

火害後建築物之結構耐震性能評估(3/3)--鋼 構造構架屋與高強度鋼筋混凝土柱火害後 之耐震性能研究

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 111 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)

(科技部 GRB 編號：11115G0002)

火害後建築物之結構耐震性能評估(3/3)-- 鋼 構造構架屋與高強度鋼筋混凝土柱火害後 之耐震性能研究

受委託者：國立成功大學

研究主持人：洪崇展

共同主持人：劉光晏、鍾興陽、周中哲

研究員：施健泰

研究助理：黃柏鈞、蕭齊揚、黃奕璇、徐韻茹、
吳虹如、陳柏丞

研究期程：中華民國 111 年 1 月至 111 年 12 月

研究經費：新臺幣參佰伍拾陸萬元整

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 111 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)

目錄

目錄.....	I
表次.....	VII
圖次.....	XI
摘要.....	XXI
Abstract.....	XXIV
第 1 章 緒論.....	1
第 1 節 研究源起與背景.....	1
第 2 節 研究目的與方法.....	3
第 3 節 研究步驟流程與進度說明.....	4
第 2 章 資料蒐集與文獻回顧.....	7
第 1 節 RC 構件於高溫火害中之研究.....	7
第 2 節 RC 構件於高溫火害後之研究.....	11
第 3 節 RC 於高溫火害後耐震行為之實驗研究.....	18
第 4 節 火害後 RC 建築物之結構耐震性能評估與修復研究.....	22
第 5 節 鋼柱構件於高溫火害中之行為.....	24
第 6 節 鋼構件於火害後之行為.....	29
第 7 節 鋼構件於火害前後耐震行為之數值模擬研究.....	31
第 8 節 鋼構架耐震行為之實驗與數值模擬研究.....	33
第 9 節 RC 構件於高溫火害後修復補強之研究.....	37
第 10 節 RC 構件於高溫火害後修復補強之耐震性能研究.....	39
第 3 章 高強度鋼筋混凝土柱火害後之耐震行為研究.....	43
第 1 節 前言.....	43
第 2 節 試體設計.....	45
3.2.1 變因設計.....	45
3.2.2 外觀尺寸.....	45
3.2.3 材料配置.....	46
3.2.4 熱偶計配置.....	48

第 3 節	試體施作.....	50
3.3.1	熱偶計安裝.....	50
3.3.2	下基礎施作.....	53
3.3.3	柱身與上基礎施作.....	56
3.3.4	試體完成與養護.....	59
第 4 節	材料試驗.....	60
3.4.1	材料試驗規劃.....	60
3.4.2	混凝土抗壓試驗.....	61
3.4.3	鋼筋拉伸試驗.....	63
第 5 節	火害實驗.....	64
3.5.1	實驗規劃.....	64
3.5.2	實驗結果.....	66
3.5.3	基礎修復.....	74
第 6 節	反覆載重實驗.....	75
3.6.1	實驗規劃.....	75
3.6.2	實驗結果.....	78
第 7 節	數值模型分析.....	91
3.7.1	火害強度模擬方法.....	91
3.7.2	模型定義.....	93
3.7.3	火害折減.....	93
3.7.4	材料模型.....	95
3.7.5	塑鉸模型.....	99
3.7.6	數值分析結果.....	104
第 8 節	小結.....	108
第 4 章	火害後 RC 建築物之結構耐震性能評估與修復研究.....	109
第 1 節	實驗規劃.....	109
4.1.1	試體設計.....	109
4.1.2	材料試驗數量.....	112
第 2 節	試體製作.....	114

4.2.1	柱頭校正.....	114
4.2.2	柱身保護層鑿除.....	115
4.2.3	鋼板組立及焊接.....	115
4.2.4	灌注無收縮水泥砂漿.....	117
4.2.5	柱頭植筋.....	119
第 3 節	實驗配置.....	120
第 4 節	實驗結果.....	123
4.4.1	CF1R 試體.....	123
4.4.2	CF2R 試體.....	128
4.4.3	CF3R 試體.....	132
第 5 節	實驗結果討論.....	137
4.5.1	前言.....	137
4.5.2	反覆載重實驗.....	137
第 6 節	案例分析討論.....	147
4.6.1	前言.....	147
4.6.2	分析模型介紹.....	147
4.6.3	地震加速度歷時.....	148
4.6.4	參數設定.....	152
4.6.5	分析結果.....	155
4.6.6	試體修復前後之模擬比較.....	166
4.6.7	修復工法比較.....	175
第 7 節	小結.....	176
第 5 章	鋼構實驗屋之火害實驗與振動台實驗規劃.....	177
第 1 節	前言.....	177
第 2 節	試體設計.....	178
5.2.1	材料性質.....	179
5.2.2	試體規劃.....	180
第 3 節	試體施作過程.....	188
5.3.1	梁柱構件場內銲接.....	188

5.3.2	現場組裝.....	189
5.3.3	現場銲接.....	191
5.3.4	鋼承板安裝.....	192
5.3.5	混凝土澆置.....	194
第 4 節	火害實驗規劃.....	196
5.4.1	實驗整體配置.....	196
5.4.2	火載量設計.....	198
5.4.3	防火設計.....	200
5.4.4	開口設計.....	203
5.4.5	實驗量測儀器.....	204
5.4.6	鋼構實驗屋熱電耦點位配置.....	207
5.4.7	實驗流程.....	212
5.4.8	實驗終止條件.....	214
第 5 節	振動台實驗規劃.....	215
5.5.1	實驗整體配置.....	215
5.5.2	長衝程高速度地震模擬振動台.....	218
5.5.3	輸入地震波.....	220
5.5.4	實驗量測儀器.....	222
5.5.5	實驗流程.....	228
5.5.6	實驗終止條件.....	231
第 6 章	鋼構實驗屋實驗結果與探討.....	232
第 1 節	前言.....	232
第 2 節	火害實驗結果.....	233
6.2.1	火害實驗歷程.....	233
6.2.2	鋼構實驗屋火害之溫度歷時結果.....	238
6.2.3	鋼構實驗屋火害後之實驗照片.....	243
第 3 節	未火害鋼構實驗屋之振動台實驗初步結果.....	244
6.3.1	未火害鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波差異.....	244
6.3.2	未火害鋼構實驗屋於各白噪實驗之系統識別.....	251

6.3.3	未火害鋼構實驗屋於各地震波下之結構行為.....	255
6.3.4	未火害鋼構實驗屋於振動台實驗後之損害情形.....	262
第 4 節	火害後鋼構實驗屋振動台實驗結果.....	267
6.4.1	火害後鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波差異.....	267
6.4.2	火害後鋼構實驗屋於各白噪實驗之系統識別.....	274
6.4.3	火害後鋼構實驗屋於各地震波下之結構行為.....	278
6.4.4	火害後鋼構實驗屋於振動台實驗後之損害情形.....	285
第 5 節	鋼構實驗屋振動台實驗結果之比較.....	290
6.5.1	未火害與火害後鋼構實驗屋於各白噪實驗之系統識別差異.....	290
6.5.2	未火害與火害後鋼構實驗屋於各地震波下之位移反應差異.....	291
6.5.3	未火害與火害後鋼構實驗屋於各地震波下之加速度反應差異.....	294
第 6 節	小結.....	297
第 7 章	火害評估流程圖.....	299
第 1 節	鋼筋混凝土結構建築火害評估流程草案.....	299
第 2 節	鋼結構建築火害評估流程.....	301
第 8 章	結論與建議.....	305
第 1 節	結論.....	305
第 2 節	建議.....	307
參考書目	309
附錄	319
附錄一	第一次專家學者座談會意見表.....	319
附錄二	第二次專家學者座談會意見表.....	324
附錄三	第三次專家學者座談會意見表.....	328
附錄四	期初審查意見表.....	334
附錄五	期中審查意見表.....	337
附錄六	期末審查意見表.....	342

表次

表 1-1 歷年流程簡圖.....	2
表 1-2 工作規劃甘特圖.....	5
表 3-1 傳統與新型鋼筋混凝土結構材料強度比較表	43
表 3-2 變因設計.....	45
表 3-3 材料配置.....	47
表 3-4 材料試驗數量統計表.....	60
表 3-5 混凝土 28 天抗壓試驗結果	61
表 3-6 試體反覆載重試驗天之混凝土抗壓試驗結果	62
表 3-7 鋼筋拉伸試驗結果.....	63
表 3-8 代表各測溫點溫度數據之箍筋層	69
表 3-9 100°C 等溫線深度	73
表 3-10 未火害試體實際軸壓比.....	79
表 3-11 最大側向強度比較.....	89
表 3-12 有效勁度比較.....	89
表 3-13 一般強度與高強度 RC 柱火害 2 小時比較表.....	90
表 3-14 Eurocode2【137】之鋼筋強度折減表	92
表 3-15 數值模型定義.....	93
表 3-16 火害折減總表.....	94
表 3-17 核心混凝土圍束比.....	97
表 3-18 Concrete01 材料卡之輸入參數	97
表 3-19 鋼筋材料輸入參數.....	98
表 3-20 未火害試體斷面剛度.....	103
表 3-21 鋼筋滑移之等效旋轉勁度	103
表 3-22 數值分析與實驗最大側向強度比較	107
表 4-1 RC 柱構件試體組別.....	110
表 4-2 材料試驗數量統計表.....	112
表 4-3 CF1R 實驗值與 XTRACT 自定義塑鉸分析值比較表	141

表 4-4 CF2R 實驗值與 XTRACT 自定義塑鉸分析值比較表	142
表 4-5 CF3R 實驗值與 XTRACT 自定義塑鉸分析值比較表	143
表 4-6 CF1R 實驗值與 TEASPA 修正塑鉸分析值比較表.....	144
表 4-7 CF2R 實驗值與 TEASPA 修正塑鉸分析值比較表.....	145
表 4-8 CF3R 實驗值與 TEASPA 修正塑鉸分析值比較表.....	146
表 4-9 火害前模型之慣性矩修正	153
表 4-10 火害前結構體基本週期及模態資訊	153
表 4-11 火害後模型之慣性矩修正.....	153
表 4-12 火害後結構體基本週期及模態資訊	153
表 4-13 修復後模型之慣性矩修正	154
表 4-14 修復後結構體基本週期及模態資訊	154
表 4-15 各柱火害前、火害後、修復後之最大加速度	161
表 4-16 各柱火害前、火害後、修復後之最大位移	161
表 4-17 火害前、火害後、修復後之加速度反應譜	162
表 4-18 譜加速度與各柱最大加速度(火害後/火害前)之值.....	162
表 4-19 譜加速度與各柱最大加速度(修復後/火害前)之值.....	162
表 4-20 火害前、火害後、修復後之位移反應譜	163
表 4-21 譜位移與各柱最大位移(火害後/火害前)之值.....	163
表 4-22 譜位移與各柱最大位移(修復後/火害前)之值.....	163
表 4-23 火害後混凝土抗壓強度(kgf/cm ²).....	169
表 4-24 無收縮水泥砂漿填充保護層後斷面等效抗壓強度(kgf/cm ²).....	170
表 4-25 鋼板圍束之火害後混凝土抗壓強度(kgf/cm ²).....	170
表 4-26 3mm、6mm、8mm 鋼板包覆 CF1R 之慣性矩折減	170
表 4-27 3mm、6mm、8mm 鋼板包覆 CF2R 之慣性矩折減	170
表 4-28 3mm、6mm、8mm 鋼板包覆 CF3R 之慣性矩折減	171
表 4-29 CF1R_3mm、6mm、8mm 之初始勁度及最大側力	172
表 4-30 CF2R_3mm、6mm、8mm 之初始勁度及最大側力	172
表 4-31 CF3R_3mm、6mm、8mm 之初始勁度及最大側力	172
表 5-1 鋼構實驗屋所使用材料之機械性質	179

表 5-2 鋼構實驗屋所使用材料之化學性質(%).....	179
表 5-3 鋼構實驗屋之構件斷面尺寸表	181
表 5-4 SFC-71 鋁材機械性質表.....	191
表 5-5 SFC-71 鋁材化學成分表.....	191
表 5-6 振動台基本性能.....	219
表 5-7 振動台實驗之測試地震波加載順序與代號	230
表 6-1 木材含水率量測結果.....	234
表 6-2 鋼構實驗屋火害現地實驗觀測紀錄表	236
表 6-3 未火害鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之 PGA 差異	246
表 6-4 未火害鋼構實驗屋之量測地震波之地震震度分級	246
表 6-5 未火害鋼構實驗屋於各白噪實驗之自然頻率與週期識別結果	252
表 6-6 未火害鋼構實驗屋於各白噪實驗之等值阻尼比識別結果	252
表 6-7 未火害鋼構實驗屋於各地震波作用下之地表與樓板最大加速度比較	256
表 6-8 未火害鋼構實驗屋於各地震波作用下之樓板最大位移與層間位移角比較	256
表 6-9 火害後鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之 PGA 差異	268
表 6-10 火害後鋼構實驗屋量測得到地震波之地震震度分級	269
表 6-11 火害後鋼構實驗屋於各白噪實驗之自然頻率與週期識別結果.....	274
表 6-12 火害後鋼構實驗屋於各白噪實驗之等值阻尼比識別結果	275
表 6-13 火害後鋼構實驗屋於各地震波作用下之地表與樓板最大加速度比較	279
表 6-14 火害後鋼構實驗屋於各地震波作用下之樓板最大位移與層間位移角比較	279
表 6-15 未火害與火害後鋼構實驗屋之自然週期識別結果差異	290
表 6-16 未火害與火害後鋼構實驗屋之等值阻尼比識別結果差異	291
表 6-17 未火害與火害後鋼構實驗屋之樓板最大位移差異	292
表 6-18 未火害與火害後鋼構實驗屋之樓板殘餘位移差異	292
表 6-19 未火害與火害後鋼構實驗屋之樓板最大加速度差異	294
表 6-20 未火害與火害後鋼構實驗屋之加速度放大係數差異	295

圖次

圖 1-1 研究步驟與流程.....	4
圖 3-1 外觀側視圖.....	46
圖 3-2 鋼筋配置詳圖.....	47
圖 3-3 熱偶計配置.....	48
圖 3-4 K 型測溫線.....	49
圖 3-5 熱偶計編號.....	51
圖 3-6 C1~C3 熱偶計安裝.....	51
圖 3-7 C4、C5、S1~S3 熱偶計安裝.....	52
圖 3-8 下基礎放樣.....	53
圖 3-9 下基礎鋼筋綁紮.....	53
圖 3-10 下基礎模板組立.....	54
圖 3-11 下基礎灌漿完成.....	54
圖 3-12 下基礎混凝土坍度與坍流度試驗.....	55
圖 3-13 柱身模板與支撐架組立.....	56
圖 3-14 上基礎鋼筋綁紮.....	56
圖 3-15 上基礎模板組立.....	57
圖 3-16 柱身與上基礎灌漿作業完成.....	57
圖 3-17 柱身與上基礎混凝土坍度與坍流度試驗.....	58
圖 3-18 試體完工照.....	59
圖 3-19 試體各部位混凝土 28 天抗壓強度示意圖.....	62
圖 3-20 CNS 12514-1 之 2 小時升溫曲線.....	64
圖 3-21 防火棉配置.....	65
圖 3-22 爐溫歷時與標準升溫曲線比較圖.....	66
圖 3-23 F35 試體受火後外觀.....	67
圖 3-24 F70 試體受火後外觀.....	68
圖 3-25 火害試體代表升溫曲線.....	70
圖 3-26 (式 3-1)之符號定義示意圖.....	71

圖 3-27 斷面等溫線圖繪製過程.....	72
圖 3-28 火害試體基礎修復.....	74
圖 3-29 反覆載重實驗架設側視圖	75
圖 3-30 反覆載重實驗架設俯視圖	76
圖 3-31 反覆載重實驗加載歷時.....	76
圖 3-32 光學量測系統配置.....	77
圖 3-33 反覆載重實驗實際架設圖	78
圖 3-34 NDI 與致動器變位角線性迴歸	79
圖 3-35 N35 試體遲滯迴圈.....	80
圖 3-36 N35 試體正向破壞外觀.....	80
圖 3-37 N35 試體裂縫發展.....	81
圖 3-38 N70 試體遲滯迴圈.....	82
圖 3-39 N70 試體負向破壞外觀.....	82
圖 3-40 N70 試體裂縫發展.....	83
圖 3-41 F35 試體遲滯迴圈	84
圖 3-42 F35 試體反覆載重實驗後外觀.....	84
圖 3-43 F35 試體裂縫發展	85
圖 3-44 F70 試體遲滯迴圈	86
圖 3-45 F70 試體反覆載重實驗後外觀.....	86
圖 3-46 F70 試體裂縫發展	87
圖 3-47 遲滯迴圈包絡線比較.....	88
圖 3-48 Eurocode2 【137】之 1/4 火害 2 hr 標準斷面等溫線圖	92
圖 3-49 Eurocode 2 火害 2hr 標準斷面等溫線圖位置標示	94
圖 3-50 Concrete01 材料卡之材料組成律 【140】	96
圖 3-51 混凝土材料模型示意圖.....	96
圖 3-52 鋼筋材料模型.....	98
圖 3-53 OpenSees 模型示意圖	99
圖 3-54 OpenSees 纖維斷面	100
圖 3-55 MCFT 曲線.....	101

圖 3-56 Model 與 Model-Actual T 之彎矩曲率分析	103
圖 3-57 未火害試體容量曲線分析結果	105
圖 3-58 火害試體容量曲線分析結果	106
圖 4-1 試體前視圖.....	110
圖 4-2 試體側視圖.....	111
圖 4-3 柱身斷面圖.....	111
圖 4-4 無收縮水泥砂漿之方塊試體	112
圖 4-5 鋼板試片.....	113
圖 4-6 確認柱頭偏移量.....	114
圖 4-7 柱身保護層鑿除.....	115
圖 4-8 鋼板焊接.....	116
圖 4-9 鋼板焊接完工.....	116
圖 4-10 柱身頂部裝設臨時模板.....	117
圖 4-11 灌注無收縮水泥砂漿.....	118
圖 4-12 柱身底部拆模.....	118
圖 4-13 拆模後之單柱試體.....	119
圖 4-14 拆模後之單柱試體.....	119
圖 4-15 反力牆之反覆載重試驗試體配置示意圖	120
圖 4-16 試驗配置前視圖.....	121
圖 4-17 試驗配置側視圖.....	121
圖 4-18 試驗位移歷程圖.....	122
圖 4-19 CF1R 遲滯迴圈及包絡線	124
圖 4-20 CF1R 試體裂縫發展(1).....	125
圖 4-21 CF1R 試體裂縫發展(2).....	126
圖 4-22 CF1R 試體裂縫發展(3).....	127
圖 4-23 CF2R 遲滯迴圈及包絡線	128
圖 4-24 CF2R 試體裂縫發展(1).....	129
圖 4-25 CF2R 試體裂縫發展(2).....	130
圖 4-26 CF2R 試體裂縫發展(3).....	131

圖 4-27 CF3R 遲滯迴圈及包絡線	133
圖 4-28 CF3R 試體裂縫發展(1).....	134
圖 4-29 CF3R 試體裂縫發展(2).....	135
圖 4-30 CF3R 試體裂縫發展(3).....	136
圖 4-31 三座試體之包絡線對比圖	138
圖 4-32 三座試體遲滯迴圈對比圖	139
圖 4-33 CF1 試體補強前後遲滯迴圈對比圖	139
圖 4-34 CF2 試體補強前後遲滯迴圈對比圖	140
圖 4-35 CF3 試體補強前後遲滯迴圈對比圖	140
圖 4-36 CF1R 實驗值與 XTRACT 自定義塑鉸分析值對比圖	141
圖 4-37 CF2R 實驗值與 XTRACT 自定義塑鉸分析值對比圖	142
圖 4-38 CF3R 實驗值與 XTRACT 自定義塑鉸分析值對比圖	143
圖 4-39 CF1R 實驗值與 TEASPA 修正塑鉸分析值對比圖.....	144
圖 4-40 CF2R 實驗值與 TEASPA 修正塑鉸分析值對比圖.....	145
圖 4-41 CF3R 實驗值與 TEASPA 修正塑鉸分析值對比圖.....	146
圖 4-42 七層樓鋼筋混凝土構架側視圖、前視圖	147
圖 4-43 七層樓鋼筋混凝土構架.....	148
圖 4-44 CHY063_0.5 X 向加速度歷時.....	149
圖 4-45 CHY063_0.5 Y 向加速度歷時.....	149
圖 4-46 CHY063_0.5 Z 向加速度歷時.....	150
圖 4-47 火害前之 Load case 設定	150
圖 4-48 火害後之 Load case 設定	151
圖 4-49 修復後之 Load case 設定	151
圖 4-50 X 向基底剪力疊圖.....	157
圖 4-51 1FL_C1 加速度疊圖.....	157
圖 4-52 1FL_C2 加速度疊圖.....	158
圖 4-53 1FL_C3 加速度疊圖.....	158
圖 4-54 7FL_C2 加速度疊圖.....	159
圖 4-55 1FL_C1 位移疊圖.....	159

圖 4-56 1FL_C2 位移疊圖.....	160
圖 4-57 1FL_C3 位移疊圖.....	160
圖 4-58 7FL_C2 位移疊圖.....	161
圖 4-59 火害前、火害後、修復後之加速度反應譜與週期	162
圖 4-60 火害前、火害後、修復後之位移反應譜與週期	163
圖 4-61 火害前、火害後、修復後之 1FL_C1 M3 塑鉸遲滯迴圈.....	164
圖 4-62 火害前、火害後、修復後之 1FL_C2 M3 塑鉸遲滯迴圈.....	164
圖 4-63 火害前、火害後、修復後之 1FL_C3 M3 塑鉸遲滯迴圈.....	165
圖 4-64 火害前、火害後、修復後各樓層之最大加速度	165
圖 4-65 CNF 與 CF1R 實驗遲滯迴圈與 TEASPA 分析包絡線.....	167
圖 4-66 CNF2 與 CF2R 實驗遲滯迴圈與 TEASPA 分析包絡線.....	167
圖 4-67 CNF3 與 CF3R 實驗遲滯迴圈與 TEASPA 分析包絡線.....	168
圖 4-68 CF1R_3mm、6mm、8mm 之分析曲線	173
圖 4-69 CF2R_3mm、6mm、8mm 之分析曲線	173
圖 4-70 CF1R_3mm、6mm、8mm 之分析曲線	174
圖 4-71 CNF、CF1、CF1R、CF1R-350 之分析曲線	174
圖 5-1 實尺寸鋼構實驗屋載重分配示意圖	178
圖 5-2 鋼構實驗屋平面施工位置圖	181
圖 5-3 鋼框架底座.....	182
圖 5-4 鋼構實驗屋平面圖、立面圖	182
圖 5-5 柱底墩座斷面詳圖.....	183
圖 5-6 鋼構實驗屋大梁小梁及梁柱剪力接合詳圖	183
圖 5-7 鋼構實驗屋梁柱接合圖及 DECK 版斷面.....	184
圖 5-8 鋼構實驗屋立面圖.....	184
圖 5-9 鋼構實驗屋平面圖.....	185
圖 5-10 鋼承板懸臂施工圖.....	186
圖 5-11 DECK 板斷面細部圖	187
圖 5-12 鋼構屋剪力釘熱電耦佈設圖	187
圖 5-13 梁柱構件廠內銲接細部構造圖	189

圖 5-14 鋼構實驗屋現場組裝順序	190
圖 5-15 鋼構實驗屋現場銲接.....	192
圖 5-16 鋼承板及剪力釘安裝作業	193
圖 5-17 鋼構實驗屋樓板混凝土澆置	195
圖 5-18 現地火害實驗場址.....	197
圖 5-19 現地火害實驗區實際照片	197
圖 5-20 各組佈置情形.....	198
圖 5-21 火害實驗引燃作業.....	199
圖 5-22 木框架設計及空間佈設圖	199
圖 5-23 木框架實際放置圖.....	200
圖 5-24 ALC 防火隔間設計圖	201
圖 5-25 火害後鋼構實驗屋 ALC 磚牆開裂情形	202
圖 5-26 之鋼構實驗屋預估升溫曲線	203
圖 5-27 資料擷取及儀器配置示意圖	205
圖 5-28 熱電耦式溫度計規格.....	205
圖 5-29 室內、外溫溼度量測.....	206
圖 5-30 大型計時器.....	206
圖 5-31 整體樓板熱電耦佈設點位之平面位置	208
圖 5-32 樓板內鋼承板處熱電耦佈設	208
圖 5-33 樓板內大梁上熱電耦佈設	209
圖 5-34 實際樓板熱電耦線安裝過程	209
圖 5-35 整體空間及鋼構件熱電耦佈設點位之平面位置	210
圖 5-36 樓板內大梁上熱電耦佈設	211
圖 5-37 樓板內大梁上熱電耦佈設	211
圖 5-38 空間熱電耦樹配置.....	212
圖 5-39 振動台實驗場址.....	215
圖 5-40 振動台實驗防落架配置.....	216
圖 5-41 鋼構實驗屋之振動台實驗實際配置情形	217
圖 5-42 振動台實驗各區域佈置情形	218

圖 5-43 長衝程高速度地震模擬振動台	219
圖 5-44 濾波後 Kobe, KJMA EW 地震波(1.0g)之加速度歷時	220
圖 5-45 濾波後 Kobe, KJMA EW 地震波(1.0g)之擬加速度反應譜	220
圖 5-46 濾波後 El Centro NS 地震波(1.0g)之加速度歷時	221
圖 5-47 濾波後 El Centro NS 地震波(1.0g)之擬加速度反應譜	221
圖 5-48 白噪音訊號.....	222
圖 5-49 應變計點位示意圖.....	223
圖 5-50 加速規點位示意圖.....	224
圖 5-51 加速規實際佈置情形.....	225
圖 5-52 磁環式位移計點位示意圖	226
圖 5-53 位移計實際佈置情形.....	227
圖 5-54 資料擷取系統.....	227
圖 5-55 振動台實驗流程圖.....	229
圖 5-56 層間位移角定義圖.....	231
圖 6-1 木塊含水率實際量測圖.....	233
圖 6-2 鋼構屋火害實驗現地詳細歷程圖	237
圖 6-3 現地火害實驗之空間溫度量測結果圖	238
圖 6-4 樓板中鋼承板上 SS-SC 測點熱電耦之溫度歷時.....	239
圖 6-5 鋼梁構件 MG-RBS 西側測點平均溫度量測結果圖	241
圖 6-6 鋼梁構件 MG-RBS 東側測點平均溫度量測結果圖	241
圖 6-7 鋼柱構件各測點平均溫度量測結果圖	242
圖 6-8 火害實驗後鋼構實驗屋變化情形	243
圖 6-9 未火害鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之波形比較 (KB 0.1g ~KB 0.4g)	247
圖 6-10 未火害鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之波形比較 (KB 0.6g ~KB 0.9g)	248
圖 6-11 未火害鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之波形比較 (KB 1.0g ~KB 1.15g)	249
圖 6-12 未火害鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之擬加速度反應比較(KB 0.1g ~EC 0.1g).....	249

圖 6-13 未火害鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之擬加速度反應比較(KB 0.2g~KB 1.15g).....	250
圖 6-14 未火害鋼構實驗屋之系統識別結果(WN1~WN6).....	253
圖 6-15 未火害鋼構實驗屋之系統識別結果(WN7~WN11).....	254
圖 6-16 未火害鋼構實驗屋於 KB 0.1g 地震波作用下之結構反應.....	257
圖 6-17 未火害鋼構實驗屋於 EC 0.1g 地震波作用下之結構反應.....	257
圖 6-18 未火害鋼構實驗屋於 KB 0.2g 地震波作用下之結構反應.....	258
圖 6-19 未火害鋼構實驗屋於 KB 0.4g 地震波作用下之結構反應.....	258
圖 6-20 未火害鋼構實驗屋於 KB 0.6g 地震波作用下之結構反應.....	259
圖 6-21 未火害鋼構實驗屋於 KB 0.7g 地震波作用下之結構反應.....	259
圖 6-22 未火害鋼構實驗屋於 KB 0.8g 地震波作用下之結構反應.....	260
圖 6-23 未火害鋼構實驗屋於 KB 0.9g 地震波作用下之結構反應.....	260
圖 6-24 未火害鋼構實驗屋於 KB 1.0g 地震波作用下之結構反應.....	261
圖 6-25 未火害鋼構實驗屋於 KB 1.15g 地震波作用下之結構反應.....	261
圖 6-26 未火害鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊大梁下翼板損壞情形(EC 0.1g~KB 0.8g).....	263
圖 6-27 未火害鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊大梁下翼板損壞情形(KB 0.9g~KB 1.15g).....	264
圖 6-28 未火害鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊鋼柱柱底損壞情形(EC 0.1g~KB 0.8g).....	265
圖 6-29 未火害鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊鋼柱柱底損壞情形(KB 0.9g~KB 1.15g).....	266
圖 6-30 火害後鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之波形比較 (KB 0.1g ~KB 0.4g).....	270
圖 6-31 火害後鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之波形比較 (KB 0.6g ~KB 0.9g).....	271
圖 6-32 火害後鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之波形比較 (KB 1.0g ~KB 1.5g).....	272
圖 6-33 火害後鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之擬加速度反應比較(KB 0.1g~EC 0.1g).....	272

圖 6-34 火害後鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之擬加速度反應比較(KB 0.2g~KB 1.15g).....	273
圖 6-35 火害鋼構實驗屋之系統識別結果(WN1~WN6).....	276
圖 6-36 火害後鋼構實驗屋之系統識別結果(WN7~WN11).....	277
圖 6-37 火害後鋼構實驗屋於 KB 0.1g 地震波作用下之結構反應.....	280
圖 6-38 火害後鋼構實驗屋於 EC 0.1g 地震波作用下之結構反應.....	280
圖 6-39 火害後鋼構實驗屋於 KB 0.2g 地震波作用下之結構反應.....	281
圖 6-40 火害後鋼構實驗屋於 KB 0.4g 地震波作用下之結構反應.....	281
圖 6-41 火害後鋼構實驗屋於 KB 0.6g 地震波作用下之結構反應.....	282
圖 6-42 火害後鋼構實驗屋於 KB 0.7g 地震波作用下之結構反應.....	282
圖 6-43 火害後鋼構實驗屋於 KB 0.8g 地震波作用下之結構反應.....	283
圖 6-44 火害後鋼構實驗屋於 KB 0.9g 地震波作用下之結構反應.....	283
圖 6-45 火害後鋼構實驗屋於 KB 1.0g 地震波作用下之結構反應.....	284
圖 6-46 火害後鋼構實驗屋於 KB 1.15g 地震波作用下之結構反應.....	284
圖 6-47 火害後鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊大梁下翼板損壞情形(EC 0.1g~KB 0.8g).....	286
圖 6-48 火害後鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊大梁下翼板損壞情形 (KB 0.9g~KB 1.15g).....	287
圖 6-49 火害後鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊鋼柱柱底損壞情形 (EC 0.1g~KB 0.8g).....	288
圖 6-50 火害後鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊鋼柱柱底損壞情形 (KB 0.9g~KB 1.15g).....	289
圖 6-51 未火害與火害後鋼構實驗屋之樓板最大位移比較	293
圖 6-52 未火害與火害後鋼構實驗屋之樓板殘餘位移比較	293
圖 6-53 未火害與火害後鋼構實驗屋之樓板最大加速度比較	296
圖 6-54 未火害與火害後鋼構實驗屋之加速度放大係數比較	296
圖 7-1 鋼筋混凝土結構建築火害評估流程草案	300
圖 7-2 鋼構造建築火害後之評估流程圖	303
圖 7-3 火害後鋼構建築之耐震評估流程圖	304

摘要

關鍵詞：高強度鋼筋混凝土柱、鋼構造構架屋、補強工法、火害後、耐震性能

一、研究緣起

火災與地震多年來一直是建築物損壞與破壞的主要原因，近年來，內政部建築研究所已針對鋼筋混凝土造建築與鋼構造建築之構件與構架有系統地進行火害實驗與研究，並已獲致豐碩成果，然而，國內外研究尚缺少建築物火害後之殘餘耐震性能評估研究，亦未建立有系統之評估流程來解決此一重要課題。因此，為了正確評估火害後建築物之耐震能力，以為日後建築物火害後之耐震補強提供正確資訊，故應先進行火害後建築物之結構耐震性能評估的研究，以提供建築物耐火與耐震設計實務之參考。

貴所針對鋼筋混凝土造及鋼構造建築物，規劃以三年時間進行火害後建築物之結構耐震性能評估研究，以實際瞭解火害後建築物之耐震能力，其研究內容包括：柱構件火害後之反覆載重實驗、單層單跨構架屋火害後之振動台實驗、以及電腦數值模擬分析，透過本研究發展建築物火害後之振動台實驗技術方法與流程，並建立有系統的火害後建築物之結構耐震性能評估方法。

本研究為三年期研究之第三年，規劃於內政部建築研究所防火實驗中心進行高強度鋼筋混凝土柱構件與鋼構造構架屋試體之火害實驗，並結合國家地震中心台南實驗室進行火害後建築物構件之反覆載重實驗與火害後構架屋之振動台實驗，研究火災及地震之多重性災害對建築物之影響。

二、研究方法及過程

本研究將針對火害後之高強度鋼筋混凝土柱構件與鋼構造構架屋，以實驗測試方法研究其殘餘耐震能力。本研究團隊將使用本三年期研究之第一年度【135】製作完成之2座單層單跨鋼構造構架屋，分別進行火害與未火害鋼構造構架屋之振動台實驗，以評估火害後鋼構造構架屋的殘餘耐震能力。其中，未火害之鋼構造構架屋試體屬控制組試體，另一座鋼構造構架屋則先於內政部建築研究所防火實驗中心戶外場地進行火害實驗，模擬鋼構造構架屋在火場中可能受到的溫度變化，完成後再運至鄰近的國家地震中心台南實驗室，進行振動台實驗。本研究亦將製作4支高強度鋼筋混凝土柱試體，試體控制變因包含混凝土強度與有無火害，並於國家地震中心台南實驗室之反力牆進行反覆載重實

驗，以評估高強度鋼筋混凝土柱火害後之殘餘耐震能力。另外，將針對本三年期研究之第二年度【134】研究火害與震害後之一般強度鋼筋混凝土柱構件，研究修復工法對於提升其耐震能力的有效性。基於前述實驗成果，本研究亦將比較分析建築物構造火害後之不同補強技術與相關工法，並研擬建築物火害後耐震能力評估流程。

三、重要發現

- (1) 本研究進行混凝土抗壓強度 350 與 700 kgf/cm² 之鋼筋混凝土柱，受 CNS 12514-1 火害 2 小時後之反覆載重實驗，結果發現其側向強度分別下降 7.6 與 13%；有效勁度分別下降 48 與 55%。
- (2) 本研究完成建立高強度鋼筋混凝土柱之 OpenSees 數值模型，並驗證其配合 Eurocode 2 之 500°C 等溫線法於標準火害 2 小時後之殘餘強度評估，其中，本研究建議鋼筋滑移之斷面剛度折減係數為 0.55，並提供本研究試體標準火害 2 小時之斷面等溫線分布圖供評估者配合 Eurocode 2 查詢相關折減係數。
- (3) 本研究實驗證實可利用無收縮水泥砂漿及 8 mm 鋼板包覆工法，恢復且超過原柱至少 1.2 倍強度、1.3 倍側向勁度，展現良好修復性能。
- (4) 本研究選用國震中心 107-108 年之七層樓 RC 振動台實驗案例，透過本計畫前 2 年之單柱與振動台實驗驗證，建議商用軟體之修正分析模式，可協助業界有效進行鋼筋混凝土建築結構火害及地震後之耐震評估工作，合理掌握未火害、火害後、修復後之結構受震行為。
- (5) 本研究蒐集國內外火害後補強技術及相關工法，包括混凝土、鋼板、或纖維貼片包覆，及鋼托架等。如考慮使用空間、耐震性能及修復時間，建議以鋼板包覆為主。
- (6) 根據鋼構實驗屋之振動台實驗結果顯示，火害後鋼構實驗屋於受震前系統識別之自然週期為 0.381 秒，較未火害鋼構實驗屋於受震前系統識別之自然週期 0.354 秒延長 7.37%，說明鋼結構建築物受到火害高溫後，其鋼材變軟的現象，使得楊氏係數 E 和強度 (F_y & F_u) 有所折減，導致其整體結構之側向勁度受到高溫影響而下降，因而造成鋼結構建築物之自然週期延長。
- (7) 火害後鋼構實驗屋於各地震波作用後之樓板殘餘位移皆大於未火害鋼構實驗屋之樓板殘餘位移，說明鋼結構建築物受到火害後，其鋼材之降伏強度受到高溫作用影響而下降，相較未火害之鋼結構建築物於受震後產生較大塑性變形。

- (8) 由於現行相關法令規定尚未有針對火害後鋼構造建築之耐震能力評估要求，本研究參酌英國 Maraveas 等人研究，提出鋼構造建築火害評估流程草案(含耐震能力)，並建議火害後鋼構造建築之相關火損指標納入未來研究方向。

四、 主要建議事項

建議一

建議研擬建築結構火害後殘留耐震能力評估手冊：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部營建署、國家地震工程研究中心

火災與地震為建築結構損壞及倒塌主要原因，造成構件之承載力及韌性折減，進而影響結構物之安全性及耐久性。國內外歷年來已累積豐碩之相關研究成果，包含內政部建築研究所近3年之建築物火害後耐震性能研究，藉由實驗驗證，定性與定量化構件與建築物於火害後殘留耐震能力、提供混凝土與鋼筋材料性質受火害之分析所需折減係數、發展火害後結構分析模型，可合理評估構件火害後之耐震性能、並完成構造物火害後耐震性能評估流程。然為健全國內災防體系，並擴大建築物安全檢測之實施，本研究團隊建議研擬建築結構火害後殘留耐震能力評估手冊，訂定火害後建築物火損指標、現場檢查評估表及詳細評估流程等，以供相關主管機關、建築師與技師有所依循。

建議二

火害後修復與耐震能力補強之技術研究：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部營建署、國家地震工程研究中心

透過本研究可以發現火害對於建築結構之耐震性能有所影響，然而真實火場情況多變，火災延時增加與房屋老舊等皆能造成建築物更嚴重之損毀，因此本研究團隊建議可透過國內外文獻之蒐集彙整或以實驗方式進行修復與補強之有效性評估，將有限資源投入在修復與補強材料及技術之研發。

Abstract

Keywords: High-strength reinforced concrete columns, steel frame, retrofitting methods, post-fire, seismic performance.

● Research Background

Fires and earthquakes have been the main causes of damage and destruction of buildings, the Architecture and Building Research Institute of the Ministry of the Interior has systematically carried out fire damage experiments and research on the members and frames of reinforced concrete buildings and steel buildings in recent years. However, there is still a lack of research on residual seismic performance evaluation of buildings after fire damage at home and abroad, and no systematic evaluation process has been established to solve this important issue. Therefore, in order to correctly evaluate the seismic performance of buildings after fire damage and provide correct information for the seismic reinforcement of buildings after fire damage in the future, it is necessary to conduct research on the structural seismic performance evaluation of buildings after fire damage, so as to provide a reference for building fire resistance and seismic design practice.

For reinforced concrete and steel structure buildings, the Architecture and Building Research Institute of the Ministry of the Interior planned to conduct a three-year study on the structural seismic performance evaluation of buildings after fire damage, so as to actually understand the seismic performance of buildings after fire damage. The three-year study contents include cyclic loading tests of column members after fire damage, shaking table tests of single-story and single-span steel frame after fire damage, and computer numerical simulation analysis. Through these research, the technical methods and procedures of the shaking table test for buildings after fire damage are developed, and a systematic evaluation method for the structural seismic performance of buildings after fire damage is established.

This study is the third year of the three-year study, which is planned to conduct fire test on high-strength reinforced concrete column members and steel frame specimens at the Fire Experiment Center of the Architecture and Building Research Institute of the Ministry of the Interior, and is combined with the Tainan Laboratory of the National Center for Research on Earthquake Engineering to do the cyclic loading tests of building members after fire damage and the shaking table tests of structural frame after fire damage in order to study the impact of multiple disasters of fire and earthquake on buildings.

● Research Method

In this study, the residual seismic capacity of high-strength reinforced concrete column members and steel frame after fire damage will be studied by experimental test methods. The research team will use the two single-storey, single-span steel frame completed in the first year of this three-year study to conduct shaking table tests on fire-damaged and non-fired steel-frame to evaluate the residual seismic capacity of steel frame after fire damage. Among them, the non-fired steel frame specimen is the control group, and the other steel frame was subjected to fire test at the outdoor site of the Fire Experiment Center of the Architecture and Building Research Institute of the Ministry of the Interior in order to simulate the temperature changes that the steel frame may be subjected to in the fire field, and it was transported to the adjacent Tainan Laboratory of the National Center for Research on Earthquake Engineering for shaking table tests. 4 high-strength reinforced concrete column specimens will also be fabricated in this study, which has the controlled variables of concrete compressive strength and whether to carry out the fire test or not. And the column specimens was also transported to the adjacent Tainan Laboratory of the National Center for Research on Earthquake Engineering for cyclic loading tests in order to evaluate the residual seismic capacity of high-strength reinforced concrete columns after fire damage. In addition, for the general strength reinforced concrete column members after both fire and earthquake damages in the second year of this three-year study, the effectiveness of the retrofitting methods in improving their seismic capacity will be studied. Based on the above-mentioned experimental results, this study will also compare and analyze different retrofitting methods and related construction methods for buildings after fire damage, and develop a process for evaluating the seismic capacity of buildings after fire damage.

● Main Finding

- (1) In this study, the reinforced concrete columns with concrete design compressive strength of 350 and 700 kgf/cm² were subjected to cyclic loading tests after 2-hr fire exposure test according to CNS 12514-1. The results showed that the lateral strength are decreased by 7.6 and 13%, respectively, and the effective stiffness are decreased by 48 and 55%, respectively.
- (2) This study completed the establishment of the OpenSees numerical model of high-strength reinforced concrete columns, and verified the evaluation of its residual strength after 2-hr standard fire exposure with the 500°C isotherm method of Eurocode 2. The reduction coefficient of the section rigidity is suggested by 0.55 and the isotherm distribution of the section of the specimens after 2-hr fire exposure in this study are provided, which provides the evaluators to obtain the reduction factors from Eurocode 2.
- (3) This study verified that using non-shrinkage cement mortar with 8 mm steel plate wrapping method to retrofit can restore and exceed the original column at least 1.2 times the lateral strength and 1.3 times the lateral stiffness, showing good repair performance.
- (4) This study selects the case of shaking table test for the seven-story RC building conducted by National Center for Research on Earthquake Engineering in 2018 to 2019. Through the verification of the cyclic loading test for single-column and shaking table tests for frame in the first 2 years of this project, it is suggested that the modified analysis model of commercial software can be used to assist the industry to effectively evaluate the seismic performance of reinforced concrete structure after fire.
- (5) This study reviewed the post-fire retrofitting methods and related construction methods at home and abroad, including concrete, steel plate, or fiber patch wrapping, and steel brackets. Considering the use of space, seismic performance and retrofitting time, it is recommended to use steel plates wrapping to retrofit.
- (6) According to the shaking table test results of the steel frame specimens, the natural periods of the steel frame specimens before and after the fire were identified by the system as 0.381 and 0.354 seconds respectively, which increases 7.37%, meaning that after the steel frame was subjected to fire and high temperature, the steel became soft, which reduces the Young's modulus E and strength (F_y & F_{ti}), resulting in a decrease in the lateral stiffness of the overall structure, as a result, the natural periods of steel frame specimens were prolonged.
- (7) After the fire damage, the residual displacement of the floor slab of the steel frame after each seismic excitation is greater than that of the unfired steel frame, which indicates that the yield strength of the steel frame is affected by the high temperature during fire exposure. However, compared with the unfired steel frame, it would have larger plastic deformation after the earthquake.
- (8) Since the current regulations do not have the guideline for the evaluation of the residual seismic performance of steel structure buildings after fire damage, the research team refers to and modifies the research of Maraveas et al. in the UK, and proposes a draft of the evaluation of the residual seismic performance of steel structure buildings after fire damage, and suggests that the relevant fire damage indicators of steel structure buildings after fire damage can be included in the future research.

● Suggestion

Suggestion 1

Proposal to develop the manual for the evaluation of residual seismic performance of building structures after fire damage.

Organizer: Architecture and Building Research Institute of the Ministry of the Interior.

Co-organizer: The National Architects Association of R.O.C.(Taiwan), National Center for Research on Earthquake Engineering.

Fires and earthquakes are the main reasons for the damage and collapse of building structures, resulting in the reduction of the bearing capacity and ductility of structural members, which affects the safety and durability of

structures. Over the years, there have been abundant relevant research results at home and abroad, including the research on the seismic performance of buildings after fire damage by the Architecture and Building Research Institute of the Ministry of the Interior in the past three years. Through experimental verification, the residual seismic performance of buildings and structural members after fire damage were qualified and quantified, which provides the reduction factors required for the numerical analysis of the properties of steel and concrete materials, and develops the post-fire numerical models, which reasonably evaluate the seismic performance of structural members after fire damage, and complete the evaluation process of seismic performance of structures after fire damage. However, in order to improve the domestic disaster prevention system and expand the implementation of building safety inspections, the research team proposes to develop a manual for the evaluation of residual seismic performance of building structures after fire damage, and to establish fire damage indicators for building structures after fire damage and to provide the details of the evaluation process for relevant authorities, architects and technicians to follow.

Suggestion 2

Study on restoration and retrofitting methods for buildings after fire damage: mid and long-term suggestion.

Organizer: Architecture and Building Research Institute of the Ministry of the Interior.

Co-organizer: The National Architects Association of R.O.C.(Taiwan), National Center for Research on Earthquake Engineering.

Through this study, we can find out the degree of fire damage on the building structure. However, the real fire scene is variable, and problems such as increased fire duration and old houses can cause more serious damage to the building. Therefore, the research team suggests that the limited resources can be invested in the research and development of repair and retrofitting methods through the collection and compilation of domestic and foreign literature or the evaluation of the effectiveness of reinforcement through experiments.

第1章 緒論

第1節 研究源起與背景

火災與地震多年來一直是建築物損壞與破壞的主要原因，近年來，內政部建築研究所已針對鋼筋混凝土造建築與鋼構造建築之構件與構架有系統地進行火害實驗與研究，並已獲致豐碩成果，然而，國內外研究尚缺少建築物火害後之殘餘耐震性能評估研究，亦未建立有系統之評估流程來解決此一重要課題。因此，為了正確評估火害後建築物之耐震能力，以為日後建築物火害後之耐震補強提供正確資訊，故應先進行火害後建築物之結構耐震性能評估的研究，以提供建築物耐火與耐震設計實務之參考。

貴所針對鋼筋混凝土造及鋼構造建築物，規劃以三年時間進行火害後建築物之結構耐震性能評估研究，以實際瞭解火害後建築物之耐震能力，各年度主要研究內容與成果如表 1-1 所示，本研究為三年期研究之第三年，規劃於內政部建築研究所防火實驗中心進行高強度鋼筋混凝土柱構件與鋼構造構架屋試體之火害實驗，並結合國家地震中心台南實驗室進行火害後建築物構件之反覆載重實驗與火害後構架屋之振動台實驗，研究火災及地震之多重性災害對建築物之影響。

111 年實驗與研究內容如下：

- (1) 進行火害後高強度鋼筋混凝土柱之反覆載重實驗，評估其耐震行為與獲得分析模型所需之參數。
- (2) 完成建築物構造火害後補強技術及相關工法之文獻蒐集，並進行鋼筋混凝土造單柱構件火害與地震後之修復實驗。
- (3) 基於 111 年火害後 RC 造構架屋振動台實驗所得結果，進行火害後鋼筋混凝土構造整棟建築物案例之結構耐震能力評估分析與驗證精進。
- (4) 進行 1 座單層單跨鋼構造構架屋之大型火害實驗。
- (5) 進行 2 座單層單跨鋼構造構架屋(一組火害、一組未火害)的大型振動台實驗之比較分析。
- (6) 鋼構造建築火害後耐震能力評估流程之研擬。

表 1-1 歷年流程簡圖

火害後建築物之結構耐震性能評估(109~111 年)				
總目標		建立建築物火害後之耐震能力評估方法與流程		
計畫名年分		109 年	110 年	111 年
計畫名稱		(1/3)鋼筋混凝土造與鋼構造構件火害後耐震性能研究	(2/3)鋼筋混凝土造構架屋火害後之耐震性能研究	(3/3)鋼構造構架屋與高強度鋼筋混凝土柱火害後之耐震性能研究
單柱構件	鋼筋混凝土造	一般強度 4 座： 設計、製作、火害實驗、反覆載重實驗與數值模擬	N/A	高強度 4 座： 設計、製作、火害實驗、反覆載重實驗與數值模擬 一般強度 3 座： 補強與數值模擬
	鋼構造	H 型 2 座： 設計、製作、火害實驗、反覆載重實驗與數值模擬	N/A	N/A
單層單跨構架屋	鋼筋混凝土造	一般強度 2 座： 設計、製作與數值模擬	一般強度 2 座： 火害實驗、振動台實驗與數值模擬	N/A
	鋼構造	N/A	2 座 設計與製作	2 座 火害實驗與振動台實驗
其他		N/A	N/A	大型構架屋案例分析、建築物火害後耐震評估流程

第2節 研究目的與方法

本研究將針對火害後之高強度鋼筋混凝土柱構件與鋼構造構架屋，以實驗測試方法研究其殘餘耐震能力。本研究團隊將使用本三年期研究之第一年度【135】製作完成之 2 座單層單跨鋼構造構架屋，分別進行火害與未火害鋼構造構架屋之振動台實驗，以評估火害後鋼構造構架屋的殘餘耐震能力。其中，未火害之鋼構造構架屋試體屬控制組試體，另一座鋼構造構架屋則先於內政部建築研究所防火實驗中心戶外場地進行火害實驗，模擬鋼構造構架屋在火場中可能受到的溫度變化，完成後再運至鄰近的國家地震中心台南實驗室，進行振動台實驗。本研究亦將製作 4 支高強度鋼筋混凝土柱試體，試體控制變因包含混凝土強度與有無火害，並於國家地震中心台南實驗室之反力牆進行反覆載重實驗，以評估高強度鋼筋混凝土柱火害後之殘餘耐震能力。另外，將針對本三年期研究之第二年度【134】研究火害與震害後之一般強度鋼筋混凝土柱構件，研究修復工法對於提升其耐震能力的有效性。基於前述實驗成果，本研究亦將比較分析建築物構造火害後之不同補強技術與相關工法，並研擬建築物火害後耐震能力評估流程。

本研究計畫之具體研究目的可歸納如下：

1. 高強度鋼筋混凝土柱火害後之耐震性能研究：
 - (1) 完成火害後高強度鋼筋混凝土柱之反覆載重實驗與評估其耐震行為。
 - (2) 獲得火害後高強度鋼筋混凝土柱耐震能力評估分析模型所需之參數。
2. 火害後 RC 建築物之結構耐震性能評估與修復研究：
 - (1) 完成火害與地震後鋼筋混凝土單柱構件修復實驗。
 - (2) 完成火害後鋼筋混凝土構造建築物案例之結構耐震能力評估分析與驗證精進。
 - (3) 完成建築物構造火害後補強技術及相關工法之比較分析。
3. 鋼構造構架屋火害後之耐震性能研究：
 - (1) 完成 1 座單層單跨鋼構造構架屋之大型火害實驗。
 - (2) 完成 2 座單層單跨鋼構造構架屋(一組火害、一組未火害)的振動台實驗之比較分析。
 - (3) 研擬完成鋼構造建築火害後耐震能力評估流程。

第3節 研究步驟流程與進度說明

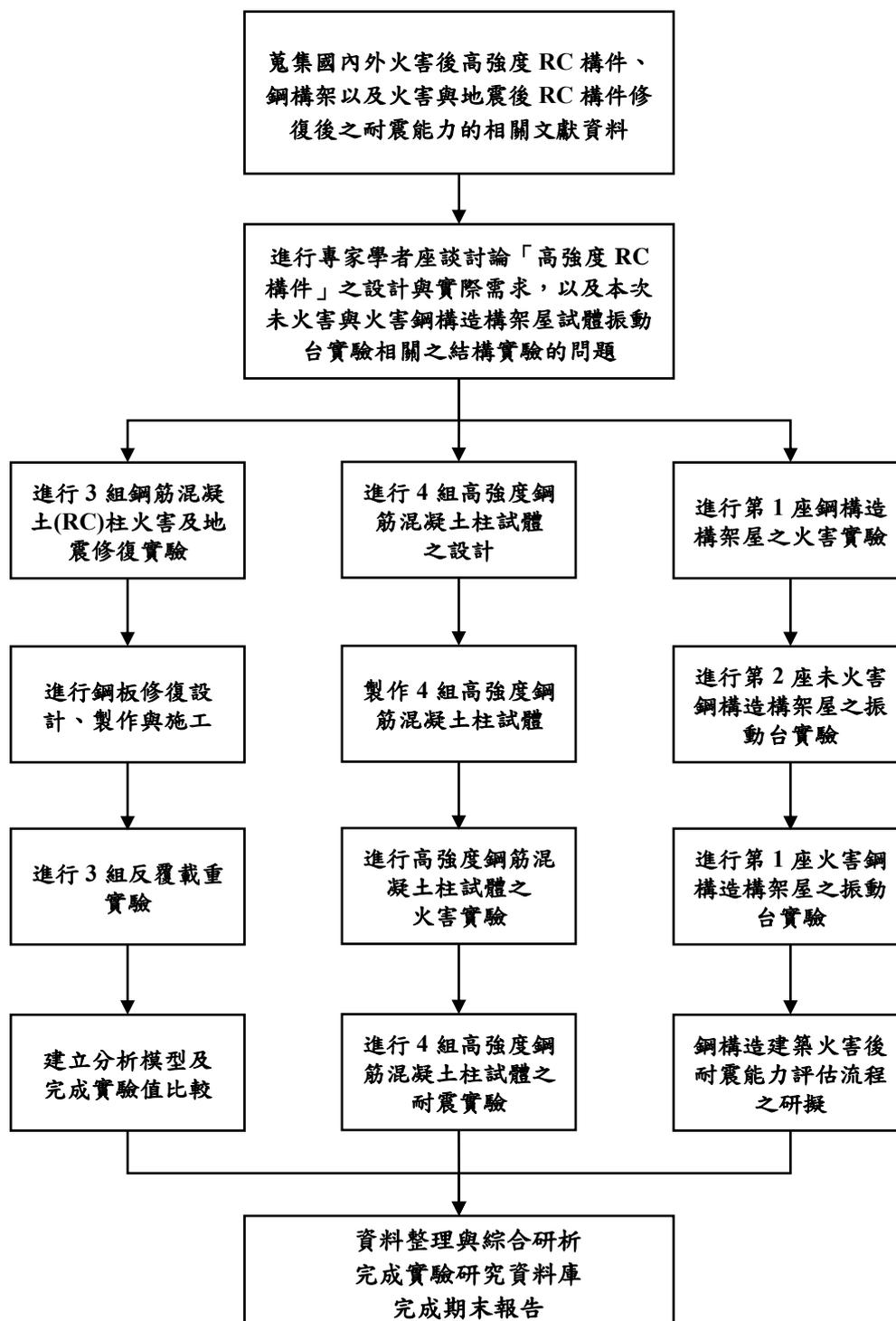


圖 1-1 研究步驟與流程

表 1-2 工作規劃甘特圖

工作項目	月次											備註	
	第 1 個月	第 2 個月	第 3 個月	第 4 個月	第 5 個月	第 6 個月	第 7 個月	第 8 個月	第 9 個月	第 10 個月	第 11 個月		
蒐集國外相關文獻資料	●	●											
進行專家學者座談		●						●					
設計與製作高強度鋼筋混凝土柱	●	●	●	●									
高強度鋼筋混凝土柱之火害實驗				●	●								
高強度鋼筋混凝土柱之反覆載重實驗					●	●	●						
高強度鋼筋混凝土柱火害後耐震性能之評估								●	●	●			
火害與地震後鋼筋混凝土單柱構件修復實驗	●	●	●										
火害後鋼筋混凝土構造建築物案例之結構耐震能力評估分析與驗證精進		●	●	●	●	●							
建築物構造火害後補強技術及相關工法之比較分析	●	●	●	●									
期中報告撰寫				●	●								
完成 1 座單層單跨鋼構造構架屋之大型火害實驗	●	●											
完成 2 座單層單跨鋼構造構架屋(一組火害、一組未火害)的振動台實驗之比較分析	●	●	●	●									
研擬完成鋼構造建築火害後耐震能力評估流程					●	●	●	●	●	●	●		
期末報告撰寫								●	●				
成果報告撰寫										●	●		
預定進度 (累積數)	13%	30%	40%	53%	64%	70%	75%	83%	89%	96%	100%		

說明：1 工作項目請視計畫性質及需要自行訂定，預定研究進度以粗線表示其起訖日期。

2 預定研究進度百分比一欄，係為配合追蹤考核作業所設計。請以每 1 小格粗組線為 1 分，統計求得本計畫之總分，再將各月份工作項目之累積得分(與之前各月加總)除以總分，即為各月份之預定進度。

3 科技計畫請註明查核點，作為每 1 季所預定完成工作項目之查核依據。

本研究進行步驟流程如圖 1-1 所示，其對應之工作規劃甘特圖與進度概述如表 1-2。目前已完成本研究計畫主要工作內容，對於高強度鋼筋混凝土柱火害後之耐震性能研究，已完成 4 座單柱試體之設計與製作、2 座單柱試體之火害實驗、4 座試體(2 座火害、2 座未火害)之反覆載重實驗與主要數值分析模型之建立；對於火害後 RC 建築物之結構耐震性能評估與修復研究，已完成 3 座火害與震害之 RC 柱補強作業與反覆載重實驗、主要數值驗證模型與相關案例分析比較；對於鋼構造構架屋火害後之耐震性能研究，已完成 1 座鋼構造構架屋大型火害實驗、2 座鋼構造構架屋(1 座火害、1 座未火害)之振動台實驗與初步鋼構造建築火害評估流程。

除上述研究內容外，本研究團隊分別於 2022 年 6 月 22 日、9 月 27 日與 10 月 7 日舉辦了 3 次專家學者座談會，邀集國內專家學者，與貴所長官和同仁進行研討，與會委員與貴所成員們皆提供本計畫許多寶貴意見。

第 2 章 資料蒐集與文獻回顧

第 1 節 RC 構件於高溫火害中之研究

趙文成【1】探討讓混凝土試體在遭火害再予以補強，並期望能恢復原始強度。由實驗結果發現，補強後之試體皆可恢復未火害前之強度。透過小試體結果及本研究所推導公式，應可精確的預測實尺寸柱火害後強度分析。蕭江碧【2】完成 32 根短梁分別在常溫及以 400、600 及 700 度高溫作用的剪力強度試驗，比較其殘留強度與 ACI 318 規範之剪力強度公式。經實驗與分析比較發現，400 度及 700 度時，梁之殘留剪力強度為 ACI 預測剪力強度的 90% 與 60%。李其忠【3】主要進行實驗量測技術開發，經由位移自動量測系統 (CCD camera)，可量測梁柱接頭火害時的轉角變量，未來可配合多個鏡頭開發更精密的非接觸式量測技術。李其忠【4】的實驗工作共製作 10 組梁柱接頭試體，包括普通強度混凝土 (NC) 及自充填混凝土 (SCC) 試體，各 5 組。柱斷面尺寸為 35 × 35 cm，高度 220 cm，梁斷面尺寸為 25 × 35 cm，跨度 125 cm，兩端翼梁斷面尺寸為 25 × 35 cm，跨度 42.5 cm，柱、梁之淨保護層厚度為 4 cm。數值分析工作則與加拿大國家防火實驗室合作，將材料在高溫下的力學性質作適度修正，可有效模擬本研究之鋼筋混凝土柱，受四面均勻加熱時之力學行為，包括：(1) 溫度與時間關係、(2) 柱軸向及側向變形關係、(3) 柱軸向載重與溫度折減關係。

李其忠、王天志【5】根據前述研究計畫之梁柱接頭試體，依據 CNS 12514 之標準升溫曲線加溫進行測試，探討梁柱接頭在高溫下耐火性能，重點是高溫後殘餘強度與勁度，以補充鋼筋混凝土結構物火害後之安全評估程序之實驗資料與分析。

李其忠、王天志【6】沿用前期梁柱接頭火害實驗結果，探討在不同混凝土材料 (普通及自充填)，邊柱及內柱構件，於高溫下耐火性能及高溫後殘餘強度與勁度。一般而言，混凝土火害爆裂後斷面減少及鋼筋暴露於高溫，將急速降低柱、梁及梁柱接頭的耐火能力及火害後殘餘能力。雖普通混凝土試體及自充填混凝土試體，火害前後之開裂載重差異不大，但火害之降伏載重較低。試體表面溫度在加熱結束時開始下降，但斷面內部的最高溫度卻在冷卻過程中延緩出現，使內部材料損傷加劇。

李其忠【7】持續採用已完成之梁柱接頭試體，探討普通及自充填混凝土材料，邊柱及內柱構件受高溫後殘餘強度。有別於先前的分析工具，本研究配合套裝軟體 ANSYS 與測試結果比對。主要獲致下列研究成果：混凝土梁及柱斷面溫度主要是受到橫向溫度

與裂縫的產生影響，鋼筋溫度可由鋼筋所在位置之混凝土溫度代表。利用 ANSYS 數值分析模型所得高溫中變形，經與實驗值比較，應屬可行合理。殘餘降伏強度之預測值與實驗值接近，但殘餘極限強度之預估較為保守。

李其忠【8】將 2008 年火害後鋼筋混凝土梁柱接頭試體，包括普通及自充填混凝土材料，分別利用 1:2.5 水泥砂漿及自充填混凝土作柱體的修復，探討僅承受軸壓下，修復後柱體之耐火性能。經由修復柱耐火試驗結果與分析，得到以下結論：自充填混凝土因內部的高孔隙水壓力，混凝土爆裂較普通混凝土顯著。水泥砂漿及自充填混凝土修復柱，均具有 4 小時以上防火時效，雖柱呈現壓縮變形但均未超過最大軸向壓縮量之規定。高溫中柱表面水泥砂漿剝落、混凝土爆裂，水泥砂漿、混凝土及主筋強度折減，均會讓軸力強度折減。

李其忠【9】再度利用 2008 火害後鋼筋混凝土梁柱接頭試體，探討不同修補材料（水泥砂漿、自充填混凝土、聚丙烯纖維自充填混凝土）對修補效果之差異性及火害中之力學行為。研究結果顯示，聚丙烯纖維自充填混凝土，因為聚丙烯纖維的低熔點特性，汽化後形成試體內部孔隙，可降低高溫中混凝土爆裂機率。以殘餘極限強度而言，聚丙烯纖維自充填混凝土的修復效果最佳，水泥砂漿次之，自充填混凝土最差。

李其忠【10】由前述研究累積的經驗，改選用成功大學自充填混凝土柱火害試體，搭配自充填混凝土作修復，探討修復後柱在有無彎矩作用下之耐火性能。尤其是在相同載重情況下，修復前後在高溫中後之行為差異。經由試驗結果與分析，試體因受偏心載重，破壞模式為柱中上段非圍束區內發生壓力破壞。混凝土有嚴重爆裂，但僅限於保護層，讓試體仍有 3 小時的防火時效。

黃國維與方一匡團隊【11】針對一棟七層樓建築之梁柱複合構件，探討其柱購健之耐火特性，研究結果表明(1)高溫試驗的升溫階段，普通混凝土柱及自充填混凝土柱的軸向變形不明確，而冷卻階段的 15 個小時中，自充填混凝土柱的軸壓縮變形量約為普通混凝土柱的 1.7 倍(2)於高溫情況下混凝土柱及自充填混凝土柱之柱曲率皆為上正下負，但普通混凝土柱之曲率變化較自充填混凝土線性(3)高溫後試驗顯示兩種柱之載重-位移行為大致為線性行為，而自充填混凝土柱較普通混凝土柱勁度略降為 0.9 倍。

楊毅凡與方一匡團隊【12】探討鋼筋混凝土梁柱複合構件之接頭在高溫中及高溫後之承力行為，研究結果顯示普通混凝土試體接頭在使用載重下的垂直位移約為常溫試驗中的 4~6 倍，轉動角約為 7 倍，且普通混凝土柱根據公式計算之最大容許剪力值皆遠大

於實驗值所計算出的接頭接頭剪力。

李其中、方一匡【13】探討修復鋼筋混凝土柱受到偏心載重於高溫中的行為，實驗結果發現均有 3 小時防火時效，且受高溫發生混凝土爆裂，其深度可見箍筋及主筋，但侷限於保護層，箍筋彎鉤角度為 135 度，可有效阻擋或減緩爆裂繼續往核心部位發展，加熱試驗中試體軸向變形呈現伸長情況，與受低軸力、鋼筋高溫潛變及混凝土之載重所產生的溫度應變(LITS)有關。

黃瑞賢以及方一匡研究團隊【14】探討時尺寸之梁柱複合構件外柱與接頭在高溫中級高溫後之結構行為。根據研究成果，四面受火之接頭試體之中心混凝土溫度較三面受火試體高約 11-35°C，且在加載情況下皆會產生順時針向轉動。而在殘餘強度測試中，四面受火之試體上下柱曲率較三面受火大，且材料劣化也較嚴重，而軸向變位也是四面受火試體大於三面受火之試體。

張君輔及方一匡研究團隊【15】主要探討梁柱複合構件中「梁」試體在高溫中、後之變形與強度變化，在高溫試驗中，因梁試體會受熱膨脹及抬升，導致梁末端反力減少，因此接頭點與第一個加載點之間的剪力會增加，負彎矩也會增加，P2 點(正彎矩區)的彎矩則相對減少，而所有梁試體在升溫過程中，剪力強度折減情形大於彎矩強度，此為混凝土及剪力鋼筋所提供之減力強度明顯下降所導致。殘餘強度測試時，因降溫後鋼筋強度回復，正負彎矩折減不大，而混凝土所提供之剪力強度下降，剪力破壞於第一個加載點至接頭間提前發生剪力破壞。

汪江倫及方一匡研究團隊【16】探討無偏心載重下，鋼筋混凝土柱火害後之變形行為，450X450X4300mm 之柱試體四面受火，並依 ISO 標準升溫曲線進行加熱試驗，在不同加載重量下，熱變形會與軸壓都會對軸向變化產生影響，若施加之軸向壓力不大，在高溫情況下試體也可能產生膨脹現象，若試體表面保護層之混凝土剝落，可能導致主筋迅速升溫，影響軸向變化，亦需列入考量。

陳彥霖及方一匡研究團隊【17】探討鋼筋混凝土柱受到偏心載重於高溫中之行為，分別使用普通混凝土以及自填充之混凝土設計之柱承受偏心載重，當柱承受之軸壓較低時，因熱變形，試體以軸向變形以膨脹為主。高溫試驗時，自填充混凝土會有較嚴重之爆裂現象，試體內部溫度較高，影響變形較顯著。

謝承剛與方一匡團隊研究【18】探討兩座實尺寸梁柱複合構件於火害情況下梁之變形行為。其中柱為三面受火，兩座試體分別使用普通混凝土與自填充混凝土。普通混凝土

土試體加溫到 180 分鐘，加載點與中點之撓度與常溫加載時撓度增加明顯，而自充填混凝土試體因劇烈爆裂，撓度增加又較普通混凝土更為明顯，而殘餘強度測試，在服務加載作用下，兩類型試體撓度在高溫前，自充填混凝土略大於普通混凝土。

第 2 節 RC 構件於高溫火害後之研究

黃群【19】針對鋼筋混凝土結構火害後之耐震行為，探討火害對鋼筋混凝土樓房之耐震反應之影響，並作為結構物火害後之耐震評估之參考。以非線性歷時分析法進行分析，逐步計算求出在每一歷時之結構物非線性反應。結果顯示，火害會降低結構物出現降伏及破壞之地表加速度，減少程度隨火害位置愈低而愈大。

Fabio Mazza【20】為了評估火災後的非線性地震反應，參考一個五層樓高的鋼筋混凝土進行數值模擬分析，將未火害情況下結構體的非線性地震反應與發生火災後 45 分鐘(R45)和 60 分鐘(R60)結構體的非線性地震反應進行比較，其中火災區域設於一樓(即 1F)、一樓與二樓(1F&2F)和高樓層(3F、4F、5F)等五種火災場景。分析結果顯示，結構反應的放大僅限於火災層，且於三種火害條件下變形性需求皆增加，最大者為 R60 之反應，其次為 R45。

陳舜田等人【21】探討探討受軸向預壓力之鋼筋混凝土柱，於火害後承受軸向即偏心載重之殘餘強度與勁度。結果顯示，火害後柱構件之撓曲強度與勁度均有折減的現象，勁度之折減尤其明顯，但其折減程度隨試體尺寸之增加而減少。

張雲妃【22】探討如何對火害後鋼筋混凝土建築物做安全評估，建立合理之數學模式，模擬高溫後混凝土與鋼筋之材料組合律，並以 12 支足尺鋼筋混凝土柱試體進行常溫與預壓力下加熱後之單向與雙向偏心加載試驗，其中 6 之試體以 CNS 12514 標準加熱曲線燃燒 2 小時或 4 小時，另 6 之試體不加熱，且依主筋比 1.4%與 2.3%和偏心加載型式不同做比較。結果顯示，在相同的固定壓應力與加熱時間下，柱試體配筋量高者，高溫軸向變形較大，相對地冷卻後殘餘壓縮變形也較小。

張育崑與方一匡團隊【23】應用熱分析法探討由混凝土取樣的水泥漿體於常溫至 1050°C 之物理與化學反應且輔以 ANSYS 軟體進行火害延時之推測與影響，研究結果表明水泥漿體於各溫度區間之物理與化學反應如下：常溫~105°C 為毛細水與孔隙水之蒸發；約 105°C 為 C-S-H 膠體開始脫水；400~600°C 為 Ca(OH)₂ 結晶水裂解；約 570°C 為 α SiO₂ 轉換成 β SiO₂；600~750°C 為 CaCO₃ 脫碳反應；約 800°C 為 β -CS 與 β -C₂S 生成，並且由已知火害溫度之混凝土圓柱試體進行最高溫度判定在 200 至 700°C 之試樣溫度判定要為精確，ANSYS 軟體進行火害延時推測則為距表面深度約 40mm 之保護層處判定較為準確。

洪瑋澤與方一匡團隊【24】探討鋼筋混凝土梁柱複合構件之柱在高溫後中、後之結

構行為，研究結果顯示(1)混凝土柱斷面受縱向溫度之傳遞影響很小，因此斷面溫度預測簡化成 2D 應屬合理(2)由實測溫度可知柱試體內部溫度受水汽蒸散及爆裂影響很大(3)於殘餘強度測試階段，四面受火的柱之曲率較三面受火情況來的大(4)若不考慮殘餘變形時，柱之壓縮量與載重呈線性關係。

何欣宜與方一匡團隊【25】探討梁柱接頭於高溫中、後之溫度變化及變形，研究結果顯示(1)自充填混凝土(SCC)試體之爆裂範圍較普通混凝土試體(NC)廣且主要爆裂發生處於梁柱接頭之背面，深度可達 20mm-40mm(2)NC 試體經 104 分鐘高溫作用後，中心處溫度約為 80°C、背面溫度約為 600°C，SCC 則經 180 分鐘高溫作用後內部溫度較 NC 高約 100°C，接頭背部則約高 150°C(3)ANSYS 模擬溫度分部與實驗值很接近，模擬成果應屬合理(4)殘餘強度測試中，應接頭處受梁載重之影響，轉動方向皆為順時針方向，NC 試體於柱載重為 3920kN 下有最大轉動角約為 0.48 度，SCC 試體則在柱載重為 3500kN 下有最大轉動角約為 0.39 度。

李其忠、方一匡等人【26】探討鋼筋混凝土梁-邊柱接頭在高溫中後之行為研究，研究結果顯示根據耐震規範設計再經由 CNS 12514 高溫測試後，試體之防火時效達 3 小時以上，柱斷面之增溫主要為橫向之傳遞，因此斷面溫度分析可簡化為 2D 平面，梁柱接頭火害後未發生破壞。試體的最大垂直及水平位移均發生在冷卻階段。試體同時受高溫及加載作用，梁之勁度有明顯減少現象，在殘餘強度測試中，於鋼筋降伏前，普通混凝土與自充填混凝土試體在加載點之變為約為常溫試體之 2 倍。

李其忠、方一匡等人【27】研究以自充填混凝土及聚丙烯纖維自充填混凝土修復四根火害後的鋼筋混凝土柱，並依據 CNS 12514 進行耐火試驗，實驗結果發現 4 根柱均具有 4 小時防火時效，自充填混凝土修復柱受高溫時，發生混凝土爆裂，其深度可見箍筋，影響柱的耐火性能，聚丙烯纖維自充填混凝土修復柱在高溫中無明顯發生混凝土爆裂情形，且由火害後修復柱之殘餘強度結果顯示，柱的殘餘強度與核心混凝土強度有關。

劉彥汶及方一匡研究團隊【28】探討鋼筋混凝土柱構建於高溫中及冷卻後之變形，其中 2 座實尺寸之柱試體，於 0.45f_c 軸壓下，依 ISO834 標準升溫曲線進行加溫，並於兩小時後冷卻，在高溫中因混凝土保護層之剝落對試體溫度分布影響甚大，而柱在高溫中雖承受軸壓，但溫熱變形，使得兩柱皆有膨脹現象發生，冷卻 17 小時後則分別有壓縮量。

葉治銘與方一匡研究團隊【29】探討鋼筋混凝土房屋構架普通混凝土與自充混凝土

在高溫中、後之行為研究，在高溫測試下，接頭內部上下熱傳遞情形不明顯，且接頭背部與靠近邊梁和長梁處與中心溫度差距不大，實驗與 ANSYS 模擬之溫度分布接近。而試體加入之階段，接頭大致為先順時針再逆時針轉動，而至關火期間至實驗最終則停留在順鐘向。而殘餘強度測試時，不同材料試體之外柱接頭因受梁載重影響，轉動方向同樣為順鐘向且有相似之變化趨勢。

劉泰慰與方一匡研究團隊【30】主要探討實尺寸鋼筋混凝土構架屋三面受火之外柱行為，在加載條件下，依 ISO834 之標準升溫曲線加溫，量測加溫及冷卻之溫度變化與試體之變形，再經由 ANSYS 分析柱斷面溫度變化，由理論與實際溫度比較可知，內部溫度受暴劣與裂縫之影響很大，而混凝土柱斷面之縱向溫度傳遞很小，因此斷面溫度可簡化為 2D 模型進行分析，殘餘強度測試之部分則發現，當柱之軸力加載越小，梁加載對柱之影響越大。

陳俊儒與方一匡研究團隊【31】探討矩形斷面鋼筋混凝土梁受到彎矩、剪力與扭力組合載重作用下之分析與設計，並驗證空間桁架模式理論與試體破壞強度，並透過 ACI318 和 AASHTO-LRFD 設計規範的印證和比較，混凝土軟化效應之影響。其中承受彎矩之試體之破壞模式之分界點，在 $M=0.59M_0$ 處，與實驗結果相符。且第三類破壞模式試體的軟化係數會隨扭力和彎矩的比值增加而降低，以軟化後極限主壓應變和實際破壞主壓應變比較，兩者下降趨接近，顯示混凝土確實受到軟化效應影響提早壓碎破壞。

王威鈞與方一匡研究團隊【32】探討鋼筋混凝土梁在梁柱複合構件受高溫中、後衰減情形與變形特性，並針對普通混凝土試體與自充填混凝土試體的梁進行研究，在高溫中，梁試體受熱膨脹，使得梁末端反力減少，因此梁柱接頭點至第一個加載點間剪力增加，負彎矩在高溫中增加，正彎矩相對減少。而升溫過程中，正彎矩折減情形大於負彎矩，此因梁底部之鋼筋混凝土及張力鋼筋所提供之強度，受到高溫影響所導致。

Shi 等人【33】為評估火災後鋼筋混凝土柱的抗震能力，提供火災後柱構件力學性的參考，研究設計 11 個鋼筋混凝土柱試體的高溫後抗震性能試驗，包含九支火災作用與兩支常溫試體。試體在升降溫過程中施加恆定軸向載重，並且在高溫後耐震試驗中保持相同的軸向載重。試驗中考慮軸壓比和燃燒延時對抗震性能的影響，以獲取並分析試體的破壞行為、載重-位移遲滯迴圈、勁度、延展性與消能能力。試驗結果顯示鋼筋混凝土柱構件在反覆荷載作用下由柱底混凝土剝落形成塑性鉸，而塑性鉸長度為 $0.14H$ 至 $0.44H$ (H 為柱高度)。

柱構件在反覆載重作用下，鋼筋與混凝土間出現滑移裂縫，且最終底部混凝土壓碎破壞。試體遲滯迴圈呈現梭形，耗能能力仍保持良好，相較之未火害之構件，火害後構件遲滯迴圈更為飽滿，包絡曲線更為平緩，延展性略有增加，但勁度與承載力有明顯衰減，耗能能力略有降低。軸壓比與火害延時對鋼筋混凝土柱有顯著影響，再相同延時下，軸壓比大的構件極限承載力略高，極限位移較小，延性減少，但消能能力較佳，而在軸壓比相同時，延時越長，承載力和勁度下降越明顯，延展性略有提高，但耗能能力下降。所有構件的等效阻尼比都隨著水平位移的增加而增大。軸壓比較大的試體，等效阻尼比較大，消能能力強，但整體而言延時對等效阻尼比影響較小。

Xiao 等人【34】針對火害後剪力牆進行低頻率反覆載重試驗，包含三座傳統高強混凝土剪力牆與一座預鑄再生骨料混凝土(RAC)版疊合剪力牆。試體於一側分別火害延時 45 分鐘、90 分鐘與 135 分鐘，以混凝土剝落情況、溫度分佈與構件變形作為評估指標。構件在火害後受反覆載重作用下，分析遲滯迴圈藉此評估牆體的勁度衰退曲線與消能能力。結果表明火害後的構件並沒有改變 HSC 剪力牆的破壞模式，過程中會發生嚴重的混凝土剝落，值得注意的是即使火害後的經過修復，牆體的降伏載重和最大荷載仍小於未受高溫牆體，說明火害會對高強混凝土造成嚴重的破壞，包括剪力牆的勁度與能量耗散能力，因此需要找到更有效的修復方法。

Xiao 等人【34】的研究中，RAC 版疊合牆體的火害反應較傳統牆體輕微。使用 RAC 版作為絕熱屏障可以有效地緩解剝落，得以減少超過 60% 的 HSC 剝落。從地震試驗結果分析，火害對牆體的承載能力、側向勁度和消能能力均有一定的影響，而採用 RAC 板後，即使是在長延時下，牆體的承載能力仍提高了 10% 左右，因此 RAC 的應用將會擴大，被認為是可持續發展的綠色材料。在本研究中，無論是修復亦或 RAC 版都不能使 HSC 牆在火害後保持與環境溫度相同的側向勁度和能量耗散能力。由於本文的 RAC 是由再生混凝土骨料製成的，因此相關結論並不適用於其他再生骨料製成的混凝土。

Liu 等人【35】研究在軸向載重下火害對鋼筋混凝土剪力牆抗震性能的影響。對五座剪力牆進行低周反覆荷載試驗，其中包含三座受高溫延時。試驗結果表明，低鋼筋比構件經高溫後，其極限荷載降低約 16%。而初始勁度和耗能分別降低 60% 與 52%。然而，由於鋼筋在冷卻後的強度與勁度恢復，適當增加鋼筋可以減緩這類衰退，隨著鋼筋比從 0.44% 提高到 0.66%，極限荷載、耗能與初始勁度衰降分別減少 8.8%、25.4% 與 13.3%。因此，建議在抗震和抗火的剪力牆中增加配筋。此外，高溫與軸向載荷的結合作用比單

獨暴露於高溫下能產生較佳的能量耗散，而在火害下有無軸向載荷條件對剪力牆的承載能力與勁度幾乎沒有影響。整體而言，火害降低剪力牆的極限荷載，明顯降低了能量耗散和初始勁度。因此，火災後剪力牆的耐震與變形能力應受足夠的重視。

Li 等人【36】研究不同柱-梁彎矩強度比的鋼筋混凝土框架火害後的耐震性能，製作 4 種不同鋼筋混凝土框架，包含強柱弱梁和強梁弱柱兩種類型。透過低頻反覆荷載作用下進行擬靜態試驗。分析參數包括裂紋形態、遲滯迴圈、塑性鉸、破壞模式、延展性、勁度衰退與消能等。試驗結果表明，高溫後鋼筋混凝土框架的極限承載力、勁度、延展性與消能能力均有所下降。強柱弱梁框架的承載力下降相較嚴重。儘管火害後框架的降服位移增加，最終仍位移減小。此外，常溫下的強柱-弱梁框架以梁端塑性鉸的形式破壞，火害後的破壞模式轉為柱內剪力握裹破壞。此外，Li 等人【18】在火災試驗中，同截面所測得的溫度隨埋置深度的增加而降低，鋼筋混凝土框架各構件混凝土表面均出現較深裂縫。同時，樓板底面混凝土剝落導致鋼筋外露。試驗中觀察到三種不同的破壞模式：由水平反覆荷載造成之脆性剪切破壞，出現主要對角裂縫、具延展性梁端塑性鉸破壞，在反覆荷載作用下縱向鋼筋在彎矩作用下出現降伏、以及受剪力和壓力共同作用下出現脆性柱剪切握裹破壞，為剪壓破壞的結果。

火害後 RC 框架的遲滯迴圈與非火害 RC 框架比較相對不飽滿，且表現出明顯的頸縮，說明試體在火害後的抗震性能有所下降。第一個對角裂紋出現、構件降伏與峰值對應的外部載重，在暴露於火後表現出明顯的衰降。此外，割線勁度隨著位移的增大而減小，火害後構件的勁度衰退程度較明顯。火害後的構件相對於未火害的構件所能消散的能量較少。未火害的構件的能量消散能力隨位移的增大而增大，然而，火害構件的能量消散能力增大的幅度較小。由於 Li 等人【36】實驗試體的侷限性，其研究未對受損鋼筋混凝土框架在高溫下的結構反應和耐火性能進行研究，有待進一步研究。

Sharma 等人【37】針對鋼筋混凝土框架次組件在火害後於地震載重作用之研究。第一部分由擬靜態反覆側向載荷組成，對應於測試框架上結構性能的生命安全標準。在測試的第二部分，類比地震場景，在預先損壞的測試框架上燃燒，並持續一個小時。結果表明，框架經歷了 30 mm 的反覆側向位移後，梁的端部節點出現第一次開裂。追蹤一個小時的加熱與 11 個小時的冷卻，同時記錄溫度。延時 5 分鐘後，從防火隔間裡傳來混凝土剝落的聲音，在屋頂版中觀察到不均勻的溫度梯度導致大體積混凝土剝落的主要原因。在測試後以目視檢查中，框架次元件的許多位置混凝土材料出現過度衰退。同時

也進行了非破壞檢測以確定在不同的階段鋼筋混凝土框架的損傷程度。試驗框架在頂梁和柱出現一些裂縫時，仍能夠承受相對應的損害並保持生命安全結構性能等級。總結來說，儘管框架經火害並受到載荷後，框架的結構穩定性仍保持完整而無塌陷。試驗結果對在地震後火害的鋼筋混凝土次組件行為有一定的認識。

聚丙烯(PP)纖維通常用於減輕或防止高性能混凝土(HPC)在高溫時的爆炸剝落。Xiao 等人【38】對 HPC 構造框架結構的火害反應與火害後的抗震性能進行廣泛的實驗研究。總共設計了四個單跨且單層框架，混凝土採用 HPC 高爐爐渣(HPC-BFS)。其中三個承受了恆定的垂直荷載，並遵循 ISO-834 下進行測試。然後，將這三座火害的框架與一個未火害的框架一起進行低頻反覆加載。根據測試結果，研究加熱和冷卻階段的反應，包括溫度場與框架變形。此外抗震性能的討論，包含混凝土強度與 PP 纖維對耐火性以及火害後抗震性能的影響。試驗結果顯示承受恆定垂直載荷的 HPC 框架在持續 120 分鐘的火災中表現良好。加熱結束時，最高爐溫達到 800°C (1472°F)，距著火表面深度 0.20 英寸 (5 mm) 的最高溫度達到 932°F (500°C)，在未暴露於火的相反表面上，相同深度的最高溫度升至 392°F (200°C) 以上。此外，溫度波動引起的裂紋比垂直載荷引起的裂紋更明顯。

值得注意的是，在火害的情況下，靜不定的結構可能會由於內力分佈帶來的額外應力而過早失效。發生火害後，梁與柱之間的勁度降低差異可能會將強柱弱梁框架轉換為在反覆荷載下性能較差的強梁弱柱型式。在加熱與冷卻階段，梁與柱的縱向反應比橫向反應更快。儘管勁度下降，但聚丙烯纖維的混合卻增加 HPC 框架的承載能力和延展性，這對能量耗散有明顯的影響。應該注意的是，以上結論是基於有限的測試。為了加深理解，應該進行更多的實驗。

火害後鋼筋混凝土結構的殘餘強度評估對結構的安全性能與及時修復具有重要意義。Raouffard 與 Nishiyama【39】針對火害前後兩層樓抗彎矩結構的試驗與數值進行研究。試體的下層受工作載荷作用，按照 ISO-834 標準防火試驗加熱 60 分鐘。該試件在火害過程中表現出良好的結構性能，並在冷卻後彎矩強度恢復較佳。為了研究冷卻試體的重複使用能力與殘餘承載力，進行破壞性反覆水平荷載。建立了詳細的二維有限元模型。通過對比試驗和分析結果發現，由於火害對構件的破壞，構件的承載力損失約 30%。本文提出的數值模擬方法可以較好地預測試件的火害後殘餘強度。火災試驗顯示，(1)混凝土內部冷層在冷卻過程中會發生較大的溫度升高。這種現象可能不會被電腦程式序完

全捕捉到，因此，應該特別注意。(2) 由於鋼筋在冷卻時的自然強度恢復，過度偏轉的中間跨鋼筋可以(不完全)反彈到初始撓度狀態。未恢復的撓度是由於冷卻過程中出現的熱裂紋以及混凝土恢復強度不足所造成的。(3) 將分析結果與冷卻後試件豎向荷載試驗結果進行對比，發現梁的承载力降低了 30%。此外，相同設計荷載下的中間撓度在火災前與冷卻後的勁度損失為 50%。然而，殘餘中間撓度低於可使用撓度極限。

第3節 RC 於高溫火害後耐震行為之實驗研究

Wang 等人【40】進行火災後鋼筋混凝土建築結構的抗震性能研究，並建議火害後鋼筋混凝土框架結構的性能評估及修復補強的方法。其研究使用 ABAQUS 分析軟體進行模擬，在模型的建構上，採用梁元素單元，並撰寫使用者自訂材料組成律副程式與場變數副程式，建立鋼筋混凝土框架結構火害後抗震性能分析的計算模型。利用該計算模型對升降溫作用下鋼筋混凝土框架結構的變形及內力進行了分析。同時，考慮起火層位置、燃燒時間等參數的影響，採用考慮升降溫的火害後靜力非線性分析。

Wang 等人【40】利用動力彈塑性時程分析方法，對火災後鋼筋混凝土框架結構的破壞形態、地震作用後結構承載能力、變形反應等耐震性能進行參數分析。分析結果顯示火災升降溫過程中，由於結構升溫的延遲性，構件的變形增長及恢復亦遲於火害空氣升降溫過程，火害後構件有殘餘變形。此外，研究亦針對火災發生在某一層的情況，火害後框架承受水平地震(靜力)作用時，框架破壞機構出現在底部 3 至 5 層，火害後框架承受水平地震作用時，框架破壞機構往往出現在底部樓層；當火害層位於常溫下破壞機構頂部的上層或下層時，可使破壞機構上移或下移一層；其餘情況下，底部破壞機構的範圍保持不變。當火害層位於底層時，火害後框架在水平地震作用後結構承載能力降低幅度最大，延時為 180 與 300 分鐘時降幅分別為 8% 與 9%。整體而言，受火層位置越低，框架頂部位移越大，隨受火時間增加，框架頂部位移增大。

火災引起對 RC 建築的結構損傷，特別是 RC 結構牆的側向荷載抵抗力的影響尚不清楚，但在發生連續的火災與地震災害時是至關重要的。為進一步瞭解 RC 結構牆火災後的抗震性能，有必要建立一個簡單的火災後抗震分析的模擬程式。Ni 與 Birely【41】提出了一種將 SAFIR 與 OpenSees 相結合的 RC 結構牆火災後地震分析模擬方法。在 SAFIR 中對牆體進行熱分析，而在 OpenSees 中根據 SAFIR 的溫度資料對受火災破壞的牆體進行地震分析。所建議的方法可以準確地預測火災下牆體截面的溫度分佈與時間歷程，以及側向反覆載重作用下火害牆體的承載力與勁度。值得一提的是，Ni 與 Birely【41】所提出的程式在熱分析和地震分析兩方面都能非常有效地分析 RC 結構牆的火災後地震行為。其研究透過連續火災與地震荷載作用下 RC 牆的試驗資料，驗證了該方法的有效性。通過數值和實驗資料的比較，證明該程式對受彎鋼筋混凝土結構牆體的溫度分佈、勁度和強度的分析能力。雖然 RC 牆其研究之主軸，但所提出的方法可以適用於任何抗側力系統的分析。

Ni 與 Birely 【42】採用數值研究的方法，研究火災對撓曲控制的 RC 結構牆側向承載力的影響。結果顯示，火災破壞降低 RC 牆在反覆荷載作用下的承載力和勁度，損壞可能會轉移到牆的腹板上。研究也發現牆厚、邊界構材長度與軸向載重比為影響牆殘餘反應行為的主要因素。研究結果顯示(1) 薄牆在火害荷載作用下，牆體的遲滯迴圈形狀隨火害荷載的變化而有顯著不同，在這類牆體或施加高軸向荷載的牆體中，造成明顯的混凝土損傷，以至於有效軸向荷載比超過牆體提供側向載重的上限。因此，在分析結構的火害後行為，軸向載荷比為重要之影響因素。(2) 火災使牆體的強度與勁度均有所下降，長邊曝火的牆體其勁度與強度下降幅度最大。強度與勁度的降低主要受壁厚及軸向荷載影響，受斷面高寬比與縱向鋼筋比的影響較小。(3) 短時間的曝火災害後，層間變位略有增加，在火災持續時間與暴露面數較嚴重的情況下，極限層間變位減小。所有考慮的研究參數都對於牆體破壞之極限曲率的減少量相關，其中軸向載荷與圍束量的影響最為顯著。(4) 在所研究的牆體中，儘管受損區域的位置與大小受到火害反應的影響，但牆體均存在撓曲-壓力破壞。火害會增加牆腹板峰值後損傷，而在薄牆寬與長曝火的情況下，破壞可能完全是由於腹板壓碎造成。邊界構材長度的減少導致了混凝土壓碎與剝落從邊界構材向腹板的轉移。

莊恩菱與方一匡團隊【43】採用熱分析法推測試體火害後試體內部之最高溫度，在考慮最高溫，取樣位置及配比等因素下，研究結果表明 700°C 以下，以 DTG 曲線時最高溫皆會高於回歸線所推測最高溫度，且 DTG 曲線所得之最高溫與實驗所測之溫度約有 50°C 至 70°C 之差。

武明俊與方一匡團隊【44】採用 ANSYS 軟體探討鋼筋混凝土梁柱複合構件受高溫作用下柱之熱變形研究，研究結果表明(1)混凝土於升溫階段時之熱潛變過小可以忽略，且熱潛變皆較熱膨脹小，因此在受載重情況下於加熱階段柱會產生膨脹之情況。(2)混凝土熱應變模型建議使用彈性可合理預測加熱階段之柱變形。

張荃榕與方一匡團隊【45】探討鋼筋混凝土梁柱複合構件受高溫作用下梁之熱變形研究，研究結果表明混凝土熱應變模型使用彈性情況下梁變形與實驗結果更加吻合且梁之分析結果外部及內部溫度與實驗結果相似。

商慧賢與方一匡團隊【46】建立評估鋼筋混凝土梁在火害中破壞強度隨時間之折減關係，研究結果表明高溫中短梁試體溫度超過 600°C 時理論分析由斜壓桿件控制改為拉桿控制，拉桿控制之計算強度低於實際承受之力量，並且由實際結果可知理論分析之梁

試體破壞時間與實驗測得知破壞時間相差約半小時，因此應用拉壓桿模式評估鋼筋混凝土梁在火害中破壞強度隨時間之折減分析方式應屬可行。

陳俊嘉與方一匡團隊【47】探討將高溫之因素納入壓拉桿模式，研究結果表明混凝土圓柱試體之無預壓力火害後混凝土抗壓強度衰減情形與 ACI216 之結果接近，由研究建立之壓拉桿模型分析高溫試體主要斜壓桿件有效抗壓係數的比值均較常溫時為大，因此設計火害後之鋼筋混凝土梁時，可直接採用常溫之有效抗壓係數。

彭健文與方一匡團隊【48】應用熱分析方法探討混凝土曾受過火害之溫度，研究結果顯示(1)不同之水膠比的水泥砂漿經不同火害溫度作用下，水膠比高之燒失量百分比均比水膠比低者為低，且將燒失量換算成水泥漿則得到之結果近乎相同。(2)試體經不同之升溫速率下進行實驗，其燒失量相差比例約在 5.3%左右(3)大氣濕度對於火害後混凝土之燒失量有增加的趨勢，曾火害溫度達 400°C 及 700°C 經與大氣接觸 7 天，燒失量最大增加約 81%及 91%。

吳明遠與方一匡團隊【49】研究將高溫引起之材料性質劣化納入軟化桁架模型(RA-STM)與可變傾角桁架模型(variable-angle truss model)中，據以評估鋼筋混凝土梁在火害後的容許剪力與撓曲強度之衰減，由結果顯示在加載外力維持不變的情況下，RA-STM 分析結果顯示負彎矩區之撓曲與剪力強度衰減較正彎矩區為嚴重，若於火害後進行破壞實驗，RA-STM 與可變傾角桁架模型兩法預測之破壞值相當接近。

葉宗益與方一匡團隊【50】探討常溫與高溫後的承力行為和破壞強度之折減關係，研究結果表明利用 ANSYS 軟體分析得到之溫度分布與實驗量測值相差不遠，因此 ANSYS 軟體之溫度分部應屬合理，且高溫後正彎矩撓曲強度的衰減非常小，但對於負彎矩，撓曲強度則衰減非常大。

林冠廷及方一匡研究團隊【51】研究以一 ANSYS 軟體分析之試體溫度結果，結合一火場模型(通風係數為 0.04、火載量為 1515MJ/m² 之火場情境)，期能預測火場溫度以及鋼筋混凝土柱之殘餘強度預測，以火場模型預測柱之溫度並依據 EC4 與陳舜田所建議之材料強度折減關係預測柱之殘留溫度，NC1 試體之預測值與實際值分別為 0.96 及 0.98，NC2 分別為 1 及 1.01，結果顯示火場模型之溫度與實際爐溫有合理之關係。

王俐雯及方一匡研究團隊【52】研究主要探討鋼筋混凝土柱在承受偏心與無偏心之不同載重下，於升溫及冷卻階段之軸向變形行為，此研究以長柱、梁柱接頭構件模擬四面受火及三面受火之情形，建立熱應變模型，並依模型預測軸向變化，並與實驗結果座

對照，探討預測方法之可行性，其中模擬溫度及實際溫度存在差異，且混凝土試體之爆裂程度亦會影響柱變形，導致預測位移與實際之間之差異。而混凝土於高溫中亦會產生永久殘餘應變，因此分析實需考慮溫度歷程以及混凝土劣化之影響，以符合熱應變後冷卻之實際現象。偏心載重之柱變形預測，則可透過將其視為無偏心柱，並加上偏心所產生彎矩作用，來預測期變形行為，能有效簡化計算。

