

既有 RC 建築物修復補強工法之 性能試驗研究(2)

受委託者：國立臺北科技大學

研究主持人：張順益

協同主持人：廖文義

研究員：宋裕祺

尹世洵

研究助理：陳亭偉

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 100 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

目次

表次	III
圖次	IV
摘要	IX
第一章 緒論	1
第一節 研究緣起與背景	2
第二節 研究主題	4
第三節 研究方法	5
第四節 預期效益	6
第二章 資料蒐集與構材模擬	9
第一節 資料蒐集	10
第二節 構材非線性行為之模擬	13
第三章 試體設計製作與實驗規劃	27
第一節 試體設計	28
第二節 實驗規劃	35
第四章 試體強度計算及補強對策與側推分析模擬	55
第一節 試體強度計算	55
第二節 短柱破壞之補救措施	68
第三節 試體側推分析模擬	72
第五章 反覆載重實驗與模擬分析比較	83
第一節 側向力-位移遲滯迴圈結果與分析	83

第二節 實驗結果比較	87
第三節 模擬分析與實驗結果比較	90
第六章 結論與建議	113
第一節 結論	113
第二節 建議	115
附錄一 學者專家諮詢會議紀錄	117
附錄二 期中審查會議意見與答覆	125
附錄三 期末審查會議意見與答覆	131
參考書目	139

表次

表 2-1	FEMA 建議之勁度修正值	23
表 2-2	FEMA 鋼筋混凝土梁之非線性分析模擬參數	24
表 2-3	FEMA 鋼筋混凝土柱之非線性分析模擬參數	25
表 3-1	實驗試體各材料抗壓強度統計	54
表 3-2	鋼筋抗拉強度	54
表 4-1	空構架試體之強度估算結果	81
表 4-2	四座試體之強度估算與破壞模式評估	81
表 4-3	單片磚牆所能提供之極限剪力強度統計	81
表 5-1	試體之試驗結果	111

圖次

圖 1-1 短柱效應實際發生案例	8
圖 2-1 NCREE 之塑性鉸性質	21
圖 2-2 鋼筋混凝土柱之破壞模式	22
圖 2-3 塑性鉸性質比較	22
圖 2-4 構件之非線性鉸之行為曲線	23
圖 3-1 空構架立面圖及側面圖	37
圖 3-2 構架柱斷面、梁斷面示意圖	37
圖 3-3 國內 112 棟國中小學建物台度高度調查	38
圖 3-4 S1 填充磚牆試體	38
圖 3-5 S2 填充磚牆試體	39
圖 3-6 S3 與 S4 填充磚牆試體	39
圖 3-7 本研究所使用之紅磚尺寸示意圖	40
圖 3-8 本研究所使用之紅磚尺寸示意圖	40
圖 3-9 本研究所使用之紅磚尺寸示意圖	41
圖 3-10 英式砌法之紅磚堆疊示意圖	41
圖 3-11 英式砌法之紅磚堆疊示意圖	42
圖 3-12 基礎鋼筋組立	42
圖 3-13 柱主筋彎入基礎底層筋紮實錨定	43
圖 3-14 基礎內設置 8 號鋼筋吊掛彎鉤	43
圖 3-15 基礎混凝土澆置完成	44

圖 3-16 柱箍筋綁紮完成(間距為 25 公分)	44
圖 3-17 柱封模板及現場支撐情形	45
圖 3-18 梁鋼筋組立、裝置預埋管及封模板作業完成 .	45
圖 3-19 以專用接頭固定梁之預埋管位置	46
圖 3-20 混凝土標準圓柱試體製作	46
圖 3-21 空構架試體製作完成	47
圖 3-22 確認紅磚堆砌方式及水泥砂漿配比	47
圖 3-23 填充不同高度磚牆試體砌築完成	48
圖 3-24 實驗配置示意圖	48
圖 3-25 傳力鋼梁設計圖	49
圖 3-26 施力剛梁設計圖	49
圖 3-27 轉接鋼板示意圖	50
圖 3-28 施力系統示意圖	50
圖 3-29 實驗試體與傳力機構組裝之空間配置圖 . . .	51
圖 3-30 實驗試體之完整配置上視圖	51
圖 3-31 實驗試體之完整配置側視圖	52
圖 3-32 反覆載重位移加載歷時圖	53
圖 4-1 單片磚牆剪力強度與磚牆高度關係圖	75
圖 4-2 柱斷面置換箍筋提升剪力強度	75
圖 4-3 以 S3 試體為例-填充磚翼牆示意圖	76
圖 4-4 以 S3 試體為例-填充 RC 翼牆示意圖	76
圖 4-5 填充 RC 翼牆且嵌入既有磚牆	77

圖 4-6	磚牆與構架之交界面切開	77
圖 4-7	空構架試體模擬示意圖	78
圖 4-8	含窗台磚牆試體模擬示意圖	78
圖 4-9	空構架試體強度模擬分析比較	79
圖 4-10	NCREE 方式分析不同高度填充磚牆之強度	79
圖 4-11	FEMA 方式分析不同高度填充磚牆之強度	80
圖 4-12	SERCB 方式分析不同高度填充磚牆之強度	80
圖 5-1	試體實驗配置圖	94
圖 5-2	試體 S1 於小位移時僅有撓曲裂縫產生	94
圖 5-3	試體 S1 於位移達 30.5mm 時磚牆與構架交界面生 裂隙	95
圖 5-4	試體 S1 於位移達 38.125mm 時柱之受力集中於牆 頂高度附近	95
圖 5-5	試體 S1 於位移達 45.75mm 時構架內側柱身開始生 成拉力裂縫	96
圖 5-6	試體 S1 於位移達 45.75mm 時柱頂塑鉸區裂縫開始 發展	96
圖 5-7	試體 S1 於位移達 76.25mm 時生斜向裂縫且為極限 強度發生點	97
圖 5-8	試體 S1 於位移達 91.5mm 時塑鉸區之混凝土崩 壞	97
圖 5-9	試體 S1 實驗結束後之破壞情形	98
圖 5-10	試體 S1 之側向力-位移關係圖	98

圖 5-11 試體 S2 於位移大於 30.5mm 時柱身有明顯的斜向裂縫開始產生	99
圖 5-12 試體 S2 於位移大於 45.75mm 時磚牆裂隙快速發展	99
圖 5-13 試體 S2 於位移達 76.25mm 時磚牆因受擠壓而明顯損壞	100
圖 5-14 試體 S2 於位移達 137.3mm 時剪力裂縫快速發展	100
圖 5-15 試體 S2 之最終破壞情形	101
圖 5-16 試體 S2 之側向力-位移關係圖	101
圖 5-17 試體 S2 之側向力-位移關係圖	102
圖 5-18 試體 S3 於位移達 30.5mm 時於短柱處突然增現剪力裂縫	102
圖 5-19 試體 S3 於位移達 38.125mm 時剪力裂縫變寬且強度勁度驟降	103
圖 5-20 試體 S3 於位移達 61mm 時短柱處之核心混凝土嚴重損壞	103
圖 5-21 試體 S3 於位移達 61mm 時短柱處之核心混凝土嚴重損壞	104
圖 5-22 試體 S3 之側向力-位移關係圖	104
圖 5-23 試體 S4 於位移達 15.25mm 時短柱處已有明顯的斜向裂隙	105
圖 5-24 試體 S4 於位移達 38.125mm 時剪力裂縫加大且勁度強度驟降	105

圖 5-25 試體 S4 於位移達 45.75mm 時已產生嚴重的剪力破壞	106
圖 5-26 試體 S4 於位移達 61mm 時混凝土碎裂崩落實驗中止	106
圖 5-27 試體 S4 之最終破壞情形	107
圖 5-28 試體 S4 之側向力-位移關係圖	107
圖 5-29 四座試體之韌性容量關係圖	108
圖 5-30 填充磚牆高度與實驗及估算之極限強度關係	108
圖 5-31 試驗 S1 遲滯迴圈與分析模擬容量曲線比較圖	109
圖 5-32 試驗 S2 遲滯迴圈與分析模擬容量曲線比較圖	109
圖 5-33 試驗 S3 遲滯迴圈與分析模擬容量曲線比較圖	110
圖 5-34 試驗 S4 遲滯迴圈與分析模擬容量曲線比較圖	110

摘要

關鍵詞：台度磚牆、短柱、剪力破壞、鋼筋混凝土、反覆載重試驗

一、研究緣起

在國內的 RC 建築物中，以鋼筋混凝土構架內填充磚牆、RC 牆之建築物佔大多數，是國內極具代表性的構造形式，這些牆體雖提供了相當之側向強度但同時也造成結構上之許多弱點，如短柱、軟弱層與不對稱等。對於此類建築物若能針對其受震特性加以研究，了解其耐震缺點並予以充分的評估與補強，則能解決大多數此類建築物耐震能力不足的問題。在 RC 建築物中，同一樓層中之柱高原以樓層高度設計，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力，此短柱極可能因剪應力超過剪力強度而發生剪力破壞，此即短柱效應。另一方面，早期興建的鋼筋混凝土建築物，因不需滿足耐震設計特別規定，其柱箍筋間距大於 20 公分相當普遍，這也可能促使短柱效應的提早發生。當柱子的有效長度愈短，其剪力集中效果愈大，據此可以推測短柱效應應該和窗台高度與柱高的比值有著密不可分的關係。在混凝土設計規範中對短梁與短柱雖有其對應之規定，但此規定係假設其端點支承為固接之情況。RC 構架填充 RC 牆造成之短柱行為國內亦有相當多之試驗，因 RC 牆勁度相當高所以端點支承可視為一固定支承。另一方面，對於 RC 構架填充磚牆引起的短柱行為，則欠缺相關的分析資料或實驗資料可供參考。特別值得注意的是填充磚牆之勁度小於填充 RC 牆之勁度，因此端點支承比較類似於彈性支承而非如填充 RC 牆可視為一固定支承。因此實有必要進一步探討因填充牆所引起的短柱效應，尤其是正當中小學老舊校舍與老舊既有建物進行耐震評估與補強之際，更顯得此一問題的迫切性，因

此本研究擬針對此一課題以試驗為主分析為輔進行深入之研究。

二、研究方法及預期目標

為驗證建築結構與耐震理論分析研究結果，強化研究內容的根據與基礎，提高研究成果的實用性，本研究將使用建研所 3000 噸萬能試驗機、油壓制動器及反力牆系統等實驗設備，針對過去數年來在建築耐震補強方面所完成之理論分析或修復補強工法彙編等研究成果，選擇適當之技術工法內容，並衡酌工程界較常遭遇之評估與補強上之問題，進行相關之實驗研究，以建立窗台短柱行為之相關定性與定量描述，並期本研究成果可為未來補強相關參考規範研擬時之資料依據。其主要的工作包含：

1. 收集國內外與本計畫相關之填充牆體 RC 構架試體的試驗結果與結構分析資料
2. 設計及製作四個鋼筋混凝土構架試體，填充不同高度的台度磚牆以模擬一般老舊結構之窗台，並進行一系列的反覆載重試驗以詳細觀察其破壞模式、破壞位置及求得這些試體的遲滯迴圈圖
3. 針對構架試驗資料與收集資料進行比較分析，由試驗探討窗台高度對短柱效應之影響
4. 利用 NCREE、SERC B、FEMA 之模擬方式，進行實驗試體的模擬側推分析，逐步調整相關控制參數，研究模擬細節、窗台高度效應與建立非線性行為模擬方式。
5. 由試驗結果與分析討論對耐震行為之影響及提出相關注意事項

若能順利完成以上工作，本研究訂定的主要預期目標亦包含：

1. 求得窗台發生短柱效應的臨界高度，研究成果可做為耐震評估與補強設計的重要參考。

2. 是否可以證實當窗台的高度超過柱高某一較高比值後，將不再發生短柱效應，如經證實，則此一臨界比值也是耐震評估與補強設計的重要參考。
3. 此一研究成果將可大幅度提高模擬短柱效應的準確性，進而提升耐震評估與補強設計的品質。
4. 參與人員可以學習如何進行大型結構實驗以及熟悉側推分析的精髓。

三、重要發現

在本研究之一系列的反覆載重試驗以及使用輔助程式並配合 ETABS 完成側推分析之後，可以得到以下幾點重要發現：

1. 當柱構件之淨高寬比大於或等於 4 時，亦即所謂的一般柱，經本試驗研究再次印證於此狀況下柱構件於受力後的破壞行為係屬於撓曲控制破壞，如本研究之 S1 與 S2 試體，其高寬比分別為 5 與 4，皆發生柱的撓曲破壞。至於當柱構件之淨高寬比遠小於 4 時，則很可能發生短柱破壞，如本研究之 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鋼筋混凝土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。若填充磚牆沒有發生破壞，構架邊柱的有效柱高將等於柱之原始淨高度減去填充磚牆高度，此時撓曲破壞之塑鉸很可能發生於有效柱高的兩端，亦即構架邊柱與頂梁交接處或靠近填充磚牆的頂層附近，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，若填充磚牆發生破壞，構架邊柱的有效柱高將等於柱之原始淨高度，此時撓曲破壞之塑鉸很可能發生於有效柱高

的兩端，亦即構架邊柱與頂梁交接處或柱底靠近基礎附近，但因柱底靠近基礎附近之塑鉸發展可能受破壞磚牆的存在限制而較不易形成，而發生於構架邊柱與頂梁交接處，如 S2 試體即發生於此。此一差異也造成 S1 與 S2 試體之遲滯迴圈圖在 S2 試體之填充磚牆破壞後發生明顯的差異。

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單片磚牆的極限剪力強度以及邊柱的極限剪力強度來預估磚牆先破壞或是短柱先破壞，進而確認短柱破壞的發生與否。
4. 整體而言，三種模擬方式對於四座試體的模擬結果與實際試驗的結果都有著相當的差異，除了兩者之間本質上的差異之外，三種模擬方式對於填充磚牆破壞的模擬似乎與實際狀況有點誤差。其中 SERCB 對於 S1 與 S2 試體的模擬結果明顯低於 NCREE 與 FEMA 的模擬結果，而對於發生短柱破壞的 S3 與 S4 試體則又明顯高於 NCREE 與 FEMA 模擬的結果。
5. 對於一般中小學校舍而言，因高窗的設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單片磚牆的極限剪力強度以及邊柱的極限剪力強度即可輕易的判別是否有潛在發生短柱破壞的危險，可以儘快進行補強以避免短柱破壞的發生而危及整個建築物。

四、主要建議事項

本研究因執行既有 RC 建築物修復補強工法之性能試驗研究而提出下列之具體建議：

建議一

繼續及擴大推動既有鋼筋混凝土建築物耐震補強試驗研究：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部建築研究所

國內現有中小學老舊校舍與老舊既有建物之高窗短柱情形非常普遍，因此本試驗研究就針對短柱淨高與柱寬比值進行探討，且由單一化變數之實尺寸試體進行實驗，以探究填充磚牆構架之短柱機制特性。本研究已提出判斷短柱破壞之臨界條件的估算方法，除了可以用來評估既有建築物是否發生短柱破壞之外，也可用來評估補強後是否已完全消除短柱破壞的可能性，唯需進一步的實驗驗證，因此進一步對於高窗短柱的補強研究實屬迫切需要。

建議二

將本研究結果提供參與校舍補強技師設計參考：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

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

由於教育部現正辦理既有中小學校舍建築物之耐震補強，於老舊校舍中短柱情形係非常普遍存在的問題，因此本研究結果非常值得技師作為設計補強施工時的參考。尤其是所提出預測磚牆先破壞或是短柱先破壞的評估方法，對於使用 ETABS 配合 NCREE、SERC B 或 FEMA 進行非線性側推分析時，對於塑鉸的設定可提供非常重要的參考。因為磚牆先破壞或是短柱先破壞對於構架邊柱之塑鉸的設定會有明顯的不同，進而可能大幅度影響分析的結果。

建議三

推動既有鋼筋混凝土建築物評估、耐震補強施工的相關準則之研究：

中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部建築研究所

台灣地區現有相當多的老舊鋼筋混凝土建築物，或因震損、或因使用不良，或因使用舊規範設計，因而使其耐震能力不足而必須進行耐震補強。但現今並沒有既有鋼筋混凝土建築物評估、耐震補強施工的相關規範可供依循，實有必要推動相關規範的研擬。本計畫使用三個不同輔助程式 (NCREE、SERCB、FEMA) 並配合 ETABS 來分析相關試體，雖初步能證實其適用性，但仍需更多的模擬分析來確認不同輔助程式的適用範圍，以提供實際分析的選擇之用。

ABSTRACT

Keywords : reinforced concrete building, seismic retrofit, short column effect

In order to study the short column effect occurred in infilled reinforced concrete frames, four reinforced concrete frames were designed and fabricated. A bare frame has a clear height of 280cm and the cross-section of each column is 30cm X 40cm. The four frames were infilled with brick walls from the base to the heights of 130cm, 160cm, 205cm and 230cm, respectively. 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. Meanwhile, the pushover analysis of each test specimen was performed with the use of the structural component behaviors defined by SERCB, NCREE and FEMA.

It is manifested from experimental results that S1 and S2 specimens experienced flexural failure while shear failure was found for S3 and S4 specimens. S1 and S2 can be considered as regular columns since the ratio of effective height over width for S1 is 5 and that for S2 is 4. On the other hand, S3 and S4 each can be classified as a short column, where the ratio of effective height over width for S3 is 2.5 and that for S4 is 5/3. Apparently, the short effective height adjacent to the window opening is responsible for the shear failure of S3 and S4. Although both S1 and S2 are regular columns and have the same failure mode, a flexural plastic hinge was formed in the different place. This difference depends upon if the brick wall was failed before the column failure during the test. A plastic hinge was formed at the column adjacent to the top of the brick wall for S1 since the stiff brick wall was not failed during the test and can restrict horizontal movement of the lower portion of the short column. Whereas, a plastic hinge was formed at the top of column for S2 since the brick wall was failed before the formation of the plastic hinge. It is worth noting that the seismic behaviors of the frame of S2 became as those of a bare frame after the failure of the brick wall. This can be observed

from the hysteretic loops.

The pushover analysis of each test frame was conducted. In general, the differences between the maximum lateral strength prediction and that of the test result for each frame are quite considerable. Similar phenomenon was also found in stiffness. The results of the maximum lateral strength prediction obtained from SERCB are significant less than those obtained from NCREE and FEMA for S1 and S2. Whereas, for S3 and S4, they became larger than those obtained from NCREE and FEMA. On the other hand, it is also found that the initial stiffness prediction is larger than that of the test result for each frame for all the three methods. A possible cause for this difference may be due to different loading procedures, where the load is cyclically imposed for an actual test while it increases monotonically for a pushover analysis. 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.

第一章 緒論

在台灣地區關於建築結構方面的研究與發展，過去比較偏重新建技術的發展，直到九二一大地震發生之後，因有數量龐大的建築物於瞬間遭受震損，除了完全倒塌或嚴重破壞而無法修復補強的建築物之外，都面臨到如何修復補強這個迫切的問題，於是既有結構物的耐震補強技術開始受到全面性的重視。

為了能減少以及避免地震所帶來的嚴重災害，相關主管單位提出一系列的因應措施。如加強推動公有建築物的「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，對於一般建築物則推出「既有建築物耐震能力評估及補強促進條例」草案。除此之外，內政部建築研究所也積極研修耐震設計規範、修正耐震評估方法、檢討補強工法之成效、彙整耐震補強技術以及編訂學校建築補強手冊等。其中關於補強技術的相關研究先後已經完成「鋼筋混凝土建築物之修復補強技術彙編」、「九二一震後建築物修復補強技術彙編及探討」、「九二一震損鋼筋混凝土建物補強前後耐震行為探討」、「磚構造建築技術規則之研修及磚牆配置之探討」、「低層含磚牆建築物耐震補強手冊研究」以及「加強磚造建築物耐震診斷與補強對策之研究」等等。另一方面，內政部營建署也有「震後受損鋼筋混凝土建築物之研究」。

國內相關學術研究機關也針對建築物的耐震特性完成為數眾多的相關試驗，如國家地震工程研究中心、成功大學以及臺灣科技大學等學術單位皆已針對各類型構材的補強方式、含磚牆或 RC 牆構架的補強以及磚造建築物的補強等進行一系列之相關試驗。除了驗證補強方式的可行性之外，也進一步探討補強的成效，甚至於補強時的施工細節。這些相關的研究大都是針對既有結構物中各種不同的結構構件，以及部份或是整體結構物來進行補強技術的相關研究，希望能經由實驗的實際驗證來提供實務工作的迫切需要。

第一節 研究緣起與背景

一、研究緣起

在國內的 RC 建築物中，以鋼筋混凝土構架內填充磚牆或 RC 牆之建築物佔大多數，同時也是國內極具代表性的構造形式，這些牆體雖提供了相當之側向強度但同時也造成結構上之許多弱點，如短柱、軟弱層與不對稱等現象。對於此類建築物若能針對其受震特性加以研究，了解其耐震缺點，並進行詳細的耐震評估以及隨後必要的補強，則可望解決此類建築物耐震能力不足的問題。

在 RC 建築物中，同一樓層中之柱高原以樓層高度設計，但實際上有些柱子因與窗台相連而受其側向束制的作用，使柱子的有效長度縮短，並導致柱的側向勁度增加。當地震發生時，因短柱的側向勁度大，而較其他正常柱吸收更大的水平力，此短柱極可能因剪應力超過剪力強度而發生剪力破壞，此即短柱效應，如圖 1-1 實際案例照片所示。另一方面，早期興建的鋼筋混凝土建築物，因不需滿足耐震設計特別規定，其柱箍筋間距大於 20 公分相當普遍，這也可能促使短柱效應的提早發生。當柱子的有效長度愈短，其剪力效應愈大，因而愈容易發生短柱現象。據此可以推測短柱效應應該和窗台高度有著密不可分的關係，亦即原柱高度扣除窗台高度所得到的短柱高度與是否發生短柱破壞有著密切的關係。雖然在鋼筋混凝土設計規範中，對於短梁與短柱有其對應的規定，但這些規定係假設其端點支承為固接的情況。很明顯地，因磚牆窗台束制所可能引起的短柱，其端點支承並非固接而應介於鉸接與固接之間。

關於 RC 構架因填充 RC 牆而引起之短柱行為，在國內已完成為數不少的相關試驗研究可供驗證。然而，對於 RC 構架填充磚牆所引起的短柱行為，則尚無完整的實驗資料或分析資料或可供參考。特別值得注意的是填充 RC 牆及填充磚牆對於短柱的影響很可能因填充物勁度的不同而有不同的影響。其中 RC 牆勁度相當高，所以端點支承可視為一固定支承。另

一方面，由於填充磚牆之勁度小於填充 RC 牆之勁度，因此端點支承比較類似於一般彈性支承而非如填充 RC 牆可視為是一固定支承。因此實有必要進一步探討 RC 構架因填充牆所引起的短柱效應，尤其是正當中小學老舊校舍與老舊既有建物進行耐震評估與補強之際，更顯得此一問題的迫切性，因此本研究擬針對此一課題以反覆載重試驗為主，模擬分析為輔進行深入的研究。

二、研究背景

結構性能設計法(Performance-Based Design, PBD)已逐漸成為國內結構耐震評估與補強設計的主流，該法著重於結構物應能滿足所須具備的結構性能需求，故傳統僅以彈性理論為基準的結構分析方法已無法滿足性能設計法的需要，因此進行結構非線性分析似乎已無法避免。目前關於結構物的耐震能力評估經常採用結構容量譜法，主要是藉由靜態的側推分析來求得，其中關於構材塑性鉸的設置與否、位置設定以及塑性鉸的數學分析模型都會直接影響側推分析結果的可靠性。國內關於現有構材塑性鉸設定方式主要有 SERCB 程式與 NCREE 程式兩種，其各有設定構材塑鉸之模擬方式且各有所長，國外於則以 FEMA 所提之方式較為熟悉。

這些方法經初步分析發現其運用於窗台短柱之詳細評估的模擬與補強後的模擬仍有許多可強化之處，所以本研究對於磚造窗台短柱行為與其相對應之模擬準則進行探討，除了利用所收集到的試驗資料與分析資料之外，也將配合本計畫所完成的試驗進行相關的研究，進一步探討構材之實際強度與韌性容量的模擬方式，以及其填充磚牆構材的耐震行為等來確立模擬方式。初步計畫可利用 NCREE 及 SERCB 甚至於 FEMA 所發展的輔助程式，並配合 ETABS 進行實驗試體的模擬側推分析。將分析結果與實驗結果進行比較，並逐步調整相關控制參數直到每一個分析結果都接近於實驗結果，保留此模擬方式並用來模擬其他不同的窗台高度與柱高的比

值，如此一來，不但可推得窗台發生短柱效應的臨界高度，模擬方式也可做為實務評估與補強設計之使用。

鋼筋混凝土構架內填充磚牆或 RC 牆之建築物為國內佔大多數之結構形式，且增設 RC 牆補強亦為國內常被採用之補強工法，所以對於 RC 牆體之行為了解與準確模擬為耐震評估與補強設計中相當重要一環。目前常見之 RC 牆分析模擬方法主要包括有限元素法(FEM)、等值寬柱以及軟化拉壓桿桁架等模擬方法，每個方法皆有其優點，但仍需進一步確認其實用性與準確性。另因補強時常需考慮採光及空間使用等因素而必須將 RC 牆體開窗或開門，對於這些具有開孔之 RC 牆體的耐震行為模擬，則可以使用黃世建等人所完成不同形式開口 RC 牆構架之耐震試驗結果來建立強度勁度折減與開孔長度或面積之相關修正式。

第二節 研究主題

為了能順利達成本研究計畫的目標，特別將本研究計畫的重要研究工作條列如下：

1. 收集國內外與本計畫相關之填充牆體 RC 構架試體的試驗結果與結構分析資料。
2. 設計及製作四個鋼筋混凝土構架試體，填充不同高度的台度磚牆以模擬一般老舊結構之窗台。進行一系列的反覆載重試驗以詳細觀察其破壞模式、破壞位置及求得這些試體的遲滯迴圈圖。
3. 針對構架試驗資料與收集資料進行比較分析，由試驗探討窗台高度對短柱效應之影響。
4. 利用 NCREE 及 SERCB 甚至於 FEMA 之塑鉸模擬方式，進行實驗試體的模擬側推分析。逐步調整相關控制參數，研究模擬細節、窗台高度效應與建立非線性行為模擬方式。

5. 由試驗結果與分析討論對耐震行為之影響及提出相關注意事項。

在完成這些相關的研究工作之後，希望能順利達成以下的預期目標：

1. 研究磚牆窗台發生短柱效應的臨界高度，此研究成果可做為耐震評估與補強設計的重要參考。
2. 探討當窗台高度超過柱高某一比值後，是否深梁理論適用使剪切強度提高而將不再發生短柱效應，如經證實，則此一臨界比值也是耐震評估與補強設計的重要參考。
3. 此一研究成果將可大幅度提高模擬因磚牆造成之短柱效應的準確性，進而提升耐震評估與補強設計的品質。
4. 由試驗資料收集與本試驗之結果，提出國內常用分析軟體之模擬建議方式與相關控制參數。
5. 由資料收集與試驗探討提出短柱耐震補強之相關注意事項。

第三節 研究方法

為了能有效達成本研究計畫的目標，本研究計畫一開始將進行相關文獻與試驗資料的蒐集，並設計及製作四座試體以進行反覆載重試驗以及隨後的側推分析模擬比較，主要項目包括：

(1) 國內外研究資料收集整理：

國內對於 RC 含牆構架已經有許多研究單位進行相當多之耐震試驗與補強後之結構試驗，如國家地震工程研究中心、成功大學以及臺灣科技大學(國科會補助)等學術單位皆已經有針對各類型的含牆構架、補強以及磚造結構補強等進行一系列之耐震試驗研究與補強效率之探討。本研究計畫將收集這些試驗資料進行匯整與比較，由收集之資料分析探討補強構材對於原結構在勁度、強度與韌性等方面的影響。另外，也將進一步收集國外

的研究成果與相關設計準則做為本研究的參考，提供補強設計的一些建議。對於補強後結構之耐震能力評估與分析模擬方面，擬配合現今廣為使用之非線性側推分析方法，提出補強構材非線性塑鉸之計算方法與設定方式，亦進行國內外經驗公式或理論分析模型之研究成果的收集與整理，並將所提模擬方式與試驗結果進行比對分析，經由研判後選擇出較合理且實用之方法做為設計模擬之依據。

(2) 含牆短柱構架試驗：

如前所述，國內現有試驗關於窗台短柱之研究以填充 RC 牆造成之構架短柱行為的研究較多，因為 RC 牆勁度相當高所以窗台頂部之短柱端點支承可以視為是一固定支承，此雖可與 ACI 318 混凝土設計規範中對短梁短柱之規定相對應，但對於因磚牆填充之類似於彈性支承引起的短柱行為則有所不同，且窗台高度與柱高比值及短柱淨高與柱寬比值等方面之探討更是少見，所以對於因磚牆部份填充之類似於彈性支承引起的短柱行為應進行定性與定量之試驗與分析模擬討論，另現有中小學老舊校舍與老舊既有建物之高窗短柱填充補強常使用之型式為於柱邊填充磚翼牆或 RC 造填充牆，這些補強方式之功效是否可靠並無經過試驗或實際地震之驗證，使此一問題的探討更有其迫切性，因此本研究擬針對此一課題以試驗為主分析為輔進行深入之研究，經由試驗結果期望能對一些高窗短柱行為能有初步之了解與建立分析評估判斷準則。

第四節 預期效益

本研究發展補強設計與耐震評估之模擬技術與提供相關整理資訊，使實務工程師於進行耐震補強時有所依循，將有助於行政院「建築物實施耐震能力評估及補強方案」之推行及落實，確保人民生命財產安全，以及為將來之「既有建築物耐震能力評估及補強促進條例」及「耐震性能設計規範」預作準備。本計畫於完成研究報告後，預期貢獻有下：

(一) 對建築發展短中長期方面預期貢獻。

1. 提供與建立不同填充牆之 RC 短柱構架試驗資料整理，為工程師進行設計或補強之重要參考資料。
2. 提出 RC 短柱構架之分析模擬準則與其非線性行為設定方式，使實際設計時有所依循與參考。
3. 提供含牆 RC 構架之初步性能準則。

(二) 推廣應用計畫。

提供實務且先進之耐震評估的構材數值模型與量化補強性能給工程師參考使用，可以確實達到耐震評估與補強設計於分析上之正確性與經濟性，並進而提昇工程師之技術等級，並促進建築物耐震設計與施工人員於耐震評估及地震工程方面知識之增長。

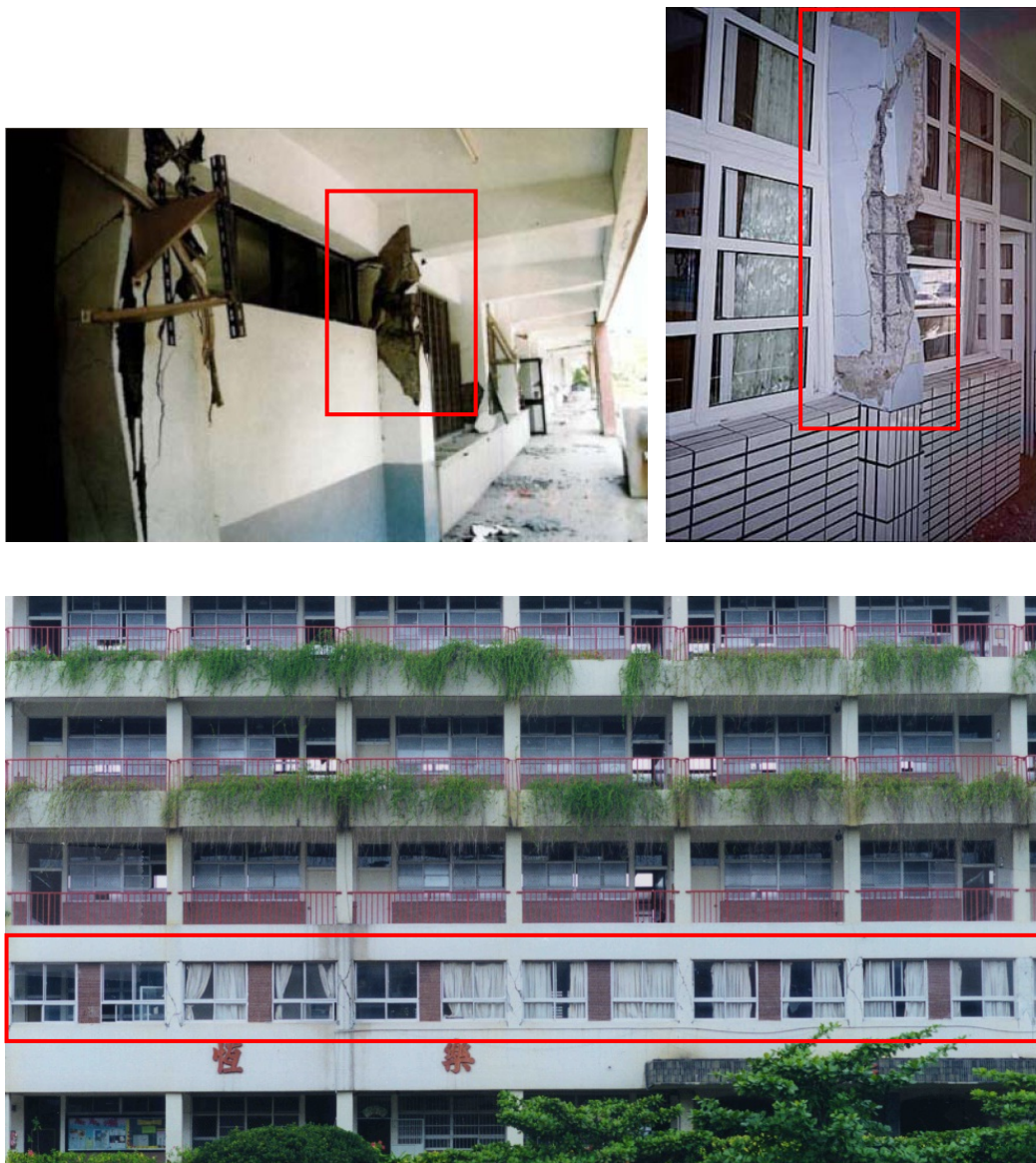


圖 1-1 短柱效應實際發生案例

(資料來源：本研究製作)

第二章 資料蒐集與構材模擬

一般而言，結構進行補強後，當然需要重新進行詳細評估來確定其補強效果。1996 年美國 ATC-40 率先提出以容量震譜法 (capacity spectrum method) 來進行建築物的耐震評估。此法係以性能評估為出發點，來評估結構物是否符合性能目標的限制，一般而言，比較能符合現今建築物的耐震需求。此法所需的容量曲線 (capacity curve) 可經由對建築物進行非線性的靜力側推分析來求得。而要能真實的模擬出建築物的非線性行為，對於結構構件上分析所需設置之塑性鉸的特性就非常重要。事實上，塑性鉸性質的設定是否合理，將會直接影響到容量曲線的發展。本研究將利用不同塑性鉸的設定方式來針對本研究之 RC 構架填充磚牆來進行非線性的靜力側推分析以探討其適用性。

關於側推分析的進行，一般可使用非線性分析軟體來完成，例如 ETABS、PISA3D、SAP2000 及 NASTRAN 等商業軟體皆可順利達到此一目的。在國內工程界，經常使用 ETABS 來做為建築物輔助設計的重要工具。目前不管是 ETABS 或是 SAP2000 等結構分析軟體都有內建設定塑性鉸的功能，但是其內建的塑性鉸特性可能過於保守導致分析的結果與實際情況有所差異。另一方面，由於 ETABS 內建之塑性鉸性質乃是根據 FEMA 273 而來，且其剪力塑性鉸性質並未考慮箍筋的貢獻，故分析結果較為保守。除此之外，在進行含磚牆與鋼筋混凝土牆構架之側推分析時，亦沒提供對應於殼元素 (shell element) 之塑性鉸定義，故無法進行含牆構架之非線性側推分析。針對這些模擬分析上的缺失，國內相關研究學者提出不同的塑性鉸模擬方式，以及針對牆體提出等值模擬的方式來改進及克服此困難，希望能更可靠及更廣泛的模擬建築物的非線性行為。這包括了 NCREE 與 SERCB 兩種程式。所以本章除了介紹此兩種方法對於構材的模擬準則，同時對於 FEMA 所建議的模擬方式也會加以說明，以利隨後的比較研

究。

為了進一步評估此三種不同模擬方法於實際應用時的可靠性及差異性，本研究將從所收集到的試驗資料中選定相關的實驗試體來進行非線性側推分析。最後分別將分析結果與試驗結果進行比較分析，希望能藉由實際的比較研究建立塑性鉸模擬方式（強度與塑性變形），以提供使用 NCREE 及 SERCB 等相關程式時的參考。

