

低矮鋼筋混凝土沿街店鋪住宅典型 開口外牆耐震性能提昇之實驗研究

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 103 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

PG10301-0475

103301070000G0039

低矮鋼筋混凝土沿街店鋪住宅典型 開口外牆耐震性能提昇之實驗研究

受委託者：國立台灣科技大學營建系

研究主持人：歐昱辰

研究助理：周裕清

研究助理：張良瑋

研究助理：梁展瑜

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 103 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

目次

目次.....	1
表次.....	III
圖次.....	V
摘要.....	XIX
ABSTRACT.....	XXIII
第一章 緒論.....	1
第一節 研究緣起與背景.....	1
第二節 研究目的.....	3
第三節 研究方法.....	4
第二章 文獻回顧.....	9
第一節 文獻資料之蒐集及分析.....	9
第三章 實驗計畫.....	55
第一節 試體設計.....	55
第二節 沿街店鋪式住宅之癥結點歸納.....	57
第三節 牆體性能提升策略.....	60
第四節 試體製作.....	70
第四章 試體反覆載重試驗結果.....	111
第五章 低矮鋼筋混凝土沿街店鋪式住宅耐震評估方法.....	199
第一節 側推分析塑鉸設定.....	200
第二節 實際案例分析.....	231
第六章 結論與建議.....	255

第一節	結論.....	255
第二節	建議.....	256
附錄一	期初評選會議記錄.....	259
附錄二	專家座談會會議記錄與簽到表.....	267
附錄三	期中會議審查記錄.....	273
附錄四	期末會議審查記錄.....	281
參考書目	281

表次

表 1-1 預定之研究進度.....	6
表 3-1 混凝土圓柱試體澆置取樣 28 天抗壓強度及試驗前抗壓強度.....	56
表 3-2 鋼筋取樣拉伸試驗結果.....	70
表 3-3 續接器之拉伸試驗結果.....	73
表 3-4 混凝土圓柱試體澆置取樣之 28 天抗壓強度及試驗前抗壓強度.....	77
表 5-1 梁撓曲塑鉸參數.....	201
表 5-2 梁剪力塑鉸參數.....	202
表 5-3 鋼筋混凝土牆之撓曲塑鉸.....	211
表 5-4 鋼筋混凝土牆剪力塑鉸.....	216
表 5-5 撓曲塑鉸.....	224
表 5-6 剪力塑鉸.....	225
表 5-7 材料性質.....	233
表 5-8 載重效應.....	234
表 5-9 耐震評估模型之結構性質.....	235

圖次

圖 1- 1 研究流程圖.....	5
圖 2- 1 牆體初步強度計算所考慮的力量配置.....	12
圖 2- 2 特殊邊界構材.....	13
圖 2- 3 普通邊界構材.....	13
圖 2- 4 法二決定邊界構材.....	15
圖 2- 5 牆墩上側與下側水平鋼筋傳遞剪力.....	16
圖 2- 6 柱圍束箍筋配置例.....	18
圖 2- 7 對角向鋼筋外圍束規定，(a)立面；(b)斷面.....	19
圖 2- 8 壓桿型式.....	22
圖 2- 9 通過壓桿之鋼筋.....	22
圖 2- 10 對角向鋼筋內圍束規定，(a)立面；(b)斷面.....	23
圖 2- 11 低矮結構牆剪力破壞模式：(a)與(b)剪拉破壞；(c)與(d)剪壓破壞；(e)牆底摩擦剪力破壞.....	24
圖 2- 12 具開口之低矮結構牆壓拉桿模型.....	25
圖 2- 13 試體設計與加載系統.....	26
圖 2- 14 最大側力時最大與最小主應力分布.....	26
圖 2- 15 Warashina 等研究之試體設計.....	27
圖 2- 16 Warashina 等研究測試結果與分析比對.....	27
圖 2- 17 Sakurai 等研究之試體外觀.....	28
圖 2- 18 Sakurai 等研究之試體加載方式與測試結果.....	28
圖 2- 19 Ermine 等研究之試體加載方式、試體設計、試驗結果.....	28
圖 2- 20 李宏仁研究試體之設計及測試結果：(a)試體 A；(b)試體 B.....	29
圖 2- 21 許茂雄教授研究之分析結果：(a)一樓補強前之 Q-A 曲線(上)及耐震診	

斷圖(下)；(b)一樓補強後之 Q-A 曲線(上)及耐震診斷圖(下).....	30
圖 2- 22 黃世建教授研究試體之設計與測試結果:大面積開一窗.....	31
圖 2- 23 黃世建教授研究試體之設計與測試結果:開兩窗.....	32
圖 2- 24 黃世建教授研究試體之設計與測試結果:開一門.....	33
圖 2- 25 李有豐教授研究之非韌性雙層雙跨含牆 RC 構架之擬動態分析試體設計及試驗結果：(a)試體未補強前最大加速度為 2.0 時之遲滯迴圈；(b)試體補強後最大加速度為 2.0 時之遲滯迴圈.....	34
圖 2- 26 試體之設計: (a)中型牆板試體鋼筋及鋼板配置參數表；(b)低型牆板試體鋼筋及鋼板配置參數表；(c)扇形配筋設計	36
圖 2- 27 試體之測試結果: (a)試體 MWG1 載重-總位移圖；(b)試體 MWG2 載重-總位移圖；(c)試體 MWG3 載重-總位移圖；(d)試體 LWG1 載重-總位移圖；(e)試體 LWG2 載重-總位移圖	37
圖 2- 28 實驗試體之意示圖.....	38
圖 2- 29 五座雙層雙跨試體之意示圖.....	39
圖 2- 30(a)試體 NFL-W；(b)試體 NFL-W/rc；(c)試體 NFL-W 之力量位移曲線；(d)試體 NFL-W/rc 之力量位移曲線	39
圖 2- 31 構架補強前(NFL-W)與補強後(NFL-W/rc)之差異.....	40
圖 2- 32(a)試體 PMRF 配置圖；(b)試體 PMRF 立面圖；(c)試體 WMRF 配置圖；(d)試體 WMRF 立面圖.....	41
圖 2- 33 PMRF/rc 試體之意示圖.....	41
圖 2- 34(a)試體 PMRF；(b) 試體 PMRF 之力量-位移曲線；(c)試體 WMRF；(d) 試體 WMRF 之力量-位移曲線；(e)試體 PMRF/rc；(f)試體 PMRF/rc 之力量-位移曲線.....	42
圖 2- 35 試體 PMRF、試體 WMRF、試體 PMRF/rc 之力量-位移比較.....	43
圖 2- 36 試體之設計(試體 LW1R 為試體 LW1 破壞後直接進行 CEDP 對角補強).....	44
圖 2- 37 中型邊柱剪力牆以 CFRP 對角線補強示意圖.....	45
圖 2- 38 低型邊柱剪力牆以 CFRP 對角線補強示意圖.....	45
圖 2- 39 (a)MW1 試體載重位移曲線；(b)LW1 試體載重位移曲線；(c)LW1R 試	

體載重位移曲線；(d)LW1C 試體載重位移曲線；(e)LW1Ca 試體載重位移曲線；(f)MW1C 試體載重位移曲線；(g)MW1C2 試體載重位移曲線。.....	47
圖 2- 40 開口牆之尺寸及 a、b 尺寸.....	48
圖 2- 41 (a) H-3 試體；(b) H-3 試體之頂點載重位移關係比較；(c) H-4 試體；(d) H-4 試體之頂點載重位移關係比較；(e) H-5 試體；(f) H-5 試體之頂點載重位移關係比較；(g) H-6 試體；(h) H-6 試體之頂點載重位移關係比較；(i) H-7 試體；(j) H-7 試體之頂點載重位移關係比較；(k) H-8 試體；(l) H-8 試體之頂點載重位移關係比較.....	50
圖 2- 42 台灣典型之屋後外牆開口配置.....	52
圖 2- 43 (a)DIANA 模擬模型；(b) DIANA 模擬模型受反覆載重之力學行為..	52
圖 2- 44 最佳化開口配置.....	53
圖 3- 1 試體試驗加載方式示意圖.....	56
圖 3- 2 反覆載重歷程.....	56
圖 3- 3 傳統沿街店鋪式住宅屋後外牆開口示意圖.....	57
圖 3- 4 102 年度實尺寸開口牆體反覆載重試驗結果及側推分析遲滯迴圈.....	58
圖 3- 5 增設邊界構材.....	60
圖 3- 6 邊界構材，(a)整體；(b)窗左(閉合箍筋延伸到基礎上緣)；(c)窗右(閉合箍筋延伸置窗下緣 20 cm，等於一倍構材深度，避免與對角向鋼筋衝突(試體 6)).....	61
圖 3- 7 試體四至六水平向鋼筋彎鉤錨定進邊界材.....	61
圖 3- 8 密集配置鋼筋.....	62
圖 3- 9 密集配置鋼筋及每交點彎鉤繫筋.....	62
圖 3- 10 配置對角向鋼筋.....	63
圖 3- 11 對角向壓力鋼筋.....	63
圖 3- 12 試體 1(a)牆立面圖(配筋圖)；(b)牆斷面圖；(c)柱斷面圖.....	64
圖 3- 13 試體 2(a)牆立面圖(配筋圖)；(b)牆斷面圖；(c)柱斷面圖.....	65
圖 3- 14 試體 3(a)牆立面圖(配筋圖)；(b)牆斷面圖；(c)柱斷面圖.....	66
圖 3- 15 試體 4(a)牆立面圖(配筋圖)；(b)牆斷面圖；(c)邊界構材斷面圖；(d)水	

平鋼筋彎鈎錨定進邊界構材斷面圖.....	67
圖 3- 16 試體 5(a)牆立面圖(配筋圖)；(b)牆斷面圖；(c)邊界構材斷面圖；(d)水平鋼筋錨定進邊界構材斷面圖.....	68
圖 3- 17 試體 6(a)牆立面圖(配筋圖)；(b)牆斷面圖；(c)邊界構材斷面圖；(d)水平鋼筋錨定進邊界構材斷面圖.....	69
圖 3- 18 鋼筋拉力試驗-台灣科技大學材料實驗室.....	71
圖 3- 19 架設 NDI 量測受拉鋼筋之伸長率.....	71
圖 3- 20 力量(萬能試驗機讀數)與位移(NDI 讀數)同步接收數據.....	72
圖 3- 21 續接器產品試驗報告(符合 SA 級標準).....	73
圖 3- 22 (a)續接器拉力試驗；(b)破壞在母材.....	74
圖 3- 23 續接器.....	74
圖 3- 24 粒料配比表:(a)一般配比；(b)細顆粒配比.....	76
圖 3- 25 試體 1~6 應變計位置.....	80
圖 3- 26 邊界構材底部應變計黏貼並由底部順線接附接收器.....	81
圖 3- 27 對角向鋼筋應變計位置.....	81
圖 3- 28 對角向鋼筋底緣應變計及由底部順線.....	82
圖 3- 29 應變計線由牆底部順出待接.....	82
圖 3- 30 LVDT 架設位置.....	83
圖 3- 31 角度計架設位置.....	84
圖 3- 32 OPTOTRAK Certus HD System.....	85
圖 3- 33 未開口牆及開口牆之 Marker(紅外線反射器)佈置位置.....	86
圖 3- 34 試體六(有對角向鋼筋)之實驗加載方向.....	88
圖 3- 35 對角向鋼筋上下肢示意圖.....	89
圖 3- 36 左上-右下斜對角向鋼筋彎鈎錨定進基礎-柱接頭，(a) 斜向鋼筋錨定進接頭；(b) 彎鈎錨定進接頭，調整發展長度及角度；(c) 待上肢續接.....	91
圖 3- 37 左下-右上斜對角向鋼筋下肢部分，(a) 彎鈎錨定進基礎；(b)待上肢續接.....	92

圖 3- 38 左下-右上斜對角向鋼筋上肢由柱外側插入，微調發展長度及角度	93
圖 3- 39 左上-右下斜鋼筋定位，(a)邊界構材之閉合箍筋套入邊界構材主筋及其中一支對角向鋼筋；(b)邊界構材閉合箍筋配合對角向鋼筋一起固定；(c)調整角度並固定續接器	94
圖 3- 40 (a)廠商提供續接器之分解構造圖；(b)實物分解構造	95
圖 3- 41 步驟(1)示意圖	95
圖 3- 42 步驟(2)示意圖	96
圖 3- 43 步驟(3)示意圖	97
圖 3- 44 試體放樣及鋼筋進場	97
圖 3- 45 (a)、(b)基礎鋼筋籠組立；(c)、(d)PVC 管埋入基礎；(e)吊勾設置	98
圖 3- 46 柱主筋及閉合箍筋埋入基礎	99
圖 3- 47 牆垂直鋼筋埋入基礎	99
圖 3- 48 對角向鋼筋埋入基礎	100
圖 3- 49 試體一至三基礎封模	100
圖 3- 50 試體一至三基礎灌漿	101
圖 3- 51 試體一至三基礎拆模	101
圖 3- 52 試體基礎拆模後，綁紮其上柱箍筋及牆水平筋	102
圖 3- 53 試體一至四牆體繫筋，模擬典型街屋間距	102
圖 3- 54 試體四至六基礎拆模後，綁紮柱筋、牆筋、邊界構材	104
圖 3- 55 對角向鋼筋組裝步驟	106
圖 3- 56 試體牆、柱封模	107
圖 3- 57 試體牆、柱封完模後，綁紮試體加載頂梁鋼筋	107
圖 3- 58 試體澆置牆、柱及加載頂梁	108
圖 3- 59 試體拆除模板	109
圖 3- 60 試體拆除模板(油漆完成)	109
圖 4- 1 試體二在+0.25% drift 下裂縫情況	113

圖 4- 2 裂縫沿壓桿直至基礎上緣承壓面.....	114
圖 4- 3 試體二在+0.25% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	115
圖 4- 4 試體二在-0.25% drift 下裂縫情況	116
圖 4- 5 試體二在-0.25% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	116
圖 4- 6 試體二在+0.375% drift 下裂縫情況	117
圖 4- 7 試體二在+0.375% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	118
圖 4- 8 試體二在-0.375% drift 下裂縫情況	119
圖 4- 9 試體二在-0.375% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	119
圖 4- 10 試體二在+0.5% drift 下裂縫情況	120
圖 4- 11 多數正向裂縫交會負向裂縫.....	121
圖 4- 12 試體二在+0.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	121
圖 4- 13 試體二在-0.5% drift 下裂縫情況	122
圖 4- 14 數條直接由接頭貫穿至基礎之裂縫.....	123
圖 4- 15X 試體二在-0.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	123
圖 4- 16 試體二在+0.75% drift 下裂縫情況	124
圖 4- 17 試體二在+0.75% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	125
圖 4- 18 試體二在-0.75% drift 下裂縫情況	126
圖 4- 19 既有裂縫寬度增加.....	126
圖 4- 20 試體二在-0.75% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	127
圖 4- 21 試體二在+1.0% drift 下裂縫情況	128
圖 4- 22 既有裂縫寬度增加.....	128
圖 4- 23 試體二在+1.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	129
圖 4- 24 試體二在-1.0% drift 下裂縫情況	130
圖 4- 25 既有裂縫寬度增加.....	130
圖 4- 26 試體二在-1.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	131

圖 4- 27 試體三在+0.25% drift 下裂縫情況	132
圖 4- 28 (a)裂縫直接貫穿至窗邊緣；(b)開口四周 45 度斜向裂縫.....	132
圖 4- 29 試體三在+0.25% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	133
圖 4- 30 試體三在-0.25% drift 下裂縫情況	134
圖 4- 31 試體-0.25% drift 窗裂縫情況	134
圖 4- 32 試體門上方裂縫情況.....	134
圖 4- 33 試體三在-0.25% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	135
圖 4- 34 試體三在+0.375% drift 下裂縫情況	136
圖 4- 35 試體+0.375% drift 窗裂縫情況	136
圖 4- 36 試體三在+0.375% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	137
圖 4- 37 柱部分裂縫延伸至另一面.....	137
圖 4- 38 試體三在-0.375% drift 下裂縫情況	138
圖 4- 39 試體三在-0.375% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	139
圖 4- 40 試體三在+0.5% drift 下裂縫情況	140
圖 4- 41 試體三在+0.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	140
圖 4- 42 試體三在-0.5% drift 下裂縫情況	141
圖 4- 43 試體三在-0.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	142
圖 4- 44 試體三在+0.75% drift 下裂縫情況	143
圖 4- 45 試體三在+0.75% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	143
圖 4- 46 試體三在-0.75% drift 下裂縫情況	144
圖 4- 47 試體三在-0.75% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	145
圖 4- 48 試體三在+1.0% drift 下裂縫情況	146
圖 4- 49 試體三在+1.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	146
圖 4- 50 試體三在-1.0% drift 下裂縫情況	147
圖 4- 51 試體三在-1.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	148

圖 4- 52 試體三在+1.5% drift 下裂縫情況	149
圖 4- 53 窗與門間之小柱嚴重剪力破壞.....	149
圖 4- 54 試體三在+1.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	150
圖 4- 55 試體三在-1.5% drift 下裂縫情況	151
圖 4- 56 牆體正負向壓桿交會區嚴重剝落.....	151
圖 4- 57 試體三在-1.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	152
圖 4- 58 試體三在+2.0% drift 下裂縫情況	153
圖 4- 59 試體三在+2.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	154
圖 4- 60 試體三在-2.0% drift 下裂縫情況	155
圖 4- 61 試體三在-2.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	155
圖 4- 62 試體三在+3.0% drift 下裂縫情況	156
圖 4- 63 試體三在+3.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	156
圖 4- 64 試體三在-3.0% drift 下裂縫情況	157
圖 4- 65 試體三在-3.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	158
圖 4- 66 試體六在+0.25% drift 下裂縫情況	159
圖 4- 67 關鍵斷面上半部密布之裂縫發展.....	159
圖 4- 68 關鍵斷面下半部密布之裂縫發展.....	159
圖 4- 69 試體六在+0.25% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	160
圖 4- 70 試體六在-0.25% drift 下裂縫情況	161
圖 4- 71 牆體密布之細微交叉裂縫.....	161
圖 4- 72 試體六在+0.25% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	162
圖 4- 73 試體六在+0.375% drift 下裂縫情況	163
圖 4- 74 試體三在+0.375% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	163
圖 4- 75 試體六在-0.375% drift 下裂縫情況	164
圖 4- 76 試體六在-0.375% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	165

圖 4- 77 試體二在+0.5% drift 下裂縫情況	166
圖 4- 78 多數正向裂縫交會負向裂縫，密布於全牆面.....	166
圖 4- 79 試體六在+0.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	167
圖 4- 80 試體六在-0.5% drift 下裂縫情況	168
圖 4- 81 試體六在-0.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	168
圖 4- 82 試體六在+0.75% drift 下裂縫情況	169
圖 4- 83 牆關鍵斷面正負向裂縫交會.....	170
圖 4- 84 試體六在+0.75% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	171
圖 4- 85 試體六在-0.75% drift 下裂縫情況	171
圖 4- 86 試體六在-0.75% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	172
圖 4- 87 試體六在+1.0% drift 下裂縫情況	173
圖 4- 88 試體六在+1.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	173
圖 4- 89 試體六在-1.0% drift 下裂縫情況	174
圖 4- 90 窗右上角(壓桿承壓區)保護層剝落	175
圖 4- 91 試體六在-1.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	176
圖 4- 92 試體六在+1.5% drift 下裂縫情況	176
圖 4- 93 負向壓桿承壓區持續剝落，裂縫密布於關鍵斷面區.....	177
圖 4- 94 試體六在+1.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	177
圖 4- 95 試體六在-1.5% drift 下裂縫情況	178
圖 4- 96 窗右上承壓區持續剝落，且牆體水平向鋼筋挫曲.....	179
圖 4- 97 試體六在-1.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	179
圖 4- 98 試體六在+2.0% drift 下裂縫情況	180
圖 4- 99 正向壓桿承壓區剝落，負向承壓區水平向鋼筋拉緊.....	180
圖 4- 100 試體六在+2.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面	181
圖 4- 101 試體六在-2.0% drift 下裂縫情況	182

圖 4- 102 壓桿承壓區破壞往上擴展.....	182
圖 4- 103 開口間小柱由剪力破壞轉為撓曲破壞，上緣產生塑鉸.....	183
圖 4- 104 試體六在-2.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面.....	183
圖 4- 105 試體六在+3.0% drift 下裂縫情況.....	184
圖 4- 106 試體六在+3.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面.....	185
圖 4- 107 試體六在-3.0% drift 下裂縫情況.....	186
圖 4- 108 試體六在-3.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面.....	186
圖 4- 109 試體六在+4.0% drift 下裂縫情況.....	187
圖 4- 110 中間對角向鋼筋斷裂.....	188
圖 4- 111 關鍵斷面區側視圖.....	189
圖 4- 112 關鍵斷面區正視圖.....	189
圖 4- 113 門及窗間之小柱，速鉸區破壞情形.....	189
圖 4- 114 試體六在+4.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面.....	190
圖 4- 115 試體六在-4.0% drift 下裂縫情況.....	191
圖 4- 116 關鍵斷面區破壞情形.....	191
圖 4- 117 第二支對角向鋼筋拉斷.....	192
圖 4- 118 門及窗間之小柱塑鉸區破壞情形.....	192
圖 4- 119 試體三在-3.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面.....	193
圖 4- 120 試體六在+5.0% drift 下裂縫情況.....	194
圖 4- 121 試體六在+5.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面.....	195
圖 4- 122 試體六在-5.0% drift 下裂縫情況.....	195
圖 4- 123 對角向鋼筋全斷.....	196
圖 4- 124 試體六在-5.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面.....	197
圖 5- 1 梁撓曲塑鉸之正規化載重變形圖.....	200
圖 5- 2 梁剪力規化載重變形圖.....	202

圖 5-3 梁塑鉸計算程序.....	203
圖 5-4 柱撓曲塑鉸之正規化載重變形曲線.....	204
圖 5-5 柱剪力塑鉸之正規化載重變形圖.....	204
圖 5-6 柱塑鉸計算程序.....	206
圖 5-7 修正因子 k'	208
圖 5-8 模擬等效寬柱模型示意圖.....	210
圖 5-9 在 ETABS 上模擬等效寬柱之模型	211
圖 5-10 撓曲塑鉸的荷重變形.....	212
圖 5-11 剪力牆撓曲塑鉸計算流程.....	215
圖 5-12 鋼筋混凝土牆剪力塑鉸力量位移圖.....	216
圖 5-13 鋼筋混凝土牆軟化壓拉桿模型 (雙曲率).....	217
圖 5-14 牆剪力塑鉸計算流程(剪力殘餘變形 Δ_{sp} 為 $\max(0.02H, \Delta_{su})$, 及殘餘剪力強度 V_{sp} 預估為 $0.4V_{su}$)	222
圖 5-15 在 ETABS 模型建置上, 將開口牆模擬成 2 個撓曲及 1 個剪力塑鉸之等效寬柱元素.....	223
圖 5-16 開口牆正規化後撓曲塑鉸之載重與變形關係.....	224
圖 5-17 開口牆正規化後剪力塑鉸之載重與變形關係.....	225
圖 5-18 開窗、開門之鋼筋混凝土牆塑鉸模型.....	226
圖 5-19 Ono's 剪力強度折減係數模型	227
圖 5-20 AIJ 決定剪力勁度折減係數之模型	229
圖 5-21 正立面圖(C 線).....	231
圖 5-22 後立面圖(A 線).....	232
圖 5-23 一樓平面圖.....	232
圖 5-24 二、三樓平面圖.....	233
圖 5-25 四樓平面圖.....	233

圖 5- 26 房屋所在區域之設計地震反應譜.....	236
圖 5- 27 ETABS 軟體分析之 A 房屋模型	237
圖 5- 28 ETABS 軟體分析之 A 房屋一樓平面圖	237
圖 5- 29 ETABS 軟體分析之 A 房屋二、三樓平面圖	238
圖 5- 30 ETABS 軟體分析之 A 房屋四樓平面圖	238
圖 5- 31 ETABS 軟體分析之 A 房屋頂樓平面圖	239
圖 5- 32 A 房屋 A 面立面圖	240
圖 5- 33 房屋 A 之 B 面立面圖	241
圖 5- 34 A 房屋之 C 面立面圖).....	242
圖 5- 35 ETABS 軟體分析之塑性破壞程度	243
圖 5- 36 房屋 A 之 A 面塑鉸區	243
圖 5- 37 房屋 A 之 B 面塑鉸區	244
圖 5- 38 房屋 A 之 C 面塑鉸區	244
圖 5- 39 房屋 A 之側推分析結果.....	245
圖 5- 40 ETABS 軟體分析之 B 房屋模型.....	246
圖 5- 41 ETABS 軟體分析之 B 房屋一樓平面圖.....	247
圖 5- 42 ETABS 軟體分析之房屋 B 二、三樓平面圖.....	247
圖 5- 43 ETABS 軟體分析之房屋 B 四樓平面圖.....	248
圖 5- 44 ETABS 軟體分析之房屋 B 頂樓平面圖.....	248
圖 5- 45 房屋 B 之 A 面立面圖	249
圖 5- 46 房屋 B 之 B 面立面圖	250
圖 5- 47 B 房屋之 C 面立面圖).....	251
圖 5- 48 Etab 軟體分析之塑性破壞程度	252
圖 5- 49 房屋 B 之 A 面塑鉸區	253
圖 5- 50 房屋 B 之 B 面塑鉸區	253

圖 5- 51 房屋 B 之 C 面塑	254
圖 5- 52 房屋 B 之側推分析結果	254

摘要

關鍵詞: 鋼筋混凝土、沿街店鋪式住宅、屋後外牆、開口、耐震

一、研究緣起

低矮鋼筋混凝土沿街建築（店鋪或住宅），為台灣相當普遍之建築形式，此種建築沿街方向牆體由於通風、採光、通道等之需求，常存在相當面積之開口，削弱牆體耐震能力，921 大地震顯示，此種建築之耐震性能在沿街方向往往令人擔憂。目前工程界欠缺簡單、有效之方法評估與設計前述牆體之耐震性能。建研所民國 102 年委託案「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」已針對屋後外牆開口形式、大小、位置對於牆體耐震行為之影響進行探討，並提出分析與設計建議；該研究同時指出一樓屋後外牆由於對外開門之需求，總開口面積顯著大於其他樓層，導致產生類似 921 大地震後常見一樓之軟弱層破壞，因此有必要針對一樓外牆進行耐震性能提昇之研究。

本研究之目的在於針對低矮鋼筋混凝土沿街建築屋後外牆，在兼顧施工性之要求下，研擬耐震性能提昇方法；最後透過大尺寸牆體試驗驗證所研擬之牆系統與配筋細節，並觀察耐震行為，最終提出配筋圖及配套之設計準則，以利工程界建築師、土木及結構技師參考使用；本研究同時發展能考慮開口牆體之沿街店鋪住宅側推耐震評估方法，並進行實際案例分析，以探討目前新建住宅之耐震行為。

二、研究方法及過程

本計畫之研究工作包括:(1)資料蒐集與整理；(2)規範條文適用性評估；(3)試體設計；(4)材料(鋼筋與混凝土)基本性質試驗；(5)含開口牆之剪力行為試驗；(6)舉辦專家座談會，邀請產、官、學各界參與討論，檢視所研擬機制的可行性及周延性；(7)考慮牆體開口效應之耐震評估方法之發展與實際案例之評估；(8)

相關規範條文之檢討以及報告與期刊論文撰寫等步驟。

三、目前研究發現

本研究所研提之改良式配筋之鋼筋綁匠與施工，已於實尺寸牆試體製作過程中證實為可行：包括邊界構材較密集箍筋配置、牆體水平鋼筋入邊界構材核心錨錠、較密集牆體圍束鋼筋之鋼筋綁匠、對角鋼筋施工與續接、以及混凝土澆置施工。

本研究提出能考慮牆體開口效應之側推耐震評估方法，可有效的協助工程師進行考慮牆體開口效應之側推分析，適用於鋼筋混凝土沿街店鋪式住宅之耐震評估。應用本研究所提出之耐震評估方法於兩實際、新建之沿街店鋪式住宅進行沿街方向耐震評估，評估結果顯示雖結構之最大地表加速度符合規範規定，卻有顯著之一樓軟弱層效應，其原因除強梁弱柱外，尚因一樓牆體開口量較其上數層為大所導致。

四、建議事項

建議一

推廣沿街店鋪式住宅開口牆體改良式配筋細節與設計方法：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

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

本研究透過實尺寸結構試驗，研提三種提升牆體耐震性能之改良式配筋：包括開口旁設置邊界構材、牆體較密集箍筋配置、以及對角鋼筋。試驗結果顯示三種配筋細節可有效提昇牆體耐震性能，建議可推廣至工程中使用。

建議二

沿街店鋪式住宅耐震評估方法講習會:立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所、國家地震工程研究中心

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

本研究提出能考慮牆體開口效應之側推耐震評估方法，可有效的協助工程師進行考慮牆體開口效應之側推分析，適用於鋼筋混凝土沿街店鋪式住宅之耐震評估。由於此方法乃基於國家地震工程研究中心校舍補強案所發展的方法，修改並加入開口牆體元素而得，因此建議與國家地震工程中心合辦講習會，將此耐震評估方法推廣到工程界使用。

建議三

進行沿街店鋪式住宅耐震結構系統之研究: 立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：無

實際、新建沿街店鋪式住宅側推耐震評估結果顯示，一樓仍存在軟弱層現象，主因強梁弱柱與一樓牆體開口較大所導致，而此設計特徵普遍存在於新建之沿街店鋪式住宅中，建議儘速投入其結構系統之研究，研提改善方法。

ABSTRACT

Keyword: Reinforced concrete structures, street residential buildings, backside exterior walls, opening, seismic.

Low-rise reinforced concrete street residential buildings are a common building type in Taiwan. Due to the need for ventilation, lighting, and passway, the walls of such buildings along the street direction typically have a significant amount of opening, resulting in a significant reduction in the seismic capacity of the walls. As a result, many of such buildings showed severe damage along the street direction in the 1999 Chi-Chi earthquake. Currently, there is no simple and effective means in the engineering community for the seismic evaluation of the walls of such buildings along the street direction. The 2013 ABRI research project, "Seismic behavior of exterior walls with typical opening of low-rise reinforced concrete street houses," studied the effects of types, sizes and locations of opening on the seismic behavior of exterior walls in the back side of the buildings. Suggestions on seismic design and evaluation of the exterior walls were proposed. The study also indicated that the amount of opening in the exterior wall of the first story typically contains a higher area of opening than those of the other stories. This caused soft-story failure mechanism typically seen in the 1999 Chi-Chi earthquake. Therefore, it is necessary to conduct research on seismic capacity upgrade for the exterior walls of the first story.

The objective of this study is to develop methods to upgrade the seismic capacity of the exterior walls in the first story of low-rise reinforced concrete street residential buildings through mechanical evaluation and finite element simulation while considering constructability. Furthermore, a seismic evaluation method capable of

considering the effect of opening on wall behavior is developed for seismic evaluation of low-rise reinforced concrete street residential buildings. The construction of full-scale walls has shown that the proposed upgrading methods are feasible. Moreover, casting of the upgraded walls has shown little voids and segregation of concrete. A seismic evaluation method based on pushover is proposed by this study. The proposed method can consider the effect of opening on the wall behavior. Seismic evaluation of an existing, new low-rise reinforced concrete street residential building using the proposed method has shown that even though the building satisfies the code requirement for design peak ground acceleration, the failure mode is associated with a weak, soft first story. The reason for this is due to a strong beam-weak column design and weaker walls in the first story than other stories above it.

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景

一、研究緣起

低矮鋼筋混凝土沿街建築（店鋪或住宅），為台灣相當普遍之建築形式，此種建築沿街方向牆體由於通風、採光、通道等之需求，常存在相當面積之開口，削弱牆體耐震能力，921 大地震顯示，此種建築之耐震性能在沿街方向往往令人擔憂。目前工程界欠缺簡單、有效之方法評估與設計前述牆體之耐震性能。建研所民國 102 年委託案「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」已針對屋後外牆開口形式、大小、位置對於牆體耐震行為之影響進行探討，並提出分析與設計建議；該研究同時指出一樓屋後外牆由於對外開門之需求，總開口面積顯著大於其他樓層，導致產生類似 921 大地震後常見一樓之軟弱層破壞，因此有必要針對一樓外牆進行耐震性能提昇之研究。

本研究之目的在於針對低矮鋼筋混凝土沿街建築屋後外牆，透過力學分析或有限元素模擬，在兼顧施工性之要求下，研擬耐震性能提昇方法，避免一樓軟弱層破壞；最後透過大尺寸牆體試驗驗證所研擬之牆系統與配筋細節，並觀察耐震行為，最終提出配筋圖及配套之設計準則，以利工程界建築師、土木及結構技師參考使用。

二、研究背景

低矮鋼筋混凝土沿街建築（店舖或住宅），為台灣相當普遍之建築形式，尤其風行於台灣中南部地區。此種建築沿街方向牆體由於通風、採光、通道等之需求，常存在相當面積之開口，削弱牆體耐震能力。921 大地震房屋損壞之經驗顯示，此種建築之耐震性能在沿街方向往往令人擔憂，其主因為二，一為沿街方向牆體因開口導致耐震容量之下降，另一為目前工程界欠缺簡單、有效之方法評估與設計前述牆體之耐震性能。

建研所民國 102 年委託案「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」已針對屋後外牆開口形式、大小、位置對於牆體耐震行為之影響進行探討，並提出分析與設計建議。該研究同時指出，由於技師或建築師不瞭解開口牆體之強度計算方法，因此一般不將其視為結構構材，惟 102 年度實尺寸開口牆體反覆載重試驗結果顯示，如，開口牆體仍具有顯著側向強度，忽略而不計算其強度，將導致無法適當分配各樓層側向強度，易造成不預期之破壞機制。舉例而言，一樓屋後外牆因開門之需求，其開口量一般大於其他樓層外牆之開口量，導致一樓屋後外牆側向強度顯著低於其他樓層之外牆，造成 921 大地震常見之一樓軟弱層破壞狀況。

前述實驗結果亦顯示，一樓屋後外牆因視為非結構牆，因此牆體配筋一般僅配置溫度與乾縮鋼筋，某些設計者會進一步於開口四周配置補強筋，在此種配筋方式下，牆體之破壞模式為開口旁牆段之過早剪力破壞，其成因為牆段之對角壓桿因配筋量不足，過早產生壓碎剝落所導致。因此後續性能提昇之研究，亦應著墨於此牆段的對角抗壓能力之提昇（強度）與維持（韌性）。

第二節 研究目的

本研究之目的在於針對低矮鋼筋混凝土沿街建築屋後外牆，透過力學分析或有限元素模擬，在兼顧施工性之要求下，研擬耐震性能提昇方法，除強化牆體耐震性能外，亦避免 921 大地震常見之一樓軟弱層破壞；最後透過大尺寸牆體反覆載重試驗，驗證所研擬之牆系統與配筋細節，並觀察耐震行為，最終提出配筋圖及配套之設計準則，以利工程界建築師、土木及結構技師參考使用。

由於低矮鋼筋混凝土連棟街屋為台灣相當普遍的結構型式，然而 921 大地震的經驗顯示，此種結構物於沿街道方向常產生嚴重損壞，並根據 102 年「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」的研究成果，已經瞭解沿街店鋪式住宅開口屋後外牆的耐震能力有缺陷，其中可分為強度不足、韌性不佳及消散能量能力不足三大方向，因此其癥結點的改善以及設計將成為本研究案之重要課題。本研究對於屋後外牆進行研究，藉由大尺寸結構牆試驗，本研究預計可提出屋後外牆之耐震性能提升方案及設計細節，將有效改善沿街店鋪式住宅屋後開口外牆的缺陷，確保國內眾多低矮沿街連棟店鋪式住宅有足夠之抗震機制以及性能，大幅提升人民生命財產之安全。

第三節 研究方法

本計畫之研究方法包括:(1)資料蒐集與整理；(2)規範條文適用性評估；(3)試體設計；(4)材料(鋼筋與混凝土)基本性質試驗；(5)含開口牆之剪力行為試驗；(6)舉辦專家座談會，邀請產、官、學各界參與討論，檢視所研擬機制的可行性及周延性；(7)考慮開口牆耐震評估方法之發展與驗證；(8)相關規範條文之檢討以及報告與期刊論文撰寫等步驟。本研究預定之研究進度表如表 1- 1 所示，流程如圖 1- 1 所示，採用之研究方法及進度說明敘述如後。

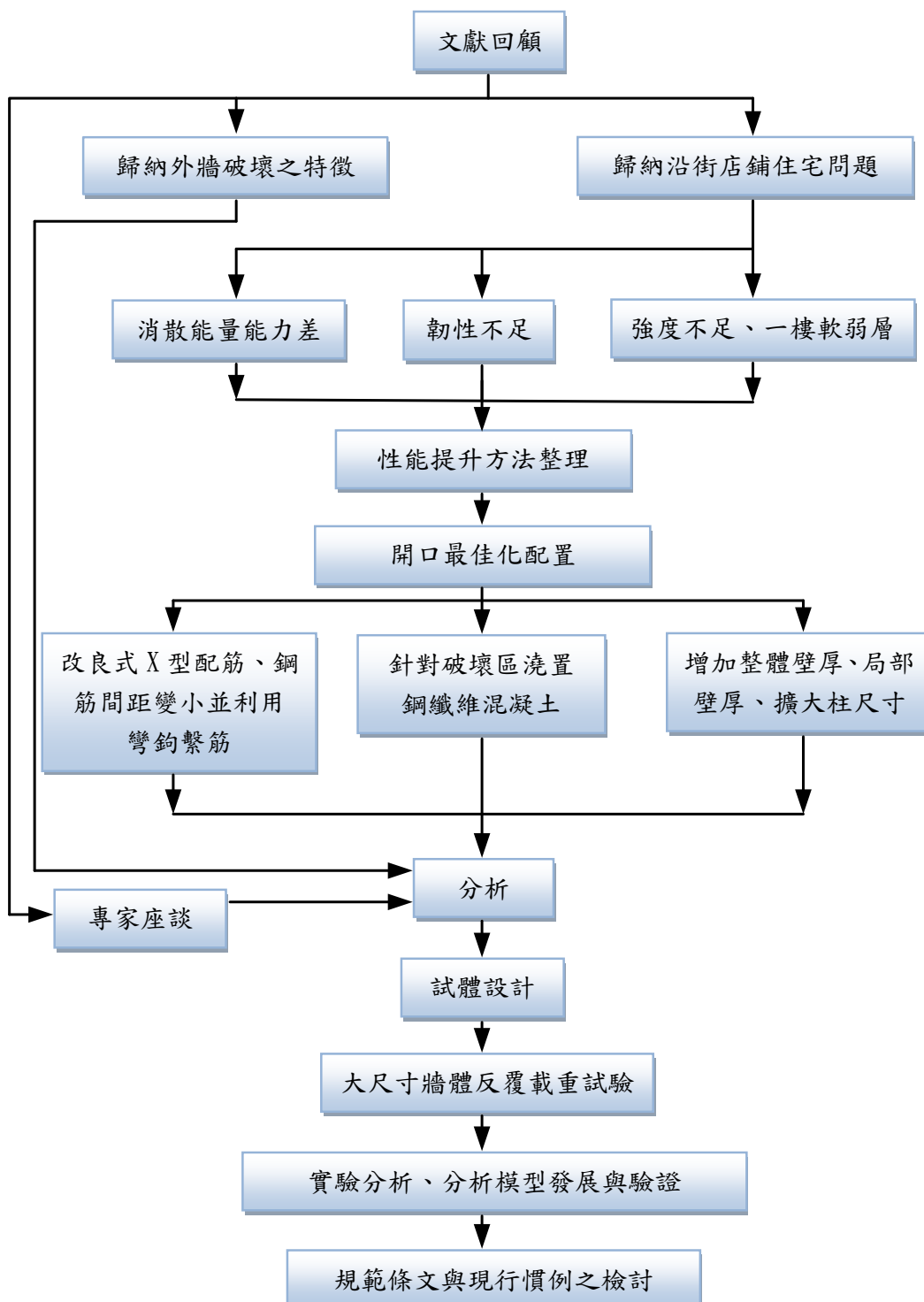


圖 1-1 研究流程圖

資料來源:本研究繪製

表 1-1 預定之研究進度

月次	第 1 月	第 2 月	第 3 月	第 4 月	第 5 月	第 6 月	第 7 月	第 8 月	第 9 月	第 10 月	第 11 月	備註
資料蒐集整理	■	■										
試體設計			■	■								
期中報告					■							
試體製作						■	■	■				
執行測試									■	■		
數據分析										■	■	
期末報告									■	■		
預定進度 (累積數)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	

資料來源:本研究繪製

一、文獻收集與整理歸納

廣泛蒐集與整理與本計畫相關的國內外文獻、規範條文，以及參考建研所 102 年委託案「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」開口剪力強之測試結果，作為試體設計、試驗規劃、分析模型建置、評估方法建立之參考，另外也避免本研究之內容與現有成果重複。既有沿街店鋪式住宅一樓屋後外牆耐震性能之問題點以及可能之耐震性能提昇方法將詳述如後。

二、混凝土及鋼筋基本材料試驗

求取材料之基本應力-應變關係曲線，用於建立材料分析模型。基本材料包括各種強度之混凝土及各種號數之鋼筋，混凝土量測受壓情況之應力-應變曲線，鋼筋則量測受拉情況之應力-應變曲線。

三、開口牆試體之反覆載重試驗

本研究係以沿街店鋪式住宅屋後開口外牆受地震力下之行為為主，將測試六座開口牆構架試體，其中包括有牆無開口構架及具典型開口牆構架試體，開口牆試體預計採用最具台灣典型代表性之開口型式、傳統配筋以及改良式配筋。沿街店鋪式住宅開口型式與傳統配筋細節，將由本研究所蒐集之現有沿街店鋪式住宅設計圖說、文獻以及街屋資料庫決定之。改良式配筋細節將依據美國 ACI 最新規範配筋細節，並參考國內外相關文獻之改良式配筋細節決定，改良目標在於改善沿街店鋪式住宅之癥結點，如 102 年建研所委託案「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」之測試結果：一樓軟弱層（一樓強度不足）、韌性及消能能力不佳之缺點。試體加載方式預計利用兩支 200tf 油壓致動器以"位移控制"方式加載。

試體加載方式為於試體側向利用油壓致動器加以反覆載重，採位移控制，預計施壓之位移比為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%、6%，每個位移比重複加載三次，測試觀察重點包括初始勁度、降伏位移與側力、最大載重、極限位移與側力、消能、韌性、破壞模式等。

四、考慮開口牆體沿街店鋪式住宅耐震評估方法

基於國家地震中心之側推耐震評估方法，加入開口牆體單元，與 ETABS 結合，完成考慮開口牆體之耐震評估方法，詳見第四章沿街店鋪式住宅具開口屋後外牆耐震評估。

五、舉辦專家座談會

本研究案規劃一次專家座談會，邀請產、官、學各界參與討論，檢視所研擬機制的可行性及周延性。為發揮座談會之效果，專家座談會安排在試體設計階段舉辦，討論試驗規劃及試體設計細節之可行性。

六、報告及期刊論文之撰寫

本研究包含兩次報告之撰寫，第一次為期中報告，在執行本研究的第五個月說明本案之執行進度，已經完成期中報告及期中審查，第二次為期末報告，在執行本研究的第 11 個月時完成本案之研究報告。

第二章 文獻回顧

本研究之目的在於針對低矮鋼筋混凝土沿街建築屋後外牆，透過力學模型分析，在兼顧施工性之要求下，研擬耐震性能提昇方法，除強化牆體耐震性能外，亦避免 921 大地震常見之一樓軟弱層破壞；最後透過大尺寸牆體反覆載重試驗，驗證所研擬之牆系統與配筋細節，並觀察耐震行為，最終提出配筋圖及配套之設計準則，以利工程界建築師、土木及結構技師參考使用。

第一節 文獻資料之蒐集及分析

由於低矮鋼筋混凝土連棟街屋為台灣相當普遍的結構型式，然而 921 大地震的經驗顯示，此種結構物於沿街道方向常產生嚴重損壞，並根據 102 年「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」的研究成果，已經瞭解沿街店鋪式住宅開口屋後外牆的耐震能力有缺陷，其中可分為強度不足、韌性不佳及消散能量能力不足三大方向，因此其癥結點的改善以及設計將成為本研究案之重要課題。本研究對於屋後外牆進行研究，藉由大尺寸結構牆試驗，本研究預計可提出屋後外牆之耐震性能提升方案及設計細節，將有效改善沿街店鋪式住宅屋後開口外牆的缺陷，確保國內眾多低矮沿街連棟店鋪式住宅有足夠之抗震機制以及性能，大幅提升人民生命財產之安全。

一、牆體行為與相關設計規範

結構牆之行為一定程度上取決於牆高寬比(h_w/l_w)。細長牆 ($h_w/l_w \geq 3$) 的行為，會與懸臂梁受撓曲時的行為非常類似。與之相反的低矮牆 ($h_w/l_w \leq 2.0$) 其行為將由剪力所主控。

一般結構牆設計要求

結構牆之設計通常先從剪力強度設計開始，接著檢核牆底摩擦剪力，確保在牆體和地基之間的有足夠的抗滑動力，最後則是檢核撓曲和軸向力的聯合作用 [28]。

(a) 剪力設計 [1]

結構牆計算剪力強度為：

$$V_n = A_v (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (\text{lb in}) \quad (2.1)$$

其中：

A_{cv} = 平行剪力方向之斷面長度乘以腹板厚所得之混凝土總斷面積

$\alpha_c = 3.0, h_w/l_w < 1.5$; $\alpha_c = 2.0, h_w/l_w \geq 2.0$ (介於兩者之間由線性內差計算)

h_w = 全牆總高或所考慮牆段之高度

l_w = 剪力方向全牆或所考慮牆段之長度

λ = 常重混凝土 $\lambda = 1$, 砂質輕值混凝土 $\lambda = 0.8$, 輕質混凝土 $\lambda = 0.75$

ρ_t = 橫向水平鋼筋比，為橫向鋼筋斷面積與垂直於該鋼筋之混凝土總斷面積之比

(b) 剪力摩擦 [1]

結構牆之計算摩擦剪力強度為：

$$V_n = (A_{vf} f_y + N_u) \mu \quad (\text{lb in}) \quad (2.2)$$

其中：

V_n = 剪力摩擦強度

A_{vf} =剪力摩擦鋼筋段面積

f_y =鋼筋標稱降伏強度

N_u =垂直於滑動平面之常壓力

μ =摩擦係數

(c) 撓曲和軸向力[28]

彎曲和軸向力的設計包括初步牆體尺寸與配筋之決定，邊界構材鋼筋配置，軸力彎矩互制分析，以及考慮邊界構材、牆體縱向和橫向鋼筋、牆體斷面強度下利用迭代法優化其配置。

初步牆體尺寸與配筋之決定

對於非耦合矩形牆截面，可利用如圖 2-1 所示之方式初估牆體所需之垂直向鋼筋用量，其中包括均佈全牆的垂直向鋼筋和邊界構件的垂直向鋼筋，取 C 點合力矩，如下式所示。

$$M_{n,cs} = P_u x_p + T_{s1} j_1 l_w + T_{s2} j_2 l_w \quad (\text{lb in}) \quad (2.3)$$

其中 P_u 之大小由靜載重（包含構件自重）與載重組合定之；已知 P_u 之位置，力臂大小 x_p 可近似得之，均佈全牆的垂直向鋼筋力之力臂可近似於 $j_1 l_w = 0.4 l_w$ ，邊界構件的垂直向鋼筋力之力臂可近似於 $j_2 l_w = 0.8 l_w$ 。

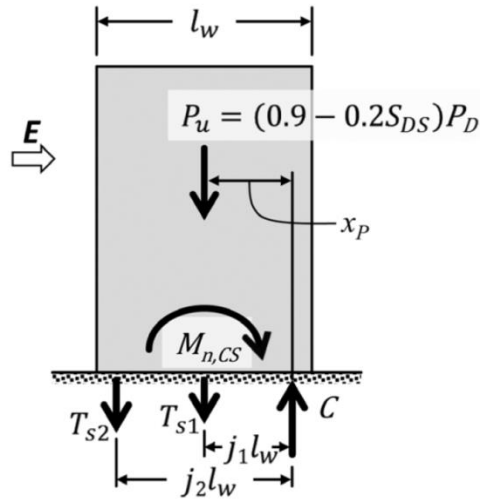


圖 2-1 牆體初步強度計算所考慮的力量配置

資料來源:參考書目[1]

邊界構材

所謂邊界構材乃是指結構牆中沿結構牆垂直向邊緣或沿開口垂直向邊緣之部分，其需特別以垂直向鋼筋及橫向箍筋加強之。邊界構材分為特殊邊界構材 (special boundary element) (圖 2-2) 與普通邊界構材 (ordinary boundary element) (圖 2-3) 兩種。前者與後者最大區別在於前者需滿足嚴格之箍筋用量規定 (類似於柱之塑鉸區)，且牆體非邊界構材部分之水平向鋼筋需錨錠於邊界構材核心混凝土區。ACI 318[1]提供了以下兩種方法來判定是否需要特殊邊界構件。

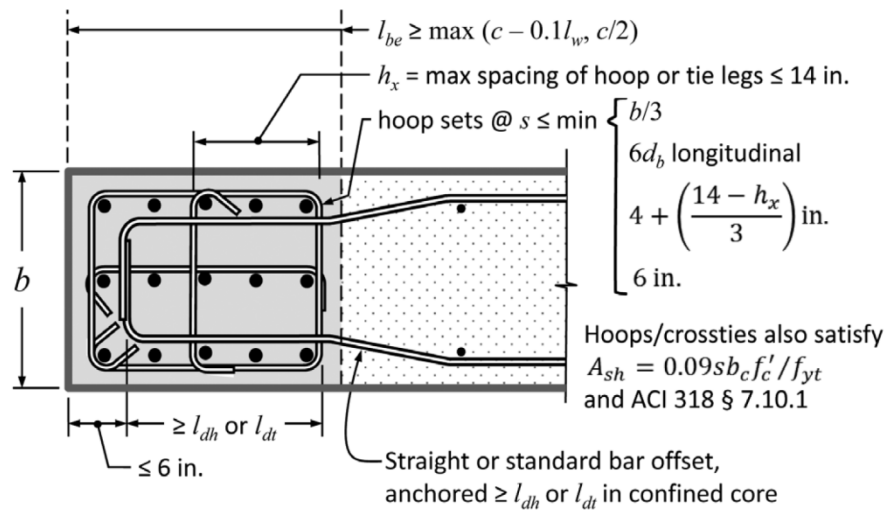
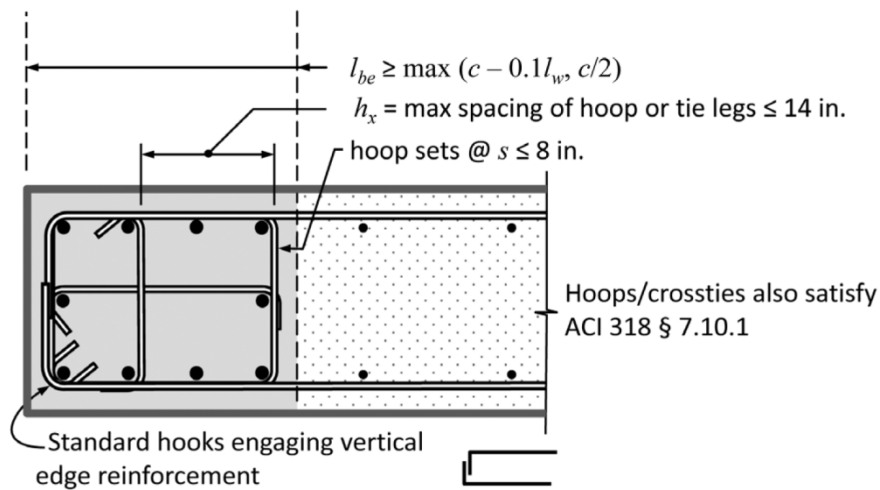


圖 2-2 特殊邊界構材



(b) Ordinary boundary element where $\rho_{be} > 400/f_y$

圖 2-3 普通邊界構材

資料來源:參考書目[1]

邊界構才需求檢核-方法一

在受軸力 P_u 下，對應之彎矩壓力區深度 c ，若滿足下式，則須設計特殊邊界構材(special boundary element)。此方法假設當結構牆水平變位至設計位移時 (δ_u 為設計位移，且 δ_u/h_w 之值不得小於0.007)，如牆體邊緣之混凝土壓應變超過某臨界值時(介於0.003至0.004)，就須設置特殊邊界構件，並以橫向鋼筋圍束之。

當按下式決定需要特殊邊界構材時，其配置範圍需由臨界斷面延伸一長度不小於 l_w （塑性長度之範圍）或 $Mu,cs/4Vu,cs$ （設計彎矩降至小於混凝土剝落彎矩）。其中 l_w 為沿剪力方向全牆長或所考慮牆段之長度，在此範圍內混凝土保護層是可能剝落的。

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)} \quad (\text{lb in}) \quad (2.4)$$

其中：

c : 中性軸深度

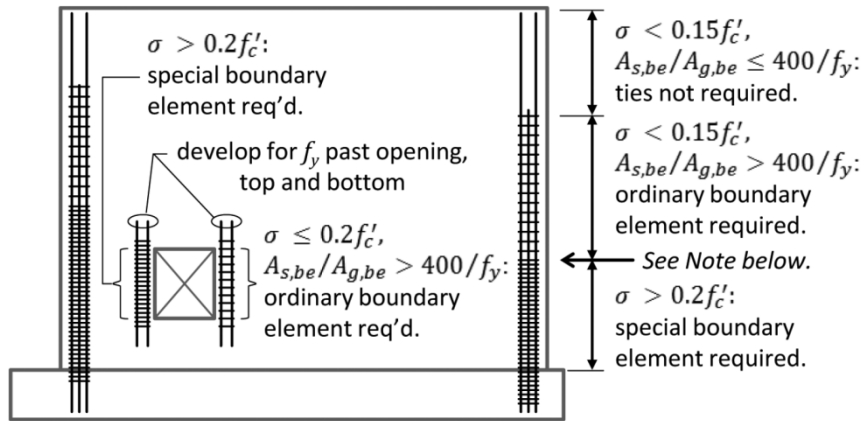
h_w : 牆體從臨界斷面至牆頂的高度

l_w : 牆體長度

δ_u : 牆頂位移

邊界構材需求檢核-方法二

法二為基於各種載重組合下，在如牆之邊緣或開孔周邊等應力較大處，在含地震效應的設計力作用下，其產生之最大混凝土壓應力超過 $0.2f'_c$ ，則須配置特殊邊界構材 (special boundary element)，如圖 2-4 所示。邊界構件可在混凝土壓應力小於 $0.15f'_c$ 之斷面處終止[28]。



Note: Requirement for special boundary element is triggered if $\sigma > 0.2f'_c$.
Once triggered, the special boundary element extends until $\sigma < 0.15f'_c$.

圖 2-4 法二決定邊界構材

資料來源:參考書目[28]

特殊邊界構材之圍束箍筋用量採下式決定之

$$A_{sh} = 0.09b_c f'_c / f_{yt} \quad (\text{lb in}) \quad (2.5)$$

其中:

A_{sh} =在 s 間距內垂直於 b_c 方向之橫向箍筋 (包括繫筋) 總斷面積

s =橫向鋼筋間距

b_c =計算 A_{sh} 時之柱心尺寸, 即外緣圍束鋼筋心至心之間距

f'_c :混凝土抗壓強度

f_{yt} :橫向箍筋降伏強度

在不需要特殊邊界構材之區域, 若邊界構材之 $A_{s,be}/A_{g,be} > 400/f_y$, 則需配置普通邊界構材, 其中 $A_{s,be}$ 為邊界構材之總縱向鋼筋面積; $A_{g,be}$ 為邊界構材之總斷面積。

牆墩

牆墩為牆體兩開口間或一開口至牆體邊界, 較粗短的受壓部分, 其高寬比

$h_w/b_w \geq 2$ ，斷面長寬比 $l_w/b_w \leq 6$ ； h_w 為構材淨高、 l_w 為牆水平長、 b_w 為牆腹之寬度。其設計基本上遵循一般牆體設計條款，且必須滿足韌性抗彎矩構架柱關於鋼筋續接、圍束鋼筋與剪力強度的規定。對於高寬比大於或等於 2.5 之牆墩，規範提供另外設計方法[1]。對於位於牆體外側之牆墩，規範要求於牆墩上及下側配置水平鋼筋，以傳遞牆墩之剪力至主牆體中，如圖 2-5。

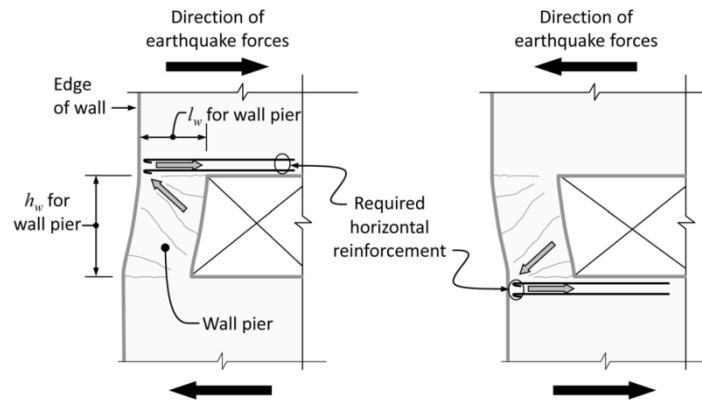


圖 2-5 牆墩上側與下側水平鋼筋傳遞剪力

資料來源:參考書目[1]

對角向鋼筋

對角向鋼筋之配置主要分為內圍束及外圍束規定，如圖 2- 10 與圖 2- 7。連接梁配置對跨度中點對稱之兩組對角向鋼筋，應滿足下列(1)、(2)、(3)或(4)條件:

(1) 計算剪力強度依下式計算：

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (\text{kgf cm}) \quad (2.6)$$

其中

V_n =斷面之剪力計算強度。

A_{vd} =連接梁配置對角向鋼筋時，每一對角方向所配置之鋼筋總斷面積。

α =定義鋼筋方向的角度。

A_{cw} = 單一牆墩、水平牆段或連接梁抵抗剪力之混凝土斷面積。

(2) 任一組對角向鋼筋至少應具有四根鋼筋；對角向鋼筋入結構牆之深度，應以受拉鋼筋伸展長度計算之。

(3) 外圍束規定，以下規定分為(a)、(b)、(c)、(d)及(e)，如圖 2-7:

(a). 橫向鋼筋應按下列規定配置:

螺箍或圓形閉合箍筋之體積比 ρ_s 不得小於下式之值。

$$\rho_s = 0.12 f'_c / f_{yt} \quad (\text{kgf cm}) \quad (2.7)$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (\text{kgf cm}) \quad (2.8)$$

矩形閉合箍筋及繫筋之總斷面積 A_{sh} 不得小於下式之值。

$$A_{sh} = 0.3 s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (\text{kgf cm}) \quad (2.9)$$

$$A_{sh} = 0.09 s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (\text{kgf cm}) \quad (2.10)$$

其中:

A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部份面積。

A_{ch} = 螺箍筋或橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積。

s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距。

(b). 若圍束橫向鋼筋外之混凝土厚度超過 10 cm，必須配置第二道橫向鋼筋，其間距不得超過 30 cm。第二道橫向鋼筋外之混凝土厚度不得超過 10。

- (c). 在構材橫斷面上，繫筋或閉合箍筋相鄰各肢之中心距 h_x 不得超過 35 cm，如下圖 2-6。

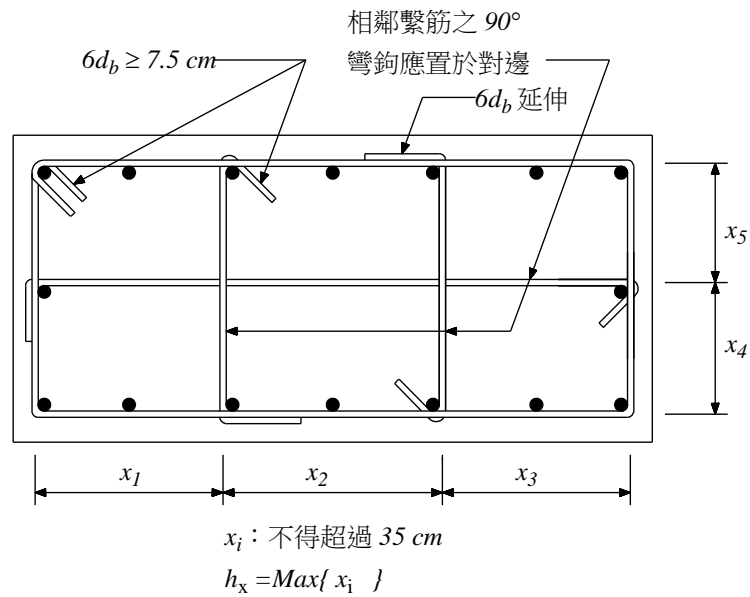
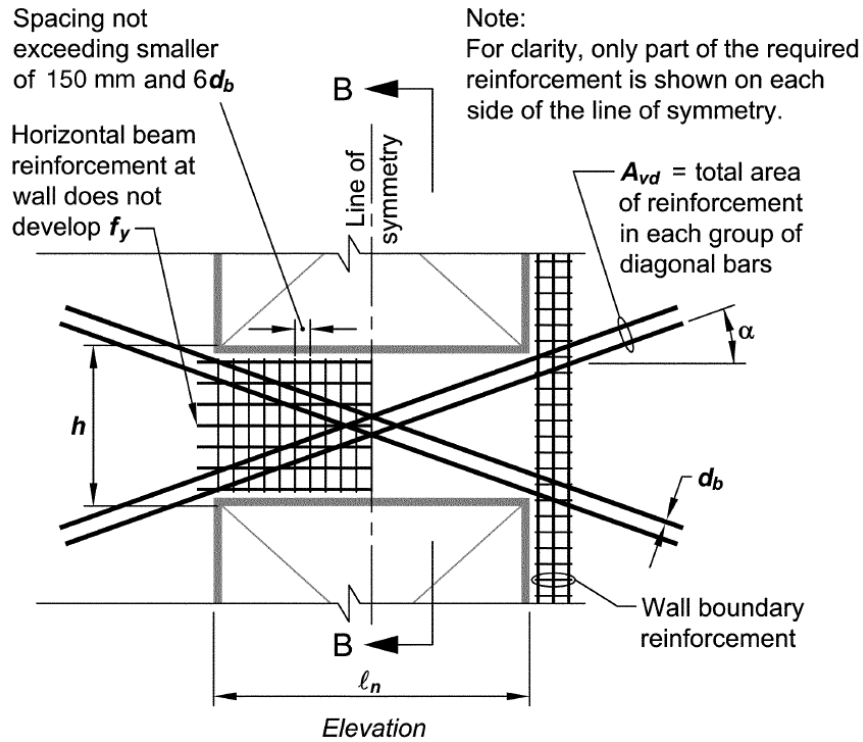


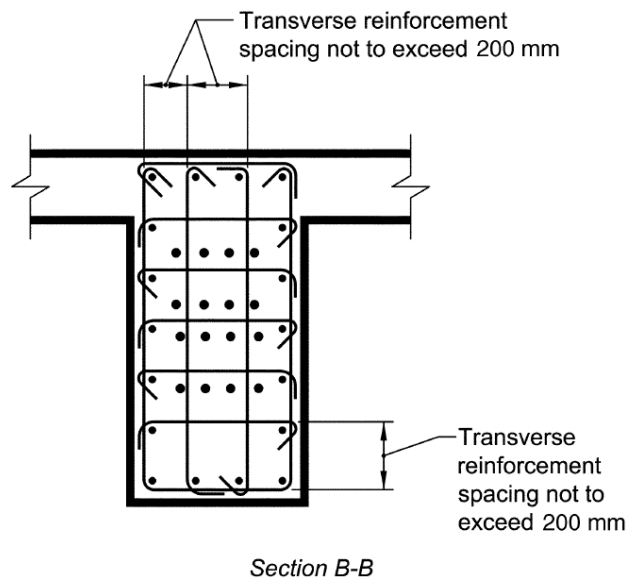
圖 2-6 柱圍束箍筋配置例

資料來源:參考書目[1]

- (d). 配置對角向鋼筋之連接梁其橫向鋼筋間距不得超過 15 cm 或 $6d_b$ ，如下圖 2-7(a)立面。其中 d_b =對角向鋼筋直徑。
- (e). 配置對角向鋼筋斷面閉合箍、繫筋間距不得超過 20cm，如下圖 2-7(b)斷面。



(a)



Note: Consecutive cross-ties engaging the same longitudinal bar have their 90-degree hooks on opposite sides of beam.

(b)

圖 2-7 對角向鋼筋外圍束規定，(a)立面；(b)斷面
資料來源:參考書目[1]

(4) 內圍束規定，以下規定分為(a)、(b)及(c)，如圖 2- 10:

(a). 任一組對角向鋼筋，應配置滿足以下 1~4 所規定之橫向鋼筋。為計算 A_g ，
假設其外具有符合規範要求的最小保護層厚度；。

1. 橫向鋼筋除必須滿足上述(3)外圍束規定之(a)、(b)、(c)。
2. 橫向鋼筋可採用單個或重疊閉合箍筋。與閉合箍筋相同大小與間距之繫筋應可使用。繫筋之兩端均須圍繞於縱向鋼筋，並間隔換端。
3. 構材核心之設計強度若能滿足包含地震效應之載重組合，則可不必符合上式(2.9)及式(2.10)之規定。
4. 橫向鋼筋之間距不得超過：

4.1 6 倍主筋直徑。

4.2 (式 2.11)定義之 s_0

$$s_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \text{ (cm)} \quad (2.11)$$

s_0 之值不得超過 15 cm，亦不必小於 10 cm。

h_x = 沿柱各邊相鄰箍筋或繫筋間最大水平距離。

(b). 任一對角向鋼筋，其由橫向鋼筋外緣算起之寬度不得少於 $b_w/2$ ，而橫向鋼筋外緣算起之深度不得少於 $b_w/5$ 。

其中: b_w = 梁腹寬度或圓形斷面之直徑。

(c). 配置對角向鋼筋之連接梁其平行於連接梁之縱向與橫向鋼筋，其配置應滿足以下規定:

1. 水平剪力鋼筋面積 A_{vh} 不得小於 $0.0015 b_w s_2$, s_2 不得大於 $d/5$ 或 $30cm$ 。
2. 若使用瓶狀壓桿(圖 2-8)之 β_s 值為 0.75λ 時, 須配置以下鋼筋穿過壓桿軸線, 其鋼筋量應足以抵抗壓桿中因壓力傳遞所衍生之橫向拉力。壓桿中壓力傳遞之斜率可採取軸向對橫向為 $2:1$ 之比值。

若 f'_c 未超過 $420kgf/cm^2$ 時, 穿過壓桿軸線之鋼筋(圖 2-9)需達到:

$$\sum \frac{A_{s_i}}{b_s s_i} \sin \alpha_i \geq 0.003 \quad (\text{cm}) \quad (2.12)$$

其中:

A_{s_i} 為穿過壓桿第 i 層之鋼筋斷面積, 其間距為 s_i 且與壓桿軸線呈 α_i 角度。

b_s = 壓拉桿之有效厚度。

β_s = 壓桿混凝土有效抗壓強度受開裂暨圍束鋼筋影響之修正因數

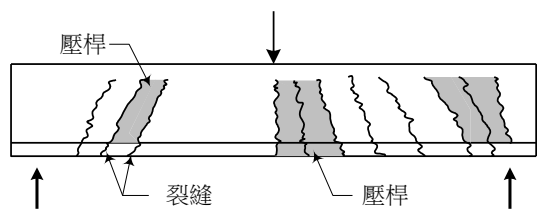
λ = 混凝土單位重之修正因數

A_{vh} = 深梁中, 平行於受撓拉力鋼筋之剪力鋼筋於 s_2 距離內之斷面積。

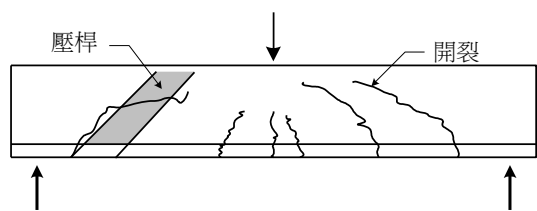
b_w = 梁腹寬度或圓形斷面之直徑。

s_2 = 縱向剪力鋼筋或扭力鋼筋之中心距。

d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離。



(a) 梁腹版傾斜裂縫間之壓桿—第A.4.2節



(b) 被斜交裂縫穿過之壓桿—第A.4.4節

圖 2-8 壓桿型式

資料來源:參考書目[32]

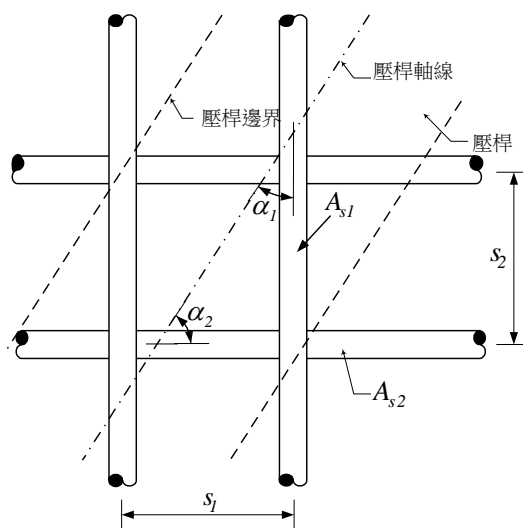
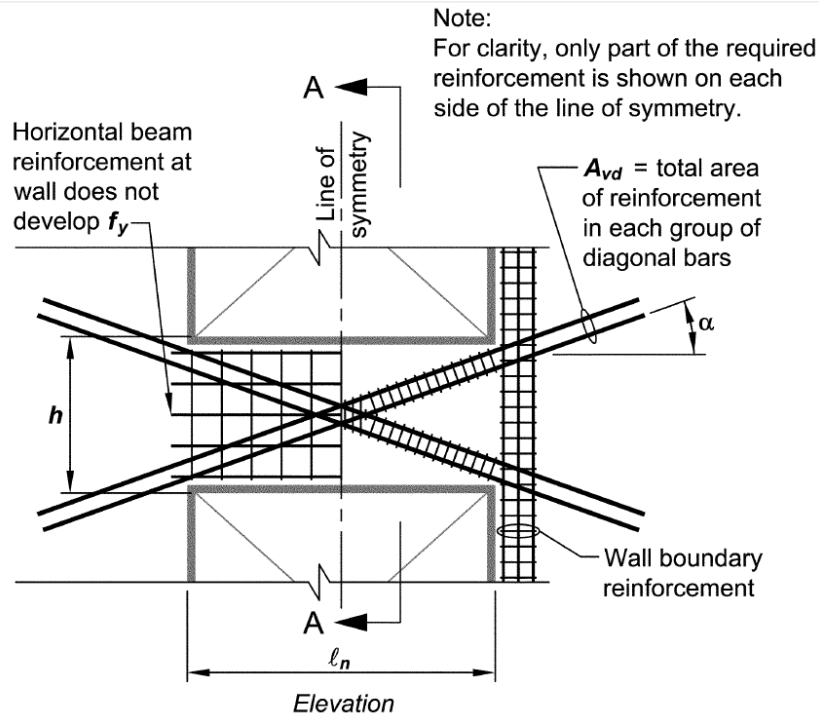
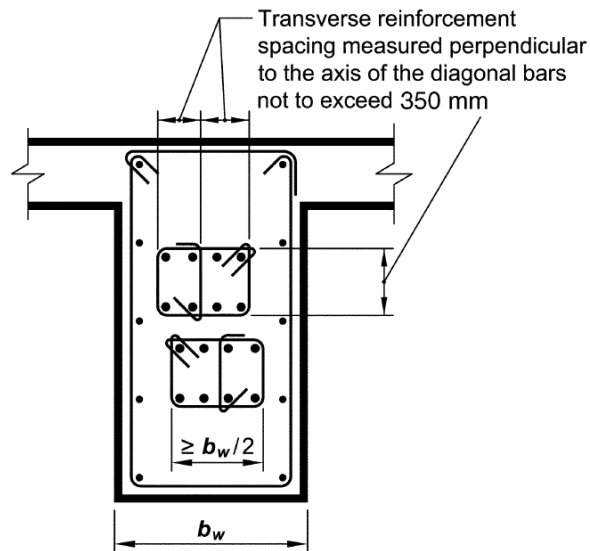


圖 2-9 通過壓桿之鋼筋

資料來源:參考書目[32]



(a)



Section A-A

(b)

圖 2- 10 對角向鋼筋內圍束規定，(a)立面；(b)斷面
資料來源:參考書目 [1]

低矮結構牆行為

低高寬比（或稱低矮）牆體，其彎矩強度相對於剪力強度來說，通常較高，例如高寬比小於 1 的牆體就難以使其發展為撓曲控制破壞。此外，細長牆其力學行為與通過對角斜撐壓桿機制傳遞剪力的低矮牆有很大不同，為撓曲行為主控。基於這些原因，低矮牆的設計方法和所需注重的細節將大大不同於細長牆。圖 2- 11 顯示低矮結構牆常見之破壞模式[21]：剪拉破壞、剪壓破壞以及摩擦剪力破壞。

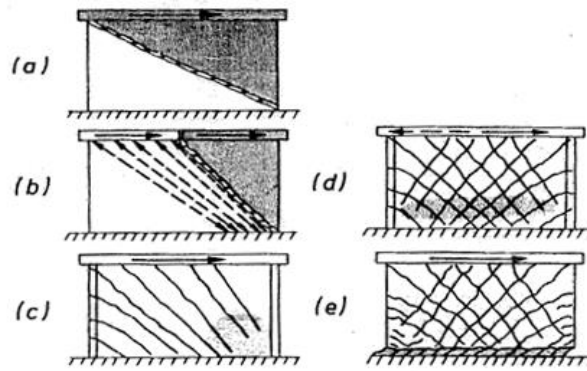


圖 2- 11 低矮結構牆剪力破壞模式：(a)與(b)剪拉破壞；(c)與(d)剪壓破壞；(e)牆底摩擦剪力破壞

資料來源：參考書目 [21]

有開口之低矮結構牆

許多小高寬比的低層建築的牆壁可能包含門和窗戶的開口。具有顯著的開口的牆的抗震設計，可利用如圖 2- 12 所示之「拉壓桿結構模型」來進行設計，建立傳遞樓層水平地震力至基礎的傳遞路徑。

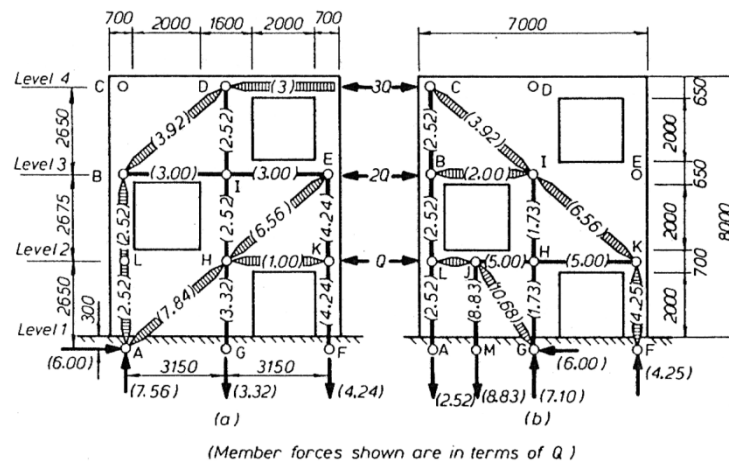


圖 2- 12 具開口之低矮結構牆壓拉桿模型

資料來源:參考書目 [32]

二、近年國外相關文獻回顧

Doi 等[29]研究具偏心開口之多層樓 RC 構架牆體之極限剪力韌性，提出了一個交錯開口結構牆的二維模擬模型，並利用單側偏心開口牆試體之實驗數據對該模型進行校正，並用校正後之模型預測交錯開口試體之行為。隨著開口部位越接近跨度中央，結構牆之抵抗機制會因為越來越難以形成壓桿，而導致剪力容量的降低。如果是交錯排列的開口部，開口部周圍的損壞將會抑制可能的拉壓桿機制形成，導致牆體承載橫向荷重之能力退化。試體的配筋、加載系統和其測試結果如圖 2- 13 所示。圖 2- 14 分別顯示試體設計與最大側力時最大與最小主應力分布。