郭哲翔及方一匡研究團隊【53】探討鋼筋混凝土柱在火害升溫與降溫段之熱變形分析與預測，升降溫段利用 ISO834 標準升溫曲線、Eurocode1 降溫曲線模擬升降溫過程，過程中考慮混凝土剝落與降溫劣化等現象，並去除高於 500°C 混凝土去除，並修正升降溫之穩態彈性係數、熱膨脹係數，預測結果顯示，升溫段中加入之剝落的鋼筋混凝土柱模型之軸向變形預測與實際相當接近，降溫段中軸向位移於升溫之末與降溫之初變化快速，因此在升溫過程與最高溫若未發生破壞，不能代表降溫之過程不會產生破壞，有益於火害後進入火場之安全性評估。

邱柏昇與方一匡研究團隊【54】之研究探討普通混凝土所造之溝架屋試體之耐火行為，並同時利用 ANSYS 軟體預測梁柱複合構件之內部溫度分布及高溫變形，其中主要研究成果發現，當試體內部升溫至 100°C，因混凝土內部游離水吸熱發生相變化，導致出現升溫遲滯之現象，且當梁所承受之載重到一定程度下，梁頂部之第二個加載點會出現明顯之混凝土壓碎現象。

陳俊儒與方一匡研究團隊【55】探討矩形斷面鋼筋混凝土梁受到彎矩、剪力與扭力組合載重作用下之分析與設計，並驗證空間桁架模式理論與試體破壞強度，並透過 ACI318 和 AASHTO-LRFD 設計規範的印證和比較，混凝土軟化效應之影響。

第4節 火害後 RC 建築物之結構耐震性能評估與修復研究

根據「臺灣結構耐震評估與補強技術手冊 (TEASPA V4.0) 【56】」，建築結構物之耐震補強工法眾多，整體而言可分為(1)改善建築物結構系統，及(2)補強建築物結構元件兩種方式。改善建築物結構系統包括：增設耐力構架、增設 RC 翼牆、增設 RC 剪力牆或加厚原有剪力牆、增設 PC 版或鋼板等之補強壁體、增設含鋼骨斜撐之 X 型、K 型或◇型框架、基礎或地盤改良、增設連續壁或群樁、基樁本身之補強等。而補強建築物結構元件則包括：擴大原有梁斷面補強、RC 梁之下緣貼片包覆補強、擴大原有柱斷面補強、既有柱貼片包覆補強、既有柱增設翼牆、既有 RC 牆加厚或碳纖維布包覆、增設耐震 RC 剪力牆、改善柱可變形長度等。

擴大柱斷面補強(修復)，乃增加結構構件面積之補強方式，可提高補強構件的承載能力與構件剛度，改善其耐震性能，該方法可增加柱剪力強度，同時又可提升撓曲強度、軸向強度，因而對韌性亦有補強，係屬強度及韌性同時補強的工法。雖然擴柱補強可同時提升強度及韌性，但是進行初步設計時，可單純以提升強度為考量，視提升韌性為額外貢獻。邱耀正等人【57】進行校舍結構 RC 擴柱補強現地側推試驗，由試驗結果顯示，在施工品質完善使得新、舊構材連結良好且力量傳遞連續的前提下，校舍之窗台柱經由 RC 擴柱補強能有效提升強度、韌性及能量消散量等耐震性能，並符合規範需求，且將原樣試體之剪力破壞模式改善為撓剪破壞。

鍾立來等人【58】藉由鋼筋混凝土包覆修復方法，設計了 2 組縮尺修復試體(BMC4-RC、BMCL50-RC)，探討舊橋柱試體補強前後之差異。圓形修復試體包括 BMC4-RC、BMCL50-RC 二試體二者之共同特色為有束縮現象(pinching)，推測與其內部之混凝土裂縫並沒有完成修復有關，由於有束縮現象使得消能之情況與破壞前比較並沒有改善多少，原先之破壞模式為彎矩破壞造成柱底鋼筋挫屈，修復後之破壞模式均為彎矩破壞且柱底主筋斷裂，因此修復後之橋柱試體其韌性均有明顯之改善。

陶其駿【59】以 CFRP 貼片進行韌性補強，可能將非韌性配筋(橫向鋼筋量不足者)柱，由屬剪力控制之破壞模式，轉為撓曲破壞主控之情況，故不宜僅於柱端可能發生撓曲塑鉸之範圍，貼覆 CFRP 貼片。當 RC 柱試體達極限變形時，若柱斷面採凸角為 3 公分半徑之導角，以及沿碳纖維方向採 20 公分的搭接長度，碳纖維貼片應可避免發生非預期之破壞。

蔡克銓與林敏郎【60】，針對國內老舊橋柱可能發生的主筋搭接及剪力破壞兩問題

進行縮尺寸試驗以探討其受震行為，並採用國外所發展的橢圓形鋼板包覆補強方案進行補強，探討橢圓形鋼板包覆補強方案應用於補強國內橋柱之補強效果，本研究亦研發更經濟且能減少包覆補強斷面積之「八角形包覆方案」及其補強設計理論，經由縮尺寸試驗探討其補強效果與補強後橋柱耐震行為，最後經由實尺寸橋柱補強試驗，排除尺寸效應以考驗應用於真實橋柱的補強效果。研究結果顯示，塑鉸區主筋搭接或剪力強度不足的老舊橋柱，在未達設計強度前均已產生無韌性的搭接或剪力破壞，而橢圓形鋼板包覆與八角形鋼板包覆均能有效的提供側向圍束力與增加剪力強度，而避免主筋搭接或剪力破壞的發生，並使橋柱強度與韌性能力獲得有效的改善，且由實尺寸矩形鋼筋混凝土橋柱補強試驗已証實八角形鋼板包覆，可成功的補強塑鉸區主筋搭接之實際橋柱。

第5節 鋼柱構件於高溫火害中之行為

Liu 等人【61】探討 H 型鋼在火害中受到軸向壓縮的破壞，另外藉由對 S30408 (EN1.4301)在高溫與常溫進行拉伸試驗，獲得其鋼材機械性質。試驗過程，在不同的火害溫度下對 H 型鋼進行軸向壓縮，記錄其極限強度、降伏強度和應力應變圖。實驗結果顯示，H 型斷面不鏽鋼的鋼柱的耐火性質會遭受軸向和旋轉約束勁度比，荷重比和細長比影響。Ali 等人【62】為 H 型不鏽鋼柱設置不同軸向和旋轉約束，觀測鋼柱在火害中結構行為。另外，在考量材料非線性應力分析屈曲分析開發出有限元模型，來為試驗進行分析。所開發出來的模型，在分析文獻和報告數據誤差僅 2%到 6%。經由試驗結果與有線分析比對，增加軸向約束剛度，會導致破壞溫度下降；而增加旋轉約束剛度，會使破壞溫度上升。

Wang 等人【63】研究 H 型鋼柱局部挫屈，準備 12 個短管柱在火害條件下短柱的穩定性。實驗試體依不同強度之鋼材，在高溫下進行軸壓試驗。根據其試驗結果及有限元素分析比對，Q460 鋼柱和 Q235 鋼柱在火害前及火害後仍維持相同的破壞模式，但 Q460 鋼柱在相同的火害條件下，其承载力下降較為迅速。比對 Eurocode 3、模型和實驗結果，Eurocode 3 的局部挫屈較為保守。Li 和 Zhang【64】研究在高溫下的潛變對於軸向束制鋼柱所造成影響。為此利用 ANSYS 建立潛變模型，研究在不同火害條件鋼柱挫屈行為。試驗結果顯示，在緩慢燃燒時情況下，考量潛變影響情況下挫屈溫度比未考量潛變的溫度高；而快速起火時，在考量潛變可能導致有較高跟較低挫屈溫度。

Wang 和 Li【65】對失去防火保護的 H 型鋼柱進行研究，實驗方式為將試體兩端進行約束，之後以 0.55 的荷重比進行加載，加溫時則參照 ISO834 的標準，記錄其溫度及位移變化。根據試驗結果與有限元素分析模型所得到極限荷重及臨界溫度，兩者皆顯示部分損壞之 H 型鋼柱防火性能會下降。其發生原因在於損壞部分會提前挫屈跟降伏。

Yang 等人【66】針對耐火鋼 H 型鋼柱進行定載加溫，比較定載加溫後寬厚比、細長比和殘餘應力對耐火鋼 H 柱性能所造成影響。經由實驗觀察到定載加溫後耐火鋼抗壓強度有顯著提升。但寬厚比並沒有讓 H 型耐火鋼柱的抗壓強度提升。而具有非結實斷面的短柱在升溫過程中產生局部挫屈，導致延展性下降，但降伏強度會維持原先強度；而結實斷面和塑性斷面鋼材其延展性皆維持在原先強度。Yang 等人【67】研究 H 型鋼柱在火害中進行軸壓力試驗。由於寬厚比和細長比會影響鋼柱整體挫屈和局部挫屈，為此試體依照不同寬厚比和細長比來製作。根據試驗結果，會建議以 500 度作為臨界溫度，

使鋼柱仍可維持降伏強度三分之二以上。另外，細長比不可超過 50，避免遭火害產生脆性破壞。

簡丞宏【68】在本次實驗測試利用定載加溫，觀測細長比對耐火鋼 H 型鋼柱造成的影響，並了解在高溫下 H 型鋼柱的挫屈行為。實驗結果顯示高溫下殘餘應力釋放會造成非線性局部挫屈，並得出在 500 度下傳統鋼柱細長比會超過 50，而耐火鋼柱細長比會超過 100；兩者之極限強度分別降到常溫下極限強度的 40%與 50%；而當 H 型耐火鋼到 600 度時，其極限強度為常溫下極限強度的 50%，且鋼柱細長比會超過 80。Yang 等人【69】研究不同寬厚比對於 H 型鋼柱和箱型鋼柱在高溫下所造成影響，結果顯示寬厚比增加會導致降伏強度下降，且觀測到寬厚比對於箱型鋼柱影響較大。

李鴻欣【70】進行高溫極限強度試驗，試體是分別採用耐火鋼及普通鋼之未加勁 H 型鋼柱進行不同寬厚比試驗，此外還建立模型進行有限元素分析。試驗結果顯示，在高溫下耐火鋼所受殘留應力小於普通鋼，另外在拉伸試驗預設 0.5%、1%、1.5%和 2%應變值，耐火鋼在 2%應變值最接近實驗結果，而 1% 應變值為試驗中建議用來預估在溫度 600 度以下的降伏強度；而比對有限元素分析，極限載重在實驗誤差位於 10%左右，另外因軟體分析時考量到塑性斷面有較高韌性，導致分析值與實驗有較大差異。

Ali 等人【71】為了評估受旋轉的束制 H 型鋼柱在火害中的影響，使用有限元分析與 ABAQUS 對試體的參數進行試驗。試驗中準備 1.8 米的鋼柱，進行束制 H 型鋼柱耐火測試。試體分成 0.18 與 0.93 兩種旋轉束制並測試五種加載力在火害中行為。軸向應力會隨著溫度上升，另外發現軸向束制勁度比的增加導致失效溫度下降。根據本次試驗結果可以找到極限束制比，一旦 H 型鋼柱超出限制束制比，束制勁度比便無法影響失效溫度下降。而極限約束比可用於建立 H 型鋼柱降伏分支點。

Yang 等人【72】將內灌混凝土之箱型鋼柱(SRCFSST)進行高溫下軸向壓應力試驗，該次實驗準備 135 個試體，其中 27 個用於測試常溫下力學性質。每個試體會藉由火害的時間長短、截面配筋比、界面長度與直徑（或寬度）之比和混凝土強度之間的差異進行試驗。測試結果顯示，殘餘軸向應力除了受到溫度影響外，截面配筋比也會影響到殘餘軸向應力，並提出一個內灌混凝土箱型鋼柱在各溫度下極限壓應力公式。Wang 等人【73】研究鋼管混凝土柱的耐火性質，討論各種鋼管混凝土柱的結構參數在高溫中的影響。比對該次實驗與各國規範，推導出耐火能力和殘餘軸向承載應力的方程式。從該次研究中，推斷細長比下降會使軸向載重和混凝土強度的增加。截面尺寸、鋼管厚度與防

火厚度之間比值減小，會造成填充混凝土箱型鋼柱耐火能力降低。

吳易宸【74】利用實尺寸填充混凝土箱型鋼柱進行試驗，探討設置披覆的鋼柱在火害中的影響。根據試驗結果可知，披覆會影響溫度傳遞，使最大變形的時間點和鋼柱達最高溫的時間點延後。另外，提出鋼材和混凝土的承載行為會隨著試體加溫過程進行改變，而在火害過程中鋼柱承載變化將會影響耐火性質。林政億【75】對內灌混凝土箱型鋼柱進行定載加溫試驗，觀測構件行為及耐火性質。觀測試體在有無剪力釘和承載 30% 與 60% 極限載重的情況下，其試體的軸向變形、溫度歷時圖與破壞模式。實驗結果顯示載重較小的試體具有較長耐火時間，而配置剪力釘會提升鋼柱與混凝土之結合關係。並藉由試驗和文獻獲得的參數，以數值分析得出耐火時間公式。

Yang 和 Yang【76】研究焊接(CJP 和 PJP)對於箱形鋼柱所造成的影響。實驗中藉由焊接方式、載重和寬厚比不同進行測試。試驗結果，PJP 和 JCP 在 500 度時皆產生局部挫屈。JCP 在 500 度時是具備耐火性質，但試驗過程中發現位於角落焊接部分的試體遭受破壞；而使用 PCP 的結實斷面可在 500 度承載 0.8 降伏軸壓力維持 2 小時不遭受破壞。Craveiro【77】為研究淬火鋼的耐火性質，對箱型淬火鋼柱進行試驗，觀測在常溫、高溫下，不同斷面、初始軸壓力、柱頭邊界束制條件對於鋼柱的影響。試驗結果顯示，在無束制下因熱應變產生的鋼柱軸壓力為最終破壞條件，但若不允許柱頭變形，在鋼柱升溫時，殘餘應力會大幅影響破壞溫度與破壞時間。而在測試各種淬火鋼時只有 S280GD+Z 試體偏離預測值。

Espinos 等人【78】根據實驗程序和數值分析所設計的橢圓形和矩形兩種截面，進行內灌混凝土管柱進行耐火測試。以固定端為束制條件，測試了十二個內灌混凝土矩形鋼柱和六個內灌混凝土橢圓形鋼柱，承受應力為 20% 極限載重，而火害條件設定為標準的 ISO-834 著火曲線。通過各試體比較，截面偏心率對耐火時間造成不良的影響，而鋼筋提高了鋼柱在火害下的承載能力。而對於偏心率為 0.5H 的橢圓柱試體會沿著長軸彎曲。在鋼用量相同的情況下，橢圓鋼柱比矩形鋼柱具有更長的耐火時間。Song 和 Han【79】依 ISO 834 所規定的火害條件下，對 64 根鋼管混凝土柱加溫 90 分鐘或 180 分鐘。另外準備 12 根未加熱樣品進行比較。實驗變量為火害時間、橫截面尺寸與類型、界面長度與直徑（或寬度）之比、飛灰類型和混凝土的養護條件。根據實驗結果，暴露於火害中 90 分鐘的試體黏滯強度會下降，然而暴露於火中 180 分鐘的試體黏滯強度有向上恢復。CFST 柱的黏滯強度會遭受混凝土收縮影響，導致橫截面性質變極其敏感，需要另外設

計實驗方式。此外，試驗結果顯示，根據飛灰類型，水灰比和水泥置換率的不同會對 SCC 黏滯強度造成影響。

Kervalishvili 和 Talvik【80】針對矩形空心鋼柱挫屈強度進行研究，認為歐盟規範中，在高溫下的挫屈強度近似於常溫下挫屈強度並不符合實際情形。利用有限元素進行非線性結構分析，發現有限元素分析得到的溫度挫屈強度比歐盟規範低 25%。謝哲民【81】對混凝土箱型鋼柱進行高溫軸向定載試驗。該次試驗探討鋼材與混凝土載重比不同、斷面尺寸及有無配置縱向鋼筋，對於鋼柱耐火性質所造成的影響。該次試驗得到火害中鋼柱軸向變形數據，並探討耐火性質對於火害時間差異和載重比在火害中的行為。在火害初期，鋼材和混凝土會共同承擔載重；但隨著溫度升高，鋼材所受載重會提升，而混凝土所受載重會下降；當試體開始壓縮，鋼材所受載重會下降，而混凝土所受載重會提升。趙惜杰【82】準備兩系列實尺寸內灌混凝土箱型鋼柱，對其進行定載加溫，利用混凝土材質不同和載重比差異，觀測鋼柱在火害中行為。建構數值模擬分析比對試驗結果的差異。

何明錦和陳豪吉【83】準備三支有披覆的內灌混凝土箱型鋼柱試體，並分別設定火害溫度為 400 度、600 度和 800 度。試驗結果顯示，如果內灌混凝土箱型鋼柱有上升超過 600 度，混凝土鋼材在自然冷卻下有小部分受損，導致鋼柱殘餘承载力下降；另外由於火害之影響，整體鋼柱的變形行為顯現出較脆的特性。在鋼柱平均溫度達 800°C 時，其殘餘承载力維持在 80%，但 800°C 試體會產生軸向壓縮。Scullion 等人【84】準備 12 組橢圓普通鋼柱，觀測在不同載重、細長比和有無冷卻梁支撐情況下，鋼柱所呈現耐火性質。在加熱過程中，限制條件會使約束力轉換為軸應力，使破壞時間提前。實驗結果顯示，承受較小柱軸力的鋼柱容易受到約束力影響。

Outinen【85】利用高溫軸壓力試驗，比較不同碳鋼的箱型鋼柱和不鏽鋼箱的型鋼柱的應力變化。利用歐盟規範與試驗結果進行比對，S355 和 S460 鋼柱降伏強度和不銹鋼材火害後折減強度試驗結果皆與規範相近；S350GD+Z 試體受殘餘應力消散的影響，其結果相較於歐盟設計值有些許差異；S355J2H 淬火鋼有明顯殘餘應力消散，導致測得降伏強度接近標稱強度；當加溫到 600 度，淬火鋼降伏強度皆接近標稱強度。曾冠華【86】對箱型鋼柱進行三部分進行火害試驗，分為高溫拉力潛變試驗、軸壓試驗和固定軸壓火害延時試驗。從高溫拉力潛變試驗結果顯示，位於 600 度其降伏強度為火害前 52%；軸壓試驗結果顯示，不同的細長比會對軸壓強度造成影響；最後從固定軸壓火害延時試驗

結果顯示，定溫加載和定載加溫對其影響不大。Kamikawa 等人【87】研究箱型鋼柱溫度的熱傳性，探討在局部加溫和均勻加溫對於鋼柱的影響。實驗中準備兩個箱型鋼柱，其中一個進行單面高溫受火，另一個則進行均勻受火。試驗結果顯示單面受火鋼柱的最高溫度僅均勻受火鋼柱的 30%到 90%，且不同截面下溫度之間相差甚鉅，由此推斷局部受火無法模擬均勻受火的情況。

第 6 節 鋼構件於火害後之行為

Ding 等人【88】研究表示規範中對於 HSS 和 VHSS 的耐火設計過於保守，並以 S960 高強度鋼進行火害試驗，於實驗結果指出 S960 在 700°C 之火害後，仍然不會有脆性破壞模式發生，並指出除了降伏強度與 ASCE 的折減係數相近外，彈性模數以及極限強度有落差，同時提出了新的彈性模數、極限強度之折減因子圖表。陳宥豪【89】、張嘉元【90】將實尺寸之 H 型普通鋼梁-箱形普通鋼柱彎矩接頭受 900°C 的火害後，分別以空氣冷卻以及水中冷卻後，進行反覆載重實驗，並且與未火害的相同試體進行比較。根據實驗結果顯示，未受到火害之試體，在 5% 層間位移角時，因腹板局部嚴重挫曲判定破壞，其破壞模式為延性破壞，此時柱面抗彎強度為 0.8Mp，通過 2010 年 AISC 耐震規範的規定；火害後水冷之試體，於 3% 層間位移角時，即因翼板銲道處斷裂，雖然當時的柱面彎矩強度有 1.72Mp，但因屬於脆性破壞，故不符合 AISC 耐震規範的規定；火害後氣冷之試體，在 5% 層間位移角後強度才開始有降低之趨勢，但仍高於 0.8Mp，故符合 AISC 之耐震規範規定。

呂勉吾【91】、古堯文【92】研究減弱式圓弧切削之鋼梁試體在受到 900°C 的火害後，分別以空氣冷卻以及水中冷卻後，進行反覆載重試驗，並以未火害之圓弧切削式體作為對照組。未火害之圓弧切削式體於 5% 時因柱面彎矩強度下降破壞；火害後水冷之試體於 3.23% 時因銲道斷裂，無法符合 AISC 耐震規範的規定，但相較於標準斷面試體之試驗結果，圓弧切削式試體之韌性、延展性及耐震性皆得到提升；火害後氣冷之試體，在 5% 層間位移角後強度才開始降低，故符合 AISC 之規範，而與標準斷面試體相比，其勁度較差，但在銲道處之應力較低，結果顯示其斷面圓弧切削能有效形成塑鉸並保護銲道免於斷裂。

Sagiroglu【93】針對火災後的接頭行為進行研究，製作全尺寸之梁柱接頭進行實驗，在 600 度加溫後，試體會超出原應力極限，其韌性降低且塑性變形提早發生，同時其所吸收的能量減少，剪切能力也下降，實驗結果表明，鋼結構接頭在火害後易在受到較小載重負荷下，提早產生變形並破裂。Qiang 等人【94】研究指出，鋼強度結構用鋼在火災過後，鋼結構中的殘餘應力和變形會重新產生，這種情形往往比火災更加危險，並以七支簡支性端板式連接式體實驗，由結果表明火災時支抗彎與承載能力除了受到端板材料及厚度影響，而使用更薄高強度結構用鋼代替並提供相同的承載、抗彎與破壞模式，且 550 度以下的火害後，其力學性質則會優於一般鋼材的表現。

Zhu 和 Li【95】針對焊接的火害後結果進行研究，藉由五組焊接的梁柱接頭在 500°C~900°C 的高溫加熱後，發現有別於未火害的挫屈破壞，在受到火害過後，經由焊接組成的梁柱接頭，會以鉸道斷裂的方式破壞於翼板的部位，同時研究指出，加熱與冷卻的程序會影響梁柱接頭的抗彎強度與旋轉能力，故提出在火害後，由焊接組成之梁柱接頭，其抗彎強度應折減 20%。Ding 等人【96】研究中已三種不同的冷卻方式進行研究，並於實驗結果中顯示：氣冷試體具有降伏強度下降的現象，同時循環硬化的行為也會隨之提升；水冷試體的降伏強度與極限強度則會提高，反覆載重時應變硬化也會增加；噴水冷卻的試體無論是降伏強度或是應變硬化的情形皆與未火害前的試體相差無幾。

第7節 鋼構件於火害前後耐震行為之數值模擬研究

Jiang 等人【97】透過顯式的數值分析，研究火害時束制鋼柱在不同的尺寸、軸向勁度及旋轉勁度下的動力性質。將數值模型與實際實驗結果進行比較，結果顯示兩者的結果非常相似，且束制鋼柱在不同的條件下，受壓時的行為可能為準靜態，甚至在挫屈的過程中具有嚴重的動力效應，故若以靜力分析可能會低估火害後鋼柱動態挫屈的最大位移。Cau 等人【98】使用 OpenSees 模擬七根全尺寸 H 型鋼柱在地震影響下行為，並透過實際實驗中測試的七個全尺寸柱標本實驗結果對數值模型進行驗證，進一步針對腹板和翼板的寬厚比及長寬比與斷面形狀一系列參數分析，指出任何腹板寬厚比大於 29 且翼板寬厚比大於 8 之 H 型鋼斷面，可能導致其彎矩承載能力降低。且斷面長寬比增加會減小剪力承載能力、極限剪力和極限彎矩，也會增加彎矩承載能力與降伏彎矩比值。

賴傳詠【99】利用三維非線性有限元素分析軟體，模擬反覆載重下三組實尺 H 型梁-箱型柱彎接頭結構表現與實驗結果比對發現，火害及承受 900°C 火害後空冷試體數值模型能夠十分精確預測出破壞時機與破壞模式；然而，受限於有限元素程式無法模擬受 900°C 火害後水冷試體斷裂破壞模式，需透過試體 FCAW 銲道處應力值超過極限應力判斷試體數值模型達到斷裂破壞，結果顯示，使用此破壞準則推測之破壞時機會早於實際實驗破壞時機許多，不過其在試體發生第一個裂痕時機與真實實驗相差無幾，說明上述破壞準則可以作為水冷試體產生裂紋時機之判斷依據。

劉品瑄【100】建立三組實尺寸火害前後圓弧切削減弱式接頭之三維非線性有線元素模型，進行反覆載重模擬，並與實際實驗對照，發現承受 900°C 火害後水冷試體數值模型若採用 FCAW 銲道最大 Von Mises 應力值做為 FCAW 銲道斷裂極限應力較真實極限應力準確。此外，透過圓弧切削托梁構件網格收斂性比較觀察到，數值模型受反覆載重下之線彈性段柱面彎矩強度誤差率會隨網格密度增加而減少；到塑性階段，會隨自由度提高，增加反覆載重下可能發生的挫屈模態，導致數值模型提早發生局部挫屈。潘韻璋【101】透過數值模擬方法分析標準型、蓋板補強型、側板補強型、圓弧切削型、梯形切削型等五種火害前後梁柱接頭受反覆載重下之結構行為，結果顯示受 800°C 火害後水冷五種梁柱接頭皆無法達到 2010 年 AISC 耐震規範要求，另外，藉由精確模型與簡化模型比較說明，梁腹扇形開孔直接影響構件彎矩強度，透過精確模型更能模擬構件受反覆載重下的真實行為。

Ali 等人【102】研究鑽孔減弱式 H 型鋼-CFT 柱彎矩接頭之耐震性值，並使用 Abaqus

有限元素軟體分析證實，鑽孔類型和數量會顯著影響梁柱接頭的延展性，並降低梁柱連接區域的應力集中現象，導致塑性鉸發生在梁端鑽孔減弱段，減少梁柱接頭發生脆性破壞的可能性，且透過反覆載重測試，得知之字形鑽孔排列相比直線鑽孔排列能得到更好的耐震性能。Shameera 和 Geetha 【103】透過有限元素軟體 ANSYS 分析 RHS 柱-蓋板補強型式梁及 RHS 柱-圓弧切削減弱式梁兩種梁柱接頭在受 ISO-834 防火標準後之地震行為，結果顯示蓋板補強型接頭擁有較好的火災後抗震性能，其抗彎承载力比圓弧切削減弱接頭高出 20.23%。

第 8 節 鋼構架耐震行為之實驗與數值模擬研究

Patil 和 Bhanuse【104】研究受偏心載重之鋼結構於地表作用下之耐震行為，並製作五組縮尺鋼結構模型，依據實驗規劃施加偏心載重於不同高度上，進行振動台實驗，記錄每層所獲得之加速度、位移及速度，並依照實驗之結果研究不同試體之層間位移、層間位移角、慣性力等結構行為，在其紀錄結果中發現，當鋼結構試體任何一層樓之層間位移達到 15mm 到 20mm 間，其梁柱接頭即會產生輕微開裂，說明利用結構之變形及位移可作為評估結構破壞之指標，透過本文獻之結果可得知偏心載重之鋼結構在振動台試驗中所發生之變形狀況，了解各加載狀況下實驗性質之相互關係，提供研究人員於進行偏心載重之鋼結構研究前可更完善規劃振動台實驗。Suita、Suzuki 和 Takahashi【105】針對高樓層鋼結構試體結構崩塌行為進行振動台實驗研究，透過輸入一系列長延時長周期地震直至結構發生崩塌並觀察其結構破壞過程，結果發現，試體先於一樓之梁與柱產生降伏後結構開始產生破壞，而後經歷數個地震波後，低樓層梁柱接頭銲道發生斷裂與破壞，隨著各樓層剪力強度持續下降，其層間位移角持續上升，直至整體結構崩塌，透過該實驗可得知高樓層結構崩塌過程與行為，並得到鋼構件於挫屈及斷裂發生後之遲滯行為，有助於進行高樓層鋼結構於分析崩塌行為之數值模型建立。Tagawa 等人【106】透過 E-Simulator 建立實尺寸四層樓鋼構架結構之精細有限元素模型，模擬其連續承受 60%與 100%Hyogoken-Nanbu 地震波下之結構行為，該研究為合理減少連續地震波模擬之動態分析時間，於 60%地震波主要反應發生後即停止動態分析，使結構之加速度與速度歸零，並採取 Newton-Raphson 法進行靜力分析取得結構之殘餘變形與應力，透過取得之初始條件完成後續 100%地震波之動態分析，本文獻說明該連續地震波分析方法可代替帶阻尼結構自由振動直至振動小於合理範圍內之動態分析方法，為工程師及研究者節省大量數值計算成本與時間。Mizushima、Mukai 及 Saruwatari【107】研究實尺寸三層樓鋼結構建築於振動台實驗之精細有限元素方法分析，使用板殼元素建立之鋼構架與實體元素建立之混凝土樓板及基礎組合成精細數值模型，並與實際實驗結果比對得知，精細數值模型可準確模擬鋼結構於地震波下之層間位移角及剪力反應，且結構之最大反應與實驗值相近。此外，透過觀察局部挫屈產生時機發現，數值模型於 80%之 Takatori wave 地震波產生局部挫屈與實際實驗結果相互擬合，該研究表明透過精細數值模型可有效重現鋼結構於振動台實驗之非線性行為。周蔚恩【108】設計一座模組化二層樓鋼構架試體，可根據不同實驗需求調整其結構配製，並於南部國家地震工程研究中心進行一系列

長衝程雙軸振動台實驗，驗證該振動台設備可有效重現近斷層地震之地震波，進一步使用結構分析軟體 PISAD 3D 進行數值模擬與實際實驗比對發現，透過模態分析結果之彈性振動週期與系統識別之實驗值相近，且歷時分析結果也能有效模擬振動台實驗之頂層最大絕對加速度，其最大誤差僅約 10%，然而結構之頂層位移模擬結果則有所差異，其最大誤差約 30%。Kim、Lee 及 Ngo-Huu【109】使用有限元素軟體 ABAQUS 建立一座兩層樓單垮無側稱試體，並探討實際振動台實驗與數值模擬結果之差異，驗證二階非彈性動力方法模擬鋼構架於地震波作用下結構行為之精準度，結果發現數值模型可重現出結構於 Loma Prieta 地震波之相對位移反應歷時，然而受限於簡單梁元素無法表達出結構發生嚴重挫屈之行為，其於 Northridge 地震波下 9 秒後之相對位移反應歷時則產生相當大差異。Chen【110】等人探討有限元素軟體 OpenSEES 建立之實尺寸四層樓鋼結構數值模型用於預測結構受地震作用下之非線性行為及破壞機制，並採用自由度較少之纖維模型模擬鋼結構構件，進行彈性歷時分析及模態分析，與透過 SAP2000 分析之結果比較，初步驗證數值模型之合理性。而後進行一系列靜態與動態非線性分析，模擬鋼結構於 0.4 規模、0.6 規模及 1.0 規模之 Takatori 地震波下之真實行為，發現 OpenSEES 求得之最大結構反應，包含相對層間位移角、絕對樓層加速度、相對樓層加速度、樓層剪力及傾覆彎矩可與實際實驗結果相符，證實該模型能準確反應結構之非線性行為和挫屈行為。Anci 和 Alemdar【111】透過 Abaqus 模擬具半剛性結點三維鋼構架於不同比例 Northridge 地震波下之結構反應，並與實際實驗數據比對，說明數值模型能準確表現出振動台實驗之頂層位移反應，且應力集中發生於半剛性結點處而非元素上，顯示梁柱接頭行為對結果產生很大影響，隨著地震加速度值提升其二階效應會更趨明顯。此外觀察到 50%Northridge 地震波下之有限元素模型表現出彈性行為，並沒有塑性產生，100%Northridge 地震波下之有限元素模型於一樓梁頂部翼緣與鋼柱連接處產生塑性變形與實際實驗結果相符。吳嘉偉、薛強及張瑜晏【112】使用 SAP2000 進行非線性歷時分析預測實尺寸四層樓鋼結構進行動態崩塌實驗之結果，並根據數值模型建立過程使用之參數進行討論與調整，結果說明不同參數設定會造成數值模擬結果產生很大差異，使用者需進行多次試誤才能得到較合理之模型參數設定，並透過該案例分析結果與實際實驗比較發現，數值模擬之最大層間位移角及層間位移量較為保守，然而其數值大於實驗值，最大樓層剪力、最大樓層加速度、最大樓層傾倒彎矩則接近於實驗值，原因可能是數值模型使用之阻尼比設定過小，造成分析結果與實際實驗結果產生差異。

Memari 等人【113】因地震發生後的火災對鋼製建築物主動和被動防火系統遭受的破壞變化對建築物的影響，利用有限模擬來了解地震引發的火災對低、中、高層建築的影響。地震模擬是使用非線性歷程分析，歷程分析中構架進行了近域和遠域地震模擬，以地震之後的結構狀態作為初始條件，在減小的梁截面連接處應用指定的時間-溫度曲線進行了非耦合熱力學分析。並運用模擬結果來設計地震與火災的相關作用。評估 MRF 的整體反應之後，通過梁和柱的軸向力-彎矩相互作用，研究地震和兩次地震後火災下結構構件的局部行為，在整體反應中根據 IDR 的變化可得出 IDR 受近域遠域之影響較小，但在受到火災的的樓層中所有 MRF 中的 IDR 平均值降低降伏最大(60-90%)藉由梁相互作用點之結果得知低層構架相對剛度較中高層 MRF 相對剛度大，導致較大的軸向力；柱相互作用點結果表示地震後大火中柱子產生的軸向壓縮力與地震歷時無關，但柱中產生的彎矩取決於地震歷時，所以不同的地震歷時導致對地震後火災的不同反應。Corte 等人【114】模擬因地震後火災的破壞對結構產生的影響進行分析，先對地震引起的結構破壞進行簡單建模，進而提出幾何效應機械效應疊加的方法，由單間單層構架結構確定影響問題之主要參數，並利用此研究將降低的耐火等級與殘餘層間位移角作聯繫，對多層平面構架進行案例分析，並得知抗震設計會顯著影響構架地震後的防火性能。

Benedetto 等人【115】介紹對具有 RBS 連接之 MRF 第一組測試結果通過擬動態測試，再利用數值模型將測試結果作分析與比較，其結果顯示 RBS 連接在地震事件中提供很高的能量耗散，對於 EC8 提出的高延展等級的基準值一致，且依規定之所設計全滲透焊接縫細節，還是無法避免損傷累積造成焊接失效的可能性，而在模擬中顯示出雖然能夠準確的獲得結構之整體地震反應，但預測局部反應的精度卻會比較低。Xiang 等人【116】文獻中提出一種能有效評估高強度鋼結構在強烈地震作用下所產生的裂紋，並使用 ABAQUS 中的隱式分析模組將實驗結果之層間位移數據用作位移輸入，模擬結果表示對於此文所提出之改進的介觀 ULCF 模型可以以可接受之精度預測連接之梁柱和 18 層鋼構架產生之裂紋，其實結果與模擬結果相近但越高樓層偏差越大。在此文獻中可以利用其結果來參考鋼構架受循環荷載下之結構開裂結果。

Lianes-Tizoc 等人【117】本文獻中進行了一項數值模擬評估了在地震荷載下之 3D 鋼結構建築物的可靠性，其模型設計為，外圍具有抗彎構架 (MRF) 和內部具有重力構架 (GFs) 之結構，且內部假定先考慮完全固定 (PP)，再考慮半剛性 (SR)，並設定為低、中高層鋼結構建築，其模擬結果顯示當考慮內部連接處的剛度和能量耗散時，其減

少分別大於 40%和 60%，而預期的最大漂移也降低約 20%，所以在結構中 GF 的連結與能量消散反應對地震的影響是很顯著的，如果將內部連接建模為 SR，則模型的漂移可能會大大減少，這可能會導致更經濟的設計，這是在本文獻中所知道的結果，利用此結果我們能夠在設計及模擬鋼構建時做更多的考量及思考

第9節 RC 構件於高溫火害後修復補強之研究

Chinthapalli 等人【118】研究以混合補強技術改造火災損壞柱之有效性。此研究使用 7 根鋼筋混凝土方柱，斷面尺寸皆為 23cm×23cm、高度為 86cm，分別為不同箍筋體積比、主筋直徑以及火害延時，其中 3 根試體依據 ISO834 升溫曲線進行火害試驗，當試驗溫度達各試體指定延時後開始進行軸力加載，另外 3 根試體僅火害而未進行軸力加載，最後 1 根試體未火害直接進行軸力加載。根據實驗結果顯示，隨火害延時越長，強度及勁度逐漸衰減，而火害柱較未火害柱發揮更大的韌性。當試體皆以空氣養護值至室溫後，將試體之保護層敲除，並填充速凝性高強度水泥漿，水泥凝固後利用 NSM(near-surface mounted)方法將 CFRP 包裹於柱中，完成後將柱角研磨成圓形邊緣避免應力集中現象，最後以環氧樹脂將 CFRP 包裹於柱外圍即完成火害後修復。試體修復完成後進行軸向加載試驗。由實驗結果可知，火害後試體由於強度及勁度衰減，導致軸向承載能力明顯低於火害後補強試體；而火害後補強試體之韌性明顯優於室溫下試體，原因為 CFRP 纖維提供之圍束力。因此經由本實驗可知混合加固技術火害柱修復之有效方法，且修復後明顯提升柱之韌性。

Wang 和 Su【119】研究火害後之矩形鋼筋混凝土柱以預壓鋼板修復的軸向壓縮試驗。製作七個斷面尺寸為 30cm×25cm、淨高為 85cm 之鋼筋混凝土矩形柱。其中六根試體根據 ISO 834 標準升溫曲線進行加熱。經過一個月的冷卻後，其中五根試體受高溫試體於柱身安裝預製鋼板，鋼板厚度分為 6mm 及 8mm 且預拱高度由 6mm 至 14mm 不等。本研究透過作者所開發的方法進行預壓鋼板修復，為了增加鋼板之臨界載重，於施加鋼板預力過程時，鋼板被壓制以形成高階挫屈模式，而非一階挫屈模式。施工過程如圖所示，首先擰緊上下端及中間高度處之螺栓，接著透過擰緊其他螺栓將鋼板壓平，為了使板內應力分布更加平均，將所有螺栓鬆開後重新擰緊。所有柱子都進行軸向壓縮試驗，以確認試體之極限承載能力、變形和延展性，且研究鋼板厚度、初始預拱高度和不同預壓下對修復後的 RC 柱極限承載能力的影響。實驗結果顯示，用後壓鋼板修復之受四小時火害鋼筋混凝土柱其軸向承載能力可以恢復到初始承載能力的 72%，若提升鋼板厚度或增加鋼板之預拱度可提升極限承載能力。此外，預壓鋼板修復後之試體表現出更好的延展性和變形能力。

Al-Nimry 及 Ghanem【120】為了研究使用纖維強化聚合物 (FRP) 片材圍束火害後損傷柱之有效性，在軸向壓縮試驗下測試了 15 個圓形 RC 柱試體，其斷面直徑為 19.2cm，

高度為 90cm。談討火害延時與 FRP 包裹片材剛度和厚度之影響。將試體分為兩組，每組六個，分別加熱至 500°C 高溫持續 2 至 3 小時。其中八個火害後試體使用不同層數之單向碳和玻璃 FRP 片材包裹。試驗結果證實，溫度升高會導致試體之軸向載荷承載力及勁度衰減，但增加試體之延展性及韌性；FRP 片材圍束增加了熱損柱之軸向承載能力及韌性，且隨火害損傷程度增加，其圍束所提供之強度增加更大，但無法恢復試體之原始勁度。比較碳纖維強化聚合物及玻璃纖維強化聚合物之圍束效果可發現，單層碳纖維強化聚合物片材可恢復加熱 2 小時柱之原始軸向承載力，但欲恢復加熱 3 小時柱之原始軸向承載力需要兩層碳纖維強化聚合物片材；玻璃纖維強化聚合物片材之補強效果較差，使用兩層玻璃纖維強化聚合物片材才得以恢復加熱 2 小時柱之原始軸向承載力。

Moghtadernejad 等人【121】研究提出了一種由纖維強化聚合物 (FRP) 提供外部圍束能力以修復因火災損壞而導致鋼筋混凝土柱之缺陷。此研究製作了 33 座鋼筋混凝土矩形短柱試體，斷面尺寸為 20cm×15cm、高度為 45cm。其中 30 座試體分別以 500°C 及 600°C 之高溫加熱，透過一層或兩層碳 FRP (CFRP) 和玻璃 FRP (GFRP) 圍束修復熱損柱，修復完成後所有試體皆進行軸向抗壓試驗。試驗結果表明，經兩層 FRP 修復後加熱柱之極限軸向承載能力提升至與未加熱柱之軸向承載能力相當水平；經由兩層 CFRP 包裹加熱柱之延展性和消能能力大於未加熱柱。

第 10 節 RC 構件於高溫火害後修復補強之耐震性能研究

Liu 等人【122】提出了一種創新且實用的鋼斜角系統對火災損壞的鋼筋混凝土梁柱接頭進行加固的方法。此研究以強柱弱梁之概念設計梁柱接頭試體，柱之設計強度預期為梁之強度兩倍以上。一共設計了 7 個梁柱接頭試體，包括 1 個未火害的對照組、1 個火害對照組和 5 個加裝鋼斜角系統的火害試體，柱之斷面尺寸為 30cm×30cm，梁之斷面尺寸為 25cm×20cm。試體首先在爐膛中依據 ISO834 升溫曲線加熱，而後使試體自然冷卻至室溫再進行補強。補強火害後試體時，使用兩種尺寸的鋼斜角加強接頭面板區域，並使用螺栓側板（BSP）或碳纖維強化聚合物（CFRP）補強梁構件。最後，對照組和補強組進行反覆載重試驗直至失效。根據實驗結果顯示，隨著承載能力降低，破壞模式從室溫下的梁端塑性鉸破壞轉變為火害後接頭區的剪切破壞；然而，以鋼斜角修復後之試體成功將破壞模式回歸到梁端塑性鉸破壞；火害後之梁柱接頭遲滯曲線與未火害之曲線相比，強度與勁度衰減嚴重，並在較大的層間位移角下有迴圈束縮；鋼斜角修復試體提高了極限強度、勁度、延展性及消能能力；利用加大尺寸之鋼斜角修復能表現出更高的極限強度及勁度，但對於變形能力提高的效果有限；鋼斜角與 BSP 組合補強之試體顯著提高了承載力、勁度和能量耗散等方面的耐震性能，而搭配加大尺寸之鋼斜角與 BSP 組合試體達到了最佳的耐震性能；利用加大尺寸之鋼斜角系統與 CFRP 組合補強試體之補強效果略小於前者，但也表現出可接受的耐震性能。

隔年，Cai 等人【123】使用鋼斜角系統修復火災損壞之鋼筋混凝土梁柱板接頭，並確認其耐震性能。製作了 5 個鋼筋混凝土之梁柱板接頭試體，柱之斷面尺寸為 30cm×30cm，梁之斷面尺寸為 25cm×20cm，而板之尺寸為 110cm×270cm。4 座試體根據 ISO834 升溫曲線加熱兩小時，加熱後置於加熱爐中冷卻至室溫。其中 3 座試體透過鋼斜角補強接頭面板區域，並分別透過螺栓側板（BSP）或碳纖維強化聚合物（CFRP）補強梁構件。補強完成後，所有試體皆進行反覆載重試驗。根據實驗結果，火害使梁柱板接頭之耐震性能下降，而補強後試體之塑鉸由梁柱接頭處轉移至鋼斜角外之梁處，防止裂縫延伸至接頭面板區域；鋼斜角補強配合 BSP 或者 CFRP 皆可進一步改善試體之最大側力及延展性，但使用 BSP 使鋼板上螺栓之預力衰減較少，保持螺栓之預力有利於接頭及補強構件之交互作用。

Yaqub 等人【124】本文旨在研究使用 GFRPs 及 CFRPs 修復受熱後鋼筋混凝土方柱的耐震性能。試體分為三組，分別為未加熱試體、加熱後試體及用 GFRP 或 CFRP 包覆

修復的受熱試體，每組皆由兩座試體組成，斷面尺寸皆為 20cm×20cm、高度為 100cm 之方形柱。當試體加熱至柱中心達 500°C 後自然冷卻，即完成高溫試驗。接著將試體分別利用 GFRP 和 CFRP 包覆，修復完成後在實驗室進行空氣固化。最後，將未加熱試體、加熱後試體及用 GFRP 或 CFRP 包覆修復的受熱試體進行反覆載重試驗，層間位移角由 1% 開始依序以 1% 增量增加至 12% 停止，每一位移角實行三個周次。實驗結果顯示，用單層 GFRP 或 CFRP 包裹柱子顯著提高了抗剪能力、延展性、消能能力，並減緩了強度及勁度之退化速度。然而，使用單層 GFRP 或 CFRP 包裹的受熱柱無法恢復到未加熱柱之原始勁度。此外，未加熱和受熱後柱為剪力破壞，而 GFRP 或 CFRP 包裹的受熱柱成功地將柱的剪力破壞轉變為撓曲破壞。

第九節 鋼板補強 RC 構件之相關研究回顧

黃國倫【125】研究非韌性配筋 RC 柱之鋼板包覆補強效果，設計三座柱試體，斷面尺寸為 55cm×55cm，高度為 200cm 之方形柱，其中一柱作為對照組，模擬老舊鋼筋混凝土建物之非韌性配筋柱，另外兩柱分別以厚度 6mm 及 10mm 鋼板補強，補強完成後進行靜態反覆載重試驗，施加軸力皆為 $0.5A_g f'_c$ 。實驗結果顯示在高軸力作用下，鋼板補強對於強度及韌性有明顯之提升；而對於不同厚度之鋼板補強試體比較，撓曲韌性在厚度達 6mm 之後僅有微幅增加。隔年，黃國倫【126】同樣設計三座柱試體，斷面尺寸為 55cm×55cm，高度為 200cm 之方形柱。一柱作為對照組，另外兩柱皆以厚度 10mm 鋼板補強，並以化學錨栓加強柱底。補強試體補強過程略微不同，其中一座試體以鋼板包覆並直接灌漿製成；另一座試體則先敲除保護層再進行鋼板補強並灌漿。補強完成後進行靜態反覆載重試驗，施加軸力皆為 $0.2A_g f'_c$ 。試驗結果表明，透過鋼板補強後，試體之最大側力及消能能力皆有顯著提升；由於補強後試體之破壞模式為化學錨栓附近之混凝土拉拔破壞，可能使整體強度由化學錨栓強度控制，亦或是敲除混凝土保護層造成二次破壞，導致本試驗採用敲除保護層後補強灌漿之試體其成效不如預期地好。

Xiao 與 Wu【127】提出鋼板包覆之加勁研究，製作了五組約 1/3-2/3 之縮尺柱試體進行反覆載重試驗，斷面尺寸皆為 25.4cm 之正方形，柱身淨高為 101.6cm，共計一組未補強試體及四組以不同鋼板加勁方式補強之試體，而四組補強試體皆以厚度 3.175mm 鋼板包覆柱身，於塑鉸區額外加勁方式分別為無額外加勁、角鋼加勁以及方形鋼管加勁，五組試體施加軸力皆為 $0.3A_g f'_c$ 。實驗結果顯示，僅以鋼板補強之試體，鋼板包覆提供足夠的剪切強度，使 RC 柱可發揮良好的撓曲能力及韌性，然而由於鋼板厚度不足，無法

提供面外方向足夠勁度造成鋼板拱出變形，而以鋼板包覆並額外加勁後可改善面外拱出之現象，並顯著提升了韌性及穩定的遲滯行為。

邱一哲【128】針對校舍之窗台柱及左右橫梁進行鋼板補強，透過靜態單向推垮實驗探討地震力作用下之側位移變化，且研究構架之耐震能力及補強成效。試驗以台南縣關廟國小校舍作為試體，分為原樣試體及鋼板補強試體，原樣試體保留了大部分原校舍既有的構件斷面；而鋼板補強試體同樣保留原校舍結構，但另外針對窗台柱及長向橫梁進行補強，提高柱於平行走廊方向之抗剪能力。試體皆為兩層樓鋼筋混凝土加強磚造建物，以施力控制系統進行推垮實驗。根據實驗結果顯示，鋼板補強試體其最大基底剪力較原樣試體提升 2.12 倍，證實補強後提升結構物之強度，提高耐震性能；補強後試體同時也提升結構物之韌性、殘餘強度、消能能力及柱之轉角量。根據實驗結果分析，可得到以下結論，第一點為補強後試體不僅提升最大強度，也有助益於結構物之韌性及變形能力，進而達到結構物之耐震性能目標；第二點，鋼板補強施工方便，不影響原空間之使用性，保有原建物之使用性，且使用鋼板補強費用遠低於重建費用，具有其經濟效益且可提高安全性。

Yang 與 Yuan 等人【129】介紹四座外加鋼板包覆橋墩之試驗結果，試體為根據中國現行橋梁抗震設計規範所設計之 1/5 縮尺模型，斷面皆為 20cm 之正方形，柱高為 100cm。此四座試體設計變量分別為混凝土強度、軸向荷載、橫向鋼筋之體積等等。首先將四座橋墩進行反覆載重試驗至嚴重破壞狀態，並評估其耐震性能接著將鬆脫之混凝土塊移除後外加 2mm 厚度之鋼板補強，並回填與原強度相同之混凝土，補強後試體進行相同荷載條件之試驗。實驗結果顯示鋼板包覆是可行的技術，用於修復及改造 RC 橋墩有助於增強其抗震性能，鋼板之圍束力提高位移韌性及消能效果，並提升橋墩一定程度的強度及勁度。

Wang 和 Su【130】探討以預壓鋼板改造之鋼筋混凝土柱，於高軸壓比下之耐震行為。製作六座試體，斷面尺寸為 30cm×15cm、淨高為 120cm。其中五座試體分別透過不同鋼板厚度及不同預拱位移進行改造。六座試體中僅一座試體之軸壓比為 0.7，其餘之軸壓比皆為 0.6，將所有試體進行反覆載重試驗以探討其耐震行為。實驗結果表明，透過預壓鋼板加固之鋼筋混凝土柱可提升柱於高軸壓下之剪力承載能力；以鋼板加固可增加柱之最大側力及延展性，且增加鋼板厚度可提升柱之變形能力及消能能力；與鋼板厚度之影響相比，初始預拱位移之影響相對較小。

Zhang 和 Li【131】針對鋼筋混凝土柱底部之地震造成撓曲及剪力損傷，開發一種快速修復方法。方法為一種混合加固方式，採用薄厚度之鋼板包裹且外部安裝預力鋼箍。預力鋼箍可提供柱主動圍束效果並防止鋼板過早挫屈，鋼板包覆束制了核心混凝土，同時防止預力鋼箍穿透混凝土造成應力損失。試體為 1/4 縮尺橋柱模型，斷面直徑為 45cm，高度為 180cm 之鋼筋混凝土柱，進行靜態反覆載重試驗後透過混合加固方式修復，並比較原始柱與補強後柱反覆載重下之耐震行為。實驗結果表示，該修復方法快速有效修復震害受損柱，有效防止剪切破壞，提高側向強度、勁度和位移韌性，修復試體之側向強度約提升 112.6%，位移韌性約提升 111.4%。此種修復方法可用於修復可修復損壞的柱子作為緊急修復，或用於新結構的施工方法。

第3章 高強度鋼筋混凝土柱火害後之耐震行為研究

第1節 前言

隨著結構材料技術的發展與高樓耐震建築需求的增加，近年來，國內持續在進行「台灣新型高強度鋼筋混凝土(Taiwan New RC)」結構系統的研發，不論混凝土與鋼筋強度皆有大幅度之提升，傳統鋼筋混凝土結構之混凝土抗壓強度介於 280 至 640 kgf/cm²，鋼筋降伏強度介於 2800 至 4200 kgf/cm²，而根據國家地震工程研究中心 2019 年提供之「高強度鋼筋混凝土結構設計規範草案」【132】明列之材料強度，混凝土抗壓強度介於 700 至 1000 kgf/cm²，鋼筋降伏強度介於 5000 至 8000 kgf/cm²，如表 3-1 所示。

表 3-1 傳統與新型鋼筋混凝土結構材料強度比較表

	傳統鋼筋混凝土結構	新型高強度鋼筋混凝土結構 (New RC)
混凝土抗壓強度 (kgf/cm ²)	280 ~ 640	700 ~ 1000
鋼筋降伏強度 (kgf/cm ²)	2800 ~ 4200	縱向鋼筋：5000 ~ 7000 橫向鋼筋：5000 ~ 8000
適用鋼筋規格	SD280、SD280W、 SD420、SD420W	SD490W、SD550W、 SD690、SD790

根據內政部建築研究所 2017 年的研究【133】，由於高強度混凝土內部結構緻密與低滲透性等因素，導致其高溫時水氣容易於內部累積壓力，直到混凝土無法承受此累積壓力而有爆裂之行為，因此本研究將探討高強度鋼筋混凝土柱火害後之耐震行為外，並比較使用一般強度與高強度混凝土於火害後耐震行為之差異。

本研究共製作 4 座單柱試體，其中兩座單柱試體將於內政部建築研究所防火中心進行 2 小時之火害實驗，而另外兩座則為控制組不進行火害實驗，再將四座單柱試體移至國家地震中心台南實驗場，配合反力牆與強力地板進行反覆載重實驗，最後進行實驗結果探討與數值模型分析驗證。

本章主要分為五大部分：第一部分為第 2 節與第 3 節，分別介紹試體設計與施作過程；第二部分為第 4 節，明列材料試驗結果供強度檢核參考；第三部分為第 5 節與第 6 節，分別說明火害實驗與反覆載重實驗之規劃與結果探討；第四部份為第 7 節，利用數值模型分析與驗證實驗結果；第五部份為第 8 節，統整本章小結。

第 2 節 試體設計

3.2.1 變因設計

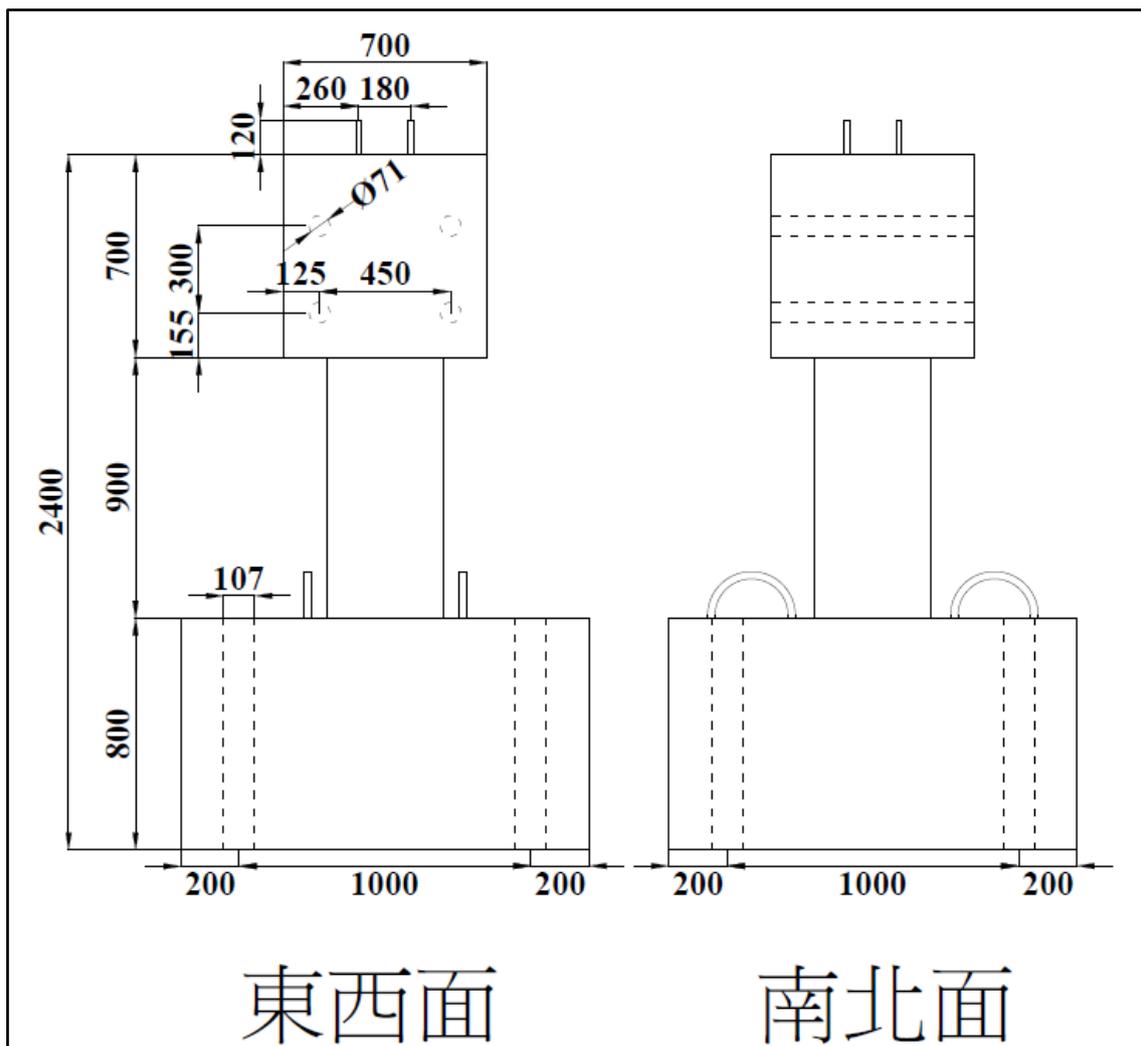
本研究共製作 4 座單柱試體，試體在混凝土設計抗壓強度上分為 2 組，一組採一般強度 350 kgf/cm²，另一組則採高強度 700 kgf/cm²，每組皆有一座試體進行 2 hr 火害實驗，另一座則為控制組不進行火害實驗，此外，4 座試體除了混凝土設計抗壓強度外，其餘配置皆相同，軸壓比採 0.15、柱體採單曲率設計，如表 3-2 所示。

表 3-2 變因設計

	N35	F35	N70	F70
混凝土抗壓強度 (kgf/cm ²)	350	350	700	700
施加軸力 (tf)	84	84	168	168
加熱時間 (hr)	無	2	0	2

3.2.2 外觀尺寸

圖 3-1 為試體外觀側視圖，試體上基礎高為 70 cm，斷面尺寸為 70×70 cm，柱身淨高為 90 cm，斷面尺寸為 40×40 cm，下基礎高為 80 cm，斷面尺寸為 140×140 cm，其中，上基礎與下基礎預先埋置 4 個內徑分別為 71 mm 與 107 mm 之 PVC 管並貫穿基礎，目的係配合國家地震中心反力牆制動器與強力地板之孔位鎖定；上基礎另外植 4 支直徑 20 mm 之螺桿，目的係配合國家地震中心軸壓千斤頂之孔位鎖定；而為了吊裝需求並確保吊裝過程之平衡，下基礎對角四側共設有 4 支 8 號吊掛鋼筋。



(單位：mm)

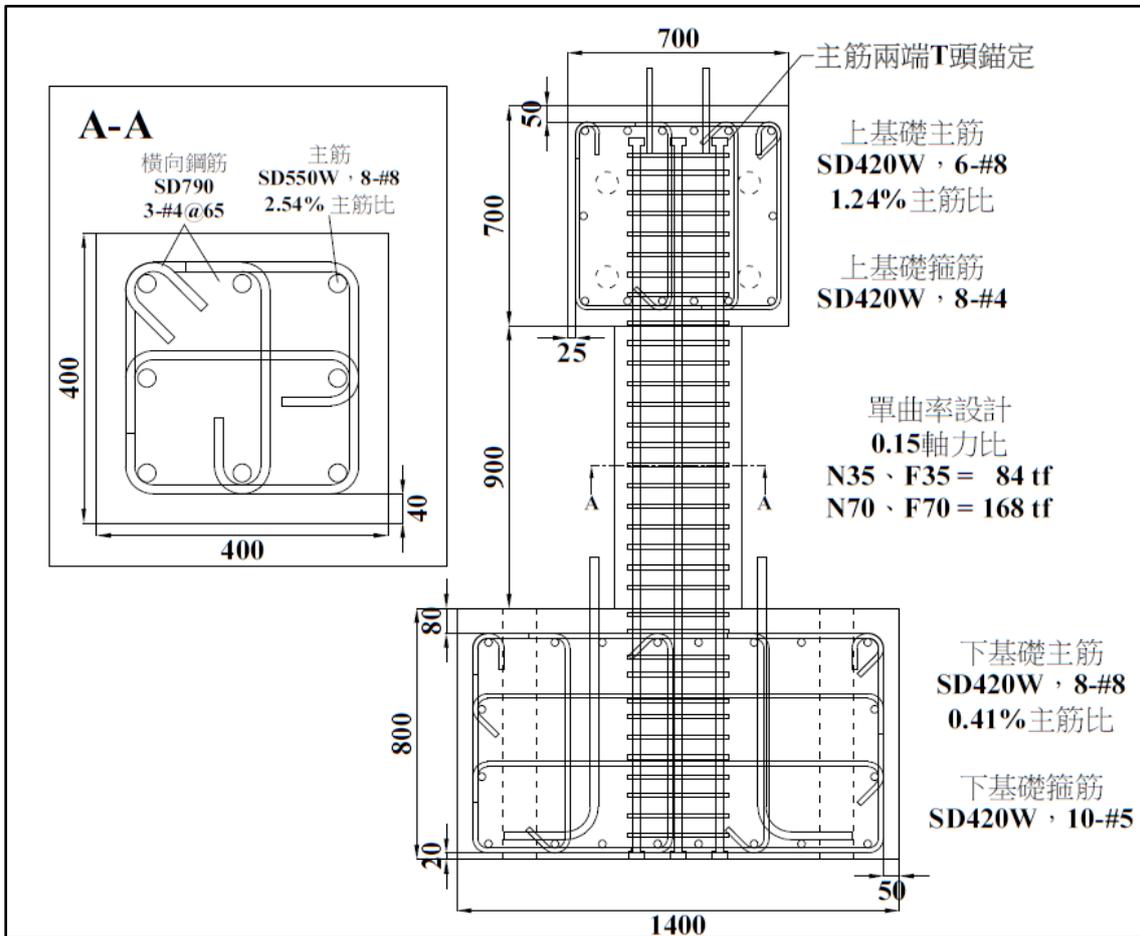
圖 3-1 外觀側視圖

3.2.3 材料配置

4 座試體材料配置除了混凝土設計抗壓強度外，其餘皆相同，試體主筋於上下基礎皆採 T 頭錨定，柱身斷面保護層採 4 cm，主筋採用 SD550W 高拉力鋼筋，並配置 8 支 8 號鋼筋，柱身橫向鋼筋採用 SD790 高拉力鋼筋，並配置 3 支 4 號鋼筋，間距採 6.5 cm；上基礎與下基礎鋼筋皆採用 SD420W 鋼筋，上基礎主筋採 6 支 8 號鋼筋，橫向鋼筋採 4 號鋼筋、間距 80 mm，下基礎主筋採 8 支 8 號鋼筋，橫向鋼筋採 5 號鋼筋、間距 130 mm，如表 3-3 與圖 3-2 所示。

表 3-3 材料配置

	主筋	箍筋	混凝土
上基礎	SD420W 6 - #8	SD420W #4@80 mm	N35、F35 : 350 kgf/cm ² N70、F70 : 700 kgf/cm ²
柱身	SD550W 8 - #8	SD790 3 - #4@65 mm	
下基礎	SD420W 8 - #8	SD420W #5@130 mm	N35、F35 : 350 kgf/cm ² N70、F70 : 350、700 kgf/cm ² 分層澆置



(單位：mm)

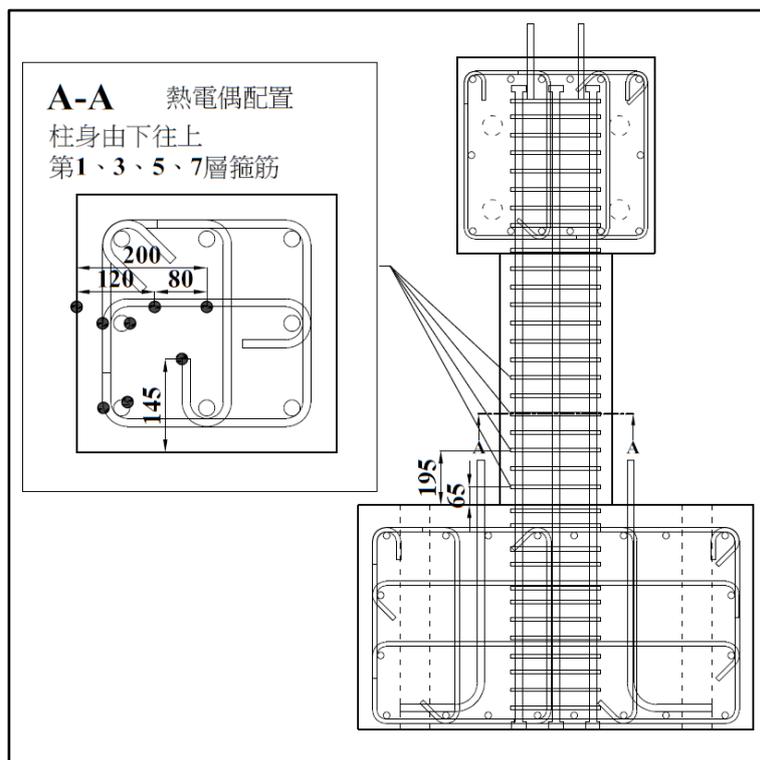
圖 3-2 鋼筋配置詳圖

3.2.4 熱偶計配置

本研究火害試體 F35 與 F70 會於灌漿前預先埋入熱偶計，目的在於得到火害實驗之柱體斷面溫度分布情形，尤其塑鉸區之受溫狀況，以利於後續分析與模擬。

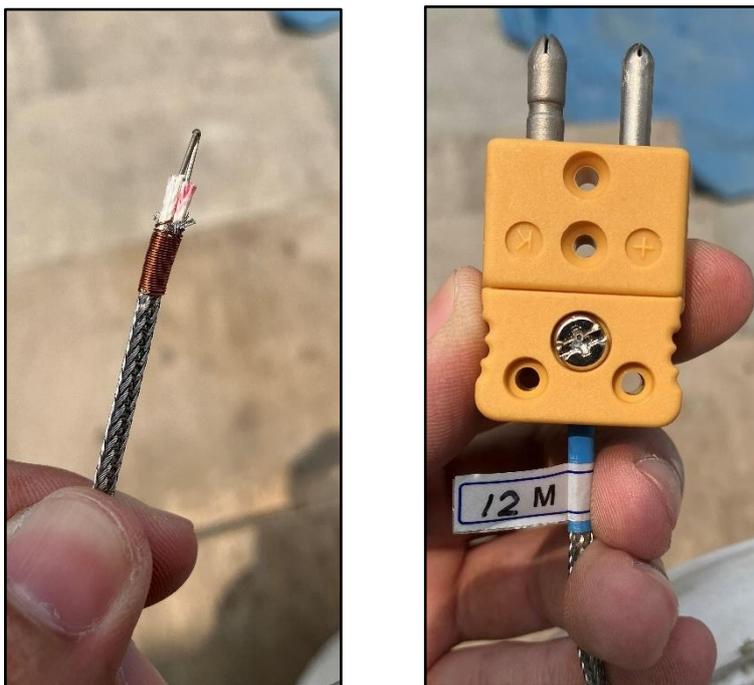
熱偶計配置圖如圖 3-3 所示，於柱身由下往上第 1、3、5、7 層箍筋處斷面，且每個斷面配置 8 個熱偶計，分別為混凝土測溫點：表面、保護層深度、中心與保護層中間之深度、中心、中心與角隅主筋中間之深度五處；鋼筋測溫點 3 處：主筋、角隅主筋與箍筋 3 處，所有測溫點皆代表該斷面深度之溫度，鋼筋測溫點亦作為鋼筋強度折減用之溫度，此外，熱偶計配置於四個斷面中的位置由下往上順時針分布於四角，以確保測溫點不受某側混凝土破壞影響。

本研究熱偶計使用 K 型測溫線，後端連接大 K 頭，以配合內政部建築研究所之溫度資料搜集器，如圖 3-4 所示，其中，K 型的熱偶計可量測溫度界於 $-200 \sim 1200^{\circ}\text{C}$ ，溫度誤差界於 $1.5 \sim 2.5^{\circ}\text{C}$ ，是目前使用最廣的熱偶計型號。



(單位：mm)

圖 3-3 熱偶計配置



(a) 測溫線頭

(b) 測溫線後端接頭(大 K 頭)

圖 3-4 K 型測溫線

第3節 試體施作

本研究 4 座單柱試體於 2022 年 4 月 6 日開始施工，至 2022 年 5 月 6 日完成試體施作，施作地點位於國家地震中心台南實驗室外之空地，並採用直立式的施工方式，將試體分為兩部分施工，先完成下基礎施作，再同時施作柱身與上基礎，詳細步驟與順序說明如下。

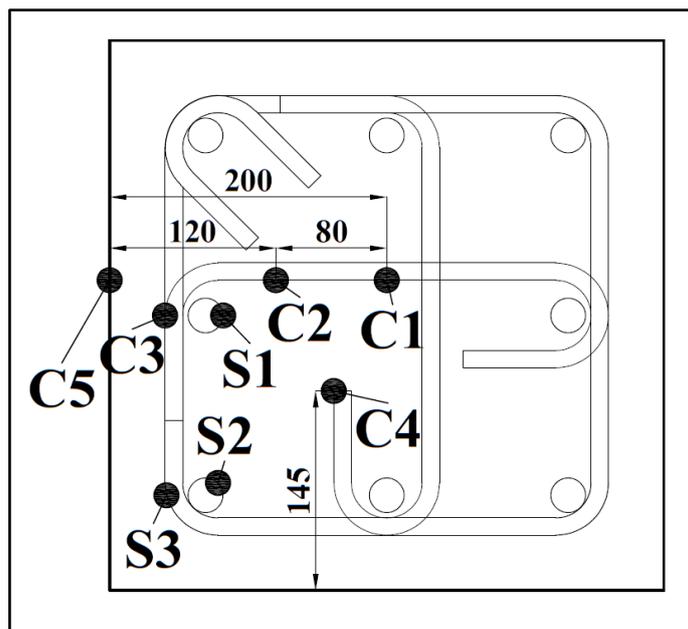
3.3.1 熱偶計安裝

在鋼筋材料送抵之後，先進行火害試體 F35 與 F70 之熱偶計的安裝，安裝位置依 3.2.4 節所規劃，熱偶計之編號可參考圖 3-5，混凝土測溫點 C1~C5 會先固定於鋼筋上，鋼筋測溫點 S1~S3 於柱身組立完安裝，其中，混凝土測溫點 C1~C4 固定於繫筋上來控制位置，而 C5 測溫點則固定於一另外切割符合柱寬(40 cm)之 3 號鋼筋並綁紮於柱繫筋旁，以確保測溫點能落在混凝土表面。

C1~C3 之安裝步驟說明如下：

- a. 利用捲尺測量預先決定好之熱偶計位置，並做上記號，如圖 3-6 (a)所示。
- b. 利用束帶捆綁熱偶計與鋼筋，使測溫點落於指定位置，如圖 3-6 (b)所示。
- c. 利用電火布纏繞測溫點，以再次固定測溫點位置，如圖 3-6 (c)所示。

C4、C5、S1~S3 之安裝步驟如上述 b.與 c.，實際安裝情形如圖 3-7 所示。



(單位：mm)

圖 3-5 熱偶計編號



(a) 位置量測

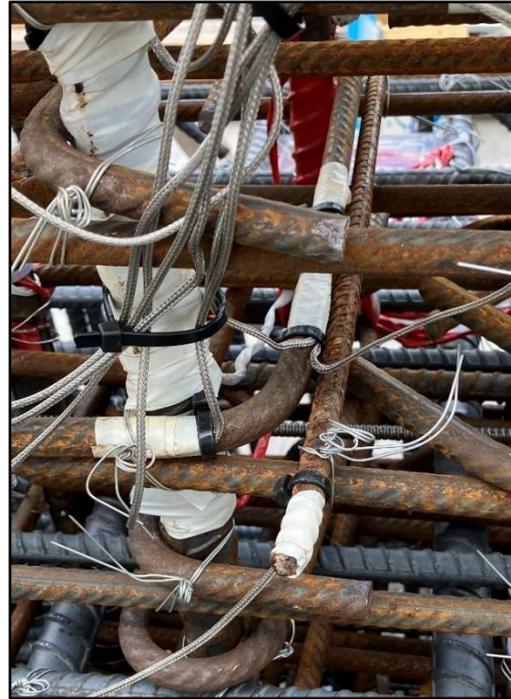
(b) 束帶固定

(c) 電火布固定

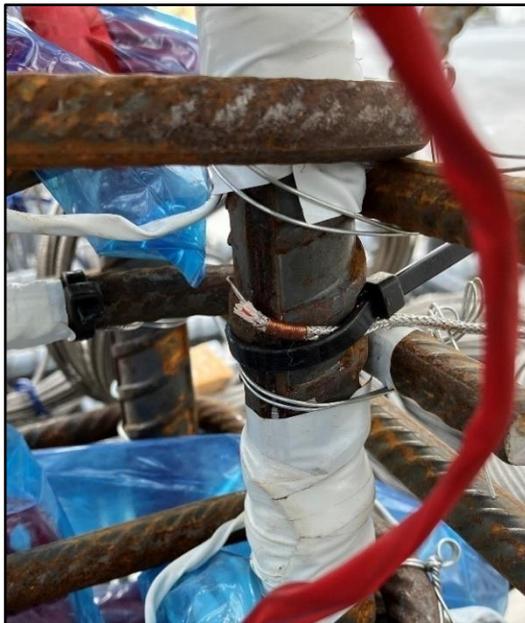
圖 3-6 C1~C3 熱偶計安裝



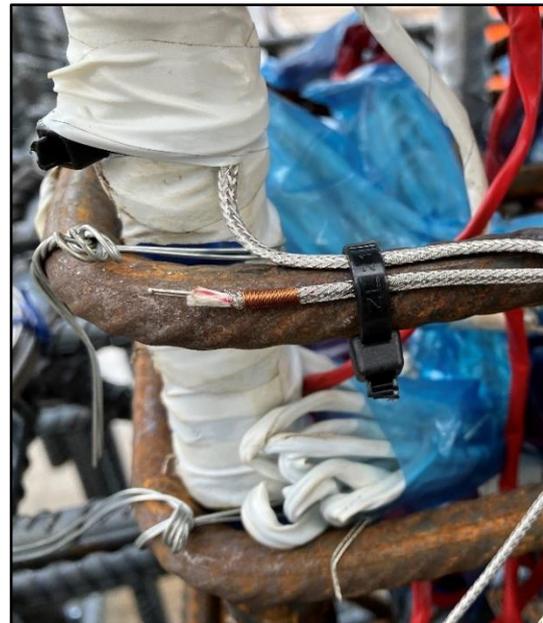
(a) C4



(b) C5



(c) S1、S2



(d) S3

圖 3-7 C4、C5、S1~S3 熱偶計安裝

3.3.2 下基礎施作

首先會進行放樣工程，放置下基礎木板底模，再測量 PVC 管孔位與下基礎鋼筋等位置，並於底模上標記與安裝 PVC 管底座，如圖 3-8 所示。待放樣完後即進行下基礎鋼筋綁紮，如圖 3-9 所示。



圖 3-8 下基礎放樣



(a) 綁紮過程



(b) 綁紮完成

圖 3-9 下基礎鋼筋綁紮

鋼筋綁紮完後即進行模板組立與灌漿工程，本研究模板採一般木製模板，如圖 3-10 所示，4 座試體下基礎於 2022 年 4 月 26 日進行灌漿作業，並同時製作圓柱試體，混凝土由亞東預拌混凝土股份有限公司出料，並直接由預拌車之導管澆置，澆置過程利用震動棒與鋼棒搗實，再由施工人員抹平，灌漿完如圖 3-11 所示，混凝土坍度與坍流度試驗如圖 3-12 所示，其中，抗壓強度 350 kgf/cm² 之混凝土坍度為 11 cm，抗壓強度 700 kgf/cm² 之混凝土坍度與坍流度分別為 25 與 53 cm。



圖 3-10 下基礎模板組立

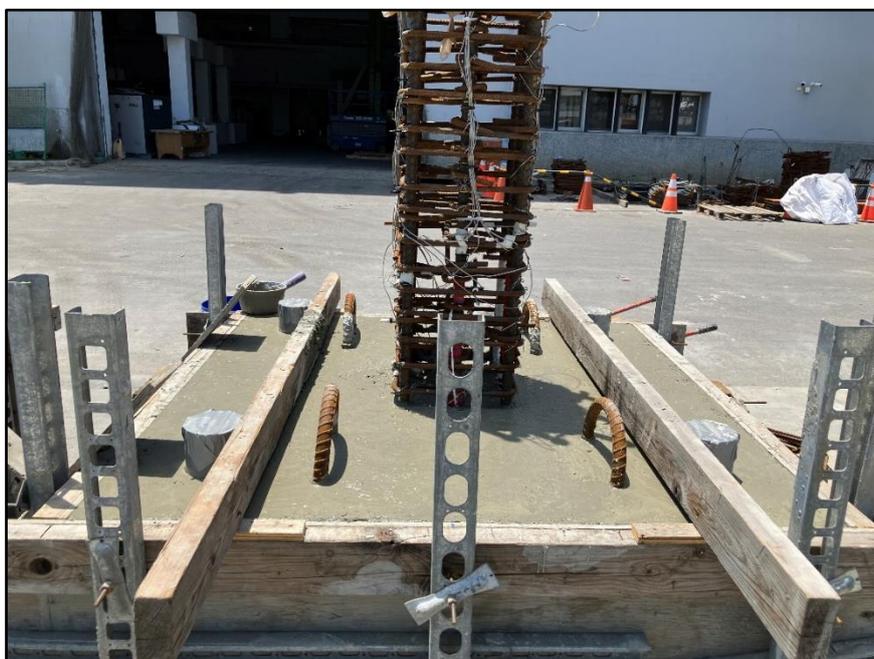


圖 3-11 下基礎灌漿完成



(a) 350 kgf/cm² 之混凝土坍度



(b) 700 kgf/cm² 之混凝土坍度



(c) 700 kgf/cm² 之混凝土坍流度

圖 3-12 下基礎混凝土坍度與坍流度試驗

3.3.3 柱身與上基礎施工

待下基礎混凝土初凝後，拆除下基礎模板，開始組立柱身模板並架設施工平台與支撐架，其中，模板同樣使用一般木製模板，如圖 3-13 所示，待施工平台架設完畢即開始進行上基礎鋼筋綁紮，如圖 3-14 所示。



圖 3-13 柱身模板與支撐架組立



(a) 綁紮過程



(b) 綁紮完成

圖 3-14 上基礎鋼筋綁紮

上基礎鋼筋綁紮完即進行上基礎模板組立，如圖 3-15 所示，4 座試體柱身與上基礎於 2022 年 5 月 5 日進行灌漿作業，並同時製作圓柱試體，混凝土同樣由亞東預拌混凝土股份有限公司出料，並直接由預拌車之導管澆置，澆置過程利用震動棒與鋼棒搗實，再由施工人員抹平，混凝土坍度與坍流度試驗如圖 3-17 所示，其中，抗壓強度 350 kgf/cm² 之混凝土坍度與坍流度分別為 23.5 與 31 cm；700 kgf/cm² 之混凝土坍度與坍流度分別為 27.5 與 77 cm。



圖 3-15 上基礎模板組立



圖 3-16 柱身與上基礎灌漿作業完成



(a) 350 kgf/cm² 之混凝土坍度



(b) 350 kgf/cm² 之混凝土坍流度



(c) 700 kgf/cm² 之混凝土坍度



(d) 700 kgf/cm² 之混凝土坍流度

圖 3-17 柱身與上基礎混凝土坍度與坍流度試驗

3.3.4 試體完成與養護

待柱身與上基礎初凝後，拆除所有模板，並每隔 1~2 天養護一次試體，F35 與 F70 試體之熱偶計由塑膠袋包住，以避免雨天泡水，如圖 3-18 所示，此外，所有試體上基礎將會於 F35 與 F70 試體完成火害實驗後植入 4 支直徑 20 mm 之螺桿，以配合後續國家地震中心施加軸力之千斤頂孔位接合。



圖 3-18 試體完工照

第4節 材料試驗

3.4.1 材料試驗規劃

本研究試體使用鋼筋與混凝土 2 種材料，鋼筋共使用 3 種強度，分別為 SD420、SD550W 與 SD790，每種強度會進行一組拉伸試驗，測試其強度是否符合設計值；混凝土共使用 2 種強度，分別為 350 與 700 kgf/cm²，且各進行 2 次拌合，第 1 次為全部試體之下基礎，第 2 次為全部試體之柱身與上基礎，不同次拌合與不同強度會進行 1 組 28 天抗壓強度試驗，同樣測試其強度是否符合設計值，此外，未火害試體 N35、N70 會多製作 1 組柱身混凝土圓柱試體，用來測試其反覆載重試驗天之抗壓強度，並作為數值分析模型之參考依據，而火害試體 F35、F70 之圓柱因無法與柱身受相同火害影響，因此不額外製作反覆載重試驗天之圓柱試體。

每組拉伸試驗取 3 個鋼筋試片，每組抗壓試驗取 3 個 10×20 cm 之圓柱試體，詳細材料試驗數量如表 3-4 所示，所有試驗皆依據國家標準進行測試，試驗地點皆位於國立成功大學土木系結構材料實驗室。

表 3-4 材料試驗數量統計表

	項目	組數	總組數
鋼筋 拉伸試驗	SD420W	1	3
	SD550W	1	
	SD790	1	
混凝土 抗壓試驗	28 天抗壓強度 (2 次拌合×2 種強度)	4	6
	反覆載重試驗天抗壓強度 (2 座未火害試體)	2	

3.4.2 混凝土抗壓試驗

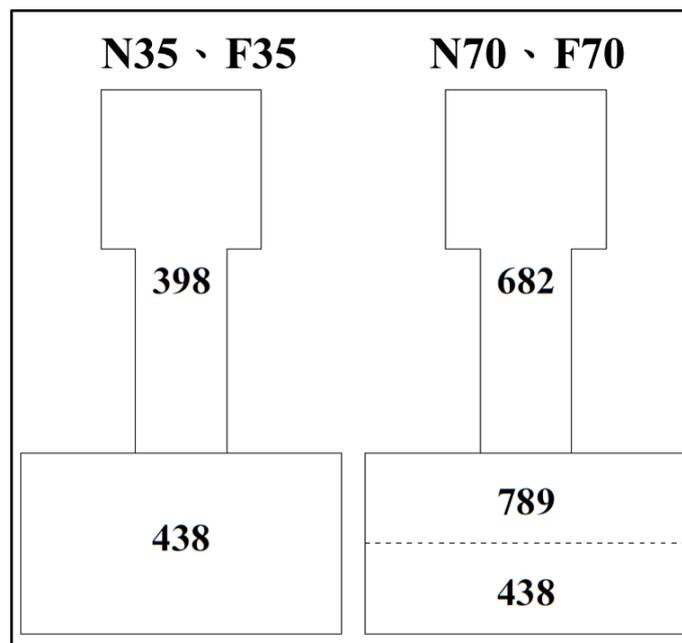
3.4.2.1 28 天抗壓強度

本研究分別於 2022 年 5 月 24 日與 6 月 2 日進行 2 次拌合之混凝土 28 天抗壓強度試驗，圓柱試體皆於養護槽浸水養護滿 28 天，並於試驗前先用磨平機具將圓柱試體抗壓面磨平，下基礎設計抗壓強度 350 與 700 kgf/cm² 之混凝土平均抗壓強度分別為 438 與 789 kgf/cm²，分別為設計值之 1.25 與 1.13 倍；柱身與上基礎設計抗壓強度 350 與 700 kgf/cm² 之混凝土平均抗壓強度分別為 398 與 682 kgf/cm²，分別為設計值之 1.14 與 0.97 倍，屬於合理範圍，詳細抗壓試驗結果如表 3-5 所示，各部位平均 28 天抗壓強度示意圖如圖 3-19 所示。

表 3-5 混凝土 28 天抗壓試驗結果

(單位：kgf/cm²)

取樣位置	設計抗壓強度	350	700
下基礎 (第 1 次拌合)	試體 1	513	810
	試體 2	384	792
	試體 3	417	766
	平均值	438	789
	標準差	55	18
柱身與上基礎 (第 2 次拌合)	試體 1	390	705
	試體 2	427	710
	試體 3	376	630
	平均值	398	682
	標準差	22	36



(單位：kgf/cm²)

圖 3-19 試體各部位混凝土 28 天抗壓強度示意圖

3.4.2.2 反覆載重試驗天抗壓強度

本研究分別於 2022 年 8 月 18 日與 8 月 25 日進行 N35 與 N70 試體之反覆載重試驗天抗壓強度測試，圓柱試體於養護槽浸水養護滿 28 天後移置戶外養護，試驗前同樣使用磨平機具將圓柱試體抗壓面磨平，試驗天混凝土齡期分別為 105 與 112 天，平均抗壓強度分別為 477 與 882 kgf/cm²，詳細抗壓試驗結果如表 3-6 所示。

表 3-6 試體反覆載重試驗天之混凝土抗壓試驗結果

(單位：kgf/cm²)

取樣試體	N35	N70
試體 1	369	809
試體 2	544	973
試體 3	517	967
試體 4	-	780
平均值	477	882
標準差	77	88

3.4.3 鋼筋拉伸試驗

本研究共進行 3 組鋼筋拉伸試驗，SD420W、SD550W 與 SD790 之鋼筋試片稱號分別取#5、#8 與#4，平均降伏強度分別為 4876、5870 與 8603 kgf/cm²，平均抗拉強度分別為 7152、7638 與 10388 kgf/cm²，拉降比分別為 1.47、1.3 與 1.21，伸長率分別為 15.5、12.4 與 10.6%，皆符合標準，詳細拉伸試驗結果如表 3-7 所示。

表 3-7 鋼筋拉伸試驗結果

鋼筋種類 (部位)	項目	試體 1	試體 2	試體 3	平均值	規定值
SD420W (上、下基礎)	降伏強度 (kgf/cm ²)	5077	4886	4664	4876	4200 ~ 5500
	抗拉強度 (kgf/cm ²)	7447	6915	7094	7152	≥ 5600
	拉降比	1.47	1.41	1.52	1.47	≥ 1.25
	伸長率 (%)	18.4	13.6	14.5	15.5	≥ 13
SD550W (柱身縱向鋼筋)	降伏強度 (kgf/cm ²)	5862	5846	5901	5870	5600 ~ 6900
	抗拉強度 (kgf/cm ²)	7639	7642	7633	7638	≥ 7000
	拉降比	1.30	1.31	1.29	1.30	≥ 1.25
	伸長率 (%)	12.1	13.1	12.1	12.4	≥ 12
SD790 (柱身橫向鋼筋)	降伏強度 (kgf/cm ²)	8606	8614	8590	8603	-
	抗拉強度 (kgf/cm ²)	10334	10421	10409	10388	-
	拉降比	1.20	1.21	1.21	1.21	-
	伸長率 (%)	11.2	10.2	10.2	10.6	-

第5節 火害實驗

3.5.1 實驗規劃

本研究規劃於內政部建築研究所防火實驗中心耐火爐內進行 F35 與 F70 試體之火害實驗，試體將於不加載軸力的情況下，利用 LPG 液態瓦斯於爐內均勻加熱，升溫方式依照 CNS 12514-1 國家標準升溫曲線升溫 2 小時，如圖 3-20 所示，待火害延時滿 2 小時時候停止加熱，以自然降溫方式降低至室溫後，再將試體移除耐火爐。

為防止火害實驗導致單柱試體上下基礎破壞，會於實驗前先將上下基礎表面貼上 2 層共 7.5 cm 厚之防火棉，但下基礎靠近柱身一半柱寬(20 cm)之區域不會黏貼，以避免防火棉影響塑鉸區域升溫情形，如圖 3-21 所示。

此外，如同第 1 節所述，為避免 F70 是體之高強度混凝土爆裂行為劇烈而影響實驗安全以及後續反覆載重實驗，本研究 F70 試體會先進行火害實驗，實驗過程若發現其爆裂行為劇烈而被專業人員判斷有安全之虞或無法進行後續反覆載重實驗時，立即中止實驗，且以自然降溫冷卻至室溫，並將 F35 試體之火害實驗規劃改成與 F70 試體相同之加熱條件，以利後續結果探討與比較。

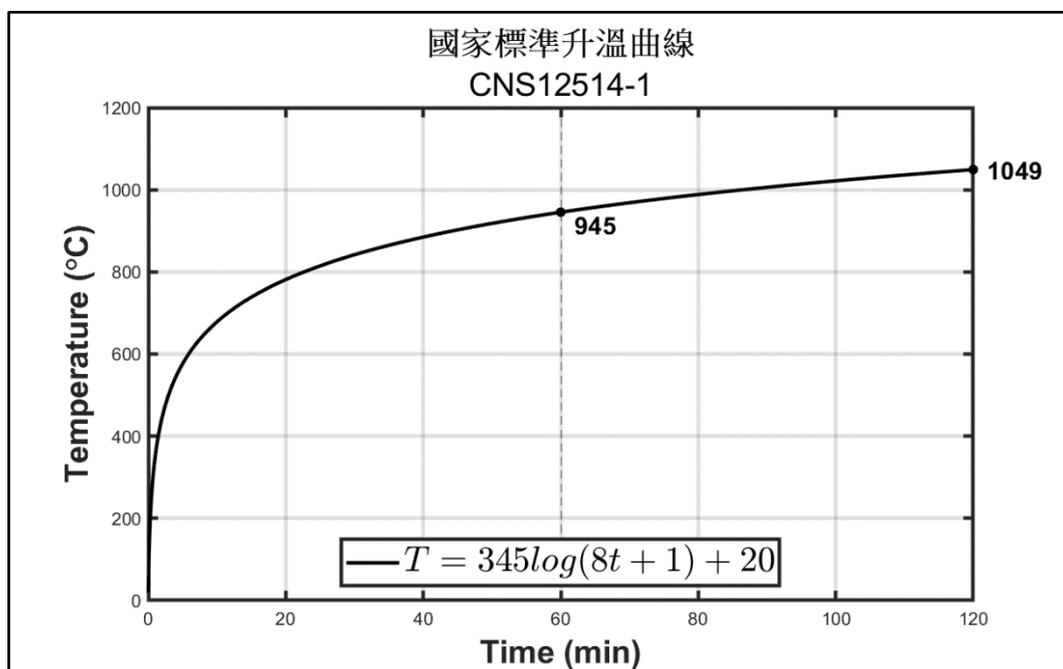
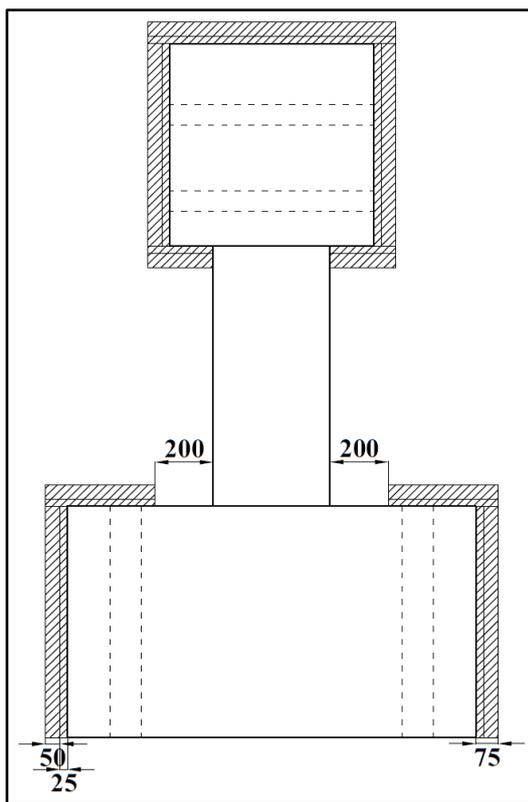


圖 3-20 CNS 12514-1 之 2 小時升溫曲線



(a) 配置示意圖
(單位：mm)



(b) 實際完工照

圖 3-21 防火棉配置

3.5.2 實驗結果

F70 與 F35 試體分別於 2022 年 7 月 13 日與 7 月 20 日進行火害實驗；柱身混凝土齡期分別為 69 與 76 天；表面含水量分別為 4.5 與 4.0%，2 試體皆順利完成 2 小時之受火延時，爐溫歷時與標準升溫曲線比較如圖 3-22 所示，可以看出實驗加熱條件吻合實驗規劃之標準升溫曲線。

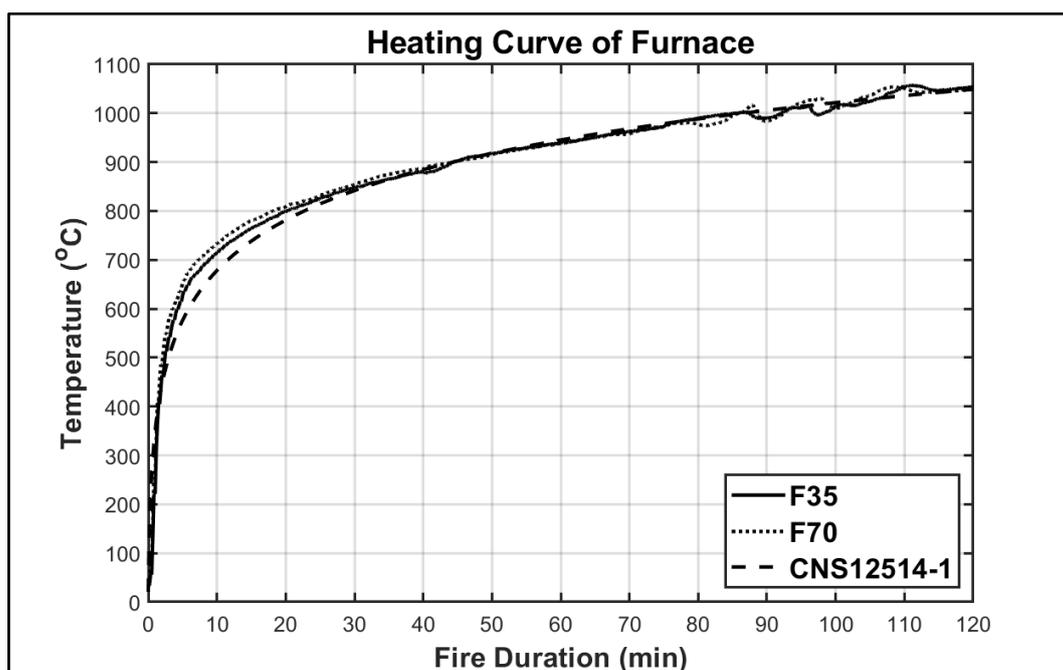


圖 3-22 爐溫歷時與標準升溫曲線比較圖

3.5.2.1 試體外觀變化

F35 與 F70 試體火害後柱身各方向表面分別如圖 3-23 與圖 3-24 所示，從圖中 2 試體下基礎與柱身交界面可以看出經曝火後之混凝土表面顏色會從灰白變成黃褐色，且圖中也可看出混凝土表面含有許多裂紋，這些裂紋並未貫穿柱身且 F70 試體表面混凝土呈片狀排列，加上火害後混凝土表面含水量近乎為 0，因此判斷這些裂紋為混凝土表面因水分喪失乾縮而形成之龜裂紋；此外，F70 試體於火害實驗過程中能清楚觀察到混凝土爆裂瞬間，從圖 3-24 也可看出混凝土剝落嚴重，柱身多處可直見箍筋，意即混凝土剝落深度已超過保護層厚度(4 cm)，若火害延時增加，將使鋼筋持續曝火升溫而大幅降低強度，相較於 F35 試體只有東北側之混凝土些許剝落，同樣驗證了高強度混凝土有受火爆裂之行為，柱體受損程度較一般強度混凝土來得大。



