

醫院建築高層區病房隔間牆對耐震行為之影響

— 以省立新營醫院為例

Earthquake-Resistant Behaviors of Hospital Building That Equips Brick Partition Wall in The High Zone

— Illustrated by The Provincial Hsinying Hospital

張嘉祥

成功大學建築系副教授

賴宗吾

成功大學建築系博士班研究生

摘 要

台灣地區很多既有醫院建築之中高層皆規劃為病房區，並配置多量之隔間磚牆，本文主要目的在探討這種結構系統在耐震上之缺點。探討時以省立新營醫院為例，利用二筆輸入地震之反應來做具體檢討和比較。本文之分析顯示新營醫院由於四層以上作為病房區並配置遠較一、二、三層為多之磚牆，因此強震作用下，建築物之底層及二、三層成為耐震上之弱層區。針對目前之磚牆配置，若能將四層以上長向隔間牆與 RC 柱分隔，則整個結構系統耐震上將獲得相當之改善。

一、前言

牆體是建築結構系統中抵抗地震作用之重要元素，但牆體要能發揮協助整個系統抵抗地震之效果，必須在平面上及立面上都妥善配置才行。牆體在平面配置上若集中於某一方向或集中於某一區域，不但未能減低所有柱構材之地震力，還可能使得樓層剛心與質心大量偏移，進而導致樓層受到額外扭力矩作用，造成某些部位柱子的破壞。另一方面，牆體在立面上若配置不連續或集中於某些樓層，也會造成各樓層間剛度懸殊，地震時層間變位急劇變化之現象。層間變位較大之樓層，若柱子強度或韌度不足，即可能產生損壞甚至引發樓層崩塌。

牆體配置在立面上不連續或集中於少數樓層，除了常見於旅館或住商混合之建築物，本省很多既有醫院建築也都有這種現象，他們都是把病房區安排在醫院之中高層，並配置相當多之隔間磚牆，而低層區則為門診空間，因為所需空間單元較大，因此牆體之配置量也遠比病房區少。由於醫院建築係救災過程最重要之建築物，他的耐震安全與否直接關係到災情，因此這種配置方式，在地震來襲時到底會造成那些耐震上不利的影響，實在是個值得加以探討的問題。為具體瞭解此問題，本文選擇位於嘉南強震區之省立新營醫院做為例子，經由地震反應分析來加以探討。

二、建築物及地震

省立新營醫院地上六層，平面呈細長形；六層中第一、二層為診療空間，三層以上為病房。結構主體為 RC 柱樑構架，構架配置如圖 1 所示。表 1 為本建

築柱樑斷面尺寸，長向內柱(Y3、Y4 構架之柱子)為方柱，其餘皆為矩形柱。柱子之配筋，長向外柱第 1 層至第 3 層鋼筋比介於 2.11%和 1.41%之間，第 4 層至第 6 層鋼筋比之範圍介於 4.31%和 2.11%之間，內柱鋼筋比則介於 3.69%和 1.92%之間；各層牆體配置以平行 Y 軸方向居多，但底層 Y 軸方向因空間關係，磚牆配置遠少於其他樓層，在 X 軸方向除了低層壁量少於高層之外，並且低層區壁體開口部位造成邊界圍束效果較高層病房區弱，亦導致 X 向有效壁量較高層區少。

耐震診斷顯示本建築長向之耐震能力遠低於短向 [1]，因此本文中主要針對長向之地震反應來做探討。探討過程本文將原有結構系統之地震反應與下列兩種磚牆配置改善方式做比較：(1)長向第 4 層至第 6 層之磚牆與 RC 柱隔開，原來第 1 層及第 2 層磚牆不改變[以下簡稱改善方式(一)]；(2)第 1 層至第 3 層之磚牆加厚[第 1 層及第 2 層三邊以上圍束磚牆加厚一倍，第 3 層加厚兩倍，以下簡稱改善方式(二)]。表 2 為原結構及上述兩種改善方式之側向剛度，表中顯示改善後樓層剛度由低樓層到高樓層成遞減之變化，原結構則在第 3 層及第 4 層間有急劇之剛度變化，且第 4 層以上之樓層剛度也都遠較第 1~3 層為高。

輸入地震為中央氣象局所提供 1994 年 4 月 6 日於新營醫院附近之新營國小自由場測站所測得之地震[簡稱新營地震]以及 1940 年 5 月 18 日之 El Centro 地震。地震反應分析時，E-W 分量作用於建築物長向，N-S 分量作用於建築物短向，經逐漸調整地震加速度之大小，直到建築物崩塌為止。

三、分析方法

本文以 CANNY-C 程式[3]來分析新營醫院之地震反應，分析過程假設建築物：

- 1.樓板為剛性。
- 2.結構與土壤之互制作用加以忽略。
- 3.柱子上下端塑性區域為柱高之百分之十。
- 4.柱子緊貼磚造窗臺之部份視為剛域。
- 5.頂層位移量超過總樓高百分之六視同崩塌[4]。