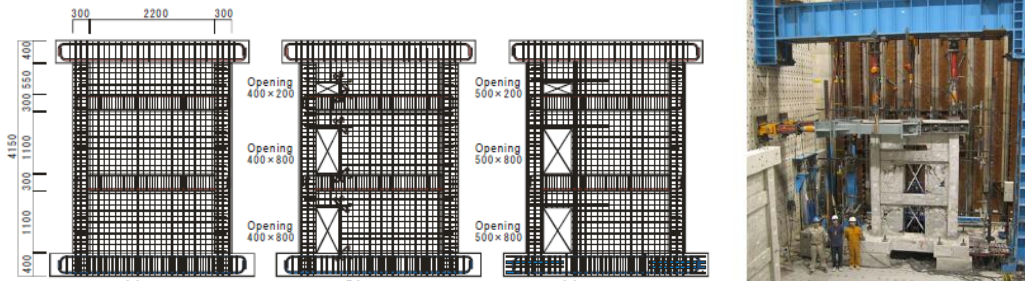


圖 2-13 試體設計與加載系統

資料來源:參考書目 [29]

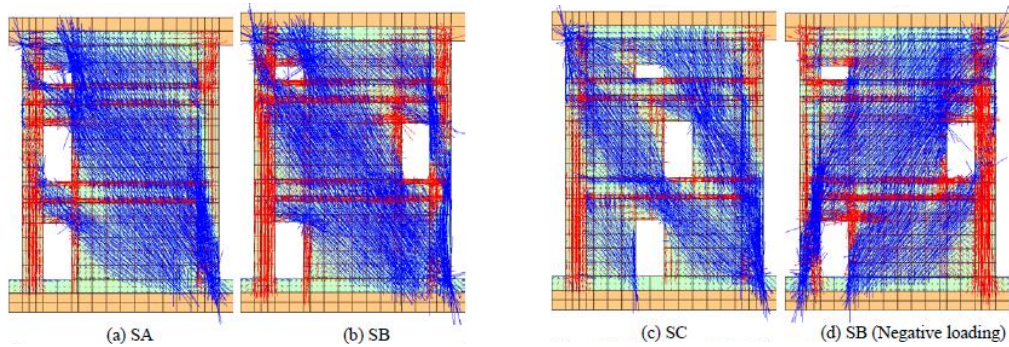


圖 2-14 最大側力時最大與最小主應力分布

資料來源:參考書目 [29]

Warashina 等[17]研究具偏心開口之多層 RC 結構牆之剪力行為，對四組縮尺 40% 具有偏心開口之多層 RC 結構牆進行側向靜力加載試驗，評估結構牆之剪力傳遞機制，實驗的變量是開口部的大小及位置。實驗與分析結果比對顯示，開口結構牆之剪力強度可以無開口之剪力強度乘上一折減係數 (Ono 折減係數) 良好預估之。該方法可有效應用至開口率小於 0.46 之結構牆。試體的配筋、加載系統和其測試結果如下圖 2-15、圖 2-16 所示。

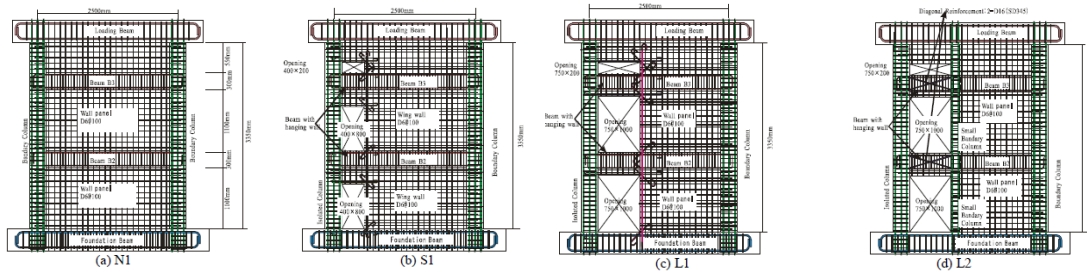


圖 2- 15 Warashina 等研究之試體設計

資料來源:參考書目 [17]

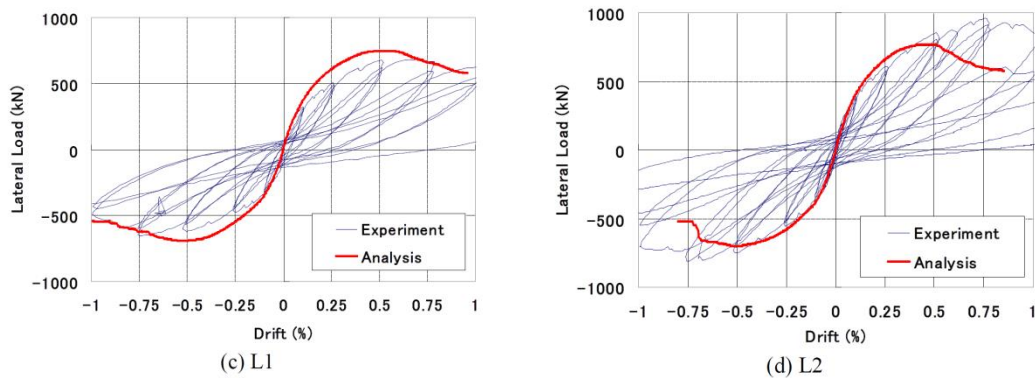


圖 2- 16 Warashina 等研究測試結果與分析比對

資料來源:參考書目 [17]

Sakurai 等[30]研究多開口 RC 剪力牆之抗震性能，利用多開口 RC 剪力牆之載重試驗，對不同的開口數和佈局進行探討。所有試體具有相同之等效周長比 0.4。測試結果顯示了多開口之 RC 結構剪力牆之剪力強度、破壞形式和變形，會因開口數量和其分部形式有顯著的不同。該研究亦透過有限元素法模擬多開口剪力牆之遲滯迴圈及其破壞歷程，獲得在實驗數據與分析值之間之良好結果。其鋼筋配置、加載系統之設計及實驗結果如下圖 2- 17 和圖 2- 18 所示。

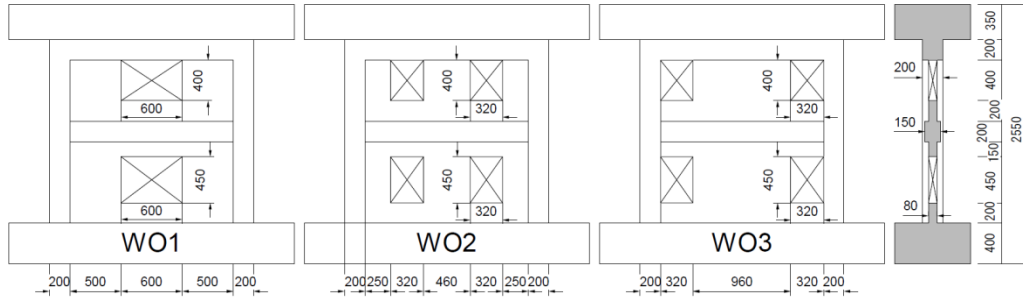


圖 2- 17 Sakurai 等研究之試體外觀

資料來源:參考書目 [30]

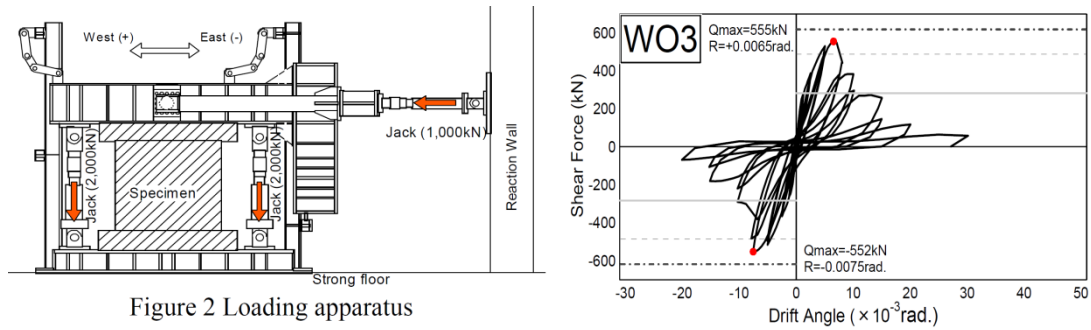


Figure 2 Loading apparatus

圖 2- 18 Sakurai 等研究之試體加載方式與測試結果

資料來源:參考書目 [30]

Ermine 與 Altin[31]調查非韌性 RC 構架透過部分牆主筋內嵌至構架內之補強方式在反覆側推下之行為，該研究測試七座單跨兩層樓原試體大小三分之一之試體，測試構架設計成具有土耳其地區常見之結構缺陷之 RC 構架，實驗之參數為牆體之高寬比及內嵌鋼筋之配置位置，測試結果顯示補強前後構架有明顯之韌性差異，填充牆的高寬比增加，側向強度及側向勁度有明顯之增加。其鋼筋配置、加載系統和實驗結果如下圖 2- 19 所示。

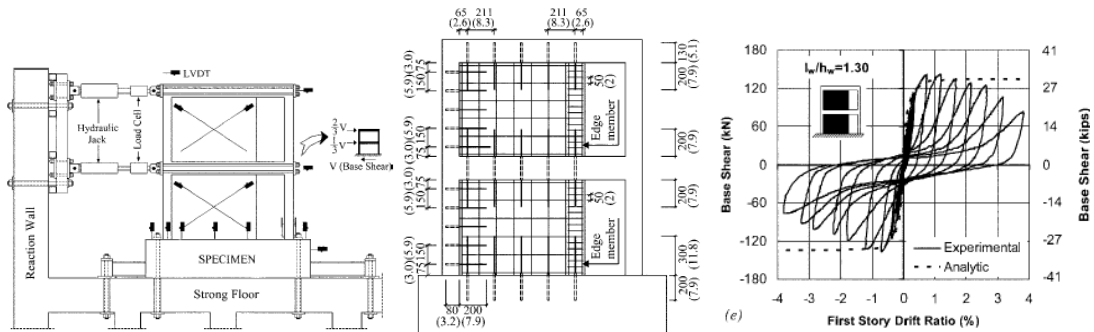


圖 2- 19 Ermine 等研究之試體加載方式、試體設計、試驗結果

資料來源:參考書目 [31]

三、近年國外相關文獻回顧

雲科大李宏仁教授[32]研究梯間牆對低層 RC 造沿街連棟建築物耐震性能之影響，測試兩座填滿 1/2 (試體 B)及 3/4(試體 A) 跨度的構架牆體，測試結果指出模型構架內含填滿 1/2 (試體 B)或 3/4(試體 A) 跨度的隔間牆，對於抵抗側力強度、勁度及韌性確有明顯的差異。試體 A 強度較高但在屋頂位移 0.75%之後強度開始衰減，屬於典型剪力主控行為，側力衰減維持至屋頂位移 1.5%因極短梁水平牆段剪力破壞後迅速向下。試體 B 在屋頂位移 0.75%試體降伏後仍維持側力承載能力，至屋頂位移 1.5%時才達最大強度，屬於典型撓曲降伏主控行為。屋頂位移 1.5%時，試體 A 的一樓層間變位約 1.6%，但試體 B 的一樓層間變位已經逼近 2.0%。圖 2- 20 顯示試體設計與測試結果。

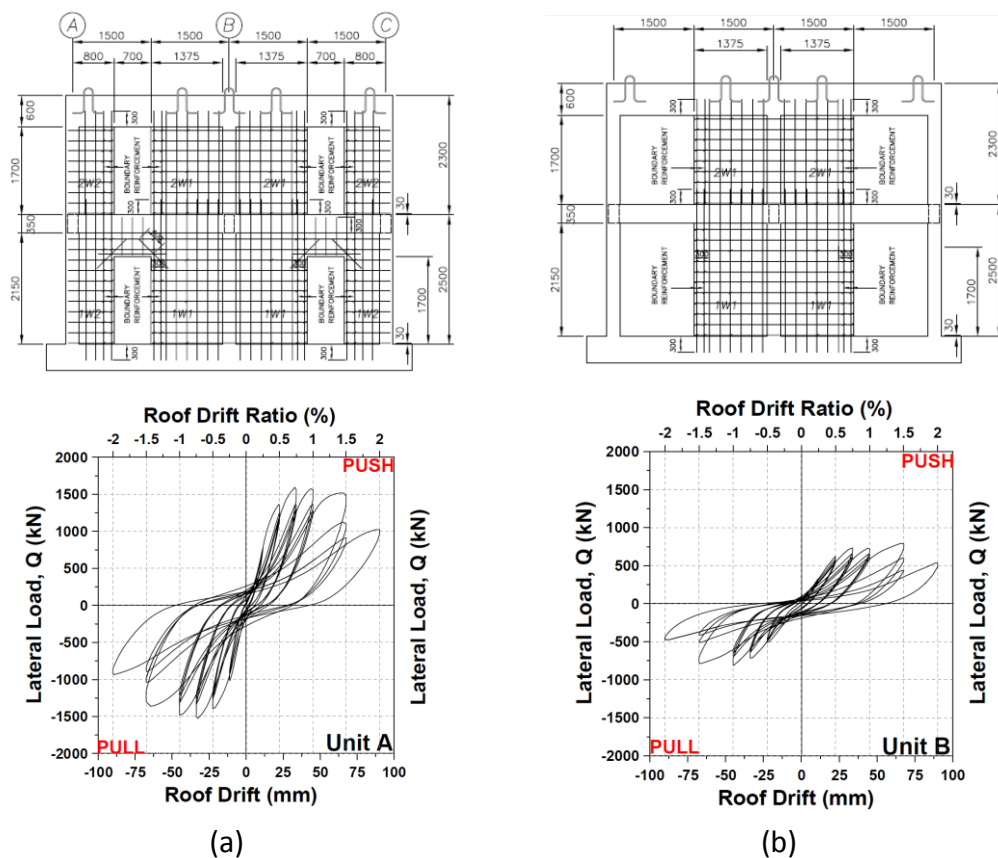


圖 2- 20 李宏仁研究試體之設計及測試結果：(a)試體 A；(b)試體 B
資料來源：參考書目 [32]

成大許茂雄教授[33]研究既有 RC 沿街店鋪住宅滿足功能要求之耐震補強，測試自行設計的不同樓層、不同結構系統、具代表性的沿街店鋪住宅案例，利用靜態推跨曲線法 (Static Pushover Method) 分析，找出有效的震前、震後補強方法與補強量，並且根據受害建築物耐震能力降低係數與永久變形，探討結構物經 RC 牆與鋼骨斜撐補強後承受多次地震的結構行為，提出在適當的地方增設平行街道方向 RC 牆，改善整體結構的耐震機制，是較佳的對策。災區後受損的沿街店鋪住宅，建議可以對整體結構系統補強的手段使其達到功能設計的標準，不用拆除 (補強利用 RC 牆或鋼骨斜撐)。在平行街道方向增設 RC 牆能有效提升耐震能力而對使用機能的妨礙最小。圖 2- 21 顯示分析的結果。

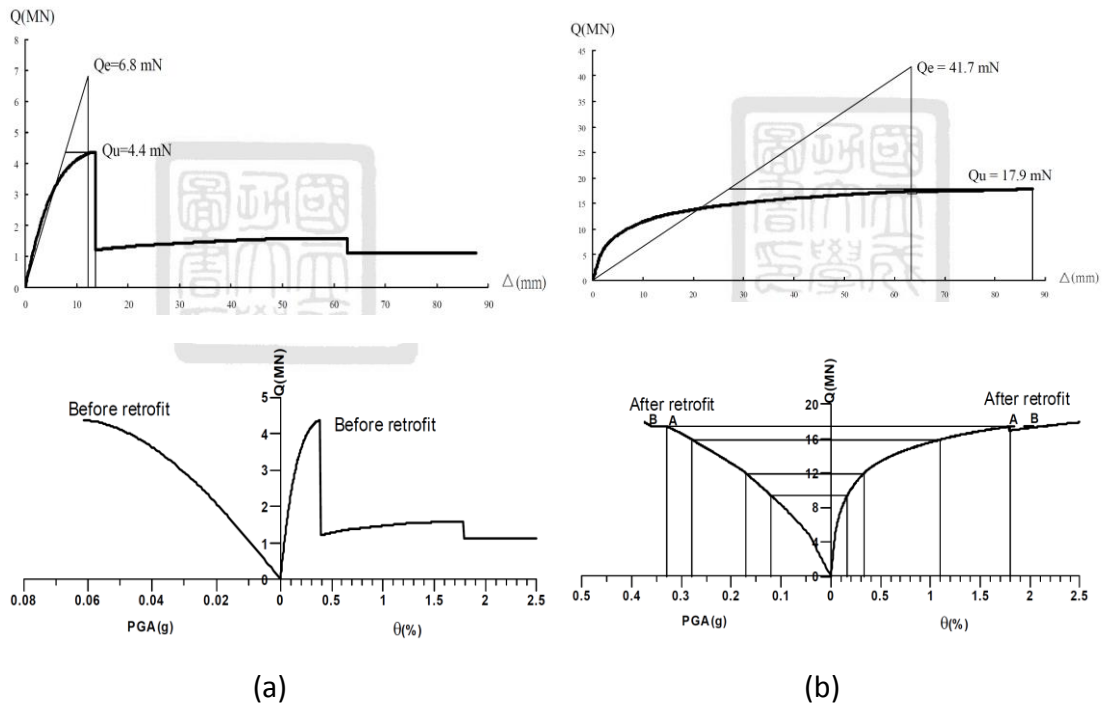


圖 2- 21 許茂雄教授研究之分析結果：(a)一樓補強前之 Q-A 曲線 (上)及耐震診斷圖(下)；(b)一樓補強後之 Q-A 曲線(上)及耐震診斷圖(下)

資料來源：參考書目 [33]

台大黃世建教授[34]研究含開口牆非韌性構架之耐震行為，測試六片含對稱開口 RC 牆之非韌性構架，提出非韌性空構架最大強度的層間變位是 1.5% 左右，完整牆構架是 0.75% 左右，牆含開口構架是 0.5% 左右，牆有開口會降低構架之層間變形能力。翼牆的配置對結構強度的提昇十分有效。圖 2-22、圖 2-23、圖 2-24 示試體的設計及測試結果。

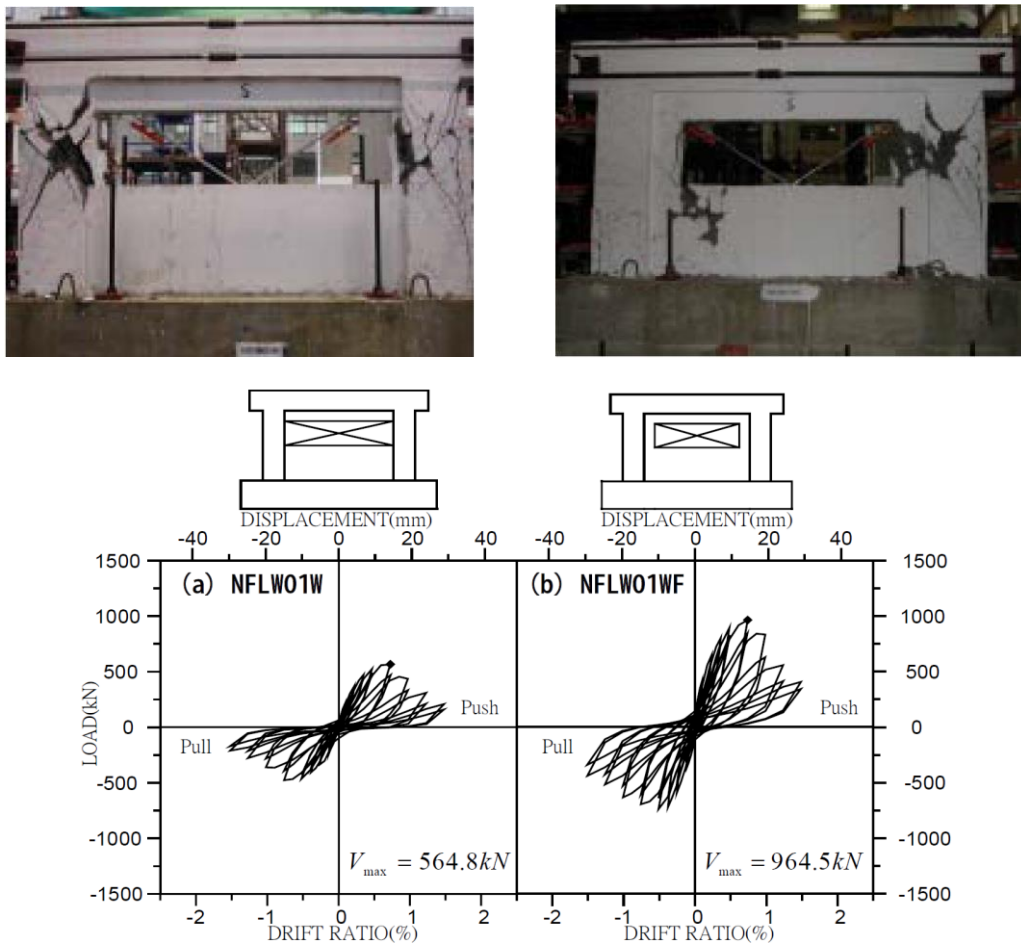


圖 2-22 黃世建教授研究試體之設計與測試結果:大面積開一窗
資料來源:參考書目[34]

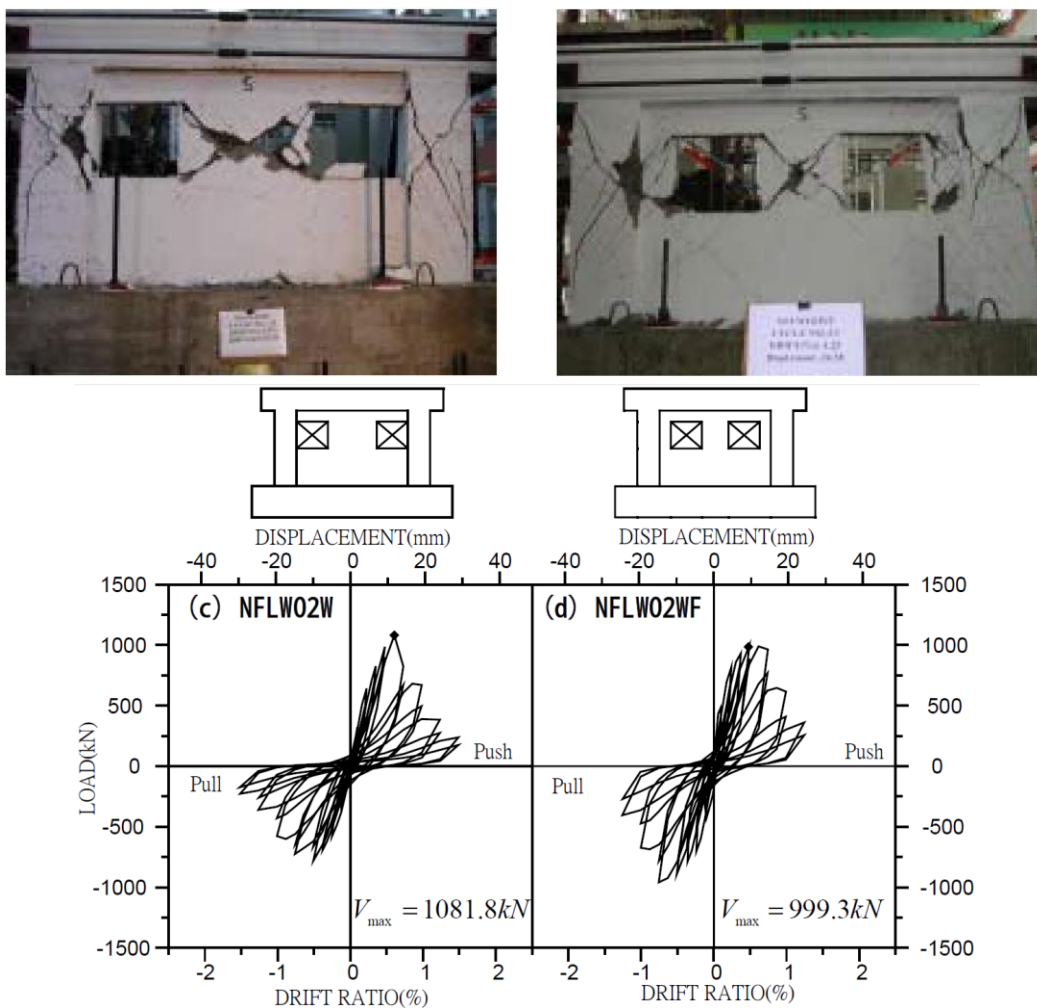


圖 2-23 黃世建教授研究試體之設計與測試結果:開兩窗
資料來源:參考書目[34]

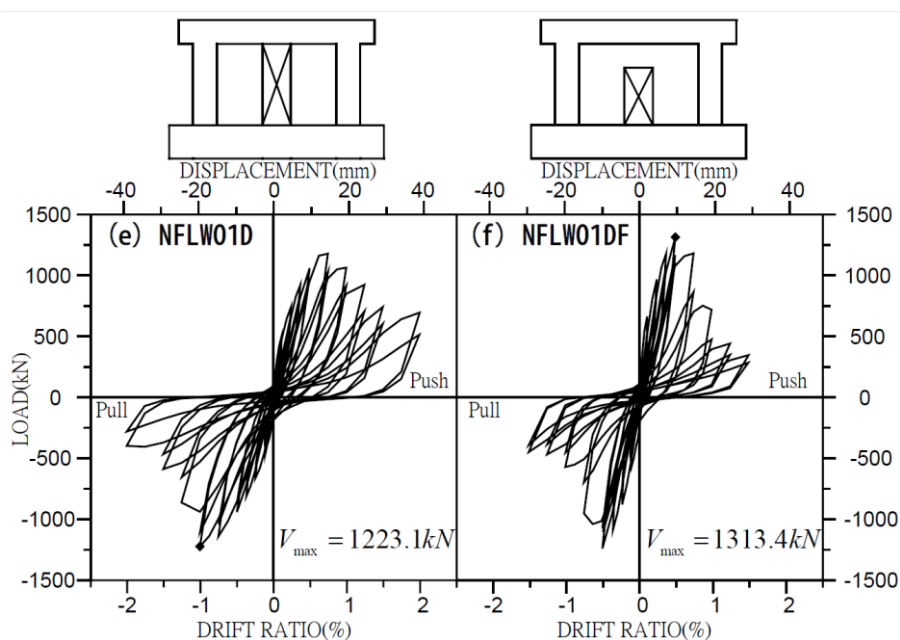


圖 2-24 黃世建教授研究試體之設計與測試結果:開一門
資料來源:參考書目 [34]

北科大李有豐教授[35]研究非韌性雙層雙跨含牆 RC 構架之擬動態試驗與結構反應之 HHT (Hilbert-Huang Transform) 分析, 測試一座非韌性雙層雙跨含牆 RC 構架, 依據軟弱層剪力破壞與搭接破壞之既有 RC 建築物設計, 即一樓為顯著軟弱層, 提出於梁柱接頭處纏繞鋼纜線圍束的混凝土確實可以增加 RC 構件之抗震能力。由修復前後實驗構架的結果, 發現修復補強可以增加試體的韌性行為, 增加消能結果以抵抗較大的地震。經試體修復前後勁度折減情形, 可有效減低試體勁度軟化時間。圖 2-25 顯示非韌性雙層雙跨含牆 RC 構架之擬動態分析試體

設計及試驗結果。

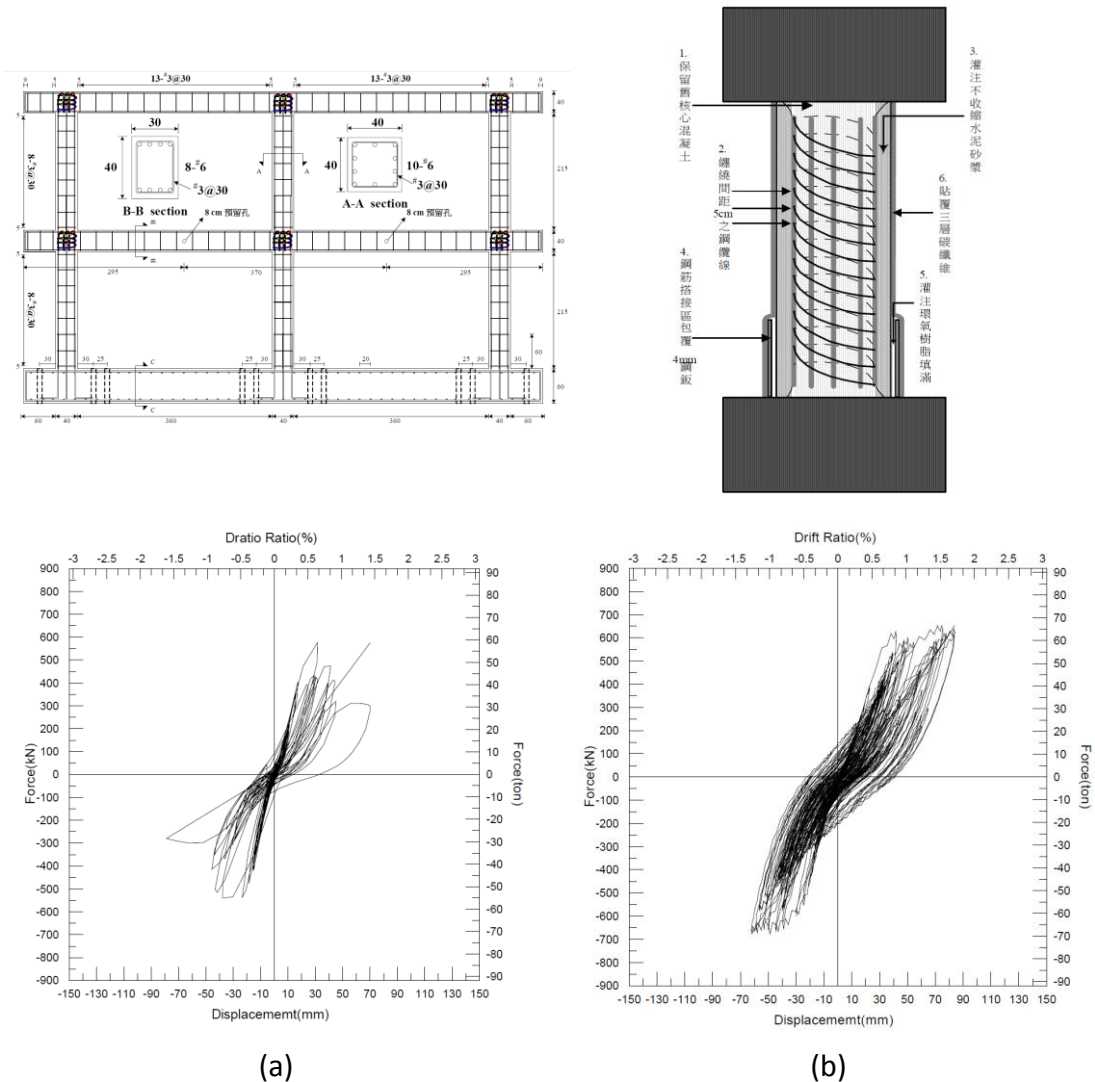


圖 2-25 李有豐教授研究之非韌性雙層雙跨含牆 RC 構架之擬動態分析試體設計及試驗結果：(a)試體未補強前最大加速度為 2.0 時之遲滯迴圈；(b)試體補強後最大加速度為 2.0 時之遲滯迴圈
資料來源:參考書目 [35]

成大邱耀正教授[36]研究大尺寸扇形配筋預鑄 RC 剪力牆實驗與分析，測試五座大尺寸扇形配筋預鑄 RC 剪力牆，指出藉由觀察破壞模式，發現扇形配筋試體較無嚴重的混凝土壓碎情形發生，破壞模式接近撓剪破壞及剪力破壞。經試驗結果及裂縫發展圖發現改良式傳統配筋和扇形放射狀配筋的實驗結果相差無幾，

所以考慮大量施工的便捷性，改良式傳統配筋會是比较好的選擇。圖 2- 26 顯示試體之設計，圖 2- 27 顯示試體之測試結果。

試體編號	試 體 敘 述 與 牆 體 鋼 筋
MWG1 (壁厚 10cm)	使用 D10 可焊鋼筋共 30 根，鋼版厚度為 1.5cm，鋼筋呈扇型放射狀排列 下間距約 5.7cm，上間距約 25cm，左右間距為 26cm 於上下部 16cm 處間距 12.5cm 各焊二條左右平行之橫向鋼筋 使用 15mm 之鋼版於上部、左右二側及底部二側角落至四分之一處包住牆版 混凝土抗壓強度 3000Psi
MWG2 (壁厚 10cm)	使用 D10 可焊鋼筋共 30 根，鋼版厚度為 1.5cm，鋼筋呈扇型放射狀排列 下間距約 5.7cm，上間距約 25cm，左右間距為 26cm 於上下部 16cm 處間距 12.5cm 各焊二條左右平行之橫向鋼筋 使用 15mm 之鋼版完全包住上部、底部及左右上下二側角落延伸 36.5 公分處形成二個口字型 混凝土抗壓強度 3000Psi
MWG3 (壁厚 10cm)	使用 D10 可焊鋼筋共 42 根，鋼版厚度為 1.5cm，鋼筋呈扇型放射狀排列 下間距約 2.85cm 及 5.7cm，上間距約 12.5cm 及 25cm，左右間距為 26cm 於上下部 16cm 處起間距 6.25cm 各焊三條左右平行之橫向鋼筋 使用 15mm 之鋼版完全包住上部、底部及左右上下二側角落延伸 36.5 公分處形成二個口字型 混凝土抗壓強度 5000Psi

(a)

試體編號	試 體 敘 述 與 牆 體 鋼 筋
LWG1 (壁厚 15cm)	使用 D10 鋼筋共 34 根，鋼版厚度為 1.5cm，鋼筋呈扇型放射狀排列 下間距約 5.7cm，上間距約 25cm，左右間距為 26cm 於上下部 6cm 處各焊一條左右平行之橫向鋼筋固定 L 型鋼版 使用 15mm 之 L 型鋼版於上下部四個角落處包住牆版，長邊為 65 公分短邊為 10 公分 混凝土抗壓強度 3000Psi
LWG2 (壁厚 10cm)	使用 D10 鋼筋共 34 根，鋼版厚度為 1.5cm，鋼筋呈扇型放射狀排列 下間距約 5.7cm，上間距約 25cm，左右間距為 26cm 於上下部 6cm 處各焊一條左右平行之橫向鋼筋固定 L 型鋼版 使用 15mm 之 L 型鋼版於上下部四個角落處包住牆版，長邊為 65 公分短邊為 10 公分 上下 L 型鋼版間利用 8 條長條型鋼版互相固定 混凝土抗壓強度 3000Psi

(b)



(c)

圖 2- 26 試體之設計: (a) 中型牆板試體鋼筋及鋼板配置參數表 ; (b)
低型牆板試體鋼筋及鋼板配置參數表 ; (c) 扇形配筋設計
資料來源: 參考書目 [36]

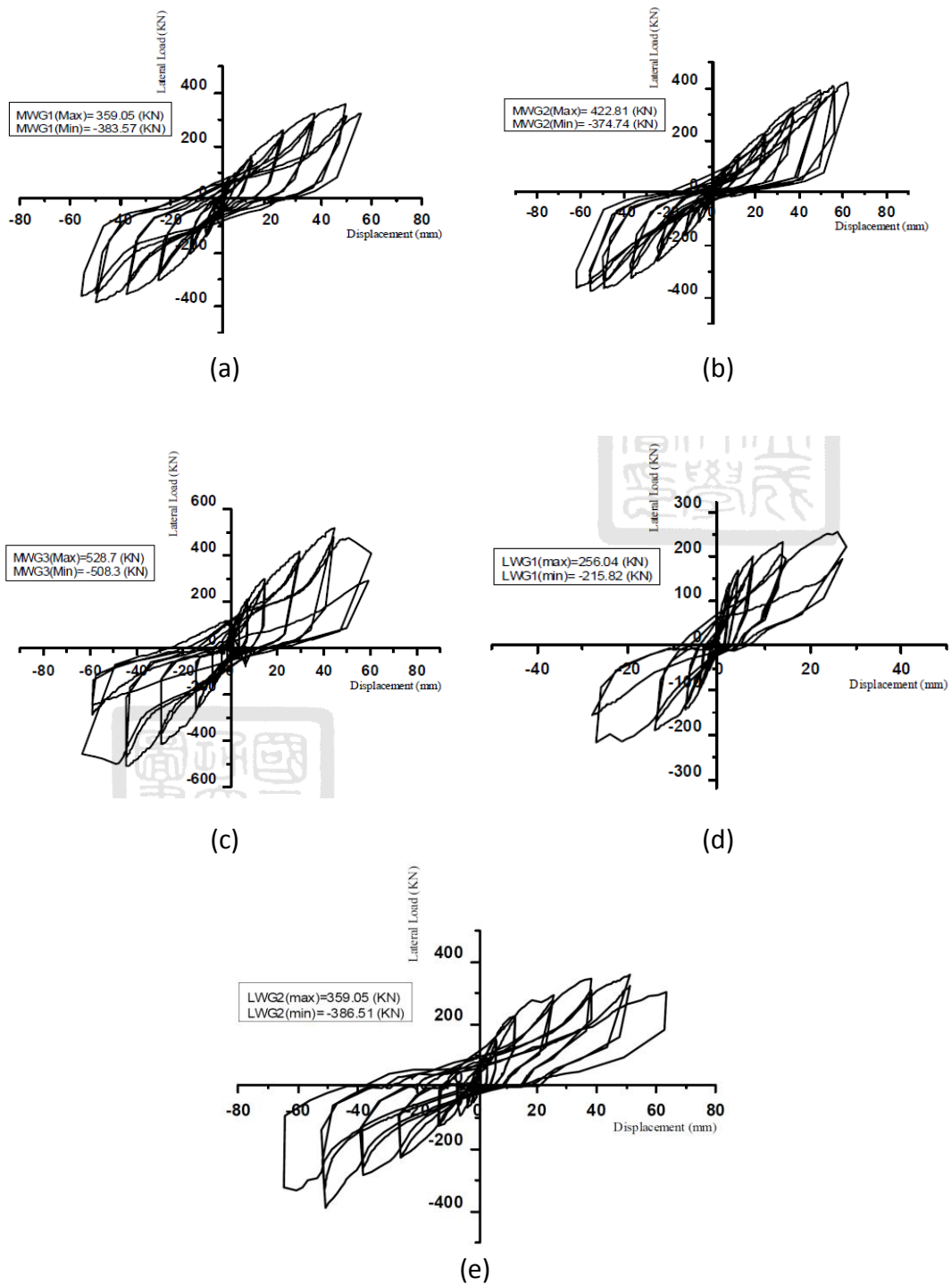


圖 2- 27 試體之測試結果: (a)試體 MWG1 載重-總位移圖; (b)試體 MWG2 載重-總位移圖; (c)試體 MWG3 載重-總位移圖; (d)試體 LWG1 載重-總位移圖; (e)試體 LWG2 載重-總位移圖
資料來源:參考書目 [36]

台大黃世建教授[37]研究含 RC 翼牆非韌性構架耐震評估與補強，測試五座二層樓含牆之雙層雙跨試體(第一座為原始構架，第二座為針對第一座實驗後做軟弱層翼牆補強，第三座為先對軟弱層補強後再進行實驗，第四座為非韌性配筋構架，第五座梁為韌性配筋構架)，先測試再做補強動作，依據結構破壞模式，研擬出提升結構物強度的補強，提出於一樓軟弱層增設 RC 翼牆做為補強確實能將構架的勁度提升，不過對於改善軟弱層與結構物本身韌性上沒有顯著的功效，補強亦可有效控制柱握裹劈裂破壞之產生及梁柱接頭之損壞，避免脆性破壞，圖 2-28、圖 2-29 和圖 2-30 顯示試體之設計及試驗結果，圖 2-31 顯示有無翼牆之比較。

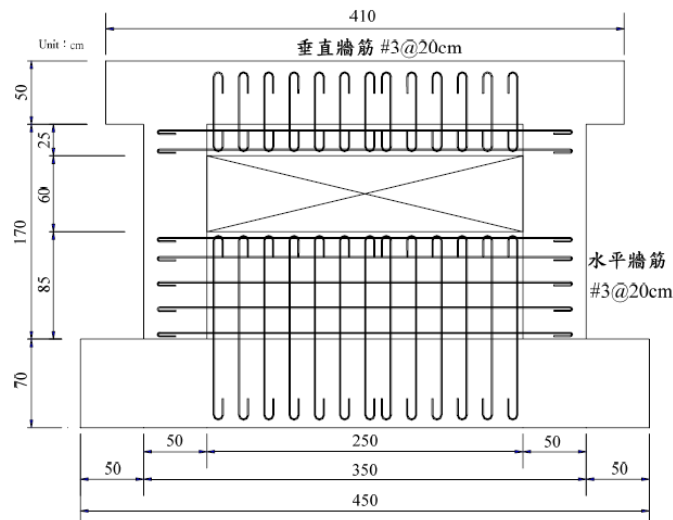


圖 2-28 實驗試體之意示圖

資料來源:參考書目[37]

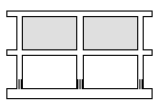
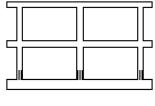
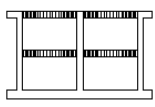
二樓加設 12 cm RC 牆系列		
	<ul style="list-style-type: none"> • 突顯一樓軟層效應 • 構架屬非韌性配筋 • 一樓柱底塑鉸區主筋搭接 	NFL-W 先測試再補強
		NFL-W(P) 先測試再補強
		NFL sd-W 先修復再測試
純構架系列		
	<ul style="list-style-type: none"> • 構架屬非韌性配筋 • 一樓柱底塑鉸區主筋搭接 	NFL cs 先測試再補強
		NF 先測試再補強
	<ul style="list-style-type: none"> • 梁為韌性配筋，其餘構件為非韌性 • 柱主筋不搭接 	

圖 2- 29 五座雙層雙垮試體之意示圖

資料來源:參考書目 [37]

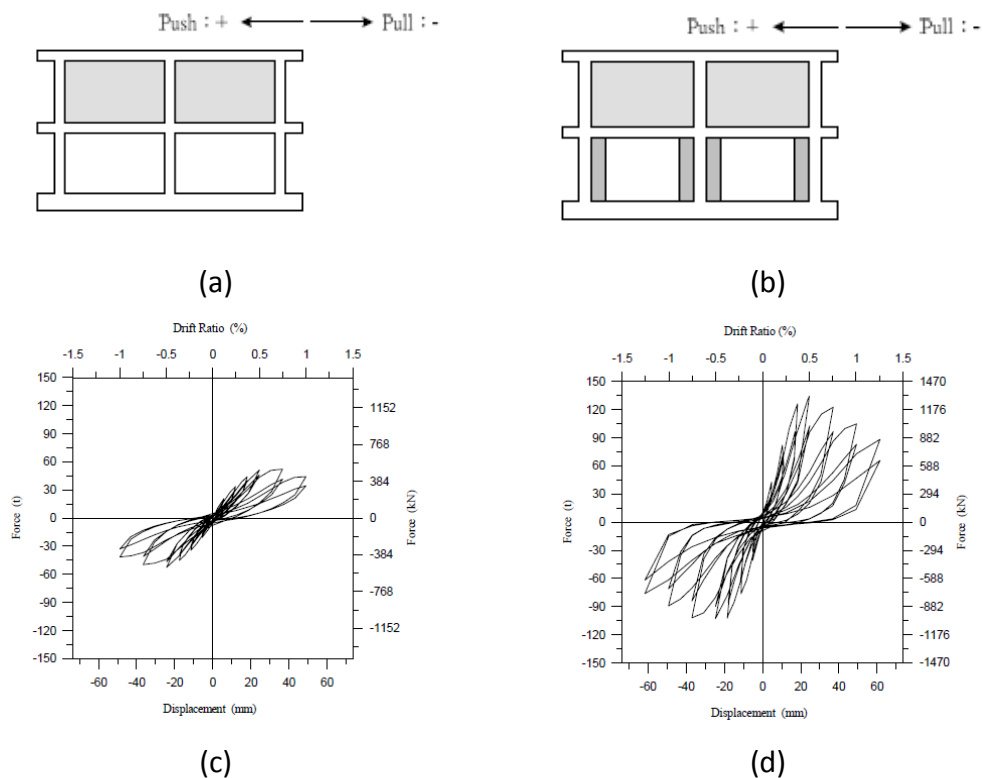


圖 2- 30(a)試體 NFL-W；(b)試體 NFL-W/rc；(c)試體 NFL-W 之力量
位移曲線；(d)試體 NFL-W/rc 之力量位移曲線

資料來源:參考書目 [37]

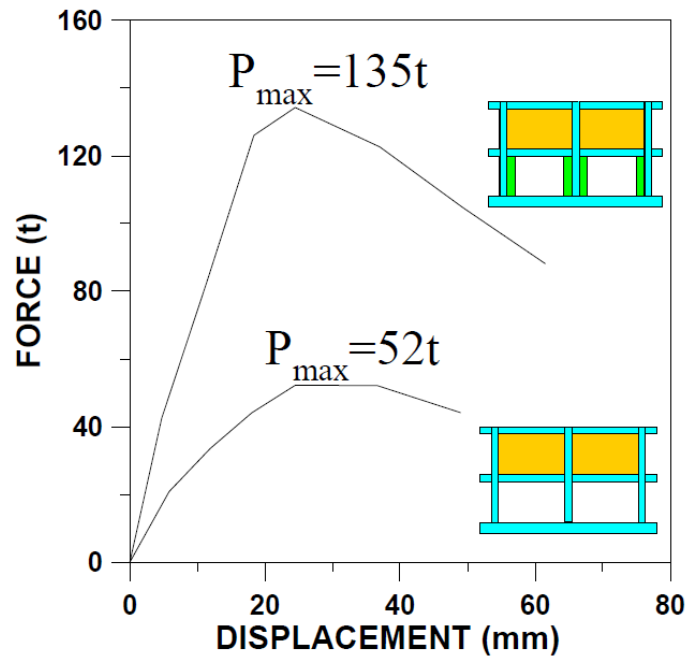


圖 2- 31 構架補強前(NFL-W)與補強後(NFL-W/rc)之差異
資料來源:參考書目 [37]

台大黃世建教授[38]接續上述之研究「含 RC 翼牆非韌性構架耐震評估與補強」做進一步測試，研究含 RC 翼牆構架之耐震補強研究，因試體 NFL-W 及試體 NFL-W/rc 接為靜力側推分析，為更進一步實地模擬建物在地震中的確實反應，進行兩座大尺寸之試體(PMRF 純構架、WRMF 含牆構架)於振動台上測試之試體，提出構架 PMRF 之破壞模式為柱底產生塑鉸，柱頂擠出壓碎的現象，構架 WMRF 之破壞模式主要為牆體頂端產生擠碎破壞，下方較無破壞，構架 PMRF/rc 為針對 PMRF 實驗後做翼牆補強之構架，破壞模式為翼牆與柱明顯脫離，翼牆下有非預期擠碎現象。建議結構物確實可以以翼牆補強方式滿足耐震規範對於結構物之要求，但於補強過程中需要注意很多細節，例如蜂窩、補強之鋼筋錨定問題等等。圖 2- 32、圖 2- 33、圖 2- 34 為試體之設計及試驗結果，圖 2- 35 為試體之比較。

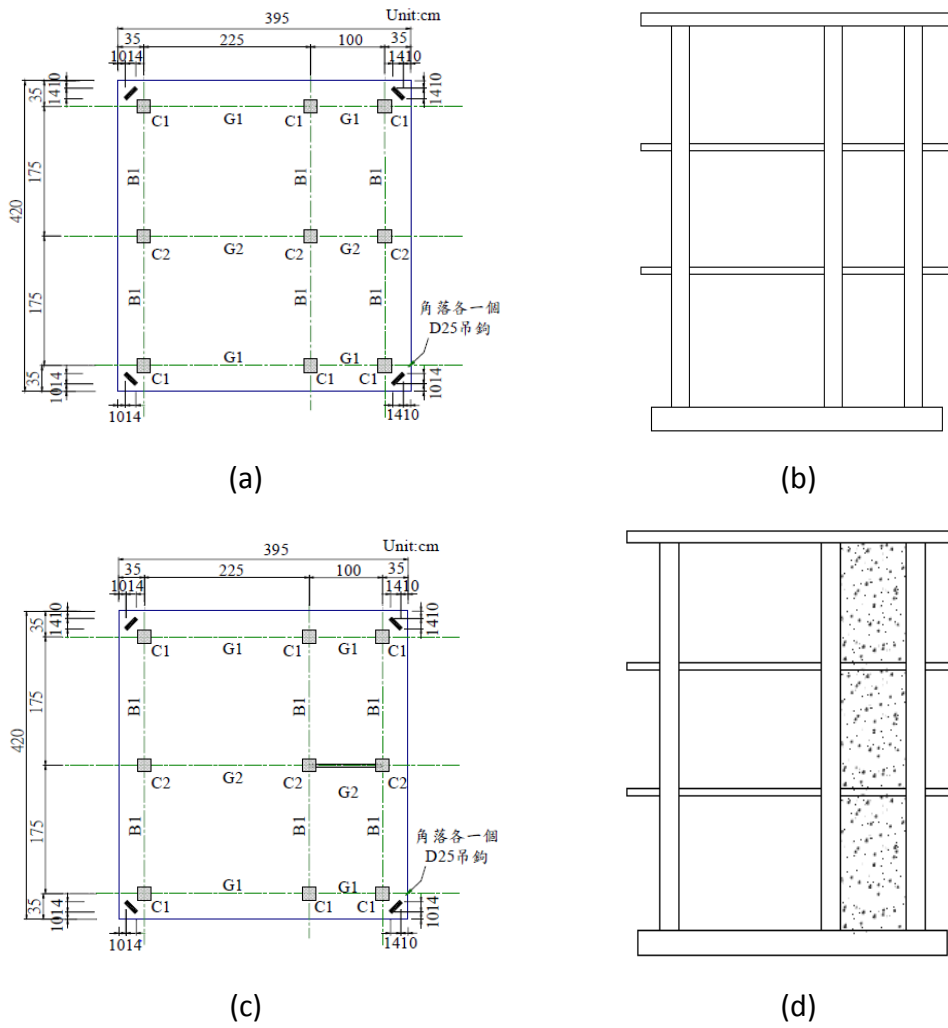


圖 2- 32(a)試體 PMRF 配置圖；(b)試體 PMRF 立面圖；(c)試體 WMRF 配置圖；(d)試體 WMRF 立面圖
資料來源:參考書目 [38]

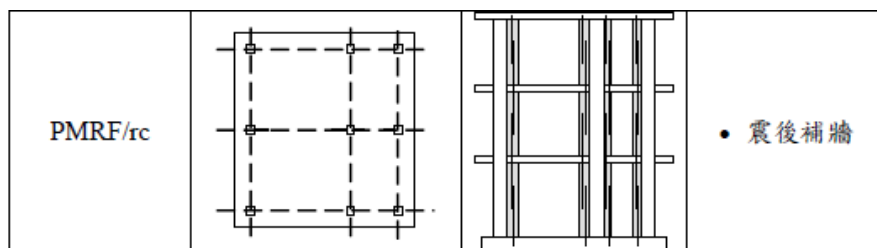


圖 2- 33 PMRF/rc 試體之意示圖
資料來源:參考書目 [38]

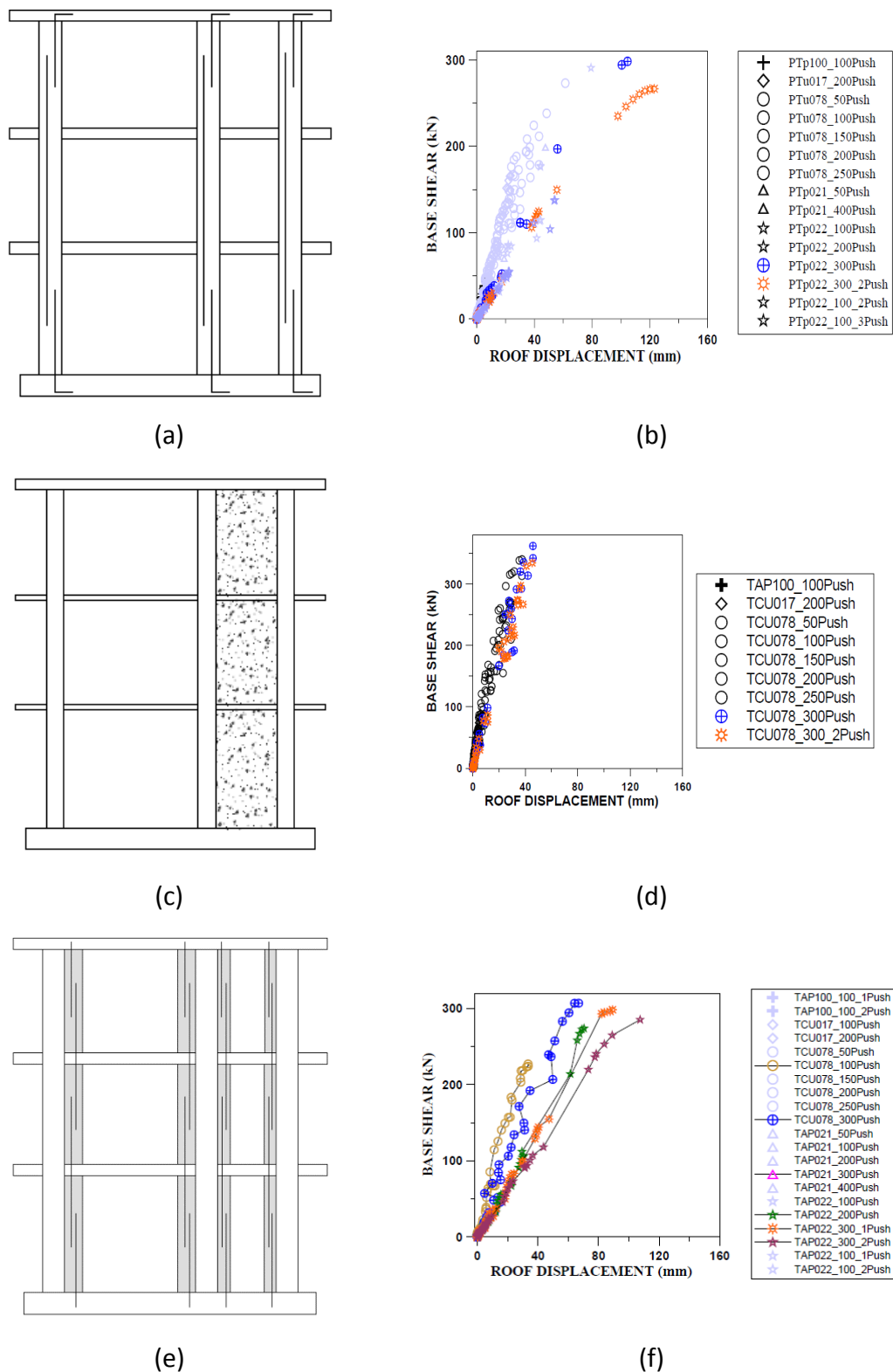


圖 2- 34(a)試體 PMRF；(b) 試體 PMRF 之力量-位移曲線；(c)試體 WMRF；(d) 試體 WMRF 之力量-位移曲線；(e)試體 PMRF/rc；(f) 試體 PMRF/rc 之力量-位移曲線

資料來源:參考書目 [38]

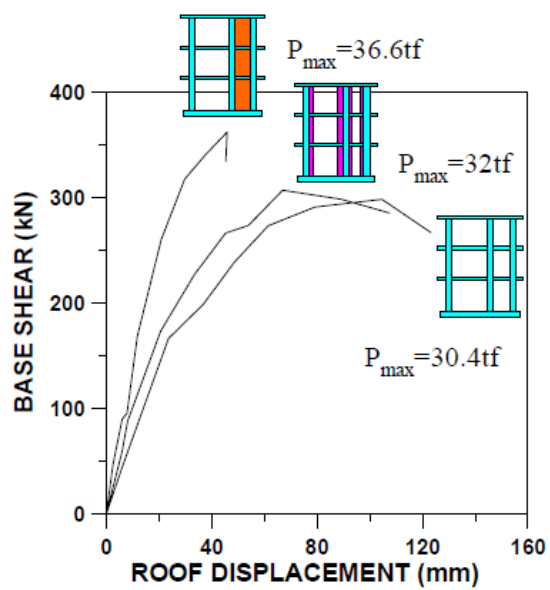


圖 2- 35 試體 PMRF、試體 WMRF、試體 PMRF/rc 之力量-位移比較

資料來源:參考書目 [38]

成大邱耀正教授[39]研究以 CFRP 條狀貼片強化補強鋼筋混凝土含牆構架，測試六座大尺寸邊柱剪力牆試體，分別為三座低型、三座中型試體，提出試體若把角鋼緊貼於邊柱將導致極限位移與韌性比降低，但若把角鋼與邊柱分開則剪力強度將無法增加，不過這兩種 CFRP 配置均對於能量的消散有幫助，低型試體以 CFRP 進行對角線貼覆，剪力強度增加了 31%，得到不錯的成效，但對於中型試體因為邊柱有混凝土壓碎等情況發生導致強度遭折減，縱使以 CFRP 進行對角線貼覆對於強度的效用還是不大，以破壞之試體運用 CFRP 進行對角線貼覆補強無法發揮效果，因為裂縫過多無法傳遞力量；另外，在分析上也有研究，提出數值流行分析法能有效的處理 CFRP 覆蓋疊層的問題，能發揮對於以 CFRP 強化之試體做準確之預測，且分析出在補強夾角方面，以介於 80 度至 100 度之間為最佳角度。圖 2-36、圖 2-37、圖 2-38，為試體之意示圖，圖 2-39 為分析結果、試驗結果。

試體編號	試體尺寸		牆尺寸			柱斷面	柱配筋	垂直鋼筋		水平鋼筋	
	高	寬	牆高	牆寬	牆厚			牆體	ρ_v	牆體	ρ_h
MW1	340	400	200	200	8	25×25	4-D16	#3@25	0.0036	#3@25	0.0036
MW1C	340	400	200	200	8	25×25	4-D16	#3@25	0.0036	#3@25	0.0036
MW1C2	340	500	200	300	8	25×25	4-D16	#3@25	0.0036	#3@25	0.0036
LW1	340	500	200	300	8	25×25	4-D16	#3@25	0.0036	#3@25	0.0036
LW1R	340	500	200	300	8	25×25	4-D16	#3@25	0.0036	#3@25	0.0036
LW1C	340	500	200	300	8	25×25	4-D16	#3@25	0.0036	#3@25	0.0036
LW1Ca	340	500	200	300	8	25×25	4-D16	#3@25	0.0036	#3@25	0.0036

註：單位=cm

圖 2-36 試體之設計(試體 LW1R 為試體 LW1 破壞後直接進行 CEDP 對角補強)

資料來源:參考書目 [39]

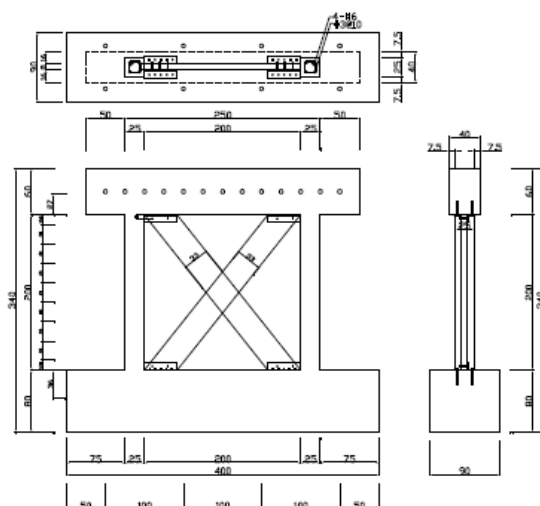


圖 2- 37 中型邊柱剪力牆以 CFRP 對角線補強示意圖
資料來源:參考書目 [39]

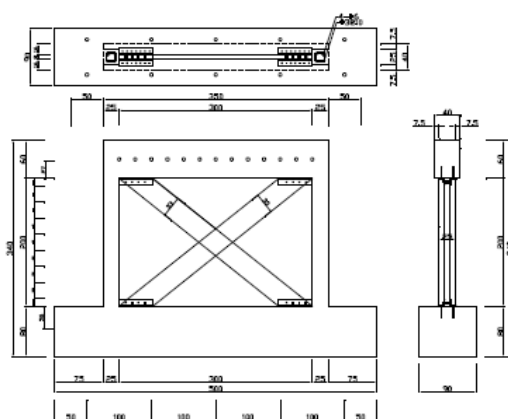
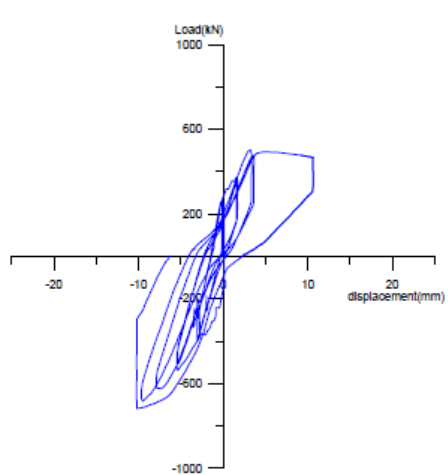
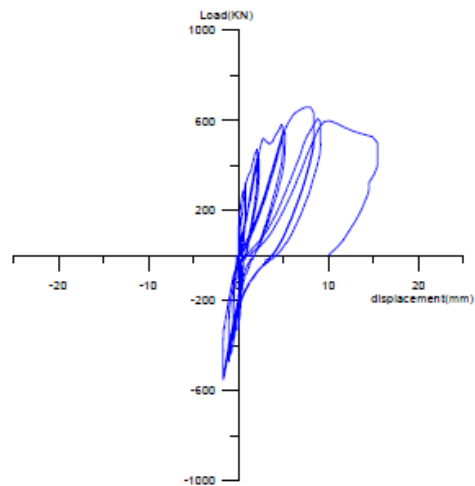


圖 2- 38 低型邊柱剪力牆以 CFRP 對角線補強示意圖
資料來源:參考書目 [39]

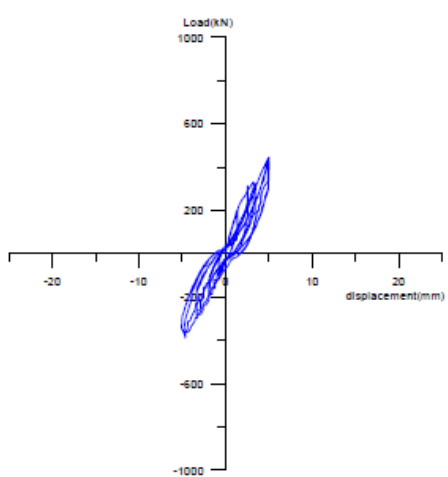
低矮鋼筋混凝土沿街店鋪住宅典型開口外牆耐震性能提昇之實驗研究



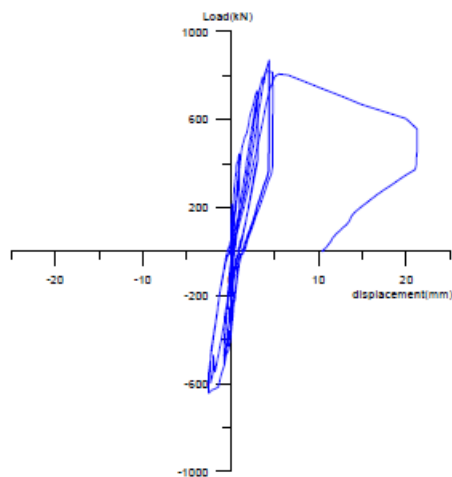
(a)



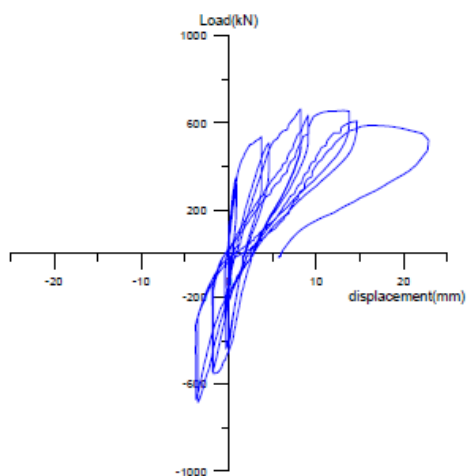
(b)



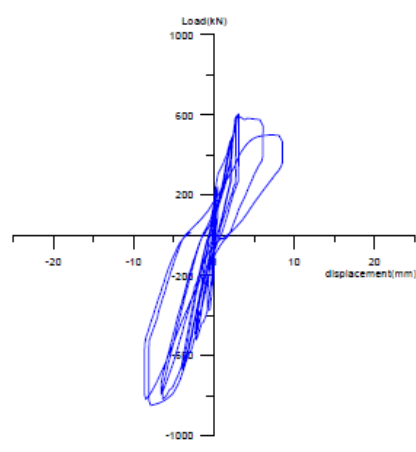
(c)



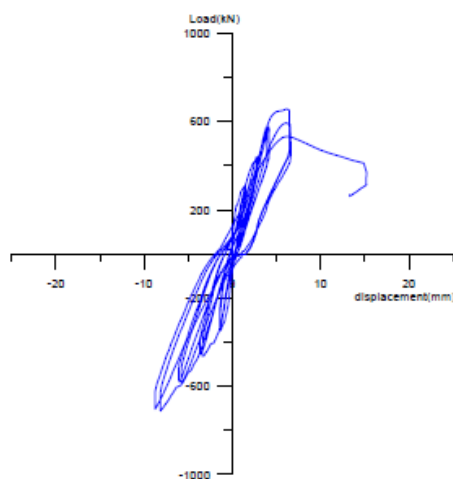
(d)



(e)



(f)



(g)

圖 2- 39 (a)MW1 試體載重位移曲線；(b)LW1 試體載重位移曲線；
 (c)LW1R 試體載重位移曲線；(d)LW1C 試體載重位移曲線；
 (e)LW1Ca 試體載重位移曲線；(f)MW1C 試體載重位移曲線；
 (g)MW1C2 試體載重位移曲線。

資料來源:參考書目 [39]

台大邱昌平教授[40]研究含開口 RC 隔間牆之構架之耐震行為研究，建立含 RC 薄牆構架之非線性分析模式，考慮開裂情形及勁度折減等效應，推導出含開孔牆體之應力-應變關係預估模式，另外針對種種含開孔牆構架之實例做分析、比對，利用逐漸加載的方式來分析含開孔牆構架之實例的非線性行為。提出對於類似 Benjamin 實驗的試體(圖 2- 40 顯示牆尺寸，圖 2- 41 顯示試體試驗結果)，屬於 RC 薄牆且牆筋均勻分布，本非線性分析模式較能有效的模擬其行為，對於開口邊緣布置斜向的加勁鋼筋，分析所得之極限載重與裂縫生成型式與實驗結果類似。

Benjamin 研究單層含開孔牆構架之實驗

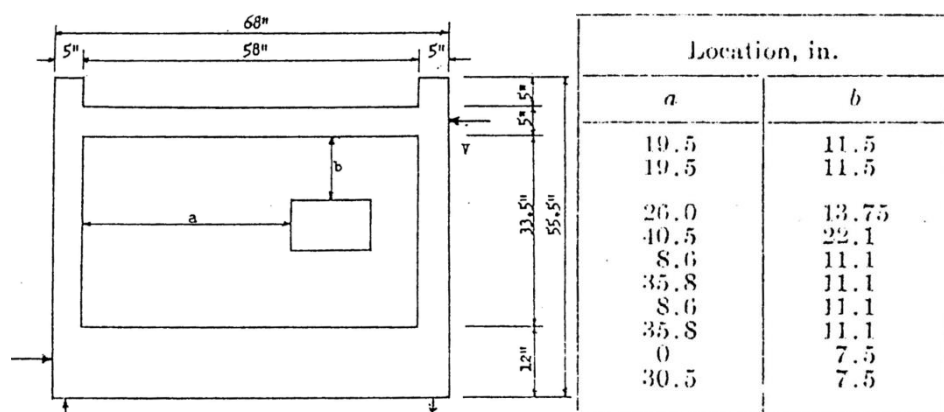
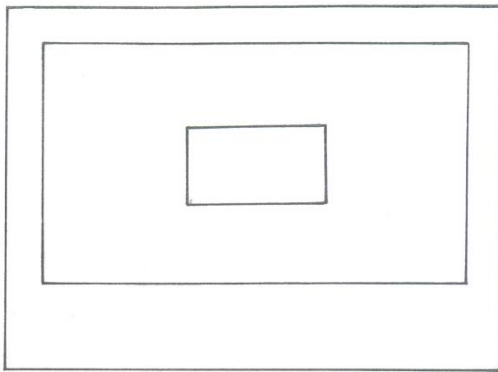
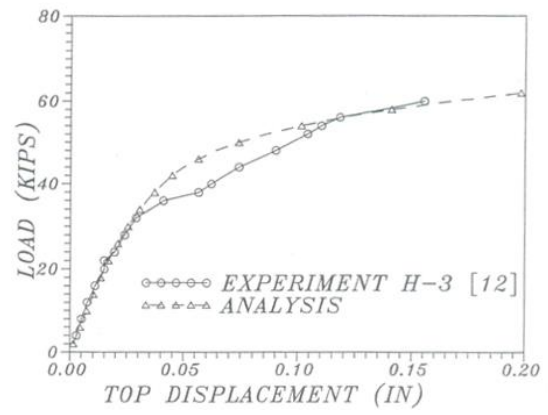


圖 2-40 開口牆之尺寸及 a、b 尺寸

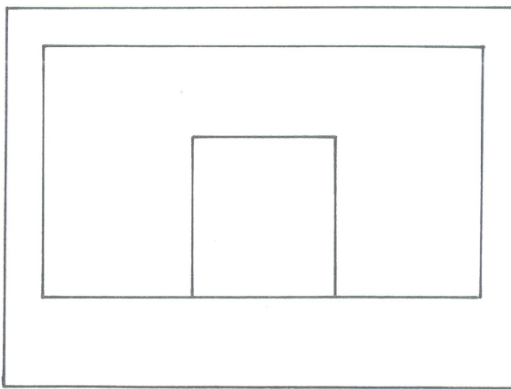
資料來源:參考書目[40]



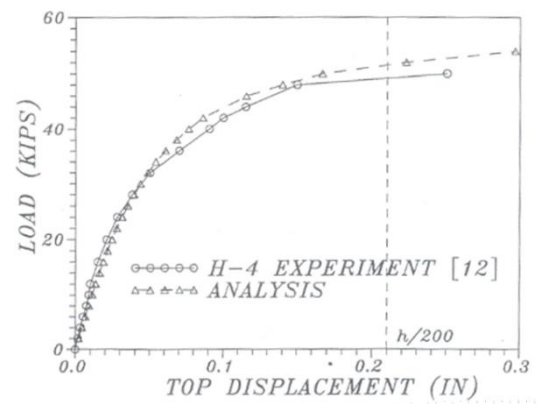
(a)



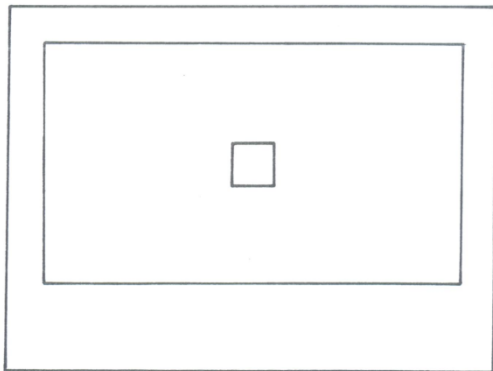
(b)



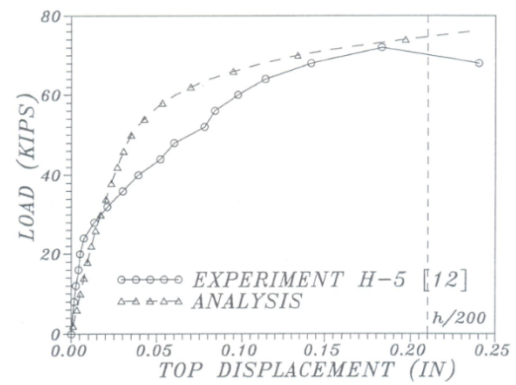
(c)



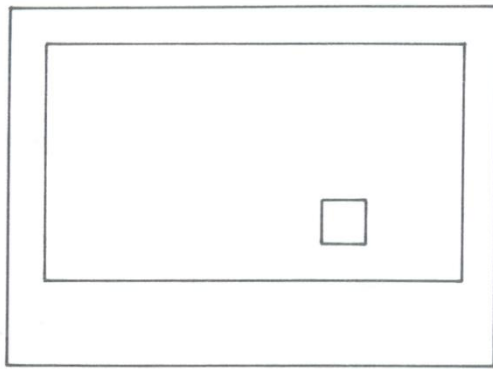
(d)



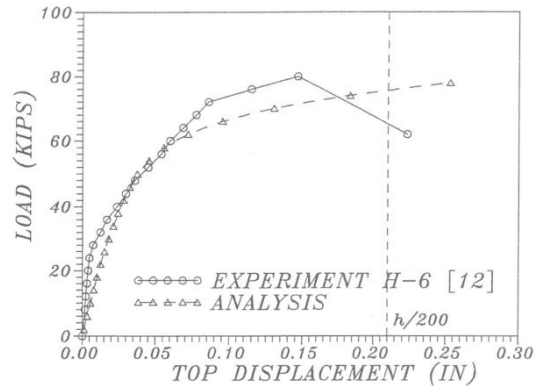
(e)



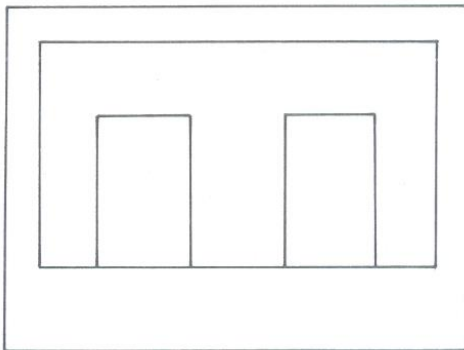
(f)



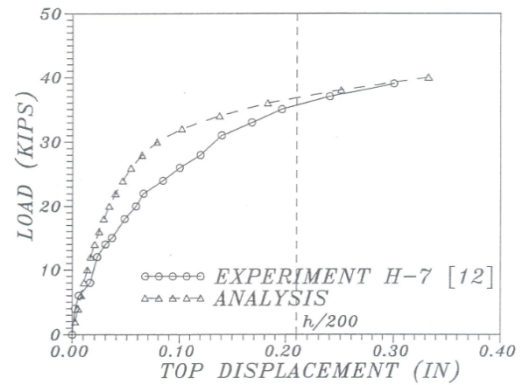
(g)



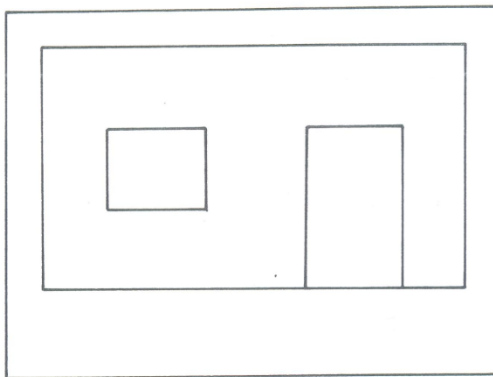
(h)



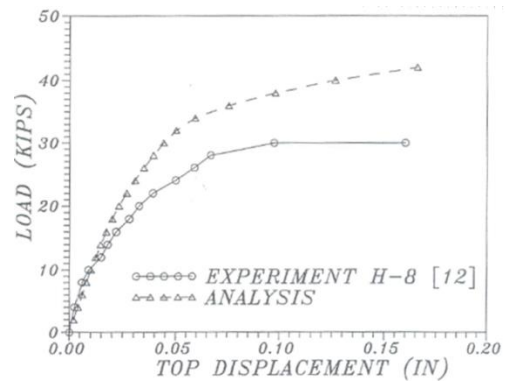
(i)



(j)



(k)



(l)

圖 2- 41 (a) H-3 試體；(b) H-3 試體之頂點載重位移關係比較；(c) H-4 試體；(d) H-4 試體之頂點載重位移關係比較；(e) H-5 試體；(f) H-5 試體之頂點載重位移關係比較；(g) H-6 試體；(h) H-6 試體之頂點載重位移關係比較；(i) H-7 試體；(j) H-7 試體之頂點載重位移關係比較；(k) H-8 試體；(l) H-8 試體之頂點載重位移關係比較
資料來源:參考書目 [40]

