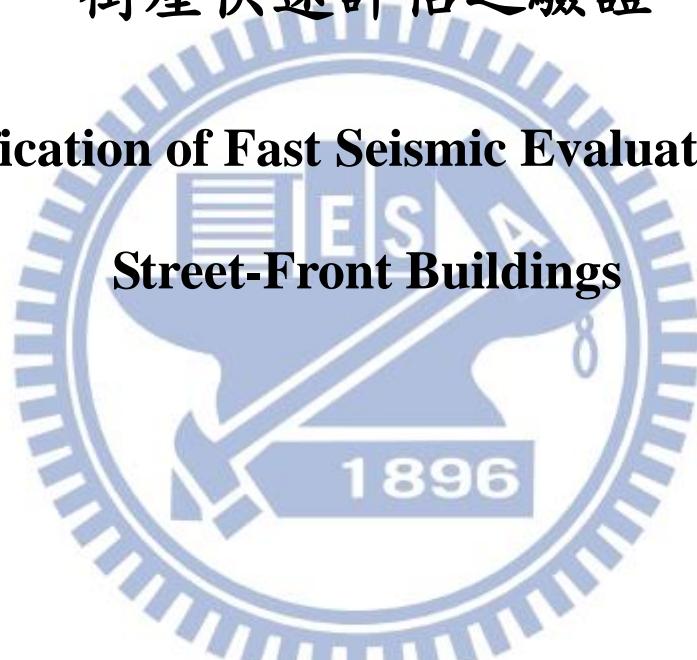


國立交通大學
土木工程學系

碩士論文

街屋快速評估之驗證

Verification of Fast Seismic Evaluation for
Street-Front Buildings



研究生：黃暉竣

指導教授：劉俊秀 博士

鍾立來 博士

中華民國 一〇三年七月

街屋快速評估之驗證

Verification of Fast Seismic Evaluation for Street-Front Buildings

研究 生：黃暉竣

Student : Wei-Jyun Huang

指 導 教 授：劉俊秀

Advisor : Dr. Gin-Show Liou

鍾立來

Dr. Lap-Loi Chung



July 2014

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一〇三年七月

街屋快速評估之驗證

研究生：黃暉竣

指導教授：劉俊秀 博士

鍾立來 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

摘要

街屋建築是台灣常見的住宅型式，也是高震損風險的住宅型式之一。街屋耐震能力快速評估法可以快速評估街屋耐震性能，篩選出耐震能力有疑慮的建築再進行詳細評估，為經濟可行的評估方案。國家地震工程研究中心長期投入研究，開發出街屋快速評估法，供民眾對自宅耐震能力進行自主檢查。作為民眾使用的自主檢查工具，應具有相當的保守性卻又不失其篩選能力，因此本研究利用 61 棟低矮型鋼筋混凝土建築震損資料庫，以校舍初步評估法及街屋快速評估法進行評估，並由低矮型鋼筋混凝土建築震損資料庫找 9 棟街屋案例進行詳細評估，藉此比對快速評估的結果與初步評估及詳細評估的結果，可看出快速評估方法的篩選性及保守性。

關鍵字：街屋、臨街店鋪住宅、快速評估、耐震評估、鋼筋混凝土

Verification of Fast Seismic Evaluation for Street-Front Buildings

Student : Wei-Jyun Huang

Advisor : Dr. Gin-Show Liou

Dr. Lap-Loi Chung

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

Abstract

Street house is the famous type of house in taiwan. It also has the high risk of earthquake damage. Street house fast evaluation can evaluate street house seismic performacne quickly. It can screen the buildings which have concern of seismic safety to execute seismic detailed evaluation. It is an economic and feasible assessment programme. NCREE conducted this research for a long time and developed Street house fast evaluation for people to examine their houses seismic performacne. Being a tool, it should have enough conservative property and screening ability. Therefore, this research used low-rise RC building earthquake-damaged data bank to execute school preliminary seismic evaluation and street house fast evaluation. Furthermore, finding nine street-front buildings from low-rise RC building earthquake-damaged data bank to execute seismic detailed evaluation. By the results of seismic detailed evaluation, the results of fast evaluation and the results of preliminary seismic evaluation were compared. Then, find out the screening ability and conservative property from fast evaluation method is confirmed.

Keywords: street house, fast evaluation, seismic evaluation, RC

誌謝

在研究的歷程中，最要感謝的是我的指導教授劉俊秀老師和鍾立來老師，這二年來的指導和教誨，在我研究出現瓶頸和迷惘時為我指點迷津，在口試前指導簡報的製作與報告的技巧，使我在口試時更加順利。再來感謝黃炯憲老師、鄭復平老師和邱聰智學長於課餘時間撥冗參加學生的口試，並給予許多寶貴的意見，使我的論文更加完整，在此也謝謝老師們的指導。

感謝聰智學長這二年來，不論是在簡報製作、專業知識和口頭報告上都給予許多的指導。使我的研究能在碰到問題時，找出解決辦法。感謝耀昇學長、勇安學長、人傑學長、孟翰學長在課業和論文方面給予的協助和建議，使我在面臨困難之時，提供意見與鼓勵。

感謝研究所同窗好友峻寬、智嵩、建文和允璿，在生活、課業、程式、研究、論文方面給予的協助。感謝學弟德賢和季峰也在我需要幫忙時，提供相關資訊供我參考。

最後，將本論文獻給我的家人，因為你們的教導、奉獻、鼓勵與支持，給與我最大的動力，使得我能專心致力於我的研究上，並且順利的畢業，一個人一路走來受到許多人的幫助，才能走到這裡，因為當時的幫助造就了現在的我，在這鄭重的感謝所有曾經幫助我的人。

黃暉竣 謹誌

中華民國 103 年 7 月于國立交通大學

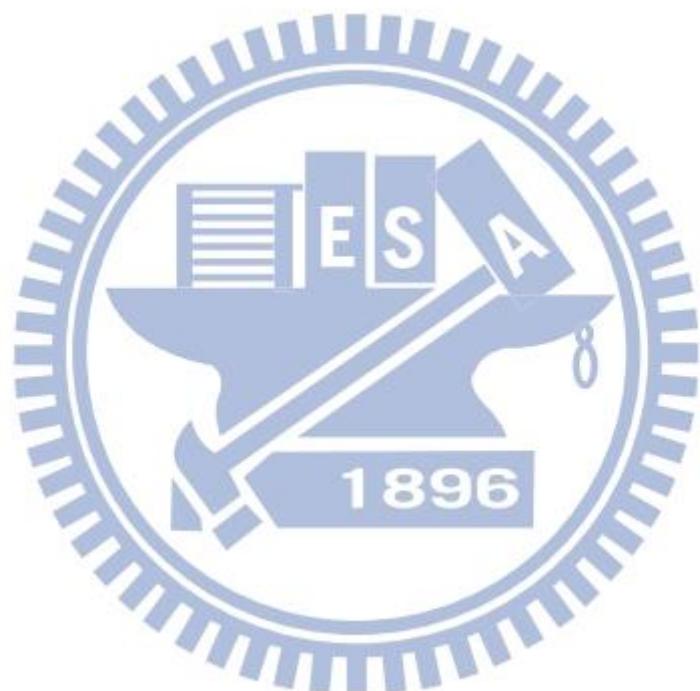
目錄

摘要	I
Abstract	II
誌謝	III
目錄	IV
表目錄	VII
圖目錄	IX
符號說明	XIII
第一章 緒論	1
1.1 研究動機與目的	1
1.2 研究內容與方法	2
第二章 文獻回顧	3
2.1 宋嘉誠之建議	3
2.2 郭心怡之建議	4
2.3 街屋快速評估法	6
2.4 校舍結構初步評估法	8
2.5 校舍結構詳細評估法	10
第三章 低矮型鋼筋混凝土震損資料庫現況與篩選	13
3.1 資料庫介紹與篩選	13

3.2	資料庫快速評估結果.....	13
3.3	分析與討論.....	14
第四章	初評方法與快評之比較.....	17
4.1	街屋初步評估法.....	17
4.2	街屋初評示範例.....	19
4.3	街屋初評結果.....	21
4.4	街屋初評與快評比較.....	21
第五章	詳評方法和快評之比較.....	23
5.1	街屋詳評結果.....	23
5.2	街屋詳評與快評比較.....	38
5.3	詳評案例建議.....	38
5.4	初評和詳評比較.....	40
5.5	快評與詳評和初評比較.....	43
第六章	快評結果與實際震損程度之驗證.....	45
第七章	結論與建議.....	47
7.1	結論	47
7.2	建議	47
參考文獻	51
附錄 A	豎向構件之模擬	161

附錄 B 性能曲線之建立 179

附錄 C 詳評示範例 183



表目錄

表 2-1	各垂直構材貢獻比 α 與極限平均剪應力強度 τ	53
表 2-2	等效阻尼比修正係數	53
表 3-1	921 集集地震調查資料	54
表 3-2	921 集集地震調查資料	58
表 3-3	0401 台東地震調查資料	59
表 3-4	1226 恒春地震調查資料	61
表 3-5	0304 甲仙地震調查資料	62
表 3-6	1219 花蓮地震調查資料	63
表 3-7	0602 南投地震調查資料	66
表 3-8	0331 宜蘭地震調查資料	68
表 3-9	61 棟案例快評結果	69
表 4-1	案例編號 56 之初評整理資料	72
表 4-2	20 棟街屋案例之初評整理資料	73
表 4-3	20 棟街屋案例之初評結果	74
表 4-4	快評和初評之比較	75
表 5-1	材料參數假設	75
表 5-2	案例一基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角 ...	76
表 5-3	案例二基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角 ...	77
表 5-4	案例三基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角 ...	78
表 5-5	案例四基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角 ...	79
表 5-6	案例五基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角 ...	80
表 5-7	案例五(梯間磚牆轉向)基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角	81
表 5-8	案例六基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角 ...	82
表 5-9	案例六(梯間磚牆轉向)基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角	83
表 5-10	案例七基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角 .	84
表 5-11	案例七各樓層樓層重與模態	85
表 5-12	1F 和 2F 豎向構材的側向強度	85
表 5-13	案例八基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角 .	86
表 5-14	案例九基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角 .	87
表 5-15	全部案例柱尺寸整理表	88
表 5-16	比較案例的快評結果和詳評結果	89
表 5-17	全部案例韌性容量	89
表 5-18	初評和詳評之週期比較	90
表 5-19	詳評各案例頂層與非頂層單位面積之重量整理	90

表 5-20 初評和詳評之單位面積重量比較	90
表 5-21 初評和詳評之豎向構件平均單位面積側向強度	91
表 5-22 修正磚牆轉換係數後各案例快評結果	91
表 5-23 修正磚牆轉換係數後快評和詳評耐震性能比較	91
表 5-24 快評和初評與詳評耐震性能比較	92



圖 目 錄

圖 1.1 街屋平面示意圖(樓梯垂直走廊方向).....	93
圖 1.2 街屋平面示意圖(樓梯平行走廊方向).....	93
圖 1.3 底層塌陷之二層樓街屋	93
圖 1.4 底層塌陷之三層樓街屋	94
圖 2.1 折減考慮交互作用之迴歸預測與實際之性能目標地表加速度比值分佈圖	94
圖 2.2 側推分析之容量曲線	95
圖 2.3 等效單自由度系統	95
圖 2.4 容量震譜二線段化	95
圖 3.1 快評耐震性能與當時地震紀錄之震損程度比較	96
圖 3.2 快評耐震性能與法規耐震標準之震損程度比較	96
圖 4.1 典型校舍之結構平面圖(單邊懸臂走廊式).....	97
圖 4.2 典型街屋住宅平面圖	97
圖 4.3 S_{D1} 與 S_{D1} 求法(1)	98
圖 4.4 S_{D1} 與 S_{D1} 求法(2)	98
圖 4.5 初評和快評之耐震性能比較	99
圖 4.6 初評和快評之基底剪力比較	99
圖 5.1 案例一結構平面圖	100
圖 5.2 案例一結構立面圖	101
圖 5.3 案例一配筋圖	102
圖 5.4 案例一 ETABS 模型 3D 圖	103
圖 5.5 案例一容量曲線和耐震性能	103
圖 5.6 案例一構架 2 性能點塑鉸發展情形	104
圖 5.7 案例一構架 3 性能點塑鉸發展情形	104
圖 5.8 案例一構架 4 性能點塑鉸發展情形	104
圖 5.9 案例一構架 5 性能點塑鉸發展情形	105
圖 5.10 案例一構架 6 性能點塑鉸發展情形	105
圖 5.11 案例二結構平面圖	106
圖 5.12 案例二結構立面圖	107
圖 5.13 案例二配筋圖	107
圖 5.14 案例二 ETABS 模型 3D 圖	108
圖 5.15 案例二容量曲線和耐震性能	108
圖 5.16 案例二構架 2 性能點塑鉸發展情形	109
圖 5.17 案例二構架 3 性能點塑鉸發展情形	109
圖 5.18 案例二構架 4 性能點塑鉸發展情形	109

圖 5.19 案例二構架 5 性能點塑鉸發展情形	110
圖 5.20 案例二構架 6 性能點塑鉸發展情形	110
圖 5.21 案例三結構平面圖(單位 cm).....	111
圖 5.22 案例三結構立面圖(構架 3)(單位 cm)	112
圖 5.23 案例三配筋圖(單位 cm).....	112
圖 5.24 案例三 ETABS 模型 3D 圖	113
圖 5.25 案例三容量曲線和耐震性能	113
圖 5.26 案例三構架 1 性能點塑鉸發展情形	114
圖 5.27 案例三構架 2 性能點塑鉸發展情形	114
圖 5.28 案例三構架 3 性能點塑鉸發展情形	115
圖 5.29 案例三構架 4 性能點塑鉸發展情形	115
圖 5.30 案例四結構平面圖	116
圖 5.31 案例四結構立面圖	117
圖 5.32 案例四配筋圖	117
圖 5.33 案例四 ETABS 模型 3D 圖	118
圖 5.34 案例四側推曲線和耐震性能	118
圖 5.35 案例四構架 1 性能點塑鉸發展情形	119
圖 5.36 案例四構架 2 性能點塑鉸發展情形	119
圖 5.37 案例四構架 3 性能點塑鉸發展情形	119
圖 5.38 案例四構架 4 性能點塑鉸發展情形	120
圖 5.39 案例四構架 5 性能點塑鉸發展情形	120
圖 5.40 案例五結構平面圖	121
圖 5.41 案例五結構立面圖	122
圖 5.42 案例五配筋圖	122
圖 5.43 案例五 ETABS 模型 3D 圖	123
圖 5.44 案例五側推曲線和耐震性能	123
圖 5.45 案例五構架 1 性能點塑鉸發展情形	124
圖 5.46 案例五構架 2 性能點塑鉸發展情	124
圖 5.47 案例五構架 3 性能點塑鉸發展情形	124
圖 5.48 案例五構架 4 性能點塑鉸發展情形	125
圖 5.49 案例五構架 5 性能點塑鉸發展情形	125
圖 5.50 案例五構架 6 性能點塑鉸發展情形	125
圖 5.51 案例五(梯間磚牆轉向)結構平面圖	126
圖 5.52 案例五(梯間磚牆轉向)結構立面圖	127
圖 5.53 案例五(梯間磚牆轉向)ETABS 模型 3D 圖	128
圖 5.54 案例五(梯間磚牆轉向)側推曲線和耐震性能	128
圖 5.55 案例五(梯間磚牆轉向)構架 1 性能點塑鉸發展情形	129
圖 5.56 案例五(梯間磚牆轉向)構架 2 性能點塑鉸發展情形	129

圖 5.57 案例五(梯間磚牆轉向)構架 3 性能點塑鉸發展情形	129
圖 5.58 案例五(梯間磚牆轉向)構架 4 性能點塑鉸發展情形	130
圖 5.59 案例五(梯間磚牆轉向)構架 5 性能點塑鉸發展情形	130
圖 5.60 案例五(梯間磚牆轉向)構架 6 性能點塑鉸發展情形	130
圖 5.61 案例六結構平面圖(基礎和一樓~三樓).....	131
圖 5.62 案例六結構立面圖(構架 5 和構架 6).....	131
圖 5.63 案例六配筋圖	131
圖 5.64 案例六 ETABS 模型 3D 圖	132
圖 5.65 案例六側推曲線和耐震性能	132
圖 5.66 案例六構架 1 性能點塑鉸發展情形	133
圖 5.67 案例六構架 2 性能點塑鉸發展情形	133
圖 5.68 案例六構架 3 性能點塑鉸發展情形	133
圖 5.69 案例六構架 4 性能點塑鉸發展情形	134
圖 5.70 案例六構架 5 性能點塑鉸發展情形	134
圖 5.71 案例六構架 6 性能點塑鉸發展情形	134
圖 5.72 案例六(梯間磚牆轉向) 結構平面圖(基礎和一樓~三樓).....	135
圖 5.73 案例六(梯間磚牆轉向)結構立面圖(構架 6).....	135
圖 5.74 案例六(梯間磚牆轉向)ETABS 模型 3D 圖	136
圖 5.75 案例六(梯間磚牆轉向)側推曲線和耐震性能	136
圖 5.76 案例六(梯間磚牆轉向)構架 1 性能點塑鉸發展情形	137
圖 5.77 案例六(梯間磚牆轉向)構架 2 性能點塑鉸發展情形	137
圖 5.78 案例六(梯間磚牆轉向)構架 3 性能點塑鉸發展情形	137
圖 5.79 案例六(梯間磚牆轉向)構架 4 性能點塑鉸發展情形	138
圖 5.80 案例六(梯間磚牆轉向)構架 5 性能點塑鉸發展情形	138
圖 5.81 案例六(梯間磚牆轉向)構架 6 性能點塑鉸發展情形	138
圖 5.82 案例七結構平面圖	139
圖 5.83 案例七結構立面圖(構架 6).....	140
圖 5.84 案例七配筋圖	140
圖 5.85 案例七 ETABS 模型 3D 圖	141
圖 5.86 案例七側推曲線和耐震性能	141
圖 5.87 案例七構架 1 性能點塑鉸發展情形	142
圖 5.88 案例七構架 2 性能點塑鉸發展情形	142
圖 5.89 案例七構架 3 性能點塑鉸發展情形	142
圖 5.90 案例七構架 4 性能點塑鉸發展情形	143
圖 5.91 案例七構架 5 性能點塑鉸發展情形	143
圖 5.92 案例七構架 6 性能點塑鉸發展情形	143
圖 5.93 案例八結構平面圖	144
圖 5.94 案例八結構立面圖	144

圖 5.95 案例八配筋圖	145
圖 5.96 案例八 ETABS 模型 3D 圖	145
圖 5.97 案例八側推曲線和耐震性能	146
圖 5.98 案例八構架 1 性能點塑鉸發展情形	146
圖 5.99 案例八構架 2 性能點塑鉸發展情形	147
圖 5.100 案例八構架 3 性能點塑鉸發展情形	147
圖 5.101 案例八構架 4 性能點塑鉸發展情形	147
圖 5.102 案例八構架 5 性能點塑鉸發展情形	148
圖 5.103 案例八構架 6 性能點塑鉸發展情形	148
圖 5.104 案例八構架 7 性能點塑鉸發展情形	148
圖 5.105 案例九結構平面圖(基礎和一樓~四樓).....	149
圖 5.106 案例九結構立面圖	149
圖 5.107 案例九配筋圖	149
圖 5.108 案例九 ETABS 模型 3D 圖	150
圖 5.109 案例九側推曲線和耐震性能	150
圖 5.110 案例九構架 1 性能點塑鉸發展情形.....	151
圖 5.111 案例九構架 2 性能點塑鉸發展情形.....	151
圖 5.112 案例九構架 3 性能點塑鉸發展情形.....	151
圖 5.113 案例九構架 4 性能點塑鉸發展情形.....	152
圖 5.114 案例九構架 5 性能點塑鉸發展情形.....	152
圖 5.115 案例九構架 6 性能點塑鉸發展情形.....	152
圖 5.116 案例九構架 7 性能點塑鉸發展情形.....	153
圖 5.117 案例九結構扭轉情形	153
圖 5.118 各案例快評結果和詳評結果比較.....	154
圖 5.119 典型柱和磚牆之側力與側位移關係圖	154
圖 5.120 各案例快評結果修改後和詳評結果比較	155
圖 5.121 各案例快評結果修改後和詳評結果與初評結果比較	155
圖 6.1 A_p/A_{rec} 與震損程度比較	156
圖 6.2 恒春正興家具行結構平面圖	157
圖 6.3 承德路民宅結構平面圖	158
圖 6.4 A_p/A_{rec} (修改後)與震損程度比較	158
圖 6.5 A_p/AT 與震損程度比較	159
圖 6.6 修正後初評和快評耐震性能之比較	159

符號說明

a_1	磚牆破壞時對應之崩塌地表加速度
a_2	RC 牆破壞時對應之崩塌地表加速度
a_3	一般柱破壞時對應之崩塌地表加速度
A_d	磚牆之等值斜撐斷面積
A_e	容量震譜之下所圍面積
A_g	柱斷面積
A_p	性能地表加速度
A_{rec}	當時地震紀錄
A_{st}	剪力鋼筋於箍筋間距(s)內之斷面積
A_{Fi}	第 i 層之總樓地板面積
A_{Roof}	頂樓之總樓地板面積
A_T	475 年設計地震等值地表加速度(EPA)
b	柱寬
B_s	短週期結構之阻尼修正係數
B_l	長週期結構之阻尼修正係數
C_s	耐震容量
CFR	柱量比
CFR_{eq}	等值柱量比
CFR_{eqx}	X 向等值柱量比
CFR_{eqy}	Y 向等值柱量比
$CFR_{eq,bw3}$	三面圍束磚牆的等值柱量比
$CFR_{eq,bw4}$	四面圍束磚牆的等值柱量比
d	有效深度(構材最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離)
d_c	柱核心混凝土深度，由箍筋中心至中心計算之
d_s	主筋直徑
D_s	耐震需求

E_c	混凝土彈性模數
E_d	磚牆之等值斜撐彈性模數
E_D	結構於單一遲滯迴圈消散之能量
E_s	鋼筋彈性模數
E_{s0}	容量震譜之最大應變能
E_u	磚牆達極限點時之割線模數
$(EI)_c$	柱開裂斷面的撓曲剛度
f_{bc}	紅磚單軸抗壓強度
f_{bt}	紅磚劈裂強度
f'_c	混凝土抗壓強度
f_{mbt}	紅磚與砂漿介面劈裂強度
f_{mc}	砂漿單軸抗壓強度
f_t	混凝土抗拉強度
f_{tm}	砂漿劈裂強度
f_y	主筋降伏強度
f_{yt}	箍筋降伏強度
F_a	反應譜等加速度段之工址放大係數
F_u	結構系統地震力折減係數
F_v	反應譜等速度段之工址放大係數
F_{u1}	磚牆破壞時結構系統地震力折減係數
F_{u2}	RC 牆破壞時結構系統地震力折減係數
F_{u3}	一般柱破壞時結構系統地震力折減係數
g_h , g_v	砌磚之水平、垂直磚縫寬
h	柱深、梁深
h_n	建築物高
H	有效柱高
H_b	磚牆高度
I	結構物用途係數
I_g	梁柱總斷面對其中心軸之慣性矩

k	雙曲率柱勁度
k'	剪力箍筋折減係數
L	梁淨長
L_d	磚牆之等值斜撐長度
M_n	計算彎矩，標稱彎矩強度
M_{ni}^+, M_{ni}^-	梁左端正負彎矩強度
M_{nj}^+, M_{nj}^-	梁右端正負彎矩強度
M_y	含邊界構材之剪力牆斷面之降伏彎矩
N_f	樓層數
N_A, N_V	近斷層調整因子
P	雙曲率柱所承受之軸力
P_d	磚牆之等值斜撐軸力
$P_{d,SF}$	磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之 Force SF
PF_1	建物第一模態的模態參與因數
R	韌性容量
R_a	容許韌性
R_{CD}	結構耐震容量及需求之比值
s	箍筋間距
S_a	譜加速度係數(即譜加速度/ g)
S_{aD}	工址設計水平加速度反應係數
S_d	譜位移
$(S_{d,p}, S_{a,p})$	目標性能點
$(S_{d,y}, S_{a,y})$	容量震譜二線段模擬之等效降伏點
S_s^D, S_1^D	震區短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數
S_{DS}, S_{D1}	工址短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數
T	基本震動週期
T_b	磚牆厚度
T_{eq}	結構物之等效基本週期
T_0	設計反應譜短週期與中、長週期之分界

V_m	柱最大側力對應之剪應力
V	設計水平地震力；建物之基底剪力；雙曲率柱所承受之側力； 磚牆所承受之水平力
V_b	雙曲率柱(梁)之撓曲強度
V_{bs}	基底剪力
V_c	由混凝土提供之剪力強度
V_{\max}	柱之最大側力強度；容量曲線之最大基底剪力
V_n	柱之剪力強度；磚牆面內剪力強度
V_r	磚牆之殘餘強度
V_s	由剪力筋提供之剪力強度
w_b	紅磚塊之寬度
w_i	建物樓層 i 之樓層重
W	建物之全部靜載重
W_b	磚牆寬度
W_{Fi}	第 i 層之單位樓地板面積之重量
W_{Roof}	頂樓之單位樓地板面積之重量
α	雙曲率 RC 柱剪力裂縫與柱軸線之夾角
α_1	建物第一模態的模態質量係數
α_{rcw}^{bw}	磚牆破壞時 RC 牆發揮比例
α_c^{bw}	磚牆破壞時一般柱發揮比例
α_{lc}^{bw}	磚牆破壞時長柱發揮比例
α_c^{rcw}	RC 牆破壞時一般柱發揮比例
α_{lc}^{rcw}	RC 牆破壞時長柱發揮比例
α_{lc}^c	一般柱破壞時長柱發揮比例
α_y	起始降伏地震力放大倍數
$\alpha_s K_{initial}$	容量震譜二線段模擬之第二線段勁度
β_{eq}	結構物之等效阻尼比
β_0	動力遲滯行為造成之遲滯阻尼比
ε_0	混凝土極限強度時之應變

ε_r	混凝土開裂應變
η_1, η_2	磚牆剛度修正係數
θ	柱達到軸向破壞時之柱剪力裂縫與水平的夾角
θ_c	磚牆之臨界破裂角
κ	等效阻尼比修正因數
μ	結構物韌性容量
ν	波松比
ρ	梁斷面受拉鋼筋比
ρ'	梁斷面受壓鋼筋比
ρ''	剪力箍筋體積比
ρ_{bal}	梁斷面產生平衡應變狀態之鋼筋比
σ	柱之軸壓應力
σ_N	磚牆之垂直向軸應力
τ_{c1}	街屋之騎樓柱平均極限剪應力強度
τ_{c2}	街屋之室內柱平均極限剪應力強度
τ_{bw}	磚牆之極限平均剪應力強度
τ_{bw3}	三面圍束磚牆之極限平均剪應力強度
τ_{bw4}	四面圍束磚牆之極限平均剪應力強度
τ_c	一般柱(郭定義一般柱為窗台柱)之極限平均剪應力強度
$\tau_{c,class}$	教室柱平均極限剪應力強度
$\tau_{c,cor}$	走廊柱平均極限剪應力強度
τ_f	紅磚與砂漿介面摩擦強度
τ_{lc}	長柱之極限平均剪應力強度
τ_{rcw}	RC 牆之極限平均剪應力強度
$\bar{\tau}_c$	一樓柱單位面積平均側向強度
$\bar{\tau}_{bw3}$	一樓三面圍束磚牆單位面積平均側向強度
ϕ	磚牆對角線與水平之夾角
ϕ_i	建物第一模態於樓層 i 的振幅

Δ	雙曲率柱之側向位移；磚牆受水平力之位移
Δ_a	柱之軸向破壞位移
Δ_d	磚牆等值斜撐之軸向位移
$\Delta_{d,SF}$	磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之 Disp. SF
Δ_{rooF}	建物的屋頂位移
Δ_s	柱之撓剪破壞位移
Δ_u	磚牆極限位移
Δ_y	柱主筋降伏時之側向位移
$\sum A_c$	一樓柱總面積
$\sum A_{c1}$	一樓騎樓柱總面積
$\sum A_{c2}$	一樓室內柱總面積
$\sum A_{bw}$	一樓磚牆總面積
$\sum A_{bw3}$	一樓三面圍束磚牆總面積
$\sum A_{bw4}$	一樓四面圍束磚牆總面積
$\sum A_{rcw}$	一樓 RC 牆總面積
$\sum A_f$	兩樓以上總樓地板面積



第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

臺灣島為受菲律賓海板塊和歐亞大陸板塊撞擊而形成，板塊錯動的能量釋放導致地震活動頻繁，當地震規模較大、震源深度較淺又或震央接近陸地時，往往造成建築物的毀損和人民的傷亡。民國 88 年 9 月 21 日凌晨於南投縣集集鎮發生芮氏規模 7.3(ML, CWB)之強烈地震，造成台灣中北部災區，估計至少有一萬戶以上房屋全倒或半倒，而龜裂、傾斜的建築物更不計其數。其中，大部分為街屋，也就是沿街店鋪住宅。

沿街店鋪住宅，一樓地面通常用作店面或居家客廳用途，故平面、空間規劃上，均以開放、使用彈性大為訴求，以達到最大之實用面積。早期的店鋪住宅因為商業需求量不高，故店面所需空間不用太大，此時樓梯大都設計成與騎樓(走廊)方向平行。但隨著社會經濟發展與地方的不斷開發，這種老式平面的一樓店面營業空間已不敷使用，業主需要更開闊之店面，一樓樓梯也順應需求改成垂直騎樓(走廊)之方向。

街屋通常為了做生意，會在一樓處大量開門開窗(圖 1.1)[1]，相對二樓以上住宅使用(圖 1.2)[1]，有許多隔間牆，在一樓處的牆量明顯減少，而且一樓承受重量最重，因此容易集中破壞在一樓(圖 1.3 及圖 1.4)[2]。此外，早期街屋將頂樓增建是常見的事，這會大幅增加一樓的重量，提高震害的風險。

根據歷年的地震勘災經驗顯示，台灣既有鋼筋混凝土建築物，以街屋及校舍為損壞最嚴重的類型，以 921 地震為例，南投地區有近半數的街屋建築嚴重損毀或倒塌。當下一次強震來襲時，為了避免悲劇重演，有必要對國內既有鋼筋混凝土建築物進行全面體檢，並對耐震能力不足的建築物實施補強。

為了能讓民眾能有一個經濟又便利的管道可以了解自己所居住的街屋是否有耐震安全疑慮，國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)發展了一

個快速評估方法[3]，並以此方法為基礎架構一個街屋耐震資訊網來供民眾使用。

為了確認快速評估方法是否具有篩選能力且保守，本論文利用初步評估法和詳細評估法去驗證此方法。

1.2 研究內容與方法

本論文對利用低矮型鋼筋混凝土震損資料庫裡的 61 棟建築物進行快速評估分析，並與其震損情形作比較。

接下來，從低矮型鋼筋混凝土震損資料庫裡篩選出 20 棱街屋來做初步評估，得到其耐震性能與基底剪力。並和快速評估之結果作比較，觀察快速評估法是否具有篩選出有耐震疑慮的街屋之能力。

之後，從 20 棱街屋裡面挑選出 9 棱街屋來作詳細評估法，來驗證快速評估法是否具有保守性，並從 9 棱街屋中挑出 2 棱將其一樓樓梯間磚牆轉向，觀察其耐震性能是否有明顯變化。並從詳細評估的結果來定義街屋的韌性容量 R 來供街屋初評或其他方法使用。

第二章 文獻回顧

本論文用了三種評估方式互相做比較，分別為快速評估、初步評估和詳細評估。本章會分別回顧這三種評估方法的內容。

快速評估是利用宋嘉誠[4]對安全柱量比的研究與郭心怡[5]對磚牆轉換關係的研究來發展快速評估公式，所以本章一開始會先介紹宋嘉誠與郭心怡的研究內容。接下來，初步評估及詳細評估將用來比對快速評估之準確性，故本節將介紹國震中心所提出之校舍初步評估[6]與詳細評估[7]。

2.1 宋嘉誠之建議

(1) 純構架安全柱量比

宋嘉誠等人[4]利用國震中心建置的校舍耐震資料庫，挑選 4518 棟校舍詳細評估資料進行統計分析，其中詳細評估資料庫包含校舍的總樓地板面積、柱量、壁量以及經側推分析而得到的性能地表加速度 A_p ，因此可迴歸分析出單位樓地板面積的柱量(CFR)對應之耐震性能 A_p 的關係。宋嘉誠[4]做了三種迴歸結果，分別是僅考慮柱量比與性能地表加速度之初步迴歸，其關係式為 $CFR = (0.93A_p + 0.21)\%$ ；其二是考慮樓層數影響柱量比與性能地表加速度之迴歸，其關係式為 $CFR = (0.71A_p - 0.1N_f + 0.56)\%$ ，可適用於 1 至 4 樓校舍；以及考慮樓層數與性能地表加速度交互作用後的迴歸，其關係式為 $CFR = (1.38A_p - 0.05N_f - 0.24A_pN_f + 0.40)\%$ ，可適用於 1 至 5 樓校舍，惟 5 樓為保守起見取 4 樓之關係式。宋嘉誠研究指出，考慮樓層數與性能目標加速度交互作用後之迴歸關係有較佳的相關係數 $r=0.66$ ，因此較適用於快速評估。上述關係式是經由迴歸的方式建立，係以類似平均值的方式求得，若要實際用於快速評估耐震能力時，建議應乘以安全係數折減，使其對大部分校舍的預測結果能小於原資料庫上傳值而較為保守(圖 2.1) [4]。

折減後的結果對於考慮樓層數與性能地表加速度交互作用後的迴歸，其關係式調整為 $CFR = (1.62A_p - 0.05N_f - 0.24A_pN_f + 0.40)\%$ 。將上式整理可

得：

$$A_p = \frac{100CFR - 0.4 + 0.05N_f}{1.62 - 0.24N_f}, CFR \geq (0.4 - 0.05N_f)\% \quad (2.1)$$

$$A_p = 0, CFR < (0.4 - 0.05N_f)\% \quad (2.2)$$

需注意的是，此式只適用於一至四樓校舍，五樓校舍以四樓校舍計算之。

(2) 磚牆轉換為等值柱量比之建議

校舍沿走廊方向通常有許多三面圍束的填充磚牆，而垂直走廊方向則有四面圍束的填充磚牆。這些磚牆對低矮型 RC 結構物的耐震性能影響很大，工程師在作詳評時也被要求要進行磚牆模擬。因此詳評資料庫中，也可以對三面圍束磚牆與四面圍束磚牆作複迴歸分析，經宋嘉誠[4]的迴歸分析結果可得對三面圍束磚牆的等值柱量之建議(式 2.3)，以及對四面圍束磚牆的等值柱量之建議(式 2.4)。

$$\text{三面圍束磚牆之等值柱量} = 0.03 \times \text{三面圍束磚牆量} \quad (2.3)$$

$$\text{四面圍束磚牆之等值柱量} = 0.2 \times \text{四面圍束磚牆量} \quad (2.4)$$

其中，所有單位皆為 cm^2 。

2.2 郭心怡之建議

2000 年，郭心怡[5]針對五所於 921 集集大地震或 1022 嘉義地震中不同災損程度之校舍案例進行靜態推垮曲線法(Static Pushover Method)分析，是為三次診斷法。此法根據垂直構材實際尺寸、配筋與材料強度，先畫出診斷樓層各單一垂直構材的水平載重與水平位移之非線性曲線；乘上各自桿件數後，得到個垂直構材組的水平載重與水平位移之非線性曲線；最後以位移控制，累加各垂直構材組的水平載重與水平位移之非線性曲線，即得到整棟建築物診斷樓層的層剪力與該層相對水平位移之非線性曲線。

二次診斷法改以省略繪製側力位移曲線圖直接計算崩塌地表加速度之

方式，考量三種不同破壞模式下對應之地表加速度取最大值，即為該校舍每一樓診斷方向的崩塌地表加速度，詳細耐震診斷公式分為下列三式：

(1) 磚牆破壞時

$$\tau_{bw} \sum A_{bw} + \alpha_{rcw}^{bw} \tau_{rcw} \sum A_{rcw} + \alpha_c^{bw} \tau_c \sum A_c + \alpha_{lc}^{bw} \tau_{lc} \sum A_{lc} \geq \frac{a_1 CW}{F_{u1}} \sum A_f \quad (2.5)$$

(2) RC 牆破壞時

$$\tau_{rcw} \sum A_{rcw} + \alpha_c^{rcw} \tau_c \sum A_c + \alpha_{lc}^{rcw} \tau_{lc} \sum A_{lc} \geq \frac{a_2 CW}{F_{u2}} \sum A_f \quad (2.6)$$

(3) 一般柱破壞時

$$\tau_c \sum A_c + \alpha_{lc}^c \tau_{lc} \sum A_{lc} \geq \frac{a_3 CW}{F_{u3}} \sum A_f \quad (2.7)$$

其中， τ_{bw} 為磚牆之極限平均剪應力強度(MPa)； τ_{rcw} 為 RC 牆之極限平均剪應力強度(MPa)； τ_c 為一般柱(郭定義一般柱為窗台柱)之極限平均剪應力強度(MPa)； τ_{lc} 為長柱之極限平均剪應力強度(MPa)； α_{rcw}^{bw} 為磚牆破壞時該變形下之 RC 牆發揮強度和與 RC 牆極限強度和兩者的比值； α_c^{bw} 為磚牆破壞時該變形下之一般柱發揮強度和與一般柱極限強度和兩者的比值； α_{lc}^{bw} 為磚牆破壞時該變形下之長柱發揮強度和與長柱極限強度和兩者的比值； α_c^{rcw} 為 RC 牆破壞時該變形下之一般柱發揮強度和與一般柱極限強度和兩者的比值； α_{lc}^{rcw} 為 RC 牆破壞時該變形下之長柱發揮強度和與長柱極限強度和兩者的比值； α_{lc}^c 為一般柱破壞時該變形下之長柱發揮強度和與長柱極限強度和兩者的比值； $\sum A_{bw}$ 為評估樓層診斷方向之總磚牆面積和(mm^2)，但不包含圍束磚牆柱； $\sum A_{rcw}$ 為評估樓層診斷方向之 RC 牆面積和(mm^2)，包含邊界柱； $\sum A_c$ 為評估樓層診斷方向之一般柱面積和(mm^2)，而一般柱定義為柱高寬比小於 8.5 者； $\sum A_{lc}$ 為評估樓層診斷方向之長柱面積和(mm^2)，而長柱定義為柱高寬比大於等於 8.5 者； $\sum A_f$ 為評估樓層之上所支承的樓地板面積和(mm^2)； C 為工址正規化水平加速度反應譜係數，取 2.5； W 為單位樓地板面積之重量，取 0.0098MPa； F_{u1} 為磚牆破壞時結構系統地震力

折減係數，取 1.5； F_{u2} 為 RC 牆破壞時結構系統地震力折減係數，取 1.5； F_{u3} 為一般柱破壞時結構系統地震力折減係數，取 1.9； a_1 為磚牆破壞時對應之崩塌地表加速度； a_2 為 RC 牆破壞時對應之崩塌地表加速度； a_3 為一般柱破壞時對應之崩塌地表加速度。

需注意的是，當建築物一樓診斷方向若沒有磚牆，則不用計算(2.5)式；若沒有 RC 牆，則不用計算(2.6)式；若沒有一般柱，則不用計算(2.7)式。

一次診斷法則更進一步簡化二次診斷法建議公式，認為由於一般校舍 RC 牆量較少，不會由(2.6)式控制，因此僅取磚牆破壞控制時之式(2.5)與一般柱破壞時之式(2.7)。以工址迴歸期 475 年之地表加速度 0.33g(舊耐震規範之甲震區)為例，考量一般校舍用途係數 $I=1.25$ 後，取 a_1 、 a_2 、 a_3 皆為 0.413g；各垂直構材貢獻比 α 與極限平均剪應力強度 τ 可由三次診斷法評估之五所校舍案例平均求得，如表 2-1 所示。而對於磚牆和 RC 牆只考慮三面圍束部份；最後將磚牆與 RC 牆合併為一組，一般柱與長柱也合併成一組，可得：

(1) 磚牆破壞時

$$\frac{\sum A_{bw}}{\sum A_f} + 4.5 \frac{\sum A_c}{\sum A_f} \geq 0.042 \quad (2.8)$$

(2) 一般柱破壞時

$$\frac{\sum A_c}{\sum A_f} \geq 0.0055 \quad (2.9)$$

其中，RC 牆斷面積必須乘以 10 轉換成磚牆斷面積，長柱面積必須乘以 0.5 轉換成一般柱面積。

2.3 街屋快速評估法

街屋快速評估法[3]參考宋嘉誠[4]對純構架安全柱量比的建議公式，採用考慮樓層數與性能目標加速度交互作用後的迴歸，其關係式為：

$$CFR = (1.38A_p - 0.05N_f - 0.24A_pN_f + 0.40)\% \quad (2.10)$$

由於回歸的線性關係為平均值，用於評估上須保守一點，所以乘上一個安全係數。宋嘉誠建議[4]乘上安全係數 0.85，其關係式為：

$$CFR = (1.62A_p - 0.05N_f - 0.24A_pN_f + 0.40)\% \quad (2.11)$$

將(2.11)式中 $CFR \times 100$ 可以把%消掉，然後將 $1.62A_p - 0.24A_pN_f$ 留在等式右邊，其餘的都移到左邊，可得：

$$100CFR + 0.05N_f - 0.40 = (1.62A_p - 0.24A_pN_f) \quad (2.12)$$

將(2.12)式中右式的 A_p 提出來，將右式 $(1.62 - 0.24N_f)A_p$ 中的 $(1.62 - 0.24N_f)$ 移項至左式，可得：

$$\frac{100CFR + 0.05N_f - 0.40}{(1.62 - 0.24N_f)} = A_p \quad (2.13)$$

在將(2.13)整理一下，即可得快速評估法的公式：

$$A_p = \frac{100CFR - 0.40 + 0.05N_f}{(1.62 - 0.24N_f)} \quad (2.14)$$

(2.14)式用於純構架，當構架含牆時，需要將磚牆等值轉換成柱。宋嘉誠[4]在其論文裡對三面圍束磚牆轉換成柱的建議為：

$$CFR_{eq,bw3} = \frac{\sum A_c}{\sum A_f} + 0.03 \frac{\sum A_{bw3}}{\sum A_f} \quad (2.15)$$

其中， $CFR_{eq,bw3}$ 為三面圍束磚牆的等值柱量比， $\sum A_c$ 為一樓柱總面積， $\sum A_{bw3}$ 為一樓三面圍束磚牆總面積， $\sum A_f$ 為兩樓以上總樓地板面積。對四面圍束磚牆轉換成柱的建議為：

$$CFR_{eq,bw4} = \frac{\sum A_c}{\sum A_f} + 0.2 \frac{\sum A_{bw4}}{\sum A_f} \quad (2.16)$$

其中， $CFR_{eq,bw4}$ 為四面圍束磚牆的等值柱量比， $\sum A_c$ 為一樓柱總面積， $\sum A_{bw4}$ 為一樓四面圍束磚牆總面積， $\sum A_f$ 為兩樓以上總樓地板面積。

由於宋嘉誠[4]採用含磚牆構架的校舍樣本數有限，且評估校舍耐震能力的工程師通常趨於保守，也就是會將多數的磚牆忽略不計。甚至材料參數也採用最低下限值，故宋嘉誠建議之磚牆等值柱量轉換係數偏低無法有效反映磚牆的貢獻量，因此建議參考郭心怡和許茂雄[4]之研究作磚牆的等值柱量轉換。其中，沿走廊方向(X 向)多為開口填充磚牆，所以 X 向的等值柱量僅採計三面圍束磚牆，而垂直走廊方向(Y 向)的牆通常沒有開口，故 Y 向僅採計四面圍束磚牆。三面圍束磚牆之等值轉換關係為：

$$CFR_{eqx} = \frac{\sum A_c}{\sum A_f} + 0.444 \frac{\sum A_{bw}}{\sum A_f} \quad (2.17)$$

表示一單位的長向(X 向)磚牆量，可轉換為 0.444 倍的等值柱量。四面圍束磚牆之等值轉換關係為：

$$CFR_{eqy} = \frac{\sum A_c}{\sum A_f} + 1.058 \frac{\sum A_{bw}}{\sum A_f} \quad (2.18)$$

表示一單位的短向(Y 向)磚牆量，可轉換為 1.058 倍的等值柱量。等值柱量比 CFR_{eq} 為長向和短向的等值柱量比兩者取小值。

$$CFR_{eq} = \min(CFR_{eqx}, CFR_{eqy}) \quad (2.19)$$

將 CFR_{eq} 代入快評公式(2.14)中，即可得其耐震性能 A_p 。

需注意的是，(2.14)式只適用於一至四樓街屋，若五層樓街屋則以四層樓街屋計算之，即(2.14)式中的樓層數 N_f 為 4，但 CFR_{eq} 中的 $\sum A_f$ 仍為五層樓街屋的總樓地板面積。

2.4 校舍結構初步評估法

校舍結構耐震初步評估方法最早由許丁友[6]等人開發，主要係依建築物耐震設計規範及解說[8]之結構最小設計水平總橫力，校舍結構之設計水平地震力 V 為：

$$V \geq \frac{S_{ad} I}{1.4 \alpha_y F_u} W \quad (2.20)$$

其中， V 為地震最小設計水平總橫力； S_{aD} 為工址設計水平加速度反應係數； I 為用途係數； W 為校舍之總重，二樓以上總樓地板面積乘以單位樓地板面積載重($900\text{kgf}/\text{m}^2$)； α_y 為起始降伏地震力放大倍數； F_u 為結構系統地震力折減係數。(2.20)式經移項並重新整理後，可推導的結構耐震容量及需求之比值 R_{CD} 為：

$$R_{CD} = \frac{C_s}{D_s} = \frac{1.4\alpha_y V}{S_{aD} IW / F_u} \geq 1 \quad (2.21)$$

其中 C_s 與 D_s 為街屋結構之耐震容量及需求。式(2.21)中的 $1.4\alpha_y V$ 可利用單位面積剪力強度去代換：

$$1.4\alpha_y V \approx \tau_{bw4} \sum A_{bw4} + \tau_{bw3} \sum A_{bw3} + \tau_c \sum A_c + \tau_{rcw} \sum A_{rcw} \quad (2.22)$$

上式中的 $\sum A_{bw4}$ 、 $\sum A_{bw3}$ 、 $\sum A_c$ 、 $\sum A_{rcw}$ 皆為各種構材在一樓之總斷面積 (cm^2)；而 τ_{bw4} 、 τ_{bw3} 、 τ_c 與 τ_{rcw} 為各種構材之極限剪應力強度，許丁友等[8]建議為 $3(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 、 $1.5(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 、 $15(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 、 $24(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 。

而後蘇耕立[9]於 2008 年以簡化之非線性靜力側推分析對典型校舍模組評估，建議修正各垂直桿件平均極限剪應力強度：

$$\text{教室柱: } \tau_{c,class} = (1.8N_f + 4)(\text{kgf}/\text{cm}^2)$$

$$\text{走廊柱: } \tau_{c,cor} = (1.08N_f + 2.4)(\text{kgf}/\text{cm}^2)$$

$$\text{隔間柱: } \tau_{c,ins} = 2.6(\text{kgf}/\text{cm}^2)$$

$$\text{三面圍束磚牆: } \tau_{bw3} = 2(\text{kgf}/\text{cm}^2)$$

$$\text{四面圍束磚牆: } \tau_{bw4} = 3(\text{kgf}/\text{cm}^2)$$

$$\text{RC 牆(翼牆): } \tau_{rcw} = 12(\text{kgf}/\text{cm}^2)$$

其中， $\tau_{c,class}$ 、 $\tau_{c,cor}$ 、 $\tau_{c,ins}$ 分別為教室柱、隔間柱、走廊柱之極限剪應力強度

(kgf/cm²)。

2.5 校舍結構詳細評估法

目前工程師所採用之詳細評估法主要分為三種，分別是強度韌性法、側推分析的 SERCB 以及 NCREE 法。其中以國震中心所提出之 NCREE 法 [7]佔大多數，本研究也將採用 NCREE 的方法進行詳細評估，其評估結果可用來校正快速評估之方法，因此本節概略介紹 NCREE 詳評之方法如下：

通常進行詳細評估的程序概略分為三大步驟，

- (1)建立結構 ETABS 模型及設定塑鉸性質，
- (2)執行非線性靜力分析求得容量曲線，
- (3)建立耐震性能曲線計算性能目標地表加速度 A_p 。

建立結構模型前須先對該校舍進行完整勘查，包括基地概要、結構類型、樓地板面積、樓層數、所有結構元件尺寸及其材料強度等等。將上述資料輸入於 ETABS 模型內，並設定各結構元件的側向載重位移曲線與其塑性鉸性質，而後將各樓層垂直構材的側力位移曲線依照同步位移之概念疊加。即可得整體結構極限基底剪力，如圖 2.2[7]所示。針對低矮樓層校舍之側推力分佈係採倒三角形之豎向力分配，控制位移逐步增加，直到結構失去垂直承載能力，則定義為倒塌。於整個推垮的過程中紀錄樓層的側力總和 V 及非線性靜力分析所得之屋頂側向位移 Δ_{roof} ，此基底剪力 V 對屋頂位移之關係曲線即為容量曲線(capacity curve)。

求得容量曲線後須轉換成等效單自由度系統的容量震譜，如圖 2.3[7] 所示，即譜加速度 S_a 與譜位移 S_d 的關係曲線，計算方式如下：

$$PF_1 = \sum_i w_i \phi_i / \sum_i w_i \phi_i^2 \quad (2.23)$$

$$\alpha_1 = \left[\sum_i w_i \phi_i / W \right] PF_1 \quad (2.24)$$

$$S_a = V / (\alpha_1 W) \quad (2.25)$$

$$S_d = \Delta_{roof} / PF_1 \quad (2.26)$$

其中， w_i 為建物樓層 i 的樓層重； ϕ_i 為建物第一模態於樓層 i 的振幅，並設定屋頂振幅為 1； PF_1 為建物第一模態的模態參與因數（modal participation factor）； α_1 為建物第一模態的模態質量係數（modal mass coefficient）； $W = \sum_i w_i$ 為建物的總重量；及 Δ_{roof} 為建物的屋頂位移。

如圖 2.4[7]所示，以二線段表示容量震譜，第一線段由原點以建物之初始彈性勁度 $K_{initial}$ 出發，第二線段由性能點 $(S_{d,p}, S_{a,p})$ 往回畫，使得二線段之下圍成的面積與原先容量震譜的面積相等，由此可決定第二線段的勁度 $\alpha_s K_{initial}$ 及相交的等效降伏點 $(S_{d,y}, S_{a,y})$ 。

等效阻尼比 β_{eq} 與等效基本週期 T_{eq} 為建物等效單自由度系統的動力參數，此單自由度系統在性能目標地表加速度的設計地震作用下，其動力反應將是已設定的性能需求 $(S_{d,p}, S_{a,p})$ 。依據二線段容量震譜與性能點 $(S_{d,p}, S_{a,p})$ ，其等效基本週期 T_{eq} 為：

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,p}}{S_{a,p} \cdot g}} \quad (2.27)$$

而其等效阻尼比 β_{eq} 可依下式計算：

$$\beta_{eq} = 0.05 + \kappa \frac{4A_e - 2S_{a,p}S_{d,p}}{\pi S_{a,p}S_{d,p}} \quad (2.28)$$

上式之等效阻尼比由於真實結構的遲滯圈會有不飽滿與束縮之現象，因此以 κ 作為阻尼修正因數，於既有校舍建築可設為 0.33。 A_e 為容量震譜之下所圍成的面積。

根據建築物耐震設計規範[8]所設定的阻尼比修正後之設計反應譜，由性能點 $(S_{d,p}, S_{a,p})$ 、等效基本週期 T_{eq} 及等效阻尼比 β_{eq} ，以下列公式可計算得性能目標地表加速度 A_p ：

$$A_p = \begin{cases} S_{a,p} \left/ \left[1 + \left(\frac{2.5}{B_s} - 1 \right) \frac{T_{eq}}{0.2T_0} \right] \right. & \text{for } T_{eq} \leq 0.2T_0 \\ \frac{B_s}{2.5} S_{a,p} & \text{for } 0.2T_0 < T_{eq} \leq T_0 \\ \frac{B_s T_{eq}}{2.5 T_0} S_{a,p} & \text{for } T_0 < T_{eq} \end{cases} \quad (2.29)$$

其中， T_0 為短週期與中週期之分界，其值為 $T_0 = S_{D1}B_s/S_{DS}B_1$ ； S_{DS} 為工址短週期設計水平譜加速度係數； S_{D1} 為工址一秒週期設計水平譜加速度係數；而 B_s 及 B_1 為阻尼比修正係數，為等效阻尼比 β_{eq} 的函數，其值如表 2-2 所示。

將非線性側推分析所得之容量曲線，依照容量震譜法換算結構物之耐震能力，可求得性能點目標地表加速度 A_p 。



第三章 低矮型鋼筋混凝土震損資料庫現況與篩選

3.1 資料庫介紹與篩選

本研究從國震中心的勘災報告收集了 61 棟低矮型 RC 建築物的基本資料、建築物構件尺寸和震損資料，這 61 棟建築物包含街屋和校舍。建築物基本資料包括：縣市、地址、街屋型式(樓梯平行騎樓或樓梯垂直騎樓)、GPS 座標、地上樓層數等。而建築物構件尺寸包括：總樓地板面積(含騎樓，不含地下室)、一樓樓地板尺寸(沿走廊方向和垂直走廊方向)、建物總高度、第一層高度、走廊柱尺寸(沿走廊方向和垂直走廊方向)、走廊柱根數、隔間牆內柱尺寸(沿走廊方向和垂直走廊方向)、隔間牆內柱根數、屋內柱尺寸(沿走廊方向和垂直走廊方向)、屋內柱根數、沿走廊方向(X 向)磚牆的厚度、沿走廊方向(X 向)磚牆的總長度、垂直走廊方向(Y 向)磚牆的厚度、垂直走廊方向(Y 向)磚牆的總長度等。震損的等級分無害、微害、小害、中害、大害、崩害。

將 61 棟建築物按地震事件分別為：921 集集地震[10]有 31 棟校舍(表 3-1)及 4 棟街屋(表 3-2)；0401 台東地震[11]有 6 棟街屋(表 3-3)；1226 恒春地震[12]有 2 棟街屋(表 3-4)；0304 甲仙地震[13]有 2 棟街屋(表 3-5)；1219 花蓮地震[14]有 10 棟校舍(表 3-6)；0602 南投地震[15]有 5 棟街屋(表 3-7)；0331 宜蘭地震[16]有 1 棟街屋(表 3-8)。

這 61 棟建築物中，有 20 棟街屋，分別是：921 集集地震-編號 32~35；0401 台東地震-編號 36~41；1226 恒春地震-編號 42~43；0304 甲仙地震-編號 44~45；1219 花蓮地震-編號 46~55；0602 南投地震-編號 56~60；0331 宜蘭地震-編號 61。

3.2 資料庫快速評估結果

利用資料庫裡的建築物構件尺寸資料，可以求得一樓所有柱面積和 $\sum A_c$ ；一樓沿走廊方向(X 向)所有磚牆面積和 $\sum A_{bwx}$ ；一樓垂直走廊方向

(Y 向)所有磚牆面積和 $\sum A_{bwy}$ ；一樓以上所有樓地板面積和 $\sum A_f$ 。

將上面六個參數分別代入 CFR_{eqx} 、 CFR_{eqy} 的公式可得 X 向和 Y 向的等值柱量比，公式如下：

$$CFR_{eqx} = \frac{\sum A_C}{\sum A_f} + 0.444 \frac{\sum A_{bwx}}{\sum A_f} \quad (3.1)$$

$$CFR_{eqy} = \frac{\sum A_C}{\sum A_f} + 1.058 \frac{\sum A_{bwy}}{\sum A_f} \quad (3.2)$$

接著，將 CFR_{eqx} 、 CFR_{eqy} 兩者取小值代入快評公式可得耐震性能 A_p ：

$$CFR_{eq} = \text{MIN}(CFR_{eqx}, CFR_{eqy}) \quad (3.3)$$

$$A_p = \frac{100CFR_{eq} - 0.40 + 0.05N_f}{(1.62 - 0.24N_f)} \quad (3.4)$$

將 61 棟案例用上面的方式可得其耐震性能 A_p 如表 3-9。接著，利用這 61 快評的結果與其震損程度作比較。

3.3 分析與討論

本節利用 3.2 節所得到的快評結果與其震損程度做比較。主要分兩個部分各別作比較，一個是當時地震紀錄 A_{rec} ，一個是法規耐震標準 $A_t = 0.4S_{DS}$ 。

3.3.1 快評耐震性能 A_p 與當時地震紀錄 A_{rec} 之震損程度比較

將快評得到的耐震性能 A_p 當作是耐震容量，當時地震紀錄 A_{rec} 當作是耐震需求。兩者的比值即為結構物耐震容量需求比，若比值大於 1 代表在該地震該棟建物應無安全疑慮，其震損程度應該為微害或小害；若比值小於 1 代表在該地震該棟建物應有安全疑慮，其震損程度應該為大害或崩害。所以，把快評耐震性能 A_p 與當時地震紀錄 A_{rec} 的比值當作 y 軸，震損程度當作 x 軸，作成圖 3.1。微害的點其平均值為 1.393，小害的點其平均值為 1.202，中害的點其平均值為 0.534，大害的點其平均值為 0.436，崩害的點其平均值為 0.375，因此可以看出震損程度越大其比值越小之趨勢。圖 3.1 可以看

到，中害、大害、崩害中大部分的點都小於 1，表示快評結果與實際震損程度符合；而實際震損程度微害，或小害者，仍有一部分點小於 1，顯示快評結果保守。其中，大害與崩害大於 1 的三點分別為案例編號 36、42、61，將會在第六章個別拿出來討論其異常之原因。有幾棟校舍案例其 CFR_{eqy} 大於 CFR_{eqx} ，其原因是因為蒐集到的資料只有 X 向牆量，Y 向的牆量沒有資料。

3.3.2 快評耐震性能與法規耐震標準 A_T 之震損程度比較

由於快速評估方法將用於耐震能力的快篩，因此有必要與法規耐震標準比較。本研究利用國震中心開發的耐震規範反應譜查詢介面[17]，假設受評估建築物所在工地皆為第三類地盤，且考慮近斷層修正因子後，可依耐震設計規範求得各案例現行耐震設計標準。

將快評得到的耐震性能 A_p 當作是耐震容量，法規耐震標準 A_T 當作是耐震需求。兩者的比值即為結構物耐震容量需求比，若比值大於 1 代表在該地震該棟建物應無安全疑慮，其震損程度應該為微害或小害；若比值小於 1 代表在該地震該棟建物應有安全疑慮，其震損程度應該為大害或崩害。

所以，把快評耐震性能 A_p 與當時地震紀錄 A_{rec} 的比值當作 y 軸，震損程度當作 x 軸，作成圖 3.2。從圖 3.2 可以看到，中害、大害、崩害中大部分的點都小於 1，表示快評結果與實際震損程度符合。微害的點其平均值為 1.548，小害的點其平均值為 1.057，中害的點其平均值為 0.945，大害的點其平均值為 0.646，崩害的點其平均值為 0.568，因此可以看出震損程度越大其快評耐震性能 A_p 與法規耐震標準 A_T 的比值有遞減的趨勢。損害程度越大表示其耐震容量越不足，耐震容量越不足表示耐震性能 A_p 越小。所以，圖 3.2 有反映出這種現象。

以下會從這 61 棟案例中挑 20 棟街屋案例，進行快速評估與初步評估的比較。再從 20 棟街屋裡，挑 9 棟街屋進行詳細評估，再利用詳評結果與快評及初評結果做比較。以此來驗證街屋快速評估法是否具有篩選性和保守性。



第四章 初評方法與快評之比較

本章一開始會先介紹校舍初步評估如何使用在街屋上，接著會有一個示範例示範如何進行街屋初步評估，再來是介紹 20 棟案例初評的結果，最後進行初評結果與快評結果之比較。

4.1 街屋初步評估法

由於校舍和街屋的結構形式類似，在一樓處平行走廊方向(長向)的磚牆大量開門開窗，只在垂直走廊方向(短向)有大量磚牆，且校舍有走廊而街屋有騎樓，如圖 4.1[4]以及圖 4.2[3]所示。因此，可以利用校舍初步評估法來對街屋做評估。但街屋有些假設和校舍不同，所以本節一開始會先介紹校舍初步評估法如何使用在街屋上。

首先，校舍屬於第三類建築物，其用途係數 $I = 1.25$ ，而街屋屬於第四類建築物，其用途係數 $I = 1$ 。因此，街屋在使用(2.21)式時要注意 $I = 1$ 。結構之設計水平地震力 V 為彈性地震力，若放大 α_y 倍後，則 $\alpha_y V$ 成為降伏地震力；若再放大 1.4 倍後，則 $1.4\alpha_y V$ 成為極限地震力。因此，極限基底剪力強度 V_{bs} 與設計水平地震力 V 之關係為： $V_{bs} = 1.4\alpha_y V = \beta \times V_{vm}$ ，所以(2.21)式改為：

$$R_{CD} = \frac{C_s}{D_s} = \frac{1.4\alpha_y V}{S_{aD}IW/F_u} = \frac{V_{bs}}{S_{aD}IW/F_u} \quad (4.1)$$

據國震中心[7]計算結構物耐震容量需求比 CDR (Capacity to Demand Ratio)之方式：

$$R_{CD} = \frac{A_p}{0.4S_{DS}} = \frac{C_s}{D_s} = \frac{V_{bs}}{S_{aD}IW/F_u} \quad (4.2)$$

因此，街屋初步評估之耐震性能 A_p 可表示為：

$$A_p = \frac{V_{bs}}{S_{aD}IW/F_u} \times 0.4S_{DS} \quad (4.3)$$

接下來會依序介紹 V_{bs} 、 S_{aD} 、 F_u 、 W 之算法。

街屋分兩種柱子，騎樓柱和室內柱，通常騎樓柱的尺寸較大。因此，騎樓柱的單位面積側向強度使用校舍教室柱的單位面積側向強度。而室內柱的單位面積側向強度就用校舍隔間柱的單位面積側向強度。RC 牆、三面圍束磚牆和四面圍束磚牆的單位面積側向強度皆和校舍的 RC 牆、三面圍束磚牆和四面圍束磚牆的單位面積側向強度相同。各種豎向構件之側向強度如下所示：

$$\text{騎樓柱} : \tau_{c1} = (1.8N_f + 4)(kgf/cm^2)$$

$$\text{室內柱} : \tau_{c2} = 2.6(kgf/cm^2)$$

$$\text{RC 牆} : \tau_{rcw} = 12(kgf/cm^2)$$

$$\text{三面圍束磚牆} : \tau_{bw3} = 2(kgf/cm^2)$$

$$\text{四面圍束磚牆} : \tau_{bw4} = 3(kgf/cm^2)$$

又 $V_{bs} = 1.4\alpha_y V = \beta \times V_{vm}$ ，所以將上面的單位面積側向強度代入(2.22)式可得基底剪力 V_{bs} ，如下所示：

$$V_{bs} = 0.9 \times \left[(1.8N_f + 4) \sum A_{c1} + 2.6 \sum A_{c2} + 12 \sum A_{rcw} + 2 \sum A_{bw3} + 3 \sum A_{bw4} \right] \quad (4.4)$$

其中， $\beta = 0.9$ 為折減係數； V_{bs} 為一樓所有豎向構材之側向強度； $\sum A_{c1}$ 為一樓騎樓柱之面積和； $\sum A_{c2}$ 為一樓室內柱之面積和； $\sum A_{rcw}$ 為一樓長向(X向)RC 牆之面積和； $\sum A_{bw3}$ 為一樓三面圍束磚牆之面積和； $\sum A_{bw4}$ 為一樓四面圍束磚牆之面積和。

若街屋座落於第一、二及三類地盤，依建築物耐震設計規範及解說[9]，工址設計水平加速度反應譜係數 S_{ad} (單位: g)為：

$$S_{ad} = \begin{cases} S_{DS} (0.4 + 3T/T_0^D), & T \leq 0.2T_0^D \\ S_{DS}, & 0.2T_0^D < T \leq T_0^D \\ S_{D1}/T, & T_0^D < T \leq 2.5T_0^D \\ 0.4S_{DS}, & 2.5T_0^D < T \end{cases} \quad (4.5)$$

其中 S_{DS} 和 S_{D1} 分別為工址短週期及一秒週期之設計水平譜加速度係數，取決

於工址之震區、工址與斷層之距離及工址之地盤種類； T_0^D 為工址設計水平加速度反應譜短週期與中長週期之分界。

街屋結構系統地震力折減係數 F_u 乃基本振動週期 T 及容許韌性容量 R_a 之函數。依建築物耐震設計規範及解說[8]，基本振動週期 $T = 0.07h_n^{3/4}$ ，其中 h_n 為街屋基面至屋頂面高度，單位為公尺。而容許韌性容量 R_a 依校舍取 2.2。

$$F_u = \begin{cases} \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & , T \leq 0.2T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & , 0.2T_0^D < T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & , 0.6T_0^D < T \leq T_0^D \\ R_a & , T_0^D < T \end{cases} \quad (4.6)$$

由樓地板面積及其對應之單位重量，可估算街屋結構之全部靜載重 W 為：

$$W = \sum_{i=2}^{N_f} W_{Fi} A_{Fi} + W_{Roof} A_{Roof} = (900 \times (N_f - 1) + 750) \times A_{f1} \quad (4.7)$$

其中， A_{Fi} 為第 i 層之總樓地板面積(單位 m^2)； W_{Fi} 為第 i 層之單位樓地板面積之重量(單位 kgf/m^2)，依校舍取 $900 kgf/m^2$ ； A_{Roof} 為頂樓之總樓地板面積(單位 m^2)， W_{Roof} 為頂樓之單位樓地板面積之重量(單位 kgf/m^2)，依校舍取 $750 kgf/m^2$ 。

利用(4.4)式、(4.5)式、(4.6)式、(4.7)式得到的值代入(4.3)式可得街屋初步評估之耐震性能 A_p 。接下來會有一個示範例來講解如何使用初步評估法。

4.2 街屋初評示範例

由震損資料庫選擇的示範例為 0602 南投地震-編號 56。從表 3-7 可以得到初步評估所需要的基本資料，包括：樓層數 N_f 、建築物高 $h_n (m)$ 、一樓樓地板面積(m^2)、一樓所有騎樓柱面積和(cm^2)、一樓所有室內柱面積和(cm^2)、一樓所有 RC 牆面積和(cm^2)、一樓所有四面圍束磚牆面積和(cm^2)、一樓所有三面圍束磚牆面積和(cm^2)，如表 4-1 所示。

接下來，由其所在地址依建築物耐震設計規範及解說[8]可求得 S_{DS} 和 S_{D1} 。編號 56 其地址在南投縣魚池鄉日月村水沙蓮路，查建築物耐震設計規範及解說[8]裡的表 2-1，可得 $S_S^D = 0.7$ 和 $S_1^D = 0.4$ ，如圖 4.3[8]。該地址所在位置屬於第二類地盤，由建築物耐震設計規範及解說[8]裡的表 2-2，可得 $F_a = 1$ 和 $F_v = 1.3$ ，如圖 4.4[8]。由於該地址沒有近斷層，所以 $N_a = 1$ 和 $N_v = 1$ 。由建築物耐震設計規範及解說[8]裡 2.5 節的(2-6)式和(2-7)式可得：

$$S_{DS} = S_S^D F_a N_a = 0.7 \times 1 \times 1 = 0.7 \quad (4.8)$$

$$S_{D1} = S_1^D F_v N_v = 0.4 \times 1.3 \times 1 = 0.52 \quad (4.9)$$

這裡需要注意的是 F_a 與 F_v 是由 $S_S = S_S^D N_a$ 和 $S_1 = S_1^D N_v$ 求得。

因此， $T_0^D = S_{D1}/S_{DS} = 0.52/0.7 = 0.743\text{sec}$ 。

首先，計算耐震容量也就是基底剪力 V_{bs} 。由表 4-1 依據(4.4)式可以計算基底剪力 V_{bs} ：

$$V_{bs} = 0.9 \times (2.6 \times 24820 + 2 \times 13200) = 81838.8 \text{ (kgf)} \quad (4.10)$$

接著計算耐震需求 $S_{aD} IW/F_u$ 。基本振動週期 T 由耐震設計規範建議之公式：

$$T = 0.07 \times 10.4^{3/4} = 0.405 \text{ (sec)} \quad (4.11)$$

工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 根據(4.5)式計算為：

$$S_{aD} = S_{DS} = 0.7 \text{ (g)} \quad (4.12)$$

用途係數 $I = 1$ 。地震力折減係數 F_u 根據(4.6)式將 R_a 代入校舍建議之 2.2 為：

$$F_u = \sqrt{2R_a - 1} = \sqrt{2 \times 2.2 - 1} = 1.844 \quad (4.13)$$

根據(4.7)式，結構重量 W 可以表示為：

$$W = 124.188 \times (900 \times (3 - 1) + 750) = 3166794 \text{ (kgf)} \quad (4.14)$$

由(4.8)式、(4.10)式、(4.12)式、(4.13)式、(4.14)式的值以及 $I = 1$ 代入(4.3)式

可得耐震性能 A_p 為：

$$A_p = \frac{V_{bs}}{S_{ad}IW/F_u} \times 0.4S_{DS} = \frac{81838.8}{0.7 \times 1 \times 3166794 \div 1.844} \times 0.4 \times 0.7 = 0.191(g) \quad (4.13)$$

所以，案例編號 56 初評之性能地表加速度 $A_p = 0.191(g)$ 。接下來，利用上面的流程來對 3.1 節所篩選出來的 20 棟街屋做初步評估。

4.3 街屋初評結果

將 3.1 節篩選出 20 棟街屋如 4.2 節一樣整理初步評估所需要的資料，其中建築物高度資料是根據勘災報告記載，如表 4-2 所示。由於，編號 36~43 在震損資料庫和勘災報告裡並沒有樓層高度，所以我們利用勘災報告 [11][12] 裡有的初評表，可以得到地震力折減係數 F_u 和工址設計水平加速度反應譜係數 S_{ad} 。藉由 F_u 、 S_{ad} 就能夠計算初評的耐震性能。

利用 4.2 節的方式可以得到初評的基底剪力 V_{bs} 、結構周期 T 、結構重量 W 、和耐震性能 A_p ，如表 4-3 所示。接下來，利用初評得到的結果和快評比較。

4.4 街屋初評與快評比較

4.4.1 耐震性能比較

將案例編號畫在 X 軸，耐震性能 A_p 畫在 Y 軸，分別對初評和快評作圖，如圖 4.5。菱形的點是初評的耐震性能 A_p ，圓形的點是快評的耐震性能 A_p ，從圖上可以觀察出快評皆高於初評，這是由於快評是根據詳細評估資料庫迴歸而來的，相較於初步評估而言，快速評估顯得更能準確預測耐震能力。然而快速評估是否會不保守，則有待用詳細評估方法來驗證，詳見第五章。

4.4.2 基底剪力比較

快評的基底剪力是利用宋嘉誠[4]對校舍詳評結果的柱量和基底剪力迴

歸出來的結果，一單位面積的一樓柱可以提供 7.95 kgf 的側向強度，也就是 $7.95(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 。利用這個結果，我們可以估算快評的基底剪力，將等值柱量比乘上二樓以上所有樓地板面積就等於等值一樓柱的面積和，再乘上 7.95 就等於一樓能提供的最大側向強度，也就是結構的基底剪力，如(4.16)式所示：

$$V_{bs} = 7.95 \times CFR_{eq} \times \sum A_f \quad (4.16)$$

將案例編號畫在 X 軸，基底剪力畫在 Y 軸，分別對初評和快評作圖，如圖 4.6。菱形的點是初評的基底剪力，圓形的點是快評的基底剪力，從圖上可以看出快評的基底剪力大多高於初評。會有這樣的結果是因為快評認為一樓柱的單位面積平均側向強度 $\bar{\tau}_c = 7.95(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ ；三面圍束磚牆的單位面積側向強度可以經由磚牆轉換係數去估算為：

$$\bar{\tau}_{bw3} = 0.444 \times 7.95 = 3.53(\text{kgf}/\text{cm}^2) \quad (4.17)$$

而初評認為的一樓柱分騎樓柱和室內柱，騎樓柱通常少於室內柱，如果假設騎樓柱占全部一樓柱的 25%、室內柱占全部一樓柱的 75%，則一樓柱的單位面積平均側向強度以三層樓為例子，可以估算為：

$$\bar{\tau}_c = (1.8 \times 3 + 4) \times 0.25 + 2.6 \times 0.75 = 4.3(\text{kgf}/\text{cm}^2) \quad (4.18)$$

其中，騎樓柱單位面積平均側向強度為 $(1.8 \times 3 + 4) = 9.4(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ ，0.25 是騎樓柱占的比例，室內柱單位面積平均側向強度為 2.6，0.75 為室內柱佔的比例；三面圍束磚牆的單位面積側向強度 $\bar{\tau}_{bw3} = 2(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 。

將快評和初評對於柱與三面圍束磚牆單位面積側向強度的定義整理成表 4-4。可以看到快評對於柱與三面圍束磚牆單位面積側向強度皆高於初評，因此，快評的基底剪力就如圖 4.6 所示高於初評的基底剪力。因為基底剪力的估算就是一樓的側向強度總和。

第五章 詳評方法和快評之比較

本章一開始介紹街屋案例詳細評估的結果，由詳評結果和快評結果比較，觀察快評是否夠保守。再來由詳評所得之容量曲線可推估每棟案例的韌性容量[18]，可供初步評估或其他評估方式參考。

最後將快評和初評與詳評做比較，希望快評的耐震性能能介於初評和詳評的耐震性能，這樣就代表快評所得之耐震性能用做篩選工具具有一定的可信度與保守性。

5.1 街屋詳評結果

本節從 3.1 節篩選出 9 棟的街屋案例進行詳細評估。9 棟案例加上 2 個磚牆轉向的案例(案例 5 和案例 6)共有 11 棟案例。其中，兩棟磚牆轉向案例是為了驗證樓梯方向平行騎樓方向的耐震性能是否會高於樓梯垂直騎樓方向的耐震性能。

將這 11 棟案例用附錄 C 詳評示範例之步驟去進行非線性側推分析，進而得到其側推曲線、性能地表加速度 A_p 以及性能點塑鉸發展情形。由於快評基本假設為一樓所有豎向構材的側向強度控制，因此詳評案例中，性能點塑鉸發展在一樓的情形，才能和快評比較。

為求分析便利，本節側推分析的方向皆為結構耐震弱向，也就是平行騎樓方向(X 向)。分別對正 X 向與負 X 向進行側推分析，兩者所得之耐震性能取小值當作該棟案例之耐震性能。

由於不易取得詳評案例所需材料參數，本節詳評所用之材料參數為求保守假設如表 5-1 所示。

三面圍束磚牆砌法的假設，1B 磚牆為法國式砌法，0.5B 磚牆為順砌法。

性能點準則參考 ASCE 40-06[19]，位移準則 Life Safety 為 2%。校舍詳評強度準則為 V_{max} ，但因為街屋的用途係數為 1，強度準則定為最大側向強度過後衰減 5% 的側向強度，即 $0.95V_{max}^+$ 。

以下依序介紹每個案例的詳評結果。

5.1.1 案例一

(1) 案例概況與耐震需求

案例一位於南投縣魚池鄉日月村水沙蓮路，為三層樓的鋼筋混凝土建築物，樓梯方向為平行騎樓方向，沿騎樓方向長度為 790cm，垂直騎樓方向長度為 1602cm，第一層樓高為 380cm，建築物總高度為 1020cm。從結構平面圖(圖 5.1)可以看出這棟街屋沿騎樓方向有一跨，垂直騎樓方向有五跨，是懸臂式騎樓，沒有騎樓柱。從結構立面圖(圖 5.2)可以看到構架 5 和構架 6 一樓處有磚牆。從梁柱配筋圖(圖 5.3)可以看到，柱的尺寸有三種，分別為 30×70 、 40×60 、 40×88 ，而梁的尺寸皆為 30×60 。

本案例地質資料參考鄰近頭社國小(TCU078)的地質鑽探資料判斷為第二類地盤[20]。根據勘災報告[15]，本案例於 0602 南投地震當時的地震紀錄為 $0.374g$ 。又依據建築物耐震設計規範[8]，本案例工址之耐震需求為 $S_{DS} = 0.735$ 、 $S_{D1} = 0.485$ ，475 年回歸期設計地震地表加速度 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.294$ 。

(2) 詳評結果

依據圖 5.1~圖 5.3 的結構圖建立 ETABS 模型如圖 5.4 所示，利用此模型依附錄 C 的步驟進行非線性側推分析可以得到結構物的容量曲線。再透過容量曲線依附錄 B 可以計算容量震譜和其性能地表加速度 A_p 。此棟案例正 X 向之性能地表加速度為 $0.388g$ ，負 X 向之性能地表加速度為 $0.381g$ ，為負 X 向主控，故以下介紹負 X 向詳評結果。

將基底剪力與屋頂位移和性能地表加速度 A_p 畫成圖 5.5，水平坐標軸為屋頂層質心點位移(cm)；主垂直坐標軸為基底剪力(kgf)；副垂直坐標軸為性能地表加速度 A_p (g)，圓形的點標的是基底剪力與屋頂位移；三角形的點標的是性能地表加速度與屋頂位移。從容量曲線可以得知，達性能點時，基底剪力為 173580 kgf；屋頂位移為 9.24 cm。

表 5-2 顯示每一個側推步驟的基底剪力(kgf)、屋頂位移(cm)、性能地表加速度 A_p (g)、與每層樓的最大層間變位角。根據性能點的準則，本案例最大層間變位角 2% 經內插性能點地表加速度為 $0.381(g)$ ，屬位移控制。圖 5.6~

圖 5.10 為各構架性能點塑鉸產生情形，顯示性能點主要破壞模式為構架 5 和構架 6 一樓磚牆破壞及一樓柱撓曲破壞。這和快評所假設一樓破壞一致，所以此棟案例詳評結果在 5.2 節時可以用來和快評作比較。

5.1.2 案例二

(1) 案例概況與耐震需求

案例二位於南投縣魚池鄉日月村義勇街，為三層樓的鋼筋混凝土建築物，樓梯方向為平行騎樓方向，沿騎樓方向長度為 1254cm，垂直騎樓方向長度為 1691cm，第一層樓高為 380cm，建築物總高度為 1290cm。從結構平面圖(圖 5.11)可以看出這棟街屋沿騎樓方向有三跨，垂直騎樓方向有四跨，是懸臂式騎樓，沒有騎樓柱。從結構立面圖(圖 5.12)可以看到一樓在構架 5 和構架 6 有磚牆。從梁柱配筋圖(圖 5.13)可以看到，柱的尺寸有一種，為 35×60 ；梁的尺寸有一種，為 30×60 。

本案例地質資料參考鄰近頭社國小(TCU078)的地質鑽探資料判斷為第二類地盤[20]。根據勘災報告[15]，本案例於 0602 南投地震當時的地震紀錄為 0.374g。又依據建築物耐震設計規範[8]，本案例工址之耐震需求為 $S_{DS} = 0.735$ 、 $S_{D1} = 0.485$ ，475 年回歸期設計地震地表加速度 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.294$ 。

(2) 詳評結果

依據圖 5.11~圖 5.13 的結構圖建立 ETABS 模型如圖 5.14 所示，利用此模型依附錄 C 的步驟進行非線性側推分析可以得到結構物的容量曲線。再透過容量曲線依附錄 B 可以計算容量震譜和其性能地表加速度 A_p 。此棟案例正 X 向之性能地表加速度為 0.369g，負 X 向之性能地表加速度為 0.343g，為負 X 向主控，故以下介紹負 X 向詳評結果。

將基底剪力與屋頂位移和性能地表加速度 A_p 畫成圖 5.15，水平坐標軸為屋頂層質心點位移(cm)；主垂直坐標軸為基底剪力(kgf)；副垂直坐標軸為性能地表加速度 A_p (g)，圓形的點標的是基底剪力與屋頂位移；三角形的點標的是性能地表加速度與屋頂位移。從容量曲線可以得知，達性能點時，基底剪力為 160001 kgf；屋頂位移為 9.28cm。

表 5-3 顯示每一個側推步驟的基底剪力(kgf)、屋頂位移(cm)、性能地表加速度 A_p (g)、與每層樓的最大層間變位角。根據性能點的準則，本案例最大層間變位角 2% 經內插性能點地表加速度為 0.343(g)，屬位移控制。圖 5.16~圖 5.20 為各構架性能點塑鉸產生情形，顯示性能點主要破壞模式為一樓柱撓曲破壞。這和快評所假設一樓破壞一致，所以此棟案例詳評結果在 5.2 節時可以用來和快評作比較。

5.1.3 案例三

(1) 案例概況與耐震需求

案例三位於南投縣竹山鎮中山里竹山路，為三層樓的鋼筋混凝土建築物，樓梯方向為平行騎樓方向，沿騎樓方向長度為 1752cm，垂直騎樓方向長度為 1438cm，第一層樓高為 350cm，建築物總高度為 995cm。從結構平面圖(圖 5.21)可以看出這棟街屋沿騎樓方向有四跨，垂直騎樓方向有三跨。從結構立面圖(圖 5.22)可以看到一樓在構架 3 有磚牆。從梁柱配筋圖(圖 5.23)可以看到，柱的尺寸有三種，分別為 40×40 、 24×40 、 24×36 ；梁的尺寸有三種，分別為 30×45 、 24×40 、 24×36 。

本案例地質資料參考鄰近桶頭國小(TCU090)的地質鑽探資料判斷為第一類地盤[20]。根據勘災報告[15]，本案例於 0602 南投地震當時的地震紀錄為 0.150g。又依據建築物耐震設計規範[8]，本案例工址之耐震需求為 $S_{DS} = 0.928$ 、 $S_{D1} = 0.594$ ，475 年回歸期設計地震地表加速度 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.371$ 。

(2) 詳評結果

依據圖 5.21~圖 5.23 的結構圖建立 ETABS 模型如圖 5.24 所示，利用此模型依附錄 C 的步驟進行非線性側推分析可以得到結構物的容量曲線。再透過容量曲線依附錄 B 可以計算容量震譜和其性能地表加速度 A_p 。此棟案例正 X 向之性能地表加速度為 0.221g，負 X 向之性能地表加速度為 0.234g，為正 X 向主控，故以下介紹正 X 向詳評結果。

將基底剪力與屋頂位移和性能地表加速度 A_p 畫成圖 5.25，水平坐標軸為屋頂層質心點位移(cm)；主垂直坐標軸為基底剪力(kgf)；副垂直坐標軸為

性能地表加速度 A_p (g)，圓形的點標的是基底剪力與屋頂位移；三角形的點標的是性能地表加速度與屋頂位移。從容量曲線可以得知，達性能點時，基底剪力為 113225 kgf；屋頂位移為 6.59cm。

表 5-4 顯示每一個側推步驟的基底剪力(kgf)、屋頂位移(cm)、性能地表加速度 A_p (g)、與每層樓的最大層間變位角。根據性能點的準則，本案 $0.95V_{max}^+$ 為 113225 kgf，經內插性能點地表加速度為 0.221(g)，屬強度控制。圖 5.26~圖 5.29 為各構架性能點塑鉸產生情形，顯示性能點主要破壞模式為一樓柱撓曲破壞。這和快評所假設一樓破壞一致，所以此棟案例詳評結果在 5.2 節時可以用來和快評作比較。