此外，在強震作用下，系統已進入非彈性，構材之模擬方式為：

(1) 柱的撓曲

考慮柱子在垂直靜載重作用下以及地震過程中均會產生雙向彎曲行為，因此將柱頭及柱腳部位以多彈簧模式來模擬，柱身則假設為彈性線性元素。圖 2 為柱多彈簧模式，包括鋼筋彈簧及混凝土彈簧，每一彈簧元素只承受軸力產生軸向變形，柱的雙向彎曲行為則隱含在各個彈簧的不同變形中。

(2) 樑的撓曲：

分析過程，樑視為一單向彎曲構件(Uni-axial Element)，樑之左右兩端皆模擬為撓曲彈簧。撓曲彈簧在來回應力作用下之彎矩與曲率關係假設依 Takeda 三線型規則。計算彈簧之開裂、降伏及極限彎矩時鋼筋之應力-應變關係假設為雙線型，混凝土則依據 Kent & Park 應力-應變關係。

(3) 柱、樑之剪力行為

柱、樑之剪力行為，分為彈性、塑性及破壞三階段。各階段之臨界應力依建築技術規則構造篇第 431、432 條計算。剪剛度分三段，當構材剪力在塑性階段時，剛度取彈性階段之 1/3，進入破壞階段則取彈性階段之 1/100。在來回應力作用下，柱、樑剪力與剪變形關係假設依三線型滑移模式。

(4) RC 牆

牆之剪力-變形關係以三折線模擬，其中開裂剪力 V_{cr} 及極限剪力 V_u 之計算依據 ACI318-89.11.10.5 及 11.7.4.1。折線之斜率在超過彈性範圍而剪應變小於 0.0023 時，取彈性階段之 1/10，剪應變超過此範圍則取 1/260。來回應力作用下牆之遲滯循環規則，假設依三線型滑移模式。

(4) 磚牆：

磚牆之剪剛度變化以三折線來模擬，降伏剪力 V_y 及極限剪力 V_u 為兩個轉折點。 V_y 及 V_u 之計算及剛度變化根據林輝雄與陳清泉教授對於磚牆構架結構反應之研究[2]，當剪力介於 V_y 及 V_u 之間，後砌式磚牆之剛度取彈性階段之 0.153；當剪力大於極限剪力，剛度取彈性階段之 0.01。磚牆在來回力量作用下之遲

滯循環規則，依卸載指向原點模式。

(5) 其它

柱樑之軸向變形、扭曲、以及剪力牆之撓曲、軸向變形等皆假定在彈性範圍。

四、位移反應與崩場地表加速度

經由上述模擬方式並輸入 1994 年 4 月 6 日新營、El Centro 兩筆地震後，可得新營醫院之地震反應。圖 3 及圖 4 為上述兩筆地震作用下，三種系統崩塌前屋頂之 X 向位移反應，在新營地震作用下，中高層磚牆與柱隔離後(改善方式一)，因系統變柔，反應型態與原有結構有相當大的差別，除了基本模態以外，較高模態的影響極為明顯。低層區加厚磚牆時(改善方式二)，反應波型與原有結構相同，週期約 0.28 秒，但振幅(即屋頂位移量)比原結構更大。在 El Centro 地震，情況正好和上述相反，改善方式(一)位移反應最大，但波型與原結構大抵相同；改善方式(二)位移反應則較原結構減小。上述結果顯示輸入地震特性與結構振動特性間之關係改變時，同一種系統改善方式，效果會有很大之差距。

表 3 為兩筆地震作用下，原結構與兩種改善方式崩場地表加速度之比較。新營地震作用下原結構之崩場地表加速度為 0.78g，改善方式(一)提高至 0.92g，改善方式(二)更提高至 1.0g；El Centro 地震作用下，原結構系統崩場地表加速度 0.31g，改善方式(一)及改善方式(二)則分別提高至 0.35g 及 0.37g。雖然同一種改善方式在兩個地震中所增加之崩場地表加速度不同，但原有磚牆配置方式在兩個地震中都顯示出一種耐震上最不利之方式。

圖 5 及圖 6 為 2 筆地震之能量等值速度譜，圖中網底部份為原結構在地震作用下之週期變化範圍，粗線部份則為 2 個改善結構系統在週期變化範圍內之能量等值速度譜。圖中顯示不論是新營地震或是 El Centro 地震，輸入能量之高低依序都是改善方式(二)、改善方式(一)及原結構。雖然將原磚牆配置方式改變，地震能量輸入並未減少，但因改善後系統之耗能方式與原結構不同，因此並未減低其耐震能力。

五、層間變位角

層間變位角直接關係到該層柱子之剪力及破壞，是建築物耐震設計過程及耐震評估時一項重要的指標。圖 7 及圖 8 分別為建築物在新營地震及 El Centro 地震崩場地表加速度作用下，各樓層在歷時反應過程中之最大層間變位角，圖中值得吾人注意的有下列兩點：

