

# 包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之 構架試驗研究

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 102 年 12 月



PG10201-0569

# 包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之 構架試驗研究

受委託者：國立台灣科技大學營建系

研究主持人：陳正誠

協同主持人：歐昱辰

研究助理：鍾智翔

**內政部建築研究所委託研究報告**

**中華民國 102 年 12 月**

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)



## 目次

|                          |     |
|--------------------------|-----|
| 表次 .....                 | III |
| 圖次 .....                 | VI  |
| 摘要 .....                 | XXI |
| 第一章 緒 論 .....            | 1   |
| 第一節 研究緣起與背景 .....        | 1   |
| 第二節 研究方法及過程 .....        | 3   |
| 第二章 文獻回顧 .....           | 5   |
| 第一節 文獻分析資料之蒐集與分析 .....   | 5   |
| 第三章 試體規劃設計與製作 .....      | 17  |
| 第一節 試體規劃 .....           | 17  |
| 第二節 試體斷面設計 .....         | 19  |
| 第三節 梁、柱圍束箍筋之材料性質說明 ..... | 23  |
| 第四節 梁、柱圍束箍筋用量設計 .....    | 26  |
| 第五節 試體製作 .....           | 34  |
| 第六節 試體架設 .....           | 39  |
| 第七節 量測系統與實驗程序 .....      | 40  |
| 第四章 實驗結果討論與分析 .....      | 43  |

|                            |     |
|----------------------------|-----|
| 第一節 試體材料強度試驗 .....         | 43  |
| 第二節 試驗過程與紀錄 .....          | 47  |
| 第三節 實驗數據分析 .....           | 73  |
| 第四節 設計建議 .....             | 95  |
| 第五章 結論與建議 .....            | 97  |
| 第一節 結論 .....               | 97  |
| 第二節 建議 .....               | 98  |
| 附錄一 期初評選會議紀錄 .....         | 101 |
| 附錄二 專家座談會會議紀錄 .....        | 109 |
| 附錄三 期中審查會議紀錄 .....         | 135 |
| 附錄四 期末審查會議紀錄 .....         | 145 |
| 附錄 A 地震力豎向分配之計算結果 .....    | 155 |
| 附錄 B 基腳與夾具之設計與檢核 .....     | 159 |
| 附錄 C 構架試體設計圖 .....         | 169 |
| 附錄 D 構架試體施工組裝相關照片 .....    | 197 |
| 附錄 E 整體構架反覆載重試驗於各階段之照片 ... | 233 |
| 附錄 F 第二樓層反覆載重試驗於各階段之照片 ... | 283 |
| 參考書目 .....                 | 315 |

## 表次

|                                      |    |
|--------------------------------------|----|
| 表 1-1 預定之研究進度 .....                  | 3  |
| 表 3-1 柱試體尺寸參數.....                   | 18 |
| 表 3-2 盤元鋼線之材料性質 .....                | 23 |
| 表 3-3 盤元鋼線熱處理過後之材料性質 .....           | 24 |
| 表 3-4 「盤元鋼線」熱處理後之標稱強度 .....          | 25 |
| 表 3-5 第一樓層柱箍筋需求用量表.....              | 29 |
| 表 3-6 第二樓層柱箍筋需求用量表.....              | 33 |
| 表 4-1 混凝土於各齡期之強度.....                | 44 |
| 表 4-2 鋼筋抗拉強度.....                    | 44 |
| 表 4-3 鋼材抗拉強度.....                    | 45 |
| 表 4-4 實驗數據與測試結果之差異比較表 .....          | 76 |
| 表 4-5 試體於各階段位移比所對應之力量.....           | 77 |
| 表 4-6 各柱斷面 $\theta_y$ 之計算結果 .....    | 85 |
| 表 4-7 各柱斷面 $\theta_{max}$ 之計算結果..... | 86 |
| 表 4-8 柱1Cd2與1Cd1之箍筋用量比較.....         | 86 |
| 表 4-9 柱1Cs2與1Cs1之箍筋用量比較 .....        | 87 |
| 表 4-10 柱1Cd1與1Cs1之箍筋用量比較 .....       | 88 |
| 表 4-11 柱2Cd1與2Cs1之箍筋用量比較.....        | 89 |
| 表 4-12 試體於各階段位移比所對應之力量.....          | 91 |







## 圖次

|   |    |
|---|----|
| 圖 1- 1 研究流程圖 .....  | 4  |
| 圖 2- 1 Ricles and Paboojian 之試體 .....                             | 6  |
| 圖 2- 2 Hsu et al. 之試體 .....                                       | 6  |
| 圖 2- 3 鋼骨提供水平拉力圍束混凝土 .....  | 7  |
| 圖 2- 4 柱下方採聯鎖式閉合箍筋之試體 .....                                       | 7  |
| 圖 2- 5 (a) 梁柱接頭聯鎖式閉合箍筋 (TSRC 接頭) ;<br>(b) 傳力機制 .....              | 8  |
| 圖 2- 6 (a) TSRC 柱混凝土面與鋼骨面相對位置圖 ;<br>(b) NSRC 柱混凝土面與鋼骨面相對位置圖 ..... | 9  |
| 圖 2- 7 NSRC 梁柱接頭採用聯鎖式閉合箍筋 .....                                   | 9  |
| 圖 2- 8 (a) 鋼骨翼板較窄時之圍束區 ; (b) 鋼骨翼板較寬<br>時之圍束區 .....                | 10 |
| 圖 2- 9 強軸彎曲與其對應之遲滯迴圈 .....  | 12 |
| 圖 2- 10 弱軸彎曲與其對應之遲滯迴圈 .....                                       | 12 |
| 圖 2- 11 陳正誠、黃氏秋水與沈家豪之試體 .....                                     | 13 |
| 圖 2- 12 (a) NSRC 斷面鋼骨所圍束區 ; (b) TSRC 斷面<br>鋼骨所圍束區 .....           | 15 |
| 圖 3- 1 構架編號示意圖 .....  | 18 |
| 圖 3- 2 各柱斷面之 P-M curve (經由 Xtract 軟體分析)<br>.....                  | 19 |
| 圖 3- 3 梁斷面之彎矩-軸向應變圖 (經由 Xtract 軟體                                 |    |

|   |    |
|---|----|
| 分析).....                                | 20 |
| 圖 3-4 撓曲強度比 $\sum M_c / \sum M_b$ ..... | 21 |
| 圖 3-5 SAP200 側推分析之結果(步驟 7) .....        | 21 |
| 圖 3-6 SAP200 側推分析之結果(步驟 8) .....        | 22 |
| 圖 3-7 拉力試驗與其量測位移系統之架設情形 ...             | 25 |
| 圖 3-8 第一樓層柱圍束箍筋配置圖 .....                | 30 |
| 圖 3-9 第二樓層柱圍束箍筋配置圖 .....                | 33 |
| 圖 3-10 現場鋼構組裝與吊裝完成圖 .....               | 34 |
| 圖 3-11 鋼構基礎細部圖 .....                    | 35 |
| 圖 3-12 基礎灌漿施工照 .....                    | 35 |
| 圖 3-13 柱閉合箍筋銲接設計圖 .....                 | 36 |
| 圖 3-14 柱閉合箍筋銲接完工圖 .....                 | 36 |
| 圖 3-15 梁箍筋綁紮施工照 .....                   | 37 |
| 圖 3-16 現場澆置用吊桶 .....                    | 38 |
| 圖 3-17 現場灌漿施工照 .....                    | 38 |
| 圖 3-18 試體架設示意圖 .....                    | 39 |
| 圖 3-19 LVDT 與位移計裝設位置示意圖 .....           | 41 |
| 圖 3-20 角度計裝設位置示意圖 .....                 | 42 |
| 圖 4-1 混凝土圓柱試體加載與破壞情形.....               | 43 |
| 圖 4-2 鋼材拉力試片量測系統與量測方式 .....             | 45 |
| 圖 4-3 鋼材拉力試片破壞情形 .....                  | 46 |
| 圖 4-4 測站 TAP021 量測與調整過後之地表加速度歷          |    |

|  |    |
|--|----|
| 時圖 .....                                     | 48 |
| 圖 4-5 測站 TAP021 與調整過後之地表加速度反應譜<br>.....      | 48 |
| 圖 4-6 自由振動下之整體構架總位移歷時圖.....                  | 49 |
| 圖 4-7 中小地震作用下基底剪力與樓層總位移之<br>遲滯迴圈圖 .....      | 49 |
| 圖 4-8 中小度地震作用下於第一樓層柱之裂縫情況 ...                | 50 |
| 圖 4-9 中小地震作用下於第二樓層柱之裂縫情況 .....               | 51 |
| 圖 4-10 設計地震作用下基底剪力與樓層總位移之<br>遲滯迴圈圖 .....     | 52 |
| 圖 4-11 設計地震作用下於第一樓層柱之裂縫情況.....               | 53 |
| 圖 4-12 設計地震作用下於第二樓層柱之裂縫情況 .....              | 54 |
| 圖 4-13 試體各柱於位移比 1%時柱頂產生水平裂縫<br>之情形 .....     | 55 |
| 圖 4-14 試體第一樓層各柱於位移比 2%時柱底產生<br>垂直裂縫之情形 ..... | 56 |
| 圖 4-15 試體第一樓層各柱於位移比 3%時柱底混凝<br>土剝落之情形 .....  | 56 |
| 圖 4-16 試體第二樓層各柱於位移比 3%時柱頂水平<br>裂縫增加之情形 ..... | 57 |
| 圖 4-17 試體第二樓層各梁於位移比 4%時梁頂混凝<br>土開裂之情形 .....  | 57 |
| 圖 4-18 試體第二樓層各梁於位移比 5%時梁底混凝<br>土開裂之情形 .....  | 58 |

|  |    |
|--|----|
| 圖 4- 19 柱編號2Cd1與 2Cs1於位移比 5%時柱頂混凝土剝落之情形 .....    | 58 |
| 圖 4- 20 試體第一樓層各柱於位移比 6%時柱底混凝土剝落之情形 .....         | 59 |
| 圖 4- 21 梁編號 2B3 於位移比 6%時梁頂壓力筋產生挫屈之情形 .....       | 59 |
| 圖 4- 22 柱編號2Cd1與 2Cs1於位移比 7%時柱頂混凝土大面積剝落之情形 ..... | 60 |
| 圖 4- 23 試體第一樓層各柱於位移比 8%時柱底主筋挫屈與斷裂之情形 .....       | 61 |
| 圖 4- 24 梁編號 RB3 於位移比 8%時梁底主筋產生斷裂之情形 .....        | 61 |
| 圖 4- 25 梁 RB1 與柱2Cs2交界面下方於位移比 0.25%時產生大裂縫 .....  | 62 |
| 圖 4- 26 柱編號2Cs1於位移比 0.25%時柱頂箍筋斷裂情形 .....         | 63 |
| 圖 4- 27 梁 RB1 於位移比 0.5%時頂部出現大裂縫之情形 .....         | 63 |
| 圖 4- 28 柱編號2Cd1之柱頂主筋與鋼骨翼板產生挫屈之情形 .....           | 64 |
| 圖 4- 29 梁 RB3 與柱 2Cd2交界面之分離情形 .....              | 65 |
| 圖 4- 30 柱編號2Cd1之柱頂主筋斷裂情形 .....                   | 65 |
| 圖 4- 31 梁 RB3 之頂部與柱 2Cd2柱頂混凝土隆起情形 .....          | 66 |

|  |    |
|--|----|
| 圖 4- 32 柱編號 2Cs1 主筋於位移比 6% 時之挫屈情形 .....          | 66 |
| 圖 4- 33 柱編號 2Cs1 與 2Cs2 柱底於位移比 7.0% 時混凝土剝落 ..... | 67 |
| 圖 4- 34 柱編號 2Cd1 柱於位移比 8% 時主筋與鋼骨翼板破壞情形 .....     | 68 |
| 圖 4- 35 柱編號 2Cs1 柱頂主筋多處發生斷裂之情形 .....             | 69 |
| 圖 4- 36 梁 RB3 之梁底鋼骨翼板於位移比 8% 時之破壞情形 .....        | 69 |
| 圖 4- 37 梁 RB3 之梁頂主筋於實驗中止後之破壞情形 .....             | 70 |
| 圖 4- 38 梁 RB3 頂部鋼骨翼板於於實驗中止後之破壞情形 .....           | 70 |
| 圖 4- 39 梁 RB1 底部於實驗中止後之破壞情形 .....                | 71 |
| 圖 4- 40 梁 RB1 頂部於實驗中止後翼板斷裂情形 .....               | 71 |
| 圖 4- 41 梁 2B3 頂部鋼主筋於實驗中止後之破壞情形 .....             | 72 |
| 圖 4- 42 中小度地震(0.07g)與設計地震(0.24g)之基底剪力歷時圖 .....   | 73 |
| 圖 4- 43 中小度地震(0.07g)與設計地震(0.24g)之樓層總位移歷時圖 .....  | 73 |
| 圖 4- 44 中小度地震作用下各樓層之加速度歷時圖 .....                 | 74 |

|   |    |
|---|----|
| 圖 4- 45 設計地震作用下各樓層之加速度歷時圖 .....             | 74 |
| 圖 4- 46 中小度地震(0.07g)實驗與分析之基底剪力歷<br>時圖 ..... | 75 |
| 圖 4- 47 中小度地震(0.07g)實驗與分析之位移歷時圖 ...         | 75 |
| 圖 4- 48 設計地震(0.24g)實驗與分析之基底剪力歷時<br>圖 .....  | 76 |
| 圖 4- 49 設計地震(0.24g)實驗與分析之位移歷時圖 .....        | 76 |
| 圖 4- 50 試體層間位移與層間剪力之遲滯迴圈.....               | 77 |
| 圖 4- 51 第一樓層柱端轉角與層間剪力之遲滯迴圈 ....             | 79 |
| 圖 4- 52 第二樓層柱端轉角與層間剪力之遲滯迴圈 .....            | 80 |
| 圖 4- 53 第一樓層柱端轉角與層間位移比之遲滯迴圈 ..              | 81 |
| 圖 4- 54 第二層柱端轉角與層間位移比之遲滯迴圈 .....            | 82 |
| 圖 4- 55 Xtract 軟體柱斷面模型.....                 | 83 |
| 圖 4- 56 構架試體各柱斷面之彎矩-軸向應變圖.....              | 83 |
| 圖 4- 57 Priestly(1992)所提出之懸臂構件模型 .....      | 84 |
| 圖 4- 58 最大轉角 $\theta_{max}$ 之定義.....        | 85 |
| 圖 4- 59 柱1Cd2與1Cd1之塑鉸區破壞情況比較.....           | 87 |
| 圖 4- 60 柱1Cs2與1Cs1之塑鉸區破壞情況比較.....           | 88 |
| 圖 4- 61 柱1Cd1與1Cs1之塑鉸區破壞情況比較 .....          | 89 |
| 圖 4- 62 2Cs1塑鉸區圍束箍筋之斷裂情況 .....              | 90 |
| 圖 4- 63 2Cd1塑鉸區鋼骨翼板挫屈嚴重.....                | 90 |
| 圖 4- 64 試體層間位移與層間剪力之遲滯迴圈.....               | 91 |
| 圖 4- 65 柱編號2Cd1於整體反覆載重試驗結束時柱頂               |    |

|   |     |
|---|-----|
| 破壞情形 .....                                  | 92  |
| 圖 4- 66 柱編號2Cd1於整體反覆載重試驗結束時柱頂<br>破壞情形 ..... | 92  |
| 圖 4- 67 樓層柱端轉角與層間剪力之遲滯迴圈.....               | 93  |
| 圖 4- 68 樓層柱端轉角與層間位移比之遲滯迴圈 .....             | 94  |
| 圖 B- 1 基腳細部設計圖 .....                        | 160 |
| 圖 B- 2 夾具細部設計圖 .....                        | 164 |
| 圖 C- 1 整體構架上視圖 .....                        | 170 |
| 圖 C- 2 整體構架左視圖 .....                        | 171 |
| 圖 C- 3 整體構架正視圖 .....                        | 172 |
| 圖 C- 4 一、二樓水平剖面圖 .....                      | 173 |
| 圖 C- 5 一樓柱斷面設計圖 .....                       | 174 |
| 圖 C- 6 二樓柱斷面設計圖 .....                       | 175 |
| 圖 C- 7 梁斷面設計圖 .....                         | 175 |
| 圖 C- 8 Cd梁柱接頭設計圖 .....                      | 176 |
| 圖 C- 9 Cs梁柱接頭設計圖 .....                      | 177 |
| 圖 C- 10 1Cd2 – 2Cd2鋼構設計圖(一).....            | 178 |
| 圖 C- 11 1Cd2 – 2Cd2鋼構設計圖(二).....            | 179 |
| 圖 C- 12 1Cd2 – 2Cd2鋼構設計圖(三).....            | 180 |
| 圖 C- 13 1Cd2 – 2Cd2鋼構設計圖(四).....            | 181 |
| 圖 C- 14 1Cd1 – 2Cd1鋼構設計圖(一).....            | 182 |
| 圖 C- 15 1Cd1 – 2Cd1鋼構設計圖(二).....            | 183 |



|        |                             |     |
|--------|-----------------------------|-----|
| 圖 C-16 | 1Cd1 – 2Cd1鋼構設計圖(三)         | 184 |
| 圖 C-17 | 1Cd1 – 2Cd1鋼構設計圖(四)         | 185 |
| 圖 C-18 | 1Cs1 – 2Cs1鋼構設計圖(一)         | 186 |
| 圖 C-19 | 1Cs1 – 2Cs1鋼構設計圖(二)         | 187 |
| 圖 C-20 | 1Cs1 – 2Cs1鋼構設計圖(三)         | 188 |
| 圖 C-21 | 1Cs1 – 2Cs1鋼構設計圖(四)         | 189 |
| 圖 C-22 | 1Cs2 – 2Cs2鋼構設計圖(一)         | 190 |
| 圖 C-23 | 1Cs2 – 2Cs2鋼構設計圖(二)         | 191 |
| 圖 C-24 | 1Cs2 – 2Cs2鋼構設計圖(三)         | 192 |
| 圖 C-25 | 1Cs2 – 2Cs2鋼構設計圖(四)         | 193 |
| 圖 C-26 | 1Cd1 – 1Cd2 基礎設計圖           | 194 |
| 圖 C-27 | 1Cs1 – 1Cs2 基礎設計圖           | 195 |
| 圖 C-28 | 1Cd2 – 2Cd2柱鋼構斷面照           | 198 |
| 圖 C-29 | 1Cd1 – 2Cd1柱鋼構斷面照           | 198 |
| 圖 C-30 | 1Cs1 – 2Cs1柱鋼構斷面照           | 199 |
| 圖 C-31 | 1Cs2 – 2Cs2柱鋼構斷面照           | 199 |
| 圖 C-32 | 1Cd1 – 1Cd2柱鋼構基礎照           | 200 |
| 圖 C-33 | 1Cs1 – 1Cs2柱鋼構基礎照           | 200 |
| 圖 C-34 | 鋼柱與夾具梁螺栓接合施工照               | 201 |
| 圖 C-35 | 鋼柱與夾具梁螺栓接合細部                | 201 |
| 圖 C-36 | 鋼柱與夾具梁螺栓接合完成                | 202 |
| 圖 C-37 | 試體與 200 頓 Actuator 轉接小梁之定位照 | 202 |

|                                      |     |
|--------------------------------------|-----|
| 圖 C- 38 試體與 200 頓 Actuator 轉接小梁栓接完成照 | 203 |
| 圖 C- 39 試體鋼結構之組裝完成照                  | 203 |
| 圖 C- 40 鋼結構基礎底模                      | 204 |
| 圖 C- 41 鋼結構基礎定位施工照                   | 204 |
| 圖 C- 42 鋼結構基礎預留保護層施工照                | 205 |
| 圖 C- 43 鋼結構基礎定位完成照(側視)               | 205 |
| 圖 C- 44 鋼結構基礎定位完成照(正視)               | 206 |
| 圖 C- 45 整體鋼構架與反力牆栓接完成照               | 206 |
| 圖 C- 46 鋼柱水平與垂直度檢核照                  | 207 |
| 圖 C- 47 試體鋼結構之定位完成照                  | 207 |
| 圖 C- 48 構架側向支撐組立完成照                  | 208 |
| 圖 C- 49 構架試體基礎模板組立與鋼筋綁紮完成照           | 208 |
| 圖 C- 50 自充填混凝土取樣照(基礎混凝土)             | 209 |
| 圖 C- 51 自充填混凝土坍流度試驗照                 | 209 |
| 圖 C- 52 自充填混凝土坍流度試驗結果(坍流度 50 公分)     | 210 |
| 圖 C- 53 圓柱試體製作完成照                    | 210 |
| 圖 C- 54 基礎混凝土澆置施工照                   | 211 |
| 圖 C- 55 基礎灌漿完成照                      | 211 |
| 圖 C- 56 柱箍筋所使用之鐸材                    | 212 |
| 圖 C- 57 柱箍筋鐸接示意圖                     | 212 |

|   |     |
|---|-----|
| 圖 C- 58 柱箍筋現場銲接施工照 .....                          | 213 |
| 圖 C- 59 柱銲接完成照(完成面與 200 頓 Actuator 垂直) .....      | 213 |
| 圖 C- 60 柱箍筋銲接與綁紮完成照(完成面與 200 頓 Actuator 平行) ..... | 214 |
| 圖 C- 61 柱箍筋銲接與綁紮完成照(俯視) .....                     | 214 |
| 圖 C- 62 柱箍筋銲接與綁紮完成照(正視) .....                     | 215 |
| 圖 C- 63 梁箍筋照 .....                                | 215 |
| 圖 C- 64 梁箍筋綁紮施工照 .....                            | 216 |
| 圖 C- 65 梁箍筋綁紮完成照(一) .....                         | 216 |
| 圖 C- 66 梁箍筋綁紮完成照(二) .....                         | 217 |
| 圖 C- 67 梁柱交會區之連鎖式閉合箍(一) .....                     | 217 |
| 圖 C- 68 梁柱交會區之連鎖式閉合箍(二) .....                     | 218 |
| 圖 C- 69 1Cs1 – 1Cs2 梁柱交會區完成照(一) .....             | 218 |
| 圖 C- 70 1Cs1 – 1Cs2 梁柱交會區完成照(二) .....             | 219 |
| 圖 C- 71 1Cd1 – 1Cd2 梁柱交會區完成照(一) .....             | 219 |
| 圖 C- 72 Cd1 – 1Cd2 梁柱交會區完成照(二) .....              | 220 |
| 圖 C- 73 試體灌漿用之漏斗 .....                            | 220 |
| 圖 C- 74 一樓柱模板組立完成照 .....                          | 221 |
| 圖 C- 75 一樓梁模板組立完成照 .....                          | 221 |
| 圖 C- 76 自充填混凝土取樣照(一樓混凝土) .....                    | 222 |
| 圖 C- 77 自充填混凝土坍流度試驗結果(坍流度 80 公分) .....            | 222 |

|         |                                     |     |
|---------|-------------------------------------|-----|
| 圖 C- 78 | 一樓混凝土澆鑄施工照(一)                       | 223 |
| 圖 C- 79 | 一樓梁與柱灌漿施工照(二)                       | 223 |
| 圖 C- 80 | 一樓梁與柱灌漿完成照                          | 224 |
| 圖 C- 81 | 二樓柱箍筋銲接與綁紮施工照                       | 224 |
| 圖 C- 82 | 二樓柱箍筋銲接與綁紮完成照(一)                    | 225 |
| 圖 C- 83 | 二樓柱箍筋銲接與綁紮完成照(二)                    | 225 |
| 圖 C- 84 | 二樓梁箍筋綁紮完成照                          | 226 |
| 圖 C- 85 | 2Cd2柱頂梁柱交會區完成照                      | 226 |
| 圖 C- 86 | 2Cd1柱頂梁柱交會區完成照                      | 227 |
| 圖 C- 87 | 2Cs1柱頂梁柱交會區完成照                      | 227 |
| 圖 C- 88 | 2Cs2柱頂梁柱交會區完成照                      | 228 |
| 圖 C- 89 | 二樓模板組立施工照                           | 228 |
| 圖 C- 90 | 自充填混凝土取樣照(二樓混凝土)                    | 229 |
| 圖 C- 91 | 自充填混凝土坍流度試驗結果(坍流度 40 公分，現場澆鑄採取震動搗實) | 229 |
| 圖 C- 92 | 二樓混凝土澆鑄施工照(一)                       | 230 |
| 圖 C- 93 | 二樓混凝土澆鑄施工照(二)                       | 230 |
| 圖 C- 94 | 二樓混凝土澆鑄完成照                          | 231 |
| 圖 C- 95 | 構架試體製作完成(待 14 天後拆除模板)               | 231 |
| 圖 E- 1  | 構架試體第二層柱於-0.375% Drift 照            | 234 |
| 圖 E- 2  | 構架試體第一層柱於-0.375% Drift 照            | 235 |
| 圖 E- 3  | 構架試體第二層柱於 0.375% Drift 照            | 236 |

|                                       |     |
|---------------------------------------|-----|
| 圖 E- 4 構架試體第一層柱於 0.375% Drift 照 ..... | 237 |
| 圖 E- 5 構架試體第二層柱於-0.5% Drift 照 .....   | 238 |
| 圖 E- 6 構架試體第一層柱於-0.5% Drift 照 .....   | 239 |
| 圖 E- 7 構架試體第二層柱於 0.5% Drift 照 .....   | 240 |
| 圖 E- 8 構架試體第一層柱於 0.5% Drift 照 .....   | 241 |
| 圖 E- 9 構架試體第二層柱於-0.75% Drift 照 .....  | 242 |
| 圖 E- 10 構架試體第一層柱於-0.75% Drift 照 ..... | 243 |
| 圖 E- 11 構架試體第二層柱於 0.75% Drift 照 ..... | 244 |
| 圖 E- 12 構架試體第一層柱於 0.75% Drift 照 ..... | 245 |
| 圖 E- 13 構架試體第二層柱於-1% Drift 照 .....    | 246 |
| 圖 E- 14 構架試體第一層柱於-1% Drift 照 .....    | 247 |
| 圖 E- 15 構架試體第二層柱於 1% Drift 照 .....    | 248 |
| 圖 E- 16 構架試體第一層柱於 1% Drift 照 .....    | 249 |
| 圖 E- 17 構架試體第二層柱於-1.5% Drift 照 .....  | 250 |
| 圖 E- 18 構架試體第一層柱於-1.5% Drift 照 .....  | 251 |
| 圖 E- 19 構架試體第二層柱於 1.5% Drift 照 .....  | 252 |
| 圖 E- 20 構架試體第一層柱於 1.5% Drift 照 .....  | 253 |
| 圖 E- 21 構架試體第二層柱於-2% Drift 照 .....    | 254 |
| 圖 E- 22 構架試體第一層柱於-2% Drift 照 .....    | 255 |
| 圖 E- 23 構架試體第二層柱於 2% Drift 照 .....    | 256 |
| 圖 E- 24 構架試體第一層柱於 2% Drift 照 .....    | 257 |
| 圖 E- 25 構架試體第二層柱於-3% Drift 照 .....    | 258 |

|                                    |     |
|------------------------------------|-----|
| 圖 E- 26 構架試體第一層柱於-3% Drift 照 ..... | 259 |
| 圖 E- 27 構架試體第二層柱於 3% Drift 照 ..... | 260 |
| 圖 E- 28 構架試體第一層柱於 3% Drift 照 ..... | 261 |
| 圖 E- 29 構架試體第二層柱於-4% Drift 照 ..... | 262 |
| 圖 E- 30 構架試體第一層柱於-4% Drift 照 ..... | 263 |
| 圖 E- 31 構架試體第二層柱於 4% Drift 照 ..... | 264 |
| 圖 E- 32 構架試體第一層柱於 4% Drift 照 ..... | 265 |
| 圖 E- 33 構架試體第二層柱於-5% Drift 照 ..... | 266 |
| 圖 E- 34 構架試體第一層柱於-5% Drift 照 ..... | 267 |
| 圖 E- 35 構架試體第二層柱於 5% Drift 照 ..... | 268 |
| 圖 E- 36 構架試體第一層柱於 5% Drift 照 ..... | 269 |
| 圖 E- 37 構架試體第二層柱於-6% Drift 照 ..... | 270 |
| 圖 E- 38 構架試體第一層柱於-6% Drift 照 ..... | 271 |
| 圖 E- 39 構架試體第二層柱於 6% Drift 照 ..... | 272 |
| 圖 E- 40 構架試體第一層柱於 6% Drift 照 ..... | 273 |
| 圖 E- 41 構架試體第二層柱於-7% Drift 照 ..... | 274 |
| 圖 E- 42 構架試體第一層柱於-7% Drift 照 ..... | 275 |
| 圖 E- 43 構架試體第二層柱於 7% Drift 照 ..... | 276 |
| 圖 E- 44 構架試體第一層柱於 7% Drift 照 ..... | 277 |
| 圖 E- 45 構架試體第二層柱於-8% Drift 照 ..... | 278 |
| 圖 E- 46 構架試體第一層柱於-8% Drift 照 ..... | 279 |
| 圖 E- 47 構架試體第二層柱實驗結束後之破壞情形 ....    | 280 |

|   |     |
|---|-----|
| 圖 E- 48 構架試體第一層柱實驗結束後之破壞情形 ....             | 281 |
| 圖 F- 1 構架試體第二層柱於-0.375% Drift 照 .....       | 284 |
| 圖 F- 2 構架試體第二層柱於 0.375% Drift 照 .....       | 285 |
| 圖 F- 3 構架試體第二層柱於-0.5% Drift 照 .....         | 286 |
| 圖 F- 4 構架試體第二層柱於-0.75% Drift 照 .....        | 287 |
| 圖 F- 5 構架試體第二層柱於 0.75% Drift 照 .....        | 289 |
| 圖 F- 6 構架試體第二層柱於-1.5% Drift 照 .....         | 290 |
| 圖 F- 7 構架試體第二層柱於 1.5% Drift 照 .....         | 291 |
| 圖 F- 8 構架試體第二層柱於-2% Drift 照 .....           | 292 |
| 圖 F- 9 構架試體第二層柱於 2% Drift 照 .....           | 293 |
| 圖 F- 10 構架試體第二層柱於-3% Drift 照 .....          | 294 |
| 圖 F- 11 構架試體第二層柱於 3% Drift 照 .....          | 295 |
| 圖 F- 12 構架試體第二層柱於-4% Drift 照 .....          | 296 |
| 圖 F- 13 構架試體第二層柱於-5% Drift 照 .....          | 297 |
| 圖 F- 14 構架試體第二層柱於 5% Drift 照 .....          | 298 |
| 圖 F- 15 構架試體第二層柱於-6% Drift 照 .....          | 300 |
| 圖 F- 16 構架試體第二層柱於 6% Drift 照 .....          | 301 |
| 圖 F- 17 構架試體第二層柱於-7% Drift 照 .....          | 302 |
| 圖 F- 18 構架試體第二層柱於-8% Drift 照 .....          | 304 |
| 圖 F- 19 構架試體第二層柱編號2Cd2於實驗結束後之<br>破壞情形 ..... | 305 |

|  |     |
|--|-----|
| 圖 F- 20 構架試體第二層梁編號2B3之梁頂於實驗結束後之破壞情形 .....    | 306 |
| 圖 F- 21 構架試體頂層梁編號RB3之梁頂於實驗結束後之破壞情形 .....     | 307 |
| 圖 F- 22 構架試體頂層梁編號RB3之梁底於實驗結束後之破壞情形 .....     | 308 |
| 圖 F- 23 構架試體第二層柱編號2Cd1柱於實驗結束後鋼骨翼板挫屈之情形 ..... | 309 |
| 圖 F- 24 構架試體第二層柱編號2Cs1柱頂圍束箍筋斷裂之破壞情形 .....    | 310 |
| 圖 F- 25 構架試體第二層柱編號2Cs1柱於實驗結束後之破壞情形 .....     | 311 |
| 圖 F- 26 構架試體第二層柱編號2Cs2於實驗結束後之破壞情形 .....      | 312 |
| 圖 F- 27 構架試體頂層梁編號RB1之梁頂於實驗結束後之破壞情形 .....     | 313 |



## 摘 要

關鍵詞：鋼骨鋼筋混凝土構造、包覆型 SRC 柱、箍筋、構架試驗、耐震設計

### 一、研究緣起

台灣位於環太平洋地震帶，板塊活動頻繁，常造成地震之發生，並常有強烈的有感地震發生，且因地狹人稠之緣故，高層建築漸漸已成為未來之趨勢。一般高層建築均採用施工效率較高、韌性較佳之鋼骨結構，但因採用鋼骨結構之高層建築勁度較差、造價昂貴且耐火性差，一般較不適用於住宅建築，使得鋼骨構造之發展受到侷限。為改善鋼骨構造之缺點，結構工程上發展出鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)，其不但保有鋼骨構造韌性佳之優點外，亦兼具 RC 構造勁度大、隔音、防爆效果及使用性較佳之優點。

本研究之對象主要為包覆型 SRC 結構，包覆型 SRC 結構具有眾多優點，在鋼骨四周以鋼筋混凝土包覆，可增加鋼骨之側向勁度、提升鋼骨抵抗受壓挫屈之能力、以及作為鋼骨之防火被覆，同時鋼骨亦可對四周包覆的混凝土產生圍束作用，提升其抗壓強度與韌性。由於其眾多優點，包覆型 SRC 近年來有漸受歡迎之趨勢。

過去的研究已指出，既有 SRC 規範對於柱箍筋耐震設計需求之計算公式，無法適當地考慮鋼骨對於混凝土圍束效應之影響，以及軸力對於箍筋需求量之影響。針對前述問題，過去的研究已針對 I 型、十字型與 T 型等包覆型 SRC 柱斷面，提出箍筋耐震設計用量之規範修正建議，並已透過一系列的構件試驗加以驗證。本研究之目的在於進一步透過大尺寸多跨構架試驗研究，觀察含包覆型 SRC 柱之構架耐震行為，並驗證前述構件層面之研究成果於構架結構之適用性。

## 二、研究方法及過程

本研究案之研究工作包括資料蒐集與整理、試體設計、試體製作、材料機械性質試驗、實驗數據整理與分析、分析模型之建立、相關規範條文之檢討以及報告與期刊論文撰寫等步驟。採用的研究方法敘述如下：1.文獻之收集與整理；2.構架試體之反覆載重實驗；3.構架試體之擬動態實驗；4.鋼板、箍筋及混凝土基本材料實驗；5.規範條文適用性評估；6.舉辦專家座談會。

經過相關資料文獻蒐集及研究後發現，既有 SRC 規範對於柱箍筋耐震設計需求之計算公式，無法適當地考慮鋼骨對於混凝土圍束效應之影響，以及軸力對於箍筋需求量之影響。並由過去文獻上發現，在高軸力與低軸力之情況下，箍筋需求量亦有所不同，然而現行之台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範並未考慮軸壓力對於箍筋用量之影響，乃至於在高軸力與低軸力之情況下，箍筋用量皆相同，顯不合理。

因此本研究試著提出合理之箍筋設計公式，改善既有台灣 SRC 柱規範無法適當考慮鋼骨圍束以及軸力效應之問題，使台灣 SRC 柱箍筋用量設計公式能更臻合理。本研究將有助於包覆型 SRC 結構系統箍筋用量之合理化，兼顧安全性以及經濟性。初步研究發現，陳正誠博士(2012)採用箍筋體積比之概念，所提出之 SRC 柱箍筋需求量的計算方法，能適當地考慮到鋼骨的不對稱性、鋼骨翼板寬度、鋼骨深度以及柱軸力的影響。此一方法有待實驗結果數據來進一步證明及修正所建立之公式。

## 三、重要發現

經過相關資料文獻蒐集及研究後發現，既有 SRC 規範對於柱箍筋耐震設計需求之計算公式，無法適當地考慮鋼骨對於混凝土圍束效應之影響，以及軸力對於箍筋需求量之影響。並由過去文獻上發現，在

高軸力與低軸力之情況下，箍筋需求量亦有所不同，然而現行之台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範並未考慮軸壓力對於箍筋用量之影響，乃至於在高軸力與低軸力之情況下，箍筋用量皆相同，顯不合理。

#### 四、主要建議事項

根據研究發現，本研究針對包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之構架試驗研究，提出下列具體建議。

##### 建議一

修正「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」之包覆型 SRC 柱耐震箍筋用量設計公式：立即可行之建議

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：內政部建築研究所

經由本次實驗結果可知，本團隊所提之設計公式為一安全、經濟、可行之設計公式。該公式能適當地考慮到鋼骨的不對稱性、鋼骨翼板寬度、鋼骨斷面深度以及柱承受軸力大小的影響。惟現行台灣 SRC 規範雖考慮了鋼骨對斷面強度的貢獻及鋼骨對混凝土產生之圍束效應，但仍未考慮軸力大小對箍筋用量之影響，建議 SRC 規範第九章耐震設計 9.6.3 柱之設計細則之圍束箍筋需求量可參考本文第四章第四節「設計建議」，做相應之修正。

##### 建議二

於「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」第九章合成構材中納入有關包覆型 SRC 柱箍筋用量設計公式：立即可行之建議

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：內政部建築研究所

現行台灣 SRC 規範公式雖考慮鋼骨能為混凝土帶來圍束效應，但式中僅以  $A_{hcc}$  考慮此圍束效應，但實際圍束區域難以規範所示之簡單幾何面積計算，建議 SRC 規範做相應修正。

### 建議三

辦理研討會，推廣研究成果：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：台灣建築中心

藉由研討會之舉辦，廣邀建築師、土木與結構技師公會人員、執業建築師、土木與結構技師，各大學與研究機構人員與會，推廣本研究之研究成果。

## ABSTRACT

**Keywords:** SRC, concrete-encased, transverse reinforcement, confinement, ductility, frame

Located on the Pacific Ring of Fire, Taiwan experiences numerous “feel able” earthquakes every year. Due to the dense population in Taiwan, high-rise buildings have become the trend for buildings of the future in Taiwan. High-rise buildings typically use steel structures due to the high ductility for seismic design and high construction efficiency. However, steel structures have low stiffness, high cost, and low fire resistance. Thus, steel structures are not suitable for residential buildings. Steel reinforced concrete (SRC) structures can improve the drawbacks of steel structures mentioned above. SRC structures not only preserve the high ductility advantage of steel structures but also have the advantages borrowed from reinforced concrete structures, i.e., high stiffness, reduced vibration and improved sound proof.

This research focuses on concrete-encased SRC structures. The concrete-encased SRC structures have several advantages compared to other types of structures. Concrete provides lateral support to the embedded structural steel member, thus increasing the buckling resistance of the steel member and hence increasing the ductility and energy dissipation capacity. Moreover, concrete serves as fireproof to the steel member. The steel member provides confinement to concrete, increasing compressive strength and ductility of concrete. Due to the advantages mentioned above, concrete-encased SRC structures have become more and more popular in recent years.

Previous research has indicated that existing Taiwanese SRC code provisions on the required amount of column transverse reinforcement for seismic design can not properly include the confinement effect from the steel member to concrete and does not consider the effect of axial load. The principal investigator of this proposal has proposed a design model to address this issue and has been verified by testing of large-scale members with various cross sectional shape of steel members, i.e., I shape, cross H shape, and T shape.

A large scale SRC frame structure will be constructed and tested in this research. The SRC frame will be designed with various cross-sectional shapes of steel members with the amount of column transverse reinforcement determined based on the proposed model. Pseudo-dynamic and cyclic loading testing will be carried out. The objectives of this research are to examine the seismic performance of a SRC frame designed based on the proposed model for the amount of column transverse

reinforcement and to further verify the model for future code implementation.







# 第一章 緒論

## 第一節 研究緣起與背景

### 壹、研究緣起

台灣位於環太平洋地震帶，板塊活動頻繁，常造成地震之發生，並常有強烈的有感地震發生，且因地狹人稠之緣故，高層建築漸漸已成為未來之趨勢。一般高層建築均採用施工效率較高、韌性較佳之鋼骨結構，但因採用鋼骨結構之高層建築勁度較差、造價昂貴且耐火性差，一般較不適用於住宅建築，使得鋼骨構造之發展受到侷限。為改善鋼骨構造之缺點，結構工程上發展出鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)，其不但保有鋼骨構造韌性佳之優點外，亦兼具 RC 構造勁度大、隔音、防爆效果及使用性較佳之優點。

本研究之對象主要為包覆型 SRC 結構，包覆型 SRC 結構具有眾多優點，在鋼骨四周以鋼筋混凝土包覆，可增加鋼骨之側向勁度、提升鋼骨抵抗受壓挫屈之能力、以及作為鋼骨之防火被覆，同時鋼骨亦可對四周包覆的混凝土產生圍束作用，提升其抗壓強度與韌性。由於其眾多優點，包覆型 SRC 近年來有漸受歡迎之趨勢。

過去的研究已指出，既有 SRC 規範對於柱箍筋耐震設計需求之計算公式，無法適當地考慮鋼骨對於混凝土圍束效應之影響，以及軸力對於箍筋需求量之影響。針對前述問題，過去的研究已針對 I 型、十字型與 T 型等包覆型 SRC 柱斷面，提出箍筋耐震設計用量之規範修正建議，並已透過一系列的構件試驗加以驗證。本研究之目的在於進一步透過大尺寸多跨構架試驗研究，觀察含包覆型 SRC 柱之構架耐震行為，並驗證前述構件層面之研究成果於構架結構之適用性。

本研究於構架測試同時進行材料強度試驗，包括鋼筋、鋼板拉力測試，以及混凝土抗壓測試、彈性模數測試。測試結果一方面將用於建置與驗證構架動力分析模型，以為未來工程師建置 SRC 構架動力分析模型之參考，另一方面將用於檢討柱箍筋用量公式、以及梁、柱、梁柱接頭相關設計公式。

## 貳、研究背景

包覆型 SRC 柱具有高強度高韌性之優良特性，由於鋼骨四周受到鋼筋混凝土包覆，可增加鋼骨之側向勁度、提升鋼骨抵抗受壓挫屈之能力、以及作為鋼骨之防火被覆，同時鋼骨亦可對四周包覆的混凝土產生圍束作用，提升其抗壓強度與韌性，適合應用於中高樓層建築結構，且鋼材料比較容易回收，較具環保優勢。

國內外已有不少包覆型 SRC 柱箍筋耐震需求研究，亦發展出許多不同種類之斷面型式。包覆型 SRC 柱主要可分為傳統鋼骨鋼筋混凝土(Traditional SRC，簡稱 TSRC)及新式鋼骨鋼筋混凝土(New SRC，簡稱 NSRC)，TSRC 推廣應用已行之有年，過去有較多研究者致力於研究發展不同斷面種類之 TSRC 柱，而 NSRC 柱由於其接頭施工較為複雜，應用上受到限制。

近年來隨著都市更新以及地狹人稠之緣故，高層建築漸漸已成為主要趨勢，因此高層建築底層柱必須承受極高的軸力(包含自重)。過去的研究已指出，既有 SRC 規範對於柱箍筋耐震設計需求之計算公式，無法適當地考慮鋼骨對於混凝土圍束效應之影響，以及軸力對於箍筋需求量之影響。過去的研究對於 I 型、十字型與 T 型等包覆型 SRC 柱斷面，已針對上述問題提出箍筋耐震設計用量之規範修正建議，並已透過一系列的構件試驗加以驗證。本研究係以大尺寸多跨構架試驗

進行研究，觀察含包覆型 SRC 柱之構架耐震行為，並驗證前述構件層面之研究成果於構架結構之適用性。

## 第二節 研究方法及過程

本研究案研究方法包括：(1) 文獻之收集與整理；(2) 鋼板、箍筋及混凝土基本材料實驗；(3) 構架試體之擬動態實驗；(4) 構架試體之反覆載重實驗；(5) 規範條文適用性評估；(6) 報告及期刊論文之撰寫；。本研究預定之進度表如表 1-1 所示，流程如圖 1-1 所示，採用的研究方法及進度說明敘述如後。

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 |
|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|----|
| 研究規劃          | ■     |       |       |       |       |       |       |       |       |        |        |    |
| 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<br>(累積數) | 0     | 10    | 20    | 30    | 40    | 50    | 60    | 70    | 80    | 90     | 100    |    |

(資料來源：本研究整理)

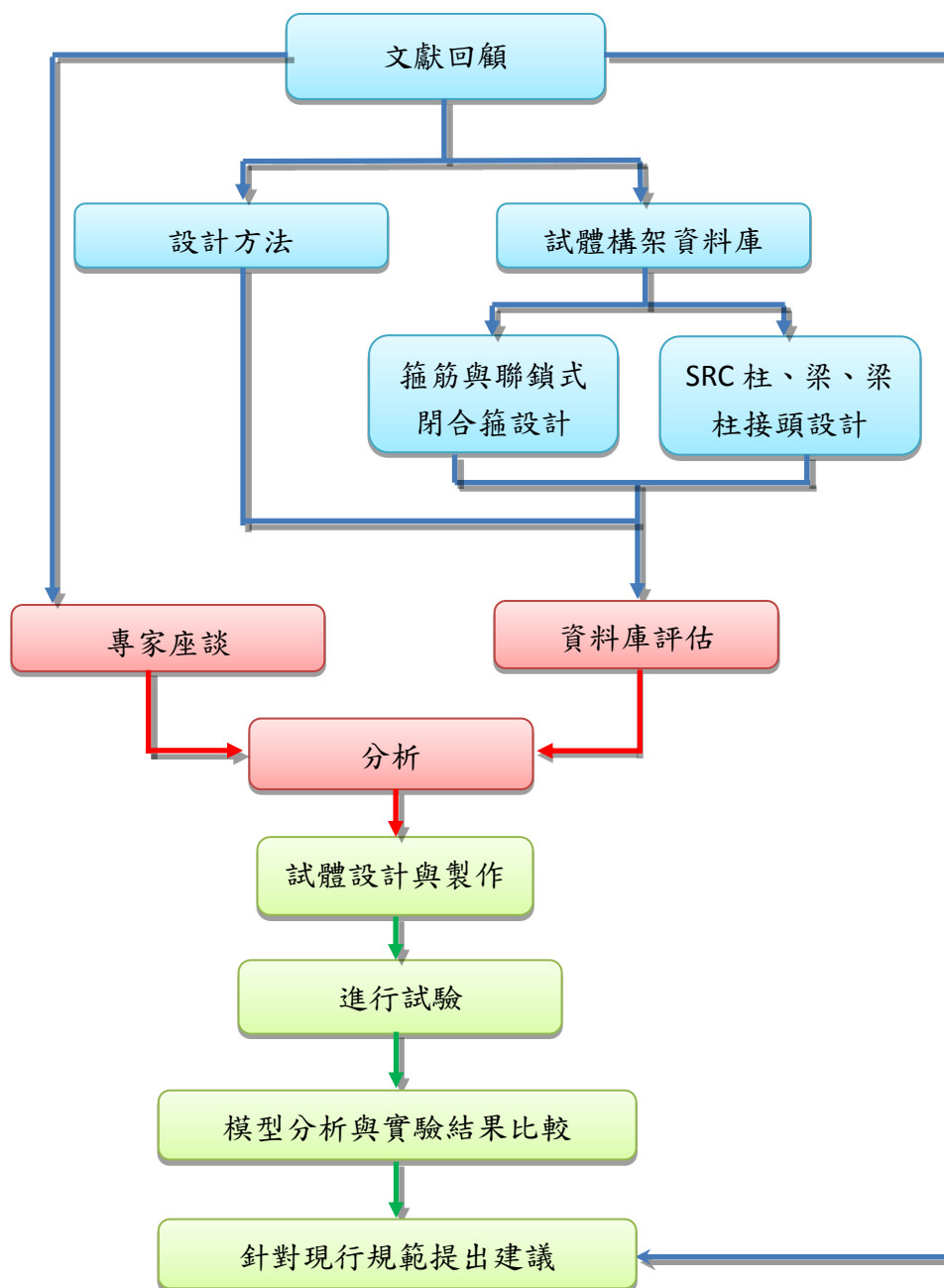


圖 1-1 研究流程圖

(資料來源：本研究整理)

## 第二章 文獻回顧

本研究計畫主要在於包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求用量，探討柱箍筋用量在一般軸力情況下是否能給予放寬，提升整體經濟性以及施工性，以利未來營建上之發展與應用，故本章將介紹已蒐集之文獻，並扼要說明專家座談會之討論內容以及說明本研究之試體反覆載重行為試驗。

### 第一節 文獻分析資料之蒐集與分析

包覆型 SRC 柱韌性之優劣往往與其圍束方式有關，過去研究指出，箍筋之圍束能有效防止主筋挫屈且能為核心混凝土產生圍壓，大大提升其抗壓強度與韌性。因此，眾多學者紛紛投入圍束效應之研究，企圖找出不同圍束方式與其韌性之關係。以下為圍束效應研究之相關文獻回顧：

Ricles and Paboojian[10]探討包覆型 SRC 柱不同的圍束方式下對於反覆載重下的延展性的關係以及翼板上剪力釘對於撓曲韌性與強度之影響，經由對試體抗壓、抗剪的行為觀察，其研究結果顯示 SRC 柱在主筋受箍筋束制且承受反覆載重至挫屈後還擁有額外的強度與延展性，且得知以完全合成效應去分析 SRC 柱在受軸壓下的撓曲行為與實驗得到的成果相近且符合規範的建議。如圖 2-1 所示其所研究之試體。

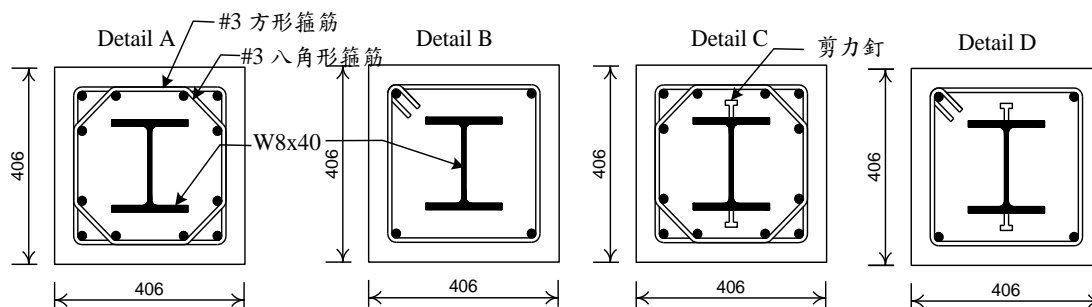


圖 2- 1Ricles and Paboojian 之試體

(資料來源：參考書目 [10])

Hsu et al.[11]以雙軸彎矩討論 SRC 柱強軸與弱軸彎矩之軸力彎矩互制情形，並利用試驗計算了解 SRC 構件的耐震效能，該文中得到在 SRC 構件受弱軸彎矩時，其中鋼骨構件的彎矩強度，與整個鋼骨鋼筋混凝土構件的彎矩強度比過高時，其強度衰減率也會越高，其建議無論是強軸或是弱軸彎矩其強度比若能接近 2.2 就能得到相當好的耐震性能。圖 2-2 顯示 Hsu et al 之試體斷面設計。

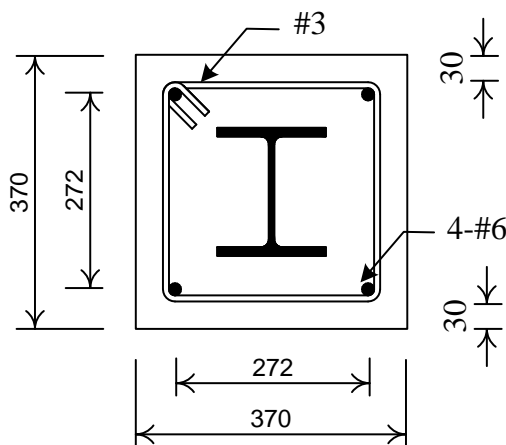


圖 2- 2Hsu et al.之試體

(資料來源：參考書目 [11])

陳正誠、毛宗傑[18]研究包覆型 SRC 柱在不同圍束情況下之混凝土應力-應變曲線，並探討 SRC 柱中鋼骨與混凝土之交互影響行為。以鋼骨斷面型式及試體高度為參數，共測試 21 組試體。實驗結果指

出小尺寸試體誤差較大，導致原欲求各圍束區之應力-應變曲線圖，因數據誤差過大而無法求得。另由翼板承壓變形之現象得知，如圖 2-3 所示，在試體達到極限強度前，混凝土已有擠壓翼板之行為，導致翼板的變形，此能證明鋼骨翼板確實能對混凝土產生圍束作用。

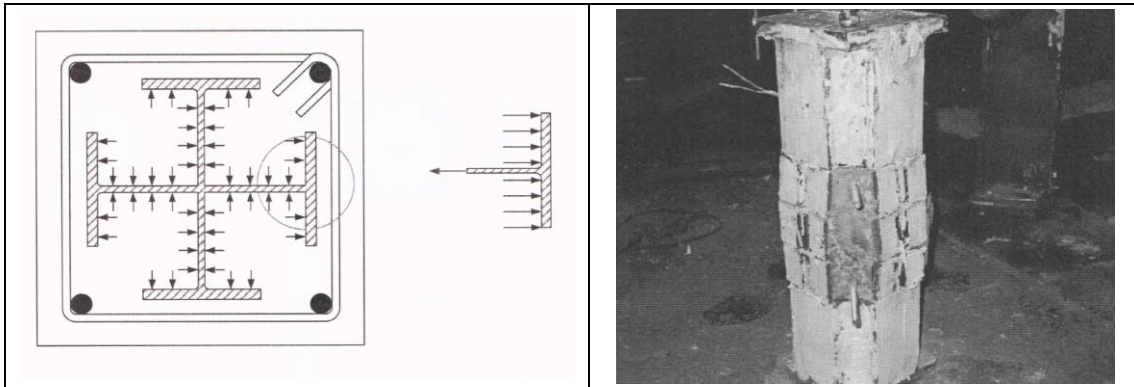


圖 2-3 鋼骨提供水平拉力圍束混凝土

(資料來源：參考書目 [18])

陳正誠與蔣迪 [15] 研究包覆型 SRC 柱在軸力作用下配置不同箍筋量，探討鋼骨、箍筋對於混凝土圍束之效應，並研究以角隅繫筋（聯鎖式閉合箍筋）代替傳統閉合箍筋之可行性，圖 2-4 之柱試體下方斷面即採聯鎖式閉合箍筋。

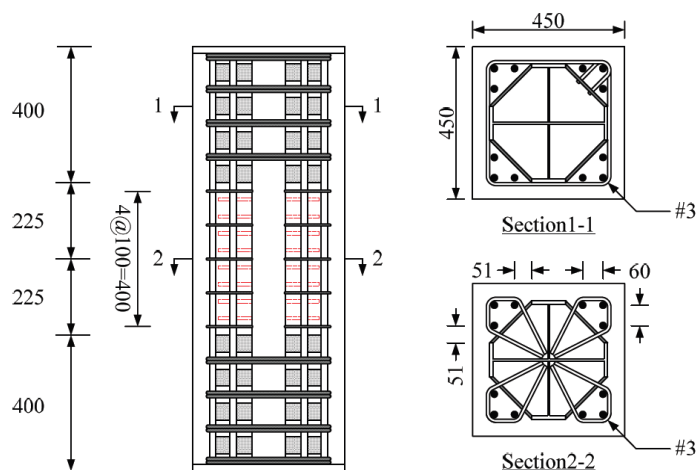


圖 2-4 柱下方採聯鎖式閉合箍筋之試體

(資料來源：參考書目 [15])

聯鎖式閉合箍筋主要應用構件為梁柱接頭，聯鎖式閉合箍由角隅箍筋及雙 H 鋼骨聯手，組成一個具有閉合箍筋效果之閉合箍，其傳力機制如下所述。以傳統 TSRC 內接頭（如圖 2-5a）的四分之一區域（如圖 2-5b）為例，角隅箍筋箍住角隅處之主筋及混凝土，將角隅附近的圍束力  $F_1$  經由角隅箍筋之拉力  $F_2$  傳至角隅繫筋尾端之彎鉤，經由彎鉤的錨定將圍束力轉換成混凝土的壓力  $F_3$  傳至鋼骨鋼骨翼板內側，再經由鋼骨腹板以拉力  $F_4$  的方式傳至斷面中心，並與另一側的圍束力平衡。以圖 2-5a 所示內接頭為例，4 個角隅箍筋與雙 H 鋼骨斷面聯鎖，再加上四周的梁，可以提供梁柱接頭區內，柱鋼筋及混凝土良好的圍束效果。

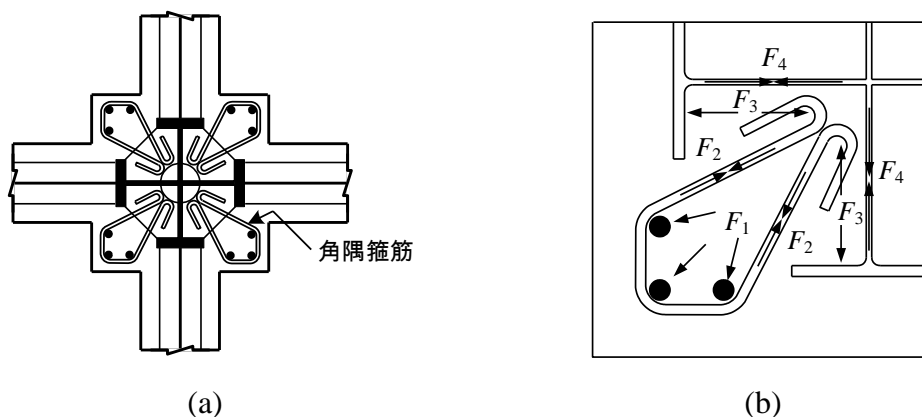


圖 2-5 (a)梁柱接頭聯鎖式閉合箍筋 (TSRC 接頭); (b)傳力機制

(資料來源：參考書目 [21])

聯鎖式閉合箍筋具有閉合箍筋的效用，不但施工容易，且衍生可加深柱之鋼骨斷面的效果。傳統 TSRC 接頭，梁柱接頭處梁腹板需要鑽設螺栓孔及箍筋孔（如圖 2-6a 所示），螺栓孔讓鋼骨梁與鋼骨柱進行螺栓剪力接合，而箍筋孔則讓圍束筋穿過鋼骨梁腹板。為避免螺栓孔與箍筋孔產生衝突，雙 H 鋼骨斷面之深度需要自箍筋內側退縮至少 5 公分，因此雙 H 斷面之深度一般比柱斷面全深小 20 公分以上。如果梁柱接頭區使用「聯鎖式閉合箍」，則鋼骨腹板不需鑽設箍筋孔，鋼



骨柱面只需保留保護層（如圖 2- 6b 所示），因此柱之雙 H 鋼骨斷面可以加深至少 10 cm，如圖 2- 7 所示，此即為 NSRC。陳正誠等[15]於梁柱接頭之研究已證實，聯鎖式閉合箍筋可對縱向鋼筋提供有效側向支撐，對核心混凝土提供有效圍束，可有效的取代傳統 TSRC 所使用的閉合箍筋。

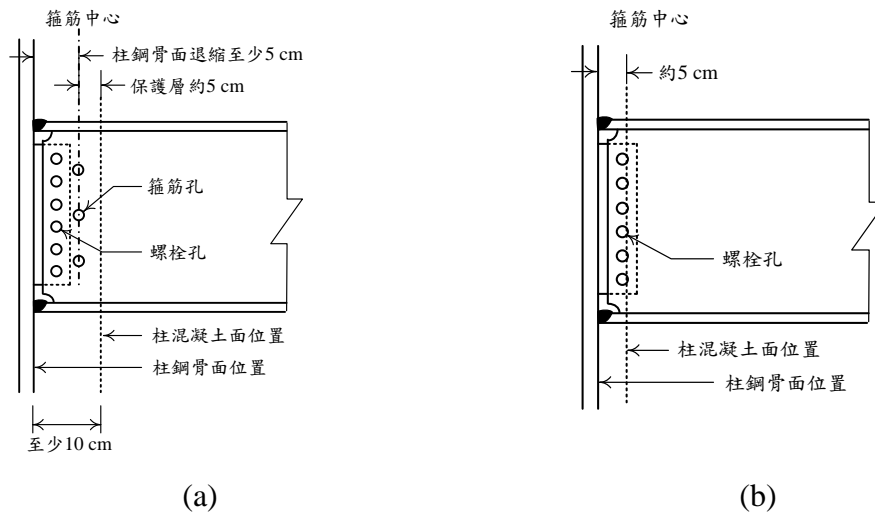


圖 2- 6(a)TSRC 柱混凝土面與鋼骨面相對位置圖；(b)NSRC 柱混凝土面與鋼骨面相對位置圖

(資料來源：參考書目[21])

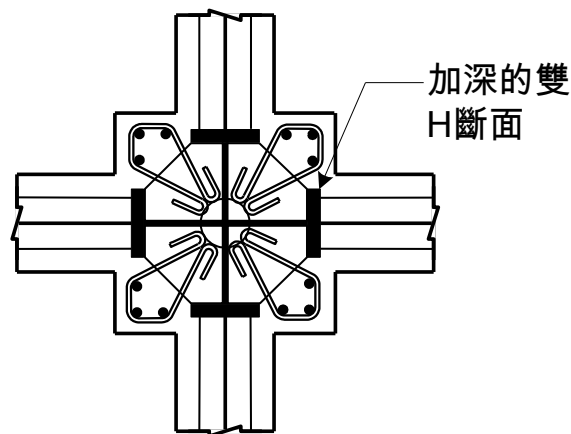


圖 2- 7 NSRC 梁柱接頭採用聯鎖式閉合箍筋

(資料來源：參考書目[21])

翁正強、顏聖益、林俊昌[12]等人針對包覆型 SRC 柱中，混凝土受到鋼骨圍束之行為進行理論模式研究。此研究以鋼骨翼板寬度為參數，提出數種 SRC 柱中鋼骨對混凝土的圍束模式，並加以分析求得較為合理之 SRC 柱圍束箍筋用量之計算公式。研究結果顯示，當考慮鋼骨翼板對混凝土產生圍束效應時，所需之圍束箍筋用量將可獲得合理的放寬，如圖 2-8 所示。

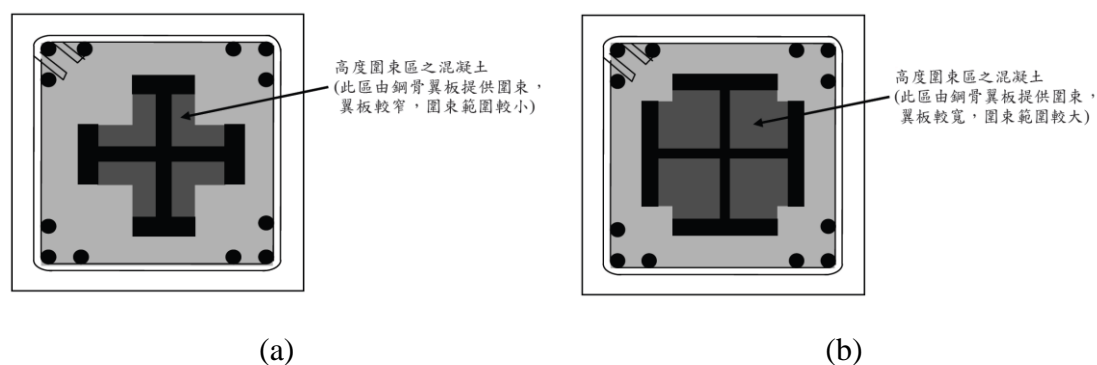


圖 2-8(a)鋼骨翼板較窄時之圍束區；(b)鋼骨翼板較寬時之圍束區

(資料來源：參考書目[12])

翁正強與李讓[13]針對鋼骨鋼筋混凝土柱翼板寬度作為主要參數，來探討鋼骨翼板對於混凝土圍束效應之影響。共測試 20 支包覆型 SRC 短柱之軸向抗壓試驗，實驗結果顯示鋼骨翼板寬度確實能為混凝土帶來良好之圍束效果。另外，由實驗結果亦可發現，鋼骨能為 SRC 柱之軸力強度有所貢獻，使得混凝土所需承擔之軸壓力相對減少。綜合上述兩點，翁正強博士[12]提出了一套 SRC 柱圍束箍筋用量之耐震設計方法，如下式所示。該法同時考量鋼骨用量以及鋼骨翼板寬度對 SRC 柱之影響，使得 SRC 柱圍束箍筋用量能合理的放寬，增加經濟性以及施工性。

SRC 柱之矩形閉合箍筋之總斷面積( $A_{sh}$ )不得小於下列兩式之規定；

$$A_{sh} = 0.3sh_c \left( \frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[ 1 - \frac{P_S + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right] \quad (2-1)$$

及

$$A_{sh} = 0.09sh_c \left( \frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left[ 1 - \frac{P_S + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right] \quad (2-2)$$

上式中  $\left[ 1 - \frac{P_S + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right]$  為此研究建議之「箍筋用量折減係數」，其中  $(P_n)_u$  為 SRC 柱之軸向受壓強度、 $P_S$  為鋼骨之軸向受壓強度、 $P_{hcc}$  為高圍束區混凝土之軸向受壓強度，上兩式已納入 2011 年內政部建築研究所所發布之鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範中，但上兩式仍存在無法考慮軸力影響之缺點。

陳正誠、沈家豪[14]研究以包覆型 SRC 柱箍筋配置量為參數，探討當包覆型 SRC 柱箍在強軸與弱軸彎曲的情況下，箍筋對受壓混凝土提供圍束之應力、提供柱抗剪之能力，並觀察當試體達到極限狀態時強度衰減之程度。共規劃九組試體，柱頂以油壓千斤頂給予軸壓力，水平側則利用水平 MTS 給予反覆載種，以模擬 SRC 柱受到地震力之作用。研究結果顯示，若 SRC 柱之鋼骨斷面為單對稱時，SRC 柱之箍筋需求用量具有方向性，強軸彎曲與弱軸彎曲所需之箍筋用量應不相同，強軸彎曲時箍筋需求量明顯偏於保守(如圖 2-9 所示)，弱軸彎曲在塑性轉角達到 6% 時卻明顯不足(如圖 2-10 所示)。另一實驗結果顯示，在高軸力與低軸力之情況下，箍筋需求量亦有所不同，然而內政部建築研究所 2011 年所發布之鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範並未考慮軸壓力對於箍筋用量之影響，乃至於在高軸力與低軸力之情況下，箍筋用量皆相同，顯不合理。

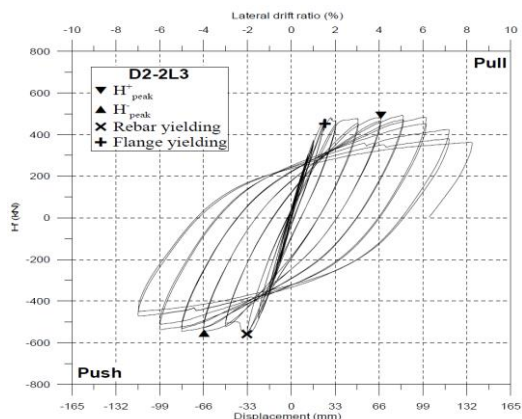
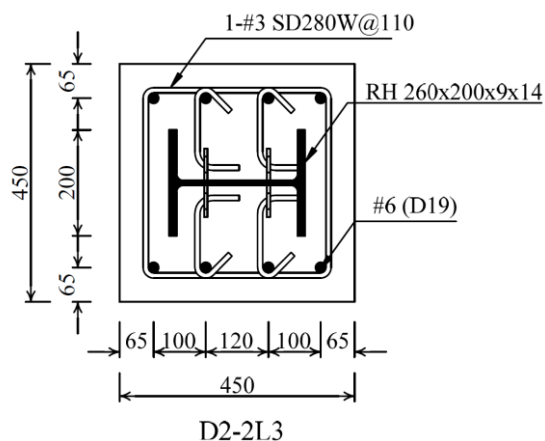


圖 2-9 強軸彎曲與其對應之遲滯迴圈

(資料來源：參考書目 [14])

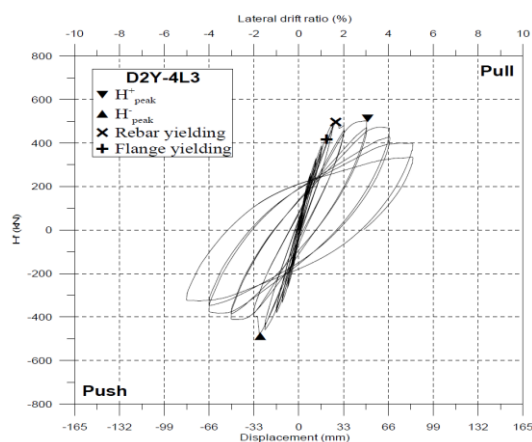
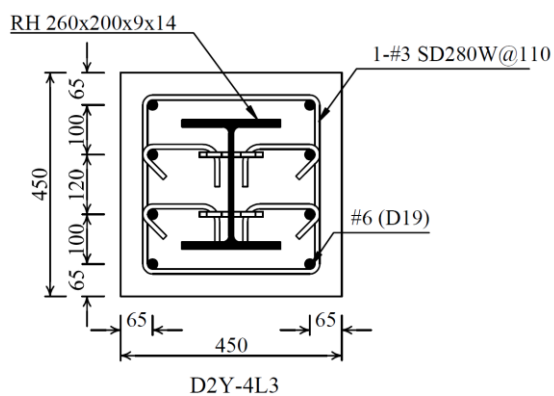


圖 2-10 弱軸彎曲與其對應之遲滯迴圈

(資料來源：參考書目 [14])

陳正誠與黃氏秋水[16]則以不同的箍筋配置量討論 SRC 柱之耐震行為，並且考慮鋼骨的圍束效果去折減箍筋的使用量，進而達到施工便利性與整體的經濟性，其中提及當考慮鋼骨翼板提供圍束效應，實際上需要箍筋來圍束的混凝土並非整塊核心混凝土。

陳正誠與沈家豪[14]則延續前述之研究但改變軸力與箍筋量，探討箍筋量對於包覆型 SRC 柱塑性轉角容量的影響，研究成果顯示，前

述研究對於強軸彎矩時箍筋使用量之建議過於保守，應可再加以修正使工程應用上更為經濟，前述研究之試體設計如圖 2-11 所示。

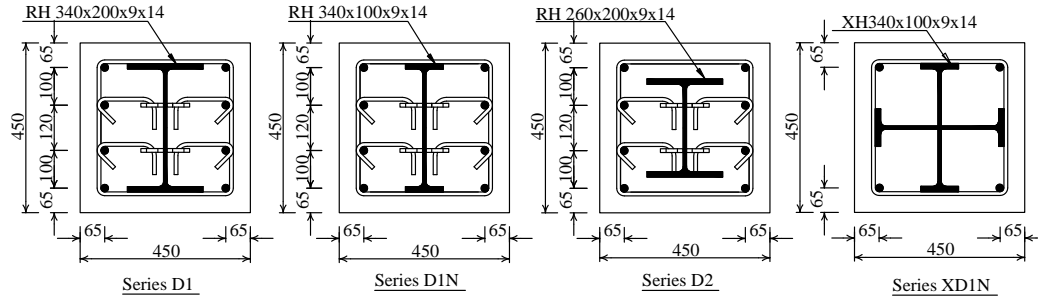


圖 2-11 陳正誠、黃氏秋水與沈家豪之試體

(資料來源：參考書目[14])

陳正誠與詹鎧慎[17]繼續前述兩研究，但採高軸力，測試結果合併前述兩研究成果獲致以下數點重要結論(共計 24 組大尺寸試體):SRC 柱之鋼骨斷面不為雙向對稱斷面時，SRC 柱之箍筋需求量具有方向性，強軸承受彎矩時，鋼骨斷面具有明顯混凝土圍束的效用，因此箍筋量可以降低；弱軸承受彎矩時，鋼骨斷面所能提供的混凝土圍束效用很有限，混凝土的圍束基本上應全部由箍筋提供之。

陳正誠與詹鎧慎[17]建議採用以下 SRC 柱箍筋需求量的計算方法，此法採用箍筋體積比之概念，可適當地考慮到鋼骨的不對稱性、鋼骨翼板寬度、鋼骨深度以及柱軸力的影響。試驗結果印證所建議的計算方式可以得到合理的箍筋需求量。

箍筋體積比如下：

$$A_{sh} = 0.25k_p k_n s b_c \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) \quad (2-3)$$

式中  $k_p = P_u / A_g f'_c$ ， $k_p$  不小於 0.2，若小於 0.2 則取 0.2， $s$  為箍筋間距， $b_c$  為柱構材斷面寬度。

$$k_n = \left[ 0.6 + 0.4 \left( \frac{n}{n_{ls}} \right) \right] \left( \frac{h_x + 12}{20} \right) \quad (2-4)$$

上式用意為考慮主筋圍束的情形，配置箍筋時若有跳根的情形則主筋圍束的效果也將不同， $n$  為柱斷面主筋根數， $n_{ls}$ ：柱斷面中箍筋角隅處主筋根數或其側向支承為 135 度耐震彎鉤之主筋根數。 $h_x$ ：柱斷面圍束箍筋心到心之距離，單位採用 inch。

SRC 柱配置 H 型鋼時，斷面具有方向性。當強軸承受彎矩時，鋼骨可以提供混凝土圍束的作用。當鋼骨深度與圍束箍筋深度相同時（如圖 2-12a 所示），則圍束的範圍如圖 2-12a 斜線部分所示。此時 SRC 柱所需之箍筋量  $(A_{sh})_b$  可以將式 (2-3) 之  $A_{sh}$  折減之，如式 (2-5) 所示。當鋼骨深度比圍束箍筋小時（如圖 2-12b 所示），此時 SRC 柱所需之箍筋量可以將式 (2-5) 之箍筋量放大  $h_c/d$  倍，如式 (2-6)。其實式 (2-5) 為式 (2-6) 的特例，只要將  $d = h_c$  代入式 (2-6) 即可得到式 (2-5)。因此，只要使用式 (2-6) 即可求得所需之箍筋量，而  $[(h_c - b_f)/d]$  即為  $A_{sh}$  之折減係數，其中  $A_{sh}$  乃根據式 (2-3) 求得者。

$$(A_{sh})_b = \frac{(h_c - b_f)}{h_c} A_{sh} \quad (2-5)$$

$$(A_{sh})_b = \frac{(h_c - b_f)}{h_c} \times \frac{h_c}{d} \times A_{sh} = \frac{(h_c - b_f)}{h_c} A_{sh} \quad (2-6)$$

當配置 H 型鋼之 SRC 柱弱軸承受彎矩時，鋼骨可以提供之混凝土圍束並不顯著也不明確。此時鋼骨的圍束作用可以忽略之，因此所需之箍筋量直接採用式 (2-3) 求得之  $A_{sh}$ 。

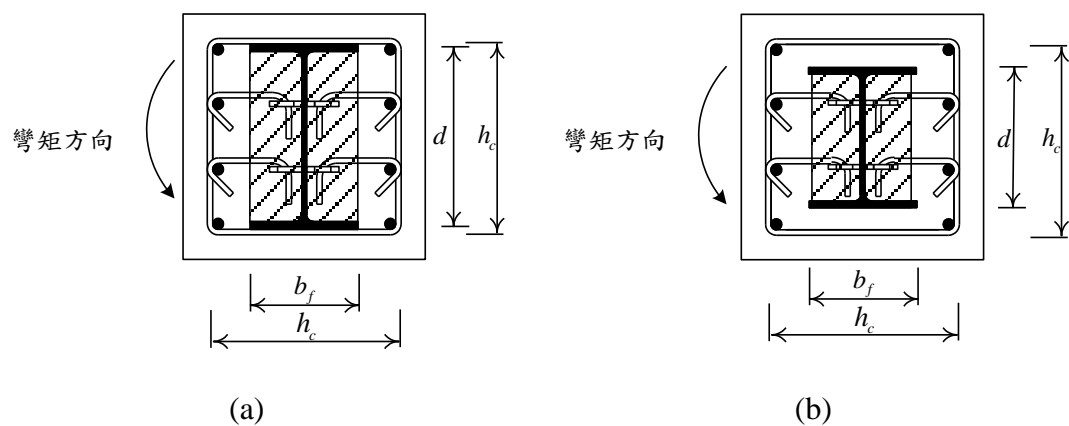


圖 2- 12(a)NSRC 斷面鋼骨所圍束區；(b)TSRC 斷面鋼骨所圍束區

(資料來源：參考書目 [17])





## 第三章 試體規劃設計與製作

### 第一節 試體規劃

本研究構架試體採用一組三垮兩層樓之大型構架，以構架中心為基準，左方兩柱(其主筋、鋼骨斷面配置均相同)採用鋼骨較深之斷面，右方兩柱(其主筋、鋼骨斷面配置均相同)則採用鋼骨較淺之斷面，僅以箍筋配置量作為變數。樓層之淨高度為 2.2m、柱為邊長 300mm 之正方形斷面，柱內鋼骨皆採用 XH 型鋼，鋼骨材料採用 ASTM A572 Grade 50，混凝土之標稱強度為 28 MPa，主筋降伏強度為 420 MPa。箍筋材料性質較為特殊，有關箍筋之材料性質與設計方法將會在下一小節詳述之。在鋼梁方面，梁內鋼骨以 H 型鋼作為設計，採用 A36 之鋼材，主筋及混凝土之材料性質與柱相同。鋼梁之淨長度為 2.7m、箍筋性質與柱相同。構架試體桿件編號如圖 3-1 所示。英文字母“C”代表柱子(column)之意思，字母前數字“1”及“2”分別代表著柱子所處樓層為 1 樓及 2 樓。字母後方小寫“d”與“s”分別代表柱所採用鋼骨斷面之深淺，“d”代表鋼骨較深(deep)，“s”則為鋼骨較淺(short)的意思。在小寫字母編號後下標之數字“1”及“2”，則分別代表有無施加  $0.3f_c'A_g$  之軸力，“1”代表有施予軸力，“2”代表沒有施予軸力，柱尺寸參數如表 3-1 所示。

表 3-1 柱試體尺寸參數

| Section                    | 1Cd <sub>2</sub><br>2Cd <sub>2</sub> | 1Cd <sub>1</sub><br>2Cd <sub>1</sub> | 1Cs <sub>1</sub><br>2Cs <sub>1</sub> | 1Cs <sub>2</sub><br>2Cs <sub>2</sub> |
|----------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Axial-load( $0.3f'_cA_g$ ) | No                                   | Yes                                  | Yes                                  | No                                   |
| Dimension (mm)             | XH250x100x5x8                        | XH250x100x5x8                        | XH170x100x6x9                        | XH170x100x6x9                        |
| Column Section (mm)        | 300 x300                             | 300 x300                             | 300 x300                             | 300 x300                             |
| Steel bar number           | 4                                    | 4                                    | 8                                    | 8                                    |
| $F_y$ of steel (MPa)       | 345                                  | 345                                  | 345                                  | 345                                  |
| $F_y$ of rebar (MPa)       | 420                                  | 420                                  | 420                                  | 420                                  |
| $f'_c$ (MPa)               | 28                                   | 28                                   | 28                                   | 28                                   |

(資料來源：本研究整理)

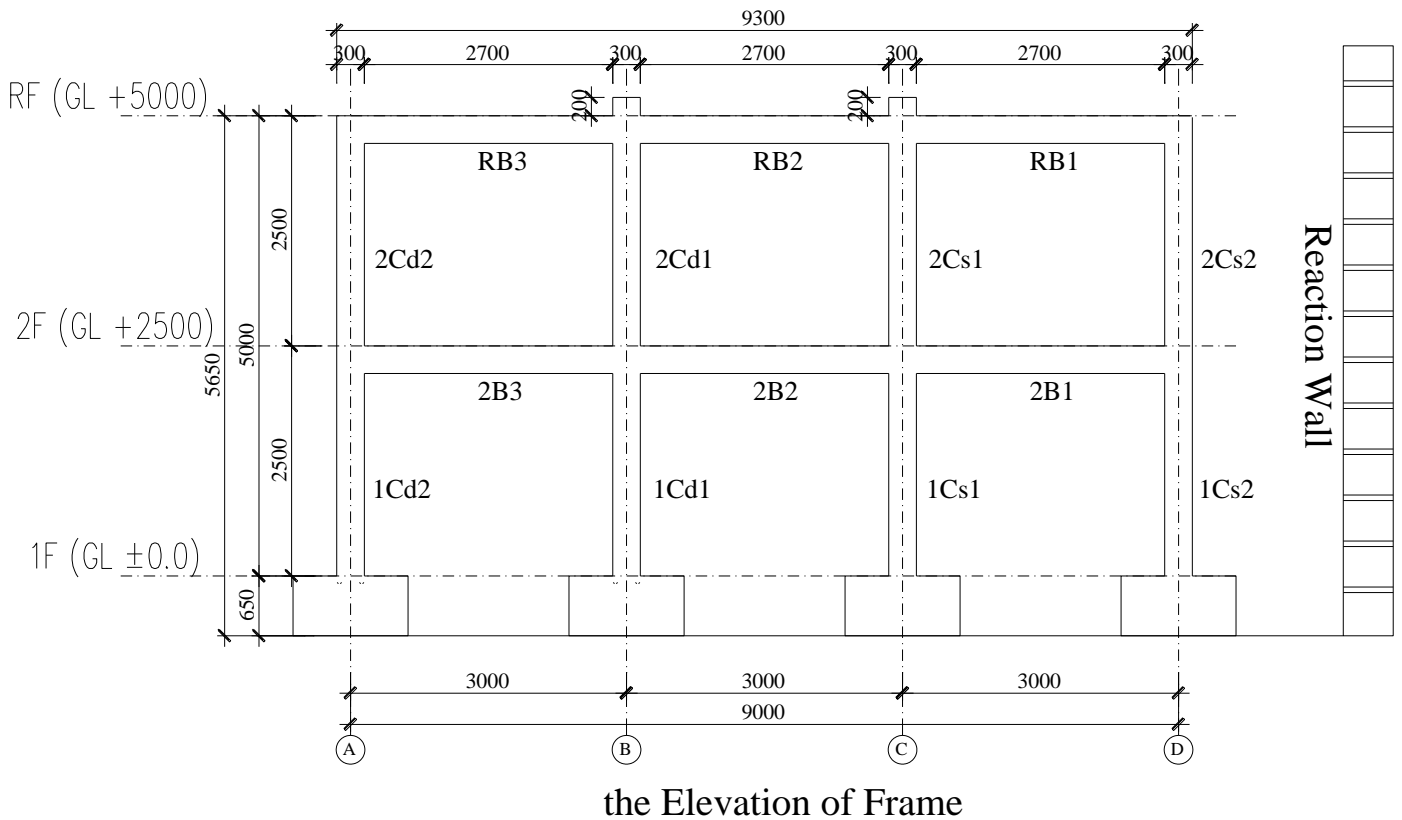


圖 3-1 構架編號示意圖

(資料來源：本研究繪製)

## 第二節 試體斷面設計

構架尺寸與斷面大小之選定主要是依據內政部建築研究所材料試驗中心場地以及所內現有之加載設備作考量，確保側推到達極限時不會超過 Actuator 之最大容量，構架系統之模擬係採用分析軟體 SAP200 以及 Xtract 做設計。

### 壹、柱、梁桿件之設計：

為了確保在不同圍束效應的情況下，柱斷面仍有著相同的強度，本團隊經過不斷的測試與分析，試著找出擁有相近軸力-彎矩互制曲線(簡稱 P-M curve)之斷面，而各斷面之主筋皆選擇#4 的原因在於希望每個斷面的  $\frac{S}{D}$ (主筋縱向挫屈)均相同。圖 3- 2 為各柱斷面經由 Xtract 軟體分析後，所得到之 P-M curve。

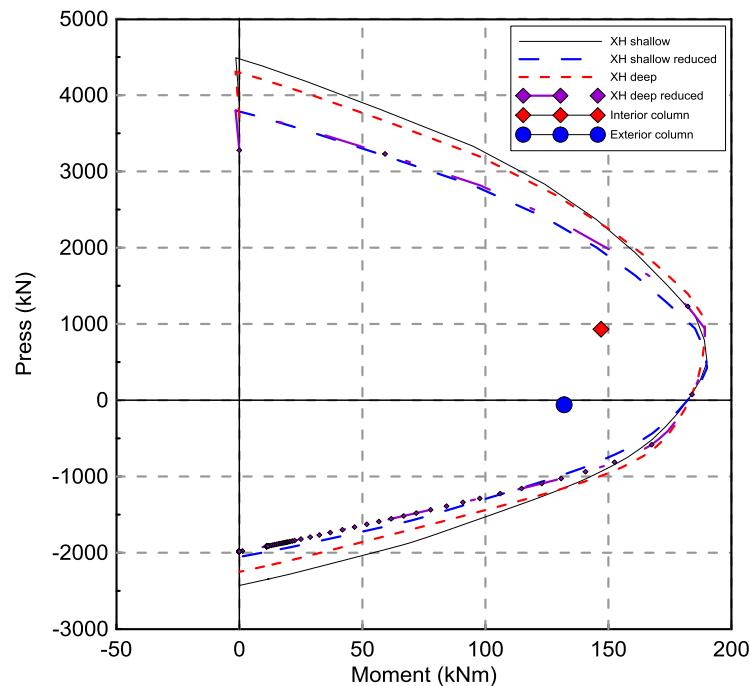


圖 3-2 各柱斷面之 P-M curve(經由 Xtract 軟體分析)

(資料來源：本研究繪製)

梁桿件之分析結果如圖 3-3 所示：

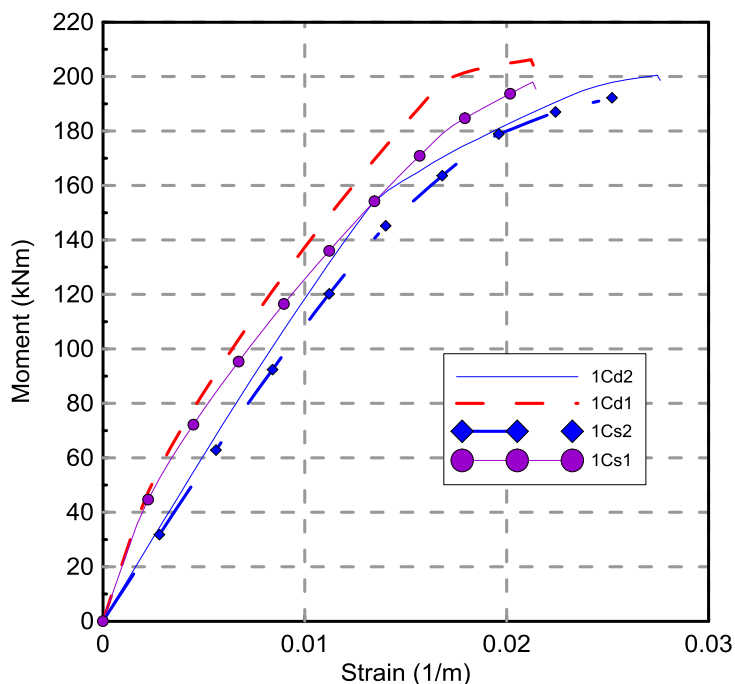


圖 3-3 梁斷面之彎矩-軸向應變圖(經由 Xtract 軟體分析)

(資料來源：本研究繪製)

## 貳、梁柱交會區之設計：

一般梁柱接頭處梁腹板常需要鑽設螺栓孔及箍筋孔，螺栓孔讓鋼骨梁與鋼骨柱進行螺栓剪力接合，而箍筋孔則讓圍束筋穿過鋼骨梁腹板。為避免螺栓孔與箍筋孔產生衝突，本構件試體在梁柱接頭區均使用本團隊所提出之「聯鎖式閉合箍」，如此一來柱鋼骨腹板不需鑽設箍筋孔，鋼骨柱面只需保留保護層。「強柱弱梁」之檢核，本團隊依據現行台灣 SRC 規範規定，柱與梁之撓曲強度比至少為 1.2 以上（即  $\sum \frac{M_{column}}{M_{beam}} \geq \frac{6}{5}$ ），如圖 3-4 所示，試體構架經由電腦分析軟體 SAP200 側推分析之結果，所有梁與柱之撓曲強度比均大於 1.2，且經側推分析發現，塑性鉸先從一、二樓梁端產生後才至一樓柱底產生(如圖 3-5、圖 3-6 所示)，因此本構架之設計確實遵守「強柱弱梁」之精神。其他

於構架試體之細部設計圖如附錄 C 構架試體設計圖所示。

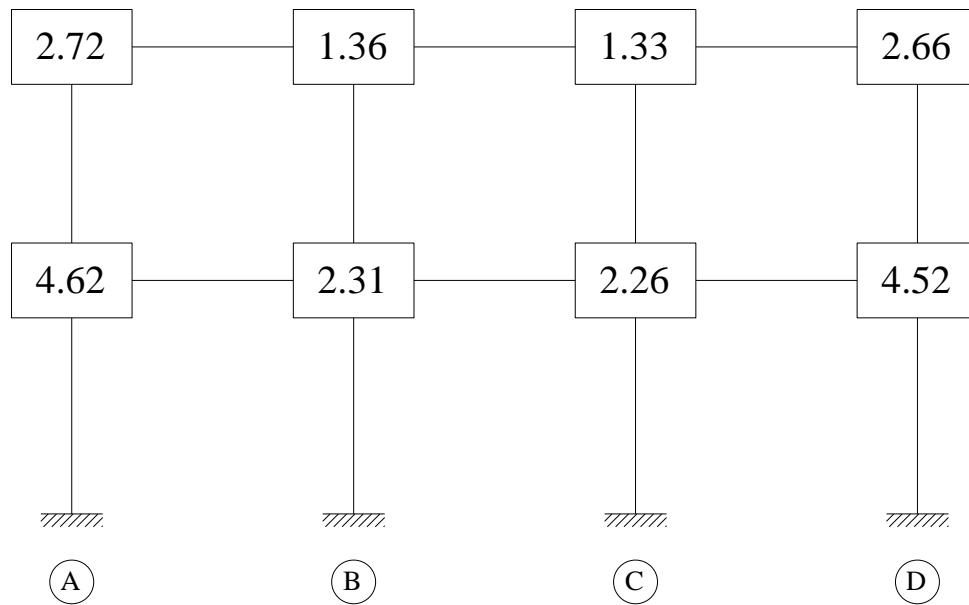


圖 3-4 撓曲強度比  $\sum M_c / \sum M_b$

(資料來源：本研究繪製)

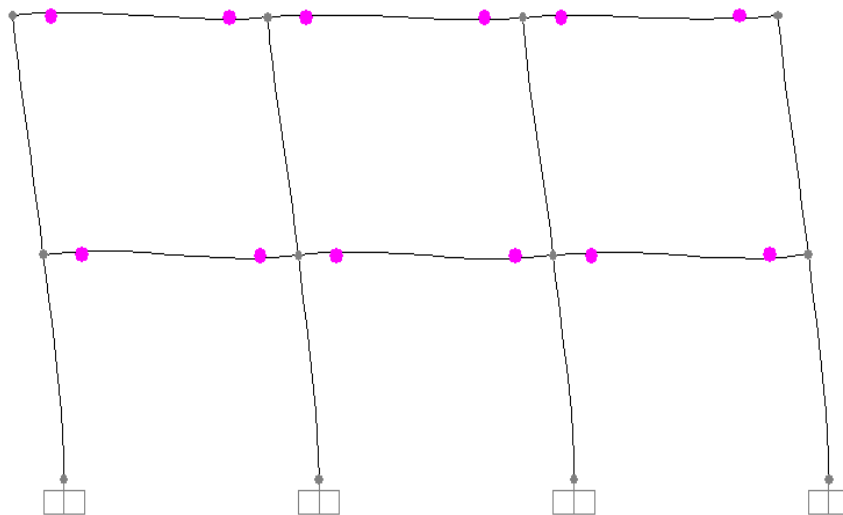


圖 3-5 SAP200 側推分析之結果(步驟 7)

(資料來源：本研究繪製)

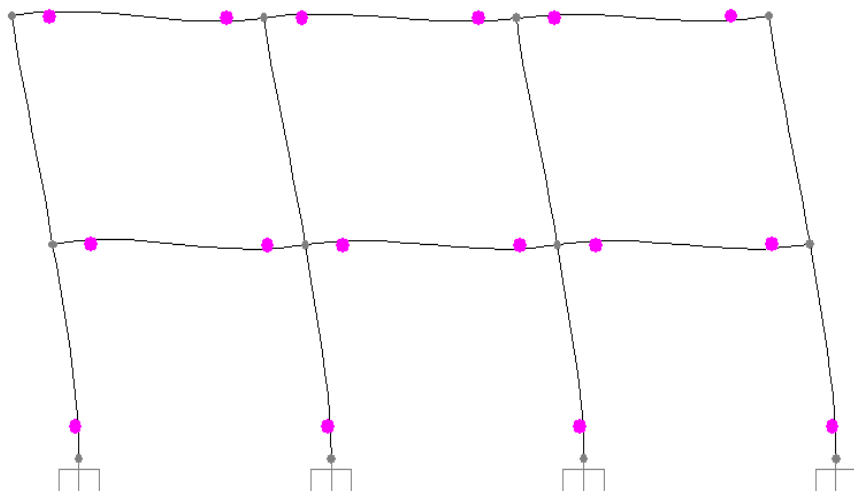


圖 3-6 SAP200 側推分析之結果(步驟 8)

(資料來源：本研究繪製)

### 第三節 梁、柱圍束箍筋之材料性質說明

本研究針對柱箍筋耐震設計需求用量設計採用以下兩種方法：

(1)現行規範(TW-SRC2011)包覆型 SRC 柱箍筋用量設計法。

(2)陳正誠博士(2012)所提出之含軸力與圍束效應影響之包覆型 SRC 柱箍筋用量設計法，在箍筋用量分析比較中將以“Prop”表示。

本構架試體第一樓層柱圍束箍筋用量採用現行規範(TW-SRC2011)設計，第二樓層柱則採用陳正誠博士(2012)所提出之柱箍筋用量設計法，目的在於同時觀察現行規範與本研究團隊所提出之設計方法的不同，軸力在本次試驗中扮演相當重要之角色，因此本研究將於中央兩內柱施加 $0.3f'_cA_g$ 之軸力，以觀察軸力大小對箍筋用量的影響。本構架試體為一組三跨兩層樓之縮尺寸構架，梁與柱斷面皆為縮尺後之尺寸，因此梁與柱箍筋需求用量不大。為避免梁與柱箍筋因設計過於保守而無法解讀構架之反應與破壞模式之判定，因此本構架梁與柱之箍筋採用市面上製成點銲鋼絲網之「盤元鋼線」，其直徑分別為 6mm、7mm 與 8mm。其材料性質如表 3-2 所示：

表 3-2 盤元鋼線之材料性質

| 直徑 $\phi$ (mm) | $f_y$ (MPa) | $\epsilon_y$ | $f_u$ (MPa) | $\epsilon_u$ |
|----------------|-------------|--------------|-------------|--------------|
| 6<br>平均        | 327.09      | 0.004        | 379.04      | 0.046        |
|                | 340.97      | 0.004        | 423.73      | 0.027        |
|                | 334.03      | 0.004        | 401.39      | 0.037        |
| 7<br>平均        | 622.08      | 0.005        | 676.54      | 0.026        |
|                | 621.48      | 0.005        | 680.59      | 0.016        |
|                | 621.78      | 0.005        | 678.57      | 0.021        |
| 8<br>平均        | 615.05      | 0.006        | 673.00      | 0.019        |
|                | 682.05      | 0.005        | 682.05      | 0.019        |
|                | 648.55      | 0.0055       | 677.52      | 0.019        |

(資料來源：本研究整理)

由表 3-2 可知，「盤元鋼線」之降伏應力過高且極限應變平均不到 0.03，相對於一般所使用之竹節鋼筋，韌性明顯不足。此原因在於「盤元鋼線」的製造過程中，為了增加其握裹力，由機台產出裸線後再經由機器「冷軋」出表面上的竹節。此「冷軋」之過程，使得「盤元鋼線」強度大幅提升之同時韌性也大幅下降。對此本研究團隊針對「盤元鋼線」採取退火之熱處理，希望藉由熱處理之程序來改善「盤元鋼線」強度過高、韌性太低之問題。對此本研究團隊不斷的拜訪眾多之熱處理廠商，在經歷多次熱處理失敗後，終於得到令人可以接受之材料性質。其「盤元鋼線」熱處理過後之材料性質如表 3-3 所示，拉力試驗與其量測位移系統之架設情形如圖 3-7 所示：

表 3-3 盤元鋼線熱處理過後之材料性質

| 直徑 $\phi$ (mm) | $f_y$ (MPa) | $\epsilon_y$ | $f_u$ (MPa) | $\epsilon_u$ |
|----------------|-------------|--------------|-------------|--------------|
| 6<br>平均        | 273.93      | 0.0048       | 478.99      | 0.15         |
|                | 288.99      | 0.0042       | 456.15      | 0.15         |
|                | 281.46      | 0.0045       | 467.57      | 0.15         |
| 7<br>平均        | 243.05      | 0.0019       | 405.69      | 0.22         |
|                | 244.37      | 0.0018       | 349.89      | 0.34         |
|                | 243.71      | 0.0018       | 377.79      | 0.28         |
| 8<br>平均        | 231.24      | 0.0032       | 393.72      | 0.30         |
|                | 233.34      | 0.0039       | 390.51      | 0.21         |
|                | 232.29      | 0.0036       | 392.12      | 0.26         |

(資料來源：本研究整理)

熱處理過後之「盤元鋼線」降伏應力大幅下降且極限應變平均達 0.23，可明顯看出其韌性有著大幅的改善。但由於鋼材之實測降伏強度均大於標稱強度，對此本研究團隊根據以往「鋼材拉力試驗」試驗之經驗，發現實際降伏強度與標稱強度之比值約為 1.1。因此將「盤元鋼線」熱處理過後之平均降伏強度除上 1.1 之後，令其為標稱強度，以



作為設計依據。其標稱強度對照如表 3-4 所示

表 3-4 「盤元鋼線」熱處理後之標稱強度

| 直徑 $\varnothing$ (mm) | $f_y$ (MPa)(實測強度) | $f_y$ (MPa)(標稱強度) |
|-----------------------|-------------------|-------------------|
| 6                     | 281.46            | 255.87            |
| 7                     | 243.71            | 221.55            |
| 8                     | 232.29            | 211.17            |

(資料來源：本研究整理)



圖 3-7 拉力試驗與其量測位移系統之架設情形

(資料來源：本研究拍攝)

## 第四節 梁、柱圍束箍筋用量設計

### 壹、梁桿件箍筋間距與需求用量之設計

梁箍筋需求用量並非本案之研究對象，因此選用上表中直徑最小之 6mm 盤元鋼線搭配現行規範[20]第九章耐震設計之 9.5.3 節「梁之設計細則」最小間距要求做設計。梁斷面尺寸與主筋之配置如附錄 C 構架試體設計圖所示，設計條文與檢核之計算結果如下：

梁箍筋閉合箍筋之間距不得超過：

(i) 四分之一梁斷面有效深度。

(ii) 八倍最小主筋直徑。

(iii) 24 倍閉合箍筋直徑。

(iv) 300mm。

梁閉合箍筋最小間距之檢核如下：

$$S = \min \text{ of } \{ 1/4 * (270), 8 * (15.9), 24 * (6), 300\text{mm} \}$$

$$\therefore S = \min \text{ of } \{ 67.5, 127.2, 144, 300 \}$$

$$= 67.5\text{mm}$$

為了施工方便，間距取  $S = 50\text{mm}$  做配置。

## 貳、柱桿件箍筋間距之設計

構架上下兩層樓之柱箍筋間距一樣採用現行規範 [20]，第九章耐震設計之

9.6.3 節「柱之設計細則」設計，其設計條文與檢核之計算結果如下：

柱箍筋之間距

(i) 圍束區之圍束箍筋間距不得超過柱短邊的 1/4 或 150mm，且

不得大於柱主筋直徑之六倍；

(ii) 非圍束區之箍筋間距不得超過 150mm，且不得大於柱主筋直徑之六

倍；

$$s = \min \text{ of } \{ 1/4*(300), 6(15.9), 150\text{mm} \}$$

$$\therefore s = \min \text{ of } \{ 75, 95.4, 150 \}$$

$$= 75\text{mm}$$

為了施工方便，間距取  $S = 70\text{mm}$  做設計。

## 參、柱桿件耐震箍筋需求用量之設計

本研究將依箍筋用量參數 $A_{sh}f_{yh}/s$ 作為 SRC 柱箍筋之細部設計準則。

### (A) 第一樓層柱耐震箍筋設計：

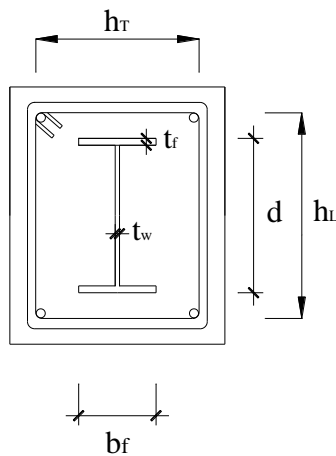
構架第一層樓之柱箍筋需求設計採用陳正誠博士(2012)所提出之含軸力與圍束效應影響之包覆型 SRC 柱箍筋用量設計法，其設計公式如下：

$$A_{sh} = 0.25k_p k_n s b_c \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) \quad (3-1)$$

