

低矮鋼筋混凝土沿街店鋪住宅典型開口外牆耐震性能 提昇之實驗研究

Seismic capacity upgrade of exterior walls with typical opening of low-rise
reinforced concrete street residential buildings

主管單位：內政部建築研究所

歐昱辰¹

周裕清¹

張良瑋¹

梁展瑜¹

Yu-Chen Ou¹

Yu-Ching Chou¹

Ken-Wei Chang¹

Jhan-Yu Liang¹

¹國立台灣科技大學營建工程系暨研究所

摘要

低矮鋼筋混凝土沿街建築（店鋪或住宅），為台灣相當普遍之建築形式，此種建築沿街方向牆體由於通風、採光、通道等之需求，常存在相當面積之開口，削弱牆體耐震能力，921 大地震顯示，此種建築之耐震性能在沿街方向往往令人擔憂。目前工程界欠缺簡單、有效之方法評估與設計前述牆體之耐震性能。建研所民國 102 年委託案「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」已針對屋後外牆開口形式、大小、位置對於牆體耐震行為之影響進行探討，並提出分析與設計建議；該研究同時指出一樓屋後外牆由於對外開門之需求，總開口面積顯著大於其他樓層，導致產生類似 921 大地震後常見一樓之軟弱層破壞，因此有必要針對一樓外牆進行耐震性能提昇之研究。

本研究針對低矮鋼筋混凝土沿街建築屋後外牆，在兼顧施工性之要求下，研擬耐震性能提升方法，包括開口旁邊界構材、牆體圍束鋼筋、密集配置牆體水平向鋼筋，以及對角向鋼筋之改良式韌性配筋，已於實尺寸牆試體製作過程中證實為可行，且考量試體 4~6 鋼筋較為密集，採用細粒料配比之混凝土，試體模擬實務工法，採直立澆置，模板使用一般建築工地用料，混凝土澆置結果顯示僅少部分區域如牆底層及部分鋼筋密集區域有少許粒料分離現象。於反覆載重實驗結果顯示性能提升後之開口牆體具有相當優良之韌性與消能行為，僅配置邊界構材之試體 4 相較於採傳統配筋(僅配置溫度與乾縮鋼筋)之試體 3，其正向強度提升 25%，負向強度提升 17%，平均極限位移比提升 20%，消能能力提升約 50%。配置對角向鋼筋、邊界構材、牆體圍束鋼筋及密集配置水平向鋼筋之試體 6 相較於採傳統配筋(僅配置溫度與乾縮鋼筋)之試體 3，極限位移比提升 150%，消能能力提升 317%，強度最大值提昇 50%。

除針對沿街店鋪住宅屋後開口外牆探討性能提升方法外，本研究基於國家地震工程研究中心側推耐震評估方法，提出能考慮牆體開口效應，並適用低矮鋼筋混凝土沿街店鋪式住宅之側推耐震評估方法；分析結果顯示一樓軟弱層破壞模式，其因緣於柱尺寸影響此類建築住宅使用空間需求而變小，導致強梁弱柱，以

及一樓沿街方向牆壁因開門、開窗或流通性而大幅度開口，導致強度弱於其上樓層。

關鍵字：鋼筋混凝土、沿街店鋪式住宅、屋後外牆、開口、耐震

ABSTRACT

KEYWORDS: Reinforced concrete structures, street residential buildings, backside exterior walls, opening, seismic.

Low-rise reinforced concrete street residential buildings are a common building type in Taiwan. Due to the need for ventilation, lighting, and passageway, the walls of such buildings along the street direction typically have a significant amount of opening, resulting in a significant reduction in the seismic capacity of the walls. As a result, many of such buildings showed severe damage along the street direction in the 1999 Chi-Chi earthquake. Currently, there is no simple and effective means in the engineering community for the seismic evaluation of the walls of such buildings along the street direction. The 2013 ABRI research project, “Seismic behavior of exterior walls with typical opening of low-rise reinforced concrete street houses,” studied the effects of types, sizes and locations of opening on the seismic behavior of exterior walls in the back side of the buildings. Suggestions on seismic design and evaluation of the exterior walls were proposed. The study also indicated that the exterior wall of the first story typically contains a higher area of opening than those of the other stories. This caused soft-story failure mechanism typically seen in the 1999 Chi-Chi earthquake.

To upgrade the seismic capacity of exterior walls in the first story of low-rise reinforced concrete street residential buildings, three methods are proposed in this research: (1) boundary elements at the two sides of openings; (2) confinement reinforcement; and (3) diagonal reinforcement. Construction of full-scale walls showed that the proposed upgrading methods are feasible. Moreover, casting of the upgraded walls showed little voids and segregation of concrete. Cyclic tests of upgraded walls showed that the use of boundary elements increased the strength, ultimate drift, and energy dissipation by 21%, 20% and 50%, respectively. The use of confinement reinforcement and boundary elements induced unexpected shear friction failure. Further research on this issue is needed. The use of diagonal reinforcement, confinement reinforcement and boundary elements increased the strength, ultimate drift, and energy dissipation by 50%, 150% and 317%, respectively.

In addition to the seismic upgrade methods, a seismic evaluation method based on pushover analysis is proposed in this study. The proposed method can consider the effect of opening on the wall behavior. Seismic evaluation of existing, new low-rise reinforced concrete street residential buildings using the proposed method showed that

even though the buildings satisfied the code requirement for design peak ground acceleration, the failure mode was associated with a weak, soft first story. This was due to a strong beam-weak column design and weaker walls in the first story than other stories above it. Further research on structural system design to address this issue is required.

一、前言

低矮鋼筋混凝土沿街建築（店鋪或住宅），為台灣相當普遍之建築形式，尤其風行於台灣中南部地區。此種建築沿街方向牆體由於通風、採光、通道等之需求，常存在相當面積之開口，削弱牆體耐震能力。921 大地震房屋損壞之經驗顯示，此種建築之耐震性能在沿街方向往往令人擔憂，其主因為二，一為沿街方向牆體因開口導致耐震容量之下降，另一為目前工程界欠缺簡單、有效之方法評估與設計前述牆體之耐震性能。

內政部建研所民國 102 年委託案「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」已針對屋後外牆開口形式、大小、位置對於牆體耐震行為之影響進行探討，並提出分析與設計建議。該研究同時指出，由於技師或建築師不瞭解開口牆體之強度計算方法，因此一般不將其視為結構構材，惟 102 年度實尺寸開口牆體反覆載重試驗結果顯示，開口牆體仍具有顯著側向強度，忽略而不計算其強度，將導致無法適當分配各樓層側向強度，易造成不預期之破壞機制。舉例而言，一樓屋後外牆因開門之需求，其開口量一般大於其他樓層外牆之開口量，導致一樓屋後外牆側向強度顯著低於其他樓層之外牆，造成 921 大地震常見之一樓軟弱層破壞狀況。

前述實驗結果亦顯示，一樓屋後外牆因視為非結構牆，因此牆體配筋一般僅配置溫度與乾縮鋼筋，某些設計者會進一步於開口四周配置補強筋，在此種配筋方式下，牆體之破壞模式為開口旁牆段之過早剪力破壞，其成因為牆段之對角壓桿因配筋量不足，過早產生壓碎剝落所導致。因此本研究針對前述實驗結果做一性能提昇之探討，並經本研究實驗成果證實，其耐震性能提升之各辦法具顯著之效果，將如後詳述之。

二、國內外文獻評析

內政部營建署混凝土結構設計規範與 ACI(American Concrete Institute)混凝土結構之建築規範建議，一般結構牆之設計通常先從剪力強度設計開始，接著檢核牆底摩擦剪力，確保在牆體和地基之間的有足夠的抗滑動力，最後則是檢核撓曲和軸向力的聯合作用；且建議對角向鋼筋之強度、內外圍束用量及間距規定。

Doi 等[29]研究具偏心開口之多層樓 RC 構架牆體之極限剪力韌性，提出了一個交錯開口結構牆的二維模擬模型，並利用單側偏心開口牆試體之實驗數據對該模型進行校正，並用校正後之模型預測交錯開口試體之行為。隨著開口部位越接

近跨度中央，結構牆之抵抗機制會因為越來越難以形成壓桿，而導致剪力容量的降低。如果是交錯排列的開口部，開口部周圍的損壞將會抑制可能的拉壓桿機制形成，導致牆體承載橫向荷重之能力退化。

Warashina 等[17]研究具偏心開口之多層 RC 結構牆之剪力行為，對四組縮尺 40% 具有偏心開口之多層 RC 結構牆進行側向靜力加載試驗，評估結構牆之剪力傳遞機制，實驗的變量是開口部的大小及位置。實驗與分析結果比對顯示，開口結構牆之剪力強度可以無開口之剪力強度乘上一折減係數（Ono 折減係數）良好預估之。該方法可有效應用至開口率小於 0.46 之結構牆。

Sakurai 等[30]研究多開口 RC 剪力牆之抗震性能，利用多開口 RC 剪力牆之載重試驗，對不同的開口數和佈局進行探討。所有試體具有相同之等效周長比 0.4。測試結果顯示了多開口之 RC 結構剪力牆之剪力強度、破壞形式和變形，會因開口數量和其分部形式有顯著的不同。該研究亦透過有限元素法模擬多開口剪力牆之遲滯迴圈及其破壞歷程，獲得在實驗數據與分析值之間之良好結果。

Ermine 與 Altin[31]調查非韌性 RC 構架透過部分牆主筋內嵌至構架內之補強方式在反覆側推下之行為，該研究測試七座單跨兩層樓原試體大小三分之一之試體，測試構架設計成具有土耳其地區常見之結構缺陷之 RC 構架，實驗之參數為牆體之高寬比及內嵌鋼筋之配置位置，測試結果顯示補強前後構架有明顯之韌性差異，填充牆的高寬比增加，側向強度及側向勁度有明顯之增加。

雲科大李宏仁教授[32]研究梯間牆對低層 RC 沿街連棟建築物耐震性能之影響，測試兩座填滿 1/2 (試體 B) 及 3/4 (試體 A) 跨度的構架牆體，測試結果指出模型構架內含填滿 1/2 (試體 B) 或 3/4 (試體 A) 跨度的隔間牆，對於抵抗側力強度、勁度及韌性確有明顯的差異。試體 A 強度較高但在屋頂位移 0.75% 之後強度開始衰減，側力衰減維持至屋頂位移 1.5% 後，因極短梁水平牆段剪力破壞後迅速向下，導致實驗中止。試體 B 在屋頂位移 0.75% 時，試體開始降伏，最大強度發生於當屋頂位移達 1.5% 時，在位移比達 2% 時，牆體底部產生滑動剪力破壞，導致實驗中止。該研究指出，前述兩種不同破壞模式，需於耐震評估模擬中適當地加以考慮。

成大許茂雄教授[33]研究既有 RC 沿街店鋪住宅滿足功能要求之耐震補強，測試自行設計的不同樓層、不同結構系統、具代表性的沿街店鋪住宅案例，利用靜態推跨曲線法 (Static Pushover Method) 分析，找出有效的震前、震後補強方法與補強量，並且根據受害建築物耐震能力降低係數與永久變形，探討結構物經 RC 牆與鋼骨斜撐補強後承受多次地震的結構行為，提出在適當的地方增設平行街道方向 RC 牆，改善整體結構的耐震機制，是較佳的對策。災區後受損的沿街店鋪住宅，建議可以對整體結構系統補強的手段使其達到功能設計的標準，不用拆除 (補強利用 RC 牆或鋼骨斜撐)。在平行街道方向增設 RC 牆能有效提升耐震能力而對使用機能的妨礙最小。

台大黃世建教授[34]研究含開口牆非韌性構架之耐震行為，測試六片含對稱開口 RC 牆之非韌性構架，提出非韌性空構架最大強度的層間變位是 1.5% 左右，完整牆構架是 0.75% 左右，牆含開口構架是 0.5% 左右，牆有開口會降低構架之層間

變形能力。翼牆的配置對結構強度的提昇十分有效。

北科大李有豐教授[35]研究非韌性雙層雙跨含牆 RC 構架之擬動態試驗與結構反應之 HHT (Hilbert-Huang Transform) 分析，測試一座非韌性雙層雙跨含牆 RC 構架，依據軟弱層剪力破壞與搭接破壞之既有 RC 建築物設計，即一樓為顯著軟弱層，提出於梁柱接頭處纏繞鋼纜線圍束的混凝土確實可以增加 RC 構件之抗震能力。由修復前後實驗構架的結果，發現修復補強可以增加試體的韌性行為，增加消能結果以抵抗較大的地震。經試體修復前後勁度折減情形，可有效減低試體勁度軟化時間。

成大邱耀正教授[36]研究大尺寸扇形配筋預鑄 RC 剪力牆實驗與分析，測試五座大尺寸扇形配筋預鑄 RC 剪力牆，藉由觀察破壞模式，發現扇形配筋試體較無嚴重的混凝土壓碎情形發生，破壞模式接近撓剪破壞及剪力破壞。試驗結果及裂縫發展圖比對顯示，扇形放射狀配筋相較於改良式傳統配筋無顯著性能優勢，但扇形放射狀配筋施工較難，因此考慮大量施工的便捷性，改良式傳統配筋會是比较好的選擇。

台大黃世建教授[37]研究含 RC 翼牆非韌性構架耐震評估與補強，測試五座二層樓含牆之雙層雙跨試體(第一座為原始構架，第二座為針對第一座實驗後做軟弱層翼牆補強，第三座為先對軟弱層補強後再進行實驗，第四座為非韌性配筋構架，第五座梁為韌性配筋構架)，先測試再做補強動作，依據結構破壞模式，研擬出提升結構物強度的補強，提出於一樓軟弱層增設 RC 翼牆做為補強確實能將構架的勁度提升，不過對於改善軟弱層與結構物本身韌性上沒有顯著的功效，補強亦可有效控制柱握裹劈裂破壞之產生及梁柱接頭之損壞，避免脆性破壞。

台大黃世建教授[38]接續上述之研究「含 RC 翼牆非韌性構架耐震評估與補強」做進一步測試，研究含 RC 翼牆構架之耐震補強研究，因試體 NFL-W 及試體 NFL-W/rc 接為靜力側推分析，為更進一步實地模擬建物在地震中的確實反應，進行兩座大尺寸之試體(PMRF 純構架、WRMF 含牆構架)於振動台上測試之試體，提出構架 PMRF 之破壞模式為柱底產生塑鉸，柱頂擠出壓碎的現象，構架 WRMF 之破壞模式主要為牆體頂端產生擠碎破壞，下方較無破壞，構架 PMRF/rc 為針對 PMRF 實驗後做翼牆補強之構架，破壞模式為翼牆與柱明顯脫離，翼牆下有非預期擠碎現象。建議結構物確實可以以翼牆補強方式滿足耐震規範對於結構物之要求，但於補強過程中需要注意很多細節，例如蜂窩、補強之鋼筋錨定問題等等。