(a) 東面



(b) 西面



(c) 南面



(d) 北面

圖 3-23 F35 試體受火後外觀



(a) 東面



(b) 西面



(c) 南面



(d) 北面

圖 3-24 F70 試體受火後外觀

3.5.2.2 升溫曲線

F35 與 F70 試體各測溫點位置如圖 3-5 所示，本研究火害實驗自然冷卻約 4 小時後所有測溫點皆已達最高溫度並緩慢降溫，因此升溫曲線從火害實驗開始至結束共記錄 6 小時之溫度數據。

本研究於各斷面相同測溫點處會選擇含有完整溫度數據之箍筋層作為該測溫點代表數據，且為了實際反映塑鉸受溫情形，越接近塑鉸處之測溫點會優先選擇，如表 3-8 所示，代表升溫曲線如圖 3-25 所示。

表 3-8 代表各測溫點溫度數據之箍筋層

測溫點	S1	S2	S3	C1	C2	C3	C4	C5
F35	第 3 層							
F70	第 7 層	第 3 層	第 7 層			第 3 層		第 5 層

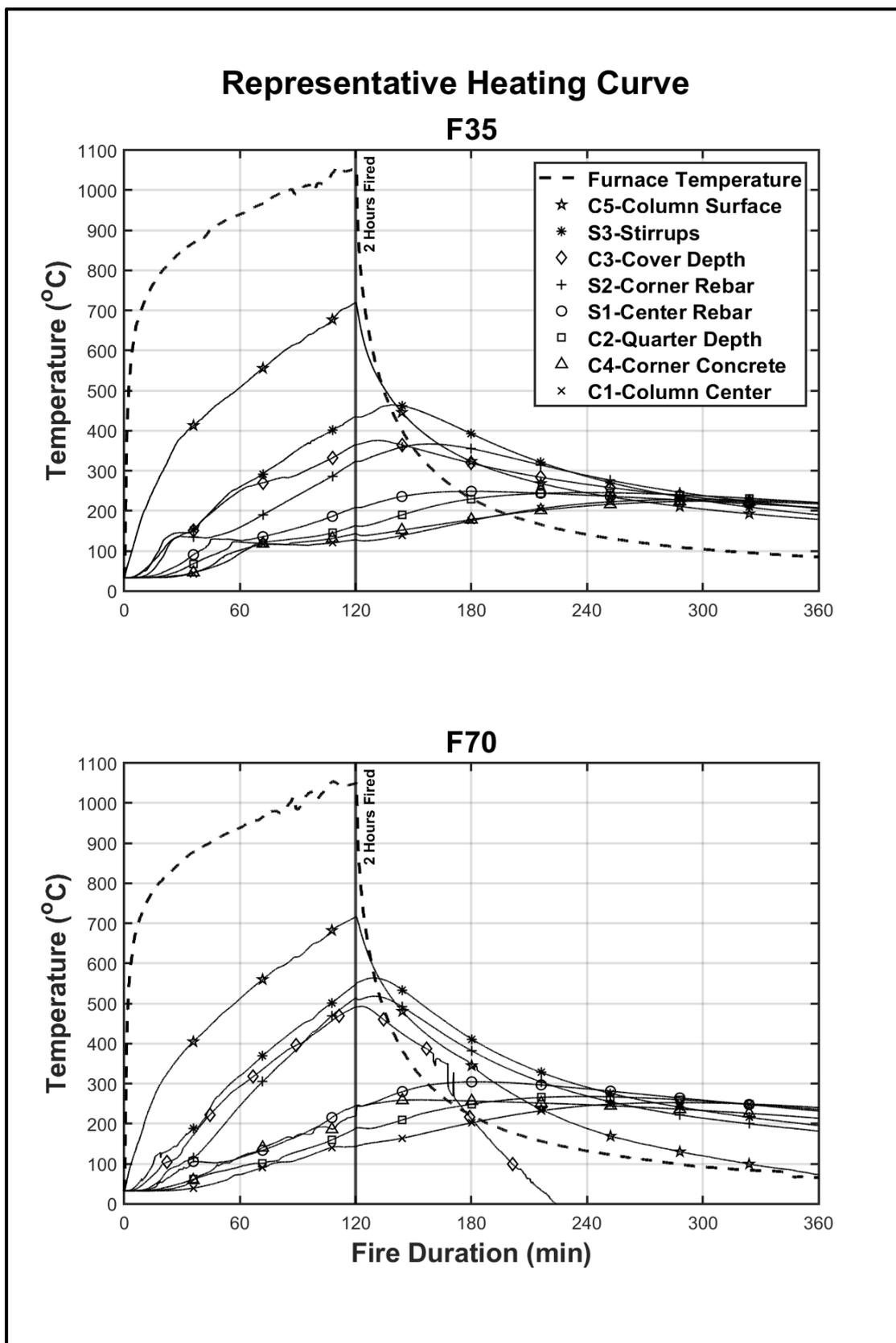


圖 3-25 火害試體代表升溫曲線

3.5.2.3 斷面等溫線圖

本研究延續本三年期研究之前兩年報告【134】【135】，透過柱斷面升溫歷時之最高溫度分佈以評估火害對於柱構件之影響，因此需要從各測溫點之溫度數據繪製斷面等溫線圖，詳細繪製流程如下：

- 找出圖 3-25 各測溫點代表升溫曲線之最高溫度，並繪製於斷面對應之位置，如圖 3-27(a)與(b)所示。
- 考慮到構件角隅處溫度較高之情形，將相同曝火深度之測溫點(S1 與 S2、C3 與 S3)最高溫度平均作為該曝火深度測溫點之最高溫度，此外，C4 測溫點與 C1 測溫點溫度接近，因此不採用 C4 測溫點資料圖 3-27(c)與(d)所示。
- 將圖 3-27(c)與(d)之溫度作為該測溫點深度之等溫線溫度，並假設兩等溫線間之熱傳導係數 k 與熱通量 q 相同，經過(式 3-1)推導可以假設兩等溫線間之溫度呈線性分佈，計算每 100°C 等溫線位置，繪製間距 100°C 之等溫線圖，如圖 3-27(g)與(h)與表 3-9 所示，其中各參數意義如圖 3-26 所示， $T_1 \sim T_3$ 為等溫線 1 至等溫線 3 之溫度； L_{12} 、 L_{13} 為等溫線 1、2 之距離與等溫線 1、3 之距離。

$$q = -\frac{k(T_2 - T_1)}{L_1} \quad (\text{式 3-1})$$

$$L_{13} = -\frac{k}{q}(T_3 - T_1) = \frac{T_3 - T_1}{T_2 - T_1} L_{12}$$

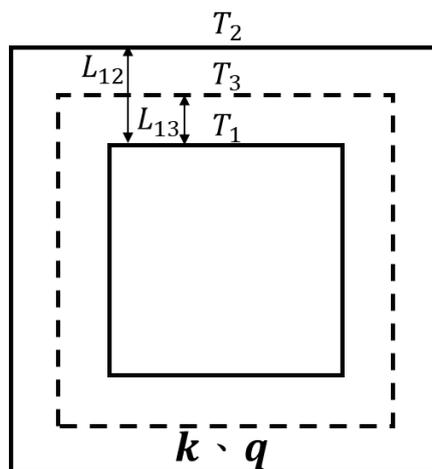
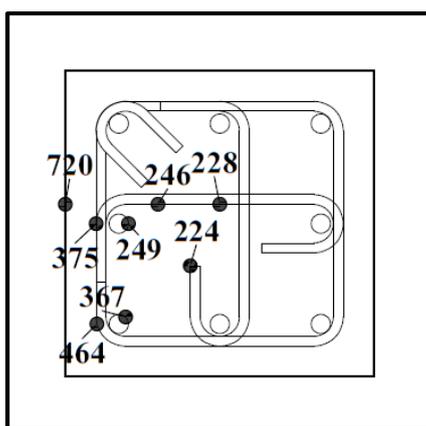
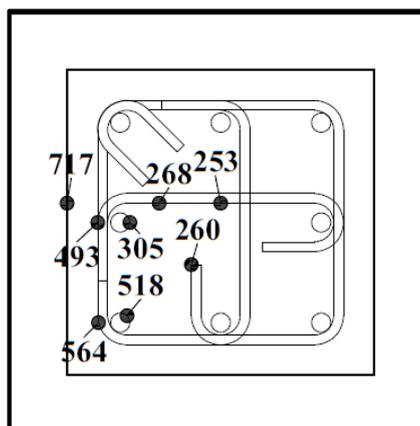


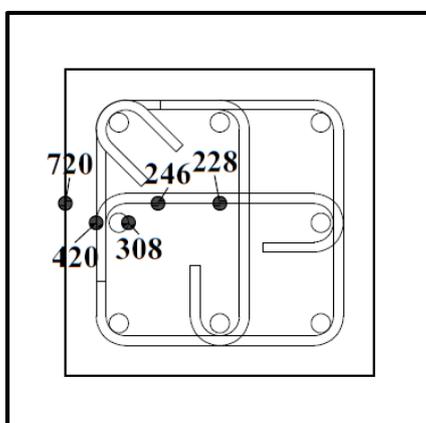
圖 3-26 (式 3-1)之符號定義示意圖



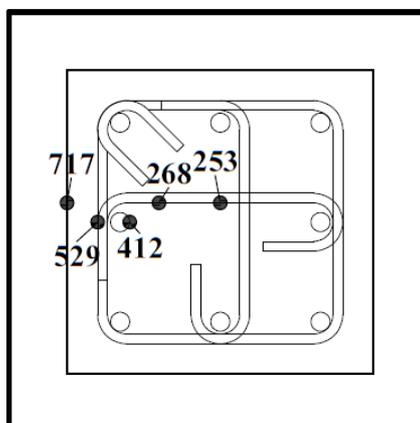
(a) F35 測溫點最高溫度



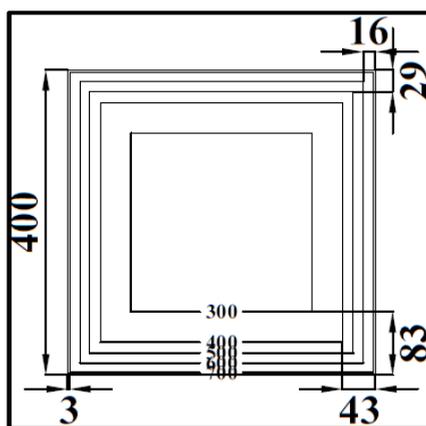
(b) F70 測溫點最高溫度



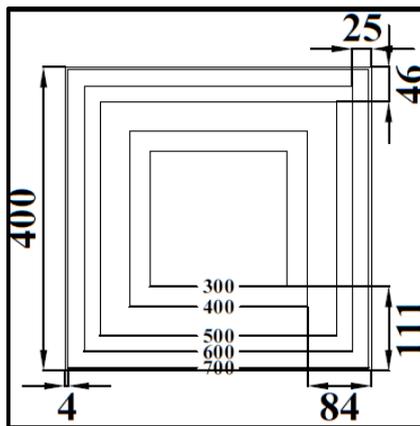
(c) F35 測溫點平均最高溫度



(d) F70 測溫點平均最高溫度



(e) F35 之 100°C 等溫線圖



(f) F70 之 100°C 等溫線圖

(溫度單位：°C；長度單位：mm)

圖 3-27 斷面等溫線圖繪製過程

表 3-9 100°C 等溫線深度

(單位：mm)

等溫線溫度	F35 試體	F70 試體
300°C	83	111
400°C	43	84
500°C	29	46
600°C	16	25
700°C	3	4

3.5.3 基礎修復

本研究火害實驗雖然於試體上黏貼 7.5 cm 厚之防火棉，並使用廢棄熱偶計線材網綁固定，但實驗過程因混凝土爆裂與塑鉸防火棉開口區之影響，基礎表面仍有部分受損情形，並影響後續反覆載重實驗基礎預力施加，因此本研究於反覆載重實驗前先進行基礎修復，將基礎保護層混凝土刨除，在組立模板並灌漿填平，養護 2 週後方進行反覆載重實驗，如圖 3-28 所示。



(a) 基礎保護層刨除



(b) 組模灌漿



(c) 灌漿完成

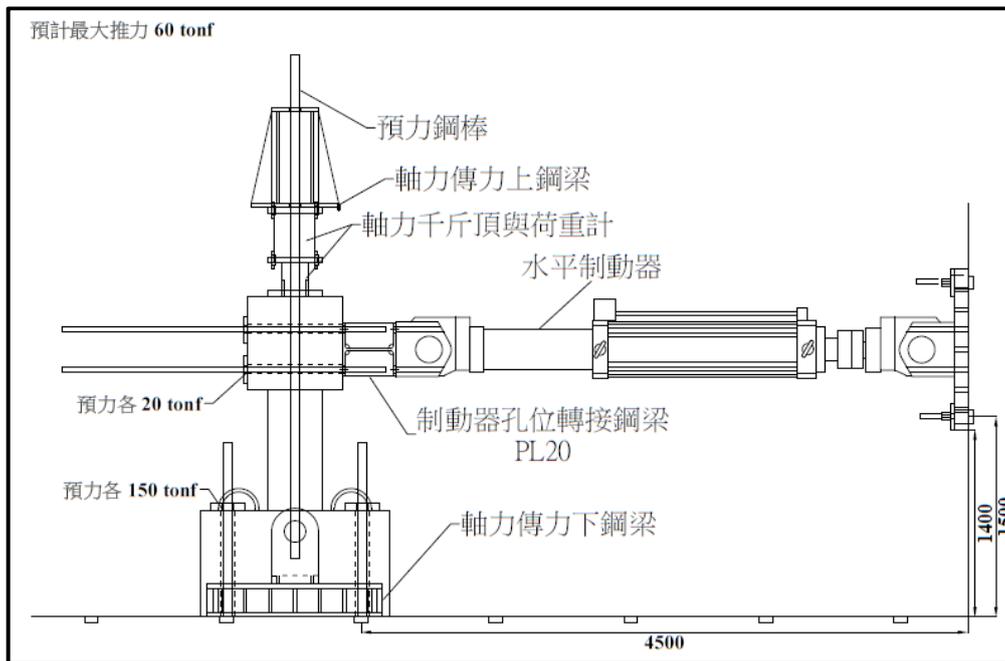
圖 3-28 火害試體基礎修復

第6節 反覆載重實驗

3.6.1 實驗規劃

3.6.1.1 實驗架設

本研究規劃於國家地震中心台南實驗室之反力牆進行反覆載重實驗，以側力位移曲線探討試體之耐震行為，規劃實驗配置前會先預估試體最大側向推力，以決定螺桿預力與水平致動器之配置，透過 Whitney 提出之混凝土等值應力塊試算， β_1 採 0.65，軸壓力採 168 tf (0.15 軸壓比)，N70 試體斷面之標稱彎矩強度為 52.3 tf-m，柱淨高為下基礎與柱身交界至水平致動器中心(1.2 m)，預估最大側向推力約為 43.6 tf，考慮材料超強與混凝土圍束效應，以最大側向推力 60 tf 設計，因此配置一支 100 噸水平制動器，上、下基礎各配置 4 支螺桿固定，其中，上基礎螺桿預力為抵抗水平致動器推力，單支螺桿預力保守設計 20 tf；下基礎螺桿預力提供底部摩擦力抵抗水平力，保守使用 0.1 之摩擦係數，單支螺桿預力為 150 tf，此外，柱頂配置一組 200 噸軸力千斤頂，而千斤頂軸力會藉由傳力鋼梁與預力鋼棒傳至強力地板，反覆載重實驗配置圖如圖 3-29 與圖 3-30 所示。



(單位：mm)

圖 3-29 反覆載重實驗架設側視圖

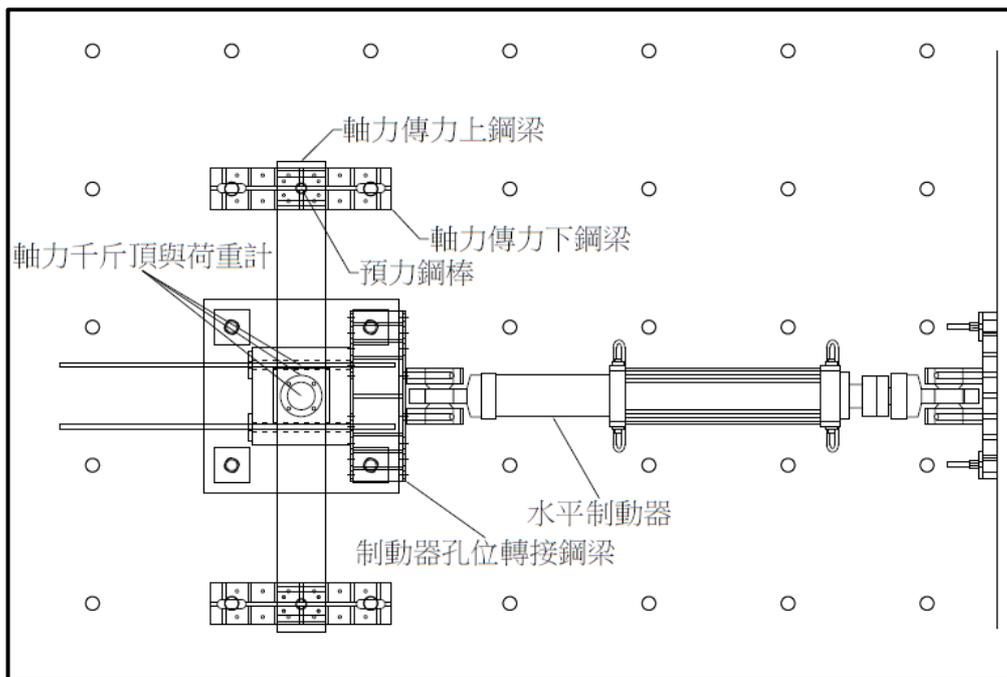


圖 3-30 反覆載重實驗架設俯視圖

3.6.1.2 加載歷時

反覆載重實驗會先垂直加載至目標軸力，再以位移控制反覆側推柱頂達指定之變位角，每一個變位角實施兩個週次，其中，目標變位角分別為 0.25、0.375、0.5、0.75、1、1.5、2、3、4、5、6、7 與 8%，如圖 3-31 所示。

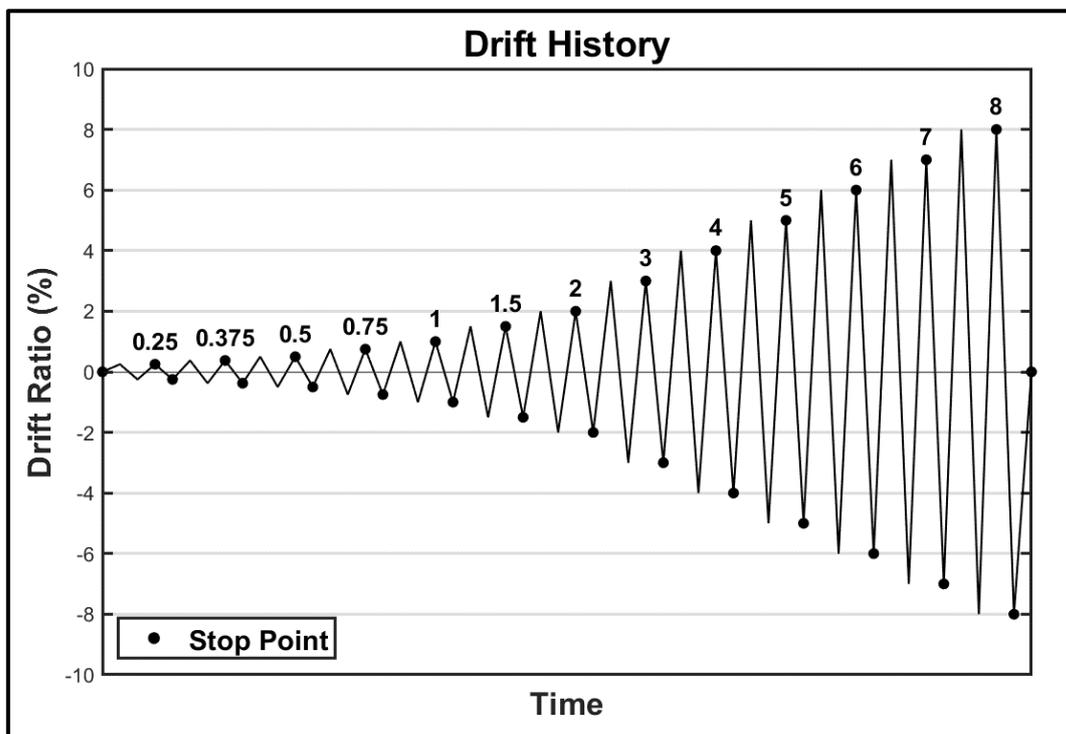


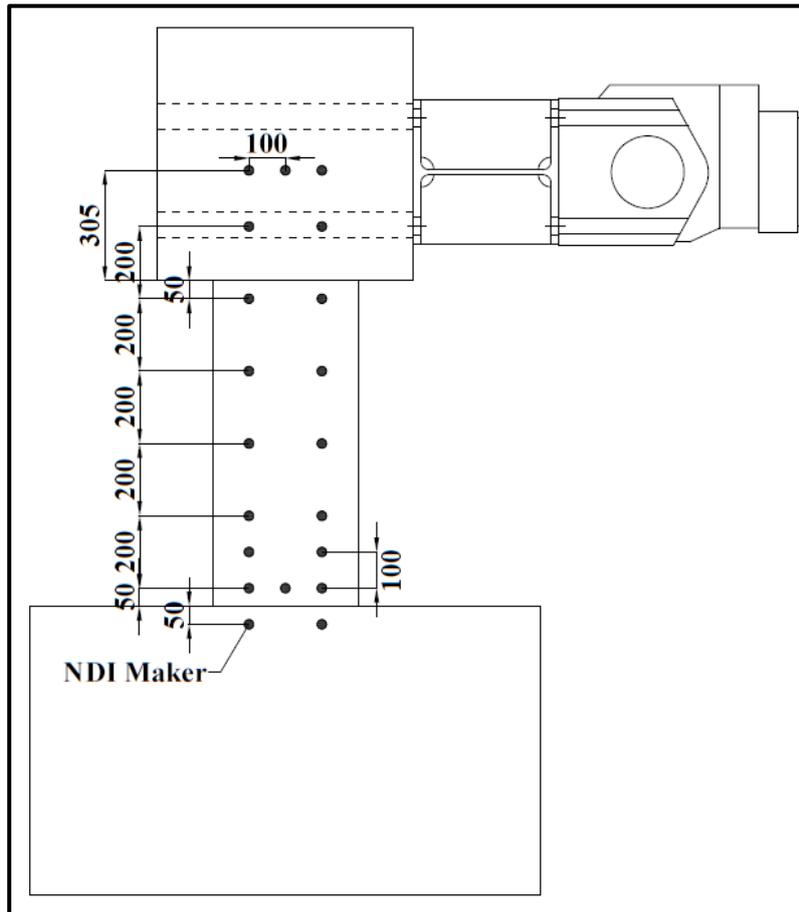
圖 3-31 反覆載重實驗加載歷時

3.6.1.3 位移量測系統

反覆載重實驗之位移量測方式除水平致動器之位移感測器外，本研究團隊還額外架設光學量測系統，以獲得更精確之位移數據，其中，光學量測系統採用 Northern Digital Incorporation 之 NDI Optotrak Certus 儀器（以下簡稱 NDI），其原理係透過 NDI 主機發送訊號至事先黏貼於柱體表面之感測器，並接收其反射訊號以記錄座標，NDI 量測儀器與量測點未如圖 3-32 所示。



(a) NDI 主機



(b) NDI 量測點位

(單位：mm)

圖 3-32 光學量測系統配置

3.6.2 實驗結果

本研究分別於 2022 年 8 月 18、23、26 與 30 日進行 N35、N70、F35 與 F70 試體之反覆載重實驗，現場架設如圖 3-33 所示，藉由水平致動器之側向推力數據與位移數據建立試體遲滯迴圈，並進行後續耐震能力評估，其中，使用高強度混凝土之試體(N70 與 F70)因軸壓過高(168 tf)，千斤頂傳力設施能承受本實驗配置之最大變位角為 7%，因此本研究反覆載重實驗 N70 與 F70 試體於變位角 7%時終止實驗，而 N35 與 F35 試體於變位角 8%時終止實驗，且所有試體於終止實驗時殘餘側向強度皆大於 80%之最大側向強度。

本研究反覆載重實驗於不同試體間除了比較最大側向強度外，還會比較柱體有效勁度與破壞變位角，其中，有效勁度參考 Pham 等人建議【136】，使用 75%之最大側向強度與原點之割線斜率；破壞變位角採柱體強度衰減至 85%之最大側向強度時之變位角。

由於試體混凝土試驗天之抗壓強度皆比設計抗壓強度高，因此本研究依據試驗天抗壓強度計算實際軸壓比，並列於表 3-10，然而火害試體 F35 與 F70 沒有試驗天之混凝土抗壓強度，且斷面受損難以量化殘餘尺寸，因此只列出未火害試體之實際值軸壓比。



圖 3-33 反覆載重實驗實際架設圖

表 3-10 未火害試體實際軸壓比

	N35	N70
反覆載重試驗天與設計抗壓強度比值	1.36	1.24
實際施加軸壓比	0.11	0.12

3.6.2.1 位移校正

如 3.6.1.3 節所述，本研究利用 NDI 位移數據校正水平致動器之位移數據，利用每個變位角峰值之 NDI 與水平致動器數據進行線性迴歸，求出兩者間之線性關係，如圖 3-34 所示，並利用此關係校正水平致動器之所有位移數據。

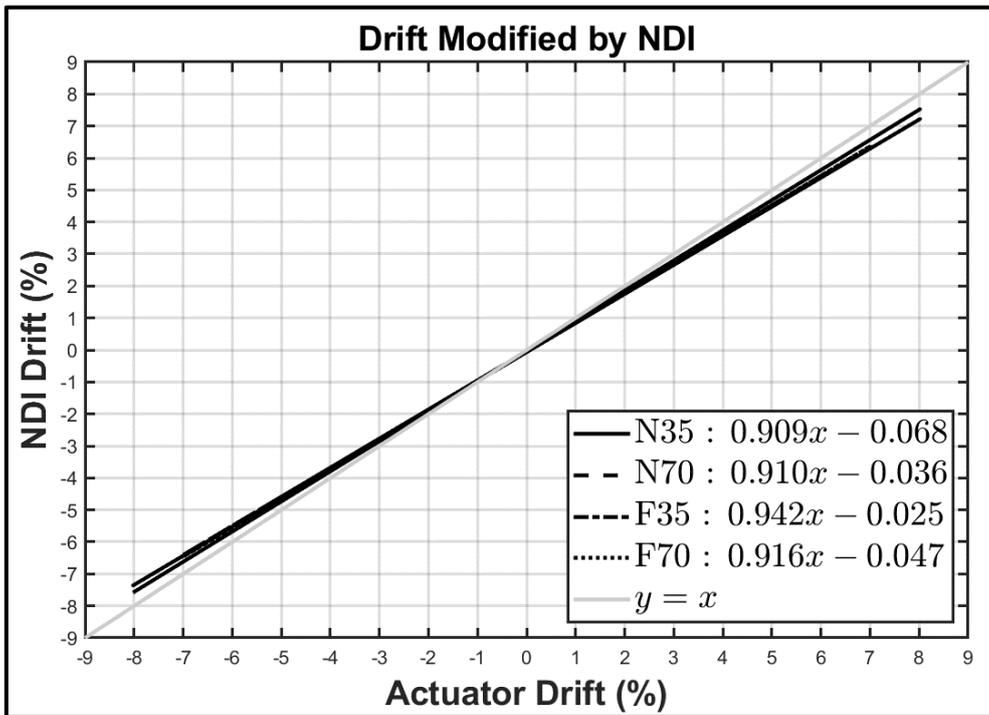


圖 3-34 NDI 與致動器變位角線性迴歸

3.6.2.2 N35 試體

N35 試體遲滯迴圈如圖 3-35 所示，試體正負向最大側向強度分別為 40.4 與 41.3 tf，且皆發生於變位角 3% 之迴圈，而試體正負向有效勁度分別為 3.01 與 2.50 tf/mm，正向破壞變位角為 5.9%，如圖 3-36 所示；負向於變位角 8% 時仍保有 94% 之該向最大側向強度。

N35 試體裂縫發展如圖 3-37 所示，可以看出變位角 0.25 至 0.75% 時，試體從兩側發展水平撓曲裂縫；變位角大於 1% 時，水平撓曲裂縫逐漸發展成斜向撓剪裂縫；變位角 2% 時，正向柱底混凝土壓碎；變位角 4% 時，負向柱底混凝土壓碎。

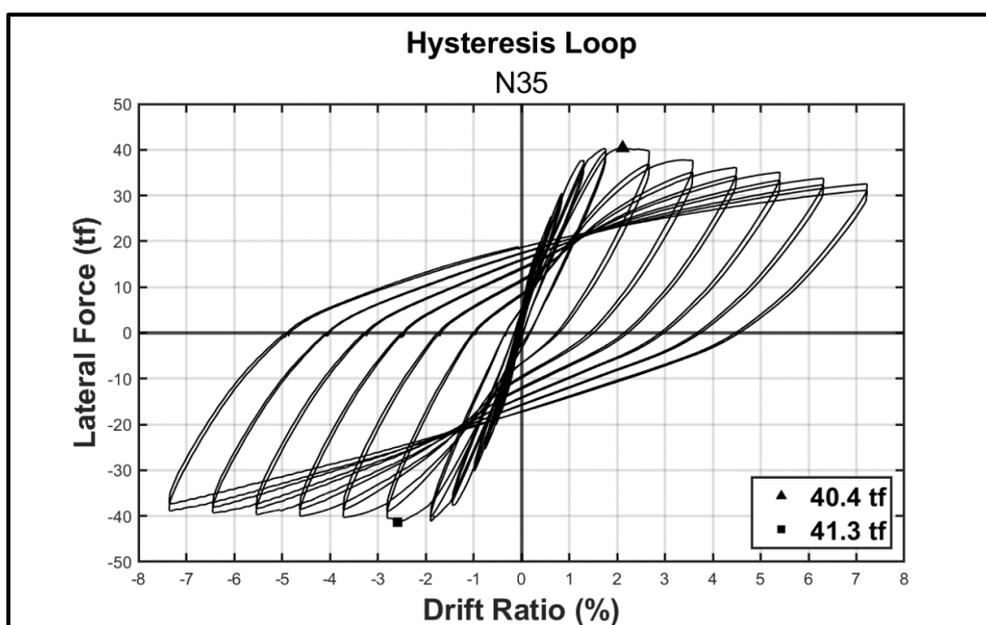


圖 3-35 N35 試體遲滯迴圈

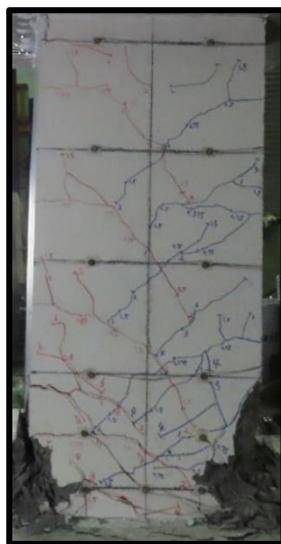


圖 3-36 N35 試體正向破壞外觀

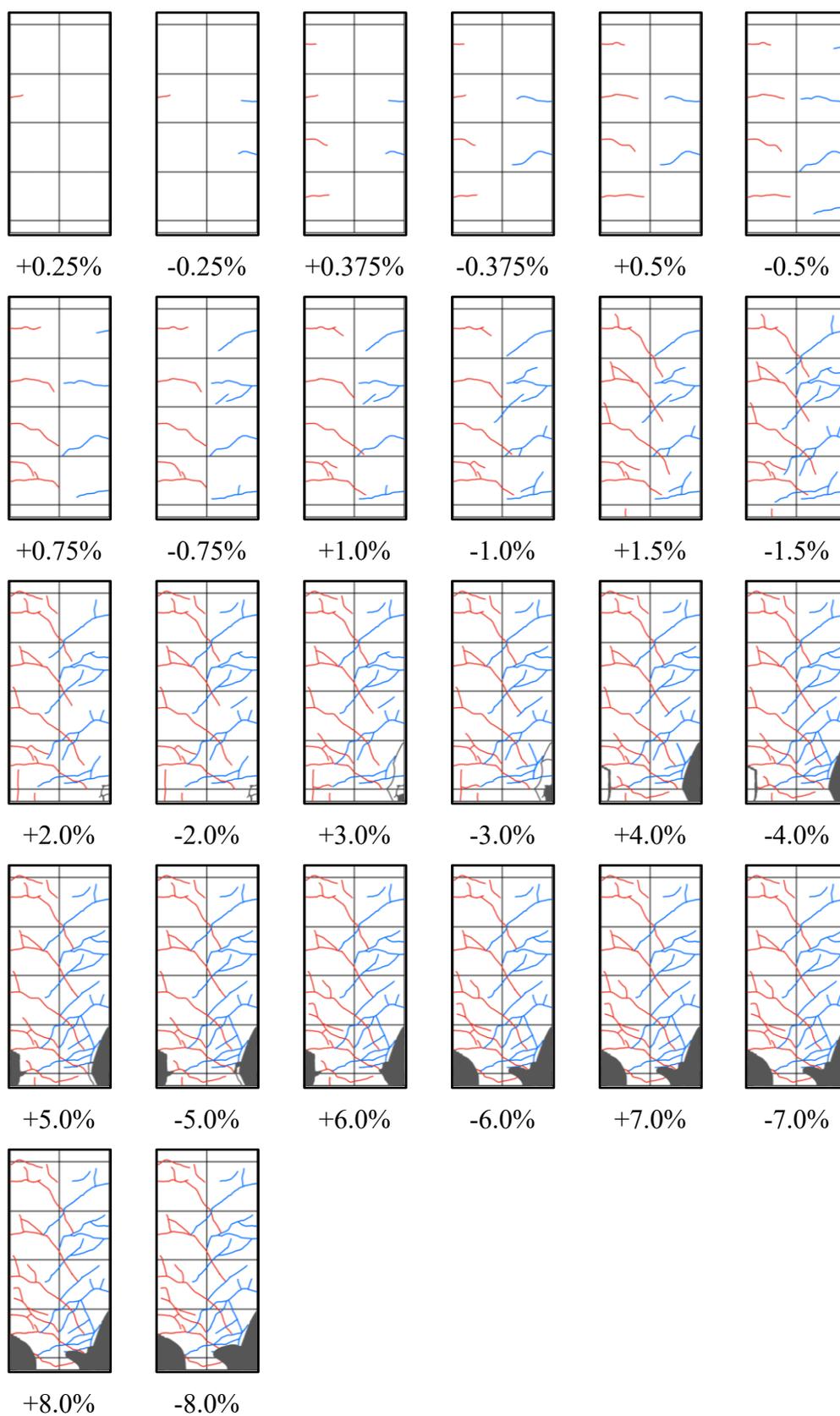


圖 3-37 N35 試體裂縫發展

3.6.2.3 N70 試體

N70 試體遲滯迴圈如圖 3-38 所示，試體正負向最大側向強度分別為 45.2 與 47.1 tf，且皆發生於變位角 1.5 之迴圈，而試體正負向有效勁度分別為 3.95 與 3.35 tf/mm，負向破壞變位角為 6.3%，如圖 3-39 所示；正向於變位角 7% 時仍保有 86% 之該向最大側向強度。

N70 試體裂縫發展如圖 3-40 所示，可以看出變位角 0.25 至 0.75% 時，試體從兩側發展水平撓曲裂縫；變位角大於 1% 時，水平撓曲裂縫逐漸發展成斜向撓剪裂縫；變位角 1.5% 時，正向柱底混凝土壓碎；變位角 2% 時，負向柱底混凝土壓碎並出現縱向裂縫。

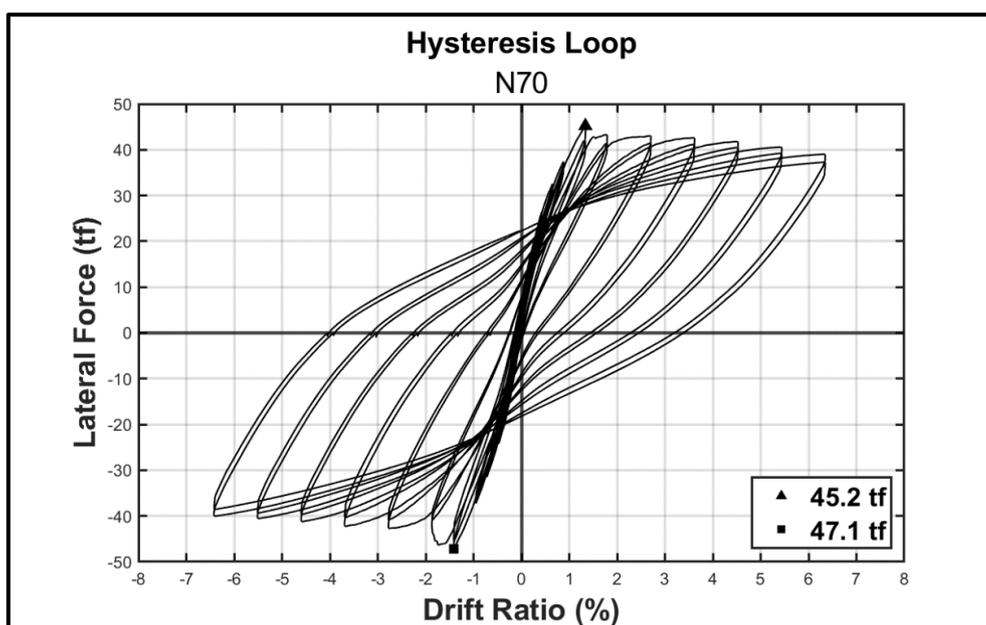


圖 3-38 N70 試體遲滯迴圈

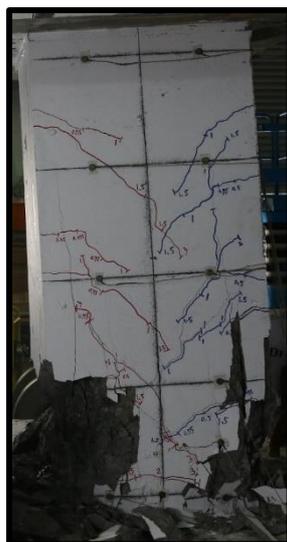


圖 3-39 N70 試體負向破壞外觀

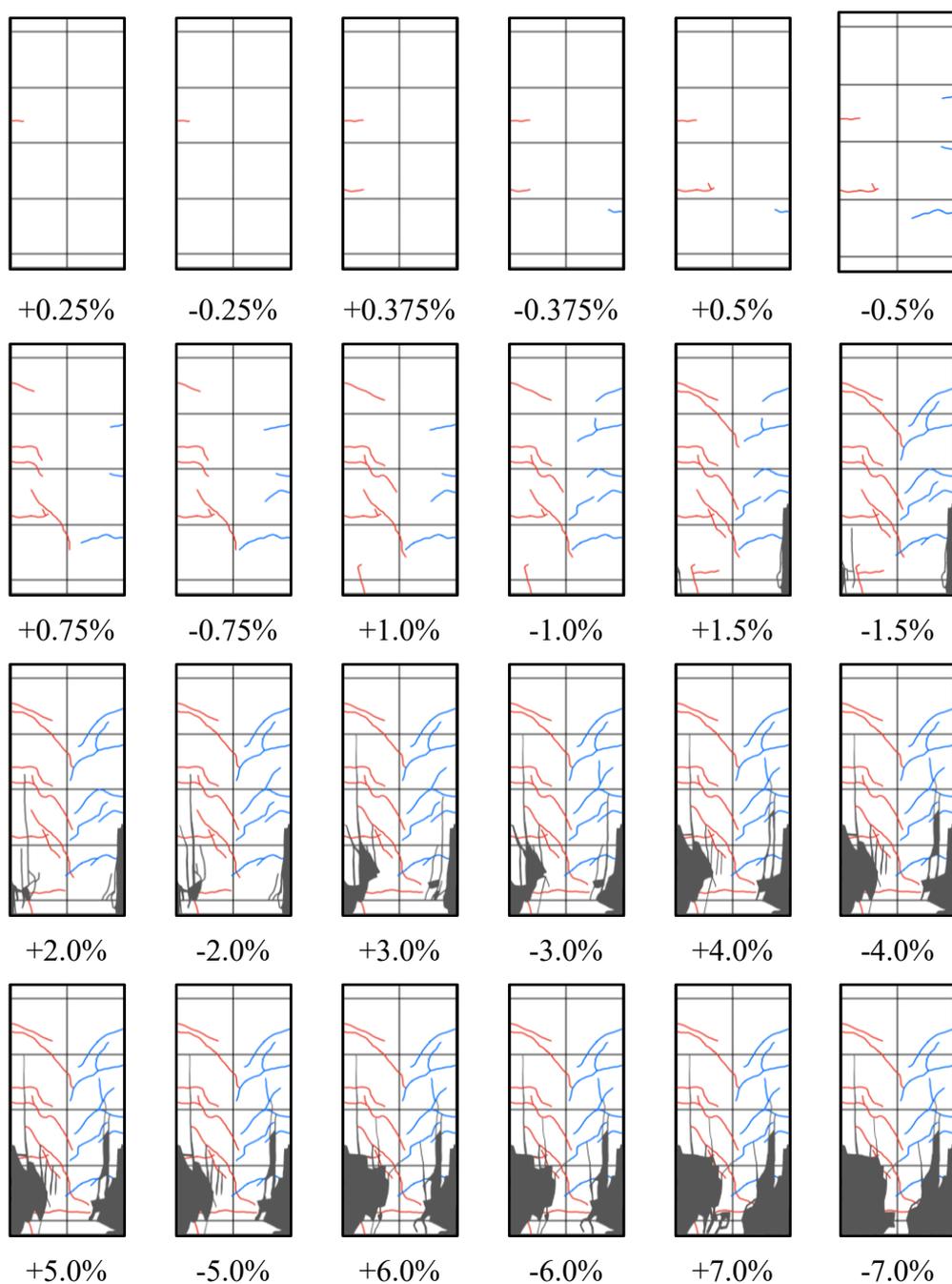


圖 3-40 N70 試體裂縫發展

3.6.2.4 F35 試體

F35 試體遲滯迴圈如圖 3-41 所示，試體正負向最大側向強度分別為 36.4 與 39.1 tf，分別發生於變位角 4 與 5%之迴圈，而試體正負向有效勁度分別為 1.43 與 1.44 tf/mm，試體反覆載重實驗後外觀如圖 3-42 所示，正負向於變位角 8%時仍分別保有 94 與 99%之該向最大側向強度。

F35 試體裂縫發展如圖 3-43 所示，可以看出變位角小於 1.5%時，幾乎沒有新增裂縫；變位角大於 2%時，裂縫沿著混凝土表面既有之龜裂紋發展，變位角 4%時，負向柱底混凝土壓碎；變位角 5%時，正向柱底混凝土壓碎。

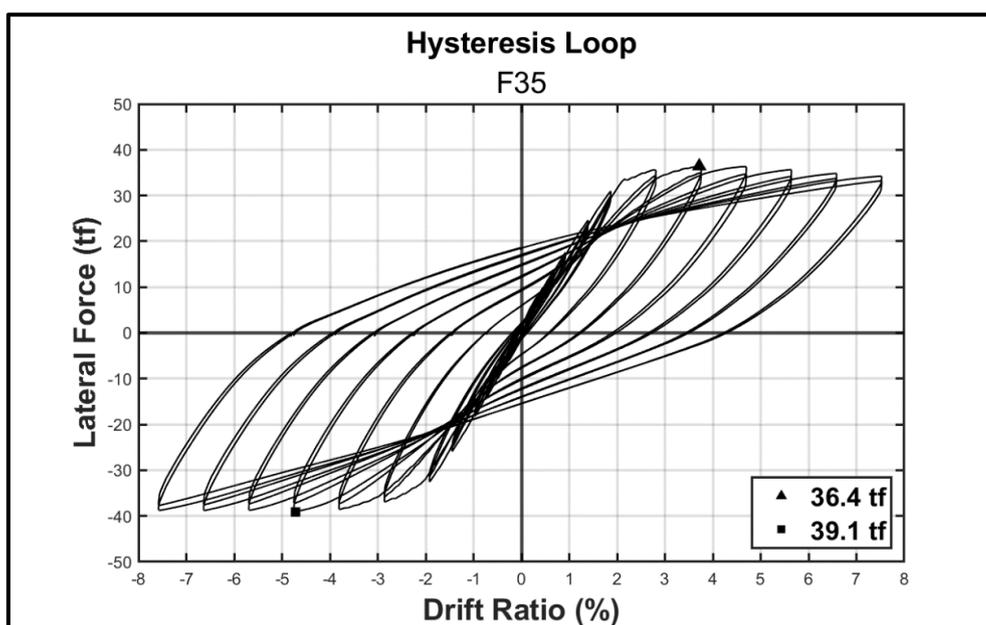


圖 3-41 F35 試體遲滯迴圈



圖 3-42 F35 試體反覆載重實驗後外觀

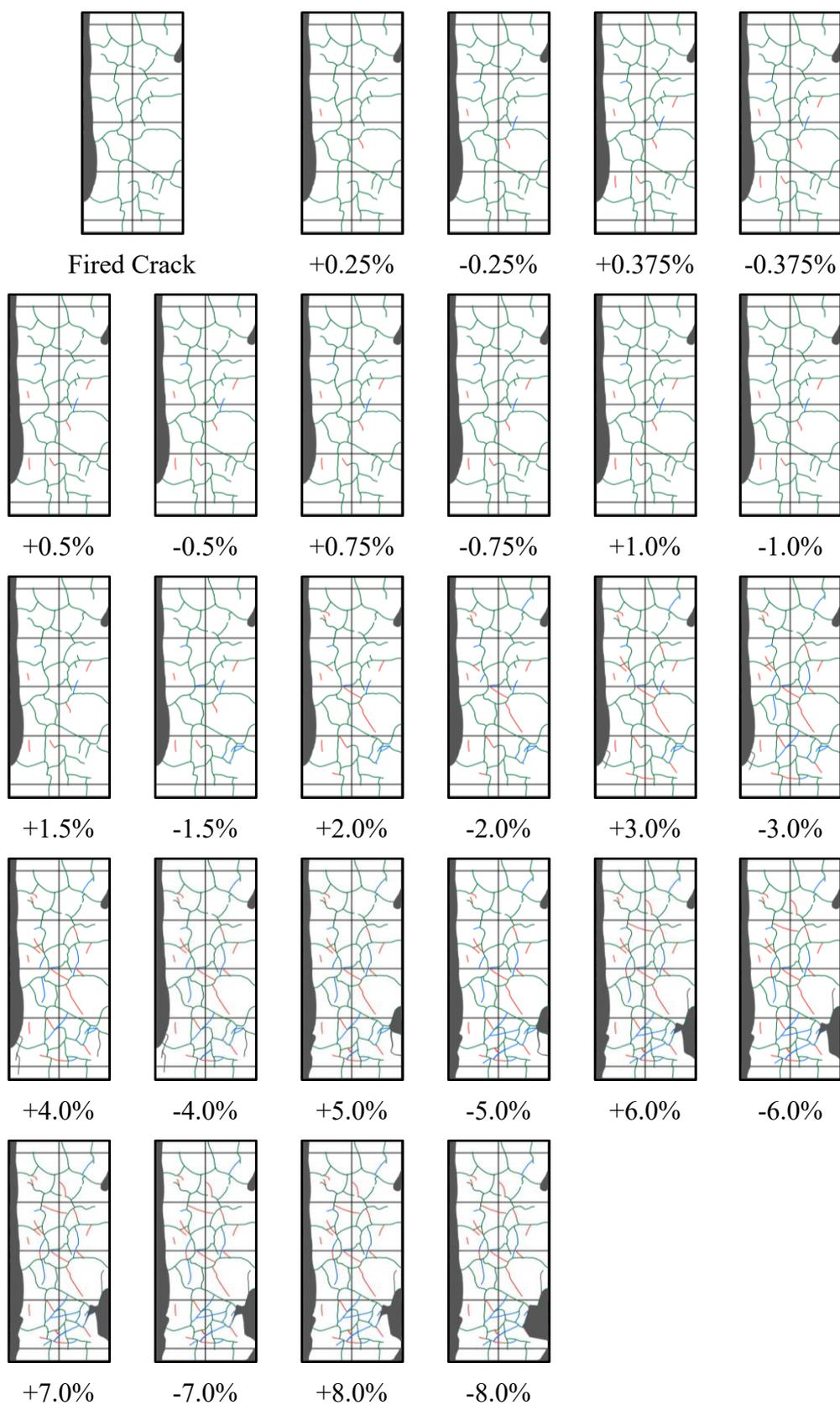


圖 3-43 F35 試體裂縫發展

3.6.2.5 F70 試體

F70 試體遲滯迴圈如圖 3-44 所示，試體正負向最大側向強度分別為 38.7 與 42.0 tf，分別發生於變位角 3 與 7%之迴圈，而試體正負向有效勁度分別為 1.72 與 1.59 tf/mm，試體反覆載重實驗後外觀如圖 3-45 所示，正向於變位角 7%時仍保有 97%之該向最大側向強度。

F70 試體裂縫發展如圖 3-46 所示，由於火害實驗造成許多龜裂紋，且混凝土受損嚴重，因此反覆實驗前後幾乎沒有增加新裂縫，且不易觀察裂縫延伸情形，試體之混凝土也無明顯破壞瞬間。

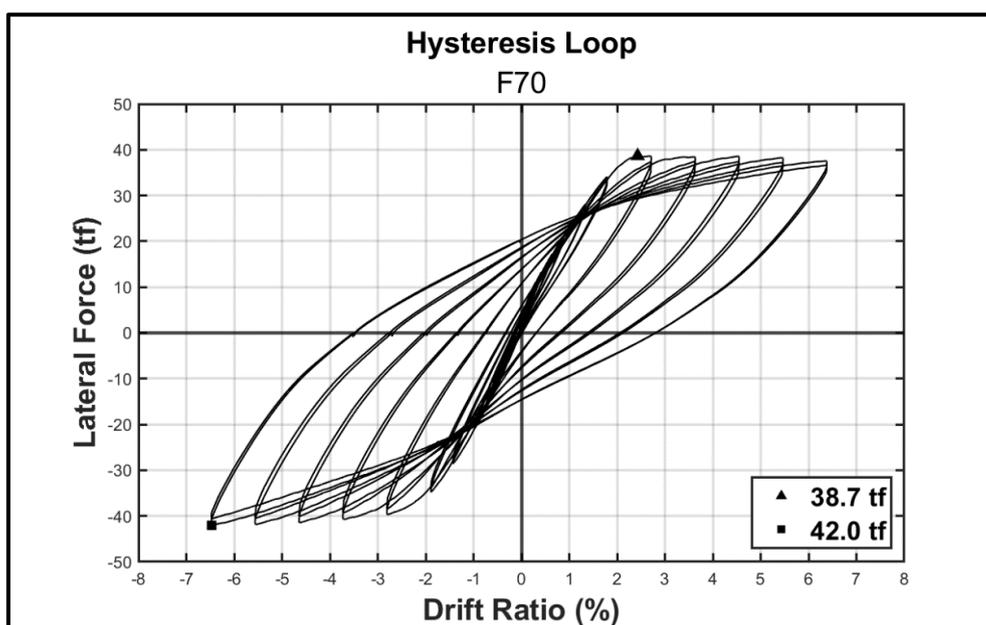


圖 3-44 F70 試體遲滯迴圈



圖 3-45 F70 試體反覆載重實驗後外觀

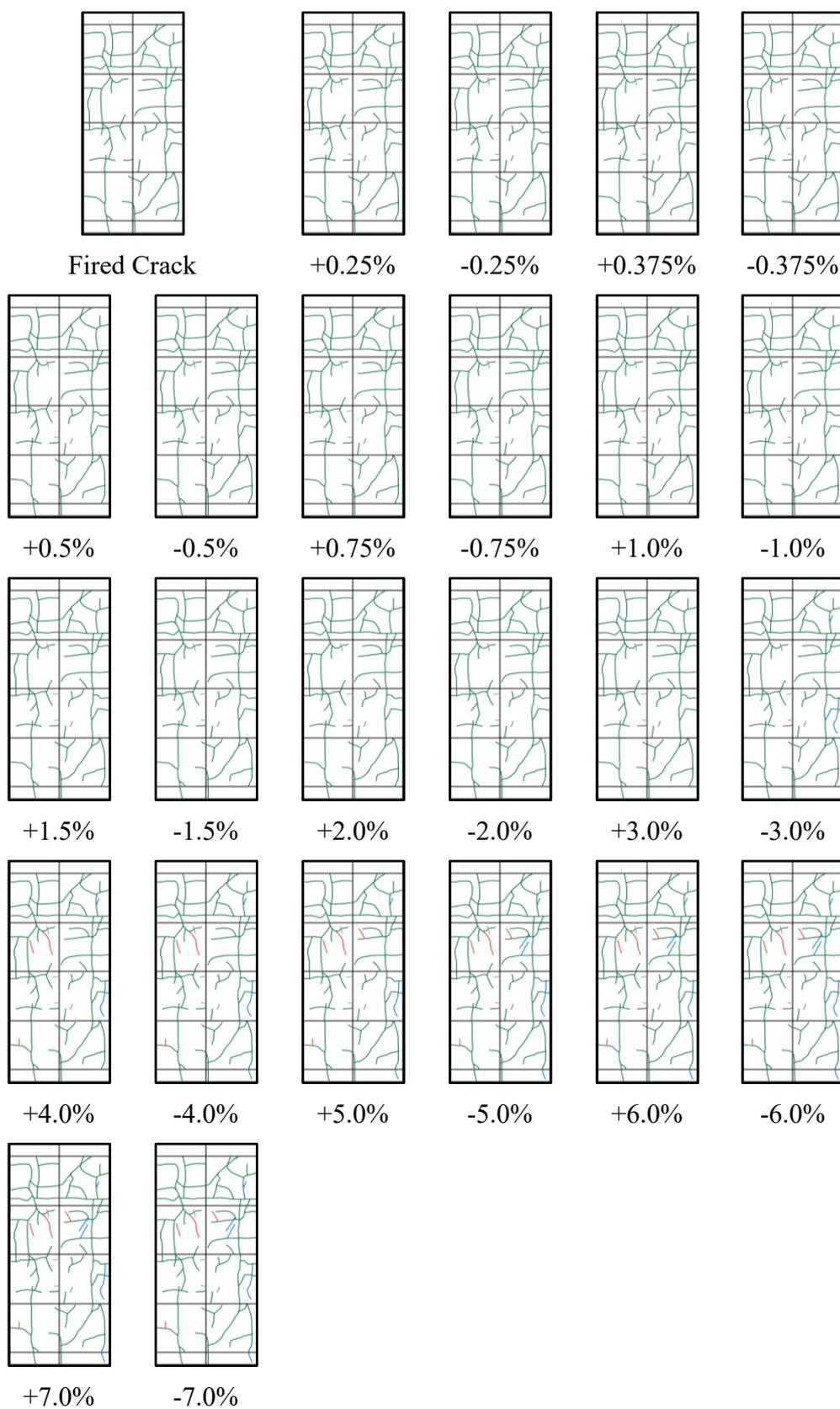


圖 3-46 F70 試體裂縫發展

3.6.2.6 遲滯迴圈包絡線

所有試體之遲滯迴圈包絡線如圖 3-47 所示，可以看出 N35 試體之包絡線較 N70 試體平滑，展現高強度混凝土之硬度較一般強度混凝土高且更為脆性；而火害試體之包絡線強度衰減段較未火害試體平緩，本研究團隊認為是火害後試體之保護層混凝土已受損嚴重，使其在側力位移曲線強度上只貢獻些許強度，因此實驗後期保護層混凝土壓碎後影響較小。

所有試體之最大側向強度與有效勁度皆採正負向之平均值，最大側向強度與有效勁度比較分別如表 3-11 與表 3-12 所示，對於混凝土設計抗壓強度 350 與 700 kgf/cm² 之試體，火害後最大側向強度分別下降 7.6 與 13%，而有效勁度分別下降 48 與 55%，可發現火害 2 小時對於高強度鋼筋混凝土之最大側向強度影響不大，且一般強度與高強度混凝土之有效勁度下降幅度相近；此外，對於混凝土設計抗壓強度從 350 提高至 700 kgf/cm² 時，依照本研究相同之配置，最大側向強度可提升 6.9 至 13%，有效勁度可提升 15 至 32%。

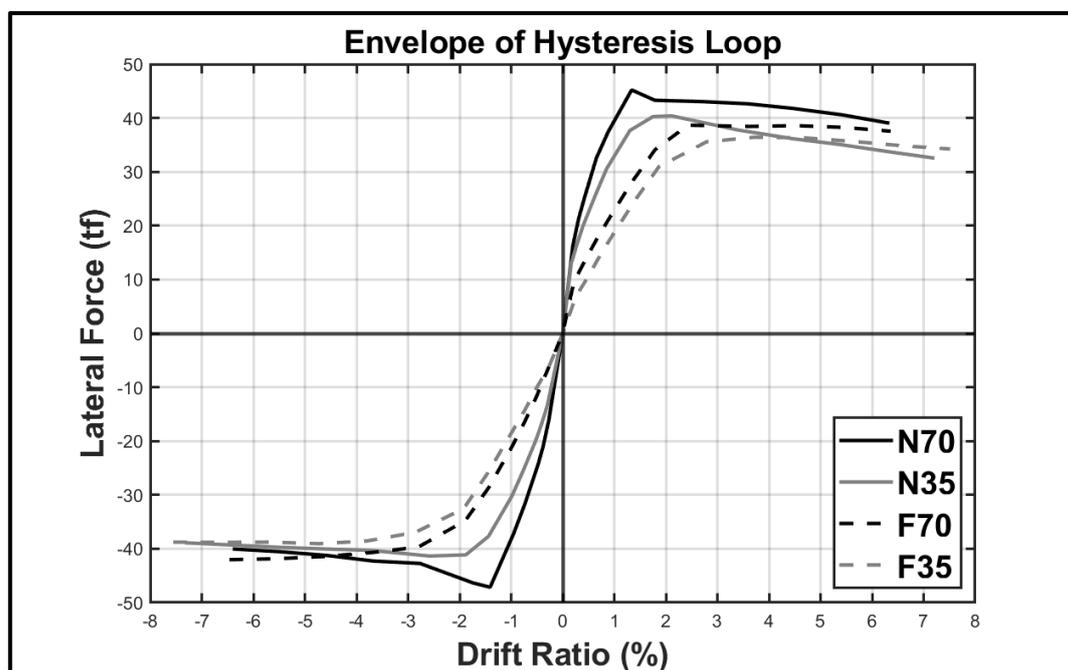


圖 3-47 遲滯迴圈包絡線比較

表 3-11 最大側向強度比較

	Unfired	Fired	Difference
$f'_c = 350\text{kgf}/\text{cm}^2$	40.9 tf (N35 試體)	37.7 tf (F35 試體)	-7.6%
$f'_c = 700\text{kgf}/\text{cm}^2$	46.2 tf (N70 試體)	40.3 tf (F70 試體)	-13%
Difference	+13%	+6.9%	-

表 3-12 有效勁度比較

	Unfired	Fired	Difference
$f'_c = 350\text{kgf}/\text{cm}^2$	2.76 tf/mm (N35 試體)	1.44 tf/mm (F35 試體)	-48%
$f'_c = 700\text{kgf}/\text{cm}^2$	3.65 tf/mm (N70 試體)	1.66 tf/mm (F70 試體)	-55%
Difference	+32%	+15%	-

3.6.2.7 一般強度與高強度鋼筋混凝土柱之比較

本研究團隊彙整本三年期研究之第一年度報告【135】之一般強度鋼筋混凝土柱實驗成果，並比較一般強度與高強度鋼筋混凝土柱之火害影響差異，其中，一般強度鋼筋混凝土柱配置如圖 4-1 所示，且僅 CF1 試體進行相同之曝火時間與施加相似軸壓比 0.1，因此僅比較此組試體，主要差異如表 3-13 所示，可以看出火害 2 小時對於一般強度與高強度鋼筋混凝土之影響程度接近，但高強度鋼筋混凝土之勁度影響較大，而火害後裂縫發展機制也相近，值得注意的是是一般強度鋼筋混凝土火害後遲滯迴圈有明顯之束縮現象，而高強度鋼筋混凝土則沒有此現象，說明火害 2 小時會造成高強度混凝土保護層損毀嚴重，而一般強度混凝土保護層則部分損毀，仍可貢獻可觀強度影響遲滯迴圈。

表 3-13 一般強度與高強度 RC 柱火害 2 小時比較表

試體編號	CNF → CF1	N35 → F35	N70 → F70
斷面大小 (cm)	30×30	40×40	
混凝土設計抗壓強度 (kgf/cm ²)	210	350	700
混凝土試驗天抗壓強度 (kgf/cm ²)	250	477	866
主筋/橫向鋼筋降伏強度 (kgf/cm ²)	4200/2800	5600/8000	
實際軸壓比	0.1	0.11	0.12
側向強度變化	-12%	-7.6%	-13%
勁度變化	-39%	-48%	-55%
火害後裂縫發展	沿火害實驗造成之龜裂紋發展裂縫		
火害後遲滯迴圈變化	明顯束縮現象	無束縮現象	

第7節 數值模型分析

本研究延續本三年度之前兩年報告【134】【135】所使用之有限元素分析軟體 OpenSees 進行單柱試體火害前與火害後之側力位移曲線模擬，其中，OpenSees 全名為 Open System for Earthquake Engineering Simulation，是一套於 1999 年由美國加州大學柏克萊分校太平洋地震工程研究中心(PEER)所開發之免費有線元素分析軟體，主要用於模擬結構與土壤受地震作用之行為，其開放性原始碼之設計讓使用上更加自由與方便，且內部提供多種材料卡與元素，讓使用者能依需求建立目標模型。

3.7.1 火害強度模擬方法

本研究延續本三年期研究之前兩年報告【134】【135】結論，使用 Eurocode 2【137】提出之之 500°C 等溫線法能夠合理預估鋼筋混凝土斷面火害後之殘餘強度，且使用上相對簡單，其主要使用流程如下：

- a. 獲得斷面等溫線圖。
- b. 找出斷面等溫線圖上 500°C 等溫線之位置，並將 500°C 等溫線以外之混凝土視為完全破壞，不提供任何強度；而 500°C 等溫線以內之混凝土保留原強度。
- c. 鋼筋依照斷面等溫線圖上之溫度進行查表獲得彈性模數 E 、降伏強度 f_y 與抗拉強度 f_u 之折減係數，其中，Eurocode 2 提供之鋼筋溫度折減表如表 3-14 所示。
- d. 利用上述步驟建立火害後鋼筋混凝土斷面，並以此斷面性質進行數值分析。

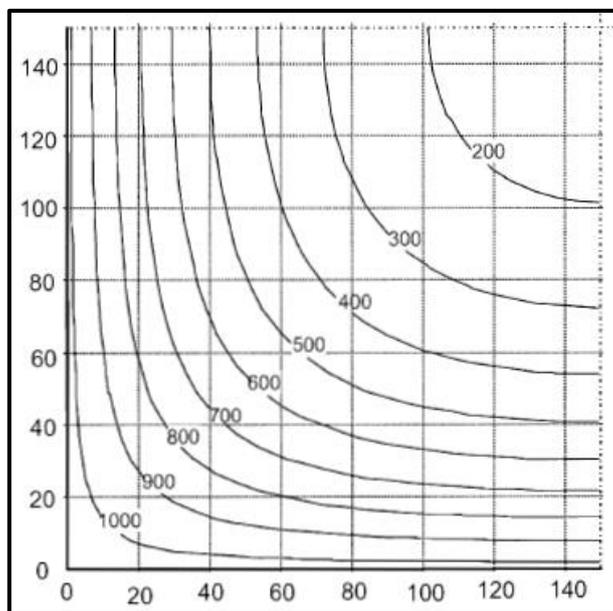
使用 Eurocode 2 提供之 500°C 等溫線法需先獲得斷面等溫線圖，而 Eurocode 2 於 Annex A 部分有提供 1/4 之 30×30 cm 標準柱斷面等溫線分布圖，包含受標準升溫曲線 30、60、90 與 120 min 之斷面等溫線圖，而本研究柱斷面尺寸為 40×40 cm，較大斷面於相同曝火條件上會獲得變化較平緩之等溫線圖，因此本研究保守假設混凝土斷面溫度分佈僅與曝火深度有關，即不考慮斷面尺寸對等溫線深度之影響，並依照本研究火害實驗條件選擇使用 Annex A 之 120 mi 標準等溫線圖，如圖 3-48 所示。

Eurocode2 在 SECTION 6 部分將高強度混凝土獨立成一章節，其中，在 6.3 節有說明高強度混能土之熱性質可以與一般強度混凝土共用，而 Annex A 之等溫線圖係利用該規範內提供之混凝土熱性質、標準升溫曲線並假設含水量為 1.5%計算而得之等溫線分布，即高強度混凝土同樣能使用 Annex A 之等溫線圖，且在 6.4.2 章節建議若使用 500°C 等溫線法評估火害斷面殘餘強度時，考慮到高強度混凝土性質尚有不確定性，對於 700 kgf/cm² 等級之高強度混凝土建議使用較深的 400°C 等溫線作為原 500°C 等溫線法判定

混凝土失效之等溫線，即高強度混凝土在使用 500°C 等溫線法時，斷面尺寸折減會較一般強度混凝土多。

表 3-14 Eurocode2 【137】之鋼筋強度折減表

Steel Temperature θ [°C]	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	hot rolled	cold worked	hot rolled	cold worked	hot rolled	cold worked
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



(溫度單位°C；長度單位：mm)

圖 3-48 Eurocode2 【137】之 1/4 火害 2 hr 標準斷面等溫線圖

3.7.2 模型定義

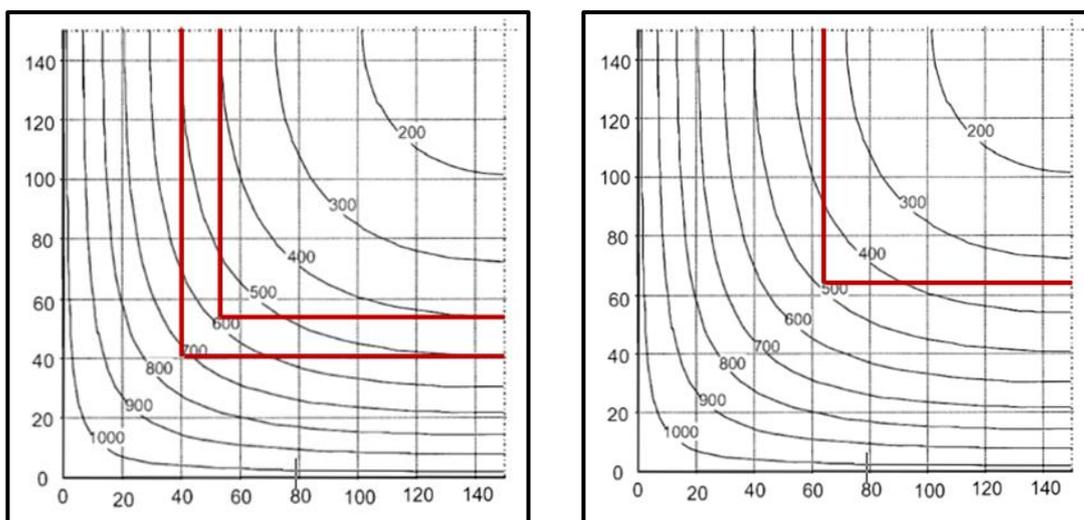
本研究數值模型主要有 3 種，分別為未火害試體(N35 與 N70)之數值模型：Model；火害試體(F35 與 F70)使用真實斷面等溫線圖：Model-Actual T；火害試體(F35 與 F70)使用 Eurocode 2 提供之標準斷面等溫線圖：Model-Code，如表 3-15 所示，其中，未火害試體使用完整斷面性質與材料強度，而火害試體使用 500°C 等溫線法折減之斷面性質與材料強度，其餘配置皆相同。

表 3-15 數值模型定義

	模型定義
Test	實驗結果
Model	未火害試體(N35 與 N70)之數值模型
Model-Actual T	火害試體(F35 與 F70)之數值模型 使用火害實驗真實斷面等溫線圖
Model-Code	火害試體(F35 與 F70)之數值模型 使用 Eurocode 2 提供之標準斷面等溫線圖

3.7.3 火害折減

根據本三年期研究之前兩年報告【134】【135】建議，Eurocode 2 之等溫線深度取柱面深度，不取角隅深度能有較準確之分析結果，圖 3-49(a)與(b)分別標示 Eurocode 2 火害 2hr 標準斷面等溫線圖之 500°C 與 400°C 等溫線位置與主筋深度位置，而保護層厚度為 4 cm，恰對應至圖中 500°C 等溫線位置，因此本研究以 500°C 折減橫向鋼筋強度作為使用 Eurocode 2 標準斷面等溫線圖之橫向鋼筋強度，此外，真實斷面等溫線圖如圖 3-27 (g)與(h)所示，500°C 等溫線深度列於表 3-9，主筋與橫向鋼筋真實溫度如圖 3-27 (c)與(d)所示，所有火害模型之混凝土失效深度與材料折減係數如表 3-16 所示。



(a) 400 與 500°C 等溫線位置

(b) 主筋深度位置

(溫度單位°C；長度單位：mm)

圖 3-49 Eurocode 2 火害 2hr 標準斷面等溫線圖位置標示

表 3-16 火害折減總表

Model		Model-Actual T		Model-Code	
試體編號		F35	F70	F35	F70
混凝土失效深度 (mm) [失效等溫線]		29 [500°C]	46 [500°C]	40 [500°C]	55 [400°C]
主筋 折減係數 Φ	T (°C)	308	412	350	
	彈性模數： Φ_E	0.792	0.680	0.750	
	降伏強度： Φ_f	1.000	0.956	1.000	
橫向鋼筋 折減係數 ϕ	T (°C)	450	529	500	
	彈性模數： ϕ_E	0.689	0.516	0.600	
	降伏強度： ϕ_f	0.976	0.690	0.780	

3.7.4 材料模型

本研究共使用 2 種材料模型，分別為鋼筋與混凝土材料，詳細如下：

3.7.4.1 混凝土材料

混凝土材料模型分為受圍束之核心混凝土與未受圍束之保護層混凝土，兩者皆使用 Concrete01 材料卡，其材料組成律係根據 Kent 與 Park 【138】提出之壓應力應變曲線，並忽略混凝土拉力貢獻，如圖 3-50 所示，其中，圍束混凝土模型參考 Scott 等人於 1982 年修正 Kent 與 Park 提出之圍束混凝土模型 【139】，將圍束效應以(式 3-2)計算之圍束比 K 呈現，圍束混凝土之抗壓強度 Kf'_c 與抗壓強度時之應變 $K\epsilon_c$ 為未圍束混凝土之抗壓強度 f'_c 與抗壓強度時之應變 ϵ_c 乘上此圍束比 K 以考慮圍束效應，且過了抗壓強度後之強度衰減斜率 Z_m 依據(式 3-3)計算，最小圍束混凝土殘餘強度為 $0.2Kf'_c$ ，可以計算核心混凝土極限應變 ϵ_{ccu} 並輸入於 Concrete01 材料卡之 ϵ_{cu} ，此外，本研究假設未圍束混凝土於 $2\epsilon_c$ 時強度衰減至 0，而設計抗壓強度 350 與 700 kgf/cm² 之混凝土 ϵ_c 分別採 0.0025 與 0.003，詳細應力應變示意圖如圖 3-51 所示。

其中， ρ_s 為橫向鋼筋比，可由(式 3-4)計算； f_{yt} 為橫向鋼筋降伏強度； h' 為圍束混凝土深度，對於一均勻保護層之構件，可由柱寬減 2 倍保護層厚度計算； s 為箍筋間距； A_{st} 為橫向鋼筋面積；(式 3-3)中之 f'_c 使用 MPa 計算。

$$K = 1 + \rho_s \frac{f_{yt}}{f'_c} \quad (\text{式 3-2})$$

$$Z_m = \frac{-0.5}{\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} + 0.75\rho_s \sqrt{\frac{h - 2c}{s}} - K\epsilon_o} \quad (\text{式 3-3})$$

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{h's} \quad (\text{式 3-4})$$

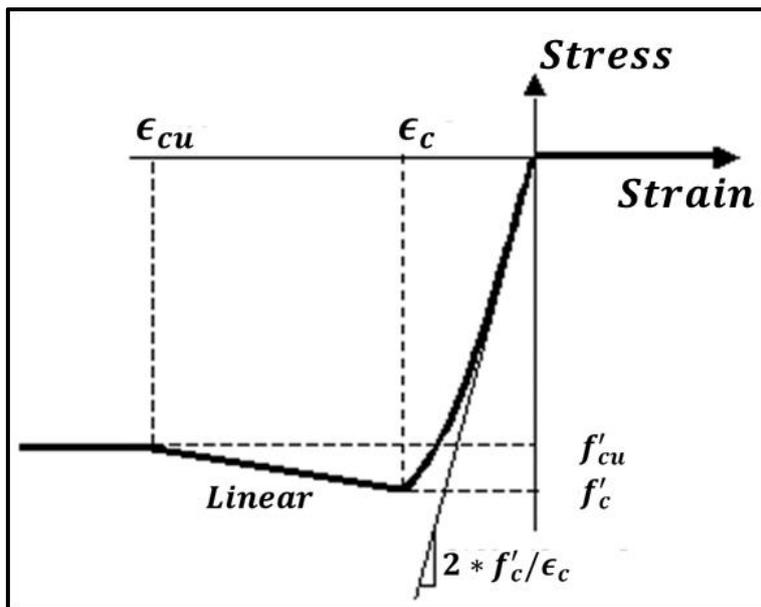


圖 3-50 Concrete01 材料卡之材料組成律【140】

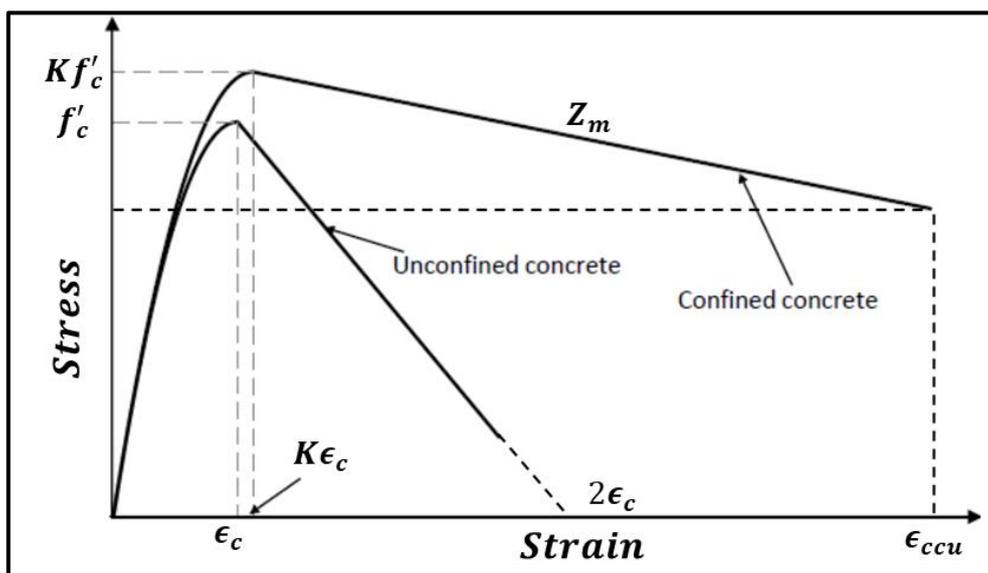


圖 3-51 混凝土材料模型示意圖

所有模型之混凝土圍束比 K 如表 3-17 所示，Concrete01 材料卡輸入參數如表 3-18 所示，其中，符號皆與圖 3-50 相同，混凝土抗壓強度皆使用反覆載重試驗天之抗壓強度，如表 3-6 所列。

表 3-17 核心混凝土圍束比

試體	模型	圍束比 K
N35	Model	1.270
N70	Model	1.146
F35	Model-Actual T	1.344
	Model-Code	1.281
F70	Model-Actual T	1.129
	Model-Code	1.155

表 3-18 Concrete01 材料卡之輸入參數

參數名稱	單位	保護層混凝土	核心混凝土
N35 與 F35 試體			
f'_c	kgf/cm ²	-477	-477K
ϵ_c	-	-0.0025	-0.0025K
f'_{cu}	kgf/cm ²	0	-95.4K
ϵ_{cu}	-	-0.005	-0.05
N70 與 F70 試體			
f'_c	kgf/cm ²	-882	-882K
ϵ_c	-	-0.003	-0.003K
f'_{cu}	kgf/cm ²	0	-176.4K
ϵ_{cu}	-	-0.008	-0.05

3.7.4.2 鋼筋材料

鋼筋材料使用 Hysteretic 材料卡，其材料組成律以三折線為主，而本研究不考慮鋼筋應變硬化強度，只利用兩折線來模擬鋼筋材料組成律，如圖 3-52 所示。

鋼筋材料所需參數為 f_y 與 ϵ_y ，輸入參數如表 3-19 所示，其中，主筋降伏強度使用鋼筋抗拉試驗所得之強度，如表 3-7 所列。

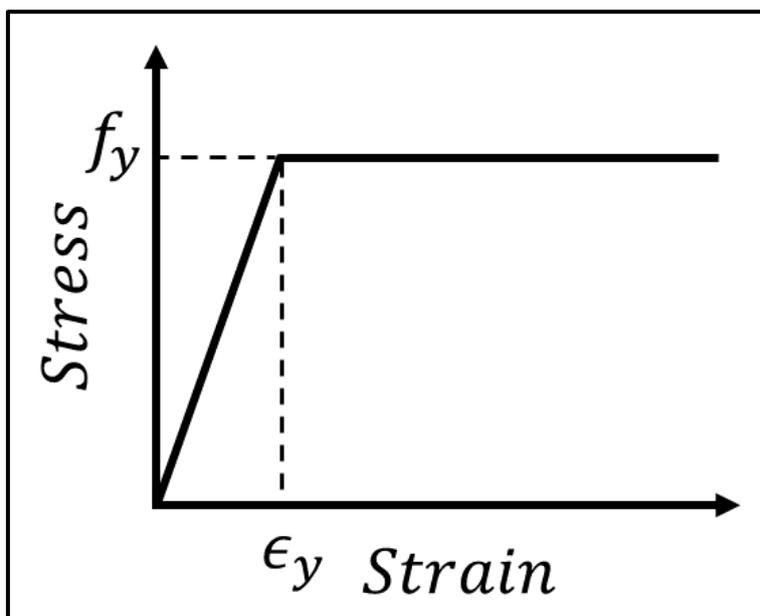


圖 3-52 鋼筋材料模型

表 3-19 鋼筋材料輸入參數

參數名稱	單位	輸入值	
		N35、N70	F35、F70
f_y	kgf/cm ²	5868	5868 Φ_f
ϵ_y	-	0.00288	0.00288 $\frac{\Phi_f}{\Phi_E}$

3.7.5 塑鉸模型

鋼筋混凝土柱受軸力與側向力之作用下會有三種破壞模式，分別為撓曲破壞、撓剪破壞與剪力破壞，其中，破壞模式取決於柱剪力與撓曲側向強度，為了有效分析與模擬柱子側推行為，在柱體桿件元素上定義纖維斷面模擬其撓曲行為，並另外定義一個含有水平向勁度之彈簧於柱端，以模擬剪力塑鉸行為，此外，本研究還考慮柱端鋼筋與混凝土握裹滑移貢獻柱體側向變形之行為，於柱底定義一個含旋轉勁度之彈簧來模擬。

圖 3-53 為模型示意圖，共使用 2 個零長度彈簧元素(A 與 B)，詳細介紹如下：

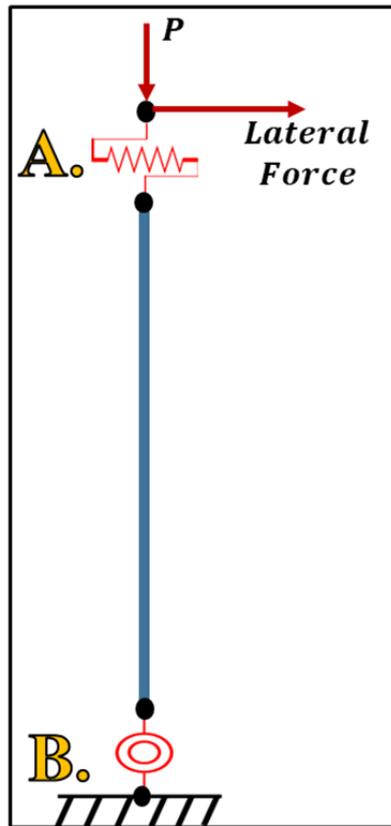


圖 3-53 OpenSees 模型示意圖

3.7.5.1 撓曲塑鉸

柱子的撓曲行為由 OpenSees 之纖維斷面進行模擬，纖維斷面模組可任意將斷面切割成數個纖維，如圖 3-54 所示，使用者可依需求定義每個纖維之材料組成律，因此將材料塑性行為定義於纖維斷面即可完成柱體撓曲塑鉸之設置。

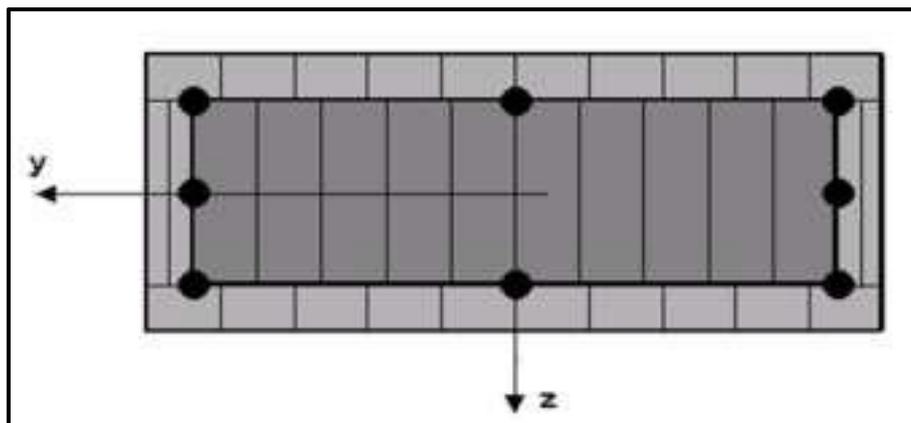


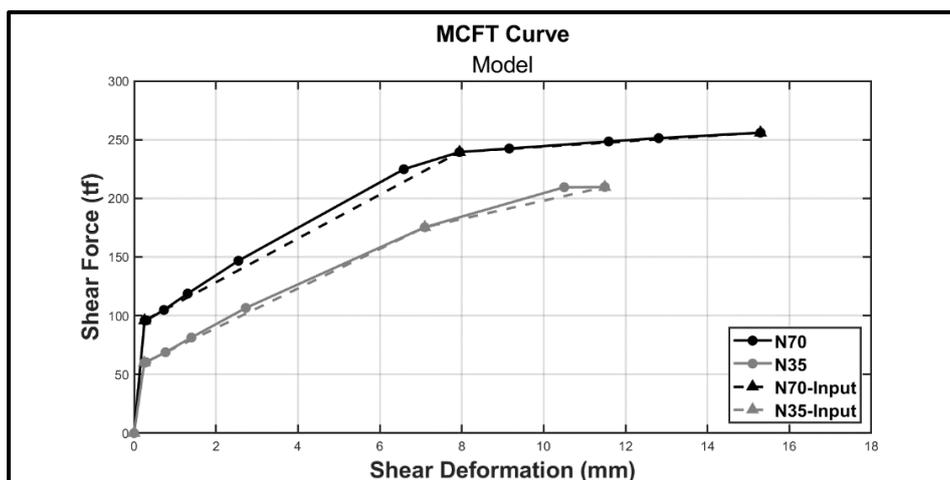
圖 3-54 OpenSees 纖維斷面

3.7.5.2 剪力塑鉸

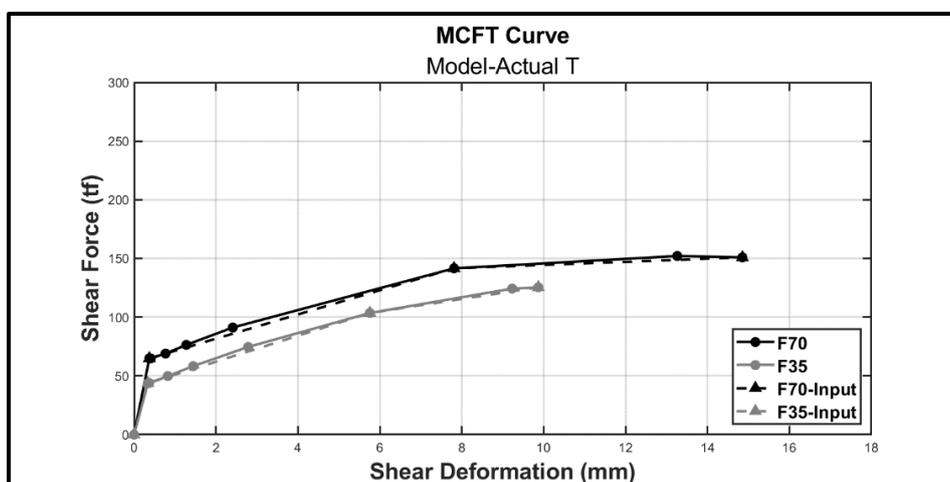
剪力塑鉸是為了模擬柱體剪力與撓剪破壞行為，本研究採用 Vecchio 與 Collins 於 1986 年提出之修正壓力場理論(Modified Compression-Field Theory, MCFT) 【141】計算試體剪力與剪力位移之關係並定義於圖 3-53 中之 A 彈簧。

修正壓力場理論係將開裂後之混凝土視為一種新材料，考慮裂縫處之局部平衡並引入平均應力與應變之概念，利用變形諧和、力平衡與材料組成率計算鋼筋混凝土剪力與剪力變形之間的關係，此外，由於計算過程需要平衡外部施加之軸力，因此修正壓力場理論也能將軸力對於試體側向變形能力之影響納入。

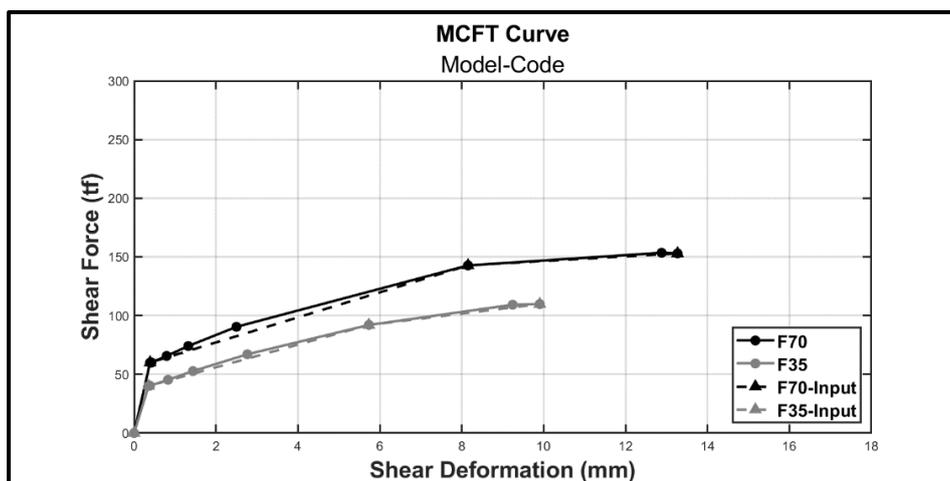
所有數值模型利用修正壓力場理論計算出之剪力與剪力位移曲線(以下簡稱 MCFT 曲線)如圖 3-55 中實線所示，其中，本研究將 MCFT 曲線定義於 Hysteretic 材料卡，並將此材料定義於圖 3-53 中之 A 彈簧，因此需要將 MCFT 曲線簡化成三折線，如圖 3-55 中虛線所示。



(a) Model



(b) Model-Actual T



(c) Model-Code

圖 3-55 MCFT 曲線

3.7.5.3 柱端鋼筋滑移模型

鋼筋於混凝土中發生握裹滑移在模擬鋼筋混凝土行為上一直是不可忽視的問題，本研究與本三年期研究之前兩年報告【134】【135】相同，採用 Elwood 等人【142】提出之建議公式計算鋼筋滑移造成之等效旋轉勁度 K_{slip} ，如(式 3-5)所示，並利用線彈性材料(Elastic)定義於圖 3-53 之 B 彈簧。

其中， u 為混凝土與鋼筋間平均握裹力，單位為 MPa 並由(式 3-6)計算； d_b 為主筋直徑； f_s 為主筋降伏強度； EI_{flex} 為斷面剛度，需透過斷面彎矩曲率分析獲得，而 Elwood 等人建議取彎矩曲率曲線中，原點與降伏點之割線斜率，其中，降伏點定義為混凝土達到抗壓強度或鋼筋降伏之先發生者，本研究 Model 與 Model-Actual T 之彎矩曲率分析如圖 3-56 與表 3-20 所示，可以發現斷面剛度介於 0.44 至 0.68 倍 $E_c I_g$ ，因此本研究採平均值 0.55 係數作為所有數值模型計算斷面剛度之公式，如(式 3-7)所示， E_c 為混凝土彈性模數，採規範建議之(式 3-8)計算【143】，單位使用 kgf/cm^2 ； I_g 為斷面慣性矩。

所有模型之鋼筋滑移等效旋轉勁度 K_{slip} 輸入值如表 3-21 所列。

$$K_{slip} = \frac{8u}{d_b f_s} EI_{flex} \quad (\text{式 3-5})$$

$$u = 0.8\sqrt{f'_c} \quad (\text{式 3-6})$$

$$EI_{flex} = 0.55E_c I_g \quad (\text{式 3-7})$$

$$E_c = 12000\sqrt{f'_c} \quad (\text{式 3-8})$$

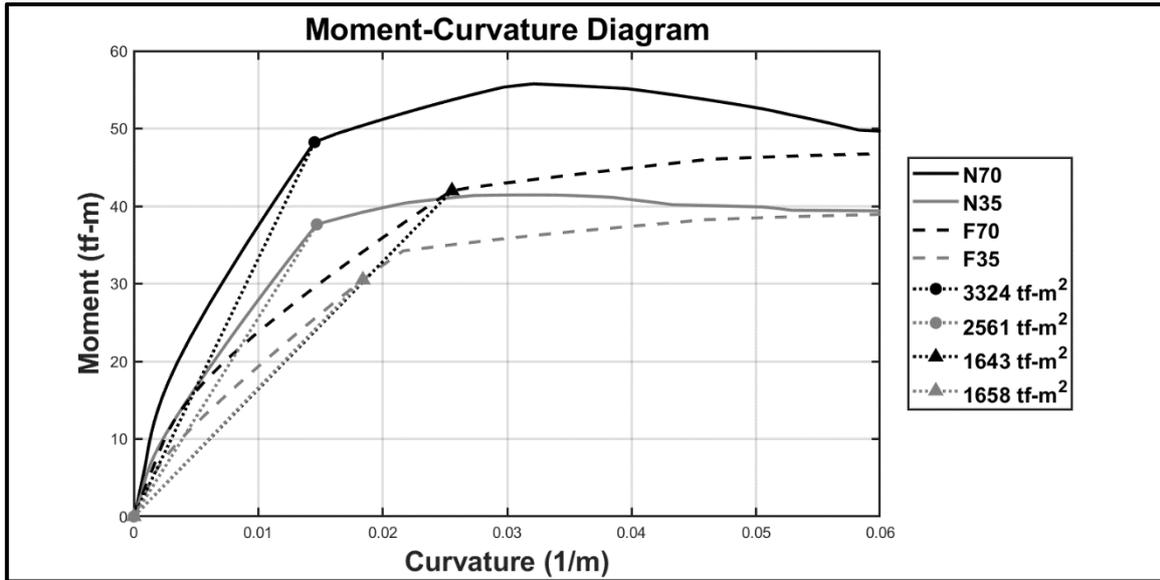


圖 3-56 Model 與 Model-Actual T 之彎矩曲率分析

表 3-20 未火害試體斷面剛度

模型	$(EI)_{flex}$	$E_c I_g$	$(EI)_{flex}/E_c I_g$
Model (N35)	2561 tf-m ²	5573 tf-m ²	0.46
Model (N70)	3324 tf-m ²	7589 tf-m ²	0.44
Model-Actual T (F35)	1658 tf-m ²	2578 tf-m ²	0.64
Model-Actual T (F70)	1643 tf-m ²	2398 tf-m ²	0.68

表 3-21 鋼筋滑移之等效旋轉勁度

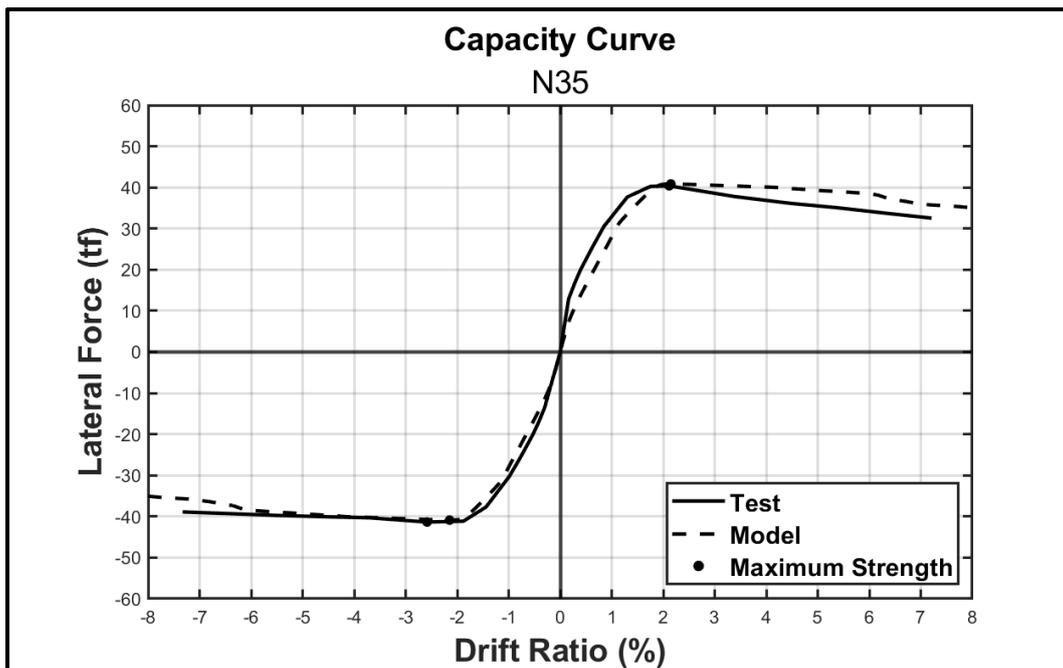
試體	模型	等效旋轉勁度 K_{slip}
N35	Model	9163 tf-m
N70	Model	16991 tf-m
F35	Model-Actual T	3670 tf-m
	Model-Code	2813 tf-m
F70	Model-Actual T	4947 tf-m
	Model-Code	3795 tf-m