式中 $k_p = P_u/A_g f'_c$ ， $k_p$ 不得小於 0.2，若小於 0.2 則取 0.2， $s$  為箍筋間距， $b_c$  為柱構材斷面寬度， $P_u$  為所承受之軸力大小。

$$k_n = \left[ 0.6 + 0.4 \left( \frac{n}{n_{ls}} \right) \right] \left( \frac{h_x + 12}{20} \right) \quad (3-2)$$

$k_n$  之用意為考慮主筋圍束的情形，配置箍筋時若有跳根的情形則主筋圍束的效果也將不同， $n$  為柱斷面主筋根數， $n_{ls}$ ：柱斷面中箍筋角隅處主筋根數或其側向支承為 135 度耐震彎鉤之主筋根數。 $h_x$ ：柱斷面圍束箍筋心到心之距離，單位採用 inch。考慮鋼骨可以提供混凝土圍束的作用，所以可將公式(3-1)之計算結果以乘以一折減係數，此折減係數與鋼骨斷面尺寸有關。其公式如下：



$$\text{令} ; \alpha = \frac{b_f}{h_T}, \beta = \frac{d}{h_L} \quad (3-3)$$

$$\text{當 } \beta \leq 0.5, F_R = 1.0 \quad (3-4)$$

$$\text{當 } \beta > 0.5, F_R = 1.0 - 2\alpha(\beta - 0.5) \quad (3-5)$$

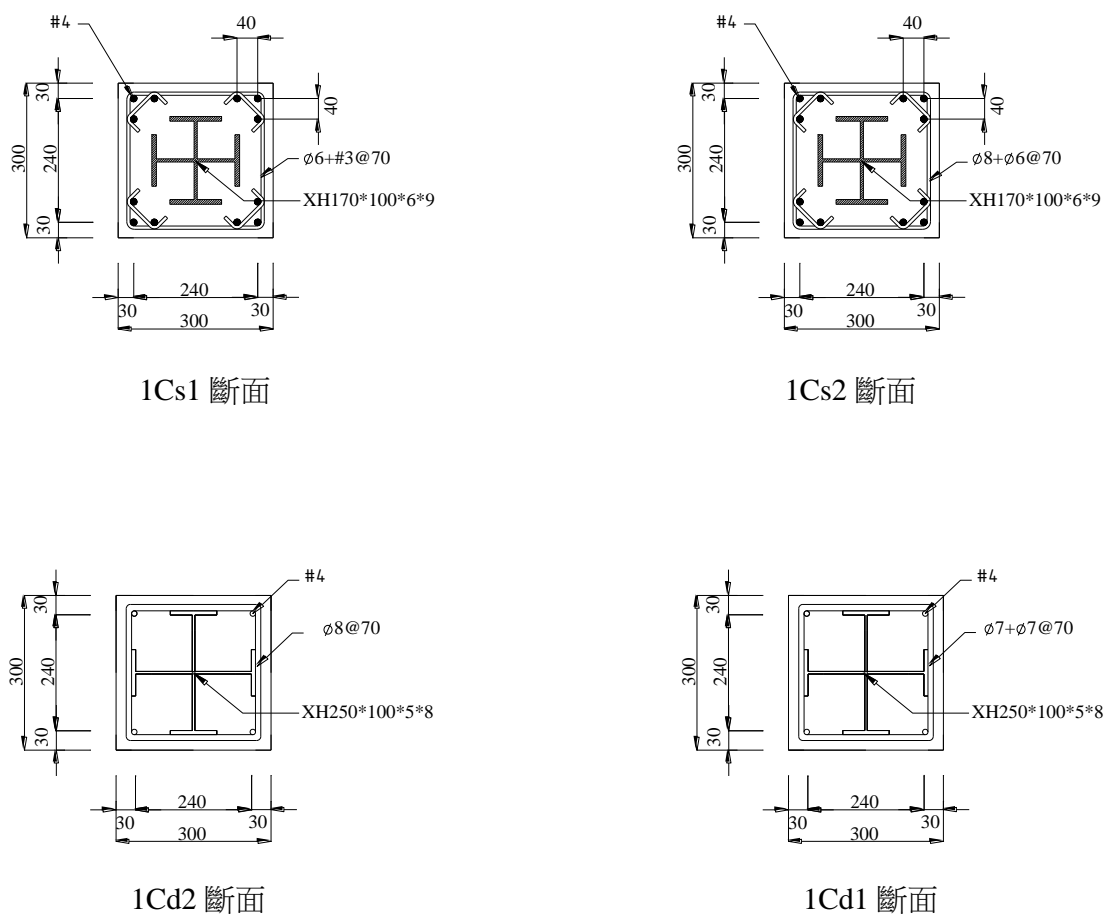
上述公式之用意為將  $F_R$  做正規化：先以  $\beta$  決定  $F_R$  的界限，即  $F_R$  介於 1 ( $\beta=0.5$ ) 到  $1-\alpha$  ( $\beta=1$ ) 之間，然後再根據  $\beta$  做線性變化的調整而得到折減係數  $F_R$ 。上述公式可以避免產生一些不合理的結果。

$F_R$  係考慮鋼骨深淺對圍束箍筋用量之影響之折減係數。惟弱軸承受彎矩時，鋼骨可以提供之混凝土圍束並不顯著也不明確，此時鋼骨的圍束作用可以忽略之，因此所需之箍筋量直接採用式(3-1)求得之  $A_{sh}$ 。其箍筋用量參數  $\frac{(A_{sh}f_{yh})}{s}$  計算結果如表 3-5 所示，實際配置如圖 3-8 所示。

表 3-5 第一樓層柱箍筋需求用量表

| Specimen         | 施加軸力<br>( $0.3f'_cA_g$ ) | 間距<br>S<br>(mm) | $\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | $F_R$ | Need<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | Used<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | 配置結果<br>Ø6 : d=6mm<br>Ø7 : d=7mm<br>Ø8 : d=8mm<br>#3 : d=9.5mm |
|------------------|--------------------------|-----------------|------------------------------------|-------|--|--|--|
| 1Cd <sub>2</sub> | NO                       | 70              | 546.85                             | 0.614 | 335.76                                     | 302.74                                     | Ø8   |
| 1Cd <sub>1</sub> | Yes                      | 70              | 820.27                             | 0.614 | 503.64                                     | 503.54                                     | Ø7 + Ø7  |
| 1Cs <sub>1</sub> | Yes                      | 70              | 820.27                             | 0.864 | 708.71                                     | 773.68                                     | #3 + Ø6  |
| 1Cs <sub>2</sub> | NO                       | 70              | 546.85                             | 0.864 | 472.48                                     | 506.07                                     | Ø8 + Ø6  |

(資料來源：本研究整理)



單位:mm

圖 3-8 第一樓層柱圍束箍筋配置圖

(資料來源：本研究繪製)

**(B) 第二樓層柱耐震箍筋設計：**

構架第二層樓之柱箍筋需求設計採用現行規範 [20]，第九章耐震設計之 9.6.3 節「柱之設計細則」設計，其設計條文如下：

柱之箍筋：

**(1) 圍束箍筋需求用量**

矩形柱之圍束箍筋除應滿足第四章之規定外，其圍束箍筋總面積 $A_{sh}$

應不小於剪力鋼筋之需求量，且不得小於(9.6-6)與(9.6-7)式所計算

者：

$$A_{sh} = 0.3sh_c \left( \frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[ 1 - \frac{P_S + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right] \quad (3-6)$$

$$A_{sh} = 0.09sh_c \left( \frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left[ 1 - \frac{P_S + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right] \quad (3-7)$$

其中：

$s$ =箍筋間距，cm

$b_c$ =箍筋圍束之柱核心寬度，cm

$f'_c$ =混凝土之規定抗壓強度， $kgf/cm^2$

$F_{yh}$ =箍筋之規定降伏應力， $kgf/cm^2$

$A_g$ =柱之全斷面積， $cm^2$

$A_{ch}$ =箍筋圍束之柱核心斷面積， $cm^2$

$$P_S = A_S F_{ys} \quad (3-8)$$

$$P_{hcc}=0.2f'_c A_{hcc} \quad (3-9)$$

$$(P_n)_u = A_s F_{ys} + 0.85f'_c A_c + A_r F_{yr} \quad (3-10)$$

上式中：

$F_{ys}$ =鋼骨之規定降伏應力， $kgf/cm^2$

$F_{yr}$ =主筋之規定降伏應力， $kgf/cm^2$

$A_s$ =鋼骨部分之斷面積， $cm^2$

$A_r$ =主筋部分之斷面積， $cm^2$

$A_{hcc}$ =高度圍束區混凝土之斷面積，指鋼骨翼板所圍束之混凝土之面

積，若鋼骨為 H 型或 T 型斷面且對弱軸彎曲時， $A_{hcc}$  應取為零。惟  $A_{hcc}$

不得大於  $2500cm^2$ 。

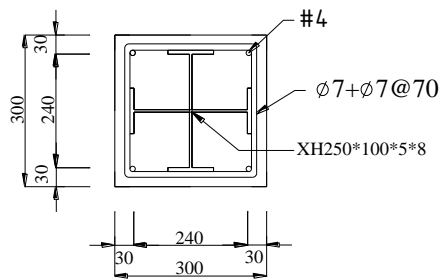
根據第二樓層柱斷之面尺寸與其細部配置，將其相關參數代入現之行規範[20]柱耐震箍筋需求設計公式，計算其箍筋用量參數  $A_{sh}f_{yh}/s$ ，並根據計算結果配置圍束箍筋。礙於盤元鋼線之斷面積甚小，有些柱斷面若僅使用一種直徑之盤元鋼線並不能滿足設計上之需求，因此本研究團隊利用將兩種直徑之鋼線所製成之圍束箍筋以鐵絲網綁在一起，令其為一箍圍束箍筋之方法來滿足耐震箍筋用量之需求，計算結果與如表 3-6 所示，實際配置圖如圖 3-9 所示。



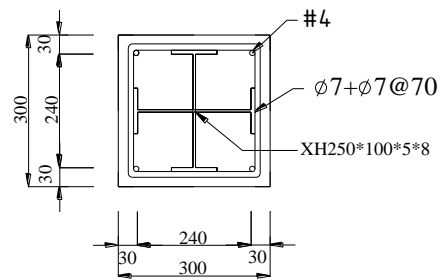
表 3-6 第二樓層柱箍筋需求用量表

| Specimen         | 施加軸力<br>( $0.3f'_cA_g$ ) | 間距<br>S<br>(mm) | 鋼骨提供之<br>軸壓強度<br>$P_s = A_sF_y$<br>(N) | 鋼骨面積<br>$A_s$<br>( $mm^2$ ) | Need<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | Used<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | 配置結果<br>$\phi 6 : d=6mm$<br>$\phi 7 : d=7mm$<br>$\phi 8 : d=8mm$ |
|------------------|--------------------------|-----------------|--|-----------------------------|--|--|--|
| 2Cd <sub>2</sub> | NO                       | 70              | 1902675                                | 5515                        | 422.24                                     | 457.54                                     | $\phi 6 + \phi 7$  |
| 2Cd <sub>1</sub> | Yes                      | 70              | 1902675                                | 5515                        | 422.24                                     | 457.54                                     | $\phi 6 + \phi 7$  |
| 2Cs <sub>1</sub> | Yes                      | 70              | 1858860                                | 5388                        | 483.17                                     | 503.42                                     | $\phi 7 + \phi 7$  |
| 2Cs <sub>2</sub> | NO                       | 70              | 1858860                                | 5388                        | 483.17                                     | 503.42                                     | $\phi 7 + \phi 7$  |

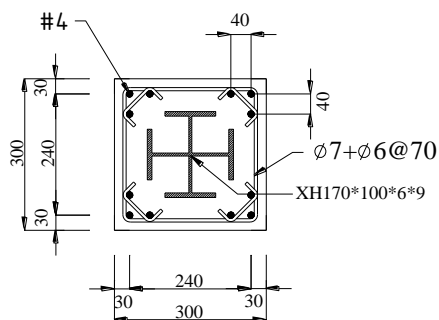
(資料來源：本研究整理)



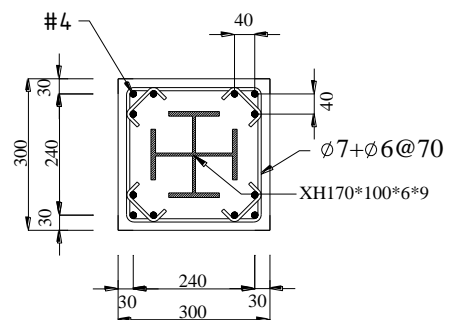
2Cd2 斷面



2Cd1 斷面



2Cs1 斷面



2Cs2 斷面

單位:mm

圖 3-9 第二樓層柱圍束箍筋配置圖

(資料來源：本研究繪製)

## 第五節 試體製作

試體鋼構部分由鋼鐵加工廠完成加工後，送達所內材料試驗中心內進行組裝。梁與柱之接合採用現場銲接，銲接接合完畢後利用天車吊至預定孔位後，再以鏢桿將試體鎖故於反力牆上，隨後將側撐定位固定構架試體，現場鋼構組裝與吊裝完成圖如圖 3-10 所示。



圖 3-10 現場鋼構組裝與吊裝完成圖

(資料來源：本研究拍攝)

接著進行基礎箍筋之綁紮與灌漿工程，如圖 3-11 所示，為確保基礎底部之保護層能符合設計要求，因此每一座鋼構基礎下方都設有 4 個螺栓，藉由這 4 個螺栓於施工時來幫忙承擔構架之自重與提供足夠的保護層厚度。



圖 3-11 鋼構基礎細部圖

(資料來源：本研究拍攝)

試體灌漿將分成基礎、第一樓層與第二樓層 3 次灌漿。由於本構架試體乃 SRC 構造，因此採用自充填混凝土(SCC)澆置，其相關試驗性質將由下一章說明。基礎完成鋼筋綁紮工程後，進行第一次灌漿，如圖 3-12 所示。

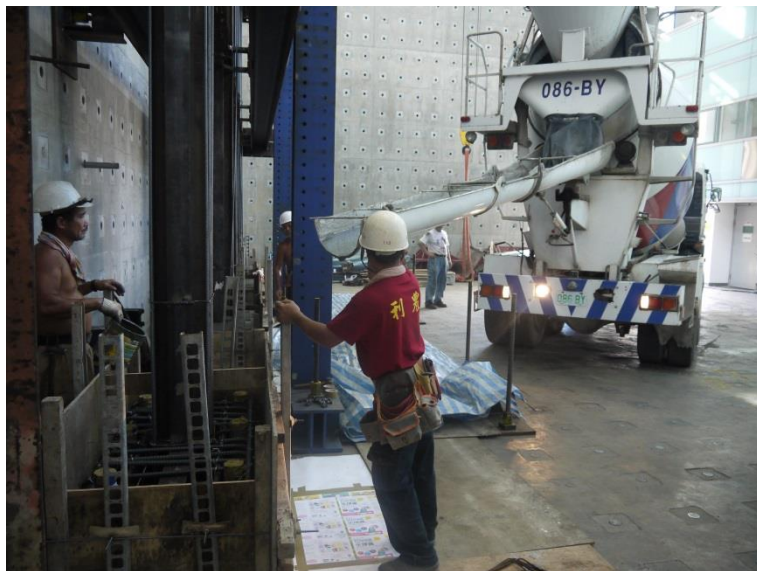


圖 3-12 基礎灌漿施工照

(資料來源：本研究拍攝)

由於構架梁柱接頭與夾具大梁之連接板已於鋼鐵廠內完成加工，導致已設計好之圍束箍筋無法套入柱內，對此本研究團隊採取將箍筋對半切開，將其套入柱內後在以現場銲接做箍筋接合。銲接長度設計則依據鋼結構設計手冊[22]設計，其銲接設計圖如圖 3-13 所示，實際銲接施工情況如圖 3-14 所示。

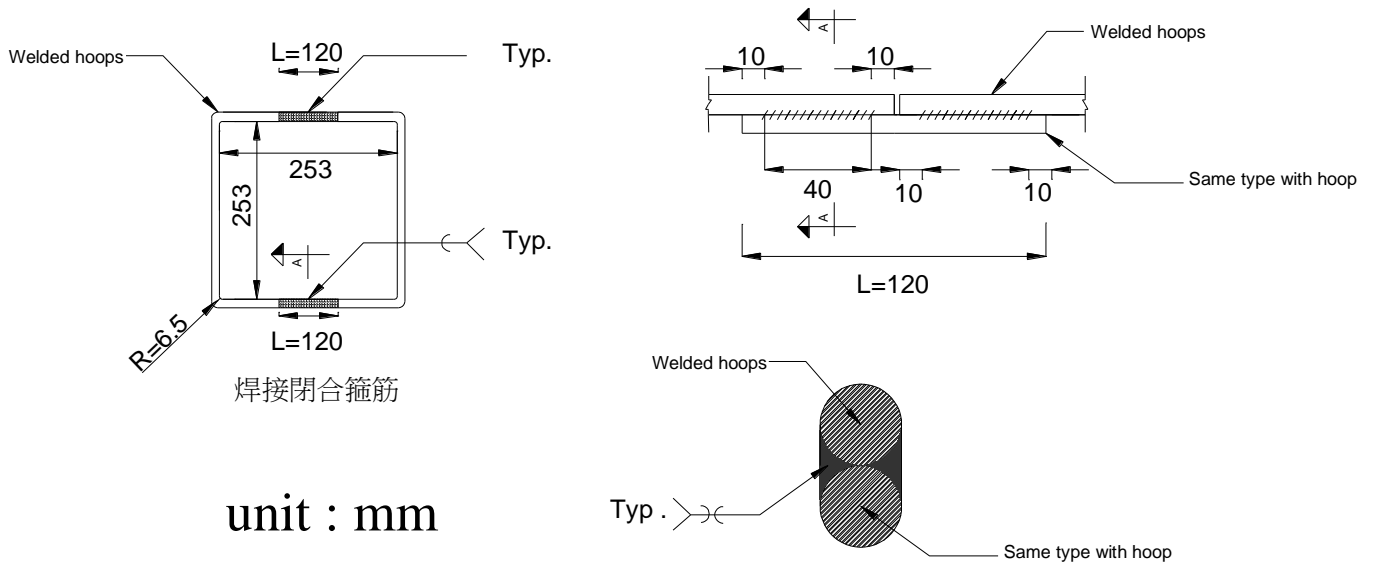


圖 3-13 柱閉合箍筋銲接設計圖

(資料來源：本研究繪製)



圖 3-14 柱閉合箍筋銲接完工圖

(資料來源：本研究繪製)

梁箍筋則沒有無法套入之問題，因此採用一般圍束箍筋搭配標準耐震彎鉤做配置，如圖 3-15 所示。

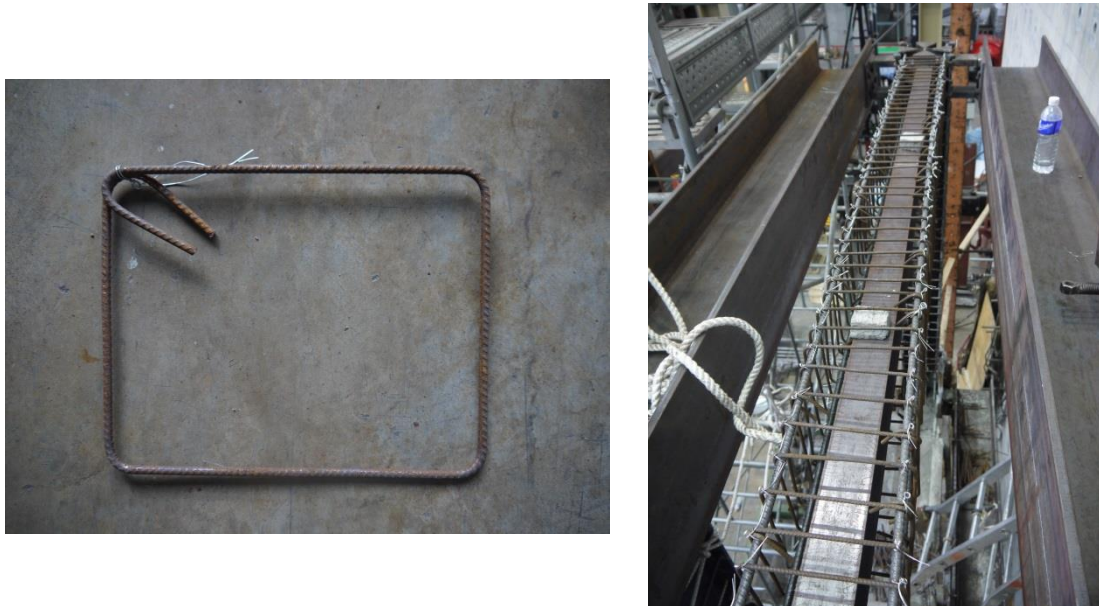


圖 3-15 梁箍筋綁紮施工照

(資料來源：本研究拍攝)

待構架第一樓層鋼筋綁紮完成後，進行第二次灌漿。由於試體所需之水泥量不多，無法使用幫浦車輸送水泥。因此第二次與第三次灌漿均採用廠商自製之小吊桶澆置，利用天車與人工方式移動吊桶完成第一樓層之灌漿，如圖 3-17 所示。第一樓層灌漿完成後靜待一天，接著繼續完成第二樓層之施作。梁柱接頭之施作與其他施工細節照片收錄於附錄 D 構架試體施工組裝相關照片。



圖 3-16 現場澆置用吊桶

(資料來源：本研究拍攝)



圖 3-17 現場灌漿施工照

(資料來源：本研究拍攝)

## 第六節 試體架設

本實驗將於內政部建築研究所材料試驗中心測試，試驗重點在於檢測箍筋耐震設計在柱斷面承受高低軸力情況下需求用量是否足夠。因此本試驗試體將從中央兩內柱架設定軸力系統，施以高軸力 ( $0.3f'_cA_g$ )，再由一樓與二樓梁端架設 200MT Actuator 側向油壓伺服致動器，對整體構架施以反覆載重，接著將二樓 Actuator 側向油壓伺服致動器鎖住，單獨對頂樓進行反覆載重測試。試體架設完成圖如圖 3-18 所示。

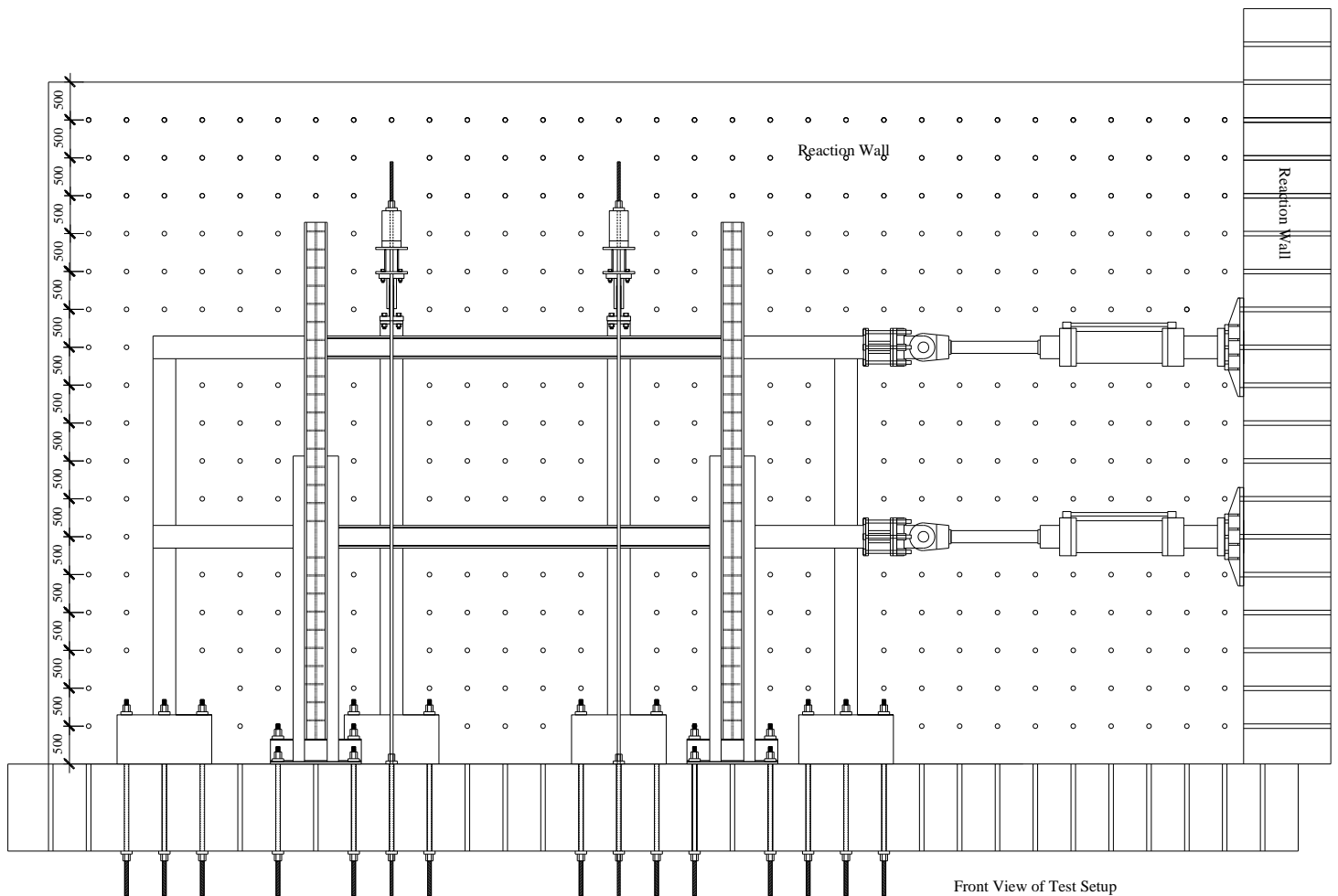


圖 3-18 試體架設示意圖

(資料來源：本研究繪製)

## 第七節 量測系統與實驗程序

### 壹、實驗程序

本研究將對此構架進行擬動態，目的在於測試構架於地震作用下之動態反應，擬動態試驗預計測試數個中小型地震（30 年回歸期、50 年超越機率約為 80 %），數個設計地震（475 年回歸期、50 年超越機率約為 10 %），若試體破壞情況許可，則進一步測試最大考量地震（2500 年回歸期、50 年超越機率約為 2 %）。

接著在構架中間兩跨內柱施予定軸力( $0.3f'_cA_g$ )之情況下進行反覆載重試驗，反覆載重可提供構架極限狀態之行為，瞭解塑鉸是否如設計預期產生於梁端與柱底，檢核韌性容量是否滿足設計預期。反覆載重試驗之歷程，將採構架頂部位移控制，以第一振態形式進行反覆載重試驗，位移比依序由 0.25%，0.375%，0.5%，0.75%，1%，1.5%，2%，3%，4%，5%，6%，7%，漸增至 8%，每個 drift 做 3 個迴圈。

最後將構架一樓之油壓千斤頂鎖住，進行二樓柱圍束箍筋用量之測試，測試構架第二樓層採用現行規範[20]所設計之柱箍筋用量於反覆載重作用下，其極限狀態下之行為，位移比依序由 0.25%，0.375%，0.5%，0.75%，1%，1.5%，2%，3%，4%，5%，6%，7%，漸增至 8%，每個 drift 做 3 個迴圈。

### 貳、量測系統

構架試驗進行前必須在適當地位置安裝精準的測量儀器，以了解試體真正的反應，本試驗的量測系統如下：

(a)側向油壓伺服致動器內部 LVDT



本試驗將利用內政部建築研究所內的 200MT Actuator 側向油壓伺服致動器，其 LVDT 之範圍為  $\pm 500\text{mm}$ 。除油壓伺服致動器內部 LVDT 外，本試驗另於第一樓層與第二樓層梁端（與致動器平行之方向）架設四組 LVDT，其 LVDT 之範圍為  $\pm 250\text{mm}$ ，其裝設位置如圖 3-19 所示。

(b) 位移計 (dial gauge)

本試驗共使用 12 個位移計，其裝設位置如圖 3-19 所示。4 個用來量測基礎與強力地板之相對位移。其餘 8 個架設於距基礎頂面高度 160mm 處，並在基礎頂面上設置一金屬片，將位移計探針抵於金屬片所在之平面，以求得柱底與基礎之曲率與轉角。

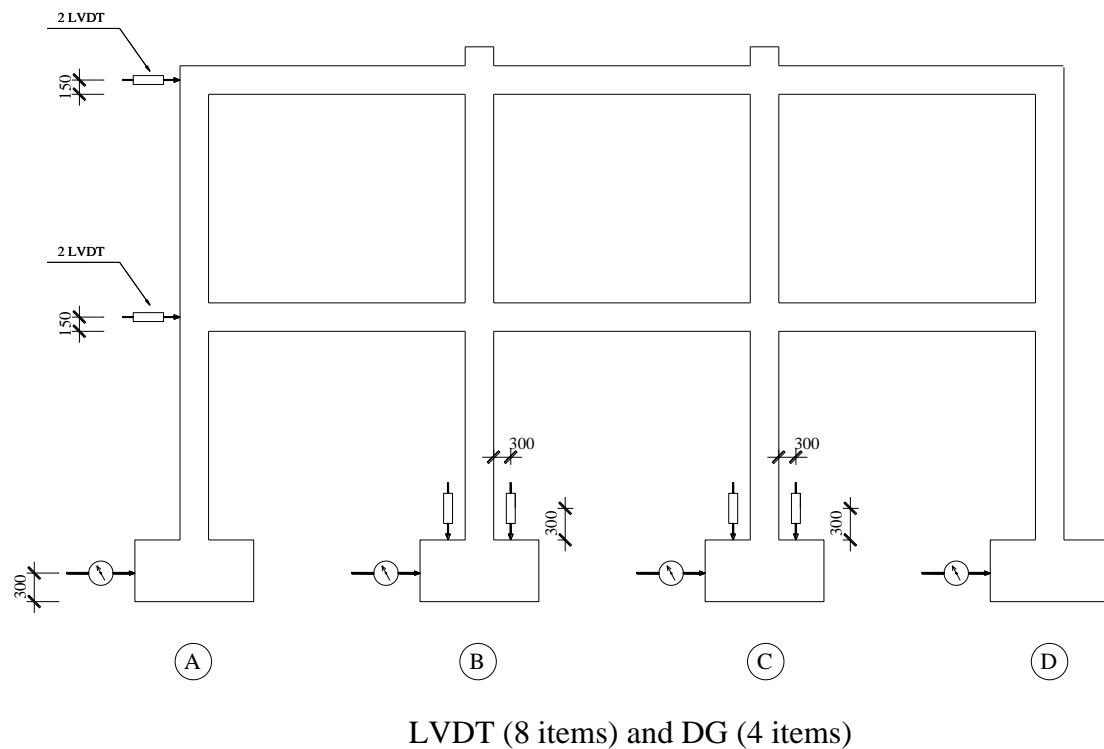


圖 3-19 LVDT 與位移計裝設位置示意圖

(資料來源：本研究繪製)

(c) 角度計 (rotation gauge)

本試驗共使用 28 個角度計，柱頂角度計之佈設採距離梁柱交界面起算往下一個柱斷面深度「 $d=300\text{mm}$ 」，柱底角度計之佈設採距離梁柱交界面起算往上一個柱斷面深度「 $d=300\text{mm}$ 」。一樓柱基礎假設其不會產旋轉與側移，其角度計架設由基礎面往上起算一個柱斷面深度「 $d=300\text{mm}$ 」，佈設位置如圖 3-20 所示。

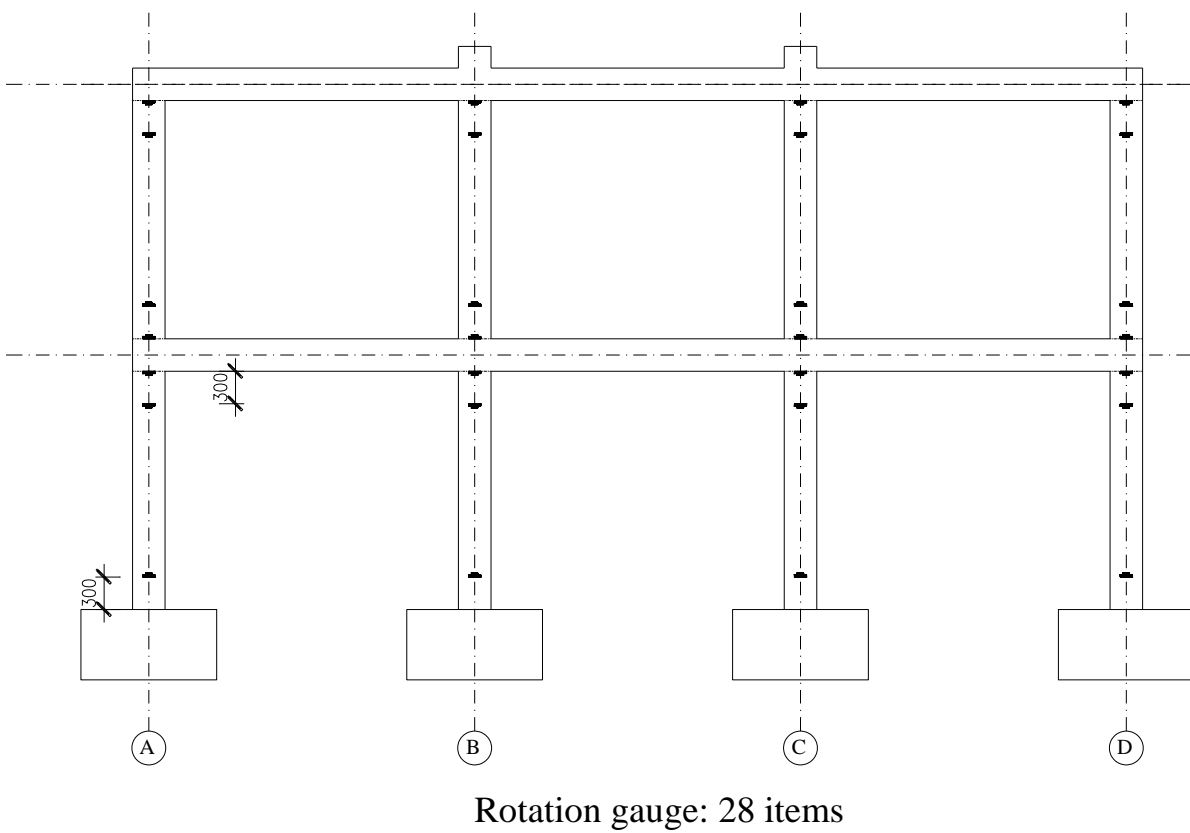


圖 3-20 角度計裝設位置示意圖

(資料來源：本研究繪製)

## 第四章 實驗結果討論與分析

### 第一節 試體材料強度試驗

本構架試體灌漿當天製作 9 組混凝土圓柱抗壓試體，混凝土上方以保鮮膜密封方式養護圓柱試體，並且在載重試驗開始前，於 9 天、17 天與 28 天齡期各進行兩組抗壓試驗，以量測其強度之變化，而在試驗當天進行 3 組圓柱試體之抗壓試驗，於試驗前先將圓柱試體兩平面以石膏蓋平，其加載與破壞情形如圖 4-1 所示。目前各別測試之強度如表 4-1 所示。



圖 4-1 混凝土圓柱試體加載與破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)

表 4-1 混凝土於各齡期之強度

|        | 齡期(天) | 平均強度(MPa) |
|--------|-------|-----------|
| 基礎混凝土  | 9     | 28.06     |
|        | 17    | 30.52     |
|        | 28    | 33.35     |
| 一樓柱混凝土 | 9     | 21.25     |
|        | 17    | 26.13     |
|        | 28    | 28.82     |
| 二樓柱混凝土 | 9     | 30.27     |
|        | 17    | 33.61     |
|        | 28    | 37.53     |

(資料來源：本研究整理)

本構架梁與柱鋼筋號數僅使用#3與#4兩種鋼筋，其拉力試驗之量測系統與量測方式與鋼板之拉力試驗相同，量測所得之強度如表4-2所示。在試體製作時，本研究委託廠商將試體鋼柱與鋼梁之翼板和腹板取同批鋼材，加工製作成拉力試片各兩組做拉力試驗，其量測系統與量測方式如圖4-2所示，鋼材試片破壞情形如圖4-3所示，拉力試驗量測所得之強度如表4-3所示。

表 4-2 鋼筋抗拉強度

| 鋼筋號數 | $f_y$ (MPa) | $f_u$ (MPa) |
|------|-------------|-------------|
| #3   | 480.53      | 693.84      |
| #4   | 463.90      | 659.21      |

(資料來源：本研究整理)



圖 4-2 鋼材拉力試片量測系統與量測方式

(資料來源：本研究拍攝)

表 4-3 鋼材抗拉強度

| 試題編號             | 厚度(mm) | 規格   | Fy (MPa) | Fu (MPa) | 伸長率 (%) |
|------------------|--------|------|----------|----------|---------|
| footing 15mm     | 15     | A36  | 413.2    | 542.1    | 0.27    |
| footing 9mm      | 9      | A36  | 448.8    | 535.5    | 0.25    |
| A572 6mm         | 6      | A572 | 425.4    | 524.4    | 0.21    |
| A572 8mm         | 8      | A572 | 407.5    | 507.0    | 0.23    |
| A572 9mm         | 9      | A572 | 406.1    | 513.4    | 0.24    |
| H175x90 web-1    | 5      | A36  | 382.6    | 491.9    | 0.32    |
| H175x90 web-2    | 5      | A36  | 387.0    | 499.7    | 0.29    |
| H175x90 flange-1 | 7      | A36  | 368.6    | 511.7    | 0.29    |
| H175x90 flange-2 | 7      | A36  | 373.5    | 510.7    | 0.27    |
| H150x75 web-1    | 5      | A36  | 353.5    | 460.9    | 0.30    |
| H150x75 web-2    | 5      | A36  | 365.5    | 470.8    | 0.28    |
| H150x75 flange-1 | 7      | A36  | 341.5    | 470.6    | 0.27    |
| H150x75 flange-2 | 7      | A36  | 337.0    | 464.4    | 0.24    |

(資料來源：本研究整理)



梁腹板



梁翼板



柱翼板與腹板

圖 4-3 鋼材拉力試片破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)

## 第二節 試驗過程與紀錄

構架試體沿著油壓致動器推力(push)方向定義為「East」，拉力(pull)方向定義為「West」。試體頂樓 Actuator 採位移控制，二樓 Actuator 則採力量控制，其輸入之力量值為頂樓 Actuator 力量的 0.5 倍。開始之前，先於側撐住與夾具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。接著啟動定軸力系統，待系統加載至目標軸力( $0.3f'_cA_g$ )並保持定值後，本次構架實驗開始執行測試。

### 壹、擬動態試驗

試驗開始前，本團隊先利用分析軟體 RSPMatch2005 將台北盆地 TAP021 測站所量測到 921 集集大地震之地表加速度歷時對此構架試體做動力分析，並調整 PGA 之大小，使期滿足中小地震以及設計地震 (PGA=0.24G) 之最大地表加速度等級，調整過後之中小地震之譜加速度  $S_a = 0.175g$ ，最大地表加速度 PGA = 0.07g，設計地震之譜加速度  $S_a = 0.6g$ ，最大地表加速度 PGA = 0.24g，跟據台灣耐震設計規範計算求得構架試體基本週期  $T = 1.05$  秒，詳細計算結果如附錄 A 所示。測站 TAP021 所紀錄之集集地震地表加速度歷時與調整過後之地表加速度歷時，如圖 4-4 所示。再以另一套分析軟體 Bispec 對調整過後之地表加速度歷時做反應譜分析，其分析結果如圖 4-5 所示。

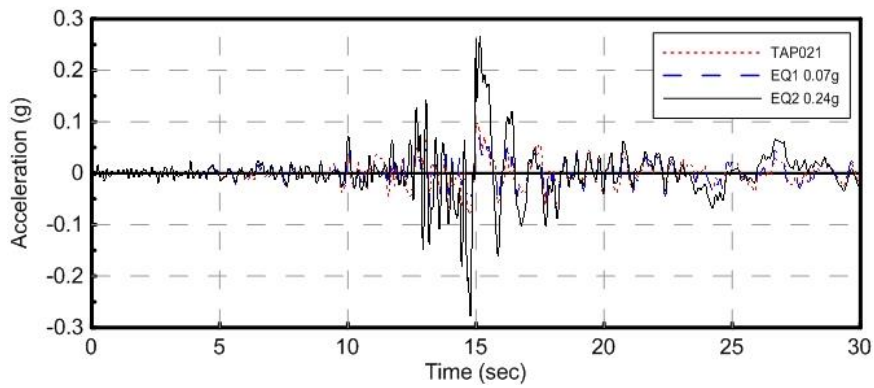


圖 4-4 測站 TAP021 量測與調整過後之地表加速度歷時圖

(資料來源：本研究繪製)

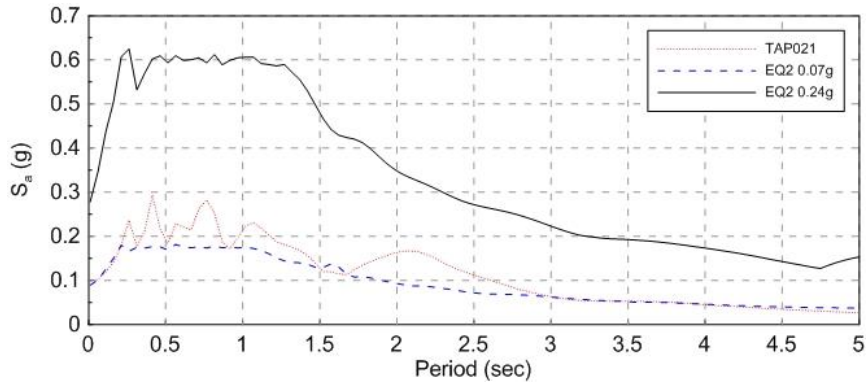


圖 4-5 測站 TAP021 與調整過後之地表加速度反應譜

(資料來源：本研究繪製)

接著對構架試體進行自由振動試驗，目的在於求得此構架試體真實之阻尼比，經計算後求得阻尼比為 6.28%，其計算阻尼比之公式如下：

$$\zeta = \frac{\delta}{\sqrt{(2\pi)^2 + \delta^2}}$$

其中  $\delta = \ln \frac{x_1}{x_2}$  ( $x_1, x_2$  如圖 4-6 所示)



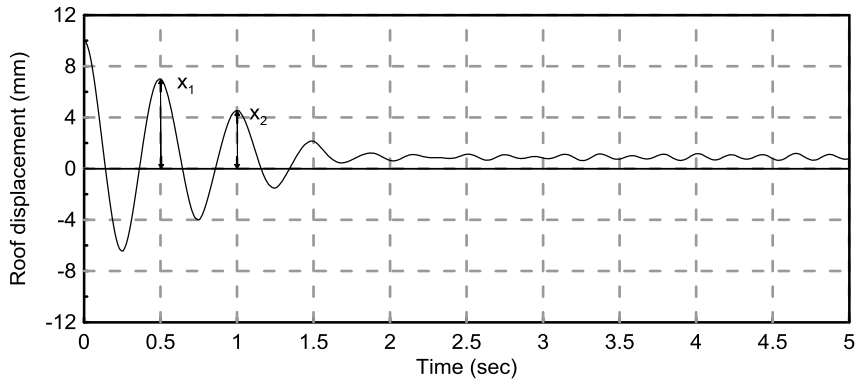


圖 4-6 自由振動下之整體構架總位移歷時圖

(資料來源：本研究繪製)

中小地震：開始測試中小度地震對整體構架之反應，輸入先前已調整過後之中小地震之譜加速度  $S_a = 0.175g$ ，最大地表加速度  $PGA = 0.07g$ ，在此中小地震作用下，樓頂產生之最大位移為  $-13mm$  和  $13.9mm$ ，第一樓層與第二樓層層間位移比(Drift)分別為  $-0.27\%$  和  $0.29\%$ ，對應之基底剪力分別為  $-172.3kN$  和  $185.2kN$ 。由樓層總位移與基底剪力之遲滯迴圈可知，構架試體在此中小度地震作用下仍然處於彈性範圍內，如圖 4-7 所示。其各樓層柱裂縫產生情況如圖 4-8 和圖 4-9 所示。

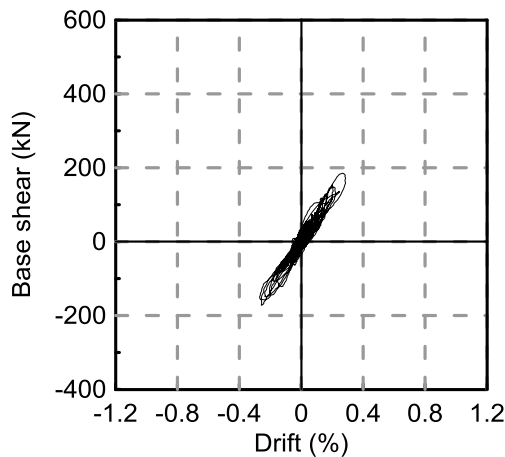
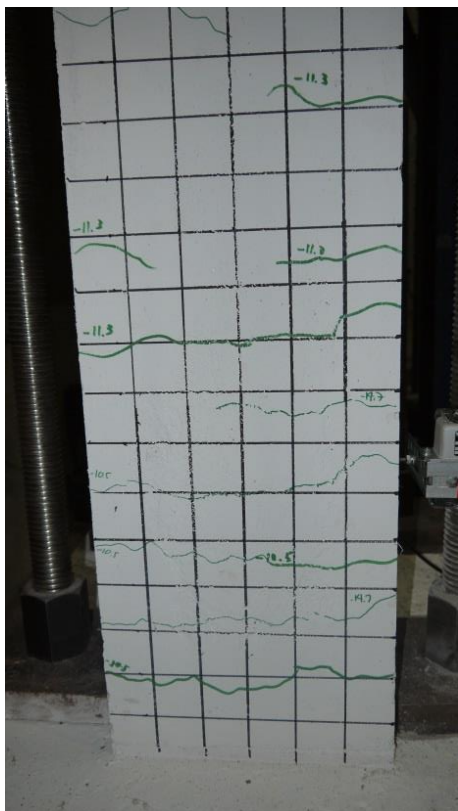
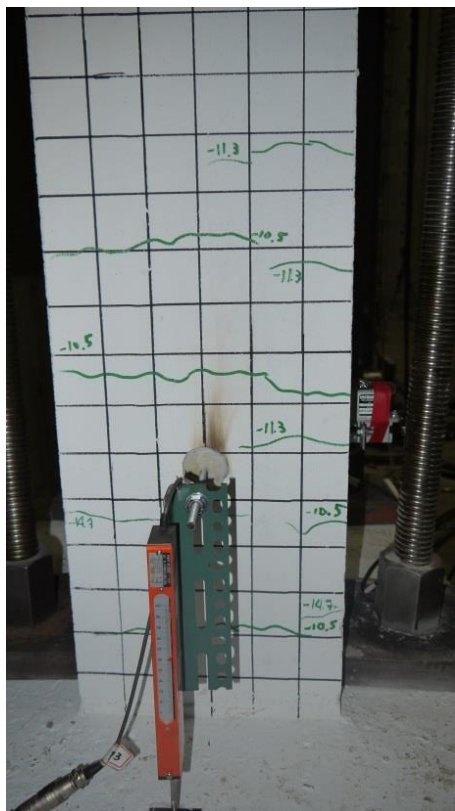


圖 4-7 中小地震作用下基底剪力與樓層總位移之遲滯迴圈圖

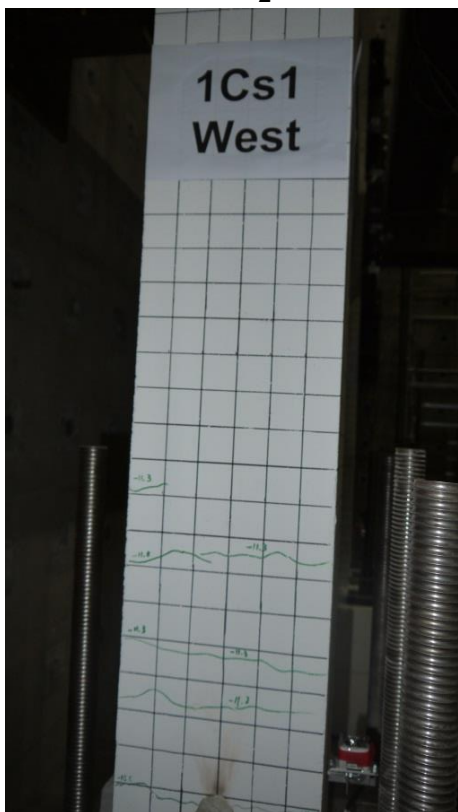
(資料來源：本研究繪製)



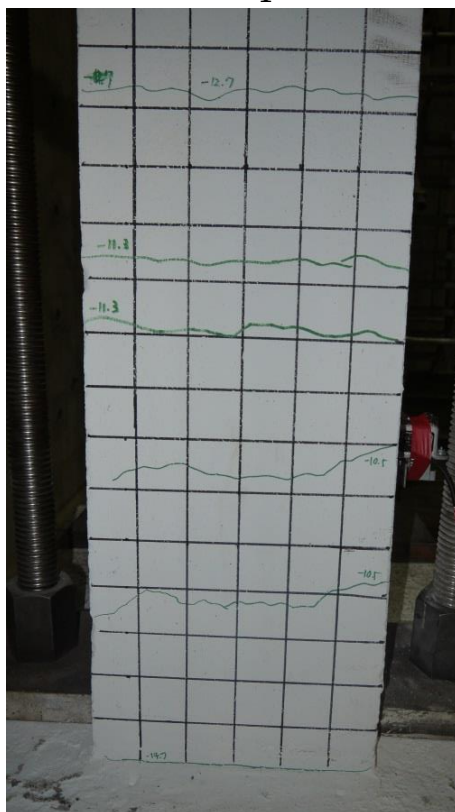
1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



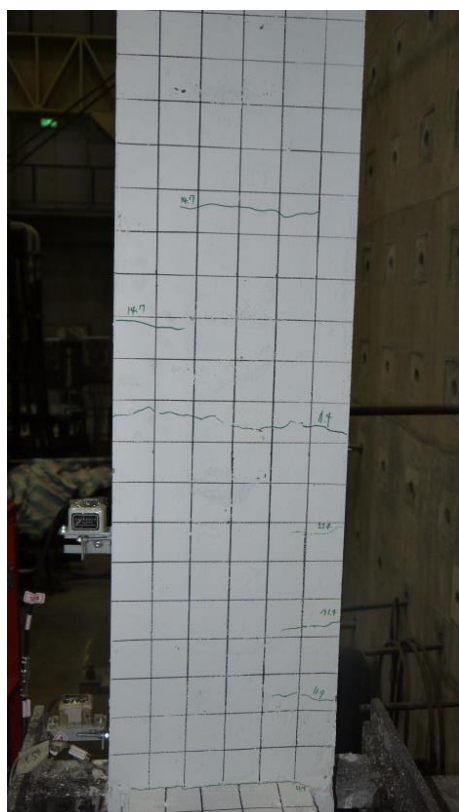
1Cs<sub>1</sub>



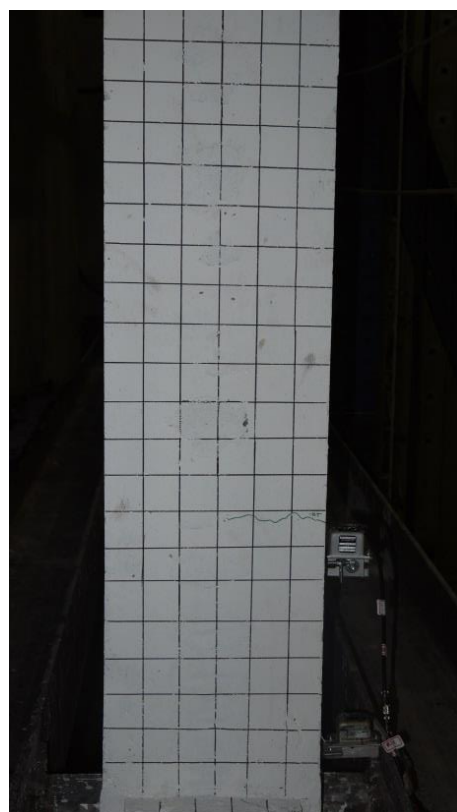
1Cs<sub>2</sub>

圖 4-8 中小度地震作用下於第一樓層柱之裂縫情況

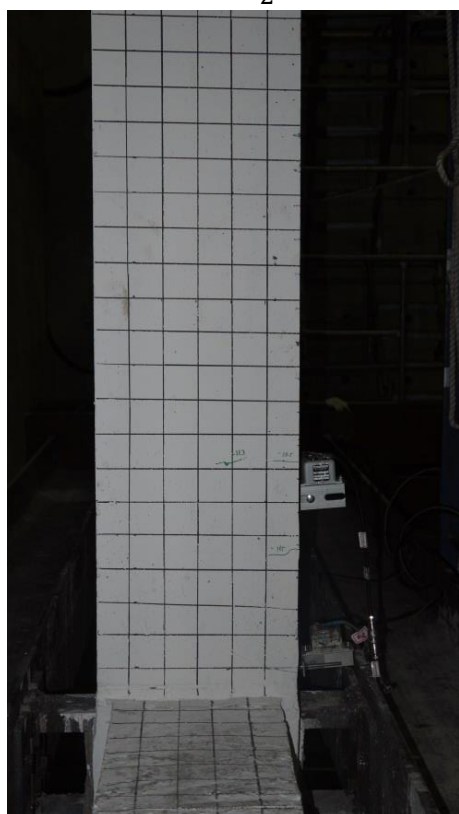
(資料來源：本研究拍攝)



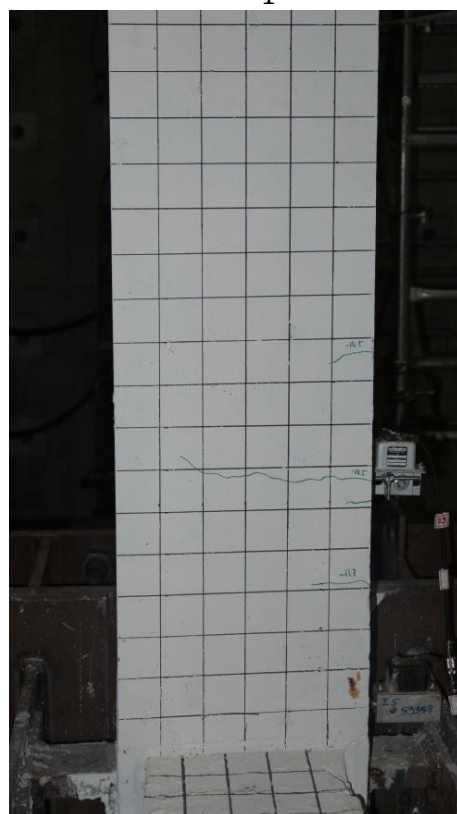
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>



2Cs<sub>2</sub>

圖 4-9 中小地震作用下於第二樓層柱之裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)

**設計地震：**接著測試設計地震對整體構架之反應，輸入設計地震之譜加速度  $S_a = 0.6g$ ，最大地表加速度  $PGA = 0.24g$ ，構架在此設計地震作用下，樓頂產生之最大位移為  $-34.7mm$  和  $49.5mm$ ，第一樓層與第二樓層層間位移比(Drift)分別為  $-0.71\%$  和  $1.0\%$ ，對應之基底剪力分別為  $-372.7kN$  和  $567.8kN$ 。由樓層總位移與基底剪力之遲滯迴圈可知，構架試體在此設計地震作用下雖然位移比有達到  $1\%$ ，但可觀察出其行為仍然處於彈性範圍內，如圖 4-7 所示。其各樓層柱裂縫數量增加，如圖 4-11 和圖 4-12 所示。

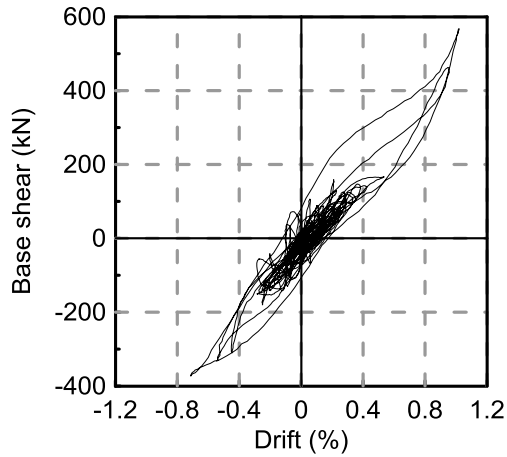
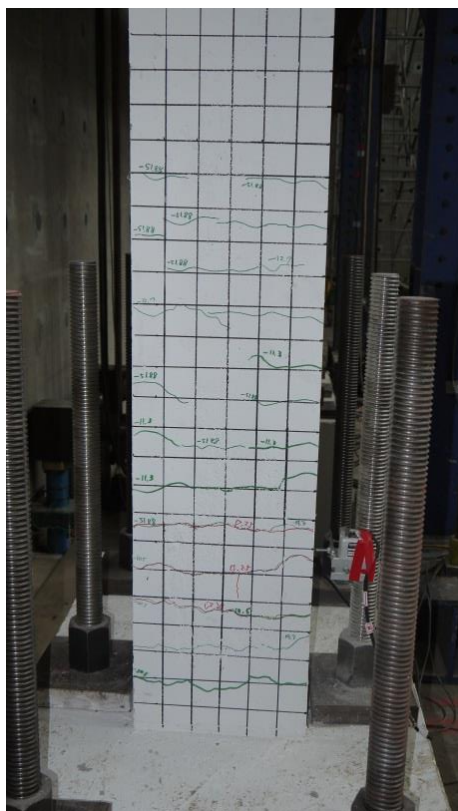
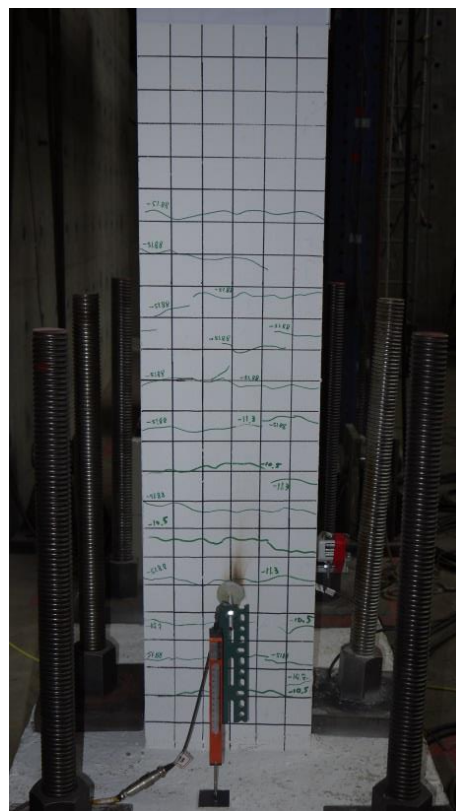


圖 4-10 設計地震作用下基底剪力與樓層總位移之遲滯迴圈圖

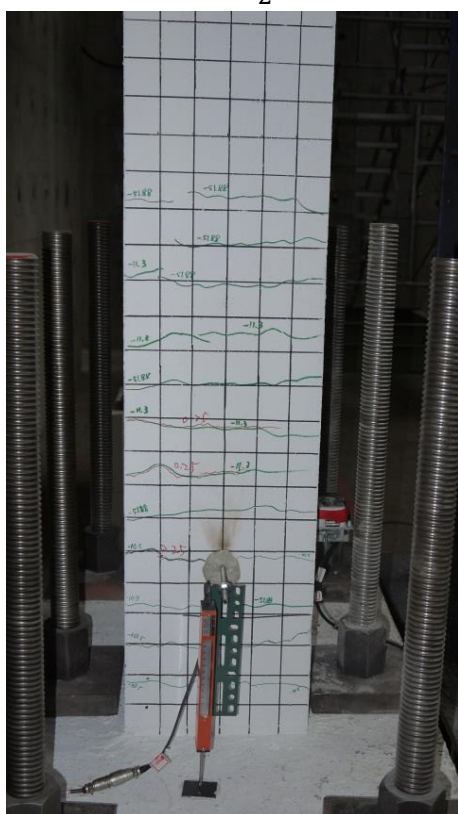
(資料來源：本研究繪製)



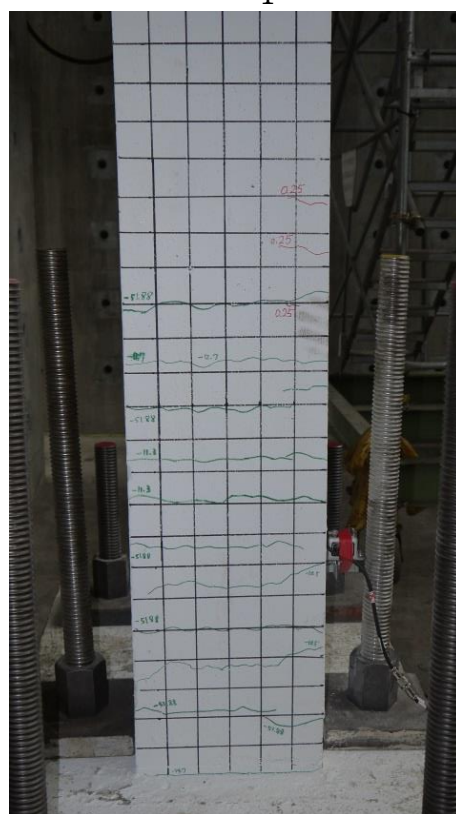
1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



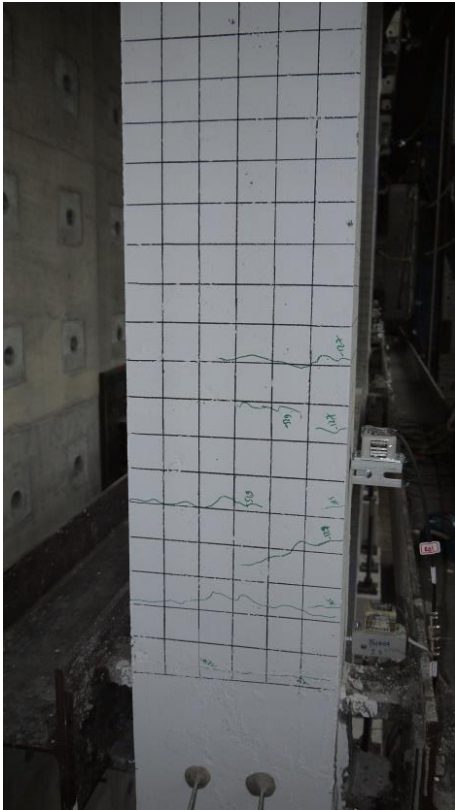
1Cs<sub>1</sub>



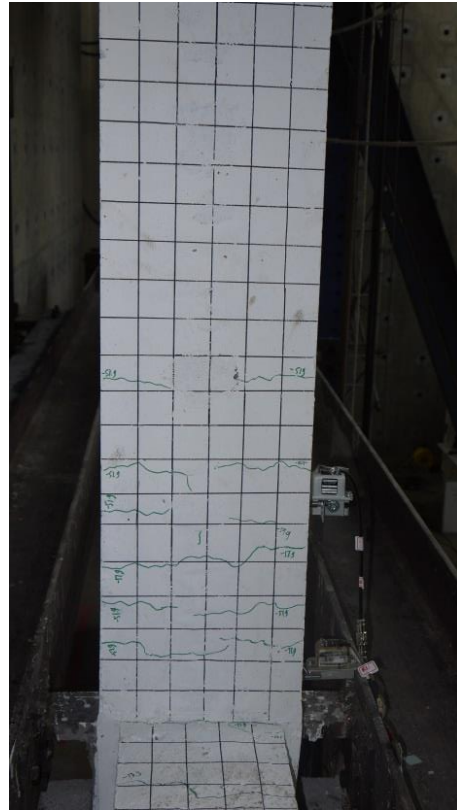
1Cs<sub>2</sub>

圖 4-11 設計地震作用下於第一樓層柱之裂縫情況

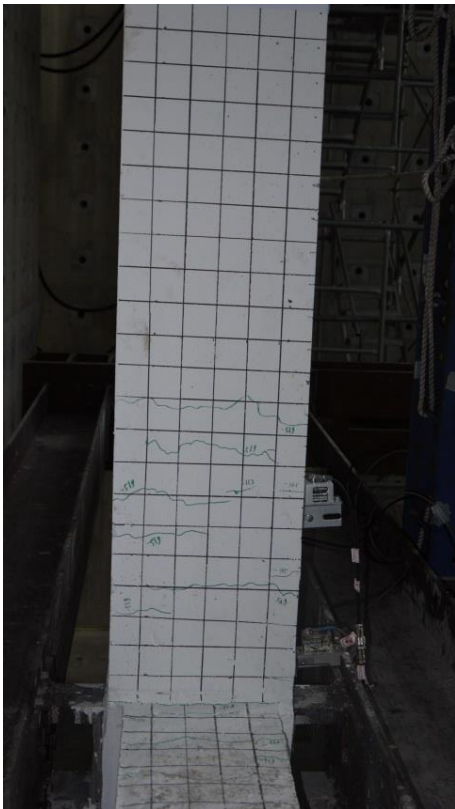
(資料來源：本研究拍攝)



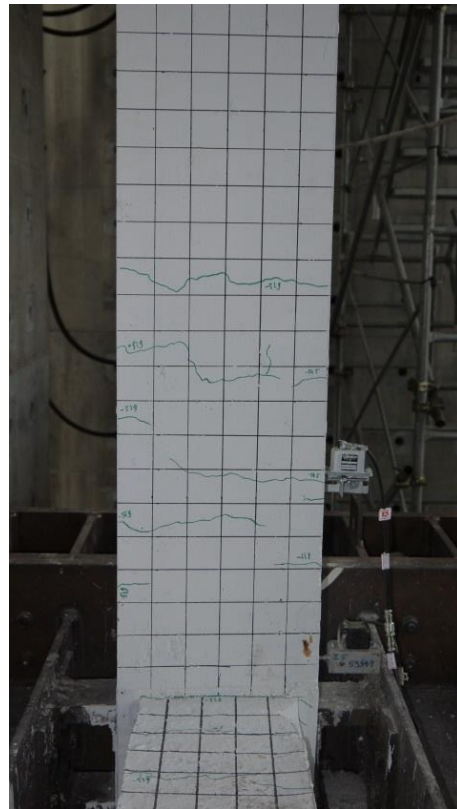
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>



2Cs<sub>2</sub>

圖 4-12 設計地震作用下於第二樓層柱之裂縫情況

(資料來源：本研究拍攝)

## 貳、整體構架反覆載重試驗

位移比 0.25%~0.75%：僅柱編號 1Cs<sub>2</sub> 與 1Cd<sub>2</sub> 產生些許裂縫，其餘各柱均無明顯裂縫產生。

位移比 1%：由於先前已進行過 中小度地震 (PGA=0.07g) 與設計地震 (PGA=0.24g) 等擬動態試驗，試體各柱已產生微小裂縫。因此第一樓層各柱柱底之裂縫由先前擬動態試驗所產生之裂縫向外延伸，如圖 E-14 所示。一樓與二樓各柱柱頂則開始有水平裂縫產生，如圖 4-13 所示。

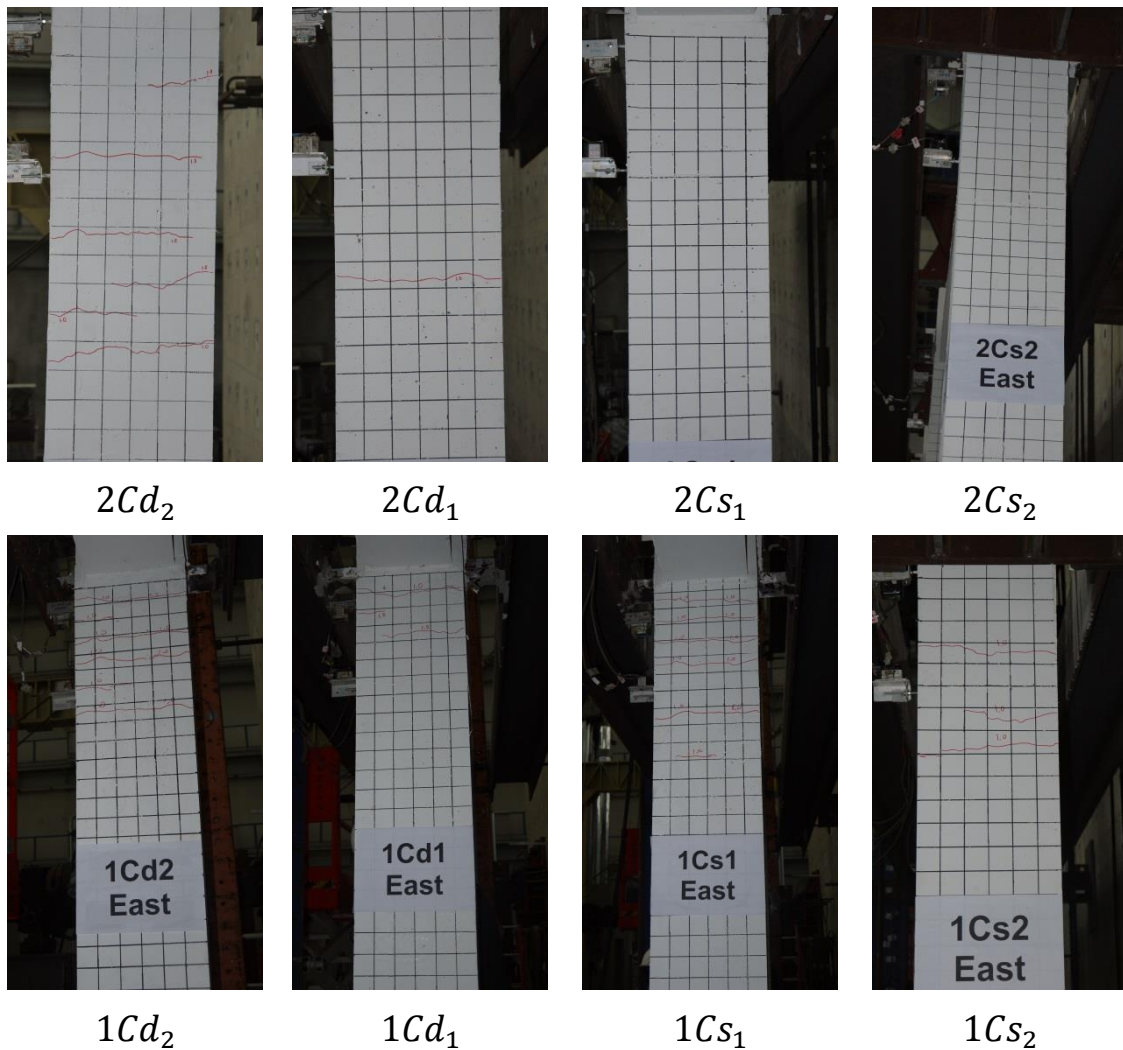


圖 4-13 試體各柱於位移比 1% 時柱頂產生水平裂縫之情形

(資料來源：本研究拍攝)

位移比 1.5%：第一樓層各柱柱底裂縫繼續延伸擴張，第二樓層各柱裂縫則無明顯成長。

位移比 2.0%：第一樓層柱底與基礎界面產生較大之水平裂縫，第一樓層柱中間部分開始有垂直裂縫產生，如圖 4-14 所示，第二樓層各柱裂縫則無明顯成長。

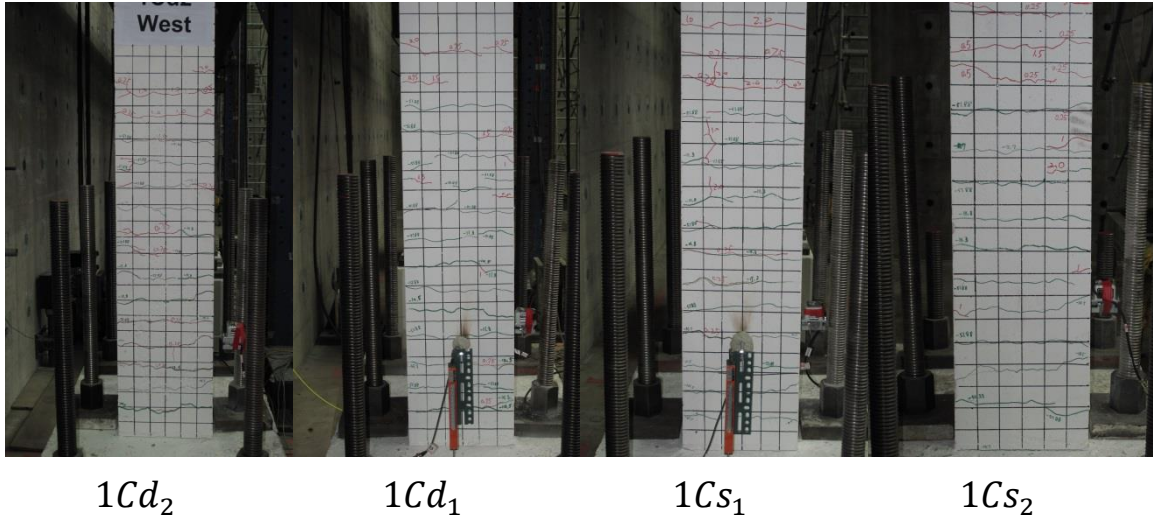


圖 4-14 試體第一樓層各柱於位移比 2%時柱底產生垂直裂縫之情形

(資料來源：本研究拍攝)

位移比 3.0%：第一樓層柱底垂直裂縫數量明顯增加，混凝土開始剝落，如圖 4-15 所示。第二樓層柱頂部分之水平裂縫數量與位移比 1% 時相比有明顯地增加且裂縫有往垂直方向成長之趨勢，如圖 4-16 所示。

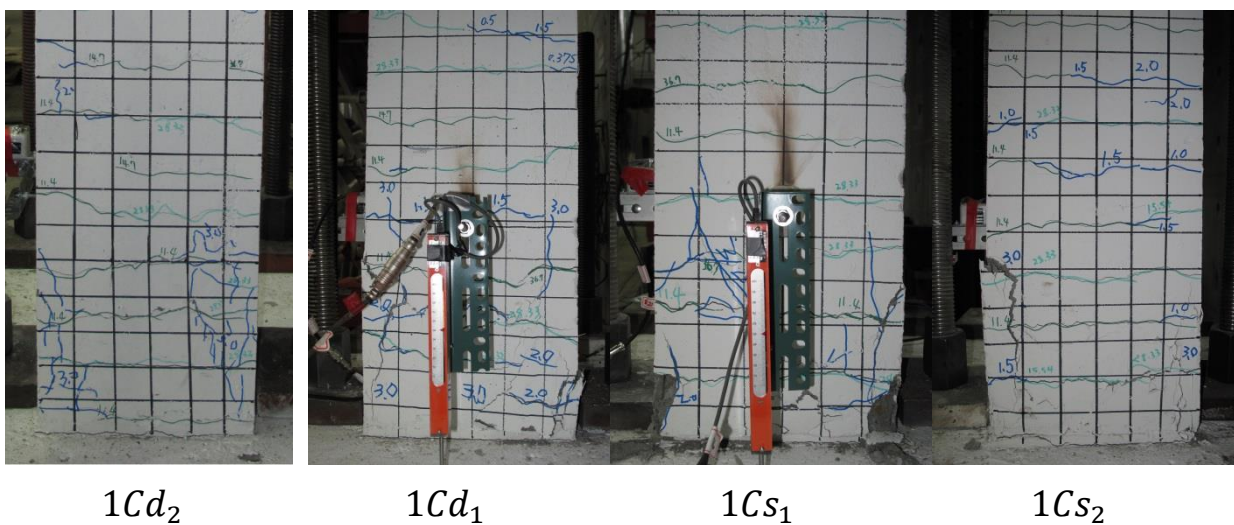


圖 4-15 試體第一樓層各柱於位移比 3%時柱底混凝土剝落之情形

(資料來源：本研究拍攝)



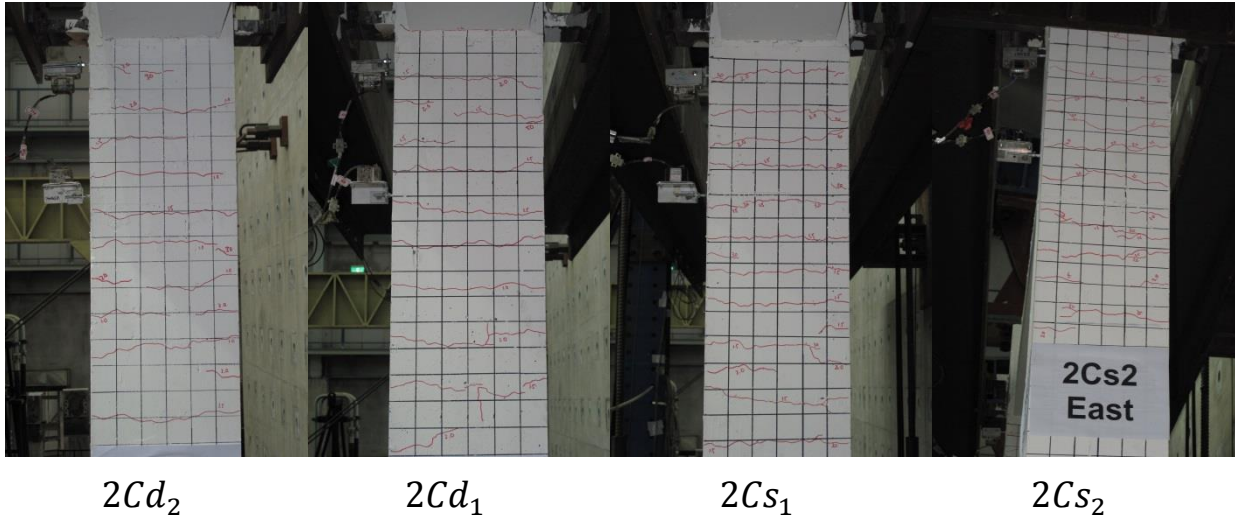


圖 4-16 試體第二樓層各柱於位移比 3% 時柱頂水平裂縫增加之情形

(資料來源：本研究拍攝)

位移比 4.0%：第一樓層柱底混凝土剝落面積加大，如圖 E-32 所示。梁編號 2B1、2B2 與 2B3 之梁頂靠近梁柱交界面之混凝土明顯開裂，其梁底亦有開裂現象但不明顯，如圖 4-17 所示。

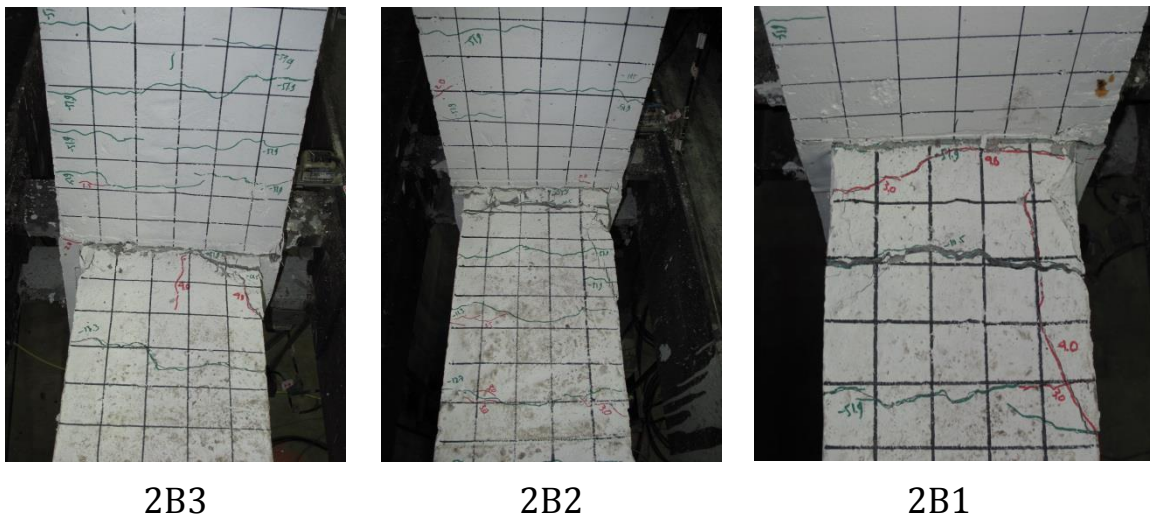


圖 4-17 試體第二樓層各梁於位移比 4% 時梁頂混凝土開裂之情形

(資料來源：本研究拍攝)

位移比 5.0%：第一樓層柱底混凝土剝落情況情況加劇，尤其是柱角剝落情況較為嚴重，如圖 E-36 所示。梁編號 2B1、2B2 與 2B3 之梁底靠近梁柱交界面之混凝土開始產生剝落，如圖 4-18 所示，此時梁編號 RB1、RB2 與 RB3 梁底之混凝土亦產生開裂。第二樓層柱編號 2Cd<sub>1</sub> 與 2Cs<sub>1</sub> 柱頂混凝土

開始剝落並且有大量之垂直裂縫產生，研判應是  $0.3f'_cA_g$  軸力之影響開始介入，如圖 4-19 所示。

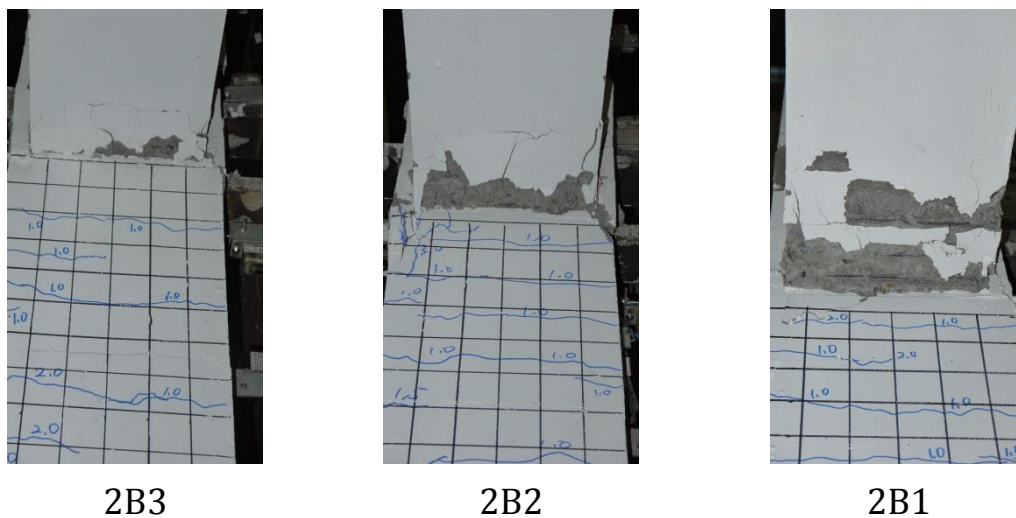


圖 4-18 試體第二樓層各梁於位移比 5% 時梁底混凝土開裂之情形

(資料來源：本研究拍攝)

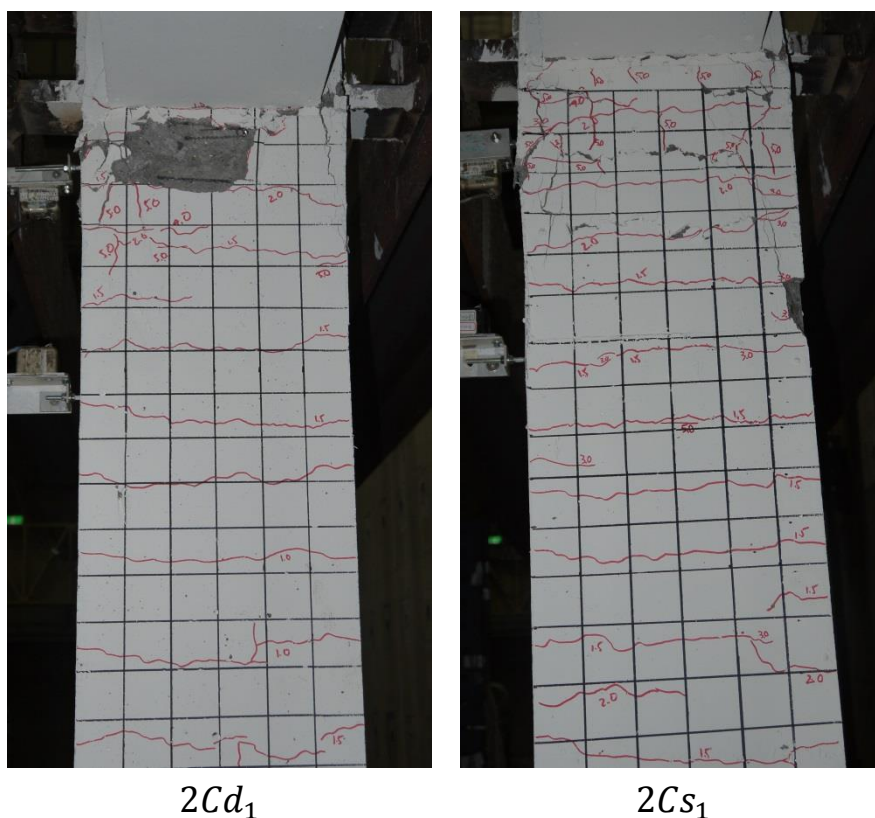


圖 4-19 柱編號  $2Cd_1$  與  $2Cs_1$  於位移比 5% 時柱頂混凝土剝落之情形

(資料來源：本研究拍攝)

位移比 6.0%：第一樓層柱底混凝土剝落情嚴重，其中柱編號  $1Cd_2$  柱

底已可清楚看見鋼骨翼板，如圖 4- 20 所示。梁編號 2B3 主筋之錨定塊有開始往混凝土面推擠之趨勢且梁編號 2B3 梁頂之主筋已產生挫屈，如圖 4- 21 所示。

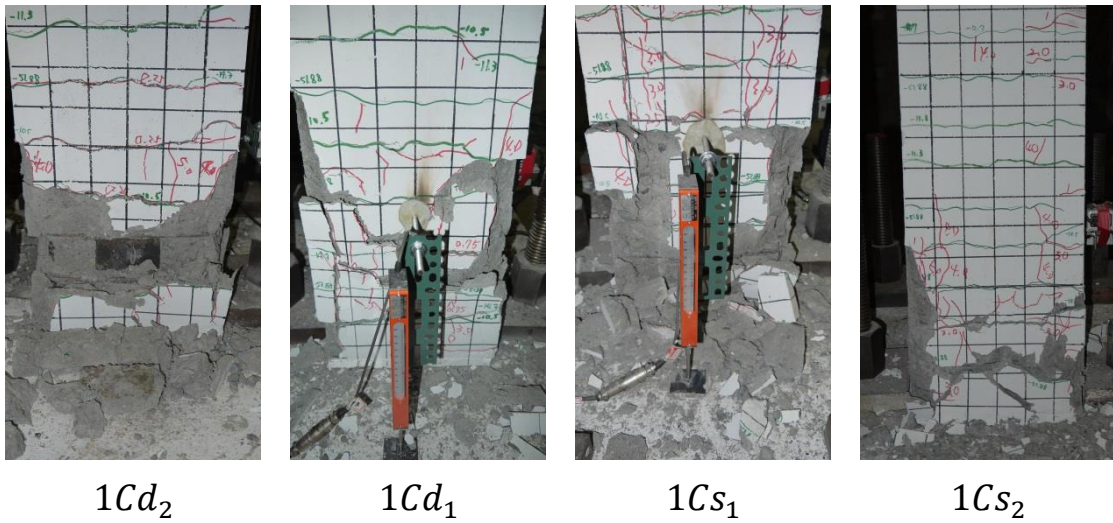


圖 4- 20 試體第一樓層各柱於位移比 6% 時柱底混凝土剝落之情形

(資料來源：本研究拍攝)



圖 4- 21 梁編號 2B3 於位移比 6% 時梁頂壓力筋產生挫屈之情形

(資料來源：本研究拍攝)

位移比 7.0%：第一樓層柱底混凝土持續剝落，第二樓層柱編號 2Cd<sub>1</sub> 與 2Cs<sub>1</sub> 柱之頂柱頂混凝土產生大面積的剝落，如圖 4- 22 所示。梁編號 2B3 主筋之錨定塊已將表面混凝土推擠產生剝落，如所示。梁編號 2B1、2B2 與 2B3 梁頂靠近梁柱接頭之混凝土塊皆有向上拱起之現象，估計是梁頂壓力筋已

產生挫屈。

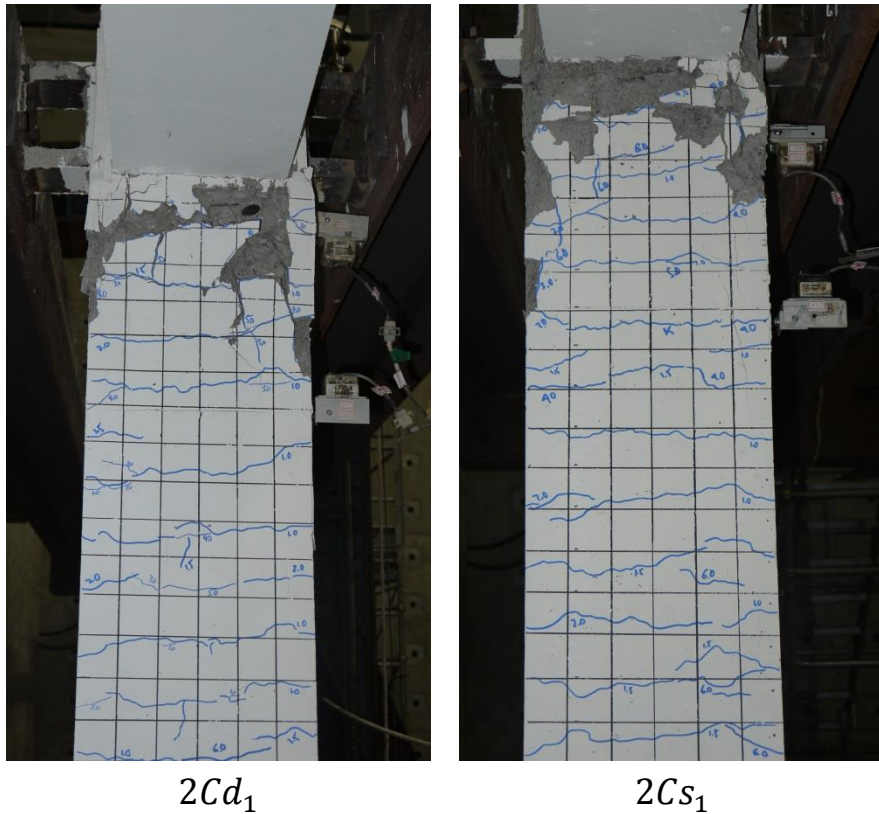


圖 4-22 柱編號 $2Cd_1$ 與 $2Cs_1$ 於位移比 7%時柱頂混凝土大面積剝落之情形

(資料來源：本研究拍攝)

位移比 8.0%：第一樓層柱底主筋挫屈並且斷裂，其中柱編號 $1Cd_2$ 柱底鋼骨翼板亦有挫曲情形發生，如圖 4-23 所示。第二樓柱頂混凝土剝落情況加劇，但柱底並無混凝土剝落之情況發生，推測原因為二樓各梁端已產生塑絞，絕大部分之轉角於梁端產生，造成第二樓層柱底沒有明顯破壞之情況。梁編號 RB3 之梁底主筋產生斷裂，如圖 4-24 所示，推測原因為梁 RB3 僅與第二樓層邊柱 $2Cd_2$ 相接合，此種接合之情況所提供梁柱接頭良好之束制有限，反觀柱 $2Cd_1$ 與 $2Cs_1$ 之梁柱接頭兩邊皆有梁能提供良好之束制條件，可有效地限制其變形。至於梁編號 RB1 之梁底為何沒有發生主筋斷裂之情形，推測原因為第二樓層邊柱 $2Cs_2$ 雖僅與梁 RB1 相接合，但在梁柱接頭另一方向上卻有著 200MT Actuator 側向油壓伺服致動器施與拉力與壓力，無形之中此股拉力與壓力對於梁柱接頭亦產生束制的效果，因此梁編號 RB1 之梁底並

沒有發生主筋斷裂之情形。由於現場 200MT Actuator 側向油壓伺服致動器之容量問題，位移比 8% 已達 Actuator 之極限，實驗終止，此時力量已下降至 584.14kN，強度降至 75%。構架試體整體反覆載重試驗結束後之細部照片如 附錄 E 整體構架反覆載重試驗於各階段之照片所示。



1Cd<sub>2</sub>

1Cd<sub>1</sub>

1Cs<sub>1</sub>

1Cs<sub>2</sub>

圖 4-23 試體第一樓層各柱於位移比 8% 時柱底主筋挫屈與斷裂之情形

(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-24 梁編號 RB3 於位移比 8% 時梁底主筋產生斷裂之情形

(資料來源：本研究拍攝)

### 參、第二樓層構架反覆載重試驗

因先前整體構架之反覆載重試驗造成試體產生過大之永久位移，因此本團隊先將構架試體推回接近零位移並且力量也必須接近零之狀態。為避免試體破壞造成量測儀器損傷，本研究團隊先將第一樓層柱所架設之量測儀器拆除後，再將構架一樓之 200MT Actuator 側向油壓伺服致動器鎖住，限制其不得產生位移，待一切準備就緒後，開始進行第二樓層之反覆載重試驗。

**位移比 0.25%：**柱編號 2Cs<sub>2</sub> 柱頂與梁編號 RB1 交界面下方出現一道大裂縫，此裂縫之型式與先前整體構架反覆載重試驗時，梁編號 RB3 於位移比 8% 時梁底主筋斷裂時所產生之裂縫相似，如圖 4-25 所示。2Cs<sub>1</sub> 柱頂之箍筋因軸力持續作用造成混凝土剝落以及主筋挫屈，已無法提供良好圍束而產生斷裂，如圖 4-26 所示。

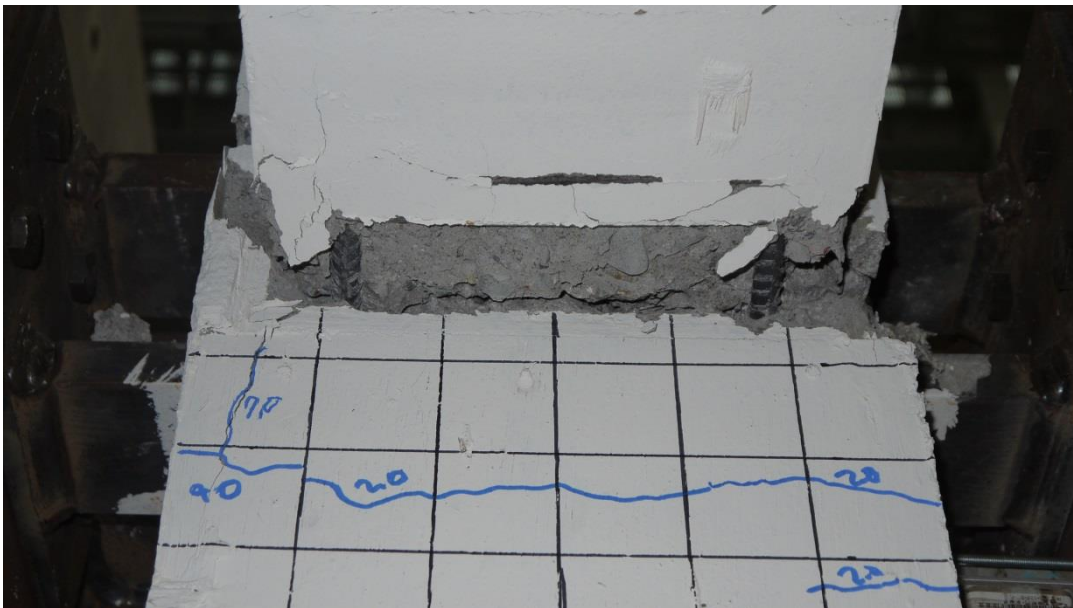


圖 4-25 梁 RB1 與柱 2Cs<sub>2</sub> 交界面下方於位移比 0.25% 時產生大裂縫  
(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-26 柱編號 $2C_{s1}$ 於位移比 0.25%時柱頂箍筋斷裂情形

(資料來源：本研究拍攝)

位移比 0.375：柱編號 $2C_{s1}$ 與 $2C_{d1}$ 之柱頂混凝土持續剝落，其餘各柱與梁構件並無其它明顯之變化。

位移比 0.5%：梁編號 RB1 頂部混凝土出現寬度較大之裂縫，如圖 4-27 所示。

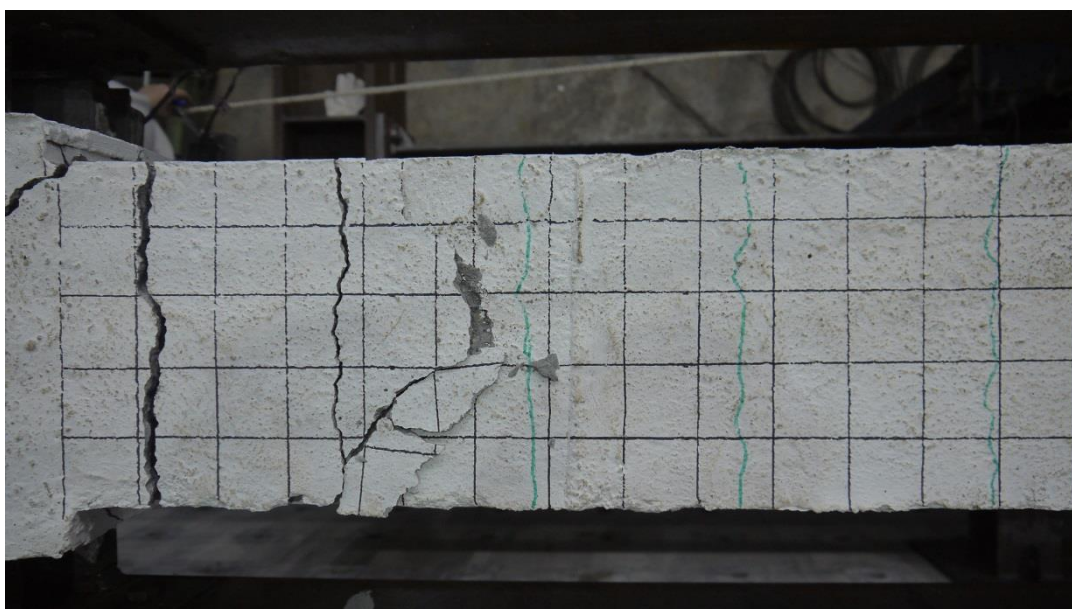


圖 4-27 梁 RB1 於位移比 0.5%時頂部出現大裂縫之情形

(資料來源：本研究拍攝)

