

# 既有 RC 建築物修復補強工法之性能試驗研究(2)

## Performance testing of existing RC structures with seismic retrofitting

主管單位：內政部建築研究所

張順益

廖文義

宋裕祺

尹世洵

Chang, Shuenn-Yih Liao, Wen-I Sung, Yu-Chi Yin, Shih-Hsun

臺北科技大學土木工程學系暨土木與防災研究所

### 摘要

國內中小學老舊校舍與一般老舊建築物經常因高窗的配置而無形中出現短柱的現象相當普遍，因此在歷年來的震害中經常出現短柱破壞的案例。因此本研究特別針對含台度磚牆之鋼筋混凝土構架來進行短柱行為的研究，除了設計及製作四座實尺寸含不同高度之台度磚牆的鋼筋混凝土構架試體來進行反覆載重試驗之外，對於發生短柱破壞的臨界條件也提出簡易評估的方法，此方法也可用來評估補強後之構架是否已不再發生短柱破壞。經由實驗的觀察與試驗的結果，並配合磚牆和構架邊柱之剪力強度的計算與比較，可以得知磚牆的破壞與否將會直接影響到短柱破壞的發生，而磚牆的破壞與否則由磚牆剪力強度和構架邊柱剪力強度的大小來決定。特別值得注意的是磚牆的破壞與否將直接影響到一般建築物進行耐震詳細評估時，其邊柱之塑鉸的位置設定，進而影響到分析結果的正確性。

關鍵詞：台度磚牆、短柱、剪力破壞、鋼筋混凝土、反覆載重試驗

### Abstract

The short column effect often occurs in a school building. This is because that a brick wall of partial height is usually built to fit a window over the remaining height. Hence, the adjacent columns behave as short columns due to presence of these walls. In order to study the short column effect occurred in infilled reinforced concrete frames, four reinforced concrete frames were designed and fabricated. A series of cyclic loading tests were conducted at the laboratory of Architecture and Building Research Institute, Ministry of the Interior, Taiwan ROC. The evolution of the failure mode of each frame can be experimentally identified, and hysteretic behaviors can be achieved after obtaining the hysteretic loops. In addition, the critical conditions for short column failure might be roughly identified after estimating the ultimate shear strength of the column and that of the infilled brick wall. Since the locations of plastic hinges must be specified before the pushover analysis, it is very important to predict if the brick wall is failed before a column failure. This is because that the locations of plastic hinges for the column adjacent to the brick wall might be different and are closely related to the failure sequence of the brick wall and the column.

Keywords : brick wall, short column, shear failure, reinforced concrete, cyclic loading

## 一、前言

在 921 大地震中，有大量的校舍建築物發生倒塌及嚴重受損，其中短柱破壞是相當常見的一種破壞模式，並且仍大量潛藏於現有的校舍建築物中。這是因為校舍建築物經常為了採光及通風的需要，而設有大量的窗戶，尤其是廁所更常出現高窗的配置，此時窗戶下的磚牆將會使與其相臨的柱受到不同程度的束制，致使柱的原有設計淨高減少而形成短柱，如圖 1a 中所示。從圖 1b 中也可發現當柱的有效淨高由原來的  $H$  縮短為  $\alpha H$  時，其中  $\alpha$  的值小於 1，其勁度將由原來的  $12EI/H^3$  增大為  $12EI/(\alpha H)^3$ ，此時與其同一樓層的其他柱將因會受到相同的側向位移而承受更大的側向剪力，因而常引起所謂的短柱破壞。除了常見的高窗短柱之外，校舍建築物的樓梯間也常因採夾層(半層梁)的設計而出現短柱，如圖 1c 所示，至於當建築基面並非平面而是一斜面時，也可能形成短柱，如圖 1d 中所示。

由震後的災害勘查可以發現當柱的淨高寬比小於 3 時，即可能發生短柱破壞的現象，至於發生短柱破壞的臨界條件，至今並沒有明確的研究成果可供參考。因此對於可能發生短柱破壞的建築物實有必要提早識別出，並進行必要的詳細耐震評估及後續的耐震補強以預防地震災害的發生。為了探究短柱破壞可能發生的臨界條件，本研究特別設計及製作可能發生短柱破壞的實尺寸鋼筋混凝土構架，並在其內部填充不同高度的磚牆以進行一系列的反覆載重試驗研究。其中填充不同高度磚牆的主要目的是希望試體能模擬實際的窗台而具有不同的有效淨高寬比，並利用試驗結果來研判出可能發生短柱破壞的臨界條件，以提供工程師實際應用時的參考。

## 二、實驗試體的設計與製作

在國內的鋼筋混凝土建築物中，同一樓層中之柱高原本都以樓層高度設計，但實際上有些柱子因與窗台相連而受其側向束制作用，使柱子的實際有效長度縮短，以致使柱的勁度增加。當地震發生時，因短柱的勁度大，而較其他正常柱吸收更大的水平側向力，此短柱可能因剪應力超過剪力強度而發生剪力破壞。為了探究短柱破壞的成因，本研究設計及製作四座實尺寸的鋼筋混凝土構架試體以進行反覆載重試驗，其中構架內部將填充不同高度的磚牆以模擬不同的有效淨高寬比。本研究選定四個不同的高寬比，其值分別為 5、4、2.5 及 5/3，並將其所對應的試體分別簡稱為 S1、S2、S3 以及 S4。