3.7.6 數值分析結果

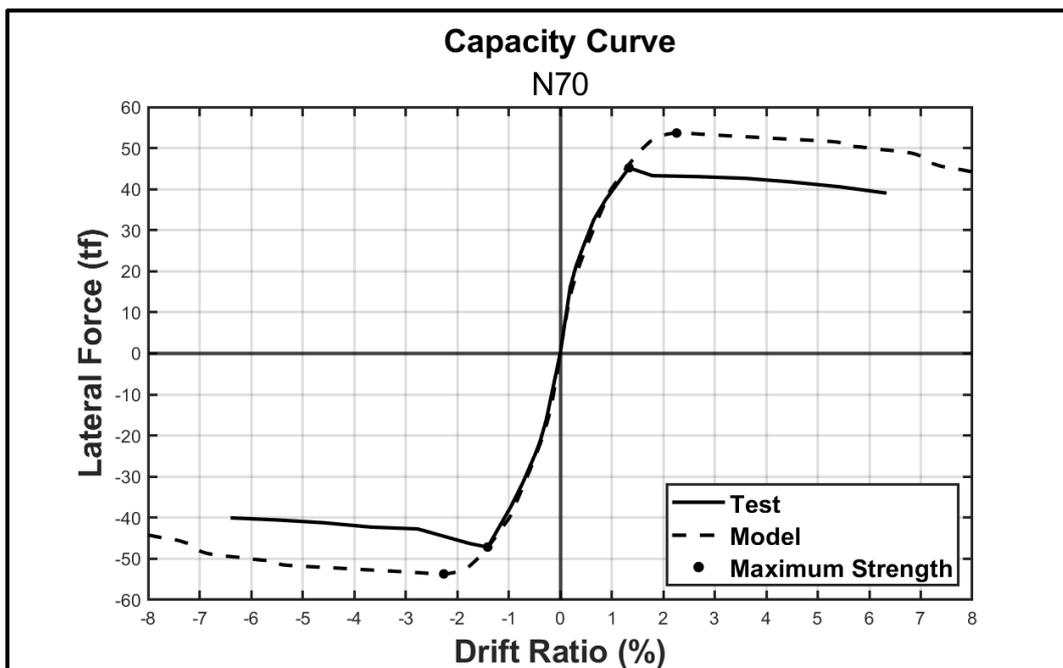
圖 3-57 與圖 3-58 分別為未火害與火害試體容量曲線分析結果，並將最大強度列於表 3-22 比較，可以看到除了 N70 試體，其他試體於強度、勁度皆有合理且接近之分析結果，此外，本研究數值模型並未考慮鋼筋應變硬化強度，而火害試體由於混凝土斷面縮小，主筋於側向強度之影響會增加，因此本研究團隊判斷火害試體分析模型容量曲線後段下降得較實驗曲線多是未考慮鋼筋應變硬化強度之影響，屬合理誤差範圍。

由圖 3-40 中可以看到 N70 試體於保護層混凝土壓碎時先出現縱向裂縫，於變位角 2%時，縱向裂縫寬度約為 2 mm，並不是理想混凝土壓碎之破壞形式，且數值模型曲線後段趨勢接近實驗曲線，因此本研究團隊認為 N70 試體混凝土於反覆載重實驗時並未發展出完整之抗壓強度，或圓柱試體之抗壓強度高估 N70 試體混凝土實際抗壓強度而產生此誤差。

由分析結果可以看出使用 Eurocode 2 提供之標準斷面等溫線圖評估鋼筋混凝土火害後斷面殘餘強度可以有合理且較實際斷面溫度保守之分析結果，從表 3-16 可以看到使用 Eurocode 2 提供之標準斷面等溫線圖與實際等溫線圖間，混凝土失效深度皆高估約 10 mm，主筋溫度界於 F35 與 F70 試體實際主筋溫度間，且皆小於 500°C，使得主筋強度折減量差異小，因此，Model-Code 與 Model-Actual T 主要差異為混凝土失效深度不同導致試體最大側向強度與勁度之不同，其中勁度差異主要由鋼筋握裹滑移之等效旋轉彈簧勁度影響，混凝土失效深度較深導致計算等效旋轉勁度之 I_g 較小而有較保守之勁度分析結果，但仍界於合理之分析誤差範圍內，因此本研究結論同本三年期研究之前兩年報告【134】【135】，建議使用 Eurocode 2 之 500°C 等溫線法評估鋼筋混凝土火害後斷面殘餘強度，而斷面等溫線圖可使用實際溫度或 Eurocode 2 提供之標準斷面等溫線圖，若使用後者會有較保守之分析結果。

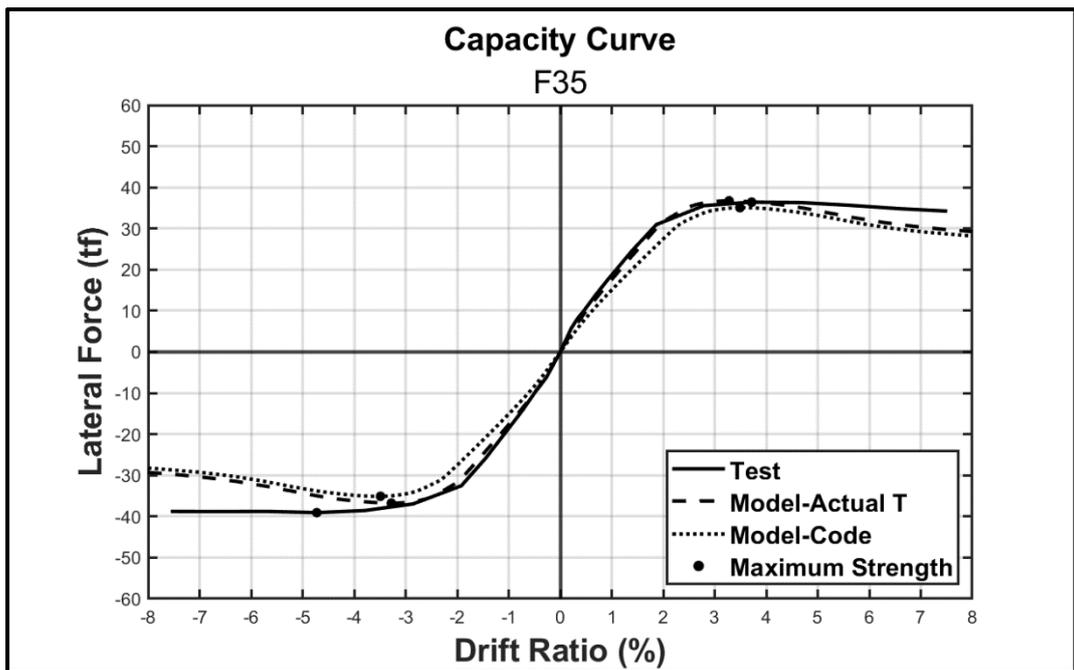


(a) N35 試體

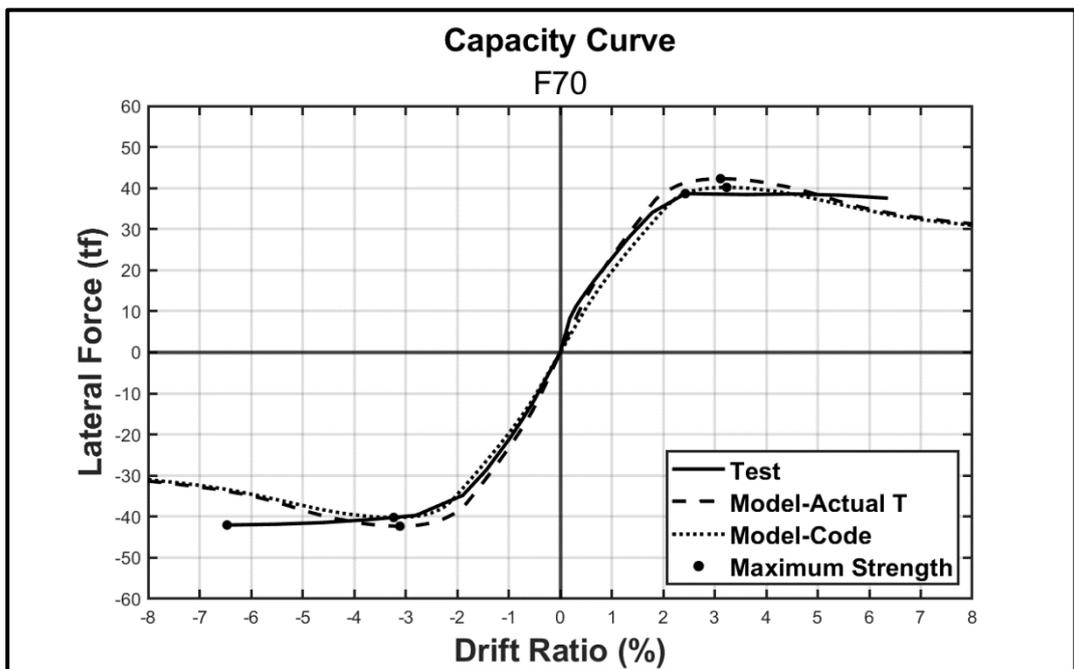


(b) N70 試體

圖 3-57 未火害試體容量曲線分析結果



(a) F35 試體



(b) F70 試體

圖 3-58 火害試體容量曲線分析結果

表 3-22 數值分析與實驗最大側向強度比較

項目	N35	N70	F35		F70	
Test	40.9	46.2	37.7		40.3	
Model Code/Actual	40.9	53.7	35.1	36.8	40.2	42.3
Difference	-0.01%	+16%	-7.0%	-2.6%	-0.4%	+4.9%

第8節 小結

- (1) 對於混凝土設計抗壓強度 350 與 700 kgf/cm² 之試體，標準火害 2 小時後最大側向強度分別下降 7.6 與 13%，而有效勁度分別下降 48 與 55%，可發現火害 2 小時對於高強度鋼筋混凝土之最大側向強度影響不大，且使用一般強度與高強度混凝土之有效勁度下降幅度相近。
- (2) 本研究比較本三年期研究之第一年度【135】所進行之之一般強度鋼筋混凝土柱實驗，發現一般強度與高強度鋼筋混凝土柱在標準火害 2 小時且施加約 0.1 軸壓比下，側向強度下降幅度接近，介於 7.6 至 13%，而高強度較一般強度鋼筋混凝土柱勁度下降幅度多 10%，此外，一般強度較高強度鋼筋混凝土柱火害後遲滯迴圈發生明顯束縮現象，說明標準火害 2 小時對於高強度混凝土之損傷較大。
- (3) 使用 Eurocode 2 提供之標準斷面等溫線圖於 500°C 等溫線法混凝土失效深度相近，僅約略高估 10 mm。
- (4) 本研究完成高強度鋼筋混凝土柱之火害與未火害 OpenSees 數值模型建立並驗證其分析之準確度。
- (5) 本研究驗證 Eurocode 2 之 500°C 等溫線法於高強度鋼筋混凝土柱火害後斷面殘餘強度之評估，F35 與 F70 試體之最大強度約低於實驗值 7 與 0.4%，為合理且保守之分析結果。
- (6) 本研究團隊同本三年期研究之前兩年報告【134】【135】，建議使用 Eurocode 2 之 500°C 等溫線法評估鋼筋混凝土火害後斷面殘餘強度，而斷面等溫線圖可使用實際溫度或 Eurocode 2 提供之標準斷面等溫線圖，若使用後者會有較保守之分析結果。

第4章 火害後 RC 建築物之結構耐震性能評估與修復研究

第1節 實驗規劃

4.1.1 試體設計

本研究採用之試體為本三年期研究之第一年度【135】火害後一般強度鋼筋混凝土柱構件靜態反覆載重實驗後之三座試體，如圖 4-1 所示，於前期研究中，試體 CF1、CF2、CF3 於耐火爐先進行軸力加載，CF1 施加 22.5tf ($0.1f'_cA_g$)、CF2 施加 45tf ($0.2f'_cA_g$) 及 CF3 施加 67.5tf ($0.13A_g$)，軸壓加載完成後依照標準升溫曲線 CNS 12514-1 燃燒 3 hr，試驗結束後再依火害實驗設定之軸力進行靜態反覆載重實驗。實驗結束後，本研究將試體接手補強，將此三座單柱試體校正後進行鋼板包覆，試體 CF1、CF2、CF3 補強後以 CF1R、CF2R 及 CF3R 命名，並以與原實驗之相同軸力加載，進行靜態反覆載重實驗。

圖 4-1 至圖 4-3 所示分別為鋼筋混凝土單柱鋼板補強試體之前視圖、試體側視圖及試體柱身斷面圖。試體總高度為 2.6 m，包括基礎高度 0.8m、柱淨高 1.2 m 及柱頭高度 0.6m。全柱皆使用設計抗壓強度為 21 MPa 之混凝土；柱身主筋採 SD420W 之 D25 鋼筋 8 根，貫穿柱頭及基礎，柱身箍筋及繫筋則採 SD280W 之 D13 鋼筋，箍筋間距為 10cm，其中，閉合箍筋配合現行法規採 135 度彎鉤交錯配置，繫筋則為 135 及 90 度彎鉤交錯配置；柱頭之長向主筋採 8 根門字型 SD420W 之 D19 鋼筋兩兩對接，短向主筋則採 10 根門字型 SD420W 之 D19 鋼筋兩兩對接，箍筋配置與柱身相同；基礎之長向主筋採 20 根門字型 SD420W 之 D19 鋼筋兩兩對接，短向主筋則採 16 根門字型 SD420W 之 D19 鋼筋兩兩對接，箍筋配置則與柱身相同。將原試體柱身之保護層鑿除，包覆兩式厚度為 8mm 之門字型鋼板，鋼板與柱身之間隙則回填無收縮水泥砂漿，並於柱身頂部及底部各留 50mm 之空隙，以防止單柱變形時，損及試體韌性且避免鋼板變形產生破壞。同時，鋼板上部空隙有利於增加灌漿時之便利性。柱基礎埋置 4 根 PVC 管並貫穿基礎，以利後續反覆載重實驗時，配合高強力螺栓固定試體。柱頭南北側亦埋置四根 PVC 管以配合國震中心反力牆制動器之孔位鎖定。

表 4-1 RC 柱構件試體組別

	CF1R	CF2R	CF3R
軸力 (kN)	225	450	675
軸壓比	0.1	0.2	0.3

南北面

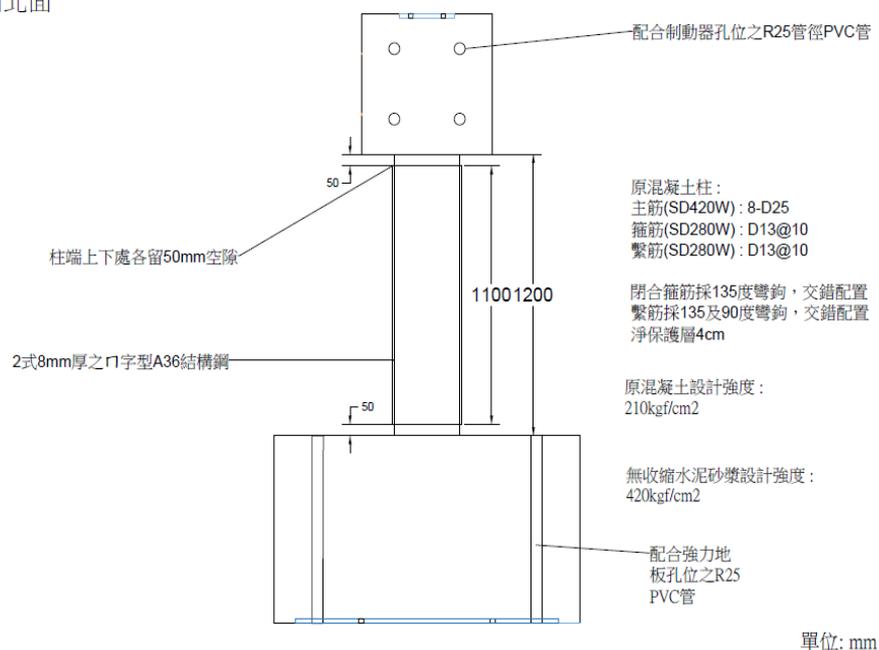


圖 4-1 試體前視圖

東西面

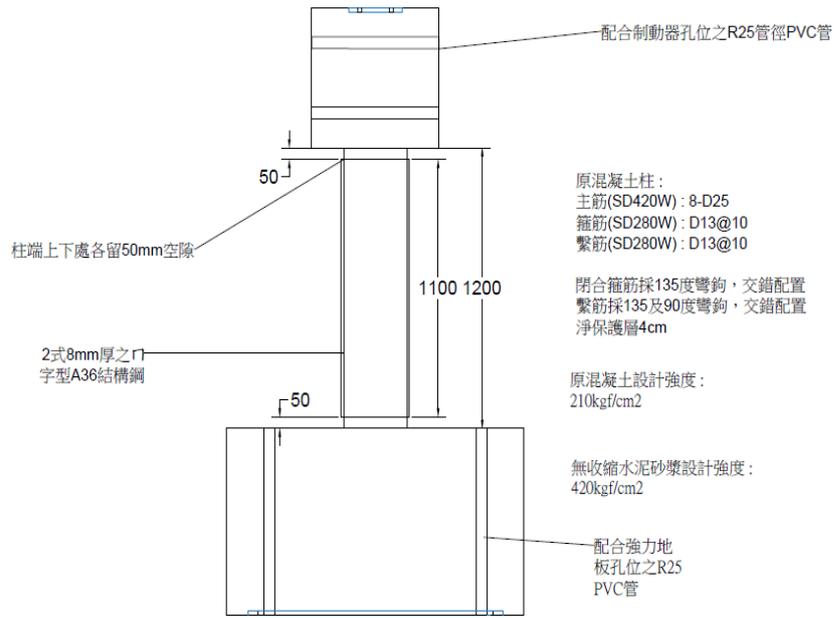


圖 4-2 試體側視圖

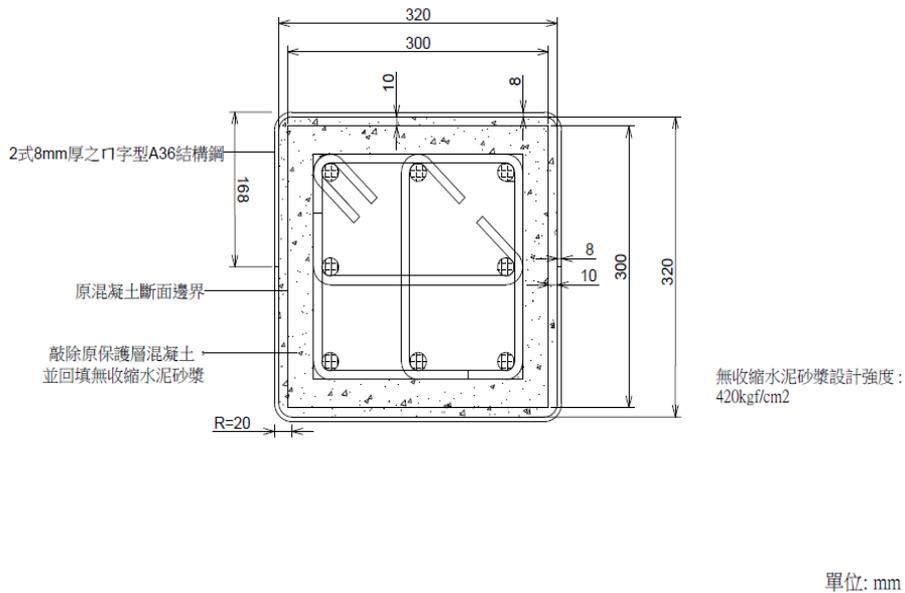


圖 4-3 柱身斷面圖

4.1.2 材料試驗數量

除原試體組成材料外，本研究所新增之材料為 A36 結構鋼鋼板及無收縮水泥砂漿。A36 結構鋼鋼板用於柱身補強；無收縮水泥砂漿回填於鑿除保護層後之柱身與鋼板間空隙。表 4-2 為材料試驗用量統計表。無收縮水泥砂漿之方塊試體如圖 4-4 所示，試驗用鋼板試片如圖 4-5 所示。

表 4-2 材料試驗數量統計表

	砂漿立方塊(塊)	鋼板試片(片)
鋼板抗拉試驗	-	3
7 天抗壓強度	3	-
28 天抗壓強度	3	-
實驗前抗壓強度	9	-

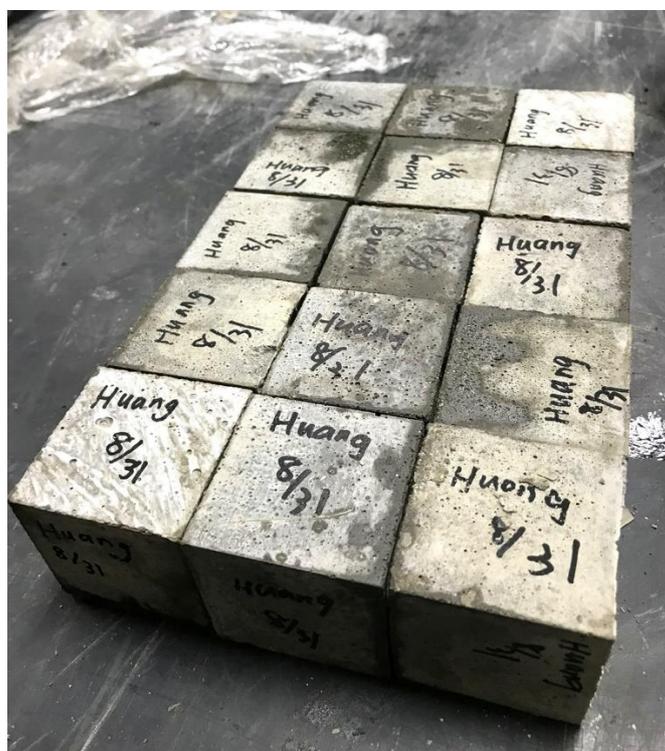


圖 4-4 無收縮水泥砂漿之方塊試體

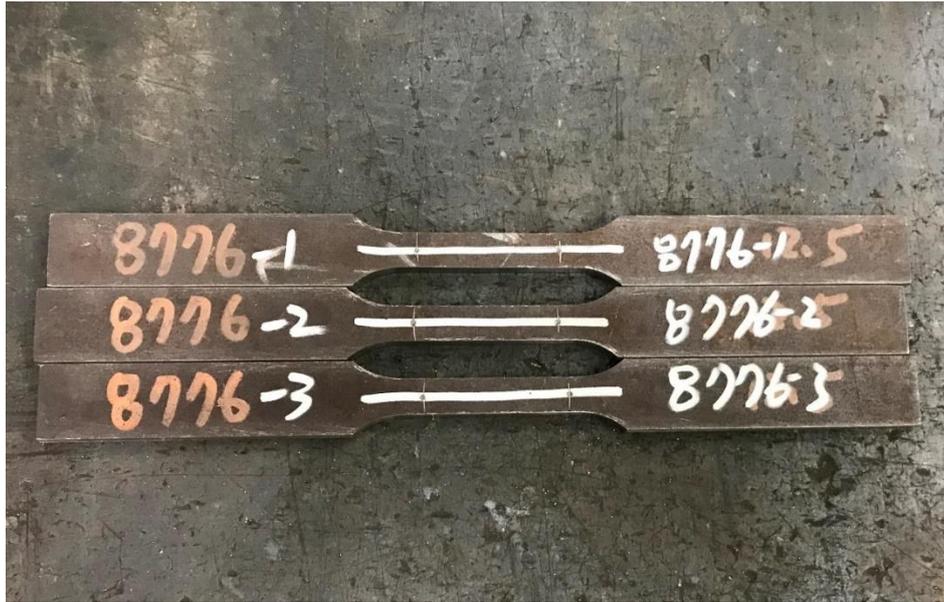


圖 4-5 鋼板試片

第2節 試體製作

本研究三座單柱試體之施作工程，於 2021 年 6 月 8 日起由鴻創營造股份有限公司承攬。各試體皆於內政部建築研究所之台南防火實驗室外空間組模、焊接鋼板以及灌漿作業，採用直立式施作方式，詳細施作步驟於以下小節說明。

4.2.1 柱頭校正

試體於前期研究中經歷火害試驗及反覆載重試驗，導致殘餘變形產生，使柱頭孔位偏移，為避免影響孔位無法順利與反覆載重試驗之制動器接合，因此於試體補強前先進行柱頭校正，以基礎為基準，依據設計圖確認柱頭正確位置，利用鉛錘確認柱頭偏移量，如圖 4-6 所示，並於校正過程中逐步確認直至完成校正。



圖 4-6 確認柱頭偏移量

4.2.2 柱身保護層鑿除

試體經歷火害及反覆載重試驗後，試體柱身混凝土保護層多已開裂鬆脫失去作用，因此將柱身表面保護層鑿除至箍筋處，如圖 4-7 所示。試體後續安裝鋼板於柱身後，原保護層區域會以灌注無收縮水泥砂漿填補。



圖 4-7 柱身保護層鑿除

4.2.3 鋼板組立及焊接

本研究設計將柱身頂部與底部各留 5cm 之空隙，避免導致鋼板變形及利於灌漿，因此將一 5cm 模板置於底部，再進行鋼板組立。由於本研究採用矩形鋼板包覆，因此須將四角修正為圓弧狀。將鋼板組立包覆於柱身時，應以水平儀確認鋼板垂直安裝，避免鋼板歪斜影響試驗結果。本研究採用兩式門字型 8mm 之 A36 結構鋼鋼板進行柱身包覆焊接，如圖 4-8 所示。焊接時需確認鋼板焊縫確實焊透，避免於後續反覆載重實驗時焊縫開裂，導致非預期之試驗結果。焊接完成後如圖 4-9 所示。



圖 4-8 鋼板焊接



圖 4-9 鋼板焊接完工

4.2.4 灌注無收縮水泥砂漿

本試驗採用佐根化工建材之 WR04-A3 無收縮水泥砂漿，於現地進行砂漿拌合，灌注前先於柱身頂部安裝臨時模板，使得頂部之空隙亦可順利被砂漿灌注，並於模板鑿孔利於灌漿。由於砂漿流動性高，因此採取由高至低之灌注方式使砂漿著實填滿保護層厚度及鋼板內壁。灌注完成後一天拆模，拆除柱身頂部及底部模板，確認柱身皆以灌實。施工過程如圖 4-10 至圖 4-13 所示。



圖 4-10 柱身頂部裝設臨時模板



圖 4-11 灌注無收縮水泥砂漿



圖 4-12 柱身底部拆模



圖 4-13 拆模後之單柱試體

4.2.5 柱頭植筋

由於反覆載重實驗時柱頭上方會安裝荷重計，因此柱頭須根據荷重計之孔位進行植筋。於柱頭頂面確認孔位後鑽鑿植筋位置，接著注入高強度植筋膠並垂直植入螺桿，待植筋膠固化後即完成柱頭頂面之植筋，如圖 4-14 所示。植筋時留意螺桿需垂直植入，避免螺桿無法順利通過荷重計之孔位。



圖 4-14 拆模後之單柱試體

第3節 實驗配置

本實驗於試體柱頭頂面架設荷重計、油壓千斤頂及鋼梁，於垂直方向施加指定軸壓力，而高性能制動器組裝於柱頭，負責施加水平方向之側向力，由位移控制試驗之水平荷載歷程，直至柱頂位移達指定的層間位移角，層間位移角定義為柱頂位移除以柱高，而試驗配置及組裝如圖 4-15 及圖 4-18 所示。

本實驗共有三座試體，分別為 CF1R、CF2R 及 CF3R，首先於柱頭施加軸壓，CF1R 施加 22.5tf ($0.1f'_c A_g$)、CF2R 施加 45tf ($0.2f'_c A_g$)及 CF3R 施加 67.5tf ($0.3f'_c A_g$)，接著以位移控制水平荷載歷程直至柱頂位移達指定的層間位移角，分別為 0.25%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%、6%、7%、8%。每個位移角實施三個迴圈，如圖 4-18 所示。並於每一層間位移角倍數推至第三迴圈之正向及逆向峰值時暫停實驗，觀察柱身鋼板變化及柱身頂部、底部發展之裂縫。

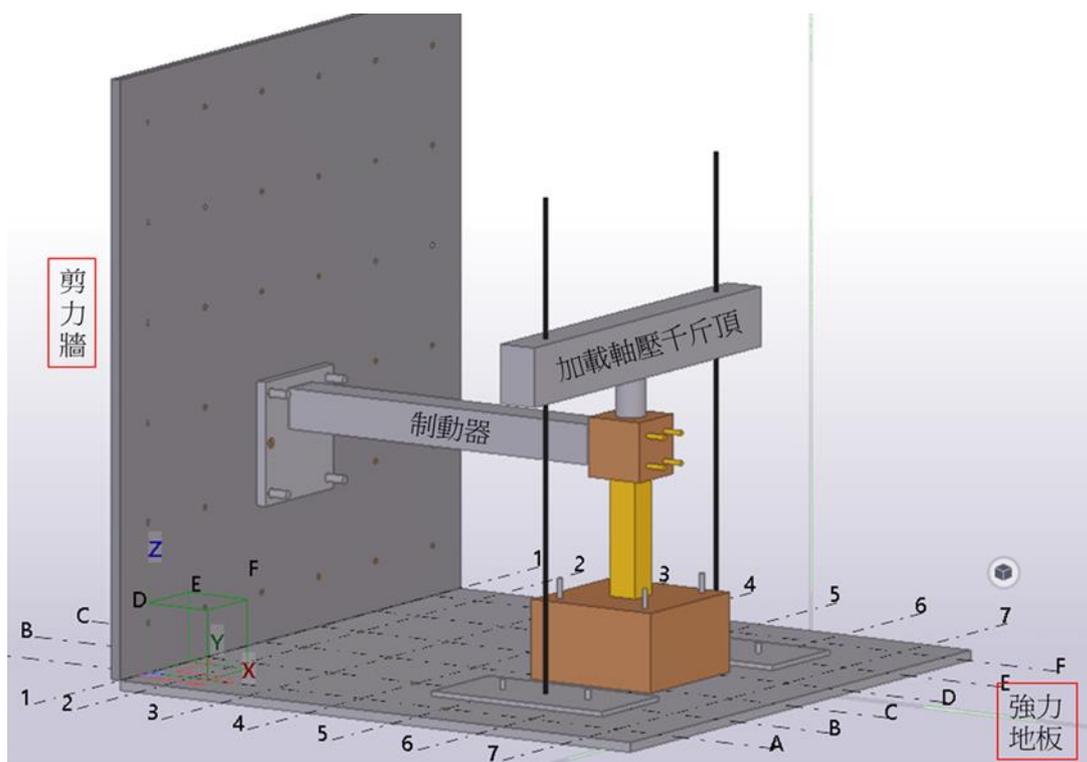


圖 4-15 反力牆之反覆載重試驗試體配置示意圖



圖 4-16 試驗配置前視圖



圖 4-17 試驗配置側視圖

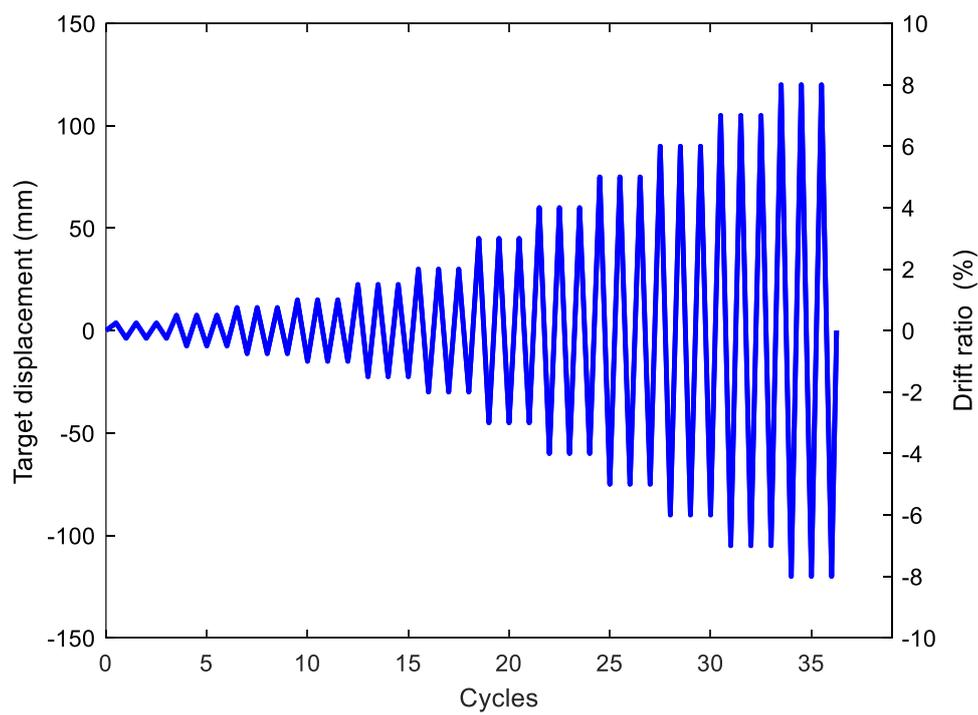


圖 4-18 試驗位移歷程圖

第4節 實驗結果

本節將敘述三座鋼板補強試體於反覆載重實驗下之行為表現，反覆載重實驗之目的係獲得遲滯迴圈，用以了解補強前後之試體強度、韌性及消能能力。三座試體依據實驗規劃之位移路徑進行靜態反覆加載且同時荷載軸壓，於每一層間位移角倍數推至第三迴圈正向及逆向峰值時暫停試驗，觀察柱身變化發展。

由於此三座試體於前期研究中已經歷火害實驗及反覆載重試驗，因此有不可避免之殘餘變位。於試體施作時已將柱頭校正，確認可與側向之制動器及上方荷重計連結組裝，但柱身經校正後仍有些許歪斜，導致制動器衝程無法達目標層間位移角 8%。因此，根據每柱試體歪斜程度，將 CF1R、CF2R、CF3R 之目標層間位移角更改為 7%、6%、7%。三座試體 CF1R、CF2R 及 CF3R 分別於預定時間 2021 年 12 月 27 日、12 月 29 日及 2022 年 01 月 04 日於國家地震工程研究中心台南實驗室之反力牆完成反覆載重實驗。

4.4.1 CF1R 試體

CF1R 試體之遲滯迴圈與包絡線如圖 4-19 所示，其第一象限最大側力為 162.04 kN，第三象限之最大側力為 149.92 kN。當層間變位角達到 5% 後側力開始下降，層間位移角 7% 達到水平致動器位移上限，故實驗予以終止。

CF1R 之試驗過程如圖 4-20 至圖 4-22 所示，圖片北面為面向反力牆，側力為負向。試體之南北面為受壓受拉面，觀察南北面之實驗過程可發現，於層間位移角 1.5% 以前並無明顯裂縫及變化。當層間變位角達 4% 時，可發現南北面柱底水泥砂漿裂縫皆明顯增大。層間位移角 6% 至 7% 變化時，南北面柱底之水泥砂漿皆大面積剝落；試體之東西面為受剪力面，觀察東西面之實驗過程可發現，於層間位移角 1% 以前並無明顯裂縫及變化。當層間變位角達 2% 時，東面開始出現柱底水泥砂漿之斜向裂縫。當層間變位角達 3% 時，東面之斜向裂縫已超過 15cm，且西面出現明顯角隅裂縫。由層間位移角 4% 至 7%，東西面之斜向裂縫快速生成，且於 7% 時西向之基礎頂面混凝土翻起。

實驗結束後，觀察試體可發現雖南北面柱底之水泥砂漿大部分剝離，但保護層未完全破壞，因此無鋼筋外露情形；東西面柱底僅角隅處水泥砂漿脫落。實驗後試體四面鋼板內部之砂漿並無明顯脫落，且鋼板於實驗前後無任何隆起變化。

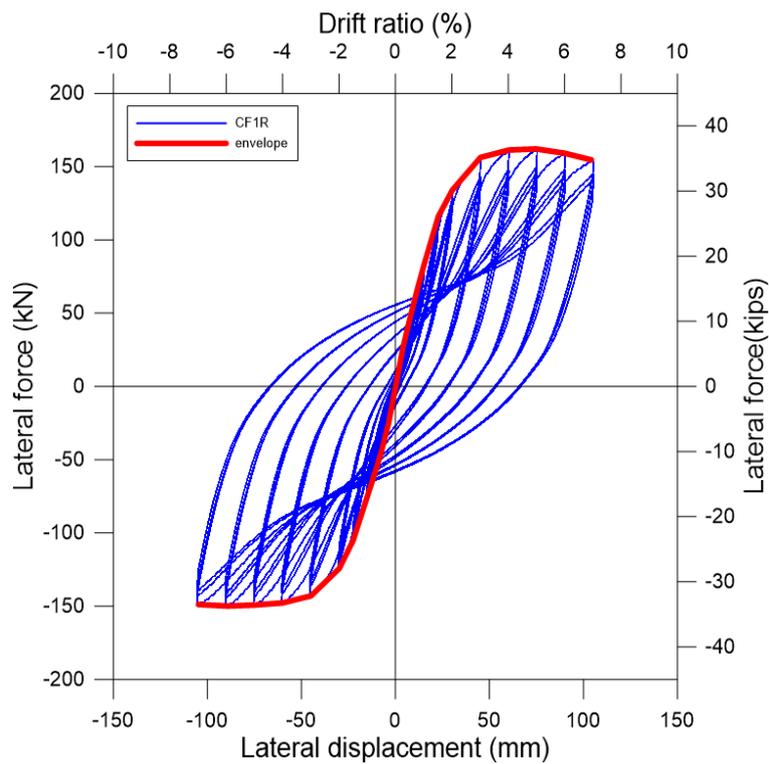


圖 4-19 CF1R 遲滯迴圈及包絡線

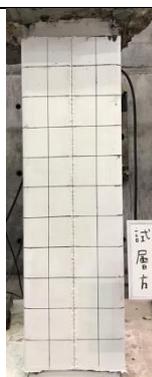
方向	Drift Ratio (%)			
	0.25	0.5	0.75	1
E				
W				
S				
N				

圖 4-20 CF1R 試體裂縫發展(1)

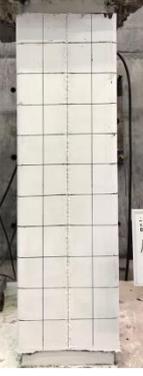
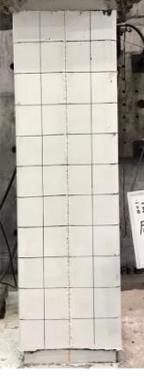
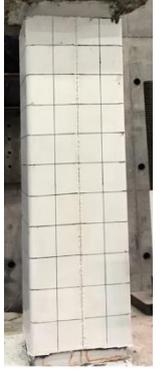
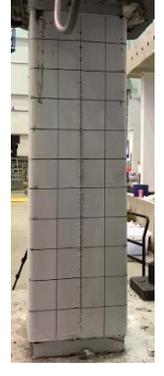
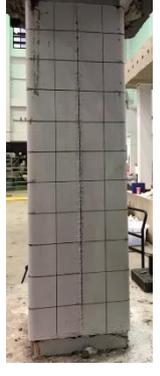
方向	Drift Ratio (%)			
	1.5	2	3	4
E				
W				
S				
N				

圖 4-21 CF1R 試體裂縫發展(2)

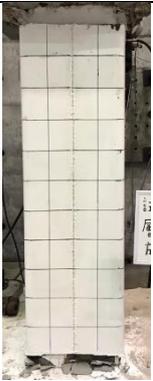
方向	Drift Ratio (%)		
	5	6	7
E			
W			
S			
N			

圖 4-22 CF1R 試體裂縫發展(3)

4.4.2CF2R 試體

CF2R 試體之遲滯迴圈與包絡線如圖 4-23 所示，其第一象限最大側力為 157.99 kN，第三象限之最大側力為 181.00 kN。當層間變位角達到 3%後側力開始下降，層間位移角 6%達到水平致動器位移上限，故實驗予以終止。

CF2R 之試驗過程如圖 4-24 至圖 4-26 所示，圖片北面為面向反力牆，側力為負向。南北面為受壓受拉面，觀察南北面之實驗過程可發現，於層間位移角 0.75%以前並無明顯裂縫及變化。當層間變位角達 3%時，南面之柱底已有超過一半柱寬之水泥砂漿塊翻起。當層間變位角達 4%時，南北面之柱底水泥砂漿皆已大面積剝落；試體之東西面為受剪力面，觀察東西面之實驗過程可發現，於層間位移角 1%以前並無明顯裂縫及變化。當層間變位角達 4%時，東西面柱底已產生許多水泥砂漿之斜向裂縫，且東面之裂縫發展至基礎頂面。當層間變位角達 5%時，由於南北面之水泥砂漿嚴重剝離，東西面柱底角隅處之水泥砂漿也已脫落。

實驗結束後，可以發現試體之南北面水泥砂漿大部分已剝離，但保護層未完全破壞，因此無鋼筋外露情形；東西面之殘餘寬度也縮減許多。試體四面之柱底水泥砂漿脫落情形較 CF1R 試體嚴重，但鋼板內部之砂漿並無明顯脫落，且鋼板於實驗前後無任何隆起變化。

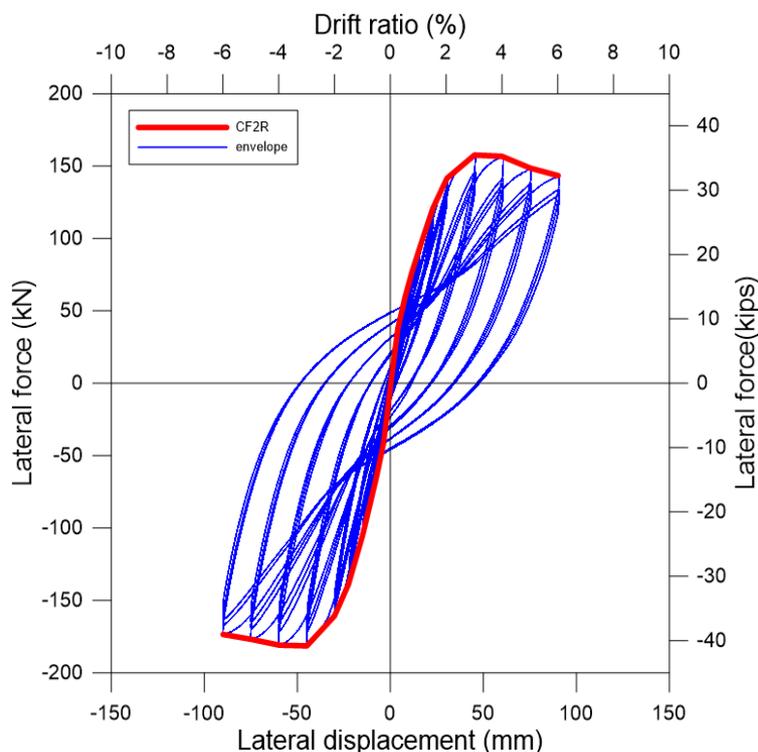


圖 4-23 CF2R 遲滯迴圈及包絡線

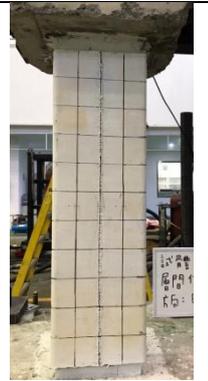
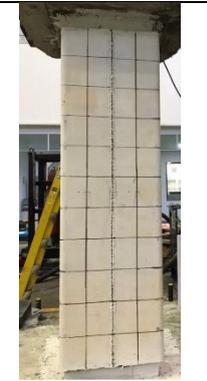
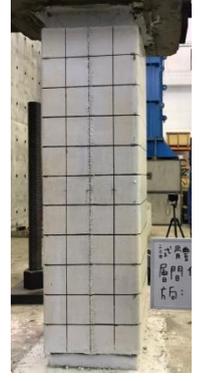
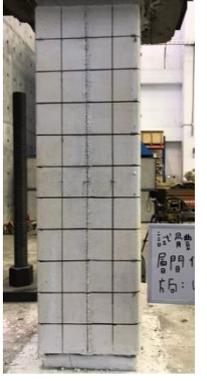
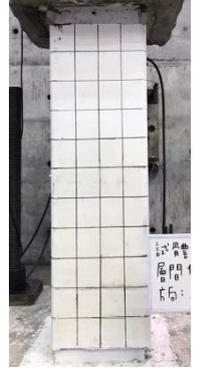
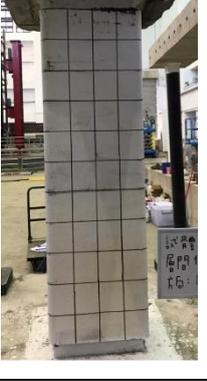
方向	Drift Ratio (%)			
	0.25	0.5	0.75	1
E				
W				
S				
N				

圖 4-24 CF2R 試體裂縫發展(1)

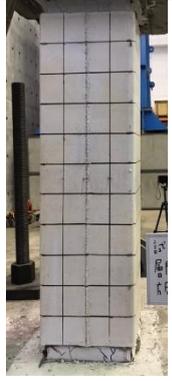
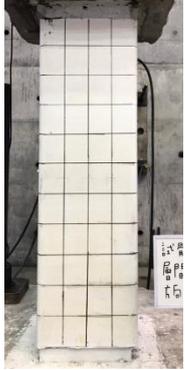
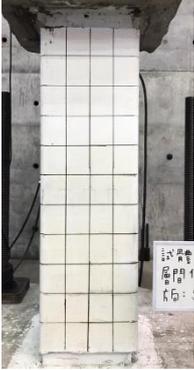
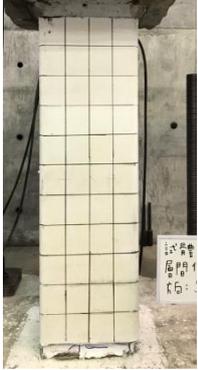
方向	Drift Ratio (%)			
	1.5	2	3	4
E				
W				
S				
N				

圖 4-25 CF2R 試體裂縫發展(2)

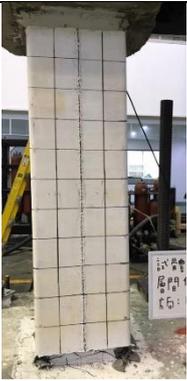
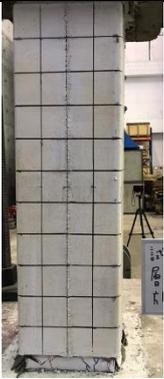
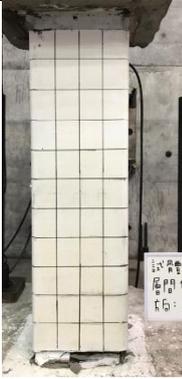
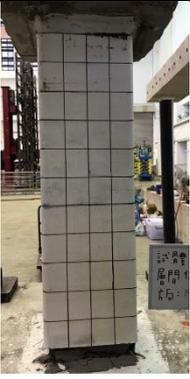
方向	Drift Ratio (%)	
	5	6
E		
W		
S		
N		

圖 4-26 CF2R 試體裂縫發展(3)

4.4.3CF3R 試體

CF3R 試體之遲滯迴圈與包絡線如圖 4-27 所示，其第一象限最大側力為 188.08 kN，第三象限之最大側力為 173.66 kN。當層間變位角達到 3%後第一象限側力開始下降，而當層間變位角達到 4%後，其第三象限側力開始下降。層間位移角 7%達到水平致動器位移上限，故實驗予以終止。

CF3R 之試驗過程如圖 4-28 至圖 4-30 所示，圖片北面為面向反力牆，側力為負向，南北面為受壓受拉面，觀察南北面之實驗過程可發現，於層間位移角 0.5%時，北面已出現垂直裂縫，相較於 CF1R 及 CF2R 裂縫發展時間早。當層間變位角達 1.5%時，北面柱底與基礎之交界面因拉力破壞開裂，產生一水平裂縫。當層間變位角達 3%時，南面之柱底水泥砂漿已大面積翹起剝落。當層間變位角達 5%時，南北面之柱底水泥砂漿已嚴重剝離；試體之東西面為受剪力面，觀察東西面之實驗過程可發現，於層間位移角 0.75 至 1%東西面已開始有裂縫發展。當層間變位角達 1.5%時，西面柱底已產生長度約 15cm 之斜向裂縫，且北面拉力破壞此時也延伸至西面。當層間變位角達 2%時，北面拉力破壞此時也延伸至東面，使東面之柱底與基礎接觸面亦開始產生水平裂縫。當層間變位角達 4%時，由於南北面之水泥砂漿嚴重剝離，東西面柱底角隅處之水泥砂漿也已脫落。

實驗結束後可以發現試體之南北面水泥砂漿皆已嚴重剝離，但保護層未完全破壞，因此無鋼筋外露情形；東西面之柱底呈現倒 V 型，角隅處皆已破壞，其殘餘寬度不到 20cm。試體四面之柱底水泥砂漿脫落情形較 CF1R 及 CF2R 試體嚴重，但鋼板內部之砂漿並無明顯脫落，且鋼板於實驗前後無任何隆起變化。

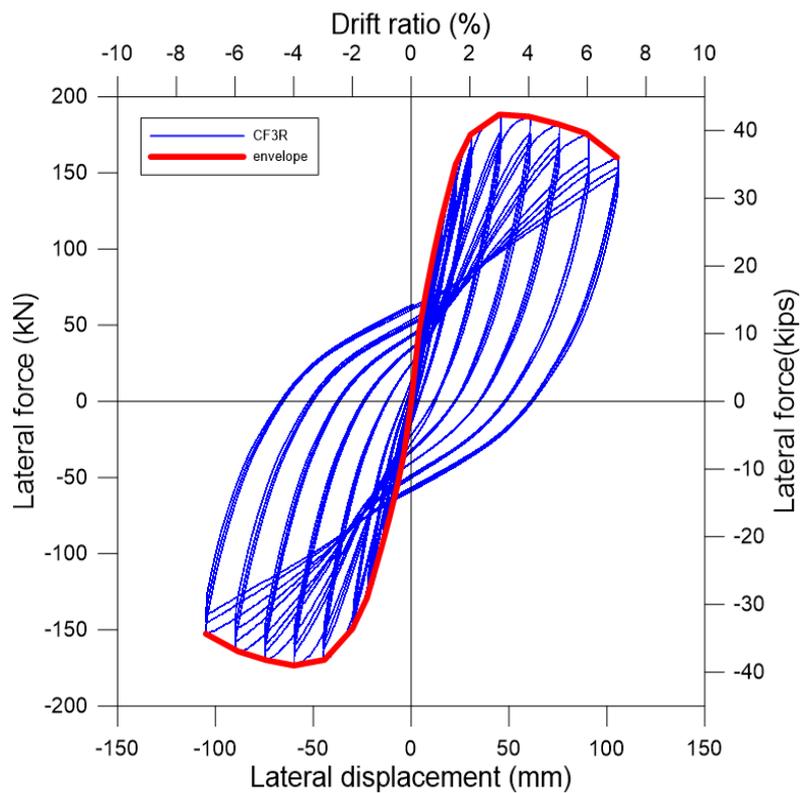


圖 4-27 CF3R 遲滯迴圈及包絡線

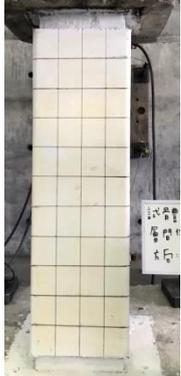
方向	Drift Ratio (%)			
	0.25	0.5	0.75	1
E				
W				
S				
N				

圖 4-28 CF3R 試體裂縫發展(1)

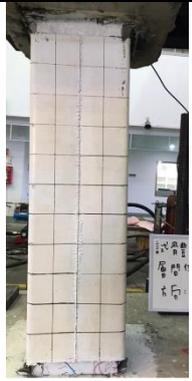
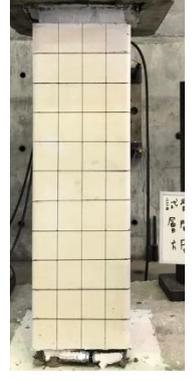
方向	Drift Ratio (%)			
	1.5	2	3	4
E				
W				
S				
N				

圖 4-29 CF3R 試體裂縫發展(2)

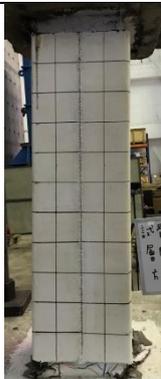
方向	Drift Ratio (%)		
	5	6	7
E			
W			
S			
N			

圖 4-30 CF3R 試體裂縫發展(3)

第5節 實驗結果討論

4.5.1 前言

本研究一共三座鋼板包覆鋼筋混凝土柱試體進行測試，靜態反覆載重實驗順序為 CF1R、CF2R、CF3R。本章節將會討論各試體間實驗結果之差異及鋼板補強之成效。

4.5.2 反覆載重實驗

CF1R、CF2R、CF3R 三座試體之遲滯迴圈及其包絡線對比圖如圖 4-31 至圖 4-32 所示，CF1R 及 CF3R 目標層間位移角為 7%，而 CF2R 之目標層間位移角為 6%。由圖所示三座試體於反覆載重實驗下其遲滯迴圈皆飽滿且對稱，並且由其包絡線可以看出破壞模式趨向撓曲破壞。三座試體之包絡線對比圖以及遲滯迴圈之對比如圖 4-31 及圖 4-32 所示，由圖可發現由於 CF2R 為此三座試體中柱身歪斜情況較嚴重者，因此在反覆載重實驗下，其包絡線明顯有強度偏向-x 方向的現象；針對 CF1R 及 CF3R 進行比較，可看出隨軸壓越大，其側向強度及初始勁度也越大，而勁度衰減現象亦更加顯著。

圖 4-33 至圖 4-35 為 CF1R、CF2R、CF3R 三座試體補強前後之遲滯迴圈比較，紅線為補強前試體，藍線則為補強後試體。由圖可知透過鋼板包覆補強後，側向強度及初始勁度皆有顯著之提升，且補強後試體有更好的消能能力。此外，根據補強前試體之遲滯迴圈可發現有迴圈束縮的現象，可能是前期之火害實驗導致鋼筋與混凝土握裹力不足造成握裹滑移，而補強後試體迴圈飽滿，並無迴圈束縮之現象。

本研究提出兩項分析方式，第一項分析為建立複合斷面之各分區材料模型，考量火害及鋼板圍束等各種效應，輸入於 XTRACT 斷面分析軟體進行彎矩曲率分析，並根據分析結果於結構分析軟體 ETABS 內建立塑鉸及勁度折減後進行側推分析。實驗包絡線與分析曲線比對如圖 4-36 至圖 4-38 所示，而實驗值及分析值如表 4-3 至表 4-5 所示。由圖可知隨軸壓比上升，其初始勁度及最大側力也規律地增加。比對分析值與實驗值，在初始勁度方面分析值大致擬合實驗值，CF1R、CF2R、CF3R 之分析值分別約為實驗值之 0.99 倍、1.0 倍及 1.08 倍，證實勁度折減以慣性矩控制可良好模擬其初始勁度。而在最大側力方面，CF1R、CF2R、CF3R 之分析值分別約為實驗值之 1.07 倍、1.03 倍及 1.07 倍。試驗值及分析值之些微誤差，原因可能為試體經火害及震害後，由於柱體有殘餘變形需進行校正才能進行反覆載重試驗，於校正過程中可能造成柱身二次破壞，因此分析值略為高估屬合理範圍。

第二項分析方式為利用三種不同來源方式修正火害後混凝土抗壓強度，並考量火害及鋼板圍束效應計算全斷面等效抗壓強度，輸入於 TEASPA 建立非線性鉸，最後設定勁度折減即可於 ETABS 內進行側推分析。實驗包絡線與分析曲線比對如圖 4-39 至圖 4-41 所示，而實驗值及分析值如表 4-6 至表 4-8 所示。由圖及表可知，勁度折減透過慣性矩控制可良好預估其初始變形能力，CF1R、CF2R 及 CF3R 試體之分析值約為實驗值之 0.98 倍、0.95 倍及 0.94 倍。由於考量 CF2 及 CF3 試體火害延時較長，於勁度折減時保守考量其火害效應，因此有略為低估之現象。考量無收縮水泥砂漿及鋼板圍束效應後，斷面等效抗壓強度並非由火害後混凝土控制，因此不同方法所預測之火害混凝土抗壓強度已無太大差異，根據分析結果比較可知，三種方法所預測之最大側力皆十分接近實驗值，CF1R、CF2R 及 CF3R 試體之分析值約為實驗值之 0.99 倍、0.96 倍及 1.01 倍。

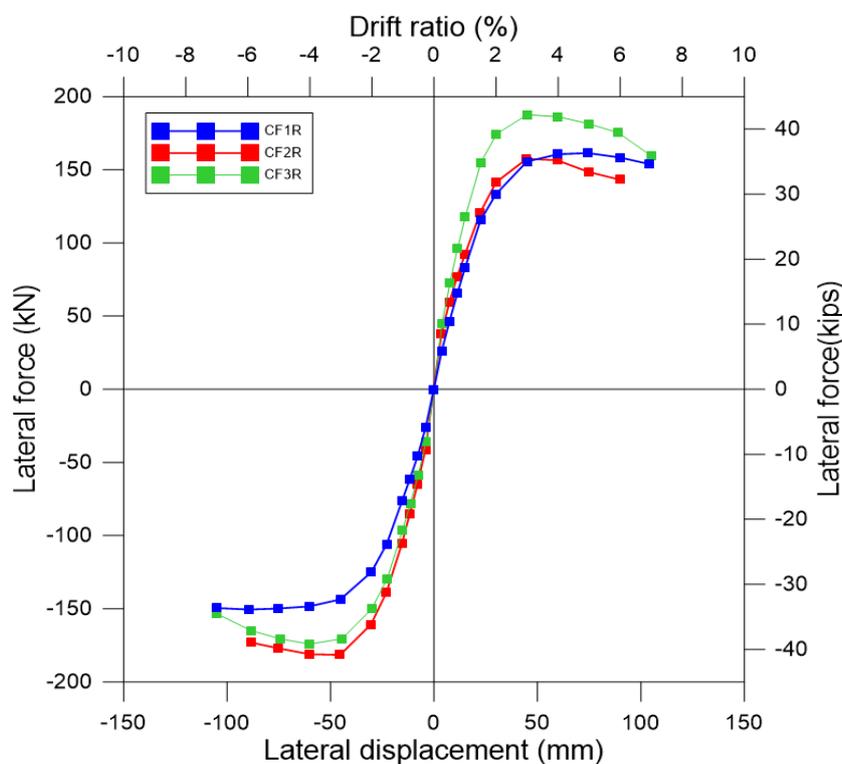


圖 4-31 三座試體之包絡線對比圖

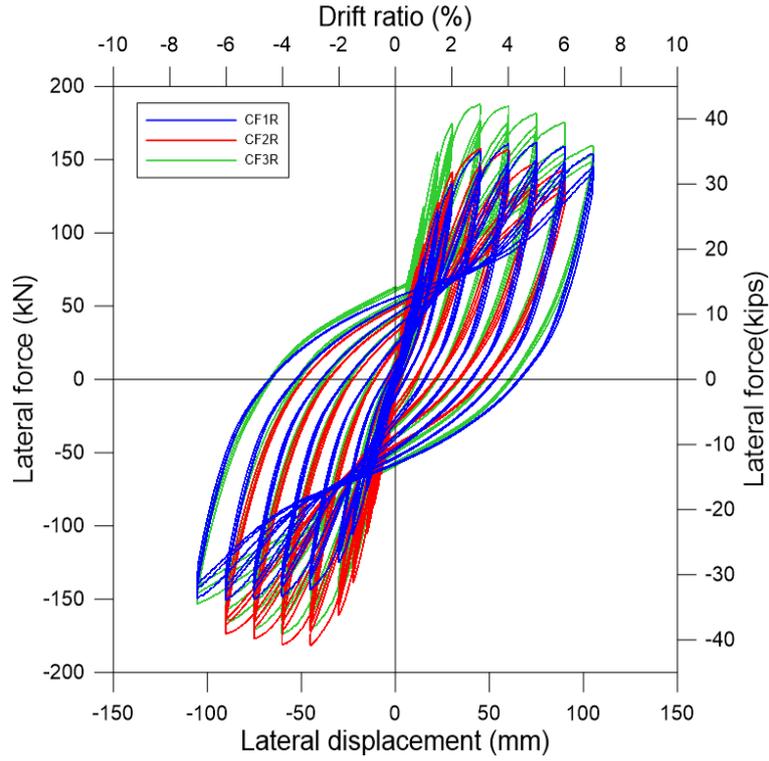


圖 4-32 三座試體遲滯迴圈對比圖

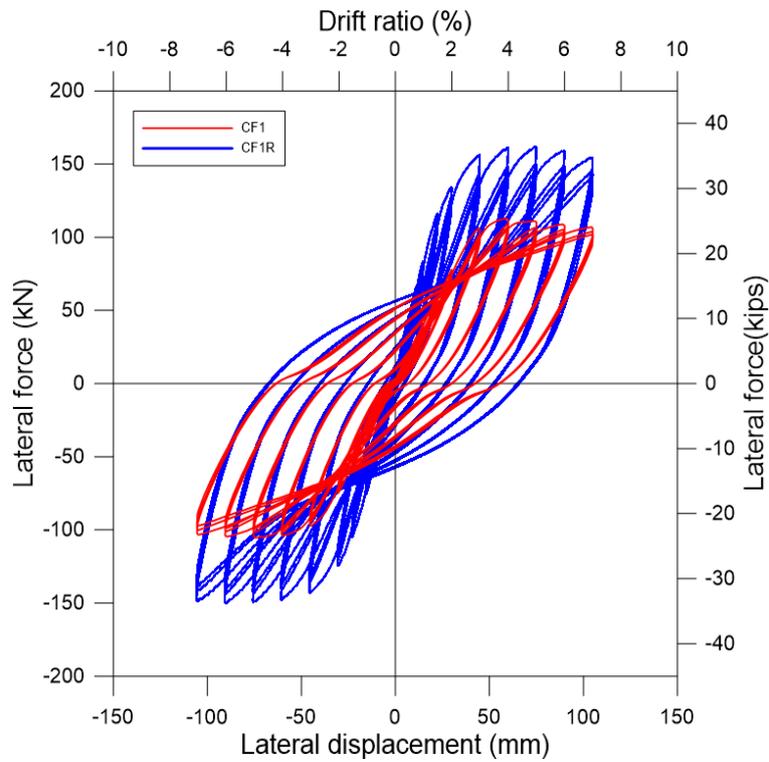


圖 4-33 CF1 試體補強前後遲滯迴圈對比圖

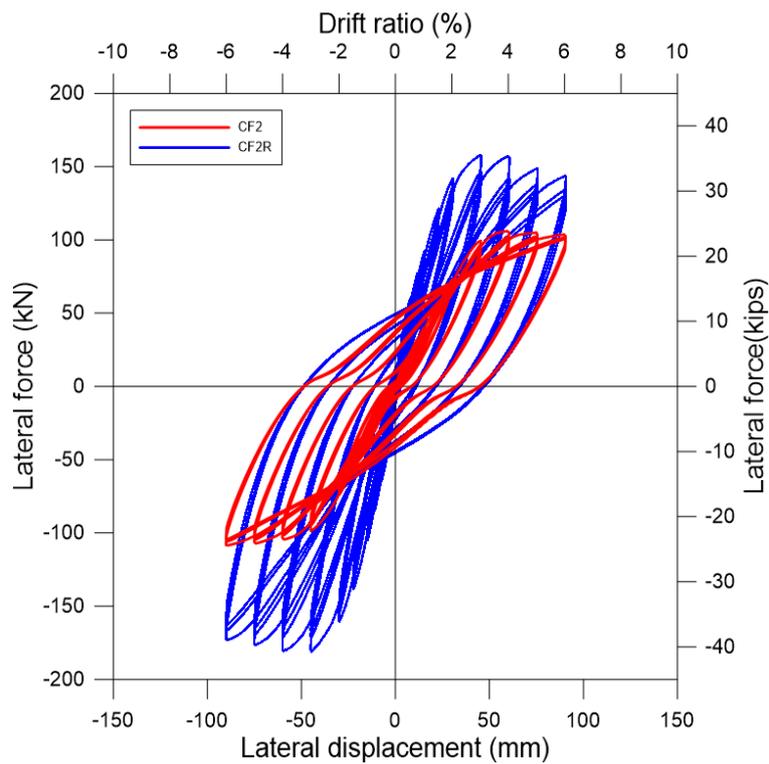


圖 4-34 CF2 試體補強前後遲滯迴圈對比圖

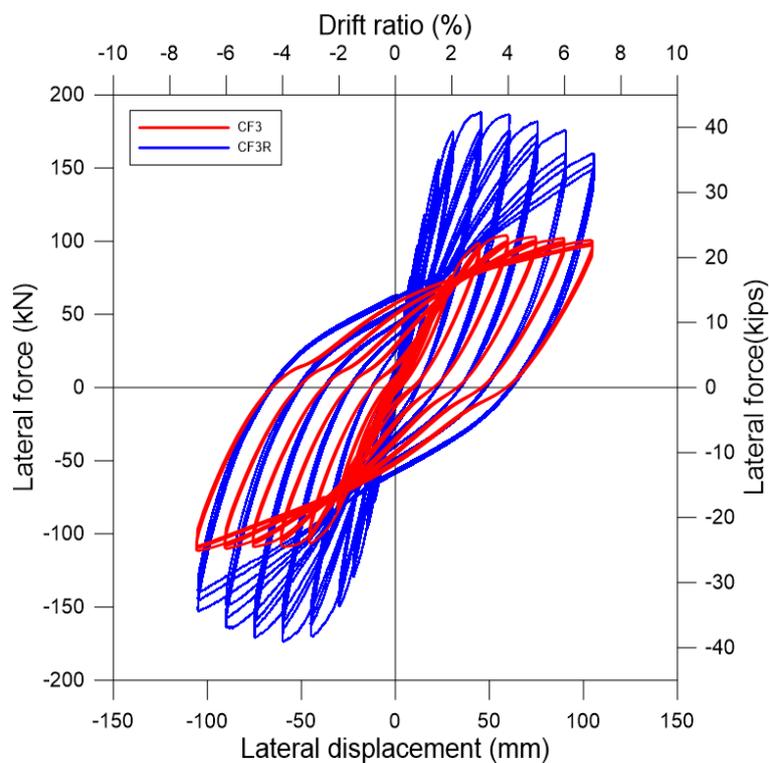


圖 4-35 CF3 試體補強前後遲滯迴圈對比圖

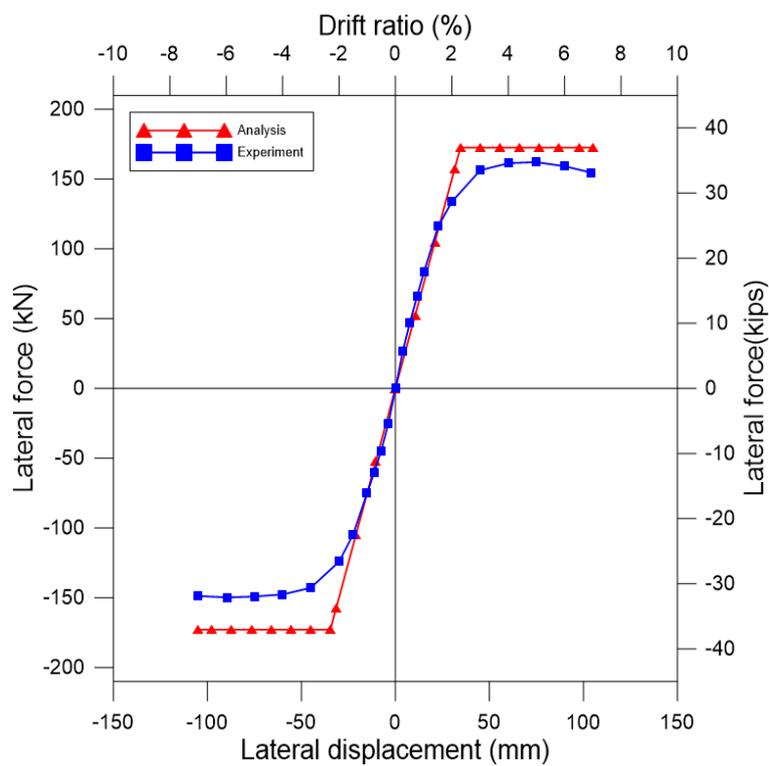


圖 4-36 CF1R 實驗值與 XTRACT 自定義塑鉸分析值對比圖

表 4-3 CF1R 實驗值與 XTRACT 自定義塑鉸分析值比較表

	初始勁度(kN/mm)	最大強度(kN)
實驗值	5.04	162.04
分析值	5.00	172.74
比值	0.99	1.07

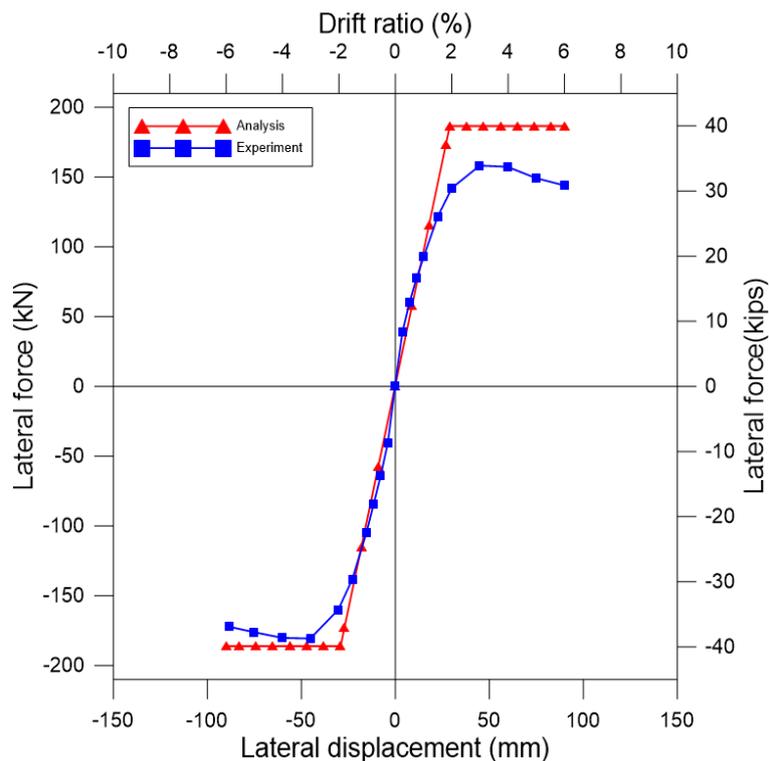


圖 4-37 CF2R 實驗值與 XTRACT 自定義塑鉸分析值對比圖

表 4-4 CF2R 實驗值與 XTRACT 自定義塑鉸分析值比較表

	降伏勁度(kN/mm)	最大強度(kN)
實驗值	6.39	181.00
分析值	6.41	186.37
比值	1.00	1.03

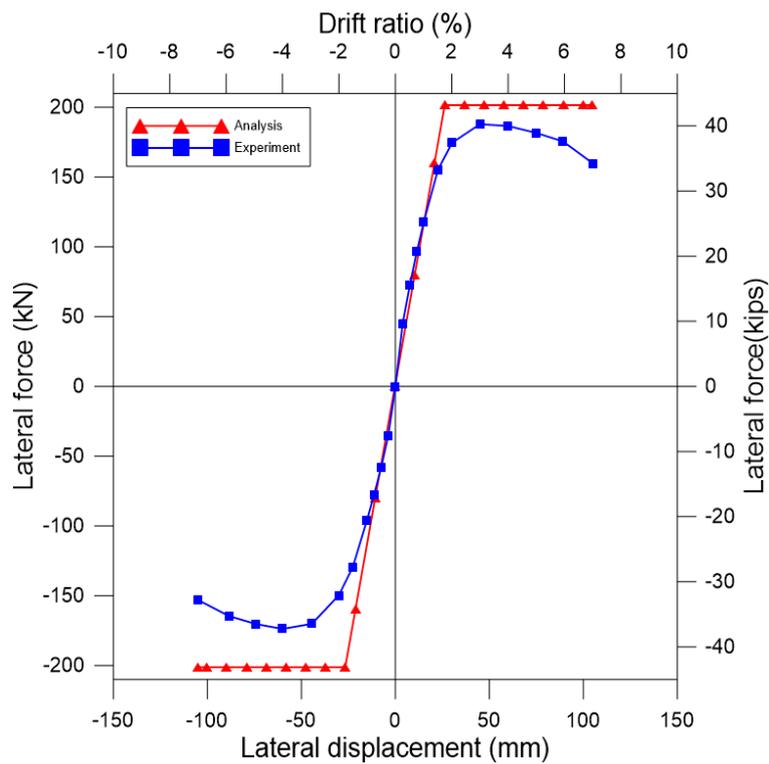


圖 4-38 CF3R 實驗值與 XTRACT 自定義塑鉸分析值對比圖

表 4-5 CF3R 實驗值與 XTRACT 自定義塑鉸分析值比較表

	降伏勁度(kN/mm)	最大強度(kN)
實驗值	7.03	188.08
分析值	7.61	201.38
比值	1.08	1.07

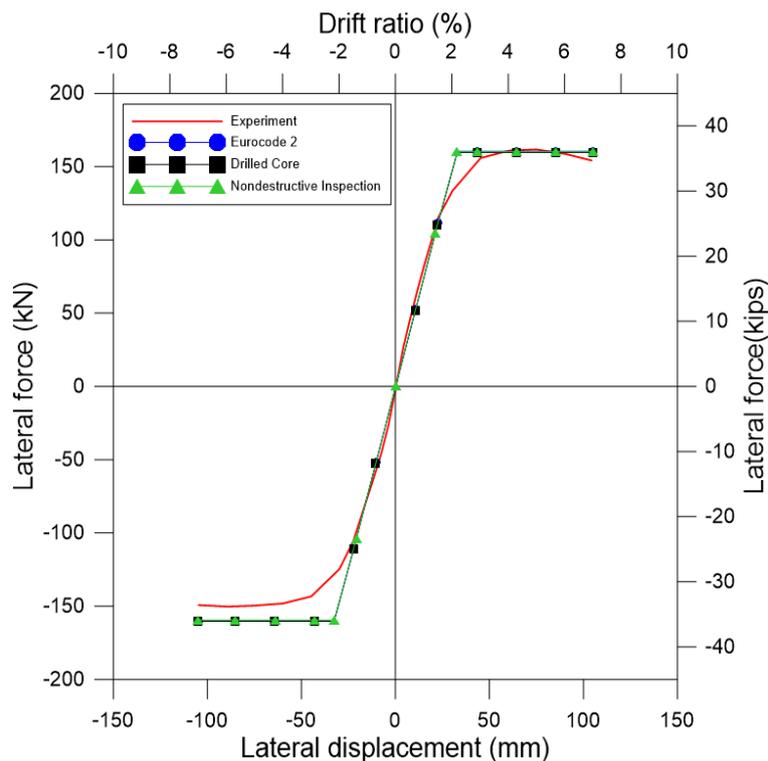


圖 4-39 CF1R 實驗值與 TEASPA 修正塑鉸分析值對比圖

表 4-6 CF1R 實驗值與 TEASPA 修正塑鉸分析值比較表

	初始勁度 (kN/mm)	比值	最大側力 (kN)	比值
實驗值	5.04	1.00	162.04	1.00
Eurocode 2	4.96	0.98	160.21	0.99
鑽心試體	4.96	0.98	160.00	0.99
非破壞性監測	4.96	0.98	159.74	0.99

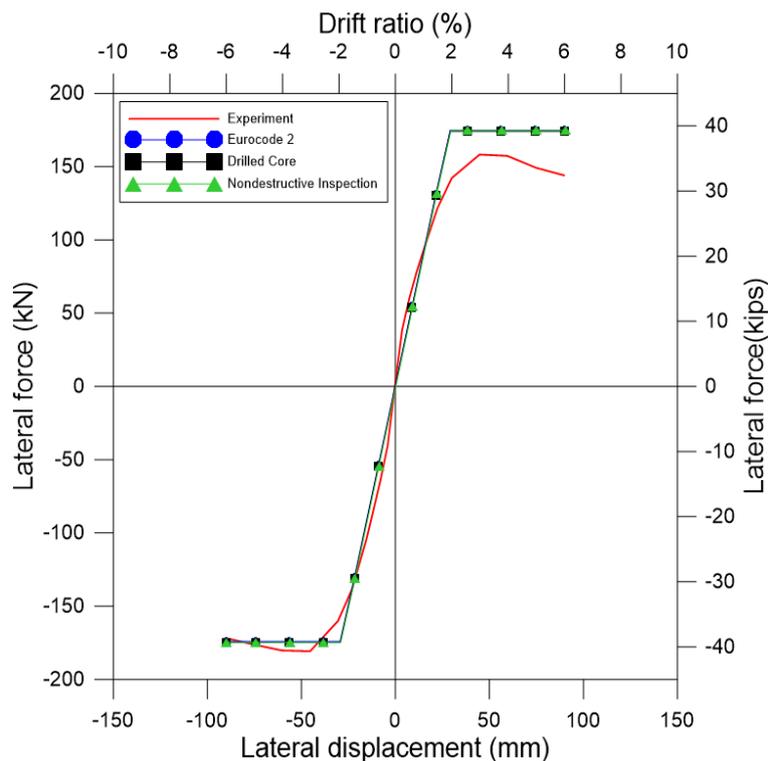


圖 4-40 CF2R 實驗值與 TEASPA 修正塑鉸分析值對比圖

表 4-7 CF2R 實驗值與 TEASPA 修正塑鉸分析值比較表

	初始勁度 (kN/mm)	比值	最大側力 (kN)	比值
實驗值	6.39	1.00	181.00	1.00
Eurocode 2	6.04	0.95	174.49	0.96
鑽心試體	6.04	0.95	174.49	0.96
非破壞性監測	6.04	0.95	174.69	0.97

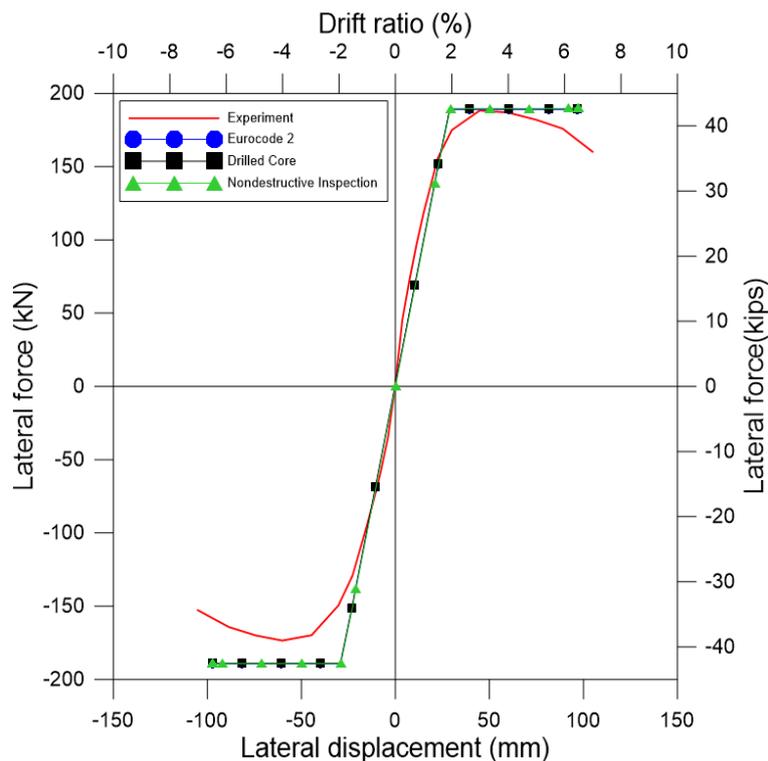


圖 4-41 CF3R 實驗值與 TEASPA 修正塑鉸分析值對比圖

表 4-8 CF3R 實驗值與 TEASPA 修正塑鉸分析值比較表

	初始勁度 (kN/mm)	比值	最大側力 (kN)	比值
實驗值	7.03	1.00	188.08	1.00
Eurocode 2	6.58	0.94	189.12	1.01
鑽心試體	6.58	0.94	189.25	1.01
非破壞性監測	6.58	0.94	189.42	1.01

第 6 節 案例分析討論

4.6.1 前言

本分析針對七層樓鋼筋混凝土構架分別進行火害前、火害後及鋼板修復後之地震力分析。火害及鋼板修復對象為一樓北側三根柱，分別為 C1、C2、C3，如圖 4-42 及圖 4-43，本章節將會探討三種情形下地震力對整體結構和構件產生之反應。

4.6.2 分析模型介紹

本分析所使用之模型為七層樓鋼筋混凝土構架，其特性為軟弱底層及不規則配置，此模型以 Type A、Type B、Type C 三個模組組合而成。

Type A 為底座至三樓之半，一樓為挑高設計，柱高 3 公尺，為其他樓層的兩倍高，且無剪力牆，北側三根柱尺寸為 300mm x 300mm，南側三根柱尺寸為 300mm x 750mm。

Type B 為中間層，本模型有兩組 Type B 組成，共四層樓版及剪力牆，上下層分別多出半根柱子及剪力牆。

Type C 為頂層，由半層柱、剪力牆及屋頂層組成。整體共七層樓。

混凝土平均抗壓強度為 $f_c' = 238 \text{ kgf/cm}^2$ ，頂層及底層平均抗壓強度為 $f_c' = 220 \text{ kgf/cm}^2$ 。

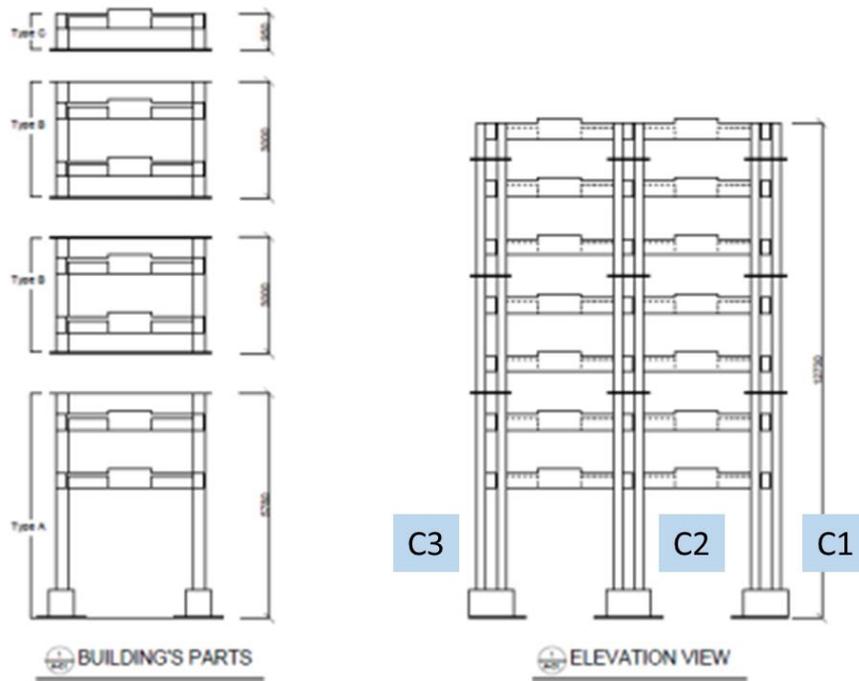


圖 4-42 七層樓鋼筋混凝土構架側視圖、前視圖



圖 4-43 七層樓鋼筋混凝土構架

4.6.3 地震加速度歷時

此地震歷時資料為 2016 美濃地震在台南市口碑國小站(CHY063)所獲得的測站值，並輸入為 0.5 倍，總長 15 秒，X 向、Y 向、Z 向之最大加速度分別為 0.21g、0.12g、0.08g，如圖 4-44 至圖 4-46 所示。

Load case 使用 Time History > Nonlinear Direct Integration，Damping 設定使用 Specify Damping by Period，其中 First Period 使用模態分析後之第一個週期，阻尼比採 5%，Second Period 使用模態分析後之第二個週期，阻尼比採 5%，如圖 4-47 至圖 4-49 所示，分別為火害前、火害後、修復後之設定。

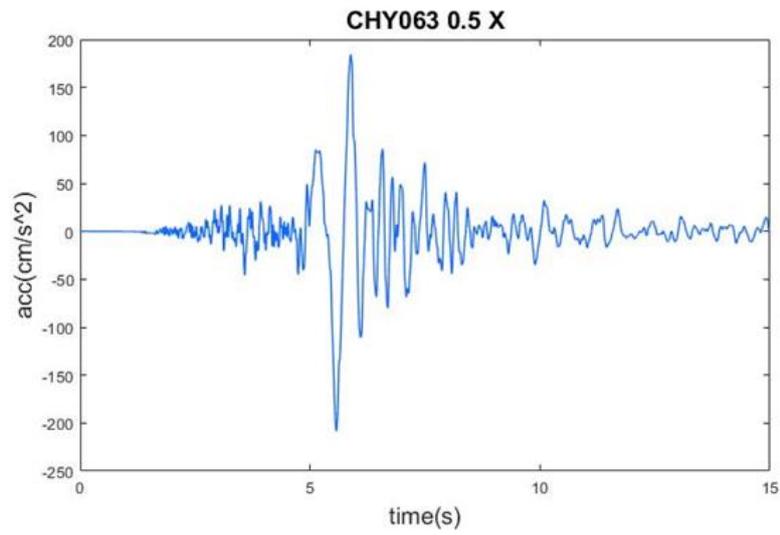


圖 4-44 CHY063_0.5 X 向加速度歷時

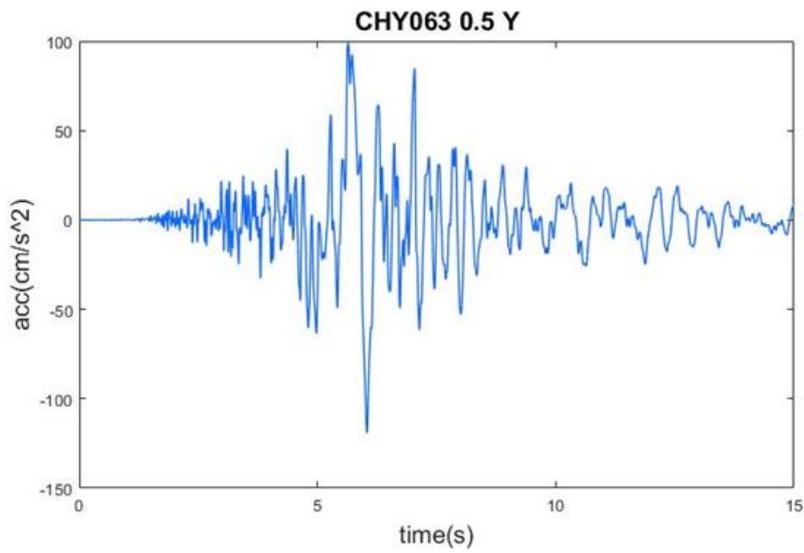


圖 4-45 CHY063_0.5 Y 向加速度歷時

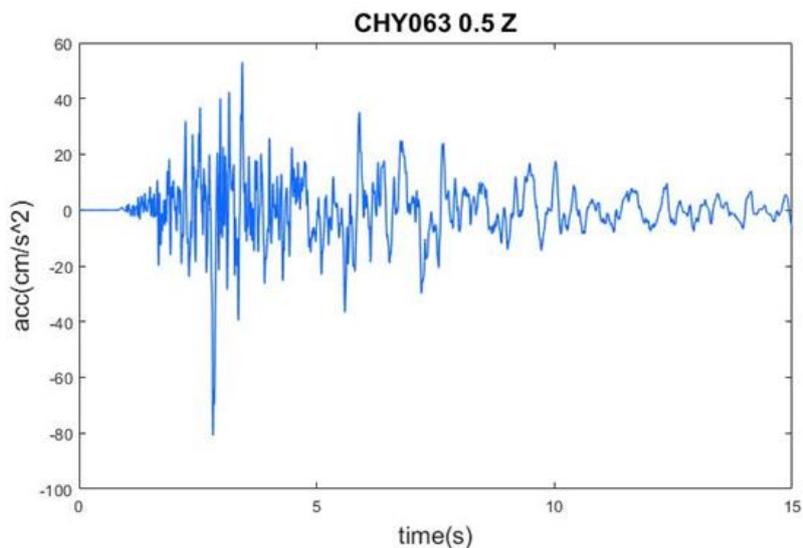


圖 4-46 CHY063_0.5 Z 向加速度歷時

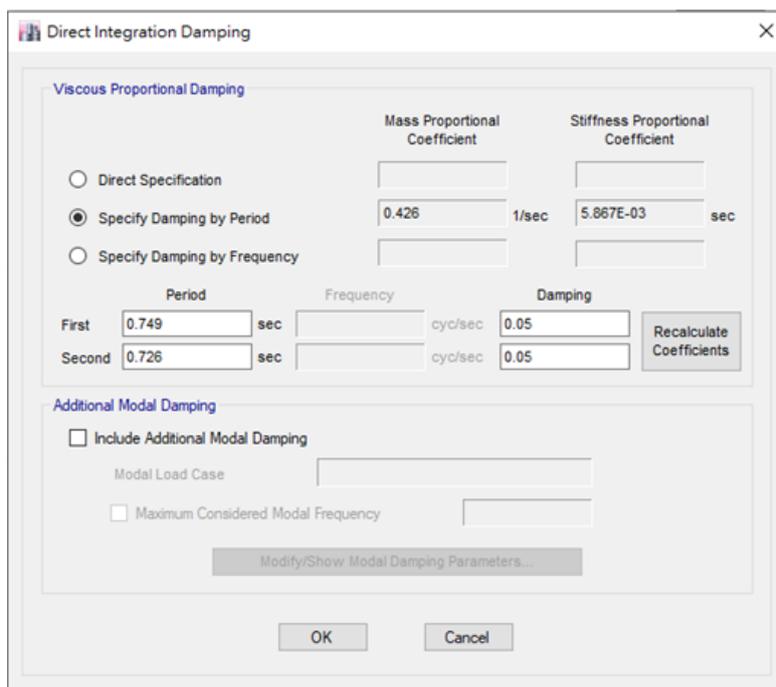


圖 4-47 火害前之 Load case 設定

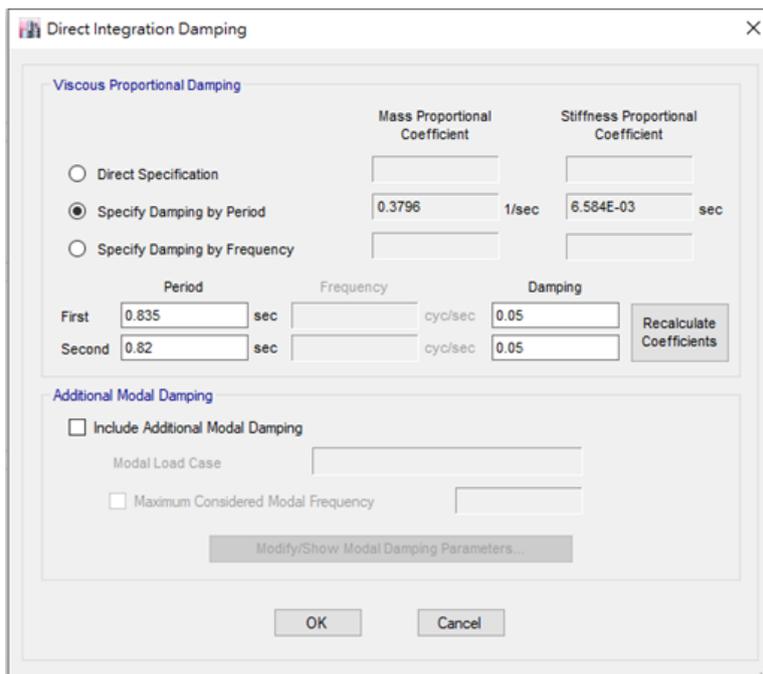


圖 4-48 火害後之 Load case 設定

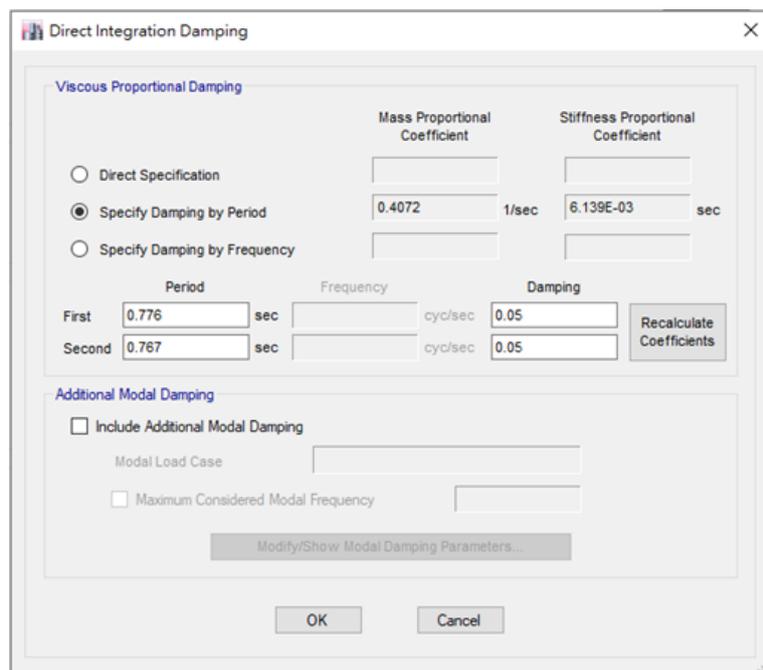


圖 4-49 修復後之 Load case 設定

4.6.4 參數設定

本分析之參數設定主要以改變一樓北側三根柱 C1、C2、C3 之 Rigid zone、混凝土抗壓強度 f_c' 及慣性矩控制勁度折減來模擬構架火害前、火害後及修復後之真實情況。火害前之參數參考胡曜騰【145】之七層樓鋼筋混凝土構架試驗；火害後及修復後之參數分別參考林秉緯【146】及黃奕璇【147】之實驗結果。

- 火害前

火害前模型週期為 0.749 s，為模擬接頭弱化情形，火害前之 Rigid zone 設定為 0.5；混凝土平均抗壓強度 f_c' 為 238 kgf/cm²；火害前勁度折減僅需考慮震害效應，採用 TEASDA 對受震害柱之勁度折減建議，C1、C2、C3 之震害折減分別為 0.3、0.3099、0.3。其中火害前慣性矩修正如表 4-9 所示。火害前分析模型經折減後的週期及模態參與質量比如表 4-10 所示，可看出第一主控為 X 向。

- 火害後

火害後模型週期為 0.835 s，為模擬火害後接頭受損情形，Rigid zone 設定為 0；混凝土平均抗壓強度 f_c' 參考林秉緯【146】建議折減 0.65 倍為 155 kgf/cm²；火害後勁度折減需考慮火害效應及震害效應，火害效應為 0.6，震害效應採用 TEASDA 對受震害柱之勁度折減建議，C1、C2、C3 之震害折減分別為 0.3484、0.3706、0.3484。其中火害後慣性矩修正如表 4-11 所示。火害後分析模型經折減後的週期及模態參與質量比如表 4-12 所示，可看出第一主控為 X 向。

- 修復後

修復後模型週期為 0.776 s，為模擬修復後接頭情形，Rigid zone 設定為 0；混凝土平均抗壓強度 f_c' 參考黃奕璇【147】經鑽心試驗所得鋼板圍束之火害後混凝土抗壓強度之平均值 1255.66 kgf/cm²；修復後勁度折減需考慮火害效應、震害效應及鋼板修復效應，參考黃奕璇【147】之 CF1R 慣性矩折減，火害效應為 0.6，震害效應為 0.3，鋼板修復效應為 2.5。其中修復後慣性矩修正如表 4-13 所示。修復後分析模型經折減後的週期及模態參與質量比如表 4-14 所示，可看出第一主控為 X 向。

表 4-9 火害前模型之慣性矩修正

	火害效應	震害效應	鋼板修復效應	慣性矩折減
C1		0.3		0.3
C2		0.3099		0.3099
C3		0.3		0.3

表 4-10 火害前結構體基本週期及模態資訊

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.749	0.9377	0	0	0	0.0615	0
Modal	2	0.726	0	0.5972	0	0.1016	0	0.3109
Modal	3	0.535	0	0.2589	0	0.0966	0	0.6137
Modal	4	0.184	0	0.0671	0	0.5075	0	0.0074

表 4-11 火害後模型之慣性矩修正

	火害效應	震害效應	鋼板修復效應	慣性矩折減
C1	0.6	0.3484		0.20904
C2	0.6	0.3706		0.22236
C3	0.6	0.3484		0.20904

表 4-12 火害後結構體基本週期及模態資訊

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.835	0.9381	0	0	0	0.0597	0
Modal	2	0.82	0	0.6145	0	0.1082	0	0.2903
Modal	3	0.591	0	0.234	0	0.1011	0	0.6317
Modal	4	0.207	0	0.072	0	0.4915	0	0.0098

表 4-13 修復後模型之慣性矩修正

	火害效應	震害效應	鋼板修復效應	慣性矩折減
C1	0.6	0.3	2.5	0.45
C2	0.6	0.3	2.5	0.45
C3	0.6	0.3	2.5	0.45