**位移比 1%：**柱編號  $2Cs_1$  與  $2Cd_1$  之柱頂混凝土剝落情況與位移比 0.5% 時相比無明顯變化，但柱頂垂直裂縫往下延伸，其餘各柱之柱頂與柱底並無其它明顯之變化。

**位移比 1.5%：**第二樓層各柱之柱頂與柱頂裂縫數量增加，如圖 F-6 與圖 F-7 所示。

**位移比 2.0%：**柱編號  $2Cd_1$  之柱頂主筋因承壓產生挫屈，其鋼骨翼板亦有稍微挫屈之情況產生，如圖 4-28 所示。梁編號 RB3 與柱編號  $2Cd_2$  界面分離，裂縫寬度目測已達 4mm，如圖 4-29 所示。



圖 4-28 柱編號  $2Cd_1$  之柱頂主筋與鋼骨翼板產生挫屈之情形

(資料來源：本研究拍攝)





圖 4-29 梁 RB3 與柱 2Cd<sub>2</sub> 交界面之分離情形

(資料來源：本研究拍攝)

位移比 3.0%：柱編號 2Cd<sub>1</sub> 與 2Cs<sub>1</sub> 之柱頂混凝土剝落情況加劇，其中柱編號 2Cd<sub>1</sub> 柱頂主筋斷裂，如所示。

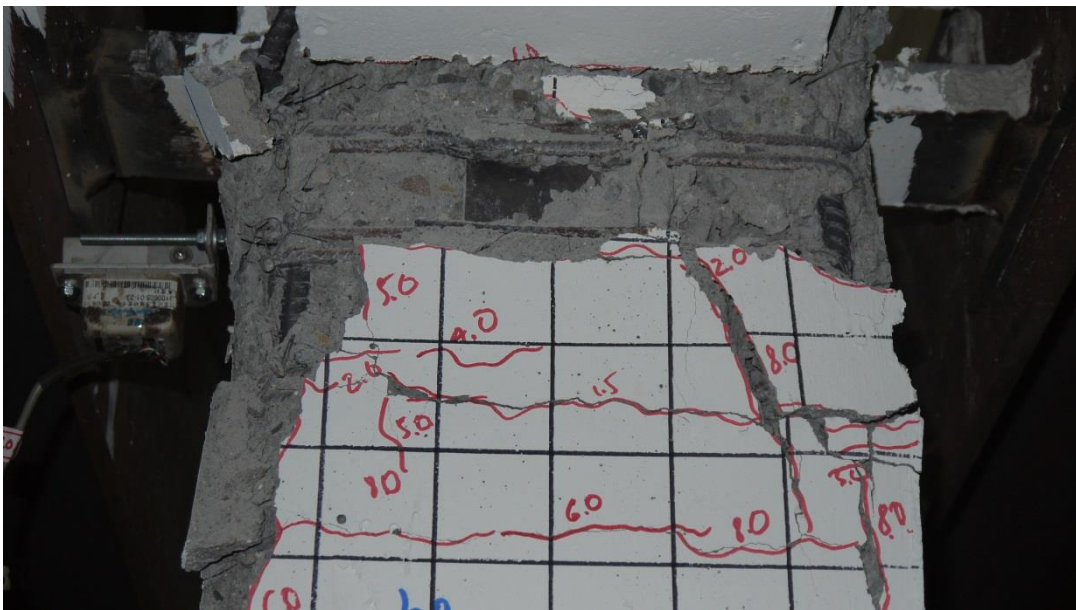


圖 4-30 柱編號 2Cd<sub>1</sub> 之柱頂主筋斷裂情形

(資料來源：本研究拍攝)

位移比 4.0%：梁編號 RB3 之梁頂與柱 2Cd<sub>2</sub> 頂混凝土因擠壓而產生隆起現象，如圖 4-31 所示。



圖 4-31 梁 RB3 之頂部與柱 2Cd<sub>2</sub> 柱頂混凝土隆起情形

(資料來源：本研究拍攝)

位移比 5.0%：第二樓層各柱裂縫由兩端往中心持續成長，中央兩內柱 2Cd<sub>1</sub> 與 2Cs<sub>1</sub> 之柱頂混凝土剝落情況並無顯著成長。

位移比 6.0%：柱編號 2Cs<sub>1</sub> 因先前圍束箍筋斷裂導致主筋挫屈情況加劇，其中有一根主筋發生斷裂情況，如圖 4-32 所示。



圖 4-32 柱編號 2Cs<sub>1</sub> 主筋於位移比 6% 時之挫屈情形

(資料來源：本研究拍攝)

位移比 7.0%：柱編號  $2Cs_1$  與  $2Cs_2$  柱底混凝土開始產生剝落，如圖 4-33 所示。

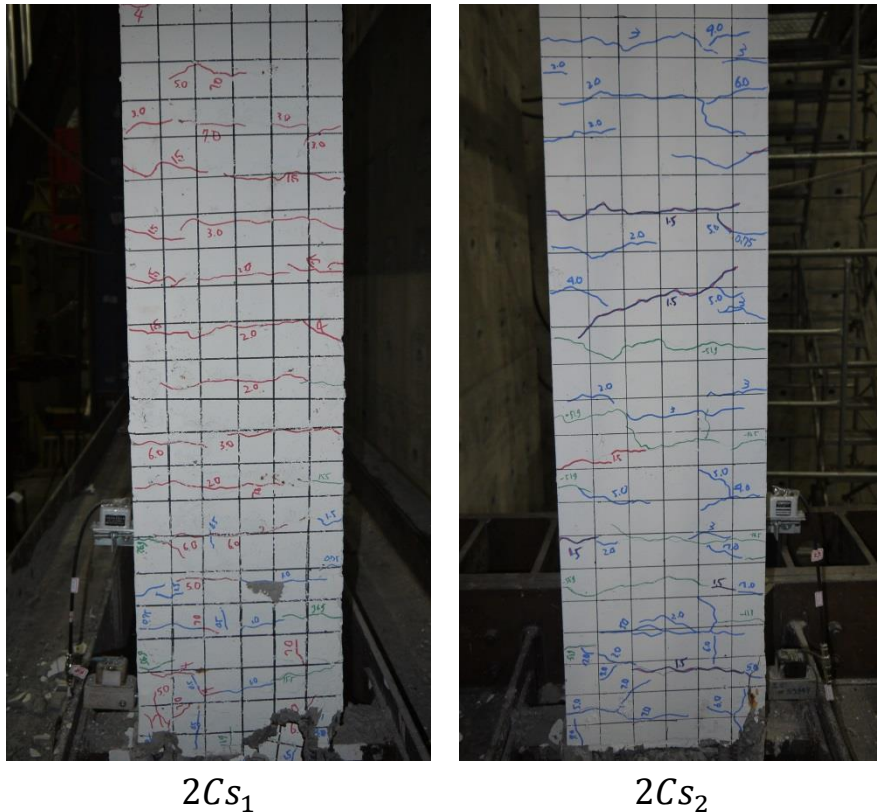


圖 4-33 柱編號  $2Cs_1$  與  $2Cs_2$  柱底於位移比 7.0% 時混凝土剝落

(資料來源：本研究拍攝)

位移比 8.0%：柱編號  $2Cd_1$  柱頂鋼骨主筋斷裂鋼骨翼板明顯挫屈，如圖 4-34 所示。柱編號  $2Cs_1$  柱頂主筋多處斷裂，如圖 4-35 所示。柱編號  $2Cd_2$  與梁 RB3 交界面明顯分離，目測裂縫寬度達 9mm 並往上延伸至梁頂，進一步觀察發現梁 RB3 之梁底鋼骨翼板已斷裂，如圖 4-36 所示。考量試驗人員安全，實驗暫時中止。待確認梁 RB3 鋼骨斷裂情況後，再評估是否繼續實驗。本團隊將梁 RB3 頂部之混凝土塊清除後發現，梁頂主筋已斷裂，如圖 4-37 所示。梁 RB3 上翼板亦發現有斷裂的情況，研判梁 RB3 內鋼骨腹板已發生斷裂，梁 RB3 僅依靠混凝土所提供之摩擦力與握裹力所支撐著，如圖 4-38 所示，因此實驗終止，此時力量已下降至 400.60kN，強度降至 75%。為更進一步觀察試體破壞情況，吾

等清除表面剝落之混凝土塊，吾等發現頂層梁 RB1 底部裂縫型式與走向與 RB3 梁底相似，如圖 4-41 所示。清除頂面混凝土塊後，發現梁 RB1 頂部主筋雖然沒有挫屈與斷裂之情況，但在翼板上發現明顯的裂痕，如圖 4-40 所示。繼續觀察第二層梁 2B2、2B1 與 2B3，發現梁 2B3 頂之主筋與箍筋亦有斷裂的情況產生，但鋼骨並無裂縫，其餘各梁並無發現有梁主筋或鋼骨斷裂的情況，如圖 4-41 所示。中央兩內柱 2Cd<sub>1</sub> 與 2Cs<sub>1</sub> 柱頂主筋挫屈與斷裂情況嚴重，其中柱 2Cd<sub>1</sub> 可清楚看見鋼骨翼板明顯挫屈，但 2Cs<sub>1</sub> 則無此現象，如圖 F-23 與圖 F-25 所示。構架試體第二樓層反覆載重試驗試驗結束後之細部照片如 附錄 F 第二樓層反覆載重試驗於各階段之照片所示。

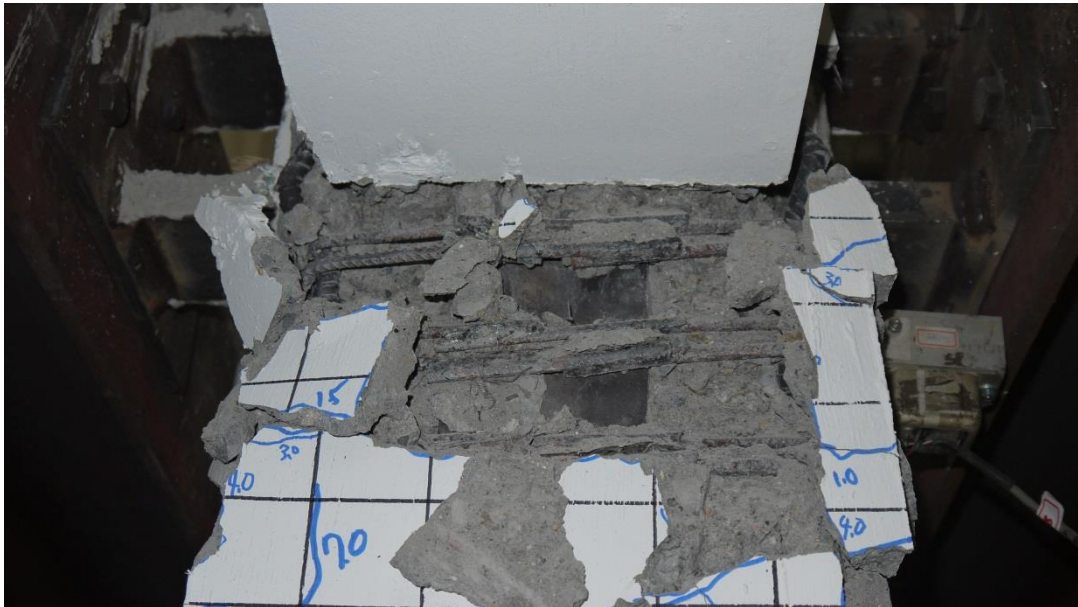


圖 4-34 柱編號 2Cd<sub>1</sub> 柱於位移比 8% 時主筋與鋼骨翼板破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-35 柱編號 $2C_{s1}$ 柱頂主筋多處發生斷裂之情形

(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-36 梁 RB3 之梁底鋼骨翼板於位移比 8% 時之破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-37 梁 RB3 之梁頂主筋於實驗中止後之破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-38 梁 RB3 頂部鋼骨翼板於於實驗中止後之破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-39 梁 RB1 底部於實驗中止後之破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-40 梁 RB1 頂部於實驗中止後翼板斷裂情形

(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-41 梁 2B3 頂部鋼主筋於實驗中止後之破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)



### 第三節 實驗數據分析

#### 壹、擬動態實驗數據分析

圖 4-42 為構架受到中小度地震(0.07g)與設計地震(0.24g)所量測到之基底剪力歷時圖。為了將中小度地震與設計地震放入同一圖表做比較，圖 4-42 中週期 30 秒為中小度地震之結束點，之後再以週期 30 秒作為設計地震反應之原點做圖(即兩地震之歷時圖均為 30 秒)。圖 4-43 則為構架之樓層總位移歷時圖，圖 4-44 與圖 4-45 分別為中小度地震與設計地震作用下之加速度歷時圖。

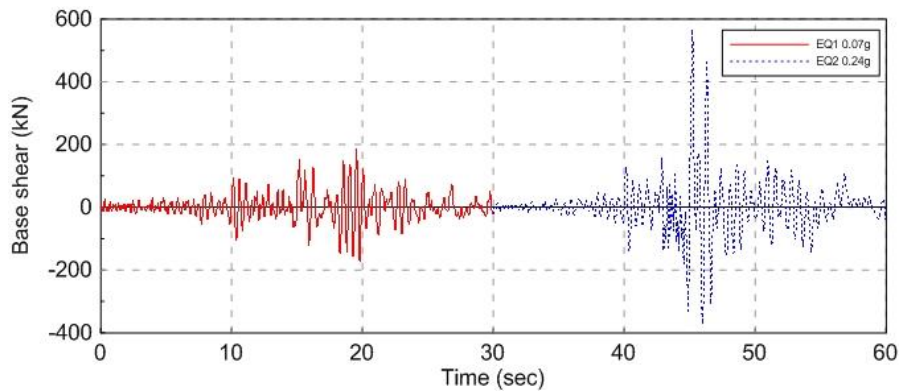


圖 4-42 中小度地震(0.07g)與設計地震(0.24g)之基底剪力歷時圖

(資料來源：本研究繪製)

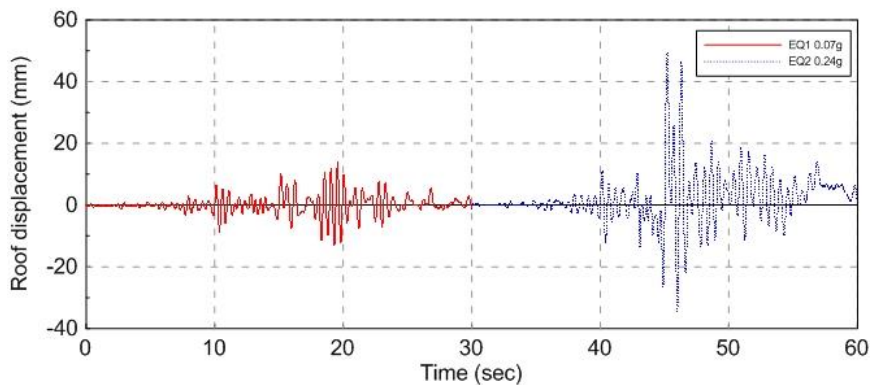


圖 4-43 中小度地震(0.07g)與設計地震(0.24g)之樓層總位移歷時圖

(資料來源：本研究繪製)

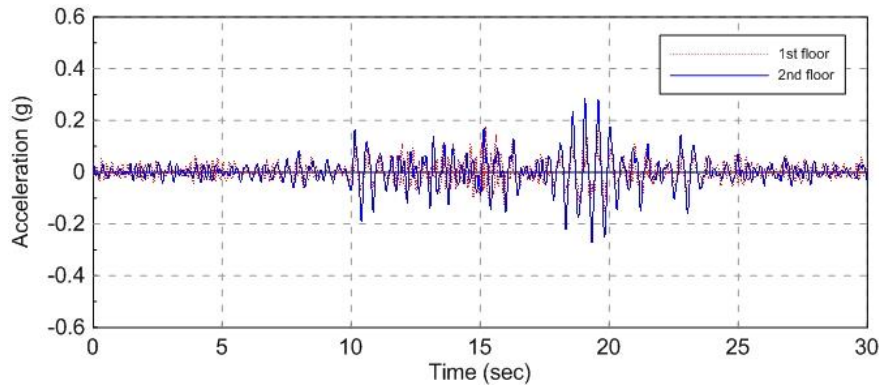


圖 4-44 中小度地震作用下各樓層之加速度歷時圖

(資料來源：本研究繪製)

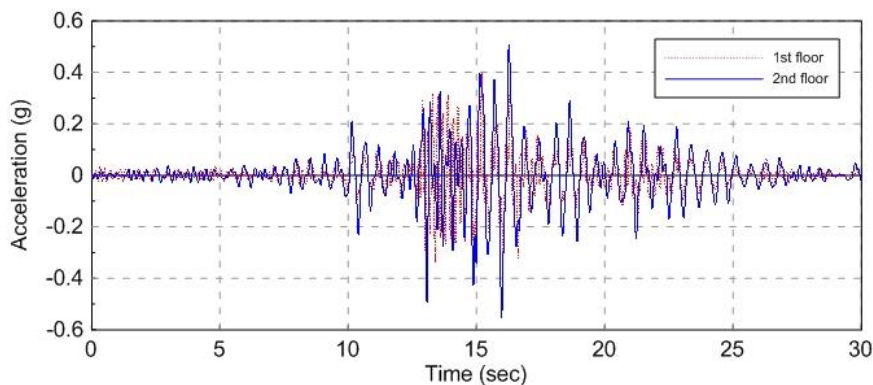


圖 4-45 設計地震作用下各樓層之加速度歷時圖

(資料來源：本研究繪製)

模型模擬分析與實驗結果之比對：實驗結束後，本團隊利用分析軟體 SAP2000 對此構架之實驗模擬。此構架兩層之質量比例由二樓到頂樓分別為  $M_1:M_2 = 1:1$ ，每層重量皆為 500kN。考慮構架試體兩中央內柱有施加  $0.3f'_cA_g$  之軸力，所以在非線性歷時分析建模時已經將 P- $\Delta$  效應納入考慮，分析模型中各材料之強度同第四章第一節，阻尼比 6.28% 為先前自由振動試驗之計算結果。

中小度地震 (PGA=0.07g) 之實驗與分析結果之比對，如圖 4-46 與圖 4-47 所示。設計地震 (PGA=0.24g) 之實驗與分析結果之比對，如圖 4-46 與圖 4-47 所示。在中小度地震中，由基底剪力歷時圖 (圖 4-46) 和位移歷時圖 (圖 4-47) 來看，前 15 秒之 SAP2000 模擬都相當接近真實反應，15 秒後真實構架反應稍微較模擬結果大，推測真實位移反應較大的原

因可能為夾具的間隙與構架試體本身的位移一並被量測儀器所量測。在設計地震中，基底剪力歷時圖(圖 4-48)，前 15 秒之 SAP2000 模擬都相當接近真實反應，約 17 秒時之真實構架反應較模擬結果大，但是圖中之尖峰值大致上都有被模擬到。由位移歷時圖(圖 4-49)來看，在 15 秒後真實構架的反應較大，尤其是 15 至 17 秒區間內之位移反應特別大，推測原因為夾具與試體的間隙使得構架試體勁度變小，勁度變小造成週期延長，週期延長導致位移增加。實驗數據與測試結果之差異如表 4-4 所示。

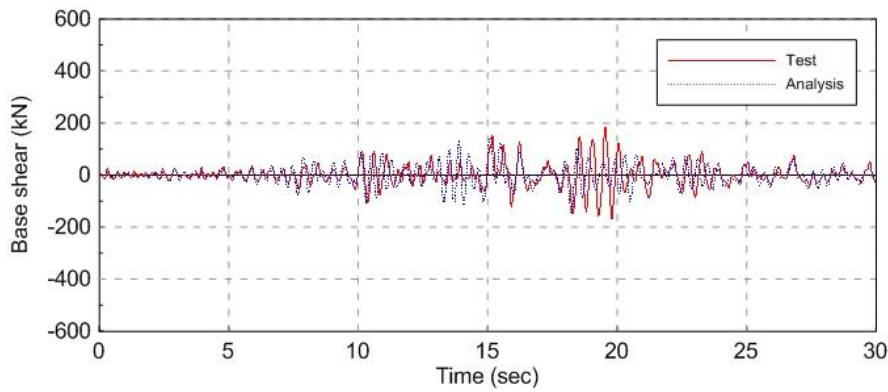


圖 4-46 中小度地震(0.07g)實驗與分析之基底剪力歷時圖

(資料來源：本研究繪製)

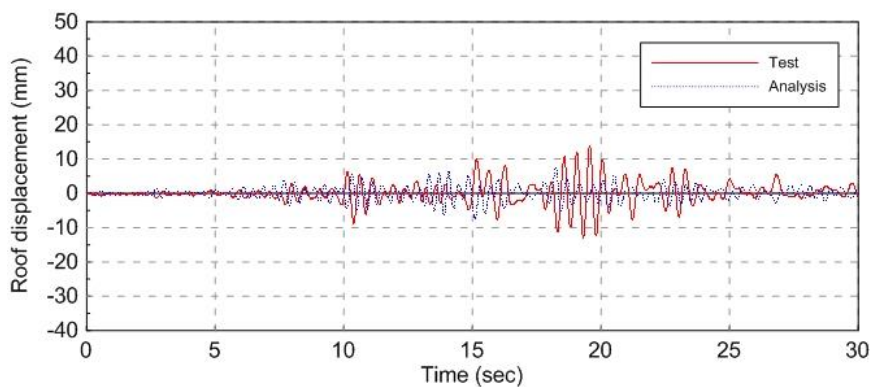


圖 4-47 中小度地震(0.07g)實驗與分析之位移歷時圖

(資料來源：本研究繪製)

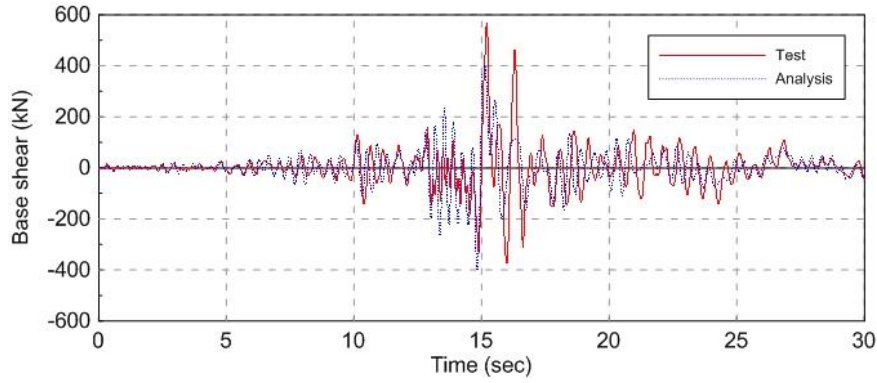


圖 4-48 設計地震(0.24g)實驗與分析之基底剪力歷時圖

(資料來源：本研究繪製)

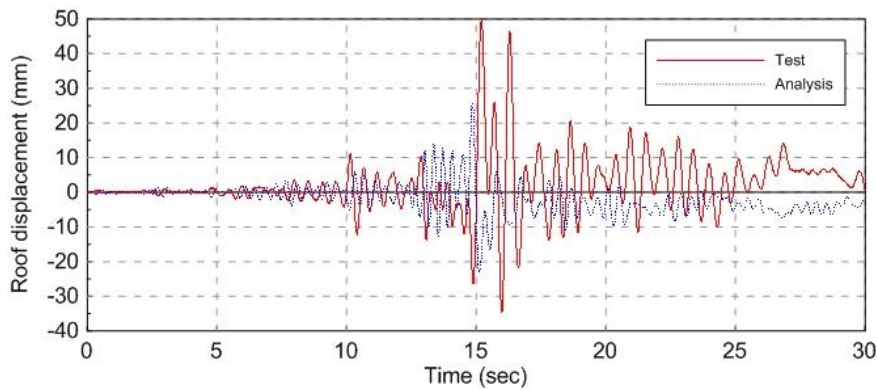


圖 4-49 設計地震(0.24g)實驗與分析之位移歷時圖

(資料來源：本研究繪製)

表 4-4 實驗數據與測試結果之差異比較表

|       | 樓頂位移(mm) |       |     | 基底剪力 (kN) |        |     |
|-------|----------|-------|-----|-----------|--------|-----|
|       | Pick 值   |       |     | Pick 值    |        |     |
|       | 試驗結果     | 模擬結果  | 誤差  | 試驗結果      | 模擬結果   | 誤差  |
| 0.07g | -13      | -7.4  | 43% | -172.3    | -150.6 | 13% |
|       | 13.9     | 7.5   | 46% | 185.2     | 142.9  | 23% |
| 0.24g | -34.7    | -23.2 | 33% | -372.7    | -403.5 | 8%  |
|       | 49.5     | 26    | 47% | 567.8     | 400.9  | 29% |

(資料來源：本研究整理)

## 貳、整體構架實驗數據分析

圖 4- 50 為基底剪力與層間位移之遲滯迴圈，第一樓層與第二樓層皆於層間位移比 5% 時力量達到尖峰值。第一樓層間位移比到達 5% 時所對應之最大加載力量為 772.85kN，第二樓層間位移比到達 5% 時所對應之最大加載力量為 531.63kN，第一樓層與第二樓層各階段層間位移比所對應之力量如表 4- 5 所示。

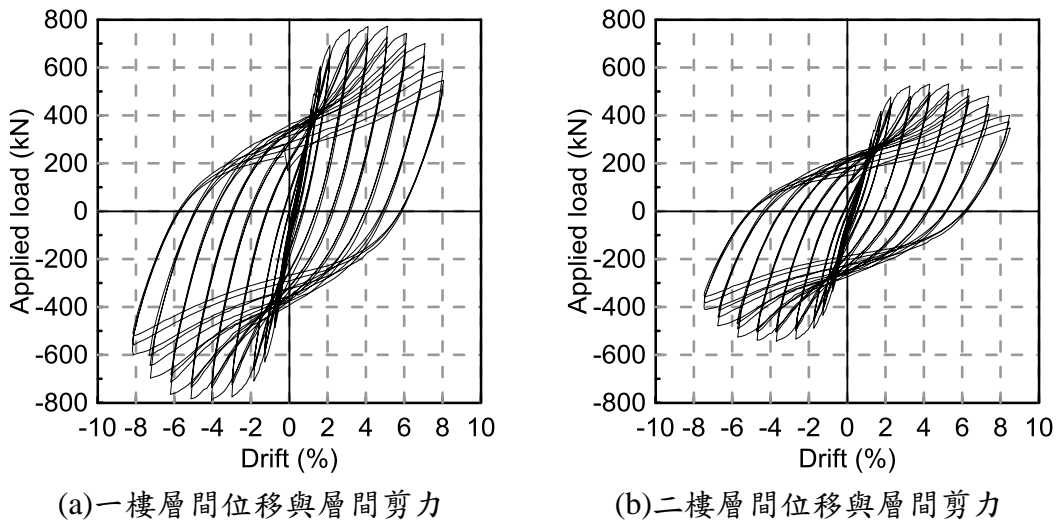


圖 4- 50 試體層間位移與層間剪力之遲滯迴圈

(資料來源：本研究繪製)

表 4- 5 試體於各階段位移比所對應之力量

| 位移比(%) | 第一樓層加載力量(kN) | 第二樓層加載力量(kN) |
|--------|--------------|--------------|
| 2      | 683.39       | 471.48       |
| 3      | 759.41       | 517.85       |
| 4      | 770.85       | 527.16       |
| 5      | 772.85       | 531.63       |
| 6      | 735.76       | 510.25       |
| 7      | 700.14       | 480.63       |
| 8      | 584.14       | 400.60       |

(資料來源：本研究整理)

為更進一步了解與分析各柱之行為模式，本團隊繪製了柱端轉角與層間位移及柱端轉角與層間剪力之遲滯迴圈。圖 4- 51 為第一樓層柱

端轉角與層間剪力之遲滯迴圈，圖 4- 52 則為第二樓層柱端轉角與層間剪力之遲滯迴圈。第一樓層柱端轉角與層間位移之遲滯迴圈，如圖 4- 53 所示，第二樓層柱端轉角與層間位移之遲滯迴圈，如圖 4- 54 所示。

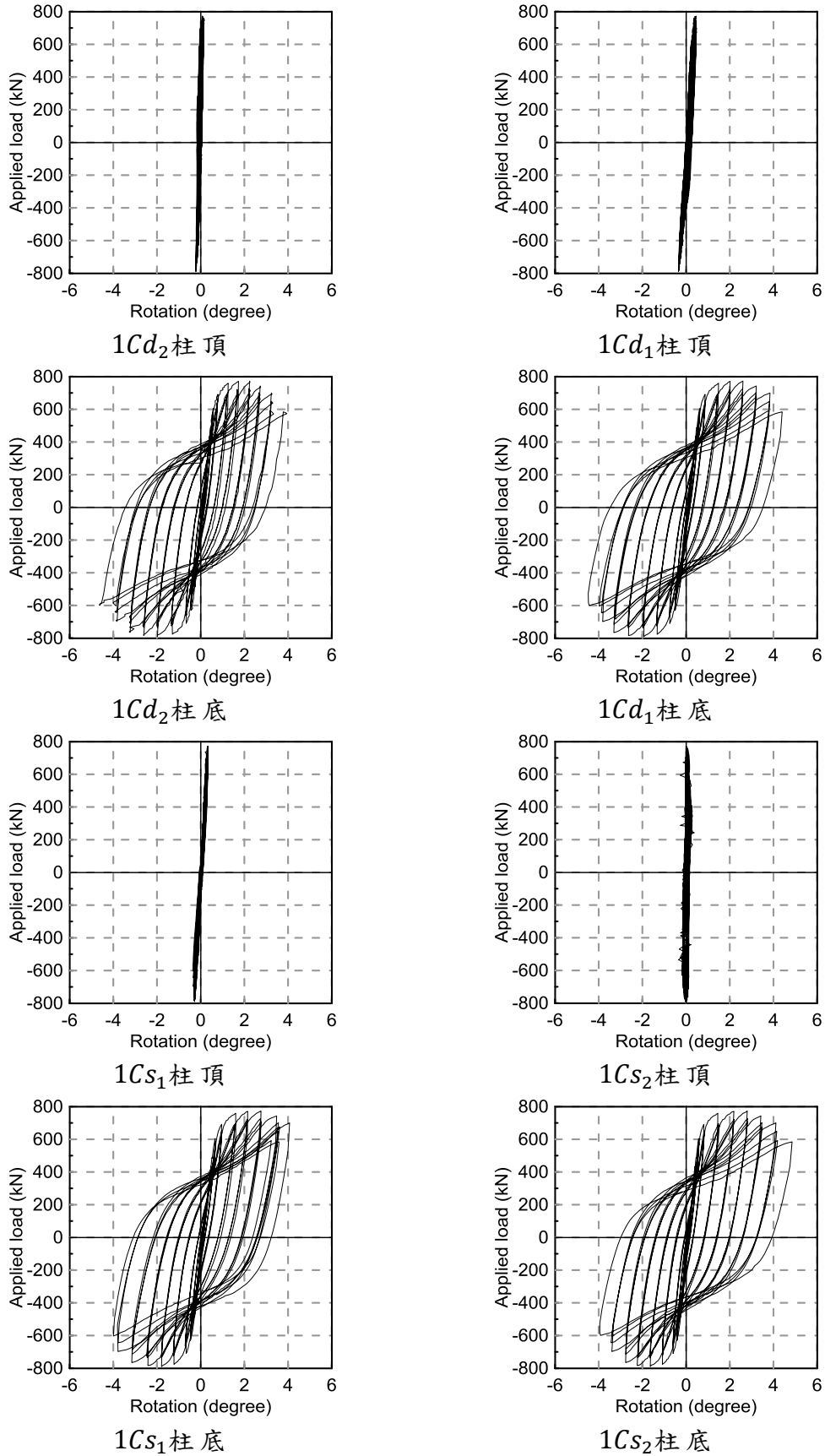


圖 4-51 第一樓層柱端轉角與層間剪力之遲滯迴圈

(資料來源：本研究繪製)

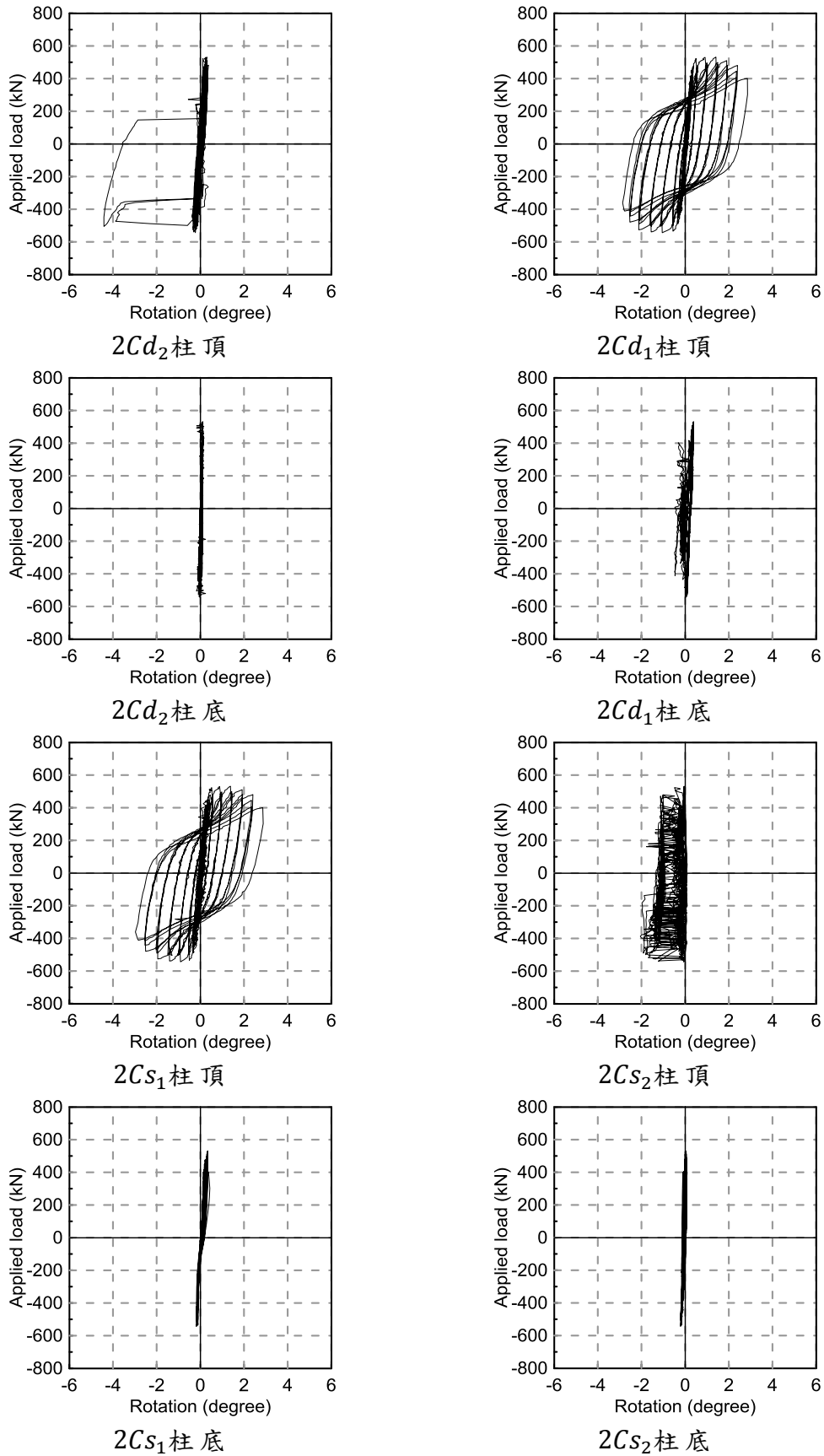


圖 4-52 第二樓層柱端轉角與層間剪力之遲滯迴圈

(資料來源：本研究繪製)



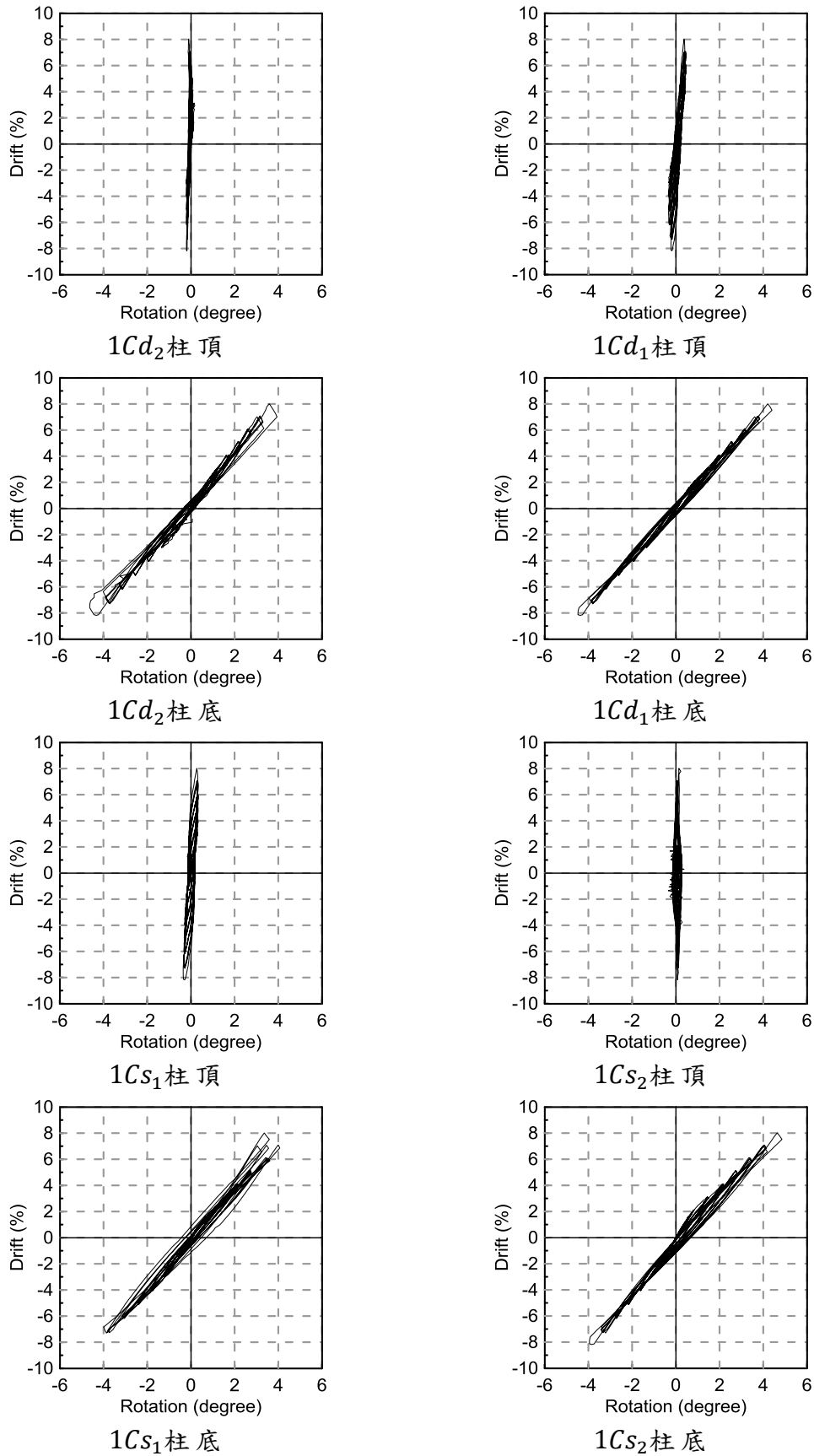


圖 4-53 第一樓層柱端轉角與層間位移比之遲滯迴圈

(資料來源：本研究繪製)

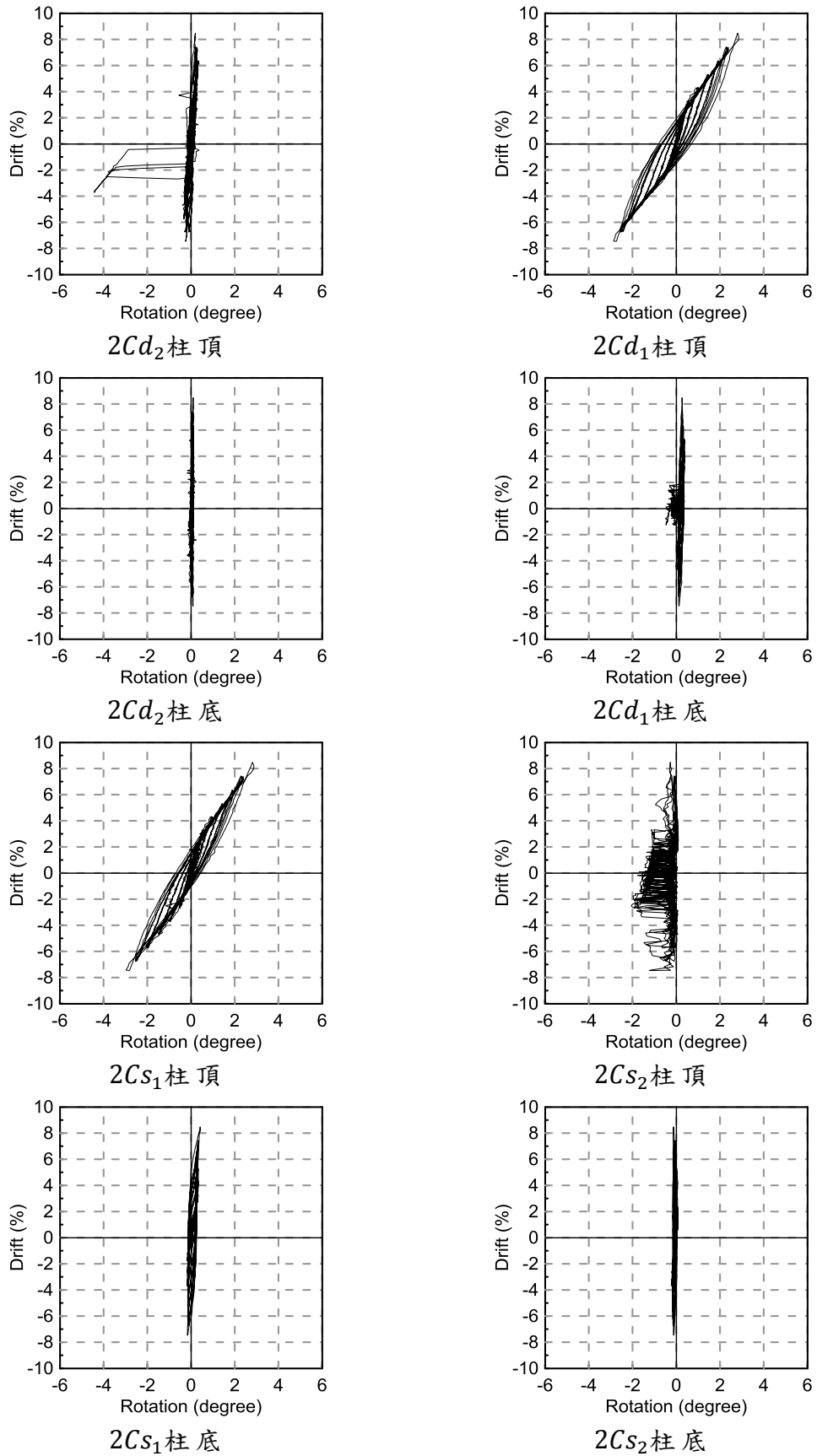


圖 4-54 第二層柱端轉角與層間位移比之遲滯迴圈

(資料來源：本研究繪製)

降伏轉角 $\theta_y$ 之分析：本團隊利用 Xtract 軟體分析對構架試體各柱進行斷面分析，希望藉由斷面之彎矩-曲率圖來求得降伏轉角 $\theta_y$ ，Xtract 斷面建模如圖 4- 55 圖所示。由 Xtract 軟體分析結果報告，考慮 $0.3f'_cA_g$ 軸力之影響後，求得各柱之彎矩-應變關係，如圖 4- 56 所示。

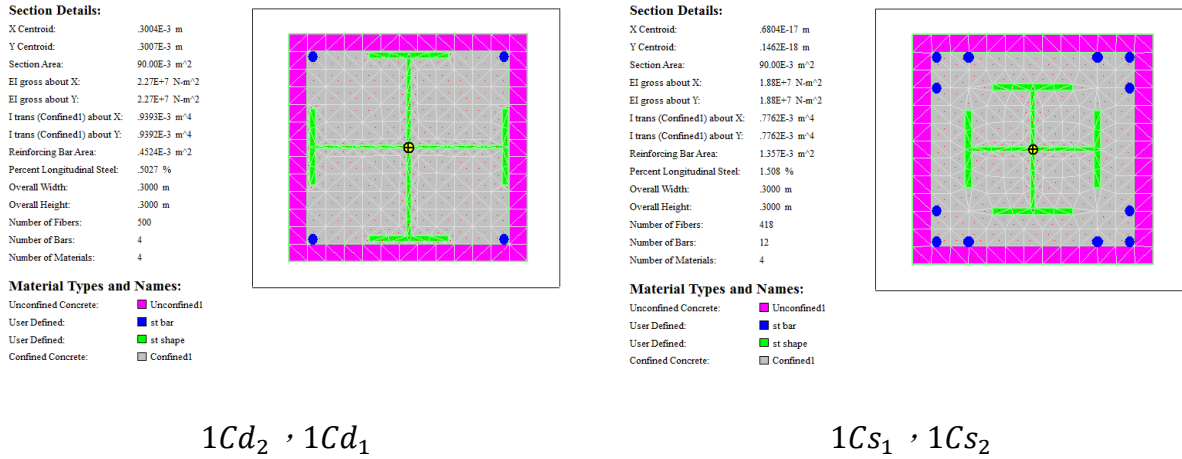


圖 4- 55 Xtract 軟體柱斷面模型

(資料來源：本研究繪製)

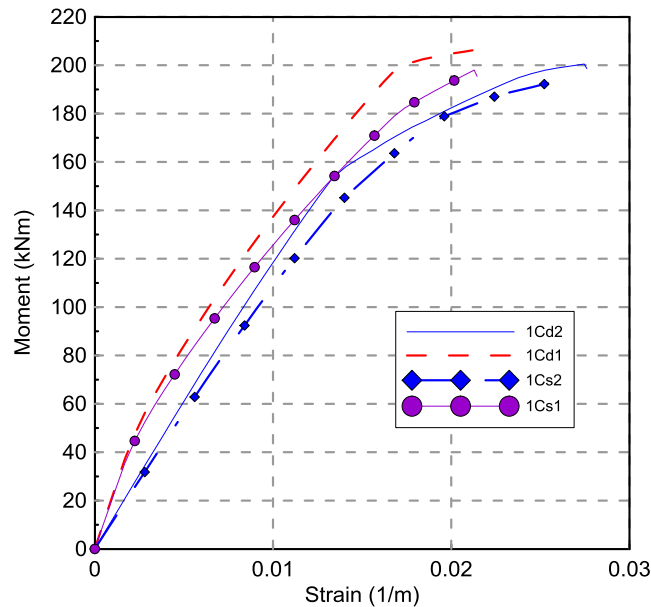


圖 4- 56 構架試體各柱斷面之彎矩-軸向應變圖

(資料來源：本研究繪製)

由圖 4-50 可知，在位移比 1% 時構架試體仍處於彈性階段，考慮構架試體在進行反覆載重時各柱所承受之軸力大小會產生變化，本團隊利用分析軟體 SAP2000 讓構架試體產生樓層總位移比 1% 之位移，計算此狀況下各柱軸力大小之變化，軸力的變化很小，幾乎可以忽略。

Priestly(1992)發展一套以懸臂構件來計算降伏位移 $\Delta_y$ 之模型與方法，如圖 4-57 與式(4-1)所示。該法僅適用於自由端彎矩為零之懸臂構件，考慮柱斷面在有側位移的情況下曲率為雙曲率分布，反曲點為柱之中點(即該點彎矩為零)，因此我們先對柱長度做一修正。本構架試體各柱淨高度 220cm，曲柱淨高之一半做為修正後之長度，用此修正後之長度做 $\Delta_y$ 之計算，求得各柱斷面之 $\Delta_y$ 後，再搭配先前 Xtract 軟體分析所得之各柱斷面曲率求得降伏轉角 $\theta_y$ ， $\theta_y$ 之計算結果如所示。

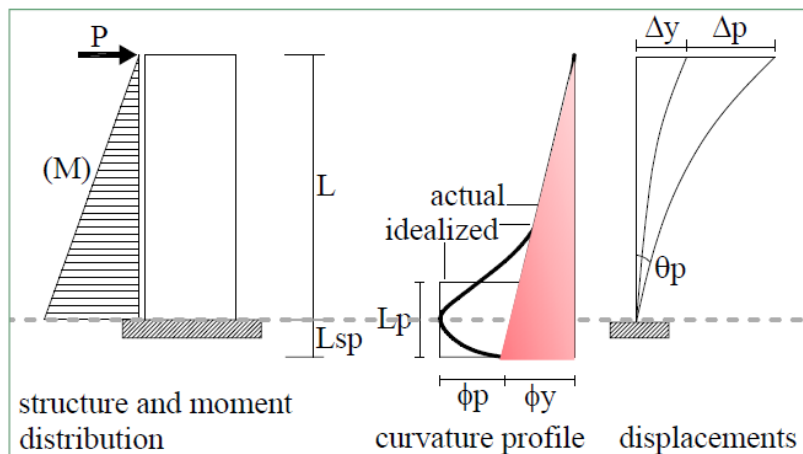


圖 4-57 Priestly(1992)所提出之懸臂構件模型

(資料來源：參考書目 [10])

$$\text{Yield displacement: } \Delta_y = \phi_y L^2 / 3 \quad (4-1)$$

Where :

- $\phi_y$  is yield curvature obtained from Moment curvature of section
- L is length of cantilever column.

(資料來源：參考書目 [10])

表 4-6 各柱斷面 $\theta_y$ 之計算結果

|                                    | Yield curvature<br>$\phi_y$ (1/m) | Yield displacement<br>$\Delta_y$ (cm) | Yield rotation<br>$\theta_y$ (degree) |
|------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| 1Cd <sub>2</sub> 、2Cd <sub>2</sub> | 0.01773                           | 0.715                                 | 0.372                                 |
| 1Cd <sub>1</sub> 、2Cd <sub>1</sub> | 0.01027                           | 0.414                                 | 0.216                                 |
| 1Cs <sub>1</sub> 、2Cs <sub>1</sub> | 0.01039                           | 0.419                                 | 0.218                                 |
| 1Cs <sub>2</sub> 、2Cs <sub>1</sub> | 0.01840                           | 0.742                                 | 0.387                                 |

(資料來源：本研究整理)

最大轉角 $\theta_{max}$ 之分析：由圖 4-51 與圖 4-52 可知，柱編號1Cd<sub>2</sub>、1Cd<sub>1</sub>、1Cs<sub>1</sub>與1Cs<sub>2</sub>的柱底和2Cd<sub>1</sub>、2Cs<sub>1</sub>的柱頂，均已產生塑性行為，將上述各柱之包絡線繪出，如圖 4-58 所示。定義各柱之最大轉角 $\theta_{max}$ 為整體構架強度下降至 85% 時，該側向力所對應之轉角，計算結果如表 4-7 所示。

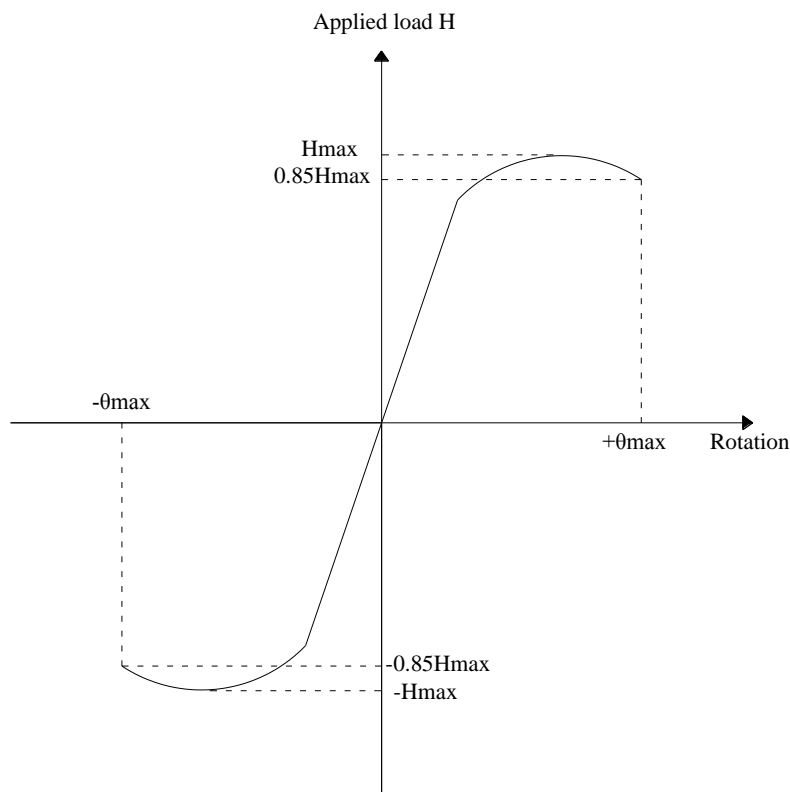


圖 4-58 最大轉角 $\theta_{max}$ 之定義

(資料來源：本研究繪製)

表 4-7 各柱斷面 $\theta_{max}$ 之計算結果

|                  | 位置 | 設計方法   | $\theta_{max}$<br>(degree) |
|------------------|----|--------|----------------------------|
| 1Cd <sub>2</sub> | 柱底 | Prop   | 4.63                       |
| 1Cd <sub>1</sub> | 柱底 | Prop   | 4.48                       |
| 1Cs <sub>1</sub> | 柱底 | Prop   | 4.00                       |
| 1Cs <sub>2</sub> | 柱底 | Prop   | 3.95                       |
| 2Cd <sub>1</sub> | 柱頂 | TW-SRC | 2.85                       |
| 2Cs <sub>1</sub> | 柱頂 | TW-SRC | 2.84                       |

(資料來源：本研究整理)

各柱塑鉸區之比較：

柱1Cd<sub>2</sub>與1Cd<sub>1</sub>之比較：此兩柱之斷面強度均相同，唯一不同的僅有箍筋用量，如表 4-8 所示。柱1Cd<sub>2</sub>與1Cd<sub>1</sub>在反覆載重試驗時，當整體構架強度下降至 85% 時，該側向力所對應之最大轉角容量分別為 4.63(degree)與 4.48(degree)，將此轉角轉換為 rad 並以百分比表示則為 8.08% 與 7.82%，此兩柱最大轉角容量相近不遠，再由此兩柱最後破壞情況相比較發現，此兩柱在承受高軸力與低軸力的情況下，其塑鉸區圍束箍筋都沒有產生斷裂的情況，破壞情況也很一致，如圖 4-59 所示。

表 4-8 柱1Cd<sub>2</sub>與1Cd<sub>1</sub>之箍筋用量比較

| Specimen         | 施加軸力<br>(0.3f' <sub>c</sub> A <sub>g</sub> ) | 間距 S<br>(mm) | $\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | 折減係數<br>$F_R$ | Need<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | Used<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) |
|------------------|--|--------------|------------------------------------|---------------|--|--|
| 1Cd <sub>2</sub> | NO   | 70           | 546.85                             | 0.614         | 335.76                                     | 302.74                                     |
| 1Cd <sub>1</sub> | Yes  | 70           | 820.27                             | 0.614         | 503.64                                     | 503.54                                     |

(資料來源：本研究整理)



1Cd<sub>2</sub>

1Cd<sub>1</sub>

圖 4-59 柱1Cd<sub>2</sub>與1Cd<sub>1</sub>之塑鉸區破壞情況比較

(資料來源：本研究拍攝)

柱1Cs<sub>2</sub>與1Cs<sub>1</sub>之比較：此兩柱之斷面強度均相同，採用鋼骨較淺之斷面，表 4-9 為其箍筋用量比較。柱1Cs<sub>2</sub>與1Cs<sub>1</sub>在反覆載重試驗時，當整體構架強度下降至 85% 時，該側向力所對應之最大轉角分別為 4.00(degree)與 3.95(degree)，將此轉角轉換為 rad 並以百分比表示則為 6.98%與 6.89%，此兩柱的最大轉角容量也很接近，觀察此兩柱最後破壞情況發現，其塑鉸區圍束箍筋皆無產生斷裂的情況，惟主筋斷裂情況較為嚴重，但整體破壞情況幾乎一致，如圖 4-60 所示。

表 4-9 柱1Cs<sub>2</sub>與1Cs<sub>1</sub>之箍筋用量比較

| Specimen         | 施加軸力<br>(0.3f' <sub>c</sub> A <sub>g</sub> ) | 間距 S<br>(mm) | $\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | 折減係數<br>$F_R$ | Need<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | Used<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) |
|------------------|--|--------------|------------------------------------|---------------|--|--|
| 1Cs <sub>2</sub> | NO   | 70           | 546.85                             | 0.864         | 472.48                                     | 506.07                                     |
| 1Cs <sub>1</sub> | Yes  | 70           | 820.27                             | 0.864         | 708.71                                     | 773.68                                     |

(資料來源：本研究整理)

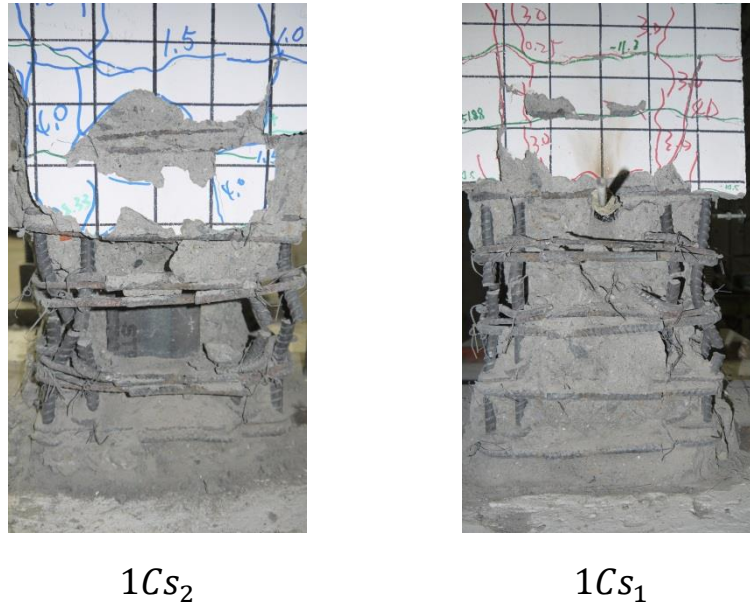


圖 4-60 柱1Cs<sub>2</sub>與1Cs<sub>1</sub>之塑鉸區破壞情況比較

(資料來源：本研究拍攝)

柱1Cd<sub>1</sub>與1Cs<sub>1</sub>之比較：此兩柱鋼骨斷面深度不同，但均承受 $0.3f'_cA_g$ 之高軸力，其箍筋用量比較，如表 4-10 所示。在反覆載重試驗時，當整體構架強度下降至 85%時，該側向力所對應之最大轉角容量分別為 4.48(degree)與 3.95(degree)，將此轉角轉換為 rad 並以百分比表示則為 7.82%與 6.89%，此兩柱的最大轉角容量有些許差異，產生差異的原因在於柱1Cd<sub>1</sub>斷面鋼骨深度較深，能提供混凝土圍束面積較大，但本團隊 Prop 之方法已將1Cs<sub>1</sub>鋼骨較淺的因素反應在圍束箍筋用量上且 6.89%之最大轉角已非常足夠，再由兩柱最後破壞後情況相比，此兩柱塑鉸區之圍束箍筋仍然沒有斷裂情況產生，如圖 4-61 所示。兩柱之破壞情況亦相當均勻。

表 4-10 柱1Cd<sub>1</sub>與1Cs<sub>1</sub>之箍筋用量比較

| Specimen         | 施加軸力<br>( $0.3f'_cA_g$ ) | 間距 S<br>(mm) | $\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | 折減係數<br>$F_R$ | Need<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | Used<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) |
|------------------|--------------------------|--------------|------------------------------------|---------------|--|--|
| 1Cd <sub>1</sub> | Yes                      | 70           | 820.27                             | 0.614         | 503.64                                     | 503.54                                     |
| 1Cs <sub>1</sub> | Yes                      | 70           | 820.27                             | 0.864         | 708.71                                     | 773.68                                     |

(資料來源：本研究整理)



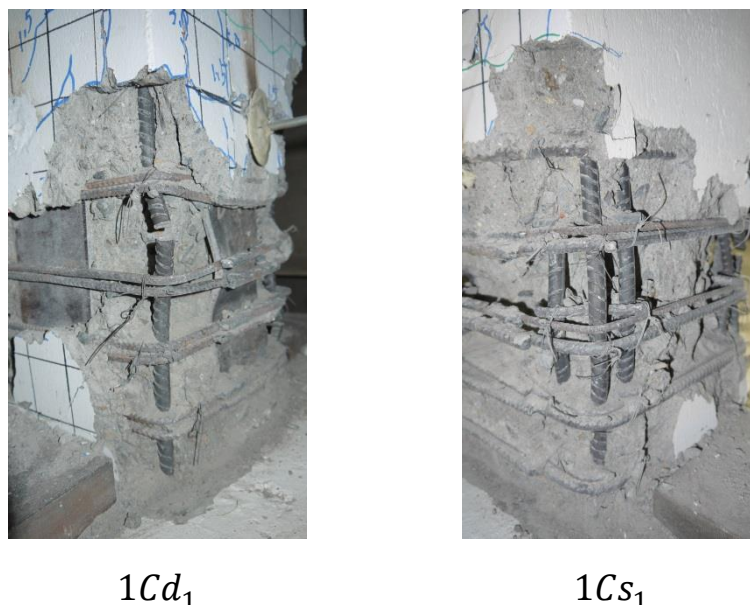


圖 4-61 柱1Cd<sub>1</sub>與1Cs<sub>1</sub>之塑鉸區破壞情況比較

(資料來源：本研究拍攝)

**柱2Cd<sub>1</sub>與2Cs<sub>1</sub>之比較：**此兩柱箍筋需求用量皆採用現行台灣 SRC 規範設計，其箍筋用量比較，如表 4-11 所示。柱2Cd<sub>1</sub>與2Cs<sub>1</sub>皆承受 $0.3f'_cA_g$ 軸力之影響，但箍筋用量之差異卻僅有 14%，受在反覆載重試驗時，當整體構架強度下降至 85%時，該側向力所對應之最大轉角分別為 2.85(degree)與 2.84(degree)，將此轉角轉換為 rad 並以百分比表示則為 4.97%與 4.95%，此兩柱之最大轉角容量接乎沒有差別，觀察此兩柱最後破壞情況發現，2Cs<sub>1</sub>塑鉸區的圍束箍筋斷裂情況非常嚴重，如圖 4-62 所示。2Cd<sub>1</sub>塑鉸區之圍束箍筋雖然沒有產生斷裂，但仍可觀察出其柱鋼骨翼板挫屈嚴重，如圖 4-63 所示。兩柱之破壞情況皆為圍束箍筋用量不足。

表 4-11 柱2Cd<sub>1</sub>與2Cs<sub>1</sub>之箍筋用量比較

| Specimen         | 施加軸力<br>( $0.3f'_cA_g$ ) | 間距<br>S<br>(mm) | Need<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | Used<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) |
|------------------|--------------------------|-----------------|--|--|
| 2Cd <sub>1</sub> | Yes                      | 70              | 422.24                                     | 457.54                                     |
| 2Cs <sub>1</sub> | Yes                      | 70              | 483.17                                     | 503.42                                     |

(資料來源：本研究整理)



圖 4-62  $2C_{s1}$  塑鉸區圍束箍筋之斷裂情況

(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-63  $2C_{d1}$  塑鉸區鋼骨翼板挫屈嚴重

(資料來源：本研究拍攝)

### 參、第二層構架實驗數據分析

層間位移與基底剪力之遲滯迴圈，如圖 4-64 所示，樓層各階段層間位移比所對應之力量如表 4-12 所示。圖 4-67 為樓層柱端轉角與層間剪力之遲滯迴圈，層柱端轉角與層間位移之遲滯迴圈，則如圖 4-68 所示。因先前已對整體構架進行反覆載重試驗，第二樓層柱已有所損傷，尤其是中央兩內柱有施予  $0.3f'_cA_g$  軸力之柱編號  $2Cd_1$  與  $2Cs_1$ ，其柱頂早已進入塑性範圍，且量測儀器所測得之讀數已開始有不準確的數值產生，推測原因為在做第二樓層反覆載重實驗時，混凝土塊大量掉落，當中應有不少混凝土塊擊中量測儀器，使得讀數異常。因此已無法跟第一樓層柱做比較與討論，以下僅做實驗數據之整理。

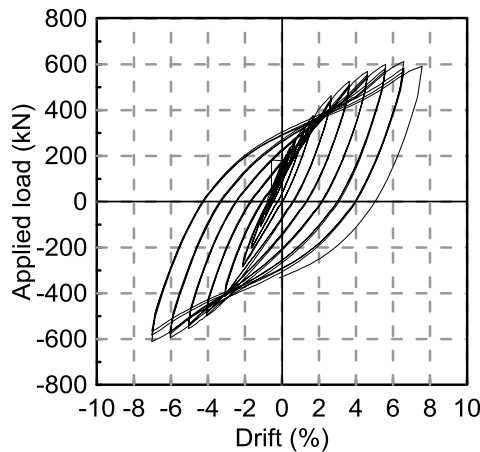


圖 4-64 試體層間位移與層間剪力之遲滯迴圈

(資料來源：本研究繪製)

表 4-12 試體於各階段位移比所對應之力量

| 位移比(%) | 樓層加載力量(kN) |
|--------|------------|
| 2      | 354.46     |
| 3      | 428.23     |
| 4      | 511.43     |
| 5      | 561.84     |
| 6      | 592.02     |
| 7      | 612.17     |
| 8      | 591.41     |

(資料來源：本研究整理)



圖 4- 65 柱編號 $2Cd_1$ 於整體反覆載重試驗結束時柱頂破壞情形  
(資料來源：本研究拍攝)



圖 4- 66 柱編號 $2Cd_1$ 於整體反覆載重試驗結束時柱頂破壞情形  
(資料來源：本研究拍攝)

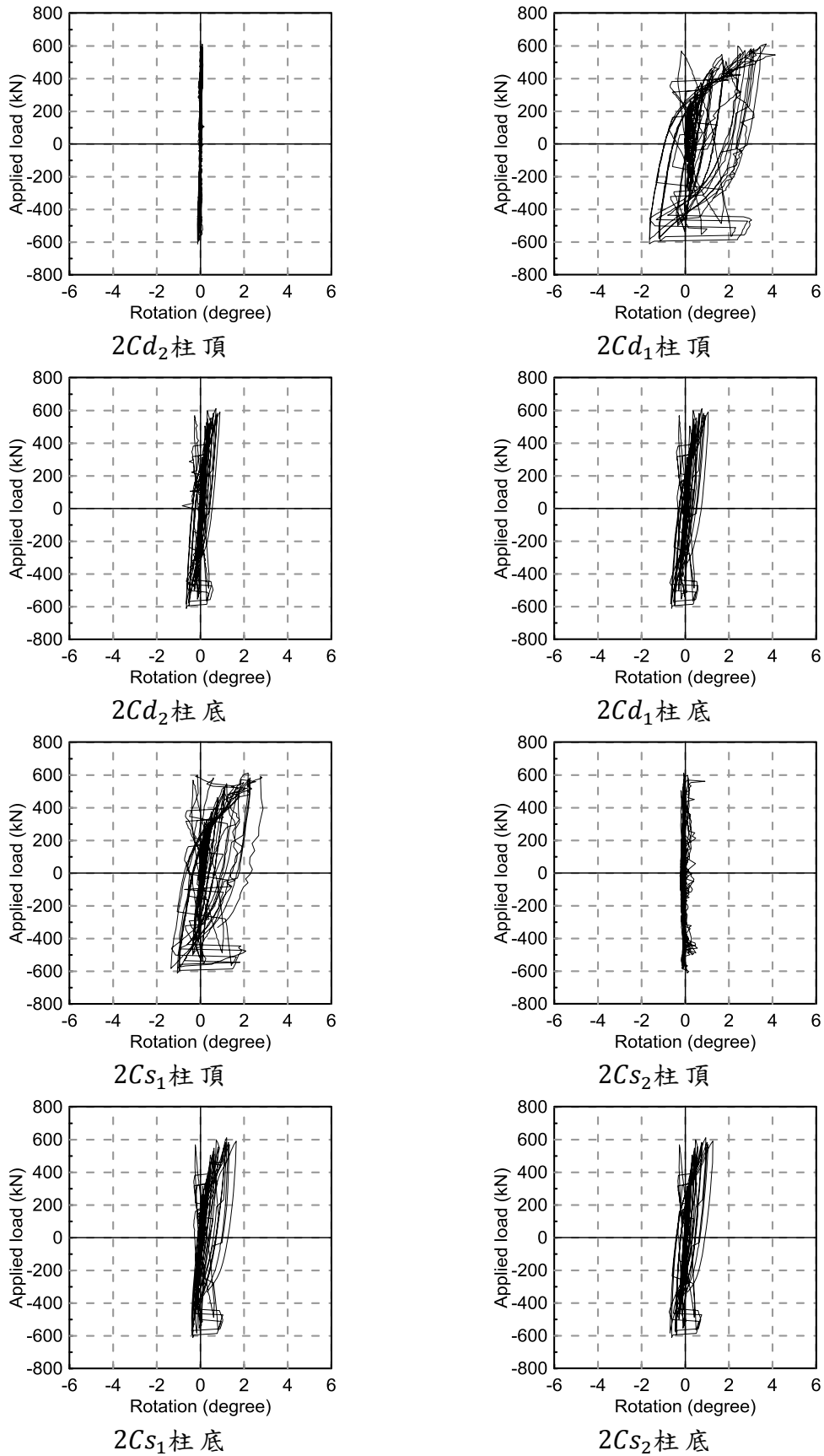


圖 4-67 樓層柱端轉角與層間剪力之遲滯迴圈

(資料來源：本研究繪製)

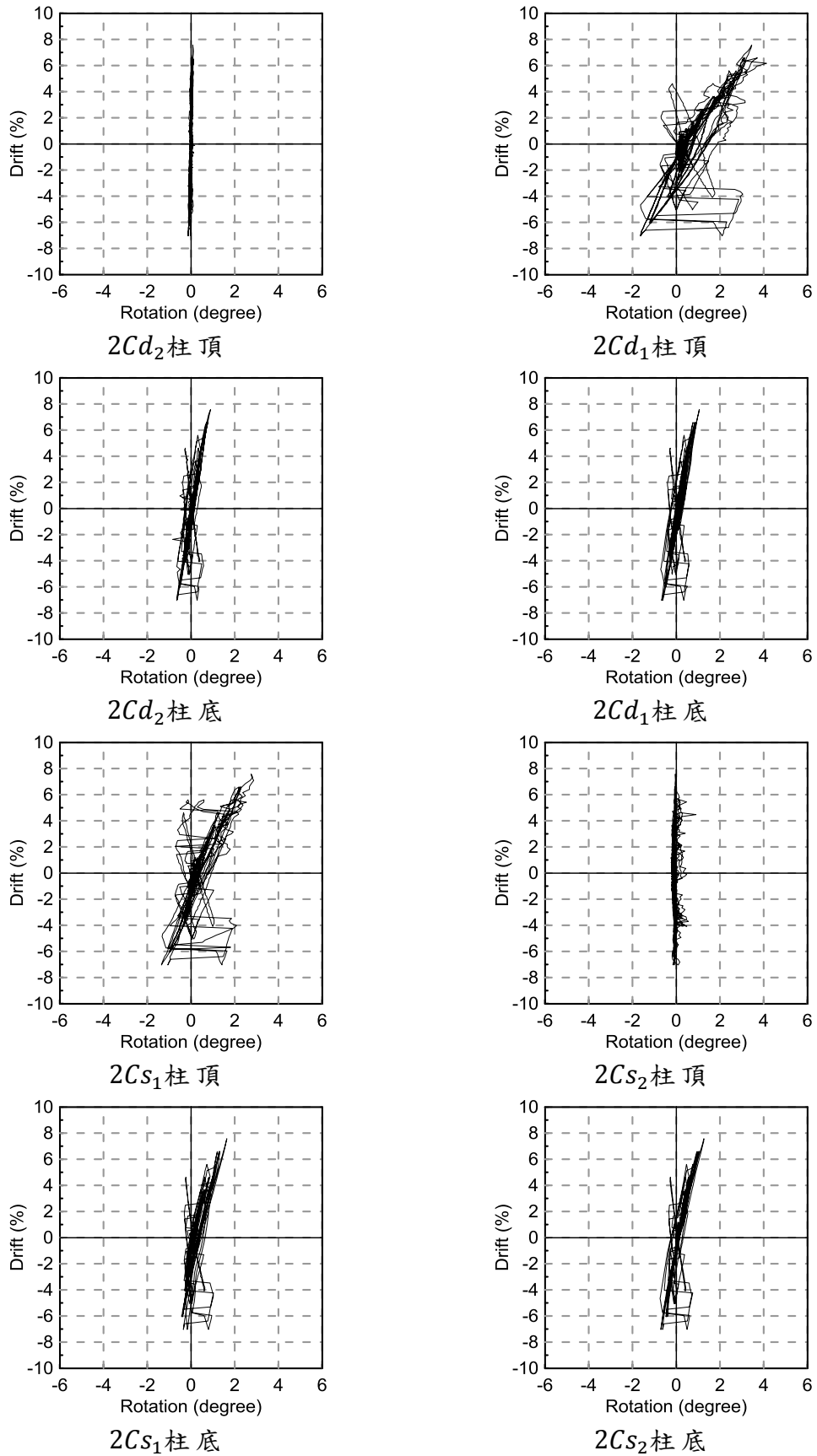


圖 4-68 樓層柱端轉角與層間位移比之遲滯迴圈

(資料來源：本研究繪製)

## 第四節 設計建議

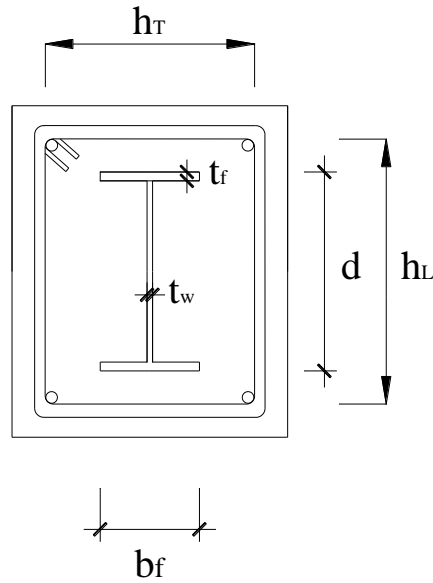
經本研究實驗證實由本研究團隊所提出之設計公式安全、經濟、可行，因此於本節將針對包覆型 SRC 柱箍筋耐震箍筋需求用量做細部之建議，以供未來工程使用上之參考，主要建議設計採用陳正誠博士 (2012) 所提出之含軸力與圍束效應影響之包覆型 SRC 柱箍筋用量設計法，其設計公式如下：

$$A_{sh} = 0.25k_p k_n s b_c \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) \quad (4-2)$$

式中  $k_p = P_u / A_g f'_c$ ， $k_p$  不得小於 0.2，若小於 0.2 則取 0.2， $s$  為箍筋間距， $b_c$  為柱構材斷面寬度， $P_u$  為所承受之軸力大小。

$$k_n = \left[ 0.6 + 0.4 \left( \frac{n}{n_{ls}} \right) \right] \left( \frac{h_x + 12}{20} \right) \quad (4-3)$$

$k_n$  之用意為考慮主筋圍束的情形，配置箍筋時若有跳根的情形則主筋圍束的效果也將不同， $n$  為柱斷面主筋根數， $n_{ls}$ ：柱斷面中箍筋角隅處主筋根數或其側向支承為 135 度耐震彎鉤之主筋根數。 $h_x$ ：柱斷面圍束箍筋心到心之距離，單位採用 inch。考慮鋼骨可以提供混凝土圍束的作用，所以可將公式(4-2)之計算結果以乘以一折減係數  $F_R$ ，此折減係數與鋼骨翼板寬度和腹板深度有關。其公式如下：



$$\text{令 ; } \alpha = \frac{b_f}{h_T}, \beta = \frac{d}{h_L} \quad (4-4)$$

$$\text{當 } \beta \leq 0.5, F_R = 1.0 \quad (4-5)$$

$$\text{當 } \beta > 0.5, F_R = 1.0 - 2\alpha(\beta - 0.5) \quad (4-6)$$

上述公式之用意為將  $F_R$  做正規化：先以  $\beta$  決定  $F_R$  的界限，即  $F_R$  介於 1 ( $\beta=0.5$ ) 到  $1-\alpha$  ( $\beta=1$ ) 之間，然後再根據  $\beta$  做線性變化的調整而得到折減係數  $F_R$ 。上述公式可以避免產生一些不合理的結果。

$F_R$  系考慮鋼骨深淺對圍束箍筋用量之影響之折減係數。惟弱軸承受彎矩時，鋼骨可以提供之混凝土圍束並不顯著也不明確，此時鋼骨的圍束作用可以忽略之，因此所需之箍筋量直接採用式(4-2)求得之  $A_{sh}$ 。



## 第五章 結論與建議

### 第一節 結論

比較柱 $2Cd_1$ 與 $1Cd_1$ 可知，此二柱斷面強度相同，皆承受 $0.3f'_cA_g$ 之高軸力影響，但 $2Cd_1$ 之圍束箍筋需求用量卻是 $1Cd_1$ 的84%，最大轉角容量也有著1.6倍之差異。再由試驗結束後破壞情況相比，柱 $1Cd_1$ 塑鉸區之圍束箍筋仍對核心混凝土產生良好之圍束。相反地，柱 $2Cd_1$ 因台灣現行SRC規範並無考慮軸力大小對圍束箍筋用量之影響，導致箍筋用量配置不足，使得柱 $2Cd_1$ 頂部翼板產生嚴重挫曲。

再由柱 $2Cs_1$ 與 $1Cs_1$ 之比較，更能看出既有台灣SRC規範與本團隊Prop設計方法之差異，此二柱斷面強度相同，一樣承受 $0.3f'_cA_g$ 之高軸力影響，但 $2Cs_1$ 圍束箍筋需求用量卻僅有 $1Cs_1$ 之68%，最大轉角容量也有著1.6倍之差異。這樣的數據代表規範允許我們在如此高軸力且鋼骨深度較淺的狀況下配置如此少量的圍束箍筋。但由試驗結束後破壞情況可知，柱 $2Cs_1$ 塑鉸區之圍束箍筋斷裂情況嚴重根本無法有效地提供核心混凝土所需之圍束，相反地，柱 $1Cs_1$ 採用本團隊Prop設計方法將軸力大小與鋼骨斷面深淺對圍束箍筋用量之影響做適當地考量。因此， $1Cs_1$ 在試驗結束後塑鉸區之圍束箍筋仍緊貼著核心混凝土，沒有箍筋斷裂的情況產生。試驗結束後一樓柱底各柱塑鉸區之損傷程度都差不多，破壞情況非常均勻且一致。

由本次試驗結果可知，既有SRC規範對於柱箍筋耐震設計需求之計算公式，無法適當地考慮鋼骨對於混凝土圍束效應之影響，以及軸力對於箍筋需求量之影響。柱在承受高軸力與低軸力之合理情況下，箍筋需求量應有所不同，然而現行之台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範並未考慮軸壓力對於箍筋用量之影響，乃至於在高軸力與低軸力之

情況下，箍筋用量皆相同，顯不合理。相反地，本團隊所提之包覆型 SRC 柱耐震箍筋需求用量的計算方法，採用箍筋體積比與韌性之概念，能適當地考慮到鋼骨的不對稱性、鋼骨翼板寬度、鋼骨斷面深度以及柱承受軸力大小的影響。

## 第二節 建議

### 建議一

修正「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」之包覆型 SRC 柱耐震箍筋用量設計公式：立即可行之建議

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：內政部建築研究所

經由本次實驗結果可知，本團隊所提之設計公式為一安全、經濟、可行之設計公式。該公式能適當地考慮到鋼骨的不對稱性、鋼骨翼板寬度、鋼骨斷面深度以及柱承受軸力大小的影響。惟現行台灣 SRC 規範雖考慮了鋼骨對斷面強度的貢獻及鋼骨對混凝土產生之圍束效應，但仍未考慮軸力大小對箍筋用量之影響，建議 SRC 規範第九章耐震設計 9.6.3 柱之設計細則之圍束箍筋需求量可參考本文第四章第四節「設計建議」，做相應之修正。

### 建議二

於「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」第九章合成構材中納入有關包覆型 SRC 柱箍筋用量設計公式：立即可行之建議

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：中華民國鋼結構協會

現行台灣 SRC 規範公式雖考慮鋼骨能為混凝土帶來圍束效應，但式中僅以  $A_{hcc}$  考慮此圍束效應，但實際圍束區域難以規範所示之簡單幾何面積計算，建議 SRC 規範做相應修正。

### 建議三

辦理研討會，推廣研究成果：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：台灣建築中心

藉由研討會之舉辦，廣邀建築師、土木與結構技師公會人員、執業建築師、土木與結構技師，各大學與研究機構人員與會，推廣本研究之研究成果。



## 附錄一 期初評選會議紀錄

內政部建築研究所

102 年度「包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之構架試驗研究」委託研究計畫採購評選委員會會議紀錄

一、時間：102 年 1 月 24 日（星期四）上午 10 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：（如簽到單）

出席：曾慶祥、胡銘煌、呂秋水、馬一龍、陳建忠、厲妮妮

請假：秘書室

五、主持人報告：本委託研究案共聘委員 7 人，目前會場中出席之外聘專家學者委員 4 人及本所委員 2 人，合計 6 人，超過委員總額二分之一，外聘之專家學者委員人數亦超過出席委員人數之三分之一，宣布會議正式開始。

六、主辦單位報告：

（一）本委託研究計畫招標案自 102 年 1 月 8 日公告招標訊息，並於 102 年 1 月 17 日下午 5 時截止投標收件，計有 1 家廠商投標；經 102 年 1 月 18 日下午 5 時 10 分資格審查，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）本案於 102 年 1 月 21 日下午 4 時 00 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，符合招標及投標規定。

七、投標受評廠商簡報：略。

# 「包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之構架試驗」研究

## 期初審查會議紀錄與意見回覆

|           | 委員意見  | 研究團隊回應  |
|-----------|---|---|
| 屬委員<br>妮妮 | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 服務建議書 P.3 雜支費之備註欄，關於「磁片」之項目現已顯少存在，請將「磁片」之文字修改或刪除。</li> <li>2. 本研究需求說明研究內容包括研擬規範的修正建議。惟見服務建議書 P.22 頁中，僅編列 1 次之會議出席經費，稍嫌不足，建議增加會議次數及出席費用。</li> <li>3. 本研究擬動態試驗所選擇之 36 個代表性地震，有 22 個發生在美國加州，發生於亞洲者僅有 14 個。是否基於何種特殊考量？</li> <li>4. 服務建議書 P.23 頁「設備使用及維護與租金等」規格欄請改為「次」或「式」，並與數量欄搭配。</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 尊示辦理。</li> <li>2. 感謝委員指教，本研究將增加會議次數為兩次，並增加出席經費預算之編列。</li> <li>3. 本研究團隊希望將此研究之成果推廣至國際，所以將美國與日本數個有名之地震納入擬動態試驗之選擇內，當然台灣地震是一定要考量的。</li> <li>4. 尊示辦理。</li> </ol> |
| 陳委員<br>建忠 | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 目前有些研究計算分析有關綠建築、節能減碳 <math>S &lt; RC &lt; SRC</math>，請探究原因何在？如何排除？</li> <li>2. 請掌握實驗排程、空間點、及語意、施工、實驗人員、設備安全。</li> </ol>   | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 除了碳排放量外，</li> <li>2. 感謝委員指教，實驗排程、空間點、及語意、施工、實驗人員及設備安全等，本團隊會加以注意。</li> </ol>   |
| 呂委員<br>秋水 | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 試體為 3 跨 2 層樓，油壓千斤頂是否無法施加這麼大的力量讓試體降伏？為何不直接將跨度改為 1 跨，3 跨和 1 跨有何</li> </ol>  | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 係考量跨度越大越接近實際狀況，3 垮構架中央兩根柱在受到側推力時，所產生之軸力的影響相對較小，對兩端邊柱</li> </ol>   |

|                   |   |   |
|-------------------|---|---|
|                   | <p>差別？</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>2. 梁之彎矩一曲率行為 M-<math>\phi</math> curve 是否已有？</li> <li>3. 是否已有柱之設計曲線？I 值計算。</li> </ol>   | <p>的影響較大，所以實際上跨度 1 垮與 3 跨之力學行為仍有所差異。至於油壓千斤頂之加載上限，本團隊評估柱斷面尺寸控制在 35 間方時，側力的需求大約 150 公噸左右就可把試體推到壞，所以應該還在實驗室油壓千斤頂可行之範圍內。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>2. 本研究團隊對於建立梁彎矩 M-<math>\phi</math> curve 具有相當之信心與能力。</li> <li>3. 關於柱之設計曲線，本團隊博士班學生已收集相當之文獻，並已建立 I 型斷面之強弱軸、十字形斷面之 P-M 圖。梁之設計方法本團隊採用「完全合成」之假設來做梁斷面強度之計算，相較於日本常用之「強度疊加法」更加合理及經濟。除了設計曲線之外，本團隊亦搭配其他軟體協助設計。 <p>至於 I、<math>\lambda_c</math>、<math>\frac{kl}{r}</math> 之相關參數，目前尚未建立，本團隊陸續會做相關之建制。</p> </li></ol> |
| <p>馬委員<br/>一龍</p> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計實驗再施工性上是否有考量，包括箍筋彎鉤如何有效套住主筋。(因為實務上常有間隙，恐難達預期效果)。</li> <li>2. SRC 常為較高層結構，行為較似撓曲屋架，受限於實驗室特性及規模，實驗設計較偏向剪力屋架，在實驗設計上如何模擬實際結構行為。</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 馬委員提到實務上主筋和箍筋彎鉤常有間隙，此為施工性之問題。試驗室試體之製作跟現場施工的差異的問題，可能還需要另個研究來釐清。除特殊原因之外，實務上應盡力達到規範之要求，本研究試體之製作仍會採用符合規範要求之規定，才能對規範有較佳之建議。</li> <li>2. 礙於經濟考量，本研究僅能做到兩層樓。模擬實際結構行為</li> </ol>  |



|                   |   |  |
|-------------------|---|--|
|                   |   | <p>不足的部分待實驗結束後，本團隊將採用電腦軟體建立模型並加以分析。本次研究主要強調在柱箍筋用量之修訂，柱箍筋用量之臨界斷面係在大樓結構柱子之柱底，至於高層結構行為與剪力屋架對於箍筋在柱底用量需求影響似乎不大。所以本研究採用兩層樓之構架依然能夠達到研究之目的。</p>  |
| <p>胡委員<br/>銘煌</p> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. NSRC 與 TSRC 定義之區分?</li> <li>2. 構架試體之材料性質－鋼骨、鋼筋及混凝土之材料性質?</li> <li>3. 構架試體是否考慮版之效果?</li> <li>4. 箍筋量與軸壓有關，有無考量在試體上加軸壓?</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. NSRC 與 TSRC 主要之差別在於鋼骨腹板深度，NSRC 為鋼骨翼板與箍筋貼齊；TSRC 則是骨翼板未與箍筋貼齊。NSRC 所衍生之施工性問題，本團隊將採用「連鎖式閉合箍筋」予以解決。</li> <li>2. 構架設計之材料性質部分，本研究團隊將採用一般狀況 SRC 施工情況下所採用之材料性質，除箍筋用量之外其餘皆按現行規範要求做設計。柱斷面將採用 NSRC、TSRC、十字型斷面、I 型斷面(包含強弱軸)等，主要強調於本團隊提出之柱箍經用量建議公式一體適用。</li> <li>3. 本團隊會將板的效果納入考量，各委員可參考 P.16，圖 14 之構架示意圖，從上視圖可以得知此構架有將樓板一併納入試體設計。</li> <li>4. 本團隊先前對此已有所討論，軸壓應會納入試驗，雖然施加軸壓會讓試驗非常麻煩，相關耗材之經費驚人，但軸壓力在本次試驗中扮演非</li> </ol> |

|                   |   |   |
|-------------------|---|---|
|                   |   | <p>常重要之角色，本團隊會將軸壓納入試驗考量。本研究團隊預計於中間兩根柱施加軸壓力，預計施加<math>0.4f'_c A_g</math>之軸壓力。</p>  |
| <p>曾委員<br/>慶祥</p> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本研究試體預計採用 3 跨 2 層樓之大型構架，關於梁、柱斷面尺寸大小如何？</li> <li>2. 一般實驗之試體斷面相對較小於實務應用上之斷面，試驗結果是否適用於實際應用？或者需要做何種限制或調整？</li> <li>3. P.10，圖 10 之腹板與繫筋之連接方式，請加以說明</li> <li>4. 「連鎖式閉合箍筋」靠近核心處如何固定？</li> <li>5. SRC 規範中對寬厚比、配筋方式及保護層厚度都有相關規定，本試驗是否也有將相關規定納入試體製作考量？</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 關於本研究試體之梁、柱斷面尺寸大小目前尚未決定，本團隊預計先辦理專家座談，於會議中獲取各專家之寶貴經驗與建議後再做最後決定。</li> <li>2. 實驗採用之斷面雖較實際斷面小，但本團隊之試體係依照縮尺寸理論製作，擬動態試驗也依此縮尺寸理論來做調整。在構件實驗上，尺寸已很接近真實情況，某種程度上構件已反映真實尺寸之效應，礙於經費與場地限制之原因，本研究構架尺寸按縮尺理論，盡可能地達到最接近真實的狀況。</li> <li>3.</li> <li>4. 「連鎖式閉合箍筋」和鋼骨之接合係採用點銲，各委員可參考 P.12，圖 12 在靠近混凝土核心部分有彎鉤，彎鉤之用途在和混凝土做錨定。若有橫隔板，只需將「連鎖式閉合箍筋」與橫隔板做點銲即可。</li> <li>5. 本研究之構架設計，除了柱箍筋用量之外，皆遵循 SRC 規範之規定。</li> </ol> |

九、討論事項與臨時動議：無。

十、會議結論：

- (一)本採購案投標受評廠商 1 家，國立臺灣科技大學經評選結果名次加總分數為 6 分(平均分數為 83.83 分)。並符合評選須知第 4

點第 1 款「須有過半數評選委員評定達 70 分(含)以上者方列入名次之排定」之規定。依所得名次加總，名次累積最低者國立臺灣科技大學為優勝廠商序位為第 1 位。

(二)請主辦單位將評選結果簽報機關首長或其授權人員核定。並請廠商於得標後，配合採購評選委員意見修正計畫書內容，俾以納入契約文件中。

十一、出席委員確認會議記錄：本會議紀錄經出席委員確認，無異議通過。

十二、散 會：上午 11 時 55 分整。



## 附錄二 專家座談會會議紀錄

# 包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之 構架試驗研究

## 第一次專家座談會會議紀錄

會議時間：102 年 6 月 24 號（星期一）下午 1:30

會議地點：台灣科技大學工程二館 E2-221 會議室

主持人：陳正誠教授

記 錄：謝嫻紘研究助理

出席委員：

|             |        |
|-------------|--------|
| 永峻工程顧問公司    | 鍾俊宏協理  |
| 聯邦工程顧問公司    | 陳煥煒副總  |
| 大彥工程顧問公司    | 張宏成總經理 |
| 忠彥工程技術顧問公司  | 謝忠恕技師  |
| 科技土木結構技師事務所 | 李英傑技師  |
| 陳正平結構技師事務所  | 陳正平技師  |

（依姓氏筆劃排序）

【內政部建築研究所】 陶其駿主任 黃國倫研究員

列席人員：

協同主持人 歐昱辰副教授  
研究助理 謝嫻紘  
研究助理 杜昱石

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。

座談內容概要：

|           | 專家意見                              | 研究團隊回應  |
|-----------|-----------------------------------|---|
| 李英傑<br>技師 | 1. 請問本次構架試驗中混凝土的強度、主筋以及箍筋的降伏強度為何？ | 1. 柱子鋼骨的部分採用 ASTM A572 Grade 50、梁採用 A36、混凝土 $f'_c = 28\text{MPa}$ 、主筋 $f_y = 420\text{MPa}$ ，至於箍筋的部份情況比較複雜，有經過退火程序的處理，由目前已測試幾組箍筋做抗拉試驗的結果，箍筋的強度看起來落在 |

|                   |   |   |
|-------------------|---|---|
|                   |   | <p><math>f_y = 420\text{MPa}</math>。不過之後箍筋的強度會再到現場取樣做抗拉試驗，依據實際箍筋的強度做配置。</p>   |
| <p>陳正平<br/>技師</p> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 實際的箍筋用量是剪力與圍束效應做疊加，目前的規定是剪力筋與圍束箍筋的用量來做比較之後取大值做設計，一般圍束箍筋量較多，所以實務上剪力筋不足的情況不常發生。但是在軸力很大的情況下，箍筋用量被圍束需求給用掉，這時候剪力筋的用量可能不足，如果現在把圍束箍筋用量給減少，剪力筋用量是否會不足，有產生危險的情況出現？</li> <li>2. 在簡報中有提到柱斷面尺寸主要有鋼骨深度較深的斷面與深度較淺的斷面，鋼骨較深的斷面保護層很薄，容易產生剝落的現象，當混凝土剝落以後直到柱開始產生挫屈甚至翼板也發生挫屈的現象，此時柱軸力強度下降的速度很快，我們不希望柱子的破壞是瞬間產生，我們希望它能增加民眾逃生的時間，所以是否應該將上述混凝土剝落、翼板與箍筋圍束效應失去的情況造成韌性下降的影響一併納入考慮？</li> <li>3. 第一階段的側推試驗與第二階段的側推試驗，一樓與二樓的固定度不同，是否會對試驗結果造成影響？</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 剪力筋不足的情況很難出現，本研究團隊所提出之箍筋用量公式只對強軸彎曲的時候做折減，且強軸彎曲的部分還有鋼骨腹板來承受剪力，所以強軸方向是完全沒有剪力筋不足的問題。至於弱軸方向的箍筋是完全不折減，鋼骨對承受剪力的貢獻完全不計，因此它的行為類似 RC。從 RC 的觀點來看，本研究所提出之公式是從試驗結果來推得，實驗本身其實都已內含剪力，現在必須從資料庫裡面得知是否包含真實剪應力的範圍，本團隊認為該資料庫已有上述相關資訊。一般學術界在做試體設計時，會將試體設計的參數與現有的狀況一併納入考量，所以弱軸箍筋用量也不會有問題。</li> <li>2. 感謝委員提醒，本研究團隊全部都會納入考量。其實委員上述之圍束效應的問題，在本研究團隊所提及之公式裡的<math>K_n</math>項其實已有考慮。</li> <li>3. 一、二樓的固定條件的確不同，但是本團隊會進行相對轉角之量測，因此還是可以找出兩種邊界條件不同情況下的相對關係。</li> <li>4. 本構架柱斷面鋼骨的比例與現有工程的比例相差不大，諾將</li> </ol> |

|                   |  |  |
|-------------------|--|--|
|                   | <p>4. 鋼骨用量在 SRC 規範有一定的適用性，由本次構架斷面來看，鋼骨比偏高於一般工程，因此在軸力的施加為 <math>0.3f'_cA_g</math> 是否要跟 <math>P_n</math> 有關，用混凝土面積來推算施加的軸力是否無法考慮到鋼骨比的問題。</p> <p>5. <math>\lambda_{pd}</math> 的要求是否符合鋼結構規範與 SRC 規範的要求？</p>                            | <p>本構架斷面等比例放大來看，鋼骨用量其實與一般工程相差不大。ACI 規範都以多少比例的 <math>f'_cA_g</math> 來計算，委員可以觀察 RC 部分的 P-M 互制圖，其實在計算軸力的部份是跟 <math>f'_cA_g</math> 有關，與 <math>P_n</math> 無關。</p> <p>5. 本構架試體之斷面皆滿足兩種規範對 <math>\lambda_{pd}</math> 的要求。</p>   |
| <p>鍾俊宏<br/>協理</p> | <p>1. 箍筋退火後的銲接性質要在檢核。</p> <p>2. 本構架柱斷面較小，因此混凝土的選擇最好能夠選擇粗骨材粒徑較小之混凝土。</p> <p>3. 本試驗構架分成上下兩種不同的設計方法，左右也選擇不同的斷面，這樣做配置的考量是甚麼？在做側推的時候，一樓與二樓的邊界條件與產生的彎矩也不同，比對上是否會產生問題？</p> <p>4. 鋼骨與混凝土所產生的介面可能需要剪力釘來做接合，本構架試體是否有採用剪力釘？沒採用剪力釘是否會產生問題？</p> | <p>1. 感謝委員提醒。</p> <p>2. 感謝委員提醒。</p> <p>3. 的確，在側推時一、二樓的彎矩的確會不同，其實本次實驗側推情況有兩種，第一種是一、二樓一起推，豎向力是按照倒三角形做分配。根據本團隊分析的結果，在做完另一、二樓側推試驗的時候，塑角會產生在一樓柱底，因此可以觀察出一樓柱依照本團隊所建議之公式做設計，在到達極限狀態下的行為，此時二樓是完全沒有塑角產生。所以另外一種情況是在做完一、二樓的側推，本團隊將鎖住一樓的油壓千斤頂，強迫二樓的柱達到極限狀態，進行二樓箍筋用量的測試與觀察。</p> <p>4. 本構架試體並沒有使用任何剪力釘，本團隊過去做過相當多組試體，全部均未採用剪力釘，但所有試體強度幾乎也能充分的發展出來，因此本團隊認為並不需要任何剪力釘做輔助。</p> |



|                    |  |   |
|--------------------|--|---|
| <p>陳煥煒<br/>副總</p>  | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 該試體柱鋼骨較深的斷面保護層有點太薄，鋼骨的<math>\lambda_{pd}</math>是否應該用純鋼構的標準作檢核，可能就不該用 SRC 規範的標準做檢核？</li> <li>2. 翼板較寬之斷面是否需要剪力釘與混凝土產生良好的接合？</li> <li>3. 規範規定要採用 SN 系列的鋼材，為何本構架試體鋼材要採用 ASTM A572 ？</li> <li>4. 箍筋配置是採用閉合箍筋配置還是採用兩個有 135 度彎鉤的 L 型鋼筋做結合？</li> <li>5. 在鋼骨較淺的柱斷面，角落的主筋有 12 根，是否需要配置角隅繫筋？</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 感謝委員提醒，過去實驗的結果指出，一般鋼骨較深的斷面其韌性非常好，因為鋼骨淺的斷面在箍筋與鋼骨翼板間之受壓混凝土沒有圍束效應產生，反觀鋼骨較深的斷面則產生良好的圍束效應。本次試驗所有的鋼骨斷面基本上都符合鋼結構規範對<math>\lambda_{pd}</math>的要求。只要是符合<math>\lambda_{pd}</math>的要求，反而是鋼骨較深的斷面韌性比較好。現在委員們比較擔心的問題是保護層是否會提早剝落，根據本團隊過去試驗的結果指出在相對變為轉角達到 3% 的時候，保護層才剝落。</li> <li>2. 本團隊過去曾做過許多試驗發現剪力釘不但對接合沒有幫助，反而還造成最大強度的下降，因為對構件來說剪力釘視為異物，會有應力集中的現象產生，造成混凝土提早壓碎。因此本團隊認為不需要任何剪力釘的輔助。</li> <li>3. SN 系列鋼材的規定只需要用在箱型柱，事實上本構架試體入熱量不大，所以 ASTM A572 的鋼材並無太大問題。</li> <li>4. 採用兩個有 135 度彎鉤的 L 型鋼筋會產生間隙的問題，為了避免間隙的產生，本團隊將採用銲接接合的閉合箍筋。</li> <li>5. 感謝委員提醒，本團隊是有配置角隅繫筋的，只是圖面上沒有顯示出來。</li> </ol> |
| <p>張宏成<br/>總經理</p> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 一般外面業界採用箱型柱的比例較高，將來是否有機會做箱型柱的試驗？</li> </ol>  | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本團隊箱型柱構件撓曲的試驗已做的非常多，近期內會慢慢地發表出來。</li> </ol>   |

|                    |  |   |
|--------------------|--|---|
| <p>謝忠恕<br/>技師</p>  | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 柱斷面在核心混凝土的部分翼板所提供的圍束與只有純 RC 所提供的圍束效應是否一樣?</li> <li>2. 簡報上提到的弱軸的箍筋用量是不折減的，但其實從另外一個角度來看，腹板其實也是連續的部分，腹板是否也能跟箍筋一樣產生圍束的效果?</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. RC 主要是靠主筋與箍筋對核心混凝土產生圍束的效應，反觀腹板與翼板是屬於連續的接合，因此本團隊認為鋼骨的圍束效果會比 RC 還要好。</li> <li>2. 在弱軸彎曲時，腹板與翼板能夠提供的圍束效果對混凝土來說很小，且弱軸方向也沒有鋼骨來承受拉力，因此本團隊認為弱軸彎曲時，鋼骨翼板與腹板對混凝土產生的圍束效應可忽略不計。</li> </ol> |
| <p>黃國倫<br/>研究員</p> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 試體孔位圖的反力牆與第一孔的距離為 25 公分，並非圖示的 50 公分。請詳細檢核。</li> <li>2. 待試驗結束後，箍筋用量的折減是否能夠以經濟效應做指標，放入報告中?</li> </ol>                              | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 感謝委員提醒，本團隊會再次做詳細的檢查。</li> <li>2. 感謝委員提醒，本團隊會嘗試將箍筋用量減少所帶來的經濟效應放入報告中。</li> </ol>  |