1. 原結構磚牆配置不論是在新營地震或是 El Centro 地震作用下，建築物之最大層間變位角都是在第 2 層及第 3 層；此結果與表 2 各層剛度相對照，可發現原結構中樓層剛度最低之第 2 層及第 3 層也就是地震作用下會產生最大層間變位角的位置，也就是最弱層之所在。
2. 原磚牆配置不論是在新營地震或是 El Centro 地震，建築物崩塌前之最大層間變位角都很低，顯示原有建築物之韌度有所不足。在新營地震作用下，崩塌前第 3 層最大層間變位角只達 0.39%，在 El Centro 地震作用下，第 2、3 層之層間變位角分別為 0.60% 及 0.51%，雖然略高於新營地震，但其值與一般極限設計時所要求之 1% 比仍相當偏低。

原磚牆配置方式經改善後，崩塌地表加速度作用下，各層最大層間變位角如圖 7、8 中粗線及點線所示。由圖中可以看出改善後之樓層最大層間變位角之分佈型態與原結構有明顯的差別，其中具最大層間變位角之樓層(即最弱層)均已往上移，尤其將中高樓層磚牆與柱隔開時，最弱層更已移至最頂層區。低層區加厚牆壁之方式對於頂層區似乎改善較為有限，建築物崩塌時最頂層區之層間變位仍非常小(小於 0.1%)，亦即此時最頂層之柱、樑、牆等構件都仍保持在彈性範圍內，未能與其他樓層同時發揮吸收地震能量之效果。

在耐震上，一個良好的結構系統應以整體結構之塑性變形來吸收地震能量，而不是以單一樓層之塑性變形吸收地震能量。將高層磚牆與柱隔開系統在 El Centro 地震作用下第 3 層以上之構架，層間變位分佈相當均勻，而另外兩個含牆系統則低層之層間變位角遠較高層來得多，醫院建築高層區病房隔間牆造成層間變形集中於低層區之現象相當明顯。

六、破壞模式

CANNY-C 程式分析地震反應時，構材達到屈伏彎矩時端部會形成塑鉸(Plastic Hinge)，形成塑鉸之位置在地震繼續作用下雖然彎矩抵抗不再增加，但變形則會繼續增加。CANNY-C 程式並將歷時反應過程中構材端部最大轉角與塑鉸形成之轉角比定義為該點之韌性比(Ductility Ratio)。因此整棟建築物在地震作用過程中發生塑鉸之位置以及韌性比均可記錄下來。

圖 9、10 為新營地震作用下，崩塌前建築物之破壞模式，歸納此破壞模式主要有下列三點：

1. 柱端塑鉸主要發生在各構架底層柱子，部份則發生在第 3 層柱子。此分佈方式之主要原因為建築物短向底層剛度較上面各樓層低，以及長向第 3

層以下磚牆配置較少。

2. 樑端塑鉸數遠較柱端少，發生位置主要集中在 Y2、Y5 兩個邊構架之第 2、3 層區。
3. 柱端塑鉸之韌性比高於樑端。圖 9 中柱端塑鉸韌性比達到 5 以上者有(X14,Y2)第 1 層柱，韌性比 6.5；(X14,Y3)第 1 層柱，韌性比 5.5；(X14,Y5)第 1 層柱，韌性比 7.9；另(X10,Y4)第 3 層柱韌性比則高達 9.2。而樑端韌性比未有超過 5 者。柱、樑構材由於軸力懸殊，導致實際結構中柱構材所能提供之韌性比遠小於樑，而新營醫院在地震作用下一方面塑鉸多發生於柱，且柱所要求之韌性比又高於樑，顯示建築物本身並不是一個耐震上良好的結構系統。

原有結構系統中，中高層病房區之磚牆若將之與柱分開，則塑鉸發生位置及韌性比即產生明顯的改變。圖 11、12 為此改善方式建築物之破壞模式，與圖 10、11 相比，吾人可發現：

1. 改善後之結構，柱、樑端塑鉸發生點比原系統多，亦即地震發生時消散地震能量之位置增加。圖中柱端塑鉸除了產生在第 4 層至第 6 層外，其他樓層也都有產生，樑則主要在第 4、5 層。就總數量而言樑端又較柱端為多。
2. 改善後之結構，柱端塑鉸韌性比較原來降低，而樑端塑鉸則提高。此柱樑韌性比之改變將明顯有助於建築物之耐震安全。改善後柱端塑鉸所要求提供韌性比最大者才 4.5[(X12,Y5)柱第 5 層]，樑端塑鉸雖有接近 9(Y2 構架第 4 層邊樑及 Y5 構架第 6 層邊樑皆為 8.8)或達到 9 者(Y2 構架邊樑第 6 層)，但由於樑之軸力很小，構材能夠發揮之韌性也較大，因此對樑要求較高的韌性比還是比對柱要求高韌性比容易。

至於將低層區磚牆加厚之改善方式(圖 13、14)，柱樑塑鉸發生點數目亦比原結構增加，但絕大部份集中在 Y2、Y5 邊構架之第 4、5 樓層區，不若改善方式(一)塑鉸分佈在較多之樓層。另外柱、樑韌性比相較於原結構亦有所調整，但調整程度不如改善方式(一)。

