

# 利用虛擬側力與破壞機制探討挫屈束制支撐面外穩定性及案例評估分析

歐易佳<sup>1</sup> 陳力維<sup>1</sup> 蔡青宜<sup>2</sup> 吳安傑<sup>3</sup> 蔡克銓<sup>4</sup>

## 摘要

當 BRB 或端部接合發生面外不穩定時，其軸向勁度與強度將大幅降低，喪失消散能量之功能。本研究提出一套穩定性評估模型，考慮圍束單元撓曲效應及接合板旋轉效應，並利用虛擬側向力及破壞機制探討 BRB 及接合之面外穩定性。為驗證所提方法之有效性，本研究設計六組不同長度、外管尺寸及接合板勁度之實尺寸 WES-BRB 進行於不同初始缺陷及端部面外位移下之反覆載重試驗。試驗結果顯示，分析模型可確實反應初始缺陷、端部面外位移及接合板勁度效應對 BRB 整體穩定性之影響。本文另利用該評估模型對業界常用之 BRB 設計強度、構架尺寸與配置型式，以國震中心 BOD 雲端設計軟體規劃的 581 組 BRB 設計例進行挫屈強度分析。分析結果顯示，當 BRB 端部面外位移角由 1% 增至 2% 時，挫屈強度減損幅度約介於 12% 至 15%，對整體穩定性影響非常顯著；若接合板緣無加勁，其挫屈強度較有加勁時減少約 5% 至 20%，顯見工程應用時接合板加勁之重要性。案例分析亦顯示，外鋼管設計之需求容量比若控制在 0.9 以下，可使其面外穩定性更有保障。

**關鍵字：**挫屈束制支撐、撓曲效應、面外穩定性、虛擬側向力、破壞機制、二次效應

---

<sup>1</sup> 國立臺灣大學土木工程學系 研究生

<sup>2</sup> 國立臺灣大學土木工程學系 博士後研究員

<sup>3</sup> 國家地震工程研究中心 副研究員

<sup>4</sup> 國立臺灣大學土木工程學系 教授

# **Buckling-Restrained Brace Out-of-Plane Stability Assessment Using Notional Load and Failure Mechanism Analysis with Multi-Case Study**

I-Chia Ou, Li-Wei Chen

*Graduate research assistant, Department of Civil Engineering,  
National Taiwan University, Taipei, Taiwan*

Ching-Yu Tsai

*Post-doctoral Fellow, Department of Civil Engineering,  
National Taiwan University, Taipei, Taiwan*

An-Chien Wu

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

Keh-Chyuan Tsai

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

**Keywords:** buckling-restrained brace, flexural effect, out-of-plane stability, notional load, failure mechanism, second-order effects

## **ABSTRACT**

When the out-of-plane (OOP) instability of the BRB and the end gusset connections occurs, the energy dissipation capability of the BRB will be significantly reduced. This study develops a simplified analytical model using the concept of the notional load and considering the flexural restrainer to assess the BRB global stability. Cyclic loading tests on six full-scale BRBs with different lengths, steel casing sizes, and gusset connection stiffness were conducted under various initial imperfections and OOP drifts to demonstrate the effectiveness of the proposed method. Test results indicate that the effects of the initial imperfection, OOP drift, and gusset edge stiffener on the BRB stability are reasonably captured. Moreover, parametric analyses were conducted using the proposed method on 581 BRB and connection cases, detail designed by the Brace-on-Demand cloud service, with varying frame span-to-height ratios and brace yield strengths. Analytical results suggest that the stability limit strength is reduced by 12% to 15% with the OOP drift ratio increased from 1% to 2%,

while it is reduced by 5% to 20% without the presence of gusset edge stiffeners. It is concluded that the global stability is vulnerable to the OOP drift and adequately stiffening the gusset is recommended in BRB practices. It also shows that as long as the demand-to-capacity ratio (DCR) is less than 0.9 for steel casing stability calculated by using the practical evaluation method, the overall stability can be effectively conserved.

## 一、介紹

挫屈束制斜撐 (buckling restrained brace, BRB) 具有良好的消能行為, 設置於挫屈束制支撐構架 (buckling restrained brace frame, BRBF) 中, 能有效提升建築結構強度、勁度、韌性及消散地震能量的能力, 亦可降低新建結構的梁柱尺寸及強度需求, 節省結構材料總用量, 提高整體結構系統之耐震性能與經濟效益。因此在近三十年中, 已廣泛應用為鋼建築結構的主要制震系統, 近年來更進一步地研究並應用於鋼筋混凝土補強或新建結構之中[1-5]。目前國內常用之槽接式挫屈束制支撐 (welded end-slot buckling restrained brace, WES-BRB) 係由蔡克銓教授研究團隊與國家地震工程研究中心所開發[6,7], 其特點在於接合使用開槽填角焊, 在較大公差下, 仍可簡易且方便地將 BRB 裝置於構架中, 如圖 1 所示, 槽接式的接合方式能有效縮短接合段長度, 提升 BRB 整體穩定性。由於 BRB 斷面變化及圍束不連續的特徵, 當 BRB 或接合發生挫屈破壞產生面外不穩定時, 其軸向勁度與強度將大幅縮減, 喪失其原有消散能量之功能。現行 WES-BRB 與接合設計採容量設計法及多種極限狀態檢核[8,9], 其中與穩定性相關分別為圍束鋼管、接合段與接合板之壓挫屈檢核, 唯此方法未考量彼此之間的互制效果, 以及實際施工可能的誤差與 BRBF 雙向受震時端部面外變位等影響穩定性的變數。有鑑於此, 本研究之宗旨在於根據力學模型與理論, 提出簡化且可靠之

BRB 整體面外穩定性評估模型。

日本 Takeuchi 教授根據栓接式 BRB 及其接合板於挫屈時的塑性變形行為, 推導出一系列之挫屈強度預測模型[10,11], 然而, 其所提 BRB 挫屈模型並不適用於國內常用之 WES-BRB, 因此陳力維[12]延伸 Takeuchi 等人所提出之理論, 並考量 WES-BRB 其圍束單元較長之幾何特性, 提出考量 BRB 圍束單元撓曲效應及接合板旋轉效應之挫屈模型。但此理論模型仍需複雜計算程序, 且須利用有限元素分析模型計算接合板旋轉勁度及塑性彎矩容量, 於實際工程應用較不方便, 因此研發簡化之 WES-BRB 穩定性模型有其重要性; 欲發展之穩定性簡化模型須使用其他力學參數來反應接合板有或無加勁之接合板旋轉勁度效應; 此外, 欲發展模型亦須能反應 BRB 實際存在之初始缺陷, 端部有否面外位移時對其面外穩定性之影響, 此為本研究較困難且具挑戰性之課題。為發展足夠簡化之評估模型, 本研究參考紐西蘭 Zaboli 等人於虛擬側力及塑性分析法之應用[13], 提出 WES-BRB 適用之破壞機制來探討其面外穩定性, 並發展穩定性簡化預測模型進行實例應用, 驗證其於預測 BRB 整體面外挫屈強度之可靠性。

陳力維提出考量圍束單元撓曲效應及接合板旋轉效應的 BRB 挫屈強度預測模型[12], 本文將其簡稱為 FR-model; 而作者所發展之穩定性簡化預測模型簡稱為 S-model [14]。為驗證模型之適用性與可靠性, 本研究共設計六

組 100 噸級標稱降伏強度之實尺寸 WES-BRB 試體，其總長分別約為四組 5.8 公尺及二組 7.3 公尺，採不同圍束單元及接合板尺寸之設計，其中亦考量接合板緣有或無加勁之設計，試驗相繼於 2017 年及 2018 年於國家地震工程研究中心的多軸向試驗機進行反覆載重試驗，探討不同設計下之 BRB 及接合穩定性，此外亦藉由施加端部面外位移來探討其對整體穩定性

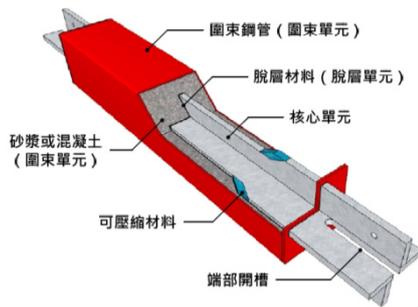


圖 1 槽接式挫屈束制支撐及其接合形式

之影響。最後本研究使用 S-model，對業界常用的 BRB 噸數、構架尺寸與配置型式，利用雲端運算輔助設計軟體（Brace on Demand, BOD）[8]所規劃 581 組 BRB 設計例進行挫屈強度預測與參數分析，分析現行採容量設計法及極限狀態檢核所設計之 BRB 與接合例是否屬於保守且安全，並給予相關設計建議。



## 二、整體面外穩定性評估模型

### 2.1 穩定性評估模型 FR-model

日本 Takeuchi 教授等人[10,11]根據 BRB 總成（BRB 本體及其接合板）於挫屈時的塑性變形行為，將 BRB 總成簡化為三支桿件與四個旋轉彈簧的串聯模型，如圖 2 所示，亦是將可能發生旋轉的部位視為旋轉彈簧，由旋轉彈簧的旋轉勁度來描述其旋轉效應。其中彈簧分別位於 BRB 兩端之圍束鋼管端部及接合板處，其理論模型的核心概念在於：隨著 BRB 承壓軸力增加，當其中的旋轉彈簧產生塑鉸，便會使得 BRB 發生整體面外挫屈行為。因此其理論透過假設 BRB 挫屈之破壞機制來推導並計算彈性挫屈曲線（elastic buckling path, EBP）及塑性強度曲線（ultimate strength path, USP）之交點，定義為 BRB 總成之整體面外挫屈強度  $P_{lim}$ ，如圖 3 所示。

$$\text{Elastic buckling path (EBP): } P = \frac{y}{y+a_r} P_{cr}^B \quad (1)$$

$$\text{Ultimate strength path (USP): } P = P_{cr}^r + \frac{M_p^r + M_0^r}{y+a_r} \quad (2)$$

其中， $a_r$  為來自圍束段初始缺陷、軸力偏心及脫層材厚度所貢獻之總初始缺陷量， $y$  為考量二次效應下圍束段端部之面外變形量， $P_{cr}^B$  為前述彈簧模型計算所得之整體彈性挫屈強度， $P_{cr}^r$  為視接合段於圍束段兩端部為鉸接時之整體彈性挫屈強度， $M_p^r$  為塑鉸於圍束段端部之彎矩強度容量， $M_0^r$  為面外位移量造成之額外彎矩強度需求。若 BRB 設計之最大壓強度（maximum compressive strength,  $P_{max}$ ）小於預測之挫屈強度  $P_{lim}$ ，則 BRB 將於 EBP 維持穩定行為；若  $P_{max}$  大於預測之  $P_{lim}$ ，則 BRB 在未達其所設計之  $P_{max}$  時，便會發生挫屈行為而沿著 USP 產生不穩定。

基於 Takeuchi 教授等人所提出之理論，並考量國內常用 WES-BRB 圍束單元較長之特徵 [6,7]，及 Wu 等人 [4,5] 於試驗中所觀察到的挫屈形態。Chen 等人 [12] 提出考量圍束單元撓曲效應及接合板旋轉效應下的 BRB 挫屈強度預測模型。由於圍束單元長度較長，撓曲效應顯著，Chen 等人所提預測模型中，將圍束單元外鋼管連同內部之填充砂漿假設為撓曲彈性體，BRB 兩端連接段（接合段出管後至接合板塑鉸發生處）則假設為剛體。當 BRB 兩端

接合板產生塑鉸時，將造成整體面外挫屈，並伴隨著圍束單元撓曲變形，如圖 4 所示；此時式(2)中  $P_{cr}^r$  則為視 BRB 兩端接合板為鉸接時之整體彈性挫屈強度。Chen 等人之研究使用有限元素模型分析接合板面外旋轉勁度與強度、初始端部面外位移及圍束段初始面外變形對 BRB 整體穩定性之影響，亦提出計算接合板力學參數及存在初始面外位移與變形所造成額外端部彎矩需求之建議公式。

