槽接式挫屈束制支撐與 脫層材料性能研究

蔡克銓^{*} 吳安傑^{**} 林保均^{***}魏志毓^{**} 莊明介^{**}

摘要

挫屈束制支撐耐震性能優劣與否與脫層 材料性能有密切關係,本文首先提出一種估算 脫層不完全因子的方法,利用四組分別使用不 同脫層材料的挫屈束制支撐進行構件試驗;研 究結果顯示以黏性橡膠作為脫層材料具有可 靠性、經濟性與優良施工性。本文特別介紹國 家地震工程研究中心近期所研發之槽接式挫 屈束制支撐,提出詳細的構件與接合設計方 法,並透過三組實尺寸構件試驗驗證其耐震性 能;測試構件包含一組長度為12.5m,最大抗 壓強度超過16800kN,核心消能段應變量達 3.5%。試驗結果顯示,新研發之槽接式挫屈束 制支撐經濟效益極高,遲滯消能行為良好穩 定,具有優良之耐震性能,各組試體於試驗停 止前所累積之總非線性變形量皆遠超過200

* 國立台灣大學土木工程學系 教授

** 國家地震工程研究中心 助理研究員

*** 國家地震工程研究中心 專案助理研究員

倍斜撐降伏位移量;研究亦顯示,非線性結構 分析軟體 PISA3D 可準確預測其受力與變形反應。

一、挫屈束制支撐研究與應用

相較於特殊同心斜撐構架(special concentrically braced frame, SCBF), 挫屈束制 支撐構架(buckling restrained braced frame, BRBF)保有 SCBF 的高勁度特性,並利用圍 束單元(buckling restrainer)避免了傳統斜撐 受壓會發生撓曲挫屈破壞而降低構架耐震性 能(圖1),使挫屈束制支撐(buckling restrained brace, BRB)核心元件(core member)在受拉 與受壓的情況下,均能降伏而消散能量。藉由 脫層材料(unbonding layer)確保其於受拉與 受壓能有類似的強度反應(圖1)。因此 BRB 在許多建築結構設計中,已被視為主要的制震 消能元件,能有效减低習見抗彎構架在強震下 的樓層側位移反應。由於 BRB 可提供飽滿的 遲滯消能容量與穩定的力學行為[1,2],因此 BRBF 耐震安全性能較 SCBF 更佳。此外,若 採用 V 型或倒 V 型配置,軸壓力與軸拉力差 異小,更可降低承載梁撓曲強度的需求;經適 當設計之 BRBF 在鋼材總用量方面得以較 SCBF 更為節省。在西元 2009 年 3 月,於日本 E-Defense 中心全世界最大的振動台,採用 1995 年 Kobe 地震加速度,分別進行了實尺寸 五層樓含四種不同阻尼器鋼構架三向地震振動台試驗,以研究含不同型式阻尼器之構架受 烈震下的非線性反應,並在其中二組試驗前進 行試體受震反應預測的國際競賽。國家地震工 程研究中心(國震中心)數值模擬研究團隊參 與研究人員類組競賽,共利用兩種不同之非線 性分析程式進行動態反應預測分析,成功地獲 得 BRBF 三維分析組第二名及二維分析組第 三名[3,4],證實 BRBF 可用習見數值模擬方式 精確地預測其受烈震下之反應。



圖 1 傳統同心斜撐與挫屈束制支撐構架特性比較

BRB 構件的種類與型式繁多[5],就圍東 單元型式約可分為兩大類,其中最普遍即為以 混凝土或砂漿填充鋼材而成[6-10],另一類則 為全鋼型式的圍束構材[5,11];若依接合方式 則約可分為對接[6,7,11]與搭接[8,9]兩種型 式。國內許多採用如照片1的進口產品,此種 對接式挫屈束制支撐(butt-spliced buckling restrained brace, BS-BRB)構件的性能優良, 但在原產地製作完成需運至台灣,價格成本較 高且待貨時間可能較久。在國內許多學者的努 力下,各類型的 BRB 也已被研發且應用,如 照片2及照片3,最具代表性則為台灣科技大 學陳正誠教授所研發的韌性斜撐構材 (buckling inhibited brace, BIB)與本文第一作 者與其研發團隊所研發的搭接組合式挫屈束 制支撐(double-core buckling restrained brace, DC-BRB)。因兼具經濟性、性能良好及供貨時 間短等各項優點,統計至2012年初,國內已 製造安裝超過一萬組的 DC-BRB。

對接型式的 BRB,其核心元件的十字型 端部與主結構隅板及配置的加勁板採對接接 合,除兩者鋼板厚度需一致外,常需在 BRB 構件任一端分別採用八片連接板及兩套螺栓 來與隅板接合,所需接合總長度較長;而採螺 栓或銲接搭接接合方式的 DC-BRB 可有效的 縮短接合長度,能使接合與斜撐構件穩定性提 高並增加核心消能段長度,亦能提升構件疲勞 壽命,但雙核心的整體製造過程卻較為費時, 且鋼材用量較高。有鑑於此,本文介紹由國震 中心近期所研發之槽接式挫屈束制支撐 (welded end-slot buckling restrained brace, WES-BRB),配合新研發應用的脫層材料,使 其具有高經濟性、施工簡便及外觀可變性等多 方面優點。本文介紹脫層材料研究結果, WES-BRB 的端部接合設計與試驗性能表現。



照片1BS-BRB 應用工程案例



照片2BIB 應用工程案例



照片 3 DC-BRB 應用工程案例

二、脫層材料性能研究

BRB 主要可由核心元件、圍東單元與脫

層機制三個部份所組成,設計與製造良好的 BRB 在反覆受軸拉與軸壓時,尖峰壓拉強度 反應差值應不大,美國 AISC 更規範在相同壓 或拉應變作用之下,抗壓與抗拉強度的比值, 即脫層不完全因子或壓力強度調整因子 (compression strength adjustment factor, β) 應 小於 1.3[12]。因此須防止核心元件消能段受壓 後與圍束單元間產生過大摩擦力以免軸壓強 度過大,常在核心元件與圍束單元間被覆一層 脫層材料[6,7]。過去研究顯示[8],採用 2mm 厚矽膠板配合液態矽膠與核心鋼板黏著具有 良好之脱層效果;惟採用固態板狀脫層材料, 於黏貼前需先行切割與核心元件相符之形 狀,製程中如有多種型式之核心,亦須先做好 分類,同時須以人工塗抹液態矽膠將矽膠板黏 著於核心元件表面,常不易控制厚度與黏著品 質,且凝固時間易受氣候因素控制。故尋求更 佳之脫層材料及施工方式為本研究的探討項 目之一。

2.1 脫層不完全因子估算

在相同軸壓或軸拉應變作用下,BRB 抗 壓強度常大於抗拉強度的主要原因可分為兩 種效應,即應變量效應與摩擦力效應。應變量 效應為核心消能段受壓時,因柏松比效應 (Poisson effect)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 [13,14],其波峰波谷與圍束單元接觸擠壓產生 之摩擦力。

(1) 應變量效應

核心元件消能段於受軸拉與受軸壓進入 塑性變形時,鋼材柏松比(Poisson ratio)約 為 0.5,因此可得下列關係,

$$A_0 \times L_0 = A \times L \tag{2.1}$$

其中, A₀ 與 L₀分別為核心消能段的原始斷面 積與長度, A 與 L 則分別為受軸拉或受軸壓反 應下,考慮柏松比效應時核心消能段的斷面積 與長度。因此由式(2.1)及軸向應變 *e* 即可求 出斷面積變化與軸向應變之關係式:

$$\varepsilon = \frac{L - L_0}{L_0} , \quad A = A_0 \times \frac{1}{1 + \varepsilon}$$
 (2.2)

假設核心鋼材於受拉與受壓時的應力應變關 係完全對稱,則於應變量效應下所對應的軸拉 力 P_T與軸壓力 P_C之關係為,

$$\frac{P_T}{P_C} = \frac{A_T}{A_C} = \frac{1 - |\varepsilon|}{1 + |\varepsilon|}$$
(2.3)

其中, Ar 與 Ac 分別為受軸拉與受軸壓時考慮 柏松比效應核心消能段之斷面積。

(2) 摩擦力效應

圖 2 為核心元件消能段發生高模態挫屈 側向接觸力與 BRB 軸向力關係示意圖,核心 鋼板受軸拉應變 ε 時因柏松比效應使斷面厚度 t_c 減少 $0.5\varepsilon t_c$,造成核心鋼板兩側與圍束單元 間之空間增加為 $s+0.25\varepsilon t_c$;而由於高模態挫屈 的發生,核心鋼板產生側向變形,波峰與波谷 因與圍束單元接觸後擠壓,進而對圍束單元產 生側向的正向力 N。利用推估的挫屈波長 L_b 及核心鋼板與圍束單元間隙 $s+0.25\varepsilon t_c$ 的幾何 關係[13,14]可得:

$$N = \frac{4s + \varepsilon t_c}{L_b} P_C , \ \ \pm \oplus L_b = \sqrt{\frac{\pi^2 E_t I}{K^2 P_y}}$$
(2.4)

