

# 新建含挫屈束制支撐之實尺寸兩層樓鋼筋 混凝土構架耐震設計、試驗與分析研究： 一、試體設計與耐震試驗

楊異閔<sup>1</sup> 黃潔倫<sup>1</sup> 吳安傑<sup>2</sup> 李昭賢<sup>2</sup> 蔡青宜<sup>3</sup>  
王孔君<sup>4</sup> 蔡克銓<sup>5</sup>

**關鍵詞：**鋼筋混凝土結構、挫屈束制支撐、預埋鐵件、擬動態試驗、耐震設計、軟化壓拉桿模型

## 摘要

挫屈束制支撐 (buckling-restrained brace, BRB) 能提升構架的勁度、強度與韌性，且以不發生挫屈為特點，已廣泛運用在鋼結構建築中。BRB 雖已應用在一些鋼筋混凝土 (reinforced concrete, RC) 構架補強中，但應用在新建 RC 構架中卻不常見，主要因為鋼與 RC 構件之連接介面設計與施工較困難與複雜。本研究提出以預埋工字型鐵件作為 RC 構件與 BRB 連接介面之耐震設計與分析方法，藉由鐵件傳遞 BRB 至 RC 梁柱構件表面之正向力與剪力，確保 BRB 及 RC 構架均能發揮原設計性能。本研究以一座雙層實尺寸總高 7.41m、寬 5m 含 BRB 之 RC 構架 (BRB-RCF) 試驗與分析，分為兩篇探討預埋鐵件之設計和施工方法、構架整體耐震性能及接合板與 RC 梁柱構件之受力行為。構架試體採用 A36 鋼材 BRB 與之字形配置，接合板設計考慮 BRB 軸力與梁柱開合效應，梁柱構件設計滿足 ACI 318-14 耐震設計規範，並於國家地震工程研究中心進行四次擬動態與反覆載重試驗至試體破壞為止。本研究亦對雙層 BRB-RCF 試體建立 PISA3D 模型分析，挑選擬動態試驗之地震歷時並預測試驗反應。分析預測與試驗比對結果顯

---

<sup>1</sup> 國立台灣大學土木工程學系 研究生

<sup>2</sup> 國家地震工程研究中心 助理研究員

<sup>3</sup> 國立台灣大學土木工程學系 博士後研究員

<sup>4</sup> 國家地震工程研究中心 技術師

<sup>5</sup> 國立台灣大學土木工程學系 教授

示，BRB-RCF 於小震時之反應可以 PISA3D 預測模型合理預測。試驗結束後，本研究進一步利用試驗反應校正 PISA3D 分析模型，以達到更準確之模擬結果；試驗所得及模擬結果在下篇中做更詳細說明。

## **Seismic Design, Tests and Analysis of a Full-scale Two-story Reinforced Concrete Frame with Buckling-restrained Braces - Part I: Specimen Design and Seismic Tests**

Hsun-Horng Yang Jie-Luen Huang

*Graduate Student, Department of Civil Engineering, National Taiwan University,  
Taipei, Taiwan*

An-Chien Wu Chao-Hsien Li

*Assistant Researcher, National Center for Research on Earthquake Engineering,  
Taipei, Taiwan*

Ching-Yi Tsai

*Post-Doctoral Researcher, Department of Civil Engineering, National Taiwan  
University, Taipei, Taiwan*

Kung-Juin Wang

*Technologist, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei,  
Taiwan*

Keh-Chyuan Tsai

*Professor, Department of Civil Engineering, National Taiwan University, Taipei,  
Taiwan*

**Keywords :** reinforced concrete frame, buckling-restrained brace, steel embedment,  
hybrid test, seismic design, softened strut-and-tie model

### **ABSTRACT**

Buckling-restrained braces (BRBs) have been widely used nowadays in steel structures as it can provide high stiffness, strength and ductility without

compression buckling. Researches on using BRBs for seismic retrofit of existing reinforced concrete (RC) buildings have been reported. It is found the construction of BRB and RC member interfaces are often difficult, mostly due to the tensile and shear strengths of post-installed anchors in concrete are limited. As a result, the size and effectiveness of the BRBs are restricted. Nonetheless, researches on applying BRBs for new RC constructions are rather limited. This research investigates the seismic design and analysis methods of using the proposed I-shape steel embedment as the interface for the BRB and RC members. Steel embedment is designed to transfer the BRB normal and shear forces in order to secure the seismic performance of the RC buildings. In this study, a full-scale two-story RC frame with BRBs (BRB-RCF) is tested using hybrid and cyclic loading test procedures. The BRBs are arranged in zigzag configuration. The design of gussets incorporates the BRB axial and RC frame actions, while the beam and column members comply with ACI 318-14 seismic design provisions. The results are divided into two papers to discuss the design and construction methods of the steel embedment, seismic performance of the BRB-RCF, and seismic responses of the BRBs, gussets and RC members. A typical PISA3D numerical model of the BRB-RCF was constructed to predict the test responses and select the earthquake ground motions for hybrid tests. Analytical results indicate that the seismic responses of the BRB-RCF can be satisfactorily predicted only under the small earthquake. After all tests, a calibrated PISA3D numerical model is validated. It is illustrated with details in the Part II paper that the experimental responses of the BRB-RCF can be accurately simulated using the proposed procedures.

## 一、介紹

許多研究證實在鋼建築結構中加入挫屈束制支撐 (buckling-restrained brace, BRB) 能大幅提升結構勁度、強度與韌性，並藉由 BRB 之拉壓塑性變形消散地震輸入能量，已被廣泛運用在新建或補強之鋼結構建築，但在新建之鋼筋混凝土 (reinforced concrete, RC) 結構中仍較少用。這多由於當 BRB 與 RC 構件介面採化學錨栓傳力時，施工較困難，且化學錨栓在混凝土中受剪與受拉強度並不高，因此 BRB 尺寸與抗震效益大受限制。常見的傳統鋼框斜撐補強工法中，斜撐藉由鋼框與 RC 構架連結，一般安裝密集之錨栓將鋼框固定至 RC 構架；

但由於缺乏較明確的設計建議，通常保守地使用過多之錨栓，因而增加補強施工時間與成本，且斜撐框架與 RC 構架兩者間之複合行為亦較為複雜，不易精確設計與分析。近期研究指出，BRB 應用在 RC 構架補強可利用錨栓直接與 BRB 連接，透過錨栓傳遞 BRB 之水平與垂直力至 RC 構件內，算是直接傳力方式[1]，或是採用鋼框與 RC 構件靠水泥砂漿承壓塊做連接，以承壓方式傳遞力量避免錨栓承受拉力，算是一種間接傳力方式[2,3]。將 BRB 應用於新建之 RC 建築中，以直接傳力方式[1]做設計恐不恰當，因錨栓在 RC 中之抗拉強度並不高，錨栓之拉力強度會限制 BRB 強度大小，降低 BRB 的應用效能。利用間接傳力方式[2,3]雖能

解決錨栓受拉問題，但承壓塊一旦產生碎裂會與鋼框產生間隙，對整體結構勁度產生不良影響，且完成主結構體灌漿後仍需進行部分敲除與後續植筋作業；因此本研究不考慮上述工法。

本研究參考前人所提之工字型預埋鐵件細節[4]，使用預埋鐵件做為連接 BRB 與 RC 構件之方法，但改變預埋鐵件中間連接單元與施工方法。如圖 1 所示，預埋鐵件可由外部兩片翼板與中間之連接鋼板或鋼筋所組成，並在翼板內側設置剪力釘。兩相連翼板能提供良好的鋼介面與 BRB 之接合板做後續之連結，中間之連接單元與外部兩片翼板串起，當 BRB 受拉時，能將拉力由接合板面所連之翼板藉由連接單元傳遞至另外一側之翼板，直接帶動整體 RC 構件，解決使用錨栓會造成混凝土局部拉拔之破壞情況。由於此方法未見有相關試驗或完整之分析研究結果，本研究設計一座雙層如圖 2 所示之實尺寸高 7.41m、寬 5m 含 BRB 之 RC 構架 (BRB-RCF) 試體，並進行四次擬

動態試驗與反覆載重試驗至試體破壞。構架試體中之槽接式挫屈束制支撐 (welded end-slot buckling-restrained brace, WES-BRB) [5-8] 與 RC 構件利用接合板與預埋鐵件做連結，且採之字形 (zigzag) 配置；接合板設計考慮 BRB 軸力與梁柱開合效應[9]，梁柱構件則滿足 ACI 318-14 耐震設計規範[10]。本研究目的包含：(1) 提出 RC 構件與 BRB 接合板在側位移下 BRB 軸力與梁柱開合之合效應力量分析方法，並與試驗結果比較；(2) 提出 RC 構件不連續區之設計方法；(3) 提出預埋鐵件之設計與施工方法，並用實尺寸構架試驗探討其力學行為；(4) 透過試驗探討梁柱構件與 BRB 之降伏發生次序；(5) 提出新建 RC 構架加裝 BRB 之設計與檢核方法，並透過試驗探討 BRB 對 RC 構架抗震之效益；(6) 探討烈震過後 BRB-RCF 之耐震性能；(7) 提出 BRB-RCF 之精確模擬分析方法。本文共分兩篇，第一篇介紹試體設計與試驗方法，第二篇說明試驗結果與模擬分析技術。