5.1.4 案例四

(1) 案例概況與耐震需求

案例四位於南投縣竹山鎮中山里竹山路，為三層樓的鋼筋混凝土建築物，樓梯方向為垂直騎樓方向，沿騎樓方向長度為 730cm，垂直騎樓方向長度為 1650cm，第一層樓高為 350cm，建築物總高度為 995cm。從結構平面圖(圖 5.30)可以看出這棟街屋沿騎樓方向有兩跨，垂直騎樓方向有四跨。從結構立面圖(圖 5.31)可以看到一樓沿走廊方向沒有磚牆。從梁柱配筋圖(圖 5.32)可以看到，柱的尺寸有三種，分別為 24×45 、 24×40 、直徑 40 圓柱；梁的尺寸有五種，分別為 30×60 、 30×45 、 24×40 、 35×55 、 24×36 。

本案例地質資料參考鄰近桶頭國小(TCU090)的地質鑽探資料判斷為第一類地盤[20]。根據勘災報告[15]，本案例於 0602 南投地震當時的地震紀錄為 0.150g。又依據建築物耐震設計規範[8]，本案例工址之耐震需求為 $S_{DS} = 0.928$ 、 $S_{D1} = 0.594$ ，475 年回歸期設計地震地表加速度 $A_r = 0.4S_{DS} = 0.371$ 。

(2) 詳評結果

依據圖 5.30~圖 5.32 的結構圖建立 ETABS 模型如圖 5.33 所示，利用此模型依附錄 C 的步驟進行非線性側推分析可以得到結構物的容量曲線。再透過容量曲線依附錄 B 可以計算容量震譜和其性能地表加速度 A_p 。此棟案例正 X 向之性能地表加速度為 0.319g，負 X 向之性能地表加速度為 0.318g，

為負 X 向主控，故以下介紹負 X 向詳評結果。

將基底剪力與屋頂位移和性能地表加速度 A_p 畫成圖 5.34，水平坐標軸為屋頂層質心點位移(cm)；主垂直坐標軸為基底剪力(kgf)；副垂直坐標軸為性能地表加速度 A_p (g)，圓形的點標的是基底剪力與屋頂位移；三角形的點標的是性能地表加速度與屋頂位移。從容量曲線可以得知，達性能點時，基底剪力為 97571 kgf；屋頂位移為 8.8cm。

表 5-5 顯示每一個側推步驟的基底剪力(kgf)、屋頂位移(cm)、性能地表加速度 A_p (g)、與每層樓的最大層間變位角。根據性能點的準則，本案例最大層間變位角 2% 經內插性能點地表加速度為 0.318(g)，屬位移控制。圖 5.35~圖 5.39 為各構架性能點塑鉸產生情形，顯示性能點主要破壞模式為一樓柱撓曲破壞。這和快評所假設一樓破壞一致，所以此棟案例詳評結果在 5.2 節時可以用來和快評作比較。

5.1.5 案例五

(1) 案例概況與耐震需求

案例五位於南投縣中寮鄉永平路，為三層樓的鋼筋混凝土建築物，樓梯方向為平行騎樓方向，沿騎樓方向長度為 1600cm，垂直騎樓方向長度為 1988cm，第一層樓高為 390cm，建築物總高度為 1305cm。從結構平面圖(圖 5.40)可以看出這棟街屋沿騎樓方向有三跨，垂直騎樓方向有五跨。從結構立面圖(圖 5.41)可以看到一樓在構架 5 和構架 6 有磚牆。從梁柱配筋圖(圖 5.42)可以看到，柱的尺寸有兩種，分別為 45×60 、 25×45 ；梁的尺寸有四種，分別為 24×50 、 25×50 、 30×50 、 35×50 。

本案例地質資料參考鄰近中寮國小(TCU143)的地質鑽探資料判斷為第一類地盤[20]。根據勘災報告[10]，本案例於 921 集集地震當時的地震紀錄為 0.915g。又依據建築物耐震設計規範[8]，本案例工址之耐震需求為 $S_{DS} = 0.856$ 、 $S_{D1} = 0.549$ ， 475 年回歸期設計地震地表加速度 $A_r = 0.4S_{DS} = 0.342$ 。

(2) 詳評結果

依據圖 5.40~圖 5.42 的結構圖建立 ETABS 模型如圖 5.43 所示，利用此

模型依附錄 C 的步驟進行非線性側推分析可以得到結構物的容量曲線。再透過容量曲線依附錄 B 可以計算容量震譜和其性能地表加速度 A_p 。此棟案例正 X 向之性能地表加速度為 $0.250g$ ，負 X 向之性能地表加速度為 $0.284g$ ，為正 X 向主控，故以下介紹正 X 向詳評結果。

將基底剪力與屋頂位移和性能地表加速度 A_p 畫成圖 5.44，水平坐標軸為屋頂層質心點位移(cm)；主垂直坐標軸為基底剪力(kgf)；副垂直坐標軸為性能地表加速度 A_p (g)，圓形的點標的是基底剪力與屋頂位移；三角形的點標的是性能地表加速度與屋頂位移。從容量曲線可以得知，達性能點時，基底剪力為 234881 kgf；屋頂位移為 6.14 cm。

表 5-6 顯示每一個側推步驟的基底剪力(kgf)、屋頂位移(cm)、性能地表加速度 A_p (g)、與每層樓的最大層間變位角。根據性能點的準則，本案 $0.95V_{max}^+$ 為 234881 kgf，經內插性能點地表加速度為 $0.250(g)$ ，屬強度控制。圖 5.45~圖 5.50 為各構架性能點塑鉸產生情形，顯示性能點主要破壞模式為構架 5 一樓磚牆破壞及一樓柱撓曲破壞。這和快評所假設一樓破壞一致，所以此棟案例詳評結果在 5.2 節時可以用來和快評作比較。

5.1.6 案例五(梯間磚牆轉向)

此虛擬的案例是為了比較樓梯平行騎樓方向時的耐震性能是否比樓梯垂直騎樓方向時的耐震性能還要來的好。

(1) 案例概況與耐震需求

將案例五的樓梯轉向，也就是將磚牆轉成垂直騎樓方向。其他結構物的尺寸與耐震需求都和原來的案例五相同，唯一不同的就是把構架 5 的磚牆拿掉。建築圖如圖 5.51~5.52 所示。

(2) 詳評結果

依據圖 5.51~圖 5.52 的結構圖建立 ETABS 模型如圖 5.53 所示，利用此模型依附錄 C 的步驟進行非線性側推分析可以得到結構物的容量曲線。再透過容量曲線依附錄 B 可以計算容量震譜和其性能地表加速度 A_p 。此棟案例正 X 向之性能地表加速度為 $0.293g$ ，負 X 向之性能地表加速度為 $0.284g$ ，為負 X 向主控，故以下介紹負 X 向詳評結果。

將基底剪力與屋頂位移和性能地表加速度 A_p 畫成圖 5.54，水平坐標軸為屋頂層質心點位移(cm)；主垂直坐標軸為基底剪力(kgf)；副垂直坐標軸為性能地表加速度 A_p (g)，圓形的點標的是基底剪力與屋頂位移；三角形的點標的是性能地表加速度與屋頂位移。從容量曲線可以得知，達性能點時，基底剪力為 172168 kgf；屋頂位移為 9.95cm。

表 5-7 顯示每一個側推步驟的基底剪力(kgf)、屋頂位移(cm)、性能地表加速度 A_p (g)、與每層樓的最大層間變位角。根據性能點的準則，本案例最大層間變位角 2% 經內插性能點地表加速度為 0.284(g)，屬位移控制。圖 5.55~圖 5.60 為各構架性能點塑鉸產生情形，顯示性能點主要破壞模式為構架 6 一樓磚牆破壞和一樓柱撓曲破壞。這和快評所假設一樓破壞一致，所以此棟案例詳評結果在 5.2 節時可以用來和快評作比較。

(3) 案例五梯間磚牆轉向詳評結果比較

街屋的樓梯有兩種形式，一為樓梯平行騎樓，二為樓梯垂直騎樓。根據勘災經驗[1]指出，由於梯間牆量方向性的關係，樓梯平行騎樓時的耐震性能會高於樓梯垂直騎樓時的耐震性能。案例五在樓梯平行騎樓時，性能地表加速度為 0.250g；在樓梯垂直騎樓時，性能地表加速度為 0.284g。

會導致如此結果是因為案例五在樓梯平行騎樓時性能點為強度控制且為磚牆破壞，而樓梯垂直騎樓時性能點為位移控制且為柱的彎矩破壞。強度控制代表其位移還沒到 2%，從表 5-6 可以看出樓梯平行騎樓在達性能點時屋頂位移大約 6.14cm。而從表 5-7 樓梯垂直騎樓在達性能點時屋頂位移大約 9.95cm。這顯示後者韌性較好，變形能力較好，性能點能取比較後面。如果前者也取 2% 位移控制，根據表 5-6 可以計算其性能地表加速度為 0.320g。這樣前者就會比後者高，這就是我們所預期樓梯平行騎樓時的耐震性能會高於樓梯垂直騎樓時的耐震性能。

因此，在比較樓梯形式不同的耐震性能時，應該取兩者皆為位移控制時的狀況去作比較。

5.1.7 案例六

(1) 案例概況與耐震需求

案例六位於南投縣中寮鄉永平路，為三層樓的鋼筋混凝土建築物，樓梯方向為平行騎樓方向，沿騎樓方向長度為 1310cm，垂直騎樓方向長度為 1765.5cm，第一層樓高為 323cm，建築物總高度為 969cm。從結構平面圖(圖 5.61)可以看出這棟街屋沿騎樓方向有三跨，垂直騎樓方向有五跨。從結構立面圖(圖 5.62)可以看到一樓在構架 5 和構架 6 有磚牆。從梁柱配筋圖(圖 5.63)可以看到，柱的尺寸有三種，分別為 35×45 、 25×45 ；梁的尺寸有兩種，分別為 25×30 、 30×30 。

本案例地質資料參考鄰近中寮國小(TCU143)的地質鑽探資料判斷為第一類地盤[20]。根據勘災報告[10]，本案例於 921 集集地震當時的地震紀錄為 $0.915g$ 。又依據建築物耐震設計規範[8]，本案例工址之耐震需求為 $S_{DS} = 0.856$ 、 $S_{D1} = 0.549$ ，475 年回歸期設計地震地表加速度 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.342$ 。

(2) 詳評結果

依據圖 5.61~圖 5.63 的結構圖建立 ETABS 模型如圖 5.64 所示，利用此模型依附錄 C 的步驟進行非線性側推分析可以得到結構物的容量曲線。再透過容量曲線依附錄 B 可以計算容量震譜和其性能地表加速度 A_p 。此棟案例正 X 向之性能地表加速度為 $0.486g$ ，負 X 向之性能地表加速度為 $0.365g$ ，為負 X 向主控，故以下介紹負 X 向詳評結果。

將基底剪力與屋頂位移和性能地表加速度 A_p 畫成圖 5.65，水平坐標軸為屋頂層質心點位移(cm)；主垂直坐標軸為基底剪力(kgf)；副垂直坐標軸為性能地表加速度 A_p (g)，圓形的點標的是基底剪力與屋頂位移；三角形的點標的是性能地表加速度與屋頂位移。從容量曲線可以得知，達性能點時，基底剪力為 152003 kgf；屋頂位移為 11.4 cm。

表 5-8 顯示每一個側推步驟的基底剪力(kgf)、屋頂位移(cm)、性能地表加速度 A_p (g)、與每層樓的最大層間變位角。根據性能點的準則，本案例最大層間變位角 2% 經內插性能點地表加速度為 $0.365(g)$ ，屬位移控制。圖 5.66~圖 5.71 為各構架性能點塑鉸產生情形，顯示性能點主要破壞模式為一樓柱撓曲破壞。這和快評所假設一樓破壞一致，所以此棟案例詳評結果在 5.2 節時可以用來和快評作比較。

5.1.8 案例六(梯間磚牆轉向)

此虛擬的案例是為了比較樓梯平行騎樓方向時的耐震性能是否比樓梯垂直騎樓方向時的耐震性能還要來的好。

(1)案例概況與耐震需求

將案例六的樓梯轉向，也就是將磚牆轉成垂直騎樓方向。其他結構物的尺寸與耐震需求都和原來的案例六相同，唯一不同的就是把構架 5 的磚牆拿掉。建築圖如圖 5.72~5.73 所示。

(2)詳評結果

依據圖 5.72~5.73 的結構圖建立 ETABS 模型如圖 5.74 所示，利用此模型依附錄 C 的步驟進行非線性側推分析可以得到結構物的容量曲線。再透過容量曲線依附錄 B 可以計算容量震譜和其性能地表加速度 A_p 。此棟案例正 X 向之性能地表加速度為 0.418g，負 X 向之性能地表加速度為 0.365g，為負 X 向主控，故以下介紹負 X 向詳評結果。

將基底剪力與屋頂位移和性能地表加速度 A_p 畫成圖 5.75，水平坐標軸為屋頂層質心點位移(cm)；主垂直坐標軸為基底剪力(kgf)；副垂直坐標軸為性能地表加速度 A_p (g)，圓形的點標的是基底剪力與屋頂位移；三角形的點標的是性能地表加速度與屋頂位移。從容量曲線可以得知，達性能點時，基底剪力為 152003 kgf；屋頂位移為 11.4cm。

表 5-9 顯示每一個側推步驟的基底剪力(kgf)、屋頂位移(cm)、性能地表加速度 A_p (g)、與每層樓的最大層間變位角。根據性能點的準則，本案例最大層間變位角 2% 經內插性能點地表加速度為 0.365(g)，屬位移控制。圖 5.76~圖 5.81 為各構架性能點塑鉸產生情形，顯示性能點主要破壞模式為一樓柱撓曲破壞。這和快評所假設一樓破壞一致，所以此棟案例詳評結果在 5.2 節時可以用來和快評作比較。

(3)案例六梯間磚牆轉向詳評結果比較

由圖 5.62 和圖 5.72 可以看到，案例六和梯間磚牆轉向兩者在側推負 X 方向之磚牆皆不採計，又兩者之耐震性能皆為負 X 向主控，故應比較正 X 方向之耐震性能才能顯示出梯間磚牆轉向對於耐震性能之影響。

根據案例五及案例六之分析結果，樓梯方向垂直騎樓者， X 方向少了大量的梯間牆，因此側力強度明顯降低不少。又以 2% 為性能點準則，樓梯垂直騎樓者之耐震性能確實低於樓梯平行騎樓者之耐震性能。以案例六而言，樓梯平行騎樓時，性能地表加速度為 0.486g；在樓梯垂直騎樓時，性能地表加速度為 0.418g，兩者皆為位移控制。所以，樓梯的方向會影響耐震性能，樓梯平行騎樓方向的耐震性能會比樓梯垂直騎樓方向的耐震性能好。

5.1.9 案例七

(1) 案例概況與耐震需求

案例七位於高雄市六龜區光復路，為三層樓的鋼筋混凝土建築物，樓梯方向為平行騎樓方向，沿騎樓方向長度為 490cm，垂直騎樓方向長度為 1509.5cm，第一層樓為 382cm，建築物總高度為 1069cm。從結構平面圖(圖 5.82)可以看出這棟街屋沿騎樓方向有一跨，垂直騎樓方向有五跨。從結構立面圖(圖 5.83)可以看到一樓構架 6 有磚牆。從梁柱配筋圖(圖 5.84)可以看到，柱的尺寸有四種，分別為 28×30 、 35×35 、 35×40 、 45×50 ；梁的尺寸有兩種，分別為 27×45 、 30×50 。

本案例地質資料參考鄰近六龜國小的地質鑽探資料判斷為第二類地盤 [20]。根據勘災報告[13]，本案例於 0304 甲仙地震當時的地震紀錄為 0.180g。又依據建築物耐震設計規範[8]，本案例工址之耐震需求為 $S_{DS} = 0.7$ 、 $S_{DI} = 0.52$ ，475 年回歸期設計地震地表加速度 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.28$ 。

(2) 詳評結果

依據圖 5.82~圖 5.84 的結構圖建立 ETABS 模型如圖 5.85 所示，利用此模型依附錄 C 的步驟進行非線性側推分析可以得到結構物的容量曲線。再透過容量曲線依附錄 B 可以計算容量震譜和其性能地表加速度 A_p 。此棟案例正 X 向之性能地表加速度為 0.348g，負 X 向之性能地表加速度為 0.351g，為正 X 向主控，故以下介紹正 X 向詳評結果。

將基底剪力與屋頂位移和性能地表加速度 A_p 畫成圖 5.86，水平坐標軸為屋頂層質心點位移(cm)；主垂直坐標軸為基底剪力(kgf)；副垂直坐標軸為

性能地表加速度 $A_p(g)$ ，圓形的點標的是基底剪力與屋頂位移；三角形的點標的是性能地表加速度與屋頂位移。從容量曲線可以得知，達最大基底剪力時，基底剪力為 70234 kgf；屋頂位移為 9.59cm。

表 5-10 顯示每一個側推步驟的基底剪力(kgf)、屋頂位移(cm)、性能地表加速度 $A_p(g)$ 、與每層樓的最大層間變位角。根據性能點的準則，本案例二樓先達到最大層間變位角 2%，經內插性能點地表加速度為 0.348(g)，屬位移控制。在側推步驟 step5 到 step6 間，二樓的柱達 B 點進入平台段，而一樓的磚牆還沒破壞，一樓還能提供強度但二樓柱已達降伏。圖 5.87~圖 5.92 為各構架性能點塑鉸產生情形，顯示性能點主要破壞模式為二樓柱撓曲破壞。這和快評所假設一樓破壞不一致，所以此棟案例詳評結果在 5.2 節時不能用來和快評作比較。

以下探討為何案例七為何會破壞在二樓。

(3) 案例探討

一般而言，一樓所受的樓層剪力會最大，所以受地震力時會破壞在一樓。但這棟案例十分特殊，破壞在二樓。表示其二樓承受的樓層剪力超出其容量。

由 Etabs 模型可以得到其樓層重與模態，將樓層重乘上模態就是該樓層地震力豎向分配。其結果如表 5-11 所示。為求計算方便，將上面之樓層地震力豎向分配假設為 2 : 2 : 1。

接著計算 1F 和 2F 的最大樓層剪力，計算方式為將該樓層所有豎向構材的側向強度加起來。1F 與 2F 各豎項構材的側向強度可經由輔助程式所計算結果取得，如表 5-12 所示。

所以，1F 最大樓層剪力為 97719kgf，2F 最大樓層剪力為 64363kgf。假設 1F 的最大樓層剪力為基底剪力，接著根據上面所假設的豎項分配 2 比 2 比 1 可得 2F 所分配到的側向力為 $97719 \times \frac{2+2}{2+2+1} = 78174 \text{ (kgf)}$ 。

2F 所能承受最大的剪力為 64363kgf，很明顯 78174kgf 已經超出其能承受之範圍。因此，2F 相較 1F 為弱層，會先在 2F 破壞。

5.1.10 案例八

(1)案例概況與耐震需求

案例八位於高雄市六龜區光復路 85 號，為兩層樓的鋼筋混凝土建築物，樓梯方向為平行騎樓方向，沿騎樓方向長度為 1067.5cm，垂直騎樓方向長度為 1794.5cm，第一層樓高為 382cm，建築物總高度為 744cm。從結構平面圖(圖 5.93)可以看出這棟街屋沿騎樓方向有兩跨，垂直騎樓方向有六跨。從結構立面圖(圖 5.94)可以看到一樓在構架 6 和構架 7 有磚牆。從梁柱配筋圖(圖 5.95)可以看到，柱的尺寸有四種，分別為 27×30 、 33×33 、 33×47 、 37×44 ；梁的尺寸有兩種，分別為 27×45 、 30×50 。

本案例地質資料參考鄰近六龜國小的地質鑽探資料判斷為第二類地盤 [20]。根據勘災報告[13]，本案例於 0304 甲仙地震當時的地震紀錄為 $0.180g$ 。又依據建築物耐震設計規範[8]，本案例工址之耐震需求為 $S_{DS} = 0.7$ 、 $S_{DI} = 0.52$ ，475 年回歸期設計地震地表加速度 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.28$ 。

(2)詳評結果

依據圖 5.93~圖 5.95 的結構圖建立 ETABS 模型如圖 5.96 所示，利用此模型依附錄 C 的步驟進行非線性側推分析可以得到結構物的容量曲線。再透過容量曲線依附錄 B 可以計算容量震譜和其性能地表加速度 A_p 。此棟案例正 X 向之性能地表加速度為 $0.448g$ ，負 X 向之性能地表加速度為 $0.446g$ ，為負 X 向主控，故以下介紹負 X 向詳評結果。

將基底剪力與屋頂位移和性能地表加速度 A_p 畫成圖 5.97，水平坐標軸為屋頂層質心點位移(cm)；主垂直坐標軸為基底剪力(kgf)；副垂直坐標軸為性能地表加速度 A_p (g)，圓形的點標的是基底剪力與屋頂位移；三角形的點標的是性能地表加速度與屋頂位移。從容量曲線可以得知，達性能點時，基底剪力為 150000 kgf；屋頂位移為 10.3 cm。

表 5-13 顯示每一個側推步驟的基底剪力(kgf)、屋頂位移(cm)、性能地表加速度 A_p (g)、與每層樓的最大層間變位角。根據性能點的準則，本案例最大層間變位角 2% 為 10.3 cm，經內插性能點地表加速度為 $0.446(g)$ ，屬位移控制。圖 5.98~圖 5.104 為各構架性能點塑鉸產生情形顯示性能點主要破壞模式一樓柱撓曲破壞。這和快評所假設一樓破壞一致，所以此棟案例詳評結果在 5.2 節時可以用來和快評作比較。

5.1.11 案例九

(1) 案例概況與耐震需求

案例九位於屏東縣恆春鎮新興路 130 號，為四層樓的鋼筋混凝土建築物，樓梯方向為平行騎樓方向，沿騎樓方向長度為 694cm，垂直騎樓方向長度為 2352cm，由於勘災報告裡沒有結構物的樓層高，所以假設每層樓為 300cm，建築物總高度為 1200cm。從結構平面圖(圖 5.105)可以看出這棟街屋沿騎樓方向有兩跨，垂直騎樓方向有六跨。從結構立面圖(圖 5.106)可以看到一樓在構架 5 和構架 7 有磚牆。從梁柱配筋圖(圖 5.107)可以看到，柱的尺寸有一種，分別為 34×42 ；梁的尺寸有一種，為 30×45 。

本案例地質資料參考鄰近恆春(KAU052)的地質鑽探資料判斷為第二類地盤[20]。根據勘災報告[12]，本案例於 1226 恒春地震當時的地震紀錄為 $0.179g$ 。又依據建築物耐震設計規範[8]，本案例工址之耐震需求為 $S_{DS} = 0.55$ 、 $S_{D1} = 0.45$ ， 475 年回歸期設計地震地表加速度 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.22$ 。

(2) 詳評結果

依據圖 5.105~圖 5.107 的結構圖建立 ETABS 模型如圖 5.108 所示，利用此模型依附錄 C 的步驟進行非線性側推分析可以得到結構物的容量曲線。再透過容量曲線依附錄 B 可以計算容量震譜和其性能地表加速度 A_p 。此棟案例正 X 向之性能地表加速度為 $0.348g$ ，負 X 向之性能地表加速度為 $0.347g$ ，為負 X 向主控，故以下介紹負 X 向詳評結果。

將基底剪力與屋頂位移和性能地表加速度 A_p 畫成圖 5.109，水平坐標軸為屋頂層質心點位移(cm)；主垂直坐標軸為基底剪力(kgf)；副垂直坐標軸為性能地表加速度 A_p (g)，圓形的點標的是基底剪力與屋頂位移；三角形的點標的是性能地表加速度與屋頂位移。從容量曲線可以得知，達性能點時，基底剪力為 203596 kgf；屋頂位移為 7.96 cm。

表 5-14 顯示每一個側推步驟的基底剪力(kgf)、屋頂位移(cm)、性能地表加速度 A_p (g)、與每層樓的最大層間變位角。根據性能點的準則，本案例最大層間變位角 2% 經內插性能點地表加速度為 $0.347(g)$ ，屬位移控制。圖

5.110~圖 5.116 為各構架性能點塑鉸產生情形，顯示性能點主要破壞模式為一樓柱撓曲破壞。圖 117 為案例九結構扭轉情形，從此圖可以看出該棟案例因為結構不對稱，使其結構高度扭轉。由於快評是根據校舍詳評資料庫所迴歸而得，大部分校舍結構皆為對稱結構，因此不對稱結構並不適用快評分析，所以此棟案例詳評結果在 5.2 節時不放入比較。

5.1.12 典型街屋柱尺寸

完成 11 棟詳評後發現，案例一在一樓柱的尺寸相較其他案例來得大。此結果可能會影響該案例快評和詳評比較結果。因此在這裡個別拿出來探討其柱尺寸異常是否會有影響。

首先，將所有案例的柱尺寸整理成表 5-15。經統計計算後，柱深加權平均值為 30cm，加權標準差為 6cm，將柱深加權平均值加與減一個標準差用來代表一般典型街屋的柱深，其範圍為 24cm~36cm，可見與磚牆厚度(1B~1.5B)相近。柱寬加權平均值為 45cm，加權標準差為 10cm；將柱寬加權平均值加與減一個標準差用來代表一般典型街屋的柱寬，其範圍為 35cm~55cm。柱面積加權平均值為 1384cm²，加權標準差為 521cm²，將平均值加與減一個標準差用來代表一般典型街屋的柱面積，其範圍為 863cm²~1905cm²。

案例一之柱寬有 60cm、70cm、88cm，柱面積有 2100cm²、2400 cm²、3520 cm²。明顯比一般街屋的柱寬還寬，也比一般街屋的柱面積還大。

以快評公式的原理，柱面積越大代表其側向強度越大，可提供越高的耐震性能。然而快評並未考慮柱子的慣性矩強向與弱向。案例一因為柱寬 60~80cm，但側推方向的柱深僅有 30~40cm，因此在側推方向上的柱撓曲強度不大，但是快評以面積為主要參數來考慮柱的抗側力能力，故經詳評結果其側推方向的強度會比快評計算強度還低，因此有必要對快評柱尺寸的適用範圍予以限制。

由於案例一採計的柱面積大於一般典型街屋柱量，所得之耐震性能恐有高估之虞，相對地詳評可反映出柱強弱軸方向在側力方向之貢獻，可得到較合理的耐震性能。所以案例一不適用快評分析，在 5.2 節時不放入比較。

5.2 街屋詳評與快評比較

本節將 5.1 節各案例所得之詳評結果和 3.2 節的快評結果做比較，希望各案例快評的結果能比詳評結果保守。其中有三個案例不放入比較，分別為案例一因為柱的尺寸異常所以不放入比較，案例七因為二樓破壞所以不放入比較，案例九因為結構高度扭轉所以不放入比較。

將比較案例的快評結果和詳評結果整理成表 5-16。其中，案例編號 5' 和 6' 分別代表案例五磚牆轉向和案例六磚牆轉向。利用表 5-16 將各案例快評結果和詳評結果畫成圖 5.118。y 軸代表性能地表加速度，x 軸為各案例編號。

從圖 5.118 可以觀察出有 4 個點快評是高於詳評，這表示快速評估並不夠保守。經探討其原因，可能為磚牆轉換為等值柱量的比例關係過高，將於下節討論。

5.3 詳評案例建議

根據 5.2 節的結果可以發現，快評公式中的磚牆轉換係數 0.444 過於敏感導致性能地表加速度過高不夠保守。因此，本節一開始會先對磚牆轉換係數做建議，接著，利用案例詳評得到的力與位移曲線去計算韌性容量，並定義街屋的韌性容量供初評和其他評估方式使用。

5.3.1 磚牆轉換係數建議

從 5.1 節的詳評結果可以歸納出，街屋案例側推曲線在達性能點時，破壞機制為一樓磚牆破壞和一樓柱撓曲破壞。因此，找一根典型的柱和一座典型的牆來模擬側推達性能點情況時，觀察柱和牆的單位面積側向強度，兩者單位面積側向強度的比值就是我們所要的磚牆轉換係數。

基於保守起見，本研究挑主筋量高的柱作代表，由表 5-15 可以得知柱主筋量加權平均為 1.98%，加權標準差為 0.55%，若將加權平均加上一倍加權標準差則主筋量為 2.53%。本研究挑選一根典型柱，其尺寸為 30×50，柱高 300cm，主筋為 12 根 6 號，主筋量為 2.3% 接近前述上限值 2.53%，混凝土

土抗壓強度假設 $f_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ ，鋼筋降伏強度 $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。由附錄 A 可以建立其側力與側位移關係如圖 5.119 所示。

柱的標稱強度由材料力學計算為：

$$M_n = 1438790 \text{ kgf-cm} \quad (5.1)$$

則柱的抗側力強度為：

$$V_b = \frac{2M_n}{H} = \frac{2 \times 1438790}{300} = 9592 \text{ kgf} \quad (5.2)$$

典型柱的單位面積側向強度為：

$$\frac{V_b}{bh} = \frac{9592}{50 \times 30} = 6.4 \text{ kgf/cm}^2 \quad (5.3)$$

典型的磚牆尺寸假設為牆高 300cm、牆寬 90cm、牆厚 10cm，磚單軸抗壓強度假設為 $f_{bc} = 150 \text{ kgf/cm}^2$ ，砂漿單軸抗壓強度為求保守假設為 $f_{mc} = 100 \text{ kgf/cm}^2$ 。本論文所研究的為耐震弱向的磚牆，也就是沿騎樓方向 (X 向)。由於空間使用性方便，沿騎樓方向的牆大多為三面圍束磚牆，所以本研究所提及的典型磚牆為 X 向而且是三面圍束磚牆。由附錄 A 可以建立其側力與側位移關係如圖 5.119 所示。

磚牆的極限強度可計算為：

$$V_n = 2394 \text{ kgf} \quad (5.4)$$

磚牆的殘餘強度可計算為：

$$V_r = 1436 \text{ kgf} \quad (5.5)$$

典型磚牆破壞時強度為殘餘強度，其單位面積側向強度為：

$$\frac{V_r}{W_b \times T_b} = \frac{1436}{90 \times 10} = 1.6 \text{ kgf/cm}^2 \quad (5.6)$$

磚牆轉換係數為兩者比值 $1.6/6.4=0.25$ 。利用這個比值修正快評公式，在 5.4 節時和詳評再進行比較。

5.3.2 街屋韌性容量建議

利用詳細評估得到的容量曲線可以計算韌性容量。根據鍾立來等人建議[18]，當有了建築物的容量曲線，即可定出 $0.7V_{\max}^-$ 的位移 $\Delta_{roof,0.7}$ 進而定出初始彈性勁度 $k = 0.7V_{\max}^- / \Delta_{roof,0.7}$ 。利用等消能面積原理，對原容量曲線作雙

線性化，可得等效降伏點位移 $\Delta_{roof,y}$ ，最後可得韌性容量 $R = \Delta_{roof,u} / \Delta_{roof,y}$ 。

以下會用案例三來做示範。

案例三的容量曲線如圖 5.25 所示。從表 5-4 能夠得到案例三基底剪力與屋頂位移。最大的基底剪力 V_{max} 為 119184kgf，取下降至 $0.8V_{max}$ 那點視為韌性用盡，其對應之位移就是等效極限位移 $\Delta_{roof,u}$ 為 9.833cm。當基底剪力上升至其最大值之 0.7 倍時，其對應之屋頂位移為 $\Delta_{roof,0.7V_{max}}$ ，而 $k = 0.7V_{max} / \Delta_{roof,0.7V_{max}}$ 視為結構之彈性勁度為 27260 kgf/cm^2 。接著，由容量曲線下所圍面積去計算等效降伏位移 $\Delta_{roof,y}$ 為 4.007cm。韌性容量為等效極限及降伏位移之比值，即 $R = \Delta_{roof,u} / \Delta_{roof,y} = 2.454$ 。

其他案例也是用同樣的方式去取得韌性容量。將每個案例的韌性容量整理成表 5-17。韌性容量 R 平均值為 2.736；標準差為 0.830；變異係數為 30%，容許韌性 R_a 的計算為 $1 + (R-1)/1.5$ ，容許韌性 R_a 平均值為 2.157；標準差為 0.553；變異係數為 26%。由於兩者之變異係數皆不大，所以用平均值來建議街屋的韌性容量 R 為 2.7，容許韌性 R_a 為 2.1。

第四章初評計算的 R_a 是使用校舍初評表建議的 2.2，現在將 R_a 改為 2.1 再重新進行初評。將此結果和詳評與快評一起比較。

5.4 初評和詳評比較

利用 5.1 節之 11 個詳評案例，有三個部份可以和初評進行比較，分別為：結構週期 T 、結構重量 W 、結構豎向構件單位面積側向強度。以下會各別說明。

(1) 結構週期比較

初評的結構週期計算是根據建築物耐震設計規範[8]，街屋為 RC 構造，其結構週期 $T = 0.07h_n^{3/4}$ 。其中， h_n 為建築物高度。

詳評的週期計算為由容量曲線找到上升至 $0.7V_{max}^-$ 所對應到容量震譜之譜加速度 $S_{a,0.7V_{max}}$ 與譜位移 $S_{d,0.7V_{max}}$ 。依容量震譜，其等效週期可計算為：

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,0.7V_{max}}}{S_{a,0.7V_{max}} \cdot g}} \quad (5.7)$$

此週期可視為詳評之彈性週期，利用此彈性週期與初評週期進行比較。

將初評與詳評所計算之結果整理成表 5-18。其中， $T_0^D = S_{DS}/S_{D1}$ 。在 11 個案例裡，初評週期最短為 0.315sec，最長為 0.481sec；詳評週期最短為 0.403sec，最長為 0.666sec。將每個初評週期除以詳評週期，其平均值為 79%。而且從表 5-18 可以看到，初評與詳評之週期皆介於 $0.2T_0^D$ 和 T_0^D 間，所以兩者的 S_{aD} 相同皆落於平台段。

(2) 結構重量比較

結構重量之比較可經由比較頂層與非頂層之單位樓地板面積之重量觀察出初評與詳評之差異。

初評重量的計算方式為：

$$W = \sum_{i=2}^{N_f} W_{Fi} A_{Fi} + W_{Roof} A_{Roof} \quad (5.8)$$

其中， A_{Fi} 為非頂層之單位樓地板面積(單位 m^2)； W_{Fi} 為非頂層之單位樓地板面積之重量(單位 kgf/m^2)，依校舍取 $900 kgf/m^2$ ； A_{Roof} 為頂層之單位樓地板面積(單位 m^2)， W_{Roof} 為頂層之單位樓地板面積之重量(單位 kgf/m^2)，依校舍取 $750 kgf/m^2$ 。

詳評的重量參考附錄 C 可由 ETABS 輸出各樓層重量加上磚牆重量，將各樓層重量除以各樓層樓地板面積即為單位樓地板面積之重量。將各個案例的各樓層單位樓地板面積之重量整理成表 5-19。經統計計算後，頂層單位樓地板面積之重量平均值為 $535 kgf/m^2$ ，標準差為 $70 kgf/m^2$ ，變異係數為 13%；非頂層單位樓地板面積之重量平均值為 $597 kgf/m^2$ ，標準差為 $82 kgf/m^2$ ，變異係數為 14%。將初評和詳評之比較做成表 5-20。把初評結果除以詳評結果可得頂層為 140%、非頂層為 150%，表示初評重量估算較詳評重約 1.5 倍。由此可見，初評估算之重量比詳評之重量重，重量較重在同樣的情況下其性能地表加速度 A_p 較小，所以在重量的估算上初評較詳評保守。

(3) 豎向構件側向強度比較

此小節比較之案例共九棟包含 7 棟 3 層樓、1 棟 2 層樓、1 棟 4 層樓。有 2 棟為懸臂式騎樓，其餘為有騎樓柱之騎樓。對於有騎樓柱的案例而言，騎樓柱共有 22 根，室內柱有 110 根，騎樓柱與室內柱比例大約為 1 比 5。

豎向構件包含柱和牆。街屋的柱子有兩種，分別為騎樓柱和室內柱。X 向的牆皆開口，所以皆為三面圍束牆，9 棟案例皆為磚牆無 RC 牆，所以比較三面圍束磚牆之單位面積側向強度。

初評之騎樓柱、室內柱和三面圍束磚牆之單位面積側向強度為：

$$\text{騎樓柱} : \tau_{c1} = (1.8N_f + 4)(kgf/cm^2) \quad (5.9)$$

$$\text{室內柱} : \tau_{c2} = 2.6(kgf/cm^2) \quad (5.10)$$

$$\text{三面圍束磚牆} : \tau_{bw3} = 2(kgf/cm^2) \quad (5.11)$$

詳評由附錄 A 可計算柱和磚牆之側向強度，將側向強度除以面積即為單位面積之側向強度，因此可計算出每個構件之單位面積之側向強度。

將初評和詳評所得豎向構件平均單位面積側向強度整理成表 5-21。對於騎樓柱之平均單位面積側向強度而言，初評為 $9.15 kgf/cm^2$ ，詳評為 $4.43 kgf/cm^2$ ，每根構件之初評結果除以詳評結果，其平均值為 216%。對於室內柱之平均單位面積側向強度而言，初評為 $2.6 kgf/cm^2$ ，詳評為 $5.04 kgf/cm^2$ ，每根構件之初評結果除以詳評結果，其平均值為 55%。由此可見對騎樓柱強度而言，初評高估；對室內柱強度而言，初評低估。

將騎樓柱和室內柱的強度按比例 1:5 去估算平均而言柱的強度，初評為 $3.51 kgf/cm^2$ ，詳評為 $4.96 kgf/cm^2$ ，每根構件之初評結果除以詳評結果，其平均值為 78%。對於三面圍束磚牆之平均單位面積側向強度而言，初評為 $2 kgf/cm^2$ ，詳評為 $3.89 kgf/cm^2$ ，每座牆之初評結果除以詳評結果，其平均值為 51%。由此可見初評在柱子和三面圍束磚牆強度的估算較保守，所以初評所得之耐震性能也會較保守。

5.5 快評與詳評和初評比較

將 5.3 節所建議的轉牆轉換係數 0.25 代入原本的快評公式中三面圍束磚牆之等值轉換關係(3.1)式。可得三面圍束磚牆之等值轉換關係為：

$$CFR_{eqx} = \frac{\sum A_c}{\sum A_f} + 0.25 \frac{\sum A_{bw}}{\sum A_f} \quad (5.12)$$

性能目標加速度則和原本公式一樣為：

$$A_p = \frac{100CFR - 0.40 + 0.05N_f}{(1.62 - 0.24N_f)} \quad (5.13)$$

利用式(5.12)及(5.13)重新計算比較之 8 個街屋案例可以得到其性能地表加速度，並將性能地表加速度整理成表 5-22。其中， $\sum A_f$ 為二樓以上總樓地板面積； $\sum A_c$ 為一樓所有柱面積和； $\sum A_{bw}$ 為一樓沿騎樓方向(x 向)所有磚牆面積和。

利用表 5-22 的快評結果和 5.1 節的詳評結果整理成表 5-23。並利用表 5-23 做成圖 5.120。點線為詳評，實線的點為快評。可以看到快評的性能地表加速度小於詳評的性能地表加速度。將快評結果除以詳評結果可以得到兩者比值，其範圍從 56%~102%，平均值為 81%。由此可見快評較詳評保守 20%。從鍾立來等人[18]之研究指出，詳評方法本身即為保守的。快評又比詳評保守，這表示快評方法作為評估工具有相當的保守性。

接著，將 5.3 節所建議之平均容許韌性 R_a 使用在初評計算上，可以得到新的初評性能地表加速度。將新的初評性能地表加速度與快評和詳評結果整理成表 5-24。並利用表 5-24 做成圖 5.121。點線及虛線分別為詳評和初評，實線的點為快評。可以看到快評的性能地表加速度皆小於詳評的性能地表加速度，且快評高於初評。將快評結果除以詳評結果其平均值為 81%，將快評結果除以初評結果可以得到兩者比值，其範圍從 83%~273%，平均值為 155%。這代表快評方法在作為篩選工具上，具有保守性且比初評更經濟有效。



第六章 快評結果與實際震損程度之驗證

本章利用 5.3 節對磚牆轉換關係之建議將磚牆轉換等值柱的係數由 0.444 改為 0.25，即由式(3.1)的 0.444 改為式(5.7)的 0.25，再對 61 棟震損資料庫進行一次快評，並與震損程度做比較。

相同的，這裡所做的比較分兩個部分，其一為對當時地震紀錄 A_{rec} 作比較，另一為對法規耐震標準 A_T 作比較。圖 6.1 顯示快評耐震性能 A_p 除以當時地震紀錄 A_{rec} 震損程度大小之趨勢。

從圖 6.1 可以看到，大致而言，當 A_p/A_{rec} 小於 1 者，多數屬於中害、大害或崩害，而 A_p/A_{rec} 大於 1 者，多數屬於微害及小害。其中，崩害有兩點之 A_p/A_{rec} 大於 1。這兩點分別為震損資料庫裡編號 42 的恆春正興家具行和編號 61 的台北承德路民宅。以下為分別去探討為何這兩棟 A_p/A_{rec} 大於 1 却為崩害。而在大害中編號 36 的案例由於快評公式的修正，其 A_p/A_{rec} 小於 1，符合其震損程度。

恆春正興家具行位於屏東縣恆春鎮新興路，該建物為自建之四層樓鋼筋混凝土構造。從勘災報告[12]可以得知，該建物一樓是家具行且位在三角窗路口如圖 6.2 所示，為配合使用性需求，於一樓單側大量開門開窗，而另一側磚牆則保留，為不規則結構，詳評模型亦顯示此棟的扭轉效應很大。快評是基於典型低矮型 RC 校舍詳評資料庫統計分析而來，因此對高度不規則結構而言，並不適用，所以其快評分析的結果並不符合其震損程度。

台北承德路民宅位於台北市承德路三段，為加強磚造之住商混合公寓，一樓為輪胎行，且有騎樓。該棟建物為南北向狹長且不對稱結構，東西向僅一至二跨，南北向有三跨且跨度極大(6.6m~7.0m)如圖 6.3 所示，樓層重量集中在西南側住家位置，亦屬於不規則結構並不適用快評。所以其快評分析的結果並不符合其震損程度。

把上面所說的兩點拿掉後如圖 6.4 所示。可以看到震損程度為崩害、大害和中害的點，其 A_p/A_{rec} 皆小於 1。代表快評做為評估工具有足夠的篩選能力，能判斷該棟建物是否有安全疑慮，需不需要進行詳細評估以及補強。

接下來是介紹快評耐震性能 A_p 與法規耐震標準 A_T 之震損程度比較。

將 A_p/A_T 和震損程度做成圖 6.5，圖中圓形的點標的是該震損程度中，案例 A_p/A_T 的平均值。微害為 1.457，小害為 1.002，中害為 0.727，大害為 0.624，崩害為 0.556。

從圖 6.5 可以看到震損程度為崩害和大害的點，其 A_p/A_T 皆小於 1。而且，損害程度越大，其 A_p/A_T 會越小。代表快評做為評估工具，其分析得到的耐震性能，具有篩選的功能。

街屋由於是住家使用，其磚牆量會比較多，所以其勁度會比較高，因此韌性會比較差。經詳評建議街屋容許韌性 $R_a=2.1$ ，比較舍 $R_a=2.2$ 小一點，表示其韌性差一點。將 5.3 節修正 R_a 後的初評和修正磚牆係數後的快評之耐震性能進行比較，如圖 6.6 所示。從圖 4.5 和圖 6.6 可以看到，修正後之快評結果有接近初評，表示修正後的快評結果較合理。



第七章 結論與建議

7.1 結論

本研究是用詳細評估法和初步評估法去對快速評估做驗證。在驗證過程中發現快速評估裡磚牆轉換係數過於敏感，導致評估結果不夠保守。因此，對磚牆轉換係數做了建議。並利用詳評過程中所得到每棟案例的容量曲線去計算韌性容量，其結果可以供初評或其他評估方式參考。

接著將修正過的快評結果和初評結果與詳評比較，可以發現在評估結果上快評比初評更接近詳評。這代表快評的結果更能代表該棟案例真實的耐震能力。而且，快評結果皆小於詳評。這代表快評的結果足夠保守，並沒有高估其耐震性能。

最後，將修正過的快評結果和震損程度分別對當時地震紀錄以及法規耐震標準作驗證。可以發現，快評分析的結果能符合法規耐震標準，兩者比值若小於 1，代表該棟建物有安全疑慮，需要進行詳細評估。

所以，快速評估做為評估工具，具有一定的篩選能力和保守性，可以供民眾安心使用。

7.2 建議

經過研究本論文有幾點建議，分別為快速評估之磚牆轉換係數建議、快速評估之適用性、校舍初步評估使用在街屋上之建議、街屋韌性容量之建議。

7.2.1 街屋快速評估建議

1. 磚牆轉換係數建議

在由詳評驗證快速評估的過程中發現，快評公式中的磚牆轉換係數 0.444 過於敏感導致耐震性能過高不夠保守。因此，本研究對磚牆轉換係數做建議。

從 5.1 節的詳評結果可以歸納出，街屋案例側推曲線在達性能點時，破壞機制為一樓磚牆破壞和一樓柱撓曲破壞。因此，找一根典型的柱和一座典型的牆來模擬側推達性能點情況。典型柱的單位面積側向強度為 6.4 kgf/cm^2 ，典型磚牆破壞時的單位面積側向強度為 1.6 kgf/cm^2 。所以建議磚牆轉換係數就是兩者之比值為 0.25。

利用這個比值修正快評公式，和詳評與初評再進行比較。可以看到，快評結果介於詳評和初評間。代表快速評估作為評估工具，具有足夠的保守性。

2. 快速評估適用性之建議

快速評估公式是由校舍詳評資料庫迴歸而來，大多校舍皆為對稱結構，因此不對稱結構不適用於快評分析。

由案例七的詳評分析可以看到，其破壞為二樓控制，這和快評所假設之一樓控制不同，所以，二樓為弱層也不適用快評分析，快評適用一樓控制。

一般典型街屋的柱深其範圍為 24cm~36cm，一般典型街屋的柱寬其範圍為 35cm~55cm。如果柱深與柱寬若超出範圍可能會影響快速評估結果，因此本文建議快速評估柱深的適用範圍為 24cm~36cm，柱寬的適用範圍為 35cm~55cm。

7.2.2 街屋初步評估建議

由於校舍和街屋的結構形式類似，在一樓處平行走廊方向(長向)的磚牆大量開門開窗，只在垂直走廊方向(短向)有大量磚牆，所以校舍初步評估法可以用在街屋做評估。但有些假設和參數不同，以下會分別建議。

1. 用途係數

校舍屬於第三類建築物，其用途係數 $I=1.25$ ，而街屋屬於第四類建築物，其用途係數 $I=1$ 。所以，在計算初評之耐震性能時 I 要代入 1。

2. 豎向構件強度

街屋的柱子分為兩種，騎樓柱和室內柱。由於騎樓柱的承重能力要比

室內柱來得好，所以騎樓柱的強度會高於室內柱。

因此，騎樓柱的單位面積側向強度使用校舍教室柱的單位面積側向強度，而室內柱的單位面積側向強度就用校舍隔間柱的單位面積側向強度。RC 牆、三面圍束磚牆和四面圍束磚牆的單位面積側向強度又沿用校舍的。如下所示：

$$\text{騎樓柱} : \tau_{c1} = (1.8N_f + 4)(kgf/cm^2)$$

$$\text{室內柱} : \tau_{c2} = 2.6(kgf/cm^2)$$

$$\text{RC 牆} : \tau_{rcw} = 12(kgf/cm^2)$$

$$\text{三面圍束磚牆} : \tau_{bw3} = 2(kgf/cm^2)$$

$$\text{四面圍束磚牆} : \tau_{bw4} = 3(kgf/cm^2)$$

3. 街屋韌性容量建議

利用詳細評估得到的容量曲線可以去計算每個案例韌性容量。最後，將得到的韌性容量取平均值做為街屋的韌性容量。定義街屋的韌性容量 R 為 2.5，容許韌性 R_a 為 2。校舍的容許韌性 R_a 為 2.2，所以街屋的韌性稍微小於校舍。表示受力時，變形能力比街屋差。



參考文獻

- [1] 羅俊雄、許茂雄、鄧世雄、藍百折，陳奕信，「921 集集大地震街屋震害原因分析與災區現行補強措施檢討」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-02-035，臺北，2002 年 12 月。
- [2] 蔡萬來，九二一集集大地震建築物破壞分析與對策，詹氏書局，臺北，2000 年。
- [3] 邱聰智，「街屋快速評估法」，國家地震工程研究中心報告，臺北，2014 年，出版中。
- [4] 宋嘉誠、邱聰智、黃世建，「臺灣中小學校舍結構耐震安全柱量比之研究」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-13-031，臺北，2013 年 11 月。
- [5] 郭心怡，「RC 學校建築快速耐震診斷」，國立成功大學建築研究所，碩士論文，臺南，2000 年 6 月。
- [6] 許丁友、鍾立來、廖文義、邱建國、簡文郁、周德光，「國民中小學典型校舍耐震能力初步評估法」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-03-049，臺北，2003 年 12 月。
- [7] 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、涂耀賢、柴駿甫、黃世建、孫啓祥，「校舍結構耐震評估與補強手冊第二版」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-09-023，臺北，2009 年 11 月。
- [8] 內政部營建署編輯委員會，建築物耐震設計規範及解說，營建雜誌社，臺北，2005 年。
- [9] 蘇耕立，「臺灣中小學校結構耐震能力初步評估方法之探討」，國立臺灣大學土木工程學系，碩士論文，臺北，2008 年 7 月。
- [10] 杜怡萱、葉貝羚、劉子暉，「台灣中部校舍集集地震災損資料庫建立與評估」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-07-023，臺北，2007 年 6 月。
- [11] 王文清、王聖銘、江文卿、李倩美、李維森、吳子修、周德光、邱聰智、柯明淳、高清雲、張道明、張毓文、陳建元、陳緯蒼、葉勇凱、葉錦勳、劉怡君、簡文郁、鍾立來、蘇文瑞，「2006 年台東 0401 地震事件勘災報告」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-06-006，台北，2006 年 5 月。
- [12] 林凡茹、林主潔、邢浩然、吳子修、吳秉儒、邱聰智、柯明淳、柯孝勳、涂英烈、姚昭智、高清雲、翁元滔、黃明偉、張道明、張毓文、陳彥儒、葉勇凱、葉錦勳、簡文郁、鍾立來、蘇文瑞，「2006 恆春 1226 地震事件勘災報告」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-07-001，台北，2007 年 2 月。
- [13] 宋裕祺、李昭賢、林凡茹、林克強、林哲民、洪曉惠、柴駿甫、翁樸文、張毓文、張永叡、黃世建、黃郁婷、楊耀昇、劉光晏、郭耕杖、陳政宇、陳威中、陳緯蒼、簡文郁、蘇進國，「2010 年 0304 高雄甲仙地震事件勘災報告」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-10-010，台北，2010 年 5 月。
- [14] 沈文成、林凡茹、林子剛、林主潔、林克強、林哲民、邱聰智、柴駿甫、張毓文、張道明、郭耕杖、陳緯蒼、葉錦勳、劉光晏、蕭輔沛、簡文郁、蘇耕立，「2009 年

1219 花蓮地震事件勘災報告」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-10-001，台北，2010 年 2 月。

- [15]王仁佐、沈文成、宋嘉誠、吳安傑、吳俊霖、林凡茹、林哲民、林瑞良、林震宇、邱俊翔、邱聰智、柯永彥、翁樸文、郭俊翔、陳世良、張毓文、曾建創、黃謝恭、黃瀚緯、莊佳愾、賴姿妤、蕭輔沛，「2013 年 0602 南投地震事件勘災報告」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-13-025，台北，2013 年 12 月。
- [16]陳銘鴻、鍾立來、邱建國，「建築結構之震害(二)-台北市大同區承德路三段案例災情」，331 地震災害調查研討會，國家地震工程研究中心，台北，2002 年 4 月。
- [17]簡文郁、劉勛仁、張毓文，「台灣規範反應譜查詢介面」，國震中心，Design SpectraW32.
- [18]鍾立來、吳賴雲、林琨偉、楊耀昇、連冠華，「以現地試驗檢核校舍結構耐震能力之初步評估」，中國土木水利工程學刊，24 卷 3 期，pp.299~311，2012 年。
- [19]American Society of Civil Engineers (ASCE), “Seismic Rehabilitation of Existing Buildings,” Report No. ASCE/SEI 41-06, Virginia, USA, 2007.
- [20]郭俊翔、溫國樑、謝宏灝、林哲民、張道明，「近地表剪力波速性質之研究-強震測站場址工程地質資料庫(<http://egdt.ncree.org.tw/>)」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-11-022，台北，2011 年。

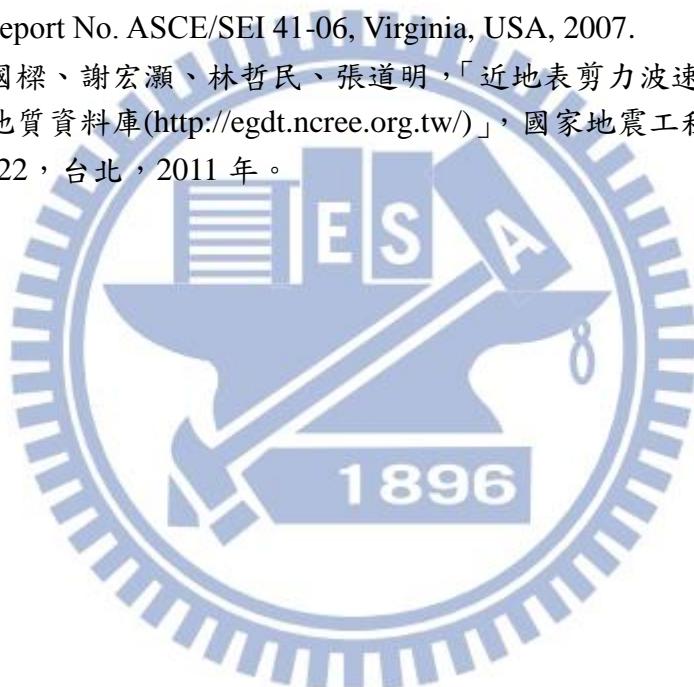


表 2-1 各垂直構材貢獻比 α 與極限平均剪應力強度 τ [5]

		既有 RC 學校建築	新規劃設計 RC 學校
α_{rcw}^{bw}		0.82	0.89
α_c^{bw}		0.75	0.81
α_{lc}^{bw}		0.53	0.61
α_c^{rcw}		0.94	0.95
α_{lc}^{rcw}		0.86	0.88
α_{lc}^c		0.94	0.95
τ_{bw}	三面圍束	0.161 MPa	0.161 MPa
	四面圍束	0.383 MPa	0.383 MPa
τ_{rcw}	三面圍束	1.960 MPa	1.960 MPa
	四面圍束	2.806 MPa	3.028 MPa
τ_c	$H/D < 5$	1.383 MPa	1.559 MPa
	$5 \leq H/D < 8.5$	0.966 MPa	1.149 MPa
τ_{lc}	$H/D \geq 8.5$	0.528 MPa	0.639 MPa

表 2-2 等效阻尼比修正係數[8]

β_{eq}	B_s	B_l
<0.02	0.80	0.80
0.05	1.00	1.00
0.10	1.33	1.25
0.20	1.60	1.50
0.30	1.79	1.63
0.40	1.87	1.70
>0.50	1.93	1.75

表 3-1 921 集集地震校舍震損調查資料[10]

編號 (括弧內為 檔案編號)	縣市	地址	地上 樓層 數	地 下 樓 層 數	總樓地板面積 (含騎樓, 不含 地下室) cm ²	一樓樓 地板面 積(含 騎樓) cm ²	一樓樓 地板尺 寸(延走 廊方向) cm	一樓樓地 板尺寸(垂 直走廊方 向, 含騎 樓) cm	建 物 總 高 度 cm	第 一 層 高 度 cm	第一種 走 廊 柱 尺寸(延 走 廊 方 向) cm	第一種 走 廊 柱 尺寸(垂 直走 廊 方 向) cm	第一 種走 廊 柱 根 數
1	南投縣	南投縣西嶺國小 A 北棟	1	0	6380000						24	40	10
2	南投縣	南投縣南光國小 A 棟	2	0	32388000						53	53	8
3	南投縣	南投縣太平國小 A 棟	1	0	5400000								
4	南投縣	南投縣太平國小 B 棟	1	0	5400000								
5	南投縣	南投縣太平國小 C 棟	1	0	2700000								
6	南投縣	南投縣埔里國中忠孝樓	3	0	8160000								
7	南投縣	南投縣社寮國小 B 棟	2	0	25404150								
8	南投縣	南投縣社寮國小 A 棟	1	0	3910500								
9	南投縣	南投縣社寮國小 C 棟	1	0	4361000								
10	南投縣	南投縣瑞竹國小 A 棟	2	0	10020000								
11	南投縣	南投縣竹山國中 D 棟	3	0	11834000								
12	南投縣	南投縣延和國中 B 棟	3	0	21590000								
13	南投縣	南投縣延和國中 C 南棟	3	0	33700000								
14	南投縣	南投縣延和國中 D 棟	3	0	10290000								
15	南投縣	南投縣集集國小 A 北棟	2	0	13010000								
16	南投縣	南投縣隘寮國小 A 北邊校舍	2	0	13880000								

編號 (括弧內為 檔案編號)	縣市	地址	地上 樓層 數	地 下 樓 層 數	總樓地板面積 (含騎樓, 不含 地下室) cm ²	一樓樓 地板面 積(含 騎樓) cm ²	一樓樓 地板尺 寸(延走 廊方向) cm	一樓樓地 板尺寸(垂 直走廊方 向, 含騎 樓) cm	建 物 總 高 度 cm	第 一 層 高 度 cm	第一種 走廊柱 尺寸(垂 直走廊 方向) cm	第一種 走廊柱 尺寸(垂 直走廊 方向) cm	第一 種走 廊柱 根數
17	南投縣	南投縣隘寮國小 B 舊校舍	2	0	8570000								
18	南投縣	南投縣永昌國小 A 棟	2	0	19380000								
19	南投縣	南投縣永昌國小 B 棟	2	0	11310000								
20	南投縣	南投縣和平國小 A 棟教室	2	0	9510400								
21	南投縣	南投縣和平國小 B 棟教室	2	0	6198500								
22	南投縣	南投縣集集國中 A 棟	2	0	23614000								
23	南投縣	南投縣名間國小 B 棟	2	0	7536000								
24	南投縣	南投縣名崗國小 A 南棟	2	0	11710000								
25	南投縣	南投縣名崗國小 C 東棟	1	0	4450000								
26	南投縣	南投縣中山國小 A 西棟	2	0	17670000								
27	南投縣	南投縣中山國小 B 北棟	2	0	12240000								
28	南投縣	南投縣頭社國小 A 棟	1	0	7940000								
29	南投縣	南投縣東光國小 A 棟	2	0	20790000								
30	南投縣	南投縣東光國小 B 棟	1	0	2835000								
31	南投縣	南投縣南豐國小教學行政樓	2	0	14100000								

表 3-1(續) 921 集集地震校舍震損調查資料[10]

編號 (括弧內 為檔案編 號)	第一種隔 間牆內柱 尺寸(延 走廊方 向) cm	第一種隔 間牆內柱 尺寸(垂 直走廊方 向) cm	第一種隔 間牆內柱 根數	第二種隔 間牆內柱 尺寸(延 走廊方 向) cm	第二種隔 間牆內柱 尺寸(垂 直走廊方 向) cm	第二種隔 間牆內柱 根數	第三種隔 間牆內柱 尺寸(延 走廊方 向) cm	第三種隔 間牆內柱 尺寸(垂 直走廊方 向) cm	第三種隔 間牆內柱 根數	損壞程度
1	30	54	40	47	47	2				微害
2	30	40	104	24	40	20				大害
3	30	40	38	24	40	7				小害
4	30	40	38	24	40	7				小害
5	27	40	20	24	40	4				小害
6	40	45	26	25	45	7				大害
7	30	40	88	24	36	12	24	40	4	崩害
8	30	40	28							微害
9	30	40	30							微害
10	30	40	34	24	40	6				中害
11	30	55	28							崩害
12										小害
13	30	50	66	24	40	15				崩害
14	30	40	20	55	40	2	25	40	3	崩害
15	21	21	22	30	40	44				大害
16	30	40	44	25	40	10				大害
17	30	50	38							小害
18	30	40	68	24	24	12				崩害

編號 (括弧內 為檔案編 號)	第一種隔 間牆內柱 尺寸(延 走廊方 向) cm	第一種隔 間牆內柱 尺寸(垂 直走廊方 向) cm	第一種隔 間牆內柱 根數	第二種隔 間牆內柱 尺寸(延 走廊方 向) cm	第二種隔 間牆內柱 尺寸(垂 直走廊方 向) cm	第二種隔 間牆內柱 根數	第三種隔 間牆內柱 尺寸(延 走廊方 向) cm	第三種隔 間牆內柱 尺寸(垂 直走廊方 向) cm	第三種隔 間牆內柱 根數	損壞程度
19	35	70	28	30	50	22	24	40	5	微害
20	30	50	46							微害
21	35	40	25	35	35	11	24	35	5	微害
22	30	50	66							大害
23	30	50	28							小害
24	30	40	40	24	45	8				微害
25	30	50	32							微害
26	30	40	56	24	40	10	35	35	6	中害
27	35	60	20	35	24	16	36	65	10	小害
28	30	40	66							微害
29	30	40	68	24	40	12				大害
30	30	40	20							微害
31	30	40	71							小害

表 3-2 921 集集地震街屋震損調查資料[10]

編號 (括弧內 為檔 案編 號)	縣市	地址	街屋型 式 (1 樓梯 平行騎 樓 2 樓 梯垂直 騎樓)	GPS 座標 E	GPS 座標 N	地上 樓層 數	地下 樓層 數	總樓地板 面積(含 騎樓, 不 含地下 室) cm ²	一樓樓 地板面 積(含騎 樓) cm ²	一樓 樓地 板尺 寸(延 走廊 方 向) cm	一樓 樓地 板尺 寸(垂 直走 廊方 向, 含 騎樓) cm	建物 總高 度 cm	第一 層高 度 cm	第一 種走 廊柱 尺寸 (垂 直走 廊方 向) cm	第一 種走 廊柱 尺寸 (垂 直走 廊方 向) cm	第一 種走 廊柱 根數
32	南投縣	南投縣中寮鄉 永昌街	1	120.7662	23.88058	3	0	17028000	5676000	3440	1650	970	370	40	40	9
33	南投縣	南投縣中寮鄉 永平路	1	120.7654	23.87972	3	0	9542400	3180800	1600	1988	1305	390	45	60	4
34	南投縣	南投縣中寮鄉 永平路	2	120.7674	23.87863	2	0	1468000	734000	500	1468	646	333	40	40	2
35	南投縣	南投縣中寮鄉 永平路	1	120.7685	23.87878	3	0	6726516	2242172	1310	1765.5	969	323	35	45	5

1896

表 3-2(續) 921 集集地震街屋震損調查資料[10]

編號 (括弧內 為檔案 編號)	第一種 隔間牆 內柱尺 寸(延 走廊方 向) cm	第一種 隔間牆 內柱尺 寸(垂 直走廊 方向) cm	第一 種 隔 間 牆 內 柱 根 數	第二種 隔間牆 內柱尺 寸(延 走廊方 向) cm	第二種 隔間牆 內柱尺 寸(垂 直走廊 方向) cm	第二 種 隔 間 牆 內 柱 根 數	第三種 隔間牆 內柱尺 寸(延 走廊方 向) cm	第三種 隔間牆 內柱尺 寸(垂 直走廊 方向) cm	第三 種 隔 間 牆 內 柱 根 數	X 向 第一 種 磚 牆 的 厚 度 cm	X 向 第 一 種 磚 牆 的 總 長 度 cm	X 向 第 二 種 磚 牆 的 厚 度 cm	X 向 第 二 種 磚 牆 的 總 長 度 cm	Y 向 第 一 種 磚 牆 的 厚 度 cm	Y 向 第 一 種 磚 牆 的 總 長 度 cm	Y 向 第 二 種 磚 牆 的 厚 度 cm	Y 向 第 二 種 磚 牆 的 總 長 度 cm	損壞 程度
32	25	30	45							14	4400	27	2480	25	11325			中害
33	25	45	20							20	1818	10	1236	20	4892			中害
34	35	35	2	30	30	4	30	25	2	25	144	15	682	25	2954			中害
35	25	45	19							25	1890	12	889	25	4278			中害

表 3-3 0401 台東地震街屋震損調查資料[11]

編號 (括弧內 為檔案編 號)	縣市	地址	街屋型式 (1 樓梯平 行騎樓 2 樓梯垂直 騎樓)	GPS 座標 E	GPS 座標 N	地上樓層 數	地下樓層 數	總樓地板 面積(含騎 樓,不含地 下室) cm ²	一樓樓地 板面積 (含騎樓) cm ²	一樓樓地 板尺寸 (延走廊 方向) cm	一樓樓地 板尺寸 (垂直走 廊方向, 含騎樓) cm
36	台東市	台東市四維路三段	-	2518567	264052	4		20479600	5119900	3330	3106
37	台東市	台東市更生北路	-			3		11621040	3873680	1930	1910
38	台東市	台東市中山路	-	2517527	264640	5	1	9600000	1920000	1600	1200
39	台東縣	台東縣卑南鄉利嘉路	-	2519739	255593	2		4560000	2280000	2400	950
40	台東縣	台東縣卑南鄉利嘉路	-	2519739	255593	2		4200000	2100000	2100	1000
41	台東縣	台東縣台東市更生路	-	2518976	263784	4		23200000	5800000	5800	1000

表 3-3(續) 0401 台東地震街屋震損調查資料[11]

編號 (括弧內 為檔案編 號)	第一種隔 間牆內柱 尺寸(延 走廊方 向) cm	第一種隔 間牆內柱 尺寸(垂 直走廊方 向) cm	第一種隔 間牆內柱 根數	第二種隔 間牆內柱 尺寸(延 走廊方 向) cm	第二種隔 間牆內柱 尺寸(垂 直走廊方 向) cm	第二種隔 間牆內柱 根數	第三種隔 間牆內柱 尺寸(延 走廊方 向) cm	第三種隔 間牆內柱 尺寸(垂 直走廊方 向) cm	第四種隔 間牆內柱 尺寸(延 走廊方 向) cm	第四種隔 間牆內柱 尺寸(垂 直走廊方 向) cm	第四種隔 間牆內柱 根數	
36	50	30	14	50	50	4	55	55	9	30	45	2
37	60	60	15	60	40	2						
38	60	55	6	30	55	6	40	50	6			
39	30	40	15	30	30	6						
40	30	40	16									
41	40	55	32	40	60	8	40	40	8	35	35	6

表 3-3(續) 0401 台東地震街屋震損調查資料[11]

編號 (括弧內 為檔案 編號)	X 向第 一種磚 牆的厚 度 cm	X 向第 二種磚 牆的總 長度 cm	X 向第 二種磚 牆的厚 度 cm	Y 向第 一種磚 牆的厚 度 cm	Y 向第 一種磚 牆的總 長度 cm	Y 向第 二種磚 牆的厚 度 cm	Y 向第 二種磚 牆的總 長度 cm	Y 向第 三種磚 牆的厚 度 cm	Y 向第 三種磚 牆的總 長度 cm	Y 向第一 種 RC 牆的厚 度 cm	Y 向第一 種 RC 牆的總長 度 cm	損壞程度
36	24	945	24	511	24	1260	12	1530	24	480		大害
37	12	355			12	1420				15	1282	微害
38	12	240	12	187	12	2342	12	812				小害
39	24	1000										小害
40	24	180										小害
41	24	200										小害

表 3-4 1226 恒春地震街屋震損調查資料[12]

編號 (括弧內 為檔案編 號)	縣市	地址	街屋型 式 (1樓梯 平行騎 樓 2樓 梯垂直 騎樓)	GPS 座標 E	GPS 座標 N	地上樓 層數	地下樓 層數	總樓地 板面積 (含騎 樓, 不含 地下室) cm ²	一樓樓 地板面 積(含騎 樓) cm ²	一樓樓 地板尺 寸(延 走廊方 向) cm	一樓樓 地板尺 寸(垂 直走廊 方向, 含 騎樓) cm	第一 種走 廊柱 尺寸 (延走 廊方 向) cm	第一 種走 廊柱 尺寸 (垂 直走 廊方 向) cm	第一 種走 廊柱 根數
42	屏東縣	屏東縣恒春 鎮新興路	-	120.7441	22.0057	4	0	6529152	1632288	694	2352			
43	屏東縣	屏東縣恒春 鎮新興路	-	120.7442	22.00569	3	0	5437584	1812528	614	2952	34	42	2

表 3-4(續) 1226 恒春地震街屋震損調查資料[12]

編號 (括弧內 為檔案 編號)	第一種 隔間牆 內柱尺 寸(延走 廊方向) cm	第一種 隔間牆 內柱尺 寸(垂 直走 廊方 向) cm	第一種 隔間牆 內柱根 數	第一種 屋內柱 尺寸(延 走廊方 向) cm	第一種 屋內柱 尺寸(垂 直走廊 方向) cm	第一種 屋內柱 根數	X 向第一 種牆的 厚度 cm	X 向第一 種磚牆 的總長 度 cm	X 向第 二種磚牆 的厚 度 cm	X 向第 二種磚牆 的總長 度 cm	Y 向第一 種牆的 厚度 cm	Y 向第一 種磚牆 的總長 度 cm	損壞程 度
42	34	42	14	34	42	3	12	356			24	2574	崩害
43	34	42	14				24	546	12	1128	24	4065.5	微害

表 3-5 0304 甲仙地震街屋震損調查資料[13]

編號 (括弧內 為檔案編 號)	縣市	地址	街屋型式 (1 樓梯平 行騎樓 2 樓梯垂直 騎樓)	GPS 座標 E	GPS 座標 N	地上樓層 數	地下樓層 數	總樓地板 面積(含騎 樓,不含地 下室) cm ²	一樓樓地 板面積(含 騎樓) cm ²	一樓樓地 板尺寸 (延走廊 方向) cm	一樓樓地 板尺寸 (垂直走 廊方向, 含騎樓) cm
44	高雄市	高雄市六龜區光 復路	1	120.6355	22.99346	3	0	2377463	792487.5	525	1509.5
45	高雄市	高雄市六龜區光 復路	1	120.6355	22.99346	2	0	3831258	1915629	1067.5	1794.5

表 3-5(續) 0304 甲仙地震街屋震損調查資料[13]

編號 (括弧 內為檔 案編 號)	第一種 走廊柱 尺寸 (延走 廊方 向) cm	第一種 走廊柱 尺寸 (垂 直走 廊方 向) cm	第一種 走廊柱 根數	第一種 隔間牆 內柱尺 寸(延 走廊方 向) cm	第一種 隔間牆 內柱尺 寸(垂 直走 廊方 向) cm	第一種 隔間牆 內柱根 數	第二種 隔間牆 內柱尺 寸(延 走廊方 向) cm	第二種 隔間牆 內柱尺 寸(垂 直走 廊方 向) cm	第二種 隔間牆 內柱根 數	第三種 隔間牆 內柱尺 寸(延 走廊方 向) cm	第三種 隔間牆 內柱尺 寸(垂 直走 廊方 向) cm	第四種 隔間牆 內柱尺 寸(延 走廊方 向) cm	第四種 隔間牆 內柱尺 寸(垂 直走 廊方 向) cm	第四種 隔間牆 內柱根 數	
44	35	40	2	35	40	2	35	35	3	28	30	5	45	50	1
45	37	44	3	33	47	1	27	30	12	33	33	5			

表 3-5(續) 0304 甲仙地震街屋震損調查資料[13]

編號 (括弧內為檔 案編號)	X 向第一種磚 牆的厚度 cm	X 向第一種磚 牆的總長度 cm	Y 向第一種磚 牆的厚度 cm	Y 向第一種 磚牆的總長 度 cm	X 向第一種 RC 牆的厚度 cm	X 向第一種 RC 牆的總長度 cm	Y 向第一種 RC 牆的厚度 cm	Y 向第一種 RC 牆的總長度 cm	損壞程度
44	20	415	20	1149					小害
45	20	1491	20	3187					小害

表 3-6 1219 花蓮地震校舍震損調查資料[14]

編號 (括弧內 為檔案編 號)	縣市	地址	街屋型 式 (1 樓梯 平行騎 樓 2 樓 梯垂直 騎樓)	GPS 座標 E	GPS 座 標 N	地上樓層 數	地下樓層 數	總樓地板 面積(含騎 樓, 不含地 下室) cm ²	一樓樓地 板面積(含 騎樓) cm ²	一樓樓地 板尺寸 (延走廊 方向) cm	一樓樓地 板尺寸 (垂直走 廊方向, 含騎樓) cm
46	花蓮縣	玉井國中 仁愛樓	2			3	0	14149200	4716400	4535	1040
47	花蓮縣	玉井國中 忠孝樓	2			2	0	5992790	2996395	3125	980
48	花蓮縣	玉井國中 信義樓	2			3	0	14149200	4716400	4535	1040
49	花蓮縣	玉井國中 和平樓	2			2	0	6431150	3215575	3515	980
50	花蓮縣	玉井國中 文化樓	2			3	0	8219768	2739923	4155	849.5
51	花蓮縣	花蓮縣磯崎國小-教學教室	-			2	0	4860480	2430240	2426	1290
52	花蓮縣	新社國小磯崎分校-專科教室	2			2	0	4727600	2363800	2230	1060
53	花蓮縣	花蓮縣月眉國小-教學教室	-			1	0	5739510	5739510	5430	1057
54	花蓮縣	花蓮縣月眉國小-專科教室	2			2	0	5610780	2805390	2745	1022
55	花蓮縣	花蓮縣月眉國小-教學教室辦公室	-			1	0	6049780	6049780	5885	1028

1896

表 3-6(續) 1219 花蓮地震校舍震損調查資料[14]

編號 (括弧 內為檔 案編 號)	第一種 走廊柱 尺寸 (延走 廊方 向) cm	第一種 走廊柱 尺寸 (垂 直走 廊方 向) cm	第一種 走廊柱 根數	第一種 隔間牆 內柱尺 寸(延 走廊方 向) cm	第一種 隔間牆 內柱尺 寸(垂 直走廊 方向) cm	第一種 隔間牆 內柱根 數	第二種 隔間牆 內柱尺 寸(延 走廊方 向) cm	第二種 隔間牆 內柱尺 寸(垂 直走廊 方向) cm	第二種 隔間牆 內柱根 數	第三種 隔間牆 內柱尺 寸(延 走廊方 向) cm	第三種 隔間牆 內柱尺 寸(垂 直走廊 方向) cm	第四種 隔間牆 內柱尺 寸(延 走廊方 向) cm	第四種 隔間牆 內柱尺 寸(垂 直走廊 方向) cm	第四種 隔間牆 內柱根 數	
46				35	40	22	24	35	7						
47				35	40	14	24	35	3	35	35	5			
48				35	40	22	24	35	7						
49				35	40	14	24	35	4	35	35	6			
50				35	45	15	35	35	11						
51				30	40	16	25	40	4						
52				30	40	16	25	40	4						
53				30	30	38	30	24	38	24	25	7			
54				30	50	14	25	40	3						
55				35	40	28	25	40	7						

1896

表 3-6(續) 1219 花蓮地震校舍震損調查資料[14]

編號 (括弧內為檔 案編號)	X 向第一種磚 牆的厚度 cm	X 向第一種磚 牆的總長度 cm	Y 向第一種磚 牆的厚度 cm	Y 向第一種 磚牆的總長 度 cm	X 向第一種 RC 牆的厚度 cm	X 向第一種 RC 牆的總長度 cm	Y 向第一種 RC 牆的厚度 cm	Y 向第一種 RC 牆的總長 度 cm	損壞程度
44	20	415	20	1149					小害
45	20	1491	20	3187					小害
46	24	880	36	4725					中害
47	24	600	24	3375					中害
48	24	1140	36	4725					中害
49	24	1210	24	3960					中害
50			10	565					中害
51	20	558	20	3540					中害
52			40	2920	20	540	20	690	微害
53	20	3840	20	5250					微害
54	20	360	20	2792					小害
55	20	1200	20	5808					微害

表 3-7 0602 南投地震街屋震損調查資料[15]

編號 (括弧內 為檔案 編號)	縣市	地址	街屋型 式 (1 樓梯 平行騎 樓 2 樓 梯垂直 騎樓)	GPS 座標 E	GPS 座標 N	地上樓 層數	地下樓 層數	總樓地 板面積 (含騎 樓, 不含 地下室) cm ²	一樓樓 地板面 積(含騎 樓) cm ²	一樓樓 地板尺 寸(延走 廊方向) cm	一樓樓 地板尺 寸(垂直 走廊方 向, 含騎 樓) cm	建物總 高度 cm	第一層 高度 cm
56	南投縣	南投縣魚池鄉 日月村水沙蓮 路	1	120.9374	23.8478	3	0	3725640	1241880	790	1572	1040	380
57	南投縣	南投縣魚池鄉 日月村義勇街	1	120.9311	23.848	3	0	8461764	2820588	1668	1691	1290	380
58	南投縣	南投縣竹山鎮 中山里竹山路	1	120.6813	23.75344	3	0	7558128	2519376	1752	1438	995	350
59	南投縣	南投縣竹山鎮 中山里竹山路	2	120.6815	23.75355	3	0	4117200	1372400	730	1880	995	350
60	南投縣	南投縣魚池鄉 日月村水沙蓮 路	1	120.9305	23.8491	3	0	2082780	694260	406	1710	1020	400

表 3-7(續) 0602 南投地震街屋震損調查資料[15]

編號 (括弧內 為檔案編 號)	第一種走 廊柱尺寸 (延走廊 方向) cm	第一種走 廊柱尺寸 (垂直走 廊方向) cm	第一種走 廊柱根數	第一種隔 間牆內柱 尺寸(延 走廊方 向) cm	第一種隔 間牆內柱 尺寸(垂 直走廊方 向) cm	第一種隔 間牆內柱 根數	第二種隔 間牆內柱 尺寸(延 走廊方 向) cm	第二種隔 間牆內柱 尺寸(垂 直走廊方 向) cm	第二種隔 間牆 內柱根 數	第三種 隔間牆 內柱尺寸 (延走 廊方向) cm	第三種隔 間牆內柱 尺寸 (垂直走廊方 向) cm	第三種隔 間牆內柱 根數
56				30	70	1	40	60	8	40	88	1
57				35	60	19						
58	40	40	5	24	40	17						
59	35	35	3	24	45	11						
60				24	50	10						

表 3-7(續) 0602 南投地震街屋震損調查資料[15]

編號 (括弧內 為檔案編 號)	第一種屋 內柱尺寸 (垂直走 廊方向) cm	第一種屋 內柱根數	第二種屋 內柱尺寸 (延走廊 方向) cm	第二種屋 內柱尺寸 (垂直走 廊方向) cm	第二種屋 內柱根數	X 向第一 種磚牆的 厚度 cm	X 向第一 種磚牆的 總長度 cm	X 向第二 種磚牆的 厚度 cm	X 向第二 種磚牆的 總長度 cm	Y 向第一 種磚牆的 厚度 cm	Y 向第一 種磚牆的 總長度 cm	損壞程 度
56						20	660			10	2264	微害
57						10	1133			10	4344	微害
58						10	1200	20	320	20	4982	小害
59	35	1	24	45	1					20	2522.5	小害
60										25	2320	小害

表 3-8 0331 宜蘭地震街屋震損調查資料[16]

編號 (括弧內 為檔案 編號)	縣市	地址	街屋型 式 (1 樓 梯平行 騎樓 2 樓梯垂 直騎 樓)	地上 樓層 數	地下 樓層 數	總樓地 板面積 (含騎 樓, 不含 地下室) cm ²	一樓樓 地板面 積(含 騎樓) cm ²	一樓樓 地板尺 寸(延 走廊 方向) cm	一樓樓 地板尺 寸(垂 直走廊 方向, 含騎 樓) cm	第一種走 廊柱尺寸 (延走廊 方向) cm	第一種走 廊柱尺寸 (垂直走廊 方向) cm	第一種走 廊柱根數
61	台北市	承德路三段		5		3828000	765600	1690	590	35	40	4

表 3-8(續) 0331 宜蘭地震街屋震損調查資料[16]

編號 (括弧內 為檔案 編號)	第一種隔 間牆內柱 尺寸(延走 廊方向) cm	第一種隔 間牆內柱 尺寸(垂直 走廊方向) cm	第一種隔 間牆內柱 根數	第二種隔 間牆內柱 尺寸(延走 廊方向) cm	第二種隔 間牆內柱 尺寸(垂直 走廊方向) cm	第二種隔 間牆內柱 根數	損壞程度
61	35	40	1	24	40	7	崩害

表 3-9 61 棟案例快評結果

編號 (括弧內 為檔案編 號)	損壞程 度	ΣA_c cm^2	ΣA_{bwX} cm^2	ΣA_{bwY} cm^2	ΣA_{rcwX} cm^2	ΣA_{rcwY} cm^2	CFReqx %	CFReqy %	CFReq %	A_p g	地震紀 錄 $A_{rec}(\text{g})$	A_p/A_{rec}	A_T g	A_p/A_T
1	微害	78818	78792	0	0	0	1.78	1.24	1.24	0.642	0.292	2.197	0.342	1.876
2	大害	166472	0	0	0	0	0.51	0.51	0.51	0.188	0.597	0.314	0.308	0.609
3	小害	52320	2112	0	0	0	0.99	0.97	0.97	0.448	0.575	0.780	0.308	1.456
4	小害	52320	0	0	0	0	0.97	0.97	0.97	0.448	0.575	0.780	0.308	1.456
5	小害	25440	0	0	0	0	0.94	0.94	0.94	0.429	0.575	0.746	0.308	1.393
6	大害	54675	0	0	0	0	0.67	0.67	0.67	0.467	0.590	0.791	0.308	1.515
7	崩害	119808	0	0	0	0	0.47	0.47	0.47	0.151	0.470	0.320	0.394	0.382
8	微害	33600	0	0	0	0	0.86	0.86	0.86	0.369	0.470	0.785	0.394	0.937
9	微害	36000	0	0	0	0	0.83	0.83	0.83	0.345	0.470	0.733	0.394	0.875
10	中害	46560	0	0	0	0	0.46	0.46	0.46	0.144	0.430	0.336	0.394	0.367
11	崩害	46200	0	0	0	0	0.39	0.39	0.39	0.156	0.259	0.602	0.394	0.396
12	小害	138000	0	0	0	0	0.64	0.64	0.64	0.432	0.244	1.772	0.394	1.098
13	崩害	113400	12288	0	0	0	0.35	0.34	0.34	0.096	0.244	0.394	0.394	0.244
14	崩害	31400	0	0	0	0	0.31	0.31	0.31	0.061	0.244	0.251	0.394	0.156
15	大害	62502	0	0	0	0	0.48	0.48	0.48	0.158	0.566	0.280	0.33	0.480
16	大害	62800	0	0	0	0	0.45	0.45	0.45	0.134	0.742	0.180	0.371	0.360
17	小害	57000	0	0	0	0	0.67	0.67	0.67	0.320	0.742	0.432	0.371	0.863
18	崩害	88512	0	0	0	0	0.46	0.46	0.46	0.137	0.448	0.307	0.33	0.417
19	微害	106400	3360	0	0	0	0.95	0.94	0.94	0.562	0.448	1.255	0.33	1.703
20	微害	69000	10560	0	0	0	0.77	0.73	0.73	0.373	0.578	0.646	0.308	1.212
21	微害	52675	0	0	0	0	0.85	0.85	0.85	0.482	0.578	0.834	0.308	1.566
22	大害	99000	0	0	0	0	0.42	0.42	0.42	0.105	0.619	0.169	0.33	0.317