成大邱耀正教授[39]研究以 CFRP 條狀貼片強化補強鋼筋混凝土含牆構架，測試六座大尺寸邊柱剪力牆試體，分別為三座低型、三座中型試體，提出試體若把角鋼緊貼於邊柱將導致極限位移與韌性比降低，但若把角鋼與邊柱分開則剪力強度將無法增加，不過這兩種 CFRP 配置均對於能量的消散有幫助，低型試體以 CFRP 進行對角線貼覆，剪力強度增加了 31%，得到不錯的成效，但對於中型試體因為邊柱有混凝土壓碎等情況發生導致強度遭折減，縱使以 CFRP 進行對角線貼覆對於強度的效用還是不大，以破壞之試體運用 CFRP 進行對角線貼覆補強無法發揮效果，因為裂縫過多無法傳遞力量；另外，在分析上也有研究，提出數值流行分

析法能有效的處理 CFRP 覆蓋疊層的問題,能發揮對於以 CFRP 強化之試體做準確之預測,且分析出在補強夾角方面,以介於 80 度至 100 度之間為最佳角度。

台大邱昌平教授[40]研究含開口 RC 隔間牆之構架之耐震行為研究,建立含 RC 薄牆構架之非線性分析模式,考慮開裂情形及勁度折減等效應,推導出含開口牆體之應力-應變關係預估模式,另外針對種種含開口牆構架之實例做分析、比對,利用逐漸加載的方式來分析含開口牆構架之實例的非線性行為。研究結果顯示,對於類似 Benjamin 實驗的試體,其屬於 RC 薄牆且牆筋均勻分布,該研究所發展的非線性分析模式較能有效的模擬其行為,對於開口邊緣佈置斜向的加勁鋼筋,分析所得之極限載重與裂縫生成型式皆與實驗結果類似。

- 102 年度「低矮鋼筋混凝土街屋典型開口外牆耐震性行為研究」[42]研究成果:
- (1) 蒐集台灣低矮鋼筋混凝土街屋(沿街店鋪式住宅)之外牆設計特徵,包括材料強度、配筋細節、牆體尺寸與開口配置。
 - (2) 利用 DIANA 有限元素軟體,建立開口牆有限元素分析方法,可分析開口牆體受反覆載重之力學行為。
 - (3) 提出開口牆體初始勁度計算方法。蒐集並評估文獻中既有方法:包括無開口牆體之勁度評估與開口對勁度折減之考慮辦法。
 - (4) 蒐集並評估文獻中開口牆體之強度計算方法:包括無開口牆體之強度計算方法,以及考慮開口對強度折減之辦法。
 - (5) 提出開口牆體開口配置原則:每兩棟街屋之外牆開口應向兩外側(兩街屋之外牆開口對中間隔間柱進行鏡射配置),以最大增加無開口牆段之面積,以得最大側向強度與勁度,提昇耐震性能。

三、研究方法

本計畫之研究方法包括:(1)資料蒐集與整理;(2)規範條文適用性評估;(3)試體設計;(4)材料(鋼筋與混凝土)基本性質試驗;(5)含開口牆之耐震行為試驗;(6)舉辦專家座談會,邀請產、官、學各界參與討論,檢視所研擬機制的可行性及周延性;(7)提出沿街店鋪住宅屋後開口外牆之設計辦法;(8)考慮開口牆耐震評估方法之發展與驗證;(9)相關規範條文之檢討等步驟。

本研究係以沿街店鋪式住宅屋後開口外牆受地震力下之行為為主,測試六座開口牆構架試體,其中包括有牆無開口構架及具典型開口牆構架試體,開口牆試體預計採用最具台灣典型代表性之開口型式、傳統配筋以及改良式配筋。沿街店鋪式住宅開口型式與傳統配筋細節,其由本研究所蒐集之現有沿街店鋪式住宅設計圖說、文獻以及街屋資料庫決定之。改良式配筋細節依據美國 ACI 最新規範配筋細節,並參考國內外相關文獻之改良式配筋細節決定,改良目標在於改善沿街店鋪式住宅之癥結點,如 102 年建研所委託案之測試結果:一樓軟弱層(一樓強度不足)、韌性及消能能力不佳之缺點。試體加載方式預計利用兩支 200tf 油壓致動器以"位移控制"方式加載。

本研究針對一樓屋後開口外牆探討強度、韌性及消能能力行為之改善辦法,

使地震來襲時，發生一樓軟弱層破壞，屋後開口外牆提供足夠之韌性及消能能力，使結構能有效提升耐震性能，且提供預警性。本章將針對開口牆強度評估與細部配置兩大方向進行探討。首先開口牆試體強度評估以 ACI[1]提供之強度計算式為基礎，輔以各種強度折減係數來預測試驗之結果。比較之重點為混凝土結構設計規範實心牆體剪力強度計算式搭配 Ono's[20]開口牆體強度折減係數計算開口牆體強度、混凝土結構設計規範實心牆體剪力強度計算式搭配 AIJ[2]開口牆體強度折減係數計算開口牆體強度、102 年建研所委託案所提出之關鍵斷面強度計算法、對角向鋼筋強度計算法。細部配置之探討將針對本研究為改善典型開口牆體之強度、韌性(極限位移比)及消能能力等行為做一改良式鋼筋配置

本研究基於國家地震中心之側推耐震評估方法，發展能考慮牆體開口效應之側推耐震評估之方法，可有效的協助工程師進行考慮牆體開口效應之側推分析，適用於鋼筋混凝土沿街店鋪式住宅之耐震評估。應用本研究所提出之耐震評估方法於兩實際、新建之沿街店鋪式住宅進行沿街方向耐震評估，評估結果顯示雖結構之最大地表加速度符合規範規定，卻有顯著之一樓軟弱層效應，其原因除強梁弱柱外，尚因一樓牆體開口量較其上數層為大所導致。

四、試體反覆載重試驗

本研究係以開口牆受地震力下之行為為主，測試六座大尺寸構架(含牆邊柱及牆上加載梁)，試體 1 為延續去年牆體尺寸，變數僅為實心牆體，試體 2~6 基於 102 年度建研所委託案之研究成果，包括其破壞形式和遲滯迴圈顯示其消能、韌性不足以及剪力強度不佳進行探討及改良(本章第二、三節詳細說明)；主要測試以上關於沿街店鋪式住宅屋後外牆種種癥結點經過改善後之牆體的行為，並探討其耐震性能與施工問題。

(1) 試體 1 試驗結果

試體在+0.25% drift(試體位移為+8.125mm)下，產生大量沿壓桿方向(右上-左下向)細小斜拉裂縫，部分裂縫直接由右柱與牆交界面區貫穿到基礎交界面，側推力為 151.153 tf。試體在-0.25% drift(試體位移為-8.125mm)下，同正向推力時產生眾多與拉力相應壓桿方向之斜拉裂縫，部分裂縫由頂梁下緣或左柱右側直接貫穿至基礎交界面，側推力為-160 tf。

試體在+0.375% drift(試體位移為+12.1875mm)下，正向推力使試體與基礎交界面產生近端為拉力、遠端為壓力的趨勢，當一拉一壓之力量造成牆體角度些微翹曲時，牆體將提供新的壓桿抵抗側向力，因此新的裂縫持續往上近於平行增加；發生第一次正向剪力傳遞機制破壞，側推力發生 peak 值，為 163.86 tf。試體在-0.375% drift(試體位移為-12.1875mm)下，同正向推力時，新裂縫往上方平行出現，且既有裂縫寬度逐漸緩慢增加，部分既有裂縫延伸段直達基礎交界面，側推力為-198.13 tf。柱裂縫緩慢增加。

試體在+0.5% drift(試體位移為+16.25mm)下，部分牆體裂縫寬度持續擴大，因

原有壓桿抵抗能力已較為不足，試體產生新壓桿而新增些許斜向裂縫，側推力為 144.518 tf。試體在-0.5% drift(試體位移為-16.25mm)下，部分既有裂縫延伸至基礎交界面，且寬度持續增加，並有新斜向裂縫向右上方產生，側推力為-223.82 tf。

試體在+0.75% drift(試體位移為+24.375mm)下，既有裂縫發展至一定寬度，且大部分裂縫已延伸至與基礎相連，發生第一次正向側力傳遞機制破壞，側推力達最大值，為 229.32 tf。試體在-0.75% drift(試體位移為-24.375mm)下，新裂縫持續向右上方平行出現，且寬度持續變寬，發生第一次負向側力傳遞機制破壞，側推力達最大值，為-227.433 tf。

試體在+1.0% drift(試體位移為+32.5mm)下，於正向推力時，因試體無開口，並無關鍵斷面區之效應，等斷面情況下因牆底為距離外力最遠處，產生之力矩最大，又因正負向壓桿承壓區通常為牆底或柱底，正向承壓區最先破壞，綜合上述兩原因，導致牆底斷面強度削弱，右柱上持續產生水平向張力裂縫，側推力為 136.6 tf。試體在-1.0% drift(試體位移為-32.5mm)下，新裂縫在右上方向產生，負向壓桿承壓區(右側牆體及右柱柱底)發生破壞，裂縫佈滿牆面，側推力為-213.2tf。

試體在+1.5% drift(試體位移為+48.75mm)下，正向裂縫貫穿整體牆塊，較靠近牆底之裂縫明顯寬度增加，相應之壓桿承壓區(牆底及柱底)破壞嚴重，側推力為 134.58 tf。試體在-1.5% drift(試體位移為-48.75mm)下，負向壓桿承壓區嚴重破壞，肉眼可清晰見牆底垂直向鋼筋，因牆體提供新壓桿承壓，強度又再些微提升，側推力為-215.143 tf。

試體在+2.0% drift(試體位移為+65mm)下，牆底承壓區已嚴重破壞，且轉變為斷面最弱(與牆體其他斷面比)區域，導致剪力摩擦發生，牆底垂直向鋼筋均已側向變型，側推力為 108.32 tf。試體在-2.0% drift(試體位移為-65mm)下，兩側柱底因壓桿承壓而嚴重破壞，剪力摩擦(牆底水平滑動)導致牆底垂直向鋼筋側向變形嚴重，側推力為-96.73 tf。

試體在+3.0% drift(試體位移為+97.5mm)下，牆底剪力摩擦之交界面因混凝土已分離破壞且已沿壓桿方向開裂，摩擦係數經判斷可能剩不到 50%，右柱底嚴重破壞，強度剩不到 50%，側推力為 71.32 tf。試體在-3.0% drift(試體位移為-97.5mm)下，此位移比完成後，牆底剪力摩擦破壞情況嚴重，幾無強度貢獻，強度已達 50% 以下，側推力為-95.36 tf，判定試體破壞，致動器將試體推回至位移為零位置後改採力量控制，設定力量值為零並等待反應，一段時間後結束實驗。



圖 1 試體 1 最終破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)

(2) 試體 2 試驗結果

試體在+0.25% drift(試體位移為+4.22mm，制動器位移為 8.125mm)下，裂縫在抵抗正向推力之等值壓桿上(右上-左下方向)發展，由右上方梁柱接頭往左下均佈傳力至基礎上緣壓桿承壓面，裂縫為拉桿(左上-右下方向)之拉力造成，側推力為 127.83 tf。左柱及右柱因此試體無開口，裂縫分佈大至相同，均在柱表面產生張力裂縫。試體於-0.25% drift(試體位移為-3.083mm 制動器位移-8.125mm)下，因此牆體並無開口，負向之裂縫發展及牆體行為與正向大致相同，裂縫在抵抗負向拉力之等值壓桿上(左上-右下方向)發展，由左上方梁柱接頭往右下均佈傳力至基礎上緣壓桿承壓面，裂縫為拉桿(右上-左下方向)之拉力造成，側推力為-128.63 tf。柱之裂縫一樣在柱表面受張力所造成。

試體在+0.375% drift(試體位移為+6.905mm，制動器位移+12.1875mm)下，多數新增裂縫沿既有裂縫向外持續發展，並新增些許斜拉裂縫，側推力為 180.96tf。右柱及左柱多數裂縫均為既有表面張力裂縫沿伸發展。試體在-0.375% drift(試體位移為-5.5mm，制動器位移-12.1875mm)下，同正向推力狀況，多數新增裂縫沿既有裂縫向外持續發展，並新增些許斜拉裂縫，側推力為-183.38tf。右柱及左柱多數裂縫均為既有表面張力裂縫沿伸發展。

試體在+0.5% drift(試體位移為+9.18mm，制動器為+16.25mm)下，新增幾條直接從接頭貫穿至基礎之裂縫，多數正向裂縫開始與負向裂縫交會，新增些許裂縫

沿既有裂縫向外持續發展，側推力為 209.22tf。右側柱和左側柱相比較可發現當試體推向新一個正向 drift 時，幾乎只有右側柱上會產生與牆面斜向裂縫相連的水平向張力裂縫，新一個負向 drift 時亦只會在左側柱上產生水平向張力裂縫。試體在 -0.5% drift(試體位移為-8.47mm，制動器位移為-16.25mm)下，同正向新增數條直接由梁柱接頭貫穿至基礎表面之斜張裂縫，既有裂縫外持續延伸新裂縫，側推力為 -203.2tf。

試體在+0.75% drift(試體位移為+13.298mm，制動器位移為+24.375mm)下，沿壓桿方向(右上-左下向)有數條裂縫已發展至一定寬度，正負向裂縫交會趨勢持續增加，發生第一次正向側力傳遞機制破壞，側推力 peak 值為 261.97tf。試體在-0.75% drift(試體位移為-12.8mm，制動器位移-24.375mm)下，產生更多左上-右下向斜張裂縫，原有裂縫寬度增加且數條既有裂縫沿伸直接貫穿整面牆至基礎交界面，側推力為-258.73tf。

試體在+1.0% drift(試體位移為+14.078mm，制動器位移為+32.5mm)下，裂縫持續產生，沿壓桿方向(右上-左下向)數條既有裂縫已發展至一定寬度，肉眼清晰可見，正負向裂縫交會趨勢持續增加，側推力為 252.71tf。試體在-1.0% drift(試體位移為-22.623mm，制動器位移為-32.5mm)下，裂縫數目持續增多並且部分貫穿牆體，既有裂縫寬度持續增加。發生第一次負向側力傳遞機制破壞，側推力 peak 值約為-262.4tf。

