	0.979
3	585.3	616.7	0.949
4	596.0	623.1	0.956
5	644.8	643.2	1.003
6	655.7	650.9	1.007
7	663.6	655.3	1.013
8	667.0	657.7	1.014
9	706.2	696.0	1.015
10	719.4	702.1	1.025
11	723.2	703.8	1.028
12	724.7	703.4	1.030
13	750.8	730.5	1.028
14	760.9	733.9	1.037
15	762.2	735.2	1.037
16	763.9	735.8	1.038
17	786.0	757.6	1.037
18	795.4	760.5	1.046
19	798.4	762.9	1.046
20	798.7	762.8	1.047
21	819.1	782.1	1.047
22	828.7	785.5	1.055
23	868.4	818.8	1.061
24	881.2	813.68(破壞)	-

表 3-7 本試驗各項強度值之整理

第 23 週次之最大軸力 (tf)		由鋼材標稱應力所得之強度(tf)		由實際機械性質標稱應力所得之強度(tf)	
$P_{23}^-$	$P_{23}^+$	$P_{ny}$	$P_{nu}$	$P_{nya}$	$P_{nua}$
868.4	818.8	536.4	812.8	622.6	881.1

表 3-8 本試驗實測之軸向強度與試體之軸向標稱強度的比值

與試體之軸向標稱降伏強度的比值				與試體之軸向標稱抗拉強度的比值			
$\frac{P_{23}^-}{P_{ny}}$	$\frac{P_{23}^+}{P_{ny}}$	$\frac{P_{max}^+}{P_{ny}}$	$\frac{P_{max}^-}{P_{ny}}$	$\frac{P_{23}^-}{P_{nu}}$	$\frac{P_{23}^+}{P_{nu}}$	$\frac{P_{max}^+}{P_{nu}}$	$\frac{P_{max}^-}{P_{nu}}$
1.62	1.53	1.64	1.53	1.07	1.01	1.08	1.01

表 3-9 本試驗實測之軸向強度與機械性質所得之標稱強度的比值

與試體之實際標稱降伏強度的比值				與試體之實際標稱抗拉強度的比值			
$\frac{P_{23}^-}{P_{nya}}$	$\frac{P_{23}^+}{P_{nya}}$	$\frac{P_{max}^+}{P_{nya}}$	$\frac{P_{max}^-}{P_{nya}}$	$\frac{P_{23}^-}{P_{nua}}$	$\frac{P_{23}^+}{P_{nua}}$	$\frac{P_{max}^+}{P_{nua}}$	$\frac{P_{max}^-}{P_{nua}}$
1.39	1.32	1.42	1.32	0.99	0.93	1.00	0.93

表 3-10 AISC 與本試驗之比較

	總週次	最大 $\Delta_b$ (mm)	累積 $\Delta_p$ ( $\Delta_{by}$ )
AISC	20	88	200
本試驗	23 <sup>+</sup>	176	345 <sup>+</sup>

表 3-11 本試驗之平均強度及累積軸向塑性變形之安全係數

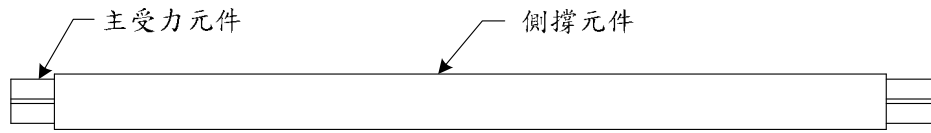
	強度(tf)	累積 $\Delta_p$ ( $\Delta_{by}$ )
設計需求	482.8(註 1)	200
實際提供	843.6(註 2)	345 <sup>+</sup>
安全係數	1.75	1.73

註 1:將試體之軸向標稱降伏強度乘上折減係數 0.9

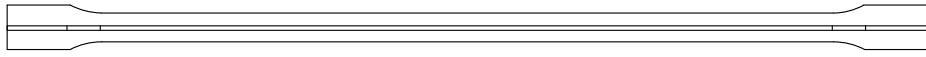
註 2:以第 23 週次之軸壓力與軸拉力之平均值為準

表 3-12 鋼側撐 BRB 試體側撐元件中點最大軸向應變讀數

應變計位置	東側	西側	南側	北側	平均
最大軸向應變( $\times 10^{-6}$ )	163	235	221	403	256

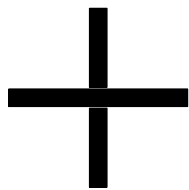
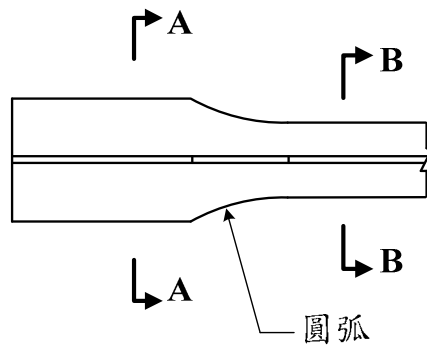


(a)外觀

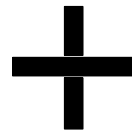


(b)主受力元件

圖 1-1 挫屈束制斜撐組成示意圖

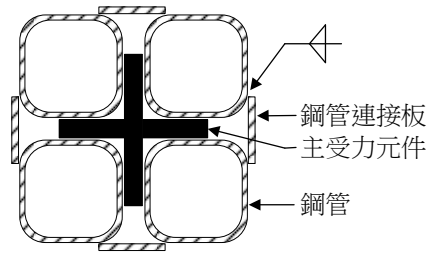


A-A剖面  
(端部斷面)



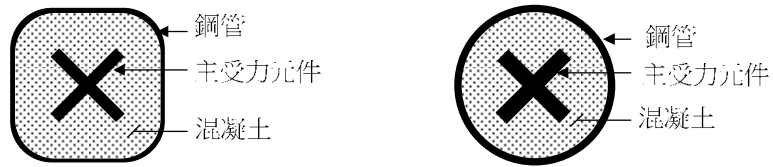
B-B剖面  
(中間段斷面)