第一節 資料蒐集

本研究主要針對非韌性鋼筋混凝土構架填充磚牆來進行研究，因此本節文獻回顧與資料蒐集，就分別針對非韌性鋼筋混凝土構架、填充磚牆與短柱行為之相關研究進行探討與整理。

一、非韌性鋼筋混凝土構架

在 921 集集大地震中，有大量的鋼筋混凝土建築物嚴重受損，甚至於完全倒塌，而造成重大的損失。在倒塌的建築物中，有很多是因為柱之垂直承载力喪失所造成。從受損或倒塌的建築物當中可以發現大多數的鋼筋混凝土柱皆為非韌性配筋，亦即柱箍筋之間距過大或是並無設置 135 度的耐震彎鉤，致使這些鋼筋混凝土柱無法具備良好的耐震消能特性與變形能力。另一方面，在中度及嚴重受損的中小學校舍或是低矮型的平房建築物中，更發現到因為空間採光的需要，其牆體常常因為必須設置窗戶或門而有開口的現象。至於窗戶、門或隔間牆的設置也經常伴隨磚牆或鋼筋混凝土牆的大量使用。由於 RC 構架與牆的側向勁度相差甚大，這些建築物的耐震行為將明顯受到牆體的影響，但在進行結構分析與設計時，常常為了簡化計算只針對 RC 構架來進行分析與設計而完全忽略牆體的作用。故此類建築物的破壞形式往往會出乎設計者的預期，而可能發生無預警的脆性

破壞或剪力破壞，因此針對牆體的影響實有必要重新考量其對 RC 構架力學行為的影響以及導致不同破壞模式的探討。

本研究收集了十餘座不同形式開口牆體的非韌性鋼筋混凝土構架實驗資料，準備進行分析比較 NCREE、SERC B 與 FEMA 三方式模擬之容量曲線圖，配合本研究設計試體之測試資料，探討磚牆塑性鉸的設定，並調整模擬程式中的高寬比，求取短柱機制發生的臨界值，以供程式使用者於塑鉸設定時及工程師於設計配置時之參考。

二、鋼筋混凝土結構之牆體模擬方法

目前常見鋼筋混凝土結構之牆體模擬方法包括有限元素法(FEM)、等值柱寬模擬以及軟化拉壓桿桁架模式等方法，每個方法皆有其優缺點。以下將收集到的資料整理並做扼要說明。

一、有限元素法(FEM)

近年來計算機工具的迅速發展，有限元素分析應用於鋼筋混凝土結構物之研究也日益深入。關於磚牆的數值分析相關發展，1962 年 Smith 把磚牆採用等值斜撐方式進行分析，此觀念在於磚牆所提供的強度最主要由對角線構成的磚牆部份提供。而於 1967 年 Ngo 和 Scordelis 最早將有限元素法引入鋼筋混凝土結構的計算，利用一線性彈性三角形元素模型來描述鋼筋混凝土簡支梁，並用雙向虛擬彈簧單元連接鋼筋單元及混凝土單元，此研究也奠定了現代鋼筋混凝土有限元分析的理論基礎。

西元 1978 年 Page 最先採用有限元方式模擬磚牆的數值分析法，是將磚塊使用有限元切網格劃分，而水泥砂漿與黏結界面則一併考慮成介面元素模擬。1988 年 Ali 和 Page 進一步做更詳細的模擬，磚塊與水泥砂漿採用有限元素劃分，而黏結界面使用介面元素模擬。2002 年 Bicanic 和 Stirling 等人提出將整體磚牆視為均質，以及各向異性材料的觀念加以模擬，而鋼

筋則採一維桁架元素模擬，磚牆部分延續 Ali 和 Page 之分析模型，進而發展出二維含磚牆 RC 結構的數值分析模型。2003 年王仲宇和黃旭輝提出「非韌性 RC 構架與含磚牆非韌性 RC 構架之模擬」，在與單層單跨實驗結果比較後能得到不錯結果，有助於求取結構物的極限強度與破壞分佈趨勢。然而，在進行數值分析模擬時，有限元素法雖可解決含有複雜邊界條件之牆體，但對元素切割敏感度的掌握、材料組成率的確定與分析耗時等方面則顯力有未逮之憾，加以一般建築物所含牆體均不在少數，故除在某些有關構材局部集中應力檢核的特殊需求外，此方法並不廣為採用。

二、等值柱寬法

等值寬柱模型係根據日本建築協會「鐵筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」(2004)之建議來建立。在進行 RC 剪力牆耐震分析時，可將兩側邊界柱設定為兩根具有軸向抵抗力的軸向彈簧，而牆板則可置換為一支具有撓曲、剪力、軸向抵抗力的中央等值寬柱。此時，軸向載重由 RC 牆與兩側邊柱共同承擔，但側向載重只由 RC 牆來承受，可大幅減低 RC 牆分析時之複雜性。

等值寬柱法係將牆體模擬為一等效柱以取代原有牆體的方法，該法可在等值寬柱上設置撓曲、軸向與剪力等多種塑鉸，複雜的牆體結構行為得以簡化為其優點，但此一新增之等值柱有可能導致整體建築結構系統的改變，且其塑性鉸的特性並不容易準確掌握，以致於可能對分析的結果產生偏差。

三、軟化拉壓桿桁架模式

鋼筋混凝土桿件在抵抗外力時依據應力分佈情況可區分成兩種不同區域，一是應力均勻分佈之連續區域，我們稱之為梁區域 (B-region)，另一則是有應力集中現象之不連續區域，則稱為受擾動區域 (D-region)。在

1987年，Schlaich 等人對鋼筋混凝土桿件中之 D 區域與 B 區域作了詳細的敘述與劃分。於 1990 年茅聲濤與徐增全提出使用軟化桁架模型來預測結構之剪力強度。2002 年黃世建等人提出軟化壓拉桿模型來預測 D-region 之對角壓力強度，其建議係以壓拉桿模型來模擬 D-region 之對角傳力行為。經實驗結果比對，軟化壓拉桿模型確實能成功預測 D-region 對角抗壓強度，建議了一個載重位移曲線模型，該曲線是由開裂點、柱主筋初始降伏點和極限點描繪而成。其中，為了能更有效地評估單獨 D 區域桿件，如深梁、托架等之剪力強度，ACI 318-02 規範亦加入了壓拉桿模式以供工程師使用。但對 D 區域與 B 區域並存之桿件，ACI 318-02 規範作了以下的認定：

- (1) 以構材一倍深度 h 作 D 區域範圍之劃分，
- (2) 以剪力跨度 $a_v = 2h$ 為準則，將梁區分為深梁與一般梁兩個範疇，
- (3) B 區域之剪力強度係毫無例外地低於相似之 D 區域者。

而國內現行的土木 401-96 規範亦採用上述觀點。

軟化壓拉桿模型可考慮混凝土強度的雙軸軟化效應，能較精確模擬真實牆體的破壞模式，不過因軟化拉壓桿桁架模式的建立方式並非唯一，常會因人而異，分析結果也會受到影響，而且一般鋼筋混凝土建築物其梁柱構材的桿件數目頗多，若每片牆體再以多根拉壓桿模擬，將導致結構桿件數量過於龐大，不適合實際建築結構設計與評估之所需。

第二節 構材非線性行為之模擬

在進行側推分析之前，必須事先了解或預測組成建築物之結構元件的非線性行為，常見的結構元件有梁、柱、磚牆及鋼筋混凝土牆等。當能準確掌握結構元件的非線性行為，才可能對此元件的塑性鉸性質及塑性鉸位置給予最妥適的定義。很明顯地，由試驗所得到的側向載重位移曲線可提

供最可靠的非線性行為，因此也就成為類似結構元件模擬時的重要參考或依據。本章將詳細敘述如何自各個結構元件的側向載重位移曲線來設定其塑性鉸參數以及其他特別元件的等效模擬原則。

一、NCREE 方式

利用非線性分析軟體來評估整體建築物的非線性行為，其分析結果的正確性與結構元件之塑性鉸位置及塑性鉸特性的設定有著非常密切的關係。NCREE 所提供的塑性鉸的設定方式，除了參考美國規範 FEMA-273,356 以及 ASCE 41-06 所提出定義塑性鉸的方式之外，也根據相當多實驗結果的充分驗證。另一方面，由於非線性分析軟體無法在殼元素上提供塑性鉸的設定，故將鋼筋混凝土牆以等值寬柱來模擬，而磚牆則以等值斜撐來模擬，如此一來對於牆體結構所提供的抗震能力將能給予適度的模擬，而達到真實反映建築物實際結構行為的目的。根據以上所述的模擬準則，並利用 MATLAB 程式編譯軟體，將各種塑性鉸的設定方式撰寫成耐震詳細評估的輔助分析程式，以取代較繁複的手算過程。

由於構架在側推分析的過程中，梁柱之反曲點的位置可能會隨著載重的增加而發生變化，所以在分析之前並無法知道梁柱的破壞模式。因此在塑性鉸的設定上，可在梁柱的兩端因其承受較大的彎矩作用而設置彎矩塑性鉸，以模擬撓剪或撓曲的破壞模式；在梁柱的中間因其承受較大的剪力作用而設置剪力塑性鉸以模擬剪力破壞。工程師可依其經驗、相關學術論文或類似的試驗結果來定義塑性鉸的性質。

圖 2-1 所示係 NCREE 所提供之一般構材各種不同性質之塑性鉸的設定方式。鋼筋混凝土柱可依分析方向及垂直荷重的大小設置彎矩塑性鉸 M2 或/及 M3 以及剪力塑性鉸 V2 或/及 V3。梁則可設置 Moment-M3 彎矩塑性鉸及 Shear-V2 剪力塑性鉸。至於剪力牆則可設置 Shear-V 剪力塑性鉸及 Moment-M3 彎矩塑性鉸，其位置則位於構材的中點及兩端。在梁柱接

頭之剛域不折減的情況下，剪力牆上方所相連接之橫梁可視為是一剛性梁，故此橫梁並不會發生破壞，因此可不設置塑性鉸。另外台度磚牆則以等值斜撐來加以模擬，並將與其相鄰之鋼筋混凝土柱的塑性鉸位置設置於台度磚牆的高度，以模擬短柱效應。

為了進行側推分析，必須先建立結構分析模型，首先須先定義各種不同結構元件的材料性質與斷面尺寸，其中一般建築物常見的結構元件有梁、柱、版及牆等。接著設定塑性鉸的性質及位置以及給定邊界的束制條件與載重的型式，最後再進行側推分析以求得該建築物的容量曲線。為簡化低矮型建築物的側推分析，NCREE 所提供之程式係利用一些合理的基本假設來達到此目的。其中垂直載重的輸入值係採設計靜載重再加上二分之一的設計活載重，這是因為假設當地震發生時真正的活載重大概僅有設計活載重的一半[1]。梁柱接頭假設為一剛體，至於樓板則可假設為剛性樓板，這是因為鋼筋混凝土樓板的勁度非常大，故樓板在其水平面可視為一個剛性的樓板，即樓版內各節點的自由度可直接由樓版質心之自由度來取代。關於柱與梁的撓曲勁度則採用開裂後的勁度，並採用 FEMA 273 及 ATC-40 的建議，柱的斷面模數可使用 $0.7E_cI_g$ ，而梁的斷面模數則可使用 $0.5E_cI_g$ ，其中 E_c 為混凝土彈性模數而 I_g 則為柱斷面的慣性矩。

進行非線性側推分析所使用之輸入豎向力的分配方式，可依據 FEMA 440[2]之建議可採用倒三角形分佈，亦即可以依據現行耐震設計規範[3]中對於水平設計地震力的豎向分配規定。對於總樓層為 n 層的建築物，其中作用於第 x 層的橫向力 F_x 可依據該層的質量，並利用下列方程式計算而得為

$$F_x = \frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} V \quad (1)$$

其中 W_x 為第 x 層之建築物重量而 h_x 則為第 x 層距基面之高度，至於 V 則是基底剪力。在進行側推分析時，常發生數值分析無法收斂的現象，此時可

將原有分析程式所定義的塑性鉸性質變更為不受側力作用之鉸接模式。這是因為此塑性鉸性質在較為複雜結構的分析中本來就不易獲得收斂解，並且為了能反應結構中部份構材破壞後，其強度及勁度的降低將會使結構之基本振動週期與振態形狀發生改變的現象。

二、SERCB 方式

對於梁柱構材的非線性行為模擬，SERCB 首先將梁柱構材的破壞模式分為剪力破壞模式、撓剪破壞模式以及撓曲破壞模式等三種，然後再根據此三種破壞模式建立與其相對應的塑性鉸性質以供模擬分析之用。為了區分三種破壞模式，先利用彎矩曲率法來建立代表梁柱撓曲構材行為之彎矩 M_b 與轉角 θ 的關係，再根據混凝土剪力強度隨柱韌性增大而呈現遞減現象來建立代表剪力行為之彎矩 M_v 與轉角 θ 的關係，將此兩關係圖疊合在一起即可用來判別破壞模式，如圖 2-2 所示。

針對圖 2-2 中所顯示之 $M_b - \theta$ 關係圖及 $M_v - \theta$ 關係圖可以進一步判定梁柱構材的破壞模式，詳細說明如下：

(1) 剪力破壞模式

如圖 2-2(a)所示，在彈性階段下(即 $\theta \leq \theta_y$)，剪力強度所對應之彎矩 M_v 小於撓曲強度 M_b ，顯示剪力破壞會先行發生。此種破壞模式可稱為剪力破壞模式。

(2) 撓曲-剪力破壞模式

如圖 2-2(b)所示，在彈性階段及部分塑性階段下，剪力強度所對應之彎矩 M_v 大於撓曲強度 M_b ；但在某一臨界韌性比時二者會相等(即 $M_v = M_b$)；當韌性超過該臨界值時則有 $M_v < M_b$ 。顯示在該臨界韌性比之前，柱會發生撓曲破壞；在該臨界韌性比之後，會發生剪力破壞。此種破壞模式可稱為撓曲-剪力破壞模式。

(3) 撓曲破壞模式

如圖 2-2(c)所示，剪力強度對應之彎矩 M_v 大於撓曲強度 M_b ，顯示撓曲破壞會先行發生。此種破壞模式可稱為撓曲破壞模式。

SERCB 係採用 Kawashima 所建議之混凝土組成律，進行鋼筋混凝土構材之非線性行為分析。為能應用於實際鋼筋混凝土結構之設計與檢核，將程式分析所得的構材特性，配合工程界熟悉之分析軟體中有關梁-柱元素「M3 塑性鉸」之輸入方式，將計算結果作適度簡化，設定上述柱構件三種破壞模式對應之塑性鉸性質，並進行側推分析。雖然目前一般程式針對混凝土梁柱桿件提供軸力 (P)、剪力 (V2、V3)、扭力 (T)、彎矩 (M2、M3) 與軸力-雙向彎矩 (P-M4-M3) 等七種塑性鉸來模擬結構非線性行為。使用者可在桿件相同位置處指定兩種以上的塑性鉸性質。以同時在柱端設定剪力 V2 與彎矩 M3 塑性鉸為例，此種 V2+M3 的組合模式，經驗證並無法同時考量彎矩與剪力的互制效應，因程式判斷某一個塑性鉸性質 (如 V2) 開始進入塑性階段後，將會自動以該塑性鉸性質作為構材非線性行為之計算依據，捨棄另一種塑性鉸性質 (如 M3)，此種處理方式顯然無法詳實描述鋼筋混凝土梁柱之破壞模式。為了改善此現象，SERCB 僅單一選用「M3 塑性鉸」來模擬構材之非線性行為，其相關輸入資料可參考該程式之使用說明。

一般而言，由於鋼筋混凝土具有混凝土開裂行為，混凝土開裂後會有輕微的勁度軟化。為反應此現象，SERCB 將圖 2-2 中原 FEMA 定義之 B 點定義為開裂彎矩 M_{cr} 與開裂轉角 θ_{cr} ，並將降伏點由程式預設之 B 點順延至 C 點，如圖 2-3(b)所示因此 C、D、E 點視不同破壞模式會有不同定義。值得注意的是，如圖 2-3(a)所定塑性鉸性質，程式會認定該塑性鉸屬剛塑性 (rigid plastic) 模式，因此側推分析結果報表中所列 M3 塑性鉸的轉角值，僅為塑性部分的轉角量，必須疊加 B 點的轉角 (即 θ_y) 才能得到總轉角。若採用 SERCB 建議方法，需留意 B 點已修正為混凝土開裂狀態，非降伏狀態， $(M_B = M_{cr} \neq M_y)$ 、 $(\theta_B = \theta_{cr} \neq \theta_y)$ ，側推分析所得 M3 塑性鉸

之轉角需再加上 θ_{cr} 才能得真正的總轉角。

為有效解決拉壓桿桁架模型在建立時因人而異的情形，SERCB 先求取鋼筋混凝土牆體之非線性結構特性，並將其力與變形之關係轉換成一根沿構架對角方向之等值斜撐來取代鋼筋混凝土牆體，該等值斜撐係以二力桿件模擬之，其非線性結構特性則可藉由軸力塑性鉸之設定來加以描述，如此，結構模型將可大為簡化，結構分析所需時間亦可明顯降低。

三、FEMA 方式

本部份之塑性鉸模擬係根據 FEMA-356 之建議，分析方式採用非線性靜力側推分析，根據桿件之材料及力學性質，轉換出各桿件之塑性鉸參數。塑性鉸依據其桿件力學性質，可分為下列之 4 類：

- (1)強軸撓曲塑性鉸：M3-Hinge(X 方向)、M2-Hinge(Y 方向)
- (2)軸力彎矩互制塑性鉸：PMM-Hinge
- (3)強軸剪力塑性鉸：V2-Hinge(X 方向)、V3-Hinge(Y 方向)
- (4)軸力塑性鉸：P-Hinge

FEMA 建議在單一桿件上可以放置上列其中一種或多種形式之塑性鉸，用以表達該結構受到何種行為之控制，並將塑性鉸置於該桿件適當之位置。塑性鉸配置方式，除了考慮桿件本身之力學行為之外，亦須考慮與其他桿件相互影響而產生的行為，如柱受鋼筋混凝土牆兩面圍束之下，難以發生較大變形，則可考慮不設定塑性鉸於柱；亦或遭逢梁柱受牆體圍束部分，使短梁(如梁上之牆體開門)、短柱(如柱旁之牆體開窗)之現象產生，則須在撓曲塑性鉸之外，另外分別加入軸力、剪力塑性鉸，以模擬其力學行為。

構件之非線性行為，為一個 A-B-C-D-E 路徑、5 個座標點之非線性曲線，如圖 2-4 所示。A 點為桿件靜止不受力之座標，由起始 A 點之至降伏

強度 B 點之線性行為，分析時，載重由 A 點開始加載而轉角位移不增加，達到 B 點後，才會有轉角位移產生。B 點為桿件達降伏強度之座標，B 至 C 點為一個勁度折減之線性行為(即 A-B-C 路徑為雙線性行為)，此時的轉角位移量為 a 。C 點為桿件達極限強度之座標，極限強度可由實驗之極限強度或塑性強度代替，或使用為降伏強度之 1.25 倍，當達到極限強度後，桿件強度則衰減至 c 倍極限強度之 D 點。D 點為極限強度後強度衰減之座標， c 表示為殘餘強度與降伏強度之比值。隨著桿件轉角位移持續增加而強度不變，直到 E 點可視為破壞。E 點為桿件破壞之座標，此時之轉角位移量為 b ，到達 E 點則表示桿件喪失對應於變形行為之抵抗能力。此路徑稱為桿件之非線性行為曲線，亦可由實驗數據取代之。表 2.1 到表 2.3 列出 FEMA 於勁度修正值之建議及部份鋼筋混凝土構材之非線性分析模擬參數。

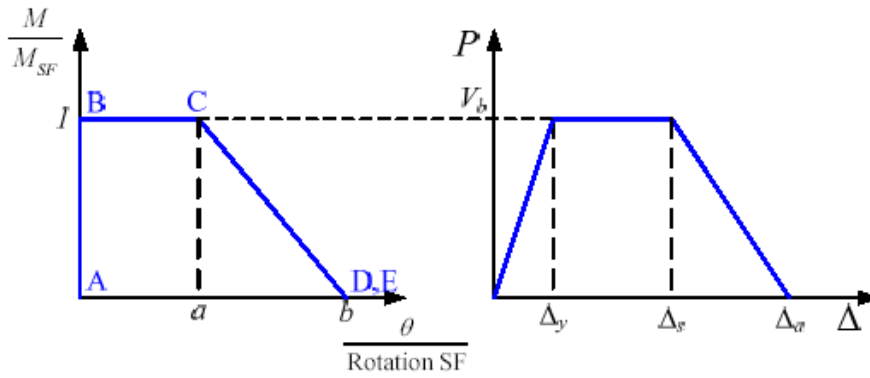
除了 A、B、C、D、E 點之設置，FEMA-356 亦提供結構設計之 3 個性能等級，分別為 IO(Immediate Occupancy，立即使用等級)、LS(Life Safety，生命安全等級)，以及 CP(Collapse Prevention，預防倒塌等級)。立即使用等級用於極重要之建築物，使得當災害來臨時，建築物能保持原本機能，提供大眾避難、救援與指揮中心之用；生命安全等級用於次要之建築物，提供使用者在災害來臨時，仍有充足時間逃生或維持一定的生命安全，預防倒塌等級則為當建築物遇到極大災害時，即使損害嚴重亦不能發生倒塌之極限，此三個等級以位移量作為定義，其座標位置坐落在 B 點與 C 點之間(構件之塑性階段)，而 CP 可與 C 點重合，表示當構件強度將要衰減時，同時為建築物將有倒塌之疑慮或徵兆。

四、磚牆模擬方式

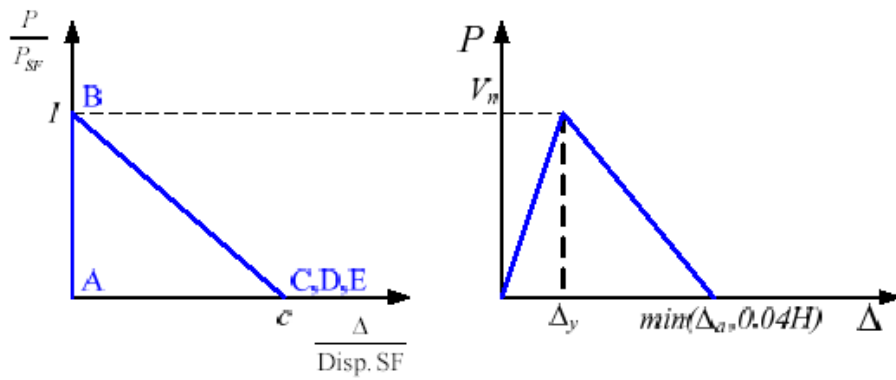
在磚牆模擬部份，NCREE 與 SERCB 皆參考許茂雄等人之實驗研究成果，其中主要包括提出磚牆塑性鉸的設定方式，係利用破裂路徑理論所建

立之磚牆分析模型，考慮磚牆破壞乃受對角斜撐作用及砌體構造[疊砌]特性等因素之影響，其主要破壞裂縫將沿對角中心線附近之磚縫間擴展，而達極限強度。由於磚牆受水平外力作用時具有壓力斜撐之機制，可將磚牆在地震時之行為模擬為一等值受壓斜撐，因此，磚牆之非線性結構特性係藉由軸力塑性鉸的設定來加以描述，且其端點是以鉸接與構架相連。

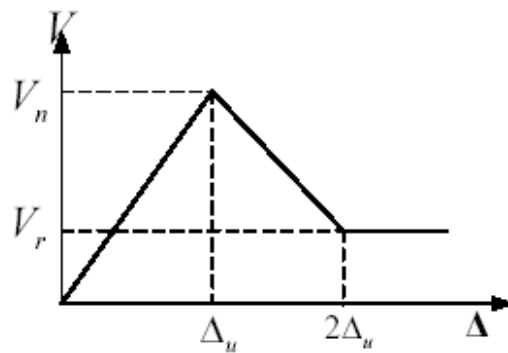
紅磚抗壓強度 f_{bc} 經王惠君等人調查發現台灣隧道窯、包仔窯等現所燒製之紅磚發現其強度範圍在 $60\sim 400 \text{ kgf/cm}^2$ 之間，但大部份都符合 CNS 二等磚($f_{bc} > 100 \text{ kgf/cm}^2$)之等級。許茂雄教授曾建議水泥砂漿抗壓強度若使用 80 kgf/cm^2 可表現出中部地區現有沿街店舖之特性。



(a) 梁柱彎矩塑性鉸



(b) 剪力塑性鉸



(c) 磚牆塑性鉸

圖 2-1 NCREE 之塑性鉸性質

(資料來源：國家地震工程研究中心)

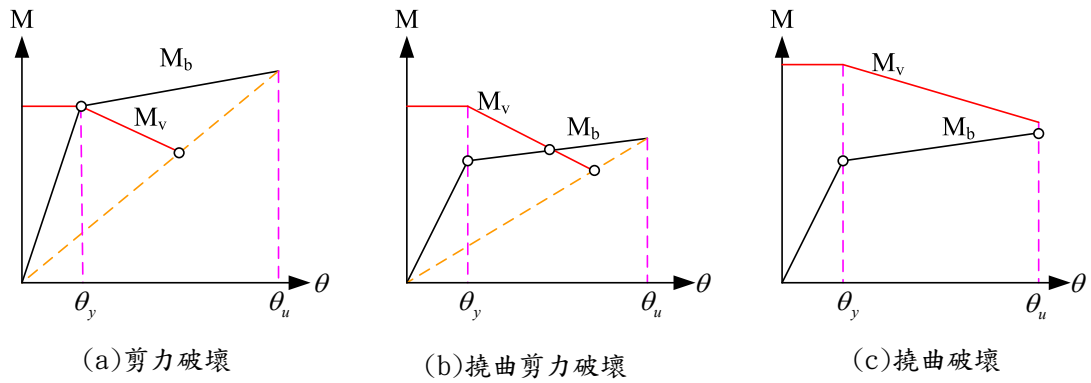


圖 2-2 鋼筋混凝土柱之破壞模式

(資料來源：本研究製作)

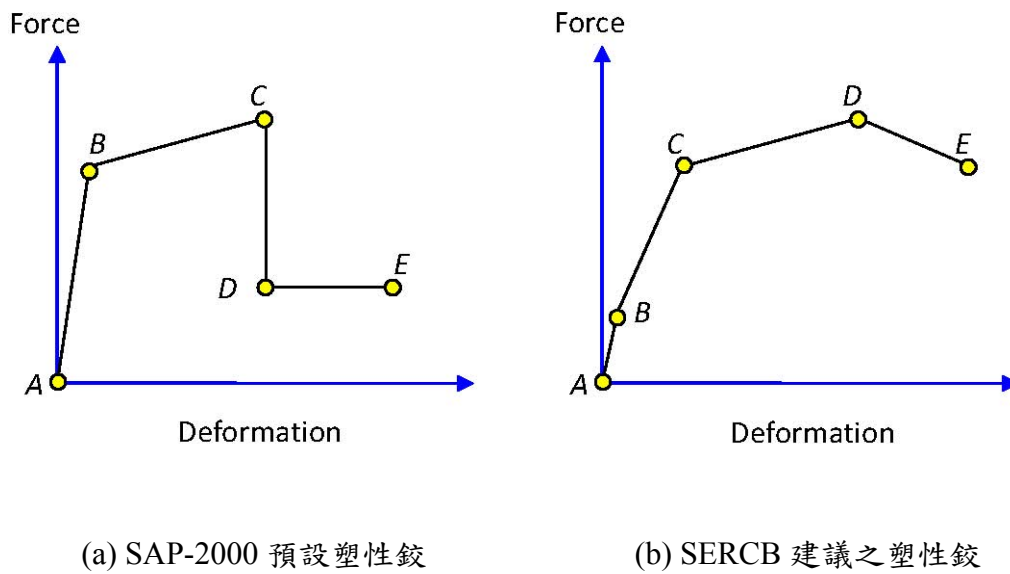


圖 2-3 塑性鉸性質比較

(資料來源：本研究製作)

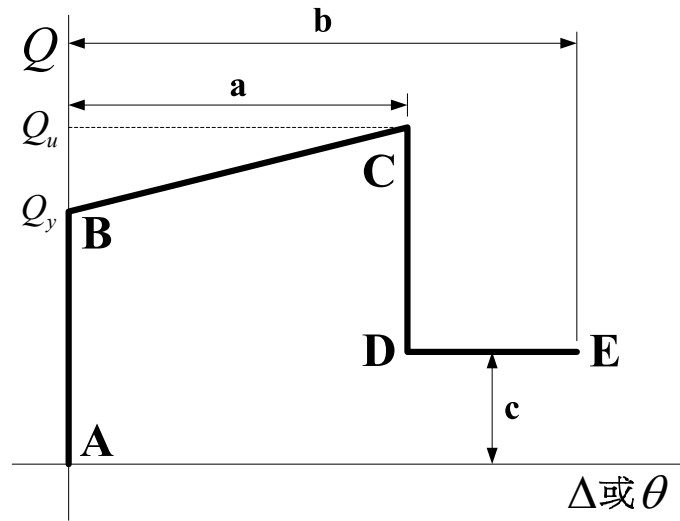


圖 2-4 構件之非線性鉸之行為曲線

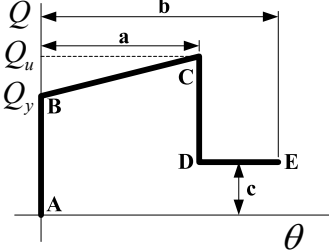
(資料來源：本研究製作)

表 2-1 FEMA 建議之勁度修正值

桿件	撓曲剛度	剪切剛度	軸向剛度
梁(非預力)	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-----
梁(預力)	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-----
柱(設計重力荷載引致之壓力 $\geq 0.5A_g f'_c$)	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
柱(設計重力荷載引致之壓力 $\leq 0.3A_g f'_c$ 或承受張力)	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_s A_s$
牆(經檢查無裂縫)	$0.8E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
牆(具裂縫)	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$

(資料來源：美國聯邦救難總署 FEMA 273-274)

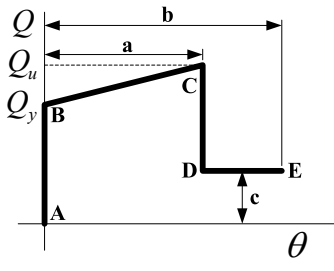
表 2-2 FEMA 鋼筋混凝土梁之非線性分析模擬參數

 條件狀態	模擬參數		可接受標準 ³							
			塑性轉角(弧度)							
	塑性轉角 (弧度)	殘餘 強度 比	性能水準							
			桿件形式							
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. 撓曲控制之梁 ¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	橫向 鋼筋 ²	$\frac{V}{0.5V_c}$								
<0.0	C	<3	0.0250	0.0500	0.20	0.0100	0.0200	0.0250	0.0200	0.0500
<0.0	C	>6	0.0200	0.0400	0.20	0.0050	0.0100	0.0200	0.0200	0.0400
>0.5	C	<3	0.0200	0.0300	0.20	0.0050	0.0100	0.0200	0.0200	0.0300
>0.5	C	>6	0.0150	0.0200	0.20	0.0050	0.0050	0.0150	0.0150	0.0200
<0.0	NC	<3	0.0200	0.0300	0.20	0.0050	0.0100	0.0200	0.0200	0.0300
<0.0	NC	>6	0.0100	0.0150	0.20	0.0050	0.0050	0.0100	0.0100	0.0150
>0.5	NC	<3	0.0100	0.0150	0.20	0.0050	0.0100	0.0100	0.0100	0.0150
>0.5	NC	>6	0.0050	0.0100	0.20	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0100
ii. 剪力控制之梁 ¹										
箍筋間距 <d/2			0.0030	0.0200	0.20	0.0020	0.0020	0.0030	0.0100	0.0200
箍筋間距 >d/2			0.0030	0.0100	0.20	0.0020	0.0020	0.0030	0.0050	0.0100
iii. 跨度內握裹破壞控制之梁(不適當之發展長度或搭接) ¹										
箍筋間距 <d/2			0.0030	0.0200	0.00	0.0020	0.0020	0.0030	0.0100	0.0200
箍筋間距 >d/2			0.0030	0.0100	0.00	0.0020	0.0020	0.0030	0.0050	0.0100
iv. 接頭處主筋錨定不當之梁 ¹										
			0.0020	0.0300	0.20	0.0100	0.0100	0.0150	0.0200	0.0300

- (1)當構材具有多種破壞型式時，則採取表中所列之最小值。
- (2)符號 C 及 NC 代表圍束及非圍束橫向箍筋。若構材其橫向箍筋於塑鉸區內之間距小於 d/3，及於韌性需求下箍筋提供剪力強度高於 3/4 設計剪力，此構材稱為具圍束箍筋，否則為非圍束箍筋。
- (3)表中所列值可採用線性內插。

(資料來源：美國聯邦救難總署 FEMA 273-274)

表 2-3 FEMA 鋼筋混凝土柱之非線性分析模擬參數

			模擬參數		可接受標準 ⁴					
					性能水準					
條件狀態			塑性轉角 (弧度)	殘餘 強度 比 c	桿件形式					
					主要桿件		次要桿件			
a	b	比 c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. 撓曲控制之柱 ¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	橫向 鋼筋 ²	$\frac{V}{0.5V_c}$								
<0.1	C	<3	0.0200	0.0300	0.20	0.0050	0.0150	0.0200	0.0200	0.0300
<0.1	C	>6	0.0160	0.0240	0.20	0.0050	0.0120	0.0160	0.0160	0.0240
>0.4	C	<3	0.0150	0.0250	0.20	0.0030	0.0120	0.0150	0.0150	0.0250
>0.4	C	>6	0.0120	0.0200	0.20	0.0030	0.0100	0.0120	0.0130	0.0200
<0.1	NC	<3	0.0060	0.0150	0.20	0.0050	0.0050	0.0060	0.0100	0.0150
<0.1	NC	>6	0.0050	0.0120	0.20	0.0040	0.0040	0.0050	0.0080	0.0120
>0.4	NC	<3	0.0030	0.0100	0.20	0.0020	0.0020	0.0030	0.0060	0.0100
>0.4	NC	>6	0.0020	0.0080	0.20	0.0020	0.0020	0.0020	0.0050	0.0080
ii. 剪力控制之柱 ^{1,3}										
所有型式			-	-	-	-	-	-	0.0030	0.0040
iii. 淨高內握裹破壞控制之柱(不適當之發展長度或搭接) ^{1,3}										
箍筋間距 <d/2			0.0100	0.0200	0.40	0.0050	0.0050	0.0100	0.0100	0.0200
箍筋間距 >d/2			0.0000	0.0100	0.20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0050	0.0100
iv. 柱構材軸力超過 0.7P ₀ ^{1,3}										
全長度內皆具箍筋圍束			0.0150	0.0250	0.02	0.0000	0.0050	0.0100	0.0100	0.0200
其他			0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

- (1)當構材具有多種破壞型式時，則採取表中所列之最小值。
- (2)符號 C 及 NC 代表圍束及非圍束橫向箍筋。若構材其橫向箍筋於塑鉸區內之間距小於 d/3，及於韌性需求下箍筋提供剪力強度高於 3/4 設計剪力，此構材稱為具圍束箍筋，否則為非圍束箍筋。
- (3)柱需具有閉合之橫向箍筋，否則其行為視為力量控制情形。
- (4)表中所列值可採用線性內插。

(資料來源：美國聯邦救難總署 FEMA 273-274)

第三章 試體設計製作與實驗規劃

在國內現有鋼筋混凝土建築物中，於鋼筋混凝土構架內填充磚牆或 RC 牆相當常見，這也是國內極具代表性的結構構造形式。然而，這些牆體會因室內採光需要或其他特別原因，往往並非填滿全部空構架，此類開口牆體雖然仍可提供相當可觀的側向強度，但同時也可能引起兩相鄰柱的短柱效應。在 921 集集大地震的災後調查中，可以發現在眾多嚴重損壞的校舍建築物中，有很多係因為短柱效應而引起柱的剪力破壞，並進而導致建築物的嚴重崩塌。這是因為有非常多的學校建築物為了能增加採光以及空氣流通而往往於教室配置為數眾多的窗戶，而為了配合窗戶的設置，其下方經常需要進行磚牆的填充。如此一來，當磚牆的填充高度較高時，將可能使其相鄰的柱發生短柱破壞。

針對上述常見的短柱破壞，如何評估短柱效應可能發生的條件遂成為結構耐震評估與補強中相當重要的一環，也是本年度計畫中所要特別研究的主題，希望能藉此研究來識別出有可能發生短柱破壞潛在威脅的建築物，並提出適當的改善建議或補強措施。對於受短柱破壞潛在威脅的建築物，若能針對其受震特性加以研究，並針對其耐震缺點予以充分的詳細評估與進行補強，將能解決此類建築物耐震能力不足的問題。本研究擬規劃四座填充不同高度磚牆之鋼筋混凝土構架試體來進行實驗研究，這些試體係模擬現今中小學老舊校舍或一般老舊建築物中常見的 RC 構架，其中不同填充磚牆高度的選擇，仍以模擬中小學校舍中常見的實際高度為主要的考慮因素。本研究擬針對此一課題以實尺寸反覆載重試驗為主，而以數值模擬分析為輔進行深入的研究，並希望經由實際試驗的結果來驗證數值模擬分析的可靠性。除了能對高窗短柱的破壞行為有進一步的了解之外，也期待建立數值模擬分析的相關應用準則。

