

挫屈束制支撐構架設計概要與工程應用

吳安傑¹ 林保均² 莊明介¹ 蔡克銓³

關鍵字：挫屈束制支撐，鋼制震裝置，等效勁度，接合板，梁柱開合效應，耐震設計，容量設計

摘要

挫屈束制支撐 (buckling-restrained brace, BRB) 可由習見之營建材料與工藝製造，利用 BRB 構成的挫屈束制支撐構架 (buckling-restrained braced frame, BRBF) 能很經濟地提升抗震所需之勁度、強度與韌性。本文說明 BRB 的構造原理與設計原則，介紹常見的 BRB 組成與接合類型，闡明核心消能段長度比對 BRB 等效勁度及核心消能段應變量的影響。除了介紹 BRBF 系統設計流程外，亦說明設計 BRB 邊界梁柱構件應特別注意的細節，並提出 BRB 接合板設計與破壞檢核建議。本文也介紹由國家地震工程研究中心全球首創之雲端設計軟體，利用設計實例示範本軟體在 BRB 構件及接合的設計功能。最後以國內近年來 10 件應用 BRB 之實際工程案為例，介紹國內工程師對 BRB 所制訂的品質檢核與性能驗證試驗方式，並利用其中 10 組 BRB 反覆載重驗證試驗結果說明 BRB 應具備之受力變形行為與合格標準。

Seismic design and applications of buckling-restrained braced frames

An-Chien Wu Ming-Chieh Chuang

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

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心佐理研究員

³ 國立台灣大學土木工程學系教授

Pao-Chun Lin

*Research Assistant, 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, hysteretic damper, effective stiffness, gusset connection, frame action effect, seismic design, capacity design

ABSTRACT

Buckling-restrained braces (BRBs) can be conveniently fabricated using common construction materials and techniques. Buckling-restrained braced frames (BRBFs) employing BRBs offer desirable seismic resistant lateral strength, stiffness and ductility. This paper introduces the basic concept, key design principles, the various compositions and connection details of BRBs. Effects of the ratio between the BRB yield region length and the brace work point-to-work point length on the BRB axial effective stiffness, the frame yield story drift, and the BRB core strain level are illustrated. This paper discusses the design procedures of the BRBF system, the capacity design principle of the columns and beams adjacent to the BRBs. Recommendations on the design of gussets are also given. The effectiveness of an innovative cloud service, Brace on Demand (BOD), for automated design of BRBs and end connections is demonstrated. Qualifying test results of 10 practical BRBs randomly selected from recent 10 application projects are discussed to demonstrate how Taiwan engineers practice the BRB quality control for building construction projects. Acceptance criteria of the BRB qualifying tests are presented.

一、挫屈束制支撐構造原理與設計原則

挫屈束制支撐 (buckling-restrained brace, BRB) 的概念最早源自於日本, 1973 年由 Wakabayashi 等學者提出並進行了一系列的試驗與研究分析[1]; 如圖 1 所示, 該創新的概念利用預鑄的鋼筋混凝土 (reinforced concrete, RC) 板圍束斷面為平板狀的鋼斜撐, 同時在

預鑄的 RC 板與平板狀的鋼斜撐間鋪設脫層材料, 使得鋼斜撐受拉可達降伏, 受壓時藉由 RC 板的圍束避免鋼斜撐發生挫屈且亦可達降伏。這項開創性的研發解決了傳統鋼斜撐受壓時會發生挫屈的缺點, 從此改變結構工程耐震系統的發展。1980 年代開始, 先後由日本、印度、美國與台灣的學者延續這項開創性的概念, 提出各種組成型式的 BRB 並進行大量的試驗研究與受力行為分析; 研究結果證實,

BRB 除了在受拉或受壓的狀態下均可達降伏外，其受力變形反應的遲滯行為相當飽滿，沒有勁度束縮或強度折減的現象，具高勁度、高韌性與高消能容量的特性。此外，試驗結果亦

顯示，BRB 即使經歷數次地震仍可不發生破壞，且在疲勞斷裂前的遲滯消能行為相當穩定，適合做為結構減震的消能元件。

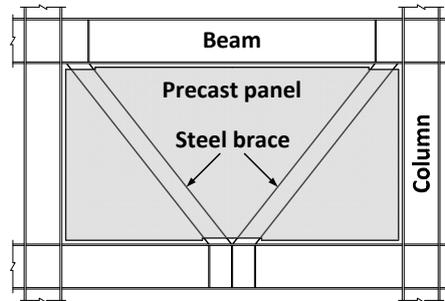


圖 1 利用預鑄鋼筋混凝土板圍束平板狀鋼斜撐的挫屈束制支撐構架示意圖

1.1 組成與類型

圖 2 所示為習見的 BRB 構造示意圖，典型的 BRB 一般由三個部份所組成，即核心單元、圍束單元及脫層單元：

- (1) 核心單元：為 BRB 之主受力元件，一般由鋼板所組成，依其形狀與功用，可分為消能段、轉換段與接合段（圖 3）。BRB 強度與消能表現由斷面最小的消能段（ L_c 範圍）斷面積所控制，其主要功能是承受構架受震傳遞而來的軸拉力與壓力，使構件在強震中進入非線性變形而消能。轉換段（ L_t 範圍）可防止消能段與接合段斷面變化過大而產生應力集中現象，一般以保持大部分地彈性為設計要求。接合段（ L_j 範圍）為核心單元中斷面積最大的部份，藉由此部份與構架接合；一般常見的接合方式有對接、搭接、槽接與樞軸接合等方式。為了避免接合段的破壞，接合段的設計要求是以讓其始終保持在彈性反應範圍為要求。
- (2) 圍束單元：主要目的為防止核心單元受壓時發生整體撓曲挫屈，並防止核心鋼板因高模態挫屈所可能導致的局部破壞模式。如圖 4 所示[2]，常見的圍束單元由鋼管填

充無收縮水泥砂漿或自充填混凝土所組成[3]，另外也有利用數個鋼管採鉚接型式的圍束單元[4]，或利用螺栓將全鋼或鋼混組合之構件採三明治方式夾住核心單元之型式[5-8]，均須具備足夠的側向強度與勁度以圍束核心單元。BRB 構件的種類與型式繁多，由於高強度砂漿或混凝土材料成本較低且製程品管容易，因此全球各地應用最廣泛的 BRB 即為以砂漿或混凝土填充鋼管而成。

- (3) 脫層單元：BRB 耐震性能優劣與否與脫層單元的性能有密切關係，設計與製造良好的 BRB 在反覆受拉與受壓時，尖峰壓力與拉力強度反應差值應相近。為避免核心單元因蒲松比效應（Poisson effect）於受壓膨脹後與圍束單元間產生過大摩擦力，造成 BRB 軸壓強度大幅增加，因此常在核心單元與圍束單元間被覆一層脫層材料或脫層間隙，以形成所需的脫層空間；砂漿或混凝土乾固後即完成使用的目的，雖不再具任何後續的力學意義，但應能防止鋼核心銹蝕。由於製程上的需求，核心單元置入圍束鋼管定位及填充砂漿或混凝土以前，需於核心單元表面先行被覆一

層脫層材料，以提供核心單元與圍束單元間所需的脫層單元。對於全鋼型式圍束單元的 BRB 而言，核心單元除可被覆脫層材料施作外，也可直接製造使得核心單元與圍束單元間存在一間隙作為其脫層單元。

國內工程應用最普遍的 BRB，就圍束單元型式約可分為兩大類，其中最常見即為以砂漿或混凝土填充鋼材而成，另一類則為全鋼型式的圍束構材；而最常見的接合型式則可分為對接、搭接與槽接三種類型（圖 5 至圖 8），可分別採用栓接或銲接方式與構架接合板連接。早期國內許多採用如圖 5 的日本進口產品，此種對接式 BRB 構件[3]的性能優良，但在原產地製作完成需運至台灣，價格成本較高且待

貨時間較久。在國內諸多學者的努力下，各類型的 BRB 也已被研發與應用，其中最具代表性包括國立台灣科技大學所研發的韌性斜撐構材[4]，屬於全鋼型式的圍束單元，且為對接類型採銲接接合的型式（圖 6）；國家地震工程研究中心（國震中心）與國立台灣大學所共同研發的搭接組合式挫屈束制支撐（double-core buckling-restrained brace, DC-BRB）及槽接式挫屈束制支撐（welded end-slot buckling-restrained brace, WES-BRB）則分別為搭接(圖 7)與槽接(圖 8)類型[3,9-13]，與構架接合板連接可採螺栓或銲接接合的型式，而圍束單元可利用鋼管填充砂漿或混凝土而成。