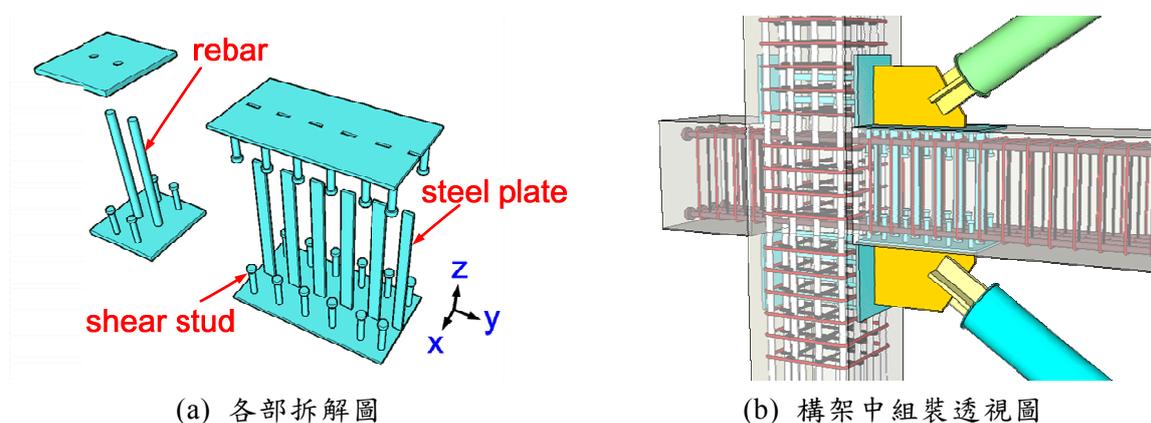


圖 1 預埋鐵件示意圖

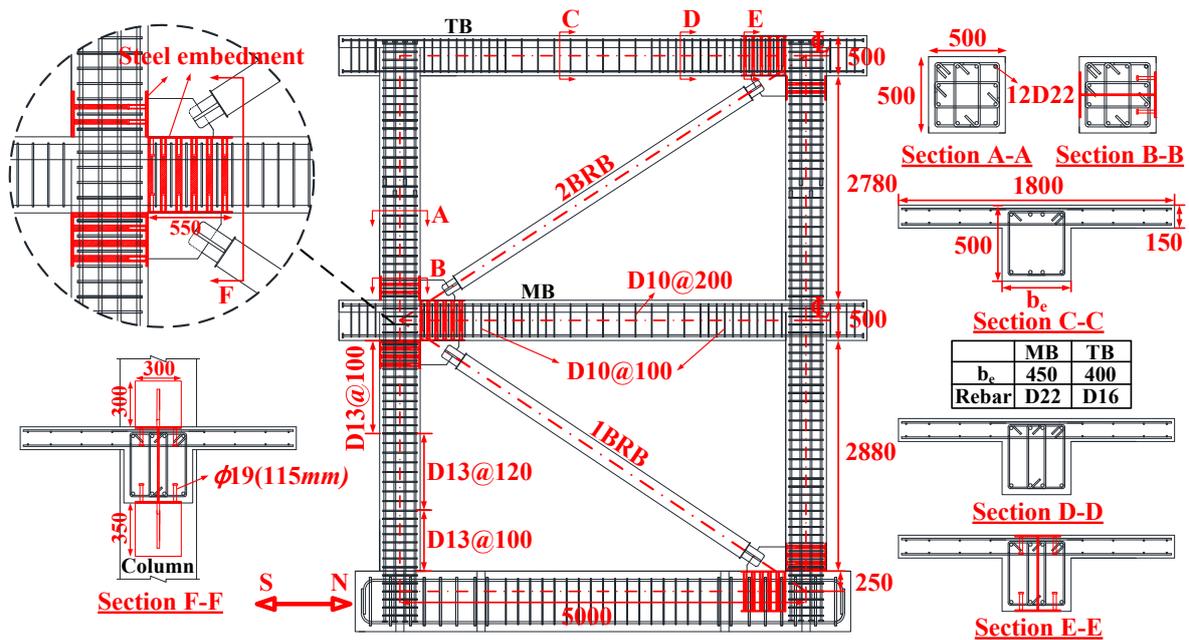


圖 2 BRB-RCF 試體尺寸及鋼筋配置圖

## 二、BRB-RCF 耐震設計原則與 BRB 介紹

### 2.1 BRB-RCF 耐震設計原則

本研究之 RC 構架根據 ACI 318-14 規範 [10] 進行設計滿足耐震設計要求。試體設計邏輯以 BRB 為變形控制元件 (deformation control element, DCE)，梁柱構件為力量控制元件 (force control element, FCE)。依據選用之 BRB 核心鋼材、配置角度及核心消能段長度比，構架層間側位移動角達 0.003 弧度前，BRB 就可能已進入降伏 [6,11]。因此，BRB-RCF 設計採 BRB 先降伏後才逐漸讓梁端產生彎矩塑鉸，且柱底產生彎矩塑鉸時機在梁之後；另在 BRB 發展出最大力量時，預埋鐵件不產生破壞，梁柱構件不因軸力產生拉拔破壞，梁柱構件及梁柱交會接頭均不致發生剪力破壞。習見 BRB 常在多層構架採平行配置方式，在構架受到側力時，上層 BRB 力量傳至下層 BRB 時須透過中間梁傳遞力量，此時梁軸力約為 BRB

之水平分力，拉力強度差之 RC 構件必須配置更大比例之主筋，而一旦提高梁主筋面積，為了滿足強柱弱梁與梁柱接頭不發生剪力破壞，將須配置更大比例之柱主筋以滿足需求，因此本試驗採用之字形 (zigzag) 配置 BRB，來降低對邊界梁構件之軸力需求，採此配置也可降低預埋鐵件數量與施工成本。

### 2.2 挫屈束制支撐介紹

與傳統斜撐不同，BRB 有圍束單元防止挫屈，因此受拉與受壓皆可發展至降伏強度，實際 BRB 軸向降伏強度  $P_y$  可由核心鋼材標稱降伏強度  $F_{yc}$  及核心消能段斷面積  $A_c$  依式(1)估計：

$$P_y = R_y F_{yc} A_c \quad (1)$$

其中， $R_y$  為核心鋼材超強因子。在相同軸拉或軸壓應變作用下，其最大可能發展出之軸向拉力  $P_{T,max}$  及壓力  $P_{C,max}$  強度 [12] 分別為：

$$P_{T,max} = R_y \omega F_{yc} A_c \quad (2)$$

$$P_{C,max} = \beta P_{T,max} = R_y \omega \beta F_{yc} A_c \quad (3)$$

其中， $\omega$  及  $\beta$  分別為核心鋼材應變硬化因子及壓力強度調整因子。經大量的試驗與分析研究證實，構架中典型的 BRB 軸向彈性等效勁度  $K_{eff}$  可由如圖 3 所示之核心消能段、轉換段與接合段

三段串聯後的柔度求得[5,6,11]：

$$K_{eff} = \frac{EA_c A_t (\gamma A_j)}{L_c A_t (\gamma A_j) + 2L_t A_c (\gamma A_j) + 2L_j A_c A_t} = Q \frac{EA_c}{L_{wp}} \quad (4)$$

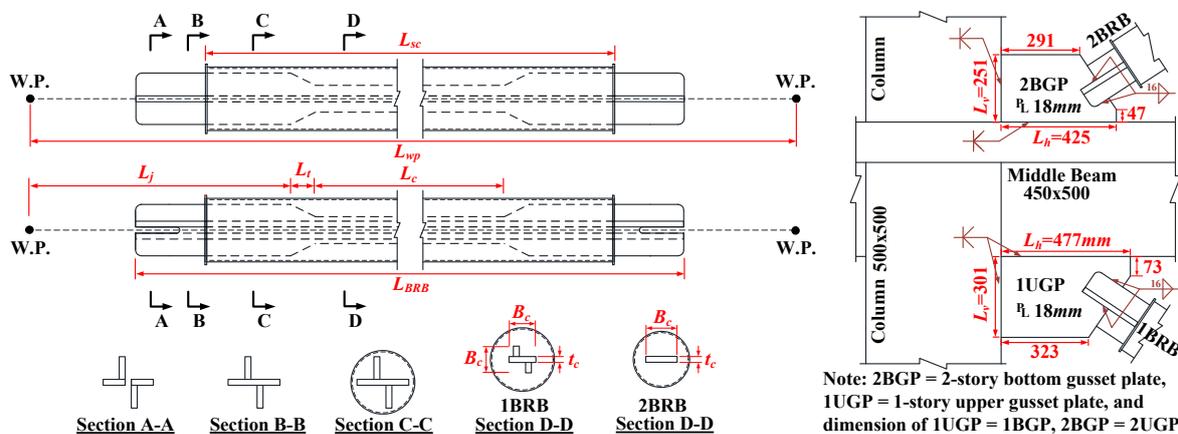


圖 3 WES-BRB 與接合板尺寸圖

其中， $E$  及  $Q$  分別為核心鋼材彈性模數 ( $200GPa$ ) 及等效勁度係數， $L_c$ 、 $L_t$ 、 $L_j$  與  $L_{wp}$  分別為消能段、轉換段、接合段與工作點至工作點之長度， $A_c$ 、 $A_t$  與  $A_j$  分別為消能段、轉換段與接合段之斷面積。因梁柱交會區與接合板斷面積影響，過去研究顯示鋼結構中將接合段斷面積  $A_j$  可放大  $\gamma=1.2$  倍設計以得較準確之等效勁度[6]。BRB 技術的應用已相當成熟，國內工程應用常見的 BRB 接合型式主要可分為對接、搭接[13-15]與槽接[5-8]三種類型，可分別採用栓接或銲接方式與構架接合板連接。過去研究亦顯示 BRB 採對接方式會使接合長度較長，易發生接合不穩定的破壞模式，喪失減震的功能[1,14-16]。因此，本研究採用 WES-BRB 設計試體，可有效提升 BRB 接合部位穩定性，同時增加核心消能段長度，提升韌性容量與疲勞壽命[5-8]。

### 三、試驗計畫

#### 3.1 雙層 BRB-RCF 試體設計

一般於實際建築中使用 BRB-RCF 為主要

之抗側力系統時，其結構樓層數與 RC 構件尺寸均具一定規模，且在建築配置與使用條件的限制下，可供設置 BRB 的構架跨數常有限量，每支 BRB 的設計強度及勁度配置須依整體抗側力系統要求通盤考慮，以達設計之預期效益。若欲採用整體結構系統之部份子構架進行實尺寸結構試驗，在有限的試驗設備與經費資源並不易實現。因此本研究在試驗設備容量範圍內設計一座雙層實尺寸含樓板之 RC 構架試體，在可供使用的油壓作動器施力容量限制下，儘可能選定較大的 BRB 尺寸後，探討 BRB 接合板、預埋鐵件及 RC 梁柱構件之容量設計與施工方法。利用擬動態試驗方法探討試體在三種不同危害度地震 (SLE, DBE, MCE) 作用下之性能反應，之後再進行反覆載重試驗了解在極限狀態下之受力變形行為。如圖 2 與圖 3 所示，試體跨距為  $5m$ 、總高為  $7.41m$ 、基礎厚  $750mm$ ，RC 梁皆為 T 型斷面，以模擬樓板效應。本研究之 BRB 採用之字形配置且核心為 A36 鋼材，標稱降伏強度為  $250MPa$ ，不採用較高強度的鋼材目的在於使 BRB 提供較大勁度，使 BRB 之側力與樓層側力比值可約達 70%，且不至於

產生過大之強度影響邊界構件。由於試體為雙層受載，上下層 BRB 之設計勁度與強度約為 2 比 3，並根據油壓作動器容量，設計一樓與二樓 BRB 核心消能段斷面積，分別為  $3240\text{mm}^2$  與  $2120\text{mm}^2$ 。一樓及二樓 BRB 圍束鋼管分別採用  $216.3 \times 4.5$  及  $190.7 \times 4.5\text{mm}$  圓管(CNS STK 400 鋼材，標稱降伏強度為  $235\text{MPa}$ ) 充填設計強度為  $56\text{MPa}$  之無收縮水泥砂漿。使用 ETABS 結構分析模型(圖 4)，RC 構件之撓曲剛度 ( $E_c I_g$ ) 折減係數皆採用 0.7，並於梁柱交會接頭區採取 100%剛域，BRB 之剛度利用有效勁度係數  $Q$  做模擬，根據 BRB 側力與樓層側力比值約為 70%選取 RC 構件，並於 BRB 達  $0.9P_y$  時為所對應 RC 梁之彎矩需求配置 RC 梁與柱之主筋，強度折減係數  $\phi$  採用 0.9，設計強度檢核 (demand-to-capacity ratio, DCR) 結果如表 1 所示。柱之主筋則再依據強柱弱梁規範進行調整，但強度折減係數  $\phi$  採用 1.0，檢核結果如表 2 所示。RC 梁與柱彎矩強度計算考量 BRB 受拉與受壓造成梁柱構件軸力之影響。此外，RC 構件端部含預埋鐵件處配置有接合板，強度與剛度甚大，RC 構件塑鉸會產生於鐵件外部，故計算 RC 構件彎矩強度時，不考慮預埋鐵件或隔板之貢獻。本試體設計結