表 4-14 修復後結構體基本週期及模態資訊

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.776	0.9363	0	0	0	0.0631	0
Modal	2	0.767	0	0.7017	0	0.1431	0	0.183
Modal	3	0.572	0	0.1425	0	0.069	0	0.74
Modal	4	0.205	0	0.0744	0	0.4848	0	0.0074

4.6.5 分析結果

以下將先分別展示火害前、火害後、修復後一樓 C1、C2、C3 三根柱及頂層中間柱的 X 向加速度、相對位移及基底剪力疊圖，如圖 4-50 至圖 4-58，並以表格方式呈現最大加速度及最大位移之數據，如表 4-15 及表 4-16，再根據模型的自然震動週期、加速度反應譜與位移反應譜針對一樓 C1、C2、C3 三根柱及頂層中間柱的加速度及相對位移進行比對，主要分析方向皆以 X 向為主。

- 火害前與火害後各柱加速度與譜加速度之比較

如圖 4-59 及表 4-17 所示，火害前結構震動週期為 0.749 s，對應之譜加速度為 493.606 cm/s^2 ；火害後結構震動週期為 0.835 s，對應之譜加速度為 395.025 cm/s^2 ，大約為火害前譜加速度之 0.8 倍。火害後 C1、C2、C3 最大加速度分別為火害前之 0.81 倍、0.82 倍、0.83 倍，如表 4-18 所示。由此可知，火害前與火害後各柱加速度與譜加速度間相符合，且因整體結構火害後變軟導致加速度有下降的趨勢。

- 火害前與修復後各柱加速度與譜加速度之比較

如圖 4-59 及表 4-17 所示，火害前結構震動週期為 0.749 s，對應之譜加速度為 493.606 cm/s^2 ；修復後結構震動週期為 0.776 s，對應之譜加速度為 467.665 cm/s^2 ，大約為火害前譜加速度之 0.95 倍。火害後 C1、C2、C3 最大加速度分別為火害前之 0.86 倍、0.92 倍、0.98 倍，如表 4-19 所示。由此可知，火害前與火害後各柱加速度與譜加速度間大致相符合，其中可以發現 C1 柱相較於 C2、C3 柱之加速度與譜加速度有些微落差，推測是因整體結構不規則而導致。

- 火害前與火害後各柱相對位移與譜位移之比較

如圖 4-60 及表 4-20 所示，火害前結構震動週期為 0.749 s，對應之譜位移為 7.0073 cm；火害後結構震動週期為 0.835 s，對應之譜位移為 7.2535 cm，大約為火害前譜位移之 1.04 倍。火害後 C1、C2、C3 最大位移分別為火害前之 0.99 倍、1.02 倍、1.07 倍，如表 4-21 所示。由此可知，火害前與火害後各柱相對位移與譜位移間相符合。

- 火害前與修復後各柱相對位移與譜位移之比較

如圖 4-60 及表 4-20 所示，火害前結構震動週期為 0.749 s，對應之譜位移為 7.0073 cm；修復後結構震動週期為 0.776 s，對應之譜位移為 7.1269 cm，大約為火害前譜位移之 1.02 倍。修復後 C1、C2、C3 最大位移分別為火害前之 0.96 倍、0.99 倍、1.00 倍，如表 4-22 所示。由此可知，火害前與修復後各柱相對位移與譜位移間大致相符合。

- 火害前、火害後、修復後之比較

由本分析可知，火害後結構變軟導致加速度下降、相對位移上升，而鋼板修復後為混凝土柱提供圍束力，進而增加混凝土抗壓強度，有助於使火害後之結構恢復至火害前的九成，並由圖 4-61 至圖 4-63 可知，修復後塑鉸遲滯迴圈相對火害前及火害後有較飽滿的現象，可有效提升耐震能力，且如同勁度折減設定，修復後初始斜率最大，火害前次之，火害後初始斜率最小。如圖 4-64 所示，最大加速度隨著樓層數增加而增加，最大加速度提升趨勢逐漸平緩，Base 至一樓之最大加速度提升快速，二樓至七樓提升趨勢則相對較緩慢。

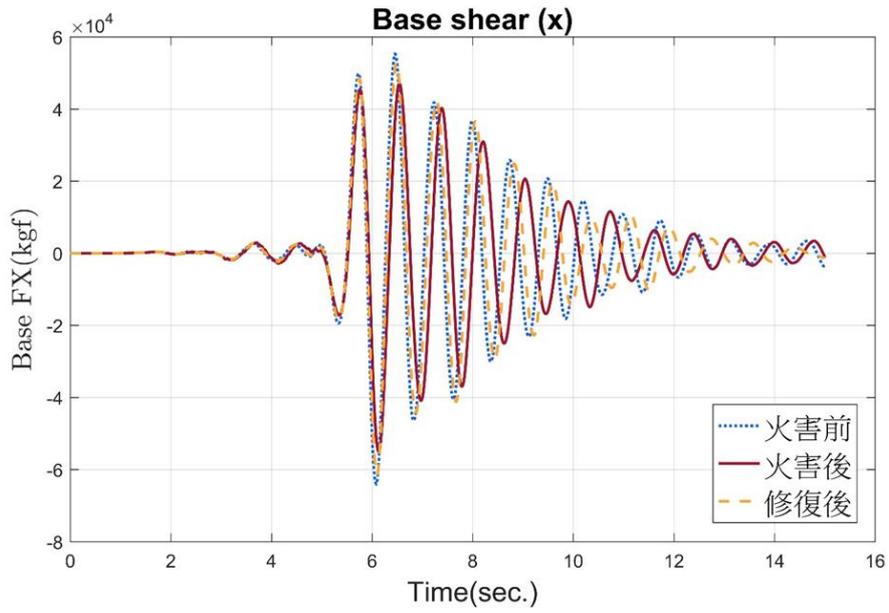


圖 4-50 X 向基底剪力疊圖

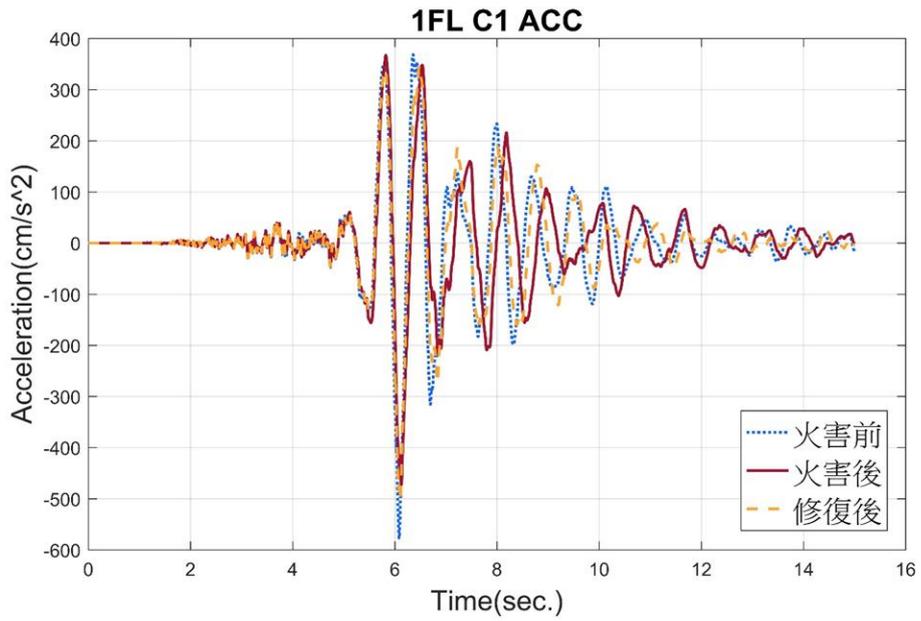


圖 4-51 1FL_C1 加速度疊圖

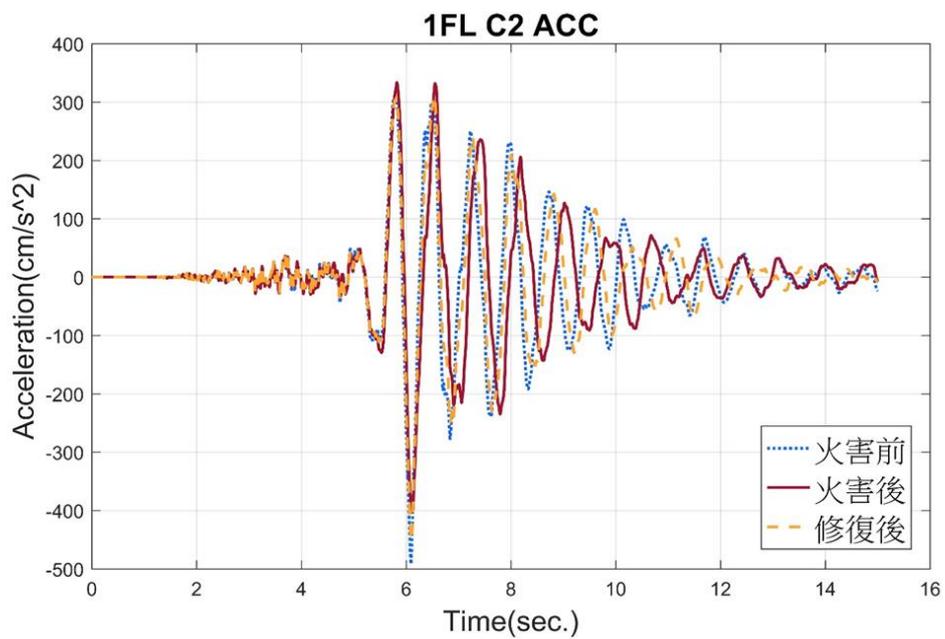


圖 4-52 1FL_C2 加速度疊圖

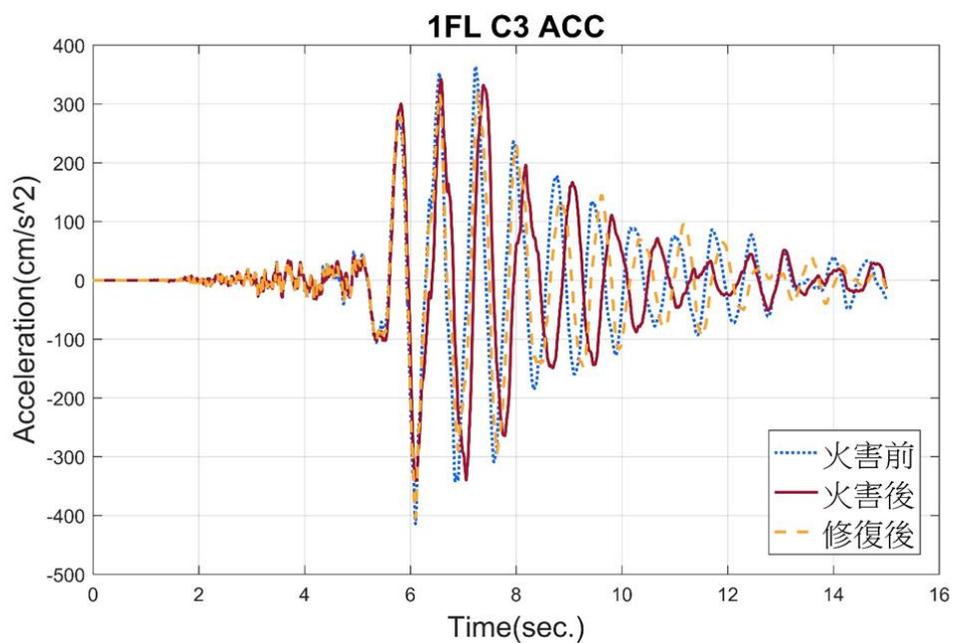


圖 4-53 1FL_C3 加速度疊圖

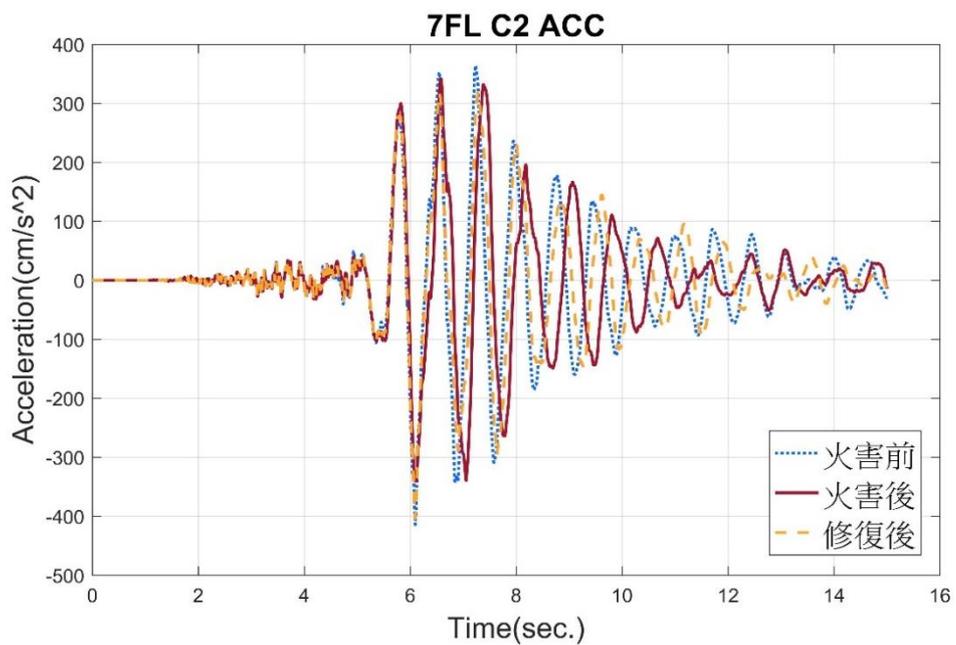


圖 4-54 7FL_C2 加速度疊圖

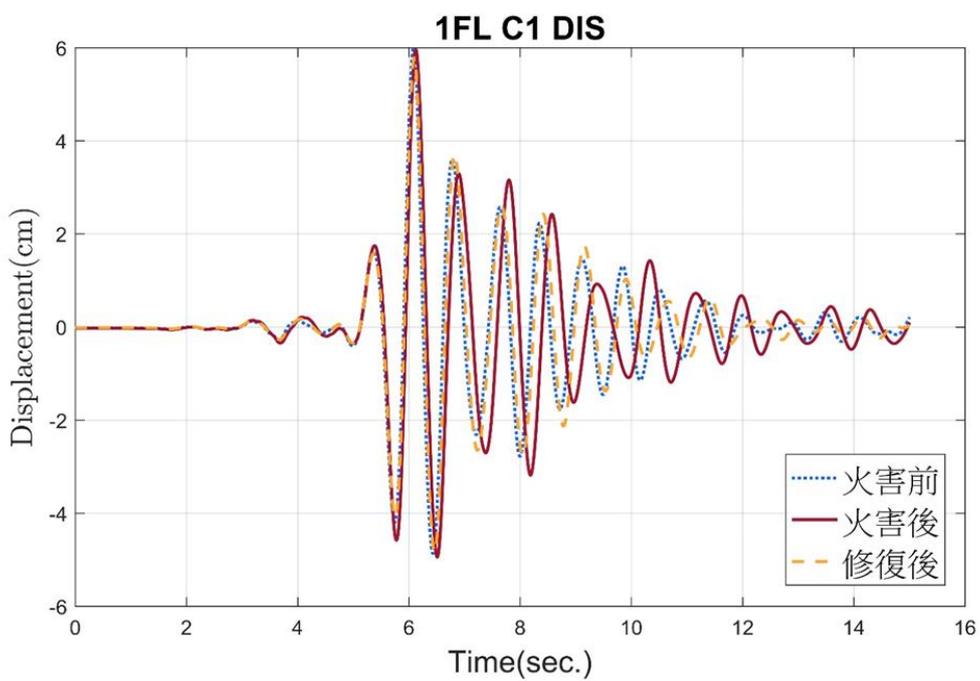


圖 4-55 1FL_C1 位移疊圖

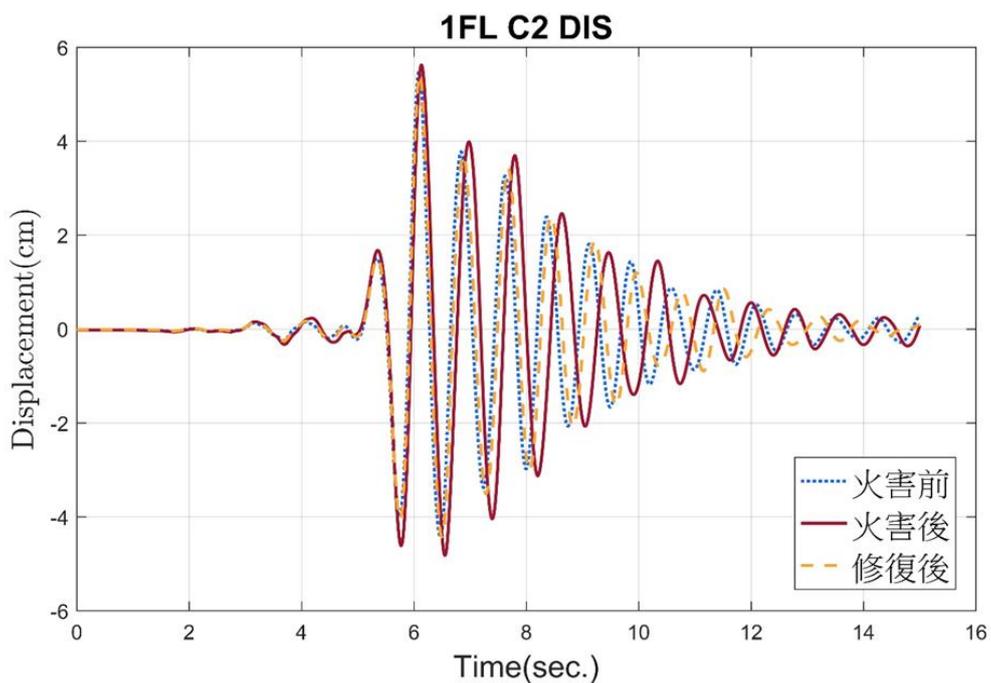


圖 4-56 1FL_C2 位移疊圖

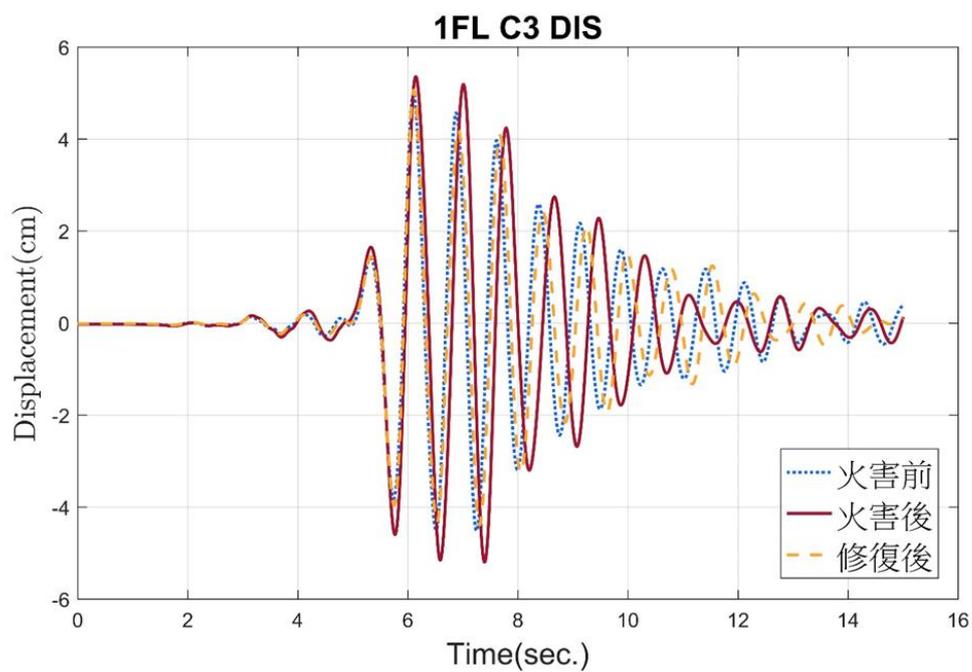


圖 4-57 1FL_C3 位移疊圖

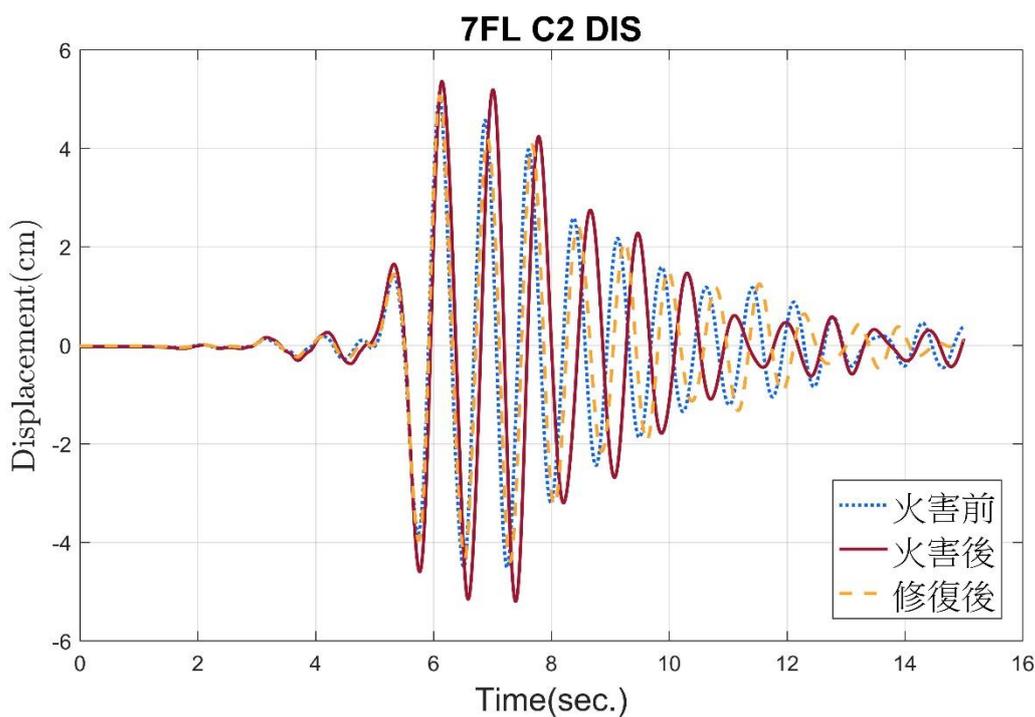


圖 4-58 7FL_C2 位移疊圖

表 4-15 各柱火害前、火害後、修復後之最大加速度

	1FL_C1	1FL_C2	1FL_C3	8FL_C2
火害前	0.59g	0.50g	0.42g	0.62g
火害後	0.48g	0.41g	0.35g	0.56g
修復後	0.51g	0.46g	0.41g	0.60g

表 4-16 各柱火害前、火害後、修復後之最大位移

	1FL_C1	1FL_C2	1FL_C3	8FL_C2
火害前	6.00cm	5.49cm	5.02cm	7.32cm
火害後	5.92cm	5.62cm	5.36cm	7.50cm
修復後	5.78cm	5.42cm	5.06cm	7.47cm

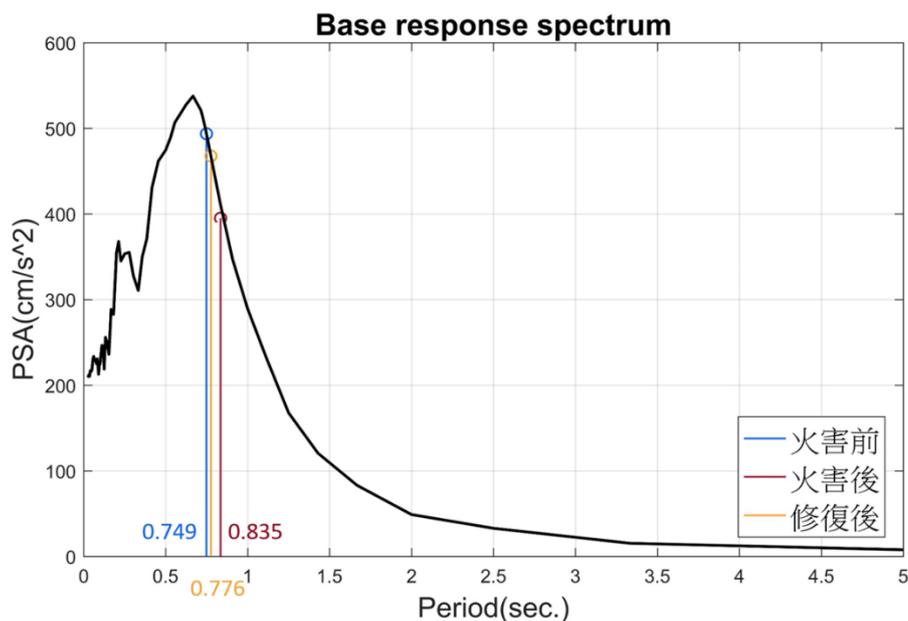


圖 4-59 火害前、火害後、修復後之加速度反應譜與週期

表 4-17 火害前、火害後、修復後之加速度反應譜

	週期(s)	PSA(cm/s ²)
火害前	0.749	493.606
火害後	0.835	395.025
修復後	0.776	467.665

表 4-18 譜加速度與各柱最大加速度(火害後/火害前)之值

	PSA	1FL_C1	1FL_C2	1FL_C3	8FL_C2
火害後/火害前	0.8	0.81	0.82	0.83	0.9

表 4-19 譜加速度與各柱最大加速度(修復後/火害前)之值

	PSA	1FL_C1	1FL_C2	1FL_C3	8FL_C2
修復後/火害前	0.95	0.86	0.92	0.98	0.97

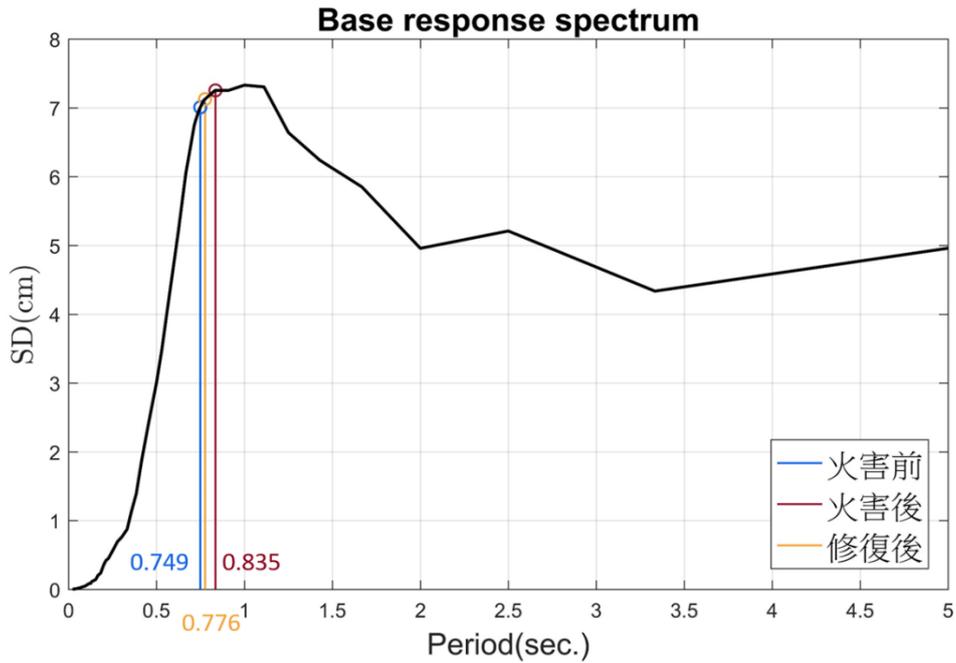


圖 4-60 火害前、火害後、修復後之位移反應譜與週期

表 4-20 火害前、火害後、修復後之位移反應譜

	週期(s)	SD(cm)
火害前	0.749	7.0073
火害後	0.835	7.2535
修復後	0.776	7.1269

表 4-21 譜位移與各柱最大位移(火害後/火害前)之值

	SD	1FL_C1	1FL_C2	1FL_C3	8FL_C2
火害後/火害前	1.04	0.99	1.02	1.07	1.02

表 4-22 譜位移與各柱最大位移(修復後/火害前)之值

	SD	1FL_C1	1FL_C2	1FL_C3	8FL_C2
修復後/火害前	1.02	0.96	0.99	1.00	1.02

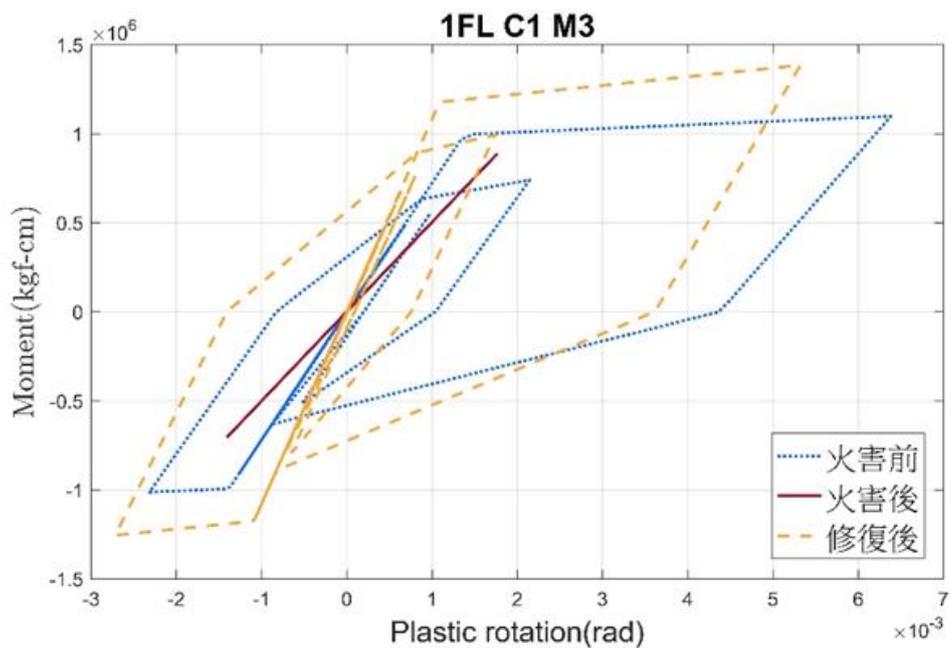


圖 4-61 火害前、火害後、修復後之 1FL_C1 M3 塑鉸遲滯迴圈

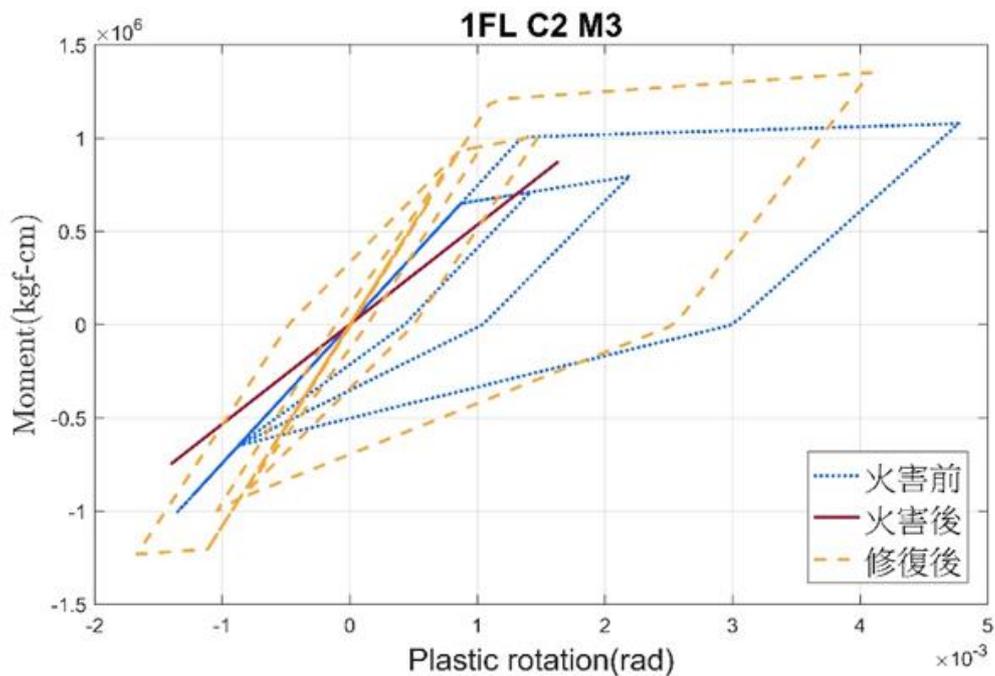


圖 4-62 火害前、火害後、修復後之 1FL_C2 M3 塑鉸遲滯迴圈

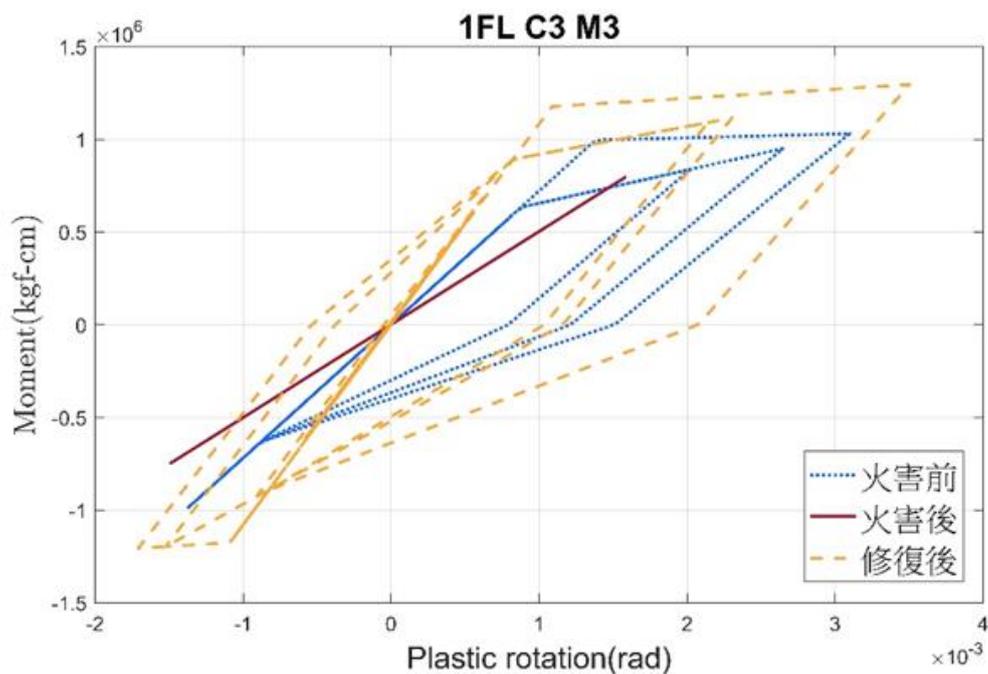


圖 4-63 火害前、火害後、修復後之 1FL_C3 M3 塑鉸遲滯迴圈

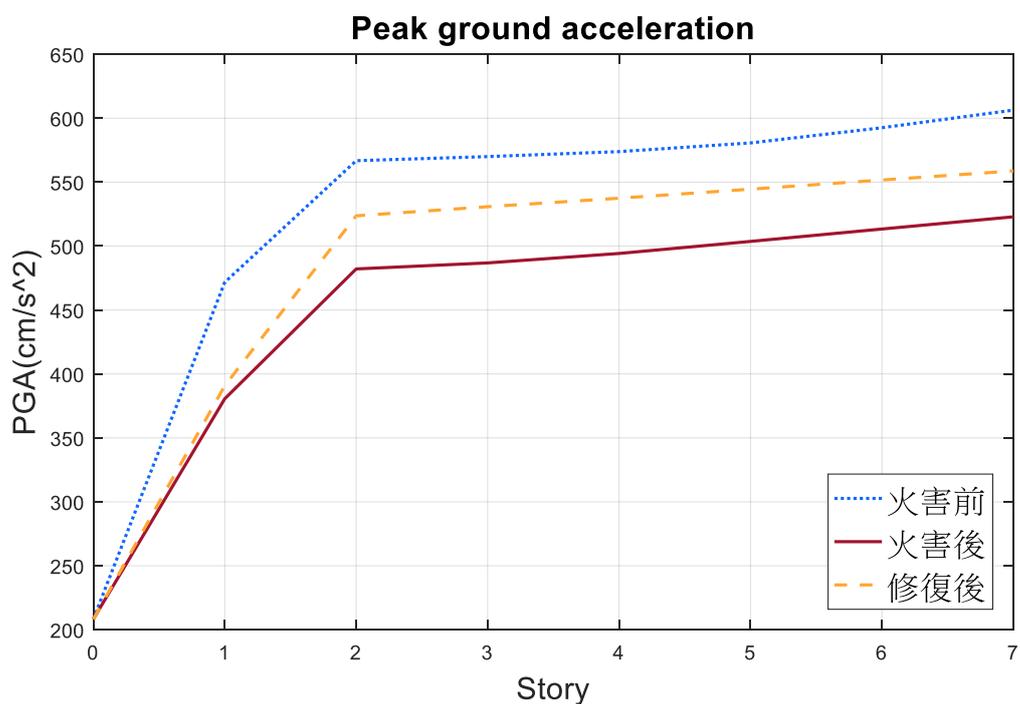


圖 4-64 火害前、火害後、修復後各樓層之最大加速度

4.6.6 試體修復前後之模擬比較

- CNF 與 CF1R 比較

如圖 4-65 所示，藍色虛線為 CNF，軸壓力 22.5tf (0.1fc'Ag) 未火害試體之側推實驗遲滯迴圈；藍色實線為 CNF 之 TEASPA 側推分析包絡線；紅色虛線為 CF1R(軸力 0.1fc'Ag) 使用 8mm 鋼板修復試體之實驗遲滯迴圈；紅色實線為 CF1R 之 TEASPA 側推分析包絡線，可以發現試體補強後側向強度及初始勁度皆有顯著之提升，尤其側向勁度大約可提升 1.48 倍，故補強後試體有更好的消能能力。

- CNF2 與 CF2R 比較

如圖 4-66 所示，因前期未進行 CNF2，軸壓力 45tf (0.2fc'Ag) 未火害試體之側推實驗，故僅以藍色實線之 TEASPA 側推分析包絡線進行比對；紅色虛線為 CF2R(軸力 0.2fc'Ag) 使用 8mm 鋼板修復試體之實驗遲滯迴圈；紅色實線為 CF2R 之 TEASPA 側推分析包絡線，可以發現試體補強後側向強度及初始勁度皆有顯著之提升，尤其側向勁度大約可提升 1.57 倍，故補強後試體有更好的消能能力。

- CNF3 與 CF3R 比較

如圖 4-67 所示，因前期未進行 CNF3，軸壓力 67.5tf (0.3fc'Ag) 未火害試體之側推實驗，故僅以藍色實線之 TEASPA 側推分析包絡線進行比對；紅色虛線為 CF3R(軸力 0.3fc'Ag) 使用 8mm 鋼板修復試體之實驗遲滯迴圈；紅色實線為 CF3R 之 TEASPA 側推分析包絡線，可以發現試體補強後側向強度及初始勁度皆有顯著之提升，尤其側向勁度大約可提升 1.61 倍，故補強後試體有更好的消能能力，並可以發現施加越大的軸壓力，補強後可以得到更好的消能能力。

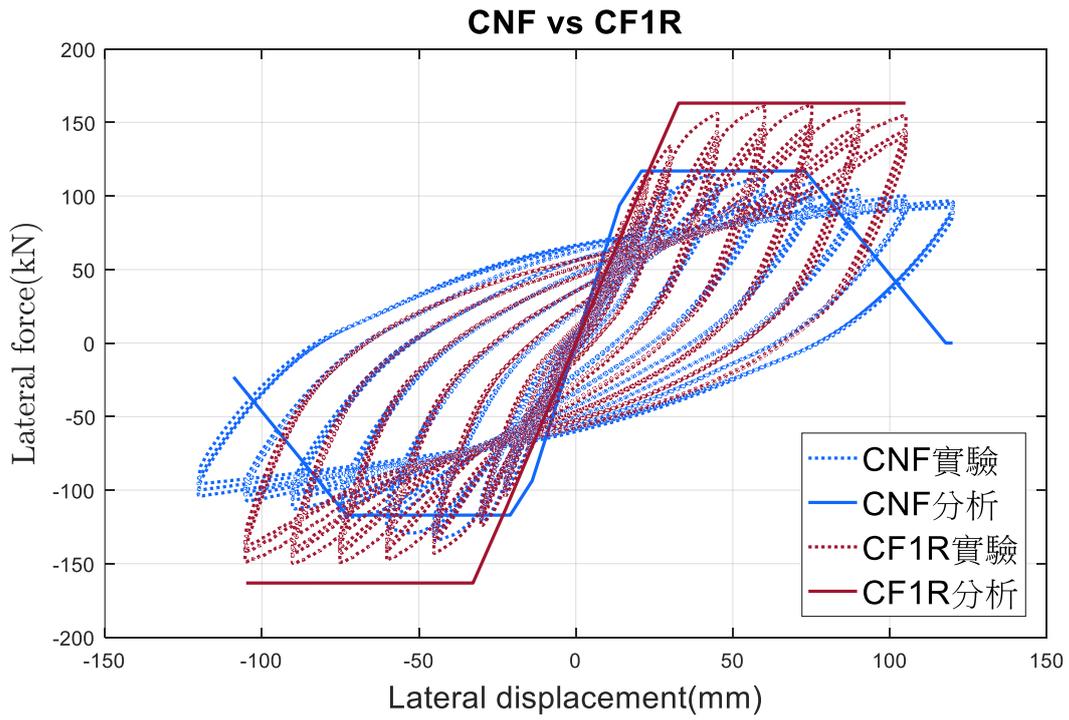


圖 4-65 CNF 與 CF1R 實驗遲滯迴圈與 TEASPA 分析包絡線

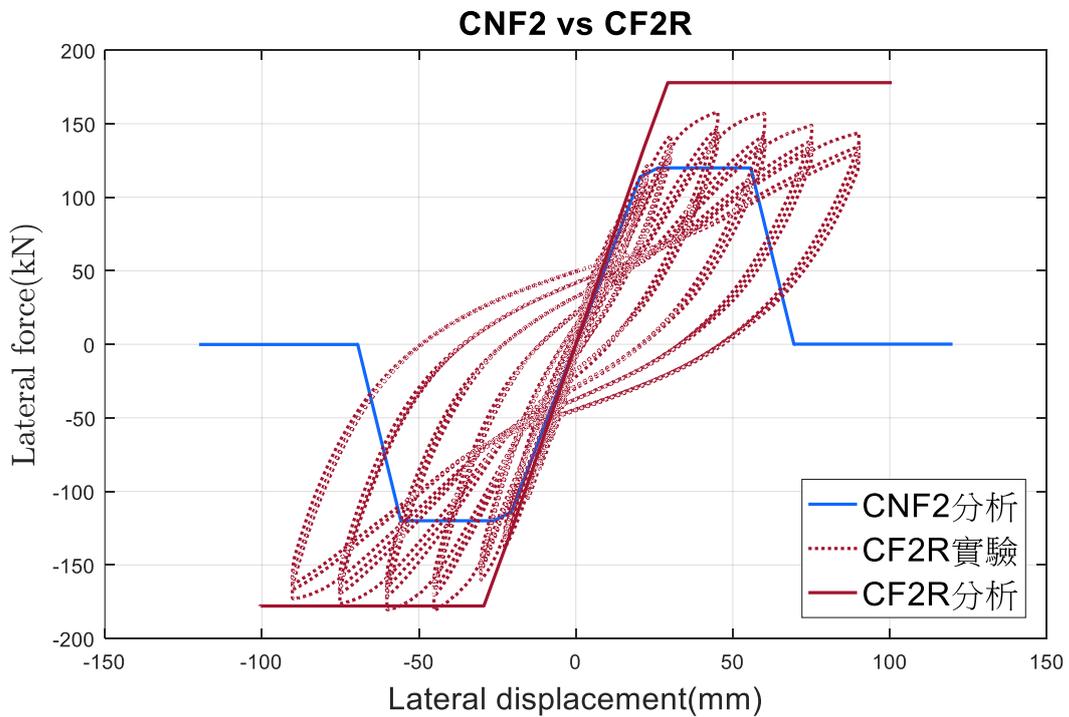


圖 4-66 CNF2 與 CF2R 實驗遲滯迴圈與 TEASPA 分析包絡線

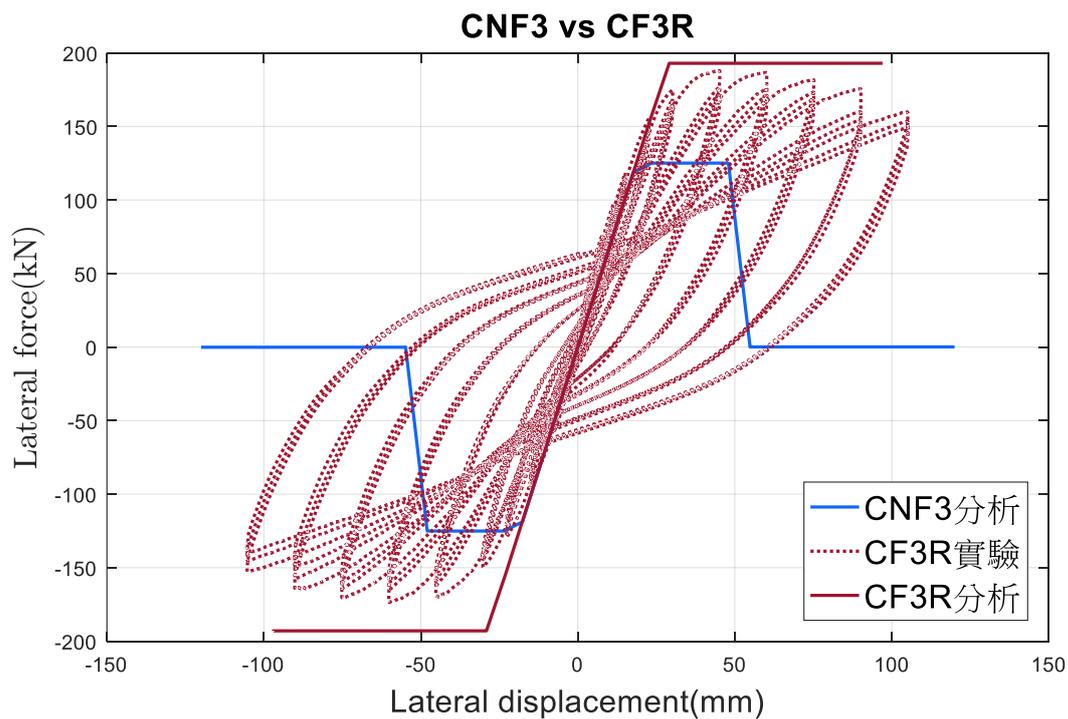


圖 4-67 CNF3 與 CF3R 實驗遲滯迴圈與 TEASPA 分析包絡線

• CF1R、CF2R、CF3R 不同厚度鋼板之參數設定

前期研究中，為取得火害後混凝土之抗壓強度，而進行火害後方塊鑽心試驗。試驗後，由於鋼筋吊掛位置影響 CF3 試體，因此可進行抗壓之試體為 CF1 一顆及 CF2 兩顆，其抗壓強度如表 4-23 所示，而 CF3 試體之抗壓強度則以 CF2 數值進行模擬。取得鑽心試驗之火害後混凝土抗壓強度後，將無收縮水泥砂漿納入考量，填充面積為原保護層區域，以面積為權重進行計算，考量無收縮水泥砂漿之等效抗壓強度，如表 4-24 所示，由於此時尚未考慮鋼板厚度進行計算，因此並未因鋼板厚度增加或減少而改變無收縮水泥砂漿之等效抗壓強度。計算斷面等效抗壓強度後，將此抗壓強度帶入下式計算，根據鋼板圍束效應，即可得鋼板包覆火害後混凝土斷面之抗壓強度修正，如表 4-25 所示。

$$f_{lj} = \frac{2t_j f_{yj}}{b} \quad (\text{矩形鋼板包覆})$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f'_c} - \frac{2 f_l}{f'_c}} - 1.254 \right)$$

式中， f_{yj} 為鋼板之降伏強度； f'_c 為混凝土常溫之抗壓強度； f_l 為鋼板圍束力。

勁度折減部分，則透過修正慣性矩進行折減，針對 CF1R、CF2R 及 CF3R 試體其軸壓比分別為 0.1、0.2 及 0.3 之柱構件，其火害效應之慣性矩折減係數分別為 0.6、0.5 及 0.4，而震害效應採用 ASCE 41-13 對於受震害柱之勁度折減建議，利用線性內插方式計算而得，CF1R、CF2R 及 CF3R 試體之震害折減為 0.3、0.4 及 0.5，鋼板修復效應部分 CF1R、CF2R 及 CF3R 則根據黃奕璇【147】，鋼板包覆 8mm 之提升慣性矩，分別為 2.5 倍、2.75 倍及 3 倍，進行線性內插，得到鋼板包覆 3mm、6mm 之鋼板修復效應，如表 4-26 至表 4-28 所示。

表 4-23 火害後混凝土抗壓強度(kgf/cm²)

	CF1	CF2-1	CF2-2	CF2-1 及 CF2-2 之平均值
鑽心試體	190	164	170	167

表 4-24 無收縮水泥砂漿填充保護層後斷面等效抗壓強度(kgf/cm²)

	CF1R	CF2R	CF3R
3mm	570.91	558.55	558.55
6mm	570.91	558.55	558.55
8mm	570.91	558.55	558.55
8mm-350	264		

表 4-25 鋼板圍束之火害後混凝土抗壓強度(kgf/cm²)

	CF1R	CF2R	CF3R
3mm	935	921	921
6mm	1180	1164	1164
8mm	1267.16	1249.91	1249.91
8mm-350	802		

表 4-26 3mm、6mm、8mm 鋼板包覆 CF1R 之慣性矩折減

	火害效應	震害效應	鋼板修復效應	慣性矩折減
3mm	0.6	0.3	2.2	0.396
6mm	0.6	0.3	2.38	0.428
8mm	0.6	0.3	2.5	0.45

表 4-27 3mm、6mm、8mm 鋼板包覆 CF2R 之慣性矩折減

	火害效應	震害效應	鋼板修復效應	慣性矩折減
3mm	0.5	0.4	2.42	0.484
6mm	0.5	0.4	2.61	0.522
8mm	0.5	0.4	2.75	0.55

表 4-28 3mm、6mm、8mm 鋼板包覆 CF3R 之慣性矩折減

	火害效應	震害效應	鋼板修復效應	慣性矩折減
3mm	0.4	0.5	2.64	0.528
6mm	0.4	0.5	2.85	0.57
8mm	0.4	0.5	3	0.6

- CF1R、CF2R、CF3R 不同厚度鋼板之分析結果

三座試體配合 3mm、6mm、8mm 鋼板厚度之初始勁度及最大側力如表 4-29 至表 4-31 所示，並附上 8mm 鋼板厚度包覆之實驗值做比對，由表可知，勁度折減透過慣性矩控制可以良好預估初始變形能力，CF1R 8mm 鋼板包覆之分析值約為實驗值之 1 倍；CF2R 8mm 鋼板包覆之分析值約為實驗值之 0.96 倍；CF3R 8mm 鋼板包覆之分析值約為實驗值之 0.95 倍，而 CF1R、CF2R、CF3R 之 8mm 鋼板包覆之最大側力分析值皆與實驗值接近。且可看出，鋼板包覆厚度越厚，且施加軸力越大者，有較佳的耐震能力。

由圖 4-68 及圖 4-69 可知，CF1R、CF2R 6mm 鋼板包覆後之側力與位移曲線大致與 8mm 鋼板包覆相符，所能受最大側力也十分相近，3mm 鋼板包覆之最大側力也僅有些微下降，且 3mm 鋼板包覆之初始勁度也沒有明顯的差距。

由圖 4-70 可知，CF3R 6mm 鋼板包覆後之側力與位移曲線大致與 8mm 鋼板包覆相符，且所能受最大側力也十分相近，然而 3mm 鋼板包覆之最大側力則有下降，故針對 CF3R 試體可包覆 6mm 及 8mm 鋼板。

綜合上述資料，此三種試體之最大側推力並不會因鋼板包覆厚度變薄而有明顯的下降，因此推估可改變由無收縮水泥砂漿抗壓強度計算之鋼板圍束抗壓強度，因前期實驗之無收縮水泥砂漿抗壓強度高達 1000 kgf/cm² 上下，故改採無收縮水泥砂漿抗壓強度之設計值 350 kgf/cm² 進行鋼板圍束抗壓強度計算，計算結果如表 4-24 及表 4-25，並針對 CF1R 8mm 鋼板包覆之側推分析，並以 CF1R-350 表示，由圖 4-71 可知，降低無收縮水泥砂漿抗壓強度並未對試體產生弱化的影響。然而，可由圖 4-68 至圖 4-71 看出試體因軸壓力的增加而有顯著上升。

表 4-29 CF1R_3mm、6mm、8mm 之初始勁度及最大側力

	初始勁度(kN/mm)	最大側力(kN)
3mm	4.43	159.00
6mm	4.80	161.85
8mm	5.05	163.16
8mm 實驗值	5.04	162.04

表 4-30 CF2R_3mm、6mm、8mm 之初始勁度及最大側力

	初始勁度(kN/mm)	最大側力(kN)
3mm	5.43	173.93
6mm	5.85	176.78
8mm	6.16	177.93
8mm 實驗值	6.39	181.00

表 4-31 CF3R_3mm、6mm、8mm 之初始勁度及最大側力

	初始勁度(kN/mm)	最大側力(kN)
3mm	5.92	182.61
6mm	6.38	191.95
8mm	6.71	192.98
8mm 實驗值	7.03	188.08

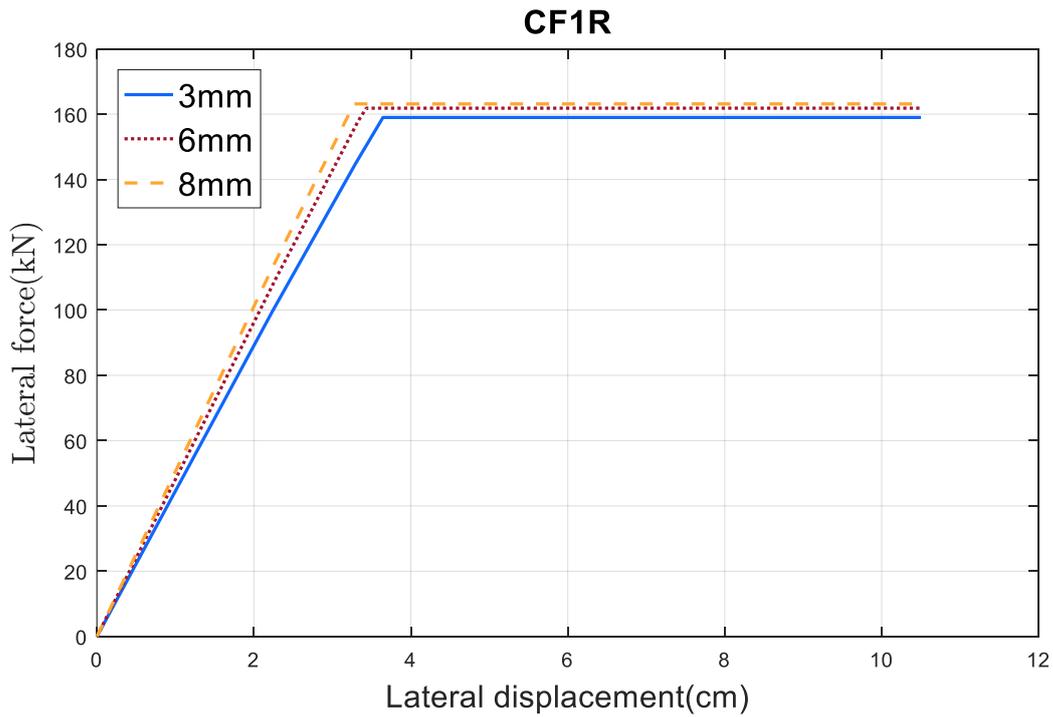


圖 4-68 CF1R_3mm、6mm、8mm 之分析曲線

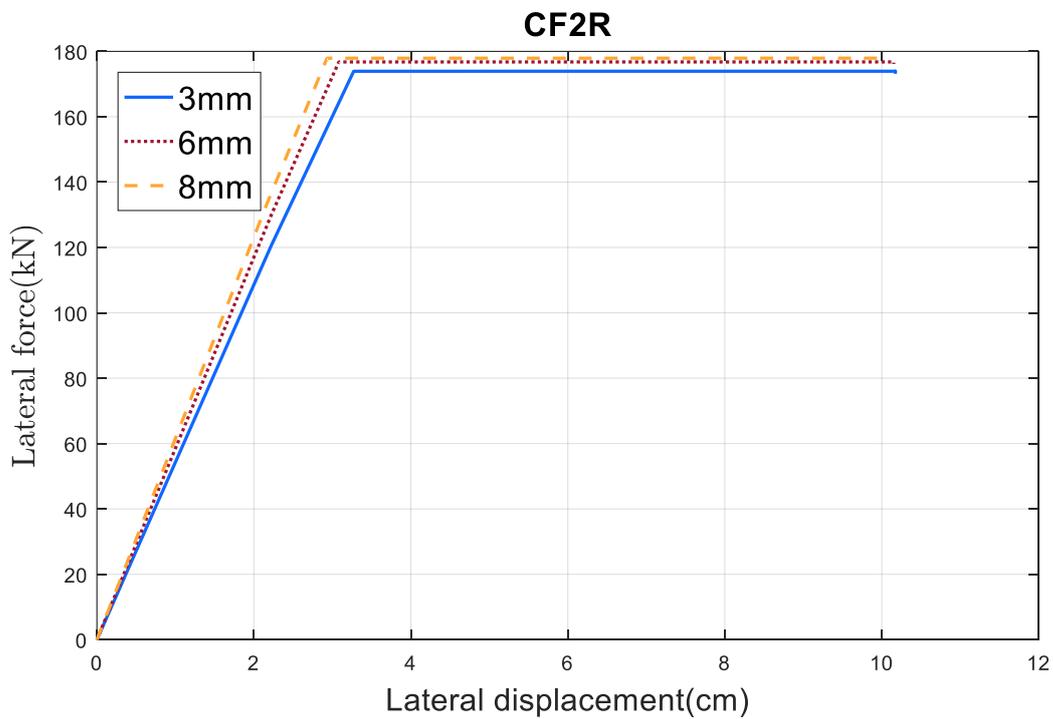


圖 4-69 CF2R_3mm、6mm、8mm 之分析曲線

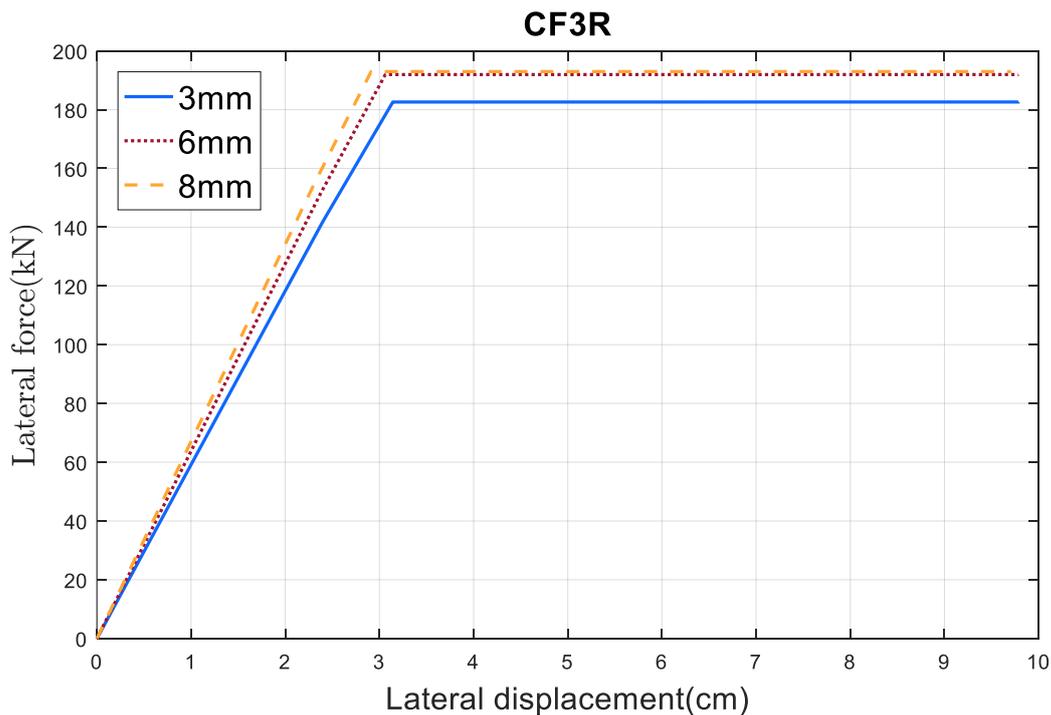


圖 4-70 CF1R_3mm、6mm、8mm 之分析曲線

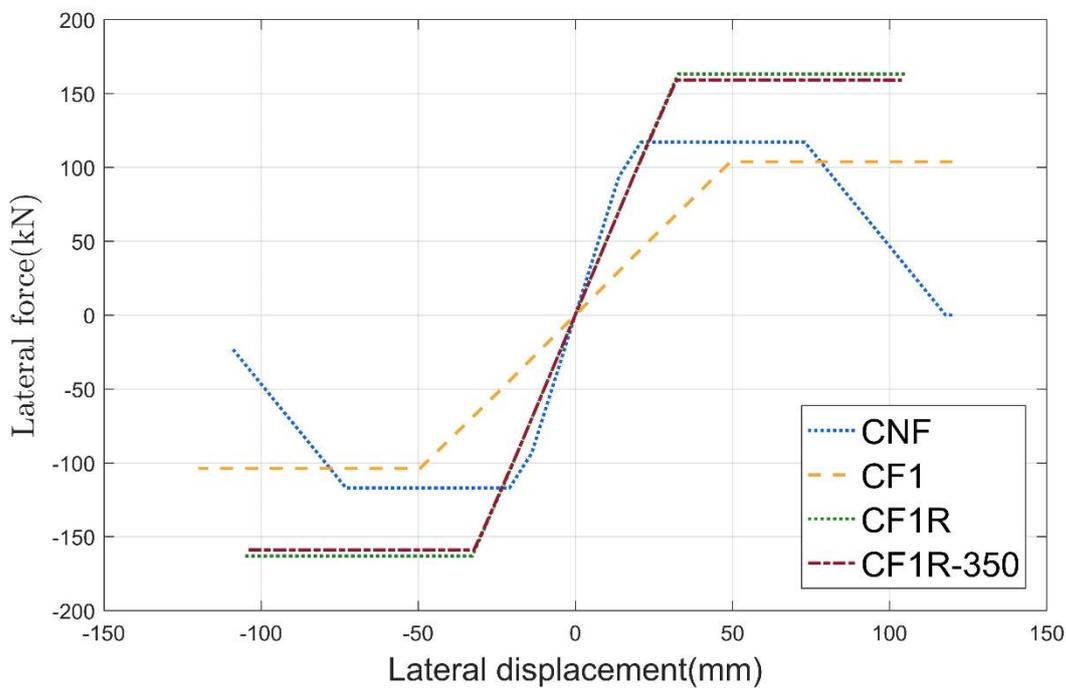


圖 4-71 CNF、CF1、CF1R、CF1R-350 之分析曲線

4.6.7 修復工法比較

補強工法	優點	缺點
鋼板包覆工法	<ol style="list-style-type: none"> 1. 鋼板包覆可大幅提高韌性及強度 2. 間隙填補無收縮水泥砂漿可提高抗壓強度 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 特殊形狀較無法使用鋼板 2. 須留意相鄰梁柱的接合
碳纖維複合材料包覆	<ol style="list-style-type: none"> 1. 平行碳纖維的方向可提供足夠圍束力 2. 非平行碳纖維方向不會增加與其相鄰之梁柱系統的載重 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 碳纖維材料包覆主要靠黏著力，故施工須特別小心
增大斷面法	<ol style="list-style-type: none"> 1. 可增加斷面剛度 2. 較容易施作 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 使用空間大幅縮減 2. 大幅增加結構自重
化學灌漿工法	<ol style="list-style-type: none"> 1. 灌入之化學漿液與混凝土有良好的黏結能力 2. 可達到防鏽蝕的能力 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 造價較高 2. 易汙染環境

第7節 小結

本章研究內容主要為鋼筋混凝土柱火害及地震後之鋼板修復實驗與分析，及鋼筋混凝土建築物火害及地震之案例研究。

針對修復實驗，本研究使用第一年度火害及地震之 RC 單柱 CF1、CF2、CF3 試體，首先將保護層敲除，再以 8 mm 鋼板當作外模並內填高強度無收縮水泥砂漿，重新命名為 CF1R、CF2R、CF3R。實驗結果顯示，CF1R、CF2R、CF3R 之最大側力強度分別為 162、181、188 kN，相較於第一年度未火害 CNF 試體之最大側力強度 134 kN，各提高 20%、35%及 40%。CF1R、CF2R、CF3R 之降伏勁度分別為 5.04、6.39、7.03 kN/mm，相較於第一年度未火害 CNF 試體之降伏勁度 3.84 kN/mm，各提高 1.33、1.66 及 1.83 倍。因此，鋼筋混凝土柱雖火害及地震作用造成強度與勁度損失，如採用鋼板修復後仍有機會恢復耐震性能。

針對鋼筋混凝土建築物火害及地震之案例研究，本研究使用國震中心 107 年七層樓縮尺非韌性鋼筋混凝土建築受近斷層地震倒塌之振動台實驗，分為兩種情境進行參數分析。(1) 假設一樓底層柱有半數鋼筋混凝土柱（斷面 30×30 cm）先受到 3 小時火害，再遭受 106 年美濃地震 CHY063 測站之地震波作用，震波峰值強度折減 50%。(2) 假設採用 8mm 鋼板，修復前述火害與地震損害之 3 根 RC 柱。分析結果顯示，火害後導致結構周期延長，譜加速度值迅速降低，且譜位移些微增加。修復後因勁度與強度回升，結構周期降低，譜加速度值再度增加，但譜位移些微遞減。因此，未火害、火害後、修復後，三個模型之最大基底剪力、最大頂層加速度、最大頂層位移的增減關係，均可利用加速度反應譜和位移反應譜，由各模型之週期所對應的譜加速度和譜位移，獲得合理且可靠地預測。

第5章 鋼構實驗屋之火害實驗與振動台實驗規劃

第1節 前言

為了探討鋼構造建築於火害發生後受各級地震侵襲之反應，因此依照我國鋼結構耐震設計規範，先以一棟四層樓高(單跨 單跨)鋼構建築為原型，決定鋼構建築的柱、梁尺寸後，再取出其一層樓的梁、柱尺寸為初始斷面，再去細部設計一棟承受四層樓重量的單層單跨之實尺寸鋼構實驗屋，並針對此單層單跨之實尺寸鋼構實驗屋進行詳細的結構分析及數值模擬檢核，以驗證鋼構實驗屋試體設計之安全性；本三年期研究之第二年度【134】計畫已委託專業廠商興建兩座完全相同的鋼構實驗屋，一座為未火害的對照組試體，另一座將進行火害實驗為實驗組試體，本章將簡單說明鋼構實驗屋試體之設計與施作過程、火害實驗規劃、振動台實驗規劃。

第2節 試體設計

為了探討鋼構建築發生火災後受到地震侵襲之反應，本研究興建兩座單層單跨之實尺寸鋼構實驗屋(自重=11 tf)，並在振動台實驗時在單層單跨之鋼構屋頂部加裝 65 噸載重塊，藉以模擬四層樓的載重(76 tf)，其示意圖及載重分配情形如圖 5-1 所示。本研究所興建之實尺寸單層單跨之鋼構實驗屋的梁、柱尺寸，係以一棟依照我國鋼結構耐震設計規範所設計之四層樓鋼構建築為原型，再透過分析此單層單跨鋼構實驗屋實際承受四層樓的載重(76 tf)後，決定最後的梁、柱尺寸，其詳細設計內容將於以下小節說明。

此外，為比較鋼構實驗屋於火害後空冷及未火害下之受震情形，本研究計畫製作兩座鋼構實驗屋試體，一座做為火害後空冷之實驗組試體，另一座做為未火害之對照組試體。並針對兩組鋼構實驗屋試體進行結構分析與數值模擬，以驗證本試體設計之安全性。

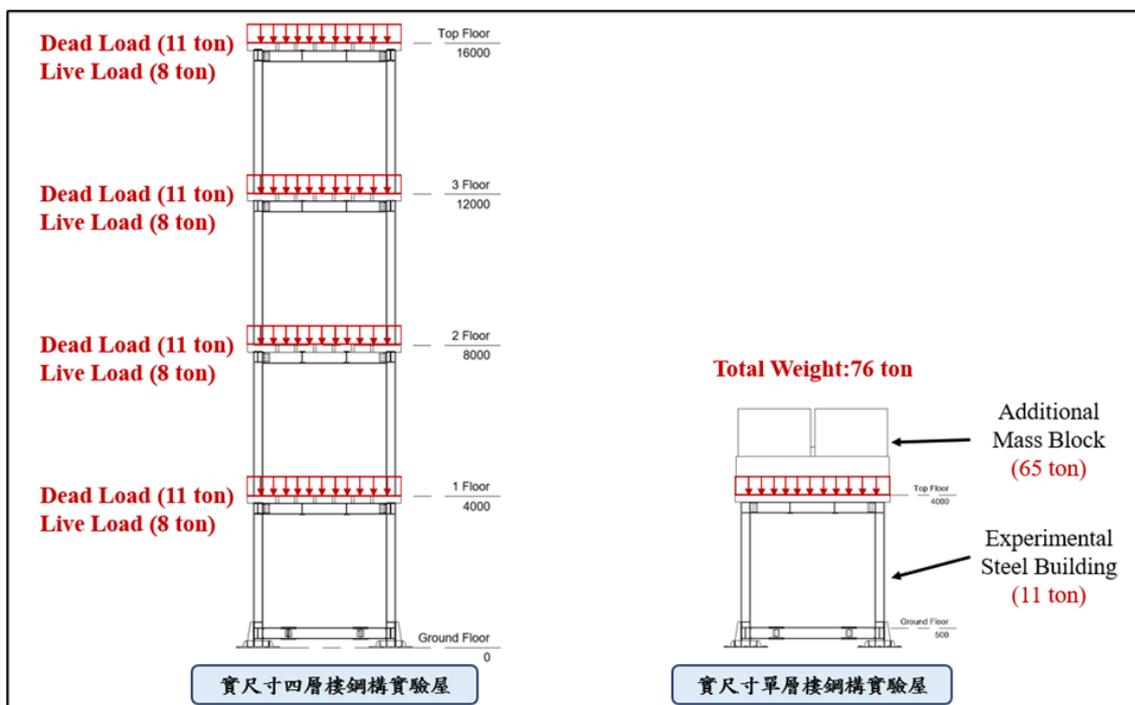


圖 5-1 實尺寸鋼構實驗屋載重分配示意圖

5.2.1 材料性質

本計畫興建的兩座鋼構實驗屋所使用之主要材料為：SN490B 及 SN400B 鋼材；鋼承樓板材料為：3W 鋼承板、抗壓強度 $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ 的混凝土材料與抗拉強度 $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ 的 3 號鋼筋(#3)及 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ 的 4 號鋼筋(#4)，將本計畫使用材料之機械性質及化學性質整理如表 5-1、表 5-2。

將上述材料製作成試驗試體，分別取得實驗前及實驗後之數據，以供吾人取得較接近試驗之試驗數據。目前實驗規劃製作：SN490B 及 SN400B 兩種鋼材之標準拉伸試驗試片每種鋼材做 4 支，將其分為未火害及火害後兩組試體共計製作 16 支試片，150 mm × 300 mm 混凝土標準圓柱試體每組 3 顆，7 天、14 天及 28 天齡期各一組共 9 顆，用於測試鋼構實驗屋之材料性質。

表 5-1 鋼構實驗屋所使用材料之機械性質

	降伏強度 (MPa)	抗拉強度 (MPa)	降伏比 (%)	伸長率 (%)
SN490B (實際值)	325 (372)	490 (519)	80 (71.7)	21 (41)
SN400B (實際值)	235 (329)	400 (446)	80 (73.8)	22 (41)
SD280 (#3)	280	420	—	12
SD420W (#4)	420	550	—	14

表 5-2 鋼構實驗屋所使用材料之化學性質(%)

	碳(C)	矽(Si)	錳(Mn)	磷(P)	硫(S)
SN490B	0.18	0.55	1.65	0.030	0.015
SN400B	0.20	0.35	0.60~1.50	0.030	0.015
SD280 (#3)	—	—	—	0.060	0.060
SD420W (#4)	0.32	0.55	1.55	0.045	0.045

5.2.2 試體規劃

5.2.2.1 鋼構實驗屋試體之尺寸

本研究規劃興建之鋼構實驗屋為單跨 × 單跨之一層樓建築，建造於成大歸仁校區之內政部建築研究所防火實驗中心之戶外實驗場，其施工位置如圖 5-2 所示，為了便於組裝時固定鋼構實驗屋之尺寸以及日後進行鋼構實驗屋吊裝移動作業，吾人將鋼構實驗屋施作於台南國震中心實驗室所提供之兩組日字型鋼框架上作為施工底座，也可減少火害實驗過程中鋼構實驗屋因高溫所導致的變形程度，日字型鋼框架底座如圖 5-3 至圖 5-4 所示。

鋼構實驗屋之結構設計圖如圖 5-5、圖 5-6 所示，使用鋼材性質 SN490B 結構柱以及 SN400B 之大梁小梁和地梁作為主要構件，樓層高度由地梁起算至樓板為 3.5 m，柱底基座高度 0.5 m，實驗屋總高度為 4 m，其平面尺寸 X 向單一跨距為 3.5 m，平面 Y 向單一跨距亦為 3.5 m，以上尺寸為本鋼構實驗屋之設計。結構之構件及尺寸使用如表 5-3 所示：結構柱使用 BH-250×250×12×20 之 SN490B 鋼材、大梁及地梁皆使用 RH-294×200×8×12 之 SN400B 鋼材、小梁使用 RH-300×150×6.5×9 之 SN400B 鋼材，而鋼承樓板則使用 3W 鋼承板製作。

本研究所設計之耐震行為實驗方向只針對單軸 X 向，故在鋼構實驗屋之 X 向設計之頂部梁柱接合設計如圖 5-7 所示，TYPE A 接合詳採用圓弧切削減弱式接頭使塑性鉸發生位置遠離梁柱交會區，確保梁柱能有效發揮塑性變形達到消能作用，而圖 5-8 所示之 FSB1 與型鋼柱彎矩結合設計圖，是方便鋼構實驗屋在國震中心台南實驗室之振動台安裝，且避免於台南歸仁內政部建築研究所與國震中心台南實驗室吊送途中產生扭矩，特別配置地梁 FSB1 避免破壞，且使用螺栓接合之方法固定，方便後續地梁的拆裝。以圖 5-9、圖 5-10 對本研究之實尺寸鋼構實驗屋構件進行詳細編號，方便後續架設感測儀器進行位置說明，並快速了解現場配置狀況。

表 5-3 鋼構實驗屋之構件斷面尺寸表

構件	編號	構件尺寸(mm)	材質
柱	SC1	BH-250×250×12×20	CNS SN490B
地梁	FSB1, FSG1	RH-294×200×8×12	CNS SN400B
梁	2SB1, 2SG1	RH-294×200×8×12	CNS SN400B
	Sg1	RH-300×150×6.5×9	CNS SN400B
基座	F1	600×600×500	
版	SS1	t = 200	常重混凝土 $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
備註	本階段僅取地上壹層樓梁柱結構。		



圖 5-2 鋼構實驗屋平面施工位置圖



圖 5-3 鋼框架底座

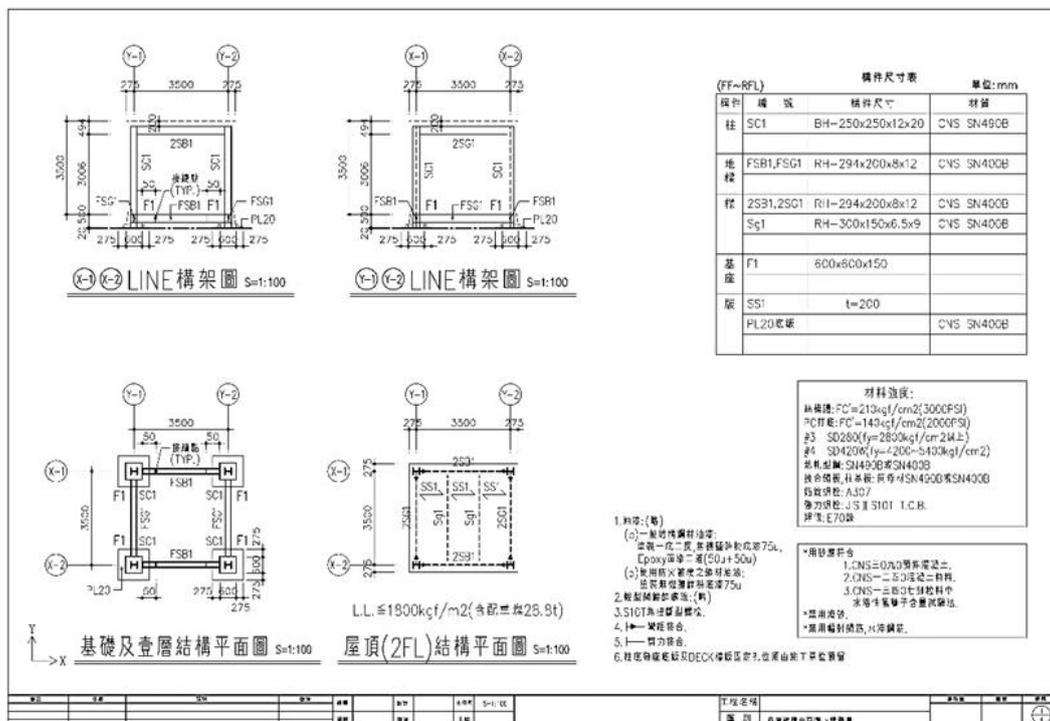


圖 5-4 鋼構實驗屋平面圖、立面圖

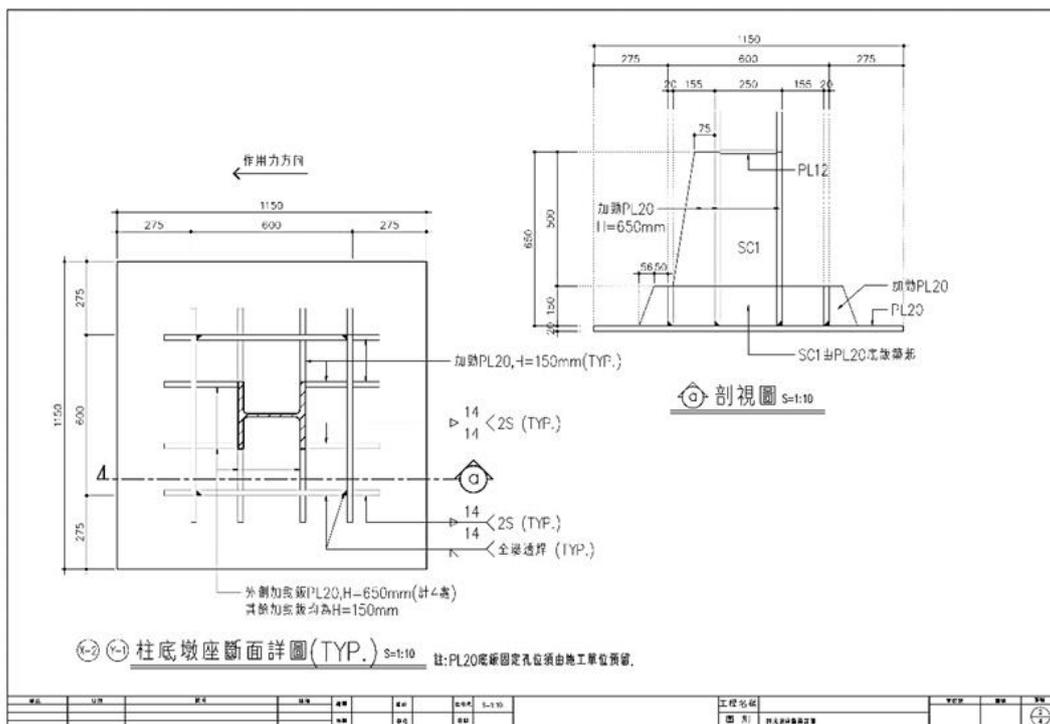


圖 5-5 柱底墩座斷面詳圖

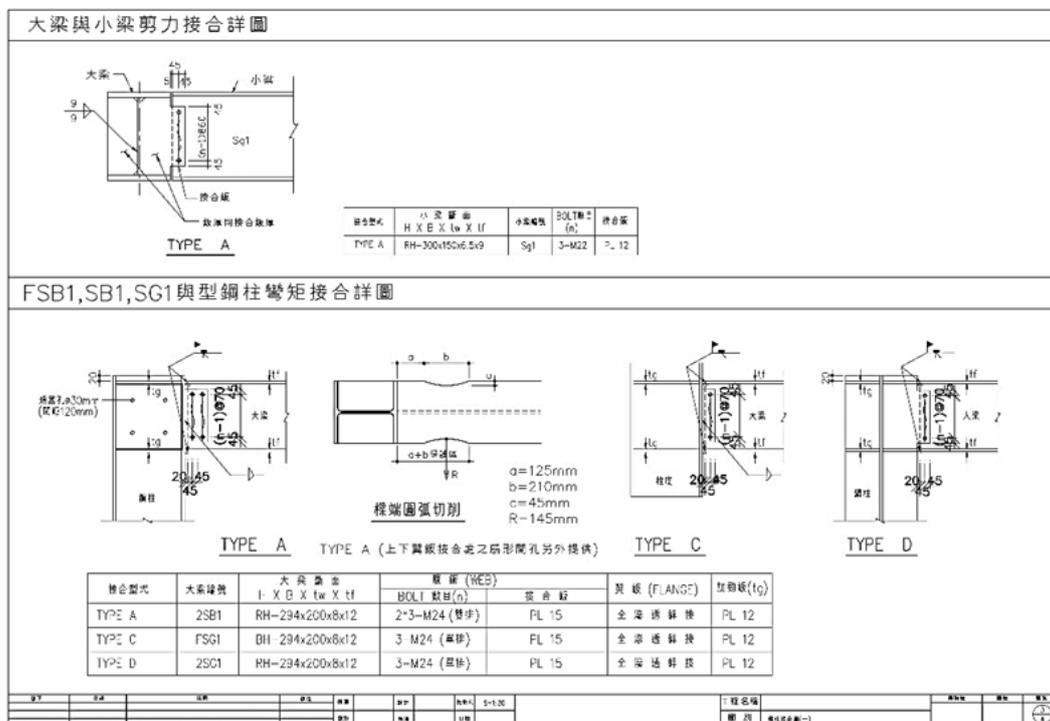


圖 5-6 鋼構實驗屋大梁小梁及梁柱剪力接合詳圖

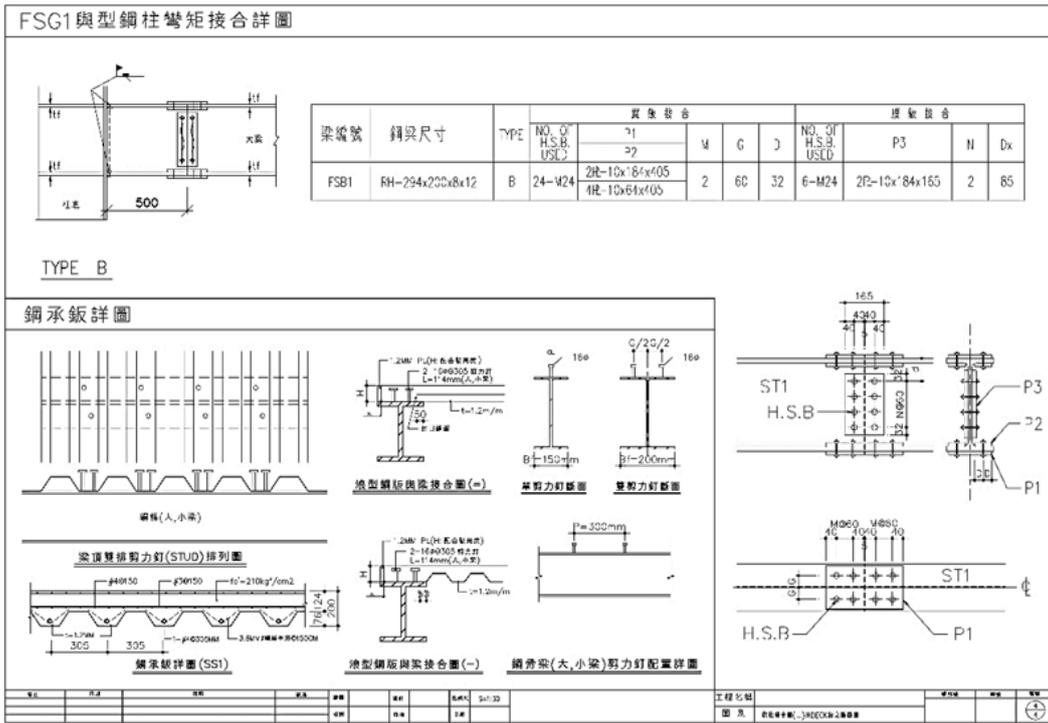


圖 5-7 鋼構實驗屋梁柱接合圖及 DECK 版斷面

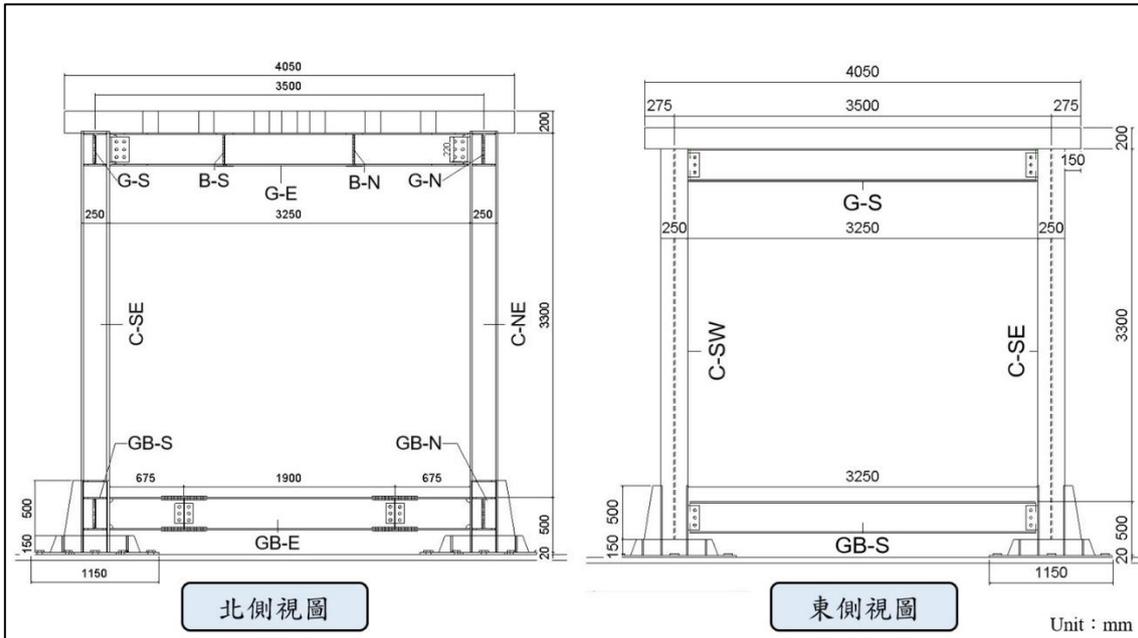


圖 5-8 鋼構實驗屋立面圖

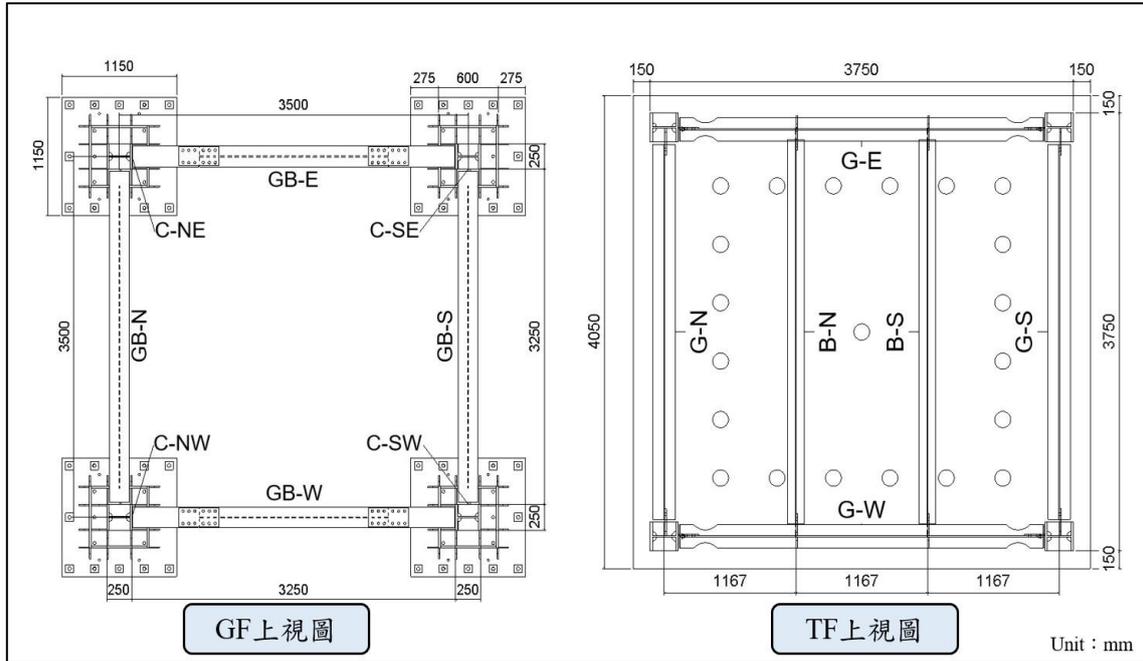


圖 5-9 鋼構實驗屋平面圖

5.2.2.2 鋼承樓板

為模擬實尺寸鋼構建築上部樓層之實際載重，本研究設計製作 20cm 厚度之樓板於鋼構實驗屋上部，作為建築上部之結構部分等效替換物理模型，其鋼承樓板使用厚度 1.2 cm 且波峰及波谷處高程相差 76 mm 之 3W 波浪型鋼承板作為其規格，圍出長寬 4050 mm × 4050 mm 之樓板尺寸，並於側邊製作高 200 mm 之封版，樓板採用雙層佈筋，垂直鋼承板方向每 150 mm 佈設距鋼承板底部 20 mm 高度處之 3.5 mm 鋼絲吊筋，並於鋼絲吊筋波谷處佈設抗拉強度 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ 的 4 號鋼筋，垂直鋼承板方向每 150 mm 處佈設抗拉強度 $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ 的 3 號鋼筋，平行鋼承板方向每 150 mm 處佈設抗拉強度 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ 的 4 號鋼筋，並使用抗壓強度 $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ (21Mpa) 的混凝土作為樓板材料，而本實驗屋鋼承板向外懸臂 150mm，並依造圖 5-10 所示懸壁施工法進行鋼承板施工，且因封版設計高度較高，為避免樓板因灌漿時壓力過大導致封版向外變形，故本實驗之樓板封版使用 C 型擋泥板設計，在角落處鉚上封板拉條，以支撐上部混凝土澆置壓力，並在擋泥板下部鉚上結構補強角鐵，其鋼承板斷面細部詳圖如圖 5-11 所示。

樓板中鋼承板與混凝土為不同材質之材料，為使兩種材料充分接合，將於鋼承板及鋼構件上佈設剪力釘，並使鋼承板能加強固定於梁上，防止樓板於灌漿時滑移產生，並於圖 5-12 顯示樓板剪力釘配置，剪力釘長度符合鋼結構設計手冊之鋼承板剪力釘規定長度，本研究中使用長度 150 mm 直徑 $\phi 22$ 之剪力釘，且為避免因火害後產生剪力釘斷裂之情形，採用全複合設計來設計剪力釘，東西向大梁採用雙排 22 支剪力釘佈設，南北向大梁採用單排 13 支剪力釘佈設並避開 RBS 切削處，小梁採用兩端兩組雙排 8 支及中間六組單排 6 支剪力釘佈設，單座鋼構實驗屋共使用 98 支 $\phi 22$ 剪力釘作為其設計。