式中, P_y 為 BRB 的標稱降伏強度,有效長度 因子 K 取 0.5, E_t 代表核心鋼材受壓降伏後的 切線模數,I 則為核心消能段弱軸的斷面慣性 矩。此外,鋼材與混凝土界面的摩擦係數 μ 為 0.45[15],可估算所造成的摩擦力為,

$$P_F = \mu N \tag{2.5}$$

因此 BRB 抗壓與抗拉強度差異,可同時考慮 應變量效應與摩擦力效應之和,則脫層不完全 因子 β可由下列公式預測:

$$\beta = \frac{P_C + P_F}{P_T} = \frac{1 + |\varepsilon|}{1 - |\varepsilon|} \left(1 + \mu \frac{4s + |\varepsilon|t_c}{L_b}\right) (2.6)$$

式(2.6)顯示,核心應變 ε 愈大時,或脫層材料 厚度 s 過大時,脫層不完全因子 β 都會增大。



圖 2 核心元件消能段高模態挫屈波長與側向接觸力示意圖

2.2 試體設計

脫層材料性能可能也關係著脫層效果的 優劣,本研究規劃四組相同尺寸試體,相關尺 寸如表 1 及圖 3 所示,核心元件採用 CNS SN490B 鋼材,核心消能段斷面尺寸為 20×100mm,圍束單元以方形 STKR400 的 HSS 150×150×5mm 鋼管填充設計強度為 56MPa之 無收縮水泥砂漿構成,分別搭配如照片 4 中四 種不同脫層材料,以探討各種可用脫層材料之 脫層效果。其中試體 HS 搭配高密度泡棉板 (high density styrofoam sheet),試體 R 使用 橡膠板(rubber sheet),而試體 SR 利用矽膠板 (silicone rubber sheet)做為脫層材料,這三 種板狀材料厚度皆為 2mm,依核心鋼材表面 形狀切割後,採人工塗抹約 0.5mm 厚之液態 矽膠與核心鋼板黏貼;另外,試體 CR 則採用 氯丁二烯橡膠,簡稱黏性橡膠(chloroprene rubber),厚度採 2.5mm 直接黏貼於核心元件 上。因此,四組試體披覆脫層材料之總厚度約 略相同,完工後如照片 5 所示。

表1 脫層材料性能研究試體尺寸表

Specimen	A_c	L_c L_t		L _{je}	L_{BRB}	Steel casing
	(mm^2)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	<i>(mm)</i>
HS, CR, R, SR	2000	1000	40	240	1560	Tube 150×150×5



圖 3 脫層材料性能研究試體尺寸圖



照片4 脫層材料(高密度泡棉板、黏性橡膠、橡膠板與矽膠板)



照片 5 脫層材料性能研究試體核心元件與試驗裝置

2.3 試驗加載歷時

試驗所採之拉壓反覆加載歷時參考 2010 年美國 AISC 之建議[12],分別包含標準歷時 加載及疲勞加載。本試驗研究採標準歷時進行 至核心消能段應變為 2.46%,對應於 2.0 倍最 大設計樓層側位移角(2.0Δ_{bm})後,再進行額 外加載試驗,分別增加2個迴圈的3.07%核心 消能段應變(對應於 2.5Δ_{bm})及2 個迴圈的 3.68%核心消能段應變(對應於3.0Δ_{bm});疲勞 加載則反覆施以對應於 2.0Δ_{bm} 之核心消能段 應變量至試體破壞為止,拉壓反覆加載歷時詳 如表2所示。

表 2 脫層材料性能研究試驗加載歷時

	Core strains at various deformation targets							
Specimen		Stan	dard	Extra		Fatigue		
	$0.5\Delta_{bm}$	$1.0\Delta_{bm}$	$1.5\Delta_{bm}$	$2.0\Delta_{bm}$	$2.5\Delta_{bm}$	$3.0\Delta_{bm}$	$2.0\Delta_{bm}$	
HS, CR, R, SR	0.61%	1.23%	1.84%	2.46%	3.07%	3.68%	2.46%	

2.4 試驗結果與討論

試體安裝於國震中心 Shimadzu 4900kN 萬 能試驗機如照片 5 所示。由圖 4 的試體受力變 形反應可知,各組試體於標準歷時加載及額外 加載試驗過程中,遲滯迴圈均飽滿且穩定;試 體 HS、CR、R 與 SR 分別在疲勞加載歷時的 第2、第3、第1與第2迴圈中,因核心鋼板 受拉發生斷裂而終止試驗。表3列出各組試體 於標準歷時及額外加載試驗各尖峰應變階段 下,第1與第2迴圈最大壓力與最大拉力之比 值(即脫層不完全因子 β 值),試驗過程中, 試體 HS、CR、R 與 SR 所得之最大 β 值分別 為 1.11、1.13、1.21 與 1.16; 試驗停止前所累 積之非線性變形量 (cumulative plastic deformation, CPD)分別為 388、424、352 與 388。本文依各組試體採用不同脫層材料後之 優缺點,分別對可靠性、經濟性與優良施工性 進行討論:

(1) 可靠性

表 4 列出考慮各試體的脫層材料厚度與 核心消能段應變量,依式(2.6)所得之脫層不完 全因子β預測值,圖5顯示各試體在各應變階 段試驗所得與依式(2.6)預測結果分佈圖,試體 依脫層不完全因子由小(脫層效果優)而大(脫 層效果劣)的反應可得,脫層效能優劣依序為 高密度泡棉板、黏性橡膠、矽膠板與橡膠板。 由圖5可知,脫層不完全因子試驗值越接近預 測值趨勢線者,顯示具良好的脫層效果及反 應。此外,CPD值可視為BRB疲勞壽命的指 標,試體CR及HS脫層不完全因子最接近預 測值,試體CR之CPD值更為各試體之最, 顯示脫層效果的優劣反映製造精密度,會攸關 BRB壓拉強度異同之性能反應外,也影響BRB 的疲勞壽命。

(2) 經濟性

採用經濟效益較佳的脫層材料或工法,可 有利於 BRB 的推廣使用。除材料本身價格 外,並將脫層材料之切割、黏貼與施作時等待 乾固之時間一併考量,高密度泡棉板、橡膠板 與矽膠板皆為固態板狀膠材,需先行依核心元 件之外形劃線與切割後,再透過液態矽膠做為 黏著介面;而黏性橡膠可直接黏著於核心元件 上,並可在黏貼時裁修所需之形狀,裁修所剩 之材料仍可留做黏貼於較不規則部位使用,故 採用黏性橡膠可大幅減少施工時間,且幾乎無 任何廢料之產生。由本研究統計結果顯示,上 述板狀膠材採用矽膠液黏貼一組的施工時 間,若採用黏性橡膠料可黏貼六組。目前黏性 橡膠材料因仍未受大量使用導致單價較高,但 圖 6 之整體經濟效益評估結果顯示,與習用的 矽膠板相比,採用高密度泡棉板、黏性橡膠與 橡膠板做為脫層材料所需之費用皆少於矽膠 板;其中,使用黏性橡膠最具經濟性,可省下 近 50%的費用與至少 20%的材料耗損。

(3) 優良施工性

建築結構使用 BRB 時,依需求常有不同 斷面尺寸與不同長度,鋼構廠須依各種長度與 尺寸進行施工規劃,對於固態板狀脫層材料切 割完成後亦需進行分類,確保黏貼時不致混 亂;此外,板狀膠材需透過黏結材與核心元件 進行結合,採用液態矽膠做為黏結材並以人工 黏貼,除施工速度緩慢外,厚度不均與品質不 易確保可能使脫層效果不佳。黏性橡膠材料本 身即具有黏性且有固定厚度,可直接與核心元 件黏著,可提高施工速度外,黏著後更可有效 控制厚度之精確性。