四、102 年度「低矮鋼筋混凝土街屋典型開口外牆耐震性行為研究」研究成果

- (1) 蒐集台灣低矮鋼筋混凝土街屋（沿街店鋪式住宅）之外牆設計特徵，包括材料強度、配筋細節、牆體尺寸與開口配置，如圖 2-42 顯示數種典型外牆開口配置與尺寸。
- (2) 利用 DIANA 有限元素軟體，建立開口牆有限元素分析方法，可分析開口牆體受反覆載重之力學行為，如圖 2-43。
- (3) 提出開口牆體初始勁度計算方法。蒐集並評估文獻中既有方法：包括無開口牆體之勁度評估與開口對勁度折減之考慮辦法。
- (4) 蒐集並評估文獻中開口牆體之強度計算方法：包括無開口牆體之強度計算方法，以及考慮開口對強度折減之辦法。
- (5) 提出開口牆體開口配置原則：每兩棟街屋之外牆開口應向兩外側(圖 2-44)(兩街屋之外牆開口對中間隔間柱進行鏡射配置)，以最大增加無開口牆段之面積，以得最大側向強度與勁度，提昇耐震性能。

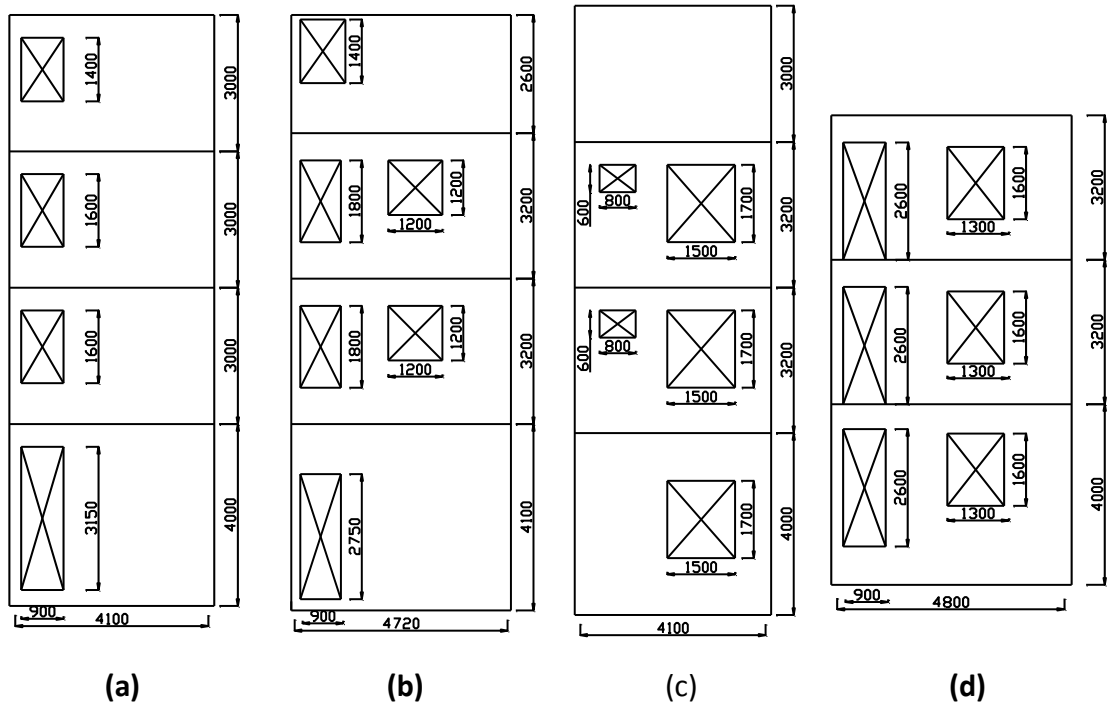


圖 2-42 台灣典型之屋後外牆開口配置

資料來源:本研究繪製

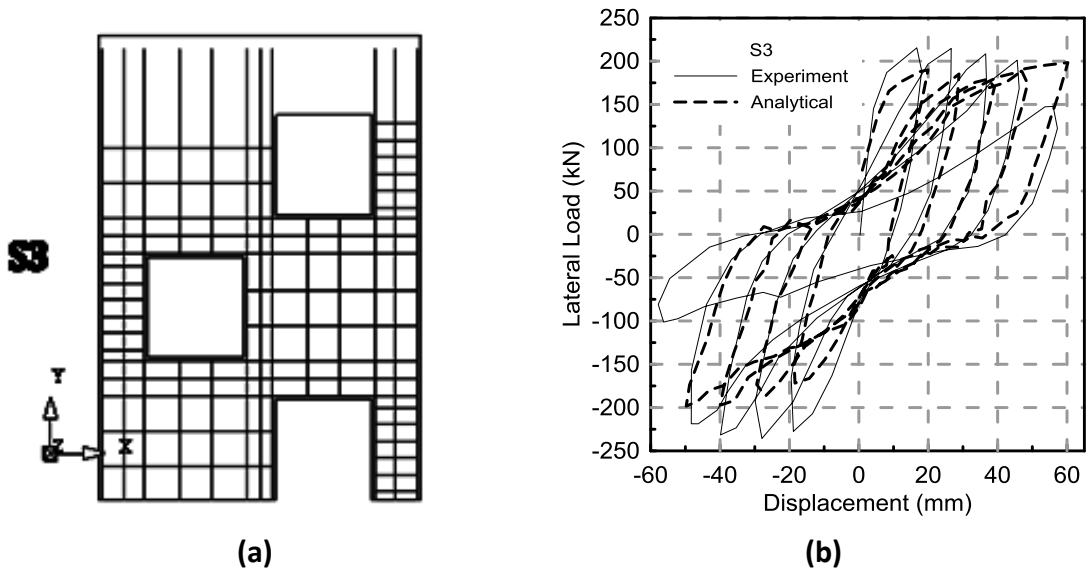


圖 2-43 (a)DIANA 模擬模型；(b) DIANA 模擬模型受反覆載重之力學行為

資料來源:本研究繪製

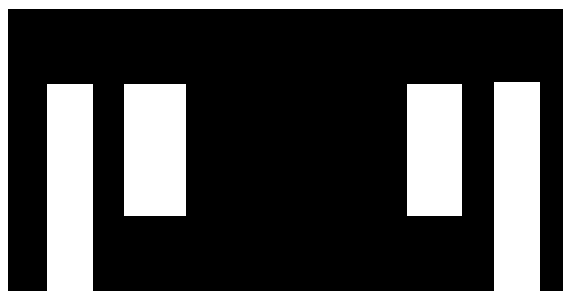


圖 2- 44 最佳化開口配置

資料來源:本研究繪製

第三章 實驗計畫

第一節 試體設計

本研究係以開口牆受地震力下之行為為主，測試六座大尺寸構架(含牆邊柱及牆上加載梁)，試體 1 為延續去年牆體尺寸，變數僅為實心牆體，試體 2~6 基於 102 年度建研所委託案之研究成果，包括其破壞形式和遲滯迴圈顯示其消能、韌性不足以及剪力強度不佳進行探討及改良(本章第二、三節詳細說明)；主要測試以上關於沿街店鋪式住宅屋後外牆種種癥結點經過改善後之牆體的行為，並探討其耐震性能與施工問題。

試體依據現今臺灣沿街店鋪式住宅屋後外牆典型尺寸、配筋細節以及材料性質為基準進行設計與改良，參考 102 年建研所委託案「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」所蒐集台灣典型沿街店鋪式住宅之結構特徵，針對缺點改良之試體則依據中華民國鋼筋混凝土設計規範及美國 ACI-318 規範設計；開口位置參考 102 年度建研所委託案所提出之開口採偏心配置，以得最大完整牆塊面積與最佳剪力強度。

試體加載方式(如圖 3- 1)為位移控制之反覆載重加載，以模擬地震反覆加載之效應，位移歷時如圖 3- 2 反覆載重歷程所示。於試體頂部加載梁處，以預力螺桿對梁施加預壓力，並與兩座油壓制動器(MTS-200)加載頭一起固鎖之，後利用油壓制動器施加反覆側向載重，採位移控制，預計施加的位移比為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%，每個位移比重複加載三次，測試觀察重點包括初始勁度、降伏位移與側力、最大載重、極限位移與側力、消能、韌性、破壞模式等。

試體設計及配筋細節相關可參考後述圖 3-12 至圖 3-17。各座試體混凝土取樣圓柱試體 28 天齡期之抗壓強度，以及試驗前混凝土抗壓強度如表 3-1 所示。

表 3-1 混凝土圓柱試體澆置取樣 28 天抗壓強度及試驗前抗壓強度

試體編號	f'_c (kgf/cm ²)	試驗前 抗壓強度(kgf/cm ²)
試體 1	273	-
試體 2	241	-
試體 3	241	-
試體 4	257	-
試體 5	257	-
試體 6	262	-

(資料來源:本研究整理)

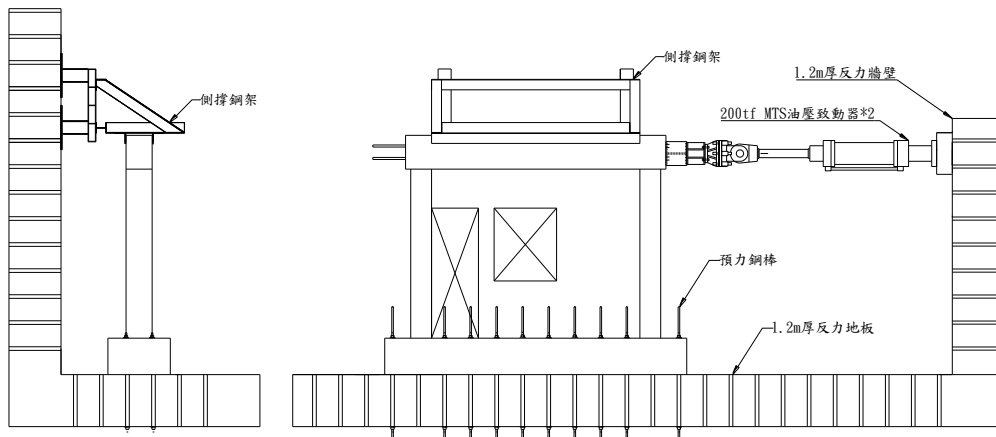


圖 3-1 試體試驗加載方式示意圖

(資料來源:本研究繪製)

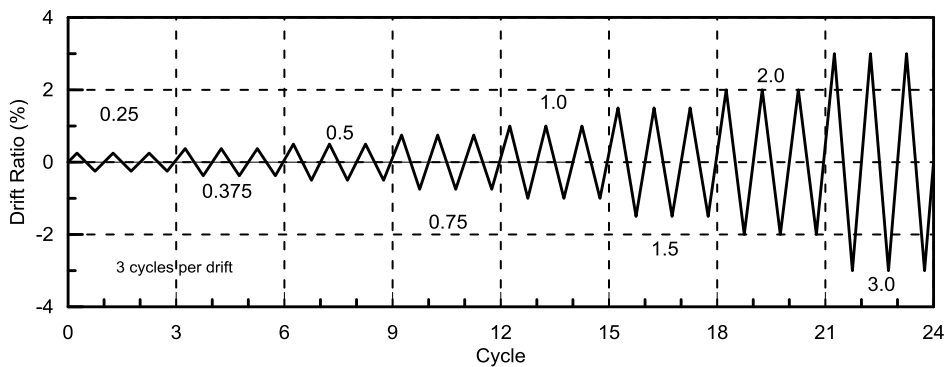


圖 3-2 反覆載重歷程

(資料來源:本研究繪製)

第二節 沿街店鋪式住宅之癥結點歸納

1. 軟弱層效應

傳統沿街店鋪式住宅，如圖 3-3 所示，在一樓常作為商業店鋪使用，屋前無外牆；屋內甚少牆體，常僅有屋後外牆，但因對外通道需求，屋後外牆通常有門和窗，造成大面積開口。而在二樓以上通常作為住宅使用，外牆無須開門，內有隔間牆，導致一樓再沿街方向有效牆體面積較以上樓層少許多，容易形成沿街方向一婁軟弱層效應，再者，結構物承受地震外力作用時，一樓位置成為承受最大彎矩的區域，如此一來，將導致強度最弱的地方(一樓的軟弱層)要去承受最大的外力(彎矩)，造成傳統沿街店鋪式住宅於大地震中的損壞常為一樓沿街方向倒塌，而上部樓層損傷輕微，此種一樓倒塌的破壞模式對於處在該樓層的居民產生嚴重之生命威脅。

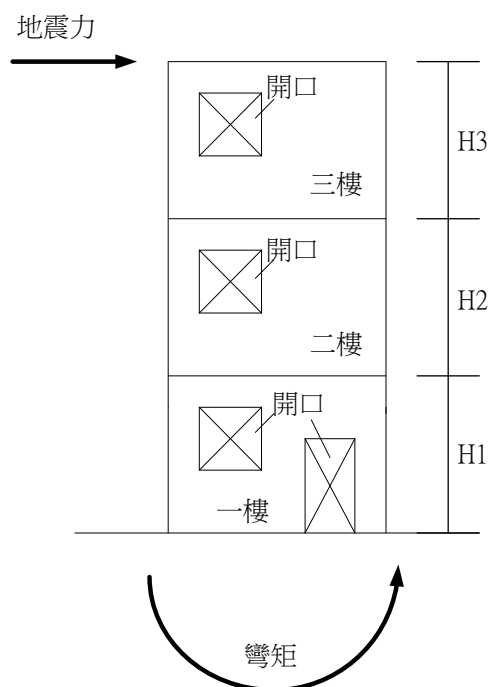


圖 3-3 傳統沿街店鋪式住宅屋後外牆開口示意圖

(資料來源:本研究整理)

2. 屋後外牆韌性不佳

根據 102 年度建築研究所委託案「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」研究顯示，典型沿街店鋪式住宅屋後外牆在反覆載重作用下，其遲滯迴圈形狀顯示(圖 3-4 含牆構架試體側推分析遲滯迴圈)，大約在層間變位僅有 1.25% 的時候，達到最高強度，之後強度即快速衰減，韌性顯著不佳，表示在強度開始下降後，短時間內已完全喪失可提供強度的能力。

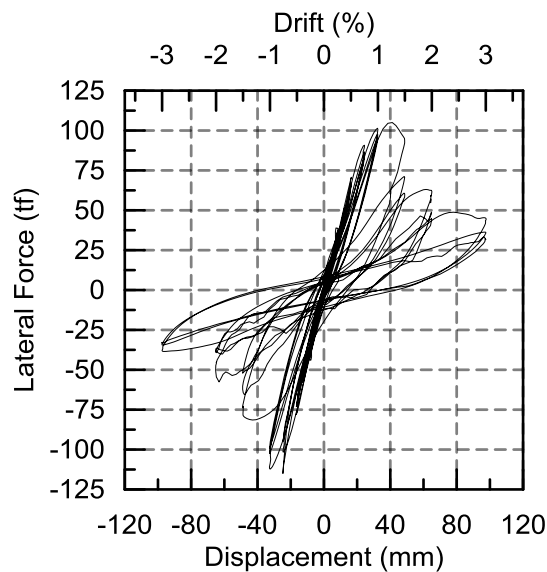


圖 3-4 102 年度實尺寸開口牆體反覆載重試驗結果及側推分析遲滯迴圈
(資料來源:本研究整理)

3. 屋後外牆消散能量之能力問題

根據 102 年度建築研究所委託案「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」研究顯示，屋後外牆之遲滯迴圈形狀(上圖 3- 4)呈現顯著束縮(Pinching)的現象，意即混凝土開裂閉合前，其勁度趨近於 0，待混凝土再度閉合，才能再次提供勁度，此現象造成消散能量之顯著不足。

第三節 牆體性能提升策略

綜前節所述，沿街店鋪式住宅易產生一樓沿街方向軟弱層效應，造成如 921 大地震許多沿街店鋪式住宅一樓災難性崩塌之破壞模式，嚴重威脅居民之生命安全。其耐震性能可透過提昇一樓沿街方向抵抗地震力構件之強度與韌性改善之。以下說明本研究對於一樓屋後外牆性能提昇之策略。

1. 開口旁關鍵區增設邊界構材

透過邊界構材圍束關鍵區壓桿往開口方向之膨脹；增加兩開口間柱之韌性(如圖 3-5 及圖 3-6)，且牆體水平鋼筋彎鉤錨定進邊界構材如圖 3-7。(應用於試體 4、5 及 6)

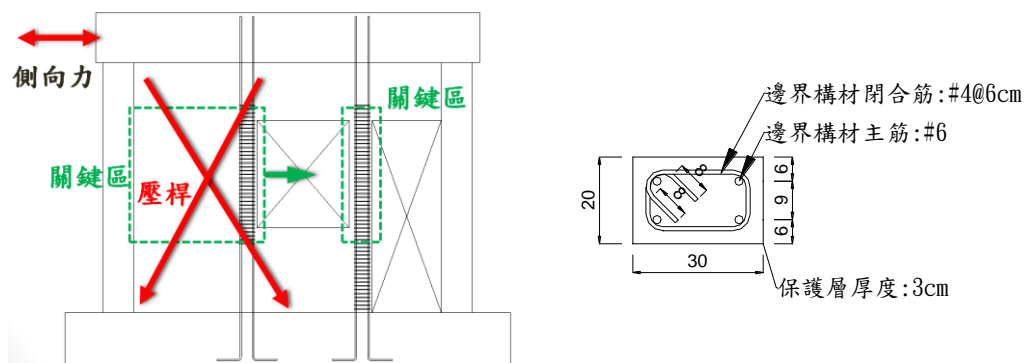


圖 3-5 增設邊界構材
(資料來源:本研究繪製)



(a) (b) (c)

圖 3-6 邊界構材，(a)整體；(b)窗左(閉合箍筋延伸到基礎上緣)；(c)窗右(閉合箍筋延伸置窗下緣 20 cm，等於一倍構材深度，避免與對角向鋼筋衝突(試體 6))

資料來源:本研究拍攝

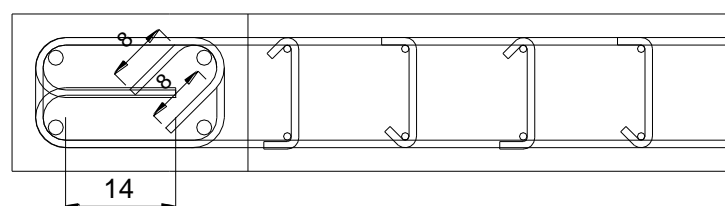


圖 3-7 試體四至六水平向鋼筋彎鈎錨定進邊界材
(資料來源:本研究繪製)

2.較密集壁體水平與垂直鋼筋，並配置繫筋(含上述項目 1)

配置較密集鋼筋及繫筋，以提供較佳圍束，抵抗混凝土壓桿面外膨脹，增加韌性(如圖 3-8 及圖 3-9)。(應用於試體 5、6)

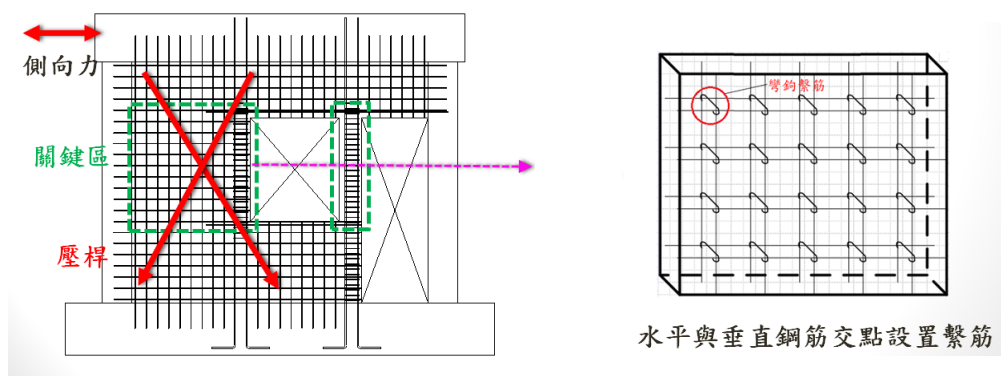


圖 3-8 密集配置鋼筋
(資料來源:本研究繪製)



圖 3-9 密集配置鋼筋及每交點彎鈎繫筋

資料來源:本研究拍攝

3.關鍵牆體壓桿方向設置壓力鋼筋(含項目 1、2)

使混凝土壓桿於上回收拉裂縫閉合前，壓桿仍可透過壓力筋傳遞壓力，降低束縮(Pinching)效應，增加消能、強度及韌性(如圖 3- 10 及圖 3- 11)。(應用於試體

6)

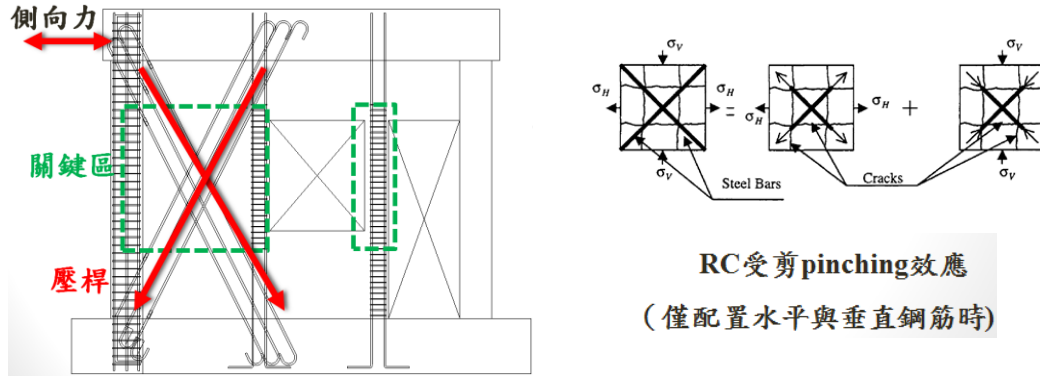


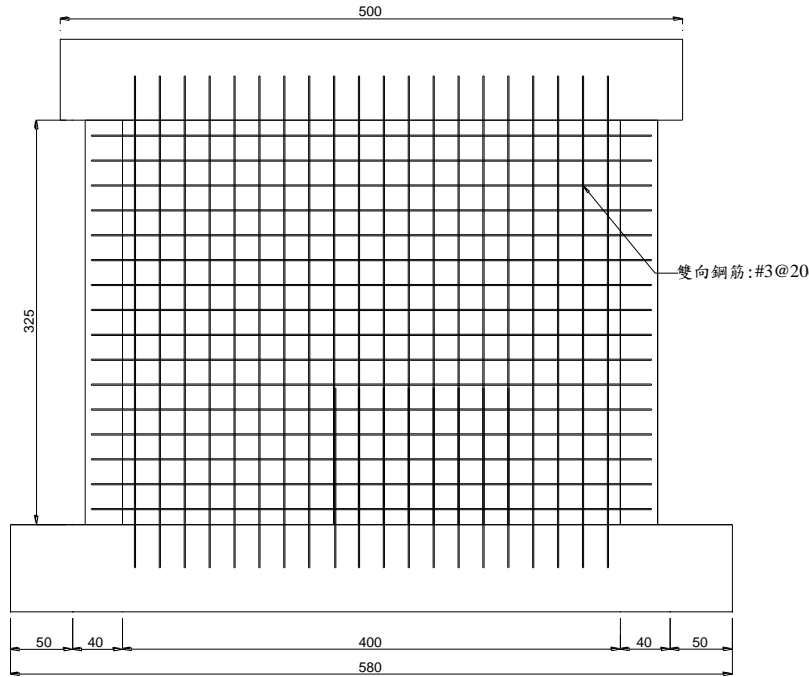
圖 3- 10 配置對角向鋼筋
(資料來源:本研究繪製)



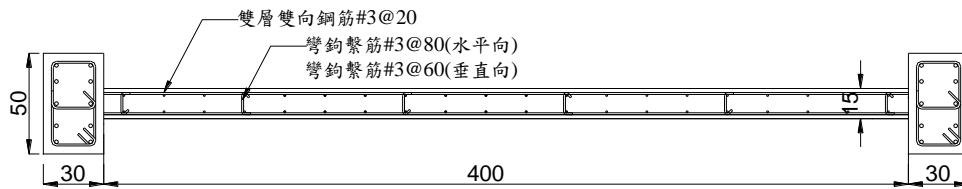
圖 3- 11 對角向壓力鋼筋

資料來源:本研究拍攝

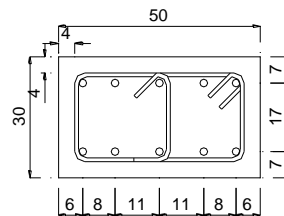
1. 無開口牆，牆厚 15 cm， $f_c'=280 \text{ kgf/cm}^2$ 。
2. 牆體鋼筋：雙層雙向， $\#3@20 \text{ cm}$ ， $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。
3. 牆體彎鉤繫筋： $\#3@80 \text{ cm}$ (隔 3 根勾)(水平向)， $\#3@60 \text{ cm}$ (隔 2 根勾)(垂直向)。 $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。
4. 圖中尺寸單位：cm。



(a)



(b)



(c)柱斷面

圖 3- 12 試體 1(a)牆立面圖(配筋圖)；(b)牆斷面圖；(c)柱斷面圖

(資料來源:本研究繪製)

1. 無開口牆，牆厚 20 cm， $f_c'=210 \text{ kgf/cm}^2$ 。
2. 牆體鋼筋：雙層雙向， $\#3@20 \text{ cm}$ ， $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。
3. 牆體彎鉤繫筋： $\#3@80 \text{ cm}$ (隔 3 根勾)(水平向)， $\#3@60 \text{ cm}$ (隔 2 根勾) (垂直向)。 $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。
4. 圖中尺寸單位：cm。

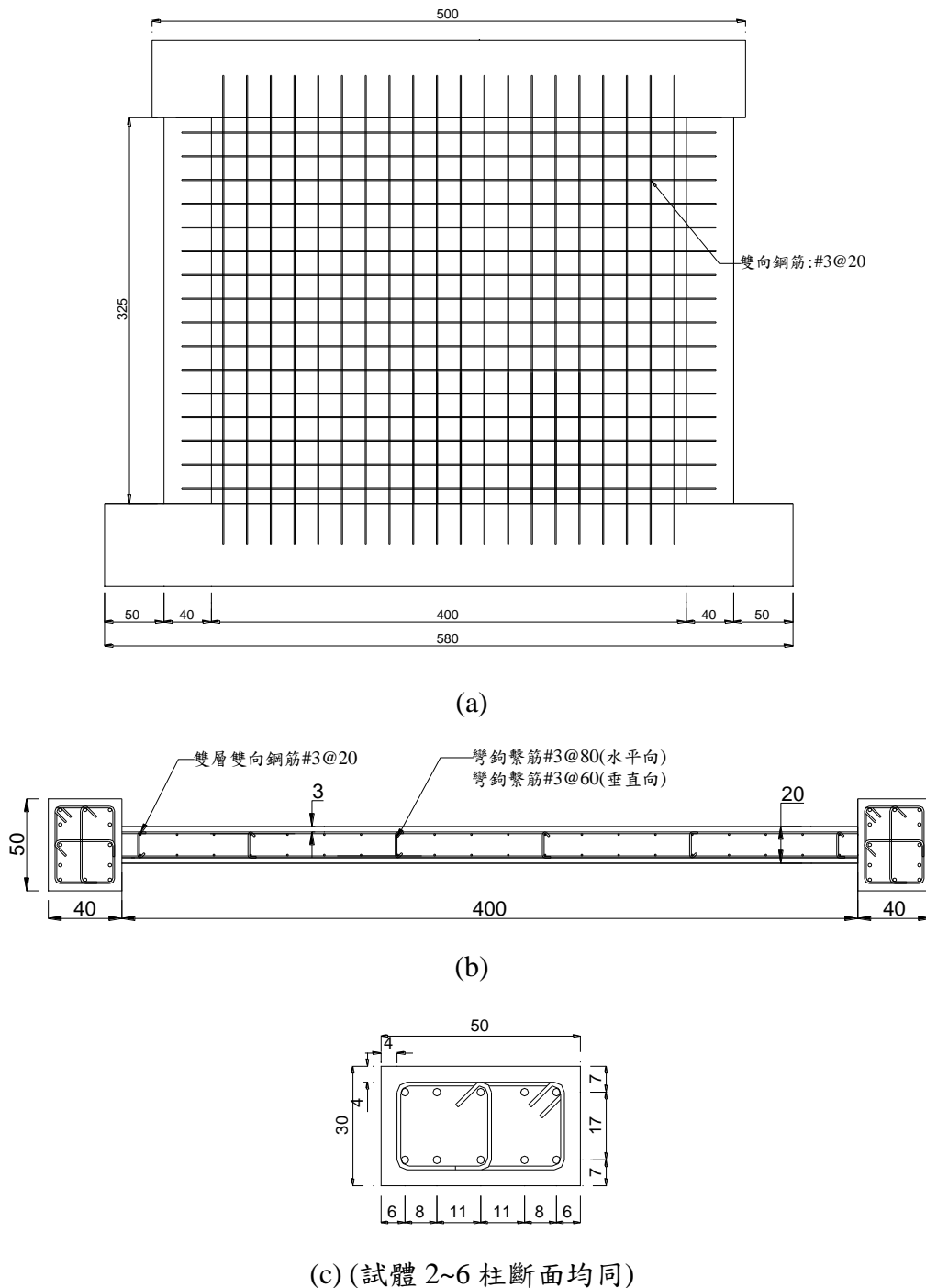


圖 3-13 試體 2(a)牆立面圖(配筋圖)；(b)牆斷面圖；(c)柱斷面圖
(資料來源:本研究繪製)

1. 開口牆，牆厚 20 cm， $f_c'=210 \text{ kgf/cm}^2$ 。
2. 窗尺寸:120*140 cm^2 ；門尺寸:90*250 cm^2 。
3. 牆體鋼筋：雙層雙向，#3@20 cm， $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。
4. 牆體彎鉤繫筋：#3@80 cm(隔 3 根勾)(水平向)，#3@60 cm(隔 2 根勾)(垂直向)。 $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。
5. 開口四周配置 2 根#5 開口補強鋼筋，並向開口邊緣外延伸至少 60 cm。
6. 圖中尺寸單位：cm。

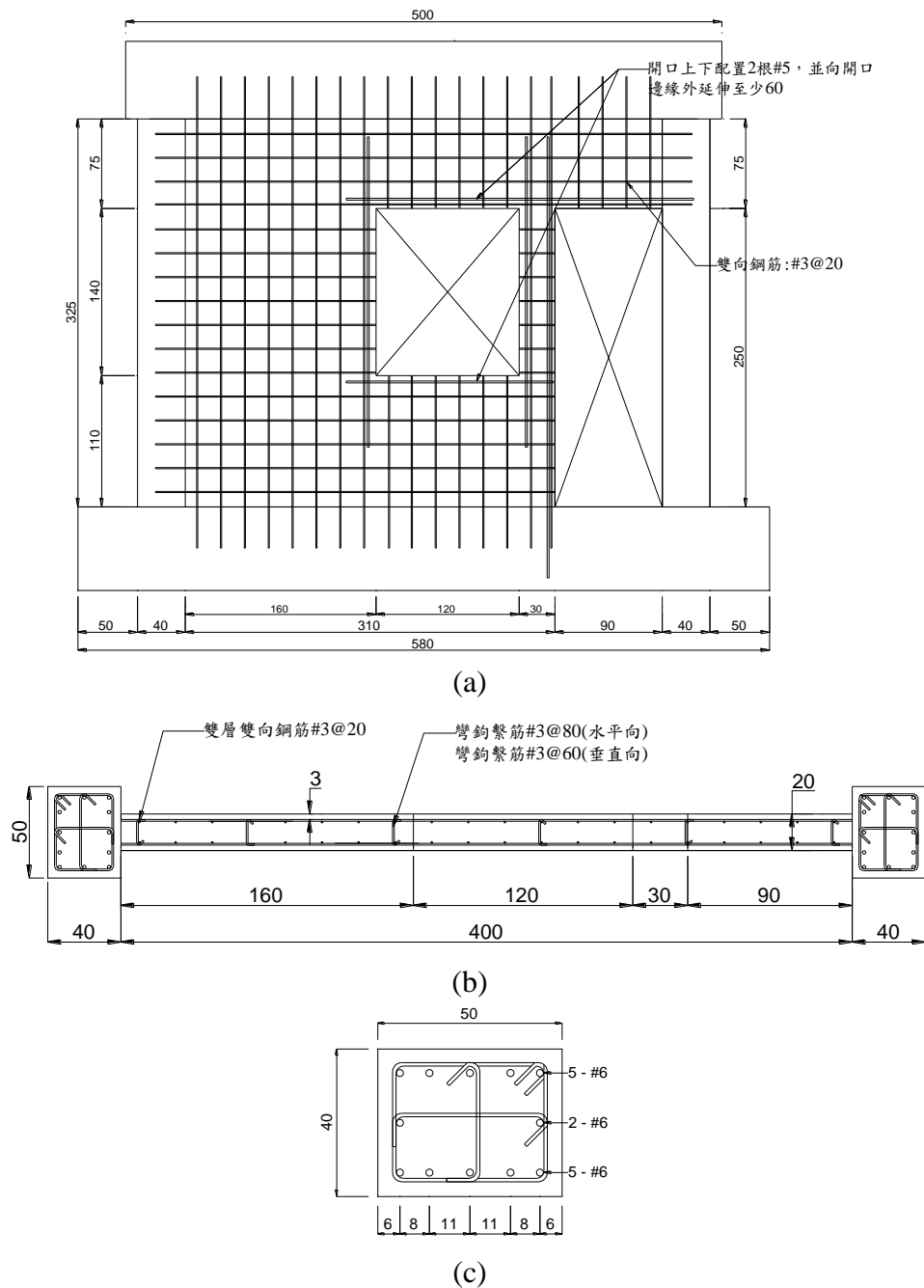


圖 3-14 試體 3(a)牆立面圖(配筋圖)；(b)牆斷面圖；(c)柱斷面圖
(資料來源:本研究繪製)

1. 開口牆，牆厚 20 cm， $f_c'=210 \text{ kgf/cm}^2$ 。
2. 窗尺寸:120*140 cm^2 ，門尺寸:90*250 cm^2 。
3. 牆體鋼筋：雙層雙向，#3@20 cm， $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。
4. 牆體彎鉤繫筋：#3@80 cm(隔 3 根勾)(水平向)，#3@60 cm(隔 2 根勾)(垂直向)。 $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。
5. 開口兩側配置邊界構材，邊界構材縱向鋼筋：#6，橫向鋼筋：#4@6cm。
6. 開口上下配置 2 根#5 開口補強鋼筋，並向開口邊緣外延伸至少 60 cm。
7. 圖中尺寸單位：cm。

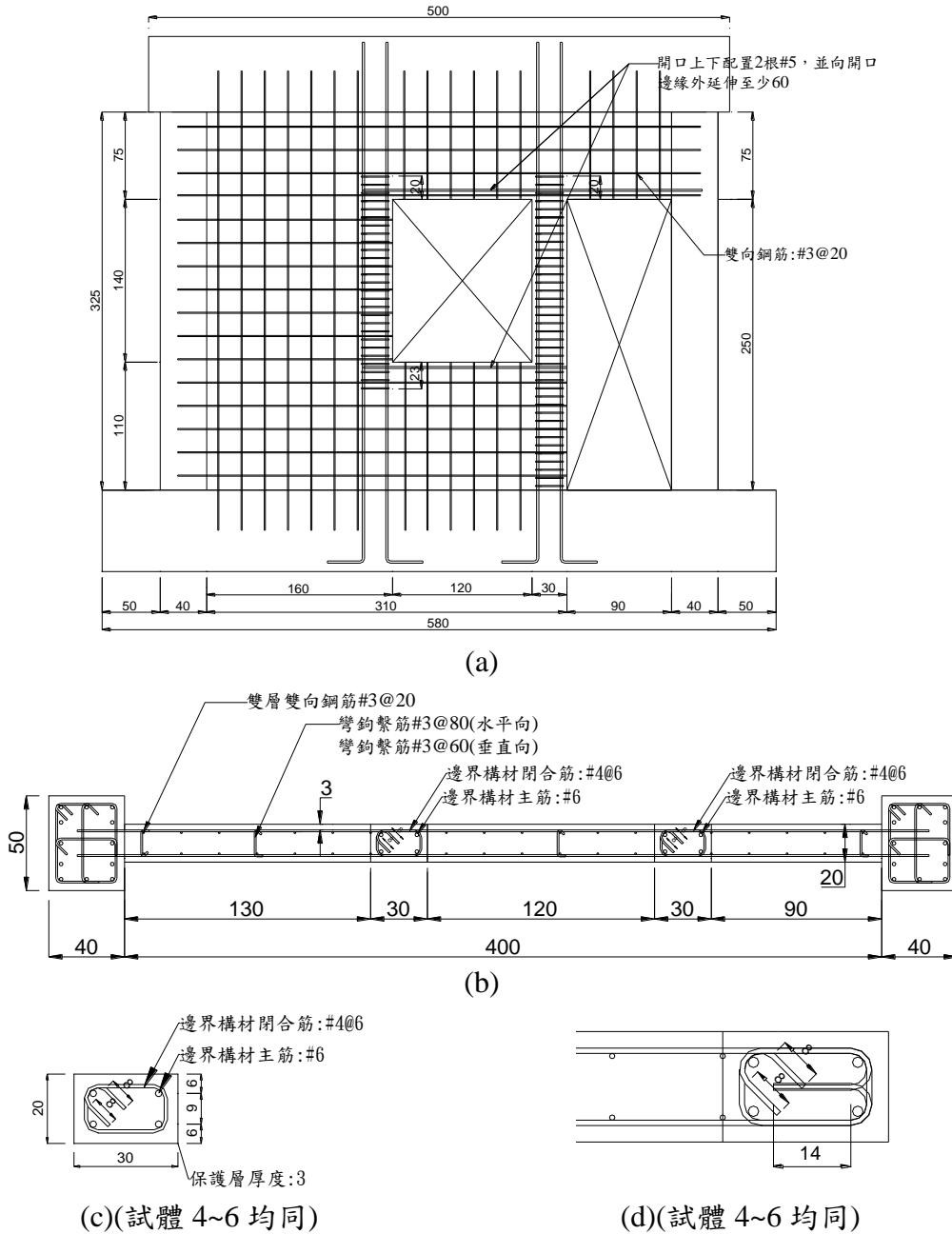


圖 3- 15 試體 4(a)牆立面圖(配筋圖)；(b)牆斷面圖；(c)邊界構材斷面圖；(d)水平鋼筋彎鉤錨定進邊界構材斷面圖

(資料來源:本研究繪製)

1. 開口牆，牆厚 20 cm， $f_c'=210 \text{ kgf/cm}^2$ 。
2. 窗尺寸: $120 \times 140 \text{ cm}^2$ ，門尺寸: $90 \times 250 \text{ cm}^2$ 。
3. 牆體鋼筋: 水平向#3@10 cm，垂直向#3@15 cm， $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。
4. 牆體彎鉤繫筋: 雙向#4@15 cm。 $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$ 。
5. 開口兩側配置邊界構材，邊界構材縱向鋼筋: #6，橫向鋼筋: #4@6 cm。
6. 開口上下配置 2 根#5 開口補強鋼筋，並向開口邊緣外延伸至少 60 cm。
7. 圖中尺寸單位: cm。

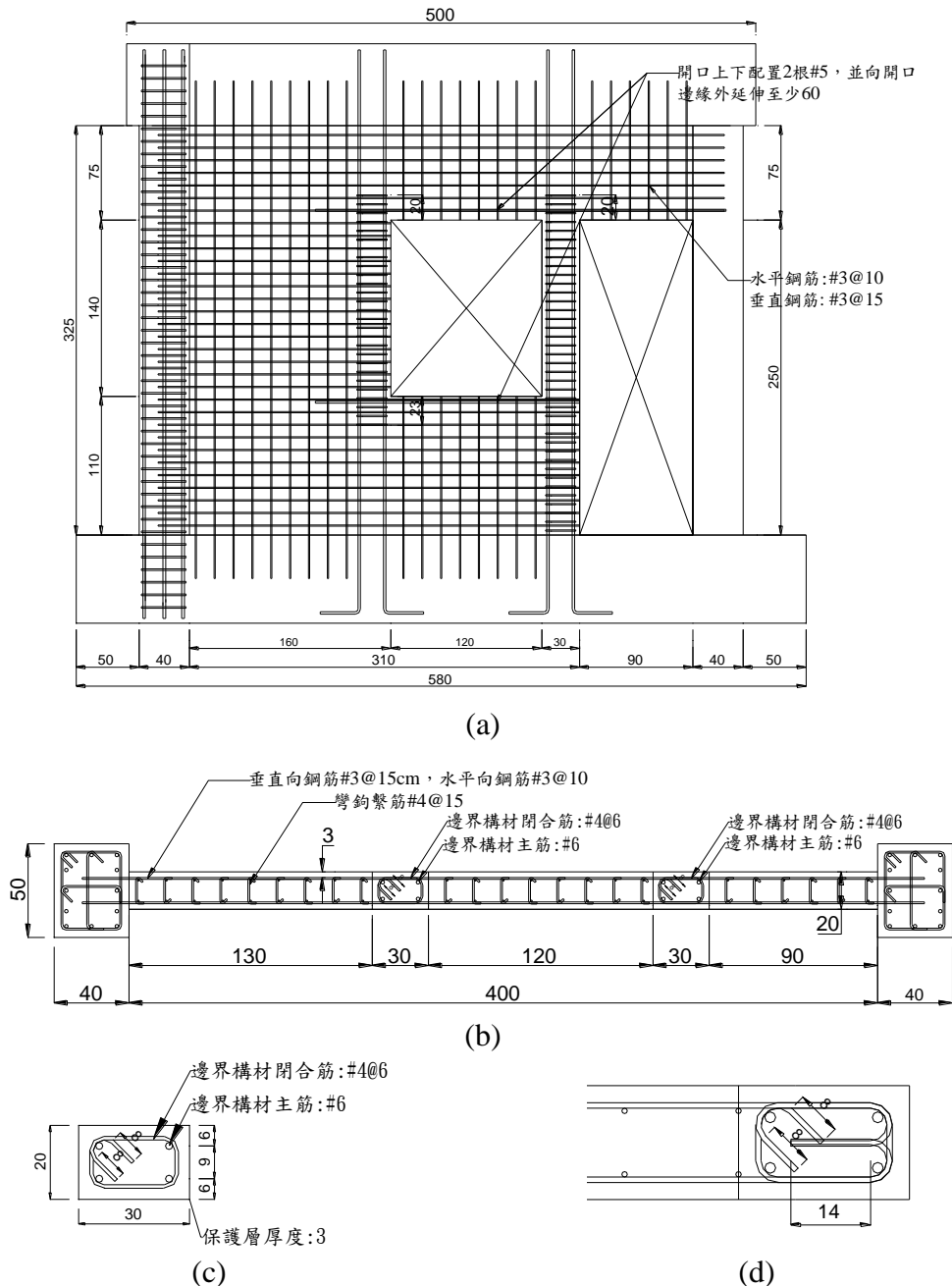


圖 3-16 試體 5(a)牆立面圖(配筋圖)；(b)牆斷面圖；(c)邊界構材斷面圖；(d)水平鋼筋錨定進邊界構材斷面圖

(資料來源:本研究繪製)

1. 外圍束開口牆，牆厚 20 cm， $f_c'=210 \text{ kgf/cm}^2$ 。
2. 窗尺寸: $120*140 \text{ cm}^2$ ，門尺寸: $90*250 \text{ cm}^2$ 。
3. 牆體鋼筋: 水平向#3@10 cm，垂直向#3@15 cm， $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。
4. 改良型 X 向配壓力筋，#9*6 根， $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$ 。
5. 牆體彎鉤繫筋: 雙向#4@15 cm。 $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$ 。
6. 牆體邊緣擺放對角向鋼筋之 SA 級續接器，提升對角向鋼筋施工性。
7. 開口兩側配置邊界構材，邊界構材縱向鋼筋: #6，橫向鋼筋: #4@6 cm。
8. 開口上下配置 2 根#5 開口補強鋼筋，並向開口邊緣外延伸至少 60 cm。
9. 接頭錨定: 彎鉤錨定，35 cm 以上，自由端伸長 35 cm 以上。
10. 圖中尺寸單位: cm。

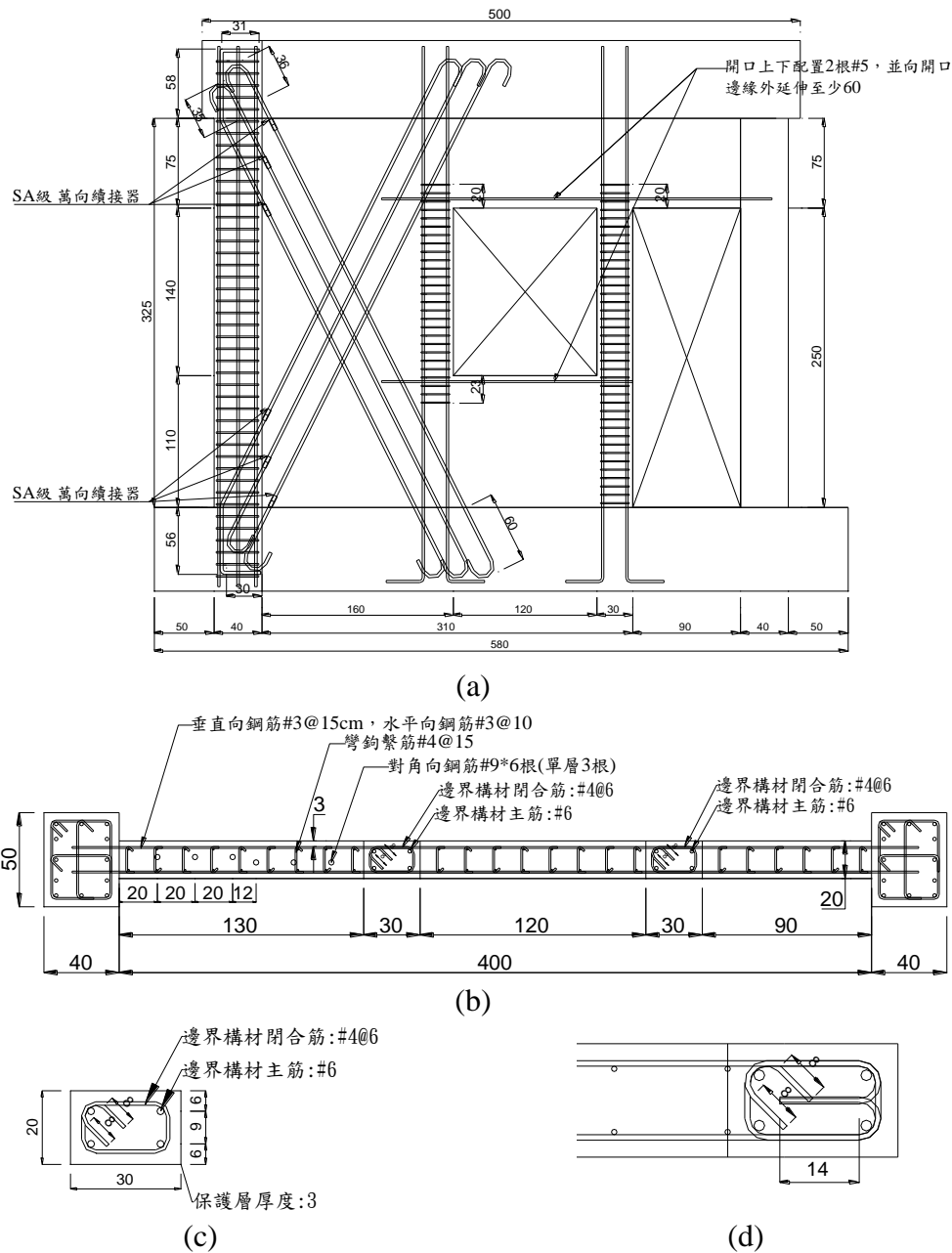


圖 3-17 試體 6(a)牆立面圖(配筋圖)；(b)牆斷面圖；(c)邊界構材斷面圖；(d)水平鋼筋錨定進邊界構材斷面圖

(資料來源:本研究繪製)

第四節 試體製作

試體製作分為材料準備、鋼筋綁紮及混凝土澆置養護，以下將詳述各項目。

一、材料準備

鋼筋:本研究鋼筋號數包含 D10、D13、D16、D19、D22 和 D29，牆體部分水平垂直向鋼筋均使用 SD280 D10，SD280 D10 鋼筋也使用於試體 1 柱箍筋、加載梁及基礎閉合筋、試體 1~4 牆體繫筋；SD280 D13 使用於試體 2~6 柱箍筋、試體 4~6 邊界構材箍筋及試體 5、6 牆體繫筋；SD420 D16 僅使用於牆體開口補強筋；SD420 D19 使用於加載梁、柱主筋以及邊界構材主筋；SD420 D22 使用於基礎縱向鋼筋；SD420 D29 使用於試體 6 對角向鋼筋。鋼筋取樣拉伸試驗結果如表 3-2 鋼筋取樣拉伸試驗結果，試驗如圖 3-18、圖 3-19 及圖 3-20。

表 3-2 鋼筋取樣拉伸試驗結果

鋼筋規格		降伏強度 (kgf/cm ²)	極限強度 (kgf/cm ²)	伸長率 %
號徑	種類			
#3 D10	SD280	388	536	47
#4 D13	SD280	369	520	31
#5 D16	SD420	441	734	22
#6 D19	SD420	508	692	22
#7 D22	SD420	469	684	22
#9 D29	SD420	475	673	18

(資料來源:本研究整理)



圖 3-18 鋼筋拉力試驗-台灣科技大學材料實驗室

資料來源:本研究拍攝



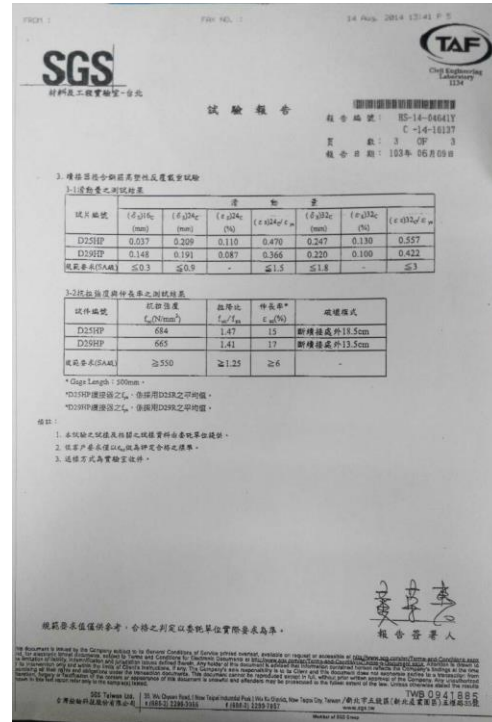
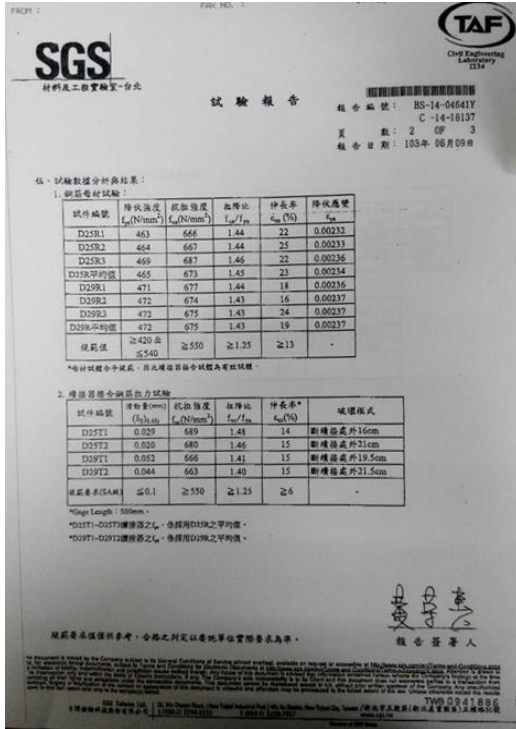
圖 3-19 架設 NDI 量測受拉鋼筋之伸長率

資料來源:本研究拍攝



圖 3-20 力量(萬能試驗機讀數)與位移(NDI 讀數)同步接收數據
資料來源:本研究拍攝

對角向鋼筋續接器:試體 6 之對角向鋼筋，因為方向為不規則角度且須做錨定彎鉤，在施工性上有一定的難度，因此本研究特別針對對角向鋼筋加入續接器(如圖 3-23)，使得對角向鋼筋在施工上的困難性能大幅減少；續接器為 SA 級認證，產品報告如圖 3-21，續接器之拉伸試驗結果如表 3-3 及破壞如圖 3-22。(施工步驟詳見下節鋼筋綁紮)



(a) 拉力測試斷裂強度及位置

(b) 續接器滑動量測試及伸長率

圖 3-21 續接器產品試驗報告(符合 SA 級標準)

資料來源:廠商提供

表 3-3 續接器之拉伸試驗結果

編號	母材強度(MPa)	斷裂處	測試端伸長率 (%)
9-1S	671	續接器外 13.6cm	9
9-2S	683	續接器外 14.9cm	10
9-3S	662	續接器外 14.2cm	11

(資料來源:本研究整理)



(a)續接器架設



(b)母材斷裂

圖 3-22 (a)續接器拉力試驗；(b)破壞在母材

資料來源:本研究拍攝

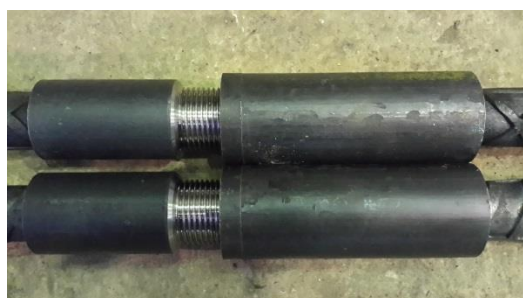


圖 3-23 續接器

資料來源:本研究拍攝

混凝土:試體 1(包括基礎、柱及加載梁)混凝土設計強度為 280kgf/cm^2 (約 27.5 MPa)，粒料配比為一般混凝土；試體 2、3(包括基礎、柱及加載梁)混凝土設計強度為 210kgf/cm^2 (約 20.6 MPa)，粒料配比為一般混凝土；試體 4、5 和 6(包括基礎、柱及加載梁)混凝土設計強度為 210kgf/cm^2 (約 20.6 MPa)，其因試體 4、5 和 6 鋼筋較為密集配置，因此改採用較細粒料之配比(詳細粒徑與用量資料如圖 3-24)，使得流動性較佳，強度保持一定，各圓柱試體之抗壓試驗如表 3-1 所示。澆置後取樣混凝土圓柱試體，在不同齡期執行抗壓試驗。試體模擬實務工法，直立澆置，模板使用一般建築工地用料。

低矮鋼筋混凝土沿街店舖住宅典型開口外牆耐震性能提昇之實驗研究

茂榮實業股份有限公司									
預拌混凝土配合比例設計報核表									
工程名稱					工程編號				
監造單位					預拌廠商 茂榮實業股份有限公司				
工程設計強度		210 kg/cm ² 3,000 psi		配合設計需要強度		242 kg/cm ²		坍 度 (1) 15 cm	
水 膠 比 (2)		0.570		最大粒料尺寸		25		砂(S.S.D)比重 (4) 2.60	
石 (S.S.D) 比重 (5)		2.61		膠結材比重(6)		3.08		水 泥 廠 牌 台泥 I 型 空氣含量(A) 2.0%	
砂佔全粒料百分率 (7)			47.75 %			每公方淨水用量 (8)			182 kg
=X+20(2)-0.57)+5(3)-2.75)						=(Y(1+0.012(1)-8))+10)-(16)			
每公方膠結材用量 (8)/(2)=(9)			320 kg			每公方水與膠結材應佔體積 (8)+(9)/(6)=(10)			286 L
每公方粒料體積1000-(10)-(A*1000)=(11)			694 L			每公方砂應佔體積 (11)*(7)=(12)			331 L
每公方粗粒料體積 (11)-(12)=(13)			363 L			每公方砂用量 (12)*(4)=(14)			862 kg
每公方石用量 (13)*(5)=(15)			947 kg			配合比例 水泥:砂:石 = (9)/(9):(14)/(9):(15)/(9)			1 : 2.69 : 2.96 kg
砂水用量計算常數				備註：添加 TYPE G 減水緩凝劑，藥劑用量為全灰量 * 0.8%，減水率為 10% = 減水 20 kg (16)					
最大粒料尺寸				爐灰用量為全灰量(9)* 15% = 48 kg + 水泥用量 272 kg = 全灰量 320 kg					
13mm (1/2")		X 52.0 Y 199.0		監造單位審核		承包廠商簽章		預拌混凝土廠簽章	
19mm (3/4")		48.9 185.0		主 監 任 工 ： 人 ： 員 ：					
25mm (1")		47.5 177.0							
38mm (3/2")		45.0 165.0							
50mm (2")		42.0 158.0							
75mm (3")		40.0 144.0							
備註：(1)配合設計需要強度應照工程設計強度加15%核計。(3)X, Y數係按碎石計算，若使用卵石時，需予調整。 (2)X, Y值視工程性質(工作性、耐久性等)得隨時調整。(4)每公方水泥用量超出合約規定者，其超出部份由承商自行負責。									

(a)

茂榮實業股份有限公司									
預拌混凝土配合比例設計報核表									
工程名稱					工程編號				
監造單位					預拌廠商 茂榮實業股份有限公司				
工程設計強度		210 kg/cm ² 3,000 psi		配合設計需要強度		242 kg/cm ²		坍 度 (1) 15 cm	
水 膠 比 (2)		0.570		最大粒料尺寸		13		砂(S.S.D)比重 (4) 2.60	
石 (S.S.D) 比重 (5)		2.61		膠結材比重(6)		3.08		水 泥 廠 牌 台泥 I 型 空氣含量(A) 2.0%	
砂佔全粒料百分率 (7)			49.15 %			每公方淨水用量 (8)			189 kg
=X+20(2)-0.57)+5(3)-2.75)						=(Y(1+0.012(1)-8))+10)-(16)			
每公方膠結材用量 (8)/(2)=(9)			332 kg			每公方水與膠結材應佔體積 (8)+(9)/(6)=(10)			297 L
每公方粒料體積1000-(10)-(A*1000)=(11)			683 L			每公方砂應佔體積 (11)*(7)=(12)			336 L
每公方粗粒料體積 (11)-(12)=(13)			347 L			每公方砂用量 (12)*(4)=(14)			873 kg
每公方石用量 (13)*(5)=(15)			907 kg			配合比例 水泥:砂:石 = (9)/(9):(14)/(9):(15)/(9)			1 : 2.63 : 2.73 kg
砂水用量計算常數				備註：添加 TYPE G 減水緩凝劑，藥劑用量為全灰量 * 0.6%，減水率為 10% = 減水 14 kg (16)					
最大粒料尺寸				爐灰用量為全灰量(9)* 15% = 49 kg + 水泥用量 283 kg = 全灰量 332 kg					
13mm (1/2")		X 52.0 Y 199.0		監造單位審核		承包廠商簽章		預拌混凝土廠簽章	
19mm (3/4")		48.9 185.0		主 監 任 工 ： 人 ： 員 ：					
25mm (1")		47.5 177.0							
38mm (3/2")		45.0 165.0							
50mm (2")		42.0 158.0							
75mm (3")		40.0 144.0							
備註：(1)配合設計需要強度應照工程設計強度加15%核計。(3)X, Y數係按碎石計算，若使用卵石時，需予調整。 (2)X, Y值視工程性質(工作性、耐久性等)得隨時調整。(4)每公方水泥用量超出合約規定者，其超出部份由承商自行負責。									

(b)

圖 3-24 粒料配比表:(a)一般配比；(b)細顆粒配比

資料來源:廠商提供

表 3-4 混凝土圓柱試體澆置取樣之 28 天抗壓強度及試驗前抗壓強度

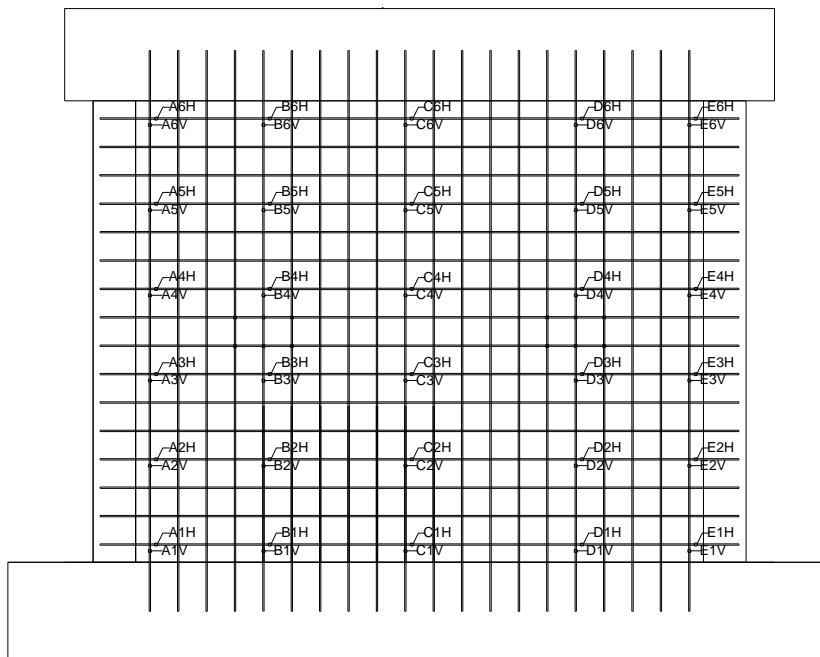
試體編號(牆、柱及梁)	$f'_c(kgf/cm^2)$	
試體 1	273(28 天)	
試體 2	241(28 天)	
試體 3	241(28 天)	
試體 4(細粒料配比)	269(21 天)	257(28 天)
試體 5(細粒料配比)	269(21 天)	257(28 天)
試體 6(細粒料配比)	235(21 天)	262(28 天)

(資料來源:本研究整理)

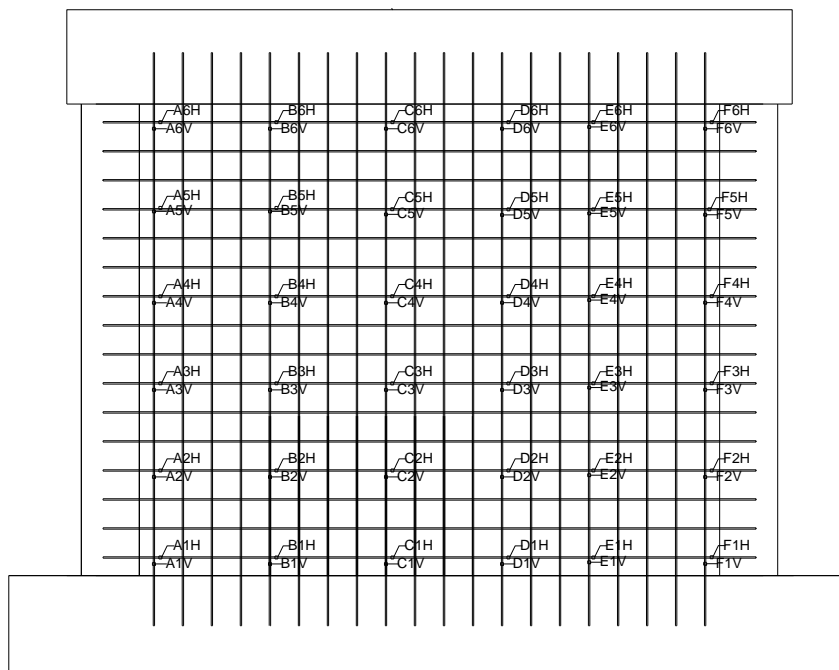
量測儀器:

(1) 應變計(strain gauge):

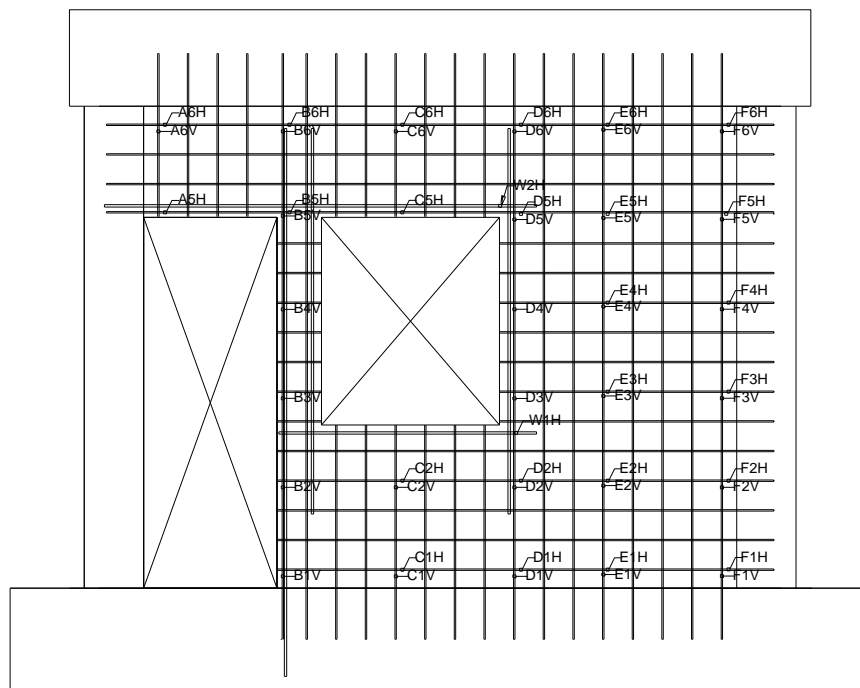
本試驗期望以均佈於牆體縱、橫向鋼筋上之應變計，可觀察出牆面受反覆載重下之整體應力變化。試驗共使用近 500 個應變計，其配置如下圖 3-25 所示。應變計在鋼筋籠組搭好後黏貼，在特定位置將鋼筋凸脊以砂輪粗磨(#100)、細磨(#1000)刨光，以工業酒精擦拭乾淨後用 TML CN-E 快乾劑黏貼應變計，最後塗上防水膠、貼黑色防水膠布，外表以電氣膠帶纏繞保護，如圖 3-26 所示。在開口補強筋右上角及右下角個黏貼一個應變計，測試開口周邊鋼筋強度發展，另外在試體五及試體六針對關鍵牆面破壞區彎鉤繫筋上貼附六個應變計，針對試體六有設置對角向鋼筋之交界處與試體五無設置對角向鋼筋之彎鉤繫筋做一強度比對，試體六對角向鋼筋之應變計位置如圖 3-27。



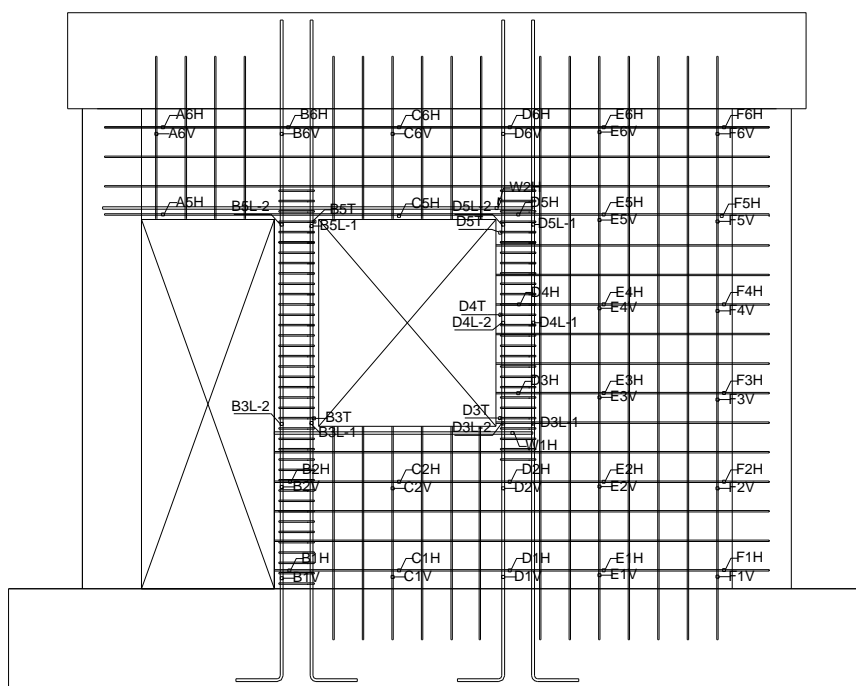
(a) 試體 1 應變計位置



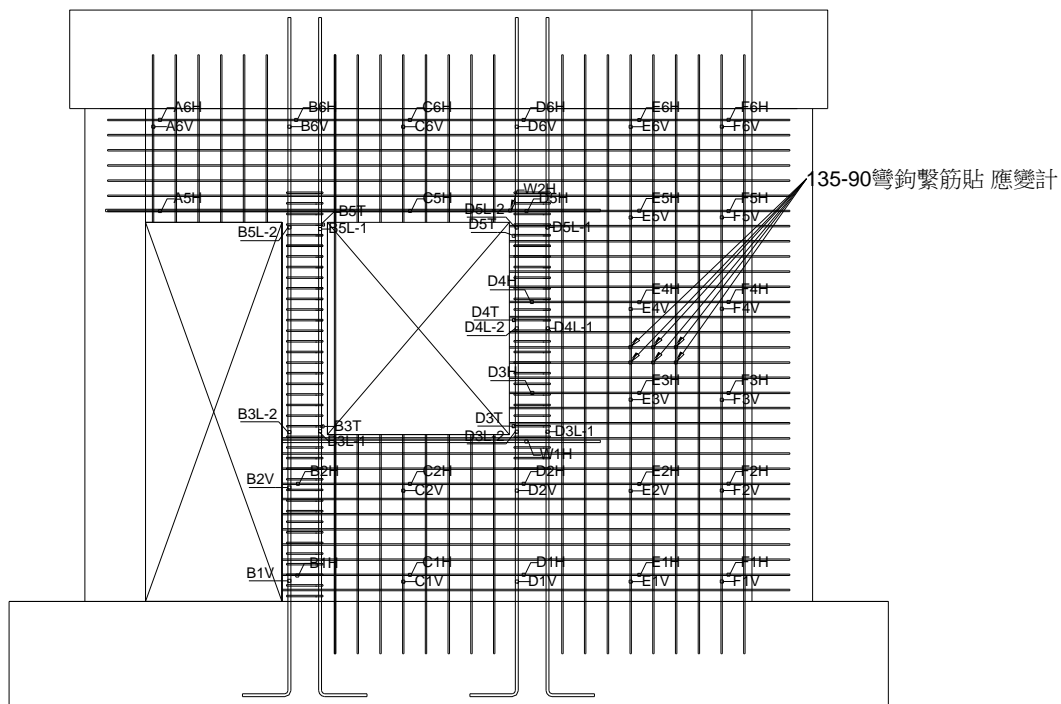
(b) 試體 2 應變計位置



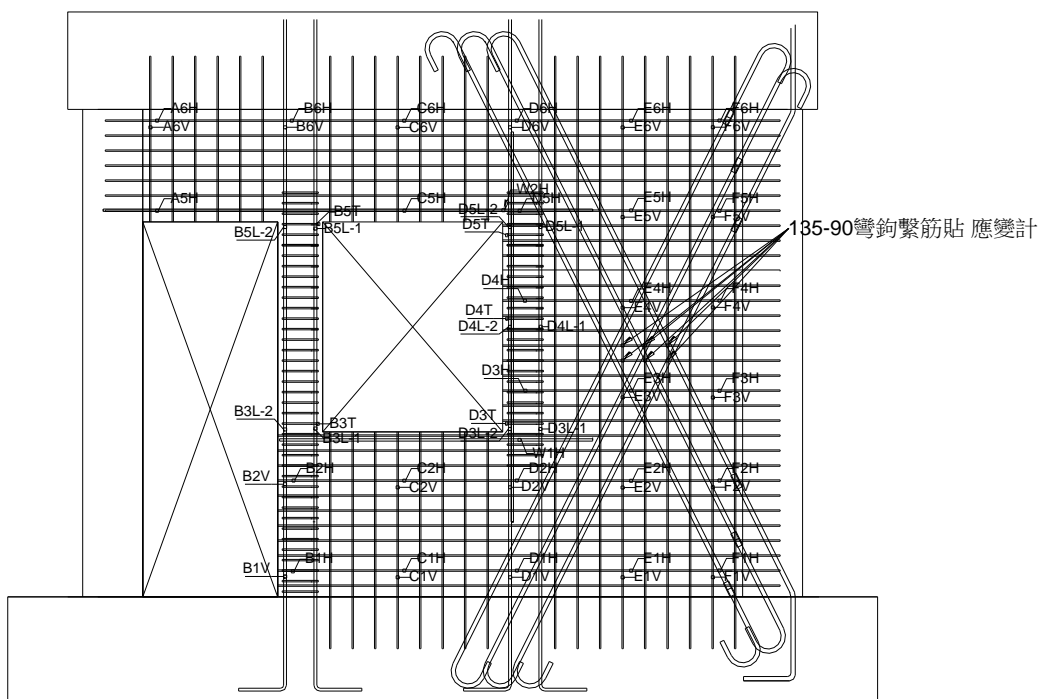
(c) 試體 3 應變計位置



(d) 試體 4 應變計位置



(e) 試體 5 應變計位置



(f) 試體 6 應變計位置

圖 3-25 試體 1~6 應變計位置

(資料來源：本研究繪製)



圖 3-26 邊界構材底部應變計黏貼並由底部順線接附接收器
資料來源:本研究拍攝

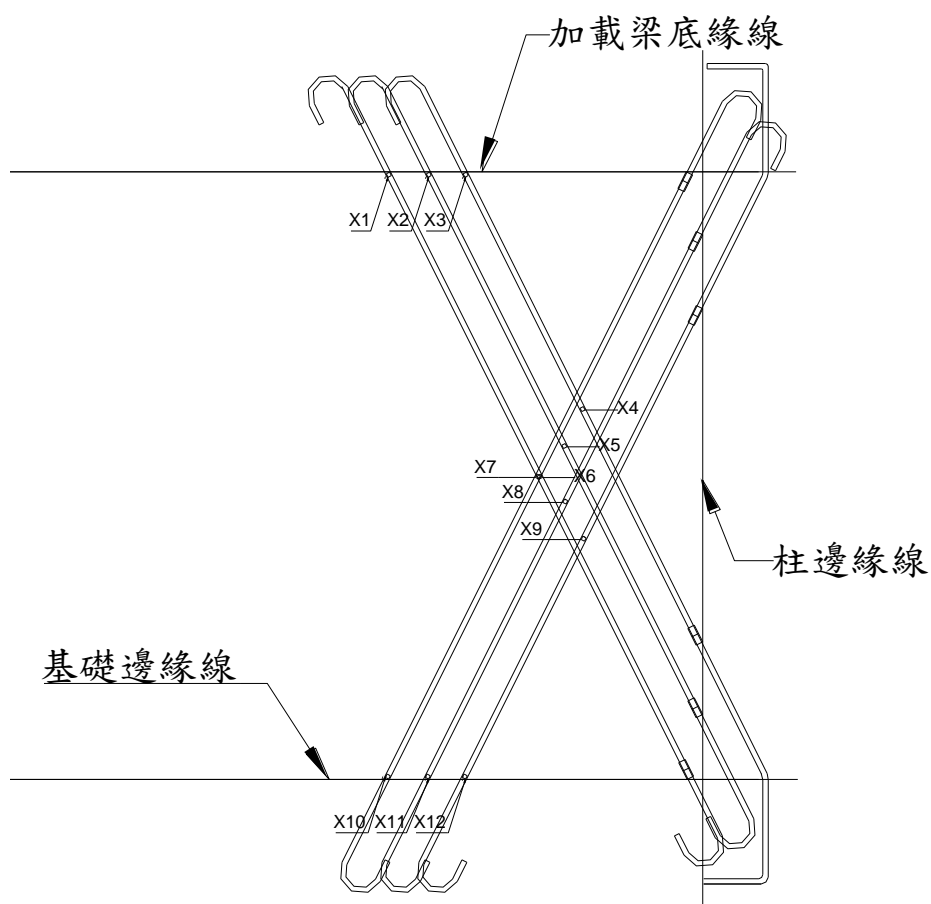


圖 3-27 對角向鋼筋應變計位置
(資料來源:本研究繪製)