## 「包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之構架試驗研究」

### 第一次專家座談會簽到單

會議時間：102 年 6 月 24 日（星期一）下午 1：30~4：30

會議地點：台灣科技大學工程二館 2 樓-E2-221 會議室

主持人：陳正誠教授

出席委員簽到：

| 出席單位與人員              | 簽到  |
|----------------------|-----|
| 內政部建築研究所 陶其駿主任       |     |
| 內政部建築研究所 黃國倫研究員      | 黃國倫 |
| 永峻工程顧問股份有限公司 鍾俊宏協理   | 鍾俊宏 |
| 聯邦工程顧問股份有限公司 陳煥燁副總   | 陳煥燁 |
| 大彥工程顧問股份有限公司 張宏成總經理  | 張宏成 |
| 忠彥工程技術顧問股份有限公司 謝忠恕技師 | 謝忠恕 |
| 陳正平結構技師事務所 陳正平技師     | 陳正平 |
| 科技土木結構技師事務所 李英傑技師    | 李英傑 |

(依公司筆劃排序)

列席人員簽到：

| 列席單位與人員               | 簽到  |
|-----------------------|-----|
| 協同主持人歐昱辰副教授           | 歐昱辰 |
| 國立台灣科技大學營建工程系 謝嫚紘研究助理 | 謝嫚紘 |
| 國立台灣科技大學營建工程系 杜昱石研究助理 | 杜昱石 |



## 包覆型SRC柱箍筋耐震設計需求之構架試驗研究

主持人：陳正誠 教授 國立台灣科技大學營建系  
協同主持人：歐昱辰 副教授 國立台灣科技大學營建系  
研究助理：謝嫻紘 碩士生 國立台灣科技大學營建系

### 簡報大綱

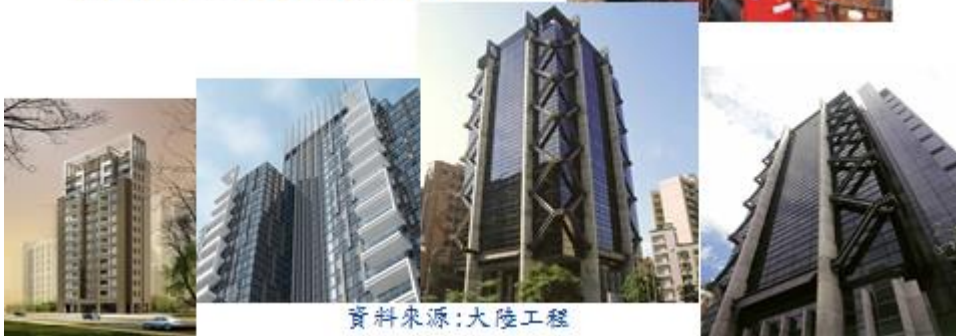
設計方法之介紹

試體設計

柱耐震設計箍筋需求用量設計

## 包覆型SRC構造

- \* 混凝土提供鋼骨防火披覆。
- \* 混凝土提供側向支撐，提昇鋼骨抗壓挫屈強度。
- \* 鋼骨提供核心混凝土圍束，提昇混凝土受壓強度與韌性。



資料來源:大陸工程

## 現行TW-SRC規範

- \* 現行規範箍筋用量之耐震設計方法：

$$A_{sh} = 0.3s b_c \left( \frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[ 1 - \left( \frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right]$$

及

$$A_{sh} = 0.09s b_c \left( \frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left[ 1 - \left( \frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right]$$

其中  $P_{hcc} = 0.2f'_c A_{hcc}$

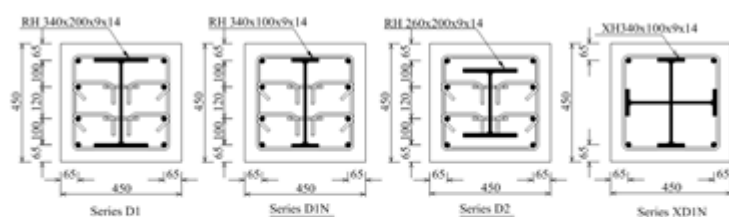
規範雖考慮了鋼骨對軸力的貢獻及鋼骨對混凝土產生之圍束效應，但仍有下列幾點問題：

- \* (1) 未考慮軸力大小對箍筋用量之影響。
- \* (2) 公式雖以  $A_{hcc}$  考慮圍束效應，但實際圍束區域難以規範所示之簡單幾何面積計算。
- \* (3) 公式仍採用混凝土保護層剝落之後所損失的強度應由圍束所造成核心混凝土強度提升來彌補之觀念，與韌性無太大相關。

資料來源:TW-SRC(2011)

## 本研究團隊之研究成果

- \* 本團隊從黃氏秋水(2009)、沈家豪(2010)、詹鎧慎(2012)累積共計24組大尺寸試體。



黃氏秋水、沈家豪、詹鎧慎之試體。

資料來源：陳正誠、沈家豪、詹鎧慎(2012)

## 本研究團隊之研究成果

測試結果合併研究成果獲致以下數點重要結論並提出SRC柱箍筋需求量的計算方法：

- \* 考慮到鋼骨的不對稱性、鋼骨翼板寬度、鋼骨深度以及柱軸力的影響所建議的箍筋需求量採用Kenneth J. Elwood所提出之計算方式如式(3)：

$$A_{sh} = 0.25k_p k_n s b_c \left( \frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) \quad (3)$$

其中：

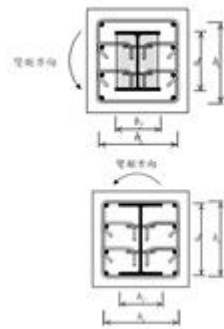
- \*  $k_p = \frac{P_u}{A_g f_c'}$ ，該項係考慮軸力大小對箍筋用量之影響。
- \*  $k_n = \left[ 0.6 + 0.4 \left( \frac{n}{n_{ls}} \right) \right] \left( \frac{h_x + 12}{20} \right)$ ， $k_n$ 之用意主要在於考慮主筋為束的情況。

資料來源：陳正誠、沈家豪(2010)

## 本研究團隊之研究成果

考慮當斷面不為雙對稱斷面時，SRC柱之箍筋需求量具有方向性。

- \* 當強軸承受彎矩時，箍筋需求量計算方式如式(4)所示。
- \* 弱軸承受彎矩時，此時鋼骨的圈束作用可以忽略之，所需箍筋量直接以式(3)之 $A_{sh}$ 計算之。



$$(A_{sh})_o = \frac{(h_c - b_f)}{d} A_{sh} \quad (4)$$

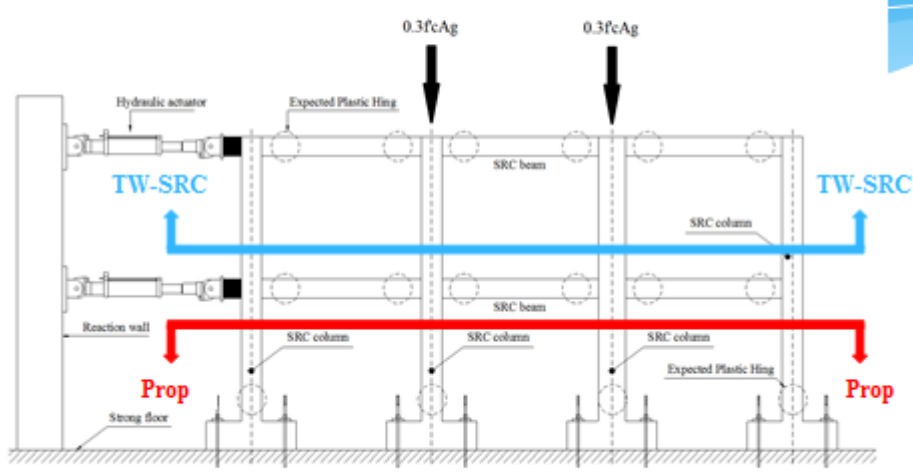
$$A_{sh} = 0.25k_p k_s s_b \left( \frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) \quad (3)$$

資料來源：陳正誠、沈家豪、詹鈺慎(2012)

## 試體規畫

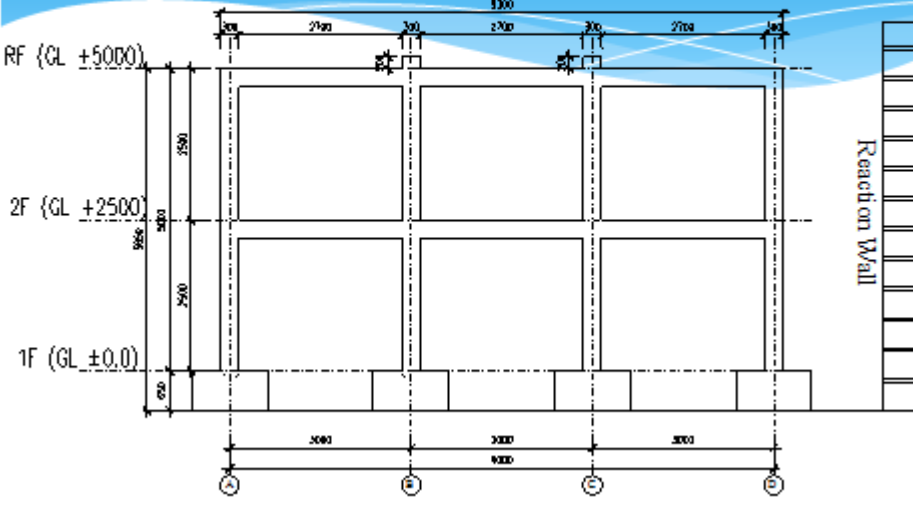
- \* 本研究試體預計採用三跨兩層樓之大型構架，箍筋細部設計將以箍筋參數 $A_{sh}f_{sh}/s$ 表示之。
- \* 本研究團隊所提出之設計方法以下用“Prop”簡稱之。
- \* 為了同時觀察現行規範與本研究團隊所提出之設計方法的不同，本團隊於構架第一層柱箍筋用量採用“Prop”設計，第二層則採用現行規範TW-SRC設計。
- \* 軸力在本次試驗中扮演相當重要之角色，因此將於中央兩內柱施加 $0.3f'_c A_g$ 之軸力，以觀察軸力大小對箍筋用量的影響。

## 試體規劃



資料來源:本研究團隊

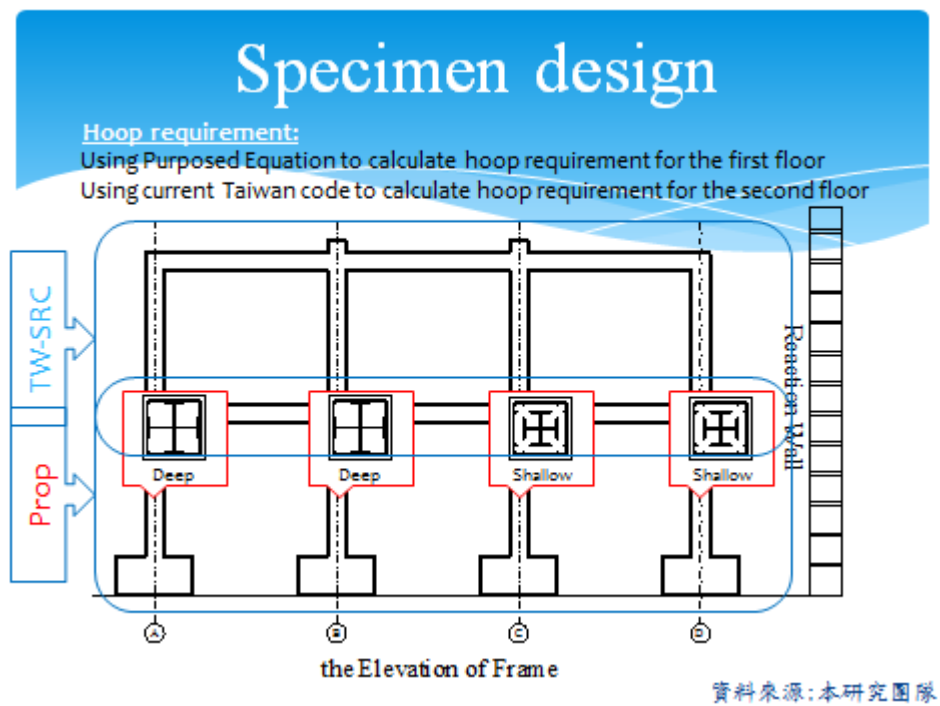
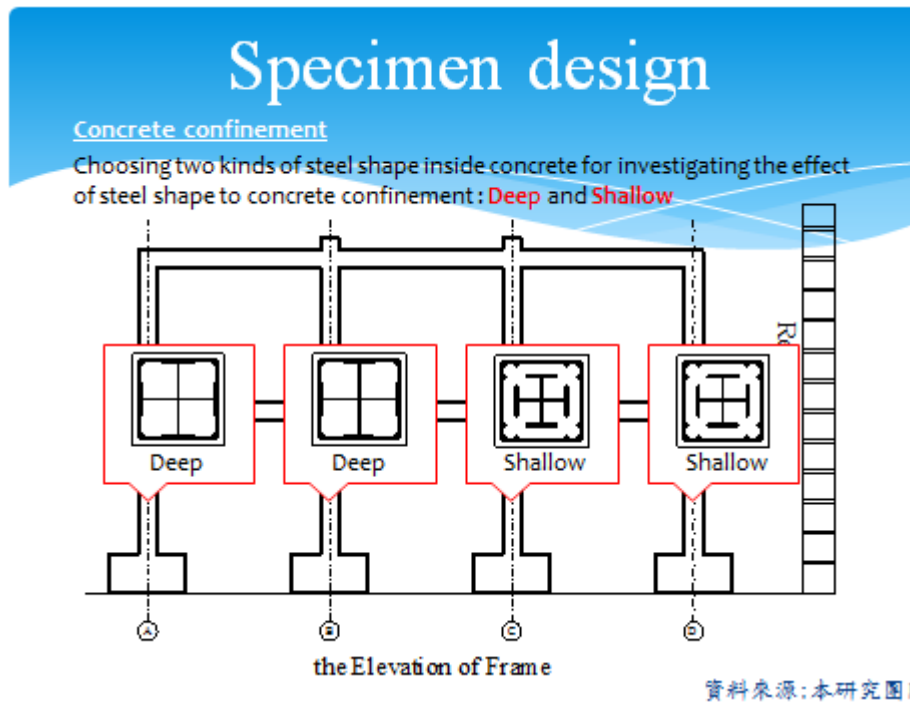
## 試體設計

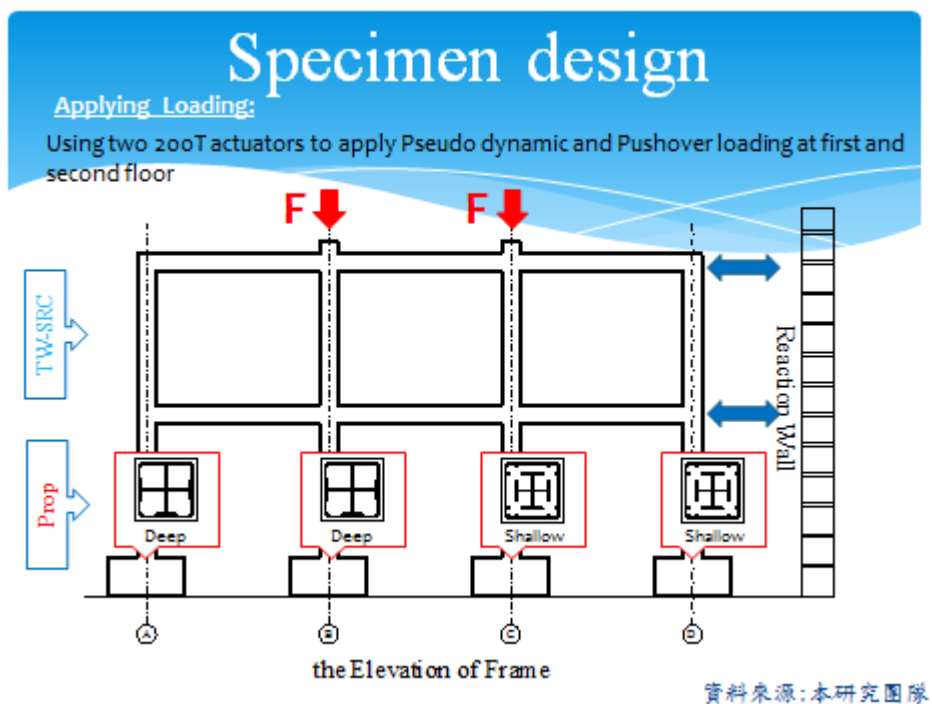
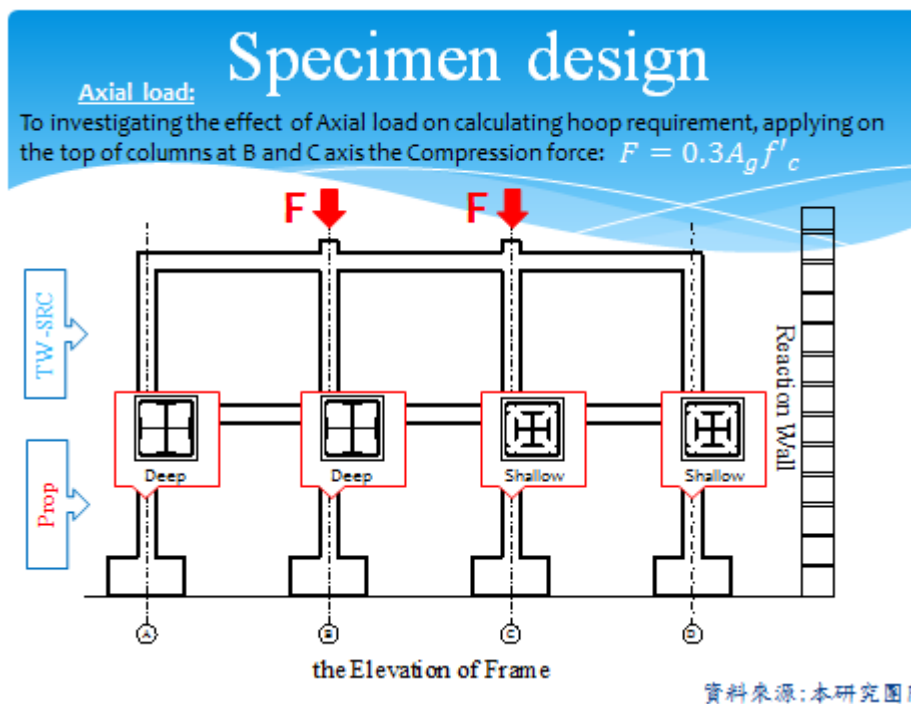


the Elevation of Frame

資料來源:本研究團隊



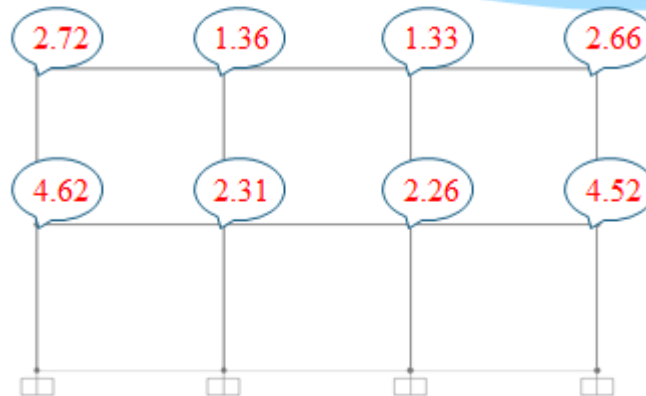




# Specimen design

## Pushover analysis:

According to the code, to obtain Strong column – weak beam mechanism, the ratio of nominal column to beam bending strength should be greater than 1.2.

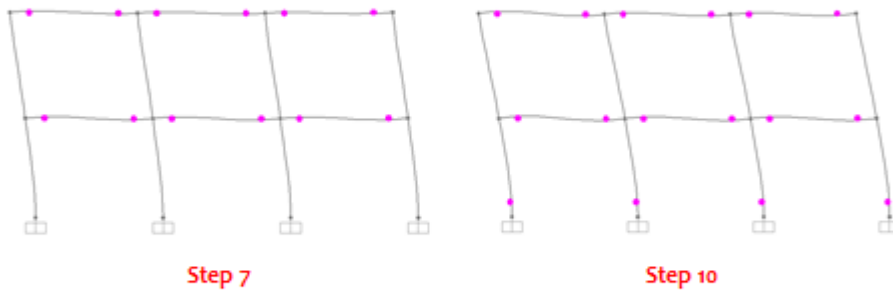


資料來源:本研究團隊

# Specimen design

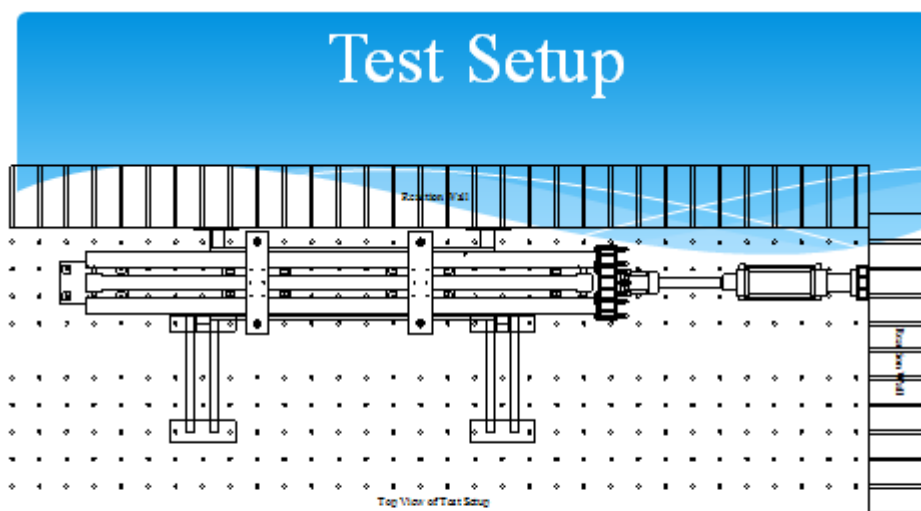
## Pushover analysis:

Results: plastic hinges appear at beams end before appearing at the bottom of first floor columns

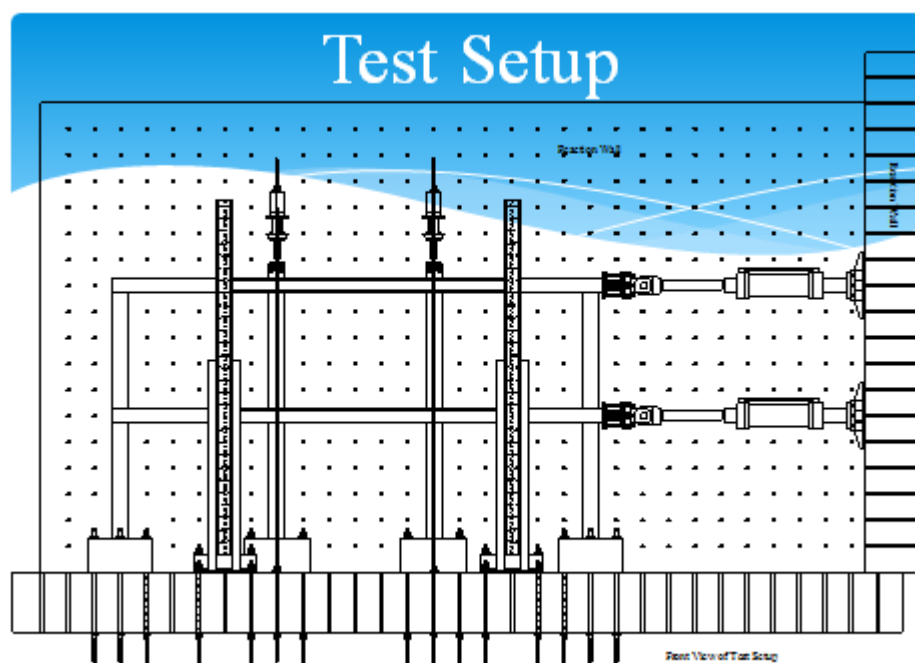


2<sup>nd</sup> floor drift: 3.56%  
Roof floor drift: 4.24%

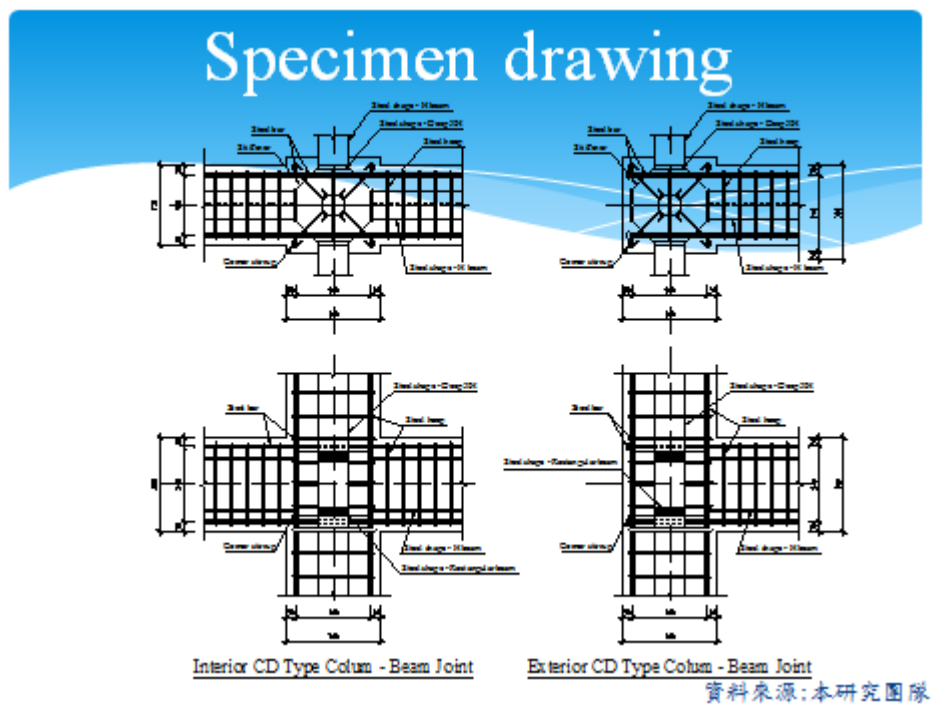
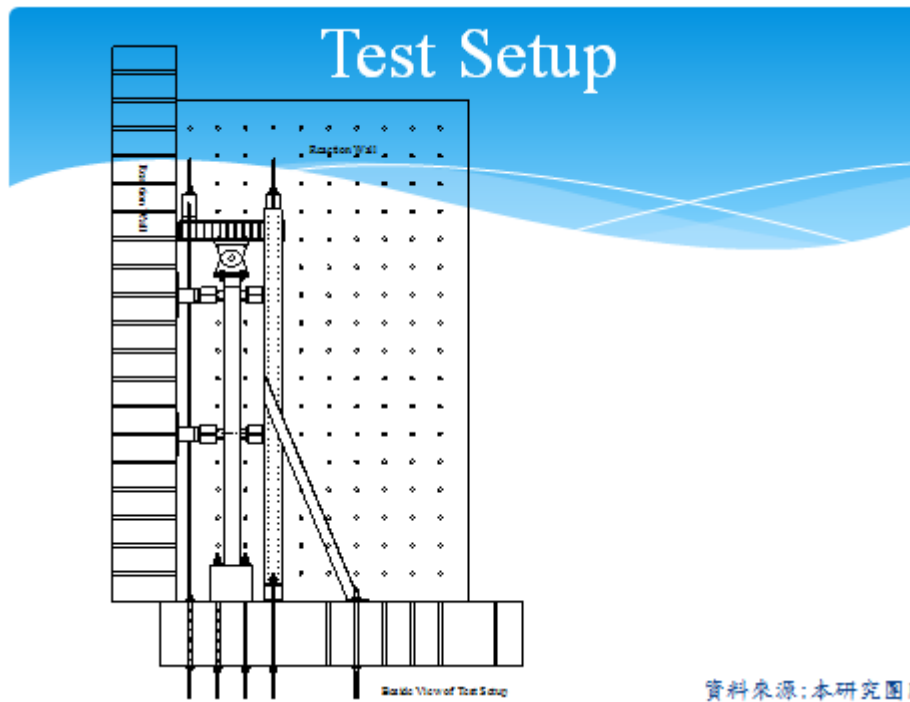
資料來源:本研究團隊



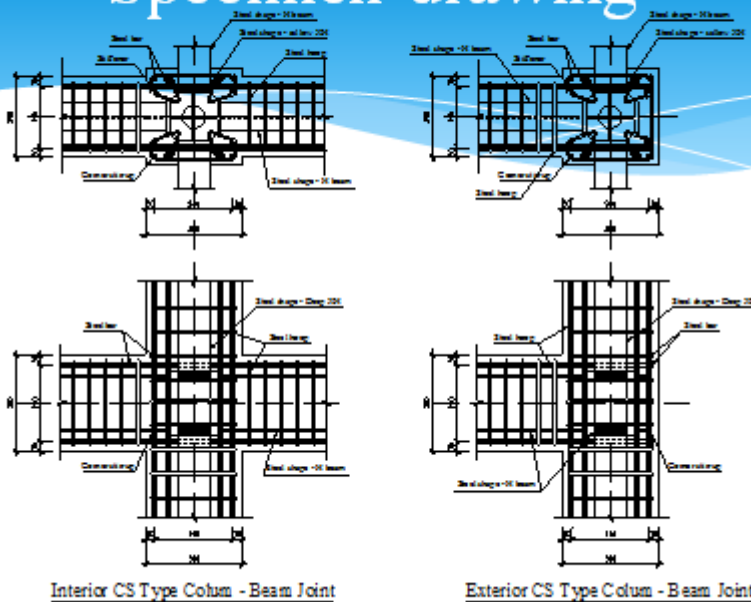
資料來源:本研究團隊



資料來源:本研究團隊



## Specimen drawing

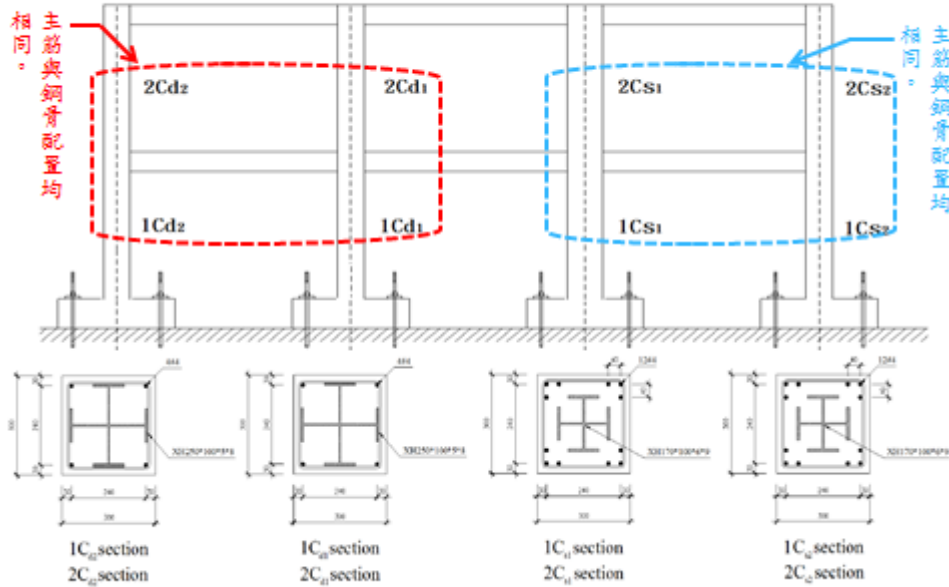


資料來源：本研究團隊

## 柱斷面參數

- \* 混凝土 $f'_c=28$  Mpa。
- \* 柱主筋 $f_y=420$  Mpa
- \* 柱鋼骨 $f_y=345$  Mpa(ASTM A572 Grade 50)。
- \* 柱斷面皆為邊長30公分之正方形。
- \* 柱編號C代表柱子(column)，d則代表柱內鋼骨深度較深(deep)，s則代表鋼骨深度較淺。
- \* 以構架中心為基準，左方兩柱(其主筋、鋼骨斷面配置均相同)採用鋼骨較深之斷面，右方兩柱(其主筋、鋼骨斷面配置均相同)則採用鋼骨較淺之斷面。

## 試體柱斷面之配置



資料來源:本研究團隊

## 柱箍筋用量設計

TW-SRC(第二層柱)

| Specimen         | 施加軸力<br>( $0.3f_c' A_g$ ) | $A_{sh} f_{yh}$<br>$s$<br>(N/mm) | 鋼骨面積<br>$A_s$<br>( $mm^2$ ) | 鋼骨提供之軸壓<br>強度<br>$P_s = A_s F_y$<br>(N) |
|------------------|---------------------------|----------------------------------|-----------------------------|---|
| 2Cd <sub>2</sub> | No                        | 422.24                           | 5515                        | 1902675                                 |
| 2Cd <sub>1</sub> | Yes                       | 422.24                           | 5515                        | 1902675                                 |
| 2Cs <sub>1</sub> | Yes                       | 483.17                           | 5388                        | 1858860                                 |
| 2Cs <sub>2</sub> | No                        | 483.17                           | 5388                        | 1858860                                 |

資料來源:本研究團隊

## 柱箍筋用量設計

TW-SRC(第二層柱)

不管有無軸力影響，柱箍筋需求用量卻依然相同。

| Specimen         | 施加軸力<br>( $0.3f_c'A_g$ ) | $A_{sh}f_{yh}$<br>$s$<br>(N/mm) | 鋼骨面積<br>$A_s$<br>( $mm^2$ ) | 鋼骨提供之軸壓<br>強度<br>$P_s = A_s F_y$<br>(N) |
|------------------|--------------------------|---------------------------------|-----------------------------|---|
| 2Cd <sub>2</sub> | No                       | 422.24                          | 5515                        | 1902675                                 |
| 2Cd <sub>1</sub> | Yes                      | 422.24                          | 5515                        | 1902675                                 |
| 2Cs <sub>1</sub> | Yes                      | 483.17                          | 5388                        | 1858860                                 |
| 2Cs <sub>2</sub> | No                       | 483.17                          | 5388                        | 1858860                                 |

資料來源:本研究團隊

## 柱箍筋用量設計

Prop(第一層柱)

| Specimen         | 施加軸力<br>( $0.3f_c'A_g$ ) | $A_{sh}f_{yh}$<br>$s$<br>(N/mm) | 鋼骨面積<br>$A_s$<br>( $mm^2$ ) |
|------------------|--------------------------|---------------------------------|-----------------------------|
| 1Cd <sub>2</sub> | No                       | 330.70                          | 5515                        |
| 1Cd <sub>1</sub> | Yes                      | 496.05                          | 5515                        |
| 1Cs <sub>1</sub> | Yes                      | 738.24                          | 5388                        |
| 1Cs <sub>2</sub> | No                       | 492.16                          | 5388                        |

資料來源:本研究團隊



## 柱箍筋用量設計

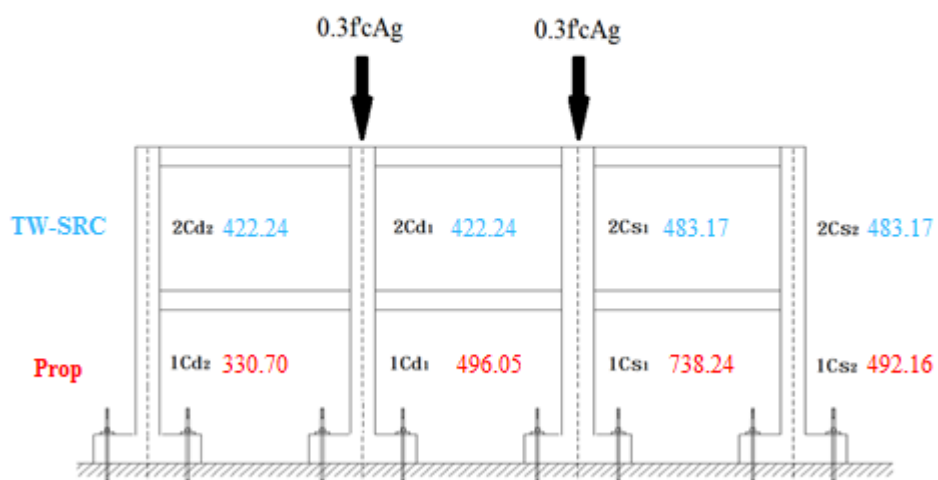
明顯看出軸力對柱箍筋需求用量之影響。

Prop(第一層柱)

| Specimen         | 施加軸力<br>( $0.3f_c'A_g$ ) | $\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | 鋼骨面積<br>$A_s$<br>( $mm^2$ ) |
|------------------|--------------------------|------------------------------------|-----------------------------|
| 1Cd <sub>2</sub> | No                       | 330.70                             | 5515                        |
| 1Cd <sub>1</sub> | Yes                      | 496.05                             | 5515                        |
| 1Cs <sub>1</sub> | Yes                      | 738.24                             | 5388                        |
| 1Cs <sub>2</sub> | No                       | 492.16                             | 5388                        |

資料來源:本研究團隊

## 柱箍筋用量比較



資料來源:本研究團隊

## 柱箍筋材料

\* 由於本試驗構架斷面尺寸之原因，柱箍筋需求用量不大。採用市面上一般最小號數之箍筋(#3)配置仍然有超量配置的情況發生，因此為避免超量配置的產生，本團隊將採用直徑較小之盤元鋼筋做為本構架試驗之箍筋材料。



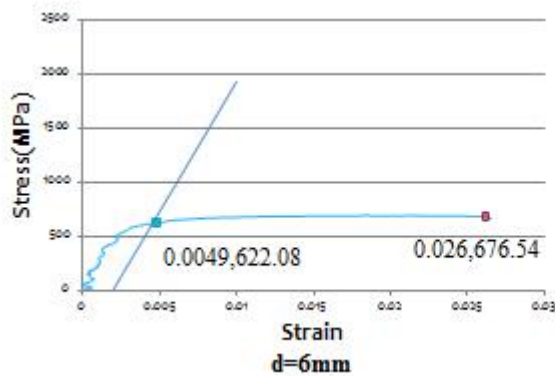
## 柱箍筋號數

| D=6mm                  | D=7mm                  | D=8mm                  |
|------------------------|------------------------|------------------------|
| $A_v=28.26\text{mm}^2$ | $A_v=38.47\text{mm}^2$ | $A_v=50.24\text{mm}^2$ |



## 盤元鋼筋之性質

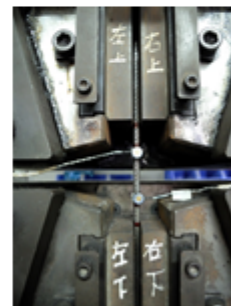
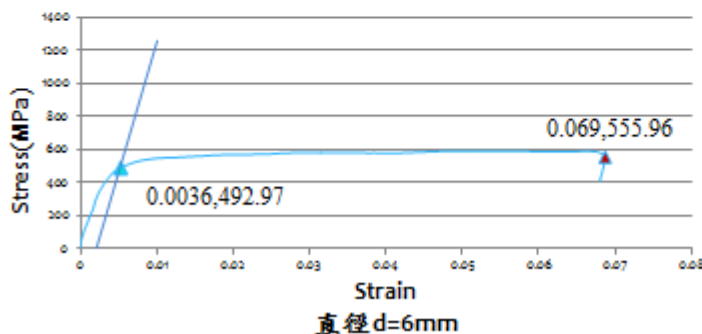
- \* 由於本試驗所採用之盤元鋼筋為光面鋼筋冷軋出竹節，然後再進行矯直與切斷。因此韌性不足與一般市面上的鋼筋相比。(下圖以d=6mm為例做說明)



資料來源:本研究團隊

## 盤元鋼筋韌性之提升

- \* 為了將鋼筋韌性提升，本團向熱處理的廠商尋求協助，希望經由熱處理的退火程序來提升盤元鋼筋的韌性。
- \* 退火後的性質如下：



資料來源:本研究團隊

## 試體箍筋間距

### 梁箍筋間距規定(依TW-SRC規範)：

閉合箍筋之間距不得超過：(i)四分之一梁斷面有效深度；(ii)八倍最小主筋直徑；(iii) 24倍閉合箍筋直徑；(iv) 300mm。

梁閉合箍筋之間距

$$s = \min \text{ of } \left\{ \frac{1}{4} * (270), 8(15.9), 24(6), 300\text{mm} \right\}$$

$$\therefore s = \min \text{ of } \{67.5, 127.2, 144, 300\}$$

$$= 67.5\text{mm}$$

取  $s = 50\text{mm}$

## 試體箍筋間距

### 柱箍筋間距(依TW-SRC規範)：

(i) 圈束區之圈束箍筋間距不得超過柱短邊的1/4或150mm，且不得大於柱主筋直徑之六倍；(ii) 非圈束區之箍筋間距不得超過150mm，且不得大於柱主筋直徑之六倍；

柱閉合箍筋之間距

$$\therefore s = \min \text{ of } \left\{ \frac{1}{4} * (300), 6(15.9), 150\text{mm} \right\}$$

$$\therefore s = \min \text{ of } \{75, 95.4, 150\}$$

取  $s = 70\text{mm}$

## 實際柱箍筋用量配置

\* 根據先前盤元鋼筋退火之材料性質作箍筋量配置，配置情況如下表所示：

Prop(第一層柱)  $s=70\text{mm}$  ,  $f_{yh} = 420\text{MPa}$

| Specimen         | 施加軸力<br>( $0.3f'_cA_g$ ) | Need<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | Used<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | 盤元鋼筋<br>直徑<br>(mm) |
|------------------|--------------------------|--|--|--------------------|
| 1Cd <sub>2</sub> | No                       | 330.70                                     | 349.62                                     | 1 - Ø6             |
| 1Cd <sub>1</sub> | Yes                      | 496.05                                     | 475.87                                     | 1 - Ø7             |
| 1Cs <sub>1</sub> | Yes                      | 738.24                                     | 699.23                                     | 2 - Ø6             |
| 1Cs <sub>2</sub> | No                       | 492.16                                     | 475.87                                     | 1 - Ø7             |

資料來源:本研究團隊

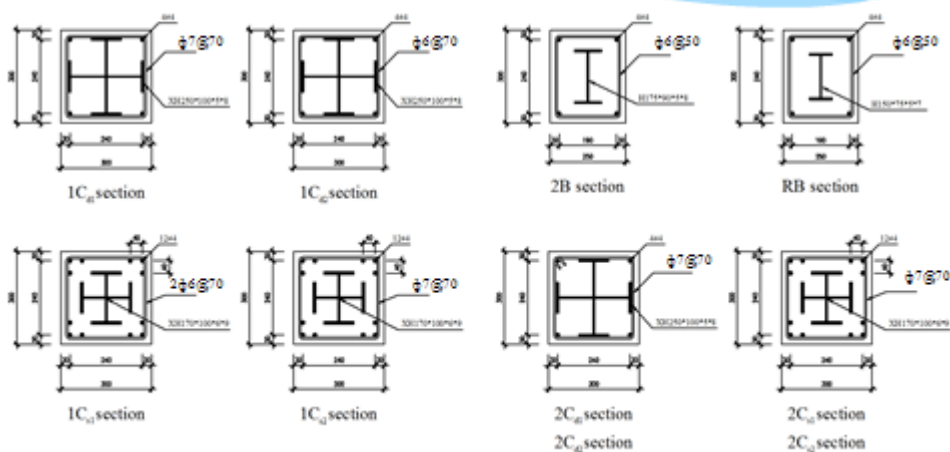
## 實際柱箍筋用量配置

TW-SRC(第二層柱)  $s=70\text{mm}$  ,  $f_{yh} = 420\text{MPa}$

| Specimen         | 施加軸力<br>( $0.3f'_cA_g$ ) | Need<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | Used<br>$\frac{A_{sh}f_{yh}}{s}$<br>(N/mm) | 盤元鋼筋<br>直徑<br>(mm) |
|------------------|--------------------------|--|--|--------------------|
| 2Cd <sub>2</sub> | No                       | 422.24                                     | 475.86                                     | 1 - Ø7             |
| 2Cd <sub>1</sub> | Yes                      | 422.24                                     | 475.86                                     | 1 - Ø7             |
| 2Cs <sub>1</sub> | Yes                      | 483.17                                     | 475.86                                     | 1 - Ø7             |
| 2Cs <sub>2</sub> | No                       | 483.17                                     | 475.86                                     | 1 - Ø7             |

資料來源:本研究團隊

## 實際柱箍筋用量配置圖



## 簡報結束

\* 敬請委員指教

### 附錄三 期中審查會議紀錄

內政部建築研究所

102 年度委託研究「包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之構架試驗研究」、「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」暨協同研究「鋼筋混凝土建築物耐久性能診斷方法研擬」等 3 案期中審查會議紀錄

一、時間：102 年 7 月 12 日（星期五）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：鄭主任秘書元良

記錄：周楷峻、黃國倫

四、出席人員：（如簽到單）

五、主席致詞：（略）

六、承辦單位報告：（略）

七、研究計畫簡報：（略）

八、出席人員審查意見（依發言順序）：

（一）「包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之構架試驗研究」案：

邱教授昌平：

1. 研究團隊三年來已完成累計多達 24 組大尺寸試體，探討包覆型 SRC 柱不同箍筋配置的問題，已有成果。本研究進一步做 SRC 構架試驗，可預期有良好之成果。
2. 側推分析中，梁及柱之元素模擬，若各採端部有 rigid zone 存在，則塑性鉸之位置與試驗規劃所預期之塑性鉸位置是否有出入？
3. Elwood 所提出的  $(A_{sh})_{SRC}$  公式中，有一個公式應改為 ACI 所提供。
4. 簡報檔第 6 頁中，公式(3)右側「 $k_n$  之用意...為束的情況」，「為束」應改為「圍束」。
5. 報告書中之彎矩符號繪在斷面側面，可能會使人誤解為扭轉。

胡總監銘煌：

1. 試體設計中  $Cd_1$  與  $Cd_2$  採用鋼骨較深斷面，請進一步說明在實務上是否可行。
2. 試驗將採用「細粒料混凝土」灌注試體，請說明是否只用砂而不用粗



粒料(即石子)。

3. 報告書中圖 3-2，主筋尺寸以#編號表示，而箍筋則以 $\phi$ 表示，請說明兩種材料性質是否一致。
4. Cross H 的鋼骨型號採 XH，但實務上常用 2H，請說明。
5. 報告書中同一柱的編號有 Cd 與 CD 二種，宜修正成一致。

許教授協隆：

1. 本研究重點在經由構架試驗，驗收先前所擬 SRC 柱箍筋設計之有效性，因此構架試驗之有效進行甚為重要。本研究規劃施加之軸力僅施加於兩內柱，其他兩外柱均未有軸力之效應，請說明其考量為何。
2. 本研究之構架尺度甚大，請說明水平力將施加於外柱或跨度中央。

郭教授詩毅：

1. 本研究試驗將於中間柱施加高軸力，兩側柱沒有承受軸力。由於梁具有一定剛性，中間柱施加高軸力將造成兩側柱承擔部分軸力，請說明是否已考慮此效應。
2. 本研究試驗初步建議，規範於低軸力時柱箍筋配置太過保守，高軸力時卻明顯不足。請說明如何區分高、低軸力，以及本研究可否反映軸力接近高、低軸力分界點時之箍筋用量。

陳技師正平：

1. 本研究進一步考慮柱軸力變化之影響，及鋼骨斷面加大至靠近柱邊的構想，使將來規範更進一步改良。惟若鋼骨靠近柱邊緣，當試體載重達到破壞時，鋼骨圍束及混凝土承壓同時降低，是否會有韌性不足之問題，建議納入考量。

廖組長肇昌：

1. 本研究試驗將採用「細粒料混凝土」，屆時請提供混凝土配比資料。
2. 本研究所用混凝土標稱強度為 28 MPa，是否為業界設計 SRC 之常用混凝土強度？請考量是否以業界常用混凝土強度做設計。

鍾教授立來：

1. 請預估柱底之破壞模式與箍筋量之關係。
2. 構架為強柱弱梁，在鎖住二樓時的側推試驗，塑性鉸未必產生於二樓柱底，請補充此狀況下的電腦側推分析結果。

3. 請補充構件塑鉸參數之設定資料。
4. 請說明採用現行規範是否會造成設計不保守。
5. 構架複雜，不易判讀試驗結果。

中華民國土木技師公會全國聯合會陳技師宗斌

1. 請說明側推構架試驗如何將 2 樓鎖固，如 1 樓破壞嚴重，是否還可進行 2 樓側推？是否考慮先側推 2 樓再側推 1 樓？
2. 若側推分析之目的是與實驗比較，則應按實驗側推順序進行，才有意義。
3. 請說明擬動態試驗的目的。當 PGA 達到 0.24g 時，試體會損壞嗎？

社團法人中華民國建築技術學會莊建築師金生：

1. 可否研究試體鋼柱鐸有剪力釘時，對耐震是否有實質上幫助及影響。

陳組長建忠：

1. SRC 具有鋼骨、鋼筋、混凝土 3 部分，於現今工地梁柱接頭部分，鋼筋錯綜複雜，期許本研究能在安全及施工性合理化有所成果。
2. 有哪些特定情況只能採用 SRC，而不能使用 RC 或鋼構？使用 SRC 構造相對其他構造有何好處？是否僅於承受風力效應時，有較佳的舒適感？如何面對 SRC 是上揭構造中綠建築性能最差的議題？

主席：

1. 歷年是否有相關研究，未來能不能提出相關規範修正條文。

研究單位回應（陳教授正誠）：

1. 實際軸力大小的影響能從本團隊所建議之柱箍筋用量設計公式充分表現出來。因此，認為高低軸力的區別，並不是太重要。
2. 試驗結果的解讀，會以最簡單的方式做比較，僅以箍筋用量做解讀，例如「照本團隊所提出之箍筋用量設計公式做設計，在低軸力的情況下，比規範建議值還小，但卻能達到足夠的韌性。」，類似這樣的比對方式。
3. 本構架試體完全不採用任何剪力釘，過去做過相當多組試體，全部均未採用剪力釘，但所有試體強度幾乎也能充分的發展出來，因此，並

不需要任何剪力釘做輔助。

4. 主筋以#作編號，是依美規編號，主筋降伏強度為 420 MPa，而箍筋為避免超量配置，採用盤元鋼筋做本次試驗的箍筋材料，其 $\emptyset$ 代表箍筋直徑，為滿足箍筋韌性需求，將盤元鋼筋進行熱處理退火，所以箍筋降伏強度會有變化，不過做箍筋用量設計時，將實際退火過的箍筋做拉力測試，所得到的平均降伏強度，再除上 1.1 做為設計用的降伏強度。
5. 採用之「細粒料混凝土」，是指採用相對較細的粗骨材，而不是完全使用砂的混凝土。另本研究未來會提出相關規範的修正條文建議草案。

## 「包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之構架試驗」研究

### 期中審查會議紀錄與意見回覆

|           | 委員意見  | 研究團隊回應  |
|-----------|---|---|
| 郭委員<br>詩毅 | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本研究試驗將於中間柱施加高軸力，兩側柱沒有承擔軸力。由於梁具有一定剛性，中間柱施加高軸力將造成兩側柱承擔部分軸力，此效應是否考慮？</li> <li>2. 本研究試驗初步建議，規範於低軸力時柱箍筋配置太過保守，高軸力時卻明顯不足。高低軸力如何區分？又本研究可否反映軸力接近高低軸力分界點時之箍筋用量？</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 感謝委員指教，本研究於試體設計階段時已給予考慮。</li> <li>2. 本團隊認為高低軸力的區別，並不是太重要。軸力大小的影響能從本團隊所建議之柱箍筋用量設計公式充份表現出來。</li> </ol>  |
| 鍾委員<br>立來 | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 請評估柱底之破壞模式與箍筋用量之關係。</li> <li>2. 構架的強柱弱梁，在油壓千斤頂鎖住二樓時的側推試驗，塑性鉸未必產生於二樓柱底，請補充此狀況下的電腦側推分析結果。</li> <li>3. 構架複雜，是否不易判讀試驗結果？</li> <li>4. 採用現行規範，會造成設計不</li> </ol>         | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 尊示辦理。</li> <li>2. 感謝委員提醒，本研究團隊會就此情況下再進行側推模擬分析。</li> <li>3. 試驗結果的解讀，本團隊會以最簡單的方式做比較，僅以箍筋用量做解讀，例如照本團隊所提出之箍筋用量設計公式做設計在低軸力的情況下，比規範建議值還小，但卻能達到</li> </ol> |

|                   |  |   |
|-------------------|--|---|
|                   | <p>保守?</p> <p>5. 請補充構架塑性鉸參數</p>  | <p>足夠的韌性。類似這樣的比對方式。</p>   |
| <p>陳委員<br/>宗斌</p> | <p>1. 擬動態試驗的目的為何?當 PGA 達到 0.24G 時是體會損壞嗎?</p> <p>2. 側推分析之目的是否與實驗比較?如果是,側推分析應按實驗側推順序進行,才有意義。</p> <p>3. 側推構架試驗,先側推 1F 再將 2F 鎖住,然後側推 2F。2F 如何鎖固?如 1F 破壞嚴重是否還可進行 2F 側推?如果側推 2F 再側推 1F 是否考慮?</p> | <p>1. 本團隊所指之擬動態試驗並非震動台試驗,擬動態試驗之目的在於測試構架於地震作用下之動態反應。本團隊將視實際情況做 PGA 之調整。</p>                |
| <p>莊委員<br/>金生</p> | <p>1. 可否研究柱子試體銲接剪力釘對耐震是否實質上幫助之影響?</p>  | <p>1. 本構架試體完全不採用任何剪力釘,本團隊過去做過相當多組試體,全部均未採用剪力釘,但所有試體強度幾乎也能充分的發展出來,因此本團隊認為並不需要任何剪力釘做輔助。</p> |
| <p>謝委員<br/>忠恕</p> | <p>1. 無其他意見。</p>   |   |
| <p>陳委員<br/>正平</p> | <p>1. 本研究進一步考慮柱軸力變化之影響以及鋼骨斷面加大致靠近柱邊的構架使將來規範更進一步改良。惟鋼骨靠近柱邊之情況,當試體達到破壞時,鋼骨圍束區及混凝土承壓同時降低,是否會有韌性不足之問題?是否該納入考量。</p>   | <p>1. 感謝委員提醒,本研究團隊全部都會納入考量。其實委員上述之圍束效應的問題,在本研究團隊所提及之公式裡的 <math>k_n</math> 項其實已有考慮。</p>    |
| <p>邱委員<br/>昌平</p> | <p>1. 研究團隊三年來已完成果多達 24 組大尺寸是體,探討包覆型 SRC 住不同箍筋配置的問題,已有成果。本計畫近一步做 SRC 構架試驗,可預期有良好之成果。</p>  | <p>1. 感謝委員給予肯定。</p>   |

|                   |   |  |
|-------------------|---|--|
|                   | <ol style="list-style-type: none"> <li>2. 側推分析，梁、柱之模擬若各採端部有 Rigid zone 存在，則塑性鉸之位置與實驗 expected plastic hinge 之位置是否有出入？</li> <li>3. Prop(Ash)src by Elwood ,其中之一為 by ACI</li> <li>4. 公式(3)Kn之用意.....圍束的情況，圍字有錯。</li> <li>5. 報告中之彎矩符號繪在斷面側面，恐意為扭轉？</li> </ol>  |  |
| <p>陳委員<br/>建忠</p> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. SRC 具有鋼骨、鋼筋、混凝土三部分，於梁柱接頭部分，鋼筋錯綜複雜，期許本案能將安全性以及施工性之合理化並有所結果。</li> <li>2. 有哪些特定條件，須採用 SRC 而不便使用 RC 或 S?而使用 SRC 構造對其他構造有何影響?是否僅增加舒適感，如何評估 SRC 是上述構造中綠建築最差的議題?</li> </ol>  | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 感謝委員給予肯定。</li> </ol>   |
| <p>胡委員<br/>銘煌</p> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本研究試驗將採用「細粒料混凝土」是否代表只用砂而不用粗骨材?</li> <li>2. 本研究期中報告圖 3-2 主筋以 #作編號，箍筋則以<math>\emptyset</math>表示，兩種才料性質是否一致?</li> <li>3. 柱編號<math>C_{d1}</math>與 <math>C_{d1}</math>，宜一致。</li> <li>4. 試體設計(P21)中之<math>C_{d1}</math>、<math>C_{d2}</math>採用鋼骨較深斷面，在實務上是否可行?請進一步說明。</li> <li>5. 鋼骨型號採 XH，但實務上常用 2H，請檢討。</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本團隊所採用之「細粒料混凝土」，是指採用相對較細的粗骨材，而不是完全使用砂的混凝土。</li> <li>2. 主筋以#作編號是依美規作編號且主筋降伏強度為 420MPa，而箍筋為了避免超量配置，本團隊採用盤元鋼筋做本次試驗的箍筋材料，其<math>\emptyset</math>代表箍筋直徑，為滿足箍筋韌性需求，本團隊將盤元鋼筋進行熱處理退火，所以箍筋降伏強度會有變化，不過本團隊在做箍筋用量設計時，將實際退火過的箍筋做拉力測試所得</li> </ol> |

|           |  |   |
|-----------|--|---|
|           |  | <p>到的平均降伏強度在除上 1.1 做為設計用的降伏強度。</p> <p>3. 尊示辦理。</p>  |
| 廖委員<br>肇昌 | <p>1. 本研究試驗將採用「粗骨材粒徑較小之混凝土」屆時請提供混凝土配比資料。</p> <p>2. 本研究所使用的混凝土強度為 28MPa，是否為業界所設計之 SRC 常用混凝土強度?是否需以業界常用混凝土強度做設計?請參考。</p>                     | <p>1. 尊示辦理。</p> <p>2. 感謝委員建議，本團隊所使用之混凝土強度為業界常用之一般強度混凝土。</p>   |
| 許委員<br>協隆 | <p>1. 本研究重點在經由構架試驗，驗收先前所提 SRC 柱箍筋設計之有效性，甚為重要。</p> <p>2. 本研究所施加之軸力僅施加於兩內柱，其他兩外柱均未有施加軸力，期考量為何?</p> <p>3. 本案之構架尺寸甚大，水平粒將施加於何處?(外柱或垮度中央?)。</p> | <p>1. 感謝委員給予肯定。</p> <p>2. 本團隊之用意在於比較高軸力與軸力為零的情況下，觀察柱箍筋需求用量之差異性，並驗證本團隊所提出之公式能徹底反映軸力大小對箍筋用量之影響。</p> <p>3. 試體構架加載設備之相關配置，於期中報告內 P「附錄 C 整體試驗構架示意圖」。</p> |

九、討論事項與臨時動議：無。

十、結論：

(一) 本次會議 3 案期中報告，經審查結果原則通過。請將與會專家學者及出席代表意見，詳實紀錄，供研究團隊參採，並於期末報告作適當回應。

(二) 請掌握研究時程及進度，委託研究計畫請依規定辦理第 2 期經費核撥；協同研究計畫請研究團隊注意控制經費核銷進度。

十、散會：下午 12 時 40 分。

內政部建築研究所

召開本所 102 年度委託研究「包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之構架試驗研究」、「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」暨協同研究「鋼筋混凝土建築物耐久性能診斷方法研擬」等 3 案期中審查會議簽到簿

| 時 間：102 年 7 月 12 日(星期五) 上午 9 時 30 分                 |       |         |       |
|---|-------|---------|-------|
| 地 點：大坪林聯合開發大樓 15 樓第 2 會議室(新北市新店區北新路 3 段 200 號 15 樓) |       |         |       |
| 主 席：鄭主任秘書元良   |       | 記 錄：周楷煌 |       |
| 出席人員  | 簽 到 處 | 代 理 人   |       |
|   |       | 職 稱     | 簽 到 處 |
| 吳教授傳威   |       |         |       |
| 宋教授裕祺   |       |         |       |
| 邱教授昌平   | 邱昌平   |         |       |
| 胡總監銘煌   | 胡銘煌   |         |       |
| 許教授協隆   |       |         |       |
| 郭教授詩毅   | 郭詩毅   |         |       |
| 陳技師正平   | 陳正平   |         |       |
| 廖組長肇昌   |       |         |       |
| 謝技師忠恕   | 謝忠恕   |         |       |
| 鍾教授立來   | 鍾立來   |         |       |
| 行政院公共工程委員會  |       |         |       |
| 內政部營建署  |       |         |       |

[國倫開 1020005298S]

包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之構架試驗研究

|                       |     |     |  |
|-----------------------|-----|-----|--|
| 中華民國全國建築師公會           |     |     |  |
| 中華民國土木技師公會<br>全國聯合會   | 陳凱  |     |  |
| 中華民國結構工程技師<br>公會全國聯合會 | 邱建國 |     |  |
| 社團法人中華民國建築<br>技術學會    | 莊金生 |     |  |
| 國立臺灣科技大學              |     |     |  |
| 陳教授正誠                 | 陳正誠 |     |  |
| 歐教授昱辰                 | 歐昱辰 |     |  |
| 邱教授建國                 | 邱建國 |     |  |
| 黃助理研究員國倫              | 黃國倫 |     |  |
| 周專案研究助理楷峻             | 周楷峻 |     |  |
| 相關人員                  | 陳其忠 | 陶其取 |  |
| 陳美偉                   |     |     |  |
| 杜星石                   |     |     |  |
| 鍾智翔                   |     |     |  |
| 吳弘任                   | 張瑋哉 |     |  |
|                       |     |     |  |
|                       |     |     |  |
|                       |     |     |  |
|                       |     |     |  |

[國倫開 1020005298S]



## 附錄四 期末審查會議紀錄

內政部建築研究所

102 年度委託研究「包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之構架試驗研究」、「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」暨協同研究「鋼筋混凝土建築物耐久性能診斷方法研擬」等 3 案期末審查會議紀錄

一、時間：102 年 11 月 8 日（星期五）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：周楷峻

四、出席人員：（如簽到單）

五、主席致詞：（略）

六、承辦單位報告：（略）

七、研究計畫簡報：（略）

八、出席人員審查意見（依發言順序）：

（一）「包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之構架試驗研究」案：

宋教授裕祺：

1. 本研究可補足目前 SRC 設計規範有關箍筋用量規定之缺口，值得肯定。
2. 試體規劃採用 4 柱，3 跨 2 層構架型式，並於各樓層梁端施力作擬動態試驗，很有價值。因箍筋量之計算與柱軸力有關，在試驗過程中，柱軸力可能產生變化，建議補充說明如何考量此項係數。
3. 試驗時，如何精準控制兩個 Actuator 之位移或力量？建議於期末報告中補充說明。

胡總監銘煌：

1. NSRC 梁柱接頭採用聯鎖式閉合箍筋，鋼骨貼緊箍筋及鋼骨翼板較寬時，可增加圍束效果等之研究，都有相當實務價值，建議若有可能，可增加實例計算及實際施工要點等，可有效推廣。
2. 結論裡有「TW-SRC 規範」，但文章內容並無「TW-SRC」之定義，請補充。
3. 本研究因試體斷面僅有 30 公分，箍筋熱處理花了許多時間，並非採用一般箍筋，以後若有進一步研究，希望能採用更大的斷面及規範箍筋，進一

步比較其影響。

陳技師正平：

1. 建議對各種不同鋼骨斷面型式、鋼板厚度及混凝土保護層厚度對箍筋需求用量之影響，予以量化規定，供設計者計算參考。
2. 建議在試體尺寸與數量不多之情況下，宜保守訂定規範修訂。

陳建築師鵬欽：

1. NSRC 梁柱接頭與聯鎖式閉合箍筋是否有效？又試驗之梁是 S 梁或 SRC 梁？
2. 報告書第 41 頁柱內閉合箍筋銲接點，似乎都在相同位置，其用意為何？
3. 混凝土強度採用 28MPa，比業界低。
4. 版之效果是否有納入考量？
5. 構架試體之參數，如何決定？
6. SRC 在日本已逐漸沒落，幾無設計新建物。目前由 New RC 及 S 決定大樓之設計。

洪副教授盟峰：

1. 報告書第 26 頁，所提「細粒料的混凝土」無此名詞，請修正。
2. 報告書第 26 頁，應修正為混凝土強度以「28 天抗壓強度 $f'_c$ 」，而非「標稱強度」請修正。
3. 報告書第 50 頁，混凝土各齡期採用 7 天、19 天、28 天之依據為何？一般以 3 天、7 天、28 天或再加上 14 天。
4. 報告書第 177 頁，自充填混凝土坍流度 40cm 屬於偏低，且應量測相互垂直之直徑平均值，另一側似乎較大。
5. 本研究計畫主持人執行此系列專案已有相當豐富之經驗與成果，惟本計畫重點在於包覆型 SRC 柱箍筋耐震之「構架試驗研究」，惟試驗尚在準備階段，仍未進行測試，期待在結案報告內能將成果完整呈現。

郭教授詩毅：

1. 試驗停止條件的考量與及設計為何？
2. 進度略為落後，應在規劃時程內完成本項研究計畫。
3. 在有限時間內與經費預算下，執行本計畫實屬不易，且規劃試體用心。

謝技師忠恕：

1. 構架試體架設完成後，其塑鉸發生位置，在電腦分析後之結果與原先預期

之發生位置是否符合，未來試驗結果應予以驗證之。

2. 本次報告書並未提供試驗結果，建議未來試驗結果與原先研究預期能予以比對。

中華民國全國建築師公會 陳建築師宗斌(書面意見)：

1. 報告書第 14 頁，實驗「解」果，錯字請修正。
2. 本研究從試驗安排、材料製作至測試體執行測試，皆非常用心值得鼓勵。
3. 試驗結果應與研究單位的設計方式進行比對，如何量化有助於 SRC 規範之修正。

陳組長建忠：

1. 以小斷面做實驗，就過去經驗而言，多半是因為試驗加載設備容量所影響，本案採用小斷面原因請補充。
2. 小斷面實驗結果如何推定至常態斷面是過去研究的困擾，本研究是用何種觀點或方法來評估？

執行團隊回應(陳教授正誠)：

1. 本研究團隊將嘗試量測柱底之軸向變形，並利用此數據來推判軸力大小之變化。
2. 本研究採用小斷面之原因就如同委員所述，為受到試驗設備容量、場地與經費之限制。
3. 本研究團隊過去已有相當多大斷面構件之試驗結果可供參考。
4. 相較之下，強度 28MPa 之混凝土在使用上較為普遍，因此本研究團隊選用強度 28MPa 之混凝土做設計。
5. 一般鋼結構中，材料強度會使用「標稱強度」之專有名詞，RC 結構中則使用「28 天抗壓強度 $f'_c$ 」。本研究為 SRC 結構，材料強度該選用哪種專有名詞，將不在本研究中進行討論，此問題待規範修正時，一併由審查委員統一訂定。
6. 本研究團隊混凝土齡期採用 7 天、19 天、28 天並無特別依據，僅想追縱混凝土在不同齡期之強度發展。
7. 報告書所提「TW-SRC 規範」，係指目前現行台灣 SRC 規範。
8. 待試驗結束後，本研究團隊將會對實驗結果與先前分析之結果做一完整之比對。

9. 為考量安全問題，試驗停止條件為當強度下降至 50%時，將停止試驗。

## 包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之構架試驗」研究期

### 末審查會議紀錄與意見回覆

|           | 委員意見  | 研究團隊回應   |
|-----------|---|--|
| 宋委員<br>裕祺 | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本研究可補足目前 SRC 設計規範有關於箍筋用量規定之缺口，值得肯定。</li> <li>2. 試體規劃採用 4 柱，三跨兩層構架型式，並於各樓層梁端施力作擬動態試驗，很有價值。因箍筋量之計算與柱軸力有關，在試驗過程中，柱軸力可能產生變化，建議補充說明如何考量此項係數。</li> <li>3. 試驗時，如何精準控制兩個 Actuator 之位移或力量?建議於期末報告中補充說明。</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 感謝委員給予肯定。</li> <li>2. 本研究團隊將嘗試量測柱底之軸向變形並利用此數據來推判軸力大小之變化。</li> <li>3. 將於成果報告中說明。</li> </ol> |
| 陳委員<br>建忠 | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 以小斷面做實驗，就過去經驗而言，多半是因為試驗加載設備容量所影響，本案採用小斷面原因請補充。</li> <li>2. 小斷面實驗結果如何推定至常態斷面是過去研究的困擾，本研究是用何種觀點或方法來評估?</li> </ol>   | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本案採用小斷面之原因就如同委員所述，為受到試驗設備容量、場地與經費之限制。</li> <li>2. 本團隊過去已有相當多大斷面構件之試驗結果可供參考。</li> </ol>     |
| 陳委員<br>鵬欽 | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. NSRC 梁柱接頭與聯鎖式閉合箍筋是否有效?又試驗之梁是 S 梁或 SRC 梁?</li> <li>2. 報告 P.41.柱內閉合箍筋焊接點似乎都在相同位置，其用意為合?</li> </ol>  | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本團隊過去已有相當多關於梁柱接頭之研究已證實，聯鎖式閉合箍筋可對縱向鋼筋提供有效側向支撐，對核心混凝土提供有效圍束，可有效的取代傳統 TSRC 所使用的閉合</li> </ol>  |

|                   |   |  |
|-------------------|---|--|
|                   | <ol style="list-style-type: none"> <li>3. 混凝土強度採用 28MPa，比業界低。</li> <li>4. 版之效果是否有納入考量?</li> <li>5. 構架試體之參數，如何決定?</li> <li>6. SRC 在日本已逐漸沒落，幾無設計新建物。目前由 New RC 及 S 決定大樓之設計</li> </ol>   | <ol style="list-style-type: none"> <li>箍筋。</li> <li>2. 因為此方向受力較小，且經評估後不會對箍筋圍束效果有所影響。</li> <li>3. 相較之下，強度 28MPa 之混凝土在使用上較為普遍，因此本團隊選用強度 28MPa 之混凝土做設計。</li> <li>4. 本團隊並無考慮版之效應。</li> <li>5. 構架試體之梁、柱之塑性鉸參數，先經由 Xtract 做斷面分析，再將分析所得之梁、柱塑性鉸參數輸入 SAP2000 軟體加以分析。</li> <li>6. 規範仍有相關條文，本研究著重於現行台灣 SRC 規範之修訂並提出較為合理之設計方法。</li> </ol>                          |
| <p>洪委員<br/>盟峰</p> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. P.26 頁，所提「細粒料的混凝土」無此名詞，請修正。</li> <li>2. P.26 頁，應修正為混凝土強度以「28 天抗壓強度<math>f'_c</math>」，而非「標稱強度」請修正。</li> <li>3. P.50 頁，混凝土各齡期採用 7 天 19 天 28 天之依據為何?一般以 3 天 7 天 28 天或再加上 14 天。</li> <li>4. P.177 頁，自充填混凝土坍流度 40cm 屬於偏低。且應量測相互垂直之直徑平均值，另一側似乎較大。</li> <li>5. 本研究計畫主持人執行此系列專案已有相當豐富之經驗與成果，惟本計畫重點在於包覆型 SRC 柱箍筋耐震之「構架試驗研究」，惟試驗尚在準備階段，仍未進行測試，期待在結案報</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 遵照辦理。</li> <li>2. 一般鋼結構中，材料強度會使用「標稱強度」之專有名詞，RC 結構中則使用「28 天抗壓強度<math>f'_c</math>」。本研究為 SRC 結構，材料強度該選用哪種專有名詞將不在本案中進行討論，此問題待規範修正時一並由審查委員一同訂定。</li> <li>3. 本團隊混凝土齡期採用 7 天 19 天 28 天並無特別依據，僅想追縱混凝土在不同齡期之強度發展。</li> <li>4. 本構架試體分三次進行灌漿，因此每批自充填混凝土之坍流度值均不同。坍流度值較低之自充填混凝土(坍流度為 40 公分)，本團隊於灌漿時已予以充分震動及搗實。</li> </ol> |

|           |  |   |
|-----------|--|---|
|           | 告內能將成果完整呈現。  | 5. 於結案報告中，本團隊會將試驗過程與分析結果作一完整呈現。   |
| 胡委員<br>銘煌 | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. NSRC 梁柱接頭採用聯鎖式閉合箍筋，鋼骨貼緊箍筋及鋼骨翼板較寬時可增加圍束效果等之研究，都有相當實務價值，建議若有可能，可增加實例計算及實際施工要點等，可有效推廣。</li> <li>2. 結論裡有「TW-SRC 規範」，但文章內容並無「TW-SRC」之定義，請補充。</li> <li>3. 本研究因試體斷面僅有 30 公分，箍筋熱處理花了許多時間，並非採用一般箍筋，以後若有近一步研究，希望能採用更大的斷面及規範箍筋，進一步比較其影響。</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本團隊將於試驗結束後，將提出一合理之柱箍筋用量設計公式，做為規範修訂之參考。</li> <li>2. 本案報告中「TW-SRC 規範」指的是目前現行台灣 SRC 規範。</li> <li>3. 實尺寸或大尺寸之構件試驗，待後續研究案進行研究與討論。</li> </ol> |
| 陳委員<br>正平 | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 建議對各種不同鋼骨斷面型式、鋼板厚度及混凝土保護厚度對箍筋需求用量之影響，予以量化規定，供設計者計算參考。</li> <li>2. 建議在試體尺寸與數量不多之情況下，宜保守訂定規範修訂。</li> </ol>   | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本團隊所提出之柱箍筋用量設計公式，將合理地考慮上述因素對箍筋需求用量之影響。</li> <li>2. 遵照辦理。</li> </ol>   |
| 謝委員<br>忠恕 | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 構架試體架設完成後，其塑鉸發生位置，在電腦分析後之結果與原先預期之發生位置是否符合，未來試驗結果應予以驗證之。</li> <li>2. 本次報告並未提供試驗結果，建議未來試驗結果結果與原先研究預期能予以比對。</li> </ol>  | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 電腦分析之塑鉸發生位置與實際塑鉸產生之位置與順序將待實驗結束後做一驗證。</li> <li>2. 待試驗結束後，本研究團隊將會對實驗結果與先前分析之結果做一完整之比對。</li> </ol>   |

|           |   |  |
|-----------|---|--|
| 郭委員<br>詩毅 | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 試驗停止條件的考量與及設計為何？</li> <li>2. 進度略為落後，應在規劃時程內完成本項研究計畫。</li> <li>3. 在有限時間內與經費預算下執行本計畫實屬不易。且規劃試體用心。</li> </ol>                      | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 為考量安全問題，試驗停止條件為當強度下降至 50% 時，本團隊將停止試驗。</li> <li>2. 感謝委員提醒，本研究團隊相當有信心能於規定時程內完成本項計畫研究。</li> <li>3. 感謝委員給予肯定。</li> </ol> |
| 陳委員<br>宗斌 | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. P.14 頁，實驗“解”果，錯字請修正。</li> <li>2. 本研究從試驗安排、材料製作至測試體執行測試，皆非常用心值得鼓勵。</li> <li>3. 試驗結果應與研究單位的設計方式進行比對，如何量化有助於 SRC 規範之修正。</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本研究團隊將予以修正。</li> <li>2. 感謝委員給予肯定。</li> <li>3. 待試驗結束後，本團隊將做一完整之分析與討論，提出一合理之柱箍筋用量設計公式與現行規範做比較，並做為規範修訂之參考。</li> </ol>   |

九、討論事項與臨時動議：無。

十、結論：

- (一) 本次會議 3 案期中報告，經審查結果原則通過。
- (二) 請業務單位詳實記錄與會專家學者及出席代表意見，並請執行團隊參採及確實依照本部規定格式修正成果報告，注意文字圖表之智慧財產權，如有引述相關資料，應註明資料來源，對於成果報告之結論與建議事項內容，須考量應為具體可行，並鼓勵將研究成果投稿建築相關學報或期刊。
- (三) 請執行團隊依契約書規定，完成報告書送所及辦理核銷結案事宜。

十、散會：下午 12 時 40 分。



內政部建築研究所

召開本所 102 年度委託研究「包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之構架試驗研究」、「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」暨協同研究「鋼筋混凝土建築物耐久性能診斷方法研擬」等 3 案期末審查會議簽到簿

| 時 間：102 年 11 月 8 日(星期五) 上午 9 時 30 分 |        |         |       |
|-------------------------------------|--------|---------|-------|
| 地 點：本所簡報室(新北市新店區北新路 3 段 200 號 13 樓) |        |         |       |
| 主 席：陳組長建忠                           |        | 記 錄：周禮俊 |       |
| 出席人員                                | 簽 到 處  | 代 理 人   |       |
|                                     |        | 職 稱     | 簽 到 處 |
| 吳教授傳威                               |        |         |       |
| 宋教授裕祺                               | 宋裕祺    |         |       |
| 胡總監銘煌                               | 胡銘煌    |         |       |
| 陳技師正平                               | 陳正平    |         |       |
| 陳建築師鵬欽                              | 陳鵬欽    |         |       |
| 洪副教授盟峰                              | 洪盟峰    |         |       |
| 郭教授詩毅                               | 郭詩毅    |         |       |
| 謝技師忠恕                               | 謝忠恕    |         |       |
| 鍾教授立來                               |        |         |       |
| 行政院公共工程委員會                          |        |         |       |
| 內政部營建署                              |        |         |       |
| 中華民國全國建築師公會                         | (書面審查) |         |       |

[檔峻開 102008371S]

包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之構架試驗研究

|                       |      |  |  |
|-----------------------|------|--|--|
| 中華民國土木技師公會<br>全國聯合會   | 陽明   |  |  |
| 中華民國結構工程技師<br>公會全國聯合會 | 陽明   |  |  |
| 社團法人中華民國建築<br>技術學會    | 莊金生  |  |  |
| 國立臺灣科技大學              |      |  |  |
| 陳教授正誠                 | 陳正誠  |  |  |
| 歐教授昱辰                 | 歐昱辰  |  |  |
| 邱教授建國                 | 邱建國  |  |  |
| 黃助理研究員國倫              | 黃國倫  |  |  |
| 陶主任其駿                 |      |  |  |
| 相關人員                  | 鍾智辛羽 |  |  |
|                       | 同楷收  |  |  |
|                       | 李欣聰  |  |  |
|                       | 楊智凱  |  |  |
|                       | 陳美偉  |  |  |
|                       | 曾安   |  |  |
|                       | 魏嘉   |  |  |
|                       |      |  |  |
|                       |      |  |  |

[檔峻開 1020008371S]

## 附錄 A 地震力豎向分配之計算結果

地震力豎向分配之計算結果如下：

已知資料：

假設工址為台北市文山區萬隆里(台北三區)，地盤種類屬於第二類地盤，鋼骨鋼筋混凝土造，屬於韌性抗彎矩構架系統。

■ 最小設計水平總橫力：

▲ 工址之水平譜加速度係數：

短周期： $S_{DS} = 0.6$

▲ 反應譜短周期與中週期分界之轉角週期 $T_0^D$ 與 $T_0^M$

$$T_0^D = T_0^M = 1.05\text{sec}$$

▲ 用途係數： $I=1.25$

▲ 起始降伏地震力放大倍數： $\alpha_y = 1.0$

▲ 結構系統韌性容量： $R=4.8$

▲ 容許韌性容量： $R_a = 1 + \frac{R-1}{1.5} = 1 + \frac{4.8-1}{1.5} = 3.53$

▲ 結構基本振動週期：

→ 依動力分析： $T_{dyna} = 0.384\text{sec}$

→ 決定結構基本振動週期： $T = T_{dyna} = 0.384\text{sec}$

$$\because 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D \Rightarrow 0.3 \leq 0.384 \leq 1.05$$

$$\begin{aligned} \therefore F_u &= \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} \\ &= \sqrt{(2 * 3.53) - 1} + (3.53 - \sqrt{(2 * 3.53) - 1}) \times \frac{0.384 - 0.6 * 1.05}{0.4 * 1.05} \\ &= 1.836 \end{aligned}$$

▲ 台北盆地之工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ ：

$$\because 0.2T_0^D \leq T \leq T_0^D \Rightarrow 0.21 \leq 0.384 \leq 1.05$$

$$\because S_{aD} = S_{DS}$$

$$\rightarrow S_{aD} = 0.6$$

$$\blacktriangle \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m = \frac{0.6}{1.836} = 0.327 \geq 0.3$$

$$\therefore 0.3 < \frac{S_{aD}}{F_u} < 0.8$$

$$\begin{aligned} \therefore \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m &= 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 \\ &= 0.52 \times 0.327 + 0.144 \\ &= 0.314 \end{aligned}$$

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = \frac{1.25}{1.4 \times 1.0} (0.314)W = 0.280W$$

■ 檢核避免中小度地震降伏之設計地震力：

▲ 工址之水平譜加速度係數：

$$\text{短周期：} S_{DS} = 0.6$$

▲ 反應譜短周期與中週期分界之轉角週期 $T_0^D$ 與 $T_0^M$

$$T_0^D = T_0^M = 1.05\text{sec}$$

▲ 台北盆地之工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ ：

$$\therefore 0.2T_0^D \leq T \leq T_0^D$$

$$\therefore S_{aD} = S_{DS}$$

$$\rightarrow S_{aD} = 0.6$$

$$\blacktriangle \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m = \frac{0.6}{1.836} = 0.327 \geq 0.3$$

$$\therefore 0.3 < \frac{S_{aM}}{F_{uM}} < 0.8$$

$$\begin{aligned} \therefore \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m &= 0.52 \frac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.144 \\ &= 0.52 \times 0.327 + 0.144 \\ &= 0.290 \end{aligned}$$

$$\blacktriangle V^* = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = \frac{1.25 \times 1.836}{3.5 \times 1.0} (0.290)W = 0.190W \leq V \quad OK$$

■ 檢核避免最大考量地震崩塌之設計地震力：

▲ 工址之水平譜加速度係數：

短周期： $S_{MS} = 0.8$

▲反應譜短周期與中週期分界之轉角週期 $T_0^D$ 與 $T_0^M$

$$T_0^D = T_0^M = 1.05\text{sec}$$

▲台北盆地之工址最大水平譜加速度係數 $S_{aM}$ ：

$$\therefore 0.2T_0^M \leq T \leq T_0^M$$

$$\therefore S_{aM} = S_{MS}$$

$$\rightarrow S_{aM} = 0.8$$

$$\blacktriangle \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m = \frac{0.8}{1.836} = 0.436$$

$$\therefore 0.3 < \frac{S_{aM}}{F_{uM}} < 0.8$$

$$\therefore \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m = 0.52 \frac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.144$$

$$= 0.52 \times 0.436 + 0.144$$

$$= 0.371$$

$$\blacktriangle V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W = \frac{1.25}{1.4 \times 1.0} (0.371)W = 0.331W > V$$

NG

■決定設計地震力：

$$V = 0.331W = 0.331 \times 1000 = 331\text{kN}$$

地震力豎向分配：

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

| 樓層       | $h^m$ | $h_i^m$ | $W_i^{(t)}$ | $W_i \times h_i^{(m-t)}$ | $F_i^{(t)}$<br>(kN) | $V^{(t)}$<br>(kN) |
|----------|-------|---------|-------------|--------------------------|---------------------|-------------------|
| RF       | 2.5   | 4.85    | 500         | 2425                     | 223                 | 223               |
| 2F       | 2.35  | 2.35    | 500         | 1175                     | 108                 | 331               |
| $\Sigma$ |       |         |             | 3600                     | 331                 |                   |

## 附錄 B 基腳與夾具之設計與檢核

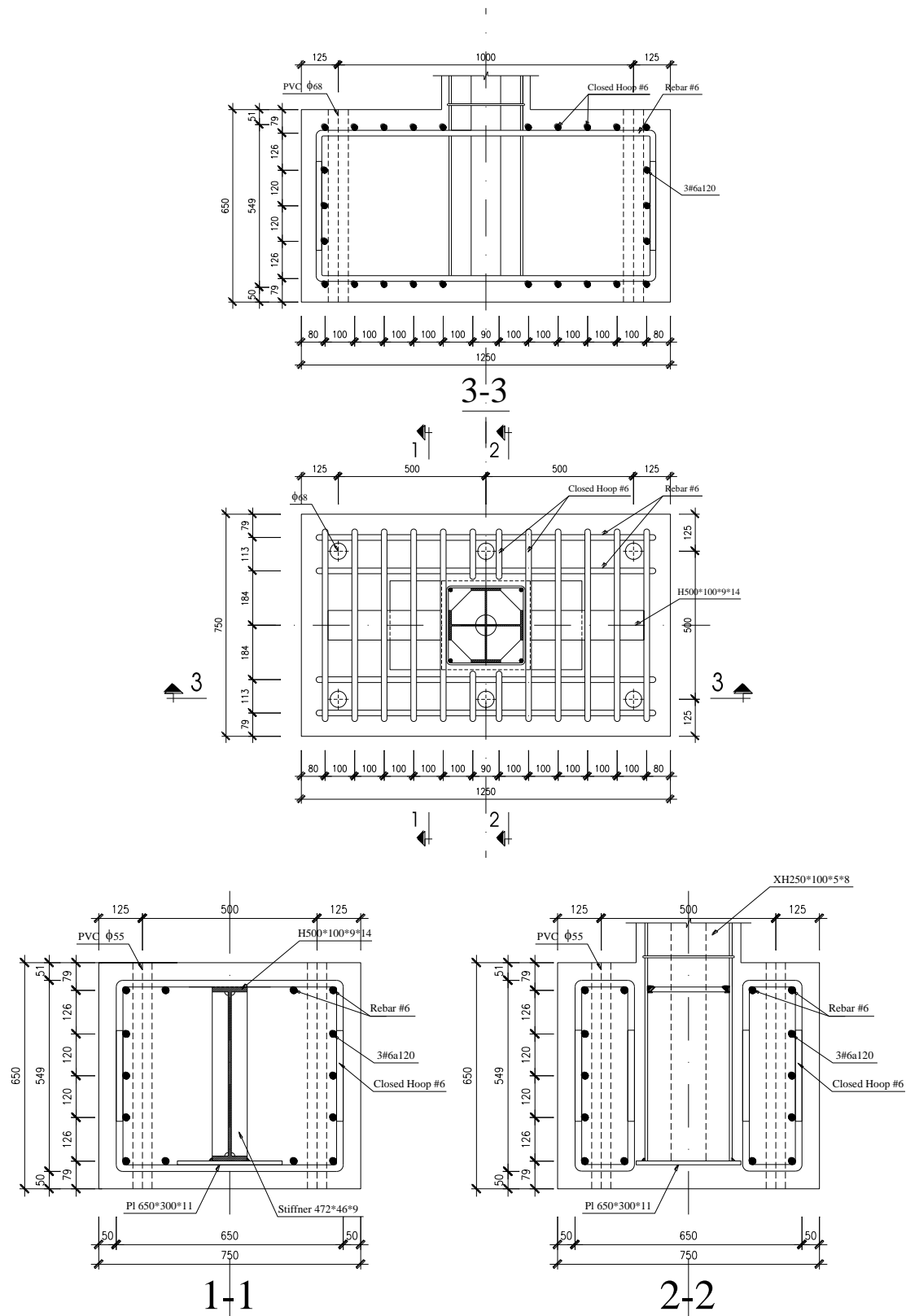


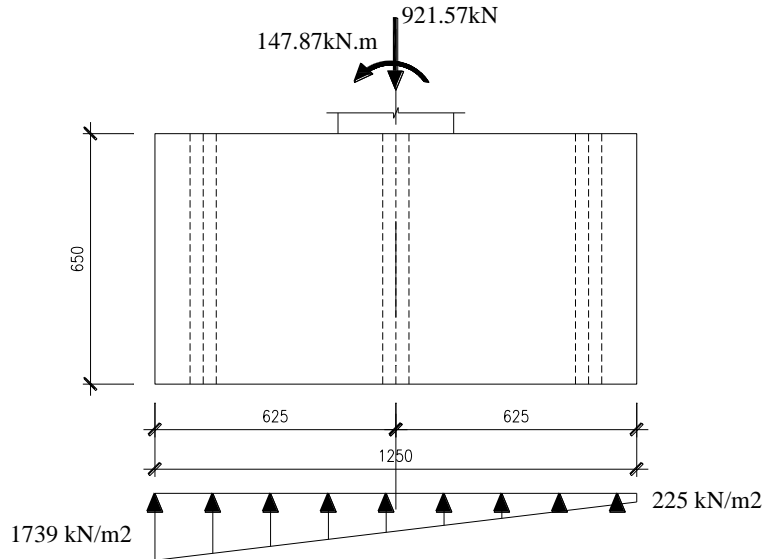
圖 B-1 基腳細部設計圖

(資料來源：本研究繪製)



基腳設計與檢核之計算結果如下：

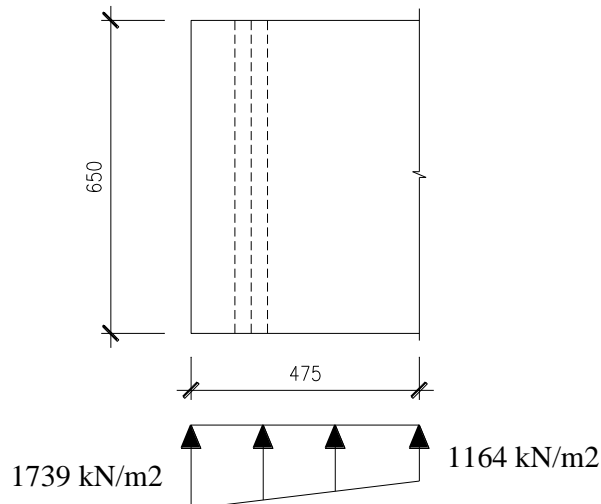
- 彎曲強度之檢核:



$$\rightarrow e = 147.87 / 921.57 = 0.16m < L / 6 = 0.2m$$

$$\rightarrow q_{\max, \min} = 921.57 / (1.25 \times 0.75) \times (1 \pm 6 \times 0.16 / 1.25) = 1739 - 225 \text{ kN/m}^2$$

臨界彎矩:

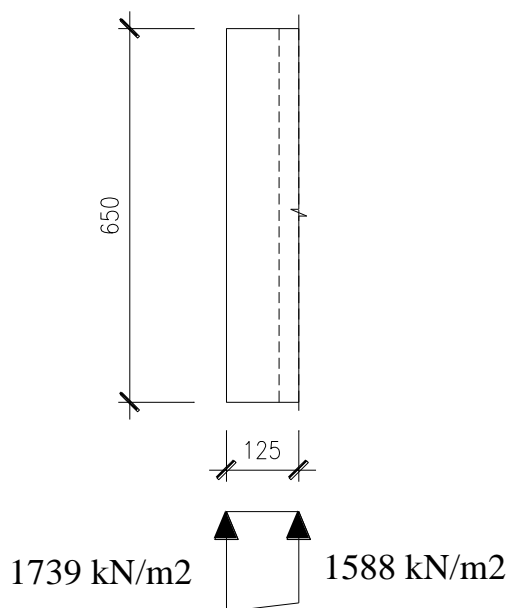


$$\rightarrow M_r = 1164 \times 0.75 \times 0.475 \times 0.2375 + 575 / 2 \times 0.75 \times 0.475 \times 0.317 = 130.95 \text{ kN.m}$$

The result from Xtract:  $M_c = 1013 \text{ kN.m} > M_r = 130.95 \text{ kN.m}$  OK

Safety factor:  $FS = 1013 / 130.95 = 7.73$

- Checking shear strength: at critical position

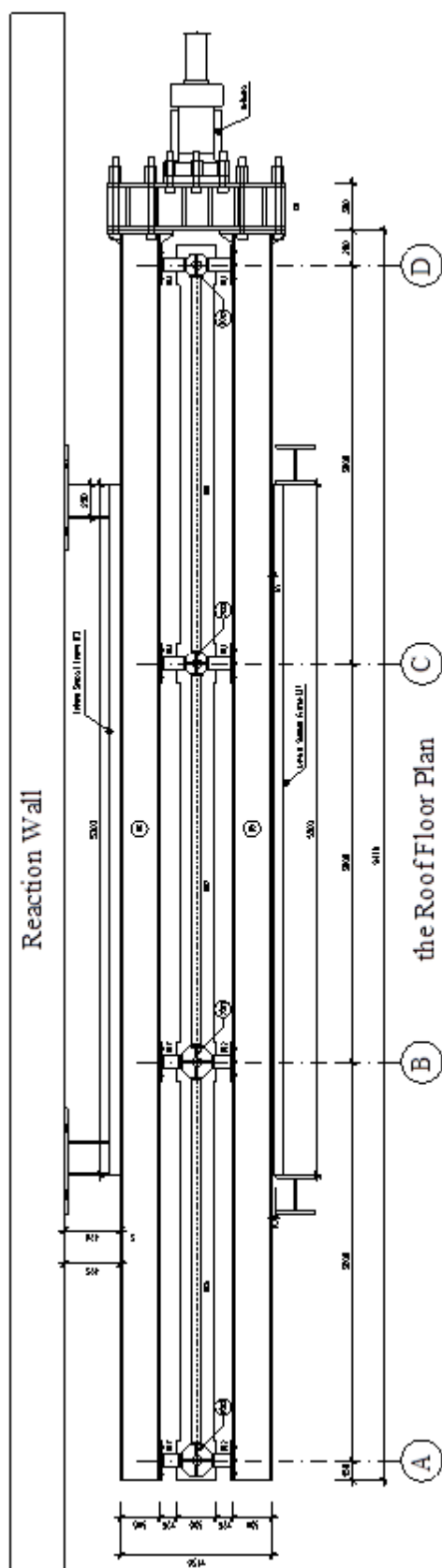


$$\rightarrow V_r = (1739 + 1588) / 2 \times 0.125 \times 0.75 = 156 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_c = 0.75 \times 2 \sqrt{285} \times 65 \times 75 / 1000 = 32.4 f' = 317 \text{ kN} > V_r = 156 \text{ kN} \quad \text{OK.}$$

$$\text{Safety factor: } FS = 317 / 156 = 2.03$$

(資料來源：本研究整理)



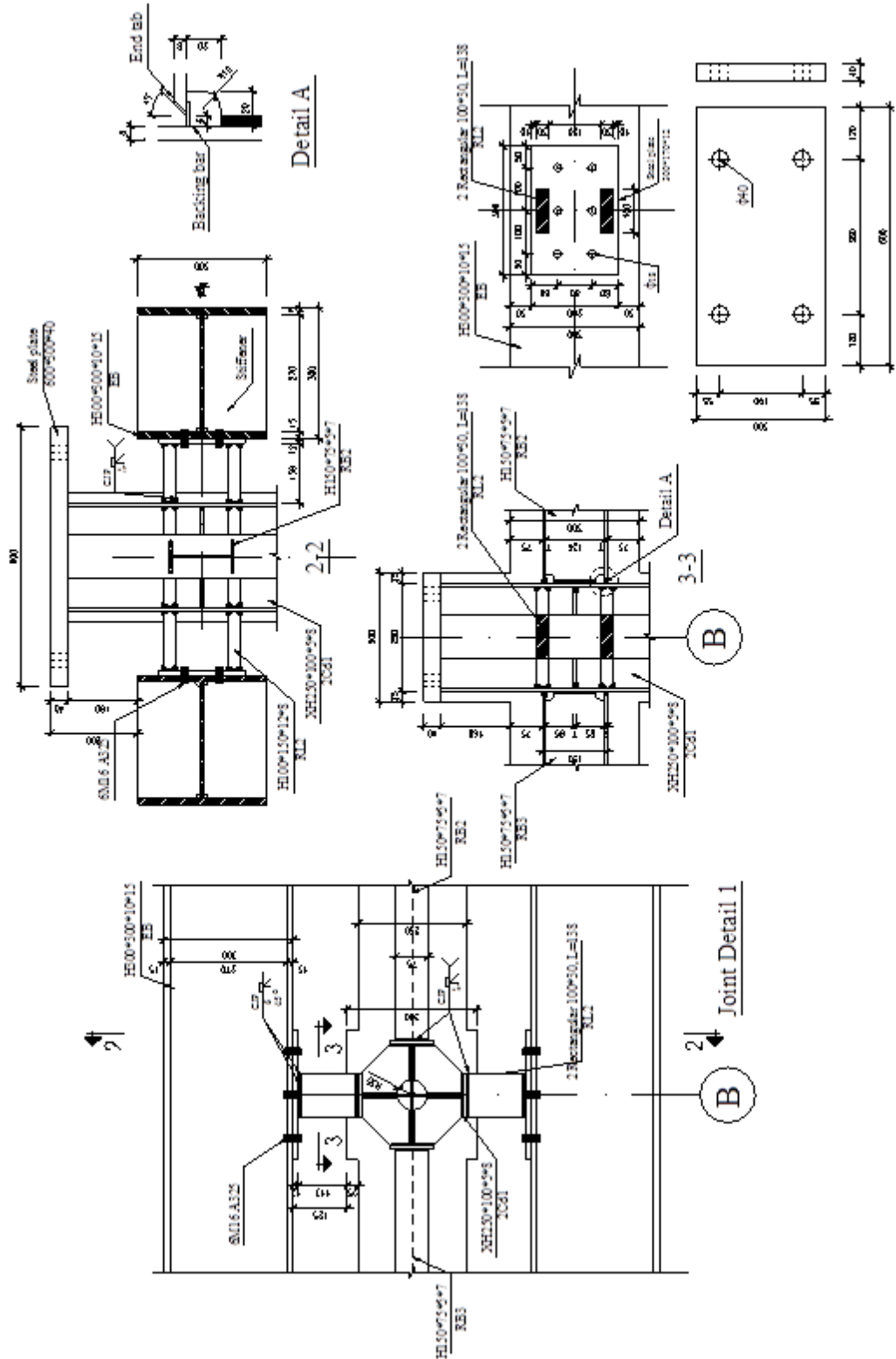


圖 B-2 夾具細部設計圖

(資料來源：本研究繪製)

夾具設計與檢核之計算結果如下：

Critical case:

|                              | CB2    | EB    |
|------------------------------|--------|-------|
| Moment (kN.m) M <sub>x</sub> | 21.5   | 18.93 |
| Moment (kN.m) M <sub>y</sub> | 0.04   | 0.354 |
| Shear (kN)                   | 118.92 | 11.9  |
| Axial load (kN)              | 9.7    | 226   |

- Checking CB2:

The steel grade is A572 Gr50 with  $F_y = 345\text{MPa}$

*Flexural strength:* (ignore M<sub>y</sub>)

Using the AISC Specification Eq F2-1:

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 345 \times 150 / 10^3 = 51.75\text{kNm}$$

From AISC *Specification* Section F1, the available flexural strength is:

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 51.75 = 46.58\text{kNm} > M_r = 21.5\text{kNm} \quad \text{OK}$$

Safety factor:  $FS = 46.58 / 21.5 = 2.17$

*Shear strength:*

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \text{ (using AISC Specification G2-1)}$$

$$h/t_w = 10/3 = 3.33 < 2.24\sqrt{E/F_y} = 52$$

Hence  $\phi_v = 1.0; C_v = 1.0$  (using AISC Specification G2-2)

The available flexural strength is:

$$\phi_v V_n = 1.0 \times 0.6 \times 34.5 \times 10 \times 6 \times 1.0 / 10 = 1242\text{kN} > V_r = 118.92\text{kN} \quad \text{OK}$$

Safety factor:  $FS = 1242/118.92 = 10.44$

- Checking EB:

The steel grade is A36 with  $F_y = 250MPa$

Effective length factor K: the member has fixed end  $K = 0.65$ ,  $L = 2.75m$

$$\rightarrow KL/r = 0.65 \times 2.75 / 0.131 = 13.64 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136.5$$

$$\rightarrow F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = 11140MPa \quad (E3-4)$$

$$\rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658^{F_y/F_e} \right] F_y = 247.66MPa \quad (E3-2)$$

$$\rightarrow P_n = F_{cr} A_g = 247.66 \times 0.0118 \times 10^3 = 2922.4kN \quad (E3-1)$$

$$\rightarrow P_c = \phi_c P_n = 0.9 \times 2922.4kN = 2630.2kN$$

$$\rightarrow P_r / P_c = 226 / 2630.2 = 0.08 < 0.2$$

$$M_{cx} = \phi_c F_y Z_x = 0.9 \times 250 \times 1.480 = 265.5kNm$$

$$M_{cy} = \phi_c F_y Z_y = 0.9 \times 250 \times 0.683 = 153.67kNm$$

$$\rightarrow \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = \frac{226}{2 \times 2630.2} + \left( \frac{18.93}{265.5} + \frac{0.354}{153.67} \right) = 0.116 < 1 \quad (H1-1b)$$

This section is OK.