綜合以上所述,以黏性橡膠作為核心元件 與圍東單元間的脫層材料,可使壓拉強度反應 差異小,且有經濟效益佳與優良施工性等多項 優點。



圖 4 試體 HS、CR、R 及 SR 受力與變形反應關係圖

- ·	Ex	Experimental β factors at various deformation targets						
Specimen	$0.5\Delta_{bm}$	$1.0\Delta_{bm}$	$1.5\Delta_{bm}$	$2.0\Delta_{bm}$	$2.5\Delta_{bm}$	$3.0\Delta_{bm}$	CPD	
HS	1.01	1.04	1.06	1.08	1.09	1.11	200	
	1.06	1.06	1.07	1.08	1.10	1.11	300	
CR	1.03	1.04	1.06	1.07	1.11	1.13	424	
	1.05	1.06	1.07	1.09	1.11	1.13	424	
D	1.08	1.10	1.12	1.16	1.18	1.21	252	
K	1.11	1.12	1.14	1.17	1.19	1.20	332	
SR	1.05	1.08	1.11	1.13	1.13	1.15	200	
	1.10	1.10	1.11	1.12	1.13	1.16	300	

表 3 脫層材料性能研究試驗結果

表4 脫層不完全因子β預測值

Core Strain ε	E_t	$L_b(mm)$	$P_T(kN)$	$P_C(kN)$	$P_F(kN)$	Predicted β factor
0.61%	0.20 <i>E</i>	372	794	803	8	1.02
1.23%	0.18 <i>E</i>	353	915	938	10	1.04
1.84%	0.16 <i>E</i>	333	997	1035	12	1.05
2.46%	0.14 <i>E</i>	311	1050	1103	14	1.06
3.07%	0.12 <i>E</i>	288	1091	1160	16	1.08
3.68%	0.10 <i>E</i>	263	1120	1206	18	1.09



圖 5 各試體於各應變階段脫層不完全因 子預測值與試驗值分佈圖



圖 6 各試體經濟效益綜合比較圖

三、槽接式挫屈束制支撐及端部 接合設計方法

WES-BRB 為國震中心新研發的制震消能 構件,其主要特點在構件接合段,如圖 7 與照 片 6 所示,利用兩片或兩片以上錯開的加勁 板,配合核心板端部的開槽,可在安裝時將構 件插入隅板,並在開槽側與加勁板側進行銲接 接合,因此稱其為槽接式 BRB。核心板面向 與隅板面向垂直,加勁板垂直於核心板,分別 配置在核心板兩面及其開槽的兩側;加勁板亦可由接合段延伸至消能段,以增加核心消能段斷面積,提高 BRB 勁度與強度。圍束單元可由鋼管內澆置水泥砂漿或高強度自充填混凝土組成,並採用前述具多項優點的黏性橡膠作為脫層材料。因此 WES-BRB 如前述 DC-BRB能有效縮短接合段長度,提高接合穩定性及增加消能段長度,進而提升 BRB 疲勞壽命,且由國震中心許多的 WES-BRB 試體發包製造過程顯示其優越性,外觀簡潔且品質穩定,並可有效降低材料、製造與組立安裝的成本。







照片 6 WES-BRB 接合細節

3.1 WES-BRB 構件與端部接合細部設 計

一般 BRBF 設計流程與細節可參考過去 研究[16],本文特別針對 WES-BRB 構件與接 合的細部設計進行討論,各部尺寸與符號定義 如圖 8 所示:

(1) 構架基本幾何關係

由 BRB 四周構件尺度,如樓高 H_{col}、梁 跨距 L_{beam}、柱深 d_c與梁深 d_b等尺寸,規劃基 本幾何配置關係。

(2) 選擇核心元件鋼材規格

以習見的結構用鋼為例,表 5 所列為三種 不同核心鋼材所對應的力學參數;其中, F_y 為標稱降伏應力, R_y 為材料超強因子,若已有 材料拉力試驗結果則可採實際材料降伏強度 而取 $R_y=1.0$, Ω_h 為應變硬化因子。根據前述第 二節之研究與大量試驗數據顯示,在相同的壓 或拉應變作用之下,BRB 受壓強度往往大於 受拉強度,在大應變作用下即使製作良好時仍 有約 10%之差異,故取 β 至少為 1.1。

(3) 設定所需 BRB 標稱降伏強度

依構架分析結果選擇 BRB 標稱降伏強度

 $P_y \circ$

(4) 最大軸力計算

BRB 構件的極限壓力強度可表示為,

$$P_{\max} = P_y \times \left(R_y \times \Omega_h \times \beta \right) \tag{3.1}$$

(5) 核心元件尺寸設計

依步驟(2)與(3)所選擇之材料與*P*,可計算 核心消能段斷面積:

$$A_c = \frac{P_y}{F_y} \tag{3.2}$$

WES-BRB 構件設計可依下列建議進行:如圖 8 所示,垂直接合隅板的核心元件鋼材厚度 t_c ,核心元件消能段寬度 B_c ,核心元件消能段 高度 D_c ,平行隅板核心元件鋼材厚度 t_j ,核心 元件接合段寬度 B_j 與核心元件接合段高度 D_j 。由核心元件之消能段斷面積 A_c 與接合段 斷 面 積 A_j ,求得轉換段斷平均面積 $A_t (=(A_c + A_j)/2)$ 。計算 BRB 端部至端部 淨長 L_{BRB} 時,考量結構梁柱構件間淨空之限 制,BRB 緣至柱翼或梁翼淨距至少取 75mm (圖 8),而為避開混凝土樓板(厚度 t_s),且與 下梁梁翼之淨距至少取 t_s +50mm。核心元件轉 換段長度 L_t 由消能段與接合段寬度之變化斜 率為 2.0 計算而得。

(6) 構件接合銲接尺寸需求

由照片 6 可知, BRB 接合部位填角銲道 位置,利用下列公式可得所需配置的最短接合 銲接長度 L_w,

$$\phi \times 0.707 \times T_{w} \times \left(4L_{w} + D_{j}\right) \times \left(0.6F_{exx}\right) \ge P_{\max}$$
(3.3)

其中,填角銲尺寸採 $T_w=0.8t_c$,強度折減係數 ϕ 取 0.75, 銲材的張力強度 F_{exx} 採 490MPa (或 4.9tonf/cm²)。嚴格來說,接合之銲道長度與 尺寸設計時,應考慮將核心元件分為兩部份, 在與隅板接合處可視為兩個角鋼與隅板採銲 接接合。因此需考慮每個角鋼形心與銲道的垂 直偏心距,及其與接合面之水平偏心距,用以 計算三軸向應力的合力效應。然而,由許多計 算例顯示,這兩向偏心所造成之額外銲道應力 僅有約 10%之影響。銲道設計採 0.75 強度折 減係數來傳遞 P_{max} ,已由多次試驗均未見銲道 破壞情形發生證實屬保守之設計。基於上述之 原因,本文於設計接合銲道尺寸時,忽略偏心 之影響。此外為考量施工便利性,接合段開槽 長度 L_s 比銲道長 L_w 多 25mm。

(7)每端預留壓縮空間 δ、外鋼管端板至 接合板淨間距 L_n與核心消能段長度 L_e

假設 BRB 最大需承受 4%核心消能段應 變量,故單邊預留壓縮空間 $\delta \ge 0.02L_c$;此外, 另外增加 25mm 做為外鋼管端板至接合板淨 間距 L_n (= δ +25mm)。BRB 構件全長為核心元 件消能段長度 L_c 、兩端轉換段長度 $2L_i$ 與兩端 支撐接合段 $2L_{je}$ 之總和,即 $L_{BRB}=L_c+2(L_t+L_{je})$; 其中, L_{je} 可表示為 $L_w+L_n+L_x$ (圖 8),並設計 L_x 至少為 $2L_n$,則核心消能段長度 L_c ,即可由 BRB 兩端梁柱工作點至工作點距離 (L_{wp})配合梁 柱構件深與前述之淨空間要求得之。

(8) BRB 集中因子 α、等效勁度 K_{eff} 與等效 勁度因子 Q

當 BRB 在地震力作用而進入降伏消能的

階段後,塑性變形會集中在核心元件消能段部 份,故核心消能段應變可保守估計為下列關係 (圖1),

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_{wp}}{\alpha} \cdot \varepsilon_{wp} = \frac{\theta}{2} \times \sin 2\phi$$
 (3.4)

其中 θ 為樓層側位移角, φ 為斜撐與水平線夾 角, ε_{wp} 為斜撐構件兩端工作點至工作點之平 均應變,集中因子 α 可表示為[16],

$$\alpha = \frac{L_c}{L_{wp}} \tag{3.5}$$

BRB 的彈性變形則由核心元件消能段、轉換 段與接合段三段共同串聯後加成,故結構分析 模型中 BRB 的等效彈性勁度 *K*_{eff} 可由上述三 段的勁度 *K*_e、*K*_i與 *K*_j 估計約為:

$$K_{eff} = \frac{1}{\frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_t} + \frac{1}{K_j}} = \frac{EA_cA_tA_j}{L_cA_tA_j + 2L_tA_cA_j + L_{j,wp}A_cA_t}$$
(3.6)