七、結語

經由 1994 年 4 月 6 日新營地震以及 El Centro 地震反應之探討，省立新營醫院現有磚牆配置系統在耐震上有下列兩個不利點：

1. 在長向由於第 1 層至第 3 層磚牆配置較第 4 層至第 6 層少，因此低層區剛度較高層區低；地震時除了最底層外，第 2、3 層也將成為耐震上之弱層區。

2. 現有柱樑尺寸、配筋在加上現有磚牆配置方式使得強震作用時，柱構材破壞會比樑構材來得更嚴重，且反應過程需要提供比樑更好的韌性比。由於軸力之影響，柱子要求韌性比在 5 以上者，實際結構設計上很難達到。

為改善現有磚牆配置上的缺點，在本文所比較的兩種改善方式中，將長向第 4 層以上磚牆與柱隔離時，塑鉸位置分佈較廣，對於地震能量之消散較為有利；另外磚牆與柱隔離後，破壞機構形成時柱、樑構材所需提供之韌性比也調整得較為合理。

總結本文之探討，醫院之中高層若規劃為單元空間較小之病房區，隔間牆實不宜採用磚牆，若採用磚牆最好亦能與柱子隔離，以避免造成結構體耐震安全上不利之行爲。另一方面醫院建築結構體耐震設計時亦有必要將隔間牆之影響一併列入考慮，以便設計結果更符合實際行爲。

參考文獻

1. 張嘉祥，1996；“醫院建築與醫療設備之耐震評估及對策－嘉南地區醫院建築地震反應行爲分析”，國科會研究報告，NSC85-2621-P-006-022。
2. 林輝雄，1985；“含磚牆之 RC 構架極限測力之試驗與分析”，台灣大學土木研究所論文。
3. Li Kang-Ning, 1993, "CANNY-C A Computer Program for 3D Nonlinear Dynamic Analysis of Building Structures," Research Report No. CE004, Civil Dept. National University of Singapore.
4. M.S.L.Roufaei and C.Meyer, 1987, "Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames," Journal of Structural Engineering, ASEC, Vol. 113, No.3, pp429-457.

表 1 新營醫院柱樑斷面尺寸(單位：cm × cm)

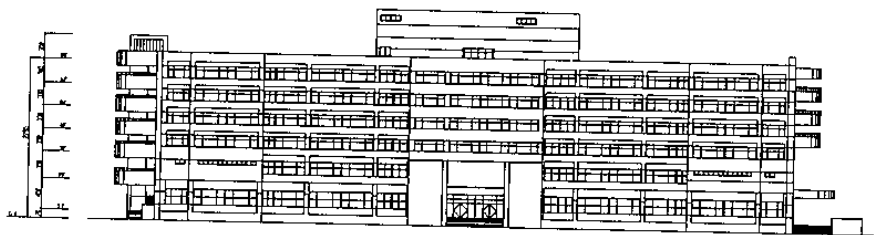
	柱		樑	
	長向邊柱	長向內柱	長向及短向外跨	短向內跨
RF 及 5F	40 × 55	45 × 45	30 × 65	30 × 40
4F 及 3F	40 × 60	50 × 50	30 × 70	30 × 45
2F	40 × 65	55 × 55	35 × 70	30 × 50
1F	40 × 65 及 45 × 65			

表 2 結構系統之樓層側向剛度(單位：10⁶ kN/m)

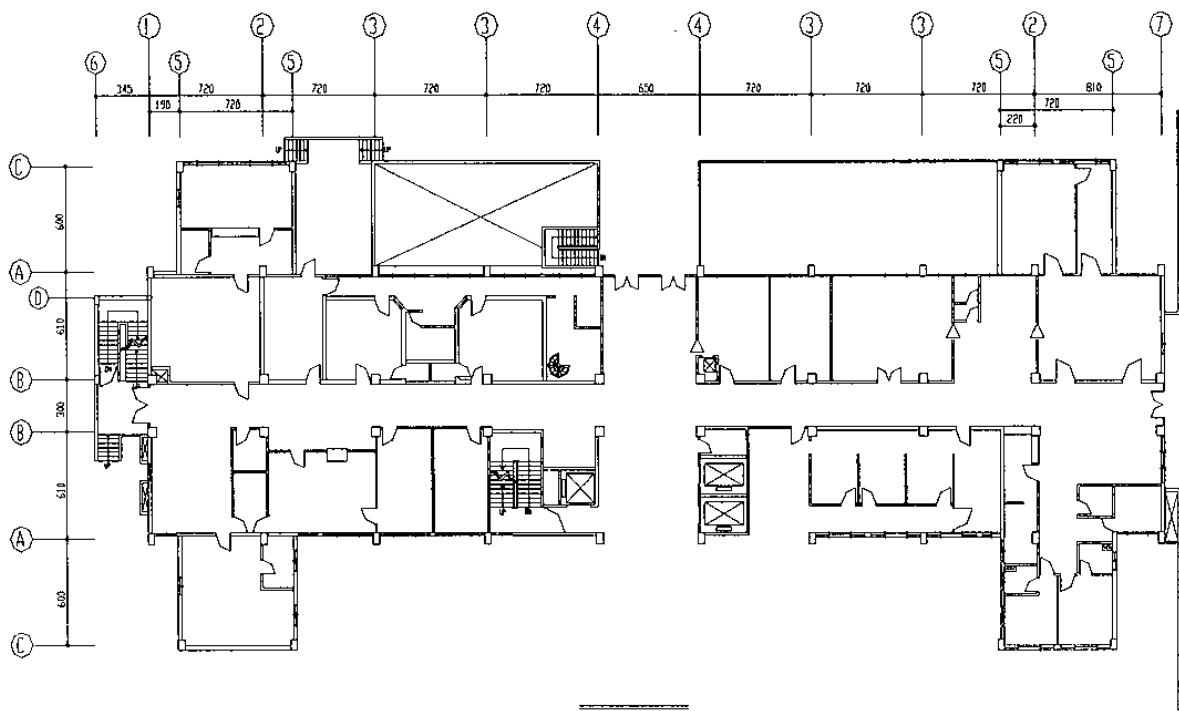
	X 向(長向)			Y 向(短向)
	原結構	3~6 層磚牆隔離	1~3 層磚牆加厚	
第 6 層	9.94	1.87	9.94	29.51
第 5 層	10.64	2.25	10.64	31.35
第 4 層	10.93	2.87	10.93	31.66
第 3 層	5.54	5.54	11.10	30.66
第 2 層	6.75	6.75	11.73	25.59
第 1 層	7.59	7.59	13.54	17.47

