挫屈束制支撐鋼框補強鋼筋混凝土構架之研究

潘冠宇1、吴安傑2、李昭賢2、蔡克銓3

關鍵字:耐震補強、鋼筋混凝土結構、挫屈束制支撐、承壓塊、錨栓、軟 化壓拉桿模型

摘要

本研究利用鋼筋混凝土 (reinforced concrete, RC) 構架角隅處澆置之承 壓塊作為 RC 構架與補強斜撐系統間力量之傳遞介面,避免高度倚賴傳統補 強工法中大量錨栓的使用,同時減少 RC 構架與補強系統間之複合效應,斜 撐軸力容量亦不直接受錨栓強度所限制。斜撐選用挫屈束制支撐 (buckling-restrained brace, BRB)以避免傳統鋼斜撐受壓之挫屈行為,並藉 由 BRB 高勁度、高韌性與高消能容量的特性,以消散地震輸入之能量,降 低結構受震反應。為驗證該補強工法之力量傳遞機制與耐震性能反應,並 了解 BRB 補強前後整體構架之性能反應差異,本研究設計兩組不同軸力容 量之 BRB 鋼框補強實尺寸 RC 構架及一組安裝裸鋼框之 RC 構架進行反覆 載重試驗與非線性結構分析。試驗與分析結果顯示,本研究之耐震性能補 強工法可使整體側向強度持續成長至 3.0%弧度樓層側位移角,所提升之側 向強度及勁度分別為安裝裸鋼框試體的 2.2 及 3.5 倍以上,有效提升既有 RC 結構之側向強度、勁度及韌性容量,並藉由 BRB 消散大部份的能量。 本研究所提出之簡化分析方法及 PISA3D 數值模型分析方法可供估計構架 各構件之受力反應,有效預測補強構架側向強度,與試驗量測所得之構件 受力反應差異均小於 13.8%。此外, BRB 鋼框透過 RC 構架角隅處承壓塊對 梁端及柱端產生額外之局部剪力需求,可利用軟化壓拉桿模型簡算法有效 且保守地評估該不連續區域構件之抗剪強度。

1 國立台灣大學土木工程學系 研究生

² 國家地震工程研究中心 助理研究員

³ 國立台灣大學土木工程學系 教授

Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Frames with Buckling-restrained Braced Frames

Kuan-Yu Pan

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

An-Chien Wu

Chao-Hsien Li

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

Keh-Chyuan Tsai Professor, Department of Civil Engineering, National Taiwan University, Taipei, Taiwan

Keywords: seismic retrofit, reinforced concrete frame, buckling-restrained brace, bearing block, post-installed anchor, softened strut-and-tie model

ABSTRACT

Instead of applying the post-installed anchors to transfer the seismic loads, the proposed retrofitting brace system consists of high-strength mortar bearing blocks constructed at the four corners of the existing reinforced concrete (RC) frame to transfer the earthquake forces. In comparison with the traditional retrofitting methods, it avoids the complex on-site anchor installation process. Thus, the brace force capacity is not directly limited by the anchor resisting strength. Buckling-restrained braces (BRBs) are adopted in the proposed retrofitting system to improve the structural strength, stiffness and energy dissipation efficiency. In this study, cyclically increasing lateral displacements were imposed on two RC frames retrofitted with the same WT steel frames for different BRB strength capacities. Cyclic loading test on the third RC frame infilled with the same WT frame only was also conducted to evaluate the strength and stiffness enhancements. Test results indicate that the proposed retrofitting method is efficient in increasing the lateral strength up to the 3% drift ratio while achieving rather good ductility and energy-dissipating capacity. The increased lateral strength and stiffness were more than 2.2 and 3.5 times those of RC frame infilled with WT frame only, respectively. A simplified structural calculation and a detailed PISA3D analysis are proposed to show the effectiveness in predicting member demands to within 13.8% of the test measured test results. Under cyclic lateral loads, the steel braced frame imposes additional shear forces through the bearing blocks to both ends of the RC beam and column member discontinuity regions. In this research, the softened strut-and-tie model was satisfactorily applied in estimating the shear capacities for the discontinuity regions.

隨著地震工程技術的發展與設計規範的演 進,多數既存的老舊鋼筋混凝土(reinforced concrete, RC)建築物已不符合現行規範之耐震標 準;過去十餘年間較大規模的地震事件亦顯示, 這些未經適當補強的老舊 RC 建物極易因而受損 或倒塌。為改善 RC 結構之耐震性能,常見的耐 震補強工法包含擴柱補強、翼牆補強、剪力牆補 強及鋼斜撐補強等[1];相較於前述的溼式補強工 法,鋼斜撐補強偏屬乾式工法,各構件可於廠內 製造後於現地快速安裝,大幅降低補強施工期間 對建物營運功能所造成的衝擊。經鋼斜撐系統適 當補強之 RC 結構具有較佳之抗側向強度、勁度 與韌性容量[2];此外,使用鋼斜撐補強方式之補 強處仍具開口可供建築規劃利用,具備較佳之透 光性,且鋼斜撐系統相對不會顯著增加結構物之 質量[3]。根據 Maheri 等人之研究[4], 鋼斜撐補 強 RC 結構依斜撐與構架連結方式可分為直接系 統[5]與間接系統[6,7]。在直接系統中,斜撐透過 接合板可利用錨栓與 RC 構架連接 (圖 1(a)), 藉 由錨栓直接傳遞斜撐軸力,斜撐軸力容量因而受 到錨栓強度所限制;一旦錨栓周圍混凝土碎裂, 將隨即失去力量傳遞功能。於間接系統中,斜撐 藉由鋼框與 RC 構架連結,作為兩者間之力量傳 源介面,一般安裝密集之錨栓將鋼框固定至 RC 構架(圖 1(b))。相較於直接系統,採間接系統 的補強方式可承受較大斜撐軸力容量之設計;但 由於缺乏較明確的設計建議,通常保守地使用過 多之錨栓,因而增加補強施工時間與成本[3,7], 且斜撐框架與 RC 構架兩者間之複合行為亦較為 複雜,不易執行設計與分析。

過去已有學者採相同的 RC 構架,分別以間 接系統[8]及直接系統[3]之補強方式進行實尺寸 構架試驗,並提出補強設計建議。Mahrenholtz 等人利用全鋼對接栓接型式之挫屈束制支撐 (buckling-restrained brace, BRB),透過接合板托 座以錨栓與 RC 構架連接進行補強(直接系統); 試驗結果顯示,該補強方式可有效提升構架整體 強度與勁度,並利用 BRB 消散大部份的能量改 善構架韌性。然而,構架在較大的樓層側位移 時, 錨栓周圍混凝土碎裂使錨栓位移, 導致接合 板托座錯動而驅使 BRB 接合端部局部挫屈,使 得 BRB 失去原有之補強功能[3]。楊季軒與研究 團隊則以 H 型鋼框搭配 X 型配置之傳統 H 型鋼 斜撐,於RC 構架內圍四周植入錨栓,鋼框外圍 四周設置剪力釘,並於兩者間配置螺旋箍筋與填 充水泥砂漿膠結進行補強(間接系統);研究結 果發現,斜撐與鋼框接合採適當之韌性設計[9] 可改善構架整體強度與勁度。然而,由於傳統斜 撐受壓挫屈的特性,使得斜撐框架系統所吸收的 能量有限,整體構架韌性仍顯不足;當 RC 構架 與鋼框間砂漿開裂後,則喪失兩者力量傳遞介 面,整體構架強度與勁度會顯著的下降[8]。

本研究依據 Paret 於 2007 年所提出之 RC 結 構補強工程設計案例[10],於 RC 構架內四個角 隅處澆置承壓塊 (bearing block), 使 RC 構架側 力可藉由承壓塊傳遞至補強所安裝之 BRB 鋼框 架(圖1(c))。該補強設計方式可避免如前述間接 系統工法大量錨栓的使用,同時減少 RC 構架與 鋼框間複雜之複合行為, BRB 軸力容量亦不受直 接系統工法所述之錨栓強度限制。由於該補強設 計工法未見有相關分析或試驗研究資料,本研究 分別以兩組鋼框架及不同軸力容量之槽接式挫 屈束制支撑(welded end-slot buckling-restrained brace, WES-BRB) [11-14] 補強實尺寸 RC 構架試 體進行反覆載重試驗,以驗證該補強工法之力量 傳遞機制與耐震性能反應。本研究另外執行一組 RC 構架試體安裝裸鋼框架之反覆載重試驗,以 了解 BRB 補強前後整體構架之性能反應差異。 此外,本研究利用結構分析軟體 PISA3D [15, 16] 分別對裸鋼框架與 BRB 框架補強試體進行模擬 分析,並以試驗結果驗證分析模型之有效性。