編號 (括弧內 為檔案編 號)	損壞程 度	ΣA_C cm^2	ΣA_{bwx} cm^2	ΣA_{bwy} cm^2	ΣA_{rcwx} cm^2	ΣA_{rcwy} cm^2	CFReqx %	CFReqy %	CFReq %	A_p g	地震紀 錄 $A_{rec}(\text{g})$	A_p/A_{rec}	A_T g	A_p/A_T
23	小害	42000	0	0	0	0	0.56%	0.56%	0.56%	0.226	0.674	0.335	0.394	0.573
24	微害	56640	0	0	0	0	0.48%	0.48%	0.48%	0.161	0.582	0.277	0.342	0.471
25	微害	48000	0	0	0	0	1.08%	1.08%	1.08%	0.528	0.582	0.907	0.342	1.544
26	中害	84150	0	0	0	0	0.48%	0.48%	0.48%	0.155	0.714	0.217	0.371	0.417
27	小害	78840	0	0	0	0	0.64%	0.64%	0.64%	0.302	0.714	0.423	0.371	0.814
28	微害	79200	0	0	0	0	1.00%	1.00%	1.00%	0.469	0.588	0.798	0.308	1.523
29	大害	93120	0	0	0	0	0.45%	0.45%	0.45%	0.130	0.841	0.154	0.308	0.421
30	微害	24000	0	0	0	0	0.85%	0.85%	0.85%	0.360	0.841	0.428	0.308	1.168
31	小害	85200	28800	0	0	0	0.69%	0.60%	0.60%	0.267	0.519	0.514	0.308	0.867
32	中害	48150	128560	283125	0	0	0.62%	2.04%	0.62%	0.409	0.915	0.447	0.342	0.720
33	中害	33300	48720	97840	0	0	0.58%	1.43%	0.58%	0.362	0.915	0.395	0.342	0.736
34	中害	10750	13830	73850	0	0	1.15%	6.05%	1.15%	0.746	0.915	0.815	0.342	1.713
35	中害	29250	57918	106950	0	0	0.82%	2.12%	0.82%	0.630	0.915	0.688	0.342	1.300
36	大害	60925	34944	60120	0	0	0.37%	0.61%	0.37%	0.263	0.225	1.167	0.32	0.664
37	微害	58800	4260	17040	0	19230	0.52%	1.68%	0.52%	0.303	0.214	1.414	0.32	0.921
38	小害	41700	5124	37848	0	0	0.46%	0.85%	0.46%	0.391	0.228	1.715	0.32	1.173
39	小害	23400	24000	0	0	0	0.75%	0.51%	0.75%	0.395	0.228	1.731	0.32	0.584
40	小害	19200	4320	0	0	0	0.50%	0.46%	0.50%	0.175	0.228	0.769	0.32	0.431
41	小害	109750	4800	0	0	0	0.48%	0.47%	0.48%	0.424	0.224	1.894	0.32	1.293
42	崩害	24276	4272	61776	0	0	0.40%	1.37%	0.40%	0.304	0.179	1.700	0.22	1.296
43	微害	22848	26640	97572	0	0	0.64%	2.32%	0.64%	0.431	0.179	2.407	0.22	1.478
44	小害	15725	8300	22980	0	0	0.82%	1.68%	0.82%	0.629	0.180	3.504	0.28	1.979
45	小害	21600	29820	63740	0	0	0.91%	2.32%	0.91%	0.535	0.180	2.976	0.28	1.436
46	中害	36680	21120	170100	0	0	0.33%	1.53%	0.33%	0.084	0.322	0.261	0.28	0.185

編號 (括弧內 為檔案編 號)	損壞程 度	ΣA_c cm^2	$\Sigma Abwx$ cm^2	$\Sigma Abwy$ cm^2	$\Sigma Arcwx$ cm^2	$\Sigma Arcwy$ cm^2	CFReqx %	CFReqy %	CFReq %	A_p g	地震紀 錄 $A_{rec}(g)$	A_p/A_{rec}	A_T g	A_p/A_T
47	中害	28245	14400	81000	0	0	0.58%	1.90%	0.58%	0.244	0.322	0.757	0.28	0.725
48	中害	36680	27360	170100	0	0	0.35%	1.53%	0.35%	0.106	0.322	0.328	0.28	0.228
49	中害	30310	29040	95040	0	0	0.67%	2.03%	0.67%	0.326	0.322	1.013	0.28	0.890
50	中害	37100	0	5650	0	0	0.45%	0.52%	0.45%	0.224	0.322	0.695	0.28	0.799
51	中害	23200	11160	70800	0	0	0.58%	2.02%	0.58%	0.245	0.540	0.454	0.32	0.643
52	微害	23200	0	116800	10800	13800	1.48%	4.91%	1.48%	1.031	0.540	1.909	0.32	3.222
53	微害	65760	76800	105000	0	0	1.74%	3.08%	1.74%	1.007	0.219	4.599	0.365	2.244
54	小害	24000	7200	55840	0	0	0.48%	1.48%	0.48%	0.162	0.219	0.740	0.365	0.384
55	微害	46200	24000	116160	0	0	0.94%	2.80%	0.94%	0.427	0.219	1.952	0.365	1.018
56	微害	24820	13200	22640	0	0	0.82%	1.31%	0.82%	0.637	0.374	1.703	0.28	2.003
57	微害	39900	11330	43440	0	0	0.53%	1.01%	0.53%	0.312	0.374	0.834	0.28	1.012
58	小害	24320	18400	99640	0	0	0.43%	1.72%	0.43%	0.200	0.150	1.328	0.3712	0.397
59	小害	17860	0	50450	0	0	0.43%	1.73%	0.43%	0.204	0.150	1.357	0.3712	0.550
60	小害	12000	0	58000	0	0	0.58%	3.52%	0.58%	0.362	0.374	0.969	0.28	1.294
61	崩害	13720	0	0	0	0	0.36%	0.36%	0.36%	0.240	0.103	2.330	0.24	1.000

表 4-1 案例編號 56 之初評整理資料

樓層數 N_f	3
建築物高 h_n	10.4 (m)
一樓樓地板面積 $\sum A_{f,1FL}$	124.188 (m^2)
$\sum A_{c1}$	0 (cm^2)
$\sum A_{c2}$	$30 \times 70 + 40 \times 60 + 8 + 40 \times 88 \times 1 = 24820 (cm^2)$
$\sum A_{rcw}$	0 (cm^2)
$\sum A_{bw4}$	0 (cm^2)
$\sum A_{bw3}$	$20 \times 660 = 13200 (cm^2)$
S_{DS}	$0.7 \times 1 = 0.7$
S_{D1}	$0.4 \times 1.3 = 0.52$

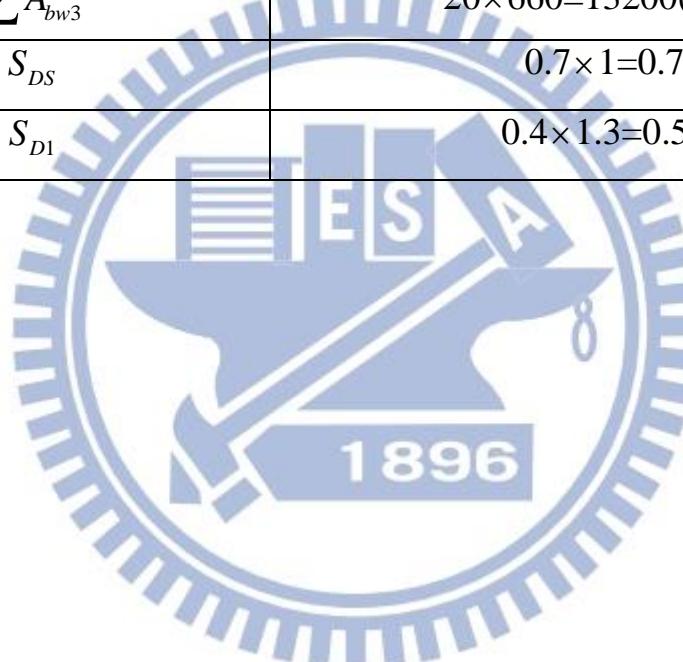


表 4-2 20 棟街屋案例之初評整理資料

編號	樓層數 N_f	建築物高 $h_n(m)$	一樓樓地板面 積 $\sum A_{f,1FL}(m^2)$	$\sum A_{騎樓柱}$ (cm^2)	$\sum A_{室內柱}$ (cm^2)	$\sum A_{bw4}$ (cm^2)	$\sum A_{bw3}$ (cm^2)	S_{DS} [17]	S_{D1} [17]
32	3	9.7	567.6	14400	33750	--	128560	0.856	0.549
33	3	13.05	318.08	10800	22500	--	48720	0.856	0.549
34	2	6.46	73.4	3200	7550	--	13830	0.856	0.549
35	3	9.69	224.2172	7875	21375	--	57918	0.856	0.549
36	4	--	511.99	--	60925	22680	12264	0.8	0.45
37	3	--	387.368	--	58800	--	4260	0.8	0.45
38	5	--	192	--	41700	2880	2244	0.8	0.45
39	2	--	228	--	23400	--	24000	0.8	0.45
40	2	--	210	--	19200	--	4320	0.8	0.45
41	4	--	580	7542	102400	--	4800	0.8	0.45
42	4	--	163.2288	--	20400	19296	--	0.55	0.45
43	3	--	181.2528	2856	19992	19656	--	0.55	0.45
44	3	10.69	79.25	2800	12925	8300	--	0.7	0.52
45	2	7.44	191.56	4884	16716	29820	--	0.7	0.52
56	3	10.4	124.188	--	24820	--	13200	0.7	0.52
57	3	12.9	282.0588	--	39900	--	11330	0.7	0.52
58	3	9.95	251.9376	8000	16320	--	19440	0.928	0.594
59	3	9.95	137.24	3675	14185	--	--	0.928	0.594
60	3	10.2	69.426	--	12000	--	--	0.7	0.52
61	4	12	76.56	5600	8120	--	--	0.6	0.78

表 4-3 20 棟街屋案例之初評結果

編號	基底剪力 (tf)	結構周期 T (sec)	T_0^D (sec)	S_{aD} (g)	F_u	W (tf)	初評 A_P (g)	快評 A_P (g)
32	432.207	0.385	0.641	0.856	1.844	1447.380	0.220	0.409
33	231.714	0.481	0.641	0.856	1.977	811.104	0.226	0.362
34	64.449	0.284	0.641	0.856	1.844	121.110	0.392	0.746
35	220.892	0.384	0.641	0.856	1.844	571.754	0.285	0.630
36	225.876	--	0.563	0.8	1.530	1766.366	0.123	0.263
37	145.260	--	0.563	0.8	1.530	987.788	0.167	0.303
38	109.393	--	0.563	0.8	1.530	835.200	0.149	0.391
39	97.956	--	0.563	0.8	1.530	376.200	0.274	0.395
40	52.704	--	0.563	0.8	1.530	346.500	0.227	0.175
41	324.279	--	0.563	0.8	1.530	2001.000	0.231	0.424
42	99.835	--	0.818	0.55	1.320	563.139	0.094	0.304
43	124.014	--	0.818	0.55	1.320	462.195	0.142	0.431
44	76.343	0.414	0.743	0.7	1.844	202.088	0.279	0.629
45	153.036	0.315	0.743	0.7	1.844	316.074	0.357	0.535
56	81.839	0.405	0.743	0.7	1.844	316.679	0.191	0.637
57	113.760	0.476	0.743	0.7	1.881	719.250	0.119	0.312
58	140.861	0.392	0.640	0.928	1.855	642.441	0.163	0.200
59	64.283	0.392	0.640	0.928	1.855	349.962	0.136	0.204
60	28.080	0.400	0.743	0.7	1.844	177.036	0.117	0.362
61	75.449	0.451	1.300	0.6	1.844	264.132	0.211	0.496

表 4-4 快評和初評之比較

	快評	初評
$\bar{\tau}_c$	$7.95(kgf/cm^2)$	$4.3(kgf/cm^2)$
$\bar{\tau}_{bw3}$	$3.53(kgf/cm^2)$	$2(kgf/cm^2)$

表 5-1 材料參數假設

材料種類	材料強度
混凝土抗壓強度	$f'_c = 175 \text{ kgf/cm}^2$
主筋降伏強度	$f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$
箍筋降伏強度	$f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$
磚單軸抗壓強度	$f_{bc} = 150 \text{ kgf/cm}^2$
砂漿單軸抗壓強度	$f_{mc} = 150 \text{ kgf/cm}^2$



表 5-2 案例一基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角

側推步驟	基底剪力	屋頂位移	性能地表 加速度	各樓層最大層間變位角						
				Step	Force(kgf)	Disp.(cm)	A _p (g)	RFL	3FL	2FL
PUSHX-0	0	0.0051	0.000		0.00%	0.00%	0.00%			
PUSHX-1	42842.4	1.0149	0.064		0.08%	0.14%	0.13%			
PUSHX-2	85684.9	2.0349	0.129		0.17%	0.27%	0.27%			
PUSHX-3	100428	2.3859	0.151		0.19%	0.32%	0.32%			
PUSHX-4	136121	3.6337	0.228		0.27%	0.47%	0.52%			
PUSHX-5	158837	4.679	0.283		0.33%	0.60%	0.70%			
PUSHX-6	166344	5.0946	0.304		0.34%	0.64%	0.77%			
PUSHX-7	164788	5.0307	0.304		0.24%	0.48%	0.89%			
PUSHX-8	166873	5.4144	0.321		0.24%	0.49%	0.99%			
PUSHX-9	169923	6.3452	0.348		0.25%	0.51%	1.23%			
PUSHX-10	170194	6.5053	0.351		0.25%	0.51%	1.27%			
PUSHX-11	170194	7.5253	0.365		0.25%	0.51%	1.54%			
PUSHX-12	170194	8.5453	0.375		0.25%	0.51%	1.81%			
PUSHX-13	170194	9.2086	0.381		0.25%	0.51%	1.98%			
PUSHX-14	155442	9.0509	0.381		0.17%	0.36%	2.07%			
PUSHX-15	155443	10.0709	0.392		0.17%	0.36%	2.34%			
PUSHX-16	155443	10.4953	0.402		0.17%	0.36%	2.45%			
PUSHX-17	156771	10.4581	0.402		0.15%	0.34%	2.49%			
PUSHX-18	156920	10.4773	0.402		0.16%	0.34%	2.50%			

RFL:頂樓

3FL:3 樓

2FL:2 樓

表 5-3 案例二基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角

側推步驟	基底剪力	屋頂位移	性能地表 加速度	各樓層最大層間變位角		
				RFL	3FL	2FL
Step	Force(kgf)	Disp.(cm)	A _p (g)	RFL	3FL	2FL
PUSHX-0	0	0.0111	0.000	0.00%	0.00%	0.00%
PUSHX-1	97177.4	1.3345	0.112	0.07%	0.14%	0.20%
PUSHX-2	132983	1.9399	0.161	0.10%	0.22%	0.29%
PUSHX-3	144800	2.374	0.196	0.11%	0.27%	0.36%
PUSHX-4	156324	3.4036	0.247	0.12%	0.38%	0.55%
PUSHX-5	158250	3.7502	0.255	0.13%	0.42%	0.61%
PUSHX-6	159287	4.1066	0.261	0.13%	0.45%	0.68%
PUSHX-7	159684	4.4229	0.266	0.13%	0.47%	0.75%
PUSHX-8	159901	4.7506	0.270	0.13%	0.49%	0.82%
PUSHX-9	160001	5.0336	0.273	0.13%	0.50%	0.88%
PUSHX-10	160001	9.1136	0.340	0.13%	0.50%	1.96%
PUSHX-11	160001	11.3265	0.382	0.13%	0.50%	2.54%
PUSHX-12	159613	11.437	0.384	0.13%	0.50%	2.57%
PUSHX-13	158354	11.5593	0.386	0.13%	0.50%	2.60%
PUSHX-14	55086.9	14.452	0.386	0.04%	0.36%	3.56%
PUSHX-15	24057.8	16.3069	0.386	0.02%	0.31%	4.07%

RFL:頂樓

3FL:3 樓

2FL:2 樓

1896

表 5-4 案例三基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角

側推步驟	基底剪力	屋頂位移	性能地表 加速度	各樓層最大層間變位角		
Step	Force(kgf)	Disp.(cm)	$A_p(g)$	RFL	3FL	2FL
PUSHX-0	0	0.0565	0.000	0.00%	0.00%	0.01%
PUSHX-1	29891	1.0285	0.035	0.06%	0.10%	0.16%
PUSHX-2	59782	2.1135	0.070	0.11%	0.21%	0.34%
PUSHX-3	67071.3	2.378	0.079	0.13%	0.23%	0.38%
PUSHX-4	93590.7	3.4845	0.116	0.18%	0.33%	0.55%
PUSHX-5	109745	4.5756	0.155	0.21%	0.41%	0.75%
PUSHX-6	118595	5.5009	0.188	0.23%	0.48%	0.92%
PUSHX-7	119184	5.6737	0.194	0.23%	0.49%	0.96%
PUSHX-8	119153	5.7227	0.196	0.23%	0.49%	0.97%
PUSHX-9	110666	6.9617	0.232	0.22%	0.46%	1.34%
PUSHX-10	103254	7.9932	0.256	0.20%	0.43%	1.64%
PUSHX-11	103147	8.0221	0.257	0.20%	0.43%	1.65%
PUSHX-12	102885	8.1714	0.260	0.20%	0.43%	1.69%
PUSHX-13	102885	9.2564	0.281	0.20%	0.43%	1.97%
PUSHX-14	102874	9.2569	0.281	0.20%	0.43%	1.97%
PUSHX-15	103473	9.4522	0.285	0.20%	0.43%	2.01%
PUSHX-16	103483	9.4527	0.285	0.20%	0.43%	2.01%
PUSHX-17	103717	9.4945	0.285	0.20%	0.44%	2.02%
PUSHX-18	104028	9.495	0.285	0.19%	0.44%	2.04%
PUSHX-19	104807	9.5927	0.287	0.19%	0.44%	2.06%
PUSHX-20	106528	9.5931	0.287	0.15%	0.44%	2.09%
PUSHX-21	108987	9.8334	0.291	0.15%	0.45%	2.14%

RFL:頂樓

3FL:3 樓

2FL:2 樓

表 5-5 案例四基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角

側推步驟	基底剪力	屋頂位移	性能地表 加速度	各樓層最大層間變位角		
Step	Force(kgf)	Disp.(cm)	$A_p(g)$	RFL	3FL	2FL
PUSHX-0	0	0.022	0.000	0.00%	0.00%	0.00%
PUSHX-1	36682.9	1.6711	0.075	0.08%	0.14%	0.25%
PUSHX-2	84439.7	4.7136	0.192	0.19%	0.36%	0.90%
PUSHX-3	91454.4	5.5037	0.222	0.20%	0.40%	1.11%
PUSHX-4	94045.6	6.096	0.242	0.21%	0.41%	1.29%
PUSHX-5	95516.5	6.6899	0.261	0.21%	0.41%	1.45%
PUSHX-6	97944	9.178	0.329	0.22%	0.43%	2.10%
PUSHX-7	98227	9.7453	0.343	0.22%	0.43%	2.25%
PUSHX-8	92397.1	9.7457	0.345	0.20%	0.41%	2.32%
PUSHX-9	93382.1	9.9093	0.348	0.21%	0.41%	2.37%
PUSHX-10	94944.6	10.6652	0.366	0.21%	0.42%	2.54%
PUSHX-11	89616.8	10.6656	0.367	0.20%	0.39%	2.62%
PUSHX-12	90952.6	10.8315	0.371	0.20%	0.39%	2.66%
PUSHX-13	91119.8	10.8778	0.372	0.20%	0.39%	2.67%
PUSHX-14	85059.7	10.8782	0.373	0.19%	0.37%	2.64%
PUSHX-15	87276.5	11.1191	0.378	0.19%	0.38%	2.67%
PUSHX-16	87724.7	11.1993	0.379	0.19%	0.38%	2.69%
PUSHX-17	87965.1	11.3404	0.382	0.19%	0.38%	2.72%

RFL:頂樓

3FL:3 樓

2FL:2 樓

表 5-6 案例五基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角

側推步驟	基底剪力	屋頂位移	性能地表 加速度	各樓層最大層間變位角		
Step	Force(kgf)	Disp.(cm)	$A_p(g)$	RFL	3FL	2FL
PUSHX-0	0	0.026	0.000	0.00%	0.00%	0.00%
PUSHX-1	63446.3	1.004	0.049	0.07%	0.13%	0.14%
PUSHX-2	102286	1.6346	0.078	0.12%	0.21%	0.23%
PUSHX-3	158398	2.6689	0.127	0.19%	0.34%	0.41%
PUSHX-4	205127	3.7163	0.173	0.25%	0.45%	0.64%
PUSHX-5	234894	4.8039	0.217	0.28%	0.54%	0.94%
PUSHX-6	246975	5.3614	0.237	0.30%	0.59%	1.08%
PUSHX-7	247243	5.4017	0.238	0.30%	0.59%	1.09%
PUSHX-8	229499	6.4656	0.255	0.28%	0.55%	1.35%
PUSHX-9	222004	6.8522	0.267	0.27%	0.53%	1.44%
PUSHX-10	221314	6.9151	0.268	0.27%	0.53%	1.45%
PUSHX-11	221123	6.9756	0.270	0.27%	0.53%	1.47%
PUSHX-12	224640	8.3017	0.303	0.27%	0.54%	1.82%
PUSHX-13	227306	9.3317	0.327	0.27%	0.55%	2.09%
PUSHX-14	228221	9.6852	0.335	0.28%	0.55%	2.18%
PUSHX-15	227762	9.6856	0.335	0.27%	0.55%	2.18%
PUSHX-16	228897	9.7784	0.337	0.28%	0.55%	2.21%
PUSHX-17	228724	9.7788	0.337	0.28%	0.55%	2.21%
PUSHX-18	230216	9.8574	0.339	0.28%	0.55%	2.23%
PUSHX-19	230345	9.8578	0.339	0.28%	0.55%	2.23%

RFL:頂樓

3FL:3 樓

2FL:2 樓

表 5-7 案例五(梯間磚牆轉向)基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最

大層間變位角

側推步驟	基底剪力	屋頂位移	性能地表 加速度	各樓層最大層間變位角		
Step	Force(kgf)	Disp.(cm)	$A_p(g)$	RFL	3FL	2FL
PUSHX-0	0	0.0049	0.000	0.00%	0.00%	0.00%
PUSHX-1	40894.6	1.0251	0.032	0.06%	0.11%	0.11%
PUSHX-2	81789.1	2.0551	0.064	0.12%	0.22%	0.22%
PUSHX-3	86775.4	2.1807	0.068	0.13%	0.23%	0.23%
PUSHX-4	126103	3.2843	0.103	0.19%	0.34%	0.38%
PUSHX-5	146455	4.0229	0.128	0.22%	0.39%	0.50%
PUSHX-6	152275	4.4253	0.143	0.23%	0.42%	0.58%
PUSHX-7	159468	5.565	0.184	0.24%	0.44%	0.86%
PUSHX-8	165014	6.6265	0.212	0.25%	0.47%	1.12%
PUSHX-9	168882	7.9165	0.242	0.26%	0.49%	1.45%
PUSHX-10	174042	9.8209	0.282	0.27%	0.52%	1.93%
PUSHX-11	171805	9.8213	0.282	0.26%	0.50%	1.97%
PUSHX-12	173143	10.3072	0.291	0.26%	0.51%	2.09%

RFL:頂樓

3FL:3 樓

2FL:2 樓



表 5-8 案例六基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角

側推步驟	基底剪力	屋頂位移	性能地表 加速度	各樓層最大層間變位角		
Step	Force(kgf)	Disp.(cm)	$A_p(g)$	RFL	3FL	2FL
PUSHX-0	0	0	0.000	0.00%	0.00%	0.00%
PUSHX-1	24874.6	0.969	0.034	0.07%	0.12%	0.12%
PUSHX-2	49749.2	1.938	0.067	0.14%	0.24%	0.24%
PUSHX-3	74623.7	2.907	0.101	0.21%	0.36%	0.35%
PUSHX-4	96410.4	3.7557	0.130	0.28%	0.46%	0.46%
PUSHX-5	118791	4.7903	0.167	0.34%	0.59%	0.59%
PUSHX-6	131842	5.7773	0.201	0.38%	0.72%	0.73%
PUSHX-7	140897	6.7877	0.234	0.41%	0.86%	0.89%
PUSHX-8	146492	7.7681	0.269	0.42%	0.98%	1.06%
PUSHX-9	149977	8.7449	0.298	0.44%	1.07%	1.26%
PUSHX-10	151372	9.3983	0.316	0.44%	1.12%	1.41%
PUSHX-11	151758	9.7842	0.326	0.44%	1.14%	1.51%
PUSHX-12	151912	10.0419	0.332	0.44%	1.14%	1.59%
PUSHX-13	151993	10.2649	0.338	0.44%	1.15%	1.65%
PUSHX-14	152003	10.3173	0.339	0.44%	1.15%	1.67%
PUSHX-15	152003	11.2863	0.362	0.44%	1.15%	1.97%
PUSHX-16	152003	12.2553	0.384	0.44%	1.15%	2.27%
PUSHX-17	152003	13.0278	0.401	0.44%	1.15%	2.50%

RFL:頂樓

3FL:3 樓

2FL:2 樓

表 5-9 案例六(梯間磚牆轉向)基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最

大層間變位角

側推步驟	基底剪力	屋頂位移	性能地表 加速度	各樓層最大層間變位角		
Step	Force(kgf)	Disp.(cm)	$A_p(g)$	RFL	3FL	2FL
PUSHX-0	0	0	0.000	0.00%	0.00%	0.00%
PUSHX-1	24874.6	0.969	0.034	0.07%	0.12%	0.12%
PUSHX-2	49749.2	1.938	0.067	0.14%	0.24%	0.24%
PUSHX-3	74623.7	2.907	0.101	0.21%	0.36%	0.35%
PUSHX-4	96410.4	3.7557	0.130	0.28%	0.46%	0.46%
PUSHX-5	118791	4.7903	0.167	0.34%	0.59%	0.59%
PUSHX-6	131842	5.7773	0.201	0.38%	0.72%	0.73%
PUSHX-7	140897	6.7877	0.234	0.41%	0.86%	0.89%
PUSHX-8	146492	7.7681	0.269	0.42%	0.98%	1.06%
PUSHX-9	149977	8.7449	0.298	0.44%	1.07%	1.26%
PUSHX-10	151372	9.3983	0.316	0.44%	1.12%	1.41%
PUSHX-11	151758	9.7842	0.326	0.44%	1.14%	1.51%
PUSHX-12	151912	10.0419	0.332	0.44%	1.14%	1.59%
PUSHX-13	151993	10.2649	0.338	0.44%	1.15%	1.65%
PUSHX-14	152003	10.3173	0.339	0.44%	1.15%	1.67%
PUSHX-15	152003	11.2863	0.362	0.44%	1.15%	1.97%
PUSHX-16	152003	12.2553	0.384	0.44%	1.15%	2.27%
PUSHX-17	152003	13.0278	0.401	0.44%	1.15%	2.50%

RFL:頂樓

3FL:3 樓

2FL:2 樓

表 5-10 案例七基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角

側推步驟	基底剪力	屋頂位移	性能地表 加速度	各樓層最大層間變位角		
Step	Force(kgf)	Disp.(cm)	$A_p(g)$	RFL	3FL	2FL
PUSHX-0	0	0.0103	0.000	0.00%	0.00%	0.00%
PUSHX-1	34072.1	1.4456	0.106	0.11%	0.22%	0.22%
PUSHX-2	58256.1	2.8771	0.202	0.20%	0.42%	0.59%
PUSHX-3	63401.5	3.6314	0.249	0.21%	0.52%	0.89%
PUSHX-4	67508.2	5.1171	0.294	0.22%	0.78%	1.29%
PUSHX-5	68407.8	5.8086	0.305	0.23%	0.95%	1.38%
PUSHX-6	71740.4	12.7139	0.383	0.24%	2.87%	1.74%
PUSHX-7	71803.5	12.8455	0.385	0.24%	2.90%	1.75%
PUSHX-8	71700.7	12.9592	0.387	0.24%	2.94%	1.75%
PUSHX-9	71334.8	13.1063	0.390	0.24%	3.00%	1.75%
PUSHX-10	71111.4	13.1656	0.391	0.23%	3.03%	1.75%
PUSHX-11	48608.3	14.8406	0.391	0.16%	3.88%	1.60%

RFL:頂樓

3FL:3 樓

2FL:2 樓



表 5-11 案例七各樓層樓層重與模態

	樓層重(kgf)	模態	豎向分配
RFL	43588	0.1025	4468
3FL	49814	0.0822	4095
2FL	51335	0.0395	2028

表 5-12 案例七 1F 和 2F 豎向構材的側向強度

(a)一樓

豎向構材 編號	側向強度 (kgf)
C1	5523
C2	5054
C3	5177
C4	5228
C5	3849
C6	5570
C7	5565
C8	3814
C9	3926
C10	3929
C11	3854
C12	7844
C14	4872
BW1	16916
BW2	16597

(b)二樓

豎向構材 編號	側向強度 (kgf)
C1	5582
C2	4957
C3	5054
C4	5098
C5	3820
C6	5649
C7	5617
C8	3796
C9	3886
C10	3890
C11	3824
C12	7839
BW3	5251

總計

97717

總計

64263

表 5-13 案例八基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角

側推步驟	基底剪力	屋頂位移	性能地表 加速度	各樓層最大層間 變位角	
Step	Force(kgf)	Disp.(cm)	$A_p(g)$	RFL	2FL
PUSHX-0	0	0.0181	0.000	0.00%	0.00%
PUSHX-1	21760.9	0.7259	0.047	0.08%	0.12%
PUSHX-2	43521.7	1.4699	0.094	0.16%	0.23%
PUSHX-3	50400.7	1.7051	0.109	0.19%	0.27%
PUSHX-4	71330	2.5115	0.159	0.27%	0.40%
PUSHX-5	90128.5	3.4539	0.216	0.35%	0.57%
PUSHX-6	101396	4.1991	0.256	0.41%	0.71%
PUSHX-7	111504	5.0411	0.297	0.47%	0.88%
PUSHX-8	118996	5.8043	0.330	0.51%	1.04%
PUSHX-9	125965	6.6013	0.360	0.55%	1.21%
PUSHX-10	132426	7.4315	0.383	0.59%	1.39%
PUSHX-11	138320	8.2515	0.404	0.63%	1.56%
PUSHX-12	143733	9.0844	0.423	0.67%	1.74%
PUSHX-13	148619	10.0188	0.441	0.72%	1.94%
PUSHX-14	154661	11.2393	0.463	0.78%	2.20%
PUSHX-15	159131	12.1706	0.479	0.83%	2.40%
PUSHX-16	163483	13.1169	0.494	0.88%	2.60%
PUSHX-17	164842	13.4362	0.499	0.90%	2.67%

RFL:頂樓

2FL:2 樓

表 5-14 案例九基底剪力、屋頂位移、耐震性能和各樓層最大層間變位角

側推步驟	基底剪力	屋頂位移	性能地表加速度	各樓層最大層間變位角			
Step	Force(kgf)	Disp.(cm)	$A_p(g)$	RFL	4FL	3FL	2FL
PUSHX-0	0	0.0174	0.000	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
PUSHX-1	61257.7	1.2174	0.074	0.08%	0.12%	0.15%	0.15%
PUSHX-2	117224	2.3138	0.141	0.14%	0.23%	0.29%	0.28%
PUSHX-3	156231	3.3797	0.204	0.19%	0.31%	0.47%	0.51%
PUSHX-4	177809	4.6048	0.268	0.21%	0.39%	0.73%	0.89%
PUSHX-5	190925	5.8123	0.310	0.22%	0.46%	1.00%	1.28%
PUSHX-6	199250	7.049	0.334	0.23%	0.52%	1.25%	1.72%
PUSHX-7	205047	8.266	0.352	0.24%	0.57%	1.53%	2.10%
PUSHX-8	210521	9.5325	0.367	0.25%	0.63%	1.83%	2.48%
PUSHX-9	211720	9.8576	0.371	0.25%	0.65%	1.90%	2.59%
PUSHX-10	211402	10.0038	0.372	0.25%	0.65%	1.91%	2.68%

RFL:頂樓

4FL:4 樓

3FL:3 樓

2FL:2 樓

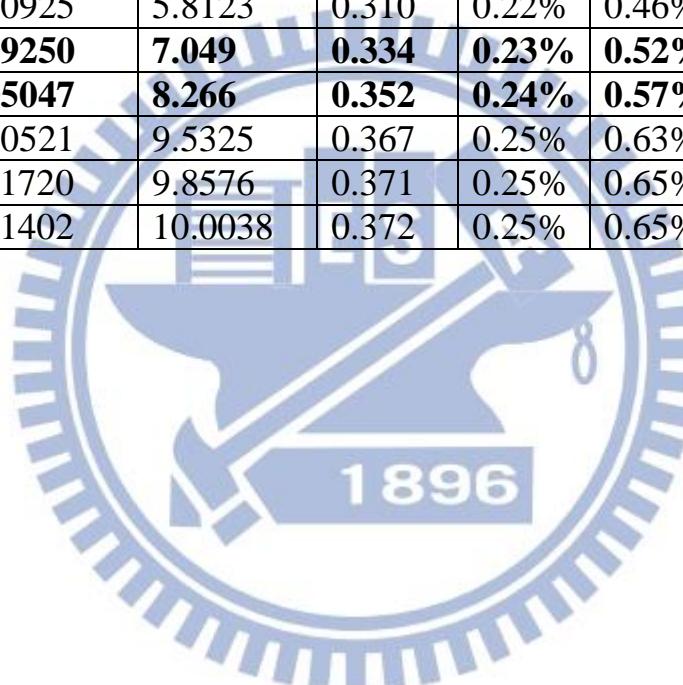


表 5-15 全部案例柱尺寸整理表

量(根)	柱深 (cm)	柱寬 (cm)	柱面積 (cm ²)	慣性矩 (cm ⁴)	主筋量
1	30	70	2100	157500	2.29%
8	40	60	2400	320000	2.09%
1	40	88	3520	469333	1.10%
15	35	60	2100	214375	1.75%
5	40	40	1600	213333	0.99%
15	24	40	960	46080	1.65%
10	24	45	1080	51840	2.11%
4	45	60	2700	455625	1.15%
40	25	45	1125	58594	2.76%
4	35	45	1575	160781	1.97%
3	35	40	1400	142917	1.22%
3	35	35	1225	125052	1.40%
5	28	30	840	54880	2.04%
1	45	50	2250	379688	0.76%
3	37	44	1628	185728	1.05%
1	33	47	1551	140753	1.10%
12	27	30	810	49208	2.11%
5	33	33	1089	98827	1.57%
17	34	42	1428	137564	1.60%
加權平均	30	45	1384	124622	1.98%
加權標準差	6	10	521	99840	0.55%

表 5-16 比較案例的快評結果和詳評結果

案例編號	快評 A_p (g)	詳評 A_p (g)	牆量/柱量
2	0.382	0.343	28%
3	0.159	0.221	50%
4	0.271	0.318	0%
5	0.312	0.250	117%
5'	0.184	0.284	43%
6	0.475	0.365	131%
6'	0.344	0.365	65%
8	0.534	0.446	138%

表 5-17 全部案例韌性容量

編號	韌性容量 R	容許韌性 R_a
1	2.486	1.991
2	4.790	3.527
3	2.454	1.969
4	2.195	1.797
5	2.556	2.037
5'	2.402	1.935
6	2.230	1.820
6'	2.230	1.820
7	2.255	1.837
8	2.380	1.920
9	4.119	3.079

平均值 2.736 2.157

標準差 0.830 0.553

C.O.V. 30% 26%

表 5-18 初評和詳評之週期比較

案例	初評週期(sec)	詳評週期(sec)	T_0^D	初評/詳評
1	0.405	0.466	0.743	87%
2	0.476	0.403	0.743	118%
3	0.392	0.644	0.640	61%
4	0.392	0.582	0.640	67%
5	0.481	0.543	0.641	88%
5'	0.481	0.666	0.641	72%
6	0.384	0.612	0.641	63%
6'	0.384	0.612	0.641	63%
7	0.414	0.442	0.743	94%
8	0.315	0.541	0.743	58%
9	0.451	0.473	0.818	95%
平均	0.416	0.544	0.694	79%

表 5-19 詳評各案例頂層與非頂層單位面積之重量整理(單位為 kgf/m^2)

案例	頂層	非頂層		--
		729	743	
1	654	729	743	--
2	647	711	723	--
3	451	478	502	--
4	503	555	576	--
5	491	524	539	--
6	457	507	511	--
7	504	576	594	--
8	543	598	--	--
9	566	626	626	626
平均	535	597		
標準差	70	82		
C.O.V.	13%	14%		

表 5-20 初評和詳評之單位面積重量比較(單位為 kgf/m^2)

	初評	詳評	初評/詳評
頂層	750	535	140%
非頂層	900	597	151%

表 5-21 初評和詳評之豎向構件平均單位面積側向強度(單位為 kgf/cm^2)

	騎樓柱	室內柱	平均柱	三面圍束磚牆
初評	9.15	2.6	3.51	2
詳評	4.43	5.04	4.96	3.89
初評/詳評	216%	55%	78%	51%

表 5-22 修正磚牆轉換係數後各案例快評結果

案例 編號	地上樓 層數	ΣA_f (cm^2)	ΣA_c (cm^2)	ΣA_{bwx} (cm^2)	快評 A_p (g)
2	3	5966586	31500	8790	0.350
3	3	7558128	24320	12160	0.124
4	3	3613500	17860	0	0.271
5	3	9542400	33300	39000	0.223
5'	3	9542400	33300	14280	0.152
6	3	6726516	28800	37800	0.354
6'	3	6726516	29250	18900	0.283
8	2	3831258	21600	29720	0.402

表 5-23 修正磚牆轉換係數後快評和詳評耐震性能比較

案例 編號	快評 A_p (g)	詳評 A_p (g)	快評/詳評
2	0.350	0.343	102%
3	0.124	0.221	56%
4	0.271	0.318	85%
5	0.223	0.250	89%
5'	0.152	0.284	53%
6	0.354	0.365	97%
6'	0.283	0.365	78%
8	0.402	0.446	90%
平均			81%

表 5-24 快評和初評與詳評耐震性能比較

案例 編號	初評 A_P (g)	快評 A_P (g)	詳評 A_P (g)	快評/初評	快評/詳評
2	0.128	0.350	0.343	273%	102%
3	0.151	0.124	0.221	83%	56%
4	0.128	0.271	0.318	212%	85%
5	0.209	0.252	0.250	107%	89%
5'	0.130	0.157	0.284	116%	53%
6	0.268	0.445	0.365	132%	97%
6'	0.141	0.249	0.365	201%	78%
8	0.335	0.402	0.446	120%	90%

平均

155%

81%



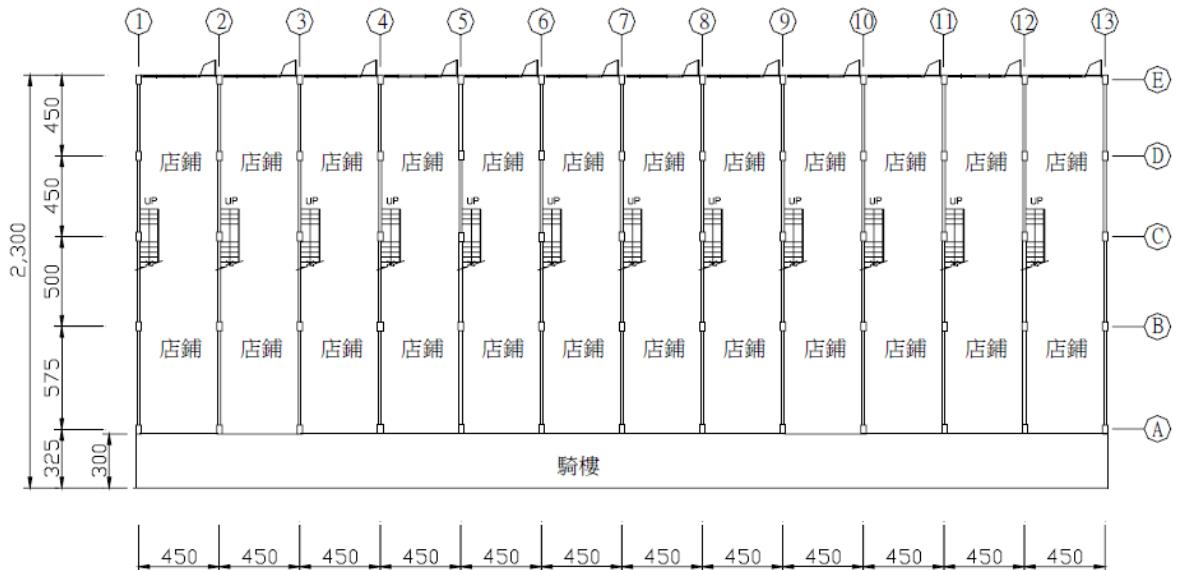


圖 1.1 街屋平面示意圖(一樓)[1]

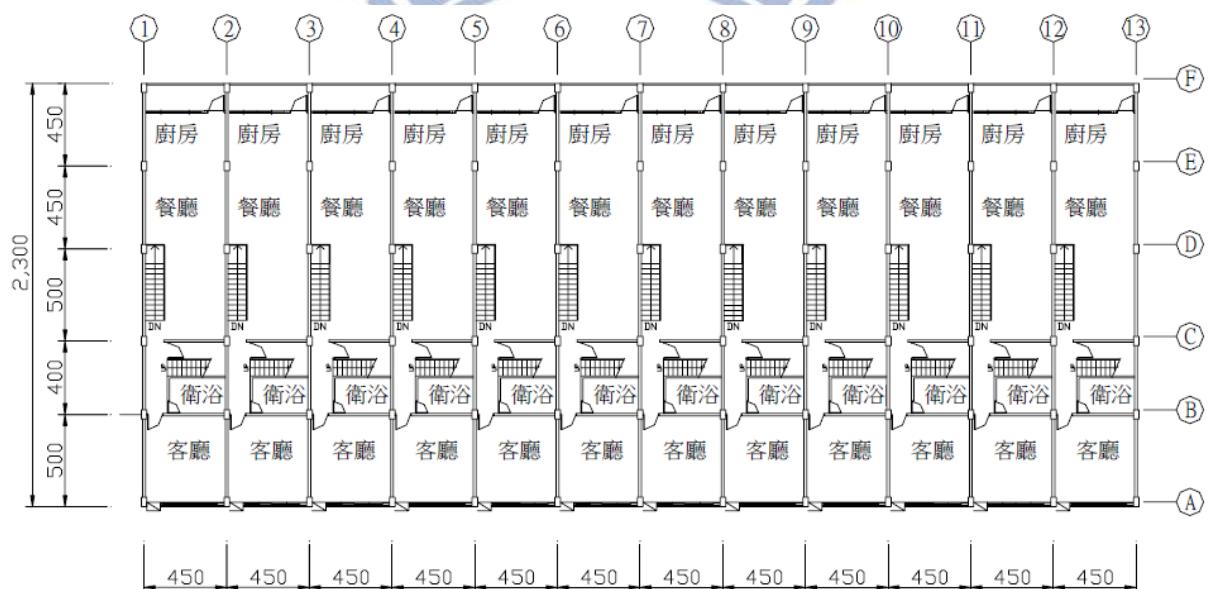


圖 1.2 街屋平面示意圖(二樓)[1]



圖 1.3 底層塌陷之二層樓街屋[2]



圖 1.4 底層塌陷之三層樓街屋[2]

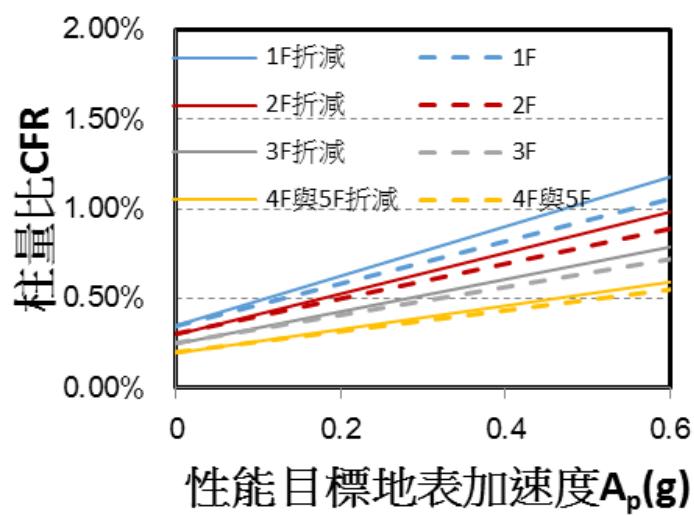


圖 2.1 折減考慮交互作用之迴歸預測與實際之性能目標地表加速度比值分

佈圖[4]

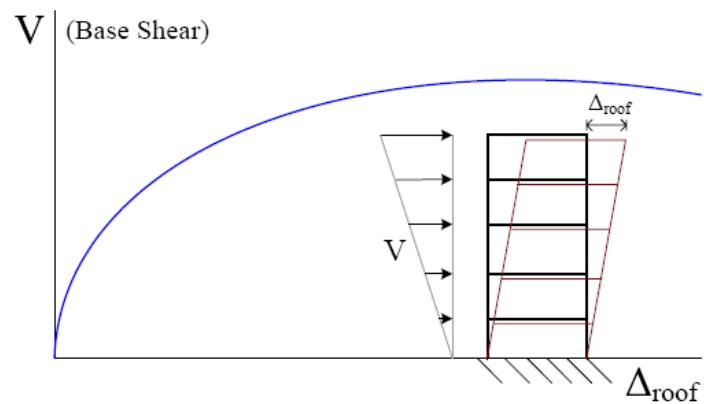


圖 2.2 側推分析之容量曲線[7]

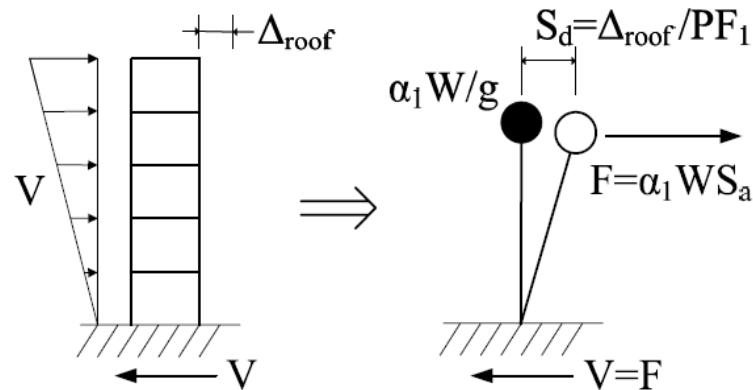


圖 2.3 等效單自由度系統[7]

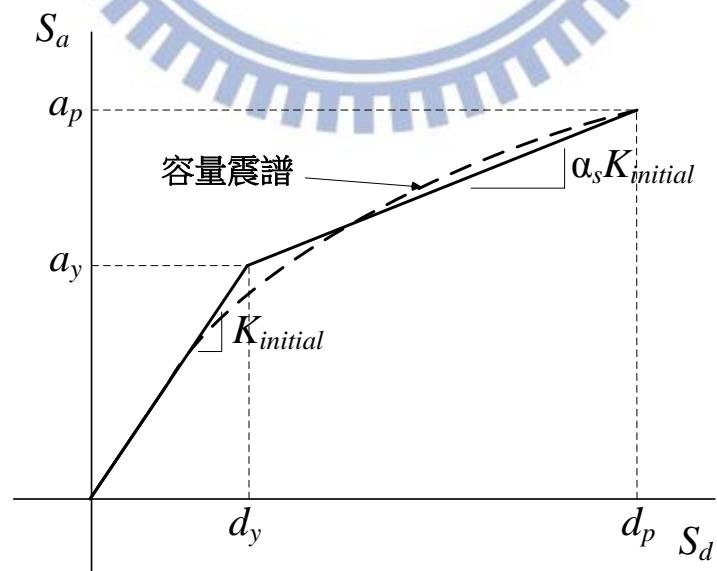


圖 2.4 容量震譜二線段化[7]

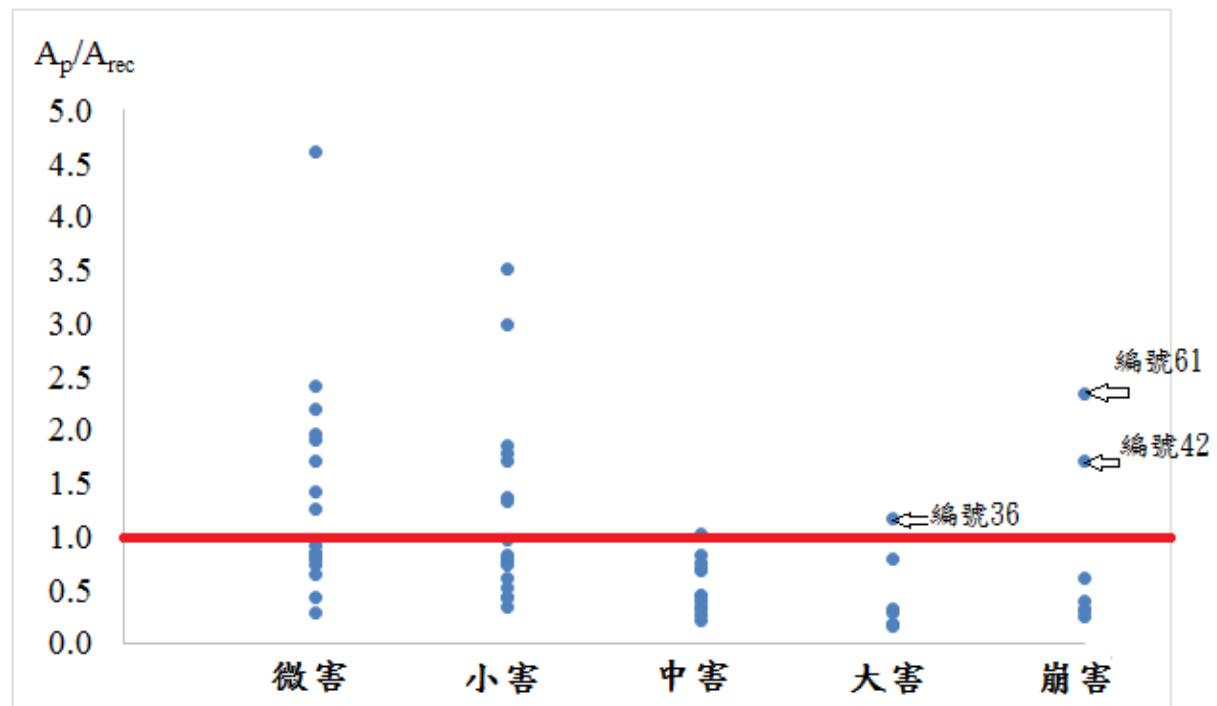


圖 3.1 快評耐震性能與當時地震紀錄之震損程度比較

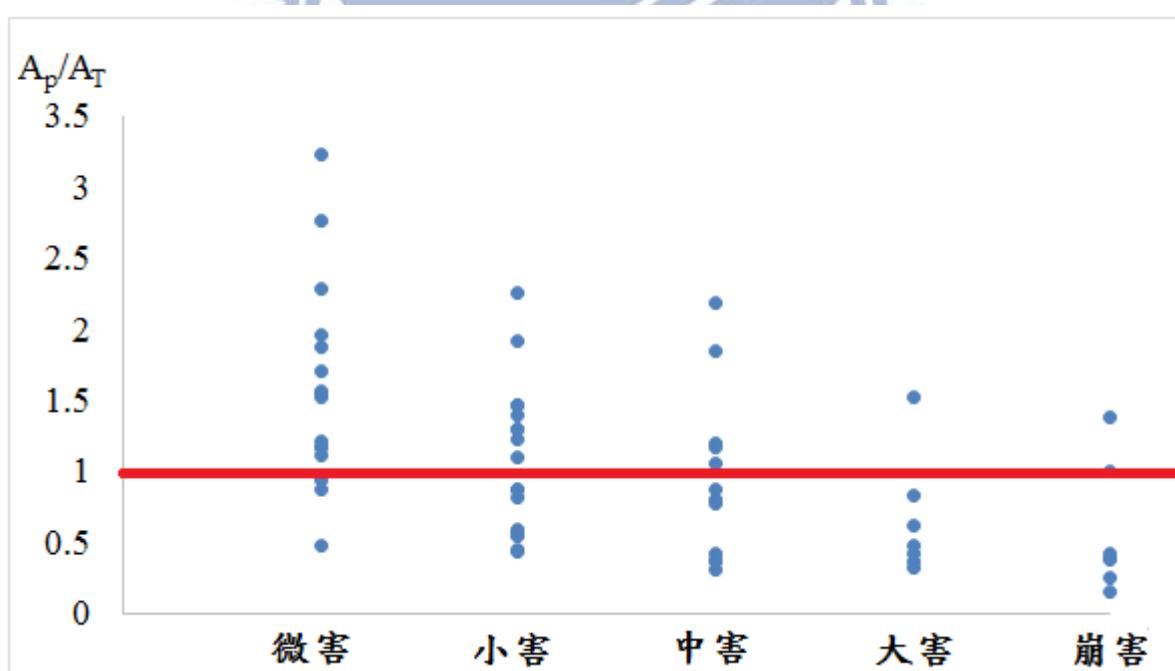


圖 3.2 快評耐震性能與法規耐震標準之震損程度比較

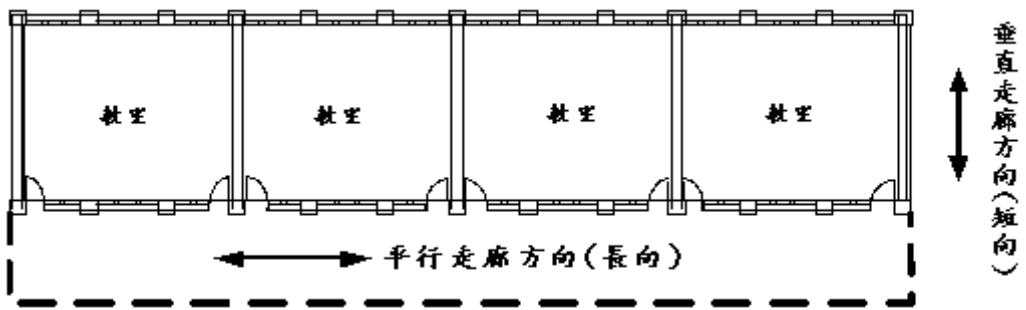


圖 4.1 典型校舍之結構平面圖(單邊懸臂走廊式)[4]

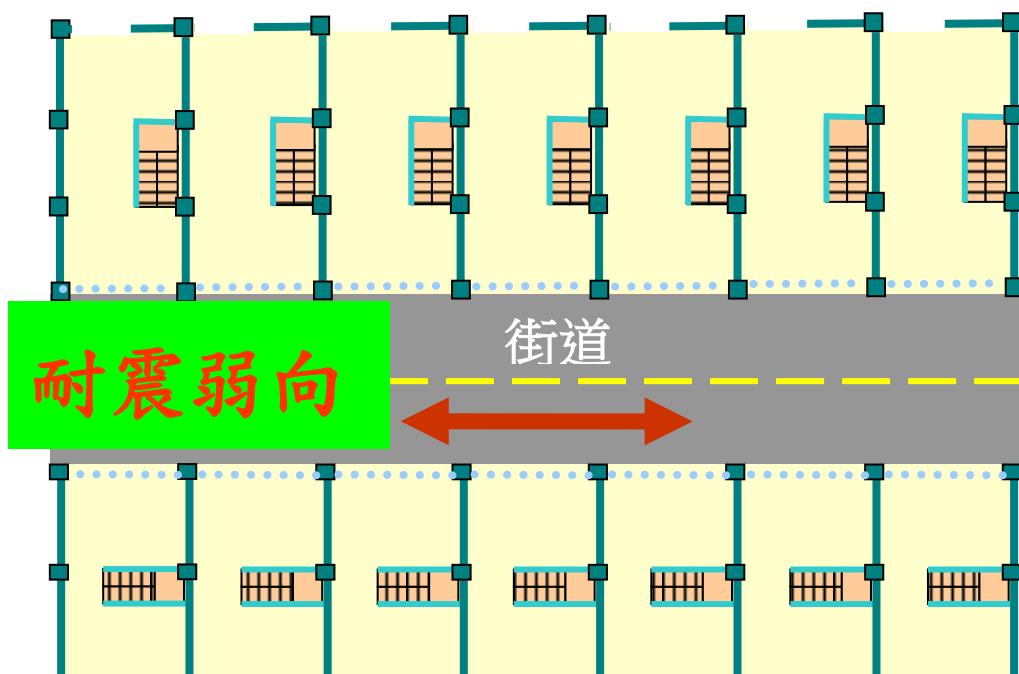


圖 4.2 典型街屋住宅平面圖[3]

南投縣	南投市	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	埔里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	草屯鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	竹山鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	集集鎮	0.8	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	名間鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	鹿谷鄉	0.8	0.45	1.0	0.5	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	中寮鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	魚池鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	國姓鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	水里鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	信義鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	仁愛鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	

圖 4.3 震區短周期及一秒週期之設計水平譜加速度係數 [8]

表 2-2(a) 短週期結構之工址放大係數 F_a (線性內插求值)

地盤分類	震區短週期水平譜加速度係數 S_S (S_S^D 或 S_S^M)				
	$S_S \leq 0.5$	$S_S = 0.6$	$S_S = 0.7$	$S_S = 0.8$	$S_S \geq 0.9$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

表 2-2(b) 長週期結構之工址放大係數 F_v (線性內插求值)

地盤分類	震區一秒週期水平譜加速度係數 S_1 (S_1^D 或 S_1^M)				
	$S_1 \leq 0.30$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \geq 0.50$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

圖 4.4 短周期及一秒週期之工址放大係數 [8]

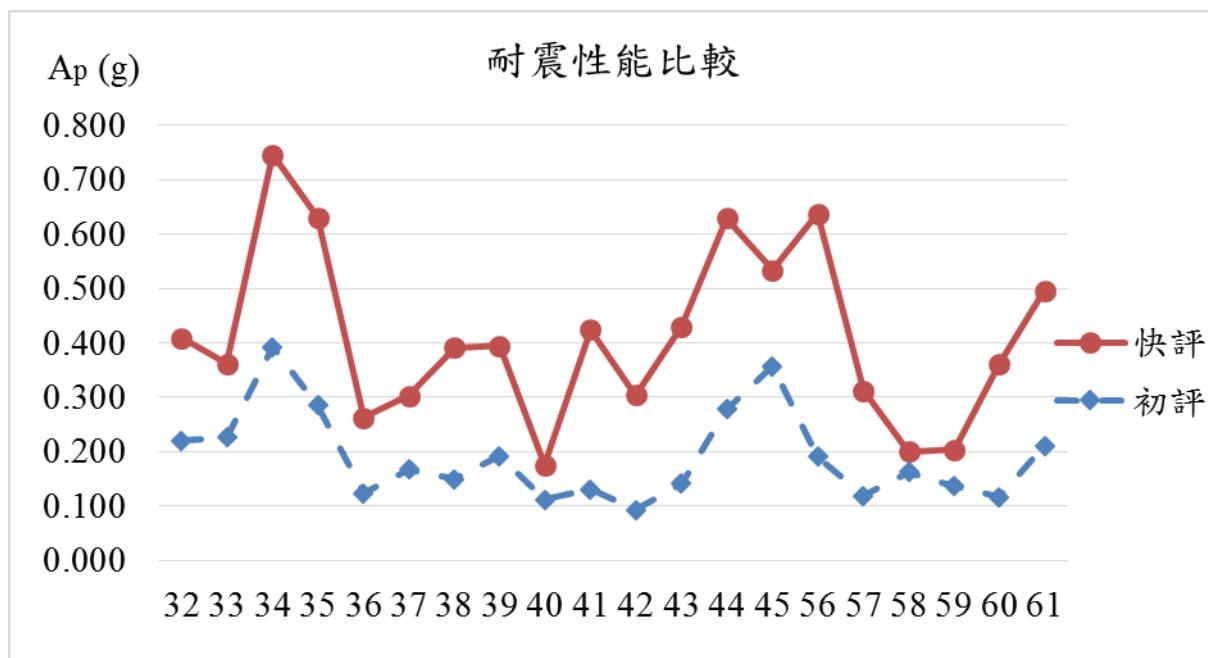


圖 4.5 初評和快評之耐震性能比較

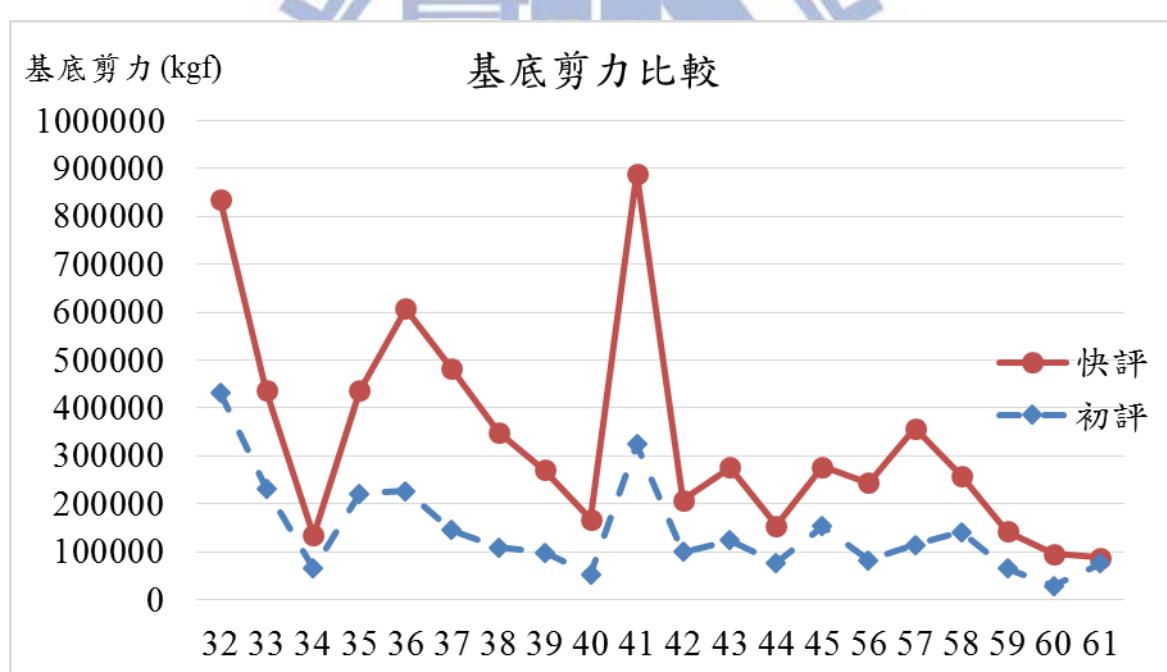


圖 4.6 初評和快評之基底剪力比較

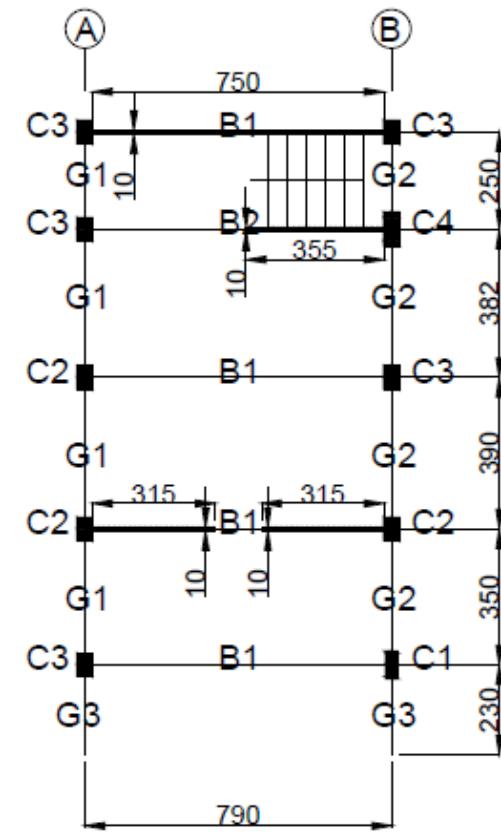
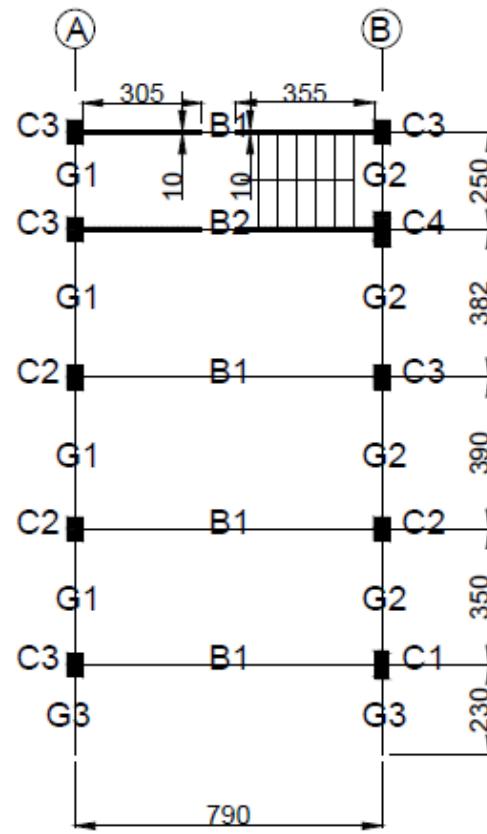
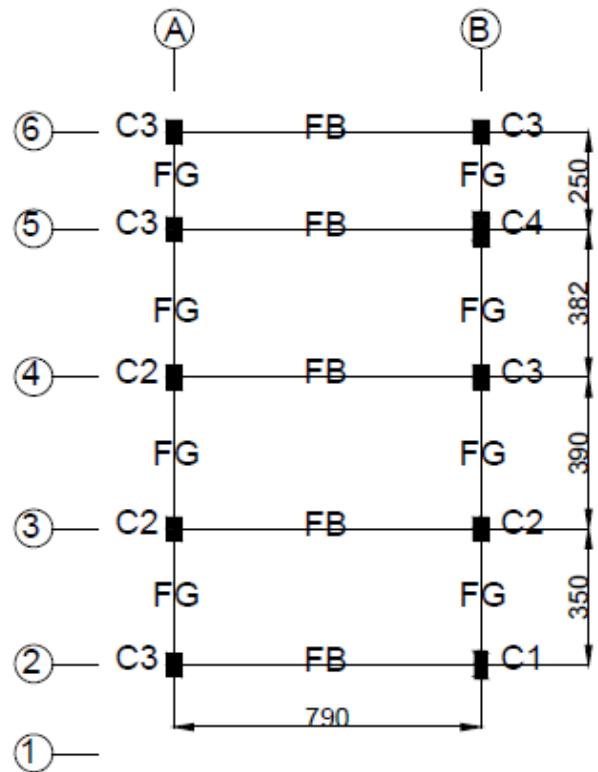
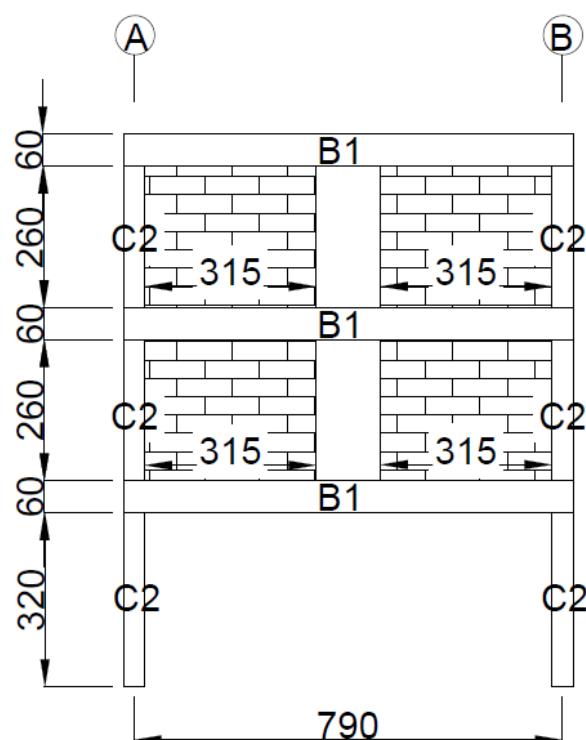
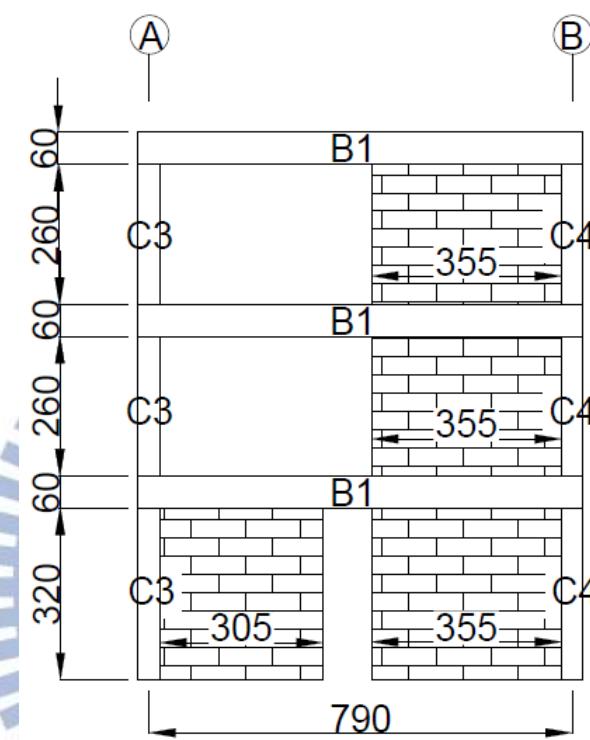


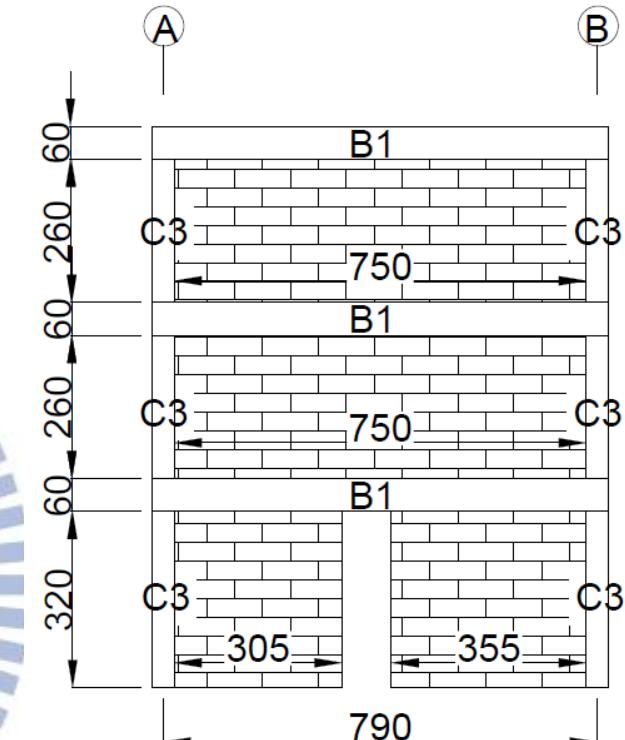
圖 5.1 案例一結構平面圖(單位 cm)



(a) 構架 3

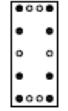
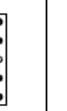
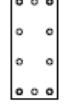
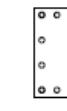
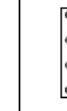
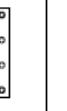


(b) 構架 5

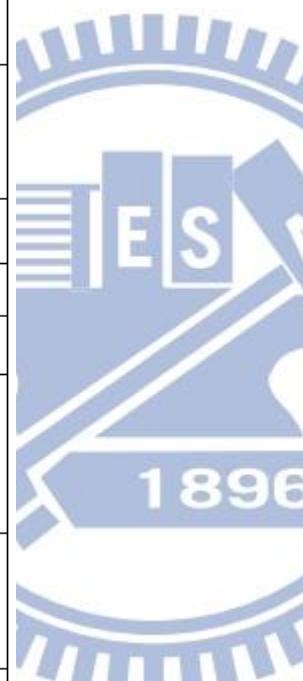


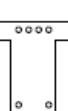
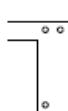
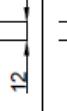
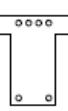
(c) 構架 6

圖 5.2 案例一結構立面圖(單位 cm)

1F			
C1	C2	C3	C4
			
30x70 ● 8-#7 ○ 6-#6	40x60 ● 6-#7 ○ 12-#6	40x60 ● 10-#7 ○ 4-#6	40x88 ● 10-#7
hoop #3@25			
2F、3F			
C1	C2	C3	C4
			
30x70 ○ 10-#6	40x60 ○ 12-#6	40x60 ○ 12-#6	40x88 ○ 14-#6
hoop #3@25			

(a)柱



1F		2F、3F	
B1	B2	B1	B2
			
30x60 6-#7	30x60 5-#7	30x60 6-#6	30x60 5-#6
hoop #3@25			
1F、2F、3F			
G1	G2	G3	FB FG
			
30x60 6-#6	30x60 6-#6	30x60 6-#6	30x150
hoop #3@25			

(b)梁

圖 5.3 案例一配筋圖(單位 cm)