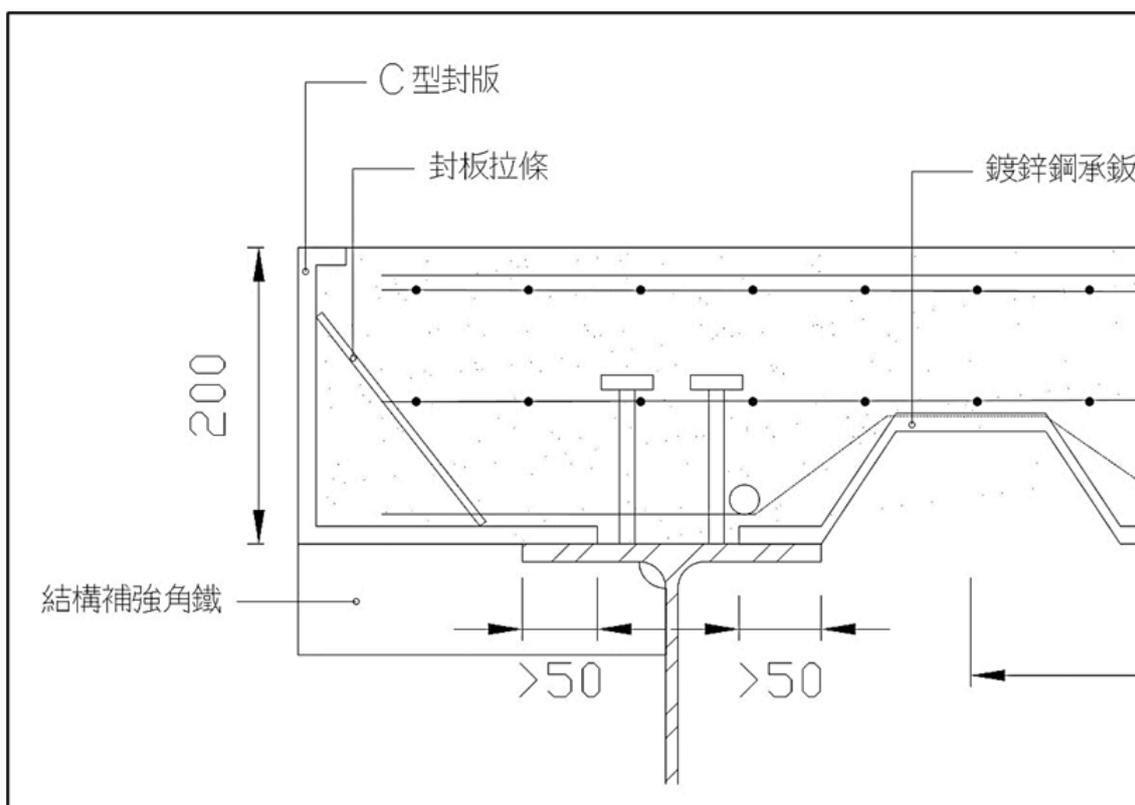


圖 5-10 鋼承板懸臂施工圖

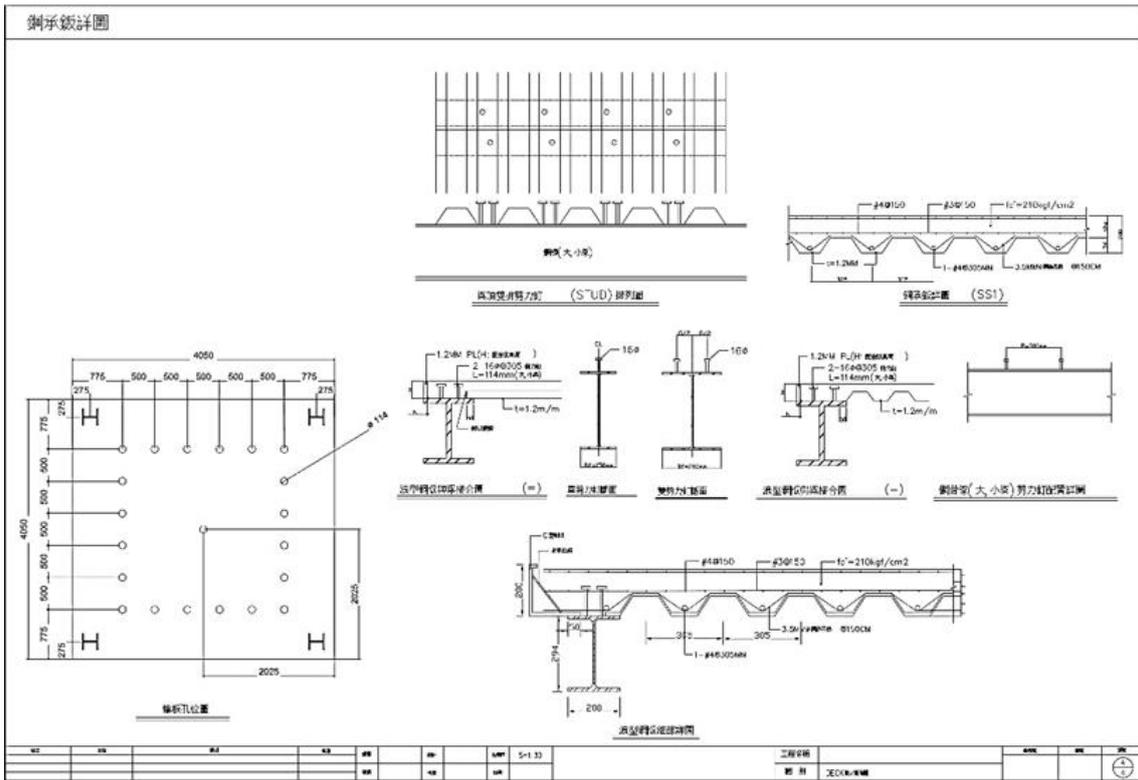


圖 5-11 DECK 鋼板斷面細部圖

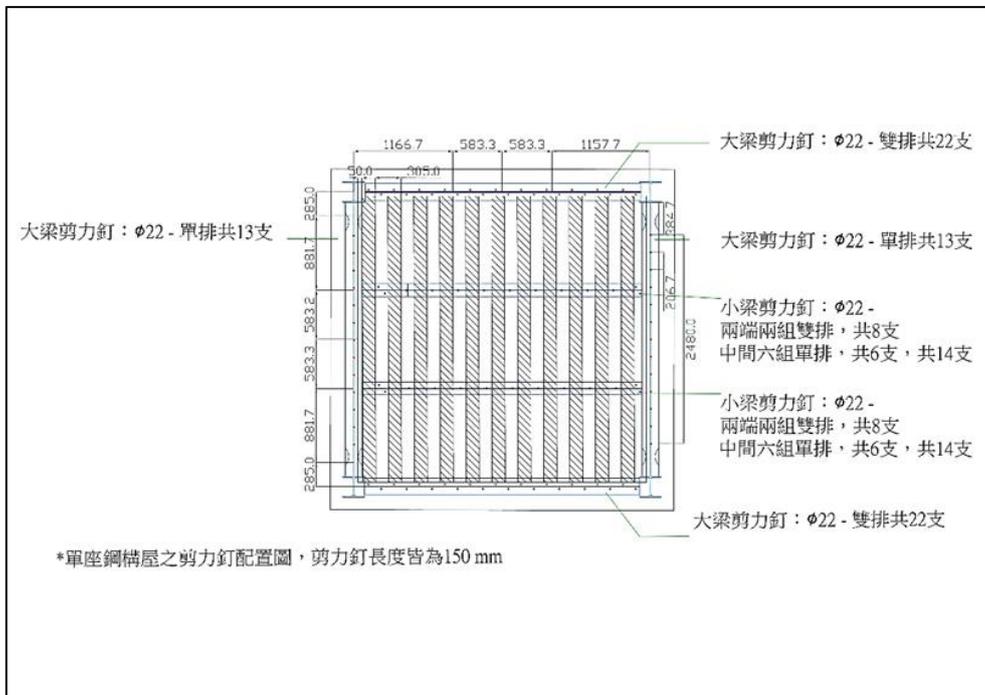


圖 5-12 鋼構屋剪力釘熱電耦佈設圖

第3節 試體施作過程

5.3.1 梁柱構件場內銲接

在銲接工作中區分為現場施工及場內預製，在現場施工的作業中因工作環境多在戶外必須克服氣候及多種現場因素等問題，故在原料的加工及部分銲接工作選擇在廠內預製，將各構件分別拆開並標註其加工後之尺寸及細部構造其構造分為：地梁尺寸 RH-294×200×8×12 兩種形式，FSG1 不可拆卸地梁共 4 隻，FSB1 可拆卸地梁共 4 隻，(如圖 5-13 (a))地梁施工圖所示；大梁尺寸 RH-294×200×8×12 分為兩種形式，2SG1 為弱軸向大梁並在腹板開 R35 的 1/4 圓孔共 4 隻，2SB1 為強軸向大梁採用圓弧切削減弱式接頭在腹板做耐震開孔，並在內外側銲上小梁之連接板共 4 隻，(如圖 5-13 (b))大梁施工圖所示；SG1 小梁尺寸 RH-300×150×6.5×9 共四隻，(如圖 5-13 (c))小梁施工圖所示；結構柱為符合寬厚比特別訂製尺寸 BH-250×250×12×20 之型鋼，(如圖 5-13 (d))、SC1 柱施工圖所示，在結構柱上有加勁版、連接版以及柱底墩座都銲在柱上，以及各種加勁版的不同方位，故在監工時須注意施工人員是否有準確的按圖施工，並將過程做好紀錄。

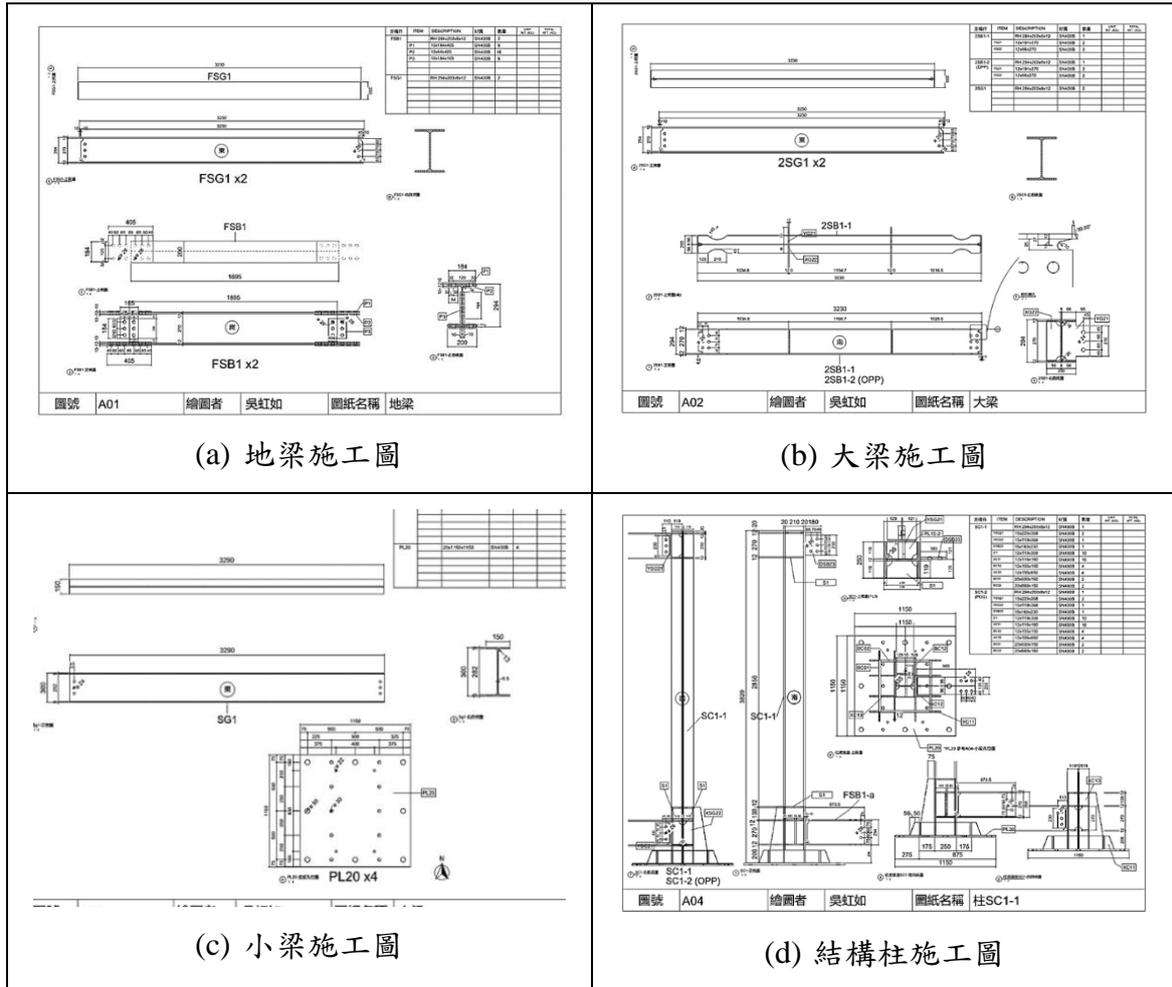


圖 5-13 梁柱構件廠內銲接細部構造圖

5.3.2 現場組裝

在場內銲接作業結束後，預製完成之構件將吊至台南歸仁內政部建築研究所防火實驗中心外空地並安裝於日字型鋼框架施工底座上如(如圖 5-14(a))所示，其吊裝順序為：廠內預製完成之結構柱裝於日字型鋼框架底座上(如圖 5-14 (b))、使用 M24 之 S10T 高張力扭斷型接構螺栓裝設 FSG1 及 FSB1 地梁於柱底(如圖 5-14 (c))、使用 M24 之 S10T 高張力扭斷型接構螺栓裝設大梁於柱頂(如圖 5-14 (d))、並裝設安全護欄及圍欄用以保護施工人員及後續銲接人員安全(如圖 5-14 (e))、最後使用 M22 之 S10T 高張力扭斷型接構螺栓將小梁做安裝接合(如圖 5-14 (f))。



圖 5-14 鋼構實驗屋現場組裝順序

5.3.3 現場銲接

於現場組裝作業完成後進行現場銲接，銲接位置位於各梁柱接頭交接處(如圖 5-15 (a))，並在上下翼板下緣處銲上背襯板(如圖 5-15 (b))，避免銲接時熔化的鐵水逸流，增加接頭的可靠度，且因鋼製背襯板會與母材間形成自然縫隙，故於背襯板下緣處進行補銲避免裂縫產生(如圖 5-15 (c))，本研究之鋼構實驗屋銲接作業皆使用 SFC-71 銲材進行銲接作業，SFC-71 銲材機械性質表及化學成分表如表 5-4 及表 5-5 所示。

表 5-4 SFC-71 銲材機械性質表

降伏強度 N/mm^2 (kgf/mm^2)	抗拉強度 N/mm^2 (kgf/mm^2)	伸長率(%)	衝擊值 $-20^{\circ}C(J)$
474 (48.4)	573 (58.5)	28	92 (9.4)

表 5-5 SFC-71 銲材化學成分表

化學成分 (wt%) : (遮護氣體 CO ₂)				
C	Mn	Si	P	S
0.051	1.36	0.48	0.012	0.009



圖 5-15 鋼構實驗屋現場銲接

5.3.4 鋼承板安裝

於本研究之鋼構實驗屋鋼結構組裝及焊接部分製作完成後，於頂部大小梁上鋪設 DECK 鋼承樓板，由於 3W 鋼承板寬度為 914mm 故須將鋼承板進行搭接，並裁切適當尺寸將鋼承板點銲於鋼構件上(如圖 5-16 (a))，使用封板進行修邊收尾作業(如圖 5-16 (b))，並銲上懸臂外挑之擋泥板(如圖 5-16 (c))，即完成鋼承板施工作業，作業完成後即可佈設剪力釘，先將陶瓷保護罩位置確認，以便後續剪力釘植銲時能快速且正確的佈設(如圖 5-16 (d))，即完成鋼承板及剪力釘之安裝(如圖 5-16 (e))。



(a) 鋼承鈹安裝點銲



(b) 封板修邊收尾作業



(c) 擋泥板安裝



(d) 剪力釘植銲



(e) 鋼承鈹安裝完成

圖 5-16 鋼承鈹及剪力釘安裝作業

5.3.5 混凝土澆置

鋼承板作業完成後進行混凝土澆置作業，並於澆置作業前綁紮鋼筋，本研究所設計之樓板使用雙層佈筋，按施工設計圖位置，於垂直鋼承板方向鋼絲吊筋上佈設 4 號鋼筋作為底層主筋，並於垂直鋼承板方向每 150 mm 處佈設 3 號鋼筋，平行鋼承板方向每 150 mm 處佈設 4 號鋼筋之雙向鋼筋，鋼筋交錯與續接位置使用鐵絲綁定，並以水泥墊塊將下層鋼筋網墊高至設計高度及椅馬將上層鋼筋網進行固定(如圖 5-17(a))，使上層鋼筋能承受各種施工活動荷載，確保上層鋼筋的保護層在規範規定的範圍內，鋼筋綁紮完成圖(如圖 5-17(b))所示。

鋼筋綁紮作業完成後，進行混凝土澆置作業，在混凝土澆置過程使用高壓幫浦車將混凝土運送至鋼構實驗屋頂部樓板位置(如圖 5-17(c))，混凝土澆置 20 公分高度，並使用震動棒將混凝土進行搗實作業(如圖 5-17(d))，避免發生粒料析離現象，在搗實作業時也須注意於灌漿作業前所佈設之樓板熱電耦點位位置，並於混凝土初凝表面將樓板頂部進行表面粉光作業(如圖 5-17(e))，逼出水泥砂漿將縫隙填滿，以提高水密性防止乾縮裂縫產生，並於後續對混凝土澆水進行養護作業避免龜裂(如圖 5-17(f))。

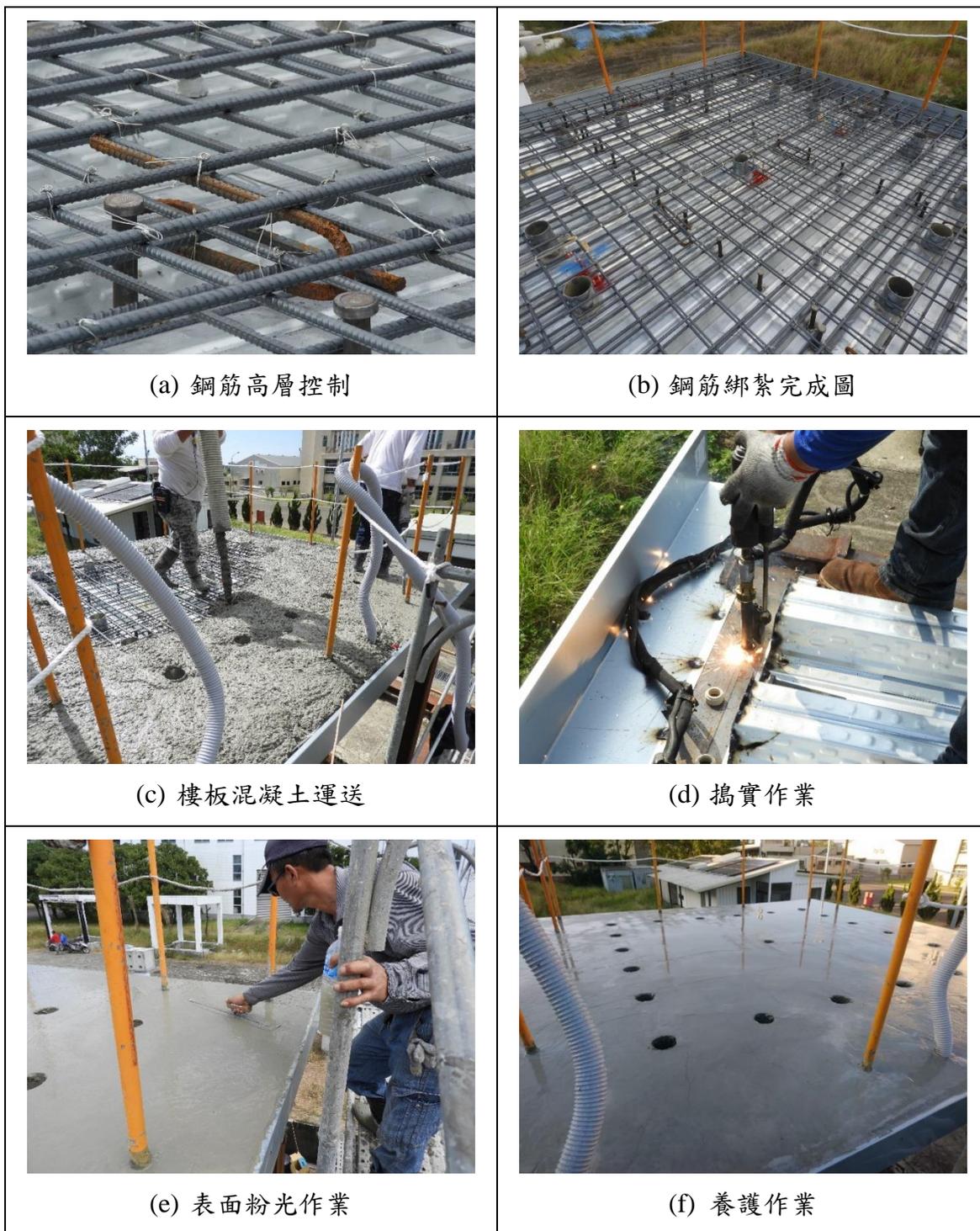


圖 5-17 鋼構實驗屋樓板混凝土澆置

第4節 火害實驗規劃

5.4.1 實驗整體配置

本次火害實驗場地為鋼構實驗屋施作之工址如圖 5-18 所示，本研究考量實驗期間風向、消防水線佈置、儀器規劃並避免火焰於火害實驗過程延燒至周圍設施危及整體實驗安全，採用南棟作為預計進行火害實驗之鋼構實驗屋，並於實驗前使用輕質混凝土 (Autoclaved Lightweight Concrete, ALC) 磚，即 ALC 輕質白磚建立鋼構實驗屋之外牆且於地梁上鋪設地板，模擬真實建築物內部封閉空間，並在南面設有寬 110 公分高 210 公分開口作為人員出入口及空氣供應處，待鋼構實驗屋佈置完成，於內部置入設計火載量相當之木材堆作為火害實驗之燃料，完成火害實驗準備之鋼構實驗屋如圖 5-19 所示。

實驗當天配有儀器區、主控區及機動組，各組區域如圖 5-18 所示，各組佈置情形如圖 5-20 所示，儀器區為實驗器材及資料擷取系統放置區域，其位置受到量測儀器導線長度限制須鄰近於火害實驗之鋼構實驗屋，為避免實驗過程之火焰延燒危害實驗儀器及人員安全，於靠近火場側搭設有矽酸鈣板且限制人員靠近，另設有主控區為實驗人員觀察及操控實驗儀器之區域，主要負責整體實驗控制及實驗數據之紀錄並於進行火害實驗過程回報火場即時溫度，機動組主要負責整體火害實驗之人員及儀器安全，配有兩名人員並備有消防水線隨時準備進行滅火工作。



圖 5-18 現地火害實驗場址



圖 5-19 現地火害實驗區實際照片



圖 5-20 各組佈置情形

5.4.2 火載量設計

本研究為探討自然火災狀況下，火害結果對鋼構實驗屋結構行為之影響，將採用歐洲規範(EN 1991-1-2)之 Euro Code 預測公式，將火載量能量密度進行計算，本實驗區劃空間為 $4.05\text{ m} \times 4.05\text{ m} \times 3.15\text{ m}$ ，將採用 50 kg/m^2 作為木材堆放密度設計，共需 1644 支木條，本次木堆使用之木材參考本團隊趙翊翔論文中所使用之阿拉斯加雲杉作為燃料，其研究之木材熱值 q 為 15.6 MJ/kg 、尺寸為 $3\text{ cm} \times 3.5\text{ cm} \times 90\text{ cm}$ 、單位重為 500 g ，計算後得知木材所需總重量為每堆 $205.03 \times 4 = 820.12\text{ kg}$ ，將木材平均分配成 4 堆，每堆木框架需 411 隻木條，以每層 10 支木條向上進行堆疊，每堆木堆疊 42 層，並於使用 40 公分高之鐵架至於木堆底層將其墊高，再於底部放上裝有酒精膏之鐵盆內，以利實驗開始時進行引燃作業，火害實驗引燃作業如圖 5-21 所示，鋼構實驗屋火害實驗區內規劃位置為四堆木框架分別放至於內部四個角落，木框架設計及空間佈設圖如圖 5-22 所示，木框架實際放置圖如圖 5-23 所示。

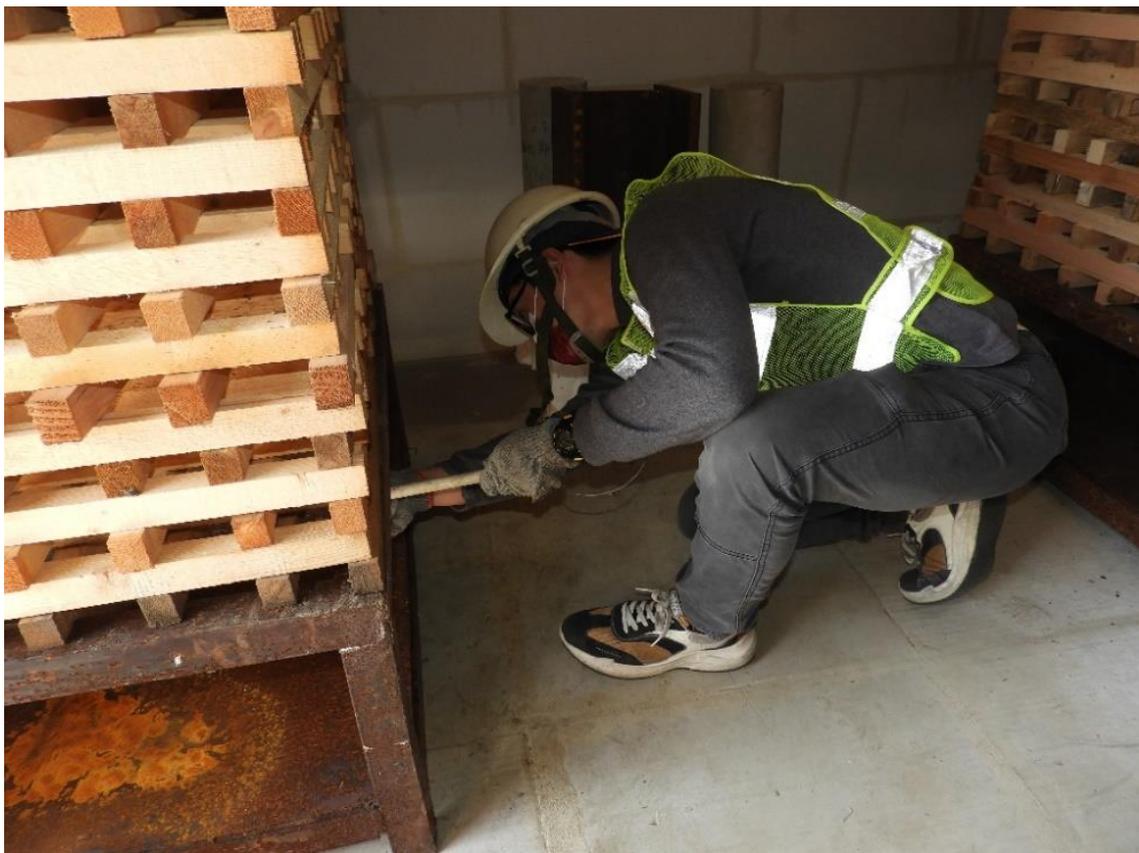


圖 5-21 火害實驗引燃作業

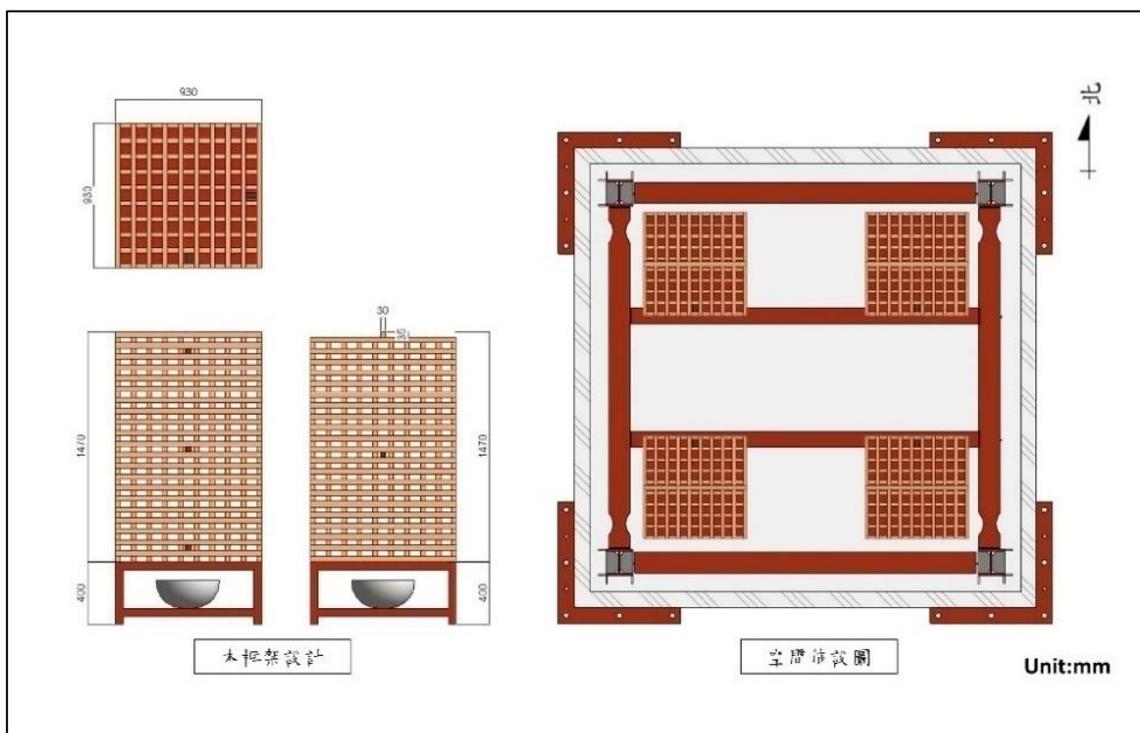


圖 5-22 木柵架設計及空間佈設圖



圖 5-23 木框架實際放置圖

5.4.3 防火設計

在鋼構實驗屋火害實驗中為控制火載量設計，將配合鋼構實驗屋長寬施作防火隔熱外牆，其防火實驗區劃空間為 4050 mm (長) \times 4050 mm (寬) \times 3280 mm (高)，於南面設計一個 1100 mm (寬) \times 2100 mm (高) 之開口作為氣體換氣流通管道，其防火隔熱外牆選用 ALC 耐火磚作為防火隔間材料，並在防火實驗區劃空間設計中將結構柱與牆面間隔 175 mm 的距離使柱子四面皆與火源接觸達到曝火效果，ALC 防火隔間立面設計圖如圖 5-24 所示。

本次實驗中因未考慮到鋼構熱膨脹問題，空間實驗溫度到達 300 度時，鋼構件開始些微膨脹，在樓頂位置開始產生些微露煙情形，到達 400 度時，各鋼構件產生更大的膨脹，樓板被推擠向上撐開，導致白磚撐開並開裂，在樓板位置處竄出煙霧，在持續升溫的狀況下防火隔熱外牆四周由頂部開始大量的向下開裂，導致部分熱電耦線段被高溫影響，造成數據的遺失，為避免再次出現因鋼結構膨脹所導致之熱膨脹問題，需在白磚堆疊設計上進行修正，火害後鋼構實驗屋 ALC 磚牆開裂情形如圖 5-25 所示。

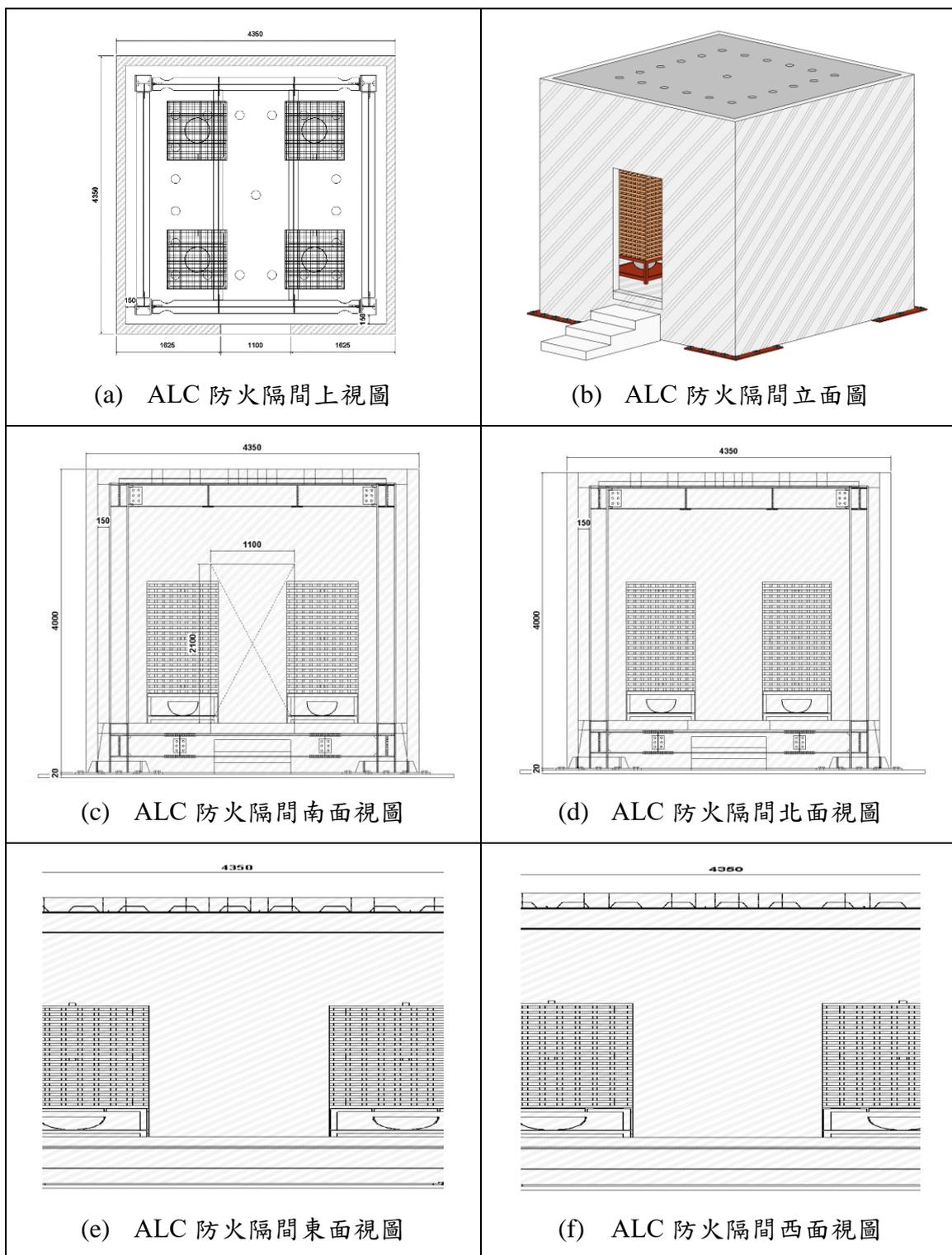


圖 5-24 ALC 防火隔間設計圖

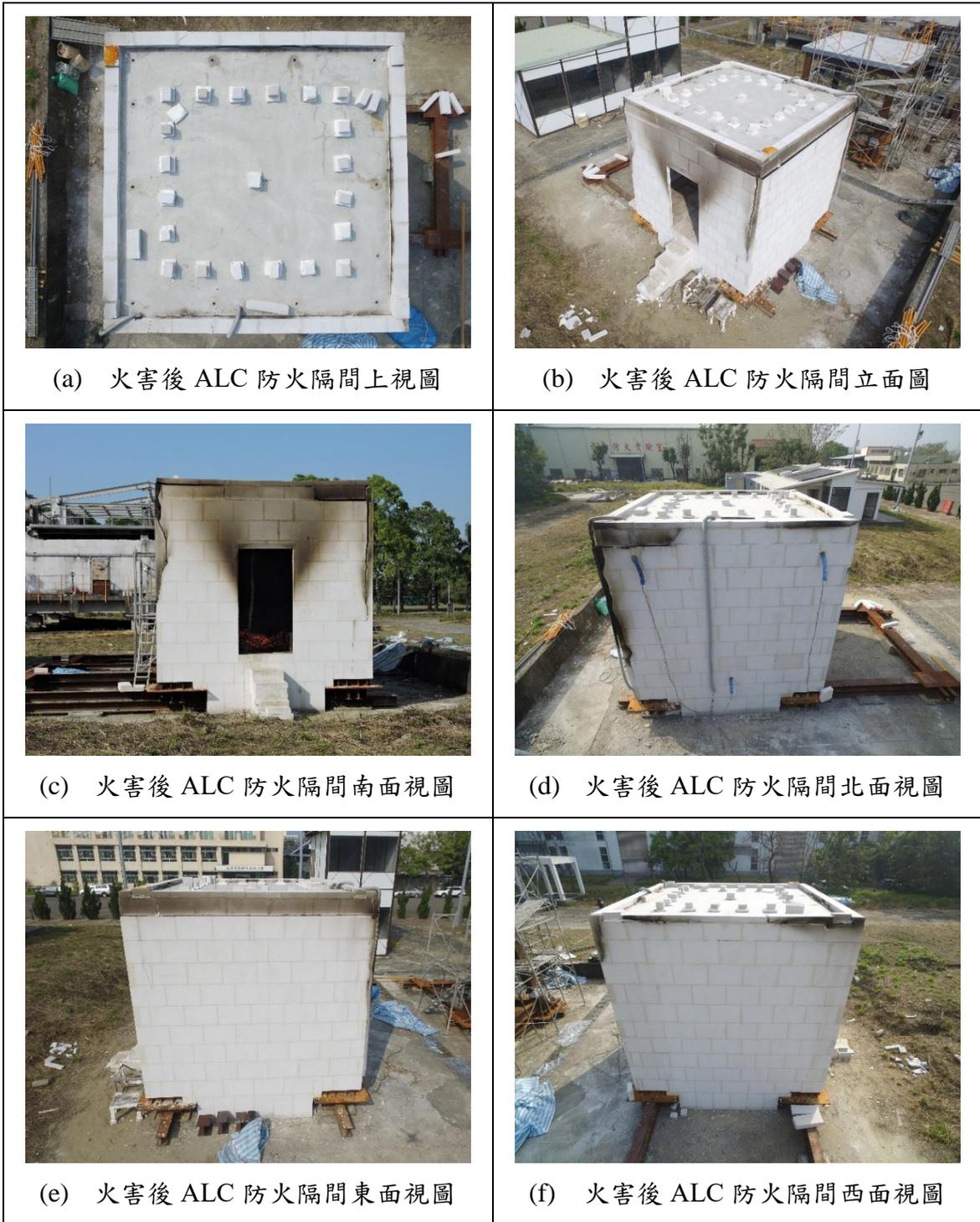


圖 5-25 火害後鋼構實驗屋 ALC 磚牆開裂情形

5.4.4 開口設計

本次火害實驗之火載量設計確定後，將進行鋼構實驗空間之開口大小，本次火害實驗之火害區劃空間依照鋼構實驗屋之配置製作一長寬高為 $4.05m \times 4.05m \times 3.15m$ 之空間，由歐洲規範中 Eurocode 1 預估時間溫度曲線計算中，由最高溫度、升溫時間及降溫速率，來調整其開口大小。

$$A_t = 2 \times (L_1 \times L_2 + L_1 \times H + L_2 \times H)$$

$$= 2 \times (4.05 \times 4.05 + 4.05 \times 3.15 + 4.05 \times 3.15) = 83.935 (m^2)$$

$$A_v = H_v \times B_v = 2.1 \times 1.1 = 2.31 (m^2)$$

$$F_v = A_v \times \sqrt{H_v} / A_t = 2.31 \times \sqrt{2.1} / 83.935 (m^2) = 0.03993 \leq 0.2(\text{OK})$$

A_t = 邊界總面積 (m^2)

A_v = 單一開口面積 (m^2)

F_v = 開口因子 ($0.02 \leq F_v \leq 0.2$)

L_1 = 區劃空間長度 (m) ; L_2 = 區劃空間寬度 (m) ; H = 區劃空間高度 (m)

H_v = 設計開口高度 (m) ; B_v = 設計開口寬度 (m)

並依鋼構實驗屋區劃空間中不同材質，計算其各自熱慣量，將計算完之參數結果帶入求出最高溫度時間 t_{max} 及時間係數 Γ 並計算出 t_{max}^* ，依據 t_{max}^* 選擇時間界線，並選擇降溫公式將其分為升溫線段及降溫線段，求出圖 5-26 之鋼構實驗屋預估升溫曲線，升溫曲線中在 2750 秒後到達最高溫度 1124.13°C 。

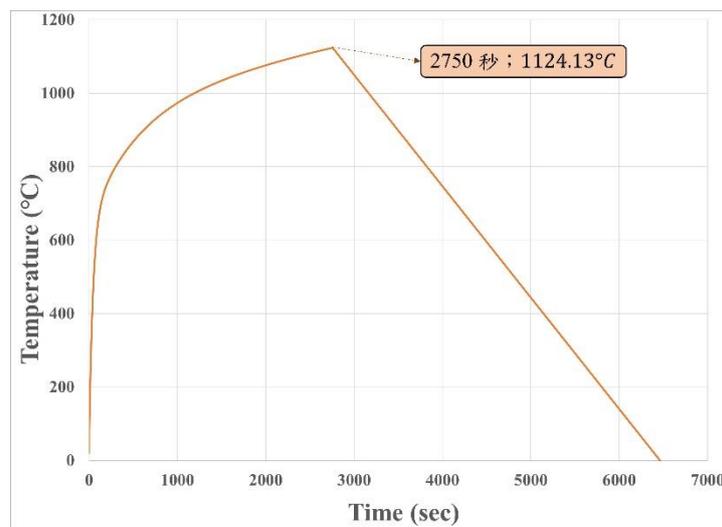


圖 5-26 之鋼構實驗屋預估升溫曲線

5.4.5 實驗量測儀器

5.4.5.1 熱電耦式溫度計

熱電耦式溫度計(Thermocouple)用於測量火害實驗中火場內各處溫度，並依測量位置不同使用不同類型之測溫端接頭，並於後續介紹各自規格型式，在熱電耦之測溫端中是由兩條不同材質之金屬線組成，正極為鎳鉻合金，負極為鎳矽合金，兩條金屬線交接位置可測得該量測位置之溫度，接續端則使用大 K 母之續接頭，將線段續接至量測儀器上，K-type 型熱電耦可量測之溫度範圍介於 $-200\text{ }^{\circ}\text{C}$ 至 $1350\text{ }^{\circ}\text{C}$ 之間，熱電耦式溫度計規格如圖 5-27 所示。

5.4.5.2 溫度量測儀器

在本實驗中之溫度量測儀器使用資料擷取系統(DAQ)將實驗所裝設之熱電耦街上 DS600 上，將多組 DS600 相互串聯並連接至一台 DA100 上，再將其接至資料擷取器(DAQ)上，其資料擷取及儀器配置示意圖如圖 5-28 所示，本系統可將熱電耦式溫度計所量測到的訊號進行擷取，再透過電腦程式將訊號轉為溫度值，而一台 DA100 主機最多可連接 6 台 DS600，在實驗前須先確認 DS600 數量。

5.4.5.3 溼度計

為了解實驗當天鋼構實驗屋現場溫濕度狀況，於火害實驗開始前將多台溫溼度計放置於鋼構實驗屋內，並於室外也放置一台溫溼度計，用以了解現場實驗配置，室內、外溫溼度量測如圖 5-29 所示。

5.4.5.4 計時器

在火害實驗中放置一大型計時器，方便實驗過程中現場人員及現場記錄攝影機將實驗開始、結束等實驗重要歷程進行紀錄並統一時間，本次使用之大型計時器如圖 5-30 所示，本次實驗之計時器可記錄時分秒數據。



圖 5-27 資料擷取及儀器配置示意圖

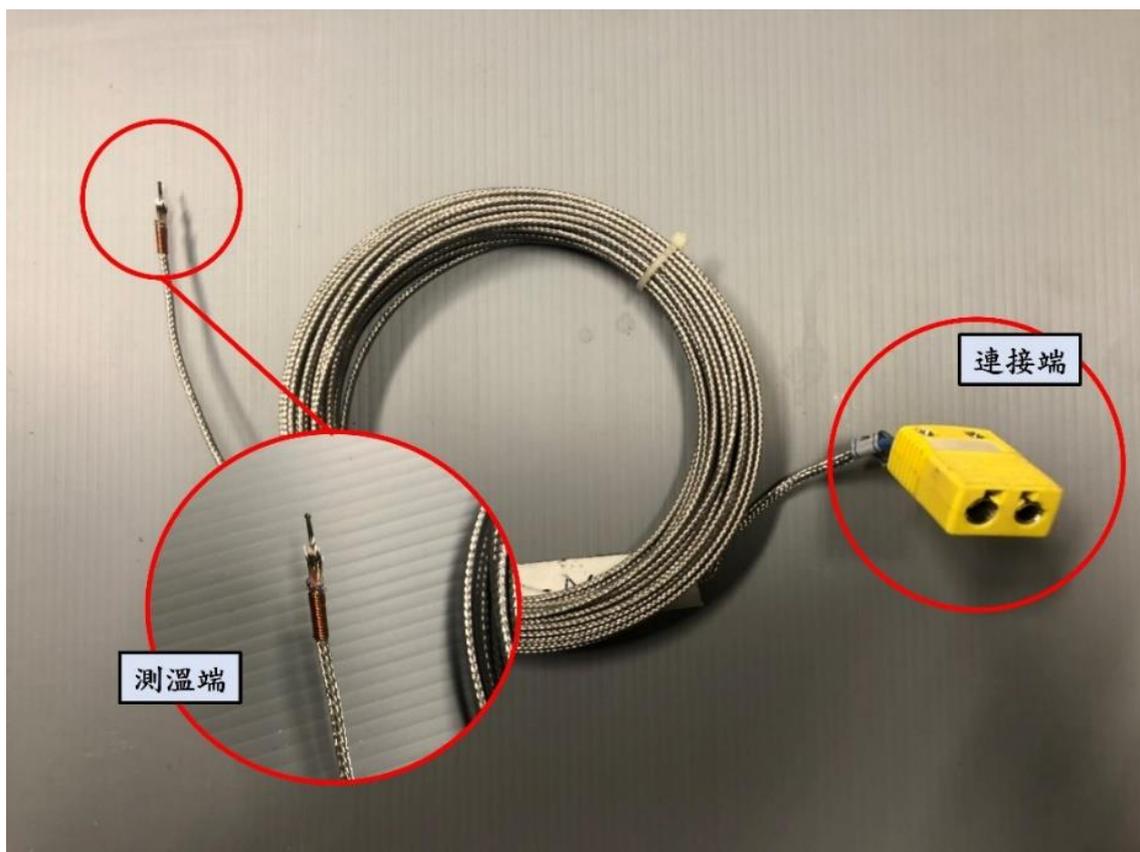


圖 5-28 熱電耦式溫度計規格

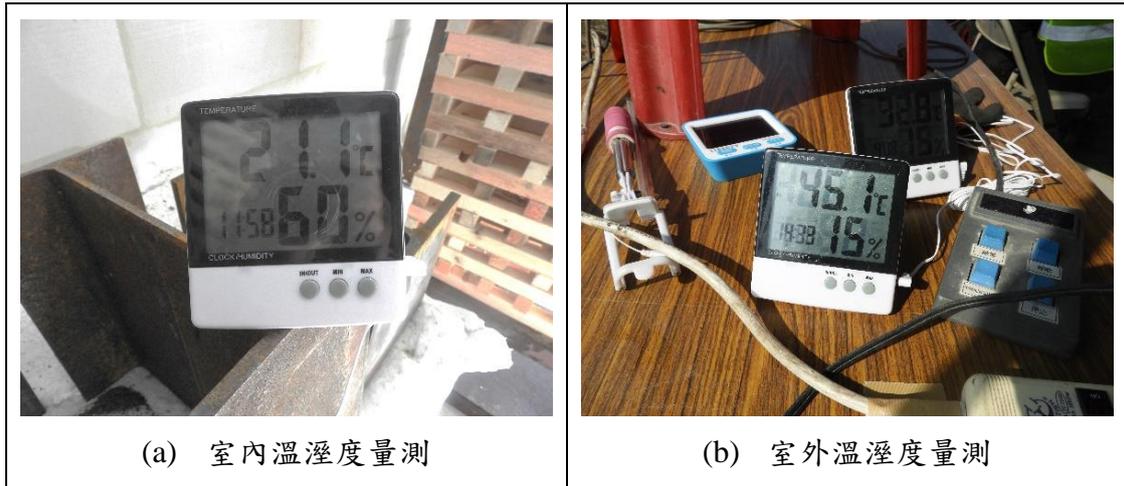


圖 5-29 室內、外溫溼度量測



圖 5-30 大型計時器

5.4.6 鋼構實驗屋熱電耦點位配置

5.4.6.1 樓板熱電耦點位配置

本研究中為了解樓板內部於火害實驗進行時，其空間溫度傳導至樓板混凝土內部之溫度變化，將於樓板混凝土灌漿作業前將樓板內熱電耦溫度計(測溫線)佈設於樓板中，而整體樓板熱電耦佈設點位之平面位置如圖 5-31 所示，樓板內鋼承板熱電耦佈設點位如圖 5-32(a)所示，在鋼承板上之熱電耦佈設依方位分為正中、北側及南側三區，並在每一區中佈設四個測點，波峰及波谷設為一區，其鋼承板上熱電耦斷面測點佈設如圖 5-32(b)所示，在波谷位置有波谷主筋下部表面處及與波峰底部同高程之混凝土處，在波峰位置有下層鋼筋下部表面處及雙層鋼筋中間處，無鋼筋固定之高程位置利用鉚上螺棒用以固定測點，在固定方式上依熱電耦線位置不同進行繞圈、束帶固定或電火布纏繞等方法將熱電耦線固定於預設點位，同時也可避免混凝土澆置時點位被沖掉，其點位詳細說明如圖 5-32(c)所示，實際樓板內鋼承板處熱電耦佈設如圖 5-32(d)所示；樓板內大梁上熱電耦佈設點位如圖 5-33(a)所示，在大梁上之熱電耦佈設依方位分為東側、西側、北側及南側四區，並在每一區中設有三個測點，其大梁上熱電耦斷面測點佈設如圖 5-33(b)所示，大梁中心點位佈設在大梁上表面位置及與波峰底部同高程之混凝土處，並依剪力釘佈設方式將測點佈設於剪力釘中間位置，在固定方式上依熱電耦線位置不同進行繞圈、束帶固定或電火布纏繞等方法將熱電耦線固定於預設點位，同時也可避免混凝土澆置時點位被沖掉，其點位詳細說明如圖 5-33(c)所示，實際樓板內大梁上熱電耦佈設如圖 5-33(d)所示，實際樓板熱電耦線安裝過程如圖 5-34 所示。

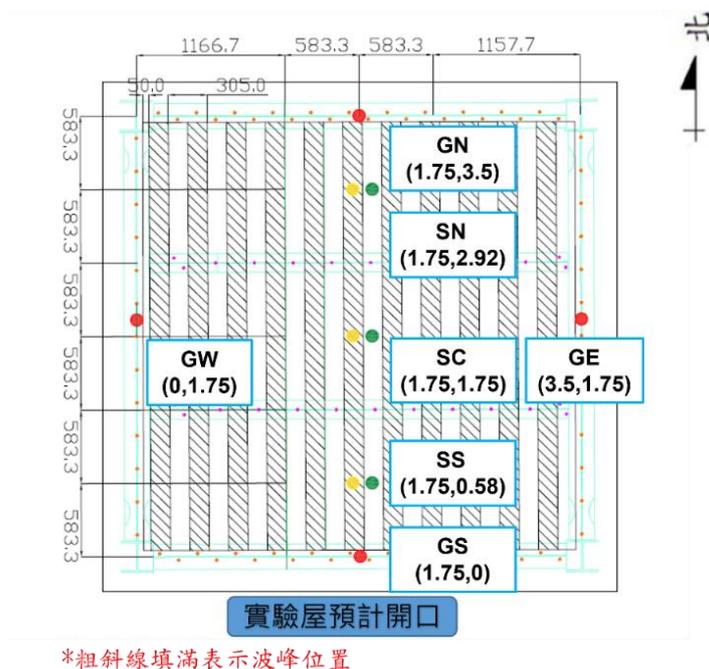


圖 5-31 整體樓板熱電耦佈設點位之平面位置

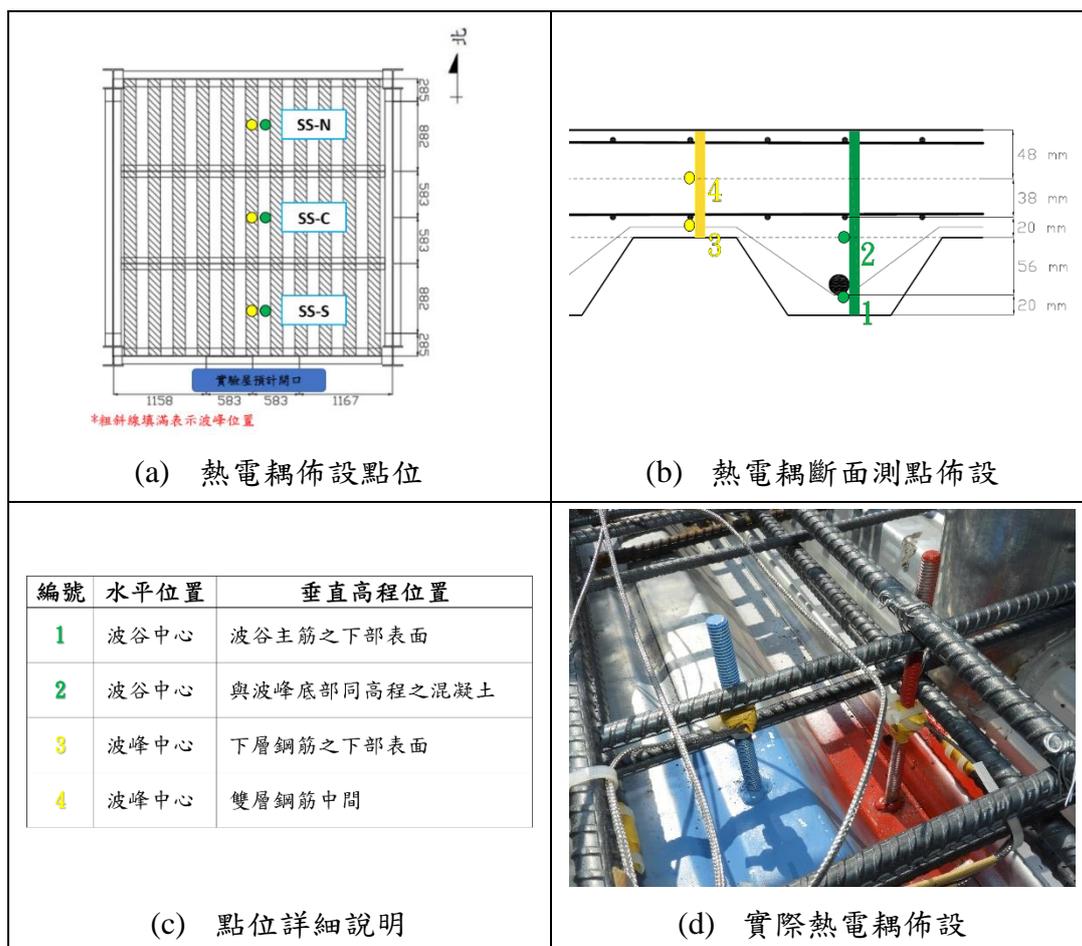


圖 5-32 樓板內鋼承處熱電耦佈設

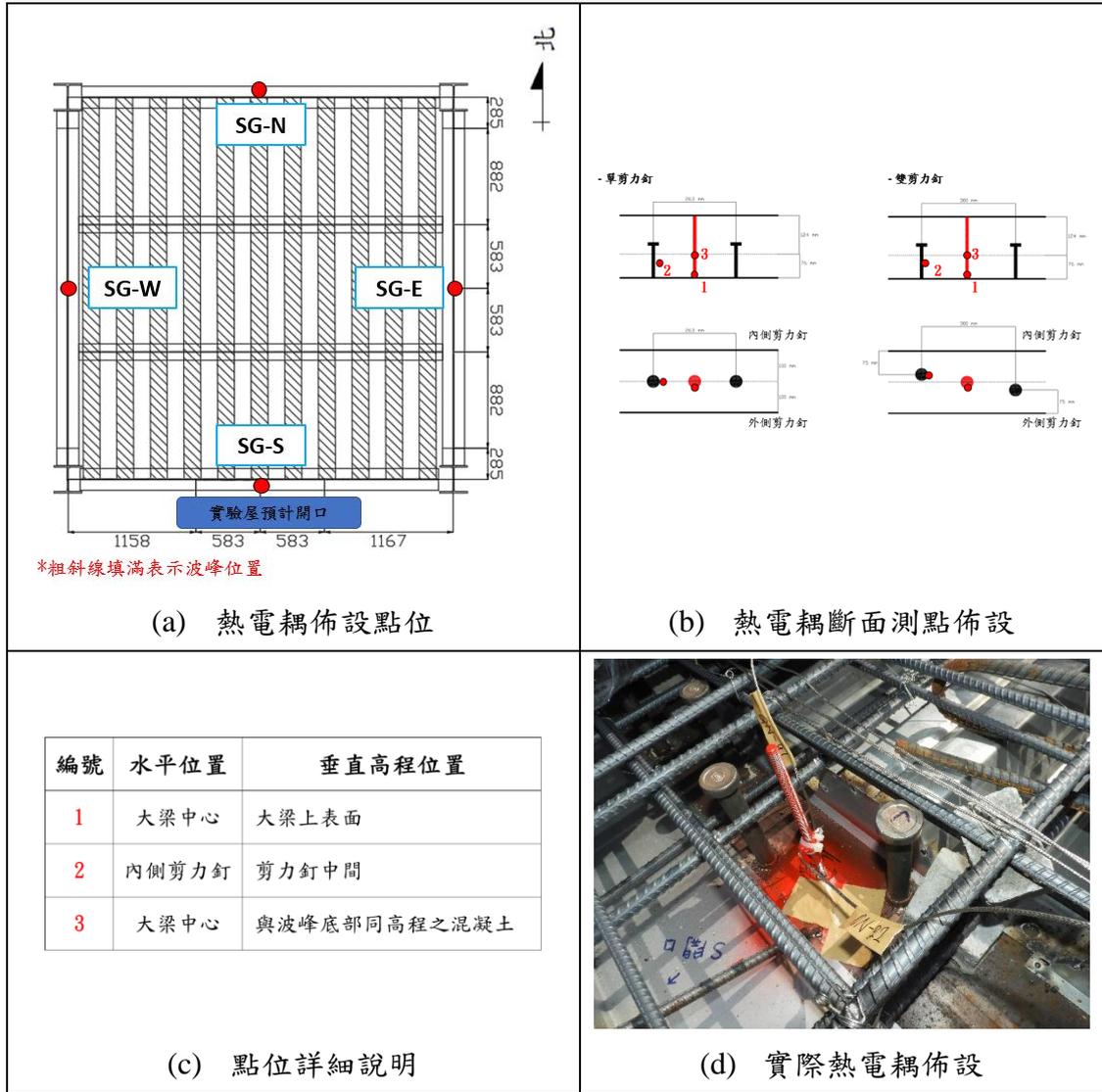


圖 5-33 樓板內大梁上熱電耦佈設

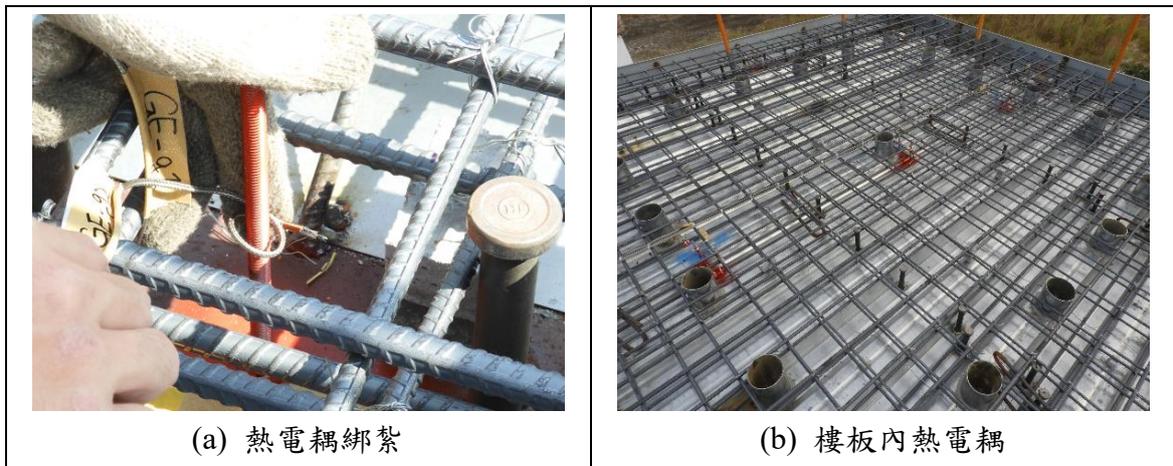


圖 5-34 實際樓板熱電耦線安裝過程

5.4.6.2 鋼構件熱電耦點位配置

本研究中為了解鋼構件於火害實驗進行時之溫度變化，將於實驗前請施工人員在放樣點位上進行鑽孔作業，鑽孔之孔位需垂直鋼構表面並不鑽通鋼構件厚度為原則，並將熱電耦線(測溫線)放入孔位中，而整體空間及鋼構件熱電耦佈設點位之平面位置如圖 5-35 所示，平面圖中將空間及鋼構件熱電耦點位一同繪製，鋼構件熱電耦佈設依構件區分，分成小梁處、大梁處、大梁 RBS 處及結構柱，小梁熱電耦配置如圖 5-36(a)所示，小梁熱電耦裝設於南北向小梁中心位置之腹版中心處共兩點，大梁熱電耦配置如圖 5-36(b)所示，大梁熱電耦裝設於南北向大梁中心位置之腹版中心處共兩點，大梁 RBS 熱電耦配置如圖 5-36(c)所示，大梁 RBS 熱電耦裝設於四端大梁 RBS 切削位置之腹版中心處及下翼版上緣中心處共 8 點，結構柱熱電耦配置如圖 5-36(d)所示，結構柱熱電耦裝設於結構柱翼版外緣 10 mm 位置，測點裝設高程採用結構柱上下 1d 位置處 (250 mm) 每根柱兩點總共 8 點，而實際樓板熱電耦線安裝過程如圖 5-37 所示，方便後續實驗及防火棉包覆作業。

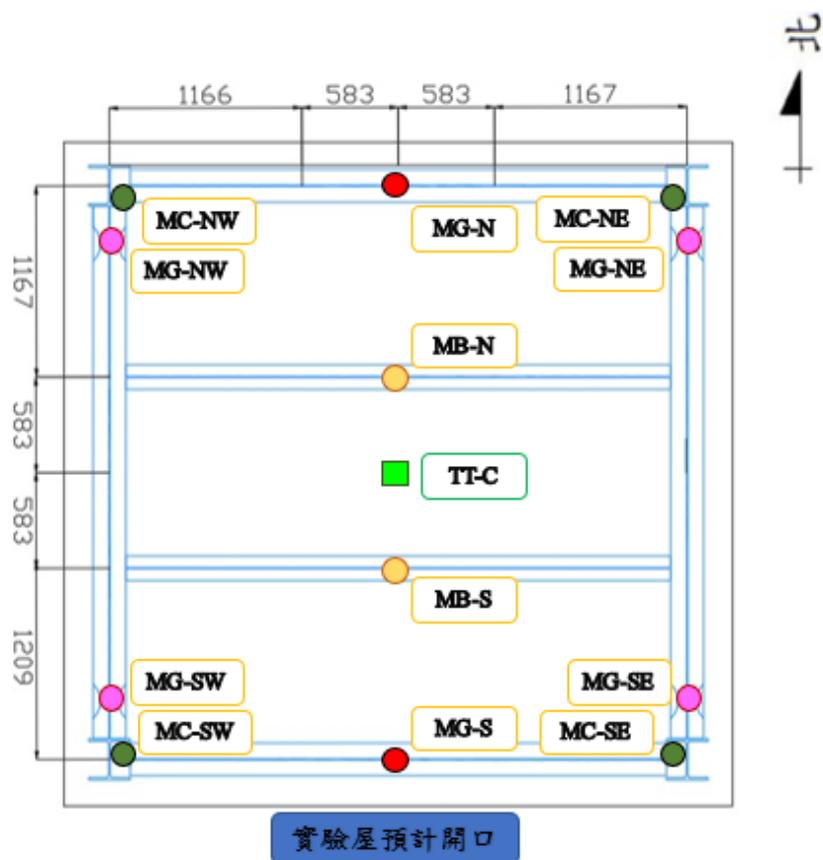


圖 5-35 整體空間及鋼構件熱電耦佈設點位之平面位置

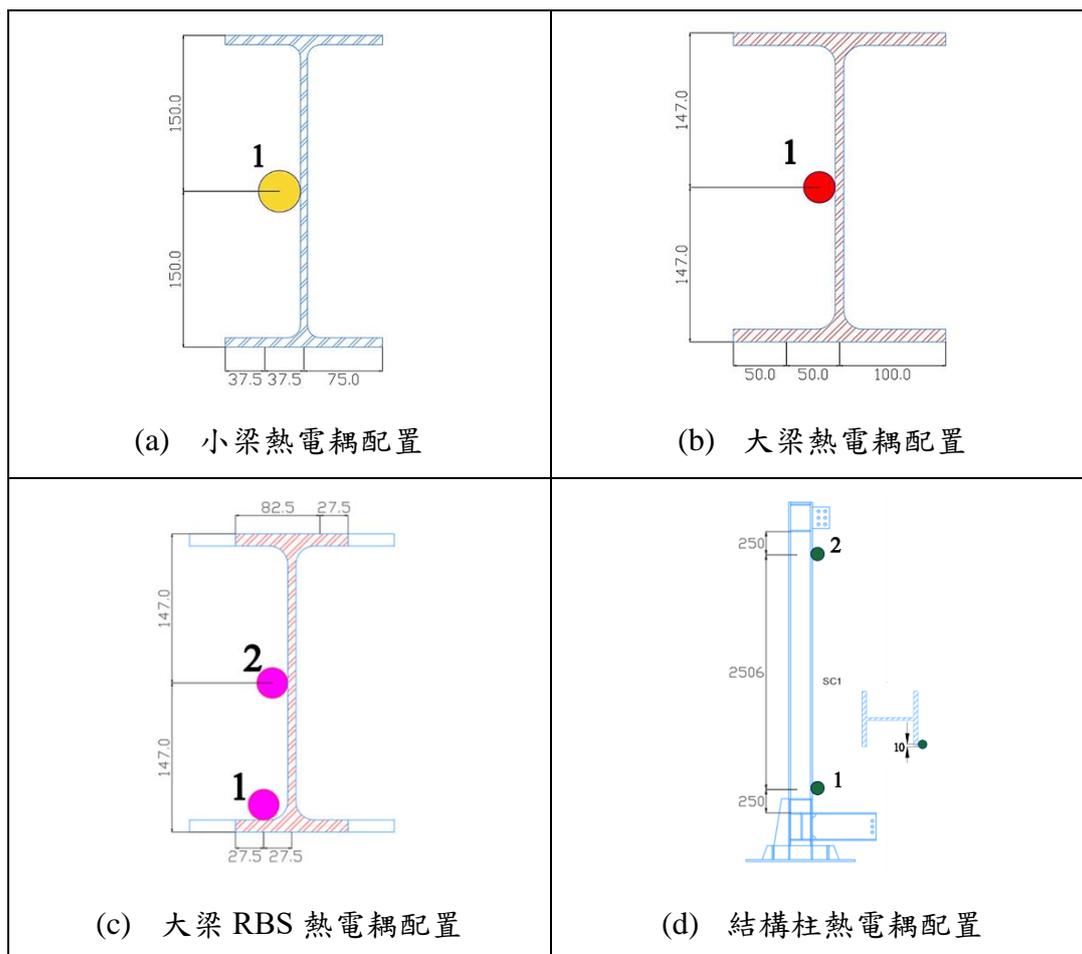


圖 5-36 樓板內大梁上熱電耦佈設

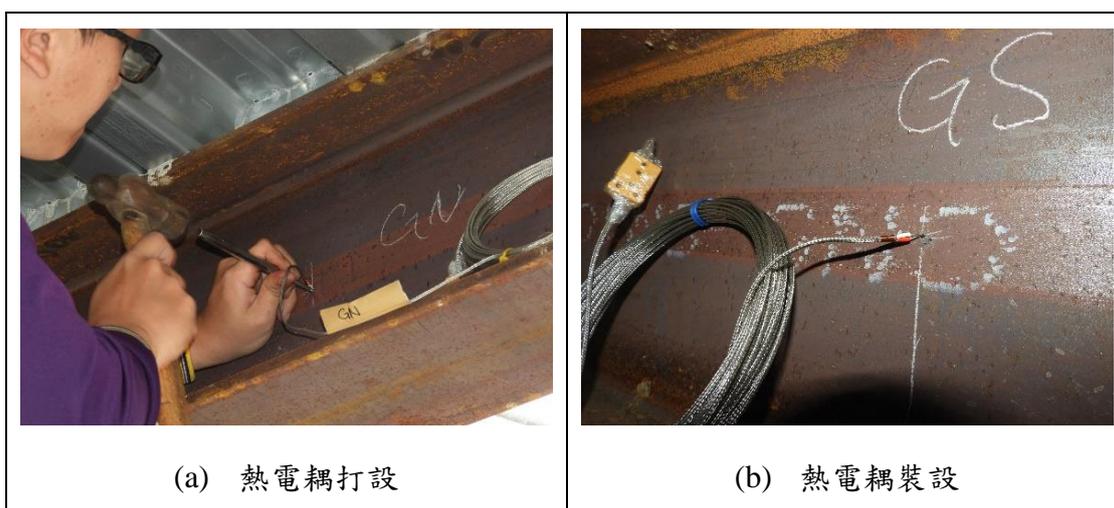


圖 5-37 樓板內大梁上熱電耦佈設

5.4.6.3 空間熱電耦點位配置

本研究中為了解鋼構屋實驗空間中於火害實驗進行時之溫度變化，將製作一空間熱電耦樹固定於鋼構實驗屋中央位置，於吊掛前先將各空間熱電耦線依照設定之高程進行固定於鐵鍊上以進行後續空間溫度量測，整體空間及鋼構件熱電耦佈設點位之平面位置圖如圖 5-35 所示，平面圖中將空間及鋼構件熱電耦點位一同繪製，空間熱電耦只裝設在鋼構實驗屋正中央位置，在本實驗中稱為空間熱電耦樹，空間熱電耦樹配置如圖 5-38 所示，其佈設位置位於實驗屋中心，而佈設高程由下往上分別為 750 mm、1500 mm、2250 mm、2750 mm 及 3250 mm 五種高程進行量測。

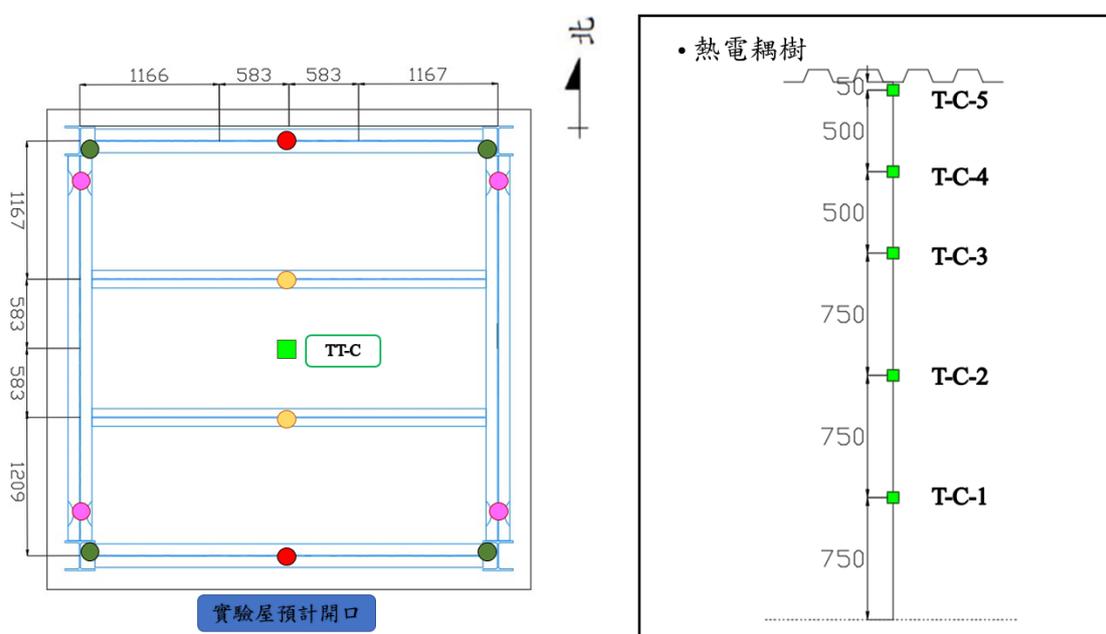


圖 5-38 空間熱電耦樹配置

5.4.7 實驗流程

待完成 ALC 輕質白磚鋪設地板及外牆、各位置熱電耦布置、熱電耦樹安裝、熱電耦線路包裹防火棉、可能漏火處鋪設防火棉、資料擷取系統測試、熱電耦線路測試、木框架釘製與安裝等實驗前置作業後，即完成鋼構實驗屋試體之火害實驗準備，本研究團隊於 2022 年 2 月 25 日進行現地火害實驗。

火害實驗當日詳細流程如下：

- (1) 確保實驗區封鎖線完成並清除鋼構實驗屋周圍可能延燒物品
- (2) 依據孔位規劃連接熱電耦於 DS600 上並確保所有感測器完成安裝

- (3) 完成儀器區佈置並進行資料擷取系統與儀器線路測試
 - (4) 完成主控區佈置與機動組消防水線測試
 - (5) 進行實驗前拍照紀錄及空拍機拍攝
 - (6) 預計進行火害實驗之構件餘料置入鋼構實驗屋
 - (7) 於實驗前量測鋼構實驗屋室內外溫度及濕度
 - (8) 取出含水量試驗用之木塊
 - (9) 添加液態酒精膏於鐵盆中並置於木框架下之鋼框架內
 - (10) 各區人員實驗前回報各工作進度與實驗安全事項宣導
 - (11) 各區人員就位並確認著裝安全帽及反光背心
 - (12) 點火人員進行點火預演
 - (13) 資料擷取系統開始記錄並確保各位置 DV 開始錄影
 - (14) 空拍機就位並確保電量足夠飛行至記錄閃燃瞬間
 - (15) 點火人員進行點火程序，於第一盆液態酒精膏點著後開始實驗
 - (16) 主控區監控資料擷取系統並於實驗過程回報即時溫度
 - (17) 機動組監控鋼構實驗屋周圍安全，若有造成實驗人員或儀器危害可能情況發生，需即時回報並依指示進行滅火動作
 - (18) 點火後 1 小時第一次備份資料擷取系統記錄資料
 - (19) 點火後 2 小時確認火場溫度穩定下降後開始收拾主控區及各位置 DV 並確保資料擷取系統持續記錄資料
- 待隔日降溫至常溫 25°C 後，停止資料擷取系統記錄並完成實驗計錄資料備份

5.4.8 實驗終止條件

本試驗為考量現地實驗之安全性將設定火害實驗之即時停止條件，用以防止實驗過程中現場突發狀況發生，並設定火害實驗之終止條件作為實驗停止時間，終止條件設定為，當鋼構實驗屋內之木材完全燃燒殆盡不再產生火焰且時空間溫度降至室溫時即停止實驗紀錄，而當實驗過程中有突發狀況時需即時停止實驗，其條件例如，實驗屋火焰大竄出或木材倒塌至屋外等具有人員及儀器之安全考量時，亦或是防火磚牆產生傾斜倒塌時，需盡快將現場人員撤離至危險區外，並請現場火災消防機動組於遠處使用消防水帶進行灑水滅火作業，並即刻終止試驗。

本實驗之終止條件逐如下列說明：

- (1) 待木框架燃燒殆盡後其火場溫度透過空氣冷卻降溫至常溫 25°C。
- (2) 火害實驗之火勢可能延燒至周圍設施。

實驗過程如 ALC 輕質白磚倒塌等可能造成人員安全危害之情況發生。

第5節 振動台實驗規劃

5.5.1 實驗整體配置

本研究之振動台實驗規劃於國家地震工程研究中心臺南實驗室之長衝程高速度地震模擬振動台進行，實驗場地之現址如圖 5-39 所示，待試體吊運至國家地震工程研究中心臺南實驗室後，考量試體大梁之剪力片可能會影響人員觀察扇形開孔及銲道於振動台實驗過程之行為，鋼構實驗屋於外部旋轉 180°再安裝於振動台檯面上。本研究使用 M30 內六角螺栓及 M20 內六角螺栓鎖固鋼構構架屋基座之轉接板於振動台底座孔位上，並於樓板添加 65 噸載重塊模擬實際四層樓鋼結構建築物承受之載重，為避免於振動台實驗過程因側向力過大造成載重塊脫落而危害振動台儀器與人員之安全，而後透過國震中心提供之 M49 預力鋼棒及 M39 預力鋼棒將載重塊與樓板鎖固，並施加預力提供載重塊表面與樓板表面足夠之抵抗剪力，本研究輸入地震波僅採用南北向單向振動，並使用具代表性真實近斷層地震波與遠域地震波進行振動台實驗，直到鋼構實驗屋達到目標層間位移角 4%完成振動台實驗，此外，為避免鋼構實驗屋於實驗過程中發生崩塌衝擊振動台，本研究於南北向放置兩座防落架，限制傾倒後之鋼構實驗屋之位移，其防落架配置如圖 5-40 所示，整體完成振動台實驗準備之鋼構實驗屋實際情形如圖 5-41 所示。

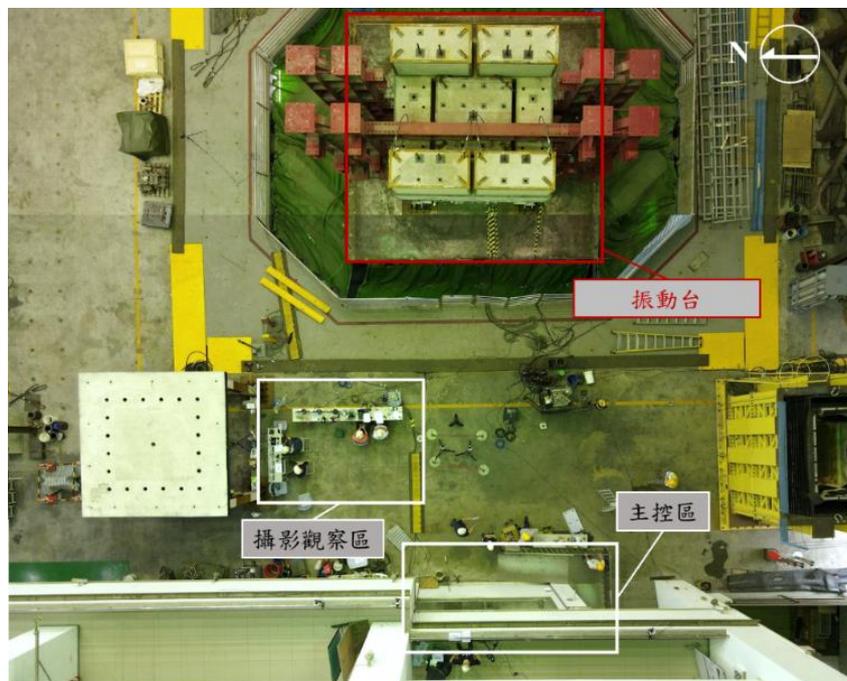


圖 5-39 振動台實驗場址

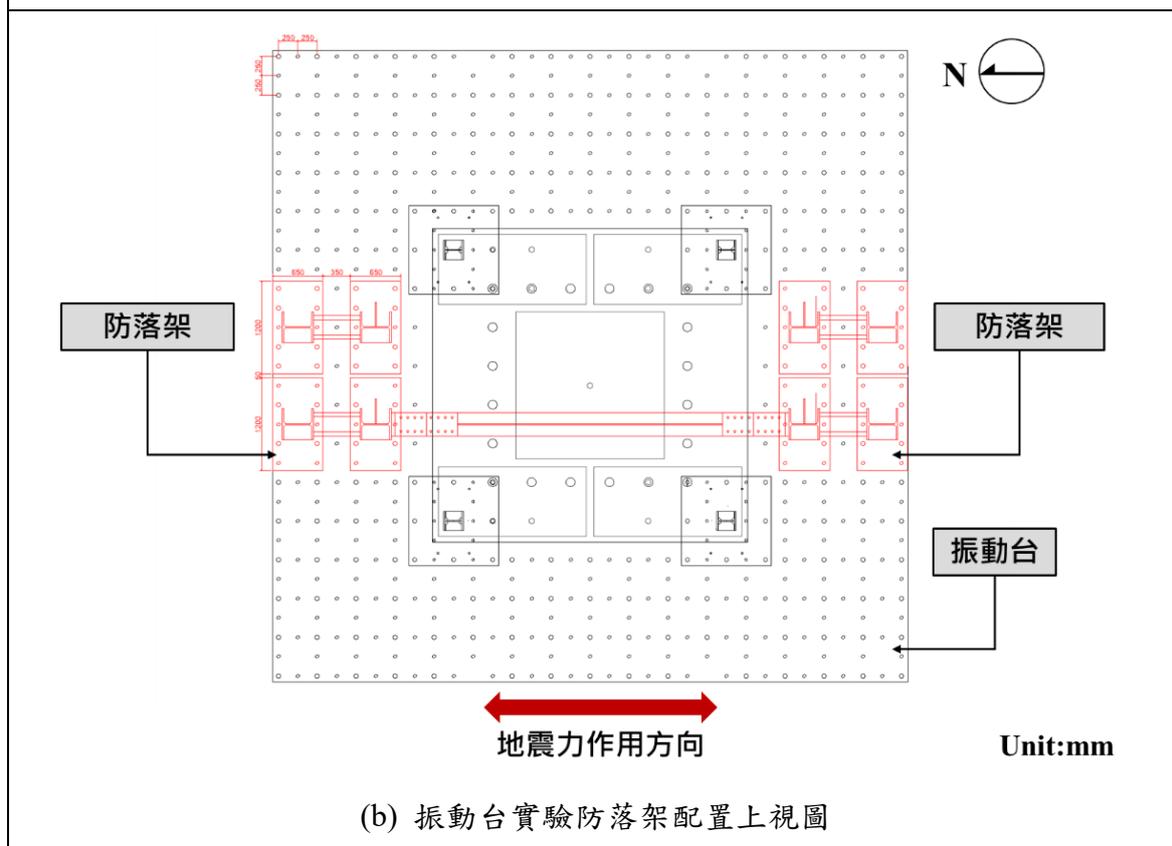
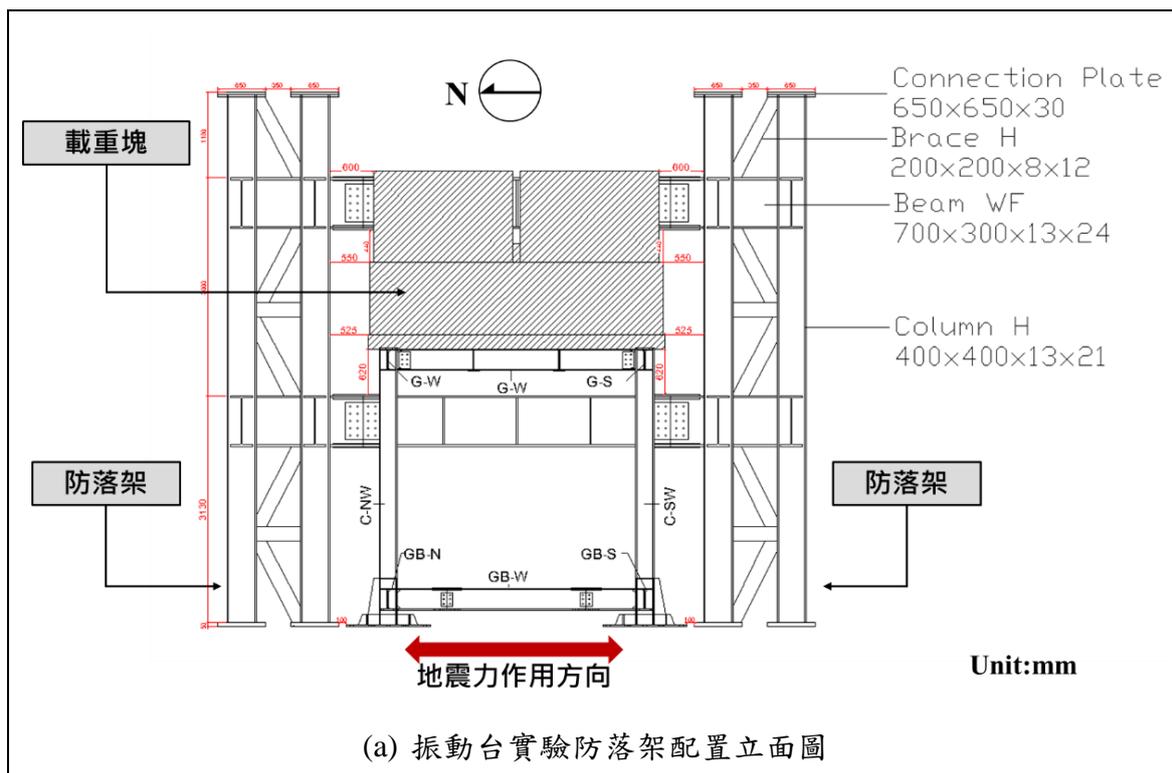


圖 5-40 振動台實驗防落架配置



(a) 完成振動台實驗準備之鋼構實驗屋西面



(b) 完成振動台實驗準備之鋼構實驗屋東北面

圖 5-41 鋼構實驗屋之振動台實驗實際配置情形

實驗當天配有攝影觀察區及主控區，各區域如圖 5-39 所示，各組佈置情形如圖 5-42 所示，攝影觀察區設有 DV 監控畫面，並安排人員於實驗過程中監看結構各構件之損壞情形，同時確保實驗過程若有造成實驗儀器及人員安全危害之狀況發生需即時回報並停止實驗，並於振動台昇台及靠台過程確認感測器線路不會受到影響，主控區為實驗人員觀察及操控實驗儀器之區域，主要負責整體實驗控制及實驗數據之紀錄並於進行各地震波實驗後回報鋼構實驗屋之樓板最大位移及樓板最大加速度等結構反應。

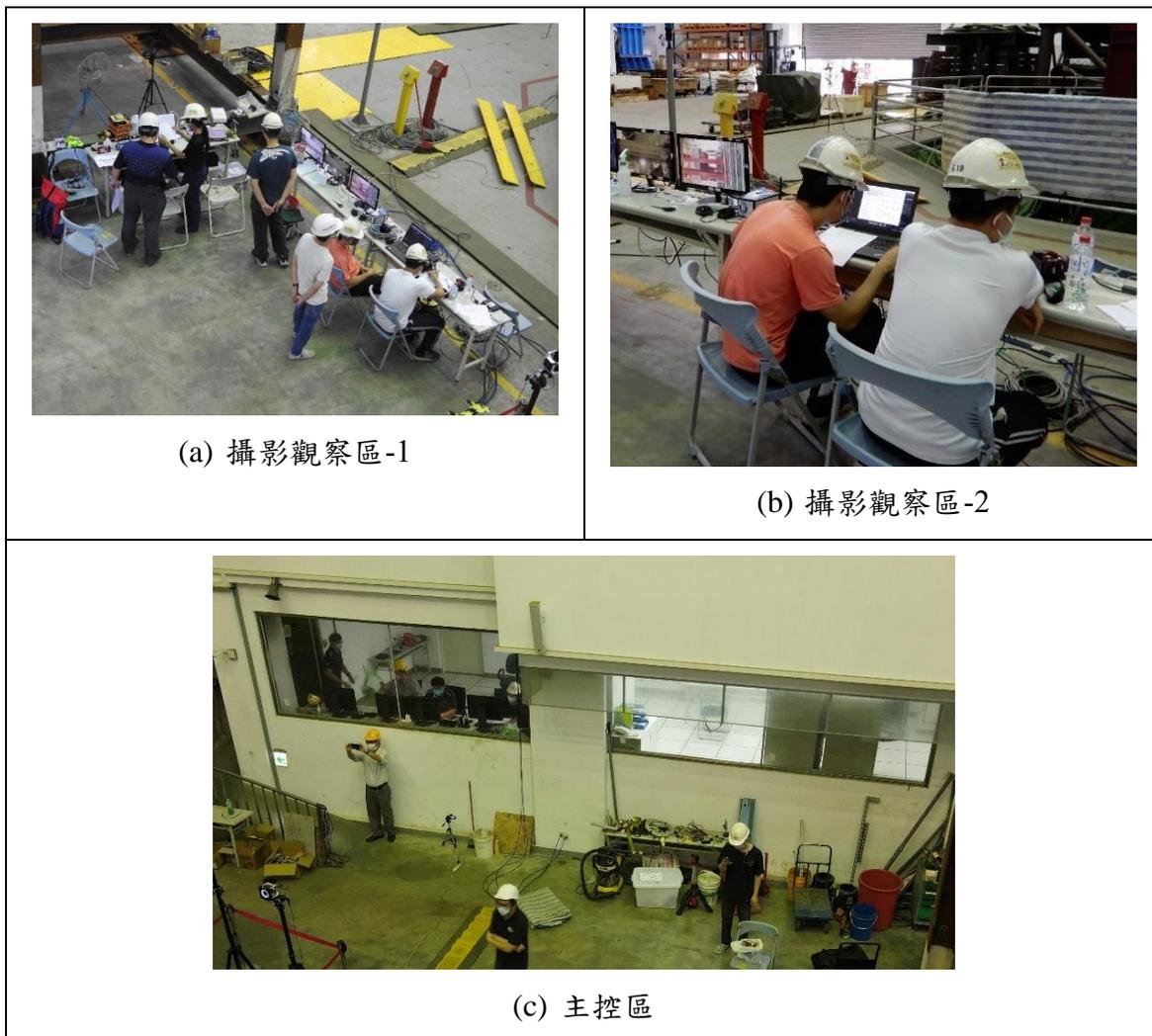


圖 5-42 振動台實驗各區域佈置情形

5.5.2 長衝程高速度地震模擬振動台

國家地震工程研究中心臺南實驗室設置之長衝程高速度地震模擬振動台，其實際照片如圖 5-43 所示，為國內少數可進行實尺寸大型結構試驗的振動台系統之一，其檯面尺寸為 8m×8m，採用南北向、東西向、垂直三軸向共十二支致動器，並配有包含多套電

動馬達、續壓瓶及充壓系統組成之壓動力系統推動制動器動作，可針對振動台六個自由度控制。

其振動台性能整理於表 5-6，檯面可承受最大試體載重為 250 噸重，振動台南北向及東西向衝程限制皆為正負 1 公尺，垂直向衝程限制則為正負 40 公分，振動台南北向及東西向速度限制皆為正負 2m/s，垂直向速度限制則為正負 1m/s，本研究之鋼構實驗屋總重量為 76 噸加上防落架重量仍屬於 100 噸荷載範疇內，其振動台南北向及東西向加速度限制為正負 1.4g，垂直向速度限制則為正負 0.8g。



圖 5-43 長衝程高速度地震模擬振動台

表 5-6 振動台基本性能

		南北向	東西向	垂直向
衝程(±mm)		1000	1000	1000
速度(±m/s)		2.0	2.0	1.0
加速度(±g)	250 噸荷載	0.75	0.75	0.5
	100 噸荷載	1.4	1.4	0.8
	空台面	2.5	2.5	3.0

5.5.3 輸入地震波

5.5.3.1 近斷層地震

本研究輸入地震波僅採用南北向單向振動，並使用具代表性真實近斷層地震波與遠域地震波進行振動台實驗，考量其可於振動台實現之最大地表加速度(PGA, Peak ground acceleration)大小及結構振動週期與地震波擬加速度反應譜高峰段較為接近，近斷層地震採用阪神大地震(1995 Kobe Earthquake)於神戶市氣象廳記錄之東西向震波(1995 Kobe, KJMA EW)，該地距離震央 25.58 公里，屬近斷層地震，量測距地震矩規模為 6.9 級，並透過國震中心進行地震波濾波處理，將地震波正規化為 PGA 為 1g 之加速度歷時，其濾波完地震波之加速度歷時如圖 5-44 所示，其濾波完地震波之擬加速度反應譜如圖 5-45 所示。

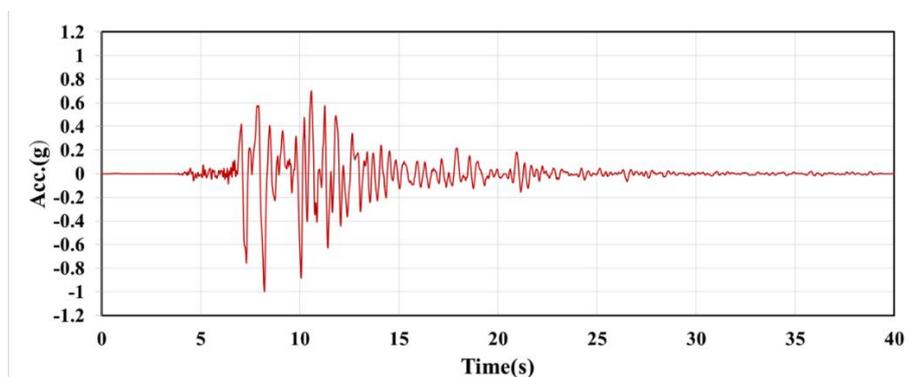


圖 5-44 濾波後 Kobe, KJMA EW 地震波(1.0g)之加速度歷時

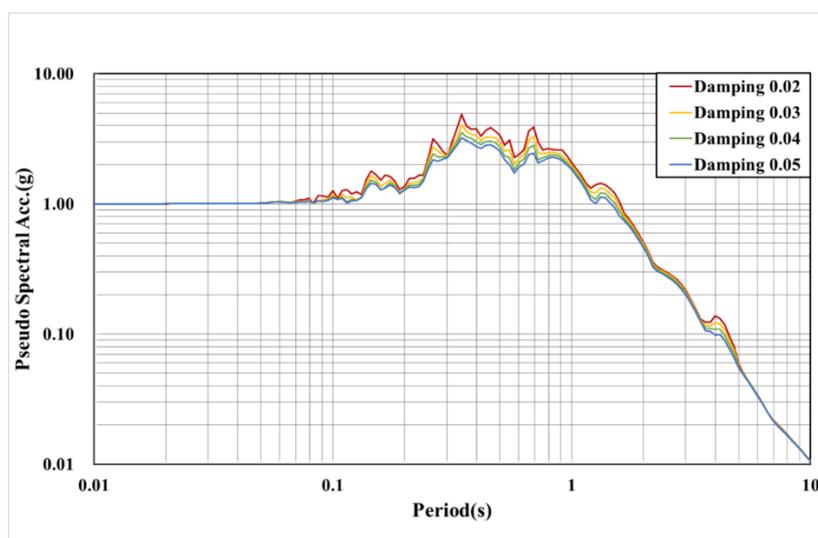


圖 5-45 濾波後 Kobe, KJMA EW 地震波(1.0g)之擬加速度反應譜

5.5.3.2 遠域地震

遠域地震採 El Centro 地震(1940 El Centro Earthquake)或稱帝王谷地震(1940 Imperial Valley Earthquake)於 El Centro 地區記錄之南北向震波(1940 Imperial Valley, El Centro NS)，該震波為人類第首次記錄地表加速度大於 0.3g 之地震波，屬遠域地震，量測地震矩規模為 6.9 級，並透過國震中心進行地震波濾波處理，將地震波正規化為 PGA 為 1g 之加速度歷時，其濾波完地震波之加速度歷時如圖 5-46 所示，其濾波完地震波之擬加速度反應譜如圖 5-47 所示。

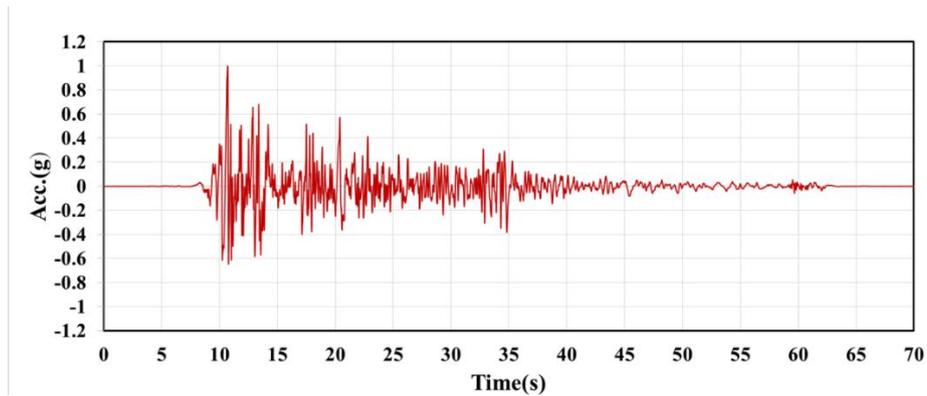


圖 5-46 濾波後 El Centro NS 地震波(1.0g)之加速度歷時

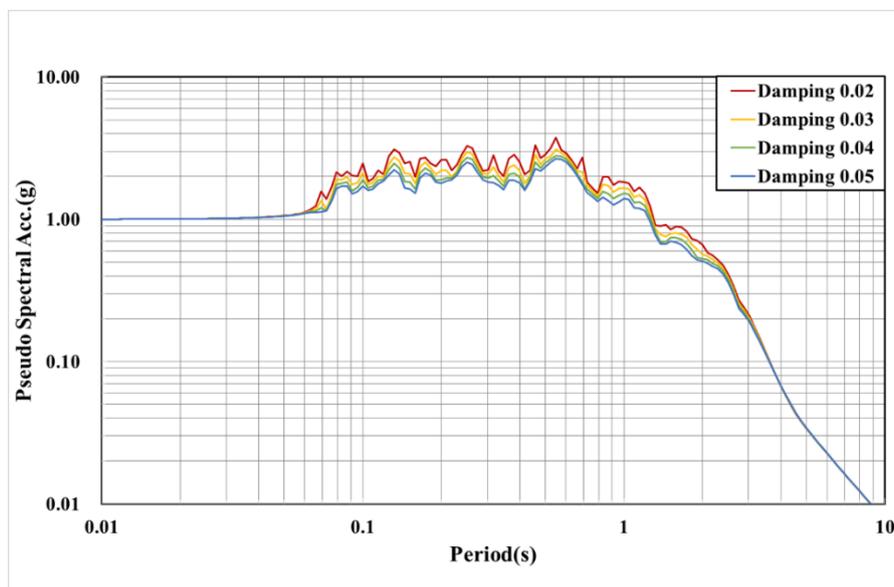


圖 5-47 濾波後 El Centro NS 地震波(1.0g)之擬加速度反應譜

5.5.3.3 白噪音

本研究於各真實地震波前後輸入微振白噪音訊號(WN, White Noise)，該白噪音訊號為 0.1Hz~30Hz 各頻率均勻分布組成之加速度歷時，如圖 5-48 所示，其於各頻率能量相同且能量微小，可用於進行結構物之系統識別，並透過快速傅立葉變換(FFT, Fast Fourier transform)之頻譜分析取得試體之自然頻率及相對應之阻尼比。