44 結構工程 第三十卷 第四期



圖1 鋼斜撐補強 RC 結構示意圖

二、RC 構架補強設計與分析

2.1 設計原理及補強目標

本研究補強目標為,在不使既有 RC 梁柱構 件及接頭發生非預期破壞之前提下,利用 BRB 鋼框架對既有 RC 構架進行耐震性能補強,以提 升整體構架之側向強度、勁度及韌性容量。如圖 1(c)所示,有別於傳統工法藉由後植於 RC 構架 之錨栓傳遞力量,本研究利用 RC 構架內四個角 隅處澆置之承壓塊作為力量傳遞介面[10],當 RC 構架受地震力側向變形時,補強安裝之 BRB 框 架透過角隅承壓塊受載。當斜撐受壓時,RC 構 架側力由 BRB 兩端之承壓塊直接傳入 BRB,鋼 框構件不承受明顯軸力;反之,當斜撐受拉時, 遠離 BRB 兩端之承壓塊則將 RC 構架側力傳入鋼 框架,再經由受壓之鋼框構件將力量傳遞至 BRB。由於鋼框水平及垂直構件僅在斜撐受拉時 承受壓力,故可視為受壓桿件進行設計,其軸力 需求為當 BRB 發展出最大軸拉強度時所引致之 軸向壓力;利用鋼框內部錨栓的安裝,可降低鋼 框構件無支撐長度,提升構件受壓強度容量。此 外,鋼框角隅另設計有錨栓,以提供鋼框架於面 外方向之抗剪強度,避免鋼框角隅發生面外方向 的變形降低 BRB 端部穩定性。

2.2 補強構架受力分析

為簡化分析計算,假設 RC 構架與 BRB 鋼框 兩者間之接觸力作用在角隅處。如圖 2 所示,當 構架側向變形使 BRB 受拉時,接觸力作用在遠 離 BRB 兩端之角隅處,由 RC 構架及 BRB 鋼框 自由體圖之靜力平衡可求得整體構架側向強度 F、鋼框垂直構件軸向壓力 C_s及 RC 柱軸向壓力 C_c與拉力 T_c:

$$f_H = 2V_s + P\cos\varphi \tag{1}$$

$$f_V = \frac{H_s}{L_s} f_H \tag{2}$$

$$F = f_{H} + V_{c,t} + V_{c,c}$$
(3)

$$C_s = \frac{f_v + P\sin\varphi}{2} \tag{4}$$

$$C_{c} = \frac{F(D_{b} + h_{c}) - f_{V}D_{c} - f_{H}h_{c}}{2L_{b}}$$
(5)

$$T_c = f_V + C_c \tag{6}$$

其中, $f_H \gtrsim f_V \beta$ 別為構架角隅處之水平及垂直承 壓力, $H_s \gtrsim L_s \beta$ 別為鋼框架全高及全長, $V_{c,t}$ 、 $V_{c,c} \gtrsim V_s \beta$ 別為 RC 受拉柱、受壓柱及鋼框垂直 構件之剪力強度, $D_b \gtrsim D_c \beta$ 別為 RC 梁及 RC 柱 之斷面深度, $h_c \gtrsim L_b \beta$ 別為 RC 柱淨高及 RC 構 架之梁跨距, $P \gtrsim \varphi \beta$ 別為 BRB 軸力及傾角。 當構架側向變形使 BRB 受壓時,接觸力則作用 在 BRB 兩端之角隅處,依前述設計原理假設 RC 構架側力直接傳入 BRB,鋼框構件不承受明顯軸 力,使得式(4)之鋼框構件軸力為 $C_s=0$ 。補強 後整體構架可發展之最大側向強度發生在 BRB 發展出最大軸向強度及 RC 柱(承壓塊邊緣)與 鋼框垂直構件(BRB 接合板邊緣)兩端產生塑鉸 時,由式(1)及式(3)可知,構架在該極限狀 態下的最大側向強度 F 為 BRB 最大軸力水平分 量($P\cos\varphi$)及 RC 柱與鋼框垂直構件兩端發展出 塑性彎矩所對應的剪力強度($V_{c,t}$ 、 $V_{c,c}$ 及 V_s)之



總和。由前述計算分析可知,整體構架可發展之 最大側向強度與 RC 柱之塑性彎矩強度有關,而 RC 柱塑性彎矩強度亦與其所受之軸力相關,故 計算時需進行疊代。一般可先假設以無軸力作用 下之塑性彎矩計算 RC 柱之撓剪強度,由式(5) 及式(6)分別可得受壓及受拉柱之軸力,再利 用所得之 RC 柱軸力分別計算其對應之塑性彎矩 強度,如此可求得新的構架側向強度 F 及 RC 柱 軸向壓力 C_e與拉力 T_e,計算疊代至 RC 柱軸力或 剪力收斂為止。



(b) BRB 框架自由體圖

圖 2 補強構架受力分析

三、試驗計劃

3.1 RC 構架試體介紹

為評估前述補強工法之耐震性能及力量傳 遞機制,本研究設計兩組不同軸力容量之 BRB 鋼框補強 RC 構架試體(WT-BS 及 WT-BD)及 一組 RC 構架安裝無斜撐之裸鋼框試體(WT), 以了解 BRB 補強前後整體構架之性能反應差 異。如圖 3 所示,RC 構架試體為樓高 3.3m 及跨 距 3.3m 之弱柱強梁結構,其結構設計與鋼筋配 置常見於台灣典型須耐震補強之老舊校舍建築 [17]。RC 構架柱斷面為 500×300mm,主筋採用 10 根 8 號鋼筋(直徑 25mm),箍筋選用間距為 250mm 之 3 號鋼筋(直徑 10mm),在現行規範屬 非韌性配筋設計。構架頂梁斷面為 550×500mm, 主筋採用 10 根 6 號鋼筋(直徑 19mm),箍筋選 用間距為 120mm 之 4 號鋼筋(直徑 13mm);基 礎斷面為 1400×750mm,主筋採用 17 根 8 號鋼 筋,箍筋選用間距為 130mm 之 4 號鋼筋。主筋 及箍筋之標稱降伏強度分別為 420MPa 及 280MPa, RC 構架柱與頂梁及基礎之混凝土設計 強度分別為 21MPa 及 42MPa,各主要構件材料 試驗結果詳表 1。另有研究團隊已針對前述相同 設計細節之純 RC 構架試體(PF)進行反覆載重 試驗[17],試體 PF 在 3.0%弧度樓層側位移角時 發展出最大側向強度 336kN,由試驗結果求得之 側向彈性勁度約為 10.0kN/mm;但本研究所使用 的三組 RC 構架試體由不同批鋼筋及混凝土製 造,構架受力反應略有差異。

Column re	einforcing	Column concrete	Foundation concrete	BRB core		BRB core WT member		Gusset plate		Bearing block
f_y	f_u	f_c	f_c	F_y	F_u	F_y	F_u	F_y	F_u	f_c
(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
468	671	25	35	397	530	394	483	398	521	90

表1 試體主要構件材料試驗結果

Note: f_y and F_y are steel yield strengths; f_u and F_u are steel tensile strengths; f_c is concrete or mortar compressive strengths.



