

# 軟補強 - 既有典型街屋構架內置型簡易耐震補強法

## 1. 補強工法介紹

街屋是台灣中南部最常見的建築形式，其構造多採 RC 或加強磚造，平面形式類似，結構系統之特徵為：垂直街道方向有大量隔戶牆，平行街道方向因應通風採光與動線之建築需求，無法配置完整牆壁，形成耐震弱向，在地震中常發生沿街道方向的軟弱底層破壞，並呈現既有低層 RC 建物之典型強梁弱柱行為。

台灣建築物耐震補強施行現況中，公有建築補強比例遠高於民間建築，主因為民眾之防災意識不足、及補強費用與施工對使用性之妨礙降低業主意願，典型街屋又由於平面類型限制，常用補強工法包括增設 RC 剪力牆、RC 翼牆、鋼骨斜撐框架、擴柱或鋼板包覆等，皆因為影響空間使用性或底層柱緊鄰地界而難以施作。國立成功大學建築系杜怡萱教授研究室綜合考量典型街屋結構特性與使用者需求，提出一套簡易補強工法，相較於以結構效能為首要考量的「硬補強」，這套「軟補強」工法期望以低成本、短工期與效益足夠的特性，提高民間建築業主對耐震補強的意願。

軟補強工法之補強設計邏輯為防止底層崩塌，補強對象主要針對底層無沿街向牆壁的典型街屋，其特點如下：

- 不需開挖基礎
- 乾式施工、縮短工期
- 可負擔的價格
- 可於構架內部施作

此補強法乃於 RC 柱斷面內側附加鋼骨構件形成複合斷面，如圖 1 所示，將鋼骨構件以化學錨栓鎖固於構架柱弱軸側面，柱補強鋼骨端部無法穿透既有構架梁，但只要其位於壓力側時能傳遞壓應力，便可與 RC 柱形成複合斷面作用，同時可分攤既有構架柱之剪應力，提高剪力強度。為防止柱補強鋼骨端部壓應力對構架梁造成集中剪力，規劃於既有構架梁下方設置另一支可分散應力並補強構架梁剪力強度之梁補強鋼骨。

根據原始設計概念，應避免柱補強鋼骨對柱斷面貢獻拉應力，造成斷面韌性降低，故本補強法之原型為柱補強鋼骨頂部與梁補強鋼骨之接合部採承壓接合，如圖 1(c)所示，柱補強鋼骨翼版與梁補強鋼骨不續接，腹版以長槽孔栓接，受拉時可位移以不致傳遞拉應力。柱補強鋼骨底部為便於安裝及滿足不開挖基礎之目標，實際安裝時可能與地板留有空隙，或街屋底層地板為裝修，不具實質傳力作用，假設無彎矩傳遞，則補強後底層構架之側向受力機制如圖 2 所示，柱補強鋼骨僅安裝於柱單側時，於右柱為拉力側，無抗彎作用，僅作為剪力補強，左柱則為壓力側，作用如等值外加

壓桿，可因斷面有效深度增加而同時提升左柱撓曲及剪力強度。

圖 1(d)所示為另一種接合部設計，將柱補強鋼骨翼版及腹版與梁補強鋼骨銲接形成彎矩接合，成為一開放門形鋼骨框架。此種接合方式理論上會造成柱補強鋼骨於斷面拉力側亦發揮貢獻而減低韌性，同時對梁補強鋼骨造成額外的錨栓拉力需求，但彎矩接合部之補強構件靜不定度高於承壓接合，預期可發揮較佳的應力重分配能力。

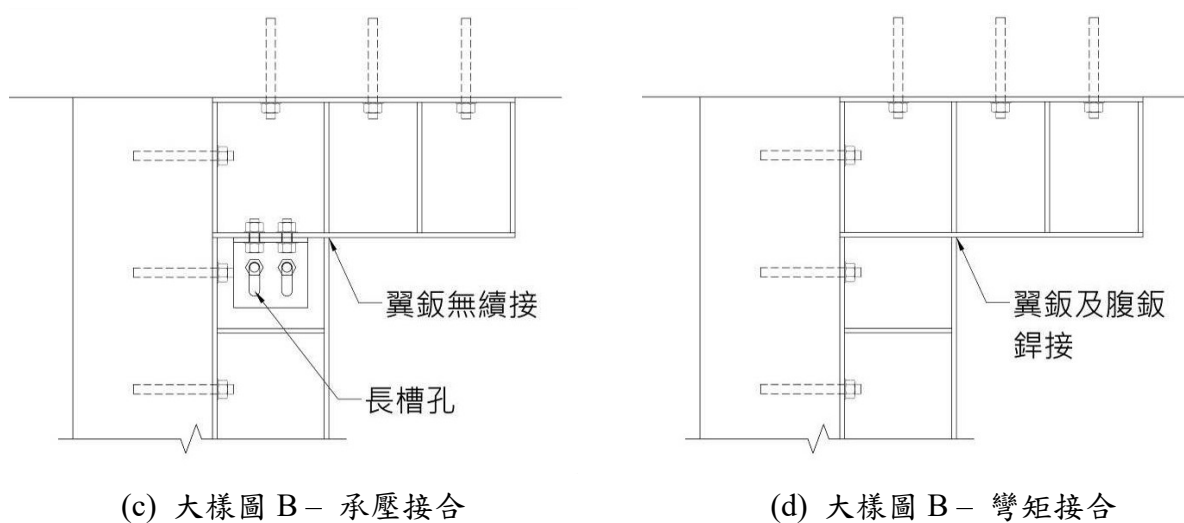
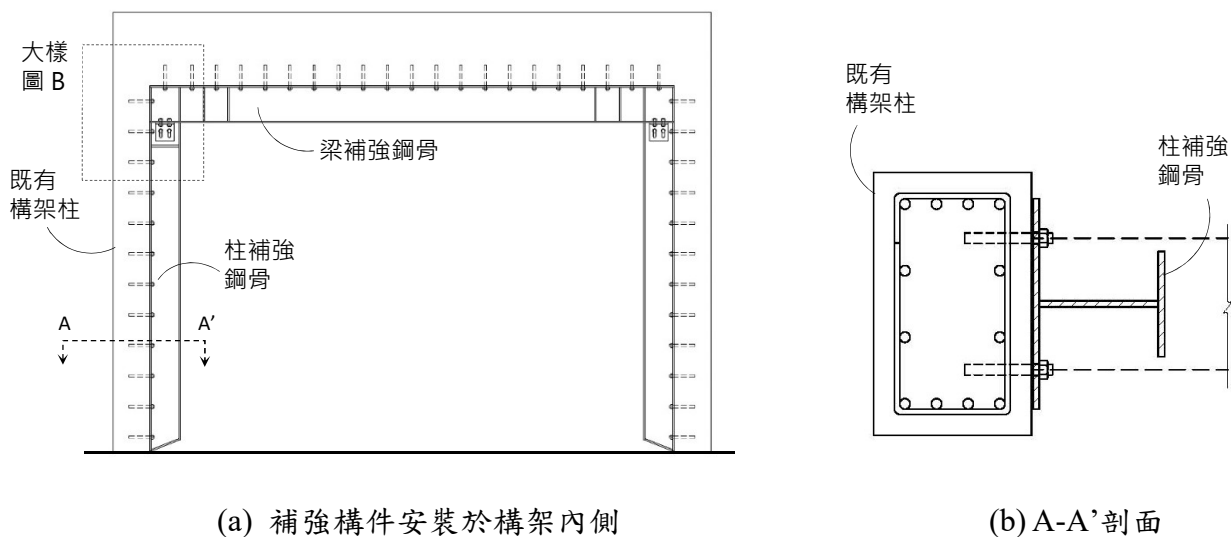