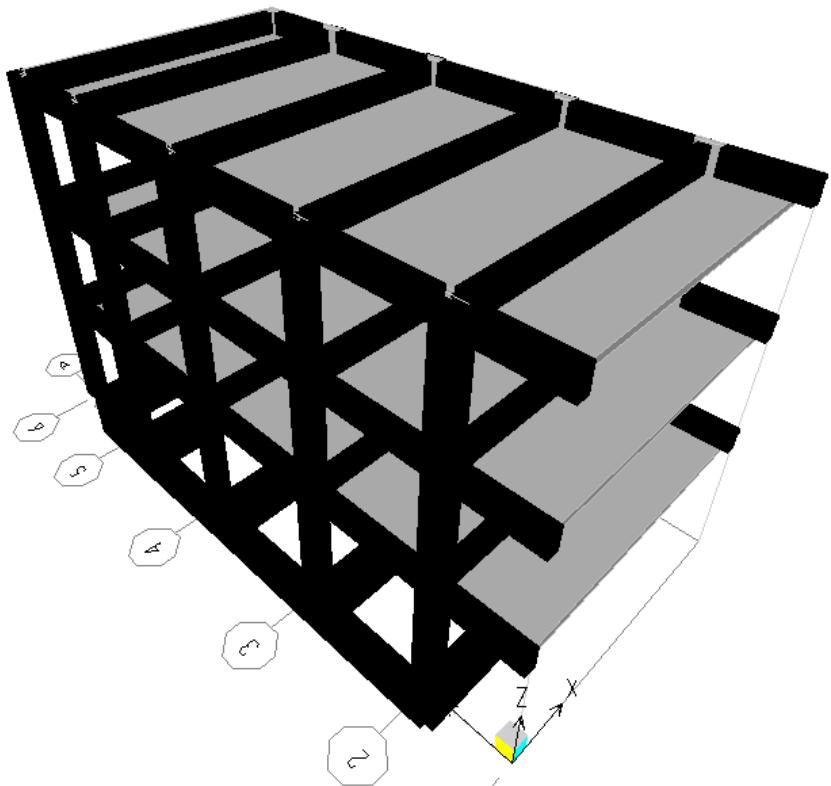


圖 5.4 案例一 ETABS 模型 3D 圖

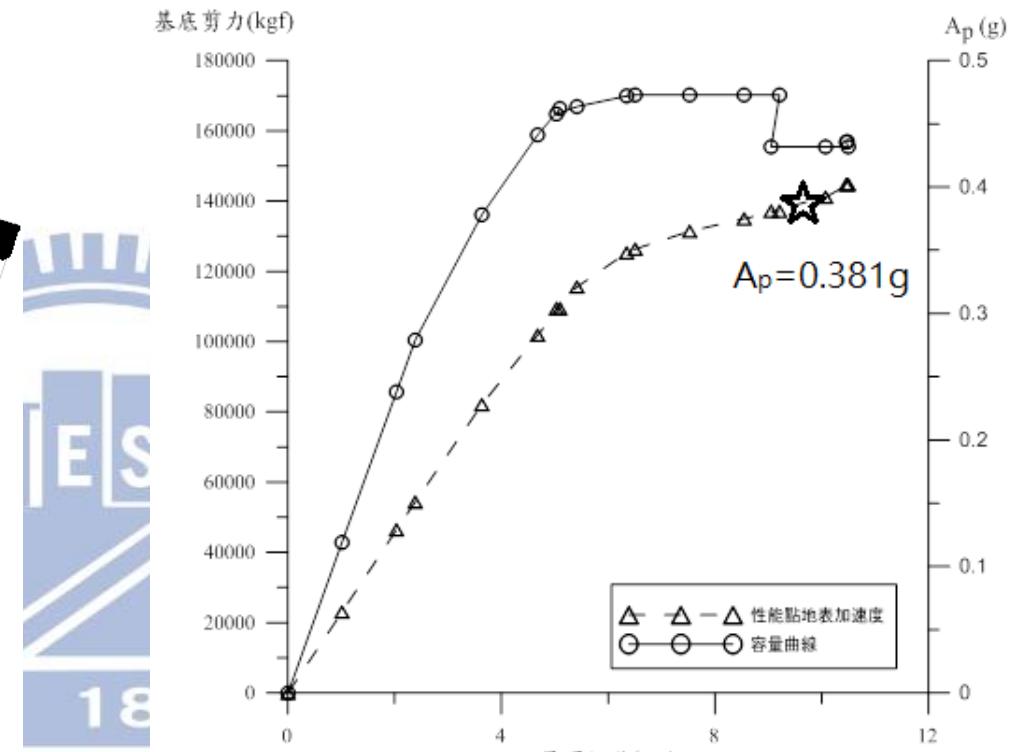


圖 5.5 案例一容量曲線和耐震性能

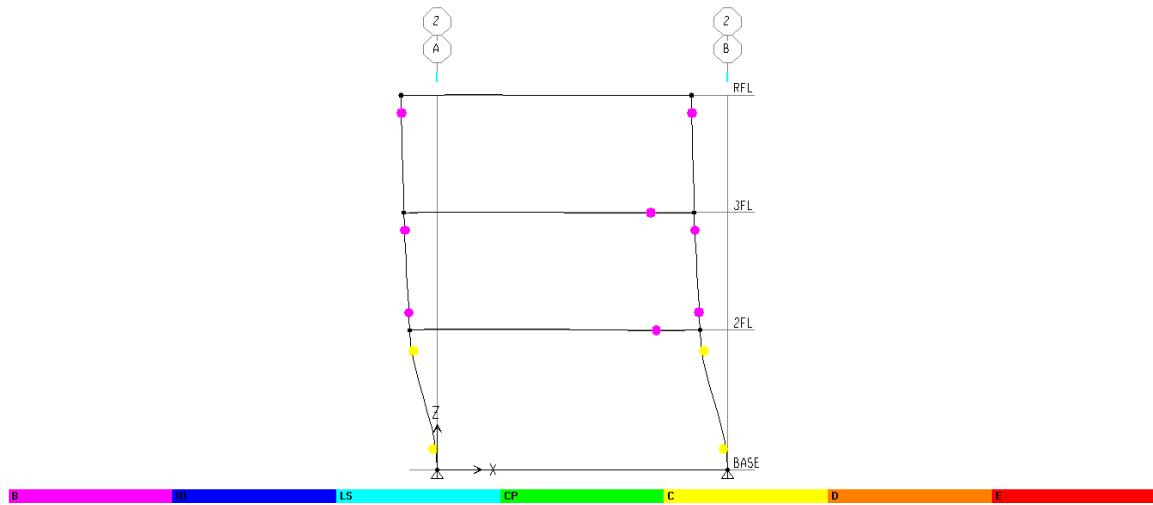


圖 5.6 案例一構架 2 性能點塑鉸發展情形

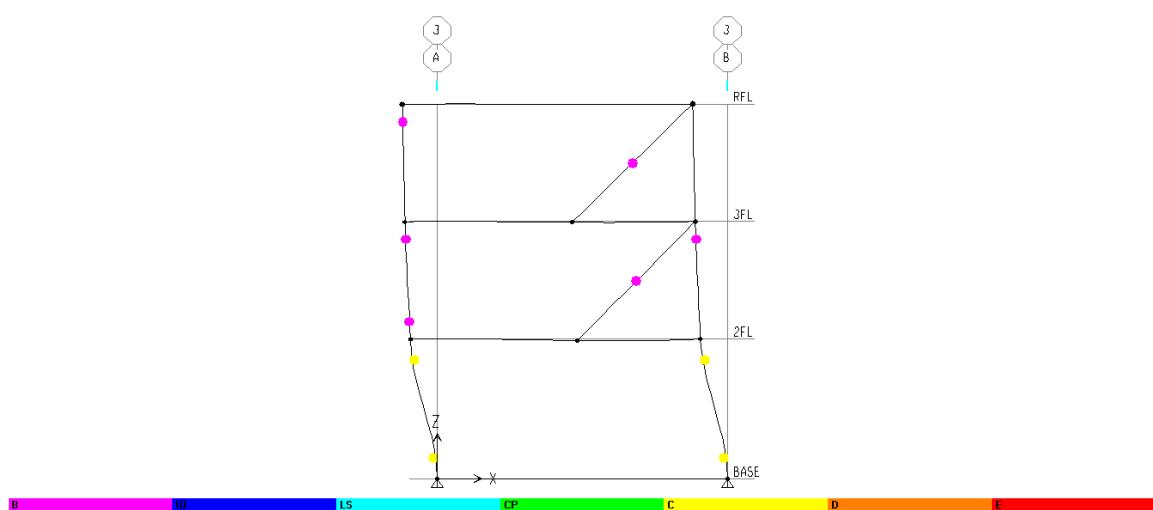


圖 5.7 案例一構架 3 性能點塑鉸發展情形

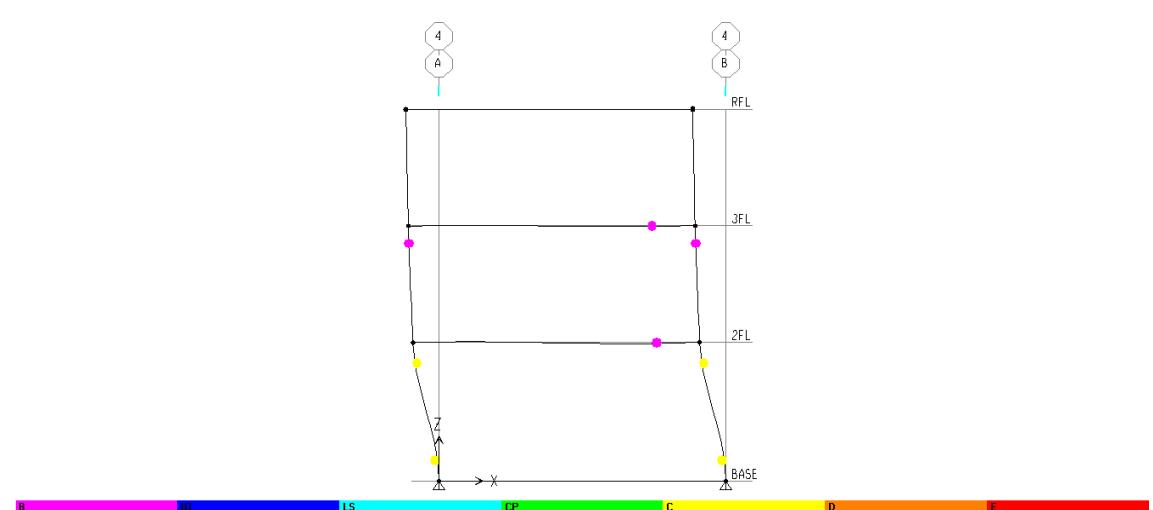


圖 5.8 案例一構架 4 性能點塑鉸發展情形

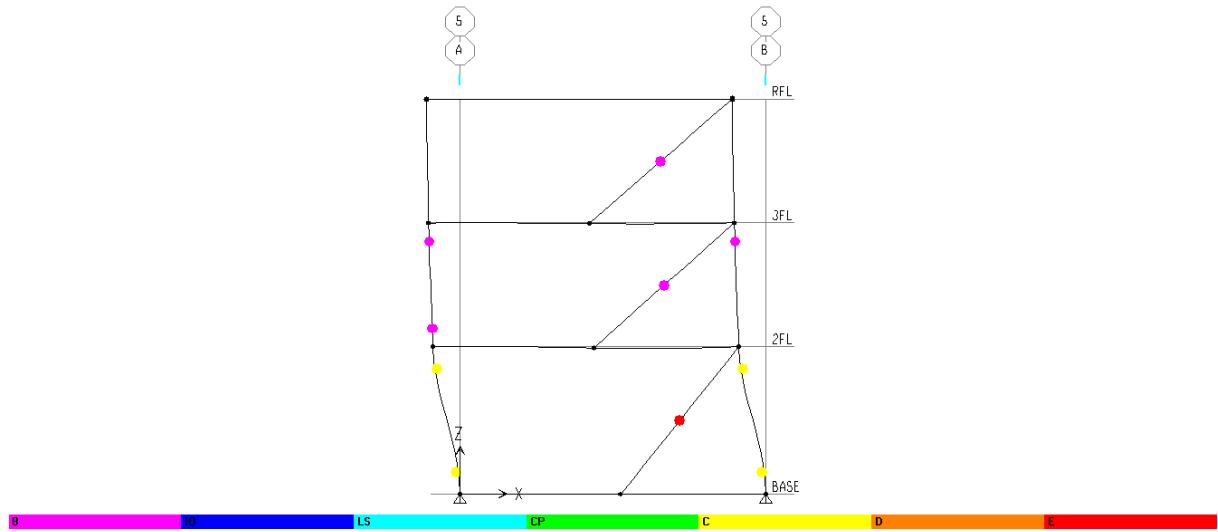


圖 5.9 案例一構架 5 性能點塑鉸發展情形

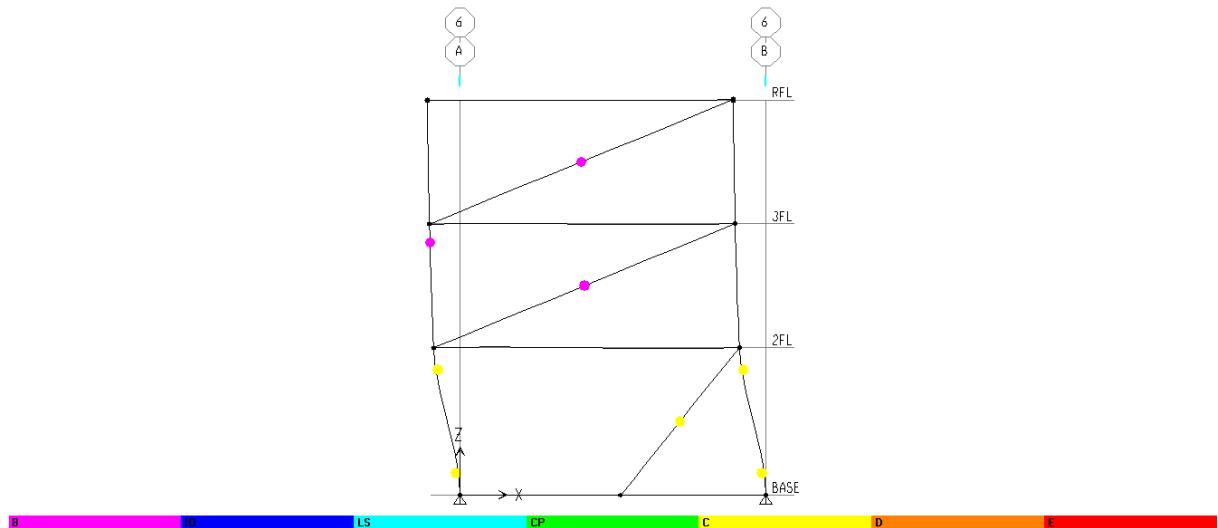


圖 5.10 案例一構架 6 性能點塑鉸發展情形

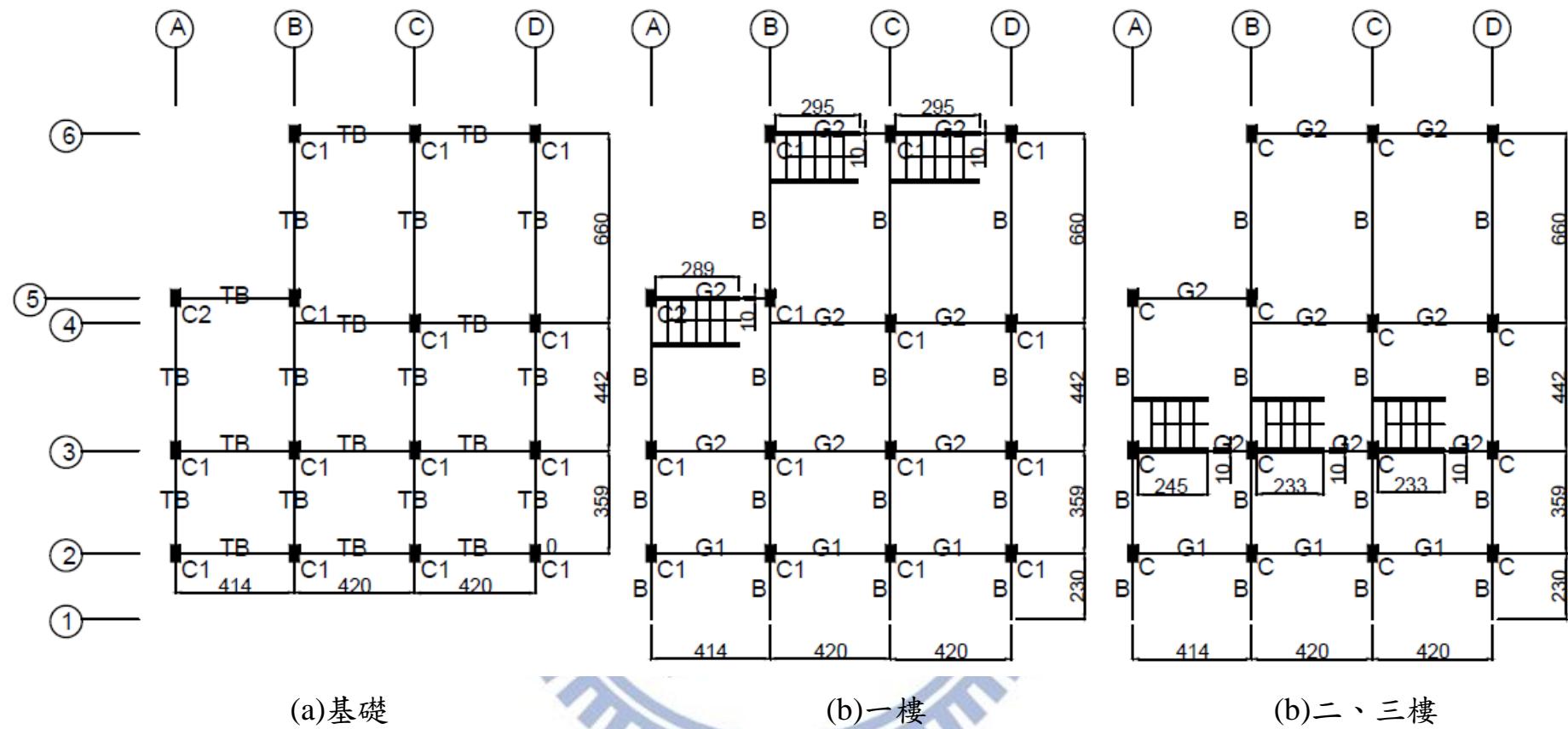
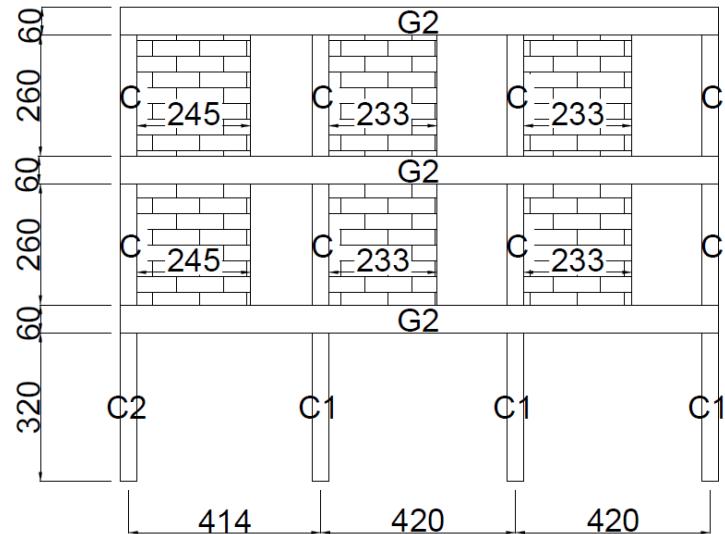
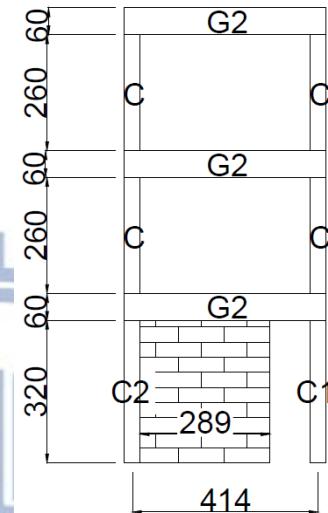


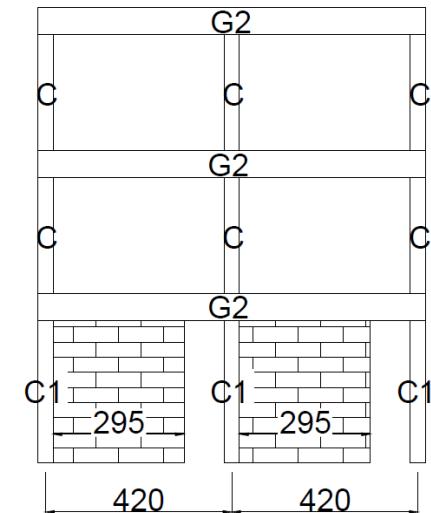
圖 5.11 案例二結構平面圖(單位 cm)



(a) 構架 3



(b) 構架 5



(c) 構架 6

圖 5.12 案例二結構立面圖(單位 cm)

1F		2F、3F	1F		2F、3F		1F~3F	
C1	C2	C	G1	G2	G1	G2	B	TB
35x60 ● 8-#7 ○ 2-#6	35x60 ● 6-#7 ○ 4-#6	35x60 10-#6	30x60 7-#7	30x60 6-#7	30x60 7-#6	30x60 6-#6	30x60	30x60
hoop #3@25			hoop #3@25			hoop #3@25		

圖 5.13 案例二配筋圖(單位 cm)

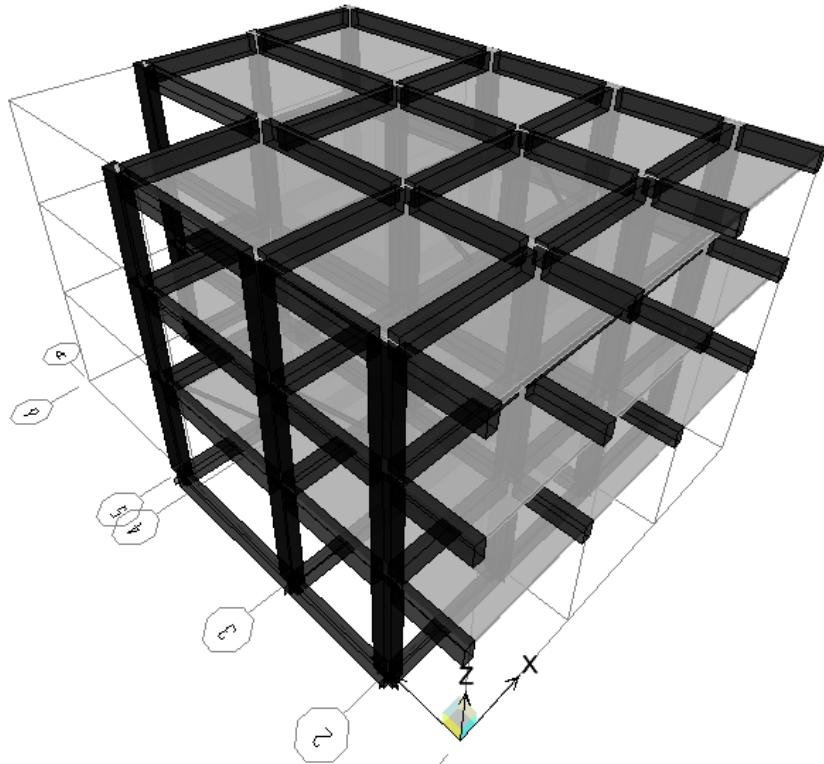


圖 5.14 案例二 ETABS 模型 3D 圖

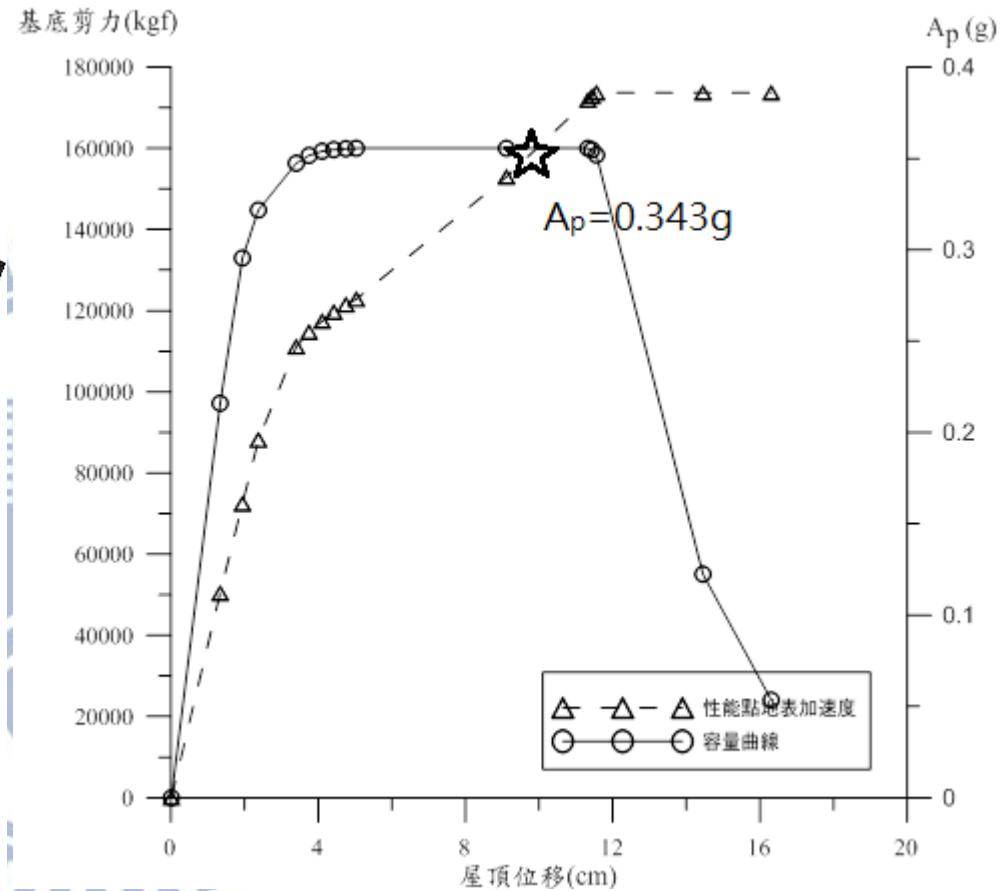


圖 5.15 案例二容量曲線和耐震性能

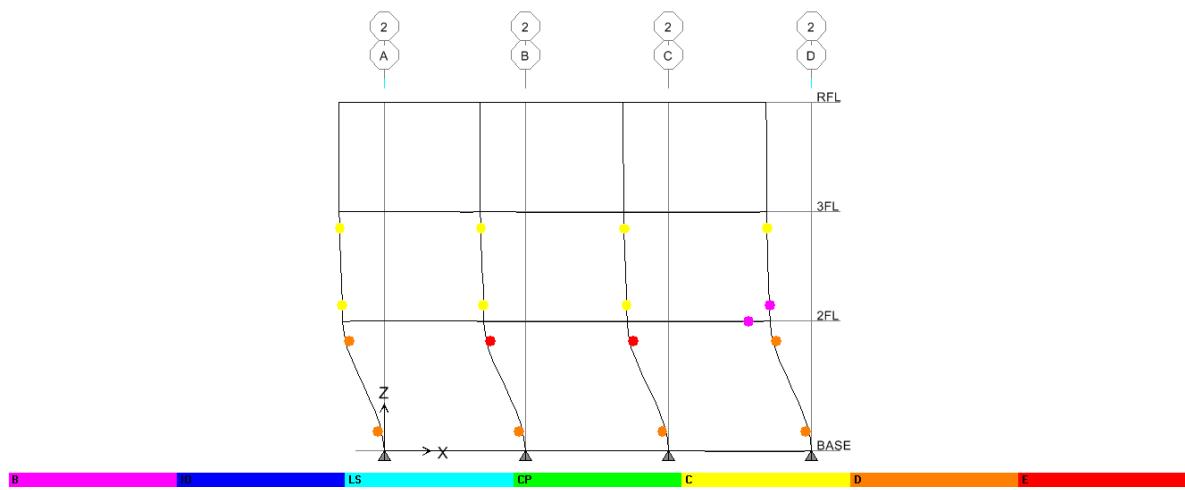


圖 5.16 案例二構架 2 性能點塑鉸發展情形

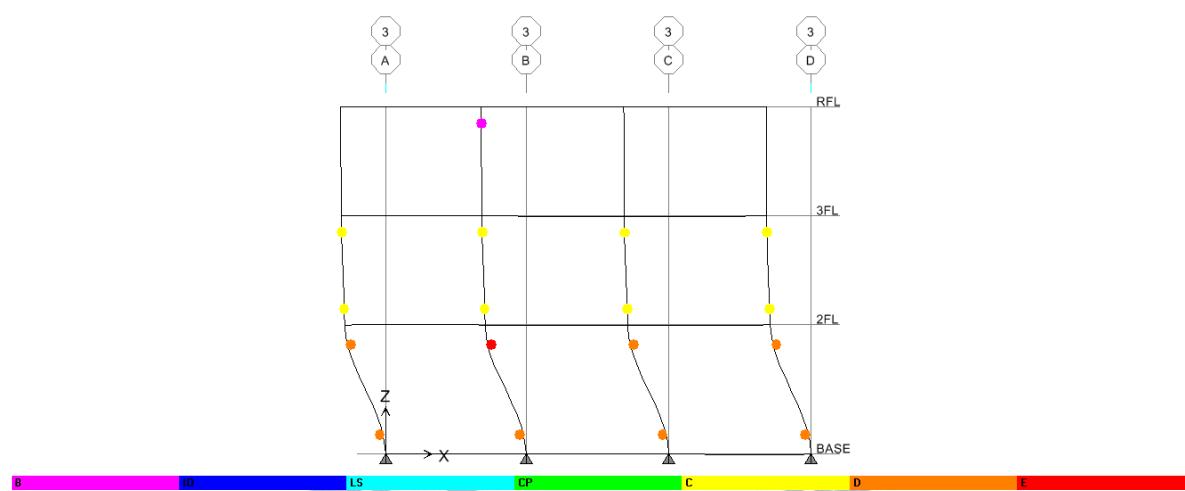


圖 5.17 案例二構架 3 性能點塑鉸發展情形

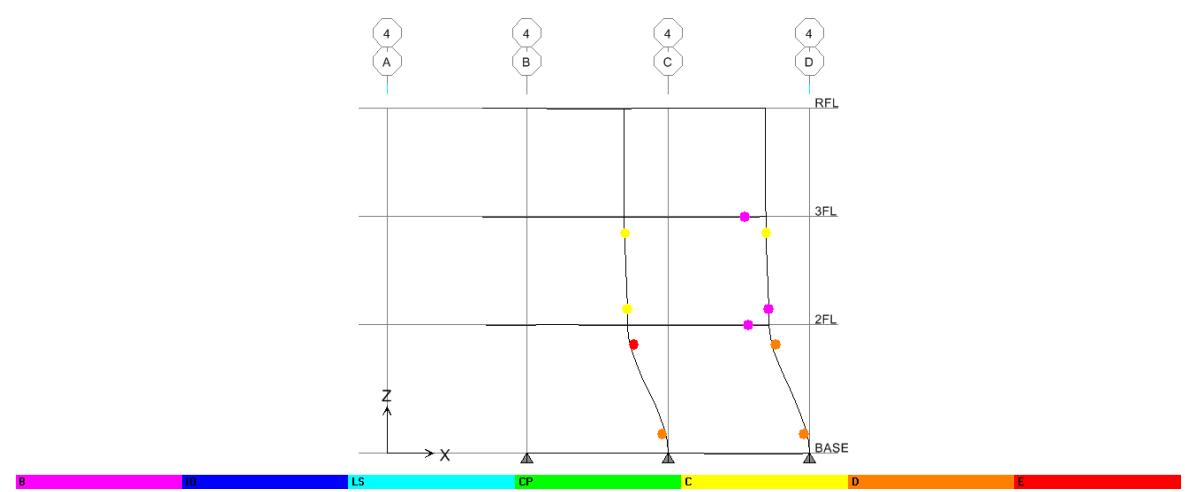


圖 5.18 案例二構架 4 性能點塑鉸發展情形

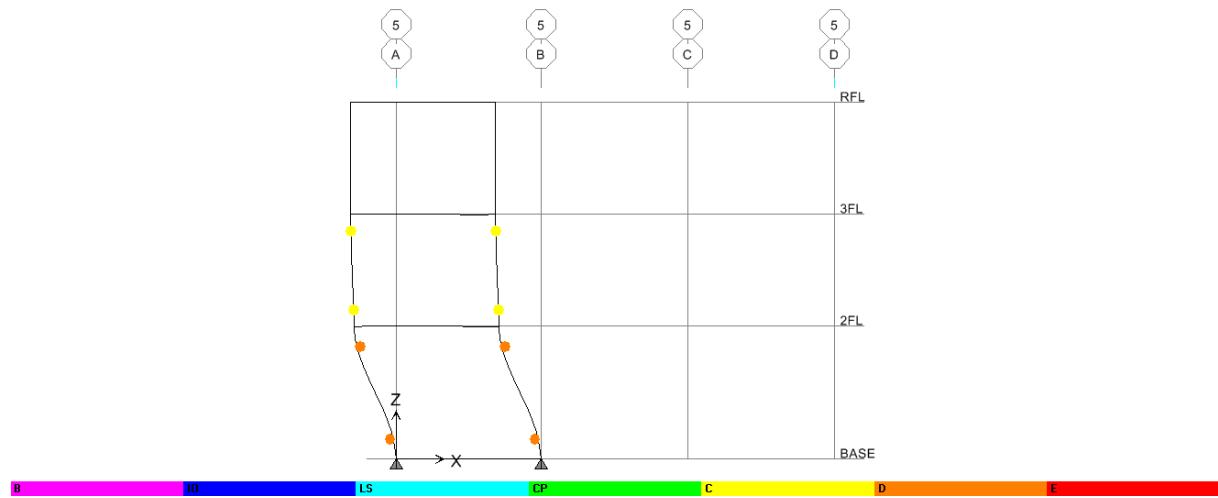


圖 5.19 案例二構架 5 性能點塑鉸發展情形

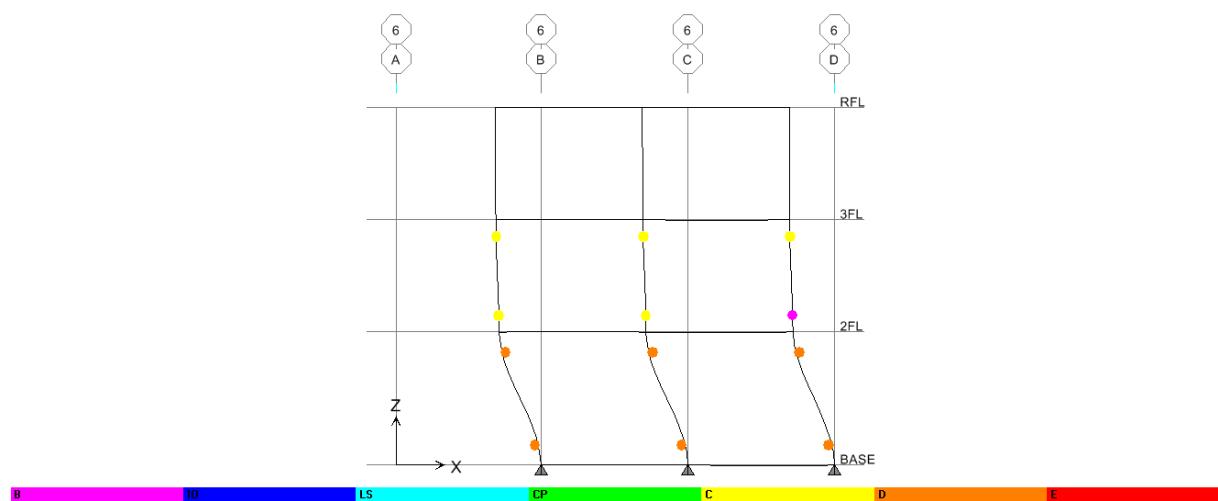
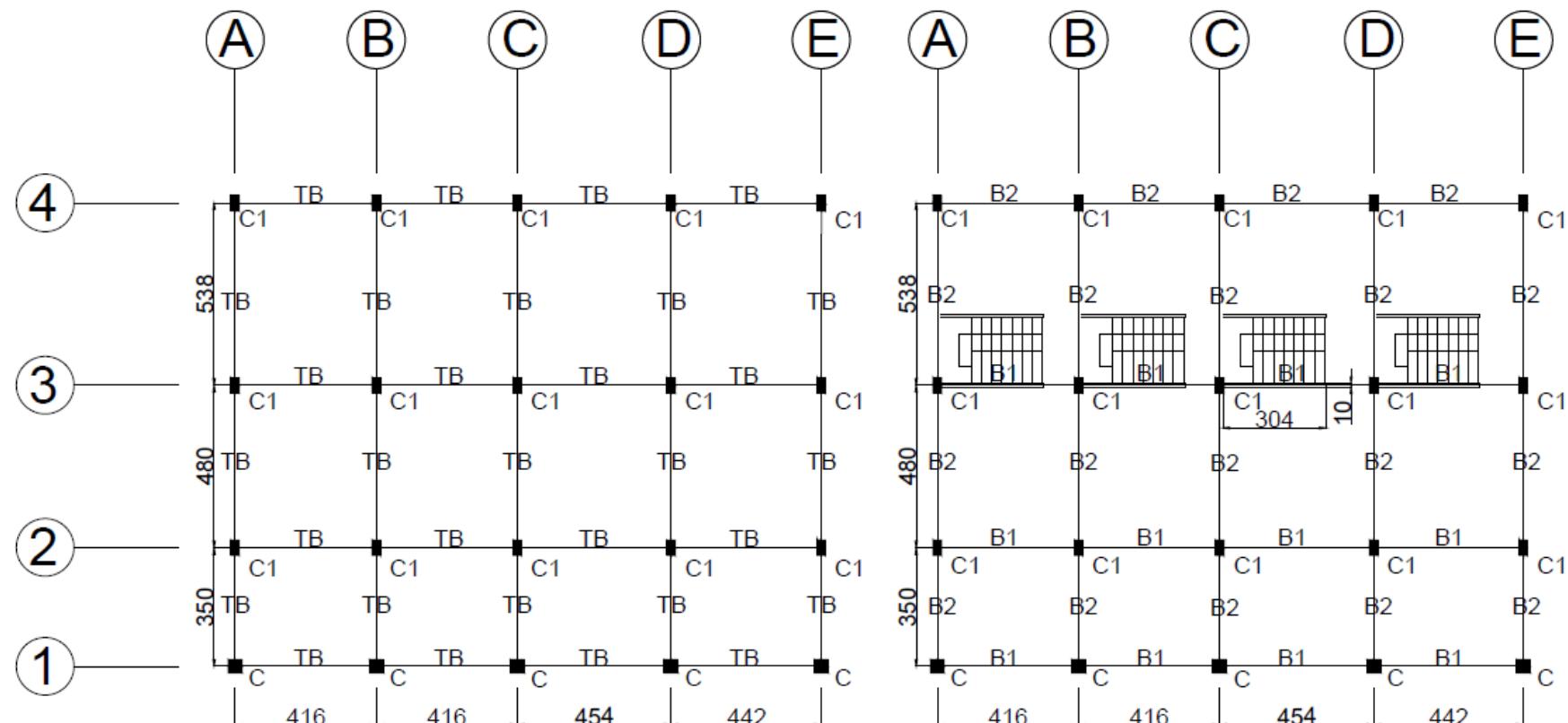


圖 5.20 案例二構架 6 性能點塑鉸發展情形



(a)基礎

(b)一樓、二樓、三樓

圖 5.21 案例三結構平面圖(單位 cm)

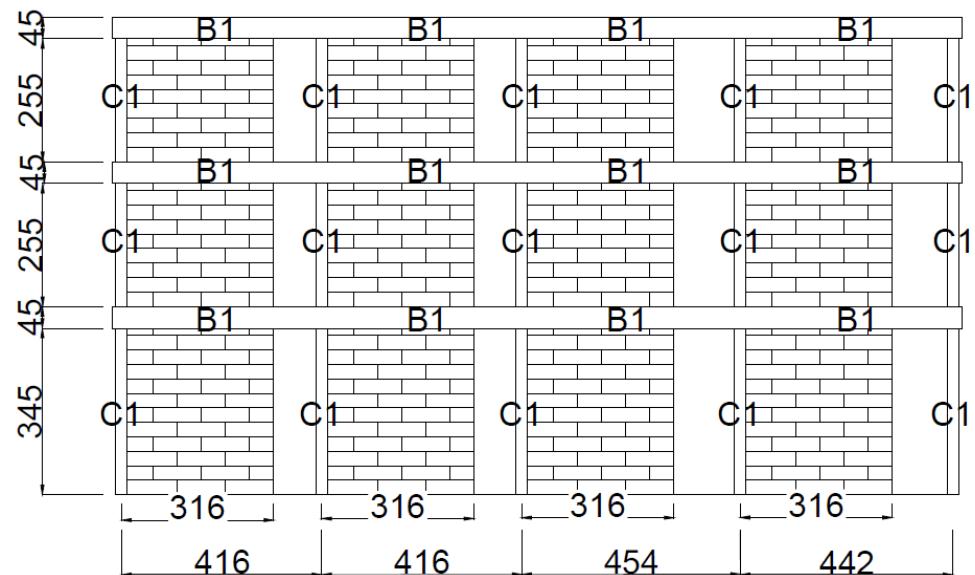


圖 5.22 案例三結構立面圖(構架 3)(單位 cm)

1F		2F 、 3F		
C	C1	C	C1	TB
40X40 8-#5	24X40 8-#5	24X36 6-#5	24X36 6-#5	24X36
hoop #3@25				
1F		2F 、 3F		
B1	B2	B1	B2	
30X45 4-#5 2-#6	24X40 5-#5	30X45 6-#5	24X36 5-#5	
hoop #3@20				

圖 5.23 案例三配筋圖(單位 cm)

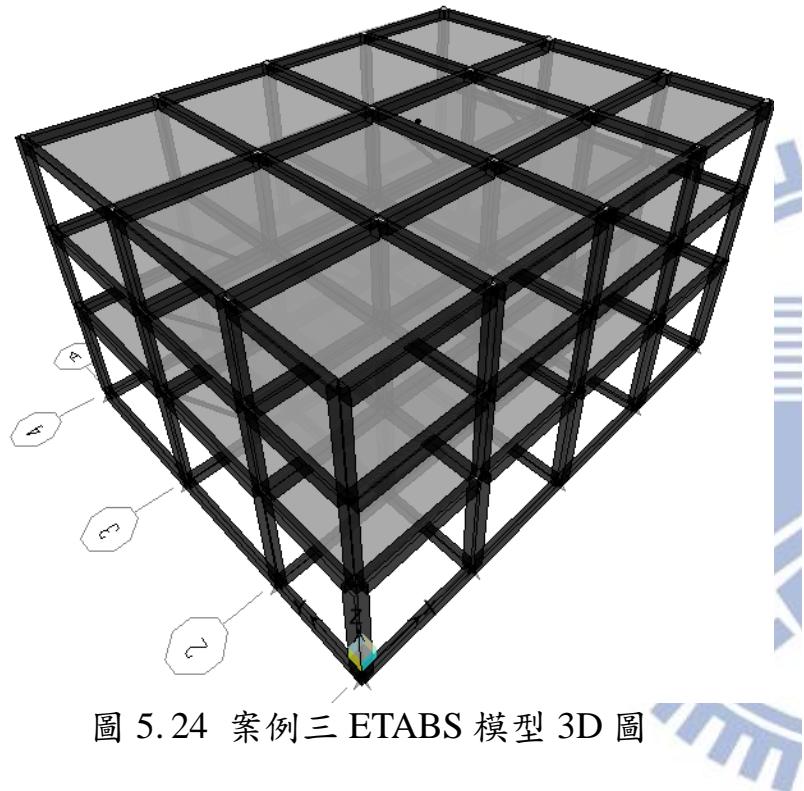


圖 5.24 案例三 ETABS 模型 3D 圖

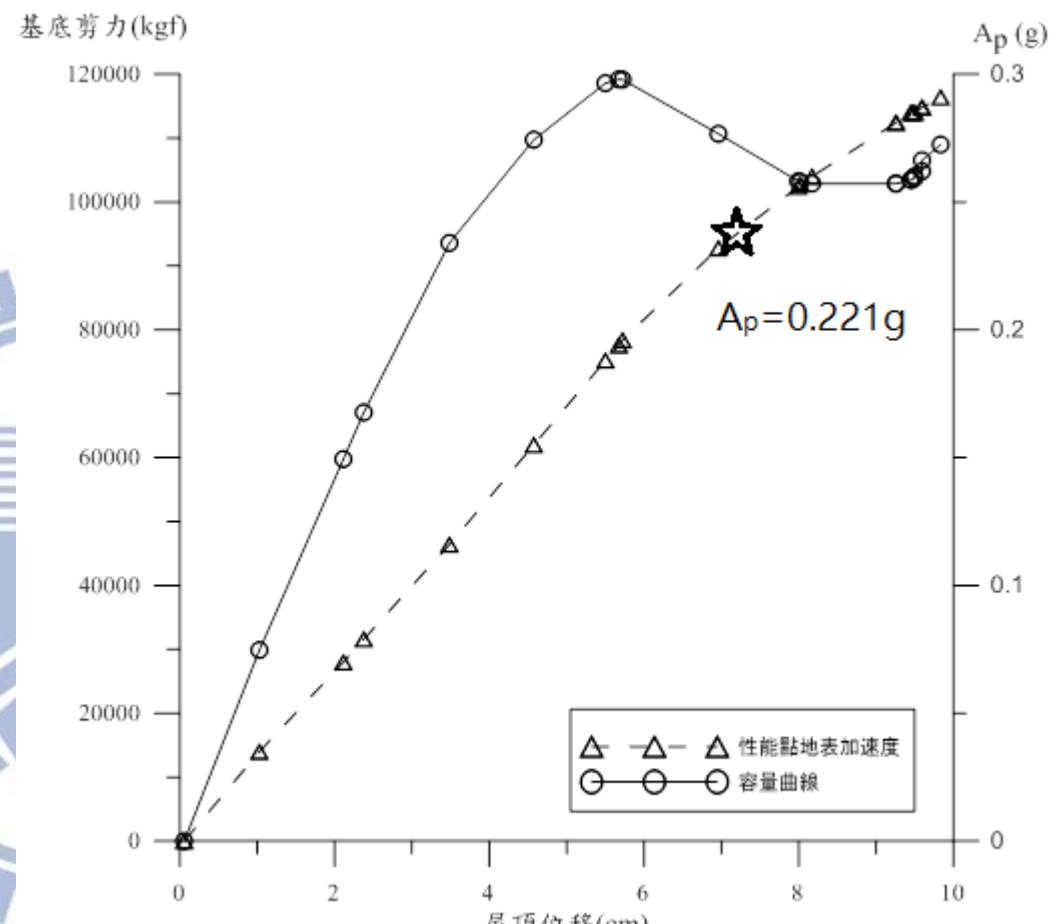


圖 5.25 案例三容量曲線和耐震性能

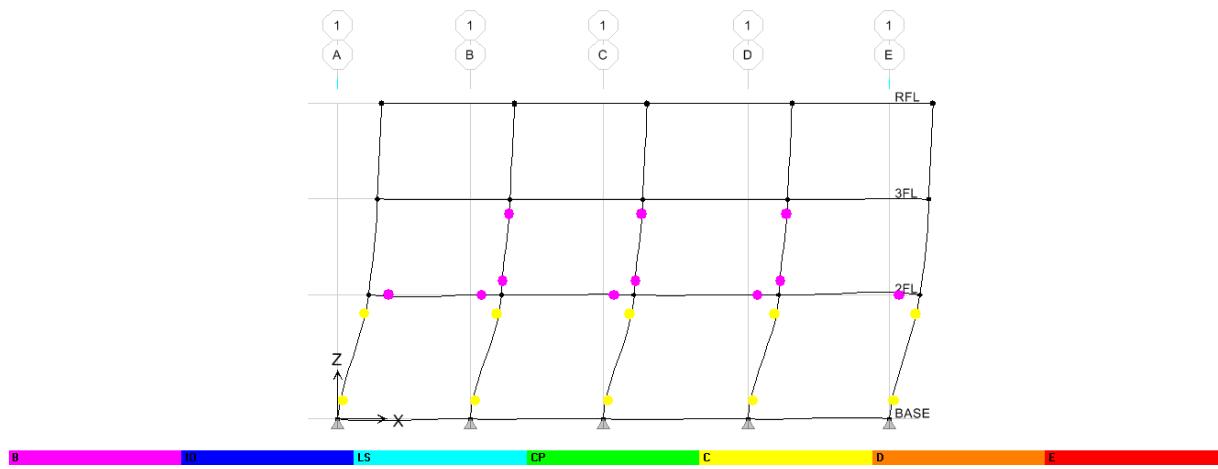


圖 5.26 案例三構架 1 性能點塑鉸發展情形

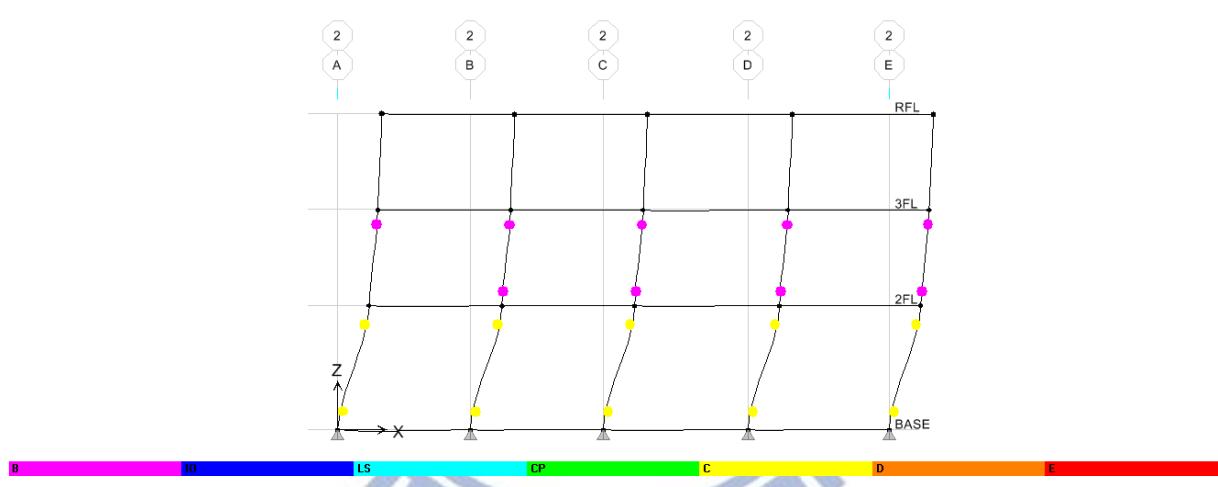


圖 5.27 案例三構架 2 性能點塑鉸發展情形

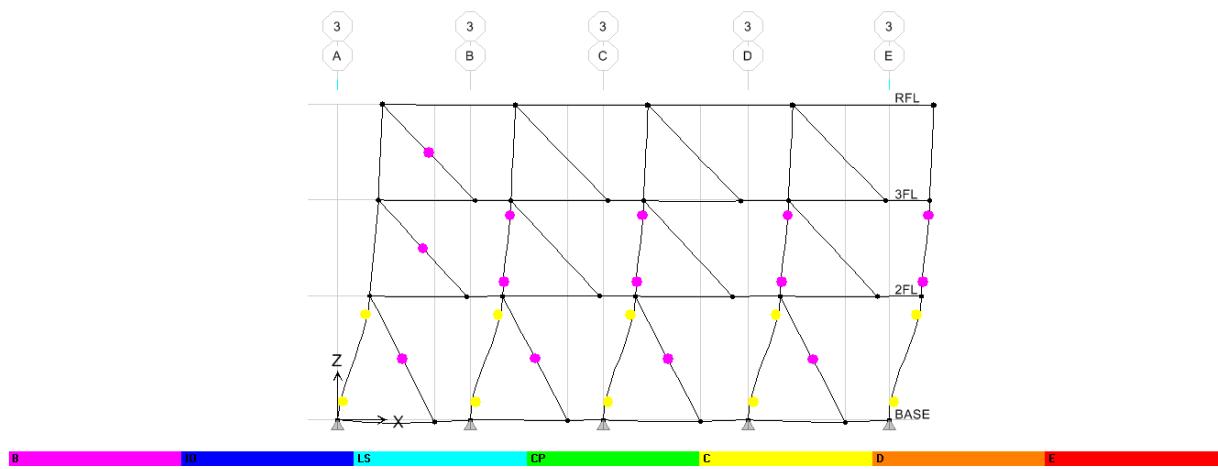


圖 5.28 案例三構架 3 性能點塑鉸發展情形

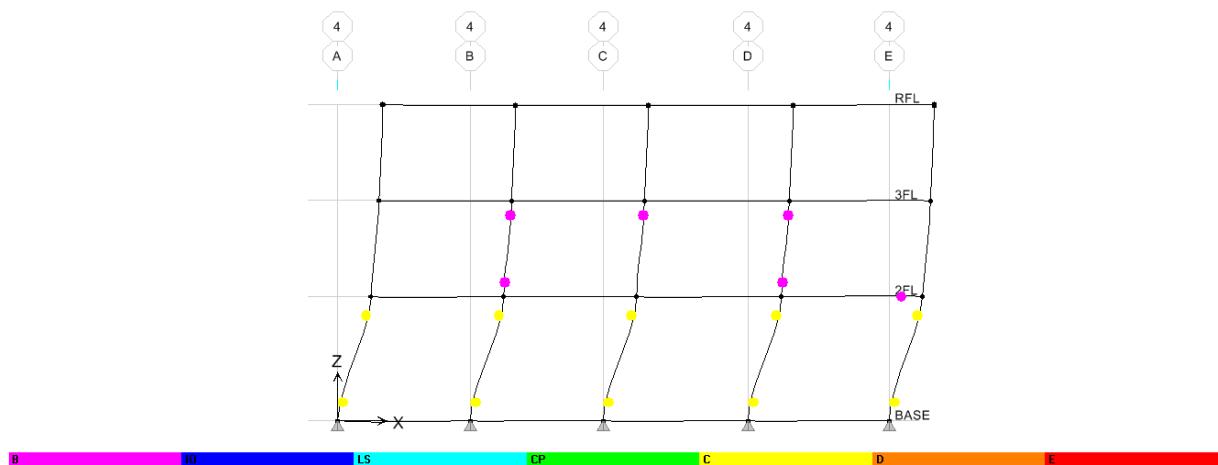


圖 5.29 案例三構架 4 性能點塑鉸發展情形

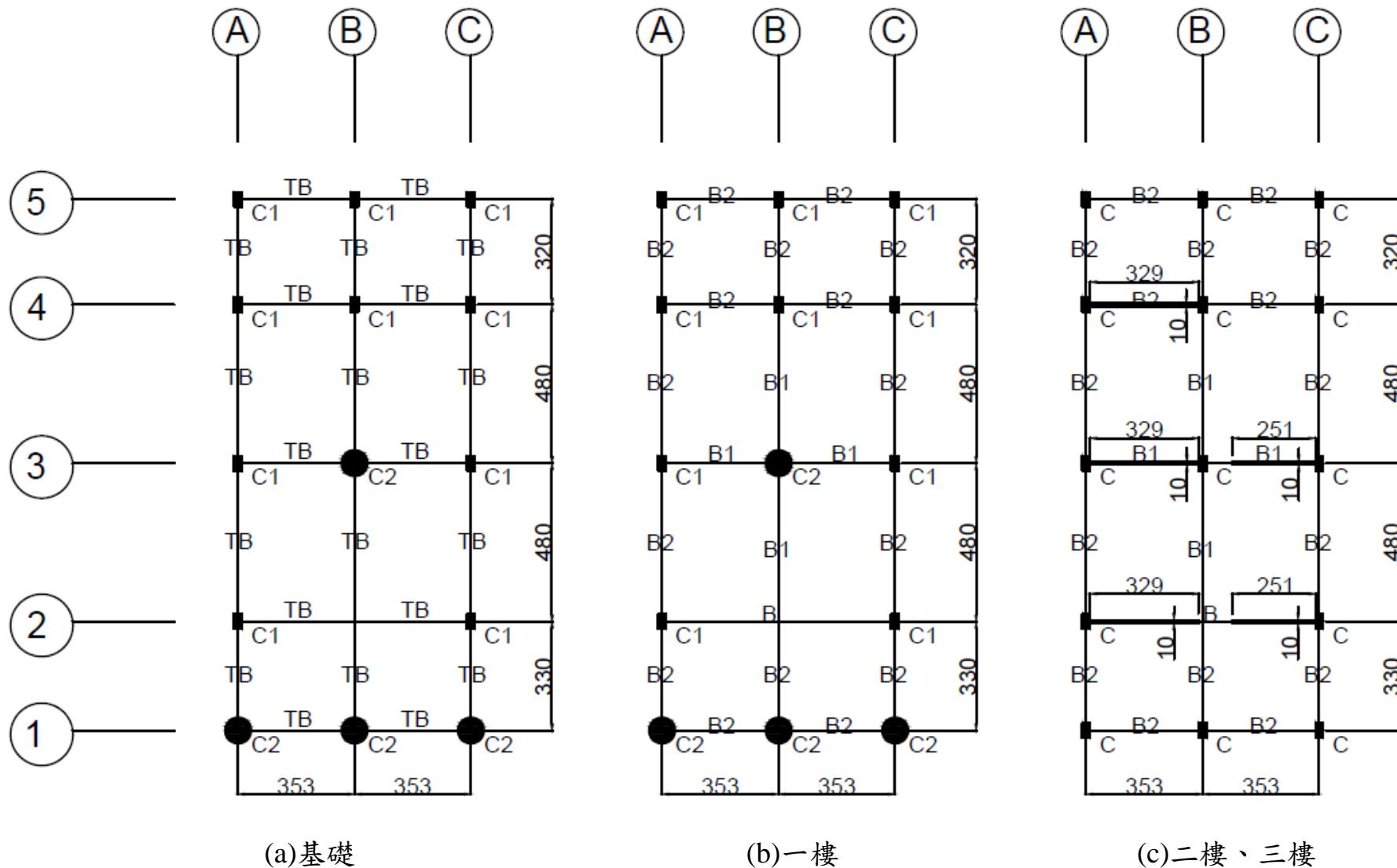


圖 5.30 案例四結構平面圖(單位 cm)

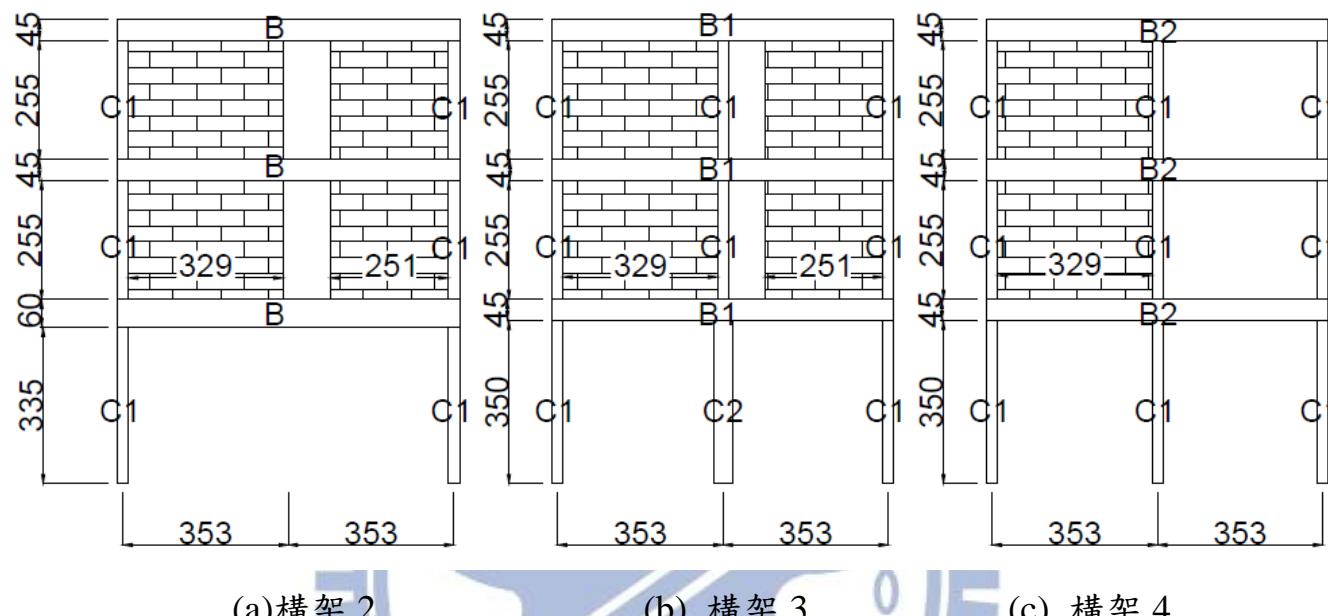


圖 5.31 案例四結構立面圖(單位 cm)

1F		2F、3F		1F、2F			3F			TB
C1	C2	C	B	B1	B2	B	B1	B2		
24X45 8-#6	D40 8-#6	24X40 8-#6	30X60 6-#7	30X45 6-#6	24X45 5-#5	30X60 6-#7	30X45 6-#5	24X36 5-#5	24X40	
hoop #3@25		hoop #3@20			hoop #3@20					

圖 5.32 案例四配筋圖(單位 cm)

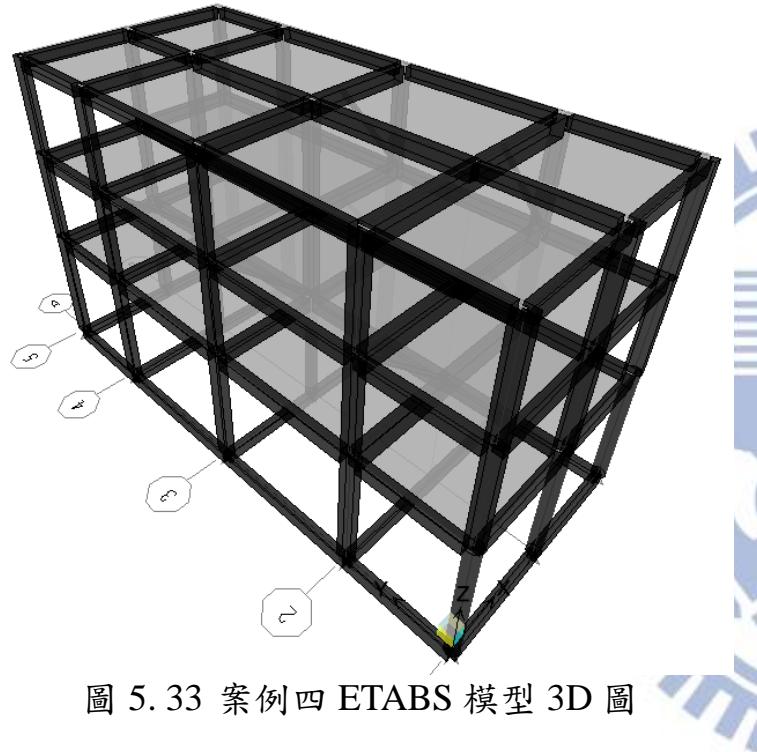


圖 5.33 案例四 ETABS 模型 3D 圖

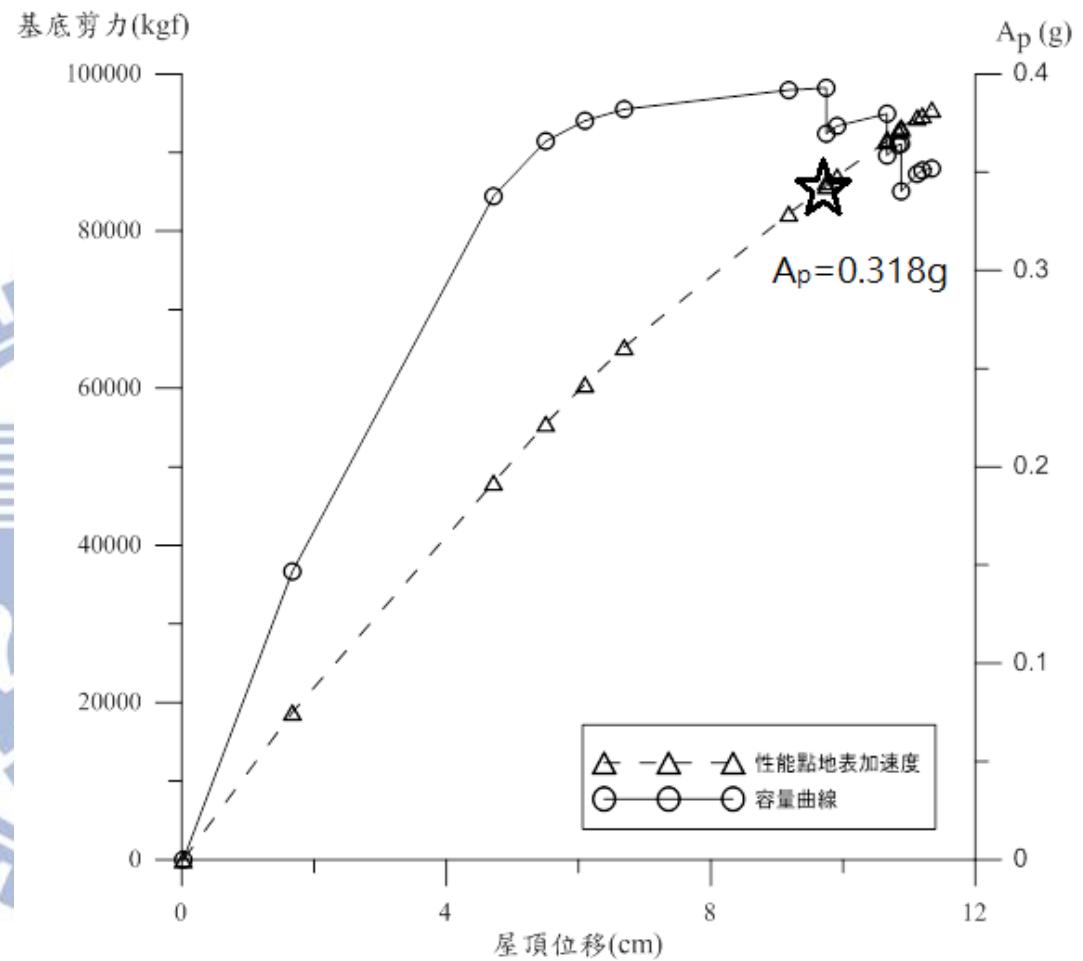


圖 5.34 案例四側推曲線和耐震性能

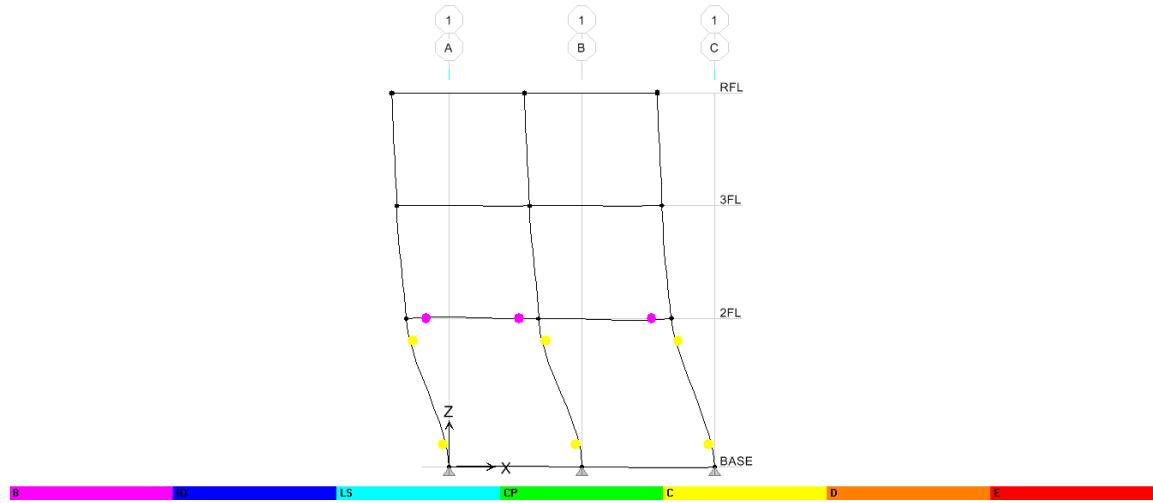


圖 5.35 案例四構架 1 性能點塑鉸發展情形

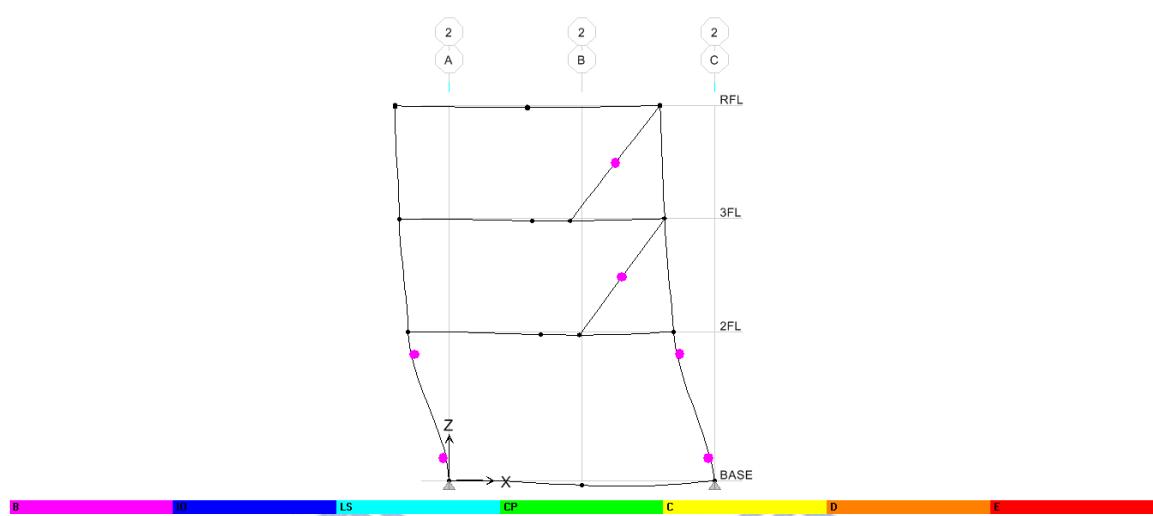


圖 5.36 案例四構架 2 性能點塑鉸發展情形

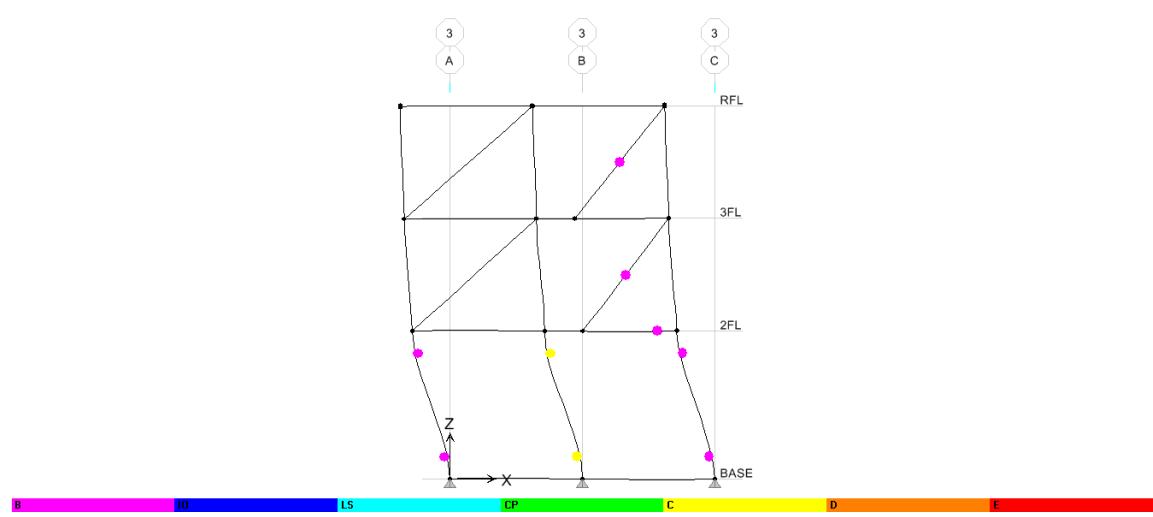


圖 5.37 案例四構架 3 性能點塑鉸發展情形

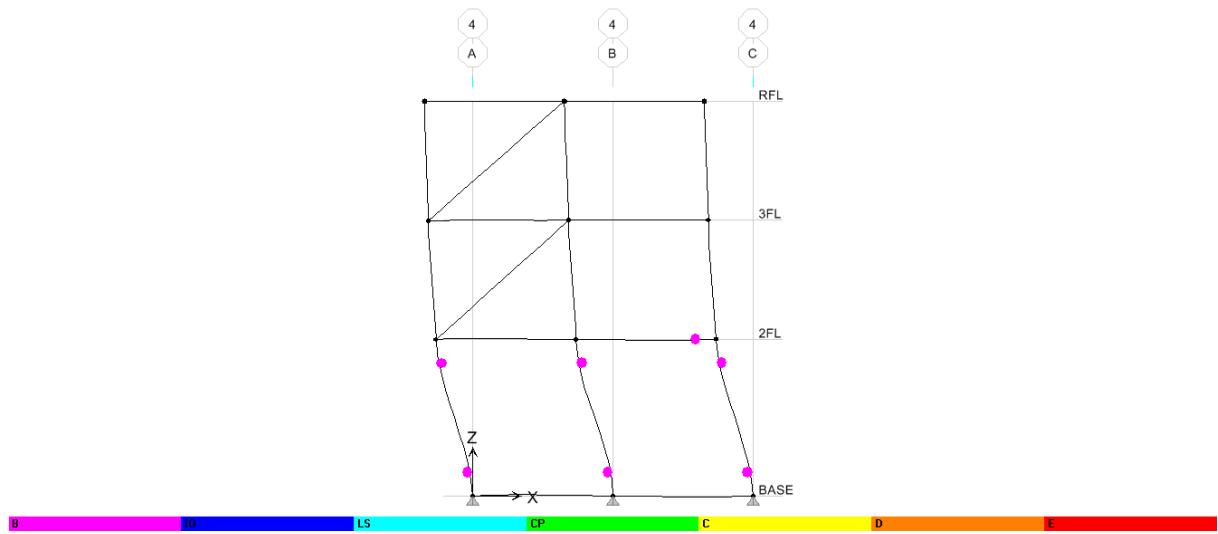


圖 5.38 案例四構架 4 性能點塑鉸發展情形

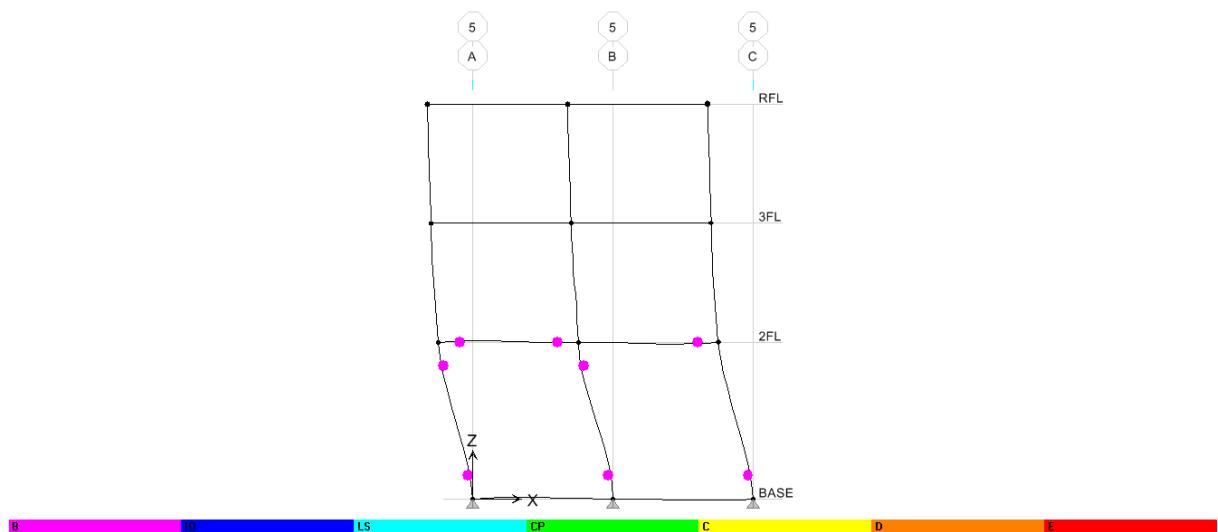
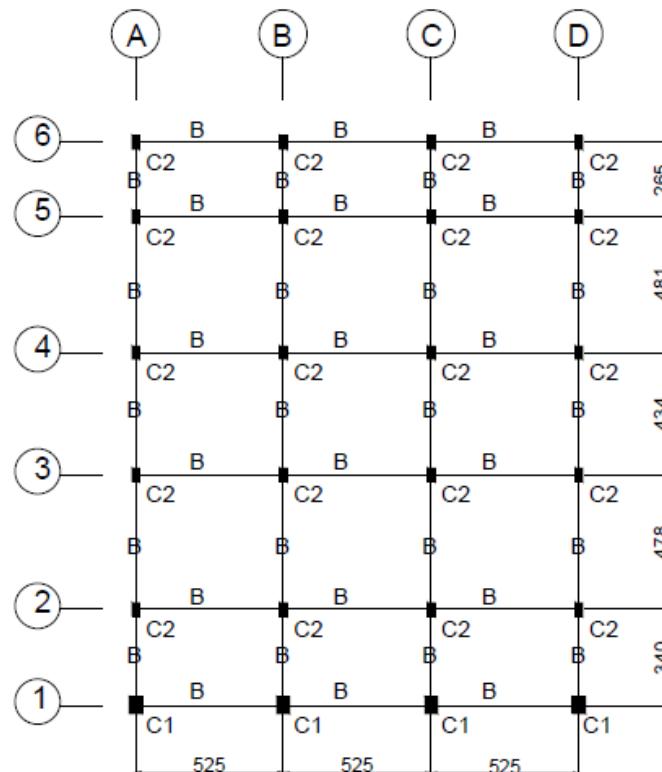
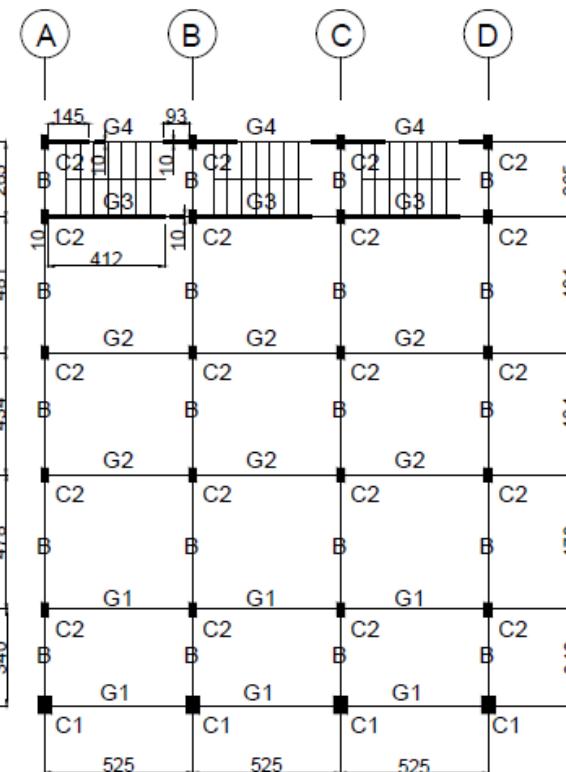


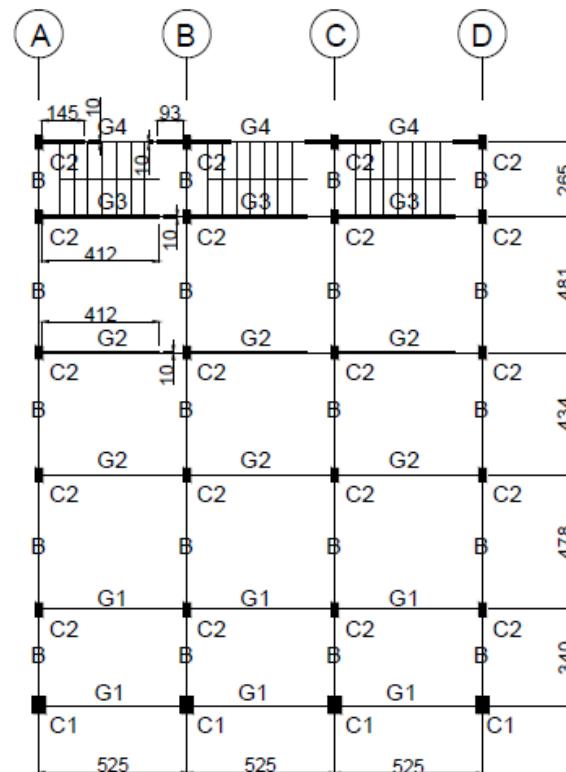
圖 5.39 案例四構架 5 性能點塑鉸發展情形



(a)基礎

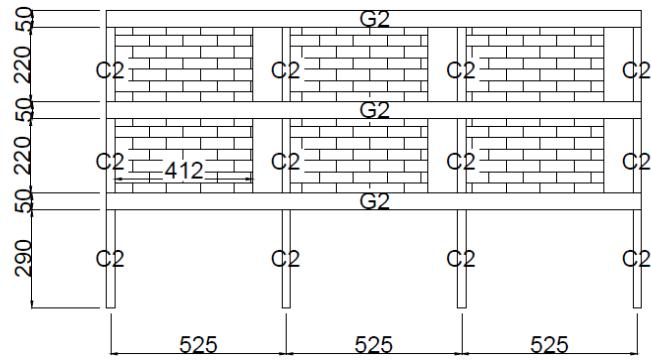


(b)一樓

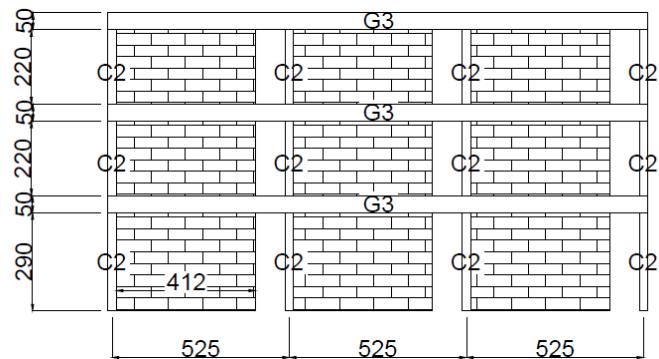


(c)二樓、三樓

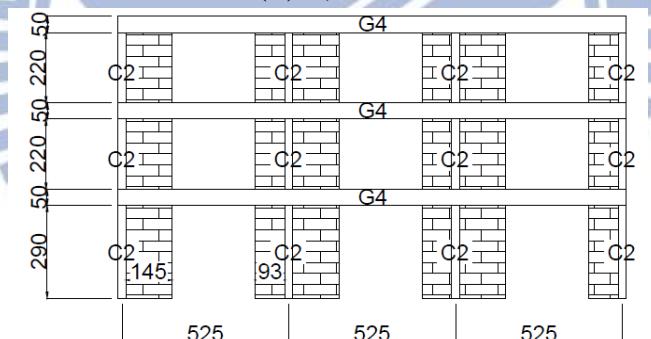
圖 5.40 案例五結構平面圖(單位 cm)



(a)構架 4



(b)構架 5

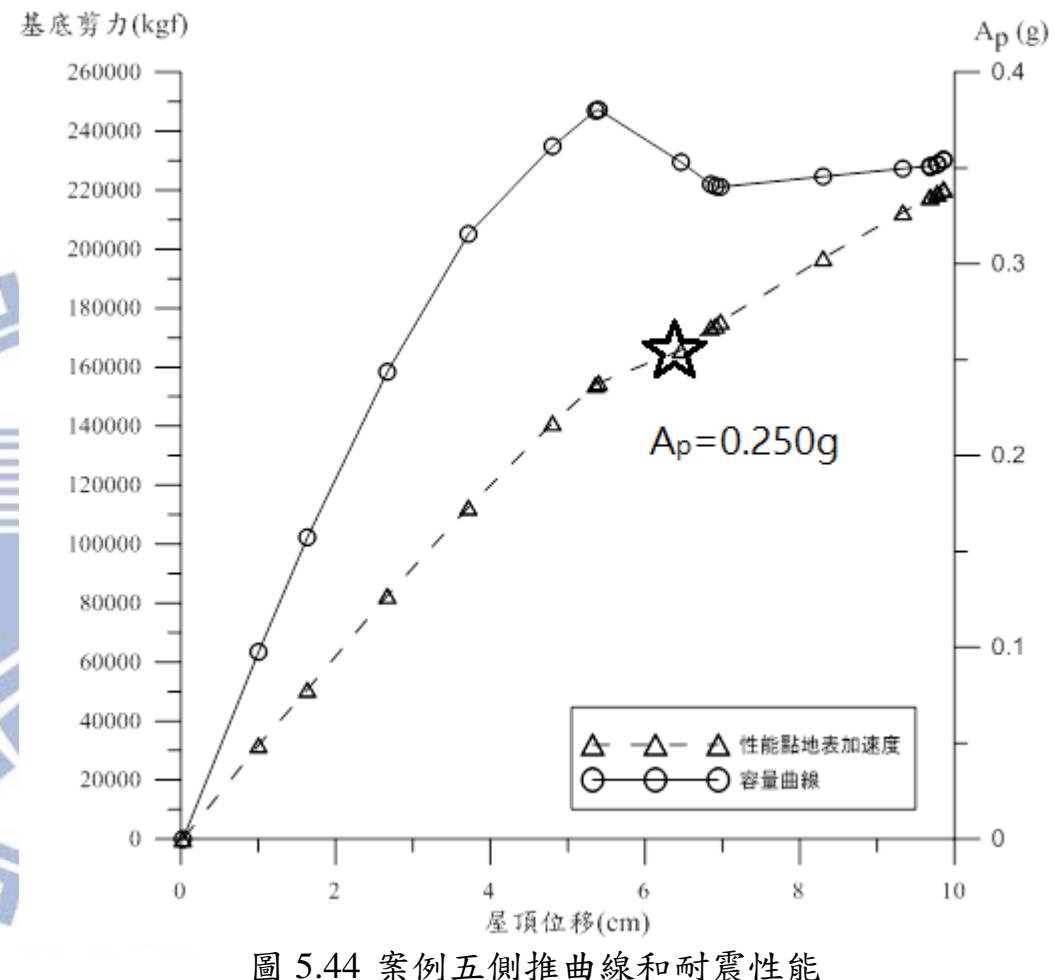
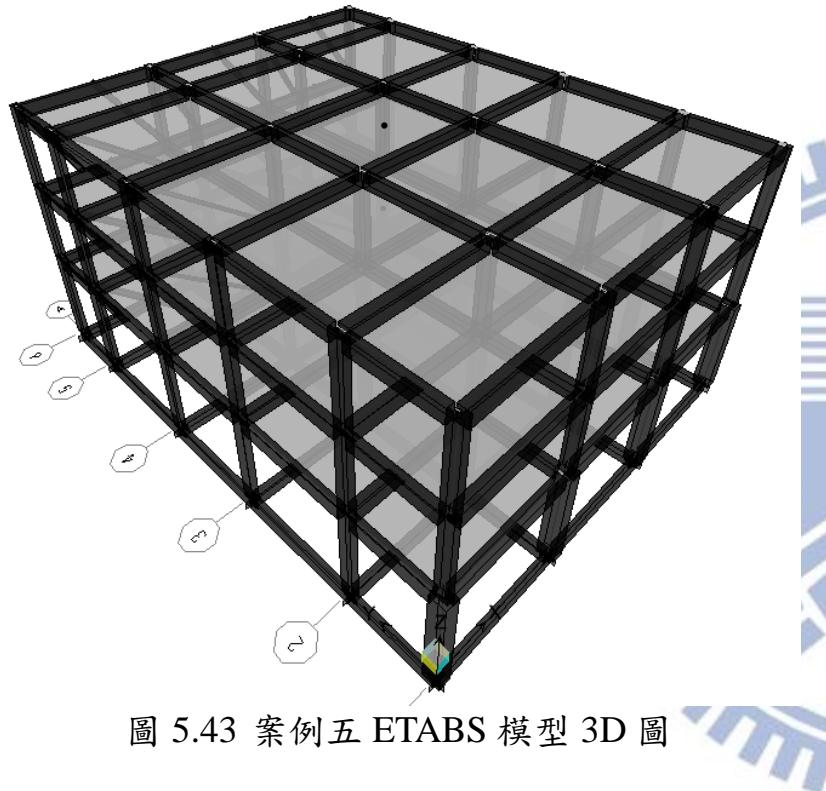


(c)構架 6

圖 5.41 案例五結構立面圖(單位 cm)

1F~3F		1F~3F					
C1	C2	B	G1	G2	G3	G4	
45X60 8-#7	25X45 8-#7	25X50	35X50	30X50	24X50	25X50	
hoop #3@25							

圖 5.42 案例五配筋圖(單位 cm)