圖 3 RC 構架尺寸及鋼筋配置圖

3.2 挫屈束制支撐鋼框設計

傳統鋼斜撐承受軸壓力時,會發生挫屈導致 強度驟減;BRB以圍束機制防止挫屈行為,使受 拉與受壓降伏後強度與韌性相近,因而能有效消 散地震輸入之能量,降低結構受震反應。此外, BRB 力學性質具高度可預測性,對於結構設計與 分析相當有利。BRB 軸向降伏強度 P_y可由選用 的核心鋼材標稱降伏強度 F_{yc}及核心消能段(圖 4 中 L_c範圍)斷面積 A_c計算求得:

$$P_y = R_y F_{yc} A_c$$
 (7)
其中, R_y 為核心鋼材超強因子。在相同軸拉或軸
壓應變的作用下,其最大可能發展出的軸向拉力
 $P_{T,\max}$ 及壓力 $P_{C,\max}$ 強度[9]分別為:

$$P_{T,\max} = R_v \omega F_{vc} A_c \tag{8}$$

$$P_{C,\max} = \beta P_{T,\max} = R_y \omega \beta F_{yc} A_c \tag{9}$$

其中,ω及β分別為核心鋼材應變硬化因子及壓 力強度調整因子。經大量的試驗與分析研究證 實,構架中典型的 BRB 軸向彈性等效勁度 *K*_{eff} 可由核心消能段、轉換段與接合段三段串聯後的 柔度求得[13, 14, 18]:

$$K_{eff} = \frac{EA_cA_tA_j}{L_cA_tA_j + 2L_tA_cA_j + 2L_jA_cA_t} = Q\frac{EA_c}{L_{wp}} \quad (10)$$

其中, A₁ 及 A_j 分別為核心轉換段及接合段斷面 積, L_c 及 L_t分別為核心消能段及轉換段長度, L_j 及 L_{wp} 分別為核心轉換段端點至構架工作點及 BRB 兩端工作點長度(圖 4), E 及 Q 分別為核

結構工程 第三十卷 第四期 47

心鋼材彈性模數(200GPa)及等效勁度係數。 BRB 技術的應用已相當成熟,國內工程應用常見 的 BRB 接合型式主要可分為對接[19-21]、搭接 [19-21]與槽接[11-14]三種類型,可分別採用栓接 或銲接方式與構架接合板連接。過去研究顯示[3, 20, 21, 22], BRB 採對接方式會使接合長度較長 且施工精度不易確保,易發生接合不穩定的破壞 模式,喪失減震的功能。因此,本研究採用 WES-BRB 設計補強框架,以有效提升 BRB 接合 部位穩定性,同時增加核心消能段長度,提升韌 性容量與疲勞壽命[11-14]。WES-BRB 試體與接 合細部尺寸詳如表2及圖4所示,核心鋼板採用 ASTM A572 GR50 鋼材(標稱降伏強度為 345MPa); 試體 WT-BS 及 WT-BD 之 BRB 核心 消能段斷面分別為 16×108mm 及 16×85mm,分別 搭配 216.3×4mm 及 190.7×4mm 圓管 (CNS STK 400 鋼材,標稱降伏強度為 235MPa)充填設計 強度為 56MPa 之無收縮水泥砂漿。利用表 1 中 BRB 試體核心鋼板拉力試片之降伏強度 397MPa, 並考慮應變硬化因子 ω=1.3, 由式 (8) 可求得試體 WT-BS 及 WT-BD 之 BRB 最大軸向 拉力強度 PT.max 分別為 892kN 及 702kN; 假設壓 力強度調整因子 $\beta=1.15$, 則兩組 BRB 試體最大 軸向壓力強度 PC.max 可分別求得為 1026kN 及 807kN (式(9))。利用式(10) 及表 2 可求得兩 組 BRB 試體軸向彈性等效勁度 Keff 分別為 108kN/mm 及 86kN/mm。本研究 BRB 接合板設計 採用均力法 (uniform force method, UFM) [23] 計算由 BRB 軸力所引致之接合板與鋼框構件接 合面力量分佈,接合板設計考慮兩組 BRB 試體 最大軸力容量(1026kN),如圖 4 所示,試體 BRB 接合板厚度為 18mm,長度 L,及高度 Lh 均為 372mm。試體 BRB 及端部接合完整的設計強度 檢核 (demand-to-capacity ratio, DCR), 包含 BRB 圍束鋼管撓曲挫屈、接合段降伏與挫屈、接合板 塊狀剪力破壞、接合板降伏與挫屈、接合板與鋼 框構件接合面強度[13,24],詳表3所示。

有別於傳統 H 型斷面之補強鋼框,本研究補 強鋼框採用 100×200×8×12mm 之 WT 型鋼斷面 (A572 GR50 鋼材, L_s=H_s=2940mm), 鋼框構件 兩端切除長度為 L,或 L,之腹板僅保留翼板,作 為接合板銲接之預留位置,使鋼框構件與接合板 交界處之翼板連續。如 2.2 節所述,鋼框構件於 BRB 發展出最大軸向拉力時,主要承受顯著之軸 向壓力;在不增加鋼框斷面的前提下,試體 WT-BS 及 WT-BD 名稱中之 S 及 D 即分別代表鋼 框構件安裝一組(single)及二組(double)內部 錨栓進行側向束制(圖3),以降低鋼框構件無支 撐長度,避免受壓發生挫屈,鋼框構件設計強度 檢核詳如表 3。此外,鋼框角隅另安裝錨栓,以 提供鋼框於面外方向之抗剪強度,避免鋼框角隅 發生面外方向的變形降低 BRB 端部穩定性;試 體鋼框內部及角隅錨栓配置如圖 3 所示。鋼框內 部錨栓每組皆配置使用 2×2-M20 之 5.8 級鋼材 (標稱降伏強度為 400MPa)全車牙螺桿,設計 埋置深度為 160mm, 鋼框構件內部錨栓孔徑為 25mm,內部錨栓螺帽則施以 70%之最大容許扭 矩(由植筋膠製造商提供之技術手冊[25]查得)。 根據 AISC 360-10 規範建議[26],每組內部錨栓 拉力及剪力需求可取為鋼框構件所受軸壓力之 1%。鋼框角隅錨栓每組皆配置使用 2×2-M16 之 5.8 級鋼材全車牙螺桿,設計埋置深度為 120mm,鋼框構件角隅錨栓孔徑為 20mm,其剪 力需求以 BRB 最大軸力強度水平或垂直分量之 1%計算。根據 ACI 318-14 規範之建議[27], 錨栓 設計應考慮之破壞模式包括錨栓鋼材拉力破 壞、混凝土拉破、錨栓握裹破壞、錨栓鋼材剪力 破壞、混凝土剪破以及混凝土撬破(圖5),當錨 栓同時承受拉力及剪力時應檢核拉力及剪力之 互制效應,配置多根錨栓時亦應考慮群錨效應; 試體WT-BS及WT-BD 錨栓設計強度檢核結果如 表 4 所示。為了解 BRB 補強前後整體構架之性 能反應差異, 試體 WT 所安裝之鋼框亦使用相同 WT 斷面及接合板尺寸,鋼框角隅仍安裝相同之 錨栓,但鋼框內部則無設置錨栓。如 2.2 節所述, 補強鋼框所提供之最大側向強度可由 WT 斷面塑 性彎矩強度 M_p 及構件淨高度 H_s - $2L_h$ 估算,利用 表 1 材料試驗結果可求得 $2 \times 2M_p/(H_s$ - $2L_h)$ 為 31kN。

本研究之補強工法主要利用 RC 構架內四個 角隅處之承壓塊傳遞 RC 構架側力至補強之 BRB 鋼框,如圖 3 所示,各組試體承壓塊以設計強度 為 56MPa 之無收縮水泥砂漿澆置而成,設計長 度及深度分別為 500mm 及 350mm,設計厚度則 為 70mm(包含撬除之 RC 構架混凝土保護層厚度 40mm,圖 6(a)),因而使鋼框與 RC 構架內表面存在 30mm 之間隙。當承壓塊受壓開始碎裂後,力量預期將無法有效於 RC 構架及 BRB 鋼框間傳遞,故承壓塊之性能亦為設計重點;試體WT-BD 之承壓塊以 40×40mm 之點銲鋼絲網(直徑為 2.5mm,抗拉強度為 400MPa)加勁(圖6(b)),以減緩其碎裂情形。試體完工後之角隅錨栓、內部錨栓及 BRB 接合細節如圖 7 所示。

表 2 WES-BRB 試體尺寸

Specimen	t _c (mm)	B _c (mm)	A_c (mm^2)	A_j (mm ²)	L _c (mm)	L_t (mm)	L _{BRB} (mm)	L _{wp} (mm)	L _{sc} (mm)	α_c	Q
WT-BS	16	108	1728	5184	2705	74	3813	4100	2172	0.66	1.28
WT-BD	10	85	1360	4384	2705	/4	3763	4109	31/3	0.00	1.30



圖 4 WES-BRB 試體與接合細部尺寸圖



圖 5 錨栓破壞模式



(a) RC 保護層撬除



(b) 點銲鋼絲網鋪設(試體 WT-BD)

圖 6 試體角隅承壓塊施工情形



(a) 角隅錨栓



(b) 內部錨栓圖 7 試體錨栓與 BRB 接合板配置情形



(c) BRB 接合板

Limit state	D	CR
	WT-BS	WT-BD
BRB global flexural buckling	0.35	0.40
BRB joint region tension yielding	0.48	0.45
BRB joint region compression buckling	0.55	0.52
Gusset plate block shear failure	0.39	0.36
Gusset plate tension yielding	0.44	0.35
Gusset plate compression buckling	0.53	0.42
Gusset interface von Mises yield criteria	0.27	0.21
Gusset interface tensile rupture failure	0.12	0.10
Gusset interface shear rupture failure	0.23	0.18
WT member compression buckling	0.71	0.53