表 3 結構系統之崩塌地表加速度

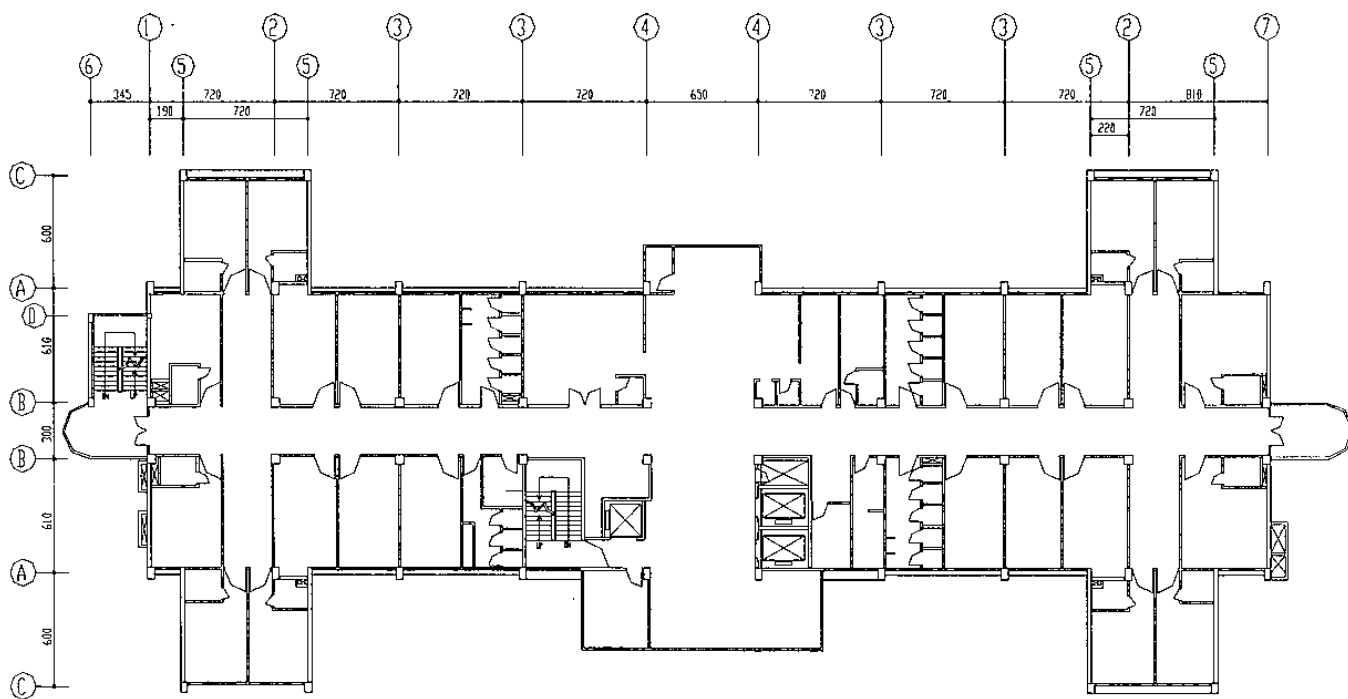
	原結構	3~6 層長向磚牆隔離	1~3 層長向磚牆加厚
1994 年 4 月 6 日地震	0.78 g	0.92 g	1.00 g
El Centro 地震	0.31 g	0.35 g	0.37 g



