



板橋浮洲高層住宅以外覆鋼板及 鋼造雙K型斜撐耐震補強評估

周中哲／國立臺灣大學土木工程學系 教授
鍾秉庭／國立臺灣大學土木工程學系 碩士及研究助理
粘評、陳威霖／國立臺灣大學土木工程學系 碩士
柯鎮洋／台聯工程顧問股份有限公司 董事長
王志誠／信業工程顧問有限公司 結構技師
陳景誠／永峻工程顧問股份有限公司 副董事長

本文章敘述新北市板橋浮洲新建 37 棟鋼筋混凝土高樓住宅的結構補強效益，板橋浮洲建築物因地下結構體的差異變形造成地下室多處梁裂縫，經重新分析評估後進行地下室及地上建築結構體補強，實驗規劃包含地下室鋼板剪力補強鋼筋混凝土梁試驗，探討兩側鋼板及 U 型鋼板對鋼筋混凝土梁剪力補強成效。地上建築結構之補強構件則進行二種工法的試驗：(1) 鋼筋混凝土連梁剪力補強試驗，探討單側無收縮水泥砂漿和單側外覆鋼板對鋼筋混凝土梁剪力補強效益，及 (2) 鋼造雙 K 型斜撐鋼框構架剪力補強試驗，探討鋼造雙 K 型斜撐於反覆載重下之受力行為。上述實尺寸構件補強試驗於 2016 ~ 2017 年間在國家地震工程研究中心進行，補強試驗結果可滿足臺灣內政部規範^[1]和美國規範 ACI 374.2R-13^[2]之強度與韌性要求。

前言

新北市板橋區浮洲合宜住宅建築物分為 A2、A3 及 A6 區基地共 37 棟鋼筋混凝土建築物（圖 1），每棟建築物含地下 3 層、地上 21 至 24 層不等，於 2015 年 4 月 20 日於花蓮東部海域發生芮氏規模 6.3 地震，新北市震度為 4 級，發現位於 A2、A3 及 A6 區基地地下室梁等結構體有裂縫產生，針對此情況進行調查，發現地下室鋼筋混凝土梁的裂縫肇因於建築物結構體的差異變形，主要來自高樓建築物之高樓區與超挖區的載重差異大，及分析模擬技術和土壤彈簧參數的適用性所造成，以至於高樓區以外至連續壁間之地下室梁產生剪力裂縫^[3]。

除以樹脂進行地下室鋼筋混凝土梁裂縫初步修補外，建築物地下結構之梁補強以貼覆鋼板為主，為評估鋼板剪力補強鋼筋混凝土梁效益，共製作三組含部份樓版的 T 型梁試體，分別為一組未補強試體（試體 SB 1）、一組兩側鋼板補強試體（試體 SB 2）及一組 U 型鋼板補強試體（試體 SB 3）。地上建築結構經重新分析後需要增加部份鋼筋混凝土梁、深梁與開口牆之剪力強度，及樓梯牆之勁度，在考量實驗室試驗設備能力後規劃二種實尺寸補強構件試驗：(1) 鋼筋混凝土連梁剪力補強試驗，共計製作三組連梁試體，分別為一組未補強試體（試體 CB 1）、一組單側無收縮水泥砂漿補強試體（試體 CB 2）及一組單側鋼板補強試體（試

體 CB 3)；及 (2) 鋼造雙 K 型斜撐框架填充於深梁與開口牆的試驗，共計製作一組鋼造雙 K 型斜撐框架試體，補強目的係於既有鋼筋混凝土構架內以接合斜撐鋼框架提升整體耐震能力，由於依據國內的消防法規限制結構補強後的公共梯間仍需滿足煙排放有效通風面積，採用雙 K 型斜撐鋼框架相較其他形式的斜撐所佔的空間更小，才能滿足消防法規，但斜撐會受壓挫屈，因此需評估此種補強方式的強度與側向變形能力。

地下室鋼筋混凝土梁剪力補強

本試驗為評估浮洲合宜宅地下結構之鋼筋混凝土梁剪力補強效益，試體尺寸及配筋參考原建築物的設計，共計製造三組簡支 T 型梁試體進行三點抗彎試驗。三組試體之主筋為 #11，採用雙箍三號筋 (2-#3)，材料為 SD420 鋼材，箍筋間距為 100 mm。試體 SB 2 和 SB 3 之鋼板材質為 SN490B，鋼板厚度為 6 mm，並使用 130 mm 長之 M16 化學錨栓將鋼板和 T 型梁進行錨固，接著鋼板和混凝土之間澆注 EPOXY 樹脂，三組試體的製作過程如圖 2 所示。