圖 1-2 X(十字)形主受力元件斷面



註：黑色部份為主受力元件，  
斜線部份組成側撐元件

圖 1-3 鋼側撐 BRB 斷面



(a) 方形

(b) 圓形

圖 1-4 鋼管混凝土側撐 BRB 斷面

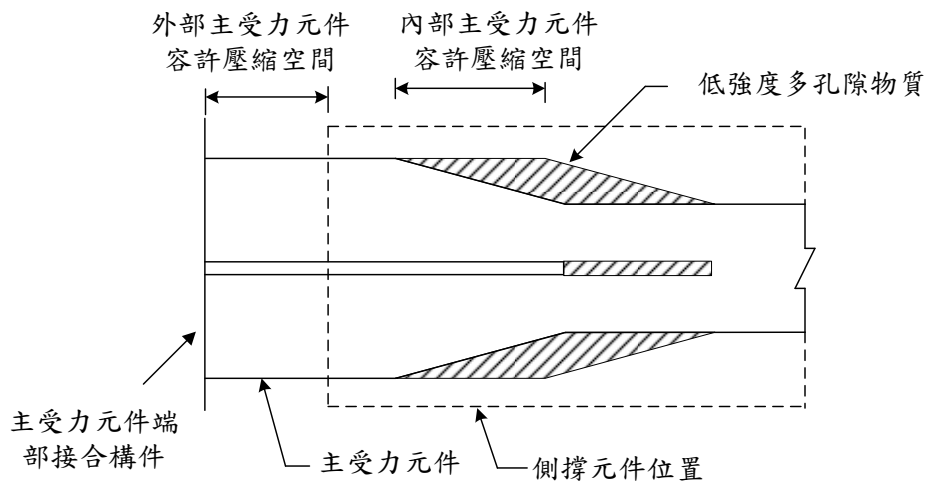


圖 1-5 使用混凝土之 BRB 端部頂留壓縮變形空間

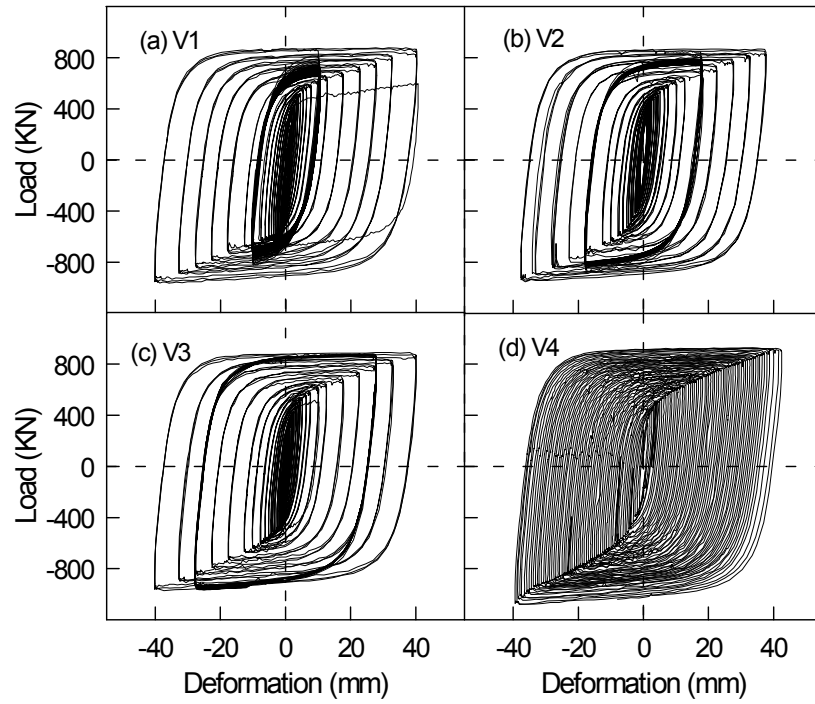


圖 1-6 含低降伏鋼 BRB 承受變動位移之遲滯迴圈

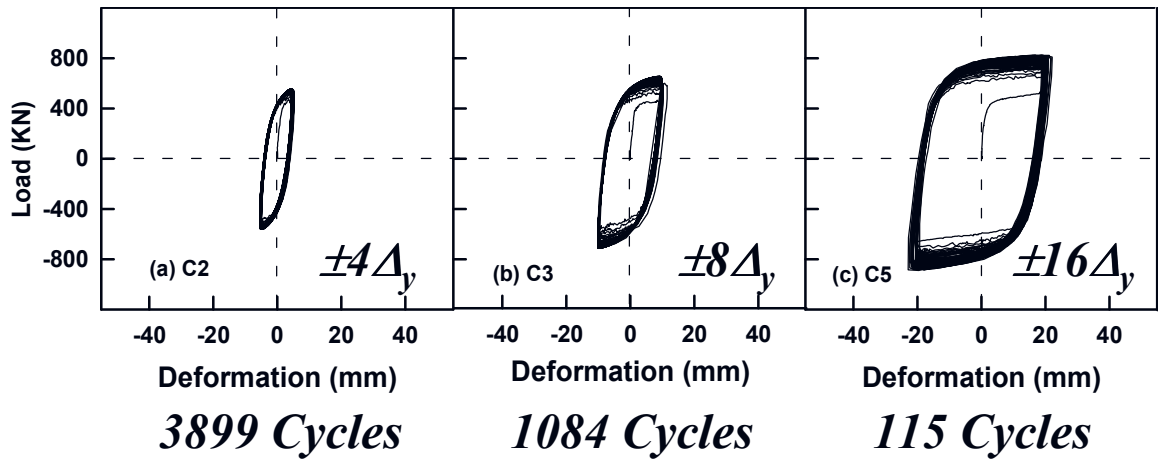


圖 1-7 含低降伏鋼 BRB 承受固定位移之遲滯迴圈

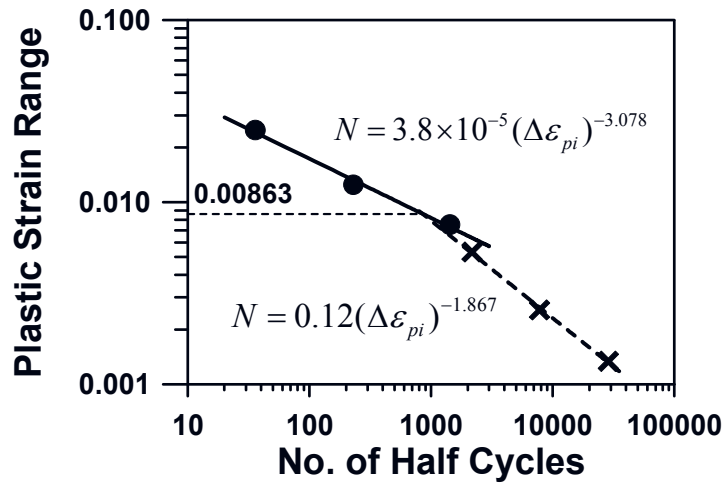