其中, E 為鋼材的楊氏模數,核心元件兩端接 合段至梁柱工作點總長度 $L_{j,wp}$ 則為梁柱工作 點至工作點長度 L_{wp} 減去 L_c 與 $2L_t$ 而得,即 $L_{j,wp}=L_{wp}-L_c-2L_t$ 。進行 BRBF 分析時,常直接 採用等效桁架桿件模擬 BRB 的受力變形行 為,受力面積採核心消能段斷面積 A_c ,並以 L_{wp} 為節點至節點長度,在分析模型中模擬 BRB 等效勁度時,無形中利用等效勁度因子 Q,表示如下:

$$Q = \frac{K_{eff}}{EA_c / L_{wp}}$$
(3.7)

採最佳化設計之 BRB 的 Q 值一般在 1.2 至 1.5 之間,Q 值大小與α值有關,核心段相對較短 時α值越小,則消能段所受的應變量就越有被 放大的可能,Q 值也會相對較大;同時轉換段 或接合段長度越長或斷面越大,整體斜撐等效 勁度(或 Q 值)也隨之增加,因此,可依 BRB 非線性變形需求是否過大或彈性勁度需求,做 各段長度與截面積變化調整之依據。

(9) 外鋼管斷面與長度計算

核心元件需於灌漿前置入外鋼管中,外鋼 管斷面選取首要考量為核心元件是否可置 入;此外,為防止整體撓曲挫屈的發生,須提 供有效的鋼管慣性矩 *Isc*,在忽略水泥砂漿的貢 獻下,可直接採用下式作為外鋼管的選取標準 [6]:

$$I_{sc} \ge \frac{P_{\max} L_{sc}^2}{\pi^2 E}$$
(3.8)

其中,外鋼管長度 $L_{sc}=L_{BRB}-2(L_w+L_n)$ 。

(10) 選擇隅板鋼材規格

隅板建議使用國內習用之 ASTM A572 GR50 或 CNS SN490B 鋼材。

(11) 隅板設計

隅板厚度 t_g應不小於核心板厚 t_c,且接合 段開槽寬度需比隅板厚 3mm (t_{g,s}=t_g+3mm) 以利斜撐在工地安裝。本文採用由 Muir[17] 所提出之泛均力法(generalized uniform force method, GUFM)計算斜撐軸力對隅板緣造成 之分力,並考慮梁柱開合效應對隅板產生額外 之力量進行隅板與相關銲道尺寸之設計[12]。 採用泛均力法得以使隅板設計更為靈活,力量 分布也較為合理。如圖 9 與圖 10 所示挫屈束 制支撐構架發生側向變形時,梁柱角隅處變形 會導致隅板承受額外之拉力或壓力,本文採用 由 Lee 所提出之等效支撐模型模擬隅板於梁 柱接合處之受力行為,並計算隅板於梁柱開合 效應下所受到的力量[18]。

(i) 泛均力法

如圖 11 所示,泛均力法假設隅板與梁柱 接合面間之力量分別作用於隅板長度(L_h)與 高度(L_v)的中點,並且與斜撐軸力相交於隅 板控制點(gusset control point)以符合隅板彎 矩平衡。且假設隅板與梁接合面之力量通過梁 中心線與柱面之交點(梁控制點,beam control point),因此可由隅板與梁接合面之力量方向 與斜撐軸力方向決定隅板控制點;此外亦假設 隅板與梁接合面之垂直分力(V_{ub})透過梁傳遞至 柱,而與柱接合面之水平分力(H_{uc})透過柱傳 遞 至 梁,因此梁柱接合面間之力量為 $\sqrt{V_{ub}^2 + H_{uc}^2}$ 。假設座標平面以梁柱交會工作點 (work point)為原點(0,0),梁與柱中心線為水 平與垂直座標軸,則隅板控制點座標可以表示為 $(e_b e_c/(e_b - \alpha_U \tan \varphi), e_b e_c \tan \varphi/(e_b - \alpha_U \tan \varphi))$,最後再以隅板高度中點與隅板控制點連線,與 柱中心線之交點即柱控制點(column control point),其座標為 $(0, (e_b^2 + e_b \beta_U - e_b e_c \tan \varphi)/\alpha_U \tan \varphi)$;建立上述之幾何關係後,可列出隅板與梁柱 接面之四組分力關係如下:

$$\frac{V_{ub}}{H_{ub}} = \frac{e_b}{\alpha_U}$$
(3.9)

$$\frac{V_{uc}}{H_{uc}} = \frac{e_b e_c \tan \varphi - e_b^2 + \alpha_U e_b \tan \varphi - \beta_U e_b + \alpha_U \beta_U \tan \varphi}{\alpha_U e_c \tan \varphi}$$

$$\frac{V_{ub}}{H_{uc}} = \frac{e_b}{e_c} \left[\frac{\left(e_b + \beta_U\right) - e_c \tan \varphi}{\alpha_U \tan \varphi} \right]$$
(3.11)

 V_{uc} 與 H_{uc} 分別為隅板在柱邊垂直與水平力, $V_{ub}與 H_{ub}$ 分別為隅板在梁邊垂直與水平力。 e_c 為柱深的一半, e_b 為梁深的一半, β_U 為隅板高 度的一半($0.5L_v$), a_U 為隅板長度的一半 ($0.5L_h$)。如圖 8 所示,隅板大小須考慮前述 BRB 端部銲道長度、與梁或柱翼淨空間等限 制。

圖 12 為柱之自由體圖,依據式(3.9 至 3.11)之幾何關係以及柱自由體力平衡之條 件,即可計算隅板與梁柱接合面之力量分布:

$$H_{uc} = \frac{P_{\max}e_c\sin\varphi}{e_b + 0.5L_v} \tag{3.12}$$

$$V_{ub} = P_{\max}\left[\frac{e_b\left[\left(e_b + 0.5L_v\right)\cos\varphi - e_c\sin\varphi\right]}{0.5L_h\left(e_b + 0.5L_v\right)}\right]$$
(3.13)

$$H_{ub} = P_{\max} \cos \varphi - H_{uc} \tag{3.14}$$

 $V_{uc} = P_{\max} \sin \varphi - V_{ub} \tag{3.15}$

(ii) 梁柱開合效應

圖 13 所示為 Lee 提出之等效支撐 (equivalent strut)模型以模擬隅板於梁柱開 合效應中所受之力量,支撐兩端分別位在 0.6 倍隅板長度與高度處,支撐之寬度與接合板厚 度(t_g)相同,有效深度為 0.5 倍等效支撐長 度(0.5L_g)[19],支撐軸力之水平與垂直分量 分別為 S 與 N。梁柱開合效應下,其水平方向 變形量可用水平力估算:

$$d_{strut,x} = \frac{S}{k_g} = \frac{SL_g}{Et_g \left(0.5L_g\right)} = \frac{2S}{Et_g}$$
(3.16)

其中 k_g 為等效支撐之軸向勁度。考慮 BRBF 於極限狀況下,梁於隅板端部及對應遠端柱面 發生塑性彎矩 $(M_{p,b})$,考量材料超強效應 $(R_{y,b})$,所對應之梁剪力 (V_b) 可估算如下, 但不須大於梁可發展出之最大剪力強度 $(V_{p,b})$:

$$V_{b} = \frac{2(R_{y,b}M_{p,b})}{(L_{beam} - 0.5_{dc, left} - 0.5_{dc, right} - L_{h}} \le V_{p,b}$$
$$= 0.6F_{y,b}R_{y,b}t_{w}(d_{b} - 2t_{f})$$
(3.17)

其中 d_{c,left}與 d_{c,right}為兩側柱之深度,F_{y,b}為梁 材料降伏強度,t_w和 t_f為梁腹板及上下翼板厚 度。考量挫屈束制支撐構架梁承受由斜撐傳遞 之軸力,且假設軸彎互制效應導致梁彎矩強度 降低約 10%,因此計算梁端部剪力時不考慮 1.1 倍之應變硬化放大係數。

如圖 13 所示,由梁與等效支撐接合處向 柱面方向起算,梁之彎矩分布以及上翼板表面 水平變形量可以表示為:

$$M(x) = V_b \left[\frac{\left(L_{beam} - 0.5d_{c,left} - 0.5d_{c,right} \right)}{2} - 0.6L_h + x \right] - Nx - S\frac{d_b}{2}$$
(3.18)

$$d_{beam,x} = \int_0^{0.6L_h} \varepsilon(x) dx = \frac{d_b}{2EI_b} \int_0^{0.6L_h} M(x) dx$$
(3.19)