試體 SB 1 加載至 2,000 kN 時，多處剪力裂縫交接導致混凝土剝落，混凝土梁裂縫傾角約 45°，最大裂縫寬度為 6 mm。試體 SB 2 加載至 1,800 kN 時，鋼板與樹

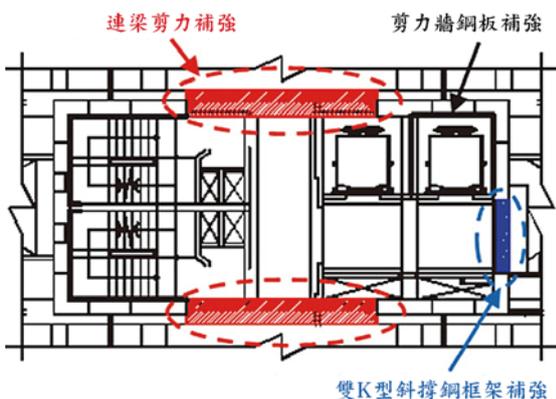


圖 1 板橋浮洲合宜宅建築物



(a) 鋼板放樣鑽孔



(b) 植入化學錨栓



(c) 鋼板邊緣填充 EPOXY 樹脂



(d) 鋼板和混凝土之間填滿 EPOXY 樹脂

圖 2 地下室鋼筋混凝土梁剪力補強試體製作過程

脂間因為有水平向裂縫而明顯分離，持續加載到 2,191 kN，混凝土裂縫主要發展在鋼板與鋼板之間，裂縫傾角約 60° (圖 3)。試體 SB 3 加載到 1,600 kN 時，混凝土裂縫傾角為 30° 且裂縫經過部分鋼板，持續加載到 2,720 kN，部分鋼板與混凝土交界面脫離。試體 SB 1、SB 2 和 SB 3 之千斤頂最大力量分別為 2,007 kN、2,191 kN 和

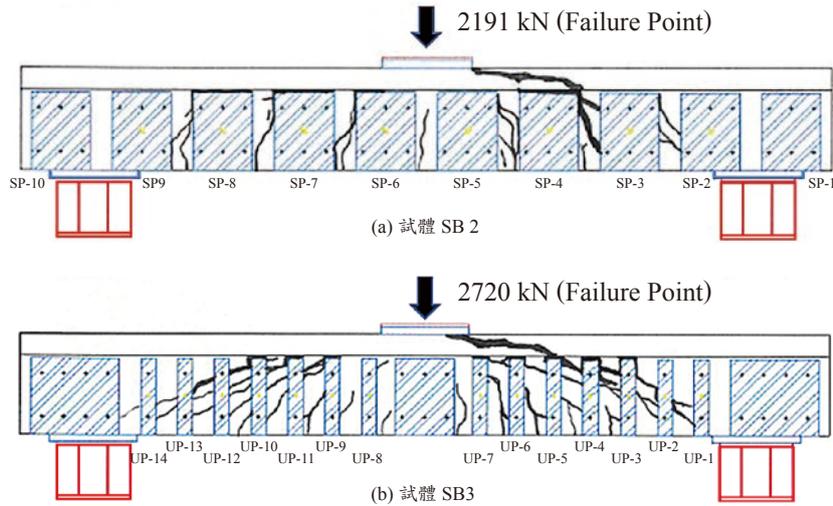


圖 3 鋼筋混凝土梁剪力補強試體 SB2 及 SB3 試驗結果

2,720 kN，顯示試體 SB 2 和 SB 3 之總剪力為試體 SB 1 的 1.1 倍和 1.4 倍，且在試驗過程之相同載重量下，試體 SB 2 和 SB 3 的混凝土最大裂縫寬度為試體 SB 1 的 0.8 倍和 0.5 倍，顯示鋼板補強有效延緩混凝土剪力裂縫的發展，但利用大面積鋼板試體 SB 2 補強效果不如 U 型鋼板補強試體 SB 3。

鋼筋混凝土連梁剪力補強

為評估浮洲合宜宅地上結構之鋼筋混凝土梁剪力補強效益，選擇浮洲合宜宅 A2 區 C 棟建築物 12 樓的連梁（圖 1）進行三組試驗，分別為一組未補強試體（試體 CB 1）、一組單側無收縮水泥砂漿補強試體（試體 CB 2）及一組單側鋼板補強試體（試體 CB 3），三組試體之主筋為 #10，採用雙箍四號筋（2-#4），材料為 SD420 鋼材，箍筋間距為 100 mm。試體 CB 2 於原有梁單側移除 5 cm 保護層至箍筋外緣（圖 4），接著使