試體於位移比 1% 完成後，進入位移比 1.5%，因正向推力發生非預期接頭區混凝土壓碎破壞，且負向強度開始下降，且發生強抵剪力模擦破壞現象，故經研究團隊考量，本試體 2 已捕捉到最大正負向強度，且利於比較實心牆與開口間之折減係數精準度，基於完整性到達試體位移比 2% 完成，但試驗結果(力與位移曲線)因發生非預期破壞導致如上述正負向差異大，於結果中僅顯示到 1% 位移比，故於本小節為配合試體 2 遲滯迴圈，記錄於位移比 1% 完成時破壞情況。

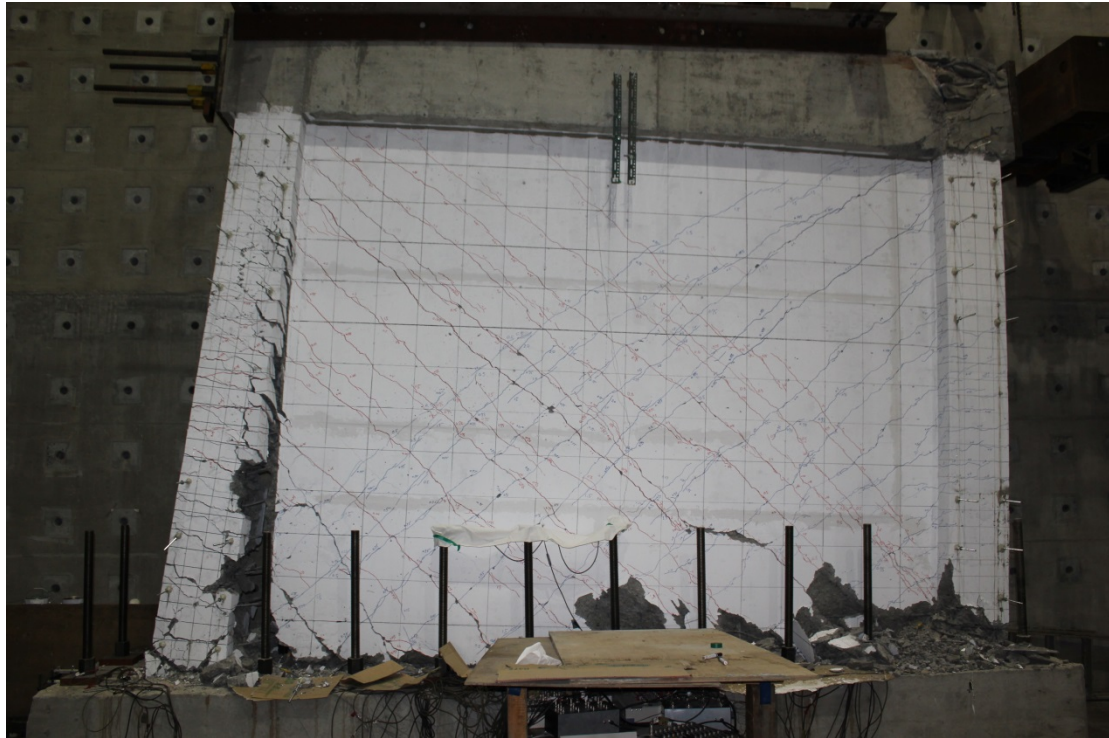


圖 2 試體 2 最終破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)

(3) 試體 3 試驗結果

試體在+0.25% drift(試體位移為+8.125mm)下，沿壓桿方向(右上-左下向)細小斜拉裂縫產生，部分裂縫直接貫穿牆體到窗邊緣或抵達基礎交界面，窗戶有相應之 45 度裂縫向外擴展(延壓桿方向，即右上-左下向)，側推力為 92.13 tf。右柱有發現許多柱面張力裂縫。試體在-0.25% drift(試體位移為-8.125mm)下，窗在與拉力相應之壓桿方向(左上-右下向)上產生 45 度裂縫向外延伸，門上方亦出現此方向之裂縫，側推力為 -127.14tf。左柱因有開門而轉為較有韌性之元件，表面依舊產生許多張力裂縫。

試體在+0.375% drift(試體位移為+12.1875mm)下，裂縫持續增加，些許裂縫已貫穿牆體直達窗邊緣或基礎交界面，窗沿壓桿方向裂縫持續增長延伸，側推力為 109.67 tf。柱表面張力裂縫持續增多，既有裂縫部分延伸至柱另一面。試體在-0.375% drift(試體位移為-12.1875mm)下，窗及門之裂縫持續增長，且有裂縫寬度些微增加趨勢，多數裂縫為既有裂縫之延伸，側推力為-136.88 tf。柱裂縫緩慢增加。

試體在+0.5% drift(試體位移為+16.25mm)下，牆體裂縫部分已經發展到一定寬度，並且在推力及拉力之壓桿交會區有混凝土剝落情況，側推力為 117.99 tf。右柱由高至低皆有正向裂縫產生，右柱上持續產生水平向張力裂縫，兩柱相比較可發

現左柱靠門內側柱面之張力裂縫之產生較不明顯。試體在-0.5% drift(試體位移為-16.25mm)下，裂縫在與負向相應之開口角隅(窗開口右下角及左上角)產生迅速如所示，裂縫由窗開口右側向右下角延伸發展，已與基礎以及左柱面相連接，窗左側小柱已發生明顯剪力破壞，發生第一次負向側力傳遞機制破壞，側推力達最大值，為-145.4 tf。

試體在+0.75% drift(試體位移為+24.375mm)下，裂縫寬度持續增大，交會區剝落更為嚴重，窗左邊小柱子已經嚴重剪力破壞，已無強度貢獻，發生第一次正向側力傳遞機制破壞，側推力達最大值，為 118.63 tf。試體在-0.75% drift(試體位移為-24.375mm)下，寬度增加之裂縫數目越來越多，且壓拉桿交會區剝落情形越嚴重，牆面已佈滿大大小小裂縫，側推力為-133.29 tf。

試體在+1.0% drift(試體位移為+32.5mm)下，由右柱上發展至窗開口右下角之正向裂縫已發展至肉眼清晰可見程度，且壓桿交會區剝落程度越明顯，右柱上持續產生水平向張力裂縫，側推力為 102.46 tf。試體在-1.0% drift(試體位移為-32.5mm)下，負向裂縫持續發展，窗開口左上至頂梁、窗開口右下至基礎均已延伸並且貫穿牆體，裂縫佈滿牆面，交會區之剝落程度與+1.0% drift 較無明顯差異，側推力為-118.88 tf。

試體在+1.5% drift(試體位移為+48.75mm)下，正向裂縫貫穿整體牆塊，正負向壓桿交會區剝落更為嚴重，窗與門之間的小柱因無適當圍束明顯嚴重剪力破壞，側推力為 97.69 tf。試體在-1.5% drift(試體位移為-48.75mm)下，負向裂縫貫穿整座牆體，數條裂縫寬度藉由肉眼已可清楚判別，側推力為-99.54 tf。

試體在+2.0% drift(試體位移為+65mm)下，力量已明顯不在上升，側推力為 83.88 tf。試體在-2.0% drift(試體位移為-65mm)下，側推力為-80.8 tf。試體在-2.0% drift(II)時，側推力持續降低，為 51.65tf。-2.0% drift(II)時，側推力略為遞減，為-67.3tf，+2.0% drift(III)時側推力為 61.4tf，-2.0% drift(III)時側推力為-59.3tf。

試驗進入 3.0% drift 後，側推力並無明顯提升，且側推力在每一迴圈皆不斷遞減，側推力為 66.5 tf，±3% drift 迴圈結束後判定試體破壞，致動器將試體推回至位移為零位置後改採力量控制，設定力量值為零並等待反應，一段時間後結束實驗。



圖 3 試體 3 最終破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)

(4) 試體 4 試驗結果

試體在+0.25% drift(試體位移為+8.125mm)下，沿壓桿方向(右上-左下向)細小斜拉裂縫產生，部分裂縫直接由右柱與牆交界面貫穿到窗邊緣或抵達基礎交界面，窗戶四周有之 45 度裂縫向外擴展(延壓桿方向，即右上-左下向)，側推力為 85.42 tf。右柱有發現許多柱面張力裂縫。試體在-0.25% drift(試體位移為-8.125mm)下，沿拉力相應之壓桿於關鍵破壞區域上產生細小斜拉裂縫，窗與拉力相應之壓桿方向(左上-右下向)上產生 45 度裂縫向外延伸，門上方亦出現此方向之裂縫，側推力為-117.1 tf。左柱表面產生許多張力裂縫。

試體在+0.375% drift(試體位移為+12.1875mm)下，裂縫持續增加，些許既有裂縫之延伸已貫穿牆體直達窗邊緣或基礎交界面，窗沿壓桿方向裂縫持續增長延伸，側推力為 108.42 tf。柱表面水平張力裂縫持續增多，既有裂縫部分延伸至柱另一面。試體在-0.375% drift(試體位移為-12.1875mm)下，窗及門之裂縫持續增長，且有裂縫寬度些微增加趨勢，多數裂縫為既有裂縫之延伸，側推力為-132.5 tf。柱裂縫緩慢增加。

試體在+0.5% drift(試體位移為+16.25mm)下，部分牆體裂縫寬度持續擴大，因原有壓桿抵抗能力已較為不足，試體產生新壓桿而新增些許斜向裂縫，側推力為 131.83 tf。右柱由高至低皆有正向裂縫產生，且持續產生水平向張力裂縫，兩柱相

比較可發現左柱靠門內側柱面之張力裂縫之產生較不明顯。試體在-0.5% drift(試體位移為-16.25mm)下，裂縫在與負向相應之開口角隅(窗開口右下角及左上角)產生迅速，裂縫由窗開口右側向右下角延伸發展，已與基礎以及左柱面相連接，窗左側小柱破壞行為趨近撓曲行為，側推力為-152.8 tf。

試體在+0.75% drift(試體位移為+24.375mm)下，既有裂縫寬度發展至一定寬度，壓桿承壓區(窗右下角)已有部分保護層剝落，發生第一次正向側力傳遞機制破壞，側推力達最大值，為 146.6 tf。試體在-0.75% drift(試體位移為-24.375mm)下，壓桿承壓區(窗右上角)保護層漸漸剝落，寬度增加之裂縫數目越來越多，且壓拉桿交會區剝落情況明顯，牆面已佈滿大大小小裂縫，發生第一次負向側力傳遞機制破壞，側推力達最大值，為-169.13 tf。

試體在+1.0% drift(試體位移為+32.5mm)下，由右柱上發展至窗開口右下角之正向裂縫已發展至肉眼清晰可見程度，且壓桿交會區剝落程度越明顯，右柱上持續產生水平向張力裂縫，側推力為 136.6 tf。試體在-1.0% drift(試體位移為-32.5mm)下，負向裂縫寬度持續擴大，保護層於正負向壓桿交會區剝落更嚴重，窗開口右下至右邊柱已延伸並且貫穿牆體，裂縫佈滿牆面，側推力為-160.35tf。

試體在+1.5% drift(試體位移為+48.75mm)下，正向裂縫貫穿整體牆塊，牆關鍵斷面區剝落更為嚴重，相應之壓桿承壓區(窗右下角)及正負向交會區破壞最為嚴重，側推力為 131.44 tf。試體在-1.5% drift(試體位移為-48.75mm)下，正負向壓桿交會區嚴重破壞，肉眼可清晰見牆體水平垂直鋼筋，門窗間小柱由剪力脆性破壞轉為撓曲韌性破壞，側推力為-138.125 tf。

試體在+2.0% drift(試體位移為+65mm)下，牆關鍵斷面區已嚴重破壞，且多數裂縫已貫穿牆厚度方向，肉眼可清晰辨別，側推力為 85.2 tf。試體在-2.0% drift(試體位移為-65mm)下，如前所述正負向裂縫交會區(牆關鍵斷面區)核心混凝土已剝落，牆體傳力機制已嚴重破壞，側推力為-96.73 tf。

試體在+3.0% drift(試體位移為+97.5mm)下，正向推力之相應壓桿方向裂縫發展至一定寬度，壓桿承壓區保護層向右上(壓桿方向)持續剝落，右柱水平張力裂縫發展至一定寬度，側推力為 70.314 tf。試體在-3.0% drift(試體位移為-97.5mm)下，此位移比完成後，因壓桿傳力機制已嚴重損壞，幾無強度貢獻，強度已達 50% 以下，側推力為-83.9 tf。

試體在+4.0% drift(試體位移為+130mm)下，由破壞情形和強度數據判斷，試體強度已剩餘 40%，判斷為破壞，側推力為 64.06 tf。試體在-4.0% drift(試體位移為-130mm)下，強度已嚴重衰退，側推力為-68.4 tf，與正向相同僅剩 40%，判定試體破壞，致動器將試體推回至位移為零位置後改採力量控制，設定力量值為零並等待反應，一段時間後結束實驗。



圖 4 試體 4 最終破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)

(5) 試體 5 試驗結果

試體在+0.25% drift(試體位移為+8.125mm)下，沿壓桿方向(右上-左下向)細小斜拉裂縫產生，部分裂縫直接由右柱與牆交界面貫穿到窗邊緣或抵達基礎交界面，窗戶四周有之 45 度裂縫向外擴展(延壓桿方向，即右上-左下向)，側推力為 90.08 tf。右柱有發現許多柱面張力裂縫。試體在-0.25% drift(試體位移為-8.125mm)下，沿拉力相應之壓桿於關鍵破壞區域上產生細小斜拉裂縫，窗與拉力相應之壓桿方向(左上-右下向)上產生 45 度裂縫向外延伸，門上方亦出現此方向之裂縫，側推力為-110.227 tf。左柱表面產生許多張力裂縫。

試體在+0.375% drift(試體位移為+12.1875mm)下，新的斜拉裂縫持續增加，些許既有裂縫已延伸直達窗邊緣或基礎交界面，窗沿相應壓桿方向裂縫持續增長延伸，側推力為 122.676 tf。柱表面水平張力裂縫持續增多，既有裂縫部分延伸至柱另一面。試體在-0.375% drift(試體位移為-12.1875mm)下，窗及門之裂縫持續增長，且有裂縫寬度些微增加趨勢，多數裂縫為既有裂縫之延伸，並於牆體關鍵斷面區出現水平裂縫，側推力為-137.622 tf。柱裂縫緩慢增加。