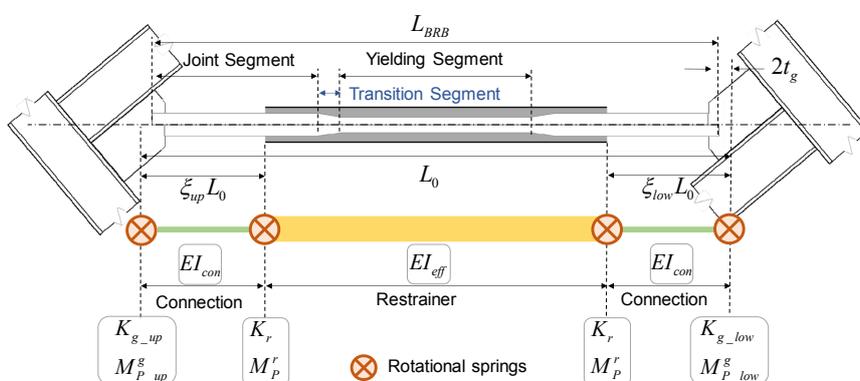


圖 2 BRB 簡化模型

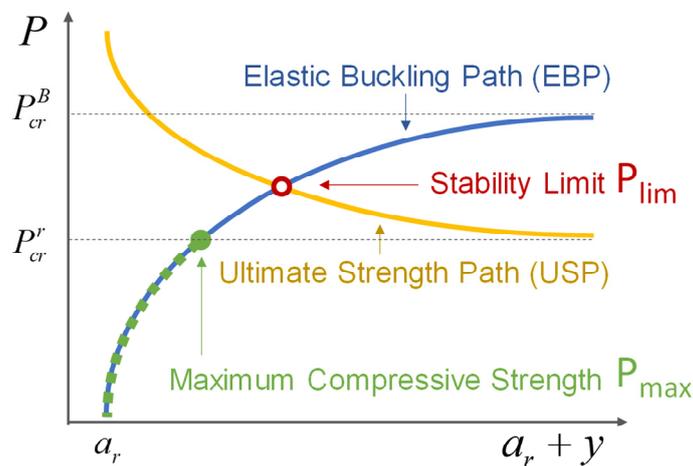


圖 3 BRB 軸力與面外變形之關係圖

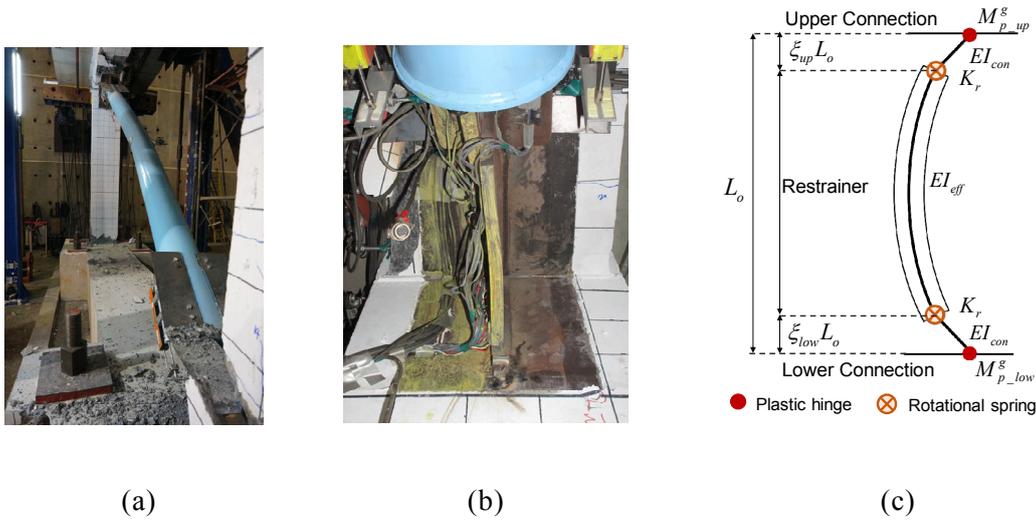


圖 4 Wu 等人[5]所觀察 WES-BRB 挫屈形態所伴隨的(a)圍束單元撓曲變形、  
(b)接合板塑鉸及(c) Chen 等人[12]所提出之挫屈模型

## 2.2 穩定性簡化評估模型 S-model

### (1) 穩定性條件假設

本研究根據 WES-BRB 的幾何特性，考量圍束段的撓曲效應並假設其連接段為剛體，不產生撓曲變形；而當 BRB 受壓時，其於圍束段端部及接合板處之旋轉效應如圖 5(a)所示。然而，根據 Chen 等人[12]研究數據，圍束段端部之旋轉勁度遠大於接合板處之旋轉勁度，故為建立簡化理論模型，本研究假設接合段於圍束段端部曲率連續無旋轉效應，將 BRB 總成描述為兩個彈簧連接三根桿件，如圖 5(b)所示，其中，接合板上距接合段最外端部兩倍接合板厚距離處定義為旋轉彈簧之位置。

### (2) 破壞機制假設

當 BRB 發生不穩定時，接合板處的彈簧將發展至塑性彎矩強度  $M_p^s$  而產生塑鉸，同時伴隨圍束段產生撓曲變形而使 BRB 發生整體面外挫屈行為。若 BRB 持續受載下，圍束段中間斷面亦可能發展至塑性彎矩強度  $M_p^r$  而產生塑鉸，如圖 6(a)所示。本理論為簡化分析，假設 BRB 的挫屈形狀對稱來定義其面外變形

參數，如圖 6(b)所示，其中假設圍束段面外變形量  $y_{r-mid}$  由正弦效應  $y_{r-mid}^{sin}$  及線性效應  $y_{r-mid}^{linear}$  所疊加而成，如式(3)，兩種效應的分配可由圖 6(b)之幾何形狀計算而得，因此其正弦效應及線性效應之面外變形量分別如式(4)及式(5)所示。

$$y_r = y_{r-mid} + y_{r-end} = (y_{r-mid}^{sin} + y_{r-mid}^{linear}) + y_{r-end} \quad (3)$$

$$y_{r-mid}^{sin} = \left( \frac{y_{r-end} - \frac{y_{r-mid}}{(1-\xi_1-\xi_2)L_0/2}}{\xi_1 L_0} \right) / \frac{\pi-2}{(1-\xi_1-\xi_2)L_0} \quad (4)$$

$$y_{r-mid}^{linear} = - \left( \frac{y_{r-end} - \frac{\pi y_{r-mid}}{(1-\xi_1-\xi_2)L_0}}{\xi_1 L_0} \right) / \frac{\pi-2}{(1-\xi_1-\xi_2)L_0} \quad (5)$$

其中， $y_r$  為破壞機制下圍束段中點處面外變形； $y_{r-end}$  為圍束段端部面外變形； $\xi$  為連接段長度比例； $y_{r-mid}^{sin}$  可反應圍束段的撓曲變形程度；而  $y_{r-mid}^{linear}$  則反應圍束段中間處塑鉸的發展程度。

### (3) 虛擬側向力之應用

虛擬側向力為反應  $P-\Delta$  效應下產生的假想力，本研究應用虛擬側力來考慮 BRB 存在

初始缺陷  $a_0$ 、端部面外位移  $\delta_0$  下所產生之初始轉角效應，如圖 7(a)所示。因此在微小變形下，本文假設 BRB 的總初始缺陷角  $\theta_i$  如式(6)所示。

$$\theta_i = \frac{a_0}{L_0/2} + \frac{\delta_0}{L_0} \quad (6)$$

考量 BRB 在承受軸壓強度  $P$  之下，因存在總初始缺陷角  $\theta_i$ ，會對 BRB 造成二次效應，使其面外勁度下降，因此本文應用虛擬側向力  $N$ ，等效其所產生之  $P$ - $\Delta$  效應，而考慮半邊 BRB 之虛擬側向力如式(7)，施加於 BRB 圍束單元中間處及接合板處，如圖 7(b)所示。

$$N = P \cdot \theta_i \quad (7)$$

#### (4) 考量二次效應之彎矩放大因子及整體彈性挫屈強度

隨著 BRB 的軸壓  $P$  逐漸增加，BRB 會因為二次效應產生彈性變形，其軸壓隨著彈性面外變形的關係曲線即為 EBP，如圖 3 及式(1)所示，因本文探討圍束段撓曲效應，故式(1)之  $y$  須以  $y_r$  代入，其中  $y_r$  為受載歷程中圍束段中點之面外變形。在彈性變形下，虛擬側力與總缺陷角的關係如圖 8(a)及式(8)所示。因此將式(1)、式(8)進行代入消去，求得虛擬側力在考量二次效應下之彎矩放大因子 (moment amplification factor,  $\delta_s$ )，如式(9)所示。

$$N = P \cdot \left( \theta_i \cdot \frac{y_r + a_r}{a_r} \right) \quad (8)$$

$$\delta_s = \frac{y_r + a_r}{a_r} = \frac{1}{\frac{P_{cr}^B}{P} - 1} + 1 = \frac{\frac{P_{cr}^B}{P}}{\frac{P_{cr}^B}{P} - 1} = \frac{P_{cr}^B}{P_{cr}^B - P} = \frac{1}{1 - \frac{P}{P_{cr}^B}} \quad (9)$$

關於 BRB 於軸壓下所產生之二次效應關係式，亦可由 BRB 連接段來推導，如圖 8(b)所示，連接段  $\xi_1 L_0$  於本理論中假設其為剛體，不會產生撓曲變形； $K_{Rg}$  為接合板處旋轉彈簧之旋轉勁度；而  $\theta_i$  為連接段初始旋轉角，如式(6)所示；連接段承受軸力  $P$  之下，因存在初始旋轉

角會使其產生二次效應，因此  $\theta$  為承受軸力  $P$  之下所產生之旋轉角。根據圖 8(b)，此局部系統對於底端之外力彎矩定義為  $M_{ext}$ ，如式(10)所示；而對於接合板處旋轉彈簧所產生之內力彎矩則定義為  $M_{int}$ ，如式(11)所示。

$$M_{ext} = P \xi_1 L_0 \sin \theta \approx P \xi_1 L_0 \theta, \theta \geq \theta_i \quad (10)$$

$$M_{int} = K_{Rg} (\theta - \theta_i) \quad (11)$$

因此當此系統平衡時，其外力彎矩會相等於內力彎矩，其平衡式如式(12)所示。

$$P \xi_1 L_0 \theta = K_{Rg} (\theta - \theta_i) \quad (12)$$

若連接段無初始轉角效應  $\theta_i=0$  時，其會產生面外不穩定之臨界強度即為 BRB 之整體彈性挫屈強度  $P_{cr}^B$ ，因此根據式(12)，即可推導  $P_{cr}^B$  如下式(13)所示。

$$P = P_{cr}^B = \frac{K_{Rg}}{\xi_1 L_0} \quad (13)$$

最後根據式(12)及式(13)，即可建立接合板處旋轉角於軸壓下所產生之二次效應關係式，如式(14)所示。由連接段所求得之旋轉量放大係數即為彎矩放大因子  $\delta_s$ ，同式(9)。

$$\theta = \theta_i \cdot \frac{1}{1 - \frac{P}{P_{cr}^B}} \quad (14)$$

然而，因本研究考慮圍束段之撓曲效應，且當 BRB 挫屈前，其圍束段的撓曲變形量比例於 BRB 面外變形計算中應不可忽略，其面外變形示意如圖 9 所示，其中考量彈性下之小變形前提，假設 BRB 的彈性變形為正弦函數，於圍束段中點處之面外變形量定義為  $\delta_r$ ；而不考慮圍束段撓曲變形下之面外變形量則定義為  $\Delta_r$ 。因此列舉出其面外變形方程式，如式(15)及式(16)所示。

$$y = \delta_r \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L_0} x\right), \text{slope} = \delta_r \cdot \frac{\pi}{L_0} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{L_0} x\right) \Big|_{x=0} = \frac{\pi}{L_0} \delta_r \quad (15)$$

$$y = \Delta_r \cdot \left(\frac{2}{L_0}\right) x, \text{slope} = \frac{2}{L_0} \Delta_r \quad (16)$$

$\delta_r$  為小變形及連接段長度比例很小之前提下，可將其連接段斜率定義為正弦函數端部斜率，因此根據式(15)及式(16)，即可求得 BRB 於彈性變形下，考慮圍束段撓曲效應之面外變形修正係數，如式(17)所示。因此本研究應用虛擬側力來計算二次效應下所產生之幾何放大時，考量圍束段彈性變形之撓曲效應，對其彎矩放大因子  $\delta_s$  進行修正，如式(18)所示。

$$\frac{2}{L_0} \Delta_r = \frac{\pi}{L_0} \delta_r \Rightarrow \frac{\delta_r}{\Delta_r} = \frac{2}{\pi} \approx 0.6 \quad (17)$$

$$\delta_s = \frac{2/\pi}{1 - P/P_{cr}^B} \quad (18)$$

其中， $P_{cr}^B$  為考慮接合板旋轉勁度下之整體彈性挫屈強度，因為 WES-BRB 外露於圍束段之外的接合段長度比例很小，因此本文假設 BRB 為均質彈性桿，以 Euler 挫屈公式作估算。若接合板厚度與核心單元厚度相同時，本文採用  $P_{cr}^B$  如式(19)所示；若接合板緣有焊接加勁板時，會提高接合板的旋轉勁度，亦會提升其整體的彈性挫屈強度，因此本研究使用縮短有效長度之方式來反應接合板旋轉勁度的提升，將有效總長度縮減至接合板外的接合段開槽口， $P_{cr}^B$  以式(20)估算；若接合板加厚使其厚度大於核心單元厚度時， $P_{cr}^B$  以式(21)估算，其中  $\gamma$  值使用尚不明確，本文以 1 作計算；若接合板加厚又加勁時，本文建議採用  $P_{cr}^B$  如式(20)，以預測較保守的結果。

$$P_{cr}^B = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(L_0 - \Delta L)^2} \quad (19)$$

$$P_{cr}^B = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(L_{BRB} - 2(L_w + 25) - \Delta L)^2} \quad (20)$$

$$P_{cr}^B = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(L_{BRB} - 2\gamma(L_w) - \Delta L)^2} \quad (21)$$

$$EI_{eff} = E_{sc} I_{sc} + \alpha E_m I_m \quad (22)$$

其中  $L_{BRB}$  為 WES-BRB 核心單元總長度； $\Delta L$  為 BRB 從初始長度受壓至彈性挫屈前之壓縮

距離； $L_w$  為 WES-BRB 接合段於接合板上之焊接長度。而上式(22)中， $EI_{eff}$  為圍束段撓曲剛度 (bending rigidity)，採複合斷面作計算，含鋼套管及高強度無收縮水泥砂漿，而根據[12]試驗結果，外鋼管彈性模數  $E_{sc}$  為 204GPa，其水泥砂漿彈性模數  $E_m$  採外鋼管彈性模數的 1/13 倍，此外，Chen 等人觀察高強度無收縮水泥砂漿圍束效果良好，於圍束段端部並未產生開裂，因此本文假設水泥砂漿完全貢獻撓曲剛度下，採用  $\alpha=1$  作計算。