圖 1 典型街屋底層構架內置型簡易補強工法示意圖

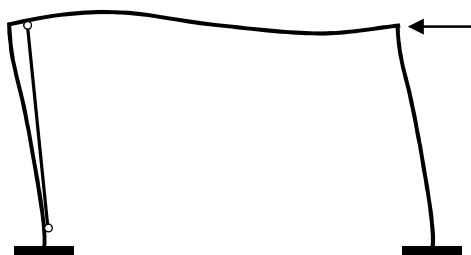


圖 2 簡易補強構架受力機制（承壓接合）

此方法經科技部補助，於國家地震工程研究中心南部實驗室進行兩年期之足尺試驗研究，透過第一年之單柱構件試驗[1]與第二年之構架結構試驗[2]，驗證補強成效，並提出可行之分析模型[3]，可套用 TEASPA 耐震評估程式對典型街屋進行補強設計。

## 2. 適用性或限制

本補強工法之強度提升效果較為有限，主要針對補強需求較低的低層軟弱底層典型街屋，且原 RC 構架混凝土強度應足夠，以避免固定補強鋼骨之錨栓發生破壞導致補強失效。

## 3. 實驗測試結果

本補強工法之效果可透過足尺構架結構側推試驗結果說明，試驗詳細過程與結果可參考連偉鈞碩論[2]，測試在固定軸力與位移控制之三週次往復側向載重下進行，並透過試驗架設計使試體維持典型低層 RC 建築之雙曲率剪力屋架變形模式。共設計三座試體，包括無補強試體 F0、承壓接合補強試體 FR-C 及彎矩接合補強試體 FR-M，其立面及剖面如圖 3 至圖 5 所示。所有試體之 RC 構架皆相同，仿照老舊非韌性典型街屋設計，主要柱梁斷面配筋如表 1 所示。補強鋼骨使用 ASTM A36 鋼板訂製，各部位尺寸如表 2 及圖 6 至圖 7 所示，細部尺寸詳見參考圖說部分。補強鋼骨斷面為工型鋼，鋼板厚為 10mm，構架側（貼附 RC 斷面側）翼板皆較自由側（非貼附 RC 斷面側）翼板寬，以便於構架側翼板進行化學錨栓植筋施工。

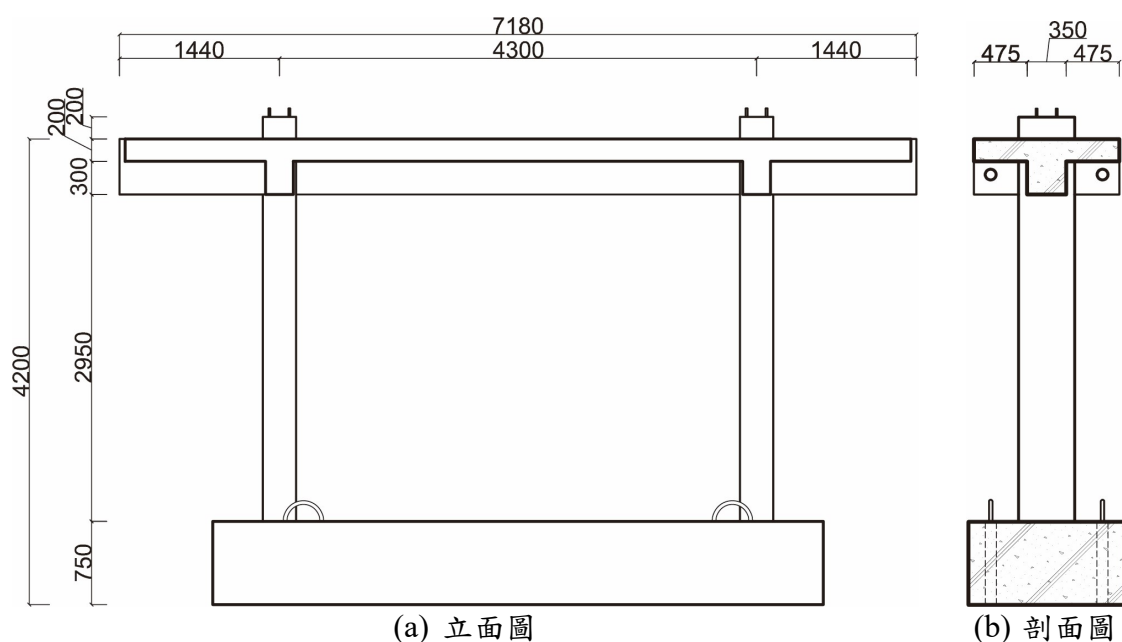


圖 3 無補強試體 (F0) 立剖面 (單位: mm)

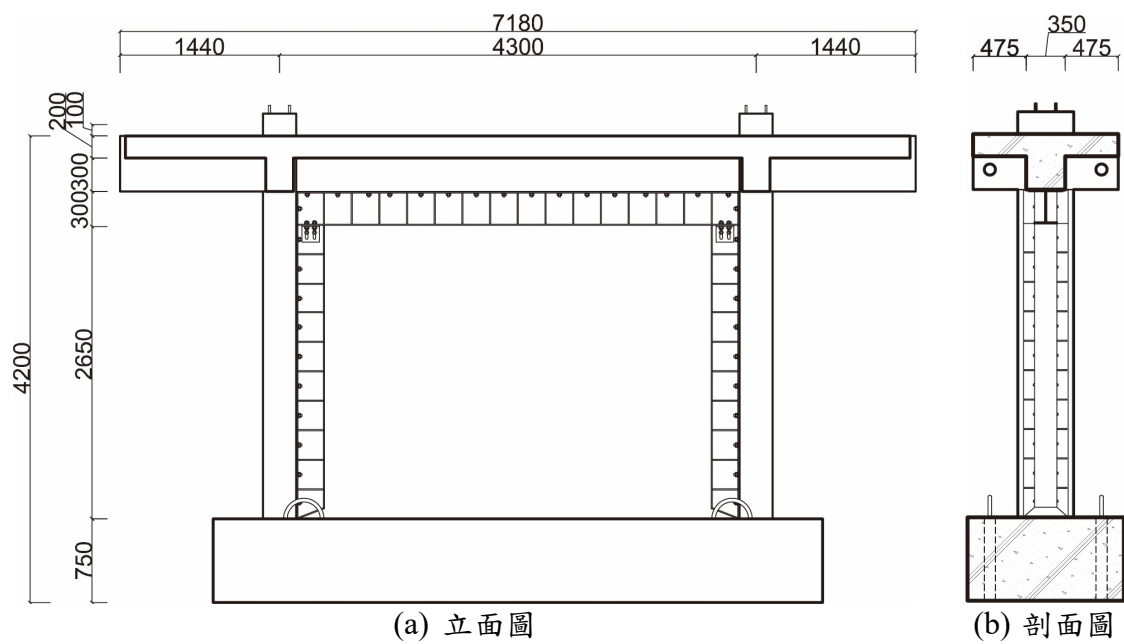


圖 4 承壓接合補強試體 (FR-C) 立剖面 (單位: mm)

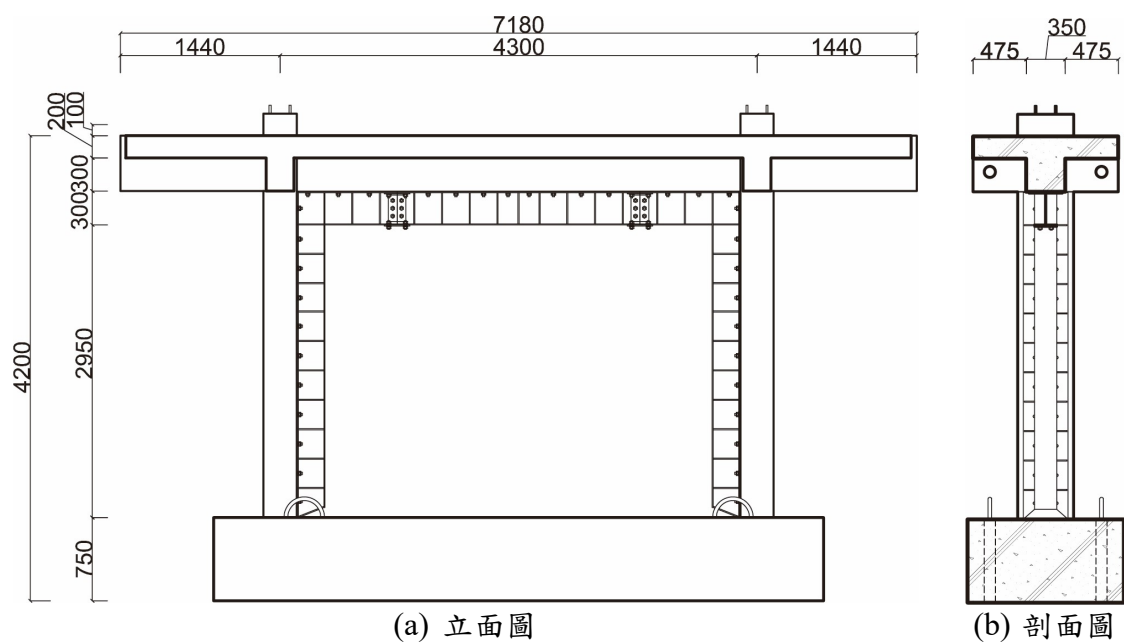


圖 5 彎矩接合補強試體 (FR-M) 立剖面 (單位: mm)