### 試體構架設計

本研究之四座實驗試體皆為實尺寸的原型試體，其空構架的詳細設計資料可參考圖 2 所示。本構架共製作四座，並於製作完成後再行砌築不同高度磚牆，以達具不同淨高寬比的實驗目的。為了模擬老舊建築物的材料特性，混凝土抗壓強度採  $150 \text{ kgf/cm}^2$ ，而鋼筋降伏強度則為  $2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。另一方面，為了模擬老舊建築物未滿足現行韌性設計特別規定的配筋要求，其主筋採 14 支 #5 號鋼筋，而箍筋則採用 #3 號鋼筋且間距為 25 cm，此間距遠大於現行規定。至於箍筋彎鉤皆採 90 度的標準彎鉤以模擬舊規範的規定，明顯有別於現行規範兩端皆採 135 度耐震彎鉤的規定。

### 試體填充磚牆

磚牆採用後砌法施工，並且填充 1B 磚牆，而 1B 磚牆厚度即為一塊紅磚的長度 20 cm，並選擇英式砌法(一順一丁)作為紅磚的堆疊型式。紅磚堆砌時，其介面所採用的膠結材料為水泥砂漿，其水泥與乾砂的重量比為 1:2.75。在進行砌磚之前，紅磚與鋼筋混凝土構架的接觸面除了必須先以清水沖洗乾淨外，原則上此接觸面不做打毛處理，但必須確保其平整。砌磚時，不管是橫縫或是豎縫之砂漿都必須均勻飽和，且橫豎灰縫的設計寬度皆為 1 cm。

### 材料實際強度

為了得知混凝土、紅磚與水泥砂漿的實際抗壓強度以及竹節鋼筋的實際抗拉強度，都必須進行相關的材料試驗。其中鋼筋在組立之前，已先針對不同號數的竹節鋼筋進行拉力試驗以取得其實際抗拉強度，試驗結果如表 1 所示。除了進行紅磚與水泥砂漿的抗壓試驗之外，在混凝土澆灌時，也都現場製作標準圓柱抗壓試體，並於 28 天養護完成後進行抗壓試驗以取得實際抗壓強度，相關試驗結果如表 2 所示。比較設計強度與實際強度可以發現實際強度都比設計強度來的大，尤其是水泥砂漿與紅磚的實際抗壓強度幾乎為設計強度的兩倍。

## 三、反覆載重實驗

本研究所進行的反覆載重試驗，全程採用位移控制法，位移加載初期因頂層之側向位移量較小，其增量為高度的 0.25%，而後逐漸加大位移量，當位移量達高度的 2% 之後，其增量變更為高度的 0.5% 以加速實驗的進行，此層間變位量係指試體頂梁中心點到基礎版頂面高度的比值。本實驗對每一加載位移量將進行兩個完整的週次(cycle)。

### S1 試體(高寬比等於 5)

當側向位移小於 23 mm (或 0.75%) 時，外觀上僅在柱的受拉側產生些許輕微的撓曲裂縫。當側向位移大於 38 mm (或 1.25%) 後，於磚牆頂向下算起第一層水泥砂漿介面因受柱之擠壓而產生裂縫，且柱之裂縫發展皆集中分布於磚牆頂的高度附近，並由此時開始整體構架試體的側向勁度隨著側向位移的增加而明顯衰減，這可從圖 3 所示之 S1 試體的遲滯迴圈圖中得知。當側向位移繼續施加至大於 76 mm (或 2.5%) 後，在柱頂和磚牆頂與柱之交界處分別有一明顯的斜切裂縫突然產生，如圖 4a 所示，並可由遲滯迴圈圖中發現此時試體達到其最大側向強度。當側向位移達 92 mm (或 3%) 後，磚牆頂與柱交界處之混凝土嚴重崩落，並在此交界處產生明顯的塑鉸，如圖 4b 所示，此時試體的勁度及強度已發生大幅度的衰減。當側向位移達 107 mm (或 3.5%) 時，柱發生塑鉸之核心混凝土已嚴重損壞而有向外掉落的現象因而終止實驗的進行。

### S2 試體(高寬比等於 4)

當側向位移小於 23 mm (或 0.75%) 時，外觀上在柱身的受拉兩側僅僅產生輕微的拉力裂縫，遲滯迴圈圖如圖 5 所示。當側向位移達 31 mm (或 1%) 時，在柱與梁及磚牆頂附近之柱身有輕微裂縫產生。當側向位移達 46 mm (或 1.5%) 時，磚牆開始發生

破壞，其裂縫沿磚牆的水泥砂漿介面發展，且裂縫方向有朝對角線發展的趨勢，如圖 6 所示。當側向位移達  $77\text{ mm}$  (或 2.5%) 時，此磚牆幾乎已完全破壞失去其抵抗能力，且試體之行為似乎回復到空構架受側向力作用的行為，在柱的頂端附近逐漸發展撓曲裂縫而進一步形成撓曲塑鉸。相對而言，在柱底部與基礎交界附近，其撓曲塑鉸的形成則較不明顯，其原因可能是因破壞磚牆的阻擋而減少撓曲變形，進而影響塑鉸的形成。而當側向位移達  $153\text{ mm}$  (或 5%) 時，於柱頂塑鉸區之核心混凝土發生嚴重破壞，因而終止試驗的進行。另一方面，由圖 5 之遲滯迴圈圖，可明顯看出 S2 試體的遲滯迴圈圖具有兩種截然不同的遲滯特性，因此特別將迴圈曲線以不同的兩種顏色來表示。其中透過實驗的觀察可以得知在小位移時，鋼筋混凝土構架與其填充磚牆共同抵抗側向力，其遲滯迴圈特性如紅色實線所示，此時有相當明顯遲滯迴圈收縮的現象。而當側向位移量達一定程度時，磚牆因損壞而逐漸失去其抗剪能力，轉而由鋼筋混凝土構架來單獨抵抗側向力的作用，其遲滯迴圈特性如藍色虛線所示，此時遲滯迴圈收縮較不明顯。