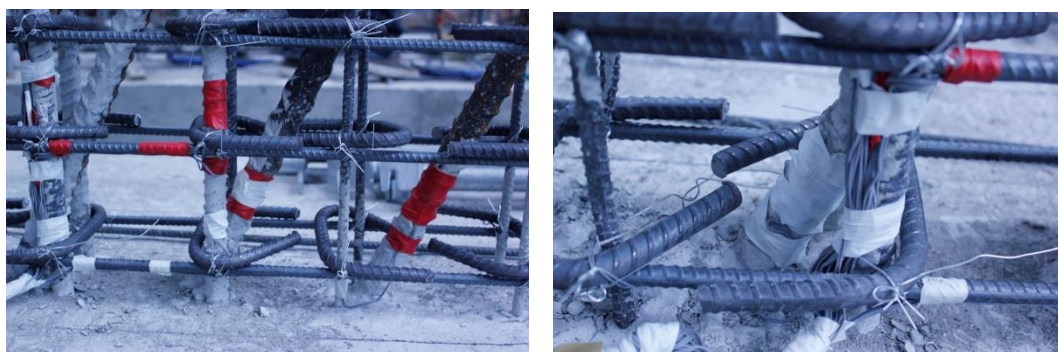


圖 3-28 對角向鋼筋底緣應變計及由底部順線

資料來源:本研究拍攝

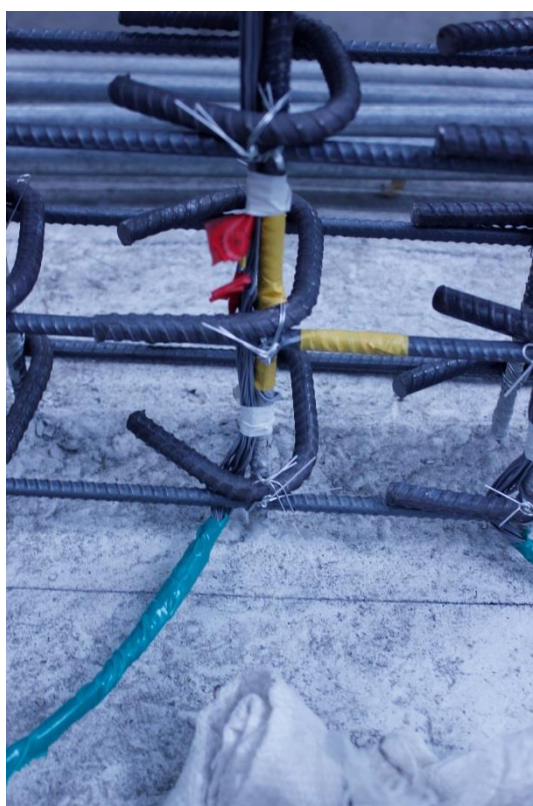


圖 3-29 應變計線由牆底部順出待接

資料來源:本研究拍攝

(2) 側向油壓伺服致動器內部 LVDT (Linear Variable Differential Transformer)

本試驗將利用內政部建築研究所大型材料試驗中心實驗室內之 200TF Actuator 側向油壓伺服致動器，其 LVDT 之範圍為 $\pm 500\text{mm}$ 。

(3) 位移計(LVDT)

本試驗共使用 3 個位移計(包含 1 個備用, 其因 NDI(光學空間座標監測系統)照射仰、俯角有一定距離限制, 基礎層之 Marker(紅外線反射器)可能會有誤差, 因此在其垂直高程處上加設一支 LVDT), 其裝設位置如圖 3-30 所示。放置於基礎的 2 支用來量測基礎與強力地板之相對位移。1 支架設於距基礎頂面高度 3.55m 處, 用以量測致動器(Actuator)之位移與試體真實之位移差異, 其差異之發生原因可能為儀器誤差、基礎滑移、反力牆之變形等等。

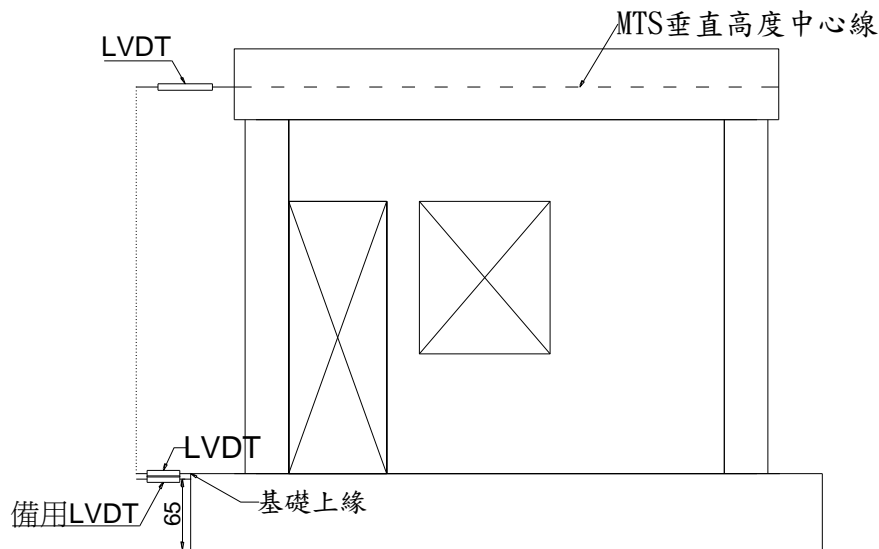


圖 3-30 LVDT 架設位置
(資料來源:本研究繪製)

(4) 角度計(rotation gauge)

本試驗共使用 12 個角度計, 柱底角度計之佈設採距離柱與基礎交界面起算往上 20 cm 處, 以及往上一個柱斷面深度「 $d=40\text{ cm}$ 」, 柱頂角度計之佈設採距離梁柱交界面起算往下 20 cm 處, 以及往下一個柱斷面深度「 $d=40\text{ cm}$ 」, 加載梁上之角度計採距離梁底緣向上 5 cm, 基礎上之角度計採距離基礎頂緣往下 5 cm, 佈設位置如圖 3-31 所示。

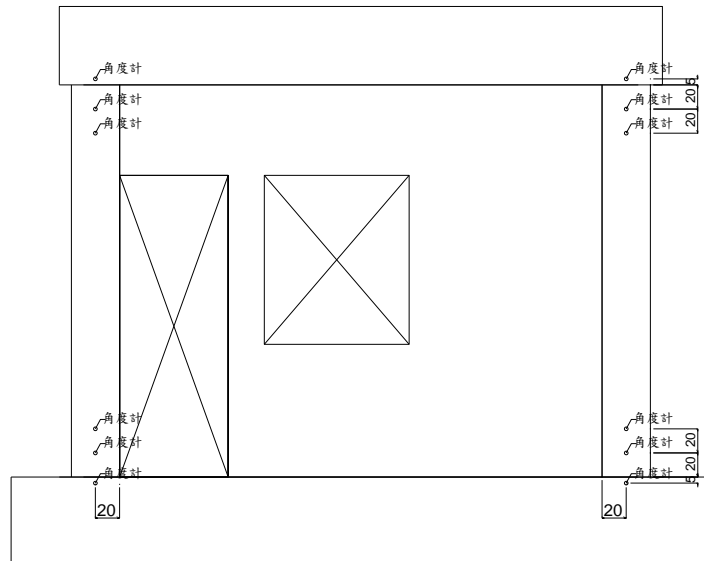


圖 3-31 角度計架設位置
(資料來源:本研究繪製)

(5) NDI(光學空間座標監測系統)和 Marker(紅外線反射器)

除以上所述之量測系統，本次實驗同時使用如圖 3-32 由 NDI (Northern Digital Inc.)公司所生產之 OPTOTRAK Certus HD System 光學空間座標監測系統，裝置 Marker 之位置如圖 3-33 所示，共裝設 68 個 Marker，平均佈滿在牆面，左右及上下對稱佈置；柱部分以中心線為準，佈設採距離柱與基礎上緣起算往上 20 cm 處，以及往上一個柱斷面深度「 $d=40\text{cm}$ 」，採上下左右對稱配置，另於加載梁下緣往上 5 cm 及基礎上緣往下 5 cm 各佈設一個 Marker；牆面均佈佈滿之 Marker 用來監測試體在實驗中所產生之變形，柱部分為監測柱之曲率行為，基礎及加載梁則監測試體在實驗中之層間變位。

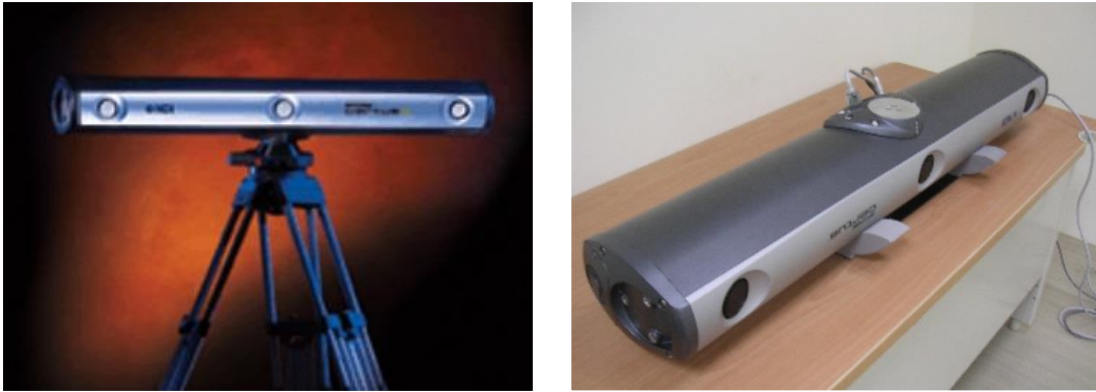
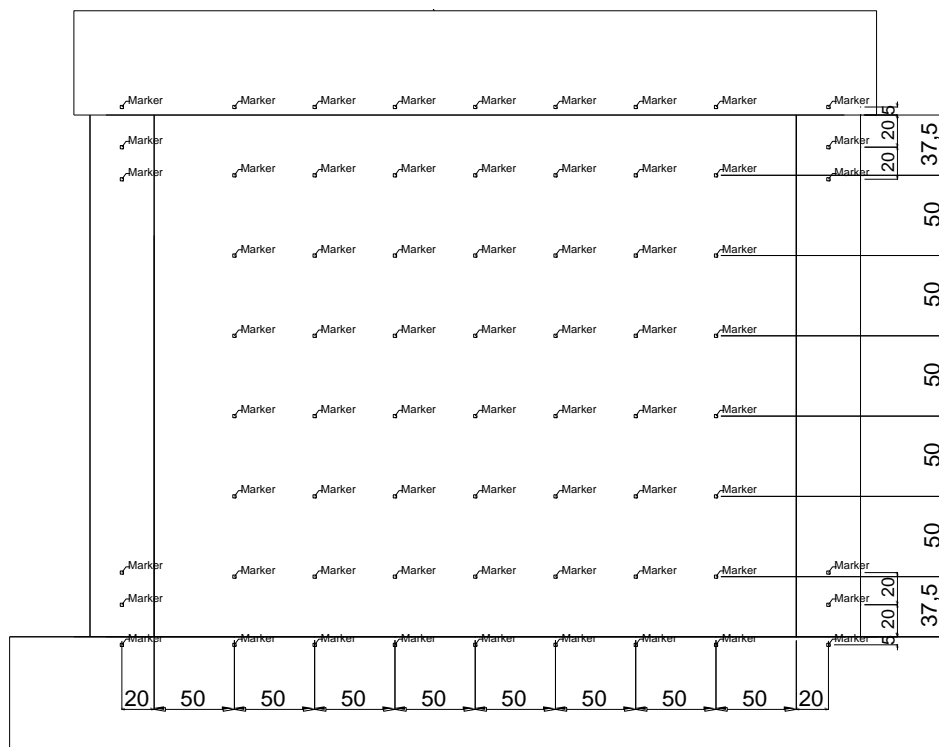
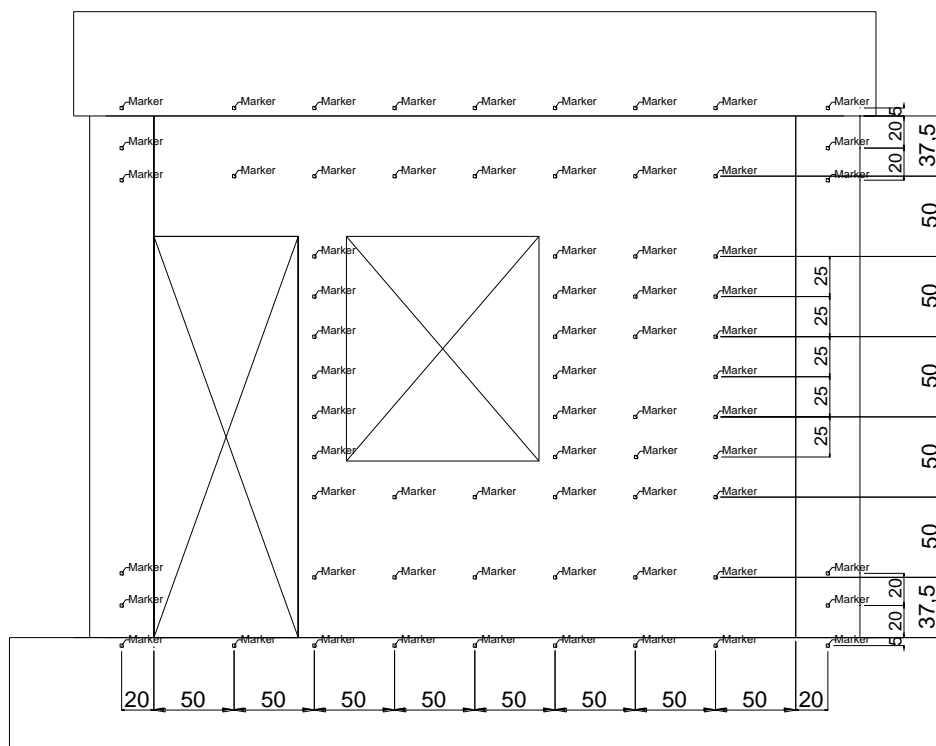


圖 3- 32 OPTOTRAK Certus HD System

(資料來源：<http://www.ndigital.com>、<http://rehab.bme.ntu.edu.tw>)



(a)



(b)

圖 3-33 未開口牆及開口牆之 Marker(紅外線反射器)佈置位置
(資料來源:本研究繪製)

二、鋼筋綁紮:

試體之鋼筋組立於內政部建築研究所材料實驗中心現地進行，試體一至試體六均由基礎鋼筋籠開始組立，因為基礎底部為強力地板，故基底模板先墊施工帆布，其上再加入一層模板，而後放樣及鋼筋進場，圖 3- 44；首先組立試體一至三基礎鋼筋籠、基礎 PVC 管埋入與預埋吊勾，如圖 3- 45 所示，插入柱主筋、放入柱之閉合箍筋及埋入牆垂直鋼筋，如圖 3- 46、圖 3- 47，試體六需額外先放入對角向鋼筋之彎鉤錨定進基礎部分(如圖 3- 48)，組立完成後試體一至三基礎封模，如圖 3- 49。試體一至三基礎混凝土澆置完成後(如圖 3- 50)，隔天拆除側模(如圖 3- 51)，接著試體四至六基礎綁紮完成後封模，繼續綁紮試體一至三柱、牆鋼筋(圖 3- 52)，待試體四至六基礎混凝土澆置完成後，隔天拆除側模，繼續綁紮試體四至六柱、牆、邊界構材以及對角向鋼筋(圖 3- 54)；綁紮完成後封試體一至三牆及柱之模板，接續綁紮加載頂梁鋼筋籠，綁紮完成後封加載頂梁模板，澆置試體一至三柱、牆及加載頂梁混凝土(如圖 3- 56、圖 3- 57 及圖 3- 58)，試體四至六之施工步驟與前同，差別在綁紮試體四至六牆鋼筋時，有加入窗邊界構材以及對角向鋼筋，其施工細節圖 3- 55。試體一至三澆置時間早試體四至六 15 天，六座試體均澆置兩天後拆除模板，完成六座試體製作如圖 3- 59 及圖 3- 60 所示。鋼筋籠綁紮後才黏貼應變計，最後進行應變計收線與編號，將應變計之導線沿著主筋鋼筋下緣或是緊靠箍筋旁邊引出，避免澆置時扯斷或模板拆除時壓斷，當導線引出後隨即貼上防水標籤紙以利辨識，且以塑膠袋包覆避免澆置中導線沾到混凝土。

每座試體混凝土分兩次澆置，第一次預拌車直接卸料澆置試體基礎部分，第二次由預拌車搭配泵送車澆置試體的牆、柱及加載頂梁部分，試體一至三使用一般配比混凝土澆置，試體四至六使用細粒料高流動混凝土搭配泵送車(圖 3- 58)澆置。澆置同時使用震動棒確實搗實(圖 3- 50)，每座試體澆置時現場製作攤度試驗以及製作 20 個 10cm×20cm 標準圓柱試體，拆模時間搭配試體拆模時間，養護

採用自然空氣養護。

對角向鋼筋之續接器施工原理與步驟:

本研究所使用之續接器其目的為便利施工，其施工步驟如下:

對角向鋼筋因續接器而分為上下肢鋼筋(如圖 3- 35),續接器將對角向鋼筋分為較長及較短段,較長段長度達 4 米多,較短段長度僅 70cm;以試體加載方向得知,如圖 3- 34,門在左側,左上-右下斜的對角向鋼筋其錨定進基礎與柱的接頭部分是鋼筋較為密佈之區域,因此使用比較短的下肢錨定進此區域,其因操控性較高,較好微調調整。同理可得,一樣試體加載方向,左下-右上斜的對角向鋼筋其錨定進加載頂梁與柱的接頭部分屬於鋼筋較密佈區域,同樣使用較短的上肢。

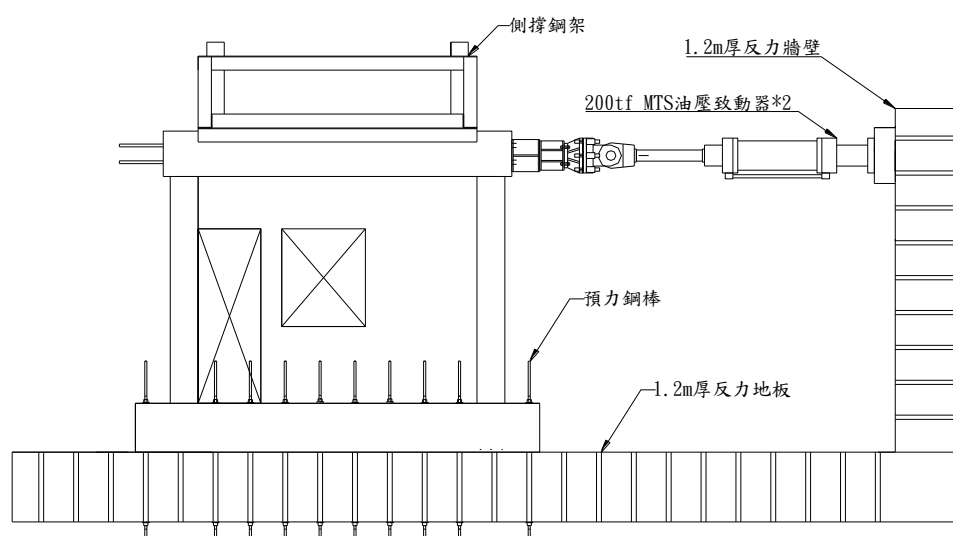
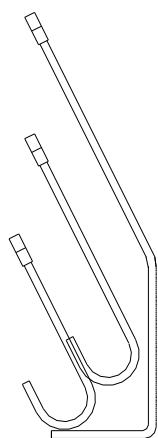
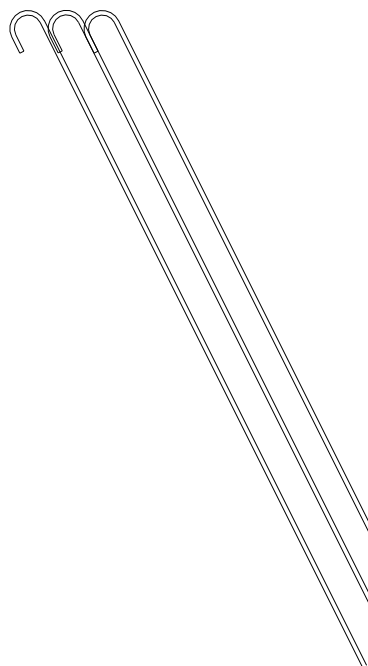


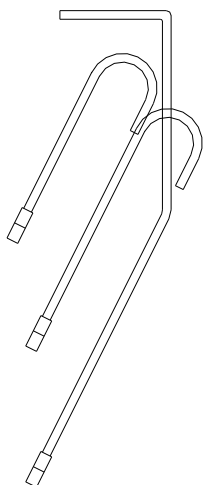
圖 3- 34 試體六(有對角向鋼筋)之實驗加載方向
(資料來源:本研究繪製)



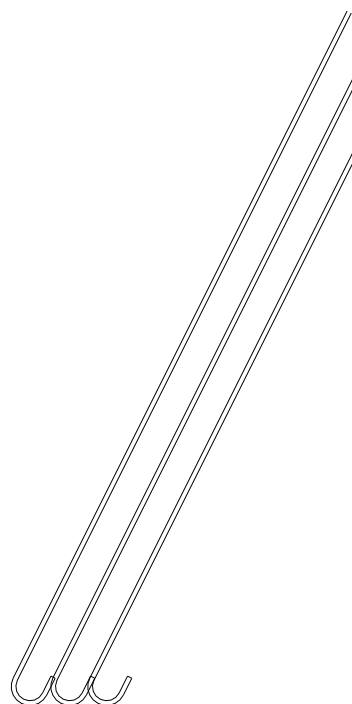
(a)左上-右下斜下肢(含續接器，較短段，約 80cm)



(b)左上-右下斜上肢(較長段，長度約 4m)



(c)左下-右上斜上肢(含續接器，較短段，長度約 80cm)



(d)左下-右上斜下肢(較長段，長度約 4m)

圖 3-35 對角向鋼筋上下肢示意圖

(資料來源:本研究繪製)

(1) 對角向鋼筋方向左上-右下斜下肢部分:

基礎主筋、繫筋綁紮好，柱筋主筋與放入基礎之閉合箍筋埋入基礎(如圖 3-36)，此時牆筋僅配置好垂直向鋼筋，開始插入較短下肢，因為下肢較短所以操控性較高，微調調整好錨定長度及傾斜角度後，續接器全部鎖緊並且與下肢連結等待與上支續接。



(a)



(b)



(c)

圖 3-36 左上-右下斜對角向鋼筋彎鈎錨定進基礎-柱接頭，(a) 斜向鋼筋錨定進接頭；(b) 彎鈎錨定進接頭，調整發展長度及角度；(c) 待上肢續接
資料來源:本研究拍攝

(2) 對角向鋼筋方向左下-右上斜下肢部分:

此部分僅錨定進基礎，並未出現如接頭區域鋼筋密佈的狀況，因此採用較長的下肢，進入鋼筋配置較為單純的基礎鋼筋籠(如圖 3-37)，此時續接器也為鎖緊狀態並連接於下肢等待上肢續接。



(a)



(b)

圖 3- 37 左下-右上斜對角向鋼筋下肢部分，(a) 彎鈎錨定進基礎；(b)待上肢續接

資料來源:本研究拍攝

(3) 對角向鋼筋方向左下-右上斜上肢部分:

基礎澆置完成後，綁紮牆水平鋼筋，套入全部柱閉合箍筋，閉合箍筋在柱上部與加載頂梁接頭處未固定，提供可調整狀態，此時左下-右上斜之對角向鋼筋較短的上肢由柱外側插入(如圖 3- 38)，因較短容易調整其彎鈎錨定長度以及斜向角度，固定好續接器後(續接器鎖緊步驟詳見下述)，將柱與加載頂

梁接頭處閉合箍筋綁紮好。

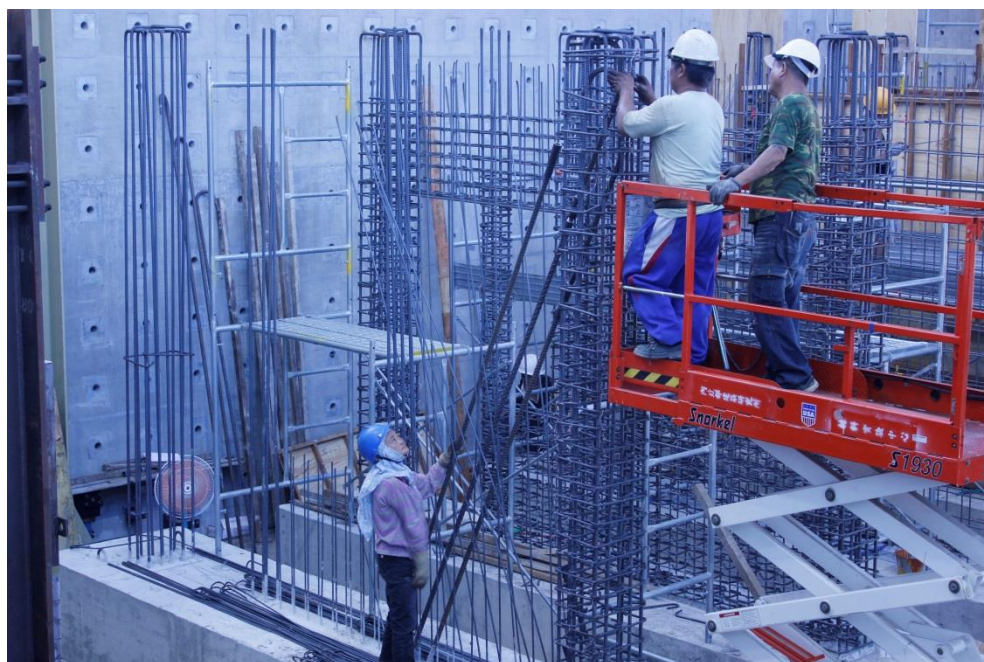
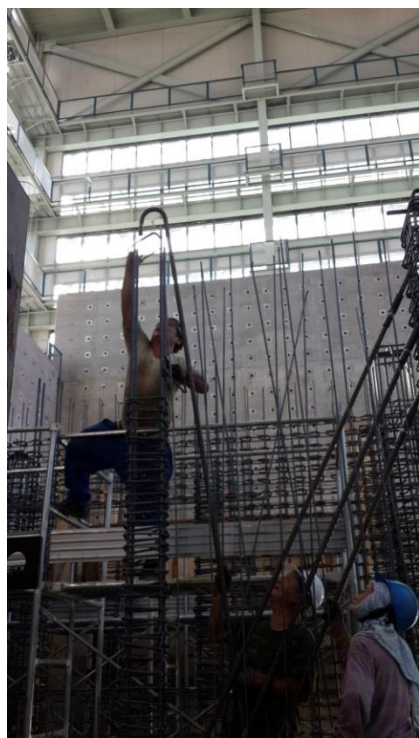


圖 3- 38 左下-右上斜對角向鋼筋上肢由柱外側插入，微調發展長度及角度
資料來源:本研究拍攝

(4) 對角向鋼筋方向左上-右下斜上肢部分:

基礎澆置完成後，綁紮牆水平鋼筋，此方向上肢為較長段，因其只要錨定進梁核心混凝土內，複雜度低於接頭處，況且加載頂梁鋼筋在施工步驟是最後綁紮，梁主筋閉合箍筋直接可閃過彎鉤部分，其中一支對角向鋼筋通過邊界構材核心處，因此把角度調整好並配合邊界構材閉合箍筋套入，鎖進續接器即可，如圖 3- 39(續接器之鎖緊步驟詳見下述)。



(a)



(b)

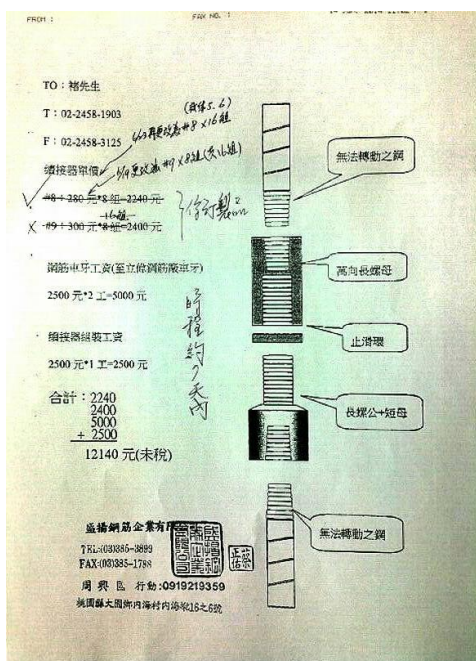


(c)

圖 3-39 左上-右下斜鋼筋定位，(a)邊界構材之閉合箍筋套入邊界構材主筋及其
中一支對角向鋼筋；(b)邊界構材閉合箍筋配合對角向鋼筋一起固定；(c)調整角
度並固定續接器

資料來源:本研究拍攝

續接器之續接鎖入步驟:



(a)

(b)

圖 3-40 (a)廠商提供續接器之分解構造圖；(b)實物分解構造

資料來源:本研究拍攝

(1) 一端(下肢)與續接器互鎖緊，續接器也為完全鎖緊狀態。



圖 3-41 步驟(1)示意圖

資料來源:本研究拍攝

- (2) 待另一端(上肢)放入續接器一小段(因上肢續接螺紋部位斷面較小所以容許先放一小段入續接器內，大概 2 cm)，插緊後續接器向上旋轉鎖緊(實驗利用活動扳手相互鎖緊)。



圖 3-42 步驟(2)示意圖

資料來源:本研究拍攝

- (3) 止滑環向上鎖緊固定，續接器部分約中央處會跑出一段螺牙，此為長螺公部分，設計上此段較長，強度也較高，斷面也較大，鎖入各鋼筋的長度依舊足夠。(長螺公長度 7cm，因向上鎖露出部分為 3cm，因此鎖入 4cm，鋼筋母材鎖入 3.5cm)



圖 3-43 步驟(3)示意圖

資料來源:本研究拍攝



圖 3-44 試體放樣及鋼筋進場

資料來源:本研究拍攝

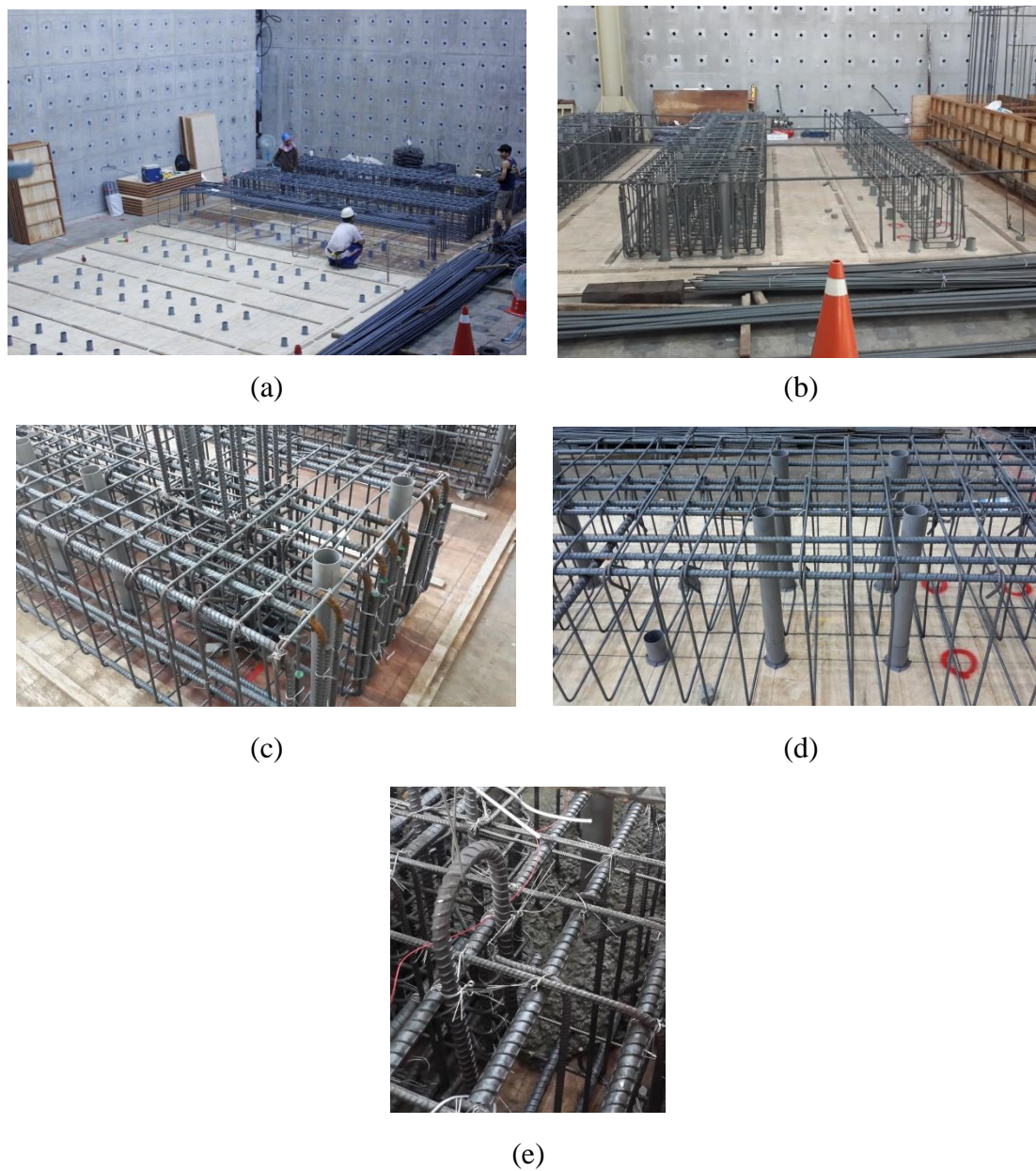


圖 3-45 (a)、(b)基礎鋼筋籠組立；(c)、(d)PVC 管埋入基礎；(e)吊勾設置
資料來源:本研究拍攝



圖 3- 46 柱主筋及閉合箍筋埋入基礎

資料來源:本研究拍攝

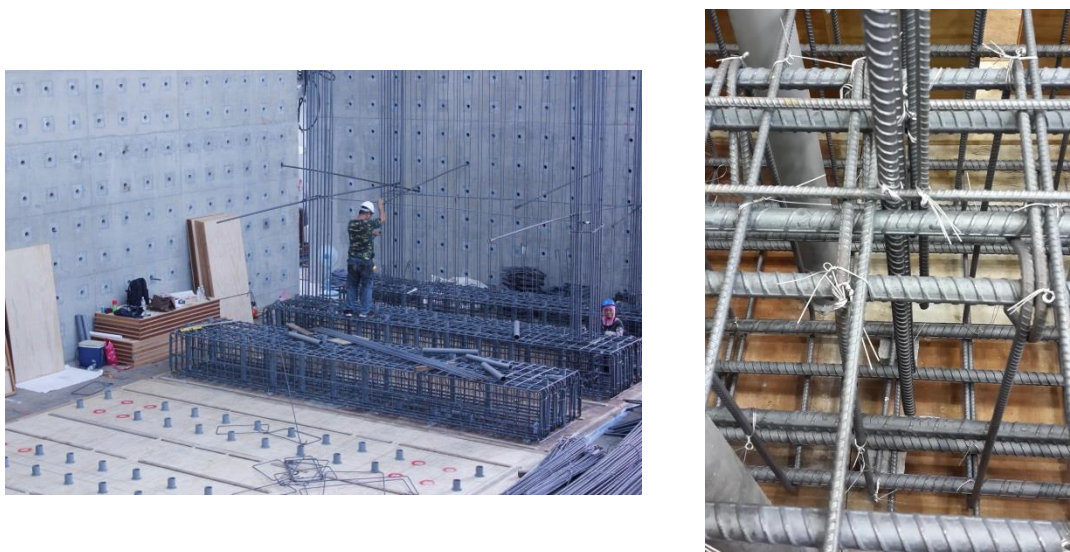


圖 3- 47 牆垂直鋼筋埋入基礎

資料來源:本研究拍攝

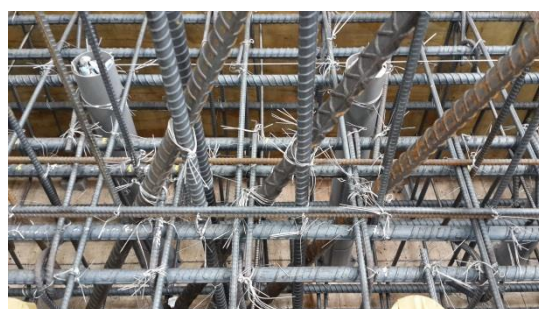


圖 3-48 對角向鋼筋埋入基礎

資料來源:本研究拍攝



圖 3-49 試體一至三基礎封模

資料來源:本研究拍攝



圖 3- 50 試體一至三基礎灌漿

資料來源:本研究拍攝



圖 3- 51 試體一至三基礎拆模

資料來源:本研究拍攝

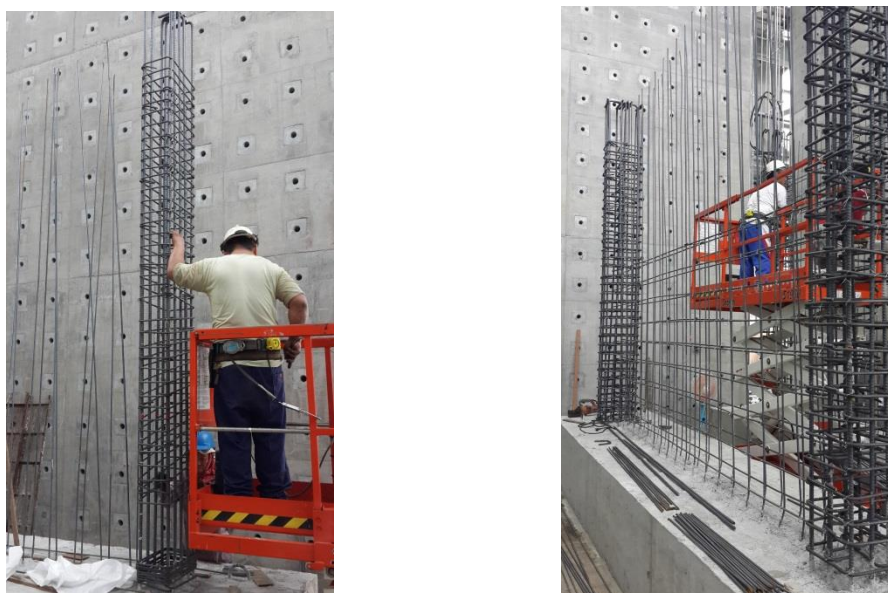


圖 3- 52 試體基礎拆模後，綁紮其上柱箍筋及牆水平筋

資料來源:本研究拍攝



圖 3- 53 試體一至四牆體繫筋，模擬典型街屋間距

資料來源:本研究拍攝



(a) 試體四至六綁紮基礎上部鋼筋，試體一至三陸續封牆、柱模板



(b) 邊界構材(窗左側)



(c) 邊界構材(窗右側)



(d) 邊界構材



(d)柱鋼筋籠



(e)牆體繫筋，採交錯配置

圖 3- 54 試體四至六基礎拆模後，綁紮柱筋、牆筋、邊界構材

資料來源:本研究拍攝



(a) 埋入基礎部分等待續接



(b) 埋入基礎部分等待續接



(c) 組裝對角向鋼筋



(d) 對角向鋼筋搭配邊界構材組裝



(e) 活動扳手鎖緊續接器



(f) SA 級續接器



(g)對角向鋼筋組裝完成

圖 3- 55 對角向鋼筋組裝步驟

資料來源:本研究拍攝



圖 3- 56 試體牆、柱封模

資料來源:本研究拍攝



圖 3- 57 試體牆、柱封完模後，綁紮試體加載頂梁鋼筋

資料來源:本研究拍攝



圖 3-58 試體澆置牆、柱及加載頂梁

資料來源:本研究拍攝



圖 3-59 試體拆除模板

資料來源:本研究拍攝



圖 3-60 試體拆除模板(油漆完成)

資料來源:本研究拍攝

第四章 試體反覆載重試驗結果

低矮鋼筋混凝土沿街建築（店鋪或住宅），為台灣相當普遍之建築形式，此種建築沿街方向牆體由於通風、採光、通道等之需求，常存在相當面積之開口，削弱牆體耐震能力，921 大地震顯示，此種建築之耐震性能在沿街方向往往令人擔憂。目前工程界欠缺簡單、有效之方法評估與設計前述牆體之耐震性能。建研所民國 102 年委託案「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」已針對屋後外牆開口形式、大小、位置對於牆體耐震行為之影響進行探討，並提出分析與設計建議；該研究同時指出一樓屋後外牆由於對外開門之需求，總開口面積顯著大於其他樓層，導致產生類似 921 大地震後常見一樓之軟弱層破壞，因此有必要針對一樓外牆進行耐震性能提昇之研究。本研究之目的在於針對低矮鋼筋混凝土沿街建築屋後外牆，透過力學分析或有限元素模擬，在兼顧施工性之要求下，研擬耐震性能提昇方法，避免一樓軟弱層破壞；最後透過大尺寸牆體試驗驗證所研擬之牆系統與配筋細節，並觀察耐震行為，最終提出配筋圖及配套之設計準則，以利工程界建築師、土木及結構技師參考使用。

本研究係以開口牆受地震力下之行為為主，測試六座大尺寸構架(含牆邊柱及牆上加載梁)，試體 1 為延續去年牆體尺寸，變數僅為實心牆體，試體 2~6 基於 102 年度建研所委託案之研究成果，包括其破壞形式和遲滯迴圈顯示其消能、韌性不足以及剪力強度不佳進行探討及改良(本章第二、三節詳細說明)；主要測試以上關於沿街店鋪式住宅屋後外牆種種癥結點經過改善後之牆體的行為，並探討其耐震性能與施工問題。

試體依據現今臺灣沿街店鋪式住宅屋後外牆典型尺寸、配筋細節以及材料性質為基準進行設計與改良，參考 102 年建研所委託案「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」所蒐集台灣典型沿街店鋪式住宅之結構特徵，針對

缺點改良之試體則依據中華民國鋼筋混凝土設計規範及美國 ACI-318 規範設計；開口位置參考 102 年度建研所委託案所提出之開口採偏心配置，以得最大完整牆塊面積與最佳剪力強度。

試體加載方式為位移控制之反覆載重加載，以模擬地震反覆加載之效應，位移歷時如圖 3-1 反覆載重歷程所示。於試體頂部加載梁處，以預力螺桿對梁施加預壓力，並與兩座油壓制動器(MTS-200)加載頭一起固鎖之，後利用油壓制動器施加反覆側向載重，採位移控制，預計施加的位移比為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%，每個位移比重複加載三次，測試觀察重點包括初始勁度、降伏位移與側力、最大載重、極限位移與側力、消能、韌性、破壞模式等。

根據研究團隊所收集的眾多文獻資料，以及針對沿街店鋪式住宅屋後開口外牆癥結點改良之牆試體強、勁度之預測。試體強度若以關鍵橫斷面積(水平向總開口面積最小斷面)大小以及配筋差異來推斷，試體測向強度應為試體六 > 試體二 > 試體五 > 試體一 > 試體四 = 試體三，勁度方面亦與強度同，相關判斷待以實驗加以證實之。

實驗過程中，試體二為最優先實驗之試體，以制動器之位移做加載歷程控制，其與試體真實位移差距較為大，因此之後試體改為試體位移控制，試體一、三至六以試體頂部 Marker 做位移控制，另外保存制動器之真實位移做一比對觀察，數據分析時發現試體頂部 Marker 所量測到之位移與 MTS 油壓致動器之位移量有在推力時僅些微差異，但在拉力時，差異較大一些，其可能原因為 MTS 位移係數的誤差或因試體正向推出之側向強度較弱所造成，遲滯迴圈及試驗過程之描述以試體頂部 Marker 所量測到之位移比為主。

一、 試體二試驗結果

開口牆試體沿著油壓致動器推力(push)方向定義為「正向」，拉力(pull)方向定義為「負向」。實驗開始之前，先於側撐夾具與加載梁之接觸面上塗抹大量黃油，以避免試體與夾具產生過大之摩擦力而影響本次試驗之品質。

試體於+0.25% drift(試體位移為+4.22mm，制動器位移為 8.125mm)下牆體裂縫如圖 4- 1 所示(照片左邊方向為正向(推力))，裂縫在抵抗正向推力之等值壓桿上(右上-左下方向)發展，由右上方梁柱接頭往左下均佈傳力至基礎上緣壓桿承壓面，裂縫為拉桿(左上-右下方向)之拉力造成，側推力為 127.83 tf。左柱及右柱因此試體無開口，裂縫分佈大至相同，均在柱表面產生張力裂縫。

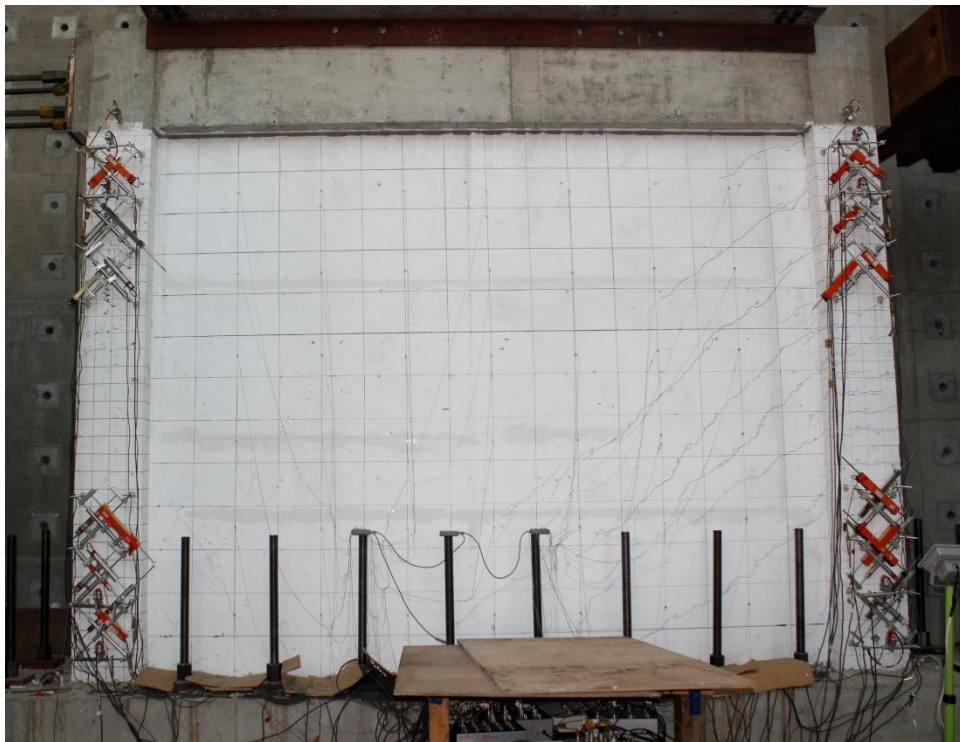
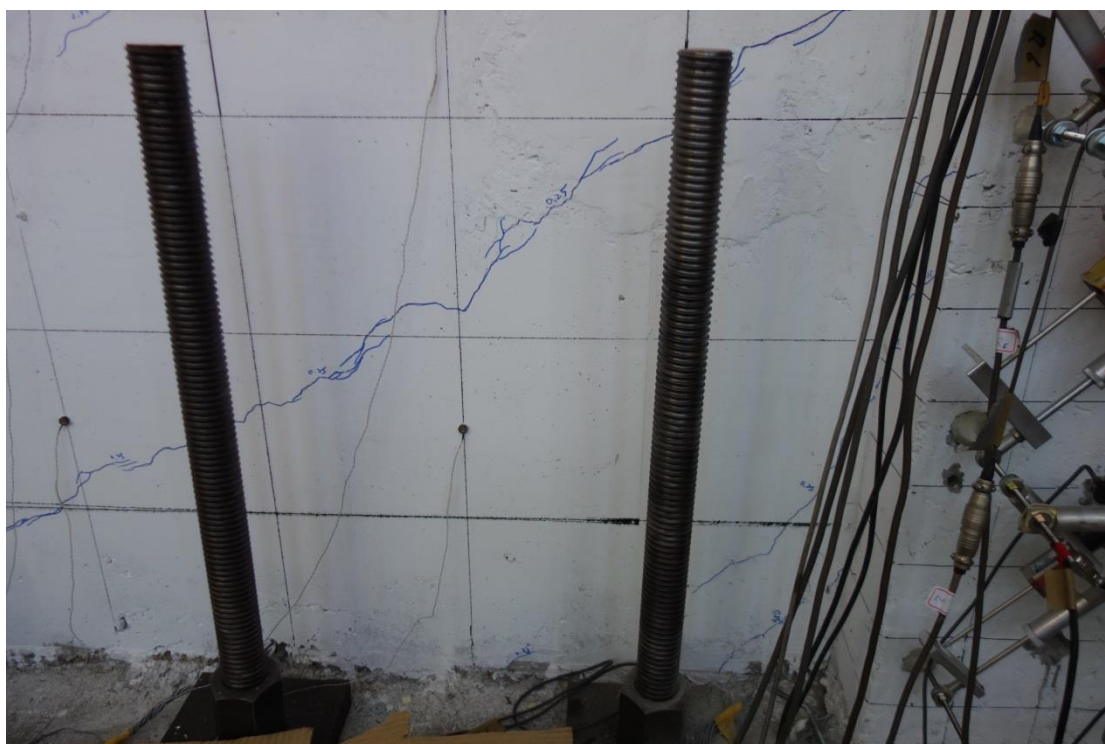


圖 4- 1 試體二在+0.25% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4-2 裂縫沿壓桿直至基礎上緣承壓面

(資料來源：本研究拍攝)

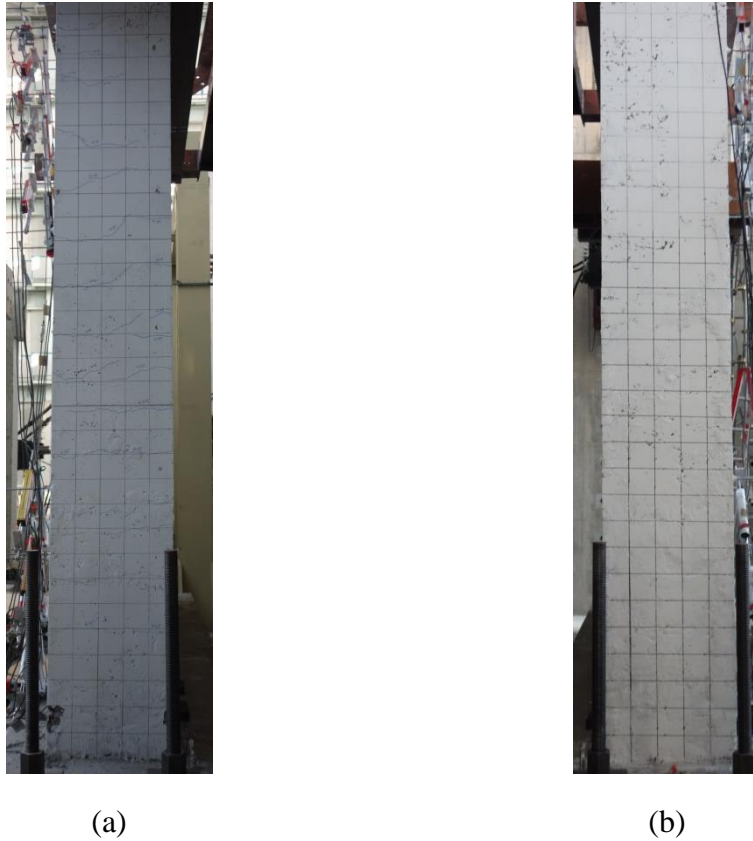


圖 4-3 試體二在+0.25% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體於-0.25% drift(試體位移為-3.083mm 制動器位移-8.125mm)下牆體裂縫如圖 4-4 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，因此牆體並無開口，負向之裂縫發展及牆體行為與正向大致相同，裂縫在抵抗負向拉力之等值壓桿上(左上-右下方)發展，由左上方梁柱接頭往右下均佈傳力至基礎上緣壓桿承壓面，裂縫為拉桿(右上-左下方)之拉力造成，側推力為-128.63 tf。柱之裂縫一樣在柱表面受張力所造成。

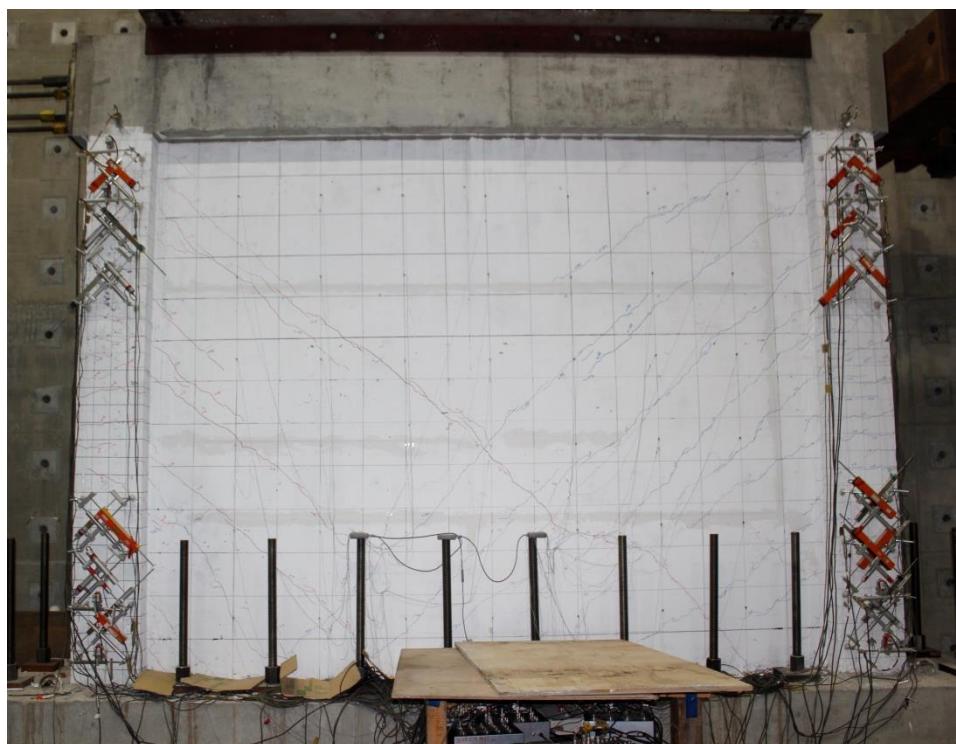
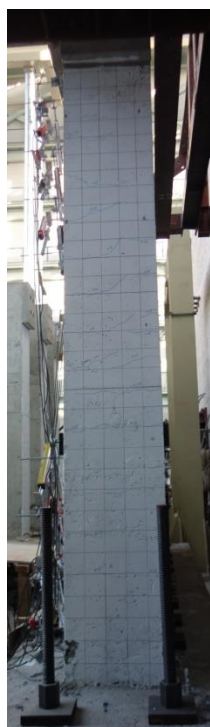


圖 4- 4 試體二在 -0.25% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4- 5 試體二在 -0.25% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面

(資料來源：本研究拍攝)

試體在+0.375% drift(試體位移為+6.905mm，制動器位移+12.1875mm)下牆體裂縫如圖 4-6 所示(照片左邊方向為正向(推力))，多數新增裂縫沿既有裂縫向外持續發展，並新增些許斜拉裂縫，側推力為 180.96tf。右柱及左柱多數裂縫均為既有表面張力裂縫沿伸發展。

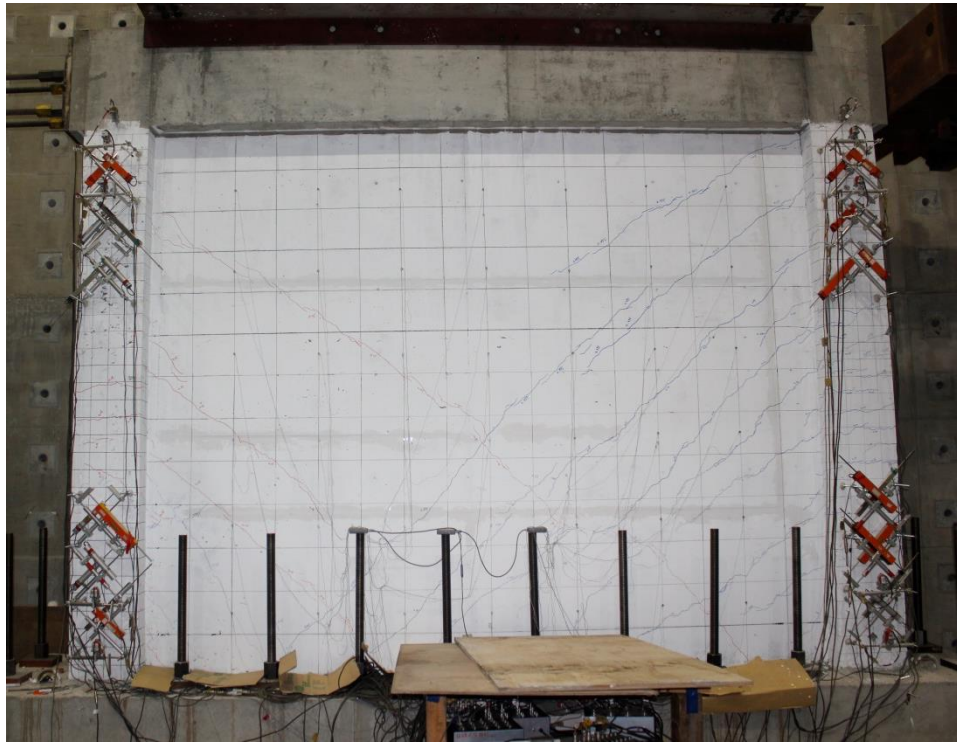


圖 4-6 試體二在+0.375% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)

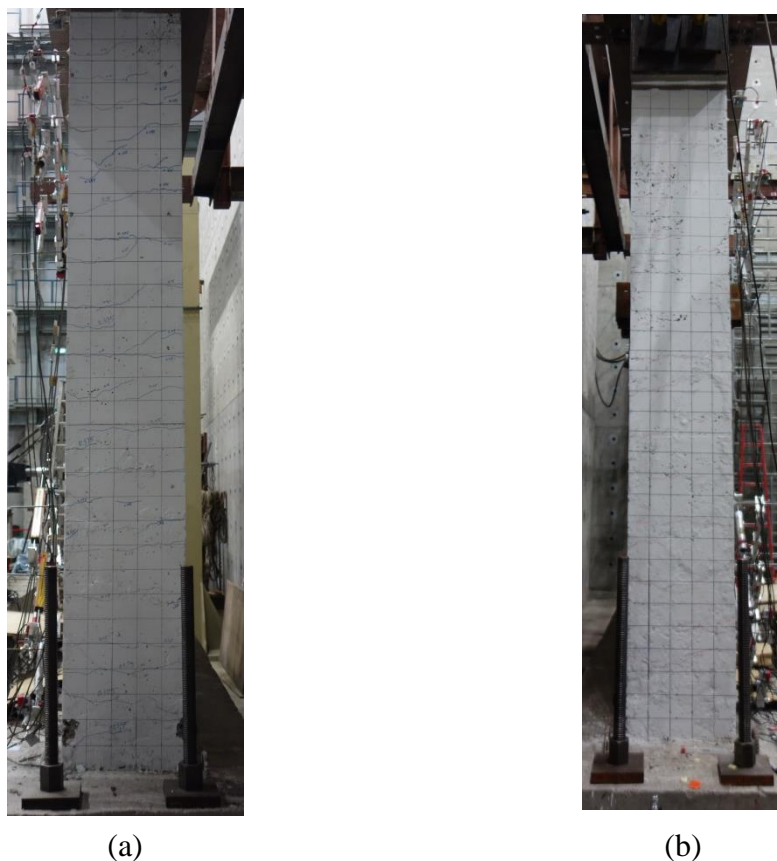


圖 4- 7 試體二在+0.375% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在-0.375% drift(試體位移為-5.mm，制動器位移-12.1875mm)下牆體裂縫如圖 4-8 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，同正向推力狀況，多數新增裂縫沿既有裂縫向外持續發展，並新增些許斜拉裂縫，側推力為-183.38tf。右柱及左柱多數裂縫均為既有表面張力裂縫沿伸發展。

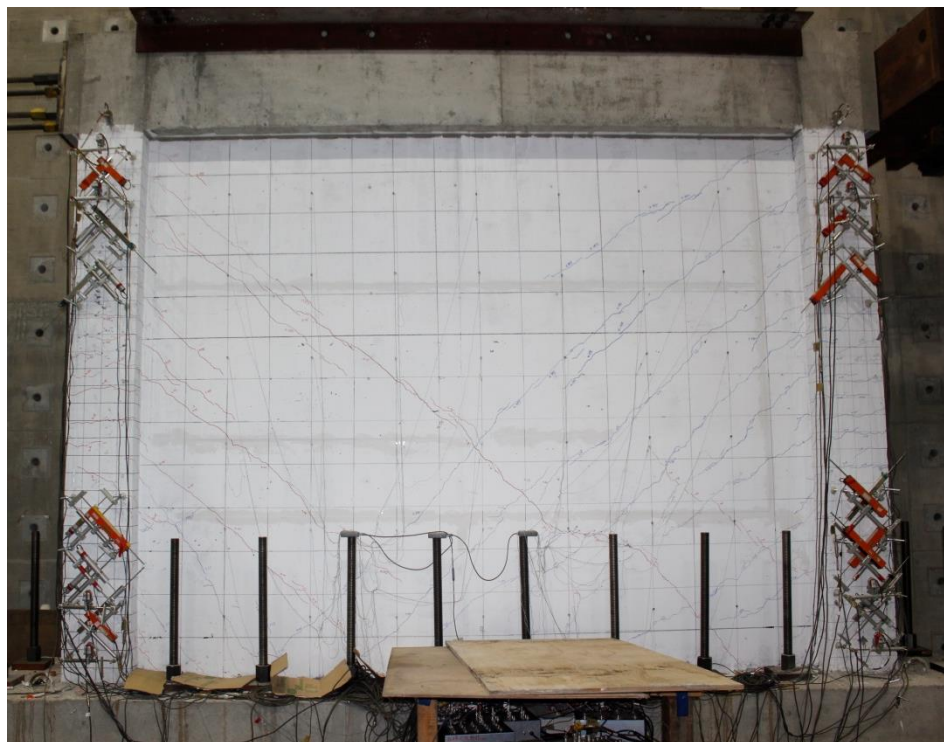
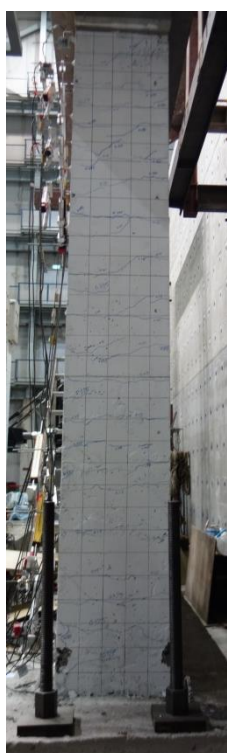


圖 4-8 試體二在 -0.375% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4-9 試體二在 -0.375% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面

(資料來源：本研究拍攝)

試體在+0.5% drift(試體位移為+9.18mm，制動器為+16.25mm)下牆體裂縫如圖 4-10 所示(照片左邊方向為正向(推力))，新增幾條直接從接頭貫穿至基礎之裂縫，多數正向裂縫開始與負向裂縫交會，新增些許裂縫沿既有裂縫向外持續發展，側推力為 209.22tf。右側柱和左側柱相比較可發現當試體推向新一個正向 drift 時，幾乎只有右側柱上會產生與牆面斜向裂縫相連的水平向張力裂縫，新一個負向 drift 時亦只會在左側柱上產生水平向張力裂縫。



圖 4- 10 試體二在+0.5% drift 下裂縫情況

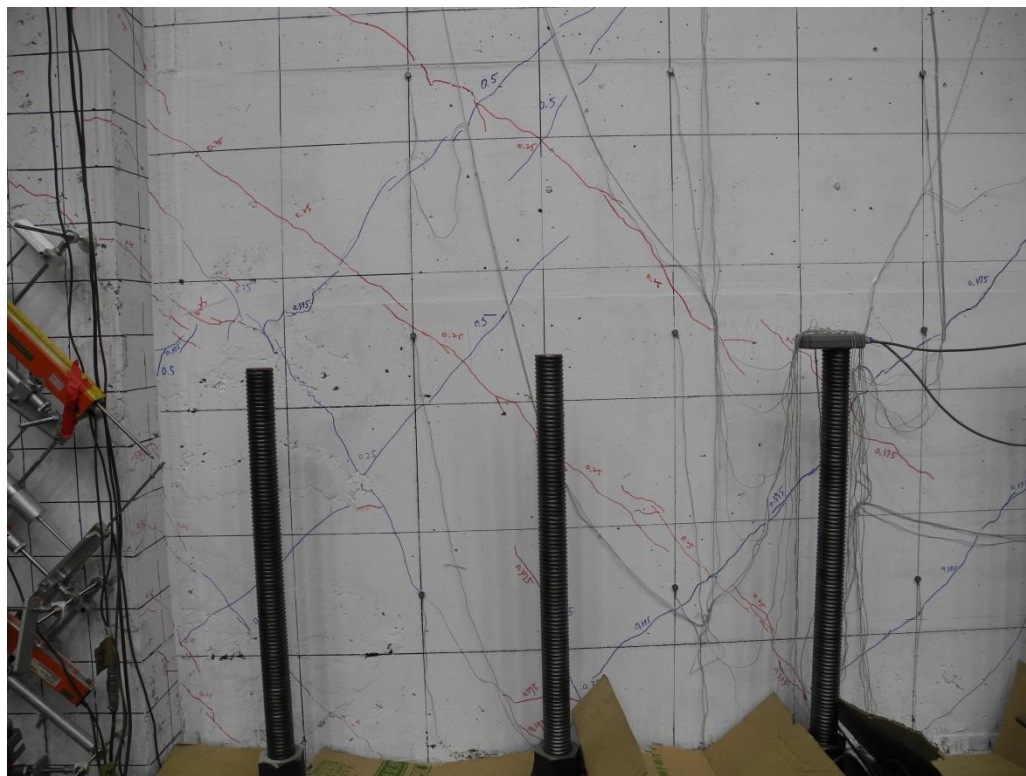


圖 4- 11 多數正向裂縫交會負向裂縫

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4- 12 試體二在+0.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面

(資料來源：本研究拍攝)

試體在-0.5% drift(試體位移為-8.47mm，制動器位移為-16.25mm)下牆體裂縫如圖 4-13 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，同正向新增數條直接由梁柱接頭貫穿至基礎表面之斜張裂縫，既有裂縫外持續延伸新裂縫，側推力為-203.2tf。

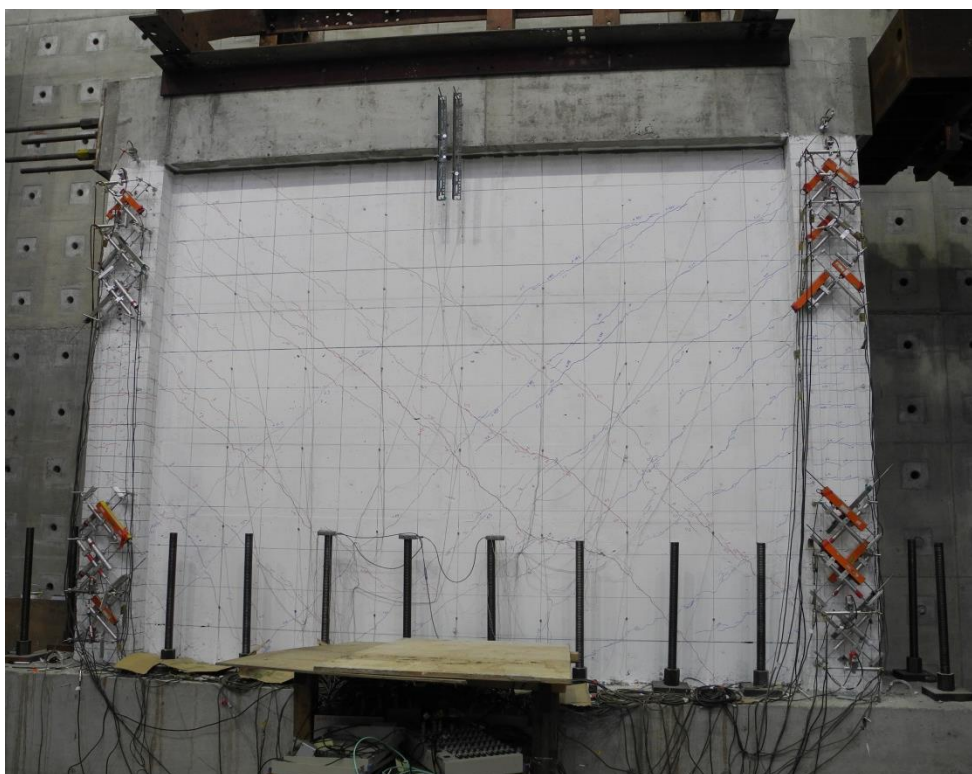


圖 4-13 試體二在-0.5% drift 下裂縫情況

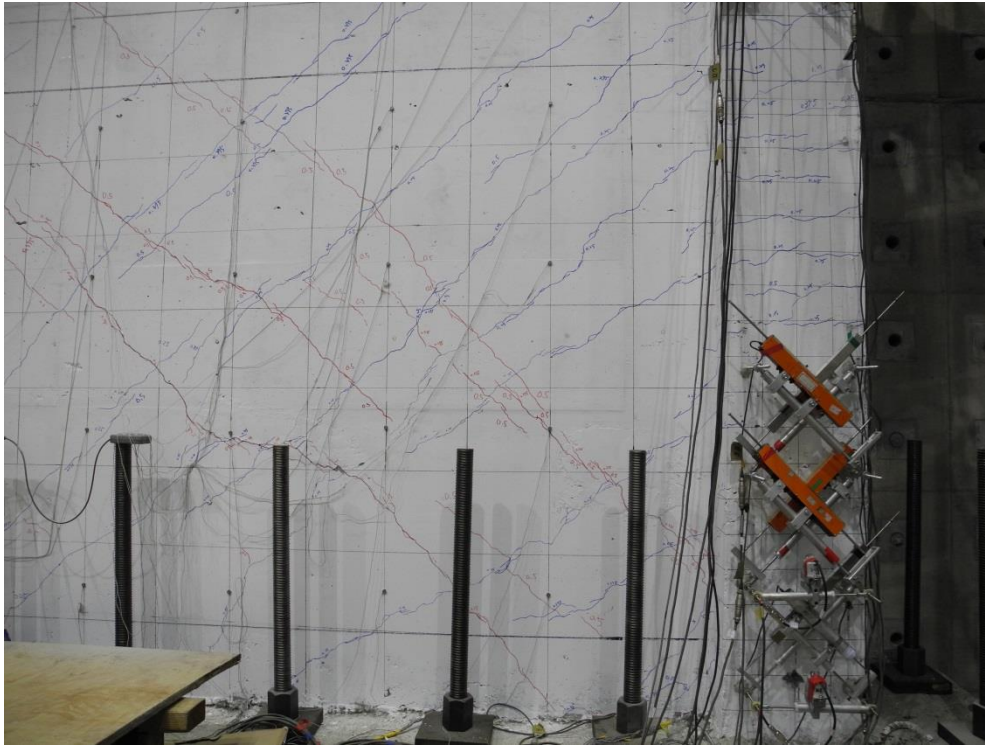


圖 4-14 數條直接由接頭貫穿至基礎之裂縫

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4-15X 試體二在-0.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面

(資料來源：本研究拍攝)

試體在+0.75% drift(試體位移為+13.298mm，制動器位移為+24.375mm)下牆體裂縫如圖 4-16 所示(照片左邊方向為正向(推力))，沿壓桿方向(右上-左下向)有數條裂縫已發展至一定寬度，正負向裂縫交會趨勢持續增加，發生第一次正向側力傳遞機制破壞，側推力 peak 值為 261.97tf。

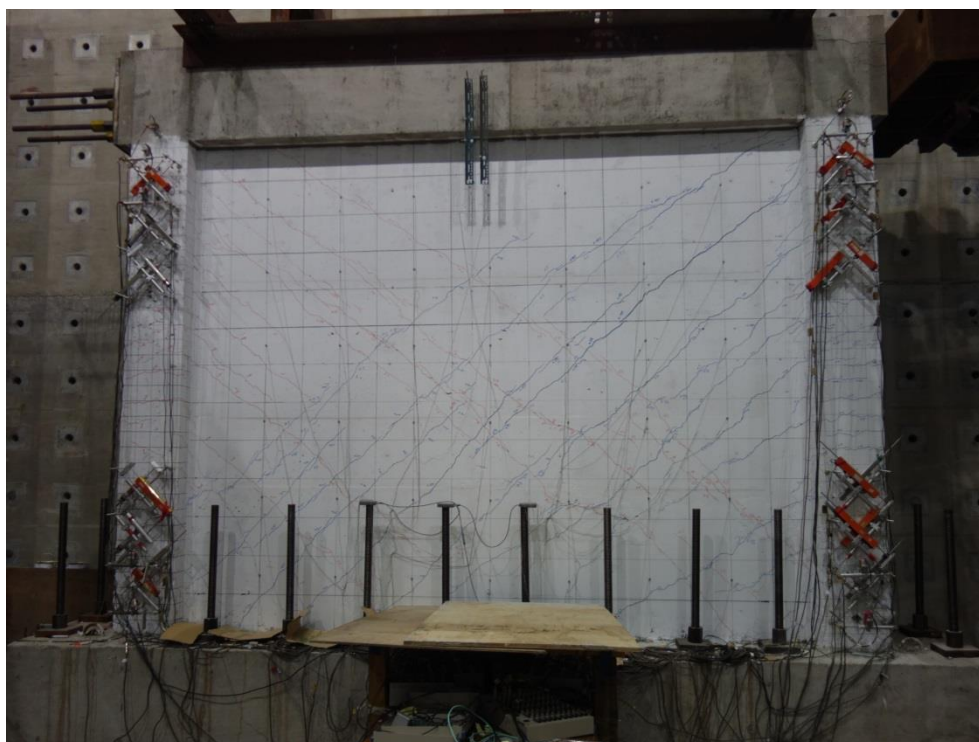


圖 4- 16 試體二在+0.75% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)

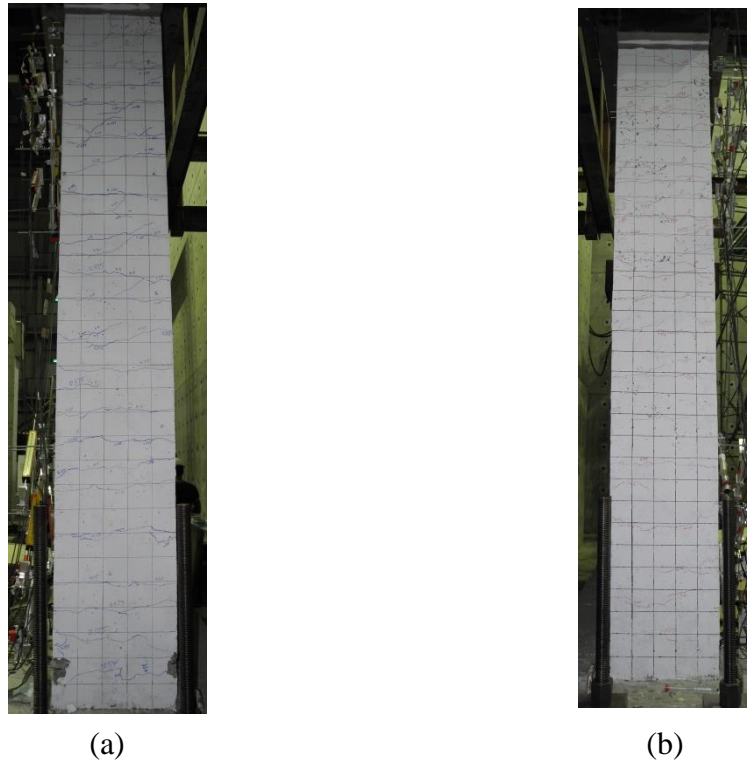


圖 4- 17 試體二在+0.75% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在-0.75% drift(試體位移為-12.8mm，制動器位移-24.375mm)下牆體裂縫如圖 4-18 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，產生更多左上-右下向斜張裂縫，原有裂縫寬度增加且數條既有裂縫沿伸直接貫穿整面牆至基礎交界面，側推力為-258.73tf。