### (5) 塑性彎矩容量計算

當圍束段中間處產生塑鉸時，其鋼管內水泥砂漿已開裂，且外鋼管幾乎不承受軸壓，因此本研究僅計算外鋼管之塑性彎矩容量且不考慮軸力及彎矩交互作用，如式(23)所示。對於接合板塑鉸之塑性彎矩容量，本研究採用接合板面外凹折所產生的降伏線  $b_{yield}$  估算其塑性斷面模數，如式(24)。因此若接合板緣無加勁時，其塑性彎矩容量採用式(25)作計算；若接合板緣有加勁時則採用式(26)進行計算，其兩倍放大係數為根據 Chen 等人[12]研究有限元素模型分析數據推求而得，其中接合板處塑鉸皆須考量軸力效應進行彎矩容量折減。

$$M_p^r = Z^{tube} F_y^{tube} \quad (23)$$

$$Z^g = \frac{b_{yield} t_g^2}{4} \quad (24)$$

$$M_p^g = (Z^g F_y^g) \left( 1 - \left( \frac{P}{P_y^g} \right)^2 \right) \quad (25)$$

$$M_p^g = 2.0 (Z^g F_y^g) \left( 1 - \left( \frac{P}{P_y^g} \right)^2 \right) \quad (26)$$

其中  $Z^{tube}$  為外鋼管塑性斷面模數； $F_y^{tube}$  為外鋼管降伏強度； $t_g$  為接合板厚度； $Z^g$  為接合板塑性斷面模數； $F_y^g$  為接合板降伏強度； $P_y^g$  為 Whitmore 等效面積作為承壓面積所計算而得之接合板降伏強度，其中 Whitmore 等效寬度以壓力擴張角 45° 作計算[15]； $P$  為 BRB 受壓

下所發展之軸壓強度，對接合板進行彎矩容量折減。

(6) 能量平衡方程式

根據下式(27)，方程式左項為虛擬側力所作之外功，右各項為破壞機制下所消耗之內能。

$$(P_{lim} \theta_l) \cdot \delta_s \cdot y_r^{notional} = \frac{\pi^4}{8} \frac{EI_{eff}}{((1-\xi_1-\xi_2)L_0)^3} (y_{r-mid}^{sin})^2 + M_p^r \theta_p^r + M_p^g \theta_p^g \quad (27)$$

由本穩定性理論模型平衡式可觀察到，圍束段之撓曲變形消能由正弦面外變形量  $y_{r-mid}^{sin}$  所控制； $\theta_p^r$  及  $\theta_p^g$  分別為圍束段中間及接合板塑鉸

之塑性旋轉角，可由圖 6(b)之幾何參數計算而得； $P_{lim}$  為本理論欲預測之 BRB 穩定性極限 (stability limit)，亦為挫屈強度。當 BRB 達  $P_{lim}$  挫屈後，其承壓能力下降，且面外勁度大幅減損，造成面外變形急遽增加，因此虛擬側向力作功主要集中於挫屈後之塑性行為。本研究為等效其外功，取其挫屈後之面外變形量為虛擬側向力作功距離，定義為  $y_r^{notional} = y_r - y_r^{elastic}$ ，其中根據試驗量測而得之數據，假設挫屈前之彈性面外變形量為  $y_r^{elastic} = 1.5\%(L_0/2)$ 。

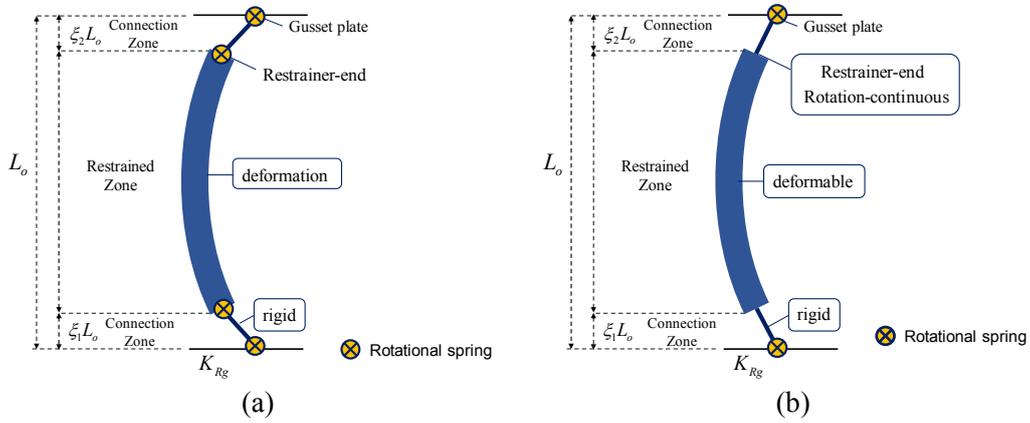


圖 5 BRB 簡化模型之穩定性條件

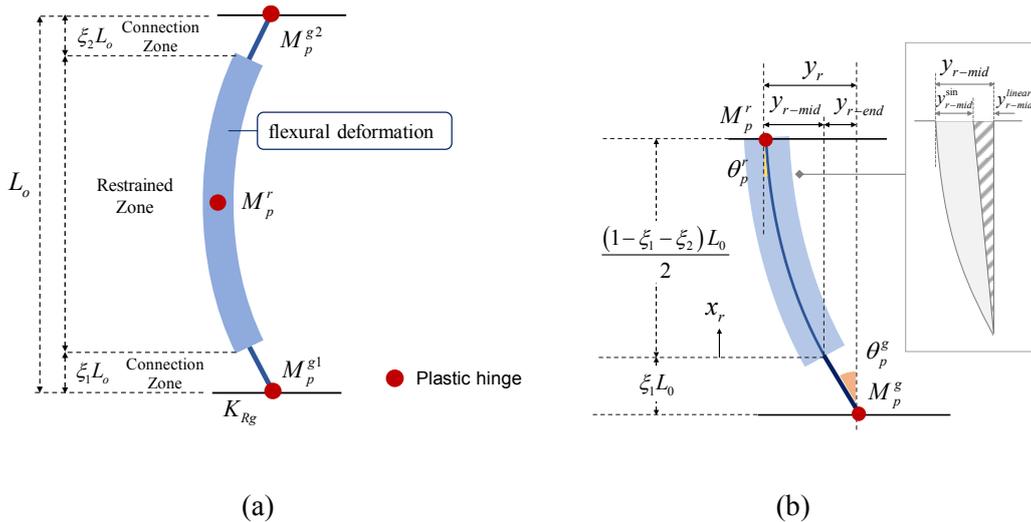


圖 6 BRB 簡化模型之破壞機制假設

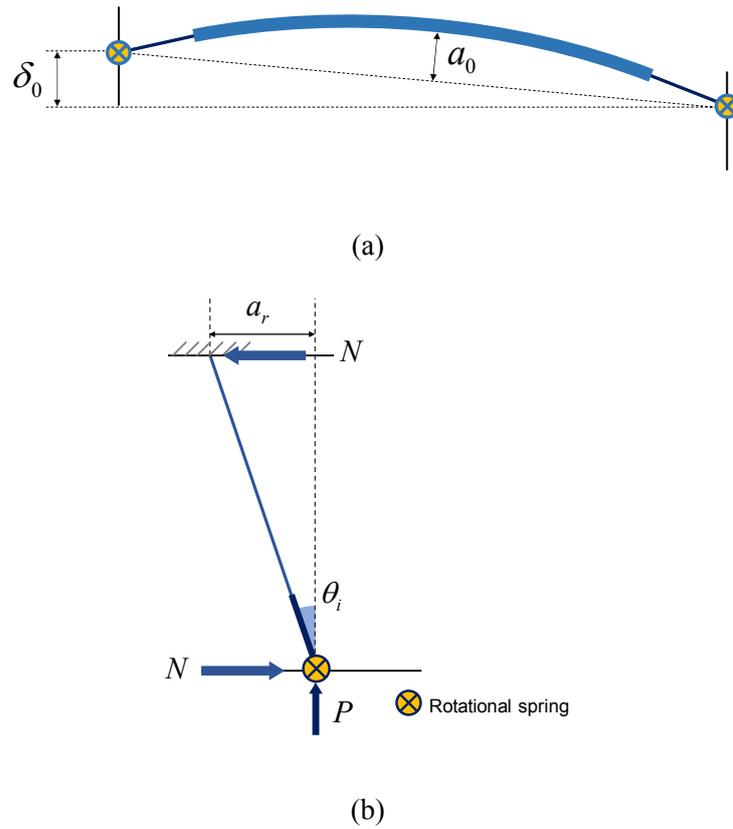


圖 7 (a) BRB 初始缺陷及端部面外位移示意圖及(b)虛擬側向力示意圖

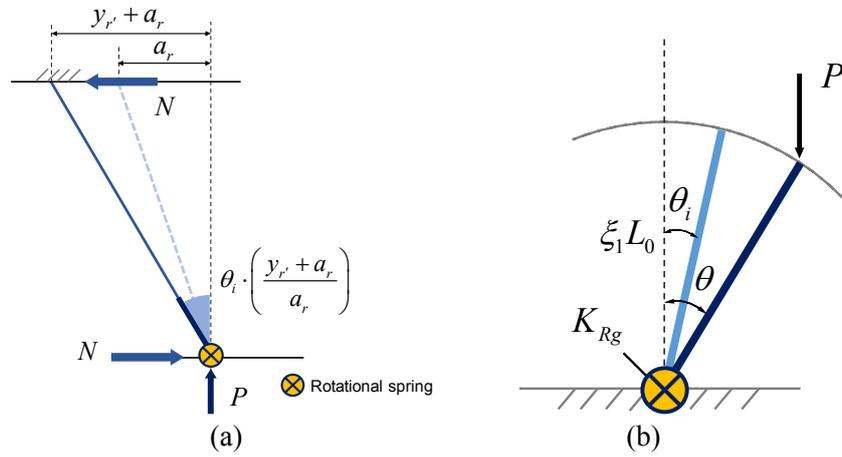


圖 8 (a)考量幾何放大之虛擬側力示意圖及(b) BRB 連接段於二次效應下之旋轉關係

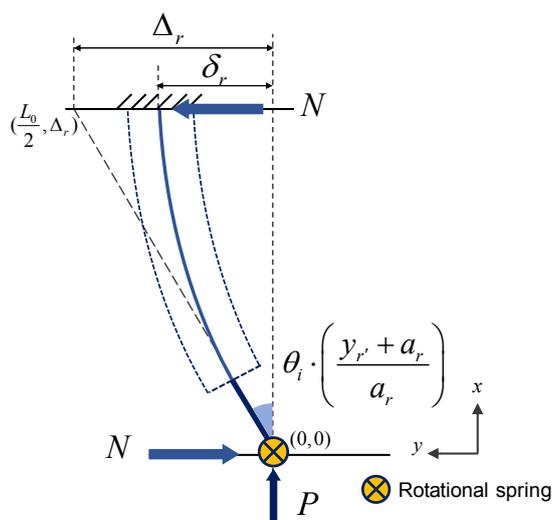


圖 9 BRB 圍束段於二次效應下之撓曲變形

### 三、試驗計畫

#### 3.1 試體設計

為驗證所提模型於預測 BRB 挫屈強度之適用性及有效性，陳力維於 2017 年規劃了四組實尺寸 WES-BRB 試體 (Phase 1)，設計於寬 6000mm，高 4000mm 的鋼構架中，分別命名為 G18、G16、G18LC 及 G16ES。其中，LC 代表為大管徑試體，ES 代表於接合板緣安裝加勁板。另外本研究於 2018 年亦規劃兩組實尺寸 WES-BRB 試體 (Phase 2)，模擬建築底層設計為寬 7125mm，高 4750mm 的鋼構架中，試體依有或無加勁分別命名為 2G16ES 及 2G16。此六組試體及外鋼管皆採用 CNS SN490B 的鋼材，設計相同核心斷面為 100 噸級標稱降伏強度 BRB，其材料性質見表 1 所示，試體細部尺寸設計如圖 10 及表 2 所示。核心消能段最大可能發展之設計軸壓強度  $P_{max}$  為 1772kN，其中考慮 SN490B 核心鋼材標稱降伏應力為 325MPa 與其相關參數，包含材料超強因子採 1.2、應變硬化因子採 1.3 及壓力強度調整因子採 1.15。六組試體皆採現行