表3 試體 BRB、端部接合及鋼框構件設計強度檢核

WT-BS WT-BD Failure mode Demand Demand Capacity Capacity DCR DCR (kN)(kN)(kN)(kN)Single inner anchor group Anchor tensile rupture 404 0.01 404 0.01 Concrete breakout in tension 6 41 0.15 5 41 0.12 Bond failure 31 0.19 31 0.16 Anchor shear rupture 210 0.03 210 0.02 Concrete breakout in shear 18 0.34 5 0.28 6 18 0.09 0.08 Concrete pryout in shear 66 66 Interaction 0.23 0.17 One corner anchor group 0.05 Anchor shear rupture 135 135 0.04 Concrete breakout in shear 7 22 0.31 6 22 0.27 50 Concrete pryout in shear 0.14 50 0.12

表4 錨栓設計強度檢核

3.3 補強後 RC 構架強度檢核

如 2.2 節所述,補強鋼框及 BRB 會使既有 RC 構架承受額外的作用力,利用式(1)至式(6) 可估算各組試體補強後各構件之受力情形(表 5)。本研究各組 RC 構架試體補強後,既有 RC 梁及柱預期可承受因補強鋼框及 BRB 所增加之 軸力需求。RC 結構中之不連續區域(discontinuity region),如深梁、托架、低矮型剪力牆、梁柱接 頭等構件,其核心抗剪元素實際上傳遞對角壓力 流而可能產生對角壓力之破壞;該類型剪力破壞 為脆性且無預警的致命性傷害,故於設計上必須 準確地掌握以避免之[28,29]。不連續區域之不連 續係指因 RC 構件斷面尺度突然改變所造成的不 連續性(discontinuity),或因集中載重作用所引 致的構件應力傳遞干擾 (disturbed)。現行的國內 外規範[27, 30]未能正確掌握不連續區域之真實 破壞模式,僅以個別的經驗公式與特殊條款限制 不連續區域構件之剪力設計,缺乏清楚的解析模型,應用上之限制較多且安全可靠度並不一致, 而經驗公式亦不能作為不良配筋構件之補強評估工具。另一方面,國內外規範[27,30]建議亦可 採用壓拉桿(strut-and-tie)模型進行不連續區域 之分析與設計;然而,建構壓拉桿模型需要一定 的經驗與判斷,不同的工程師模擬相同的構件可 能產生多個不同模型[28,29]。因此,本研究採用 過去學者所提出之軟化壓拉桿(softened strut-and-tie, SST)模型簡算法[28,29],以更有效 地評估不連續區域構件之對角壓力強度 C_d:

 $C_d = K\zeta f_c A_{str} \tag{11}$

其中, K為壓拉桿指標,反映構件抗剪元素內配 置水平及垂直鋼筋可提升之抗剪強度放大因 子, ζ 為開裂 RC 強度軟化折減係數, f_c 為構件混 凝土抗壓強度, A_{str} 為端部壓桿有效斷面積。如 圖 8 所示,當 RC 柱承受水平集中力 V_h 時,由柱 斷面撓曲內力所形成之垂直剪力偶 V_v 平衡,構件 內抗剪元素需足以抵抗所形成之對角壓力,其傾 角為 $\psi=\tan^{-1}(l_v/l_h)$;其中, l_v 為水平剪力偶之力臂 長, l_h 為垂直剪力偶之力臂長,兩者即為不連續 區域構件之抗剪元素尺度。

由於本研究 RC 構架試體為弱柱強梁之設計,構件剪力強度由 RC 柱所控制,故本節以試 體 RC 柱頂端承受 BRB 鋼框之側向集中力時,說 明並估算該不連續區域之抗剪強度。當試體 WT-BS 構架側向變形使 BRB 發展出最大壓力強 度時, RC 柱頂端承受最大之側向集中力為 *f_H=756kN*(表5),假設集中力作用位置於接合板 半高處,則構件抗剪元素之水平剪力偶之力臂長 為*l_i=228mm*,垂直剪力偶之力臂長取 RC 柱達塑 性彎矩強度時之撓曲內力臂*l_h=208mm*,故對角壓 力傾角可求得為 *ψ*=47.6°(圖 8)。RC 柱達塑性 彎矩強度時之壓力區深度為 *a_c=59mm*,在此極限 狀態下,假設試體 RC 柱面上之承壓塊兩端因大 角隅錨栓間距離為 $a_b=124mm$ (圖 3) 之承壓塊作 用於 RC 柱頂端,則構件抗剪元素對角壓桿之有 效深度可估算為 $a_s = \sqrt{a_b^2 + a_c^2} = 137mm$ 。對角 壓桿有效寬度取為柱寬 500mm,則壓桿有效斷面 積可求為 $A_{sb}=68500mm^2$ 。軟化係數以 RC 柱混凝 土 抗 壓 強 度 $f_c=25MPa$ (表 1)計算得 $\zeta = 3.35/\sqrt{25} > 0.52$,取 $\zeta=0.52$ [28,29]。

構件抗剪元素內若配置有水平或垂直拉 桿,可帶動更多的混凝土參與抗剪,分散對角壓 桿之壓應力。如圖 8 所示, 試體 RC 柱頂端水平 向只有一組箍筋位於抗剪元素內,實際可提供之 水平拉桿強度低於水平平衡拉桿力,考慮低鋼筋 量折減可得水平拉桿指標為 Kh=1.02; RC 柱斷面 兩側主筋位於抗剪元素邊緣,無法傳遞抗剪元素 內之對角壓力,僅將斷面中央兩組主筋計入垂直 向之抗剪鋼筋,其垂直拉桿強度高於垂直平衡拉 桿力,垂直鋼筋足量則可得垂直拉桿指標為 K_v=1.08 。因此,總和之壓拉桿指標為 $K = K_h + K_v - 1 = 1.10$,代入式(11)可求出試 體WT-BS 柱頂端對角壓力強度約為 Ca=980kN, 可抵抗之水平剪力強度為 C_acosy=661kN,小於 BRB 鋼框所造成之水平側力 f_H=756kN(表 5), 故預期試體 WT-BS 在側向位移較大時,近 RC 柱 頂端會發生剪力破壞(DCR=1.14)。

利用相同方式評估試體 WT-BD 可以發現, 即使假設 RC 柱面上承壓塊之承壓寬度亦為 *a_b*=124*mm*,試體 RC 柱頂端抗剪強度已足以抵抗 BRB 鋼框所引致的水平側力 *f_H*=602*kN*(表 5), 故預期試體 WT-BD 在 BRB 發展出最大壓力強度 之極限狀態下, RC 柱頂端仍不會發生剪力破壞 (DCR=0.91)。此外,經國內外規範[27, 30]的檢 核,本研究各組 RC 構架試體梁柱接頭交會區均 具備足夠的抗剪強度,可滿足補強後 RC 柱塑鉸 發展之需求(DCR=0.70)。

Specimen	F	P	V_s	f_H	f_V	C_s	$V_{c,t}$	$V_{c,c}$	C_c	T_c
-	(KN)	(KN)	(KIV)	(KN)	(KN)	(KN)	(KIV)	(KN)	(KN)	(KN)
	444	-	15	31	31	15	196	217	220	251
WT	383*	-	5*	22*	7*	8*	186*	187*	204*	211*
	(413)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
WT-BS	1043	892	15	661	661	646	165	217	223	884
(BRB^+)	(1175)	-	-	-	-	(865)	-	-	-	-
WT-BS	1132	1026	15	756	756	0	159	217	222	978
(BRB ⁻)	(1289)	-	-	-	-	(-384)	-	-	-	-
WTDD	915	702	15	527	527	512	171	217	222	749
W I-BD	826*	679*	-13*	498*	451*	459*	172*	199*	214*	640*
(BKB [*])	(891)	-	-	-	-	(496)	-	-	-	-
	986	807	15	602	602	0	167	217	222	824
W I-BD	878*	796*	-10*	707*	692*	36*	121*	213*	163*	815*
(BRB ⁻)	(1018)	_	_	_	_	(-355)	_	_	_	_

表5 試體各構件受力理論、分析及試驗值

Note: BRB⁺ and BRB⁻ denote when the BRB is subject to tension and compression, respectively; values marked with star and in parentheses are obtained from PISA3D analyses and tests, respectively.