第一節 試體設計

國內建築物的結構設計必須依據營建署所頒布的建築技術規則來進行設計，此技術規則隨著相關理論及技術的進步也歷經多次的修正。建築技術規則最早於民國 34 年頒布實施，並於民國 63 年經內政部大幅修正後正式納入有關地震力的相關條文。民國 71 年內政部進一步大幅修改地震力的計算方式，並於民國 78 年局部修改台北盆地地震力的計算方式。建築技術規則曾經在民國 86 年進行大幅度的修正，亦即將「規則」與「規範」分立，其中規範可以直接由營建署頒布，其修正較為容易，因而可以因應學術理論的快速發展而適時修訂。營建署於民國 86 年公布新版的建築技術規則，建築構造編第一章第五節「地震力」，並於民國 86 年 7 月公布耐震設計規範及解說，使國內建築物之地震設計得到較精確的設計準則。最近一次的公布則是民國 88 年 6 月的修訂版，其中較為重大的修訂是將台灣地區原本分為四個不同等級的震區水平加速度係數縮減為兩個不同等級的震區水平加速度係數。此一重大修訂將會使很多地區的設計地震力大幅提高，因而更彰顯老舊建築物重新進行詳細耐震評估與耐震補強的重要性。

從建築技術規則隨著時代的演變一再修訂，可以得知既有鋼筋混凝土建築物在興建時，雖有滿足當時建築技術規則的要求，但很可能已無法滿足最新頒布之建築技術規則的要求。因此針對早期興建的建築物，其耐震能力普遍缺乏，應儘早評估其耐震能力，並給以適度的補強以提高其耐震能力，進而減少生命財產的損失。較早期的既有鋼筋混凝土建築物，其混凝土抗壓強度可能因長期風化的影響、氯離子含量過高的影響、或因其他因素的影響而有逐漸衰減的現象。從國家地震工程研究中心的調查可以發現既有中小學校舍的混凝土抗壓強度平均值約為 $140 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ 左右，因此為了真實模擬既有鋼筋混凝土常見之混凝土抗壓強度，本研究將特別澆灌抗壓強度約為 $140 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ (亦即 2000psi) 左右之鋼筋混凝土構架試體。另一方面，由於早期興建的鋼筋混凝土建築物因沒有耐震設計特別規定的要

求，一般鋼筋混凝土柱所配置的箍筋間距幾乎都超過 20 公分以上，而甚至於達 30 公分，為模擬此一特性本研究之鋼筋混凝土柱的箍筋間距將特別設計為 25 公分。

本研究為了試體的妥善規劃與設計，曾召開學者專家諮詢會議以決定試體的最後設計原則。為了能順利得到短柱效應的明確試驗結果特別將原先包括磚翼牆研究的雙重試驗目的進行簡化，其中構架試體的試驗目的僅單純考慮短柱效應的研究，而不再納入磚翼牆的研究。構架試體將以實尺寸設計以去除鋼筋混凝土明顯且繁雜的縮尺效應。構架試體的詳細設計及施工細節分別說明如下。

一、空構架試體

對於一般兩、三層樓的既有鋼筋混凝土建築物，其柱單邊的尺寸大概都在 30 公分到 40 公分之間，因此本研究特別選定柱的尺寸大小為 30×40 公分的斷面，而梁斷面則特別設計成 40×50 公分以便能得到一弱柱強梁的實驗試體，以確保柱會比梁先發生破壞而能達到實驗目的。圖 3-1 所示為本研究所設計之空構架試體的立面圖、側面圖及上視圖，而圖 3-2 則為構架的柱與梁斷面圖。這些圖除了可以得知試體的尺寸大小之外，也標示了詳細的配筋情形。為了能明確的達成實驗目的，試體設計時，特別迴避柱主筋搭接位置不同的問題，柱之主筋皆採不搭接方式施作，以減少其他的實驗變因。特別值得一提的是構架試體的側向力將利用油壓千斤頂直接施加在構架試體的上方梁，而為了能讓側向力均勻的從整支上方梁傳遞至整個構架試體上進而使整個構架試體能順利產生雙曲率的變形行為，將在上方梁的兩側配置大型施力鋼梁，並將此施力鋼梁每隔一定間距利用貫穿螺栓直接將上方梁固定於兩側的大型施力鋼梁上。詳細的配置情形將於下一節詳細說明。

本研究將設計製作四座相同的空構架試體，然後填充不同高度的磚

牆。其中構架試體的總高度為 375 公分，而柱之淨高則為 280 公分。至於柱之斷面設計成 30 公分×40 公分，而頂梁斷面則設計成 40 公分×50 公分以配合現有大型施力鋼梁接合鎖固之孔位。為了配合實驗現場反力牆及強力地版的既有孔位，基礎之長寬高分別選定為 450×80×45 公分，如此一來，設計配置的油壓千斤頂施力中心高度剛好為 350 公分，以便能順利架設施力系統。為了配合施力鋼梁的配置特別在構架試體上方梁於鄰柱之間每隔 40 公分皆預留一個直徑 6 公分的預留孔，而梁柱接頭處為了避開交錯的鋼筋配置間隔增為 60 公分才設置一預留孔，其預留孔是用來讓上方梁利用貫穿螺栓緊緊的固定於施力鋼梁上，而在試驗過程中將因上方梁與施力鋼梁的緊密結合為一體以達到構架試體均勻受力的目的。試體的詳細設計情形如圖 3-1 所示。構架試體製作時，其所使用的材料及相關的試驗均有一定的要求，說明如下：

1. 澆灌的混凝土抗壓強度約為 $140 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ ，每輛預拌車均須做 2 組標準圓柱抗壓試體，且抗壓試體均須做溼布養護，試體取樣位置於現場指定之。其中一組標準圓柱抗壓試體必須至具有公信力的實驗室進行抗壓試驗，以做為驗收的依據。每次澆置前，提送配比審核，並於現場澆置時做坍度試驗，不合格者則直接予以退回，不得澆置。
2. 使用的竹節鋼筋因配置目的的不同而採用不同號數的鋼筋，包括有 #3、#4 和 #5，其降伏強度為不得低於 $2800 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ ，且不得高於 $4200 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ 。其材質不可為水淬鋼筋，並需附廠商出廠的文件證明，鋼筋組立前必須先做抗拉試驗以取得應力-應變曲線圖。其中柱與梁的圍束箍筋均採用 90 度的標準彎鉤以模擬舊規範的規定，其它主筋和箍筋的錨定形式及錨定長度以必須滿足規範的規定或配合試驗人員的要求。
3. 試體製作時的模版需以 6 分厚的防水夾版來釘做可以拆裝之活動模板，以保證混凝土表面之平整。

4. 試體的基礎必須預留八個直徑為 10 公分之圓孔，可用 PVC 塑膠管預埋，相關位置參照設計圖說，此預留孔將做為試體固定於強力地板之用。

為了能製作出符合實驗目的之既有鋼筋混凝土柱試體，除了上述的要求之外，尚有一些施工的細節必須注意，簡要說明如下：

1. 本試驗包括四座鋼筋混凝土構架試體之製作，且四座試體一起同時施作。規劃在內政部建築研究所材料實驗中心製作，並且在製作過程中及完工後必須負責維護場地的清潔。
2. 試體製作前，試體底座所在的區域必須先行整平，且底模鋪設前需確認其水平完成後才能施工，其中底模長向與短向兩端的高差不得大於 5 mm。
3. 模版工程的精確與否將直接影響試體的品質，其中包括組裝與支撐等的施作精度必須良好，尤其是各軸線、角度及水準面都要兼顧。另一方面，須配合工程進度，不得延誤。
4. 在基礎四個角落的適當位置需預埋試體的吊鈎(可使用#7 號以上之竹節鋼筋)，以便利試體之移動，位置如設計圖說描述。
5. 試體斷面淨保護層為 4cm，基礎保護層為 5cm，應確實執行。
6. 如完成製作之試體有缺失之處，營造廠商有責任加以補強以達預先要求。其他一切規定參照施工規範細則之規定。
7. 構架柱及梁的圍束箍筋採用 90 度標準彎鈎。
8. 試體完成拆除模板後，需將所有試體漆上白色油漆。

二、填充不同磚牆高度之構架試體

在國內的 RC 建築物中，同一樓層中之柱高原以樓層高度設計，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。為了探討短柱破壞，特別搜集了 112 棟國中小學的台度磚牆高度調查，統計的資料整理於圖 3-3 中；由圖中可以看出，高寬比介於 6~7 之間為最多，這也是老舊校舍中最為常見的，例如：柱淨高 350 公分、台度磚牆 120 公分、梁深度 50 公分、柱寬 30 公分的情形，由此可計算如下：

$$\text{高寬比} = \frac{320 - 120 - 50}{30} = 6$$

再從圖 3-3 中亦能夠發現到另一特性，高寬比介於 0~3 之間的建物也佔有為數不少的數量，於收集得的 112 棟建物資料中，就佔了 20% 的比例。因此，本研究將這些高寬比較小的建物，做為試體設計之重要考量。另一方面，一般的規範係以柱的有效淨高度與柱主要受力方向的寬度之比做為描述柱特性的重要指標，其中當此高寬比小於或等於 2 時可能出現類似於深梁的特性，而當此高寬比大於或等於 4 時則可視為是一般的柱。

本研究在經過學者專家諮詢會議討論後，分別擇定了四個不同的高寬比，其值分別為 5, 4, 2.5 及 5/3。由於柱寬為 30 公分，所以柱的有效淨高度分別為 150、120、75 及 50 公分。其中高寬比為 5/3 之柱可觀察是否發生深梁的行為，而高寬比為 2.5 之柱係屬於短柱可觀察是否發生明顯的短柱破壞，至於高寬比為 5 之柱係屬於一般柱可觀察是否發生一般的撓曲破壞。最後高寬比為 4 之柱恰恰介於短柱與一般柱之間，可以檢視是否發生短柱行為或是一般柱的行為。本研究希望透過構架試體填充不同高度的磚牆以得到不同有效高度的柱來進行反覆載重試驗，以求取發生短柱破壞的臨界高度。依填充磚牆高度的不同，此四座試體分別命名為 S1、S2、S3 以及 S4。

為了要達到實驗之目的，構架試體製作時，其所使用的材料及相關的試驗均有一定的要求，說明如下：

1. 四座空構架製作完成拆除模板後，再行砌築四個不同高度之磚牆，如圖 3-4、圖 3-5、圖 3-6 所示。
2. 磚必須使用國內生產之一等磚，整磚尺寸之長為 200mm、寬為 95mm 而厚則為 53mm，如圖 3-7、圖 3-8、圖 3-9。每批磚均須做 3 個單磚之抗壓強度試驗，並且需至具認證之實驗室進行磚試體的抗壓試驗，磚之抗壓強度不得低於 150 kgf/cm^2 ，若不符此條件，承包廠商必須拆除、重作，不得有異議。
3. 砌磚用之水泥砂漿，砂需採用河砂，且具有均勻之色澤，必須清潔、堅硬、不得含有泥渣、貝殼或其他雜物。水泥砂漿建議比例為 1:2.75 (水泥與砂之比例)，其靜置時間不得超過 30 分鐘以上。

為了要確保達成實驗預期之目標，施工時需特別注意各個施工細節的要求，尤其是填充磚牆的施作及相關施工的要點分別說明如下：

1. 本施作包括四座鋼筋混凝土構架之填充磚牆，四座試體一起同時製作。
2. 本試體之填充磚牆為後砌方式並採用英式砌法，疊砌排列方式如圖 3-10、圖 3-11 所示。砌磚前，紅磚與 RC 構架的接觸面必須先以清水沖洗乾淨並確保平整，交介面不用打毛。砌磚時橫、豎縫之砂漿必須均勻飽和，磚牆在灰縫未硬化之前，必須先行勾縫處理。為防止砂漿水份急速蒸發，於三日內用水澆濕養護。
3. 填充磚牆之牆中心線，須對齊試體梁柱構架之中心線，此要點對實驗時的影響很大，應確實執行否則將要求重新堆砌製作。

三、實驗試體製作

在上述兩段中已經介紹試體的設計考量及設計細則，本段我們將試體實際施工製作時的過程逐一說明，試體製作過程中同步檢查驗收，以確保

其品質與規格皆符合本研究之要求。

試體製作地點為內政部建築研究所材料實驗中心之室外空地平台上，基礎開始製作前先進行些微墊高處理以確認地坪整平。隨後進行基礎鋼筋之組立，圖 3-12 所示為完成圖。柱之縱向主筋必須彎入基礎底層筋且紮實錨定，如圖 3-13 所示。在試體的四個角落適當位置需設置彎鉤 (8 號鋼筋) 以利試體移動時之吊掛作業，如圖 3-14 所示。基礎於混凝土澆置前再次確認所有鋼筋配置及預埋管間距位置是否正確，再行灌漿作業，混凝土澆置及表面整平完成，如圖 3-15 所示。柱箍筋係採用 3 號鋼筋，基礎完成面起 10 公分設置第一箍，爾後每 25 公分一箍，如圖 3-16 所示，在進一步確認柱之鋼筋配置與斷面配置無誤後，進行封模板及支撐作業，如圖 3-17 所示。至於梁之鋼筋組立、裝置預埋管以及封模板作業，如圖 3-18 所示，其中以專用接頭來固定梁之水平預埋管位置，如圖 3-19 所示。在確認鋼筋配置、尺寸以及預埋管孔位的正確性之後，梁與柱同時進行混凝土澆置，並於現場製作標準混凝土圓柱試體，以提供進行混凝土抗壓強度試驗之所需，如圖 3-20 所示。待整體試體之混凝土達到一定強度之後，以吊車與板車接駁方式將試體移入實驗室，空構架試體製作完成之外觀，如圖 3-21 所示。

在填充不同高度的磚牆時，必須先確認紅磚堆砌的方式以及水泥砂漿配比(水泥與砂 1:2.75)，如圖 3-22 所示。圖 3-23 所示係填充不同高度磚牆後之試體外觀，當磚牆砌築完成後，需靜置數日並定時澆水養護，此填充磚牆試體的製作即告一段落。至於試體製作時所使用的材料強度，將利用標準試體進行相關的材料試驗。其中混凝土的抗壓強度以及鋼筋的抗拉強度其試驗結果分別彙整於表 3.1 和表 3.2 中。此材料強度資料將做為第四章側推分析時之材料性質輸入。

第二節 實驗規劃

本研究之四座實尺寸鋼筋混凝土構架填充不同高度磚牆試體規畫於內政部建築研究所之材料實驗中心的大型力學實驗室進行，該實驗室具有規模龐大的 L 型反力牆及強力地板可以用來進行大型的結構實驗。配備有 MTS 高性能的液壓油泵送系統、油壓制動器以及功能強大的實驗控制系統。為了能順利的完成本研究的實驗工作，對於試體的架設，側向力的施加以及如何防止試驗進行中發生面外變形的發生，在實驗進行之前已擬定完整的規劃，其實際配置如圖 3-24 所示。

一、實驗試體架設

當鋼筋混凝土構架試體製作完成後，利用實驗室之 40 噸吊掛天車將試體移至預先安排之強力地板位置，並對準孔位，檢視基礎底面與強力地板是否緊密貼合，若有不平整之處以薄墊片或石膏稍做修飾，然後使用高拉力鋼棒施予預力將基礎固定於強力地板上，以避免於測試過程中產生任何的滑移現象。其中在試體兩側各配置 4 支高拉力鋼棒，每支施予 30 噸的預力，其實際位置配置可參考圖 3-1 所示。

油壓制動器與試體間的傳力機構係由三支大尺寸 H 型鋼所組合而成，係向國家地震工程研究中心借用，並稍加修改以配合本研究之用。其中包含了兩支 4.5 公尺長之傳力鋼梁、一支垂直連接兩傳力鋼梁之施力鋼梁以及連接油壓制動器與施力鋼梁間之轉接鋼板，其詳細設計圖說可參考圖 3-25、圖 3-26 以及圖 3-27。將上述之傳力機構與油壓千斤頂完成組裝後，其配置將如圖 3-28 所示。實驗試體與傳力機構組裝完成後於內政部建築研究所材料實驗中心大型力學實驗室中之空間配置俯視圖如圖 3-29 所示。另一方面，為避免於實驗進行中，當油壓制動器於試體側面施加側向力時，試體可能因試體製作不良或油壓制動器架設不夠精準而發生面外變形，因此特別在試體架設時亦配置水平向的側向支撐。此水平側向支撐配

置有滾珠將與試體兩側之柱身輕微接觸以避免因面外變形而影響原試體的側向受力狀況，水平側向支撐所安排的位置位於柱高的 200 公分處，其整體配置完成後之上視圖與側視圖，如圖 3-30 及圖 3-31 所示。

由於整個傳力機構的體積與重量都十分龐大，因此在進行吊掛組裝之前，預先充分討論組裝的順序以及空間動線的安排。為了能順利且安全的完成試體架設與施力系統的安裝，本研究計畫之試驗工作特別雇用起重工程公司具有天車操作執照之專業人員代為完成此工作，除了保障實驗室人員與器材安全之外，也能順利完成實驗的準備工作。

二、反覆載重試驗

試體架設完成之後，再進一步確認 MTS 控制系統及所有欲擷取資料之訊號的正常，即可開始進行試驗。本研究之反覆載重試驗將全程採用位移控制法，其位移加載程序於加載初期採較小之側向位移量，其增量為構架兩側柱淨高度的 0.25%，而後逐漸加大位移量，當位移量達構架兩側柱淨高度的 2% 之後，其增量變更為構架兩側柱淨高度的 0.5% 以加速實驗的進行，此層間變位角係指試體頂梁中心點之位移值相對於梁中心到基礎版頂面高度的比值。對於每一加載之位移量皆進行完整的兩個循環。加載過程中，對於不同加載階段將配置不同的油壓制動器加載速度。關於油壓制動器之加載位移量、加載速度以及資料收集之採樣頻率等，如圖 3-32 所示。預計當試體之殘餘強度達極限強度之 80% 以下時即可結束試驗的進行。

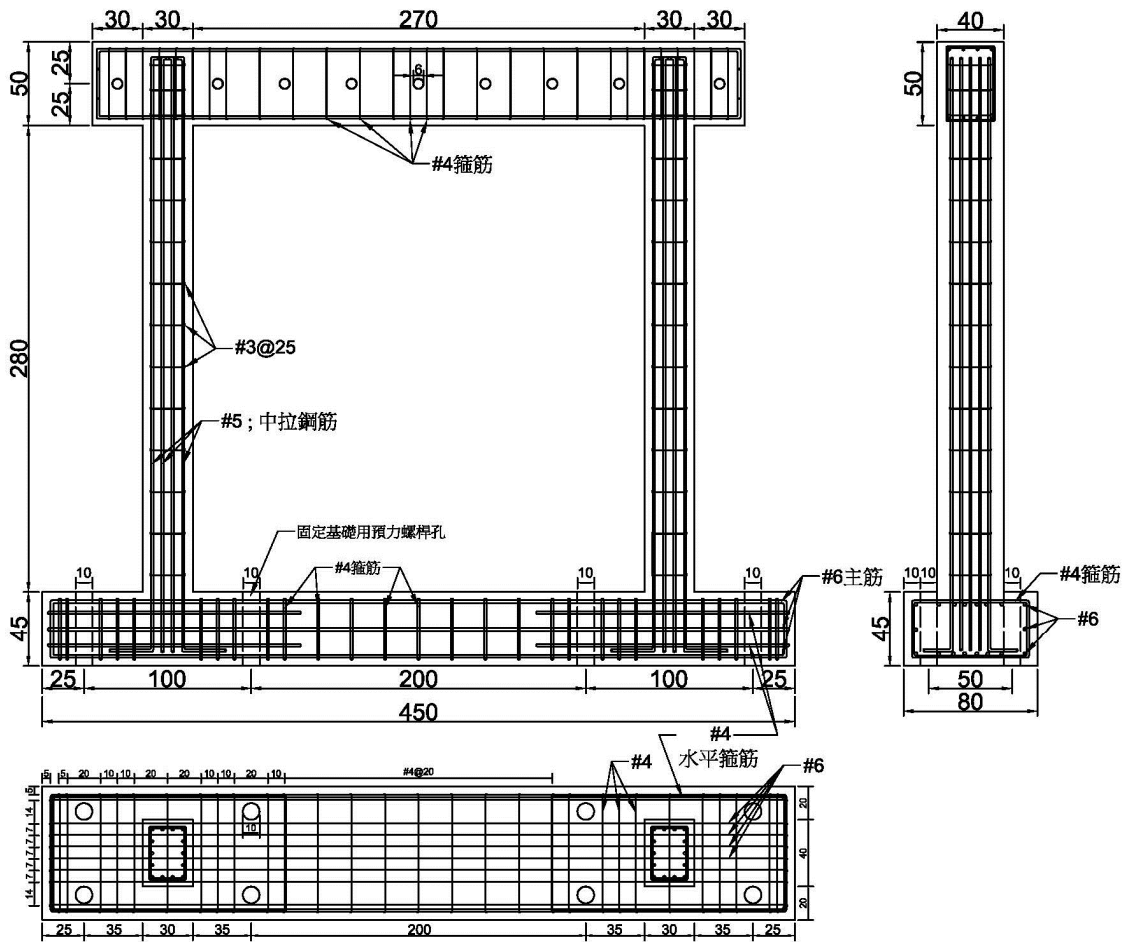


圖 3-1 空構架立面圖及側面圖

(資料來源：本研究製作)

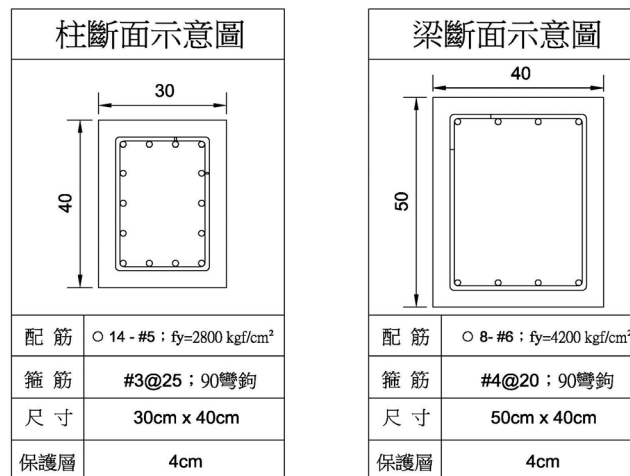


圖 3-2 構架柱斷面、梁斷面示意圖

(資料來源：本研究製作)

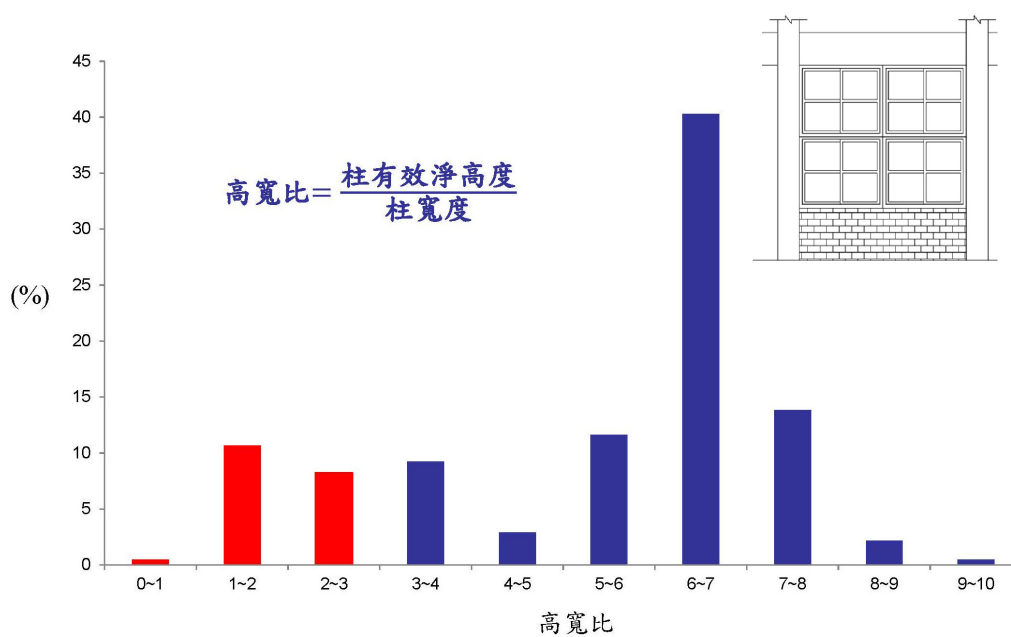


圖 3-3 國內 112 棟國中小學建物台度高度調查

(資料來源：尚乘結構土木技師事務所)

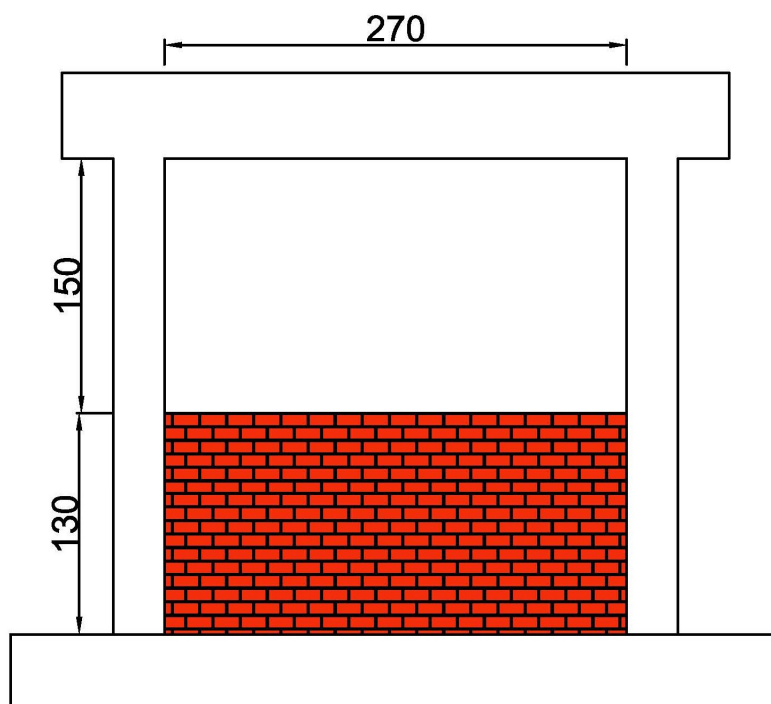


圖 3-4 S1 填充磚牆試體

(資料來源：本研究製作)

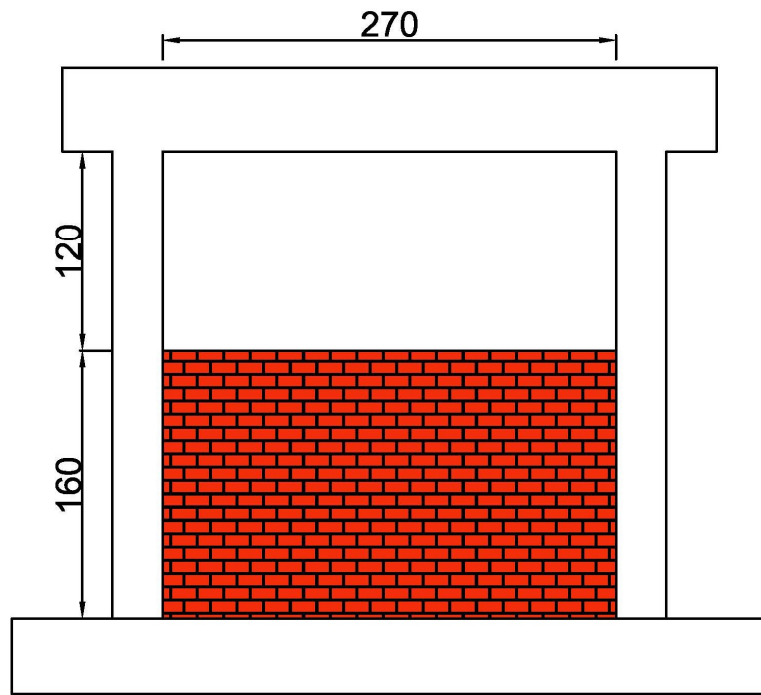


圖 3-5 S2 填充磚牆試體

(資料來源：本研究製作)

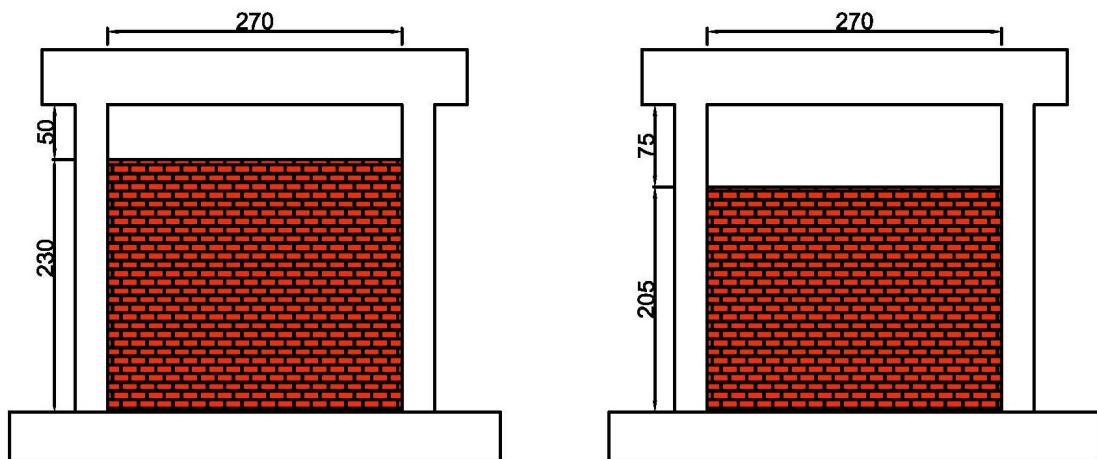


圖 3-6 S3 與 S4 填充磚牆試體

(資料來源：本研究製作)



圖 3-7 本研究所使用之紅磚尺寸示意圖

(資料來源：本研究製作)

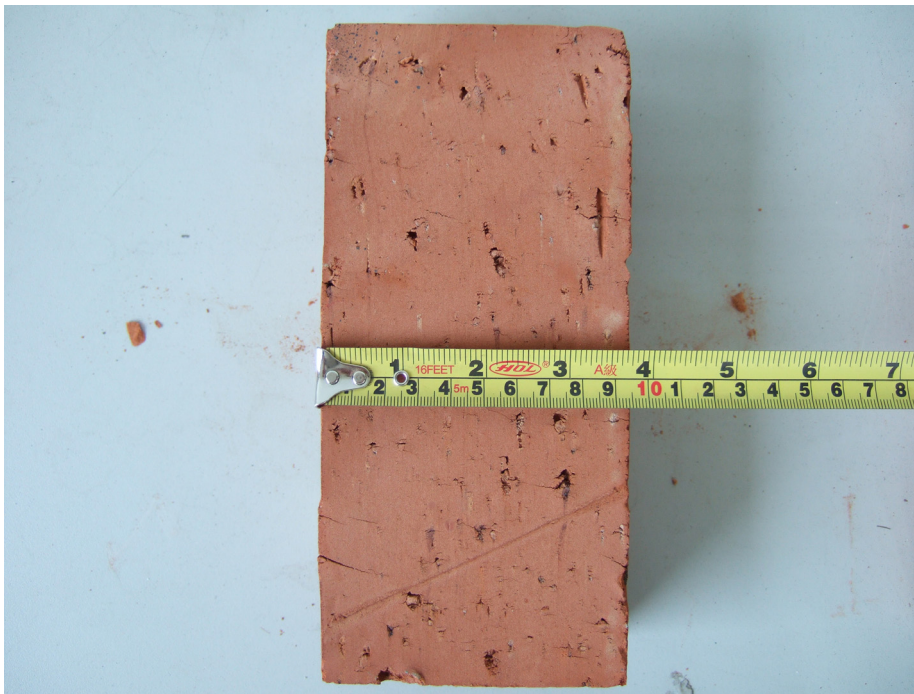


圖 3-8 本研究所使用之紅磚尺寸示意圖

(資料來源：本研究製作)



圖 3-9 本研究所使用之紅磚尺寸示意圖

(資料來源：本研究製作)



圖 3-10 英式砌法之紅磚堆疊示意圖

(資料來源：本研究製作)



圖 3-11 英式砌法之紅磚堆疊示意圖

(資料來源：本研究製作)



圖 3-12 基礎鋼筋組立

(資料來源：本研究製作)



圖 3-13 柱主筋彎入基礎底層筋紮實錨定

(資料來源：本研究製作)

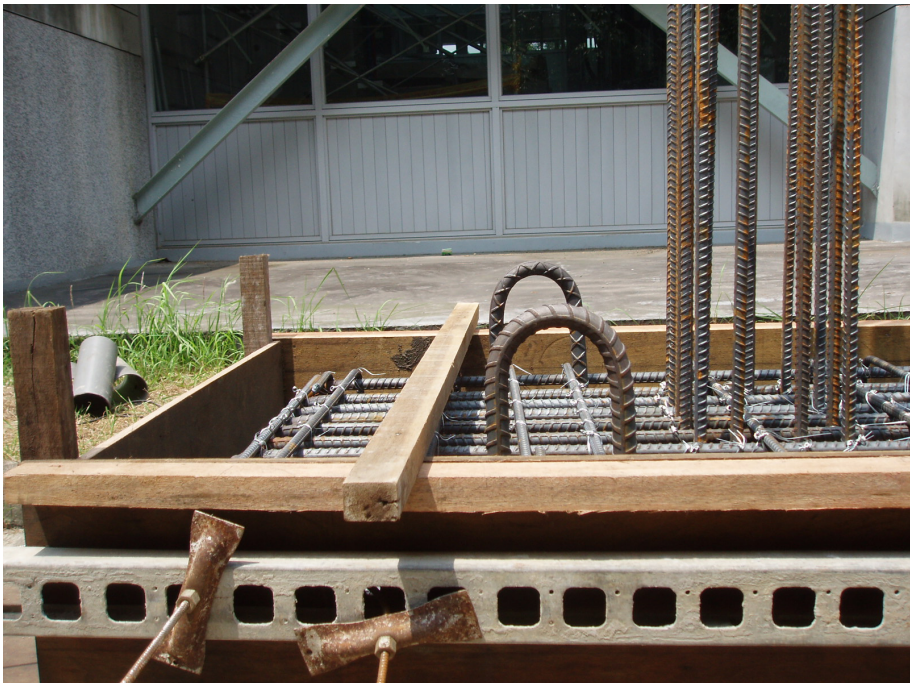


圖 3-14 基礎內設置 8 號鋼筋吊掛彎鈎

(資料來源：本研究製作)



圖 3-15 基礎混凝土澆置完成

(資料來源：本研究製作)



圖 3-16 柱箍筋綁紮完成(間距為 25 公分)

(資料來源：本研究製作)



圖 3-17 柱封模板及現場支撐情形

(資料來源：本研究製作)



圖 3-18 梁鋼筋組立、裝置預埋管及封模板作業完成

(資料來源：本研究製作)



圖 3-19 以專用接頭固定梁之預埋管位置

(資料來源：本研究製作)



圖 3-20 混凝土標準圓柱試體製作

(資料來源：本研究製作)



圖 3-21 空構架試體製作完成

(資料來源：本研究製作)



圖 3-22 確認紅磚堆砌方式及水泥砂漿配比

(資料來源：本研究製作)



圖 3-23 填充不同高度磚牆試體砌築完成

(資料來源：本研究製作)

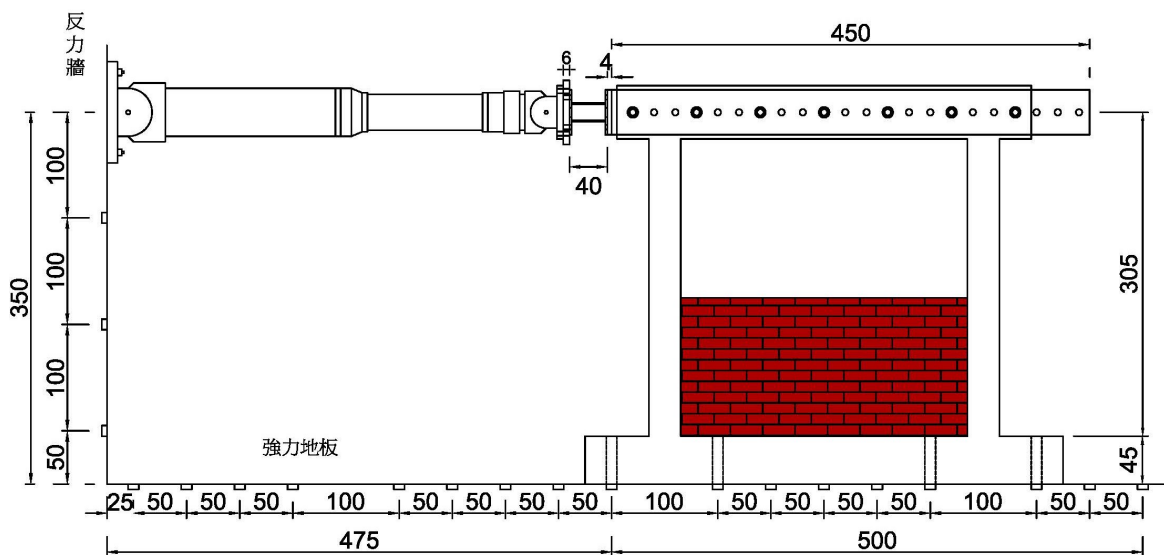


圖 3-24 實驗配置示意圖

(資料來源：本研究製作)