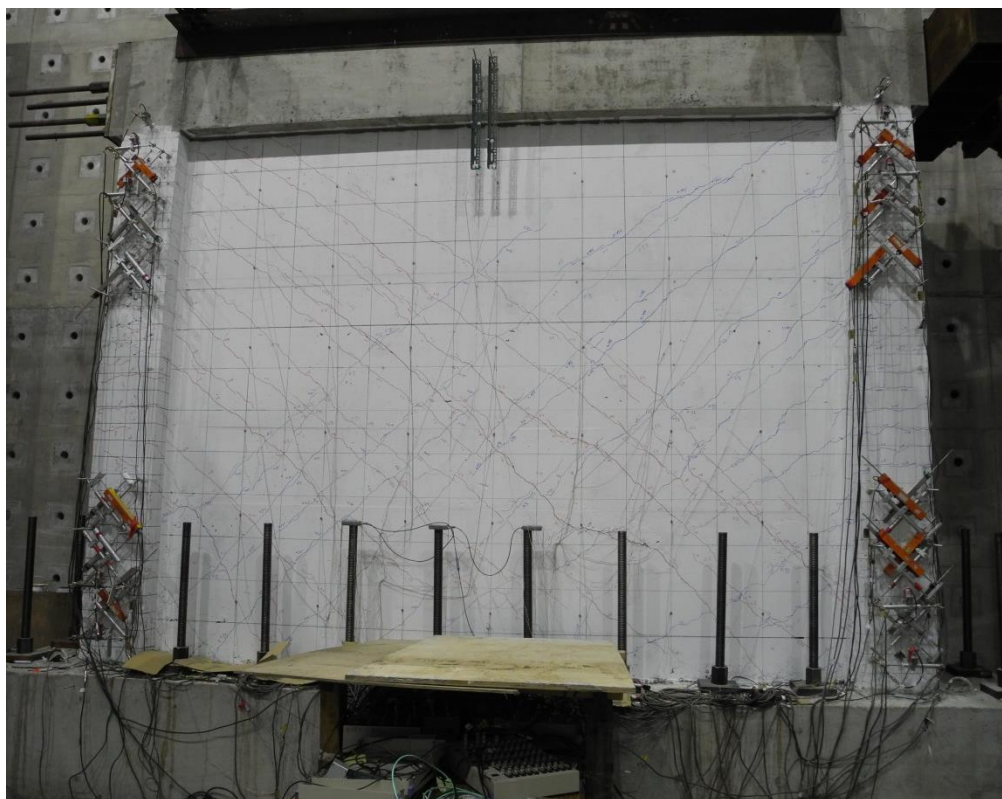


圖 4- 18 試體二在-0.75% drift 下裂縫情況

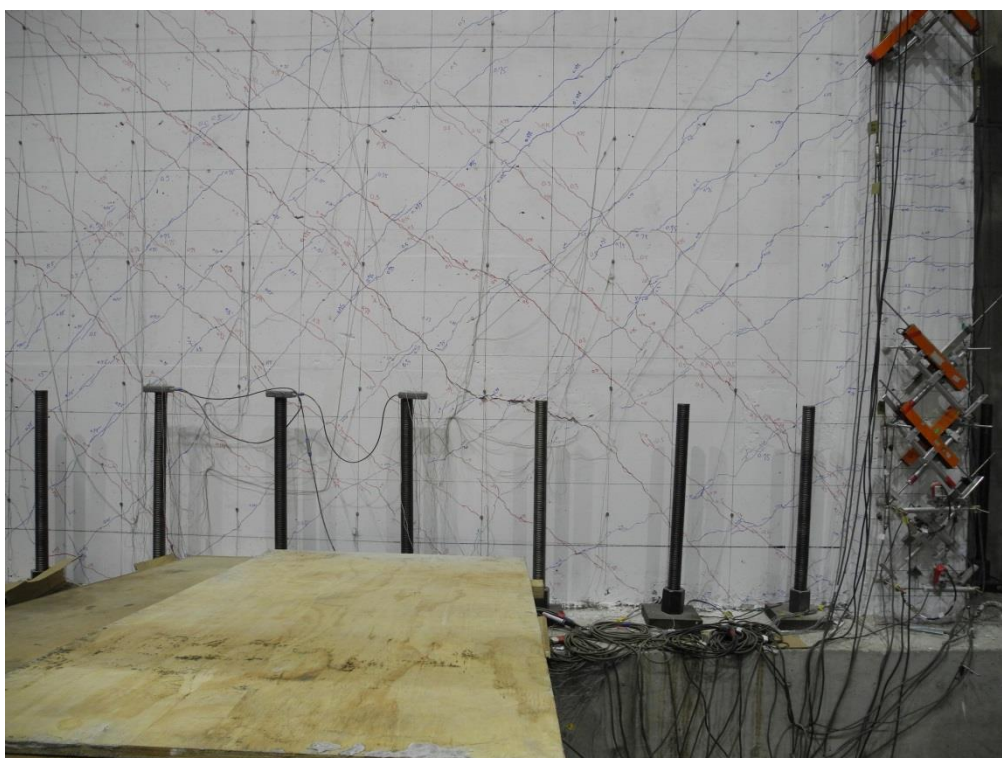


圖 4- 19 既有裂縫寬度增加

(資料來源：本研究拍攝)

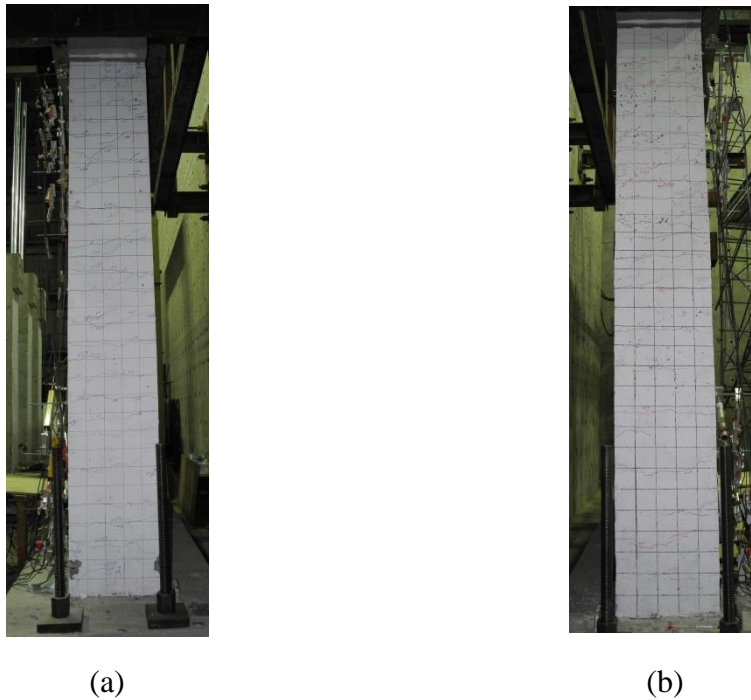


圖 4- 20 試體二在-0.75% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在+1.0% drift(試體位移為+14.078mm，制動器位移為+32.5mm)下牆體裂縫如圖 4-21 所示(照片左邊方向為正向(推力))，裂縫持續產生，沿壓桿方向(右上-左下向)數條既有裂縫已發展至一定寬度，肉眼清晰可見，正負向裂縫交會趨勢持續增加，側推力為 252.71tf。



圖 4- 21 試體二在+1.0% drift 下裂縫情況

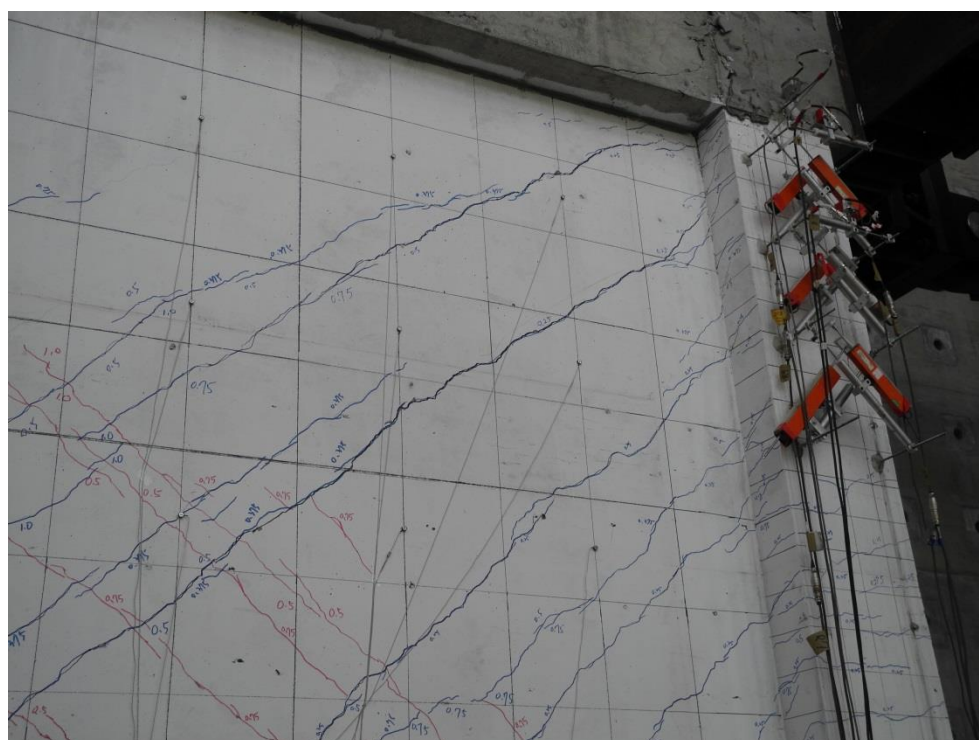


圖 4- 22 既有裂縫寬度增加

(資料來源：本研究拍攝)

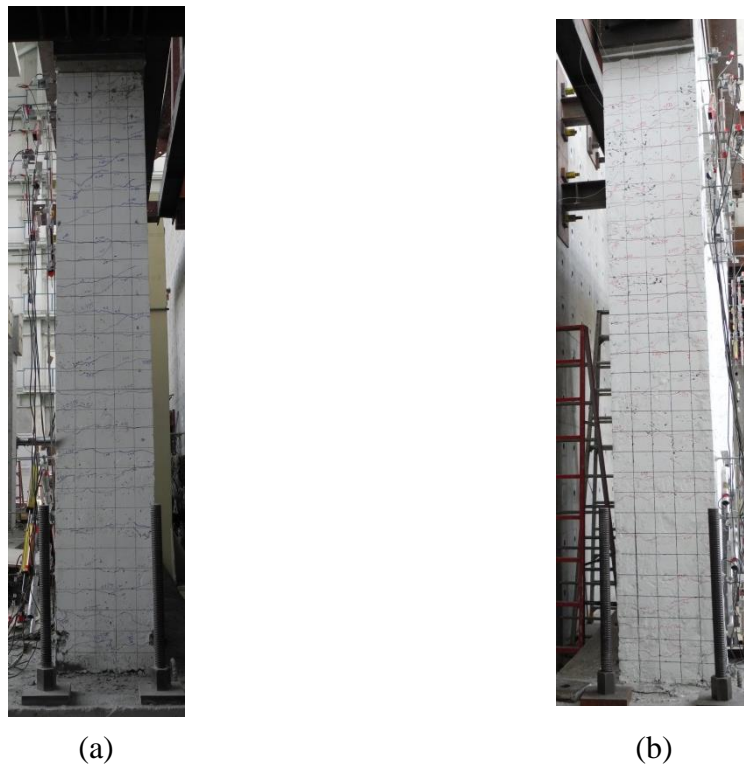


圖 4-23 試體二在+1.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在-1.0% drift(試體位移為-22.623mm，制動器位移為-32.5mm)下牆體裂縫如圖 4-24 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，裂縫數目持續增多並且部分貫穿牆體，既有裂既有裂縫寬度持續增加。發生第一次負向側力傳遞機制破壞，側推力 peak 值約為-262.4tf。

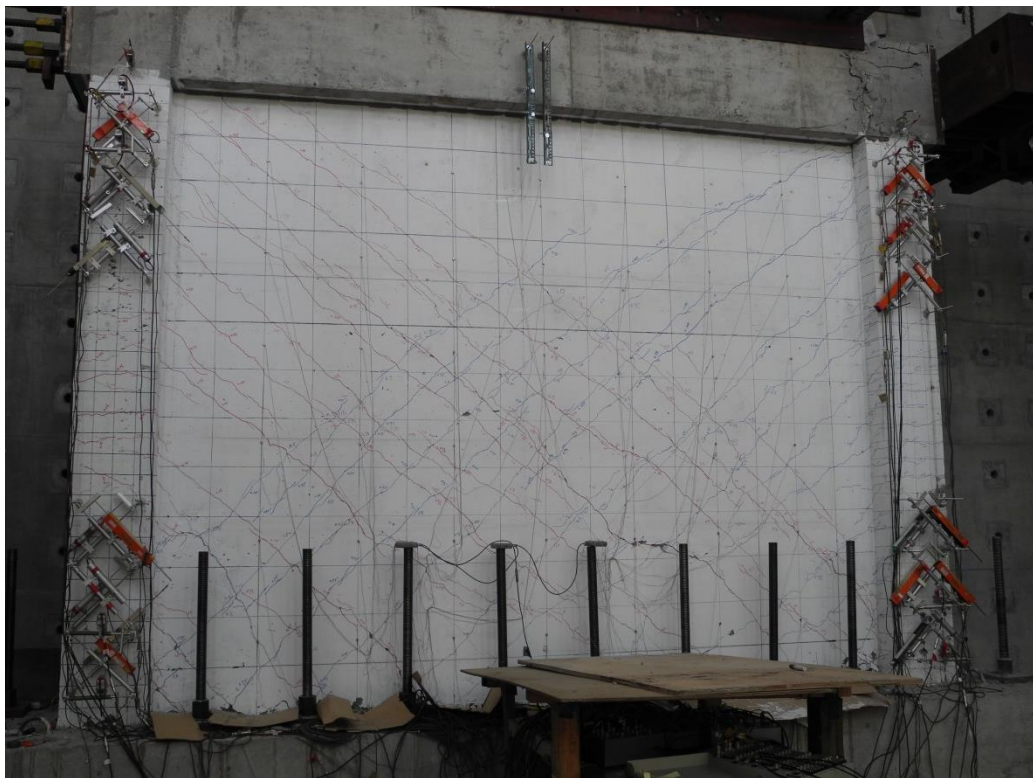


圖 4- 24 試體二在 -1.0% drift 下裂縫情況

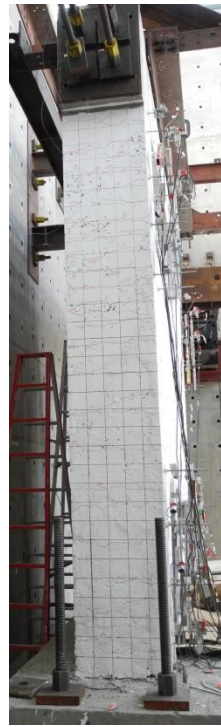


圖 4- 25 既有裂縫寬度增加

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

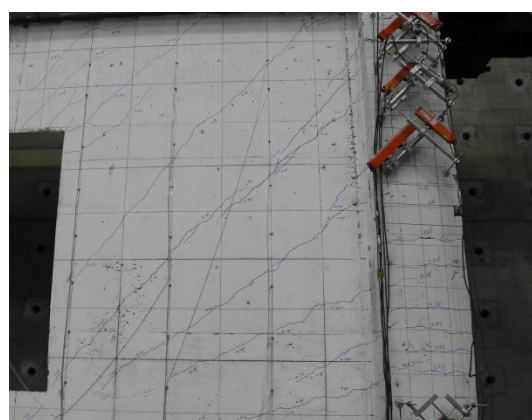
圖 4- 26 試體二在-1.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

二、 試體三試驗結果

試體在+0.25% drift(試體位移為+8.125mm)下牆體裂縫如圖4-27所示(照片左邊方向為正向(推力)),沿壓桿方向(右上-左下向)細小斜拉裂縫產生,部分裂縫直接貫穿牆體到窗邊緣或抵達基礎交界面,窗戶有相應之45度裂縫向外擴展(延壓桿方向,即右上-左下向),側推力為92.13 tf。右柱有發現許多柱面張力裂縫。



圖 4- 27 試體三在+0.25% drift 下裂縫情況



(a)



(b)

圖 4- 28 (a)裂縫直接貫穿至窗邊緣；(b)開口四周45度斜向裂縫

(資料來源：本研究拍攝)

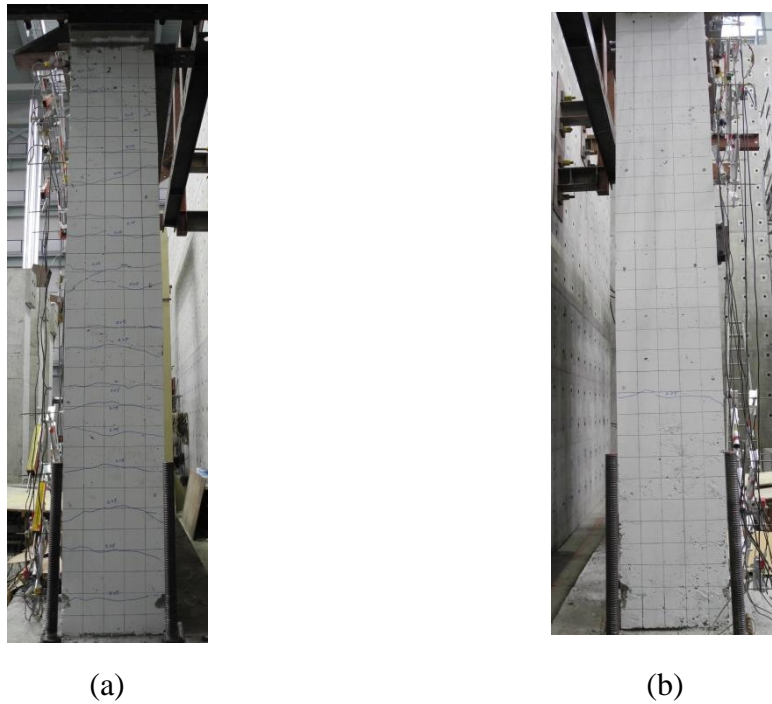


圖 4-29 試體三在+0.25% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在-0.25% drift(試體位移為-8.125mm)下牆體裂縫如圖 4-30 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，窗在與拉力相應之壓桿方向(左上-右下向)上產生 45 度裂縫向外延伸，門上方亦出現此方向之裂縫，側推力為 -127.14tf。左柱因有開門而轉為較有韌性之元件，表面依舊產生許多張力裂縫。



圖 4- 30 試體三在 -0.25% drift 下裂縫情況



圖 4- 31 試體 -0.25% drift 窗裂縫

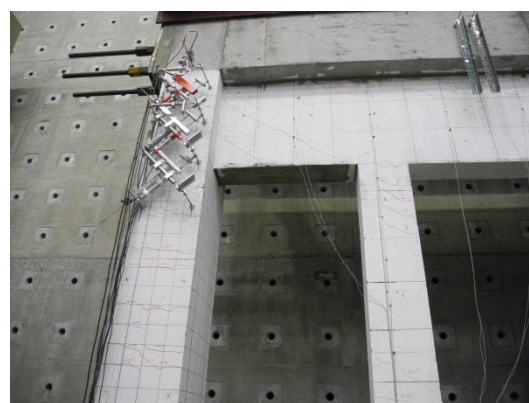


圖 4- 32 試體門上方裂縫情況

情況

(資料來源：本研究拍攝)

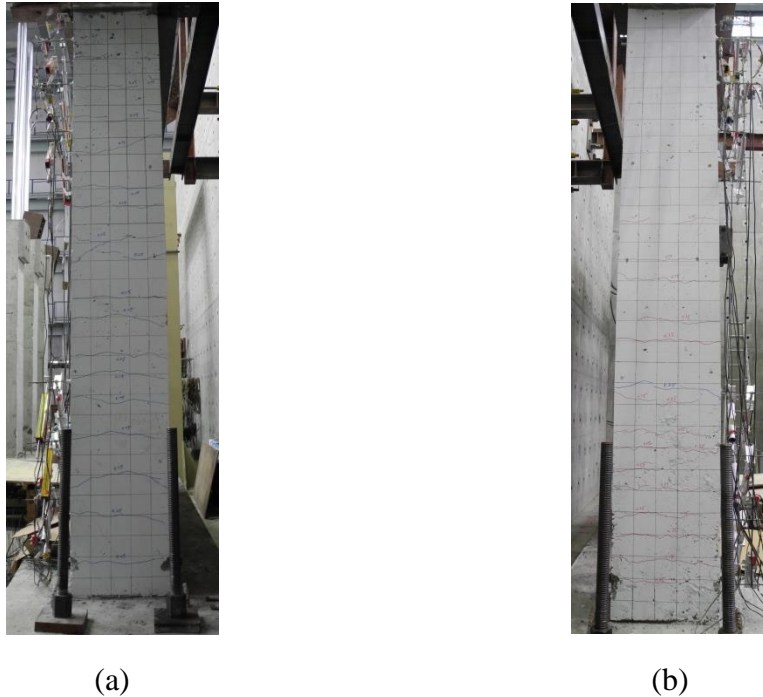


圖 4- 33 試體三在-0.25% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在+0.375% drift(試體位移為+12.1875mm)下牆體裂縫如圖 4-34 所示(照片左邊方向為正向(推力))，裂縫持續增加，些許裂縫已貫穿牆體直達窗邊緣或基礎交界面，窗沿壓桿方向裂縫持續增長延伸，側推力為 109.67 tf。柱表面張力裂縫持續增多，既有裂縫部分延伸至柱另一面。



圖 4- 34 試體三在+0.375% drift 下裂縫情況

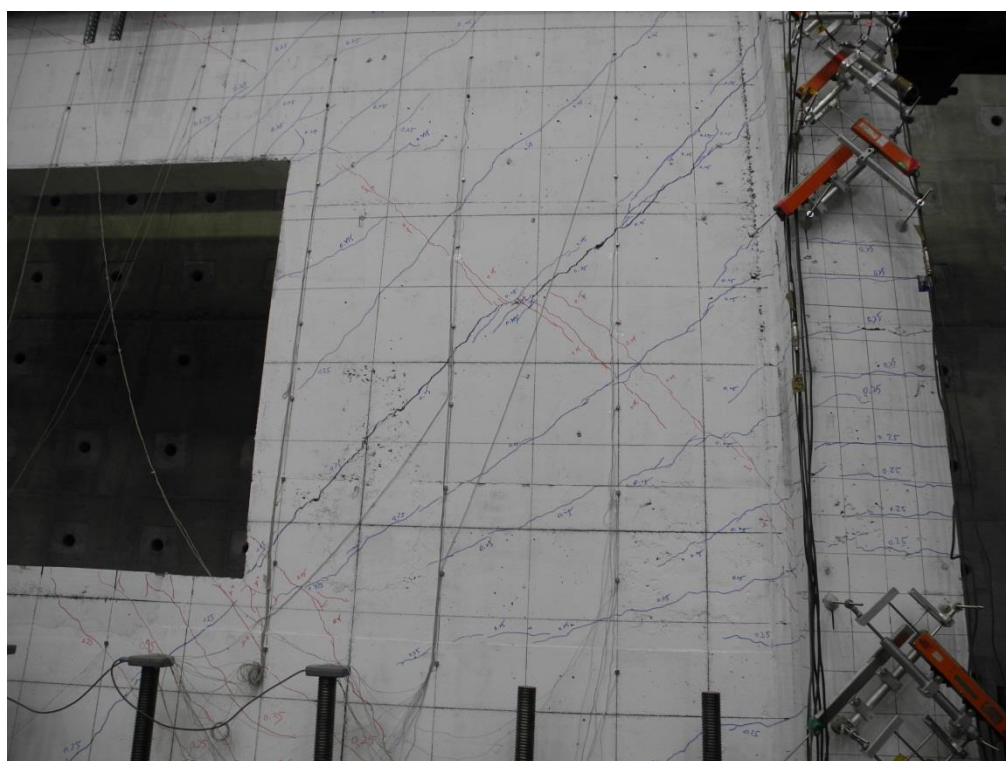
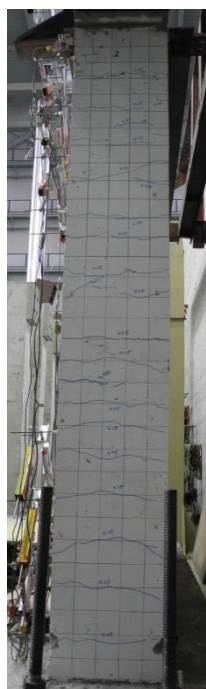
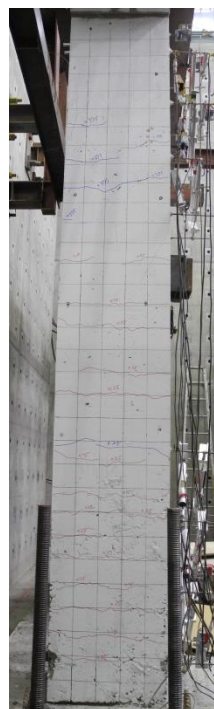


圖 4- 35 試體+0.375% drift 窗裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4- 36 試體三在+0.375% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面



圖 4- 37 柱部分裂縫延伸至另一面

(資料來源：本研究拍攝)

試體在-0.375% drift(試體位移為-12.1875mm)下牆體裂縫如圖 4-38 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，窗及門之裂縫持續增長，且有裂縫寬度些微增加趨勢，

多數裂縫為既有裂縫之延伸，側推力為-136.88 tf。柱裂縫緩慢增加。

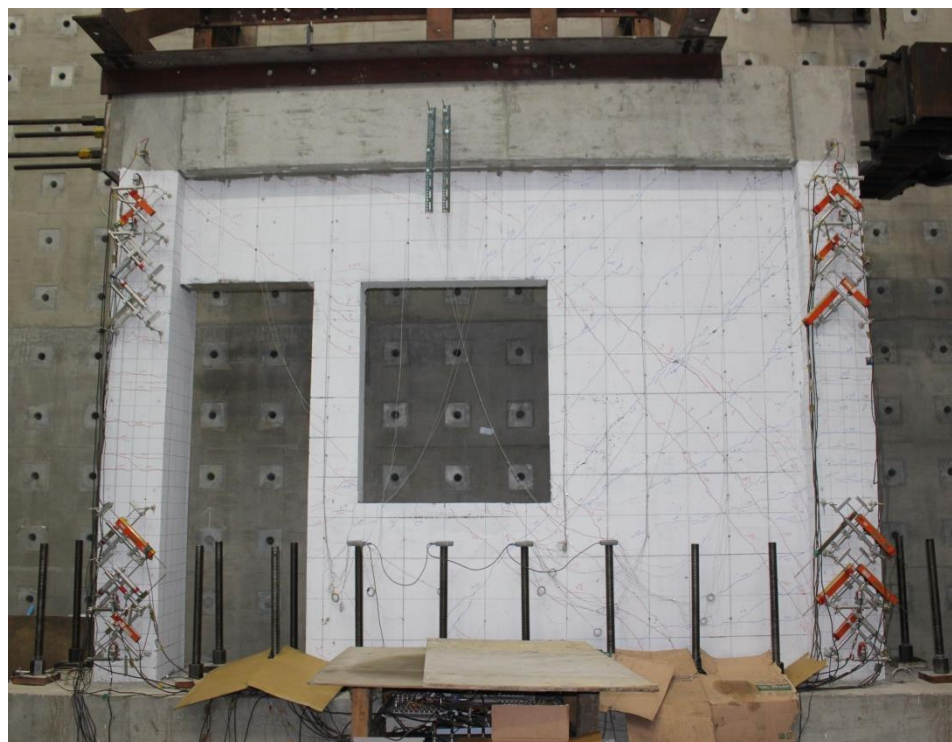


圖 4- 38 試體三在-0.375% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)

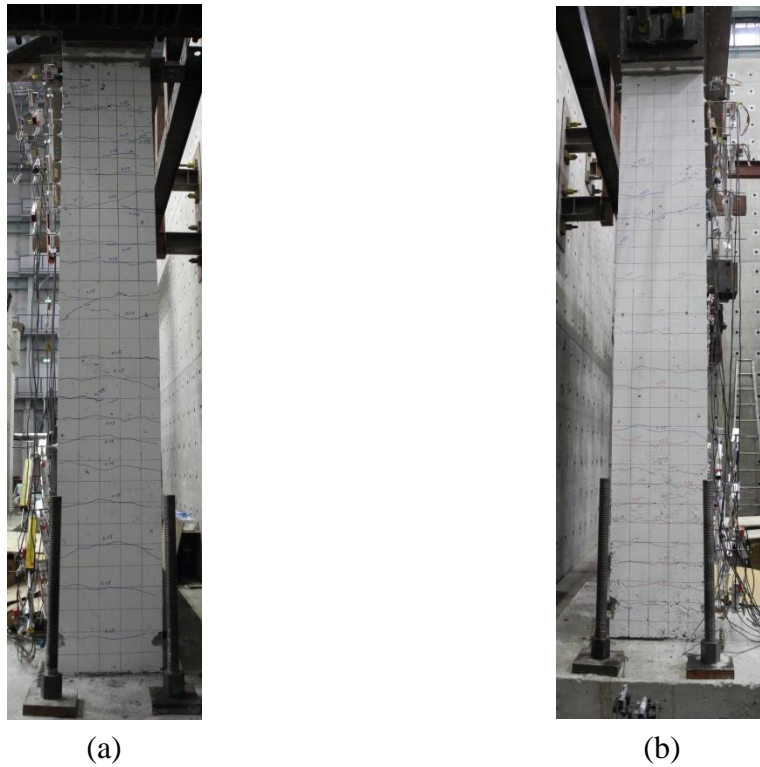


圖 4-39 試體三在-0.375% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在+0.5% drift(試體位移為+16.25mm)下牆體裂縫如圖 4-40 所示(照片左邊方向為正向(推力))，牆體裂縫部分已經發展到一定寬度，並且在推力及拉力之壓桿交會區有混凝土剝落情況，側推力為 117.99 tf。右柱由高至低皆有正向裂縫產生，右柱上持續產生水平向張力裂縫，兩柱相比較可發現左柱靠門內側柱面之張力裂縫之產生較不明顯。

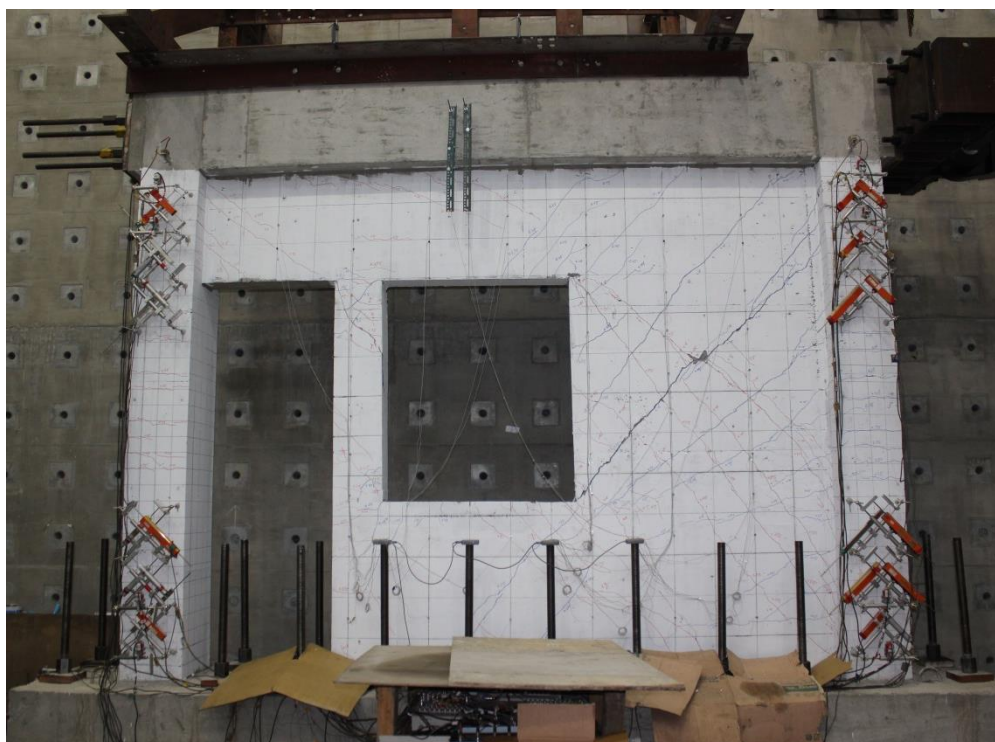
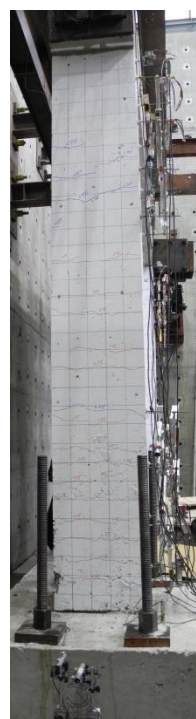


圖 4- 40 試體三在+0.5% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4- 41 試體三在+0.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面

(資料來源：本研究拍攝)

試體在-0.5% drift(試體位移為-16.25mm)下牆體裂縫如圖 4-42 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，裂縫在與負向相應之開口角隅(窗開口右下角及左上角)產生迅速如所示，裂縫由窗開口右側向右下角延伸發展，已與基礎以及左柱面相連接，窗左側小柱已發生明顯剪力破壞，發生第一次負向側力傳遞機制破壞，側推力達最大值，為-145.4 tf。

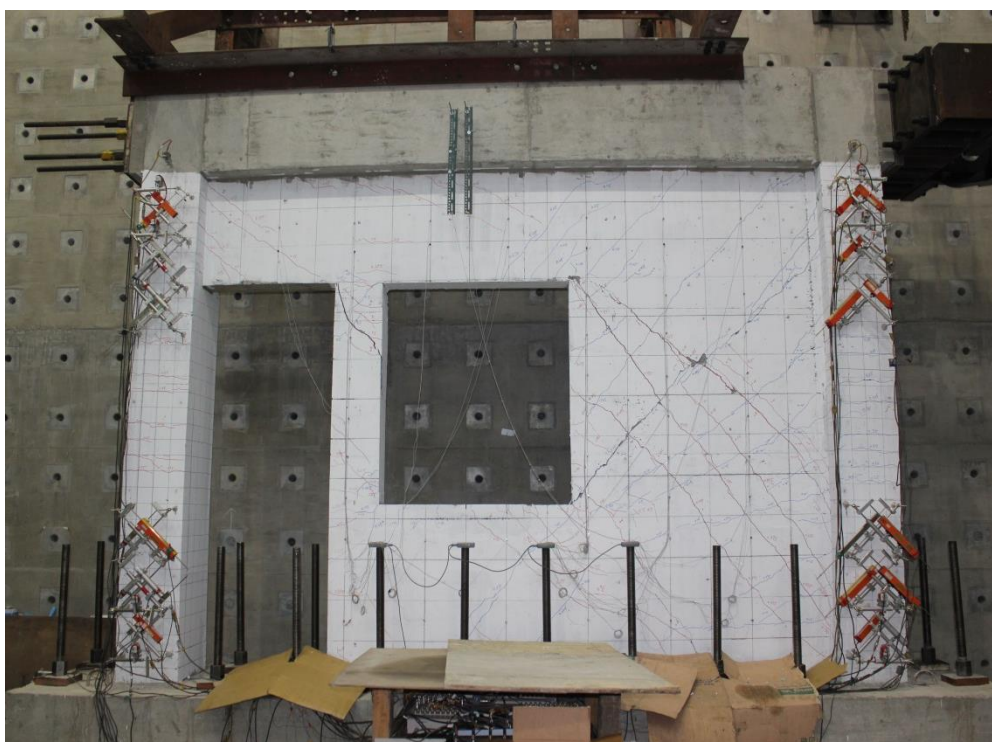


圖 4- 42 試體三在 -0.5% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)

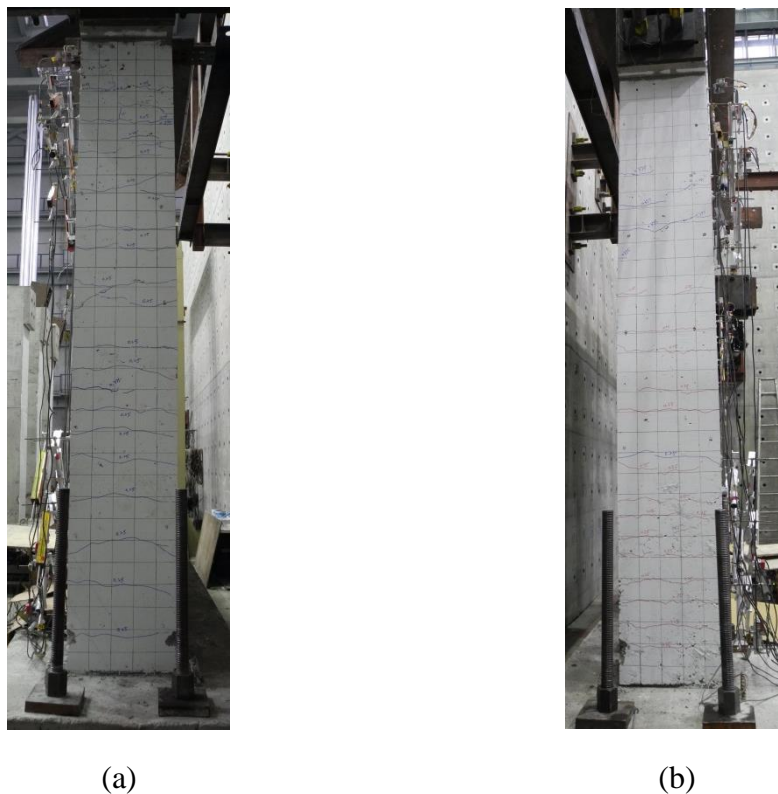


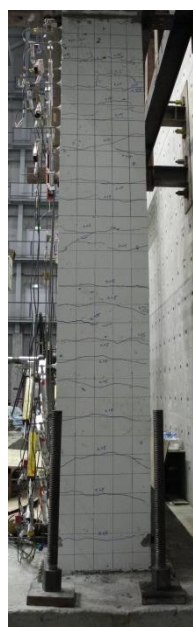
圖 4- 43 試體三在 -0.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在 +0.75% drift (試體位移為 +24.375mm) 下牆體裂縫如圖 4-44 所示 (照片左邊方向為正向(推力))，裂縫寬度持續增大，交會區剝落更為嚴重，窗左邊小柱子已經嚴重剪力破壞，已無強度貢獻，發生第一次正向側力傳遞機制破壞，側推力達最大值，為 118.63 tf。

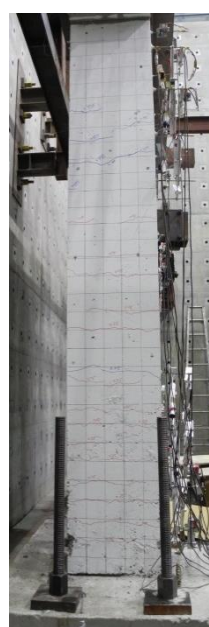


圖 4-44 試體三在+0.75% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4-45 試體三在+0.75% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面

(資料來源：本研究拍攝)

試體在-0.75% drift(試體位移為-24.375mm)下牆體裂縫如圖 4-46 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，寬度增加之裂縫數目越來越多，且壓拉桿交會區剝落情形越嚴重，牆面已佈滿大大小小裂縫，側推力為-133.29 tf。



圖 4-46 試體三在-0.75% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)

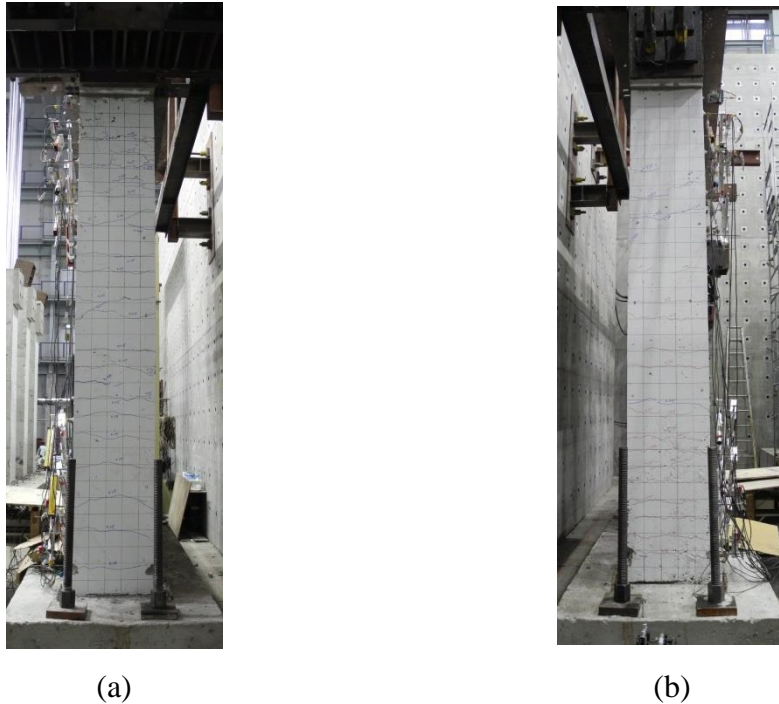


圖 4- 47 試體三在-0.75% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在+1.0% drift(試體位移為+32.5mm)下牆體裂縫如圖4-48所示(照片左邊方向為正向(推力))，由右柱上發展至窗開口右下角之正向裂縫已發展至肉眼清晰可見程度，且壓桿交會區剝落程度越明顯，右柱上持續產生水平向張力裂縫，側推力為 102.46 tf。

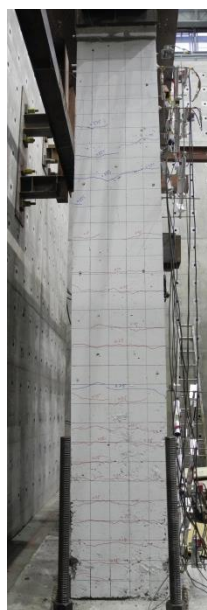


圖 4- 48 試體三在+1.0% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4- 49 試體三在+1.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面

(資料來源：本研究拍攝)

試體在-1.0% drift(試體位移為-32.5mm)下牆體裂縫如圖 4-50 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，負向裂縫持續發展，窗開口左上至頂梁、窗開口右下至基礎均已延伸並且貫穿牆體，裂縫佈滿牆面，交會區之剝落程度與+1.0% drift 較無明顯差異，側推力為-118.88 tf。



圖 4- 50 試體三在-1.0% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)

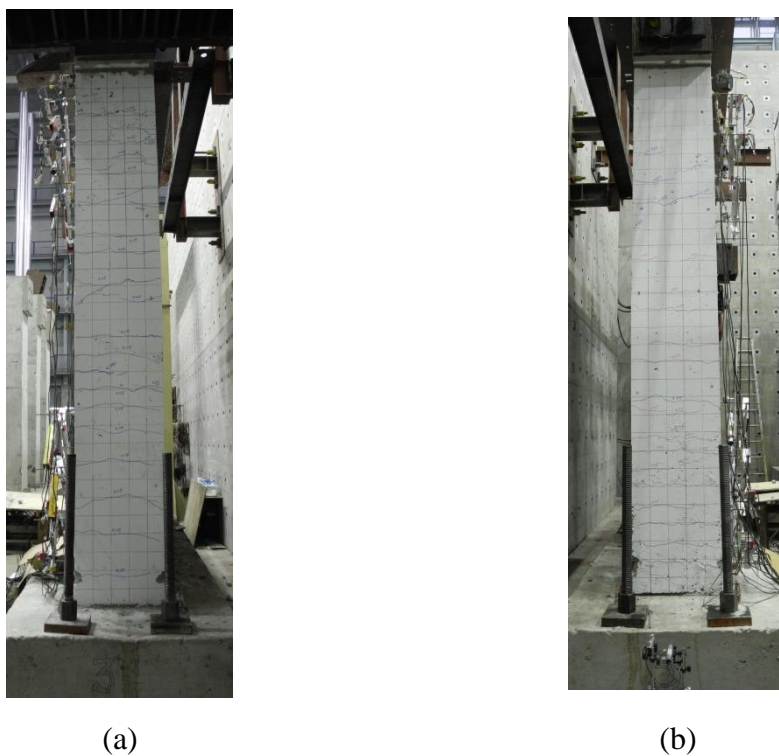


圖 4- 51 試體三在 -1.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在 +1.5% drift (試體位移為 +48.75mm) 下牆體裂縫如圖 4-52 所示 (照片左邊方向為正向 (推力))，正向裂縫貫穿整體牆塊，正負向壓桿交會區剝落更為嚴重，窗與門之間的小柱因無適當圍束明顯嚴重剪力破壞，側推力為 97.69 tf。



圖 4- 52 試體三在+1.5% drift 下裂縫情況

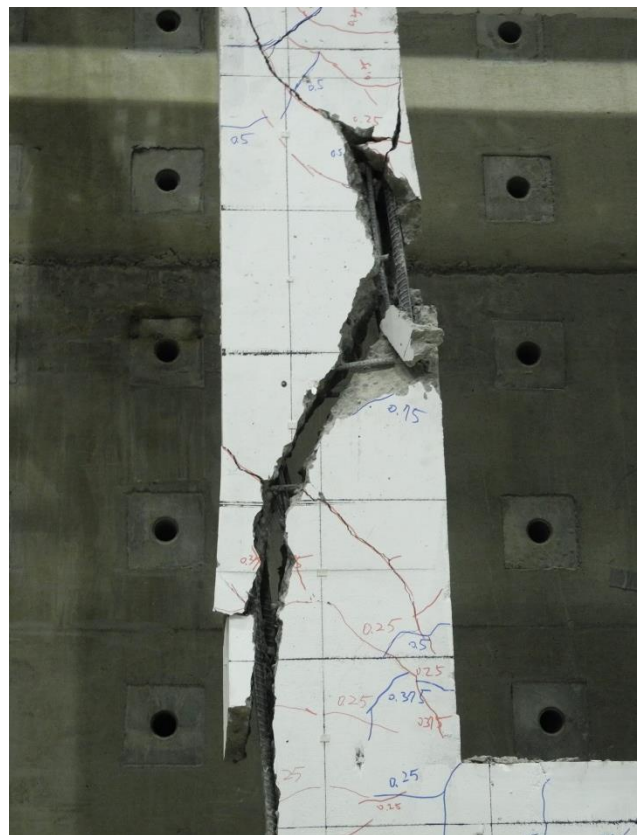


圖 4- 53 窗與門間之小柱嚴重剪力破壞

(資料來源：本研究拍攝)

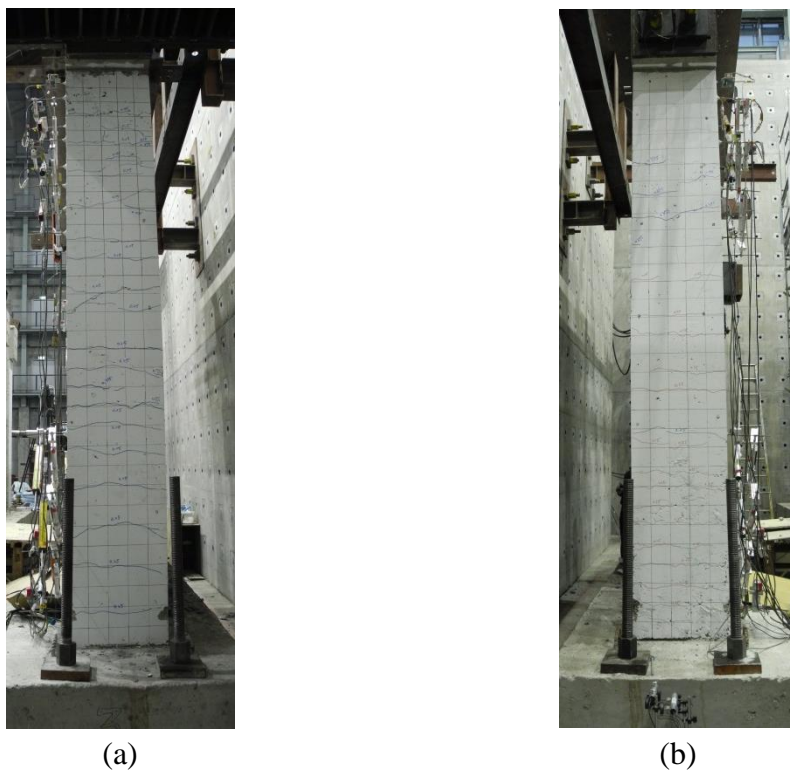


圖 4- 54 試體三在+1.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在-1.5% drift(試體位移為-48.75mm)下牆體裂縫如圖 4-55 所示(照片左邊方向為正向(推力))，負向裂縫貫穿整座牆體，數條裂縫寬度藉由肉眼已可清楚判別，正負向壓桿交會區剝落成度如圖 X-X 所示，側推力為-99.54 tf。

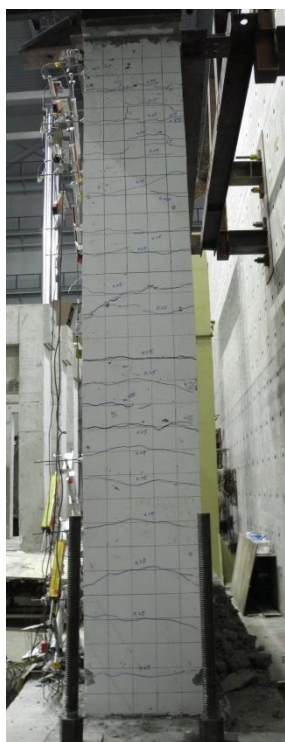


圖 4- 55 試體三在 -1.5% drift 下裂縫情況

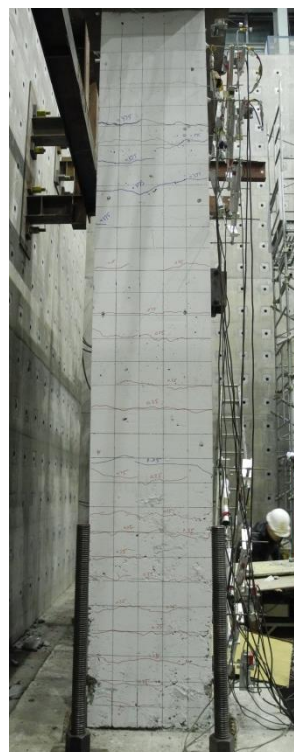


圖 4- 56 牆體正負向壓桿交會區嚴重剝落

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4- 57 試體三在-1.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在+2.0% drift(試體位移為+65mm)下牆體裂縫如圖 4-58 所示(照片左邊方向為正向(推力))，力量已明顯不在上升，側推力為 83.88 tf。



圖 4- 58 試體三在+2.0% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)

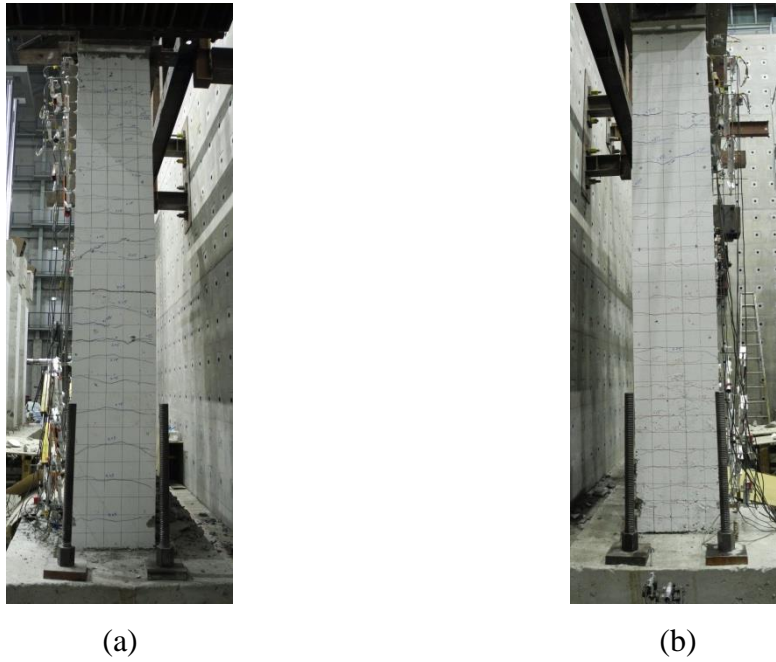


圖 4- 59 試體三在+2.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在-2.0% drift(試體位移為-65mm)下牆體裂縫如圖 4-60 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，側推力為-80.8 tf。試體在-2.0% drift(II)時，側推力持續降低，為 51.65tf。-2.0% drift(II)時側推力略為遞減，為-67.3tf，+2.0% drift(III)時側推力為 61.4tf，-2.0% drift(III)時側推力為-59.3tf。

試驗進入 3.0% drift 後，側推力並無明顯提升，且側推力在每一迴圈皆不斷遞減，側推力為 66.5 tf，±3% drift 迴圈結束後判定試體破壞，致動器將試體推回至位移為零位置後改採力量控制，設定力量值為零並等待反應，一段時間後結束實驗。



圖 4- 60 試體三在-2.0% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

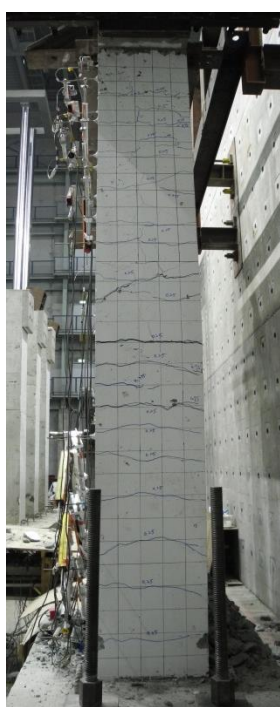
圖 4- 61 試體三在-2.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面

(資料來源：本研究拍攝)

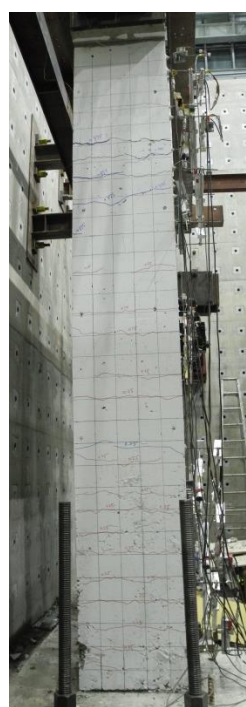


圖 4- 62 試體三在+3.0% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

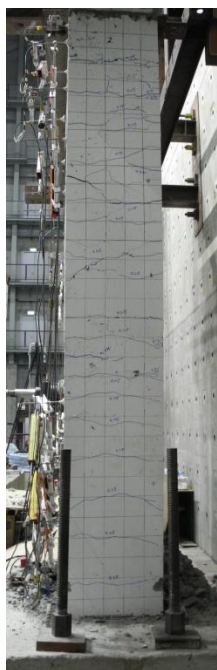
圖 4- 63 試體三在+3.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面

(資料來源：本研究拍攝)

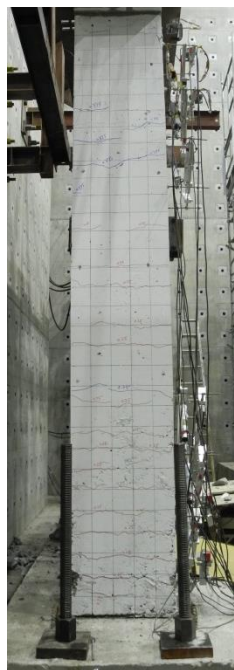


圖 4- 64 試體三在 -3.0% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4- 65 試體三在-3.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

三、 試體六試驗結果

試體在+0.25% drift(試體位移為+8.125mm)下牆體裂縫如圖 4- 66 所示(照片左邊方向為正向(推力))，產生眾多與正向推力相應之細小裂縫(右上-左下斜向裂縫)，分佈在整個牆面關鍵破壞區。右柱產生些許水平張力裂縫，左柱尚未開始產生裂縫，側推力為 100.49tf。



圖 4- 66 試體六在+0.25% drift 下裂縫情況



圖 4- 67 關鍵斷面上半部密布之



圖 4- 68 關鍵斷面下半部密布之

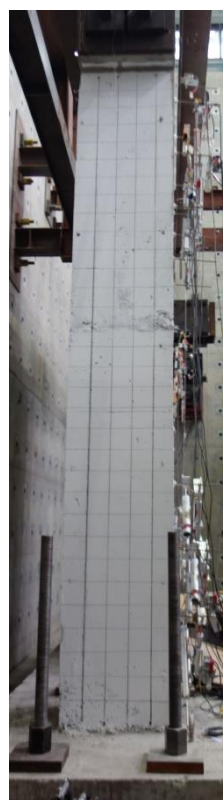
裂縫發展

(資料來源：本研究拍攝)

裂縫發展



(a)



(b)

圖 4- 69 試體六在+0.25% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在-0.25% drift(試體位移為-8.125mm)下牆體裂縫圖 4- 70 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，裂縫狀況同正向時，產生許多相應於負向拉力方向之裂縫，密布於整面牆體，並且與正向裂縫相互交錯。右柱裂縫無明顯增加，左柱則出現水平張力裂縫，側推力為 129.792 tf。



圖 4- 70 試體六在-0.25% drift 下裂縫情況

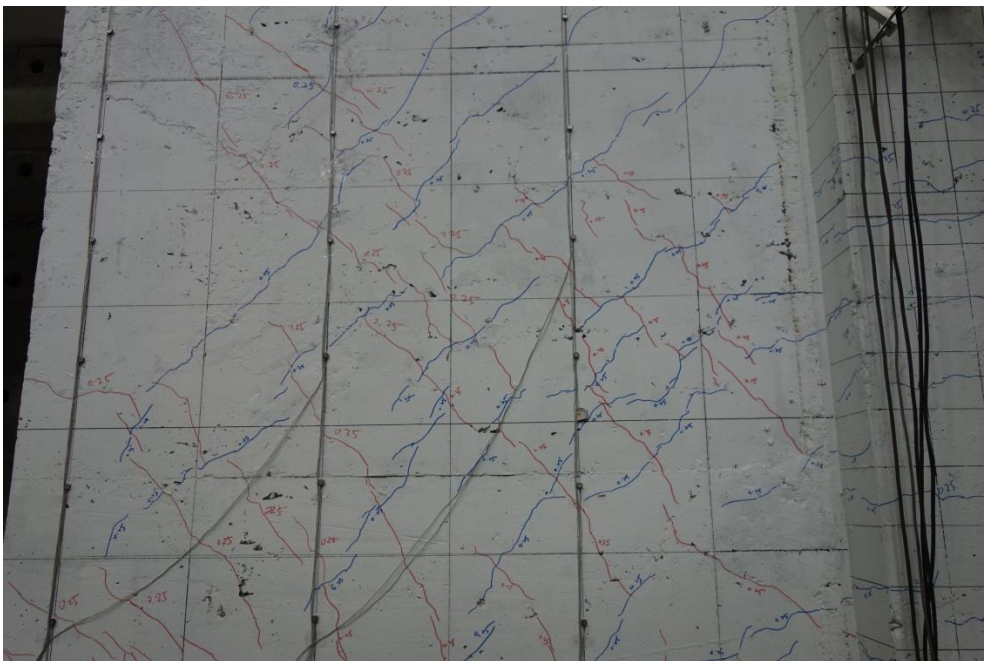


圖 4- 71 牆體密布之細微交叉裂縫

(資料來源：本研究拍攝)

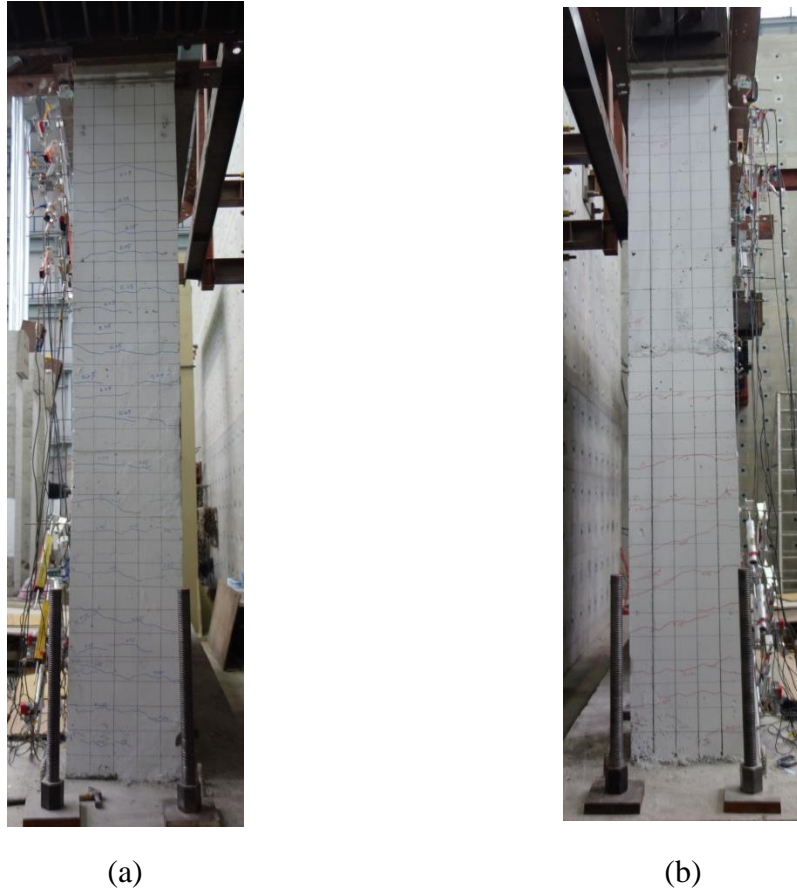


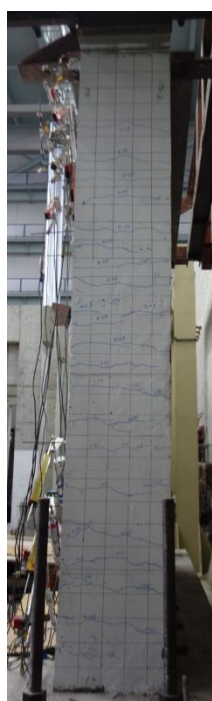
圖 4- 72 試體六在+0.25% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在+0.375% drift(試體位移為+12.1875mm)下牆體裂縫如圖 4- 73 所示(照片左邊方向為正向(推力))，產生數條新的細微裂縫，沿著正向推力相應之方向，既有裂縫繼續延伸，分布於整面牆，窗開口角落(右上及左下)有向外近 45 度之裂縫，右柱水平張力裂縫持續增加數條，左柱無明顯增加，側推力為 125.13 tf。

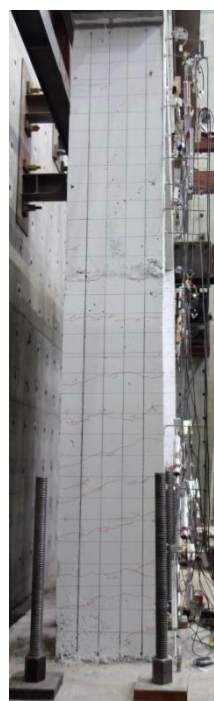


圖 4- 73 試體六在+0.375% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4- 74 試體三在+0.375% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面

(資料來源：本研究拍攝)

試體在-0.375% drift(試體位移為-12.1875mm)下牆體裂縫如圖 4- 75 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，新增數條於負向相應方向之細小裂縫，既有裂縫也繼續延伸，寬度並無明顯增加，左柱部分水平裂縫延伸至試體擺放正面，側推力為-158.3 tf。



圖 4- 75 試體六在-0.375% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)

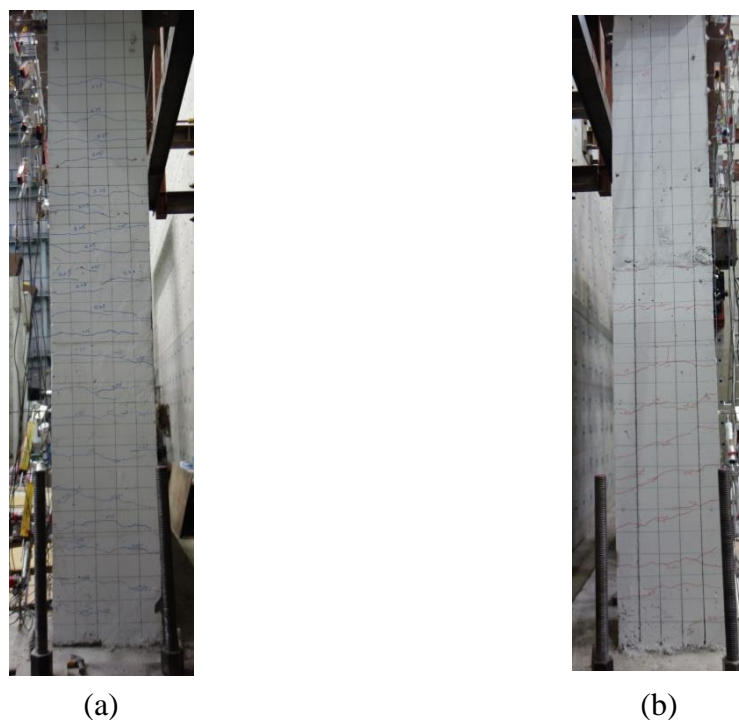


圖 4- 76 試體六在-0.375% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在+0.5% drift(試體位移為+16.25mm)下牆體裂縫如圖 4- 77 所示(照片左邊方向為正向(推力))，牆體關鍵斷面及窗邊細小裂縫持續增加，既有裂縫持續延伸，正負向裂縫交會如圖 4- 78 所示。左右柱水平張力裂縫無增加，多為既有裂縫延伸，側推力為 156.57 tf。



圖 4-77 試體二在+0.5% drift 下裂縫情況

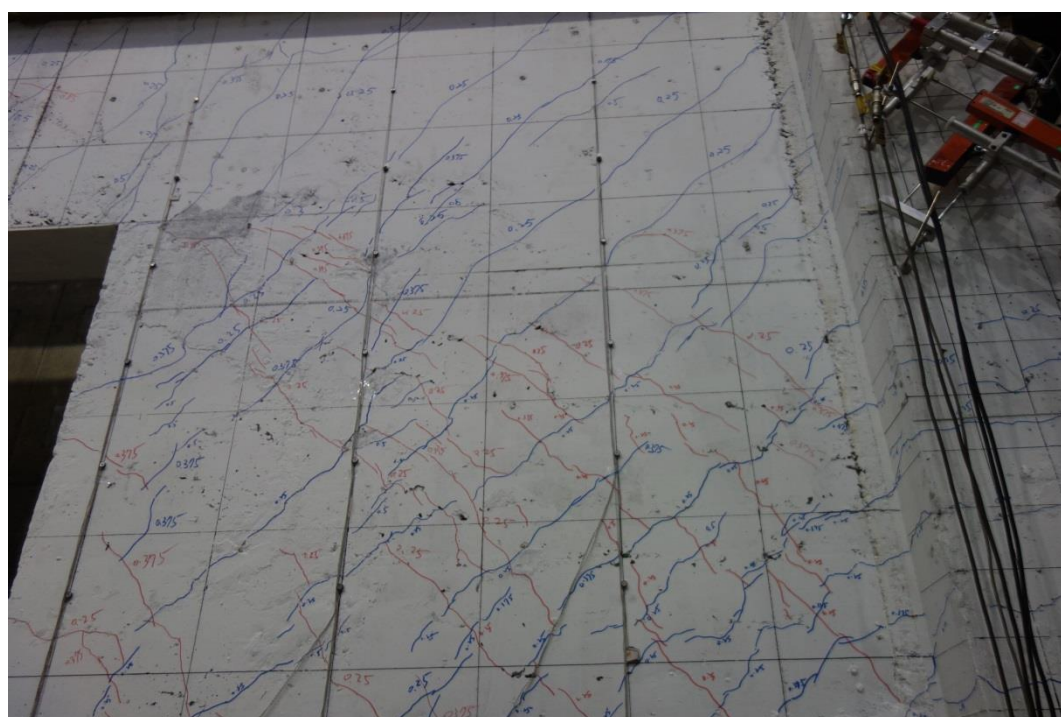


圖 4-78 多數正向裂縫交會負向裂縫，密布於全牆面
(資料來源：本研究拍攝)

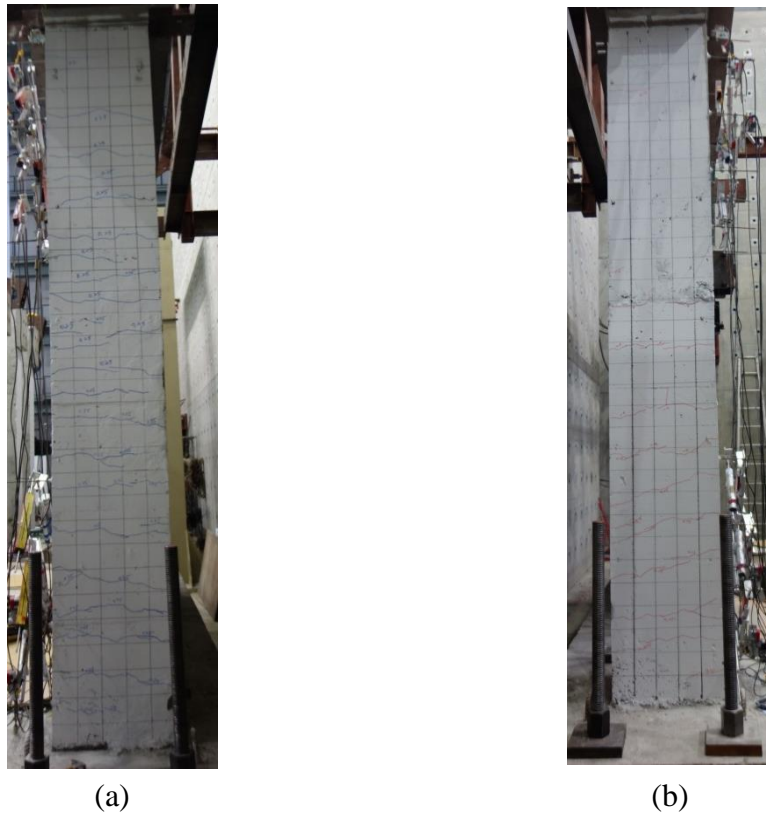


圖 4- 79 試體六在+0.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在-0.5% drift(試體位移為-16.25mm)下牆體裂縫如圖 4- 80 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，抵抗負向拉力相應之壓桿方向裂縫由窗右上角(壓桿承壓區)貫穿至基礎上緣交界面(另一端壓桿承壓面)，裂縫寬度無明顯增加，傳力機制尚未破壞，既有裂縫持續延伸，新增之裂縫較少。柱明顯無增加水平張力裂縫，多為既有水平裂縫延伸至柱另一面，側推力為-186.8 tf。

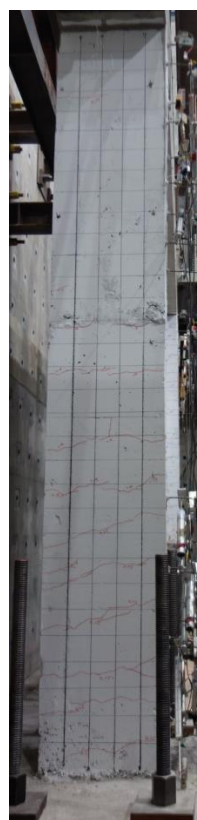


圖 4- 80 試體六在 -0.5% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4- 81 試體六在 -0.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面

(資料來源：本研究拍攝)

試體在+0.75% drift(試體位移為+24.375mm)下牆體裂縫如圖 4- 82 所示(照片左邊方向為正向(推力))，窗右上角(壓桿承壓區)出現較寬裂縫，且有破壞預兆，細小裂縫繼續產生，關鍵斷面區呈現正負向裂縫複雜交會現象，如圖 4- 83 所示，裂縫寬度尚未變寬。左柱上方出現數條水平張力裂縫，側推力為 191.82 tf。



圖 4- 82 試體六在+0.75% drift 下裂縫情況

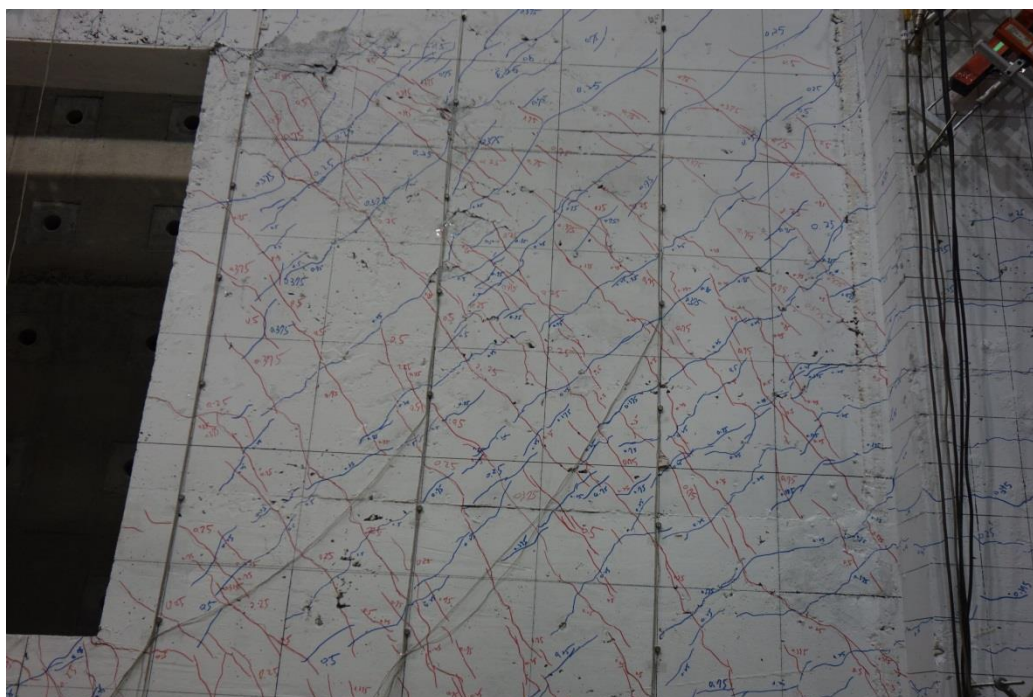
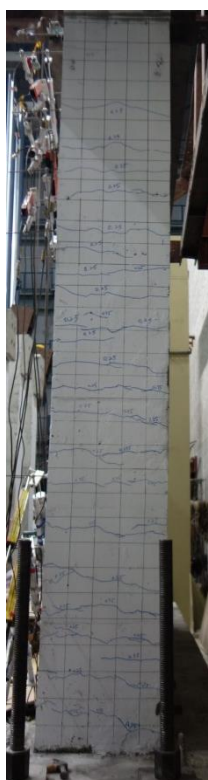
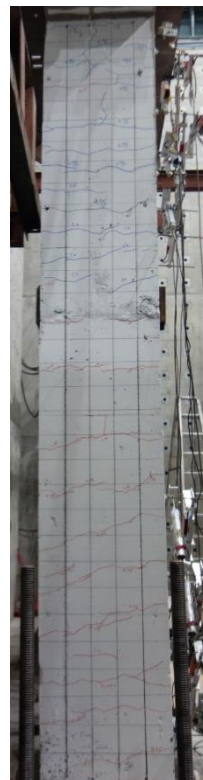


圖 4- 83 牆關鍵斷面正負向裂縫交會

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4- 84 試體六在+0.75% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在-0.75% drift(試體位移為-24.375mm)下牆體裂縫如圖 4- 85 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，窗右上角壓桿承壓區部分保護層剝落，且沿著負向相應之壓桿方向延伸，既有裂縫寬度無明顯增加。側推力為-216.56 tf。



圖 4- 85 試體六在-0.75% drift 下裂縫情況
(資料來源：本研究拍攝)