表 1 構架試體 RC 斷面配筋 (單位：mm、MPa)





構件	柱	梁		
		長向(端)	長向(中)	短向
斷面				
尺寸	300×500	350×500	350×500	250×500
主筋	4-#7 8-#6	7-#7 2-#6	7-#7 2-#6	4-#7 2-#6
配筋比	2.56%	1.25%	1.25%	0.96%
箍筋	#3@250	#3@150	#3@250	#3@100

表 2 構架試體補強鋼骨尺寸 (單位：mm)

	柱補強鋼骨	梁補強鋼骨
構架側翼板寬	400	300
自由側翼板寬	200	
柱深 / 梁深	250	300
加勁版間距	265	250
預鑽孔直徑	24	
短向孔位間距	200	160
孔位距翼版外側	100	70

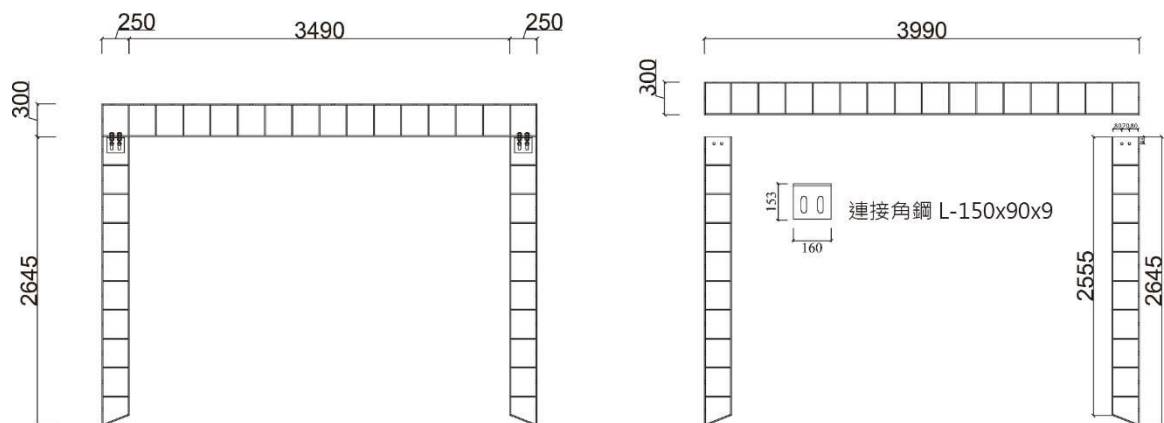


圖 6 承壓接合補強試體 (FR-C) 補強鋼骨尺寸(單位：mm)

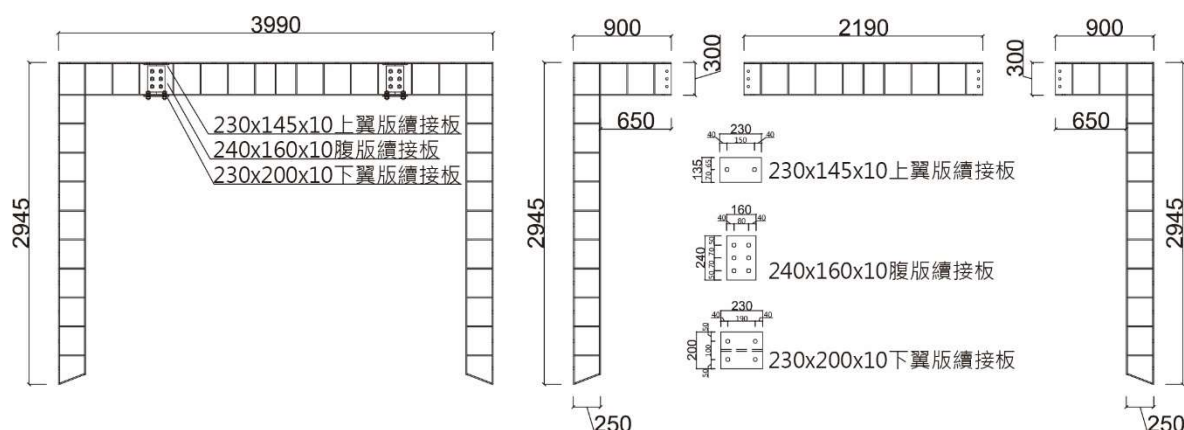


圖 7 彎矩接合補強試體 (FR-M) 補強鋼骨尺寸(單位: mm)

彎矩接合補強試體之梁補強鋼骨為施工及安裝方便分成端部段與中間段，如圖 7 所示，端部段於工廠先行與柱補強鋼骨焊接成所示 L 形構件，避免柱梁接合處於現場焊接時需採仰焊之施工問題；端部段與中間段於安裝至 RC 構架梁時再以續接版採螺栓接合方式續接腹板及翼板，故不需任何現場焊接作業，續接處約為梁在垂直載重下反曲點位置。

圖 12 所示為三座試體側力與側位移關係曲線，圖 13 所示為試驗結束時三座試體照片，試驗結果顯示兩座補強試體之強度與初始剛度皆明顯高於無補強試體，承壓接合 (FR-C) 及彎矩接合 (FR-M) 補強試體最大強度分別約為無補強試體 (F0) 之 1.64 倍及 2.12 倍。初始剛度提升之原因應是由於柱補強鋼骨對 RC 構架柱賦予加勁效果，因此在相同變位階段，補強試體受力較大，但 RC 柱之混凝土強度相同，因此補強試體之 RC 柱剪力裂縫發生階段皆早於無補強試體。試體 F0 與試體 FR-C 於側位移角 3.0% 階段完成時分別於柱頂及柱底發生剪力破壞，試體 FR-M 則於 3.0% 階段第一週次途中 (2.96%) 於柱底突發剪力破壞造成軸向承載力喪失而結束試驗。兩座補強試體之柱補強鋼骨頂部自由側翼板外緣皆於加載位移角 2.0% 階段發生受壓挫屈現象，約可對應試體最大強度發生時機，顯示補強鋼骨確實發揮作用。

三座試體於試驗結束時皆於柱發生剪力破壞，但無補強試體 F0 及承壓接合補強試體 FR-C 於最大強度出現時柱頂與柱底臨界斷面已有受壓側混凝土壓碎現象，因此其破壞模式可歸類為撓曲極限發生後之撓剪破壞；彎矩接合補強試體 FR-M 無此現象，歸類為剪力破壞。同時，雖然破壞模式類似，但兩座補強試體之強度仍明顯較高，顯示補強鋼骨同時提升了 RC 柱的撓曲與剪力強度。承壓接合形式的補強對試體之變形能力並無減損，但彎矩接合形式的補強略微降低了試體的變形能力。