容量設計法與極限狀態檢核所設計[8,9]，其中與穩定性相關之外鋼管、接合段及接合板壓挫屈檢核所計算之需求容量比 (demand-to-capacity ratio, DCR) 見表 3 所示。

試體設計之檢核皆不考慮強度折減係數，如表 3 所示，其中 Phase 1 試體 G18、G16、G16ES 設計外鋼管徑為 216.7mm，管厚為 7mm，其外鋼管挫屈檢核 DCR 為 0.97 顯示為臨界之設計。而 G18LC 設計外鋼管徑為 267.4mm，管厚為 7mm，其外鋼管 DCR 檢核為 0.58，為保守設計。Phase 2 試體 2G16、2G16ES 設計外鋼管徑為 267.4mm，管厚為 6mm，其外鋼管 DCR 為 0.94 亦顯示為較臨界之設計。此外，若接合板緣有加勁時，其接合板壓挫屈檢核之有效長度係數  $K$  採 0.65 作計算；若接合板緣無加勁時， $K$  則採 2.0 作計算。因此接合板壓挫屈檢核 DCR 為括號內之值，其中皆顯示接合板為較臨界或不安全之設計。承上所述，基於現行極限狀態檢核方法，此六組試體皆設計為可能發生外鋼管挫屈及接合板壓挫屈之案例，待進行試驗探討其穩定性。

### 3.2 試驗配置及量測計畫

本實驗於國震中心的多軸向試驗機 (MATS) 進行，利用夾具及接頭將試體裝置在 MATS 平台及反力牆中間，其試驗配置與方向定義如圖 11 所示。試驗採用光學量測儀器，透過光學量測相機接收量測光點之訊號，即時量測並計算量測點於空間中之三維座標，因此本試驗將量測光點佈置於圍束段及接合板處，於試體軸向受力過程中捕捉其所產生的面外變形量；而透過光學量測儀器亦可記錄 BRB 的端部面外位移量，並且依實驗需求來施加 BRB 端部面外位移。此外為量測 BRB 兩端的軸向變形量，本試驗共使用四支總行程 300mm 的位移計，分別安裝於兩端的上下側，經平均後來求得核心單元的軸向變形量。另外，本試驗亦使用兩支總行程 50mm 的位移計，分別用來量測 BRB 兩端接合板出口處的面外變形量，觀察接合板於受載歷時中之面外穩定性行為。

### 3.3 試驗加載歷程

本試驗將 BRB 試體裝置在 MATS 平台及反力牆中間，由 MATS 長向的致動器驅動平台，利用位移控制方式沿構件軸向加載，進行反覆載重試驗，其反覆加載的歷程為參考美國 AISC 341-10 規範[16]之建議，分別包含標準歷程加載及疲勞加載。標準歷程由 BRB 發生初始降伏所對應的構件軸向端點變形量開始加載，加載兩週期後，繼續由層間位移角 (inter-story drift ratio, IDR) 1%加載至 4%，其中不同 IDR 皆需加載兩週期。根據 Phase 1 及 Phase 2 試驗需求，其加載歷程分別敘述於下：

#### (1) Phase 1 試體

為激發試體發生不穩定行為，因此於標準歷程 4% IDR 後增加兩週期 5% IDR 歷程，若

試體於標準歷程下仍保持穩定行為，便進行 3% IDR 疲勞歷程直至試體破壞，如圖 12 所示。

#### (2) Phase 2 試體

此批疲勞加載的目的並非是使其發生疲勞斷裂，而是在改變並增加面外位移 (OOP drift) 下，試圖激發試體發生不穩定行為，並探求其挫屈強度。此外透過實驗結果亦可以校正並且驗證本理論模型計算面外位移之適用性。本次面外加載歷程以樓高 4750mm 為參考量，利用面外層間位移角 (OOP-IDR) 逐步增加其端部面外位移量以進行實驗，因此 Phase 2 試體之軸向及面外加載歷程如圖 13 所示，其中 2G16 及 2G16ES 之加載歷程分別如圖 13(a) 及 13(b)所示。

### 3.4 試驗結果

試驗過程中主要藉由試體軸向位移與強度關係曲線，搭配試體實際面外變形程度判斷挫屈發生與否，即試體受壓過程中未達目標位移而發生強度下降時，則判定為已開始發生挫屈破壞模式。Phase 1 試驗中 G18、G16 及 G16ES 發生整體面外撓曲挫屈，因此其接合板處面外凹折產生塑鉸且沿著圍束段產生顯著地撓曲變形，如圖 14、圖 15 及圖 16 所示，然而，G18LC 於標準加載歷程下維持穩定行為，其於疲勞歷程下進行 16 週期之 3% IDR 歷程方發生疲勞斷裂。Phase 2 試驗中 2G16 於 0% OOP-IDR 及 0.5% OOP-IDR 歷程下維持穩定行為，其於 1% OOP-IDR 下之 4% IDR 歷程最大拉強度發生疲勞斷裂；而 2G16ES 於 1% OOP-IDR 及 1.5% OOP-IDR 歷程下維持穩定行為，其於 3% OOP-IDR 下之 5% IDR 歷程最大壓強度發生整體面外撓曲挫屈之破壞，如圖 17 所示。因此這六組 BRB 試體，其軸力與軸向變形之遲滯行為如圖 18 所示。

#### (1) G18

G18 於第一週期 5% IDR 歷程下發生挫屈，其軸壓強度到達 2118kN 後便大幅衰減，喪失承壓能力。G18 最大拉強度於 5% IDR 歷程下達 1728kN，其壓力強度調整因子  $\beta$  於第二週期之 4% IDR 歷程計算為 1.17，當挫屈發生時其累積塑性應變量 (cumulative plastic deformation, CPD) 達 252。此外，因安裝誤差下之端部面外位移量經光學儀器量測為 7.3mm。透過 G18 遲滯迴圈可以觀察到於 4% IDR 壓歷程下之軸向勁度輕微上升，此現象於其他試體亦可觀察到，推測其為核心鋼板高模態挫屈所產生之效應。圖 14(a)顯示當 BRB 發生面外不穩定時，其接合段擠壓接合板所發展之面外凹折線，約位於接合段兩倍接合板厚之距離處。

#### (2) G16

G16 於第一週期 3% IDR 壓歷程挫屈，其挫屈強度為 1721kN，且其最大拉強度達 1607kN。其  $\beta$  值於第二週期之 2% IDR 歷程計算為 1.11，當挫屈發生時其 CPD 僅達 80。此外，因為製造缺陷及安裝誤差下之端部面外位移量經光學儀器量測為 57.4mm。G16 挫屈後，試驗將其拉直後再承壓，結果顯示其已喪失承壓穩定性，如圖 18 所示。圖 15(a)為其接合板所發展之面外凹折線，約位於接合段兩倍接合板厚之距離處。

#### (3) G18LC

G18LC 於標準加載歷程下維持穩定之遲滯行為，其於疲勞歷程下第 16 週期之 3% IDR 歷程方發生疲勞斷裂，其 CPD 達 674。G18LC 於第二週期之 5% IDR 歷程下最大拉強度與最大壓強度分別達 1747kN 及 2178kN，其對應之  $\beta$  值為 1.25。此外，G18LC 因為製造缺陷及安裝誤差下之初始端部面外位移量經光學儀器量測為 72.2mm。

#### (4) G16ES

有鑑於前三組試體皆存在自然安裝下之端部面外位移，因此 G16ES 便透過光學量測儀器將其調整至無初始端部面外位移方進行

試驗，其於標準加載歷程下維持穩定行為，並無挫屈破壞發生，因此試驗將平台端移動  $1/100L_0$  (57.1mm)，並且從標準歷程之 3% IDR 開始加載，觀察面外位移對其整體穩定性之影響。最後 G16ES 於第一週期 5% IDR 壓歷程挫屈，挫屈強度為 1942kN，最大拉強度為 1680kN，其  $\beta$  值於挫屈前之第二週期 4% IDR 歷程為 1.16，CPD 達 491。圖 16(a)為其接合板發展之面外凹折線，其中長邊加勁板阻礙凹折線發展，使其沿長邊開口處產生面外凹折。其遲滯行為如圖 18，其中無面外位移試驗為 G16ES(I)；有面外位移則為 G16ES(II)。

#### (5) 2G16

2G16 之加載歷程如圖 13(a)，其於試驗前利用光學量測儀器調整至 0% OOP-IDR(I)方進行試驗，其於 0% OOP-IDR(I)及 0.5% OOP-IDR(23.75mm, II)歷程下皆維持穩定行為，無挫屈破壞發生。試體於 1% OOP-IDR(47.5mm, III)之 3% IDR 歷程下依然維持穩定行為，然而當歷程進行至 4% IDR 最大拉歷程時，試體發生疲勞斷裂，實驗終止。此時最大拉強度為 1637kN，其 CPD 達 426。2G16 於 0.5% OOP-IDR 下 4% IDR 歷程之最大發展拉強度與壓強度分別為 1671kN 及 1939kN，其  $\beta$  值為 1.16。根據 2G16 試驗結果，初步驗證本研究所推導之穩定性模型在預測上是適用的，因此在考量其累積塑性應變量後，為了防止下一支試體 2G16ES 在未發生挫屈前便疲勞斷裂，故 2G16ES 疲勞加載歷程需作調整，如圖 13(b)所示。

#### (6) 2G16ES

2G16ES 於試驗前利用光學量測儀器調整至 1% OOP-IDR(47.5mm, I)方進行標準加載歷程，其於 1% OOP-IDR(I)及 1.5% OOP-IDR(71.25mm, II)歷程下皆維持穩定行為，並無挫屈破壞發生。然而持續進行至 3% OOP-IDR(142.5mm)下之 4% IDR 歷程(III)時，試體亦維持良好穩定性，無挫屈破壞發生，其所發展之最大拉強度與壓強度分別為 1688kN

及 1956kN， $\beta$  為 1.16。因此為激發試體發展出整體撓曲挫屈行為，因此於 3% OOP-IDR 下進行 5% IDR 歷程(IV)，最後試體於 5% IDR 歷程發生挫屈，其挫屈強度為 2092kN，CPD 達 331。圖 17(a)為其接合板發展之面外凹折線，其面外撓曲挫屈形態如圖 17(b)所示。試驗結束後，本研究將其圍束段端部及中間處之外鋼管切開，觀察鋼管內水泥砂漿之圍束情形如圖 17(c)、17(d)所示，其中圍束段端部並無水泥砂漿開裂之現象，顯示其圍束效果良好，驗證

於圍束段之撓曲剛度計算上（如式(22)）應無須折減水泥砂漿之剛度；而圍束段中間處之水泥砂漿已產生撓曲開裂，喪失圍束效果，亦驗證其塑鉸強度計算（如式(23)）之適用性。

根據試驗結果（圖 14-圖 17），於試體挫屈時，考慮圍束段中間處之砂漿應已開裂，若持續受壓，則其圍束段中間處塑鉸發展愈顯著，亦即本文所提線性效應於面外撓曲變形之佔比會愈來愈高，符合試驗觀測現象。

表 1 材料性質

試體	$E_m$ (GPa)	$\sigma_m$ (MPa)	$\sigma_{cy}$ (MPa)	$\sigma_{cu}$ (MPa)	$\sigma_{ry}$ (MPa)	$\sigma_{ru}$ (MPa)	$\sigma_{gy}$ (MPa)	$\sigma_{gu}$ (MPa)
Phase 1	15.7	41.8	370	529	494	570	363	511
Phase 2	20.4	69.0	379	528	329	526	379	528

$\sigma_{cy}$ ：核心鋼板降伏應力

$\sigma_{cu}$ ：核心鋼板拉力強度

$E_m$ ：砂漿彈性模數

$\sigma_{ry}$ ：外管降伏應力

$\sigma_{ru}$ ：外管拉力強度

$\sigma_m$ ：砂漿抗壓強度

$\sigma_{gy}$ ：接合板降伏應力

$\sigma_{gu}$ ：接合板拉力強度

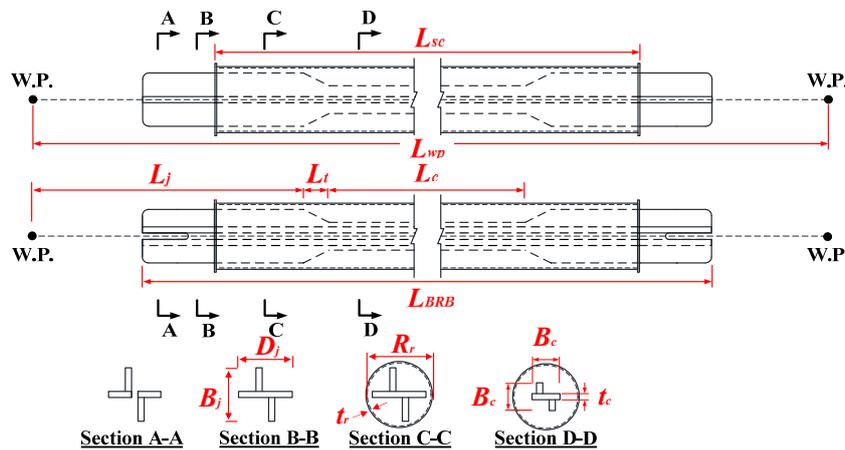


圖 10 試體尺寸細部設計示意圖

表 2 試體設計尺寸

試體	$t_c$ (mm)	$B_c$ (mm)	$B_j$ (mm)	$D_j$ (mm)	$R_r$ (mm)	$t_r$ (mm)	$L_c$ (mm)	$L_t$ (mm)	$L_{sc}$ (mm)	$L_{BRB}$ (mm)	$t_g$ (mm)
G18					216.3						18
G16	16	103	162	172	216.3	7	4530	70	5210	5760	16
G18LC					267.4						18
G16ES					216.3						16
2G16	16	103	162	172	267.4	6	5946	70	6666	7320	16
2G16ES											

