

鋼筋混凝土隔間牆對低樓層建築物抗震能力之研究

蕭家孟¹ 謝翠玲² 蕭家旗³

^{1,2} 國立勤益技術學院景觀設計與管理科

³ 台中市政府

關鍵詞：鋼筋混凝土隔間牆、抗震能力、地表加速度

Keyword：RC partition wall、earthquake resistance、ground acceleration

摘要

本研究之主要目的在於探討鋼筋混凝土隔間牆（RC 隔間牆）所能提供的抗震能力，針對低樓層（四層樓以下）之建築結構，變化設置 RC 隔間牆量體與配置樓層高度，當發生大地震時，探討結構柱主筋需求量之變化；並分別以低樓層之獨戶住宅與低樓層之連棟騎樓式店舖住宅為研究對象，應用 ETABS 分析程式做規範的靜力分析，比較各組不同地表加速度及配置不同樓層高度與位置之 RC 隔間牆，各結構柱需求之最大鋼筋量變化。研究結果發現各類型低樓層建築，皆可藉由 RC 隔間牆的設置來增強抗震能力，且 RC 隔間牆設置在二至三樓層高時，已經可以達到相當不錯的預期效果，非但不需增加太多的工程成本，亦可維持建築物的採光等基本機能。

Abstract

The objective of the thesis is to study the effect of RC partition walls on earthquake resistance and investigate the change in reinforcing amount of columns for low buildings. Two practical cases including an independent house, and an integrated house with partition walls were used as examples in the studies. Commercial software, ETABS, was employed to perform static analysis according to the load combination suggested by the building code. The main parameters considered in analysis are the level of ground acceleration, the height and amount of partition walls, and the required maximum reinforcement in columns. Results obtained from the numerical studies show that the RC partition walls play an important role in earthquake resistance and the reinforcement of columns required to resist the designed earthquake can be significantly reduced due to the existence of these RC walls. For four-story buildings, the ability of earthquake resistance is enhanced significantly if the RC partition walls are arranged up to three-story height.

1、研究目的

台灣地區於民國 88 年 9 月 21 日凌晨發生芮氏規模 7.3 級的大地震，震央位置近南投集集稱之為「集集大地震」或通稱為「921 大地震」。這場強烈地震的發生造成建築物全倒 9900 餘棟與半倒 7500 餘棟，導致上萬人的傷亡；然在這近萬棟倒塌的房屋中大多數為六層樓以下的中低層建築物（1）。這場大地震雖然已遠超過我國當時技術規則規範設計地震力之要求，但結構設計目的在於確保使用者的生命與財產之安全，即使強烈地震

發生時，建築物亦不致於倒塌而傷及人民的性命。

一般建築物倒塌之主要原因分別為柱之挫屈、壓潰、剪裂與拉斷等現象，這場大地震使得多數建築物結構之柱破壞，常發生在弱層之獨立柱（如騎樓式店舖之騎樓柱）或因矮牆作用之短柱效應（如設窗台或氣窗的學校教室柱），因此，牆體之配置會影響建築物結構柱之結構行為。然因 921 地震造成磚牆嚴重的龜裂、破損甚至倒塌，使得重建地區目前磚牆的使用量已大不如前，而改以 RC 隔間牆取代之；本研究之主要目的在考慮具 RC 隔間牆的情況下，探討四層樓以下的低層建築物結構柱主筋最大需求量之變化，以為日後結構設計者甚至建築物使用者，對 RC 隔間牆之功用有進一步認識。

2、研究方法

四層樓以下之低樓層建築物受地震力作用時，地震側力通常呈倒三角形線性分配於各樓層版上，此乃因建築物最大振態常為第一模態所控制（2）。因低樓層建築物基本週期短，較不易發生韌性行為，可藉由加強建築物勁度提高抗震能力；相對的因高樓層建築基本週期長，若加強建築物之韌度可以消散地震力。本研究以四層樓以下低樓層建築物中最常設計的二種私有住宅為探討主題，其建築型式分別為：（1）低樓層之獨戶住宅（2）低樓層之連棟騎樓式店舖住宅，應用 ETABS（3）分析程式做規範的靜力分析，比較建築物分別受地表加速度 0.23g、0.33g、0.40g、0.50g 與 0.60g 情況下，變化 RC 隔間牆配置樓層高度，探討全棟建築物結構柱需求的最大柱筋量之差異變化。

本研究探討的重點在於確保大地震發生時，結構柱不致壓潰或拉斷使整棟建築物倒塌，以利使用者之生命與財產得以保障。為達此目的，當結構受大地震作用時，係依各立構件柱之勁度比分配，而 RC 隔間牆之勁度甚大於結構柱，當然會吸收大部份之地震橫力，因此，藉由 RC 隔間牆可提供有效的消能作用，以減弱地震力對柱之作用（4）；而 RC 隔間牆兩端有結構柱者，在柱筋設計時視為牆體之端構材，柱將會再增加承受因牆體受彎矩作用後轉換的等值軸力，惟隔間牆鋼筋設計不在本研究中檢討。另因樓版是傳遞橫剪力的主要元素（Element），RC 隔間牆必需與樓版結合方能抵抗橫力，為方便程式模擬本研究僅考慮連貫無跳層牆體或無開口之隔間牆為研究對象，且以同 RC 材質之版、牆、梁與柱之構造，因此，不考慮完整磚牆所提供之抗震功效。我們將藉由本文探討當發生地震之地表加速度 Z_g 大於設計地表加速度時，四層樓以下之低樓層物構築 RC 隔間牆所扮演的角色。