用雙箍五號筋銲接在原有雙箍四號筋的位置上，增築的部分使用無收縮水泥砂漿灌漿。試體 CB 3 於原有梁單側進行鋼板補強，材質 SN490B 的鋼板尺寸為厚度 10 mm 和寬度 650 mm，並使用 270 mm 長之 M27 和 M30 化學錨栓和矩形梁的單側進行錨固（圖 4），接著鋼板和混凝土之間澆注 EPOXY 樹脂。

根據美國混凝土耐震規範 ACI 374.2R-13^[2] 的 Table 6d 定義此類構架的塑性轉角需求（ θ_p ）為 2.5%，可推估未補強試體 CB 1 之最大側位移角需求為 3.5%（= 1% + 2.5%），其中 1% 為彈性轉角預估值，未補強試體 CB 1 試驗至側位移角 5% 才因主筋斷裂而發生顯著的承載力喪失（圖 5(a)），原試體最大側位移角滿足美國混凝土試驗規範 ACI 374.2R-13^[2] 的 3.5% 韌性要求，破壞模式為撓剪破壞。單側無收縮水泥砂漿補強試體 CB 2 和單側鋼板補強試體 CB 3 之千斤頂最大力量分別為 2,123 kN 及 2,139 kN（圖 5(b) 和 5(c)），均大於設計



圖 4 鋼筋混凝土連梁剪力補強之試體製作過程

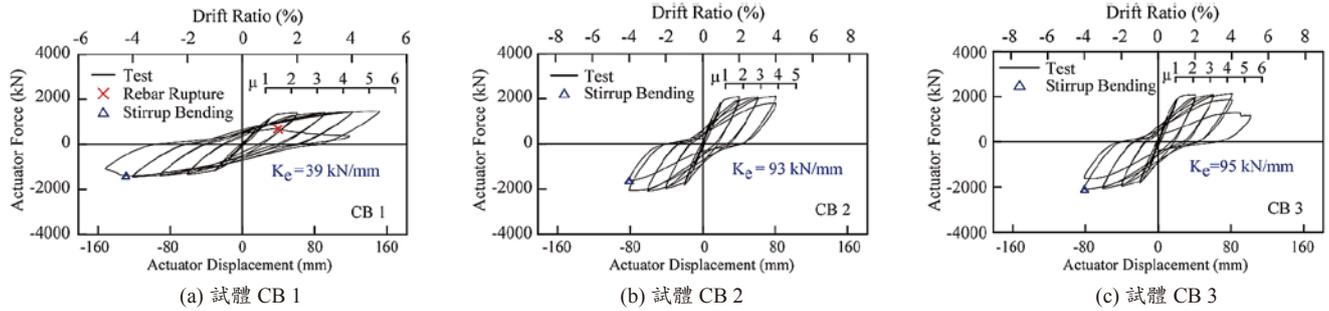


圖 5 鋼筋混凝土連梁剪力補強之力量與位移關係

單位預期補強梁之剪力 (= 2,073 kN)。在側位移角 2% 時，三組試體皆到達混凝土提供之最大剪力，之後混凝土提供的剪力強度隨著側位移角增加而降低，此時兩組補強試體之補強側構件開始發揮抗剪能力，在側位移角 4% 時，補強試體 CB 2 在補強處（增築的無收縮水泥砂漿與補強箍筋）所提供之剪力約為梁所受剪力之 30 ~ 40%，補強試體 CB 3 在補強處（單側鋼板）所提供之剪力約為梁所受剪力之 20%，補強試體 CB 2 之補強剪力主要由箍筋提供，補強試體 CB 3 之補強剪力由鋼板提供，主要藉由錨栓傳遞力量，實驗結果顯示兩種補強方式可彌補鋼筋混凝土梁之混凝土在大位移下衰減的剪力強度，兩組試體均在側位移角 4% 時均因原 RC 梁箍筋顯著的面外變形導致剪力喪失，破壞模式均為 RC 梁剪力破壞（圖 6）。