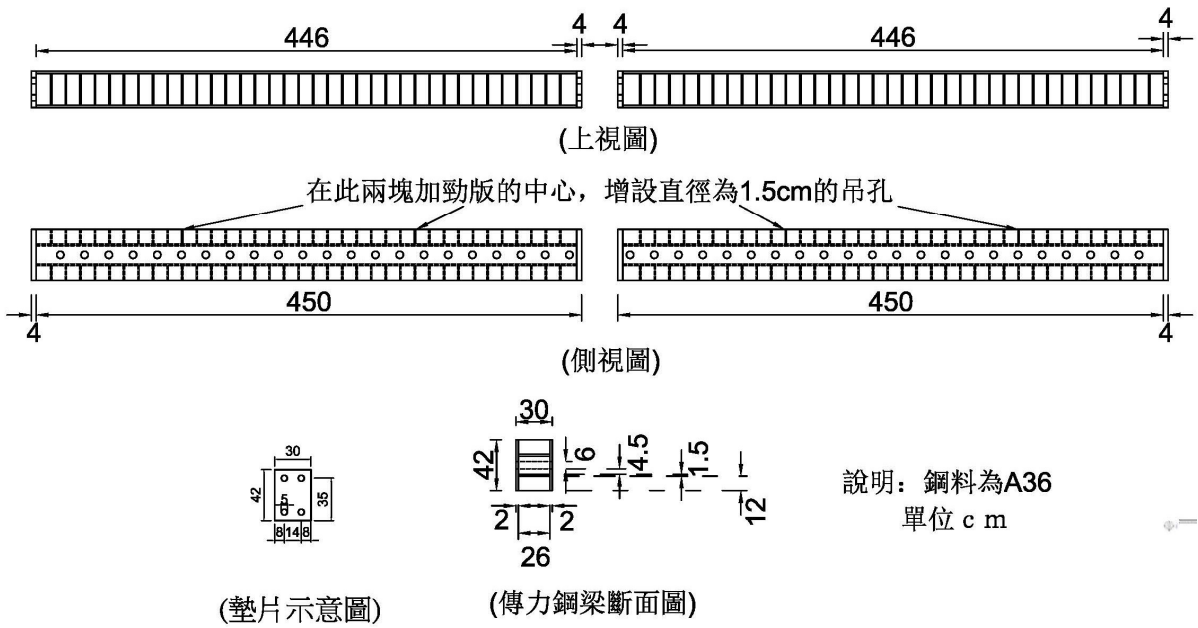


圖 3-25 傳力鋼梁設計圖

(資料來源：NCREE 提供)

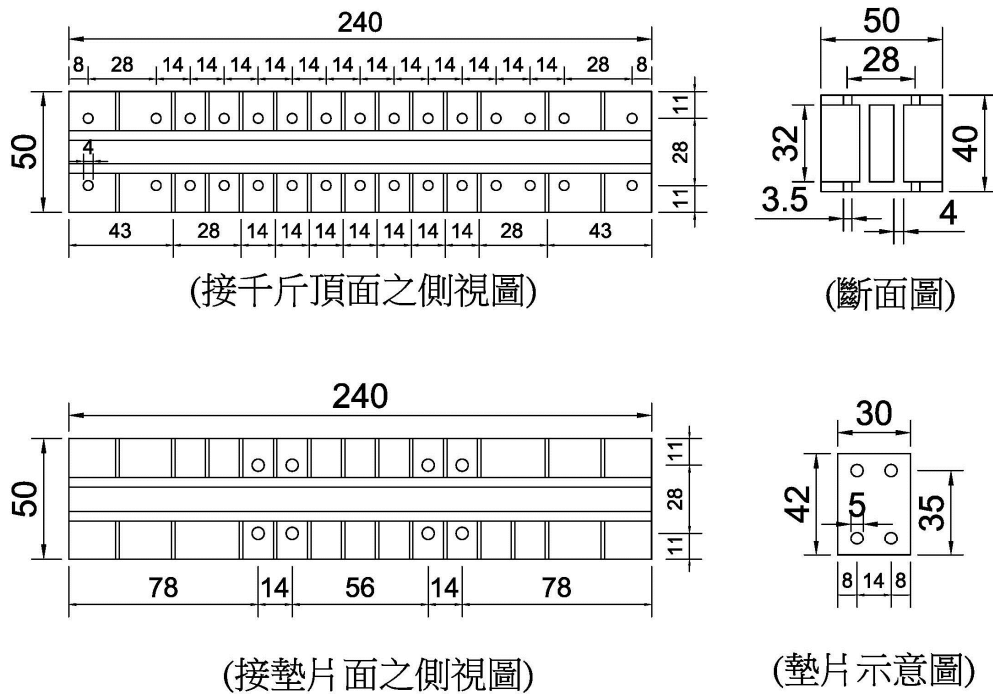


圖 3-26 施力剛梁設計圖

(資料來源：NCREE 提供)

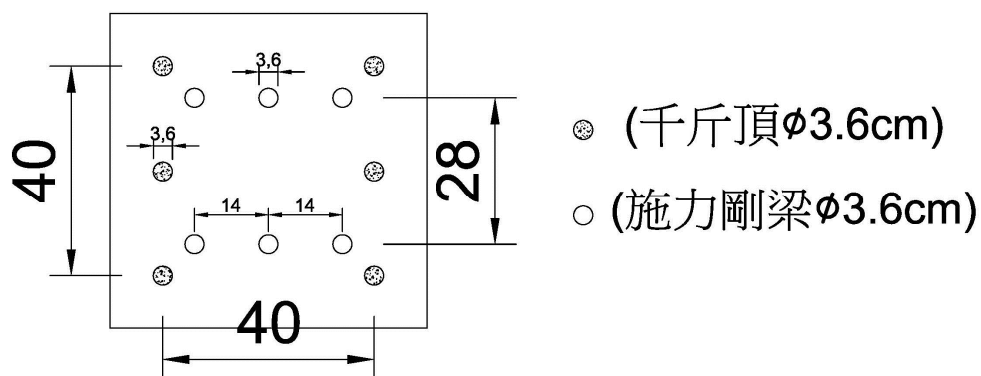


圖 3-27 轉接鋼板示意圖

(資料來源：本研究製作)

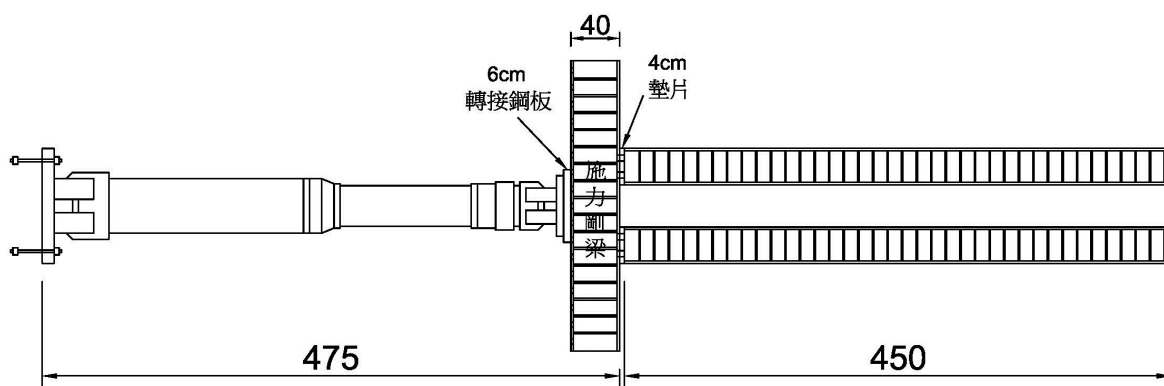


圖 3-28 施力系統示意圖

(資料來源：本研究製作)

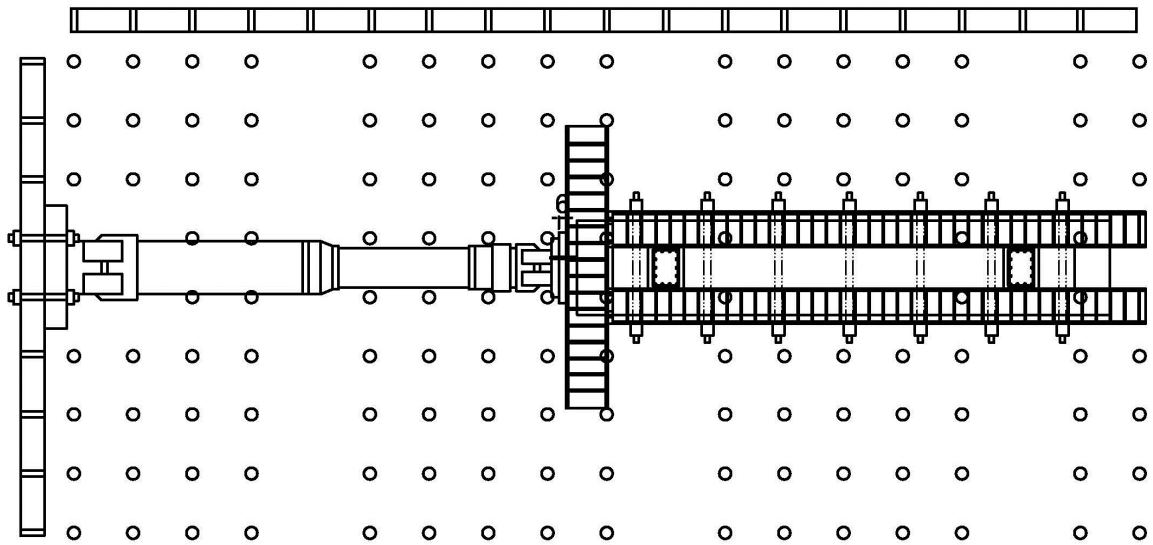


圖 3-29 實驗試體與傳力機構組裝之空間配置圖

(資料來源：本研究製作)

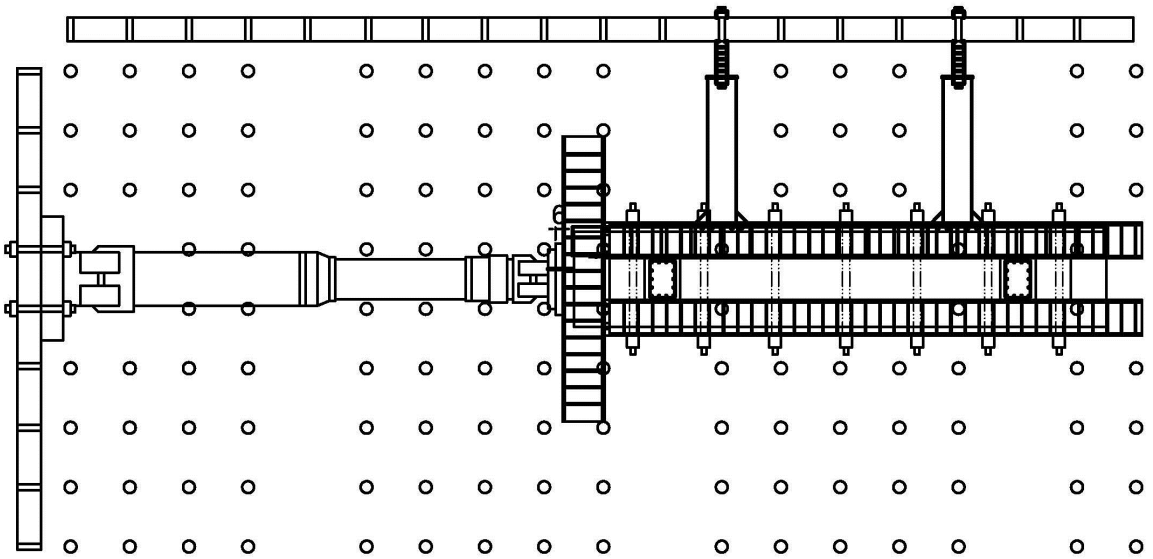


圖 3-30 實驗試體之完整配置上視圖

(資料來源：本研究製作)

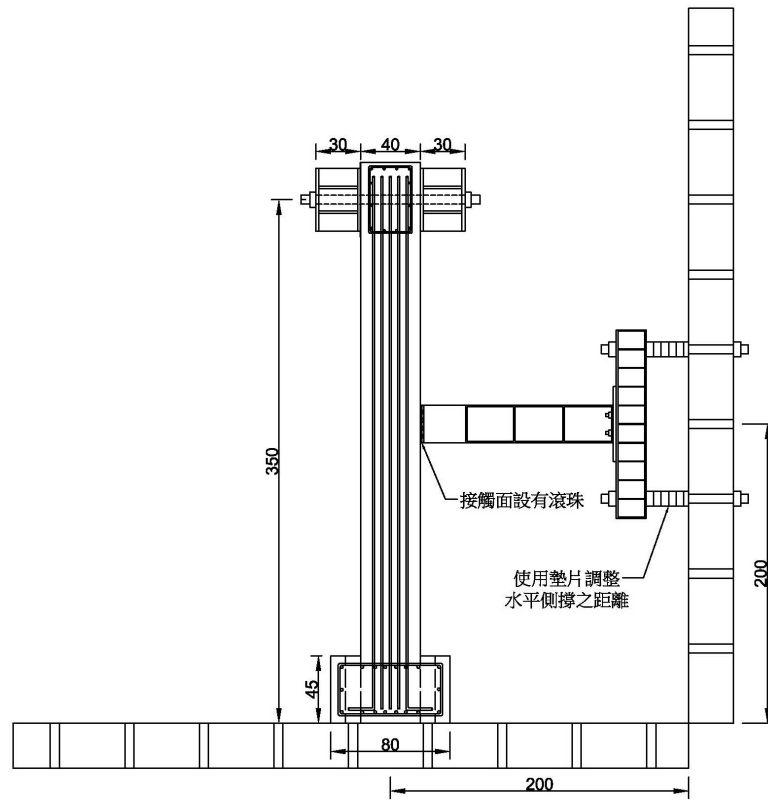


圖 3-31 實驗試體之完整配置側視圖

(資料來源：本研究製作)

Cycle No.	1,2	3,4	5,6	7,8	9,10	11,12	13,14	15,16	17,18	19,20	21,22	23,24	25,26	27,28	29,30	31,32
Drift Ratio(%)	0.25	0.5	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6
Disp.(mm)	7.625	15.25	22.875	30.5	38.125	45.75	53.375	61	76.25	91.5	106.8	122	137.3	152.5	167.8	183
Velocity(mm/s)	1	1	1	1	1	1.25	1.25	1.25	1.5	1.5	1.5	2	2	2	2	3

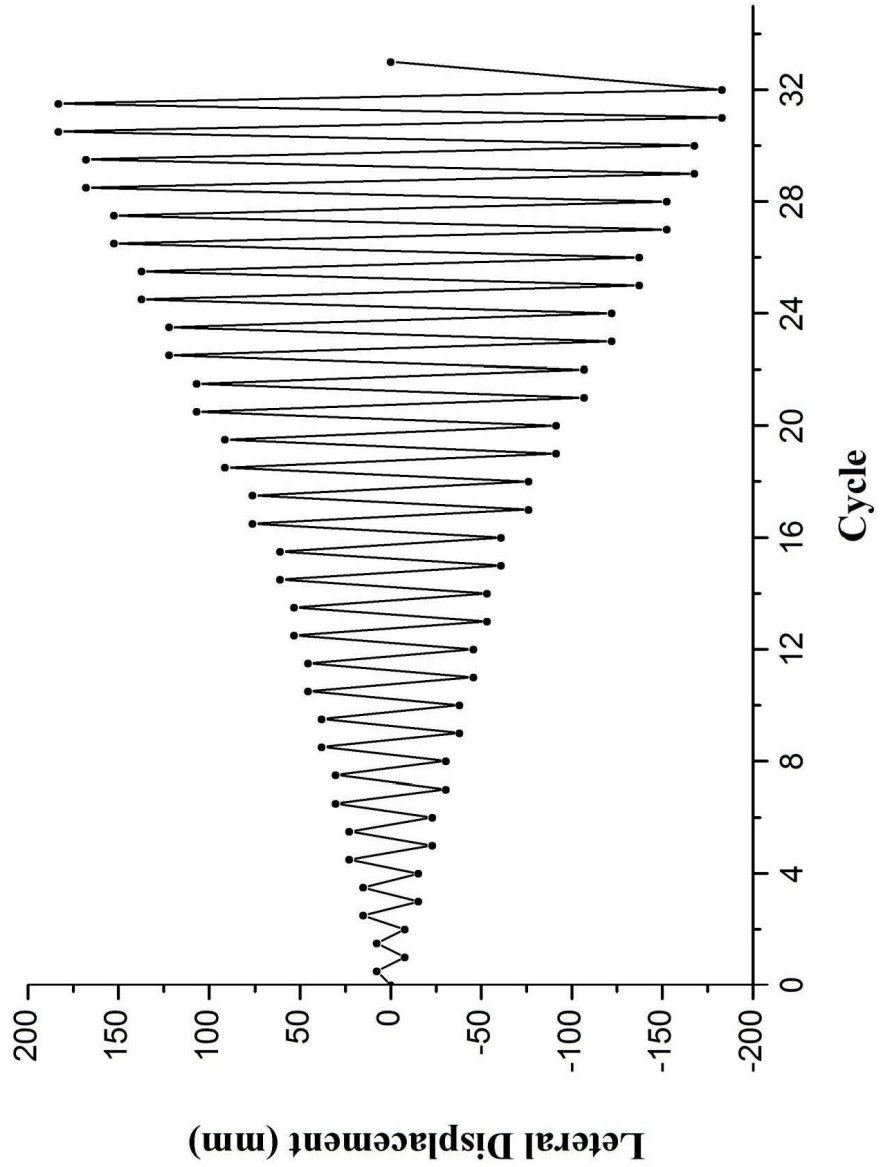


圖 3-32 反覆載重位移加載歷時圖

(資料來源：本研究製作)

表 3-1 實驗試體各材料抗壓強度統計

取樣編號	基礎	柱、梁	砌磚水泥砂漿	紅磚
1	330	196	210	258
2	339	166	206	290
3	343	189	212	277
平均	337	184	209	275

單位： kgf/cm^2

(資料來源：本研究製作)

表 3-2 鋼筋抗拉強度

取樣編號	#3(D10)		#4(D13)		#5(D16)		#6(D19)	
	f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u
1	3211.11	4444.58	3731.00	5759.61	3700.42	5443.60	4546.52	6615.91
2	3486.35	4566.91	3832.94	5678.06	3608.68	5372.24	4515.94	6605.71
3	3404.80	4893.12	4036.82	6034.85	3710.62	5423.21	4485.36	6595.52
平均	3367.42	4634.87	3866.92	5824.17	3673.24	5413.01	4515.94	6605.71

單位： kgf/cm^2

(資料來源：本研究製作)

第四章 試體強度估算及補強對策與側推分析模擬

第三章已詳細說明實驗試體的設計與製作，此四座鋼筋混凝土構架分別填充不同高度的磚牆，並進行一系列的反覆載重試驗，其主要目的除了希望是藉由填充磚牆高度的改變以獲得不同高寬比的柱，並據以推估發生短柱破壞的臨界條件，可以提供工程師詳細評估或設計時的參考，以確實掌握發生短柱破壞的臨界條件。另一方面，由於本研究所規劃的四座試體皆為實尺寸之鋼筋混凝土構架填充磚牆，因此實驗所觀察到的破壞發展模式以及所得到的遲滯迴圈圖都可直接反應現有建築物的耐震特性，同時也可做為採用不同非線性模擬之側推分析結果的參考解。這些程式在進行模擬分析時，其分析結果的準確性與磚牆的模擬及構架柱塑鉸的設定皆有著密切的關係。因此希望能經由此實驗研究來充分掌握磚牆的模擬及構架柱塑鉸的設定而能提供實務上模擬分析的建議。在進行真正的反覆載重試驗前，將利用現有的相關規範或參考文獻中建議的計算方式來概估試體的側向極限強度，待實驗完成後可以比較其準確性。另外，也將使用國內常用的 SERCB 和 NCREE 以及美國之 FEMA 程式來進行模擬分析，除了可以比較各分析結果的可靠性之外，也可以進一步提供相關的建議。

第一節 試體強度計算

對於鋼筋混凝土構架之每一邊柱的極限彎矩強度及極限剪力強度的估算，將分別使用 ACI 318 規範以及日本建築防災協會「耐震改修設計指針」所建議的公式。至於填充磚牆所提供的側向強度則是將依據內政部營建署於民國 96 年所訂定之「建築物磚構造設計及施工規範」以及成功大學許茂雄及陳奕信等人之研究成果來計算單片填充磚牆所能提供之極限剪力強度。這些估算結果都可和本研究的試驗結果來進行比較，以進一步

驗證其可靠性。以下將針對本研究所規劃的四座試體進行強度估算，其中特別值得注意的是關於鋼筋混凝土構架之邊柱的計算係以空構架為例來說明計算過程，而四座試體的計算結果則直接以列表的方式來呈現。

一、鋼筋混凝土構架之強度估算

本研究的鋼筋混凝土空構架於強度計算時，可以適度的將其簡化為剪力屋架，假設破壞僅發生於柱，且試體的基礎視為固定端，而頂梁則視為勁度很大的剛性樓板，亦即試體在受側向力作用之後，其梁柱接頭並不會有任何轉角的發生。關於鋼筋混凝土空構架的強度可以利用 ACI 318 規範與日本建築防災協會所出版的「耐震改修設計指針」中的建議公式來加以估算。針對圖 3-1 之試體設計圖說以及圖 3-2 之柱斷面配置圖，可以求得鋼筋混凝土空構架之單柱的極限彎矩強度 M_u 及極限剪力強度 V_u 。

ACI 規範建議公式

極限彎矩強度計算

關於鋼筋混凝土空構架，其單柱的標稱彎矩強度計算可以利用一般鋼筋混凝土柱斷面分析來進行計算，至於分析時所使用的斷面大小與材料性質如下：

斷面寬度： $b = 40 \text{ cm}$

斷面深度： $h = 30 \text{ cm}$

混凝土抗壓強度： $f'_c = 184 \text{ kgf/cm}^2$

主筋降伏強度： $f_y = 3673 \text{ kgf/cm}^2$

箍筋降伏強度： $f_y = 3367 \text{ kgf/cm}^2$

柱斷面縱向配筋：14-#5

根據此斷面與材料強度，經由柱斷面分析可以得到在無軸力作用下此鋼筋混凝土構架中之單柱的極限彎矩強度 M_u 為：

$$M_u = 0.9M_n = 8.05 \text{ tf} - m$$

利用此極限彎矩強度可以進一步估算當鋼筋混凝土空構架之單一邊柱的兩端形成塑鉸所需的極限剪力強度為：

$$V_u = \frac{2 \times M_u}{H} = \frac{2 \times 8.05}{3.05} = 5.28 \text{ tf}$$

其中 H 為柱之淨高度。由於此構架包含兩支邊柱，因此當此兩支邊柱發生撓曲破壞而在其兩端能順利形成塑鉸，其抵抗側向的極限剪力強度需大於 10.56 噸。

剪力強度計算

根據 ACI 規範，本研究之鋼筋混凝土構架體之單一邊柱的標稱剪力強度計算主要包括兩部分，一是由混凝土所提供之剪力強度 V_c ，另一則是由剪力鋼筋所提供之剪力強度 V_s 。其中混凝土所提供之剪力強度 V_c 可利用以下各種不同受力狀況所對應的公式來計算：

1. 對於僅受剪力與撓曲之構材(簡化式)

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times 0.8bh$$

2. 對於僅受剪力與撓曲之構材(精確式)

$$V_c = \left(0.50\sqrt{f'_c} + 175\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \times 0.8bh \leq 0.93\sqrt{f'_c} \times 0.8bh$$

3. 對於同時承受軸壓力、剪力及撓曲之構材

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} \times 0.8bh$$

4. 對於同時承受軸拉力、剪力及撓曲之構材

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{35A_g} \right) \sqrt{f'_c} \times 0.8bh$$

其中 N_u 為構件所承受之軸力， A_g 則為構件之全部斷面積。至於剪力鋼筋所能提供之剪力強度則可由下列公式來計算

$$V_s = \frac{A_v f_y d'}{s}$$

其中 A_v 為箍筋的橫斷面積， d' 為垂直受力方向上兩箍筋中心點之距離，而 s 則為箍筋的間距。

由於本研究之鋼筋混凝土填充磚牆構架試體於試驗時並未加載任何的垂直軸向載重，因此宜選用僅受剪力與撓曲構材之剪力強度計算公式來估算單柱的標稱剪力強度，其詳細計算情形如下：

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times 0.8bh = 0.53 \times \sqrt{184} \times 0.8 \times 40 \times 30 = 6902 \text{ kgf} = 6.9 \text{ tf}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d'}{s} = \frac{2 \times 0.71 \times 3367 \times 21}{25} = 4016 \text{ kgf} = 4.016 \text{ tf}$$

$$V_n = V_c + V_s = 6902 + 4016 = 10918 \text{ kgf} = 10.92 \text{ tf}$$

其中， f'_c ：混凝土抗壓強度、 f_y ：鋼筋降伏強度。根據此單柱的標稱剪力強度可以進一步求得其極限剪力強度為

$$V_u = 0.85V_n = 0.85 \times 10.92 = 9.29 \text{ tf}$$

針對此鋼筋混凝土空構架，由以上的計算結果可以得知當此空構架發生剪力破壞時，其所能抵抗的側向極限剪力大約為 18.58 噸。由於兩支邊柱所能提供的側向極限剪力強度為 18.58 噸遠大於此兩支邊柱兩端形成塑鉸所需的極限剪力強度 10.56 噸，故此鋼筋混凝土空構架預期將會發生撓曲破壞。

日本建築防災協會「耐震改修設計指針」建議公式

極限彎矩強度計算

依據日本建築防災協會之「耐震改修設計指針」中的建議，本研究鋼筋混凝土構架中之單柱的極限抗彎強度可以計算如下：

$$M_u = 0.8A_s f_y h + 0.5Ph \left(1 - \frac{P}{bh f_c'} \right) = 0.8 \times 9.93 \times 3673 \times 30 = 875349 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$= 8.7535 \text{ tf} - \text{m}$$

其中 h ：斷面深度； P ：斷面所承受之軸力。利用此一計算結果可以估算當柱身的兩端皆產生塑鉸時，此時每支單柱所需的極限側向剪力為

$$V_u = \frac{2 \times M_u}{H} = \frac{2 \times 8.7535}{3.05} = 5.74 \text{ tf}$$

其中， H 為柱之淨高度。根據此極限側向剪力可以進一步推論當此鋼筋混凝土空構架之兩支邊柱的兩端皆達到撓曲破壞而形成塑鉸時，其抵抗側向極限剪力的強度必須大於 11.48 噸。

極限剪力強度計算

依據日本建築防災協會之「耐震改修設計指針」中的建議，本研究鋼筋混凝土構架中之單柱的極限剪力強度可以計算如下：

$$\text{縱向拉力筋面積 } A_s = 5 \times \frac{\pi}{4} \times (1.59)^2 = 9.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{縱向拉力鋼筋比 } \rho_s = \frac{A_s}{bh} = \frac{9.93}{40 \times 30} = 0.828\%$$

$$\text{橫向圍束箍筋比 } \rho_h = 2(\pi/4)(0.95)^2 / (40 \times 25) = 0.00142$$

$$M/(Qd) \text{ 值 } M/(Qd) = (H/2)/d = 305/2/26 = 5.87 \text{ (取 3)}$$

$$V_{su} = \left[\frac{0.053(\rho_s)^{0.23}(180 + f_c')}{M/(Qd) + 0.12} + 2.7\sqrt{\rho_h f_{yh}} \right] 0.8bh$$

$$= \left[\frac{0.053 \times (0.828)^{0.23} (180 + 184)}{3 + 0.12} + 2.7\sqrt{0.00142 \times 3367} \right] \times 0.8 \times 30 \times 40$$

$$= (5.92 + 5.9) \times 960 = 11347 \text{ kgf} = 11.35 \text{ tf}$$

由於本研究之鋼筋混凝土構架試體包含兩支邊柱，所以此鋼筋混凝土空構架試體其極限剪力強度為 22.7 噸。此意味著當此試體如發生剪力破壞時，其所對應的頂層側向力可達 22.7 噸。另一方面，依據日本耐震改修設計指

針所建議的計算方式可以得知當試體頂層所承受的側向力達 11.62 噸時，兩支邊柱的兩端將發生撓曲破壞而形成塑鉸，這是因為兩支邊柱的極限剪力強度可以達 22.7 噸。

我們亦將本節所計算得的試體空構架強度大小，整理成表 4.1；並可與圖 4-9 中的 FEMA、NCREE 及 SERCB 三種模擬方式之所得到的結果比對，探討規範建議公式與各模擬方式之間，在非韌性構架的強度計算與破壞機制是否能反應真實行為。

四座試體的強度估算與比較

以上的強度估算係針對本研究所規劃之四座鋼筋混凝土填充磚牆構架試體在未填充磚牆前的空構架來加以估算，因此柱的有效淨高取為 $H = 305 \text{ cm}$ 。關於本研究所規劃四座鋼筋混凝土填充磚牆構架試體的強度估算，其計算過程與空構架的計算過程大致相同，唯一不同的是當使用極限彎矩強度來估算鋼筋混凝土構架之單一邊柱兩端形成塑鉸所需的極限剪力強度。這是因為不同高度磚牆的填充將使得柱的有效淨高改變，事實上，對應於 S1、S2、S3 以及 S4 四座試體的有效淨高分別為 150 cm、120 cm、75 cm 以及 50 cm。因此，也分別透過 ACI 318 規範與日本建築防災協會所出版的「耐震改修設計指針」中的建議公式來進行估算。最後亦將各估算的結果彙整於表 4.2 中，並且由計算的數據值推判可能的破壞模式。

ACI 規範建議公式

極限彎矩強度計算

引述先前之空構架柱斷面分析所求得的標稱彎矩強度 8.94 tf-m ，且在無軸力作用下此鋼筋混凝土構架中之單柱的極限彎矩強度 M_u 為：

$$M_u = 0.9M_n = 8.05 \text{ tf-m}$$

利用此極限彎矩強度進一步估算 S1、S2、S3 及 S4 試體在柱有效淨高度分別為 150 cm、120 cm、75 cm 以及 50 cm 之情形下，單一邊柱的兩端形成塑鉸所需的極限剪力強度：

S1 試體(150cm) :

$$V_{u,S1} = \frac{2 \times M_u}{H_{S1}} = \frac{2 \times 8.05}{(1.5 + 0.25)} = 9.2 \text{ tf}$$

S2 試體(120cm) :

$$V_{u,S2} = \frac{2 \times M_u}{H_{S1}} = \frac{2 \times 8.05}{(1.2 + 0.25)} = 11.1 \text{ tf}$$

S3 試體(75cm) :

$$V_{u,S3} = \frac{2 \times M_u}{H_{S1}} = \frac{2 \times 8.05}{(0.75 + 0.25)} = 16.1 \text{ tf}$$

S4 試體(50cm) :

$$V_{u,S4} = \frac{2 \times M_u}{H_{S1}} = \frac{2 \times 8.05}{(0.5 + 0.25)} = 21.47 \text{ tf}$$

其中 H_s 為柱之有效淨高度。由於此構架包含兩支邊柱，因此當此兩支邊柱發生撓曲破壞而在其兩端能順利形成塑鉸，其四座試體在柱之有效淨高下所能抵抗側向的極限剪力強度需分別大於 18.4 噸、22.2 噸、32.2 噸及 42.94 噸。

剪力強度計算

在四座試體之極限剪力強度估算部分，與前述空構架之剪力強度計算是相同的，這是因為柱斷面之剪力強度並不會因為柱高的不同而有所改變，因此透過 ACI 建議公式中的精確式可以估算得 S1、S2、S3 及 S4 試體之柱斷面所能抵抗之側向極限強度分別為 18.84 噸、19.08 噸、19.79 噸與 20.73 噸。

將上述之估算結果進行討論，S1、S2、S3 及 S4 試體之彎矩控制破壞時之極限剪力強度分別為 18.4 噸、22.2 噸、32.2 噸與 42.94 噸，其中只有

S1 試體 18.4 噸小於剪力控制破壞時之極限剪力強度 18.84 噸，屬於撓曲控制破壞，其他三者分別大於剪力控制破壞時之極限剪力強度 19.08 噸、19.79 噸與 20.73 噸；因此，依據上述估算資料，S2、S3、S4 試體在兩邊柱之兩端在尚未形成塑鉸前，試體已於柱有效淨高度之中央處發生剪力破壞，其破壞模式由剪力所控制。

日本建築防災協會「耐震改修設計指針」建議公式

極限彎矩強度計算

依據日本建築防災協會之「耐震改修設計指針」中的建議，本研究鋼筋混凝土構架中之單柱的極限抗彎強度可以計算得 $M_u = 8.7535 \text{ tf} \cdot \text{m}$ ；利用此極限彎矩強度在進一步計算 S1、S2、S3 及 S4 試體在柱有效淨高度分別為 150 cm、120 cm、75 cm 以及 50 cm 之情形下，當柱身的兩端皆產生塑鉸時，此時每支單柱所需的極限側向剪力強度：

S1 試體(150cm)：

$$V_{u,S1} = \frac{2 \times M_u}{H_{S1}} = \frac{2 \times 8.7535}{(1.5 + 0.25)} = 10 \text{ tf}$$

S2 試體(120cm)：

$$V_{u,S2} = \frac{2 \times M_u}{H_{S2}} = \frac{2 \times 8.7535}{(1.2 + 0.25)} = 12.07 \text{ tf}$$

S3 試體(75cm)：

$$V_{u,S3} = \frac{2 \times M_u}{H_{S3}} = \frac{2 \times 8.7535}{(0.75 + 0.25)} = 17.51 \text{ tf}$$

S4 試體(50cm)：

$$V_{u,S4} = \frac{2 \times M_u}{H_{S4}} = \frac{2 \times 8.7535}{(0.5 + 0.25)} = 23.34 \text{ tf}$$

其中 H_s 為柱之有效淨高度。由於此構架包含兩支邊柱，因此當此兩支邊柱發生撓曲破壞而在其兩端能順利形成塑鉸，其四座試體在柱之有效淨高度下所能抵抗側向的極限剪力強度需分別大於 20 噸、24.14 噸、35.02 噸及

46.68 噸。

剪力強度計算

依據日本建築防災協會之「耐震改修設計指針」中的建議，本研究之 S1、S2、S3 及 S4 試體之單柱的極限剪力強度可以計算如下，其中縱向拉力筋面積 A_s 、縱向拉力鋼筋比 ρ_s 與橫向圍束箍筋比 ρ_h 皆與前述空構架計算時相同，但 $M/(Qd)$ 值因為與柱之有效淨高相關，故此四座試體間所估算得的斷面極限剪力強度會互有不同：

S1 試體(150cm)：

$$\begin{aligned} M/(Qd) &= (H/2)/d = (150+25)/2/26 = 3.37 \text{ (取 3)} \\ V_{su,S1} &= \left[\frac{0.053(\rho_s)^{0.23}(180+f'_c)}{M/(Qd)+0.12} + 2.7\sqrt{\rho_h f_{yh}} \right] 0.8bh \\ &= \left[\frac{0.053 \times (0.828)^{0.23} (180+184)}{3+0.12} + 2.7\sqrt{0.00142 \times 3367} \right] \times 0.8 \times 30 \times 40 \\ &= (5.92+5.9) \times 960 = 11347 \text{ kgf} = 11.35 \text{ tf} \end{aligned}$$

S2 試體(120cm)：

$$\begin{aligned} M/(Qd) &= (H/2)/d = (120+25)/2/26 = 2.79 \\ V_{su,S2} &= \left[\frac{0.053(\rho_s)^{0.23}(180+f'_c)}{M/(Qd)+0.12} + 2.7\sqrt{\rho_h f_{yh}} \right] 0.8bh \\ &= \left[\frac{0.053 \times (0.828)^{0.23} (180+184)}{2.79+0.12} + 2.7\sqrt{0.00142 \times 3367} \right] \times 0.8 \times 30 \times 40 \\ &= (6.35+5.9) \times 960 = 11760 \text{ kgf} = 11.76 \text{ tf} \end{aligned}$$

S3 試體(75cm)：

$$\begin{aligned} M/(Qd) &= (H/2)/d = (75+25)/2/26 = 1.92 \\ V_{su,S3} &= \left[\frac{0.053(\rho_s)^{0.23}(180+f'_c)}{M/(Qd)+0.12} + 2.7\sqrt{\rho_h f_{yh}} \right] 0.8bh \\ &= \left[\frac{0.053 \times (0.828)^{0.23} (180+184)}{1.92+0.12} + 2.7\sqrt{0.00142 \times 3367} \right] \times 0.8 \times 30 \times 40 \\ &= (9.06+5.9) \times 960 = 14362 \text{ kgf} = 14.36 \text{ tf} \end{aligned}$$

S4 試體(50cm) :

$$\begin{aligned}
 M / (Qd) &= (H / 2) / d = (50+25) / 2 / 26 = 1.44 \\
 V_{su,S4} &= \left[\frac{0.053(\rho_s)^{0.23}(180+f_c')}{M / (Qd) + 0.12} + 2.7\sqrt{\rho_h f_{yh}} \right] 0.8bh \\
 &= \left[\frac{0.053 \times (0.828)^{0.23} (180+184)}{1.44 + 0.12} + 2.7\sqrt{0.00142 \times 3367} \right] \times 0.8 \times 30 \times 40 \\
 &= (11.84 + 5.9) \times 960 = 17030 \text{ kgf} = 17.03 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