試體在+0.5% drift(試體位移為+16.25mm)下，牆關鍵斷面區呈現密布之斜向裂縫，水平向裂縫緩慢變大，部分牆體斜向裂縫寬度持續擴大，側推力為 139.387 tf。右柱由高至低皆有正向裂縫產生，且持續產生水平向張力裂縫，兩柱相比較可發

現左柱靠門內側柱面之張力裂縫之產生較不明顯。試體在-0.5% drift(試體位移為-16.25mm)下，裂縫在與負向相應之壓桿方向上持續增加且既有裂縫持續延伸，關鍵斷面區出現之水平向裂縫破壞更加明顯，裂縫由窗開口右側向右下角延伸發展，已與基礎以及左柱面相連接，窗左側小柱裂縫發展模式趨近撓剪行為，側推力為-156.182 tf。

試體在+0.75% drift(試體位移為+24.375mm)下，既有裂縫寬度發展至一定寬度，於牆關鍵斷面區支水平向裂縫已有部分保護層剝落，且破壞情形逐漸嚴重，發生第一次正向側力傳遞機制破壞，側推力達最大值，為 157.96 tf。試體在-0.75% drift(試體位移為-24.375mm)下，寬度增加之裂縫數目越來越多，且關鍵斷面區水平向裂縫剝落情況明顯，牆面已佈滿斜向裂縫，且部分裂縫發展至一定寬度，發生第一次負向側力傳遞機制破壞，側推力達最大值，為-174.886 tf。

試體在+1.0% drift(試體位移為+32.5mm)下，關鍵斷面區水平向裂縫破壞情形更加嚴重，判斷此試體因僅於抵抗剪力之水平向鋼筋密集配置，垂直向鋼筋並無密集配置，此因導致斜向剪力強度高於關鍵斷面區之水平剪力摩擦強度，推斷為此因導致在 0.375%時就開始出現水平向裂縫，右柱上持續產生水平向張力裂縫，側推力為 141 tf。試體在-1.0% drift(試體位移為-32.5mm)下，窗右側剪力摩擦破壞狀況持續加重，保護層於關鍵斷面區水平水立摩擦區域剝落更嚴重，破壞已延伸至窗右側邊界構材，側推力為-155.374 tf。

試體在+1.5% drift(試體位移為+48.75mm)下，牆關鍵斷面區剪力摩擦區域破壞且保護層剝落更為嚴重，已可用肉眼見邊界構材之密集配置箍筋及牆體水平向鋼筋，右側柱由關鍵斷面之剪力摩擦區域水平延伸處發現 45 度角之剪力裂縫，側推力為 113.64 tf。試體在-1.5% drift(試體位移為-48.75mm)下，關鍵斷面區之剪力摩擦現象破壞嚴重，部分區域之核心混凝土已剝落，窗右側邊界構材因剪力摩擦現象影響，混凝土已於剪力摩擦延伸處顏水平方向剪斷，並且試體右側之柱也因剪力摩擦現象產生 45 度斜向裂縫，並且有寬度持續增大趨勢，側推力為-129.504 tf。

試體在+2.0% drift(試體位移為+65mm)下，牆關鍵斷面區已嚴重破壞，水平剪力摩擦區域延伸至試體右側柱，並使右側柱產生眾多一定寬度之 45 度斜向剪力裂縫，肉眼可清晰看見牆體鋼筋裸露，側推力 82.225 為 tf。試體在-2.0% drift(試體位移為-65mm)下，如前所述(牆關鍵斷面區因水平剪力摩擦現向，大部分核心混凝土已剝落，牆體傳力機制已嚴重破壞，試體關鍵斷面區沿水平方向嚴重剪壞，且右側柱發生嚴重之剪力破壞，側推力為-80.7 tf，強度剩餘不到 50%。

試體在+3.0% drift(試體位移為+97.5mm)下，試體關鍵斷面區已嚴重受到水平剪力摩擦破壞，且破壞延伸至窗右側邊界構材及試體右側柱子，均受到嚴重水平剪力破壞，門窗間之小柱柱底塑鉸區亦發生嚴重破壞，側推力為 70.363 tf，殘餘強度不到 50%。試體在-3.0% drift(試體位移為-97.5mm)下，此位移比完成後，牆關鍵斷面區水平剪力摩擦破壞嚴重，延伸至窗右側邊界構材及試體右側耐震柱，均受

到水平剪壞情形，試體已無強度在上升趨勢，判定為試體破壞，側推力為-57.52 tf，強度僅剩 30%，致動器將試體推回至位移為零位置後改採力量控制，設定力量值為零並等待反應，一段時間後結束實驗。



圖 5 試體 5 最終破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)

(6) 試體 6 試驗結果

試體在+0.25% drift(試體位移為+8.125mm)下，產生眾多與正向推力相應之細小裂縫(右上-左下斜向裂縫)，分佈在整個牆面關鍵破壞區。右柱產生些許水平張力裂縫，左柱尚未開始產生裂縫，側推力為 100.49tf。試體在-0.25% drift(試體位移為-8.125mm)下，產生許多相應於負向拉力方向之裂縫，密布於整面牆體，並且與正向裂縫相互交錯。右柱裂縫無明顯增加，左柱則出現水平張力裂縫，側推力為 129.792 tf。

試體在+0.375% drift(試體位移為+12.1875mm)下，產生數條新的細微裂縫，沿著正向推力相應之方向，既有裂縫繼續延伸，分布於整面牆，窗開口角落(右上及左下)有向外近 45 度之裂縫，右柱水平張力裂縫持續增加數條，左柱無明顯增加，側推力為 125.13 tf。試體在-0.375% drift(試體位移為-12.1875mm)下，新增數條於負向相應方向之細小裂縫，既有裂縫也繼續延伸，寬度並無明顯增加，左柱部分水平裂縫延伸至試體擺放正面，側推力為-158.3 tf。

試體在+0.5% drift(試體位移為+16.25mm)下，牆體關鍵斷面及窗邊細小裂縫持

續增加，既有裂縫持續延伸。左右柱水平張力裂縫無增加，多為既有裂縫延伸，側推力為 156.57 tf。試體在-0.5% drift(試體位移為-16.25mm)下，抵抗負向拉力相應之壓桿方向裂縫由窗右上角(壓桿承壓區)貫穿至基礎上緣交界面(另一端壓桿承壓面)，裂縫寬度無明顯增加，傳力機制尚未破壞，既有裂縫持續延伸，新增之裂縫較少。柱明顯無增加水平張力裂縫，多為既有水平裂縫延伸至柱另一面，側推力為-186.8 tf。

試體在+0.75% drift(試體位移為+24.375mm)下，窗右上角(壓桿承壓區)出現較寬裂縫，且有破壞預兆，細小裂縫繼續產生，關鍵斷面區呈現正負向裂縫複雜交會現象，裂縫寬度尚未變寬。左柱上方出現數條水平張力裂縫，側推力為 191.82 tf。試體在-0.75% drift(試體位移為-24.375mm)下，窗右上角壓桿承壓區部分保護層剝落，且沿著負向相應之壓桿方向延伸，既有裂縫寬度無明顯增加。側推力為-216.56 tf。

試體在+1.0% drift(試體位移為+32.5mm)下，裂縫有持續增加並且既有裂縫增寬之趨勢，正向壓桿方向上無明顯之破壞區域。兩柱相比較可發現左柱較為呈現一雙曲率柱行為，因上方再+0.75%時出現許多水平張力裂縫，而右柱近似單曲率行為，側推力為 207.47 tf。試體在-1.0% drift(試體位移為-32.5mm)下，負向壓桿承壓區(窗右上角)保護層持續剝落，裂縫寬度些微張開，與試體 3 比較，試體 6 因設置對角向鋼筋，而延遲其壓桿過早壓壞之機制(試體 3 在 Drift 1%時強度已下降)，在裂縫尚未閉合時提供試體側向強度，側推力為-218.57 tf。

試體在+1.5% drift(試體位移為+48.75mm)下，正向推力無明顯壓桿承壓區破壞，關鍵斷面區裂縫寬度稍微變寬，負向壓桿方向承壓區已剝落區域些微剝落，側推力達最大值，為 222.94 tf。試體在-1.5% drift(試體位移為-48.75mm)下，壓桿承壓區持續擴大剝落，並沿著壓桿方向持續延伸，可用肉眼清晰看見窗右邊邊界透材鋼筋，牆體水平向鋼筋呈現挫曲現象，側推力微降，為 216.4 tf。

試體在+2.0% drift(試體位移為+65mm)下，窗右上角有垂直向上且一定寬度之裂縫，負向壓桿承壓區可見牆體水平向鋼筋受推力時為拉緊狀態，拉力時為挫曲狀態，其因牆體靠近柱端因保護層未破壞，具有對鋼筋足夠的抵抗側向變型能力，因此在拉力時靠近窗端往靠近柱端鋼筋擠壓，造成在負向拉力時鋼筋呈現挫曲狀態；正向壓桿承壓區(窗右下角)保護層剝落，肉眼可見邊建構材鋼筋，正向壓桿相應之裂縫寬度持續增加；發生第一次正向側力傳遞機制破壞，側推力為 208.05 tf。試體在-2.0% drift(試體位移為-65mm)下，裂縫寬度持續增加，窗右上角垂直向上之裂縫發展至一定寬度，承壓區向上及向右下方持續剝落，牆體水平鋼筋呈現拉緊狀態，門及窗開口間小柱由原本剪力行為轉變為撓曲行為，且塑鉸發生於柱上緣，發生第一次正向側力傳遞機制破壞，側推力為-195.47 tf。

試體在+3.0% drift(試體位移為+97.5mm)下，正向推力之相應壓桿方向裂縫發展至一定寬度，壓桿承壓區保護層向右上(壓桿方向)持續剝落，在此位移比第二個

cycle，右上-左下方向之其中一支對角向鋼筋因受壓發生挫曲，剩的兩支到第三個 cycle 全部挫曲；右柱水平張力裂縫發展至一定寬度，側推力為 198.6 tf。試體在-3.0% drift(試體位移為-97.5mm)下，此位移比完成後，正負向壓桿承壓區之剝落已延伸至相連狀態；此位移比第一 cycle 因為正負向壓桿承壓區剝落區域相連，對角向鋼筋裸露出，負向相應之壓桿方向裂縫寬度亦發展至一定寬度，強度未到 50% 以下，側推力為 184.22 tf。

試體在+4.0% drift(試體位移為+130mm)下，可明顯看出在牆體關鍵斷面區對角向鋼筋受壓挫曲向外漲開，且在此位移比第三 cycle 時，中間對角向鋼筋因挫曲而折斷；受推力時，相應壓桿方向之承壓區可見牆體水平鋼筋挫曲，為抵抗對角向鋼筋向外漲，關鍵斷面區大部分核心混凝土已剝落；門及窗開口塑鉸區破壞嚴重，側推力為 130.29 tf。試體在-4.0% drift(試體位移為-130mm)下，關鍵斷面區核心混凝土已大部分剝落，僅剩對角向鋼筋抵抗側力，不過在此位移比第三 cycle 時，右上-左下方向對角向鋼筋最左邊拉斷，部分彎鉤繫筋彈出，牆水平垂直向鋼筋已經較無圍束力；左柱底混凝土嚴重剝落，側推力為-157.33 tf。

試體在+5.0% drift(試體位移為+162.5mm)下，試體進到此位移比時，牆體主要強度來源已嚴重破壞，已無強度貢獻，側推力不到最高值的 40%，為 96.16 tf。試體在-5.0% drift(試體位移為-162.5mm)下，此位移比第一 cycle 使右上-左下方向最左邊對角向鋼筋拉斷，已是對角向鋼筋全斷趨勢，且關鍵斷面區嚴重剝落，強度所剩無幾，側推力為 103.15 tf，±5% drift 第一迴圈結束後判定試體已破壞，致動器將試體推回至位移為零位置後改採力量控制，設定力量值為零並等待反應，一段時間後結束實驗。



圖 6 試體 6 最終破壞情形

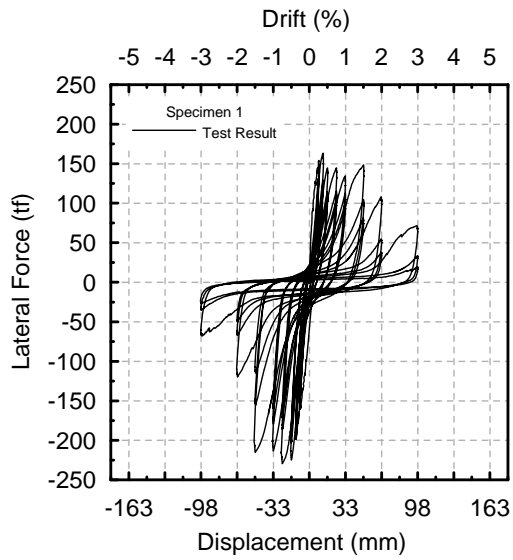
(資料來源：本研究拍攝)

五、結果與討論

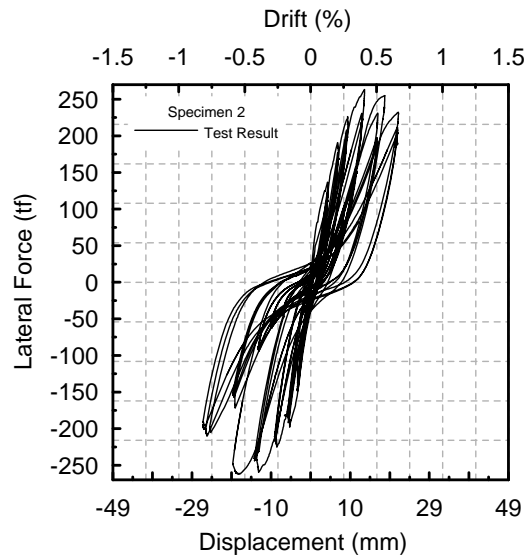
如前述，本實驗試體大致分為有開口及無開口兩種型式，無開口牆分為兩座，差異為壁厚及柱尺寸，有開口試體之差異則為內部配筋細節不同，乃針對 102 年度建研所委託案整理出屋後開口外牆之癥結點及設計要領，試體實驗前之強度預測方法為關鍵橫斷面積大小(水平向總開口面積)、柱尺寸及配筋細節作為試體強度評估之依據，試體側向強度應為試體 6 > 試體 2 > 試體 5 > 試體 1 > 試體 4 = 試體 3。