圖 1-8 含低降伏鋼 BRB 之塑性應變差幅-半週次數曲線

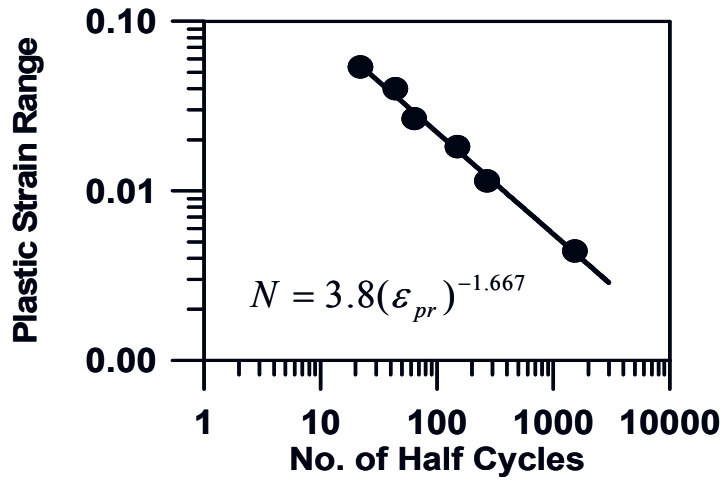


圖 1-9 含 A572 Gr. 50 鋼材 BRB 之塑性應變差幅-半週次數曲線

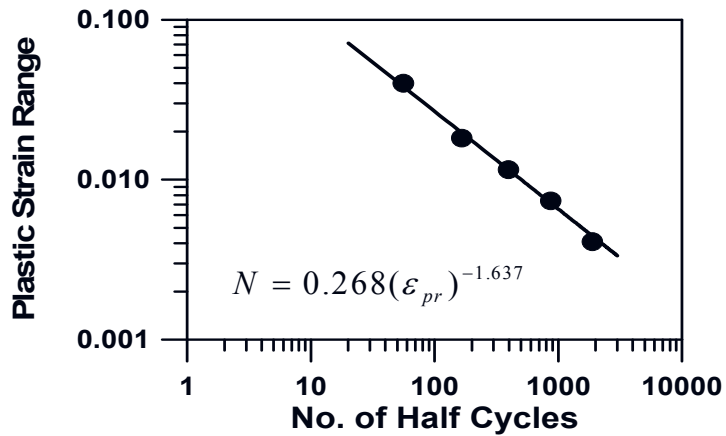


圖 1-10 含 SM570 鋼材 BRB 之塑性應變差幅-半週次數曲線

DCBF6 (TCU065,PGA=0.78g,PVA=145cm/s)

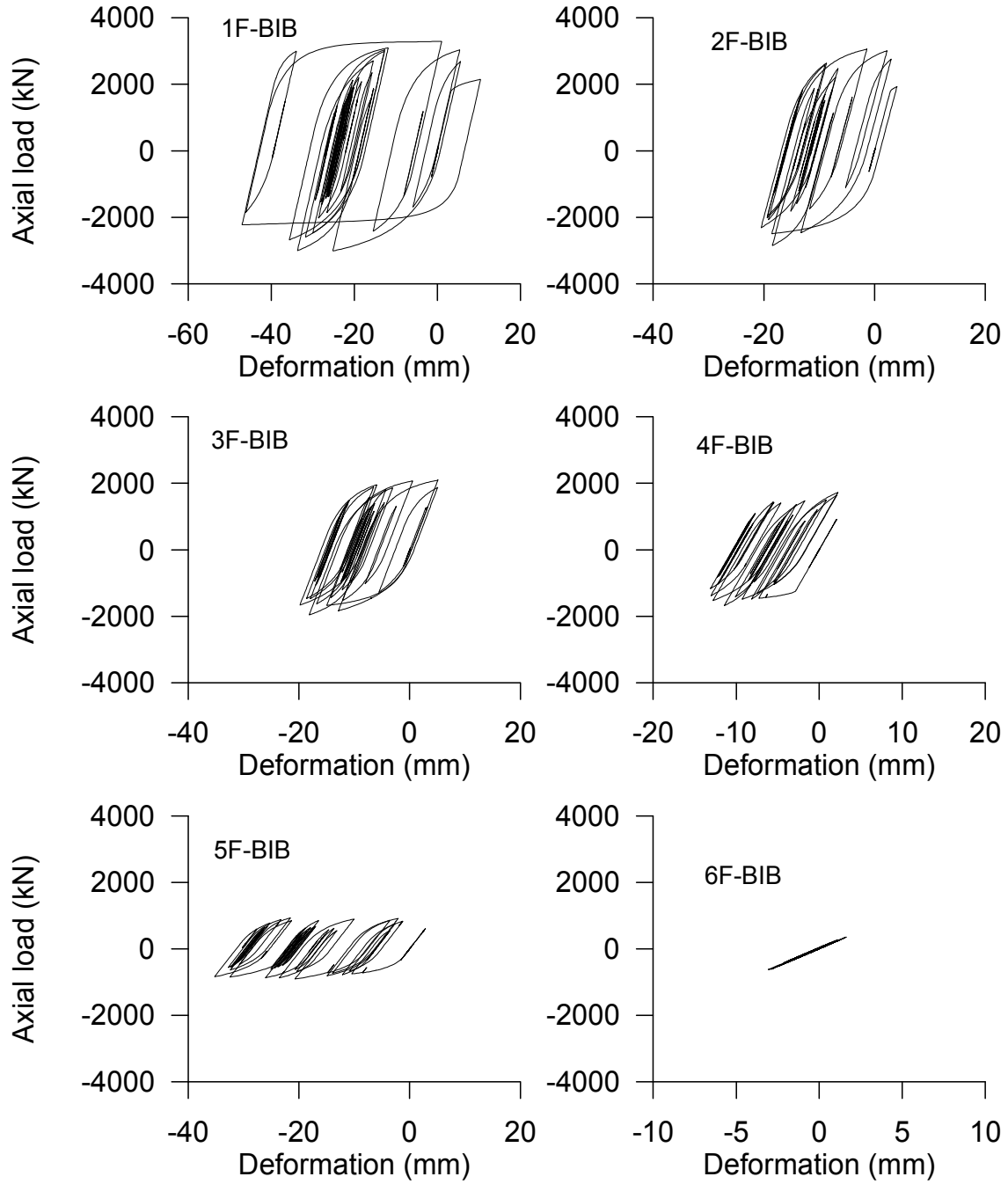
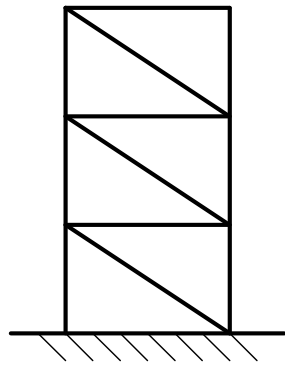
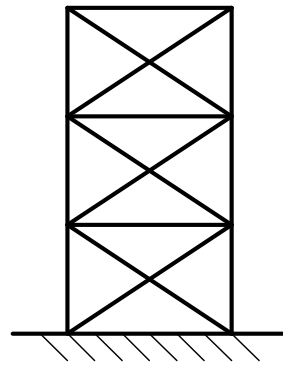