2.1、分析模式之說明

- （1）當屋突部份面積不及標準樓層八分之一面積者，其屋突部份之靜荷重可併入屋頂層靜荷重計算（5）。
- （2）版部份，模擬為剛性版將層剪力傳遞至各柱（4）。
- （3）樓梯部份，因所佔的面積不大，可以一般版重量計算，且亦以不開口之版來模擬。
- （4）小梁部份，依實際分割樓版承重方式後，將小梁與主梁重量一起計算分析；而結構分析時，小梁不再各別輸入作分析。
- （5）隔間牆部份，當牆寬為一致立面連貫之 RC 牆時，方考慮該牆的勁度；其它非完整性之 RC 牆磚牆（具開口或牆體非立面連貫者），只將其重量經計算後計入各樓層靜荷重中。
- （6）當下部結構為無開挖地下室之獨立基礎時，可以虛擬層來模擬，藉由地梁直接反應柱底彎矩，使結構物可以整體分析（3,6）。

- (7) 梁、柱與 RC 隔間牆 (PANEL) 三主要構件，依其位置、尺寸輸入程式，由程式自動計算其靜荷重與勁度後，再作結構分析 (3)。
- (8) ETABS 程式分析時，柱筋設計採雙軸向設計法，即同時考慮兩方向之力矩及總軸力，以 (P、 M_x 、 M_y) 作用力加以設計。當柱構材同時為 RC 隔間牆之端構材時，設計柱時應考量 RC 隔間牆 (PANEL) 受彎矩作用後，合併計算其轉換之等值的軸力。

2.2、荷重與地震力計算

- (1) 靜載重：15 公分 RC 樓版靜載重、粉刷層部份與加上 100 kg/m^2 額外荷重，假設單位面積之靜載重共約 550 kg/m^2 。結構分析時主構件之梁、柱與 RC 隔間牆重均由 ETABS 程式自動計算；另非結構性 RC 牆或磚牆之重量，需經計算輸入梁荷重 (Beam Load) 上。
- (2) 活載重：對一般住宅而言樓地板活載重取 200 kg/m^2 ，結構分析時分別考慮全部荷載與棋盤式荷載之情況。
- (3) 地震力：地震力之輸入採八十六年五月頒佈之靜力地震力公式 (4)，本研究主要探討 RC 隔間牆對各結構物之影響，並與經 921 地震擬做一比對 (7)。
- (4) 載重組合：本研究結構分析之橫力，不考慮風力載重，因此，由靜載重、活載重及地震力構成之七種基本載重 (8)：
1. 靜載重 DL，活載重 LL
 2. 跳跨活載重 LL_1
 3. 跳跨活載重 LL_2
 4. X 向地震力+5% 偏心扭力 A
 5. X 向地震力-5% 偏心扭力 B
 6. Y 向地震力+5% 偏心扭力 C
 7. Y 向地震力-5% 偏心扭力 D

依建築技術規則規定：混凝土構造之構材需能承受依載重及載重因數計得之設計需要強度。因此，柱結構分析時，共考慮下述 19 種載重組合分別為：

1. $1.4 \text{ DL} + 1.7 (\text{LL})$
2. $1.4 \text{ DL} + 1.7 \text{ LL}_1$
3. $1.4 \text{ DL} + 1.7 \text{ LL}_2$
4. $0.75 (1.4 \text{ DL} + 1.7 \text{ LL} + 1.87 \text{ A})$
5. $0.75 (1.4 \text{ DL} + 1.7 \text{ LL} - 1.87 \text{ A})$
6. $0.75 (1.4 \text{ DL} + 1.7 \text{ LL} + 1.87 \text{ B})$
7. $0.75 (1.4 \text{ DL} + 1.7 \text{ LL} - 1.87 \text{ B})$
8. $0.75 (1.4 \text{ DL} + 1.7 \text{ LL} + 1.87 \text{ C})$
9. $0.75 (1.4 \text{ DL} + 1.7 \text{ LL} - 1.87 \text{ C})$
10. $0.75 (1.4 \text{ DL} + 1.7 \text{ LL} + 1.87 \text{ D})$
11. $0.75 (1.4 \text{ DL} + 1.7 \text{ LL} - 1.87 \text{ D})$

- 12. 0.9 DL + 1.43 A
- 13. 0.9 DL - 1.43 A
- 14. 0.9 DL + 1.43 B
- 15. 0.9 DL - 1.43 B
- 16. 0.9 DL + 1.43 C
- 17. 0.9 DL - 1.43 C
- 18. 0.9 DL + 1.43 D
- 19. 0.9 DL - 1.43 D

3、案例分析探討

以集集大地震前已興建完成之二個案例，分別為低樓層之獨戶住宅與低樓層之連棟騎樓式店舖住宅，經大地震作用後了解其隔間牆所提供抗震與減震之成效。

3.1、低樓層之獨戶住宅

3.1.1、地震前房屋現況：

民國八十一年興建於草屯，原設計為地上四層之 RC 建築物，Y 向有兩道 15 公分完整 W_1 (1FL~RFL) RC 隔間牆，X 向樓梯旁有一道 15 公分完整 W_2 (1FL~RFL) RC 隔間牆，結構梁柱皆為 30 × 50 公分，結構柱主筋為 12 根 #6 鋼筋 ($A_s=34.2\text{cm}^2$)，柱圍束區箍筋間距採 #3 鋼筋每 12 公分一根，非圍束區箍筋間距採 #3 鋼筋每 18 公分一根，結構配置如圖 1 所示，原設計分析時並未考慮 RC 隔間牆作用；於民國八十六年該建築物再增建一層而為五層樓，增建部份為平屋頂之 RC 結構。