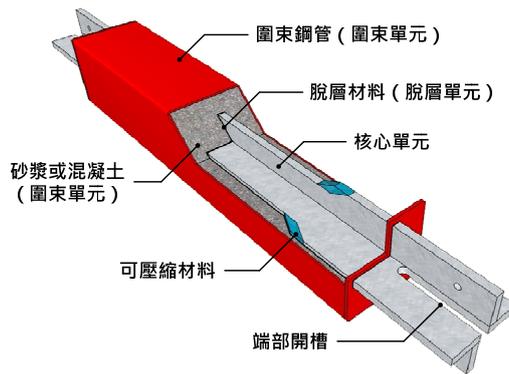


圖 2 挫屈束制支撐構造示意圖（槽接式挫屈束制支撐為例）

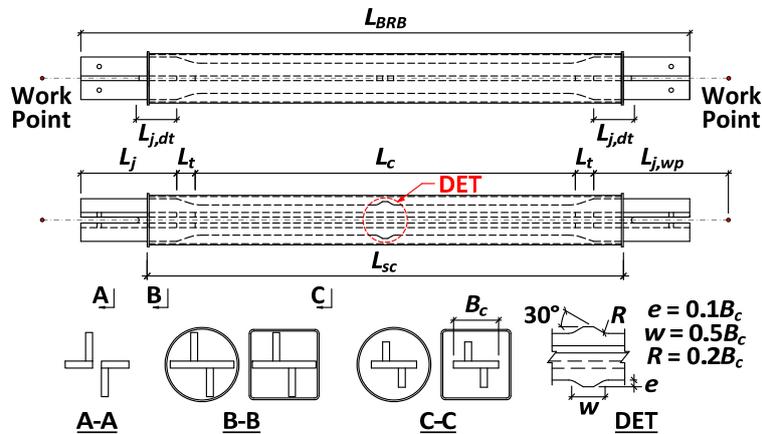


圖 3 挫屈束制支撐斷面示意圖（槽接式挫屈束制支撐為例）

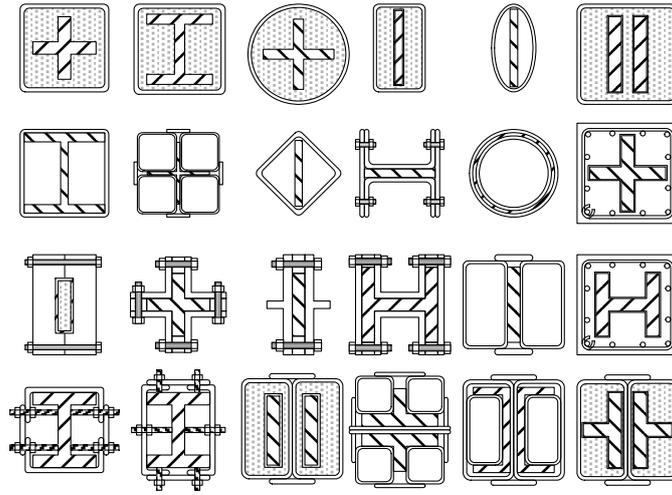


圖 4 挫屈束制支撐斷面型式變化[2]



圖 5 對接栓接接合

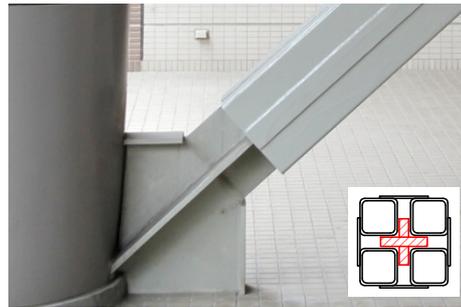


圖 6 對接銲接接合



圖 7 搭接銲接接合



圖 8 槽接銲接接合

1.2 力學性質

BRB 的軸向強度由核心單元斷面積最小的消能段斷面積 A_c 所控制，習稱的 BRB 強度等級即為其標稱軸向降伏強度 P_y ，由選用的核心鋼材標稱降伏應力 F_y 所決定：

$$P_y = F_y A_c \quad (1.1)$$

BRB 最大可能發展出的軸向拉力強度視其核心鋼材的材料性質而定：

$$P_{T,max} = R_y \omega P_y \quad (1.2)$$

其中， R_y 及 ω 分別為材料超強因子及應變硬化

化因子；這兩項由材料特性所決定的因子可由大量的材料試驗或 BRB 構件及子結構試驗結果歸納求得，而習見的 BRB 核心鋼材所對應的力學參數可參考相關文獻中之建議值[10, 14]。在相同大小的軸壓或軸拉應變作用下，因應變量效應與摩擦力效應導致 BRB 抗壓強度大於抗拉強度。應變量效應為核心消能段受壓時，因蒲松比效應使得軸向受壓面積增加的比例，會隨軸向應變增大而增加；摩擦力效應則為 BRB 受壓時，核心消能段產生高模態挫屈，其波峰波谷與圍束單元接觸並擠壓而產生之摩擦力[10,13, 15]。因此，BRB 最大可能發生之軸向壓力強度可由壓力強度調整因子 β 求得：

$$P_{C,\max} = \beta P_{T,\max} = R_y \omega \beta P_y \quad (1.3)$$

脫層效果的優劣反映 BRB 製造精密度，並直接反應在 β 量值的大小，亦會影響 BRB 的疲勞壽命[10, 13]；美國 AISC 341-10 更規範在相同應變作用之下，BRB 受壓與受拉強度的比值，即壓力強度調整因子 β 應小於 1.3[14]。

避免圍束單元發生整體撓曲挫屈為 BRB 主要設計關鍵之一，圍束單元須提供足夠的斷面慣性矩 I_{sc} ，使其彈性挫屈強度 P_{cr} 足以抵抗 BRB 最大可能發生之壓力強度 $P_{C,\max}$ [3, 13, 16-18]：

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_{sc} I_{sc}}{L_{sc}^2} \geq P_{C,\max} \quad (1.4)$$

其中， E_{sc} 及 L_{sc} 分別為圍束單元之材料彈性模數及兩端點總長度（圖 3）。此外，即便圍束單元具備足夠之整體撓曲挫屈強度，倘若圍束單元的局部勁度或強度不足，則核心單元高模態挫屈行為亦可能使得圍束單元發生局部的破壞現象[7, 8, 11, 12, 17-19]。

設計與製造良好的 BRB 圍束單元不應承受明顯的軸向荷載，BRB 之軸向勁度僅由核心單元所提供。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

由核心單元消能段、轉換段與接合段三段串聯後的柔度求得[9,13, 20]：

$$K_{eff} = \frac{1}{\frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_t} + \frac{1}{K_j}} = \frac{EA_c A_t A_j}{L_c A_t A_j + 2L_t A_c A_j + 2L_{j,wp} A_c A_t} \quad (1.5)$$

其中， K_c 、 K_t 及 K_j 分別為核心消能段、轉換段及接合段之軸向彈性勁度，並可分別依 EA_c/L_c 、 $EA_t/2L_t$ 、 $EA_j/2L_{j,wp}$ 計算求得（圖 3）； E 及 $L_{j,wp}$ 分別為核心鋼材彈性模數及核心轉換段端點至構架工作點之總長；核心轉換段斷面積 A_t 則可由消能段及接合段斷面積之平均值 $(A_c+A_j)/2$ 求得。若將核心軸向各段長度 L_c 、 L_t 及 $L_{j,wp}$ 對 BRB 兩端工作點長度 L_{wp} 分別表示為核心消能段、轉換段及接合段長度比 α_c 、 α_t 及 α_j ：

$$L_c = \alpha_c L_{wp}, \quad 2L_t = \alpha_t L_{wp}, \quad 2L_{j,wp} = \alpha_j L_{wp} \quad (1.6)$$

則 $\alpha_c + \alpha_t + \alpha_j = 1.0$ 。而核心轉換段及接合段斷面積 A_t 及 A_j 可利用消能段斷面積 A_c 分別表示為斷面積比值 a_t 及 a_j ：

$$A_t = a_t A_c, \quad A_j = a_j A_c \quad (1.7)$$

將式（1.6）及式（1.7）代入式（1.5），BRB 軸向等效勁度係數 Q 則可以表示為：

$$K_{eff} = \frac{a_t a_j}{\alpha_c a_t a_j + \alpha_t a_j + \alpha_j a_t} \frac{EA_c}{L_{wp}} = Q \frac{EA_c}{L_{wp}} \quad (1.8)$$

進行結構分析時，一般建議以等效二力桿件（truss element）模擬 BRB 在構架中的受力變形反應，如式（1.8）所示，該桿件模型斷面積可採用核心消能段斷面積 A_c ，並以 L_{wp} 為其節點長度，同時定義其材料之等效彈性模數為 $E_{eff} = QE$ 。此外，由於構架中之接合段範圍包含接合板與部份梁柱構件（ $L_{j,wp}$ 範圍），因此計算 BRB 等效勁度 K_{eff} 時可放大其接合段斷面積 A_j ，以反映實際構架中接合板與部份梁柱構件的貢獻。過去研究顯示，接合段斷面積 A_j 放大約 1.27 至 1.46 倍計算等效勁度 K_{eff} 時，可有效預測 BRB 在構架中的受力變形反應[20]。

1.3 核心消能段長度比對等效勁度係數之影響

BRB 等效勁度 K_{eff} 或等效勁度係數 Q 受構架幾何或邊界構件尺寸、BRB 核心斷面組成型式、BRB 接合型式或尺寸、核心消能段長度比 α_c 所影響。在一般的結構設計條件下，指定相同的 BRB 軸力強度時，前述之影響因素可能造成其等效勁度的差異高達 15% 至 20%，除可能造成結構週期計算誤差，也會導致結構桿件的力量分佈與設計之預期結果有顯著的差異，發生非預期的軟層效應或扭轉行為[21]。BRB 核心消能段長度比 α_c 對等效勁度係數 Q 之影響，可根據式 (1.5) 至式 (1.8) 進行探討[13]。核心轉換段在設計上以保持大部份地彈性為原則，其存在之主要目的為在消能段與接合段間提供漸變的斷面積，以避免發生應力集中之現象；因此，核心轉換段長度比