果為中間梁與頂梁斷面分別採用斷面  $450 \times 500$  與  $400 \times 500\text{mm}$ ，鋼筋之配置中間梁與頂梁分別採上下各 4 根 7 號與 5 號(直徑 22 與  $16\text{mm}$ )，中間梁與頂梁鋼筋比分別為 0.78%與 0.5%；RC 柱斷面為  $500 \times 500\text{mm}$ ，採用 12 根 7 號鋼筋，鋼筋比為 1.86%。為了滿足 ACI 規範特殊抗彎構架之梁柱韌性設計，需配置適當箍筋數量避免構架發生剪力破壞，本試體梁箍筋皆採用 3 號鋼筋(直徑  $10\text{mm}$ )，頂梁與中間梁塑性區域皆配置  $100\text{mm}$  間距之箍筋，於非塑性區則配置  $200\text{mm}$  之間距，柱箍筋則採用 4 號鋼筋(直徑  $13\text{mm}$ )，在塑性區域與非塑性區箍筋間距分別採用 100 與  $120\text{mm}$ ，梁與柱皆符合韌性之箍筋設計。RC 構件與基礎之混凝土設計抗壓強度皆採用  $35\text{MPa}$ ，主筋與箍筋之標稱降伏強度為  $420\text{MPa}$ ，預埋鐵件與接合板則採用標稱降伏強度為  $350\text{MPa}$  之 A572 GR50 鋼材，各主要構件材料試驗結果詳表 3。試體 BRB 的設計強度檢核包含 BRB 圍束鋼管撓曲挫屈、接合段降伏與接合段挫屈[5,17]，本試體所使用之 BRB 尺寸如表 4 所示，檢核結果則如表 5 所示；一樓 BRB 之圍束鋼管整體撓曲挫屈 DCR 為 0.95，設計結果相當經濟。

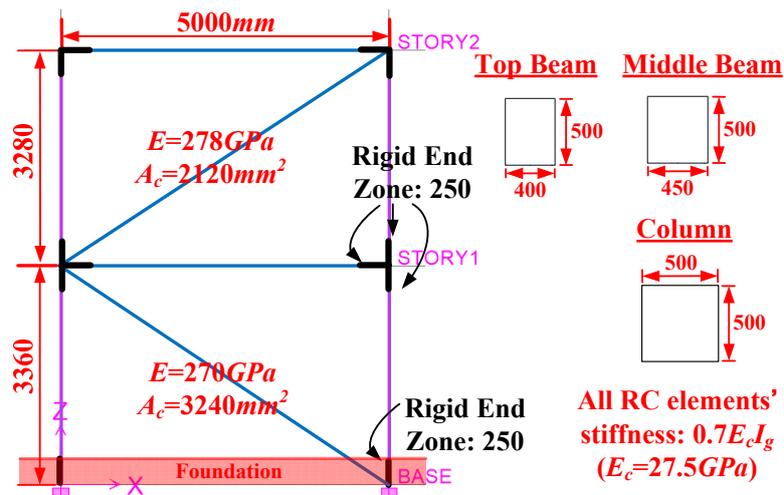


圖 4 ETABS 結構分析模型

表 1 梁彎矩配筋強度檢核

|             | Demand $M_u$ (kN-mm) | Capacity $M_n$ (kN-mm) | DCR  |
|-------------|----------------------|------------------------|------|
| Top beam    | 120212               | 126227                 | 0.96 |
| Middle beam | 203503               | 238329                 | 0.86 |

表 2 強柱弱梁檢核

| Loading direction | Location | $M_{nb}$ (MN-mm) | $P_c$ (kN) | $M_{nc}$ (MN-mm) | DCR  |
|-------------------|----------|------------------|------------|------------------|------|
| + peak            | South 2F | 366              | 2494       | 589              | 0.62 |
|                   | North 2F | 437              | 2954       | 648              | 0.67 |
|                   | South 1F | 436              | 1543       | 589+465          | 0.41 |
|                   | North 1F | 521              | 3051       | 648+661          | 0.40 |
| - peak            | South 2F | 366              | 2605       | 603              | 0.61 |
|                   | North 2F | 437              | 2138       | 542              | 0.81 |
|                   | South 1F | 521              | 3562       | 603+270          | 0.60 |
|                   | North 1F | 436              | 2047       | 542+530          | 0.41 |

Note:  $P_c$  is column axial force;  $M_{nb}$  and  $M_{nc}$  are respectively nominal flexural strengths of the beam and column framing into the joint evaluated at the face of the joint.

表 3 試體材料試驗結果

| Material                           | $F_y$ (MPa) | $F_u$ (MPa) | $R_y$ | $\omega$ | $f_c$ (MPa) |
|------------------------------------|-------------|-------------|-------|----------|-------------|
| Beam SE web and flange (10mm)      | 442         | 556         | 1.26  | 1.26     | -           |
| Column SE web (12mm)               | 370         | 531         | 1.06  | 1.44     | -           |
| Column SE flange (14mm)            | 394         | 524         | 1.13  | 1.33     | -           |
| Gusset plate (18mm)                | 405         | 531         | 1.16  | 1.31     | -           |
| BRB core (20mm)                    | 289         | 458         | 1.16  | 1.58     | -           |
| Top beam rebar (D16)               | 455         | 674         | 1.08  | 1.48     | -           |
| Column and middle beam rebar (D22) | 448         | 633         | 1.06  | 1.41     | -           |
| Foundation concrete                | -           | -           | -     | -        | 48.8        |
| First story concrete               | -           | -           | -     | -        | 46.2        |
| Second story concrete              | -           | -           | -     | -        | 39.3        |

Note: SE denotes steel embedment;  $F_y$  is steel yield strength;  $F_u$  is steel tensile strength;  $f_c$  is concrete compressive strength.

表 4 試體 BRB 設計尺寸

| BRB | $t_c$ (mm) | $B_c$ (mm) | $A_c$ (mm <sup>2</sup> ) | $A_j$ (mm <sup>2</sup> ) | $L_c$ (mm) | $L_t$ (mm) | $L_{BRB}$ (mm) | $L_{wp}$ (mm) | $L_{sc}$ (mm) | $\alpha_c$ | $Q$  |
|-----|------------|------------|--------------------------|--------------------------|------------|------------|----------------|---------------|---------------|------------|------|
| 1F  | 20         | 91         | 3240                     | 6600                     | 3473       | 84         | 4687           | 6025          | 4218          | 0.58       | 1.35 |
| 2F  |            | 106        | 2120                     | 5400                     | 3586       | 39         | 4666           | 5980          | 4285          | 0.60       | 1.39 |

表 5 試體 BRB 與端部接合強度檢核

| Limit state                           | DCR    |        |
|---------------------------------------|--------|--------|
|                                       | 1F-BRB | 2F-BRB |
| BRB steel casing flexural buckling    | 0.95   | 0.85   |
| BRB joint region tension yielding     | 0.82   | 0.65   |
| BRB joint region compression buckling | 0.34   | 0.34   |

### 3.2 接合板需求計算

#### 均力法

接合板需求計算必須考量 BRB 軸力發展至最大壓力強度  $P_{C,max}$ ，透過均力法 (uniform force method, UFM) 可以求得接合板與梁或柱之水平與垂直分力[18]，如圖 5(a)所示，其計算方式為假設接合板與梁柱接合界面間之力量分別作用於接合板長度與高度的中點，並與斜撐軸力相交於接合板控制點以符合接合板彎矩平衡，各尺度與角度會滿足下列幾何關係：

$$\tan \varphi = \frac{e_b + \beta_u}{e_c + \alpha_u} \quad (5)$$

其中， $\varphi$  為 BRB 水平夾角， $e_b$  及  $e_c$  分別為一半梁深及一半柱深， $\alpha_u$  及  $\beta_u$  分別為一半接合板長度及高度。依此關係可求得接合

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_{C,max}, \quad H_{ub} = \frac{\alpha_u}{r} P_{C,max}, \quad V_{uc} = \frac{\beta_u}{r} P_{C,max},$$

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_{C,max} \quad (6)$$

其中， $r = \sqrt{(e_b + \beta_u)^2 + (e_c + \alpha_u)^2}$ ， $V_{ub}$  與  $H_{ub}$  分別為接合板在梁邊之最大垂直與水平分力， $V_{uc}$  與  $H_{uc}$  分別為接合板在柱邊之最大垂直與水平分力。依照上述之設計，為了滿足力平衡，易導致接合板產生非直邊之形狀。若欲依均力法設計如圖 5(b)之直邊形狀接合板，可先決定一半接合板高度  $\beta_u$  使其為直邊形狀，再利用式(5)求得  $\alpha_u$ ，其與直邊形狀接合板一半實際長度  $\alpha$  之差異，則會在接合板與梁邊界處產生額外彎矩  $M_{ub}$  [19,20]：

$$M_{ub} = (\alpha_u - \alpha) V_{ub} \quad (7)$$

梁邊界處產生之額外彎矩  $M_{ub}$  在接合板及與梁構件接合之銲道檢核必須被考慮。

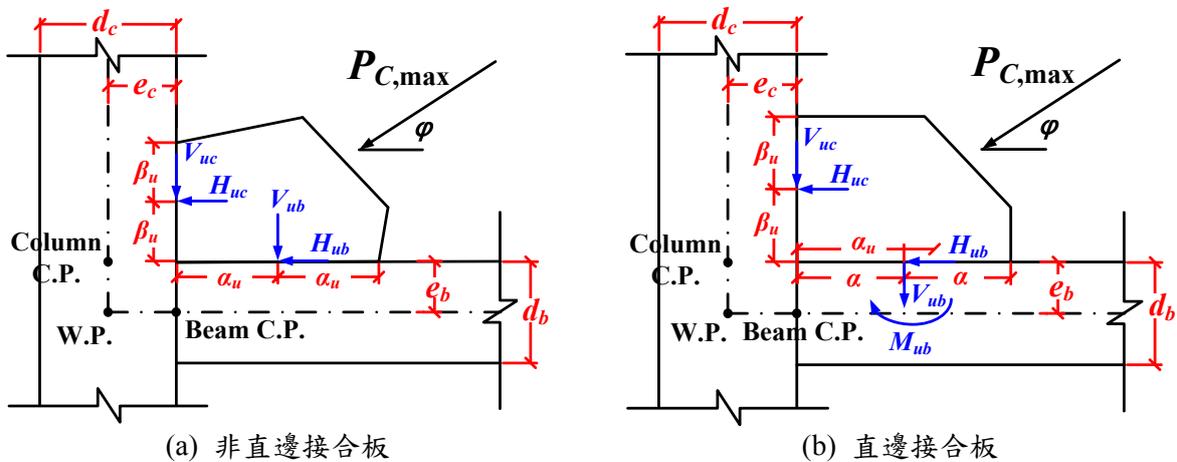


圖 5 均力法示意圖

### 梁柱開合效應

當構架受側向變形時梁柱角隅會有開合現象 (frame action effect)，梁柱的開合效應會對接合板產生額外力量，在設計接合板時亦須考量此力量。過去研究使用等效支撐模型能有效模擬接合板於梁柱開合效應中所受的力量，並假設等效支撐的兩端分別位於 0.6 倍接合板長度與高度處[21]。近期研究則對於等效支撐之位置做進一步的探討，並推導出梁上下翼各有一片接合板時梁柱開合效應力量[9]；本研究根據相同邏輯，進一步推導出 RC 梁柱開合效應對接合板產生之額外力量。