由實驗觀察到牆有開口與無開口之破壞型式差別很大，牆無開口，破壞模式並非正負向壓桿交會區嚴重破壞，而是因牆無開口，並無關鍵斷面(斷面積最小處)，即牆體在高程方向上斷面積均同，而破壞區域則由同斷面區距離加載位置最遠處決定，即是牆底，牆底受正向推力時，遠處為壓力，近處為拉力，再者，因壓桿直接由牆對角方向產生，意即壓桿承壓區為角落牆底及柱底，綜合上述兩點，容易使得牆底成為最弱之斷面，透過實驗證實，牆無開口時，底部鋼筋及混凝土均有錯位(滑移)或破壞之現象發生，此一破壞模式即為剪力摩擦現象；而試體 3、4 及 6 由實驗觀察到牆體之行為，是為開口外之完整牆塊如預期地提供並且主控了側向強度及勁度的大小，正向與負向裂縫相互交錯貫穿、並切割完整牆塊，主壓桿在被正負裂縫貫穿後，影響了其中各別混凝土塊的承壓能力，試驗過程中發現牆試體僅一向(不一定正向或負向)可達到預估的強度值，其推斷原因為牆面其中一處發生壓碎破壞後，試體整體之力量傳遞機制就會大幅的改變，並且因牆體採用的是傳統配筋方式，僅配置溫度與乾縮控制鋼筋，混凝土所受之圍束不足。試體 5 經實驗證實，判斷其破壞模式為牆體關鍵斷面區水平剪力摩擦破壞，因配置密集水平向鋼筋提升斜向壓桿剪力破壞之牆度，垂直向鋼筋並未等向配置密集鋼筋，造成水平向剪力摩擦強度低於斜向壓桿剪力破壞強度，而導致關鍵斷面區之水平剪力破壞現象。

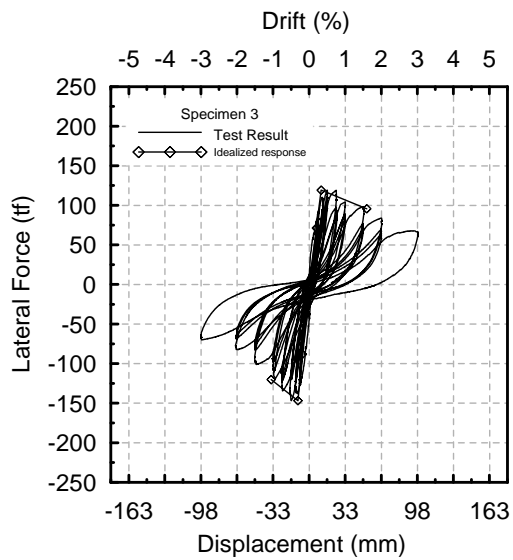
本研究研擬耐震性能提升方法，提升策略包括開口旁邊界構材、牆體圍束鋼筋、密集配置牆體水平向鋼筋，以及對角向鋼筋。牆體編號與試驗結果如圖 7(a) 至圖 7(f) 所示，顯示性能提升後之開口牆體具有相當優良之韌性與消能行為；配置對角向鋼筋、邊界構材、牆體圍束鋼筋及密集配置水平向鋼筋之試體 6 相較於採傳統配筋之試體 3，依極限位移比所得之位移容量提升如下：極限位移提升 150%，消能能力提升 317%，如表 1 至表 4 及圖 8 至圖 10 所示，僅比較有開口之試體，其極限位移比為試體 6 > 試體 4 > 試體 5 = 試體 3，其消能為試體 6 > 試體 4 > 試體 5 > 試體 3。



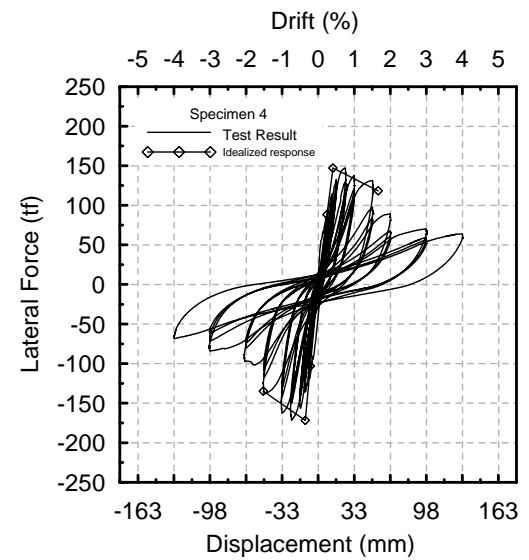
(a) 試體 1 力與位移曲線



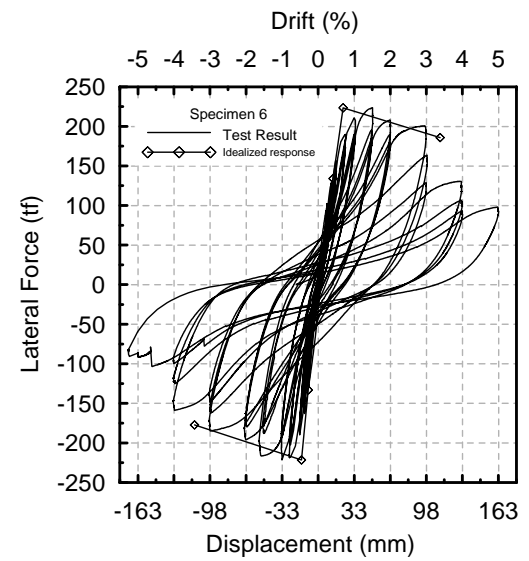
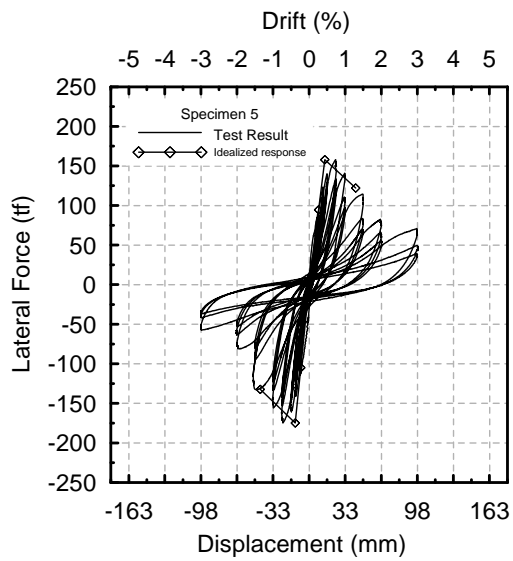
(b) 試體 2 力與位移曲線



(c) 試體 3 力與位移曲線



(d) 試體 4 力與位移曲線



(e) 試體 5 力與位移曲線

(f) 試體 6 力與位移曲線

圖 7 試體 1~6 力與位移曲線；(a)試體 1 力與位移曲線；(b)試體 2 力與位移曲線；
(c)試體 3 力與位移曲線；(d)試體 4 力與位移曲線；(e)試體 5 力與位移曲線；(f)
試體 6 力與位移曲線。

表 1 開口牆試體最大強度值及其對應之位移比

	正向最大值(對應位移比)	負向最大值(對應位移比)
試體 1	163.4 tf (0.375%)	-229.6 tf (0.75%)
試體 2	263.5 tf (0.75%)	-262.4 tf (1%)
試體 3	119.3 tf (0.5%)	-147 tf (0.5%)
試體 4	147.2 tf (0.75%)	-171.7 tf (0.75%)
試體 5	158 tf (0.75%)	-174.9 tf (0.75%)
試體 6	221.8 tf (1.5%)	-221.6 tf (1%)

資料來源:本研究整理

如前述，試體 2 加載梁加載端遭非預期壓碎，其因試體受正向推力時會發生翹曲現象，導致加載梁加載端之斷面為非垂直於地面(傾斜一角度)，因而使制動器(力量)形成一仰角(位移比越大，仰角越大)，並於制動器鉸接點(較靠近試體端)產生分力，又因制動器轉接頭長度過剩，導致制動器產生之第一分力(平行於加載梁斷面)乘上力臂對混凝土加載梁斷面上半部分(受壓區)產生巨大之額外彎矩，第二部分為加載梁全斷面之軸向推力，而因混凝土承受額外彎矩之承壓區(斷面上半部)能力無法抵抗其額外造成之彎矩力加上軸向推力，造成混凝土加載梁斷面上半部分壓碎，且位移比越大，產生之轉角越大，進而導致額外彎矩越大，本研究考量到加載梁之預力螺桿可能因試體產生轉角而導致彎折，故於試體 2 實驗時，位移比進入 1.5%後，判定正向推力已無法達到後續位移比，且正負向強度均掉至 88%，已捕捉試體之最大強度但無法下降至極限位移比之強度(80%)，故於下述極限位移比比較、消能能力比較(此比較依極限位移比為判斷標準)不將試體 2 納入考量範圍。

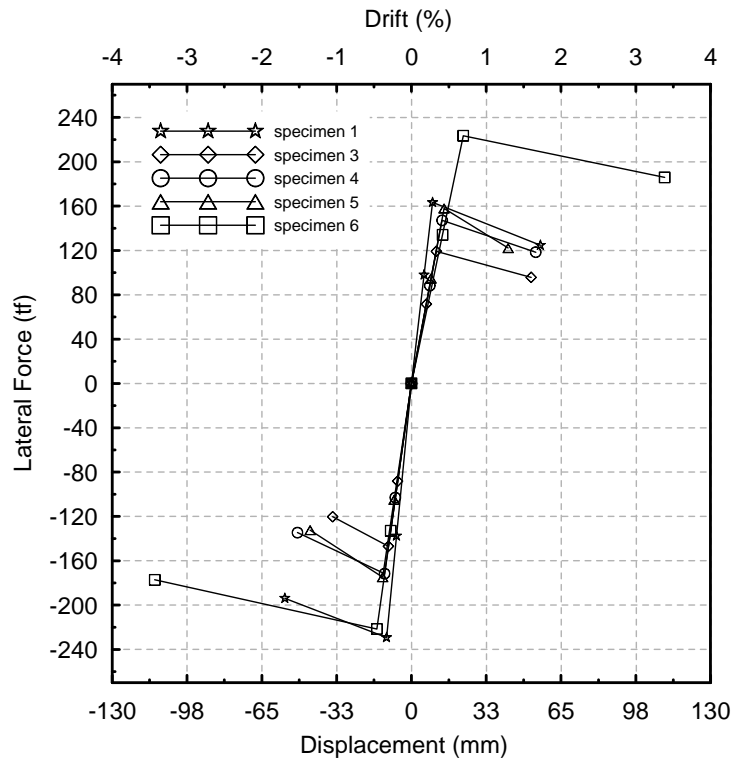


圖 8 開口牆試體雙線性線(極限位移比)

資料來源:本研究繪製

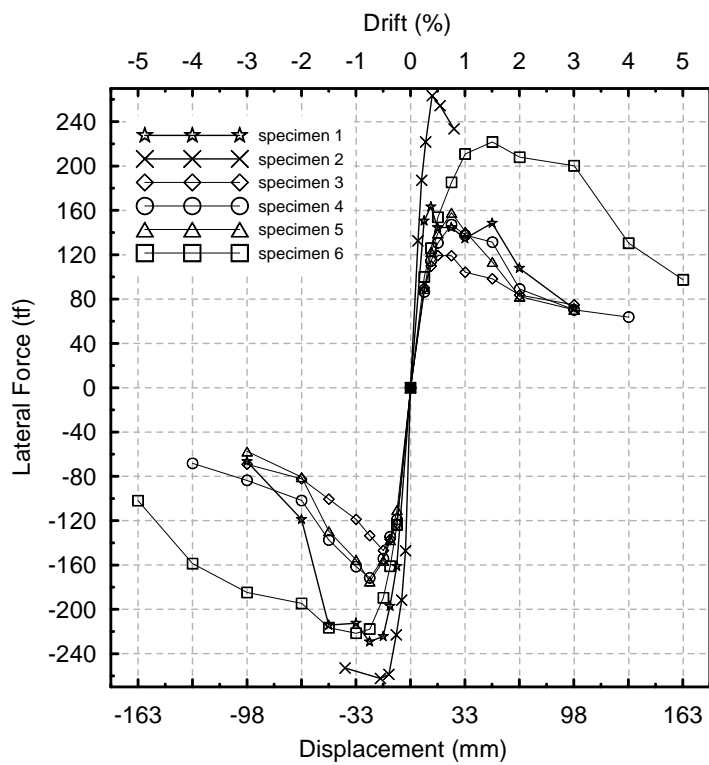


圖 9 開口牆試體遲滯包絡線

資料來源:本研究繪製

表 2 開口牆試體正負向降伏位移比

試體編號	降伏位移比(正向)	降伏位移比(負向)
試體 1	0.3%	-0.3%
試體 2	0.3%	-0.1%
試體 3	0.3%	-0.3%
試體 4	0.4%	-0.36%
試體 5	0.4%	0.38%
試體 6	0.7%	-0.5%

資料來源:本研究繪製

表 3 開口牆試體正負向極限位移比

試體編號	極限位移比(正向)	極限位移比(負向)
試體 1	1.7%	-1.7%
試體 2	N.A.	N.A.
試體 3	1.6%	-1%
試體 4	1.6%	-1.5%
試體 5	1.3%	-1.4%
試體 6	3.4%	-3.4%

資料來源:本研究繪製

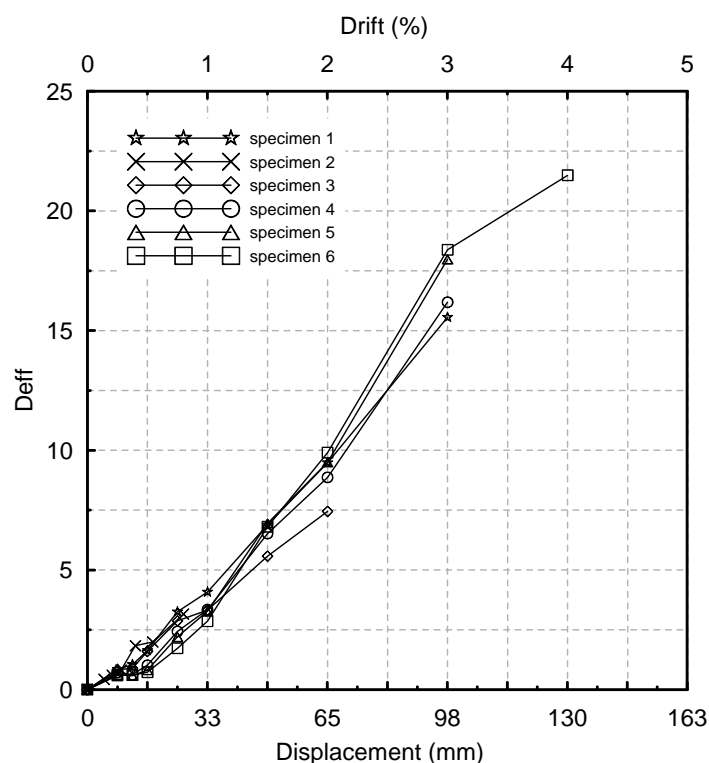


圖 10 開口牆試體有效阻尼比

資料來源:本研究繪製

表 4 開口牆試體消能能力比較(依極限位移比)