表 3 穩定性相關之設計檢核結果 (採標稱材料強度及最大設計軸壓強度計算)

破壞模式		G18	G16	G18LC	G16ES	2G16	2G16ES
BRB 外管撓曲挫屈		0.97	0.97	0.58	0.97	0.94	0.94
BRB 接合段挫屈		0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
接合板挫屈	$K=0.65$	0.83	0.95	0.83	(0.95)	0.95	(0.95)
	$K=2.0$	(1.10)	(1.34)	(1.10)	1.34	(1.31)	1.31

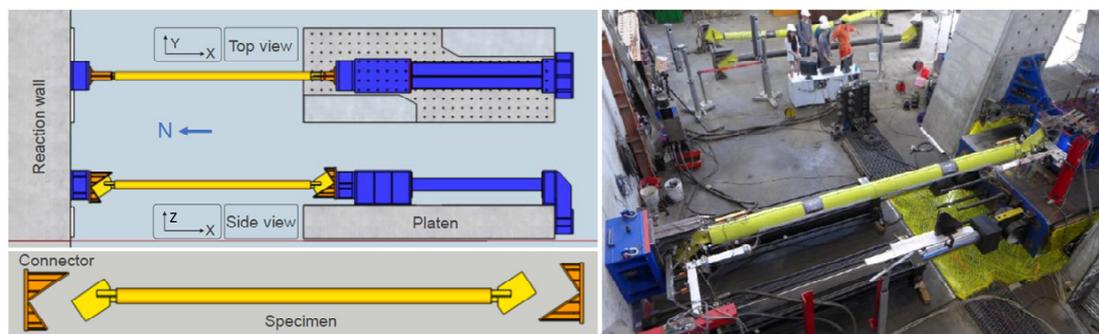


圖 11 BRB 試驗配置

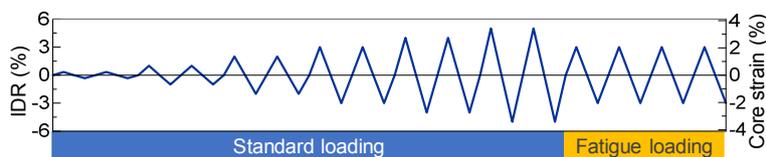


圖 12 Phase 1 試體加載歷程

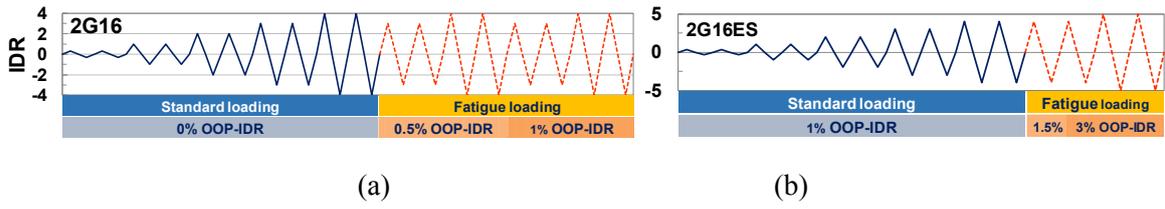


圖 13 Phase 2 試體加載歷程

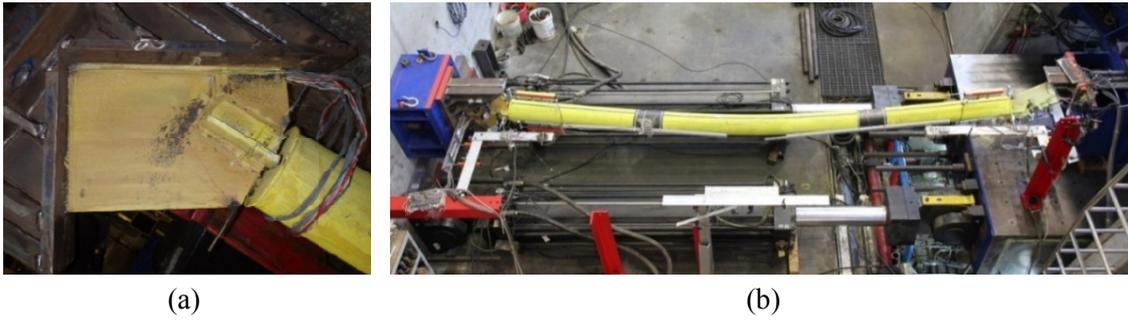


圖 14 G18 試體(a)南端接合板之凹折線及(b)整體撓曲挫屈



圖 15 G16 試體(a)南端接合板之凹折線及(b)整體撓曲挫屈

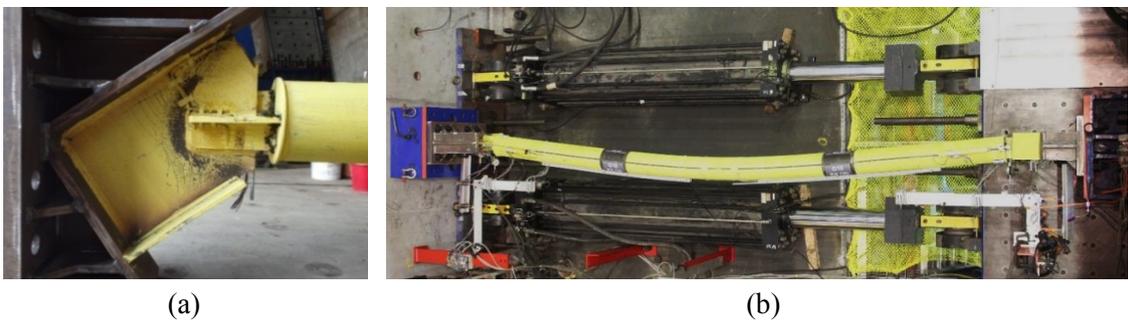


圖 16 G16ES 試體(a)南端接合板之凹折線及(b)整體撓曲挫屈

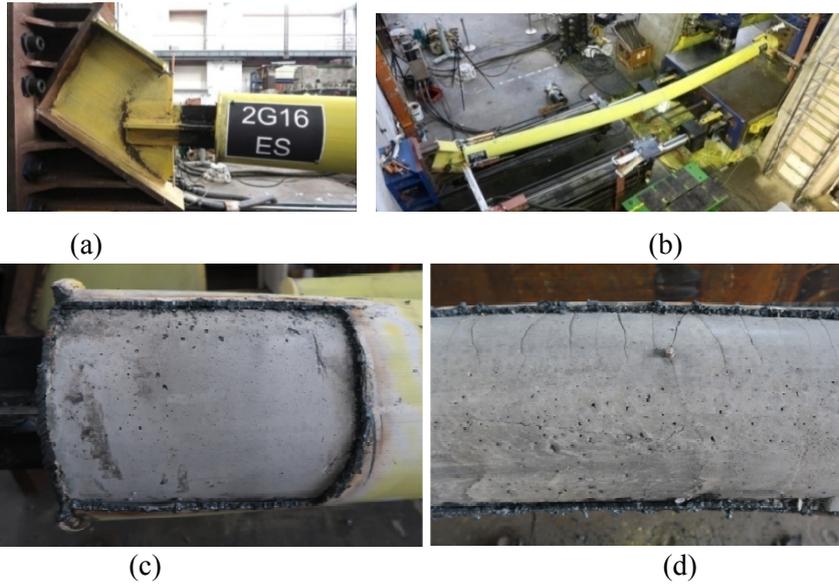


圖 17 2G16ES 試體(a)北端接合板之凹折線、(b)整體撓曲挫屈、(c)圍束段端部水泥砂漿(未開裂)及(d)圍束段中間處水泥砂漿(開裂)

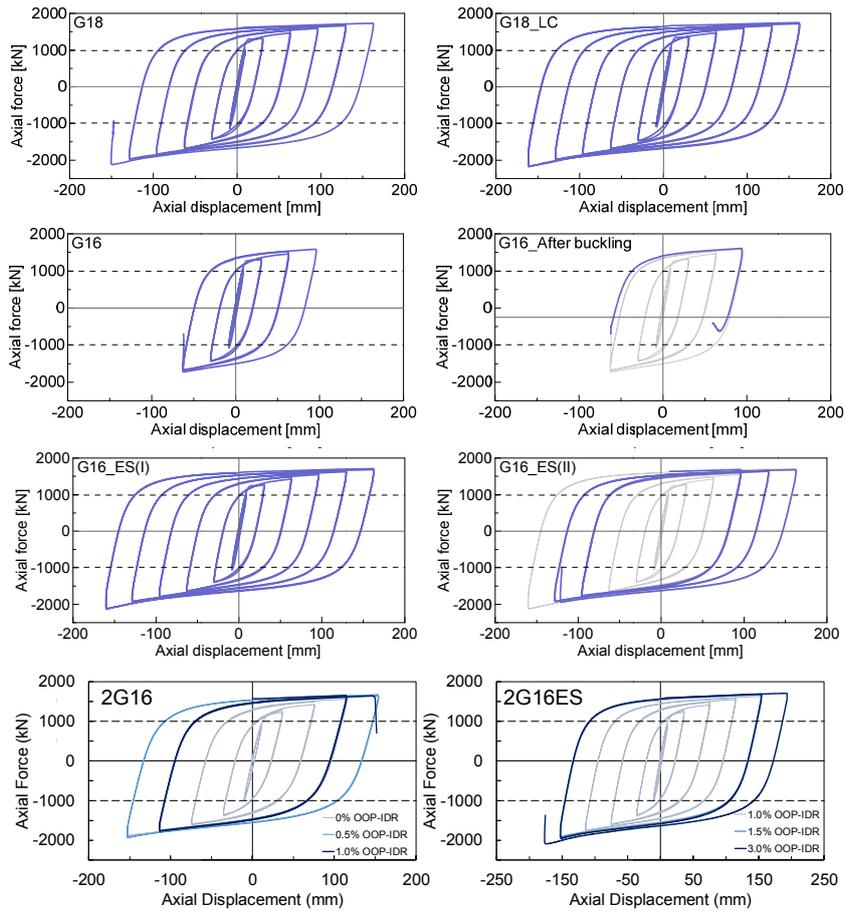


圖 18 試體軸力與軸向變形關係圖

## 四、穩定性評估模型預測與試驗分析

### 4.1 面外變形量測結果

圖 19 顯示試體圍束段兩端 (Point A and C) 及其中點處 (Point B) 之面外變形歷程；圖 20 顯示試體於不同 IDR 尖峰壓力下所量測而得之形狀變形，其中紅線表該 IDR 歷程下之面外挫屈變形。根據圖 19 所示，G18、G18LC、G16ES(I)及 2G16 圍束段兩端部之面外變形方向為反向，顯示其於加載歷程中為反對稱形態所驅動；而 G16 及 G16ES(II)之圍束段兩端部面外變形方向為同向，顯示其於加載歷程中為對稱形態；此外，2G16ES 圍束段兩端部於 1% 及 1.5% OOP-IDR 歷程下之面外變形尖峰值為同向，顯示其為同向變形，然而其於 3% OOP-IDR 歷程下變為反向變形。其中 G18 及 2G16ES 於挫屈前為反對稱形態，然而當其發生面外不穩定而挫屈時，圍束段向西側激發同向之挫屈形態。根據圖 20 亦顯示發生挫屈之試體，其面外挫屈方向皆與其端部面外位移方向為同向，說明 BRB 若存在較大的端部面外側位移時，其於軸壓強度增加下會造成圍束段中點處面外變形逐漸惡化，最終導致 BRB 發生整體撓曲挫屈。而 G18LC 雖存在 72.7mm 端部面外位移量，但其較大圍束單元尺寸有效提供圍束效果，能避免其發生面外挫屈。

根據圖 19 所示，圍束段中點之面外變形可反應圍束段之彈性變形程度，隨面外變形 IDR 歷程愈大，其彈性變形程度亦愈大。其中 G16 及 G16ES(II)於試驗前便存在較大之面外缺陷，因此其中點處之面外變形於反覆載重試驗中逐漸惡化，最終亦導致 BRB 發生挫屈。而上述現象亦可由圖 20 所顯示之形狀變形觀察到，其中包含 BRB 面外變形行為、圍束段撓曲面外變形量、端部面外側位移量以及撓曲挫屈發生之面外變形與方向。