α_t 遠小於另外兩段的長度比 α_c 及 α_j 。在最近 15 件工程應用案所使用的 1,500 組 WES-BRB 統計中發現，其核心轉換段長度比 α_t 平均約為 0.04，接合段斷面積比 a_j 平均約為 1.67，而轉換段斷面積比 a_t 則採 $(1+a_j)/2$ 計算。圖 9 顯示，基於前述參數的假設，可以分析在不同接合段斷面積比 a_j 的設計下，BRB 核心消能段長度比 α_c 與等效勁度係數 Q 之關係。由圖 9 可以得知，對於核心消能段長度比 α_c 為 0.5 及接合段斷面積比 a_j 為 1.5 之 WES-BRB 而言，其等效彈性勁度係數 Q 約為 1.2；在維持 $a_j=1.5$ 的設計情況下，若縮短消能段長度使得 $\alpha_c=0.2$ 時，勁度係數 Q 則會小幅增加至 1.35。此外，若核心接合段斷面積比 a_j 由 2.0 增加至 3.0，則會明顯導致得到較大的勁度係數 Q ；但因端部接合斷面的放大，將會增加圍束單元斷面與接合板尺寸的需求，會使所需之建築成本顯著提升。

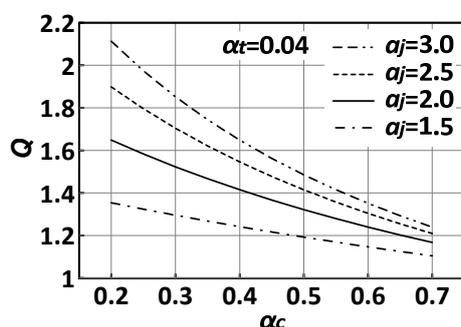


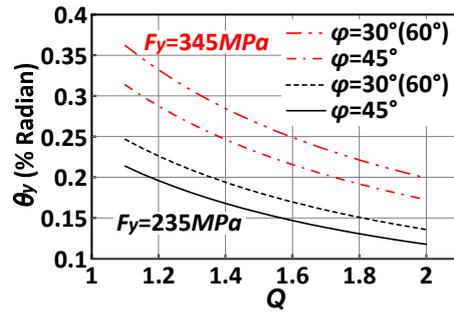
圖 9 等效勁度係數 Q 與核心消能段長度比 α_c 關係圖

1.4 等效勁度係數對構架降伏側位移角之影響

經適當設計的 BRBF 承受地震力荷載時，可合理地假設構架中的 BRB 較梁或柱提早進入降伏階段。若剪力變形控制構架的側向位移反應，則 BRB 工作點間的平均軸向應變 ε_{wp} 與樓層側位移角 θ 之關係可近似為 $\varepsilon_{wp} = \theta \sin 2\varphi / 2$ ；其中， φ 為 BRB 之傾角。因此，構架樓層降伏側位移角 θ_y ，即 BRB 發生初始降伏時，可依上述關係式求得：

$$\theta_y = \frac{2P_y / K_{eff}}{L_{wp} \sin 2\varphi} = \frac{2F_y / QE}{\sin 2\varphi} \quad (1.9)$$

圖 10 顯示，兩種降伏應力之核心鋼材及不同 BRB 傾角 φ ，分別所對應之等效勁度係數 Q 與構架降伏側位移角 θ_y 之關係。從圖 10 中可以清楚得知，愈大的勁度係數 Q 會愈顯著地減少樓層降伏側位移角 θ_y ；而不論 BRB 傾角大於或小於 45° ，在相同勁度係數 Q 的條件下，降伏側位移角 θ_y 均會因此增加。

圖 10 構架降伏側位移角 θ_y 與等效勁度係數 Q 關係圖

1.5 核心消能段應變與構架側位移角之關係

當 BRB 軸向強度 P 超過其降伏強度時，BRB 非線性核心消能段應變 ε_c 可由 BRB 工作點間之軸向變形 (Δ_{wp}) 扣除核心消能段以外之軸向彈性變形 (Δ_i 及 Δ_j) 求得：

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta_{wp} - \Delta_i - \Delta_j}{L_c} = \frac{\varepsilon_{wp}}{\alpha_c} - \frac{P}{K_i L_c} - \frac{P}{K_j L_c} = \frac{\varepsilon_{wp}}{\alpha_c} - \frac{P}{EA_c} \left(\frac{\alpha_i}{\alpha_c a_i} + \frac{\alpha_j}{\alpha_c a_j} \right) \quad (1.10)$$

為簡化分析所需之計算，BRB 軸向拉力強度與構架樓層側位移角之關係可合理假設為雙線性模型，則當 BRB 發展出降伏強度 P_y 時，構架達降伏側位移角 θ_y ；而當構架樓層側位移角 θ 趨近於目標樓層側位移角 θ_d 時，BRB 軸向拉力強度因材料應變硬化效應發展至 ωP_y 。因此，BRB 軸向強度 P 可表示為構架樓層側位移角 θ 之函數：

$$P = P_y \left[1 + \frac{\omega - 1}{\theta_d - \theta_y} (\theta - \theta_y) \right] \quad (1.11)$$

假設 $\varepsilon_{wp} = \theta \sin 2\varphi / 2$ 並將式(1.11)代入式(1.10)，則 BRB 非線性核心消能段應變 ε_c 亦可利用構架樓層側位移角 θ 表示為：

$$\varepsilon_c = \frac{\theta \sin 2\varphi}{2\alpha_c} - \frac{\varepsilon_y}{\alpha_c} \left[1 + \frac{\omega - 1}{\theta_d - \theta_y} (\theta - \theta_y) \right] \left(\frac{\alpha_i}{a_i} + \frac{\alpha_j}{a_j} \right) \quad (1.12)$$

考慮核心各段長度比及斷面積比分別為 $\alpha_c = 0.5$ 、 $\alpha_i = 0.04$ 、 $\alpha_j = 0.46$ 及 $a_i = 1.35$ 、 $a_j = 1.7$ 代入式(1.12)中，分別選用 ASTM A36 (標稱

降伏應力 $F_y = 235 \text{ MPa}$) 及 ASTM A572 GR50 ($F_y = 345 \text{ MPa}$) 兩種不同核心鋼材，並假設 BRB 傾角 $\varphi = 45^\circ$ 及樓層側位移角達 $\theta_d = 0.03$ 弧度為例，則可得其非線性核心應變 ε_c 與構架側位移角 θ 之關係(圖 11)。此外，美國規範 AISC 341-10 並無詳細規定應變硬化因子 ω 數值，但建議 BRB 核心鋼材之應變硬化因子可由其構件或子結構試驗結果求得；而由國震中心大量的 BRB 構件與構架試驗研究結果顯示，A36 及 A572 GR50 (或 CNS SN490B/CM) 鋼材之應變硬化因子可分別採用 $\omega = 1.5$ 及 $\omega = 1.3$ 。然而，在圖 11 的示範例中則分別採用 $\omega = 1.45$ (A36) 及 $\omega = 1.25$ (A572 GR50)，以確保在式(1.12)的計算中得到較為保守的核心應變需求。在忽略核心消能段以外之軸向彈性變形的情況下，非線性核心應變可由式(1.12)簡化為 $\varepsilon_c^* = \theta \sin 2\varphi / 2\alpha_c$ ，圖 11 中的實線則顯示其與構架側位移角之關係。圖 12 則顯示兩種不同核心鋼材與兩種不同核心消能段長度比的假設下，簡算的核心應變 ε_c^* 與由式(1.12)精算求得的 ε_c 之比值在不同樓層側位移角之關係。由圖 12 可明顯看出，當核心消能段長度比 α_c 愈小時，相較於由式(1.12)所求得之 ε_c ，簡算的核心應變 ε_c^* 則愈不精確；然而，當核心消能段長度比 α_c 及樓層側位移角 θ 相對較大時，BRB 核心應變則可利用 $\varepsilon_c^* = \theta \sin 2\varphi / 2\alpha_c$ 近似求得。此外，在相同樓層側位移角的狀態下，BRB 核心消能段長度比 α_c 愈小，其核心應變 ε_c 則會愈大，會使得 BRB 疲勞壽命明顯地下降。

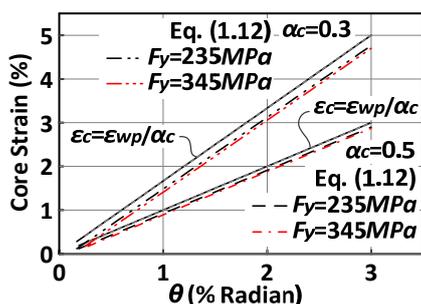


圖 11 核心應變 ϵ_c 與樓層側位移角 θ 關係圖 ($\varphi=45^\circ$)

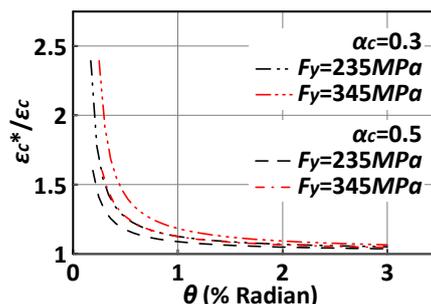


圖 12 簡算與精算核心應變比值與樓層側位移角 θ 關係圖

二、挫屈束制支撐構架系統耐震設計

挫屈束制支撐構架 (buckling-restrained braced frame, BRBF) 抗側力系統通常以 BRB 構成同心斜撐構架 (centrically braced frame) 中之斜撐，亦有部份設計以 BRB 構成偏心斜撐構架 (eccentrically braced frame) 使用；BRBF 在國內外已被廣泛地使用於抗地震力或風力之抗側力系統。美國規範早已將 BRBF 列為有效的抗側力系統之一，並提出相關的設計建議[14]；由於 BRBF 可提供穩定的力學行為及較高的遲滯消能與韌性容量[2, 4, 9, 11, 12, 20, 22-25]，美國規範[26]將其特性直接反映在地震力折減因子 (response modification factor) $R=8$ 。國內規範雖未提出 BRBF 的設計建議，但已將其良好的耐震性能反映在 BRBF 之結構系統韌性容量值 R 可採用 4.8 進行耐震設計[27]。BRBF 抗側力系統的設計相當直接，本節除介紹 BRBF 系統設計流程外，亦說明 BRB 邊界梁柱構件所應特別注意的設計細節，同時對 BRB 接合板設計與破壞檢核提出建議。