3.1.2、地震後情況：

Y 向 W_1 RC 隔間牆斜裂縫各二道，其它結構梁柱尚稱完好，X 向 W_2 RC 隔間牆於一樓處牆兩面混凝土嚴重剝落，牆橫豎鋼筋大致完好，少數牆筋綁紮鐵絲斷裂。另增建樓層新舊混凝土柱交界面呈多條環裂縫。921 地震當地地表加速度約 0.40g，高出原中震區設計的地表加速度 0.23g (9)。

3.1.3、原因分析與探討：

原建築物以四樓結構進行設計，已知當初設計時並未將所有 RC 隔間牆進行結構分析，在各種地表加速度 0.23g、0.33g、0.40g、0.50g 與 0.60g 作用下，四層樓結構之最大柱筋量變化如圖 2 中 B 斜線所示；而增建一層為五層樓時，結構柱最大柱筋量變化如圖 2 中 A 斜線所示。圖 2 中水平虛線為原四層樓結構受地表加速度 0.23g 作用下，分析設計時未考慮 W_1 與 W_2 RC 隔間牆效應下對應配置之柱筋量為 34.2cm^2 ，均較當地發生地表加速度約 0.40g 地震時，由 A 斜線與 B 斜線對應柱配筋需求量分別為 72.3cm^2 與 62.7cm^2 值小。若柱設計之主鋼筋量小於實際需求之主鋼筋量時，該建築物受震後理應被破壞，然該建築物受震後結構梁柱卻完好無受損壞，乃因 RC 隔間牆發揮效應所致，其理由如下述。

今考慮該建築物配置完整四層樓高之 RC 隔間牆，計有 Y 向 2 道 15 公分 W_1 RC 牆及 X 向 1 道 15 公分 W_2 RC 牆；依其各勁度參與結構分析，在地表加速度分別為 0.23g、0.33g、0.40g、0.50g 與 0.60g 作用下，四層樓結構之最大柱筋量變化如圖 2 中 D 斜線所示；而增建一層為五層樓時，結構柱最大柱筋量變化如圖 2 中 C 斜線

所示。在地表加速度 $Z_g=0.23g$ 作用下，C 與 D 兩線對應所需最大柱鋼筋量皆為最小柱鋼筋量（鋼筋比 $\rho = 0.01$ ， $A_s = \rho \times A_c = 0.01 \times 30 \times 50 = 15 \text{ cm}^2$ ），隨設計地表加速度 Z_g 之增大，所需之柱鋼筋量亦隨之增大。C 與 D 兩斜線皆由左下往右上延伸，圖 2 中水平虛線對應之柱筋量為 34.2 cm^2 與 D 線交叉點垂直對應地表加速度約為 $Z_g=0.45g$ ，表示依原設計四層樓柱鋼筋量為 34.2 cm^2 ，即使發生地表加速度 $0.45g$ 之大地震時，建築物仍無倒塌之虞，且結構柱亦將不致有所損傷，此乃因 W_1 與 W_2 RC 隔間牆發揮功效所致。

自用住宅頂樓增建（違建）情形，在國內是相當普遍的情形。本建築物亦不例外，在建築物完工使用幾年後，也增建一層樓而為完整的五層樓；在 921 地震發生時，建築物所在地（草屯）附近之地表加速度約 $0.40g$ ，由圖 2 C 斜線在 $Z_g=0.40g$ 所對應之柱最大鋼筋需求量为 35.2 cm^2 ，與原設計柱筋量 34.2 cm^2 相當，經 921 地震後，建築物結構柱幾乎仍然完好，證明了由於建築物設置 W_1 與 W_2 RC 隔間牆，雖然違建一層樓，幸有 RC 隔間牆提供抗震作用，協助結構柱抵擋此次 $0.40g$ 地震力，方可保住了使用者生命與財產之安全。

另由 C 與 D 兩斜線走向看來，在地表加速度 $Z_g=0.23g$ 發生時兩線交於一點，隨設計地表加速度之增加，兩線逐漸往右上分開，表示多增建一層樓，當地震力愈大時柱鋼筋需求量會愈多；在 $Z_g=0.33g$ 作用下，四層樓柱筋需求量为 23.1 cm^2 ，五層樓柱筋需求量为 27.8 cm^2 ，柱筋增加約為 20.3% （ $27.8 - 23.1 / 23.1$ ），在 $Z_g=0.40g$ 作用下，柱筋增加約為 21.8% （ $35.2 - 28.9 / 28.9$ ），在 $Z_g=0.50g$ 作用下，柱筋增加約為 22.5% （ $45.8 - 37.4 / 37.4$ ），可見若多增建一層樓，在 $0.33g$ 以上強震作用下，柱鋼筋需求量會較原設計柱筋量至少多出 20% 。