### 4.2 穩定性評估及預測分析

#### (1) FR-model

表 4 顯示試體挫屈前及其最大壓歷程下之長度尺寸，其中亦記錄試體初始面外缺陷量  $a_0$  及端部面外位移量  $\delta_0$ 。此外，因為 2G16 於 1% OOP-IDR 之 4% IDR 最大拉歷程下發生疲勞斷裂，因此便取其於 1% OOP-IDR 之 3% IDR 最大壓歷程下長度尺寸作計算。

表 5 顯示陳力維所發展之 FR-model 於計算試體挫屈強度之穩定性相關參數，其中  $P_{exp}$  為實驗量測而得之挫屈強度或最大壓強度，對於挫屈試體 (G18、G16、G16ES(II) 及 2G16ES(IV))，計算而得之挫屈強度 DCR 介於 0.94 至 1.04 間，顯示這些試體穩定性為較臨界之狀態，與實驗結果相符，亦驗證此穩定性評估模型之有效性。此外，對於未挫屈試體 G16ES(I)之評估 DCR 為 0.99 亦顯示其為臨界之狀態；G18LC 之評估 DCR 為 0.64 顯示大管徑設計能有效提升其整體穩定性；而對於 2G16 之評估 DCR 最大為 0.88，有效預測不會發生挫屈行為，但亦顯示其仍為較臨界之狀態。因此陳力維所提評估模型可反應圍束段撓曲勁度效應、初始面外缺陷、端部面外位移及接合板旋轉勁度與強度之效應，並有效地計算 BRB 的挫屈強度，其相對誤差皆小於 6%，顯示此評估模型具預測可靠性及有效性。

FR-model 之穩定性理論分析與實驗歷程時行為之比較如圖 21 所示，其中顯示 G18、G18LC、G16ES(I)、2G16、2G16ES 試體於歷程中之面外變形勁度較大，與第二模態面外勁度相近；而 G16 及 G16ES(II)試體存在 1% OOP drift 及較大之面外缺陷，使其面外勁度較小，與第一模態面外勁度相近，且沿著其所計算而得之 EBP 發展至面外挫屈，並沿著計算而得之 USP 喪失其承壓強度；然而，G16 及 G16ES(II)挫屈後之承壓強度衰減幅度較大，

與 USP 路徑不盡吻合，推論為圍束段中間處產生塑鉸之效應，影響其挫屈後之塑性行為。此外，觀察 2G16 及 2G16ES 於實驗下所量測之壓歷時行為，顯示隨著端部面外位移量逐漸增加會削減其面外勁度，並使 2G16ES 於 3% OOP-IDR 之 5% IDR 歷程下沿著其 EBP 發展並發生挫屈行為。

## (2) S-model

本研究利用 G16 及 G16ES(II) 所量測而得之挫屈幾何 (圖 6(b)) 進行分析，其中觀察到 G16 於挫屈後之圍束段變形主要為正弦撓曲變形所控制，即圍束段中間處塑鉸發展程度低；而 G16ES(II) 於挫屈後之圍束段變形，其線性面外變形量貢獻效應較顯著，亦即圍束段中間處塑鉸發展程度較高。因為 G16 及 G16ES(II) 試體之設計及受載條件皆相同，僅有接合板緣加勁情況不同，因此透過這兩組試體所表現之挫屈行為，本研究推論線性面外變形量可以反應接合板旋轉勁度效應。承上所述，本研究提出一適用破壞機制以發展穩定性預測模型，假設其接合板塑性旋轉角  $\theta_p^s$  為 0.1 弧度，若接合板無加厚且無加勁之試體其破壞機制為純正弦函數，不考慮圍束段中間塑鉸之效應；而若接合板緣有加勁之試體，本研究假設其線性面外變形量比例為 30%，亦即考慮圍束段中間處塑鉸之效應；若接合板加厚但無加勁之試體，本研究以線性面外變形比 10% 考慮之。因此對於 Phase 1 及 Phase 2 試體，本評估模型所預測結果見表 6 所示，其中 Phase 1 發生挫屈之試體 (G18、G16、G16ES(II)) 其評估 DCR 分別為 0.97、1.02、1.05，皆顯示其位於臨界及易發生挫屈狀態，其挫屈強度預測誤差皆小於 5%；

而未挫屈試體 (G18LC、G16ES(I)) 之評估 DCR 分別為 0.60 及 0.94，亦顯示 G18LC 為保守之設計且 G16ES(I) 位於可能發生挫屈之臨界狀態。因此透過 Phase 1 試體預測結果，顯示本穩定性評估模型可以有效地反應接合板加厚、加勁、加大鋼管尺寸以及端部面外位移之效應，具適用性及有效性。而本模型於不同設計長度 BRB (Phase 2) 之預測挫屈強度亦如表 6 所示，其中顯示 2G16 試體於受載歷程中之最大評估 DCR 為 0.84，有效地預測其未挫屈狀態；而 2G16ES 於 3% OOP-IDR, 5% IDR 歷程之評估 DCR 為 1.02，亦有效地預測其挫屈行為，其預測與實際挫屈強度相對誤差為 1.5%，顯示本模型可有效地反應端部面外位移效應及不同設計外鋼管尺寸，於預測不同設計長度 BRB 之挫屈強度依然具可靠性及有效性。

若比較現行設計方法於實驗最大軸壓下之穩定性相關極限狀態 (表 7)，顯示現行簡化設計方法屬保守，並且可反應其外鋼管及接合板可能發生挫屈之情形，然而此法未考量圍束鋼管與接合板彼此間的穩定互制效應，無法反應 G18LC、2G16 未產生接合板挫屈情形，亦無法反應施工誤差及 G16ES、2G16ES 試體於端部面外側位移效應下之整體撓曲挫屈行為。因此本研究發展之 BRB 穩定性 FR-model 及 S-model 可應用於整體撓曲挫屈之極限狀態檢核，優化 WES-BRB 之設計並協助國內結構工程師設計出更經濟且安全的 BRB 與接合。此外，S-model 無須對個別案例進行有限元素模型分析，便能計算其挫屈強度，十分具工程應用價值，其計算流程圖如圖 22 所示。

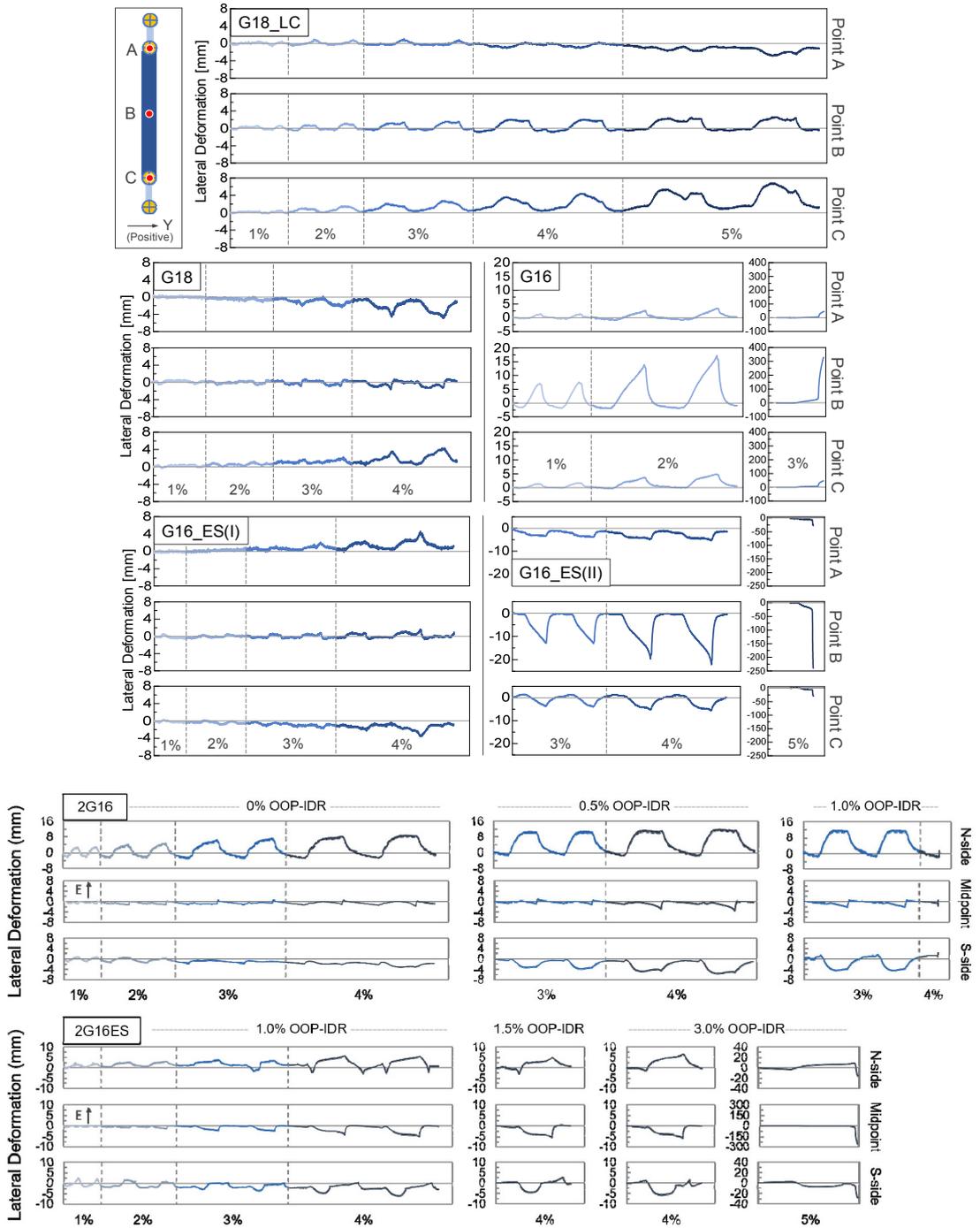


圖 19 試體圍束段之面外變形歷時

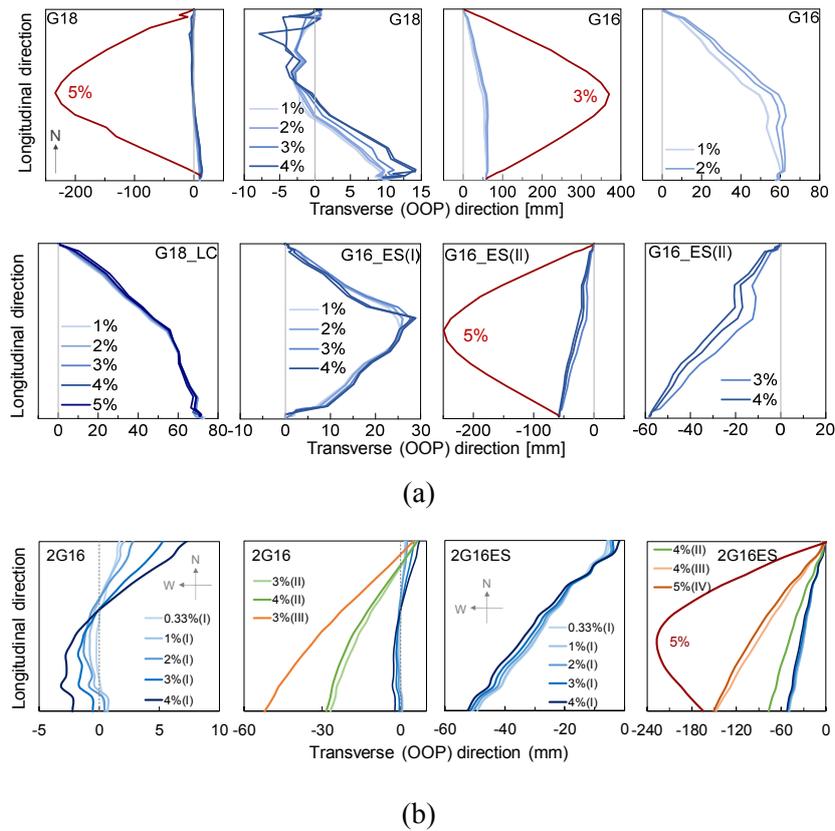


圖 20 (a) Phase 1 試體總成及(b) Phase 2 試體圍束段之面外變形

表 4 試體量測尺寸數據

試體	端部 面外位移	IDR	$L_0$ (mm)	$\xi_1 L_0$ (mm)	$\xi_2 L_0$ (mm)	$L_{in}$ (mm)	$a_0$ (mm)	$\delta_0$ (mm)	$s_r$ (mm)
G18	0.1% drift	5.0%	5678	247	220	332	7.6	7.3	
G16	1.0% drift	3.0%	5758	277	271	300	9.0	57.4	
G18LC	1.3% drift	5.0%	5671	234	222	341	16.3	72.7	2
G16ES (I)	0.0% drift	5.0%	5663	235	217	340	21.0	0.3	
G16ES (II)	1.0% drift	5.0%	5695	248	236	332	21.0	57.1	
2G16 (I)	0.0% IDR	4.0%	7231	277	288	361.3	5.2	0.1	
2G16 (II)	0.5% IDR	4.0%	7231	277	288	360.8	5.1	23.3	2
2G16 (III)	1.0% IDR	3.0%	7270	297	307	342.0	5.0	46.8	
2G16ES (I)	1.0% IDR	4.0%	7231	269	296	353.2	1.1	47.7	
2G16ES (II)	1.5% IDR	4.0%	7231	268	297	352.2	1.1	71.3	
2G16ES (III)	3.0% IDR	4.0%	7232	268	298	350.8	1.3	143.1	2
2G16ES (IV)	3.0% IDR	5.0%	7209	254	209	358.9	1.2	143.1	