2.1 挫屈束制支撐構架設計流程

就 BRBF 系統而言，利用適當的模型參數已可有效地反映結構系統之線彈性 (linear-elastic) 或後降伏 (post-elastic) 行為

反應。然而，結構系統的分析結果亦可能如圖 13 所示，若未適當地設計或模擬 BRB 在構架中的等效勁度，將使其結構實際行為與預期反應有顯著的差異，應視設計需求重新進行設計與分析。BRBF 結構系統的設計流程與疊代方式一般採下列步驟進行：

- (1) 依規範經驗公式計算 BRBF 的基本振動週期 T [26, 27]：

$$T = 0.07h_n^{3/4} \quad (2.1)$$

其中， h_n 為基面至屋頂面高度，單位為公尺。

- (2) 計算法規設計地震力，即最小設計水平總橫力 V [27]：

$$V = \frac{S_{ad}I}{1.4\alpha_y F_u} W \quad (2.2)$$

其中， S_{ad} 、 I 、 W 及 α_y 分別為工址設計水平譜加速度係數、用途係數、建築物全部靜載重及起始降伏地震力放大倍數； F_u 則為結構系統地震力折減係數，可由 BRBF 結構系統韌性容量 $R=4.8$ 代入規範求得。

- (3) 依規範將設計地震力豎向分配至各樓層 [27]，估計 BRB 與構架之勁度比，再依勁度比計算各組 BRB 所得之軸力 P_{BRB} 。
- (4) 初步設計 BRB 構件，決定各組 BRB 核心消能段需求斷面積 (以極限設計法為例)：

$$A_{c,req} = \frac{P_{BRB}}{0.9F_y} \quad (2.3)$$

- (5) 建立結構分析模型，BRB 利用式 (1.8) 計算彈性等效勁度，以等效二力桿件模擬，而等效勁度係數 Q 則如 1.3 節所述，其量值與 BRB 接合型式及核心消能段長度比 α_c 有關。
- (6) 進行結構模型的彈性分析，求出結構振動週期，依分析所得週期重新檢討設計地震力，若有必要則重覆前述步驟，反覆分析至所有構件皆滿足強度規定 (demand-to-capacity ratio, DCR, 保持在彈性範圍內) 與樓層側位移角 (未超過 0.005 弧度) 限制之要求。然而，當結構

模型分析所得的 BRB 軸力與步驟 (3) 預期的 P_{BRB} 有所出入時，雖也可於步驟 (5) 中調整 BRB 彈性等效勁度 (即調整等效勁度係數 Q)，但可調整的範圍是有限度的。因此，在 BRB 軸力分析值與預期值差異較大時，應就步驟 (3) 重新檢討 BRB 與抗彎構架之勁度比，並重新設定各組 BRB 核心消能段需求斷面積 $A_{c,req}$ 後，再次進行結構分析直至 BRB 軸力分析值與預期值收斂為止。

- (7) 若進行結構模型的非線性動力分析，可輸入 475 年或 2500 年回歸期的地震加速度歷時，進一步檢核結構各項非線性反應。

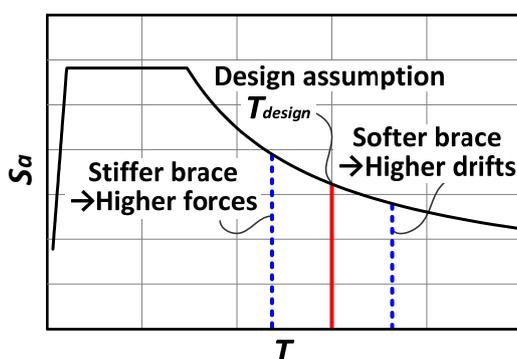


圖 13 斜撐勁度對結構週期之影響關係圖

2.2 邊界梁柱構件設計

由前一章節的介紹與說明可以了解到，BRB 可視為變形控制元件 (deformation controlled element)，其核心非線性變形集中在消能段，可由消能段長度比 α_c 估計核心應變 ϵ_c ，且依核心應變量決定 BRB 所發展出的軸向強度。與 BRB 相鄰接的邊界梁柱構件至少需能承受 BRB 所發展出的最大強度，可視為力量控制元件 (force controlled element)。在設計樓層側位移角 (design story drift, 475 年回歸期) 的要求下，為確保構架可發展出健全的塑性機構及滿足對耐震設計之韌性需求，對於可能產生非線性變形之梁柱構件應採用高韌性

斷面 (highly ductile section) 進行設計[14]。本節以多層樓單跨結構系統中分別配置單斜 (圖 14a) 及雙斜 (圖 14b) 型式之 BRB 為例，說明與 BRB 相鄰接的邊界梁柱構件在設計時所應特別注意與檢核之細節。如圖 15a 及圖 15b 所示，假設每一樓層 BRB 配置方式均相同，並假設 BRB 在發展出最大拉力或壓力強度之極限狀態下，構架任一側柱層間剪力差為零 ($V_c^i = V_c^{i+1}$)，考慮第 i 層樓之樓層側力 P_i 平均分配於構架兩側，則可保守地求得構架第 i 層樓之梁軸力。如圖 15a 所示，當 BRB 發展出最大拉力強度時，單斜 BRB 配置構架之第 i 層樓層側力為：

$$P_i = P_{T,\max}^i \cos \varphi_i - P_{T,\max}^{i+1} \cos \varphi_{i+1} \quad (2.4)$$

在該極限狀態下，構架第 i 層樓之梁軸向壓力可得：

$$P_b^i = \frac{1}{2} P_{T,\max}^i \cos \varphi_i + \frac{1}{2} P_{T,\max}^{i+1} \cos \varphi_{i+1} \quad (2.5)$$

如圖 15b 所示，當構架左側及右側 BRB 分別發展出最大拉力及壓力強度時，雙斜 BRB 配置構架之第 i 層樓層側力則為：

$$P_i = (P_{T,\max}^i + P_{C,\max}^i) \cos \varphi_i - (P_{T,\max}^{i+1} + P_{C,\max}^{i+1}) \cos \varphi_{i+1} \quad (2.6)$$

在此極限狀態下，構架第 i 層樓左側及右側之梁軸向壓力及拉力則分別可得：

$$P_b^i = \frac{1}{2} (P_{T,\max}^i + P_{C,\max}^i) \cos \varphi_i + \frac{1}{2} (P_{T,\max}^{i+1} - P_{C,\max}^{i+1}) \cos \varphi_{i+1} \quad (2.7)$$

$$P_b^j = \frac{1}{2} (P_{T,\max}^j + P_{C,\max}^j) \cos \varphi_j - \frac{1}{2} (P_{T,\max}^{j+1} - P_{C,\max}^{j+1}) \cos \varphi_{j+1} \quad (2.8)$$

梁構件軸力容量由其設計抗壓強度 $\phi_c P_{cr,b}$ 所控制（以極限設計法為例），應至少大於上述極限狀態下由 BRB 所引致之梁軸向壓力 P_b ；其中， $P_{cr,b}$ 為梁之標稱抗壓強度， ϕ_c 取 0.9[28]。在強柱弱梁的設計原則下，構架於該極限狀態時，梁構件兩端於角隅接合板前緣產生塑鉸，應考量在該軸向壓力 P_b 下，軸彎互制效應[28]折減之梁撓曲強度 M_b ，且不考慮強度折減係數求得：

$$\text{若 } \frac{P_b}{P_{cr,b}} \geq 0.2, \quad \frac{P_b}{P_{cr,b}} + \frac{8 M_b}{9 M_p} = 1.0 \quad (2.9)$$

$$\text{若 } \frac{P_b}{P_{cr,b}} < 0.2, \quad \frac{P_b}{2P_{cr,b}} + \frac{M_b}{M_p} = 1.0 \quad (2.10)$$

其中， M_p 為梁斷面塑性彎矩強度。梁構件剪力容量應至少大於其所可能承受之最大剪力

V_b ：

$$V_b = \frac{2R_y M_b}{L_b^*} \quad (2.11)$$

其中， L_b^* 為扣除梁構件兩端接合板水平長度之淨長度。此外，如圖 15b 所示之雙斜配置構架，因 BRB 壓拉強度差異所造成梁跨中央之集中不平衡力 P_{ub} 為：

$$P_{ub} = (P_{C,\max}^i - P_{T,\max}^i) \sin \varphi_i \quad (2.12)$$

梁構件由該不平衡力所造成之額外彎矩效應亦應做進一步的檢核討論。為使結構系統的梁端能發揮預期之塑性變形能力，習見的特殊韌性設計為增加近柱面處（梁翼擴翼或加蓋板補強）或減少塑鉸處（梁翼切削）的彎矩強度，以將梁發生塑鉸位置遠離柱面。由於 BRB 接合板對近柱面處的彎矩強度貢獻，可讓梁構件塑鉸發生於角隅接合板前端而遠離柱面；因此，在設有 BRB 接合板的梁端不需另外進行特殊韌性設計。

另一方面，如圖 16a 所示，單斜 BRB 配置構架第 i 層樓之柱軸向壓力為：

$$P_c^i = \Sigma P_c + V_b^i + P_{T,\max}^i \sin \varphi_i \quad (2.13)$$

其中， ΣP_c 為第 i 層樓以上靜載重、活載重、梁剪力及 BRB 軸力垂直分量之總和。同理，如圖 16b 所示之雙斜配置構架，第 i 層樓之柱軸向壓力則為：

$$P_c^i = \Sigma P_c + V_b^i + P_{C,\max}^{i+1} \sin \varphi_{i+1} \quad (2.14)$$