圖 8 試體 RC 柱頂端軟化壓拉桿模型示意圖

3.4 試驗配置與加載歷時

如圖 9 及圖 10(a)所示,構架試體基礎利用螺 桿施加預力錨固於國家地震工程研究中心之強 力地板,試體頂梁以螺桿施加預力將傳力鋼梁夾 固於兩側,安裝於反力牆的兩組靜態千斤頂施加 之側力即由傳力鋼梁傳遞至試體。為束制構架面 外方向的變形,模擬結構中樓板所提供之側向束 制條件,試體縱向兩側各安裝兩座側撐構架。試 驗加載之側向位移量由架設於試體頂梁之位移 計所控制,鋼框架側向變形量則由安裝於兩側之 位移計所量測。BRB 軸向變形由架設於兩端各 2 組位移計(共 4 組)量測 BRB 核心端部與圍束 鋼管之相對變形量而得,BRB 軸力則由設置於核 心兩端接合段各 8 組應變計(共 16 組)所得之 平均應變,再乘上 BRB 接合段斷面積及鋼材彈 性模數而得。東側鋼框垂直構件及底側鋼框水平 構件斷面之翼板及腹板分別設有 4 組及 2 組應變 計,假設構件在受軸力與彎矩共同作用下變形後 之斷面仍保持平面,分別利用翼板與腹板上應變 計之平均值推算斷面軸向應變沿斷面深度的線 性分佈情況,再以此應變分佈與構件斷面積之積 分乘上鋼材彈性模數求算構件所受軸力。如圖 10(b)所示,試驗施載之位移歷時依據 ACI 374.1-05 規範之建議[31],目標樓層側位移角由 0.125%弧度反覆漸增至 5.0%弧度,各階段樓層 側位移角均進行 3 次循環之加載。



4



圖 10(a) 試驗安排

四、試驗結果與討論

4.1 補強構架整體性能反應

試體 WT

如圖 11(a)所示,加載過程中試體 WT 承壓塊 未明顯碎裂,RC 構架與鋼框間角隅處並無顯著 之間隙產生,於樓層側位移角達 3.0%弧度第一個 施載迴圈時,試體最大側力強度分別為 413kN 及 366kN(圖 11(b))。整體構架側向彈性勁度由試 驗結果線性回歸求得,施載雙向之側向彈性勁度 無 明 顯 差 異,分 別 為 K_e⁺=18kN/mm 及 K_e⁻=14kN/mm。圖 12(a)及圖 12(b)分別為試體完成 3.0%弧度側位移角加載及試驗結束時之破壞情 形,試體 RC 柱為撓剪破壞模式,RC 柱塑鉸位 置約在柱底承壓塊邊緣形成,而鋼框垂直構件塑 鉸則發生在兩端角隅接合板邊緣。

試體 WT-BS



圖 9 試驗配置



圖 10 (b) 試驗加載歷時

如圖 13(a) 及表 6 所示, 試體 WT-BS 在樓層 側位移較小時,RC 構架與鋼框側位移角並無顯 著差異,但在樓層側位移角達1.5%弧度後,由於 角隅承壓塊兩端已明顯擠碎開始剝離,於 RC 構 架與鋼框間角隅處產生間隙,故差距漸趨明顯。 構架樓層側位移角達 3.0%弧度第一個施載迴圈 時,如圖 13(b)所示,整體構架發生之最大側向 強度分別為 1175kN(BRB 受拉)及 1289kN(BRB 受壓)。由於 RC 構架與鋼框間角隅處間隙的產生 及鋼框構件的軸向變形,造成 BRB 受壓時 $(K_e^{-}=66kN/mm)$ 構架之側向彈性勁度約為 BRB 受拉時 ($K_e^+=44kN/mm$)之 1.5 倍,亦使得構架 受力變形反應發生束縮現象 (pinching)。試驗加 載至-3.0%弧度樓層側位移角第二個迴圈過程 中,於-2.7%弧度側位移角時,東側 RC 柱頂端發 生預期之剪力破壞(圖14(a))。試驗結果顯示, RC 柱面上承壓塊兩端已因大變形需求而擠碎剝 離,BRB 鋼框側恐僅能透過兩角隅錨栓間之承壓 塊範圍作用於 RC 柱頂端, 此與 3.3 節中估算壓 桿有效深度之假設情況相符。試體於第三個迴圈 之+3.0%弧度側位移角加載過程中,頂側鋼框水 平構件內部錨栓已全數破壞失去錨固功能,在 +2.7%弧度側位移角時發生挫屈破壞,且 RC 柱 端頂嚴重的剪力破壞使裂縫發展延伸至頂梁,試 驗結束後試體破壞情形如圖 14(a)及圖 14(b)所 示。

試體 WT-BD

試體 WT-BD 承壓塊利用點銲鋼絲網加勁, 大幅增加其韌性且無明顯的碎裂剝離,即使在構 架大變形的情況下,RC 構架與鋼框之側位移角 仍保持同步(圖 15(a)及表 7),構架間角隅處之 間隙並無明顯產生,故 BRB 受壓(K_e =42kN/mm) 及受拉($K_{e}^{+}=35kN/mm$)時構架之側向彈性勁度 無明顯差異。圖 15(b)顯示構架受力變形反應良 好穩定且遲滯迴圈飽滿,無明顯束縮現象;整體 構架最大側向強度發生於 3.0%弧度樓層側位移 角第一個加載迴圈時,分別為 891kN(BRB 受拉) 及 1018kN (BRB 受壓)。 如圖 16(a)所示, 試體 完成 3.0% 弧度側位移角加載時, RC 柱與承壓塊 仍無顯著的開裂與剝離;RC 柱塑鉸約在兩端承 **壓塊邊緣形成**,而鋼框垂直構件塑鉸則發生在兩 端 BRB 接合板邊緣。試體 BRB 核心鋼板於第二 個迴圈之+5.0%弧度側位移角加載過程中發生疲 勞斷裂破壞,試體 RC 柱屬撓剪破壞模式,試驗 結束時之試體狀況如圖 16(b)所示。



(a) RC 構架及鋼框側位移比較

圖 17 為各組試體受力變形反應之包絡線, 試體 WT 與純 RC 構架試體 PF [3, 17] 側力反應差 異不大,顯示 WT 鋼框架未貢獻顯著側向強度。 相較於 RC 構架安裝裸鋼框試體 WT, 經 BRB 補 強後, 試體 WT-BS 至少可提升整體側向強度 2.8 倍以上,而試體 WT-BD 則至少可提升整體側向 強度 2.2 倍以上。側向勁度為整體構架反覆受載 反應的重要指標,如圖 18 所示,各試體側向勁 度由各階段加載第三個迴圈之正負尖峰受力變 形反應連線之斜率求得;但試體 WT-BS 及 WT-BD 破壞時之加載階段,其側向勁度則由發 生破壞前一個迴圈反應求得。試驗結果顯示,試 體 WT 之鋼框架未顯著增加純 RC 構架試體 PF 之側向勁度。如表 6 所示, 試體 WT-BS 在樓層 側位移角達 0.375%弧度以前,由於試體 RC 構架 與 BRB 鋼框間初始間隙的存在,造成構架正向 反應明顯小於負向反應,故計算所得之側向勁度 不合理。整體而言,試體 WT-BS 及試體 WT-BD 提升之整體側向勁度分別約為試體 WT 之 4.5 及 3.5 倍,即使構架反覆施載至 3.0%弧度樓層側位 移角,兩組試體勁度衰減過程中仍可大致保持相 同比例。如表5所示,整體構架受力反應之分析 與試驗值差異僅介於 2.7%至 12.2%之間, 顯示利 用 2.2 節之簡化分析方式,可有效預測補強構架 側向強度。