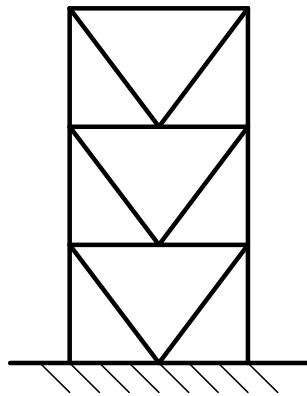
圖1-11 BRBF6構架在TCU065地震下BRB之遲滯迴圈



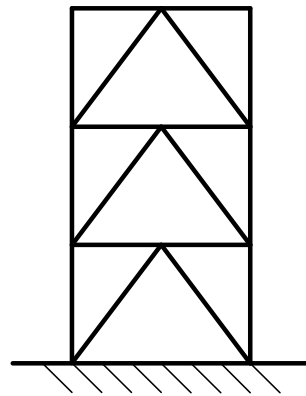
(a) 對角型同心斜撐構架



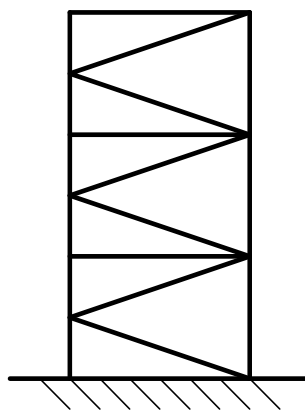
(b) X 型同心斜撐構架



(c) V 型同心斜撐構架



(d) 倒 V 型同心斜撐構架



(e) K 型同心斜撐構架

圖 1-12 同心斜撐構架之型式

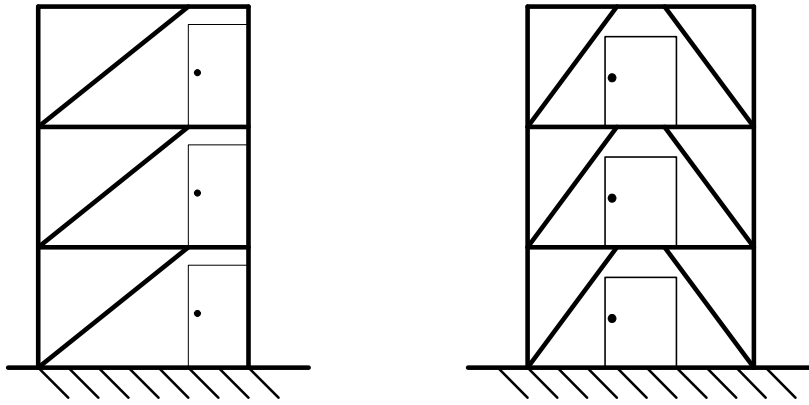


圖 1-13 BRB 採偏心配置之 BRBF

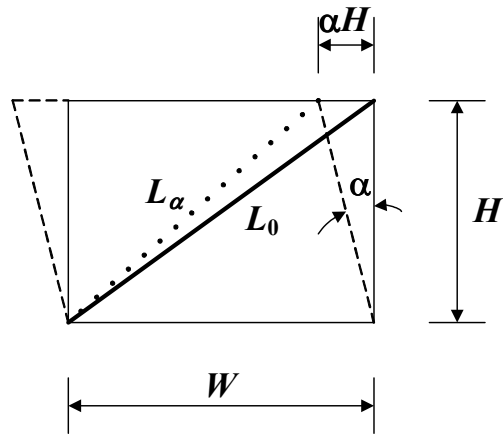


圖 2-1 BRB 受壓收縮示意圖

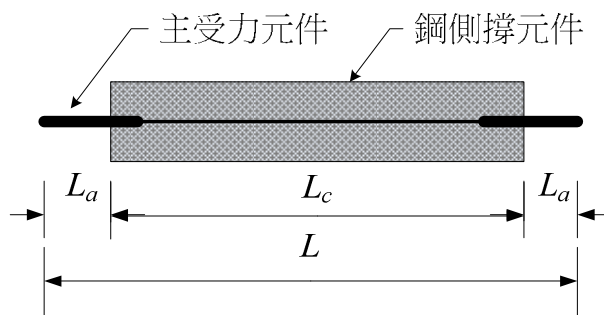


圖 2-2 挫屈束制斜撐組成示意圖

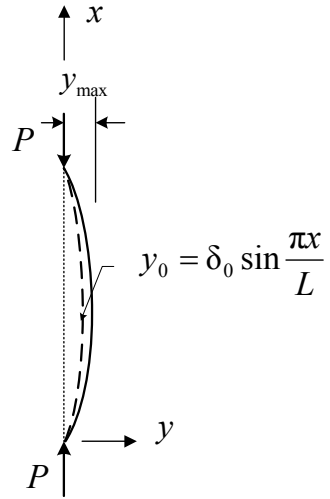


圖 2-3 BRB 挫屈分析示意圖



圖 2-4 主受力元件之切割



圖 2-5 主受力元件之組立



圖 2-6 主受力元件之整形



圖 2-7 主受力元件垂直度之檢查



圖 2-8 鋼側撐元件之組立與密接度之檢查



圖 2-9 鋼側撐 BRB 之假固定待銲接



圖 2-10 鋼側撐 BRB 之使用實例之一



圖 2-11 鋼側撐 BRB 之使用實例之二

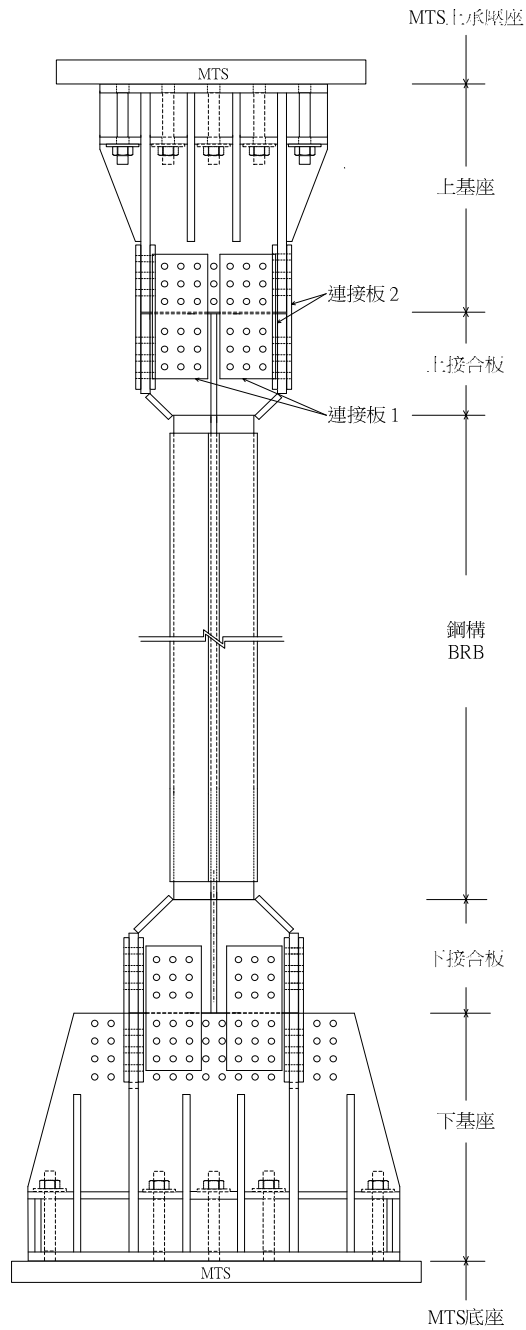
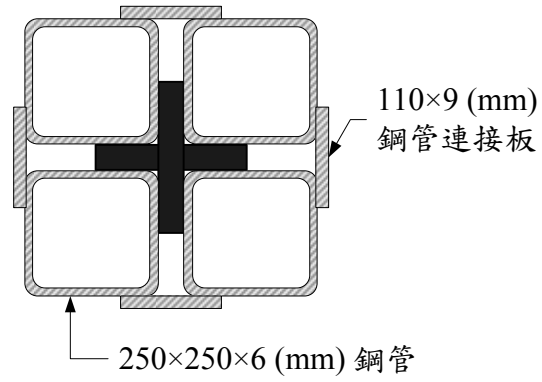
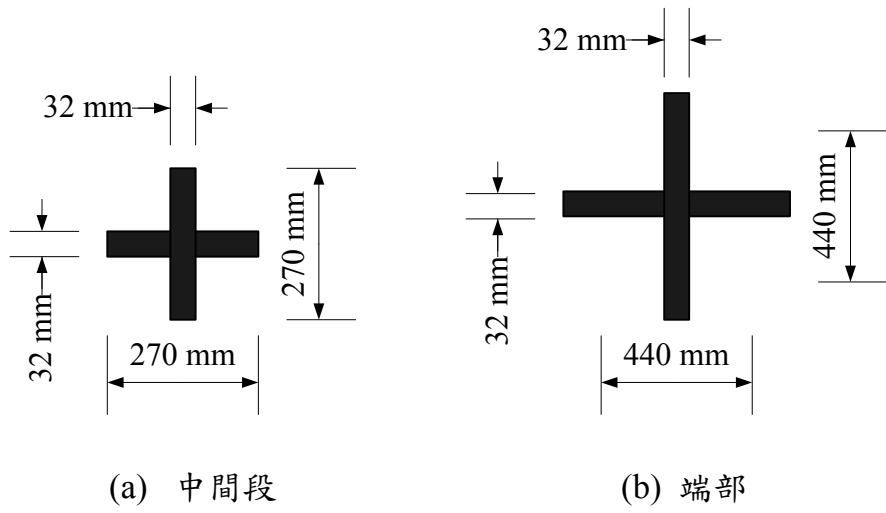
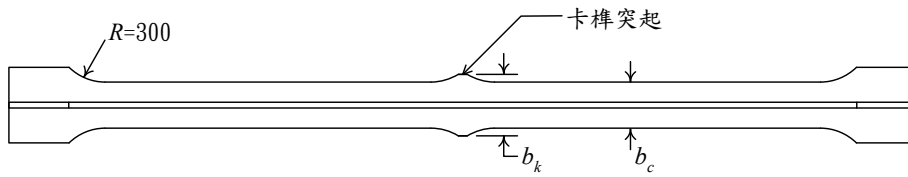