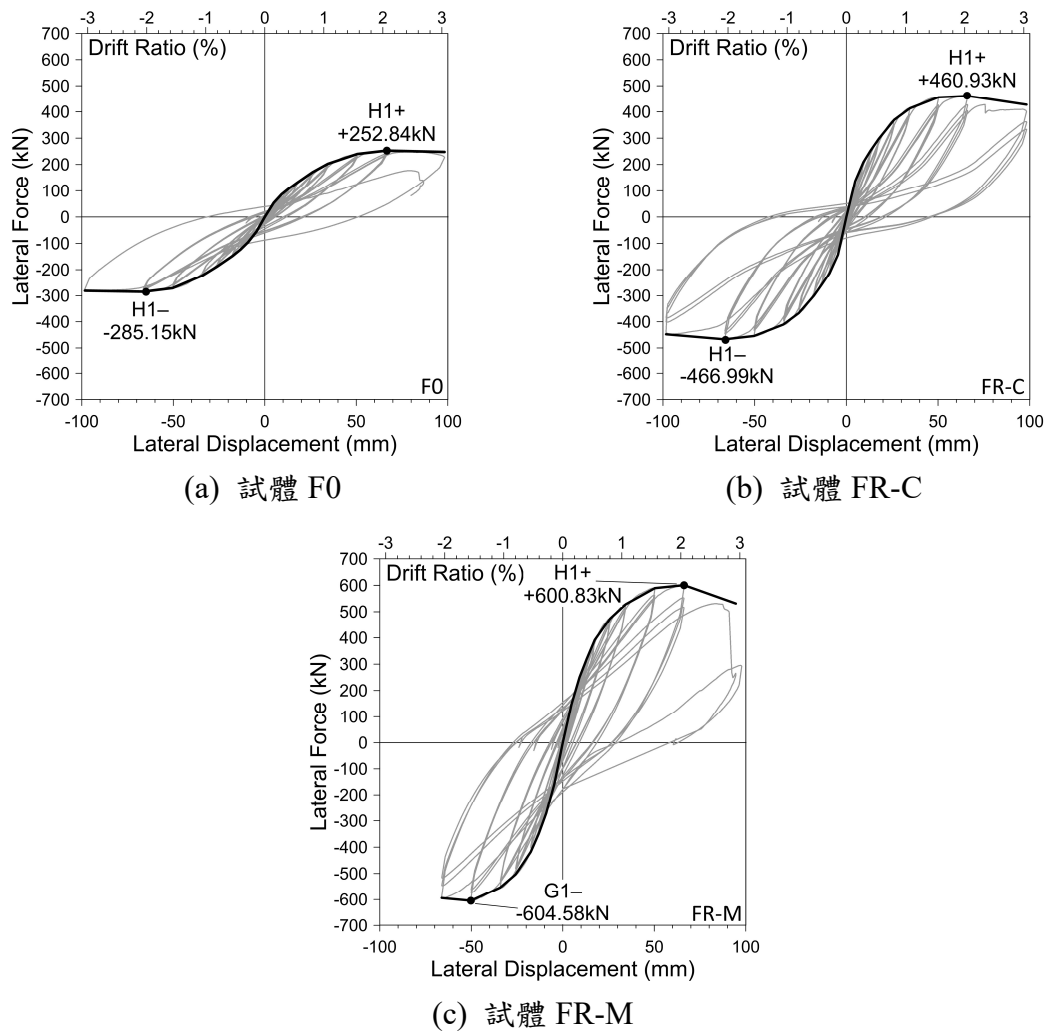
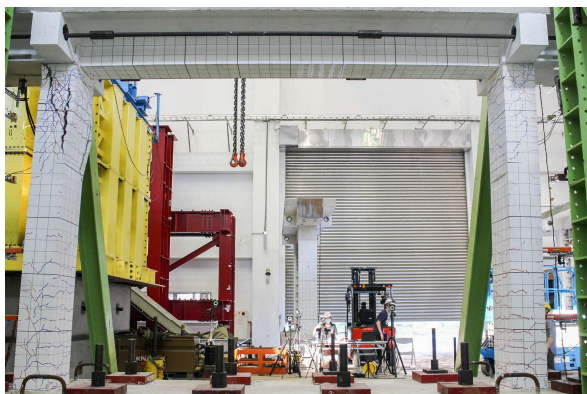


圖 8 試體側力與側向位移關係曲線圖

兩座補強試體柱頂雖有剪力裂縫發生，但因補強鋼骨提高了剪力抵抗而未達剪力破壞，而兩座補強試體柱底之剪力破壞皆呈現特定方向性，即正向加載時於北柱底，反向加載時於南柱底發生傾向朝構架內側滑移，以柱補強鋼骨與 RC 柱底內側交界處為起點，呈外傾約 30 度斜上延伸之破壞面；此破壞面之形成乃由於本研究設計補強鋼骨不直接與基礎連接，因此即使 RC 柱身區域受到鋼骨補強，補強後之柱剪力仍須經由原 RC 柱斷面傳遞至基礎，若想像柱底因剪力發生破壞之潛在破壞面，如圖 10 所示，可發現本文補強試體柱底剪力破壞即發生於僅切過 RC 柱斷面而未能切過補強鋼骨之方向，如圖中淺灰色虛線所示。在實際街屋進行補強時，此潛在剪力破壞面有可能受到街屋隔戶牆之圍束而延後剪力破壞發生，或者於連棟街屋之情況，RC 柱兩側皆可安裝補強鋼骨，則理論上兩向潛在剪力破壞面皆可受到補強，亦可避免柱底剪力破壞之發生。

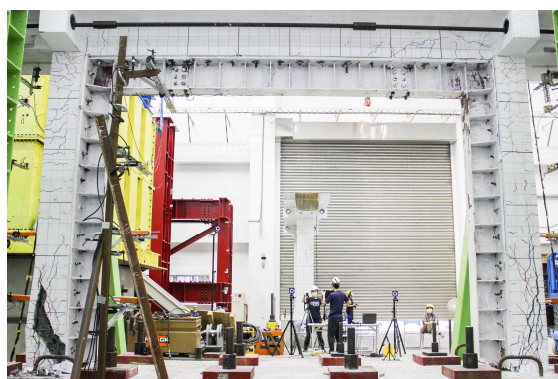




(a) 試體 F0 (3.0%)



(b) 試體 FR-C (3.0%)



(c) 試體 FR-M (2.96%)

圖 9 試體側力與側向位移關係曲線圖

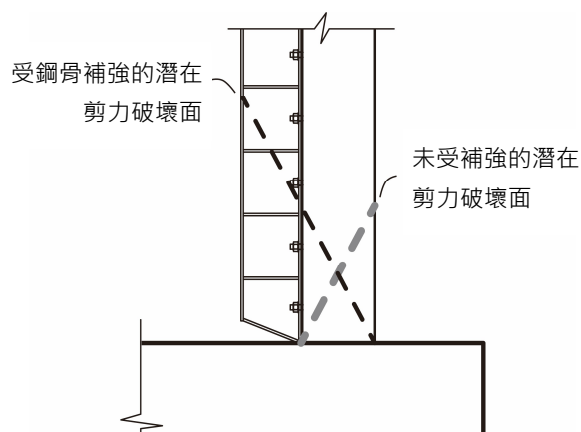


圖 10 補強試體柱底潛在剪力破壞面示意圖

#### 4. 設計與分析方法

本補強工法可搭配 TEASPA v3.0[4]以 ETABS 進行側推分析，補強後構件之分析模型以複合斷面為建置邏輯，即實際建立出 RC 柱與補強鋼骨構件後，再使用剛性短桿



連接 RC 斷面及補強鋼骨斷面，其中剛性短桿等同化學錨栓之作用，為了使短桿於分析過程中不產生變形，將其彈性模數放大為一般鋼材之 20 倍。分析模型建立及塑鉸設定可詳見林均容碩論[3]，以下以模擬前述側推試驗試體之單層單跨構架為例說明側推分析模型建立方式。