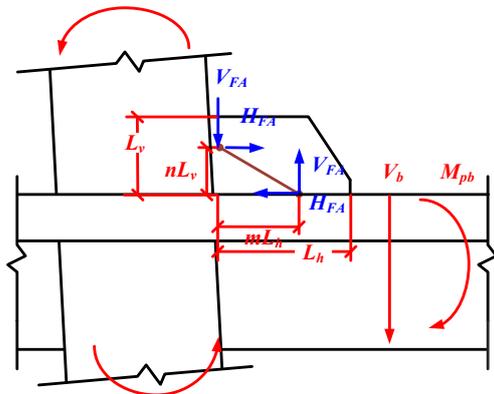
(i) 單片接合板時 (圖 6(a))：

$$H_{FA} = \frac{d_b L_h V_b (0.5mL + 0.5mL_h - 0.5m^2 L_h)}{(4I_b E_b / t_g E_g) + d_b L_h (0.5md_b + 0.5mnL_v)} \quad (8)$$

$$V_{FA} = \frac{nL_v}{mL_h} H_{FA} = \frac{d_b L_h V_b (0.5nL + 0.5nL_h - 0.5mnL_h)}{(4I_b E_b / t_g E_g) + d_b L_h (0.5md_b + 0.5mnL_v)} \quad (9)$$

$$L_v \leq L_h, \quad m = n = 1.5(L_v / L_h) \leq 1.0; \quad L_v > L_h, \quad m = n = 1.5(L_h / L_v) \leq 1.0 \quad (10)$$

其中， $H_{FA}$  及  $V_{FA}$  分別為梁柱開合效應之水平分力及垂直分力， $d_b$  為梁深， $L_h$  及  $L_v$  分別為接合板長度及高度， $L$ 、 $V_b$  及  $I_b$  分別為梁之淨長度、剪力及慣性矩， $t_g$  為接合板厚度，



(a) 單片接合板

$E_b$  及  $E_g$  分別為 RC 梁之有效彈性模數及接合板彈性模數。等效支撐兩端分別位於  $m$  倍接合板長度及  $n$  倍接合板高度。

(ii) 雙接合板且接合板大小不同時 (圖 6(b))：

$$H_{FA1} \left[ pL_{h2} \left( \frac{prL_{h2}L_{v1}}{2sL_{h1}} - \frac{r^2L_{v1}}{s} - \frac{d_b}{2} \right) \right] + H_{FA2} \left[ \frac{-pL_{h2}(qL_{v2} + d_b)}{2} - \frac{4I_b E_b}{t_{g2} E_g d_b} \right] = \frac{pL_{h2}V_b(pL_{h2} - L - L_{h2})}{2} \quad (11)$$

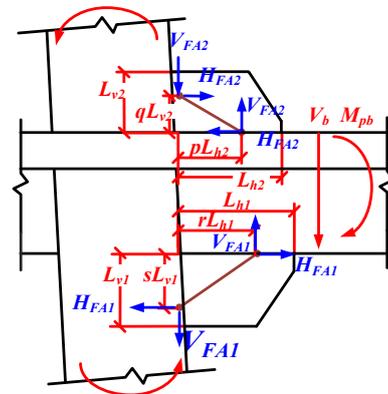
$$H_{FA1} \left[ \frac{-4I_b E_b}{t_{g1} E_g d_b} + \frac{d_b(pL_{h2} - rL_{h1})}{2} + \frac{rL_{v1}}{s} \left( prL_{h2} - \frac{r^2L_{h1}}{2} - \frac{p^2L_{h2}^2}{2L_{h1}} \right) \right] + H_{FA2} \left[ \frac{4I_b E_b}{t_{g2} E_g d_b} \right] = \frac{V_b \left[ r^2L_{h1}^2 - rLL_{h1} - rL_{h2}L_{h1} + (1-p^2)L_{h2}^2 + pLL_{h2} \right]}{2} \quad (12)$$

$$V_{FA1} = \frac{sL_{v1}}{rL_{h1}} H_{FA1}, \quad V_{FA2} = \frac{qL_{v2}}{pL_{h2}} H_{FA2} \quad (13)$$

$$L_{v1} > L_{h1}, \quad r = s = 1.2(L_{h1} / L_{v1}) \leq 1.0; \quad L_{v1} \leq L_{h1}, \quad r = s = 1.2(L_{v1} / L_{h1}) \leq 1.0 \quad (14)$$

$$L_{v2} > L_{h2}, \quad p = q = 1.2(L_{h2} / L_{v2}) \leq 1.0; \quad L_{v2} \leq L_{h2}, \quad p = q = 1.2(L_{v2} / L_{h2}) \leq 1.0 \quad (15)$$

由聯立方程式可以求得上接合板和下接合板之各分力。其中，下標 1 及 2 分別為梁上部及下部之符號標示，等效支撐兩端分別位於  $p$  倍之上部接合板長度及  $q$  倍高度，或位於  $r$  倍之下部接合板長度及  $s$  倍高度。



(b) 雙片接合板

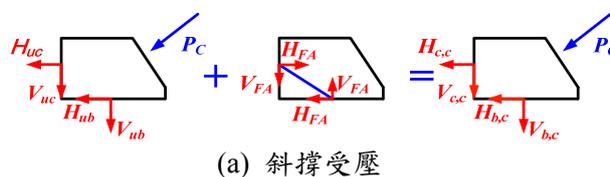
圖 6 梁柱開合效應示意圖

本研究假設 RC 梁之有效  $E_b I_b$  可根據預埋鐵件大小及 RC 梁在開裂後之撓曲勁度折減 0.7 倍相疊加：

$$E_b I_b = 0.7 E_c I_{gb} + E_{se} I_{se} \quad (16)$$

其中， $E_c$  及  $E_{se}$  分別為混凝土及鐵件之彈性模數， $I_{gb}$  及  $I_{se}$  分別為 RC 梁全斷面及鐵件之慣性矩；本研究只考慮鐵件外部翼板對慣性矩之貢獻。如圖 7 所示，以均力法和梁柱開合效應力相疊加後可以求得接合板與梁或柱介面需求設計力：

(i) 斜撐受壓時之合效應：



(a) 斜撐受壓

$$H_{c,c} = H_{uc} - H_{FA}, \quad V_{c,c} = V_{uc} + V_{FA} \quad (17)$$

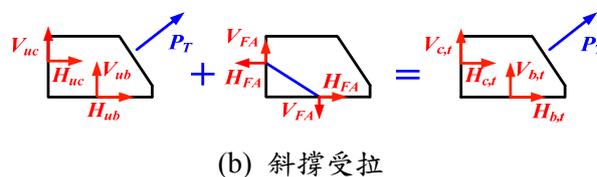
$$H_{b,c} = H_{ub} + H_{FA}, \quad V_{b,c} = V_{ub} - V_{FA} \quad (18)$$

(ii) 斜撐受拉時之合效應：

$$H_{c,t} = H_{uc} / \beta - H_{FA}, \quad V_{c,t} = V_{uc} / \beta + V_{FA} \quad (19)$$

$$H_{b,t} = H_{ub} / \beta + H_{FA}, \quad V_{b,t} = V_{ub} / \beta - V_{FA} \quad (20)$$

完整之接合板設計強度檢核包含接合板塊狀剪力破壞、接合板降伏與挫屈、接合板與梁或柱介面之 von Mises 降伏、拉力降伏與剪力破裂[5,17]，檢核結果如表 6 所示。



(b) 斜撐受拉

圖 7 接合板合力效應示意圖

表 6 試體接合板強度檢核

| Limit state                                      | DCR      |          |          |          |
|--|----------|----------|----------|----------|
|  | 1F lower | 1F upper | 2F lower | 2F upper |
| Gusset plate block shear failure                 | 0.76     |          | 0.66     |          |
| Gusset plate tension yielding                    | 0.80     |          | 0.71     |          |
| Gusset plate compression buckling                | 0.98     |          | 0.86     |          |
| Gusset-column interface von Mises yield criteria | 0.55     | 0.48     | 0.36     | 0.36     |
| Gusset-beam interface von Mises yield criteria   | 0.73     | 0.66     | 0.51     | 0.52     |
| Gusset-column interface tensile rupture failure  | 0.04     | 0.11     | 0.08     | 0.07     |
| Gusset-beam interface tensile rupture failure    | 0.23     | 0.26     | 0.21     | 0.21     |
| Gusset-column interface shear rupture failure    | 0.49     | 0.41     | 0.31     | 0.31     |
| Gusset-beam interface shear rupture failure      | 0.61     | 0.53     | 0.41     | 0.42     |

### 3.3 預埋鐵件設計

預埋鐵件連結 BRB 與 RC 構件，並傳遞 BRB 軸力至 RC 構件內部，因此在 BRB 軸力發展至最大強度時，鐵件仍應保持彈性。鐵件之剪力需求來自上節所提之均力法與梁柱開合效應之疊加力，拉力需求則保守僅採用均力法求得之最大拉力，是由於梁柱開合效應之應力並非為均勻分佈，且考量梁柱開合效應會降低總拉力需求，

將導致較不保守的設計。鐵件設計利用剪力釘將 BRB 接合板對梁端水平向或對柱端垂直向剪力傳至混凝土內部，而 BRB 接合板對梁端垂直向或對柱端水平向拉力則由鐵件中間之鋼板條或鋼筋將力量傳遞至另一側翼板，使力量傳至整個 RC 構件不連續區域 (discontinuity region, D-region) 內部。根據 AISC 360-10 規範計算埋置於均勻混凝土內之剪力釘標稱強度[22]，梁

端與柱端鐵件之剪力檢核分別為：

$$DCR_s = \frac{H_{b,c}}{\min(0.5n_s A_{se} \sqrt{f_c E_c}, n_s A_{se} F_u)} \leq 1.0,$$

$$DCR_s = \frac{V_{c,c}}{\min(0.5n_s A_{se} \sqrt{f_c E_c}, n_s A_{se} F_u)} \leq 1.0 \quad (21)$$