圖 3-1 試體與試驗裝置

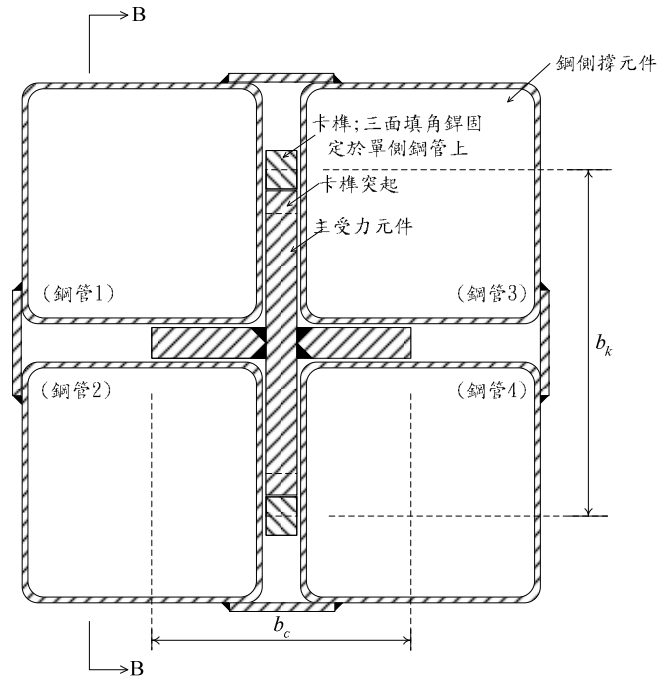


(c) 全斷面

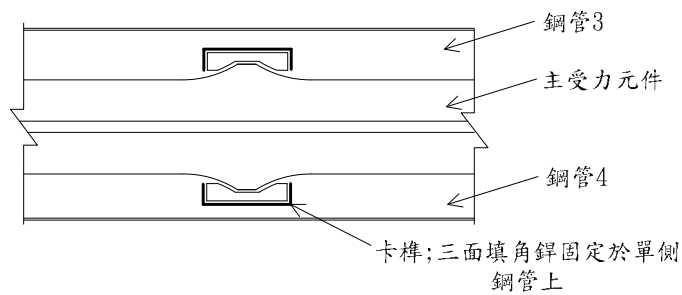
圖 3-2 鋼側撐 BRB 試體斷面



(a) 主受力元件

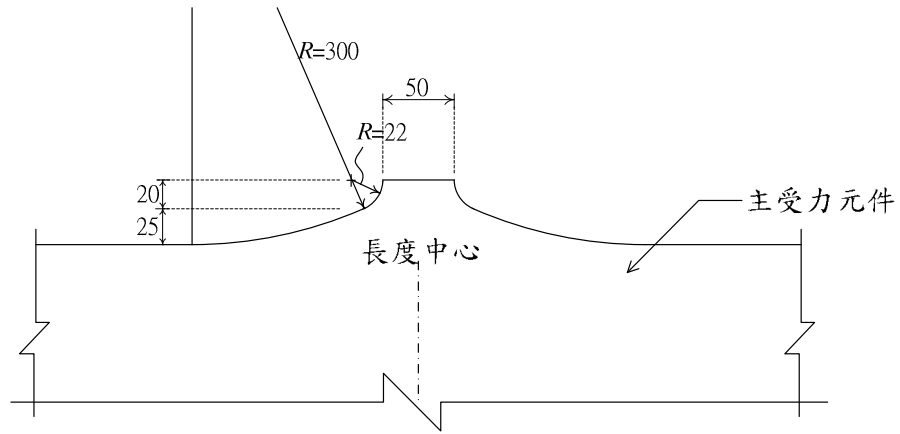


(b) 圖 1 之 A-A 剖面圖

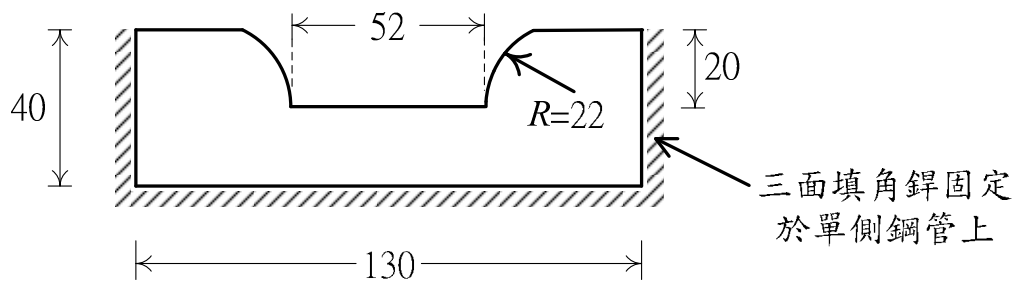


(c) 圖 4(b) 之 B-B 剖面圖 (未顯示鋼管 1、2)

圖 3-3 主受力元件與側撐元件全斷面及卡樁細部設計圖

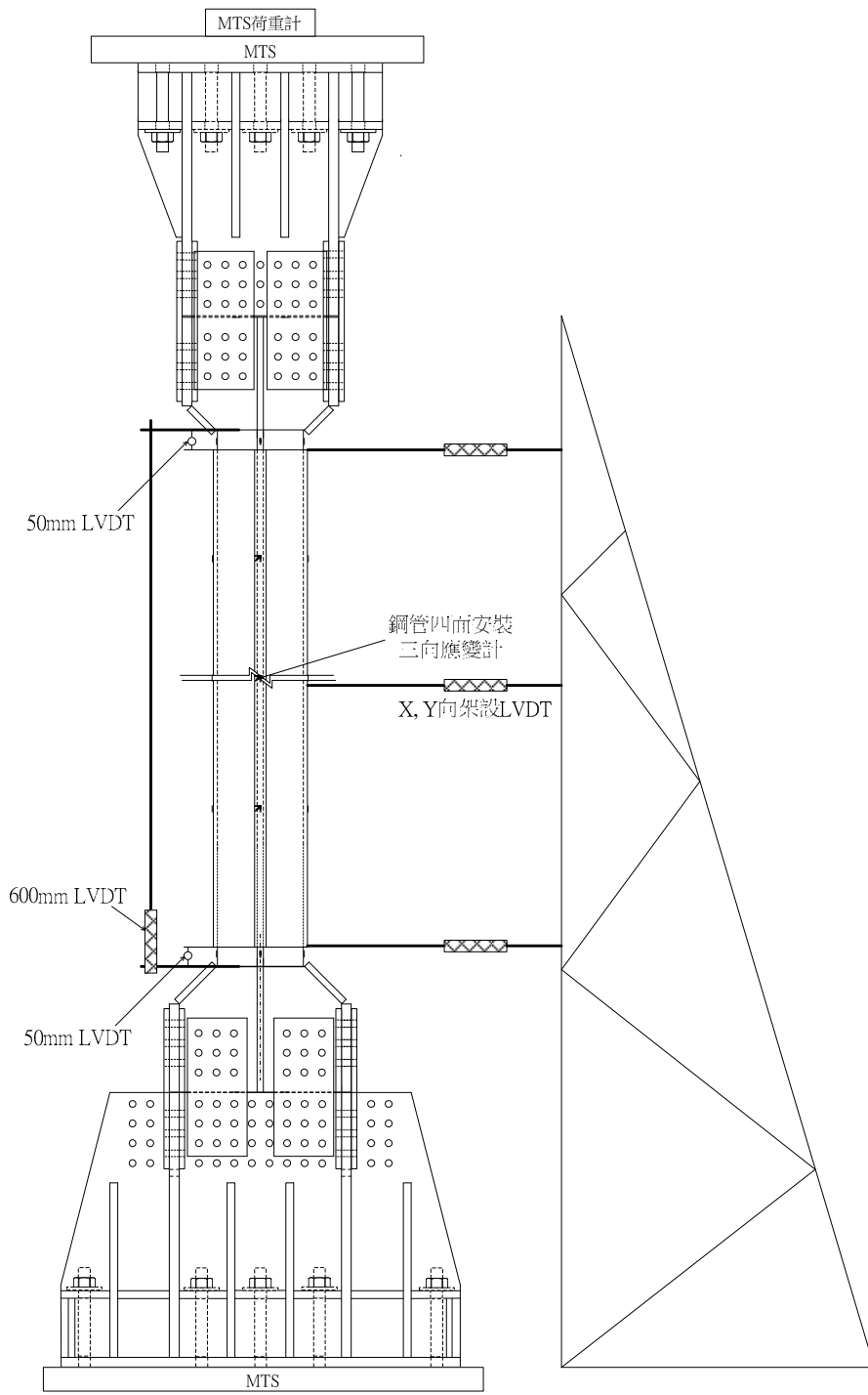


(d) 卡樁突起細部尺寸(單位:mm)



(e) 卡樁細部尺寸(單位:mm)