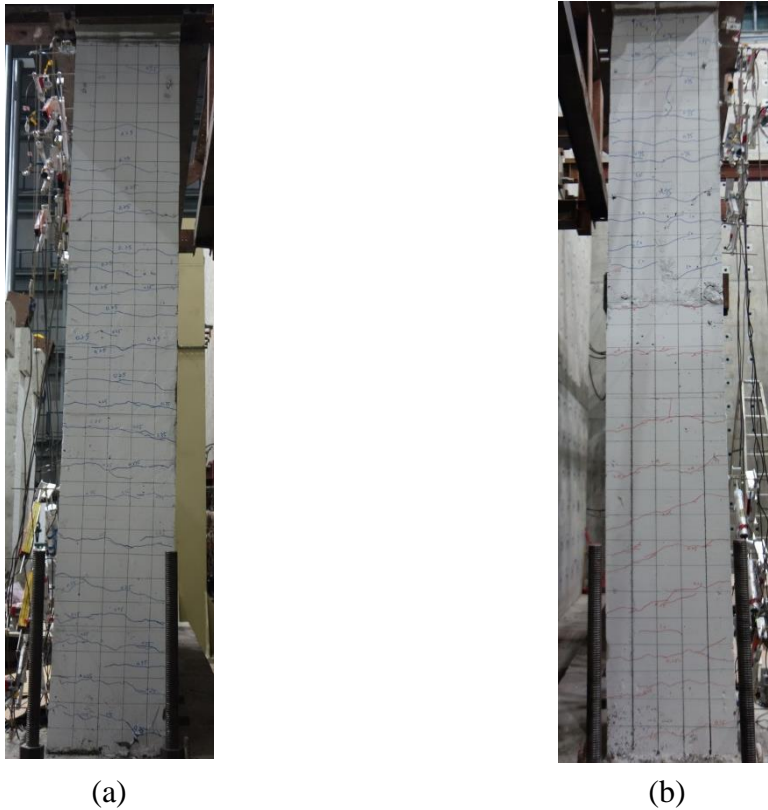


圖 4- 86 試體六在-0.75% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在+1.0% drift(試體位移為+32.5mm)下牆體裂縫如圖 4- 87 所示(照片左邊方向為正向(推力))，裂縫有持續增加並且既有裂縫增寬之趨勢，正向壓桿方向上無明顯之破壞區域。兩柱相比較可發現左柱較為呈現一雙曲率柱行為，因上方再+0.75%時出現許多水平張力裂縫，而右柱近似單曲率行為，側推力為 207.47 tf。

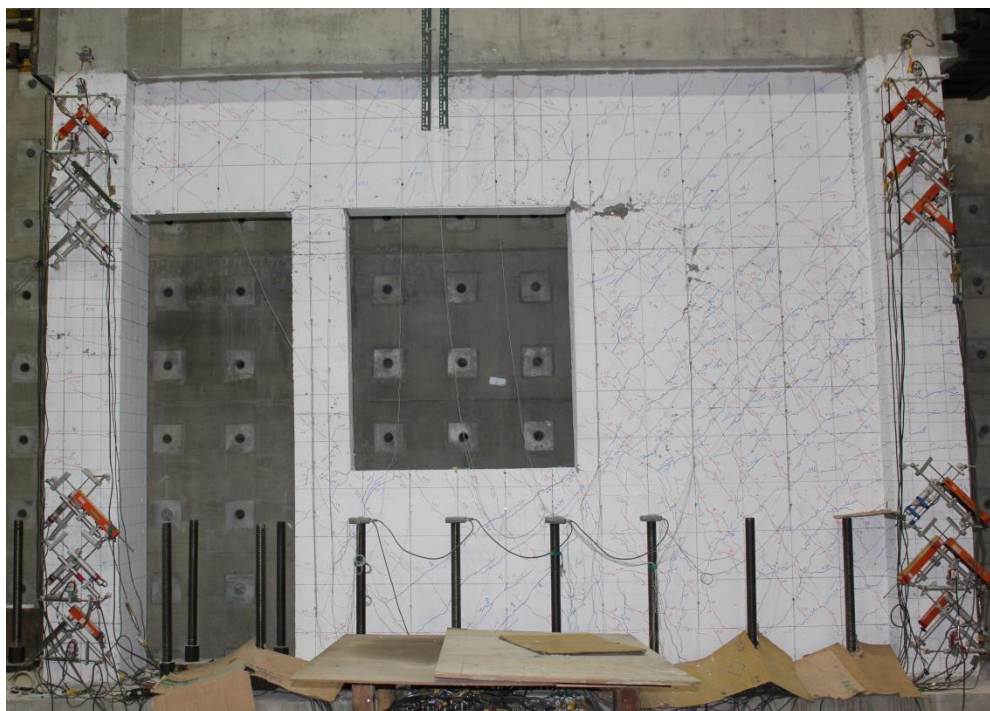
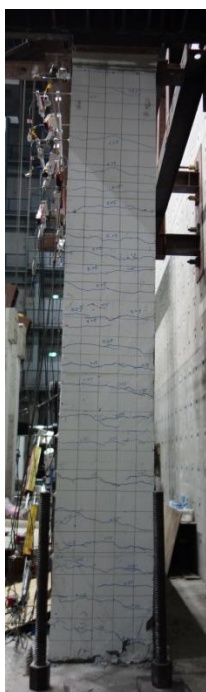
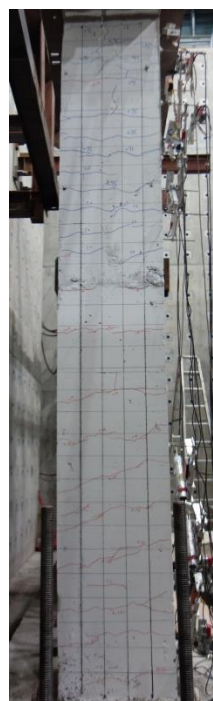


圖 4- 87 試體六在+1.0% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4- 88 試體六在+1.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在-1.0% drift(試體位移為-32.5mm)下牆體裂縫如圖 4- 89 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，負向壓桿承壓區(窗右上角)保護層持續剝落，裂縫寬度些微張開，與試體三比較，試體六因設置對角向鋼筋，而延遲其壓桿過早壓壞之機制(試體三在 Drift 1%時強度已下降)，在裂縫尚未閉合時提供試體側向強度，側推力為-218.57 tf。

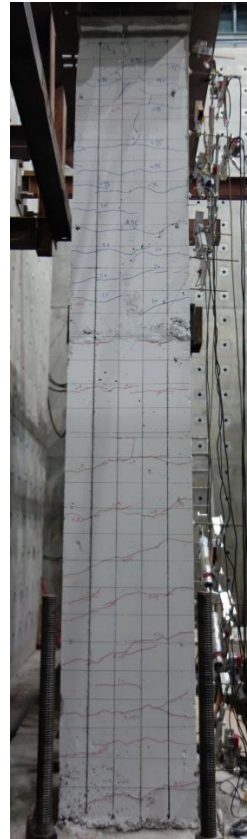
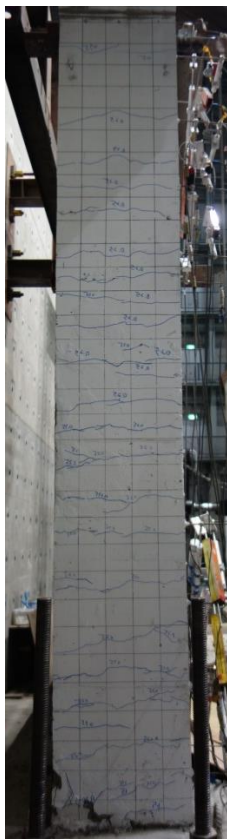


圖 4- 89 試體六在-1.0% drift 下裂縫情況



圖 4- 90 窗右上角(壓桿承壓區)保護層剝落

(資料來源：本研究拍攝)



(a)

(b)

圖 4- 91 試體六在 -1.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在+1.5% drift(試體位移為+48.75mm)下牆體裂縫如圖 4- 92 所示(照片左邊方向為正向(推力))，正向推力無明顯壓桿承壓區破壞，關鍵斷面區裂縫寬度稍微變寬，負向壓桿方向承壓區已剝落區域些微剝落，側推力達最大值，為 222.94 tf。



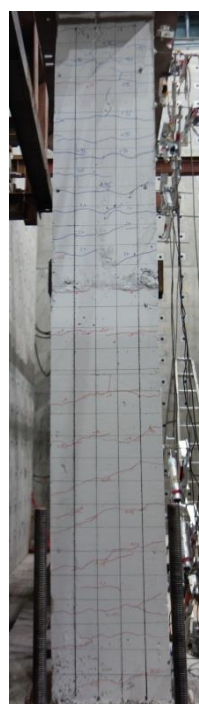
圖 4- 92 試體六在 +1.5% drift 下裂縫情況



圖 4- 93 負向壓桿承壓區持續剝落，裂縫密布於關鍵斷面區
(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4- 94 試體六在+1.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在-1.5% drift(試體位移為-48.75mm)下牆體裂縫如圖 4- 95 所示(照片左邊方向為正向(推力))，壓桿承壓區持續擴大剝落，並沿著壓桿方向持續延伸，可用肉眼清晰看見窗右邊邊界透材鋼筋，牆體水平向鋼筋呈現挫曲現象，側推力微降，為 216.4 tf。



圖 4- 95 試體六在-1.5% drift 下裂縫情況



圖 4-96 窗右上承壓區持續剝落，且牆體水平向鋼筋挫曲
(資料來源：本研究拍攝)

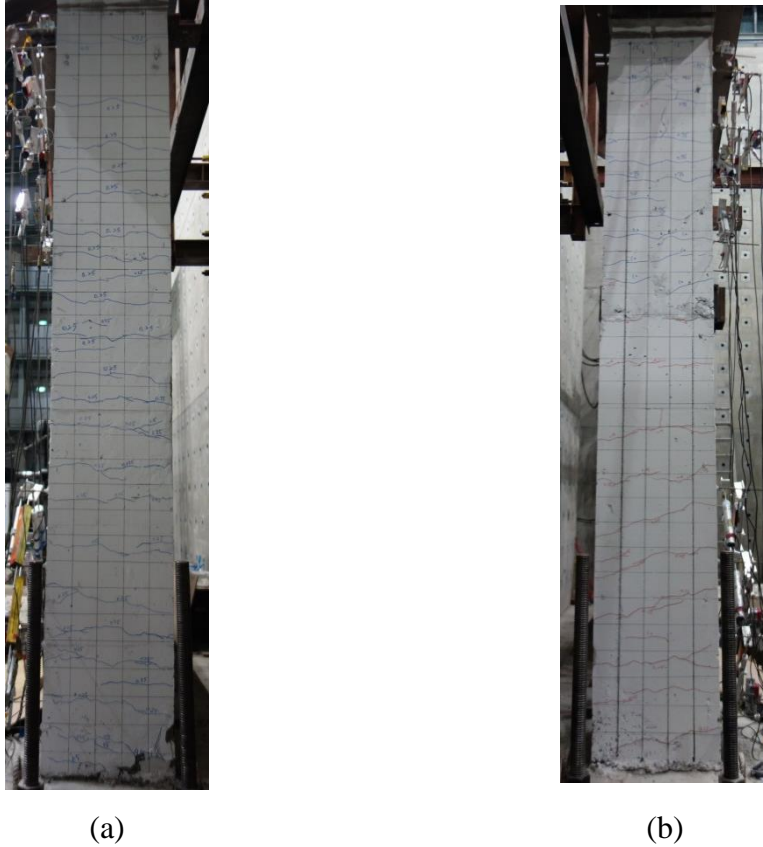


圖 4-97 試體六在 -1.5% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在+2.0% drift(試體位移為+65mm)下牆體裂縫如圖 4-98 所示(照片左邊方向為正向(推力))，窗右上角有垂直向上且一定寬度之裂縫，負向壓桿承壓區可見牆體水平向鋼筋受推力時為拉緊狀態，拉力時為挫曲狀態，其因牆體靠近柱端因保護層未破壞，具有對鋼筋足夠的抵抗側向變型能力，因此在拉力時靠近窗端往靠近柱端鋼筋擠壓，造成在負向拉力時鋼筋呈現挫曲狀態；正向壓桿承壓區(窗右下角)保護層剝落，肉眼可見邊構材鋼筋，正向壓桿相應之裂縫寬度持續增加；發生第一次正向側力傳遞機制破壞，側推力為 208.05 tf。

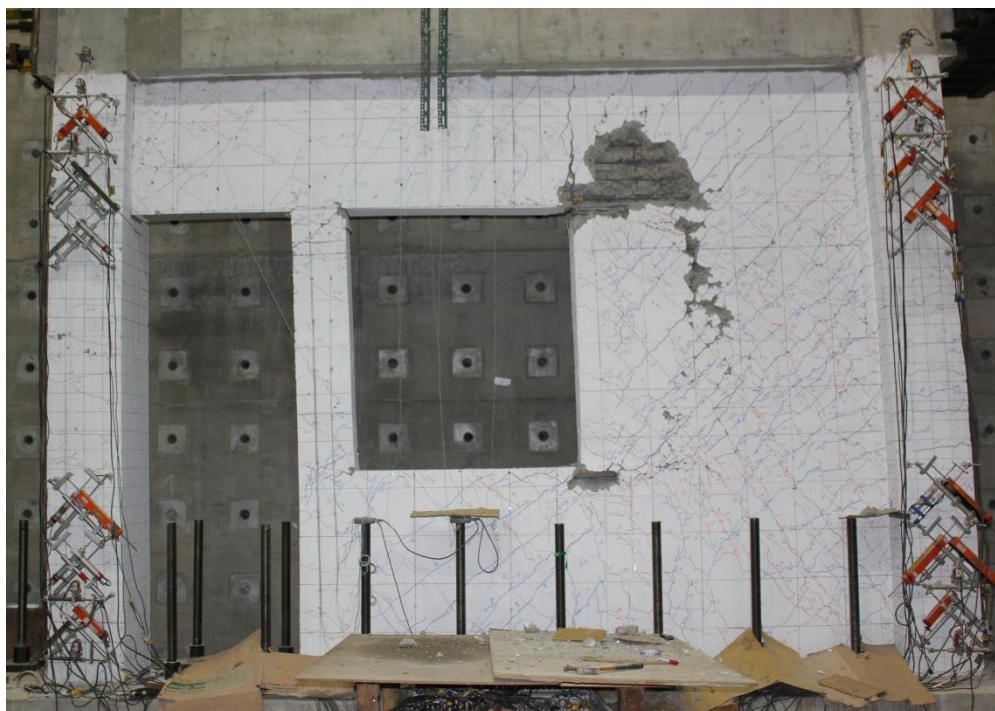


圖 4- 98 試體六在+2.0% drift 下裂縫情況



圖 4- 99 正向壓桿承壓區剝落，負向承壓區水平向鋼筋拉緊
(資料來源：本研究拍攝)

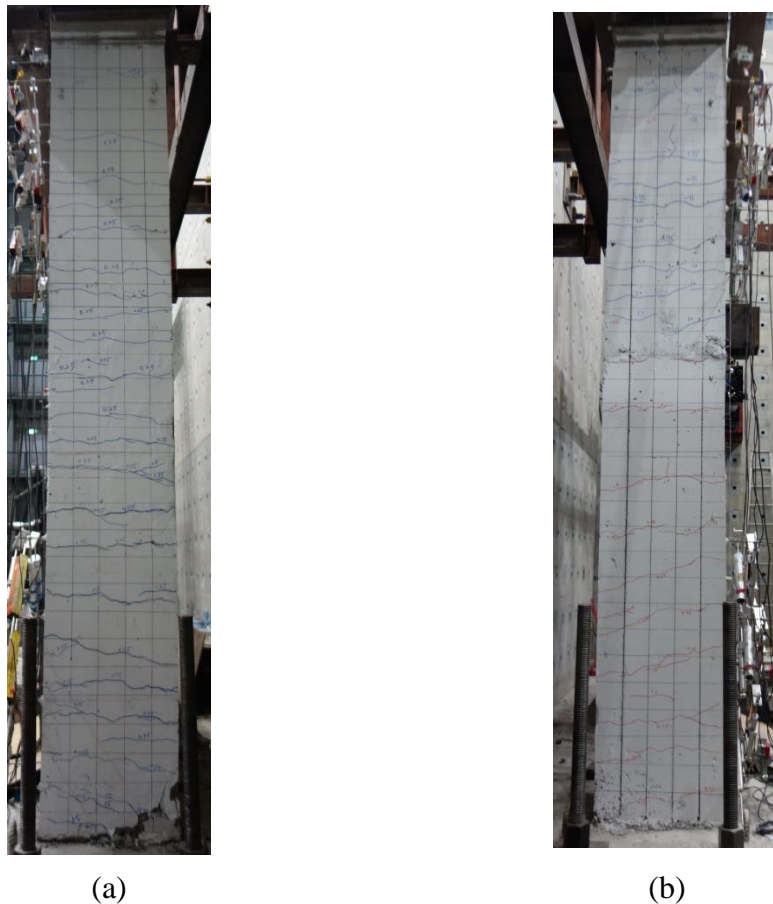


圖 4- 100 試體六在+2.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在-2.0% drift(試體位移為-65mm)下牆體裂縫如圖 4- 101 示(照片右邊方向為負向(拉力)),裂縫寬度持續增加,窗右上角垂直向上之裂縫發展至一定寬度,承壓區向上及向右下方持續剝落,牆體水平鋼筋呈現拉緊狀態,如圖 4- 102 所示,門及窗開口間小柱由原本剪力行為轉變為撓曲行為,且塑鉸發生於柱上緣,如圖 4- 103 所示;發生第一次正向側力傳遞機制破壞,側推力為-195.47 tf。

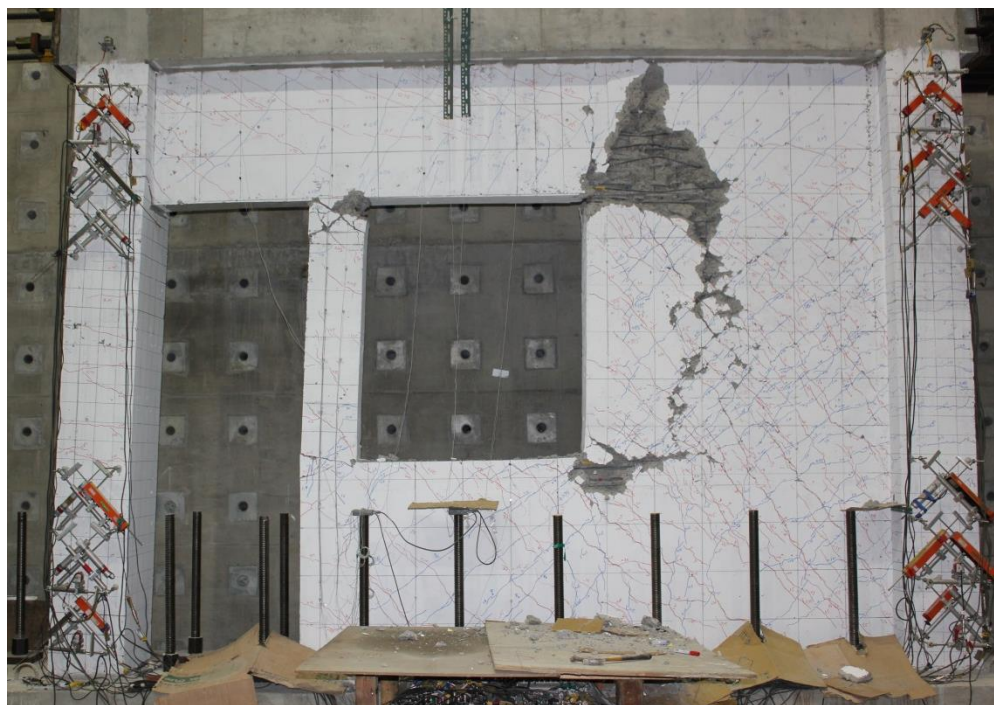


圖 4- 101 試體六在-2.0% drift 下裂縫情況



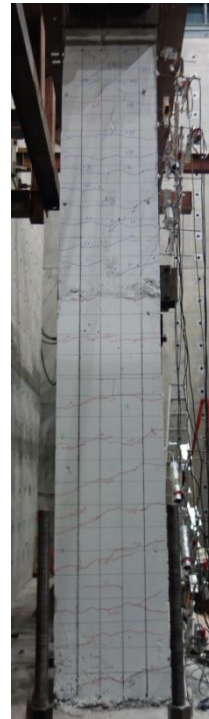
圖 4- 102 壓桿承壓區破壞往上擴展



圖 4- 103 開口間小柱由剪力破壞轉為撓曲破壞，上緣產生塑鉸
(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4- 104 試體六在-2.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面

(資料來源：本研究拍攝)

試體在+3.0% drift(試體位移為+97.5mm)下牆體裂縫如圖 4- 105 所示(照片左邊方向為正向(推力))，正向推力之相應壓桿方向裂縫發展至一定寬度，壓桿承壓區保護層向右上(壓桿方向)持續剝落，在此位移比第二個 cycle，右上-左下方向之其中一支對角向鋼筋因受壓發生挫曲，剩的兩支到第三個 cycle 全部挫曲；右柱水平張力裂縫發展至一定寬度，側推力為 198.6 tf。

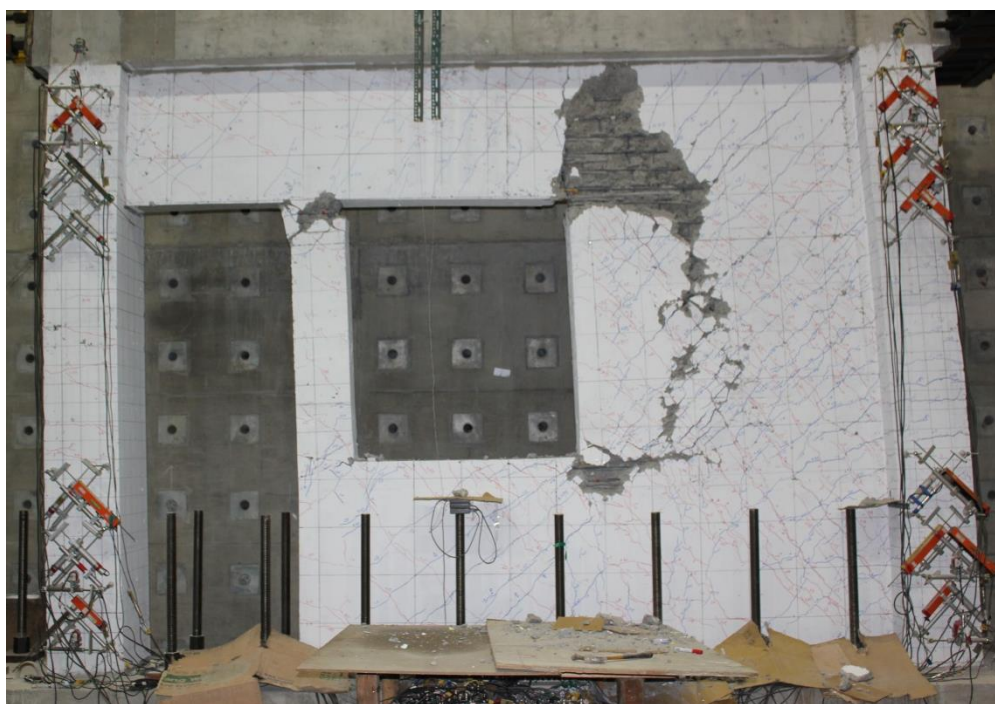


圖 4- 105 試體六在+3.0% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)

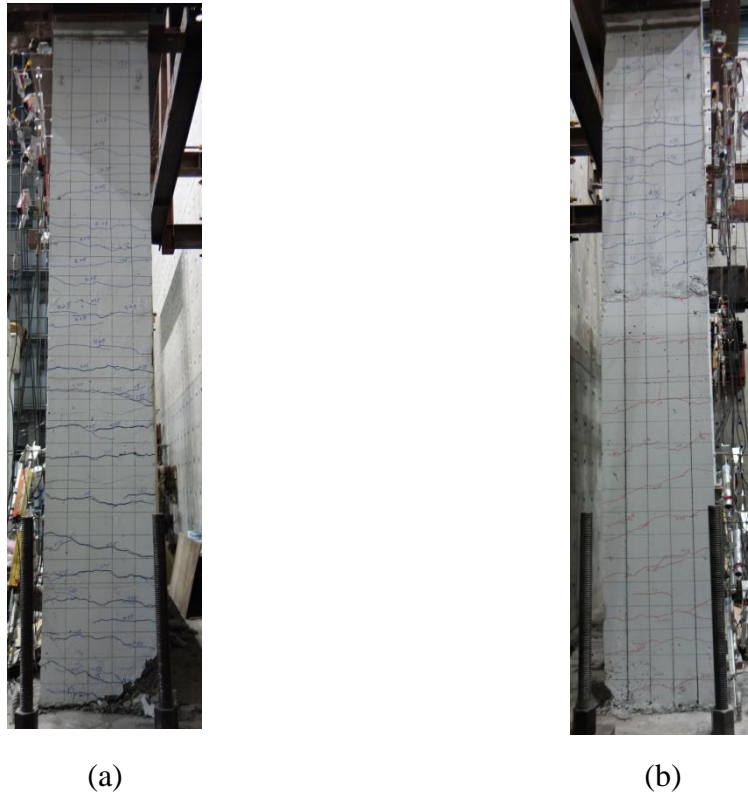


圖 4- 106 試體六在+3.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在-3.0% drift(試體位移為-97.5mm)下牆體裂縫如圖 4- 107 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，此位移比完成後，正負向壓桿承壓區之剝落已延伸至相連狀態；此位移比第一 cycle 因為正負向壓桿承壓區剝落區域相連，對角向鋼筋裸露出，負向相應之壓桿方向裂縫寬度亦發展至一定寬度，強度未到 50% 以下，側推力為 184.22 tf。

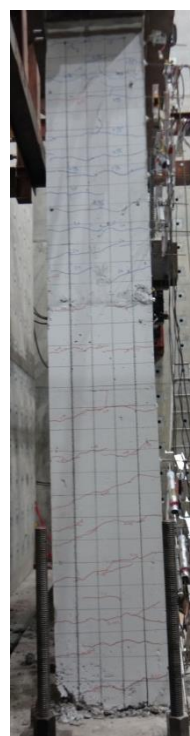


圖 4- 107 試體六在-3.0% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4- 108 試體六在-3.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面

(資料來源：本研究拍攝)

試體在+4.0% drift(試體位移為+130mm)下牆體裂縫如圖 4- 109 所示(照片左邊方向為正向(推力))，由圖 4- 111 可明顯看出在牆體關鍵斷面區對角向鋼筋受壓挫曲向外漲開，且在此位移比第三 cycle 時，中間對角向鋼筋因挫曲而折斷；受推力時，相應壓桿方向之承壓區可見牆體水平鋼筋挫曲，為抵抗對角向鋼筋向外漲，關鍵斷面區大部分核心混凝土已剝落；門及窗開口塑鉸區破壞嚴重，側推力為 130.29 tf。

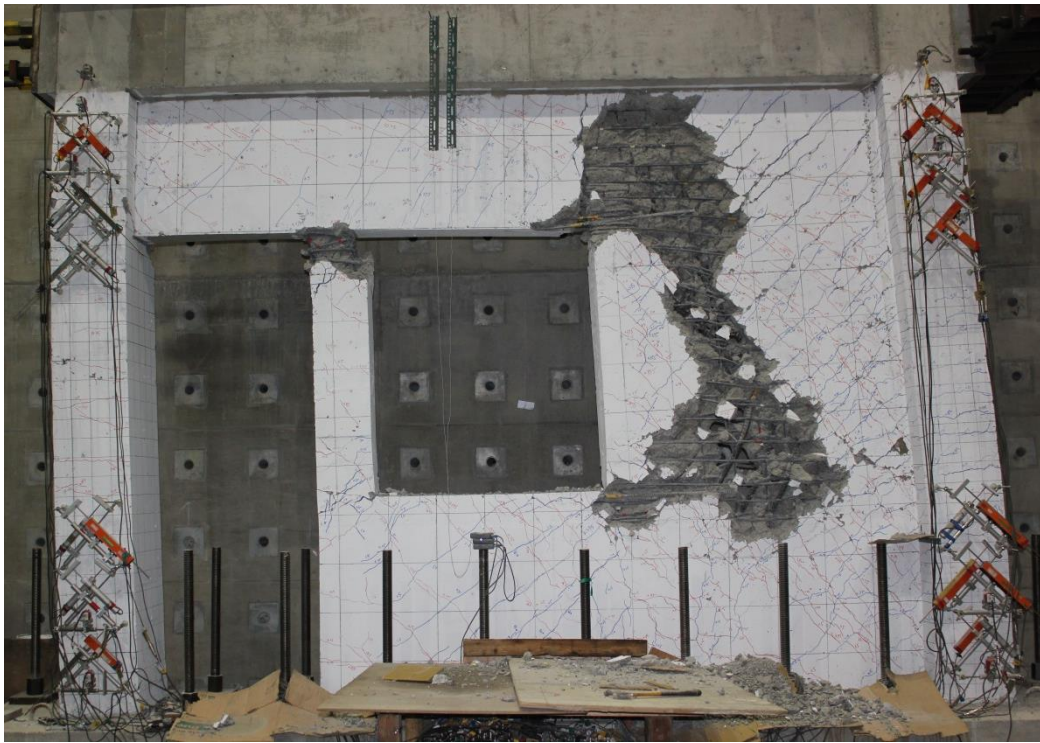


圖 4- 109 試體六在+4.0% drift 下裂縫情況



圖 4- 110 中間對角向鋼筋斷裂



圖 4- 111 關鍵斷面區側視圖

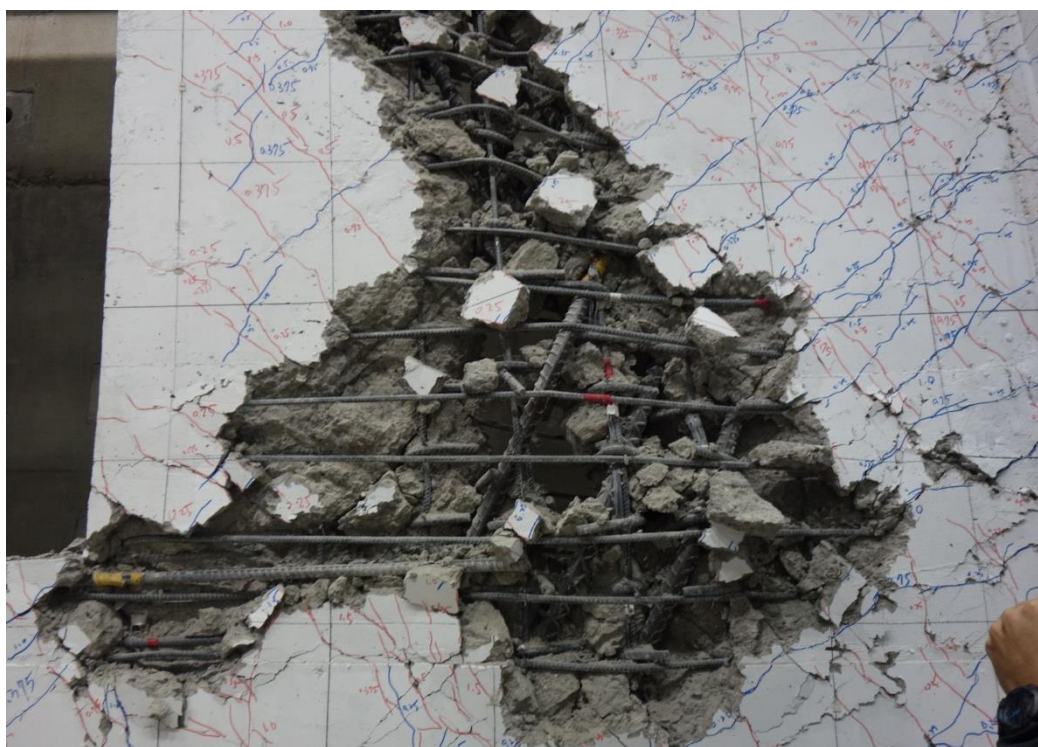


圖 4- 112 關鍵斷面區正視圖

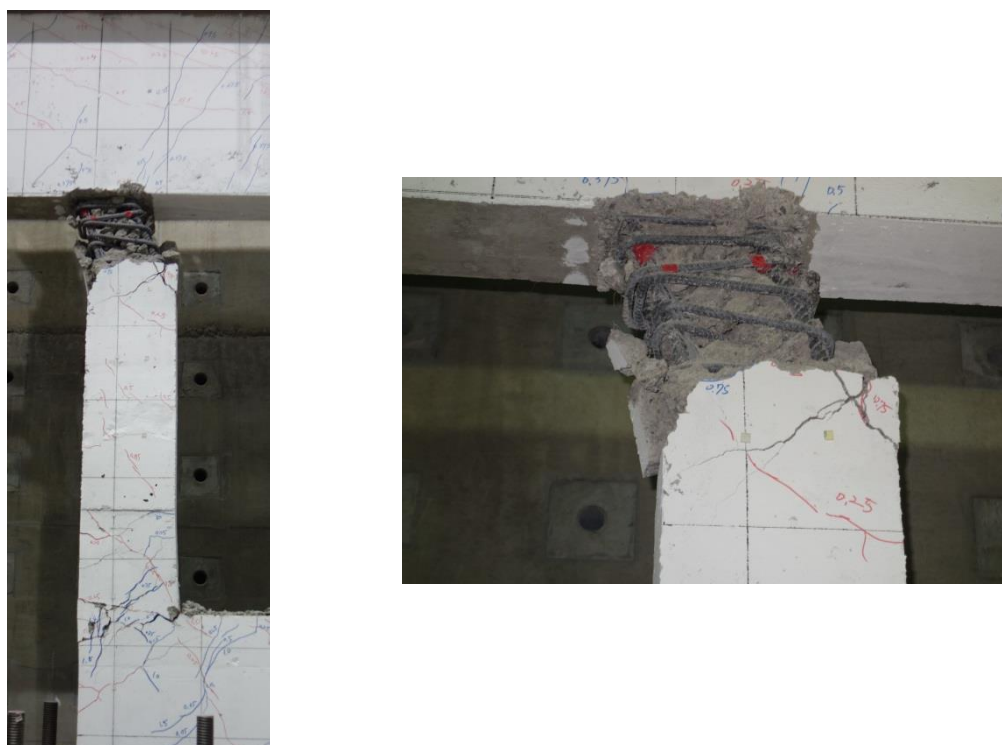


圖 4- 113 門及窗間之小柱，速鉸區破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)

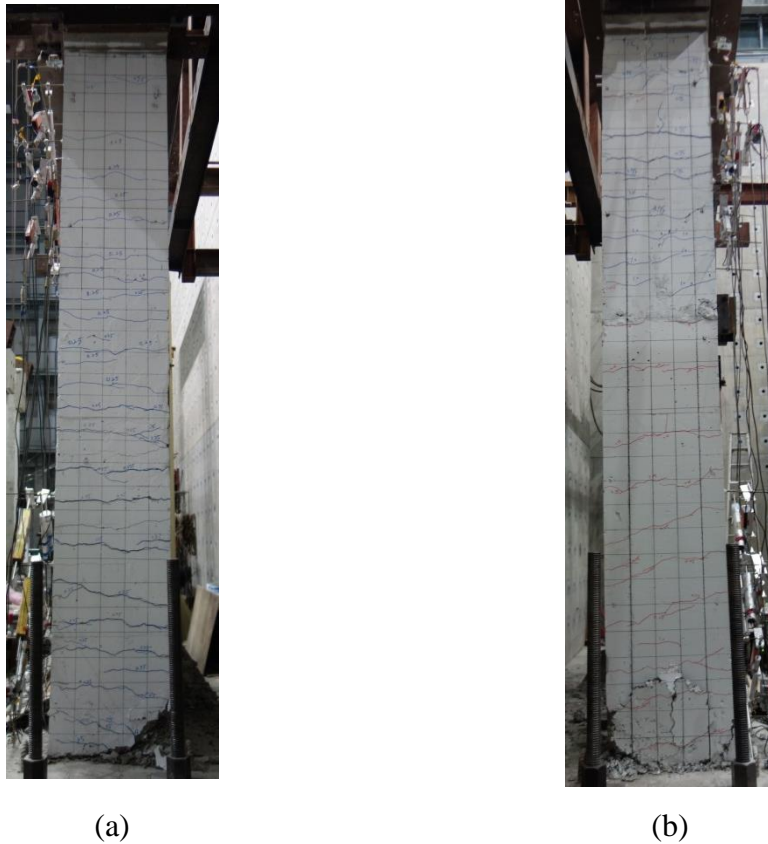


圖 4- 114 試體六在+4.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在-4.0% drift(試體位移為-130mm)下牆體裂縫如圖 4- 115 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，關鍵斷面區核心混凝土已大部分剝落，僅剩對角向鋼筋抵抗側力，不過在此位移比第三 cycle 時，右上-左下方向對角向鋼筋最左邊拉斷，部分彎鉤繫筋彈出，牆水平垂直向鋼筋已經較無圍束力；窗及門間之小柱塑鉸區破壞如圖 4- 118 所示；左柱底混凝土嚴重剝落，側推力為-157.33 tf。

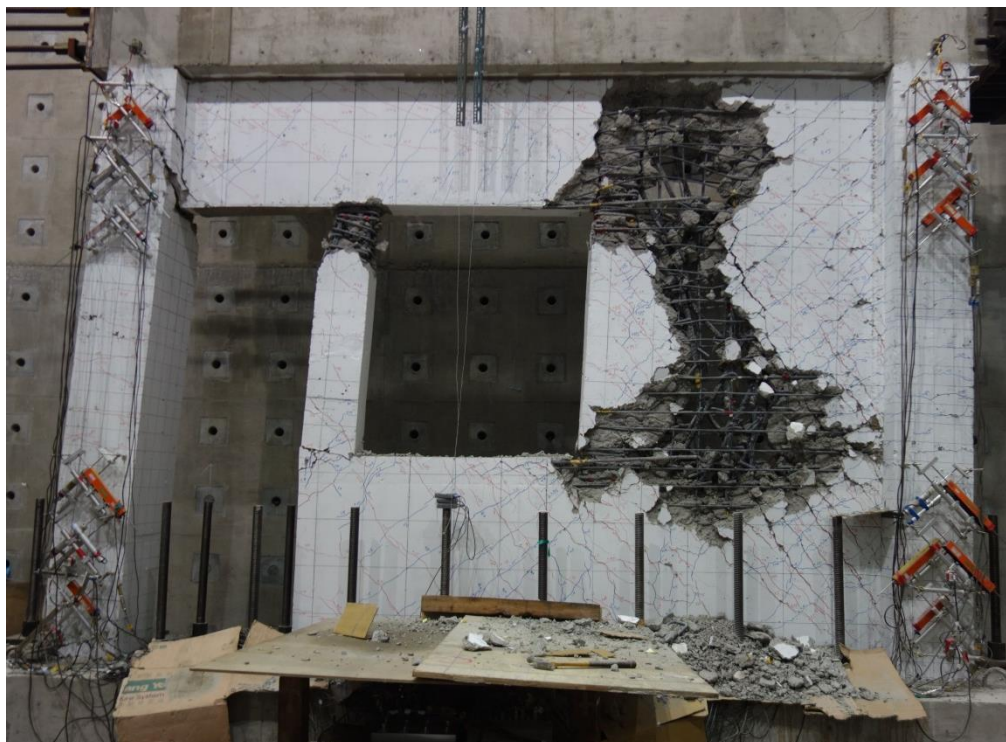


圖 4- 115 試體六在-4.0% drift 下裂縫情況

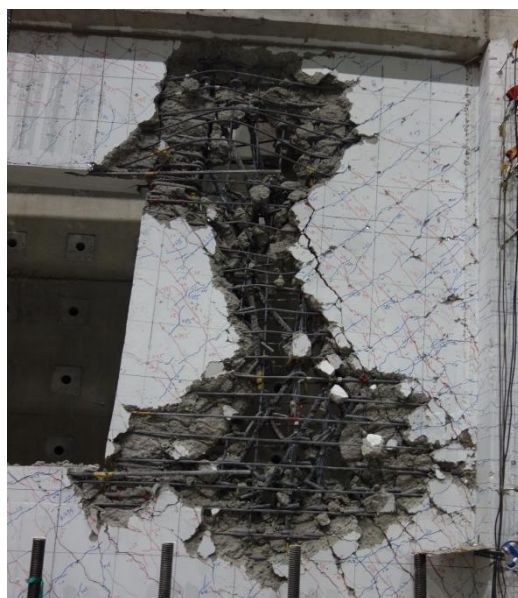


圖 4- 116 關鍵斷面區破壞情形



圖 4- 117 第二支對角向鋼筋拉斷



圖 4- 118 門及窗間之小柱塑鉸區破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)

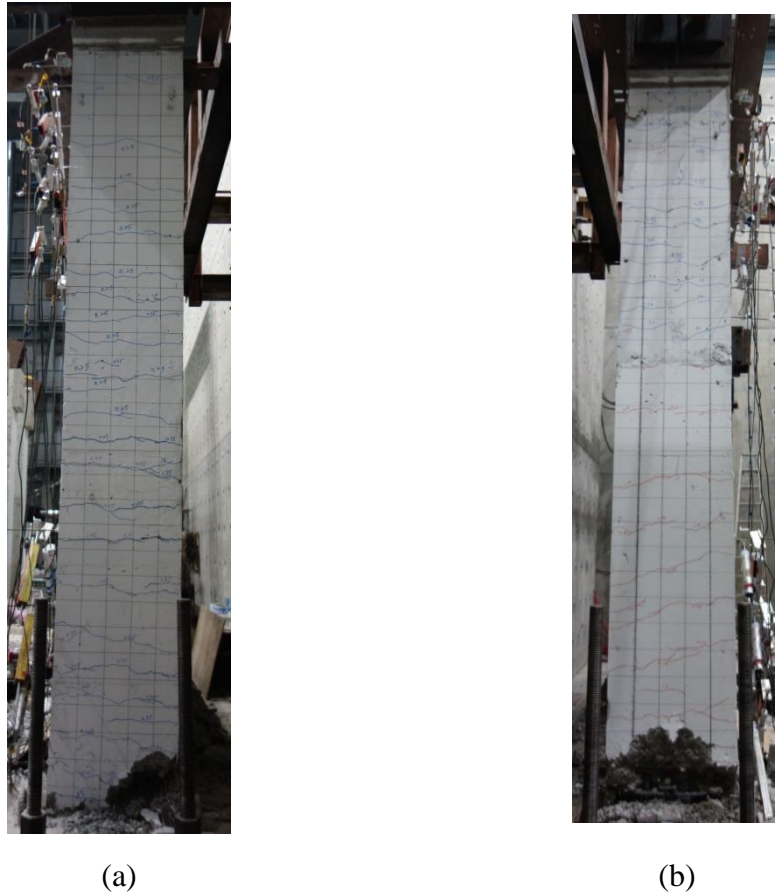


圖 4- 119 試體三在 -3.0% drift 下裂縫情況 (a)右柱面 (b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在 +5.0% drift (試體位移為 +162.5mm) 下牆體裂縫如圖 4- 120 所示 (照片左邊方向為正向 (推力))，試體進到此位移比時，牆體主要強度來源已嚴重破壞，已無強度貢獻，側推力不到最高值的 40%，為 96.16 tf。

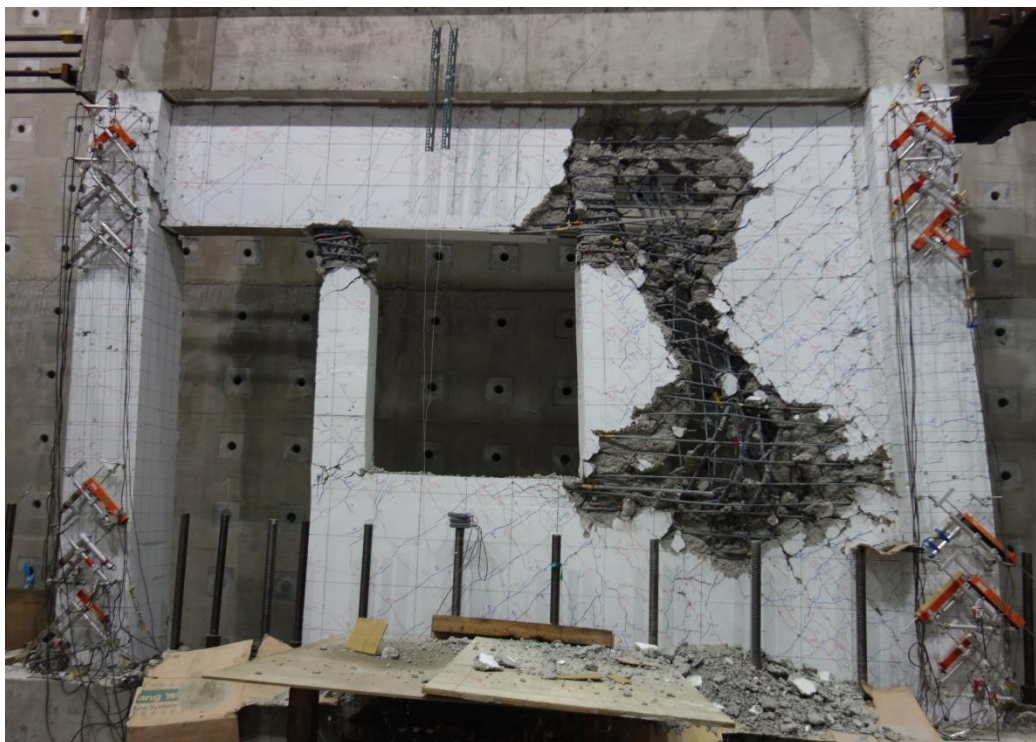
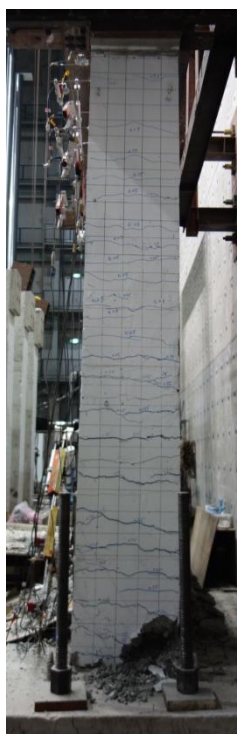
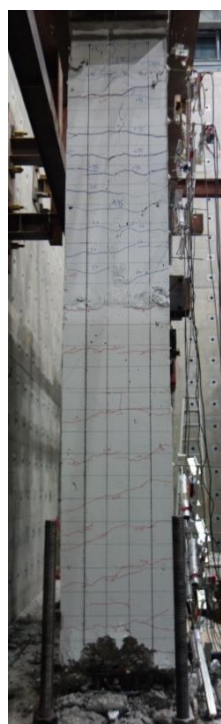


圖 4- 120 試體六在+5.0% drift 下裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4- 121 試體六在+5.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

試體在-5.0% drift(試體位移為-162.5mm)下牆體裂縫如圖 4- 122 所示(照片右邊方向為負向(拉力))，此位移比第一 cycle 使右上-左下方向最左邊對角向鋼筋拉斷，已是對角向鋼筋全斷趨勢，且關鍵斷面區嚴重剝落，強度所剩無幾，側推力為 103.15 tf，±5% drift 第一迴圈結束後判定試體已破壞，致動器將試體推回至位移為零位置後改採力量控制，設定力量值為零並等待反應，一段時間後結束實驗。

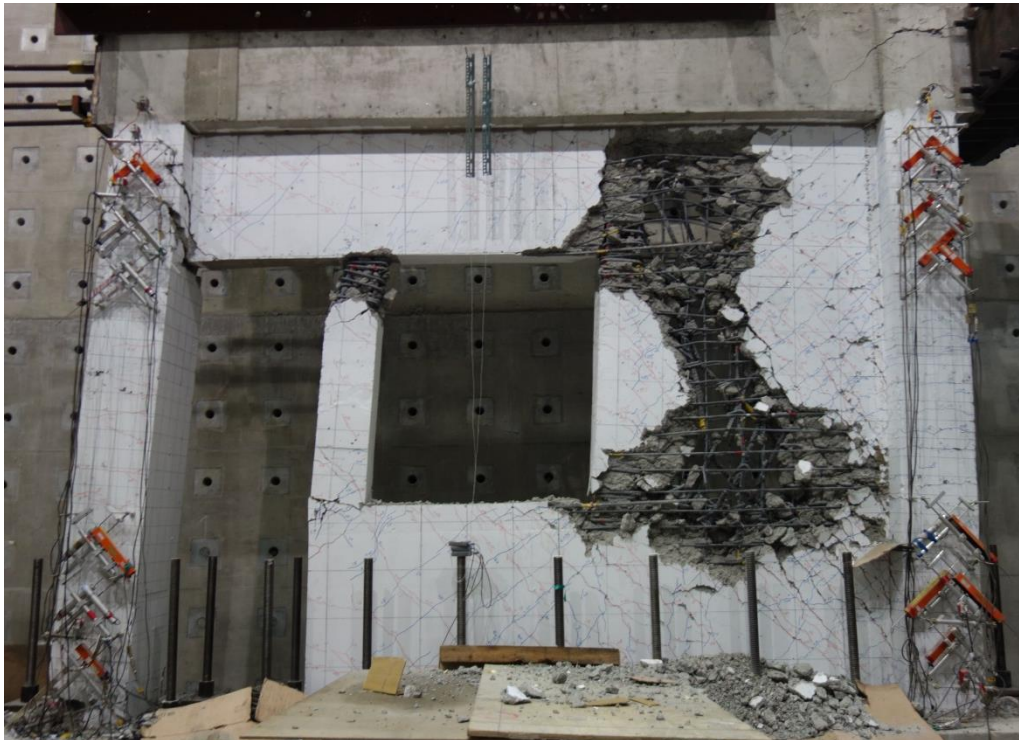
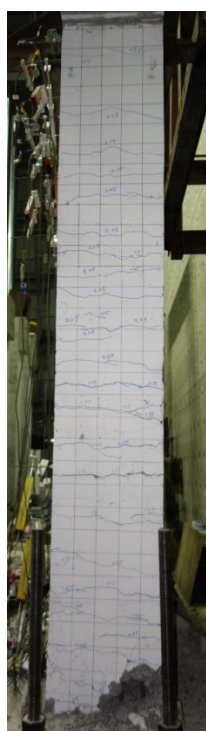


圖 4- 122 試體六在-5.0% drift 下裂縫情況

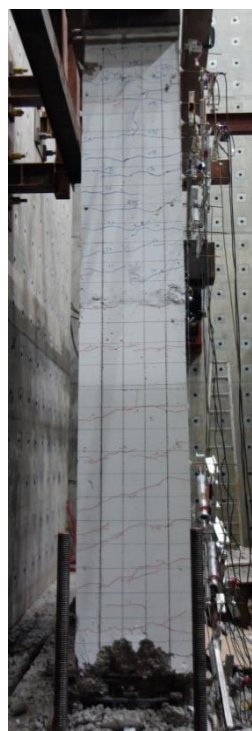


圖 4- 123 對角向鋼筋全斷

(資料來源：本研究拍攝)



(a)



(b)

圖 4-124 試體六在 -5.0% drift 下裂縫情況(a)右柱面(b)左柱面
(資料來源：本研究拍攝)

四、試驗結果分析與討論

如前述，本實驗試體大致分為有開口及無開口兩種型式，無開口牆分為兩座，差異為壁厚及柱尺寸，有開口試體之差異則為內部配筋細節不同，乃針對 102 年度建研所委託案「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」整理出屋後開口外牆之癥結點及設計要領，試體實驗前之強度預測方法為關鍵橫斷面積大小(水平向總開口面積)、柱尺寸及配筋細節作為試體強度評估之依據，試體側向強度應為試體六 > 試體二 > 試體五 > 試體一 > 試體四 = 試體三。

由實驗觀察到牆有開口與無開口之破壞型式差別很大，牆無開口，破壞模式並非正負向壓桿交會區嚴重破壞，而是因牆無開口，並無關鍵斷面(斷面積最小處)，即牆體在高程方向上段面積均同，而破壞區域則由同斷面區距離力量加載位置最遠處決定，即是牆底；牆底部鋼筋及混凝土均有錯位之現象發生，此一破壞模式即為剪力摩擦現象；而試體三由實驗觀察到牆體的破壞模式，開口外之完整牆塊如預期地提供並且主控了側向強度及勁度的大小，正向與負向裂縫相互交錯貫穿、並切割完整牆塊，主壓桿在被正負裂縫貫穿後，影響了其中各別混凝土塊的承壓能力，試驗過程中發現牆試體僅一向(不一定正向或負向)可達到預估的強度值，其推斷原因為牆面其中一處發生壓碎破壞後，試體整體之力量傳遞機制就會大幅的改變，並且因牆體採用的是傳統配筋方式，僅配置溫度與乾縮控制鋼筋，混凝土所受之圍束不足。

第五章 低矮鋼筋混凝土沿街店鋪式住宅耐震評估方法

根據 921 集集大地震震後勘災報告指出，低矮鋼筋混凝土沿街店鋪式住宅一樓為損害最嚴重之區域，結構倒塌往往為一樓沿街方向軟弱層破壞；本研究基於國家地震工程研究中心 (NATIONAL CENTER FOR RESEARCH ON EARTHQUAKE ENGINEERING, 以下簡稱 NCREE) 側推耐震評估方法[18][19]，提出能考慮牆體開口效應，並適用低矮鋼筋混凝土沿街店鋪式住宅之側推耐震評估方法；鋼筋混凝土無開口牆之撓曲強度藉由斷面分析預測，而剪力強度則由軟化壓拉桿模型決定；開口剪力牆的剪力強度、有效初始勁度及剪力勁度則由無開口剪力牆搭配開口折減係數估算之。

本研究利用所發展的側推耐震評估方法，進行實際沿街店鋪式住宅之耐震評估，所評估的對象為一最近新建、座落於台中市之沿街店鋪式住宅。分析結果顯示一樓軟弱層破壞模式，其因緣於柱尺寸影響此類建築住宅使用空間需求而變小，導致強梁弱柱，以及一樓沿街方向牆壁因開門、開窗或流通性而大幅度開口，導致強度弱於其上樓層。

第一節 側推分析塑鉸設定

本研究藉由 ETABS 軟體建置低矮鋼筋混凝土沿街店鋪式住宅模型，根據 NCREE 側推方法估算梁、柱及未開口牆的塑鉸行為。開口牆之塑鉸行為之建置則根據無開口牆之剪力強度乘上 Ono's 剪力折減係數，撓曲勁度之計算乃根據 Bing Li [4]所提出之方程式，剪力勁度則是基於日本建築學會(Architectural Institute of Japan[2]，以下簡稱 AIJ)所定義之方式計算而得。以下分別詳述梁、柱、無開口剪力牆、開口剪力牆塑鉸行為模擬方法。

一、梁塑鉸

根據 ASCE 41-06 [3]計算梁塑鉸，如圖 5-1、圖 5-2 顯示出理想化的力與變形關係，由於梁為非對稱，所以力與變形的正負方向不同。正標稱彎矩 M^+ 和負標稱彎矩 M^- 可以根據 ACI 318 [1]斷面分析來計算，撓曲塑鉸參數根據表 5-2 並且依 $(\rho - \rho')/\rho_{bal}$ 、 $0.27/(b_w d \sqrt{f'_c})$ 此兩式所各自計算之比值與考慮梁是否符合規範下內插得知。表 5-1 中， ρ 為拉力筋比； ρ' 為壓力筋比； ρ_{bal} 為平衡鋼筋比； V_n 為設計剪力強度；C 為符合規範；NC 為不符合規範； d 和 b_w 分別為梁深度和梁寬度； f'_c 為混凝土抗壓強度。

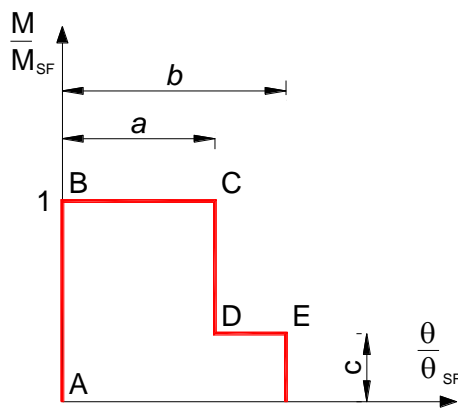


圖 5-1 梁撓曲塑鉸之正規化載重變形圖

資料來源:本研究繪製

表 5-1 梁撓曲塑鉸參數

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	橫向鋼筋是否 滿足規範	$\frac{0.27V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	a	b	c
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2

(資料來源:本研究繪製)

標稱剪力強度由式 4-1 計算，式中 L 為梁的長度。

$$V_b = \frac{M^+ + M^-}{L} \quad (5.1)$$

剪力塑鉸參數由表 4-2 取得，其中剪力強度 V_n 之剪力塑鉸根據 ACI 318 [1] 計算求得，s 為橫向鋼筋間距。

$$V_n = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} + 0.53 \sqrt{f'_c} b d \quad (5.2)$$

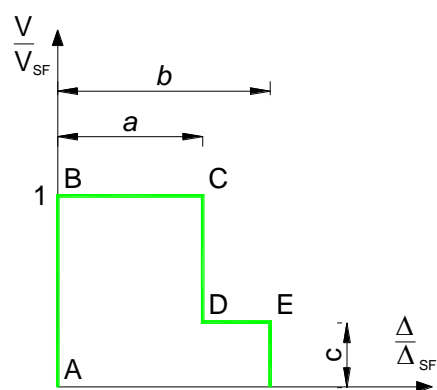


圖 5- 2 梁剪力規化載重變形圖

資料來源:本研究繪製

表 5- 2 梁剪力塑鉸參數

Points	a	b	c
$s \leq d/2$	0.003	0.02	0.2
$s > d/2$	0.003	0.01	0.2

資料來源:本研究繪製

流程圖計算梁塑鉸如圖 5-3 所示。

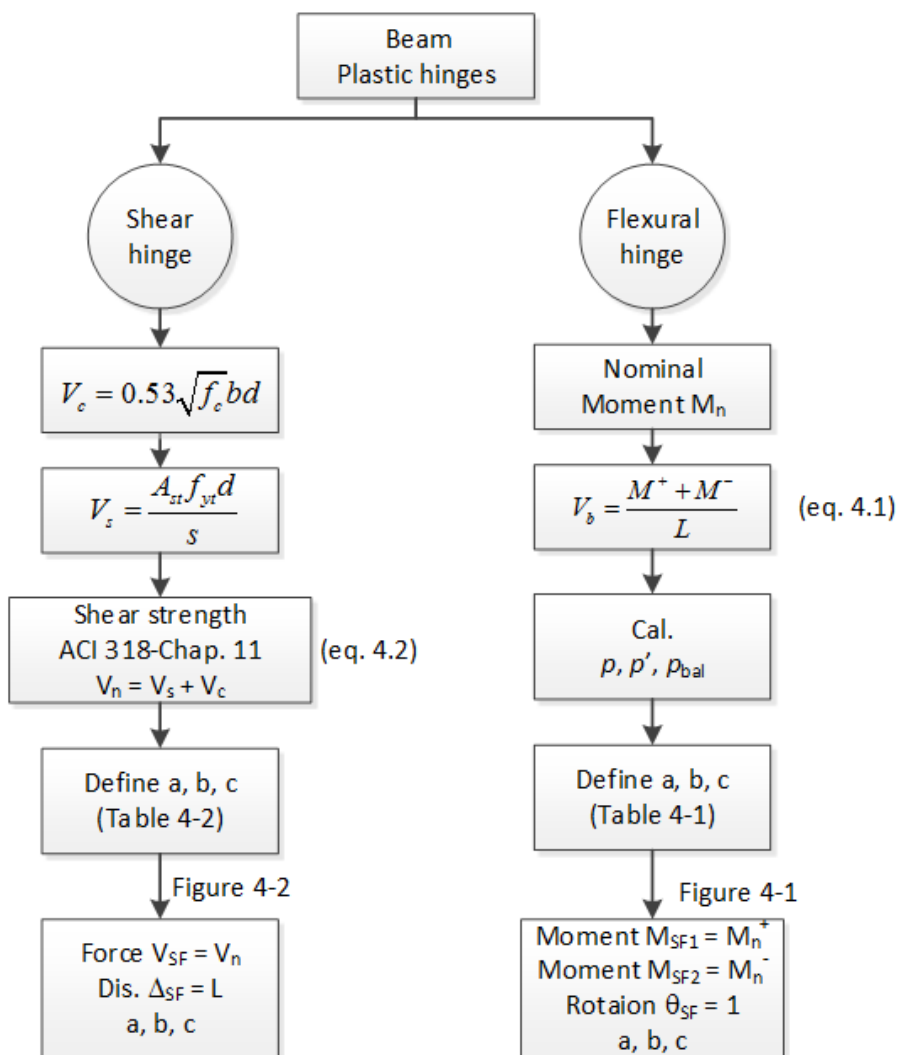


圖 5-3 梁塑鉸計算程序

資料來源:本研究繪製

二、柱塑鉸

撓曲塑鉸位於柱的兩端，其破壞模式為撓曲破壞或撓剪破壞。圖 5-4 與圖 5-5 為側向力與位移關係。

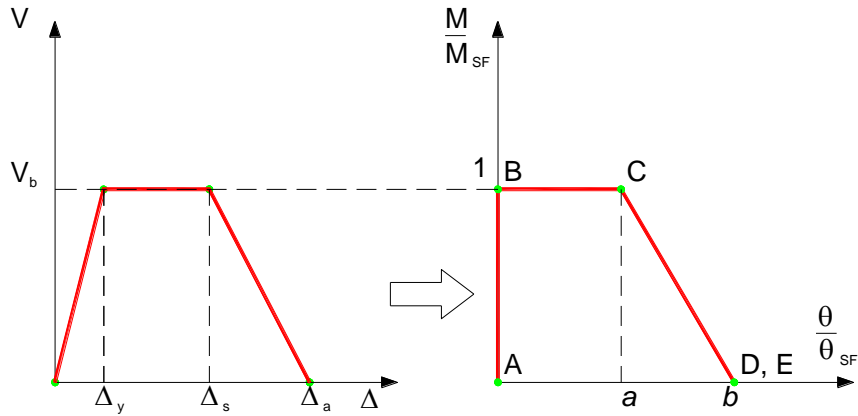


圖 5-4 柱撓曲塑鉸之正規化載重變形曲線

資料來源:本研究繪製

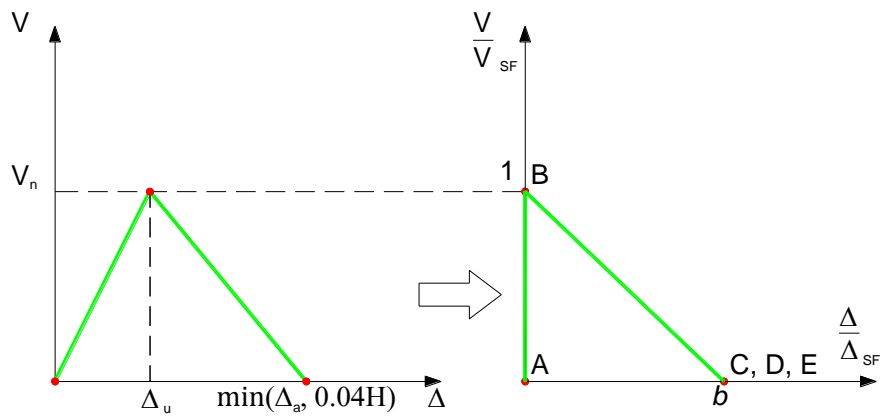


圖 5-5 柱剪力塑鉸之正規化載重變形圖

資料來源:本研究繪製

圖 5-4 和圖 5-5 顯示為非線性塑鉸參數，以下列方程式計算：

$$a = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_y}{H} \quad (5.3)$$

$$b = \max\left(\frac{\Delta_{ab}}{H}; \frac{\Delta_s}{H}\right) \quad (5.4a)$$

$$c = \min\left(\frac{\Delta_{an}}{H}; 0.04\right) \quad (5.4b)$$

由下列方程式，可估算撓曲降伏位移量：

$$\Delta_y = \frac{V_b}{k} = \frac{V_b H^3}{12\alpha E_c I_g} \quad (5.5)$$

其中 V_b 為柱之撓剪強度， $V_b = 2M_n/H$ ， M_n 為標稱彎矩； H 為柱之高度； E_c 為混凝土彈性模數； I_g 為混凝土全斷面積慣性矩；值為依據二階分析結果考慮元素勁度的折減所得之勁度係數。

圖 5-6 流程圖計算柱塑鉸。

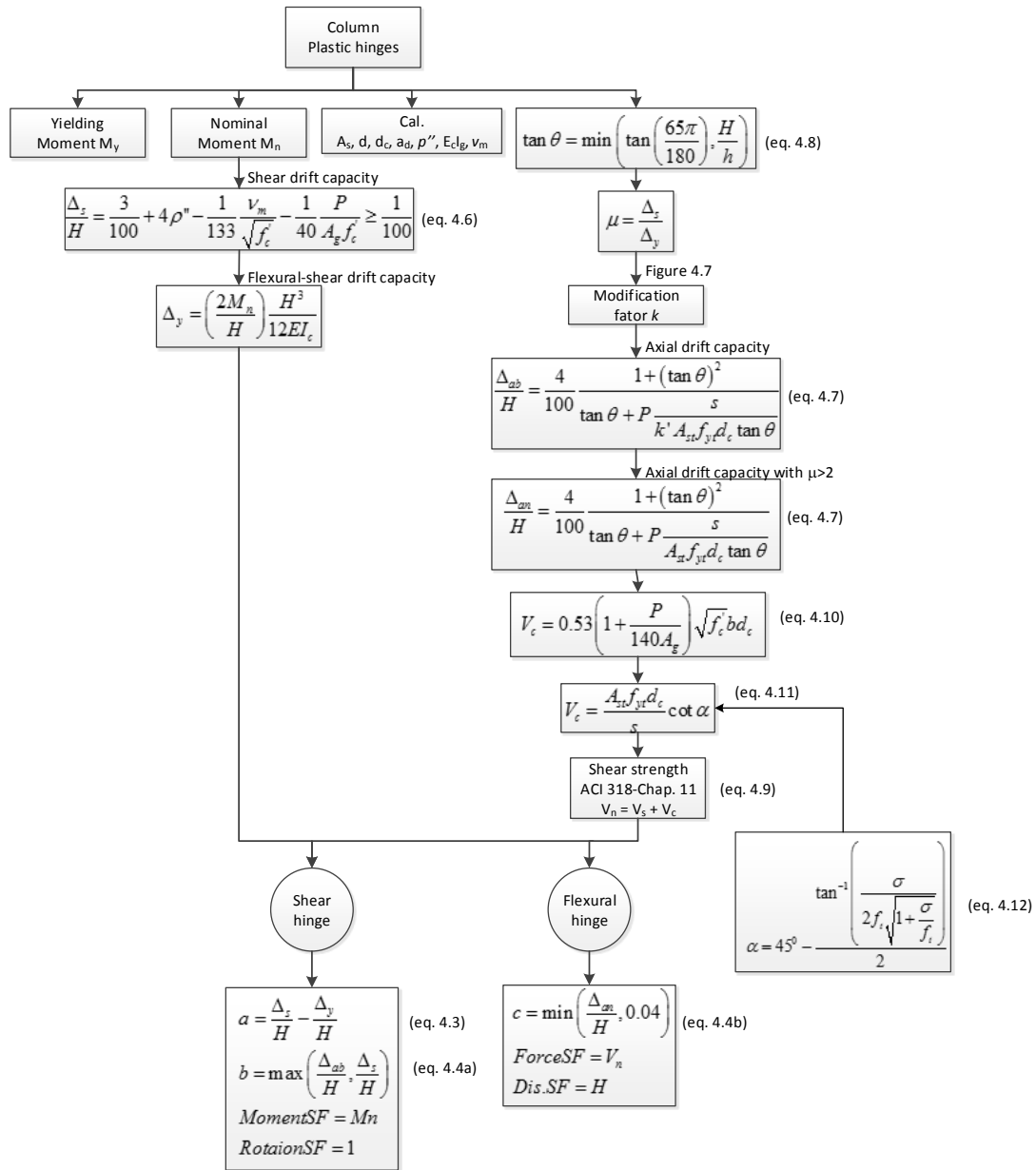


圖 5-6 柱塑鉸計算程序

資料來源:本研究繪製

剪力變位量

柱子受剪力破壞下的剪力變位量由式(5.6)，根據觀察 50 個柱之臨界剪力數據所探討出之經驗公式求得。(Elwood and Moehle [15])

$$\frac{\Delta_s}{H} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (5.6)$$

其中 H 為柱之長度； $\rho'' = A_{st} / bs$ 為橫向鋼筋比； A_{st} 為橫向鋼筋斷面；b 為柱斷面寬度；s 為橫向鋼筋間距； $v = V/bd$ 為最大標稱剪應力，單位為 kgf/cm²；d 為混凝土最外緣到拉力鋼筋中心之深度； A_g 為柱全斷面積； f'_c 為混凝土抗壓強度。

根據式(5.6)，最大剪應力、橫向鋼筋比和軸向載重影響到剪力變位量。當軸力越高，剪力位移越少；標稱剪應力越低，剪力位移越多；剪力位移與橫向鋼筋量成正比。

軸向變位量

根據 Elwood、Moehle[15]提出之剪力摩擦係數，計算柱子受剪力破壞下的軸向變位量；此方程式由軸力強度、橫向箍筋量及臨界角度這些參數組成，進而計算得知軸向變位量。

$$\frac{\Delta_{ab}}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{k' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \quad (5-7)$$

其中 f_{yt} 為橫向鋼筋的降伏強度； d_c 為外緣圍束鋼筋心至心的間距； θ 為臨界角度； k' 為臨界角度之修正因子。

臨界角度

當柱具有低細長比及臨界角度值受柱之修正係數限制的情況下，臨界角度 θ 值為柱子的剪力破壞平面與水平方向之夾角值，而臨界角度值可約為 65° 或 $\theta = 55 + 35P/P_o$ ，此式 P_o 為未經破壞之柱的軸力強度。

$$\theta_{\max} = \tan^{-1}\left(\frac{H}{h}\right) \quad (4.8)$$

修正因子

修正因子 k' 受彎鉤角度所影響，135 度彎鉤 $k' = 1$ ，若 90 度彎鉤則根據 Δ_s/Δ_y 比值查圖 5-7 可得 k' 。

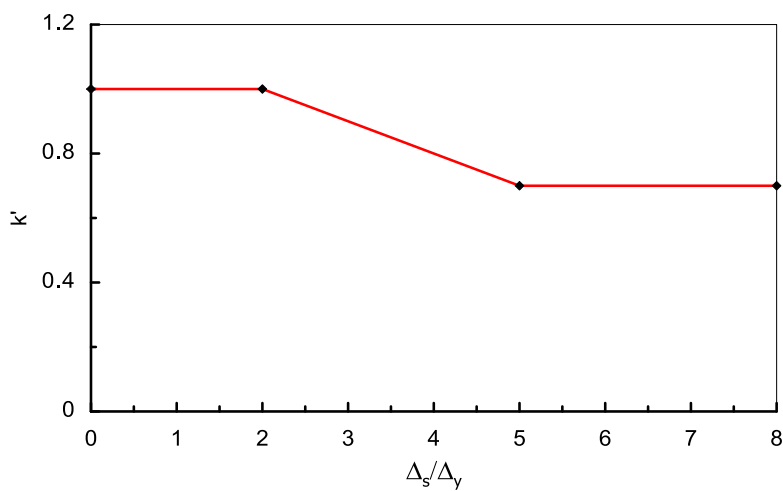


圖 5-7 修正因子 k'

資料來源:本研究繪製

標稱剪力強度

根據 ACI 318-05[1]，柱之剪力強度由混凝土與橫向鋼筋所貢獻之剪力強度所組成，由下式計算求得：

$$V_n = V_s + V_c \quad (5.9)$$

混凝土之貢獻剪力強度：

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d_c \quad (5.10)$$

橫向鋼筋之貢獻剪力強度：

$$V_c = \frac{A_{st} f_{yt} d_c}{s} \cot \alpha \quad (5.11)$$

柱之剪力破壞夾角 α ：

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\tan^{-1} \left(\frac{\sigma}{2f_t \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_t}}} \right)}{2} \quad (5.12)$$

其中 P 為軸向載重； A_g 為柱全斷面積； f'_c 為混凝土抗壓強度；b 為柱斷面寬度；

d_c 為柱斷面有效深度並允許假設 $d_c = 0.8h$ ；h 為柱之深度； f_{yt} 為橫向鋼筋降伏強

度；s 為橫向鋼筋間距； $\sigma = P/A_g$ 標稱壓應力； f_t 為混凝土張力強度， $f_t = 1.06\sqrt{f'_c}$

(kgf/cm²)

三、鋼筋混凝土無開口牆

鋼筋混凝土牆承受水平荷載之變形包括撓曲、剪切以及滑移變形 (Sezen 等人[22] [23])。在 ETABS 程序中[7]，鋼筋混凝土牆通常是由板殼單元所定義；然而，ETABS 進行側推分析時，不允許建立任何塑鉸在板殼單元上。因此，只能將鋼筋混凝土之牆模擬成等效柱的方式進行分析。根據日本建築學會表示，鋼筋混凝土牆可以採用兩個軸向彈簧以及一個等效寬柱進行模擬。這兩個軸向彈簧能抵抗軸向載重；同時等效寬柱也有抵抗撓曲以及剪切之特性。如圖 5-8a 所示，將兩個梁頂部以及底部假設為剛體。如圖 5-8b 所示，基於 NCREE，鋼筋混凝土牆，可模擬為三個等效塑鉸寬柱，由兩個撓曲塑鉸配置在兩個端部上，以及在柱的中間一個剪切塑鉸。如圖 5-9 所示，鋼筋混凝土牆之建模在 ETABS 程序上模擬成一等效寬柱單元。此外，ETABS 程序上沒有辦法來模擬滑動彈簧；因此，在計算上彈簧握裹滑移效應由降低撓曲剛度來近似模擬之。

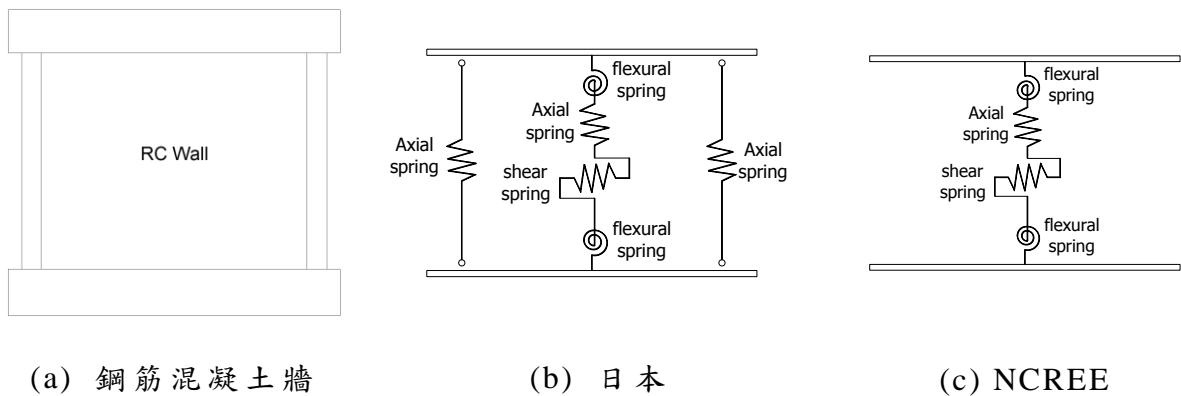


圖 5-8 模擬等效寬柱模型示意圖

資料來源:參考書目[7]

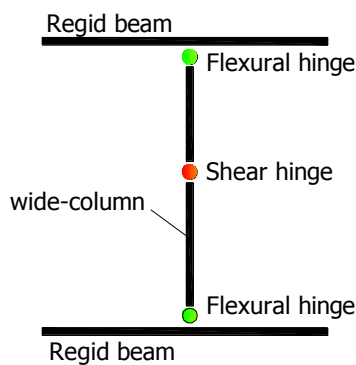


圖 5-9 在 ETABS 上模擬等效寬柱之模型

資料來源:本研究繪製

撓曲塑鉸

側向力與位移關係如圖 5-10 所示。如圖 5-10 以及表 5-3 所示，鋼筋混凝土牆之撓曲塑鉸是基於三線性之荷重與位移曲線上。B 點所表示的為降伏點，在此點的力與位移表示為降伏彎矩 M_y 以及降伏位移 Δ_y ，而這兩個值可以透過截面分析求得，其中，在該鋼筋在拉伸極限區被假設為降伏。C 點所表示的為撓曲極限點(M_{fu} D_{fu})，在此點的力與位移表示為極限彎矩 M_n 以及極限位移 Δ_{fu} ，而這兩個值求得方式為當混凝土壓力區應變達到 ACI 規範極限應變 $\epsilon_u = 0.003$ 所對應的力與位移。D 點表示為極限彎矩後殘餘強度點。

表 5-3 鋼筋混凝土牆之撓曲塑鉸

點	彎矩/SF	位移/SF
A	0	0
B	V_y/V_u	0
C	1	1
D	0.4	c
E	0.4	c

(SF:比例因子)

(資料來源:本研究繪製)