註： $L_{in}$ 為接合段插入圍束段之長度， $s_r$ 為脫層材厚度[12]。

表 5 FR-model 穩定性評估結果

試體	$EI_{eff}$ (kN-m <sup>2</sup> )	$K_g$ (kN-m)	$K_r$ (kN-m)	$M_p^g$ (kN-m)	$M_0^g$ (kN-m)	$P_{cr}^r$ (kN)	$P_{cr}^B$ (kN)	$P_{lim}$ (kN)	$P_{exp}$ (kN)	DCR
G18	6437	585.4	173460	14.69	3.1	1686	2352	2045	2118	1.04
G16	6437	436.6	128644	11.66	6.1	1658	2203	1841	1721	0.94
G18LC	13085	585.4	143811	14.69	7.5	2945	4408	3390	2178*	0.64
G16ES (I)	6437	848.3	186564	21.7	8.7	1692	2513	2152	2126*	0.99
G16ES (II)	6437	848.3	173460	21.7	16.0	1680	2487	1959	1942	0.99
2G16 (I)			146945		0.7	1801	2535	2212	1901*	0.86
2G16 (II)	11867	567.0	146336	14.4	2.5	1801	2535	2187	1939*	0.88
2G16 (III)			124632		4.5	1793	2509	2127	1768*	0.83
2G16ES (I)			137282		5.7	1802	2646	2290	1918*	0.84
2G16ES (II)	11867	808.5	136119	21.3	8.1	1802	2646	2255	1933*	0.86
2G16ES (III)			134502		15.6	1802	2646	2083	1956*	0.93
2G16ES (IV)			144042		15.6	1807	2661	2095	2092	1.00

\* 試體於穩定歷程下所發展之最大壓強度

註： $K_g$  及  $K_r$  分別為接合板及圍束段端部彈簧之旋轉勁度， $M_p^g$  及  $M_0^g$  分別為接合板彈簧之彎矩強度及初始缺陷所造成之額外彎矩需求[12]。

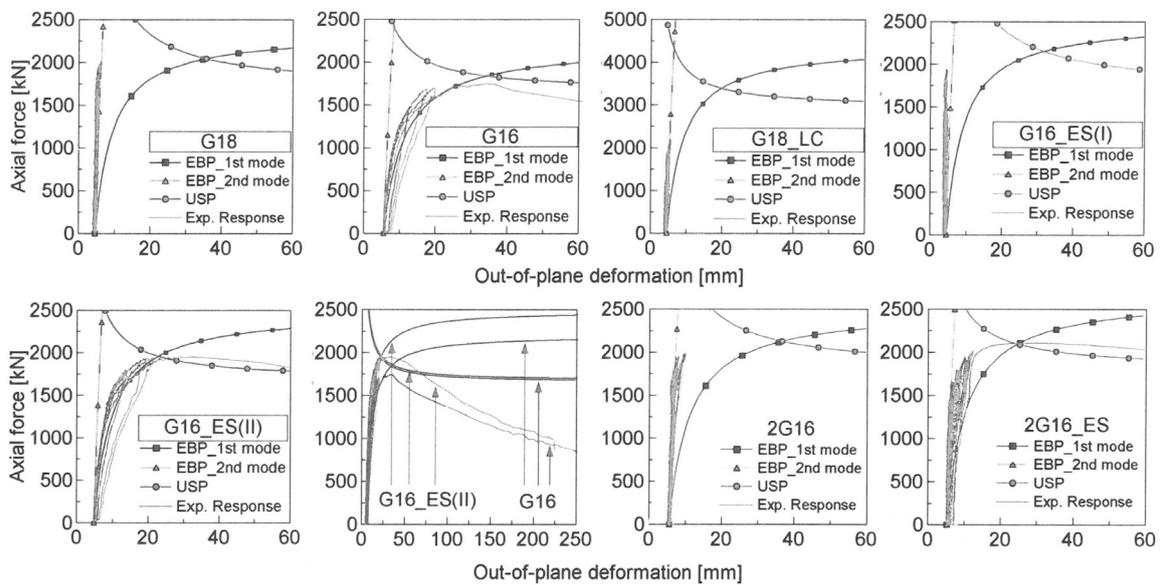


圖 21 FR-model 穩定性評估結果與實驗量測結果比較

表 6 S-model 穩定性評估結果

試體	端部面外位移	IDR	$P_{lim}$ (kN)	$P_{exp}$ (kN)	$(P_{lim}-P_{exp})/P_{exp}$	DCR
G18	0.1% drift	5.0%	2187	2118	3.3%	0.97
G16	1.0% drift	3.0%	1681	1721	-2.3%	1.02
G18LC	1.3% drift	5.0%	3646	2178*	-	0.60
G16ES (I)	0.0% drift	5.0%	2263	2126*	-	0.94
G16ES (II)	1.0% drift	5.0%	1852	1942	-4.6%	1.05
2G16 (I)	0.0% IDR	4.0%	2402	1901*	-	0.79
2G16 (II)	0.5% IDR	4.0%	2321	1939*	-	0.84
2G16 (III)	1.0% IDR	3.0%	2244	1768*	-	0.79
2G16ES (I)	1.0% IDR	4.0%	2504	1918*	-	0.77
2G16ES (II)	1.5% IDR	4.0%	2375	1933*	-	0.81
2G16ES (III)	3.0% IDR	4.0%	2063	1956*	-	0.95
2G16ES (IV)	3.0% IDR	5.0%	2060	2092	-1.5%	1.02

\* 試體於穩定歷程下所發展之最大壓強度

表 7 穩定性相關之設計檢核結果 (採真實材料強度及實驗最大軸壓強度計算)

破壞模式	G18	G16	G18LC	G16ES(I)	G16ES(II)	2G16(II)	2G16ES(IV)
BRB 外管撓曲挫屈	1.16	0.94	0.71	1.16	1.06	1.04	1.12
BRB 接合段挫屈	1.13	0.91	1.16	1.13	1.03	1.00	1.09
接合板挫屈	$K=0.65$	0.90	0.83	0.92	(1.02)	(0.93)	0.90
	$K=2.0$	(1.22)	(1.22)	(1.26)	1.51	1.38	(1.30)

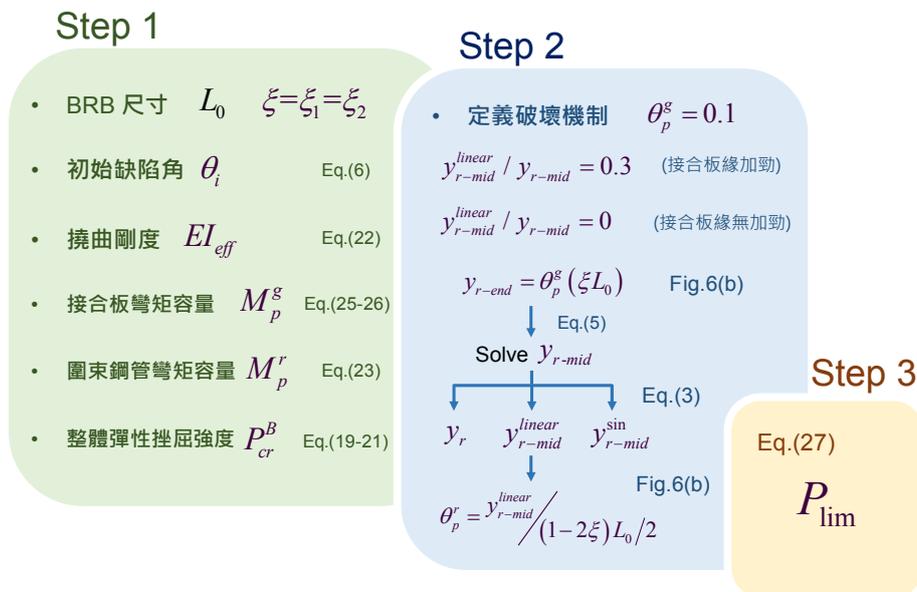


圖 22 S-model 計算流程圖

## 五、多設計案例評估分析

### 5.1 設計案例介紹

現行 WES-BRB 設計方法是採容量設計 (capacity design)，利用 BRB 可能發展軸向最大拉力及壓力強度，將 BRB 各部位可能發生極限狀態 (limit state) 處分別進行設計及 DCR 的檢核，詳細說明參考[8,9]。然而，此一系列的評估公式並無法反應當 BRB 及接合承受極限壓力下，其可能產生的局部塑性對整體挫屈行為之效應，亦無法反應出鋼管尺寸與內灌水泥沙漿合成、以及其他變數對 BRB 穩定性造成的影響，其中包含施工面外誤差、端部面外位移、接合板塑性彎矩容量及旋轉勁度等效應。

因此本研究欲對業界常用的 BRB 噸數、構架尺寸與配置型式所規劃出之 581 組 BRB 設計案例[9]進行穩定性的分析。其中樓高  $H_{col}$  設定為 4000mm，梁長  $L_{beam}$  設定 4000~10000mm，間隔 1000mm，因此共規劃出 7 組構架尺寸  $L_{beam}/H_{col}$  比例為 1.0、1.25、1.5、1.75、2.0、2.25 及 2.5，如圖 23(c)；BRB 設計噸位從 100tonf (981kN) 至 800tonf (7845kN)，共 17 組噸位，如圖 23(a)；而於工程應用上，每種噸位可採用 4-5 種不同核心鋼板厚度  $t_c$  作設計，如圖 23(b)所示。其中 BRB、梁、箱型柱皆採用 CNS SN490CM 材料。

### 5.2 採用假設與分析方法

根據現行習見方法設計的案例共 581 組，每一設計例皆可求得其外鋼管及接合 DCR 及 BRB 可能發展之最大軸向壓力強度。然而根據 Chen 等人[12]之研究成果，考量內灌水泥沙漿之圍束效應下，外鋼管 DCR 對 BRB 穩定性有非常顯著的影響，因此本研究僅選取外鋼管 DCR 大於 0.75 之設計案例進行分析。從 581 組設計案例中僅選出共 147 組外鋼管 DCR 大

於 0.75 的案例，其設計噸位與外鋼管 DCR 間之關係如圖 24 所示，可發現所選取之設計例主要集中於 100 噸至 400 噸之間，亦即在現行設計方法下，中低噸位 BRB 在鋼管設計上較經濟，顯示其外鋼管 DCR 較大；然而高噸位 BRB 因為核心尺寸較大關係，因此在鋼管設計上僅能選擇較大尺寸之外鋼管以便核心穿通，在長度相似情形時造成鋼管的 DCR 普遍較小，其中僅有少部分設計例大於 0.75。

在撰寫程式進行大量數值計算前，本研究先對所有設計例進行必要之假設。因為 BRB 材料採 CNS SN490CM，因此核心鋼材、外鋼管及接合板之降伏強度皆採用標稱強度 324MPa，材料超強因子  $R_y$ 、材料應變硬化因子  $\omega$ 、BRB 壓力強度調整因子  $\beta$ ，則分別採用 1.2、1.3 及 1.15，而鋼材彈性模數  $E_s$  採用 204GPa。此外，在估算鋼管內灌水泥沙漿之彈性模數  $E_m$  時為保守起見，採用[12]材料試驗結果，假設水泥沙漿之彈性模數為鋼材彈性模數之 1/13 倍，因此 BRB 圍束單元之撓曲剛度  $EI_{eff}$  如式(22)計算而得。

本研究假設 BRB 外鋼管的初始面外缺陷  $a_0$  為 1‰ 之 BRB 有效總長度；而 BRB 的端部面外位移  $\delta_0$  假設來自於安裝誤差，為 1‰ 之有效總長度(1% OOP drift)。此外本文採用式(19)及式(20)計算 BRB 整體彈性挫屈強度  $P_{cr}^B$ ，其中  $\Delta L$  為 BRB 彈性挫屈前的壓縮量，本文於預測時使用其設計軸向壓縮量來做計算。對於接合板加勁之設計例，本文採用於 5% IDR 下之設計軸向壓縮量來作為其 BRB 彈性挫屈時的軸向壓縮量；若對於接合板緣未加勁之設計例，本文採用 4% IDR 下之設計軸向壓縮量作計算。

本文利用 S-model 所發展之破壞機制預測及分析方法來進行數值計算，假設接合板塑性轉角為 0.1 弧度，對於接合板未加勁之設計例，本文假設其破壞機制為正弦函數面外變形；對