圖 3-3 (續) 主受力元件與側撐元件全斷面及卡樁細部設計圖

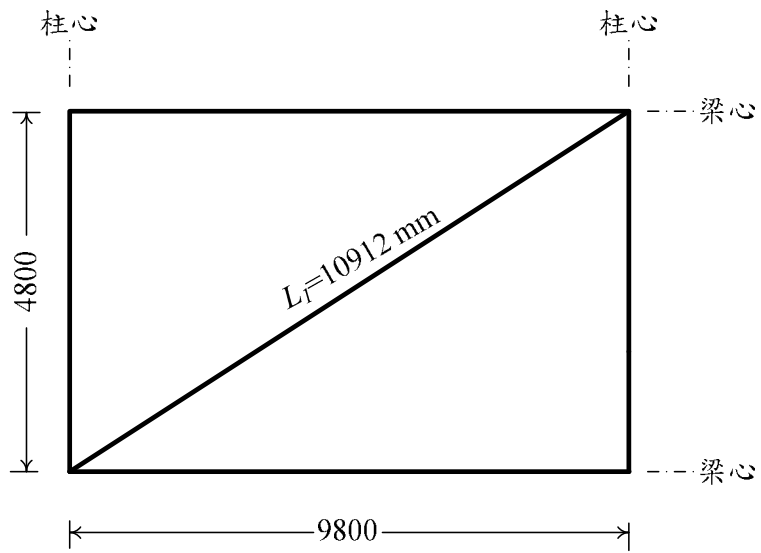


測試裝置圖

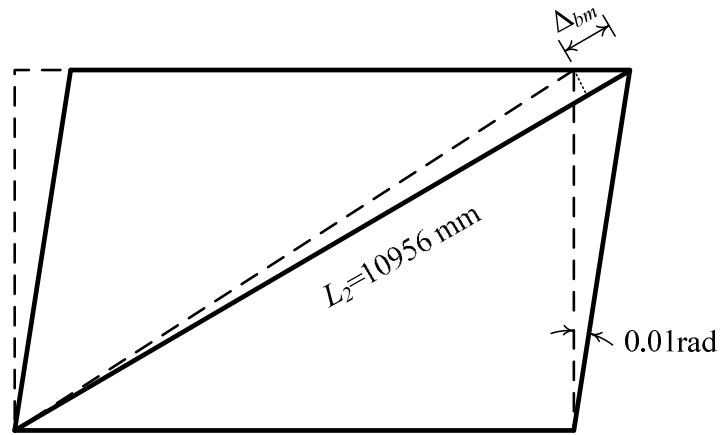
圖 3-4 試驗裝置與測計安排



圖 3-5 載重試驗前之試體及試驗裝置



(a) 無側向位移時框架之幾何形狀 (mm)