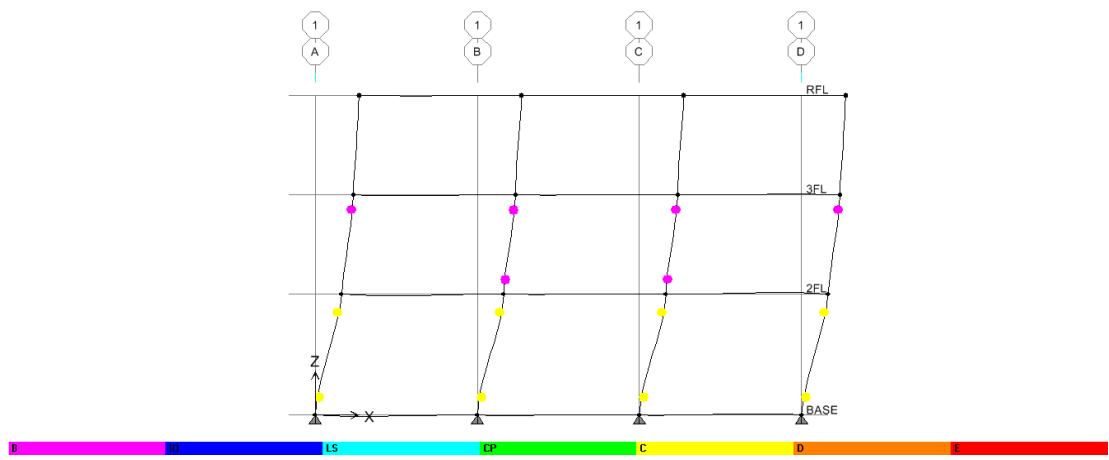


圖 5.45 案例五構架 1 性能點塑鉸發展情形

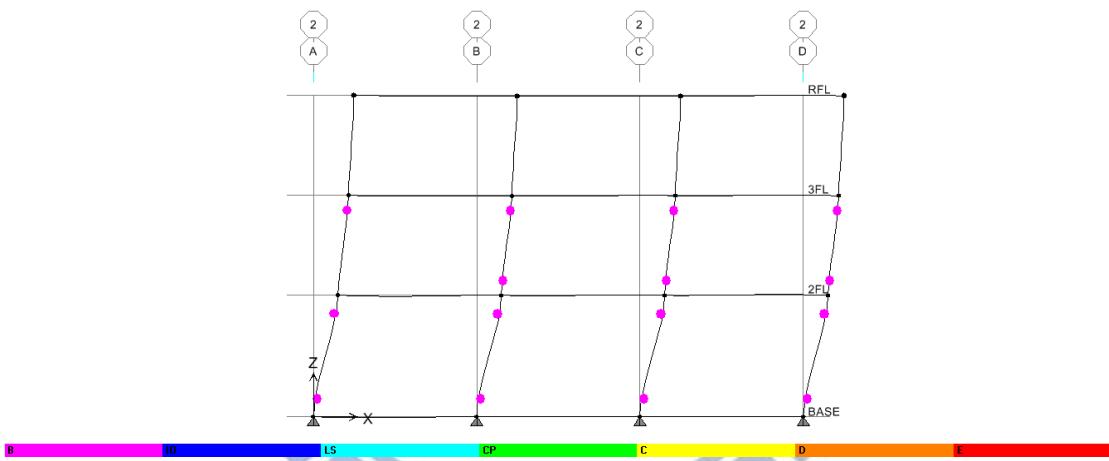


圖 5.46 案例五構架 2 性能點塑鉸發展情

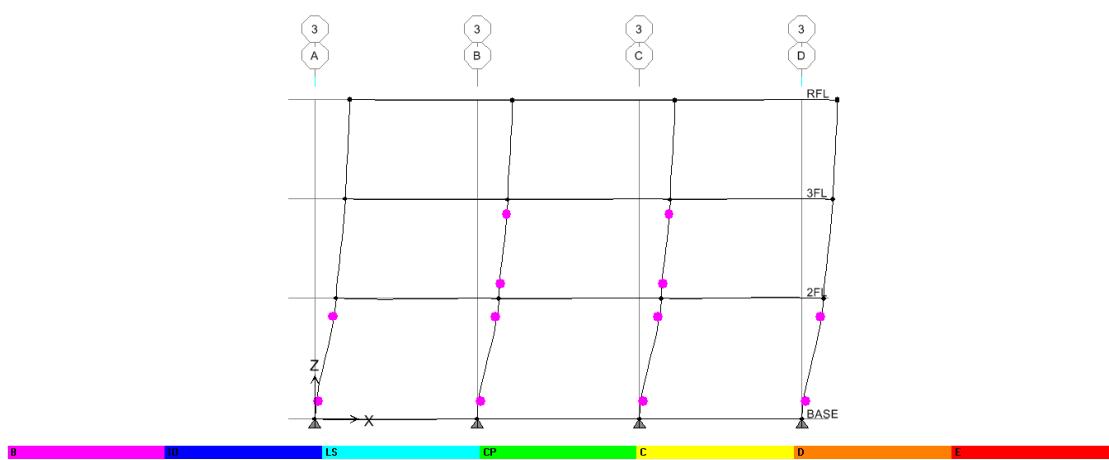


圖 5.47 案例五構架 3 性能點塑鉸發展情形

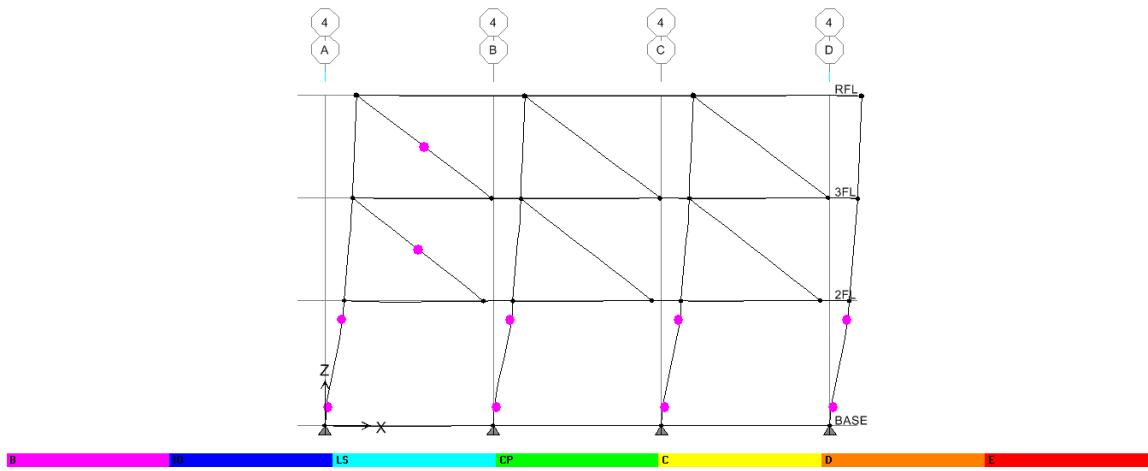


圖 5.48 案例五構架 4 性能點塑鉸發展情形

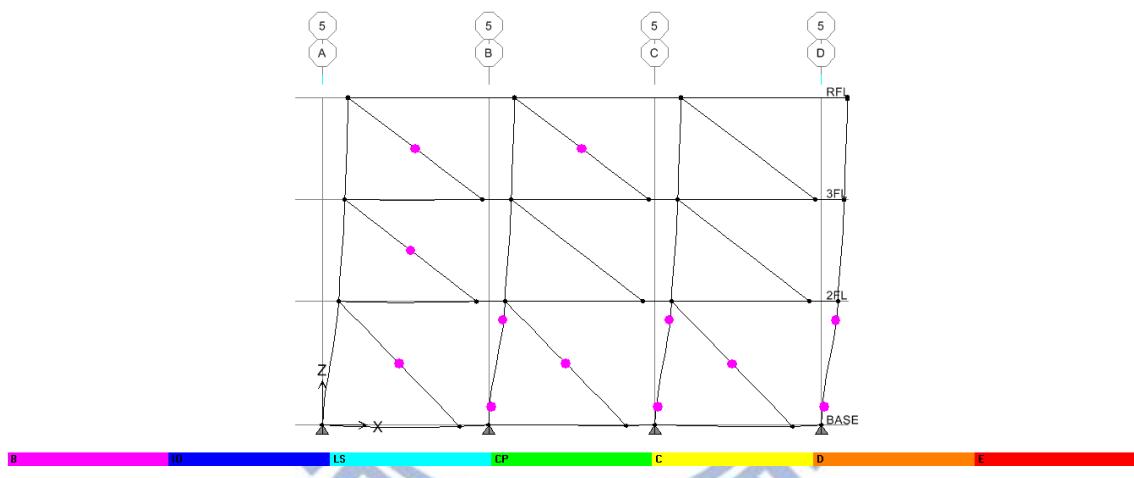


圖 5.49 案例五構架 5 性能點塑鉸發展情形

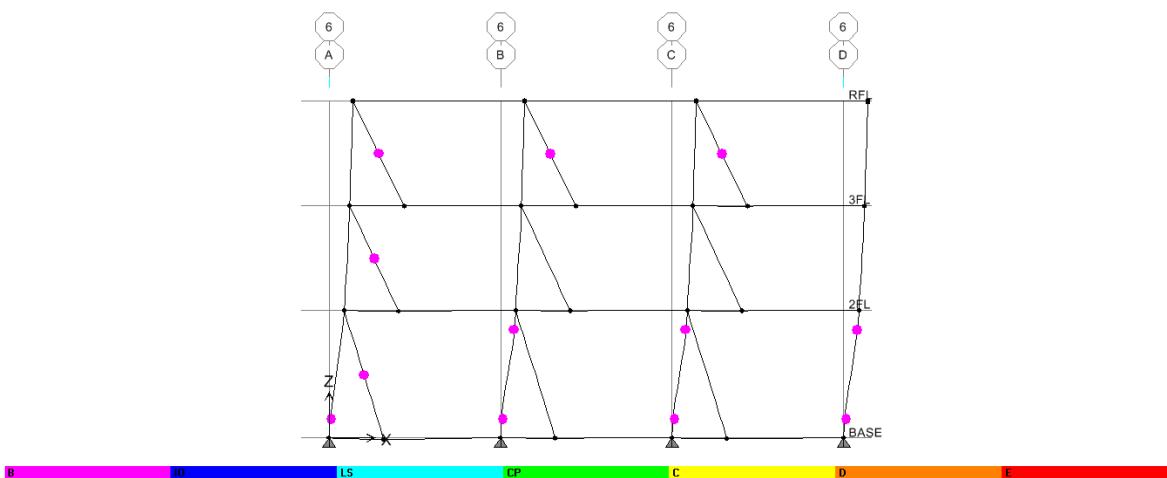


圖 5.50 案例五構架 6 性能點塑鉸發展情形

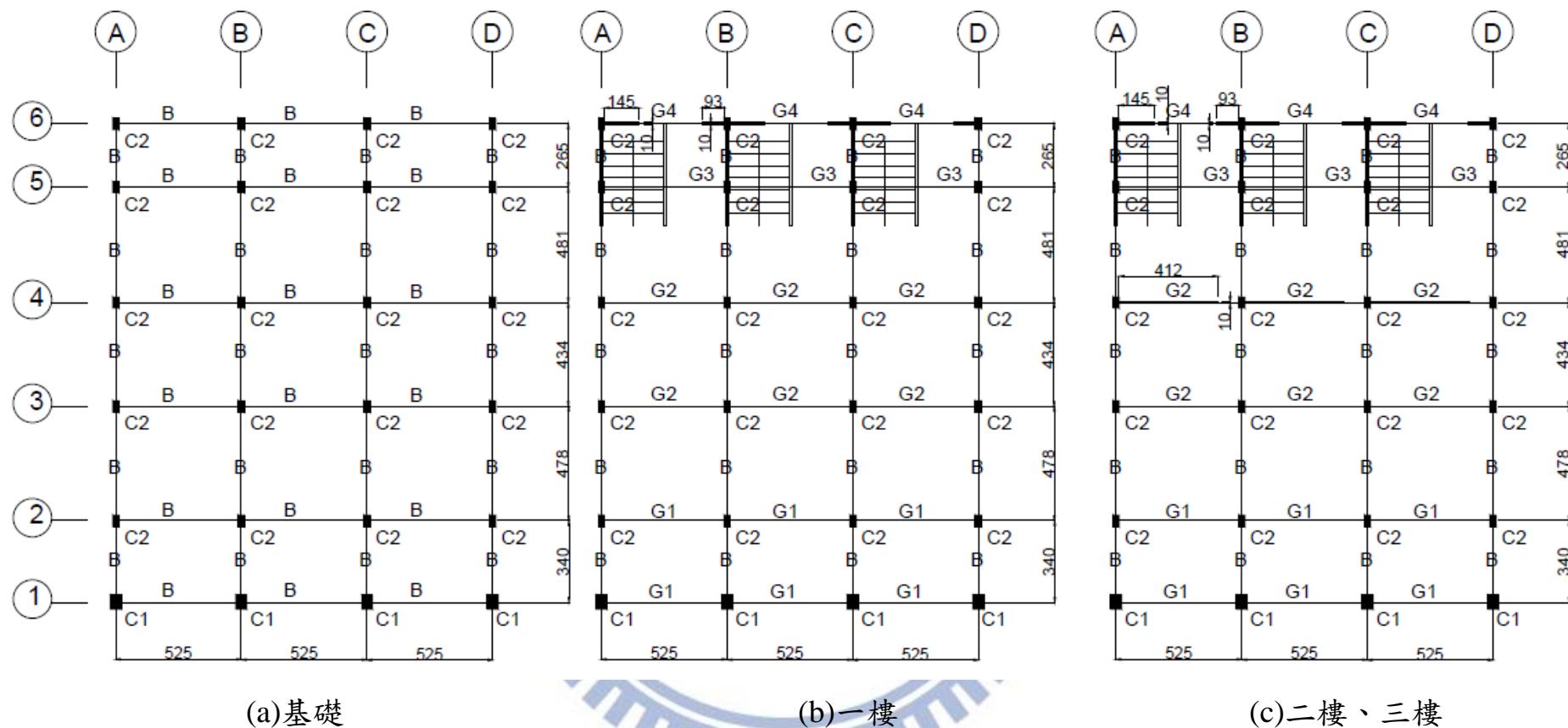
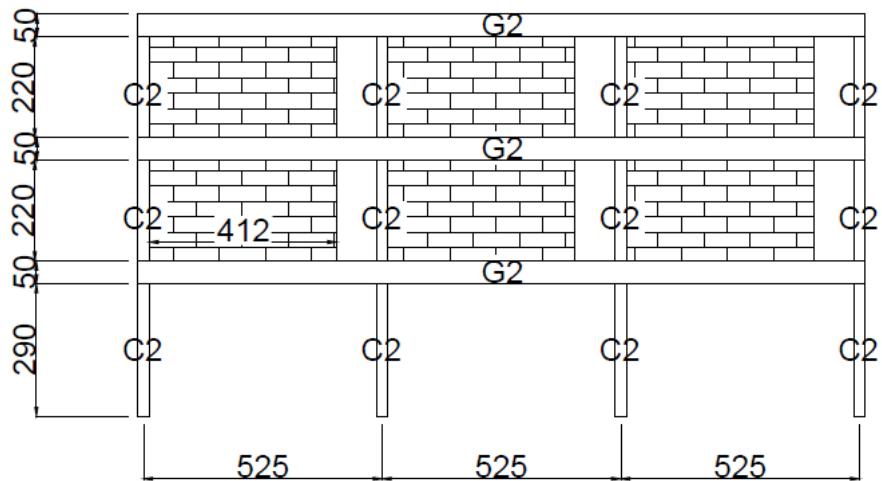
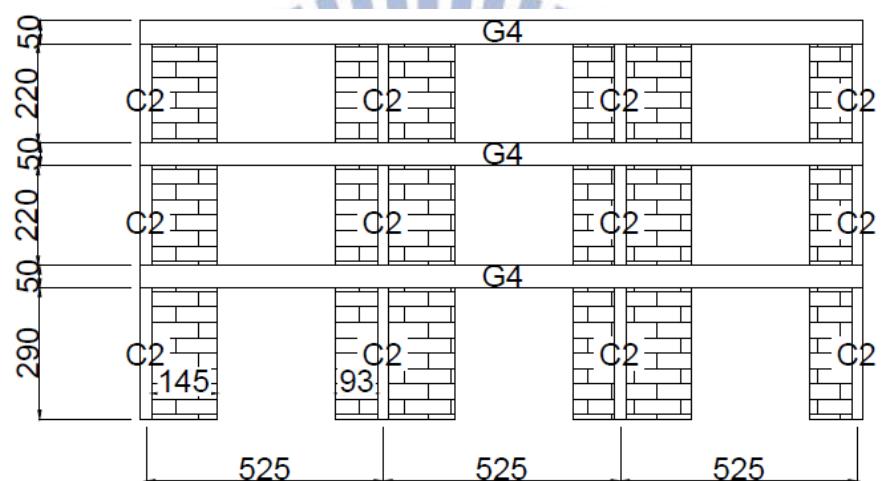


圖 5.51 案例五(梯間磚牆轉向)結構平面圖(單位 cm)



(a)構架 4



(b)構架 6

圖 5.52 案例五(梯間磚牆轉向)結構立面圖(單位 cm)

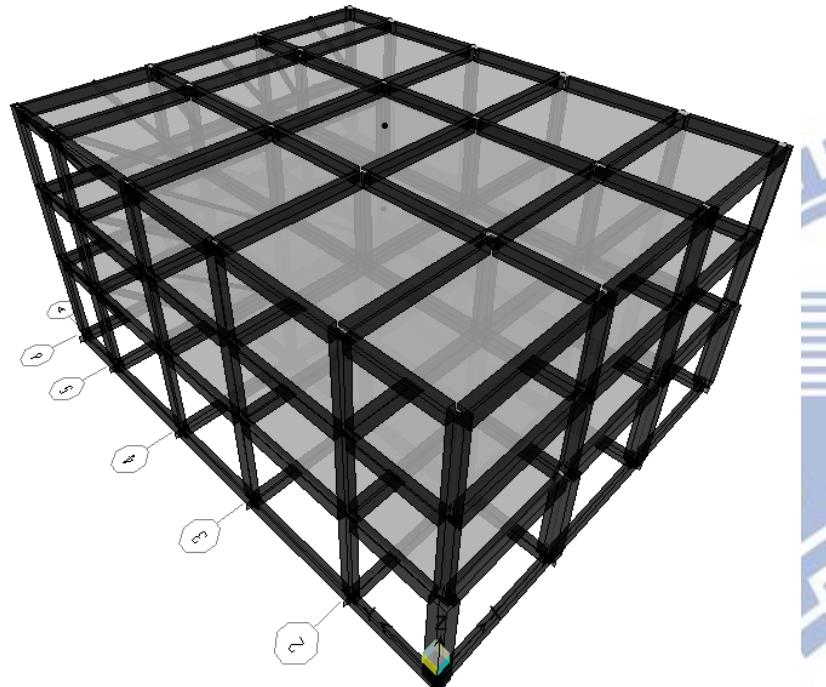


圖 5.53 案例五(梯間磚牆轉向)ETABS 模型 3D 圖

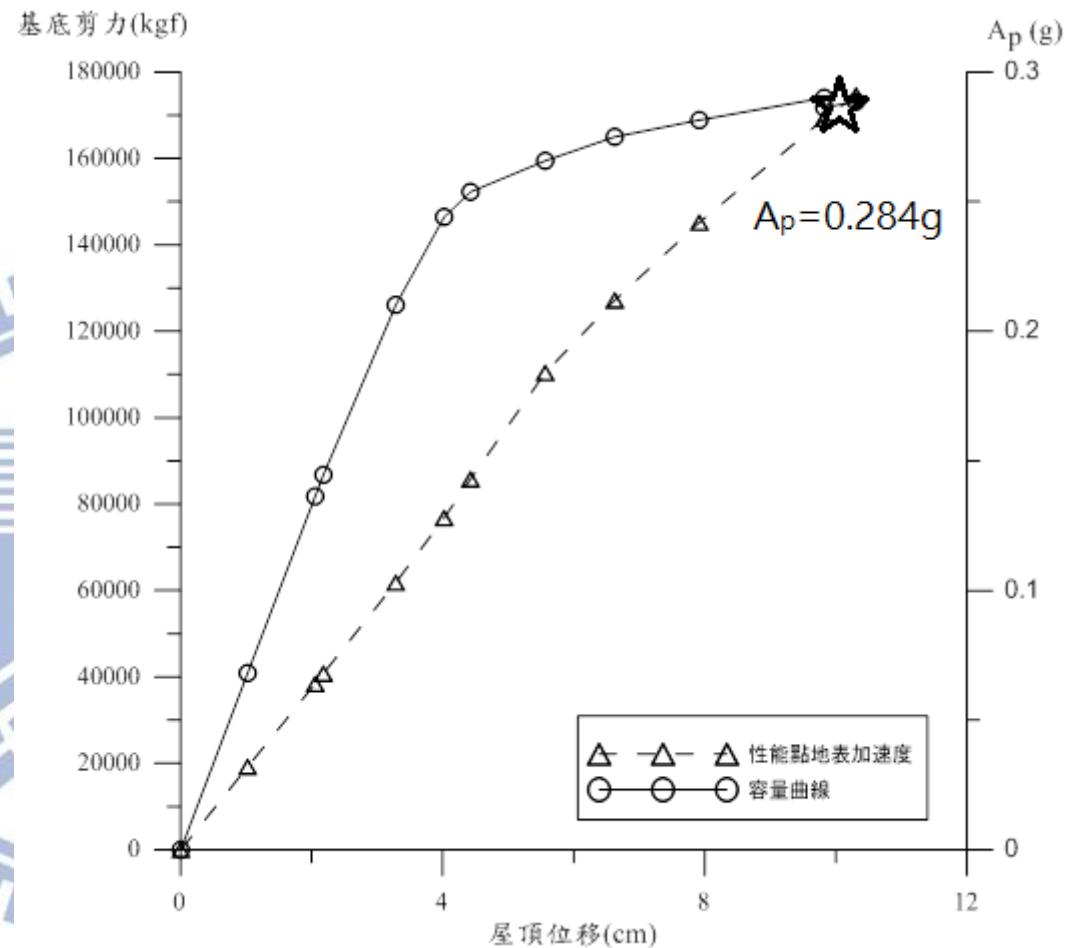


圖 5.54 案例五(梯間磚牆轉向)側推曲線和耐震性能

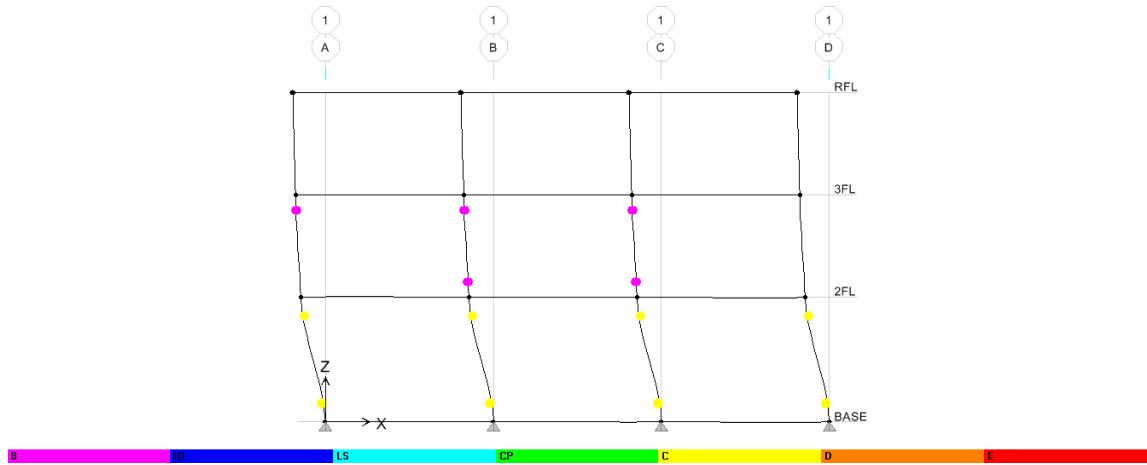


圖 5.55 案例五(梯間磚牆轉向)構架 1 性能點塑鉸發展情形

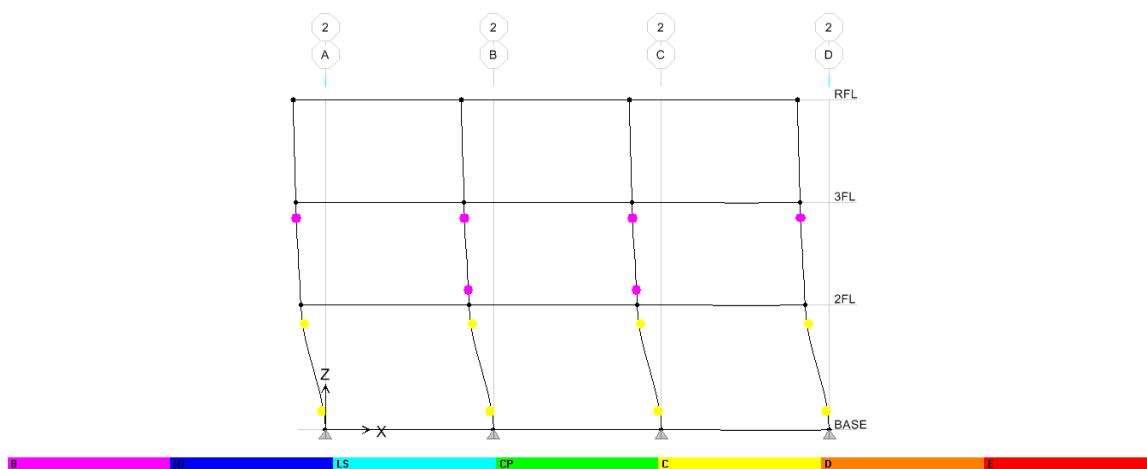


圖 5.56 案例五(梯間磚牆轉向)構架 2 性能點塑鉸發展情形

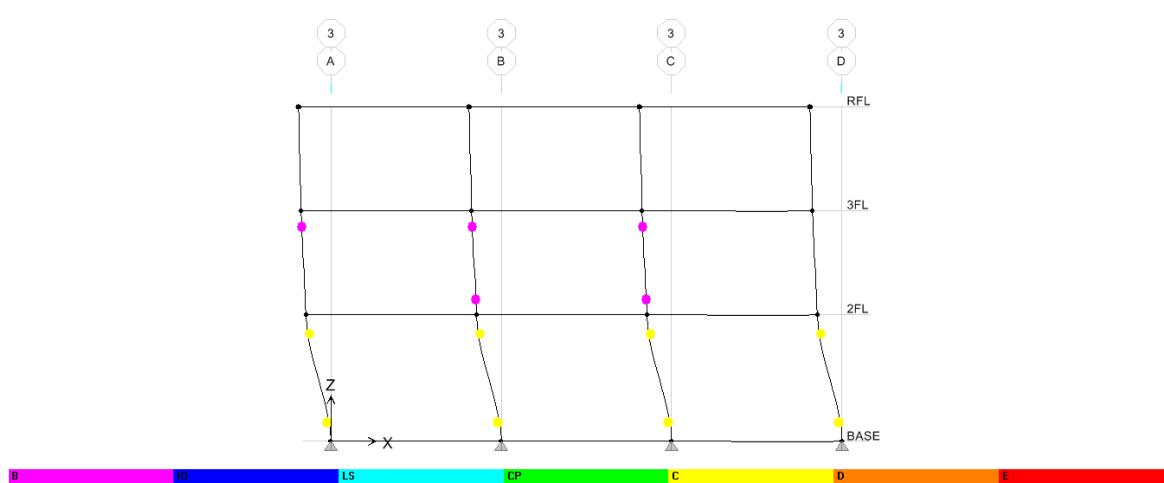


圖 5.57 案例五(梯間磚牆轉向)構架 3 性能點塑鉸發展情形

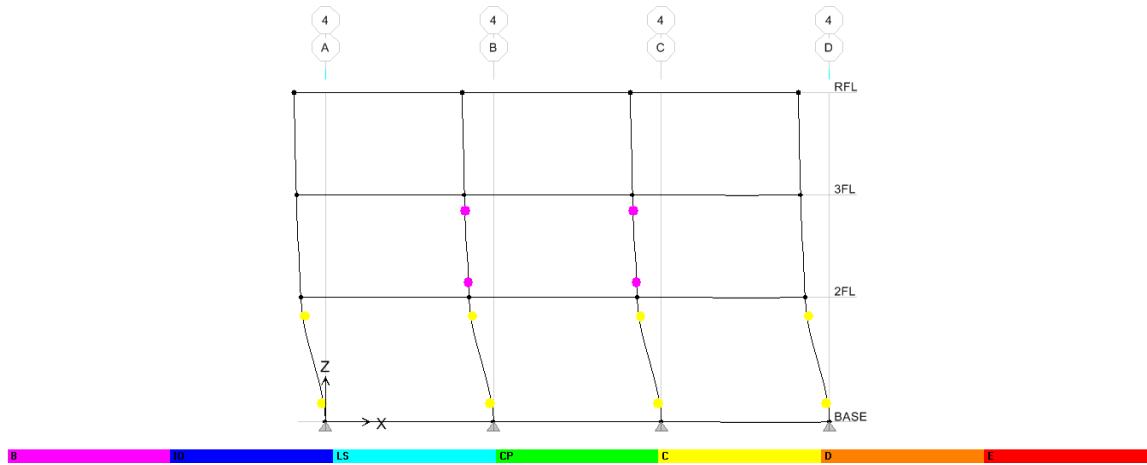


圖 5.58 案例五(梯間磚牆轉向)構架 4 性能點塑鉸發展情形

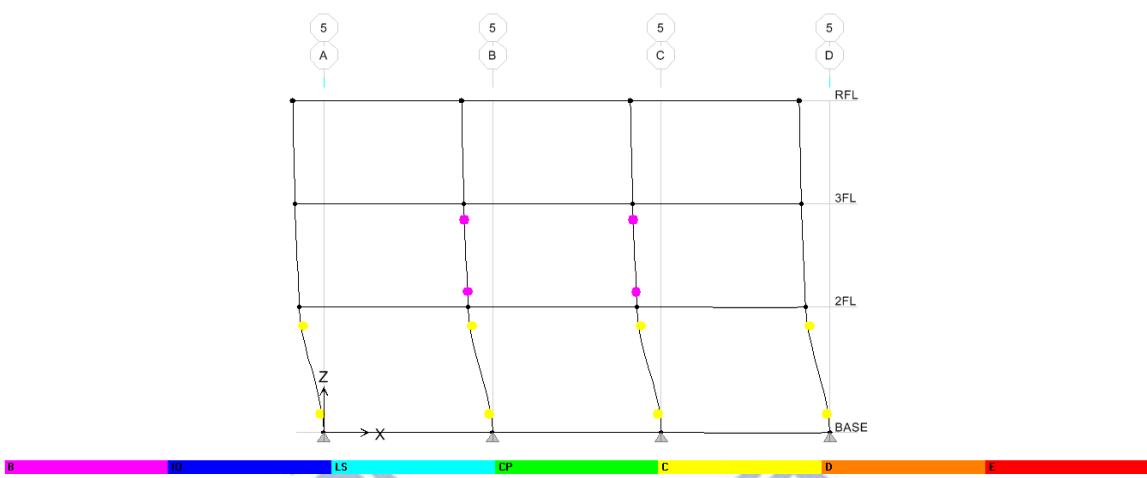


圖 5.59 案例五(梯間磚牆轉向)構架 5 性能點塑鉸發展情形

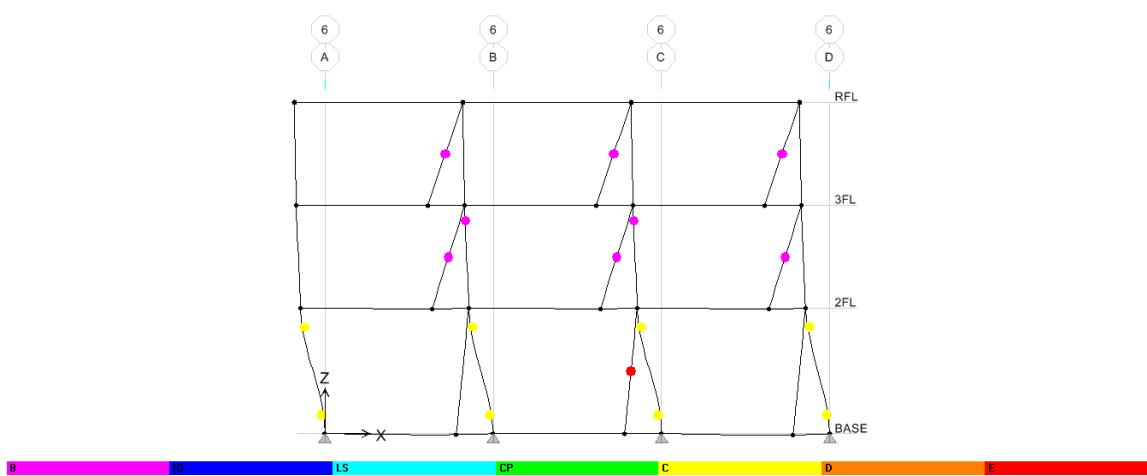


圖 5.60 案例五(梯間磚牆轉向)構架 6 性能點塑鉸發展情形

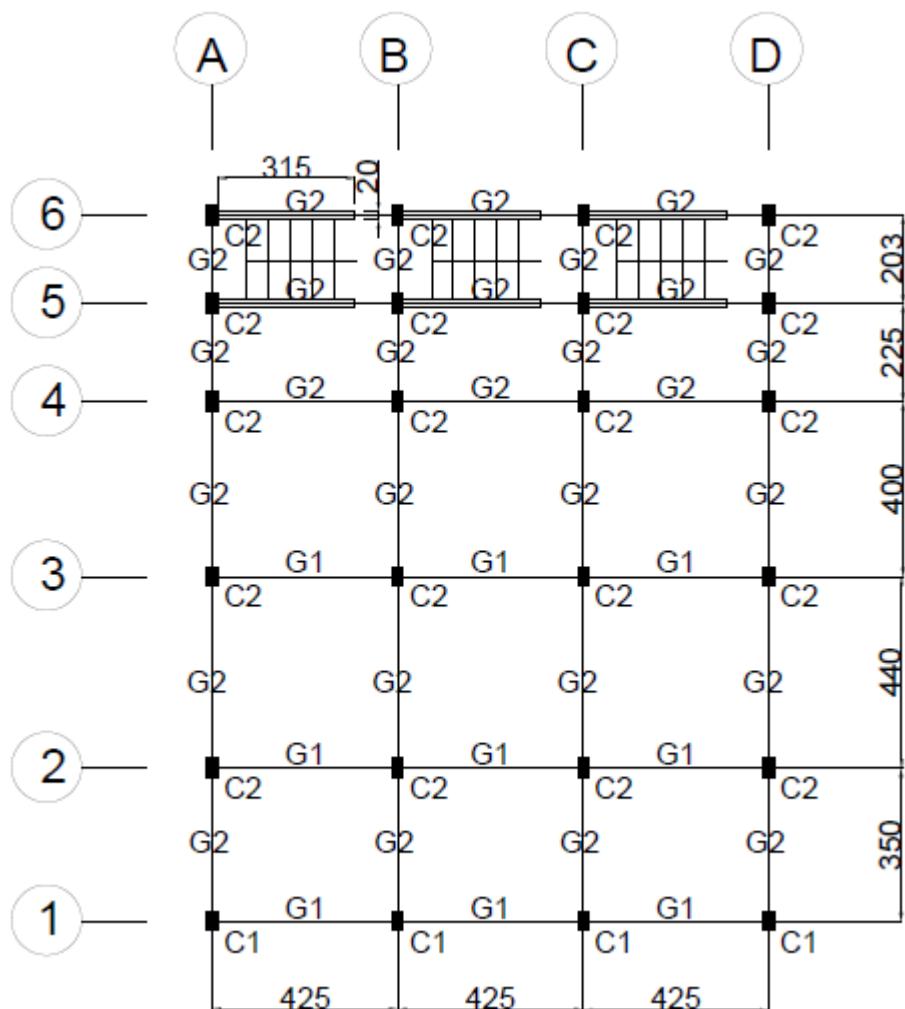


圖 5.61 案例六結構平面圖(基礎和一樓~三樓)(單位 cm)

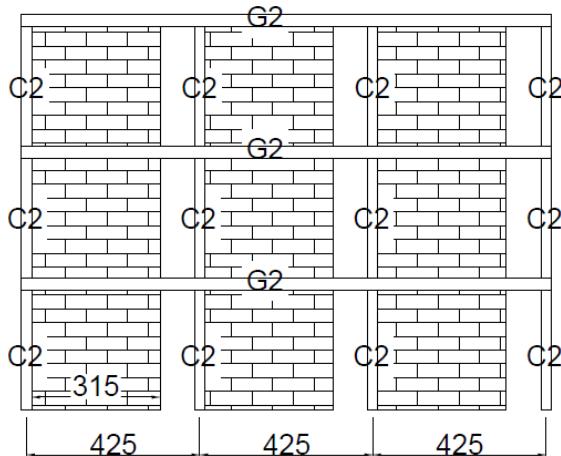


圖 5.62 案例六結構立面圖(構架 5 和構架 6)
(單位 cm)

1F~3F		1F~3F	
C1	C2	G1	G2
35X45 8-#7	25X45 8-#7	30X30	25X30
hoop #3@25			

圖 5.63 案例六配筋圖(單位 cm)

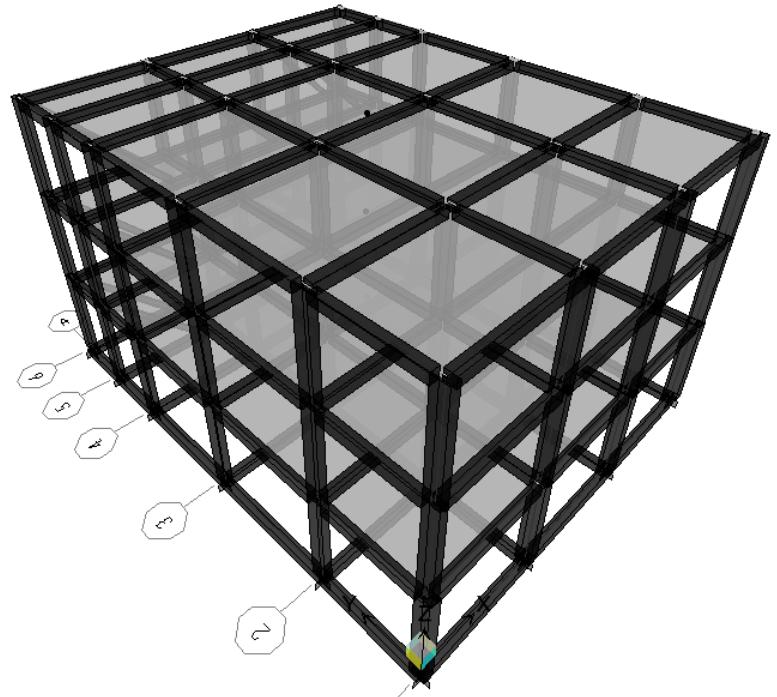


圖 5.64 案例六 ETABS 模型 3D 圖

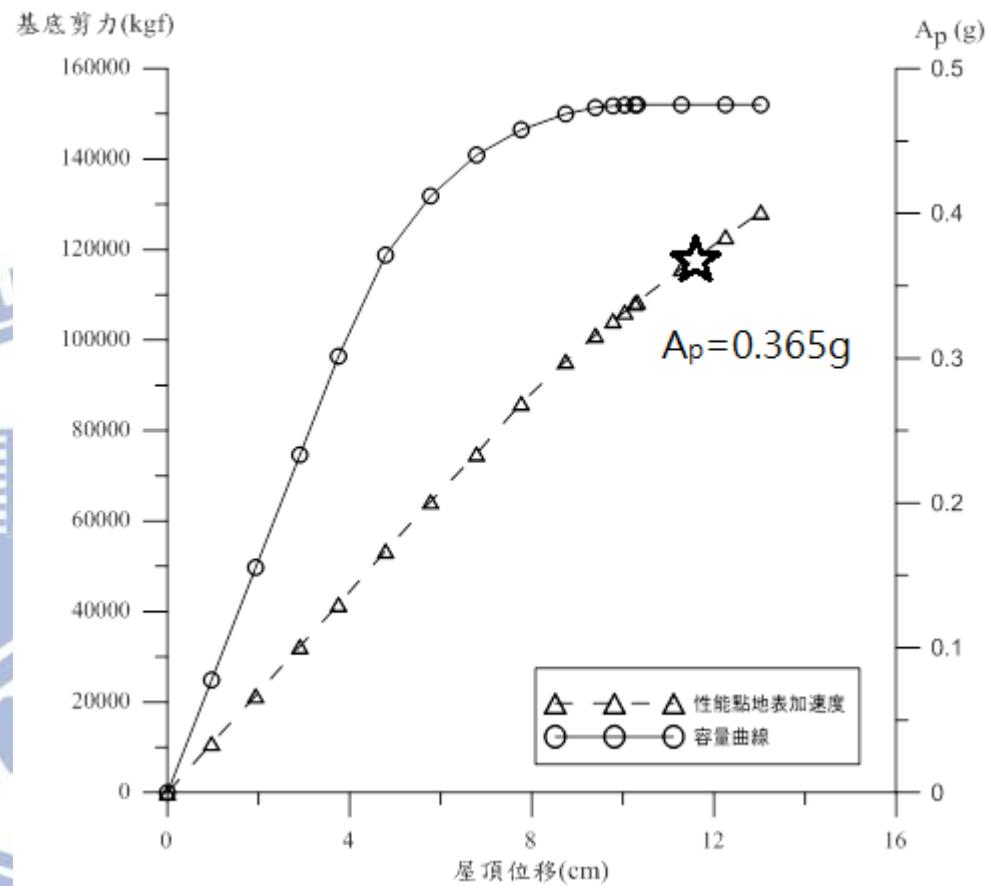


圖 5.65 案例六側推曲線和耐震性能

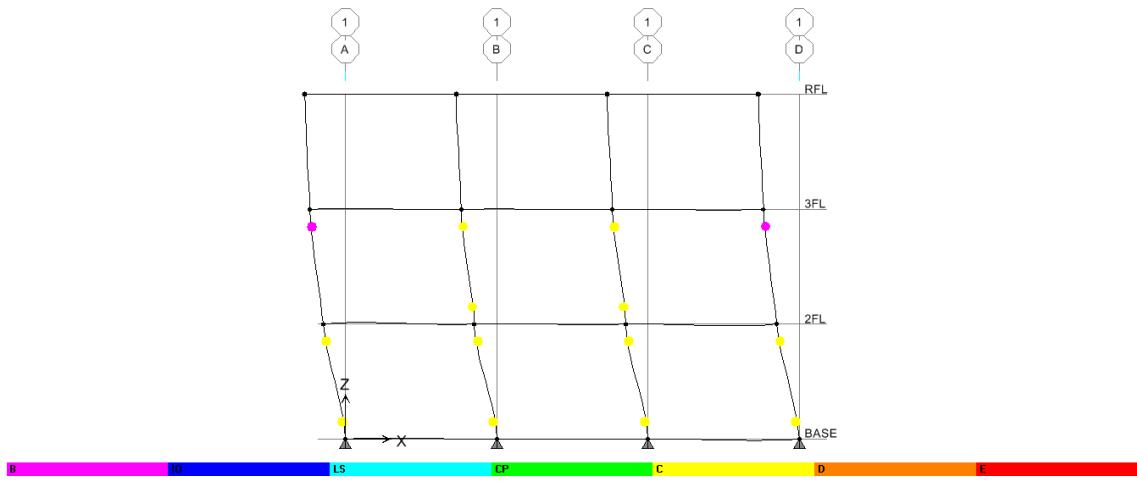


圖 5.66 案例六構架 1 性能點塑鉸發展情形

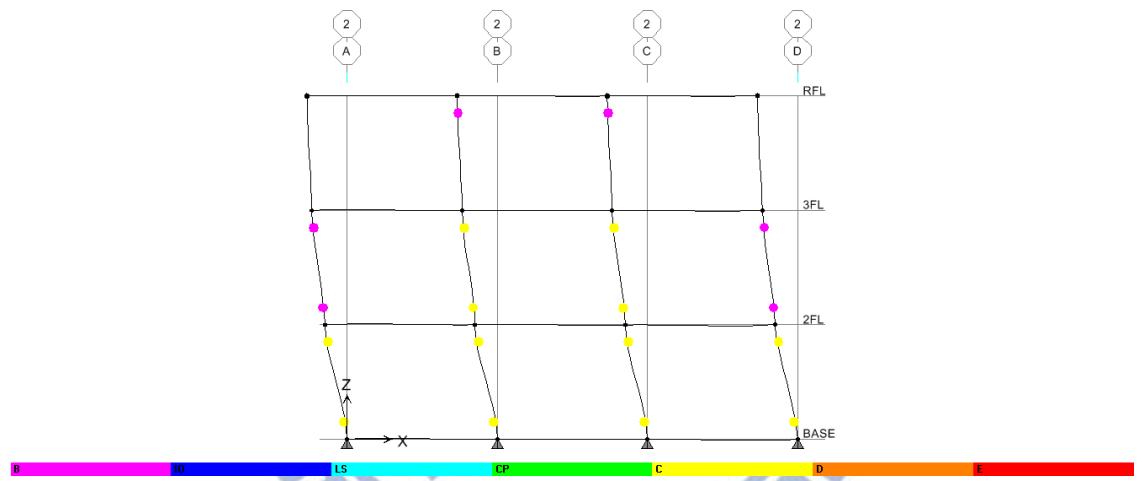


圖 5.67 案例六構架 2 性能點塑鉸發展情形

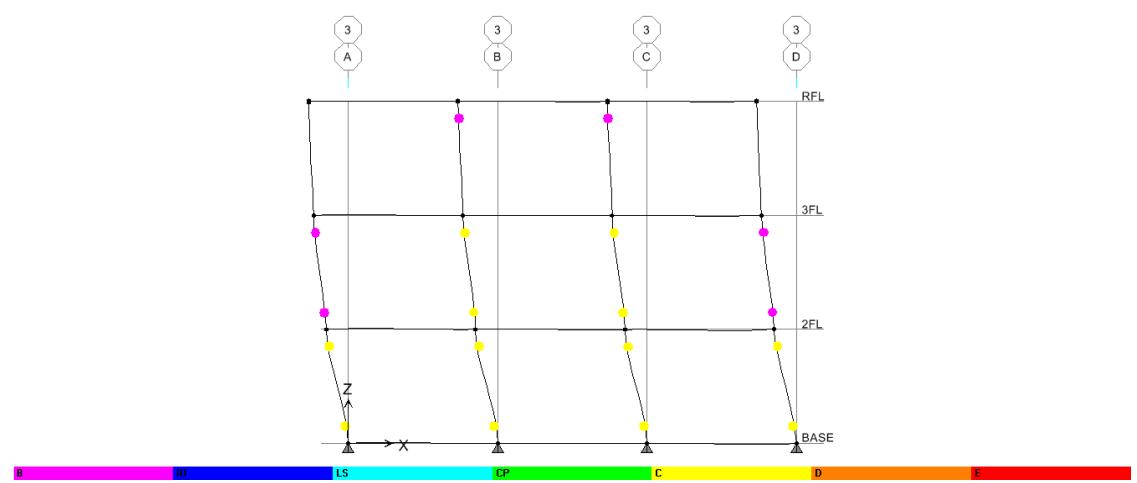


圖 5.68 案例六構架 3 性能點塑鉸發展情形

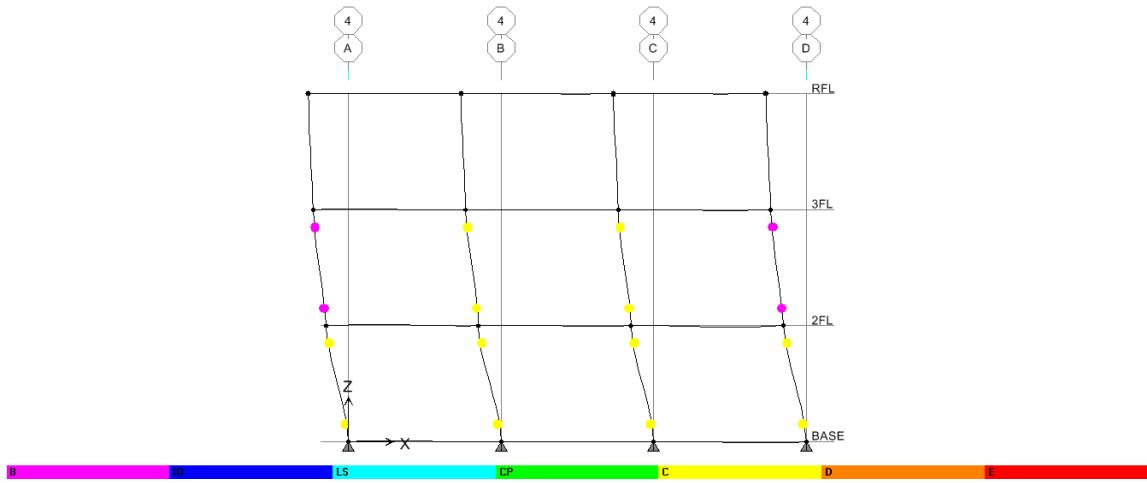


圖 5.69 案例六構架 4 性能點塑鉸發展情形

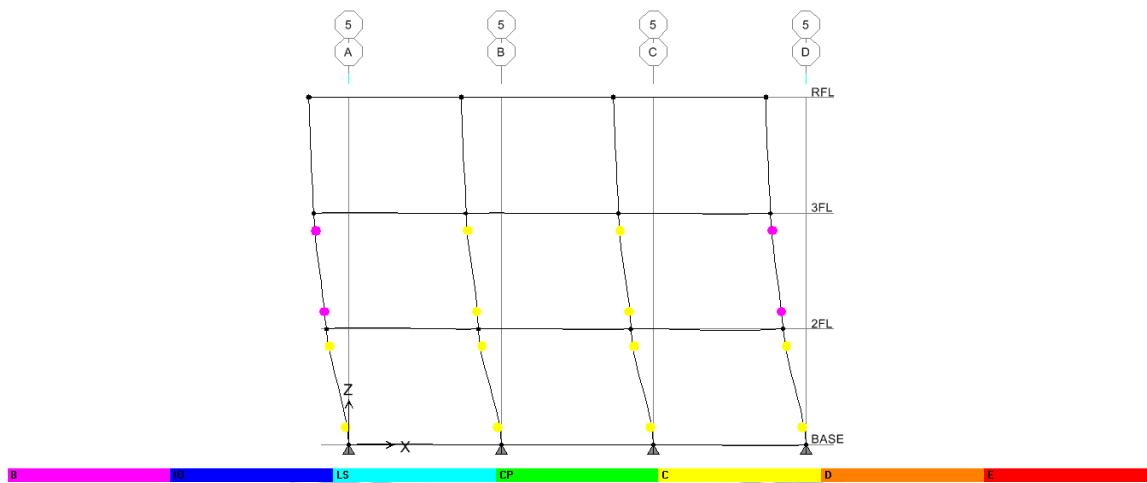


圖 5.70 案例六構架 5 性能點塑鉸發展情形

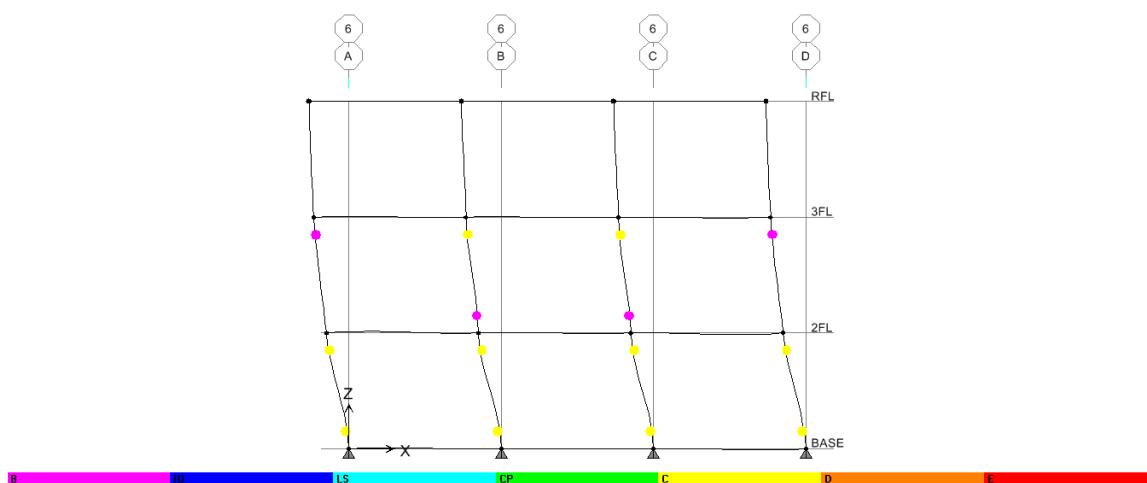


圖 5.71 案例六構架 6 性能點塑鉸發展情形

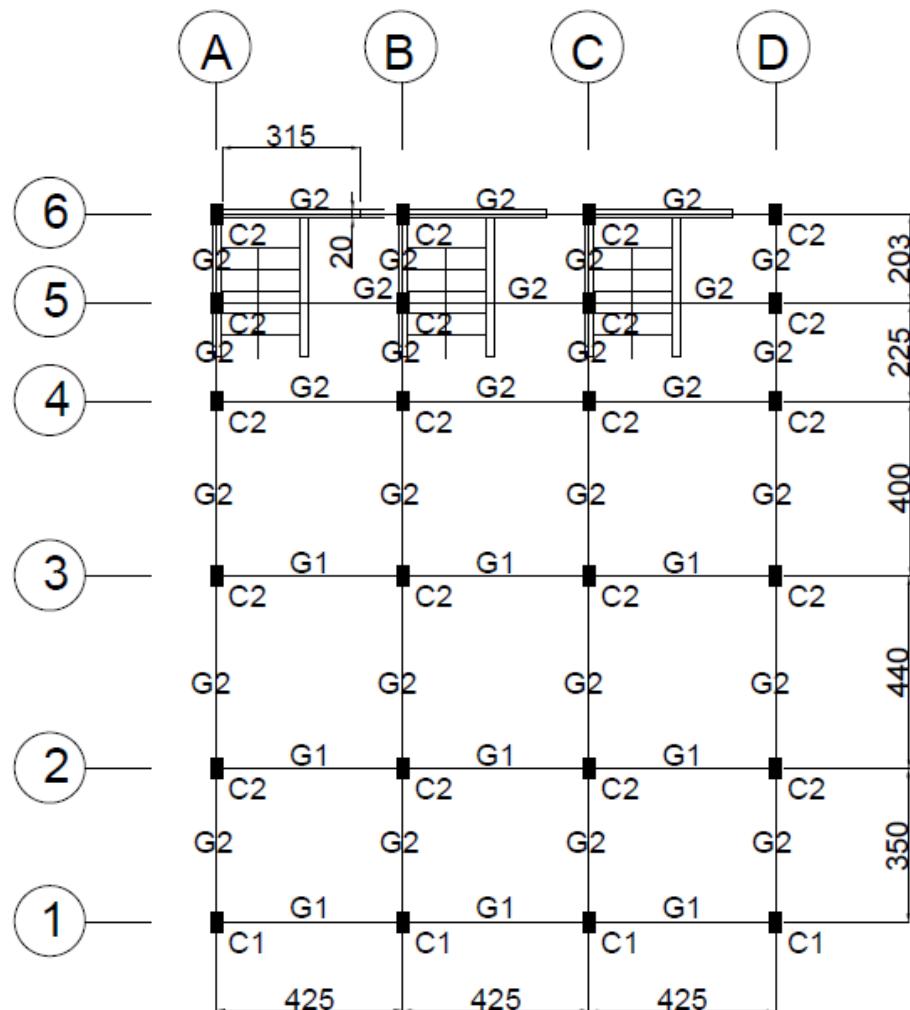


圖 5.72 案例六(梯間磚牆轉向) 結構平面圖(基礎和一樓~三樓)(單位 cm)

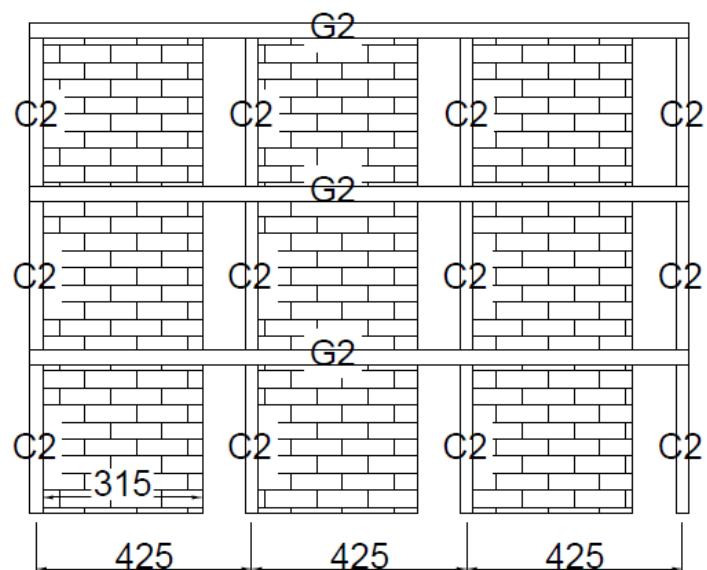


圖 5.73 案例六(梯間磚牆轉向)結構立面圖(構架 6)(單位 cm)

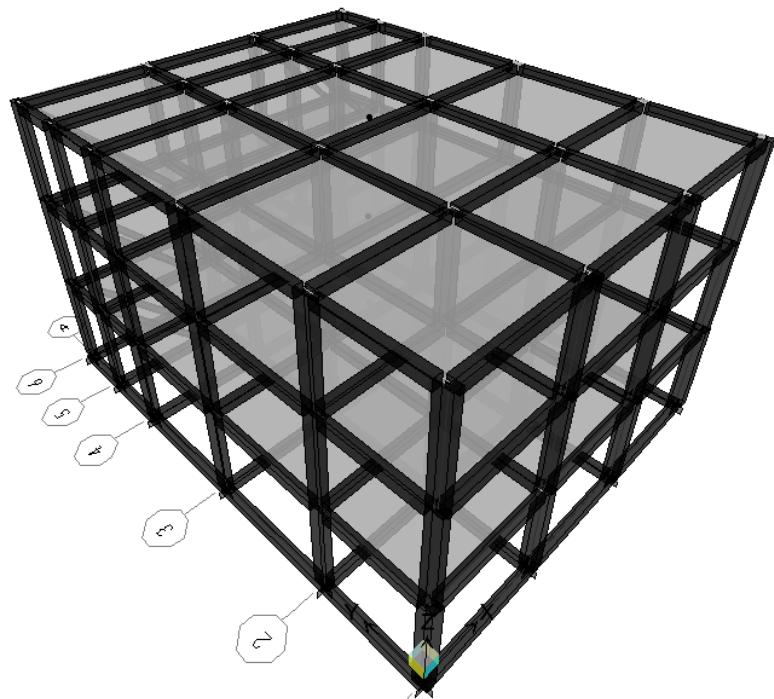


圖 5.74 案例六(梯間磚牆轉向)ETABS 模型 3D 圖

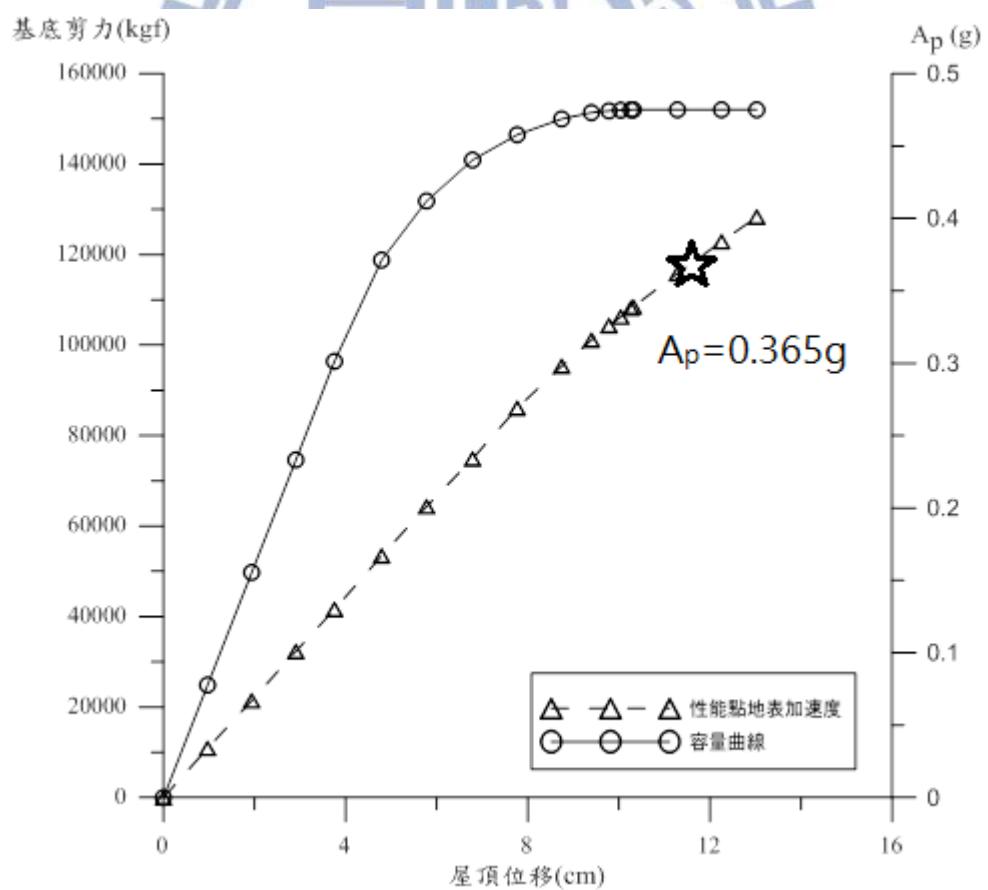


圖 5.75 案例六(梯間磚牆轉向)側推曲線和耐震性能

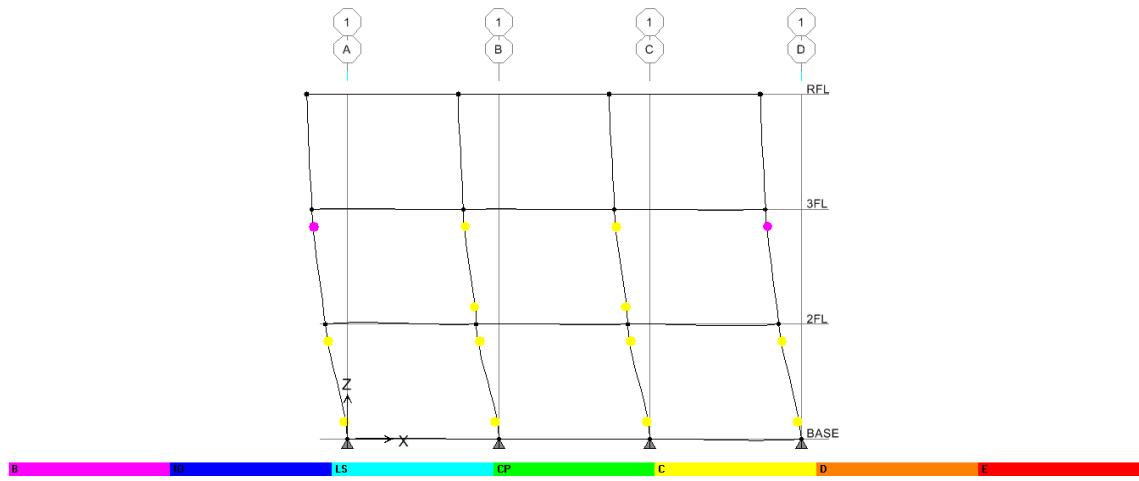


圖 5.76 案例六(梯間磚牆轉向)構架 1 性能點塑鉸發展情形

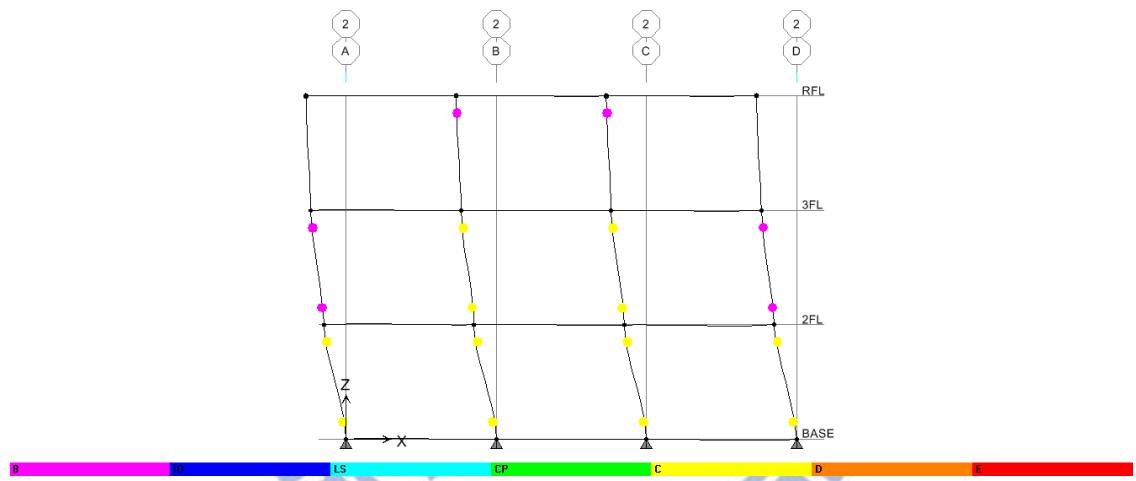


圖 5.77 案例六(梯間磚牆轉向)構架 2 性能點塑鉸發展情形

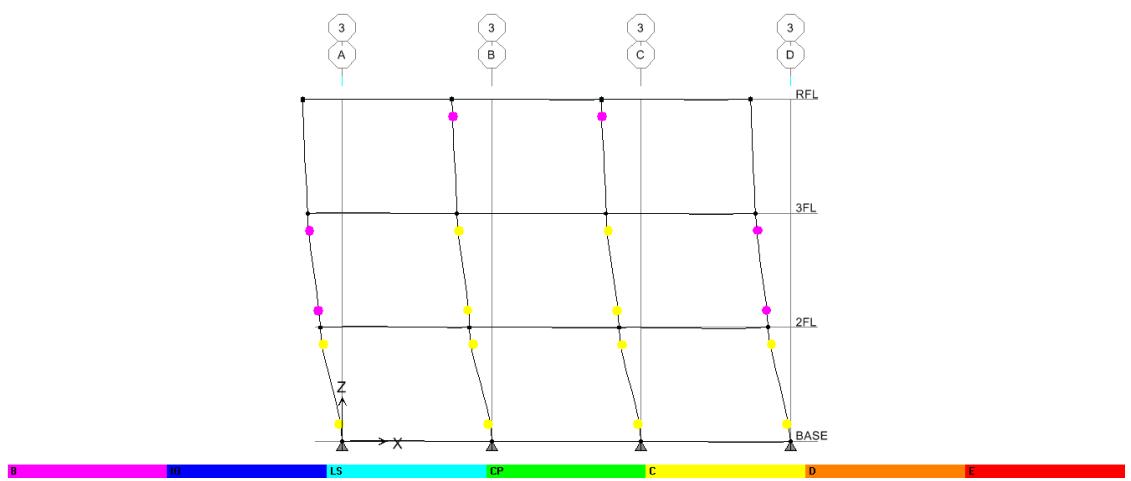


圖 5.78 案例六(梯間磚牆轉向)構架 3 性能點塑鉸發展情形

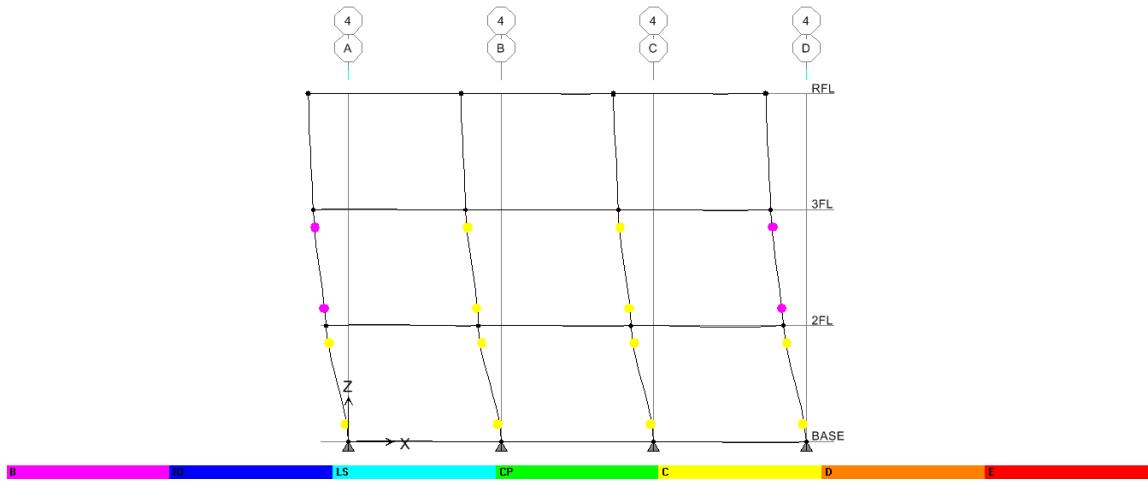


圖 5.79 案例六(梯間磚牆轉向)構架 4 性能點塑鉸發展情形

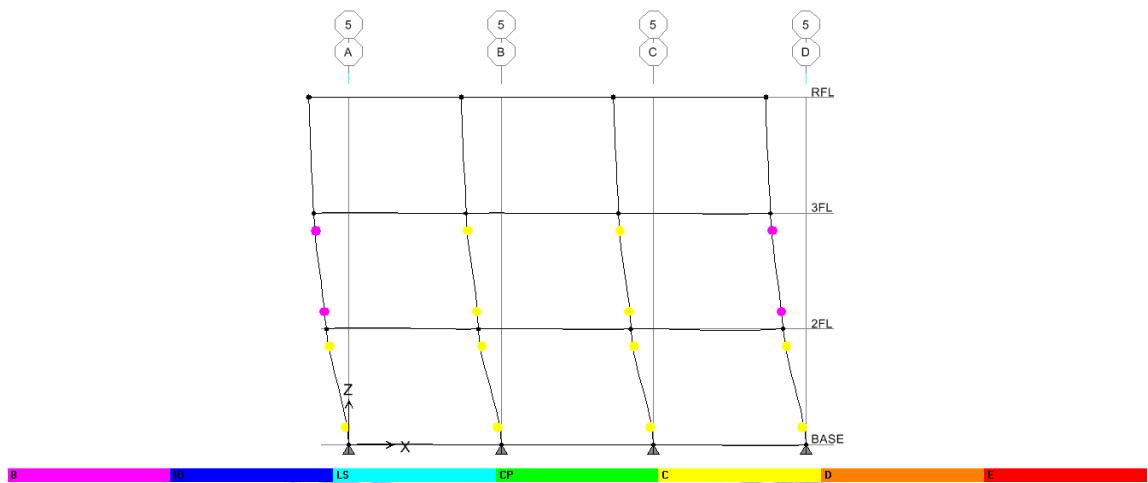


圖 5.80 案例六(梯間磚牆轉向)構架 5 性能點塑鉸發展情形

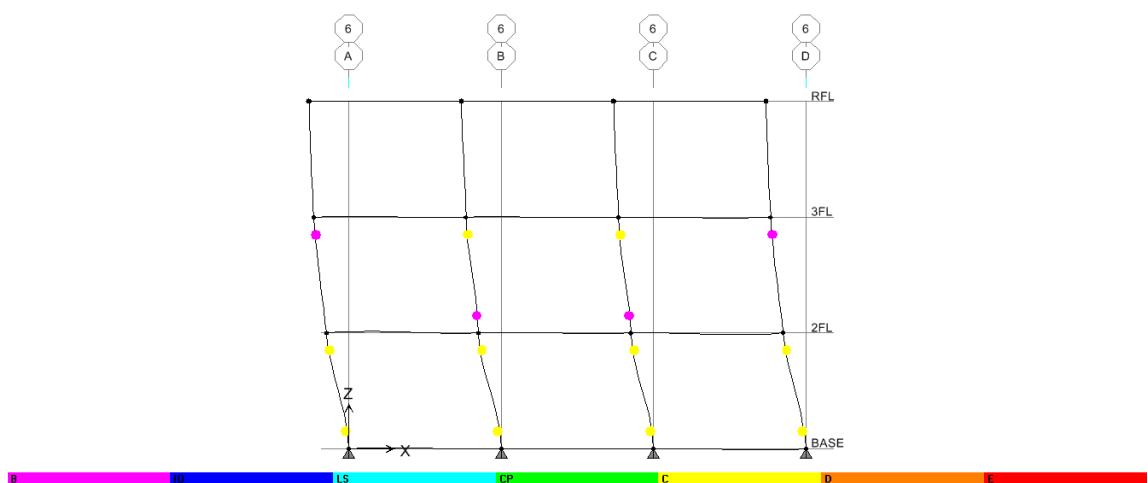


圖 5.81 案例六(梯間磚牆轉向)構架 6 性能點塑鉸發展情形

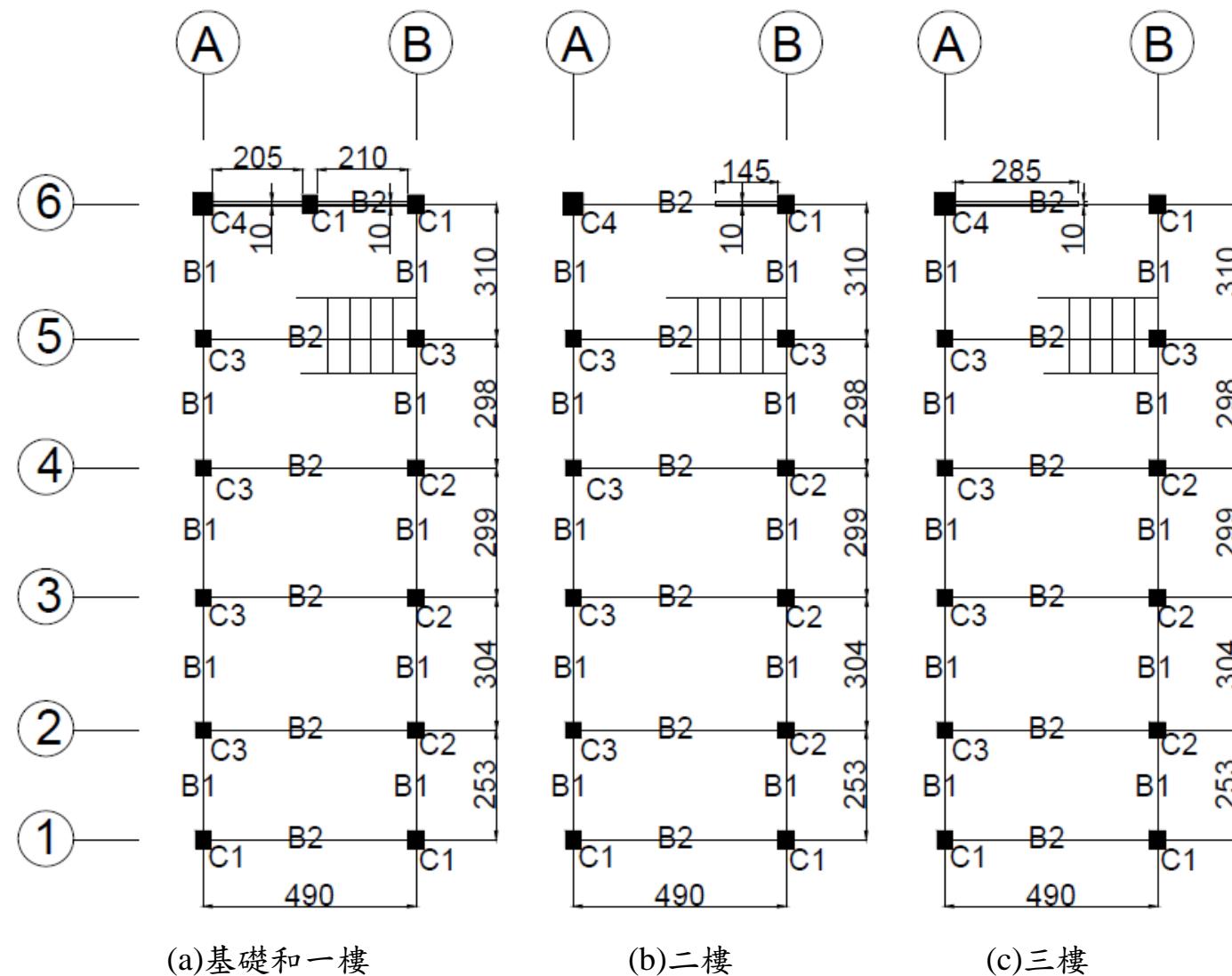


圖 5.82 案例七結構平面圖(單位 cm)

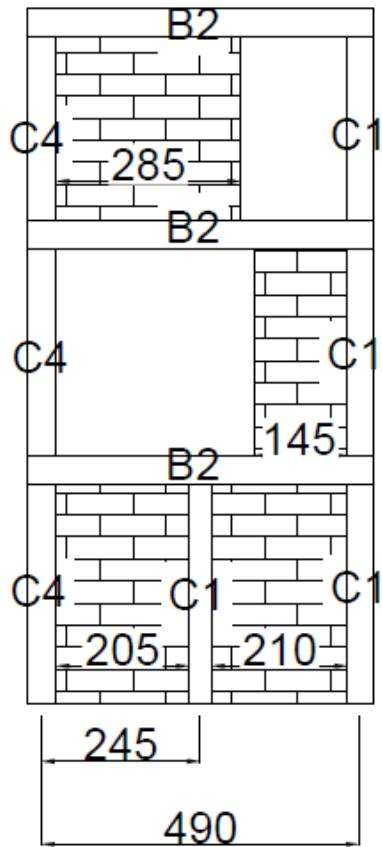


圖 5.83 案例七結構立面圖(構架 6)
(單位 cm)



1F~3F			
C1	C2	C3	C4
35X40 6-#6	35X35 6-#6	28X30 6-#6	45X50 6-#6
hoop #3@30			
1F~3F			
B1	B2		
30X50 8-#6	27X45 bar 8-#6		
hoop #3@25		hoop#3@25	

圖 5.84 案例七配筋圖(單位 cm)