其中， $A_{se}$  為剪力釘斷面積， $n_s$  為翼板上剪力釘數量， $F_u$  為剪力釘標稱抗拉強度（455MPa）；檢核結果如表 7 所示。本研究已充分保守假設所有剪力由剪力釘承受，故一樓柱鐵件（NC1、SC1）需求與強度比（DCR）採用略大於 1.0 之設計。鐵件中間連接單元力量需求根據 BRB 發展最大拉力強度時之均力法分佈，強度採 AISC 360-10 規範之拉力降伏與斷裂計算方式，則梁端與柱端鐵件之拉力檢核分別為：

$$DCR_t = \frac{V_{ub} / \beta}{\min(0.9F_y A_w, 0.75F_u A_w)} \leq 1.0,$$

$$DCR_t = \frac{H_{uc} / \beta}{\min(0.9F_y A_w, 0.75F_u A_w)} \leq 1.0 \quad (22)$$

其中， $A_w$  為中間連接單元總斷面積， $F_y$  及  $F_u$  分別為連接單元降伏應力及抗拉強度。梁端與柱端鐵件塞錒檢核[22]分別為：

$$DCR_{pw} = \frac{V_{ub} / \beta}{\min[0.75(0.6F_{exx})L_{pw}t, 0.75F_{exx}A_w]} \leq 1.0 \quad (23)$$

$$DCR_{pw} = \frac{H_{uc} / \beta}{\min[0.75(0.6F_{exx})L_{pw}t, 0.75F_{exx}A_w]} \leq 1.0 \quad (24)$$

其中， $L_{pw}$  及  $t$  分別為塞錒錒接總周長及厚度， $F_{exx}$  為錒材抗拉強度。梁端與柱端鐵件填角錒檢核[22]分別為：

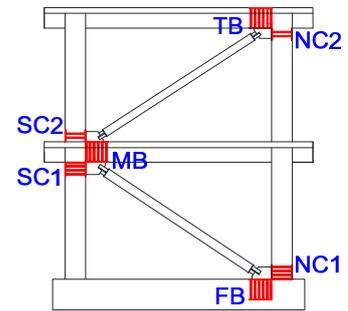
$$DCR_{fw} = \frac{V_{ub} / \beta}{0.75(0.707a)L_{fw}(0.6F_{exx})} \leq 1.0,$$

$$DCR_{fw} = \frac{H_{uc} / \beta}{0.75(0.707a)L_{fw}(0.6F_{exx})} \leq 1.0 \quad (25)$$

其中， $L_{fw}$  及  $a$  分別為填角錒接總周長及尺寸。

表 7 預埋鐵件強度檢核

| Location             | NC1  | FB   | SC1  | MB   | SC2  | NC2  | TB   |
|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| $A_{se} (mm^2)$      |      |      |      | 284  |      |      |      |
| $n_s$                | 4    | 12   | 4    | 12   | 4    | 4    | 12   |
| $A_w (mm)$           | 1800 | 2300 | 1800 | 2300 | 647  | 647  | 1800 |
| $a_{fw} (mm)$        | 14   | 10   | 14   | 10   | 18   | 18   | 10   |
| $L_{fw}=L_{pw} (mm)$ | 372  | 540  | 372  | 540  | 180  | 180  | 440  |
| $t_{pw} (mm)$        | 8    | 7    | 8    | 7    | 12   | 12   | 7    |
| $V_u (kN)$           | 582  | 1157 | 487  | 1007 | 308  | 310  | 704  |
| $V_n (mm)$           | 381  | 1402 | 381  | 1402 | 381  | 381  | 1402 |
| $T_u (mm)$           | 484  | 484  | 484  | 484  | 167  | 167  | 334  |
| $T_n (mm)$           | 567  | 725  | 567  | 725  | 245  | 245  | 567  |
| $DCR_{ss}$           | 1.53 | 0.83 | 1.28 | 0.72 | 0.81 | 0.81 | 0.50 |
| $DCR_t$              | 0.85 | 0.67 | 0.85 | 0.67 | 0.68 | 0.68 | 0.59 |
| $DCR_{fw}$           | 0.84 | 0.72 | 0.84 | 0.72 | 0.79 | 0.79 | 0.61 |
| $DCR_{pw}$           | 0.73 | 0.57 | 0.73 | 0.57 | 0.70 | 0.70 | 0.50 |



Note:  $V_u$  and  $V_n$  are respectively total shear demand and capacity of shear studs;  $T_u$  and  $T_n$  are respectively total tension demand and capacity of steel tension ties.

### 3.4 RC 構件不連續區之設計與檢核

如圖 8(a)所示，由於斜撐之力量並非直接傳遞至梁柱中心，而是透過接合板傳遞至梁柱構件再由梁柱構件傳遞至梁柱中心。沿梁或柱構件表面切自由體圖後，接合板傳遞至梁與柱構件之介面分力可由均力法與梁柱開合之合效應求得，此力量與梁或柱跨內之剪力疊加可得接合板一半長度至柱面或接合板一半高度至梁面區域之剪力荷載，本研究定義此區域為 RC 構件 D-region，由於此力量造成梁柱構件之剪力需求甚巨，可能發生剪力破壞[2,3]，在設計上須特別檢核。如圖 8(b)所示，D-region 之梁剪力需求計算方法為，均力法與梁柱開合效應之垂直分力，和梁產生塑性彎矩時對梁端造成之垂直剪力，三者疊加而成，於單片接合板與雙片接合板時 D-region 剪力需求之計算分別為：

$$V_u = V_{ub} - V_{FA} + V_b,$$

$$V_u = V_{ub2} + V_{ub1} - V_{FA2} - V_{FA1} + V_b \quad (26)$$

RC 梁 D-region 之剪力強度計算因為幾何條件特別，因此本研究計算上使用三種方法計算剪力強度，分別為 ACI 318-14 之托架設計方法、ACI 318-14 之深梁設計方法及軟化拉壓桿模型簡算法。

#### ACI 318-14 托架設計方法

ACI 318-14 規範說明剪力跨度與深度比小於 1.0 之托架，可依剪力摩擦理論計算其剪力強度，適用於本試體具剪力跨度與深度比為 0.29 至 0.55 之 D-region。由於本試體 D-region 剪力需求最大處發生於梁柱構件交界面，且預埋鐵件與接合板未延伸入梁柱交會區，故考慮剪力摩擦面位於

梁柱構件交界面。當介面分力由接合板傳遞至梁柱構件時，仍需藉由梁或柱構件將力量傳遞至梁柱交會區，故其剪力容量不考慮接合板與鐵件之貢獻。根據剪力摩擦理論所得之托架剪力強度  $V_{n,c}$  為：

$$V_{n,c} = A_{vf} f_y \mu \leq (0.2 f_c A_{con}, 5.5 A_{con}) \quad (27)$$

其中， $A_{vf}$  為剪力傳遞鋼筋之面積，取所有主筋做計算， $f_y$  為鋼筋降伏強度， $\mu$  則為摩擦係數，本試體為整體澆置且為常重混凝土，故取摩擦係數 1.4 做計算。由於剪力摩擦理論所得之剪力強度值較大時，將趨於不保守，故所得之剪力計算強度不得大於  $0.2 f_c A_{con}$  或  $5.5 A_{con}$ ；其中， $f_c$  為混凝土抗壓強度， $A_{con}$  為混凝土抵抗剪力傳遞之斷面積，在此取  $b_w d$  做設計， $b_w$  為構件斷面寬， $d$  為構件混凝土表面至最外側拉力筋之深度。本試體 D-region 利用 ACI 托架設計方法所得之強度檢核結果如表 8 所示。

#### ACI 318-14 深梁設計方法

ACI 318-14 規範亦提及，深梁為載重與支撐分別位於構材之頂面與底面，使得壓桿在載重與支點之間形成，深梁之定義為集中載重作用區域與支承面之距離小於 2 倍梁深，因此本試體 D-region 亦適用深梁之剪力強度計算式：

$$V_{n,db} = 0.85 \sqrt{f_c} b_w d \quad (28)$$

本試體 D-region 利用 ACI 深梁設計方法所得之強度檢核結果如表 8 所示。

#### 軟化拉壓桿模型簡算法

由於 D-region 之幾何與外力條件複雜，現行的 ACI 規範僅以各種案例之經驗公式計算剪力強度，缺乏精確的理論模型；而 ACI 壓拉桿模型，只需要符合結點力平衡

及材料組成律，設定強度控制於拉桿鋼筋降伏或壓桿混凝土達特定的抗壓強度，但缺乏應變諧和條件，故不能得到唯一結果。簡算軟化壓拉桿 (simplified softened strut-and-tie, S-SST) 模型則加入了應變諧和關係與開裂鋼筋混凝土軟化應力應變關係，因此可以求得唯一結果[23,24]，並能有效針對各種特殊幾何邊界條件評估 D-region 之對角壓力強度  $C_{d,n}$ ：

$$C_{d,n} = K\zeta f_c A_{sr} \quad (29)$$

其中， $K$  為壓拉桿指標，反應構件抗剪元素內配置水平及垂直鋼筋可提升之抗剪強度放大因子， $\zeta = 3.35 / \sqrt{f_c (MPa)} \leq 0.52$  為開裂鋼筋混凝土軟化係數， $A_{sr} = a_s b_s$  為端部壓桿有效斷面積。壓桿斷面有效寬度  $b_s$  取 RC 構件全寬，為保守起見，本研究試體之壓桿斷面有效深度  $a_s$  只取 RC 構件壓力區深度  $kd$  而忽略預埋鐵件翼板承壓範圍之貢獻，壓力區深度係數  $k$  取

$$\sqrt{[n_E \rho + (n_E - 1) \rho']^2 + 2[n_E \rho + (n_E - 1) \rho' d' / d]} - [n_E \rho + (n_E - 1) \rho'] ;$$

其中， $n_E$  為鋼筋與混凝土彈性模數之比值， $\rho$  及  $\rho'$  分別為 RC 構件拉力及壓力鋼筋比， $d'$  為構件混凝土表面至最外側壓力筋之深度。如圖 8(b) 所示，定義對角壓力水平夾角  $\theta = \tan^{-1}(l_v / l_h)$  之剪力臂長  $l_h$  取均力法集中力作用點至邊界距離，構件斷面內力臂  $l_v$  簡化估計取  $d - kd/3$ 。構件抗剪元素內若有配置水平或垂直拉桿，可提供混凝土額外傳力路徑，提升對角壓桿壓力容量，本研究考慮主筋、箍筋及預埋鐵件中間連接單元之貢獻，計算水平  $K_h$  及垂直  $K_v$  拉桿指標[23,24]。最後再將總和之拉桿指標  $K = K_h + K_v - 1$  代入式(29)求得對角壓力強度  $C_{d,n}$ ，並得斷面抗剪強度  $V_{n,SST} = C_{d,n} \sin \theta$ ，試體各部 D-region 之簡算軟化壓拉桿模型檢核結果如表 8 所示。