*Shear strength:*

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \text{ (using AISC Specification G2-1)}$$

$$h/t_w = 27/1 = 27 < 2.24 \sqrt{E/F_y} = 52$$

Hence  $\phi_v = 1.0$ ;  $C_v = 1.0$  (using AISC Specification G2-2)

The available flexural strength is:

$$\phi_v V_n = 1.0 \times 0.6 \times 25 \times 27 \times 1 \times 1.0 = 405kN > V_r = 11.9kN \quad \text{OK}$$

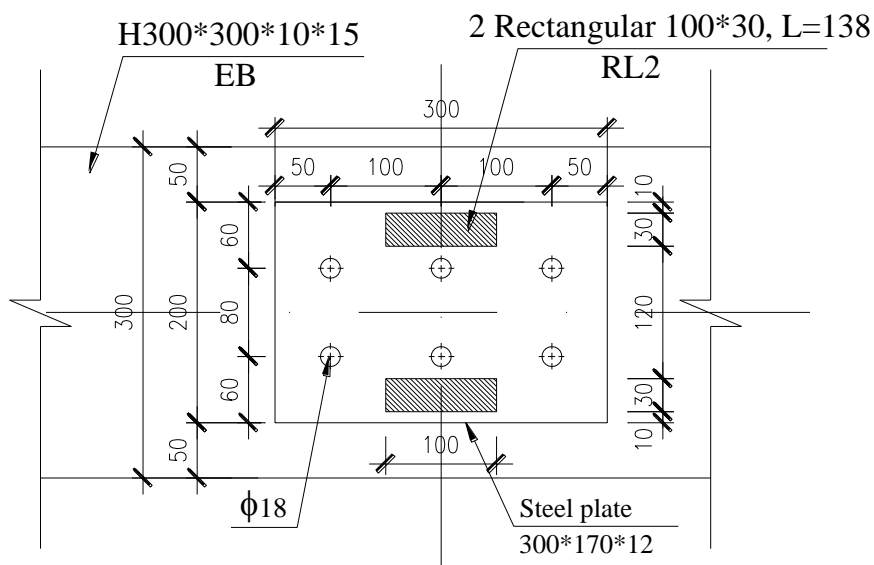
Safety factor:  $FS = 405/11.9 = 34$

- Bolt design:

Using M16 A325, with  $\phi F_{nt} A_b = 4.73 \times 9.35 = 44.2tf = 433kN$

$\phi F_{nv} A_b = 3.15 \times 6.24 = 19.66tf = 192.6kN$

Design of bolt connection:



Critical case:

|                     |        |
|---------------------|--------|
|                     | CB2    |
| Moment (kN.m) $M_x$ | 21.5   |
| Moment (kN.m) $M_y$ | 0.04   |
| Shear (kN)          | 118.92 |
| Axial load (kN)     | 9.7    |

Checking shear strength:

Using 6 bolts:

$$\rightarrow \sum R_v = 6\phi F_{nv} A_b = 6 \times 192.6 = 1155.6kN > F_{rv} = 118.92kN \quad (J3-1)$$

$$\text{Safety factor: } FS = 1155.6/118.92 = 9.7$$

*Checking bolt with combined Tension and Shear in bearing-type connection:*

The tension of bolt is created by moment:  $\rightarrow F_{rt} = 43kN$

$$f_{rv} = \frac{118.92}{6 \times 9.35} \times 10 = 21.2MPa$$

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} = 1.3 \times 620 - \frac{620}{0.75 \times 457} \times 21.2 = 767MPa > F_{nt} = 620MPa$$

(J3-1)

$$\rightarrow F'_{nt} = F_{nt} = 620MPa$$

$$\rightarrow \phi F_{nt} A_b = 433kN > F_{rt} = 43kN \quad (\text{OK})$$

$$\text{Safety factor: } FS = 433/43 = 10$$

*Checking connecting steel plate:*

Effective net area:

$$A_e = (17 - 2 \times 1.8) \times 1.2 = 16.08cm^2 < 0.85A_g = 0.85 \times 17 \times 1.2 = 17.34cm^2$$

For tensile yielding of connecting plate:

$$\rightarrow \phi F_y A_g = 0.9 \times 34.5 \times 17 \times 1.2 = 633.42kN > F_{rv} = 118.92kN \quad (\text{J4-1})$$

$$\text{Safety factor: } FS = 633.42/118.92 = 5.3$$

For tensile rupture of connecting plate:

$$\rightarrow \phi F_u A_e = 0.75 \times 45 \times 17.34 = 585.22kN > F_{rv} = 118.92kN \quad (\text{J4-2})$$

$$\text{Safety factor: } FS = 585.22/118.92 = 4.9$$

(資料來源：本研究整理)



## 附錄 C 構架試體設計圖

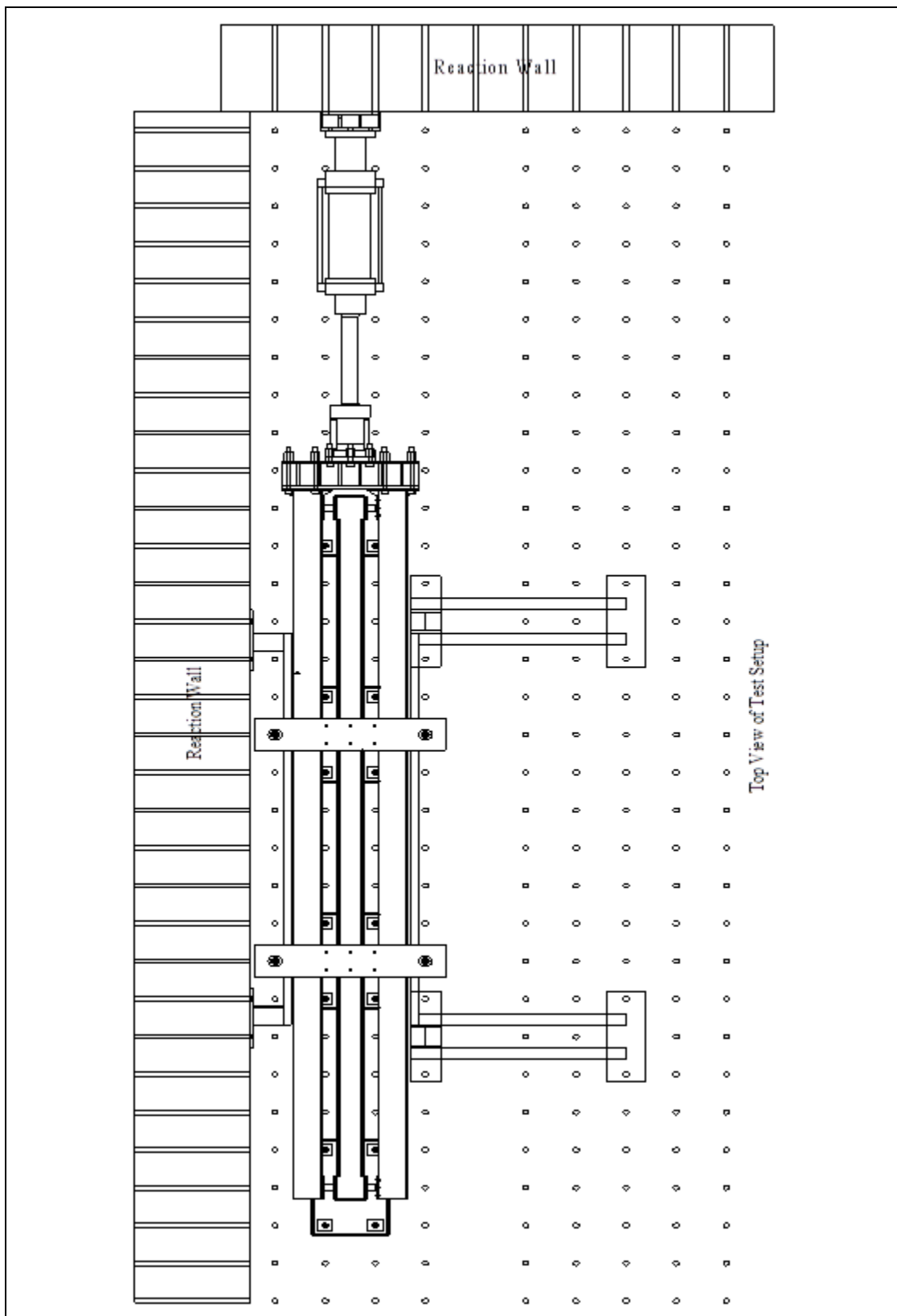


圖 C-1 整體構架上視圖

(資料來源：本研究繪製)

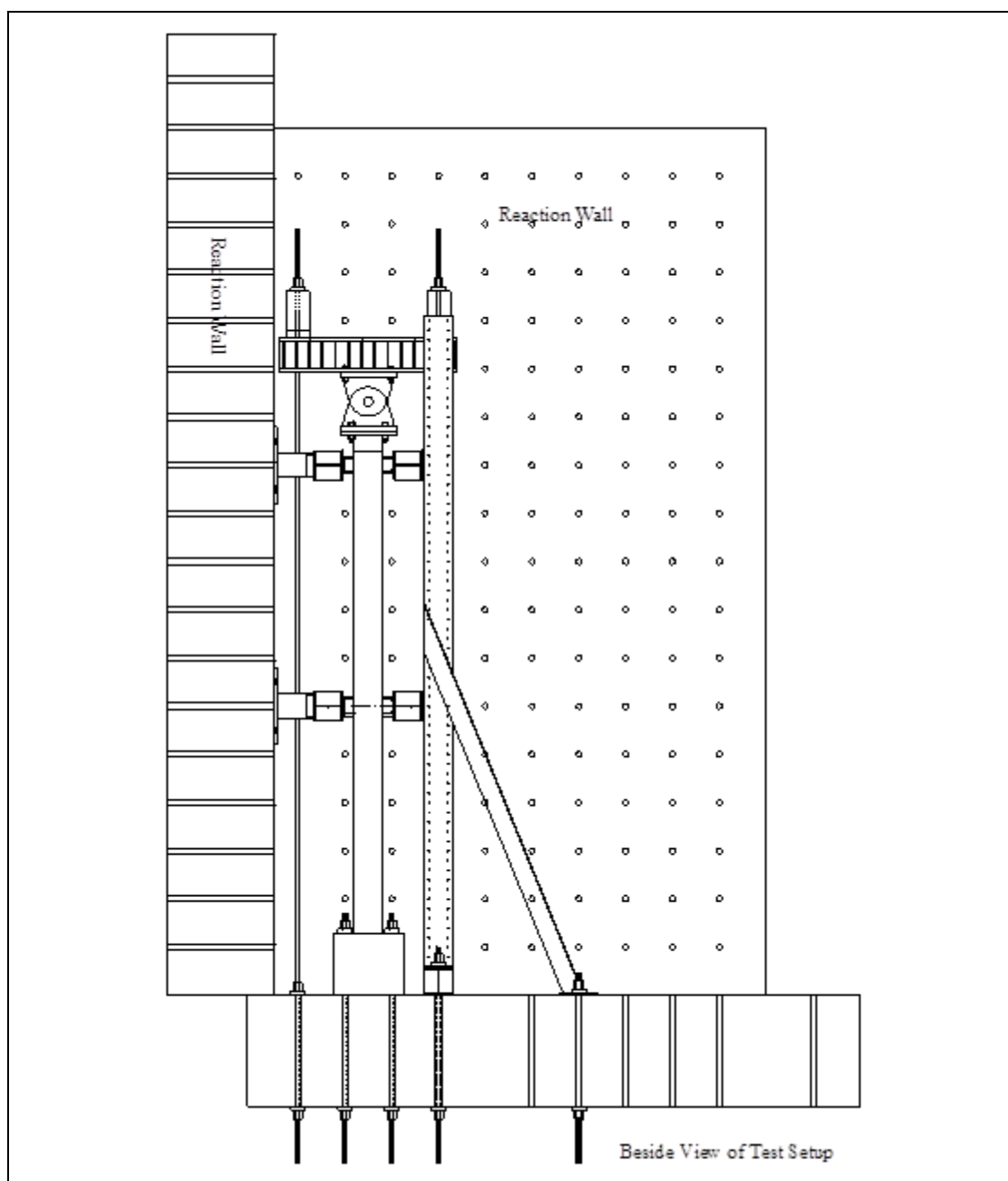


圖 C-2 整體構架左視圖

(資料來源：本研究繪製)

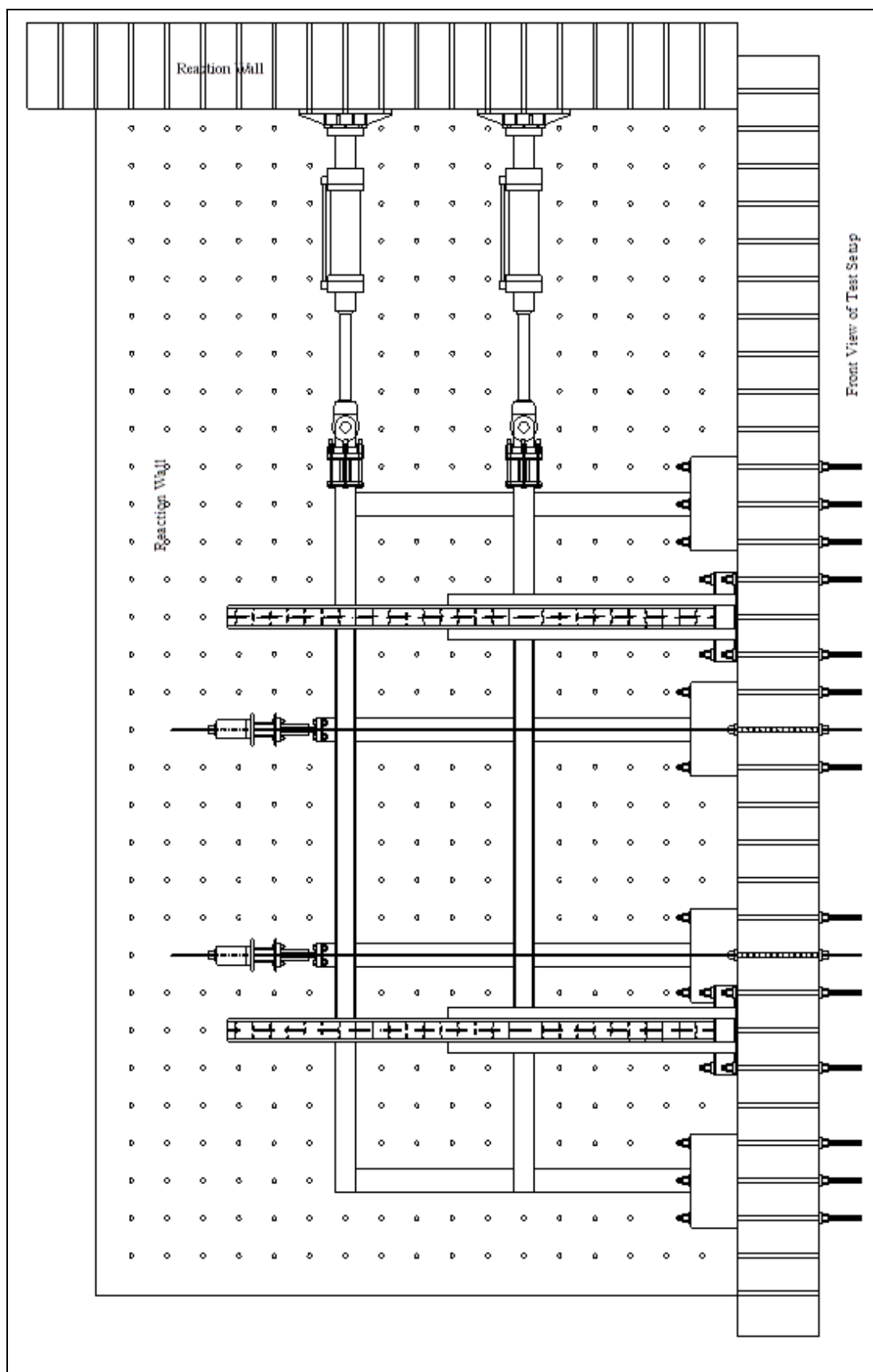


圖 C-3 整體構架正視圖

(資料來源：本研究繪製)

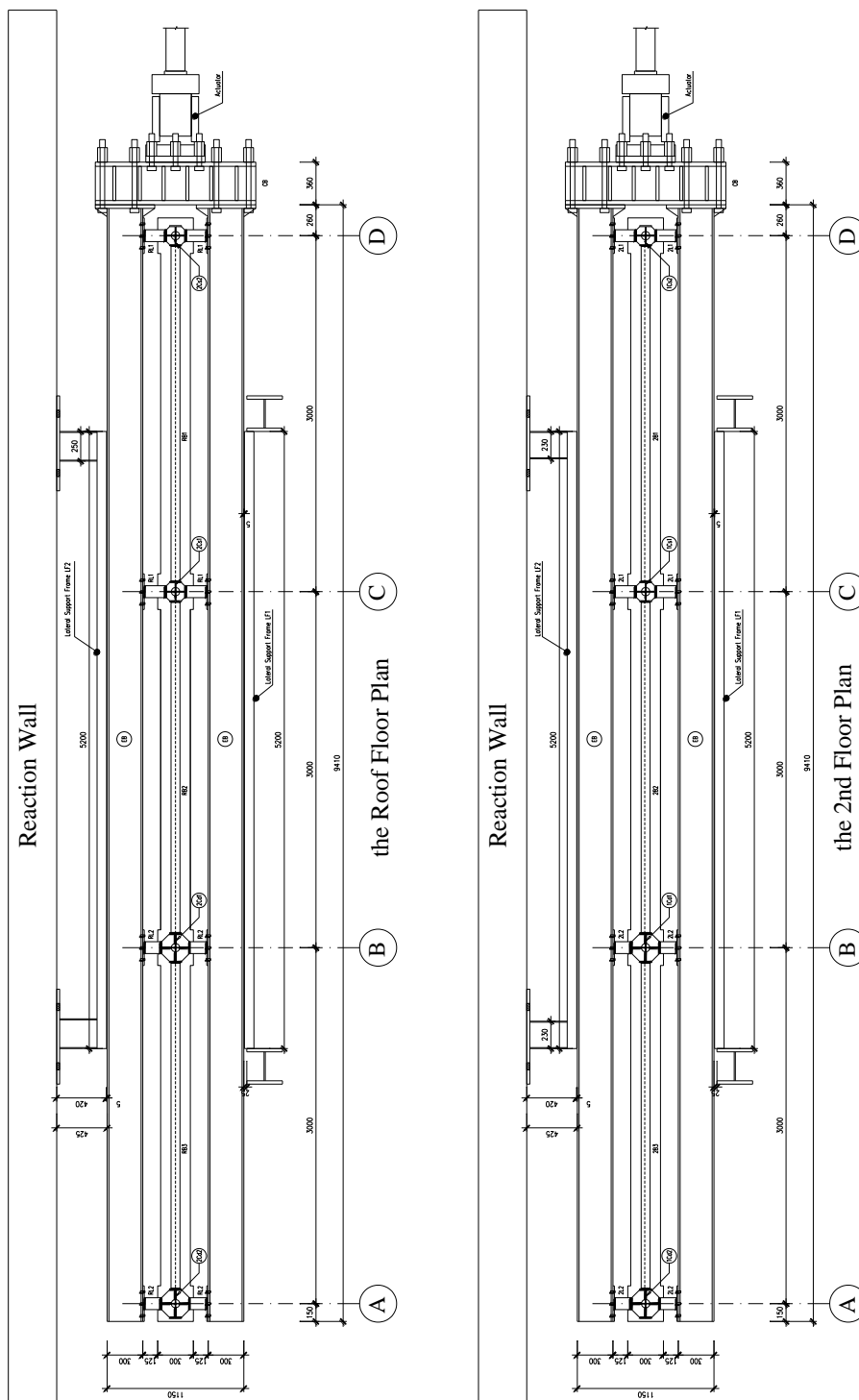
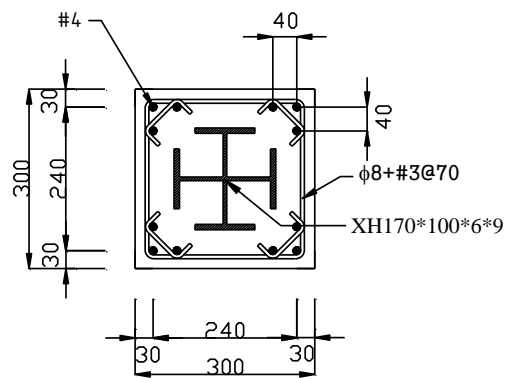
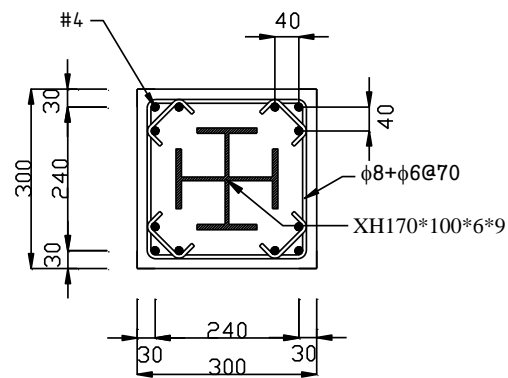


圖 C-4 一、二樓水平剖面圖

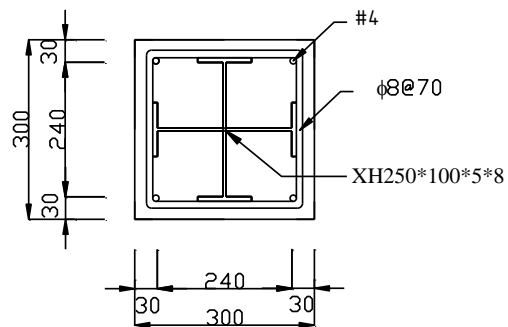
(資料來源：本研究繪製)



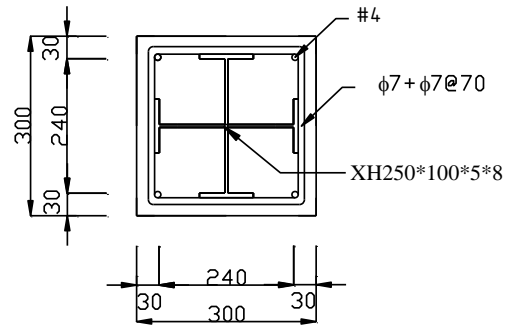
1C s1 斷面



1C s2 斷面



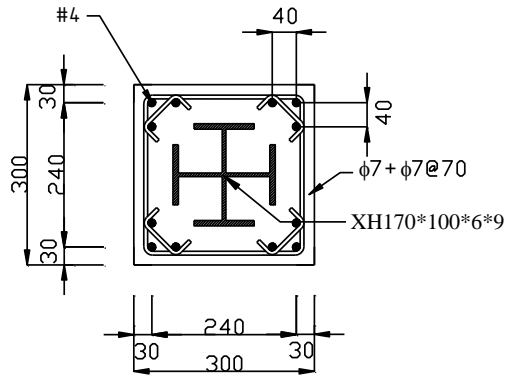
1C d2 斷面



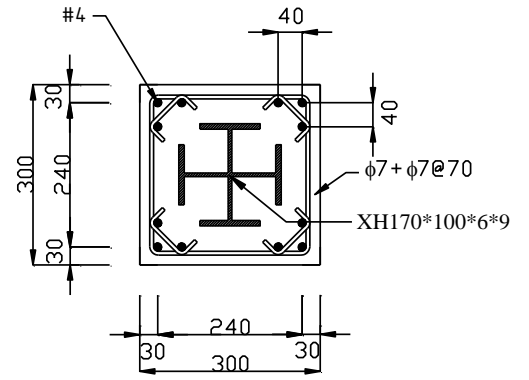
1C d1 斷面

圖 C-5 一樓柱斷面設計圖

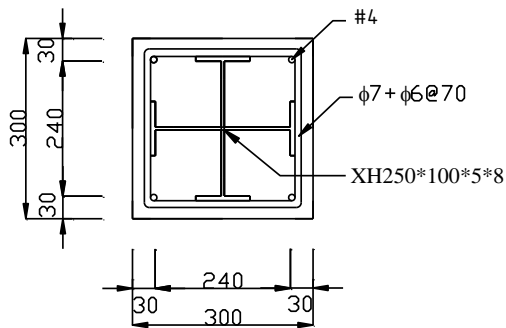
(資料來源：本研究繪製)



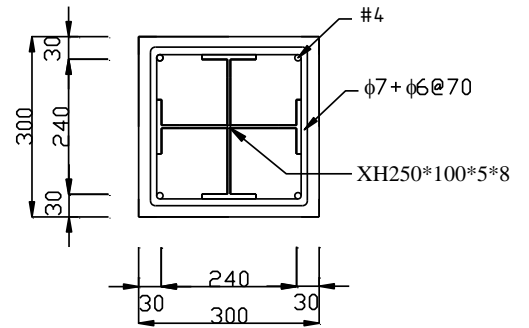
2Cs1 斷面



2Cs2 斷面



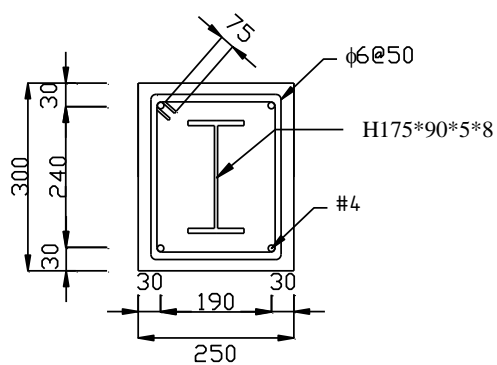
2Cd2 斷面



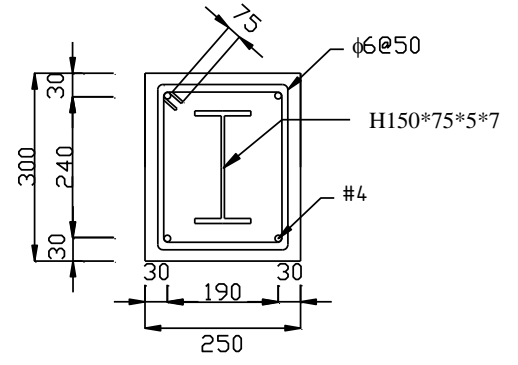
2Cd1 斷面

圖 C-6 二樓柱斷面設計圖

(資料來源：本研究繪製)



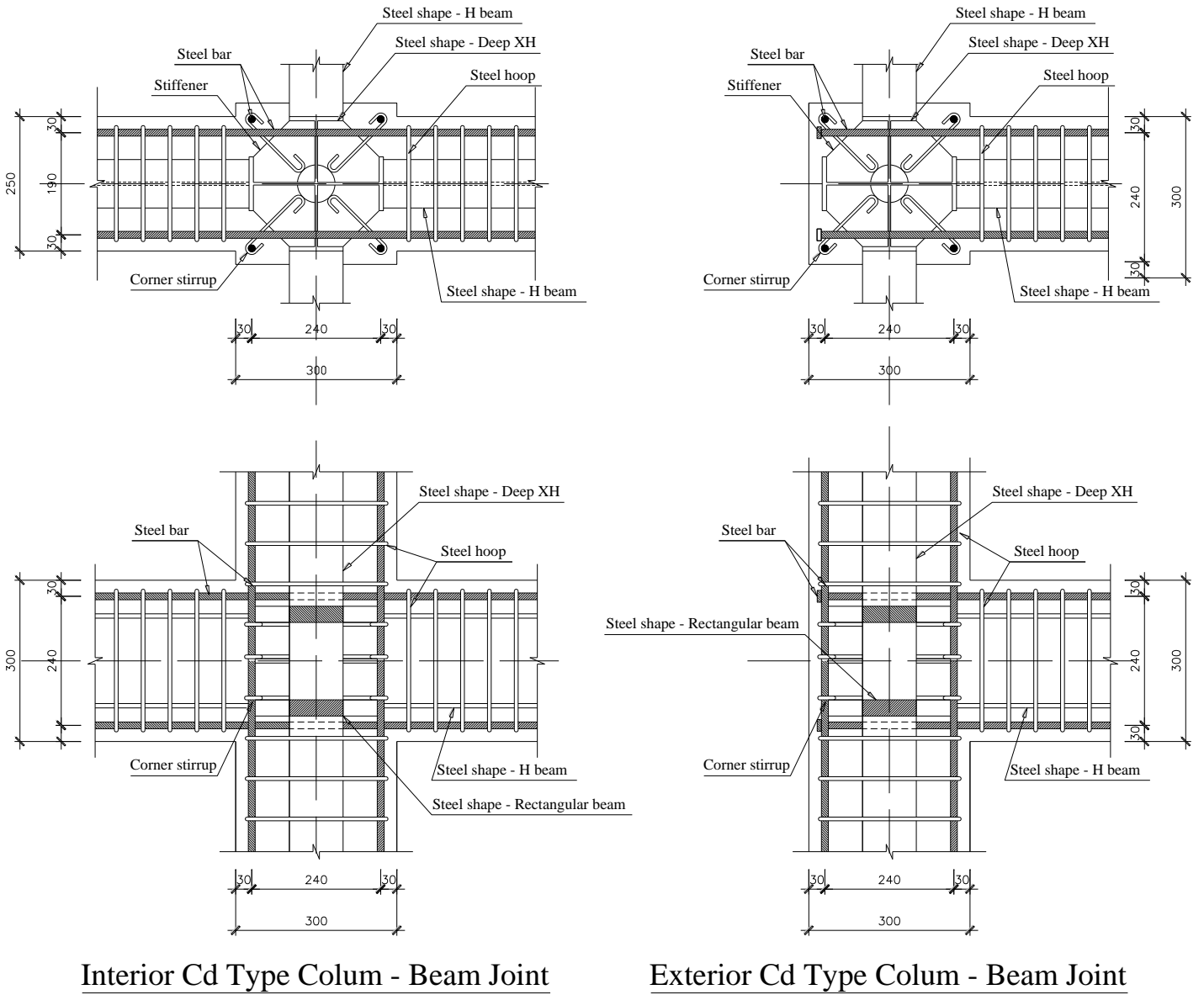
2B 斷面



RB 斷面

圖 C-7 梁斷面設計圖

(資料來源：本研究繪製)



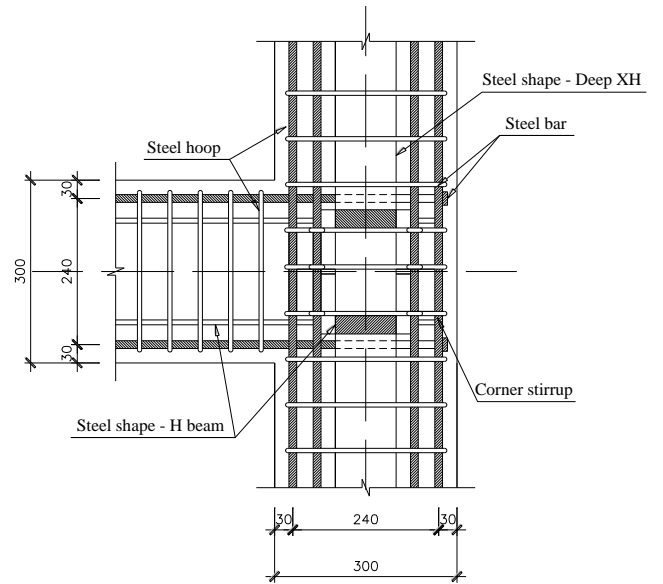
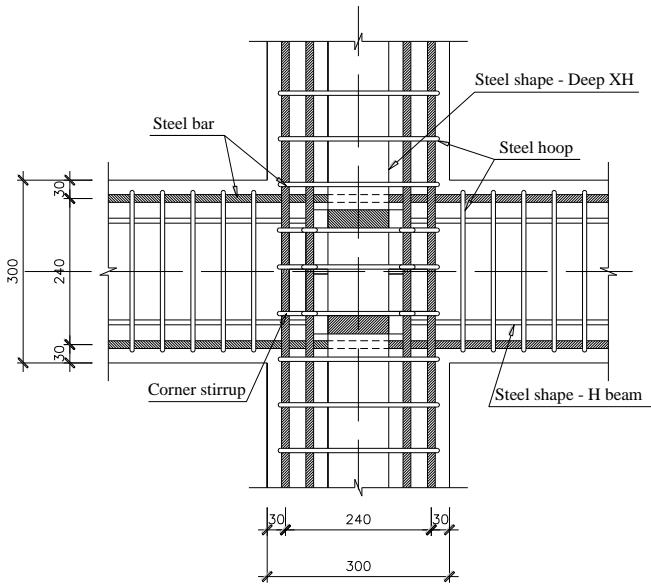
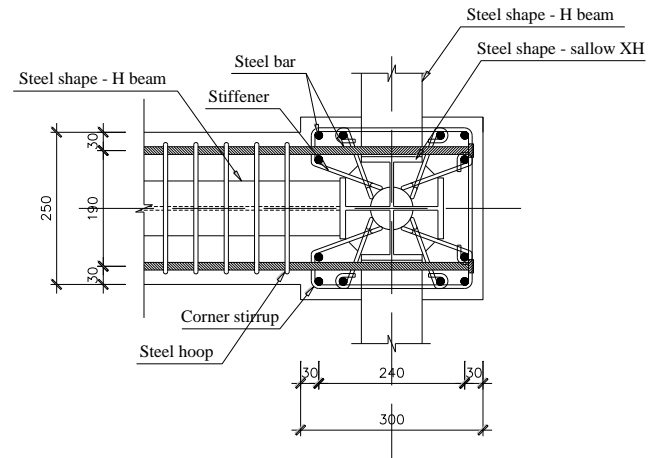
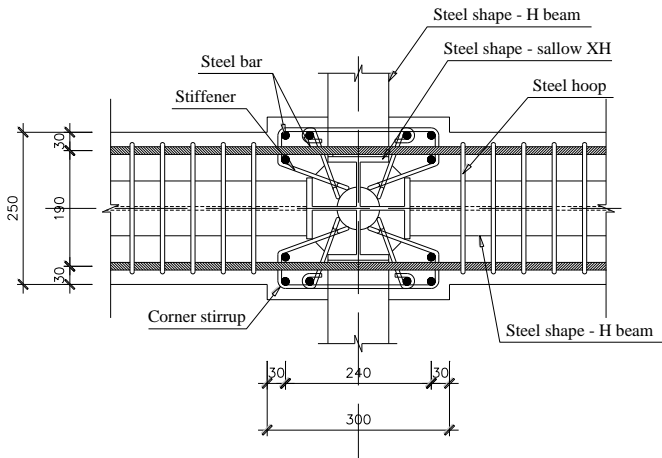
Interior Cd Type Colum - Beam Joint

Exterior Cd Type Colum - Beam Joint

圖 C-8 Cd梁柱接頭設計圖

(資料來源：本研究繪製)





Interior Cs Type Colum - Beam Joint

Exterior Cs Type Colum - Beam Joint

圖 C-9 Cs梁柱接頭設計圖

(資料來源：本研究繪製)

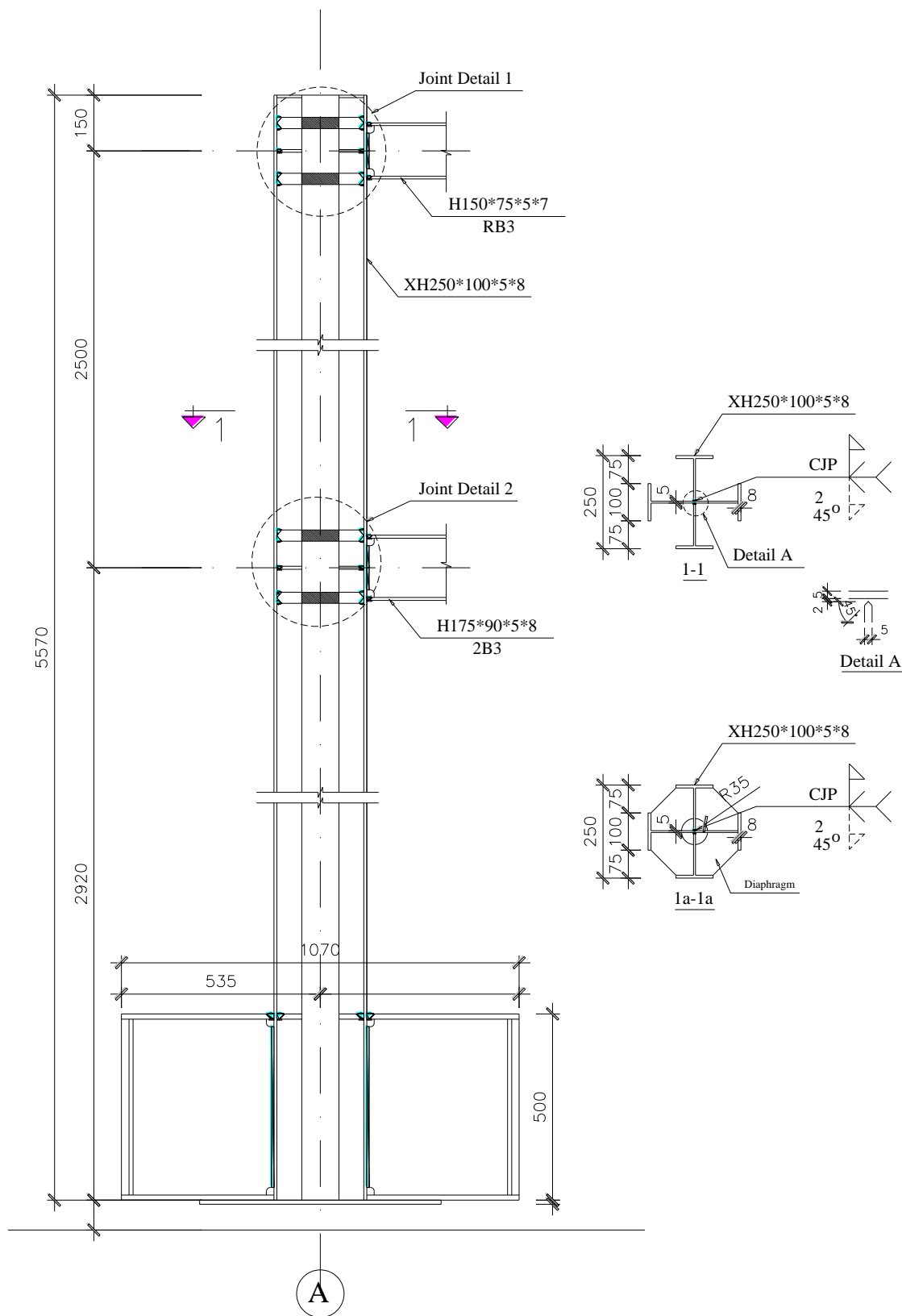


圖 C-10 1Cd2 - 2Cd2鋼構設計圖(一)

(資料來源：本研究繪製)

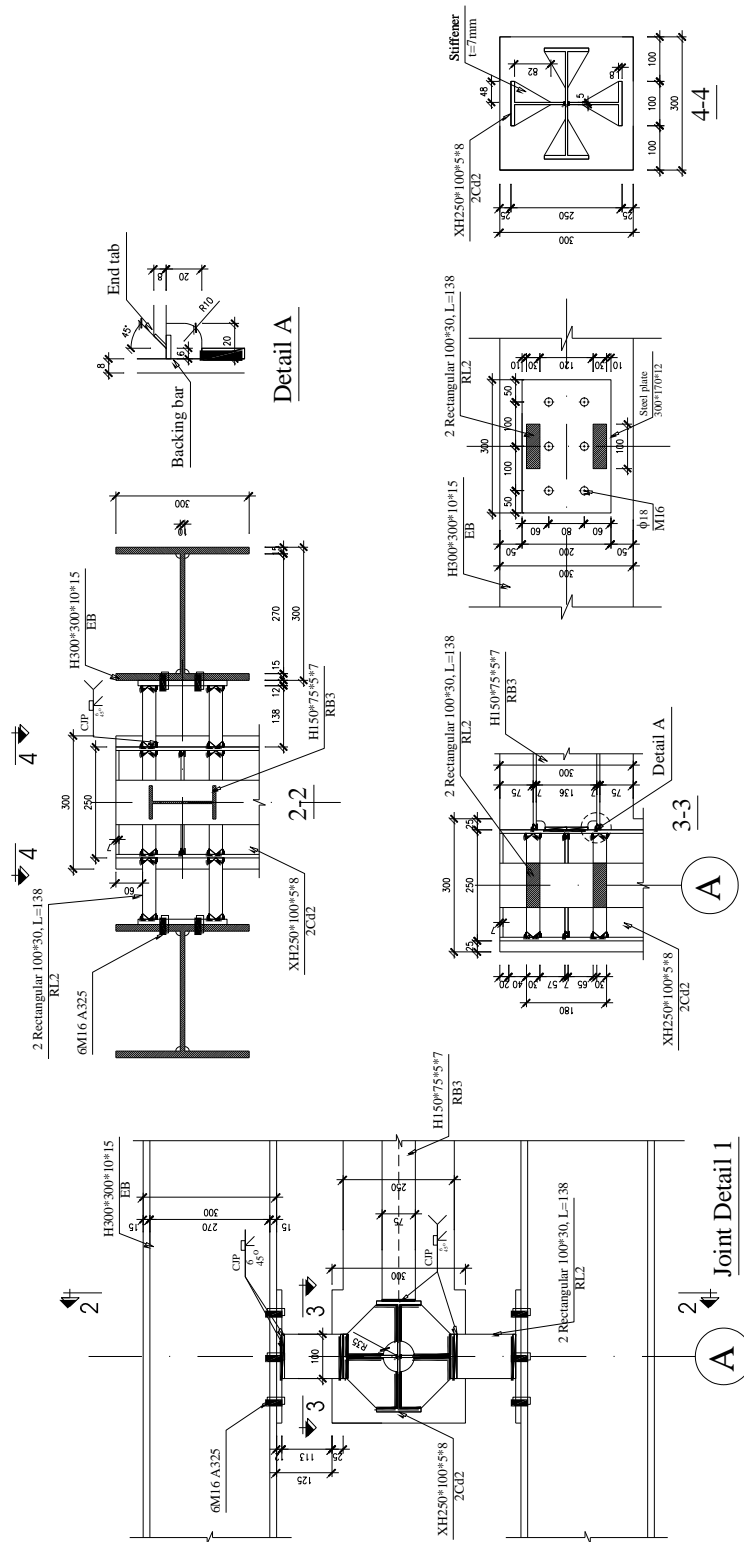


圖 C-11 1Cd2 - 2Cd2 鋼構設計圖(二)

(資料來源：本研究繪製)

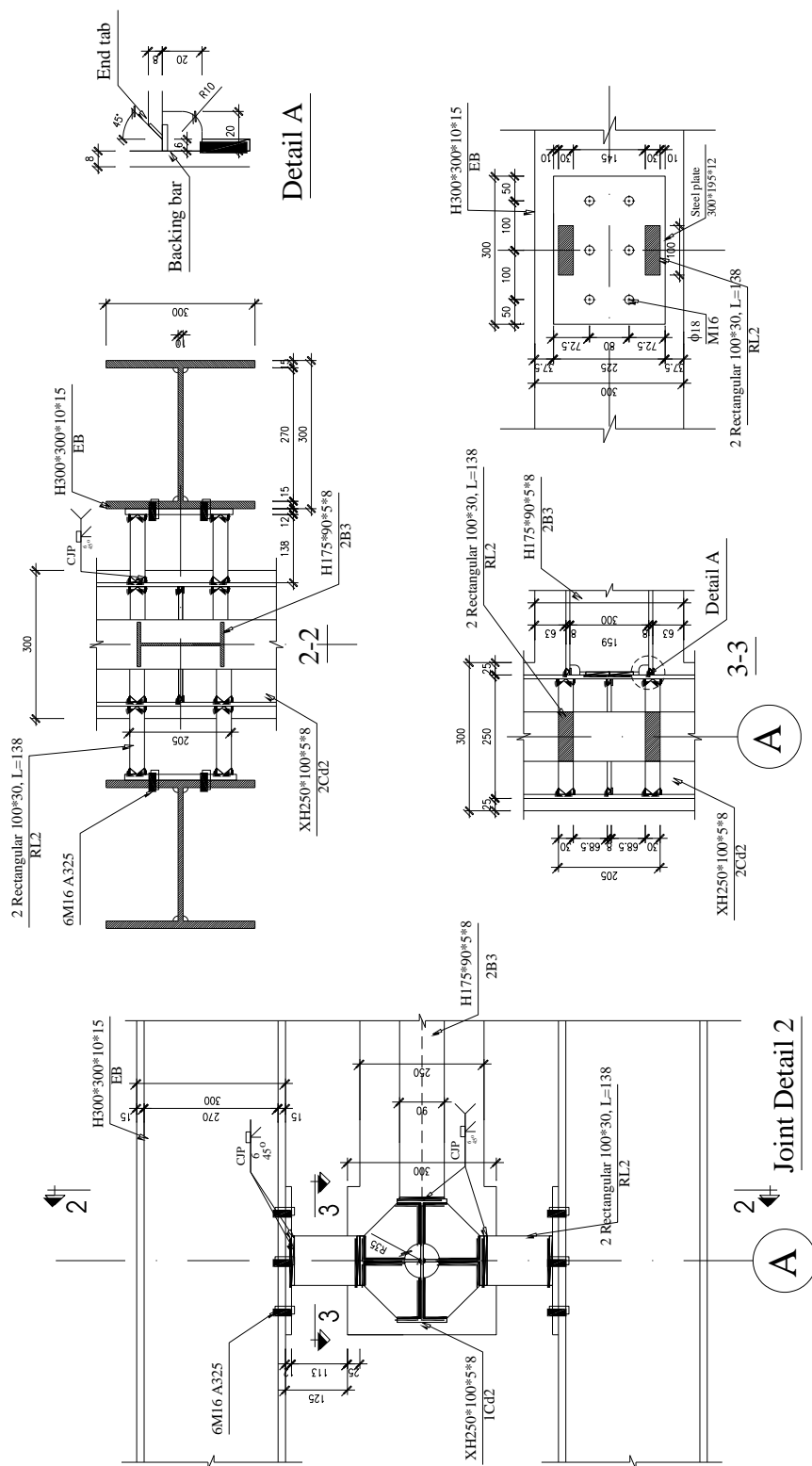


圖 C-12 1Cd2 – 2Cd2鋼構設計圖(三)

(資料來源：本研究繪製)

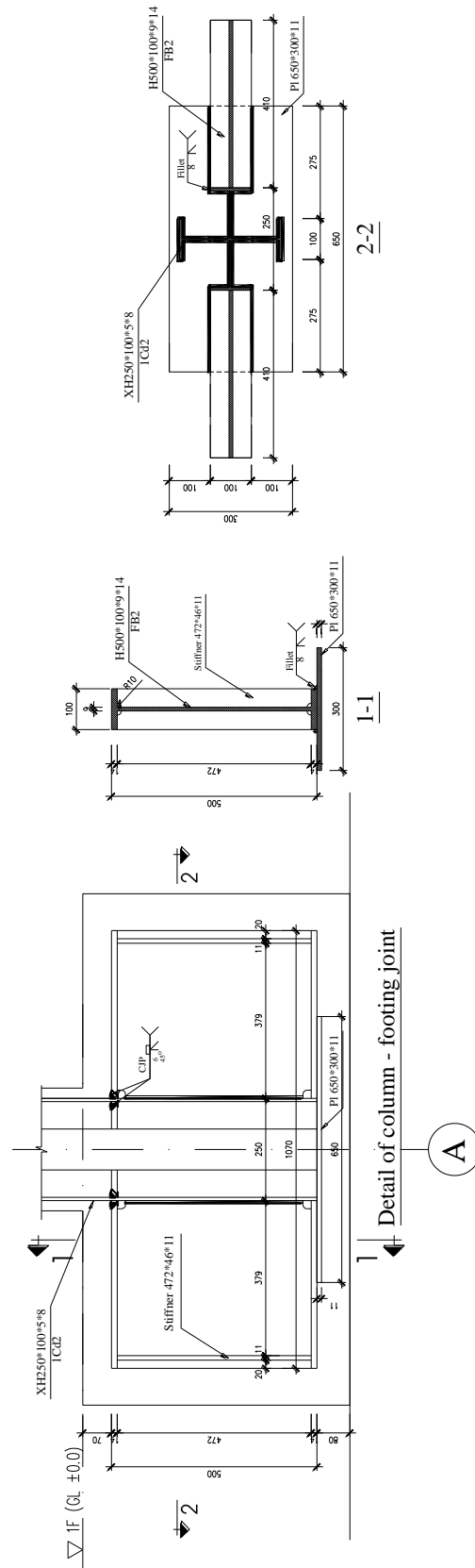


圖 C-13 1Cd2 - 2Cd2鋼構設計圖(四)

(資料來源：本研究繪製)

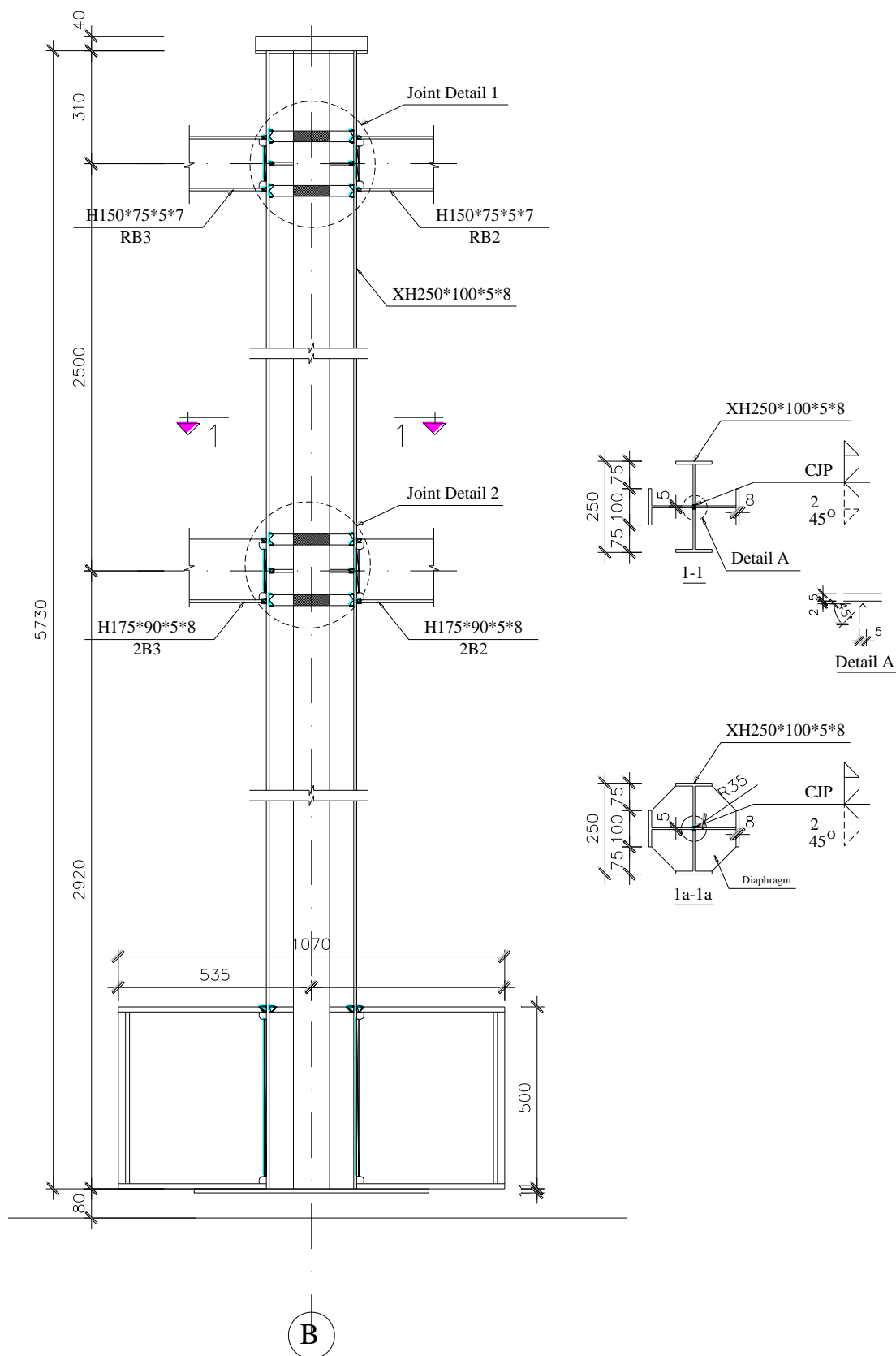


圖 C-14 1Cd1 - 2Cd1鋼構設計圖(一)

(資料來源：本研究繪製)

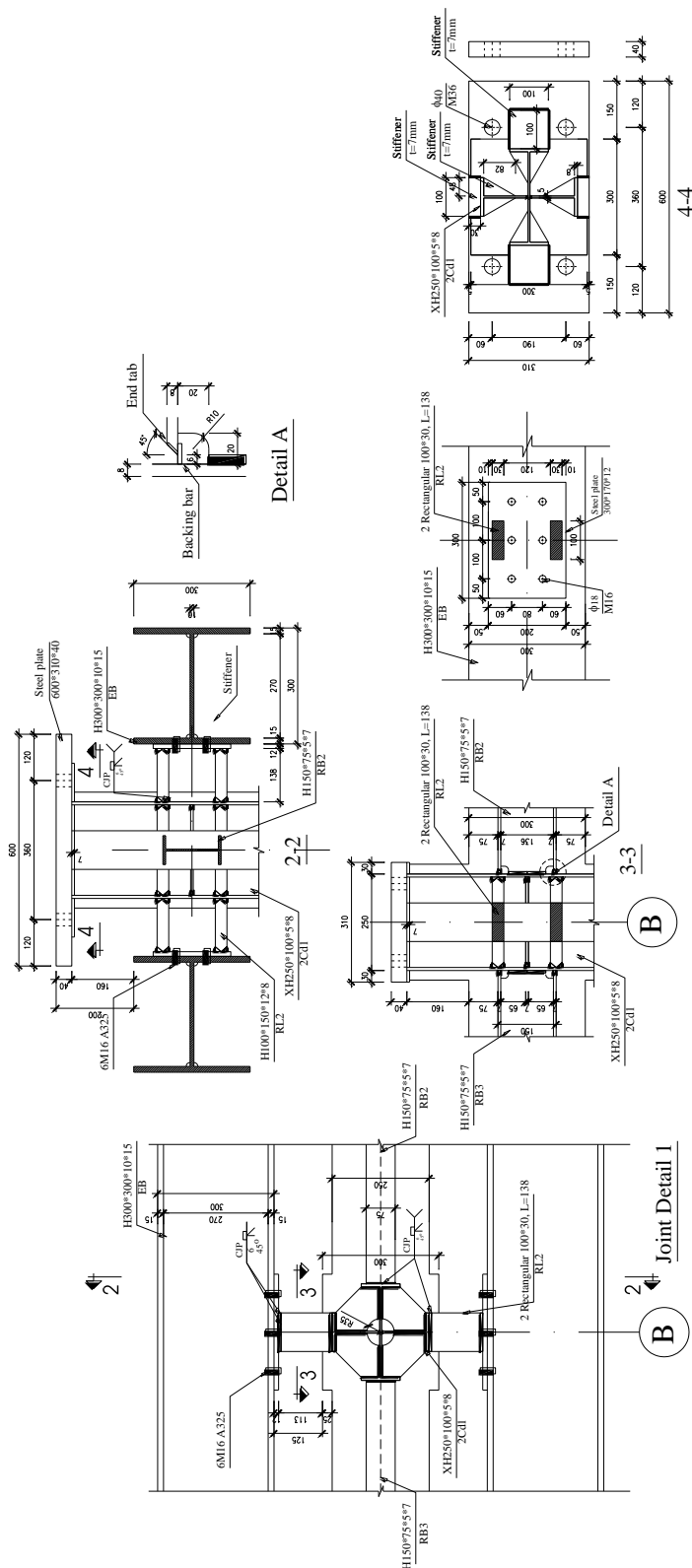


圖 C-15 1Cd1 - 2Cd1 鋼構設計圖(二)

(資料來源：本研究繪製)

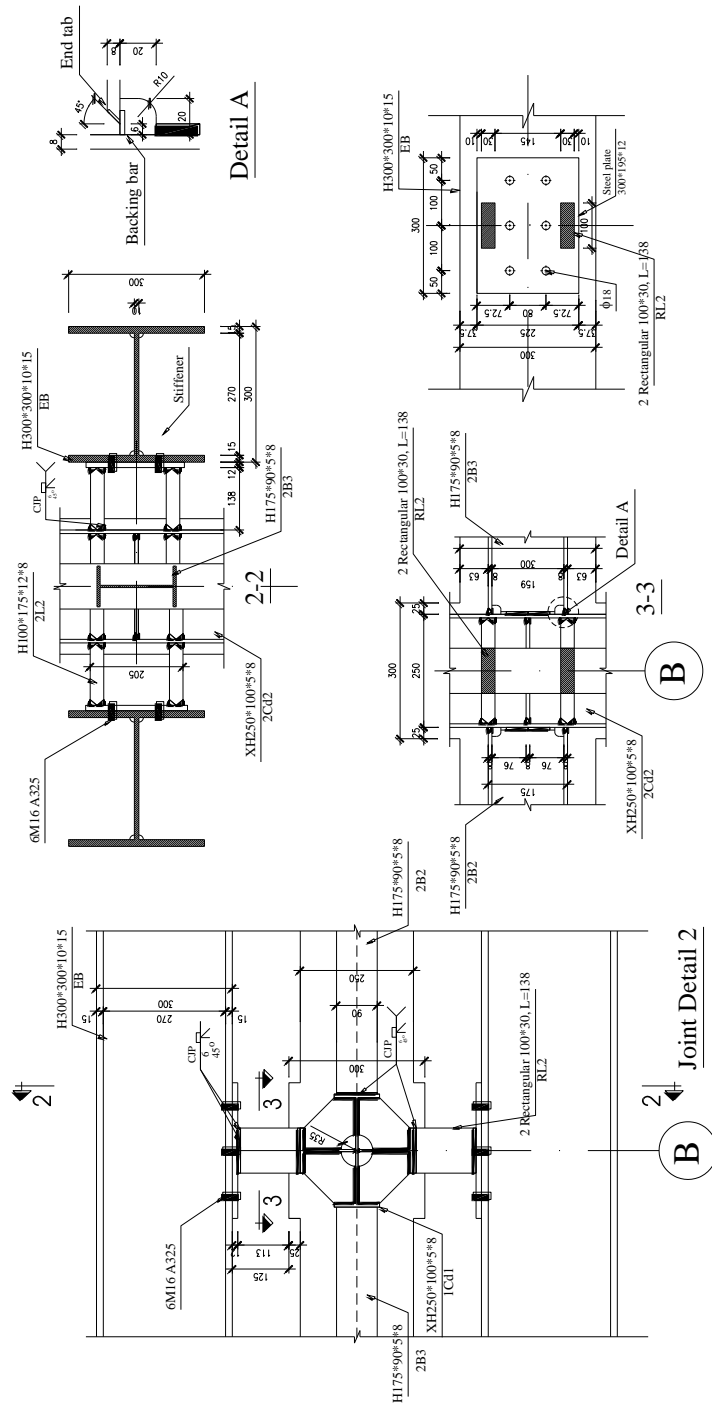


圖 C-16 1Cd1 - 2Cd1 鋼構設計圖(三)

(資料來源：本研究繪製)



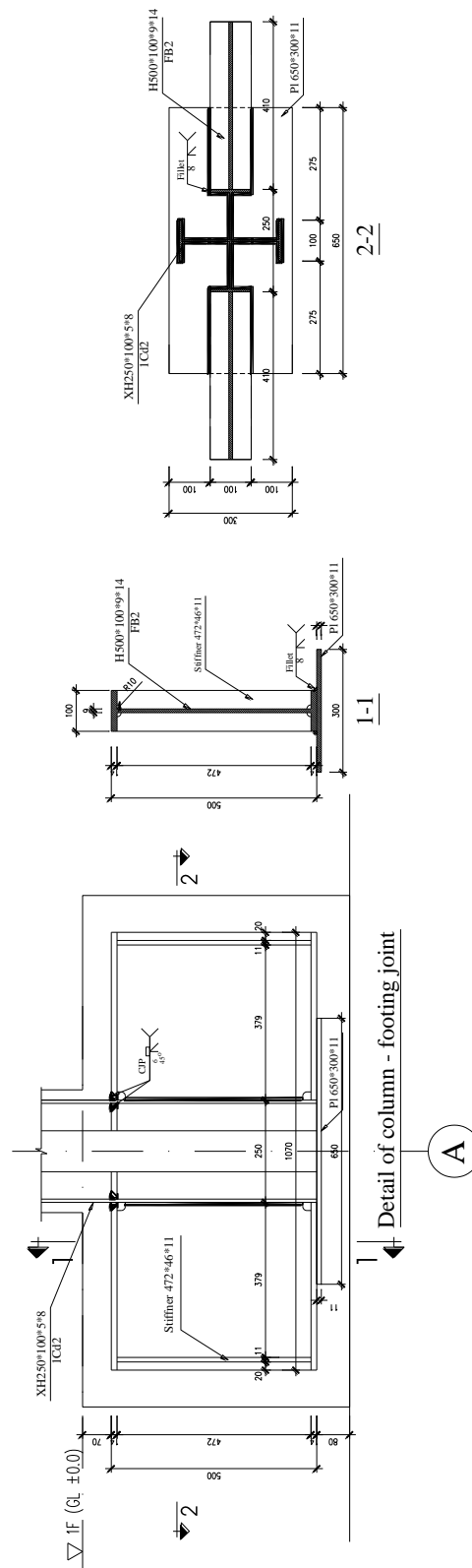


圖 C-17 1Cd1 - 2Cd1 鋼構設計圖(四)

(資料來源：本研究繪製)

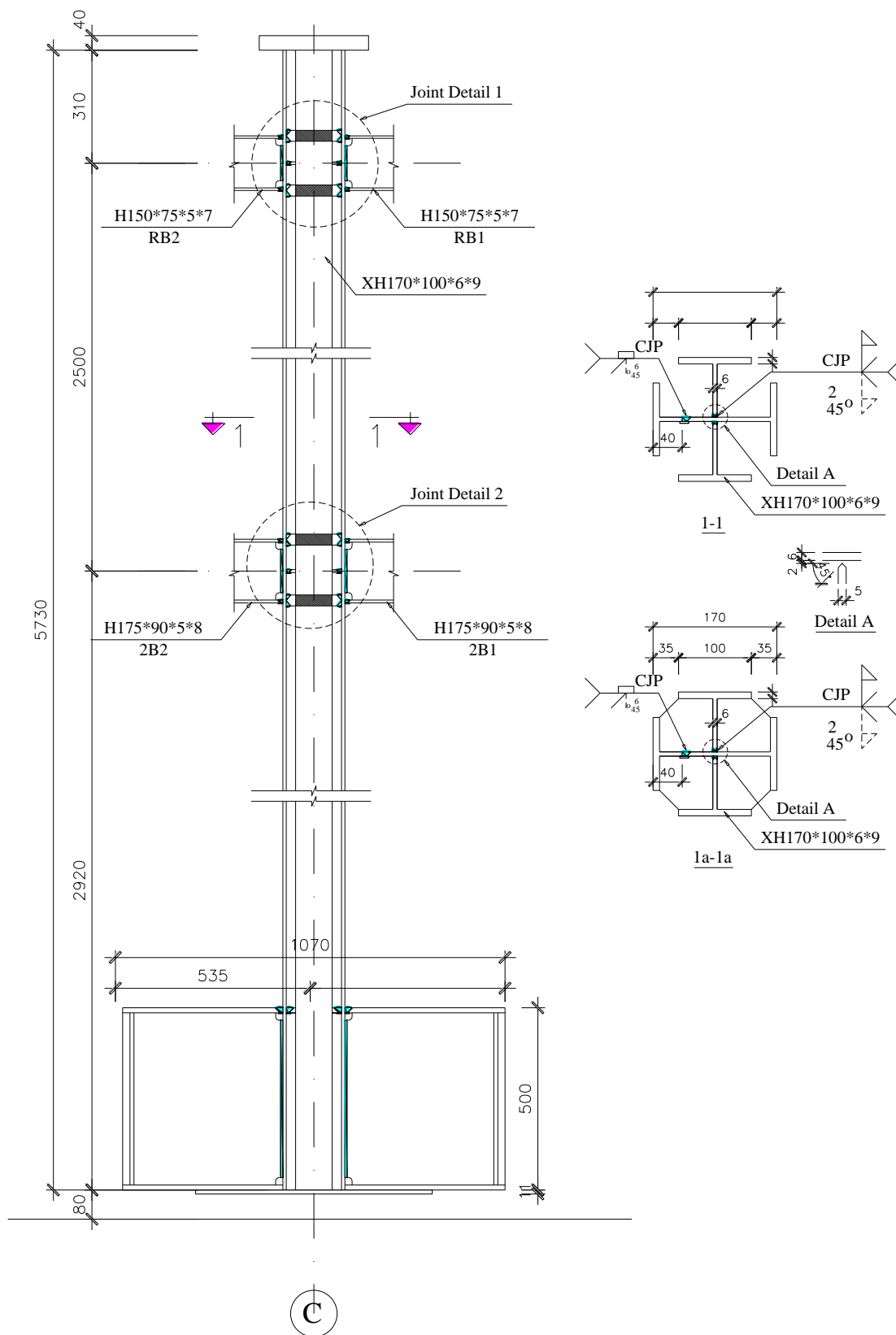


圖 C-18 1Cs1 - 2Cs1鋼構設計圖(一)

(資料來源：本研究繪製)

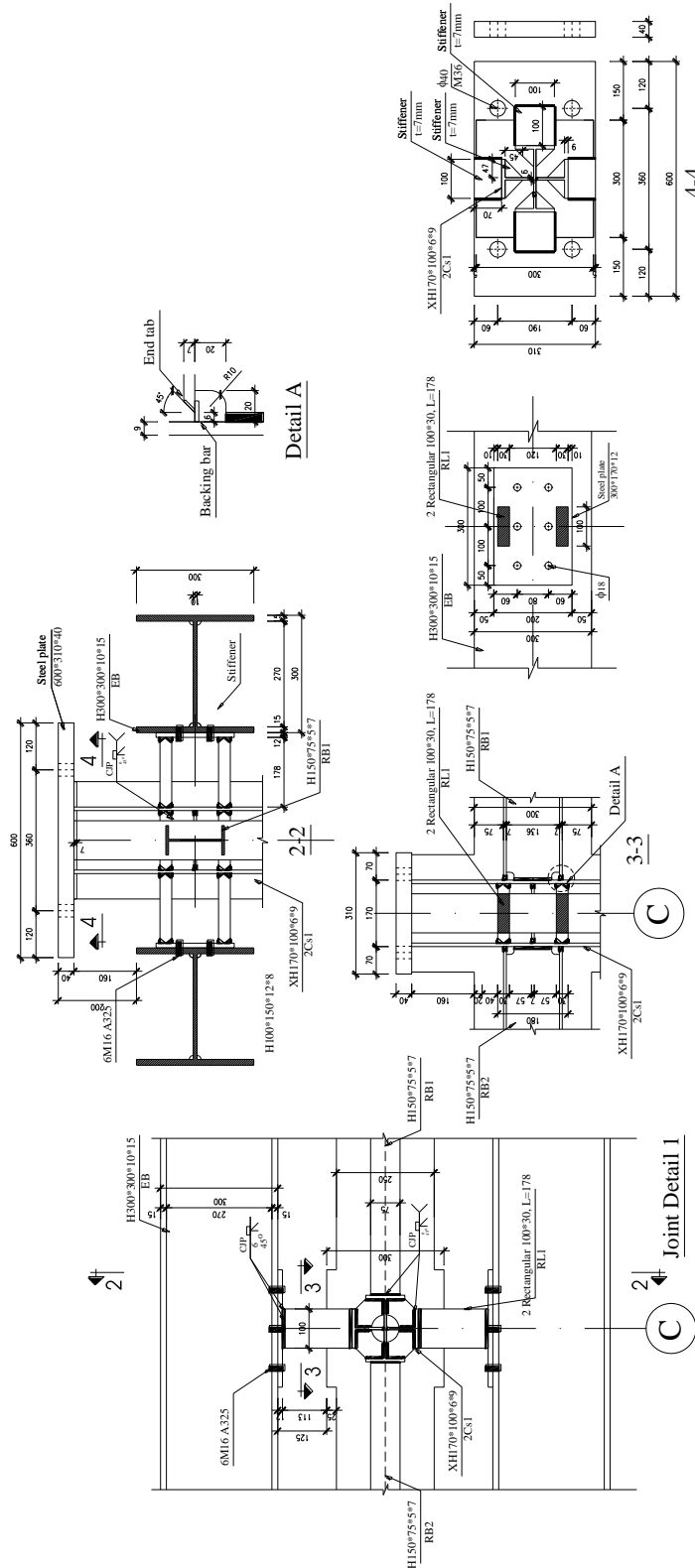


圖 C-19 1Cs1 - 2Cs1鋼構設計圖(二)

(資料來源：本研究繪製)



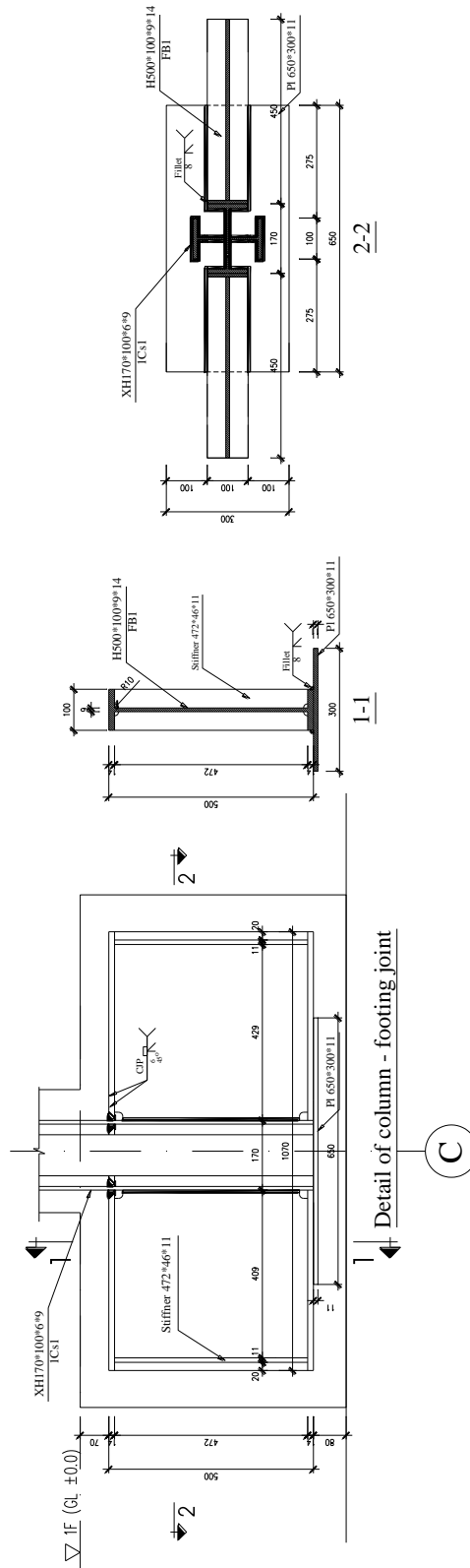


圖 C-21 1Cs1 - 2Cs1鋼構設計圖(四)

(資料來源：本研究繪製)

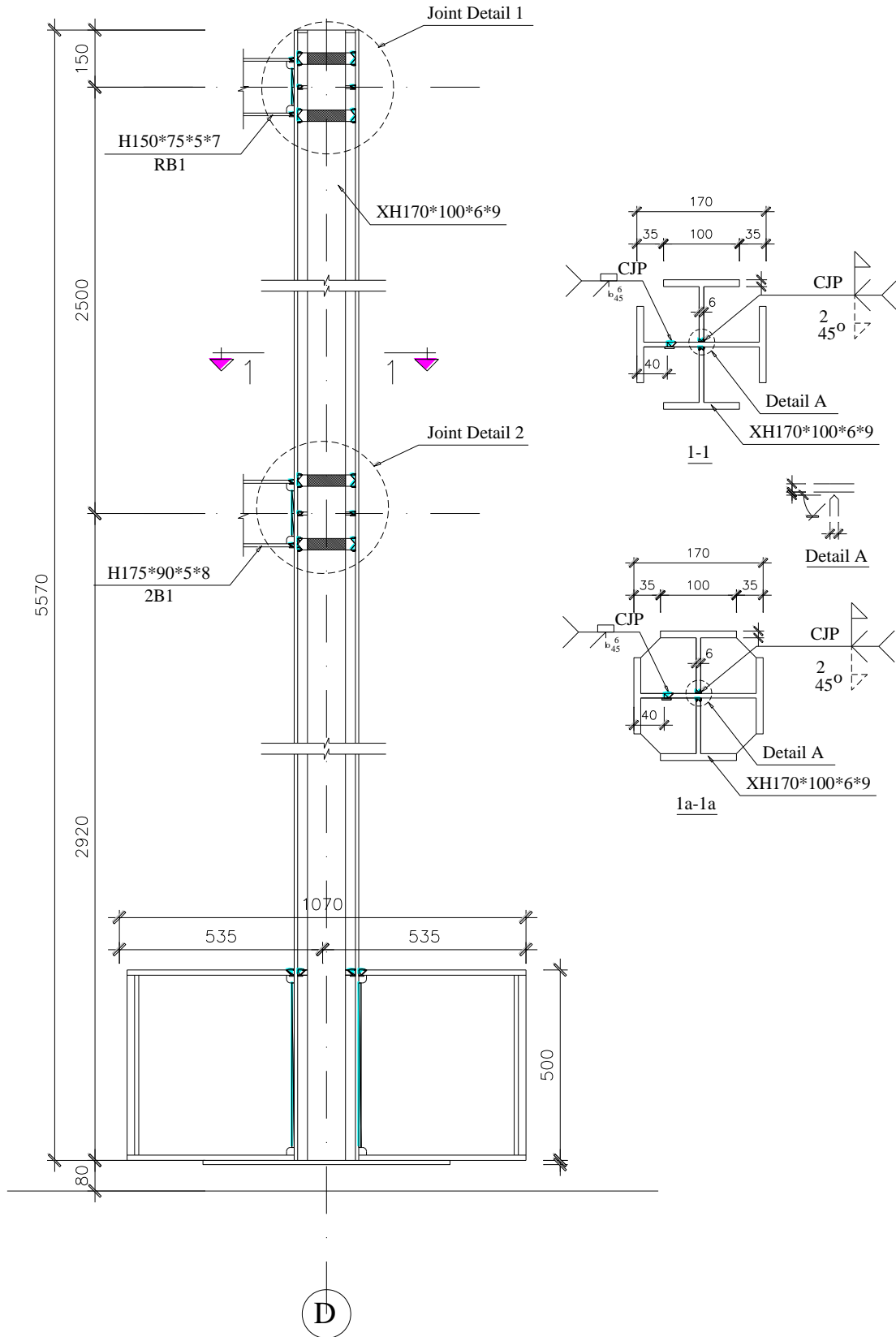


圖 C-22 1Cs2 - 2Cs2 鋼構設計圖(一)

(資料來源：本研究繪製)

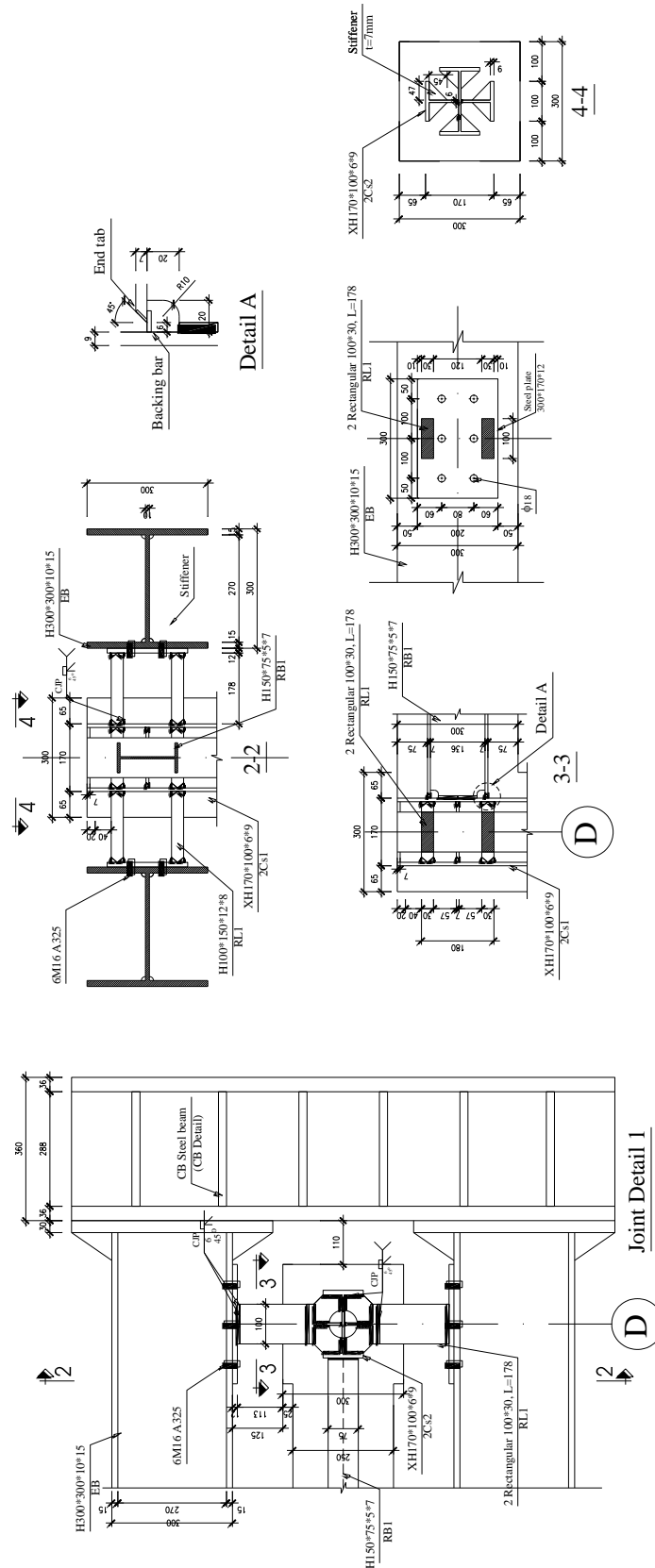


圖 C-23 1Cs2 - 2Cs2鋼構設計圖(二)

(資料來源：本研究繪製)

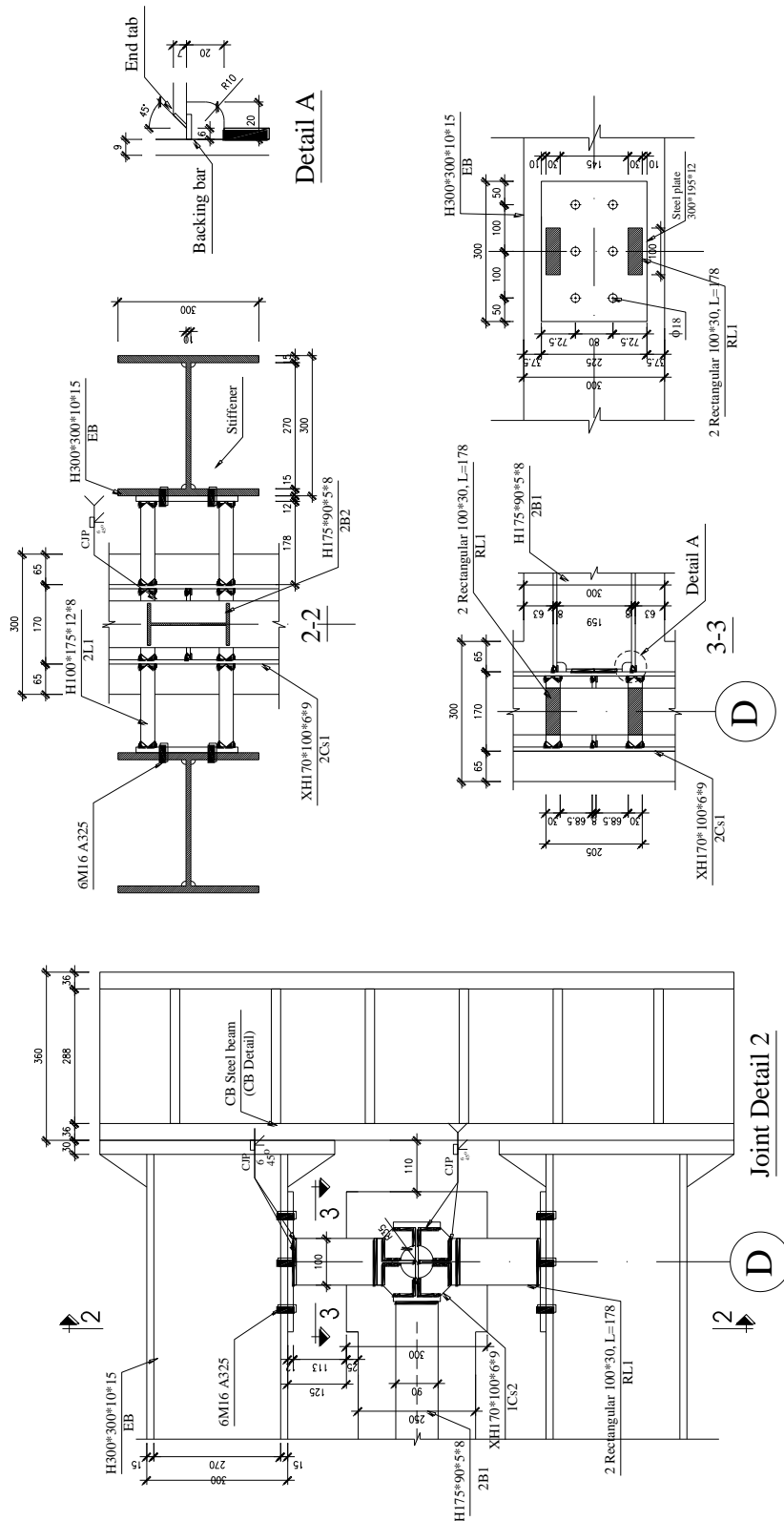


圖 C-24 1Cs2 - 2Cs2 鋼構設計圖(三)

(資料來源：本研究繪製)



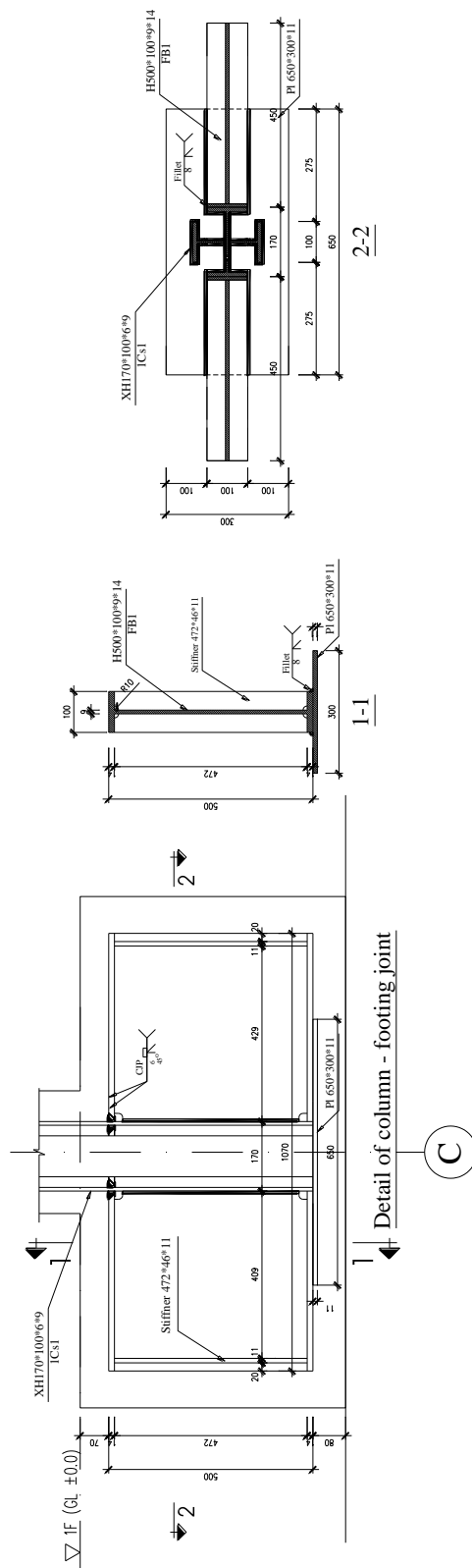


圖 C-25 1Cs2 - 2Cs2鋼構設計圖(四)

(資料來源：本研究繪製)

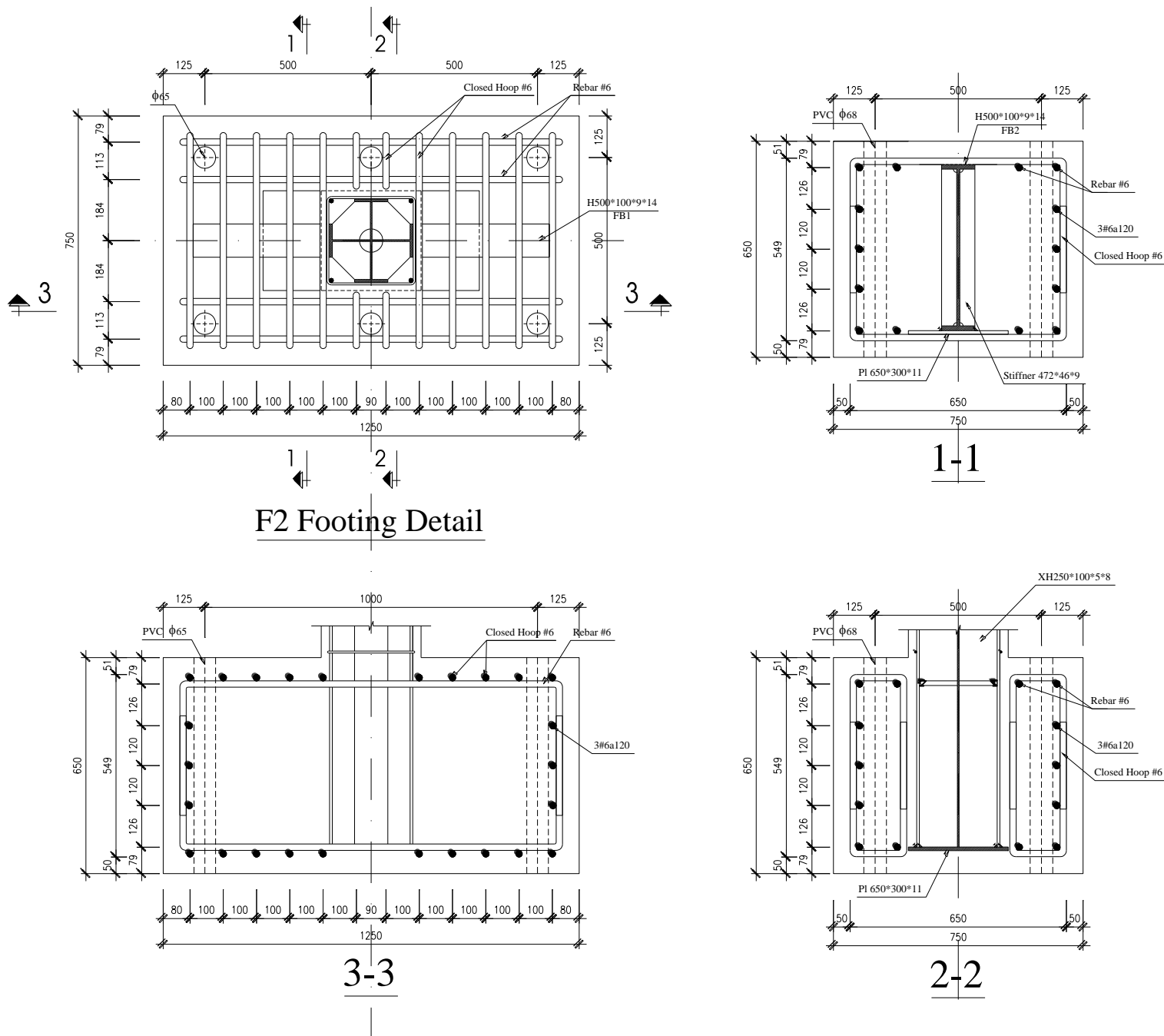


圖 C-26 1Cd1 - 1Cd2 基礎設計圖

(資料來源：本研究繪製)

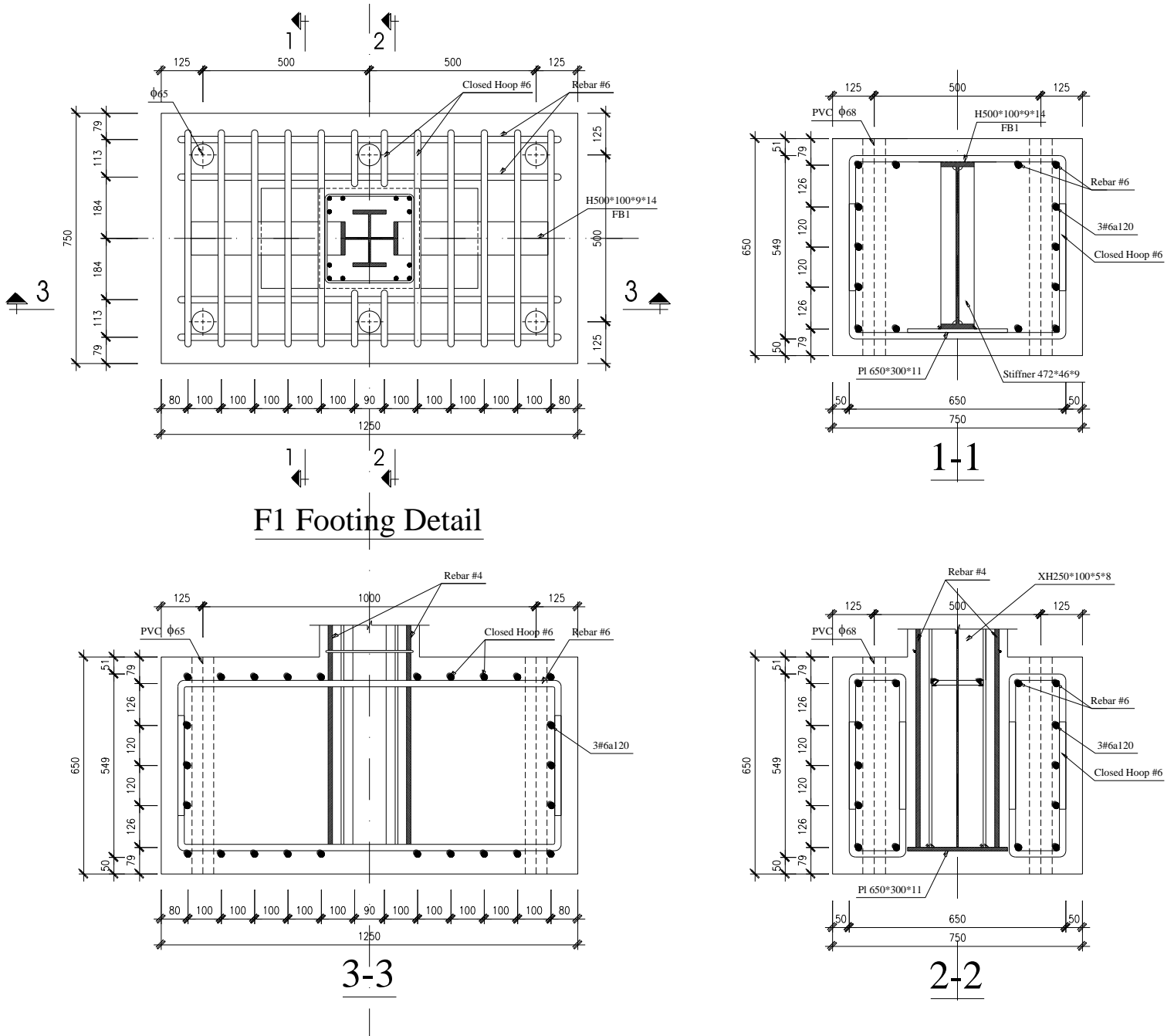


圖 C-27 1Cs1 - 1Cs2 基礎設計圖

(資料來源：本研究繪製)



**附錄 D 構架試體施工組裝相關照片**



圖 C-28 1Cd2 - 2Cd2柱鋼構斷面照

(資料來源：本研究拍攝)

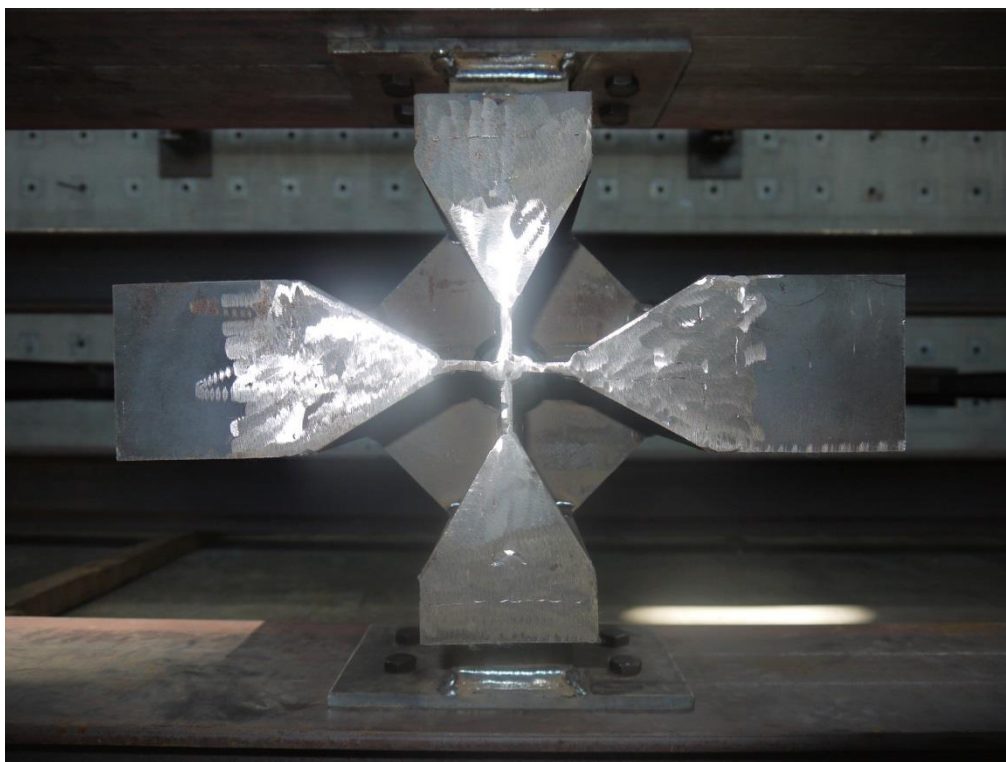


圖 C-29 1Cd1 - 2Cd1柱鋼構斷面照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-30 1Cs1 - 2Cs1柱鋼構斷面照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-31 1Cs2 - 2Cs2柱鋼構斷面照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-32 1Cd1 – 1Cd2 柱鋼構基礎照

(資料來源：本研究拍攝)

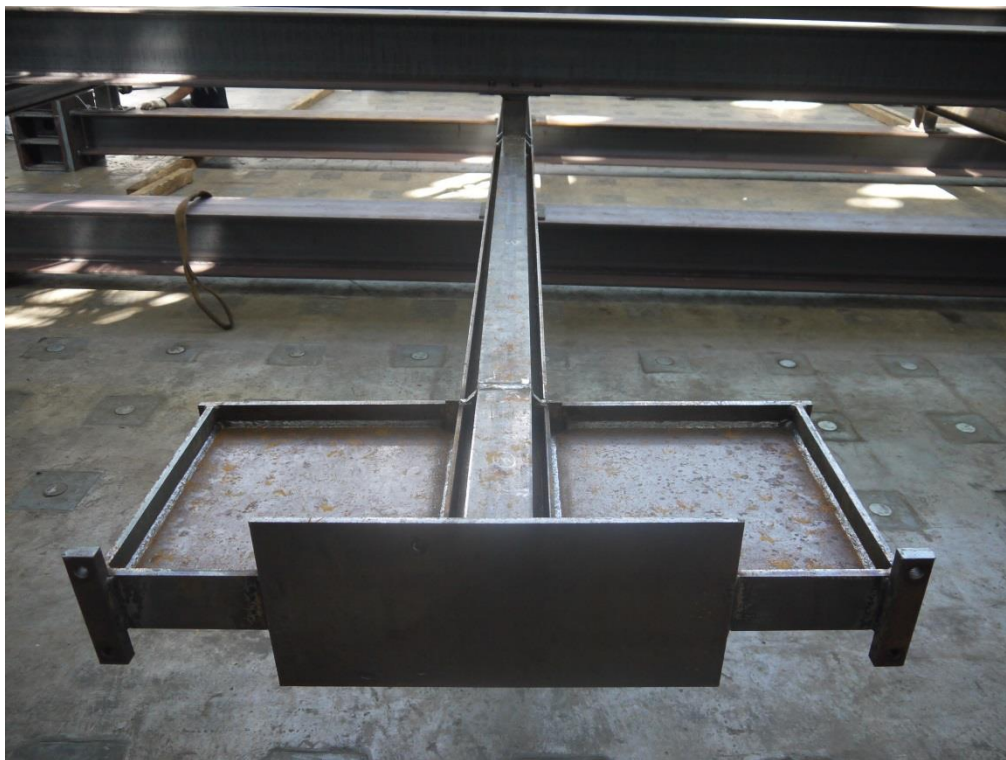


圖 C-33 1Cs1 – 1Cs2 柱鋼構基礎照

(資料來源：本研究拍攝)





圖 C-34 鋼柱與夾具梁螺栓接合施工照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-35 鋼柱與夾具梁螺栓接合細部

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-36 鋼柱與夾具梁螺栓接合完成

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-37 試體與 200 噸 Actuator 轉接小梁之定位照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-38 試體與 200 噸 Actuator 轉接小梁栓接完成照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-39 試體鋼結構之組裝完成照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-40 鋼結構基礎底模

(資料來源：本研究拍攝)