試體編號	有效阻尼比(消能比)
試體 1	7.8
試體 2	N.A.
試體 3	4.8
試體 4	7
試體 5	5.5
試體 6	20

資料來源:本研究繪製

六、沿街店鋪住宅屋後外牆設計法

本研究針對一樓屋後開口外牆探討強度、韌性及消能能力行為之改善辦法，使地震來襲時，發生一樓軟弱層破壞，屋後開口外牆提供足夠之韌性及消能能力，使結構能有效提升耐震性能，且提供預警性。本章將針對開口牆強度評估與細部配置兩大方向進行探討。首先開口牆試體強度評估以 ACI[1]提供之強度計算式為基礎，輔以各種強度折減係數來預測試驗之結果。比較之重點為混凝土結構設計規範實心牆體剪力強度計算式搭配 Ono's[20]開口牆體強度折減係數計算開口牆體強度、混凝土結構設計規範實心牆體剪力強度計算式搭配 AIJ[2]開口牆體強度折減係數計算開口牆體強度、102 年建研所委託研究案所提出之關鍵斷面強度計算法、

對角向鋼筋強度計算法。細部配置之探討將針對本研究為改善典型開口牆體之強度、韌性(極限位移比)及消能能力等行為做一改良式鋼筋配置。

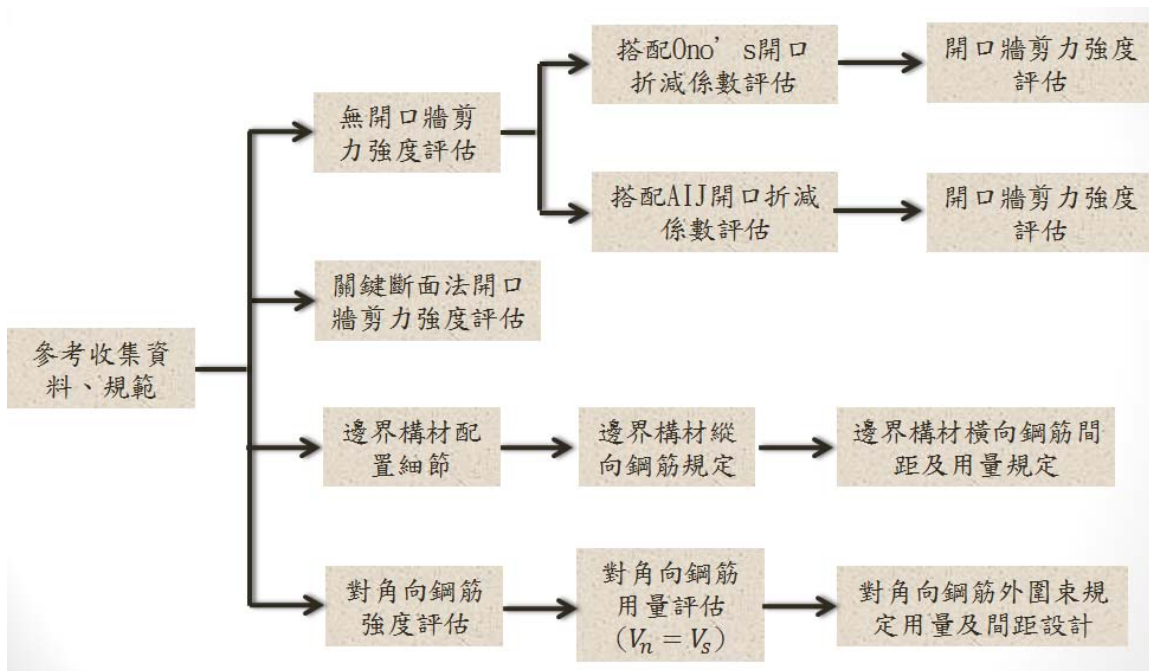


圖 11 試體設計流程

資料來源:本研究整理

表 5 試體側推剪力強度與強度評估之比較

	Ono 強度折減係數		關鍵斷面強度評估法		AIJ 強度折減係數	
	正	負	正	負	正	負
	$\frac{V_{test}^+}{V_n \times r_{ono}^+}$	$\frac{V_{test}^-}{V_n \times r_{ono}^-}$	$\frac{V_{test}^+}{V_{n,cr}}$	$\frac{V_{test}^-}{V_{n,cr}}$	$\frac{V_{test}^+}{V_n \times r_{AIJ}^+}$	$\frac{V_{test}^-}{V_n \times r_{AIJ}^-}$
試體 3	0.64	0.9	0.72	0.90	1.11	1.36
試體 4	0.79	1.0	0.91	1.04	1.37	1.59
試體 5	0.62	0.78	0.76	0.85	1.07	1.18
試體 6	0.66	0.72	0.76	0.76	0.97	0.97
平均值	0.7	0.85	0.79	0.89	1.13	1.28

V_{test} : 試體側推剪力強度; V_n : 試體以式(2.1)計算得實心剪力強度; r_{ono} : Ono's 強度折減係數; r_{AIJ} : AIJ 強度折減係數。

試體 5 因垂直向鋼筋並未如水平向鋼筋所設置之等增量之密集數量，本研究團隊判定因水平向鋼筋密集配置所提供之斜向剪力強度大於垂直向鋼筋並未等量

增加而提供之關鍵斷面區水平剪力摩擦強度，破壞轉由水平剪力摩擦破壞現象，因此上表中試體 5 之各開口牆強度評估比較可能較有誤差；由上表可發現，Ono's 強度折減係數可反映出開口形狀及位置配置不同，決定斜向壓桿之位置及角度，並依斜向壓桿計算牆體受壓區塊，決定折減係數並進一步評估開口牆體強度，評估結果為正向強度較高，負向強度較低，經本研究之試體 3 實驗證實，正向推力作用下，壓桿承壓區通常為窗邊角落，抵抗之強度比起負向拉力時壓桿承壓區(右柱)明顯不及，故實驗結果正向強度不及負向強度，評估結果與實驗結果明顯產生差異，故本研究探討 Ono's 評估折減係數可能之缺點，為評估過程中僅考慮牆體壓力區塊，壓桿之承壓區均假設為能提供足夠強度之構件(如梁、柱或基礎之中心線)，但實驗證實壓桿承壓區為無法提供強度之開口自由端，故 Ono's 正向強度之評估易缺乏準確性，負向評估則因試體提供足夠強度之壓桿承壓區(右柱)，結果較為準確；再者，若根據試體 4(加入窗邊界構材)做評估與實驗比較，發現試體 4 因加入窗之邊界構材，正向推力之壓桿承壓區轉由邊界構材取代，能提供較高之強度，評估結果之準確性於正向推力時較試體 3 高，負向推力與實驗測試值比也較為準確，惟邊界構材(正向壓桿承壓區)比起右柱(負向壓桿承壓區)之強度略低，故試體 4 正負向評估結果準確性有落差；比較各試體發現 Ono's 評估之折減係數恐有不保守之疑慮。關鍵斷面強度評估法，雖無法將開口位置之效應完全捕捉到，但評估之結果相較於 Ono's 之折減係數略為準確，不過依舊不保守。以 AIJ 強度折減係數評估，其為開口之尺寸與實心牆尺寸之比例關係，並未考量開口位置造成的效應，結果相較於實驗值有保守之成果。上述之關鍵斷面評估法與 AIJ 建議之折減評估法均如 Ono's 評估法因正向推力壓桿承壓區為窗邊，故開口試體(試體 5 因破壞模式不同，不納入比較，詳見本章第 7 點)正向強度評估之準確度均較負向低，窗邊若無邊界構材(試體 3)，則正向之準確性與負向差距較大，若增設邊界構材，則正向強度準確性與負向差距較小。

七、低矮鋼筋混凝土沿街店鋪式住宅耐震評估方法

本研究基於國家地震工程研究中心(NATIONAL CENTER FOR RESEARCH ON EARTHQUAKE ENGINEERING，以下簡稱 NCREE)側推耐震評估方法 [18][19]，提出能考慮牆體開口效應，並適用低矮鋼筋混凝土沿街店鋪式住宅之側推耐震評估方法；鋼筋混凝土無開口牆之撓曲強度藉由斷面分析預測，而剪力強度則由軟化壓拉桿模型決定；開口剪力牆的剪力強度、有效初始勁度及剪力勁度則由無開口剪力牆搭配開口折減係數估算之。

本研究利用所發展的側推耐震評估方法，進行實際沿街店鋪式住宅之耐震評估，所評估的對象為一最近新建、座落於台中市之沿街店鋪式住宅。分析結果顯示一樓軟弱層破壞模式，其因緣於柱尺寸影響此類建築住宅使用空間需求而變小，導致強梁弱柱，以及一樓沿街方向牆壁因開門、開窗或流通性而大幅度開口，導致強度弱於其上樓層。

利用前述本研究發展之側推耐震評估方法，本研究分析二棟位於台中市之實際沿街店舖式住宅沿街方向之耐震能力，其中第一棟(房屋 A)於今年(2014)完工開始使用。本研究將房屋 A 分為 A1 及 A2 兩重構架型式，其房屋 A1 為純構架梁柱系統（不模擬牆）；房屋 A2 為含牆構架系統（包含實心與開口牆體）。