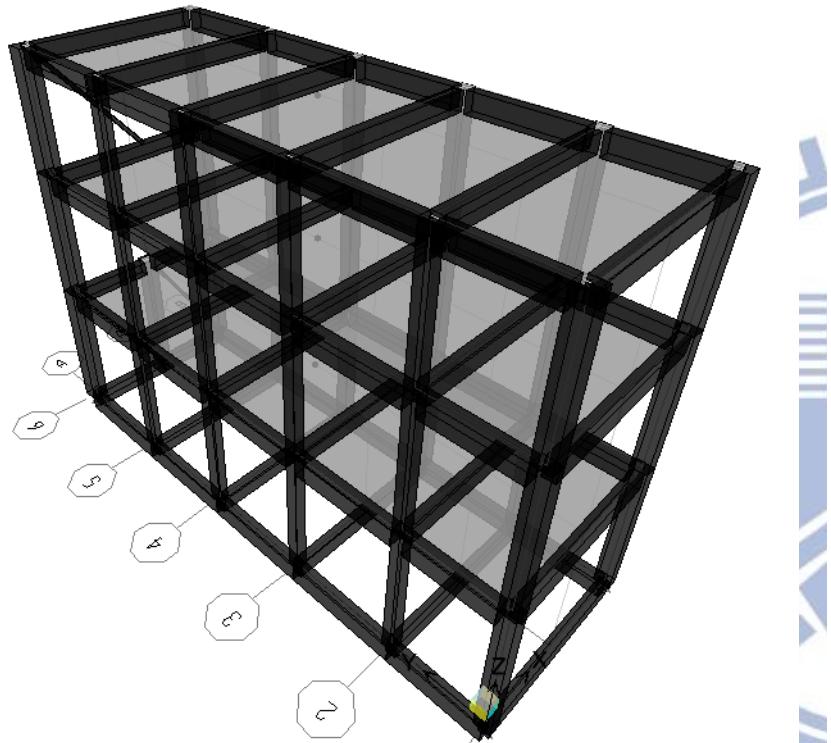


圖 5.85 案例七 ETABS 模型 3D 圖

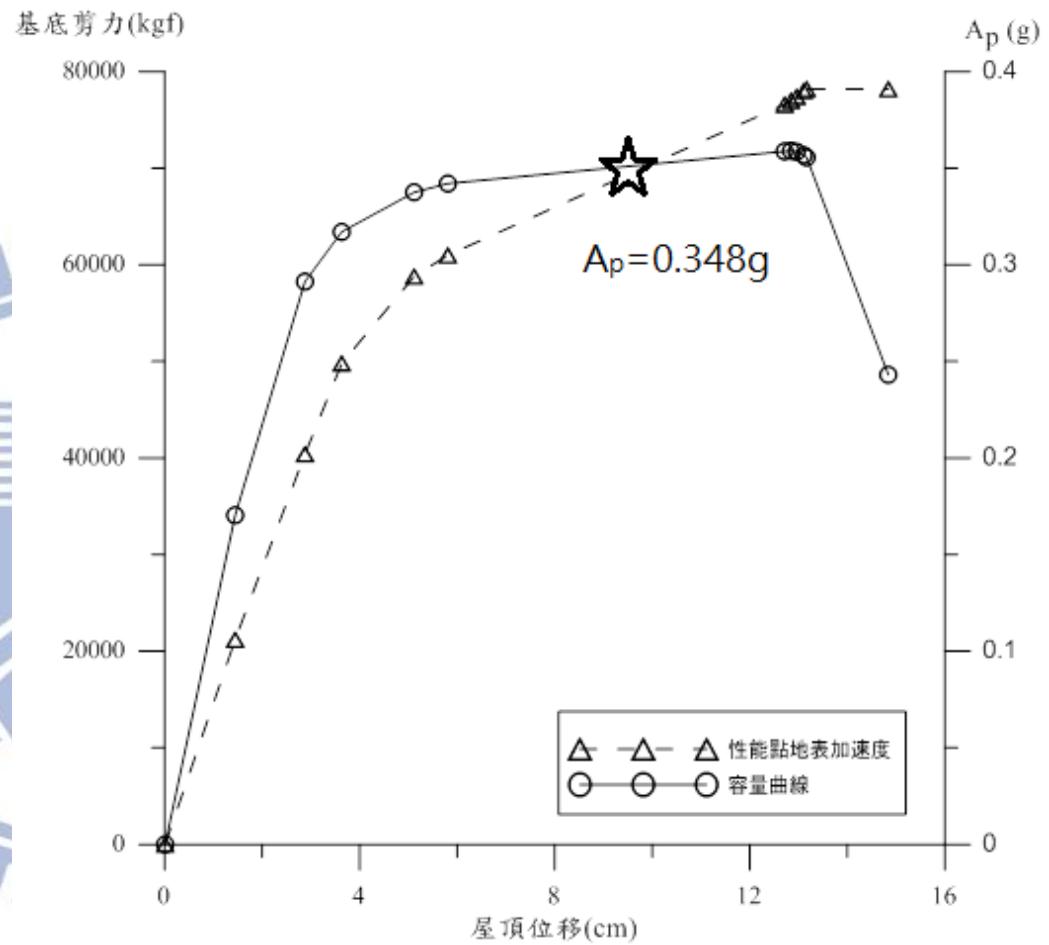


圖 5.86 案例七側推曲線和耐震性能

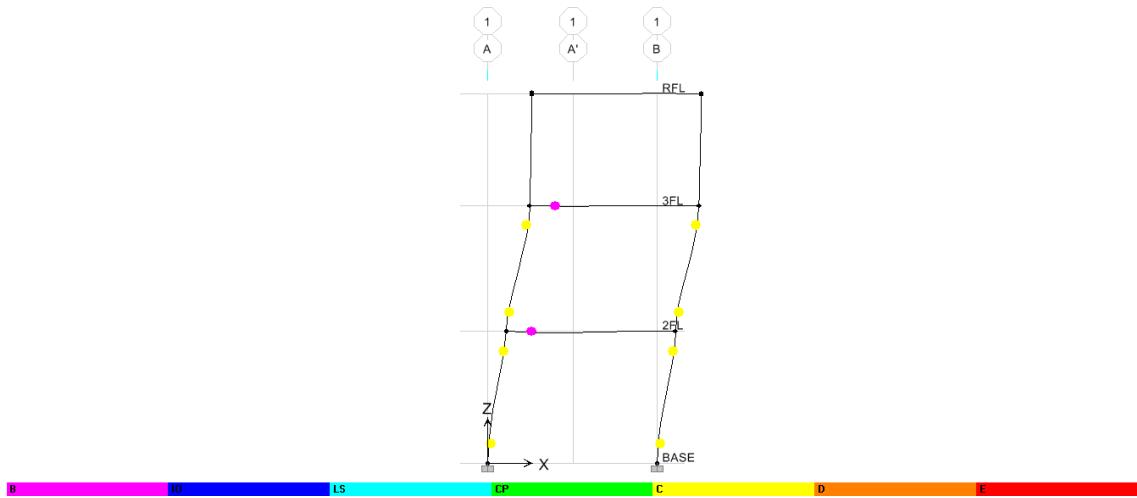


圖 5.87 案例七構架 1 性能點塑鉸發展情形

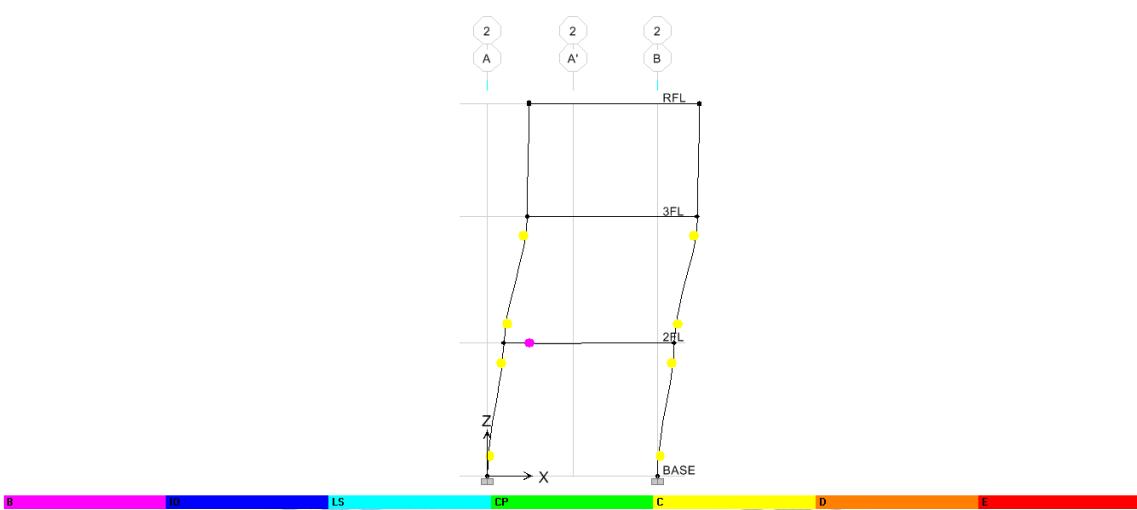


圖 5.88 案例七構架 2 性能點塑鉸發展情形

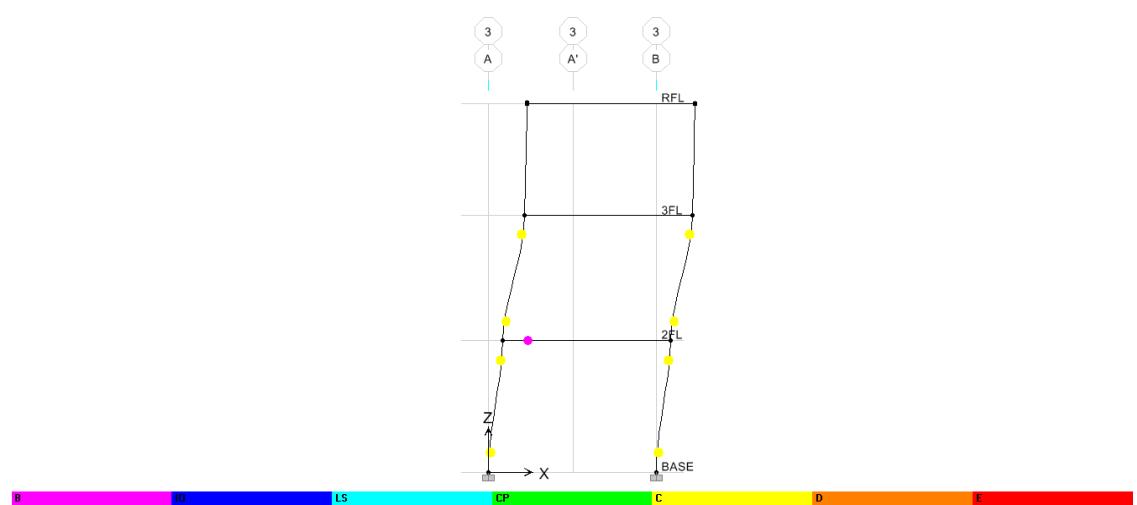


圖 5.89 案例七構架 3 性能點塑鉸發展情形

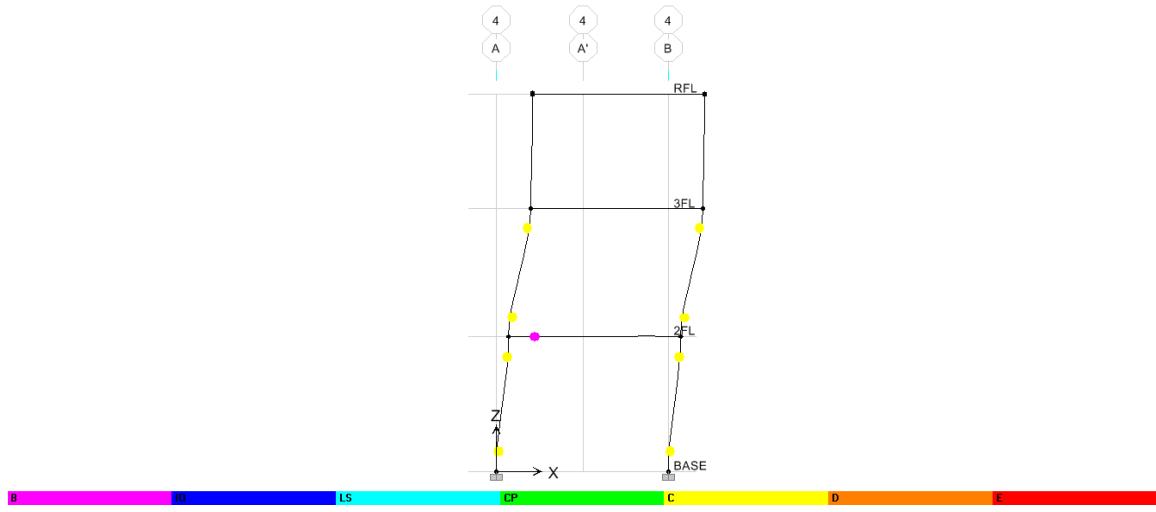


圖 5.90 案例七構架 4 性能點塑鉸發展情形

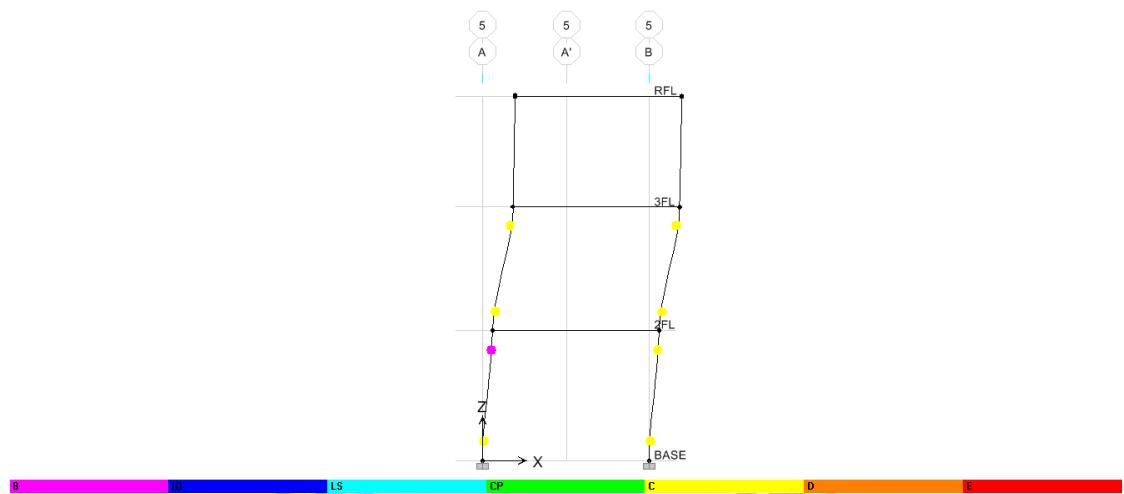


圖 5.91 案例七構架 5 性能點塑鉸發展情形

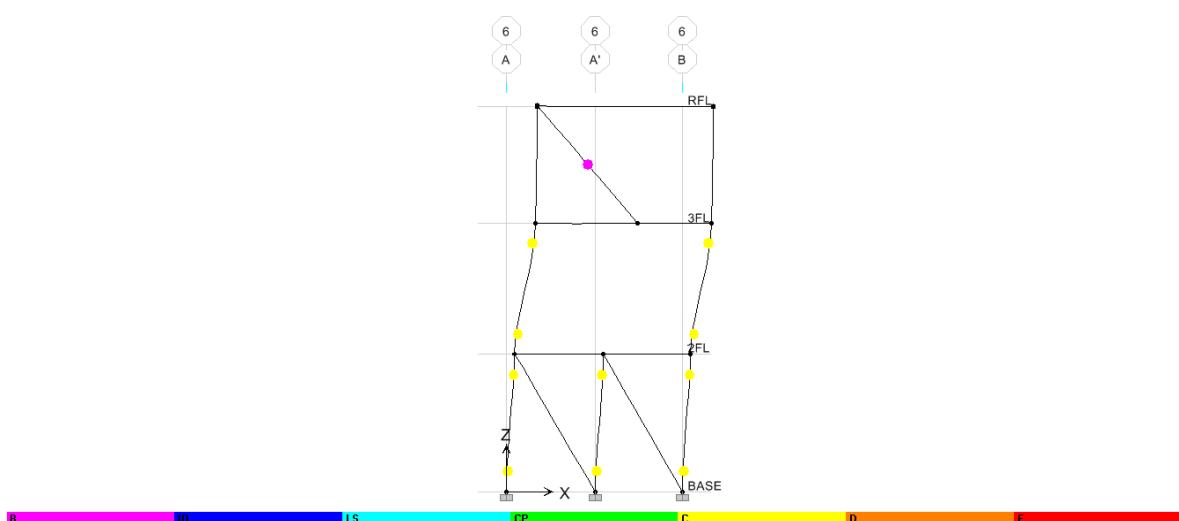
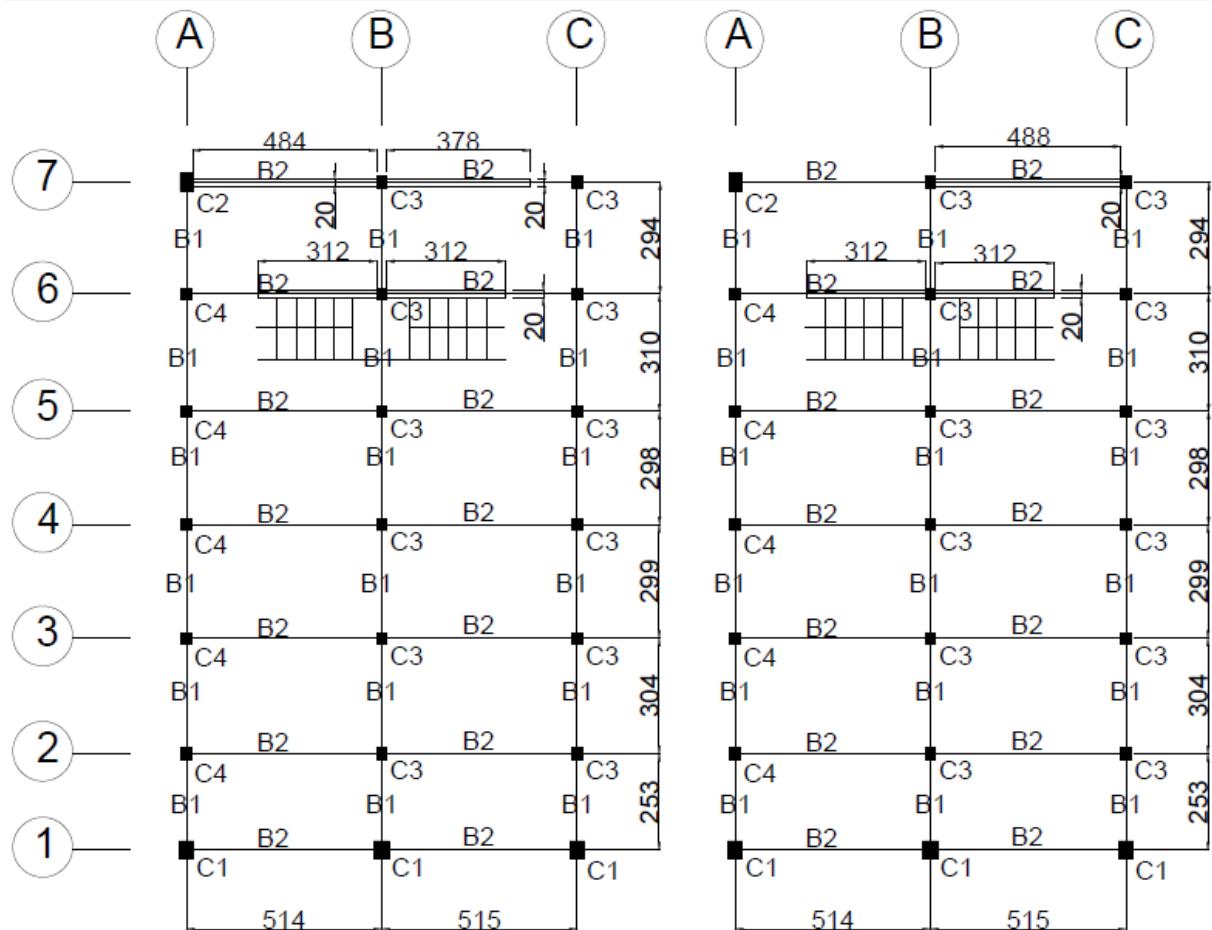


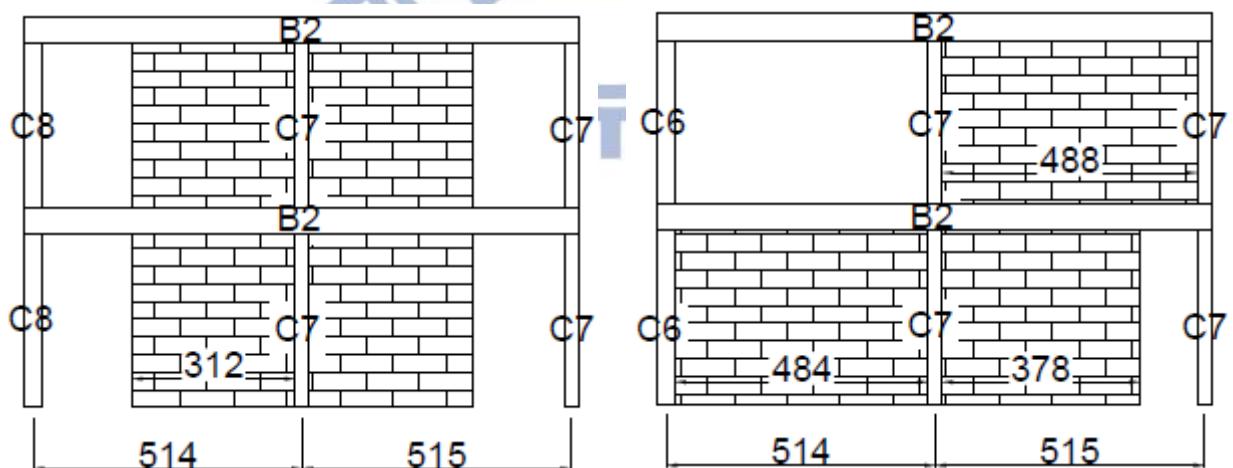
圖 5.92 案例七構架 6 性能點塑鉸發展情形



(a)基礎和一樓

(b)二樓

圖 5.93 案例八結構平面圖(單位 cm)



(a)構架 6

(b)構架 7

圖 5.94 案例八結構立面圖(單位 cm)

1F~2F			
C1	C2	C3	C4
37X44 6-#6	33X47 6-#6	27X30 6-#6	33X33 6-#6
hoop #3@30			
1F~2F			
B1	B2		
30X50 8-#6	27X45 bar 8-#6		
hoop #3@25	hoop #3@25		

圖 5.95 案例八配筋圖(單位 cm)

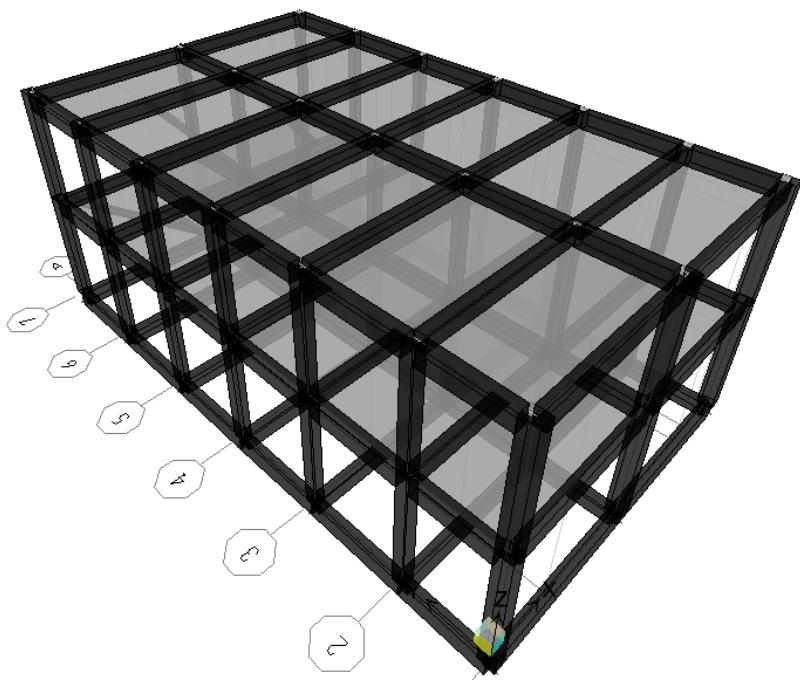


圖 5.96 案例八 ETABS 模型 3D 圖

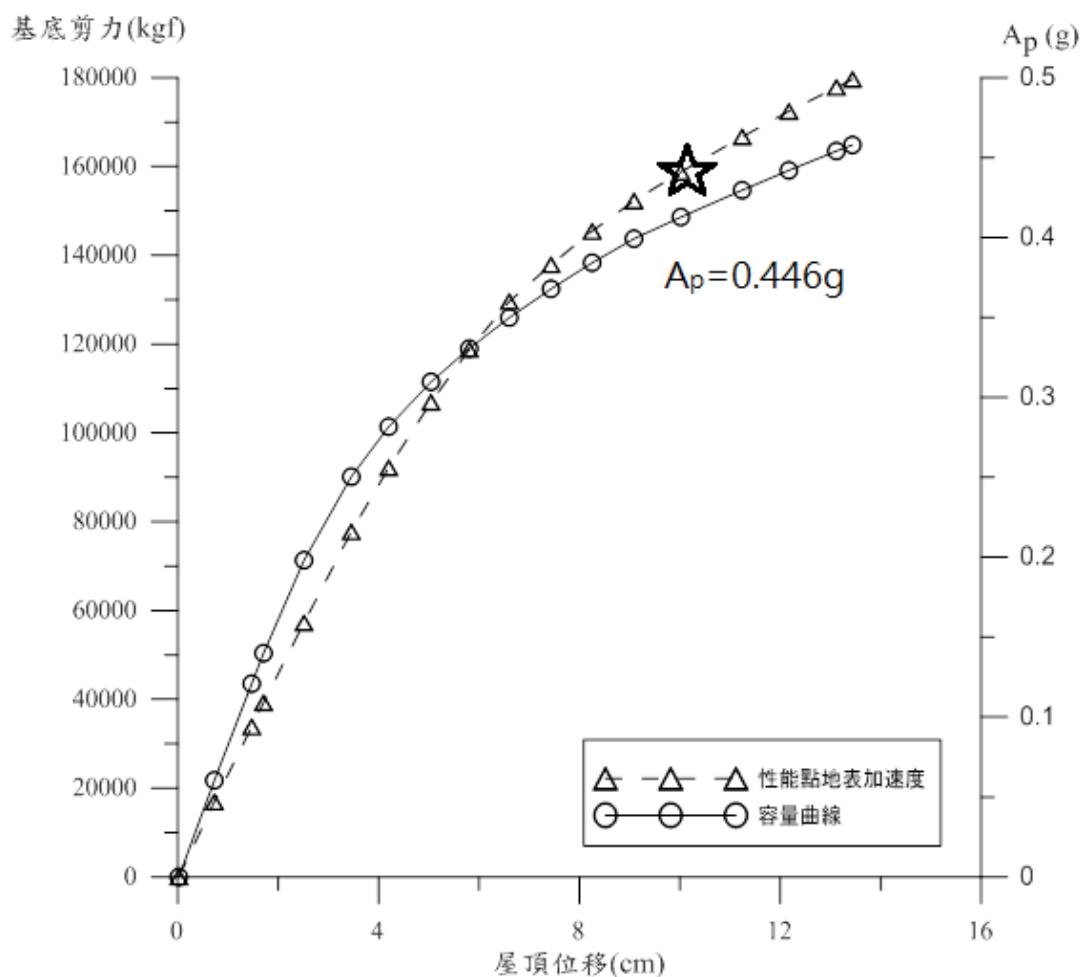


圖 5.97 案例八側推曲線和耐震性能

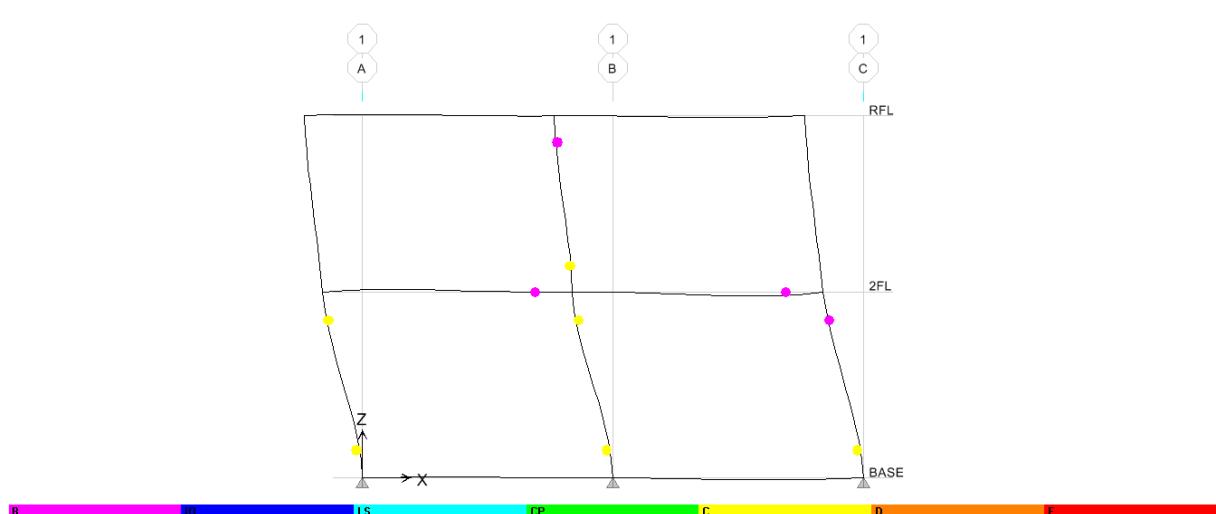


圖 5.98 案例八構架 1 性能點塑鉸發展情形

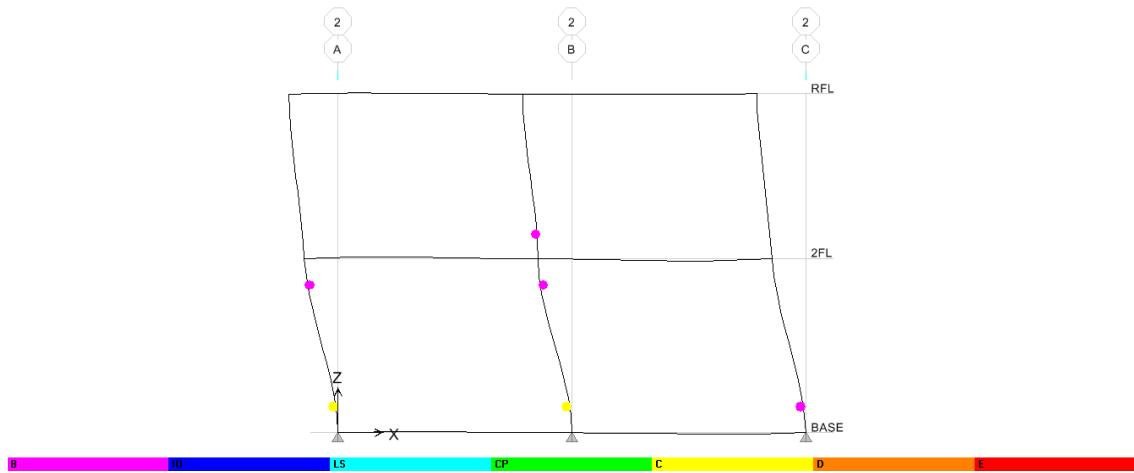


圖 5.99 案例八構架 2 性能點塑鉸發展情形

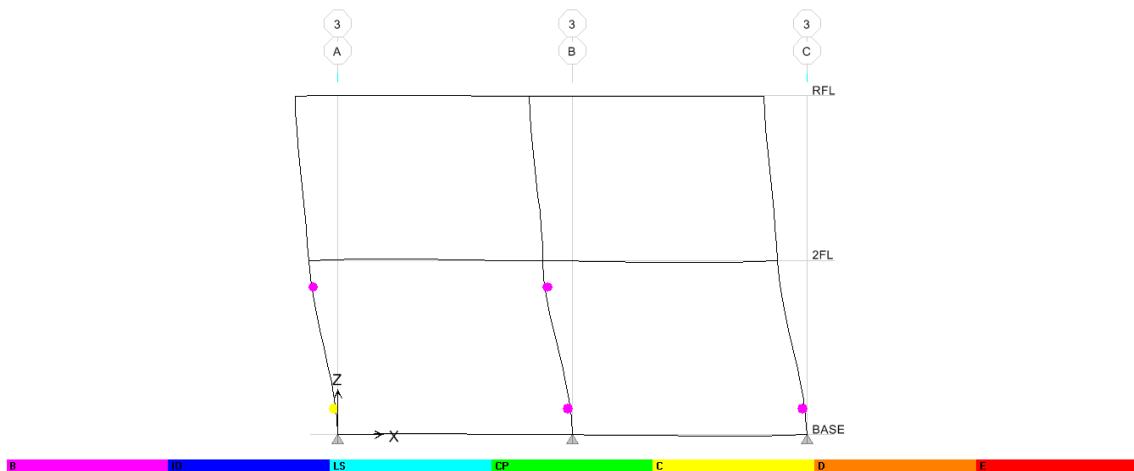


圖 5.100 案例八構架 3 性能點塑鉸發展情形

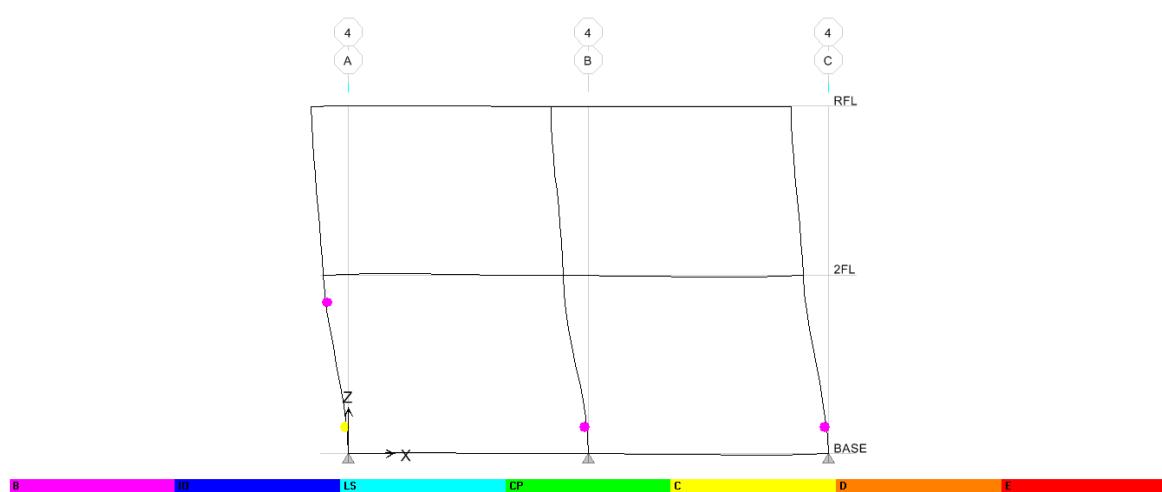


圖 5.101 案例八構架 4 性能點塑鉸發展情形

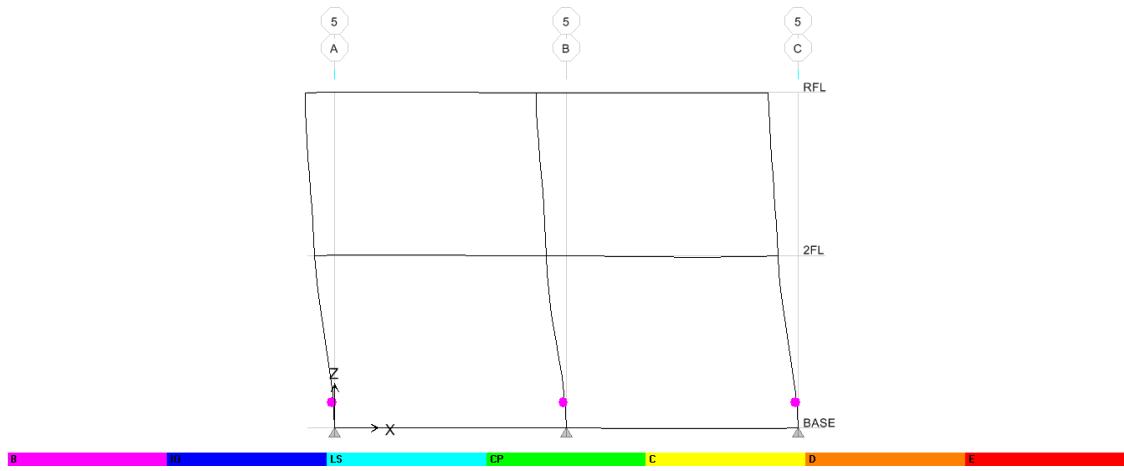


圖 5.102 案例八構架 5 性能點塑鉸發展情形

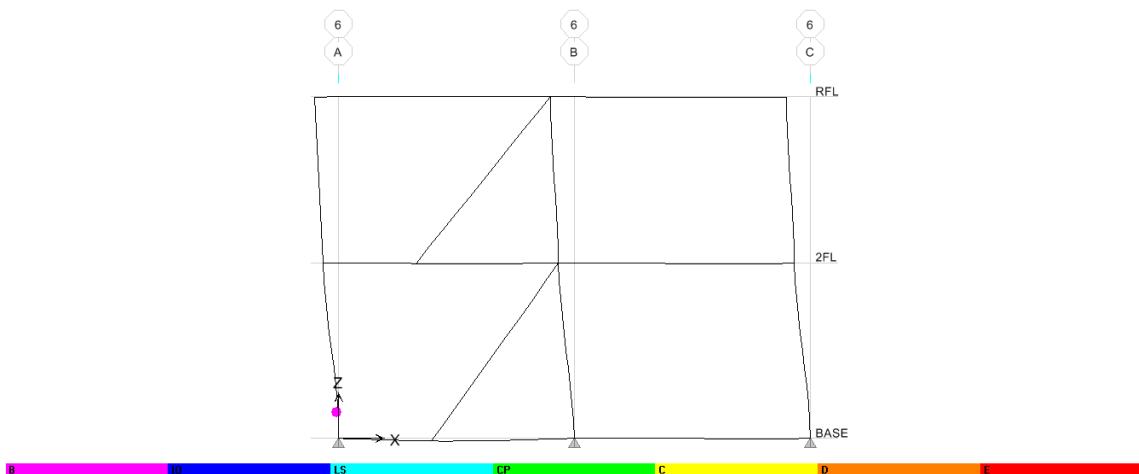


圖 5.103 案例八構架 6 性能點塑鉸發展情形

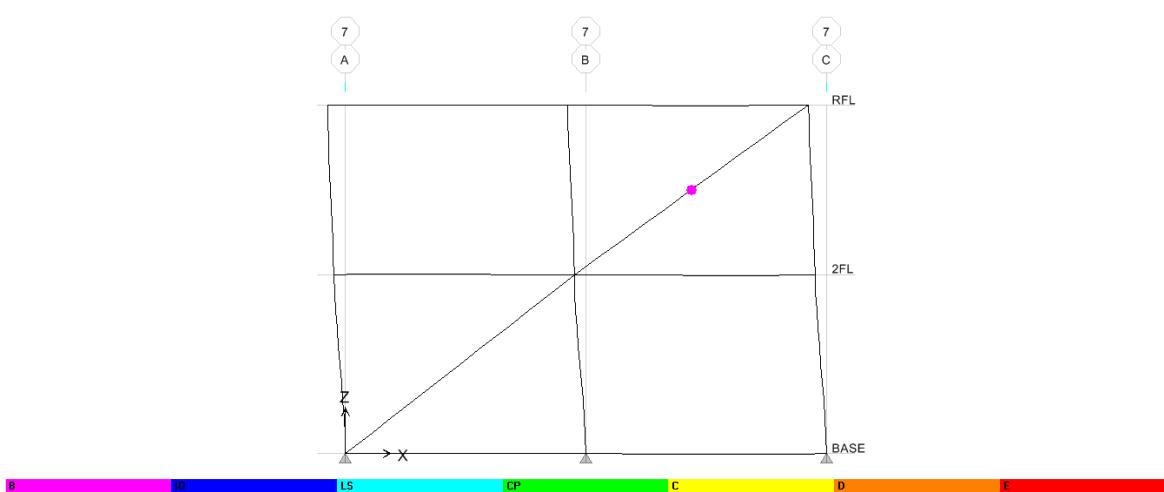


圖 5.104 案例八構架 7 性能點塑鉸發展情形

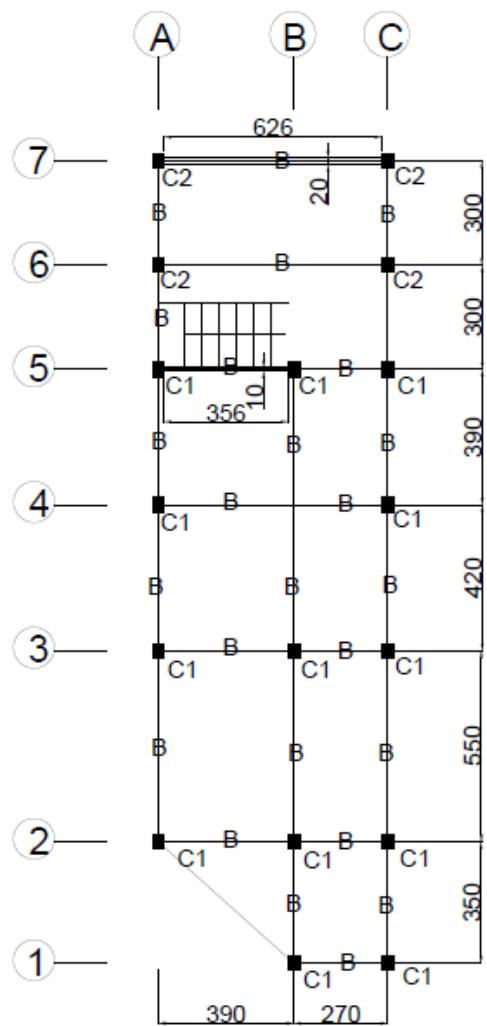


圖 5.105 案例九結構平面圖(基礎和一樓~四樓)
(單位 cm)

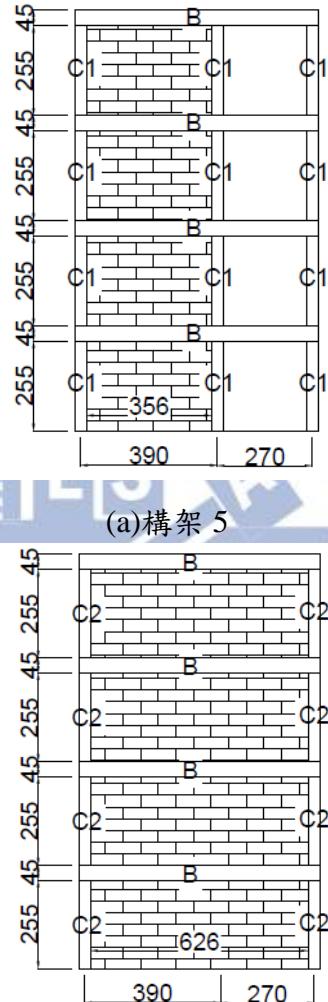


圖 5.106 案例九結構立面圖
(單位 cm)

1F~4F		1F~4F
C1	C2	B
34x42 10-#5	34x42 8-#6	30x45
hoop #3@25		

圖 5.107 案例九配筋圖
(單位 cm)

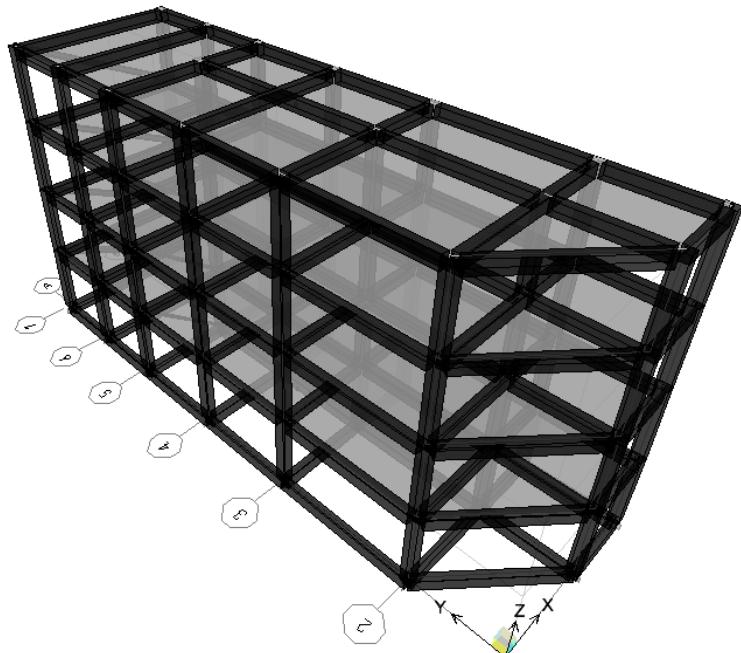


圖 5.108 案例九 ETABS 模型 3D 圖

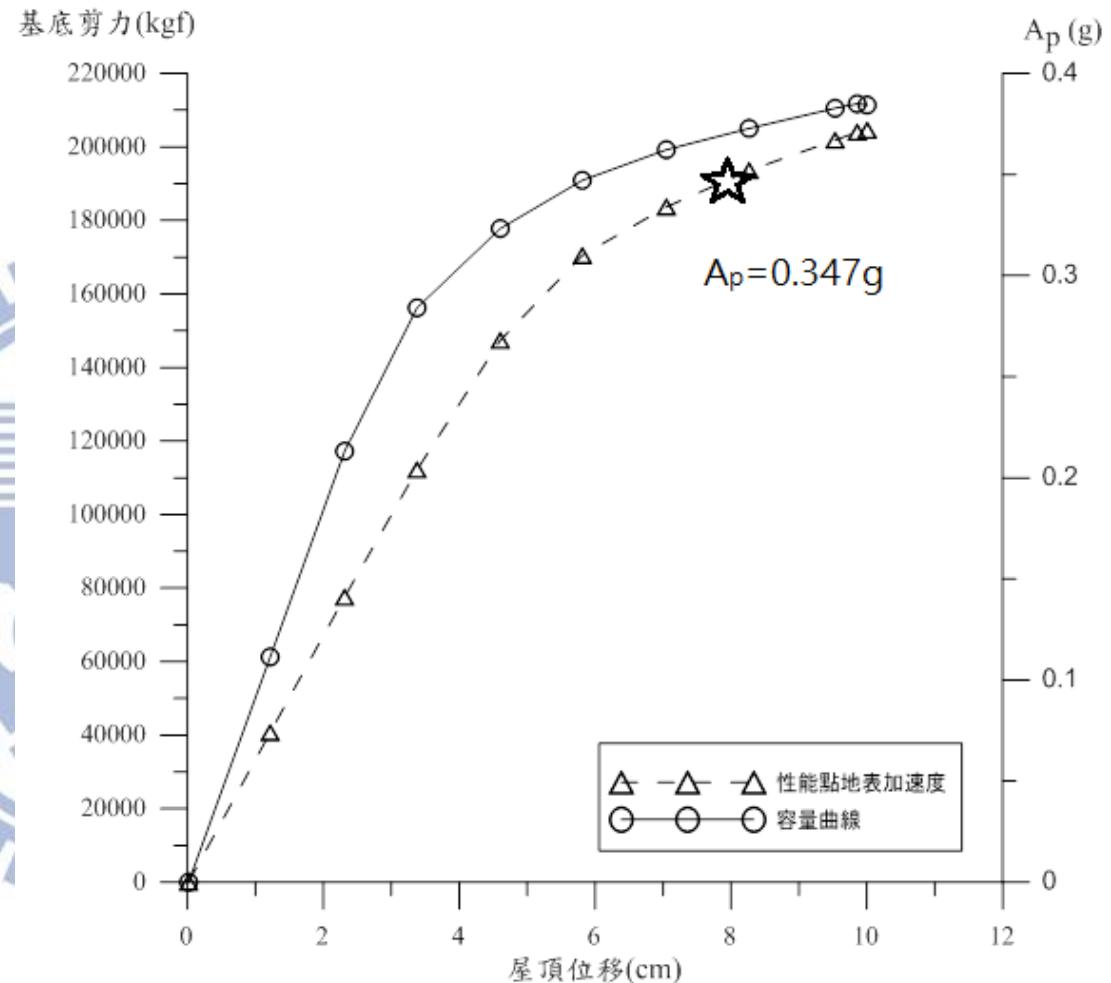


圖 5.109 案例九側推曲線和耐震性能

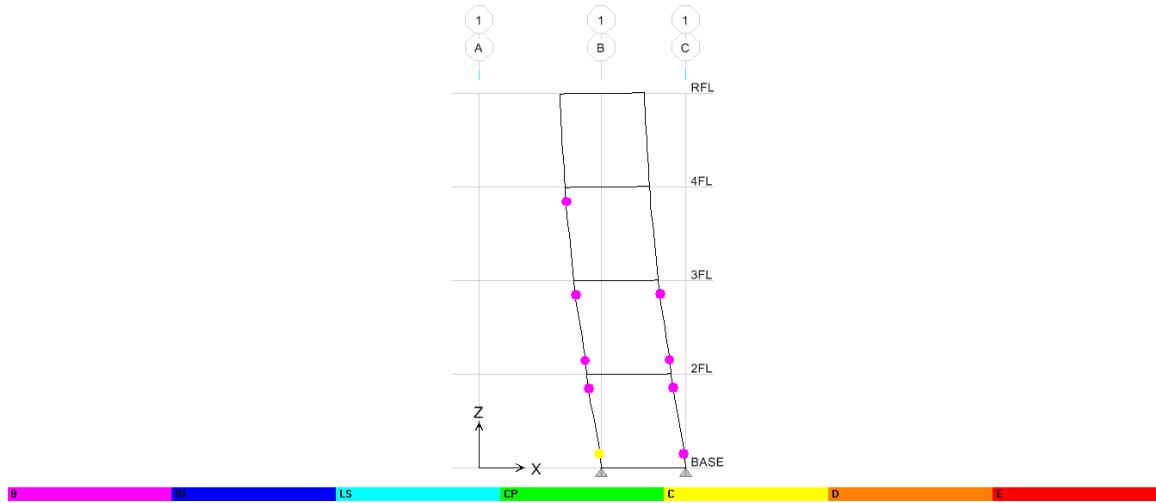


圖 5.110 案例九構架 1 性能點塑鉸發展情形

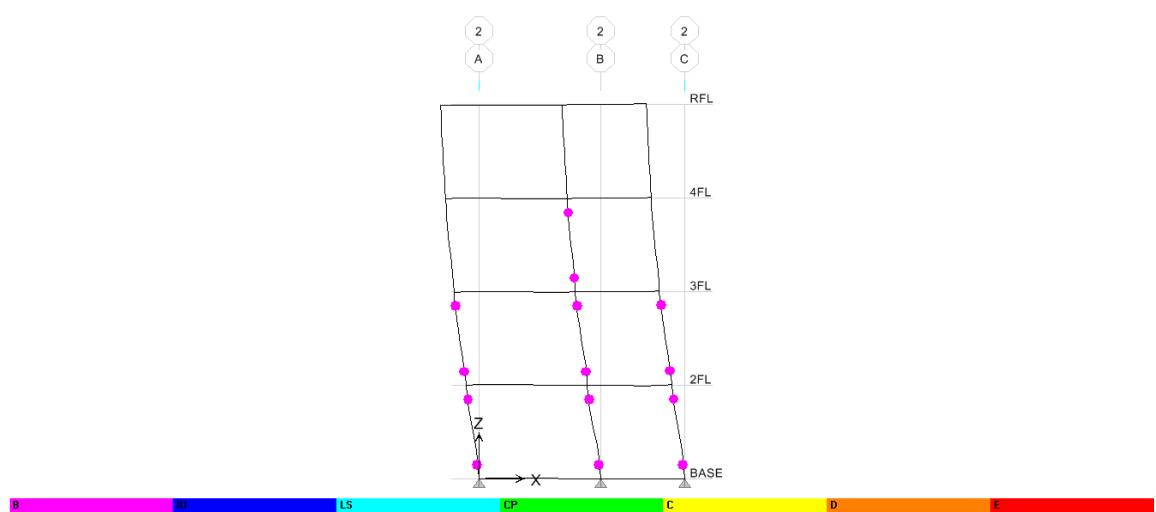


圖 5.111 案例九構架 2 性能點塑鉸發展情形

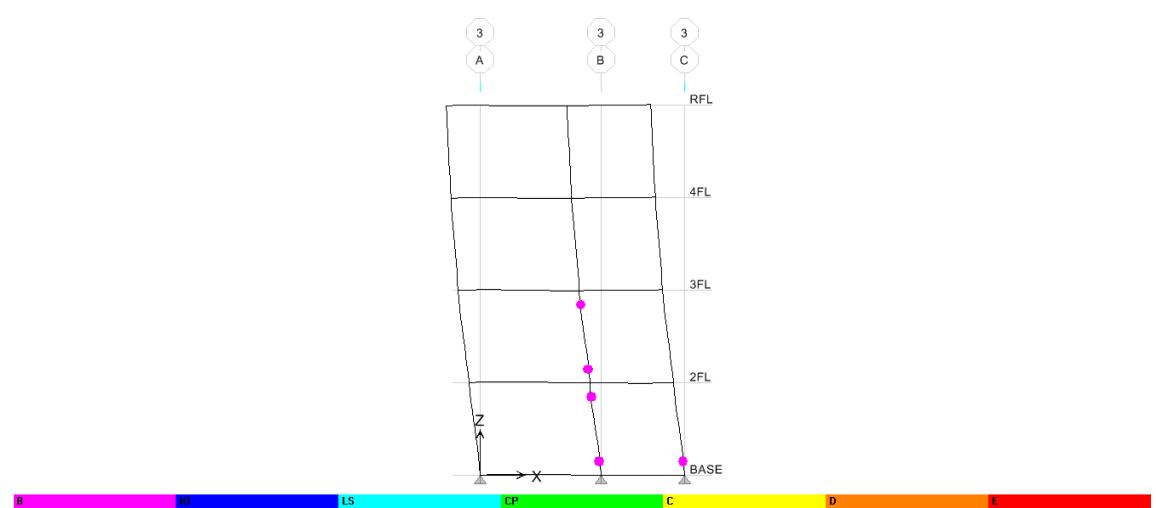


圖 5.112 案例九構架 3 性能點塑鉸發展情形

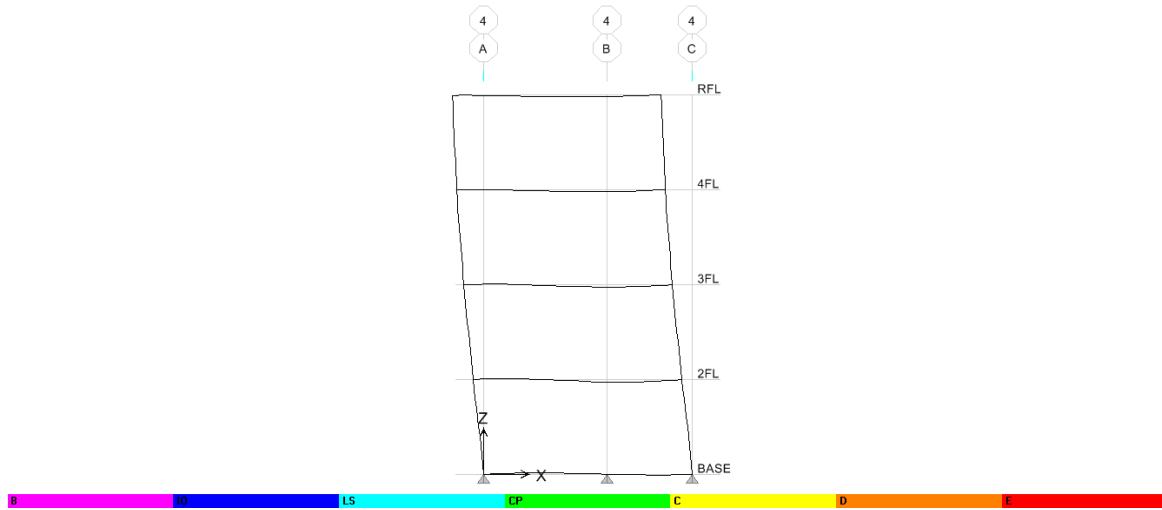


圖 5.113 案例九構架 4 性能點塑鉸發展情形

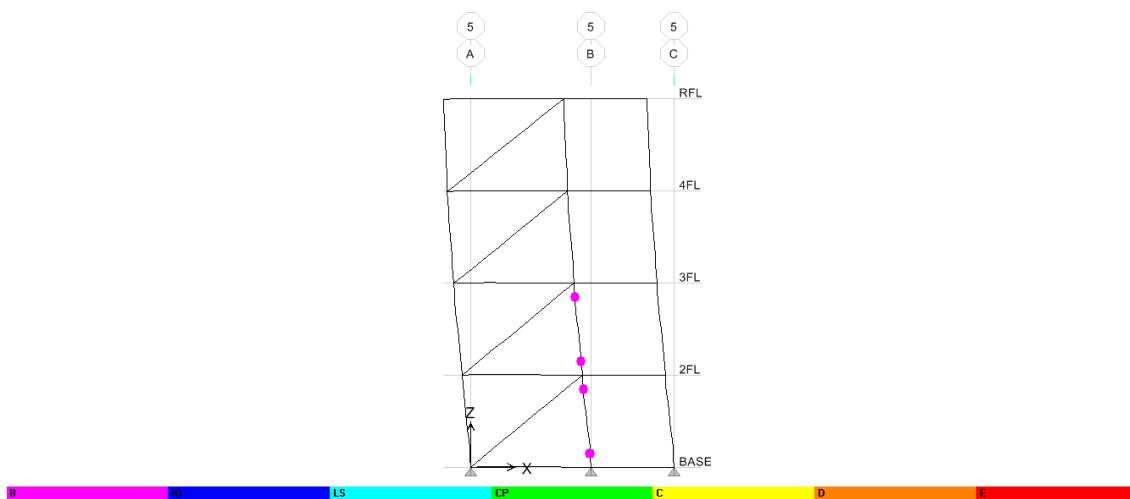


圖 5.114 案例九構架 5 性能點塑鉸發展情形

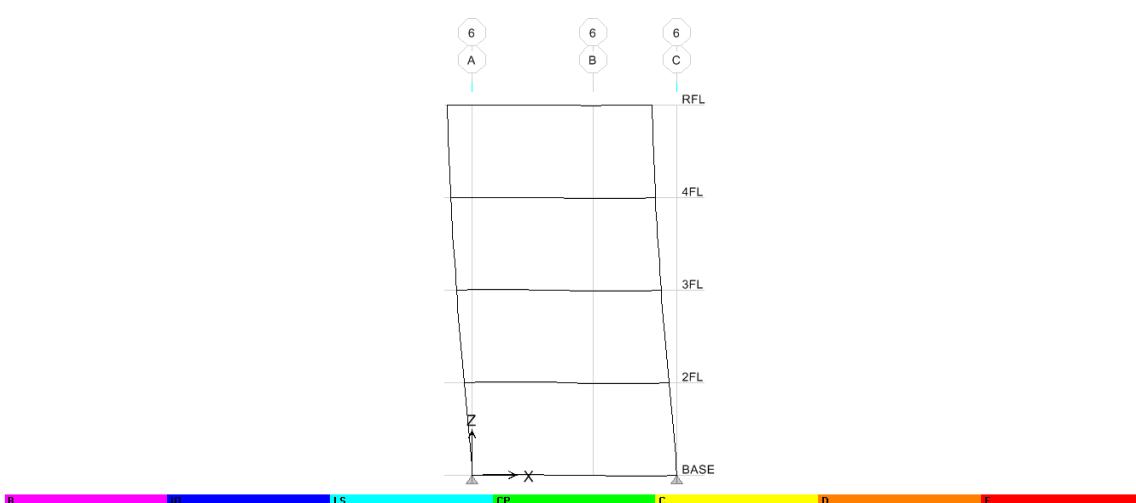


圖 5.115 案例九構架 6 性能點塑鉸發展情形

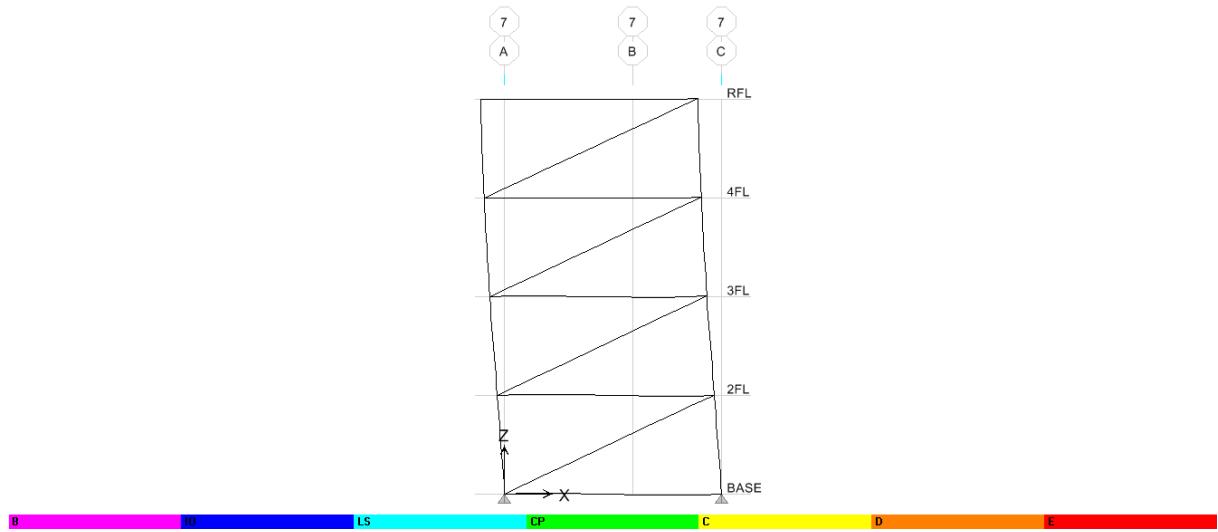


圖 5.116 案例九構架 7 性能點塑铰發展情形

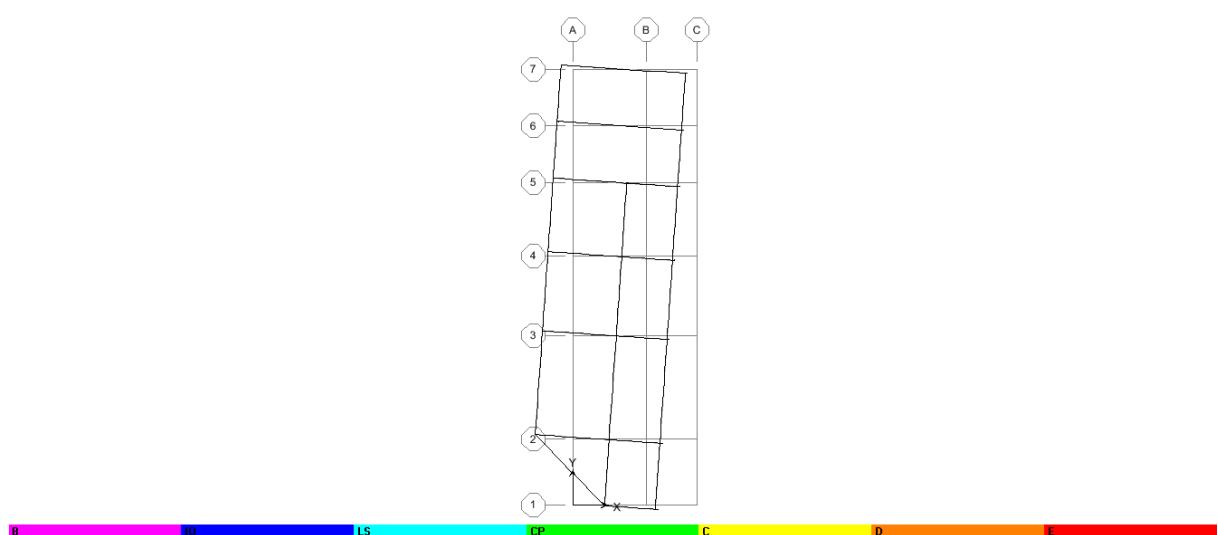


圖 5.117 案例九結構扭轉情形

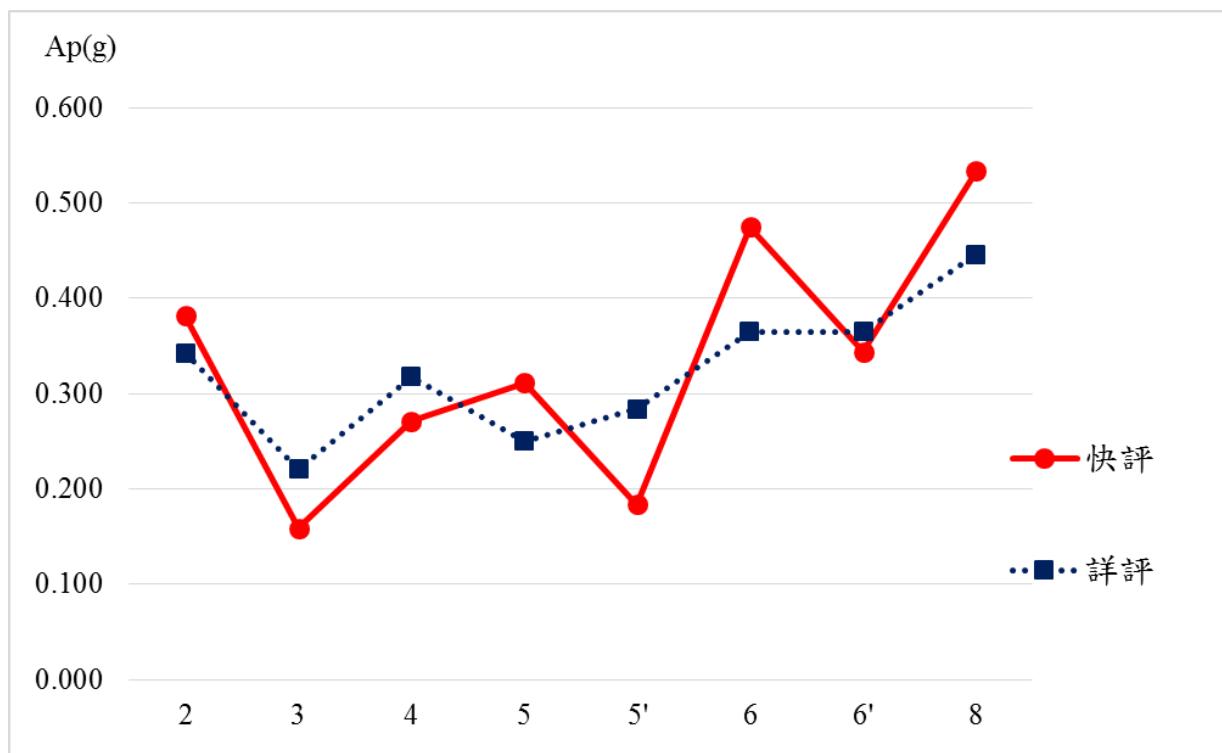


圖 5.118 各案例快評結果和詳評結果比較

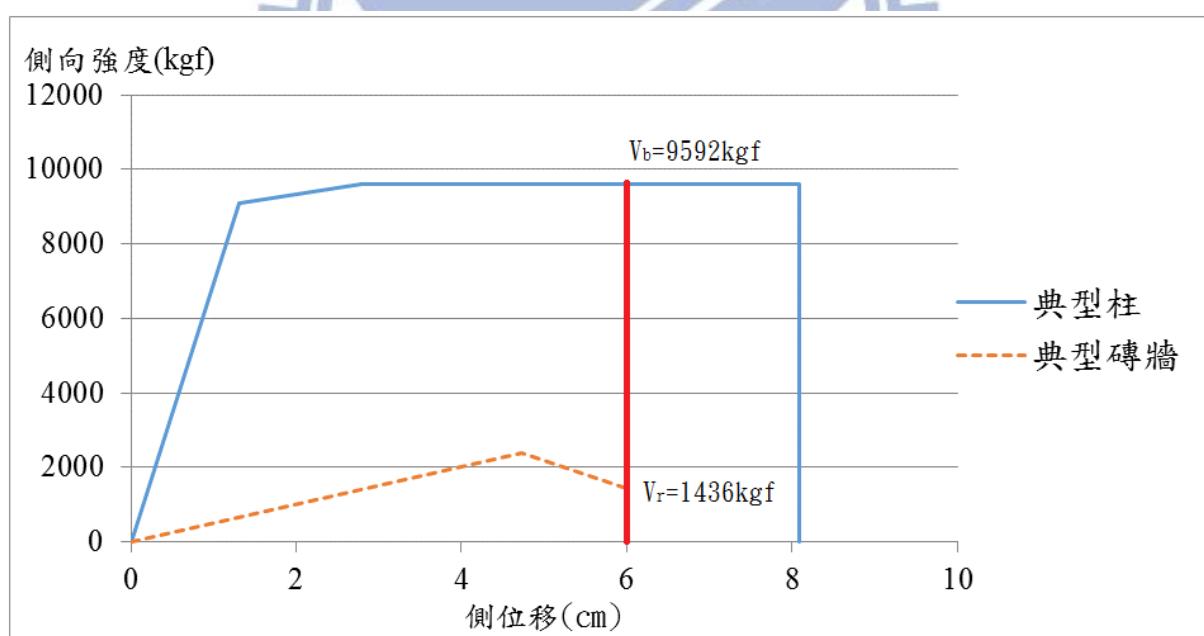


圖 5.119 典型柱和磚牆之側力與側位移關係圖

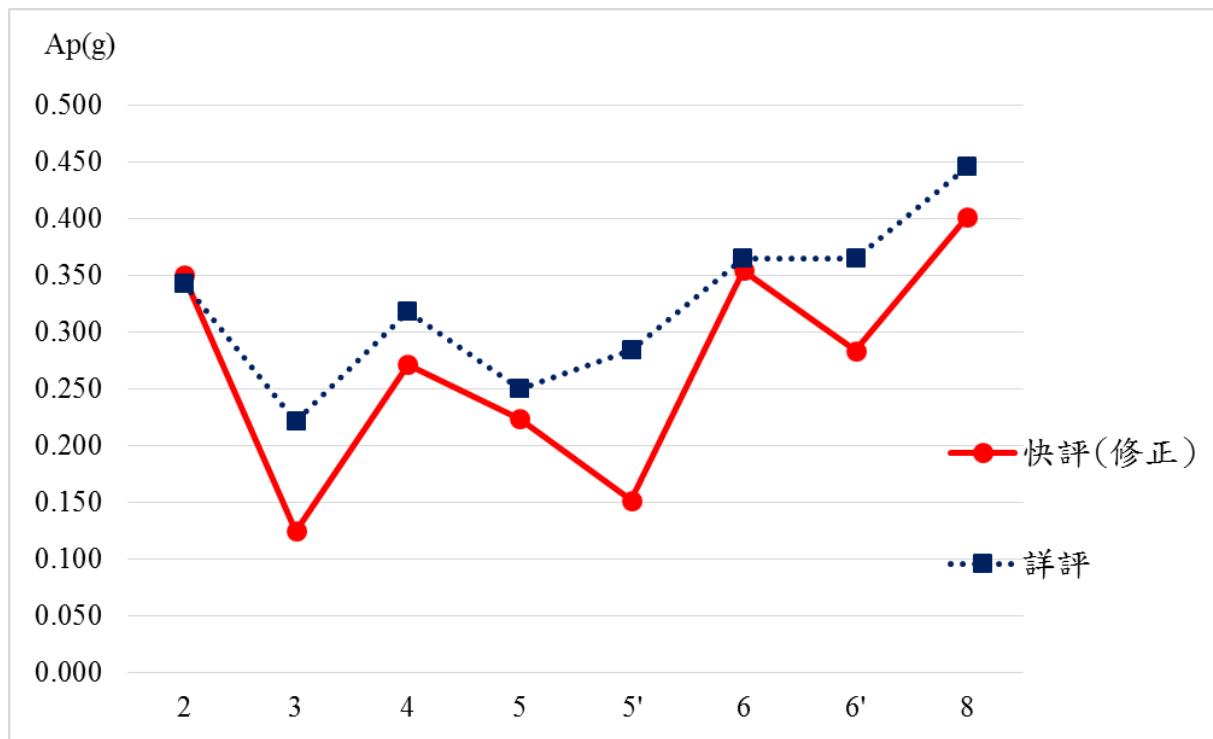


圖 5.120 各案例快評結果修改後和詳評結果比較

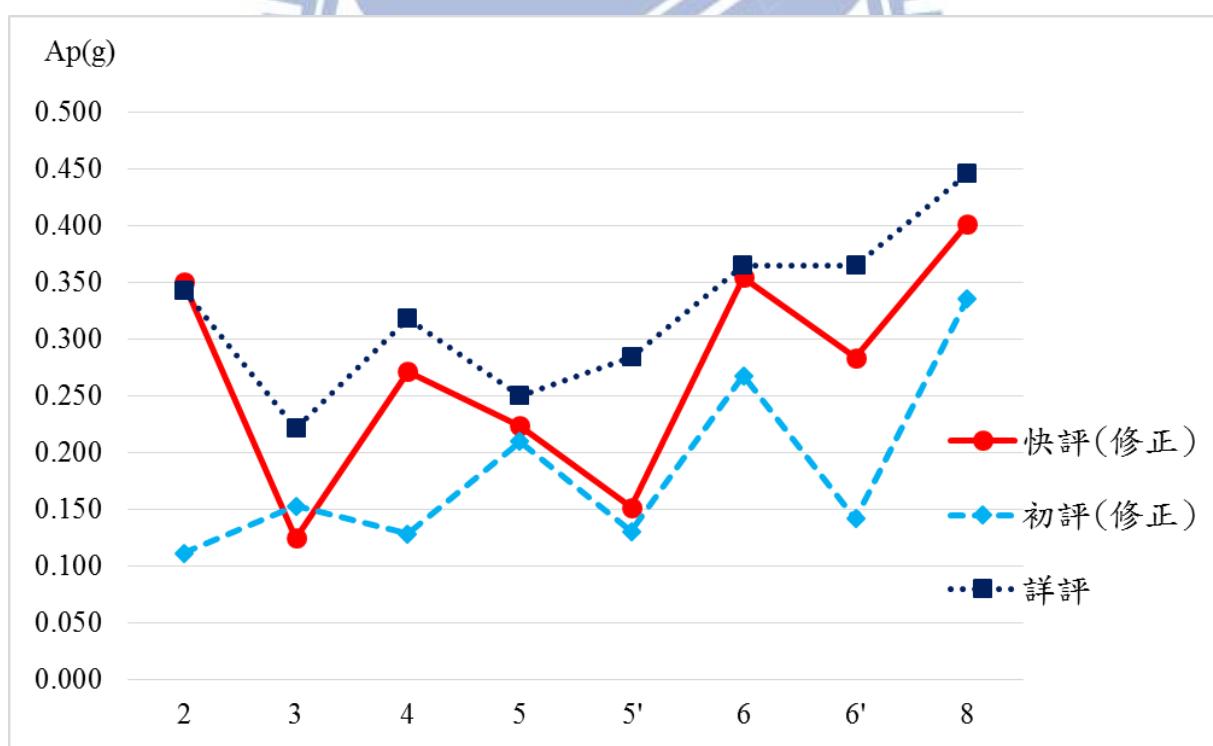


圖 5.121 各案例快評結果修改後和詳評結果與初評結果比較

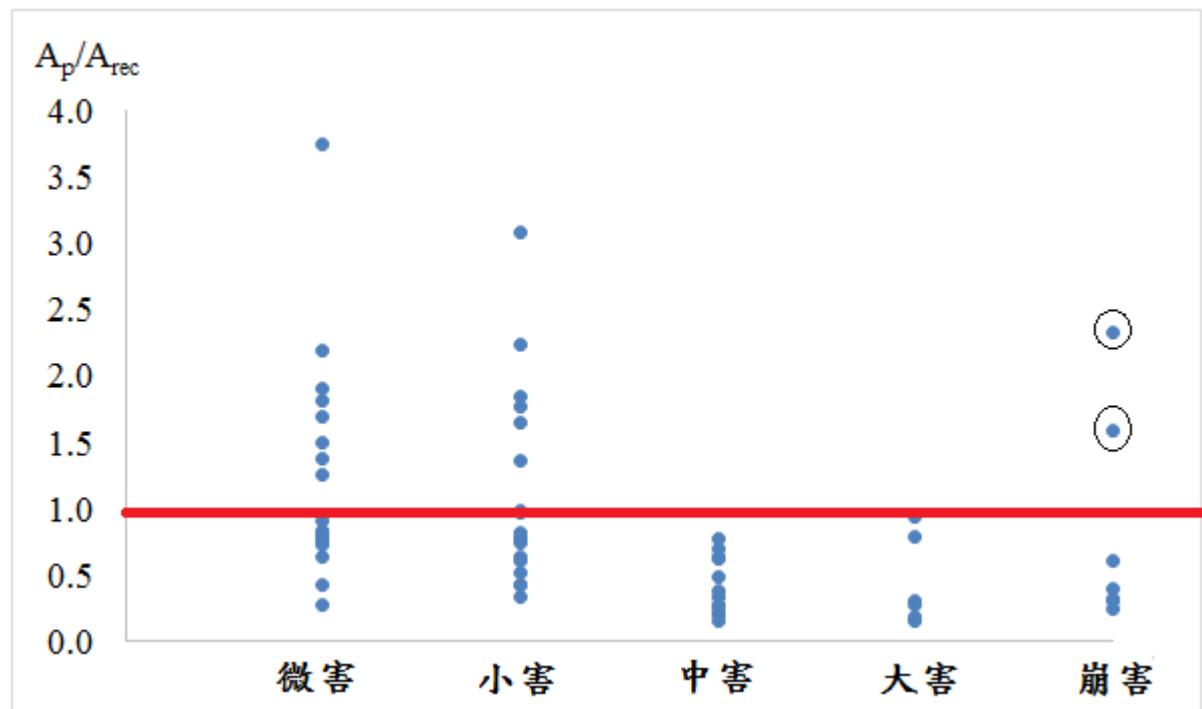


圖 6.1 A_p/A_{rec} 與震損程度比較



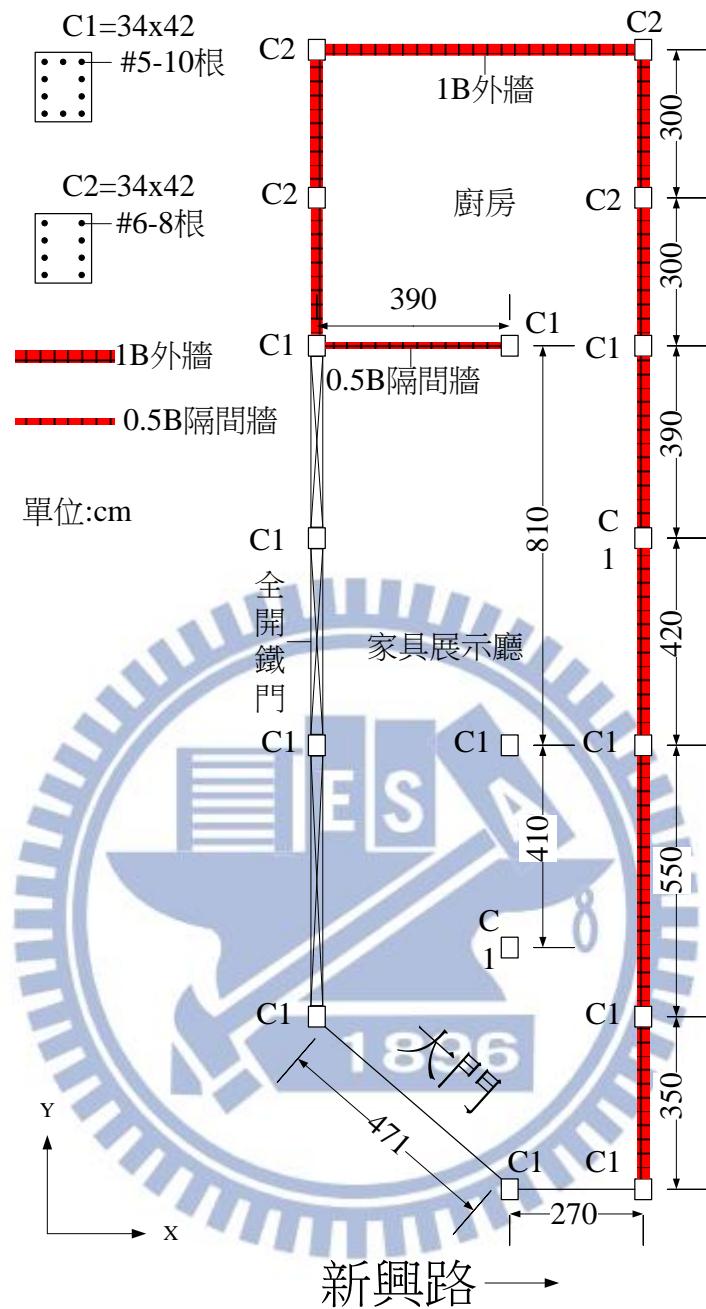


圖 6.2 恒春正興家具行結構平面圖[12]

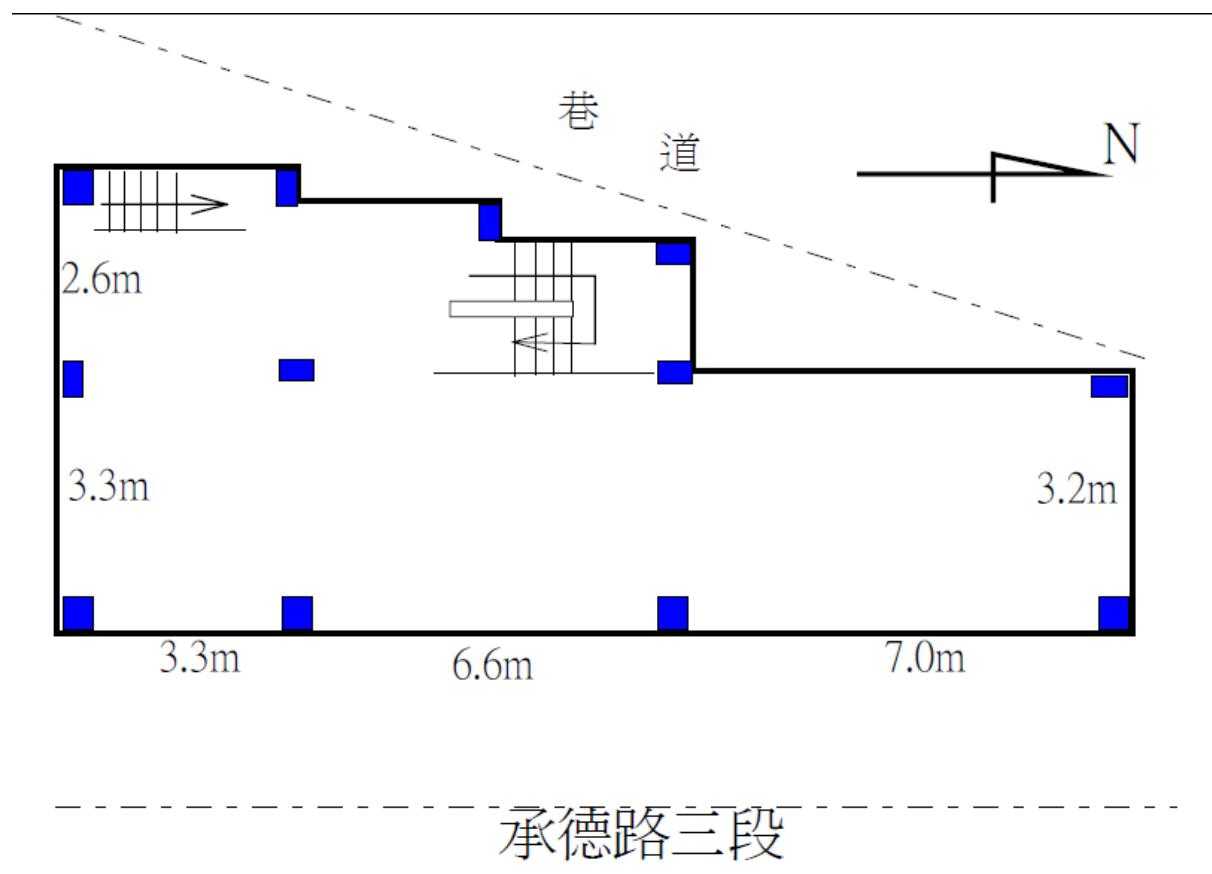


圖 6.3 承德路民宅結構平面圖[15]

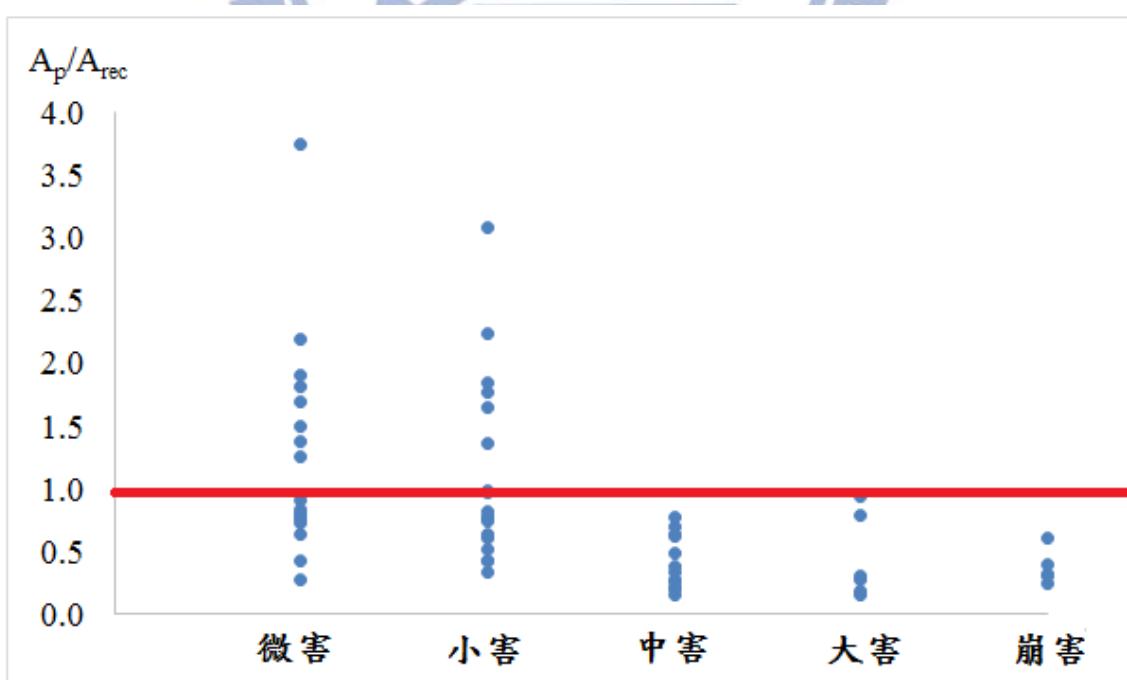


圖 6.4 A_p/A_{rec} (修改後)與震損程度比較

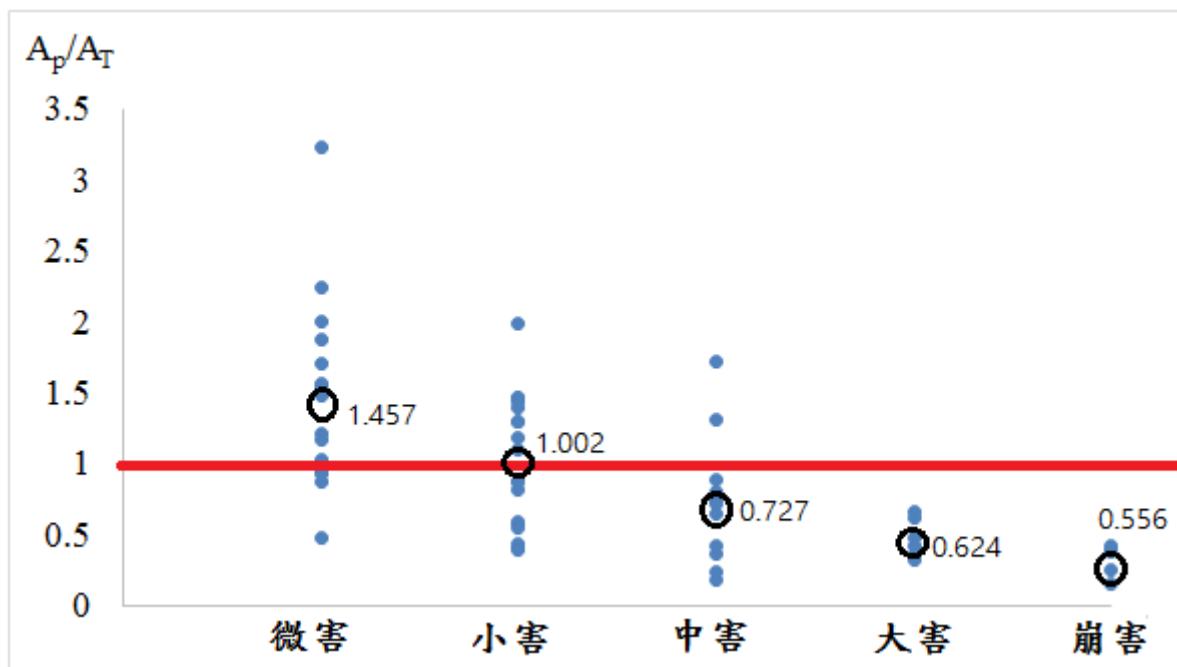


圖 6.5 A_p/A_T 與震損程度比較

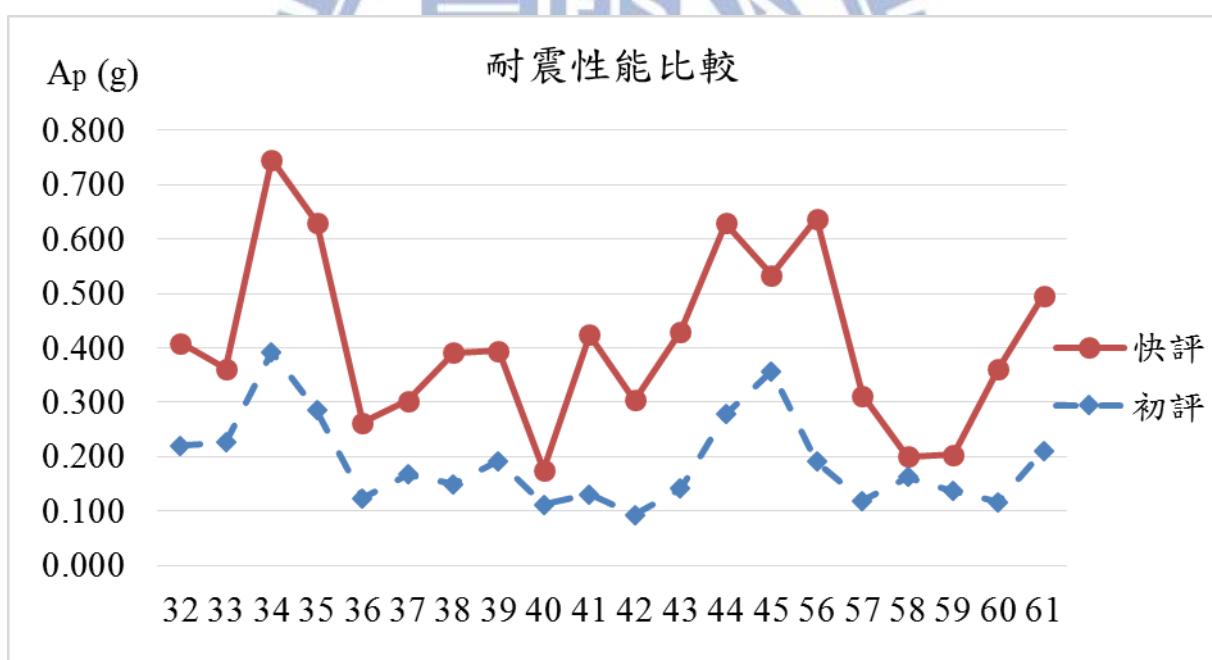


圖 6.6 修正後初評和快評耐震性能之比較



附錄 A 豎向構件之模擬

參考校舍結構耐震評估與補強技術手冊第二版[7]，下面會個別介紹雙曲率 RC 柱、RC 梁以及磚牆之側力與側位移關係和非線性鉸設定。

A.1 雙曲率 RC 柱之側力與側位移關係及非線性鉸設定

A.1.1 雙曲率 RC 柱之側力與側位移關係

Sezen 及 Moehle[A1]由一些試驗中發現，對於一承受軸力及側力作用且反曲點在柱正中央的雙曲率柱，可能有三種破壞模式，即撓剪破壞、剪力破壞及撓曲破壞。不同的破壞模式下柱子的容量曲線也會不同。以下會分別介紹撓剪破壞和剪力破壞時的側力與側位移關係曲線。