因此，由日本建築防災協會之「耐震改修設計指針」所估算得四座試體之斷面極限剪力強度分別為 22.7 噸、23.52 噸、28.72 噸及 34.06 噸。並將上述估算結果進行討論，S1、S2、S3 及 S4 試體之彎矩控制破壞時之極限剪力強度分別為 20 噸、24.14 噸、35.02 噸及 46.68 噸，而四座試體之剪力控制破壞時之極限剪力強度分別為 22.7 噸、23.52 噸、28.72 噸及 34.06 噸；因此，S1 試體此一鋼筋混凝土構架之兩支邊柱的兩端皆達到撓曲破壞而形成塑鉸時，兩邊柱皆尚未發生剪力破壞，破壞模式屬於撓曲控制。而 S2、S3、S4 試體之彎矩控制破壞時之極限剪力強度分別為試體的兩邊柱之兩端在尚未形成塑鉸前，柱斷面已於柱有效淨高之中央處產生剪力破壞，其破壞模式由剪力所控制。最後，我們分別將 ACI 318 規範與日本建築防災協會「耐震改修設計指針」建議公式所估算得的強度彙整於表 4.2 中，以更清楚地描述比較兩規範間的差異。

二、磚牆之強度計算

本研究規劃四座鋼筋混凝土填充磚牆構架試體，其中填充磚牆是採英國式砌法，對應於 S1、S2、S3 以及 S4 試體其磚牆的高度分別為 130 cm、160 cm、205 cm 和 230 cm。可以利用成功大學陳奕信博士論文中之公式來推估磚牆之水平極限剪力強度，以下係依據其分析步驟來進行計算。

磚牆之臨界破裂角 θ ：(英國式砌法)

$$\tan \theta = \frac{h + g_h}{w + g_v} = \frac{53 + 10}{95 + 10} = 0.6 \quad \therefore \theta \approx 30.96^\circ$$

相關參數係採用民國 96 年所新修訂 CNS 382 中的規定，其中紅磚尺寸之長為 $l = 200 \text{ mm}$ 、寬為 $w = 95 \text{ mm}$ 以及厚為 $h = 53 \text{ mm}$ 。至於水平灰縫寬 g_h 及垂直灰縫寬 g_v 皆採平均值 10 mm 作為計算的輸入值。本研究構架試體中的填充磚牆高度(H_b)分別為 130 cm 、 160 cm 、 205 cm 和 230 cm ，而磚牆的寬度(W_b)則一律為 270 cm 。經進一步計算可得填充磚牆之對角線角度分別為 25.71° 、 30.65° 、 37.21° 及 40.42° ，由於估算所得的四個破裂角度分別小於、等於或大於臨界破裂角，故磚牆的破壞模式可能會不大相同。

其中當填充磚牆高度為 130 cm 時，其對角線角度為 25.71° 小於臨界破裂角 30.96° ，故破壞時將不會產生紅磚的劈裂破壞，磚牆的抗剪強度將由水平破裂面的界面磨擦強度與垂直面砂漿的界面劈裂強度兩者來共同承擔。而當填充磚牆高度為 205 cm 及 230 cm 時，其對角線角度分別為 37.21° 和 40.42° ，兩者皆明顯大於臨界破裂角 30.96° ，且此填充磚牆皆受三邊界束制，因此其破壞路徑將會延著對角線的方向發展，此時的抗剪能力無法全由較弱的灰縫提供，部分將由紅磚的劈裂強度所提供，也由於紅磚的劈裂強度較灰縫來的高，故具有較高的抗剪強度。至於當填充磚牆高度為 160 cm 時，其對角線角度為 30.65° 與臨界破裂角 30.96° 相當接近，此時的破壞機制可能介於上述的兩種狀況之間，因此試驗時，值得特別注意此填充磚牆的受力及破壞發展行為。

單片磚牆之水平剪力強度計算：

在進行磚牆極限剪力強度計算前，必須先求出磚塊與磚塊間之水平破裂面的介面磨擦強度 τ_f 、垂直面砂漿的介面劈裂強度 f_{mbt} 以及紅磚塊自身的劈裂強度 f_{bt} ，可利用以下的公式來加以計算：

$$\begin{aligned} \tau_f &= 0.0337(f_{mc})^{0.885} + (0.654 + 0.0005047f_{mc})\sigma_N \\ &= 0.0337(209)^{0.885} + (0.654 + 0.0005047 \times 209) \times 0 \\ &= 3.81 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{mbt} = 1.0797(f_{mc})^{0.338} = 1.0797(209)^{0.338} = 6.57 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bt} = 0.22f_{bc} = 0.22 \times 275 = 60.5 \text{ kgf/cm}^2$$

其中，砂漿的單軸抗壓強度 f_{mc} 與紅磚的單軸抗壓強度 f_{bc} 可透過現場直接的取樣來進行試驗而獲得，此處的計算是依據本試體製作時之材料，實際進行抗壓強度試驗而得， $f_{mc}=209 \text{ kgf/cm}^2$ 及 $f_{bc}=275 \text{ kgf/cm}^2$ 。

本研究規劃之四座試體，乃調整磚牆高度以模擬窗台和高窗現象，在強度計算公式分類中，應選擇窗台磚牆之水平剪力極限強度計算，以下先取磚牆高度 130cm 之 S1 試體計算之：

$$H_2 = 0.5W_b \tan \theta = 0.5 \times 270 \times \tan 25.71^\circ \approx 65 \text{ cm} \leq H_b = 130 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} V_n &= T_b \times (W_b \times 0.7\tau_f + H_2 \times 0.45f_{mbt}) \\ &= 20 \times (270 \times 0.7 \times 3.81 + 65 \times 0.45 \times 6.57) \\ &= 18245 \text{ kgf} = 18.25 \text{ tonf} \end{aligned}$$

其中 H_b 為內砌磚牆單元之淨高度、 W_b 為內砌磚牆單元之淨寬度、 T_b 為磚牆厚度。由上方之公式計算得，S1 試體磚牆高度為 130 公分時，單片窗台磚牆所能提供之側向強度約為 18.25 噸。而當磚牆高度為 160cm 時，S2 試體之單片磚牆強度計算流程如下：

$$H_2 = 0.5W_b \tan \theta = 0.5 \times 270 \times \tan 30.65^\circ \approx 80 \text{ cm} \leq H_b = 160 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} V_n &= T_b \times (W_b \times 0.7\tau_f + H_2 \times 0.45f_{mbt}) \\ &= 20 \times (270 \times 0.7 \times 3.81 + 80 \times 0.45 \times 6.57) \\ &= 19132 \text{ kgf} = 19.13 \text{ tonf} \end{aligned}$$

以上方估算得，當磚牆高度為 160 公分時，S2 試體之單片窗台磚牆所能提供之側向強度約為 19.13 噸。而當磚牆高度為 205cm 時，其強度計算如下：

$$H_2 = 0.5W_b \tan \theta = 0.5 \times 270 \times \tan 37.21^\circ \approx 102.51 \text{ cm} \leq H_b = 205 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} V_n &= T_b \times (W_b \times 0.7\tau_f + H_2 \times 0.45f_{mbt}) \\ &= 20 \times (270 \times 0.7 \times 3.81 + 102.5 \times 0.45 \times 6.57) \\ &= 20463 \text{ kgf} = 20.46 \text{ tonf} \end{aligned}$$

以上方估算得，S3 試體之磚牆高度為 205 公分時，單片窗台磚牆所能提供

之側向強度約為 20.53 噸。而當磚牆高度為 230cm 時，其強度計算如下：

$$\begin{aligned} H_2 &= 0.5W_b \tan \theta = 0.5 \times 270 \times \tan 40.42^\circ \approx 114.98 \text{ cm} \leq H_b = 230 \text{ cm} \\ V_n &= T_b \times (W_b \times 0.7\tau_f + H_2 \times 0.45f_{mbt}) \\ &= 20 \times (270 \times 0.7 \times 3.81 + 115 \times 0.45 \times 6.57) \\ &= 21202 \text{ kgf} = 21.2 \text{ tonf} \end{aligned}$$

上方估得磚牆高度為 230 公分時，單片窗台磚牆所能提供之側向強度約為 21.2 噸；此四座不同磚牆高度試體之各窗台磚牆所能抵抗之側向剪力強度，整理於表 4.3。估算得的磚牆抗剪強度可與空構架之柱斷面剪力強度做一比較，當柱之斷面抗剪強度大於磚牆抗剪強度時，磚牆將於柱破壞之前先行損壞；而若柱之斷面抗剪強度小於磚牆抗剪強度時，磚牆之受力應尚未達到極限強度，柱已先行破壞。因此，本研究特別將文獻所建議之磚牆所能提供的剪力強度公式，描繪出本試驗研究之台度磚牆高度與剪力強度間之關係曲線，如圖 4-1；其中，強度曲線乃是由上述之台度磚牆公式求得，而磚牆高度達 280 公分時為磚牆填滿構架之情形，因此我們另採四邊圍束之公式進行計算，其計算說明如下：

磚牆四邊圍束情形：

當 $\tan \theta_c \geq (H_b/W_b)$ 時，

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f + H_b \times 0.45f_{mbt})$$

當 $\tan \theta_c < (H_b/W_b)$ 時，

$$V_n = T_b \times \left[W_b \times \tau_f + H_1 \times 0.45f_{mbt} + (H'_b - H_1) \times (0.45f_{mbt} + 0.45f_{bt}) / 2 \right]$$

其中， $H'_b = \min(H_b, W_b)$ 、 $H_1 = W_b \tan \theta_c$ 、 $H_2 = 0.5W_b \tan \theta_c < H_b$ ；又 $H_b = 280\text{cm}$ 、 $W_b = 270\text{cm}$ 、 $\theta_c = 30.96^\circ$ ，其屬於 $\tan \theta_c < (H_b/W_b)$ 之情形：

$$\begin{aligned} V_n &= T_b \times \left[W_b \times \tau_f + H_1 \times 0.45f_{mbt} + (H'_b - H_1) \times (0.45f_{mbt} + 0.45f_{bt}) / 2 \right] \\ &= 20 \times \left[270 \times 3.81 + 270 \times 0.6 \times 0.45 \times 6.57 + (270 - 270 \times 0.6) \times (0.45 \times 6.57 + 0.45 \times 60.5) / 2 \right] \\ &= 20 \times (1028.7 + 478.95 + 108 \times 30.18 / 2) \\ &= 62747.4 \text{ kgf} = 62.75 \text{ tonf} \end{aligned}$$

上方計算得的單片磚牆剪力強度為 62.75 噸，即為構架填滿磚牆時之情形。因此，我們同時將本試驗研究所規劃之構架的斷面剪力強度加入圖 4-1 中做比較。由此可知，圖 4-1 中紅色線單片磚牆之極限剪力強度大於藍色線構架之極限剪力強度時，此範圍即為可能發生柱斷面剪力破壞之情形，工程師應於設計規劃時迴避此種狀況。

第二節 短柱破壞之補救措施

既有 RC 結構有相當多的補強工法可供實際應用，對於個別構材的補強，國內現今經常使用的補強工法有 RC 擴柱、包覆鋼板或碳纖維以及增設翼牆等。另一方面，對於構架內的補強，則有增設鋼斜撐以及剪力牆等增加構架勁度與強度的方法。依據本報告第三章針對 112 棟中小學校舍的台度磚牆高度的調查資料，可以發現有可能發生短柱破壞的 RC 柱其比率高達百分之二十。因此如何避免短柱破壞的發生，實乃刻不容緩，現今業界所採用的補救措施有把柱與牆交界面切開，使柱與牆兩者分離；或將構架內之開口填滿，使構架不再具有短柱情形；抑或是在柱邊之梁與牆頂之間增設一 RC 翼牆或磚翼牆以提高此處柱的剪力強度，且控制短柱兩端點的相對位移量。綜觀上述的補救方式大致可分兩類，一是提高構材的剪力強度，二是經由磚牆的弱化來避免形成短柱破壞的機制。以下針對可能避免發生短柱破壞的補救措施做進一步的說明。

增加可能發生短柱破壞之柱橫向鋼筋

根據 ACI 規範的建議公式，柱的標稱剪力強度主要包括兩部分，一是由混凝土所提供之剪力強度 V_c ，另一則是由橫向鋼筋所提供之剪力強度 V_s 。其相關的計算公式如下所示，且各參數所代表的意義則與本章第一節所敘述的相同。

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times 0.8bh$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d'}{s}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

根據以上的計算公式可以發現混凝土所提供的剪力強度 V_c 可以透過提高混凝土的抗壓強度 f'_c 或加大柱的斷面積 $b \times h$ 來提高其抗剪能力。而由橫向鋼筋所提供的剪力強度 V_s 則可透過提高橫向鋼筋的斷面積 A_v 或提高橫向鋼筋的降伏強度 f_y ，抑或是縮小箍筋的間距 s 來提升橫向鋼筋所能提供之抗剪強度。

以上一節 S3 試體之柱有效淨高度為 75 公分為例，在原有鋼筋配置下兩支邊柱發生撓曲破壞而在其兩端形成塑鉸，其抵抗側向極限剪力強度需大於 32.2 噸。但此兩支邊柱所能提供之極限剪力強度僅 18.58 噸，遠小於發生撓曲破壞所需的 32.2 噸，因此可經由提高抗剪強度來避免短柱破壞的發生。此補救措施係在可能發生短柱附近先敲除鄰近的混凝土保護層，且由於中小學老舊校舍之柱箍筋間距大多為 25 公分一箍，間距過大導致韌性能力不佳。因此可在每兩層箍筋之間再增加一層箍筋，一來能提高韌性強度升，二來因箍筋間距的縮小也可提高箍筋所提供的剪力強度。

針對以上的補救措施，其實際配置如圖 4-2 所示。此時如採用 4 號箍筋，且其設計降伏強度為 2800 kgf/cm^2 。另一方面，假設重新澆置之混凝土，其抗壓強度為 210 kgf/cm^2 。如此一來，經過同樣的公式概算，其強度如下：

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times 0.8bh = 0.53 \times \sqrt{197} \times 0.8 \times 40 \times 30 = 7141 \text{ kgf} = 7.141 \text{ tf}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d'}{s} = \frac{2 \times 1.27 \times 2800 \times 21}{10} = 14935 \text{ kgf} = 14.935 \text{ tf}$$

$$V_n = V_c + V_s = 7141 + 14935 = 22076 \text{ kgf} = 22.08 \text{ tf}$$

其中，補強後構材之混凝土抗壓強度採新舊構材之平均值作為輸入，其計算如下：

$$f'_c = \frac{(184+210)}{2} = 197 \text{ kgf/cm}^2$$

而根據上述計算之單柱標稱剪力強度可以進一步求得其極限剪力強度為

$$V_u = 0.85V_n = 0.85 \times 22.08 = 18.77 \text{ tf}$$

由以上的計算結果可以得知當此構架發生剪力破壞時，其所能抵抗的側向極限剪力大約為 37.54 噸。由於兩支邊柱所能提供的側向極限剪力強度為 37.54 噸大於此兩支邊柱兩端形成塑鉸所需的極限剪力強度 32.2 噸，則此構架預期將會發生撓曲破壞而避免了短柱破壞的發生。

填充磚翼牆或 RC 翼牆

為了要提升短柱處構材的剪力強度，除了上述的提升短柱處斷面剪力強度外，亦能在短柱邊之梁與磚牆頂之間填充磚翼牆或填充 RC 翼牆，以 S3 試體為例，填充磚翼牆與填充 RC 翼牆之示意圖，如圖 4-3、圖 4-4 所示。在現行的中小學老舊校舍耐震補強中，業界許多技師普遍採用這類的補強方式來提高短柱處的抗剪強度。很顯然地，填充磚翼牆或 RC 牆將會提升整體構架的剪力強度，但是對於其補強成效以及破壞發展模式則完全未經實驗的驗證。因此，本團隊擬規畫於延續的研究計畫案中，針對填充磚翼牆與填充 RC 翼牆進行一系列的試驗研究，希望能經由實際的實驗觀察提出較佳的施工方法。例如，圖 4-5 所示係將填充 RC 翼牆嵌入既有的磚牆內，其實際的耐震行為如何唯有透過試驗研究方能得到解答。

構架開口之填滿

在不考慮採光及通風的情形下，為了要避免短柱破壞的發生，可以使用磚牆將混凝土構架之開口填滿，當磚牆填滿後，短柱的情形立即獲得改善。在上一節的單片磚牆四邊圍束強度計算中提到，當磚牆填滿整個空構架時，其單片磚牆所能提供的剪力強度高達 62.75 噸，與磚牆高度 230 公

分之台度磚牆所能提供的剪力強度 21.2 噸比較，發現當空構架填滿磚牆時其剪力強度可提升 3 倍之多，其補牆效益非常顯著。從 112 棟中小學老舊校舍之台度磚牆的調查中，可以發現短柱現象最常出現在廁所四個角落的鋼筋混凝土柱，因此雖然以磚牆將構架之開口填滿能簡易且有效地消除短柱破壞的發生，但是若將廁所完全填滿牆體將直接影響室內的採光及通風，尤其是通風性對廁所來說是非常重要的。因此為了消除短柱破壞的發生而將構架之開口完全填滿並非是最佳的改善措施。

磚牆弱化 --- 切割隔離縫

切割隔離縫是現階段消除短柱破壞經常被使用的方法之一，其施作方法如圖 4-6 所示。當磚牆與柱之交界面切開之後，柱的有效淨高度也隨之增加而可能不再發生短柱破壞。至於切割隔離縫的高度如何決定，可以考慮利用 ACI 規範中對於柱的分類來簡易考量，當柱之高寬比大於或等於 4 時，係屬於一般柱，柱構材將由撓曲破壞所控制，亦即不會發生短柱破壞的現象。將本實驗研究試體的破壞模式與此原則相比較似乎是完全一致的。如以本研究之 S4 試體為例，此試體之樓層淨高度 280 公分、填充磚牆高度為 230 公分、柱斷面寬度 30 公分，可以計算得柱之高寬比為 $5/3$ 小於 4。因此預期此填充磚牆的配置將會引起短柱破壞的發生，所以可透過磚牆與柱交界面的切割隔離縫來避免短柱的發生。其切割隔離縫的高度可以考慮讓柱回復到原來一般柱的標準為原則，亦即讓柱的淨高寬比大於或等於 4 即可。因此為使 S4 試體的淨高寬比大於或等於 4，柱的有效淨高度需大於或等於 120 公分，因此 S4 試體之磚牆與柱交界面的切割隔離縫的高度至少必須有 70 公分，如此一來，即可避免短柱破壞的發生。

磚牆弱化 --- 內部移除

由圖 4-1 中的曲線可以看出，單片磚牆所能提供的最大側向力與空構

架之柱斷面極限剪力強度兩者間的比較，當柱構材之斷面剪力強度小於單片磚牆所能提供之最大側向力時，柱將先發生破壞；反之，當柱構材之斷面剪力強度大於單片磚牆所能提供之最大側向力時，磚牆將會先發生破壞而使得構架柱的有效淨高度增加，最後當磚牆損壞時，填充磚牆構架則轉變為類似空構架的行為。因此若能準確的評估單片磚牆所能提供的最大剪力強度，並將其控制在該構架柱斷面所能提供之極限剪力強度以下，該填充磚牆構架在受到外力作用時，磚牆將先發生破壞而使構架回復到類似空構架的耐震行為。至於磚牆弱化除了切割隔離縫之外，也可以考慮將磚牆的某一適當位置移除一小塊來達到此目的，例如在兩對角線經過之處皆可能達到此目的。雖然切割隔離縫在實務上已常被採用，但可能因管線的通過或其他原因而無法進行切割隔離縫時，在適當位置移除一小塊來弱化磚牆似乎也是不錯的選擇。

綜觀以上敘述，現階段國內對於短柱破壞的補救措施，以在磚牆與柱交界面切割隔離縫、填充磚翼牆或填充 RC 翼牆為大宗。切割隔離縫的做法可能有面外倒塌的危險，宜注意並施作簡易的預防措施。至於填充磚翼牆與填充 RC 翼牆兩種方式，雖直覺上能針對短柱提升其抗剪強度而避免發生短柱的剪力破壞，然而此二種方式的補強效益、尺寸大小該如何決定以及新舊構材交界面該如何處理皆需要進一步的探討。當然，將磚牆的某一適當位置移除一小塊來達到弱化磚牆的目的似乎可行，但仍需要進一步的實驗驗證。

第三節 試體側推分析模擬

在本文第三章中已清楚描述試體之尺寸規格及鋼筋配置情況，本節將以國內現行的耐震評估分析工具 NCREE、SERCB 以及美國 FEMA 之方式，針對本研究規劃之試體來進行非線性側推分析，比較此三種不同模擬方法於實際應用時的可靠性及差異性。待試體於內政部建築研究所材料實

驗中心完成實驗後，將分析之結果與試驗結果進行比對，希望能藉此比較研究不同高度磚牆之塑性鉸模擬對分析結果的影響、探討短柱發生機制及極短柱之破壞行為。以下先以此三種模擬方式進行鋼筋混凝土填充磚牆試體之分析模擬，比較不同高度磚牆塑鉸對耐震性能之影響。

在進行側推模擬分析之前，必須透過 ETABS 軟體建立試體模型，然後分別透過三個程式計算柱與磚牆等值斜撐之塑性鉸，在定義磚牆塑鉸性質時，必須輸入的參數包含磚牆寬度、磚牆高度、磚牆厚度、水泥砂漿抗壓強度、紅磚抗壓強度、磚牆額外之垂直軸向力、磚牆砌法及磚牆圍束狀況。至於 RC 柱的非線性鉸設定，輸入的參數包含混凝土抗壓強度、主筋降伏強度、箍筋降伏強度、淨保護層厚度、箍筋號數、箍筋間距、側力方向所切過之箍筋及繫筋根數、韌性與非韌性配筋兩模式之選擇、開裂勁度折減係數、有效柱長和有效柱底至實際柱底端之長度(包括台度磚牆高度)等。除此之外，其他的設定還包含了梁柱斷面性質、柱桿件軸力資料(本試驗研究於實驗時無配置軸力)、RC 梁資料(本試驗之配置可將構架頂梁視為剛性梁)。將以上各類性質設定完成並匯入 ETABS 軟體後，即可進行側推分析。

將第三章中所設計的試體，透過上述方法來進行側推分析，並使用了 NCREE、SERC B 與 FEMA 三種模擬方式進行結果交叉比對。圖 4-7 所示係空構架試體之模擬，而含窗台磚牆試體之模擬則如圖 4-8 所示。在分析結果比較圖中，Bare frame 為鋼筋混凝土空構架試體、S1 代表為鋼筋混凝土填充磚牆構架其柱有效高度為 150 公分，而 S2、S3 與 S4 則分別代表柱有效高度為 120、75 與 50 公分。首先，我們先比對空構架試體在三種模擬方式下的成果，如圖 4-9 所示，由此圖可看出，SERC B 分析得的極限強度值為 9.88 噸與表 4.1 中透過建議公式計算的撓曲控制破壞時之抗側力強度較相近，故 SERC B 分析結果屬撓曲破壞；而 FEMA 分析得的極限強度值為 19.68 噸，高於表 4.1 中撓曲破壞所對應之側力強度，此為 FEMA 分析時考慮降伏後勁度與塑鉸考慮軸力變化所致；而 NCREE 分析的結果則

介於上述的兩者之間。

對於鋼筋混凝土構架填充磚牆之模擬，也分別使用 NCREE、SERC B 與 FEMA 進行側推分析，求取試體於頂層受力後的力與位移變化曲線，觀察其強度與勁度的變化。圖 4-10 為利用 NCREE 方式來分析不同高度填充磚牆的結果，由此可以看出當填充磚牆的高度愈高時，磚牆提供給構架的側向勁度就愈多，其力-位移曲線之勁度將愈大。從填充磚牆試體的曲線中皆可觀察到試體的勁度與強度皆獲得提升，在 S4 的曲線中，卻也反映了較高的填充磚牆、勁度提升較多，但強度上卻因左側短柱過早剪力破壞喪失強度，無法與右側撓曲破壞柱同時達最大強度，故整體強度不及 S1、S2 和 S3。因此我們可以做出以下判斷，填充磚牆的高度直接反應柱的有效淨高，當有效淨高過小時，柱的撓曲變形受阻無法發揮其彈性力，當外力加載超過柱斷面的抗剪強度時，柱身裂縫延對角線 45 度快速發展，核心混凝土遭受嚴重破壞，強度快速衰減，此即為典型短柱效應之剪力破壞模式。至於圖 4-11 所示為 FEMA 方式於分析不同高度填充磚牆的結果，填充不同高度磚牆之勁度與強度行為發展，與上述 NCREE 模擬分析相似，當柱的有效淨高度愈小時，其模式愈趨於剪力破壞。圖 4-12 為 SERCB 方式分析不同高度填充磚牆的結果，觀察圖中曲線的行為可發現，其勁度與強度皆得到提升，發展趨勢三者間十分相近；但相較於 FEMA 和 NCREE 填充磚牆試體的強度衰減速度，SERC B 顯得更為劇烈；特別值得一提的是，SERC B 於 S2 的分析結果與其他試體比對，其強度的發展趨勢有別於常態，待試體進行實驗之後，希能對此現象提出合理的解釋。

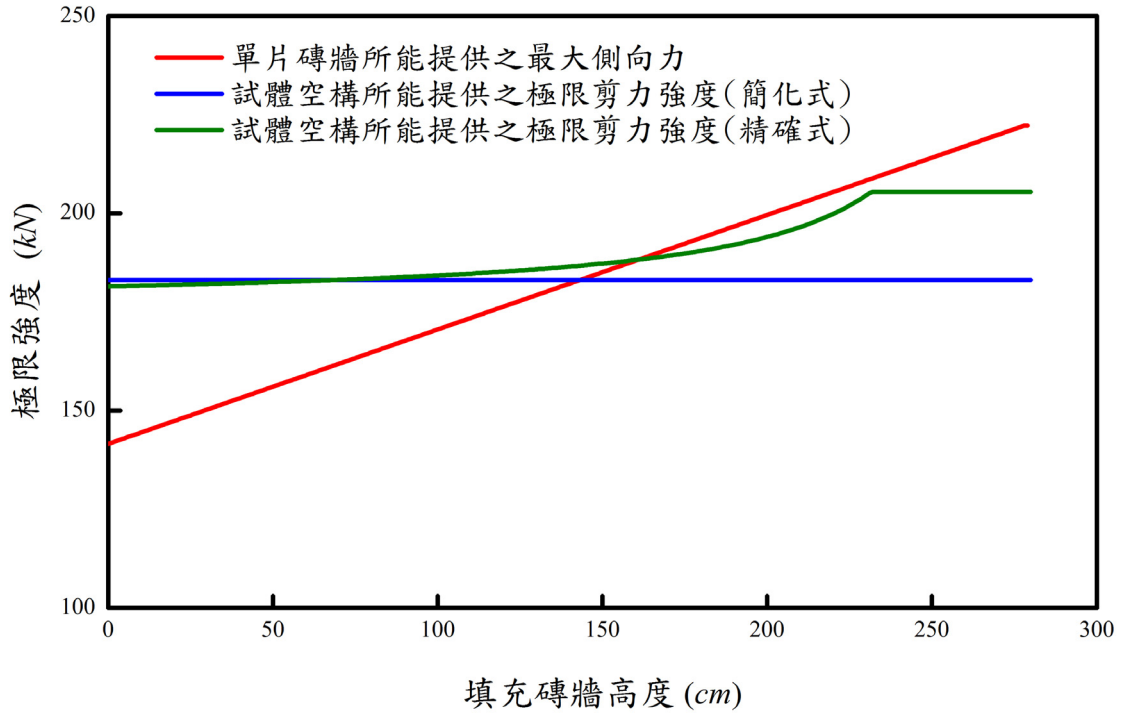


圖 4-1 單片磚牆剪力強度與磚牆高度關係圖

(資料來源：本研究製作)

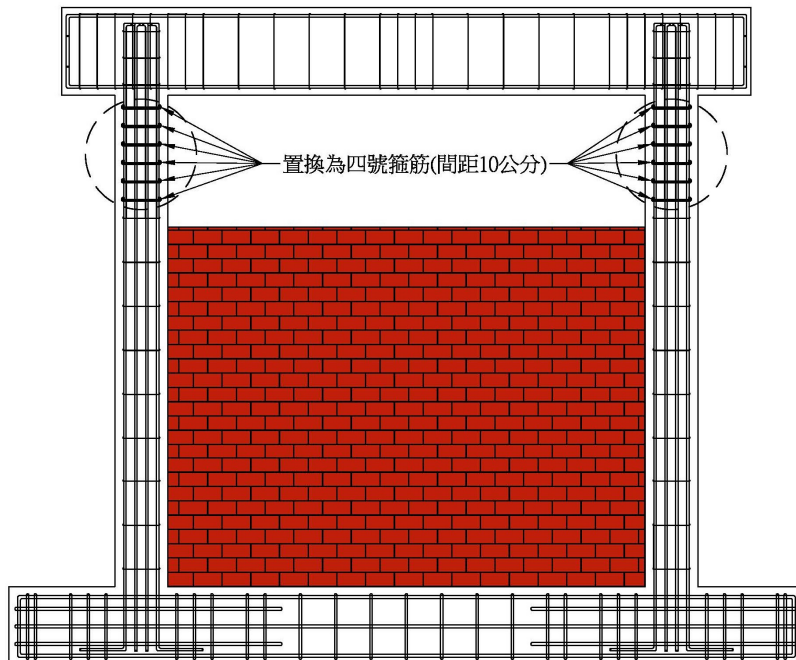


圖 4-2 柱斷面置換箍筋提升剪力強度

(資料來源：本研究製作)

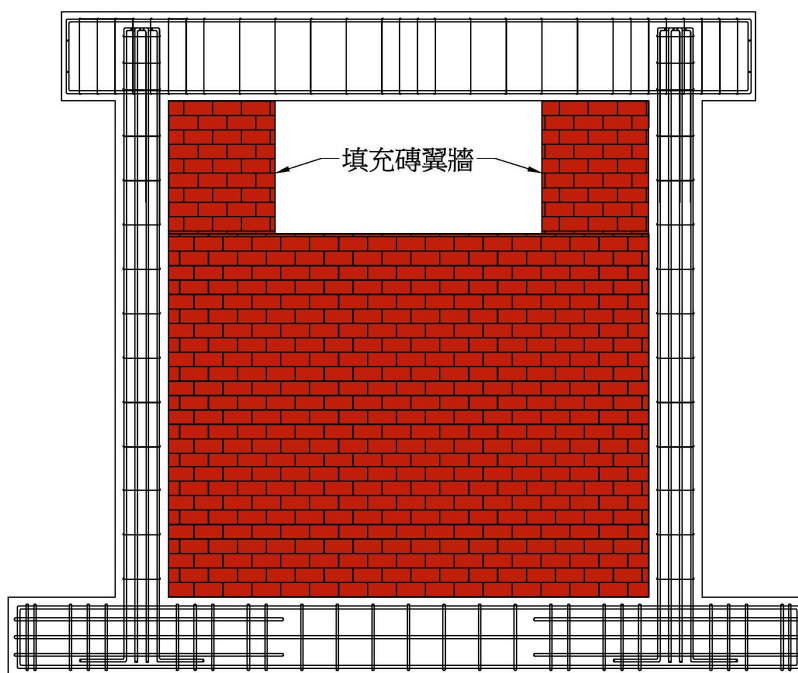


圖 4-3 以 S3 試體為例-填充磚翼牆示意圖

(資料來源：本研究製作)

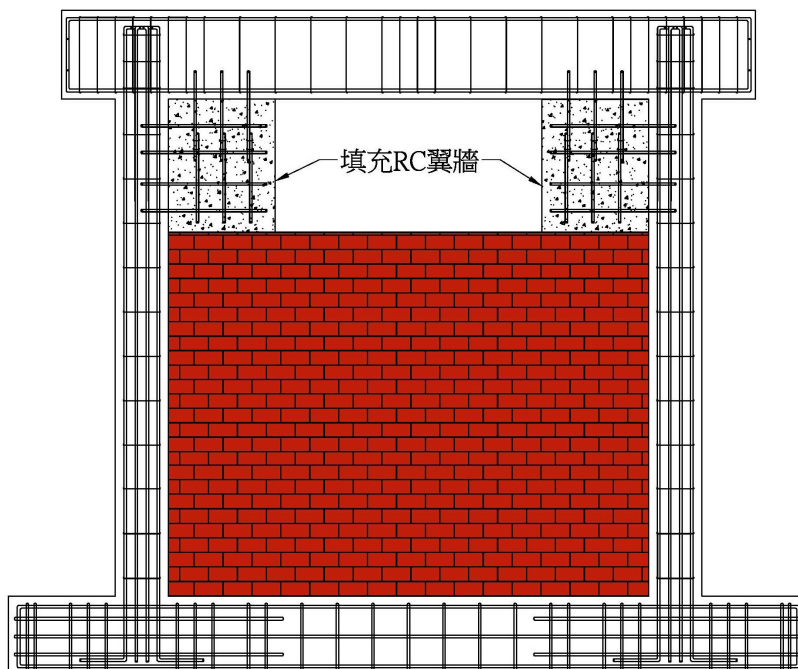


圖 4-4 以 S3 試體為例-填充 RC 翼牆示意圖

(資料來源：本研究製作)

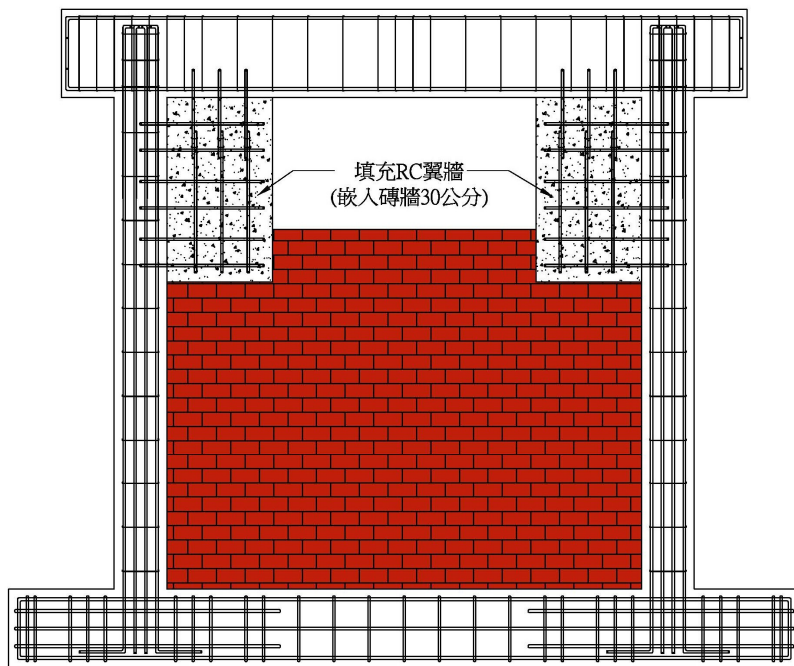


圖 4-5 填充 RC 翼牆且嵌入既有磚牆

(資料來源：本研究製作)

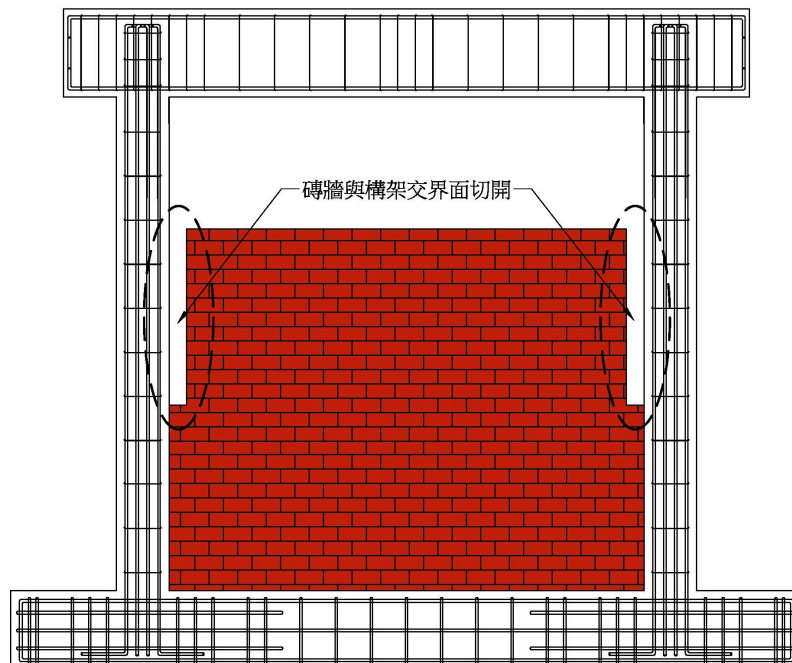


圖 4-6 磚牆與構架之交界面切開

(資料來源：本研究製作)