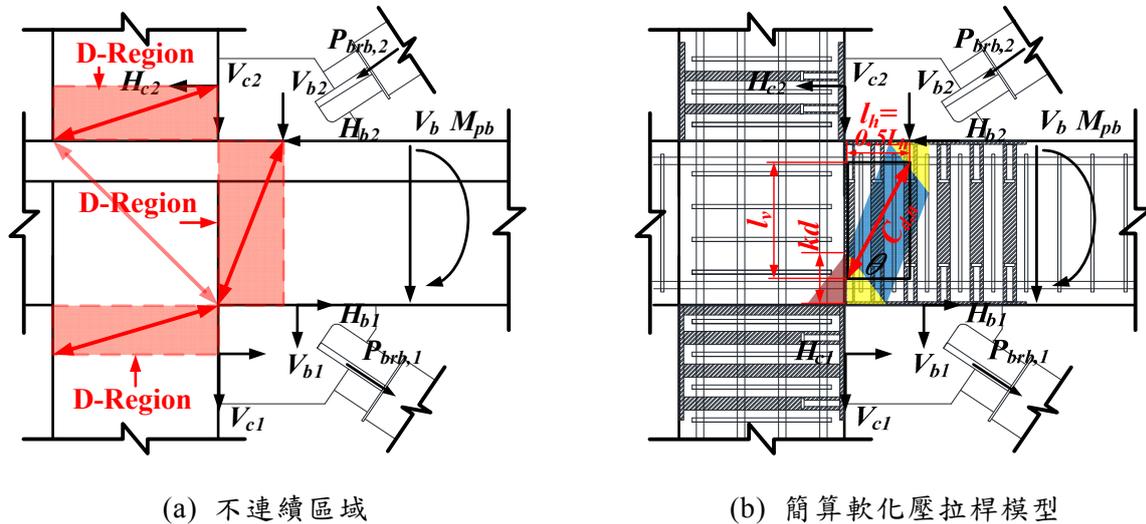


圖 8 RC 構件接合區域強度計算示意圖

表 8 鋼筋混凝土構件不連續區強度檢核

| Location                    | NC1    | FB     | SC1    | MB     | SC2    | NC2    | TB     |
|-----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $V_u$ (kN)                  | 421    | 146    | 423    | 789    | 302    | 285    | 400    |
| $A_{vf}$ (mm <sup>2</sup> ) | 4645   | 3097   | 4645   | 3097   | 4645   | 4645   | 1589   |
| $b_w d$ (mm <sup>2</sup> )  | 218100 | 300000 | 218100 | 197717 | 218100 | 218100 | 157008 |
| $V_{n,c}$ (kN)              | 1198   | 1648   | 1198   | 1086   | 1198   | 1198   | 863    |
| $V_{n,db}$ (kN)             | 1057   | 4361   | 1057   | 958    | 1057   | 1057   | 858    |
| $\psi$ (degree)             | 69     | 66     | 69     | 59     | 72     | 72     | 60     |
| $k$                         | 0.27   | 0.28   | 0.27   | 0.28   | 0.27   | 0.27   | 0.22   |
| $\rho=\rho'$                | 0.007  | 0.008  | 0.007  | 0.008  | 0.007  | 0.007  | 0.004  |
| $A_{sr}$ (mm <sup>2</sup> ) | 58225  | 247727 | 58225  | 54422  | 58225  | 58225  | 35208  |
| $K_h$                       | 1.23   | 1.00   | 1.23   | 1.00   | 1.27   | 1.27   | 1.00   |
| $K_v$                       | 1.00   | 1.00   | 1.00   | 1.01   | 1.00   | 1.00   | 1.01   |
| $V_{n,SST}$ (kN)            | 1193   | 4052   | 1193   | 846    | 1255   | 1255   | 549    |
| $DCR_c$                     | 0.35   | 0.09   | 0.35   | 0.73   | 0.25   | 0.24   | 0.46   |
| $DCR_{db}$                  | 0.40   | 0.03   | 0.40   | 0.82   | 0.29   | 0.27   | 0.47   |
| $DCR_{SST}$                 | 0.35   | 0.04   | 0.35   | 0.93   | 0.24   | 0.23   | 0.73   |

### 3.5 試體製作與施工方法

本試體施工方式分為兩階段，分別為雙層 RC 構架試體及 BRB 之製作與安裝 [25]。雙層 RC 構架自 2015 年 1 月 5 日於國家地震工程研究中心（國震中心）內部進行製作，在施做 RC 構架時，預埋鐵件已完成製作並送至現場，且各組預埋鐵件都分為兩個部份（圖 9）。梁鐵件施作程序為，在梁底模架設完成後，放置鐵件下部單元，接著進行周圍模板之施作及主筋與箍筋的綁紮作業，待所有鋼筋綁紮完成後，再蓋上上部單元，並以塞銲之方式連接（圖 10）。柱鐵件施作方式與梁鐵件施作方法類似，待柱主筋與箍筋綁紮完成後，插入鐵件背部單元於鋼筋籠之中，此時由柱模板與柱箍筋承受鐵件之重量，如圖 11 所示，

接著蓋上另一半邊之鐵件完成剩餘塞銲作業，即可組立所有柱模板。柱與梁鐵件之間透過接合板與治具暫時連接（圖 12(a)），以確保梁與柱鐵件之垂直度與相對位置；為確保每層 BRB 底部與頂部接合板在灌漿前後距離不變，兩接合板間暫以角鋼連接（圖 12(b)）。雙層 RC 構架於 2015 年 2 月 13 日完成所有澆灌作業，並於 3 月 12 日安裝 BRB，安裝過程移除所有治具，本研究試體原接合板有開孔做為治具使用，為避免開孔影響接合板應力分佈，因此更換為無開孔之全新接合板，與梁柱面採雙邊開槽半滲透銲接；最後完成 BRB 端部與接合板之填角銲接。實際應用時，定位用的接合板可用木板暫代。



(a) 板條



(b) 鋼筋

圖 9 具不同樣式連接單元之預埋鐵件圖



圖 10 梁鐵件塞鉚作業



圖 11 柱鐵件塞鉚作業



(a) 柱鐵件與梁鐵件連接



(b) 接合板間治具連接

圖 12 接合板施工作業

### 3.6 地震歷時選取

擬動態試驗所使用之地震歷時，係由美國 SAC 研究計劃[26]所提供 50 年超越機率分別為 50%、10%及 2%( 50/50、10/50 及 2/50) 共 60 組地震歷時中選取；圖 13 分別為地震等級 10/50 (LA01 至 LA20)、2/50 (LA21 至 LA40) 及 50/50 (LA41 至 LA60) 阻尼比採 2%及 5%之地震歷時反應譜。透過此 60 組地震歷時之非線性動力分析結果[27]，根據油壓作動器出力與拉伸容量、層間側位移 (inter-story drift ratio, IDR) 需求、殘餘變形及受力變形反應之對稱性選出三種等級最適合之地表加速度歷時。BRB-RCF 試體分析模型利用 PISA3D 結構分析軟體[28,29]建立，梁柱使用 Fiber BeamColumn Element 模擬，鋼筋使用三參數衰減材料以模擬鋼筋與混凝土間之握裹滑移及遲滯迴圈之束縮現象，只對鋼筋降伏後的卸載勁度設定衰減，對於鋼筋材料降伏強度及加載勁度則未設定衰減行為。混凝土依據 Popovics model [30]

及 Karsan-Jirsa model [31]，定義材料受壓反應包絡線及反覆加載之勁度衰減關係。而 BRB 構件則以較精確之兩面等向與走動硬化材料模型並以鉸接之桁架元素模擬，剛域的設定不考慮預埋鐵件的貢獻，即柱端剛域為半倍梁深，梁端剛域為半倍柱寬。分析模型第一及第二振態阻尼比假設為 2%，樓層質量設為  $0.225kN \cdot s^2/mm$ ；模態分析結果顯示，自然震動周期約為 0.384 秒。分析結果顯示，BRB-RCF 試體於第一階段 LA43( 50/50)、第二階段 LA09( 10/50) 及第三階段 LA22 ( 2/50) 地震下之反應皆在國震中心有限設備之容量範圍內，且試體應無明顯殘餘變形，研判 BRB-RCF 試體於擬動態試驗後應不致發生顯著破壞，因此也規劃進行第四階段之反覆載重試驗。為了探討 BRB-RCF 結構受一烈震後的耐震性能，擬動態試驗之第三及第四階段使用相同等級 ( 2/50) 之地震加速度歷時。圖 14 為 LA43、LA09、LA22 地震歷時與 2% 阻尼之彈性反應譜。

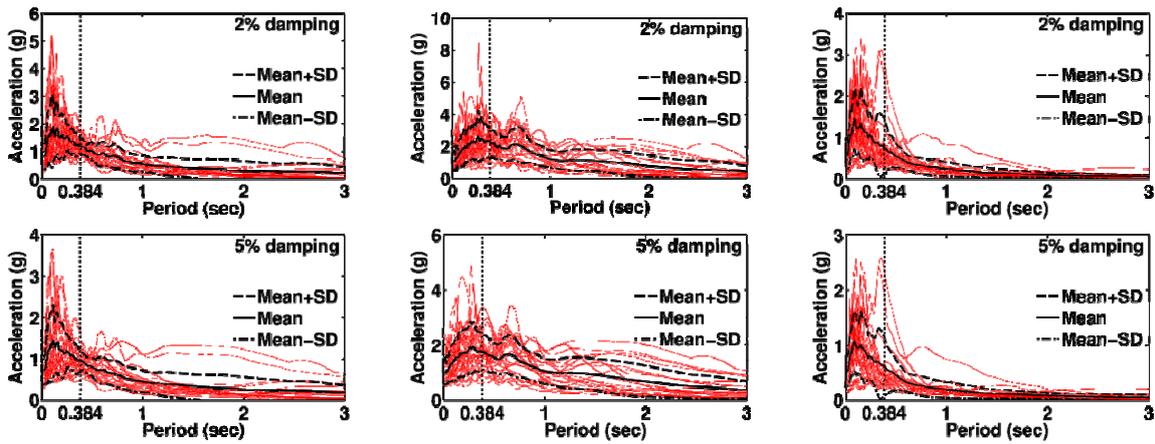


圖 13 阻尼比採 2%及 5%之彈性加速度反應譜

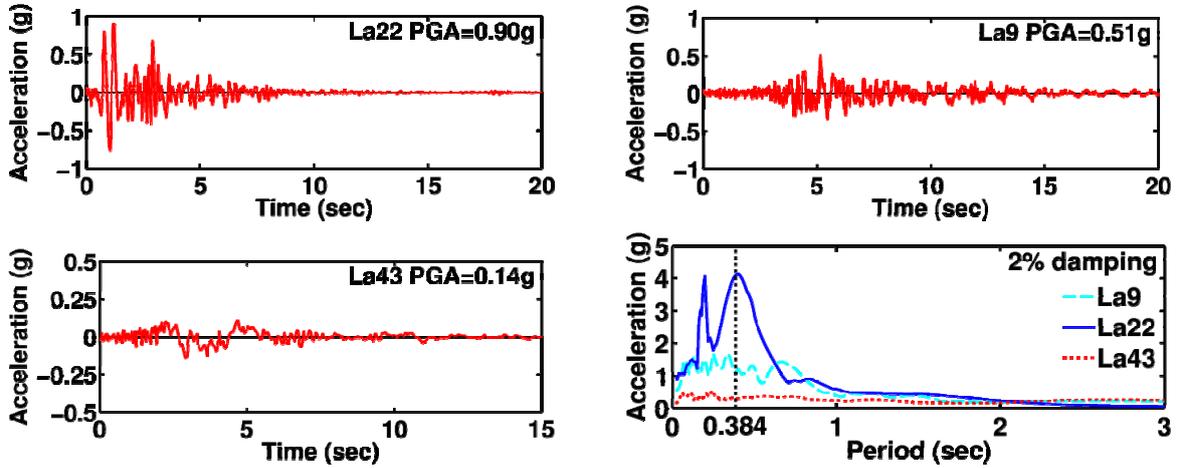


圖 14 擬動態試驗之地震加速度歷時及阻尼比 2%彈性加速度反應譜

### 3.7 試體反應預測

試體為南北走向，作動器置於南側，施力與位移向北為正。圖 15 至圖 18 分別為四階段擬動態試驗與預測所得之樓層位移歷時及層剪力與層間側位移角關係，表 9 為四階段擬動態試驗預測分析與試驗之兩層樓位移極值。由分析結果發現，當地震力較小時，預測模型的分析結果能適當反應試體位移趨勢及極值，但進入到地震力較大的階段，即試體非線性行為越明顯時，預測反應與試驗結果有較明顯的不同。第一階段試驗與預測之位移反應及極值相