#### A. 分析模型線構架

兩種接合形式之補強構架分析模型線構架如圖 11 所示，外側深灰線為 RC 構架，而內側淺灰線為柱梁補強鋼骨，剛性短桿位置即為化學錨栓位置。柱補強鋼骨為使安裝方便並未與地表連接，因此分析模型之柱補強鋼骨線構件底部僅建立至底端第一根剛性短桿位置，不連接至基礎。承壓接合式於側力加載時，近力柱（圖 11(a)左側柱）之補強鋼骨會因受拉而使柱補強鋼骨與梁補強鋼骨脫開分離，為模擬此特性，將近力柱的柱補強鋼骨線構件頂部僅建立至實際柱補強鋼骨最上方之化學錨栓剛性短桿位置處，而不與梁補強鋼骨構件連接。彎矩接合式之柱補強鋼骨則與梁補強鋼骨相連接，如圖 11(b)所示。

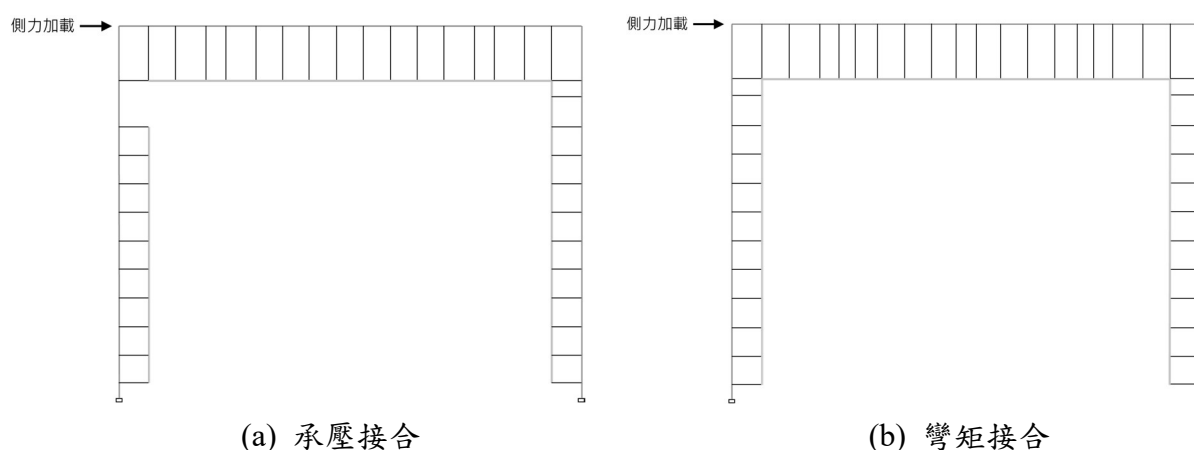


圖 11 補強構架分析模型線構架圖

#### B. 剛域設定

為模擬 RC 柱於被補強鋼梁束制，端點剛性區域對於剪力與彎矩之影響情況，因此將梁柱端點之剛性區域設定至梁補強鋼骨底面處，剛性區域如圖 12 中梁柱交界處粗黑線所示。

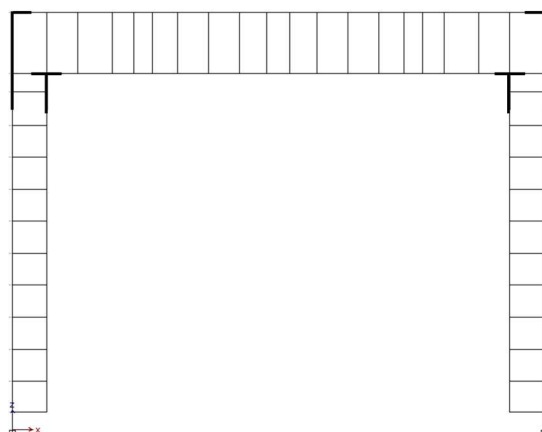


圖 12 補強構架剛域設定（以彎矩接合為例）

### C. 塑鉸設定

兩種接合形式之補強構架塑鉸設定如圖 13 及圖 14 所示，於 RC 柱及柱補強鋼骨上分別建立塑鉸，圖中塑鉸代號字頭 RC 表 RC 斷面，S 表補強鋼骨斷面，字中 M 表彎矩塑鉸（Moment），V 表剪力塑鉸（Shear），P 表軸力塑鉸，W 表近力柱

（Windward），L 表遠力柱（Leeward），字尾代號表塑鉸位置，T 為柱頂（Top），M 為柱中（Middle），B 為柱底（Bottom）。補強構架塑鉸與一般構架的差異包括：(1)因補強鋼骨與 RC 柱構成複合斷面作用，會造成 RC 柱與補強鋼骨各自受到額外軸力作用，故需於兩方柱頂位置分別加入軸力塑鉸；(2)因試驗中觀察到補強後柱底剪力集中現象，故 RC 柱除原有柱半高處剪力塑鉸外，需於柱底部無補強鋼骨段設置另一剪力塑鉸，其剪力強度與柱半高處強度有所差異，詳見後續說明。