(b) 構架試驗及數值模擬之受力變形反應圖 11 試體 WT



(a) 完成 3.0% 弧度側位移角加載



(b) 試驗結束





(a) RC 構架及鋼框側位移比較



(b) 構架受力變形反應



(a) RC 柱頂端剪力破壞



(b) 試驗結束



圖 14 試體 WT-BS 破壞情形



(b) 構架試驗及數值模擬之受力變形反應圖 15 試體 WT-BD



(a) 完成 3.0% 弧度側位移角加載



(b) 試驗結束

圖 16 試體 WT-BD 破壞情形



圖 17 試體受力變形反應包絡線



表6 試體 WT-BS 各階段加載尖峰反應及 CPD 值

RC frame drift θ (% rad.)	Steel frame drift θ_s (% rad.)	Total frame lateral force (<i>kN</i>)	$arepsilon_{wp}$ (%)	$(\%)^{\mathcal{E}_c}$	CPD per drift level	CPD cumulated	
+0.125	+0.11	+196	+0.05	+0.08	0	0	
-0.125	-0.10	-61	-0.05	-0.08	0	0	
+0.25	+0.22	+377	+0.11	+0.17	0	0	
-0.25	-0.22	-270	-0.11	-0.17	0	0	
+0.375	+0.34	+553	+0.17	+0.25	1.2	1.2	
-0.375	-0.35	-556	-0.18	-0.27	1.2	1.2	
+0.5	+0.45	+688	+0.22	+0.34	57	7.0	
-0.5	-0.48	-757	-0.24	-0.36	5.7	7.0	
+0.75	+0.67	+927	+0.34	+0.51	14.6	21.5	
-0.75	-0.72	-1007	-0.36	-0.55	14.0	21.5	
+1.0	+0.87	+1049	+0.43	+0.66	23.3	11 9	
-1.0	-0.97	-1100	-0.49	-0.74	23.3	44.9	
+1.5	+1.31	+1160	+0.66	+1.00	383	83.2	
-1.5	-1.42	-1200	-0.71	-1.08	50.5	05.2	
+2.0	+1.51	+1176	+0.75	+1.14	18.0	121.2	
-2.0	-1.79	-1280	-0.90	-1.36	48.0	151.2	
+3.0	+1.99	+1175	+0.99	+1.51	12.5	1747	
-3.0	-2.36	-1289	-1.18	-1.79	43.3	1/4./	

RC frame drift θ (% rad.)	Steel frame drift θ_s (% rad.)	Total frame lateral force (<i>kN</i>)	$arepsilon_{wp}$ (%)	ε _c (%)	CPD per drift level	CPD cumulated
+0.125	+0.11	+141	+0.05	+0.08	0	0
-0.125	-0.11	-191	-0.06	-0.09	0	0
+0.25	+0.22	+260	+0.11	+0.17	0	0
-0.25	-0.22	-330	-0.11	-0.17	0	0
+0.375	+0.33	+363	+0.17	+0.25	0.0	0.0
-0.375	-0.34	-463	-0.17	-0.26	0.9	0.9
+0.5	+0.43	+453	+0.21	+0.33	5 1	6.0
-0.5	-0.45	-546	-0.23	-0.34	5.1	0.0
+0.75	+0.66	+578	+0.33	+0.50	165	22.5
-0.75	-0.71	-610	-0.35	-0.54	10.3	22.5
+1.0	+0.98	+655	+0.49	+0.75	27.5	50.0
-1.0	-1.03	-693	-0.52	-0.79	27.3	30.0
+1.5	+1.51	+764	+0.75	+1.15	49.1	08.0
-1.5	-1.56	-838	-0.78	-1.18	40.1	98.0
+2.0	+2.02	+847	+1.01	+1.54	69 1	166 /
-2.0	-2.08	-918	-1.04	-1.58	08.4	100.4
+3.0	+3.07	+891	+1.54	+2.33	100.0	275 1
-3.0	-3.10	-1018	-1.55	-2.36	109.0	273.4
+4.0	+4.16	+740	+2.08	+3.16	152 1	179 5
-4.0	-4.21	-952	-2.10	-3.20	133.1	420.3
+5.0	+5.30	+606	+2.65	+4.03	65 5	494.0
-5.0	-5.32	-1060	-2.66	-4.04	05.5	494.0

表7 試體 WT-BD 各階段加載尖峰反應及 CPD 值

4.2 BRB 及鋼框性能反應

圖 19(a)及圖 19(b)分別顯示試體 WT-BS 及 WT-BD 之 BRB 軸向變形與軸力反應關係,試驗 過程中試體 WT-BS 之 BRB 受力變形反應良好穩 定,但用於量測 BRB 軸向變形之位移計損毀, 故無法獲得完整的受力變形反應,且在核心軸向 變形很小時,由 BRB 兩端應變計所推算之軸力 即遠大於式(8)及式(9)之預估值(表5),明 顯不合理。試體 WT-BD 之 BRB 受力變形反應良 好穩定,兩端應變計反算之軸力與預估值差異不 大,但在 5.0%弧度側位移角加載第一個迴圈受壓 時,BRB 可壓縮空間用盡,造成壓力強度明顯上 升,核心鋼板最終於第二個迴圈加載時受拉疲勞 斷裂。如表 5 所示,試體 WT-BS 及 WT-BD 之 BRB 分別發展出式(9)的最大軸壓強度時,所 提供之最大樓層剪力均佔整體側向強度約 56%。當 BRB 軸力超過降伏強度後,非線性變形 會集中在核心消能段,核心應變可利用 BRB 兩 端工作點平均應變 $\varepsilon_{wp}=\theta_s \sin 2\varphi/2$ 及核心消能段長 度比 $\alpha_c=L_c/L_{wp}$ 求得為 $\varepsilon_c=\varepsilon_{wp}/\alpha_c$ [13, 14, 18]。表 6 及表 7 所列為試體 WT-BS 及 WT-BD 各階段加載 第一個迴圈之尖峰反應,由於試體 WT-BS 在 1.5%弧度樓層側位移角後,角隅承壓塊碎裂剝 離,RC 構架與鋼框間角隅處產生之間隙導致量 測所得之鋼框側位移角(θ_s)明顯小於 RC 構架 側位移角(θ),BRB 核心應變 ε_c 最大僅達 1.79%, 且造成整體構架反應發生明顯束縮現象(圖 13(b))。試體 WT-BD 承壓塊由於以點銲鋼絲網加 勁,大幅減緩承壓塊的碎裂剝離,RC 構架與鋼 框之側位移角始終幾乎保持同步,BRB 最大核心 應變 ε_c 達 4.04%。此外,累積非線性變形量 (cumulative plastic deformation, CPD)可視為 BRB 的疲勞壽命指標[9,14,18];本試驗 CPD 值 利用下式計算:

$$CPD = \sum \frac{\mathcal{E}_{wp} - \mathcal{E}_{y}}{\mathcal{E}_{y}}$$

(12)

其中,BRB兩端工作點降伏應變為 *ε_y=F_y/QE*。由表6及表7可知,試體WT-BS在RC柱剪力破壞終止試驗前,BRB所得之CPD值約為175(BRB沒有任何破壞),而試體WT-BD在BRB核心鋼板疲勞斷裂前所得之CPD值為494。

試驗結果顯示,設置於鋼框構件之應變計在 試驗過程中量測所得之應變值均未超過降伏應 變,故可利用 3.4 節所述方式計算構件所受之軸

Core strain (%) 0.5 1200 *P*_{*T*,ma} 600 Axial force (kN) 800 \overline{P}_{v} 400 -400 -800 .600 g P_{C,max} -1200 10 20 -30 -20 -10 0 30 Axial displacement (mm) (a) 試體 WT-BS

力。圖 20(a)及圖 20(b)分別為試體 WT-BS 東側鋼 框垂直及底側鋼框水平構件由佈設的應變計反 算求得之軸力,當 BRB 受拉時,鋼框構件承受 明顯壓力,兩構件各分段所得之最大軸壓力為 865kN(表5);當 BRB 受壓時,鋼框構件僅受些 微的拉力,兩構件各分段所得之最大軸拉力為 384kN,符合預期之力量傳遞機制。由於試體 WT-BS 鋼框與 RC 構架間角隅處顯著產生之間 隙,兩構架發生明顯的相對位移,使得錨栓接觸 鋼框構件翼板錨栓孔緣而承壓受剪,故鋼框構件 透過錨栓傳遞部份軸力至 RC 構架,造成鋼框構 件遠離 BRB 兩端的分段軸力 (圖 9(a)之 Lower segment 及 East segment) 明顯小於靠近 BRB 兩 端之分段軸力(圖 9(a)之 Upper segment 及 West segment)。如圖 21(a)及圖 21(b)所示,試體 WT-BD 東側鋼框垂直及底側鋼框水平構件亦可觀察到 相同結果,兩構件各分段所得之最大軸壓力及拉 力為 496kN 及 355kN (表 5); 但由於鋼框與 RC 構架間角隅處發生之間隙較小, 錨栓受剪之承壓 行為亦不顯著,故鋼框構件各分段軸力差異甚 小。