當接近，一樓位移極值分別為+6.9mm 及 +5.9mm，二樓位移極值分別為+13.2mm 及 +11.6mm。第三及第四階段分析結果則有高估位移反應之趨勢，第三階段一樓位移極值分別為-29.3mm 及 -45.5mm，二樓位移極值分別為-89.3mm 及 -92.5mm；第四階段一樓位移極值分別為-26.9mm 及 -41.4mm，二樓位移極值分別為-90.7mm 及 -85.2mm。因此試驗結束後，本研究進一步利用試驗反應校正 PISA3D 分析模型，已可達到更準確之模擬結果，詳細之模型調整將在下篇中做更詳細說明。

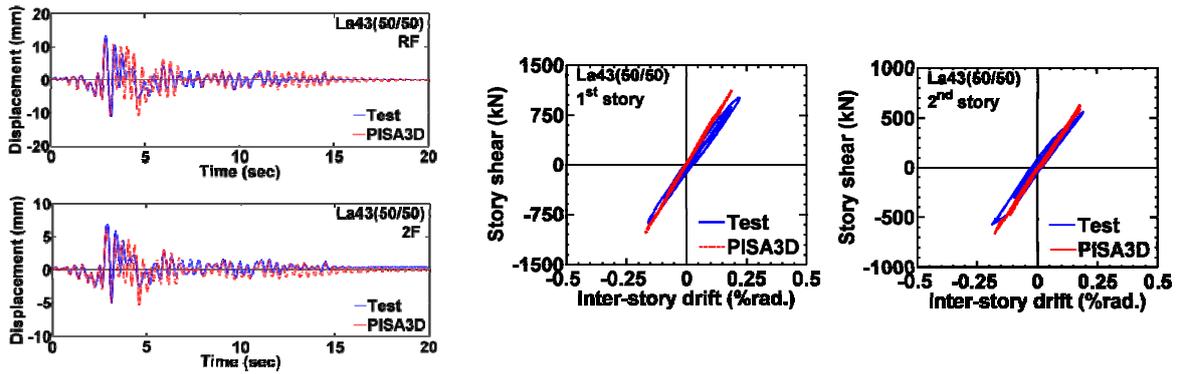


圖 15 第一階段 (50/50) 擬動態試驗與預測所得之樓層側位移歷時及層剪力與層間側位移角關係圖

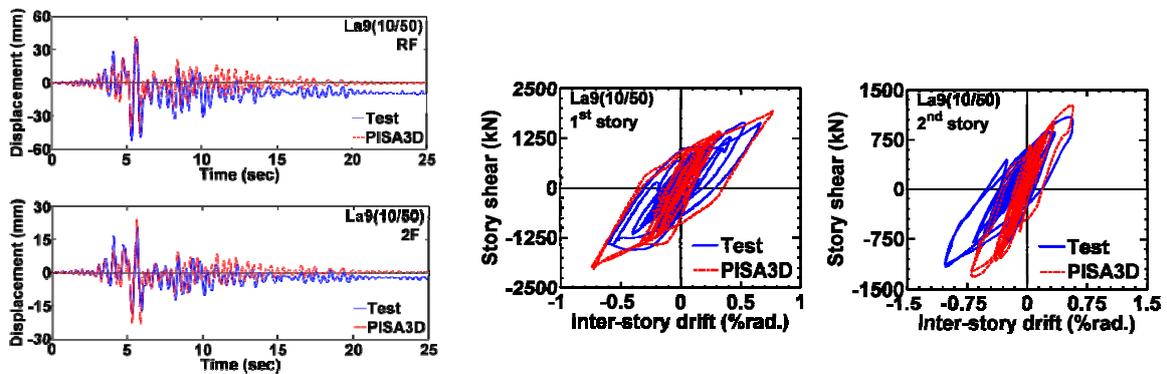


圖 16 第二階段 (10/50) 擬動態試驗與預測所得之樓層側位移歷時及層剪力與層間側位移角關係圖

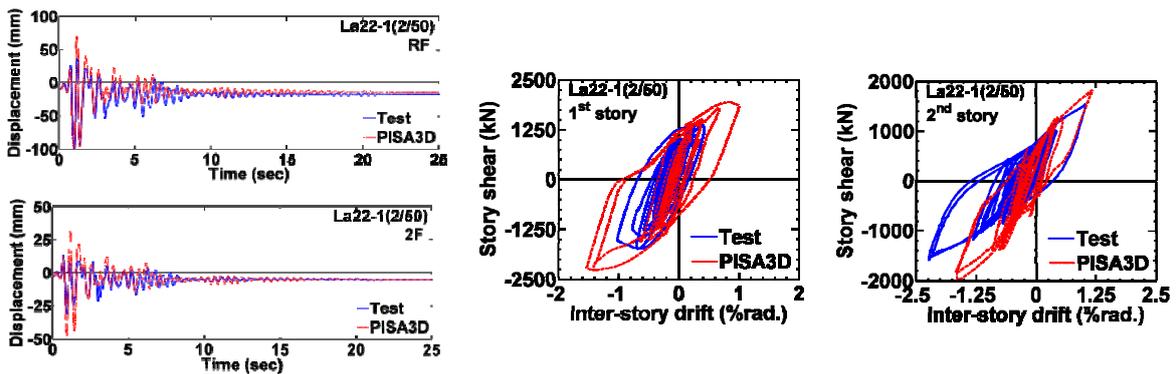


圖 17 第三階段 (2/50-1) 擬動態試驗與預測所得之樓層側位移歷時及層剪力與層間側位移角關係圖

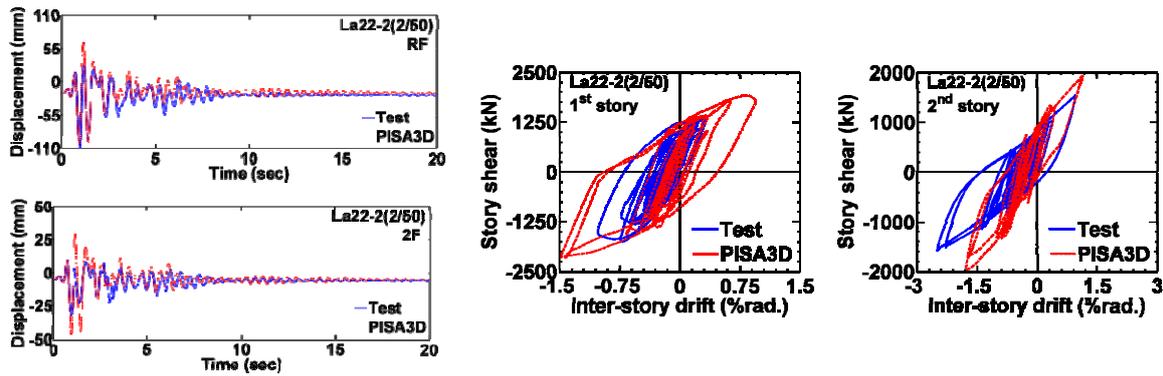


圖 18 第四階段 (2/50-2) 擬動態試驗與預測所得之樓層側位移歷時及層剪力與層間側位移角關係圖

表 9 擬動態試驗預測與試驗之最大樓層位移反應

| Earthquake | 2F        |             | RF        |             |
|------------|-----------|-------------|-----------|-------------|
|            | Test (mm) | PISA3D (mm) | Test (mm) | PISA3D (mm) |
| 50/50      | +6.9      | +5.9        | +13.2     | +11.6       |
| 10/50      | +20.7     | +23.9       | -52.2     | -46.0       |
| 2/50-1     | -29.3     | -45.4       | -89.3     | -92.5       |
| 2/50-2     | -26.9     | -41.4       | -90.7     | -85.2       |

### 3.8 試驗配置與加載歷時

本試驗利用國震中心 15m 高反力牆與強力地板試驗系統對試體進行側向雙層加載，配置情形如圖 19 及圖 20(a)所示，本試驗對兩 RC 柱頂分別施加  $0.3f_cA_g$  約 2550kN 之柱軸力，以模擬真實結構柱承受垂直載重之效應。試體頂層與中間層分別採用三支水平油壓作動器，分別利用兩組直徑 49mm 之預力螺桿將各層南北側轉接梁對鎖，並對每層施加水平預力 589kN，避免加載過程對預埋於南側梁面之螺桿造成拉力，南側轉接梁與試體連接之螺桿並不鎖緊，只有在北側鎖住。施載過程中水

平作動器總拉力一旦超過 589kN 之預力，南側轉接梁與試體間會產生間隙，但北側轉接梁則始終受壓，不與混凝土梁分離，因此於北側轉接梁架設外部位移計，量測作動器推拉對試體造成的精確位移反應，以準確進行擬動態試驗。為避免試體於作動器側推過程中發生扭轉與面外方向位移，另於試體兩側設置側撐構架，提供試體足夠之側向束制。

為研究 BRB-RCF 之耐震性能，本研究對試體進行四次擬動態試驗，試驗順序由小震至烈震，分別為 3.6 節所介紹之地震，其中進行兩次烈震以模擬餘震反應。

擬動態試驗中以兩水平自由度的桿模型 (stick model) 模擬兩層 BRB-RCF 試體，模型中兩質量點分別位於頂層與中間層油壓作動器高度，各質量點含一個水平向自由度，共計兩個自由度，作動器所得試體在第  $n$  步之回復力則反饋至雙自由度的運動方程式中運算求解第  $n+1$  步的加速度、速度與位移，如此逐步求得整體構架受震反應。斜撐發生降伏或梁柱由線性進入非線性反應，均反映於上下兩層作動器之荷重計讀數，為採數值積分求解運動方程式的關鍵依據。BRB 的軸力則始終由斜撐兩端彈性段上的應變計讀數平均後計算，以便觀測 BRB 的受力變形關係，應變計失效與否均不影響擬動態試驗的進行。於擬動