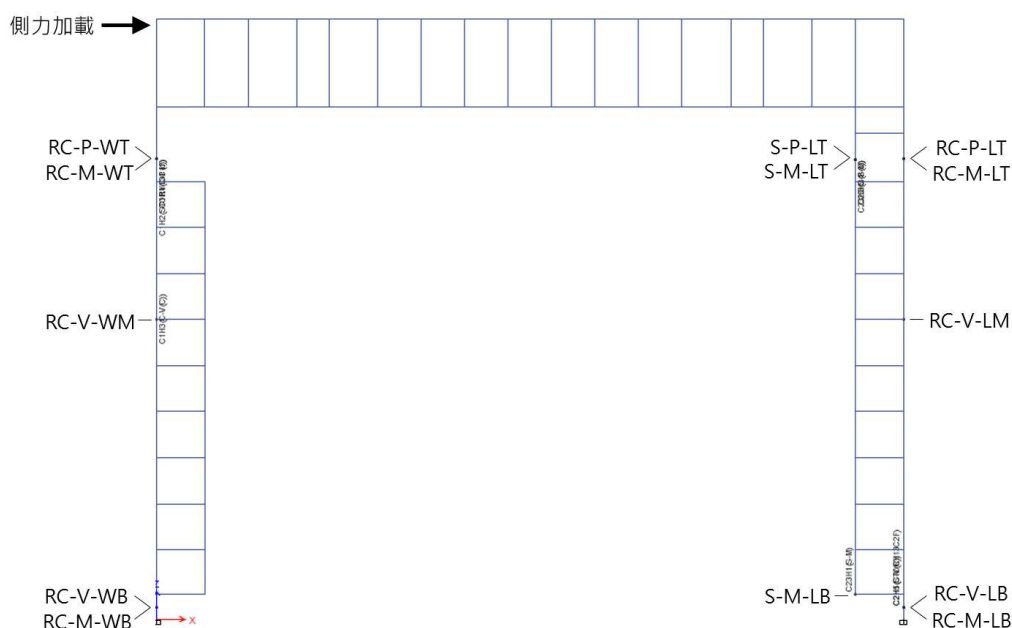


圖 13 承壓接合式補強構架塑鉸位置

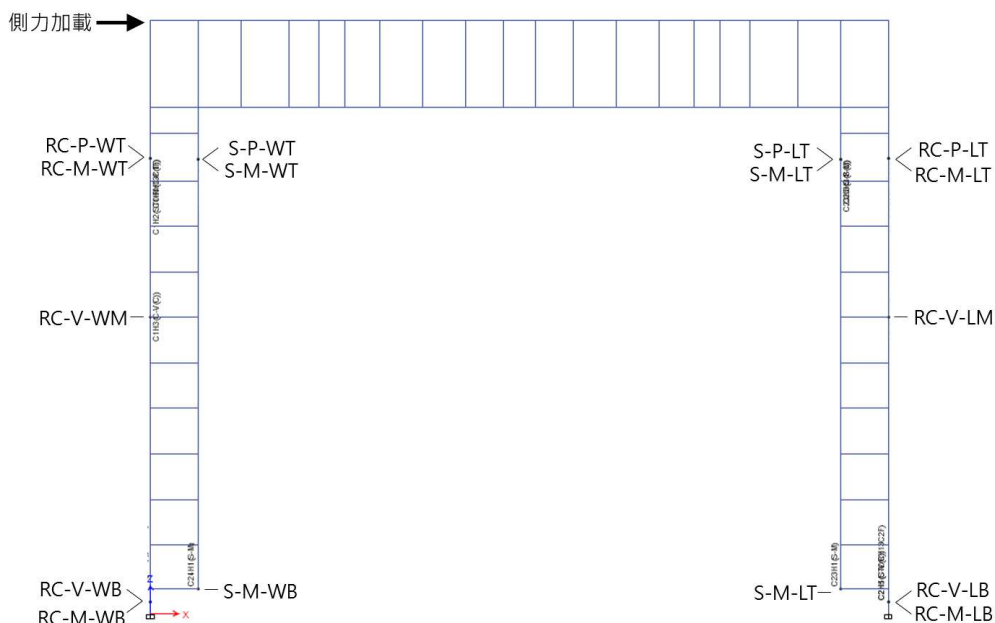


圖 14 彎矩接合式補強構架塑鉸位置

各塑鉸之設定說明如下：

- (1) RC 柱彎矩塑鉸：RC-M-WT、RC-M-WB、RC-M-LT、RC-M-LB

以 TEASPA v3.0 建立，斷面及材料性質依照無補強原始 RC 柱輸入。

- (2) RC 柱半高處剪力塑鉸：RC-V-WM、RC-V-LM

先以 TEASPA v3.0 建立後，考慮 RC 柱剪力強度受補強鋼骨提升，將強度值手動修改為鋼骨腹板提供之剪力強度  $V_n$  與 RC 柱原剪力強度值之疊加， $V_n$  可依式(1)計算。式中， $f_{y,s}$  為補強鋼骨降伏強度， $A_w$  為補強鋼骨腹板全深度斷面積，腹板剪力強度係數  $C_{v1}$  取 1.0。

$$V_n = 0.6f_{y,s}A_wC_{v1} \quad (1)$$

- (3) RC 遠力柱底剪力塑鉸：RC-V-LB

考慮其潛在剪力破壞面受補強鋼骨全斷面加強，如圖 10 灰色虛線所示，此塑鉸之設定方式同(2) RC 柱半高處剪力塑鉸。

- (4) RC 近力柱底剪力塑鉸：RC-V-WB

其潛在剪力破壞面未受補強鋼骨完全加強，但試驗結果顯示補強柱底之剪力強度仍高於無補強柱，故此塑鉸之設定方式原則上同(2) RC 柱半高處剪力塑鉸，但在計算鋼骨腹板之剪力強度  $V_n$  時，腹板剪力強度係數  $C_{v1}$  取 0.5 折減計算。

- (5) RC 遠力柱頂軸力塑鉸：RC-P-LT

遠力柱之補強鋼骨為受壓側，而 RC 柱為受拉側，為防此時 RC 斷面所受拉力超

出其軸拉強度，於 RC 柱頂增設 ETABS 內建之軸力塑鉸，再手動將強度值設定為 RC 柱標稱軸拉強度  $P_n$ ， $P_n$  依式(2)計算，但由於 RC 柱受拉時不考慮混凝土之貢獻，此時應令式中混凝土強度  $f'_c = 0$ 。式中， $A_g$  為 RC 柱全斷面積， $A_s$  為 RC 柱主筋總斷面積， $f_y$  為 RC 柱主筋降伏強度。

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y \quad (2)$$

(6) RC 近力柱頂軸力塑鉸：RC-P-WT

近力柱之補強鋼骨為受拉側，而 RC 柱為受壓側，為防此時 RC 斷面所受壓力超出其軸壓強度，於 RC 柱頂增設 ETABS 內建之軸力塑鉸，再手動將強度值設定為 RC 柱標稱軸壓強度  $P_n$ ， $P_n$  依式(2)計算，並將 RC 柱混凝土抗壓強度代入式中  $f'_c$ 。

(7) 補強鋼骨端部彎矩塑鉸：S-M-WT、S-M-WB、S-M-LT、S-M-LB

以 ETABS 內建塑鉸 M3 建立。

(8) 遠力柱補強鋼骨頂部軸力塑鉸：S-P-LT

遠力柱之補強鋼骨為受壓側，而 RC 柱為受拉側，由於試驗中觀察到補強鋼骨自由側翼板局部挫屈現象，因此於遠力柱之補強鋼骨頂部增設 ETABS 內建之軸力塑鉸，再手動將強度值設定為補強鋼骨自由側翼板理論挫屈強度  $P_{cr}$ ，依式(3)計算。式中， $E_s$  為鋼骨彈性模數， $A_f$  為自由側翼板半邊斷面積，有效長度因子  $K$  保守取 1.0， $L$  為挫屈區域之無支撐長度，以側推試驗試體為例時，為補強鋼骨最頂部兩加勁板間距離；斷面迴轉半徑  $r$  根據式(4)計算，其中半邊翼板慣性矩  $I_x$  依式(5)根據半邊翼板寬  $b_f$  及翼板厚  $h_f$  計算。

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_s A_f}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (3)$$

$$r = \sqrt{\frac{I_x}{A_f}} \quad (4)$$

$$I_x = \frac{1}{12} b_f h_f^3 \quad (5)$$

(9) 近力柱補強鋼骨頂部塑鉸：S-P-WT

近力柱之補強鋼骨為受拉側，而 RC 柱為受壓側，因此於近力柱之補強鋼骨頂部增設 ETABS 內建之軸力塑鉸，並手動將強度值設定補強鋼骨標稱軸拉強度  $P_{n,s}$ ，依式(6)計算。式中， $A_{g,s}$  為補強鋼骨全斷面積。

$$P_{n,s} = f_{y,s} \times A_{g,s} \quad (6)$$

以上述方式建立之側推分析模型分析三座補強前後構架側推試驗試體，分析結果與試驗容量曲線之比較如圖 15 所示。圖中 AF-0 為以 TEASPA v3.0 直接分析無補強試體，AFR-C 及 AFR-M 分別為以上述方式建立之承壓接合補強及彎矩接合補強試體分析結果。由圖中可見無論補強前或補強後分析曲線皆與試驗曲線趨勢吻合，能準確模擬出試體之初始勁度，強度之預測亦為準確而略偏保守，補強後分析曲線雖有高估極限位移之情況，但因此時位移角皆已超過 NCREE 耐震評估[5]之位移準則 2.5%，故對於耐震評估結果並無影響。

根據林均容碩論[3]，造成補強後分析極限位移高估之原因為 ETABS 預設側推目標位移過高，若欲修正此問題，可將目標位移手動修正為 RC 柱理論軸向破壞位移  $\Delta_a$ ，根據 NCREE 耐震評估[5]可依式(7)計算，式中 P 為柱所承受之軸力，s 為箍筋間距， $A_{st}$  為剪力筋斷面積， $f_{yt}$  為箍筋降伏強度， $d_c$  為柱核心混凝土深度， $\theta$  為剪力裂縫與水平之夾角，建議取 65 度；H 為有效柱高，建議取 RC 柱底至梁補強鋼骨底面之淨柱高。

$$\Delta_a = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \times H \quad (7)$$