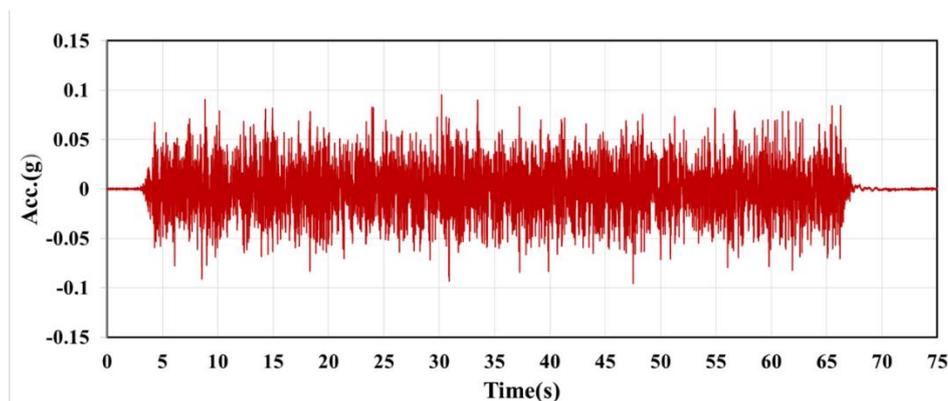


圖 5-48 白噪音訊號

5.5.4 實驗量測儀器

5.5.4.1 應變計

本研究採用之應變計，其標距長度為 5mm，標距寬度為 2mm，適用於量測金屬之大應變行為，可量測應變範圍高達 15~20%，其應變計電阻為 120 歐姆，可透過黏貼物體表面與應變計點位同時變形，引起應變計電阻產生變化，進一步透過該電阻變化量測出該點位之應變，並可配合資料擷取系統，取得實驗過程各點位之即時應變。為了解構件各位置之應變變化，本實驗分別於柱頂、柱中、柱底、梁柱交會區、RBS 等可能產生塑性鉸區域黏貼應變計，其點位佈置如圖 5-49 所示。

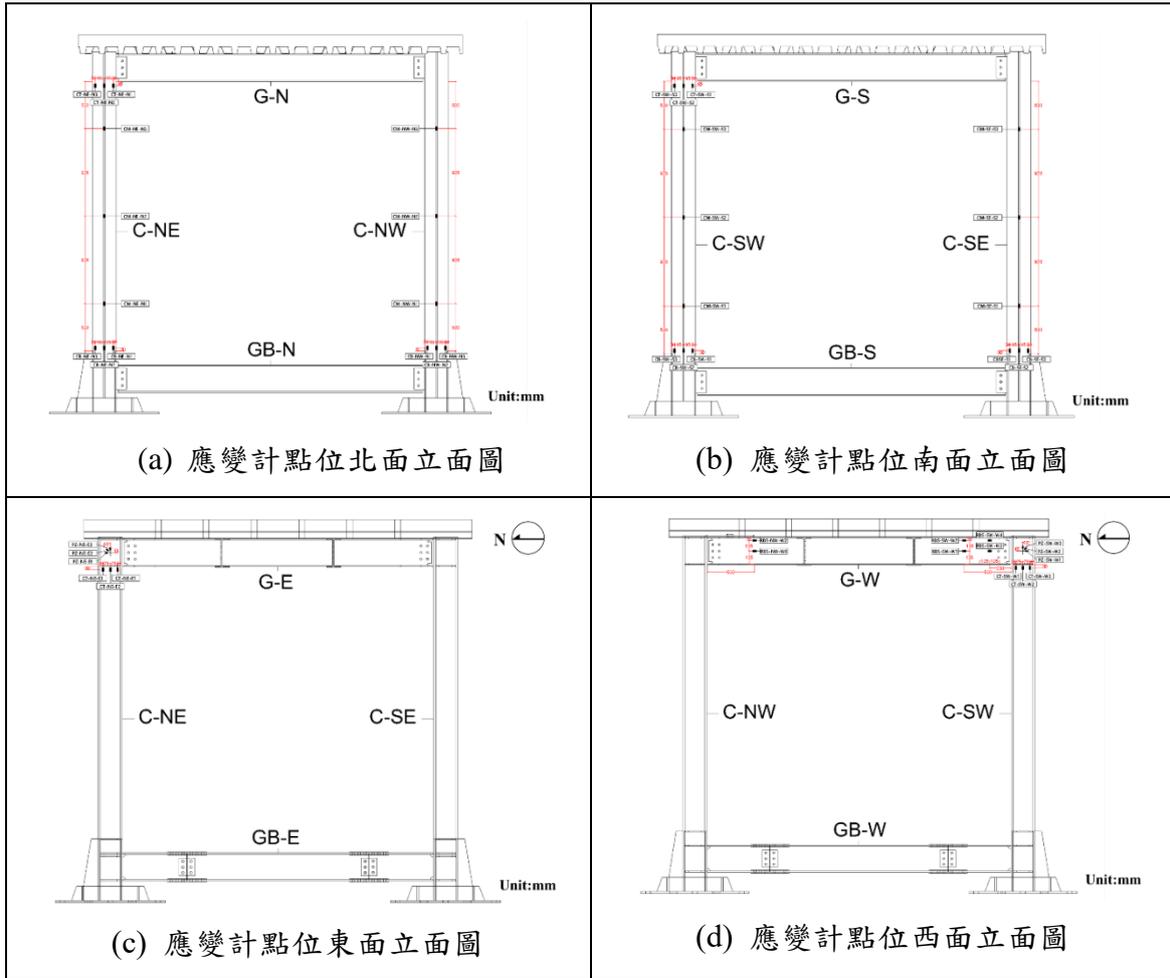


圖 5-49 應變計點位示意圖

5.5.4.2 加速規

本研究採用之加速規可量測三軸向之絕對加速度，並依據加速度量測範圍分成可量測正負 2g 之加速規與可量測正負 10g 之加速規。本研究共使用 3 顆 2g 加速規及 3 顆 10g 加速規，其點位佈置如圖 5-50 所示，實際佈置情形如圖 5-51 所示，為量測實際振動台之輸出加速度歷時於振動台檯面佈置一顆 2g 加速規，另外為取得地梁高程處之加速度歷時於地梁高程之柱外翼板佈置兩顆 2g 加速規，並分別放置於東南柱上及西北柱上，為取得鋼構實驗屋之樓頂加速度，於樓板高程佈置三顆 10g 加速規，並分別放置於東南柱上樓板、西北柱上樓板及南面樓板中點。

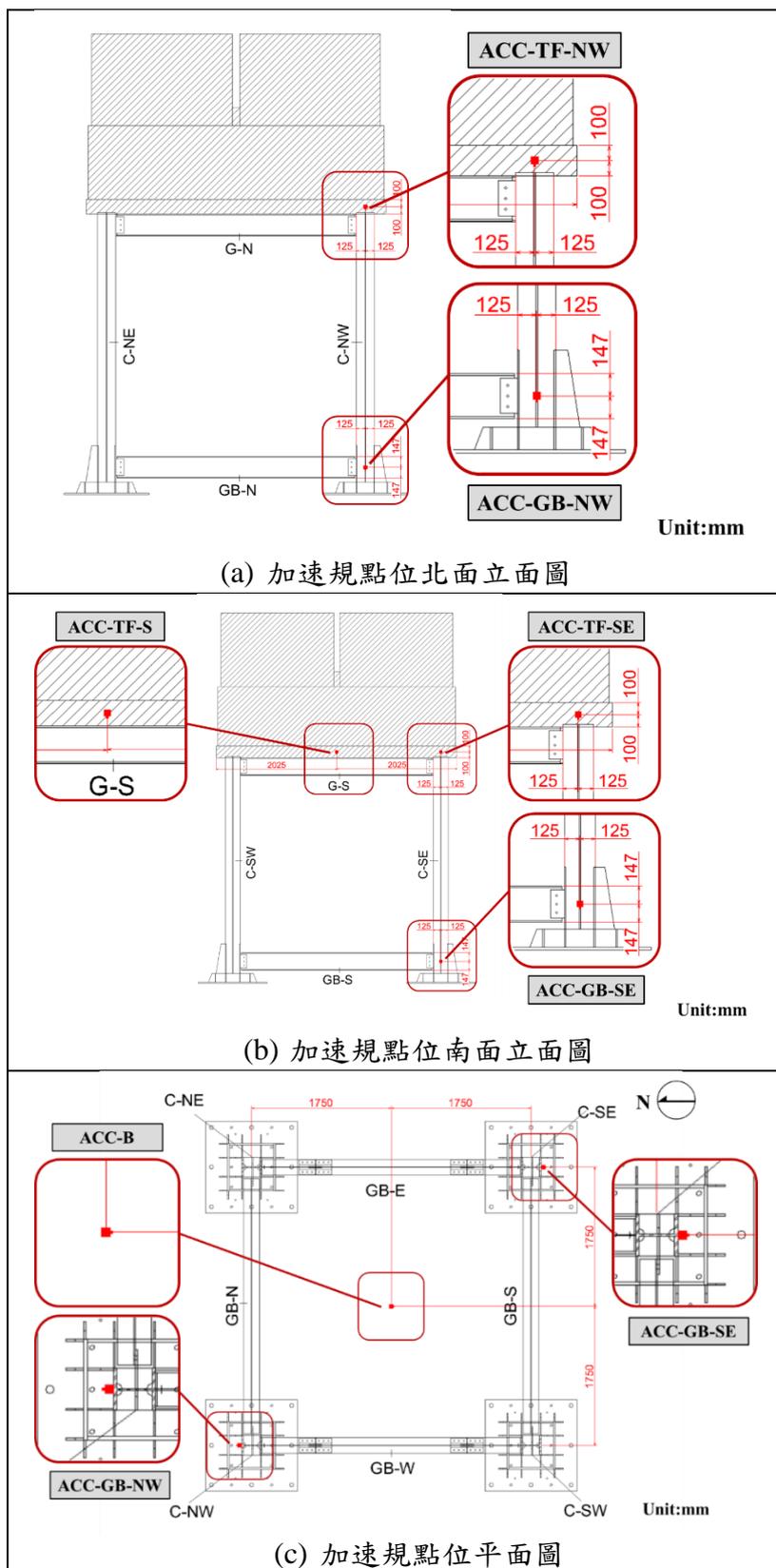


圖 5-50 加速規點位示意圖

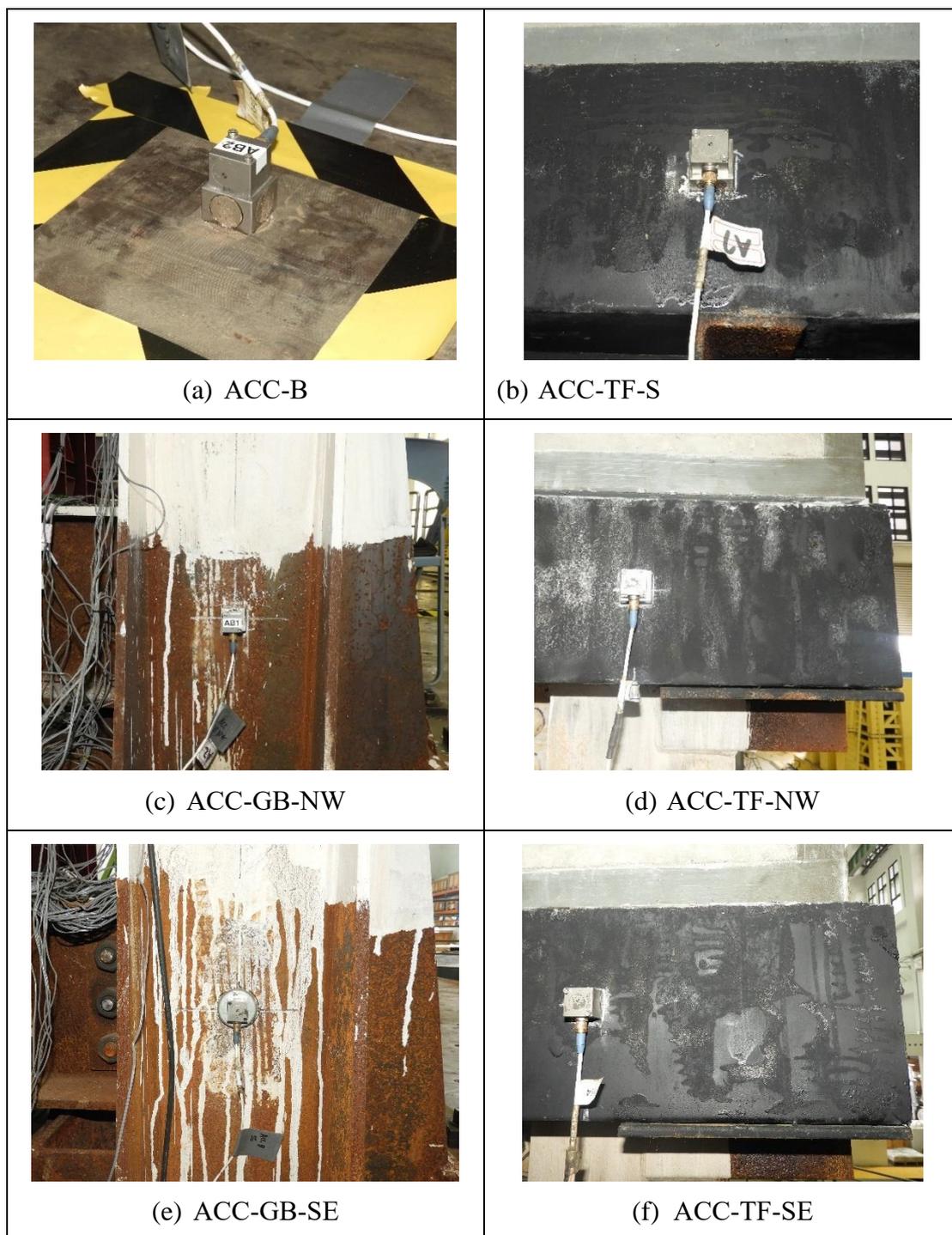


圖 5-51 加速規實際佈置情形

5.5.4.3 磁環式位移計

本研究採用磁環式位移計來量測頂層樓板於振動方向的位移，其採用磁滯伸縮技術可透過波導管與連接定位磁鐵之運動中物品引發磁場變化，繼而產生電流脈衝，並透過波導管傳導至應變脈衝轉換器轉換成電子訊號，進行無接觸高精度位移量測。為監控振動台實驗當下鋼構實驗屋之位移量是否達到目標層間位移角，於鋼構實驗屋南面大梁處設有兩組磁環式位移計，分別佈置於南面大梁偏東處及南面大梁偏西處各一組，其點位佈置如圖 5-52 所示，實際架設情形如圖 5-53 所示，透過銅線連接鋼構實驗屋大梁與定位磁鐵，並將磁環式位移計架設於防落架上，於實驗過程即時量測樓板之相對位移，亦可透過兩組磁環式位移計量測之數據比較試體是否有扭轉情形發生。

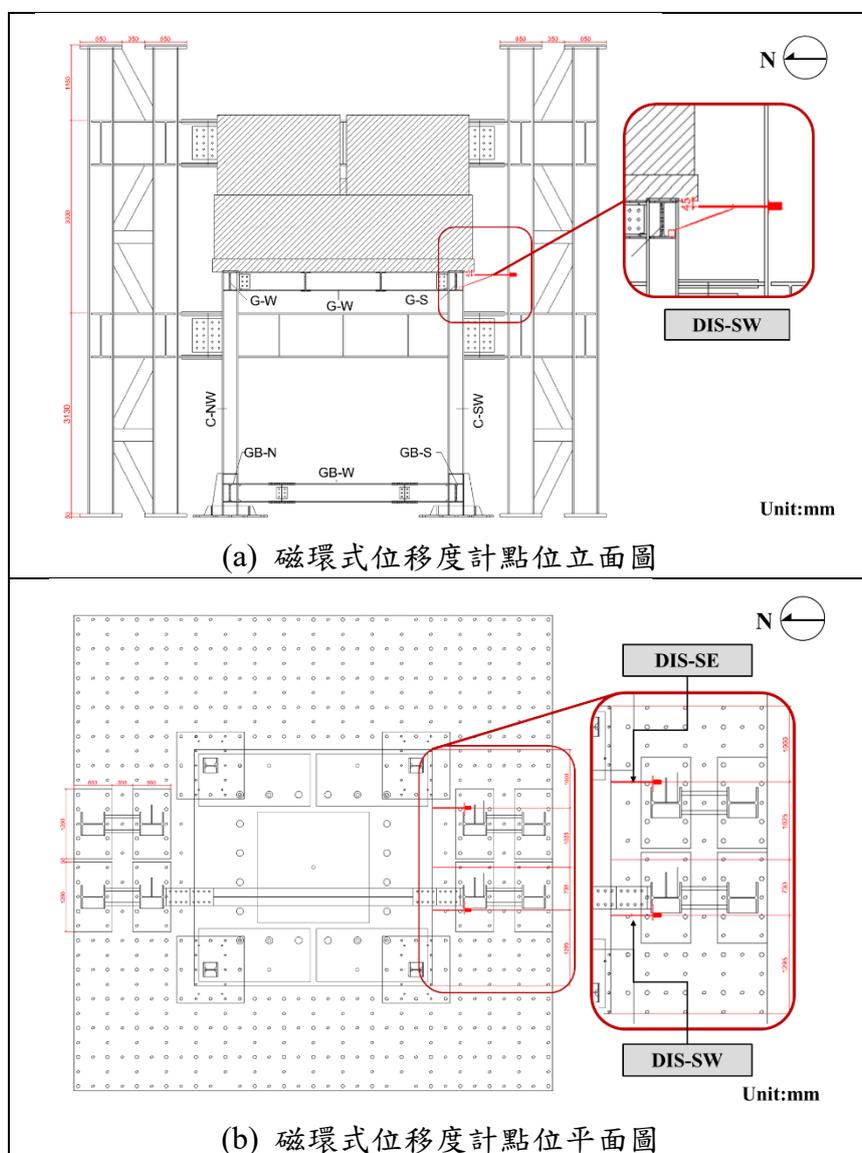


圖 5-52 磁環式位移計點位示意圖

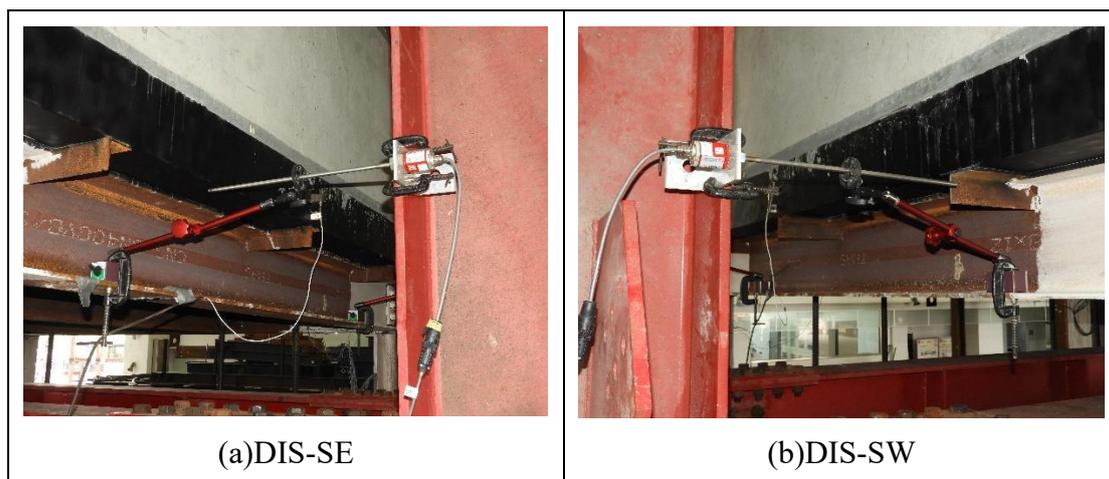


圖 5-53 位移計實際佈置情形

5.5.4.4 資料擷取系統

本研究資料擷取系統採用之資料擷取系統，如圖 5-54 所示，該系統提供高性能的資料擷取技術，可於實驗過程高品質擷取感測器之量測資料，並擁有資料擷取速度快速與可通用多種感測器等特點，其單一資料擷取器可同時輸入多達 64 個頻道，根據使用者需求，可透過多部資料擷取器相連增加輸入總頻道數量，適用於需擷取大量感測器量測資料之實尺寸建築物實驗。本研究之資料擷取系統用於記錄振動台實驗之應變計、加速規及磁環式位移計之數據，採用之資料擷取頻率為 512Hz 與振動台輸入地震波之頻率同步。



圖 5-54 資料擷取系統

5.5.5 實驗流程

待完成鋼構實驗屋安裝、載重塊施加、防落架安裝、感測器安裝、於可能發生破壞區域上白漆(石膏)、感測器順線、感測器測試等實驗前置作業後，即完成鋼構實驗屋試體之振動台實驗準備，本研究團隊分別於 2022 年 5 月 13 日進行未火害鋼構實驗屋之振動台實驗，及 2022 年 5 月 27 日進行火害後鋼構實驗屋之振動台實驗，振動台實驗當日詳細流程如下，地震波加載順序則如下文說明：

- (1) 架設各位置 DV、磁吸式工作燈及對講機。
- (2) 主控區確認感測器無誤及資料擷取器紀錄正常。
- (3) 各區人員實驗前回報各工作進度與實驗安全事項宣導。
- (4) 確保所有人員離開振動台後進行振動台昇台作業。
- (5) 攝影觀察組確保 DV 開始拍攝、主控區確保資料擷取系統開始記錄。
- (6) 由操作人員輸入地震波，開始振動台實驗。
- (7) 攝影觀察組於實驗過程中監控鋼構實驗屋周圍安全，若有造成實驗人員或儀器危害可能情況發生，需即時回報並停止實驗。
- (8) 主控區監控資料擷取系統並於各地震波結束後回報鋼構實驗屋之樓板最大位移及樓板最大加速度等結構反應。
- (9) 待地震波結束後各組停止記錄，並由攝影觀察組回報決定是否進行振動台靠台作業。
- (10) 振動台靠台完成後，攝影觀察組人員上台拍照記錄鋼構實驗屋細部損壞情形。
- (11) 準備測試下一個地震波，並重複進行第 4~11 點之流程，直至完成所有測試地震波。

本研究測試地震波加載順序之安排如圖 5-55 所示，測試地震波與對應之代號如表 5-7 所示，本研究規劃於鋼構實驗屋尚未進入塑性階段，構件仍處於彈性階段時進行 Kobe, KJMA EW 0.1g 及 El Centro NS 0.1g 地震波兩個中小度地震測試地震波，而後依序完成 Kobe, KJMA EW 0.2g、Kobe, KJMA EW 0.4g、Kobe, KJMA EW 0.6g 等測試地震波，並於 Kobe, KJMA EW 0.6g 測試地震波後，以 PGA 增加 0.1g 幅度方式，依序進行 Kobe, KJMA EW 0.7g、Kobe, KJMA EW 0.8g、Kobe, KJMA EW 0.9g、Kobe, KJMA EW 1.0g 等測試地震波，並於實驗過程中即時監測鋼構實驗屋損害情形，最後進行振動台能加載最大 PGA 之地震波 Kobe, KJMA EW 1.15g，完成振動台實驗所有測試地震波。本研究於

每個測試地震波前後進行白噪音訊號地震波實驗，用於取得振動台實驗前後鋼構實驗屋之系統識別結果，考量微振白噪音訊號強度應能夠激起感測器可量測到之結構反應，且維持鋼構實驗屋處彈性範圍內，本研究未火害鋼構實驗屋輸入之白噪音訊號 PGA 為 0.1g，火害後鋼構實驗屋輸入之白噪訊號 PGA 為 0.08g。

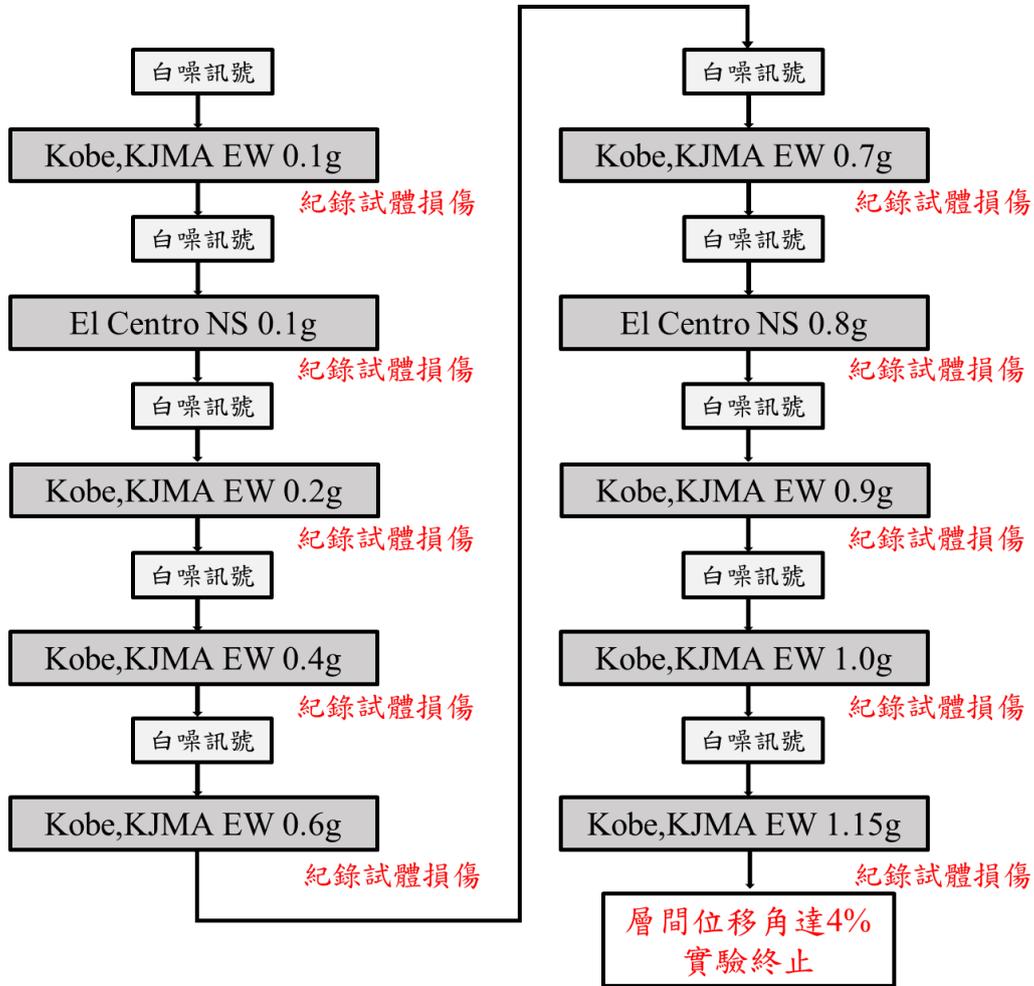


圖 5-55 振動台實驗流程圖

表 5-7 振動台實驗之測試地震波加載順序與代號

順序	測試地震波	代號
1	White Noise	WN1
2	Kobe, KJMA EW 0.1g	KB 0.1g
3	White Noise	WN2
4	El Centro NS 0.1g	EC 0.1g
5	White Noise	WN3
6	Kobe, KJMA EW 0.2g	KB 0.2g
7	White Noise	WN4
8	Kobe, KJMA EW 0.4g	Kobe 0.4g
9	White Noise	WN5
10	Kobe, KJMA EW 0.6g	Kobe 0.6g
11	White Noise	WN6
12	Kobe, KJMA EW 0.7g	Kobe 0.7g
13	White Noise	WN7
14	Kobe, KJMA EW 0.8g	Kobe 0.8g
15	White Noise	WN8
16	Kobe, KJMA EW 0.9g	Kobe 0.9g
17	White Noise	WN9
18	Kobe, KJMA EW 1.0g	Kobe 1.0g
19	White Noise	WN10
20	Kobe, KJMA EW 1.15g	Kobe 1.15g
21	White Noise	WN11

5.5.6 實驗終止條件

本次振動台實驗主旨為模擬鋼構實驗屋於真實地震波作用之過程，並取得振動台實驗中各構件變形數據及觀察鋼構實驗屋於真實地震波作用下之行為，其實驗終止條件為鋼構實驗屋達到 4%層間位移角即滿足耐震規範對於韌性抗彎接頭之要求，其層間位移角計算方式如圖 5-56 所示，取地梁頂部至大梁頂部距離為 3300mm，其 4%層間位移角為樓板側向相對位移達到 132mm，若於振動台實驗過程中發生可能造成人員或周圍設施安全危害之事件即需立即終止實驗進行，本實驗之終止條件逐如下列說明：

- (1) 鋼構實驗屋達到 4%層間位移角，即樓板側向相對位移達到 132mm，完成本次振動台實驗目標。
- (2) 鋼構實驗屋未達到 4%層間位移角前，鋼構實驗屋已產生嚴重破壞，並可能進一步崩塌。
- (3) 鋼構實驗屋未達到 4%層間位移角前，可能造成人員或周圍設施安全危害之事件發生。

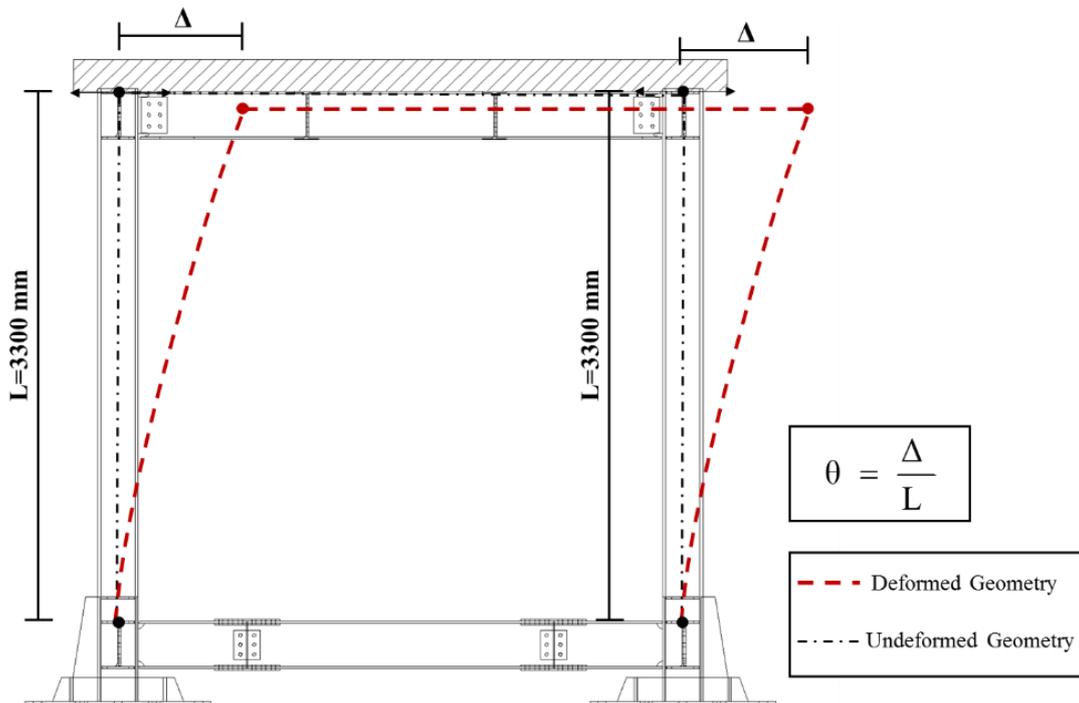


圖 5-56 層間位移角定義圖

第6章 鋼構實驗屋實驗結果與探討

第1節 前言

本章節中將介紹火害實驗之歷程等結果，由整體歷時結果圖中了解在實驗過程中溫度在各區域所產生之結果，以及開口對溫度之影響，並對火害實驗結果進行初步整理，用以比較出火害前後鋼構實驗屋所產生之影響，並將火害後所產生之變化結果進行記錄，以利後續與振動台實驗結果進行研究比較。

第 2 節 火害實驗結果

6.2.1 火害實驗歷程

本研究於 2022 年 2 月 25 日進行實尺寸鋼構實驗屋之自然火害實驗，實驗地點為內政部建築研究所防火實驗中心之戶外實驗場實驗，當日天氣狀況多雲轉晴，試驗當日室外溫度為 45°C 濕度為 15%，而鋼構實驗屋內部溫度及濕度分為三種高度進行測量，室內地板處溫度為 20.6°C 濕度為 65%，室內離地板一公尺高處溫度為 21.1°C 濕度為 59%，木框架最上方溫度為 21.7°C 濕度為 61%，室內平均溫度為 21.1°C 平均濕度為 61.7%，量測之結果室內溼度較室外濕度高，因本次實驗於實驗開始前幾日天氣皆不佳，連幾日降雨也導致整座鋼構實驗屋皆屬於潮濕的狀態，甚至位於東北向之木堆也因實驗前幾日之雨水而重新製作，套過實驗當天取出欲測試木框架含水率之木塊，測得之四堆木材含水率分別為 15.14%、18.26%、19.05% 及 18.95%，平均含水率為 17.85%，由含水率試驗結果可看出，由於本試驗東北側之西南側木堆為新製作之木堆，故其含水率較低，本次試驗之木塊含水率實際量測圖如圖 6-1 所示，木材含水率量測結果如表 6-1 所示。



圖 6-1 木塊含水率實際量測圖

表 6-1 木材含水率量測結果

木堆位置	含水率 試體編號	乾燥前質量	絕乾後質量	含水率	平均含水率	全平均含水率
西南側 木堆	1-1	48.3	41.86	15.38%	15.14%	17.85%
	1-2	46.36	40.22	15.27%		
	1-3	46.1	40.19	14.71%		
	1-4	50.84	44.13	15.21%		
東南側 木堆	2-1	38.12	32.17	18.50%	18.26%	
	2-2	39.97	33.42	19.60%		
	2-3	51.39	43.63	17.79%		
	2-4	46.24	39.47	17.15%		
西北側 木堆	3-1	44.75	37.85	18.23%	19.05%	
	3-2	43.9	37.11	18.30%		
	3-3	40.53	34.08	18.93%		
	3-4	50.26	41.63	20.73%		
東北側 木堆	4-1	40.28	33.61	19.85%	18.95%	
	4-2	39.78	33.32	19.39%		
	4-3	49.2	41.68	18.04%		
	4-4	43.84	36.99	18.52%		
備註：西南側木堆因實驗前漏水導致木材淋濕，整堆木材進行替換，故含水率較低						

現場人員及設備準備完畢，本研究之鋼構實驗屋自然火害試驗於 2022 年 2 月 25 日下午 2 點 25 分人員就位開始實驗，下午 2 點 27 分開始引火並點燃木堆，第一及第二堆木堆之引火源(酒精膏)於下午 2 點 32 分 59 秒點燃，於此本次鋼構實驗屋火害實驗正式開始記錄，並陸續點燃第三及第四堆木堆引火源，於記錄開始 20 秒後全部引火人員撤出；2 分 00 秒實驗屋有些微白煙竄出，由現場人員觀測確認實驗屋內木框架皆完成點燃作業；於 2 分 16 秒室內最高溫度達 50 度，2 分 30 秒實驗屋大量白煙竄出，由於溫度較低及火勢不大以及實驗屋內部濕度較高大量水分蒸發成為水蒸氣產生較多白煙；當 3 分 05 秒時室內最高溫度達 100 度煙霧由白煙轉為大量濃煙表示溫度正在上升；而在 5 分 37 秒室內最高溫度達 300 度時樓板北面觀測到有些微煙霧冒出，由此判斷實驗屋因鋼

構熱膨脹發生，導致 ALC 白磚及樓板接合處開裂煙霧散出；當 6 分 52 秒時室內最高溫度達 350 度時，樓板四周皆觀測到有煙竄出，整個樓板與 ALC 白磚接合處因鋼構屋的熱膨脹四周皆產生裂縫；7 分 40 秒時實驗屋開口處有明顯火舌竄出，說明於火場內部可燃燒之空氣分子已被火焰消耗完畢，火焰往開口處氧氣含量高的位置流動以獲得足夠的空氣燃燒，火場已由燃料控制進入通風控制之燃燒狀態；8 分 19 秒室內最高溫度達 450 度，大量白煙再次竄出，木材內水分持續蒸發成為水蒸氣，並於白煙階段後轉為黑色濃煙煙霧中還夾雜火焰；9 分 09 秒時室內最高溫度達 500 度時，樓板四周大量煙霧竄出，ALC 白磚裂縫持續擴大，並由東北角牆面產生明顯垂直開裂；10 分 33 秒時因東北角牆面開裂造成大量漏煙而影響置於室外未包覆防火棉之熱電耦束；11 分 22 秒東南角牆面產生明顯垂直開裂，造成大量漏煙；11 分 34 秒對北面牆面進行灑水動作，以避免火焰延燒至周圍設備，且觀測到火場因灑水而產生大含水蒸汽之白煙；12 分 14 秒為避免東北角開裂處之火焰造成本處之熱電耦毀損對其進行灑水作業；13 分 37 秒時溫度持續上升，依溫度、煙層及火場內部現象做為判斷，並引用 Drysdale (2011) 所定義之「當樓板附近空氣溫度升溫至 600°C 為閃燃發生之判斷時機」作為本次火害實驗火場發生閃燃之判定標準，定義該時間點為閃燃發生；15 分 55 秒東南側木框架倒塌；16 分 31 秒室內最高溫度達 850 度，構件溫度最高溫達 530 度；16 分 52 秒西南側木框架倒塌；17 分 03 秒西南角牆面產生明顯垂直開裂；19 分 20 秒室內最高溫度降至 700 度內部木堆尚未燃燒完全，但火勢逐漸減弱；21 分 30 秒火焰不再由開口處竄出；26 分 00 秒觀察火勢持續減小且火焰僅在木材附近出現，火場已進入衰退期；38 分 36 秒室內已無明顯火焰產生而底部僅剩燒紅之木材，上半部高溫空氣持續在樓板下層蓄熱，室內進入悶燒溫度並維持在一定溫度，本次鋼構屋火害實驗現地詳細歷程圖如圖 6-2 所示，鋼構實驗屋火害現地實驗觀測紀錄表如表 6-2 所示。

表 6-2 鋼構實驗屋火害現地實驗觀測紀錄表

發生時間 (點火後)	事件紀要
實驗時間：0 分 00 秒	實驗開始時間
實驗時間：2 分 00 秒	鋼構實驗屋微白煙竄出
實驗時間：3 分 05 秒	室內最高溫度達 100 度
實驗時間：7 分 40 秒	實驗屋開口處有明顯火舌竄出
實驗時間：10 分 33 秒	牆面開裂造成大量漏煙
實驗時間：12 分 14 秒	避免熱電耦毀損對進行灑水作業
實驗時間：13 分 37 秒	樓板附近空氣溫度升溫至 600°C (閃燃發生)
實驗時間：16 分 31 秒	室內最高溫度達 850 度(火勢旺盛期)
實驗時間：21 分 30 秒	火焰不再由開口處竄出(火勢減弱)
實驗時間：38 分 36 秒	無明顯火焰產生

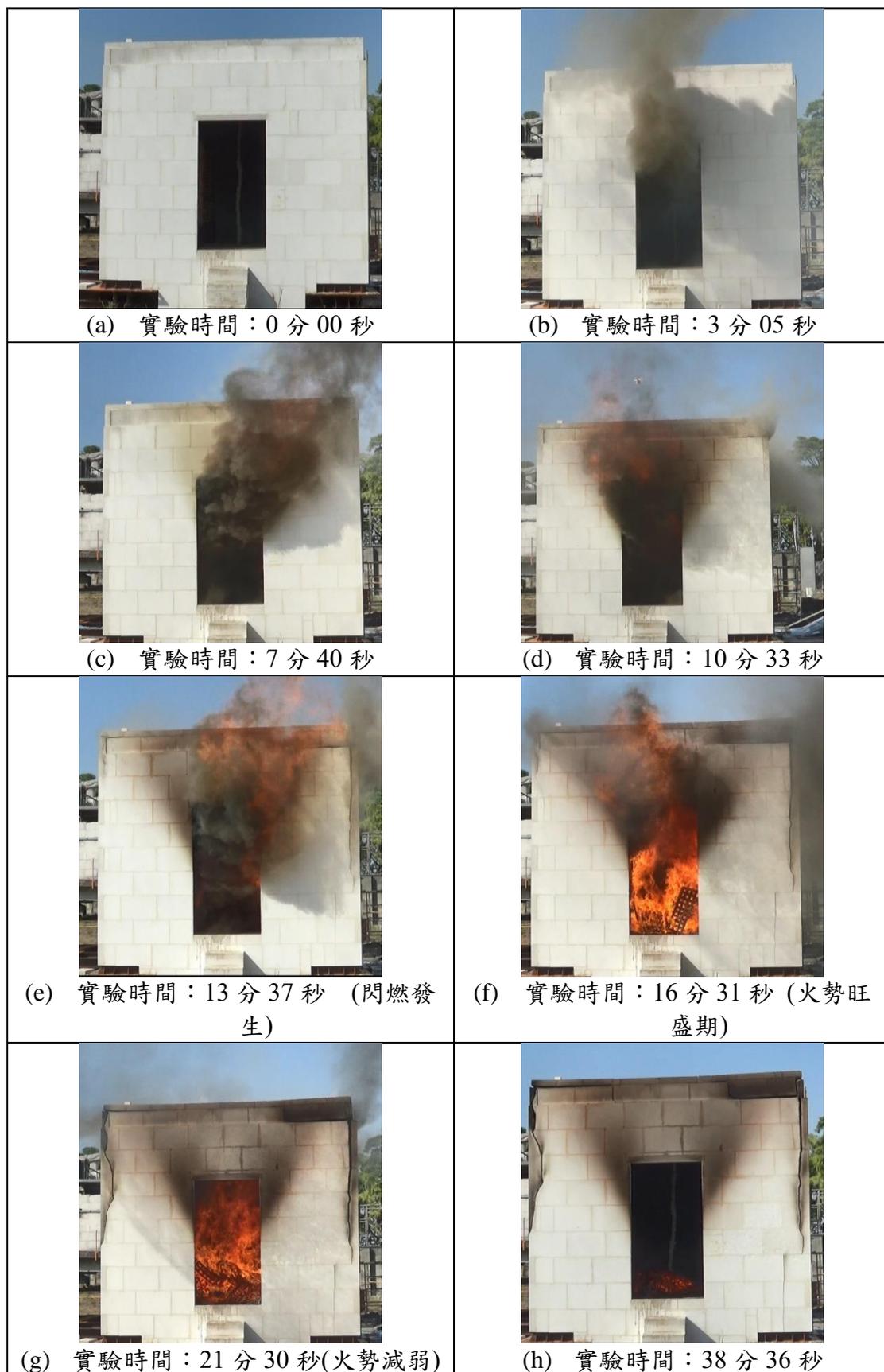


圖 6-2 鋼構屋火害實驗現地詳細歷程圖

6.2.2 鋼構實驗屋火害之溫度歷時結果

6.2.2.1 空間溫度量測結果

本次鋼構實驗屋於現地火害實驗之空間溫度量測結果圖如圖 6-3 所示，本次火害實驗空間平均最高溫度為 883.2°C，於實驗開始後 1333 秒 (22 分 12 秒) 時到達，並於 22652 秒 (377 分 32 秒) 時空間平均溫度達到常溫狀態，而本次實驗空間溫度量測結果圖可看出在實驗中有三次峰值產生，在本次火害實驗溫度中初期溫度快速上升，在實驗時間 943 秒 (15 分 43 秒) 時空間平均溫度到達 729.0°C，而因 ALC 白磚牆開裂之因素在 943 秒時對 ALC 白磚牆北面進行灑水作業，受灑水作業影響空間平均溫度在 1014 秒 (16 分 54 秒) 時些微下降至 577.4°C，而產生圖中第一次之峰值，因室內火勢非常旺盛在灑水作業後溫度再次上升，直至實驗時間 1333 秒 (22 分 12 秒) 時火害實驗空間平均溫度到達 883.2°C 的最高溫度的第二次峰值，而燃料也不足以讓溫度繼續上升，其空間溫度開始逐漸下降，直至 2651 秒 (44 分 11 秒) 空間平均溫度到達 479.6°C 時，溫度又再次上升產生第三次峰值，在 3714 秒時 (61 分 54 秒) 達到 836.4°C，在第三次峰值產生時室內已無明顯火焰，但因燃燒後產生的悶燒蓄熱情形使得室內溫度再次上升，而在悶燒情形結束後，空間溫度逐漸下降，並於 22652 秒 (377 分 32 秒) 時空間平均溫度達到常溫狀態，結束本次鋼構實驗屋之自然火害實驗，總計本次火害總歷時為 6 小時 17 分 32 秒。

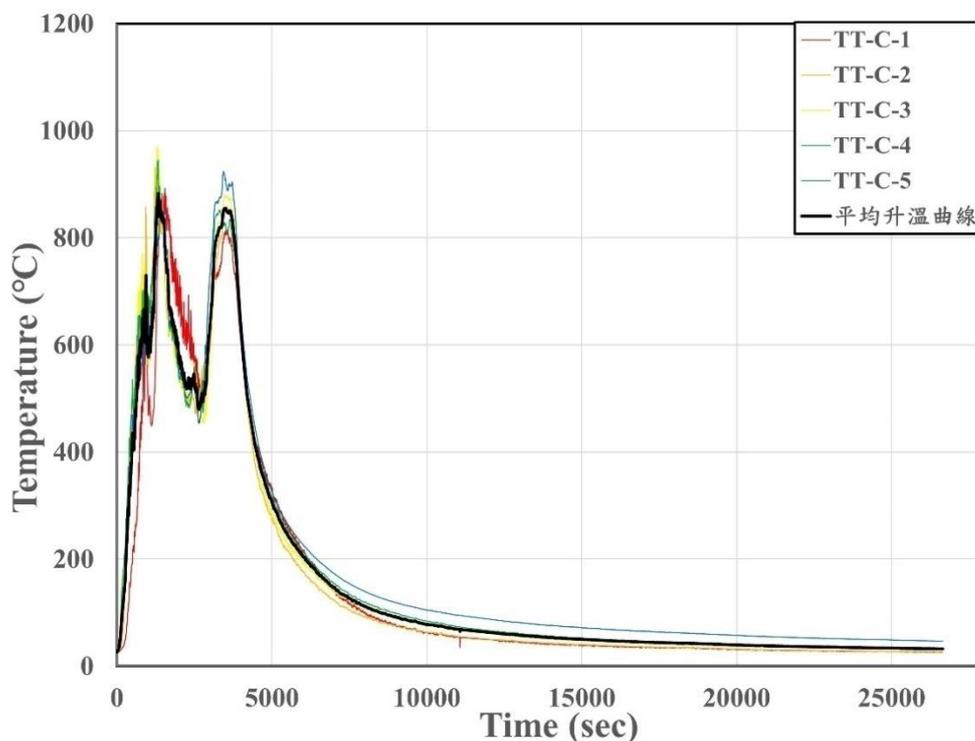


圖 6-3 現地火害實驗之空間溫度量測結果圖

6.2.2.2 樓板溫度量測結果

本小節中介紹樓板中的熱電耦於鋼承板正中間之測點溫度歷時，圖 6-4 中 SS-SC 測點位於鋼構實驗屋正中間位置鋼承樓板上，本區測點位於鋼構實驗屋正中央，在歷時圖中可以看出本區之 b1、b2 波谷測點溫度高於 t1、t2 波峰測點位置，波谷位置之 b1 在實驗開始 4525 秒達到最高溫 207.3 °C，b2 在實驗開始 5053 秒達到最高溫 166.7 °C，其位置最接近火源，故溫度在本區中最高，而波峰位置之 t1 在實驗開始 4470 秒達到最高溫 136.5 °C，t2 在實驗開始 5476 秒達到最高溫 116.8 °C，其位置因位於波峰位置其溫度傳導受混凝土影響較波谷測點溫度低，而在溫度歷時呈現中觀察到本區位於正中央其火害影響相對北側劇烈，故其波谷位置之 b1 測點溫度影響較大比 b2 溫度高約 40 °C

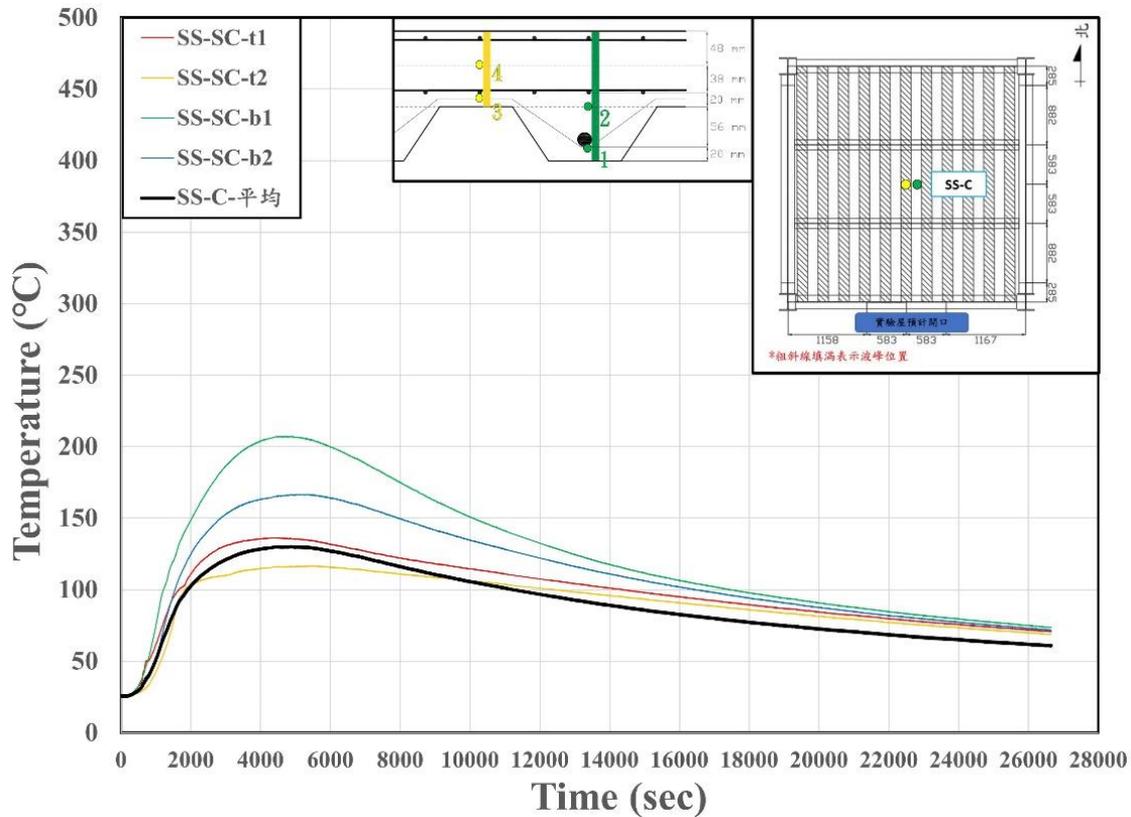


圖 6-4 樓板中鋼承板上 SS-SC 測點熱電耦之溫度歷時

6.2.2.3 梁構件溫度量測結果

本小節中介紹鋼梁構件上 RBS 處測點的熱電耦溫度歷時，因大梁 RBS 處共有 8 組測溫結果，故在本節介紹中分為東側及西側 RBS 處梁構件點位做分區，圖 6-5 中 MG-RBS 西側測點位於鋼構實驗屋大梁上圓弧切削處位置，本區測點包含 MG-SW 西南側點位及 MG-NW 西北側點位，在歷時圖中可看出本區之 MG-SW 區測點因熱電耦異常其量測值只能取至約 4500 秒，在 RBS 下翼版上緣之 SW-1 及 NW-1 測點其量測溫度高於 RBS 腹版中心處 SW-2 及 NW-2 測點，因其高程位置最接近火源故位於下翼版上緣高程之測點溫度較高，由歷時圖中觀察到 MG-SW-平均溫度其溫度高於 MG-NW-平均溫度，各自最高溫度及發生時間為，MG-SW-平均溫度最高為 533.4 °C 於 1568 秒時發生及 MG-NW-平均溫度最高為 482.1 °C 於 1746 秒時發生，在整體鋼構實驗屋火害歷程中南側開口溫度高於北側；圖 6-6 中 MG-RBS 東側測點位於鋼構實驗屋大梁上圓弧切削處位置，本區測點包含 MG-SE 東南側點位及 MG-NE 東北側點位，在 RBS 下翼版上緣之 SE-1 及 NE-1 測點其量測溫度高於 RBS 腹版中心處 SW-2 及 NW-2 測點，因其高程位置最接近火源故位於下翼版上緣高程之測點溫度較高，但在本區兩側區之溫度差異較不明顯其各測點之溫度歷時曲線接近且總體溫度皆高於西側 RBS 測區，由歷時圖中觀察到 MG-SE-平均溫度其溫度高於 MG-NE-平均溫度，各自最高溫度及發生時間為，MG-SE-平均溫度最高為 626.6 °C 於 1534 秒時發生及 MG-NE-平均溫度最高為 589.0 °C 於 1509 秒時發生，其結果顯示在整體鋼構實驗屋火害歷程中南側開口溫度同樣高於北側，由各測點最高溫到達時間都很接近的狀況下得知，在鋼構實驗屋中鋼梁構件測點其熱傳導率較佳，與鋼承板內之測溫點產生不同升溫歷時。

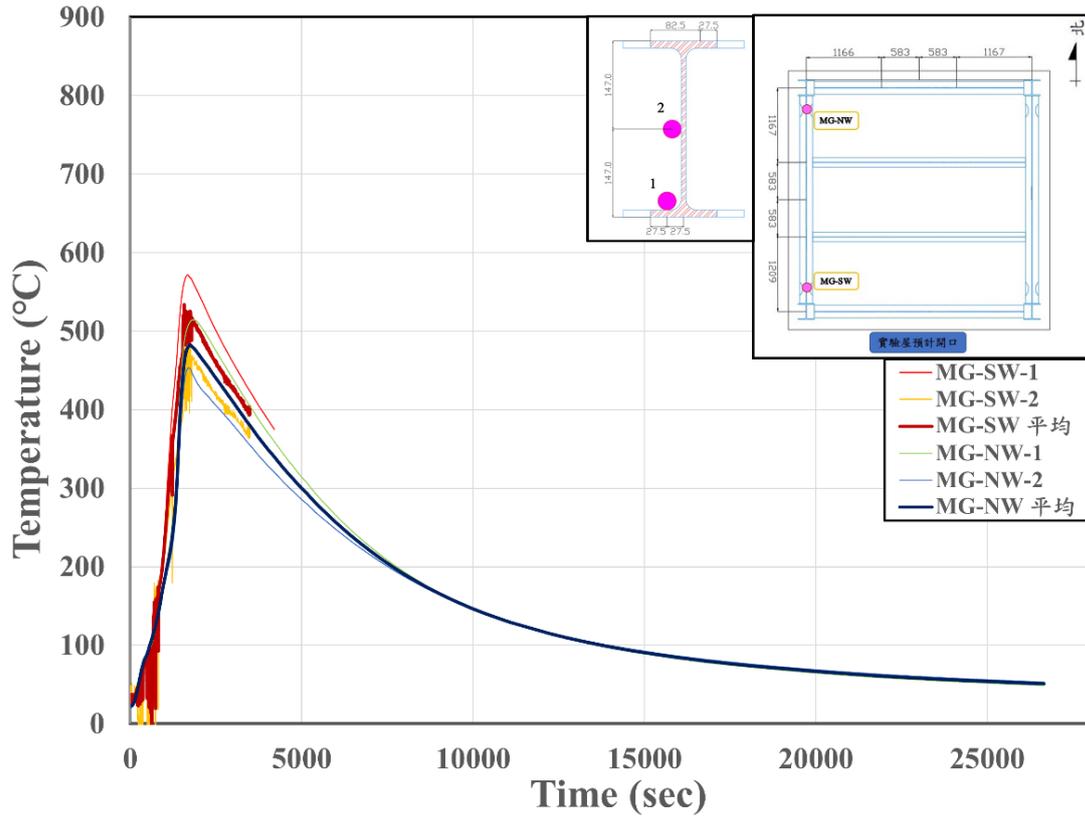


圖 6-5 鋼梁構件 MG-RBS 西側測點平均溫度量測結果圖

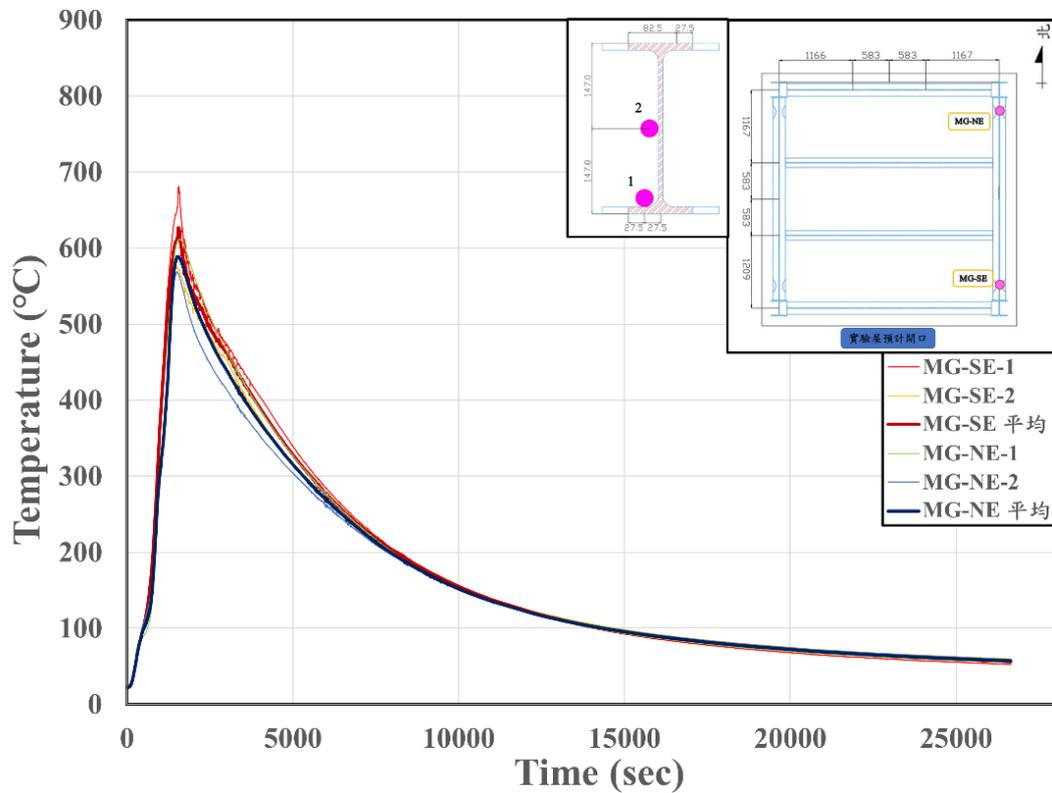


圖 6-6 鋼梁構件 MG-RBS 東側測點平均溫度量測結果圖

6.2.2.4 柱構件溫度量測結果

本小節中介紹鋼柱構件上內側翼版處測點的熱電耦溫度歷時，在單支鋼柱上裝設兩側點其位置位於地梁上翼版向上 250 mm 位置及大梁下翼版向下 250 mm 位置，四根柱共 8 組測溫結果，鋼柱構件各測點平均溫度量測結果圖如圖 6-7 所示，柱斷面測點位於鋼構實驗屋內側翼版邊距 10 mm 處，在鋼柱構件中位於 SW 方位之熱電耦構件量測結果因熱電耦輸出結果異常判定為孔未損壞，故在結果圖中沒有 SW 處熱電耦結果值；NW-1 及 NE-1 之鋼柱底部測點皆位於鋼構實驗屋北側位置，其熱電耦量測平均溫度結果最高溫度及發生相近約為 380 °C 於 2500 秒時發生；而 SE-1 測點同樣位於鋼柱底部，但其測點較接近開口處故測點溫度較高，平均溫度最高為 475.3 °C 於 1853 秒時發生，平均溫度於前期高於 NW-2 測點但在到達最高點後溫度開始下降低於 NW-2 測點溫度，可看出溫度於鋼構實驗屋上方續溫結果較佳；NW-2 之鋼柱頂部測點位於鋼構實驗屋西北側位置，其熱電耦量測平均溫度結果最高溫度約為 437.5 °C 於 2285 秒時發生，雖其最高溫度低於柱底位置 SE-1 測點，但因鋼構實驗屋上部續溫結果較佳，故其降溫段溫度高於 SE-1 測點；SE-2 之鋼柱頂部測點位於鋼構實驗屋東南側位置，其熱電耦量測平均溫度結果最高溫度約為 668.1 °C 於 1715 秒時發生，本測點之最高溫度為鋼柱構件中溫度量測結果中之最高溫；NE-2 之鋼柱頂部測點位於鋼構實驗屋東北側位置，其熱電耦量測平均溫度結果最高溫度約為 500.6 °C 於 2138 秒時發生，在鋼柱構件中所測得之火害歷時結果與鋼梁構件結果類似，其整體鋼構實驗屋南側開口溫度高於北側溫度歷時，而由鋼柱構件火害歷時結果圖中觀測到柱頂位置之續溫結果較柱底佳。

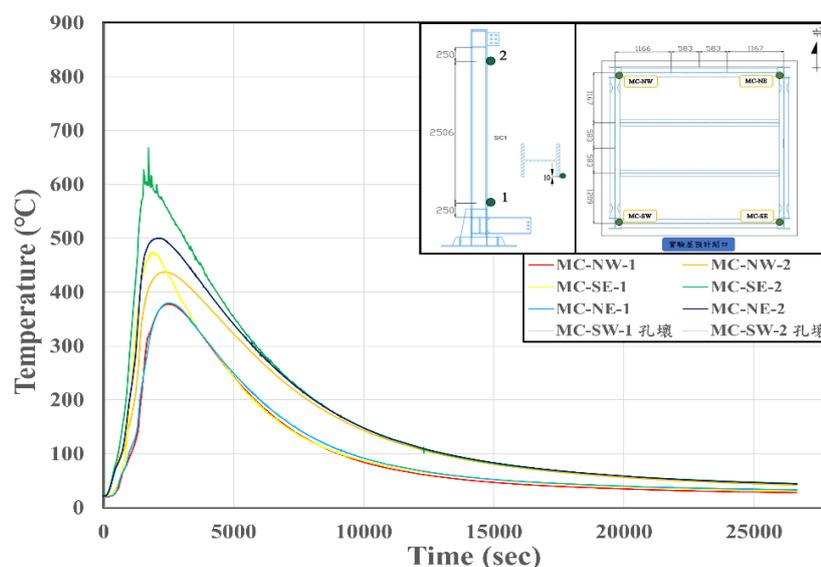


圖 6-7 鋼柱構件各測點平均溫度量測結果圖

6.2.3 鋼構實驗屋火害後之實驗照片

鋼構實驗屋於火害後之試體照片如圖 6-8 所示由於本次實驗試體結構設計為符合耐震規範，並承受於振動台實驗時上部所加載之 65 噸外加载重，故在進行結構體設計進行了較保守的設計，且火害實驗時現場 ALC 白磚牆因鋼構膨脹量較劇烈導致白磚牆開裂，空間溫度無法有效蓄熱達到理想溫度，故於火害實驗後整體鋼構實驗屋並無太明顯之變形程度，但可由圖 6-8 (e) 及圖 6-8 (f) 之東西側視圖觀察出在火害過後北側結構柱頂處有向外變形之行為產生，雖火害前後之整體變形程度無法使用肉眼觀察出明顯結果，但實際火害前後差異在後續量測中也可觀察出其變化。

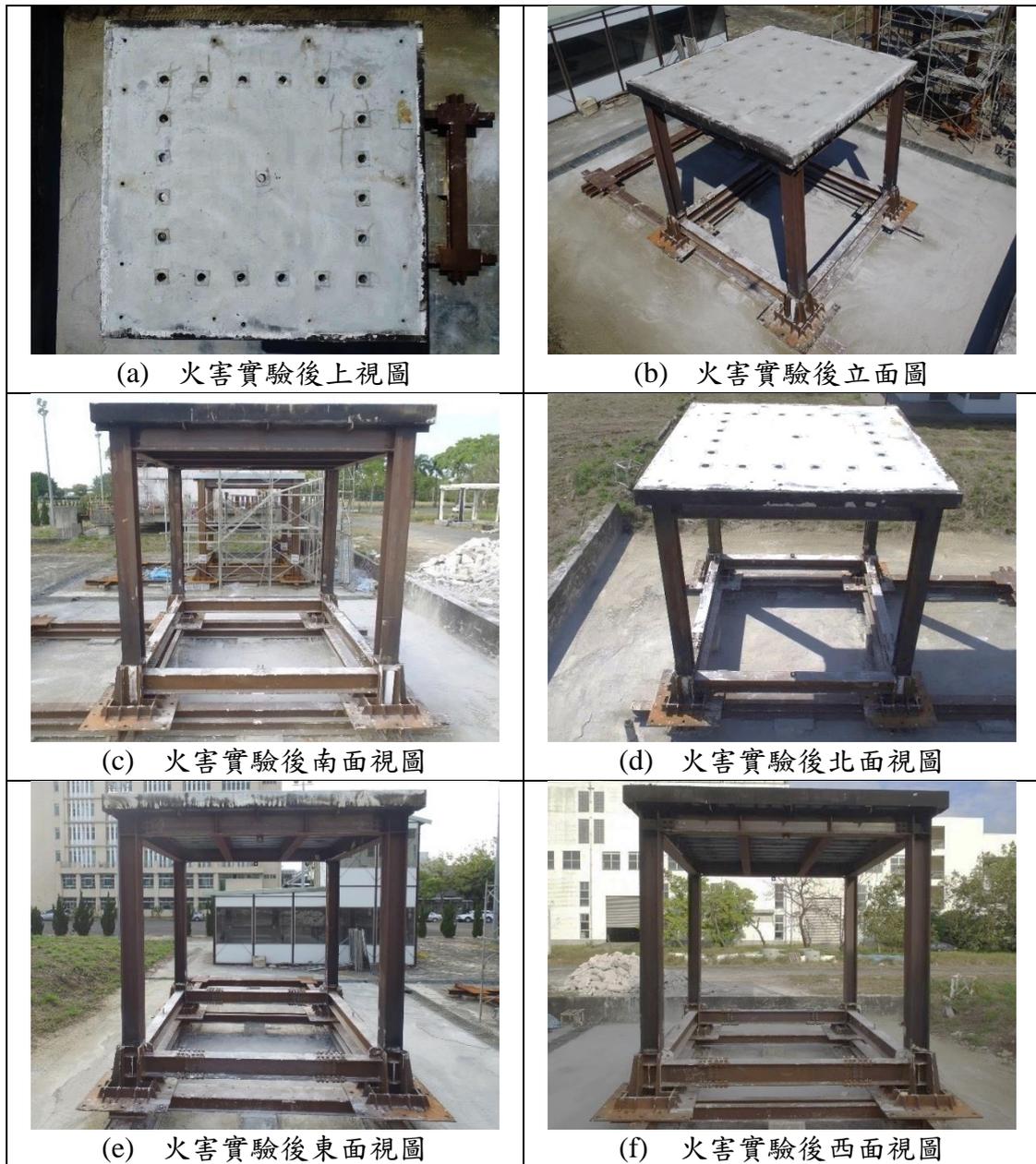


圖 6-8 火害實驗後鋼構實驗屋變化情形

第3節 未火害鋼構實驗屋之振動台實驗初步結果

本節說明研究團隊於 2022 年 5 月 13 日進行之未火害鋼構實驗屋於 NCREE 臺南實驗室之振動台實驗結果，包含預期進行之測試地震波與實驗量測得到之實際地震波差異，及鋼構實驗屋於各白噪音訊號實驗後進行系統識別之結果，並探討鋼構實驗屋於各地震波下之結構反應與經歷各地震波後之損害情形。

6.3.1 未火害鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波差異

本研究規劃進行十組測試地震波之振動台實驗，然而受到振動台精度控制限制及實驗過程中制動器需即時補償鋼構實驗屋因共振產生的額外側向力，難以產生完全相同於預期進行之測試地震波，故透過於振動檯面上安裝編號為 ACC-B 之加速規取得實際實驗之地表加速度歷時，探討其與預期進行之測試地震波之差異，實際實驗量測得到地震波與預期進行之測試地震波之波形比較如圖 6-9、圖 6-10、圖 6-11 所示，結果顯示，量測得到 Kobe, KJMA EW 地震波之波形與預期地震波之波形大致相符，然而於加速度振幅較大處其波形差異較為明顯，可觀察到 8.2 秒處及 8.6 秒處之加速度峰值皆超出預期地震波之加速度峰值；量測得到 El Centro NS 地震波之波形與預期地震波之波形大致相符，然而於 10 秒至 14 秒間其波形差異較為明顯，預期地震波之 PGA 發生時機為第一個峰值處 10.77 秒，量測得到 El Centro NS 地震波之 PGA 發生時機為第二個峰值處 13.45 秒。為方便比較量測地震波與預期地震波之最大加速度差異，本研究逐將量測得到地震波之 PGA 與預期進行測試地震波之 PGA 整理於表 6-3，結果顯示，量測得到 Kobe, KJMA EW 地震波之 PGA 皆相較於預期地震波之 PGA 大，於 KB 0.2g 至 KB 0.6g 地震波其 PGA 差異達 20%以上，於 KB 0.7g 至 KB 1.0g 地震波其 PGA 差異均於 10%以下，於 KB 1.15g 地震波其 PGA 差異則約為 16%；量測得到 El Centro NS 地震波之 PGA 則相較預期地震波之 PGA 略為縮小 5.77%。

本研究並進一步將地震波轉換成阻尼比為 2%之擬加速度反應譜進行比較如圖 6-12、圖 6-13 所示，探討其對結構反應之影響，結果顯示，量測得到 Kobe, KJMA EW 地震波最大擬加速度反應之共振週期相較預期地震波最大擬加速度反應之共振週期，由 0.35 秒延後至約 0.7 秒處，在共振週期 0.1 秒至 0.5 秒間之擬加速度反應與預期地震波之擬加速度反應亦稍有差異，其餘共振週期之擬加速度反應與預期地震波之擬加速度反應較為相近；量測得到 El Centro NS 地震波最大擬加速度反應之共振週期與預期地震波最大擬加速度反應之共振週期接近，其週期皆為 0.55 秒，而在共振週期 0.03 秒至 0.07 秒間兩

者之擬加速度反應稍有差異，量測得到 El Centro NS 地震波之擬加速度反應較大於預期地震波之擬加速度反應。

此外，本研究依據中央氣象局 109 年發布之最新地震震度分級方法，逐將振動台實驗量測得到各地震波，依據其 PGA 及 PGV 進行地震震度分級，結果如表 6-4 所示，結果顯示，本研究測試地震波震度皆達 4 級以上，其中 KB 0.2g 地震波屬 5 弱震度、KB 0.4g 地震波屬 5 強震度，KB 0.6g 地震波至 KB 0.8g 地震波屬 6 弱震度，KB 0.9g 地震波至 KB 1.15g 地震波則屬 6 強震度。

表 6-3 未火害鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之 PGA 差異

測試地震波	PGA (g)		相對差異(%)
	預期地震波	量測地震波	
KB 0.1g	0.10	0.12	17.19
EC 0.1g	0.10	0.09	-5.77
KB 0.2g	0.20	0.25	22.59
KB 0.4g	0.40	0.51	26.95
KB 0.6g	0.60	0.73	21.50
KB 0.7g	0.70	0.77	9.99
KB 0.8g	0.80	0.84	4.45
KB 0.9g	0.90	0.95	5.85
KB 1.0g	1.00	1.08	8.03
KB 1.15g	1.15	1.33	16.00

表 6-4 未火害鋼構實驗屋之量測地震波之地震震度分級

測試地震波	PGA (gal)	PGV (cm/s)	震度分級
KB 0.1g	115	11	4
EC 0.1g	92	8	4
KB 0.2g	241	21	5 弱
KB 0.4g	498	40	5 強
KB 0.6g	715	57	6 弱
KB 0.7g	755	66	6 弱
KB 0.8g	820	79	6 弱
KB 0.9g	935	91	6 強
KB 1.0g	1060	103	6 強
KB 1.15g	1309	117	6 強

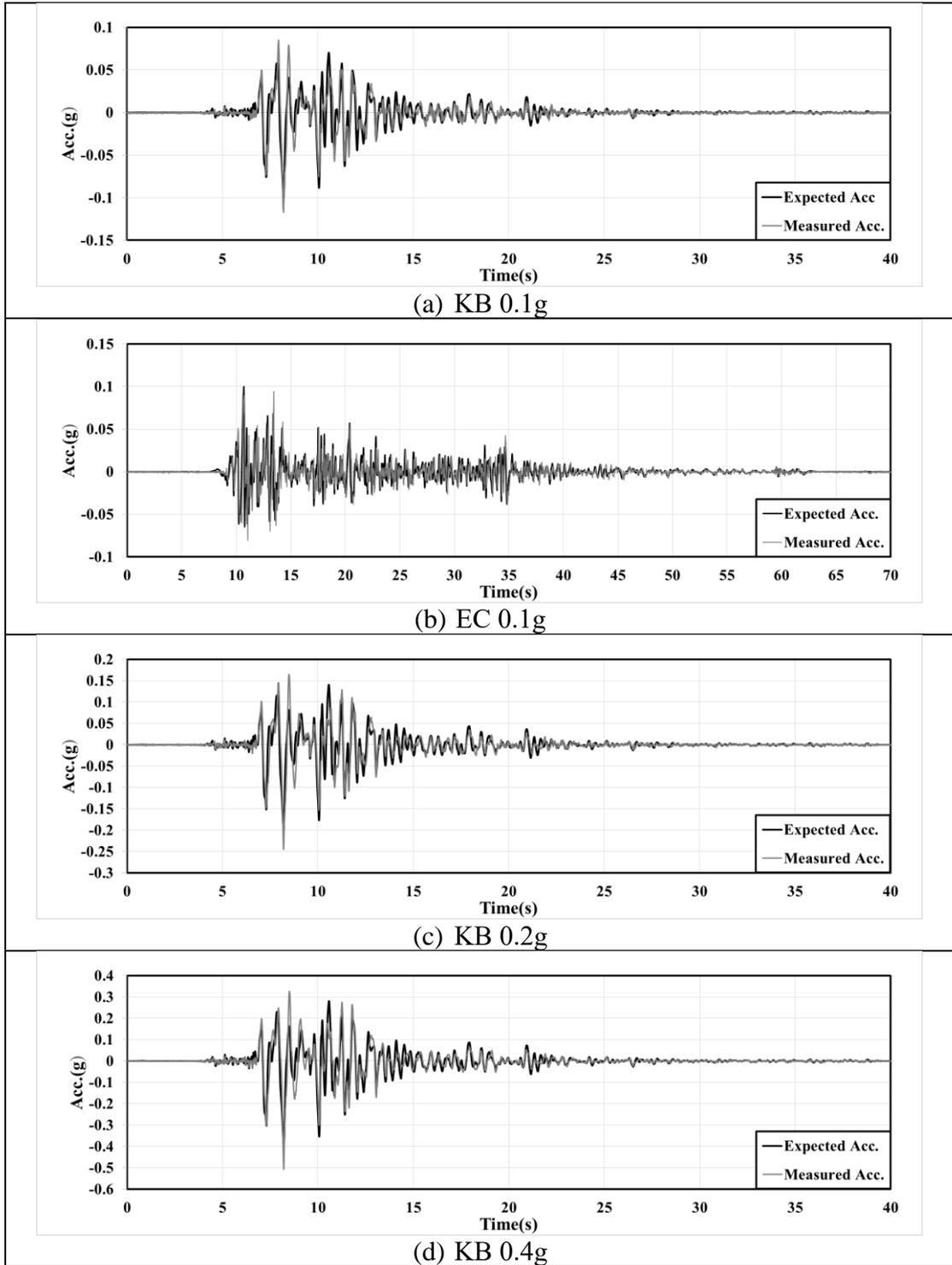


圖 6-9 未火害鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之波形比較
(KB 0.1g ~KB 0.4g)

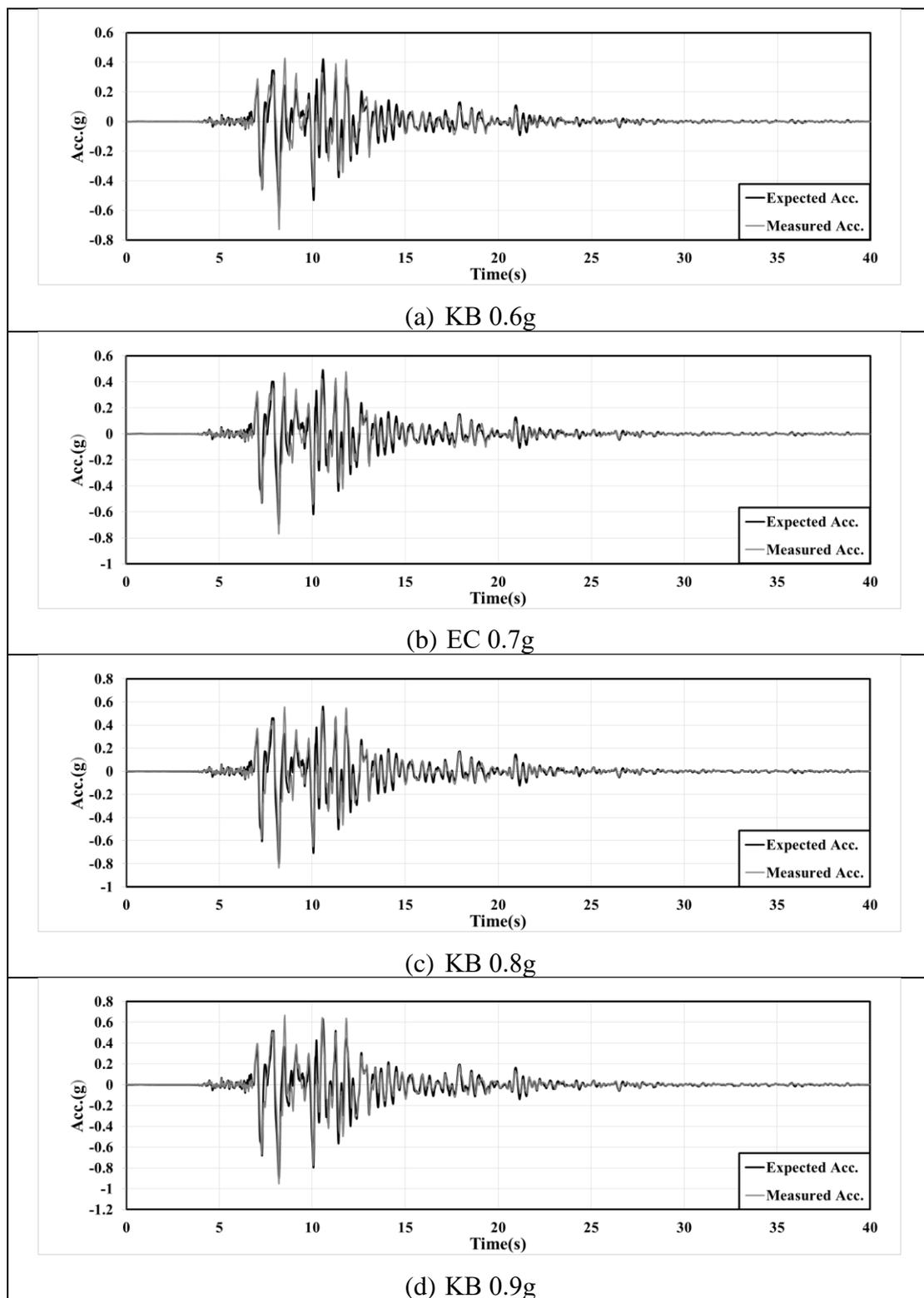


圖 6-10 未火害鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之波形比較
(KB 0.6g ~KB 0.9g)

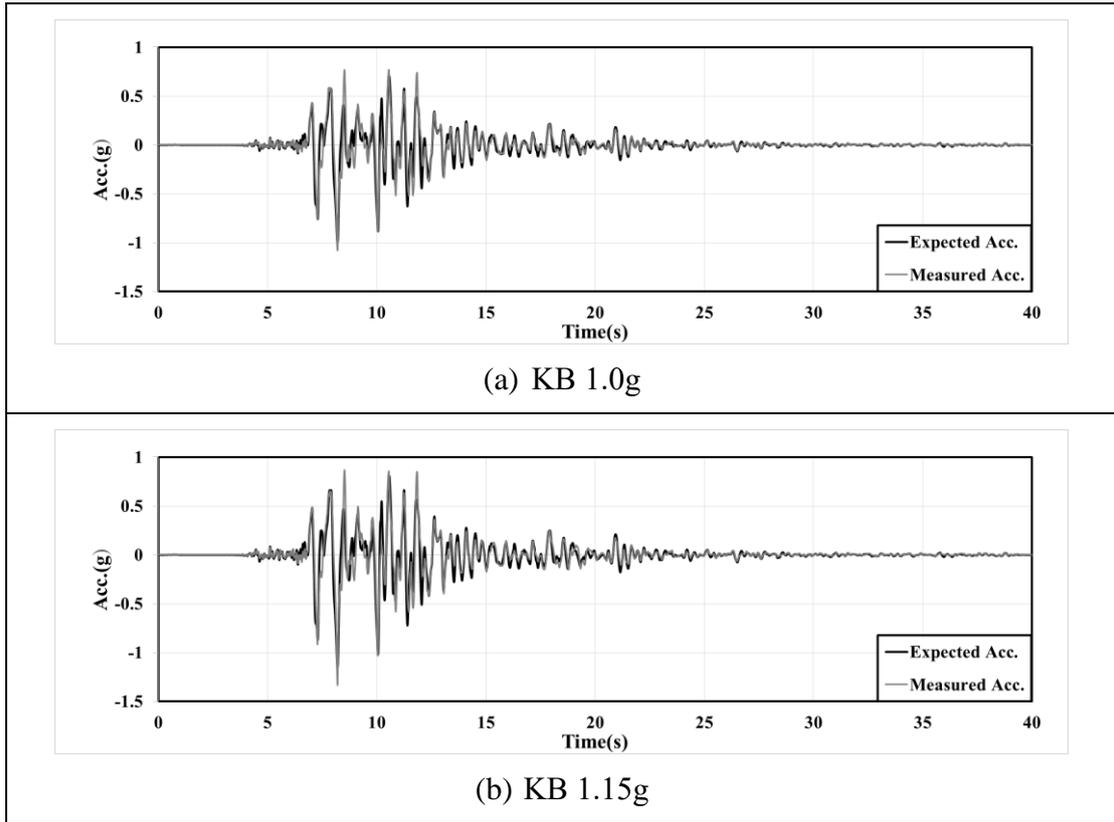


圖 6-11 未火害鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之波形比較
(KB 1.0g ~KB 1.15g)

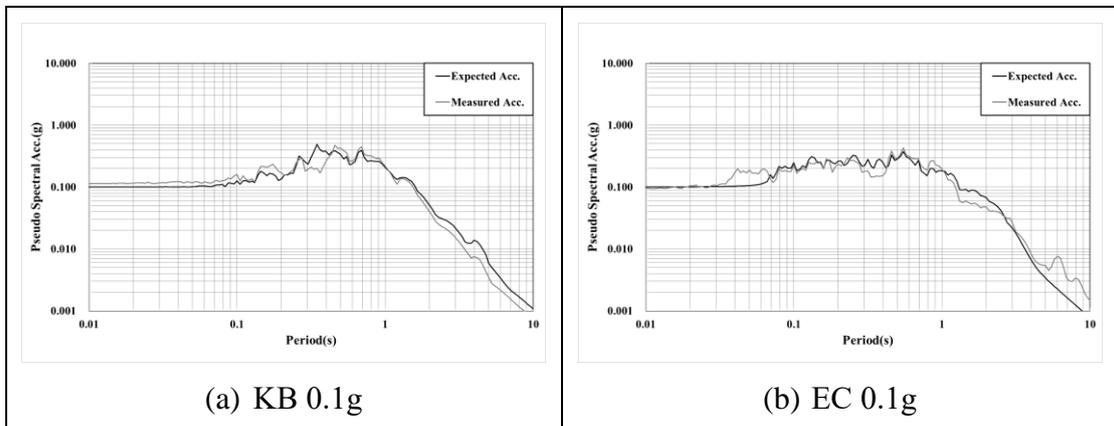


圖 6-12 未火害鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之擬加速度反應比較(KB 0.1g ~EC 0.1g)

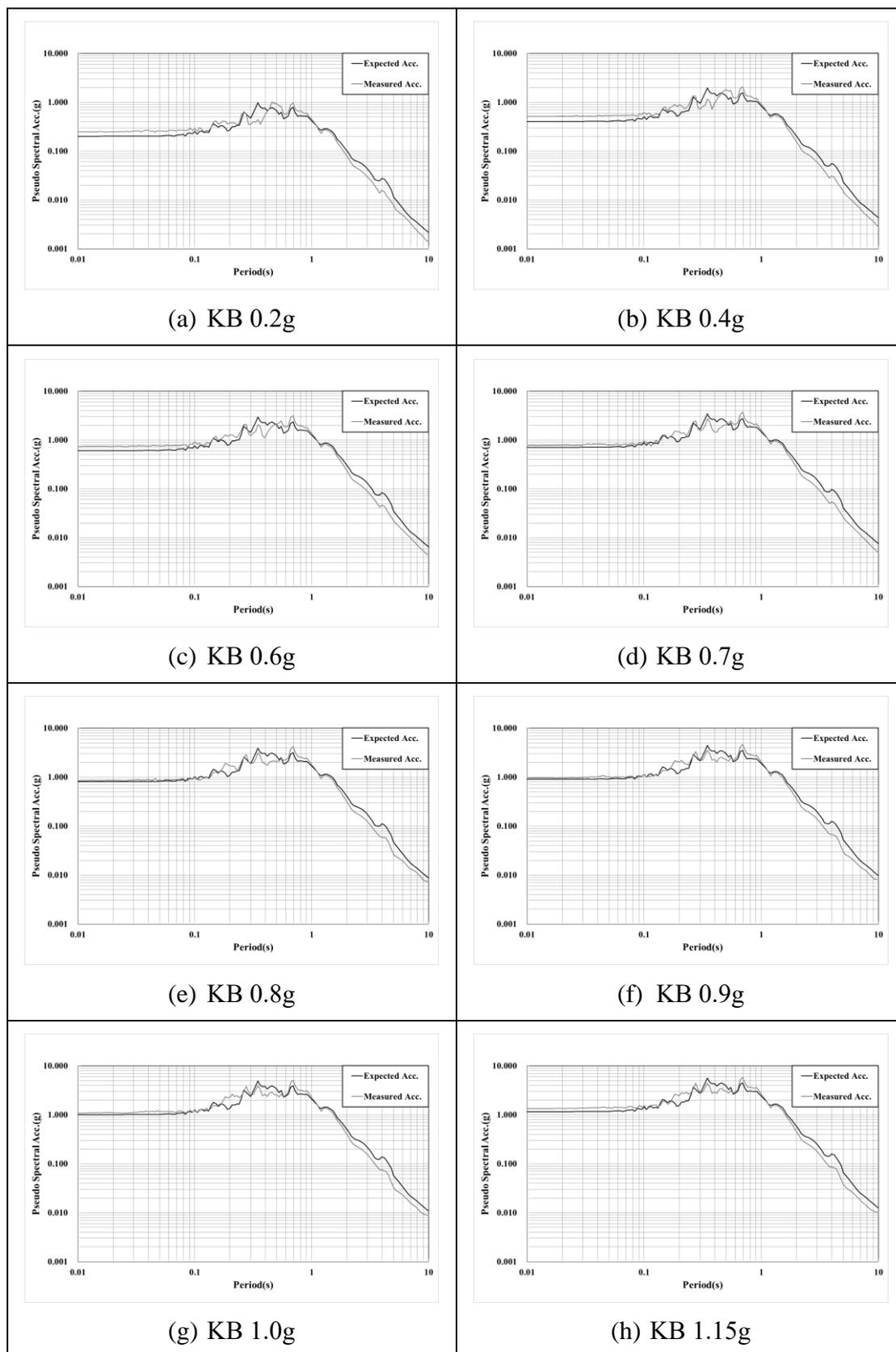


圖 6-13 未火害鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之擬加速度反應比較(KB 0.2g ~KB 1.15g)

6.3.2 未火害鋼構實驗屋於各白噪實驗之系統識別

本節探討未火害鋼構實驗屋於各測試地震波間之白噪音訊號進行系統識別之結果，本研究對量測得到之樓板加速度與量測得到之地表加速度進行快速傅立葉變換，將時域之加速度歷時轉換成頻率域之頻譜，並透過兩者比値之頻譜如圖 6-14、圖 6-15 所示，進行頻譜分析，其振幅最大値對應之頻率為結構之自然頻率，逐將各白噪音訊號實驗求得之自然頻率與自然週期整理於表 6-5，結果顯示，未火害鋼構實驗屋於振動台實驗前之自然週期約為 0.37 秒，隨著測試地震波之 PGA 增大，結構進入塑性變形程度增加，其自然週期有延長趨勢，最後一筆測試地震波之振動台實驗完成後之自然週期約為 0.44 秒，相較未受震前鋼構實驗屋之自然週期延長 19%。

本研究進一步採用半功率法，於頻譜上自然頻率對應之 0.707 倍振幅處取得兩半功率點分別為 f_1 及 f_2 ，並透過(式 6-1)可求得自然頻率對應之等值阻尼比，其結果整理於表 6-6，結果顯示，未火害鋼構實驗屋於振動台實驗前之等值阻尼比約為 0.03，最後一組測試地震波之振動台實驗完成後之等值阻尼比約為 0.02。

$$\zeta = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} \quad (\text{式 6-1})$$

表 6-5 未火害鋼構實驗屋於各白噪實驗之自然頻率與週期識別結果

白噪實驗	自然頻率(Hz)	自然週期(s)
WN1	2.724	0.367
WN2	2.612	0.383
WN3	2.747	0.364
WN4	2.663	0.376
WN5	2.659	0.376
WN6	2.531	0.395
WN7	2.449	0.408
WN8	2.635	0.380
WN9	2.242	0.446
WN 10	2.544	0.393
WN 11	2.290	0.437

表 6-6 未火害鋼構實驗屋於各白噪實驗之等值阻尼比識別結果

白噪實驗	等值阻尼比
WN1	0.033
WN2	0.032
WN3	0.022
WN4	0.048
WN5	0.035
WN6	0.037
WN7	0.069
WN8	0.048
WN9	0.035
WN10	0.019
WN 11	0.028

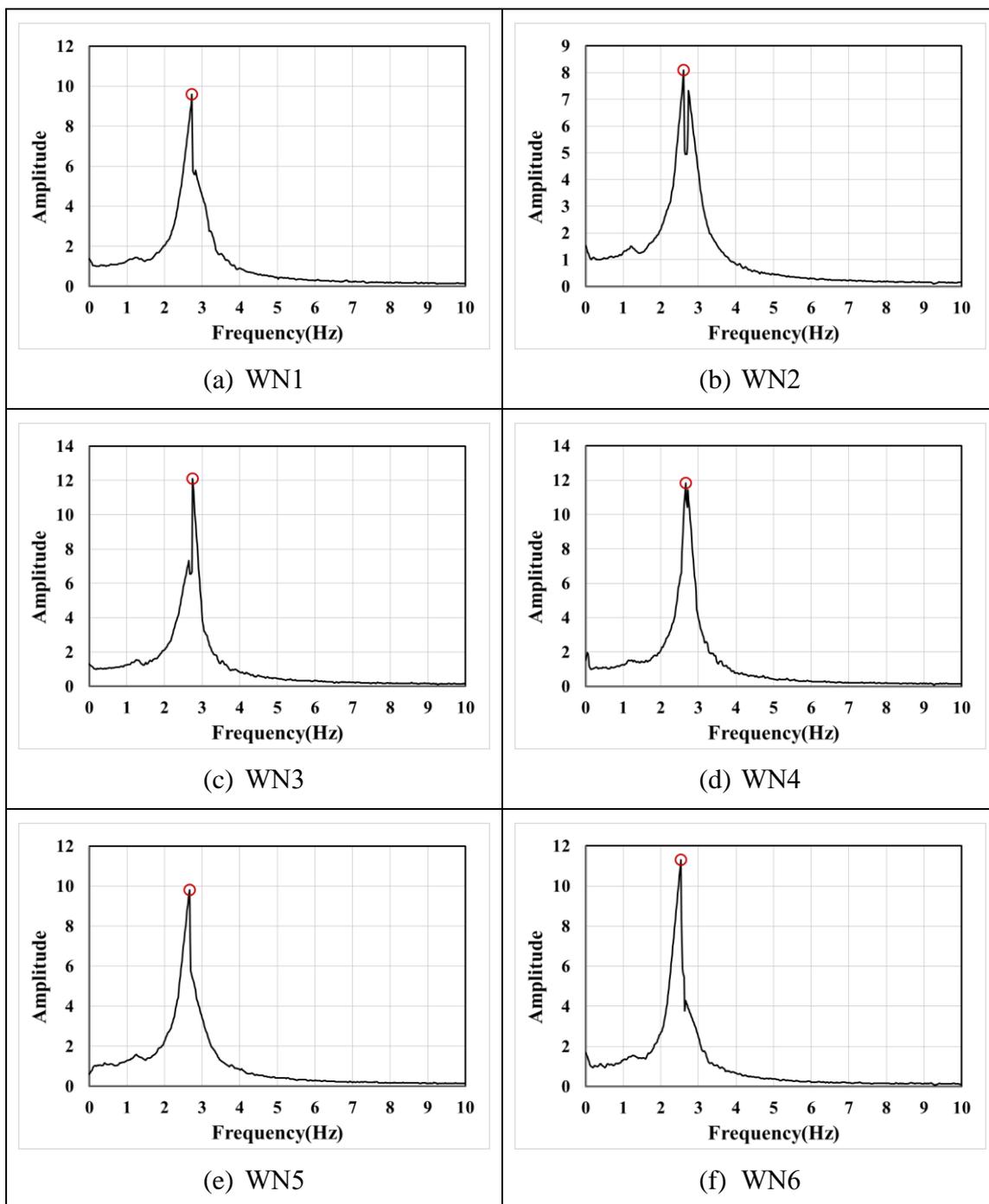


圖 6-14 未火害鋼構實驗屋之系統識別結果(WN1~WN6)