態試驗結束後，試體並未發生明顯破壞，接續對試體進行反覆載重試驗，頂層目標位移歷時參考 ACI 374.1-05 規範之建議 [32]，依序為 1.0%、1.4%、1.75%、2.2%、2.75%、3.5% 及 4.5% 弧度，各側位移角分別進行三次正反向循環。反覆側推歷時如圖 20(b) 所示，先採頂層位移控制，根據樓高以倒三角形分配作動器出力比例，至 1.75% 弧度側位移角反覆載重結束後，因底層 IDR 較頂層為大，故改以等 IDR 進行上下層作動器位移控制。各階段試驗前均先進行自由震盪試驗，並於前三階段的擬動態試驗試驗結束後進行 5 秒的自由震盪，試驗流程如圖 20(c) 所示。

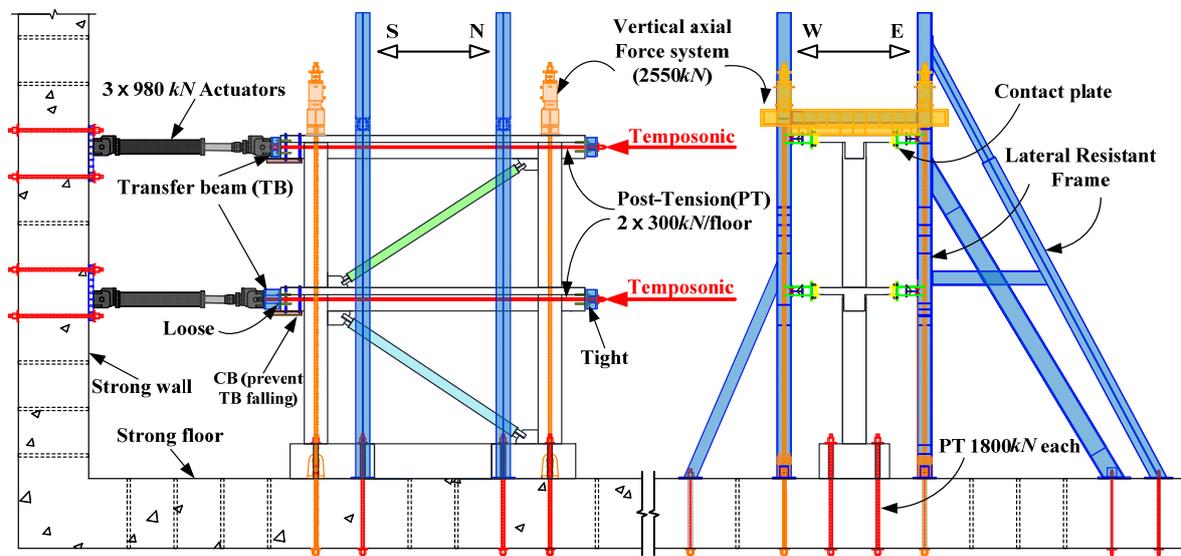
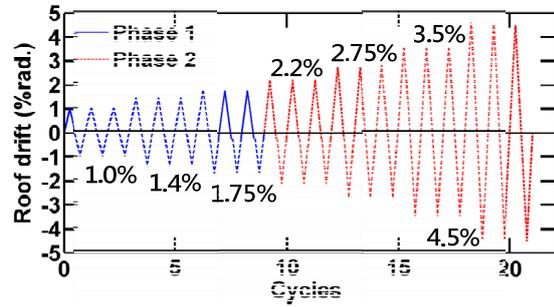


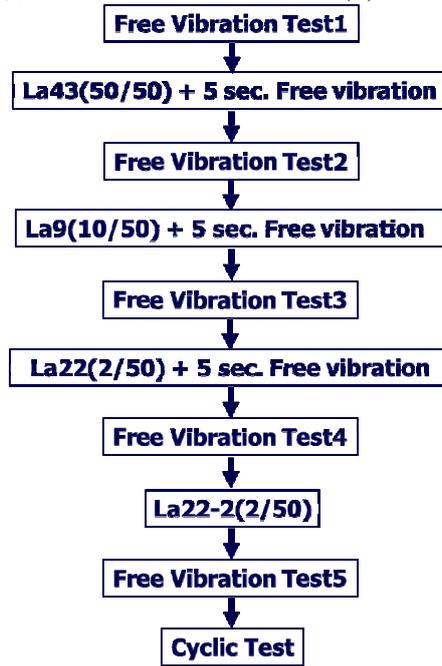
圖 19 試驗配置圖



(a) 試驗配置實況



(b) 反覆載重試驗加載歷時



(c) 試驗流程

圖 20 實尺寸 BRB-RCF 試驗

#### 四、結論

1. 本研究證實所提預埋鐵件施工方法可行，藉由鐵件後組裝與塞銲之方式能讓 RC 梁柱鋼筋順利綁紮。
2. 利用 PISA3D 建立的數值分析模型中，RC 梁不考慮施加之軸力，且系統組尼假設為 5%，並考慮所有梁柱接頭之剛域。預測分析結果顯示，預測模型可合理預測試體在 50/50 等級地震下之受震反應，

但高估 10/50 及 2/50 等級地震下之受震反應；實有必要研究精確之模擬分析方法。

#### 參考文獻

1. Mahrenholtz C, Lin PC, Wu AC, Tsai KC, Hwang SJ, Lin RY, Bhayusukma MY, 2015. Retrofit of reinforced concrete frames with buckling-restrained braces. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(1),

- 59-78.
2. 潘冠宇、吳安傑、李昭賢、蔡克銓，2015。挫屈束制支撐鋼框補強鋼筋混凝土構架之研究。結構工程，第 30 卷，第 4 期，第 41-62 頁。
  3. Pan KY, Wu AC, Tsai KC, Li CH, Khoo HH, 2016. Seismic retrofit of reinforced concrete frames using buckling-restrained braces with bearing block load transfer mechanism. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, DOI : 10.1002/2763.
  4. 宮海、王彥博、胡大柱，2012。混凝土框架中屈曲約束支撐新型預埋件節點研究。建築結構，第 42 卷，第 11 期，第 31-32 頁。
  5. 蔡克銓、吳安傑、林保均、魏志毓，2012。槽接式挫屈束制支撐與脫層材料性能研究。結構工程，第 27 卷，第 3 期，第 29-59 頁。
  6. Tsai KC, Wu AC, Wei CY, Lin PC, Chuang MC, Yu YJ, 2014. Welded end-slot connection and debonding layers for buckling-restrained braces. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(12), 1785-1807.
  7. Lin PC, Tsai KC, Wang KJ, Yu YJ, Wei CY, Wu AC, Tsai CY, Lin CH, Chen JC, Schellenberg AH, Mahin SA, Roeder CW, 2012. Seismic design and hybrid tests of a full-scale three-story buckling-restrained braced frame using welded end connections and thin profile. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41(5), 1001-1020.
  8. 林保均、王孔君、游宜哲、魏志毓、吳安傑、蔡青宜、林志翰、陳家乾、蔡克銓，2014。槽接式與薄型挫屈束制支撐構架耐震設計與擬動態試驗。結構工程，第 29 卷，第 1 期，第 63-85 頁。
  9. Lin PC, Tsai KC, Wu AC, Chuang MC, Li CH, Wang KJ, 2015. Seismic design and experiment of single and coupled corner gusset connections in a full-scale two-story buckling-restrained braced frame. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(13), 2177-2198.
  10. American Concrete Institute (ACI), 2014. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-14)*. ACI, Farmington Hills, Michigan.
  11. 吳安傑、林保均、莊明介、蔡克銓，2015。挫屈束制支撐構架設計概要與工程應用。結構工程，第 30 卷，第 1 期，第 11-33 頁。
  12. American Institute of Steel Construction (AISC), 2010. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-10)*. AISC, Chicago, Illinois.
  13. Uang CM, Nakashima M, Tsai KC, 2004. Research and application of buckling-restrained braced frames. *Steel Structures*, 4(4), 301-313.
  14. Tsai KC, Hsiao PC, Wang KJ, Weng YT, Lin ML, Lin KC, Chen CH, Lai JW, Lin SL, 2008. Pseudo-dynamic tests of a full-scale CFT/BRB frame-Part I: specimen design, experiment and analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37(7), 1081-1098.
  15. Tsai KC, Hsiao PC, 2008. Pseudo-dynamic tests of a full-scale CFT/BRB frame-Part II: seismic performance of buckling-restrained braces and connections. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37(7), 1099-1115.
  16. Takeuchi T, Ozaki H, Matsui R, Sutcu F, 2014. Out-of-plane stability of buckling-restrained braces including moment transfer capacity. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(6), 851-869.
  17. Chuang MC, Tsai KC, Lin PC, Wu AC, 2015. Critical limit states in seismic buckling-restrained brace and connection designs. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(10), 1559-1579.
  18. Thornton WA, 1991. On the analysis and

- design of bracing connections. National Steel Construction Conference, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
19. Muir LS, 2008. Designing compact gussets with the uniform force method. *Engineering Journal*, 1st quarter, 13-19.
20. American Institute of Steel Construction (AISC), 2013. *Steel Construction Manual Design Examples Version 14.1*. AISC, Chicago, Illinois.
21. Lee CH, 2002. Seismic design of rib-reinforced steel moment connections based on equivalent strut model. *Journal of Structural Engineering*, 128(9), 1121-1129.
22. American Institute of Steel Construction (AISC), 2010. *Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360-10)*. AISC, Chicago, Illinois.
23. 李宏仁、黃世建，2002。鋼筋混凝土結構不連續區域之剪力強度評估-軟化壓拉桿模型簡算法之實例應用。《結構工程》，第 17 卷，第 4 期，第 53-70 頁。
24. Hwang SJ, Lee HJ, 2002. Strength prediction for discontinuity regions by softened strut-and-tie model. *Journal of Structural Engineering*, 128(12), 1519-1526.
25. 楊巽閔，2015。新建含挫屈束制支撐之實尺寸兩層樓鋼筋混凝土構架設計與實驗研究。國立臺灣大學土木工程學系，碩士論文，蔡克銓教授指導，台北，台灣。
26. Gupta A, Krawinkler H, 1999. Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures. Technical Report 132, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, California.
27. 黃潔倫，2015。含挫屈束制支撐之新建鋼筋混凝土構架耐震設計與反應分析研究。國立臺灣大學土木工程學系，碩士論文，蔡克銓教授指導，台北，台灣。
28. 林柏州、許芳瑋、蔡克銓，2007。物件導向非線性結構分析與圖形檢視軟體之應用。《結構工程》，第 22 卷，第 3 期，第 119-133 頁。
29. Lin BZ, Chuang MC, Tsai KC, 2009. Object-oriented development and application of a nonlinear structural analysis framework. *Advances in Engineering Software*, 40(1), 66-82.
30. Popovics S, 1973. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, 3(5), 583-599.
31. Karsan ID, Jirsa JO, 1969. Behavior of concrete under compressive loadings. *Journal of the Structural Division*, 95(ST 12), 2543-2563.
32. American Concrete Institute (ACI), 2005. *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary (ACI 374.1-05)*. ACI, Farmington Hills, Michigan.