柱構件至少需提供之軸力強度，應依係數化載重組合後之臨界狀況決定。若進行結構非線性分析，本節所述相鄰接之邊界梁柱構件強度需求可由模型分析結果取得進行設計，以確保梁柱構件於所承受之軸力下，允許其撓曲降伏但不發生受壓不穩定之情況。

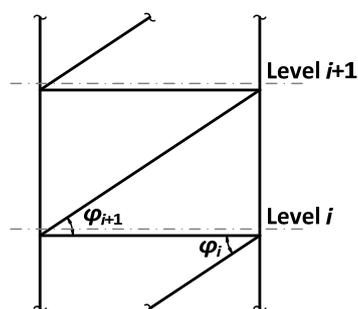


圖 14 (a) 結構配置單斜 BRB 示意圖

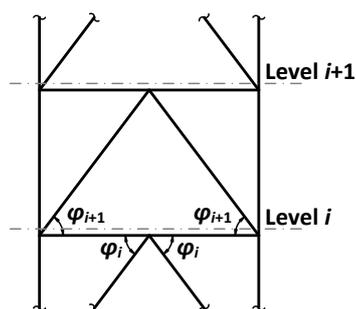


圖 14 (b) 結構配置雙斜 BRB 示意圖

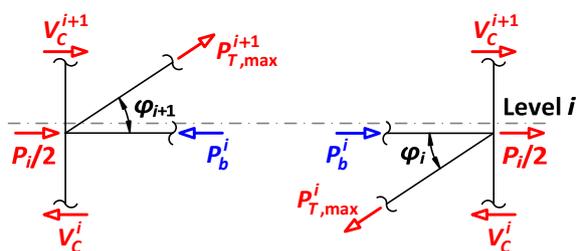


圖 15 (a) 單斜 BRB 配置構架中梁構件軸力示意圖

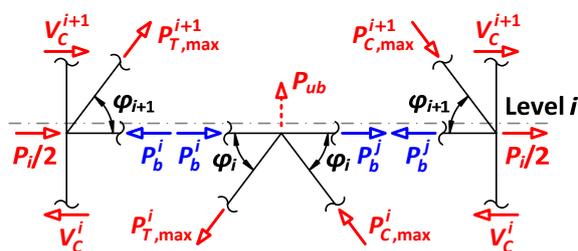


圖 15 (b) 雙斜 BRB 配置構架中梁構件軸力示意圖

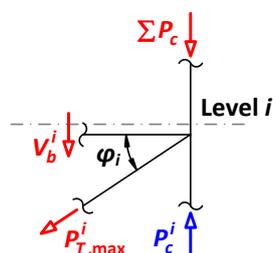


圖 16 (a) 單斜 BRB 配置構架中柱構件軸力示意圖

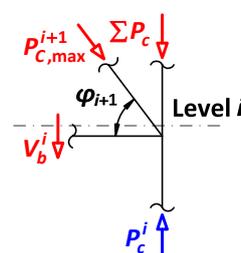


圖 16 (b) 雙斜 BRB 配置構架中柱構件軸力示意圖

2.3 接合板設計

斜撐須藉由接合板與構架連接，並透過接合板傳遞 BRB 所發展出的最大強度，亦視其為力量控制元件。梁柱角隅接合板設計一般採用均力法 (uniform force method) [29] 或泛均力法 (generalized uniform force method) [30]，計算 BRB 軸力作用於接合板與梁柱接合界面上之分力 H_{ub} 、 V_{ub} 、 H_{uc} 及 V_{uc} (圖 17)。過去研究 [31, 32] 指出，梁柱角隅接合板除須承受 BRB 軸力外，亦應考慮構架側位移造成梁柱

角隅開合效應 (frame action effect) 對角隅接合板產生之額外力量，利用構架於極限狀態時所產生之梁剪力 V_b (式 2.11) 可得角隅接合板於梁柱開合效應下之設計力量需求 H_{FA} 及 V_{FA} (圖 17)。當 BRB 受壓時梁柱接合處張開，則角隅接合板與梁柱接合界面因 BRB 軸力與梁柱角隅開合效應所引致之正向力與剪力分量為 $H_{b,c}$ 、 $V_{b,c}$ 、 $H_{c,c}$ 及 $V_{c,c}$ (圖 17)。相較於僅考慮 BRB 軸力作用的設計情況，應用兩者合效應進行角隅接合板設計時，會降低接合板

與梁柱接合界面之正向力，但會增加接合界面之剪力。設計梁柱角隅接合板時，除應以合效應所造成之正向力及剪力進行與梁柱界面之銲道強度設計外，亦應分別檢核接合板母材不發生拉力斷裂破壞、剪力斷裂破壞及 von Mises 降伏情況。此外，雙斜 BRB 配置構架中間接合板與梁接合界面之正向力 $V_{b,m}$ 及剪力 $H_{b,m}$ (圖 18)，僅受 BRB 軸力影響而無梁柱開合效應；但由於 BRB 作用力中心與梁接合界面存在一偏心矩，因此在進行其界面銲道設計及接合板母材破壞檢核時，均應額外考量該偏心矩所造成之彎矩作用 $M_{b,m}$ 。另一方面，為避

免接合板受拉降伏破壞，Whitmore 建議採有效寬度 B_e 與接合板厚度 t_g (圖 18) 為等效斷面積進行破壞檢核[33]，以確保接合板可承受 BRB 最大可能發展之軸向拉力 $P_{T,max}$ 。當 BRB 受壓時，則應採有效寬度 B_e 與厚度 t_g 之等效承壓斷面積，並以 L_1 、 L_2 及 L_3 三組臨界長度 (圖 18) 之平均值作為有效長度進行接合板挫屈破壞檢核，確保其挫屈強度大於 BRB 最大可能發展之軸向壓力 $P_{C,max}$ 。完整的設計與檢核細節可參考國震中心所發表之 BRB 構件及其接合設計流程與檢核方法[10, 34-36]。

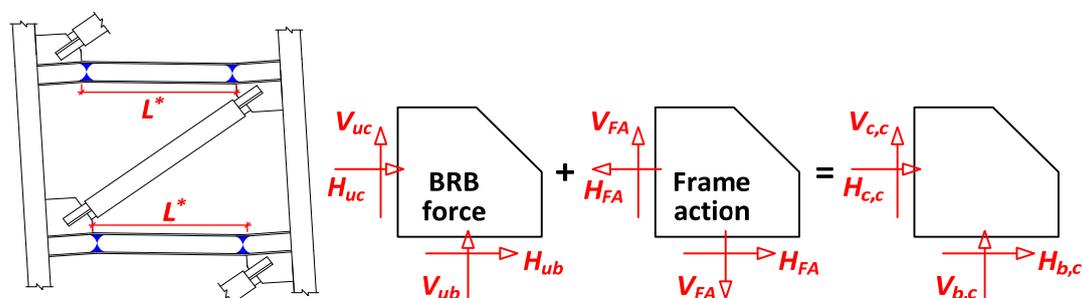


圖 17 梁柱角隅接合板受斜撐軸力與梁柱開合效應受力示意圖

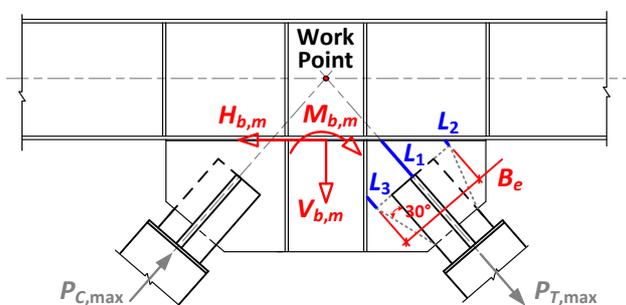


圖 18 中間接合板受力示意圖

三、挫屈束制支撐工程應用

在結構系統中，將 BRBF 設計為主要的抗側力系統或利用 BRB 為主要的消能元件已經相當普遍，不論是建築、橋梁、新建或補強結構均常見應用 BRB 的工程案例；其中又以國震中心與台灣大學所共同研發之 DC-BRB 及 WES-BRB 在國內的應用最為廣泛，統計至

2014 年 6 月底，國內已技術移轉授權生產超過 15,000 組，應用在全國各地超過 100 棟新建或補強建築中 (圖 19 及圖 20)。此外，國震中心最新研發之 WES-BRB 更已技術移轉至紐西蘭大型鋼構製造廠，並隨即應用於該國新建及補強工程案。本節介紹國震中心創新研發之 BRB 構件及其接合雲端設計軟體，並利用該設計軟體示範設計實例。



圖 19 WES-BRB 在彰化基督教醫院之工程應用例



圖 20 WES-BRB 在中和國民運動中心之工程應用例

3.1 雲端設計軟體

過去採用國震中心研發成果的工程師，一般遵循國震中心所發表的相關技術文件進行結構耐震設計，根據構架幾何條件、BRB 構件設計強度與等效勁度等需求，進行 BRB 的構件細部與接合細節設計。而在前述的結構耐震設計流程中，包含 BRB 構件細部及接合細節設計與檢核，有十分可觀的計算量。因此工程師所採行的方法多為自行建立設計試算表，囿於試算表並不適合進行大量疊代計算的設計工作，許多重要參數的初始化仍需仰賴工程師的經驗判斷。因此，為協助工程師進行 WES-BRB 的構件與接合設計，降低人為經驗判斷需求、減少錯誤發生機會，以確保 BRB 可被正確應用並發揮抗震功能，國震中心除了