### S3 試體(高寬比等於 2.5)

當 S3 試體的側向位移小於  $23\text{ mm}$  (或 0.75%) 時，僅有輕微的水平向撓曲裂縫。當側向位移達  $31\text{ mm}$  (或 1%) 時，在短柱區域突然出現多條剪力裂縫，如圖 8a。而當側向位移大於  $38\text{ mm}$  (或 1.25%) 後，除了剪力裂縫持續增加外，裂縫寬度也變得愈來愈明顯，如圖 8b 所示，因而勁度與強度雙雙急遽下降，如圖 7 之遲滯迴圈圖所示。當側向位移達  $61\text{ mm}$  (或 2%) 時，構架兩側短柱皆已嚴重損壞。當側向位移達  $76\text{ mm}$  (或 2.5%) 時，因破壞嚴重而終止實驗。

從 S3 試體的反覆載重試驗過程中，可以發現 205 公分高的填充磚牆並沒有發生明顯的損壞，而由遲滯迴圈圖可以看出當水平側向力達到最大值之後，試體的勁度與強度皆急遽的下降，這是因為邊柱在其淨高度中央附近發生無預警的剪力破壞，隨後核心混凝土也因側向位移的反覆增加而破裂，進而核心混凝土向外掉落而出現明顯遲滯迴圈收縮的現象。

### S4 試體(高寬比等於 5/3)

當試體側向位移小於  $15\text{ mm}$  (或 0.5%) 時，在短柱附近已出現明顯的斜向細紋，如圖 10a 所示。當試體位移達  $38\text{ mm}$  (或 1.25%) 時，剪力裂縫持續加大，如圖 10b 所示，此時試體之勁度與強度皆下降許多，這可從 S4 試體之遲滯迴圈圖中看出，如圖 9 所示。當試體位移達  $46\text{ mm}$  (或 1.5%) 時，柱已產生嚴重的剪力破壞，研判此時的核​​心混凝土已發生破裂。當試體位移達  $61\text{ mm}$  (或 2%) 時，混凝土已發生嚴重崩落破損而終止實驗。

從 S4 試體的反覆載重試驗過程中，可以發現填充磚牆並沒有發生任何的損壞，由於柱之有效淨高度僅 50 公分，因此可初步判斷於短柱處必會發生急劇的剪力破壞。由遲滯迴圈圖可以發現當水平側向力達最大值之後，試體的勁度與強度皆急遽下降，因而 S4 試體的韌性強度不佳。

## 四、破壞模式之比較與討論

在完成反覆載重試驗後，可根據實驗過程中觀察到的破壞發展以及遲滯迴圈圖所得到的耐震強度及遲滯消能特性來進一步探討其邊柱是否發生短柱破壞的臨界條件。為了此一目的，特別將各個試體的最大水平側向力、極限剪力和降伏力以及其所對應的位移、極限位移和降伏位移分別標示於遲滯迴圈圖中，同時也分別計算試體受拉和受壓兩方向的平均韌性比。最後將四座試體的最終破壞情形呈現於圖 11 中，並將求得的所有相關資料彙整於表中以供比較討論。

從表 3 中可以得知 S1 與 S2 試體的最大水平側向力及側向極限剪力都十分相近，然而在遲滯迴圈圖的比較上可以發現有著明顯的不同，主要的差異應來自填充磚牆是否發生破壞。而從遲滯迴圈圖也可以發現，S1 和 S2 試體在達到其最大側向力之後的強度並沒有急遽的衰減，因此仍具有一定的韌性強度。這樣的實驗結果也符合預期中的破壞模式，亦即當柱的淨高寬比大於 4 時，理應傾向於發生一般柱所常見的撓曲破壞。再經由韌性強度計算可得 S1 和 S2 試體的韌性比分別為 3.26 與 3.58。雖然兩座試體皆發生撓曲破壞，但因設計製作時箍筋的間距採用每 25 公分一箍，屬非韌性構架的配置，因此其韌性比會小於 4。

S3 與 S4 試體的破壞模式明顯不同於 S1 與 S2 試體的破壞模式，其中 S1 與 S2 試體從裂縫發展到試體破壞係為和緩的撓曲破壞模式，而 S3 與 S4 試體則是快速形成的剪力破壞模式。從 S3 與 S4 試體的遲滯迴圈圖及表 3 的資料可以發現此兩座試體在達到最大水平側向力之後，試體的勁度與強度雙雙急遽下降，也因而導致韌性能力不佳。由於 S3 與 S4 試體的磚牆在反覆載重的試驗過程中並沒有發生明顯的破壞，而其磚牆高度分別為 205 公分與 230 公分，這意味著短柱的有效淨高度僅有 75 公分與 50 公分，因而發生短柱的剪力破壞係符合預期中的破壞模式。