其中 *I*_b 為粱斷面強軸之慣性矩。由於等效支撐 水平變形量與梁上翼板表面水平變形量相等 (*d*_{strut,x}=*d*_{beam,x}),即可計算隅板於梁柱開合效 應下所受到的水平分力 *S* 與垂直分力 *N*:

$$S = \frac{d_{b}L_{h}V_{b}\left[0.3\left(L_{beam} - 0.5d_{c,left} - 0.5d_{c,right}\right) - 0.18L_{h}\right]}{4I_{b}/t_{g} + d_{b}L_{h}\left(0.3d_{b} + 0.18L_{v}\right)}$$

$$N = \frac{d_{b}L_{v}V_{b}\left[0.3\left(L_{beam} - 0.5d_{c,left} - 0.5d_{c,right}\right) - 0.18L_{h}\right]}{4I_{b}/t_{g} + d_{b}L_{h}\left(0.3d_{b} + 0.18L_{v}\right)}$$

$$(3.21)$$

(iii) 合效應

隅板設計須考量斜撐與梁柱開合效應同 時作用下所受到的應力,由於斜撐最大軸壓力 (*P*max)與最大軸拉力(*P*max/β)不同,因此 須考量此兩種不同情況下進行設計。當斜撐受 壓時,梁柱接合處張開造成隅板受拉(圖 10a),梁邊隅板垂直力與水平力為*V*_{b,c}及 *H*_{b,c},柱邊隅板垂直力與水平力為*V*_{c,c}及*H*_{c,c}, 下標第一個字母代表位置(梁或柱),第二個字 母代表 BRB 受壓,可計算如下:

$$H_{c,c} = H_{uc} - S \tag{3.22}$$

$$V_{c,c} = V_{uc} + N$$
 (3.23)

$$H_{b,c} = H_{ub} + S \tag{3.24}$$

$$V_{b,c} = V_{ub} - N (3.25)$$

當斜撐受拉時,梁柱接合處閉合造成隅板 受壓(圖10b),梁邊隅板垂直力與水平力為 *V_{b,t}及H_{b,t}*,柱邊隅板垂直力與水平力為*V_{c,t}及 H_{c,t}*,可計算如下:

$$H_{c,t} = H_{uc} / \beta - S \tag{3.26}$$

$$V_{c,t} = V_{uc} \,/\,\beta + N \tag{3.27}$$

$$H_{b,t} = H_{ub} / \beta + S \tag{3.28}$$

$$V_{b,t} = V_{ub} / \beta - N$$
 (3.29)

由實尺寸挫屈束制支撐構架試驗[13]結果 顯示,隅板在斜撐軸力與梁柱開合效應同時作 用下,隅板端部應力集中易使銲道端部發生破 壞,而隅板端部加勁板則可以有效降低隅板端 部高應力集中的狀況,透過有限元素分析結果 顯示,隅板端部加勁板斷面有效作用寬度(wsf) 至少約為 2.5 倍之接合板厚,如圖 8 所示。

以下為隅板之詳細設計流程:

- (a) 決定隅板與梁及柱翼接合面之長度與高度
 為提高施工便利性,建議隅板端部邊長應
 垂直於柱面與梁面,以此決定隅板長度
 (*L_h*)與高度(*L_v*)(圖 8),並同時於隅板
 端部水平邊緣與垂直邊緣上設置加勁板以
 提高隅板端部穩定性。
- (b) 利用泛均力法(式 3.12 至 3.15)計算斜撐
 軸力於隅板梁柱接合面上之分力(H_{uc},
 V_{ub}, H_{ub}與 V_{uc})。
- (c)利用等效支撐模型(式 3.20 與 3.21)計算 梁柱開合效應對隅板梁柱接合面造成之 分力(S, N)。
- (d) 考量斜撐軸力與梁柱開合效應同時作用下,計算隅板接合面於斜撐受壓(式 3.22 至 3.25)與受拉時(式 3.26 至 3.29)之合效應。
- (e) 隅板在柱翼填角銲腳長 T_c 與梁翼填角銲腳長 T_b可由下式求得,

$$\phi V_{an,c} \ge 1.25 \sqrt{V_{c,c}^2 + H_{c,c}^2} \tag{3.30}$$

$$\phi V_{an,b} \ge 1.25 \sqrt{V_{b,c}^2 + H_{b,c}^2}$$
 (3.31)
其中,

$$\begin{split} V_{an,c} &= 2 \times 0.707 \times T_c L_v \left(0.6 F_{exx} \right) \left[1 + 0.5 \sin^{1.5} \left(\tan^{-1} \left| \frac{H_{c,c}}{V_{c,c}} \right| \right) \right] , \\ V_{an,b} &= 2 \times 0.707 \times T_b L_h \left(0.6 F_{exx} \right) \left[1 + 0.5 \sin^{1.5} \left(\tan^{-1} \left| \frac{V_{b,c}}{H_{b,c}} \right| \right) \right] , \end{split}$$

強度折減係數 ϕ =0.75。 若接合隅板厚度超過 20mm,即 $t_g \ge 20$ mm,則可考慮其與梁翼及柱翼接 合採開槽銲接,以節省成本。

(f) 如圖 8 所示,若隅板厚度小於 20mm (t_g<20mm),則隅板端部加勁板厚度與隅 板厚度相同(t_{sf} = t_g),若隅板厚度大於 20mm(t_g>20mm),則加勁板厚度可採用 0.5 倍之隅板厚但不小於 20mm (0.5t_g≤t_{sf}≤t_g且20mm≤t_{sf})。梁面與柱面 之加勁板寬度(w_{sf})建議至少為梁翼寬與 柱面寬度的一半,但不得小於 2.5 倍之隅 板厚度(2.5t_g),加勁板邊緣須與隅板斜面 轉角處預留50mm之空間以利安裝。

Material	F_y (MPa)	R_y	Ω_h	β
ASTM A572 GR50	345	1.1	1.3	1.1~1.2
ASTM A36	248	1.3	1.5	1.1~1.2
CNS SN490B	324	1.2	1.3	1.1~1.2

表5 核心鋼材參數表



圖 8 WES-BRB 構件與接合細部設計相關參數圖



(a) 斜撐受壓梁柱接合處張開隅板受拉 (b) 斜撐受拉梁柱接合處閉合隅板受壓圖 9 挫屈束制支撐構架側位移造成角隅開合變形示意圖



(a) 斜撐受壓梁柱接合處張開



(b) 斜撐受拉時梁柱接合處閉合

圖 10 泛均力法求得隅板受斜撐軸力與梁柱開合效應合成結果



圖 11 泛均力法隅板之力量分布圖

12 泛均力法柱自由體圖





圖 13 隅板受梁柱角隅開合作用下之等效 支撐模型

3.2 破壞檢核

各項破壞檢核皆可求得對應之需求容量 比(demand and capacity ratio, DCR),為確保 斜撐整體性能,各項 DCR 均不得大於 1.0;但 若能將各 DCR 值設計接近 1.0,可提高經濟效 益,節省鋼材或銲料用量。完整的檢核項目包 括:

(1) 外鋼管挫屈檢核

依式(3.8)檢核之。

(2) 核心元件接合段受拉保持彈性檢核

設計斜撐之核心元件時,接合段之斷面須 考慮斜撐在最大軸拉力 P_{max}/β 作用下仍須保 持彈性,因此

 $\phi A_j F_y R_y \ge P_{\max} / \beta, \quad \phi = 0.9 \tag{3.32}$

(3) 核心元件接合段面外挫屈檢核

利用外鋼管端部至梁柱交會工作點間距 作為挫屈長度,考慮 BRB 達最大伸長量δ時 卸載且迅速發展出最大壓力,檢核此時 BRB 的兩端接合段挫屈強度是否足夠[1,2],

圖 14 隅板塊狀剪力破壞模式示意圖

$$\phi P_{cr,up} = \phi \times \min\left[\frac{\pi^2 E I_{yj}}{4(L_{b,up} + \delta)^2}, A_j F_y R_y\right] \ge P_{\max}$$
(3.33)

$$\phi P_{cr,dw} = \phi \times \min\left[\frac{\pi^2 E I_{yj}}{4 \left(L_{b,dw} + \delta\right)^2}, A_j F_y R_y\right] \ge P_{\max}$$
(3.34)

 $\phi = 0.90$

其中, *I_{yj}* 為核心元件接合段面外撓曲軸向的 斷面慣性矩, *L_{b,up}* 與 *L_{b,dw}* 分別為外鋼管上下兩 端部至梁柱交會之工作點的距離。

(4) 隅板塊狀剪力破壞檢核

檢核隅板在最大拉力作用下是否會發生 塊狀剪力破壞(圖14)。採銲接接合時全斷面 積與淨斷面積相同,因此由圖 8 與圖 14 可知, 受 拉 斷 面 為 $A_{gt}=A_{nt}=D_{j}\times t_{g}$, 受 剪 斷 面 為 $A_{gv}=A_{nv}=2L_{w}\times t_{g}$

$$\phi P_n \ge P_{\text{max}}$$
(3.35)