提供 WES-BRB 構件、接合設計與製造技術論文外[10, 13, 35, 36]，同時完成開發名為 Brace on Demand (BOD) 的雲端設計軟體 (<http://BOD.ncree.org.tw>)。使用者可透過專屬 BOD 客戶端瀏覽器(圖 21)，遠端連線國震中心所架設的 BOD 伺服器，執行雲端設計運算並快速取得設計結果。BOD 系統根據使用者所輸入的構架高寬幾何條件、梁柱尺寸、BRB 構件降伏強度與等效勁度等設計需求，進行 BRB 構件及接合板之完全自動化調整、設計與檢核等運算工作，並可動態產生該專案之結構計算書與對應之試算表，充分協助工程師提升 WES-BRB 構件與接合設計工作的質量[36, 37]。



圖 21 BOD 客戶端瀏覽器與伺服器端互動架構示意圖

3.2 設計實例

本設計示範例假設構架樓高與跨距分別為 4m 及 7m，柱與梁構件尺寸分別為 BOX650×650×40mm 及 H584×400×16×32mm，單斜配置之 WES-BRB 核心選用厚度 t_c 為 45mm 之 SN490CM 鋼材，其標稱降伏強度為 4903kN。使用者僅需輸入上述設計條件，BOD 系統則可輸出滿足所有檢核項目[10, 13, 35-37]之設計結果；如表 1 中 Case 1 所示，BOD 全自動的設計結果會在滿足所有檢核項目的前提下，使其所設計之 BRB 核心消能段長度 L_c 為最長、接合段斷面積 A_j 及等效勁度 K_{eff} 為最小，以達在相同的樓層側位移有最小的核心應變量、BRB 外觀斷面尺寸最小、造價最低及減少 BRB 勁度對結構週期的影響等目的。若有較高的等效勁度設計需求時，使用者亦可指定 BOD 所需之勁度值，如表 1 中 Case 2 所示，指定勁度值為 598.0kN/mm ($Q=1.6$) 後，BOD 系統亦會自動執行設計滿足所有檢核項目，而使得勁度相較於原設計值之 490.3kN/mm ($Q=1.3$) 提升 22%。然而，在提高等效勁度的同時，BRB 核心消能段長度比 α_c 將會減小（由 Case 1 的 0.53 減小至 Case 2 的 0.30），且會增加核心接合段與圍束鋼管的斷面寬度（由 Case 1 的 350mm 增加至 Case 2 的 370mm）。為避免構架側位移使

BRB 產生過大的核心應變，且為防止核心接合段斷面積過度大於消能段斷面積，導致過大的圍束單元與接合板尺寸；BOD 系統已將消能段長度比 α_c 之下限及等效勁度係數 Q 之上限分別預設為 0.3 及 1.6。因此，若欲在本示範例的條件下得到高於 598.0kN/mm 之等效勁度，則應選用更低降伏強度之核心鋼材或提高 BRB 的降伏強度，並考慮重新執行結構分析（詳 2.1 節）。

此外，BOD 系統亦支援雙斜配置 BRB 的設計功能[36]，如表 1 所示，Case 3 為在與 Case 1 及 Case 2 相同構架幾何及梁柱斷面尺寸條件下，BOD 系統執行雙斜配置的設計結果。為方便討論，本示範例中 BRB 水平向勁度 K_h 與強度 V_y 分別定義為 $K_h=K_{eff}\cos^2\varphi$ 及 $V_y=P_y\cos\varphi$ 。由表 1 中三個設計例可以發現，Case 1、Case 2 及 Case 3 之水平向強度 V_y 分別為 4256kN、4256kN 及 4521kN，三者均相當接近；而 Case 3 之水平向勁度 $K_h=451.0kN/mm$ 則相近於 Case 2 之 451.3kN/mm。Case 3 與 Case 2 在相近之 BRB 水平向勁度 K_h 與強度 V_y 設計結果下，圍束鋼管斷面寬度由 Case 2 的 370mm 減小至 Case 3 的 300mm，且 BRB 核心消能段長度比 α_c 由 Case 2 的 0.30 增加至 Case 3 的 0.52。

表 1 單斜與雙斜配置 BRB 示範設計例

	Case 1	Case 2	Case 3
φ	29.7°	29.7°	48.8°
P_y (kN)	4903 ($t_c=45mm$)	4903 ($t_c=45mm$)	3432 ($t_c=40mm$)
L_c (mm)	4252	2437	2781
L_{BRB} (mm)	5796	5745	3959
α_c	0.53	0.30	0.52
Q	1.30	1.60	1.30
K_{eff} (kN/mm)	490.3	598.0	519.8
Steel casing (mm)	Tube 350×350×9	Tube 370×370×8	Tube 300×300×4.5
K_h (kN/mm)	370.0	451.3	451.0
V_y (kN)	4256	4256	4521

四、挫屈束制支撐反覆載重驗證試驗

國內對於消能元件所需之試驗程序與檢核標準規範於「建築物耐震設計規範及解說」中第十章之「含被動消能系統建築物之設計」，該章節將消能元件概分為位移型、速度型與其他型式，提供安裝消能元件設計指南、分析程序及元件試驗標準[27]。在消能元件試驗的部份區隔為實體試驗與性能保證試驗，實體試驗主要針對消能元件完成設計未量產前，對於先製作之試體以不同外力型式或環境之變異性，並考慮結構本身之特性進行測試；而性能保證試驗則是在消能元件生產安裝前進行抽樣試驗，以確保其受力變形反應等特性符合設計要求與品質之穩定。然而，針對 BRB 的使用實況與其力學特性而言，國內規範所述的概括性標準，如試驗抽樣的方式、比例與數量及試驗加載方式與循環周次，可能不盡然適用實際應用現況或並未明確訂定試驗加載標準可供依循。

另一方面，美國規範 AISC 341-10 中 K3 節之「挫屈束制支撐反覆載重驗證試驗(cyclic tests for qualification of buckling-restrained braces)」則對 BRB 試驗方式、加載歷時與合格標準規定的相當明確[14]。針對 BRB 反覆載重試驗可包含構件試驗與子結構試驗，構件試驗目的為驗證 BRB 滿足規範強度及非線性變形容量之要求，並建立結構系統設計所需之基本參數；而子結構試驗則為提出 BRB 之設計能符合該設計變形及轉角需求之證據，且證明其與構件單軸試驗所得之遲滯行為一致。此外，美國規範也體認子結構試驗所需的設備、難度與成本等，均高出構件試驗許多；因此，若 BRB 的供應者已針對該型式的 BRB 進行過合理規模的子結構試驗，驗證其受力變形反應滿足規範要求，則可提出相關試驗數據供設計者參考，而不需對每件工程案進行子結構試驗。

目前國內工程師在進行 BRB 工程應用案的規劃與設計時，主要參考國內規範對品質檢核的精神[27]，並依據美國規範的明確條文[14]，同時考量其工程案的結構特性與進行設計時對得標承攬供應者為何的不確定性，制訂針對該工程案 BRB 供應者所需依循的抽樣數量、試驗方式、加載歷時與合格標準。這些綜合考量各工程案特性所要求執行之 BRB 反覆載重驗證試驗目的為，提供 BRB 供應者、政府主管、業主及設計者最直接的試驗證據，證明供應者所提供之 BRB 是否符合工程案件設計之受力反應性能需求及品質穩定與否。本節以國內近年來 10 件實際工程案應用 WES-BRB 為例，介紹國內工程師對其設計案所制訂的品質檢核與性能驗證試驗方式，並利用其中 10 組 WES-BRB 反覆載重驗證試驗結果說明 BRB 應具備之受力變形行為與合格標準。

4.1 試體構件選取

由於 WES-BRB 已由國震中心在研發階段進行了大量的實尺寸構件與構架之試驗研究及反應分析[10-13]，驗證其構件與構架之耐震性能優良，符合美國規範之各項要求；因此，工程師已可取得相關試驗資料參考，在工程案中使用 WES-BRB 時，工程師常不會特別要求供應者進行子結構試驗，而僅針對 WES-BRB 製造者進行品質檢核的構件抽樣試驗。此外，國震中心除對 WES-BRB 授權製造廠提供技術支援之外，亦另訂定在產品中隨機抽樣試驗的品管機制。本節介紹的 10 組試體構件為其對應工程案的業主或工程師在 WES-BRB 的製造過程中，隨機抽樣選取的 WES-BRB 試驗構件；各組試體尺寸與斷面細節如表 2、表 3 及圖 3 所示。其中構件 WES-01 及 WES-02 的核心單元利用 A572 GR50 鋼材製造，而其他構件則使用 SN490B/CM 鋼材；各試體構件之圍束單

元由方形或圓形鋼管內灌設計強度為 56MPa 之無收縮水泥砂漿或自充填混凝土而成。各組試體圍束單元之撓曲挫屈強度 P_{cr} 可由式(1.4) 求得，而其最大可能發生之壓力強度 $P_{C,max}$ 則利用表 2 所列之核心鋼板實際降伏應力，及 $R_y=1.0$ 、 $\omega=1.3$ 、 $\beta=1.2$ 之設計參數計算。如表 3 所示，各組試體構件圍束單元之理論撓曲挫屈需求強度比 DCR 值 ($P_{C,max}/P_{cr}$) 介於 0.05 至 0.52 間，顯示一般工程案中所使用之 BRB，其圍束單元的斷面設計常不會由其撓曲挫屈 DCR 所控制，是因圍束鋼管斷面的淨空間需