3.2、低樓層之連棟騎樓式店舖住宅

3.2.1、地震前房屋現況：

民國八十七年興建於東勢，原設計為地上四層之八間連棟騎樓式店舖住宅，Y 向除第一跨度一樓為法定騎樓外，餘皆為 15 公分 W_1 RC 隔間牆，X 向皆為非完整性牆（豎向連貫一致）或無任何隔間牆，屋頂層無任意增建情況甚至未設屋突層，結構配置如圖 3 所示；原結構梁柱皆為 30×50 公分，柱主筋 A_s 為 14 根 #7 鋼筋（ 54.3 cm^2 ），一樓柱箍筋間距採 #3 鋼筋每 10 公分一根。

3.2.2、地震後情況：

一樓騎樓柱頂拉斷側傾錯位後倒塌如圖 4 所示，921 地震當地地表加速度約 $0.55 g$ ，高出原設計地震一甲區之地表加速度 $0.33 g$ 。

3.2.3、原因分析與探討：

由圖 3 所示之連棟式店舖為國內最普遍的店舖住宅型式，除騎樓供人行行走無設牆體外，單戶房屋縱身長左右為無開口隔戶牆，以致 Y 向有大量之 RC 隔間牆體，導致 Y 向勁度大為提高，建築物之勁度呈現強向；建築物 X 向之 X1 軸一樓為騎樓無任何牆體，X2 軸一樓為店舖鐵捲門入口亦無任何牆體，X3 軸一樓配合店舖使用機能，亦無法設置任何牆體，X4 軸一樓設有後門及樓梯間或廚房採光窗戶等，僅剩極少量之牆體，與 Y 向全都是隔戶牆相較，建築物的 X 向勁度著實為弱向。本案例採用強震一甲區，設計之地表加速度 $Z_g=0.33g$ ，一樓柱主筋鋼筋用量為 55.4 cm^2 ，箍筋採 #3 鋼筋每 10 公分間距設計一根，雖具大量 RC 隔間牆體，卻不能同前案例獨戶住宅建築抵抗 921 大地震，此乃因 921 地震當時，本連棟式店舖所在地東勢的地表加速度高達 $0.55g$ ，實已超過建築物設計時所採用的地表加速度 $0.33g$ ，以致建築物結構柱超出其極限，導致在接近一樓騎樓柱頂處拉斷

後建築物隨之倒塌。

因在 X1 軸一樓依法定規定為騎樓，X2 軸一樓為店舖入口一般皆設有鐵捲門，根本無法配置完整之隔間牆，而 X4 軸一樓常須設置後門或採光開口，能設置完整牆體極為有限，即使可設置完整牆體，由於牆體剛心距離建築物重心較遠，易使建築物產生額外的扭距；因此，若就 X3 軸線位置來設置隔間牆必然為最佳之牆體位置，可提高建築物 X 向之勁度。下述探討若增加建築物 X 向之隔間牆，如何提高建築物之勁度，今為配合 X3 軸隔間牆牆體之設置，將樓梯位置改置並轉向於 X3 軸旁如圖 5 所示，樓梯旁若設置完整之 RC 隔間牆體 W_2 ，其厚度為 15 公分與長度為 3 公尺，我們分別輸入四種不同地表加速度 $Z_g=0.33g$ 、 $0.40g$ 、 $0.50g$ 與 $0.60g$ ，並就 W_2 隔間牆樓層高度，分別為僅一樓設 W_2 隔間牆，一、二樓設 W_2 隔間牆，一至三樓設 W_2 隔間牆及一至四樓設 W_2 隔間牆四種情況來探討，重新分析比較建築物柱鋼筋需求量之變化，以了解 W_2 RC 隔間牆在大地震來時，對 X 向弱軸所扮演之角色。

現將隔間牆 W_2 分析後之結果整理如表一與圖 6 所示，其中 X 軸為柱鋼筋需求量，而 Y 軸為 W_2 RC 牆施作之樓層高度。由表一與圖 6 可得知：在地表加速度 $Z_g=0.33g$ 作用下，僅設置 W_1 RC 隔間牆而無設置 W_2 牆時，柱鋼筋需求為 $A_s=55.4\text{cm}^2$ ；但當增加設置一層樓高（1FL~2FL）之 W_2 RC 隔間牆時，柱需求鋼筋量為 $A_s=41.0\text{cm}^2$ ，為原設計鋼筋量之 3/4 左右；當 W_2 RC 隔間牆設置二層樓高（1FL~3FL）時，柱需求鋼筋量為 $A_s=26.0\text{cm}^2$ ，已為原設計鋼筋量之 1/2 左右；當 W_2 RC 隔間牆設置三層樓高（1FL~4FL）時，需求之柱鋼筋量 $A_s=15.7\text{cm}^2$ ，卻為原設計鋼筋量之 1/3 左右；當 W_2 RC 隔間牆設置四層樓高（1FL~RFL）時，柱需求鋼筋量為最小鋼筋量 $A_s=15.0\text{cm}^2$ （全棟各樓層所有結構柱之鋼筋比為 1%）。另當 $Z_g=0.40g$ 時，分別設置 W_2 隔間牆一樓至四樓高時，柱所需鋼筋量分別為 55.2cm^2 、 33.8cm^2 、 18.6cm^2 與 15.0cm^2 。再者當 $Z_g=0.50g$ 及 $0.60g$ 時，依 W_2 隔間牆設置高度變化，柱筋需求量如圖 6 及表一所示。