最後，將本試驗研究四座試體之實驗容量曲線繪製於圖 12 中以供比較研究。從圖中的容量曲線可以明顯看出 S1 與 S2 試體兩者的行為較相近並可延伸至較大的側向位移，因而相對地具有較好的韌性強度，與實驗觀察出現撓曲破壞的行為具有一致性。兩者的起始勁度差異並不大，主要是因為兩者磚牆高度的差異並不明顯，其中 S1 是 130cm 而 S2 是 160cm。圖中代表 S2 試體的曲線在側向位移為  $\pm 2.5$  cm 左右，其水平側向力明顯低於 S1 試體，這是因 S1 試體的填充磚牆沒有破壞而 S2 試體的填充磚牆發生破壞的緣故。另一方面，S3 與 S4 試體兩者的容量曲線也非常相似，其側向力很快地達到最大值，隨後即急遽的下降，因此其韌性強度較差，應屬於剪力破壞而與實驗觀察的結論相同。同樣地，兩者起始勁度差異的不大，主要也是因為兩者磚牆高度的差異不大明顯，其中 S3 是 205cm 而 S4 是 230cm。透過這四條容量曲線的比較，也可以確認避免發生無預警短柱破壞的重要性。

## 五、短柱破壞之臨界條件推估

從四座試體的破壞發展過程中，可以發現邊柱是否發生短柱破壞與填充磚牆的高度以及磚牆的破壞與否有著密不可分的關係，其中邊柱的有效淨高將直接影響到邊柱發生的破壞模式，而磚牆的破壞與否則可能影響邊柱發生破壞的位置。關於邊柱發生的破壞模式可以透過邊柱的計算剪力強度與邊柱兩端形成撓曲塑鉸所需的剪

力強度來進行比較與預測，至於磚牆的破壞與否則可分別估算台度磚牆的剪力強度以及鋼筋混凝土構架之兩支邊柱其有效淨高的剪力強度，並比較兩者剪力強度的大小來進行推估。如此一來，即可進一步探討短柱破壞的成因，進而推估其臨界的破壞條件。

### 短柱破壞之臨界條件

為了探討鋼筋混凝土構架填充磚牆的破壞模式，除了將計算所得的台度磚牆剪力強度以及鋼筋混凝土構架之兩支邊柱其有效淨高的剪力強度繪於圖 13 中之外，本研究四座試體進行反覆載重試驗所得之最大側向力也一併繪製於圖中以供比較。其中實線係磚牆所能提供之計算剪力強度，而點線則是根據 ACI 規範進行柱斷面分析所得之構架中兩支邊柱的計算剪力強度。由於 S1 和 S2 係發生撓曲破壞，所以當撓曲破壞發生時，試體所能承受之最大側向力明顯小於兩支邊柱的計算剪力強度。另一方面，S3 和 S4 係發生剪力破壞，所以當剪力破壞發生時，試體所能承受之最大側向力接近於兩支邊柱的計算剪力強度。這些邊柱的剪力強度計算結果與實驗結果具有相當的一致性，意味著 ACI 規範的公式能提供可靠的剪力強度預測。

在圖 13 中，當試體所能承受的最大側向力超過填充磚牆的計算剪力強度時，亦即位於實線的上方時，預期填充磚牆將發生破壞；而當試體所能承受的最大側向力小於填充磚牆的計算剪力強度時，亦即位於實線的下方時，則預期填充磚牆將不會發生破壞。很明顯可以發現這項預測原則與四座試體的實驗結果彼此並不一致，其中 S1、S3 和 S4 試體所能承受的最大側向力已超過填充磚牆的計算剪力強度，然而此填充磚牆在實驗過程中並沒有發生任何的破壞，這意味著填充磚牆的實際剪力強度至少高於此最大側向力，但並無法得知高過多少。另一方面，由於圖中顯示 S2 試體所能承受的最大側向力小於填充磚牆的計算剪力強度，因此預期填充磚牆將不會發生破壞，這與實驗過程中填充磚牆明顯發生破壞的現象並不相符。雖然由 S2 試體之填充磚牆的計算剪力強度與實際最大側向力的比較並無法準確預測磚牆將發生破壞，但兩者差異並不大，大約只有 3% 而已，如表 4 最後一欄所示。

經由理論的計算剪力強度與實際的最大側向力比較，可以發現僅有 S2 試體較為接近，雖然 S1 試體的強度預測差異也不大，但由於 S1 試體的磚牆並未破壞，並無法得知磚牆的實際剪力強度。另一方面，對於是具有高窗特性的 S3 和 S4 試體，似乎有明顯低估磚牆剪力強度的現象，這是因為 S3 和 S4 發生短柱破壞時的最大側向力已明顯超過台度磚牆的計算剪力強度，然而此台度磚牆在實驗過程中並沒有發生任何的破壞。特別值得一提的是表 4 最後一欄所示，除了 S2 試體可以視為是台度磚牆之計算剪力強度與實際剪力強度的誤差之外，其餘三座試體並不適用，這是因為磚牆在實驗過程中完全沒有破壞，因此 S1、S3 和 S4 試體之誤差百分比將至少大於表 4 最後一欄所對應之值。概括來說，現有台度磚牆的剪力強度公式對於較低的台度磚牆似乎能提供可靠的預測，而對於較高的台度磚牆則會出現較大的差異，這與當初推導此公式時的現象相當一致[2]。值得一提的是此公式是直接由三面圍束磚牆的公式修正而來，且用來求取相關係數的實驗資料並不多[2,10-13]，因此對於台度磚牆之剪力強度的預測有必要進一步的研究。