(b) 層間位移角0.01 rad 時框架之幾何形狀

圖 3-6 層間位移角與  $\Delta_{bm}$  之說明

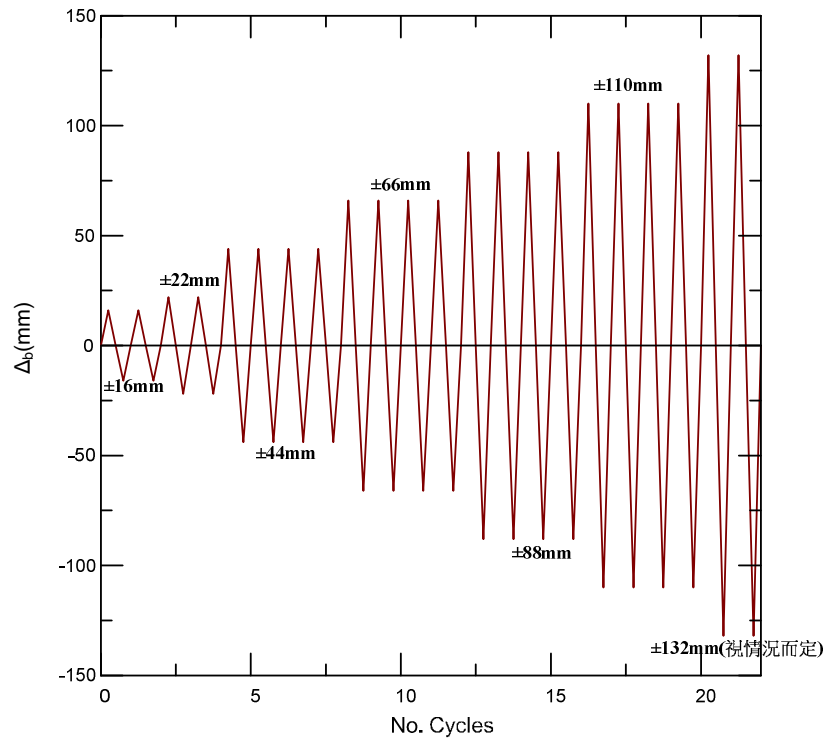


圖 3-7 試體加載歷程

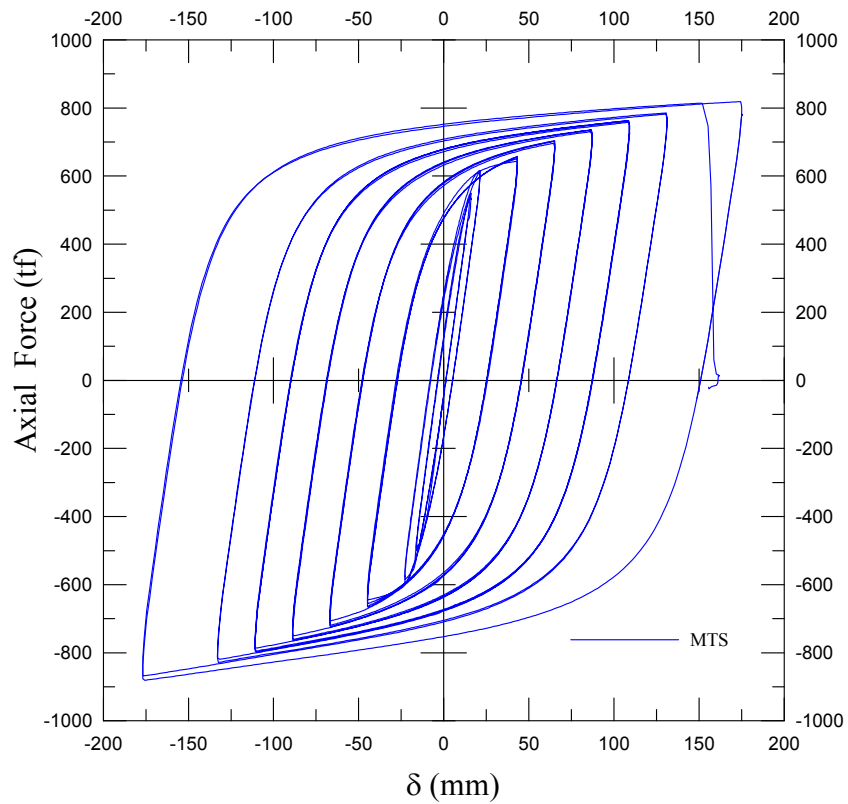


圖 3-8 鋼側撐 BRB 試體在漸進式反復載重加載下之遲滯迴圈



圖 3-9 試驗後 BRB 試體剖開檢視之情況



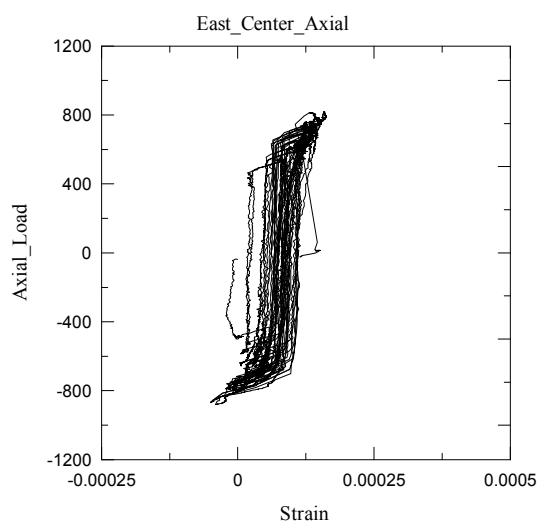
圖 3-10 試驗後 BRB 試體主受力元件之斷裂面情況



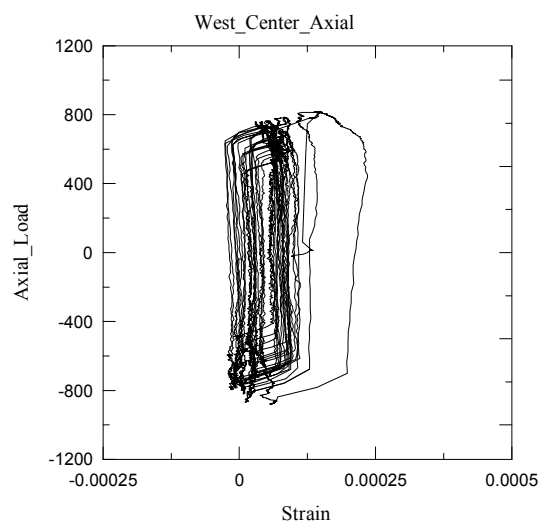