(1) 房屋 A1 之結構特徵，是為模擬純梁柱構架無牆系統，圖 顯示模型之一樓平面圖，圖 顯示房屋 A1 之屋後立面圖：

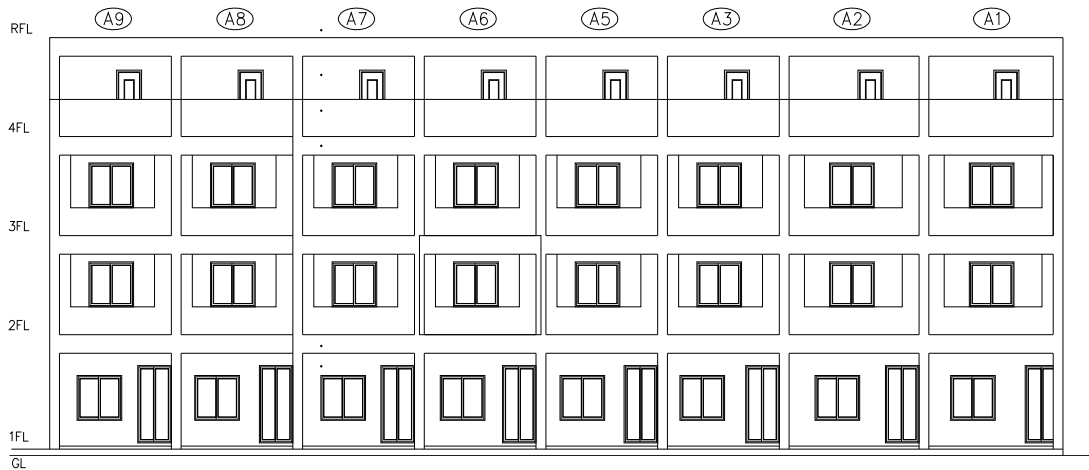


圖 12 後立面圖

資料來源:本研究繪製

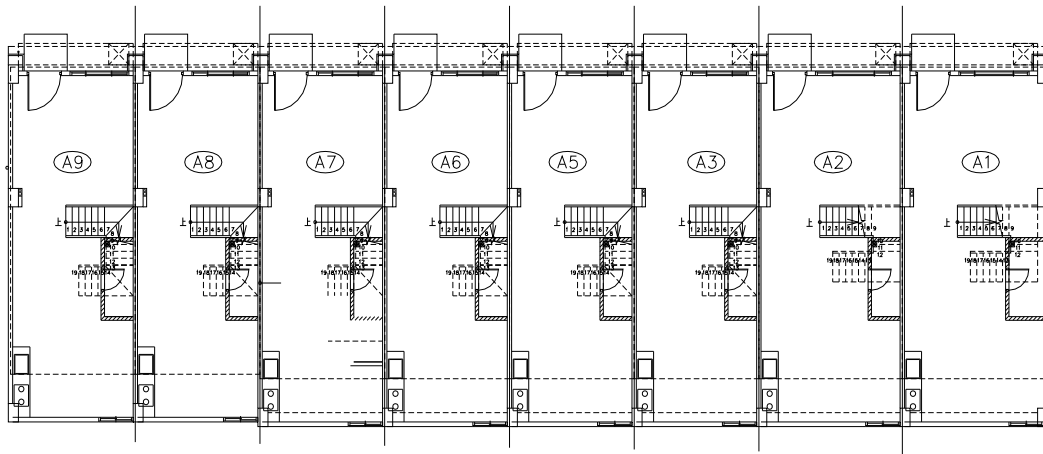


圖 13 一樓平面圖

資料來源:本研究繪製

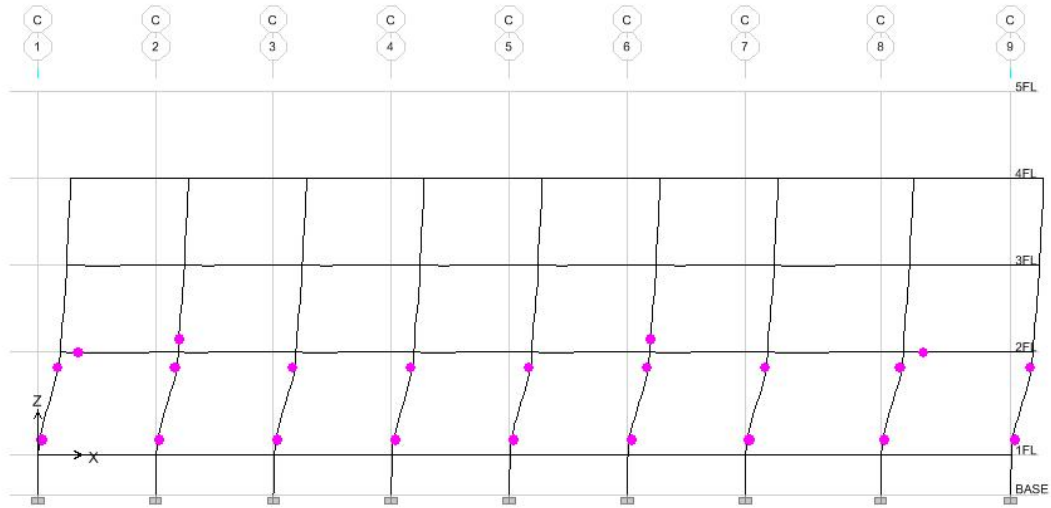


圖 14 房屋 A1 之塑鉸區

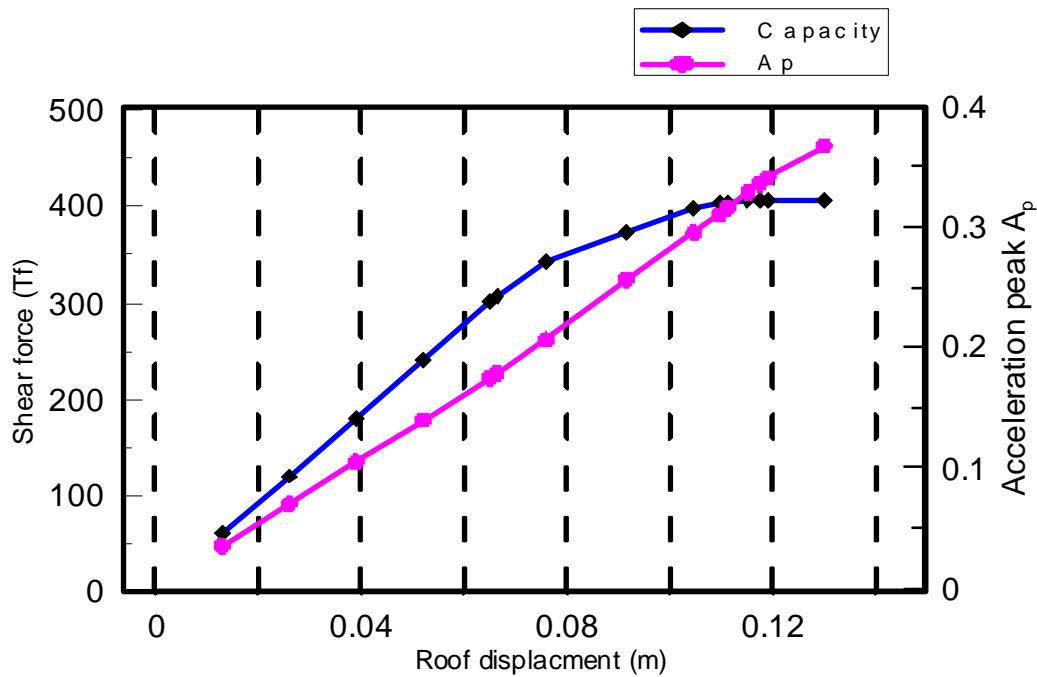


圖 15 房屋 A1 之側推分析結果

分析結果顯示，大部分的塑鉸產生在一樓柱的兩端，一樓以上樓層破壞輕微，破壞模式為典型一樓軟弱層破壞，當地震發生時，第一樓層容易產生崩塌式脆性破壞。從本棟房屋梁柱之設計，可發現此房屋結構使用強梁弱柱的設計，此為一樓軟弱層破壞之主因。房屋 A1 結構評估所得最大地表加速度 $A_p=0.3672g$ ，此值為 1.1475 倍房屋所在區域之設計地表加速度。

- (2) 房屋 A2 考慮鋼筋混凝土剪力外牆元素，於模型中設置剪力牆，一樓平面圖及屋後立面圖如上圖 12 及圖 13:

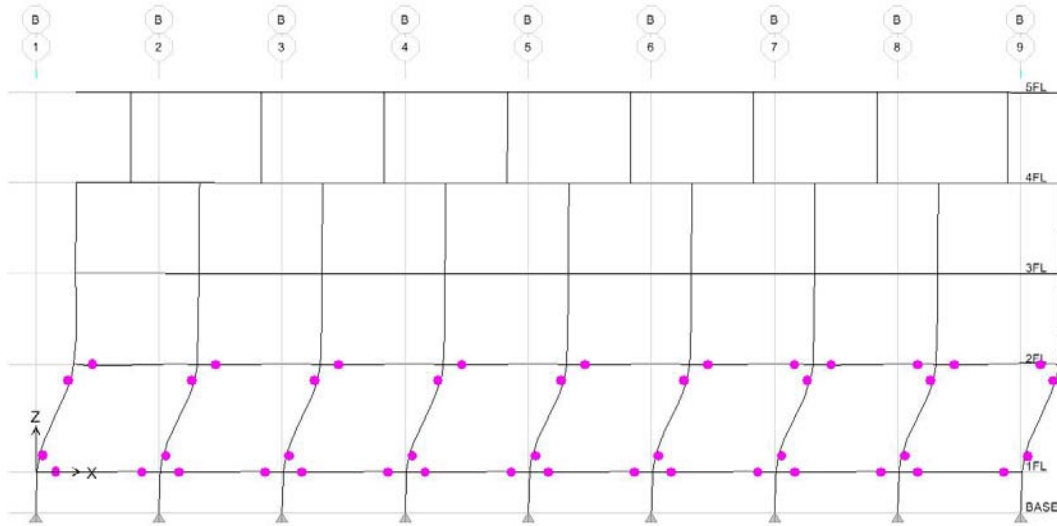


圖 16 房屋 A2 之塑鉸區

資料來源:本研究繪製

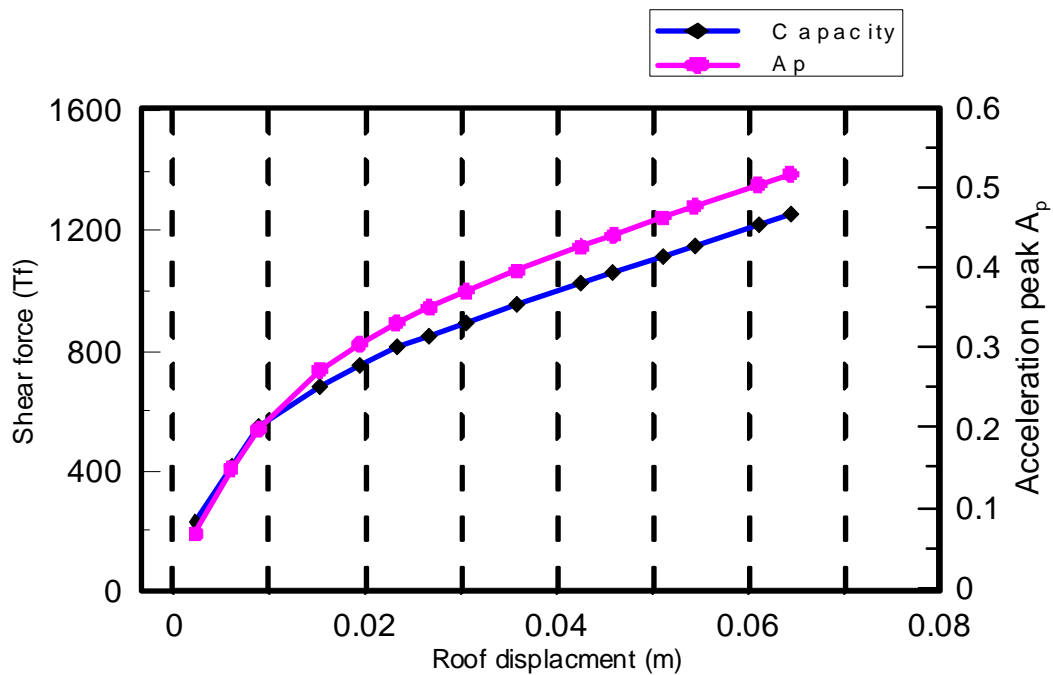


圖 17 房屋 A2 之側推分析結果

資料來源:本研究繪製

分析結果顯示，房屋 A2 之結構最大地表加速度值 $A_p=0.5471g$ ，此值為 1.71 倍房屋所在區域之設計地表加速度，牆體之考慮顯著增加分析所得之最大地表加速度。在破壞分佈上，多數破壞仍然集中在一樓，多數塑鉸產生於一樓柱兩端（撓曲塑鉸），以及一樓開口牆中央（剪力塑鉸），結構之側位移亦集中在一樓，整體破壞模式仍為一樓軟弱層破壞。造成此種破壞模式的主因除前所述之強梁弱柱外，在牆體方向，一樓牆體開口面積顯著大於其上樓層為另一原因，導致一樓牆

體側力強度弱於其上樓層。從本案例側推分析結果可知，此案例雖具有大於規範設計地震之地表加速度容量，但破壞模式為危險之一樓軟弱層破壞，若地震大小出乎設計預期，容易產生如 921 大地震常見的一樓崩塌破壞，危急居民生命安全。

(3) 房屋 B 之屋內結構配置及街道方向如圖 18 所示，此結構包含由梁及柱組成之抗彎矩構架，並且配置有開口及無開口之剪力牆

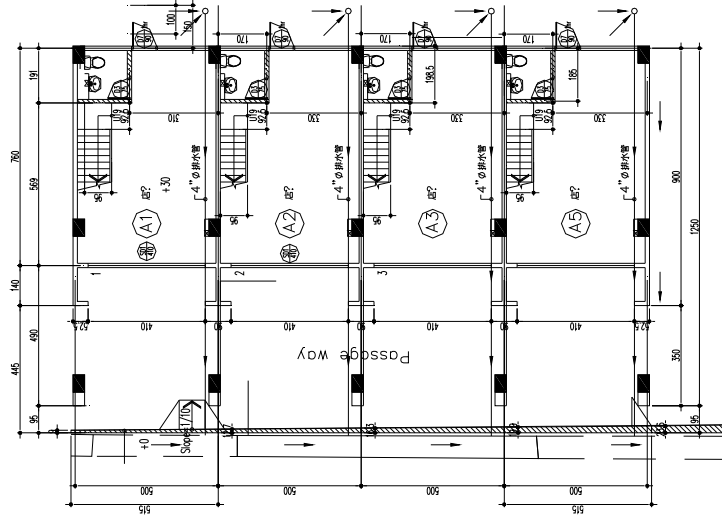


圖 18 房屋 B 一樓平面圖及一樓軟弱層破壞實景

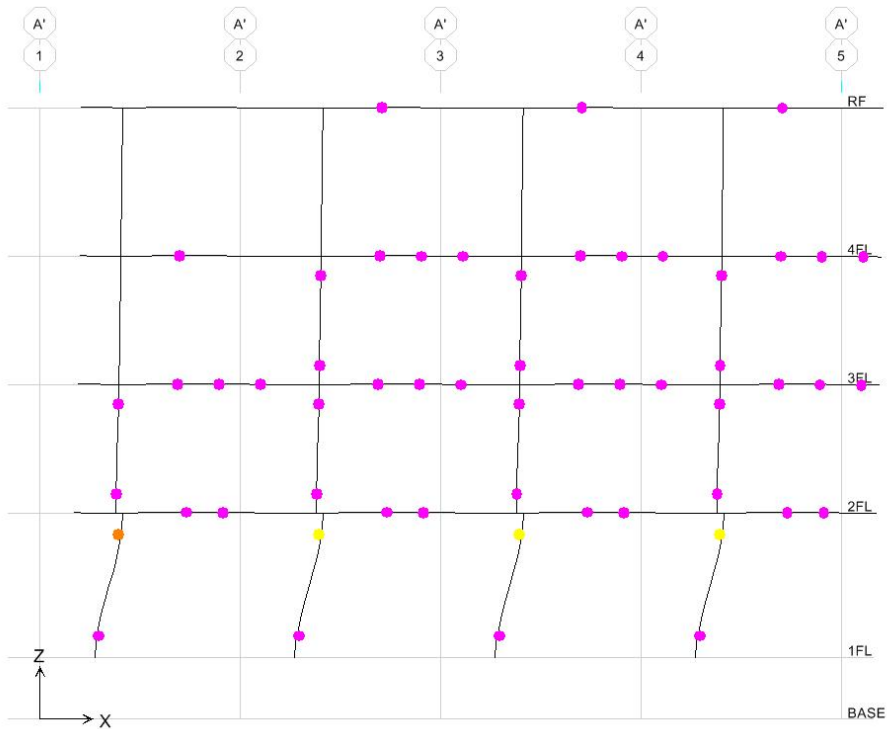


圖 19 房屋 B 之塑鉸區

資料來源:本研究繪製

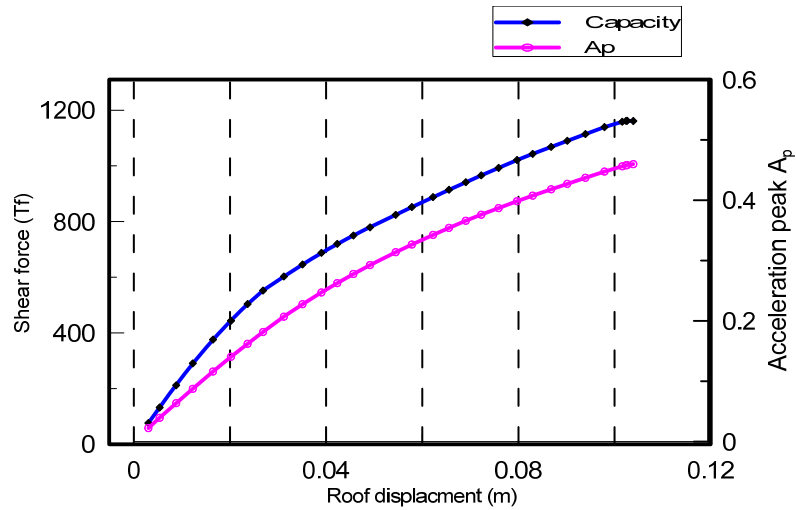


圖 20 房屋 B 之側推分析結果

資料來源:本研究繪製

由分析結果顯示，房屋 B 於地震作用下，其破壞模式仍為一樓軟弱層破壞，由分析結果發現，位於一樓 B 立面及 A' 立面之鋼筋混凝土開口牆提供之強度不足，無法避免地震力作用下造成的損壞。

分析結果顯示，房屋 B 之最大地表加速度 A_p 為 0.459g，其為台中市最小設計地表加速度之 1.44 倍，故此結構物能提供足夠之強度，惟若結構物因地震大小超過設計預期而產生破壞，其破壞模式將違背設計理念。