 $P_n = 0.6F_{u,g}A_{nv} + F_{u,g}A_{nt} \le 0.6F_{y,g}A_{gv} + F_{u,g}A_{nt}$

 $F_{y,g} \gtrsim F_{u,g}$
分別為隅板鋼材的標稱拉力降伏

應力及拉力強度,強度折減係數取 $\phi = 0.75$ 。

(5) 隅板拉力降伏檢核

Whitmore 建議[20]由斜撐與隅板接合銲 道接合點開始,沿斜撐軸力方向成 30 度角擴 張,直至最後銲接點,拉力破壞斷面寬度 W_{whitmore}(圖 8)可表示為,

$$W_{whitmore} = 2L_w \times \tan 30^\circ + D_j \tag{3.36}$$

取 $W_{whitmore}$ 或斷面實際寬度 W_{actual} 較小者做為 隅板抗拉強度檢核之 Whitmore section 斷面寬 度 B_e ,則隅板可承受之拉力檢核可表示為:

$$\phi F_{y,g} B_e t_g \ge P_{\max} / \beta \tag{3.37}$$

強度折減係數**φ**=0.90。

(6) 隅板挫屈破壞檢核

由 Whitmore section 斷面寬度 B_e ,並以斜 撐軸力方向延伸至與梁柱接面,可得圖 8 所示 L_1 、 L_2 與 L_3 三條臨界長度,若斷面寬度 B_e 超 過隅板區域,則臨界長度可取負值計算,取三 者平均值做為有效長度 L_r ,則

$$L_r = \frac{L_1 + L_2 + L_3}{3} \tag{3.38}$$

再依下列公式檢核隅板挫屈強度,

$$\phi \times P_{cr,g} = \phi \times (B_e \times t_g) \times F_{cr,g} \ge P_{\max}$$
 (3.39)

其中,
$$F_{cr,g}$$
需考慮 $\lambda_c = \frac{KL_r}{\pi r} \sqrt{\frac{F_{y,g}}{E}}$,
若 $\lambda_c \le 1.5$, $F_{cr,g} = 0.658^{\lambda_c^2} F_{y,g}$,
若 $\lambda_c > 1.5$, $F_{cr,g} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_{y,g}$,
強度折減係數 $\phi = 0.90$ 。

隅板兩側邊緣加勁,K值可取 0.65 計算[1,2]。

(7) 隅板與梁柱接面強度檢核

(a) 依 Von Mises 降伏準則,在斜撐發展出最 大軸力時,同時考量軸向應力與剪應力作 用下的降伏情況,

$$\sqrt{T^2 + 3V^2} \le \phi F_{y,g} \tag{3.40}$$

$$\sqrt{\left(\frac{H_{c,c}}{L_{v}t_{g} + w_{sf}t_{sf}}\right)^{2} + 3\left(\frac{V_{c,c}}{L_{v}t_{g} + w_{sf}t_{sf}}\right)^{2}} \le \phi F_{y,g} \quad (3.41)$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_{b,c}}{L_{h}t_{g} + w_{sf}t_{sf}}\right)^{2} + 3\left(\frac{H_{b,c}}{L_{h}t_{g} + w_{sf}t_{sf}}\right)^{2}} \le \phi F_{y,g} \quad (3.42)$$

由有限元素分析結果顯示,隅板接合面有 效承載面積可將端部加勁板之有效斷面積 ($w_{sf}t_{sf} = 2.5t_gt_{sf}$)納入計算。強度折減 係數 $\phi = 1.00$ 。

(b) 拉力斷裂破壞 由圖 10 所示,當隅板柱面水平力 H_{c,c}>0 或 H_{c,t}<0,以及隅板梁面垂直力 V_{b,c}>0 或 V_{b,t}<0,表示隅板與梁或柱翼接合面受壓 力,拉力斷裂破壞僅須檢核接合面受拉力 之情況,

$$H_{c,c} \le 0 , \quad \left| \frac{H_{c,c}}{L_{v}t_{g} + w_{sf}t_{sf}} \right| \le \phi F_{u,g} \quad (3.43)$$

$$H_{c,t} \ge 0$$
, $\frac{H_{c,t}}{L_v t_g + w_{sf} t_{sf}} \le \phi F_{u,g}$ (3.44)

$$V_{b,c} \le 0$$
, $\left| \frac{V_{b,c}}{L_h t_g + w_{sf} t_{sf}} \right| \le \phi F_{u,g}$ (3.45)

$$V_{b,t} \ge 0$$
, $\frac{V_{b,t}}{L_h t_g + w_{sf} t_{sf}} \le \phi F_{u,g}$ (3.46)

其中, $w_{sf} = 2.5t_g$,強度折減係數 $\phi = 0.75$ 。

(c) 剪力斷裂破壞

$$\frac{V_{c,c}}{L_v t_g + w_{sf} t_{sf}} \le \phi \left(0.6 F_{u,g} \right) \tag{3.47}$$

$$\frac{H_{b,c}}{L_{h}t_{g} + w_{sf}t_{sf}} \le \phi(0.6F_{u,g})$$
(3.48)

其中,w_{sf}=2.5t_g,強度折減係數 φ=0.75。 國震中心已針對上述 WES-BRB 構件與接合之完 整設計流程建置雲端運算設計軟體[21],已公開 於網路上供公眾使用(<u>http://BOD.ncree.org.tw</u>)。

3.3 槽接式與對接式挫屈束制支撐設 計例比較

本研究以一座落於台北市都會區採用端 部螺栓對接式 BS-BRB 為制震構件的實際工 程案為例,選取如圖 15 位於三樓的結構框 架,上下梁尺寸皆為 BH 850×350×13×23,柱 尺寸為 CFT-BOX 800,已安裝之 BS-BRB 設計 降伏軸力為 2815kN (287tonf), 節點至節點之 等效勁度為 461kN/mm (47tonf/mm), 斜撐構 件全長與核心消能段長度分別為 3160mm 與 1850mm , 外 鋼 管 斷 面 尺 寸 為 Tube 350×350×9; 若採用 WES-BRB 作為本工程案 制震元件(圖16),且依相同軸力與等效勁度 重新設計,則構件全長與核心消能段長度分別 可為 3904mm 與 1850mm, 外鋼管斷面尺寸可 同樣採 Tube 350×350×9;由兩設計例比較可 得,外鋼管端板至梁柱節點最大間距(圖8之 L_{b,dw})由 2003mm 降低至 1462mm,可有效提 高接合穩定(3.2 節第(3)項檢核)。此外, BS-BRB 需有較大的接合長度以供配置接合螺 栓,等效勁度能調整的範圍較有限,若採用同

一梁柱框架重新設計 WES-BRB (圖 17),保 持相同的核心板厚與降伏強度,在不要求保持 前述勁度時,節點至節點之等效勁度可減少 21%降低為 363kN/mm (37tonf/mm), 外鋼管 斷面尺寸更可縮小為 Tube 300×300×4.5, 構件 全長與核心消能段長度將分別為 3990mm 與 2798mm,因圖 8 之 L_{b.dw}長度降至 1460mm, 進而對接合段的斷面慣性矩要求降低;顯示能 提供結構需求做更大之調整。設計結果顯示, 集中因子 α 由 0.31 提升至 0.47, 能顯著增加 核心消能段相對長度,即可有效降低核心消能 段應變而提高抗拉壓疲勞壽命;事實上,外鋼 管尺寸可由 350×350mm 降為 300×300mm,可 有效縮減隔間牆厚度的配置需求,增加實際可 使用的樓地板面積。示範例2(圖17)之BRB 與隅板設計檢核各項 DCR 列於表 6, BRB 設 計過程中,外鋼管尺寸選取往往由接合段尺寸 須可插通鋼管所控制。為使接合段尺寸須保持 彈性以及適當尺寸以不至於使外鋼管尺寸過 大之最佳化設計下,常使得接合段保持彈性 (式 3.32) 與挫屈強度(式 3.33 及 3.34) 之 兩項 DCR 值皆很接近 1.0, 隅板之塊狀剪力破 壞(式3.35)、拉力降伏(式3.37)及挫屈破 壞(式3.39)與接合段尺寸、銲道長度有關, 此三者 DCR 越低表示隅板的穩定度較高。隅 板與梁柱接面強度,經常由 von Mises 合成應 力檢核(式 3.41 及 3.42)控制以決定隅板長 度與高度。如圖 10 所示, BRB 與梁柱開合效 應同時作用下,隅板與梁柱接合面之剪力方向 相同而加成,而正向力方向相反而抵銷,因此 拉力斷裂破壞 DCR (式 3.43 至 3.46) 皆較剪 力破壞 DCR (式 3.47 及 3.48) 低。