圖 19 試體 BRB 受力變形反應



圖 21 試體 WT-BD 鋼框構件軸力反應

4.3 耐震性能評估

ACI 374.1-05 規定了新建 RC 抗彎構架的結 構試驗合格標準,提供評估結構耐震性能之指標 [31],內容包括(1) 結構試體側向位移超過初始界 限位移角 θ_i (limiting initial drift)以前,整體側 向強度 F_{θ_i} 應不小於標稱側向強度 F_n ;(2) 在欲評 估的側位移角 θ_a 加載階段 ($\theta_a \ge 3.5\%$ 弧度),結 構試體於第三個完整施載迴圈之反應特徵應滿 足:(i) 雙向尖峰側向強度 $F_{\theta a}$ 不可小於 0.75 倍之 最大側向強度 ($0.75F_{max}$),(ii) 相對能量消散比 E_d/E_i (relative energy dissipation ratio)不可小於 0.125,(iii) 雙向受力變形尖峰反應連線之割線勁 度 K_p 不可小於 0.05 倍的初始側位移角 (initial drift) 加載反應之割線勁度 K_i 。本研究假設容許 樓層側位移角 (allowable story drift) 為 3.5%弧 度,並假設對應之初始界限位移角 θ_i 為 1.5%弧度,評估試體於 θ_a =4.0%弧度第三個加載迴圈之性能反應。由於試體 WT-BS 在 3.0%弧度樓層側位移角加載階段發生破壞,未達 ACI 374.1-05 要求之 3.5%弧度,故不列入本節討論範圍。

試體標稱側向強度 F_n 利用各構件鋼材標稱 降伏強度及混凝土設計強度代入 2.2 節簡化分析 方式計算求得。如表 8 所示,試體 WT 達初始界 限位移角 $\theta_{i}=1.5$ %弧度時,雙向側向強度 F_{θ_i} 均未 達 F_n ,顯示構架無法提供有效之初始強度與勁 度。相較於試體 WT,試體 WT-BD 在 $\theta_a=4.0$ %弧 度第三個加載迴圈之側向強度 F_{θ_a} 及割線勁度 K_p 比例衰減均小,顯示經 BRB 補強後可有效提升 整體構架強度、勁度與韌性。試體 WT-BD 之相 對能量消散比 E_d/E_i 亦遠大於試體 WT,顯示 BRB 補強後可有效消散能量,提供適當阻尼效應(圖 22)。試體 WT-BD 僅於 $\theta_a=4.0$ %弧度第三個正向 加載迴圈之側向強度略小於 $0.75F_{max}$,其餘性能 反應特徵均滿足 ACI 374.1 之規範。利用試驗數 據線性內插可得試體於 3.5%弧度第三個正向加 載迴圈之側向強度為 719kN,試體若採 θ_a =3.5%弧度評估性能反應,則 $F_{\theta a}/F_{max}$ =0.81滿足規範要 求。本研究試體為弱柱強梁 RC 構架之補強結 構,利用 ACI 374.1 規範來評估試體於 4.0%弧度 樓層側位移角之耐震性能相較嚴苛,然而,本研 究所採之補強工法仍可使整體構架試驗反應幾 乎全數滿足合格標準,充分證實本工法之有效 性。



圖 22 試體各加載階段之相對能量消散比

Specimen	Loading	F_n	$\overline{F_{\theta i}}/F_n$	$F_{\theta a}/F_{\max}$	E_d/E_i	K_p/K_i
	direction	(kN)	>1.0	>0.75	>0.125	>0.05
WT	+	208	0.88	0.28	0.22	0.05
	-	398	0.79	0.30	0.22	0.03
	+	716	1.07	0.69	0.64	0.12
WI-BD	-	763	1.10	0.85	0.64	0.12

表8 根據 ACI 374.1 條列之耐震性能評估指標

Note: **bold** font stands for violated acceptance criteria.

五、非線性構架分析

本研究利用結構分析軟體 PISA3D [15, 16] 分別對 RC 構架安裝裸鋼框試體(WT)及 BRB 鋼框補強 RC 構架試體(WT-BD)進行模擬分析, 並將分析與試驗結果進行比較與討論,以驗證分 析模型之有效性。由於試體 WT-BS 角隅承壓塊 的擠碎剝離,造成構架受力變形反應之束縮現 象,但主要破壞模式為 RC 柱頂端局部剪力破 壞,如 3.3 節所述,利用 SST 模型簡算法檢核可 知 RC 柱頂端局部剪力強度略為不足,故其不列 入本節模擬分析之範圍內。

5.1 構架模型介紹

圖 23 為試體 PISA3D 結構模型示意圖,RC 梁柱構件利用纖維梁柱元素(fiber beam-column element)模擬 RC 複合斷面。鋼筋使用三參數衰 減材料(three-parameter degrading material)以模 擬鋼筋與混凝土間之握裹滑移及遲滯迴圈之束 縮現象,對於鋼筋材料強度及加載勁度則未設定 衰減行為。混凝土依據 Popovics model [32]及 Karsan-Jirsa model [33],定義材料受壓反應包絡 線及反覆加載之勁度衰減關係。鋼框構件以梁柱 元素(beam-column element)及雙線性材料

(bilinear material)模擬。BRB 利用桁架元素 (truss element)模擬,並使用可同時考慮等向應 變硬化(isotropic hardening)及走動應變硬化 (kinematic hardening)合效應[14, 34]之應變硬化 材料(hardening material)。材料模型參數皆依據 表 1 之材料試驗結果修正。為模擬 RC 構架與 BRB 鋼框透過承壓塊傳遞力量之行為,利用桁架 元素於 RC 構架四個角隅處各建立水平及垂直之 剛性桿件,連結 RC 梁柱構件及鋼框角隅之節 點,並定義桿件材料為純受壓材料 (compression-only material)。結構模型於內部錨 栓處約束該節點在構架面外及錨栓軸線方向之 自由度於 RC 構架上,以模擬錨栓對鋼框構件之 約束效應(試體 WT 結構模型無內部錨栓約束設 定)。RC 柱及鋼框構件之塑鉸預期分別產生於承 壓塊端部及 BRB 接合板端部,故結構模型亦依 照承壓塊及接合板之尺寸,定義各構件之剛域 (rigid end zone)。結構模型於頂梁兩側端平均施 載位移控制,各階段樓層側位移角進行1次循環 之加載,僅分析至試體達最大側力強度時之 3.0% 弧度樓層側位移角。



圖 23 PISA3D 分析模型示意圖及材料模型應力應變關係

5.2 分析結果與討論

圖 11(b)為試體 WT 數值模擬結果與試驗之 受力變形反應比較,分析結果顯示,解析模型側 向彈性勁度反應略高於試驗值,但能有效預測整 體構架側向強度,並可成功模擬 RC 結構受力變 形反應之束縮現象。試體 WT-BD 數值分析結果 如圖 15(b)所示,可有效預測整體構架側向彈性 勁度及側向強度反應。如表 5 所示,試體 WT 及 WT-BD 整體構架側向強度分析與試驗值之差異 介於 7.3%至 13.8%間。圖 19(b)為試體 WT-BD 模 型中模擬 BRB 之桁架元素軸向受力變形反應, 分析結果顯示,BRB 模型軸向變形反應略小於試 驗值,軸力強度反應可達預期之理論值(P_{T,max} 及P_{C,max})。圖 24(a)為試體 WT-BD 模型中 RC 構 架、鋼框及 BRB 水平向強度反應,分析結果顯 示 BRB 在構架側位移過程中,可穩定提供整體 構架大部份的側向強度,與圖 24(b)之試驗反應 一致。此外,分析結果計算求得之累積應變能顯 示,BRB 所消散的能量佔整體構架能量消散之 66%,證實構架主要經由 BRB 降伏而消能。試體 WT 及 WT-BD 各構件受力之 PISA3D 分析、理論 與試驗值之比較如表 5 所示,利用 2.2 節簡化分 析方式可有效預估補強構架整體側向強度,並可 合理預測各構件受力反應。



圖 24 試體 WT-BD 側向強度反應

六、結論與建議

由實尺寸 BRB 鋼框補強 RC 構架及安裝裸鋼 框試體之反覆載重試驗與非線性結構分析結果 可得下列結論:

- 試體 WT-BS 於構架樓層側位移角 3.0%弧度時 達最大側向強度,經 BRB 補強後之整體側向 強度及勁度分別為試體 WT 的 2.8 倍以上及 4.5 倍。試驗過程中,由於角隅承壓塊明顯的擠碎 剝離使 RC 構架與鋼框間角隅處產生間隙,造 成構架受力變形反應發生束縮現象,並使 BRB 受壓時之構架側向勁度明顯大於 BRB 受拉時 之側向勁度。角隅承壓塊的擠碎剝離減少 BRB 鋼框作用於 RC 柱頂端之承壓範圍,降低該不 連續區域之抗剪強度,試體 RC 柱頂端最終於 3.0%弧度樓層側位移角 BRB 受壓時發生剪力 破壞。
- 採BRB 補強的WT-BD 可使整體側向強度持續 成長至 3.0%弧度樓層側位移角,所提升之側向 強度及勁度分別為試體WT的2.2倍以上及 3.5 倍,BRB 核心鋼板於 5.0%弧度樓層側位移角 時疲勞斷裂。試驗結果顯示,利用點銲鋼絲網 加勁承壓塊可有效增加其韌性,使 RC 構架與 鋼框側向變形於試驗過程中保持同步,故 BRB 受拉與受壓時構架之側向勁度無明顯差異,整 體受力變形反應良好穩定,無明顯束縮現象。 整體構架耐震性能反應特徵大致滿足 ACI 374.1 規範對新建結構要求之試驗合格標準。
- 試驗與分析結果顯示,本研究之耐震性能補強
 工法可提升既有 RC 結構之側向強度、勁度及

韌性容量,且既有 RC 梁柱構件及接頭未發生 非預期破壞,結構塑性機構與設計預期相符, 主要利用 BRB 降伏而消能,構架塑鉸發生於 RC 柱及鋼框構件兩端。

- 本研究所提出之簡化分析方法及 PISA3D 數值 模型分析方法可供估計構架各構件之受力反 應,有效預測補強構架側向強度,與試驗值之 差異分別介於 2.7%~12.2%及 7.3%~13.8%。此 外,BRB 鋼框透過 RC 構架角隅處承壓塊對梁 端及柱端產生額外之局部剪力需求,可利用 SST 模型簡算法,並保守地取有效之承壓塊範 圍(如角隅錨栓間距)列入壓桿有效深度之計 算,有效且保守地評估該不連續區域構件之抗 剪強度。
- 試驗過程中,試體 WT-BS 及 WT-BD 之 WES-BRB 受力變形反應良好穩定,端部接合 沒有不穩定之現象發生,BRB 可提供之最大樓 層剪力佔整體側向強度約 56%。分析結果顯示,試體 WT-BD 中 BRB 所消散的能量佔整體 構架能量消散之 66%。本研究參照 ACI 374.1-05 規範制定試驗加載歷時,在加載樓層 側位移的增量或各階段施載的週次數,均較 AISC 341-10 為嚴苛;試驗結果顯示,試體 WT-BD 在 WES-BRB 核心鋼板疲勞斷裂前所 得之 CPD 值約為 494,仍遠大於 AISC 341-10 在 BRB 單軸反覆載重試驗所規定之 200 倍 BRB 降伏應變量。
- 試驗結果證實,當 BRB 受拉時,鋼框構件承 受明顯壓力;當 BRB 受壓時,鋼框構件僅受 些微的拉力,符合預期之力量傳遞機制。由於 錨栓接觸鋼框構件翼板錨栓孔緣而承壓受

剪,故於 BRB 受壓時使鋼框構件承受部份拉 力,試體 WT-BS 錨栓於較大樓層側位移時因 此剪斷破壞。實際工程應用時,鋼框構件之錨 栓孔可設計為長型孔,避免構架變形較大時所 造成之錨栓破壞。

誌謝

本研究感謝科技部及國家地震工程研究中 心所提供的經費支持。試驗執行期間獲得國家地 震工程研究中心同仁及台灣大學土木工程系研 究生的幫忙,尤其王孔君先生在試驗系統控制的 執行,楊季軒小姐於 RC 試體製造過程的統籌與 監造,黃世建教授對於軟化壓拉桿模型分析的指 導,數值分析獲得林保均先生及蔡青宜小姐的協 助,在此一併致謝。

參考文獻

- 國家地震工程研究中心,2013。校舍結構耐震評估與補強技術手冊-第三版。 NCREE-13-023,國家地震工程研究中心,台北,台灣。
- Comité Euro-International du Béton (CEB), 1997. Fastenings for Seismic Retrofitting -State of the Art Report. Thomas Telford, London, UK.
- Mahrenholtz C, Lin PC, Wu AC, Tsai KC, Hwang SJ, Lin RY, Bhayusukma MY, 2015. Retrofit of reinforced concrete frames with buckling-restrained braces. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 44(1), 59-78.
- Maheri MR, Kousari R, Razazan M, 2003. Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames. Engineering Structures, 25(13), 1697-1705.
- Maheri MR, Sahebi A, 1997. Use of steel bracing in reinforced concrete frames. Engineering Structures, 19(12), 1018-1024.
- 6. Ohishi H, Takahashi M, Yamazaki Y, 1988. A seismic strengthening design and practice of an

existing reinforced concrete school building in Shizuoka city. The Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan.

- Ishimura M, Sadasue K, Miyauchi Y, Yokoyama T, Fujii T, Minami K, 2012. Seismic performance evaluation for retrofitting steel brace of existing RC building with low-strength concrete. The Fifteen World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.
- 楊季軒,2014。間接接合型鋼框架斜撐在鋼 筋混凝土構架耐震補強之應用。國立臺灣大 學土木工程學系,碩士論文,黃世建教授指 導,台北,台灣。
- American Institute of Steel Construction (AISC), 2010. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-10). AISC, Chicago, Illinois.
- 10. Paret TF, 2007. Brace for the Big One. Modern Steel Construction, August.
- 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.
- 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。
- 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。
- 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.
- 15. 林柏州、許芳瑋、蔡克銓, 2007。物件導向

非線性結構分析與圖形檢視軟體之應用。結構工程,第22卷,第3期,第119-133頁。

- 16.Lin BZ, Chuang MC, Tsai KC, 2009. Object-oriented development and application of a nonlinear structural analysis framework. Advances in Engineering Software, 40(1), 66-82.
- 17. 林叡延,2013。補強用鋼框架斜撐與既有 RC 構架之接合研究。國立臺灣大學土木工程學 系,碩士論文,黃世建教授指導,台北,台 灣。
- 18. 吳安傑、林保均、莊明介、蔡克銓,2015。
 挫屈束制支撐構架設計概要與工程應用。結構工程,第30卷,第1期,第11-33頁。
- Uang CM, Nakashima M, Tsai KC, 2004. Research and application of buckling-restrained braced frames. Steel Structures, 4(4), 301-313.
- 20. 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.
- 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.
- Takeuchi T, Ozaki H, Matsui R, Sutcu F, 2014. Out-of-plane stability of buckling-restrained braces including moment transfer capacity. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 43(6), 851-869.
- Thornton WA, 1991. On the analysis and design of bracing connections. National Steel Construction Conference, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- Chuang MC, Tsai KC, Lin PC, Wu AC, 2015. Critical limit states in seismic buckling-restrained brace and connection designs. Earthquake Engineering and Structural

Dynamics, 44(10), 1559-1579.

- Powers Fasteners, 2014. Technical Manual for the Design Professional - Anchoring and Fastening Systems (6th Edition). Powers Fasteners, Brewster, New York.
- American Institute of Steel Construction (AISC), 2010. Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360-10). AISC, Chicago, Illinois.
- American Concrete Institute (ACI), 2014. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-14). ACI, Farmington Hills, Michigan.
- 28. 李宏仁、黃世建,2002。鋼筋混凝土結構不 連續區域之剪力強度評估-軟化壓拉桿模型簡 算法之實例應用。結構工程,第17卷,第4 期,第53-70頁。
- Hwang SJ, Lee HJ, 2002. Strength prediction for discontinuity regions by softened strut-and-tie model. Journal of Structural Engineering, 128(12), 1519-1526.
- 中國土木水利工程學會,2011。混凝土工程 設計規範與解說(土木 401-100)。科技圖書, 台北,台灣。
- American Concrete Institute (ACI), 2005. Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary (ACI 374.1-05). ACI, Farmington Hills, Michigan.
- Popovics S, 1973. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. Cement and Concrete Research, 3(5), 583-599.
- Karsan ID, Jirsa JO, 1969. Behavior of concrete under compressive loadings. Journal of the Structural Division, 95(ST 12), 2543-2563.
- Dafalias YF, Popov EP, 1975. A model of nonlinearly hardening materials for complex loading. Acta Mechanica, 21(3), 173-192.