足以讓核心單元插通定位，而由核心單元端部接合段斷面尺寸決定圍束鋼管所需之斷面尺寸[13]。此外，WES-BRB 核心單元中央設計有漸變斷面之卡樁（圖 3），以防止核心單元中央斷面與圍束單元發生在構件軸向的相對移動。這種漸變斷面卡樁的設計細節可避免其他採銲接形式卡樁周圍，因熱影響區應力集中所導致的破壞現象[38]，並可防止因銲接形式卡樁破壞所導致的圍束單元滑動[18]，進而提升 BRB 的疲勞壽命[18, 38]。

表 2 WES-BRB 試體尺寸與核心鋼材降伏應力

Member	Material	t_c (mm)	F_y (MPa)	P_y (kN)	A_c (mm ²)	L_c (mm)	L_t (mm)	A_j (mm ²)	$L_{j,d}$ (mm)
WES-01	A572GR50	30	362	5175	14280	5043	160	23820	378
WES-02		35	391	6720	17185	6956	166	28875	495
WES-03		19	421	2250	5339	3300	65	7809	235
WES-04		45	343	7300	21285	3049	159	33885	261
WES-05		55	342	8300	24255	3100	106	35915	244
WES-06	SN490B/CM	25	368	2510	6825	1860	130	12875	585
WES-07		30	351	3200	9120	1870	191	19770	510
WES-08		36	367	3750	10224	2710	210	20304	200
WES-09		50	347	6940	20000	2265	262.5	37500	200
WES-10		45	363	8800	24255	1637	147	37485	174

表 3 WES-BRB 試體圍束單元理論與試驗 DCR 值

Member	L_{BRB} (mm)	L_{sc} (mm)	Steel casing (mm)	$P_{C,max}/P_{cr}$	$P_{C,max}^E/P_{cr}$
WES-01	7013	5867	Tube 449×449×8	0.31	0.28
WES-02	9198	7948	Tube 465×465×8	0.52	0.46
WES-03	4500	3900	Tube 250×250×6	0.47	0.42
WES-04	4773	3715	Pipe 500×9	0.19	0.19
WES-05	4700	3620	Tube 390×390×8	0.29	0.29
WES-06	3700	3170	Pipe 318.5×6	0.28	0.25
WES-07	3708	3152	Pipe 406.4×9	0.11	0.11
WES-08	4250	3350	Pipe 406.4×6	0.22	0.21
WES-09	4110	3010	Pipe 500×9	0.12	0.12
WES-10	3285	2163	Tube 485×485×10	0.05	0.04

4.2 試驗配置與加載歷時選定

構件 WES-06 及 WES-07 利用國震中心淨高為 4m 之 4,900kN 萬能試驗機進行試驗，其餘的 8 組構件試驗則使用內政部建築研究所（建研所）15m 淨高的 20,000kN 萬能試驗機進行。如圖 22 所示，構件試體兩端的夾具以螺栓與試驗機台固接，試驗採位移控制方式沿構件軸向加載；構件所發展的軸力強度由試驗機台內建之荷重計量測，而構件軸向變形量則利用架設在其兩端之位移計求得。如圖 23 所示，試驗所採用之拉壓反覆加載歷時參考美國 AISC 341-10 之建議，分別包含標準歷時加載及疲勞加載。標準歷時由 BRB 發生初始降伏所對應的構件軸向端點變形量 Δ_{by} 開始加載，接著依序反覆漸增加載至 2.0 倍設計樓層側位移角（design story drift）所對應之構件軸向端點變形量 $2.0\Delta_{bm}$ ，各變形階段均施以兩個迴圈之加載。完成標準歷時之荷載後，構件 WES-06 至 WES-10 以對應於 1.5 倍設計樓層側位移角之變形量 $1.5\Delta_{bm}$ 進行疲勞荷載；而構件 WES-01 至 WES-05 則以 $1.5\Delta_{bm}$ 之變形量加載

10 個迴圈後，再以對應於 2.4 倍設計樓層側位移角之變形量 $2.4\Delta_{bm}$ 持續加載，直到試體發生破壞為止。構件 WES-06 至 WES-10 加載歷時制訂所需之設計樓層側位移角由結構設計工程師所提供，其數值可由結構彈性設計分析結果所得之樓層側位移角以適當之位移放大係數等效決定[26]，或由結構非線性動力分析結果取得，再以 $\epsilon_c^* = \theta \sin 2\phi / 2\alpha_c$ 保守地計算求得各加載變形階段所對應之核心應變量 ϵ_c (表 4)；而構件 WES-01 至 WES-05 之結構設計工程師則利用國震中心對授權製造廠的產品隨機抽樣試驗標準，直接定義各加載變形階段所對應之核心應變量 ϵ_c ，以較保守且相對較大的應變加載方式測試 BRB 的性能反應。此外，試驗位移控制的加載量值已考慮如式(1.10)所述，將核心消能段以外的彈性變形加入計算，以確保將表 4 中的目標應變量施加於核心消能段中。值得一提的是，美國規範特別要求試驗加載歷時中，在計算構件軸向端點變形量 Δ_{bm} 時所使用之設計樓層側位移角不得小於 1.0% 弧度[14]，以達測試 BRB 耐震性能反應之最低要求。



圖 22 (a) 構件 WES-07 使用國震中心 500 噸萬能試驗機之試驗配置圖



圖 22 (b) 構件 WES-02 使用建研所 2,000 噸萬能試驗機之試驗配置圖

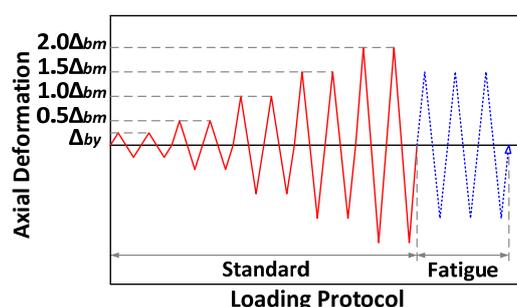


圖 23 反覆載重驗證試驗變形加載歷時示意圖

表 4 WES-BRB 試體反覆載重試驗各加載階段核心應變量

Member	Core strains at various deformation targets					
	Standard				Fatigue	
	$0.5\Delta_{bm}$	$1.0\Delta_{bm}$	$1.5\Delta_{bm}$	$2.0\Delta_{bm}$	$1.5\Delta_{bm}$	$2.4\Delta_{bm}$
WES-01						
WES-02						
WES-03	0.63%	1.25%	1.88%	2.50%	1.88%	3.00%
WES-04						
WES-05						
WES-06	0.45%	0.90%	1.35%	1.80%	1.35%	
WES-07	0.52%	1.04%	1.56%	2.09%	1.56%	
WES-08	0.56%	1.11%	1.67%	2.23%	1.67%	-
WES-09	0.67%	1.33%	2.00%	2.66%	2.00%	
WES-10	0.72%	1.43%	2.15%	2.86%	2.15%	

4.3 試驗結果與討論

試驗結果如圖 24 顯示（以構件 WES-02 為例），各組 WES-BRB 構件試體皆有穩定的受力變形反應，遲滯迴圈飽滿，沒有強度遽然衰減及勁度束縮的情況發生；試驗過程中，各構件試體並未發生任何不穩定現象或端部接合破壞之情形。構件 WES-01 於核心應變 ε_c 為 1.88%（對應於 $1.5\Delta_{bm}$ ）之疲勞歷時加載的第 9 個迴圈時，構件核心受拉發生斷裂；構件 WES-02 至 WES-05 均承受 10 個核心應變為 1.88%（對應於 $1.5\Delta_{bm}$ ）之迴圈加載後，分別於疲勞加載歷時中核心應變為 3.0%（對應於 $2.4\Delta_{bm}$ ）的第 2、第 1、第 10 及第 8 個迴圈時，構件核心受拉斷裂。構件 WES-06 至 WES-10

核心單元則分別於疲勞歷時（對應於 $1.5\Delta_{bm}$ ）中，第 53、第 30、第 24、第 22 及第 28 個迴圈加載時受拉斷裂。如表 5 所示，10 組構件試體計算所得之累積非線性變形量（cumulative plastic deformation, CPD）為 453 倍至 1105 倍之構件降伏變形量 Δ_{by} ，遠超過美國規範 200 倍之要求[14]。構件各應變階段之尖峰拉力強度與實際降伏強度比試驗值 ω_E 及尖峰壓力強度與尖峰拉力強度比試驗值 β_E 分別如圖 25 及圖 26 所示，試驗結果顯示當核心應變超過 2.0%時， ω_E 值會些微超過預期值 1.3；即使在核心應變量超過 2.86%的情況下，各構件試驗所得之 β_E 均未超過 1.12，仍遠小於美國規範要求之 1.3[14]，顯示均具有良好之脫層

效果，可有效控制壓拉強度反應之差異，亦間接反映製造之精密[10, 13]。如表 3 所示，各組構件試體圍束單元之撓曲挫屈 DCR 試驗值 ($P_{C,max}^E/P_{cr}$) 由試驗量測而得之實際最大壓力強度 $P_{C,max}^E$ 求得 (介於 0.04 至 0.46 間)，顯示利用式(1.4)檢核可保守且有效地避免 BRB 發生整體撓曲挫屈。各組構件試體之初始彈性勁度試驗值 K_{exp} 由試驗中第 1 個彈性加載迴圈

所得之數據資料線性回歸求得，而構件之彈性等效勁度理論值 K_{eff} 則依兩端位移計實際架設位置量得之 $L_{j,dt}$ (圖 3) 代入式 (1.5) 中取代 $L_{j,wp}$ 計算求得；如表 5 所示，各組構件試體等效勁度理論值 K_{eff} 與試驗值 K_{exp} 之差異僅介於 1.0%至 4.7%間，顯示採用式 (1.5) 計算構件等效勁度可精準預估其彈性反應，符合國內規範差異不得超過 15%之要求[27]。