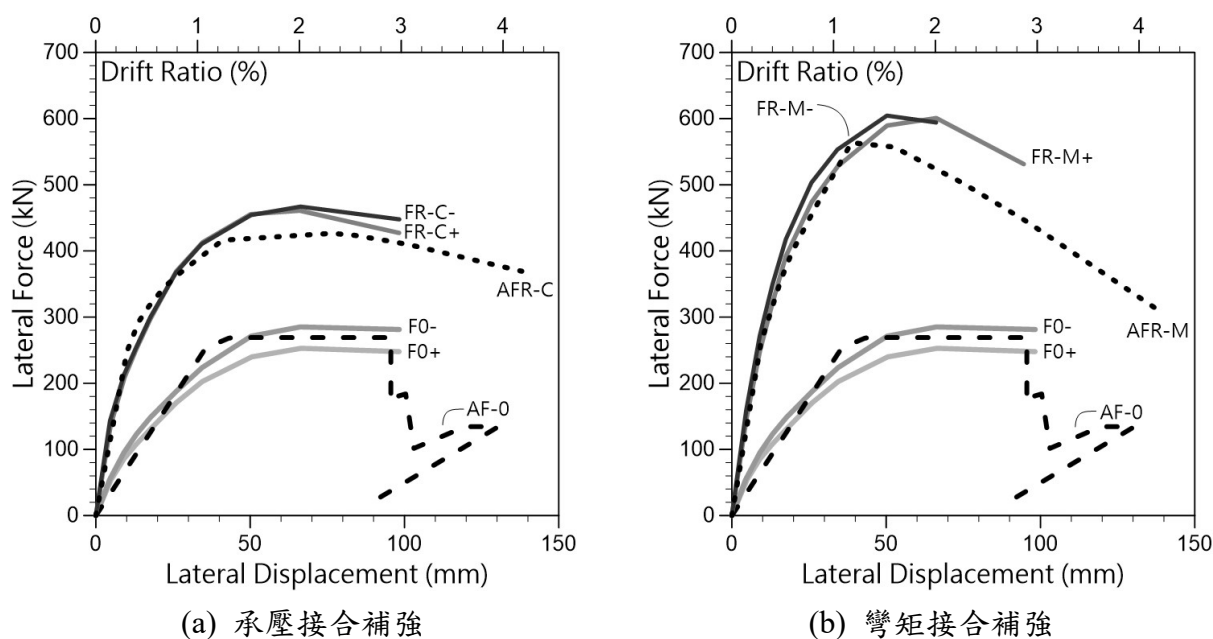


圖 15 補強前後側推分析與試驗容量曲線比較

林均容碩論[3]將此補強分析模式套用於獨棟及連棟三層樓街屋，探討本補強法應

用於實際案例之效果，發現若應用於軟弱底層之獨棟或連棟街屋，即底層無沿街向牆壁，而二、三樓以等值斜撐模擬沿街向有側邊開口磚牆時，如圖 16 所示，不管採用承壓接合式或彎矩接合式補強，只需要於底層一處構架補強，便有明顯之側向強度及性能地表加速度提升效果，強度約提升為 1.4 至 2.0 倍，性能地表加速度約提升為 1.28 至 1.65 倍。而將街屋案例設定為無軟弱底層情況，即各層樓皆無模擬沿街向磚牆時，僅補強底層之側向強度與性能地表加速度雖仍明顯提升，但若補強前性能地表加速度過低，補強後仍有可能不足以達耐震標準，此時若增加補強構架數量，因崩塌準則由二樓控制，耐震性能提升效果有限，建議可將補強構架延伸至二樓，如圖 17 所示，則耐震性能可有效提升。

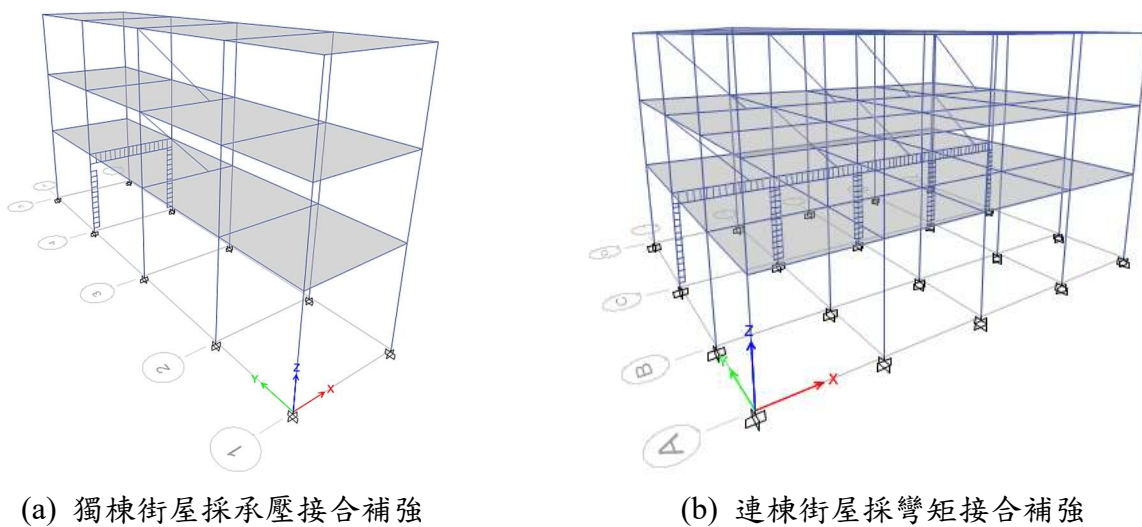


圖 16 本補強分析模式應用於軟弱底層街屋案例

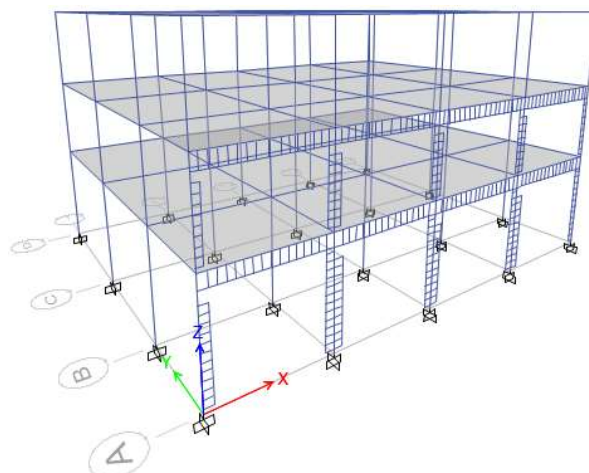


圖 17 本補強分析模式應用於非軟弱底層街屋案例（承壓接合補強至二樓）

## 5. 參考圖說

圖 18 至圖 21 所示為施作於構架側推試驗試體之補強鋼骨接合細部與詳細尺寸。

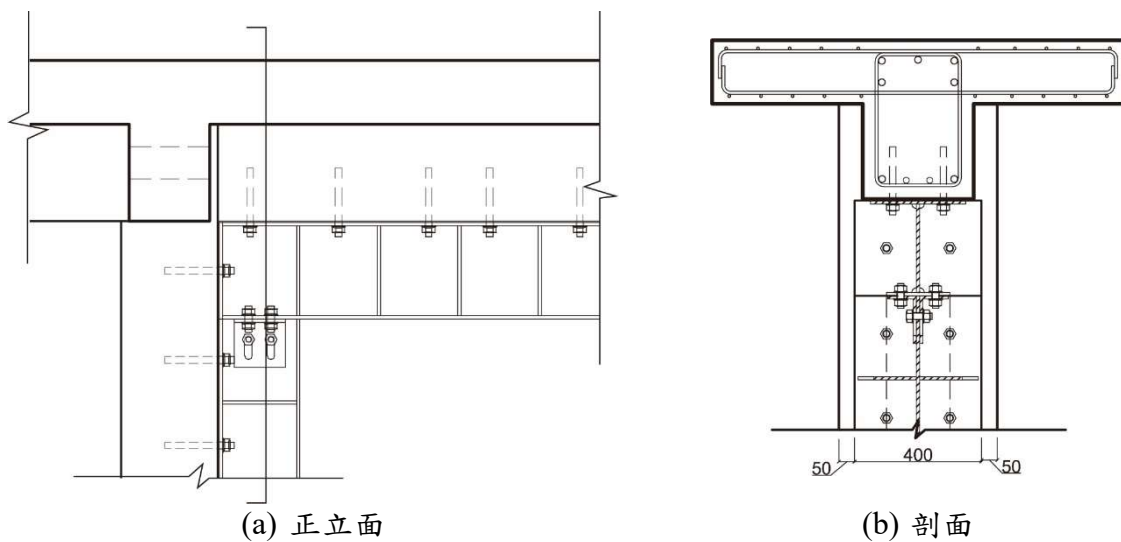


圖 18 承壓接合補強試體 (FR-C) 補強鋼骨接合細部 (單位：mm)