從圖 6 分別代表 $Z_g=0.33g$ 、 $0.40g$ 、 $0.50g$ 與 $0.60g$ 四條斜線之走向來看，在各種地表加速度作用下，很明顯因有 W_2 隔間牆之存在，使得柱筋需求量之斜線由右下往左上走。當 W_2 隔間牆具四樓層高度時，柱鋼筋需求量都為最小鋼筋量使四斜線交集為一點，（此乃為滿足建築技術規則最小柱鋼筋比 0.01 之規範），若設置 W_2 RC 隔間牆至四層樓高時，以 30 x 50 公分柱結構配置為最小鋼筋量 $A_s=15.0\text{cm}^2$ ，亦能夠承受地表加速度 $Z_g=0.60g$ 之強烈地震；當 W_2 RC 隔間牆僅設置二層樓高時，由 $Z_g=0.60g$ 斜線所示柱鋼筋需求量 $A_s=57.9\text{cm}^2$ ，已相近於原柱設計鋼筋量 $A_s=55.4\text{cm}^2$ 。

由上述可得知若原建築物樓梯間改採圖 5 配置，且 15 公分之 W_2 RC 隔間牆設置高度僅兩層樓高（1FL~3FL）時，受 921 地震侵襲時，在當地約 $0.55g$ 地表加速度作用下，應不致使建築物倒塌，且結構柱應不致有所嚴重損害。當地表加速度為 $Z_g=0.60g$ 時，若不設置 W_2 RC 牆，其結構柱之鋼筋需求量達 $A_s=140\text{cm}^2$ ，以柱尺寸為 30 x 50 公分而言其鋼筋比已高達 9.3%，超出建築技術規則耐震設計柱鋼筋比之要求 1~6%，根本無法設計。

4、結論

在結構分析設計上，往往為了方便結構體之模擬或簡化輸入資料檔，有時常未考慮 RC 隔間牆它可以提供的抗震能力，而將這些隔間牆作為純供使用機能的隔間牆。經歷 921 地震後，原本被忽略的 RC 隔間牆效應，讓結構設計者重新重視 RC 隔間牆所扮演的角色，這些 RC 隔間牆不是本身強度足夠抵抗地震力，而是其勁度大優先吸收地震力，在大地震來臨時，卻是抵擋地震力的第一線，此乃因牆體先破壞而吸收了大半的地震力，消

散了大半的地震橫力，讓結構體避開了大地震樑柱破壞的危機，使人員有較充裕的時間逃離避難。本研究依 RC 隔間牆實際的勁度與結構柱共同抵抗地震力，變化設置 RC 隔間牆量體與配置樓層高度，在各地表加速度作用下，對四層以下低樓層建築，受地震力作用探討其反應在柱鋼筋量之變化。驗證完整的 RC 隔間牆在大地震發生時之重要性，可得下列之結論：

- (1) 低樓層獨立住宅在結構分析時，若納入考慮設置 RC 隔間牆，可減少結構柱之鋼筋量。
- (2) 連棟式騎樓住宅可藉由樓梯設置方向，增強長向的勁度，有效抵抗長方向來的地震力。
- (3) RC 隔間牆四周以有邊構材為宜，且 RC 隔間牆應與樓版有所結合，挑高無版的獨立牆因不能接受樓版傳遞的橫剪力，將無法發揮抗震能力。
- (4) 對低樓層建築(四層以下)，若 RC 隔間牆設置到二至三樓層高時，可以達到相當不錯的抗震能力。

5、參考文獻

1. 羅俊雄等，『集集地震初步勘災報告』，國家地震工程研究中心，民國八十八年十月。
2. Clough, R.W., King I.P. and Wilson, E.L., "Structural Analysis of Multistory Buildings", Journal of the Structural Division, SACE, Vol. 89, No.8, 1063.
3. Ashraf Habibullah, ETABS, Three-Dimension Analysis of Building Systems-Version 6.2, User Manual, Computers & Structures, Inc., Berkeley, California, 1997.
4. 『建築物耐震設計規範及解說』，國內政部建築研究所，民國八十六年七月。
5. 『最新建築技術規則（八十八年版）』，營建雜誌社，民國八十八年元月。
6. Bathe, K.L., Wilson, E.L. and Peterson, F.E, "SAPIV – A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Linear Systems", EERC, Report No. 73-11, April 1974.
7. 『建築技術規則對建築物之耐震規定』問答手冊（第一輯），行政院災後重建推動委員會營建組，民國八十八年十月。
8. 卓瑞年『房屋結構設計手冊強度設計法』，科技公司，民國七十七年八月。
9. 蔡益超、王榮吉、宋和燦，『現行規範地震最小橫力之檢討與研究 - 震力係數、基地係數與組構係數』，國立台灣大學工學院地震工程研究中心，民國七十五年九月。

表一、連棟騎樓式店舖住宅變化地表加速度與設置 W_2 RC 牆高度柱最大需求之鋼筋量

| W ₂ RC 牆施作 樓層高 度 | 地 表 加 速 度 | | | |
|--------------------------------------|-----------|---------|---------|---------|
| | Z=0.33g | Z=0.40g | Z=0.50g | Z=0.60g |
| 4F | 15.0 | 15.0 | 15.0 | 15.0 |
| 3F | 15.7 | 18.6 | 23.8 | 29.9 |
| 2F | 26.0 | 33.8 | 45.4 | 57.9 |
| 1F | 41.0 | 55.2 | 72.6 | 90.6 |