(1) 南向立面圖



(2) 1 層平面圖



(3) 4 至 6 層平面圖

圖 1 新營醫院平立面圖

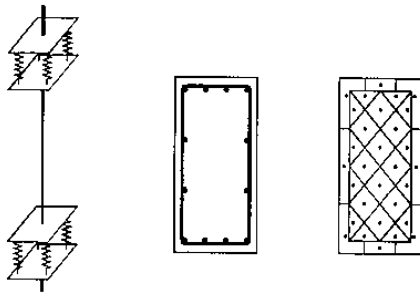


圖 2 柱多彈簧模式

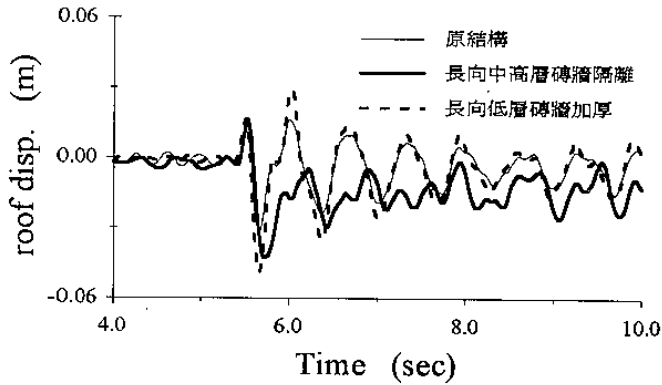


圖 3 1994 年 4 月 6 日地震崩塌地表加速度下之長向頂層位移反應反

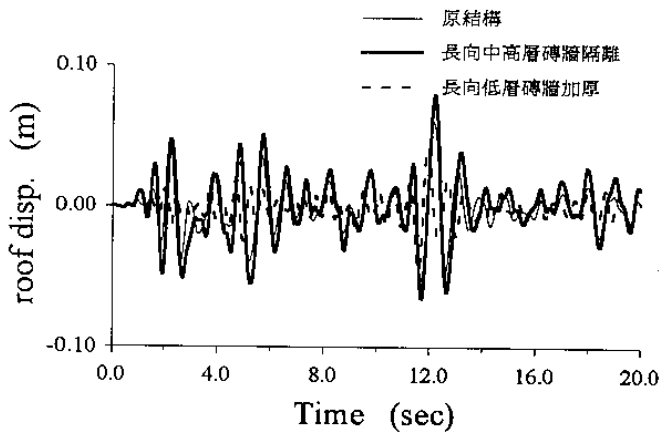


圖 4 El Centro 地震崩塌地表加速度下之長向頂層位移反應反

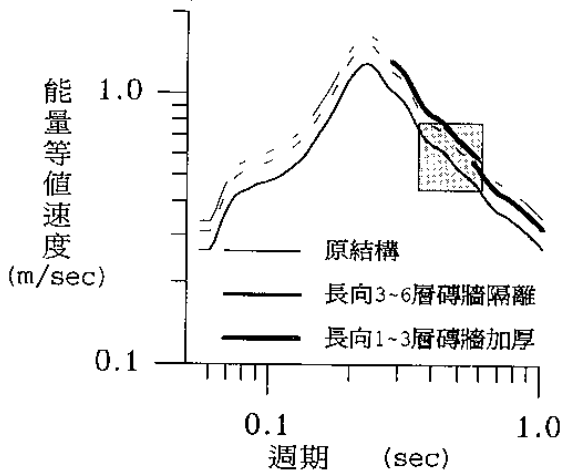


圖 5 1994 年 4 月 6 日地震崩塌地表加速度下之能量等值速度譜

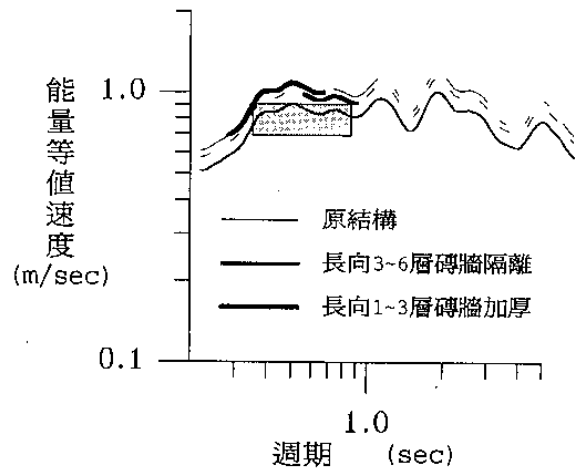


圖 6 El Centro 地震崩塌地表加速度下之能量等值速度譜

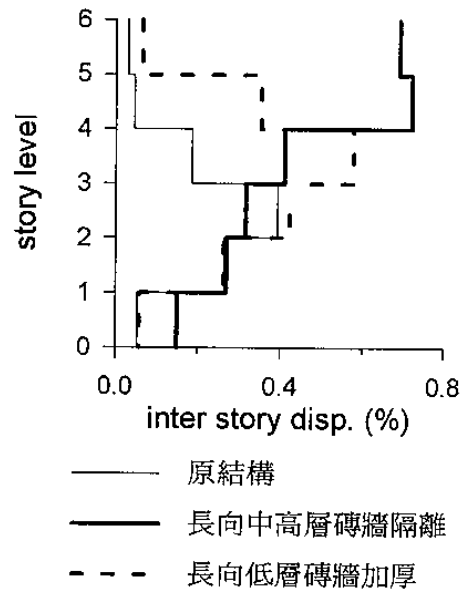


圖 7 1994 年 4 月 6 日新營地震崩塌地表加速度下之長向層間變位角

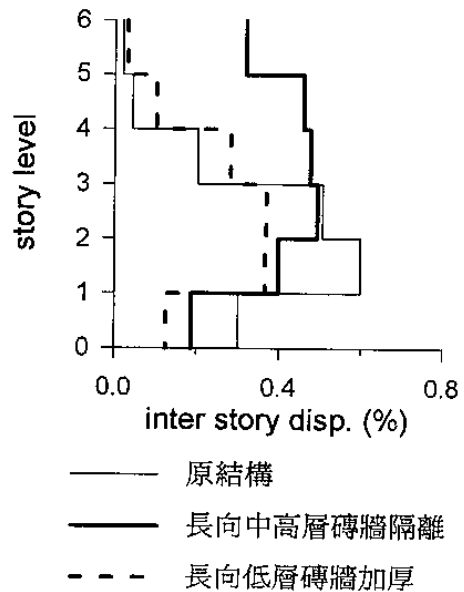
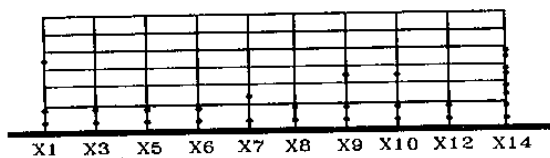