圖 16 WES-BRB 構架示範例 1



圖 17 WES-BRB 構架示範例 2

检扰百日		D	CR	
饮终填日	BRB 上如	耑	BRB 下	端
(1) 外鋼管挫屈(式 3.8)		0.	37	
(2) 核心元件接合段保持彈性(式 3.32)		0.	87	
(3) 核心元件接合段挫屈(式 3.33 及 3.34)	0.99 0.			
(4) 隅板塊狀剪力破壞(式3.35)	0.88 0.88			
(5) 隅板拉力降伏(式 3.37)	0.8	30	0.	80
(6) 隅板挫屈破壞(式3.39)	0.9	5	0.	92
(7) 隅板與梁柱接面強度檢核	柱面	梁面	柱面	梁面
(a) von Mises 合成應力(式 3.41 及 3.42)	0.70	0.92	0.70	0.83
(b) 拉力斷裂破壞(式 3.43 至 3.46)	0.01	0.08	0.06	0.01
(c) 剪力斷裂破壞(式 3.47 至 3.48)	0.59	0.77	0.59	0.70

表 6 槽接式挫屈束制支撐設計示範例 2 之各項 DCR 值

3.4 槽接式與搭接組合式挫屈束制支 撐製造成本比較

BRB 近年來已被廣泛使用於結構制震系統,以 DC-BRB 應用為例,截至 2012 年初為止,在台灣地區已製造安裝超過 10000 組,顯示其經濟效益已受肯定。本文假設某一工程案 採用 200 組 BRB,核心元件使用板厚為 38mm

之 CNS SN490B 鋼材,設計降伏軸力皆為 3920kN(400tonf),以表7及圖18中 DC-BRB 與 WES-BRB 兩種型式為例,供國內三家鋼構 廠商進行報價,報價結果列於表8,由表中可 知 WES-BRB 可節省成本至少22%以上。 WES-BRB 除保有 DC-BRB 多項優點外,更有 施工簡便、外觀變化多元及更高的經濟性。

表 7 DC-BRB 與 WES-BRB 尺寸表

BRB Type	P_y (tf)	t _c (mm)	<i>B</i> _c (mm)	<i>B_j</i> (mm)	<i>B_{jd}</i> (mm)	<i>L_c</i> (mm)	L _{sc} (mm)	L_w (mm)
DC-BRB WES-BRB	400	38	160 179	220 325	120 140	2600	3779	350





圖 18 DC-BRB 與 WES-BRB 設計例尺寸圖

		Fabricator A	Fabricator B	Fabricator C	
	Unit price (NT\$)	121,800	96,600	113,242	
DC-BKB	Amount, D (NT\$) 24,360,00	24,360,000	19,320,000	22,648,400	
WEC DDD	Unit price (NT\$)	99,750	63,000	86,329	
WES-BKB	Amount, W (NT\$)	19,950,000	12,600,000	17,265,800	
Cost saving, (D-W)/W (%)		22	53	31	

表 8 DC-BRB 與 WES-BRB 製造報價表

Quantity: 200 sets, Date: 2010/04

四、槽接式挫屈束制支撐耐震性

能試驗研究

為驗證 WES-BRB 之耐震性能,本研究規 劃三組實尺寸構件試體,包含採用常見之矩形 (WES-R)與圓形(WES-C)外鋼管作為圍束 構材;另因考量各種建築結構採用 BRB 可能 有的強度與尺寸變化,超大噸位長尺寸 BRB 構件試體(WES-J)的反應也一併探討,採用 圓形外鋼管以便滿足結構外露時可能有之外 觀要求。

4.1 試體設計

試體依照本文所提的構件設計步驟進行 設計,核心元件皆採用 CNS SN490B 鋼材,脫 層機制皆採用性能較佳的黏性橡膠,三組構件 試體細部尺寸詳如表 9 及圖 19 所示。其中, 試體 WES-R 核心元件板厚為 20mm,而試體 WES-C 核心元件板厚採用 25mm,兩組構件試 體分別搭配矩形與圓形鋼管充填設計強度為 56MPa 之無收縮水泥砂漿,構成圍束單元;試 體 WES-J 核心元件板厚為 48mm,圍束單元則 以圓形鋼管內灌設計強度為 56MPa 之自充填 混凝土而成,構件全長達 12.5m,為現今國內 所測試過尺寸最長軸力強度最大的 BRB 構件 試體。試體 WES-R 及 WES-C 由於長度較短, 在計算圍束鋼管慣性矩(式 3.8)需求容量比 時,管徑由核心元件接合段斷面須可插通於外 鋼管所控制,需求容量比分別為 0.29 及 0.35; 而試體 WES-J 外鋼管慣性矩需求容量比為 0.92。

表9WES-BRB 試體尺寸表

Specimen	F _y (MPa)	A_c (mm^2)	L _c (mm)	L_t (mm)	L _{je} (mm)	L _{BRB} (mm)	Steel casing (<i>mm</i>)
WES-R	334	4000	1700	200	200	2500	Tube 175×175×4.5
WES-C	388	7525	2060	100	520	3300	Pipe 267.4×6
WES-J	400	26500	9500	286	1214	12500	Pipe 609.6×12



圖 19 WES-BRB 試體尺寸圖

4.2 試驗加載歷時

WES-R 及 WES-C 兩試驗利用在國震中心的 Shimadzu 萬能試驗機進行,而 WES-J 試驗 則利用內政部建築研究所 15m 淨高的試驗機 進行。三組試體之加載歷時皆參考 AISC 之建 議[12],分別包含標準及疲勞加載,詳表 10 所示。試體 WES-R 於標準加載進行至 2.20% 消能段應變,對應於 2.0 倍最大設計樓層側位 移角($2.0\Delta_{bm}$)後,進行額外加載試驗,分別 增加 4 個迴圈 2.75%消能段應變(對應於 $2.5\Delta_{bm}$)及 2 個迴圈 3.30%消能段應變(對應 於 $3.0\Delta_{bm}$);疲勞加載則施以對應於 $1.5\Delta_{bm}$ 之 消能段應變量 1.65%至試體破壞為止。試體 WES-C 最大加載至 3.00%消能段應變,對應於 2.0 倍最大設計樓層側位移角($2.0\Delta_{bm}$)後,即 施加疲勞荷載至試體破壞為止,其對應於 $1.5\Delta_{bm}$ 之消能段應變量 2.25%。試體 WES-J 消 能段應變量 1.75%所對應的最大設計樓層側位 移角 Δ_{bm} 為 0.023 弧度,標準加載試驗最大施載 至 3.50% 消 能 段 應 變 量 (對應於 $2.0\Delta_{bm}=0.046$ 弧度),足以代表絕大多數 BRBF 在強烈地震力作用下,BRB 所須承受的軸向 變形,最後再施以對應於 $1.5\Delta_{bm}$ 應變量之疲勞 荷載至試體破壞為止。

表 10 WES-BRB 性能研究試驗加載歷時

		Core strains at various deformation targets								
Specimen		Stan	dard		Ex	Extra				
	$0.5\Delta_{bm}$	$1.0\Delta_{bm}$	$1.5\Delta_{bm}$	$2.0\Delta_{bm}$	$2.5\Delta_{bm}$	$3.0\Delta_{bm}$	$1.5\Delta_{bm}$			
WES-R	0.55%	1.10%	1.65%	2.20%	2.75%	3.30%	1.65%			
WES-C	0.75%	1.50%	2.25%	3.00%	-	-	2.25%			
WES-J	0.88%	1.75%	2.63%	3.50%	-	-	2.63%			

4.3 試驗結果與討論

(1) 試體 WES-R

試體安裝於萬能試驗機之接合細節如照 片 7 所示,在標準歷時加載與額外加載過程 中,試體無任何破壞情形發生,完成後即施以 疲勞加載,持續至第7個迴圈時試體核心發生 斷裂破壞,故停止試驗,試體受力變形反應如 圖 20 所示。

(2) 試體 WES-C

試體安裝於萬能試驗機如照片7所示,在 標準歷時加載過程中,試體無任何破壞情形發 生,隨即施以疲勞加載,持續至第16個迴圈 時試體核心發生斷裂破壞,故停止試驗,試體 受力變形反應如圖21所示。

(3) 試體 WES-J

試體相關照片如照片8所示,在標準歷時 加載過程中,試體無任何破壞情形發生,隨即 施以疲勞加載,持續至第4個迴圈時試體核心 發生斷裂破壞,因而停止試驗,試體受力變形 反應如圖22所示。