1. RC 柱撓剪破壞之側力與側位移關係曲線

撓剪破壞之側力與側位移關係曲線如圖 A.1(a)[7]，共有四個折點，分別為：

(1)原點：(0,0)

(2)彎矩降伏點： (Δ_y, V_b)

V_b 為雙曲率柱撓曲強度，根據材料力學，可由下式計算：

$$V_b = 2M_n / H \quad (\text{A.1})$$

其中 M_n 為鋼筋混凝土柱斷面之標稱彎矩強度(Nominal Moment Strength)， H 為柱之淨高。雙曲率柱勁度 k 可由下式計算：

$$k = 12(EI)_c / H^3 \quad (\text{A.2})$$

式中 $(EI)_c = 0.35E_c I_g$ 為柱開裂斷面的撓曲剛度， E_c 為混凝土彈性模數； I_g 為柱總斷面對其中心軸之慣性矩。 Δ_y 為雙曲率柱之降伏位移可計算為：

$$\Delta_y = V_b / k \quad (\text{A.3})$$

(3)剪力破壞點： (Δ_s, V_b)

Elwood 及 Moehle[A2]由 50 個各種尺寸及不同箍筋比之鋼筋混凝土柱試體，控制雙曲率變形試驗後得到柱體剪力破壞時剪應力與變位角(Drift Ratio)之關係曲線，用最小平方差的數值方法，歸納出撓剪破壞時的變位角可由下式計算：

$$\frac{\Delta_s}{H} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (\text{A.4})$$

式中 H 為柱淨高； $\rho'' = \frac{A_{st}}{b \times s}$ 為剪力箍筋體積比； A_{st} 為剪力筋總斷面積，計算剪力鋼筋於箍筋間距(s)內之斷面積； b 為柱寬； $v_m = V_b/bd$ 為剪應力； V_b 為雙曲率柱撓曲強度所對應之作用剪力； d 為柱斷面之有效深度，可設為柱深 h 之 0.8 倍； f'_c 為混凝土抗壓強度； A_g 為柱斷面積；及 P 為柱承受之軸力。

(4)軸力破壞點： $(\Delta_a, 0)$

Elwood 及 Moehle[A2]亦由試驗得到柱試體到達軸向破壞時軸力與變位角之關係，並歸納出軸向破壞時的變位角可由下式計算：

$$\frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{\kappa' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \quad (\text{A.5})$$

式中 f_{yt} 為箍筋降伏強度； d_c 為柱核心混凝土的深度，由箍筋中心至中心計算之； θ 為剪力裂縫與水平的夾角，一般可定為 65° ，但不可超過 $\tan^{-1}(H/h)$ ；而係數 κ' 為 Moehle 等人[A1]於 2002 年所提出折減 90 度彎鉤對於箍筋剪力強度之影響， κ' 隨著韌性比 μ 增加，由 1 變化到 0.7，可參考下式，其中韌性比 $\mu = \Delta_s / \Delta_y$ ：

$$\kappa' = \begin{cases} 1 & 0 \leq \mu < 2 \\ 1.15 - 0.075\mu & 2 \leq \mu < 6 \\ 0.7 & 6 \leq \mu \end{cases} \quad (\text{A.6})$$

2.RC 柱剪力破壞之側力與側位移關係曲線

剪力破壞之側力與側位移關係曲線如圖 A.1(b)[7]，共有三個折點，分別為：

(1)原點：(0,0)

(2)剪力極限點： (Δ_u, V_n)

依據美國 ACI 318-11 規範[A3]，鋼筋混凝土結構的剪力強度 V_n 乃是由混凝土所提供的剪力強度 V_c 再加上箍筋所提供的剪力強度 V_s ，其建議之混凝土剪力強度計算方式如下：

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \quad (A.7)$$

箍筋之剪力強度計算方式如下：

$$V_s = \frac{A_{st} f_{yt} d_c}{s} \cot \alpha \quad (A.8)$$

式中 f_{yt} 為箍筋降伏強度； α 為剪力裂縫與柱軸線之夾角，ACI 一般建議 α 為 45° ， d_c 以 d 取代。但考慮剪力裂縫與柱軸線之夾角 α 在柱軸力作用下，將會小於 45° 。因此將剪力裂縫角度 α 納入考慮，剪力裂縫角度 α 依柱身混凝土主應力方向之計算，可由下式修正：

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\tan^{-1} \left(\frac{\sigma}{2f_t \sqrt{1 + \sigma/f_t}} \right)}{2} \quad (A.9)$$

式中 $\sigma = P / A_g$ 為軸壓應力； $f_t = 1.06\sqrt{f'_c}$ 為混凝土抗拉強度。由式(A.7)及式(A.8)即可得到柱的剪力強度 V_n ，如下式計算：

$$V_n = V_c + V_s \quad (A.10)$$

Δ_u 為柱體發生剪力破壞時之側位移，其計算公式如下：

$$\Delta_u = V_n / k \quad (A.11)$$

(3)軸力破壞點： $(\Delta_a, 0)$

軸向破壞位移 Δ_a 之計算公式同式(A.5)，為符合脆性破壞之特性，故限制其值不大於 $0.04H$ 。

3. 撓曲破壞側向載重位移曲線

若柱有足夠的箍筋量，其破壞模式會趨向於撓曲破壞。當柱的撓曲強度 V_b 較衰減後的剪力強度為低時，柱受側力時，柱以勁度 k 變形，當側力達到 V_b ，柱主筋降伏，為保守及簡化起見，假設主筋不發生應變硬化，側力強度保持定值，直到柱發生主筋斷裂、挫屈或圍束混凝土壓碎等撓曲破壞模式，側力強度會下降，但不會喪失其軸力承載能力。由於撓曲破壞及撓剪破壞皆為韌性破壞，且皆發生在柱端塑鉸發生後，其分野在分析上不易區隔，為簡化及保守分析起見，本文以撓剪破壞側向載重位移曲線來定義可能的撓曲破壞行為。

A.1.2 RC 柱之非線性鉸設定

由於在構架非線性反應過程中，柱的反曲點位置會變化，在分析之前，無法指定柱的破壞模式。因此在非線性鉸的設定上，需在柱的兩端設置彎矩非線性鉸，以表現撓剪或撓曲的破壞模式；在柱的中間設置剪力非線性鉸，以表現剪力破壞。

1. 柱之撓曲非線性鉸

一根淨高 H 的柱，先假設其反曲點在柱中點來定義非線性鉸性質。依前述撓剪破壞模式下之側向載重位移曲線，可保守地定義反映撓剪或撓曲破壞模式之彎矩非線性鉸參數，但為避免低估構件初始勁度，以致在彈性分析時，發生結構振動週期過大之情形，而於側向載重位移曲線上之 M_n 點之前新增一降伏彎矩點(M_y)，並令其值不得大於 $0.95M_n$ ，再將柱開裂斷面之撓曲剛度調整為 $0.7E_c I_g$ ，依此可定義彎矩非線性鉸參數，如圖 A.2[7]所示。參數之設定值如表 A-1[7]所示，表中 SF(Scale Factor)所相對應之 Moment SF 為 M_n ；而 Rotation SF 固定為 1。表 A-1[7]中之參數定義如下：

$$a = \frac{\Delta_n}{H} - \frac{\Delta_y}{H} \quad (\text{A.12})$$

$$b = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_y}{H} \quad (\text{A.13})$$

$$c = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) \quad (\text{A.14})$$

$$\Delta_y = \frac{V_b}{k} = \frac{V_b H^3}{12(EI)_c} = \frac{V_b H^3}{12(0.7E_c I_g)} \quad (\text{A.15})$$

依照以上彎矩非線性鉸之參數，修改 M3 非線性鉸之 A~E 五個點(若進行 X 方向之側推分析，乃修改 M3 非線性鉸；若進行 Y 方向之側推分析，則修改 M2 非線性鉸)。

2. 柱之剪力非線性鉸參數

一根淨高為 H 的柱，依據剪力破壞模式下之側向載重位移曲線，可定義剪力非線性鉸參數。其非線性鉸參數與側向載重位移曲線間的關係如圖 A.3[7] 所示，參數之設定值如表 A-2[7]所示，相對應之 Force SF 為 V_n ；而 Disp. SF 為柱淨長 H 。表 A-2[7]中之參數定義如下：

$$d = \min\left(\frac{\Delta_a}{H}, 0.04\right) \quad (\text{A.16})$$

依照以上之剪力非線性鉸參數修改 V2 非線性鉸之 A~E 五個點(若進行 X 方向之側推分析，乃修改 V2 非線性鉸；若進行 Y 方向側推分析，則修改 V3 非線性鉸)。本文柱剪力破壞之側力載重位移曲線，僅需要三個點即可定義非線性鉸曲線，因此在非線性鉸參數設定上，將 C、D 與 E 點的值皆設定為到達軸向破壞位移時之參數。其中為使側推分析較不易造成非線性求解發散，可將 D 點及 E 點之位移值放大為 C 點 10 倍，此項設定並不會影響使用者所求得結果之準確性。

A.2 RC 梁非線性鉸設定

A.2.1 RC 梁之斷面設定

在考慮開裂斷面之情形下，梁開裂斷面之撓曲剛度採用 $0.35E_c I_g$ ，其中 E_c 為混凝土彈性模數， I_g 為總斷面對其中心軸之慣性矩。鋼筋混凝土結構之梁常與樓版連接形成 T 型梁，使梁的模擬應考慮 T 型梁之行為，梁應考慮 T 型梁斷面剛度。若分析模型中，梁使用矩形斷面替代 T 型作為輸入，則開裂斷面之撓曲剛度應設為 $0.7E_c I_g$ ，其中， I_g 為矩形梁斷面慣性矩，此係估計 T 型梁斷面之慣性矩約為矩形斷面之兩倍。T 型梁在受負彎矩作用時，在有效翼緣寬度內之版鋼筋會參與作用，而增加其計算之彎矩強度。而有效翼緣寬度之計算應依下列規定計算之：

1. T 型梁翼緣之有效版寬不得超過該梁跨度之 $1/4$ ；梁腹每側懸出之有效翼緣寬度不得超過翼緣厚(版厚)之 8 倍或該梁與鄰梁間淨距之 $1/2$ 。
2. 梁僅一側有翼緣者，其有效懸出翼緣寬度不得超過該梁跨度之 $1/12$ 、翼緣厚(版厚)之 6 倍或該梁與鄰梁間淨距之 $1/2$ 。

A.2.2 RC 梁之非線性鉸設定

RC 梁之非線性鉸可以依據 ASCE 41-06[A4]所建議之 RC 梁非線性鉸參數進行設定，其建議之 RC 梁彎矩非線性鉸載重位移關係曲線如圖 A.4(a)[7]所示，RC 梁之彎矩非線性鉸參數設定值如表 A-3[7]所示，其參數之計算可參考表 A-4[7]，表中所相對應之 Moment SF 為 M_n ；而 Rotation SF 固定為 1 。而表 A-4[7]中 ρ_{bal} 為產生平衡應變狀態之鋼筋比； ρ 為受拉鋼筋比； ρ' 為受壓鋼筋比； $V = (M_{ni}^+ + M_{nj}^-)/L$ 或 $V = (M_{ni}^- + M_{nj}^+)/L$ ，其中 L 為梁淨跨距， M_{ni}^+ 、 M_{ni}^- 為梁左端正、負彎矩強度， M_{nj}^+ 、 M_{nj}^- 為梁右端正、負彎矩強度。

RC 梁剪力非線性鉸載重位移關係曲線如表 A.4(b)[7]所示，RC 梁之剪力非線性鉸參數設定值如表 A-5[7]所示，其參數之計算可參考表 A-6[7]，相對應之 Force SF 為 V_n ；而 Disp. SF 為梁淨跨距 L 。

A.3 磚牆之模擬及非線性鉸設定

本文採用建築物磚構造設計及施工規範[A5]以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。

由於磚牆受水平側向外力作用時具有壓力斜撐之機制，故可將磚牆在地震時之行為模擬為一等值受壓斜撐，其端點是以鉸接與構架相連。

A.3.1 磚牆之臨界破裂角與破壞路徑：

計算磚牆之水平極限強度之前，需先探討磚牆之臨界破壞角與破壞路徑。臨界破壞角乃是當磚牆達極限載重時，其破壞裂縫沿對角線中心附近之磚縫間擴展，若破裂路徑能在最短水平距離內，完全藉由水平及垂直灰縫產生，而不造成紅磚之劈裂破壞，則將此破壞角度定義為臨界破壞角。

臨界破裂角 θ_c 之大小受磚砌工法之不同而異，若紅磚塊之長寬厚分別為 l_b 、 w_b 及 h_b ，水平及垂直磚縫寬分別為 g_h 及 g_v ，則一般慣用砌法之臨界破裂角可分別表示如下：

(1) 英國式砌法(俗稱一順一丁砌法)：

$$\tan \theta_c = \frac{h_b + g_h}{w_b + g_v} \quad (A.17)$$

(2) 法國式砌法(亦稱梅花丁砌法)：

$$\tan \theta_c = \frac{2(h_b + g_h)}{w_b + l_b + 2g_v} \quad (A.18)$$

(3) 二順一丁砌法：

$$\tan \theta_c = \frac{3(h_b + g_h)}{2(w_b + g_v)} \quad (A.19)$$

(4) 順砌法：

$$\tan \theta_c = \frac{2(h_b + g_h)}{l_b + g_v} \quad (A.20)$$

上述砌法及其臨界破壞角可參考圖 A.5[A5]，另外順砌法主要用於 0.5B 磚厚之磚牆，其餘砌法普遍用於 1B 或 1B 以上之磚牆。

A.3.2 磚牆之水平極限強度：

磚牆之面內水平剪力強度受不同高寬比、RC 構架束制條件的影響而有不同破壞路徑。依照不同的邊界束制條件，磚牆的水平極限剪力之計算方式分別如下：

(A) 四邊圍束—指四邊皆鄰接邊界柱梁之磚牆：

當 $\tan \theta_c \geq (H_b/W_b)$ 時：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f + H_b \times 0.45 f_{mbt}) \quad (A.21)$$

當 $\tan \theta_c < (H_b/W_b)$ 時：

$$V_n = T_b \times \left[W_b \times \tau_f + H_1 \times 0.45 f_{mbt} + (H'_b - H_1) \times (0.45 f_{mbt} + 0.45 f_{bt})/2 \right] \quad (A.22)$$

(2) 三邊圍束—指左右有一單側邊未鄰接邊界柱之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f + H_2 \times 0.45 f_{mbt}) \quad (A.23)$$

(3) 無側邊圍束—指左右雙側邊均未鄰接邊界柱之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f) \quad (A.24)$$

(4) 台度磚牆—指頂邊因開窗而未鄰接邊界梁之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times 0.7 \tau_f + H_2 \times 0.45 f_{mbt}) \quad (A.25)$$

上式中， $H'_b = \min(H_b, W_b)$ ； $H_1 = W_b \tan \theta_c$ ； $H_2 = 0.5 W_b \tan \theta_c \leq H_b$ ； τ_f 與 f_{mbt} 分別為紅磚與砂漿介面之摩擦強度及劈裂強度， f_{bt} 為紅磚自體劈裂強度，可依下列試驗公式計算：

$$\tau_f = 0.0337(f_{mc})^{0.885} + (0.654 + 0.0005047 f_{mc}) \sigma_N \quad (A.26)$$

$$f_{mbt} = 1.079(f_{mc})^{0.338} \quad (A.27)$$

$$f_{bt} = 0.22 f_{bc} \quad (A.28)$$

其中 σ_N 為磚牆之垂直到軸應力； f_{mc} 與 f_{bc} 分別為砂漿及紅磚依 CNS 國家標

準規定測試之單軸抗壓強度。

A.3.3 磚牆之水平極限位移：

根據虎克定律、平面應力-應變、應變-位移關係所推導出的磚牆水平外力 V 與水平位移 Δ 之關係，可得到磚牆水平極限位移的計算公式如下：

$$\Delta_u = \frac{\lambda V_n}{E_u T_b} \quad (A.29)$$

令 $\lambda = \left[\left(\frac{5}{4} + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{W_b}{H_b} + \left(2 + \frac{7}{4} \nu \right) \frac{H_b}{W_b} + \left(2 + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{H_b^3}{W_b^3} \right]$ (A.30)

其中 ν 為波松比，其值可取為 0.15； T_b 為磚牆之厚度； E_u 為磚牆達極限點時之割線模數；且 $0.5 \leq H_b/W_b \leq 2.0$ 。式(4.99)中，若 (H_b/W_b) 小於 0.5 者以 0.5 計，若 (H_b/W_b) 大於 2.0 者以 2.0 計，亦即 $0.5 \leq (H_b/W_b) \leq 2.0$ 。

磚牆達極限點時之割線彈性模數 E_u 可由下式計算：

$$E_u = 61.29 \eta_1 \eta_2 f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} \quad (A.31)$$

其中磚牆剛度修正係數 $\eta_1 = 1.67 - 0.64(H_b/W_b)$ ，且 $0.5 \leq (H_b/W_b) \leq 2.0$ 。 η_2 於四邊圍束磚牆時取 0.556，三邊圍束及台度磚牆時取 0.367。

A.3.4 磚牆之水平殘餘強度：

當磚牆達水平極限強度後，其紅磚與砂漿介面或紅磚自體之劈裂強度將逐漸喪失，使其強度逐漸降低至僅存紅磚與砂漿介面摩擦強度部份，因此可將此介面摩擦強度視為水平殘餘強度，當磚牆強度達水平殘餘強度後即不再衰減。磚牆水平殘餘強度依照其磚牆束制條件不同，可以下式計算：

(A) 非台度磚牆(含四面及三面圍束磚牆)：

$$V_r = \tau_f \times T_b \times W_b \leq 0.6V_n \quad (A.32)$$

(2) 台度磚牆：

$$V_r = 0.7 \times \tau_f \times T_b \times W_b \leq 0.6V_n \quad (\text{A.33})$$

上式中， τ_f 為紅磚與砂漿介面之摩擦強度； T_b 為磚牆之厚度； W_b 為磚牆寬度。

A.3.5 磚牆等值斜撐之模擬

當磚牆受水平力 V 作用而產生水平位移 Δ 時，以壓力斜撐模擬之，則此斜撐的軸力 P_d 可表示為：

$$P_d = \frac{V}{\cos \phi} \quad (\text{A.34})$$

其中 ϕ 為磚牆對角線與水平之夾角，可表示為 $\phi = \tan^{-1} \left(\frac{H_b}{W_b} \right)$ ， H_b 為磚牆高度；

W_b 為磚牆寬度。

根據材料力學之軸力與位移關係，軸向位移 Δ_d 可表示為：

$$\Delta_d = \frac{P_d L_d}{E_d A_d} \quad (\text{A.35})$$

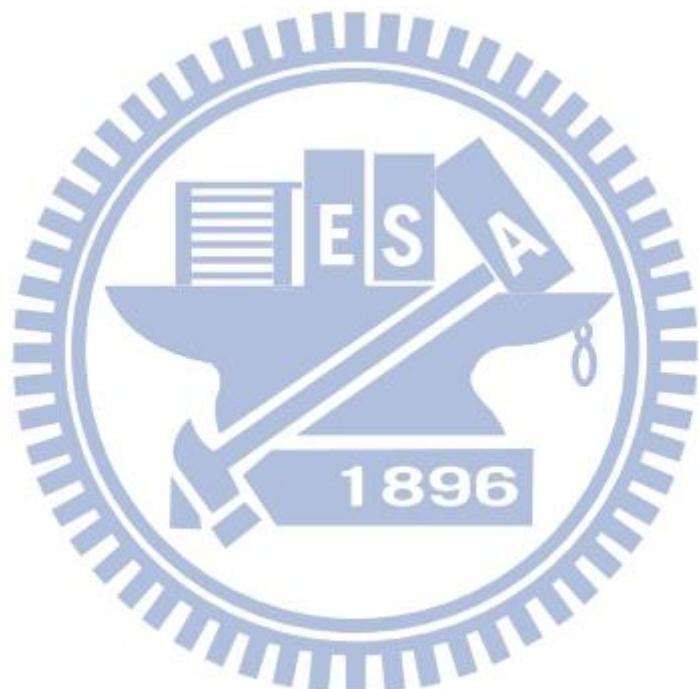
其中 A_d 為等值斜撐之斷面積，取 $A_d = T_b^2$ ， T_b 為磚牆厚度； L_d 為斜撐之長度， $L_d = \sqrt{H_b^2 + W_b^2}$ ； $\Delta_d = \Delta \cos \phi$ ， Δ 為磚牆水平位移； E_d 為等值斜撐之彈性模數。因 E_d 可由達極限點時磚牆等值斜撐之割線彈性模數作計算，故由式(A.34)及式(A.35)並配合水平與軸向之轉換關係，可得到磚牆等值斜撐彈性模數 E_d 如下式所示：

$$E_d = \frac{E_u L_d}{\lambda T_b \cos^2 \phi} \quad (\text{A.36})$$

A.3.6 磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置

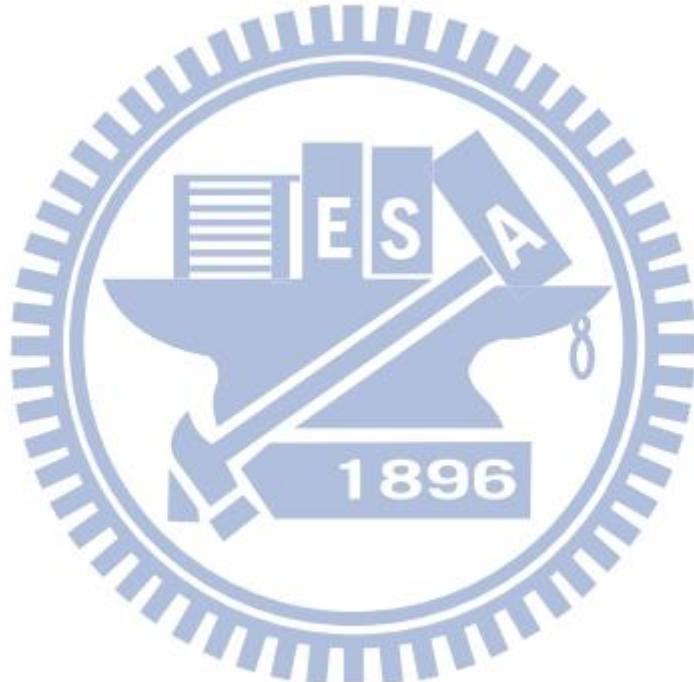
本文所使用之磚牆等值斜撐軸力非線性鉸定義與設置，為利用前述之磚牆側向載重位移曲線來模擬，再轉換成對角方向磚牆等值斜撐之軸向載重位移曲線圖如圖 A.6[7]所示，本文之磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸曲線如圖

A.7[7]所示，其參數如表 A-7[7]所示，相對應之 Force SF 為 $P_{d,SF} = V_n / \cos \phi$ ；而 Disp. SF 為 $\Delta_{d,SF} = \Delta_u \cos \phi$ ，其中 $\phi = \tan^{-1}(H_b / W_b)$ 。這裡需要注意的是非線性鉸曲線是由 A~E 五個點來定義，但根據本文磚牆之側向載重位移曲線，僅需要四個點即可定義非線性鉸曲線，因此在軸力非線性鉸參數設定上，將 D 與 E 點的值皆設定為到達最大位移時之參數。



附錄 A 參考文獻

- [A1] Sezen, H. and Moehle, J. P., "Shear strength model for lightly reinforced concrete columns", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 11, 1692-1703, 2004.
- [A2] Elwood, K. J., and Moehle, J. P., "Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement", Earthquake Spectra, Vol. 21, No. 1, 71-89, 2005.
- [A3] ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005.
- [A4] ASCE 41-06, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings by American Society of Civil Engineers, ASCE, 2006.
- [A5] 內政部, 建築物磚構造設計及施工規範, 台北, 2008 年。



表A-1 RC 柱撓剪非線性鉸之參數[7]

Points	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	$\min(M_y/M_n, 0.95)$	0
C	1	a
D	1	b
E	0	c

表A-2 RC 柱剪力非線性鉸之參數[7]

Points	Force/SF	Disp./SF
A	0	0
B	1	0
C	0	d
D	0	10d
E	0	10d

表A-3 RC 梁彎矩非線性鉸之參數[7]

Points	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	a
D	c	a
E	c	b

表A-4 RC 梁彎矩非線性鉸參數計算表[7]

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	箍筋	$\frac{V}{0.27b_w d \sqrt{f'_c}}$	a	b	c
≤ 0.0	有圍束	≤ 3	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	有圍束	≥ 6	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	有圍束	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≥ 0.5	有圍束	≥ 6	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	無圍束	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	無圍束	≥ 6	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	無圍束	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	無圍束	≥ 6	0.005	0.01	0.2

表A-5 RC 梁剪力非線性鉸之參數[7]

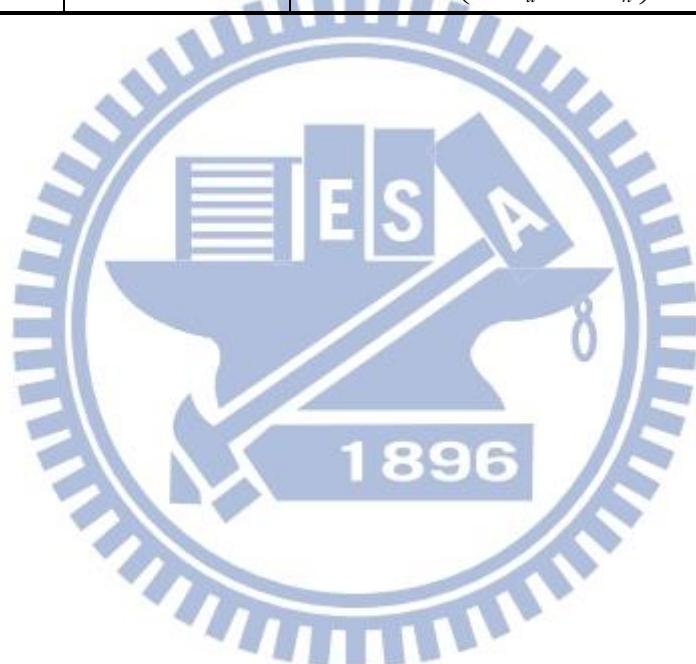
Points	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	a
D	c	a
E	c	b

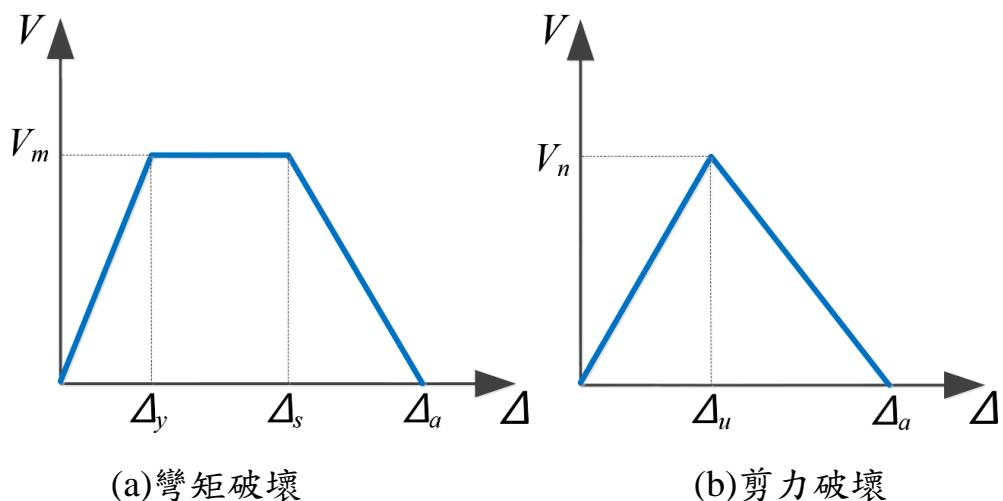
表A-6 RC 梁剪力非線性鉸參數計算表[7]

箍筋間距	a	b	c
箍筋間距 $\leq (d/2)$	0.003	0.02	0.2
箍筋間距 $> (d/2)$	0.003	0.01	0.2

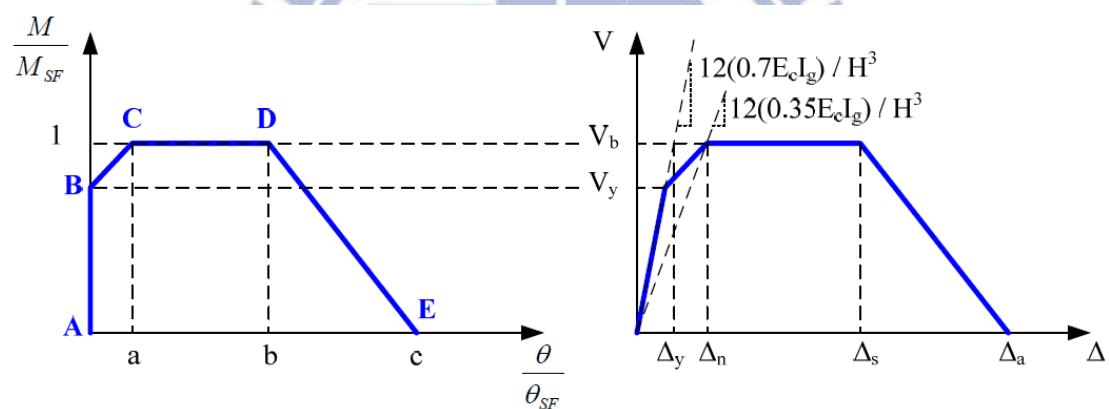
表A-7 磚牆等值斜撐軸力非線性鉸參數[7]

Points	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	1	0
C	V_r/V_n	$\min\left(2 - \frac{V_r}{V_n}, \left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)\right)$
D	V_r/V_n	$\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)$
E	0	$\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)$

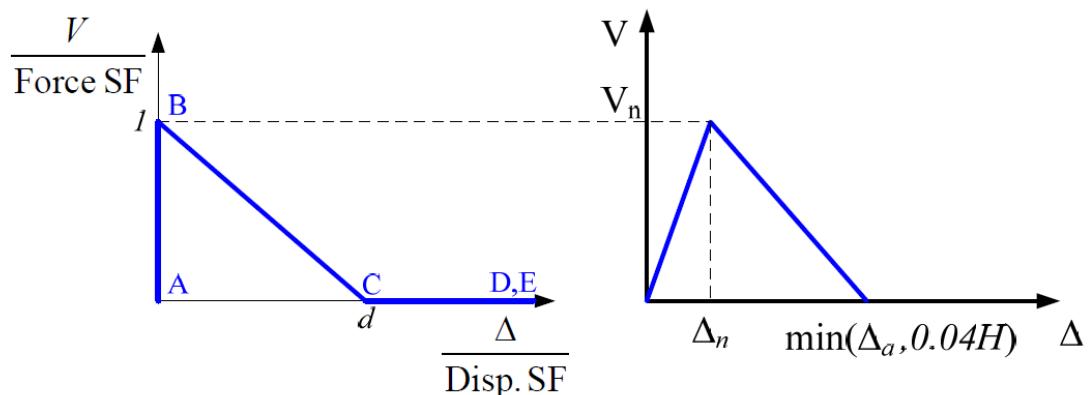




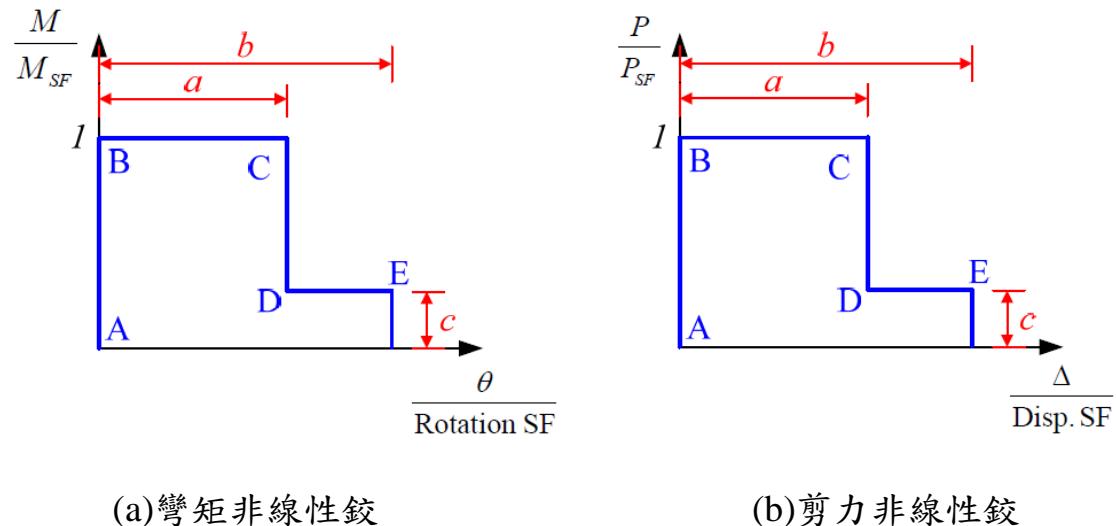
圖A.1 柱側力與側位移關係[7]



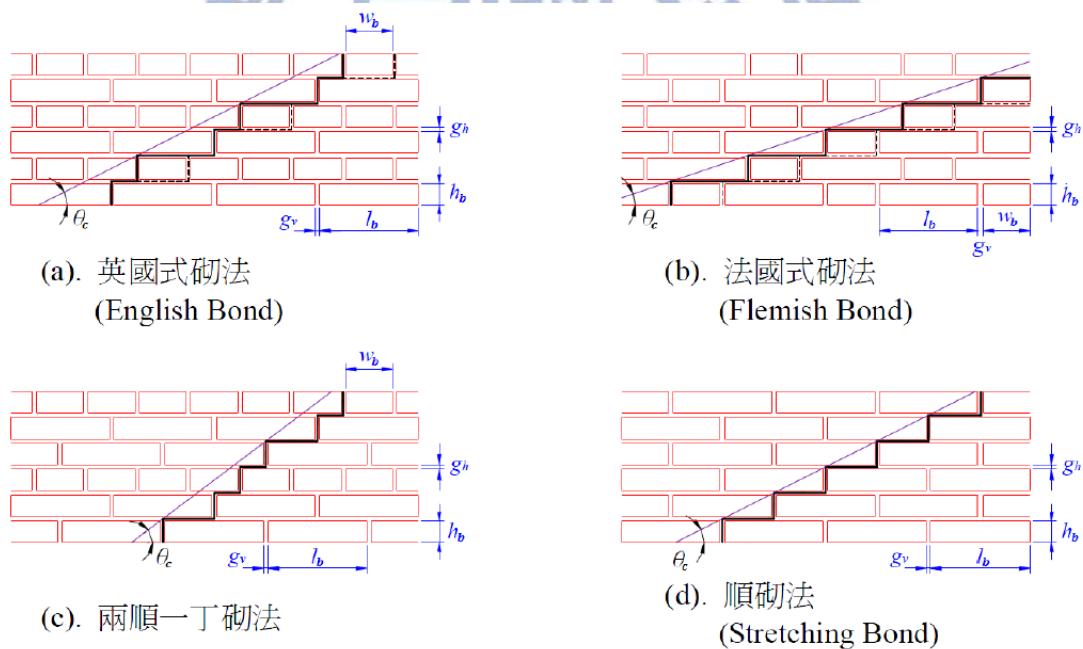
圖A.2 彎矩非線性鉸性質與載重位移曲線[7]



圖A.3 剪力非線性鉸性質與載重位移曲線[7]



圖A.4 RC 梁非線性鉸載重位移曲線[7]



圖A.5 各式磚牆砌法與臨界破壞角

(轉載自 建築物磚構造設計及施工規範[A5])

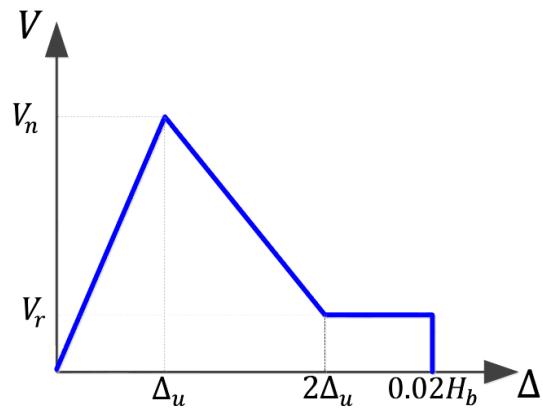


圖 A.6 磚牆之側向載重位移曲線[7]

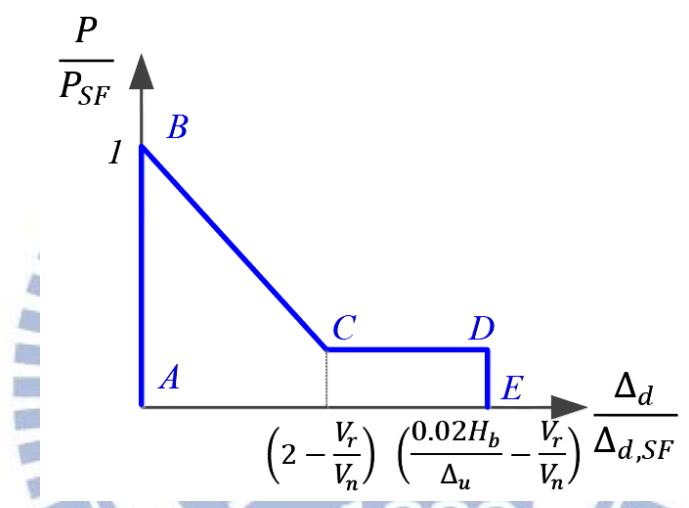


圖 A.7 磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸性質[7]

附錄 B 性能曲線之建立

本節在說明如何計算依街屋結構需要的性能目標所對應的性能目標地表加速度 A_p ，建立性能目標地表加速度與對應之性能目標譜位移的關係曲線，即所謂的耐震性能曲線。本附錄係引進美國 ATC-40[17]的容量震譜法，並融入我國規範[9]的阻尼比修正係數。以下依順序介紹分析的步驟：

B.1 容量曲線轉換至容量震譜

容量曲線為建物的基底剪力 V 與屋頂質心點位移 Δ_{roof} 的關係曲線，如圖 2.2[7]所示，可依下列公式將其轉換成等效單自由度系統的容量震譜，即譜加速度係數 S_a (譜加速度/ g) 與譜位移 S_d 的關係曲線，

$$PF_1 = \sum_i w_i \phi_i / \sum_i w_i \phi_i^2 \quad (B.1)$$

$$\alpha_1 = \left[\sum_i w_i \phi_i / W \right] PF_1 \quad (B.2)$$

$$S_a = V / (\alpha_1 W) \quad (B.3)$$

$$S_d = \Delta_{roof} / PF_1 \quad (B.4)$$

其中 w_i 為建物樓層 i 的樓層重，即為靜載重；依據 Peter Fajfar 簡單側推分析的原則[B1]，可設定位移向量之分佈形狀 ϕ_i 為建物側推方向之主控模態於樓層 i 在側推方向的振幅分量，並設定屋頂振幅為 1，在彈性模態分析中，主控模態與其餘模態比較，在側推方向有最大的模態質量係數； PF_1 為多自由度系統至單自由度系統的位移轉換參數，於平面構架建物即為主控模態在側推方向的模態參與因數(Modal Participation Factor)； α_1 為多自由度系統至單自由度系統的力量轉換參數，於平面構架建物即為主控模態在側推方向的模態質量係數(Modal Mass Coefficient)； $W = \sum_i w_i$ 為建物的總重量；及 Δ_{roof} 為建物的屋頂質心點位移。

B.2 以二線段模擬容量震譜

如圖 2.4[7]所示，為推導分析所需之等效阻尼比，需先以二線段表示容量震譜，第一線段由原點以建物之初始彈性勁度 $K_{initial}$ 出發，第二線段由性

能點($S_{d,p}$, $S_{a,p}$)往回畫，使得二線段之下圍成的面積與原先容量震譜的面積相等，由此可決定第二線段的勁度 $\alpha_s K_{initial}$ 及相交的等效降伏點($S_{d,y}$, $S_{a,y}$)。

B.3 計算等效阻尼比與基本週期

等效阻尼比與基本週期為建物等效單自由度系統的動力參數，此單自由度系統在性能目標地表加速度的設計地震作用下，其動力反應將是已設定的性能需求($S_{d,p}$, $S_{a,p}$)。依據二線段容量震譜與性能點($S_{d,p}$, $S_{a,p}$)，其等效基本週期為

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,p}}{S_{a,p} \cdot g}} \quad (B.5)$$

而其等效阻尼可依下式計算

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (B.6)$$

其中 β_0 為動力遲滯行為造成的遲滯阻尼[B2]，可依下式計算

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (B.7)$$

其中 E_D 為結構於單一遲滯迴圈消散的能量，可視為單一遲滯迴圈圍成的面積，經幾何計算可得

$$E_D = 8A_e - 4S_{a,p}S_{d,p} \quad (B.8)$$

其中 A_e 為容量震譜之下所圍成的面積，不需經由二線段來表示容量震譜，但需注意的是，此式係依據第二線段為正勁度之條件下所求得，對於第二線段為負勁度之情形，此式為一近似解； E_{S0} 為最大應變能，可視為以($S_{d,p}$, $S_{a,p}$)為頂點之直角三角形面積，

$$E_{S0} = S_{a,p}S_{d,p}/2 \quad (B.9)$$

由公式(B.8)及(B.9)可計算得等效阻尼比，

$$\beta_{eq} = 0.05 + \frac{4A_e - 2S_{a,p}S_{d,p}}{\pi S_{a,p}S_{d,p}} \quad (B.10)$$

上式之等效阻尼只適用於理想的彈塑性材料結構，真實結構的遲滯圈一定

不會很飽滿，也會有束縮現象，因此上式須修正為

$$\beta_{eq} = 0.05 + \kappa \frac{4A_e - 2S_{a,p}S_{d,p}}{\pi S_{a,p}S_{d,p}} \quad (B.11)$$

其中 κ 為阻尼修正因數，用來表現真實遲滯圈的不完美，於既有校舍建築， κ 可設為 0.33。

B.4 計算性能目標地表加速度與建立耐震性能曲線

根據建築物耐震設計規範[9]所設定的阻尼比修正後之設計反應譜，由性能點($S_{d,p}$, $S_{a,p}$)、等效基本週期 T_{eq} 及等效阻尼比 β_{eq} ，以下列公式可計算得性能目標地表加速度 A_p ，

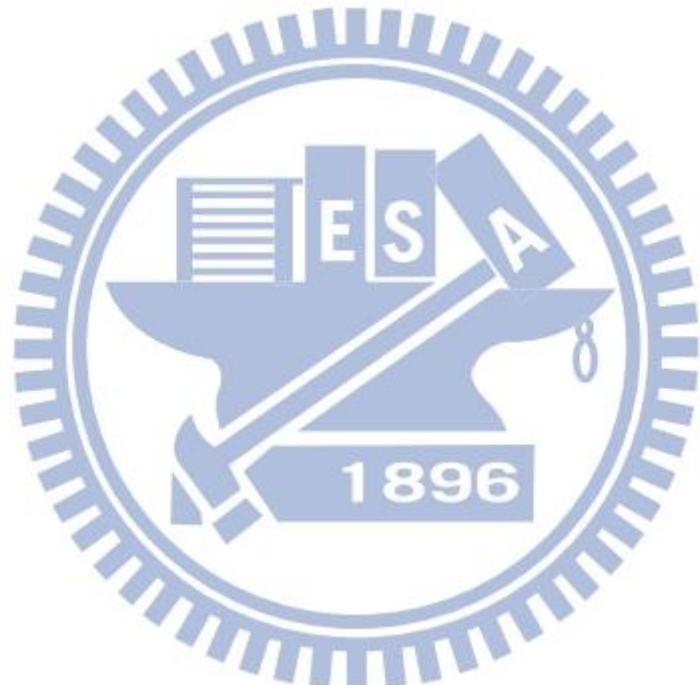
$$A_p = \begin{cases} S_{a,p} \sqrt{\left[1 + \left(\frac{2.5}{B_s} - 1 \right) \frac{T_{eq}}{0.2T_0} \right]} & \text{for } T_{eq} \leq 0.2T_0 \\ \frac{B_s}{2.5} S_{a,p} & \text{for } 0.2T_0 < T_{eq} \leq T_0 \\ \frac{B_s T_{eq}}{2.5T_0} S_{a,p} & \text{for } T_0 < T_{eq} \end{cases} \quad (B.12)$$

其中 T_0 為短週期與中週期之分界，其值為 $T_0 = S_{D1}B_s/S_{DS}B_1$ ； S_{DS} 為工址短週期設計水平譜加速度係數； S_{D1} 為工址一秒週期設計水平譜加速度係數；而 B_s 及 B_1 為阻尼比修正係數，為等效阻尼比 β_{eq} 的函數，其值如表 2-2 所示。

由以上計算式，可得到不同性能點($S_{d,p}$, $S_{a,p}$)對應之性能目標地表加速度 A_p ，可建立 A_p 與 $S_{d,p}$ 的關係曲線，此即耐震性能曲線。計算得之性能目標地表加速度 A_p 應隨著 $S_{d,p}$ 增加而增大，但若性能點($S_{d,p}$, $S_{a,p}$)位於容量震譜的下降段，依上列的公式計算可能會得到 A_p 隨著 $S_{d,p}$ 增加而減小的不合理結果，此不合理的區域需加以修正，當 $S_{d,p}$ 由階段 i 增加到階段 $i+1$ ，性能目標地表加速度 $A_{p,i+1}$ 比原階段之 $A_{p,i}$ 較小時，須以原 $A_{p,i}$ 取代。

附錄 B 參考文獻

- [B1] Fajfar, Peter, A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, *Earthquake Spectra* 16(3), 2000.
- [B2] Chopra, A. K., "Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1999.



附錄 C 詳評示範例

附錄 C 會用一個街屋案例來示範如何進行詳細評估。這棟街屋案例位於南投縣竹山鎮中山里竹山路，為地上三層之鋼筋混凝土建築物，第一層樓高 395cm，第二、三層樓高 300cm，沿騎樓方向(X 向)長度為 1752cm、垂直騎樓方向(Y 向)為 1438cm，X 向有 4 跨、Y 向有 3 跨，樓梯為平行騎樓方向。

C.1 案例結構圖和材料參數

本論文裡的案例由於是由勘災報告取得，所以不易得到材料參數，因此，在 ETABS 建模時需要假設其材料參數。材料參數的假設參考手冊三版 [8]，如表 C-1 所示。其結構圖如圖 C.1~C.10 所示。

C.2 詳細評估步驟

詳細評估主要步驟如下。

1. 建立結構模型(純梁柱構架)，執行線性靜力分析，輸出在載重(靜載重加上二分之一活載重)作用下各柱之軸力資料
2. 整理磚牆之相關材料性質及尺寸資料
3. 編輯耐震詳細評估所需之單一文字輸入檔(X.txt)
4. 執行梁與柱非線性鉸分析(Colph.exe)、等值斜撐非線性鉸分析(Bwph.exe)
5. 至 ETABS 中匯入完成步驟 4 之 e2k 檔，建立含牆等值斜撐之構架結構模型，檢查模型是否已加上非線性鉸
6. 於 ETABS 中執行線性靜力分析
7. 於 ETABS 中執行非線性靜力側推分析
8. 於 ETABS 中輸出基底剪力與屋頂位移資料
9. 執行自動計算性能目標地表加速度程式(PGA.exe)，計算結構耐震能力

以下分別對正 X 方向進行耐震評估說明。

1. 建立 X 方向結構模型(含磚牆之梁柱構架)，執行線性靜力分析，輸出在載重(靜載重加上二分之一活載重)作用下各柱之軸力資料

耐震詳細評估流程的第一個步驟，即是使用 ETABS 建立分析模型，由平面圖與立面圖可知結構物長短向尺寸、各樓層高度以及各梁跨距，在 ETABS 中依實際尺寸繪製格線，柱與梁斷面尺寸則以配筋圖定義，材料性質可查閱設計強度或材料試驗報告來建立，至於磚牆則轉換為等值斜撐，最後配合各樓層之結構平面圖完成 ETABS 結構分析模型。相關建立結構模型時有幾項設定上的注意事項：

(1) 基礎設定

基礎模擬方式之建議大致有分為 2 大類如下：

A. 剛性基盤

1. 不模擬地梁，基礎設定為固接
2. 模擬地梁，基礎設定為鉸接
3. 模擬地梁，基礎設定為固接

B. 精細模擬

1. 模擬地梁，基礎設定為土壤彈簧

本論文裡的案例主要採兩種：不模擬地梁，基礎設定為固接；模擬地梁，基礎設定為鉸接。

(2) 剛性樓版設定

為了簡化低矮型結構物之側推分析，而將樓版視為一剛性樓版，可於 ETABS 工作列中 Assign 選項裡的 Shell/Area 之 Rigid Diaphragm 選取 D1 選項進行設定，參見圖 C.11 所示。

(3) 梁柱開裂勁度折減

由於在進行側推分析，會造成梁柱桿件開裂，為使梁柱開裂後斷面的勁度折減比例符合此狀況，依據 ACI 318[12]之建議柱折減為 0.7，梁折減為 0.35，但直接對彈性係數 E_c 值折減會影響到其他參數條件，建議直接對其慣性矩 I_g 值折減，故柱折減為 $0.7E_cI_g$ ，梁折減為 $0.35E_cI_g$ ，但由梁於實際上

與樓板現場澆置為一體，於結構上顯示為 T 型梁，而 T 型梁之慣性矩約為矩型梁之 2 倍，故對 T 型梁時，則可折減為 $0.7E_cI_g$ ，本範例係考慮為 T 型梁。

可於 ETABS 工作列中 Select 選項裡的 by Line Object Type 分別選取 Column 或 Beam，參見圖 C.12 所示，再至 Assign 裡的 Frame/Line 的 Frame Property Modifiers 選項進行設定，將其 I2 及 I3 分別修改為 0.7 及 0.7 (Column)、0.7 及 0.7 (Beam)，參見圖 C.13 所示。

(4) 剛域修改

為模擬桿件端點剛性區域對於剪力與彎矩之影響，可更改 Rigid-zone factor 之值。可於 ETABS 工作列 Select 選項裡的 by line Object Type，分別選取 Column 及 Beam，再至 Assign 中選擇 Frame/Line 的 End(Length) Offsets，將 Rigid-zone factor 該項修改為 1，參見圖 C.14 所示。

(5) 節點設置 Panel zone

設定方式乃先全選結構，在 Assign-joint/Point)-Panel Zone 選 Elastic Properties from Column。其結果位移及週期會稍大，分析結果較合理。參見圖 C.15 所示。

(6) 定義垂直載重

本案例中採用之垂直載重除設計靜載重外，還加上 150kgf/m^2 活載重於各層樓地版上。先選取各樓層之樓版(可於 ETABS 工作列 Select 中 by Line Object Type 分別選取之)，再於 ETABS 工作列 Assign 中 shell/Area Loads 裡的 Uniform 中去定義靜力載重，參見圖 C.16 所示。

至於隔間牆及磚牆重量，在模型內僅給予等值斜撐或忽略其耐震性能，ETABS 未計算其自重，故應另行計算其重量並加載在樓版上，單一文字輸入檔中之各樓層重量建議考慮磚牆重量，以符合實際情況。

(7) 設定非線性靜力側推分析

設置非線性靜力側推分析，可於 ETABS 工作列中 Define 裡的 Static Nonlinear/Pushover Cases，新增兩個 case，第一個 case 的載重名稱為

PUSH1，其載重形式為 DEAD Load(此處為設計靜載重加上活載重)，此處 DEAD Load case 必須選擇「力控制」參見圖 C.17 所示。

第二個 case 必須接續 DEAD Load 的 case，其載重形式為 PUSHX，此 case 則必須選擇「位移控制」，鍵入分析例所預設之側推位移量，ETABS 分析時則會參照 Load Pattern 定義的載重型式依比例側推，參見圖 C.18 所示。

建議以側推方向之主控模態進行側力之豎向分配，並以各樓層側力之合力通過該樓層之質心，及屋頂層質心作為位移之監控點。

如何設定側推方向之主控模態進行側力之豎向分配，可先對結構模型進行靜力分析，由模態參與質量係數輸出參見圖 C.19 所示，當進行 X 方向側推時，第一模態參與係數達 85%。當確定側推方向之主控模態，並依據此模態於該方向之分量，作為側力之豎向分配設定，參見圖 C.20 所示之 Building Mode 輸出。再由 Define-Static Load Case 參見圖 C.21 所示定義 PUSHX 其為 User Loads，修改其 Lateral Loads，如圖 C.22 所示，於 FX 方向輸入圖 C.20 之值，並勾選側力施加在質心上。

結構模型建立完成後，可於 ETABS 工作列中 Analyze 裡的 Run Analysis，執行線性靜力分析，分析完成後於 ETABS 工作列中 Display 裡的 Set Output Table Mode 出現視窗，只勾選 Frame Forces 一項，再勾選 Select Loads 中的 DEAD Static Load，之後出現視窗選取 Column Force，再由其工作列之 Edit 裡的 Copy Entire Table，複製整個柱軸力資料至 EXCEL 內，其中保留其「Story」、「Column」、「Loc」及「P」等四個柱欄內資料，作為下個步驟編輯「單一文字輸入檔」所使用，參見圖 C.23、圖 C.24 所示。

2. 整理磚牆及 RC 牆之相關材料性質及尺寸資料

本案例街屋無 RC 牆，由圖 C.6 可知在 X 方向有磚牆，將磚牆尺寸整理如表 C-2 所示。

3. 編輯耐震詳細評估所需之單一文字輸入檔(X.txt)

單一文字輸入檔係提供三個自動化程式作使用。

輔助程式輸入檔的項目如下所示：

```
$ BUILDING PROPERTIES
$ SITE SPECTRUM PARAMETER
$ BRICK WALL PROPERTIES
$ COLUMN PROPERTIES
$ BEAM PROPERTIES
$ COLUMN DATA
$ BEAM DATA
$ AXIAL LOAD
$ COLUMN SECTION PROPERTIES
```

以下會各別介紹各項目。

\$ BUILDING PROPERTIES
\$Weight Mode
118785 0.0372
112903 0.0558
106678 0.0657

此案例之 2F、3F、RF 之 Weight 重量(kgf)分別為 118785 kgf、112903 kgf、106678 kgf，每個樓層之重量係由柱分一半、梁及磚牆則歸屬該樓層、至於 RC 牆或隔間磚牆則亦分一半給相鄰之上下樓層。右側為依主控模態進行側推分析之模態分量。

\$ SITE SPECTRUM
PARAMETER
\$S_s S_1
0.928 0.594

本案例街屋位於南投縣竹山鎮，地盤種類假設為第三類地盤，由建築物耐震設計規範與解說[6]可查出案例街屋之工址水平譜加速度 $s_{DS} = 0.928$ 、 $s_{D1} = 0.594$ 。

\$ BRICK WALL PROPERTIES

\$Name	width	height	thick	f_mc	f_bc	P	Bond	Confinement
BW1	304	350	10	150	150	0	4	3
BW2	304	255	10	150	150	0	4	3
BW3	480	350	20	150	150	0	3	4
BW4	538	350	20	150	150	0	3	4
BW5	350	255	20	150	150	0	3	4
BW6	480	255	20	150	150	0	3	4
BW7	538	255	20	150	150	0	3	4

有關磚牆額外之軸力 P，假設本案例街屋為後砌式磚牆，故軸力可視為零(即磚牆不承受垂直應力)，至於磚牆砌法(Bond)若為 1B 磚牆可取 3(二順一丁砌法)，1/2B 磚牆可取 4(順砌法)。

\$ COLUMN PROPERTIES

\$Name	f_cp	f_yl	f_yt	cover	hoop	spacing	num_hoop	TR
C1	175	2800	2800	4	3	25	2	0
C2	175	2800	2800	4	3	25	2	0
C3	175	2800	2800	4	3	25	2	0
C4	175	2800	2800	4	3	25	2	0

f_cp 為混凝土強度，f_yl 及 f_yt 則分別為主筋與箍筋之降伏強度，cover 為保護層厚度，hoop 為使用箍筋號數，spacing 為箍筋間距，num_hoop 為側推方向之箍筋及繫筋根數，TR 為柱是否韌性配筋(選則 1=是，0=否)，在此為老舊街屋，應為非韌性配筋，故選 0。

\$ BEAM PROPERTIES

\$Name	L	f_cp	f_yl	f_yt	cover	hoop	spacing	num_hoop	TR
B1S_376	376	175	2800	2800	4	3	20	2	0
B1D_392	392	175	2800	2800	4	3	20	2	0
.....									
.....									
.....									
TBS_440	440	175	2800	2800	4	3	20	2	0
TBD_440	440	175	2800	2800	4	3	20	2	0
TBS_498	498	175	2800	2800	4	3	20	2	0
TBD_498	498	175	2800	2800	4	3	20	2	0

Name : B1S_376 , B1 表示梁配筋編號，376 表示其跨距，S 表示單翼

L : 有效梁跨距長度，在此為 376 cm (416-40=376)

f_cp f_yl f_yt : 材料參數強度

cover : 梁淨保護層厚度，在此為 4 cm

hoop : 使用箍筋號數，在此使用 3 號箍筋

spacing : 使用箍筋間距，在此為 20 cm

num_hoop : 沿側力方向(X 向)，箍筋及繫筋之根數，在此為 2 。

TR : 梁非線性鉸修正以 ASCE 41[14]所建議之係數法來設定，配合 ASCE 41

箍筋圍束條件， 1=良好圍束、0=不良好圍束，假設街屋採用 0 。

\$ COLUMN DATA

\$Name	story	properties	section	H	L	fromBtm
C1	2FL	C1	C1	395	350	0
C1	3FL	C3	C3	300	255	0
C1	RFL	C3	C3	300	255	0
.....						
.....						
.....						
C20	2FL	C2	C2	395	350	0
C20	3FL	C4	C4	300	255	0
C20	RFL	C4	C4	300	255	0

Name : C1 表示對應含牆構架 ETABS 分析模型之柱編號

Story : C1 柱所在之樓層

Properties : 對應 COLUMN Properties 內之柱斷面 C1

SECTION : 對應 COLUMN SECTION PROPERTIES 內柱斷面 C1

Height : 該根柱所在樓層之高度，在此為樓高 395 cm

L : 該根柱之有效高度，須扣除其台度磚牆高度。由於 ETABS 判斷樓層高度係由該樓層之梁上緣到另一樓層之梁上緣，而非一般梁中心線到梁中心線，故計算柱之有效高度時，應將柱全長扣除該根柱所接之上方梁的深度。

fromBtm : 該根柱位之台度磚牆高度。

```

$ BEAM DATA
$Name   story   section
B1     2FL    B1S_376
B1     3FL    B3S_392
B1     RFL    B3S_392
B1     1FL    TBS_376
.....
.....
.....
B60    2FL    B2D_310
B60    3FL    B4D_314
B60    RFL    B4D_314
B60    1FL    TBD_310

```

Name : B1 表示對應含牆構架 ETABS 分析模型之梁編號

Story : B1 梁所在之樓層

Section : B1S_376 為對應 BEAM SECTION PROPERTIES 內之梁斷面

```

$ AXIAL LOAD
$Story  Column  Loc      P

```

由步驟 1 的(6)所敘述之軸力輸出，其中保留其 Story、Column、Loc、P 四個柱欄內資料，再將其複製至此輸入檔中。

```
$ SECTION PROPERTIES
```

柱有 4 種配筋、梁有 5 種配筋，對於柱在\$ COLUMN PROPERTIES 欄內輸入 4 種柱斷面(C1、C2、C3、C4)，在此亦相同輸入 4 種柱斷面配筋；至於梁在\$ BEAM PROPERTIES 欄內有 5 種梁斷面。

在此各介紹 1 種柱及梁斷面配筋輸入，分別為 C1 及 B1D_392

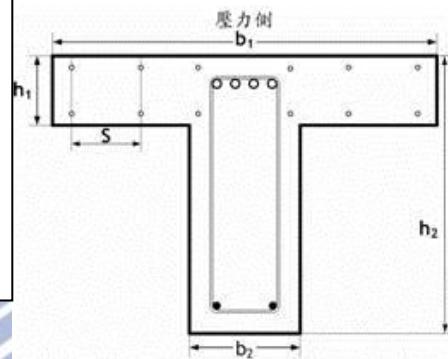
柱斷面配筋 C1：

C1	
40	40
5.8	2800 5 5 5
20	2800 5 5
34.2	2800 5 5 5

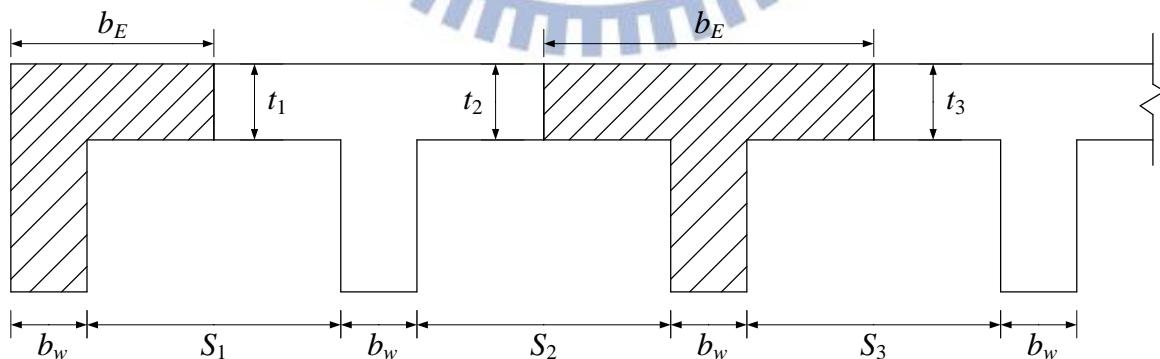
其中，40 為柱深和柱寬，5.8、20、及 34.2 為各層鋼筋與壓力側底部之距離，2800 為該排鋼筋之降伏強度，數字 5 各層鋼筋各個位置對應之鋼筋號數。

梁斷面配筋 B1D_392：

B1D_392	
12	98 45 30
2.5	2800 3 3 3 3 3 3
5.8	2800 5 5 5 5
9.5	2800 3 3 3 3 3 3
39.2	2800 6 6



其中，12 為版厚 h_1 ，98 為有效梁寬 b_1 ，45 為梁深 h_2 ，30 為梁寬 b_2 ，2.5、5.8、9.5 及 39.2 為各層鋼筋與壓力側底部之距離，2800 為該排鋼筋之降伏強度，數字 3、5 及 6 為各層鋼筋各個位置對應之鋼筋號數。斷面形狀尺寸之輸入可適當考慮為 T 型梁，其有效梁寬可依規範計算：



$$\text{雙翼 T 型梁} : b_E = \min(L/4, b_w + \min(8t_2, \frac{S_2}{2}) + \min(8t_3, \frac{S_3}{2}))$$

$$\text{單翼 T 型梁} : b_E = \min(b_w + \frac{L}{12}, b_w + 6t_1, b_w + \frac{S_1}{2})$$

以 B1D_392 為例：

$$b_1 = \min\left(\frac{392}{4}, 30 + \min\left(8 \times 12, \frac{480}{2}\right) + \min\left(8 \times 12, \frac{350}{2}\right)\right) = \min(98, 222) = 98$$

至於在計算版筋的部分：

$$\text{版筋單邊跟數} = \frac{b_1 - b_2}{2 \times 15} \quad (\text{四捨五入取偶數})$$

以 B1D_392 為例：

$$\text{版筋單邊跟數} = (98 - 30) / 30 = 2.3$$

所以單邊取兩根

4. 執行梁與柱非線性鉸分析(Colph.exe)、等值斜撐非線性鉸分析

(Bwph.exe)

開啟新的工作目錄，將完成之結構模型輸入檔(X.e2k)、完成之耐震詳細評估程式單一文字輸入檔(X.txt)，必須與 Colph.exe、Bwph.exe、PGA.exe 置於同一目錄下。

(a) 執行梁與柱非線性鉸分析 Colph.exe

於該工作目錄下直接點選執行 Colph，此時程式執行時會問使用者「請問輸出為 X 方向還是 Y 方向之非線性鉸？(X: X 方向；Y: Y 方向)」，在此為 X 方向之分析故輸入 X，接著出現「是否要考慮梁之非線性鉸？(Y/N)」。考慮實際 T 型梁，建議將梁非線性鉸列入計算，輸入 Y，如圖 C.25 所示。

接著出現詢問「請輸入輔助程式共用輸入檔檔名(*.txt)」，即完成之耐震詳細評估程式單一文字輸入檔(X.txt)，輸入 X 即可。然後接著再出現詢問「請輸入 ETABS 結構模型檔檔名(*.e2k)」，此即完成之結構模型輸入檔(X.e2k)，輸入 X 即可，然後接著再出現詢問「請輸入完成梁、柱非線性鉸計算後之 ETABS 結構模型檔檔名(*.e2k)」，此即執行梁與柱非線性鉸分析後所儲存之輸出檔(X-COLPH.e2k)，輸入 X-COLPH 即可，並按任意鍵離開，如圖 C.26 所示。

(b) 執行磚牆等值斜撐非線性鉸分析 Bwph.exe

於該工作目錄下直接點選執行 Bwph，接著出現詢問「輸入輔助程式共

用輸入檔檔名 (*.txt)」此即完成之耐震詳細評估程式單一文字輸入檔(X.txt)，輸入 X 即可。接著再出現詢問「請輸入 ETABS 結構模型檔檔名 (*.e2k)」，「請輸入已完成梁、柱非線性鉸計算後之 ETABS 結構模型檔檔名 (*.e2k)」，此即完成之結構模型輸入檔(X-COLPH.e2k)，輸入 X-COLPH 即可，如圖 C.27 所示。

之後再出現詢問「請輸入完成磚牆等值斜撐非線性鉸計算後之 ETABS 結構模型檔檔名 (*.e2k)」此即經等值斜撐非線性鉸分析計算後所輸出之 e2k 檔，在此輸入 X-BWPH，即可存為 X-BWPH.e2k，並按任意鍵離開，如圖 C.28 所示。

5. 至 ETABS 中匯入完成上面步驟之 e2k 檔，建立含牆等值斜撐之構架結構模型，檢查模型是否已加上非線性鉸

回到 ETABS 程式中，於 ETABS 工作列之 File 裡的 Import 選取 ETABS.e2k TextFile 匯入步驟(4)經梁與柱非線性鉸分析(Colph.exe)、等值斜撐非線性鉸分析(Bwph.exe)之輸出檔(X-BWPH.e2k)，檢查是否有非線性鉸加在梁、柱上，經確認無誤後則至此已完成梁、柱、磚牆軸力非線性鉸之設定。其中繪製沿長向 (X 向) 斜撐 BW1 及 BW2 時，須使其 Release 成 Pinned 接端，可於 ETABS 工作列中 Select 裡的 by Line Object 選取 Brace 如圖 C.29 所示。再於 ETABS 工作列中 Assign 裡的 Frame Line 裡的 Frame Release 之視窗中 Torsion、Moment22 及 Moment33 皆要 Release 如圖 C.30 所示。

此時梁、柱之非線性鉸均已設定完成在其相對應位置上如彎矩、剪力非線性鉸，但軸力非線性鉸卻未顯現出，於執行程式 BWPH.EXE 時已將磚牆軸力非線性鉸寫入 E2K 檔中。此時只需將各斜撐構件指定其相關非線性鉸至指定位置後即可。依據結構圖面資料，選取斜撐構件，在 ETABS 工作列中 Assign 裡的 Frame/Line 選取 Frame Nonlinear Hinges，在 Hinge Property 欄位選取該斜撐之軸力非線性鉸性質(本案例中為 BW1 或 BW2)，並將斜撐之軸力非線性鉸相對位置(Relative Distance)輸入 0.5(即軸力非線性鉸設於斜撐中點)，如此依序設定，即可完成全部斜撐之軸力非線性鉸設定。

先前敘述本案例斜撐皆為有效，故在斜撐下之梁皆不加入非線性鉸（而無斜撐下之梁仍有非線性鉸），由於模型加入梁剪力非線性鉸，程式自動設置在梁中點處，故對於斜撐完全佈滿下之梁兩端撓曲非線性鉸及中間剪力非線性鉸應全數移除；至於斜撐未完全佈滿下之梁兩端撓曲非線性鉸應移除斜撐所佔部份，而原中間剪力非線性鉸則應移至斜撐未部份之梁上中間位置，至此完成含磚牆斜撐非線性鉸及梁、柱非線性鉸之結構模型。再儲存為 X-DONE.EDB 檔。

6. 於 ETABS 中執行線性靜力分析

當確認非線性鉸設定完成後，可於 ETABS 工作列中 Analyze 裡的 Run Analysis，執行線性靜力分析。

7. 於 ETABS 中執行非線性靜力側推分析

完成以上步驟，可進行非線性靜力側推分析之設定工作，於 ETABS 工作列中 Analyze 裡的 Run Static Nonlinear Analysis，執行非線性靜力側推分析，進而得到結構物的側推分析容量曲線如圖 C.31 所示。

8. 於 ETABS 中輸出基底剪力與屋頂位移資料

於 ETABS 工作列 Display 裡的 Show Static Pushover Curve，此時出現結構物的側推分析容量曲線視窗，再由該視窗工作列 File 裡的 Display Table，出現 Pushover Curve 的視窗，再由該視窗工作列 File 裡的 Print Table to File，將基底剪力與屋頂位移資料及各階段非線性鉸數值儲存輸出為 PD.txt。注意此時儲存目錄須與前述之目錄一致，且輸出之單位仍用 kgf-cm，如圖 C.32 所示。

9. 執行自動計算性能目標地表加速度程式(PGA.exe)，計算結構耐震能力

於工作命令視窗內點選 PGA，即執行計算耐震性能曲線自動化程式 (PGA.exe)，可得到結構物的耐震能力。接著出現詢問「請輸入阻尼比修正因數 κ 」，因為老舊非韌性配筋，可設為 0.33，接著出現「請輸入輔助程式共用輸入檔檔名(*.txt)」，此即完成之耐震詳細評估程式單一文字輸入檔 (X.txt)，輸入 X 即可。之後程式詢問使用者問題「請輸入 [1]自行定義 or [2]

ETABS 定義之 P-D 曲線檔：」，在此使用 ETABS 輸出之剪力位移曲線，故選擇 2，之後再出現詢問「請輸入 ETABS 定義之 P-D 曲線檔檔名(*.txt)」，此即基底剪力與屋頂位移資料及各階段非線性鉸數值儲存輸出檔(PD.txt)，在此輸入 PD，如圖 C.33 所示。之後再出現詢問「請輸入完成性能目標地表加速度計算之文字檔檔名(*.txt)」，此即經結構耐震能力計算後所輸出之文字檔，在此輸入 PGA。當 PGA 計算完成，並按任意鍵離開，如圖 C.34 所示。PGA 程式計算的結果如圖 C.35 所示。

街屋的性能準則有兩個，強度準則和位移準則。強度準則為基底剪力下降至 $0.95V_{max}$ ；位移準則為最大層間位移(Interstory drift)不可大於 2%。

將 PGA 程式計算的結果與從 ETABS 程式得到的每層樓最大層間位移整理成表 C-3，表 C-3 有每個 Step 的基底剪力、屋頂位移、目標性能地表加速度、每層樓的最大層間位移。

程式完成計算後，可得耐震性能曲線及相關數值，經繪製成圖形(見圖 C.35 所示)，得到其容量曲線圖及性能目標地表加速度圖，可得知該棟街屋結構物沿走廊方向依強度準則 $0.95V_{max} = 114692\text{kgf}$ ，對應於 $0.95V_{max}$ 之性能目標地表加速度經線性內差為 $A_p = 0.221g$ ，另檢核基底剪力達 $0.95V_{max}$ 時最大之 interstory drift 產生於一樓，可由程式分析結果輸出位移中篩選出其最大位移值作為其 Drift Ratio 研判，一般而言最大位移值發生在結構物之四周角落處，本案之最大 interstory drift 為 1.49%，Interstory drift 未達 2%，符合位移準則。將上述計算結果，整理後如表 C-4 所示。

C.3 詳評檢核要項

由於詳評過程中擔心程式出問題，所要需要利用手算去檢核程式是否出錯。檢核項目包含以下幾項：

- (1) 柱軸力檢核
- (2) 重量檢核
- (3) 最大基底剪力檢核
- (4) 性能目標地表加速度檢核
- (5) 非線性鉸檢核

接著，會依序介紹檢核要項並利用街屋示範例來示範如何檢核。

(1) 柱軸力檢核

以各樓層構件體積和乘上混凝土單位重估算各樓層靜載，加上二分之一活載，應與 ETABS 分析所得之柱底載重和相近。如圖 C.36 所示，取樓板上與下一半柱高，去計算 RFL、3FL、2FL 各別的梁、柱、樓板重量和底層一半柱的重量也就是靜載重，加上樓板面積和(cm^2)乘上 $0.015(kgf/cm^2)$ 為活載重。ETABS 則為輸出一樓柱底軸力資料，將一樓柱底軸力相加，其結果應與 $DL+0.5LL$ 相近。

ETABS 一樓柱底軸力和如表 C-5 所示。手算 $DL+0.5LL$ 如表 C-6 所示。所以 $DL+0.5LL=476249(kgf)$ 。

將 ETABS 和手算結果整理成表 C-7，可以發現兩者相近，ETABS 除以手算為 97%。

(2) 重量檢核

各層梁、柱、板的重量加起來，應與 ETABS 裡的結構質量乘上 981 後相近。

ETABS 樓層重計算如表 C-8 所示。手算樓層重計算如表 C-9 所示。

將 ETABS 和手算結果整理成表 C-10，可以發現兩者相近，ETABS 除以手算為 93%。

(3) 最大基底剪力檢核

將一樓每一根柱構件之側力強度($\min[V_b, V_n]$)加總，應大於側推分析之最大基底剪力 V_{max} 。

手算最大基底剪力如表 C-11 所示。

將 ETABS 和手算結果整理成表 C-12。ETABS 除以手算為 96% 且 ETABS 小於手算最大基底剪力，表示兩者相近，這次的側推分析達到最大基底剪力的 96%。

(4) 性能地表加速度檢核

可取最大基底剪力 V_{max} 之屋頂位移及基底剪力，手算譜加速度、譜位移、等效周期、等效阻尼比、及性能目標地表加速度，並與 PGA.exe 之執行結果比較。性能目標地表加速度的計算參考附錄 B 如下所示：

最大基底剪力 V_{max} 為 120728 kgf，屋頂位移為 5.5172 cm，各樓層的樓層重與模態如表 C-13 所示。利用這些參數可以計算性能地表加速度，如下所示：

第一模態之模態參與係數：

$$PF_1 = \sum_i W_i \phi_i / \sum_i W_i \phi_i^2 = 20.8185 \quad (E.14)$$

第一模態之模態質量係數：

$$\alpha_1 = \left[\sum_i W_i \phi_i / W \right] \times PF_1 = 0.9423 \quad (E.15)$$

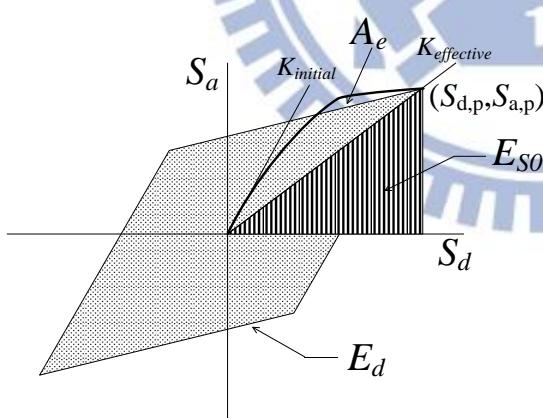
譜加速度：

$$S_a = V / (\alpha_1 W) = 0.354 \quad (E.16)$$

譜位移：

$$S_d = \Delta_{roof} / PF_1 = 4.561 \text{ (cm)} \quad (E.17)$$

容量震譜之下所圍成的面積：



S_a	S_d
0.000	0.026
0.097	0.871
0.195	1.768
0.203	1.842
0.280	2.792
0.319	3.467
0.351	4.366
0.354	4.561

$$A_e = \sum_{i=2}^8 \frac{1}{2} \times (S_{a,i} + S_{a,(i-1)}) \times (S_{d,i} - S_{d,(i-1)}) = 0.988486 \text{ (cm)} \quad (E.18)$$

等效基本週期：

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,p}}{S_{a,p} \times g}} = 2\pi \sqrt{\frac{4.561}{0.354 \times 981}} = 0.72 \text{ (sec)} \quad (E.19)$$

遲滯阻尼：

$$\beta_0 = \frac{4A_e - 2S_{a,p}S_{d,p}}{\pi S_{a,p}S_{d,p}} = 0.14254 \quad (E.20)$$

遲滯阻尼比：

$$\beta_{eq} = 0.05 + \kappa\beta_0 = 0.05 + 0.33 \times 0.14254 = 0.097 \quad (E.21)$$

其中 κ 為阻尼修正因數，用來表現真實遲滯圈的不完美，於既有街屋建築， κ 可設為 0.33。

阻尼比修正係數：

由表 2-1 內差可得

$$B_s = 1.310; B_1 = 1.235 \quad (E.22)$$

短週期與中長週期之分界：

$$T_0 = S_{D1}B_s / S_{DS}B_1 = (0.594 \times 1.310) / (0.928 \times 1.235) = 0.679 \text{ (sec)} \quad (E.23)$$

性能目標地表加速度：

$$A_p = \begin{cases} S_{a,p} \left/ \left[1 + \left(\frac{2.5}{B_s} - 1 \right) \frac{T_{eq}}{0.2T_0} \right] \right. & \text{for } T_{eq} \leq 0.2T_0 \\ \frac{B_s}{2.5} S_{a,p} & \text{for } 0.2T_0 < T_{eq} \leq T_0 \\ \frac{B_s T_{eq}}{2.5 T_0} S_{a,p} & \text{for } T_0 < T_{eq} \end{cases} \quad (E.24)$$

第三式控制

$$A_p = \frac{B_s T_{eq}}{2.5 T_0} S_{a,p} = 0.197 \quad (E.25)$$

表 C-14 為 PGA 程式與手算比較。從表 C-14 可以發現手算的參數和 PGA 程式計算的相同，表示程式沒有出錯。

(5) 非線性鉸檢核

取一構件(梁、柱)之斷面、材料及軸力，手算檢核非線性鉸參數是否與執行 Colph.exe、Bwph.exe 之結果相同。

根據附錄 A 對非線性鉸的定義，分別對 RC 柱、梁、磚牆的非線性鉸做檢核。下面會舉幾個例子示範如何計算。

例:2FLC1F(柱之撓剪非線性鉸)

柱承受軸力 $P=10066 \text{ kgf}$

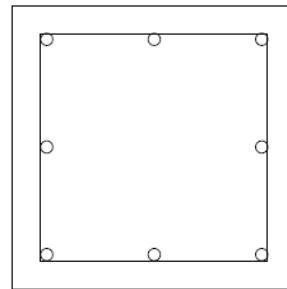
柱斷面彎矩強度 $M_n=867351 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$

有效柱高 $H=350 \text{ cm}$

柱寬 40cm；柱深 40cm

主筋為 8 根 5 號

箍筋 3 號間距 25cm



撓剪破壞時的變位角的公式如(A.4)式所示，其計算如下：

剪力筋總斷面：

$$A_{st}=2 \times 0.713=1.4266 \text{ cm}^2 \quad (\text{E.26})$$

RC 柱斷面慣性矩：

$$I=\frac{bh^3}{12}=\frac{40 \times 40^3}{12}=213333 \text{ cm}^4 \quad (\text{E.27})$$

柱之撓曲強度：

$$V_b=\frac{2M_n}{H}=\frac{2 \times 867351}{350}=4956 \text{ kgf} \quad (\text{E.28})$$

柱之勁度：

$$k=\frac{12(EI)_c}{H^3}=\frac{12 \times 15000 \sqrt{175} \times (0.7 \times 213333)}{350^3}=8294 \text{ kgf/cm} \quad (\text{E.29})$$

柱之降伏位移：

$$\Delta_y=\frac{V_b}{k}=\frac{4956}{8294}=0.598 \text{ cm} \quad (\text{E.30})$$

柱之剪應力：

$$\nu_m=\frac{V_b}{b \times d}=\frac{4956}{40 \times 0.8 \times 40}=3.872 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{E.31})$$

柱箍筋量比：

$$\rho''=\frac{A_{st}}{b \times s}=\frac{1.4266}{40 \times 25}=0.001427 \quad (\text{E.32})$$

撓剪破壞時的變位角：

$$\frac{\Delta_s}{H}=\frac{3}{100}+4 \times 0.001427-\frac{1}{133} \frac{3.872}{\sqrt{175}}-\frac{1}{40} \frac{10066}{(40 \times 40) \times 175}=0.0325>0.01 \quad (\text{E.33})$$

軸向破壞時的變位角如(A.5)式所示，其計算如下：

韌性比：

$$\mu = \frac{\Delta_s}{\Delta_y} = \frac{0.0325 \times 350}{0.598} = 19 \quad (\text{E.34})$$

軸向破壞時的變位角：

$$\frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2(65^\circ)}{\tan(65^\circ) + 10066 \times \frac{25}{0.7 \times 1.4266 \times 2800 \times 28.4 \times \tan(65^\circ)}} = 0.065 \quad (\text{E.35})$$

$$\Delta_n = \frac{V_b}{12(0.35EI)/H^3} = \frac{4956 \times 350^3}{12(0.35 \times 15000 \sqrt{175} \times 213333)} = 1.25 \text{ cm} \quad (\text{E.36})$$