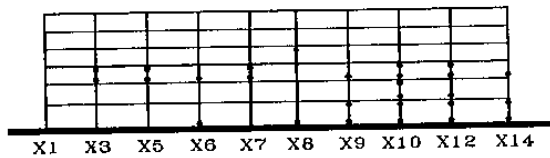


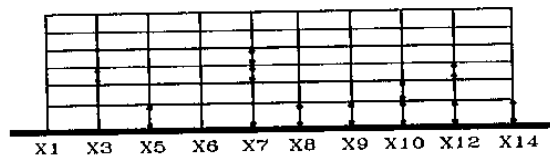
圖 8 El Centro 地震崩塌地表加速度下之長向層間變位角



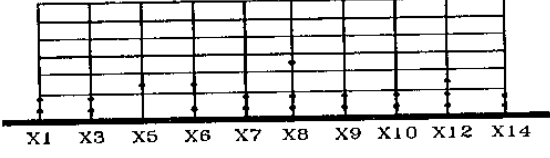
(1) Y2 構架



(3) Y4 構架

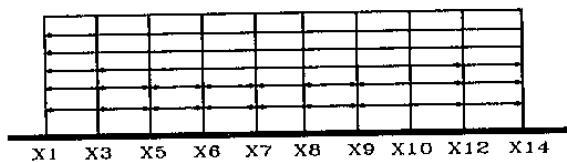


(2) Y3 構架

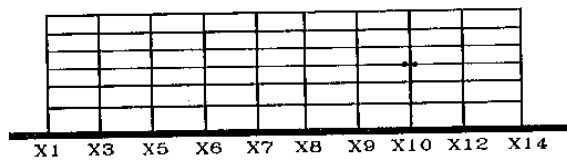


(4) Y5 構架

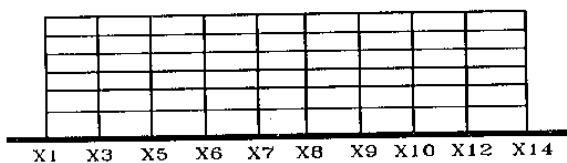
圖 9 原結構系統柱破壞模式圖(1994年4月6日新營地震)



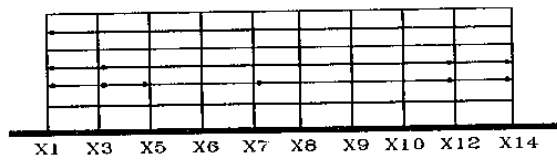
(1) Y2 構架



(3) Y4 構架

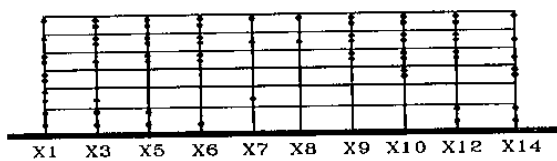


(2) Y3 構架

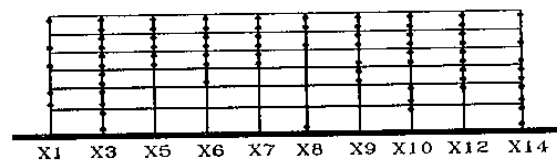


(4) Y5 構架

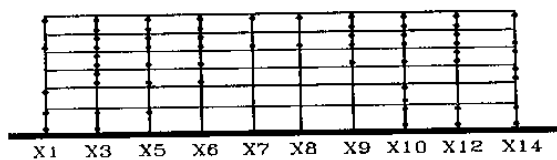
圖 10 原結構系統樑破壞模式圖(1994年4月6日新營地震)