於接合板緣加勁之設計例，本文假設其破壞機制之線性面外變形比例約為圍束段面外變形量的 30%。然而，因為所有設計例之接合板緣皆有加勁，因此選取破壞機制時，皆取接合板之塑鉸旋轉角為 0.1 之下，其線性面外變形量比例為 30%之破壞機制，因此本研究撰寫程式來進行大量數值計算，評估現行容量設計法之設計案例穩定性。

### 5.3 原設計例之評估結果

假設 BRB 因為安裝誤差造成之端部面外位移  $\delta_0$  為 1% 弧度，此 147 組 BRB 設計案例分析結果如圖 25 所示，其中橫軸為設計例之外鋼管 DCR；縱軸為 S-model 所預測之整體撓曲挫屈強度  $P_{lim}$  與設計例之最大軸向壓力強度  $P_{max}$  之比值，本文稱為挫屈強度比值；圖中右側為 BRB 設計噸位。若挫屈強度比值大於 1，則表示所預測之挫屈強度大於最大軸壓設計強度，因此代表此設計為安全；反之若比值小於 1，則代表其為不安全之設計，顯示 BRB 尚未達到其最大軸壓設計強度便可能產生面外不穩定而發生挫屈。

根據圖 25，可發現所有外鋼管 DCR 大於 0.75 的設計案例中，所有預測挫屈強度比值皆大於 1.0，亦即在容量設計觀點下所設計之

BRB 與接合，其本研究所預測之撓曲挫屈強度皆大於最大軸壓設計強度，顯示若使用現行設計方法[8,9]，其設計結果為保守且安全。

### 5.4 接合板有無加勁及不同端部面外位移效應分析

若考慮接合板尺寸大小不改變但未加勁來進行分析，分析結果如圖 26(a)所示，顯示已有一些設計例其挫屈強度比值小於 1，這些案例的外鋼管 DCR 幾乎都大於 0.9 以上，顯示預測將不穩定之案例其外鋼管皆為較臨界之設計；此外，接合板緣無加勁下之挫屈強度減損幅度介於 5%至 20%之間，影響相當顯著。本研究亦對此 147 設計例進行端部面外位移參數分析，考量現地安裝誤差及地震下之面外層間側移角，共假設為 2% OOP drift，其分析結果如圖 26(b)所示，其中顯示已有一些外鋼管 DCR 大於 0.9 之設計例其挫屈強度比小於 1，亦顯示當 BRB 端部面外側移角由 1%增至 2%時，其挫屈強度減損幅度約介於 12%至 15%，影響亦非常顯著，故施工及安裝時應盡量減少端部面外錯位。綜上所述，這些設計例之分析結果顯示於現行設計方法下，若外鋼管 DCR 設計於 0.9 之內，將使其面外穩定更有保障。

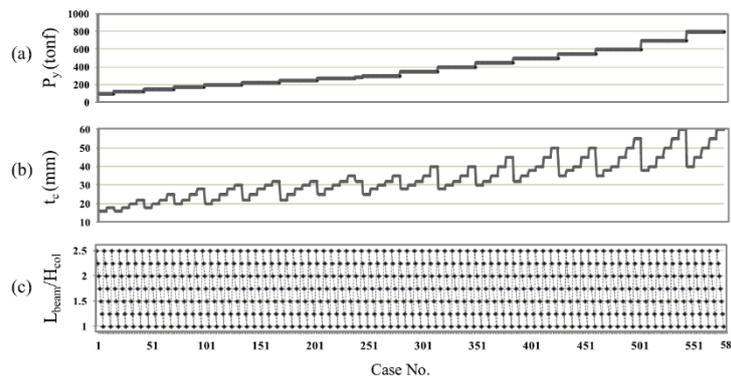


圖 23 581 組 WES-BRB 之降伏強度、核心厚度及框架尺寸變化分佈[9]

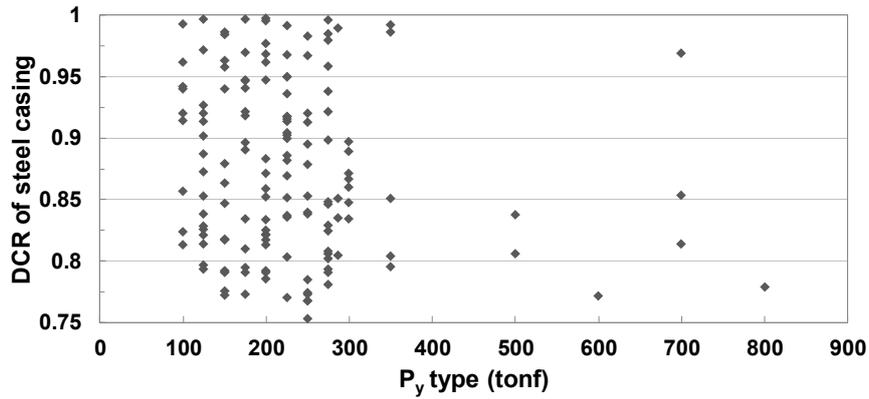


圖 24 147 組設計案例之設計噸位及外鋼管 DCR 關係分佈圖

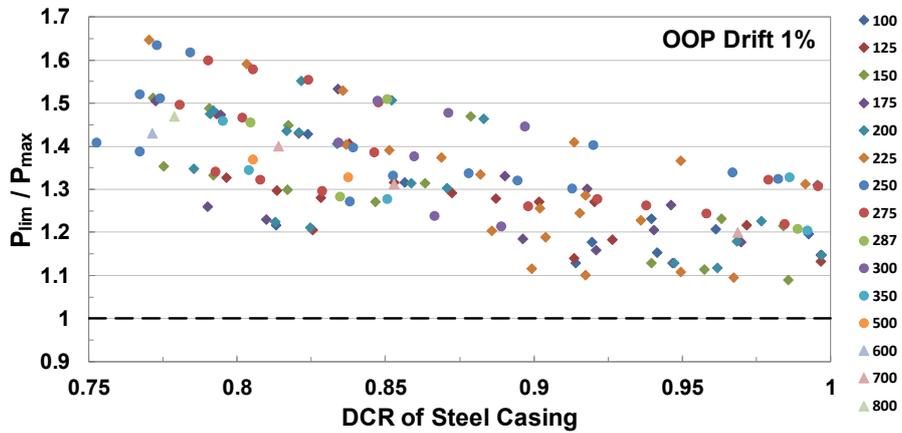


圖 25 147 組設計例之外鋼管 DCR 及預測挫屈強度比值關係圖

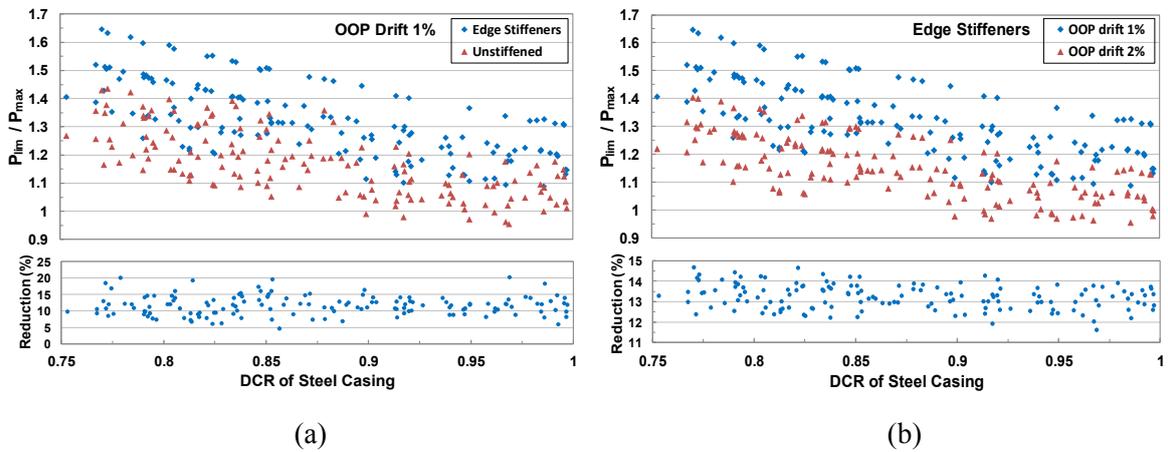


圖 26 比較(a)接合板有或無加勁及(b) OOP drift 效應下之預測挫屈強度減損幅度

## 六、結論與建議

1. FR-model 及 S-model 可以應用於整體撓曲挫屈之極限狀態檢核，優化 WES-BRB 設計，協助結構工程師設計出更經濟且安全的 BRB 與接合。
2. S-model 無須對個案例進行有限元素模型分析，便能直接計算挫屈強度，十分具工程應用價值。本研究由 6 組不同長度、不同端部面外位移量、接合板緣有或無加勁之試體實驗結果顯示，S-model 簡化評估模型具可靠性及準確性，預測誤差小於 5%。
3. 考量內灌水泥砂漿之效應下，圍束單元對於 BRB 穩定性的提升效果顯著，試驗結果證實高強度無收縮水泥砂漿之圍束效果良好，圍束段撓曲剛度無須進行折減。
4. 本研究利用正弦及線性函數描述圍束段面外變形之幾何形狀，透過兩種形狀量值的比例分配反應接合板旋轉勁度所造成之破壞機制，其中正弦效應反映 BRB 在整體挫屈後其圍束單元的撓曲變形程度，而線性效應則是反映 BRB 在挫屈後其圍束段中間塑鉸的發展情形。
5. 簡化穩定性評估模型可確實反應 BRB 端部面外位移會降低其面外穩定性，由 147 組設計案例分析顯示端部面外位移角由 1% 升至 2% 弧度，其挫屈強度減損幅度介於 12% 至 15% 之間；而若接合板緣無加勁時，挫屈強度將減損約 5% 至 20%，因此在 BRB 工程應用，接合板加勁為必要之設計。
6. 本研究對於槽接式挫屈束制支撐之 147 設計例進行穩定性評估，顯示使用現行容量設計法及多種極限狀態之檢核，設計結果保守且安全。若將外鋼管 DCR 設計於 0.9 之下，將使其面外穩定性更有保障。

## 誌謝

感謝科技部「先進挫屈束制支撐抗震技術應用研究計畫」經費支持（計畫編號：MOST 104-2221-E-002-114-MY3），亦感謝國家地震工程研究中心同仁對於試驗的專業協助。感謝莊明介博士、闕慎佑先生於本研究模型分析或試驗提供非常寶貴的經驗與建議。衷心感謝研究室同學陳雋、黃昱竣、鍾侑津、徐筱晴於試驗期間不吝提供協助。感謝財團法人中技社科技獎學金給予本研究團隊及研究成果肯定與鼓勵。

## 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 & 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 41-64 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 & Structural Dynamics*, 45(14), 2303-2326.
4. 楊巽閔、黃潔倫、吳安傑、李昭賢、蔡青宜、王孔君、蔡克銓，2016。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：二、試驗結果與模擬分析，*結構工程*，第 31 卷，第 2 期，第 115-136 頁。
5. Wu AC, Tsai KC, Yang HH, Huang JL, Li CH, Wang KJ, Khoo HH, 2017, Hybrid experimental performance of a full-scale two-story buckling-restrained braced RC frame, *Earthquake Engineering &*

- Structural Dynamics, 46(8), 1223-1244.
6. 蔡克銓、吳安傑、林保均、魏志毓、莊明介，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。
  7. 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 & Structural Dynamics*, 43(12), 1785-1807.
  8. 林保均、蔡克銓、吳安傑、莊明介，2014。挫屈束制支撐與接合設計雲端運算流程解說，國家地震工程研究中心，台北，台灣。
  9. Chuang MC, Tsai KC, Lin PC, Wu AC, 2015. Critical limit states in seismic buckling-restrained brace and connection design. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(10), 1559-1579.
  10. Takeuchi T, Ozaki H, Matsui R, Sutcu F, 2014. Out-of-plane stability of buckling-restrained brace including moment transfer capacity. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(6), 851-869.
  11. Takeuchi T, Ozaki H, Matsui R, Sutcu F, 2016. Out-of-plane stability assessment of buckling-restrained brace including connections with chevron configuration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(12), 1895-1917.
  12. Chen LW, Tsai KC, Tsai CY, Wu AC, 2019. Evaluating out-of-plane stability for welded BRBs considering flexural restrainer and gusset rotations. *Journal of Constructional Steel Research*, 159, 161-175.
  13. Zaboli B, Clifton C, Cowie K. Out-of-plane stability of gusset plates using a simplified notional load yield line method. *Proceedings, 2017 NZSEE Conference, Wellington, New Zealand, April 27-29, 2017.*
  14. 歐易佳，2018。利用虛擬側向力與塑性分析法探討挫屈束制支撐整體面外穩定性，國立臺灣大學土木工程學系，碩士論文。
  15. Yam MCH, Cheng JJR, 2002. Behavior and design of gusset plate connections in compression, *Journal of Constructional Steel Research*, 58(5-8), 1143-1159.
  16. American Institute of Steel Construction (AISC), 2010. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-10)*, AISC, Chicago, Illinois.