鋼造雙 K 型斜撐鋼框架補強

為評估浮洲合宜宅地上結構之鋼造雙 K 型斜撐鋼框架的剪力補強效益，選擇浮洲合宜宅 A2 區 C 棟建築物 4 樓的雙 K 型斜撐鋼框架（圖 1），共計進行一組雙 K 型斜撐鋼框架試驗。雙 K 型斜撐鋼框架中的斜撐

在國外一般可以挫屈束制型斜撐組成，挫屈束制型斜撐可以避免斜撐受壓發生挫屈，使斜撐仍保有穩定的力學行為。但由於國內消防法規在梯廳排煙空間規定，為有足夠的通風空間，此建築物補強無法使用挫屈束制型斜撐，本結構補強方式採用雙 K 型挫屈型斜撐（即平面鋼板）組成鋼框架，因此斜撐在軸壓力作用下會挫屈，導致軸力明顯下降，挫屈後的行為無法預測。

本試體^[4]由鋼造雙 K 型斜撐鋼框架、深梁、短柱及牆段所組成，雙 K 型斜撐鋼框架由 4 支平板型斜撐、加勁板及鋼框所組成。雙 K 型斜撐鋼框架中斜撐及鋼框的鋼板材質均為 ASTM A572 GR.50，鋼材降伏強度由材料試驗所得為 378 MPa，為標稱降伏強度 345 MPa 之 1.1 倍，試體的製作及試驗安裝過程如圖 7 所示。試體使用 8 支 100 噸油壓千斤頂連接傳力鋼梁，並進行反覆加載剪力試驗，其中 2 支油壓千斤頂使用位移控制，6 支油壓千斤頂使用力量控制。並根據 ACI 374.2R-13（2013）的 Table 6d，得知此補強構件的塑性轉角需求（ θ_p ）為 1.5%，因此估計最大側位移角必須達到規範要求之 2.2%（= 0.7% + 1.5%），其中 0.7% 為彈性轉角需求估計值。設計單位提供之雙 K 型斜撐鋼



圖 6 鋼筋混凝土連梁剪力補強試體破壞照片

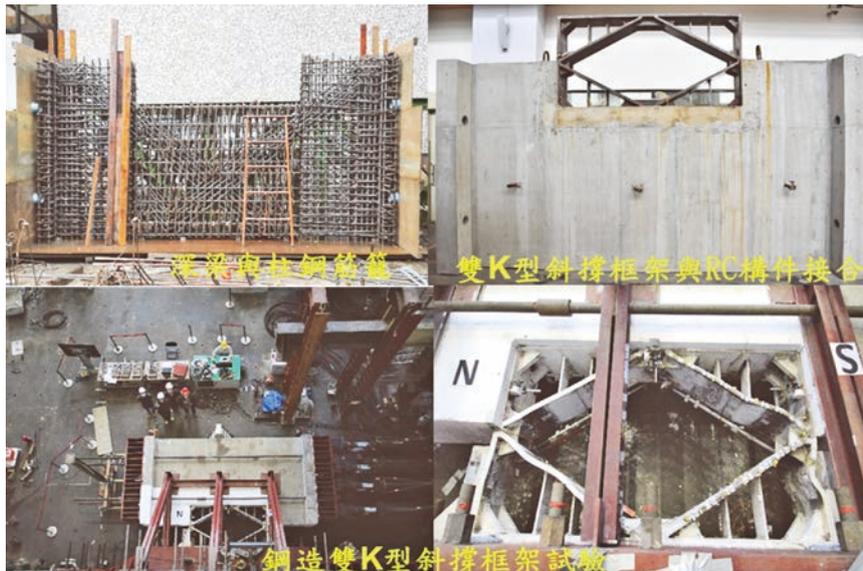


圖 7 雙 K 型斜撐鋼框架試體及試驗照片

框架在建築物中的設計剪力 V_d 為 1962 kN，最大剪力需求 V_n 估計為 2,943 kN ($=1.5V_d$)，此值相當於單支斜撐之設計軸力為 1,674 kN，因此試驗的首要目標即要瞭解此雙 K 型斜撐鋼框架側力是否能大於設計值 2,943 kN（或單支斜撐軸力為 1,674 kN）不發生斜撐挫屈，及雙 K 型斜撐鋼框架挫屈後的整體變形能力。