由以上的討論可知含台度磚牆之鋼筋混凝土構架發生短柱破壞的臨界條件，首先可先比較兩支邊柱的剪力強度和台度磚牆剪力強度，當兩支邊柱的剪力強度明顯小於台度磚牆的剪力強度時，邊柱將可能先發生破壞，亦即邊柱將因短柱效應而發生短柱破壞，磚牆則可能因邊柱已破壞無法傳遞側向力而未發生任何的破壞。另一方面，當兩支邊柱的剪力強度大於台度磚牆的剪力強度時，台度磚牆將可能先發生破壞，此時因台度磚牆無法提供側向的束制作用而很可能不會發生短柱破壞的現象。除此之外，也可進一步利用上述構架邊柱強度計算來預測構架邊柱在其有效淨高內的破壞模式，亦即撓曲破壞或是剪力破壞，如為撓曲破壞，其發生破壞的位置很可能在有效淨高的兩端，而如果是剪力破壞，其發生破壞的位置則很可能在有效淨高的中央。

### 磚牆剪力強度對耐震詳細評估的影響

不管是從實驗觀察或是剪力強度的比較都可發現，磚牆破壞與否將直接影響鋼筋混凝土構架的耐震行為，尤其是對於潛在發生短柱破壞的鋼筋混凝土構架，因為如果磚牆先破壞，可能就避免了短柱破壞的發生，相反地，如果磚牆未發生破壞，那很可能就會發生短柱破壞。另一方面，進行建築物的耐震詳細評估[3,14,15]時，一般都需要針對梁柱構架系統預先設定塑鉸的位置，因此磚牆的破壞與否將直接影響到分析時塑鉸設定的位置，進而影響到耐震詳細評估的結果。圖 14a 所示係假設磚牆將先破壞，因而將塑鉸可能發生的位置分別設定於柱頂、柱中央以及柱底等三個位置，其中柱頂與柱底為彎矩塑鉸，而柱中央則為剪力塑鉸。另一方面，如假設磚牆不會先發生破壞，此時柱之塑鉸設定位置可能如圖 14b 所示，這是因為磚牆未發生破壞而對柱產生側向束制作用，使柱的有效淨高縮短所致。由於塑鉸設定位置的不同，將可能直接影響到建築物進行耐震詳細評估時的塑鉸發展圖以及最後的分析結果，因此可靠的預測磚牆的剪力強度也是提升耐震詳細評估品質的重要事項之一。

現階段的耐震詳細評估為了保守起見而將影響磚牆剪力強度的紅磚與水泥砂漿的抗壓強度做一折減[3]，此時必須特別注意的是此一折減對於四面圍束磚牆或是三面圍束磚牆確實能達到保守估計的目的，然而對於台度磚牆則未必是保守的評估。這是因為將紅磚與水泥砂漿的抗壓強度經過折減之後，將會低估台度磚牆的剪力強度，進而預期在外力作用下磚牆將先發生破壞而不會發生無預警的短柱破壞。如此一來，除了無法得到可靠的耐震詳細評估結果此之外，也將錯失提早發現短柱破壞的潛在威脅而無法給予適度的耐震補強。此一現象非常值得現階段耐震詳細評估以及隨後進行耐震補強設計的參考。

## 六、結論與建議

本研究係針對四座鋼筋混凝土構架填充不同高度的磚牆試體來進行一系列的反覆載重試驗。利用此四座試體的破壞發展模式以及現有關於單柱與填充磚牆的剪力強度計算來探討發生短柱破壞的臨界條件。除此之外，也可探討鋼筋混凝土構架填充不同高度磚牆之剪力強度的預測以及觀察其遲滯消能的特性。

1. 當柱構件之淨高寬比大於或等於 4 時可視為是一般柱，本試驗再次證實一般柱

受力後的破壞行為係屬於撓曲控制破壞，如 S1 與 S2 試體，其高寬比分別為 5 與 4，皆發生撓曲破壞。當柱構件之淨高寬比遠小於 4 時，則很可能發生短柱破壞，如 S3 與 S4 試體，其高寬比分別為 2.5 與 5/3，皆發生短柱破壞。

2. 從 S1 與 S2 試體的破壞發展情形可以發現構架所填充之磚牆於受力後，磚牆的破壞與否將明顯影響構架之遲滯消能行為。若磚牆沒有發生破壞，此時撓曲塑鉸很可能發生於柱有效淨高的兩端，如 S1 試體其塑鉸發生於靠近填充磚牆的頂層附近。另一方面，若磚牆發生破壞，構架邊柱的有效淨高將回復到原始柱高，此時撓曲塑鉸可能發生於原始柱高的兩端，但因柱底靠近基礎附近之塑鉸發展可能受破壞磚牆的限制而較不易形成，因而發生於柱頂，如 S2 試體即發生於此。
3. 透過本研究的試驗驗證，短柱破壞發生的臨界條件可以經由估算磚牆的剪力強度以及邊柱的剪力強度來預測磚牆是否發生破壞，進而確認是否發生短柱破壞。如此一來，對於含台度磚牆進行耐震詳細評估時，對於邊柱之塑鉸的設定位置將能提供最佳的參考，進而提升分析結果的可靠性。
4. 現階段的耐震詳細評估為了保守起見將決定磚牆剪力強度的紅磚與水泥砂漿的抗壓強度進行大幅度的折減，此折減對於四面或三面圍束磚牆確實能達到保守評估的目的，然而對於台度磚牆則未必是保守的評估。因為紅磚與砂漿的強度經過大幅度折減之後，將會明顯低估台度磚牆的剪力強度，進而預期磚牆將先發生破壞而不會發生短柱破壞。如此一來，除了無法得到可靠的耐震詳細評估結果之外，也將錯失提早發現短柱破壞的潛在威脅而無法給予適度的耐震補強。此一特性非常值得耐震詳細評估以及隨後進行耐震補強設計的參考。
5. 對於一般中小學校舍而言，因高窗的設置或是樓梯間半層梁的配置而造成短柱的現象非常普遍，利用本研究所提出經由估算台度磚牆的剪力強度以及邊柱的剪力強度即可判別出含台度磚牆構架之邊柱是否有潛在發生短柱破壞的危險，如此一來，可以透過耐震補強來避免短柱破壞的發生而避免危及整棟建築物。