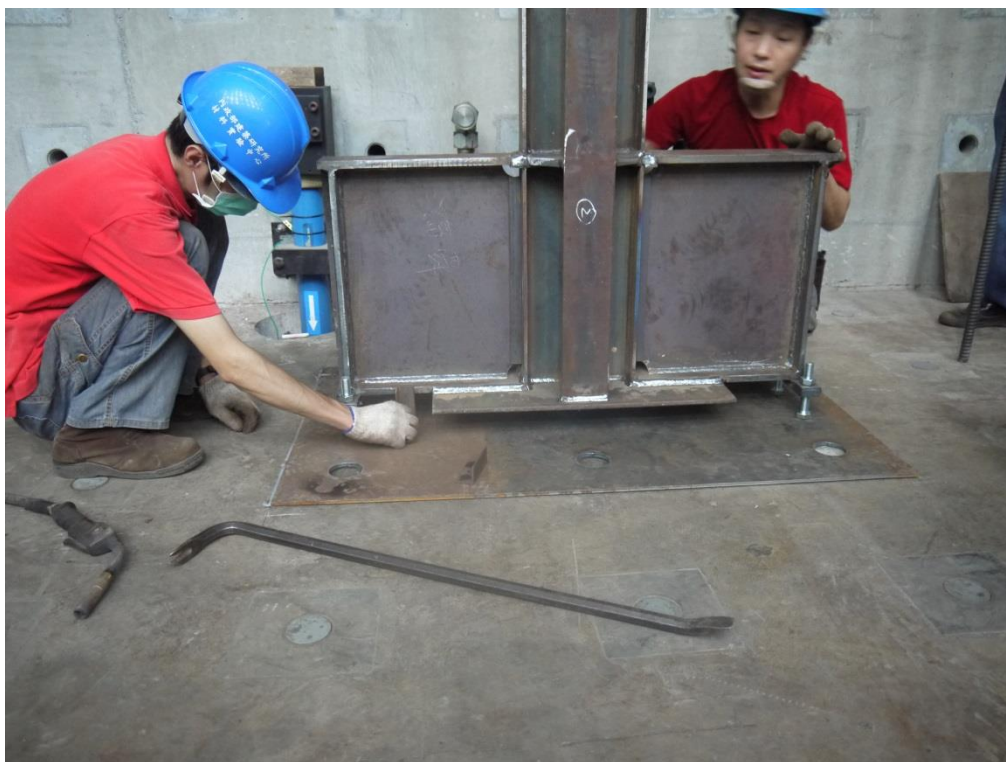


圖 C-41 鋼結構基礎定位施工照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-42 鋼結構基礎預留保護層施工照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-43 鋼結構基礎定位完成照(側視)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-44 鋼結構基礎定位完成照(正視)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-45 整體鋼構架與反力牆栓接完成照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-46 鋼柱水平與垂直度檢核照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-47 試體鋼結構之定位完成照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-48 構架側向支撐組立完成照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-49 構架試體基礎模板組立與鋼筋綁紮完成照

(資料來源：本研究拍攝)





圖 C-50 自充填混凝土取樣照(基礎混凝土)

(資料來源：本研究拍攝)

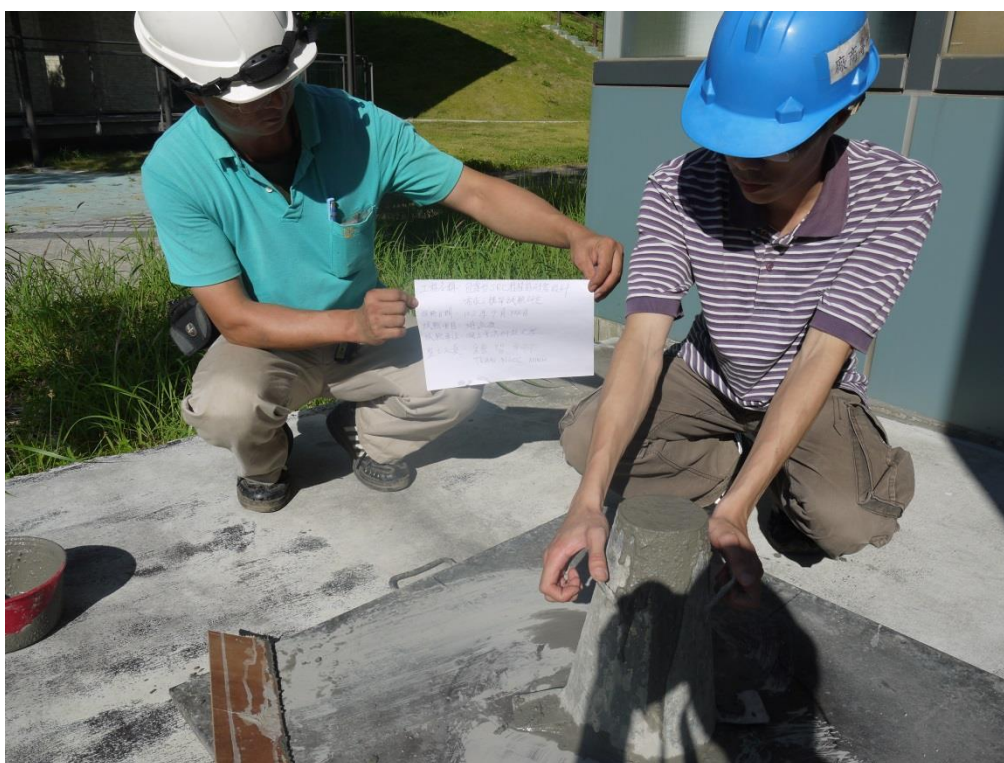


圖 C-51 自充填混凝土坍流度試驗照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C- 52 自充填混凝土坍流度試驗結果(坍流度 50 公分)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C- 53 圓柱試體製作完成照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-54 基礎混凝土澆置施工照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-55 基礎灌漿完成照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-56 柱箍筋所使用之鐸材

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-57 柱箍筋鐸接示意圖

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-58 柱箍筋現場銲接施工照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-59 柱銲接完成照(完成面與 200 頓 Actuator 垂直)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-60 柱箍筋銲接與綁紮完成照(完成面與 200 頓 Actuator 平行)

(資料來源：本研究拍攝)

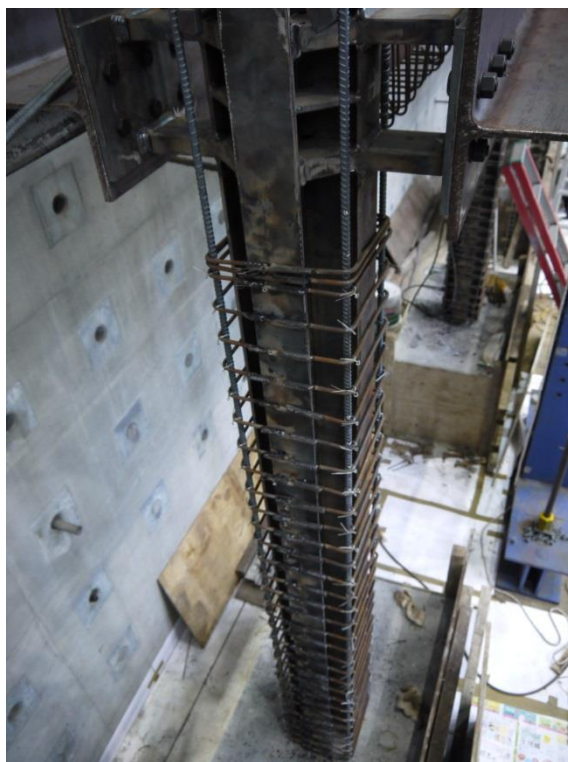


圖 C-61 柱箍筋銲接與綁紮完成照(俯視)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-62 柱箍筋銲接與綁紮完成照(正視)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-63 梁箍筋照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-64 梁箍筋綁紮施工照

(資料來源：本研究拍攝)

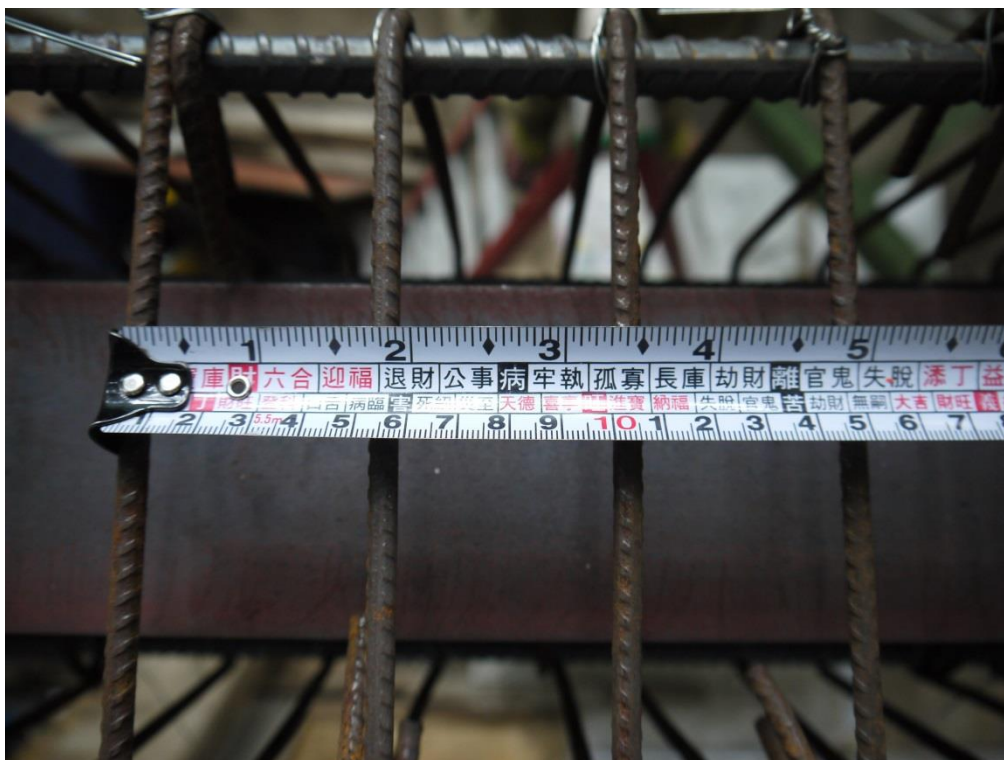


圖 C-65 梁箍筋綁紮完成照(一)

(資料來源：本研究拍攝)



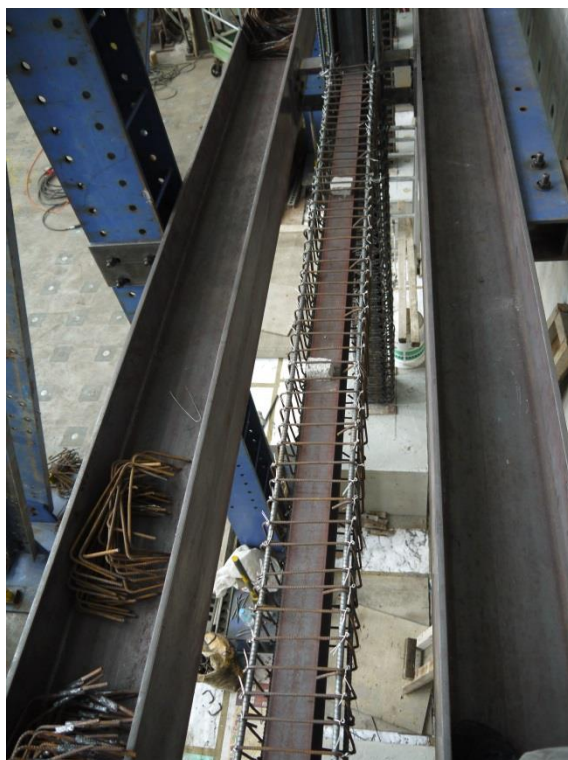


圖 C- 66 梁箍筋綁紮完成照(二)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C- 67 梁柱交會區之連鎖式閉合箍(一)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C- 68 梁柱交會區之連鎖式閉合箍(二)

(資料來源：本研究拍攝)

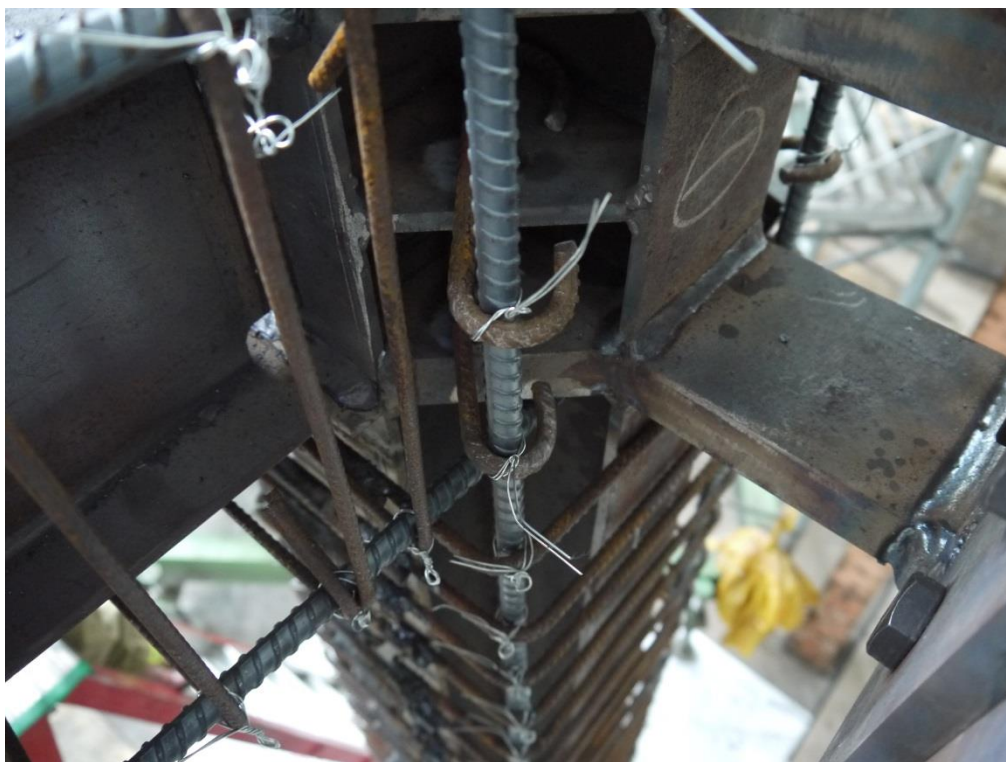


圖 C- 69 1Cs1 – 1Cs2 梁柱交會區完成照(一)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-70 1Cs1 - 1Cs2 梁柱交會區完成照(二)

(資料來源：本研究拍攝)

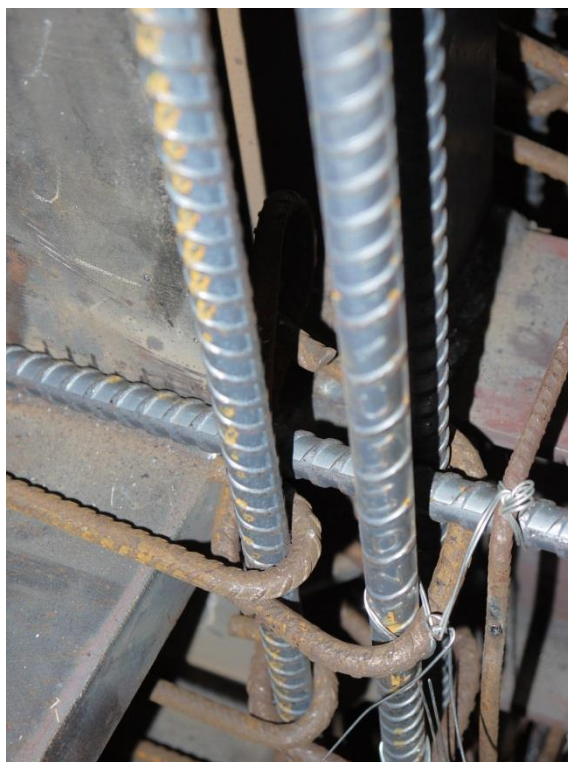


圖 C-71 1Cd1 - 1Cd2 梁柱交會區完成照(一)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-72 Cd1 - 1Cd2梁柱交會區完成照(二)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-73 試體灌漿用之漏斗

(資料來源：本研究拍攝)

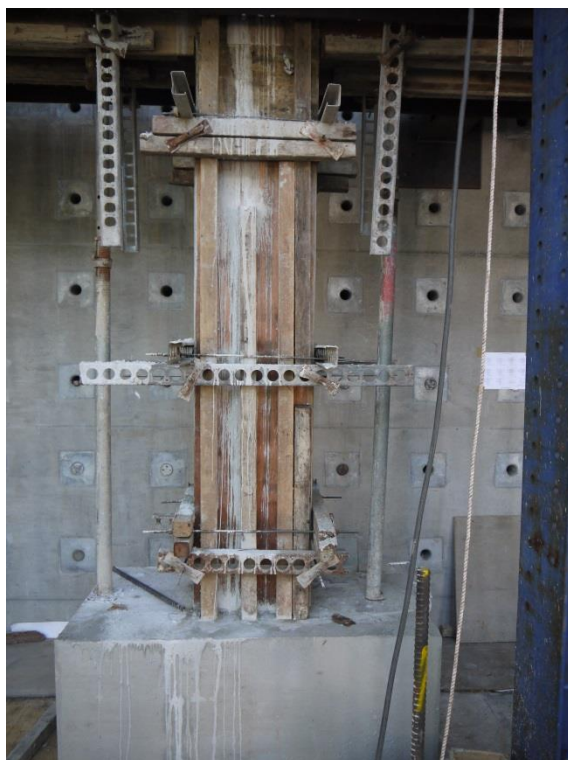


圖 C-74 一樓柱模板組立完成照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-75 一樓梁模板組立完成照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-76 自充填混凝土取樣照(一樓混凝土)

(資料來源：本研究拍攝)

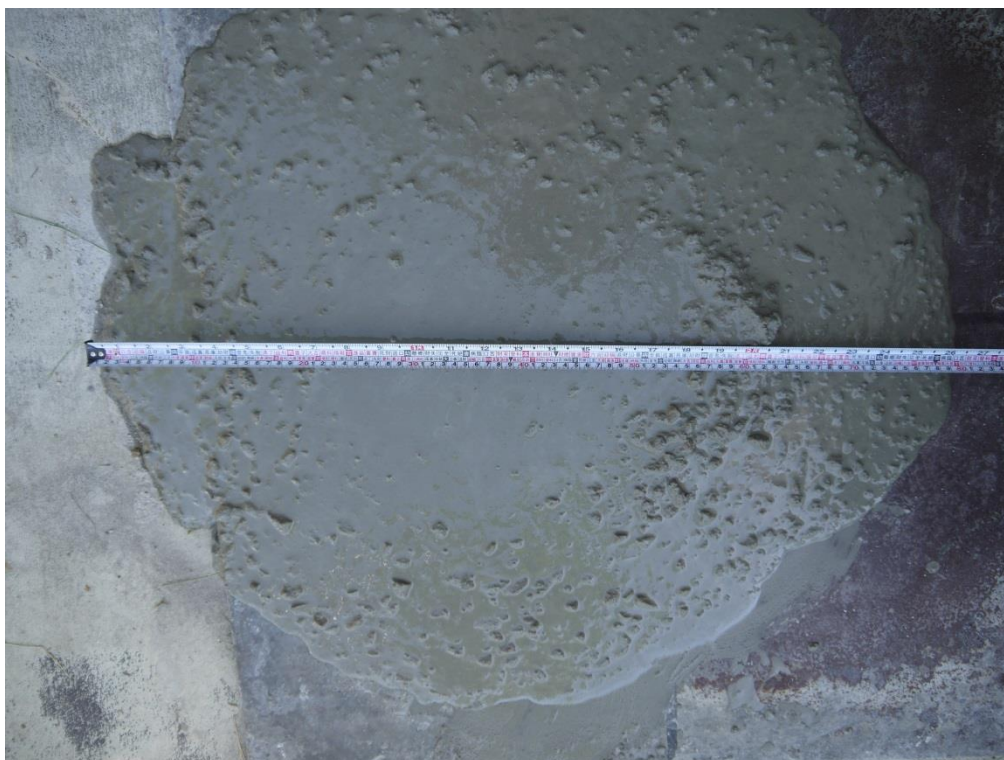


圖 C-77 自充填混凝土坍流度試驗結果(坍流度 80 公分)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-78 一樓混凝土澆鑄施工照(一)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-79 一樓梁與柱灌漿施工照(二)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-80 一樓梁與柱灌漿完成照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-81 二樓柱箍筋銲接與綁紮施工照

(資料來源：本研究拍攝)





圖 C- 82 二樓柱箍筋鉚接與綁紮完成照(一)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C- 83 二樓柱箍筋鉚接與綁紮完成照(二)

(資料來源：本研究拍攝)

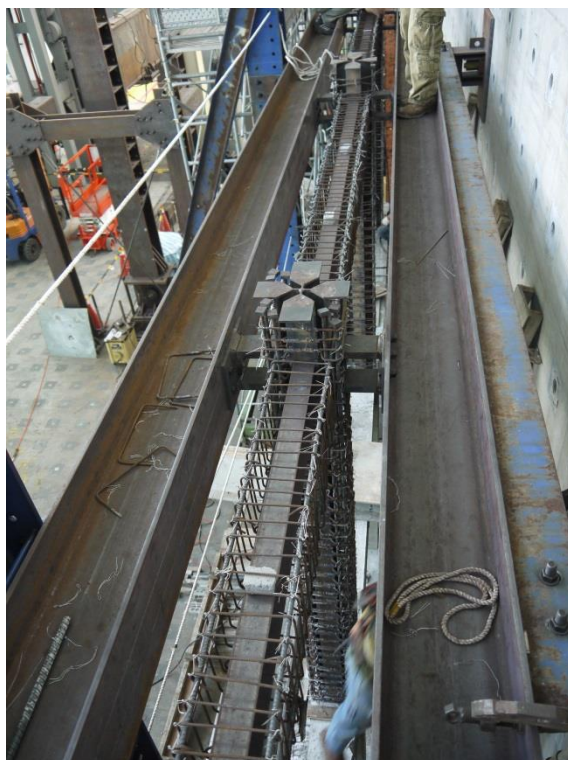


圖 C-84 二樓梁箍筋綁紮完成照

(資料來源：本研究拍攝)

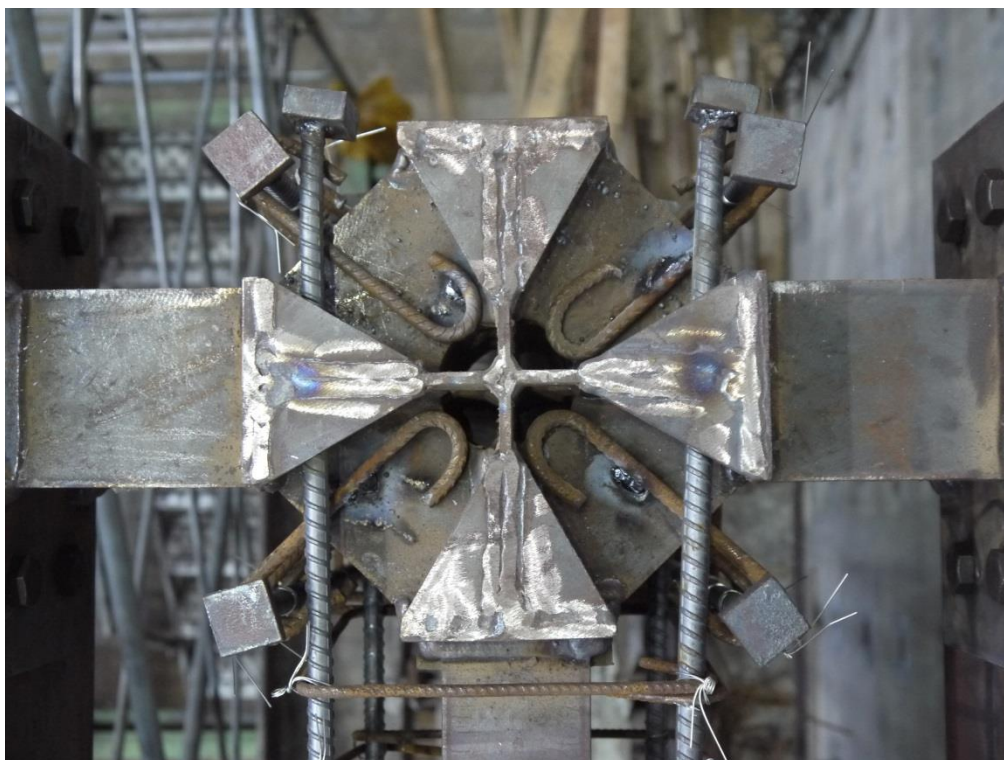


圖 C-85 2Cd2柱頂梁柱交會區完成照

(資料來源：本研究拍攝)

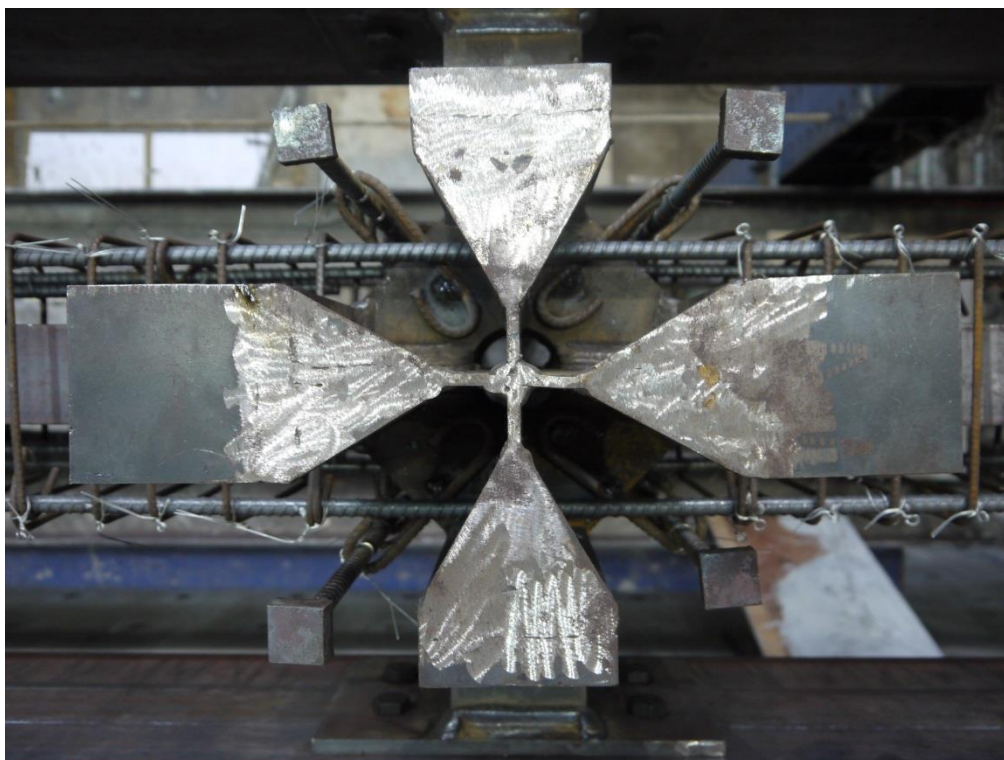


圖 C- 86 2Cd1柱頂梁柱交會區完成照

(資料來源：本研究拍攝)

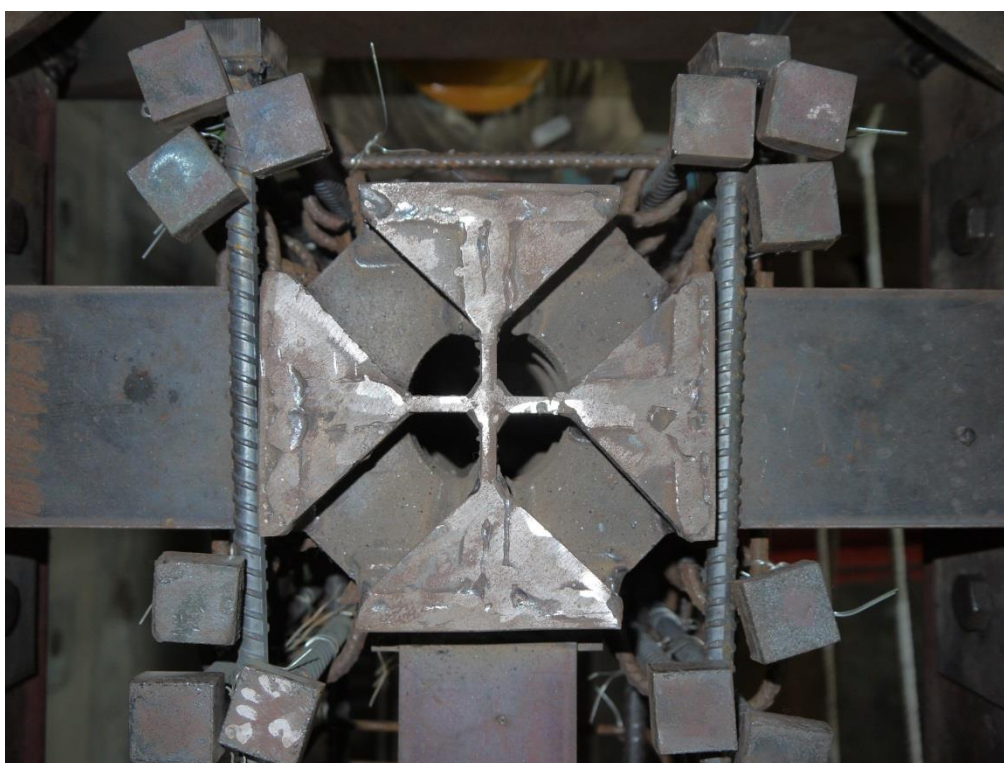


圖 C- 87 2Cs1柱頂梁柱交會區完成照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C- 88 2Cs2柱頂梁柱交會區完成照

(資料來源：本研究拍攝)

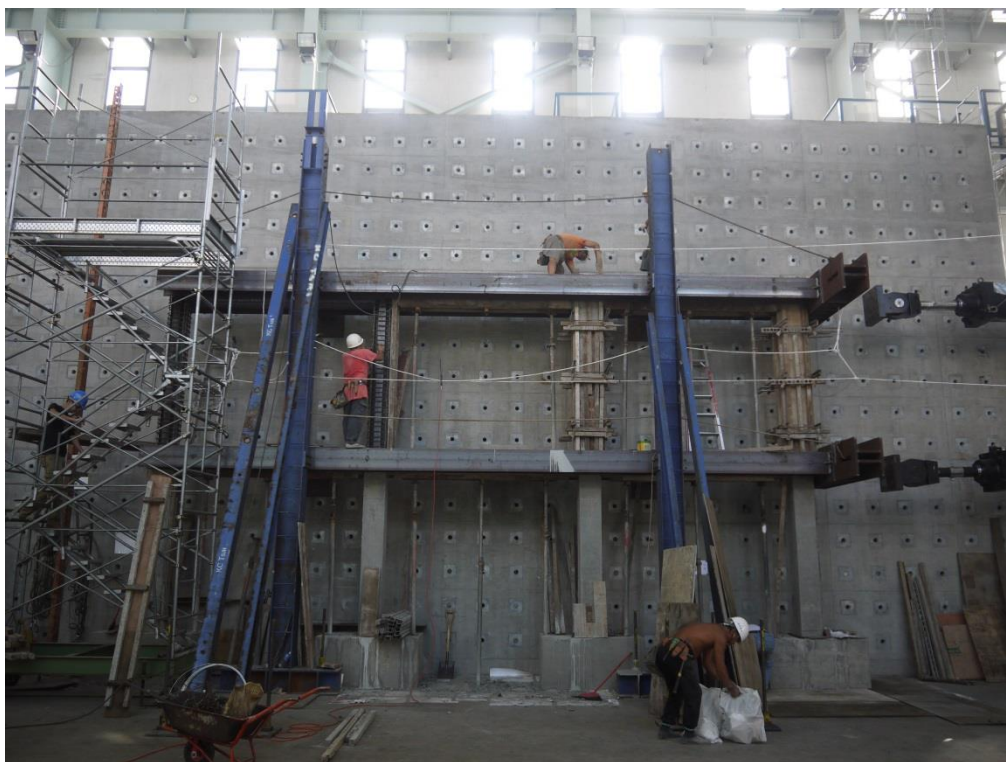


圖 C- 89 二樓模板組立施工照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-90 自充填混凝土取樣照(二樓混凝土)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-91 自充填混凝土坍流度試驗結果(坍流度 40 公分，現場澆鑄採取震動搗實)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-92 二樓混凝土澆鑄施工照(一)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-93 二樓混凝土澆鑄施工照(二)

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-94 二樓混凝土澆鑄完成照

(資料來源：本研究拍攝)



圖 C-95 構架試體製作完成(待 14 天後拆除模板)

(資料來源：本研究拍攝)





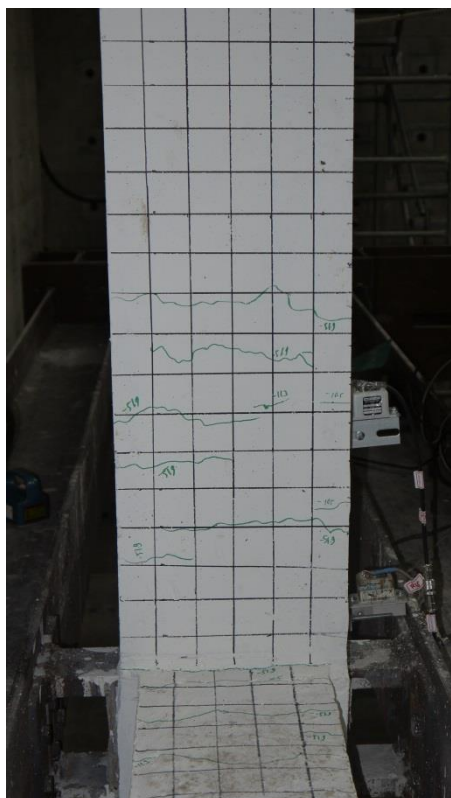
附錄 E 整體構架反覆載重試驗於各階段之照片



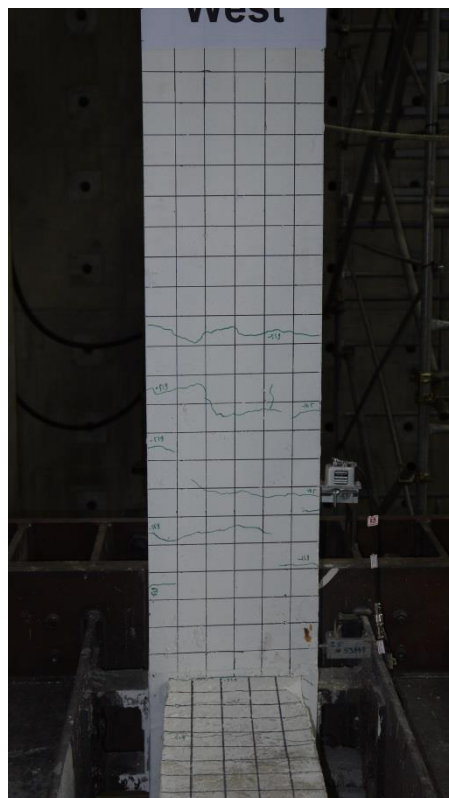
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



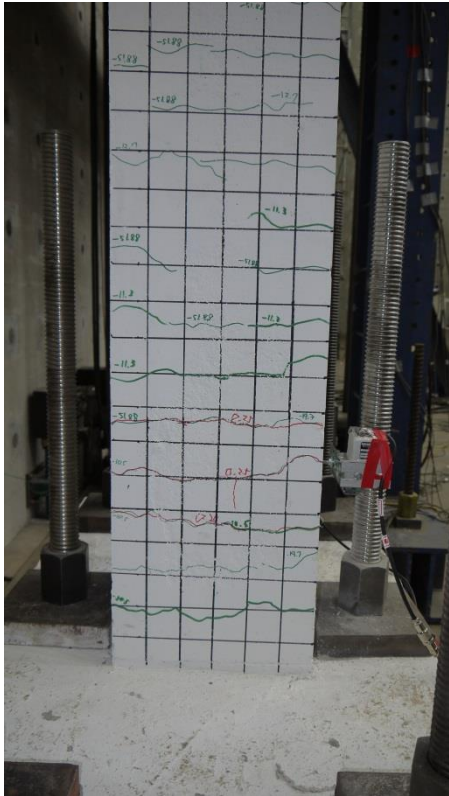
2Cs<sub>1</sub>



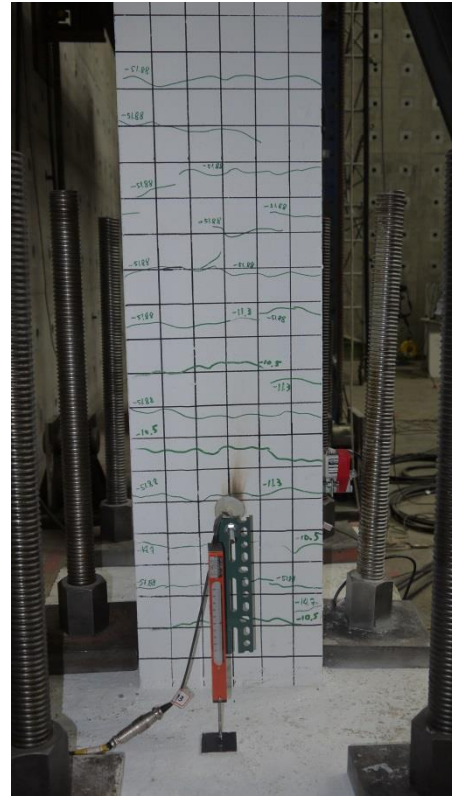
2Cs<sub>2</sub>

圖 E-1 構架試體第二層柱於-0.375% Drift 照

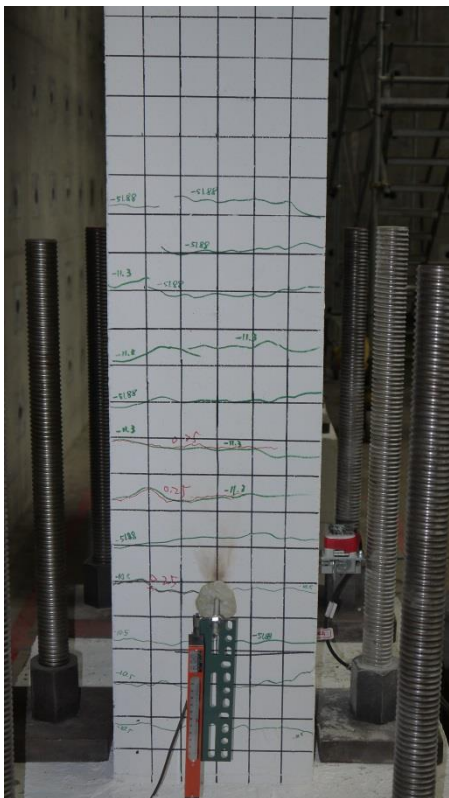
(資料來源：本研究拍攝)



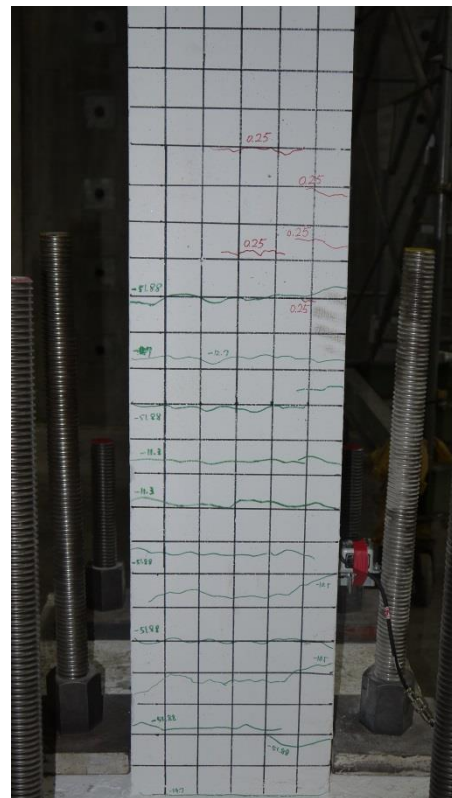
1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



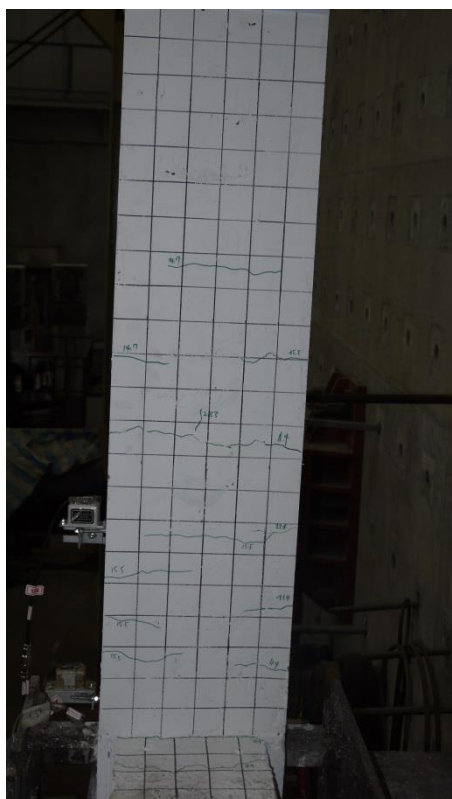
1Cs<sub>1</sub>



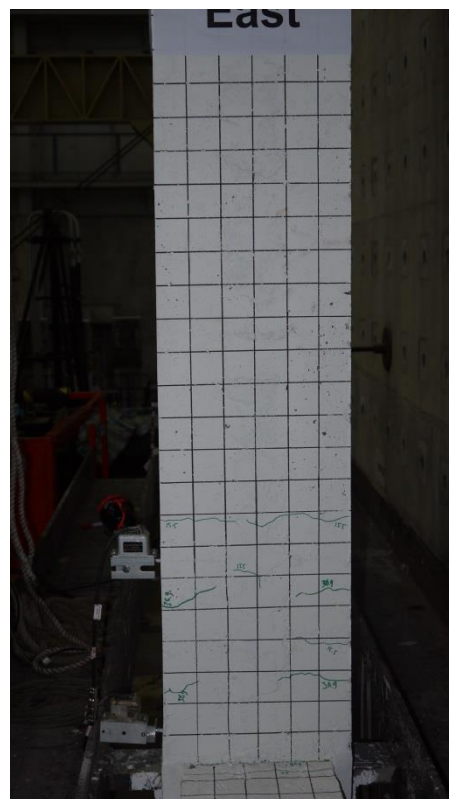
1Cs<sub>2</sub>

圖 E-2 構架試體第一層柱於-0.375% Drift 照

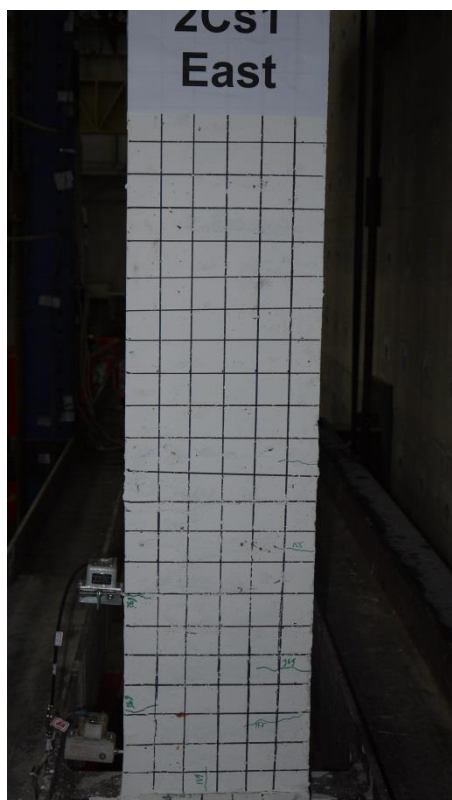
(資料來源：本研究拍攝)



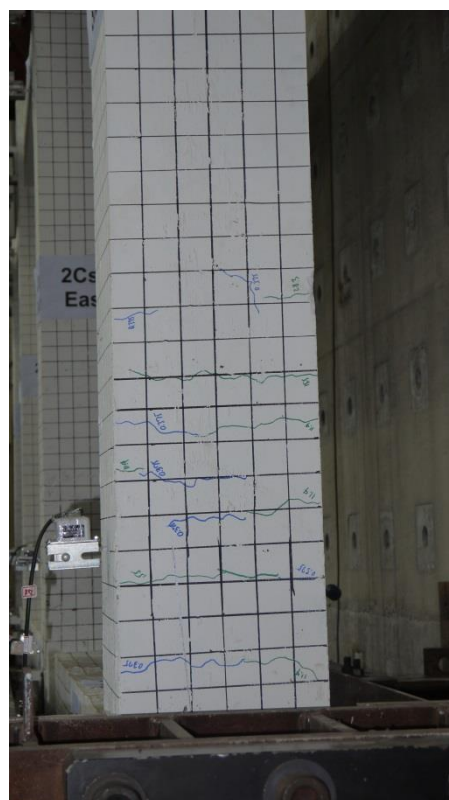
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>



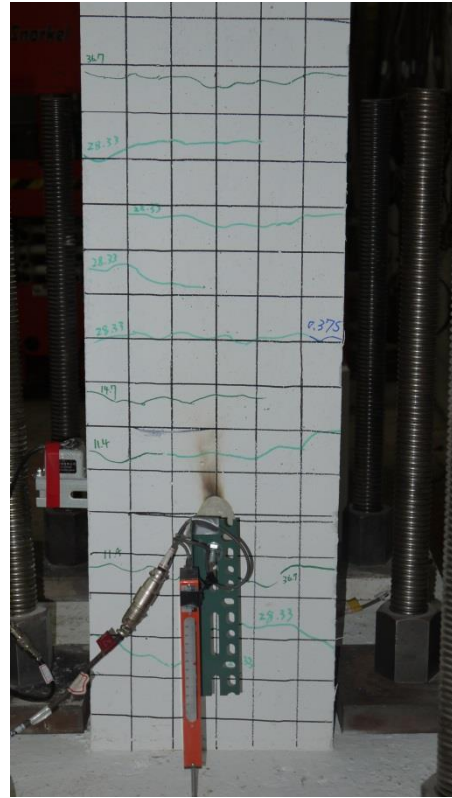
2Cs<sub>2</sub>

圖 E-3 構架試體第二層柱於 0.375% Drift 照

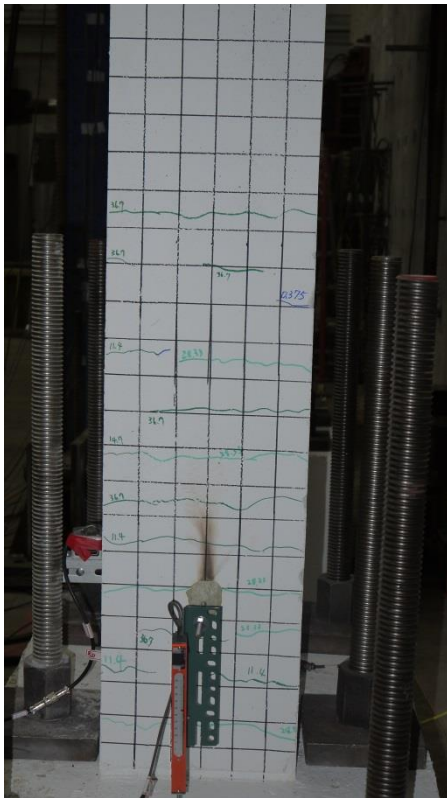
(資料來源：本研究拍攝)



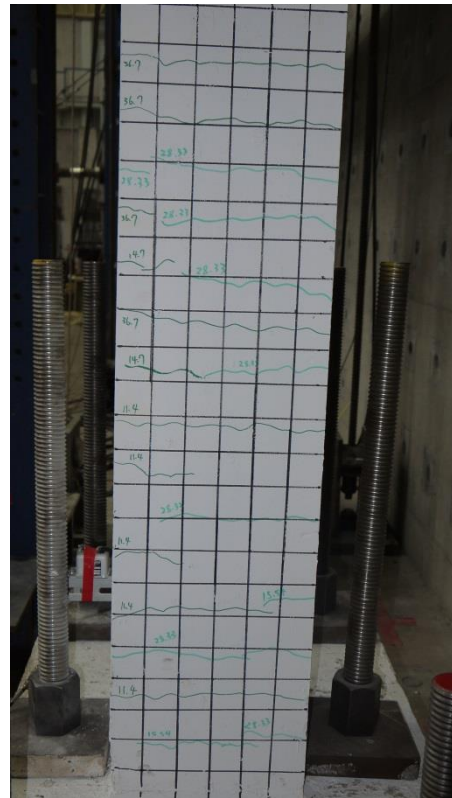
1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



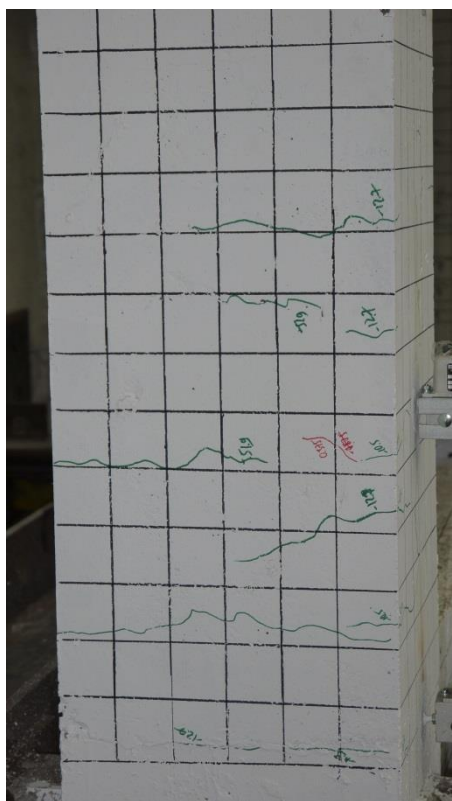
1Cs<sub>1</sub>



1Cs<sub>2</sub>

圖 E-4 構架試體第一層柱於 0.375% Drift 照

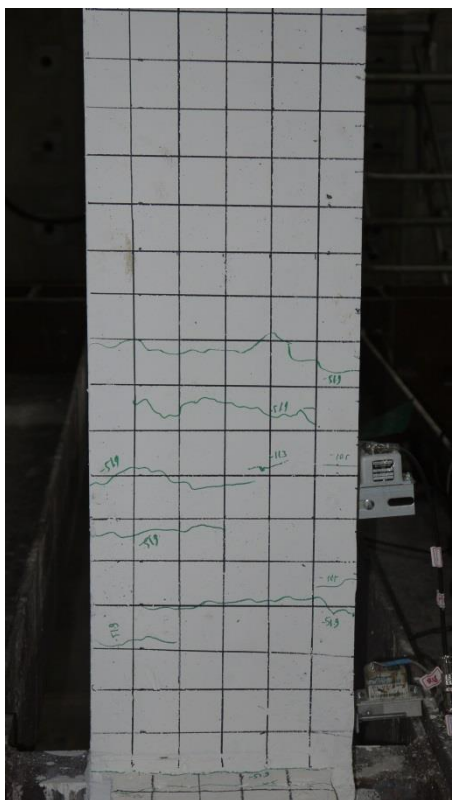
(資料來源：本研究拍攝)



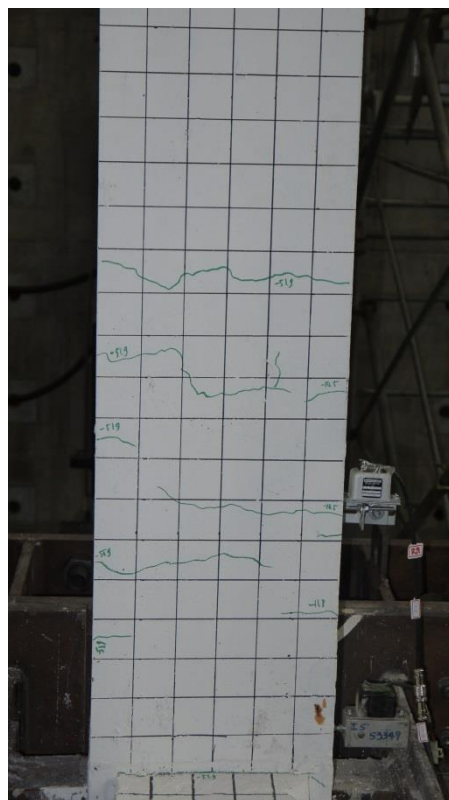
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



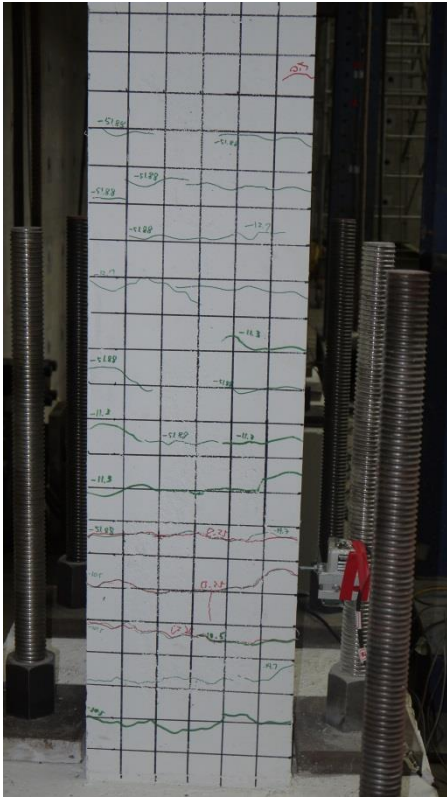
2Cs<sub>1</sub>



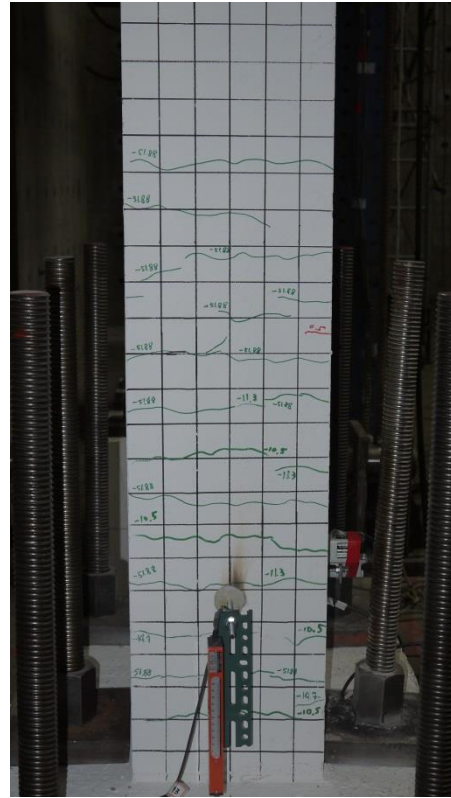
2Cs<sub>2</sub>

圖 E-5 構架試體第二層柱於-0.5% Drift 照

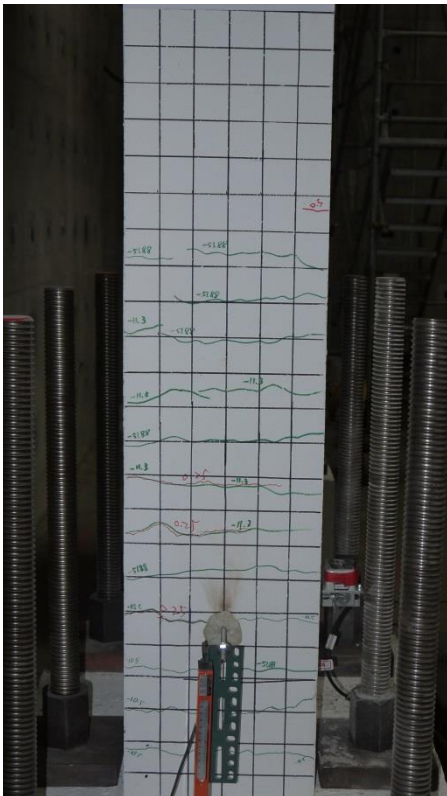
(資料來源：本研究拍攝)



1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



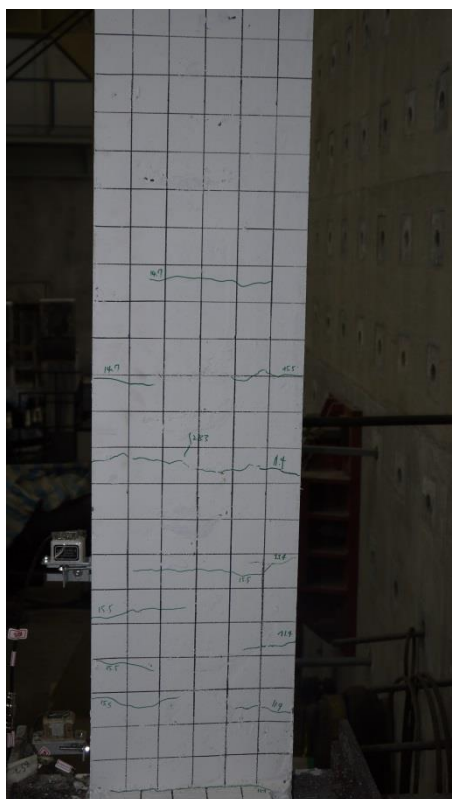
1Cs<sub>1</sub>



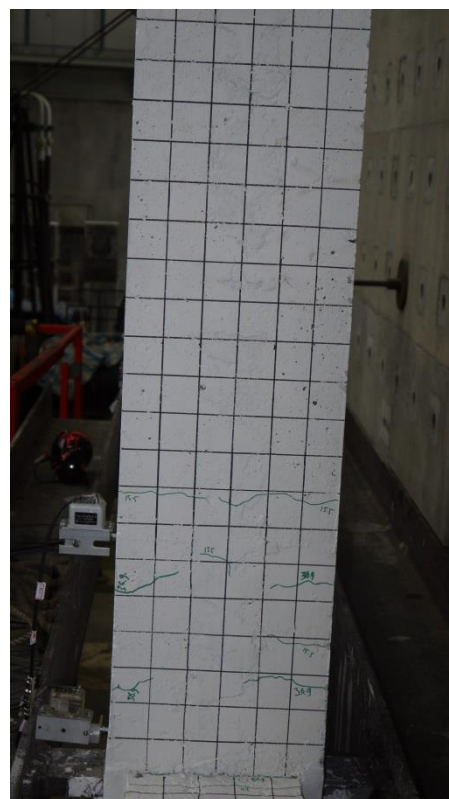
1Cs<sub>2</sub>

圖 E-6 構架試體第一層柱於-0.5% Drift 照

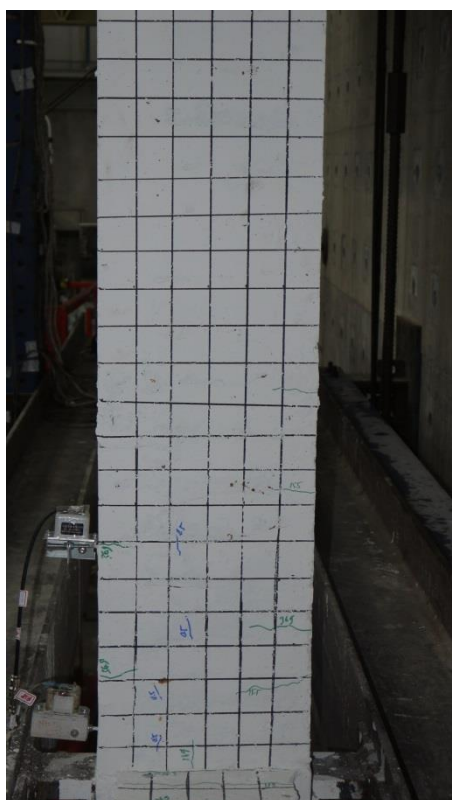
(資料來源：本研究拍攝)



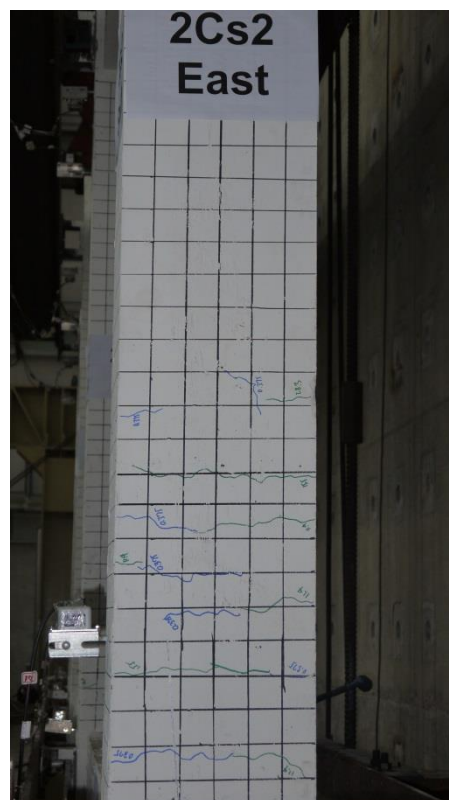
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>

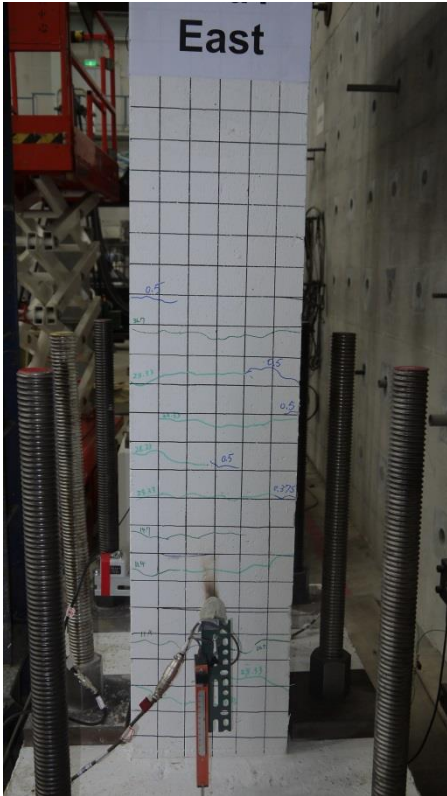


2Cs<sub>2</sub>

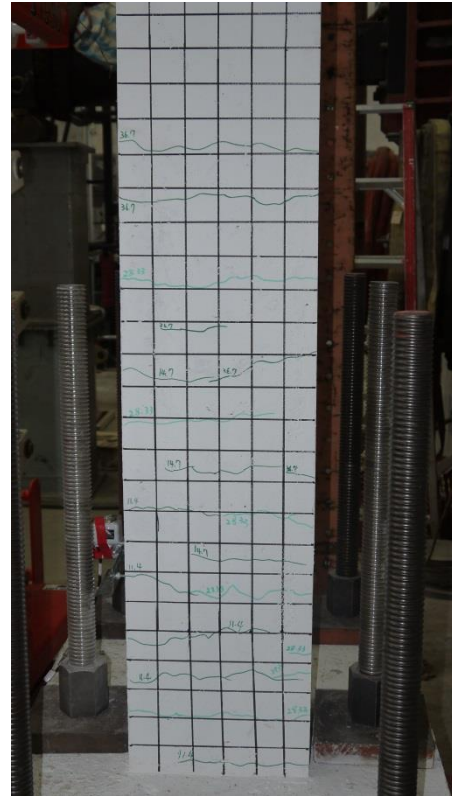
圖 E-7 構架試體第二層柱於 0.5% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)

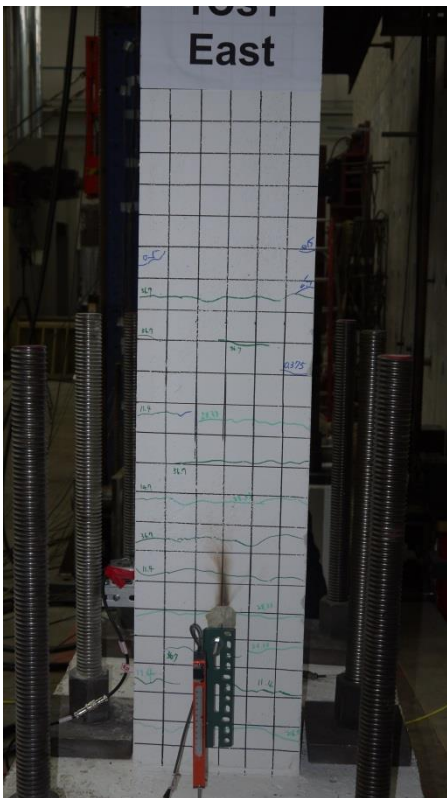




1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



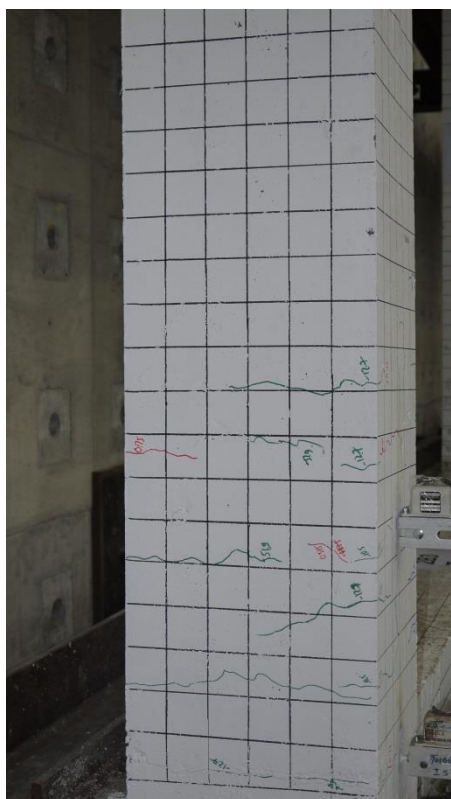
1Cs<sub>1</sub>



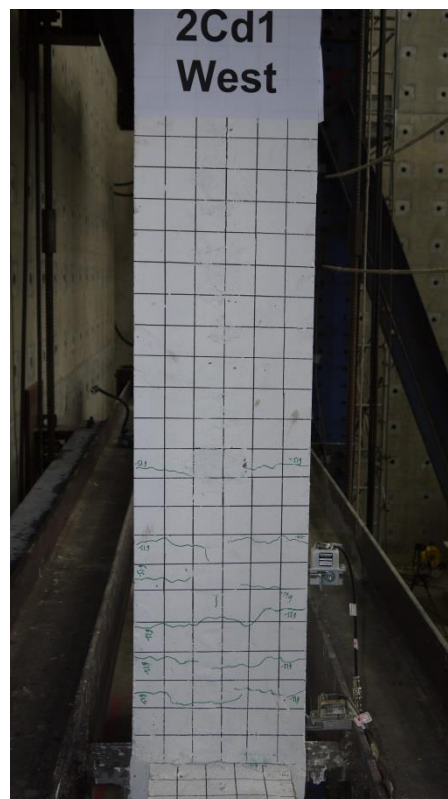
1Cs<sub>2</sub>

圖 E-8 構架試體第一層柱於 0.5% Drift 照

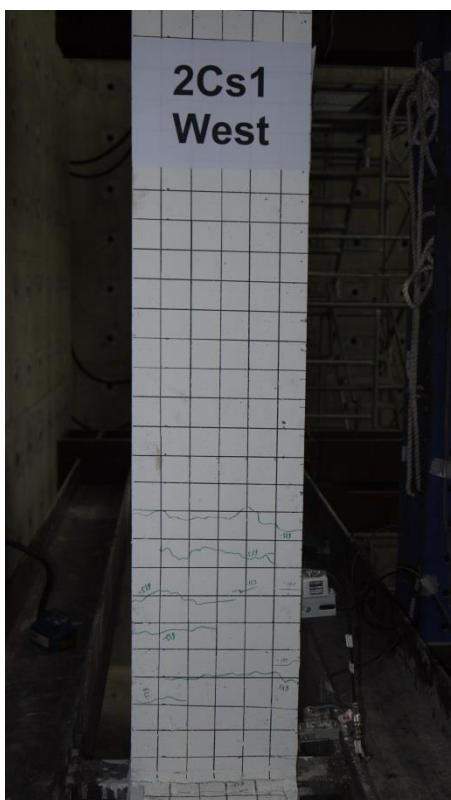
(資料來源：本研究拍攝)



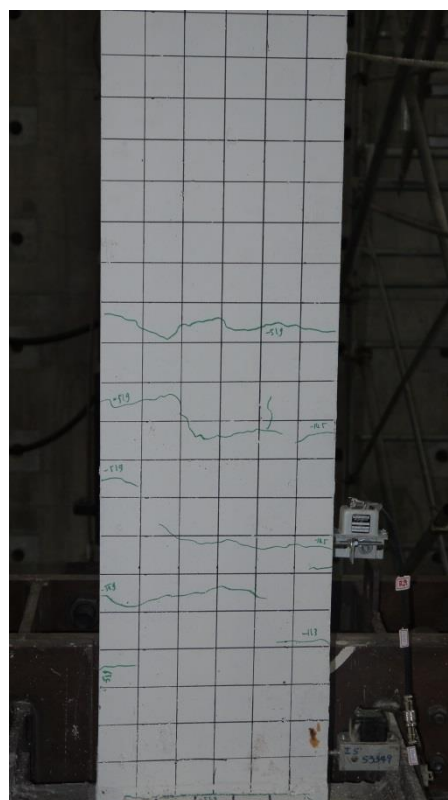
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



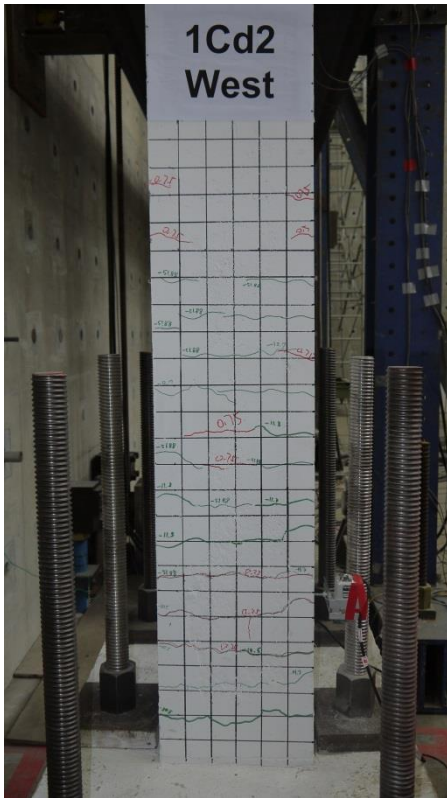
2Cs<sub>1</sub>



2Cs<sub>2</sub>

圖 E-9 構架試體第二層柱於-0.75% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



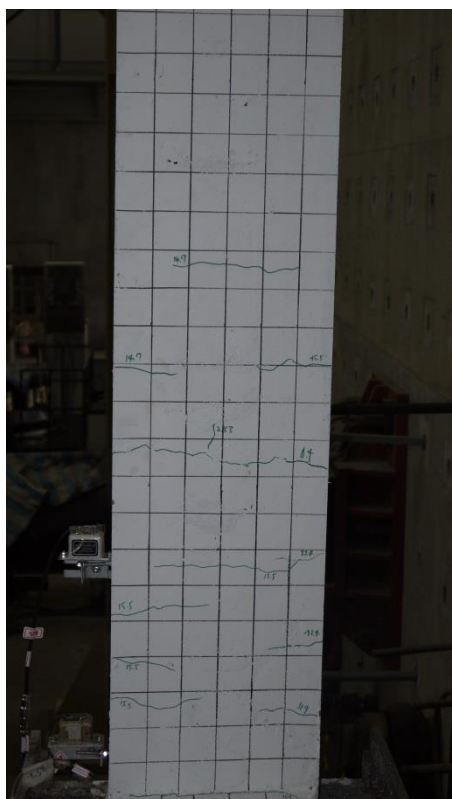
1Cs<sub>1</sub>



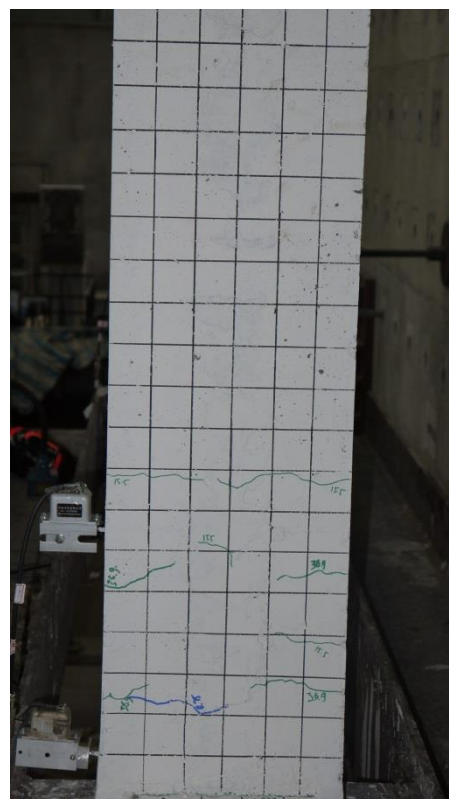
1Cs<sub>2</sub>

圖 E-10 構架試體第一層柱於-0.75% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



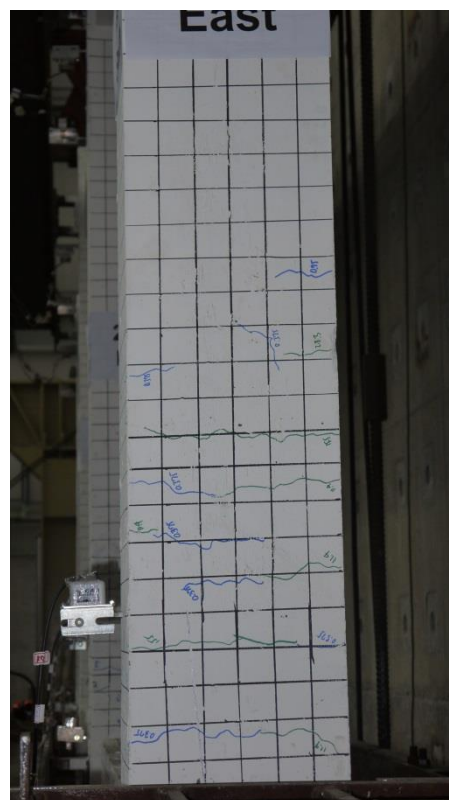
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



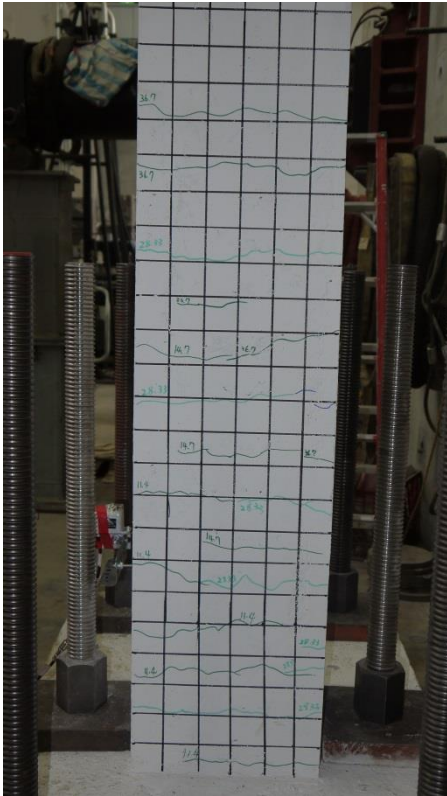
2Cs<sub>1</sub>



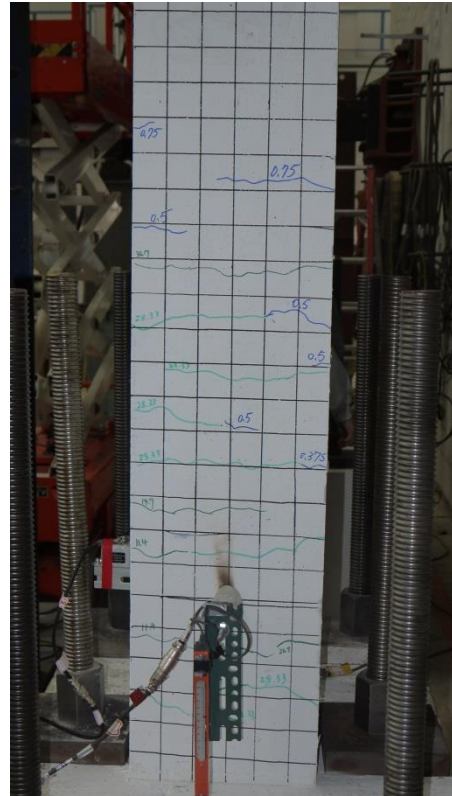
2Cs<sub>2</sub>

圖 E-11 構架試體第二層柱於 0.75% Drift 照

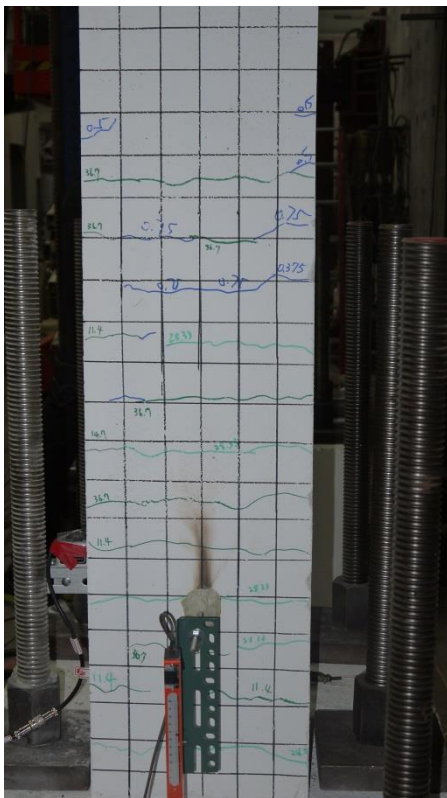
(資料來源：本研究拍攝)



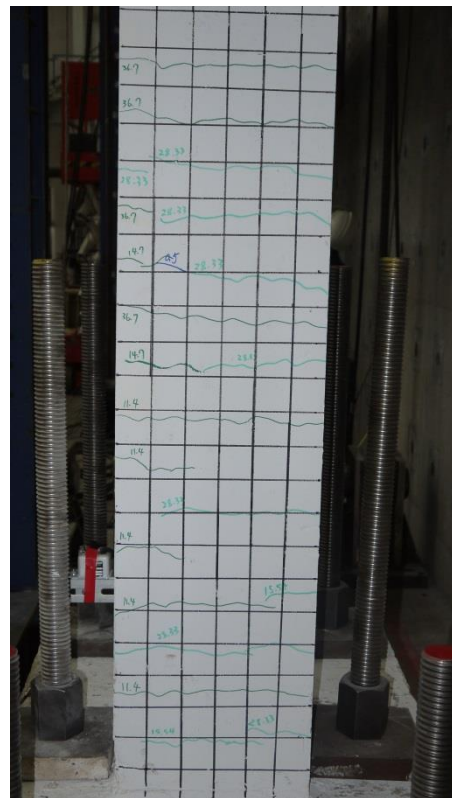
1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



1Cs<sub>1</sub>



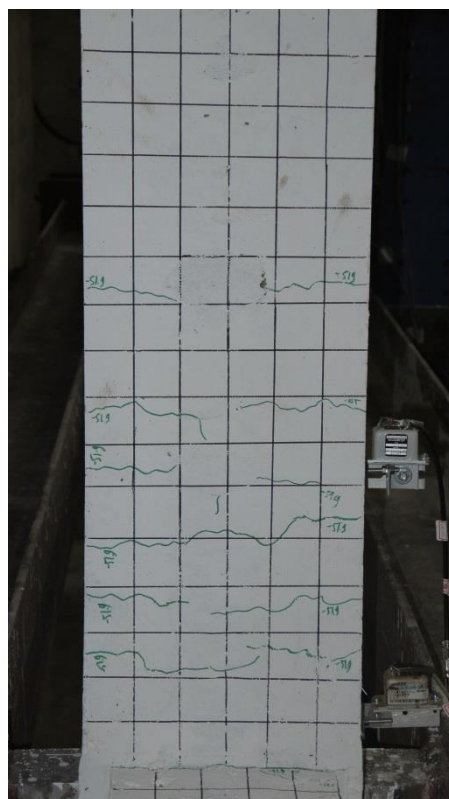
1Cs<sub>2</sub>

圖 E-12 構架試體第一層柱於 0.75% Drift 照

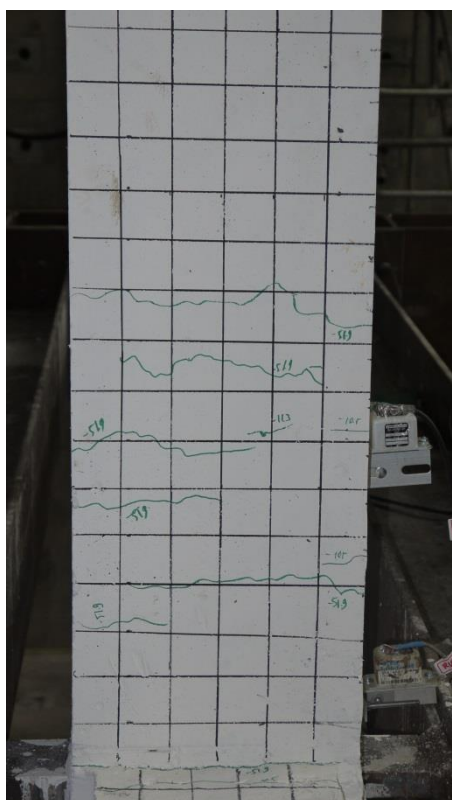
(資料來源：本研究拍攝)



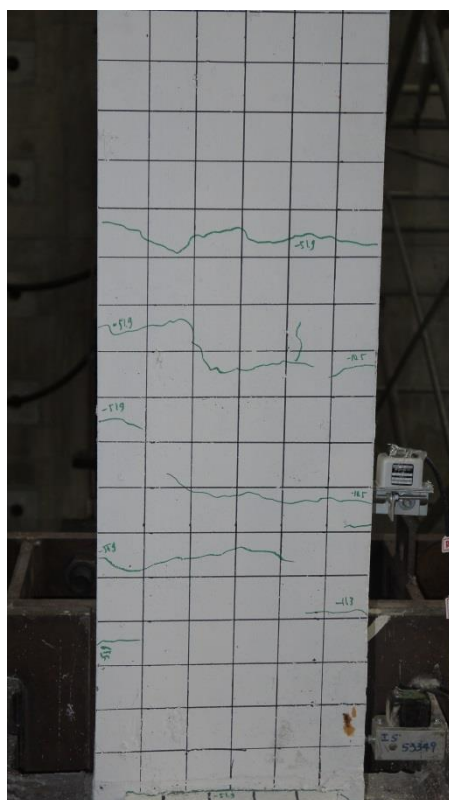
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>



2Cs<sub>2</sub>

圖 E-13 構架試體第二層柱於-1% Drift 照

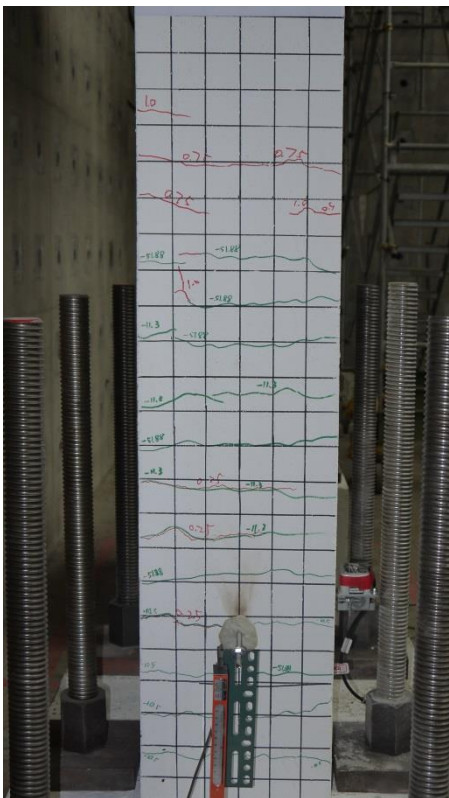
(資料來源：本研究拍攝)



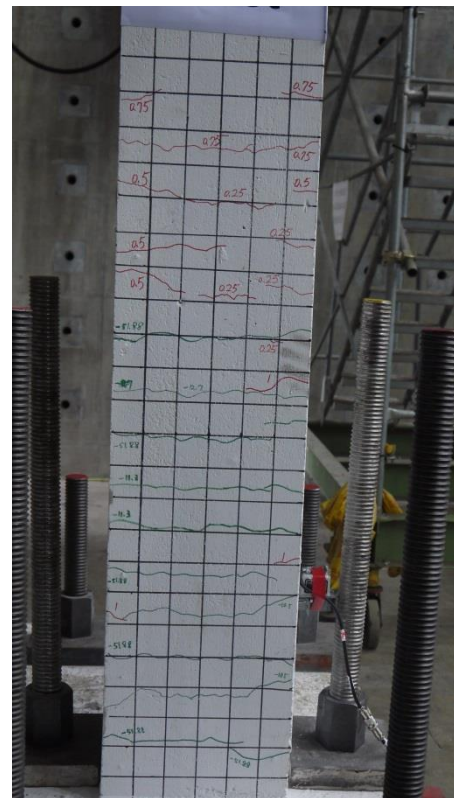
$1Cd_2$



$1Cd_1$



$1Cs_1$



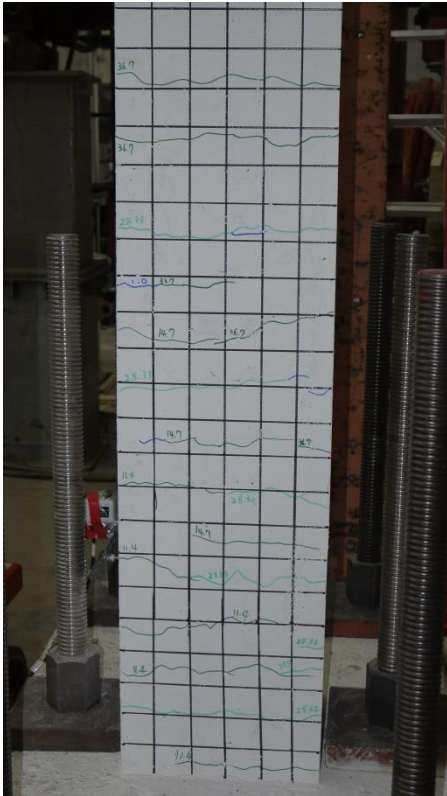
$1Cs_2$

圖 E-14 構架試體第一層柱於-1% Drift 照

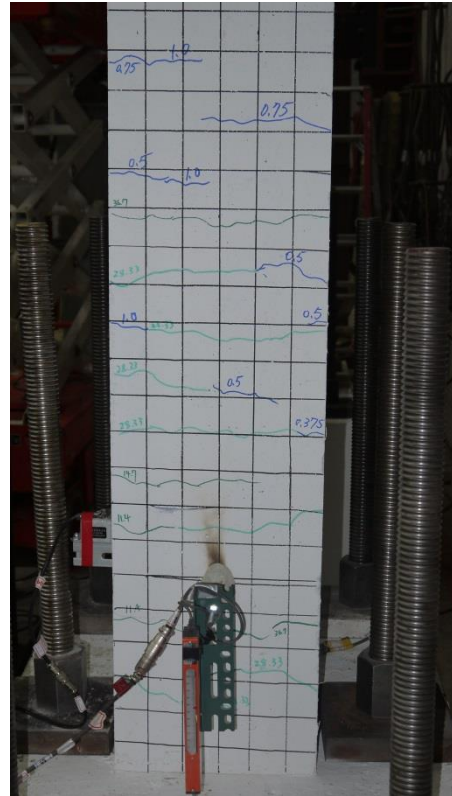
(資料來源：本研究拍攝)



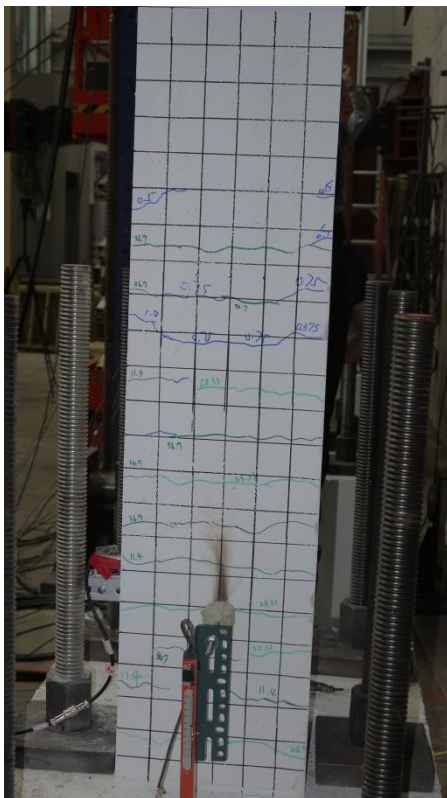




1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



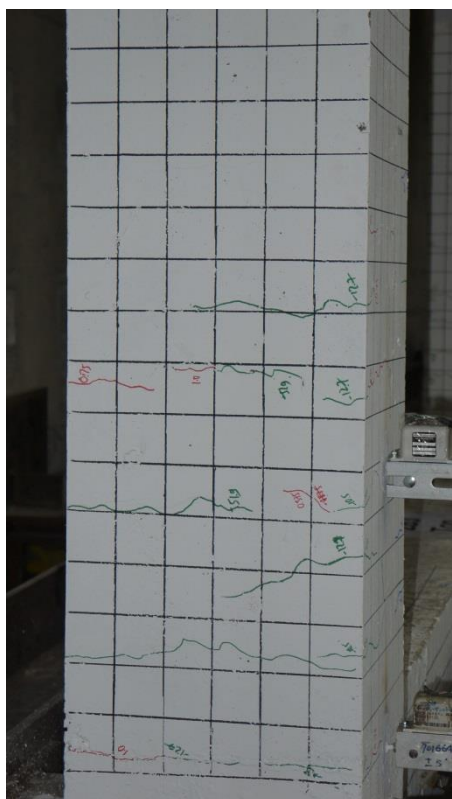
1Cs<sub>1</sub>



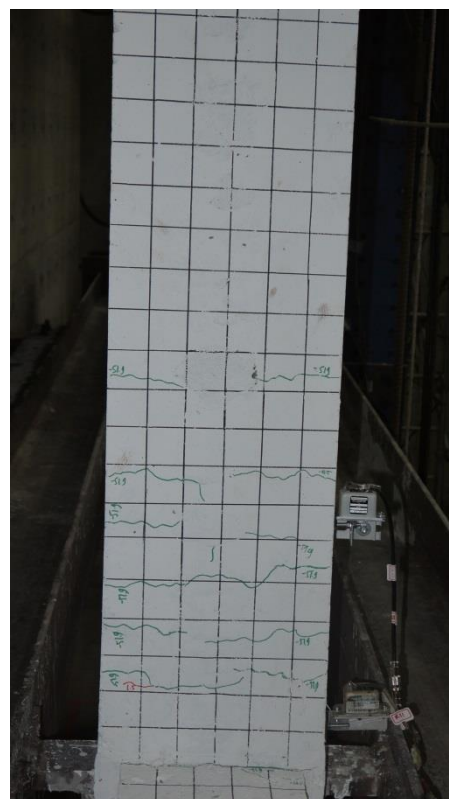
1Cs<sub>2</sub>

圖 E-16 構架試體第一層柱於 1% Drift 照

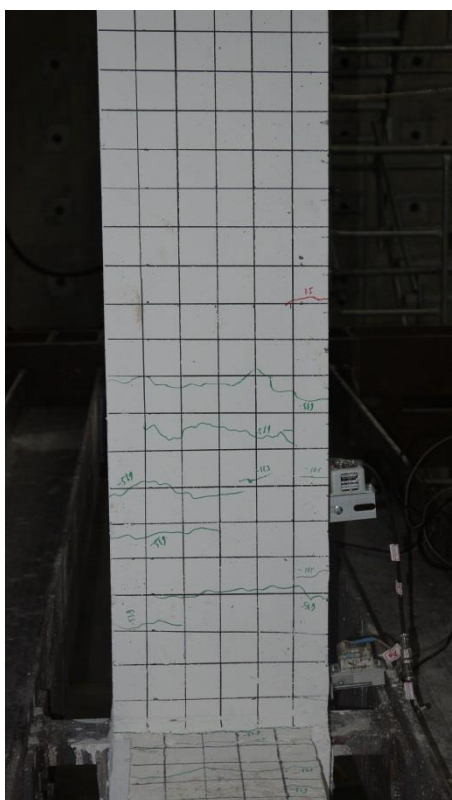
(資料來源：本研究拍攝)



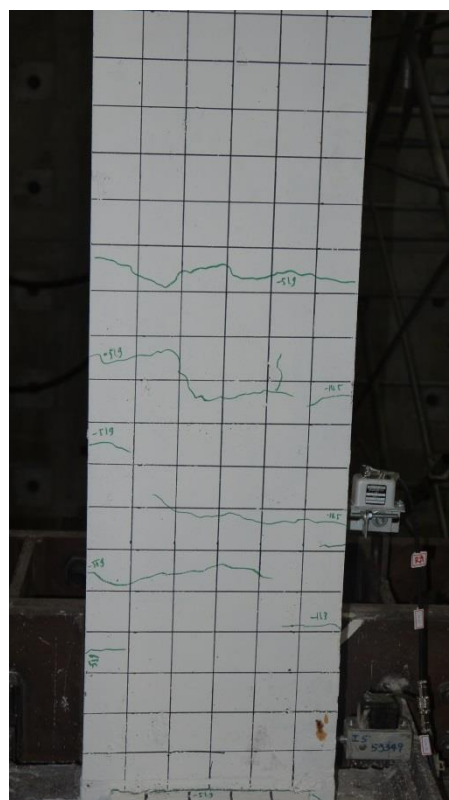
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



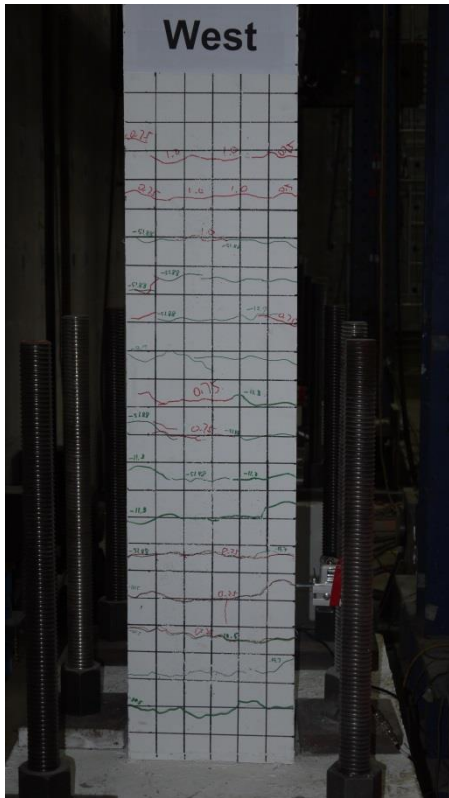
2Cs<sub>1</sub>



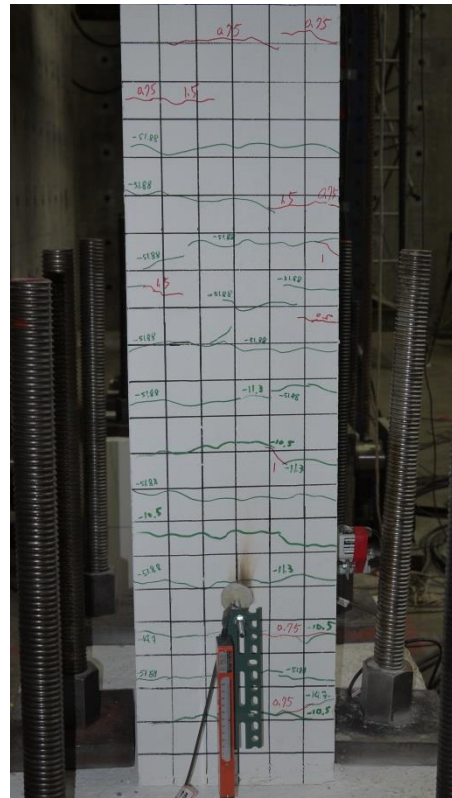
2Cs<sub>2</sub>

圖 E-17 構架試體第二層柱於-1.5% Drift 照

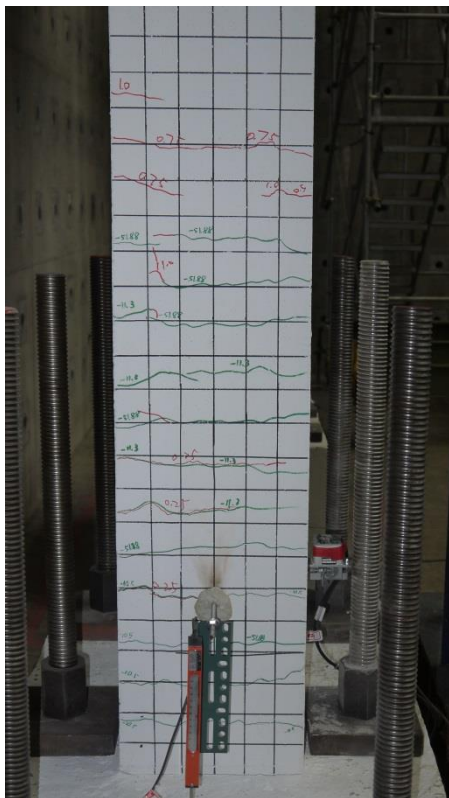
(資料來源：本研究拍攝)



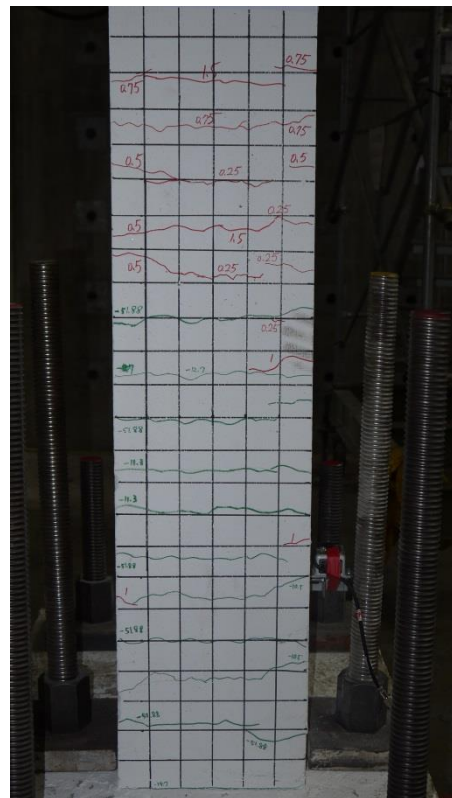
1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