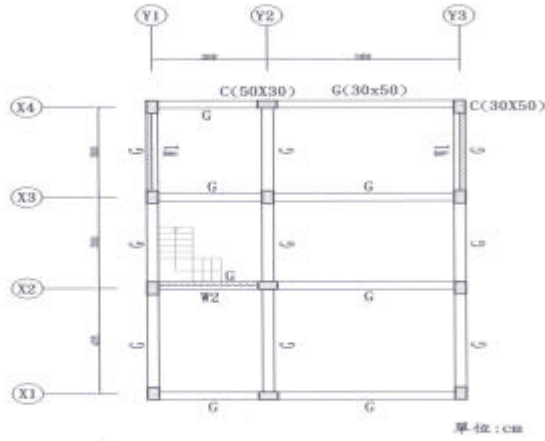


圖1 低樓層獨戶住宅平面圖

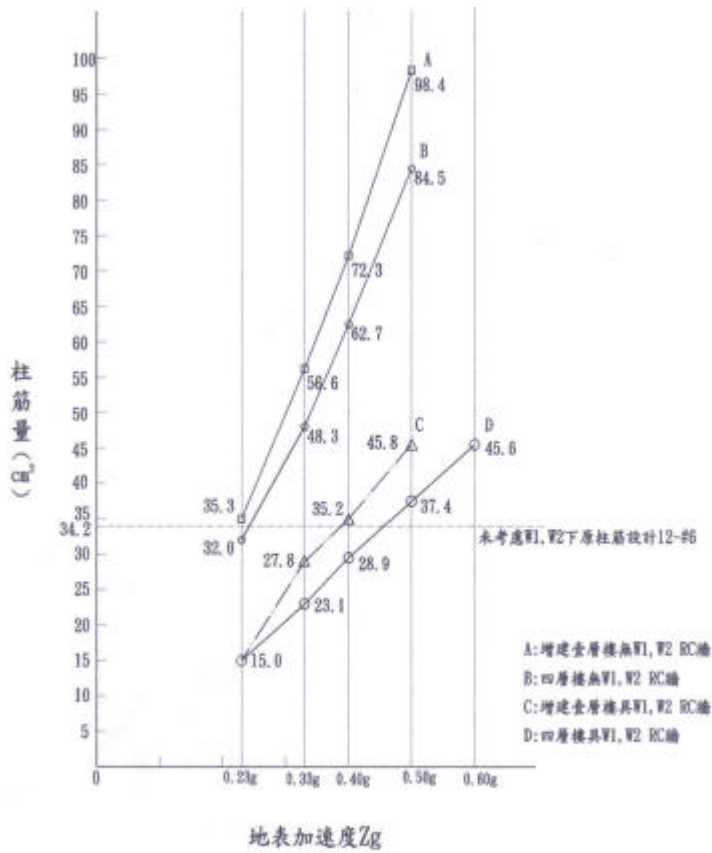


圖2 低樓層獨戶住宅有無RC牆效應下柱鋼筋量之變化

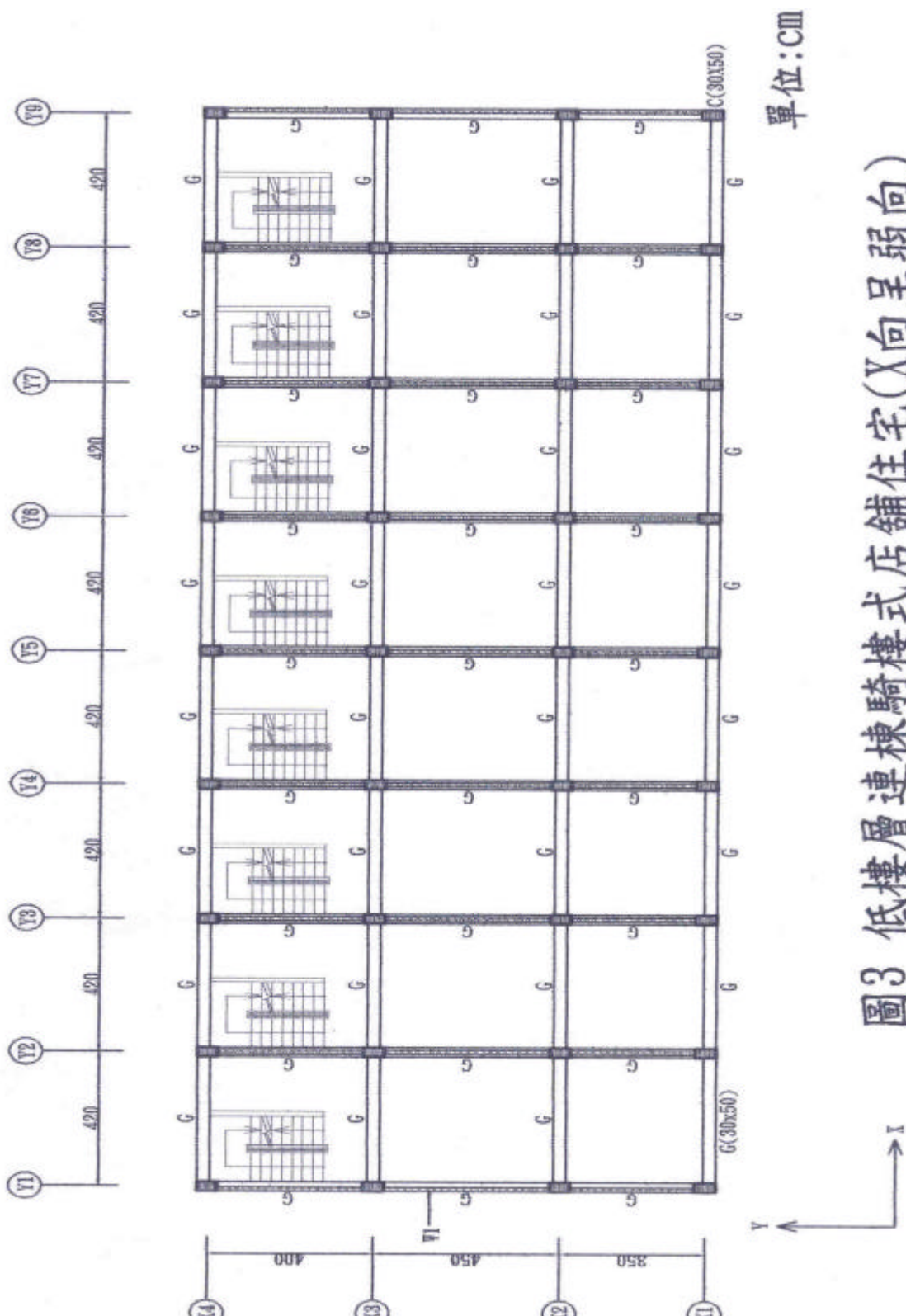


圖3 低樓層連棟騎樓式店舖住宅(X向呈弱向)