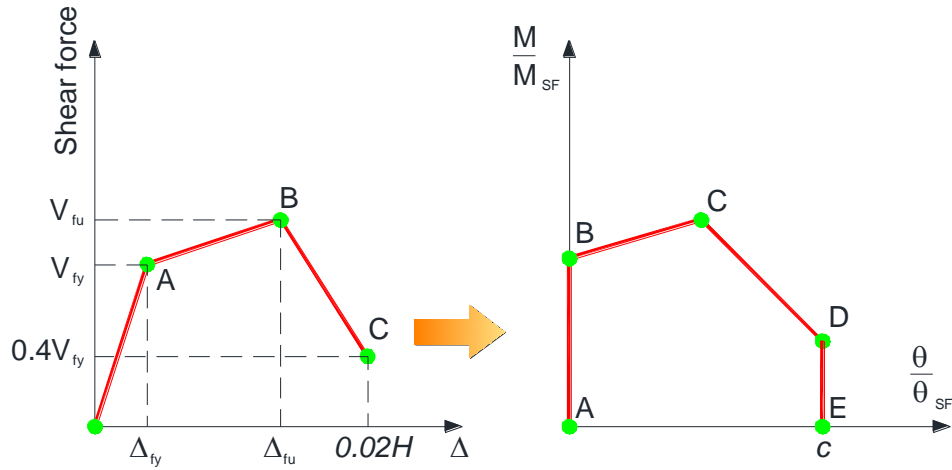


圖 5-10 撓曲塑鉸的荷重變形

資料來源:本研究繪製

估計降伏位移 Δ_{fy}

降伏點假設大致的方程式作為計算

$$K_{eff} = \frac{12E_c \times 0.5I_g}{H^3} + \frac{E_c}{2(1+\nu)} \frac{0.4A_w}{H} \quad (5.13)$$

$$V_{fy} = \frac{2M_y}{H} \quad (5.14)$$

$$\Delta_{fy} = \frac{V_{fy}}{K_{eff}} = V_{fy} \frac{H^3}{12E_c \times 0.5I_g} + V_{fy} \frac{2(1+\nu)}{E_c} \frac{H}{0.4A_w} \quad (5.15)$$

式中， E_c 為混凝土的彈性模數，可以假設為 $15000\sqrt{f'_c}$ (kgf/cm²)， I_g 為混凝土全斷面慣性矩， V_{fy} 為牆的水平撓剪降伏強度； H 為梁中央到牆底部之鋼筋混凝土牆高， ν 為混凝土柏松比， A_w 鋼筋混凝土全斷面積(可定義為牆厚 t_w 及牆寬 l_w 的乘積)。

$$A_w = t_w l_w \quad (5.16)$$

估算極限撓曲位移 Δ_{fu}

根據 NCREE 報告指出，極限撓曲位移是由撓曲、剪力及滑移變位組成。如下式

$$\Delta_{fu} = \Delta_{f_fu} + \Delta_{s_fu} + \Delta_{slip_fu} \quad (5.17)$$

撓曲變形在這裡為雙曲率彎矩，可根據式 5.18 及式 5.19

$$V_{fu} = \frac{2M_n}{H} \quad (5.18)$$

$$\Delta_{f_fu} = V_{fu} \frac{H^3}{12E_c \times 0.35I_g} + 2(\varphi_u - \varphi_y)L_p \left(\frac{H}{2} - \frac{L_p}{2} \right) \quad (5.19)$$

L_p 為塑鉸區長度，且 $L_p = \min\left(\frac{l_w}{2}; \frac{H}{2}\right)$ (Moehle[15])； φ_u 及 φ_y 為極限韌性及降伏韌性。

估算剪力變位 Δ_{s_fu}

$$\Delta_{s_fu} = V_{fu} \frac{2(1+\nu)}{E_c} \frac{1.2H}{A_w} \quad (5.20)$$

估算滑移變位 Δ_{slip_fu}

滑移變位是根據 Sezen model[22]，假設雙向均勻應力作用於縱向鋼筋之長度變化，如表 5-11 所示。

$$\Delta_{slip_fu} = \frac{V_{fu}}{V_{fy}} \frac{d_b f_y^2}{8uE_s (d - a_w)} \quad (5.21)$$

式中， d_b 為縱向鋼筋之直徑， E_s 為縱向鋼筋之彈性模數， a_w 為牆上雙曲率彎矩頂部及頂部壓力區的深度，可以根據式 5.21 中確認(Pauley 與 Pries;ey[21])； $d = 0.8H$ 為牆之有效深度； u 為均勻的黏性應力(Lehman 與 Moehle[26])。

$$a_w = \left(0.05 + 0.85 \frac{N_u}{A_w f_c'} \right) \quad (5.22)$$

$$u' = 1.6 \sqrt{f_c' \text{ (kgf / cm}^2\text{)}} \quad (5.23)$$

估算撓曲殘餘變形 Δ_{fp}

撓曲殘餘變形 Δ_{fp} 為 $0.02H$ 以及 Δ_{fu} 兩者之最大值，以及殘餘撓剪強度預估為 $0.4V_{fu}$ ，鋼筋混凝土牆的撓曲塑鉸計算流程如圖 5-11 所示。

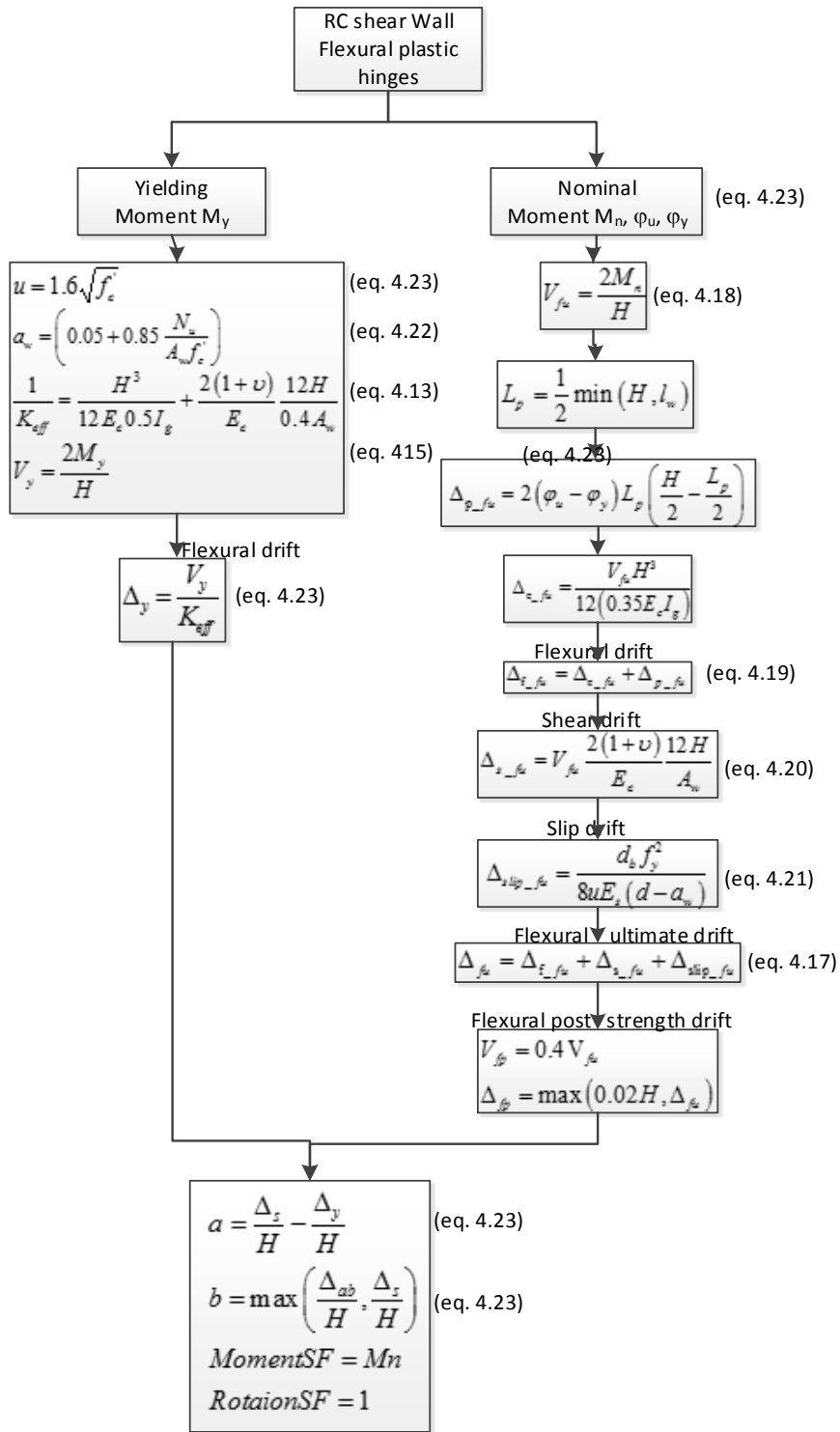


圖 5- 11 剪力牆撓曲塑鉸計算流程

資料來源:本研究繪製

剪力塑鉸

鋼筋混凝土牆剪力塑鉸模型，如圖 5-12、表 5-4。牆之剪力塑鉸是以雙線性力量與位移圖為基礎，A 點為混凝土開裂點，該點的彎矩、位移分別為降伏彎矩 M_{cr} 及降伏位移，並可利用 ACI 318-05[1]來預測強度。B 點為極限剪力，該點的彎矩、位移分別為極限撓剪 M_u 及極限剪力位移 Δ_{su} ，並可利用李宏仁 教授及黃世建 教授所提出的軟化壓拉桿簡算法[13]來求得。C 點為剪力殘餘強度點。

表 5-4 鋼筋混凝土牆剪力塑鉸

點位	力量/SF	位移/SF
A	0	0
B	V_{cr}/V_{su}	0
C	1	a
D	0.4	d
E	0.4	d

(SF: 比例因子)

(資料來源:本研究繪製)

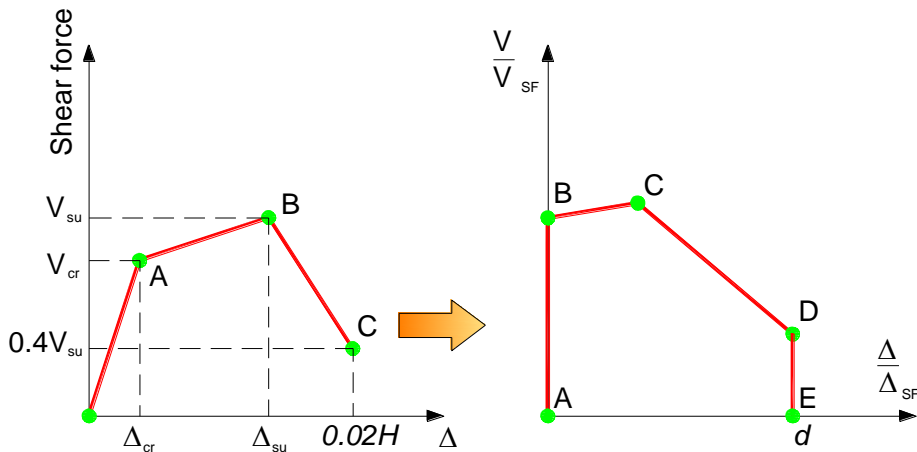


圖 5-12 鋼筋混凝土牆剪力塑鉸力量位移圖

資料來源:本研究繪製

鋼筋混凝土牆的開裂剪力 V_{cr} 是由 ACI 318-05[1] 計算，且計算出來的強度較為保守。

$$V_{cr1} = 0.87\sqrt{f'_c}t_w d + \frac{N_u d}{4l_w} \quad (5.24)$$

$$V_{cr2} = 0.16\sqrt{f'_c} + \frac{l_w(0.16\sqrt{f'_c} + N_u/5l_w t_w)}{H/2 - l_w/2} \quad (5.25)$$

其中 N_u =軸力， d =壓力最上緣到拉力筋中心距離、可取 $0.8l_w$ 開裂位移 Δ_{cr}

鋼筋混凝土牆的剪力開裂位移 Δ_{cr} 是假設正比於加載荷重 V_{cr} ，且可根據下列方程式計算

$$\Delta_{cr} = V_{cr} \frac{H^3}{12E_c \times 0.5I_g} + V_{cr} \frac{2(1+\nu)H}{E_c \times 0.4A_w} \quad (5.26)$$

估計極限剪力強度 V_{su}

圖 5-13 為李宏仁 教授及黃世建 教授所提出的軟化壓拉桿模型簡算法 (STT)[13]，SST 模型滿足鋼筋混凝土開裂之力平衡、諧合及規範要求。下列根據此方法計算鋼筋混凝土牆極限強度

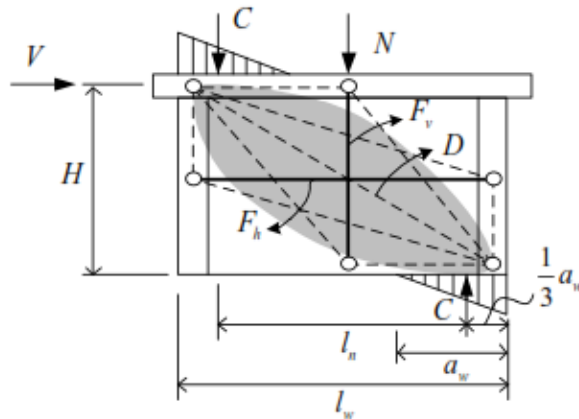


圖 5-13 鋼筋混凝土牆軟化壓拉桿模型 (雙曲率)

資料來源:參考書目[13]

傾斜角度 θ

$$\theta = \tan^{-1} \frac{H}{l_h} \quad (5.27)$$

根據 Hwang and Ika Bali[27] 定義斷面水平距離 l_h

$$l_h = l_w - \frac{2a_w}{3} \quad (5.28)$$

軟化係數 ζ

$$\zeta = \min \left(0.52, \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} \right) \quad (5.29)$$

γ_h 為以水平及對角機制共同抗剪時，水平機制所佔的單位傳力比例(Comite Euro-Internation du Beton(CEB)[6])

$$0 \leq \gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3} \leq 1 \quad (5.30)$$

γ_v 為以垂直及對角機制共同抗剪時，垂直機制所佔的單位傳力比例

$$0 \leq \gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3} \leq 1 \quad (5.31)$$

\bar{K}_h 為彈性水平拉桿指標，表示抗剪元素提供足夠的水平拉桿

$$\bar{K}_h = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_h + \lambda_h^2)} \quad (5.32)$$

\bar{K}_v 為彈性垂直拉桿指標，表示抗剪元素提供足夠的垂直拉桿

$$\bar{K}_v = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_v + \lambda_v^2)} \quad (5.33)$$

垂直拉桿之拉力 \bar{F}_v 及水平拉桿之拉力 \bar{F}_h

$$\bar{F}_h = \gamma_h \left(\bar{K}_h \zeta f'_c A_{str} \right) \cos \theta \quad (5.34)$$

$$\bar{F}_v = \gamma_v \left(\bar{K}_v \zeta f'_c A_{str} \right) \sin \theta \quad (5.35)$$

A_{th} 與 A_{tv} 分別為水平及垂直拉桿有效截面積

$$A_{th} = 0.75 n_h \frac{\pi d_{bh}^2}{4} \quad (5.36)$$

$$A_{tv} = 0.75 n_v \frac{\pi d_{bv}^2}{4} \quad (5.37)$$

F_{yh} 及 F_{yv} 分別為有效的水平及垂直拉桿抗拉強度

$$F_{yh} = A_{th} f_{yh} \quad (5.38)$$

$$F_{yv} = A_{tv} f_{yv} \quad (5.39)$$

為彈性水平拉桿指標，表示抗剪元素提供足夠的水平拉桿

$$K_h = \min \left(1 + \left(\bar{K}_h - 1 \right) \frac{F_{yh}}{F_h}, \bar{K}_h \right) \quad (5.40)$$

為彈性垂直拉桿指標，表示抗剪元素提供足夠的垂直拉桿

$$K_v = \min \left(1 + \left(\bar{K}_v - 1 \right) \frac{F_{yh} + 0.75 N_u}{F_h}, \bar{K}_v \right) \quad (5.41)$$

極限剪力強度

$$V_{su} = \left(K_h + K_v - 1 \right) \zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (5.42)$$

估計極限剪力位移 Δ_{su}

雙曲率鋼筋混凝土牆的極限側向變位是根據撓曲、剪力及滑動的重疊法求得

(Hwang and Ika Bali [27])

$$\Delta_{su} = \Delta_{s-su} + \Delta_{f-su} + \Delta_{slip-su} \quad (5.43)$$

極限剪力變位 Δ_{s_su} 根據(Hwang and Ika Bali [27])定義

$$F_h = R_h V_{su} = \frac{\gamma_h(1-\gamma_v)}{1-\gamma_h\gamma_v} V_{su} \quad (5.44)$$

$$F_v = R_v V_{su} \tan \theta = \frac{\gamma_h(1-\gamma_v)}{1-\gamma_h\gamma_v} V_{su} \quad (5.45)$$

$$\varepsilon_h = \frac{F_h}{A_{th} E_s} \quad (5.46)$$

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.001 \left(\frac{f'_c - 204}{815.5} \right) \quad (5.47)$$

$$\varepsilon_d = -\zeta \varepsilon_0 \quad (5.48)$$

$$\gamma_{vh} = 2(\varepsilon_r - \varepsilon_d) \sin \theta \cos \theta = 2(\varepsilon_h + \varepsilon_v - 2\varepsilon_d) \sin \theta \cos \theta \quad (5.49)$$

$$\Delta_{s_su} = \gamma_{vh} H \quad (5.50)$$

式中 F_h 及 F_v 為水平及垂直拉桿之降伏強度； ε_h 及 ε_v 為平均水平及垂直拉桿之應變； ε_0 為混凝土圓柱試體之應變及該圓柱試體之強度 f'_c ； ε_d 為混凝土在 d 方向的平均主應力； ε_r 為混凝土在 r 方向的平均主應力、 γ_{vh} 為剪應變。

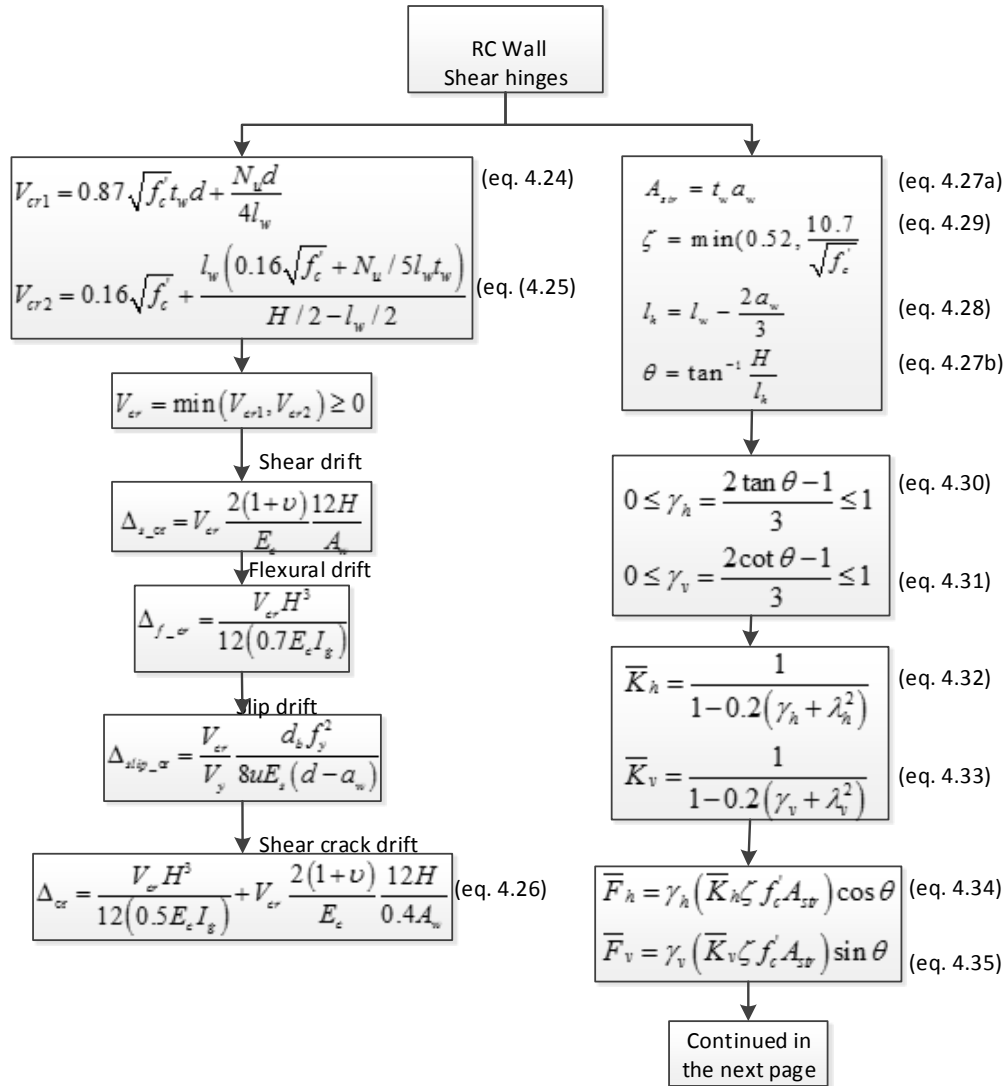
極限撓曲變位 Δ_{f_su}

$$\Delta_{f_su} = V_{su} \frac{H^3}{12E_c x 0.35I_g} \quad (5.51)$$

極限滑移變位 Δ_{slip_fu}

$$\Delta_{slip_fu} = \frac{V_{su}}{V_{fy}} \frac{d_b f_y^2}{8uE_s (d - a_w)} \quad (5.52)$$

圖5-14為鋼筋混凝土牆剪力塑鉸計算流程



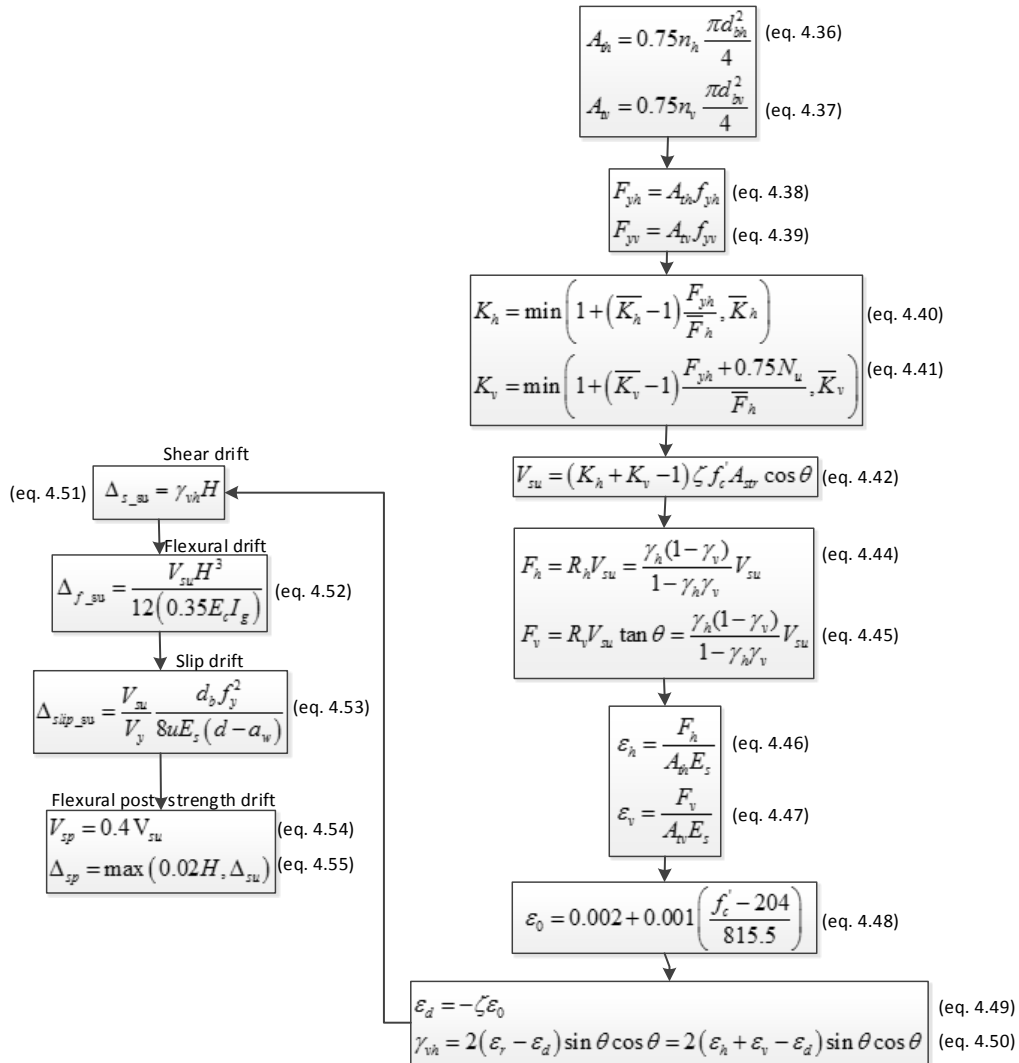


圖 5- 14 牆剪力塑鉸計算流程(剪力殘餘變形 Δ_{sp} 為 $\max(0.02H, \Delta_{su})$)，

及殘餘剪力強度 V_{sp} 預估為 $0.4V_{su}$)

資料來源:本研究繪製

四、鋼筋混凝土開口牆

基於 NCREE 無開口模型方法，本研究建議開口牆模型包含剪力及撓曲塑鉸。在 ETABS 建置過程中，鋼筋混凝土開口牆是由未開口牆等效成一含有三個塑鉸區之寬柱單元，其中包括剪力及撓曲塑鉸，剪力塑鉸區位置定義在開口牆之開口高程處，而撓曲塑鉸則定義在寬柱之上、下兩端。圖 4-15 顯示開口牆之模型建置。

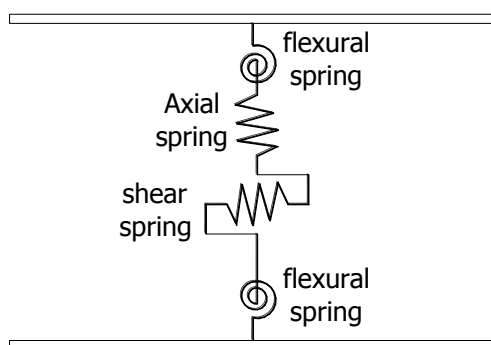


圖 5-15 在 ETABS 模型建置上，將開口牆模擬成 2 個撓曲及 1 個剪力塑鉸之等效寬柱元素

資料來源:本研究繪製

同無開口牆剪力塑鉸參數，表 5-5、圖 5-16、表 5-6 及圖 5-17 顯示開口牆撓曲塑鉸及其彎矩與曲線關係、剪力塑鉸及其力與位移關係。

表 5-5 撓曲塑鉸

Points	彎矩/SF	位移/SF
A	0	0
B	V_y/V_u	0
C	1	1
D	0.4	c
E	0.4	c

(SF: 比例因子)

(資料來源:本研究繪製)

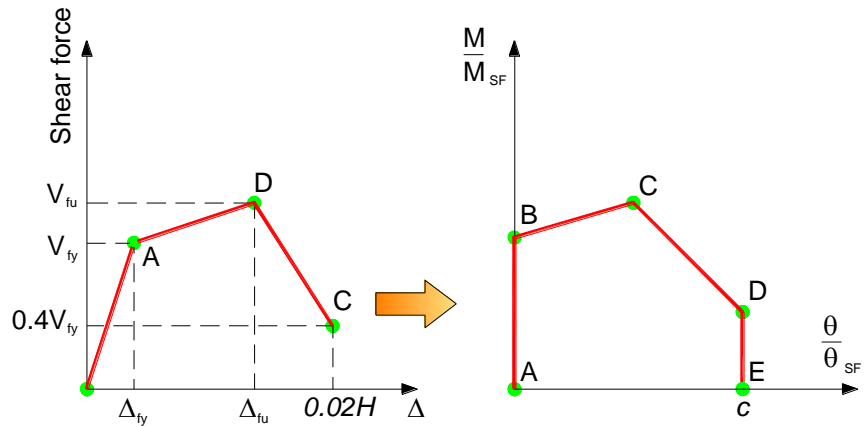


圖 5-16 開口牆正規化後撓曲塑鉸之載重與變形關係

資料來源:本研究繪製

表 5-6 剪力塑鉸

Points	力量/SF	位移/SF
A	0	0
B	V_{cr}/V_{su}	0
C	1	a
D	0.4	d
E	0.4	d

(SF: 比例因子)

(資料來源:本研究繪製)

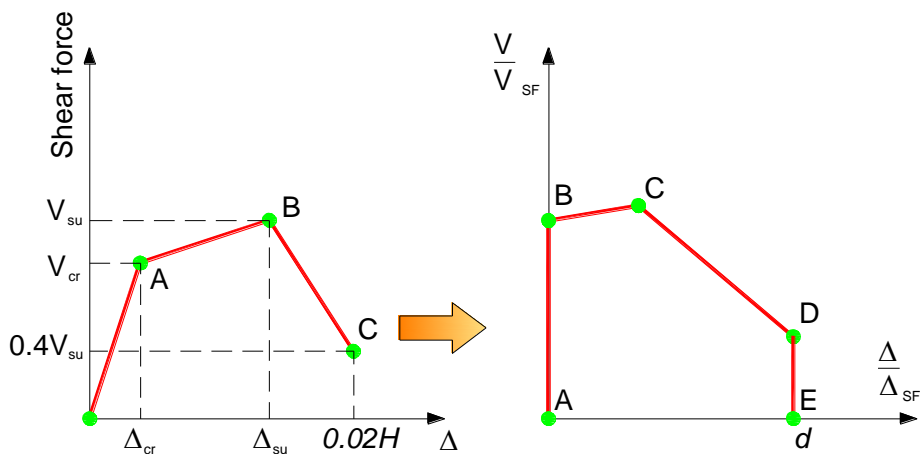


圖 5-17 開口牆正規化後剪力塑鉸之載重與變形關係

資料來源:本研究繪製

假如鋼筋混凝土牆有開門及開窗，建議以近似法去模擬此類鋼筋混凝土牆。

如圖 5-18 顯示以 ETABS 所建之模型。

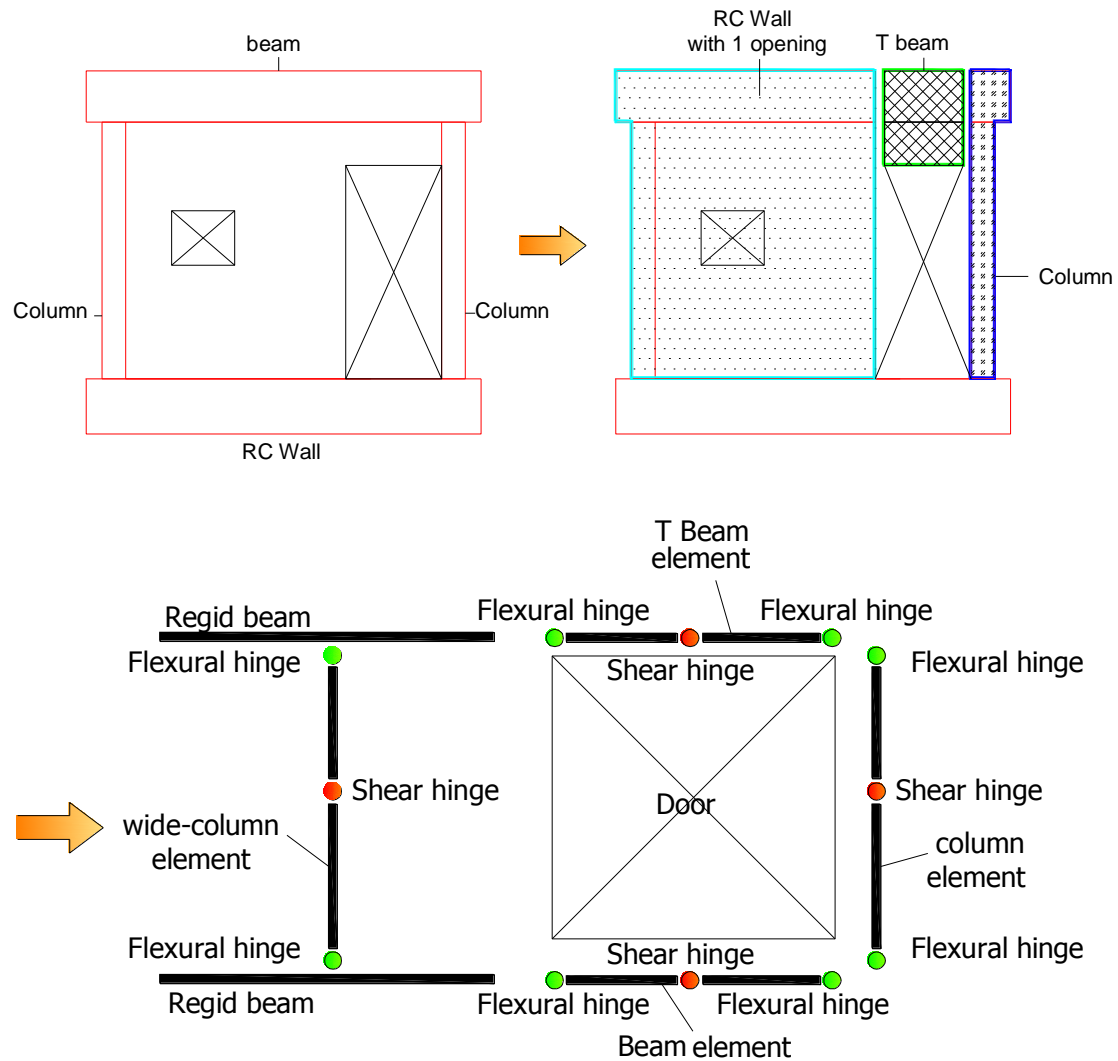


圖 5-18 開窗、開門之鋼筋混凝土牆塑鉸模型

資料來源:本研究繪製

剪力強度容量

由既有之實驗結果以及過去鋼筋混凝土結構物在地震下所受之損害，鋼筋混凝土開口牆的破壞機制是很複雜的，在現今，特別是有多重開口之鋼筋混凝土牆，其耐震行為的評估方式仍然有限。

根據文獻，鋼筋混凝土開口牆之剪力強度評估可用折減係數 r_u (Masayuki

Ono et al.[20])進行折減，以下公式為針對鋼筋混凝土開口牆剪力強度預測:

$$V_{op} = r_u V_w \quad (5.53)$$

$$r_u = \sqrt{\frac{A_e}{lh}} \quad (5.54)$$

其中:

A_e =受壓牆面面積總合，其寬度與高度為柱與梁中心線起算，如圖 5-19 灰色受壓面積。

l =柱中心線至另一柱中心線。

h =開口牆頂梁中心線至底梁中心線。

V_w =無開口牆之剪力強度

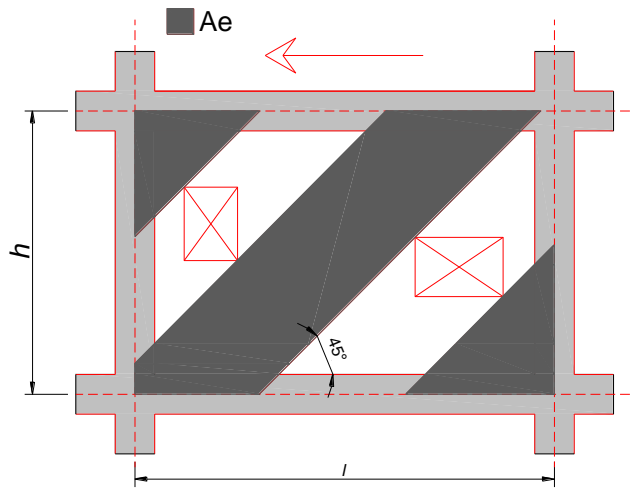


圖 5- 19 Ono's 剪力強度折減係數模型

資料來源:參考書目[20]

剪力變位容量

根據 AIJ[2]定義，開口牆剪力勁度根據無開口牆之剪力勁度乘上本小節所計算之剪力勁度折減係數 r_s (如圖 5-20 顯示 AIJ 剪力勁度之折減係數模型);開口牆

剪力變位計算如下式 5.55 至式 5.57。

$$r_s = 1 - 1.1 * 1.25 \sqrt{\frac{l_{op} h_{op}}{lh}} \quad (5.55)$$

$$K_o = r_s K_{sw} \quad (5.56)$$

$$\Delta_{s-op} = \frac{V_{op}}{K_{op}} \approx \frac{r_u V_w}{r_s K_{sw}} \approx \frac{r_u}{r_s} \frac{2(1+\nu)}{\alpha E_c A_w} V_w \quad (5.57)$$

其中：

l_{op} = 開口總長度。

h_{op} = 開口總高度

l = 牆寬度

h = 牆高度(由底梁上緣到頂梁下緣)

K_{sw} = 無開口牆之剪力勁度

K_{op} = 開口牆之近似剪力勁度

V_w = 無開口牆之剪力強度

V_{op} = 開口牆之剪力強度

ν = 波松比

E_c = 混凝土彈性模束

A_w = 無開口牆之全斷面積

α = 勁度係數，其為二階分析所得元件之勁度折減

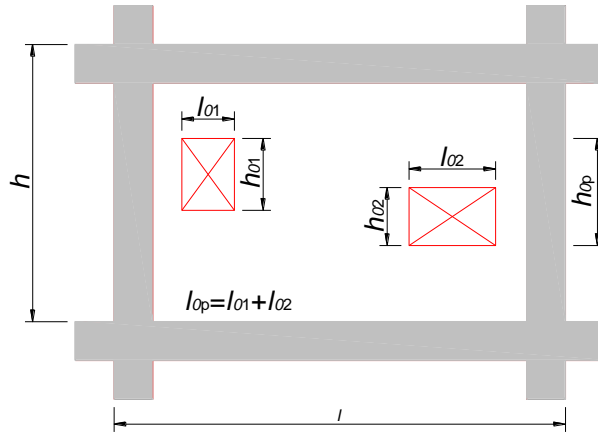


圖 5- 20 AIJ 決定剪力勁度折減係數之模型

資料來源:參考書目[2]

撓曲變位容量 Δ_{f_op}

為了探討不規則開口之牆體勁度，可運用參數分析進行。牆體有開口會很明顯的改變無開口牆行為，例如初始勁度。牆體開口比例大小及其他參數對於勁度的影響由式 5.58 因次化勁度比例說明之。

$$\kappa = \frac{I_{eff}}{I_g} \quad (5.58)$$

$$\Delta_{f_op} = \frac{V_{op}}{12(E_c \beta I_{eff})} H \approx r_u \frac{V_w}{12(E_c \beta \kappa I_g)} H \quad (5.59)$$

全斷面慣性矩 I_g 由無開口牆之幾何性質決定之， I_{eff} 則由開口牆之近似幾何性質決定。

Bing Li[4]等學者研究並提出一程序來估計含不規則開口 RC 牆體之勁度比例，這種作法將彎矩和剪力變形同時納入考量，並通過六組試體之實驗結果加以驗證理論分析方法，並根據各項參數提出簡易之計算方程。

Bing Li [4]等學者所建議之簡易評估公式內所包含之影響因素有軸向載重比、

開口率和橫縱比，皆對勁度有顯著之影響，計算方程如下所示。

矩形牆時：

$$K = 0.596(0.549 + 1.778R_n)(0.531 - 0.688R_o)(0.213 + 0.4R_a) \quad (5.60)$$

輪牆時(開口位於牆中)：

$$K = 0.597(0.565 + 0.621R_n)(0.525 - 0.607R_o)(0.0029 + 0.44R_a) \quad (5.61)$$

其中

K =與實心牆勁度比

R_n =軸力比

R_o =開口率

R_a =牆體橫縱比

第二節 實際案例分析

利用前述本研究發展之側推耐震評估方法，本研究分析一棟位於台中市之實際沿街店舖式住宅沿街方向之耐震能力，此棟住宅於今年(2014)完工開始使用；建物之正立面(如圖 5-21 正立面圖)顯示一樓門口因流動性需求並無設置剪力牆，其上樓層則為有開口之外牆；結構後立面(圖 5-22 後立面圖)顯示一樓有設置比其上樓層開口數目多之屋後外牆；由下圖 5-23、圖 5-24 至圖 5-25(模型 A 到 C 面之立面圖)及表 5-9(建物之結構性質)顯示構架沿街方向之柱尺寸僅 35 cm，而梁深達 60 cm，相當於強梁弱柱型態之結構物。本研究考慮兩種模擬型態：房屋 A 為純構架梁柱系統(不模擬牆)；房屋 B 為含牆構架系統(包含實心與開口牆體)。建物材料性質、載重效應、建物之結構性質及房屋的設計反應譜及可由表 5-7、表 5-8、表 5-9 及圖 5-26 得知。



圖 5-21 正立面圖(C 線)

資料來源:本研究繪製

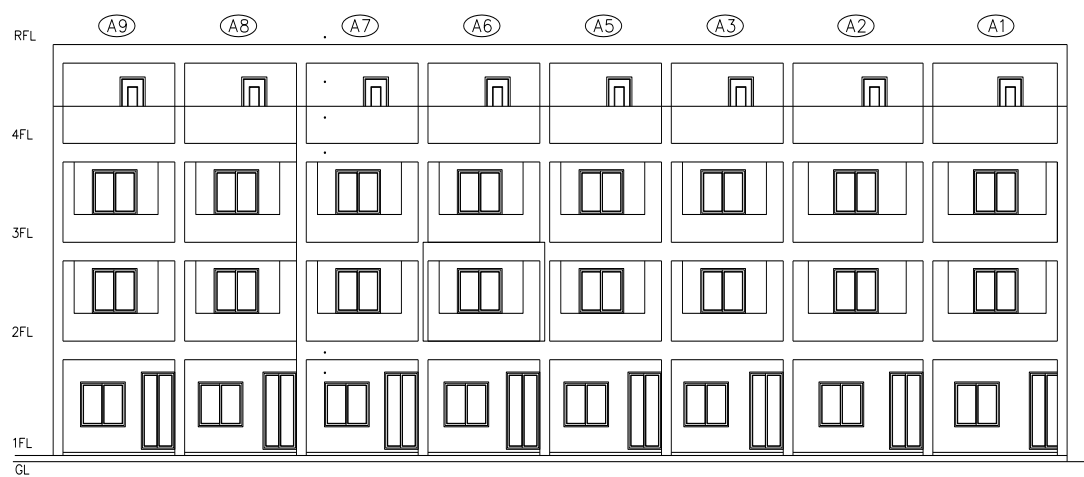


圖 5- 22 後立面圖 (A 線)

資料來源:本研究繪製

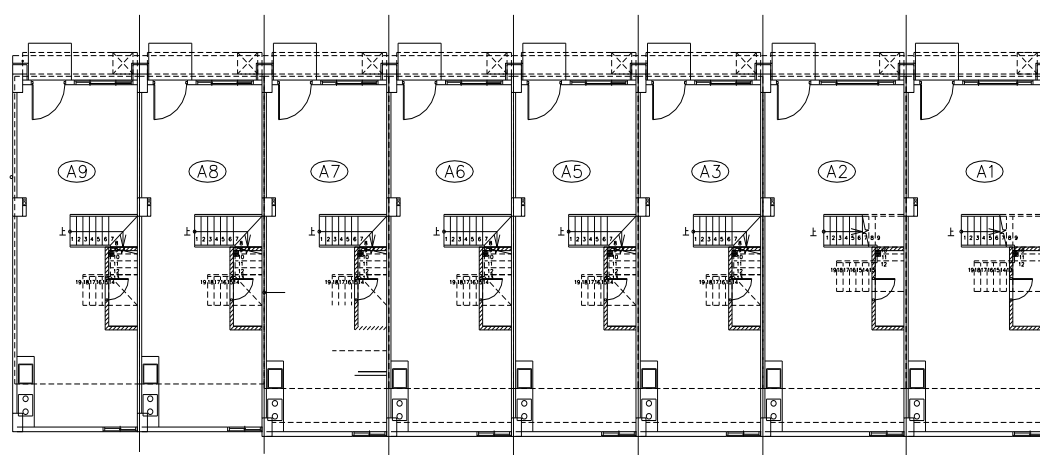


圖 5- 23 一樓平面圖

資料來源:本研究繪製

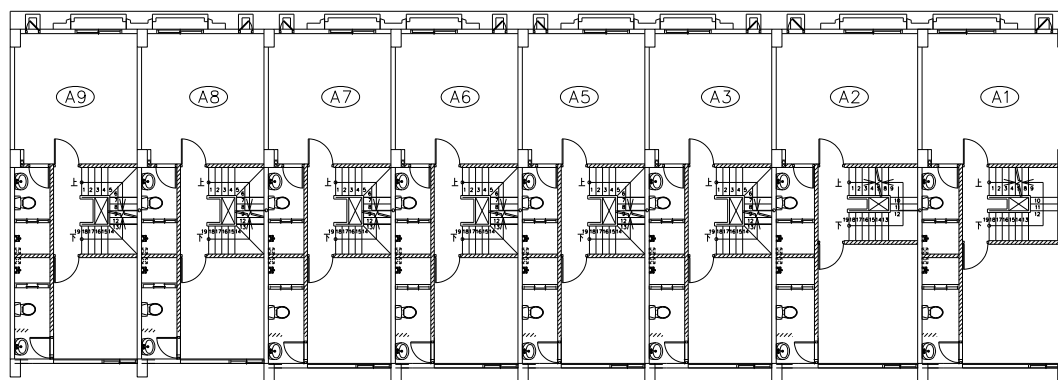


圖 5-24 二、三樓平面圖

資料來源:本研究繪製

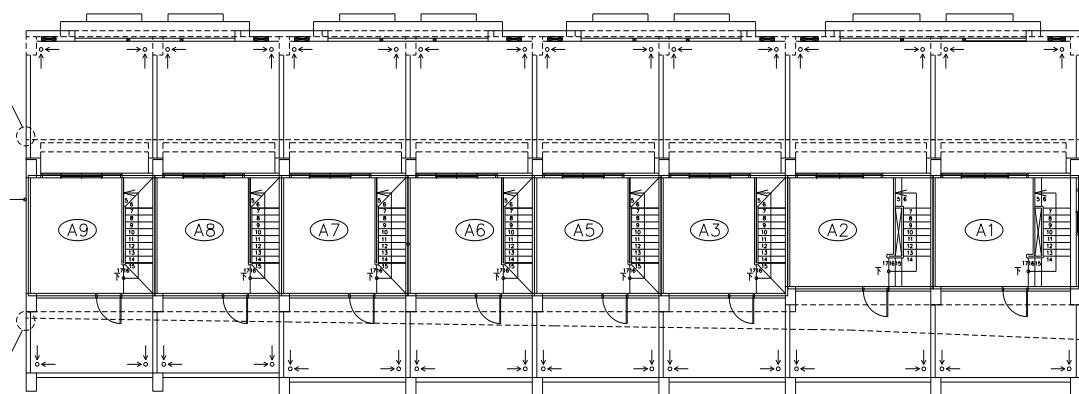


圖 5-25 四樓平面圖

資料來源:本研究繪製

表 5-7 材料性質

		f_y (kgf/cm ²)
鋼筋	#9	4200
	#3	2800
	#6	2800
		f'_c (kgf/cm ²)
混凝土		210

(資料來源:本研究繪製)

表 5-8 載重效應

	係數	值(kgf/cm ²)
靜載	1	0.09
活載	1	0.02

(靜載由牆的自重、梁、柱及樓板組成)

(資料來源:本研究繪製)

表 5-9 耐震評估模型之結構性質

		基礎	一樓	二樓	三樓	四樓
高度(cm)		150	380	320	320	320
柱(cm)	尺寸	35x60	35x60	35x60	35x60	35x60
	縱向鋼筋	12#9	12#9	12#9	12#9	12#9
	垂直向鋼筋	2#3	2#3	2#3	2#3	2#3
梁(cm)	尺寸	30x150	30x60	30x60	30x60	30x60
	最大號鋼筋	5#6	5#6	5#6	5#6	5#6
	最小號鋼筋	5#6	3#6	3#6	3#6	3#6
樓板 (cm)	厚度	200	150	150	150	150
	頂層鋼筋	#3@150	#3@150	#3@150	#3@150	#3@150
	底層鋼筋	#3@150	#3@150	#3@150	#3@150	#3@150
鋼筋混 凝土牆	厚度	150	150	150	150	150
	水平向鋼筋	#3@150	#3@150	#3@150	#3@150	#3@150
	垂直向鋼筋	#3@150	#3@150	#3@150	#3@150	#3@150
前立面 圖	門	-	365x320	-	-	-
	窗	-	-	160x145	160x145	280x145
後立面 圖	門	-	120x245	-	-	120x245
	窗	-	160x145	160x145	280x145	-
外牆	厚度	150	150	150	150	150
	材料	鋼筋混 凝土	鋼筋混 凝土	鋼筋混 凝土	鋼筋混 凝土	鋼筋混 凝土
內牆	厚度	120	120	120	120	120
	材料	輕隔間	輕隔間	輕隔間	輕隔間	輕隔間

(資料來源:本研究繪製)

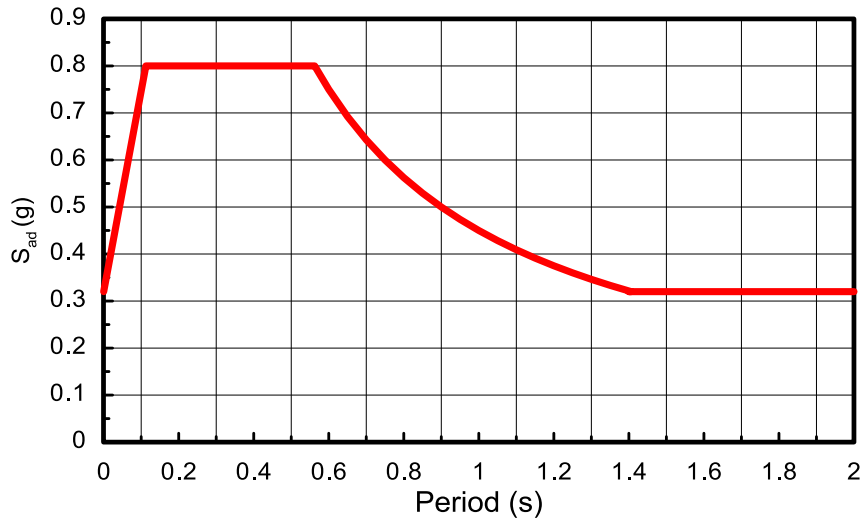


圖 5-26 房屋所在區域之設計地震反應譜

資料來源:本研究繪製

一、房屋 A(純構架梁柱系統，無牆)

房屋 A 之結構特徵，是為模擬純梁柱構架無牆系統，圖 5-27 顯示 ETABS 軟體分析所採用之模型為屋內外均無牆之系統；圖 5-28、圖 5-29、圖 5-30 及圖 5-31 顯示模型之一樓至四樓平面圖；圖 5-32、圖 5-33 及圖 5-34 顯示房屋 A 之 A 到 C 線立面圖及模型塑鉸區配置。

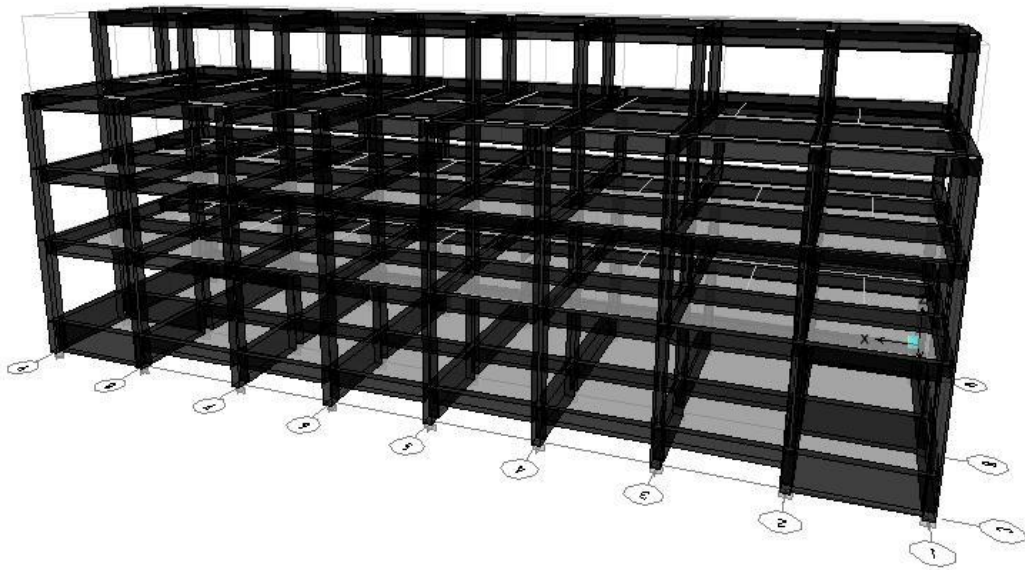


圖 5- 27 ETABS 軟體分析之 A 房屋模型

資料來源:本研究繪製

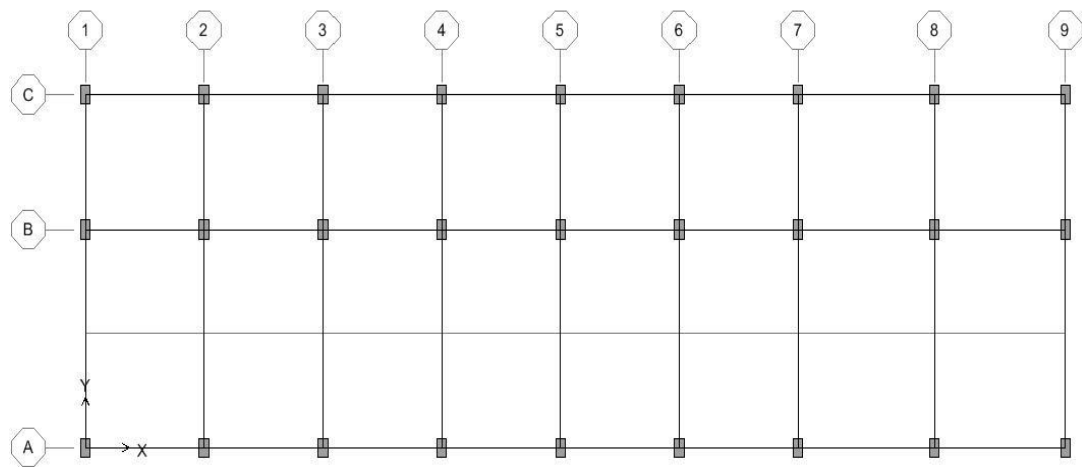


圖 5- 28 ETABS 軟體分析之 A 房屋一樓平面圖

資料來源:本研究繪製

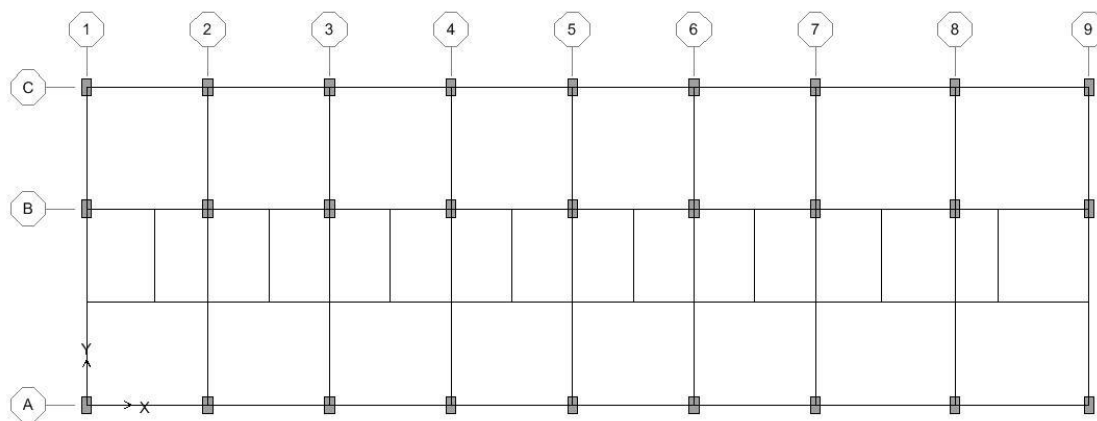


圖 5- 29 ETABS 軟體分析之 A 房屋二、三樓平面圖

資料來源:本研究繪製

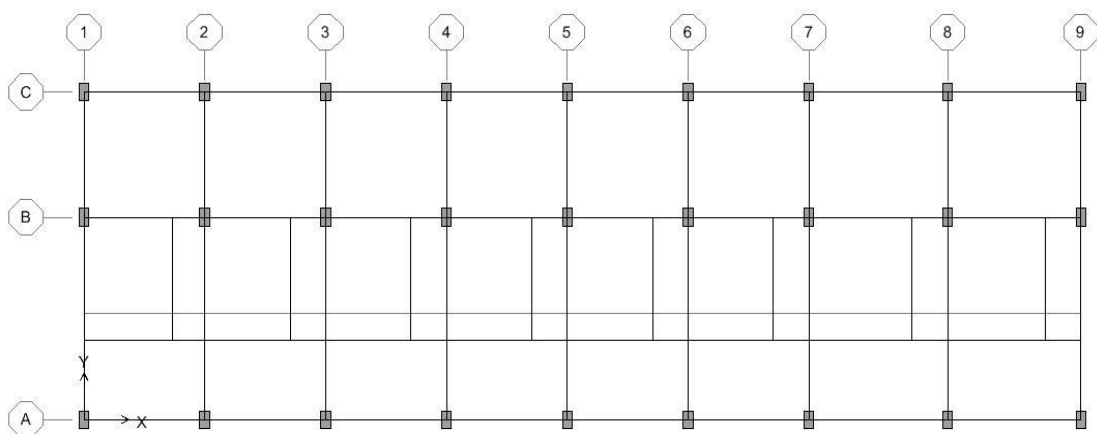


圖 5- 30 ETABS 軟體分析之 A 房屋四樓平面圖

資料來源:本研究繪製

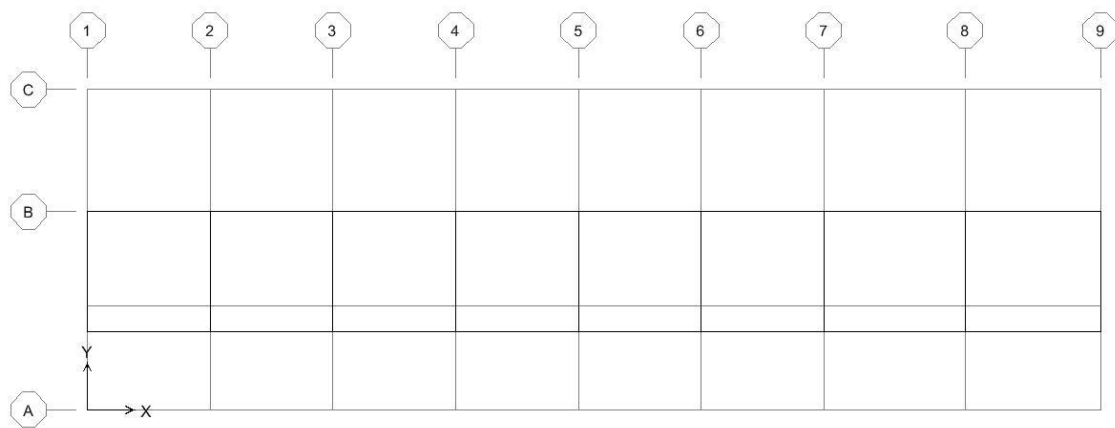


圖 5- 31 ETABS 軟體分析之 A 房屋頂樓平面圖

資料來源:本研究繪製

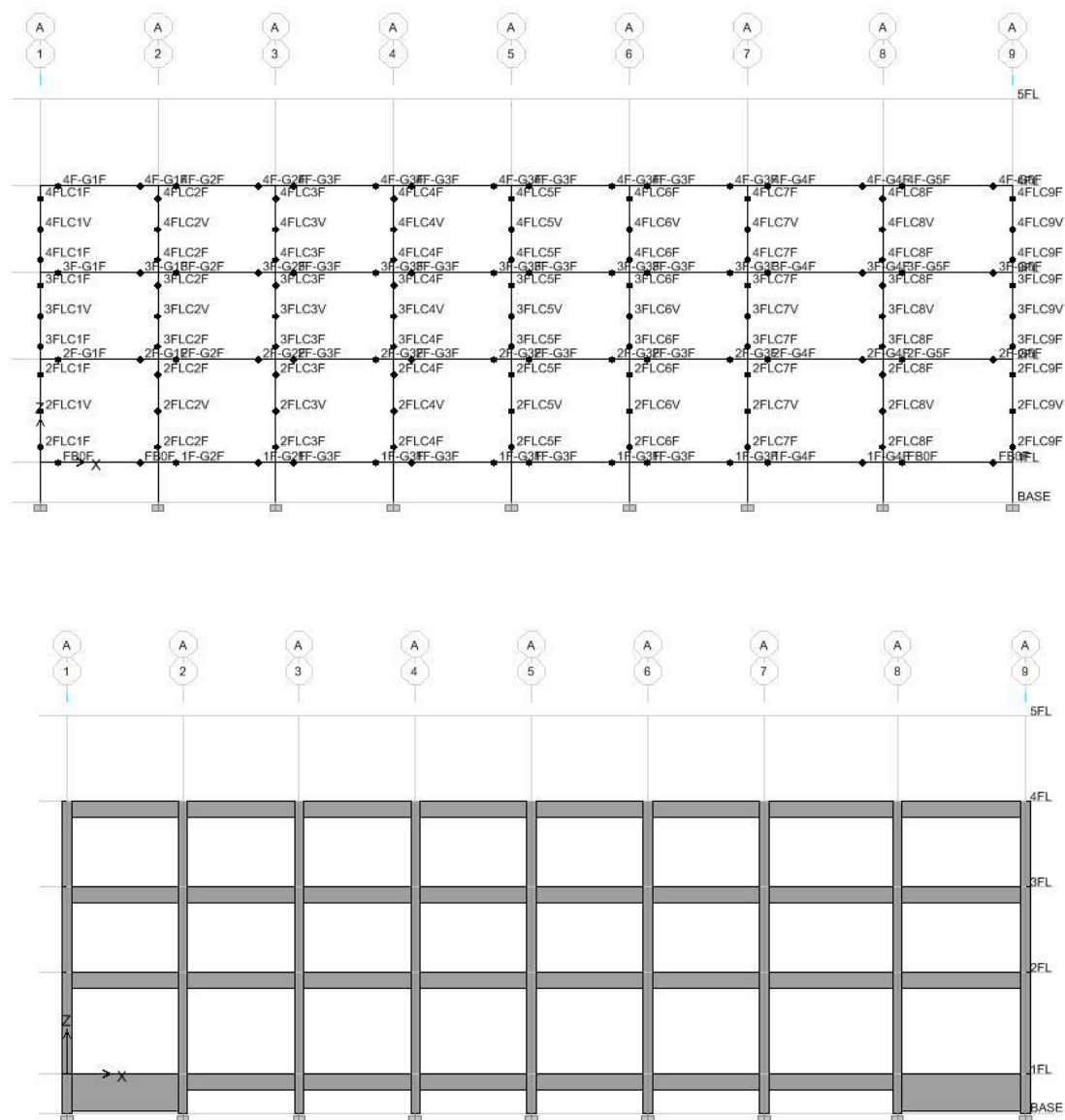


圖 5- 32 A 房屋 A 面立面圖

資料來源:本研究繪製

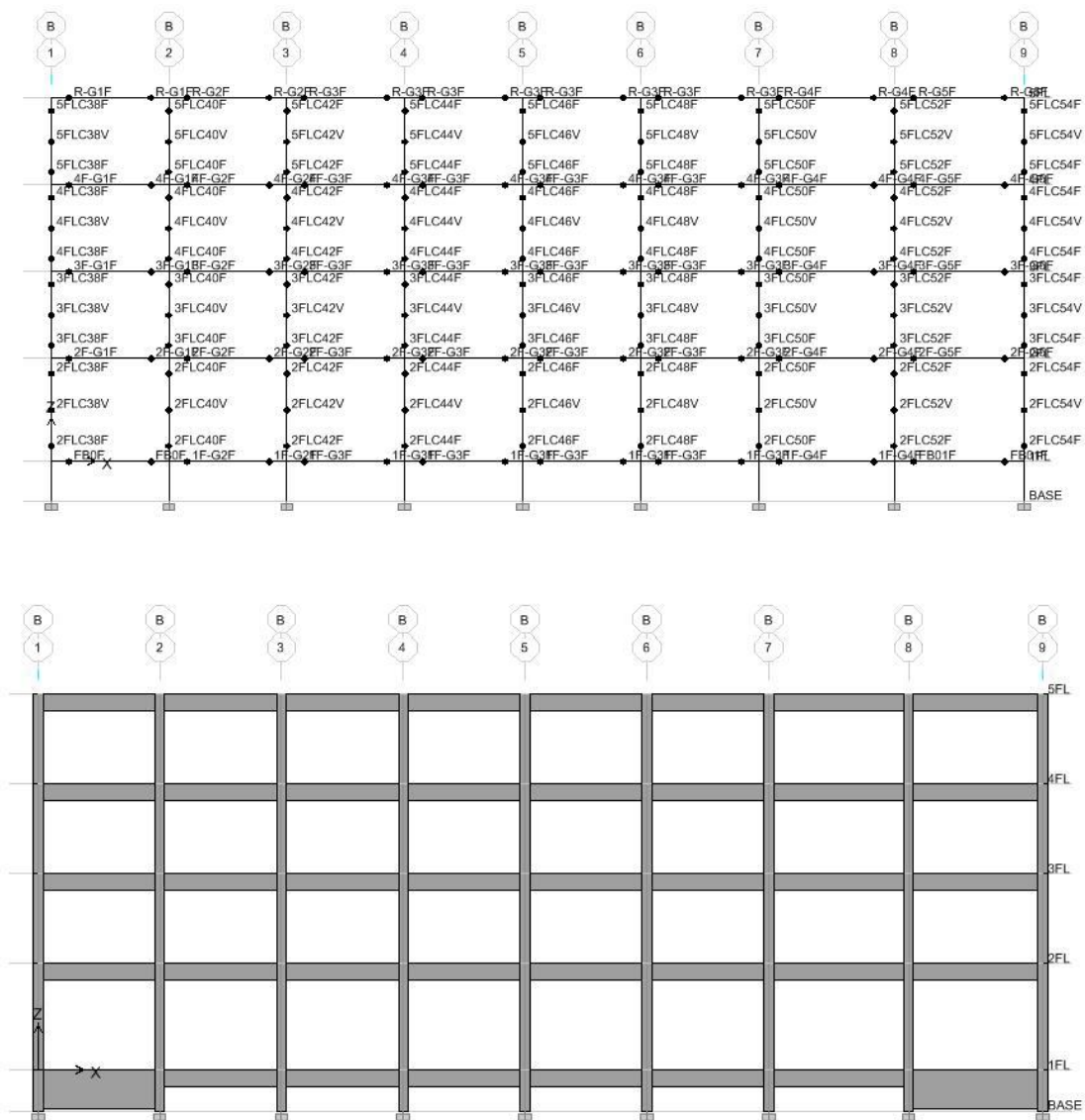


圖 5-33 房屋 A 之 B 面立面圖

資料來源:本研究繪製

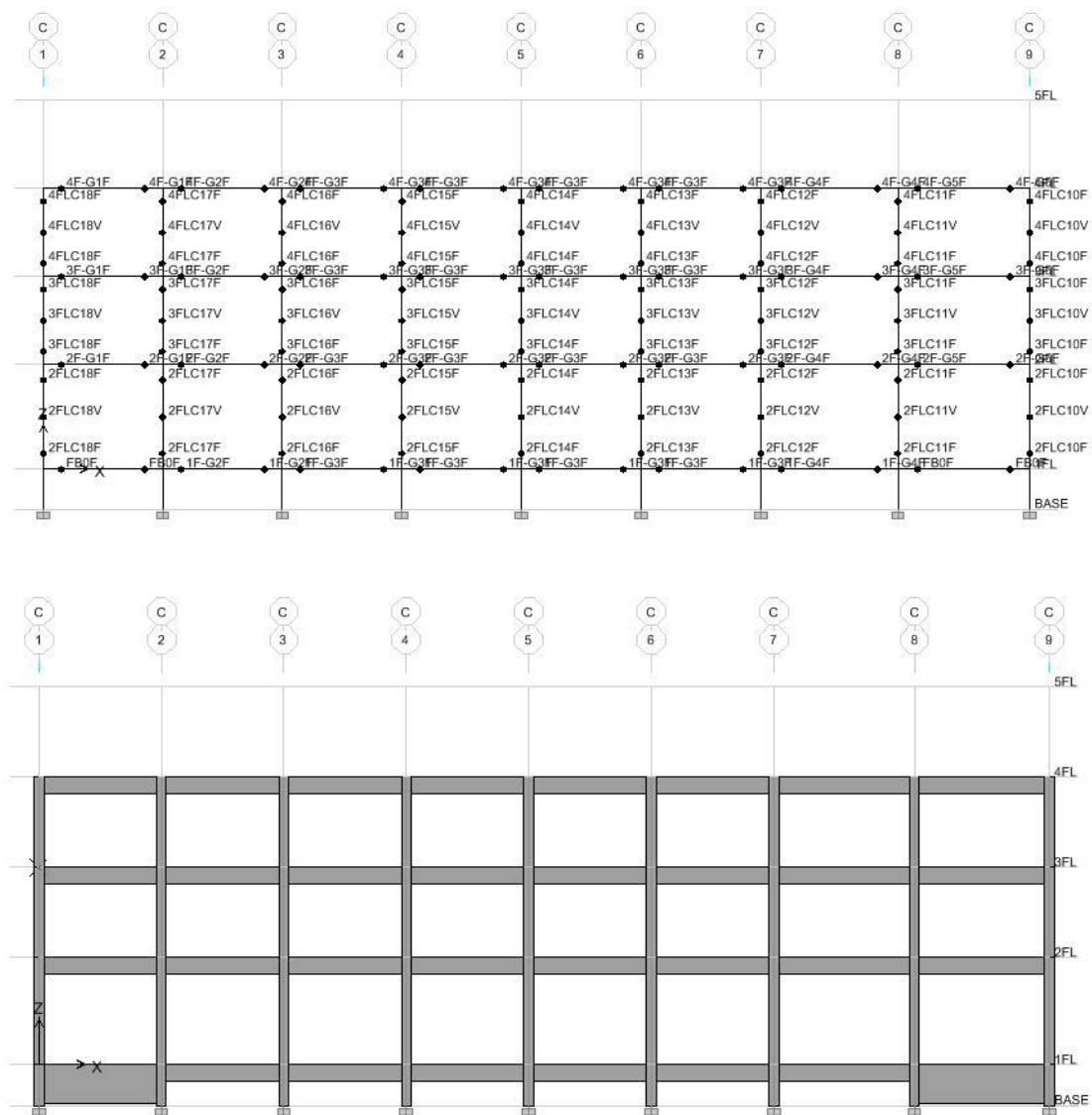


圖 5- 34 A 房屋之 C 面立面圖)

資料來源:本研究繪製

本研究進行沿街方向之側推分析，圖 5-35 顯示房屋 A 軟體分析之塑性破壞程度，圖 5-36、圖 5-37 及圖 5-38 顯示房屋 A 之 A 到 C 面之塑鉸區位置，圖 5-39 顯示房屋 A 之側推分析結果。分析結果顯示，大部分的塑鉸產生在一樓柱的兩端，一樓以上樓層破壞輕微，破壞模式為典型一樓軟弱層破壞，當地震發生時，第一樓層容易產生崩塌式脆性破壞，。從本棟房屋梁柱之設計，可發現此房屋結構使用強梁弱柱的設計，此為一樓軟弱層破壞之主因。房屋 A 結構評估所得最大地表加速度 $A_p=0.3672g$ ，此值為 1.1475 倍房屋所在區域之設計地表加速度。



圖 5- 35 ETABS 軟體分析之塑性破壞程度

資料來源:本研究繪製

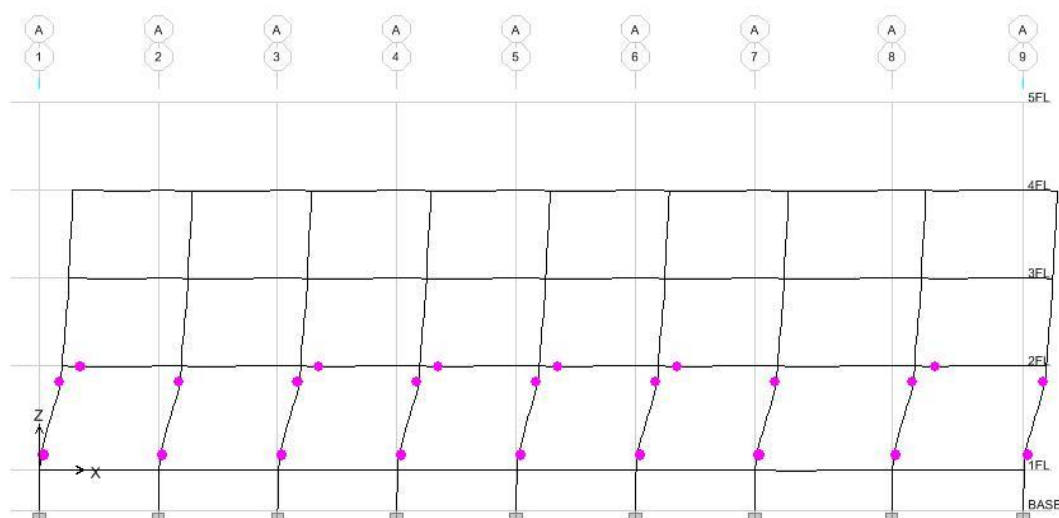


圖 5- 36 房屋 A 之 A 面塑鉸區

資料來源:本研究繪製

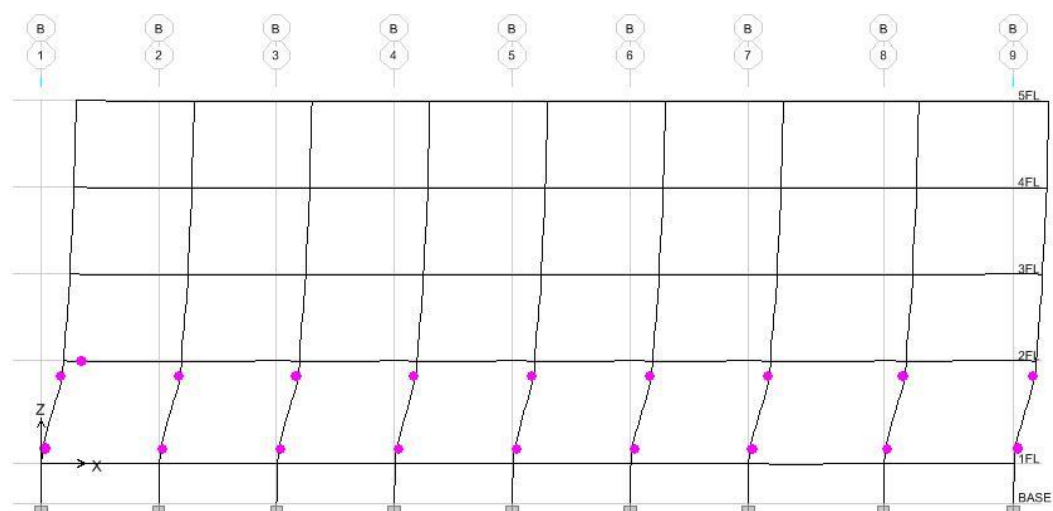


圖 5- 37 房屋 A 之 B 面塑鉸區

資料來源:本研究繪製

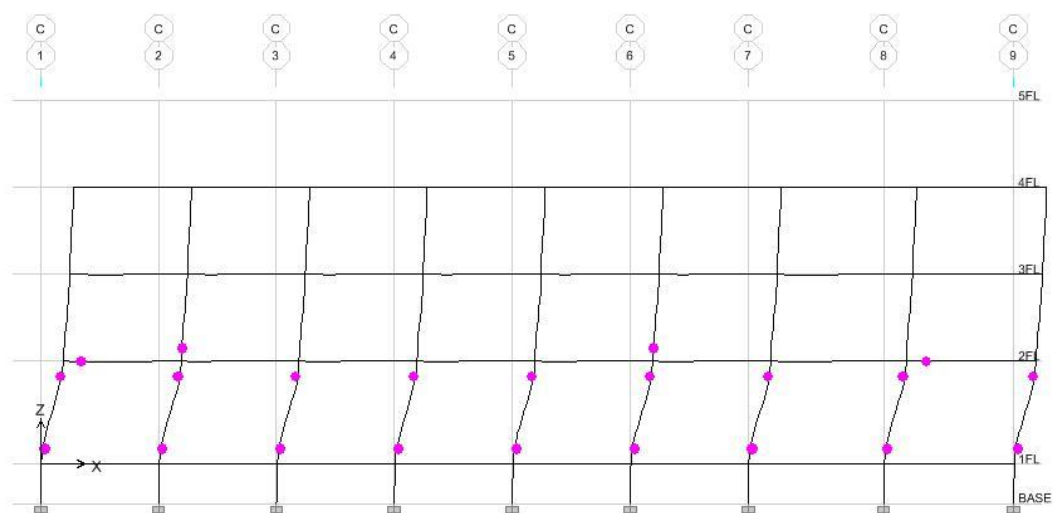


圖 5- 38 房屋 A 之 C 面塑鉸區

資料來源:本研究繪製

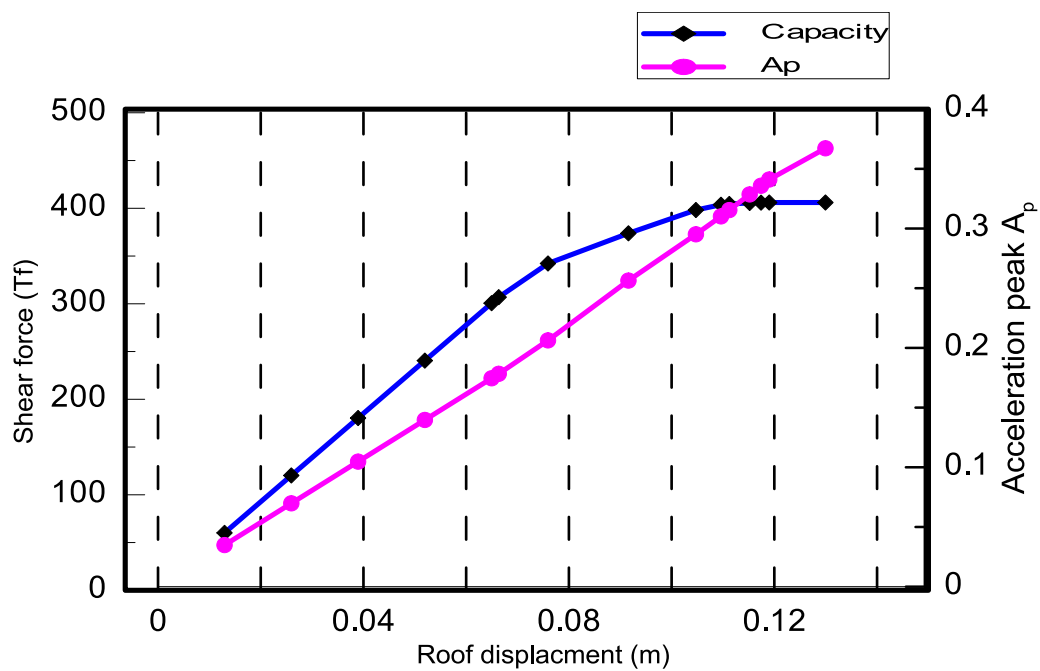


圖 5- 39 房屋 A 之側推分析結果

資料來源:本研究繪製

二、房屋 B(加入牆元素系統，包含實心與開口牆體)