圖 3-11 試驗後 BRB 試體主受力元件斷裂處剖面



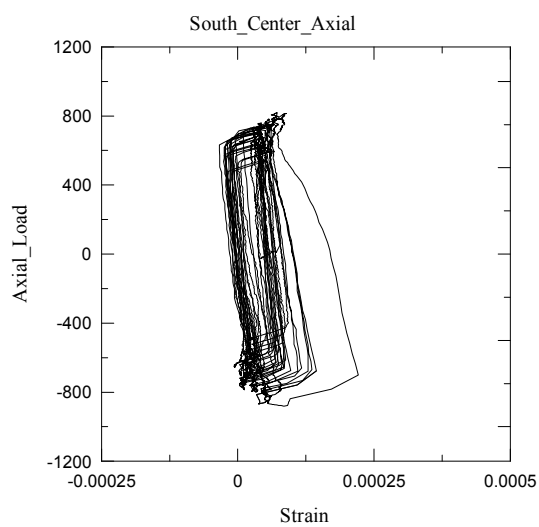
圖 3-12 試驗後 BRB 試體主受力元件卡樺之檢視情況



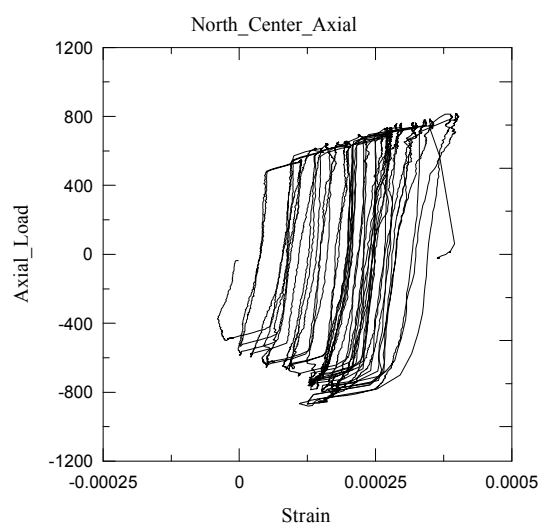
(a) 試體東面中點軸向應變圖



(b) 試體西面中點軸向應變圖

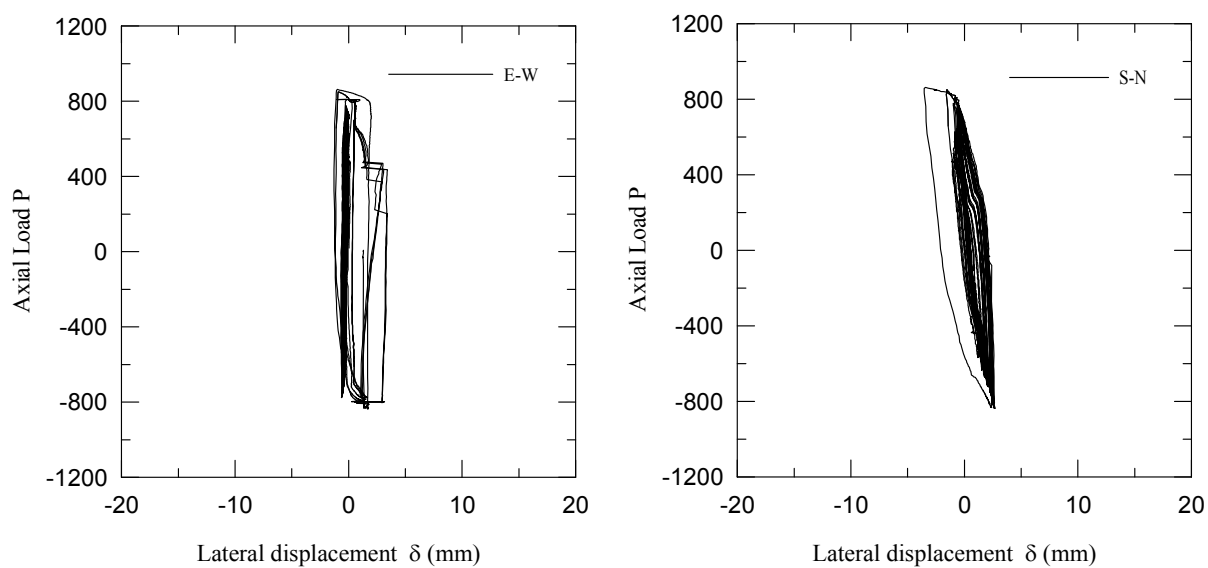


(a) 試體南面中點軸向應變圖



(b) 試體北面中點軸向應變圖

圖 3-13 試體表面各方向之中點軸向應變圖



(a) 東西向

(b) 南北向

圖 3-15 試體中點之側向位移



圖 3-16 試驗後 BRB 試體側撐元件之檢視情況