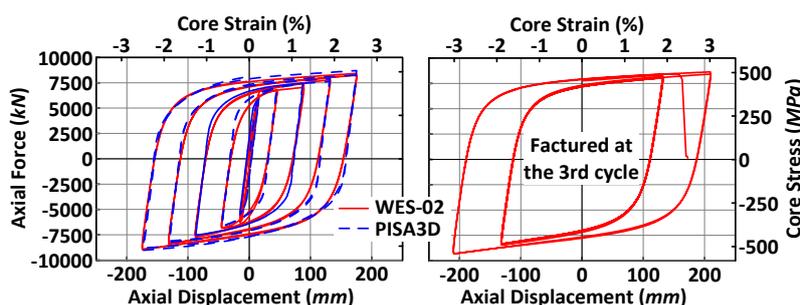


圖 24 WES-BRB 試驗及數值模擬之受力與變形關係圖 (試體 WES-02 為例)

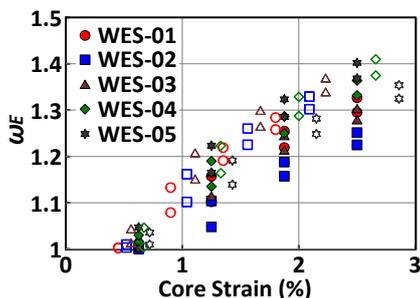


圖 25 WES-BRB 試體在各核心應變階段之應變硬化 ω_E 值

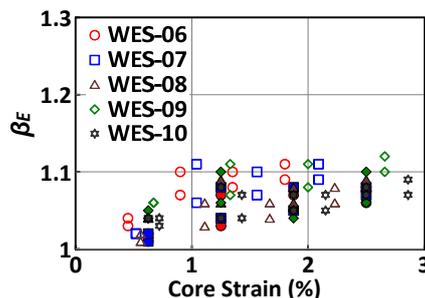


圖 26 WES-BRB 試體在各核心應變階段之壓拉強度比 β_E 值

表 5 WES-BRB 試體理論與試驗勁度值及累積塑性變形 CPD 值

Member	K_c (kN/mm)	K_t (kN/mm)	K_j (kN/mm)	K_{eff} (kN/mm)	K_{exp} (kN/mm)	$(K_{eff}-K_{exp})/K_{exp}$ (%)	CPD
WES-01	566	11906	6302	498	483	3.1	470
WES-02	494	13873	5833	441	425	3.7	600
WES-03	324	10114	3323	287	281	2.0	453
WES-04	1396	17349	12983	1175	1163	1.1	1036
WES-05	1565	28382	14719	1347	1306	3.2	952
WES-06	734	7577	2201	513	490	4.7	965
WES-07	975	7563	3876	707	700	1.0	771
WES-08	755	7269	10152	640	619	3.5	790
WES-09	1766	10952	18750	1407	1344	4.7	898
WES-10	2963	21000	21543	2318	2246	3.2	1105

五、結論

BRB 具高韌性與高消能容量的力學特性，且其勁度與可能發展的最大強度可精確的預測，國內外利用 BRB 構成 BRBF 抗側力系統的案例一直都在持續增加中。本文介紹 BRB 構造原理與設計原則、接合板設計建議及 BRBF 設計流程，期望能增進國內工程從業人員對 BRB 及 BRBF 的使用技術；國震中心開發之 BOD 雲端設計軟體可協助工程師有效率地執行 BRB 與接合設計工作。此外，國震中心針對 WES-BRB 進行的隨機抽樣選取與品管試驗方式，可作為國內工程師在規劃 BRBF 工程案例品質檢核規範之參考目標。

誌謝

感謝國家實驗研究院與國家地震工程研究中心同仁多年來對於挫屈束制支撐研發與推廣的支持與鼓勵，並感謝台灣大學土木所結構組過去幾年曾參與挫屈束制支撐技術研發的研究生，另感謝科技部建立技術移轉機制，使相關研究成果能落實在產業界應用。過去多年來，許多工程先進提供寶貴建議並採用台灣大學土木所與國家地震工程研究中心共同研發之挫屈束制支撐，在此一併致謝。

參考文獻

1. Wakabayashi M, Nakamura T, Kashibara A, Morizono T, Yokoyama H, 1973, Experimental study of elasto-plastic properties of precast concrete wall panels with built-in insulating braces, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, 1041-1044 (in Japanese).
2. 蔡克銓、賴俊維，2002，鋼骨消能支撐構架之耐震研究，結構工程，第 17 卷，第 2 期，第 3-32 頁。
3. Uang CM, Nakashima M, Tsai KC, 2004, Research and application of buckling-restrained braced frames, Steel Structures, 4(4), 301-313.
4. 陳正誠，2000，韌性同心斜撐構架與韌性斜撐構材之耐震行為與設計，結構工程，第 15 卷，第 1 期，第 53-78 頁。
5. Usami T, Lu ZH, Ge HB, 2005, A seismic upgrading method for steel arch bridges using buckling-restrained braces, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34(4-5), 471-496.
6. Eryaşar ME, Topkaya C, 2010, An experimental study on steel-encased buckling-restrained brace hysteretic dampers, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 39(5), 561-581.
7. 周中哲、陳昇陽，2010，可更換核心板之挫屈束制消能支撐耐震試驗及有限元素分析，結構工程，第 25 卷，第 1 期，第 43-70 頁。
8. Chou CC, Chen SY, 2010, Subassembly tests and finite element analyses of sandwiched buckling-restrained braces, Engineering Structures, 32(8), 2108-2121.
9. 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.
10. 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。
11. 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.
12. 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。
 13. 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.
 14. American Institute of Steel Construction (AISC), 2010, *Seismic provisions for structural steel buildings*, AISC, Chicago, Illinois.
 15. Midorikawa M, Asari T, Iwata M, Murai M, Tanaka Y, 2012, Cyclic behaviour of buckling-restrained braces using steel mortar planks; buckling mode number and strength ratio, *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
 16. Watanabe A, Hitomi Y, Saeki E, Wada A, Fujimoto M, 1988, Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube, *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan.
 17. 吳安傑、林保均、蔡克銓，2013，挫屈束制支撐核心鋼板高模態挫屈行為研究，*結構工程*，第 28 卷，第 1 期，第 23-42 頁。
 18. Wu AC, Lin PC, Tsai KC, 2014, High-mode buckling responses of buckling-restrained brace core plates, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(3), 375-393.
 19. Takeuchi T, Hajjar JF, Matsui R, Nishimoto K, Aiken ID, 2010, Local buckling restraint condition for core plates in buckling restrained braces, *Journal of Constructional Steel Research*, 66(2), 139-149.
 20. Yu YJ, Tsai KC, Li CH, Weng YT, Tsai CY, 2013, Earthquake response analyses of a full-scale five-story steel frame equipped with two types of dampers, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42(9), 1301-1320.
 21. Robinson K, 2009, Specifying buckling-restrained brace systems, *Modern Steel Construction*, November.
 22. 蔡克銓、翁崇興、翁元滔、黃彥智，2003，含挫屈束制斜撐鋼構架之耐震性能評估方法研究，*結構工程*，第 18 卷，第 2 期，第 3-29 頁。
 23. 蔡克銓、黃彥智、翁崇興，2004，含挫屈束制消能支撐構架耐震性能試驗與分析研究，*結構工程*，第 19 卷，第 1 期，第 3-40 頁。
 24. 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.
 25. Mahrenholtz C, Lin PC, Wu AC, Tsai KC, Hwang SJ, Lin RY, Bhayusukma MY, 2014, Retrofit of reinforced concrete frames with buckling-restrained braces, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, DOI: 10.1002/eqe.2458.
 26. Structural Engineering Institute, 2010, *Minimum design loads for buildings and other structures*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
 27. 中華民國內政部營建署，2011，*建築物耐震設計規範及解說*，內政部營建署，台北，台灣。
 28. American Institute of Steel Construction (AISC), 2010, *Specification for structural steel buildings*, AISC, Chicago, Illinois.

- 29.Thornton WA, 1991, On the analysis and design of bracing connections, National Steel Construction Conference, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- 30.Muir LS, 2008, Designing compact gussets with the uniform force method, Engineering Journal, 1st quarter, 13-19.
- 31.Chou CC, Liu CH, Pham DH,2012, Steel buckling-restrained braced frames with single and dual corner gusset connections: seismic tests and analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 41(7), 1137-1156.
- 32.Lin PC, Tsai KC, Wu AC, Chuang MC,2014, Seismic design and test of gusset connections for buckling-restrained braced frames, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 43(4), 565-587.
- 33.Whitmore RE, 1952, Experimental investigation of stresses in gusset plate,Engineering Experiment Station, University of Tennessee,Bulletin No. 16, Tennessee, Knoxville.
- 34.魏志毓、蔡克銓，2008，挫屈束制支撐構架之設計，結構工程，第 23 卷，第 4 期，第 85-100 頁。
- 35.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，報告編號：NCREE-14-011，台北，台灣。
- 36.Chuang MC, Tsai KC, Lin PC, Wu AC, 2014, Critical limit states in seismic buckling-restrained brace and connection designs, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, accepted.
- 37.Chuang MC, Lin PC, Wu AC, Tsai KC, 2014, A cloud service for seismic design of buckling-restrained braces and connections, Proceedings of the 10th National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska.
- 38.Usami T, Wang CL, Funayama J, 2012, Developing high-performance aluminum alloy buckling-restrained braces based on series of low-cycle fatigue tests, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 41(4), 643-661.