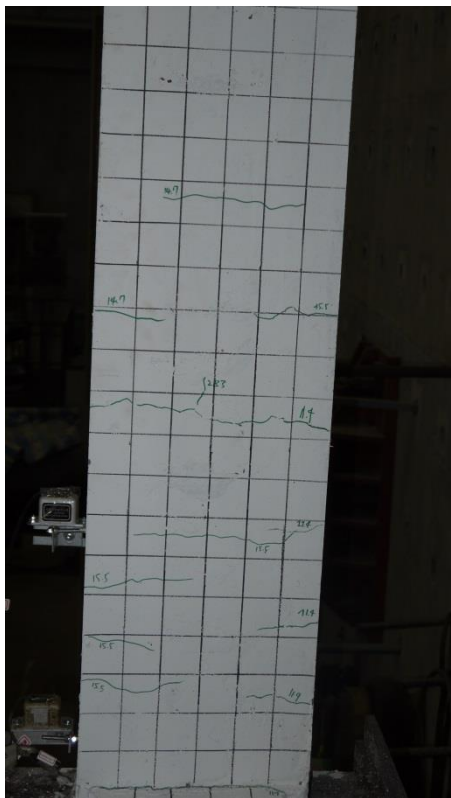
1Cs<sub>1</sub>



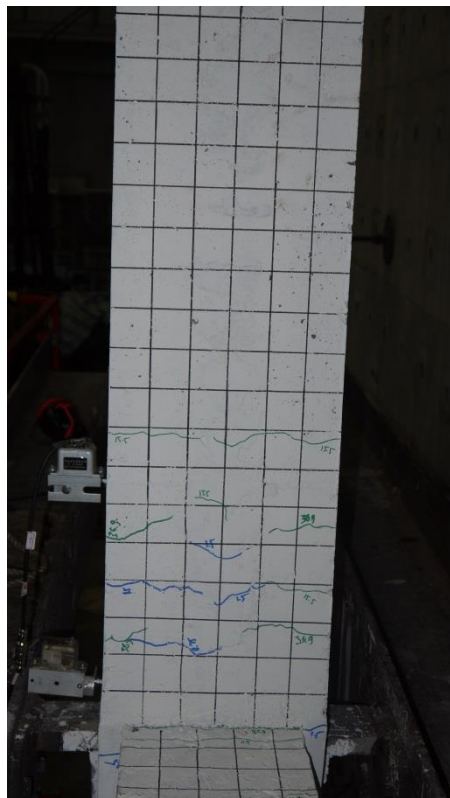
1Cs<sub>2</sub>

圖 E-18 構架試體第一層柱於-1.5% Drift 照

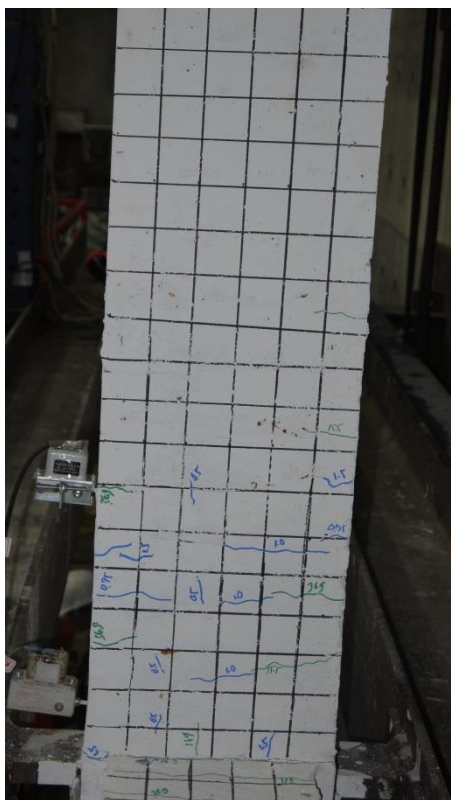
(資料來源：本研究拍攝)



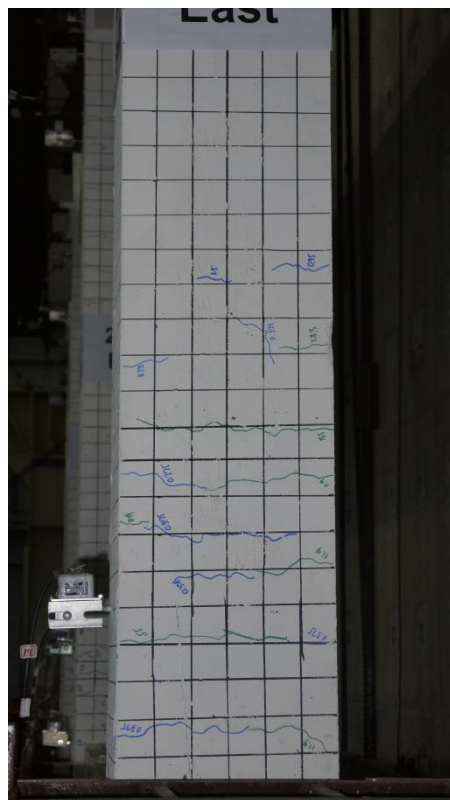
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



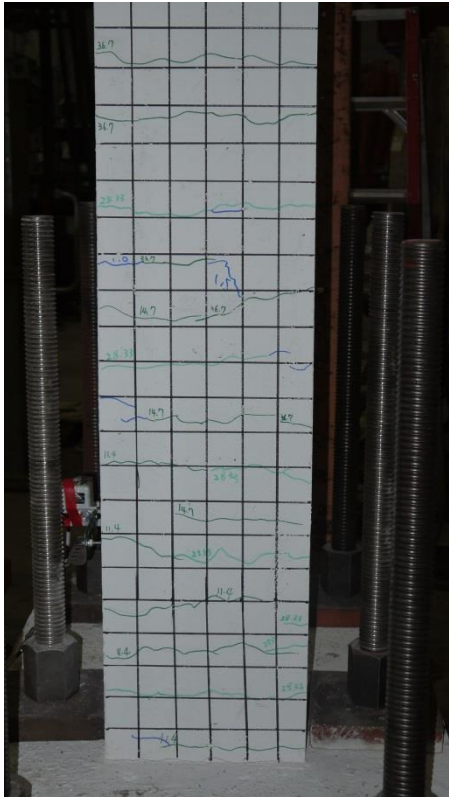
2Cs<sub>1</sub>



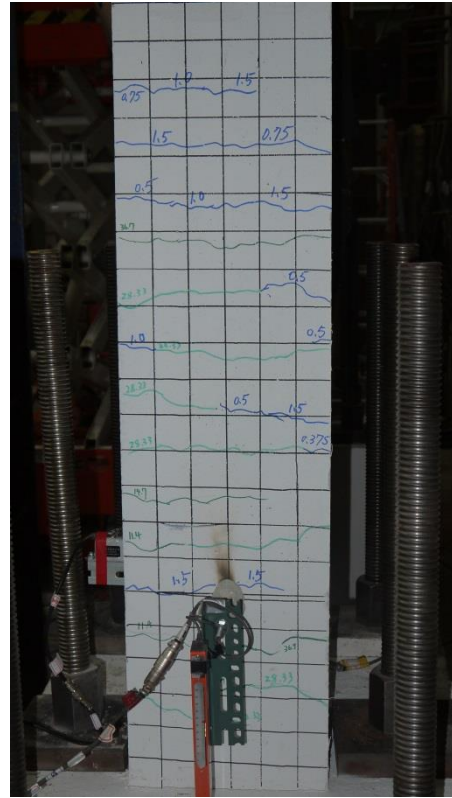
2Cs<sub>2</sub>

圖 E-19 構架試體第二層柱於 1.5% Drift 照

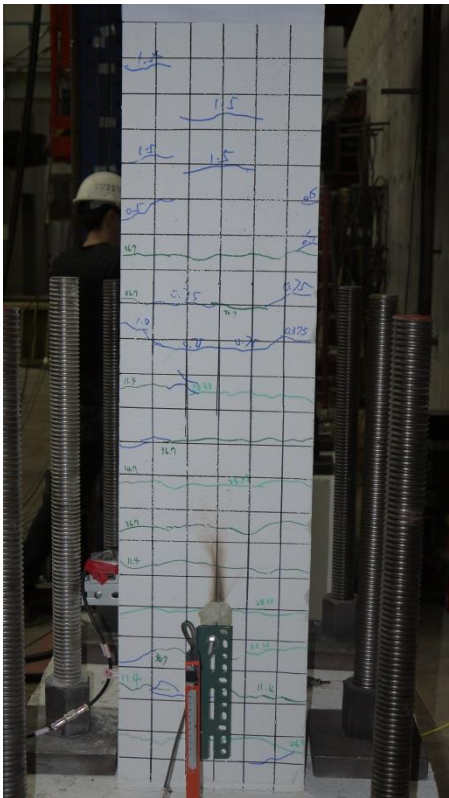
(資料來源：本研究拍攝)



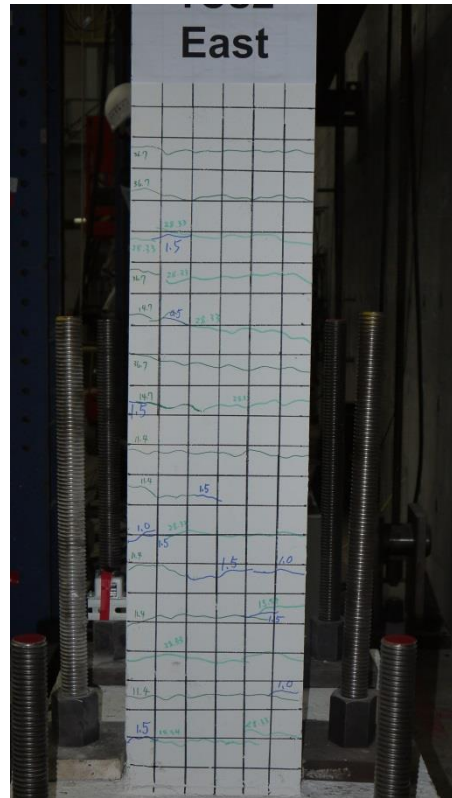
1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



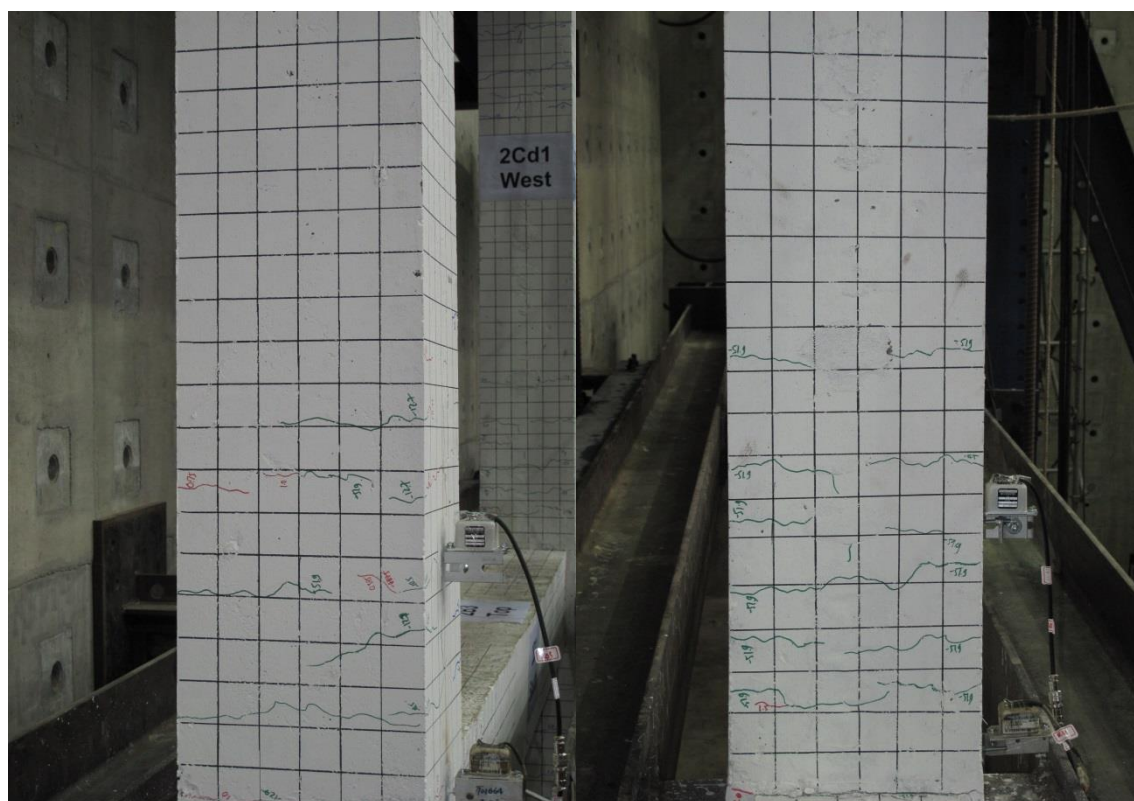
1Cs<sub>1</sub>



1Cs<sub>2</sub>

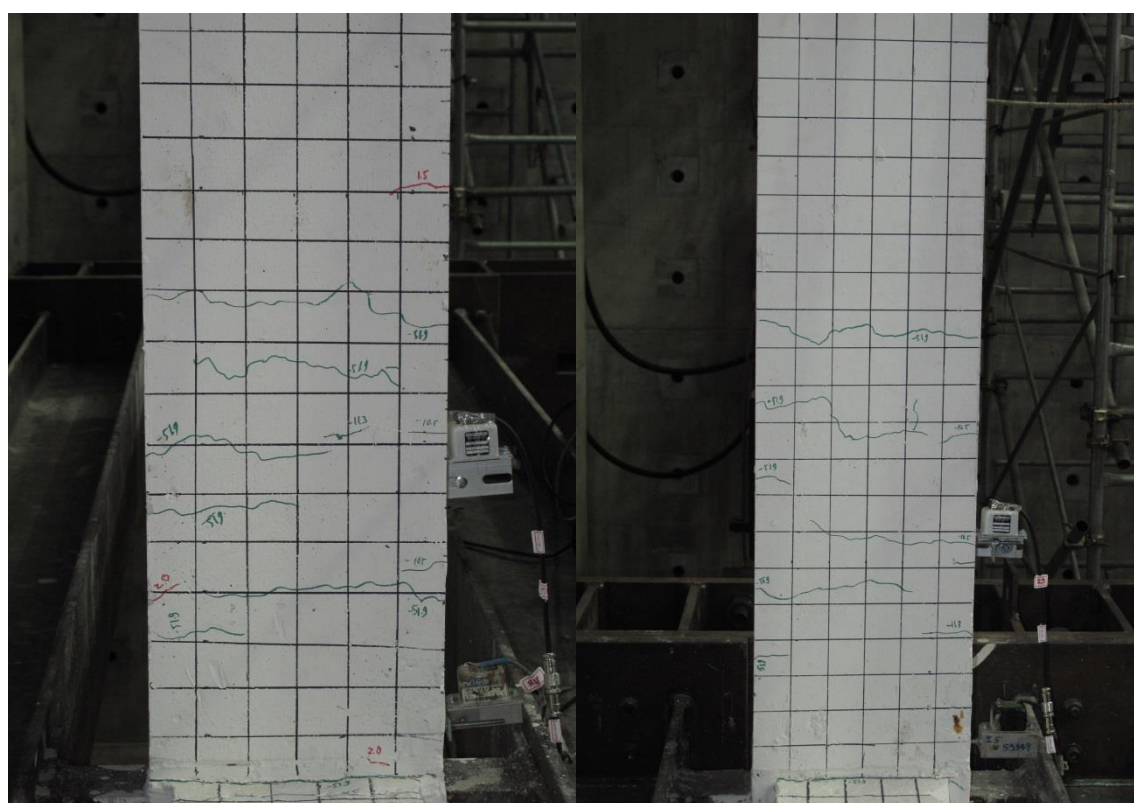
圖 E-20 構架試體第一層柱於 1.5% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



2Cd<sub>2</sub>

2Cd<sub>1</sub>

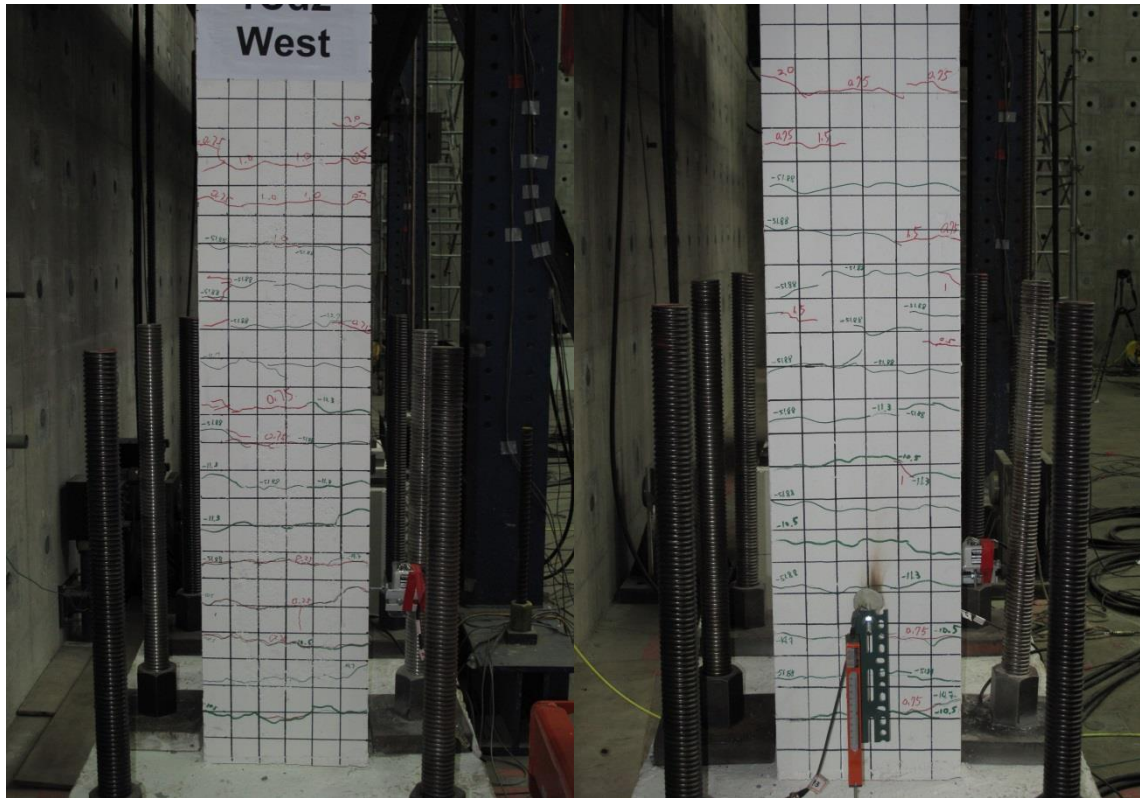


2Cs<sub>1</sub>

2Cs<sub>2</sub>

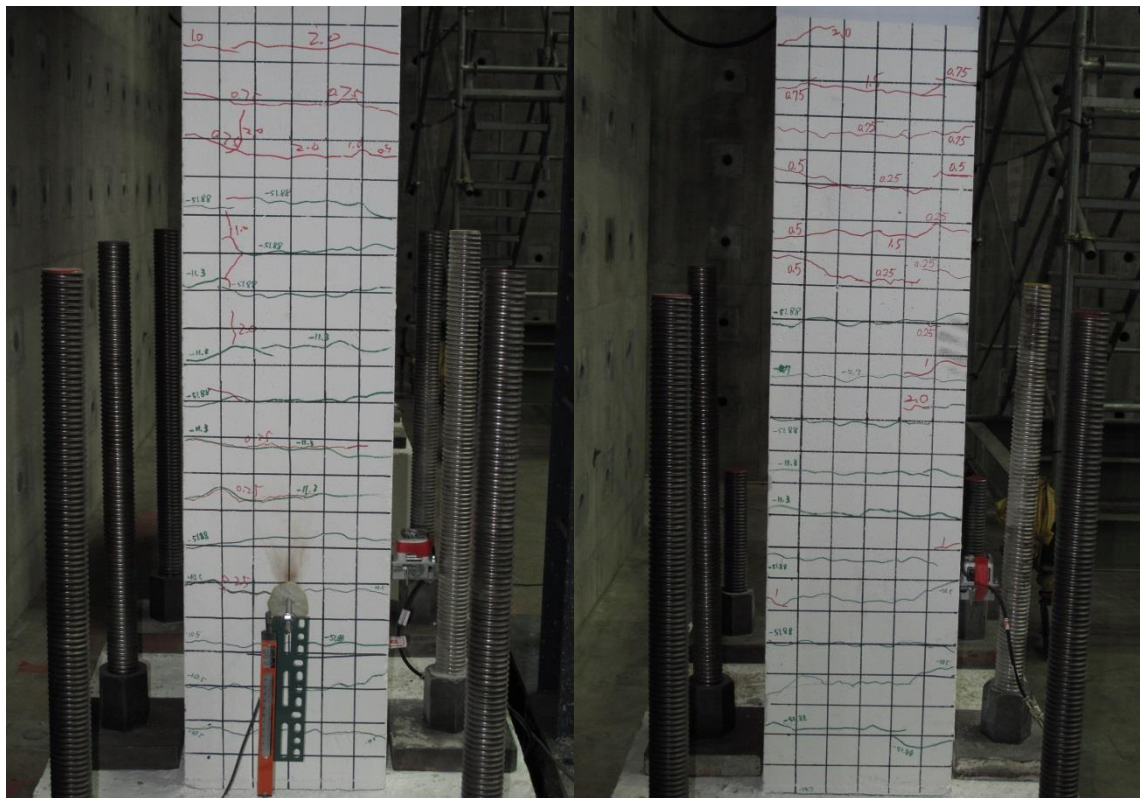
圖 E- 21 構架試體第二層柱於-2% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



1Cd<sub>2</sub>

1Cd<sub>1</sub>

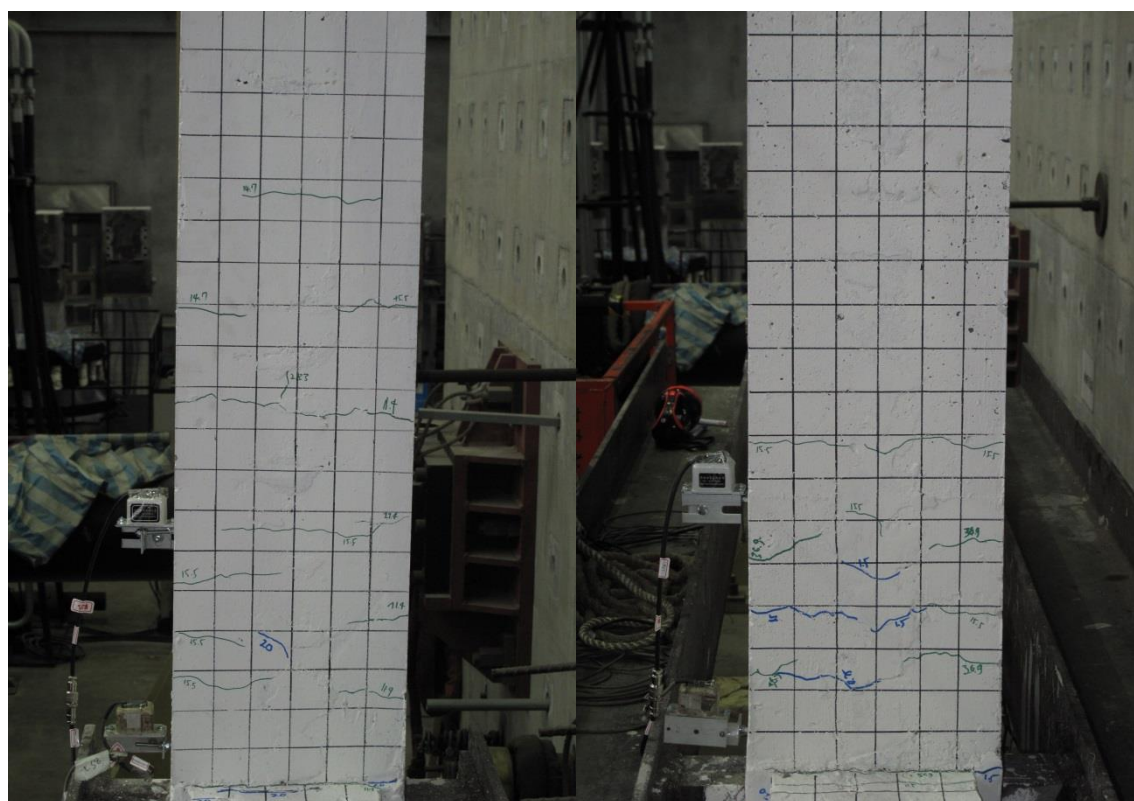


1Cs<sub>1</sub>

1Cs<sub>2</sub>

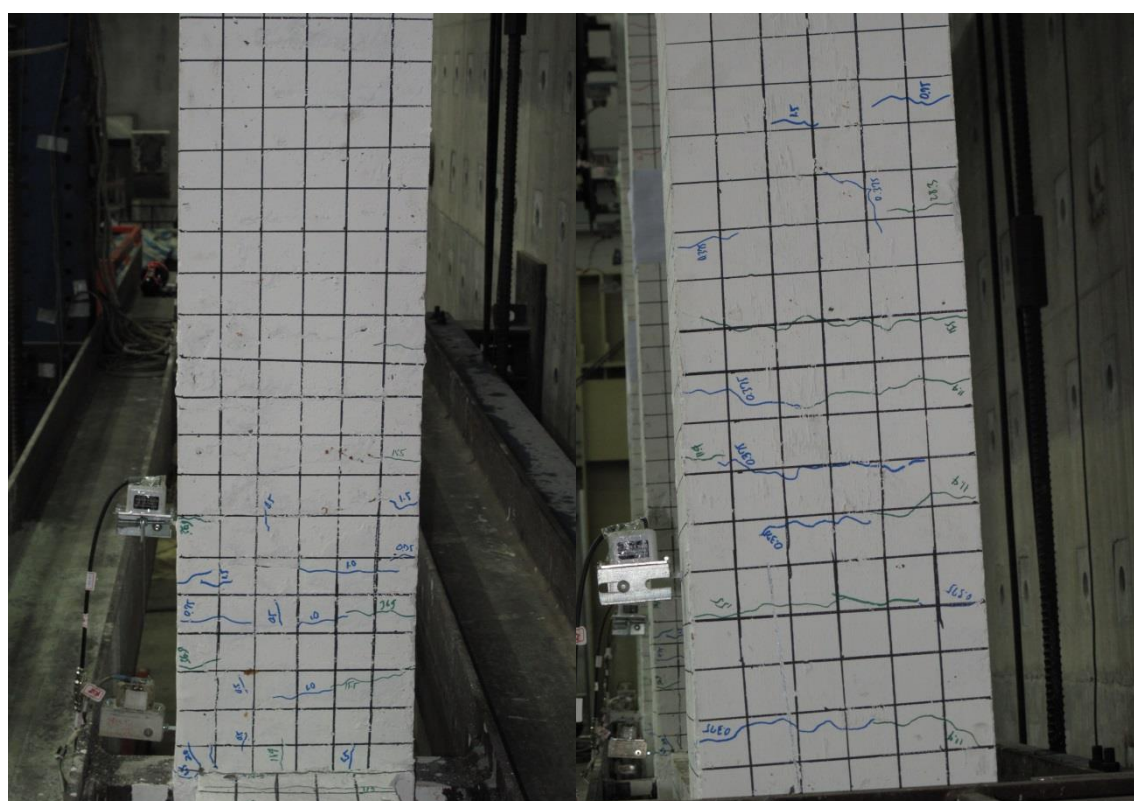
圖 E-22 構架試體第一層柱於-2% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



2Cd<sub>2</sub>

2Cd<sub>1</sub>



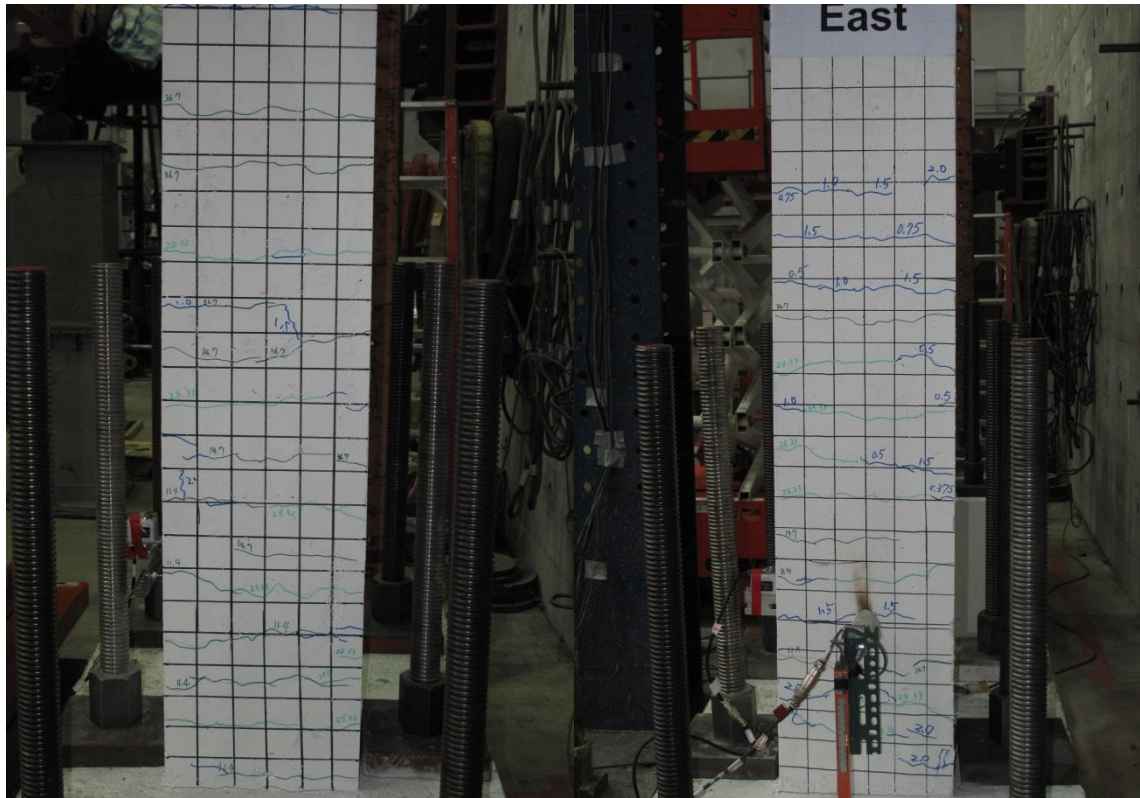
2Cs<sub>1</sub>

2Cs<sub>2</sub>

圖 E-23 構架試體第二層柱於 2% Drift 照

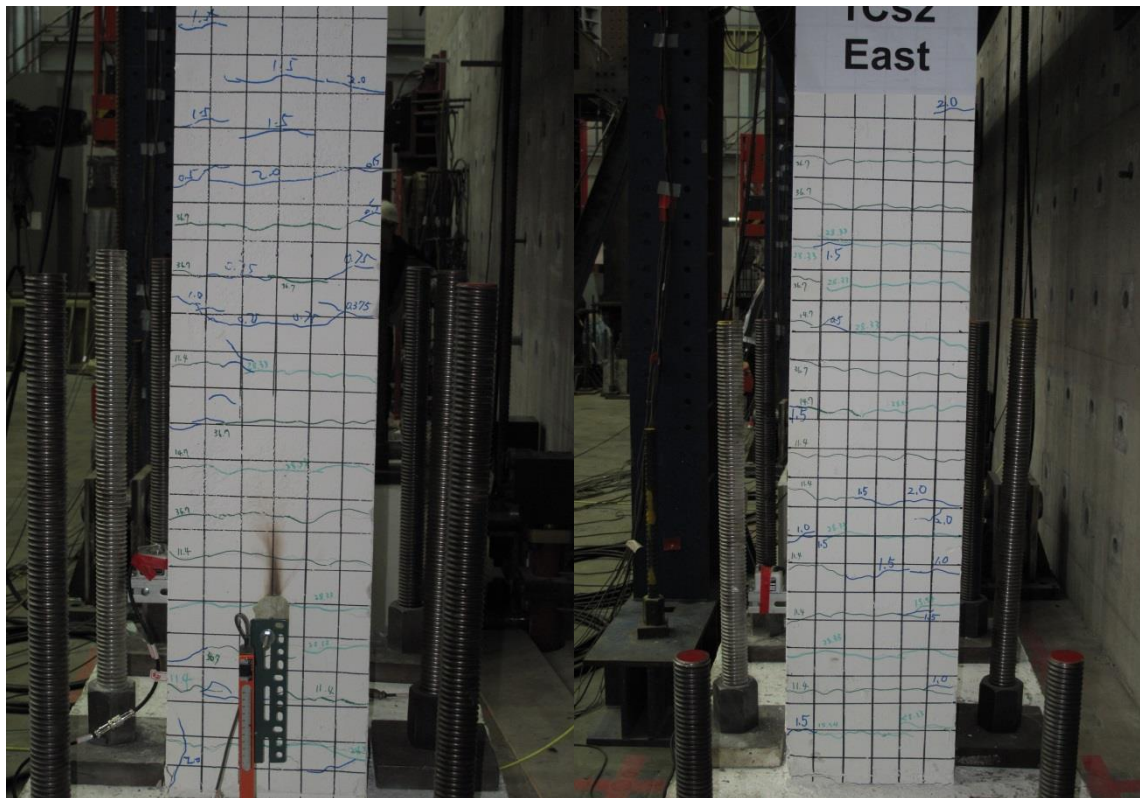
(資料來源：本研究拍攝)





1Cd<sub>2</sub>

1Cd<sub>1</sub>

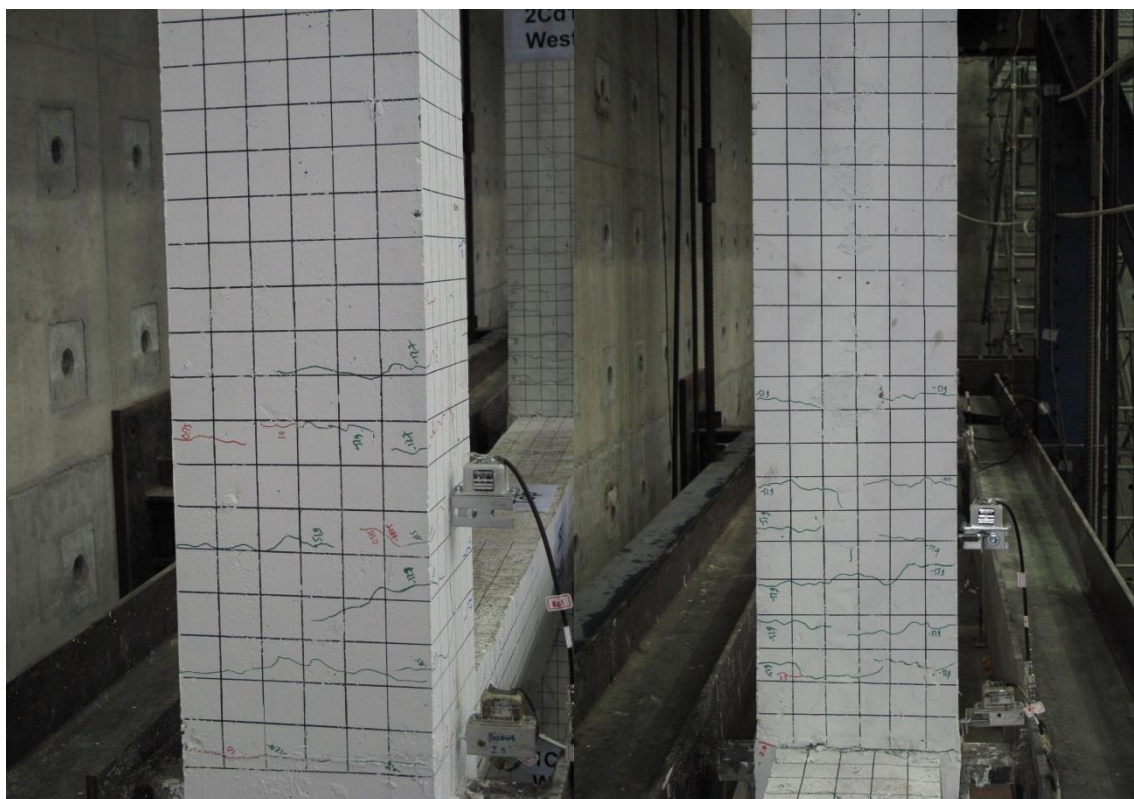


1Cs<sub>1</sub>

1Cs<sub>2</sub>

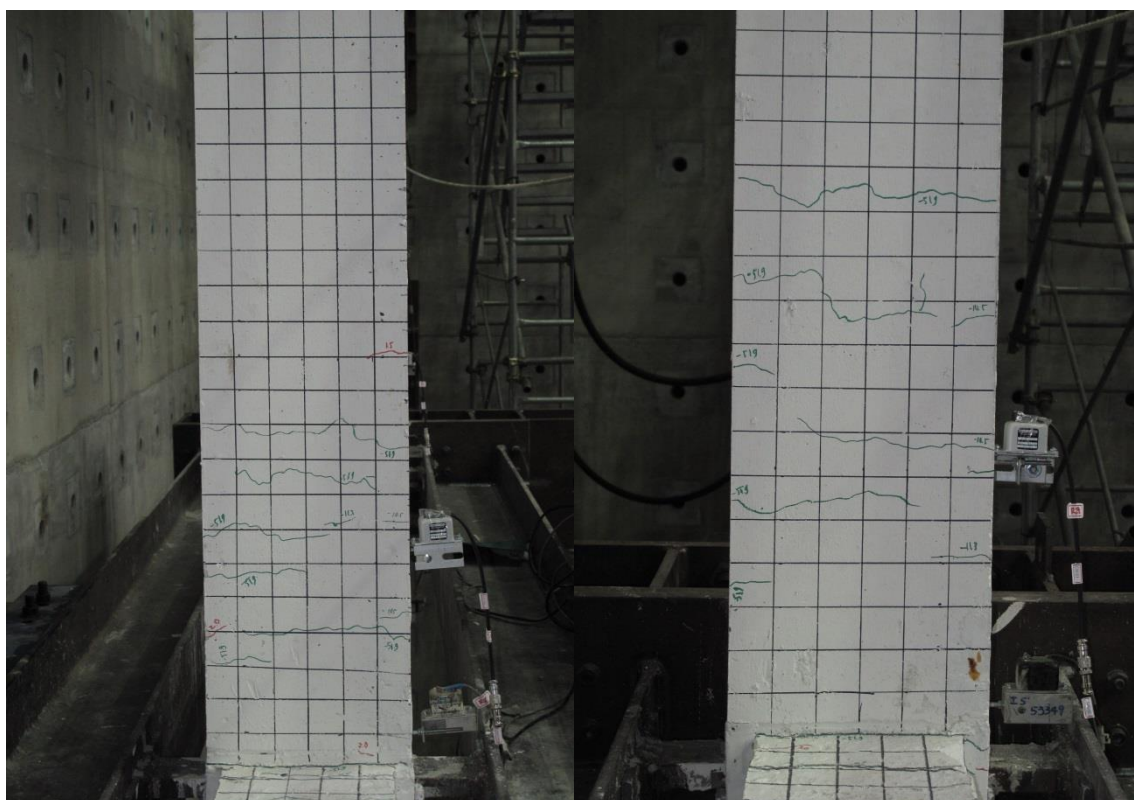
圖 E-24 構架試體第一層柱於 2% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



2Cd<sub>2</sub>

2Cd<sub>1</sub>

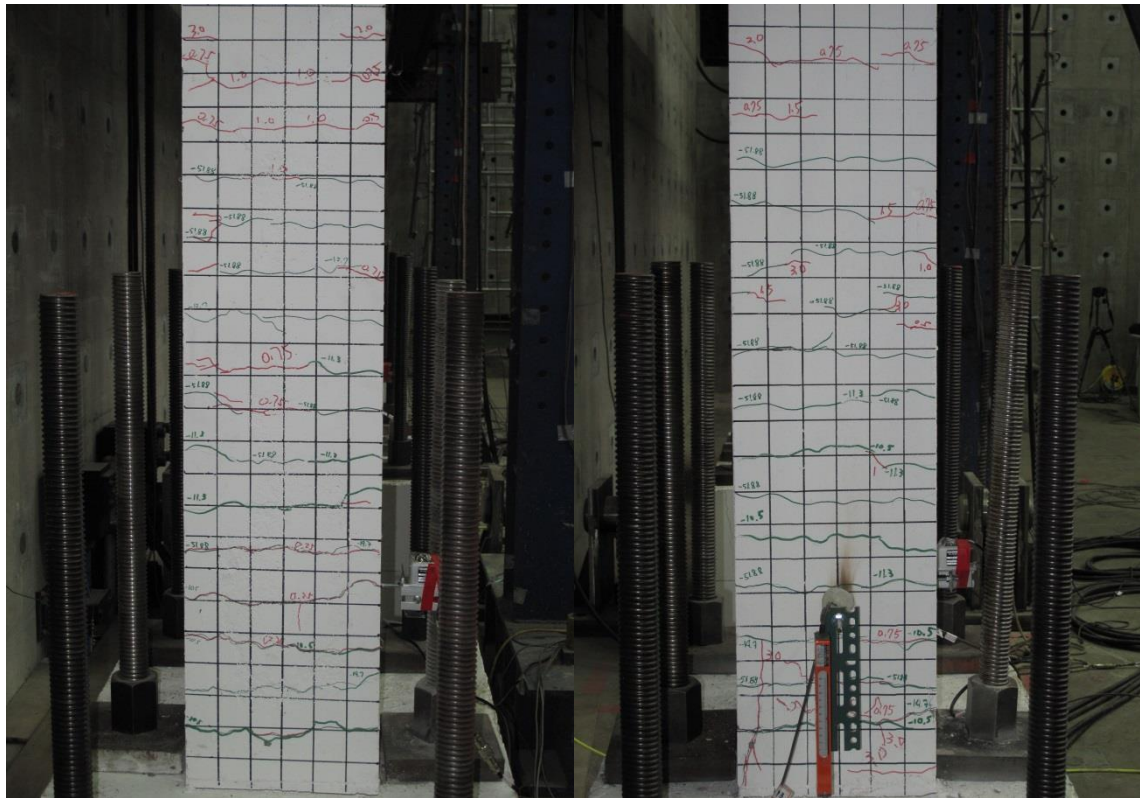


2Cs<sub>1</sub>

2Cs<sub>2</sub>

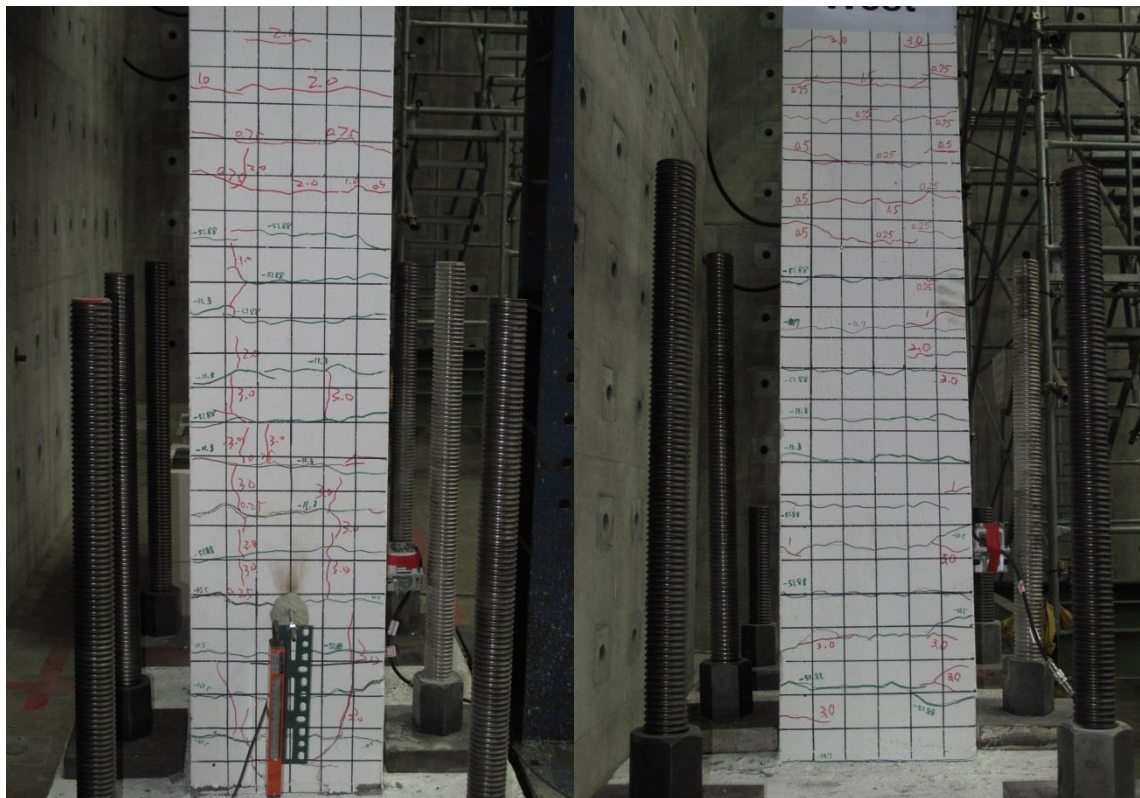
圖 E- 25 構架試體第二層柱於-3% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



1Cd<sub>2</sub>

1Cd<sub>1</sub>

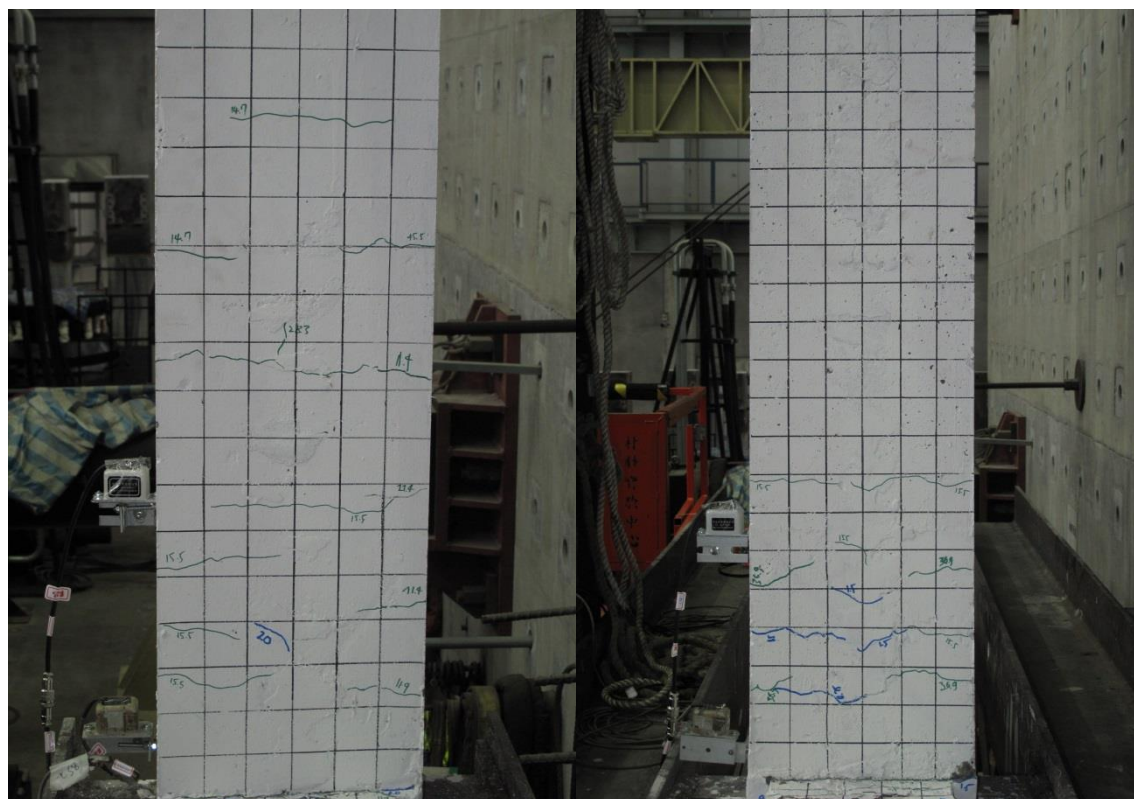


1Cs<sub>1</sub>

1Cs<sub>2</sub>

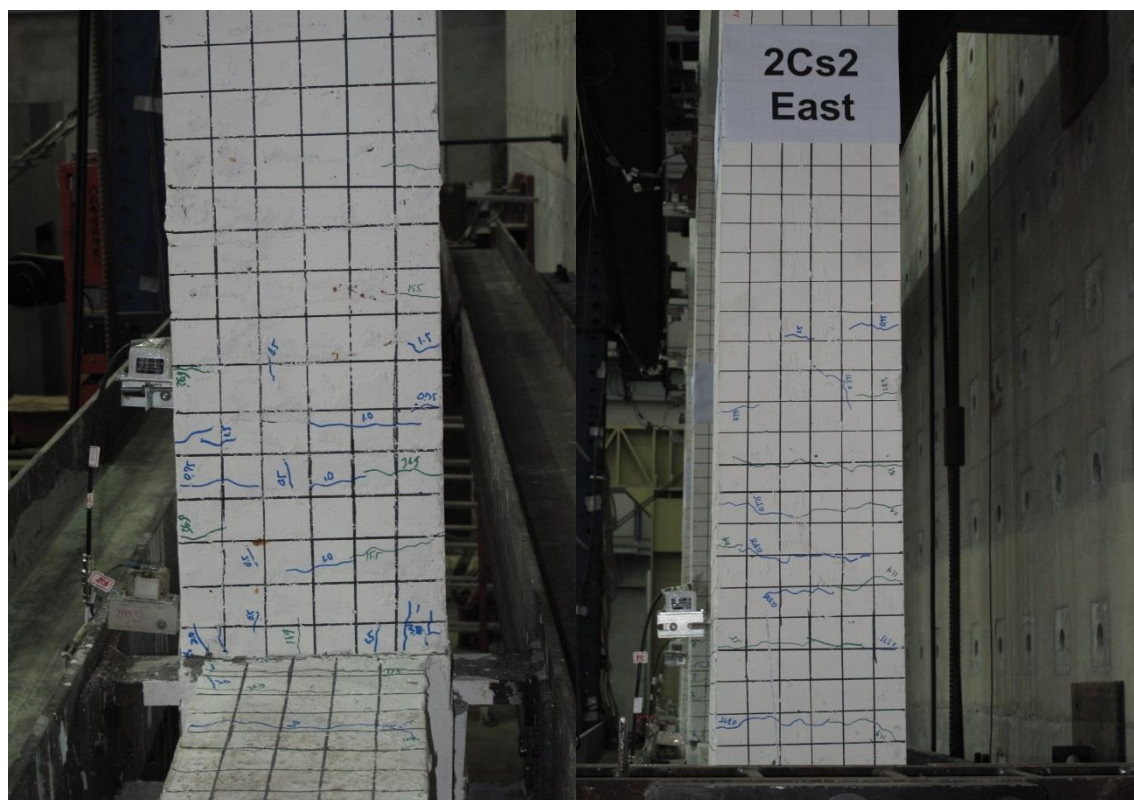
圖 E-26 構架試體第一層柱於-3% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



2Cd<sub>2</sub>

2Cd<sub>1</sub>

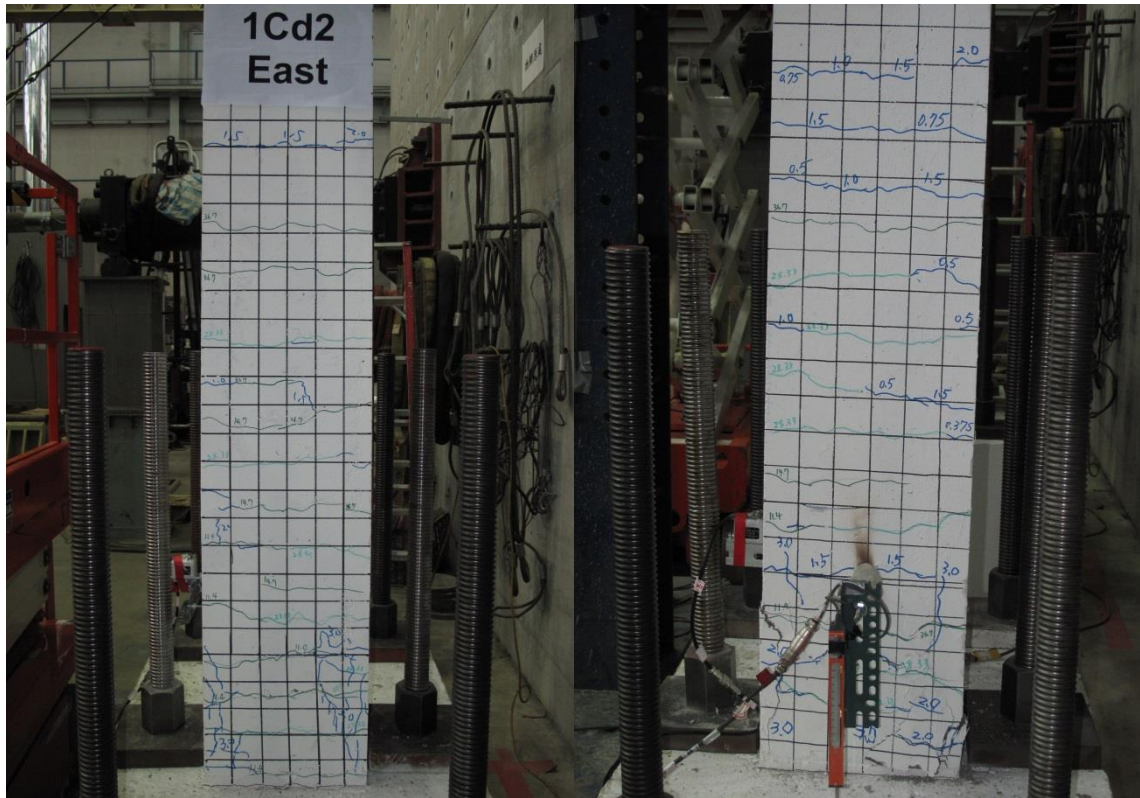


2Cs<sub>1</sub>

2Cs<sub>2</sub>

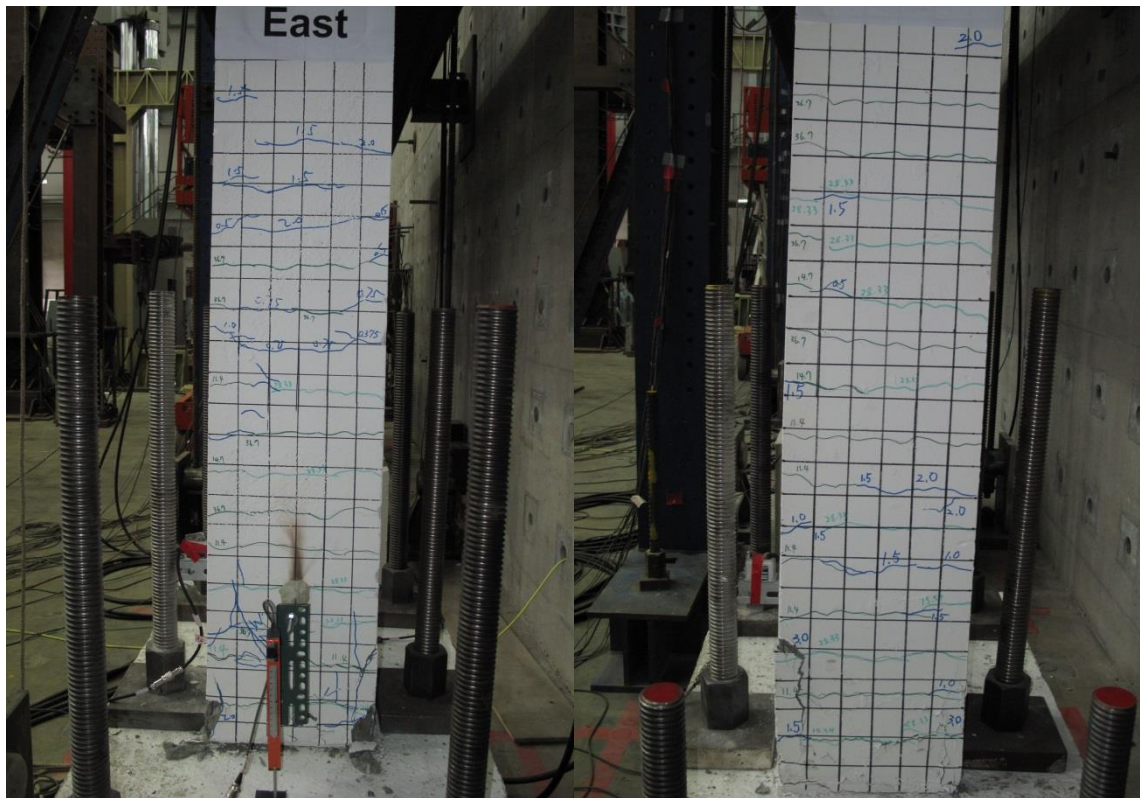
圖 E-27 構架試體第二層柱於 3% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



1Cd<sub>2</sub>

1Cd<sub>1</sub>



1Cs<sub>1</sub>

1Cs<sub>2</sub>

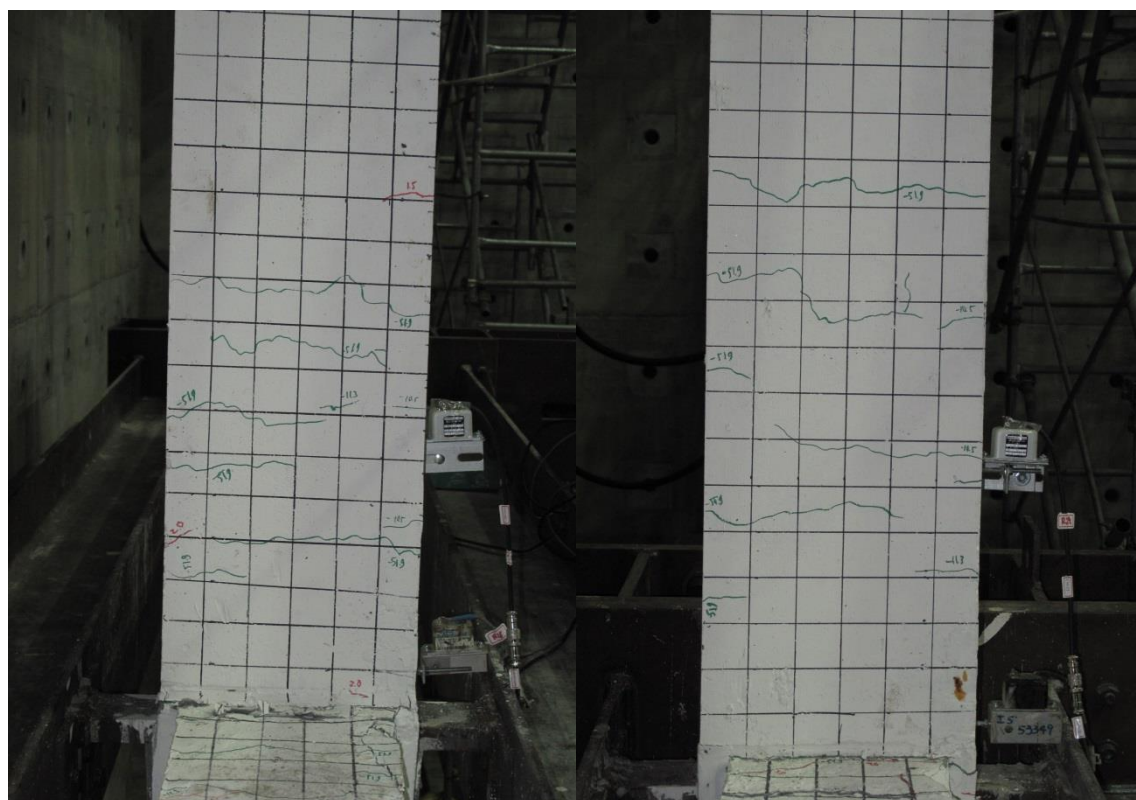
圖 E-28 構架試體第一層柱於 3% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



2Cd<sub>2</sub>

2Cd<sub>1</sub>

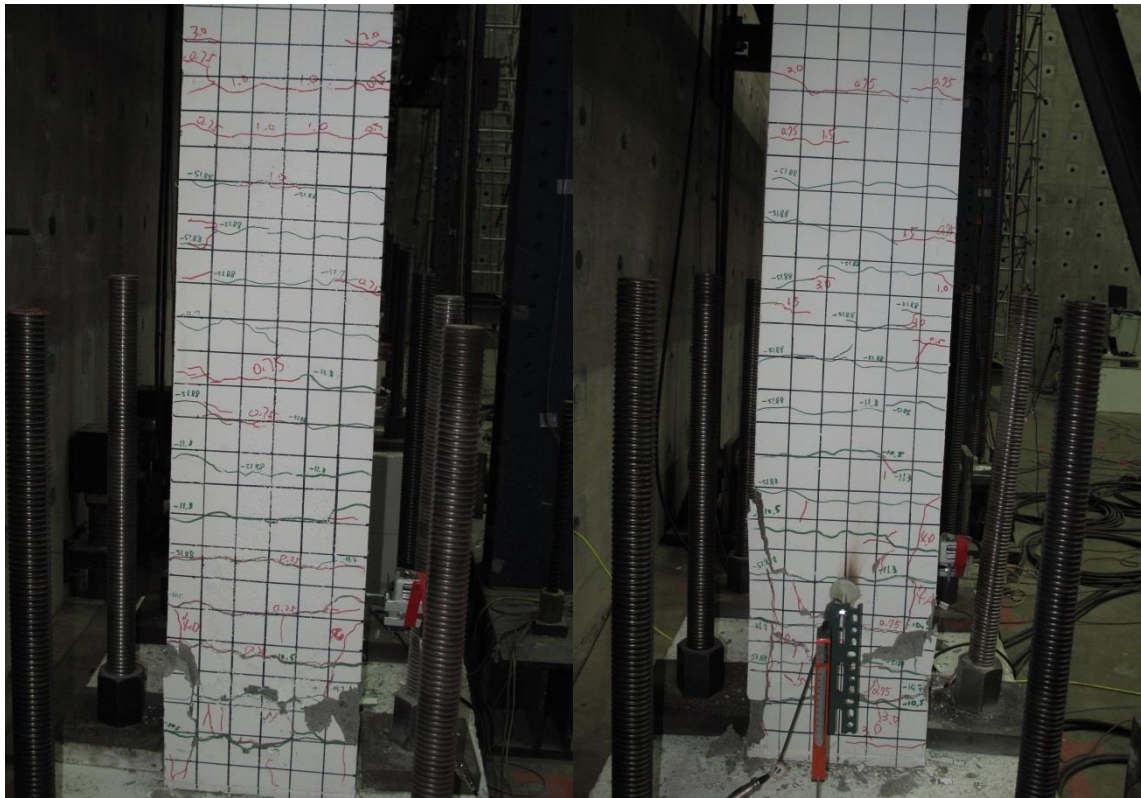


2Cs<sub>1</sub>

2Cs<sub>2</sub>

圖 E- 29 構架試體第二層柱於-4% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



1Cd<sub>2</sub>

1Cd<sub>1</sub>

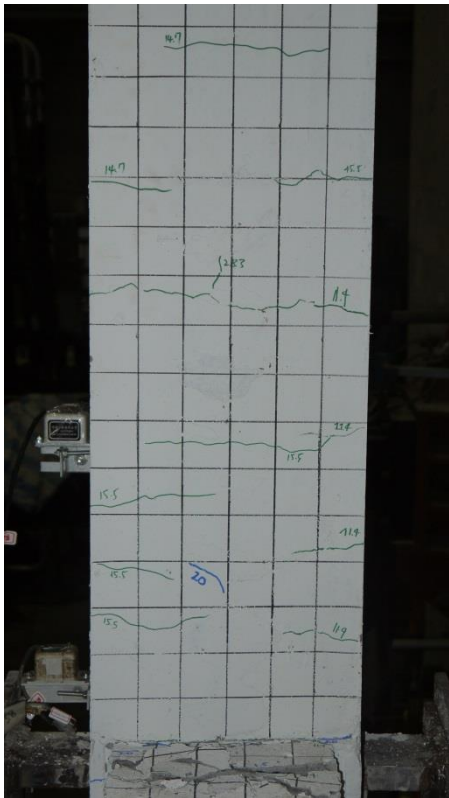


1Cs<sub>1</sub>

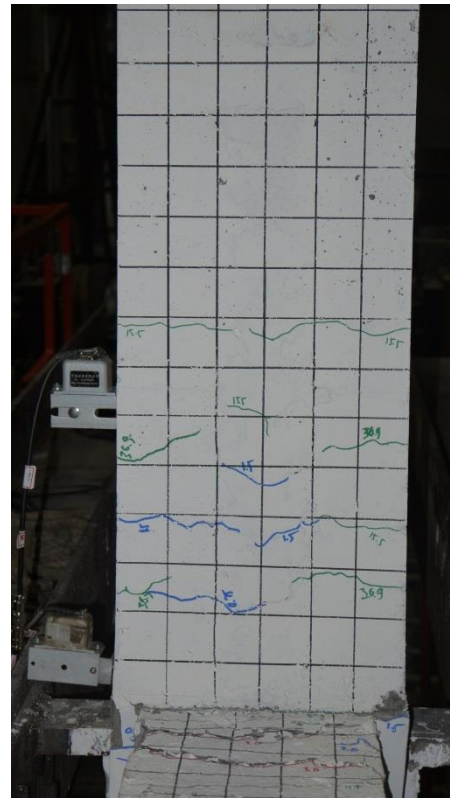
1Cs<sub>2</sub>

圖 E-30 構架試體第一層柱於-4% Drift 照

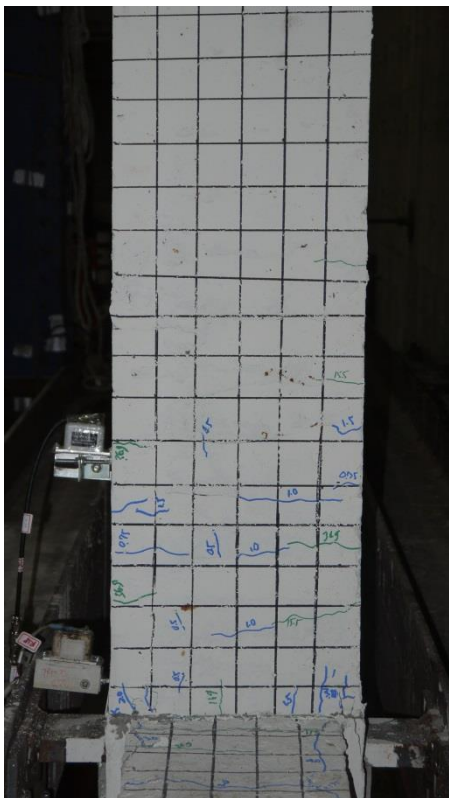
(資料來源：本研究拍攝)



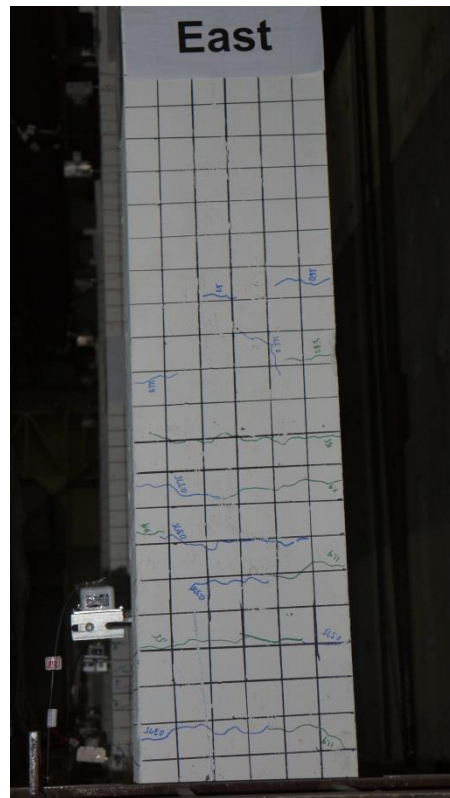
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>

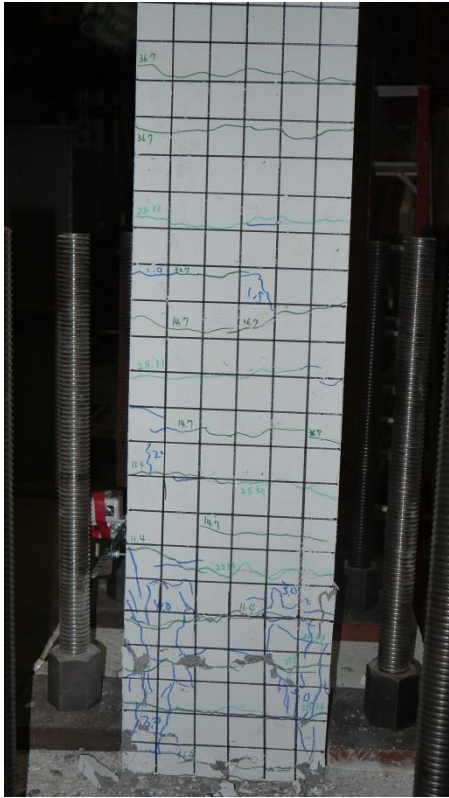


2Cs<sub>2</sub>

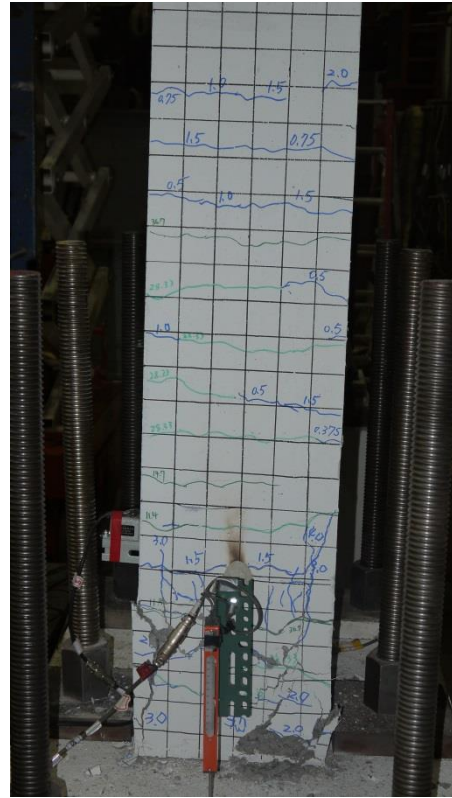
圖 E-31 構架試體第二層柱於 4% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)

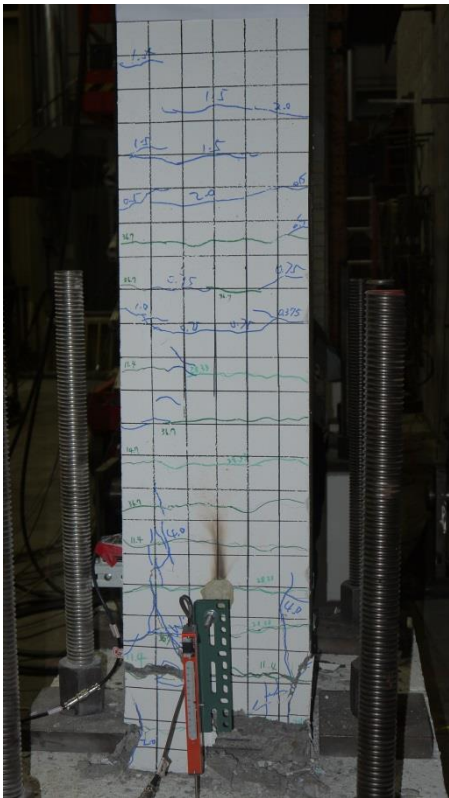




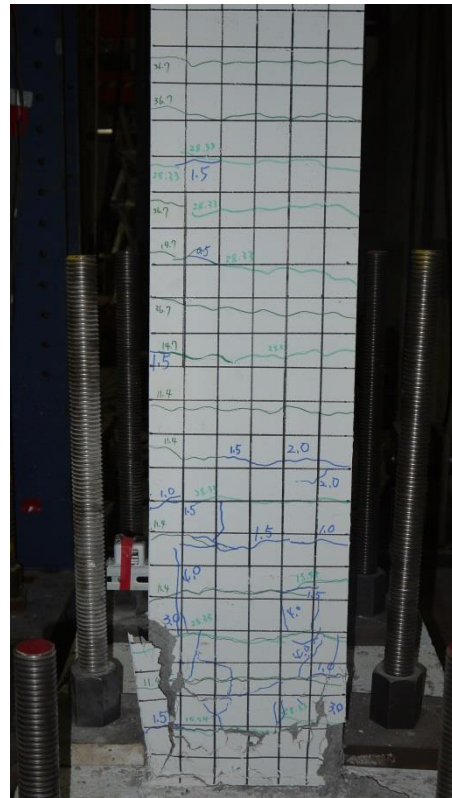
1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



1Cs<sub>1</sub>



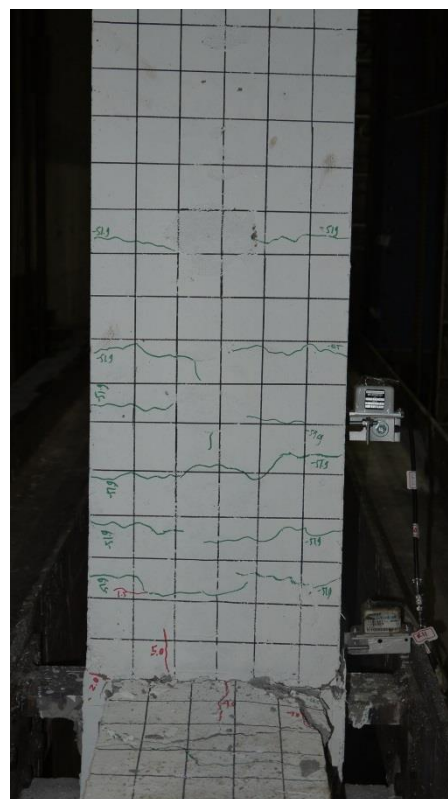
1Cs<sub>2</sub>

圖 E-32 構架試體第一層柱於 4% Drift 照

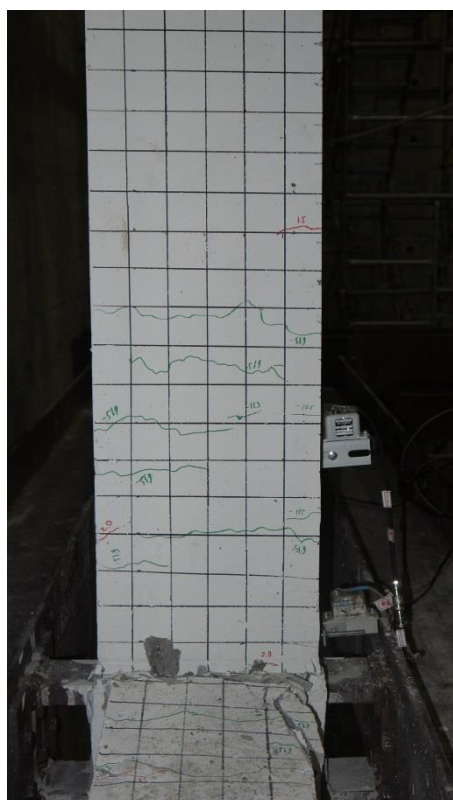
(資料來源：本研究拍攝)



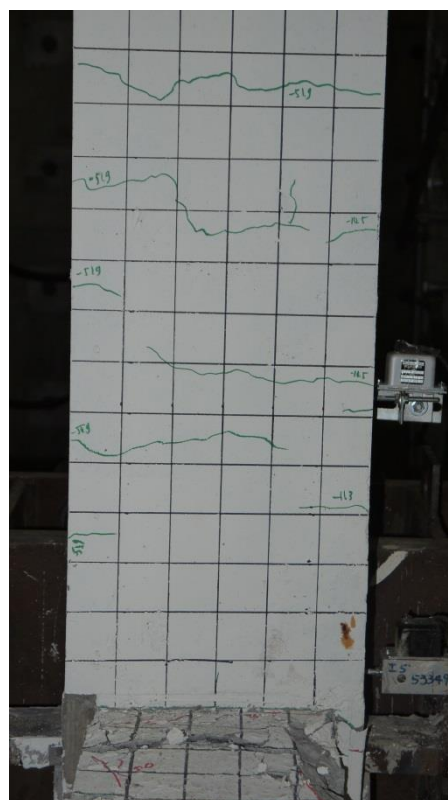
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



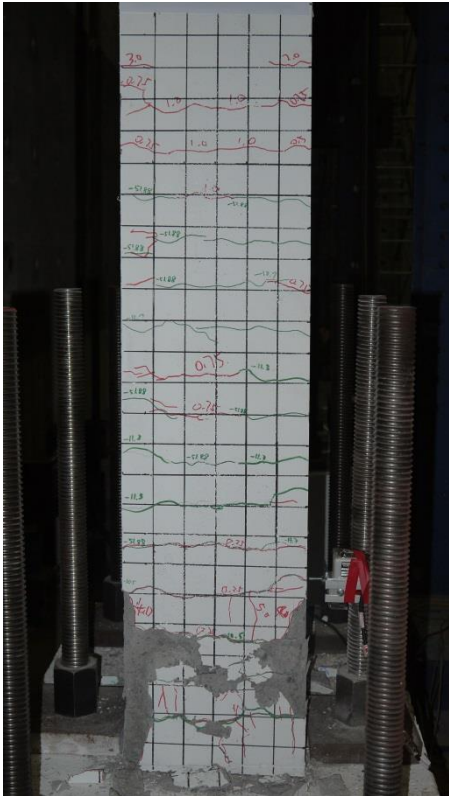
2Cs<sub>1</sub>



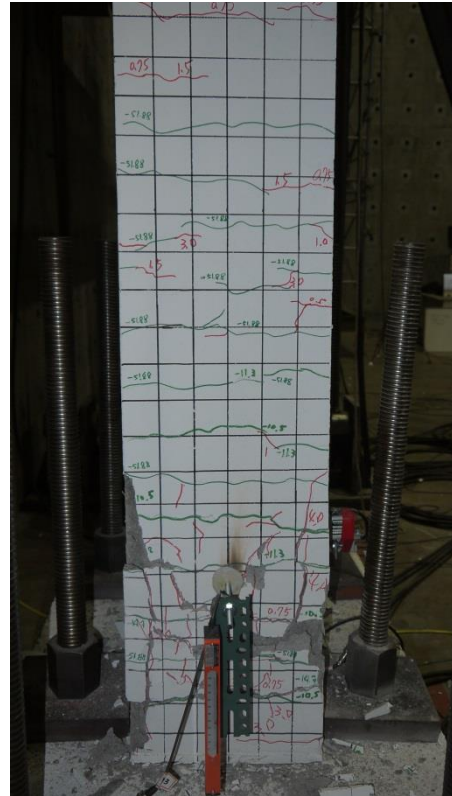
2Cs<sub>2</sub>

圖 E-33 構架試體第二層柱於-5% Drift 照

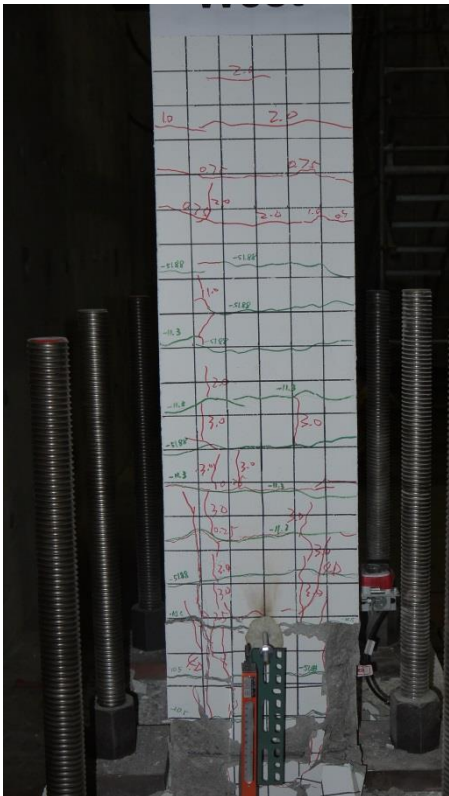
(資料來源：本研究拍攝)



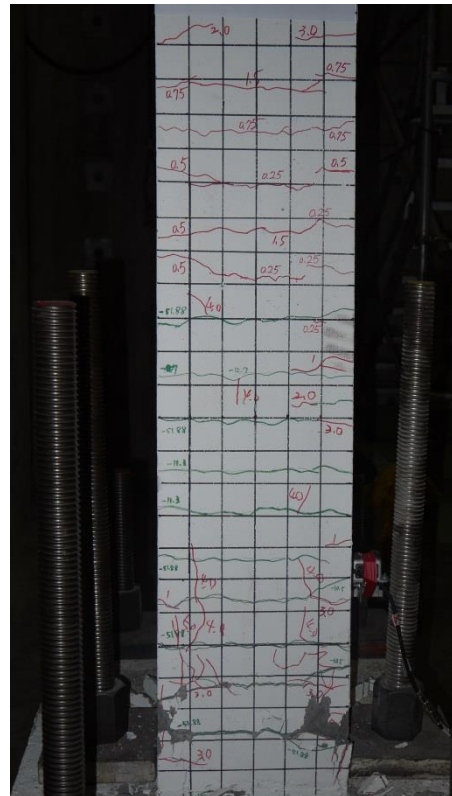
1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



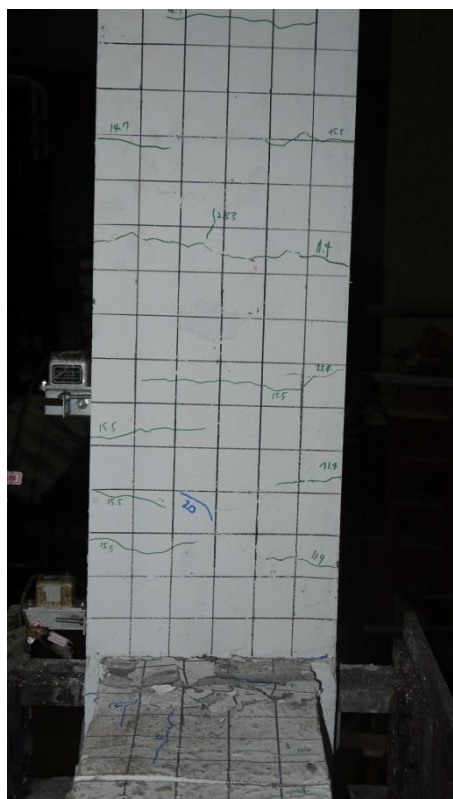
1Cs<sub>1</sub>



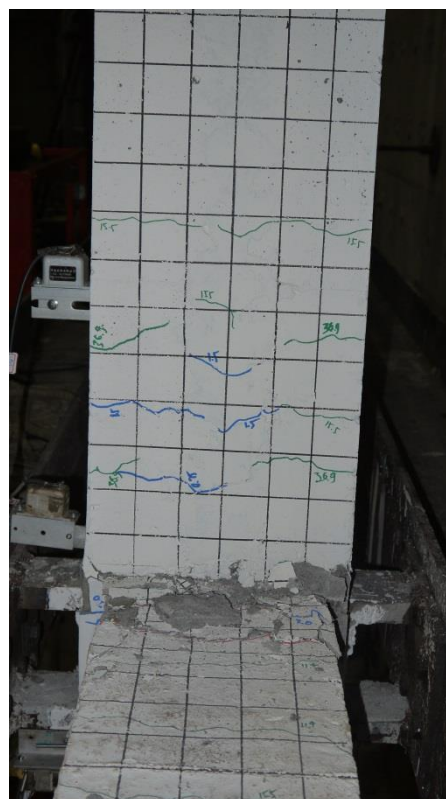
1Cs<sub>2</sub>

圖 E-34 構架試體第一層柱於-5% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



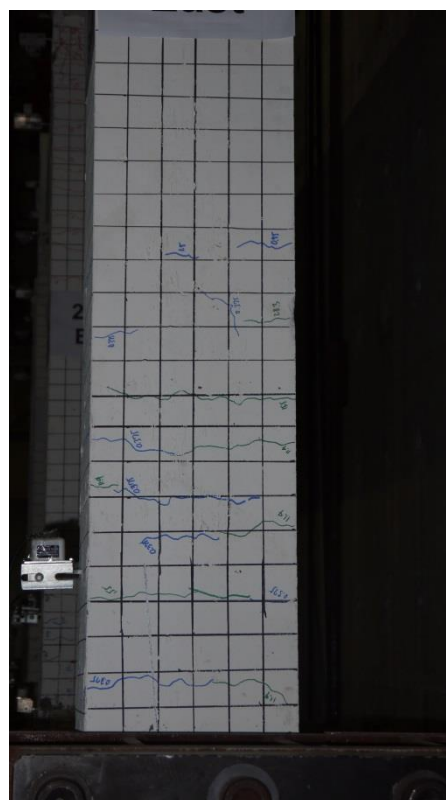
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>



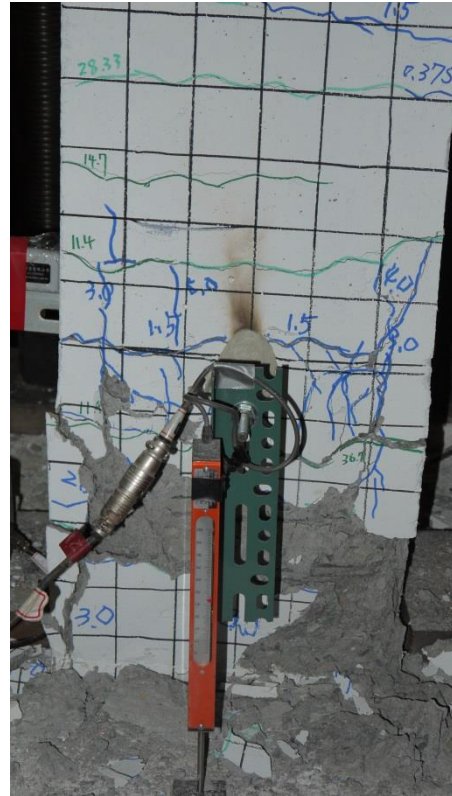
2Cs<sub>2</sub>

圖 E-35 構架試體第二層柱於 5% Drift 照

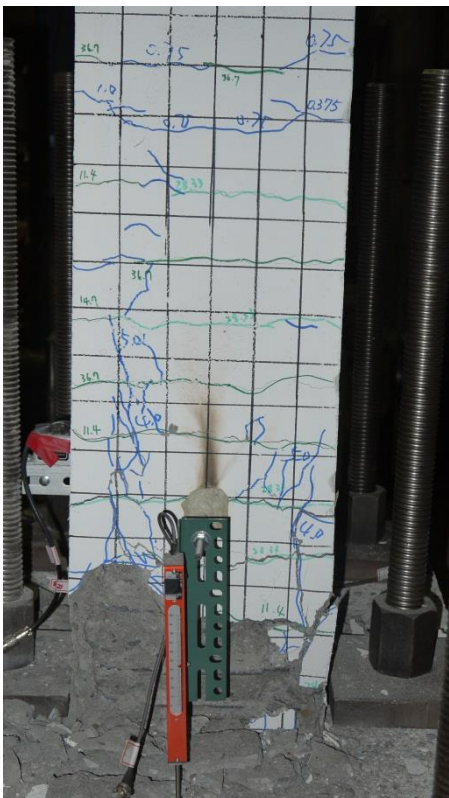
(資料來源：本研究拍攝)



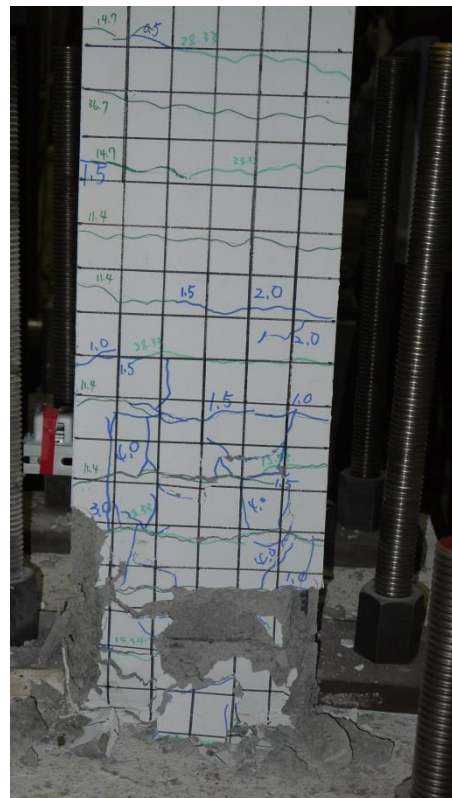
1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



1Cs<sub>1</sub>



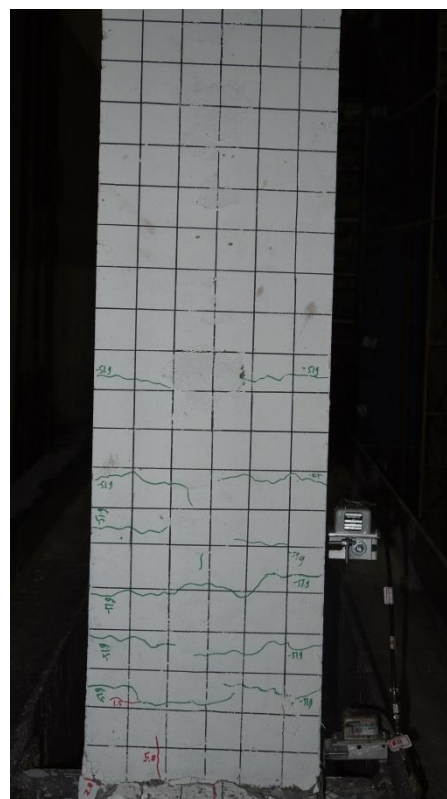
1Cs<sub>2</sub>

圖 E-36 構架試體第一層柱於 5% Drift 照

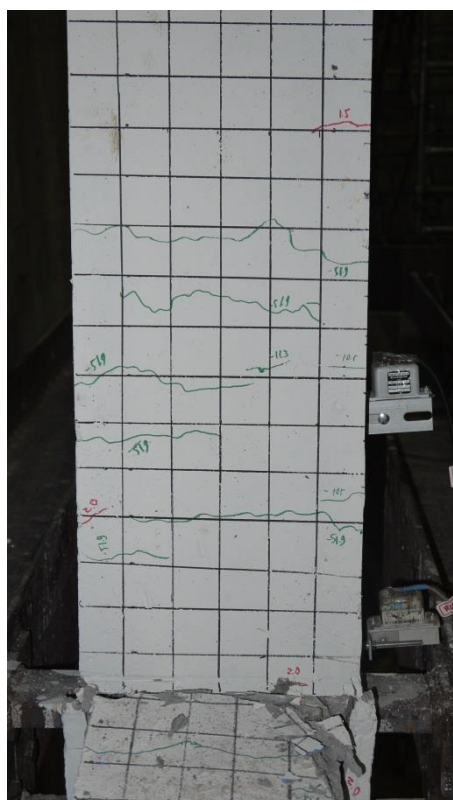
(資料來源：本研究拍攝)



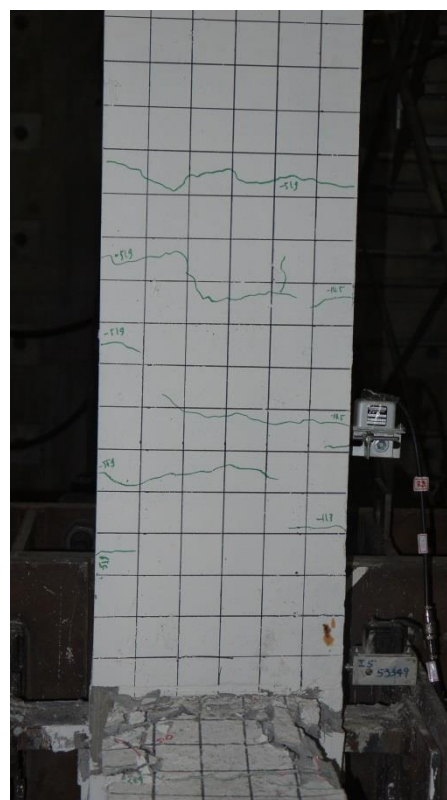
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>



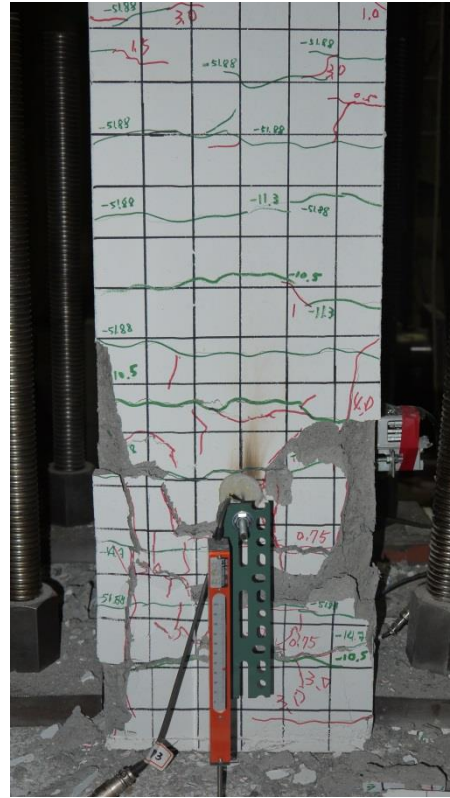
2Cs<sub>2</sub>

圖 E- 37 構架試體第二層柱於-6% Drift 照

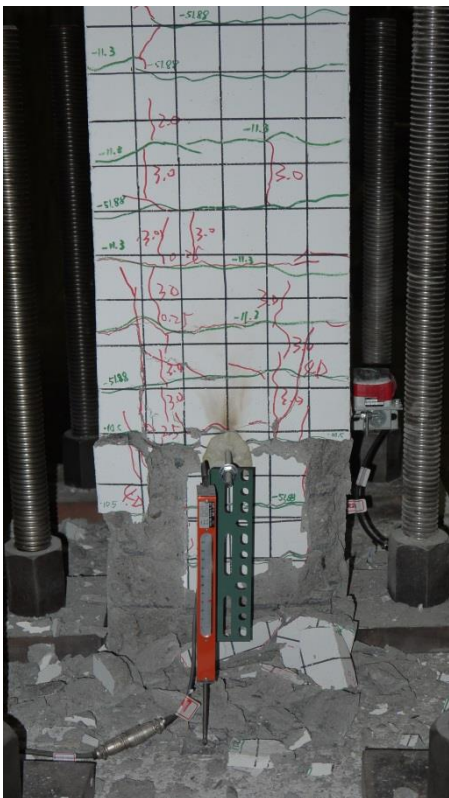
(資料來源：本研究拍攝)



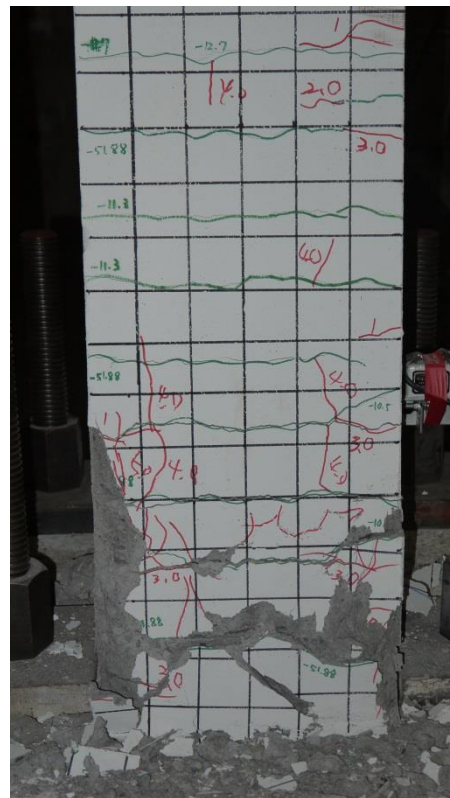
1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



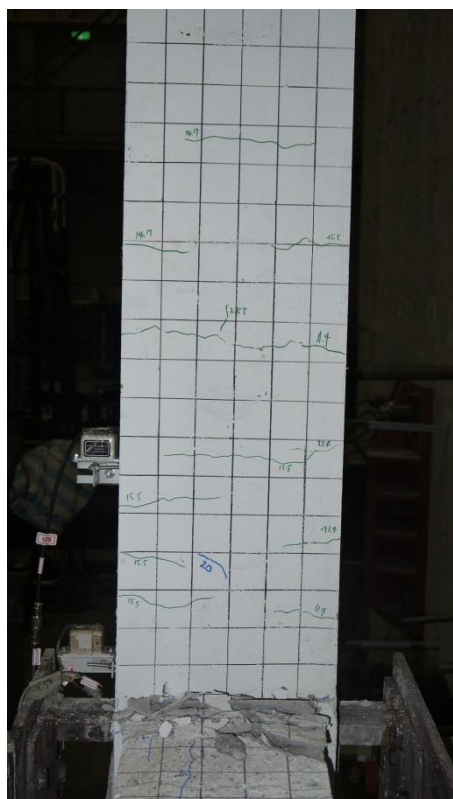
1Cs<sub>1</sub>



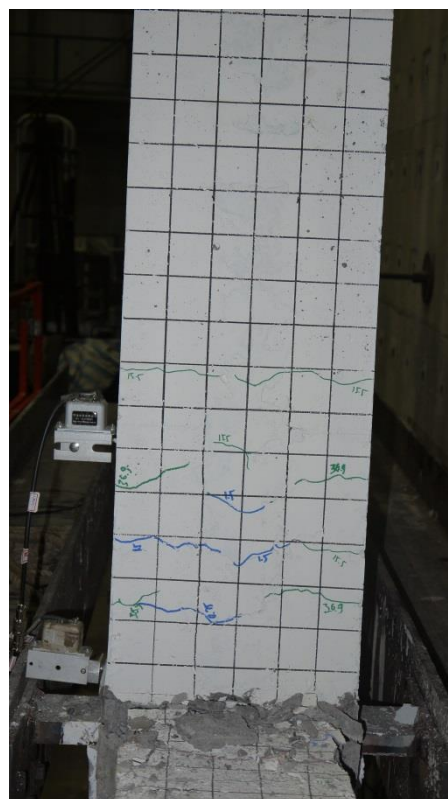
1Cs<sub>2</sub>

圖 E- 38 構架試體第一層柱於-6% Drift 照

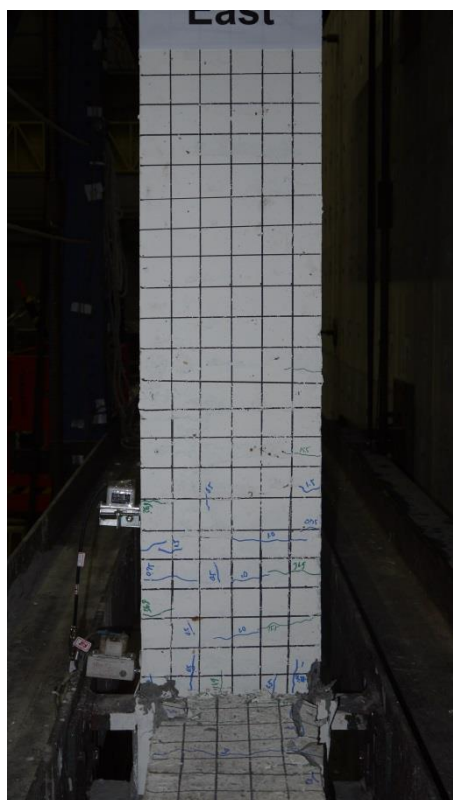
(資料來源：本研究拍攝)



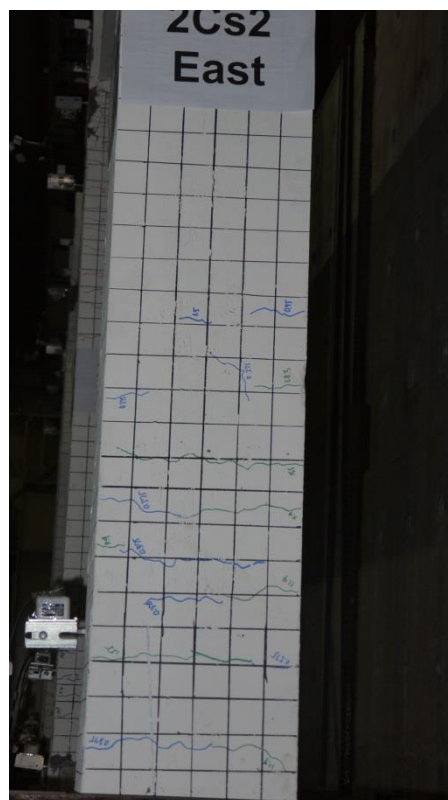
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>