RC 柱彎矩非線性鉸之參數如表 A-1 所示，，其計算如下：

$$a = \frac{\Delta_n}{H} - \frac{\Delta_y}{H} = \frac{1.25}{350} - \frac{0.598}{350} = 0.001863 \quad (\text{E.37})$$

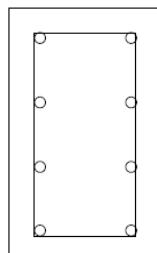
$$b = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_y}{H} = 0.0325 - \frac{0.598}{350} = 0.0308 \quad (\text{E.38})$$

$$c = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) = 0.065 \quad (\text{E.39})$$

表 C-15 為柱之撓剪非線性鉸檢核結果，可以看到兩者結果相近，表示輔助程式計算的結果沒有出錯。

例:2FLC11V(柱之剪力非線性鉸)

柱寬 40cm
柱深 24cm
主筋為 8 根五號
箍筋 3 號間距 25cm



柱的剪力強度如(A.7)式、(A.8)式、(A.10)式所示，計算如下：

柱承受軸力 $P=21197 \text{ kgf}$

柱所承受之軸壓應力：

$$\sigma = \frac{21197}{40 \times 24} = 22.08 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{E.40})$$

剪力裂縫與柱軸線之夾角：

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\tan^{-1} \frac{22.08}{2 \times 1.06\sqrt{175} \times \sqrt{1 + \frac{22.08}{1.06\sqrt{175}}}}}{2} = 31.9^\circ \quad (\text{E.41})$$

則由(A.7)式、(A.8)式可以計算剪力強度：

$$V_n = \frac{1.4266 \times 2800 \times 19.2}{25} \times \cot 31.9^\circ + 0.53 \left(1 + \frac{21197}{140 \times 24 \times 40} \right) \times \sqrt{175} \times 40 \times 19.2 = 11156 \text{ kgf} \quad (\text{E.42})$$

軸向破壞時的變位角可由(A.5)式計算：

$$\frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2(65^\circ)}{\tan 65^\circ + 21197 \times \frac{25}{1.4266 \times 2800 \times (24 - 9) \times \tan 65^\circ}} = 0.0357 \quad (\text{E.43})$$

RC 柱剪力非線性鉸之參數如表 A-2 所示，其計算如下：

$$d = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, 0.04\right) = 0.0357 \quad (\text{E.44})$$

表 C-16 為柱之撓剪非線性鉸檢核結果，可以看到兩者結果相近，表示輔助程式計算的結果沒有出錯。

例: B1D_392F(梁之彎矩非線性鉸)

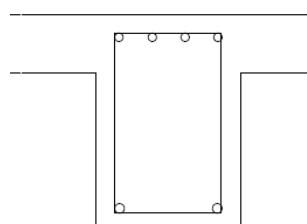
梁寬 30cm 梁深 45cm

板厚 12cm

上層鋼筋為 4 跟五號

下層鋼筋為 2 跟六號

箍筋 3 號間距 20cm



RC 梁彎矩非線性鉸參數計算表如表 A-4 所示，RC 梁彎矩非線性鉸之參數如表 A-3 所示，計算如下：

平衡鋼筋比為：

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) = \frac{0.85 \times 0.85 \times 175}{2800} \left(\frac{6120}{6120 + 2800} \right) = 0.031 \quad (E.45)$$

表 A-4 所需之參數計算：

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{\frac{2 \times 2.865}{30 \times 45} - \frac{4 \times 1.986}{30 \times 45}}{0.031} = -0.53 < 0 \quad (E.46)$$

$$\frac{0.27V}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{0.27 \times \frac{758346 + 1338100}{392}}{30 \times (0.8 \times 45) \times \sqrt{175}} = 0.101 < 3 \quad (E.47)$$

經由查表 A-4 可得 a 為 0.02；b 為 0.03；c 為 0.2。

最後將 a、b、c 代回表 A-4 就能得到梁彎矩非線性鉸，將結果與 ETABS 做比較如表 C-17 所示。可以看到兩者結果相近，表示輔助程式計算的結果沒有出錯。

例: B1D_392V(梁之剪力非線性鉸)

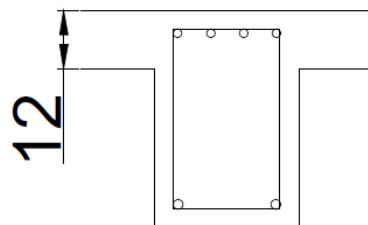
梁寬 30cm 梁深 45cm

板厚 12cm

上層鋼筋為 4 根五號

下層鋼筋為 2 跟六號

箍筋 3 號間距 20cm



梁剪力非線性鉸之參數計算表如表 A-5 所示，RC 梁剪力非線性鉸之參數如表 A-6 所示，計算如下：

$$\frac{d}{2} = \frac{0.8 \times 45}{2} = 16\text{cm} < \text{箍筋间距 } s = 20\text{cm} \quad (\text{E.48})$$

從表 A-6 可以查出 a 為 0.003、b 為 0.01、c 為 0.2。最後將 a、b、c 代回表 A-5 就能得到梁彎矩非線性鉸，將結果與 ETABS 做比較如表 C-18 所示。

例:BW1 磚牆非線性鉸

磚牆的尺寸與材料參數如下所示：

磚牆寬 $W = 480\text{ cm}$

磚牆高 $H = 350\text{ cm}$

磚牆厚 $t = 20\text{ cm}$

磚: 150 kgf/cm^2

砂漿: 150 kgf/cm^2

二順一丁砌法的臨界破裂角參考(A-19)式：

$$\tan \theta_c = \frac{3(h_b + g_h)}{2(w_b + g_v)} = 0.8784 > \frac{350}{480} = 0.73 \quad (\text{E.49})$$

磚牆水平極限強度在四面圍束且當 $\tan \theta_c \geq (H_b/W_b)$ 時，參考(A.21)式：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f + H_b \times 0.45 f_{mbt}) = 45755\text{ kgf} \quad (\text{E.50})$$

其中 τ_f 與 f_{mbt} 分別為紅磚與砂漿介面之摩擦強度及劈裂強度， f_{bt} 為紅磚自體劈裂強度，可依下列試驗公式計算：

$$\tau_f = 0.0337(f_{mc})^{0.885} + (0.654 + 0.0005047 f_{mc})\sigma_N = 2.84\text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{E.51})$$

$$f_{mbt} = 1.079(f_{mc})^{0.338} = 5.87\text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{E.52})$$

其中 σ_N 為磚牆之垂直向軸應力； f_{mc} 為砂漿依 CNS 國家標準規定測試之單軸抗壓強度。

磚牆水平極限位移參考(A.29)式、(A.30)式：

$$\Delta_u = \left[\left(\frac{5}{4} + \frac{3}{2}\nu \right) \frac{W_b}{H_b} + \left(2 + \frac{7}{4}\nu \right) \frac{H_b}{W_b} + \left(2 + \frac{3}{2}\nu \right) \frac{H_b^3}{W_b^3} \right] \frac{V_n}{E_u \times T_b} = 1.69\text{ cm} \quad (\text{E.53})$$

其中 ν 為波松比，其值可取為 0.15； T_b 為磚牆之厚度； E_u 為磚牆達極限點時之割線模數；且 $0.5 \leq H_b/W_b \leq 2.0$ 。

$$E_u = 61.29\eta_1\eta_2 f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} = 6134\text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{E.54})$$

其中磚牆剛度修正係數 $\eta_1 = 1.67 - 0.64(H_b/W_b) = 1.2$ ，且 $0.5 \leq (H_b/W_b) \leq 2.0$
 η_2 於四邊圍束磚牆時取 0.556，三邊圍束及台度磚牆時取 0.367。

磚牆水平殘餘強度參考(A.32)式：

$$V_r = 2.84 \times 20 \times 480 = 27264 \text{kgf} < 27452 \text{kgf} \quad (\text{E.55})$$

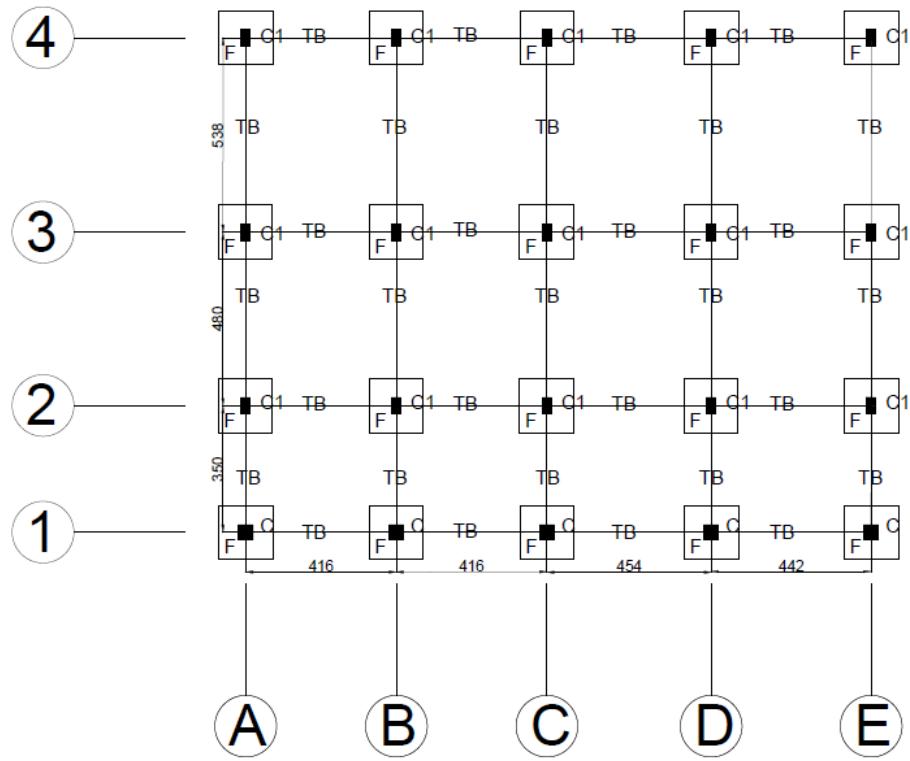
磚牆等值斜撐軸力非線性鉸參數如表 A-7 所示，計算如下：

$$\frac{V_r}{V_n} = \frac{27264}{45754.5} = 0.596 \quad (\text{E.56})$$

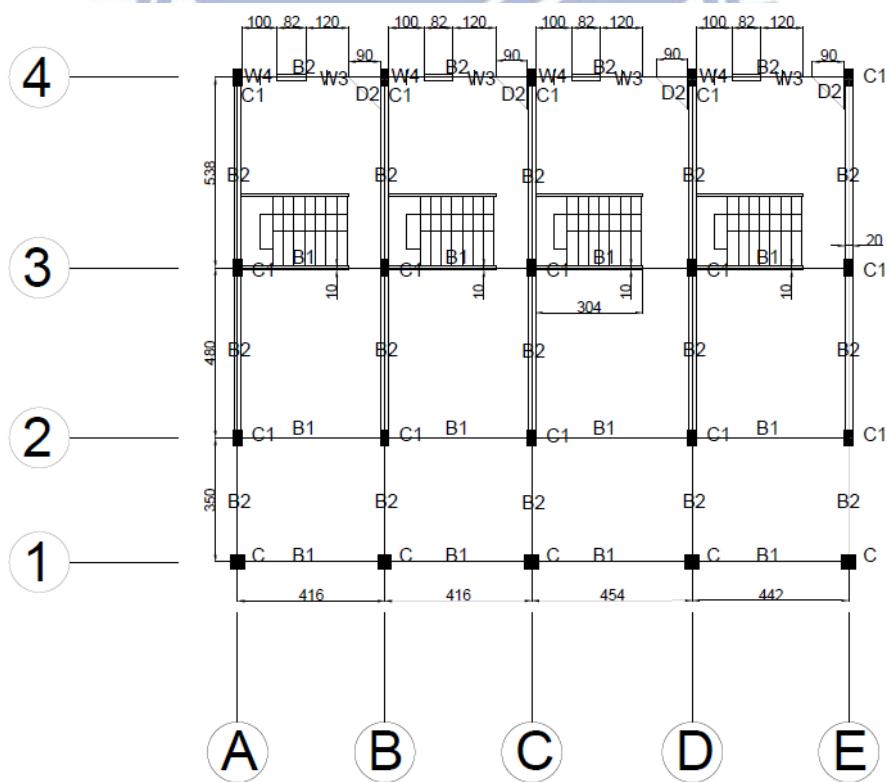
$$\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n} = \frac{0.02 \times 350}{1.69} - 0.596 = 3.546 \quad (\text{E.57})$$

將手算之結果與輔助程式的結果做成表 C-19，可以發現兩者結果相近，表示程式沒有出錯。

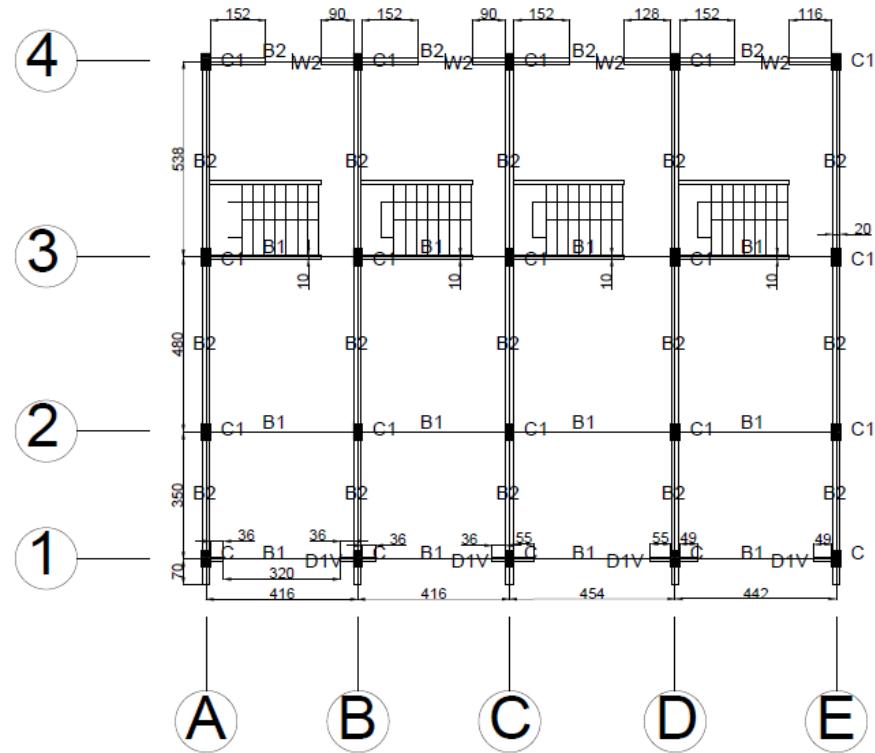




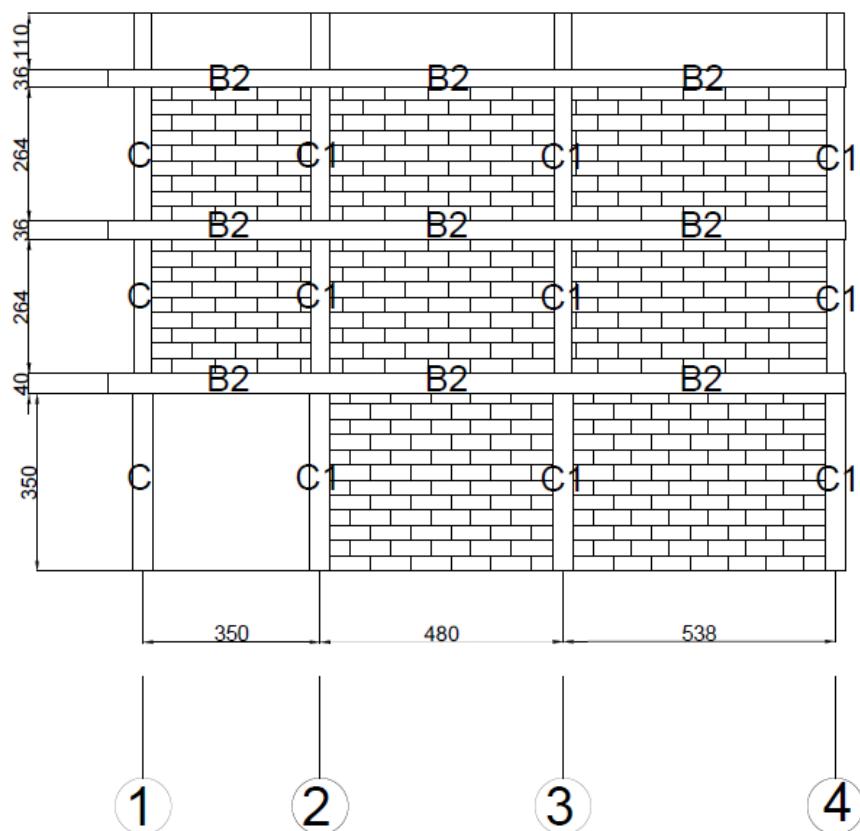
圖C.1 基礎平面圖



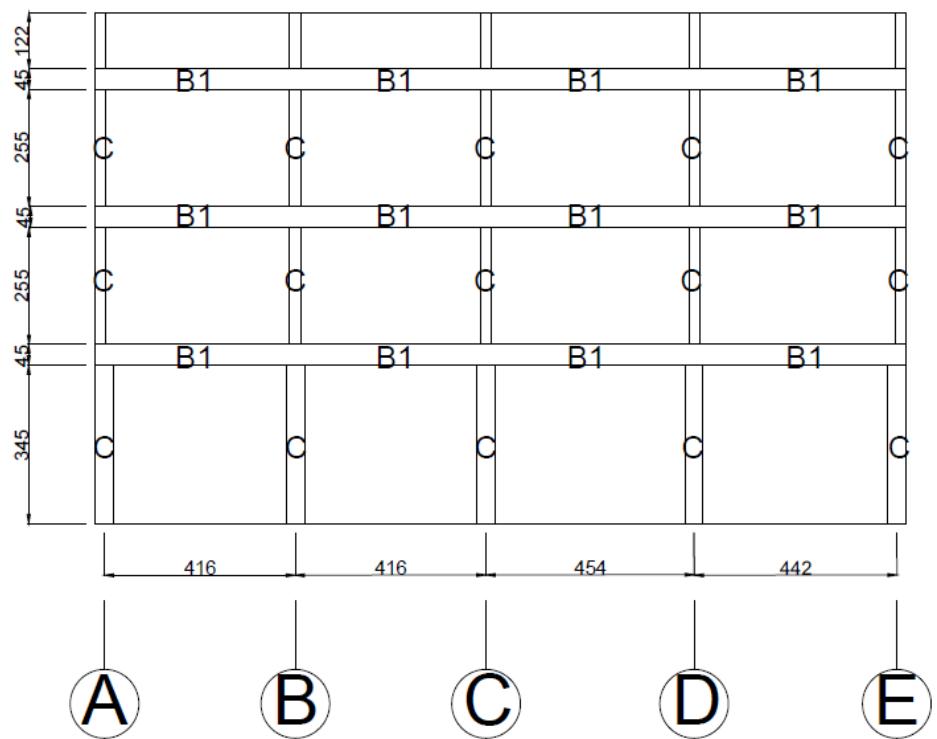
圖C.2 1樓平面圖



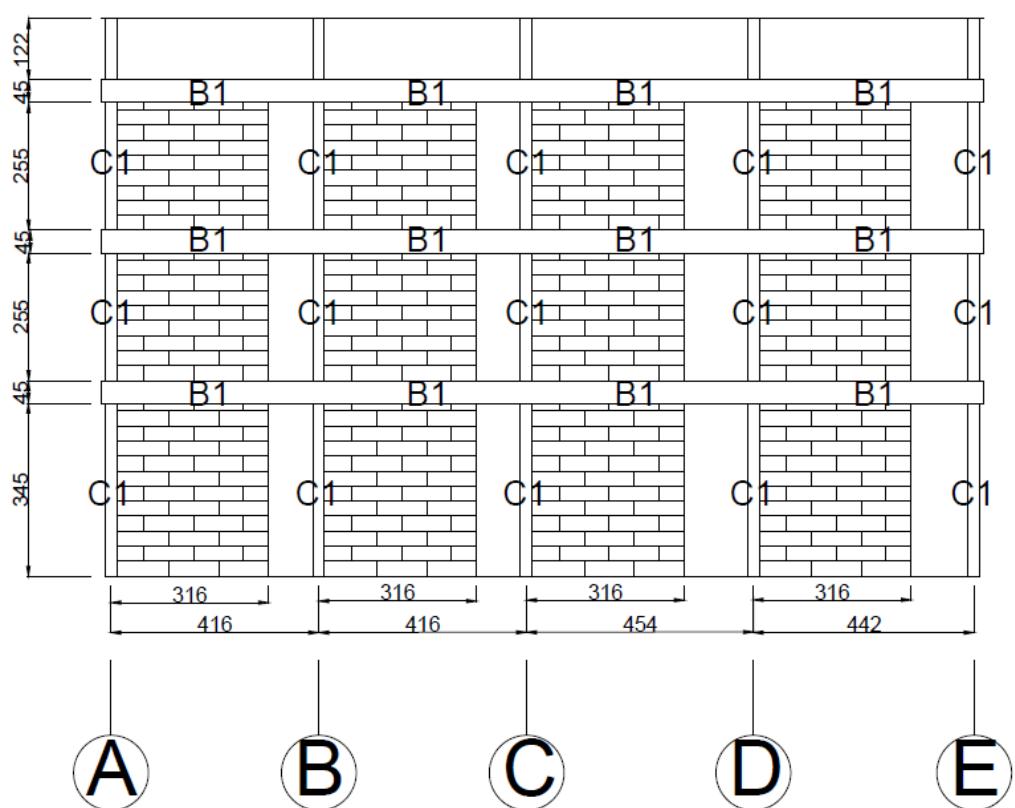
圖C.3 2、3樓平面圖



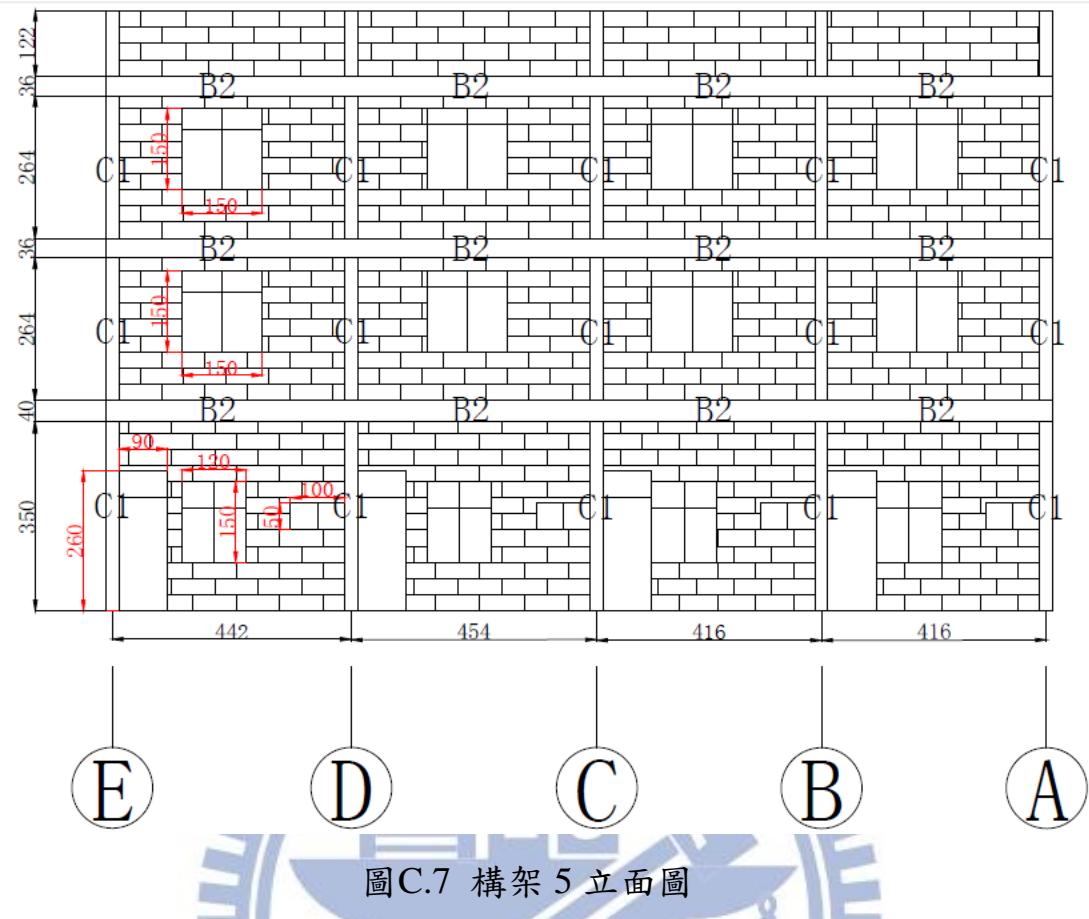
圖C.4 A~E 立面圖



圖C.5 構架 1 立面圖



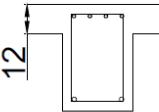
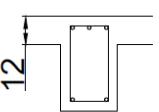
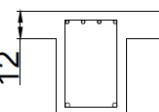
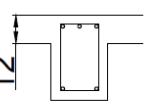
圖C.6 構架 3 立面圖



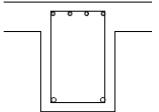
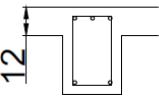
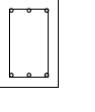
圖C.7 構架5立面圖

1F		2F		3F	
1C	1C1	2C	2C1	3C	3C1
					
40X40 8-#5	24X40 8-#5	24X36 6-#5	24X36 6-#5	24X36 6-#5	24X36 6-#5
hoop #3@25					

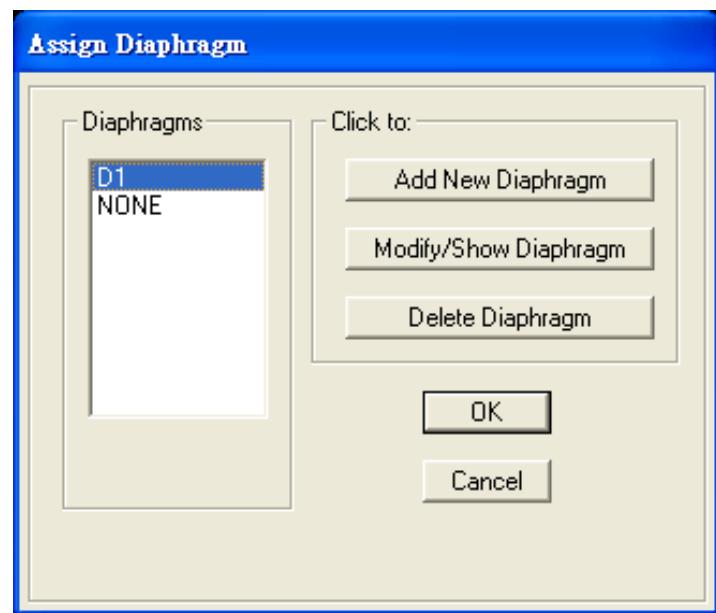
圖C.8 柱配筋圖

1F		2F	
1B1	1B2	2B1	2B2
			
30X45 4-#5 2-#6	24X40 5-#5	30X45 6-#5	24X36 5-#5
hoop #3@20			

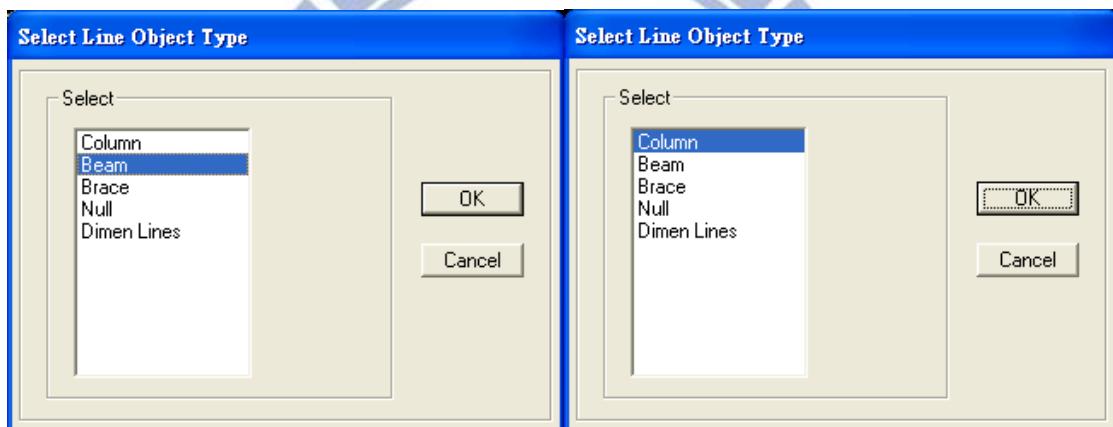
圖C.9 梁配筋圖

3F			
3B1	3B2	TB	
			
30X45 6-#5	24X36 5-#5	24X36 6-#5	
hoop #3@20			

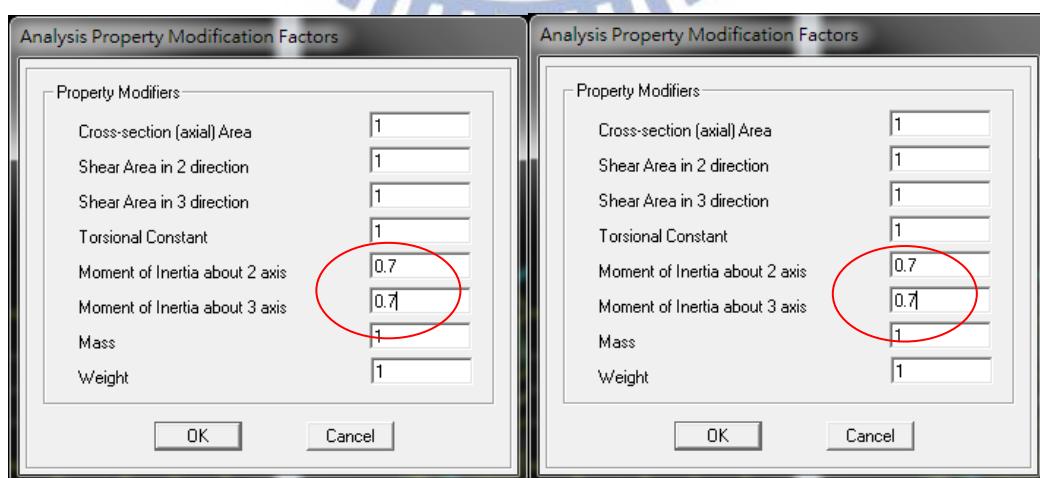
圖C.10 梁配筋圖



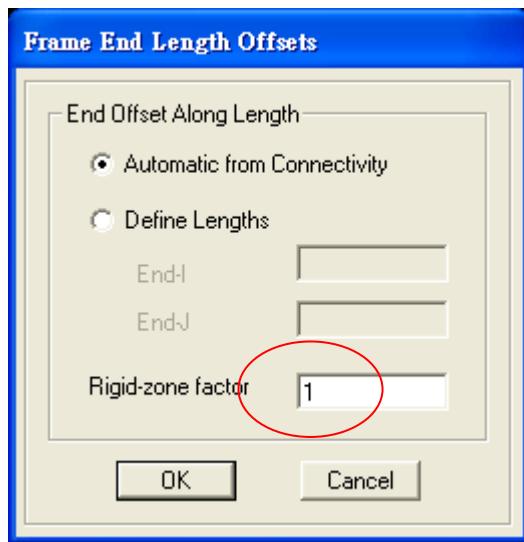
圖C.11 案例街屋之 ETABS 結構分析模型剛性樓版設定



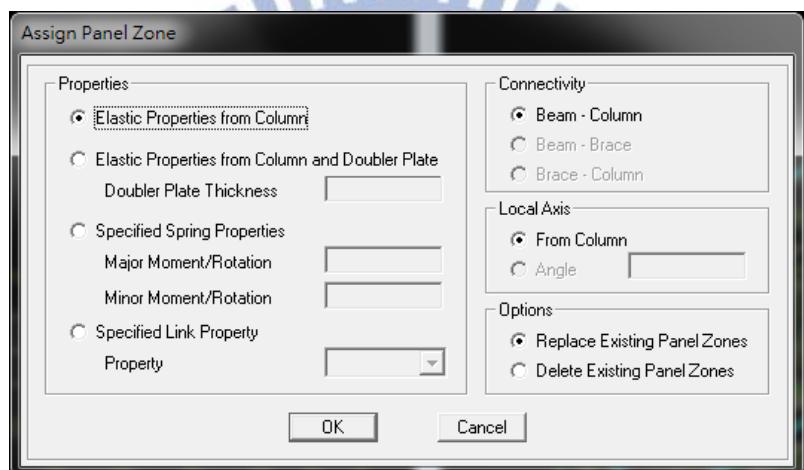
圖C.12 案例街屋之梁、柱開裂勁度折減選取



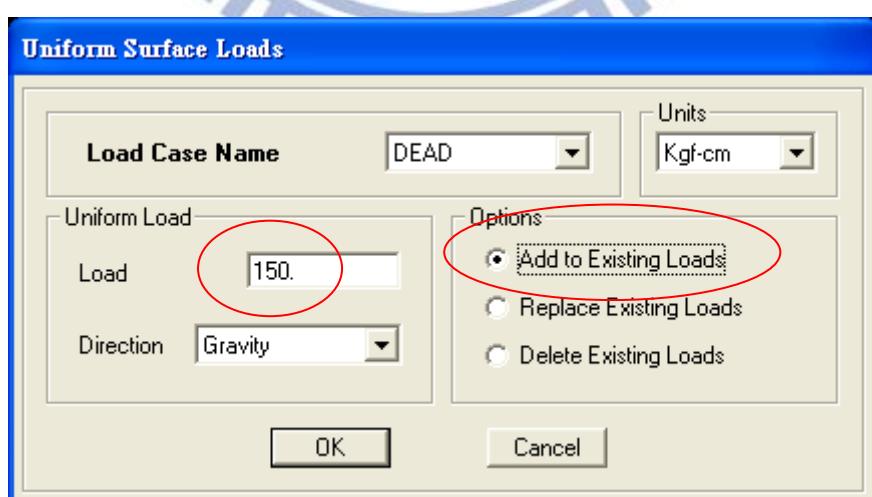
圖C.13 案例街屋之梁、柱開裂勁度折減修改



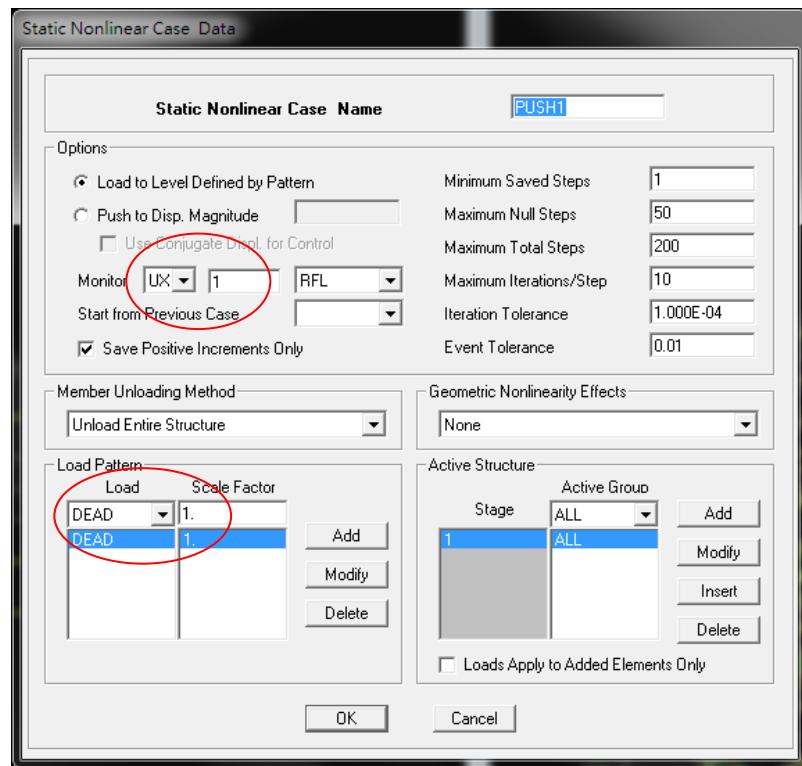
圖C.14 案例街屋之梁、柱剛域修改



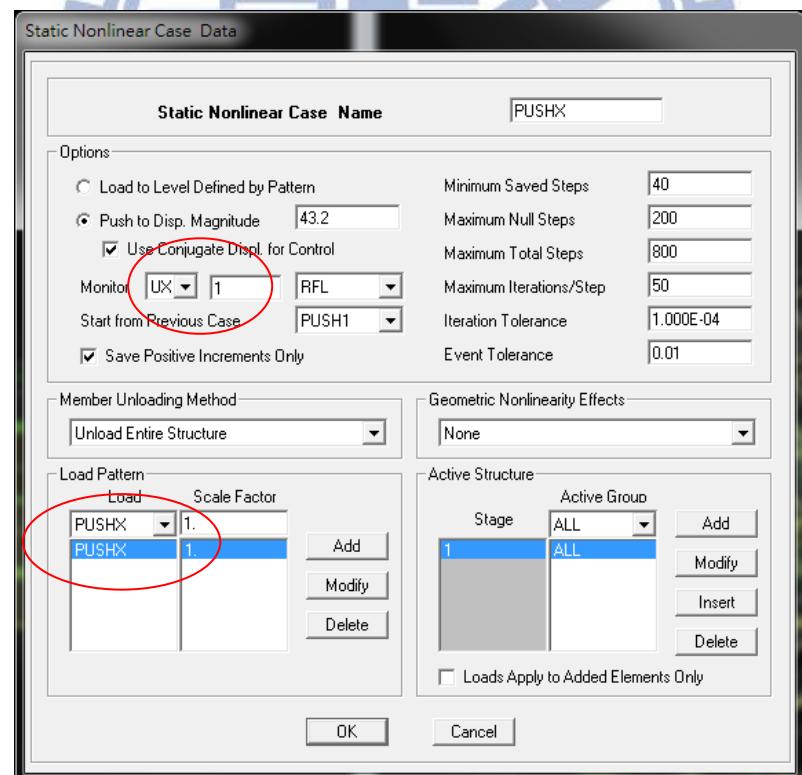
圖C.15 案例街屋之節點設置 Panel zone



圖C.16 案例街屋之定義靜力載重



圖C.17 案例街屋之非線性靜力側推分析設定(一)



圖C.18 案例街屋之非線性靜力側推分析設定(二)

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.591017	85.6855	0.0000	0.0000	85.6855	0.0000	0.0000	0.0001
2	0.323543	0.2847	0.9033	0.0000	85.9701	0.9033	0.0000	0.9721
3	0.302270	0.0034	90.4826	0.0000	85.9735	91.3860	0.0000	96.5912
4	0.189659	4.5184	0.0000	0.0000	90.4920	91.3860	0.0000	0.0001
5	0.114179	0.4649	0.0000	0.0000	90.9568	91.3860	0.0000	0.0000
6	0.095666	0.0267	0.0178	0.0000	90.9835	91.4038	0.0000	0.0138
7	0.091208	0.0002	3.1299	0.0000	90.9837	94.5337	0.0000	2.3874
8	0.058022	0.0020	0.0020	0.0000	90.9857	94.5357	0.0000	0.0001
9	0.052723	0.0000	0.4325	0.0000	90.9857	94.9682	0.0000	0.0172
10	0.031709	3.7583	0.0000	0.0000	94.7440	94.9682	0.0000	0.0000
11	0.030523	0.8932	0.2003	0.0000	95.6372	95.1685	0.0000	0.0006
12	0.030466	0.0738	2.4731	0.0000	95.7110	97.6415	0.0000	0.0073

OK

圖C.19 案例街屋之 Building Mode 輸出

Building Modes

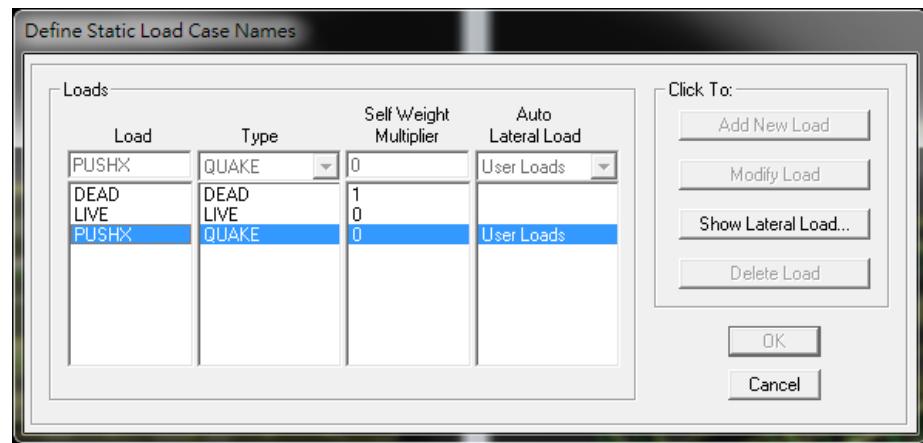
Edit View

Building Modes

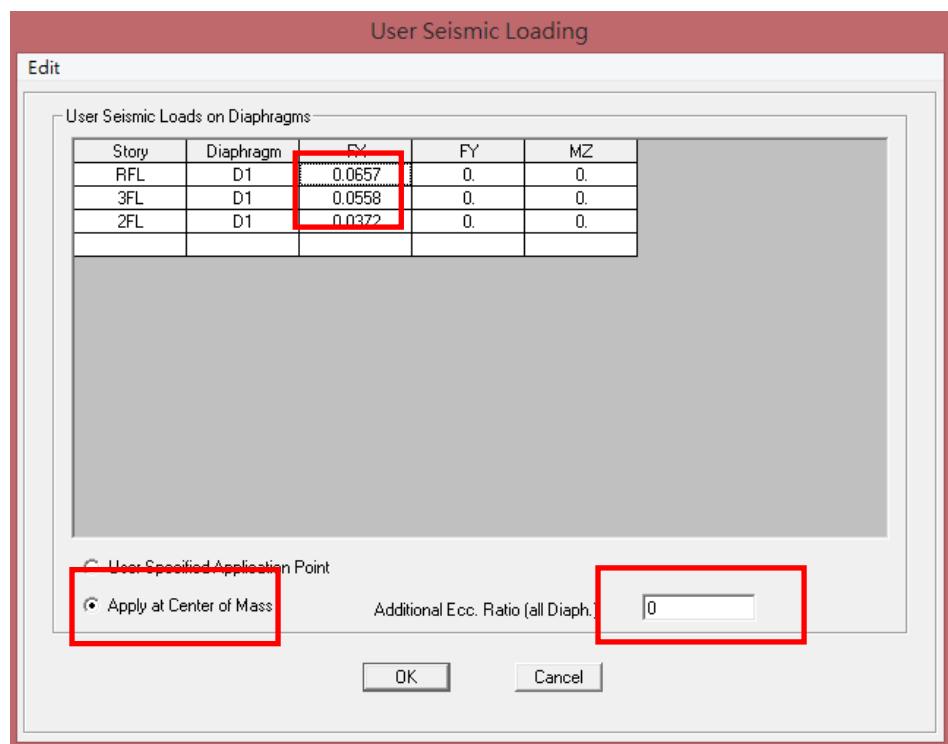
Story	Diaphragm	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
RFL	D1	1	0.0657	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00001
3FL	D1	1	0.0558	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00001
2FL	D1	1	0.0372	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
RFL	D1	2	0.0061	0.0063	0.0000	0.00000	0.00000	0.00009
3FL	D1	2	0.0037	0.0055	0.0000	0.00000	0.00000	0.00008
2FL	D1	2	-0.0005	0.0042	0.0000	0.00000	0.00000	0.00008
RFL	D1	3	0.0007	-0.0621	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
3FL	D1	3	0.0004	-0.0550	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
2FL	D1	3	-0.0001	-0.0423	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
RFL	D1	4	-0.0596	-0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
3FL	D1	4	0.0184	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
2FL	D1	4	0.0687	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
RFL	D1	5	-0.0359	-0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
3FL	D1	5	0.0723	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
2FL	D1	5	-0.0461	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
RFL	D1	6	-0.0003	0.0048	0.0000	0.00000	0.00000	0.00009
3FL	D1	6	0.0017	-0.0008	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00001
2FL	D1	6	-0.0035	-0.0051	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00009
RFL	D1	7	-0.0001	0.0618	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00001
3FL	D1	7	0.0000	-0.0100	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

OK

圖C.20 案例街屋之模態參與質量係數輸出



圖C.21 案例街屋之定義 PUSHX



圖C.22 案例街屋之設定側力豎向分配

Column Forces									
Story		Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
►	RFL	C1	DEAD	0.000	-3985.59	-585.12	-480.52	-1270.415	-70834.37
	RFL	C1	DEAD	157.500	-3495.09	-585.12	-480.52	-1270.415	4848.184
	RFL	C1	DEAD	315.000	-3004.59	-585.12	-480.52	-1270.415	80530.74
	RFL	C2	DEAD	0.000	-7955.41	-626.96	-714.04	-1270.415	-104903.10
	RFL	C2	DEAD	152.500	-7480.48	-626.96	-714.04	-1270.415	3988.071
	RFL	C2	DEAD	305.000	-7005.55	-626.96	-714.04	-1270.415	112879.24
	RFL	C3	DEAD	0.000	-5718.41	-892.80	-749.07	-1513.122	-111514.51
	RFL	C3	DEAD	157.500	-5150.70	-892.80	-749.07	-1513.122	6464.345
	RFL	C3	DEAD	315.000	-4582.99	-892.80	-749.07	-1513.122	124443.20
	RFL	C4	DEAD	0.000	-10136.81	32.10	-1034.49	-1513.122	-152227.22
	RFL	C4	DEAD	152.500	-9587.13	32.10	-1034.49	-1513.122	5532.824
	RFL	C4	DEAD	305.000	-9037.44	32.10	-1034.49	-1513.122	163292.87
	RFL	C5	DEAD	0.000	-13197.77	-199.01	1277.33	-1513.122	181367.43
	RFL	C5	DEAD	150.000	-12657.09	-199.01	1277.33	-1513.122	-10232.31
	RFL	C5	DEAD	300.000	-12116.42	-199.01	1277.33	-1513.122	201832.06
	RFL	C6	DEAD	0.000	-19806.69	-223.20	-1814.51	-1513.122	-229783.61
	RFL	C6	DEAD	90.000	-19482.28	-223.20	-1814.51	-1513.122	-66477.81
	RFL	C6	DEAD	90.000	-19478.94	-235.62	-1814.51	-1513.122	-66477.81
	RFL	C6	DEAD	135.000	-19316.73	-235.62	-1814.51	-1513.122	15175.08
	RFL	C6	DEAD	270.000	-19220.13	-235.62	-1814.51	-1513.122	260132.75

圖C.23 案例街屋之軸力輸出設定(一)

D1		Loc		Loc								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J		
1	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3		
2	RFL	C1	DEAD	0	-3985.59	-585.12	480.52	-1270.42	-70834.4	-84447.4		
3	RFL	C1	DEAD	157.5	-3495.09	-585.12	480.52	-1270.42	4848.184	7709.164		
4	RFL	C1	DEAD	315	-3004.59	-585.12	480.52	-1270.42	80530.74	99865.7		
5	RFL	C2	DEAD	0	-7955.41	-626.96	-714.04	-1270.42	-104903	-90370.6		
6	RFL	C2	DEAD	152.5	-7480.48	-626.96	-714.04	-1270.42	3988.071	5241.09		
7	RFL	C2	DEAD	305	-7005.55	-626.96	-714.04	-1270.42	112879.2	100852.8		
8	RFL	C3	DEAD	0	-5718.41	-892.8	-749.07	-1513.12	-111515	-130703		
9	RFL	C3	DEAD	157.5	-5150.7	-892.8	-749.07	-1513.12	6464.345	9912.379		
10	RFL	C3	DEAD	315	4582.99	-892.8	-749.07	-1513.12	124443.2	150527.8		
11	RFL	C4	DEAD	0	-10136.8	32.1	-1034.49	-1513.12	-152227	5042.983		
12	RFL	C4	DEAD	152.5	-9587.13	32.1	-1034.49	-1513.12	5532.824	148.396		
13	RFL	C4	DEAD	305	-9037.44	32.1	-1034.49	-1513.12	163292.9	4746.19		
14	RFL	C5	DEAD	0	-13197.8	-199.01	1277.33	-1513.12	181367.4	-29041.3		
15	RFL	C5	DEAD	150	-12657.1	-199.01	1277.33	-1513.12	-10232.3	810.341		
16	RFL	C5	DEAD	300	-12116.4	-199.01	1277.33	-1513.12	-201832	30662.03		
17	RFL	C6	DEAD	0	-19806.7	-223.2	-1814.51	-1513.12	-229784	-29570.6		
18	RFL	C6	DEAD	90	-19482.3	-223.2	-1814.51	-1513.12	-66477.8	-9482.56		
19	RFL	C6	DEAD	90	-19478.9	-235.62	-1814.51	-1513.12	-66477.8	-9482.56		
20	RFL	C6	DEAD	135	-19316.7	-235.62	-1814.51	-1513.12	15175.08	1120.341		
21	RFL	C6	DEAD	270	-18830.1	-235.62	-1814.51	-1513.12	260133.8	32929.03		
22	RFL	C7	DEAD	0	-19871.1	-5.51	-1879.98	-1513.12	-238177	9769.905		
23	RFL	C7	DEAD	90	-19546.7	-5.51	-1879.98	-1513.12	-68978.2	10265.68		
24	RFL	C7	DEAD	90	-19619.7	183.53	-1879.98	-1513.12	-68978.2	10265.68		
25	RFL	C7	DEAD	135	-19457.5	183.53	-1879.98	-1513.12	15621.03	2006.758		
26	RFL	C7	DEAD	270	-18970.9	183.53	-1879.98	-1513.12	269418.7	-22770		
27	RFL	C8	DEAD	0	-15535.7	-19.05	1350.65	-1513.12	192294	-2701.57		
28	RFL	C8	DEAD	150	-14995.1	-19.05	1350.65	-1513.12	-10303	156.535		
29	RFL	C8	DEAD	300	-14454.4	-19.05	1350.65	-1513.12	-212900	3014.642		
30	RFL	C9	DEAD	0	-19953.1	-184.7	-2069.7	-1513.12	-262704	-24256.1		
31	RFL	C9	DEAD	90	-19628.7	-184.7	-2069.7	-1513.12	-76431.6	-76328.8		
32	RFL	C9	DEAD	90	-19627	-190.89	-2069.7	-1513.12	-76431.6	-76328.8		
33	RFL	C9	DEAD	135	-19464.8	-190.89	-2069.7	-1513.12	16704.7	957.265		
34	RFL	C9	DEAD	270	-18978.2	-190.89	-2069.7	-1513.12	296113.6	26727.71		

圖C.24 案例街屋之軸力輸出設定(二)

```
C:\1\ColPH_V26C(64bit).exe

*
* 本程式由國震中心蕭輔沛博士所維護，有任何
* 建議請至鋼筋混凝土結構耐震詳評討論區討論
* http://pushover.ncree.org
*
*****
```

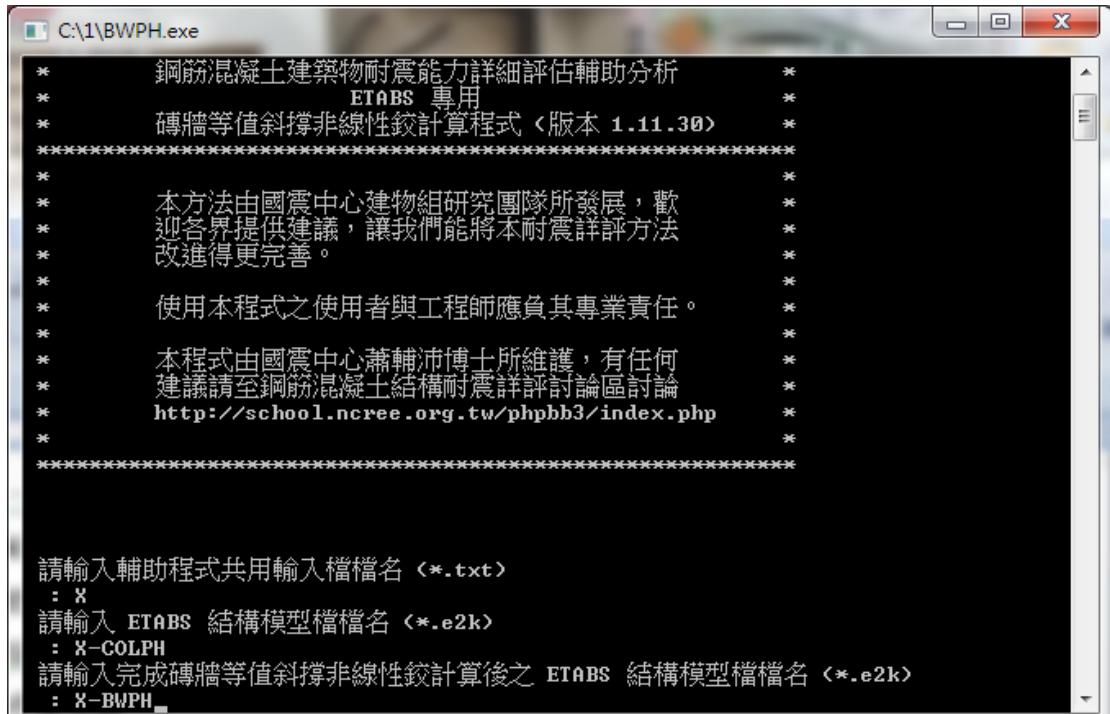
請問輸出為X方向還是Y方向之非線性鉸（X:X方向； Y:Y方向）？<X/Y>
[Output for the X direction or Y direction of the nonlinear hinges of columns?
(X:X-direction ; Y:Y-direction) ? <X/Y>]
: X
是否考慮梁之非線性鉸？<Y/N>
[Do you want to include the nonlinear hinges of beams ? <Y/N>]
: Y
請輸入輔助程式共用輸入檔檔名 <*.txt>
[Please enter the name of the single input file <*.txt>]
: X
請輸入 ETABS 結構模型檔檔名 <*.e2k>
[Please enter the name of the ETABS model file <*.e2k>]
: X
請輸入完成梁、柱非線性鉸計算後之 ETABS 結構模型檔檔名 <*.e2k>
[Please enter the name of the ouput file after computing <*.e2k>]
: X-COLPH

圖C.25 Colph 輸入示意圖

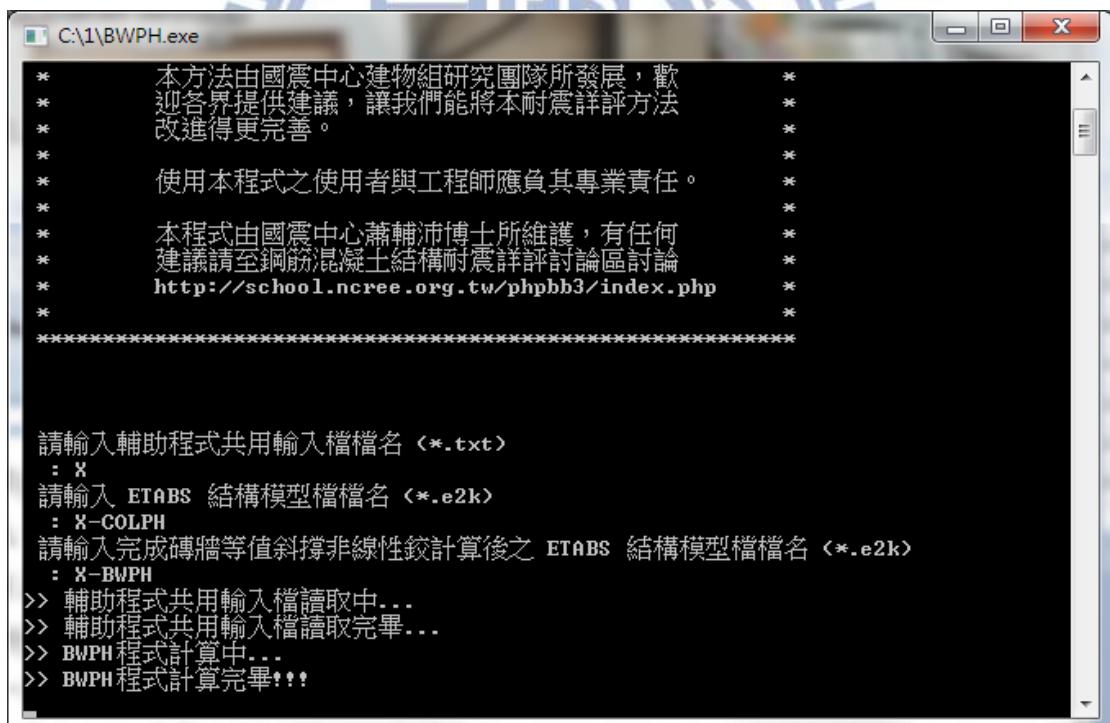
```
C:\1\ColPH_V26C(64bit).exe

: Y
請輸入輔助程式共用輸入檔檔名 <*.txt>
[Please enter the name of the single input file <*.txt>]
: X
請輸入 ETABS 結構模型檔檔名 <*.e2k>
[Please enter the name of the ETABS model file <*.e2k>]
: X
請輸入完成梁、柱非線性鉸計算後之 ETABS 結構模型檔檔名 <*.e2k>
[Please enter the name of the ouput file after computing <*.e2k>]
: X-COLPH
>> 輔助程式共用輸入檔讀取中...
>> Reading the single input file...
>> 輔助程式共用輸入檔讀取完畢...
>> Finish reading the single input file...
>> 梁非線性鉸計算中...
>> Computing the nonlinear hinges of beams...
>> 梁非線性鉸計算完成...
>> Finish computing the nonlinear hinges of beams...
>> 柱非線性鉸計算中...
>> Computing the nonlinear hinges of columns...
>> 柱非線性鉸計算完成...
>> Finish computing the nonlinear hinges of columns...
>> COLPH程式計算完畢!!!
>> Done!
```

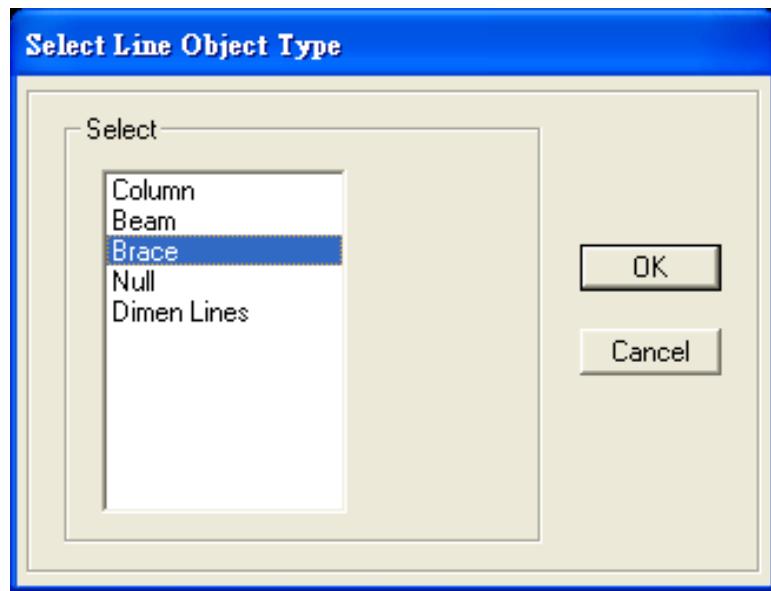
圖C.26 Colph 計算完成畫面



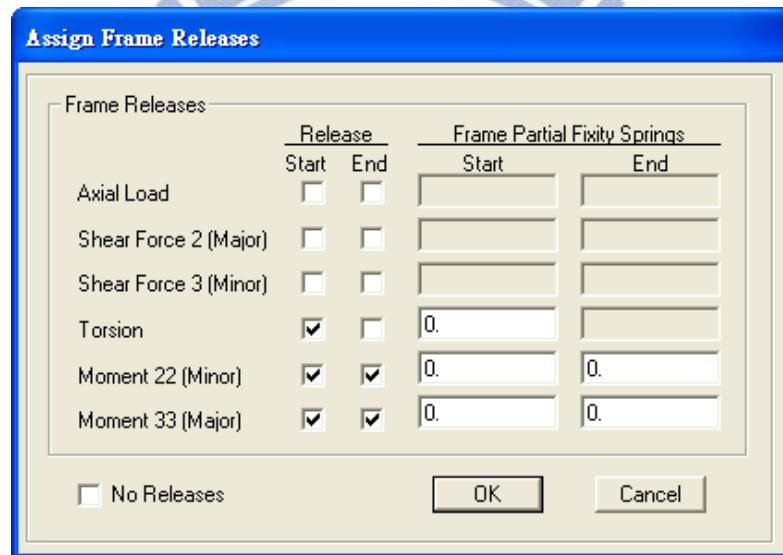
圖C.27 Bwph 輸入示意圖



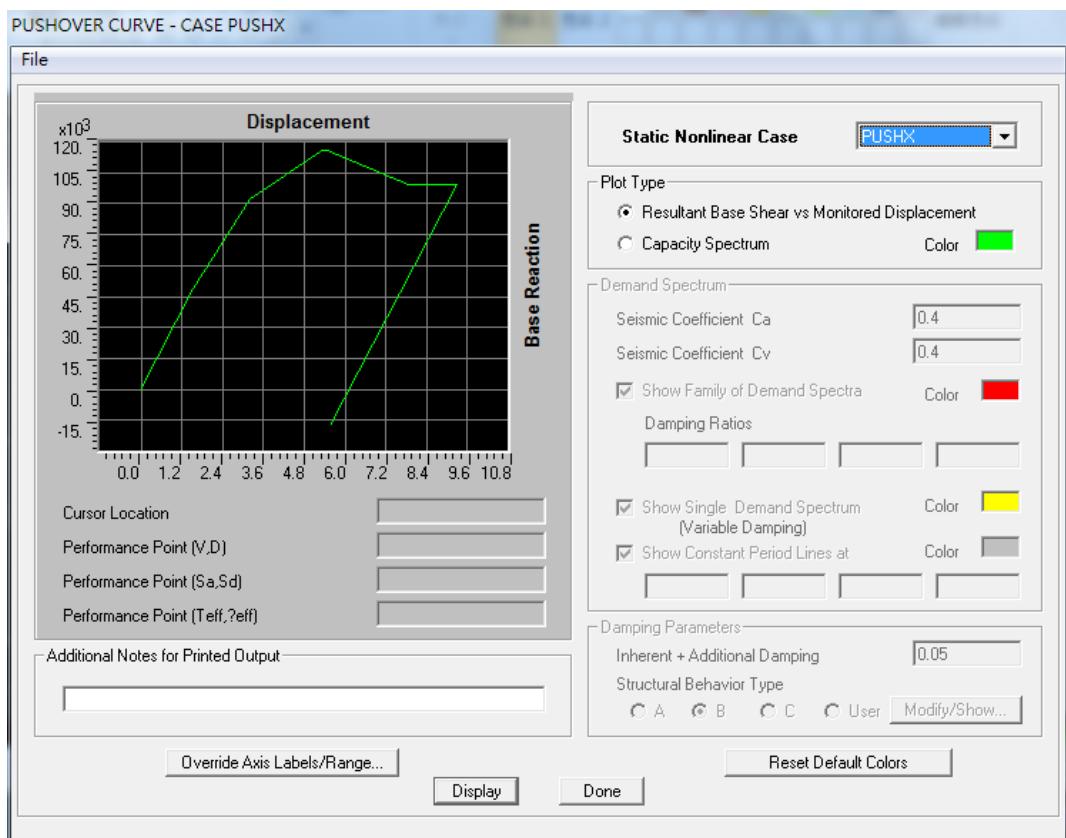
圖C.28 Bwph 計算完成畫面



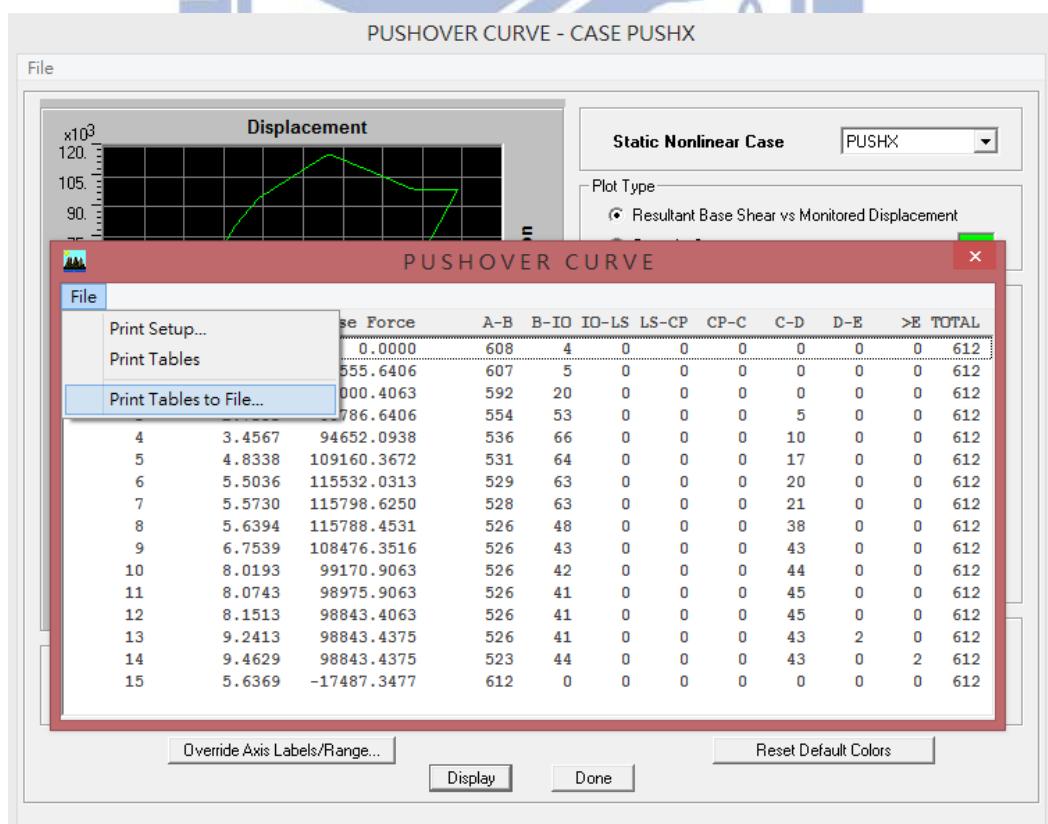
圖C.29 案例街屋之等值斜撐彎矩釋放情形(一)



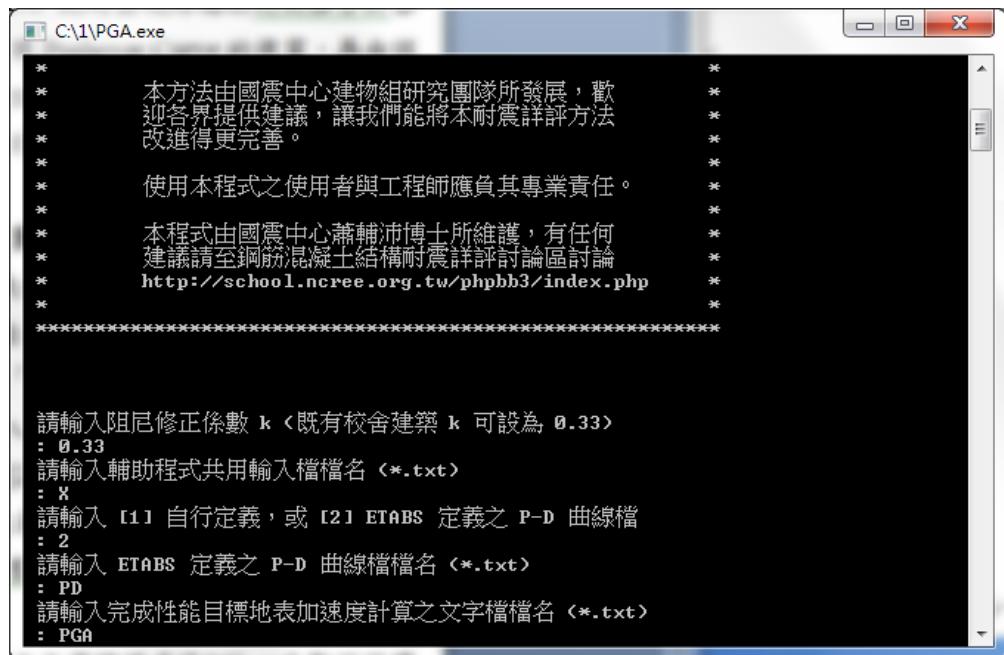
圖C.30 案例街屋之等值斜撐彎矩釋放情形(二)



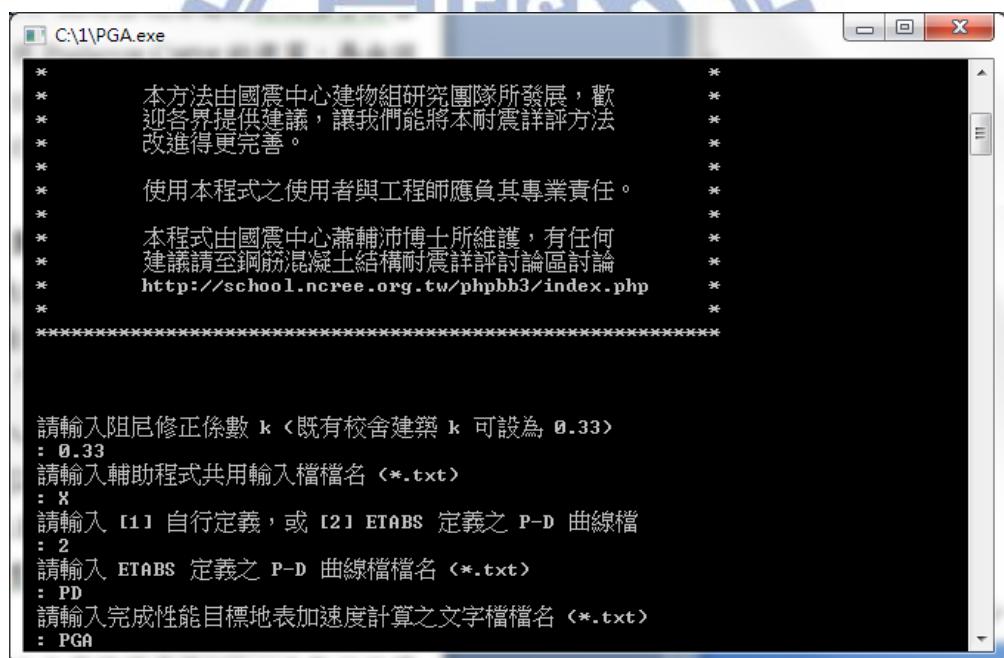
圖C.31 案例街屋沿走廊方向容量曲線



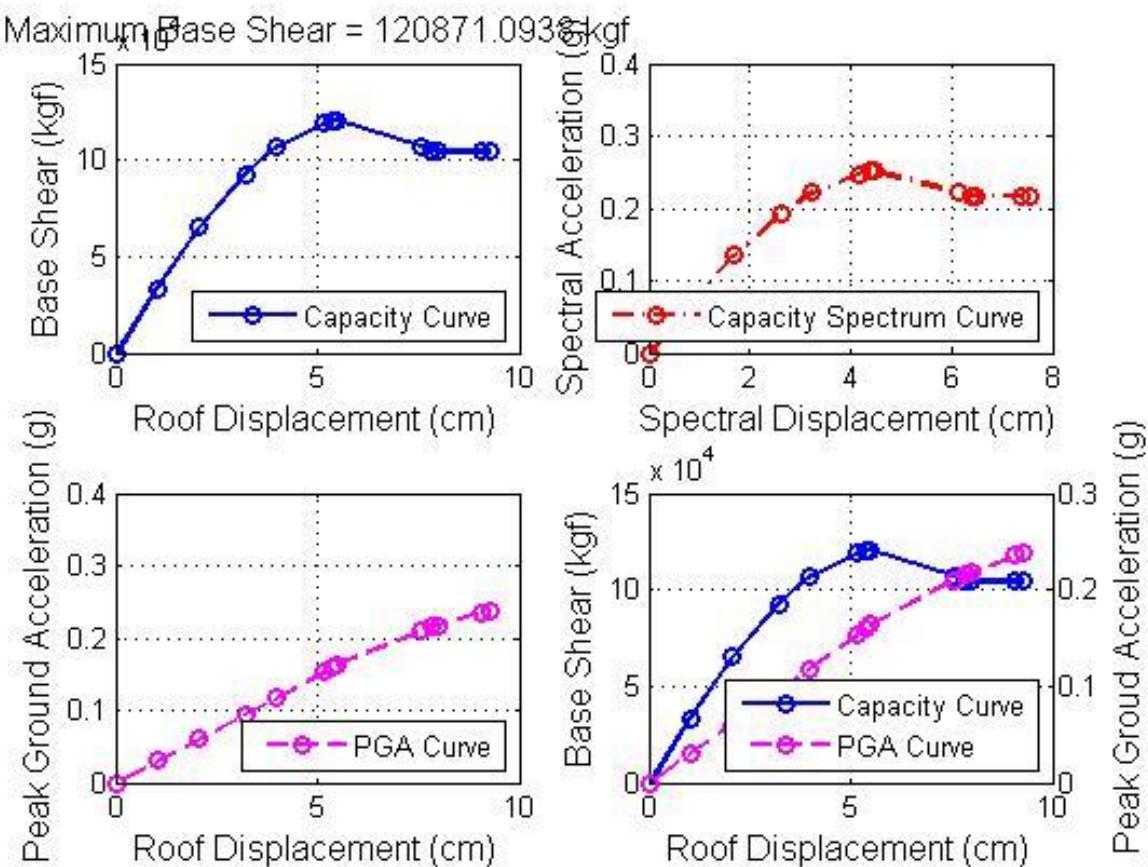
圖C.32 輸出各階段之基底剪力與屋頂位移資料



圖C.33 PGA 輸入示意圖



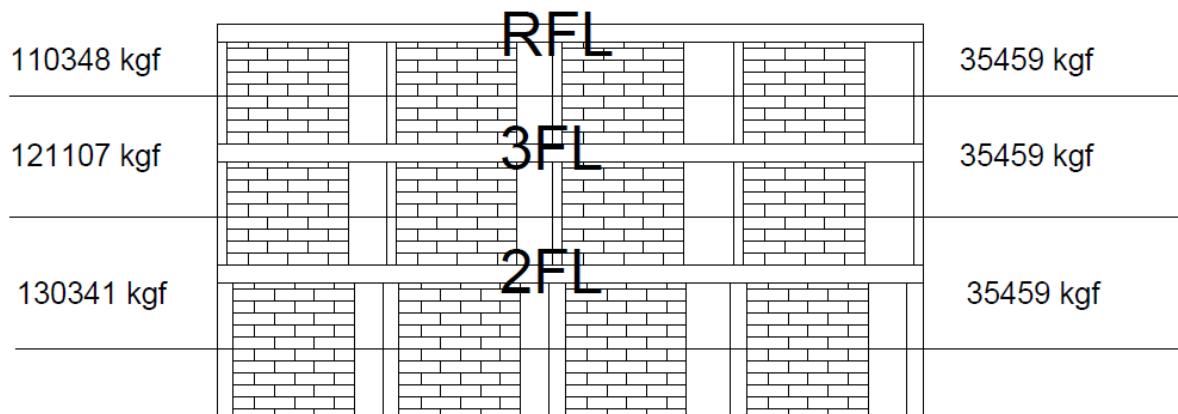
圖C.34 PGA 計算完成畫面



圖C.35 PGA 程式輸出圖

D.L.

L.L.



圖C.36 柱軸力檢核之 DL 與 LL 示意圖

表C-1 材料參數假設

材料種類	材料強度
混凝土	175 kgf/cm^2
主筋	2800 kgf/cm^2
箍筋	2800 kgf/cm^2
磚	150 kgf/cm^2
砂漿	150 kgf/cm^2

表C-2 磚牆尺寸整理

方向	名稱	牆寬(cm)	牆高(cm)	牆厚(cm)	圍束條件
X	BW1	304	350	10	三面圍束
	BW2	304	255	10	三面圍束

表C-3 性能目標地表加速度與層間位移

	Force	Disp.	A_p	RFL	3FL	2FL
PUSHX-0	0	0.0319	0.000	0.00%	0.00%	0.01%
PUSHX-1	33197.2	1.0531	0.039	0.06%	0.11%	0.17%
PUSHX-2	66394.4	2.1381	0.078	0.13%	0.22%	0.33%
PUSHX-3	69050.2	2.2282	0.081	0.18%	0.32%	0.50%
PUSHX-4	95386.4	3.377	0.122	0.21%	0.39%	0.62%
PUSHX-5	108766	4.193	0.148	0.23%	0.47%	0.80%
PUSHX-6	119777	5.2807	0.188	0.24%	0.49%	0.84%
PUSHX-7	120694	5.407	0.192	0.24%	0.49%	0.87%
PUSHX-8	120728	5.5172	0.197	0.21%	0.45%	1.49%
PUSHX-9	107259	7.5167	0.250	0.20%	0.44%	1.58%
PUSHX-10	104615	7.8856	0.259	0.20%	0.44%	1.62%
PUSHX-11	104429	7.9974	0.261	0.20%	0.44%	1.90%
PUSHX-12	104429	9.0824	0.282	0.20%	0.44%	1.95%
PUSHX-13	104429	9.2961	0.286	0.20%	0.44%	1.95%

表C-4 性能目標地表加速度

	強度準則	位移準則	性能目標地表加速度
X 向	$0.95V_{max}=114.682\text{ tf}$	$1.49\% < 2\%$	0.221g

表C-5 ETABS 一樓柱底軸力和(單位皆為 kgf)

Story	Column	Loc	P
1F	C1	0	-10919.4
1F	C2	0	-19112.5
1F	C3	0	-19208.9
1F	C4	0	-20556.8
1F	C5	0	-11216.5
1F	C6	0	-16850.8
1F	C7	0	-30653.7
1F	C8	0	-31117.3
1F	C9	0	-33016.1
1F	C10	0	-17357.1
1F	C11	0	-20910.7
1F	C12	0	-36872.2
1F	C13	0	-38223.8
1F	C14	0	-39967.1
1F	C15	0	-21413.6
1F	C16	0	-12403.5
1F	C17	0	-21983.4
1F	C18	0	-22500
1F	C19	0	-23648.8
1F	C20	0	-12824.8
sum			-460757

表C-6 手算 DL+0.5LL(單位皆為 kgf)

手算	柱重	梁重	樓板重	DL	0.5LL
RFL	6221	32075	72052	110348	35459
3FL	12442	32075	76590	121107	35459
2FL	16156	36177	78009	130341	35459
底層半層	8078			8078	

表C-7 柱軸力檢核結果

	單位(kgf)
ETABS	460757
手算	476249

表C-8 ETABS 樓層重(單位皆為 kgf)

ETABS	MassX	樓層重
RFL	108.7443	106678
3FL	115.0895	112903
2FL	120.9487	118651
		338232

表C-9 手算樓層重(單位皆為 kgf)

手算	柱重	梁重	樓板重	樓層重
RFL	6221	32075	72052	110348
3FL	12442	32075	76590	121107
2FL	16156	36177	78009	130341
				361796

表C-10 重量檢核結果

	單位(kgf)
ETABS	338232
手算	361796

表C-11 手算最大基底剪力(單位皆為 kgf)

Name	story	V_b	V_n	$\text{Min}(V_b, V_n)$
C1	2FL	5669	16453	5669
C2	2FL	6538	17787	6538
C3	2FL	6610	17895	6610
C4	2FL	6673	17991	6673
C5	2FL	5695	16494	5695
C6	2FL	2781	11853	2781
C7	2FL	3354	13701	3354
C8	2FL	3414	13921	3414
C9	2FL	3433	13993	3433
C10	2FL	2818	11967	2818
C11	2FL	2967	12427	2967
C12	2FL	3537	14448	3537
C13	2FL	3585	14760	3585
C14	2FL	3591	14802	3591
C15	2FL	3014	12573	3014
C16	2FL	2456	10974	2456
C17	2FL	2901	12350	2901
C18	2FL	2946	12492	2946
C19	2FL	2970	12568	2970
C20	2FL	2481	11051	2481
BW1				12127
Sum=				125939

表C-12 最大基底剪力檢核結果

	單位(kgf)
ETABS	120871
手算	125939

表C-13 各樓層之樓層重與模態

	樓層重 W_i	Mode Shape ϕ_i
RFL	110347 kgf	1.000
3FL	121107 kgf	0.838
2FL	130341 kgf	0.537

表C-14 性能地表加速度檢核結果

	S_a	S_d	A_e	BETA_0	BETA_eq	T_e
PGA.exe	0.354128	4.56136	0.988485	0.142538	0.097038	0.719966
手算	0.354127	4.561357	0.988486	0.142541	0.097039	0.719967
	T_0	B_s	B_1	Force	Disp.	A_p
PGA.exe	0.679087	1.31045	1.23519	120728	5.5172	0.1968
手算	0.679087	1.31045	1.23519	120728	5.5172	0.1968

表C-15 柱之撓剪非線性鉸檢核結果

(a)手算

POINT	M/SH	R/SF
A	0	0
B	0.8497	0
C	1	0.001863
D	1	0.0308
E	0	0.065

(b)輔助程式

POINT	M/SH	R/SF
A	0	0
B	0.8497	0
C	1	0.001863
D	1	0.0308
E	0	0.064

表C-16 柱之剪力非線性鉸檢核結果

(a)手算

POINT	M/SH	R/SF
A	0	0
B	1	0
C	0	0.0357
D	0	0.357
E	0	0.357

(b)輔助程式

POINT	M/SH	R/SF
A	0	0
B	1	0
C	0	0.0358
D	0	0.3578
E	0	0.3578

表C-17 梁之彎矩非線性鉸檢核結果

(a)手算

POINT	M/SH	R/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	0.02
D	0.2	0.02
E	0.2	0.03

(b)輔助程式

POINT	M/SH	R/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	0.02
D	0.2	0.02
E	0.2	0.03

表C-18 梁之剪力非線性鉸檢核結果

(a)手算

POINT	Force/SH	Disp./SF
A	0	0
B	1	0
C	1	0.003
D	0.2	0.003
E	0.2	0.01

(b)輔助程式

POINT	Force/SH	Disp./SF
A	0	0
B	1	0
C	1	0.003
D	0.2	0.003
E	0.2	0.01

表C-19 磚牆等值斜撐軸力非線性鉸檢核結果

(a)手算

POINT	Force/SH	Disp./SF
-E	0	-3.546
-D	-0.596	-3.546
-C	-0.596	-1.404
-B	-1	0
-A	0	0

(b)輔助程式

POINT	Force/SH	Disp./SF
-E	0	-3.5534
-D	-0.596	-3.5534
-C	-0.596	-1.404
-B	-1	0
-A	0	0