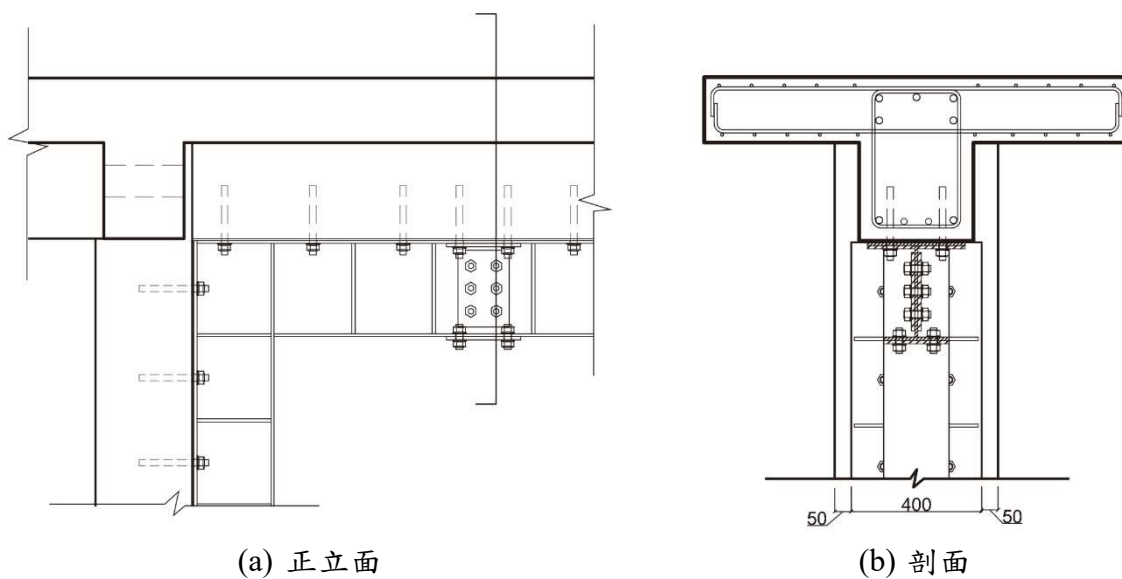
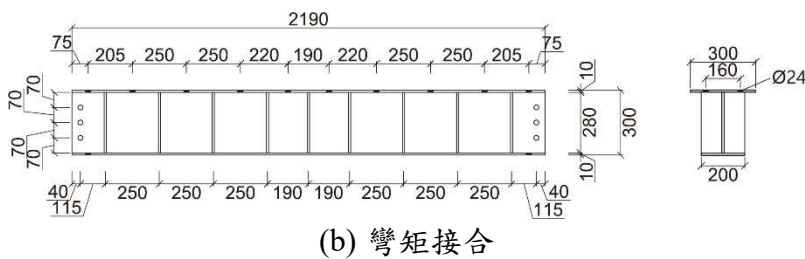
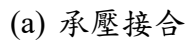


圖 19 彎矩接合補強試體 (FR-M) 補強鋼骨接合細部 (單位：mm)





圖 20 柱補強鋼骨細部尺寸 (單位: mm)



### (b) 彎矩接合

圖 21 梁補強鋼骨細部尺寸 (單位: mm)

## 6. 施工步驟說明

補強鋼骨構件可先在工廠施作完成後，再運至現場安裝，現場施作步驟如下：

### (1) 放樣化學錨栓孔位

去除 RC 構架表面裝修材後，先將補強鋼骨抬升至預定安裝位置，並試組裝接合部，將柱梁補強鋼骨構架側翼板化學錨栓孔位標記於 RC 構架上，再將補強鋼骨卸下並開始鑽孔。

### (2) RC 構架化學錨栓鑽孔

構架側推試驗試體所使用化學錨栓號數為 M20，對應埋置深度需為 170mm。於規劃階段應考量避免錨栓與柱內鋼筋可能之衝突，但若於鑽孔過程中未達埋至深度前遇到既有鋼筋時，需重新調整孔位，待鑽孔完畢確認達預定埋至深度後，應確實以高壓空氣及毛刷清除孔內灰屑，即可開始進行化學錨栓藥劑施打。

### (3) 補強鋼骨定位及化學錨栓植筋

再次將補強鋼骨抬升至定位並組裝接合部，確認對準化學錨栓孔位位置後，將植筋藥劑注入孔內，注射頭邊注入邊拉出，約注入至六分滿，再將化學錨栓螺桿穿過鋼板旋入孔內。頂梁化學錨栓為避免在藥劑未乾前滑落，可使用橡皮筋將頂梁化學錨栓兩兩固定，植筋完成後待硬化過程中避免碰觸，待藥劑建議硬化時間後才始得將螺帽予以鎖固。

### (4) 補強鋼骨與 RC 試體介面以環氧樹脂灌注

補強鋼骨與 RC 構架試體間隙使用二劑型環氧樹脂灌注，灌注前先將主劑與硬化劑加以二氧化矽粉末調製成膏狀，沿補強鋼骨與 RC 試體間隙、螺帽周圍確實填塞，令膏狀環氧樹脂完整包圍灌注區域，避免灌注時環氧樹脂由孔隙流出，同時於柱底埋置注入管及頂梁中心與柱中央埋設溢流管，靜待 24 小時膠膏硬固後，由注入管以低壓注入之方式灌注環氧樹脂，待環氧樹脂由溢流管流出，得以確認環氧樹脂已填滿鋼板與混凝土間之空隙，將注入孔綁緊固定。

## 7. 結論

本補強法針對典型低層街屋特有建築平面類型設計，特點為不需開挖基礎、乾式施工、可完全於構架內部施作，可將現場施工對使用者的影響壓到最低，省去一般補強工程因開挖基礎所需耗費之成本及時間。本補強法於設計時已考慮其安裝順序及施工便利性，柱梁補強鋼骨尺寸不需與 RC 構架四周完全密合，只需貼合柱內側面與梁底面，安裝時不需打除 RC 保護層，亦不需破壞地板，安裝後仍可保留內部空間之通

透性。

此方法之補強效果已經過足尺構架側推試驗之驗證，補強後構架相較補強前之初始勁度與側向強度皆有顯著提升，兩種接合形式中，彎矩接合式強度較高，但對構架變形能力可能略有減損，且對梁補強鋼骨之錨栓拉拔需求較高；承壓接合式強度雖較低，但構架變形能力無減損，且梁補強鋼骨之錨栓於側向加載下無拉拔需求，可考慮適當減少梁補強鋼骨錨栓以進一步節省經費。

本文亦提出適用 TEASPA 之補強構件側推分析模式，並經低層街屋案例補強前後側推分析驗證，針對二樓以上有沿街向牆之軟弱底層街屋，補強後側向強度與性能地表加速度皆有顯著提升，但若街屋各層皆無沿街向牆，僅補強底層時崩塌準則轉由二樓控制，性能地表加速度提升幅度無法藉由增加補強構架數量來提高，此時將補強構架往上延伸至二樓較為有效。

## 參考文獻：

1. 陳風多，「台灣既有典型街屋構架內置型簡易耐震補強構件試驗」，碩士論文，國立成功大學建築研究所，台南，2021。
2. 連偉鈞，「RC 構架內置型簡易耐震補強法面內側推試驗」，碩士論文，國立成功大學建築研究所，台南，2021。
3. 林均容，「RC 構架內置型簡易耐震補強之側推分析模型研究」，碩士論文，國立成功大學建築研究所，台南，2021。
4. 蕭輔沛、鍾立來、葉勇凱、簡文郁、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、翁樸文、楊耀昇、褚有倫、涂耀賢、柴駿甫、黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊（第三版）」，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-13-023，台北，2013。
5. 邱聰智、蕭輔沛、鍾立來、翁健煌、李其航、劉建均、薛強、何郁姍、陳幸均、楊智斌、翁樸文、沈文成、涂耀賢、楊耀昇、李翼安、葉勇凱、黃世健，「台灣結構耐震評估側推分析法（TEASPA v3.1）」，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-18-015，台北，2018。