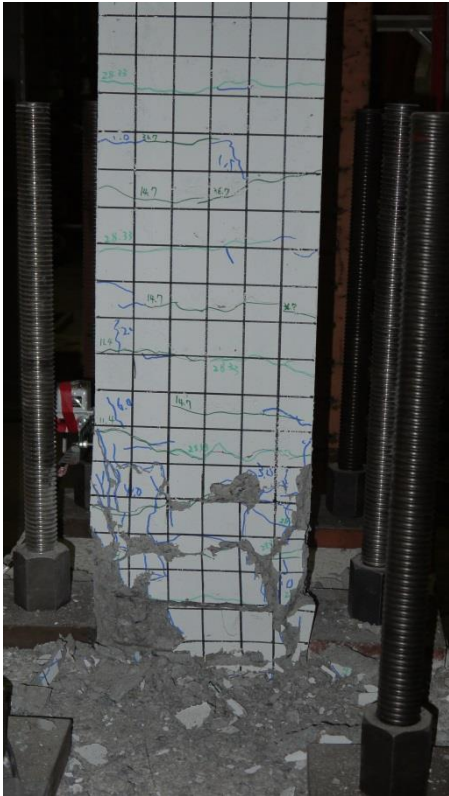


2Cs<sub>2</sub>

圖 E-39 構架試體第二層柱於 6% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)

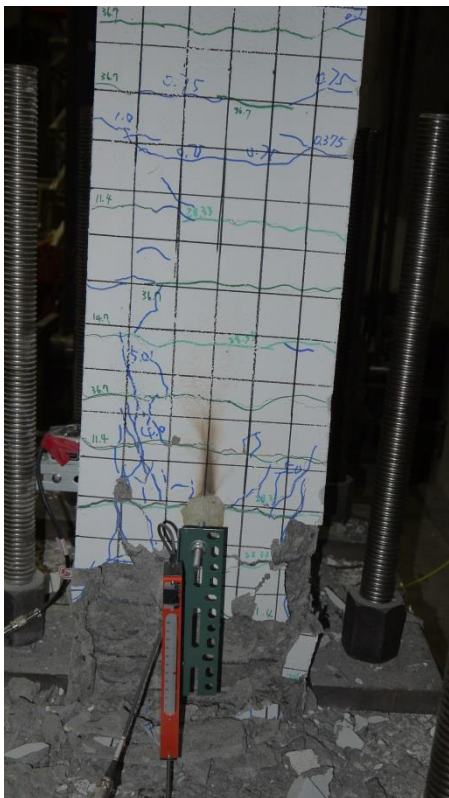




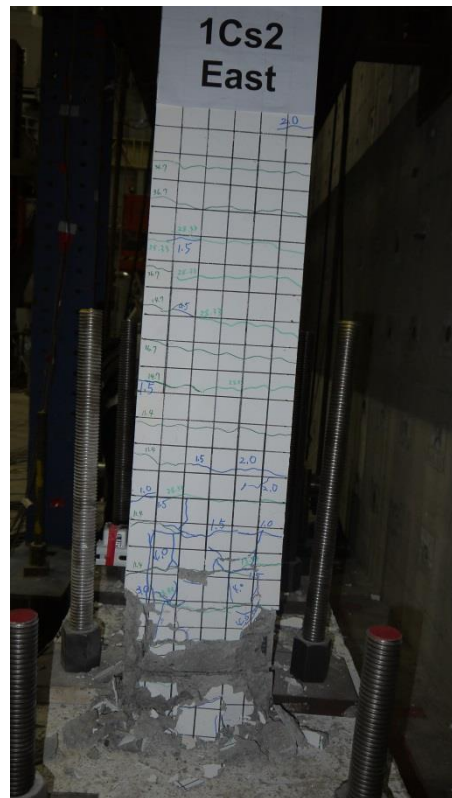
1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



1Cs<sub>1</sub>



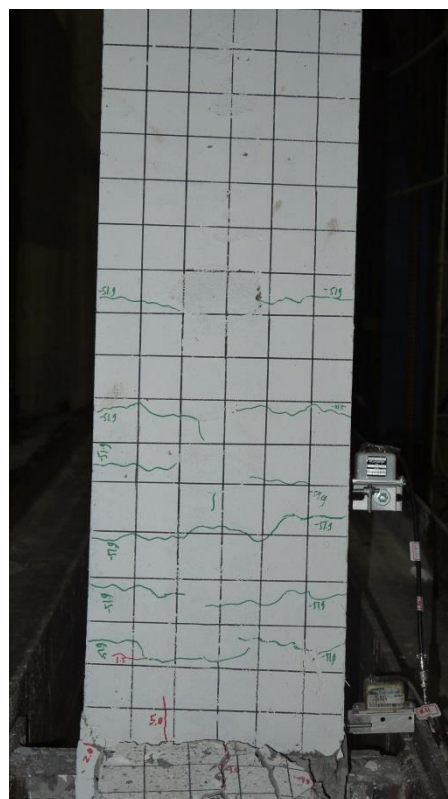
1Cs<sub>2</sub>

圖 E-40 構架試體第一層柱於 6% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



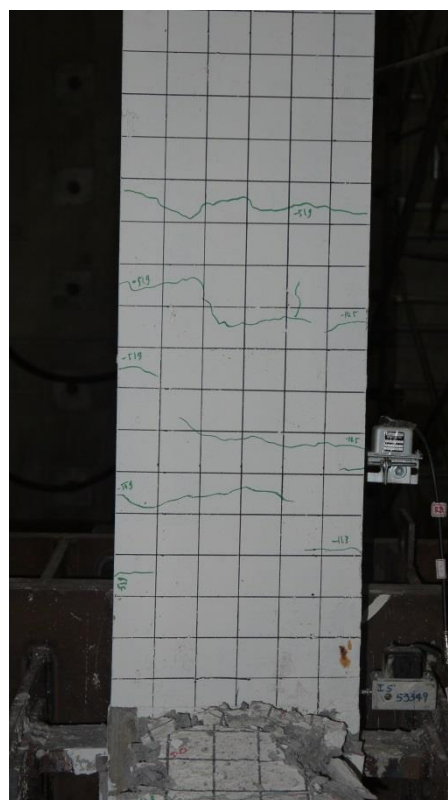
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



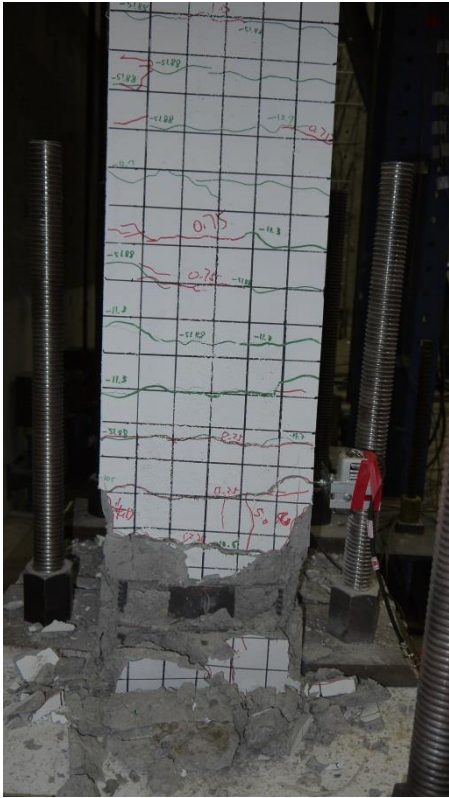
2Cs<sub>1</sub>



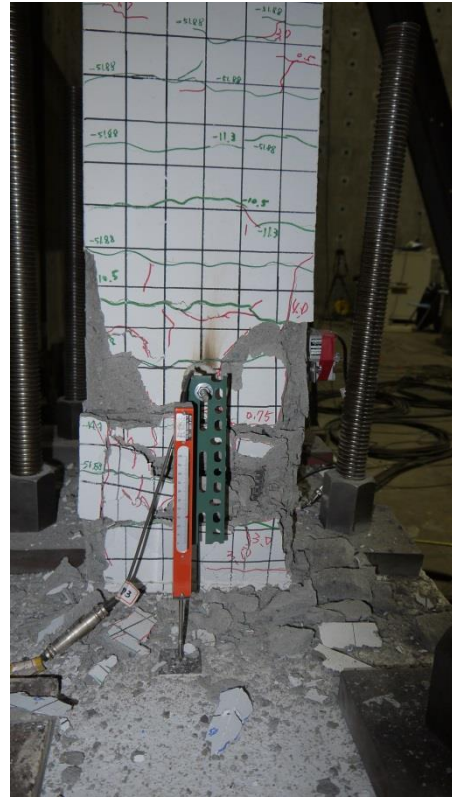
2Cs<sub>2</sub>

圖 E- 41 構架試體第二層柱於-7% Drift 照

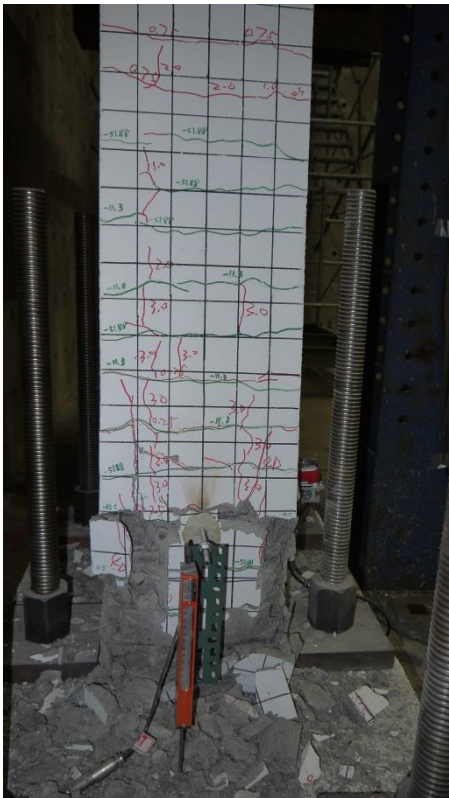
(資料來源：本研究拍攝)



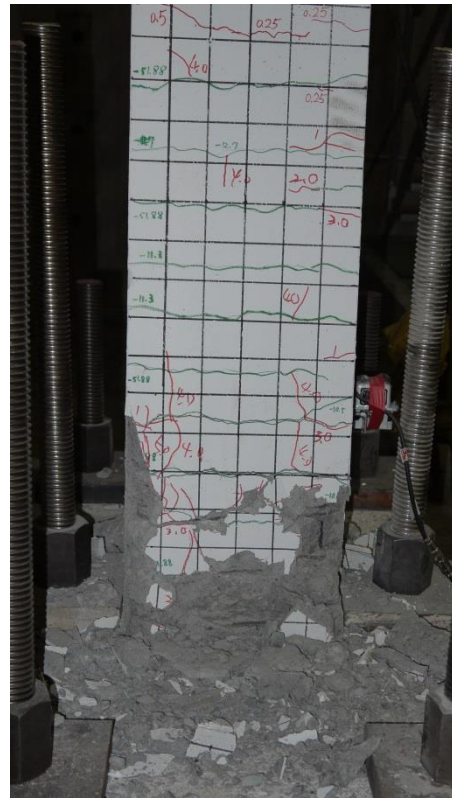
1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



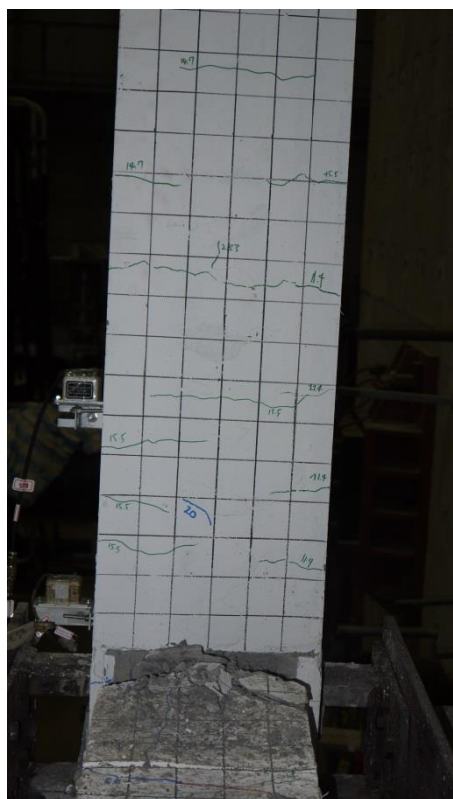
1Cs<sub>1</sub>



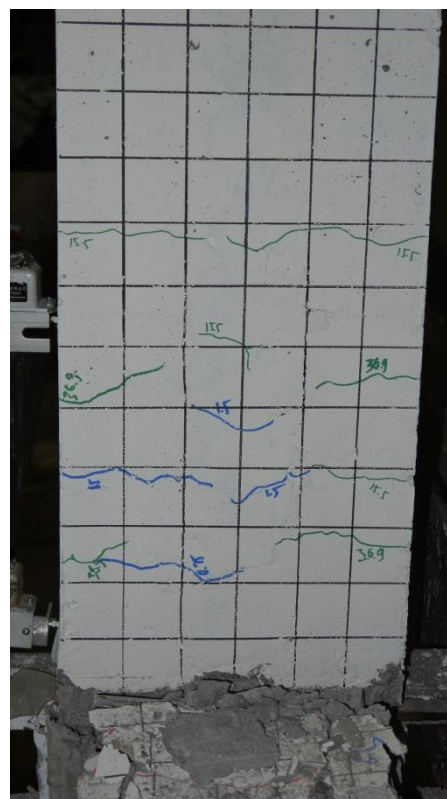
1Cs<sub>2</sub>

圖 E-42 構架試體第一層柱於-7% Drift 照

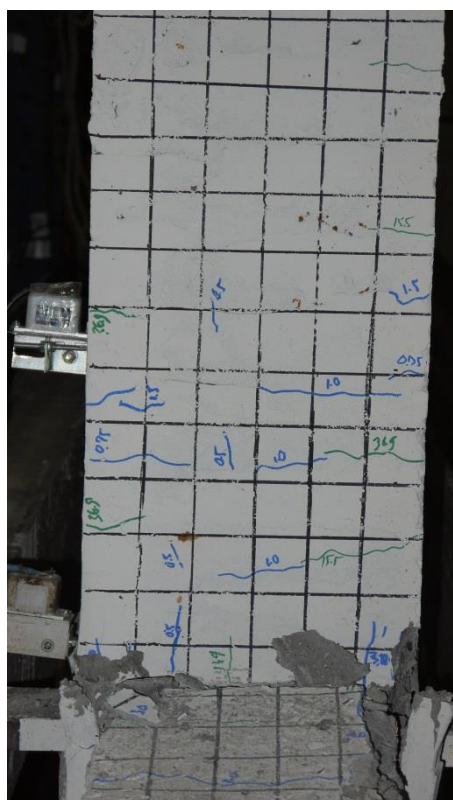
(資料來源：本研究拍攝)



2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



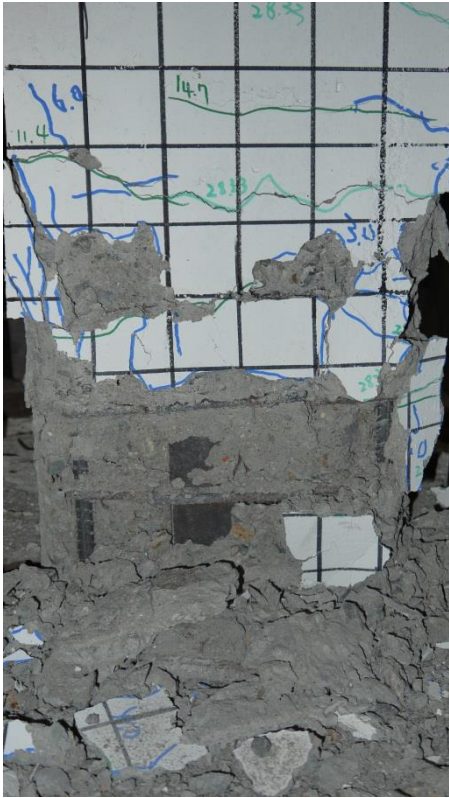
2Cs<sub>1</sub>



2Cs<sub>2</sub>

圖 E-43 構架試體第二層柱於 7% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



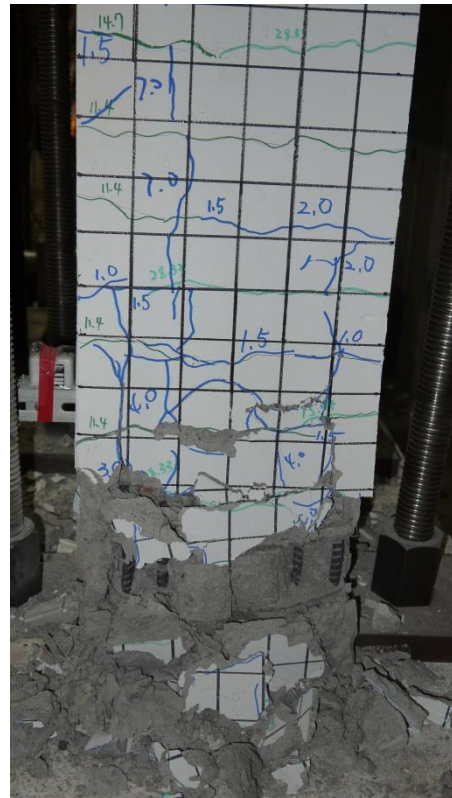
1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



1Cs<sub>1</sub>



1Cs<sub>2</sub>

圖 E-44 構架試體第一層柱於 7% Drift 照

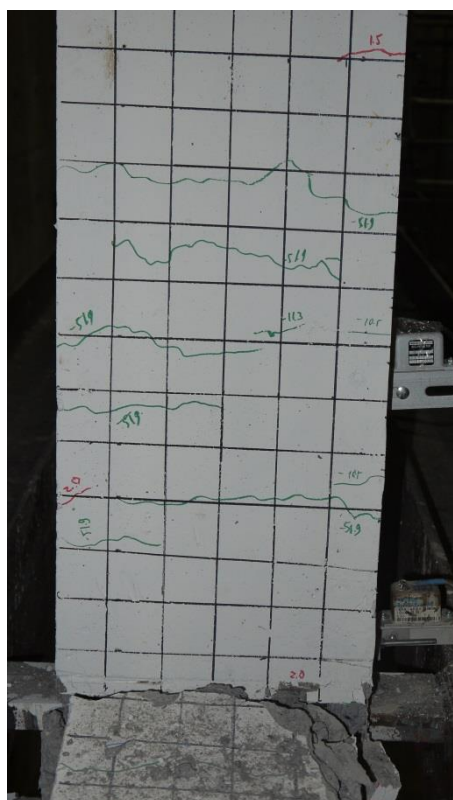
(資料來源：本研究拍攝)



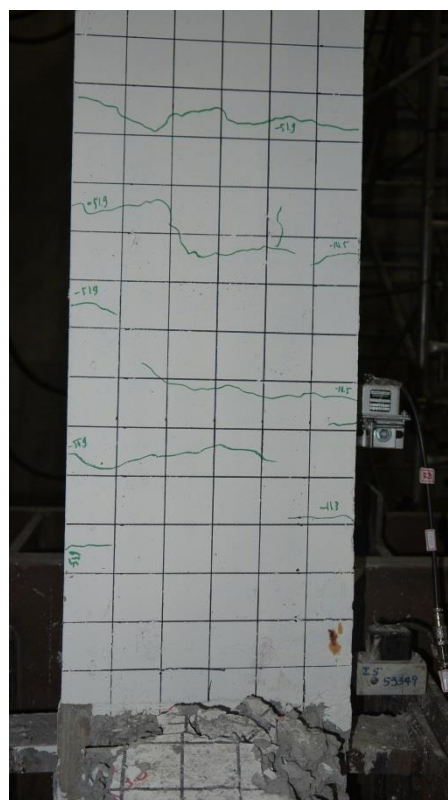
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>



2Cs<sub>2</sub>

圖 E-45 構架試體第二層柱於-8% Drift 照

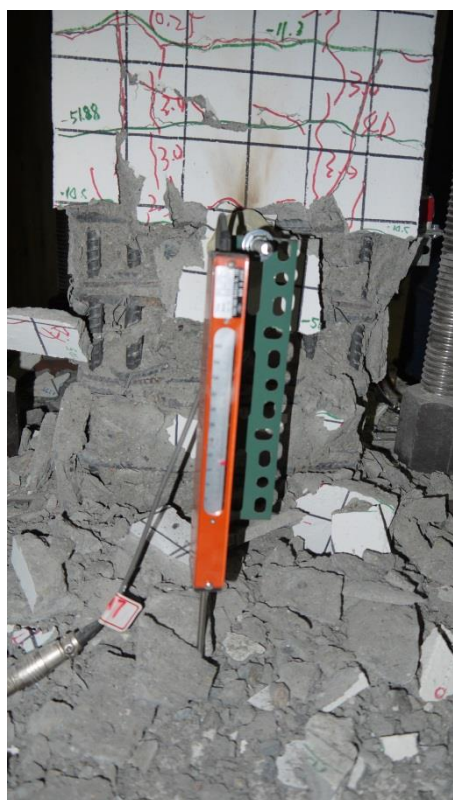
(資料來源：本研究拍攝)



1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



1Cs<sub>1</sub>



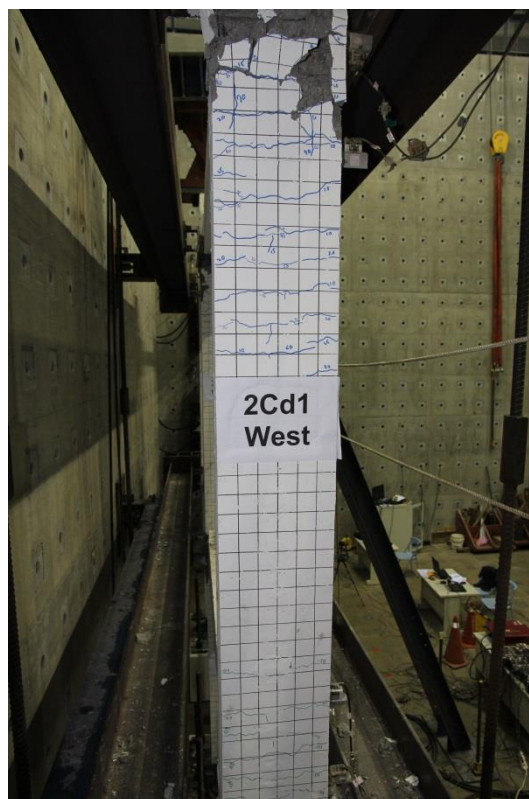
1Cs<sub>2</sub>

圖 E-46 構架試體第一層柱於-8% Drift 照

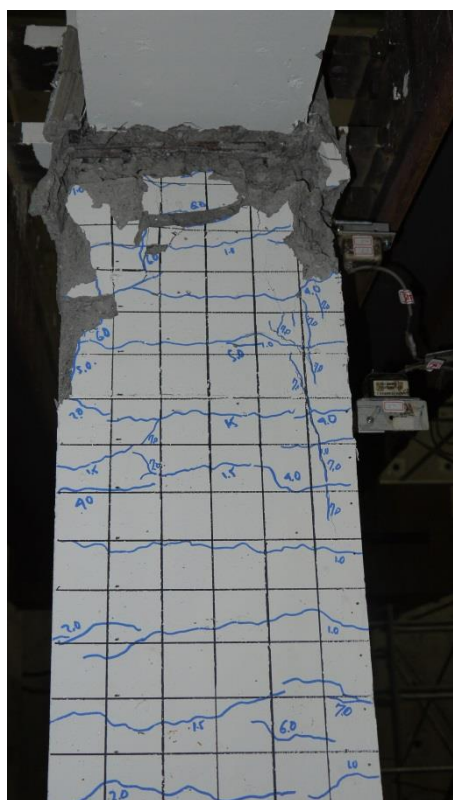
(資料來源：本研究拍攝)



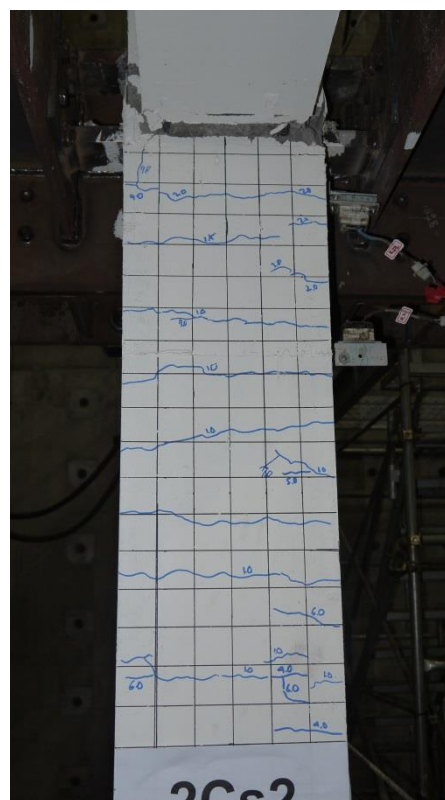
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>



2Cs<sub>2</sub>

圖 E-47 構架試體第二層柱實驗結束後之破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)





1Cd<sub>2</sub>



1Cd<sub>1</sub>



1Cs<sub>1</sub>



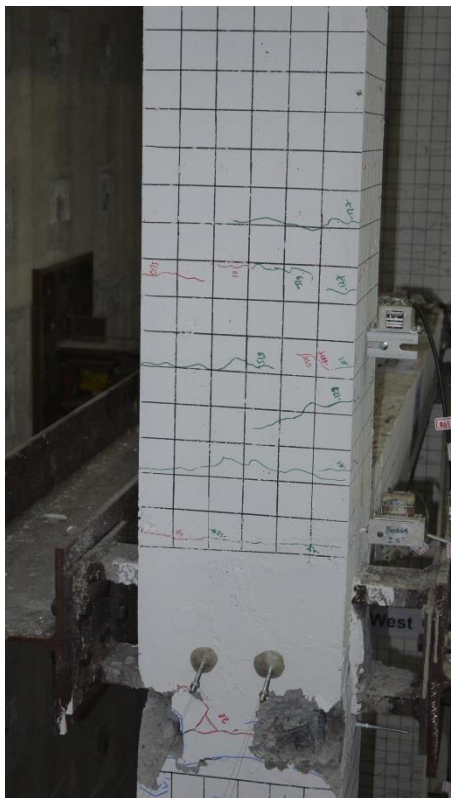
1Cs<sub>2</sub>

圖 E-48 構架試體第一層柱實驗結束後之破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)



附錄 F 第二樓層反覆載重試驗於各階段之照片



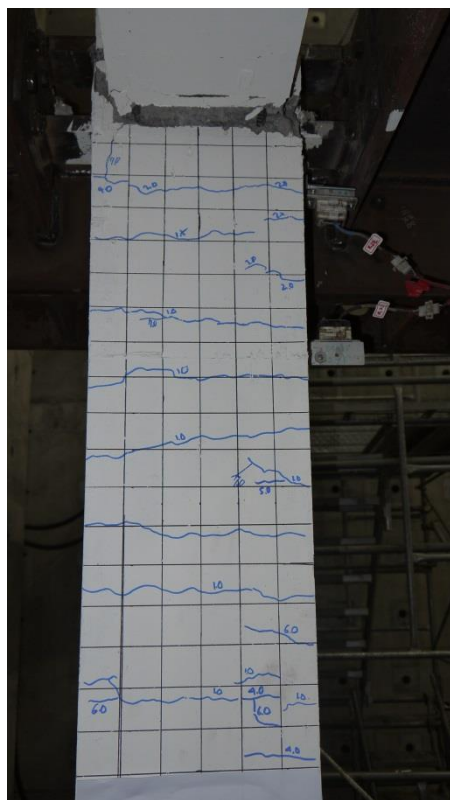
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



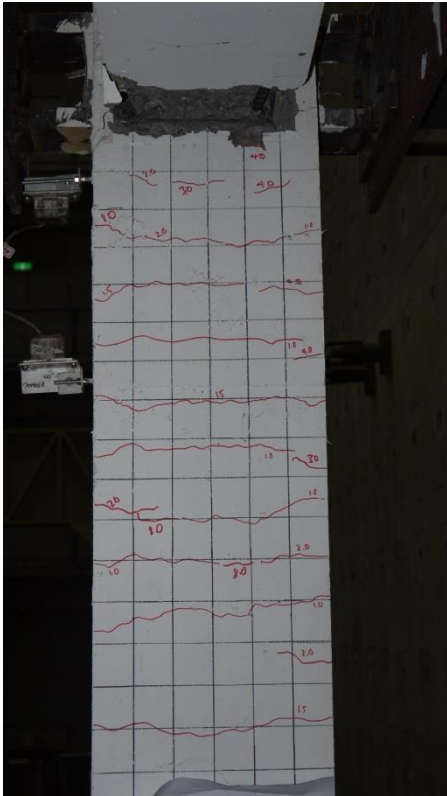
2Cs<sub>1</sub>



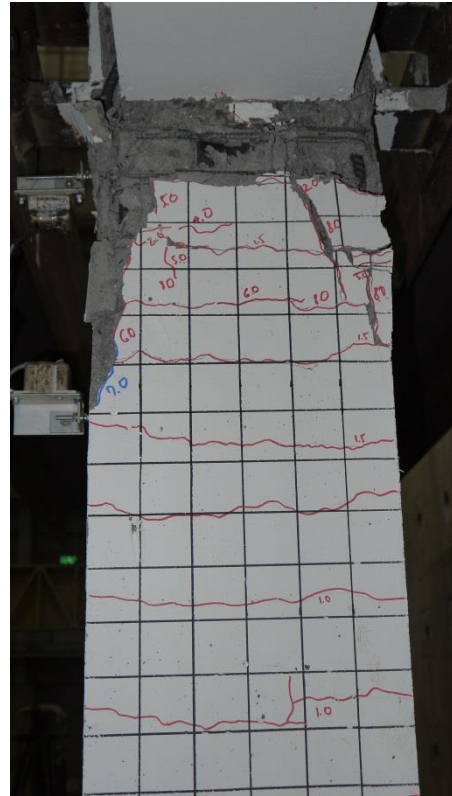
2Cs<sub>2</sub>

圖 F-1 構架試體第二層柱於-0.375% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



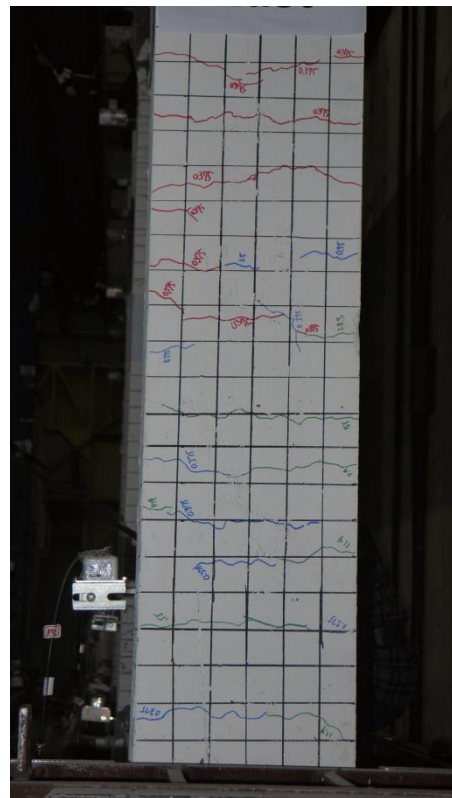
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



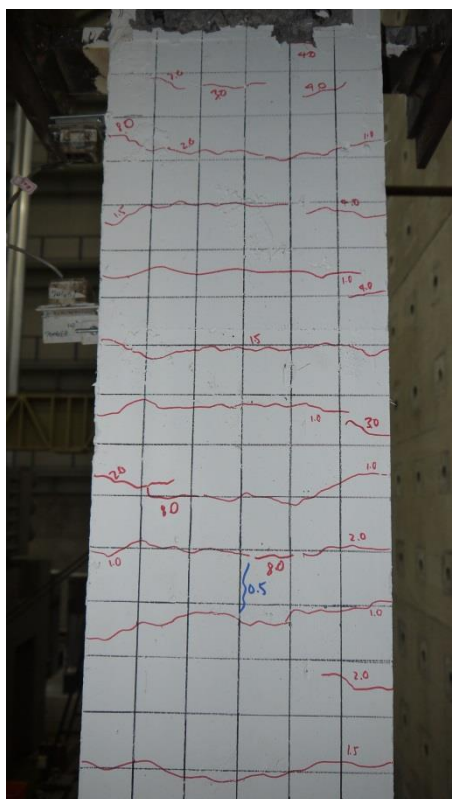
2Cs<sub>1</sub>



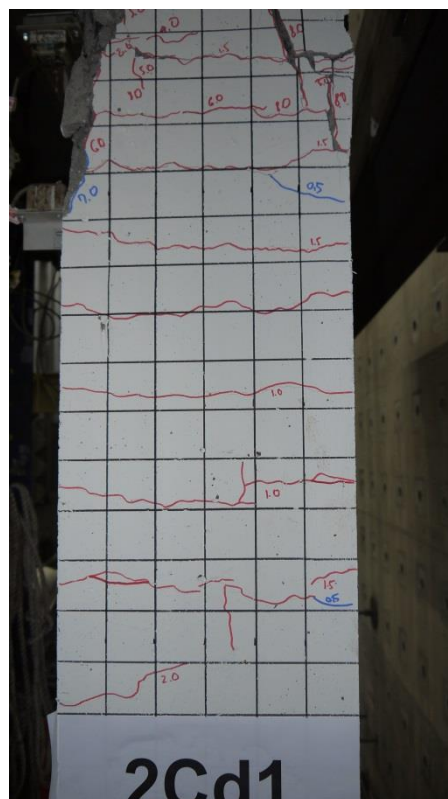
2Cs<sub>2</sub>

圖 F-2 構架試體第二層柱於 0.375% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



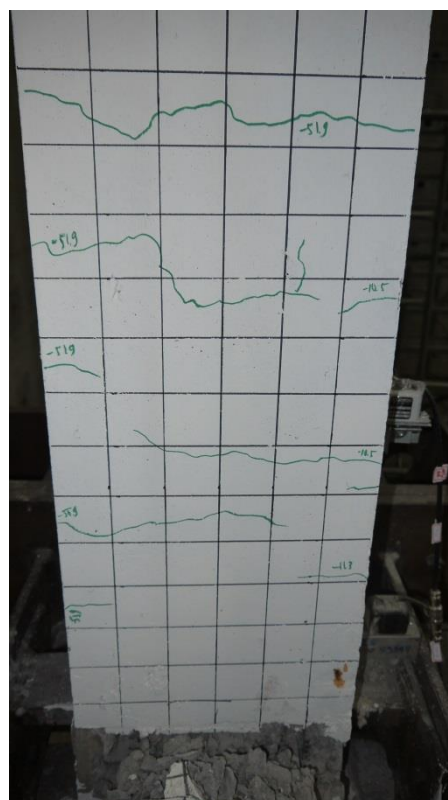
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>



2Cs<sub>2</sub>

圖 F-3 構架試體第二層柱於-0.5% Drift 照

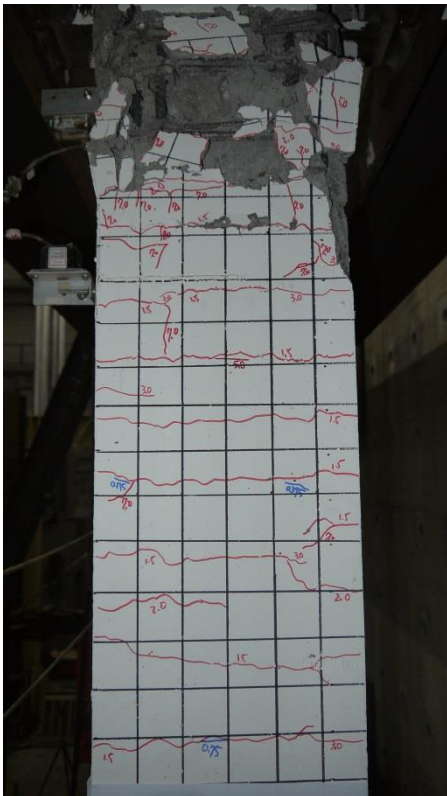
(資料來源：本研究拍攝)



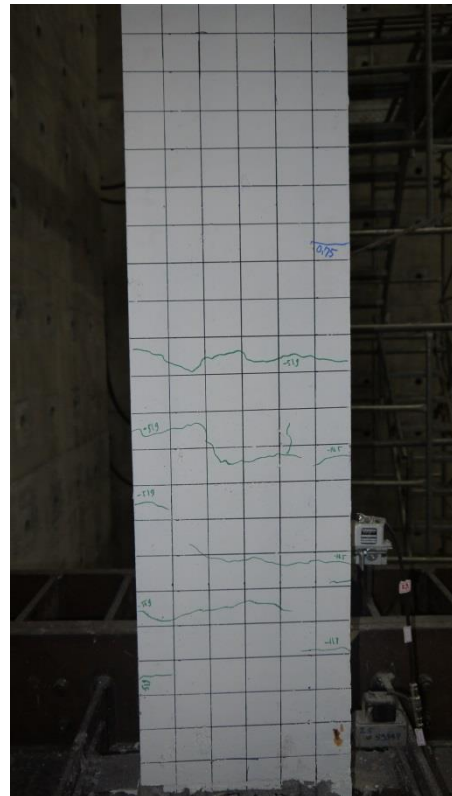
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>



2Cs<sub>2</sub>

圖 F-4 構架試體第二層柱於-0.75% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>





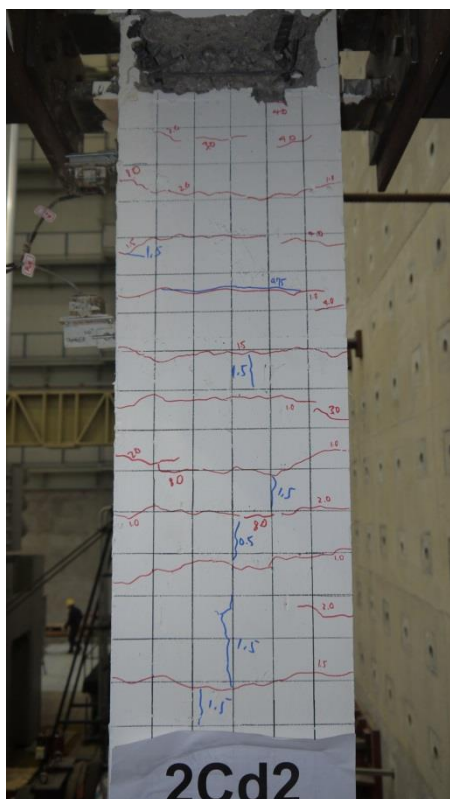
2Cs<sub>1</sub>



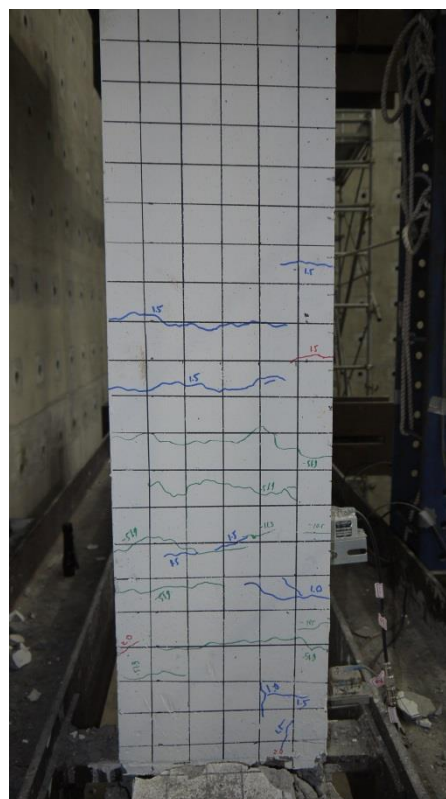
2Cs<sub>2</sub>

圖 F-5 構架試體第二層柱於 0.75% Drift 照

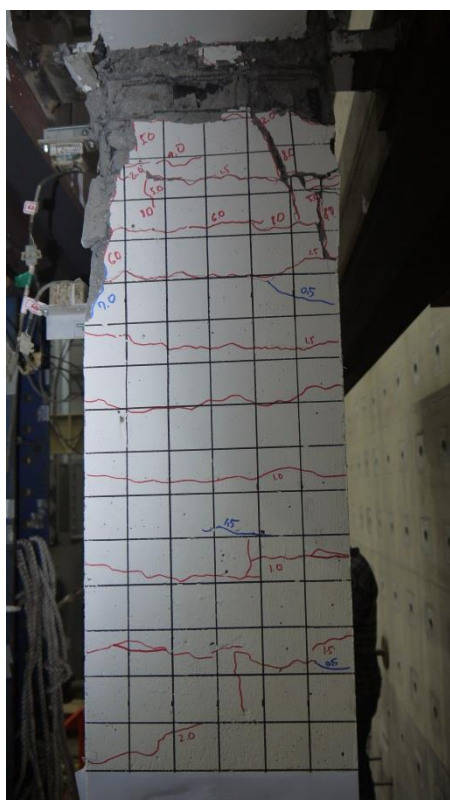
(資料來源：本研究拍攝)



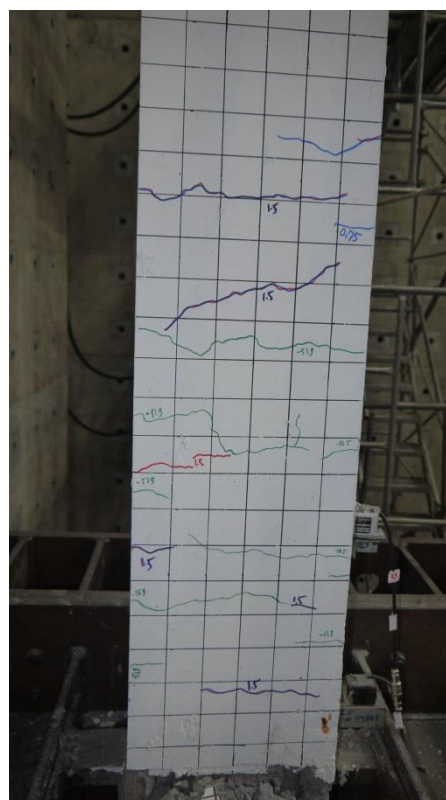
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>



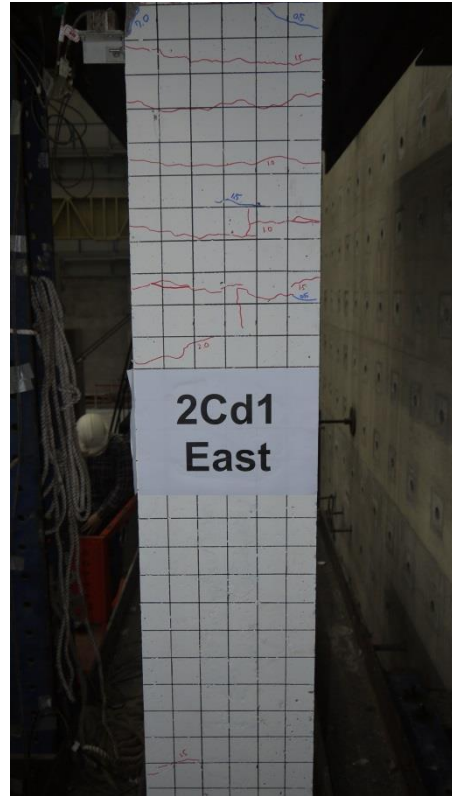
2Cs<sub>2</sub>

圖 F-6 構架試體第二層柱於-1.5% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



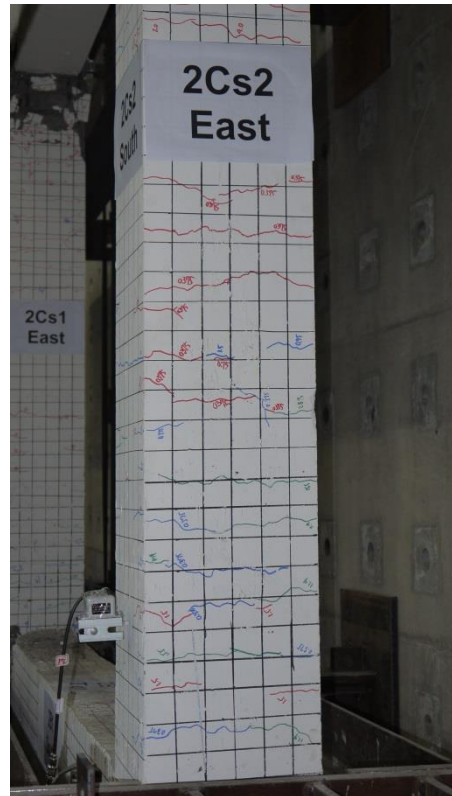
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



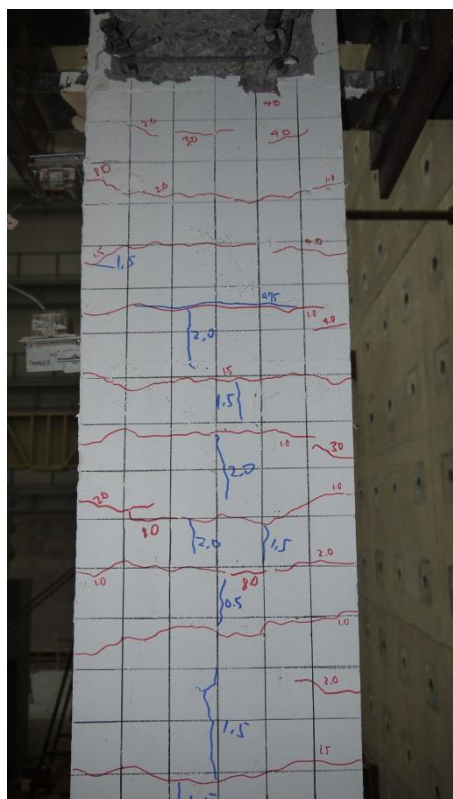
2Cs<sub>1</sub>



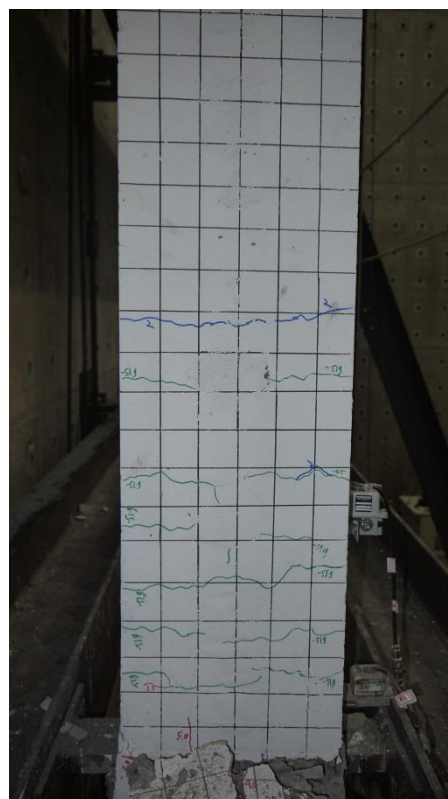
2Cs<sub>2</sub>

圖 F-7 構架試體第二層柱於 1.5% Drift 照

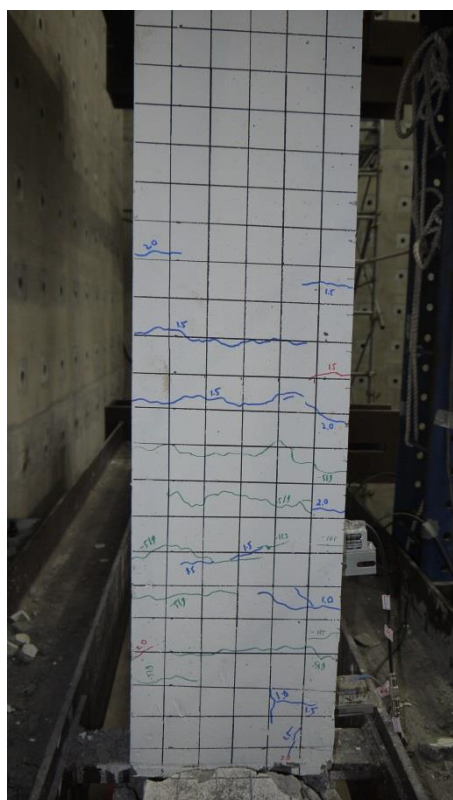
(資料來源：本研究拍攝)



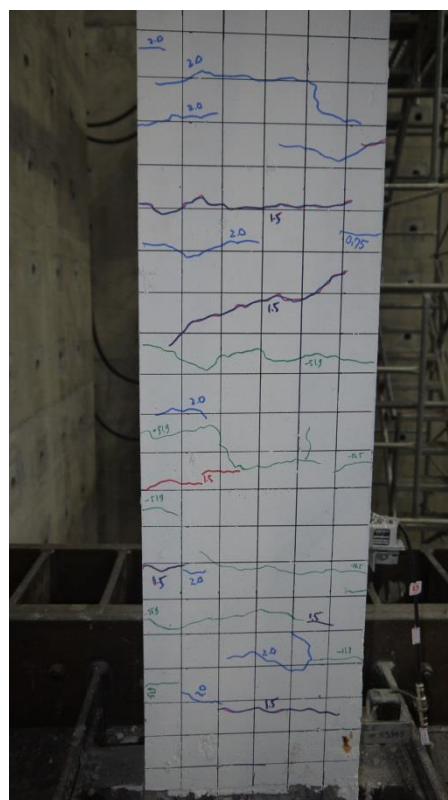
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



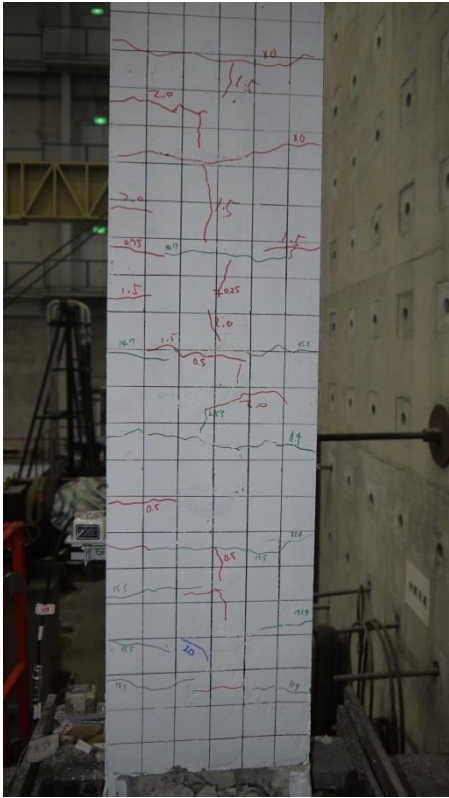
2Cs<sub>1</sub>



2Cs<sub>2</sub>

圖 F-8 構架試體第二層柱於-2% Drift 照

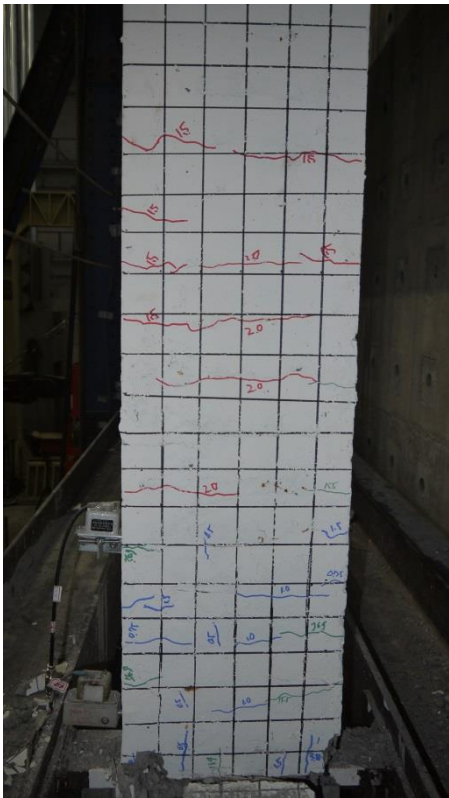
(資料來源：本研究拍攝)



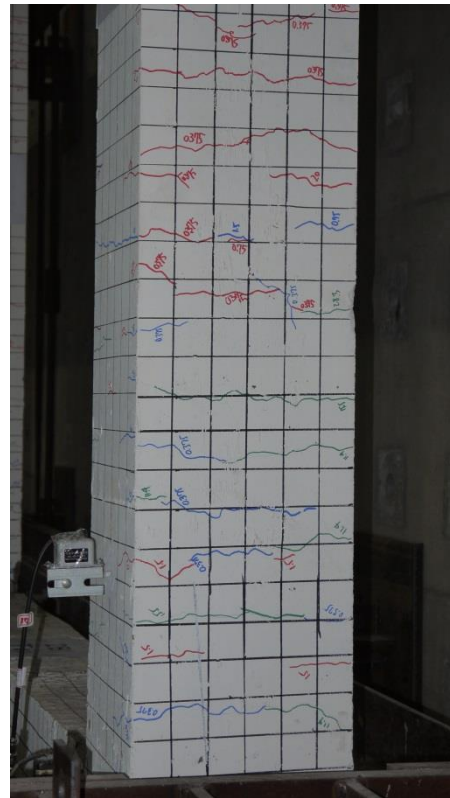
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



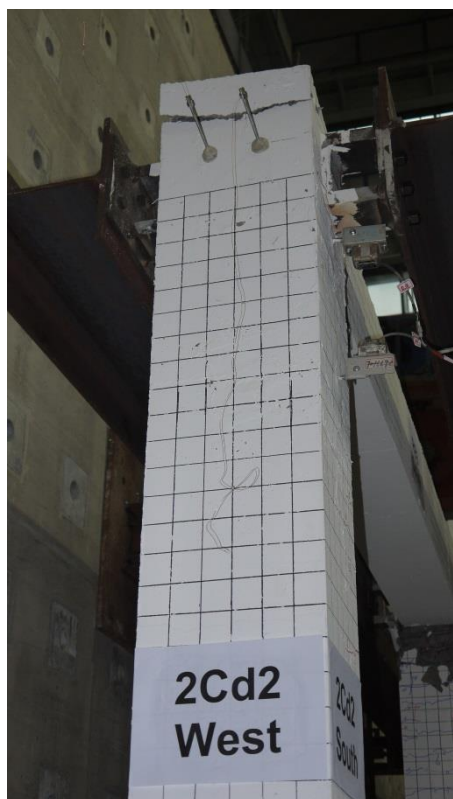
2Cs<sub>1</sub>



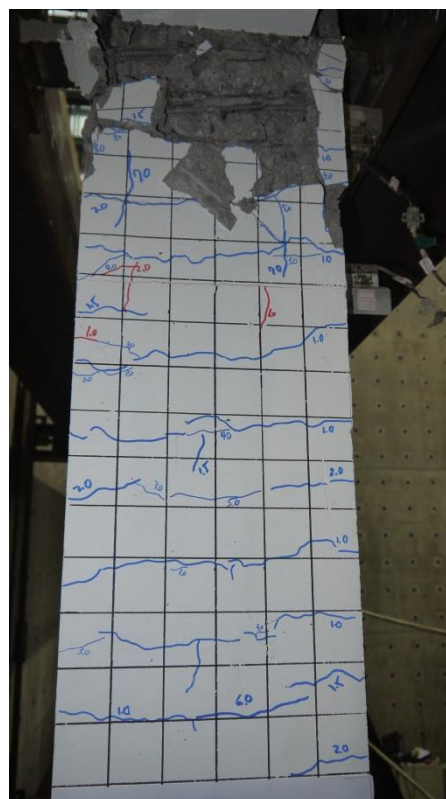
2Cs<sub>2</sub>

圖 F-9 構架試體第二層柱於 2% Drift 照

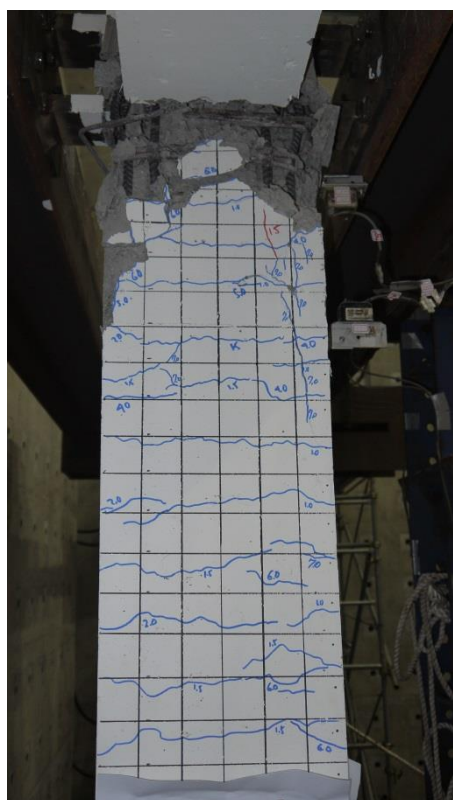
(資料來源：本研究拍攝)



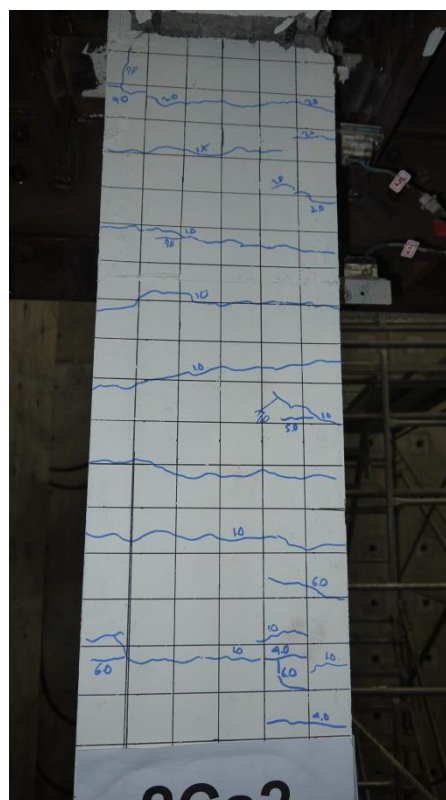
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



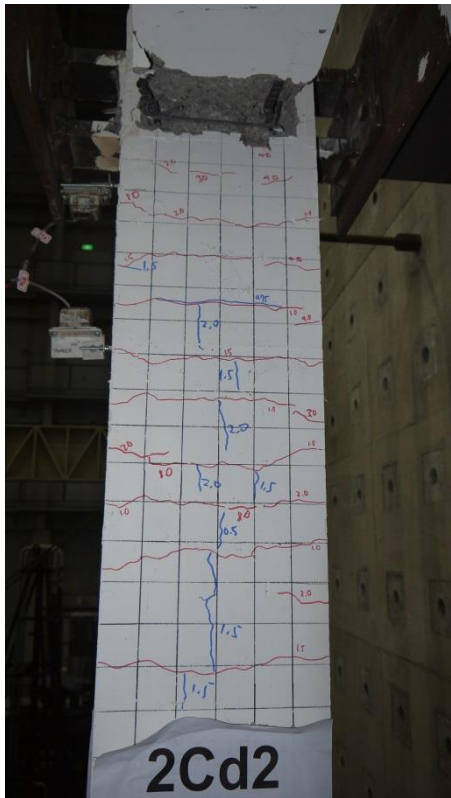
2Cs<sub>1</sub>



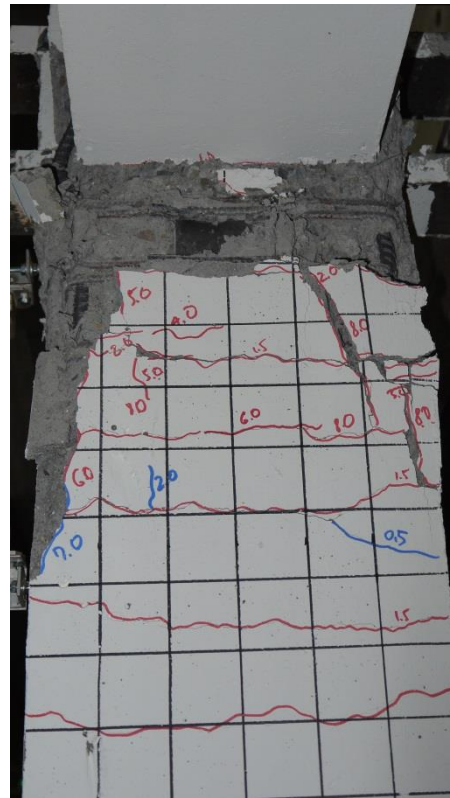
2Cs<sub>2</sub>

圖 F-10 構架試體第二層柱於-3% Drift 照

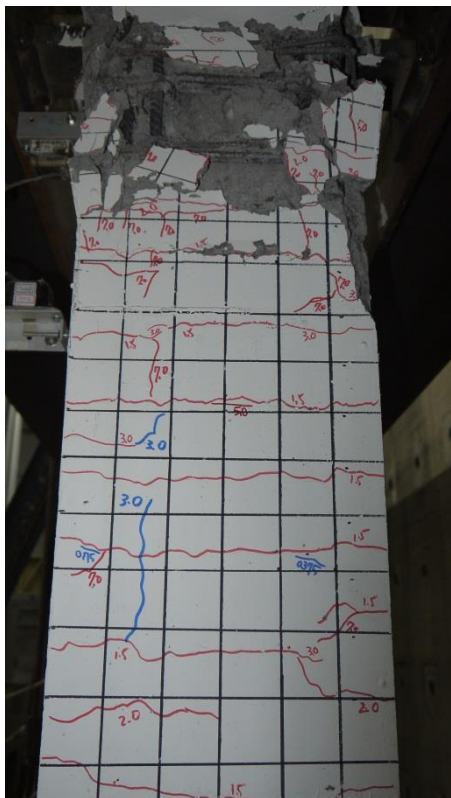
(資料來源：本研究拍攝)



2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



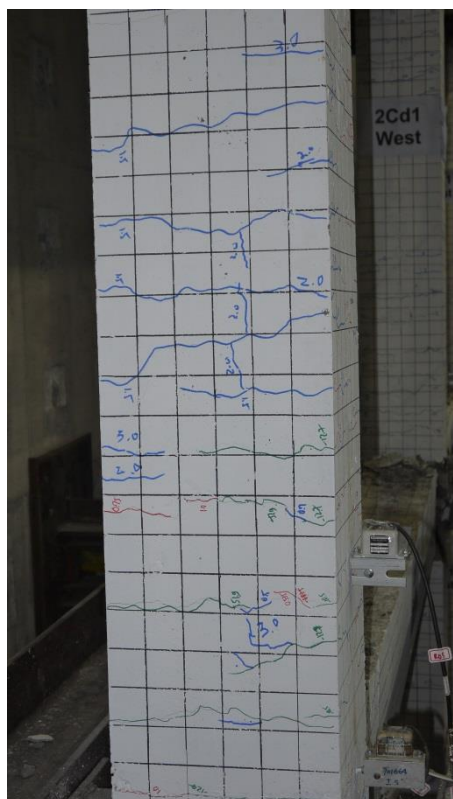
2Cs<sub>1</sub>



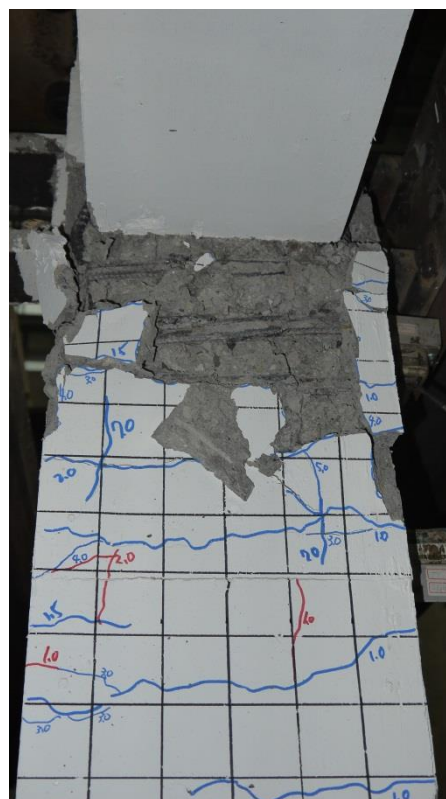
2Cs<sub>2</sub>

圖 F-11 構架試體第二層柱於 3% Drift 照

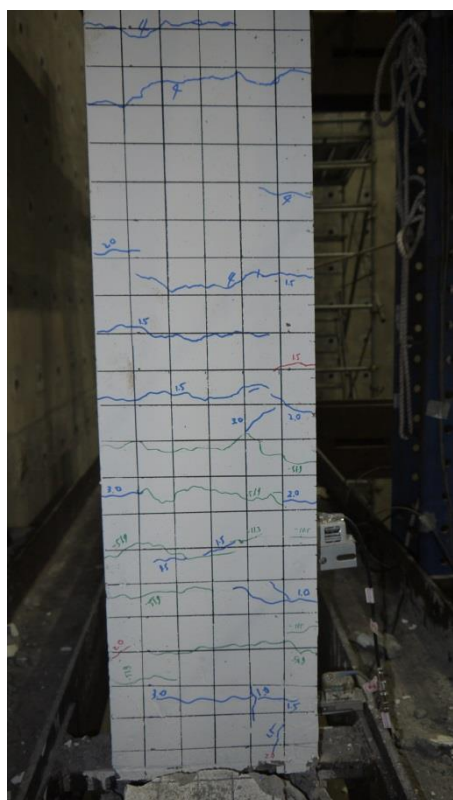
(資料來源：本研究拍攝)



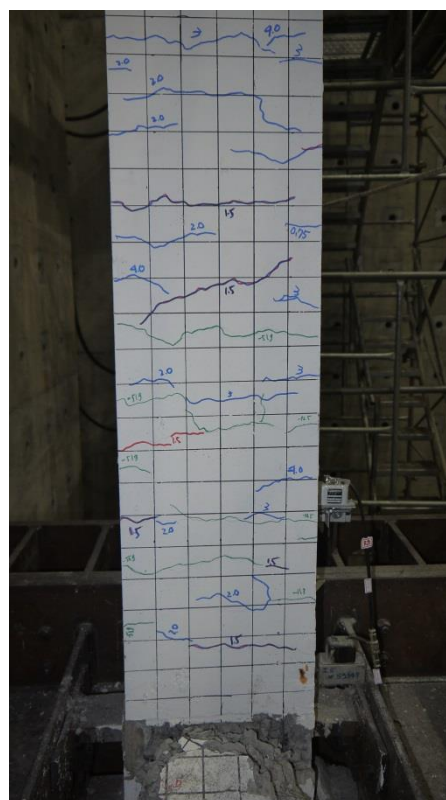
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>

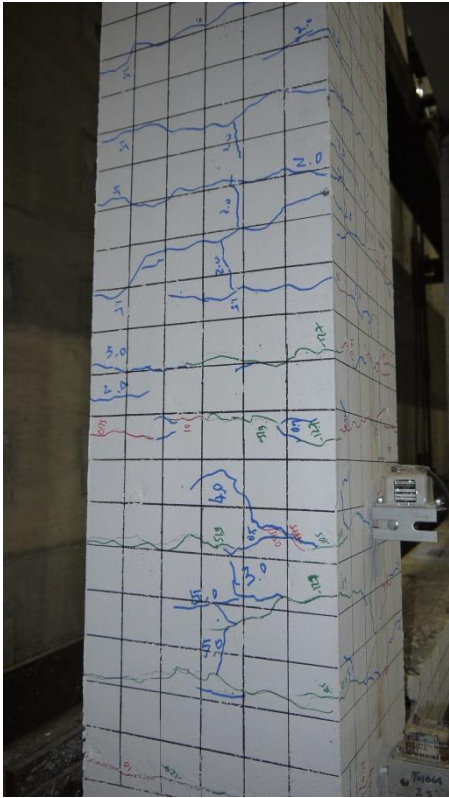


2Cs<sub>2</sub>

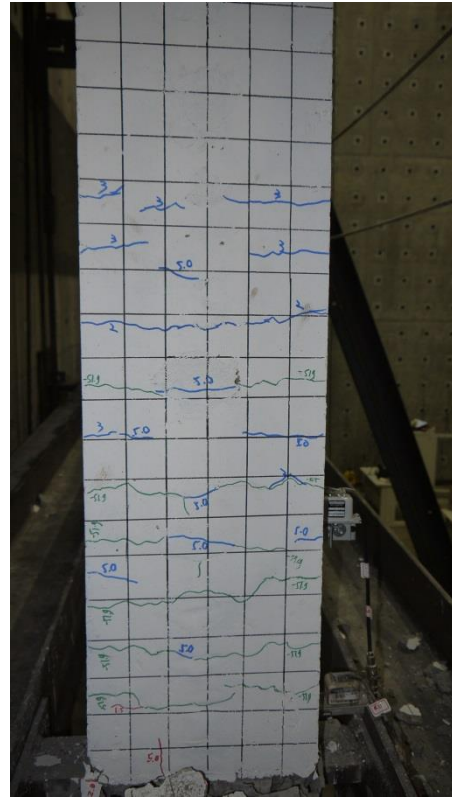
圖 F-12 構架試體第二層柱於-4% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)

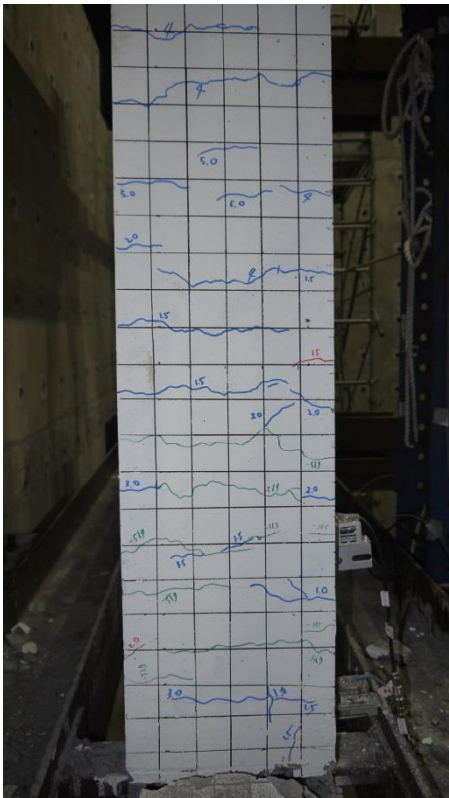




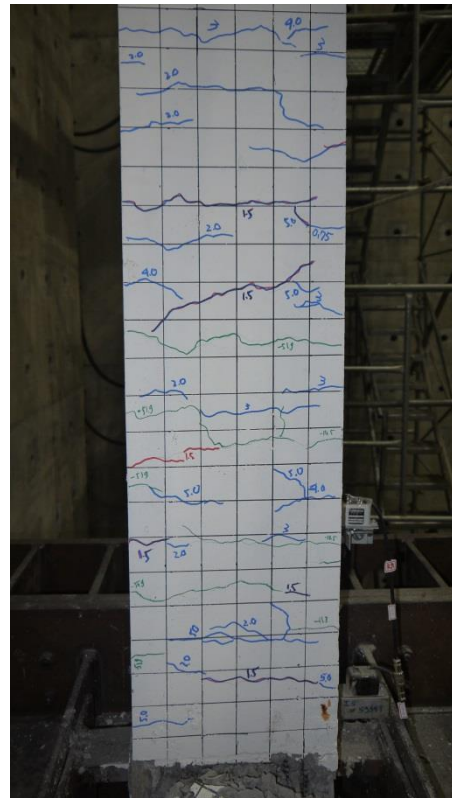
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



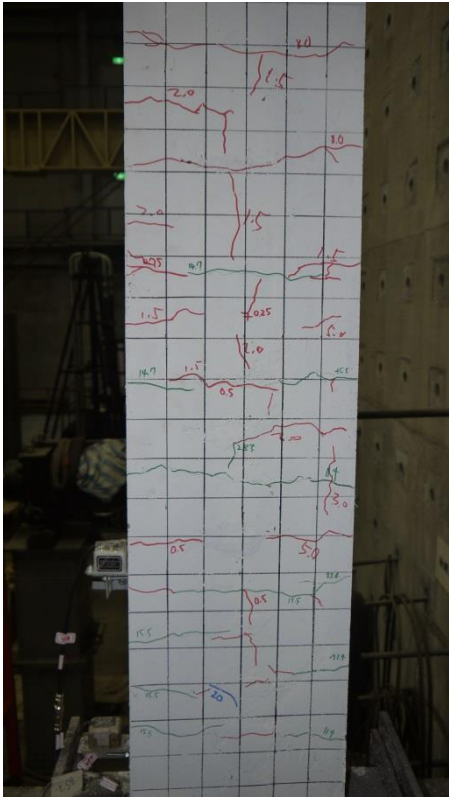
2Cs<sub>1</sub>



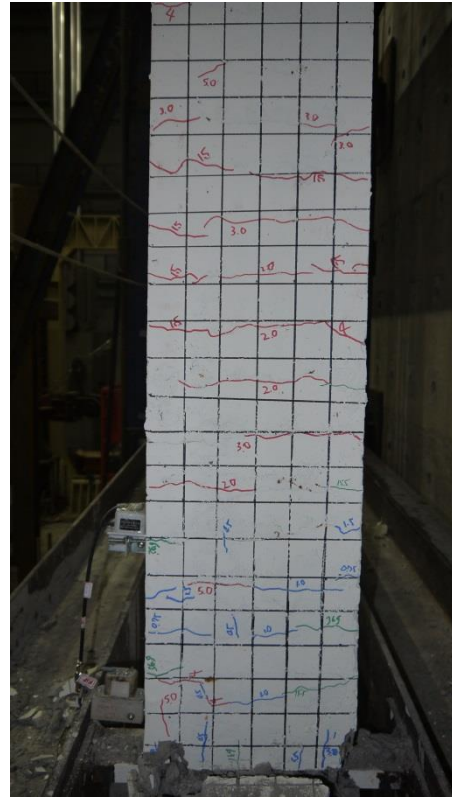
2Cs<sub>2</sub>

圖 F-13 構架試體第二層柱於-5% Drift 照

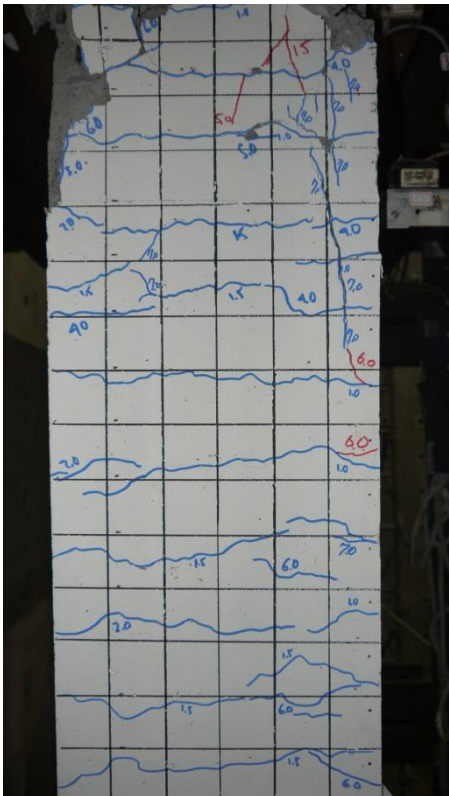
(資料來源：本研究拍攝)



2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>



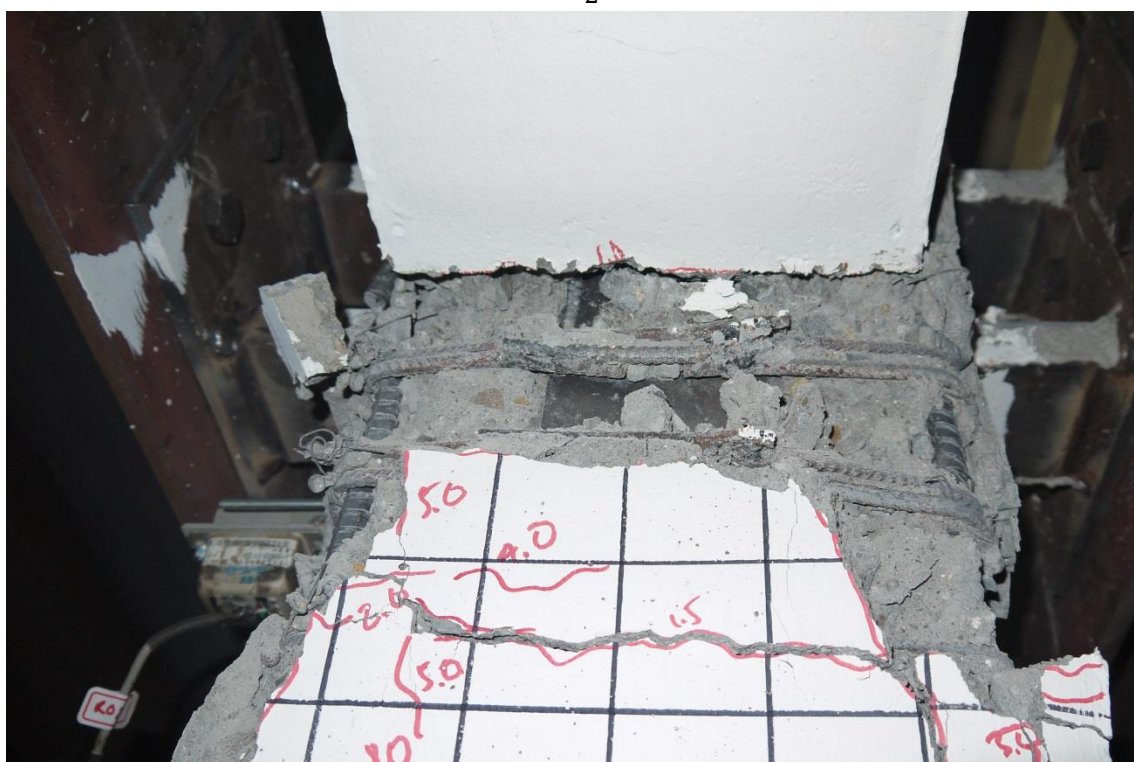
2Cs<sub>2</sub>

圖 F-14 構架試體第二層柱於 5% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



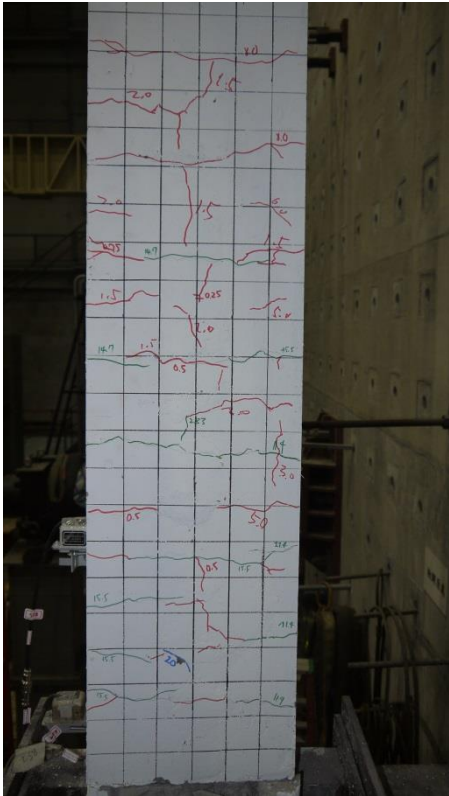
2Cs<sub>1</sub>



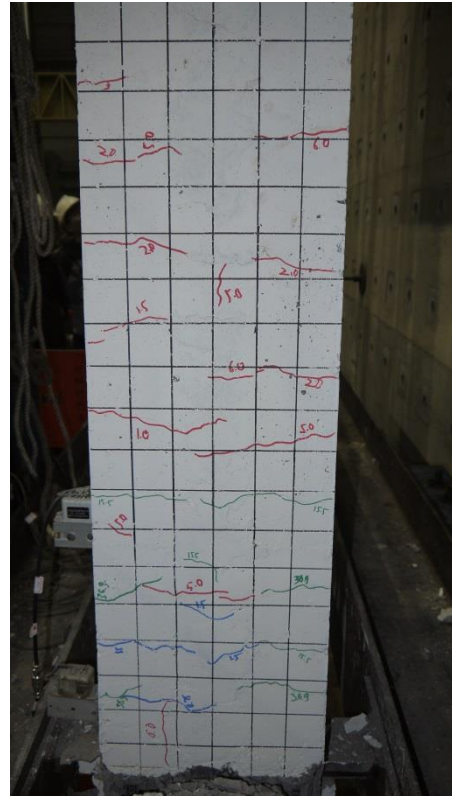
2Cs<sub>2</sub>

圖 F-15 構架試體第二層柱於-6% Drift 照

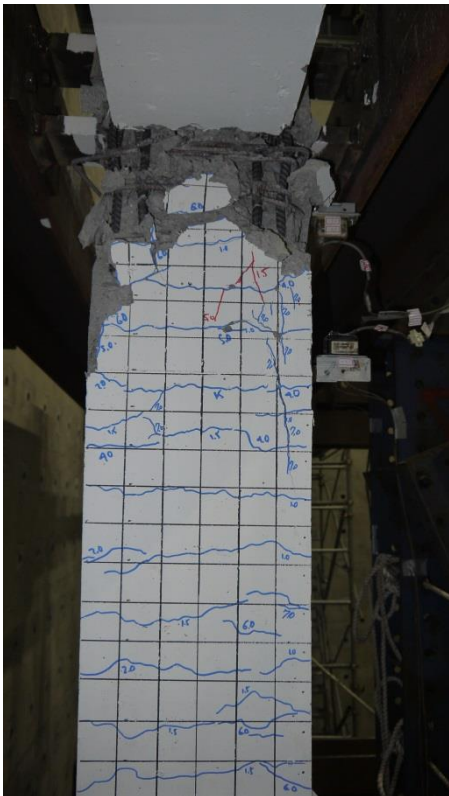
(資料來源：本研究拍攝)



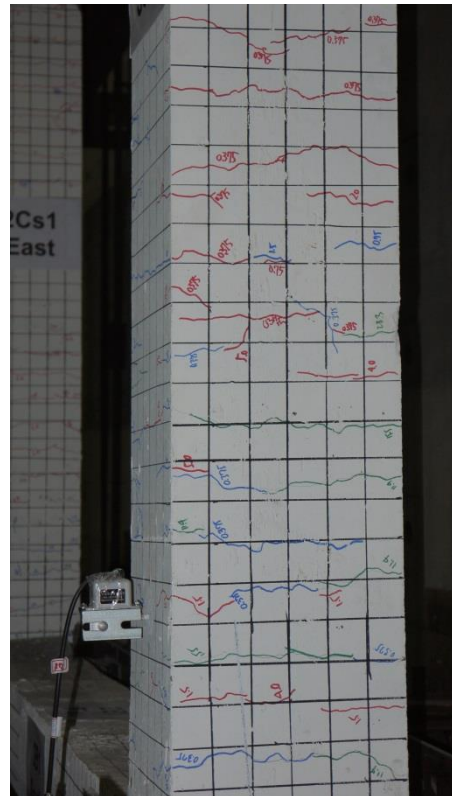
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>



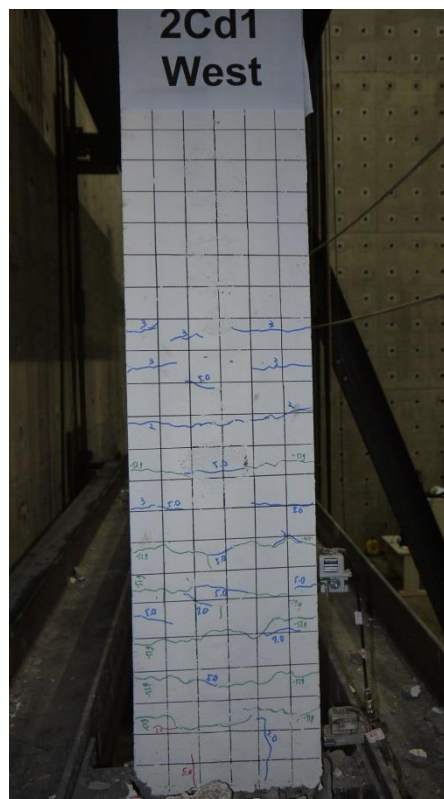
2Cs<sub>2</sub>

圖 F-16 構架試體第二層柱於 6% Drift 照

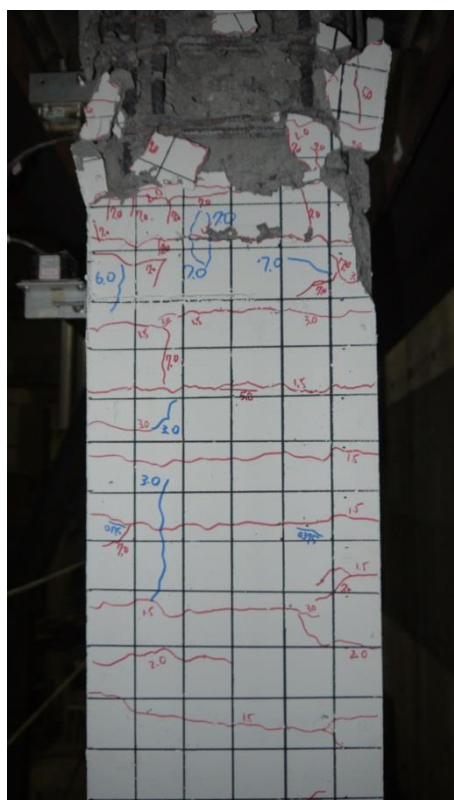
(資料來源：本研究拍攝)



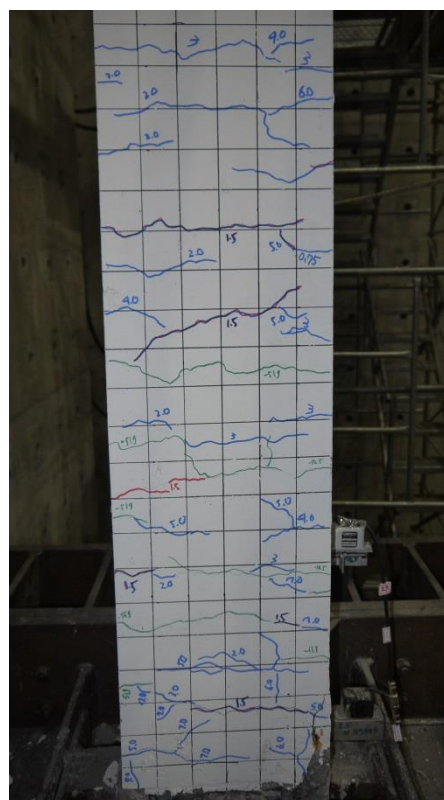
2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



2Cs<sub>1</sub>



2Cs<sub>2</sub>

圖 F-17 構架試體第二層柱於-7% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)



2Cd<sub>2</sub>



2Cd<sub>1</sub>



$2C_{s1}$



$2C_{s2}$

圖 F-18 構架試體第二層柱於-8% Drift 照

(資料來源：本研究拍攝)





圖 F-19 構架試體第二層柱編號 $2Cd_2$ 於實驗結束後之破壞情形  
(資料來源：本研究拍攝)



圖 F-20 構架試體第二層梁編號2B3之梁頂於實驗結束後之破壞情形  
(資料來源：本研究拍攝)



圖 F-21 構架試體頂層梁編號RB3之梁頂於實驗結束後之破壞情形  
(資料來源：本研究拍攝)



圖 F- 22 構架試體頂層梁編號RB3之梁底於實驗結束後之破壞情形  
(資料來源：本研究拍攝)



圖 F-23 構架試體第二層柱編號 $2Cd_1$ 柱於實驗結束後鋼骨翼板挫屈之情形  
(資料來源：本研究拍攝)

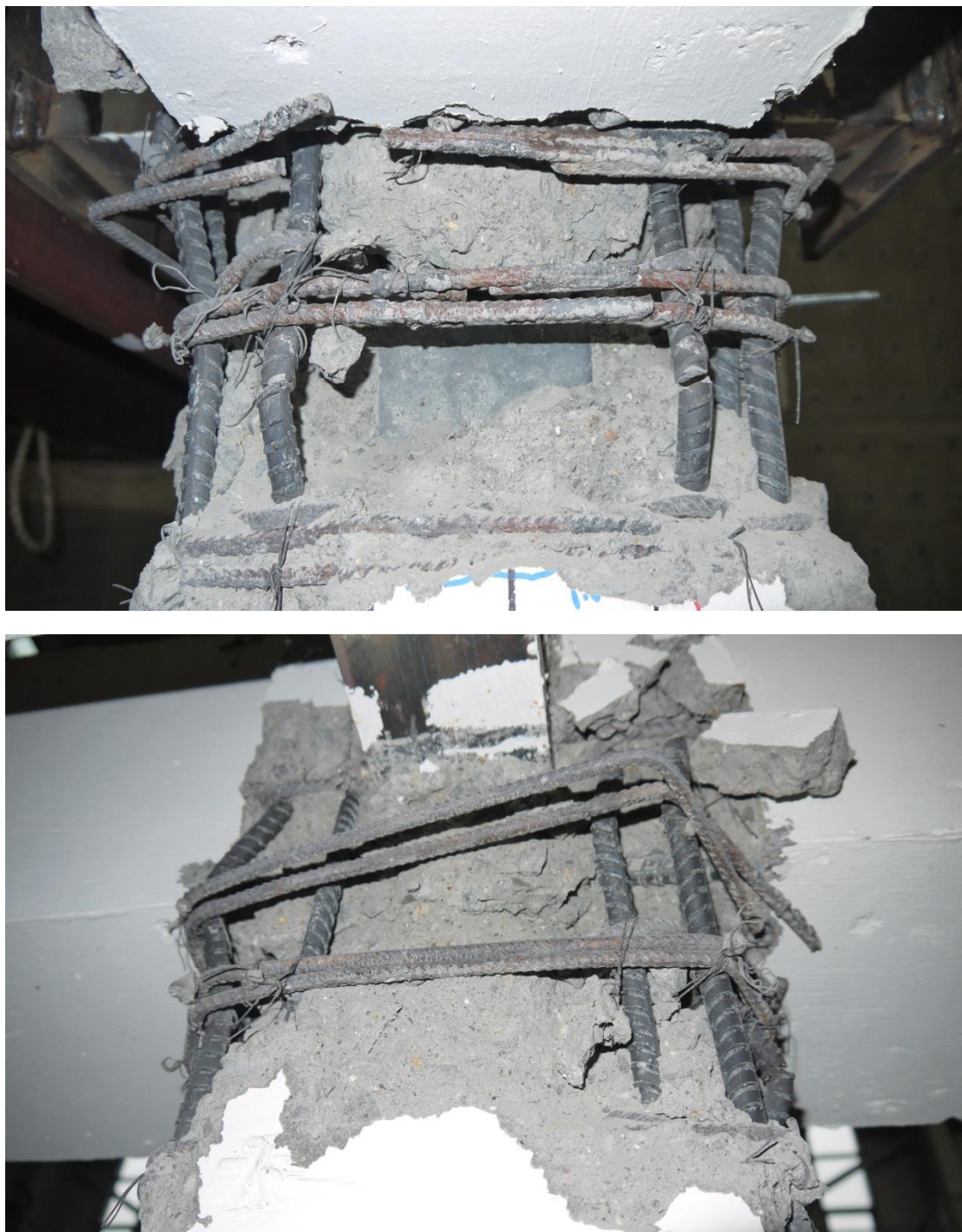


圖 F-24 構架試體第二層柱編號2Cs<sub>1</sub>柱頂圍束箍筋斷裂之破壞情形  
(資料來源：本研究拍攝)

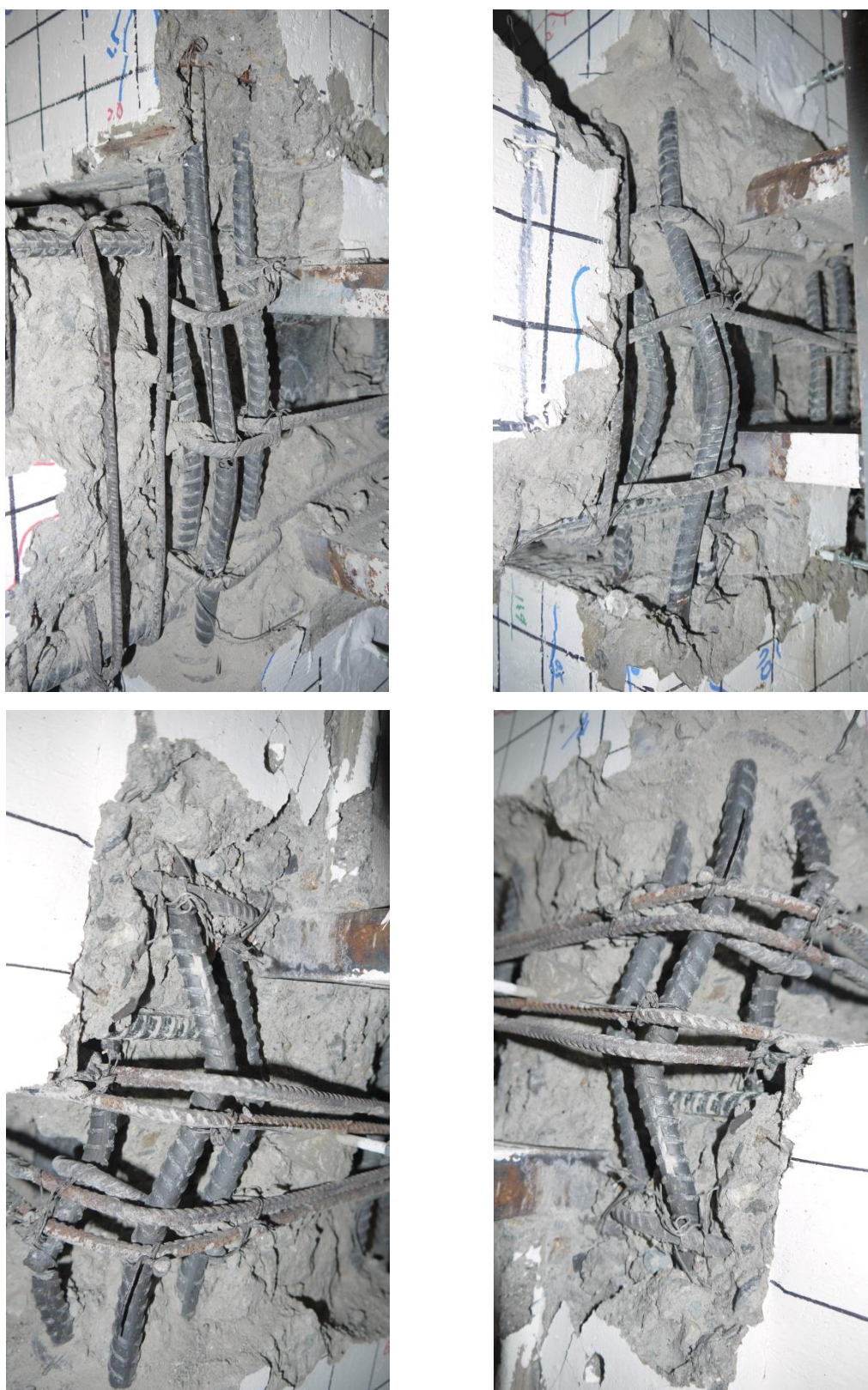


圖 F-25 構架試體第二層柱編號 $2Cs_1$ 柱於實驗結束後之破壞情形  
(資料來源：本研究拍攝)



圖 F-26 構架試體第二層柱編號 $2C_{s2}$ 於實驗結束後之破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)



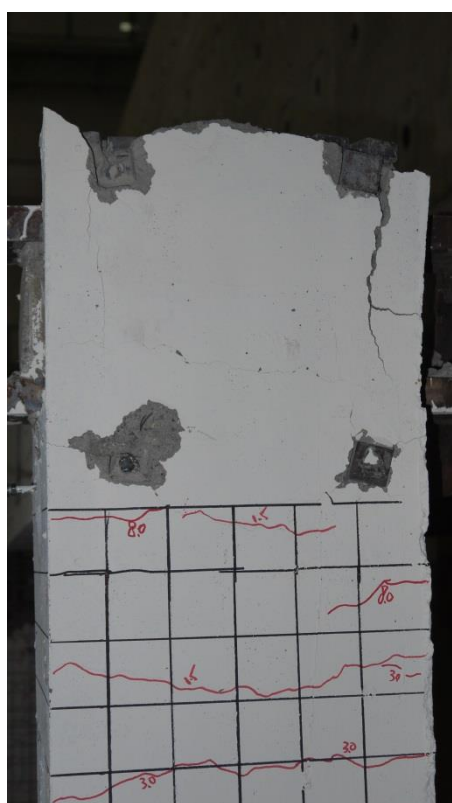


圖 F-27 構架試體頂層梁編號RB1之梁頂於實驗結束後之破壞情形  
(資料來源：本研究拍攝)



## 參考書目

- [1] ACI Committee 318, 2011. ACI 318-11/318R-11, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. American Concrete Institute.
- [2] AISC 360-10, Specification for Structure Steel Building. American Institute of Steel Structure.
- [3] AISC LRFD 2005, Load and Resistance Factor Design Specification. American Institute of Steel Structure.
- [4] AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Structure.
- [5] AISC Design Examples Version 14.0. American Institute of Steel Structure. °
- [6] Chen, CC., Suswanto B., Lin Y.J., Behavior and Strength of Steel Reinforced Concrete Beam-column Joint with Single Side Force Inputs. Journal of Constructional Steel Research, 65 (2009) 1569-1581.
- [7] Chen C.C., Cheng C.L., Lin Y.J., Flexural Analysis and Design Methods for SRC Beam Sections with Complete Composite Action. Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 31, No. 2, pp. 215-229 (2008).
- [8] Chen C.C., Sudibyo T, The Effect of Intermediate Stiffeners on Steel Reinforced Concrete Beams Behaviors. World Academy of Science, Engineering and Techonology 68(2012).
- [9] Hoang T.T.T., Seismic Behavior of Steel Reinforced Concrete Columns with

- Axial Compressive Force, NTUST Master Thesis(2009).
- [10] James M. Ricles, and Shannon D. Paboojian. (1994). Seismic performance of steel-encased composite columns. Journal of Structural Engineering.
- [11] Hsu, H. L., Jan F. J. and Juang, J. L., Performance of composite members subjected to axial load and bi-axial bending. Journal of Constructional Steel Research(2009).
- [12] Priestly, M. J. N., and Paulay, T.(1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons, Inc.
- [13] 翁正強、顏聖益、林俊昌(1998)，「包覆型 SRC 柱鋼骨對混凝土圍束箍筋量之影響」，中國土木水利工程學刊，第十卷，第二期，193-204 頁。
- [14] 翁正強、李讓，(2005)，「鋼骨鋼筋混凝土柱圍束鋼筋量之試驗與耐震設計」，碩士論文，國立台灣交通大學土木工程研究所，新竹。
- [15] 陳正誠、沈家豪，(2010)，「鋼骨鋼筋混凝土柱塑性轉角容量之研究」，碩士論文，國立臺灣科技大學營建工程研究所，台北。
- [16] 陳正誠、蔣迪，(2005)，「包覆型 SRC 柱軸向受力行為」，碩士論文，國立臺灣科技大學營建工程研究所，台北。
- [17] 陳正誠、黃氏秋水，(2009)，「含軸壓力鋼骨鋼筋混凝土柱之耐震行為」，碩士論文，國立臺灣科技大學營建工程研究所，台北。
- [18] 陳正誠、詹鎧慎，(2012)，「含軸壓力包覆型鋼骨鋼筋混凝土柱之撓曲行為」，行政院國家科學委員會成果報告，NSC 99-2221-E-011-038。
- [19] 陳正誠、毛宗傑，(2006)，「SRC 柱混凝土與鋼骨交互影響之探討」，碩士論

文，國立臺灣科技大學營建工程研究所，台北。

[20] 內政部建築研究所，(2004)，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」。

[21] 內政部建築研究所，(2011)，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」。

[22] 陳正誠，(2005)，「研發成果申請專利揭露書」，國立臺灣科技大學營建工程研究所，台北。

[23] 中華民國鋼結構協會，(2012)，「鋼結構設計手冊(極限設計法)」。

**包覆型 SRC 柱箍筋耐震設計需求之構架試驗研究**

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：**陳正誠、歐昱辰、鍾智翔**

出版年月：102 年 12 月

版次：第 1 版

ISBN：978-986-03-8974-6 (平裝)