單位:CM

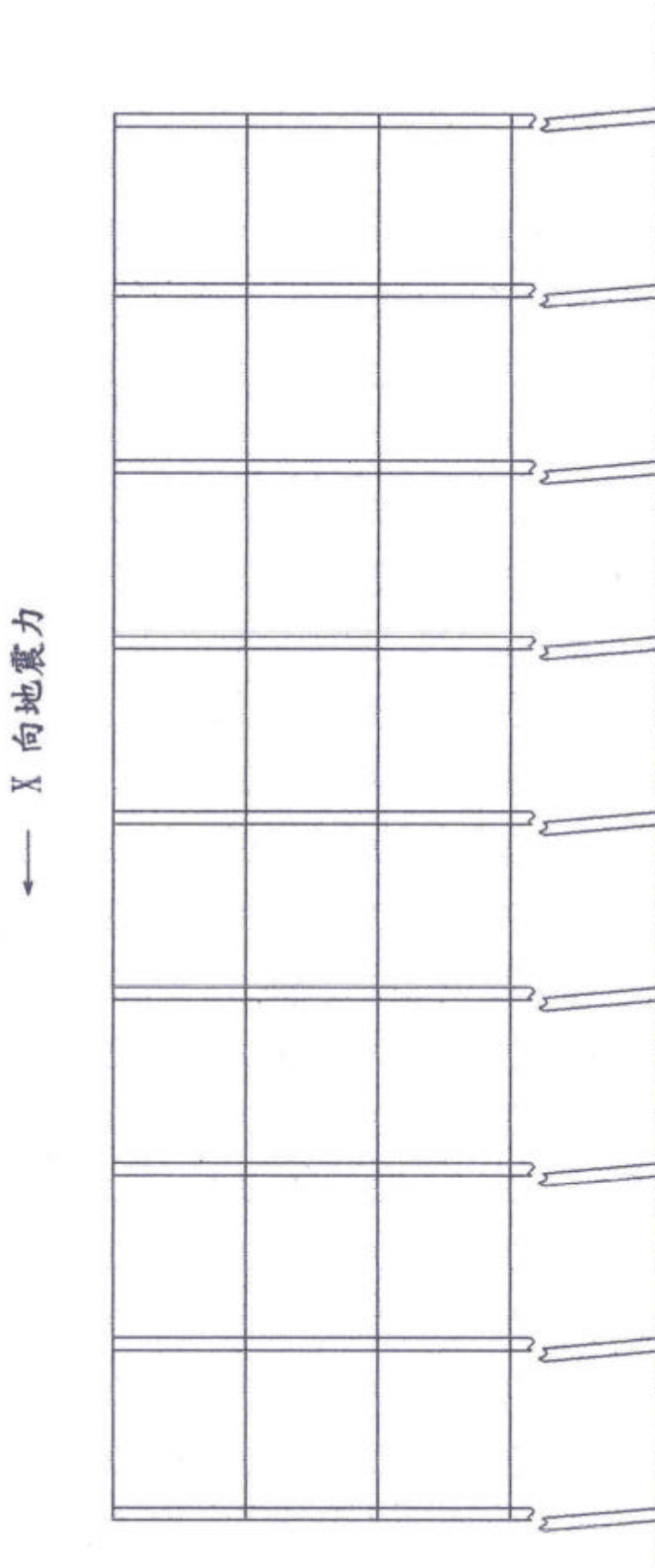


圖4 連棟騎樓式店舖住宅弱軸向一樓柱拉裂錯位壓毀

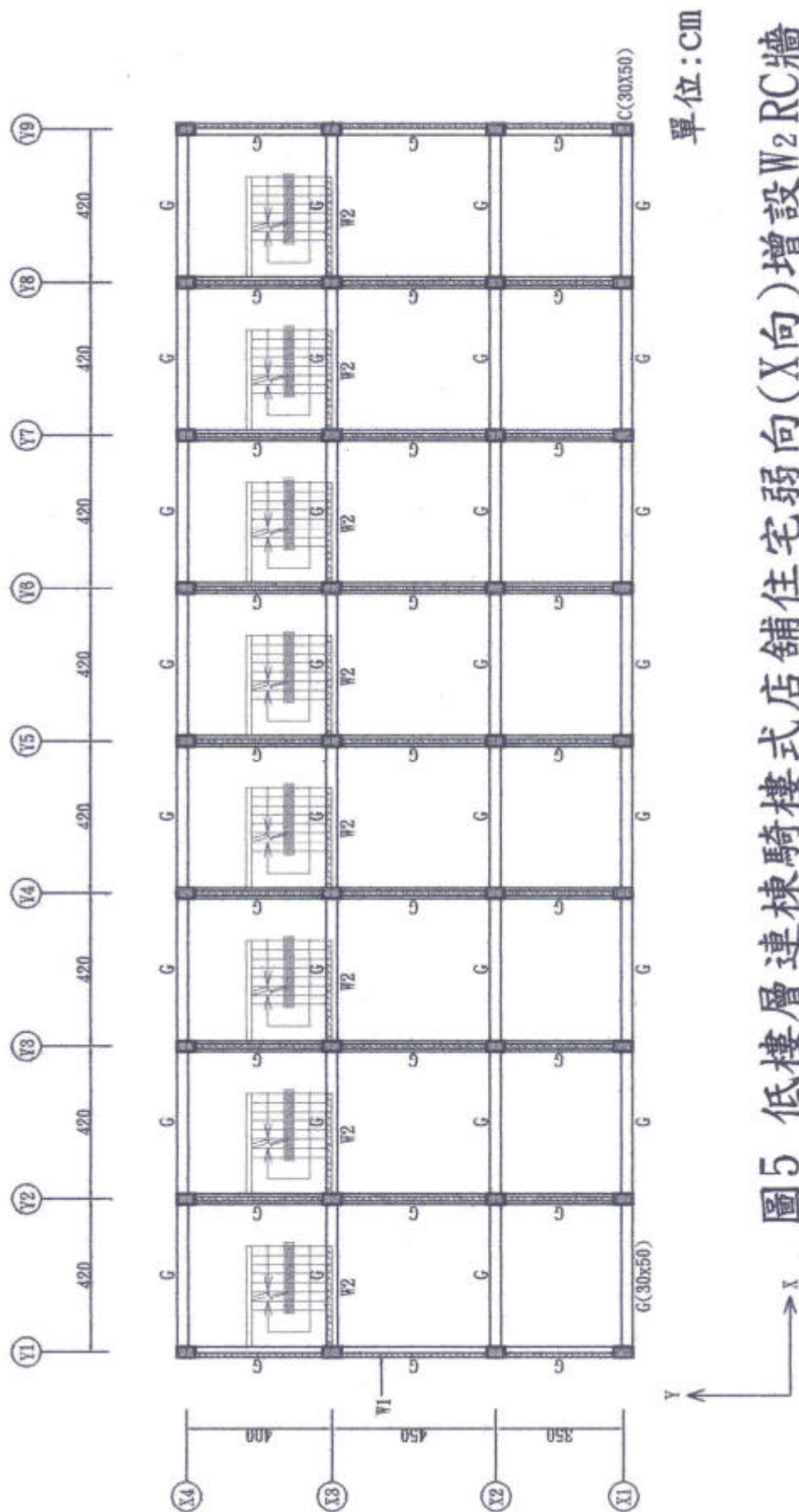