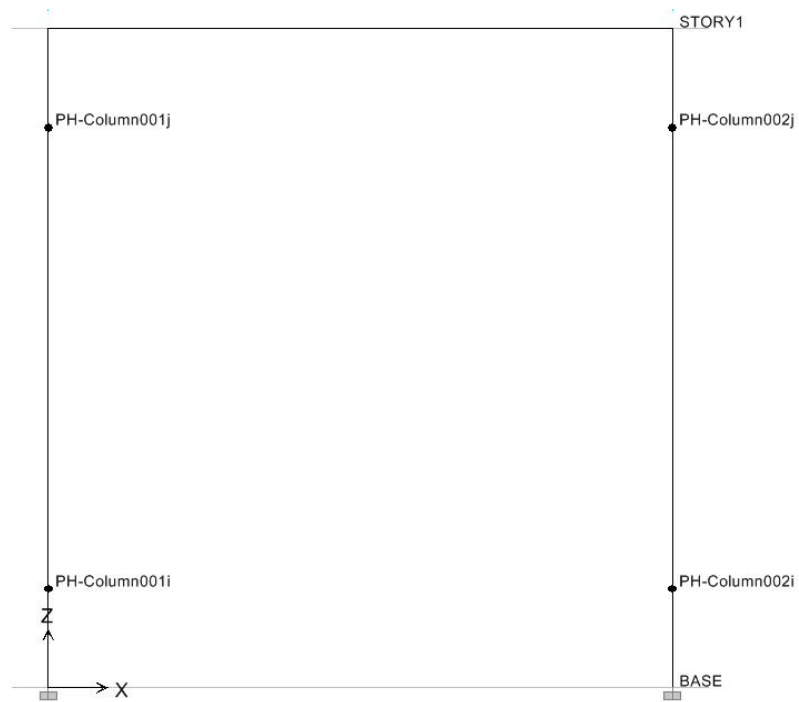


圖 4-7 空構架試體模擬示意圖

(資料來源：本研究製作)

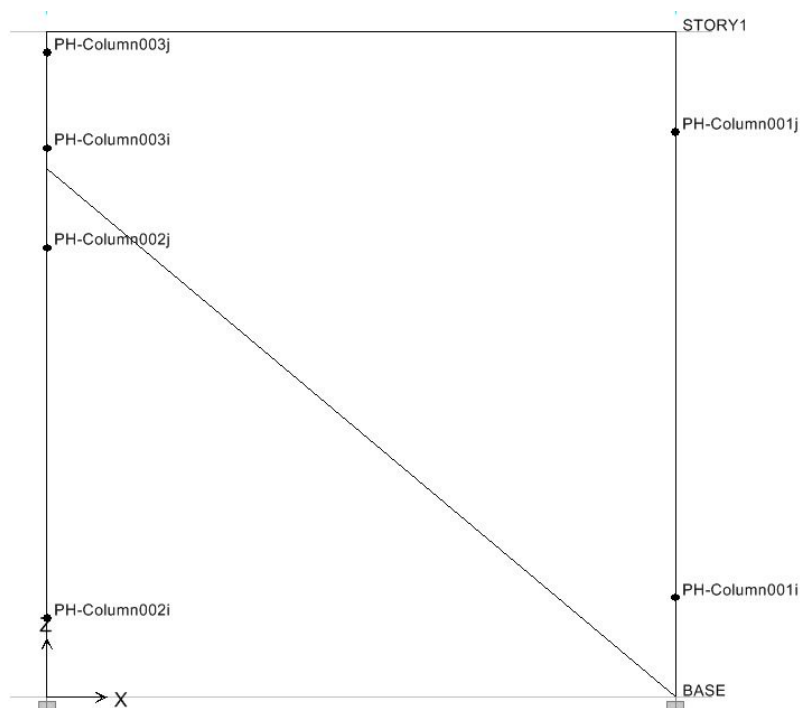


圖 4-8 含窗台磚牆試體模擬示意圖

(資料來源：本研究製作)

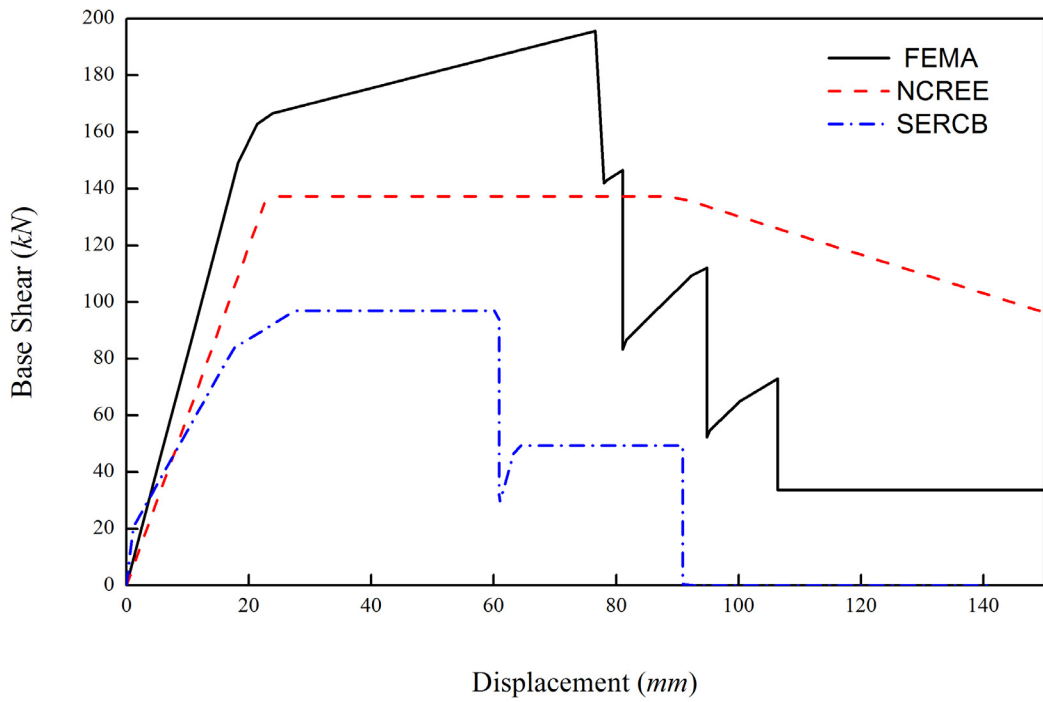


圖 4-9 空構架試體強度模擬分析比較

(資料來源：本研究製作)

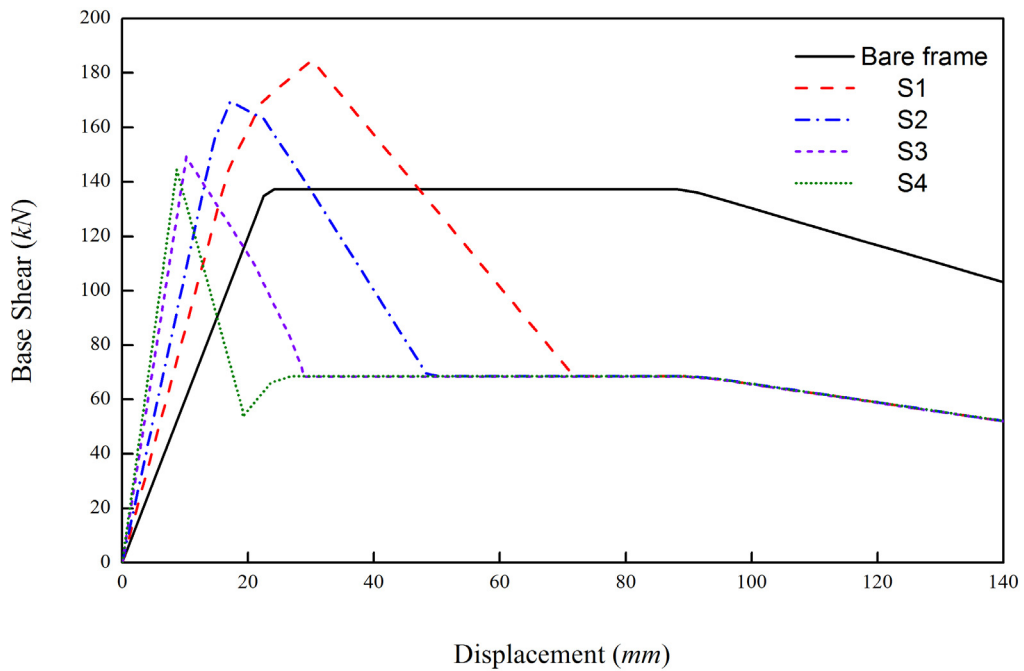


圖 4-10 NCREE 方式分析不同高度填充磚牆之強度

(資料來源：本研究製作)

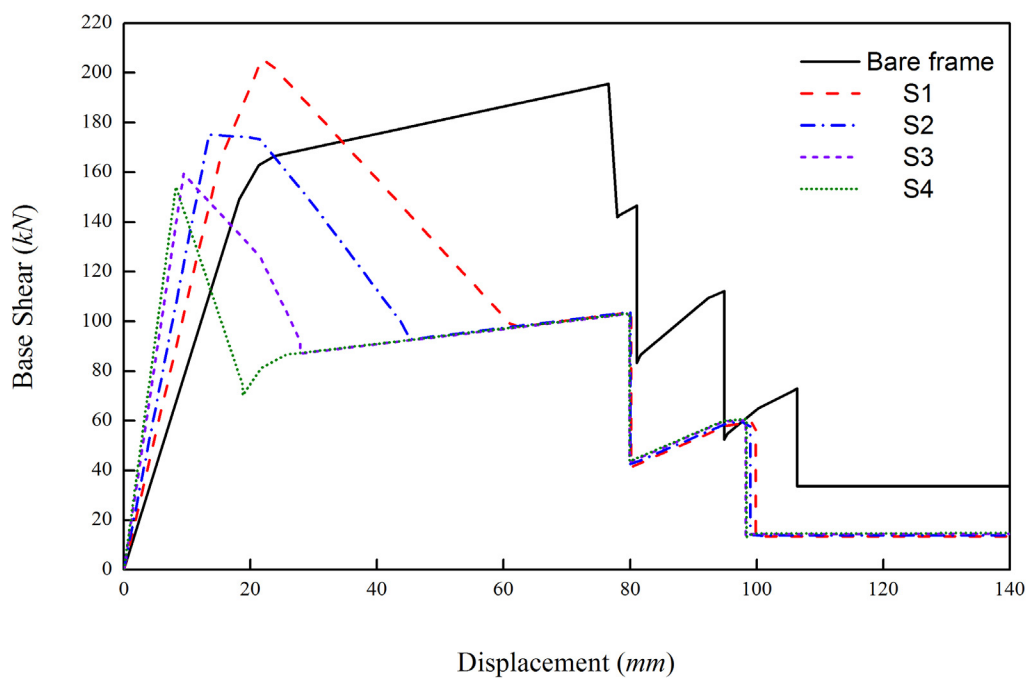


圖 4-11 FEMA 方式分析不同高度填充磚牆之強度

(資料來源：本研究製作)

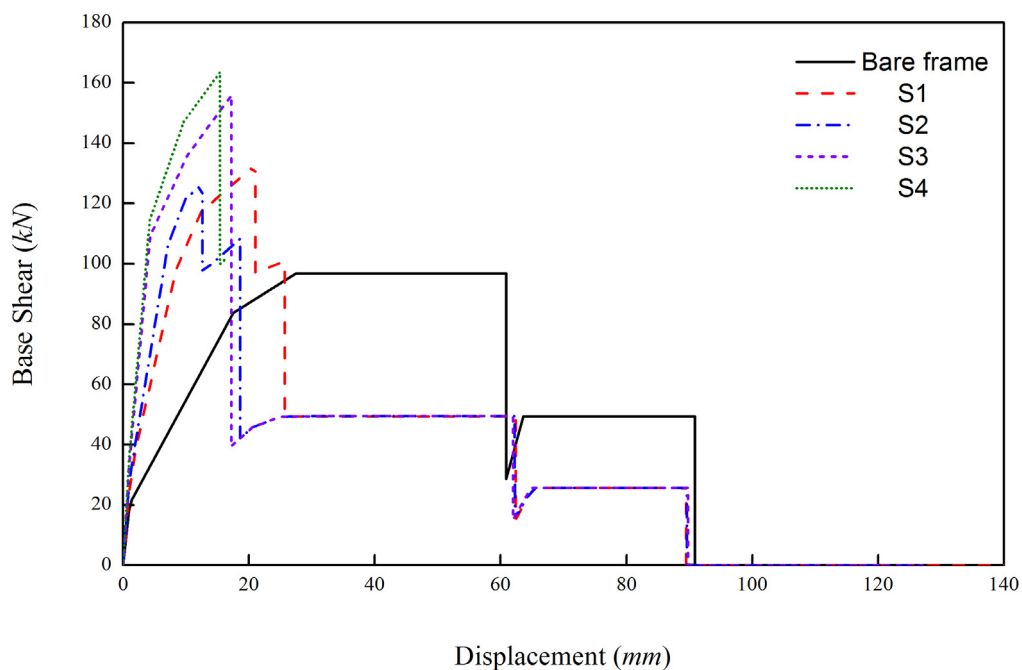


圖 4-12 SERCB 方式分析不同高度填充磚牆之強度

(資料來源：本研究製作)

表 4-1 空構架試體之強度估算結果

	撓曲破壞時之剪力強度	剪力破壞時之剪力強度
ACI 規範	10.56	18.58
日本「耐震改修設計指針」	11.48	22.70

單位：tonf

(資料來源：本研究製作)

表 4-2 四座試體之強度估算與破壞模式評估

	撓曲破壞時之極限剪力強度		剪力破壞時之極限剪力強度		破壞模式
ACI 規範	S1	18.40	S1	18.84	撓曲控制
	S2	22.20	S2	19.08	剪力控制
	S3	32.20	S3	19.79	剪力控制
	S4	42.94	S4	20.73	剪力控制
日本「耐震改修設計指針」	S1	20.00	S1	22.70	撓曲控制
	S2	24.14	S2	23.52	剪力控制
	S3	35.02	S3	28.72	剪力控制
	S4	46.68	S4	34.06	剪力控制

單位：tonf

(資料來源：本研究製作)

表 4-3 不同高度之單片磚牆所能提供之極限剪力強度統計

磚牆高度(cm)	試體編號	剪力強度(tonf)
130	S1	18.25
160	S2	19.13
205	S3	20.46
230	S4	21.20

(資料來源：本研究製作)

第五章 反覆載重實驗與模擬分析比較

在第三章中已經詳細說明本研究的試體設計與製作以及進行反覆載重試驗的完整規劃，本章將進一步依序說明四座鋼筋混凝土構架填充不同高度磚牆試體的破壞發展過程以及試驗的結果。另一方面，利用記錄到的實驗數據進行相關的計算，並搭配實驗的觀察來進一步研判此四座試體於各試驗階段所反應的耐震特性。由於本研究之四座實驗試體皆為實尺寸的原型試體，並沒有任何材料模擬或縮小尺寸模型的困擾，實驗所得到的資料即充分反應真實結構的特性。特別值得一提的是四座試體的破壞發展模式皆符合試體設計時的預期，因此對於短柱破壞的發生機制能提出更精準的研判準則。在本章的第二節會將實驗結果與使用國內工程界常用的側推分析程式進行分析所得的結果做一比對，這些程式在進行模擬分析時，其分析結果與磚牆塑鉸的設定以及構架邊柱之塑鉸的設定都有著非常大的影響。因此希望能透過僅改變試體單一變數的特性來進行實驗研究，以充分掌握磚牆及構架邊柱之塑鉸的特性而能提供模擬上實質之建議。

第一節 側向力-位移遲滯迴圈結果與分析

本節將分別敘述四座試體在反覆載重試驗下的遲滯行為特性，除了對於每座試體的耐震行為進行詳細的探討之外，也將針對四座填充不同高度磚牆試體的破壞發展過程探討其短柱破壞的發生機制及特性。而為了方便以後的說明與討論，特別將此四座試體分別命名為 S1、S2、S3 及 S4。其中 S1 為磚牆填充高度為 130 公分 (高寬比等於 5) 之鋼筋混凝土構架試體，S2 為磚牆填充高度為 160 公分 (高寬比等於 4) 之鋼筋混凝土構架試體，S3 為磚牆填充高度為 205 公分 (高寬比等於 2.5) 之鋼筋混凝土構架試體，而 S4 則為磚牆填充高度為 230 公分 (高寬比等於 5/3) 之鋼筋混凝土構架試體。上述之高寬比為構架兩側之鋼筋混凝土柱的淨高度與此柱受側

向力作用側的寬度之比值，試體實驗配置如圖 5-1。

S1 試體 (高寬比等於 5) :

對於 S1 試體，當側向位移小於 22.875 mm (或 0.75%) 時，整體構架的側向勁度並沒有明顯的改變，外觀上僅在柱的受拉側產生些許輕微的撓曲裂縫，如圖 5-2 所示。當側向位移達 30.5 mm (或 1%) 時，磚牆與構架之交界面出現非常明顯的裂隙，如圖 5-3 所示。當側向位移大於 38.125 mm (或 1.25%) 後，於磚牆頂起算可以發現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高度附近，如圖 5-4 所示。另一方面，此時整體構架試體的側向勁度衰減 (stiffness degrading) 及強度衰減 (strength degrading) 開始隨著側向位移的增加而越來越明顯。當側向位移大於 45.75 mm (或 1.5%) 後，構架內側之柱身開始產生明顯的拉力裂縫，如圖 5-5 所示。在此加載階段，於柱頂之塑鉸區同時發現有許多撓曲裂縫發生，如圖 5-6 所示。當側向位移繼續施加至大於 76.25 mm (或 2.5%) 後，在磚牆頂與柱之交界處有一明顯的斜切裂縫突然產生，如圖 5-7 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 91.5 mm (或 3%) 後，磚牆頂與柱交界處之混凝土發生嚴重崩落，並在此交界處產生明顯的塑鉸，此時試體的勁度及強度已發生大幅度的衰減，如圖 5-8 所示。當側向位移達 106.8 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，S1 試體的最後破壞情形如圖 5-9 所示。

從 S1 試體的反覆載重試驗過程中，可以發現 130 公分高的填充磚牆並沒有發生明顯的損壞，而與磚牆相臨的柱在磚牆頂與柱交界處先發生非常明顯的剪力開裂後，進而在此處形成撓曲塑鉸。很明顯地，S1 試體由於高寬比達 5，因而並未出現發生於柱淨高度中央的短柱剪力破壞。另一方面，由圖 5-10 之遲滯迴圈圖中，可以明顯看出 S1 試體仍具有一定的遲滯

消能的特性以及相當的韌性強度。

S2 試體(高寬比等於 4)：

S2 試體當側向位移小於 22.875 mm (或 0.75%) 時，外觀上在柱身的受拉兩側產生輕微的拉力裂縫，而在磚牆與構架的交界面則有產生明顯的縫隙，此時試體的側向勁度衰減並不明顯。當側向位移達 30.5 mm (或 1%) 時，在柱與梁及磚牆頂附近之柱身有明顯的斜向裂縫開始產生，如圖 5-11 所示。當側向位移達 45.75 mm (或 1.5%) 時，磚牆開始發生破壞，其裂縫基本上沿著磚牆的水泥砂漿介面發展，且裂縫的發展方向有朝向對角線發展的趨勢，如圖 5-12 所示。當側向位移達 76.25 mm (或 2.5%) 時，磚牆頂層中央因磚牆的發生破壞而有明顯向上突出的現象，此時磚牆幾乎已完全破壞而失去其抵抗側向力的能力。另一方面，柱之裂縫繼續緩慢的增長加大，如圖 5-13 所示。當磚牆破壞之後，S2 試體之受行為似乎回復到空構架受側向力作用的行為，在柱的頂端，亦即在與梁的交界附近逐漸發展撓曲裂縫而進一步形成撓曲塑鉸的現象。相對而言，在柱的底部，亦即在與基礎的交界附近，其撓曲裂縫的發展以及撓曲塑鉸的形成則較不明顯，其主要原因可能是因破壞磚牆的阻擋而減少撓曲變形，進而影響裂縫的發展以及塑鉸的形成。當側向位移達 137.3 mm (或 4.5%) 後，在柱頂附近快速形成斜向剪力裂縫且試體的強度明顯下降，如圖 5-14 所示。而當側向位移達 152.5 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，其最終破壞情形如圖 5-15 所示。

從 S2 試體的反覆載重試驗過程中，可以發現 160 公分高的填充磚牆隨著側向位移的增加而逐步發生破壞，而當磚牆完全失去其側向抵抗力之後，試體似乎回到空構架受側向力作用的行為，而在柱頂形成塑鉸。因為此一特性，S2 試體並未出現發生於柱淨高度中央的短柱剪力破壞。另一方面，由圖 5-16 之遲滯迴圈圖中，可以明顯看出 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，如圖 5-17 所示。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，如紅色曲線所示，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，磚牆因損壞而失去其功用，轉而鋼筋混凝土構架來單獨抵抗側向力的作用，如藍色曲線所示，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 22.875 mm (或 0.75%) 時，可以發現水平方向有輕微的撓曲裂縫，此時遲滯迴圈中的勁度並沒有很明顯的改變。但當側向位移達 30.5 mm (或 1%) 時，在短柱形成區域突然出現多條剪力裂縫，如圖 5-18 所示。而當側向位移大於 38.125 mm (或 1.25%) 後，除了剪力裂縫持續增加外，裂縫的寬度也變得愈來愈明顯，因而勁度與強度雙雙急遽下降，如圖 5-19 所示。至於當側向位移達 53.375 mm (或 1.75%) 時，短柱附近發生混凝土呈現塊狀的崩落。當側向位移達 61 mm (或 2%) 時，構架兩側短柱皆已嚴重損壞，如圖 5-20 所示。當側向位移達 76.25 mm (或 2.5%) 時，因破壞嚴重而終止實驗。圖 5-21 所示係 S3 試體試驗結束後的破壞情形外觀。至於此試體之側向力-位移遲滯關係曲線則如圖 5-22 所示。

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，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，隨後的遲滯迴圈也呈現出明顯收縮的現象。這是因為試體的邊柱在其淨高度的中央附近發生無預警的剪力破壞，混凝土保護層很快的剝落，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。由於試體發生剪力破壞，因而導致 S3 試體的韌性不佳。

S4 試體 (高寬比等於 5/3) :

當 S4 試體之側向位移小於 7.625 mm (或 0.25%) 時，磚牆與構架交界面皆已發生分離現象。當試體之側向位移小於 15.25 mm (或 0.5%) 時，在短柱附近已出現明顯的斜向細紋，同時柱身的撓曲裂縫快速的增加，如圖 5-23 所示。當試體位移達 38.125 mm (或 1.25%) 時，剪力裂縫加大且試體之勁度與強度皆下降許多，如圖 5-24 所示。當試體位移達 45.75 mm (或 1.5%) 時，柱已產生嚴重的剪力破壞，研判此時的核芯混凝土已發生破裂，如圖 5-25 所示。當試體位移達 61 mm (或 2%) 時，混凝土已發生嚴重崩落破損而終止實驗，如圖 5-26 所示。圖 5-27 所示為 S4 試體試驗結束後的破壞外觀，至於 S4 試體的遲滯迴圈圖則繪於圖 5-28 中。

從 S4 試體的反覆載重試驗過程中，可以發現 230 公分高的填充磚牆並沒有發生任何損壞的情形，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，試體的勁度與強度急遽下降，因而 S4 試體的韌性強度不佳。S4 試體的破壞模式與 S3 試體的破壞模式幾乎相同，皆為剪力破壞模式，且破壞位置皆發生於柱淨高度中央附近。

第二節 實驗結果比較

在上一節已經詳細說明每個試體在受到反覆載重作用的過程中，各個重要階段的實驗觀察，主要包括破壞的發展情形以及整體構架的耐震行為特性。本節將針對此四座試體在完成反覆載重試驗後，根據所得到的實驗資料以及先前的實驗觀察來進行進一步的比較研究。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、降伏位移、極限位移以及韌性比等相關資料彙整於表 5.1 中。

從表 5.1 可以看出 S1 與 S2 兩座試體的最大水平側向力以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明顯的不同，主

要的差異應來自於 S1 試體的填充磚牆並沒有任何的破壞而 S2 試體的填充磚牆則發生破壞。這也說明 S2 試體的遲滯迴圈圖在填充磚牆破壞前的特性與 S1 試體的遲滯迴圈特性非常類似，而當填充磚牆完全破壞後，其遲滯迴圈特性則出現明顯的不同，此應是在反應類似於空構架的遲滯迴圈特性。另一方面，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，傾向發生撓曲破壞。此兩座試體的空構架完全一樣，其主要差異僅在填充磚牆高度上的不同，其中 S1 試體的高度為 130 公分而 S2 試體的高度則為 160 公分。也由於磚牆高度的不同，S1 試體的磚牆在試驗過程中並未發生破壞，而使得柱在磚牆頂層附近發生撓曲破壞而形成塑鉸。至於 S2 試體的磚牆則在試驗過程中完全破壞，因而在柱頂附近發生撓曲破壞而形成塑鉸。經由韌性強度的計算，其韌性比分別為 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。

從實驗的過程中可以清楚的發現 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 試體從裂縫的發展到試體的破壞係較為和緩的撓曲破壞模式，而 S3 與 S4 試體則是相當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 5.1 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 5-29 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。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極限值，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。透過這四條容量曲線的比較，可以確認避免發生無預警短柱破壞的重要性。

為了進一步探討短柱破壞的成因，特別將四座試體之極限側向力加入到圖 4-1 中而其結果則如圖 5-30 所示。其中紅色線條係根據國內學者陳奕信所提出關於構架中磚牆所能提供之極限剪力強度，而藍色線條則是根據 ACI 規範進行柱斷面分析所得之構架中兩支邊柱的極限剪力強度。其中兩條線之交點即代表兩者在填充磚牆高度為 123.5 公分時，兩支邊柱所能抵抗的極限剪力強度等於填充磚牆所能抵抗的極限剪力強度，皆為 178 kN 左右。因此當側向外力逐步增加大於 178 kN 時，對於填充磚牆高度大於 123.5 公分之鋼筋混凝土填充磚牆構架，應先發生邊柱的破壞；相反的，當對於填充磚牆高度小於 123.5 公分之鋼筋混凝土填充磚牆構架，則應先發生磚牆的破壞。

根據四座試體試驗所得的極限側向力可以清楚的看出，S3 與 S4 試體應在磚牆未發生破壞前，構架的兩支邊柱已先行發生破壞。這理論推測與實際試驗所觀察到的破壞發展情形完全吻合，如此更能斷定 S3 試體之柱淨高度 75 公分與 S4 試體之柱淨高度 50 公分，皆會因為短柱效應而發生無預警的剪力破壞。因此，對於有短柱的既有建築物應及時進行耐震設計補強以避免短柱破壞的發生。同樣地，依照理論的預測 S1 與 S2 試體仍應在磚牆未發生破壞前，構架的兩支邊柱先行發生破壞，而磚牆則可能因兩支邊柱先行發生破壞而不會發生任何的破壞。很明顯地，這項預測與實際試驗所觀察到的破壞發展情形稍有不同，其中 S1 試體是符合預測，而 S2 試體則剛好相反。這差異很可能是因為 S1 與 S2 試體的特性非常接近於臨界點因而呈現分歧的結果。其中 S1 試體磚牆高度 130 公分，實驗之極限側向力分布在圖 5-30 中磚牆極限剪力強度與構架極限剪力強度之交叉點處，磚牆於試驗中可能發生破壞、亦可能不發生破壞，而實際觀察 S1 試

體之破壞模式可以發現磚牆有輕微損壞部分水泥砂漿介面裂隙，最終試體於柱兩端形成塑鉸為撓曲控制破壞，此情形顯然合理。而 S2 試體磚牆高度 160 公分，實驗值分布於在圖中的位置介於單片磚牆極限強度與構架極限強度之間，與試體實驗的損壞情形比對，S2 試體之磚牆裂縫沿牆面對角線方向完整發展，爾後使得柱之有效淨高度拉長，最終於柱頂處形成塑鉸而撓曲破壞，與圖 5-30 之剪力強度估算值相較，S2 試體乃介於撓剪破壞與撓曲破壞之間。

第三節 模擬分析與實驗結果比較

在本章的一、二節中我們已清楚描述實驗過程中試體的破壞發展過程與試驗結果，本節將進一步以國內現行的結構非線性分析輔助工具 NCREE 與 SERCB 以及國外的 FEMA 來分析本研究之四座試體以探討此三種不同模擬方法於實際應用時的可靠性及差異性。特別一提的是，此四座試體主要的差異僅僅在於填充磚牆高度的不同，其餘的所有配置完全相同。以下分別將模擬分析結果與試驗結果進行比較，希望能藉由此實尺寸的試驗來探討磚牆塑性鉸模擬的準確性以及不同模擬方法的差異性。

利用側推分析結果與反覆載重試驗結果彼此進行比較，雖然大致上可以反應側推分析模擬的可靠性，但本質上是有明顯差異的。其中側推分析的加載由小到大逐步增加直到側推分析結束，而反覆載重試驗的加載則是在每個週次來回反覆的進行。雖然試驗時週次的最大值仍是由小到大逐步增加，但每個週次因來回反覆的進行可能弱化試體的強度與勁度，而與側推分析的加載由小到大逐步增加有所不同。另一方面，特別值得注意的是反覆載重試驗係在實驗室進行，其位移加載過程係完全在控制下來回反覆的進行，與實際結構物的破壞發展情形可能有所差異。對於一個真實的結構物當然會承受軸向載重，因此在達到最大強度而發生破壞之後，很可能在既有的載重作用下讓強度快速的衰減下來，但在反覆載重試驗時，很可

能因反向的位移加載而避免試體破壞的持續發生，反而讓試體回復部分的強度。這很能導致在位移相對而言較大時，側推分析結果與反覆載重試驗結果會出現較為明顯的差異。因此以下的比較將比較著眼於初始勁度的模擬比較以及極限強度的模擬比較。

S1 試體 (磚牆高度 130 公分) :

圖 5-31 所示係 S1 試體之遲滯迴圈圖與使用 NCREE、SERCB 與 FEMA 三種模擬方式進行側推分析所得之容量曲線圖的比較。由比圖中可以得知三種模擬方式對初始勁度的模擬皆稍高於實驗所得之勁度，而在強度的模擬方面，NCREE 與 FEMA 的模擬結果明顯高於試驗的極限強度而與最大強度則相當接近度，而 SERCB 模擬的結果則低於試驗的極限強度與最大強度。三種模擬方式皆預期磚牆不會破壞，因而有較高的初始勁度，這與實驗結果磚牆並未發生任何的破壞完全一致。針對 S1 試體而言，NCREE 的模擬結果似乎較為接近實驗結果。

S2 試體 (磚牆高度 160 公分) :

S2 試體之遲滯迴圈圖與 NCREE、SERCB 以及 FEMA 三種模擬方式所得之容量曲線圖繪於圖 5-32。由此圖中可以很明顯的看出三種模擬方式所得的初始勁度與實驗所得的勁度相差很大，此明顯不同的主要原因應在於磚牆破壞的模擬。很明顯地，三種模擬方式皆預期磚牆不會破壞，因而有較高的初始勁度，唯與實驗結果磚牆完全破壞截然不同。至於在強度的模擬方面，NCREE 與 FEMA 的模擬結果明顯高於試驗的極限強度而與最大強度則十分接近，至於 SERCB 模擬的結果則是明顯低於試驗的極限強度與最大強度。雖然 NCREE 與 FEMA 的模擬結果能相對而言較為可靠的預測極限強度，但很明顯對於磚牆破壞的模擬仍存有明顯的落差，有待進一步探討原因。至於 SERCB 的模擬結果則明顯偏保守。

S3 試體 (磚牆高度 205 公分) :

圖 5-33 所示係 S3 試體的遲滯迴圈與 NCREE、SERC B 與 FEMA 三種模擬結果之容量曲線圖。在初始勁度的模擬方面，NCREE 與 FEMA 兩模擬方式所得之初始勁度與實驗所得之初始勁度較為接近，而 SERCB 的模擬結果則是稍微高估初始勁度。這是三種模擬方式皆預期磚牆不會發生破壞，因而有較高的初始勁度，這與實驗結果磚牆並未發生任何的破壞完全一致。至於在強度的模擬方面，三種模擬方式所得的結果皆明顯低於試驗的最大強度而與試驗的極限強度較為接近，但仍屬於低估。總體而言，三種模擬方式對於 S3 試體的模擬結果較為一致。

S4 試體 (磚牆高度 230 公分) :

S4 試體之遲滯迴圈與 NCREE、SERC B 與 FEMA 三種模擬方式所得之容量曲線圖一起繪製於圖 5-34 以供比較。從初始勁度的模擬結果可以得知 NCREE 與 FEMA 兩模擬方式所得之初始勁度與實驗所得之初始勁度較為接近，而 SERCB 的模擬結果則是稍微高估初始勁度。這是三種模擬方式皆預期磚牆不會發生破壞，因而有較高的初始勁度，這與實驗結果磚牆並未發生任何的破壞完全一致。至於在強度的模擬方面，三種模擬方式所得的結果皆明顯低於試驗的最大強度而與試驗的極限強度較為接近，但仍屬於低估。總體而言，三種模擬方式對於 S4 試體的模擬結果較為一致。

整體而言，三種模擬方式對於四座試體的模擬結果與實際試驗的結果都有著相當的差異，除了先前所述兩者之間本質上的差異之外，三種模擬方式對於填充磚牆破壞的模擬似乎與實際狀況有點誤差。另一方面，似乎 SERCB 對於四座試體的模擬結果每一座皆低於 NCREE 與 FEMA 模擬的結果。相對而言，對於發生短柱破壞的 S3 與 S4 試體 SERCB 與 NCREE

及 FEMA 具有較大的一致性，而對於發生撓曲破壞的 S1 與 S2 試體 SERCB 則明顯低於 NCREE 及 FEMA，這與塑鉸設定值較低可能有關。



圖 5-1 試體實驗配置圖
(資料來源：本研究製作)



圖 5-2 試體 S1 於小位移時僅有撓曲裂縫產生
(資料來源：本研究製作)

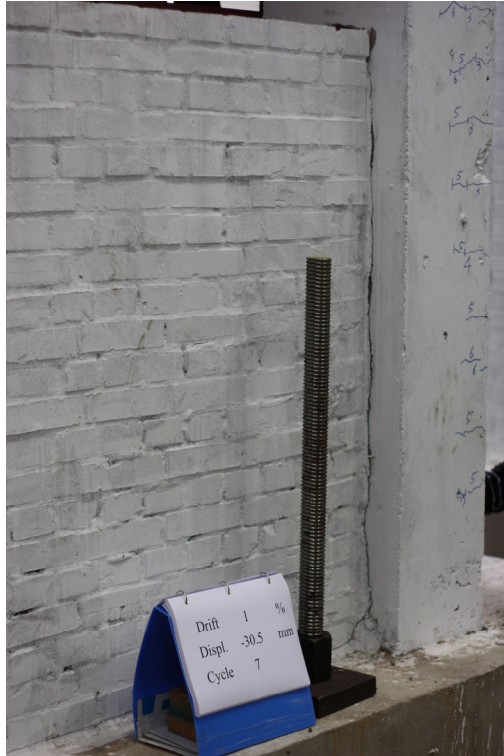


圖 5-3 試體 S1 於位移達 30.5mm 時磚牆與構架交界面生裂隙
(資料來源：本研究製作)



圖 5-4 試體 S1 於位移達 38.125mm 時柱之受力集中於牆頂高度附近
(資料來源：本研究製作)



圖 5-5 試體 S1 於位移達 45.75mm 時構架內側柱身開始生成拉力裂縫
(資料來源：本研究製作)



圖 5-6 試體 S1 於位移達 45.75mm 時柱頂塑鉸區裂縫開始發展
(資料來源：本研究製作)



圖 5-7 試體 S1 於位移達 76.25mm 時生斜向裂縫且為極限強度發生點
(資料來源：本研究製作)



圖 5-8 試體 S1 於位移達 91.5mm 時塑鉸區之混凝土崩壞
(資料來源：本研究製作)



圖 5-9 試體 S1 實驗結束後之破壞情形
(資料來源：本研究製作)

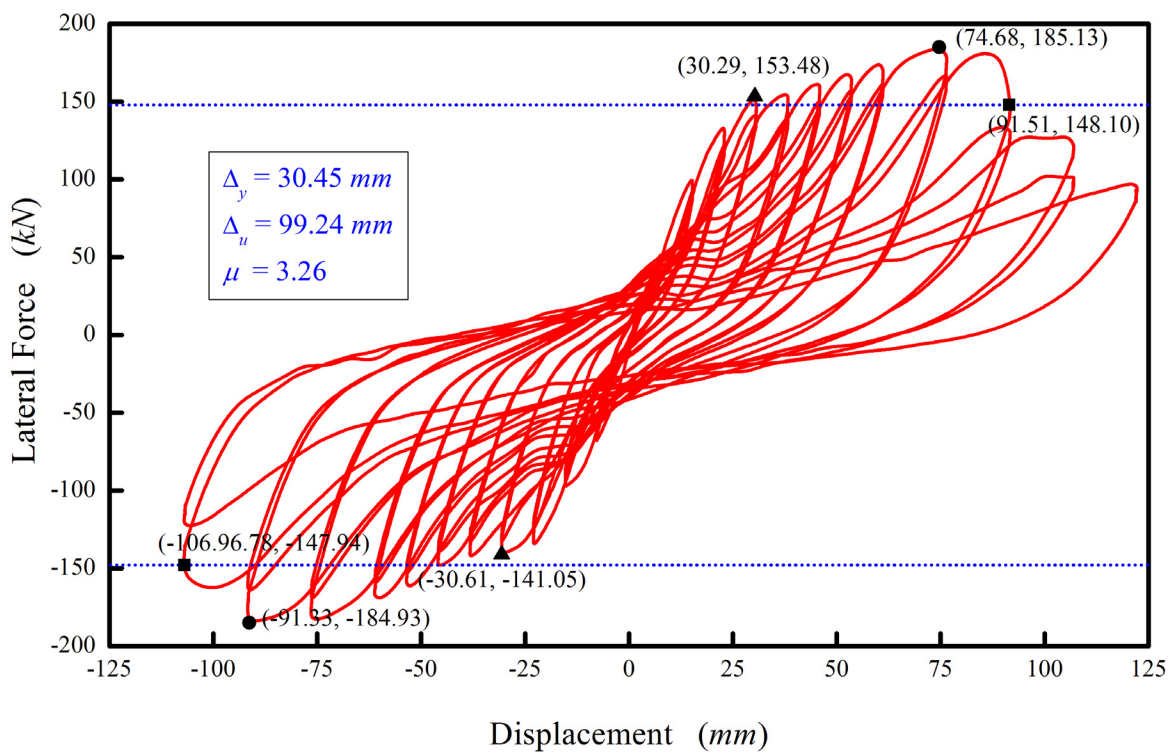


圖 5-10 試體 S1 之側向力-位移關係圖
(資料來源：本研究製作)