## 參考文獻

1. 尚乘結構土木技師事務所(2011)，「國內 112 棟中小學校舍之台度磚牆調查」，台北。
2. 陳奕信，「含磚牆 RC 建築結構之耐震診斷」，國立成功大學建築研究所博士論文，許茂雄教授指導，台南(2003)。
3. 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、涂耀賢、柴駿甫、黃世建、孫啓祥，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-09-023，台北(2009)。
4. 內政部，「建築物耐震設計規範及解說」，台北(2006)。
5. 中國土木水利工程學會，「混凝土工程設計規範之應用(土木 404-96)」，台北(2007)。
6. Smith, B. S., "Behavior of Infilled Frames," Journal of Structural Division, ASCE, Vol.92, No. ST1, pp.381-403 (1966).

7. Hamid, A. A., and R. G. Drysdale, "Proposed Failure Criteria for Concrete Block Masonry under Biaxial Stress," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, No. ST8, pp.1675-1687 (1981).
8. Dhanasekar, M., P. W. Kleeman and A. W. Page, "Biaxial Stress-Strain Relations for Brick Masonry," *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, No.5, pp.1085-1100 (1985).
9. Paulay, T., and Priestley, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons, Inc., New York, 744 pp. (1992).
- 10.
11. Priestley, M.J.N., Verma, R. and Xiao, Y., "Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns," *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 120(8), pp. 2310-2329 (1994).
12. 內政部，「建築物磚構造設計及施工規範」，台北(2008)。