圖 8 為千斤頂力量與鋼框側移之關係圖，試驗結束前鋼框與混凝土交界處的裂縫並無顯著的發展，主要破壞行為是斜撐與鋼框挫屈，在側位移角 1.5 % 時，斜撐 2 先發生挫屈，挫屈時之軸壓力為 3,765 kN，係設計值 1,674 kN 的 2.2 倍，斜撐挫屈後之軸力隨側位移角增加而明顯降低，由圖 7 可知實驗過程中加勁板確實提供斜撐的側向位移束制。在側位移角 -2% 時，千斤頂達到最大力量 -7,498 kN，超越試體計算剪力 2,943 kN 的 2.5 倍，側位移角 3% 時，由於西北側鋼框垂直段與

加勁板間銲道開裂，導致與加勁板接合處之鋼框垂直段束制條件消失而發生鋼框垂直段鋼板挫屈，在側位移角 -3% 第 2 圈時，千斤頂力量降為 -4,784 kN（約為千斤頂最大力量之 63%），但仍超過設計值 2,943 kN，最後在欲進行側位移角 +4% 時，西北側之斜撐於接合板處鋼板斷裂，結束試驗。由此可知補強試體韌性為 3% 層間側位移角，滿足美國混凝土試驗規範 ACI 374.2R-13 [2] 的 2.2% 要求。

由試驗結果得知 4 支斜撐挫屈時之軸壓力約為 3,600 ~ 3,800 kN，根據美國鋼結構設計規範 AISC 360 [5]、學者 Wolchuk [6] 和 Chou *et al.* [7] 的方法估計斜撐軸壓挫屈力，利用 AISC 360 [5] 的柱挫屈力的公式所計算之斜撐挫屈力為 3,229 kN，低於實驗時斜撐的挫屈力 3,765 kN 約 17%。而以 Wolchuk [6] 及 Chou *et al.* [7] 計算斜撐挫屈力之公式如下：

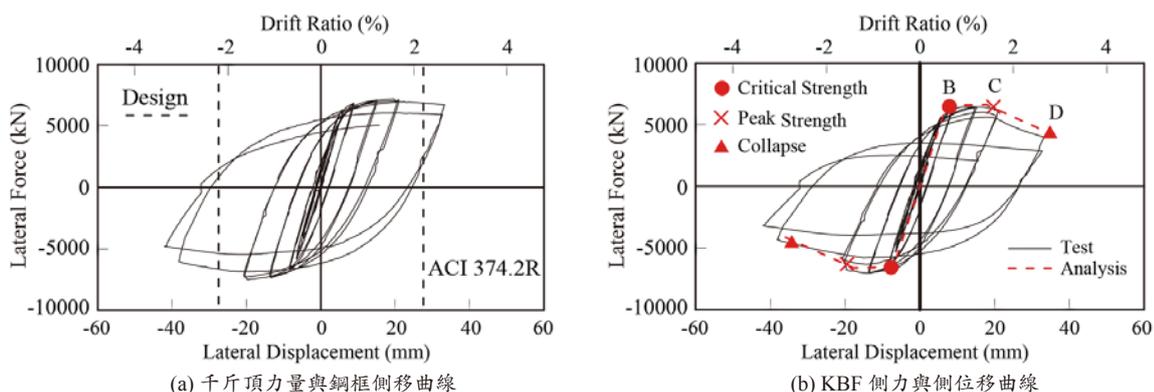


圖 8 雙 K 型斜撐鋼框架試驗之側力與側位移曲線

$$F_i = \frac{\pi^2 E_s}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (1)$$

$$P_{cr,w} = \left(1 - 0.1875 \frac{F_i}{F_y}\right) F_y A_g \quad (2)$$

$P_{cr,w}$ 為非彈性挫屈力，若 F_i (為彈性挫屈應力) 計算之結果大於 $0.75 F_y$ ($= 283 \text{ MPa}$)，則挫屈力即為 $P_{cr,w}$ ，其中 E_s 為斜撐之楊氏模數 207 GPa ； F_y 為鋼板降伏應力 378 MPa ；板厚為 32 mm 、板深為 350 mm ，由 (2) 式計算所得之挫屈力 ($P_{cr,w}$) 為 $3,715 \text{ kN}$ ，較 AISC 360 [5] 更接近試驗挫屈力 ($= 3,765 \text{ kN}$)。

結論

鋼筋混凝土梁簡支試驗之三組試體 SB 1 (未補強試體)、SB 2 和 SB 3 之千斤頂最大力量分別為 $2,007 \text{ kN}$ 、 $2,191 \text{ kN}$ 和 $2,720 \text{ kN}$ ，其中補強試體 SB 2 和試體 SB 3 之千斤頂最大力量分別為未補強試體 SB 1 的 1.1 倍和 1.4 倍。由試驗可知，在相同的剪力作用下，補強試體之混凝土所發展的剪應變和混凝土裂縫相較於未補強試體小，因此鋼板補強後的試體可有效延緩混凝土剪力裂縫的發展時機，但只有 U 型鋼板補強的方式才可顯著提升梁剪力 (SB 3)。