圖 5-11 試體 S2 於位移大於 30.5mm 時柱身有明顯的斜向裂縫開始產生
(資料來源：本研究製作)



圖 5-12 試體 S2 於位移大於 45.75mm 時磚牆裂隙快速發展
(資料來源：本研究製作)



圖 5-13 試體 S2 於位移達 76.25mm 時磚牆因受擠壓而明顯損壞
(資料來源：本研究製作)

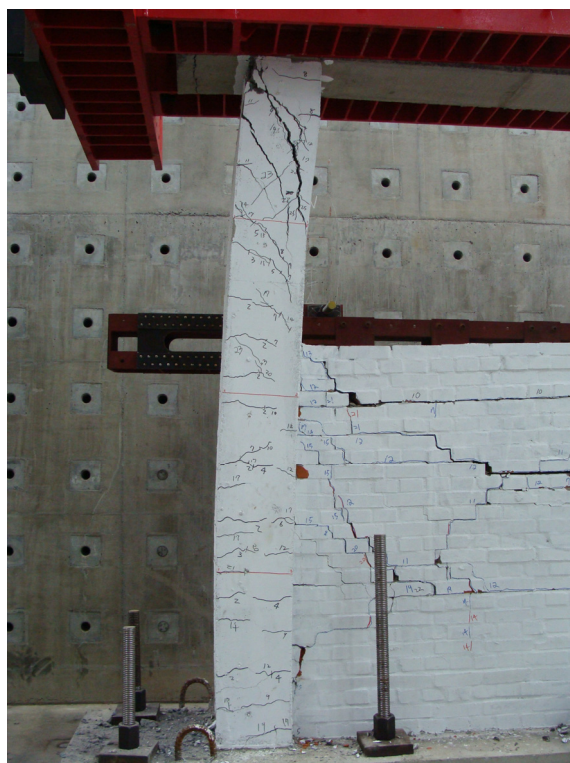


圖 5-14 試體 S2 於位移達 137.3mm 時剪力裂縫快速發展
(資料來源：本研究製作)

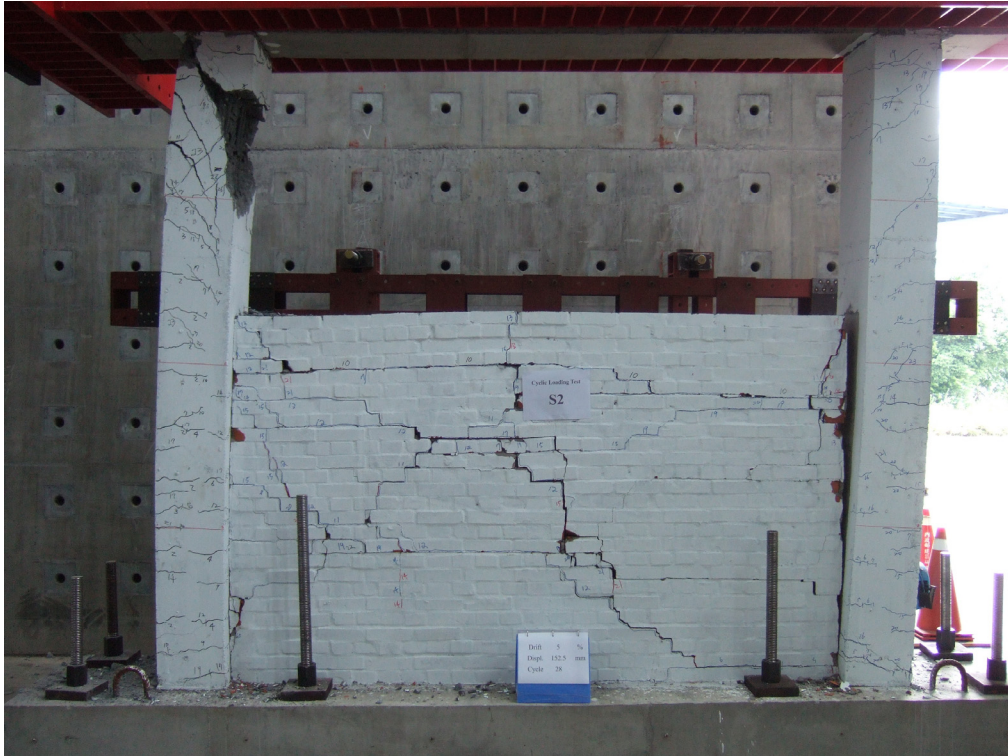


圖 5-15 試體 S2 之最終破壞情形

(資料來源：本研究製作)

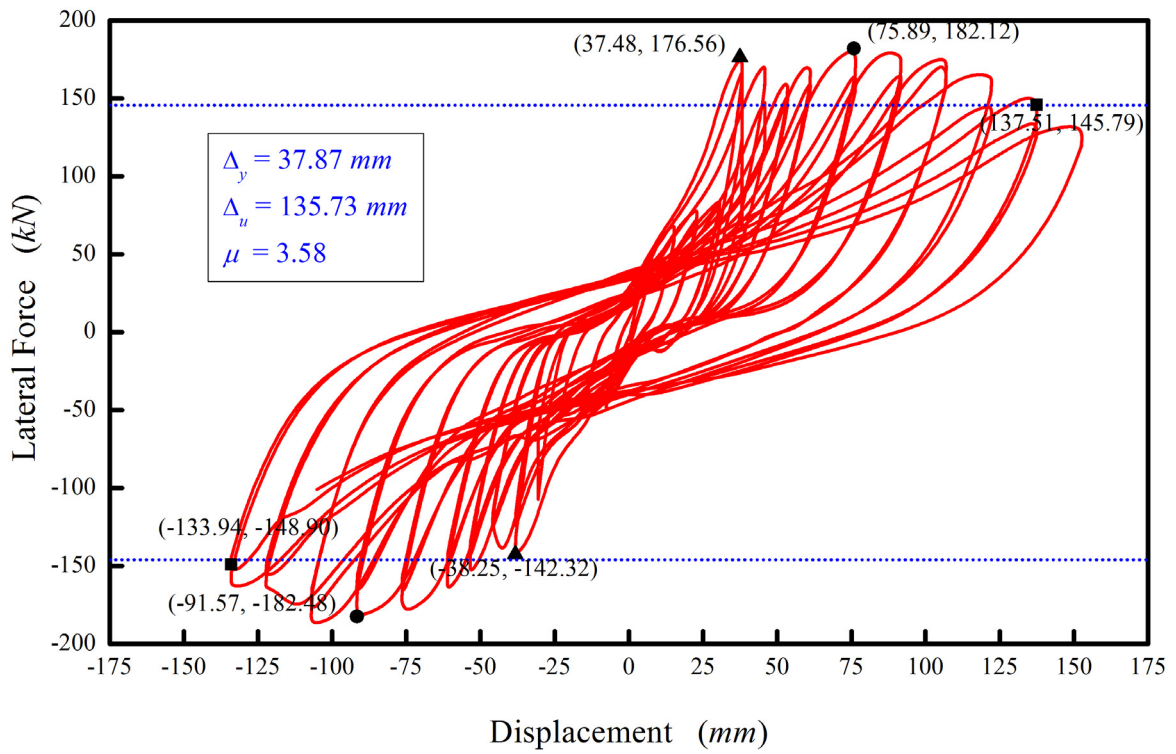


圖 5-16 試體 S2 之側向力-位移關係圖

(資料來源：本研究製作)

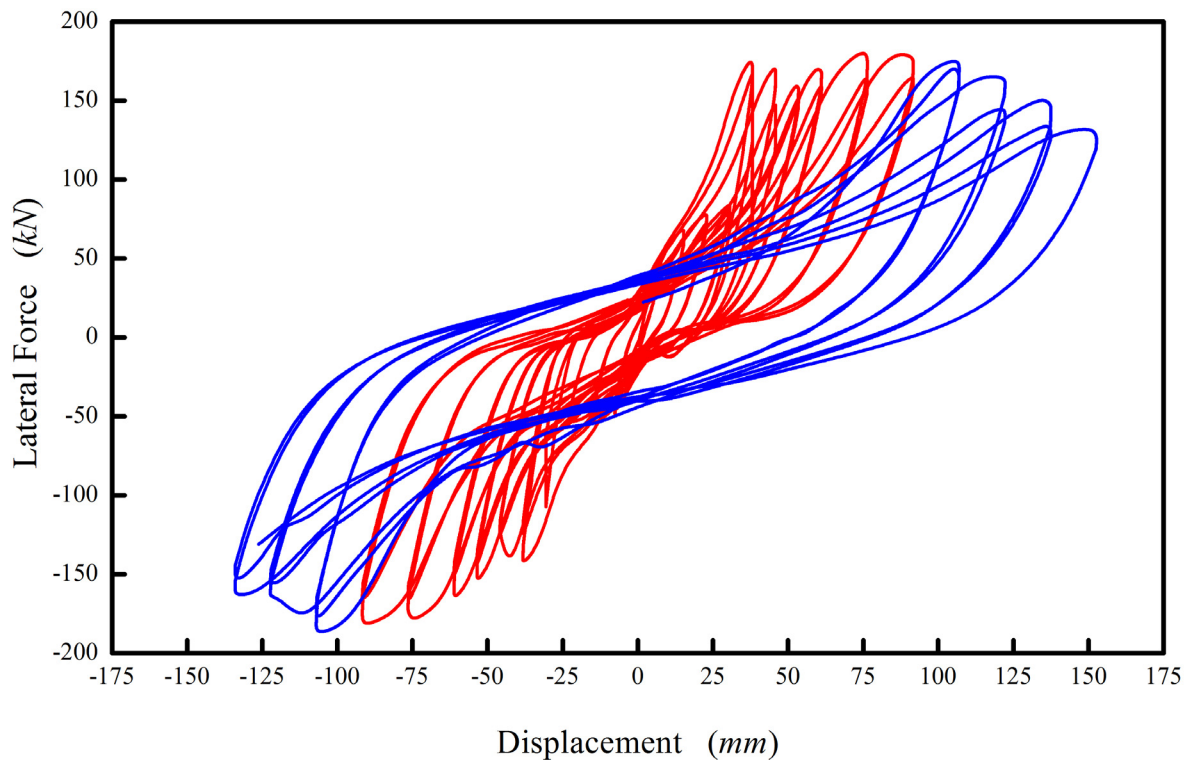


圖 5-17 試體 S2 之側向力-位移關係圖
(資料來源：本研究製作)



圖 5-18 試體 S3 於位移達 30.5mm 時於短柱處突然增現剪力裂縫
(資料來源：本研究製作)



圖 5-19 試體 S3 於位移達 38.125mm 時剪力裂縫變寬且強度勁度驟降
(資料來源：本研究製作)



圖 5-20 試體 S3 於位移達 61mm 時短柱處之核心混凝土嚴重損壞
(資料來源：本研究製作)



圖 5-21 試體 S3 於位移達 61mm 時短柱處之核心混凝土嚴重損壞
(資料來源：本研究製作)

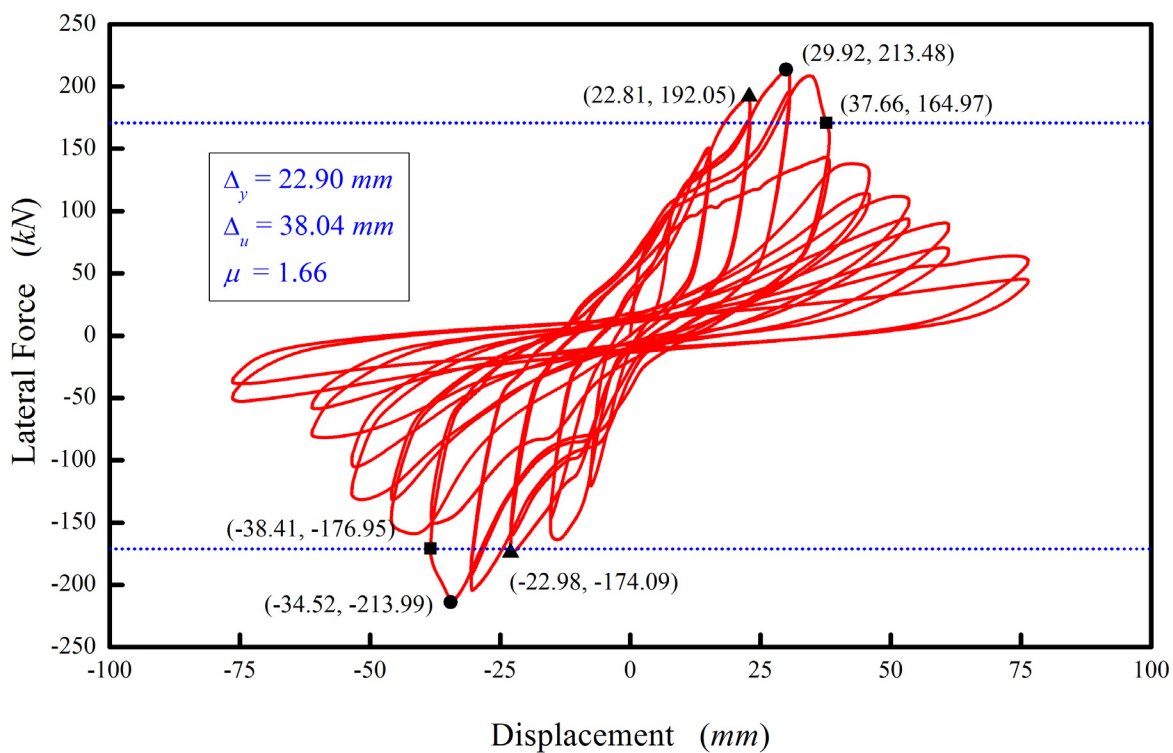


圖 5-22 試體 S3 之側向力-位移關係圖
(資料來源：本研究製作)

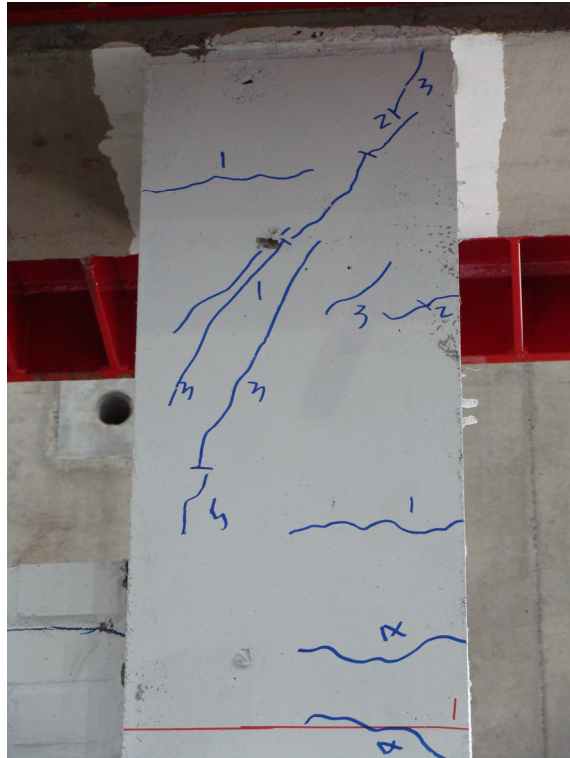


圖 5-23 試體 S4 於位移達 15.25mm 時短柱處已有明顯的斜向裂隙
(資料來源：本研究製作)

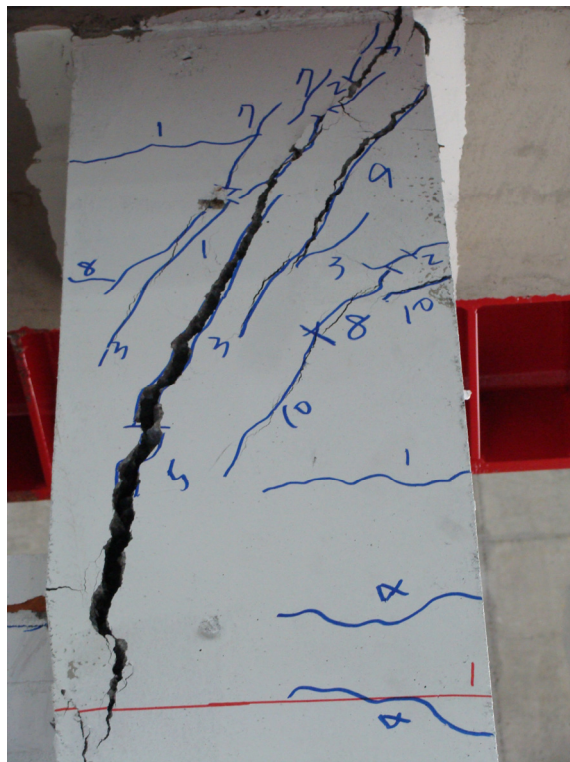


圖 5-24 試體 S4 於位移達 38.125mm 時剪力裂縫加大且勁度強度驟降
(資料來源：本研究製作)



圖 5-25 試體 S4 於位移達 45.75mm 時已產生嚴重的剪力破壞
(資料來源：本研究製作)



圖 5-26 試體 S4 於位移達 61mm 時混凝土碎裂崩落實驗中止
(資料來源：本研究製作)



圖 5-27 試體 S4 之最終破壞情形
(資料來源：本研究製作)

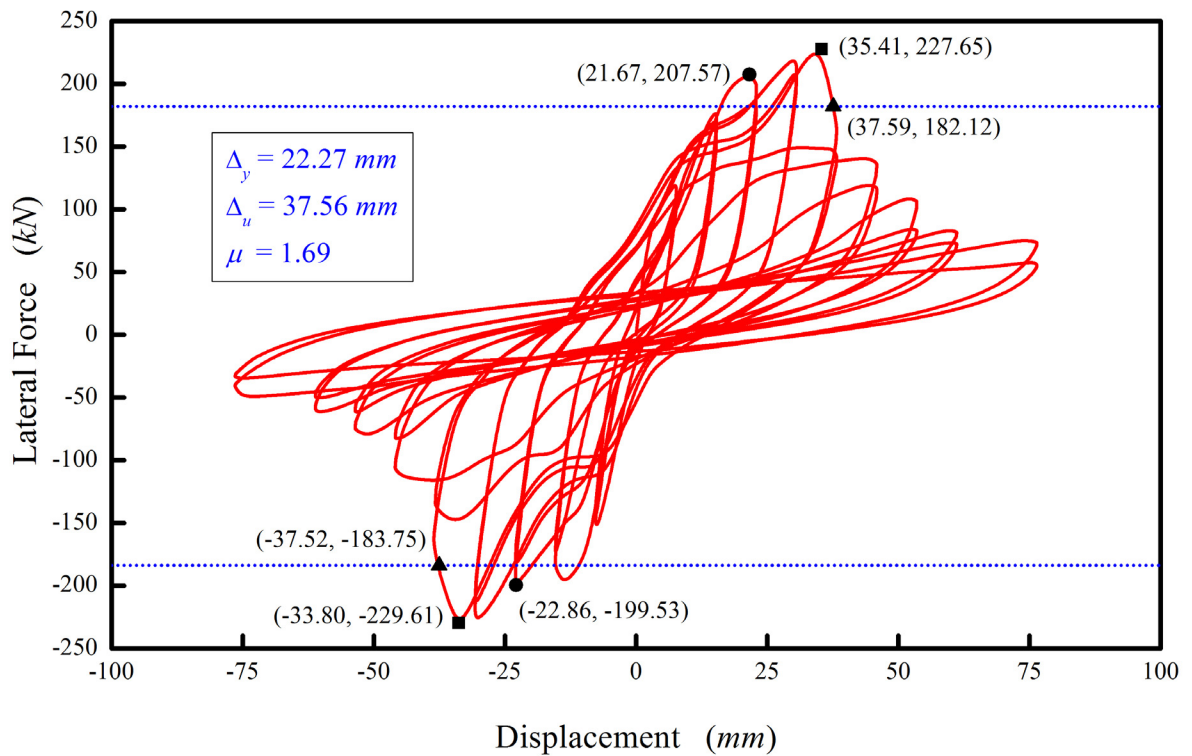


圖 5-28 試體 S4 之側向力-位移關係圖
(資料來源：本研究製作)

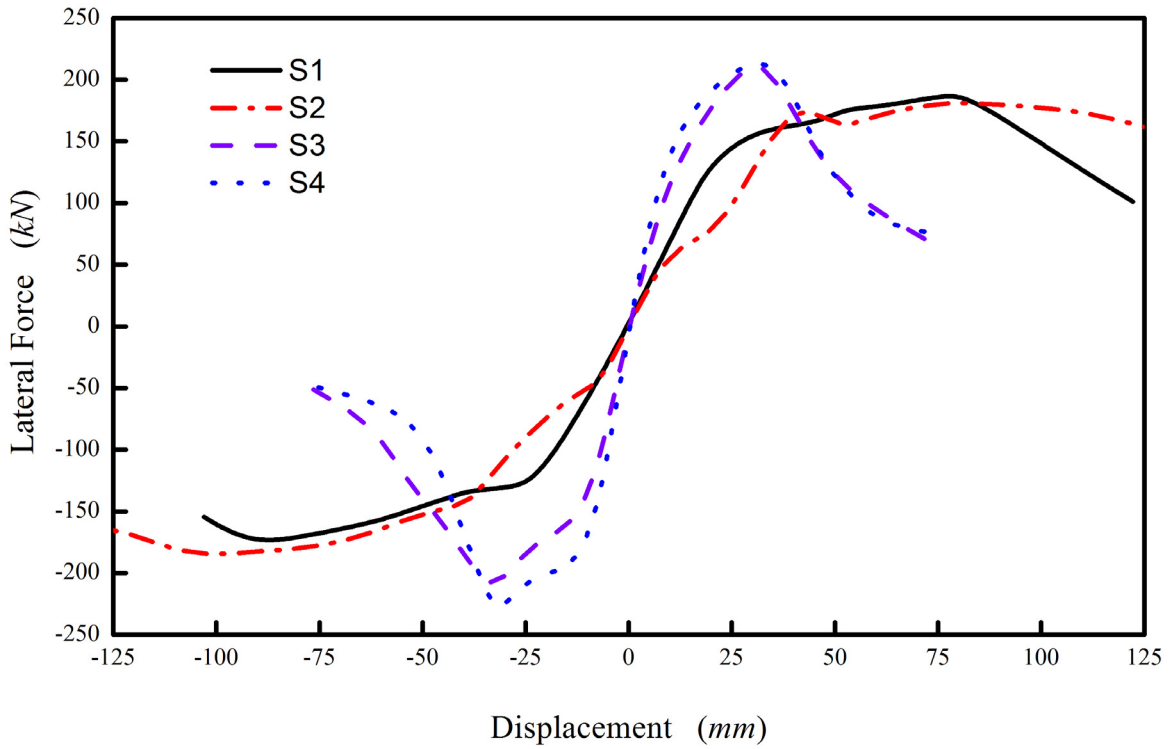


圖 5-29 四座試體之韌性容量關係圖
(資料來源：本研究製作)

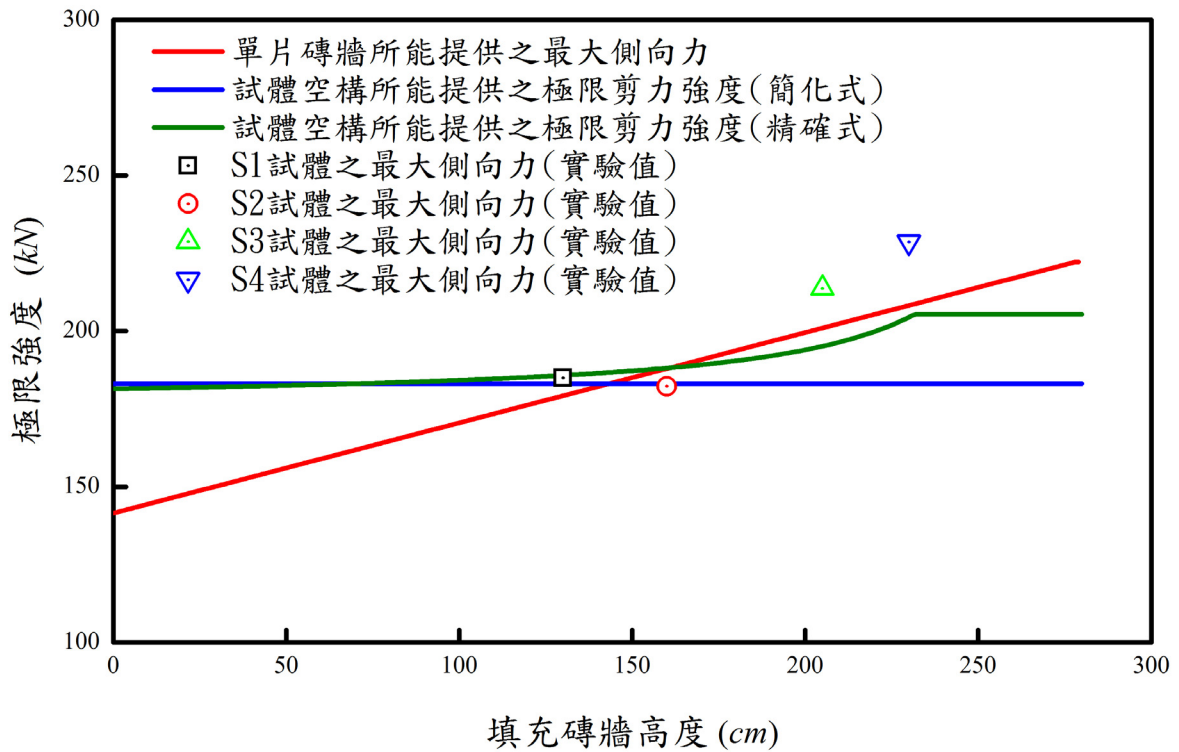


圖 5-30 填充磚牆高度與實驗及估算之極限強度關係圖
(資料來源：本研究製作)

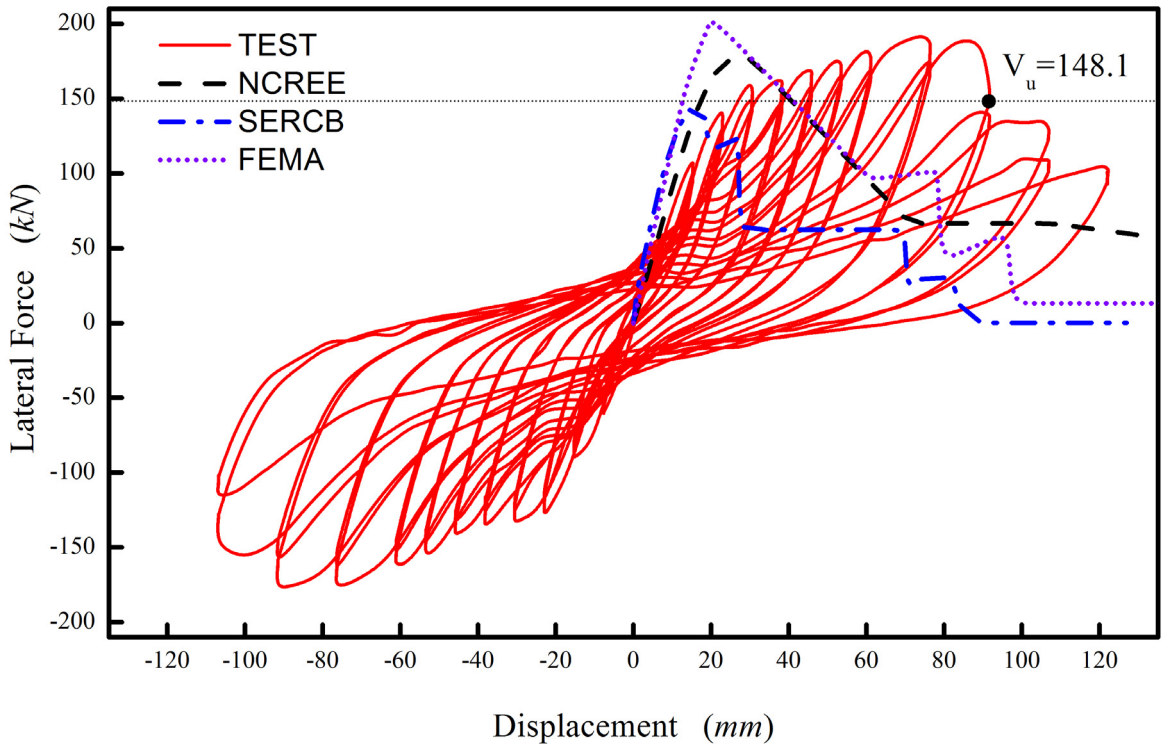


圖 5-31 試驗 S1 遲滯迴圈與分析模擬容量曲線比較圖
(資料來源：本研究製作)

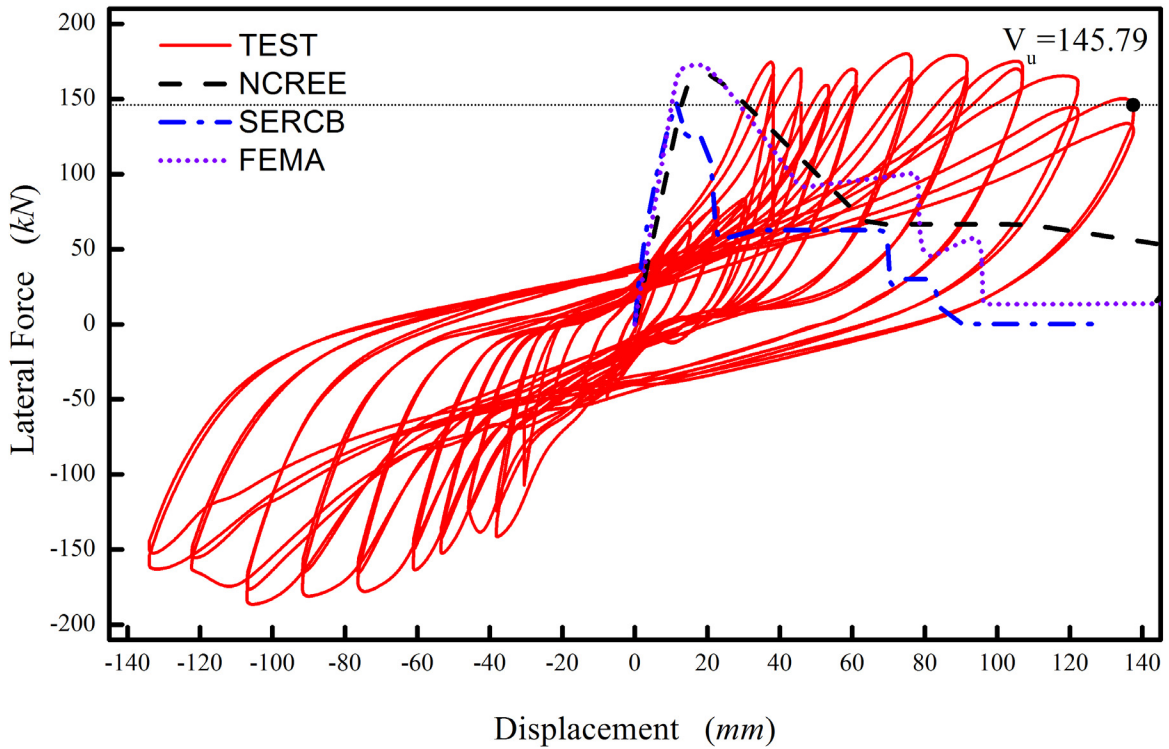


圖 5-32 試驗 S2 遲滯迴圈與分析模擬容量曲線比較圖
(資料來源：本研究製作)

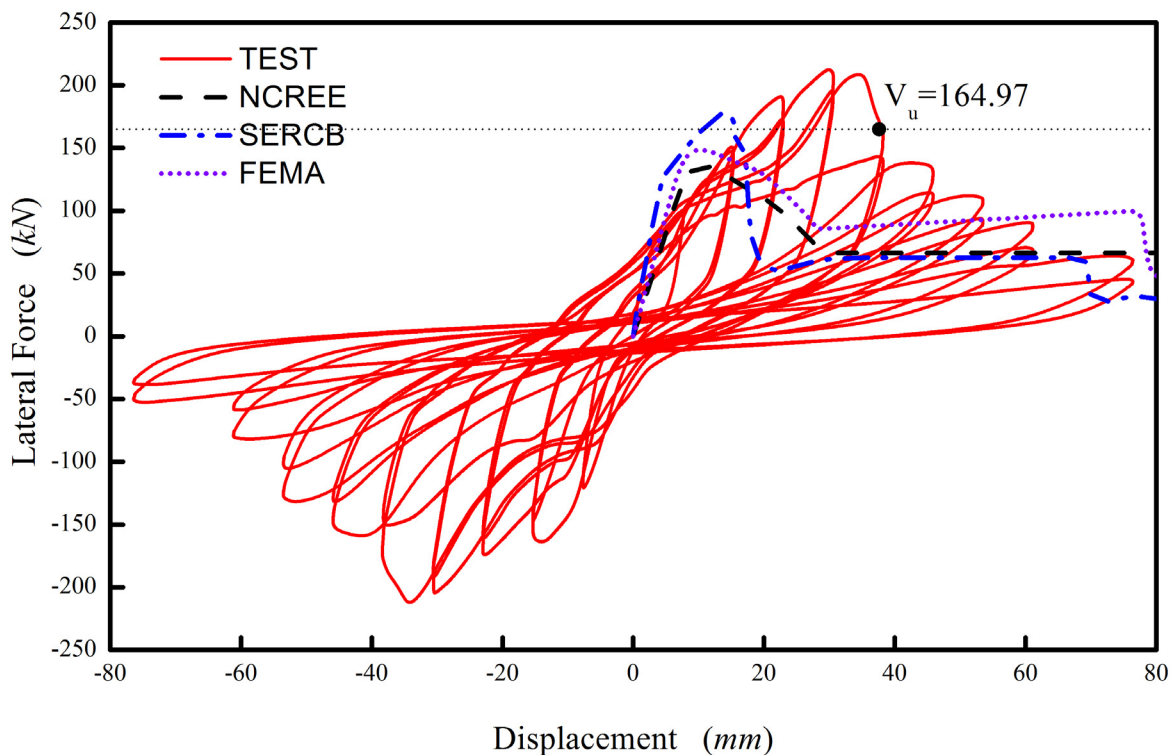


圖 5-33 試驗 S3 遲滯迴圈與分析模擬容量曲線比較圖

(資料來源：本研究製作)

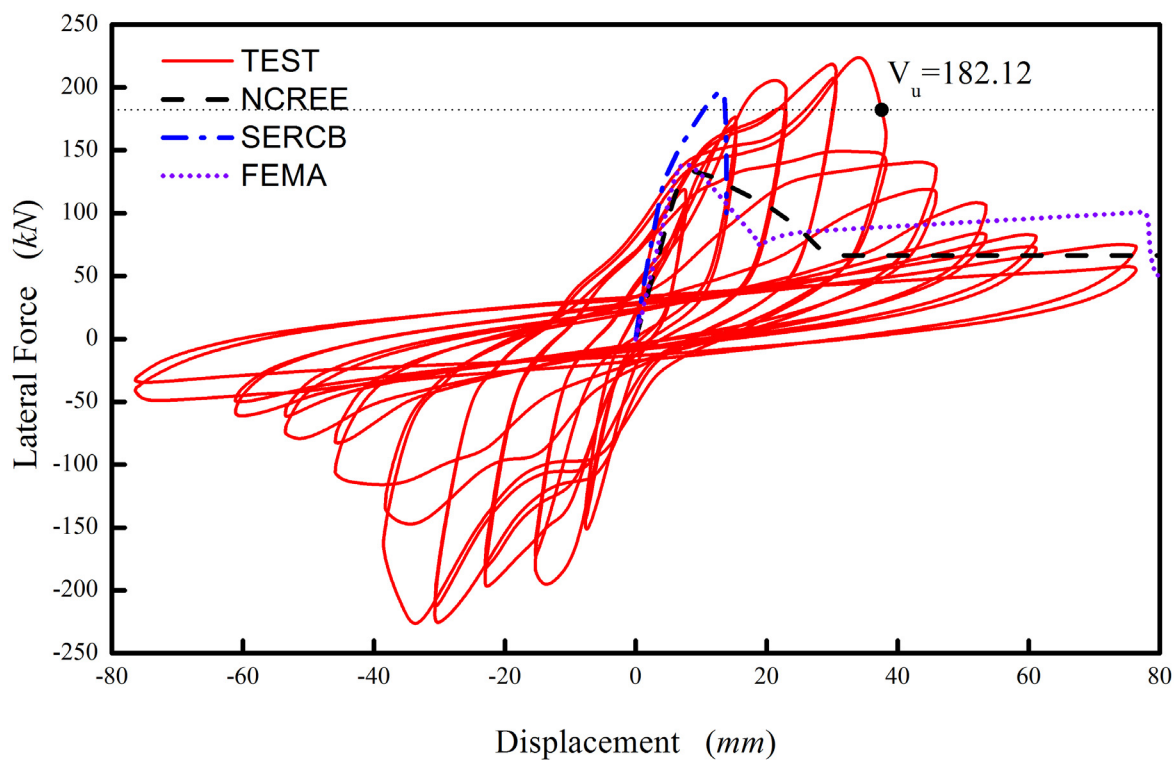


圖 5-34 試驗 S4 遲滯迴圈與分析模擬容量曲線比較圖

(資料來源：本研究製作)