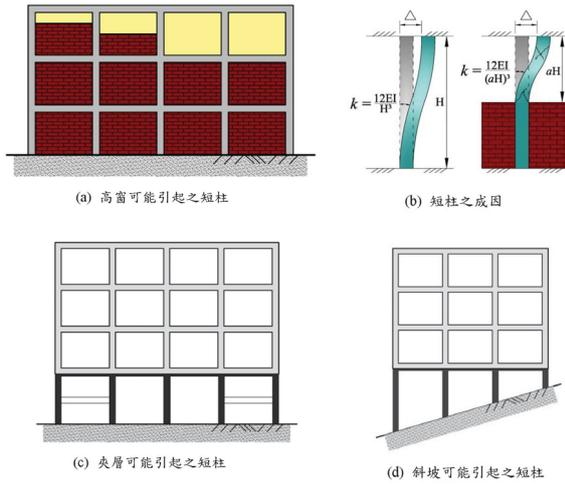


圖 1、常見的短柱配置及短柱成因

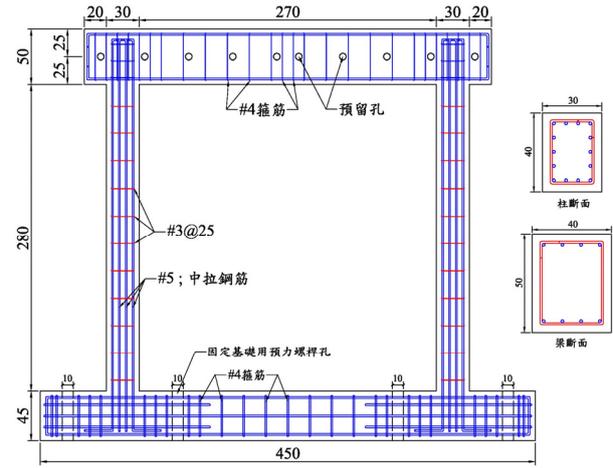


圖 2、鋼筋混凝土構架試體之設計圖

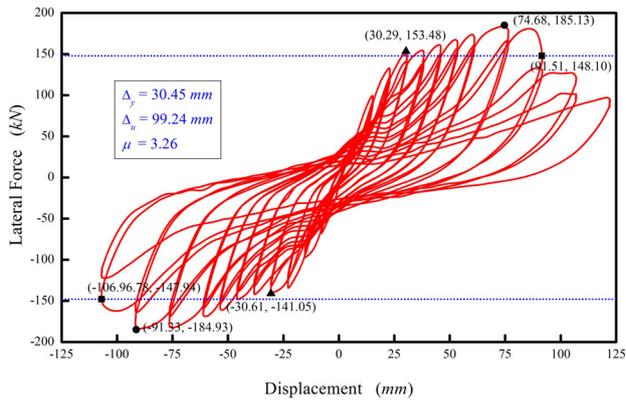


圖 3、試體S1之遲滯迴圈圖



(a) 產生明顯斜切裂縫 (b) 混凝土發生嚴重崩落

圖 4、試體S1之試驗觀察

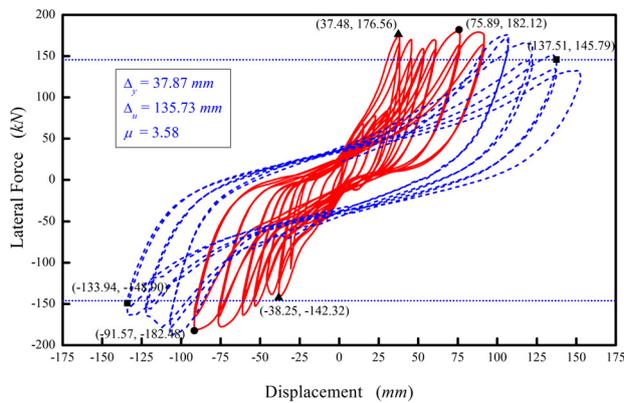


圖 5、試體S2之遲滯迴圈圖



圖 6、磚牆開始發生破壞

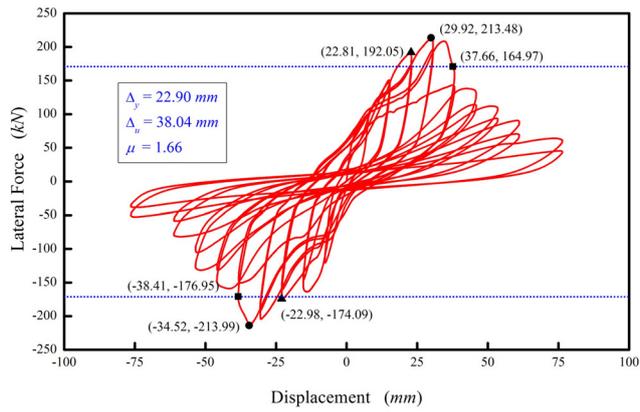


圖7、試體S3之遲滯迴圈圖



(a)短柱區出現剪力裂縫 (b)裂縫加大且勁度強度驟降

圖8、試體S3之試驗觀察

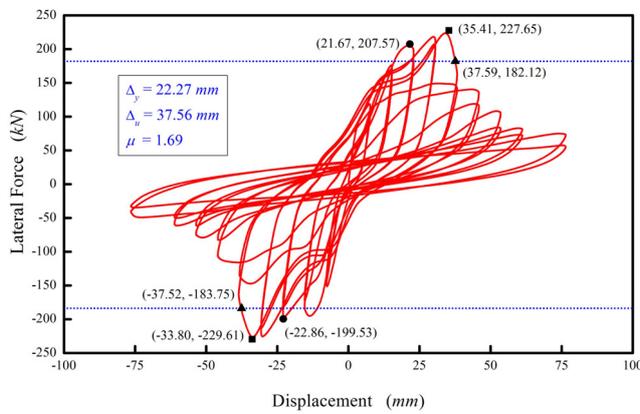
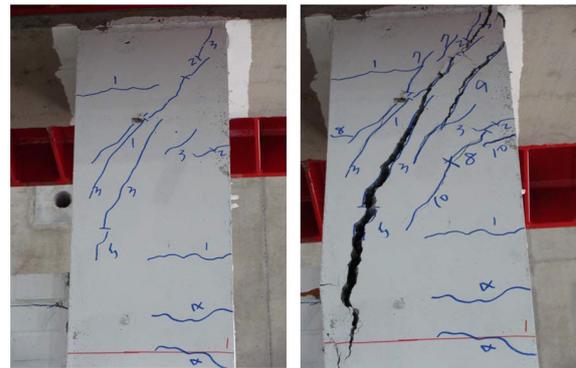
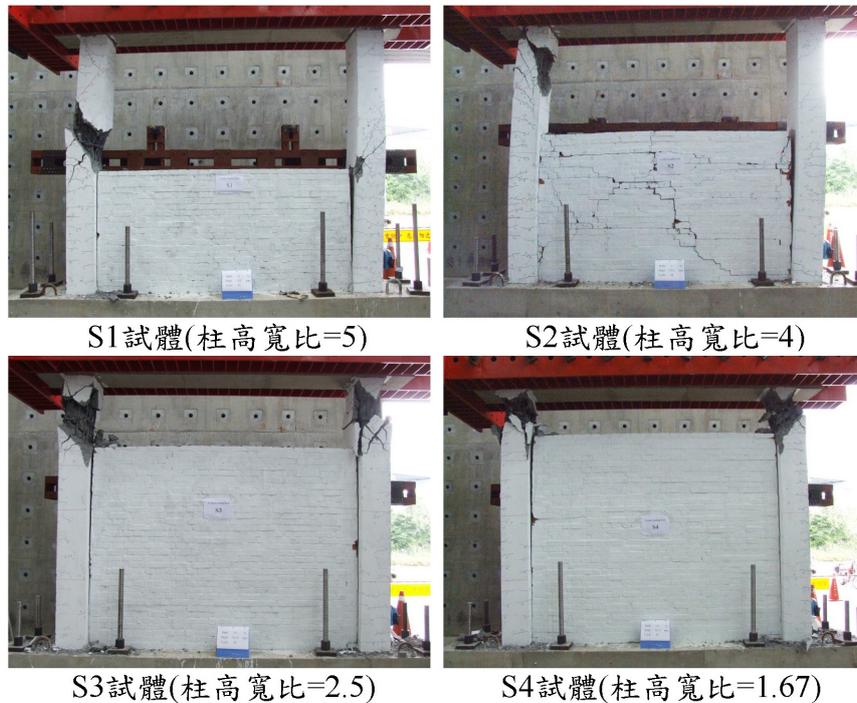


圖9、試體S4之遲滯迴圈圖



(a)短柱區域出現斜向裂紋 (b)裂縫加大且勁度強度驟降

圖10、試體S4之試驗觀察



S1試體(柱高寬比=5)