房屋 B 模型與房屋 A 模型梁柱板構架均一致，差別僅加入鋼筋混凝土剪力外牆元素，如圖 5-40 顯示房屋 B 於 ETABS 軟體分析之模型；圖 5-41、圖 5-42、圖 5-43 及圖 5-44 顯示模型之一樓至四樓平面圖，圖 5-45、圖 5-46 及圖 5-47 顯示房屋 B 之 A 到 C 線立面圖及模型塑鉸區配置。

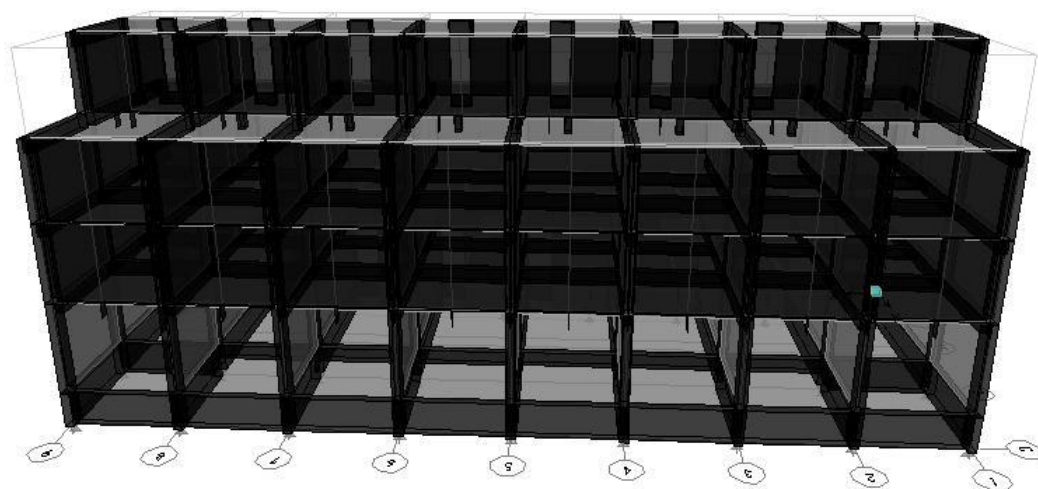


圖 5- 40 ETABS 軟體分析之 B 房屋模型

資料來源:本研究繪製

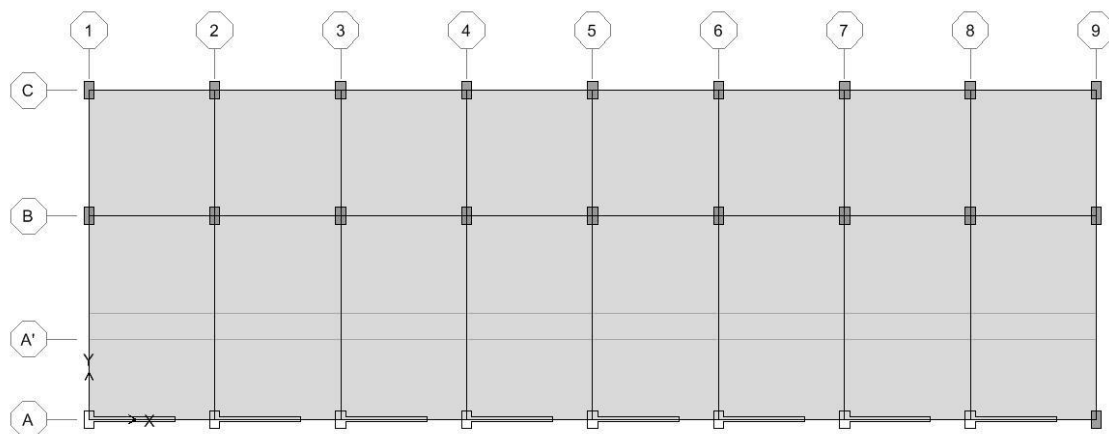


圖 5- 41 ETABS 軟體分析之 B 房屋一樓平面圖

資料來源:本研究繪製

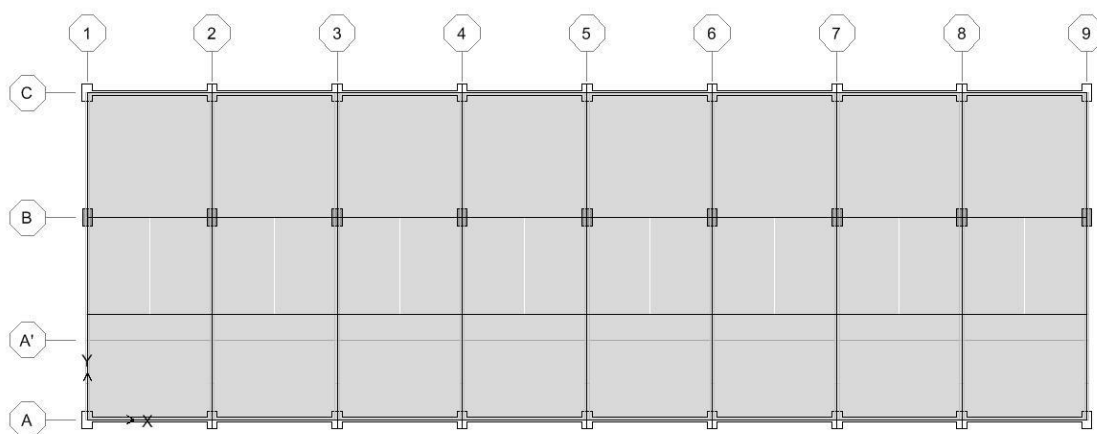


圖 5- 42 ETABS 軟體分析之房屋 B 二、三樓平面圖

資料來源:本研究繪製

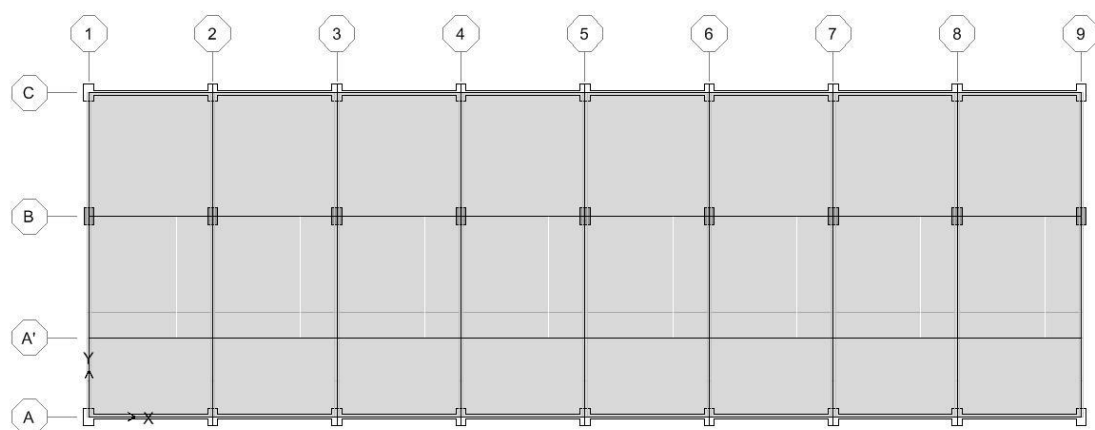


圖 5- 43 ETABS 軟體分析之房屋 B 四樓平面圖

資料來源:本研究繪製

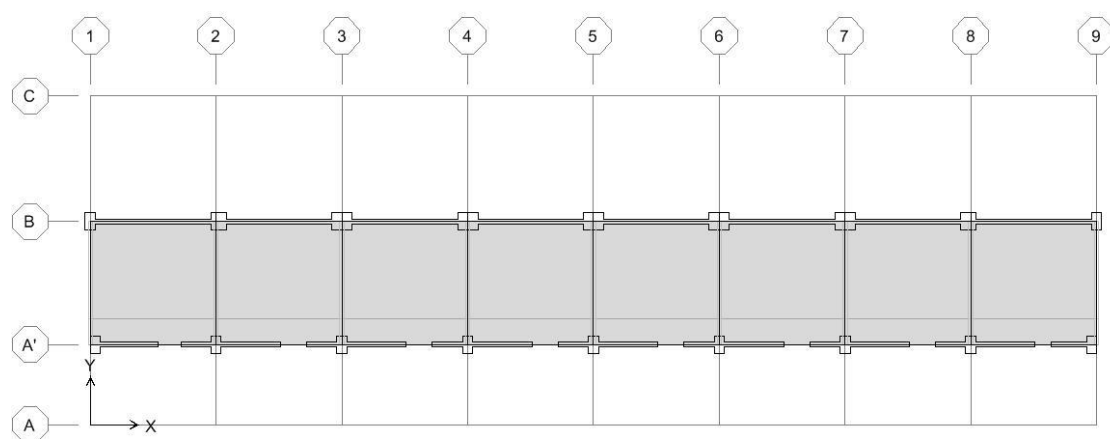


圖 5- 44 ETABS 軟體分析之房屋 B 頂樓平面圖

資料來源:本研究繪製

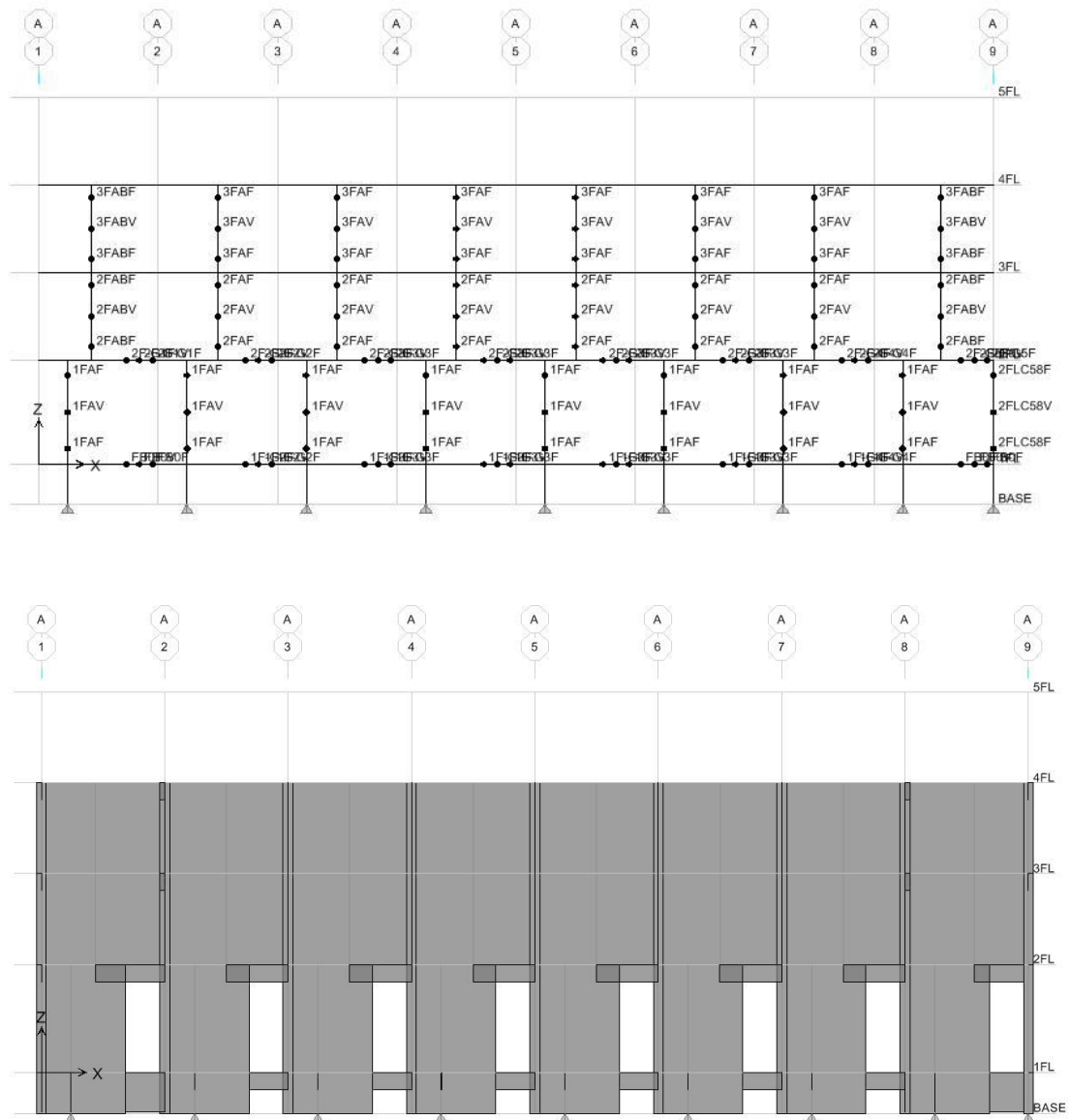


圖 5-45 房屋 B 之 A 面立面圖

資料來源:本研究繪製

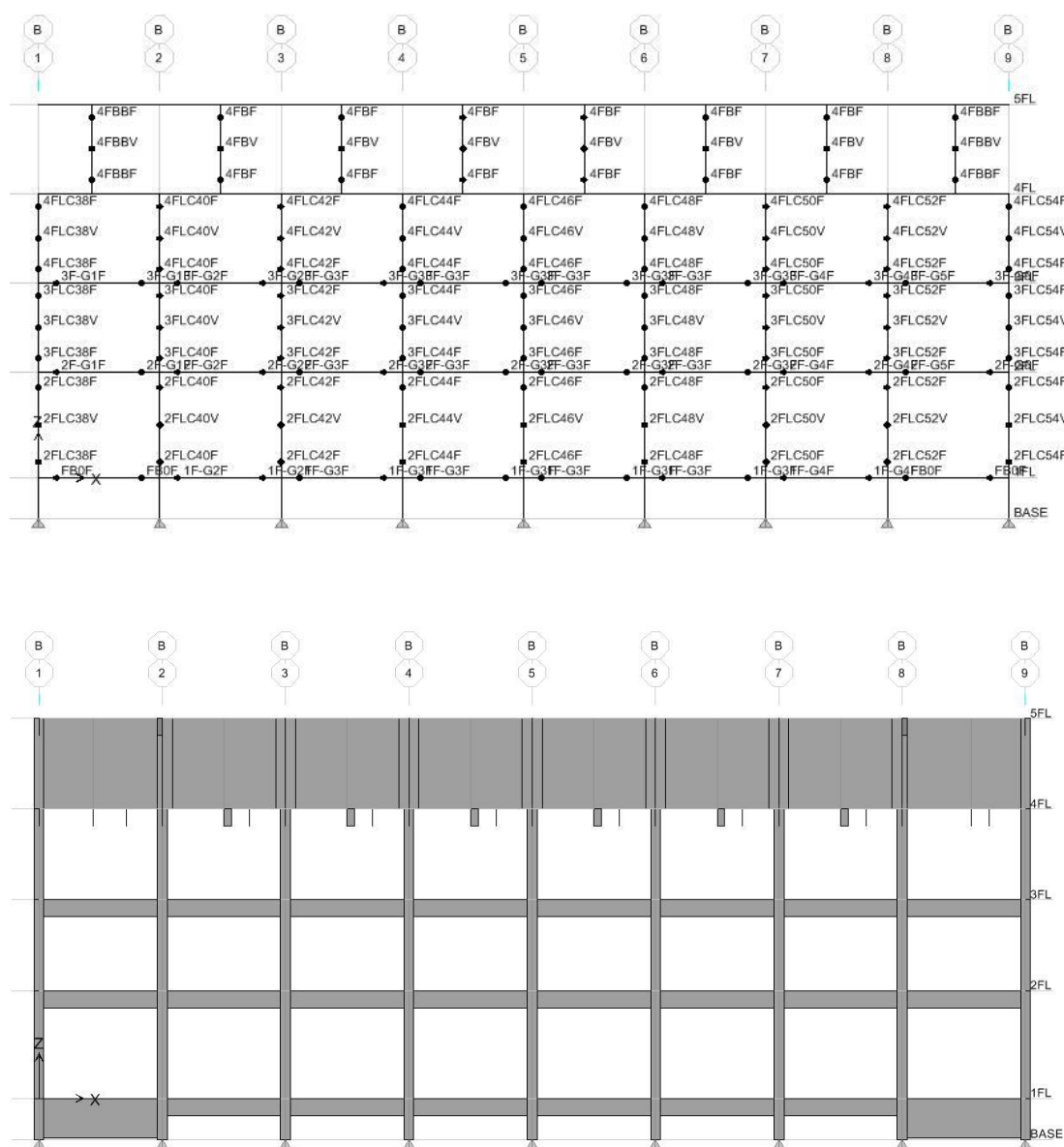


圖 5- 46 房屋 B 之 B 面立面圖

資料來源:本研究繪製

本研究進行沿街方向側推分析，圖 5-48 顯示房屋 B 軟體分析之塑性破壞程度，圖 5-49、圖 5-50 及圖 5-51 顯示房屋 B 之 A 到 C 面之塑鉸區位置，圖 5-52 顯示房屋 B 之側推分析結果。分析結果顯示，房屋 B 之結構最大地表加速度值 $A_p=0.5471g$ ，此值為 1.71 倍房屋所在區域之設計地表加速度，牆體之考慮顯著增加分析所得之最大地表加速度。在破壞分佈上，多數破壞仍然集中在一樓，多數塑鉸產生於一樓柱兩端（撓曲塑鉸），以及一樓開口牆中央（剪力塑鉸），結構之側位移亦集中在一樓，整體破壞模式仍為一樓軟弱層破壞。造成此種破壞模式的主因除前所述之強梁弱柱外，在牆體方向，一樓牆體開口面積顯著大於其上樓層為另一原因，導致一樓牆體側力強度弱於其上樓層。從本案例側推分析結果可知，此案例雖具有大於規範設計地震之地表加速度容量，但破壞模式為危險之一樓軟弱層破壞，若地震大小出乎設計預期，容易產生如 921 大地震常見的一樓崩塌破壞，危急居民生命安全。



圖 5- 48 Etab 軟體分析之塑性破壞程度

資料來源:本研究繪製

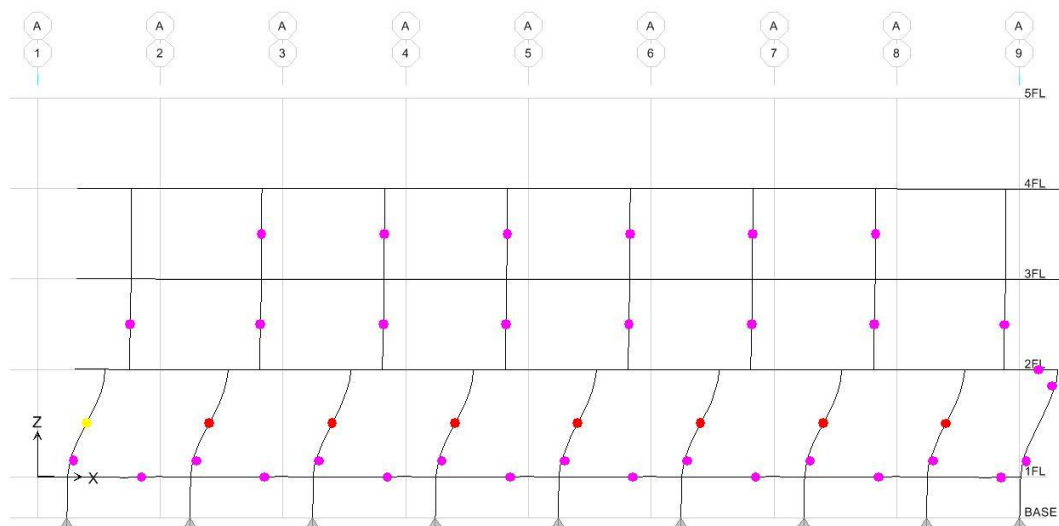


圖 5- 49 房屋 B 之 A 面塑鉸區

資料來源:本研究繪製

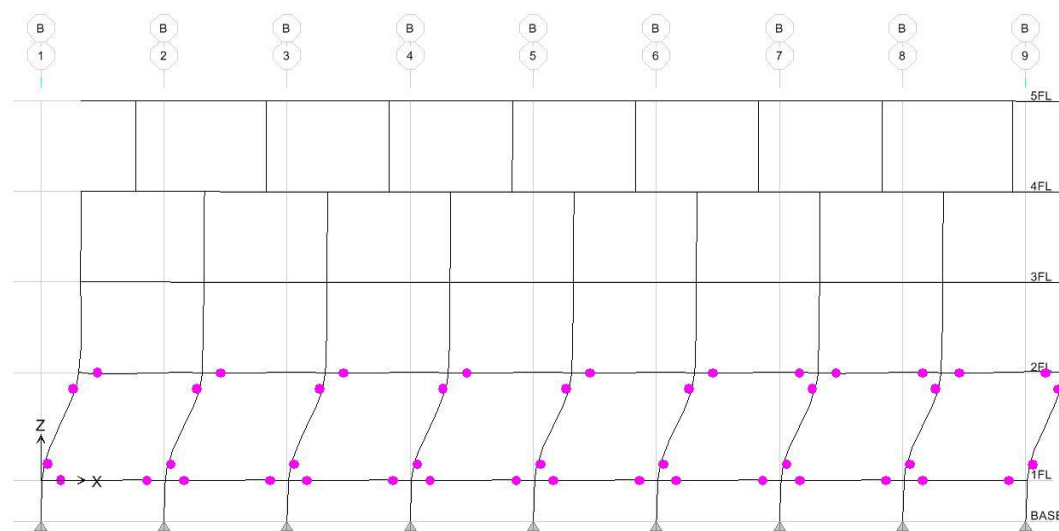


圖 5- 50 房屋 B 之 B 面塑鉸區

資料來源:本研究繪製

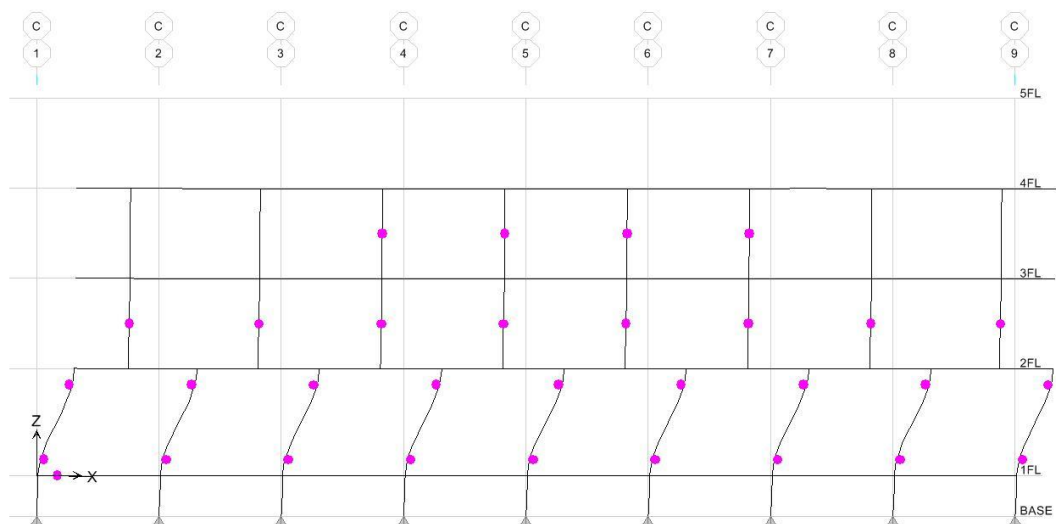


圖 5- 51 房屋 B 之 C 面塑

資料來源:本研究繪製

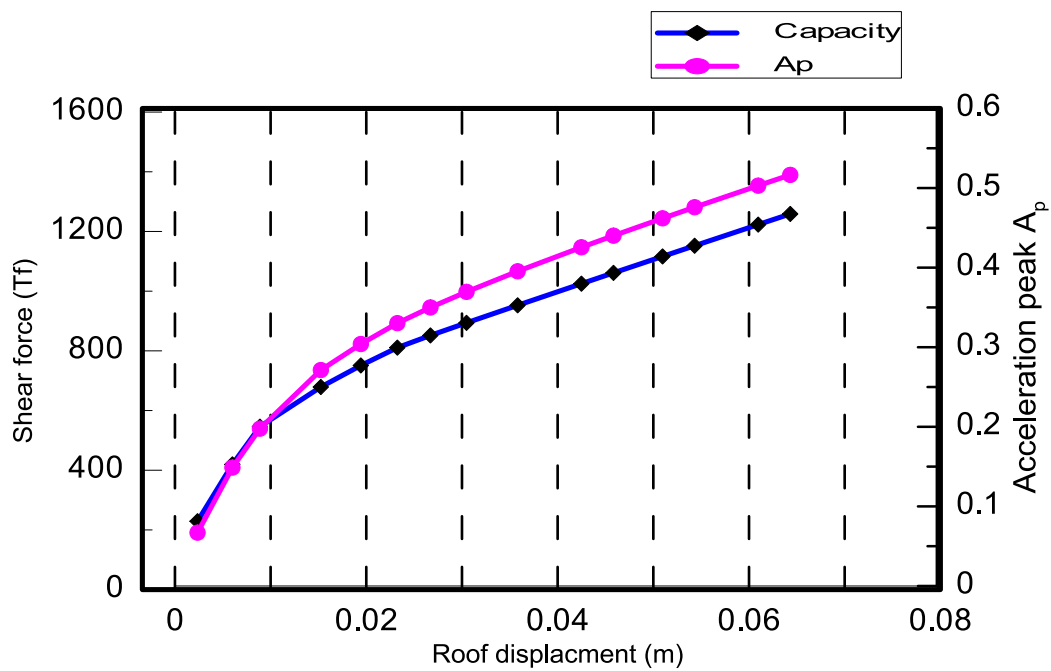


圖 5- 52 房屋 B 之側推分析結果

資料來源:本研究繪製

第六章 結論與建議

第一節 結論

1. 本研究針對典型沿街店鋪式住宅之開口外牆所提出之改良式配筋，其中關於邊界構材較密集箍筋配置、牆體水平鋼筋入邊界構材核心錨錠、以及較密集牆體圍束鋼筋之鋼筋綁匝與施工，已於實尺寸牆試體製作過程中證實為可行。
2. 本研究試體 6 採用對角向鋼筋，對角向鋼筋因有斜向角度、彎鉤錨定進梁、柱及基礎接頭，本研究顧慮施工性，採用新型續接器，分為較短及較長段，接頭區以調整性高之較短段錨定，其於牆體中之續接施工性已透過實尺寸牆試體製作證實為可行。採用前述新型續接器續接之鋼筋試體，拉力測試結果顯示斷裂處為續接器外鋼筋母材處，滑動量及伸長量均符合 SA 級測試標準。
3. 本研究考量試體 4~6 鋼筋較為密集，採用細粒料配比之混凝土，試體模擬實務工法，採直立澆置，模板使用一般建築工地用料，混凝土澆置結果顯示僅少部分區域如牆底層及部分鋼筋密集區域有少許粒料分離現象。
4. 本研究基於國家地震工程研究中心校舍補強計畫所發展之側推耐震評估方法，提出能考慮牆體開口效應之側推分析方法，結合工程師常用之結構分析商業軟體，可有效的協助工程師進行考慮牆體開口效應之側推分析，適用於鋼筋混凝土沿街店鋪式住宅之耐震評估。
5. 應用本研究所提出之耐震評估方法於兩實際、新建之沿街店鋪式集合住宅案例，進行沿街方向之耐震分析。於案例一中，若僅模擬梁與柱構架系統，分析結果顯示雖結構之最大地表加速度符合規範規定，卻有顯著之一樓軟弱層

效應，主因為強梁弱柱之設計所致；若將牆體加入分析模型，則最大地表加速有相當幅度之增加，但仍呈現顯著一樓軟弱層效應，其原因除前述強梁弱柱外，尚因一樓牆體數量較少，以及開口牆體之開口面積比例大於其上樓層之故。案例二之耐震評估結果同樣顯示一樓軟弱層現象，原因亦為強梁弱柱與一樓牆體開口較大之故。

第二節 建議

建議一

推廣沿街店鋪式住宅開口牆體改良式配筋細節與設計方法: 立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

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

本研究透過實尺寸結構試驗，研提三種提升牆體耐震性能之改良式配筋：包括開口旁設置邊界構材、牆體較密集箍筋配置、以及對角鋼筋。試驗結果顯示三種配筋細節可有效提昇牆體耐震性能，建議可推廣至工程中使用。

建議二

沿街店鋪式住宅耐震評估方法講習會: 立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所、國家地震工程研究中心

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

本研究提出能考慮牆體開口效應之側推耐震評估方法，可有效的協助工程師進行考慮牆體開口效應之側推分析，適用於鋼筋混凝土沿街店鋪式住宅之耐震評

估。由於此方法乃基於國家地震工程研究中心校舍補強案所發展的方法，修改並加入開口牆體元素而得，因此建議與國家地震工程中心合辦講習會，將此耐震評估方法推廣到工程界使用。

建議三

進行沿街店鋪式住宅耐震結構系統之研究：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：無

實際、新建沿街店鋪式住宅側推耐震評估結果顯示，一樓仍存在軟弱層現象，主因強梁弱柱與一樓牆體開口較大所導致，而此設計特徵普遍存在於新建之沿街店鋪式住宅中，建議儘速投入其結構系統之研究，研提改善方法。

附錄一 期初評選會議記錄

內政部建築研究所 103 年度「低矮鋼筋混凝土沿街店鋪住宅典型開口外牆耐震性能提昇之實驗研究」委託研究計畫
畫 採購評選會議紀錄

- 一、 時間：103 年 1 月 22 日(星期三)上午 9 時 00 分
- 二、 地點：大坪林聯合開發大樓 15 樓第 3 會議室(新北市新店區北新路三段 200 號 15 樓)
- 三、 主席：陳召集人建忠 記錄：黃國倫
- 四、 出席及請假委員：(詳如簽到單)
- 五、 列席人員：秘書室(請假)
- 六、 主持人報告：本案共聘委員 7 人，目前會場中出席之外聘專家學者委員 3 人及本所委員 3 人，合計 6 人，超過委員總額 2 分之 1，外聘之專家學者委員人數亦超過出席委員人數之 3 分之 1，宣布會議正式開始。
- 七、 主辦單位報告：
 - (一)本採購案自 103 年 1 月 7 日公告招標訊息，並於 103 年 1 月 16 日下午 5 時截止投標收件，計有 1 家廠商投標；經 1 月 17 日資格審查，資格合於規定之投標廠商共計 1 家，為國立臺灣科技大學。
 - (二)本採購案業於 1 月 21 日上午 11 時 20 分，召開工作小組初審會議，經審查投標廠商所送之服務建議書規格，均符合招標及投標規定。
- 八、 投標受評廠商簡報：略。
- 九、 委員發言重點與投標受評廠商回應：

內政部建築研究所 103 年度

「低矮鋼筋混凝土沿街店舖住宅典型開口外牆耐震性能提昇之實驗研究」

委託研究計畫案審查意見及廠商回應一覽表

項次	審查委員意見	廠商回應
1	請簡要說明 102 年度委託案「低矮鋼筋混凝土街屋典型開口外牆之耐震行為研究」之研究成果。	已於服務建議書第 33 頁和第 34 頁詳細陳述。
2	依據「委託研究契約書」第十條保險所列事項，請納入服務建議書第七項研究經費之配置項目。	已由其他研究案編列保險項目之經費。
3	服務建議書第七項研究經費之配置(五)材料費用編列偏高，建議調整，並依委託研究契約書第五條(八)規定辦理。	本研究「材料費」之編列乃參考 102 年度委託案「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」實際材料之花費。在 102 年度實驗過程中有很多需考慮的項目，例如混凝土剝落造成儀器之損壞、因較危險之作業(組裝施工架、施工架擴孔和銲接等)需請校外專業人士幫忙、分批清運費用(因空間限制須分批進行，費用較高)、試體試驗所需鋼構夾具與側撐之製作與組裝等；另外實驗之試體與實際之開口牆是截然不同的，在實驗時，因為基礎需加預力與強力地板錨定，所以基礎部分必須厚且強壯，造價相對昂貴；牆頂梁因需傳遞油壓致動器反覆載重至牆體，亦需厚重強壯，又頂梁與油壓制動器錨定之預設孔，需以厚鋼管構築，且綁

		紮鋼筋時需加以固定，以防澆置混凝土時錯位。在考量以上諸多因素後，本研究所編列之材料費應屬合理。
4	有關材料費中「施工架」及「清運」項目，是否與「其他費用」項目重複編列，請補充說明。	「其他費用」之編列用途為實驗進行時，需要校內之學生來幫忙進行試體之拆裝、實驗進行等等事務，此經費用途為撥給幫忙實驗之校內學生當工讀金，並非校外人士進入實驗室進行施工架之組立、拆除和清運(因為較危險，將委由校外專業人士施作)，故無重複編列問題。
5	請考量簡報資料第 10 頁及第 13 頁所列「X 型配筋」及「彎鉤配筋」之施工性。	將遵照辦理。
6	對新建之店鋪住宅而言，只有後面有開口的牆，前面沿街均全部打開，完全無牆，如果把後面的牆納入分析模型中考慮其耐震行為，而前面是梁柱結構，是否有勁度不均的問題。	本研究已有考慮過此類問題，因此在強勁度分配上，梯間牆部分已有相關研究，不多做探討，而在前面臨街道區域因為開口需求，沒有配置牆壁，造成前後勁度分配不均，此問題可利用擴大騎樓柱子尺寸來進行強度與勁度之補強，使前後勁度較為一致。另有學者提出，因此類建築並非只有 1 棟，而是以整排的形式築起，在垂直街道方向上有數量多且大面積之實心隔間牆，可抵禦勁度不均造成的扭轉效應。
7	對開門兩側如果有壓桿邊構材，是否表示此牆下之基礎必須是條型基礎？	本研究不考慮在開口兩側設置邊界構材。
8	102 年度研究成果提出開口牆體應向兩外側配置(如服務建議書圖 3-39)，中間隔間柱鏡射配置為最佳	102 年度「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」所分析開口最佳化配置，為雙跨

	<p>化，惟沿街店鋪式住宅通常皆為連棟大於 2 戶，因此二跨左右鄰接戶均非設定之最佳化，請補充說明。</p>	<p>往兩側集中，讓實心牆得以大面積配置，其強度為最高；沿街店鋪住宅通常為兩戶以上，現假設 1、2 跨為往兩側集中之開口，因鏡射配置，2、3 跨開口自然為往中間集中，若與傳統配置為每跨開口位置固定比較，鏡射配置強度將高很多。</p>
<p>9</p>	<p>本研究提出改善牆對強度不足之方案為增加較密之水平、垂直向鋼筋，此外針對消散能力及韌性不足之改善方案為增加繫筋以維持牆體混凝土強度，請說明未來施工性是否可納入後續考量。</p>	<p>將會納入本研究考量。</p>
<p>10</p>	<p>請說明本研究試體設計與 102 年研究試體之相同或差異性為何？是否有其延續性？本研究是否有試體破壞後補強再驗證之機制？</p>	<p>本研究試體相較於 102 年研究試體，為延續最佳化開口配置之試體(開口往兩側集中)，再針對破壞區域之強度、消能和韌性問題做檢討。破壞後補強之構思可能可以做為後續研究案，本研究並未考慮破壞後補強之辦法，而以新建建物做開口牆改良為主。</p>
<p>11</p>	<p>本研究除針對垂直構材的強度進行實驗研究外，因開口配置強化仍不敵平面質心對剛心之偏心率所引致較大剪力，可否針對牆的配置提供可降低偏心率之建議。</p>	<p>本研究已有考慮過此類問題，因此在強、勁度分配上，梯間牆部分已有相關研究，不多做探討，而在前面臨街道區域因為開口需求，沒有配置牆壁，造成前後勁度分配不均，此問題可利用擴大騎樓柱子尺寸來進行強度與勁度之補強，使前後勁度較為一致。另有學者提出，因此類建築並非只有 1 棟，而是以整排的形式築起，在垂直街道方向上有數量多且大面積之實心隔間牆，可抵禦勁度不均造成的扭轉效應。</p>

12	現有 RC 規範對於牆開口設計著墨很少，本研究針對各種典型開口進行試驗分析對設計實務極有助益。	感謝委員指教。
13	請說明對於外牆或開口之鏡射配置，如兩邊集中或中間集中，試驗結果強度不同之原因。	102 年度「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」所分析開口最佳化配置，為雙跨往兩側集中，讓實心牆得以大面積配置，其強度為最高；沿街店鋪住宅通常為兩戶以上，現假設 1、2 跨為往兩側集中之開口，因鏡射配置，2、3 跨開口自然為往中間集中，若與傳統配置為每跨開口位置固定比較，鏡射配置強度將高很多。
14	近來對於短構件有以拉壓桿模型進行分析，一般實務上是否方便，本研究有文獻提到此模型，是否可以此模型分析與試驗結果做比較，供實務參考。	壓拉桿模型作業在實務上是較有困難的，本研究將會試著研發此壓拉桿模型，並與試驗結果比較其差異性。
15	本研究對於規範的討論、研修及其架構和目的，宜提前於研究初期就要建構，並搭配研究各流程來逐步調整及具體化，以提升效率。	將會納入本研究考量。
16	專家諮詢會議次數、人次不足，除試體研議外，對於法規、規範，往往為研究人員弱項，宜增加諮詢會次數及人次，並在本所舉行相關會議，以祈規範修訂建議草案成熟。	將會納入本研究考量。
17	試體及試驗宜提早定案施作，以免影響到實驗後其他工作進行及報告製作品質。	將會納入本研究考量。
18	建議詳細分析本研究對沿街店鋪式住宅數量及工程費之具體影響及效益。	將會納入本研究考量。

19	<p>以往的已知成果，如何以具體而口語方式表達，做成媒體說帖、文件以及進行必要的推廣宣導教育活動，以便讓設計及使用相關表單人員能有技術性瞭解。</p>	<p>將會納入本研究考量。</p>
20	<p>對現行建築管理上而言，有多少建築是以(或比較接近)本研究方式來施作，地點分布在哪裡？此類建築的結構計算書及設計資料是否有妥當的存放，若存於政府建管單位、建築師事務所或計師事務所，需要時，是否能調閱或抄錄？</p>	<p>本研究團隊已利用 Google Map 搜尋中部地區之沿街店鋪式住宅，已收集數十筆沿街店鋪住宅資料，並已向政府機關申請得結構計算書，本研究已據此歸納傳統沿街店鋪式住宅之開口型式、配筋細節等資料。本研究會繼續蒐集沿街店鋪式住宅之相關設計資料。</p>

附錄二 專家座談會會議記錄與簽到表

低矮鋼筋混凝土沿街店舖住宅典型開口外牆耐震性能提昇 之實驗研究

第一次專家座談會會議紀錄

會議時間：103 年 5 月 9 號（星期五）下午 1:30

會議地點：內政部建築研究所大坪林辦公室 13 樓簡報室

主持人：歐昱辰 副教授

記 錄：周裕清 研究助理

出席委員：

永峻工程顧問公司	張敬昌
聯邦工程顧問公司	陳煥煒副總
大彥工程顧問公司	羅遠智協理
忠彥工程技術顧問公司	謝忠恕技師
東建工程顧問有限公司	蔡東和總經理
國立台灣科技大學	鄭敏元 助理教授

【內政部建築研究所】 陳建忠組長 陶其駿主任 黃國倫研究員

列席人員：

研究助理 周裕清

會議議程：

1. 主持人進行簡報，簡報內容於後附上。
2. 座談與討論。
3. 散會。

會議記錄：

	專家意見	研究團隊回應
<p>蔡東和 總經理</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 性能提升成果應當不錯，不過在施工性上接受度可能不高，是否有每個節點都加上繫筋的必要，重新檢討鋼筋挫曲長度，再衡量繫筋間距。 2. 斜向鋼筋，若已有外圍兩層雙向鋼筋，斜向鋼筋也採四層配置，在壁厚 20cm 之試體內要放入共八層的鋼筋，應當非常非常困難，若有辦法將斜向鋼筋改為較大號數，並且改為雙層，施工可行性應當會提升。 3. 扇形鋼筋在現場施工可能有困難，若改為鋼筋網，裁成斜向，並且放入梁柱做直線錨定(一般外面錨定進梁柱若有雙層則只延伸單層，不然會太密集)，效果差別應該不大，且可以減低施工性問題，外界接受度應該也較高。 4. 屋後外牆補強了，但是屋前(門口)還是沒有牆壁，勁度上分配屋前屋後應該會差很多，且有扭轉之疑慮，可能有結構系統不平衡問題。 5. 沿街店鋪住宅之設計者依舊秉持著老想法去做設計，因此更改規範可能需要一些手段，能夠強制設計者做一些必要的更變，例如:強制梯間牆須沿著街道方向擺放、需有多少面積、韌性配筋細節等等。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 試體設計參數已重新檢討，取消原本兩座繫筋間距為 10 cm 之試體，更新後之試體僅有最後一座(試體 6)採較密集繫筋設計，繫筋號數為#4，間距考量圍束與施工性雙重要求，預計採 15 cm。 2. 謝謝委員建議，本研究團隊將重新計算剪力強度並且配置適當之斜向鋼筋號數、數量、間距，以符合性能提升的目的以及施工性的考量。 3. 謝謝委員提議，關於扇形配置以點焊鋼絲網取代，本研究團隊將會慎重考量。 4. 屋前結構系統之提昇或可透過增強騎樓柱達成。此部分還有賴進一步研究釐清。 5. 委員建議將納入本研究結構系統配置考量中。
<p>羅遠智</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 在開孔牆之強度補強方法 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 因為低矮開口牆為剪力主控，

<p>協理</p>	<p>一般做暗梁、暗柱等來做為補強。</p>	<p>所以在本研究未考慮做暗梁或暗柱來增加其撓曲強度，若在高樓建築之開口牆可能才會做比較多的暗梁或暗柱座為邊界構材來增加撓曲強度。</p>
<p>張敬昌</p>	<ol style="list-style-type: none"> 102 年度牆體破壞模式為在開口兩側，但在 X 型鋼筋配置上可能沒有剛好符合此破壞模式，而是考慮牆體幾何形狀配置 X 型鋼筋。 斜向鋼筋之牆筋配置方式成功大學許茂雄教授已有發表過類似文獻，應當可參考。 若在牆體未依最佳化開口配置，則在規範的剪力計算公式上，會不會太過於不保守？ 	<ol style="list-style-type: none"> 本研究之 X 型鋼筋配置為考量 102 年實驗之破壞模式以及延壓桿方向配置，但是因為 X 型鋼筋要錨定入梁柱接頭，並且要考量 X 型鋼筋所包覆之混凝土壓桿大小，所以 X 型鋼筋走向與壓桿走向有些微偏差，惟 X 型鋼筋抵抗力沿壓桿方向仍有顯著分量，應有相當效果。 謝謝委員建議，已有收集並考量此篇文章。 即使開口未進行最佳化配置，規範剪力計算公式亦可保守用於計算剪力強度。
<p>陳煥煒 副總</p>	<ol style="list-style-type: none"> 可用異型鋼筋網錨定進梁柱，且在牆內進行搭接之工作。 若是設計者要將樓梯旁之梯間牆配置為垂直街道方向，應當注意屋前柱子的設計。 把原本鋼筋間距 10cm 改為 15cm，每一個節點都勾繫筋，也可以做成鋼筋間距維持 10cm，繫筋間距變 10 的倍數，例如：20cm，應當也有相當的圍束效果。 	<ol style="list-style-type: none"> 感謝委員建議，將納入本研究考量。 感謝委員建議，將納入本研究考量。 本研究預計將繫筋間距調整成 15 cm。
<p>謝忠恕 技師</p>	<ol style="list-style-type: none"> 研究團隊提出規範修改為 102 年度建議開口之最佳化配置採兩垮鏡射且集中配置，但在今年之研究案之實驗只規劃單垮試體，使否要將實驗之試 	<ol style="list-style-type: none"> 102 年建議開口最佳化配置採鏡射且集中配置，其中鏡射是以兩垮為一單元，兩兩鏡射，其目的為因單一開口牆體有正負向之強度差異（一向剪力強度較高，另一向則較

	<p>體也改為兩垮，以驗證 102 年所提議規範之修改。</p>	<p>低)，因此若以兩垮為一單元，採鏡射配置，其剪力強度可較為平均，但本年度將針對單片牆體之剪力破壞且韌性、消能不佳進行耐震性能提升，再者，本研究案規劃為 6 座試體，相同經費下若改為兩垮將只能執行 3 座試體，能探討之牆體變化將少很多。</p>
<p>鄭敏元 助理教授</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 試體(雙層雙向鋼筋間距 10cm)縱向鋼筋可維持原本 20cm，橫向鋼筋改為 10cm，因縱向鋼筋一多會把更多的撓曲強度貢獻到牆體，應配合試體 3 之撓曲強度，才能進行比較。 2. 牆之臨界斷面(critical section)在規範有一個最大剪力上限，不可超過其值。 3. $\frac{h_w}{l_w}$可取關鍵斷面來控制整面牆之剪力強度，不然就忽略此關鍵牆段。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 密集箍筋僅配置於最後一座試體(試體 6)，縱向與橫向鋼筋間距皆採 15 cm，此為滿足 RC 規範對於連接梁外圍束橫向與縱向鋼筋最大間距之要求。 2. 本研究試體剪力強度均控制在規範上限之內。 3. 感謝委員建議，將納入本研究考量。

「低矮鋼筋混凝土沿街店舖住宅典型開口外牆耐震性能提昇之實驗研究」

第一次專家座談會簽到單

會議時間：103年5月9日（星期五）下午1:30~4:30

會議地點：內政部建築研究所大坪林辦公室13樓簡報室

主持人：歐昱辰 副教授 *歐昱辰*

出席委員簽到：

出席單位與人員		簽到
內政部建築研究所	陳建忠 組長	<i>陳建忠</i>
內政部建築研究所	陶其駿 主任	<i>陶其駿</i>
內政部建築研究所	黃國倫 研究員	<i>黃國倫</i>
永峻工程顧問股份有限公司	甘錫澄 總工程師	<i>甘錫澄</i> <small>同意協助 女研中 研中</small>
聯邦工程顧問股份有限公司	陳煥輝 副總	<i>陳煥輝</i>
大彥工程顧問股份有限公司	羅遠智 協理	<i>羅遠智</i>
忠彥工程技術顧問股份有限公司	謝忠恕 技師	<i>謝忠恕</i>
東建工程顧問有限公司	蔡東和 總經理	<i>蔡東和</i>
國立台灣科技大學	鄭敏元 助理教授	<i>鄭敏元</i>

(依公司筆劃排序)

列席人員簽到：

列席單位與人員	簽到
國立台灣科技大學營建工程系 周裕清 研究助理	<i>周裕清</i>

附錄三 期中會議審查記錄

本所 103 年度委託研究「包覆填充型箱型柱橫向鋼筋配置方式之軸向強度與韌性」、「低矮鋼筋混凝土沿街店鋪住宅典型開口外牆耐震性能提昇之實驗研究」暨補助案「103 年度耐震標章諮詢服務暨察證作業執行計畫」等 3 案期中審查會議
紀錄

一、時間：103 年 7 月 10 日（星期四）上午 9 時 30 分

二、地點：大坪林聯合開發大樓 15 樓第 4 會議室(新北市新店區北新路 3 段 200 號 15 樓)

三、主持人：陳組長建忠

記錄：楊智凱、黃國倫、李台光

四、出席人員：如簽到單

五、簡報內容：略。

六、會議記錄:如下頁。

日期:2014/07/10(星期四)

地點:內政部建築研究所

委員發言重點與回應

委員	委員意見	研究團隊回應
陳組長建忠	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究整體性的分析宜予著墨，避免只是單方向的技術性疑問與對策式學術性探討。 2. 921 地震後，此種現有低矮沿街店鋪式住宅雖然受損嚴重，但是依舊有相當多此種建物存在，若有資料之收集應當於期中報告顯現，以方便探討本研究之研究重要性及價值。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 感謝委員指教。 2. 根據營建署連續五年統計資料，估計未來每年因本案可受益新造建築棟數約 3 萬 8,000 棟，總樓地板面積為 1,400 萬平方公尺，工程造價約為 780 億。
邱教授昌平	<ol style="list-style-type: none"> 1. 低矮鋼筋混凝土沿街店鋪式建築，早年皆由加強磚造建築之方式演化而來，所以只有在戶與戶相鄰處，有尺寸不大的 RC 柱(2 層者 2B 或 24 cm 左右，3 層者有 3B 或 36 cm 左右);街道另一面之屋後牆體，因使用要求會用一門及小窗，而造成地震力作用下，易於開裂之問題。 2. 擴大柱尺寸(不宜稱擴柱)及門之位置內移，使其他柱有翼牆、門上之 RC 梁有垂壁，仍宜在本研究討論之，不宜使用「非本研究範圍」一語帶過。原因為小 RC 柱(寬 40 cm 或更小)不變大之情形下，一味加強 RC 牆，試體也成為「超強」之懸臂 RC 牆。試體之側力作用於另一側(即 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 感謝委員指教。 2. 感謝委員指教。 3. 試體三到六均有配置開口補牆鋼筋。 4. 擴柱與翼牆等改善方式，在現今設計已相當明確，所以此等改善方式，將置於後續整體結構系統之研究案，一併納入考量。牆體開門旁之柱，並非無用之構件，在過去試驗顯示，若與其它結構聯合作用，將可以有相當的強度及韌性發揮。在既有狀態下，將開口靠一邊集中配置為最有效之強度提昇辦法。本研究資料收集顯示，一般屋後外牆厚度為 15 cm，

	<p>開門側)，受力行為有可能不同。</p> <p>3. 一般 RC 牆或 RC 版之開口，在開口周邊及角隅需設置補強筋，除水平及垂直方向，須加數根較牆筋或版筋更粗之補強筋外，尚需於角隅處加斜向鋼筋，然而皆未見於 T3 至 T6 試體。</p> <p>4. 窗之位置為何一定要與門之間只有 30 cm 的距離，而造成極弱的構件，且牆厚度也只有 20 cm。</p>	<p>也有一些是厚度 20 cm，若須改善其行為而進行韌性配筋，建議採 20 cm 厚度。</p>
<p>中華民國結構工程技師公會全國聯合會 陳技師正平</p>	<p>1. 屋後牆厚度通常為 12 cm，恐無法設計雙層雙向鋼筋再加上斜撐。</p> <p>2. 除配置邊界構材預防開口向外脹破外，應當在水平鋼筋做彎鉤，錨定進入邊界構材核心，此一方式較為有效。</p> <p>3. 增設壓力桿之鋼筋，其兩端若有適當之錨定，則亦可承受拉力，可提升抗剪能力。</p> <p>4. 屋後牆補強後，其基礎若未配合加強，則可能功虧一簣。</p>	<p>1. 本研究資料收集顯示，一般屋後外牆厚度為 15cm，也有一些是厚度 20cm，若須改善其行為而進行韌性配筋，建議採 20 cm 厚度。</p> <p>2. 感謝委員指教。</p> <p>3. 感謝委員指教。</p> <p>4. 感謝委員指教。</p>
<p>鍾教授立來</p>	<p>1. 請考量以示範例說明整體之設計、研究之重要性等。</p> <p>2. 本研究只針對屋後外牆進行補強，易於發生扭轉問題，因屋前屋後側向勁度不同，強度也不同。</p> <p>3. 本研究所提議之設計方式，是否僅施作於一樓？</p> <p>4. 請就所規劃之試體，分析其</p>	<p>1. 感謝委員指教。</p> <p>2. 本研究已有考慮過此類問題，因此在強、勁度分配上，梯間牆部分已有相關研究，不多做探討，而在前面臨街道區域因為開口需求，沒有配置牆壁，造成前後勁度分配不均，此問題可利用擴大騎樓柱子</p>

	<p>力與位移關係。</p> <p>5. 低矮建築特性為周期短，韌性是否可充分發揮？</p>	<p>尺寸來進行強度與勁度之補強，使前後勁度較為一致。另有學者提出，因此類建築並非只有1棟，而是以整排的形式築起，在垂直街道方向上有數量多且大面積之實心隔間牆，可抵禦勁度不均造成的扭轉效應。</p> <p>3. 目前研究規劃將針對因921整理之連棟沿街店鋪住宅一樓軟弱層問題進行探討與改良；後續研究方向可以往結構整體性進行探討與改良。</p> <p>4. 本年度針對構件之分析進行探討，建議未來研究探討整體結構行為時，納入整體構架之性能分析模型。至於整體性示範例，建議列為後續研究範疇。多跨牆體之行為，將由有限元素方法分析之。</p> <p>5. 感謝委員提醒，本實驗將屋後開口外牆之癥結點進行改良，包含強度、韌性及消能，將由實驗結果證實為可行或不可行。</p>
<p>郭教授詩毅</p>	<p>1. 本研究具有很重要的實務應用價值。</p> <p>2. 一般設計者在設計沿街店鋪式住宅時，大部分沿用舊的思維設計，有必要在規範上</p>	<p>1. 感謝委員指教。</p> <p>2. 本團隊目前規劃於2015年舉辦講習會，跟技師、建築師與相關從業人員進行講習與</p>

	<p>規定，或其他方面提供細節參考，請說明此一部分如何進一步落實。</p> <p>3. 本研究採用單跨試體，實務上多為兩跨或兩跨以上結構，在分析上如何說明連跨結構之行為，須再著墨。</p>	<p>宣導以落實本研究成果</p> <p>3. 感謝委員指教。</p>
陳副總煥璋	<p>1. 邊界構材的細部宜再考量，包含是否有 135 度彎鉤？邊界構材箍筋尺寸僅 10 cm×10 cm 能否加工？是否考慮將邊界構材加大為 20 cm×30 cm，以提高施工性？</p>	<p>1. 本研究將考量使邊界構材與牆壁有較好之連結，預計將牆體既有之水平向鋼筋，改為彎鉤形式，錨定入邊界構材核心區域，作一閉合鋼筋配置，另外有邊界構材之區域，無需配置牆體的垂直鋼筋，因此圍束箍筋沿牆體厚度方向外緣至外緣尺寸為14cm。</p>
羅協理遠智	<p>1. 本研究主要為確保有開口牆體耐震性能，惟於設計實務上應對開口之配套進行考量，以確保整體結構之安全。前提為在分析上也要做適當之考量，一般非結構牆在地震來臨時即破壞，勁度衰減之後，剩下設計者所考慮到之結構桿件，但是在分析時多不將非結構牆納入考量，此未必對整體耐震性能有幫助，因可能產生其他非預期模式破壞，所以在分析時，應當考量全部結構，而非局部牆體部分。</p>	<p>1. 感謝委員指教。</p>
台灣建築師公會	<p>1. 自從 921 地震後，此類房屋結構型態已轉變，國內以後</p>	<p>1. 根據營建署連續五年統計資料，估計未來每</p>

<p>陳建築師建 明</p>	<p>應當不會再設計此種建築。</p>	<p>年因本案可受益新造建築棟數約3萬8,000棟，總樓地板面積為1,400萬平方公尺，工程造價約為780億，由此資料收集結果來看，台灣在921後，陸續增建很多此種建物。</p>
<p>李台光研究 員</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 試體中有開口部分，建議將真實之窗以及門納入試體中，研究此非結構構材的行為、變形等。 2. 試體設計已考慮短柱效應，並配置密集箍筋，但在門窗上面類似短梁(深梁)之構件，應做補強設計。 3. 邊界構材埋於20 cm牆內，型式類似於柱，但其錨定長度等規定，使此設計構想，具有相當之困難性。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 若將實際門及窗加入至試體內，可能會影響對於此類屋後外牆行為探討有所阻礙，所以本案暫不納入考量，暫且只針對純結構體作探討。 2. 感謝委員指教。 3. 感謝委員指教，錨定等規定均由台灣鋼筋混凝土規範設計，並在試體施作中記錄並注意。

內政部建築研究所

召開本所 103 年度委託研究「包覆填充型箱型柱橫向鋼筋配置方式之軸向強度與韌性」、「低矮鋼筋混凝土沿街店鋪住宅典型開口外牆耐震性能提昇之實驗研究」暨補助案「103 年度耐震標章諮詢服務暨察證作業執行計畫」等 3 案期中審查會議簽到簿

時 間：103 年 7 月 10 日(星期四) 上午 9 時 30 分			
地 點：大坪林聯合開發大樓 15 樓第 4 會議室 (新北市新店區北新路 3 段 200 號 15 樓)			
主 席：陳組長建忠		記 錄：李皓 黃國倫 楊繁欽	
出席人員	簽 到 處	代 理 人	
		職 稱	簽 到 處
邱顧問昌平	邱昌平		
林教授秉如			
胡技術總監銘煌			
陳副總經理煥燁	陳煥燁		
郭教授詩毅	郭詩毅		
黃教授世建			
鍾組長立來	鍾立來		
羅協理遠智	羅遠智		
行政院公共工程委員會			
內政部營建署			
台中市政府			
南投縣政府			

附錄四 期末會議審查記錄

日期:2014/11/07(星期五)

地點:內政部建築研究所

委員發言重點與回應

委員	委員意見	研究團隊回應
陳組長建忠	<p>1. 請研究團隊就既有沿街店鋪式住宅建築，建議具體之改善補強方案，也可收集統計數字，估算既有沿街店鋪式住宅數量，供政策研擬參考。</p>	<p>1. 根據營建署連續五年統計資料，估計未來每年因本案可受益新造建築棟數約3萬8,000棟，總樓地板面積為1,400萬平方公尺，工程造價約為780億，由此資料收集結果來看，台灣在921後，陸續增建很多此種建物。國震中心在補強方面做過很多研究及訪查，所以對補強非常有經驗，期待國震中心與建築研究所可以合作，針對新建及既有之沿街店鋪式住宅提出設計準則及辦法。</p>
郭教授詩毅	<p>1. 本研究試體加載方式為位移控制，採模擬地震之反覆加載方式，由小到大的位移比反覆加載，實驗所收集的資料量很大，須注意把握分析時程。</p> <p>2. 本研究實驗開口型式屬於新建工程之建物，建議日後可多收集既有建築物之開口型式做分析。</p> <p>3. 建議未來研究可進一步探討，若試體的牆體部分有偏移情況(非對應柱中心位置配</p>	<p>1. 感謝委員指教。</p> <p>2. 感謝委員指教。</p> <p>3. 感謝委員指教，將納入後續研究考量。</p> <p>4. 若結構在設計考量上為剪力牆之牆體，則不應拆除。</p>

	<p>置)，牆邊緣切柱邊緣，對實驗結果之影響。</p> <p>4. 例如超商或賣場需要大面積開口，若將牆體拆除，拆除之牆應視為隔間牆？或另有結構效益必須考量？</p>	
<p>陳副總煥瑋</p>	<p>1. 本研究對於沿街店鋪住宅提升耐震性能很有幫助，研究成果可提供新建沿街店鋪住宅參考使用，惟很多既有沿街店鋪住宅仍可能有不良破壞模式問題，請建議如何改善。</p> <p>2. 沿壓桿方向對角向壓力鋼筋採用萬向續接器，此部分亦可考慮使用螺紋節鋼筋及其專用之續接器。</p>	<p>1. 既有街屋破壞模是不良問題可能可以歸納為”結構補強”部分，因國震中心在補強方面做過很多研究及訪查，所以對補強非常有經驗，期待國震中心與建築研究所可以合作，針對新建及既有之沿街店鋪式住宅提出設計準則及補強辦法。</p> <p>2. 感謝委員建議，將納入本研究考量。</p>
<p>廖教授文義</p>	<p>1. 本研究內容豐富，試驗結果符合預期，並提供實例分析，可做為工程實務重要參考。</p> <p>2. 本研究開口牆試體，開口位置就很多變化可能，且因跨度、門面寬度不同，開口位置及其尺寸也會受影響，建議可以提出對於開口位置及大小之參考標準，以供工程師做為依據。</p> <p>3. 牆體採用 20cm 厚之牆，強度相當高，建議宜確認現有試驗機容量確實可以推壞，並務請在執行期限完成。</p> <p>4. 本研究團隊利用剪力塑鉸及</p>	<p>1. 感謝委員指教。</p> <p>2. 感謝委員指教，將納入本研究考量。</p> <p>3. 試體牆厚度為 20 cm，有無致動器無法推壞之疑慮，本研究使用兩支 200 噸致動器，在試體強度規劃上為小於 400 噸，並無致動器無法推壞之疑慮。</p> <p>4. 剪力塑鉸折減強度方面採 Ono 折減係數，在勁度方面採 AIJ 折減係數，在撓曲塑鉸方面，直接對開口牆進行</p>

	<p>撓曲塑鉸模擬開口牆，若要應用於工程界，建議提出其塑鉸的勁度與強度折減的準則。</p>	<p>沿高程上數個斷面做分析，直接考慮開口效應。</p>
<p>邱教授昌平</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究開窗位置為緊鄰門邊，仍非常見建築形態，因而造成邊界構材的特殊問題，而採取抗壓、抗拉柱配筋設計，剩下 RC 牆體，除補強柱外，另外加上對角向鋼筋補強。以上特殊配筋皆須伸入基礎梁、頂梁及 RC 柱中，增加配筋施工難度，且在 2、3 樓皆有後牆或全面開窗之情況下，如何適當地設計配筋？須請探討，另請說明本研究試體之施工性。 2. 本研究另有非線性耐震分析評估法研究，目前已有一些成果。 3. 12 月底前可望有完整成果報告。 4. 本研究結論第 4 段與第 5 段重複，請修正。 5. 期末報告表 4.8 載重效應之文字及數字，宜重新考慮使用工程界慣用寫法。 6. 請再斟酌期末報告圖 3.15 至圖 3.17 中文字內容，例如「邊界構材縱向鋼筋：4-#6」等。 7. 921 震災後，經過實際走訪調查，有時建商一次蓋 5~6 棟，或 1 棟接著 1 棟蓋，接頭處鋼筋配置混亂；另外平行於街道方向的樓梯為提供消 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 感謝委員指教，鋼筋較為密集及錨定相關影響到施工性問題，將於成果報告加以說明。 2. 感謝委員指教。 3. 感謝委員指教。 4. 感謝委員指教。 5. 感謝委員指教。 6. 感謝委員指教。 7. 感謝委員指教，根據目前新建住宅的設計圖，可發現強梁弱柱甚為普遍，再加上一樓牆體開口較其上樓層為大，導致評估結果所顯示的一樓軟弱層現象。因此的確有必要針對結構系統進行深入探討，以提供工程師一套耐震設計的準則。 8. 感謝委員建議，本研究採用等值柱模擬牆，相容於國震中心現行方法。

	<p>能，裂得非常嚴重；所以探討沿街店鋪住宅問題一定要整體來看，店面一般不做大柱子或翼牆，可以不影響開口為前提，建議柱擴大且加入翼牆；門儘量別設置在柱旁邊，因為門的鐵件常常傷到柱子；若僅考慮屋後外牆(提升強度及增加消能能力等等)，而未考慮結構前列之牆及柱，對於整體評估來看，其破壞模式可能仍屬不良。</p> <p>8. 開口牆可用等值斜撐進行模擬。</p>	
<p>張總經理宏成</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究具工程實務價值，期待其研究成果。 2. 如何提升 1 樓弱層耐震性能？如有明確建議方案更佳。 3. 建議本研究可提出屋後外牆牆量與住宅面寬之關係。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 感謝委員指教。 2. 根據目前新建住宅的設計圖，可發現強梁弱柱甚為普遍，再加上一樓牆體開口較其上樓層為大，導致評估結果所顯示的一樓軟弱層現象。因此的確有必要針對結構系統進行深入探討，以提供工程師一套耐震設計的準則及建議方案。 3. 感謝委員指教，將納入本研究考量。
<p>張協理敬昌</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究針對兩棟實際建物進行側推分析，請提出如何在 ETABS 設置阻尼比，容量震譜裡阻尼會影響到性能點，且影響甚鉅，牆體 pinching 效應應當適度反應至容量震譜裡參數設定，請提出一依據讓工程界參考。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 關於側推評估阻尼比設計，研究團隊會加以陳述。 2. 沿街店鋪住宅破壞模式不符預期，研究團隊將其歸納為設計者問題，因為從設計理念上看來，明顯違反強柱弱

	<p>2. 兩棟建物破壞方式都是我們不想看到的，如果建築物符合耐震設計規定，還出現此破壞模式，是為設計規範不當？還是分析過程當中，沒有把開口牆納入分析導致之結果？</p>	<p>梁規定，至於若滿足規範強柱弱梁的設計後，是不是仍會產生一樓軟弱層破壞，則需進一步研究釐清。</p>
<p>中華民國全國建築師公會 曹建築師昌勝</p>	<p>1. 牆體配置對角向鋼筋，其錨定進接頭處有彎鉤，施工性上有無疑慮。</p> <p>2. 結構分析時，若是有地下室之情況，請先釐清基礎部分是用固定端或是鉸接，此將影響分析結果。</p> <p>3. 建議在開口跨度部分，提出開口尺寸及型式之比例關係。</p>	<p>1. 鋼筋較為密集影響到施工性問題，將於成果報告加以說明。</p> <p>2. 目前採固定端模擬基礎，後續可再考量鉸接模擬方法。</p> <p>3. 開口配置及尺寸與牆量等之關係，可為工程師耐震設計之準則，研究團隊將針對此項進行規劃研究。</p>
<p>財團法人住宅地震保險基金 宋先生國華</p>	<p>1. 分析評估採新建沿街店鋪住宅案例，建議可針對既有沿街店鋪住宅，建立模型進行分析比對，以瞭解後續補強作為。</p>	<p>1. 國震中心在補強方面做過很多研究及訪查，所以對補強非常有經驗，期待國震中心與建築研究所可以合作，針對新建及既有之沿街店鋪式住宅提出設計準則及補強辦法。</p>
<p>李研究員台光</p>	<p>1. 厚度 20 cm 牆水平牆筋錨定進邊界構材核心，在施工上可能會有困難。</p> <p>2. 試體鋼筋配置較為密集，在澆置混凝土部分有無問題。</p>	<p>1. 鋼筋較為密集影響到施工性問題，將於成果報告加以說明。</p> <p>2. 鋼筋較為密集影響到施工性問題，將於成果報告加以說明。</p>
<p>中華民國結構工程技師公會全國聯合會 陳技師正平</p>	<p>1. 建議考量剪力牆邊構材基礎抵抗下舉及下壓力之能力。</p> <p>2. 以桁架(strut & tie)橫式分析，其結點拉桿之錨定能力，建議加以考量。</p>	<p>1. 感謝委員指教。</p> <p>2. 感謝委員指教。</p>

參考書目

1. ACI Committee 318, "Building code requirement for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (318R-05)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2008
2. Architectural Institute of Japan (AIJ) "Design guideline for earthquake resistant reinforced concrete building based on inelastic displacement concept," Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1999 (in Japanese)
3. ASCE 41-06, "Seismic rehabilitation of existing buildings," by American Society of Civil Engineers, ASCE, 2006
4. Bing Li and Qin Chen, "Initial stiffness of reinforced concrete structural walls with irregular openings", *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2010, 39: pp 397- 417
5. Chopra, A. K., "Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering," Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1999
6. Comité Euro-Internation du Béton (CEB)-Fédération International de La Précontrainte (FIP). (1993). *Model Code 1990, 1993, (MC90)*, Thomas Telford, London.
7. CSI, "ETABS: Extended 3D analysis of building systems, nonlinear version 9.5", Computer and Structures, Inc., Berkeley, California, 2008
8. Elwood, K. J., and Moehle, J. P., "Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns," *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 4, 2005, pp. 578-587
9. Elwood, K. J., and Moehle, J. P., "Drift Capacity of Reinforced Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement," *Earthquake Spectra*, Vol. 21, No. 1, 2005, pp. 71-89
10. Hieu Luu-Cong, "seismic assessment for reinforced concrete school building", master thesis, National Taiwan University, 11-2011
11. Hsu, T. T. C., *Unified Theory of Reinforced Concrete*, CRC Press, Inc., Boca Raton, 1993
12. Hung-Jen Lee, Cheng-Cheng Chen, Ruey-Shyang Ju, Chen-Yu Wu, "Evaluation of stairwell walls of seismic performnace of low-rise RC street building", *Architecture and building research institute ministry of interior*, 12-2010
13. Hwang, S. J., and Lee, H. J., "Strength prediction for discontinuity regions by softened

- strut-and-tie model,” J. Struct. Engineering, ASCE, 128(12), 2002, pp. 1519-1526
14. Masato Sakurai, Hiroshi Kuramoto et, "Seismic performance of rc RC walls with multi-openings", the 14th world conference on Earthquake engng., Beijing China, 10-2008
 15. Moehle, J.P., "Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes," Earthquake Spectra, 8(3), 1992, pp. 403-428
 16. Moehle, J. P.; Elwood, K. J.; and Sezen, H., "Gravity Load Collapse of Building Frames during Earthquakes, " S. M. Uzumeri Symposium: Behavior and Design of Concrete Structures for Seismic Performance, SP-197, S. A. Sheikh and O. Bayrak, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2002, pp. 215-238
 17. Mokoto warashina et., "shear behavior of multi-story RC structural walls with eccentric openings", the 14th world conference on Earthquake engng., Beijing China, 10-2008
 18. NCREE-09-020, "International training program for seismic design of structures", National Center on Research for Earthquake Engineering, Taipei Taiwan, Oct. 2009
 19. NCREE-09-023, "Technology handbook for seismic evaluation and retrofit of school buildings," Second edition, National Center on Research for Earthquake Engineering, Taipei Taiwan, (in Chinese), Nov. 2009.
 20. Ono Masayuki and Tokuhiko Ikuo, "A proposal of reducing rate for strength due to opening effect of reinforced concrete framed RC walls", Journal of Struct. Const. Engng. AIJ, No. 435 May 1992, pp.119 - 129
 21. Paulay, T., and Priestley, M. J. N., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings," John Wiley & Sons, Inc., New York, 1992, 744 pp.
 22. Sezen Halil, "Seismic behavior and modeling of reinforced building columns", PhD thesis, University of California, Berkeley, 2000
 23. Sezen, H., "Seismic behavior and modeling of reinforced concrete building columns," PhD. dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, 2002
 24. Sezen, H. and Moehle, J. P., "Shear strength model for lightly reinforced concrete columns," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 11, 2004, pp.1692-1703
 25. Tu, Y. S., "An analytical study of the lateral load-deflection responses of low rise RC

- walls and frames,” Ph.D. Dissertation, Dept. of Constr. Engrg., National Taiwan University of Science and Technology, Taipei, Taiwan, 2005 (in Chinese)
26. Lehman, D. E., and Moehle, J. P., “Seismic performance of well-confined concrete bridge columns,” PEER-1998/01, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, 2000
 27. Bali, I., Hwang, S.J., “Strength and deflection prediction of double-curvature reinforced concrete squat walls”, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 27, No. 4, 2007, pp. 501-521
 28. Moehle, J.P., T. Ghodsi, J.D. Hooper, D.C. Fields, and R. Gedhada , (2011). “Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams: A guide for practicing engineers,” NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
 29. Doi M., Sakashita M., Kono S., Tanaka H.,(2009). “Ultimate Shear Capacity of Multi-Story RC Structural Walls with Eccentric Openings,” Second International Workshop on Performance, Protection and Strengthening of Structures under Extreme Loading, Aug 19-21, Hayama, Japan, Paper N105.
 30. Sakurai, M., Kuramoto, H., Matsui, T., Akita, T., (2008). Seismic Performance of RC Shear Walls with Multi Openings. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
 31. Emin, M., and Altin, S., (2006). *ACI Structural Journal*, 701-709.
 32. 李宏仁, 陳正誠, 朱瑞祥, 吳鎮宇, (2010). 梯間牆對低層 RC 造沿街連棟建築物耐震性能之影響, 內政建築研究所, 台北市。
 33. 許茂雄, 藍百圻, (2002). 既有 RC 沿街店鋪住宅滿足功能要求之耐震補強, 國立成功大學, 台南市。
 34. 黃世建, 陳力平, 陳俊宏, (2003). 含開口 RC 牆非韌性構架之耐震行為研究, 國家地震工程研究中心報告編號 NCREE-03-010, 台北。
 35. 李有豐, 黃皓君, (2003). 非韌性雙層雙跨含牆 RC 構架之擬動態試驗與結構反應之 HHT 分析, 碩士論文, 國立台北科技大學土木與防災研究所, 台北。
 36. 邱耀正, 謝忠龍, (2005). 大尺寸扇形配筋預鑄 RC 剪力牆實驗與分析, 國立成功大學。
 37. 黃世建, 張弘彬, (2003). 含 RC 翼牆非韌性構架耐震評估與補強之研究(II),

碩士論文, 國家地震工程研究中心報告編號 NCEE-03-046, 台北。

38. 黃世建, 游倩雯, (2004). 含 RC 翼牆構架之耐震補強研究, 碩士論文, 國家地震工程研究中心報告編號 NCEE-04-011, 台北。
39. 邱耀正, 王繼慶, 周原仲, 蕭輔沛, (2007). 以 CFRP 條狀貼片強化/補強鋼筋混凝土含牆構架之研究, 國家地震工程研究中心報告編號 NCEE-07-011, 台北。
40. 邱昌平, 高健章, 蔡培欽, 楊名裕, (1992). 含開孔 R.C. 隔間牆之構架之耐震行為研究, 行政院國家科學委員會, 台北。

低矮鋼筋混凝土沿街店鋪住宅典型開口外牆耐震性能提昇
之實驗研究

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：新北市新店區北新路3段200號13樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：歐昱辰、周裕清

出版年月：103年12月

版次：第1版

ISBN：ISBN 978-986-04-3188-9（平裝）