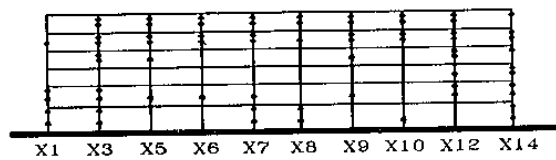
(1) Y2 構架



(3) Y4 構架

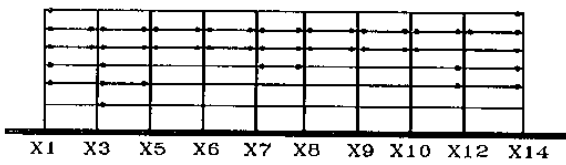


(2) Y3 構架

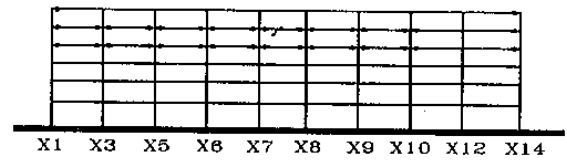


(4) Y5 構架

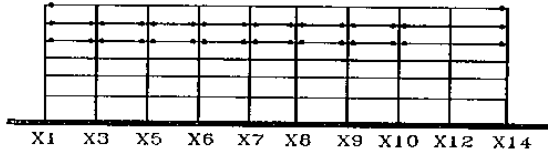
圖 11 高層區磚牆隔開系統柱破壞模式圖(1994年4月6日新營地震)



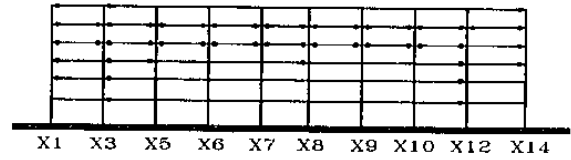
(1) Y2 構架



(3) Y4 構架

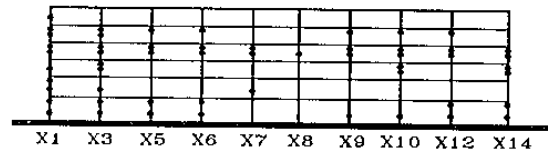


(2) Y3 構架

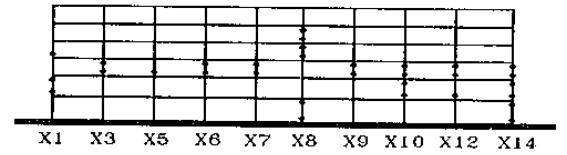


(4) Y5 構架

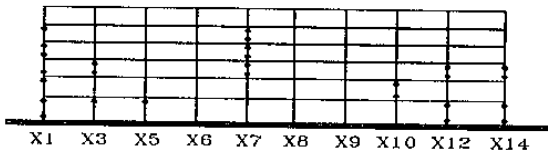
圖 12 高層區磚牆隔開系統樑破壞模式圖(1994年4月6日新營地震)



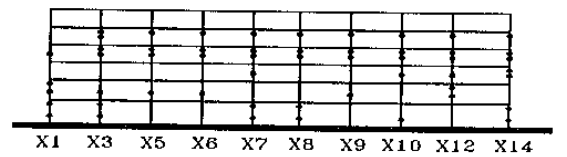
(1) Y2 構架



(3) Y4 構架

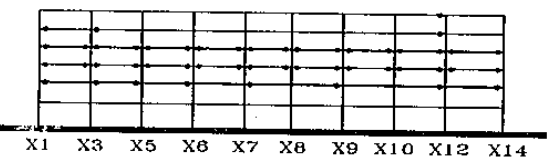


(2) Y3 構架

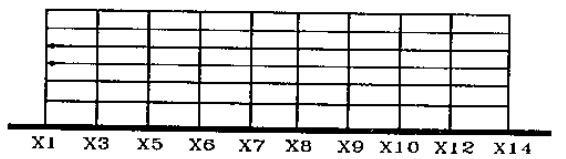


(4) Y5 構架

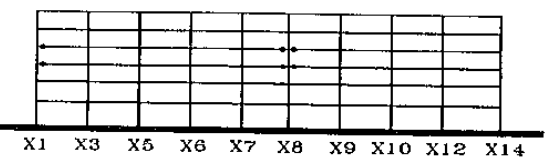
圖 13 低層區磚牆加厚系統柱破壞模式圖(1994年4月6日新營地震)



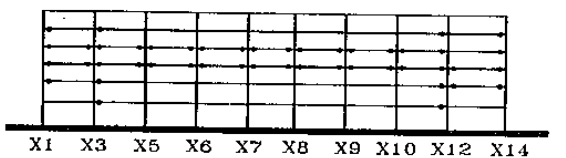
(1) Y2 構架



(3) Y4 構架



(2) Y3 構架



(4) Y5 構架

圖 14 低層區磚牆加厚系統樑破壞模式圖(1994年4月6日新營地震)