七、結論與建議

1. 本研究針對典型沿街店舖式住宅之開口外牆所提出之改良式配筋，其中關於邊界構材較密集箍筋配置、牆體水平鋼筋入邊界構材核心錨錠、以及較密集牆體圍束鋼筋之鋼筋綁匠與施工，已於實尺寸牆試體製作過程中證實為可行。
2. 本研究試體 6 採用對角向鋼筋，對角向鋼筋因有斜向角度、彎鈎錨定進梁、柱及基礎接頭，本研究顧慮施工性，採用新型續接器，分為較短及較長段，接頭區以調整性高之較短段錨定，其於牆體中之續接施工性已透過實尺寸牆試體製作證實為可行。採用前述新型續接器續接之鋼筋試體，拉力測試結果顯示斷裂處為續接器外鋼筋母材處，滑動量及伸長量均符合 SA 級測試標準。
3. 本研究考量試體 4~6 鋼筋較為密集，採用細粒料配比之混凝土，試體模擬實務工法，採直立澆置，模板使用一般建築工地用料，混凝土澆置結果顯示僅少部分區域如牆底層及部分鋼筋密集區域有少許粒料分離現象。
4. 本研究研擬耐震性能提升方法，提升策略包括開口旁邊界構材、牆體圍束鋼筋、密集配置牆體水平向鋼筋，以及對角向鋼筋。實驗結果顯示性能提升後之開口牆體具有相當優良之韌性與消能行為；配置對角向鋼筋、邊界構材、牆體圍束鋼筋及密集配置水平向鋼筋之試體 6 相較於採傳統配筋(僅配置溫度與乾縮鋼筋)之試體 3，耐震性能提升如下：極限位移比提升 150%，消能能力提升 317%，強度最大值提昇 50%。試體六採對角向鋼筋配置，試體之最大強度由對角向鋼筋提供，且解決牆體因開口導致正負向強度及極限位移比差異問題，實驗證實，正向(推力)強度最大值為 221.8tf，而負向(推力)最大值為-221.6 tf，且極限位移比分別為正向 3.4%及負向-3.4%。
5. 於窗邊及門邊設置邊界構材之試體 4~6(以試體 4 及試體 3 做比較，其差異僅一種變數)，以傳統乾縮與溫度鋼筋配置之試體 3 因斜向壓桿承壓區為窗邊角落區，無法提供足夠之側向變型束制能力，導致行為較差，故本研究於試體 4 增設窗及門邊之邊界構材，並於牆之水平向鋼筋設置彎鈎錨定進邊界構材核心區域(於第五章詳述)，經實驗證實，其強度、位移容量及消能能力均能有效提升。設置邊界構材使正向強度提升 25%，負向強度提升 17%，平均極限位移比提升 20%，消能能力提升約 50%。
6. 本研究進行試體 5 之設計時，因主要探討剪力強度之提升，且考慮強體之撓曲強度影響，故僅針對水平向鋼筋(抵抗斜向剪力)做較為密集之配置(間距 10cm)，針對垂直向鋼筋(提升撓曲強度)之間距配置較水平向鋼筋不密集(間距 15cm)，因垂直向鋼筋並未如水平向鋼筋所設置等增量之密集數量，本研究團隊判定因水平向鋼筋密集配置所提供之斜向剪力強度，大於垂直向鋼筋(並未等量增加)所提供之關鍵斷面區水平剪力摩擦強度，破壞轉由水平剪力摩擦主控，因此試體 5 之各開口牆強度評估比較可能誤差較大。

7. 本研究基於文獻、研究資料及規範等，提出沿街店鋪住宅一樓屋後開口外牆側向強度之設計方法(詳述於第五章)，與實驗側試結果比對，結果如下：
- (1) Ono's 強度折減係數可反映出開口形狀及位置配置不同，決定斜向壓桿之位置及角度，並依斜向壓桿計算牆體受壓區塊，決定折減係數並進一步評估開口牆體強度，評估結果為正向強度較高，負向強度較低，經本研究之試體 3 實驗證實，正向推力作用下，壓桿承壓區通常為窗邊角落，抵抗之強度比起負向拉力時壓桿承壓區(右柱)明顯不及，故實驗結果正向強度不及負向強度，評估結果與實驗結果明顯產生差異，故本研究探討 Ono's 評估折減係數可能之缺點，為評估過程中僅考慮牆體壓力區塊，壓桿之承壓區均假設為能提供足夠強度之構件(如梁、柱或基礎之中心線)，但實驗證實正向加載之壓桿承壓區為無法提供強度之開口自由端，故 Ono's 正向強度之評估易缺乏準確性，負向評估則因試體提供足夠強度之壓桿承壓區(右柱)，結果較為準確；再者，若根據試體 4(加入窗邊界構材)做評估與實驗比較，發現試體 4 因加入窗之邊界構材，正向推力之壓桿承壓區轉由邊界構材取代，能提供較高之強度，評估結果之準確性於正向推力時較試體 3 高，負向推力與實驗測試值比也較為準確，惟邊界構材(正向壓桿承壓區)比起右柱(負向壓桿承壓區)之強度略低，故試體 4 正負向評估結果準確性有落差；比較各試體發現 Ono's 評估之折減係數恐有不保守之疑慮。
 - (2) 關鍵斷面強度評估法，雖無法將開口位置之效應完全捕捉到，但評估之結果相較於 Ono's 之折減係數略為準確，不過依舊不保守。
 - (3) AIJ 提供之強度折減係數衡量為依開口尺寸做一強度折減率評估，其結果相較於實驗值有保守之結果。
8. 本研究基於國家地震工程研究中心校舍補強計畫所發展之側推耐震評估方法，提出能考慮牆體開口效應之側推分析方法，結合工程師常用之結構分析商業軟體，可有效的協助工程師進行考慮牆體開口效應之側推分析，適用於鋼筋混凝土沿街店鋪式住宅之耐震評估。
9. 應用本研究所提出之耐震評估方法於兩實際、新建之沿街店鋪式集合住宅案例，進行沿街方向之耐震分析。於案例一中，若僅模擬梁與柱構架系統，分析結果顯示雖結構之最大地表加速度符合規範規定，卻有顯著之一樓軟弱層效應，主因為強梁弱柱之設計所致；若將牆體加入分析模型，則最大地表加速有相當幅度之增加，但仍呈現顯著一樓軟弱層效應，其原因除前述強梁弱柱外，尚因一樓牆體數量較少，以及開口牆體之開口面積比例大於其上樓層之故。案例二之耐震評估結果同樣顯示一樓軟弱層現象，原因亦為強梁弱柱與一樓牆體開口較大之故。

建議一

推廣沿街店鋪式住宅開口牆體改良式配筋細節與設計方法:立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國全國建築師公會、中華民國土木技師公會全國聯合會、中華民國結構技師公會全國聯合會

本研究透過實尺寸結構試驗，研提三種提升牆體耐震性能之改良式配筋：包括開口旁設置邊界構材、牆體較密集箍筋配置、以及對角鋼筋。試驗結果顯示三種配筋細節可有效提昇牆體耐震性能，建議可推廣至工程中使用。

建議二

沿街店鋪式住宅耐震評估方法講習會:立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所、國家地震工程研究中心

協辦機關：中華民國全國建築師公會、中華民國土木技師公會全國聯合會、中華民國結構技師公會全國聯合會

本研究提出能考慮牆體開口效應之側推耐震評估方法，可有效的協助工程師進行考慮牆體開口效應之側推分析，適用於鋼筋混凝土沿街店鋪式住宅之耐震評估。由於此方法乃基於國家地震工程研究中心校舍補強案所發展的方法，修改並加入開口牆體元素而得，因此建議與國家地震工程中心合辦講習會，將此耐震評估方法推廣到工程界使用。

建議三

進行沿街店鋪式住宅耐震結構系統之研究:立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：無

實際、新建沿街店鋪式住宅側推耐震評估結果顯示，一樓仍存在軟弱層現象，主因強梁弱柱與一樓牆體開口較大所導致，而此設計特徵普遍存在於新建之沿街店鋪式住宅中，建議儘速投入其結構系統之研究，研提改善方法。

参考文献

ACI Committee 318, "Building code requirement for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (318R-05)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2008

Architectural Institute of Japan (AIJ) "Design guideline for earthquake resistant reinforced concrete building based on inelastic displacement concept," Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1999 (in Japanese)

ASCE 41-06, "Seismic rehabilitation of existing buildings," by American Society of Civil Engineers, ASCE, 2006

Bing Li and Qin Chen, "Initial stiffness of reinforced concrete structural walls with irregular openings", Earthquake Engng Struct. Dyn. 2010, 39: pp 397- 417

Chopra, A. K., "Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering," Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1999

Comité Euro-Internation du Béton (CEB)-Fédération International de La Précontrainte (FIP). (1993). Model Code 1990, 1993, (MC90), Thomas Telford, London.

CSI, "ETABS: Extended 3D analysis of building systems, nonlinear version 9.5", Computer and Structures, Inc., Berkeley, California, 2008

Elwood, K. J., and Moehle, J. P., "Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns," ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 4, 2005, pp. 578-587

Elwood, K. J., and Moehle, J. P., "Drift Capacity of Reinforced Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement," Earthquake Spectra, Vol. 21, No. 1, 2005, pp. 71-89

Hieu Luu-Cong, "seismic assessment for reinforced concrete school building", master thesis, National Taiwan University, 11-2011

Hsu, T. T. C., Unified Theory of Reinforced Concrete, CRC Press, Inc., Boca Raton, 1993

Hung-Jen Lee, Cheng-Cheng Chen, Ruey-Shyang Ju, Chen-Yu Wu, "Evaluation of stairwell walls of seismic performance of low-rise RC street building", Architecture and building research institute ministry of interior, 12-2010

Hwang, S. J., and Lee, H. J., "Strength prediction for discontinuity regions by softened strut-and-tie model," J. Struct. Engineering, ASCE, 128(12), 2002, pp. 1519-1526

Masato Sakurai, Hiroshi Kuramoto et, "Seismic performance of rc RC walls with multi-openings", the 14th world conference on Earthquake engng., Beijing China, 10-2008

Moehle, J.P., "Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes," Earthquake Spectra,

8(3), 1992, pp. 403-428

Moehle, J. P.; Elwood, K. J.; and Sezen, H., "Gravity Load Collapse of Building Frames during Earthquakes," S. M. Uzumeri Symposium: Behavior and Design of Concrete Structures for Seismic Performance, SP-197, S. A. Sheikh and O. Bayrak, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2002, pp. 215-238

Mokoto warashina et., "shear behavior of multi-story RC structural walls with eccentric openings", the 14th world conference on Earthquake engng., Beijing China, 10-2008

NCREE-09-020, "International training program for seismic design of structures", National Center on Research for Earthquake Engineering, Taipei Taiwan, Oct. 2009

NCREE-09-023, "Technology handbook for seismic evaluation and retrofit of school buildings," Second edition, National Center on Research for Earthquake Engineering, Taipei Taiwan, (in Chinese), Nov. 2009.

Ono Masayuki and Tokuhiro Ikuo, "A proposal of reducing rate for strength due to opening effect of reinforced concrete framed RC walls", Journal of Struct. Const. Engng. AIJ, No. 435 May 1992, pp.119 - 129

Paulay, T., and Priestley, M. J. N., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings," John Wiley & Sons, Inc., New York, 1992, 744 pp.

Sezen Halil, "Seismic behavior and modeling of reinforced building columns", PhD thesis, University of California, Berkeley, 2000

Sezen, H., "Seismic behavior and modeling of reinforced concrete building columns," PhD. dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, 2002

Sezen, H. and Moehle, J. P., "Shear strength model for lightly reinforced concrete columns," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 11, 2004, pp.1692-1703

Tu, Y. S., "An analytical study of the lateral load-deflection responses of low rise RC walls and frames," Ph.D. Dissertation, Dept. of Constr. Engrg., National Taiwan University of Science and Technology, Taipei, Taiwan, 2005 (in Chinese)

Lehman, D. E., and Moehle, J. P., "Seismic performance of well-confined concrete bridge columns," PEER-1998/01, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, 2000

Bali, I., Hwang, S.J., "Strength and deflection prediction of double-curvature reinforced concrete squat walls", Structural Engineering and Mechanics, Vol. 27, No. 4, 2007, pp. 501-521

Moehle, J.P., T. Ghodsi, J.D. Hooper, D.C. Fields, and R. Gedhada, (2011). "Seismic Design of

Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams: A guide for practicing engineers,” NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

Doi M., Sakashita M., Kono S., Tanaka H.,(2009). “Ultimate Shear Capacity of Multi-Story RC Structural Walls with Eccentric Openings,” Second International Workshop on Performance, Protection and Strengthening of Structures under Extreme Loading, Aug 19-21, Hayama, Japan, Paper N105.

Sakurai, M., Kuramoto, H., Matsui, T., Akita, T., (2008). Seismic Performance of RC Shear Walls with Multi Openings. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.

Emin, M., and Altin, S., (2006). *ACI Structural Journal*, 701-709.

李宏仁, 陳正誠, 朱瑞祥, 吳鎮宇, (2010). 梯間牆對低層 RC 造沿街連棟建築物耐震性能之影響, 內政建築研究所, 台北市。

許茂雄, 藍百圻, (2002). 既有 RC 沿街店舖住宅滿足功能要求之耐震補強, 國立成功大學, 台南市。

黃世建, 陳力平, 陳俊宏, (2003). 含開口 RC 牆非韌性構架之耐震行為研究, 國家地震工程研究中心報告編號 NCREE-03-010, 台北。

李有豐, 黃皓君, (2003). 非韌性雙層雙跨含牆 RC 構架之擬動態試驗與結構反應之 HHT 分析, 碩士論文, 國立台北科技大學土木與防災研究所, 台北。

邱耀正, 謝忠龍, (2005). 大尺寸扇形配筋預鑄 RC 剪力牆實驗與分析, 國立成功大學。

黃世建, 張弘彬, (2003). 含 RC 翼牆非韌性構架耐震評估與補強之研究(II), 碩士論文, 國家地震工程研究中心報告編號 NCREE-03-046, 台北。

黃世建, 游倩雯, (2004). 含 RC 翼牆構架之耐震補強研究, 碩士論文, 國家地震工程研究中心報告編號 NCREE-04-011, 台北。

邱耀正, 王繼慶, 周原仲, 蕭輔沛, (2007). 以 CFRP 條狀貼片強化/補強鋼筋混凝土含牆構架之研究, 國家地震工程研究中心報告編號 NCREE-07-011, 台北。

邱昌平, 高健章, 蔡培欽, 楊名裕, (1992). 含開孔 R.C. 隔間牆之構架之耐震行為研究, 行政院國家科學委員會, 台北。

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)」, 科技圖書公司。

內政部建築研究所, (2012)。「低矮鋼筋混凝土街屋典型開口外牆耐震性行為研究」。