連梁剪力試驗之試體 CB 1 (未補強試體) 試驗至側位移角 5% 破壞，原 RC 梁試體符合韌性行為要求的最大側位移角為 4%，超過美國混凝土試驗規範 ACI 374.2R-13 [2] 的 3.5% 要求；補強試體 CB 2 和 CB 3 之千斤頂最大力量 (剪力) 分別為 $2,123 \text{ kN}$ 及 $2,139 \text{ kN}$ ，超過設計單位計算的剪力需求 ($2,073 \text{ kN}$)，兩組補強試體合乎韌性行為要求的最大側位移角為 4%，亦超過美國混凝土試驗規範 ACI 374.2R-13 [2] 的 3.5% 要求。在側位移角 2% 時，三組試體皆到達混凝土提供的最大剪力，之後混凝土提供的剪力強度隨著側位移角增加而降低，此時兩組補強試體之補強側構件開始發揮抗剪能力，實驗結果顯示兩種補強方式可彌補鋼筋混凝土梁之混凝土在大位移下衰減的一些剪力強度。

雙 K 型斜撐鋼框架試驗的斜撐在側位移角 0.75% 之前均保持彈性，斜撐於 1.5 ~ 2% 層間側位移角時發生斜撐挫屈，4 支斜撐挫屈時之軸壓力約為 $3,600 \sim$

$3,800 \text{ kN}$ ，其中一支斜撐的挫屈軸力為 $3,765 \text{ kN}$ ，大於由美國鋼結構規範 AISC 360 [5] 的柱受壓公式所計算之挫屈力 ($= 3,229 \text{ kN}$) 的 1.17 倍，而與學者 Wolchuk [6] 和 Chou *et al.* [7] 方法計算之挫屈力 $3,715 \text{ kN}$ 非常接近 (約為實驗斜撐挫屈力之 98%)。實驗中千斤頂最大力量 ($7,186 \text{ kN} \sim 7,498 \text{ kN}$) 發生在側位移角 $\pm 2\%$ ，大於原設計單位計算雙 K 型斜撐鋼框架力量 $2,943 \text{ kN}$ 的 2.4 ~ 2.5 倍。

誌謝

本實驗計畫是由營建署及工程界先進們的參與支持，構件試體尺寸、配筋及補強方式依設計單位 (永峻工程顧問股份有限公司、信業工程顧問有限公司及台聯工程顧問股份有限公司) 提供，試體由承攬商 (日勝生活科技股份有限公司、泰誠營造股份有限公司及富嘉樂工程有限公司) 製造，試體製造及實驗在國家地震工程研究中心進行，實驗均以公開方式進行並邀請各界先進及住戶代表參加，讓實驗得以順利完成，獲得寶貴的實驗結果，特此致謝。

參考文獻

1. 內政部 (2006)，「建築物耐震設計規範及解說」，臺北市。
2. ACI 374.2R-13 (2013)，"Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic Loads." American Concrete Institute, USA.
3. 周中哲、鍾秉庭、粘評、陳威霖、劉郁芳、柯鎮洋、王志誠、陳景誠 (2019)，「板橋浮洲新建高層住宅結構補強實驗及 ETABS 非線性動力耐震評估」，結構工程，第三十四卷，第二期，第 43-75 頁。
4. 粘評 (2019)，「鋼筋混凝土高層住宅鋼造雙 K 型斜撐鋼架補強試驗」碩士論文指導教授：周中哲國立臺灣大學土木工程學系。
5. AISC 360-16 (2016)，"Specification for Structural Steel Buildings." American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois.
6. Wolchuk, R. (1963). "Design manual for orthotropic steel plate deck bridges", AISC, Chicago.
7. Chou, C. C., Uang, C. M., and Seible, F. (2006). "Experimental Evaluation of Compressive Behavior of Orthotropic Steel Plates for the New San Francisco-Oakland Bay Bridge." *J. of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 11, No. 2, pp. 1-11.
8. 趙廣上 (2019)，「鋼造雙 K 型斜撐鋼架有限元素模擬分析」碩士論文指導教授：周中哲，國立臺灣大學土木工程學系。