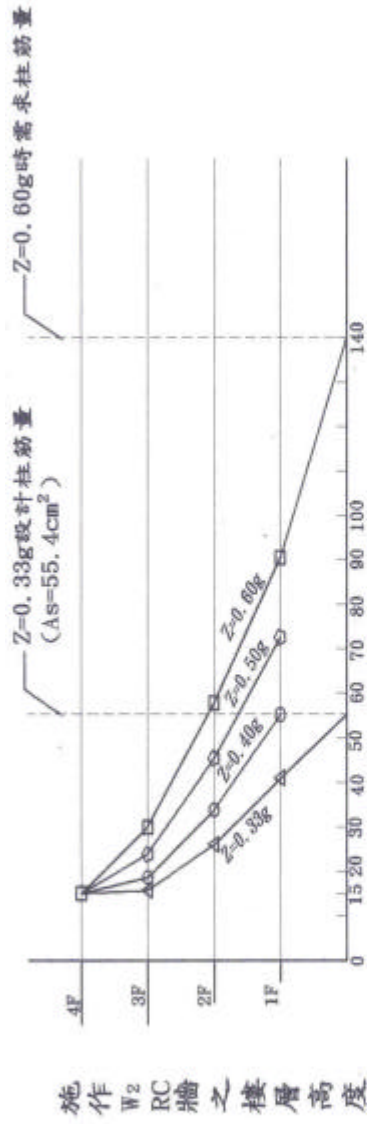


圖5 低樓層連棟騎樓式店舖住宅弱向(X向)增設W₂RC牆

單位:CM



柱需求之鋼筋量 A_s (cm²)

圖6 低樓層連棟騎樓式店舖住宅增設W2 RC牆效應下柱鋼筋量之變化