表 5-1 試體之試驗結果

試體編號	S1	S2	S3	S4
最大水平側向力(kN)	185.03	182.3	213.74	228.63
極限剪力強度(kN)	148.02	147.35	170.96	182.94
極限位移 Δu (mm)	99.24	135.73	38.04	37.56
降伏位移 Δy (mm)	30.45	37.87	22.9	22.27
韌性比 $\mu_{\Delta} = \Delta u / \Delta y$	3.26	3.58	1.66	1.69

(資料來源：本研究製作)

第六章 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，試體的差異僅在填充磚牆高度不同，分別為 130 cm、160 cm、205 cm 與 230 cm，其厚度為 1B 磚牆並採英式砌法。本研究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極限強度預測來探討發生短柱破壞的臨界條件。除此之外，也可印證對於鋼筋混凝土構架填充不同高度磚牆之極限強度的預測，並觀察其遲滯消能的特性。另一方面，也利用 SERCB、NCREE 以及 FEMA 所開發的輔助程式配合 ETABS 商業程式針對本研究的實驗試體來進行非線性側推分析。分析結果顯示不同的輔助程式，其所得到的分析結果會有相當的差異性，一般而言，大都能提供相對保守的預測。以下將針對本研究的結果歸納出結論，並提出適當建議以供實際應用的參考。

第一節 結論

在完成一系列的反覆載重試驗以及使用輔助程式並配合 ETABS 完成側推分析之後，可以得到以下結論：

1. 當柱構件之淨高寬比大於或等於 4 時，亦即所謂的一般柱，經本試驗研究再次印證於此狀況下柱構件於受力後的破壞行為係屬於撓曲控制破壞，如本研究之 S1 與 S2 試體，其高寬比分別為 5 與 4，皆發生柱的撓曲破壞。至於當柱構件之淨高寬比遠小於 4 時，則很可能發生短柱破壞，如本研究之 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鋼筋混凝土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。若填充磚牆沒有發生破壞，構架邊柱的有效柱高將等於柱之原始淨高度減去填充磚牆高度，此時撓曲破壞之塑鉸很可能發生於有效柱高的兩端，亦即構架邊柱與頂梁交接處或靠近填充磚牆的頂層附近，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，若填充磚牆發生破壞，構架邊柱的有效柱高將等於柱之原始淨高度，此時撓曲破壞之塑鉸很可能發生於有效柱高的兩端，亦即構架邊柱與頂梁交接處或柱底靠近基礎附近，但因柱底靠近基礎附近之塑鉸發展可能受破壞磚牆的存在限制而較不易形成，而發生於構架邊柱與頂梁交接處，如 S2 試體即發生於此。此一差異也造成 S1 與 S2 試體之遲滯迴圈圖在 S2 試體之填充磚牆破壞後發生明顯的差異。

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單片磚牆的極限剪力強度以及邊柱的極限剪力強度來預估磚牆先破壞或是短柱先破壞，進而確認短柱破壞的發生與否。
4. 整體而言，三種模擬方式對於四座試體的模擬結果與實際試驗的結果都有著相當的差異，除了兩者之間本質上的差異之外，三種模擬方式對於填充磚牆破壞的模擬似乎與實際狀況有點誤差。其中 SERCB 對於 S1 與 S2 試體的模擬結果明顯低於 NCREE 與 FEMA 的模擬結果，而對於發生短柱破壞的 S3 與 S4 試體則又明顯高於 NCREE 與 FEMA 模擬的結果。
5. 對於一般中小學校舍而言，因高窗的設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單片磚牆的極限剪力強度以及邊柱的極限剪力強度即可輕易的判別是否有潛在發生短柱破壞的危險，可以儘快進行補強以避免短柱破壞的發生而危及整個建築物。

第二節 建議

建議一

繼續及擴大推動既有鋼筋混凝土建築物耐震補強試驗研究：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部建築研究所

國內現有中小學老舊校舍與老舊既有建物之高窗短柱情形非常普遍，因此本試驗研究就針對短柱淨高與柱寬比值進行探討，且由單一化變數之實尺寸試體進行實驗，以探究填充磚牆構架之短柱機制特性。本研究已提出判斷短柱破壞之臨界條件的估算方法，除了可以用來評估既有建築物是否發生短柱破壞之外，也可用來評估補強後是否已完全消除短柱破壞的可能性，唯需進一步的實驗驗證，因此進一步對於高窗短柱的補強研究實屬迫切需要。

建議二

將本研究結果提供參與校舍補強技師設計參考：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

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

由於教育部現正辦理既有中小學校舍建築物之耐震補強，於老舊校舍中短柱情形係非常普遍存在的問題，因此本研究結果非常值得技師作為設計補強施工時的參考。尤其是所提出預測磚牆先破壞或是短柱先破壞的評估方法，對於使用 ETABS 配合 NCREE、SERC B 或 FEMA 進行非線性側推分析時，對於塑鉸的設定可提供非常重要的參考。因為磚牆先破壞或是短柱先破壞對於構架邊柱之塑鉸的設定會有明顯的不同，進而可能大幅度影響分

析的結果。

建議三

推動既有鋼筋混凝土建築物評估、耐震補強施工的相關準則：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部建築研究所

台灣地區現有相當多的老舊鋼筋混凝土建築物，或因震損、或因使用不良，或因使用舊規範設計，因而使其耐震能力不足而必須進行耐震補強。但現今並沒有既有鋼筋混凝土建築物評估、耐震補強施工的相關規範可供依循，實有必要推動相關規範的研擬。本計畫使用三個不同輔助程式 (NCREE、SERC、FEMA) 並配合 ETABS 來分析相關試體，雖初步能證實其適用性，但仍需更多的模擬分析來確認不同輔助程式的適用範圍，以提供實際分析的選擇之用。

附錄一 學者專家諮詢會議紀錄

學者專家諮詢會議

本研究之實驗試體規畫設計完成後，即於四月中旬舉辦學者專家座談諮詢，其邀請到的學者專家乃於產官學界，皆有相當充足的學術經歷或工程實務，期許在本研究的內容與方向上，共同集思廣益給予更多建議與指正。特別值得一提的是，雖然國內現行的國中小學老舊校舍耐震補強研究已執行近十年，但在會議討論當中，學者先進們仍提出許多能改善及發展的項目。尤其是在進行國中小學老舊校舍審查時，時常遇到問題與癥結。例如：業界技師在進行補強設計時容易誤導形成的缺失或錯誤觀念、承包廠商於補強時常忽略掉的施作手續；這些問題點將直接或間接影響校舍補強的成效，其尚未進行或正在進行中的補強案件應當亡羊補牢，儘速提出可行可靠的改善方案。本章節亦盡可能地完整呈現會議討論內容與建議。

會議記錄

100 年度研究計畫「既有 RC 建築物修復補強工法之性能試驗研究(2)」學者專家諮詢會議紀錄

- 一、 時間：100 年 4 月 14 日（星期四）中午 12 時
- 二、 地點：國立臺北科技大學（台北市大安區忠孝東路三段 1 號）
土木館二樓 會議室
- 三、 主持人：張教授順益 記錄：陳亭偉
- 四、 出席人員：（詳如簽到單）
- 五、 主席致詞：（略）
- 六、 執行單位簡報：（略）
- 七、 綜合討論：（依發言順序）

台灣大學土木系 黃世建 教授

1. 本研究的目的，是為了解磚牆與構架間的互動。試體中間增設的中間柱，將會使磚牆實驗反應失真，當審慎考慮。
2. 試體側撐必須要使用，先前在國家地震中心的磚牆實驗，若無使用側撐結果皆不理想。試體單邊側撐即可，維持一個平面。
3. 本試體設計欲同時看出短柱及磚翼牆行為，雖然試體有中間柱隔開，但實驗結果很可能兩者行為併疊無法分離，應在考量。
4. 建議將右側的磚翼牆拿掉，僅調整磚牆高度，看短柱效應為主。
5. 磚牆在模擬時，是以壓桿模式進行設定。參考 ACI 相關規定，壓拉桿模式的高寬比(柱高/柱寬)以 2 為分界，本研究是採深梁的高寬比等於 4，應做確認是否適用。
6. 柱頂施力於梁上時是採用何種構件型式？構件的勁度若不足，可能會使實驗結果的遲滯迴圈兩側不對稱，應予以考量此因素。
7. 針對求取短柱效應的發生機制實驗，於國家地震工程研究中心尚未有相同的實際實驗案例，值得進行實驗探討。

台灣大學土木系 邱昌平 教授

1. 磚牆實驗結束後，若試體僅受到輕度損壞，可於磚牆上方填充 RC 翼牆補強，此為新的設計做法；新舊交介面上，既有部分應先切割再植筋，爾後澆置混凝土，混凝土強度不得高於紅磚強度太多。
2. 同第 1 點，此處填充 RC 翼牆補強，既有的梁柱介面植筋，是採單排或雙排？與紅磚的交界面，如何植筋或如何提高介面的強度？

3. 試體的設計安排會使磚牆受力失真，建議不要做中間柱。因為實驗進行時，左右兩柱的破壞時間必定不相同，因此若欲同時看出兩現象，在實驗數據整理時，很有可能會遇到無法辨識數據的困難，故不建議同時探討短柱效應與磚翼牆行為。
4. 一般結構物在進行分析模擬時，會將基礎設定為固定端，無轉角發生；然而實際狀況並非如此，經費許可的話，建議增設一地梁讓彎矩應力向下傳遞，反應實際行為。
5. 從 ACI 規定可以看出，高寬比為控制短柱機制發生的要素，而調整高寬的比值可由改變柱高或柱寬得到；因此本研究亦可針對柱斷面性質的改變，配置不同的混凝土抗壓強度、箍筋間距及斷面尺寸作更多探討。
6. 砂漿強度的控制應更加注意，強度過高或過低都會直接影響磚牆的破壞機制。磚牆砌築方式不同，結果亦不同；不論是加強磚造或直接後砌磚牆，於砌磚完成後應在做表面粉刷處理，較符合實際狀況。

中興工程顧問公司 王亭復 協理

1. 此試體設計可透過電腦程式預先估算柱高與柱寬的大概值做為參考；因為受限於金費、試體的數量不足，故欲求出高寬比，設計試體尺寸應更加精確。
2. 柱斷面配筋應符合民 63 年建技規範修訂，配置繫筋。
3. 試體梁應反應現況，不需要做的太大。

中華民國結構工程技師公會 陳正平 理事

1. 磚翼牆砌築時牆頂必會有縫隙，施工的因應方式，會直接影響其

剪力強度，設計施工當留意；或預留一塊磚的空間，以混凝土直接灌滿處理亦可。

2. 直接以地梁固定之方式接近實際行為，不必再加基礎層，否則太複雜，不易執行。
3. 極短柱應會有深梁剪力行為，即剪力強度會高於梁式剪力強度。極短柱應為 2 倍柱深。

國家地震工程研究中心 蕭輔沛 博士

1. 試體設計若不對稱，數據將判讀困難；建議將磚翼牆部分拿掉。
2. 現今磚牆模擬分析，鮮少使用有限元素軟體，是由於參數的給定與實際參數間變動太大，其非線性模擬結果差異甚大，故不被採用。NCREE 則以軟化桁架模型模擬。

八、 會議結論：

1. 本研究主要目的，是為了了解磚牆與構架之間的互動情形；經過學者專家與研究團隊溝通討論後，決定修改試體設計，除去中間柱及磚翼牆部分，區隔短柱效應及磚翼牆行為兩者，降低所有可能影響的因素，以利求得短柱機制發生的高寬比。若能明確訂定出柱高與柱寬的比值，對於現今老舊校舍或老舊公寓建築的補強，就具有更明確的依據來進行設計改修，以確保能達成耐震補強的真實效益。
2. 試體設計中的梁、柱及基礎，皆以原始的設計圖說執行即可；在進行反覆載重實驗時，油壓制動器須透過施力構件傳遞力量至試體的梁上，此鋼梁夾具構件亦經 國家地震工程研究中心建物組

組長兼 台灣大學土木系教授 黃世建老師同意，於實驗時得向國震中心外借使用，以提升實驗品質。

3. 在完成填充不同高度磚牆試體實驗後，若試體損壞情形尚可修復且經費許可之下，則於磚牆上進行增設 RC 翼牆修復補強；增設翼牆於梁、柱交界面上採單排植筋，使用中拉強度#3~#4 鋼筋，混凝土抗壓強度則控制在 $140\sim 210 \text{ kgf/cm}^2$ ，不得大於紅磚抗壓強度 150 kgf/cm^2 太多；且翼牆牆頂於灌注混凝土時應特別注意，牆體必須打滿混凝土，試體受力後力量才能順利地向下傳遞。
4. 本研究的四座試體，經過模型再次簡化及統一參變數後，實驗數據結果將更具辨識性及可靠性；搭配現行最常被用來進行耐震補強模擬分析的 SERCB、NCREE 及 FEMA 程式，相互比對出三個程式的高寬比預估值，並以四筆實驗數據擬合出的關係曲線相互比對，期望能對短柱效應機制發生時的高寬比訂定出一個規則，作為土木工程師在進行安排設計時之參考。

既有 RC 建築物修復補強工法之性能試驗研究(2)

國立臺北科技大學			
100 年度「既有 RC 建築物修復補強工法之性能試驗研究(2)」研究計畫，學者專家諮詢會議簽到簿			
時間：100 年 4 月 14 日（星期四）中午 12 時			
地點：國立臺北科技大學（台北市大安區忠孝東路三段 1 號）			
主席：計畫主持人 <u>張順益</u> 紀錄： <u>陳亭偉</u>			
出席人員	簽到處	代理人	
		職稱	簽到處
專家諮詢委員			
邱教授昌平	<u>邱昌平</u>		
黃教授世建	<u>黃世建</u>		
王技師亭復	<u>王亭復</u>		
陳技師正平	<u>陳正平</u>		
蕭博士輔沛	<u>蕭輔沛</u>		
執行單位			
宋教授裕祺	<u>宋裕祺</u>		
廖教授文義	<u>廖文義</u>		
尹教授世詢	<u>尹世詢</u>		

國立臺北科技大學			
100 年度「既有 RC 建築物修復補強工法之性能試驗研究(2)」研究計畫，學者專家諮詢會議簽到簿			
時間：100 年 4 月 14 日（星期四）中午 12 時			
地點：國立臺北科技大學（台北市大安區忠孝東路三段 1 號）			
主席：計畫主持人 <u>張順益</u> 紀錄： <u>陳亭偉</u>			
出席人員	簽到處	代理人	
		職稱	簽到處
研究生			
碩士生	<u>康博均</u>		
碩士生	<u>蔡麗芸</u>		
博士生	<u>許衍偉</u>		
碩士生	<u>陳崇浩</u>		
碩士生	<u>陳志洋</u>		
碩士生	<u>游雅喬</u>		
博士生	<u>陳亭偉</u>		

會議簽到單

(資料來源：本研究製作)

附錄二 期中審查會議意見與答覆

既有 RC 建築物修復補強工法之性能試驗研究(2)

期中審查會議意見與答覆

(依發言順序排列)

中華民國全國建築師公會（江建築師星仁、莊建築師金生）：

1. 建議本案所使用之試體構架，採用實務上常用 3m 淨高及二層以上的層高。

答覆：

謝謝委員意見，本研究於試體設計時有考慮到模擬樓層淨高 3m 或 3.2m 之實際情形，然而受限於試體之基礎及頂梁必須要有足夠的強度，避免於試驗過程中損壞，因此樓層淨高度選用 2.8m。實驗試體若規劃為二層或二層以上，其規模、耗費經費及實驗設備能力等等皆是一大問題，將來之研究計畫案若有餘裕之能力，可考慮安排納入實驗規劃以模擬實際構架之情形。

2. 耐震補強工法中有使用切開牆壁的方式以避免短柱破壞現象，切開的程度如何，請於本計畫中提供建議。

答覆：

謝謝委員意見，切開牆壁與構架之交界面的方式與高度，現在業界作法繁多無一制式規定，其切開的高度該如何去訂定，本研究完成之後，應可提出適當的參考建議。

3. 地下室開高窗與上層部分開高窗，在補強上有何差異性，請提供相關補強方式。

答覆：

謝謝委員意見，地下室開高窗的補強與建物地面層以上的補強必然不同，建物地下室的周圍外側受土體束制，當受到外力侵

襲時，其反應出來的行為與上方樓層必然不同。關於地下室開高窗在補強前必須先確認耐震詳細評估的正確性，其準確的數學模型有待進一步的研究，其具體的補強建議則需有更多的研究探討。

曾技師慶祥：

1. 第 32 頁有關構架試體混凝土抗壓強度刻意用 140 kgf/cm^2 ，係為反應現有校舍調查結果的平均值，但對於不同混凝土抗壓強度的構架，該試驗成果如何修正引用？

答覆：

謝謝委員意見，本研究除了進行試體規劃實驗外，也分別透過 NCREE、FEMA 及 SERCB 三個模擬分析程式來進行強度概估，並與試驗結果做一比對；期望試驗結果能對於程式的塑鉸設定提出建議改進，使得模擬分析結果的可靠性更加提升；進而對於不同混凝土抗壓強度的構架，即透過程式模擬結果作為依據。

2. 第 33 頁構架試體梁設計尺寸為 $50\text{cm}\times 40\text{cm}$ ，但實際製作為 $50\text{cm}\times 34\text{cm}$ ，並不一致，對實驗結果是否有影響。

答覆：

謝謝委員意見，試體梁規劃設計之尺寸為 $50\text{cm}\times 40\text{cm}$ ，實際製作時受限於剛梁夾具，僅能採 $50\text{cm}\times 34\text{cm}$ 的斷面；然而本實驗的夾具規劃是採用兩支剛梁及預力螺桿將試體頂梁夾緊，視為剛性梁以模擬勁度極大的樓版；且本試體梁斷面縮減，乃僅扣除斷面兩側混凝土保護層各 3 公分，鋼筋配置皆無更動，對實驗的影響不大。由於剛梁夾具係和國家地震工程研究中心借用，若洽談順利於本研究試體製作時，可保留原先設計之尺寸 $50\text{cm}\times 40\text{cm}$ ，

亦更能夠模擬真實之情況。

王技師亭復：

1. 建築技術規則自 63 年 2 月公佈後，柱箍筋的配筋即有嚴格規定，因此本試驗試體的配筋建議仍應按 ACI-318-63 時之規定，但於 FEMA、NCREE 之側推模擬是否已反應此束制箍筋的因素。

答覆：

謝謝委員意見，本試體柱箍筋配置與 ACI-318-63 之規定雖有所出入，但本研究之柱箍筋配置，乃依據透過鋼筋探測器於老舊校舍建物調查之實際狀況下最常見之情形，每 25cm 一箍乃最具代表性的一例。而期中報告書第四章中顯示，使用 FEMA、NCREE 模擬本研究中的非韌性空構架，其韌性 >4 應為不合理的情形；然而，我們對韌性的定義受降伏點之位移量的影響非常大，因此本團隊也在其他計畫中對此進行研究，希望能透過計算能量消散的方式，對降伏點的發生位置提出具體的建議。

2. 本試體構件組成相當簡單，是否可以磚牆及水泥砂漿採用有限元素，而梁柱採用梁元素，破壞之水泥砂漿縫及磚柱縫用 contact 元素進行分析。其中磚牆及水泥砂漿之抗壓、拉拔強度，可依 CNS 最低標準規定。

答覆：

謝謝委員意見，本團隊已收集得試體構架、紅磚、水泥砂漿等材料參數，並挑選合適的有限元分析程式，嘗試進行建模與分析受力後之行為。

3. 本報告尚未提及補強工法，宜予補述，並於試驗完成後選用補強工法再次重新分析。

答覆：

謝謝委員意見，資料會於期末報告書中一併呈現。

邱顧問昌平：

1. 本研究為第二年之研究，主要目的在以試驗方法及理論分析方法探討 RC 構架含開孔磚牆在反覆載重下之結構行為。

答覆：

謝謝委員意見。

2. 試體尺寸及配筋之規劃以及試驗裝置等皆甚合宜。理論分析採 FEMA、NCREE 及 SERCB 等，其結果將與試驗結果比較，可能得以研判何者較為適用於含牆 RC 構架之分析用。

答覆：

謝謝委員意見，採用 FEMA、NCREE 及 SERCB 三個程式進行不同結構形式的模擬分析時，其結果的可靠性常為 case by case；因此本團隊已開始逐步進行各種結構形式與三個模擬方式間的比較分析，待累積更多資料後期望能發表更具體之成果。

3. 文字有一些須修正，圖 3-9 括號內之文字亦須加以補充。

答覆：

謝謝委員意見，報告書中有誤植部分會儘速更正補齊。

4. 磚牆尺寸、砌磚法、以及柱與基礎間連接鐵件之有無等，請稍加說明。

答覆：

謝謝委員意見，對於填充磚牆部分的施工細節將詳加描述。

附錄三 期末審查會議意見與答覆

既有 RC 建築物修復補強工法之性能試驗研究(2)

期末審查會議意見與答覆

(依發言順序排列)

曾技師慶祥：

1. 相對於補強工法，對現有 RC 建物，亦可思考如何弱化磚牆，以避免短柱效應。

答覆：

消除短柱破壞問題，磚牆弱化的概念的確可行。一般實務上所採用的切割隔離縫應可屬於磚牆弱化的一環。本年度的報告中已清楚提出磚牆弱化的概念，其可能的施工方法也會加以說明及探討。

陳教授誠直：

1. 本研究之實驗規劃如試體設計、試體製作與試驗進行，皆能反應研究目的。

答覆：

本研究之試體設計採實際尺寸，混凝土強度與鋼筋配置皆比照一般的老舊校舍的實際情形，以確實反映現有中小學老舊校舍為主要目的。本研究受限於經費、設備、人物力等因素，僅以製作單層單跨的構架來進行模擬研究，而非製作多樓層多跨的試體來更真實的模擬實際的邊界條件。

2. S1 試體高寬比為 5，S2 試體高寬比為 4，短柱破壞一為集中於下端，一為集中於上端，是否有特別含意。

答覆：

S1 與 S2 試體之柱的高寬比皆大於 4，屬於一般柱，應為撓曲破壞控制，因此預期其發生破壞時，將於有效柱高之兩端點附近產生塑鉸。其中可以發現 S1 試體於磚牆頂與柱交界處附近形成塑鉸，這是因為磚牆並未損壞而在此形成塑鉸。至於 S2 試體則不同於 S1 試體在磚牆頂與柱交界處附近形成塑鉸，而是在柱頂附近形成塑鉸，這是因為 S2 試體之磚牆嚴重損壞而使得原本填充磚牆構架回復到類似空構架，因而於柱頂附近產生塑鉸。

陳技師正平：

1. 實務上，施工者都會將柱箍筋縮減，且柱頂無彎鉤，研究成果與實物相較，可能高估，因此應用上建議考量此因素。

答覆：

本研究僅針對一層樓單跨度構架試體進行試驗，因此試體設計時並沒有考慮到實務上施工會將柱箍筋縮減且柱頂無彎鉤的狀況，經由委員的提出本報告讀者將能得知此建議。

2. 短柱是否會發生剪力破壞與其數量佔全柱數量之比例有關，若比例高，較不易產生剪力破壞現象。

答覆：

此一問題依據本計畫的研究成果並無法預測此一結論，尚需進一步的研究與探討。

陳教授正誠：

1. 期末報告圖 5-30 實驗及估算之極限強度關係圖中，實驗試體未必

是柱及牆同時破壞，但強度估算時是採用強度疊加法，實驗與估算兩者情況不同，應說明清楚。

答覆：

期末報告圖 5-30 中的實驗值為反覆載重試驗下各試體所能抵抗的最大側向力值，而強度估算的部分則為分別計算單片磚牆所能提供的最大側向力與柱斷面所能提供之極限剪力強度，強度估算時並未使用到強度疊加法。此比較圖的用意為，在不同磚牆高度情形下，單片磚牆所能提供的最大側向力與柱斷面剪力強度間的比較。當磚牆的最大側向力小於柱斷面剪力強度時，磚牆將會引起損壞；反之，柱斷面將先行發生剪力破壞，磚牆無受損。

2. 本研究之試體為柱單邊有牆，而實際結構除了單邊有牆外，還有雙邊有牆的情況。本研究結果是否延伸到雙邊有牆的情況，宜說明清楚。

答覆：

本研究之試體為柱單邊有牆，與雙邊有牆情況之邊界條件有所不同，已於第三章第一節試體設計中特別說明。

3. 短柱破壞與磚牆破壞先後順序之預測，宜以 4 座試體之試驗結果印證之。

答覆：

短柱破壞與磚牆破壞先後順序之預測，已於圖 5-30 中加入四座試體之實驗結果進行印證。由圖中的紅色線與綠色線比較，估算得 S3、S4 試體之單片磚牆最大側向力大於柱斷面之極限剪力強度，試驗最終的破壞情形也印證了磚牆並未受損，且於短柱的中央附近發生剪力破壞。而 S2 試體之磚牆高度為 160 公分，恰巧對應到圖中紅色線與綠色線之交點，此交點的意義為磚牆所能

抵抗最大側向力與柱斷面之極限剪力強度十分接近，而在實驗當中也反映了磚牆遭受到損壞的情形，磚牆破壞產生於柱斷面發生破壞之前。而 S1 試體之柱高寬比高達 5，屬撓曲控制破壞情形，應由構架發生撓曲破壞時所對應之極限剪力強度與該高度磚牆所對應之最大側向力比較，才能預測其破壞之先後順序。

4. 本研究內容與研究題目之「修復補強」的關聯性較弱，宜加強說明。

答覆：

本研究擬針對短柱破壞的發展情形進行研究，進而提出實際可行的補強方法。第四章第二節中之「短柱破壞之補救措施」即是在完成實驗研究後，從避免短柱破壞模式的概念所提出的補強方法。

王技師亭復：

1. 在試體強度估算時，混凝土抗壓及鋼筋抗拉強度，宜採用實際取樣測試之強度計算。(表 3-1 與表 3-2)

答覆：

本研究中的強度計算已採用實際測試強度而非設計強度。

2. 塑鉸所需之極限剪力強度，宜視柱反曲點高度而不同，依 ATC 6-2 規定，一層結構物（例如橋柱），其剪力強度容量為 $V_u = 1.3M_u/H$ ，據此則試體 S1、S2 為塑鉸極限剪力強度控制，與試驗結果相同。(p.61)

答覆：

已依實際情形進行修正。

3. 反覆載重實驗宜增加空構架試體，以為分析以及與其他試體 S1~S4 作比較。各試體除比較極限剪力與韌性容量外，宜檢核並比較各試體能量消散大小。(例如於表 5-1 增列空構架試體、吸收能量等項。)

答覆：

本研究於試體規劃之初，已安排了空構架的試體製作。由於學者專家諮詢會議中建議以四座填充不同高度磚牆之實際尺寸試體來探討短柱效應機制的發生時機，因此暫且捨去空構架試體。

4. 有關 p.110 之建議四，建議貴所應推動整合台灣及國外對於「既有建築物耐震能力評估與補強」之研究報告，類似 ASCE-SE-41-07，並整合現有相關行政命令，類似美國加州 Building Code-2010 的第 34 章，於現有技術規則中加以規定，其規範獨立於新建築物耐震規範，而為「既有建築物之耐震能力評估與補強」之規範。

答覆：

推動建立「既有建築物之耐震能力評估與補強」之規範實屬必要，對於國民的生命與財產能提供進一步的安全保障。

5. 本研究試體構架內填 1/2 B 磚的耐震性能是否與本研究結論相同，請加以檢討。

答覆：

本試驗研究之四座試體皆採 1 B 磚牆進行測試，並未進行 1/2 B 磚牆的相關試驗，因此只能提供合理的討論。由於 1 B 磚牆與 1/2 B 磚牆兩者的厚度相差一倍，很可能磚牆將先發生破壞而使得 S3 與 S4 試體不在發生短柱破壞。至於 S1 試體也可能因磚牆

先發生破壞而使得其行為如同先前 S2 試體的破壞行為。由於 1/2 B 磚牆厚度較薄可能發生面外倒塌的現象。

邱顧問昌平：

1. RC 構架內含不同高度之 1 B 磚牆，會造成 RC 柱發生短柱效應之可能，本研究是以 4 個試體進行試驗，並由 3 種分析程式求取側推分析後之結果。本研究之試驗，其重要結論係對既有建物磚牆及 RC 構架短柱之極限剪力強度先行計算，即可大致預測可能之破壞模式。

答覆：

正確預測破壞模式對模擬 RC 構架內填充磚牆非常重要，因為如磚牆先破壞，構架柱之塑鉸設定將可如同空構架之柱的設定。但如磚牆不發生破壞，此時構架柱之塑鉸設定宜針對柱的有效淨高度來設定，此一差異對模擬分析結果可能會有非常明顯的影響，因此本研究所提出的剪力強度估算結果可提供模擬的重要參考。

2. 對於本研究期末審查表預期成果第 3 項，似須補充一些相關事項，包括上項之結論可否作為 S1~S4 試驗之預估，另就短柱加 RC 翼牆或填加磚牆，能否減少 S3 或 S4 之短柱破壞。

答覆：

針對既有建築物避免發生短柱破壞的因應方法已於第四章第二節中之「短柱破壞之補救措施」詳加說明。

參考書目

日本建築防災協會，「既存 RC(鋼骨)造建築物耐震診斷基準、改修設計指針同解説」，2001。

行政院，「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，90 年。

內政部建築研究所報告，「鋼筋混凝土建築物之修復補強技術彙編 89」，89 年。

羅俊雄等，依耐震設計規範設計下鋼筋混凝土結構物極限耐震能力之研究，內政部建築研究所報告，2002。

內政部建築研究所報告，「九二一震後建築物修復補強技術彙編及探討」，九十一年。

內政部建築研究所報告，「九二一震損 RC 建物補強前後耐震行為探討 92」，92 年。

內政部建築研究所報告，「磚構造建築技術規則之研修及磚牆配置之探討」，92 年。

內政部營建署，「建築物磚構造設計及施工規範」，96 年。

蔡益超、宋裕祺、謝尚賢，建築物耐震評估法之修訂及視窗化研究，內政部建築研究所研究報告，2005。

張國鎮、黃世建，含牆 RC 結構物之耐震能力評估與補強(1)-(3)，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，2002-2004。

邱耀正、許茂雄、劉玉文，學校建築含牆構架耐震實驗與破壞評估(2)，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，2001。

邱耀正、許茂雄、劉玉文，學校建築含牆構架耐震實驗與破壞評估(3)，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，2002。

劉白梅，中低層磚構造建築物耐震能力之探討，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，2002。

郭心怡，RC 學校建築快速耐震診斷，成功大學建築系碩士論文，2000。

許茂雄、郭心怡、鄧世雄，學校建築與沿街店鋪住宅快速耐震診斷，中國土木水利工程學刊，第 14 卷第 1 期，pp. 21~30，2002。

彭光聰，“RC 醫院建築耐震診斷”成功大學建築系碩士論文，2005。

黃世建、陳力平、陳俊宏，含開口 RC 牆非韌性構架之耐震試驗，國家地震工程研究中心研究報告，2003。

李有豐、陳振璋，以等值柱模型分析含牆 RC 構架，國家地震工程研究中心研究報 NCREE-06-001。

黃世建、張弘彬，含 RC 翼牆非韌性構架耐震評估與補牆之研究(II)，國家地震工程研究中心研究報告(NCREE-03-046)

蔡克銓、黃世建、鍾立來，校舍之耐震評估與補強講習會，國家地震工程研究中心研究報告(NCREE-05-018)。

蔡克銓、黃世建，非韌性 RC 含牆構架之耐震評估與補牆講習會，國家地震工程研究中心研究報告(NCREE-04-026)。

蕭江碧、羅俊雄、陳柏端、廖文義、柴駿甫、鄧崇任、簡文郁，建築物耐震性能設計法之性能目標與相關項目研究，內政部建築研究所研究報告，2002。

邱聰智、鍾立來、簡文郁、葉勇凱、杜怡萱、蕭輔沛、林金祿，「後甲國中耐震補強試驗及其評估」，國科會研究報告，2004。

江文卿、邱聰智、鍾立來、黃世建，「花蓮縣新城國中校舍結構現地實驗」，中華民國第八屆結構工程研討會論文集，南投，第 316 頁，2006。

杜怡萱、黃世建、邱聰智，「校舍結構耐震評估分析與現地試驗驗證」，

1906 梅山地震百週年紀念研討會，嘉義，2006。

葉勇凱、蕭輔沛、邱聰智，「校舍結構耐震能力提升之技術與試驗驗證」，1906 梅山地震百週年紀念研討會，嘉義，2006。

宋裕祺，葉祥海，蔡益超，謝尚賢，盧明德，蘇進國，賴明俊，「鋼筋混凝土牆、磚牆塑鉸設定與含牆建築物耐震能力評估之研究」，中華民國建築學會「建築學報」，第 62 期，p.p. 81-98，2007。

盧明德，謝尚賢，宋裕祺，蔡益超，「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估輔助分析系統之發展研究」，結構工程，第二十二卷，第一期，第 21-44 頁，2007。

葉勇凱、蕭輔沛、邱聰智，「校舍結構耐震能力提升之技術與試驗驗證」，1906 梅山地震百週年紀念研討會，嘉義，2006。

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。

尚乘結構土木技師事務所，「國內 169 棟國中小學建物樓度調查」，台北。

Benjman, J.R. and Williams, H.A., "The behavior of one-story reinforced concrete shear wall", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 83, No.3, pp.1-49, 1957.

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

Page, A.W., "Finite Element Model for Masonry," American Society of Civil Engineers, 104(ST8), 1267-1285, 1978.

Ali, S.S., and Page, A.W., "Finite Element Model for Masonry Subjected to Concentrated Loads," J. Struct. Eng., ASCE, 114(8), 1761-1784, 1988.

Bicanic, N., Stirling, C., Pearce, C.J., "Discontinuous Modeling of Structural Masonry," *Comp. Mech.*, 2002.

Aschheim, M., Moehle, J.P. and Werner, S.D., *Deformability of Concrete Columns*, Project report under contract No.59Q122, California Department of Transportation, Div. of structures, Sacramento, Calif., June, 1992

Moehle, J. P., Sezen, H. and Elwood, K. J., "Response of reinforced concrete buildings lacking details for ductile responses," *Proceedings of international workshop on annual commemoration of Chi-Chi earthquake*, Vol. 2, pp.26-40, Taipei, 2000.

Chang, S.Y., Li, Y.F. and Loh, C.H., "Experimental Study of Seismic Behaviors of As-Built and Carbon Fiber Reinforced Plastics Repaired Reinforced Concrete Bridge Columns," *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 9, No.4, pp. 391-402, 2004.

Chang, S.Y. and Tsai, I.C., "Experimental Study of As-Built and Composite Materials Retrofitted Reinforced Concrete Columns," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 32 No. 2, pp. 454-460, 2005.

Chang, S.Y., "Experimental Studies of Reinforced Concrete Bridge Columns under Axial Load plus Biaxial Bending," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 136, No. 1, pp. 12-25, January, 2010.

Applied Technology Council (ATC-40), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings," California Seismic Safety Commission, CA, USA, 1996

Federal Emergency Management Agency (FEMA), "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for new Buildings and other Structures", FEMA-450, 2003 ◦

Federal Emergency Management Agency (FEMA), “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, FEMA-356, 2000。

Federal Emergency Management Agency (FEMA), “NEHRP Guidelines and Complementary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, FEMA 273-274, 1997.

Structural Engineers Association of California (SEAOC), Vision 2000 Committee, “Performance Based Seismic Engineering of Buildings”, Vol. 1 and Vol. 2, April, 1995.

Min-Chun Lai, Yu-Chi Sung, “A study on pushover analysis of frame structure infilled with low-rise reinforced concrete wall”, Journal of Mechanics, Vol.24, pp.437-449, 2008.

Chao-Hsun Huang, Yu-Chi Sung, and Chi-Hsin Tsai, “Experimental Study and Modeling of Masonry-Infilled Concrete Frames with and without CFRP Jacketing”, Journal of Structural Engineering and Mechanics, Vol. 22 (4), p.p.449~467, 2006.

ACI 318, ”Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-05),”American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2005.

既有 RC 建築物修復補強工法之性能試驗研究 (2)

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：新北市新店區北新路三段 200 號 13 樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：張順益、廖文義、宋裕祺、尹世洵、陳亭偉

出版年月：100 年 12 月

版次：第一版

ISBN：978-986-03-0972-0 (平裝)