試驗結果顯示各組試體於標準加載或額 外加載試驗皆有穩定的受力變形行為,遲滯迴 圈飽滿,沒有強度遽然衰減及勁度束縮的情況 發生。圖20至圖22亦顯示,利用非線性結構分 析軟體PISA3D[22],依式3.6等效勁度K_{eff}(表 11)及鋼材實際降伏強度(表9)建模進行數 值模擬之分析結果,包含簡化的雙線性 (bilinear)及塑性硬化(hardening)材料模型; 由圖中可發現兩種模型皆準確預測了試體強 度及加卸載勁度。利用硬化材料模型更可精確 地模擬試體反覆受載的遲滯迴圈;而使用雙線

等向硬化反應迴圈,但對試體彈性勁度及降伏 強度均可準確預測。如表11所示,各組試體理 論勁度值(K_{eff})與試驗結果回歸所得之初始 彈性勁度值,相差甚小,顯示採用理論勁度能 精準預估試體彈性反應。如表12所列,各組試 體於各應變階段下,各迴圈最大壓力與最大拉 力之比值(脫層不完全因子 β)皆小於1.2,顯 示脫層機制良好穩定。在疲勞壽命方面,本研 究所測試的構件試體皆考量在超大變位時,是 否仍具有穩定消能與良好遲滯行為,已使用較 一般常見更大的疲勞位移量進行疲勞載重試 驗,試體WES-R、WES-C與WES-J在反覆漸增 應變及疲勞加載作用下,所得之CPD值分別為 640、834與406,仍遠超過AISC規定的200倍 降伏位移量之要求[12]。試體採圓管時 (WES-C與WES-J)之CPD值比採方管時 (WES-R), 並未有特別優異的表現。綜合以 上試驗結果,新研發之WES-BRB,其整體非 線性受力與變形關係穩定且具高度可預測 性,遲滯迴圈飽滿,可有效消散地震輸入能 量。顯示設計與製作適當之方管或圓管型之 WES-BRB均有優異之耐震與抗疲勞性能。

為進一步探討WES-BRB在構架中的耐震 性能,國震中心也已將WES-BRB構件應用於 實尺寸三層樓BRBF進行擬動態試驗[13],試驗 結果顯示,各組斜撐與接合耐震性能良好,各 層兩組斜撐在構架中足以承受約七成以上的 樓層剪力,即使進入非線性範圍,仍可吸收五 成左右的剪力,消散大部分地震所帶來的能 量。此外,利用數值分析軟體PISA3D[22]與 OpenSees[23]在試驗前預測試體反應,證實能 有效預測試體構架與各構件之受震反應。





照片7 試體 WES-R 與 WES-C



圖 20 試體 WES-R 試驗及數值模擬之受力與變形關係圖







圖 22 試體 WES-J 試驗及數值模擬之受力與變形關係圖



照片 8 試體 WES-J

表 11 WES-BRB 試體理論與試驗勁度值

Specimen	K _c (kN/mm)	K_t (kN/mm)	K_j (kN/mm)	K _{eff} (kN/mm)	K _{exp} (kN/mm)	Error (%)
WES-R	471	2802	5743	377	379	-0.6
WES-C	731	9206	4534	589	606	-2.8
WES-J	558	13233	7407	500	506	-1.3

表 12 WES-BRB 性能研究試驗結果

Specimen	Ex	Experimental β factors at various deformation levels						
Specimen	$0.5\Delta_{bm}$	$1.0\Delta_{bm}$	$1.5\Delta_{bm}$	$2.0\Delta_{bm}$	$2.5\Delta_{bm}$	$3.0\Delta_{bm}$	CPD	
					1.16			
WES-R	1.13	1.13	1.14	1.14	1.18	1.18	(40)	
	1.14	1.15	1.15	1.14	1.17	1.18	640	
					1.16			
WEG C	1.02	1.06	1.09	1.11			024	
WES-C	1.06	1.08	1.09	1.11	-	-	834	
WES-J	1.01	1.07	1.11	1.16			107	
	1.07	1.07	1.11	1.15	-	-	406	

五、結論

本文介紹國震中心近年來研發的槽接式 挫屈束制支撐,由前述脫層材料研究、 WES-BRB 構件及其接合設計、分析、製造與 試驗的經驗顯示,這套技術的應用能有效地使 建築結構具備優越的抗震性能。自介紹本技術 給國內工程界的短短幾個月以來,已有五件工 程案採用 WES-BRB,且案例在迅速增加中。

六、誌謝

感謝國家實驗研究院與國震中心同仁多 年來對於挫屈束制支撐研發與推廣的支持與 努力。感謝台灣大學土木所結構工程組過去幾 年曾參與挫屈束制支撐技術研發的研究人 員,包括賴俊維博士、黃彥智技師、翁崇興技 師、林聖霖博士、蕭博謙博士、蔡政育先生與 劉家源先生。工程界許多先進,在研發期間提 供寶貴的建議,在此一併致謝。

參考文獻

- Tsai KC, Hsiao PC, Wang KJ, Weng YT, Lin ML, Lin KC, Chen CH, Lai JW and 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, Vol. 37, No. 7, pp. 1081-1098.
- Tsai KC and 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, Vol. 37, No. 7, pp. 1099-1115.
- 3. Yu YJ, Tsai KC, Li CH, Weng YT and Tsai CY, 2011, "Analytical simulations for shaking table tests of a full scale

BRBF," Proceedings of the 12th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Hong Kong, China.

- 游宜哲、李昭賢、翁元滔、蔡青宜與 蔡克銓,2011,「實尺寸五層含制震斜 撐鋼構架受震實驗反應模擬」,結構工 程,已接受。
- Uang CM, Nakashima M and Tsai KC, 2004, "Research and application of buckling-restrained braced frames," Steel Structures, Vol. 4, pp. 301-313.
- Watanabe A, Hitomi Y, Saeki E, Wada A and Fujimoto M, 1988, "Properties of braces encased in buckling-restraining concrete and steel tube," Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. IV, pp. 719-724, Tokyo-Kyoto, Japan.
- Iwata M, Kato T and Wada A, 2000, "Buckling-restrained braces as hysteretic dampers," Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, Balkema, Rotterdam, pp. 33-38.
- 蔡克銓與賴俊維,2002,「鋼骨消能支 撐構架之耐震研究」,結構工程,第十 七卷,第二期,第3-32頁。
- 蔡克銓、黃彥智與翁崇興,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,第十九卷, 第一期,第3-40頁。
- 周中哲與陳昇陽,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,第二十五 卷,第一期,第43-70頁。
- 陳正誠,2000,「朝性同心斜撐構架與 朝性斜撐構材之耐震行為與設計」,結 構工程,第十五卷,第一期,第53-78 頁。
- 12. AISC, 2010, "Seismic provisions for

structural steel buildings," American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, Illinois.

- Lin PC, Tsai KC, Wang KJ, Yu YJ, Wei CY, Wu AC, Tsai CY, Lin CH, Chen JC, Schellenberg AH, Mahin SA and 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, Vol. 41, No. 5, pp. 1001-1020.
- Takeuchi T, Hajjar JF, Matsui R, Nishimoto K and Aiken ID, 2010, "Local buckling restraint condition for core plates in buckling restrained braces," Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, pp. 139-149.
- Baltay P and Gjelsvik A, 1990, "Coefficient of friction for steel on concrete at high normal stress," Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 2, No. 1, pp. 46-49.
- 魏志毓與蔡克銓,2008,「挫屈束制支 撐構架之設計」,結構工程,第二十三 卷,第四期,第85-100頁。
- Muir S, 2008, "Design compact gussets with the uniform force method," Engineering Journal, 1st quarter.

- Lee CH, 2002, "Seismic design of rib-reinforced steel moment connections based on equivalent strut model," Journal of Structural Engineering, ASCE, pp. 1121-1129.
- Kaneko K, Kasai K, Motoyui S, Sueoka T, Azuma Y, Ooki Y, 2008, "Analysis of beam-column-gusset components in 5-story value-added frame," the 14th world conference on Earthquake Engineering.
- AISC, 2005, "Steel construction manual," American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, Illinois.
- 莊明介、吳安傑、林保均與蔡克銓,
 2011,「利用雲端運算技術輔助工程師
 進行槽接式挫屈束制支撐設計之實務
 應用」,結構工程,撰稿中。
- Lin BZ, Chuang MC and Tsai KC, 2009, "Object-oriented development and application of a nonlinear structural analysis framework," Advances in Engineering Software, Vol. 40, pp. 66-82.
- 23. McKenna F, 1997, "Object oriented finite element programming frameworks for analysis, algorithms and parallel computing," Ph.D. Thesis, University of California.