S2試體(柱高寬比=4)

S3試體(柱高寬比=2.5)

S4試體(柱高寬比=1.67)

圖11、四座試體最終破壞情形

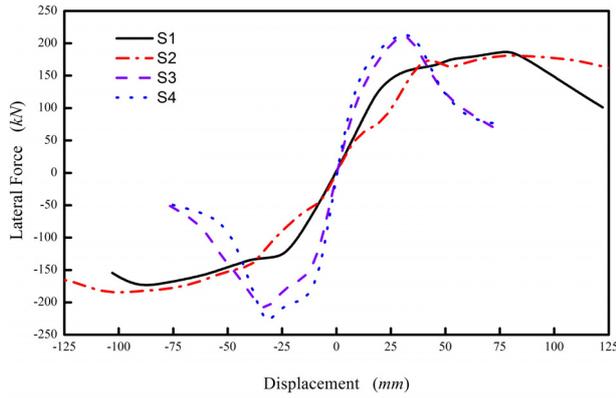


圖12、四座試體之實驗容量曲線

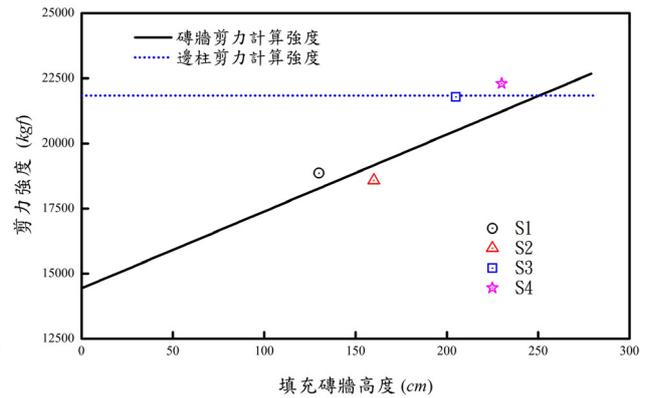
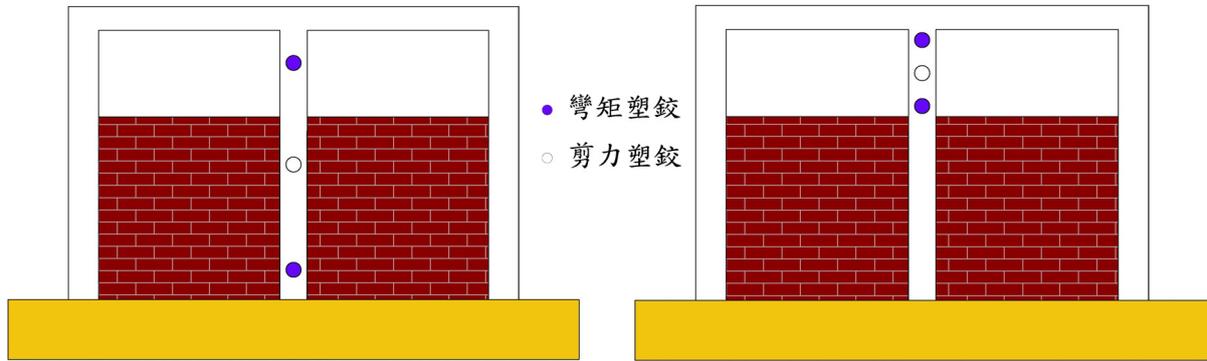


圖13、實驗最大側向力與計算剪力強度之比較



(a)磚牆發生破壞之塑鉸設定

(b)磚牆未發生破壞之塑鉸設定

圖14、柱之塑鉸設定受磚牆破壞與否的影響

表1、鋼筋抗拉強度

鋼筋號數	設計強度	實際強度
No. 3 (D10)	2800	3367
No. 4 (D13)	2800	3867
No. 5 (D16)	2800	3673

註：單位為  $kgf/cm^2$

表2、混凝土、水泥砂漿及紅磚之抗壓強度

型式	設計強度	實際強度
梁和柱混凝土	150	184
基礎混凝土	280	337
水泥砂漿	100	209
紅磚	150	275

註：單位為  $kgf/cm^2$

表3、四座試體之強度與韌性比較

試體編號	S1	S2	S3	S4
最大側向力( $t$ )	18.86	18.58	21.79	23.31
極限剪力強度( $t$ )	15.09	15.02	17.43	18.65
極限位移( $mm$ )	99.24	135.73	38.04	37.56
降伏位移( $mm$ )	30.45	37.87	22.9	22.27
韌性比 $\mu_{\Delta}$	3.26	3.58	1.66	1.69

表 4、四座試體之磚牆最大抗剪強度

Specimen	$H_b$	$H_2$	$\theta$	$\theta_{cr}$	$\tau_f$	$f_{mbt}$	$V_n^{bw}$	$P$	$\frac{V_n^{bw} - P}{P}$
	(cm)	(cm)	(°)	(°)	(kgf/cm <sup>2</sup> )	(kgf/cm <sup>2</sup> )	(tf)	(tf)	%
S1	130	65	25.7	30.96	3.81	6.57	18.27	18.86	3.12
S2	160	80	30.6	30.96	3.81	6.57	19.16	18.58	3.12
S3	205	102.5	37.2	30.96	3.81	6.57	20.49	21.79	5.97
S4	230	115	40.4	30.96	3.81	6.57	21.23	23.31	8.92