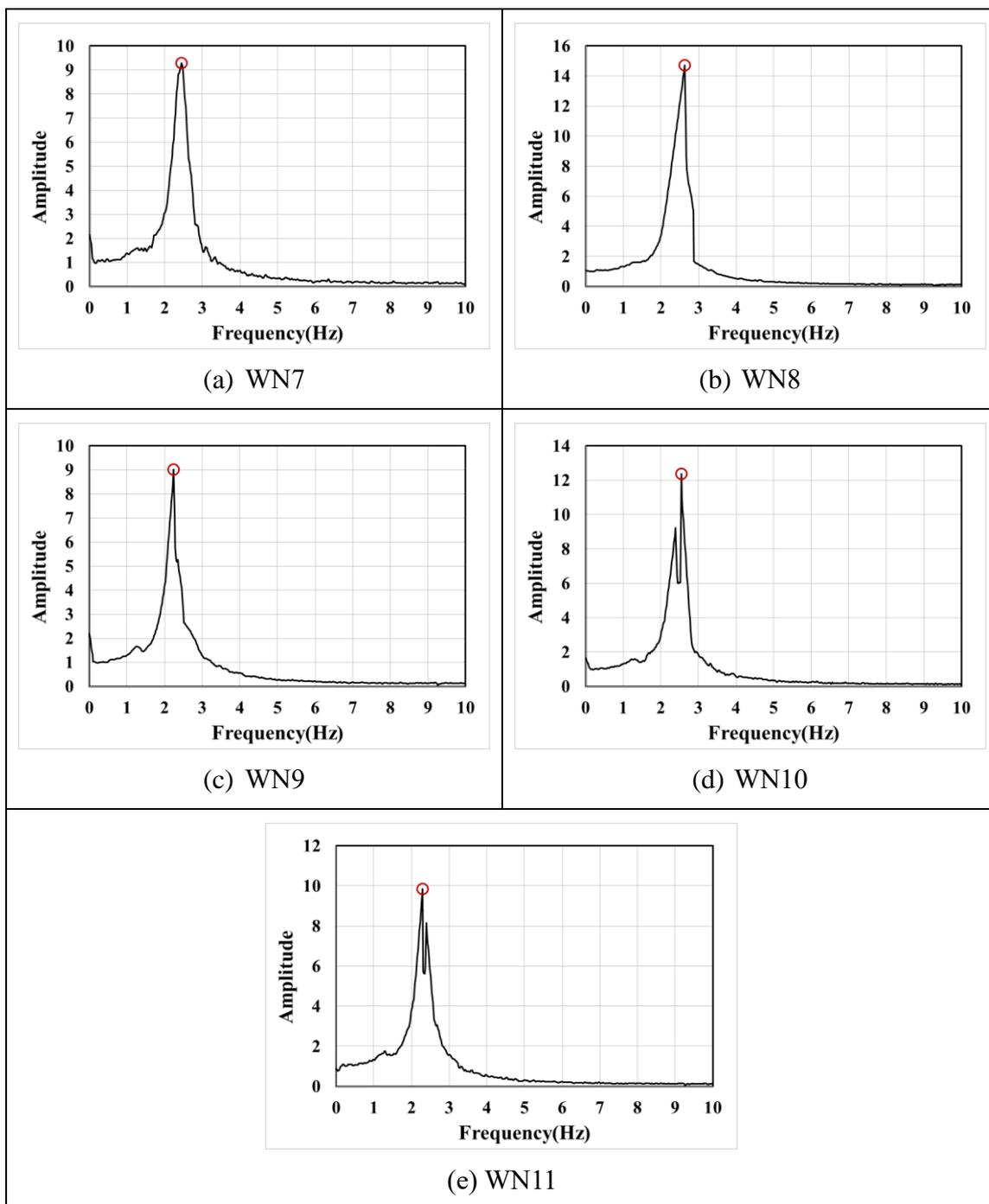


圖 6-15 未火害鋼構實驗屋之系統識別結果(WN7~WN11)

6.3.3 未火害鋼構實驗屋於各地震波下之結構行為

本節探討未火害鋼構實驗屋於地震波作用下之結構行為，逐將各地震波之樓板加速度、樓板位移及層間位移角等結構反應與地表加速度歷時排列比較，其中樓板加速度採用佈置於南面樓板中央處編號為 ACC-TF-S 之加速規量測之加速度歷時，於 KB 0.7g、KB 1.0g 及 KB 1.15g 測試地震波，因 ACC-TF-S 量測到之資料異常，採用編號為 ACC-TF-SW 及 ACC-TF-NE 之加速規量測之加速度歷時平均後作為樓板加速度；樓板位移則採用實驗記錄較完整之編號為 DIS-SW 之位移計量測之位移歷時，如圖 6-16 至圖 6-25 所示，結果顯示，各結構反應波形與地表加速度波形相似，且結構反應最大值發生時機與 PGA 發生時機相近，然而其曲線轉折處相較地表加速度平滑。

本研究進一步探討未火害鋼構實驗屋於各地震波作用下之樓板最大加速度與 PGA 比較，並透過樓板最大加速度與 PGA 之比值求得結構於各地震波作用下之加速度放大係數，逐將結果整理於表 6-7，結果顯示，未火害鋼構實驗屋於 KB 0.1g 地震波作用下之加速度放大係數約為 1.75，隨著測試地震波之 PGA 增大，結構進入塑性變形程度增加，其加速度放大係數逐漸減少，最後一筆測試地震波 KB 1.15g 地震波作用下之加速度放大係數約為 1.33，相較第一筆測試地震波作用下之加速度放大係數縮小 24%。

各地震波作用下之樓板最大位移及層間位移角整理於表 6-8，結果顯示，未火害鋼構實驗屋於各地震波作用下之樓板最大位移方向均為南向，且於 KB 0.6g 測試地震波作用下達到 1%層間位移角，於 KB 0.7g 測試地震波作用下達到 2%層間位移角，於 KB 0.9g 測試地震波作用下達到 3%層間位移角，於 KB 1.15g 測試地震波作用下達到 4%層間位移角，滿足未火害鋼構實驗屋於振動台實驗應達到 4%層間位移角之實驗目標。

表 6-7 未火害鋼構實驗屋於各地震波作用下之地表與樓板最大加速度比較

測試地震波	最大加速度 (g)		加速度放大係數
	地表	樓板	
KB 0.1g	0.12	0.20	1.75
EC 0.1g	0.09	0.14	1.45
KB 0.2g	0.25	0.41	1.68
KB 0.4g	0.51	0.81	1.59
KB 0.6g	0.73	1.13	1.55
KB 0.7g	0.77	1.25	1.63
KB 0.8g	0.84	1.38	1.65
KB 0.9g	0.95	1.50	1.58
KB 1.0g	1.08	1.61	1.49
KB 1.15g	1.33	1.77	1.33

表 6-8 未火害鋼構實驗屋於各地震波作用下之樓板最大位移與層間位移角比較

測試地震波	樓板最大位移 (mm)		最大層間位移角 (%)	
	北	南	北	南
KB 0.1g	4.23	6.26	0.13	0.19
EC 0.1g	3.92	4.24	0.12	0.13
KB 0.2g	10.17	13.65	0.31	0.41
KB 0.4g	24.34	32.76	0.74	0.99
KB 0.6g	40.89	60.00	1.24	1.82
KB 0.7g	54.35	75.23	1.65	2.28
KB 0.8g	65.11	86.45	1.97	2.62
KB 0.9g	73.84	99.63	2.24	3.02
KB 1.0g	78.86	116.46	2.39	3.53
KB 1.15g	75.18	136.18	2.28	4.13

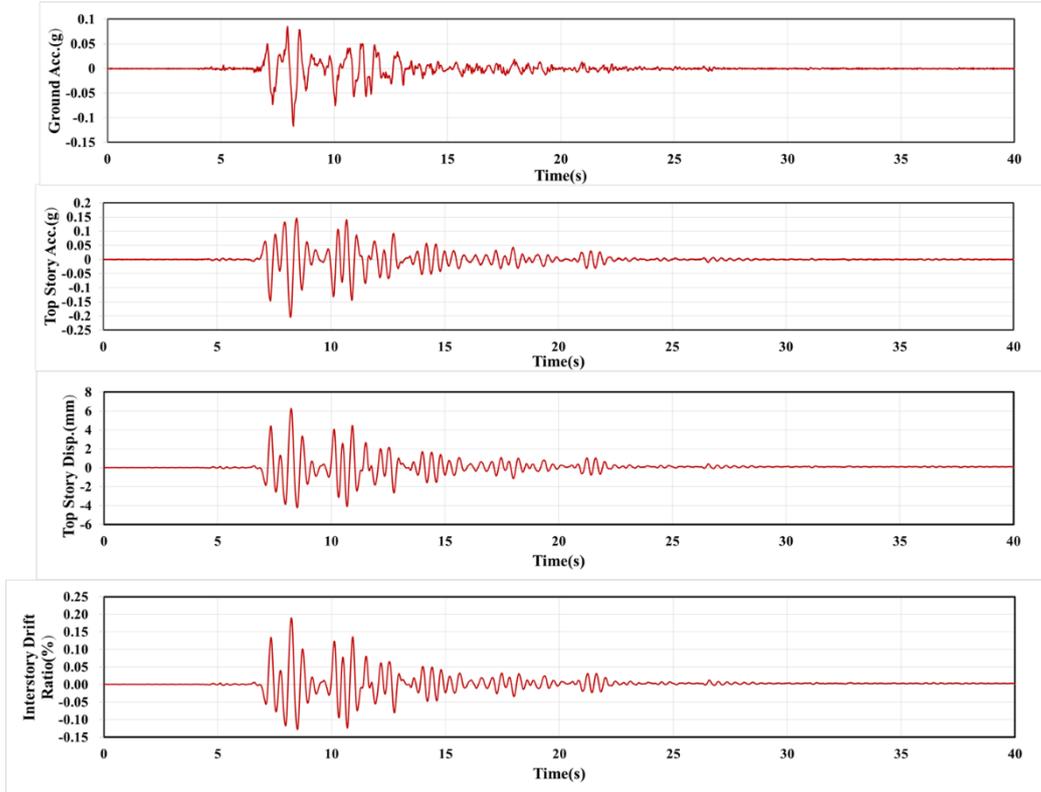


圖 6-16 未火害鋼構實驗屋於 KB 0.1g 地震波作用下之結構反應

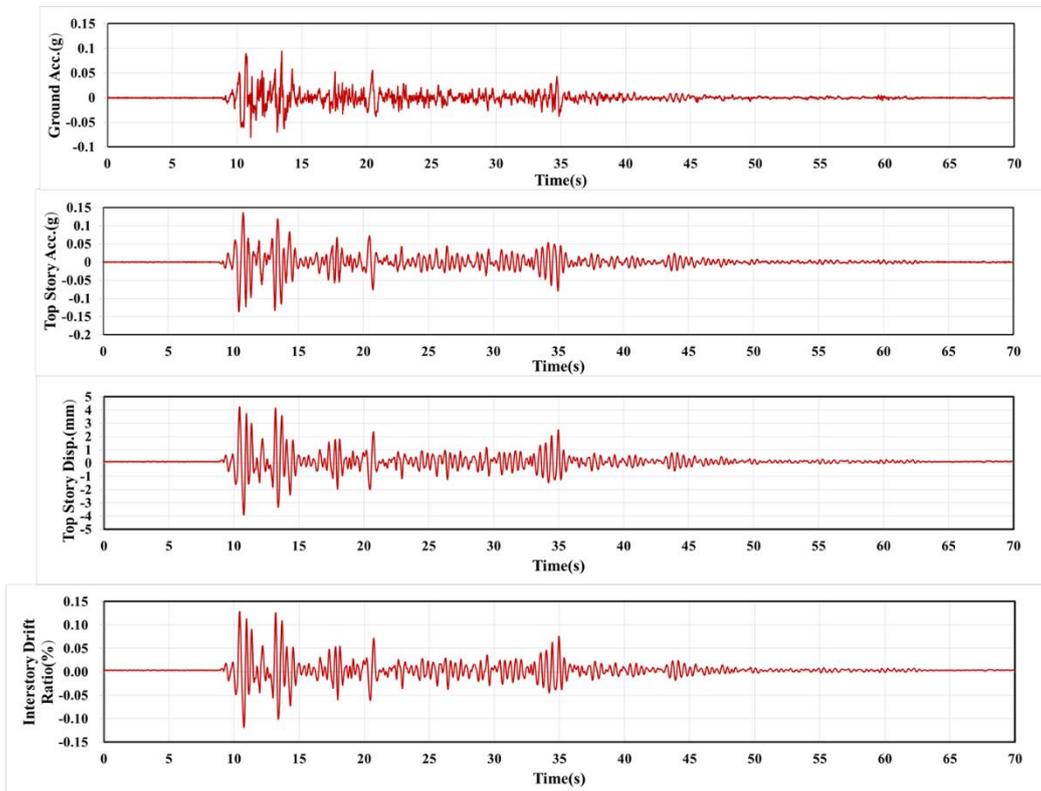


圖 6-17 未火害鋼構實驗屋於 EC 0.1g 地震波作用下之結構反應

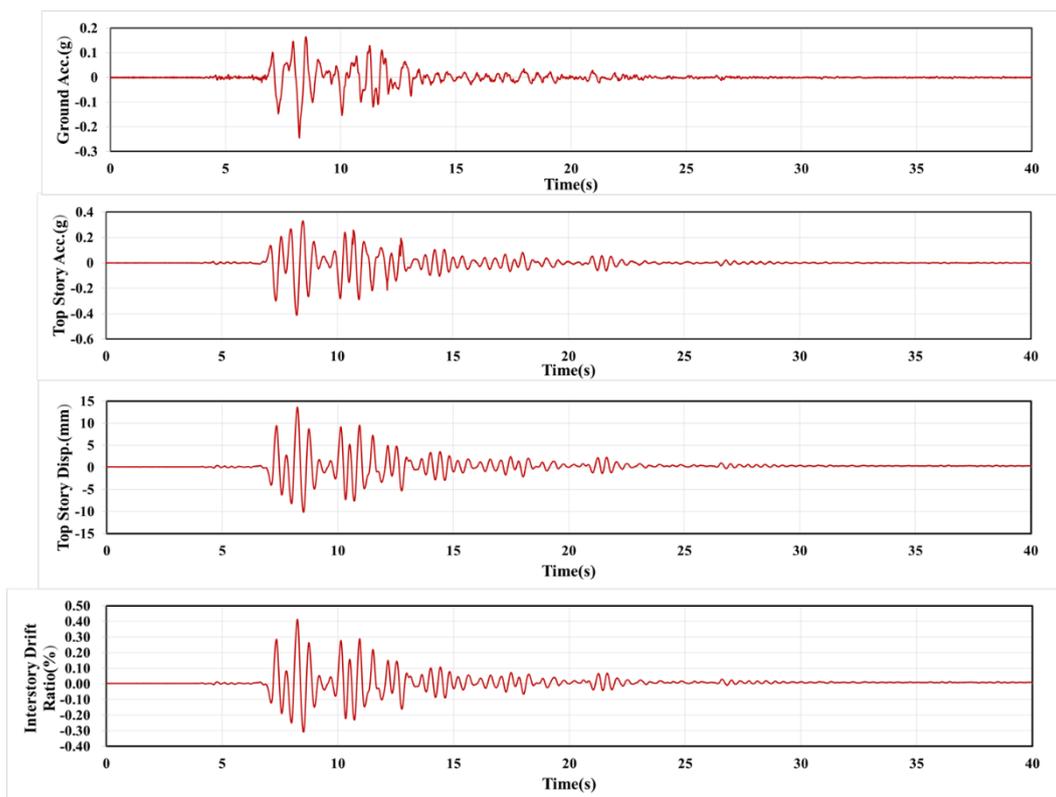


圖 6-18 未火害鋼構實驗屋於 KB 0.2g 地震波作用下之結構反應

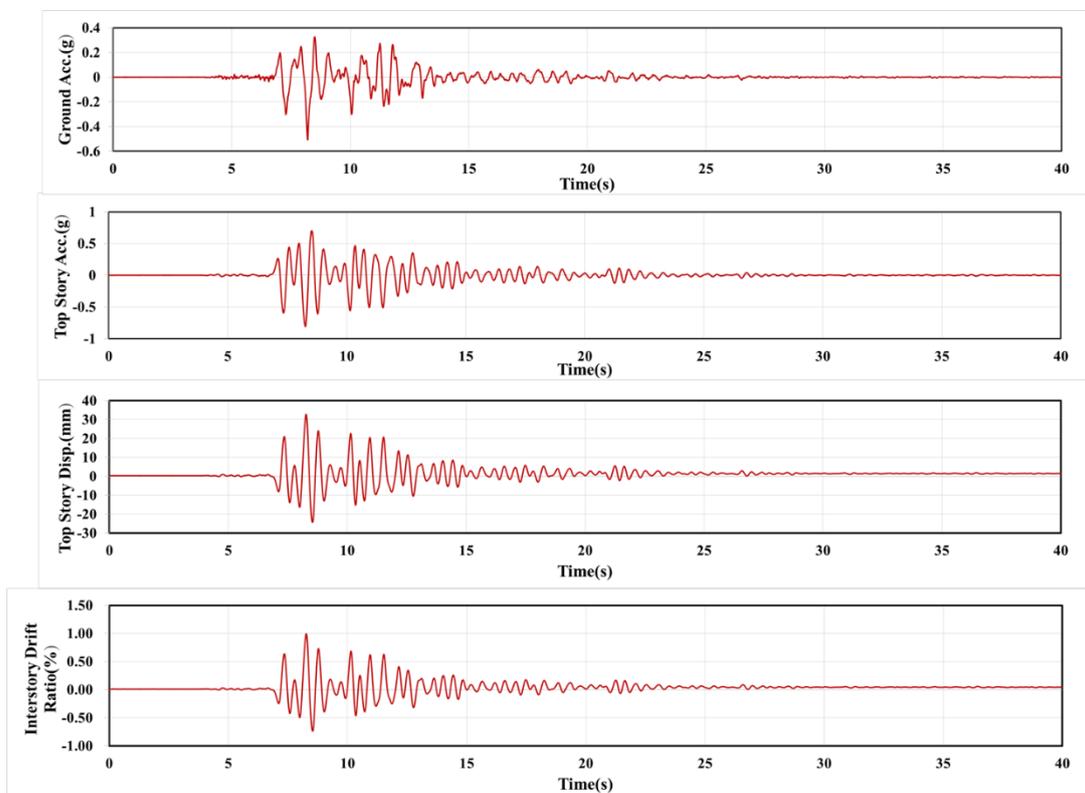


圖 6-19 未火害鋼構實驗屋於 KB 0.4g 地震波作用下之結構反應

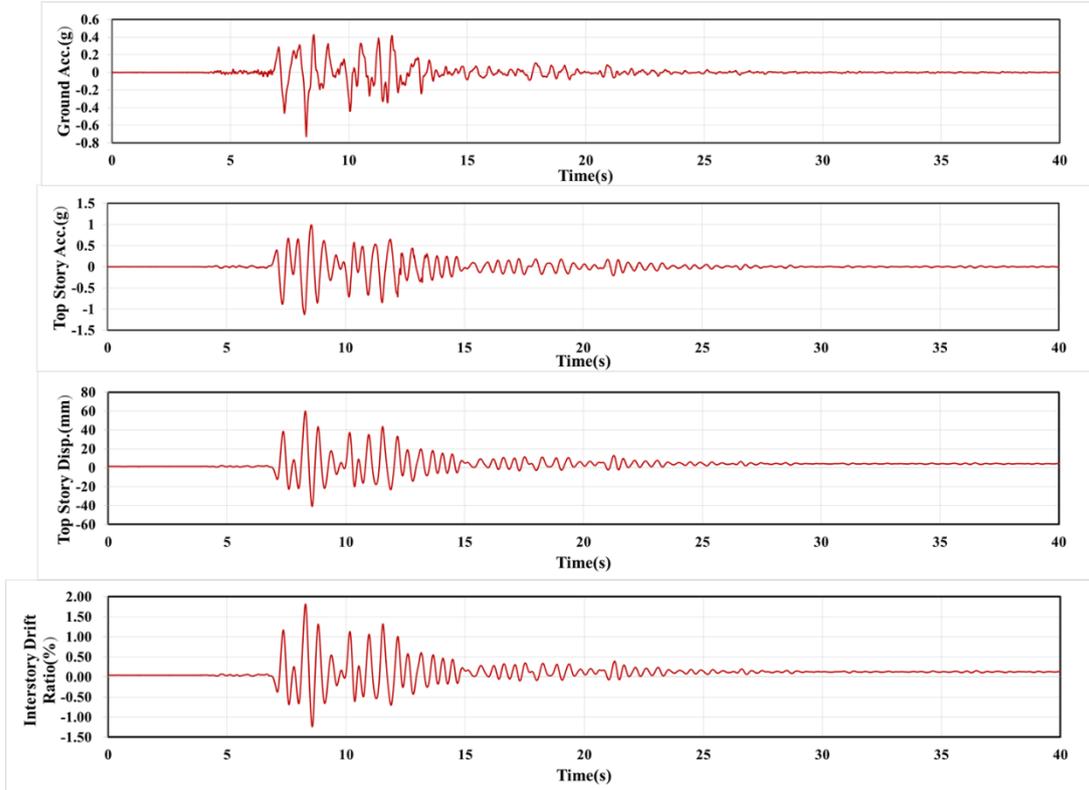


圖 6-20 未火害鋼構實驗屋於 KB 0.6g 地震波作用下之結構反應

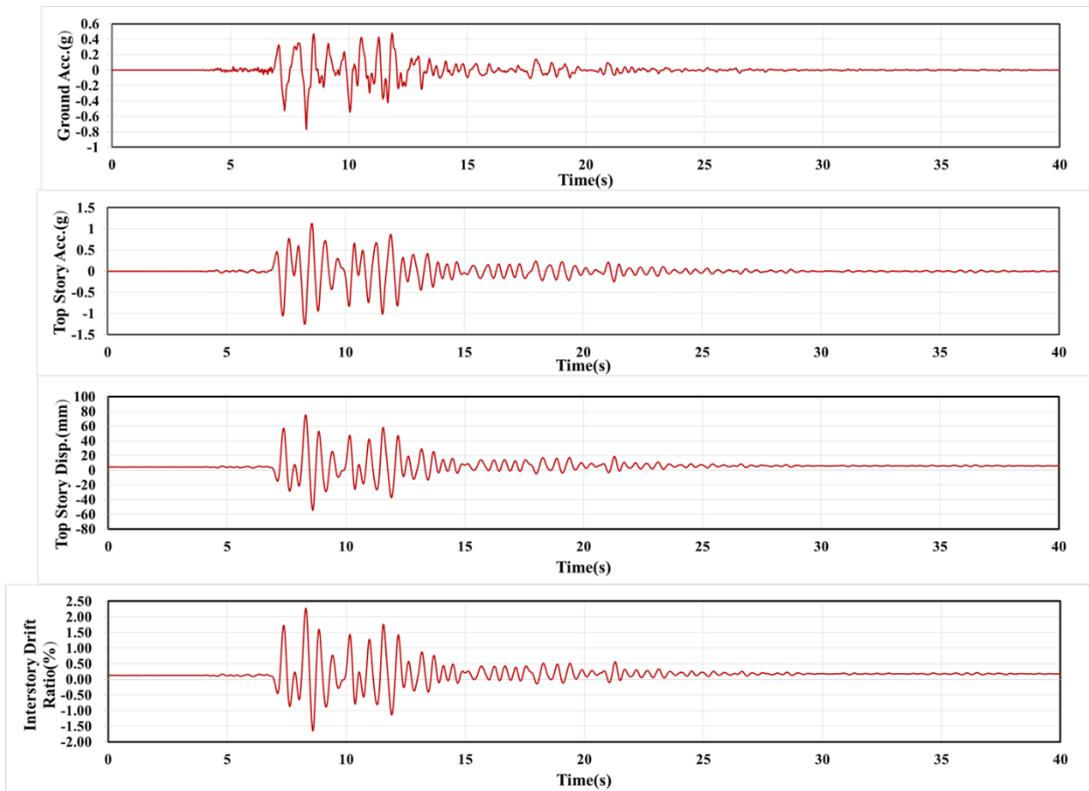


圖 6-21 未火害鋼構實驗屋於 KB 0.7g 地震波作用下之結構反應

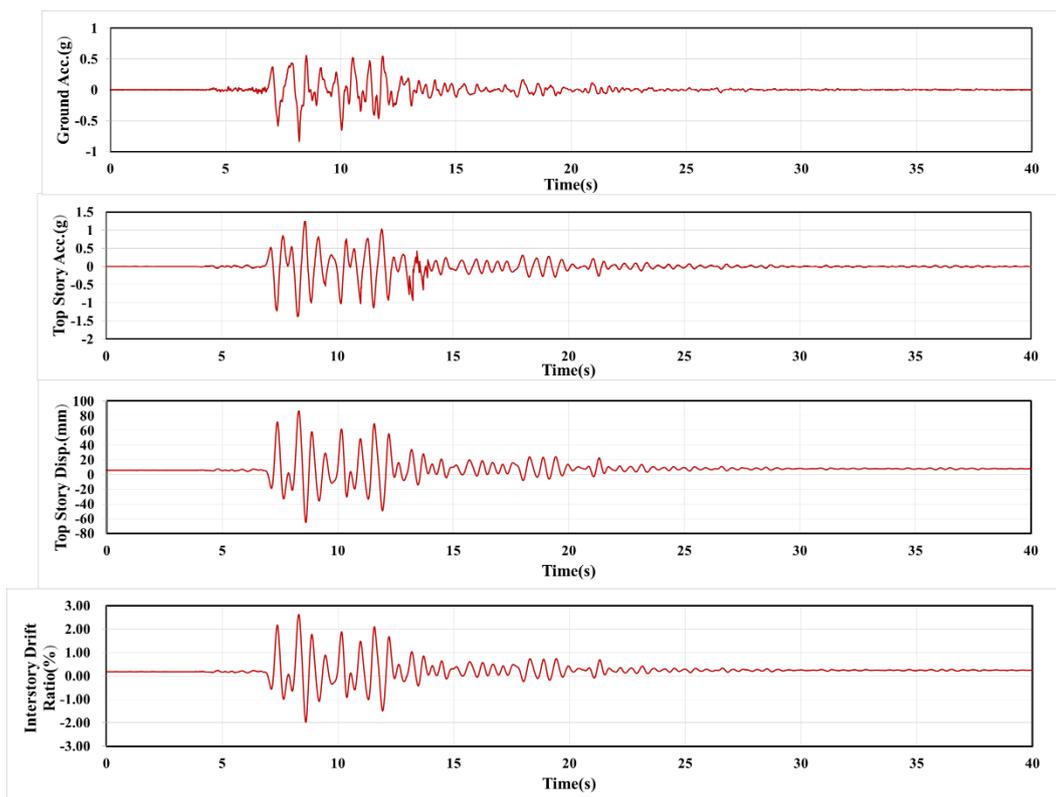


圖 6-22 未火害鋼構實驗屋於 KB 0.8g 地震波作用下之結構反應

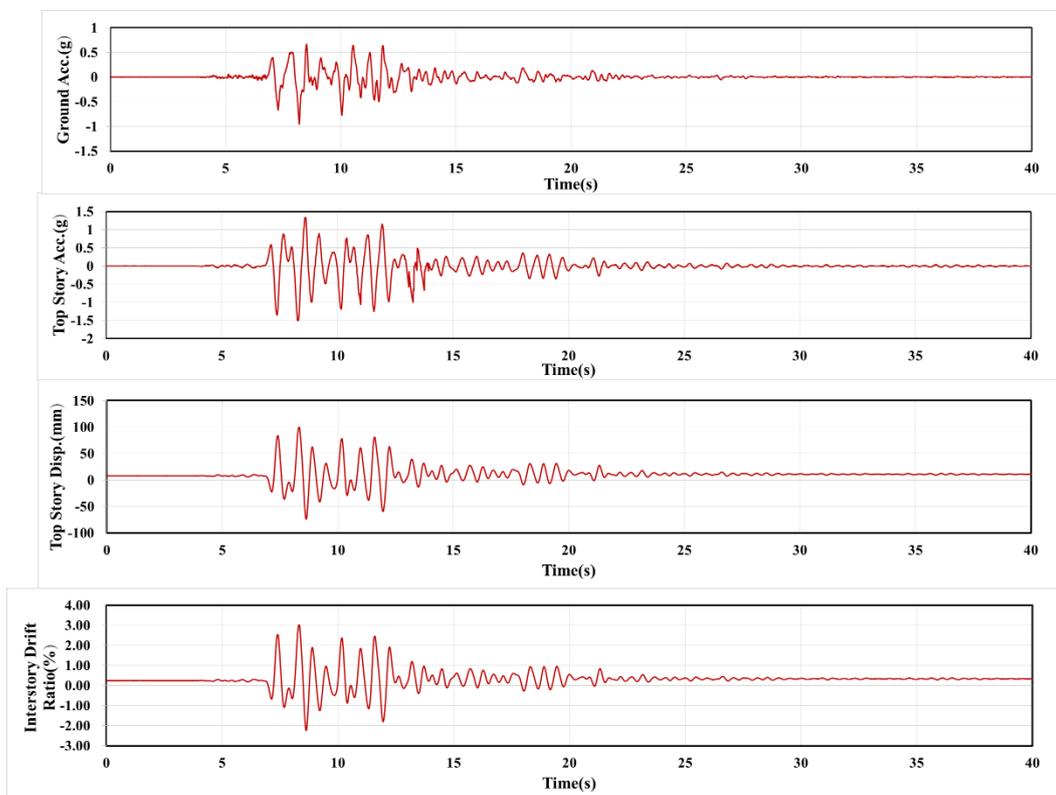


圖 6-23 未火害鋼構實驗屋於 KB 0.9g 地震波作用下之結構反應

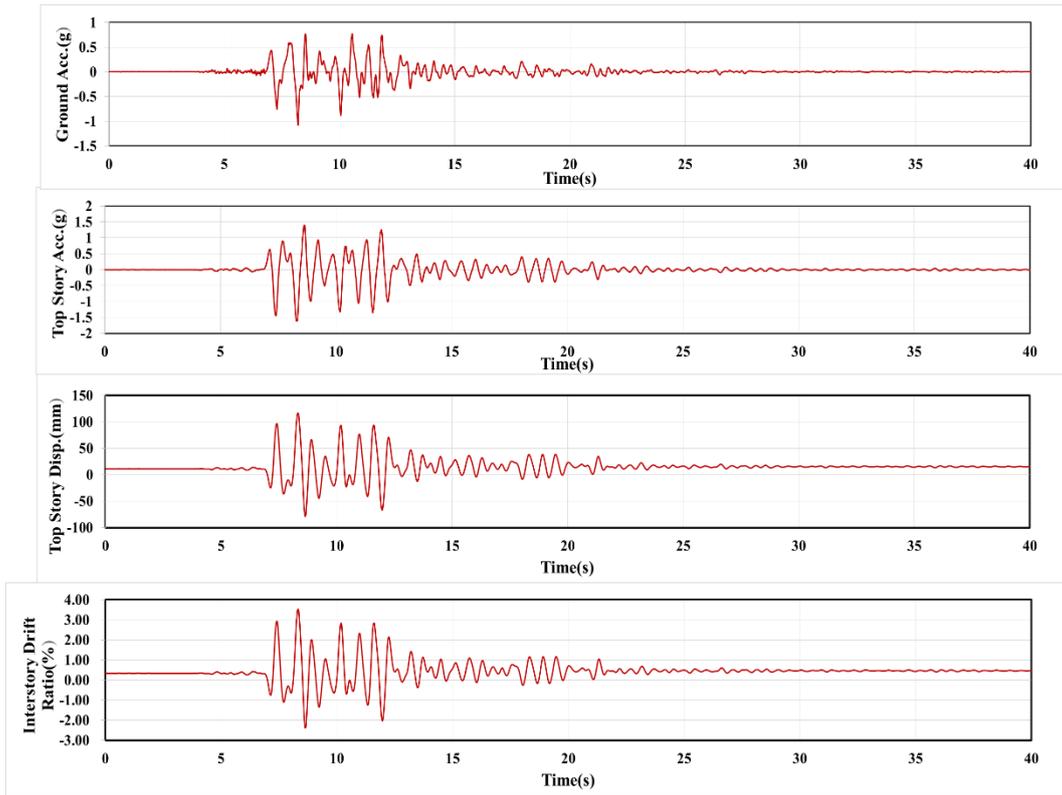


圖 6-24 未火害鋼構實驗屋於 KB 1.0g 地震波作用下之結構反應

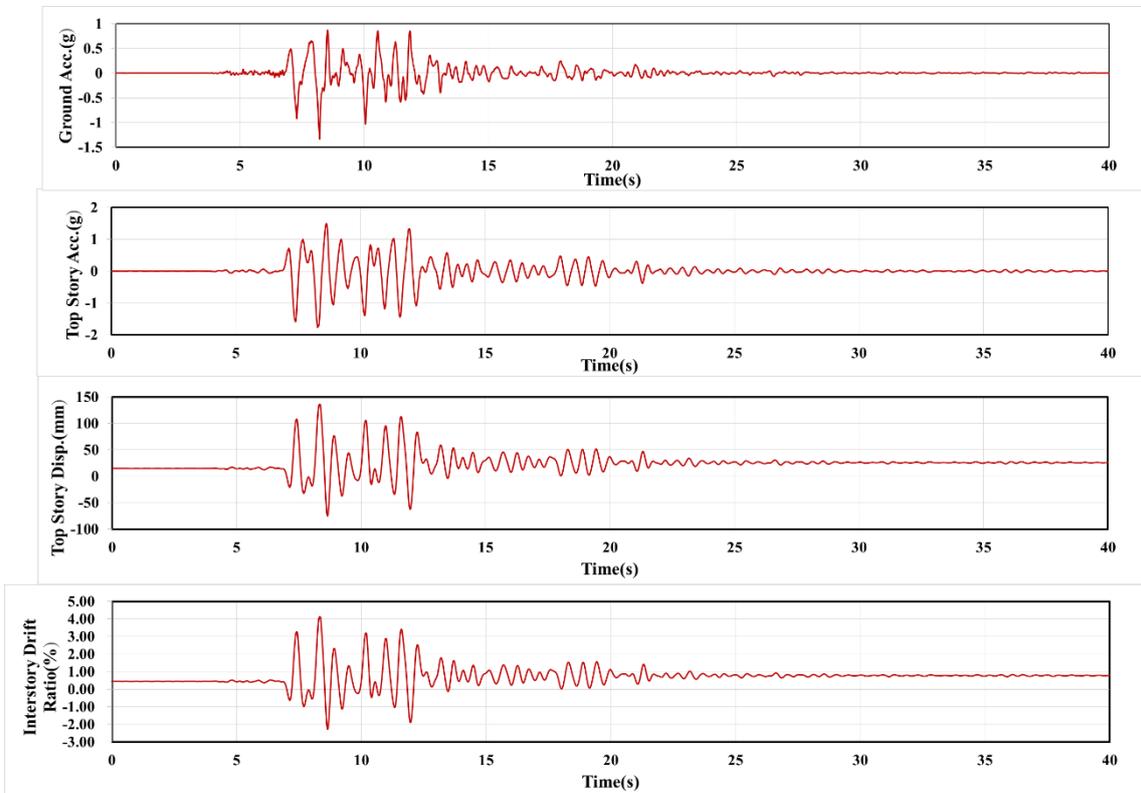


圖 6-25 未火害鋼構實驗屋於 KB 1.15g 地震波作用下之結構反應

6.3.4 未火害鋼構實驗屋於振動台實驗後之損害情形

本節探討未火害鋼構實驗屋於各地震波作用後之損害情形，逐將各地震波作用後之構件照片比較，照片如圖 6-26、圖 6-27 所示為東南邊大梁下翼板於各地震波作用後之損壞情形，結果顯示，大梁下翼板於 KB 0.6g 地震波以前，其表面掉漆狀況並不明顯，於 KB 0.6g 地震波之後，觀察到於梁柱交接處中心逐漸發展出 V 字型白漆掉落線延伸至大梁之圓弧切削處，說明 RBS 接頭於地震過程其梁柱交接處中心可能相較兩端產生較大應力。照片如圖 6-28、圖 6-29 所示為東南邊鋼柱柱底於各地震波作用後之損壞情形，結果顯示，鋼柱於地震波後整體掉漆情形並不明顯，亦難以觀察出肢材有局部挫屈發生，於 KB 0.9g 地震波之後，才可觀察到其北面翼板內側表面出現掉漆情形，南面翼板內側表面則無出現掉漆情形。

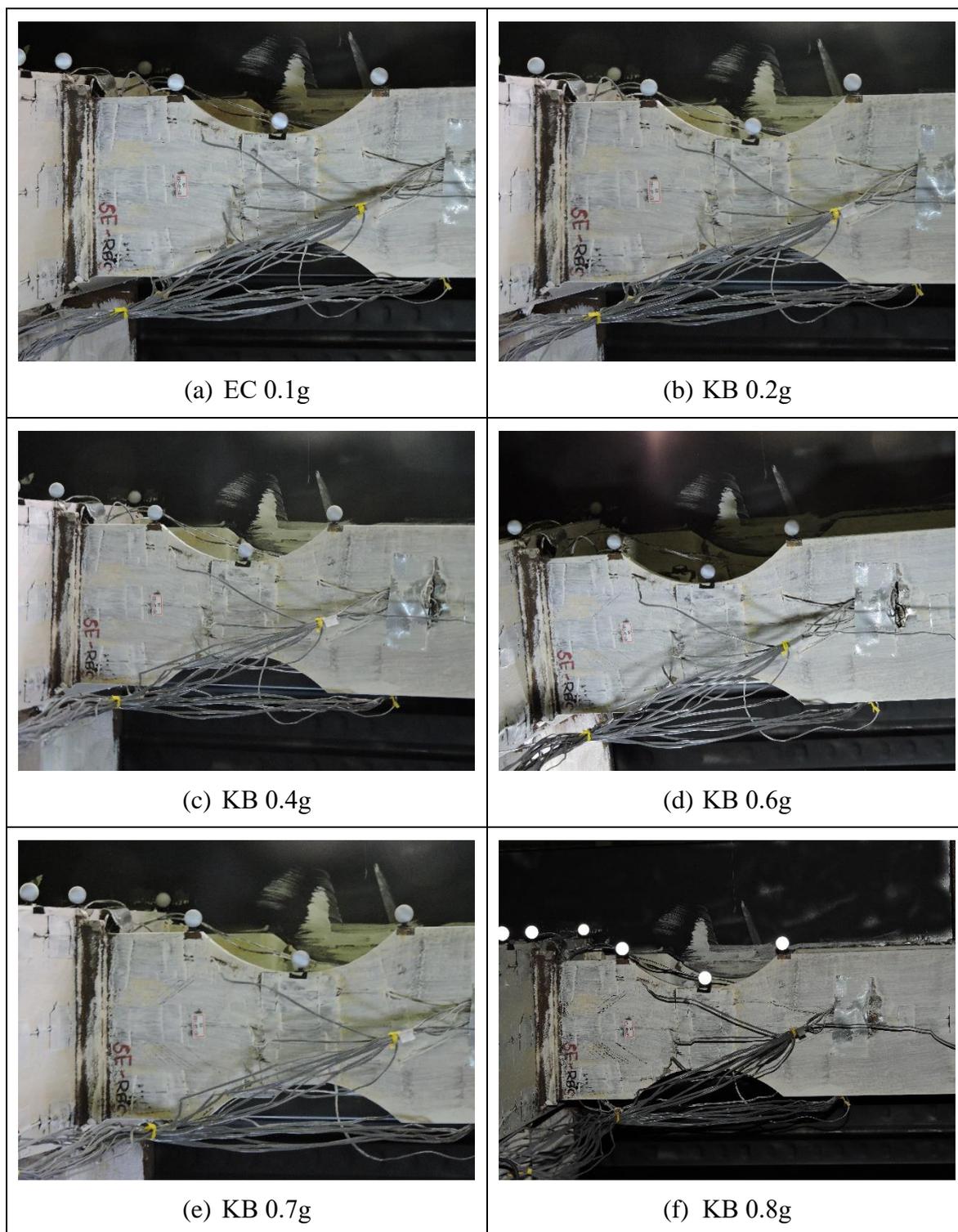


圖 6-26 未火害鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊大梁下翼板損壞情形
(EC 0.1g~KB 0.8g)

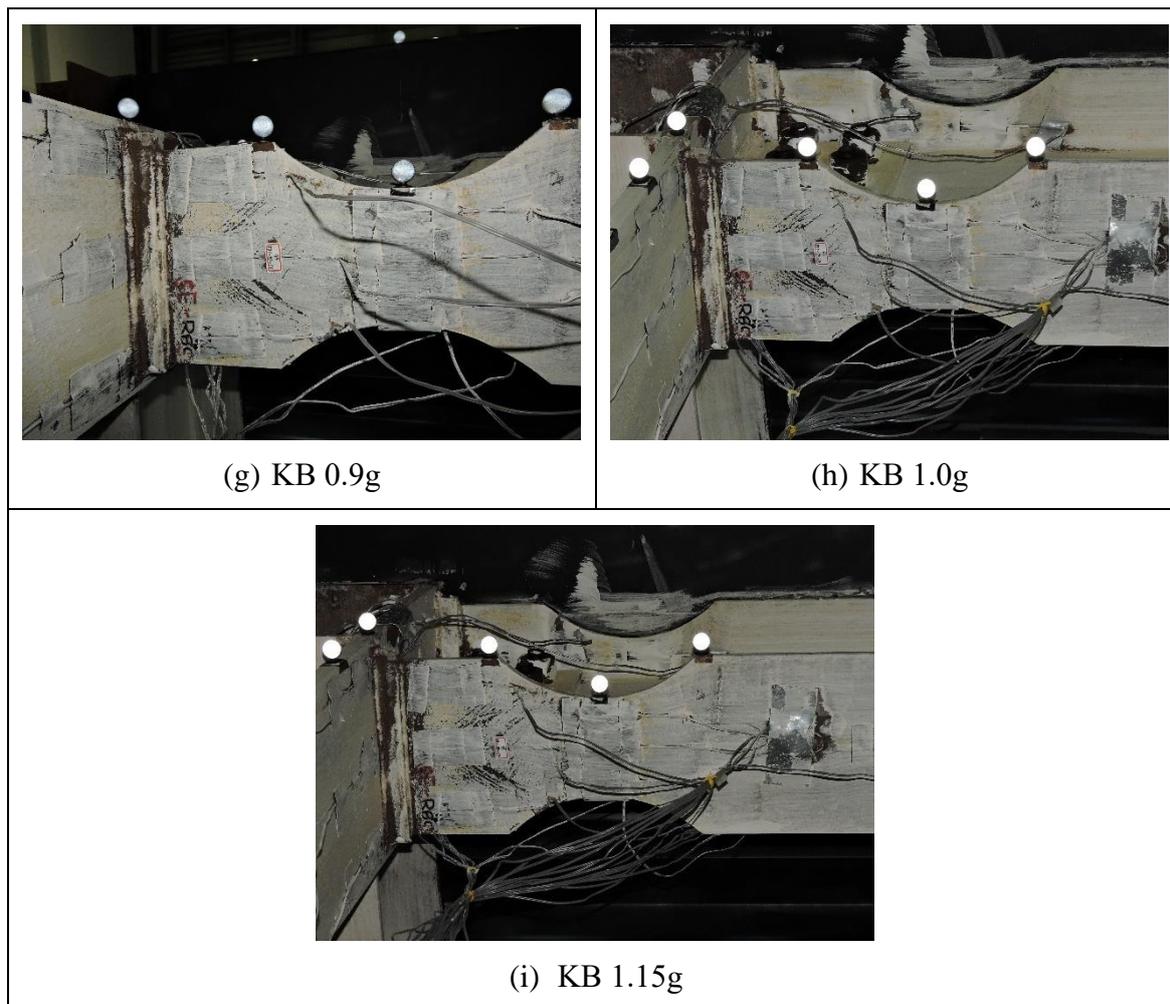


圖 6-27 未火害鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊大梁下翼板損壞情形
(KB 0.9g~KB 1.15g)

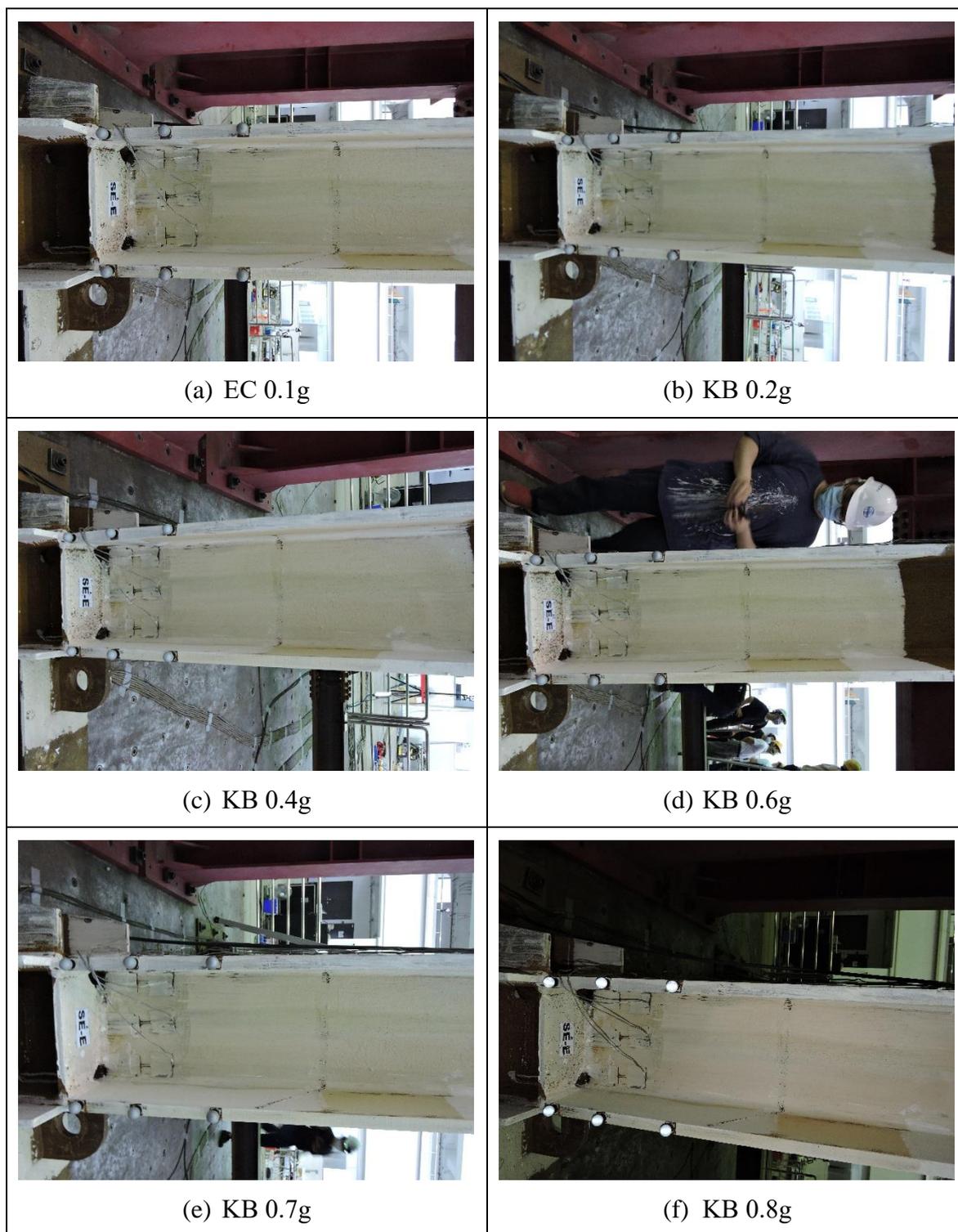


圖 6-28 未火害鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊鋼柱柱底損壞情形(EC 0.1g~KB 0.8g)

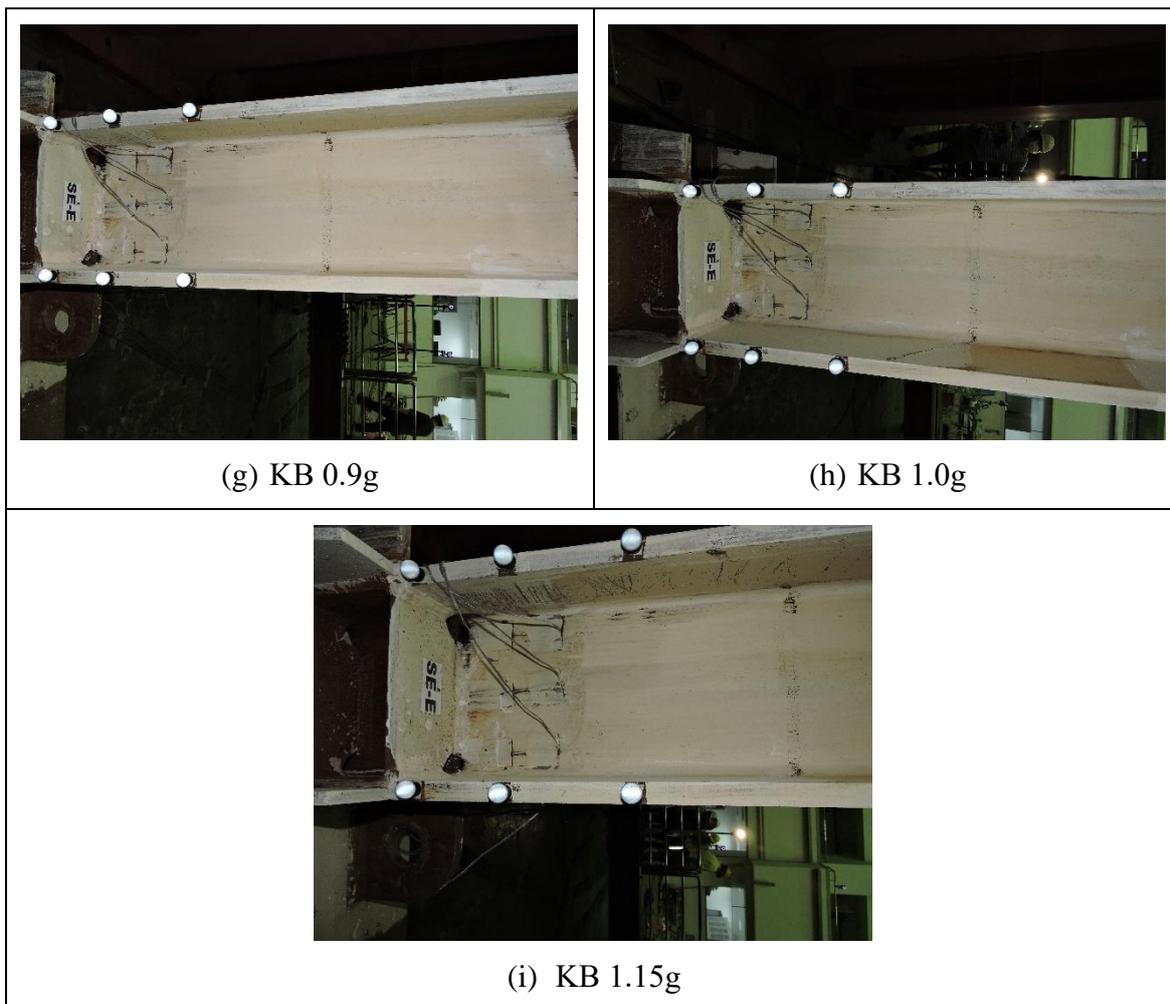


圖 6-29 未火害鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊鋼柱柱底損壞情形(KB 0.9g~KB 1.15g)

第4節 火害後鋼構實驗屋振動台實驗結果

本節說明研究團隊於 2022 年 5 月 27 日進行之火害後鋼構實驗屋於 NCREE 臺南實驗室之振動台實驗結果，包含預期進行之測試地震波與實驗量測得到之實際地震波差異，及鋼構實驗屋於各白噪音訊號測試後進行系統識別之結果，並探討鋼構實驗屋於各地震波下之結構反應與經歷各地震波後之損害情形。

6.4.1 火害後鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波差異

本研究規劃進行十組測試地震波之振動台實驗，然而受到振動台精度控制限制及實驗過程中制動器需即時補償鋼構實驗屋因共振產生的額外側向力，難以產生完全相同於預期進行之測試地震波，故透過於振動檯面上安裝編號為 ACC-B 之加速規取得實際實驗之地表加速度歷時，探討其與預期進行之測試地震波之差異，實際實驗量測得到地震波與預期進行之測試地震波之波形比較如圖 6-30、圖 6-31、圖 6-32 所示，結果顯示，量測得到 Kobe, KJMA EW 地震波之波形與預期地震波之波形大致相符，然而於加速度振幅較大處其波形差異較為明顯，可觀察到 8.2 秒處及 8.6 秒處之加速度峰值皆超出預期地震波之加速度峰值；量測得到 El Centro NS 地震波之波形與預期地震波之波形大致相符，然而於 10 秒至 14 秒間其波形差異較為明顯，預期地震波之 PGA 發生時機為第一個峰值處 10.77 秒，量測得到 El Centro NS 地震波之 PGA 發生時機為第二個峰值處 13.45 秒。為方便比較量測地震波與預期地震波之最大加速度差異，本研究逐將量測得到地震波之 PGA 與預期進行測試地震波之 PGA 整理於表 6-9 結果顯示，量測得到 Kobe, KJMA EW 地震波之 PGA 皆相較於預期地震波之 PGA 大，量測得到 Kobe, KJMA EW 地震波其 PGA 差異約在 10%至 20%間，於 KB 1.15g 地震波其差異則約為 15.97%；量測得到 El Centro NS 地震波之 PGA 則相較預期地震波之 PGA 縮小 8.48%

本研究並進一步將地震波轉換成阻尼比為 2%之擬加速度反應譜進行比較如圖 6-33、圖 6-34 所示，探討其對結構反應之影響，結果顯示，量測得到 Kobe, KJMA EW 地震波最大擬加速度反應之共振週期相較預期地震波最大擬加速度反應之共振週期，由 0.35 秒延後至約 0.7 秒處，在共振週期 0.1 秒至 0.5 秒間之擬加速度反應與預期地震波之擬加速度反應亦稍有差異，其餘共振週期之擬加速度反應與預期地震波之擬加速度反應較為相近；量測得到 El Centro NS 地震波最大擬加速度反應之共振週期與預期地震波最大擬加速度反應之共振週期接近，其週期皆為 0.55 秒，而在共振週期 0.03 秒至 0.07 秒間兩者之擬加速度反應稍有差異，量測得到 El Centro NS 地震波之擬加速度反應較大於預期

地震波之擬加速度反應。

此外，本研究依據中央氣象局 109 年發布之最新地震震度分級方法，逐將振動台實驗量測得到各地震波，依據其 PGA 及 PGV 進行地震震度分級，結果如表 6-10 所示，結果顯示，本研究測試地震波震度皆達 4 級以上，其中 KB 0.2g 地震波屬 5 弱震度、KB 0.4g 地震波屬 5 強震度，KB 0.6g 地震波至 KB 0.8g 地震波屬 6 弱震度，KB 0.9g 地震波至 KB 1.15g 地震波則屬 6 強震度。

表 6-9 火害後鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之 PGA 差異

測試地震波	PGA (g)		相對差異(%)
	預期地震波	量測地震波	
KB 0.1g	0.10	0.11	13.59
EC 0.1g	0.10	0.09	-8.48
KB 0.2g	0.20	0.24	19.01
KB 0.4g	0.40	0.48	19.62
KB 0.6g	0.60	0.68	13.11
KB 0.7g	0.70	0.82	17.45
KB 0.8g	0.80	0.89	11.41
KB 0.9g	0.90	1.05	17.01
KB 1.0g	1.00	1.13	12.63
KB 1.15g	1.15	1.33	15.97

表 6-10 火害後鋼構實驗屋量測得到地震波之地震震度分級

測試地震波	PGA (gal)	PGV (cm/s)	震度分級
KB 0.1g	111	11	4
EC 0.1g	90	9	4
KB 0.2g	234	21	5 弱
KB 0.4g	469	39	5 強
KB 0.6g	666	56	6 弱
KB 0.7g	807	66	6 弱
KB 0.8g	874	76	6 弱
KB 0.9g	1033	85	6 強
KB 1.0g	1105	98	6 強
KB 1.15g	1308	116	6 強

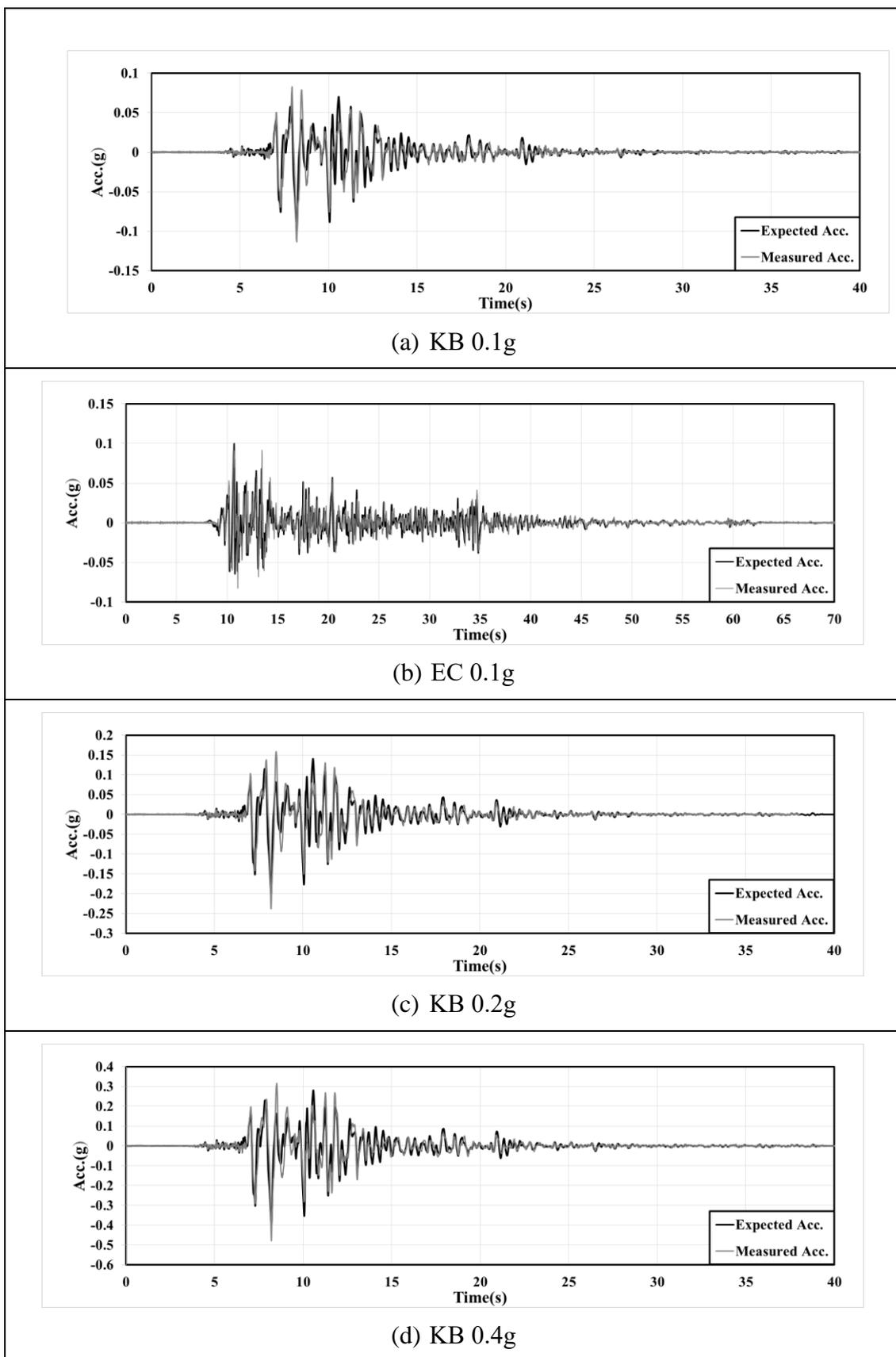


圖 6-30 火害後鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之波形比較
(KB 0.1g ~KB 0.4g)

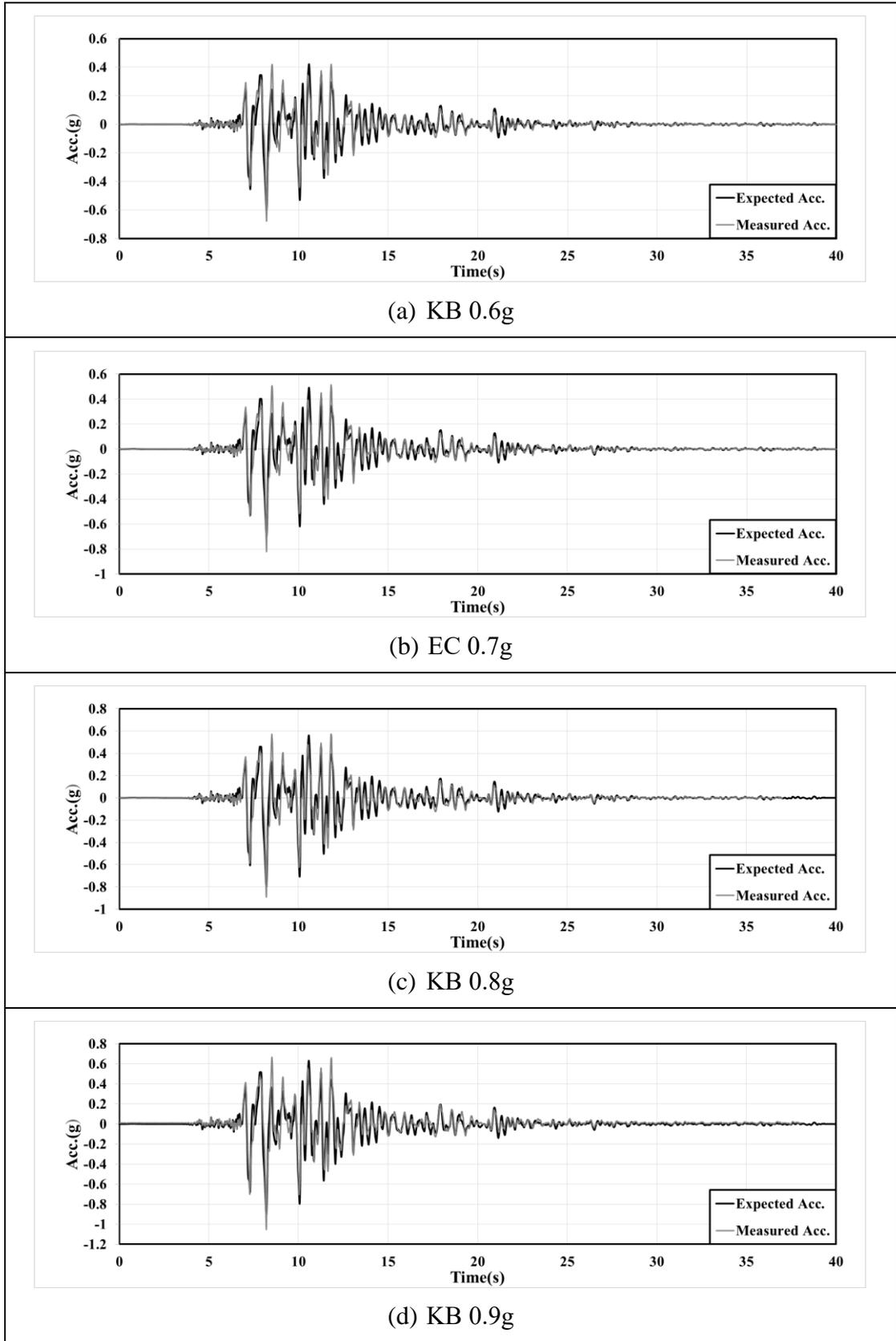


圖 6-31 火害後鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之波形比較
(KB 0.6g ~KB 0.9g)

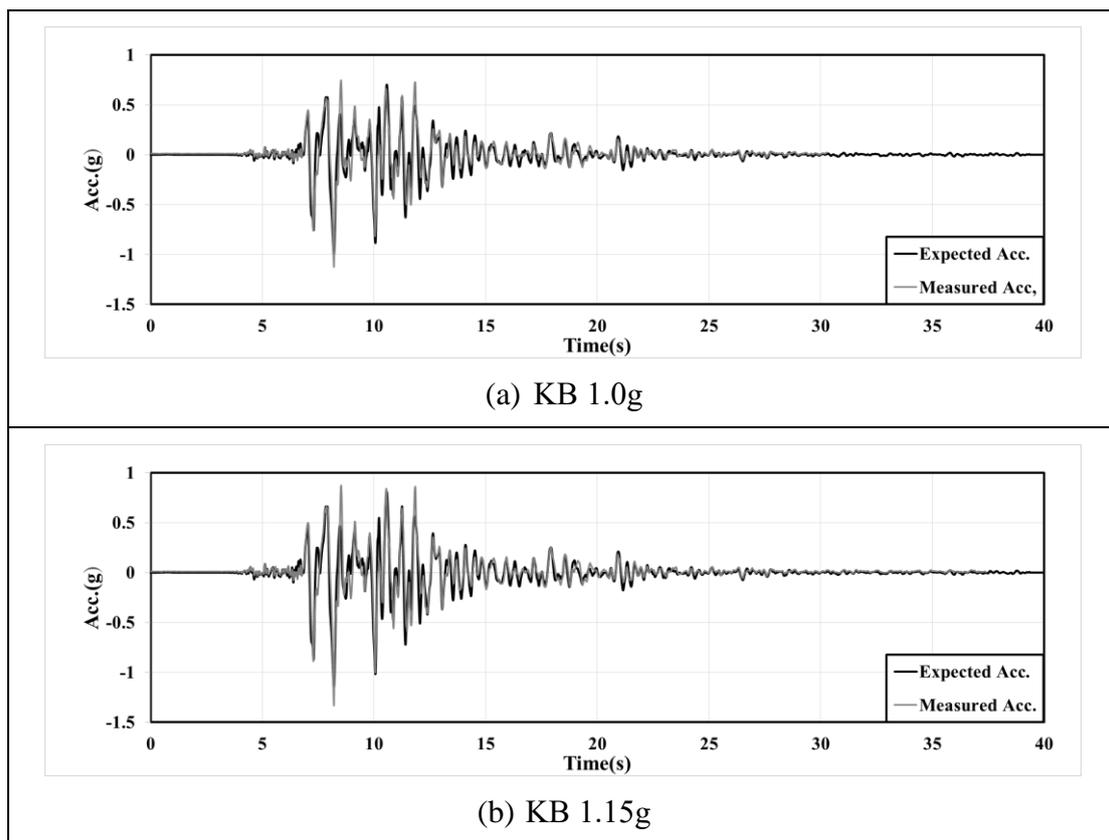


圖 6-32 火害後鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之波形比較
(KB 1.0g ~KB 1.5g)

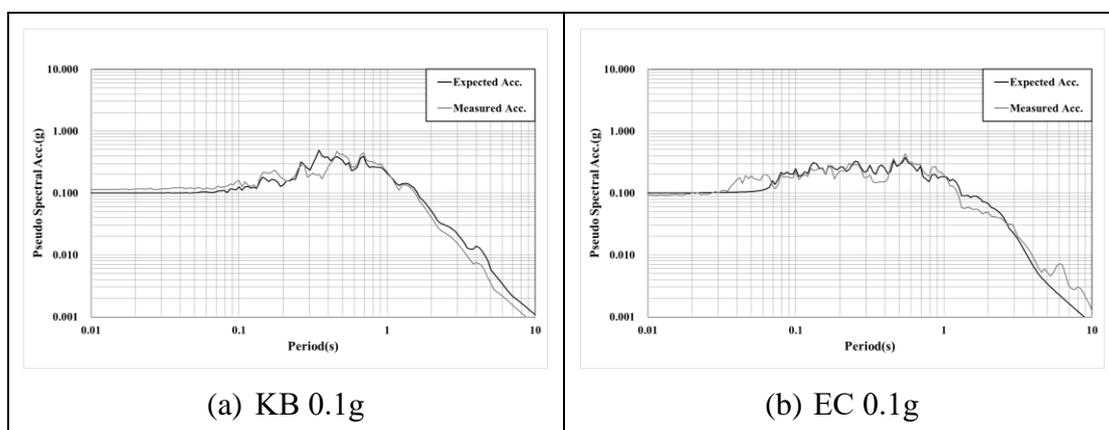


圖 6-33 火害後鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之擬加速度反應比較(KB 0.1g ~EC 0.1g)

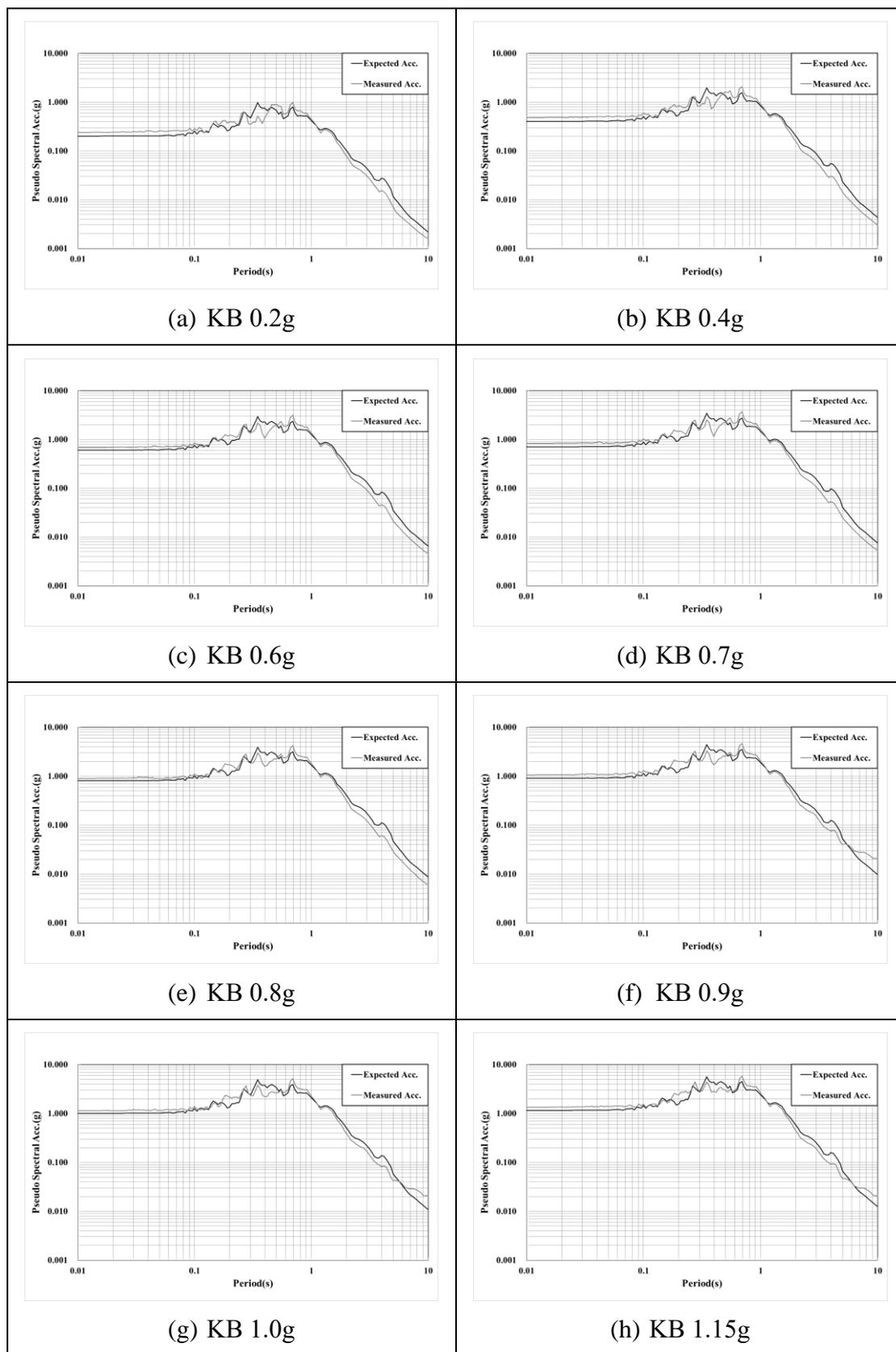


圖 6-34 火害後鋼構實驗屋之量測地震波與預期地震波之擬加速度反應比較(KB 0.2g ~KB 1.15g)

6.4.2 火害後鋼構實驗屋於各白噪實驗之系統識別

本節探討未火害鋼構實驗屋於各測試地震波間之白噪音訊號進行系統識別之結果，本研究對量測得到之樓板加速度與量測得到之地表加速度進行快速傅立葉變換，將時域之加速度歷時轉換成頻率域之頻譜，並透過兩者比値之頻譜如圖 6-35、圖 6-36 所示，進行頻譜分析，其振幅最大値對應之頻率為結構之自然頻率，逐將各白噪音訊號實驗求得之自然頻率與自然週期整理於表 6-11，結果顯示，未火害鋼構實驗屋於振動台實驗前之自然週期約為 0.37 秒，隨著測試地震波之 PGA 增大，結構進入塑性變形程度增加，其自然週期有延長趨勢，最後一筆測試地震波之振動台實驗完成後之自然週期約為 0.41 秒，相較未受震前鋼構實驗屋之自然週期延長 11%。

本研究進一步採用半功率法，於頻譜上自然頻率對應之 0.707 倍振幅處取得兩半功率點分別為 f_1 及 f_2 ，並透過(式 6-1)可求得自然頻率對應之等值阻尼比，其結果整理於表 6-12，結果顯示，未火害鋼構實驗屋於振動台實驗前之等值阻尼比約為 0.03，最後一組測試地震波之振動台實驗完成後之等值阻尼比約為 0.02。

表 6-11 火害後鋼構實驗屋於各白噪實驗之自然頻率與週期識別結果

白噪訊號	自然頻率(Hz)	自然週期(s)
WN1	2.671	0.374
WN2	2.635	0.379
WN3	2.709	0.369
WN4	2.565	0.390
WN5	2.535	0.394
WN6	2.634	0.380
WN7	2.474	0.404
WN8	2.566	0.390
WN9	2.551	0.392
WN 10	2.467	0.405
WN 11	2.417	0.414

表 6-12 火害後鋼構實驗屋於各白噪實驗之等值阻尼比識別結果

白噪訊號	等值阻尼比
WN1	0.049
WN2	0.022
WN3	0.075
WN4	0.070
WN5	0.038
WN6	0.031
WN7	0.028
WN8	0.061
WN9	0.078
WN10	0.057
WN 11	0.062

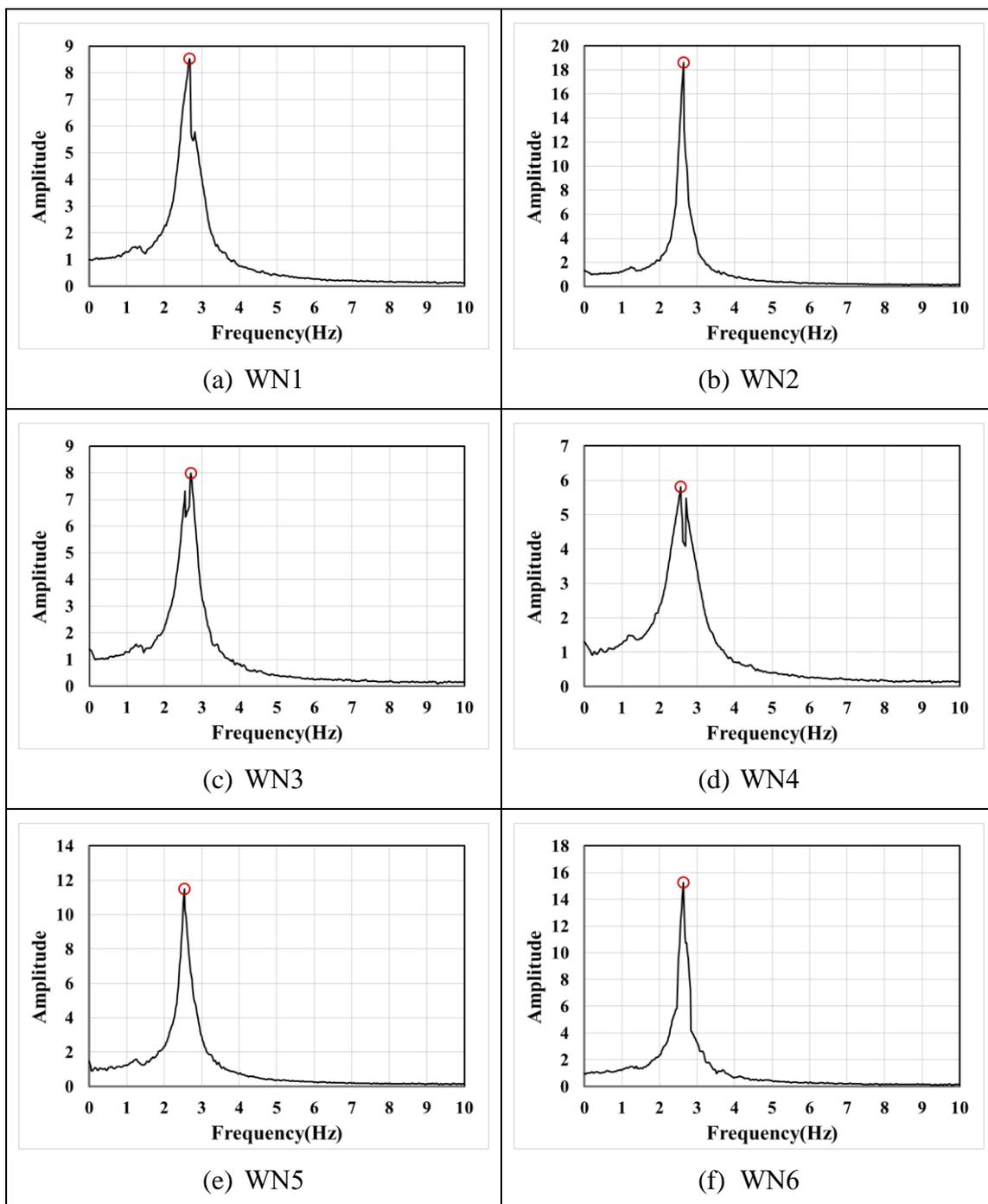


圖 6-35 火害鋼構實驗屋之系統識別結果(WN1~WN6)

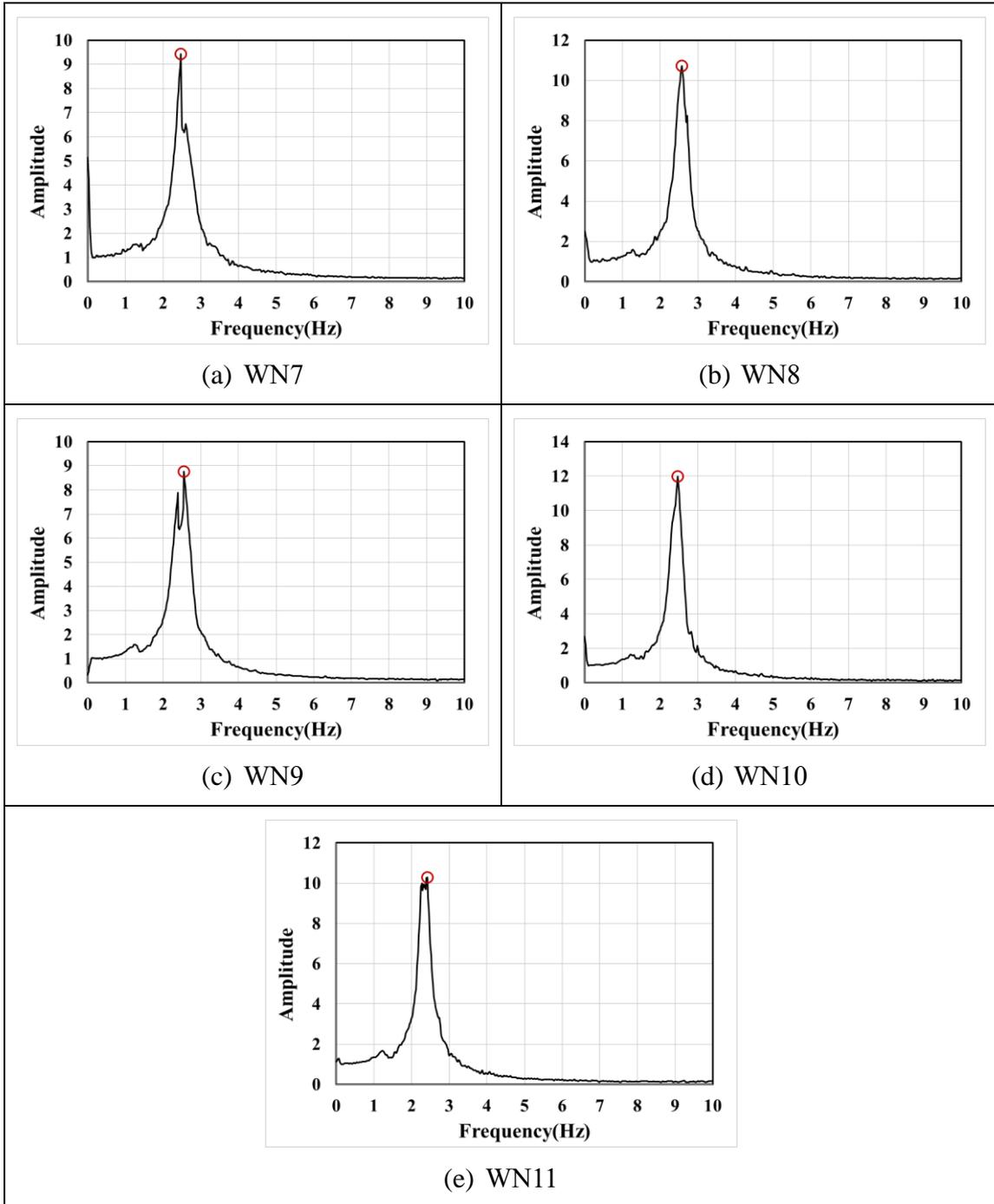


圖 6-36 火害後鋼構實驗屋之系統識別結果(WN7~WN11)

6.4.3 火害後鋼構實驗屋於各地震波下之結構行為

本節探討火害後鋼構實驗屋於地震波作用下之結構行為，逐將各地震波之樓板加速度、樓板位移及層間位移角等結構反應與地表加速度歷時排列比較，其中樓板加速度採用佈置於南面樓板中央處編號為 ACC-TF-S 之加速規量測之加速度歷時，於 KB 0.4g、測試地震波，因 ACC-TF-S 量測到之資料異常，採用編號為 ACC-TF-SW 及 ACC-TF-NE 之加速規量測之加速度歷時平均後作為樓板加速度；樓板位移則採用實驗記錄較完整之編號為 DIS-SW 之位移計量測之位移歷時，如圖 6-37 至圖 6-46 所示，結果顯示，各結構反應波形與地表加速度波形相似，且結構反應最大值發生時機與 PGA 發生時機相近，然而其曲線轉折處相較地表加速度平滑。

本研究進一步探討火害後鋼構實驗屋於各地震波作用下之樓板最大加速度與 PGA 比較，並透過樓板最大加速度與 PGA 之比值求得結構於各地震波作用下之加速度放大係數，逐將結果整理於表 6-13，結果顯示，火害後鋼構實驗屋於 KB 0.1g 地震波作用下之加速度放大係數約為 1.82，隨著測試地震波之 PGA 增大，結構進入塑性變形程度增加，其加速度放大係數逐漸減少，最後一筆測試地震波 KB 1.15g 地震波作用下之加速度放大係數約為 1.30，相較第一筆測試地震波作用下之加速度放大係數縮小 29%。

各地震波作用下之樓板最大位移及層間位移角整理於表 6-14，結果顯示，火害後鋼構實驗屋於各地震波作用下之樓板最大位移方向均為南向，且於 KB 0.4g 測試地震波作用下達到 1%層間位移角，於 KB 0.7g 測試地震波作用下達到 2%層間位移角，於 KB 1.0g 測試地震波作用下達到 3%層間位移角，於 KB 1.15g 測試地震波作用下達到 4%層間位移角，滿足未火害鋼構實驗屋於振動台實驗應達到 4%層間位移角之實驗目標。

表 6-13 火害後鋼構實驗屋於各地震波作用下之地表與樓板最大加速度比較

測試地震波	最大加速度 (g)		加速度放大係數
	地表	樓板	
KB 0.1g	0.11	0.21	1.82
EC 0.1g	0.09	0.14	1.54
KB 0.2g	0.24	0.41	1.74
KB 0.4g	0.48	0.80	1.67
KB 0.6g	0.68	1.09	1.61
KB 0.7g	0.82	1.28	1.56
KB 0.8g	0.89	1.39	1.56
KB 0.9g	1.05	1.52	1.45
KB 1.0g	1.13	1.61	1.43
KB 1.15g	1.33	1.74	1.30

表 6-14 火害後鋼構實驗屋於各地震波作用下之樓板最大位移與層間位移角比較

測試地震波	樓板最大位移(mm)		最大層間位移角(%)	
	北	南	北	南
KB 0.1g	4.83	7.02	0.15	0.21
EC 0.1g	4.30	4.74	0.13	0.14
KB 0.2g	10.54	15.51	0.32	0.47
KB 0.4g	23.87	36.61	0.72	1.11
KB 0.6g	41.95	62.24	1.27	1.89
KB 0.7g	47.88	74.07	1.45	2.24
KB 0.8g	57.88	85.42	1.75	2.59
KB 0.9g	62.45	97.55	1.89	2.96
KB 1.0g	69.78	110.89	2.11	3.36
KB 1.15g	72.25	135.32	2.19	4.10

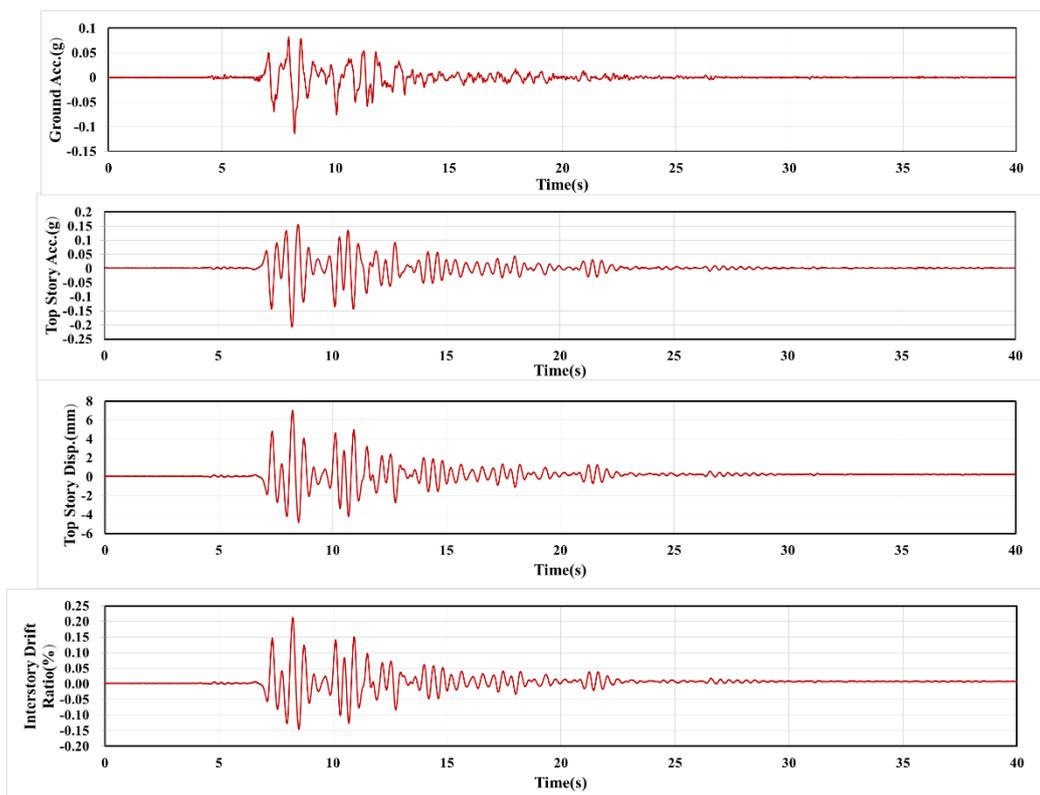


圖 6-37 火害後鋼構實驗屋於 KB 0.1g 地震波作用下之結構反應

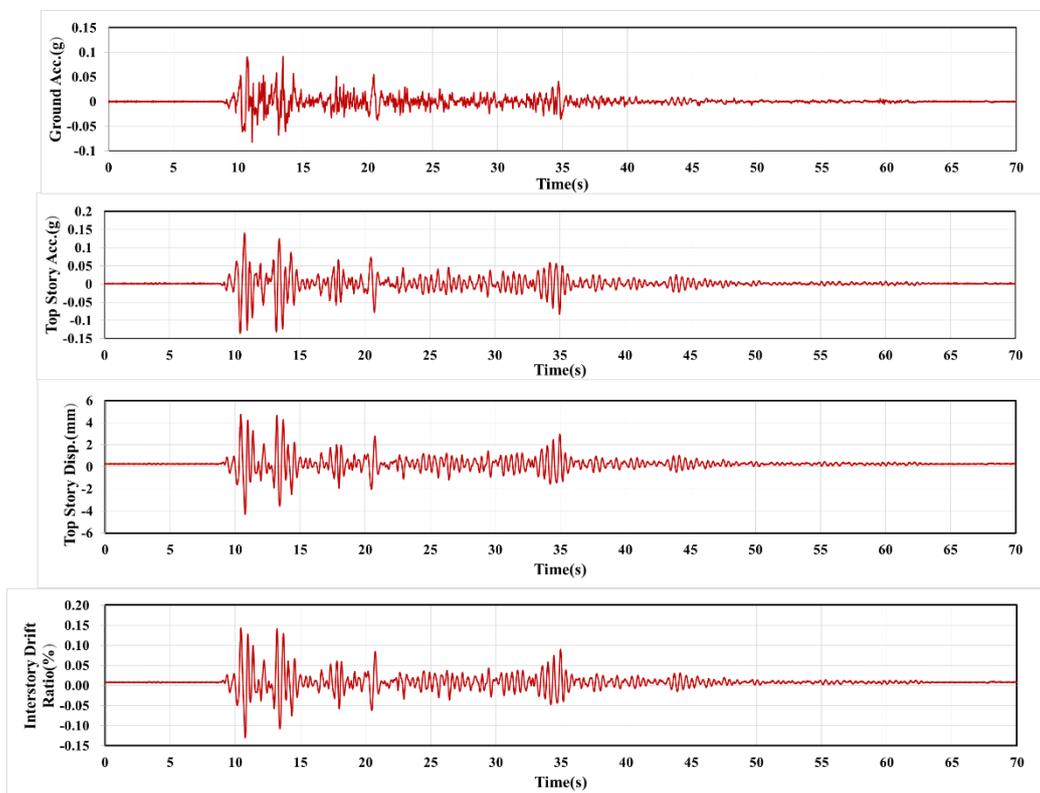


圖 6-38 火害後鋼構實驗屋於 EC 0.1g 地震波作用下之結構反應

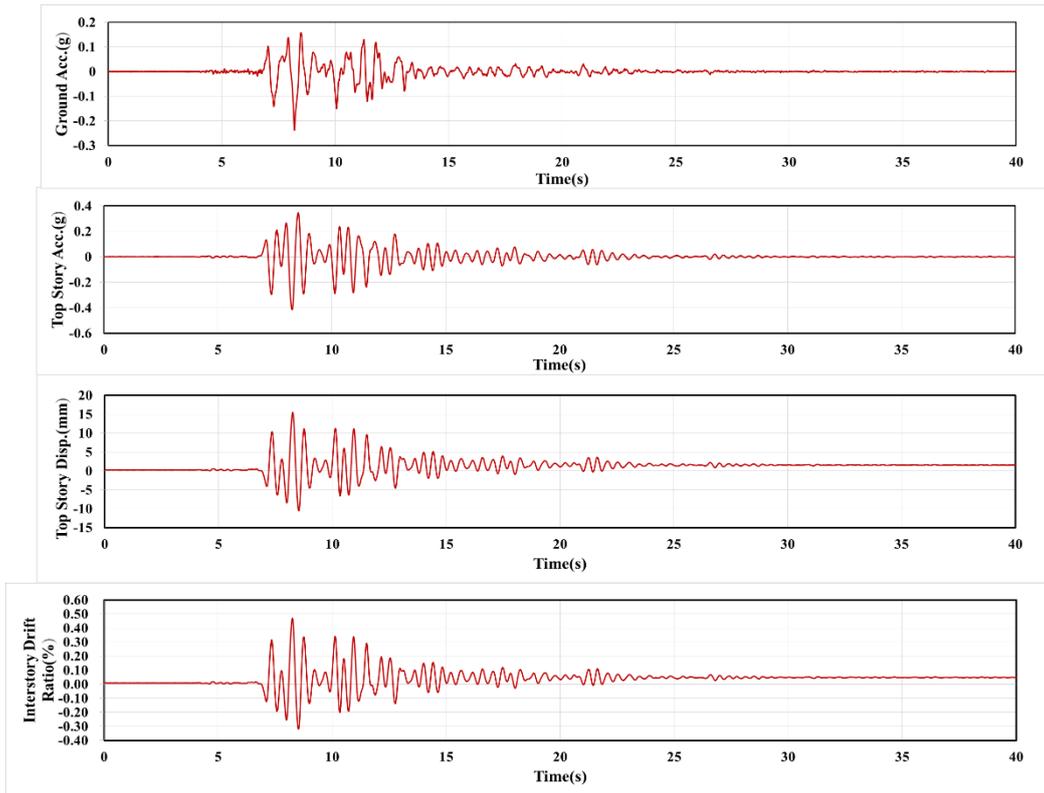


圖 6-39 火害後鋼構實驗屋於 KB 0.2g 地震波作用下之結構反應

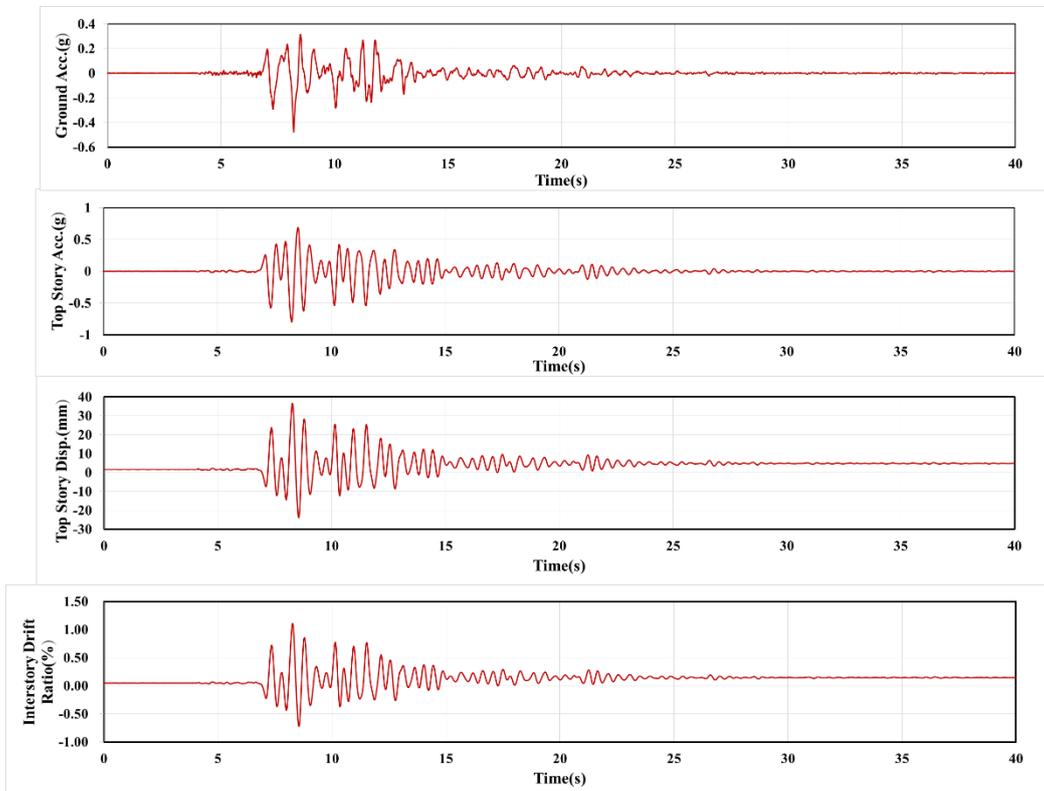


圖 6-40 火害後鋼構實驗屋於 KB 0.4g 地震波作用下之結構反應

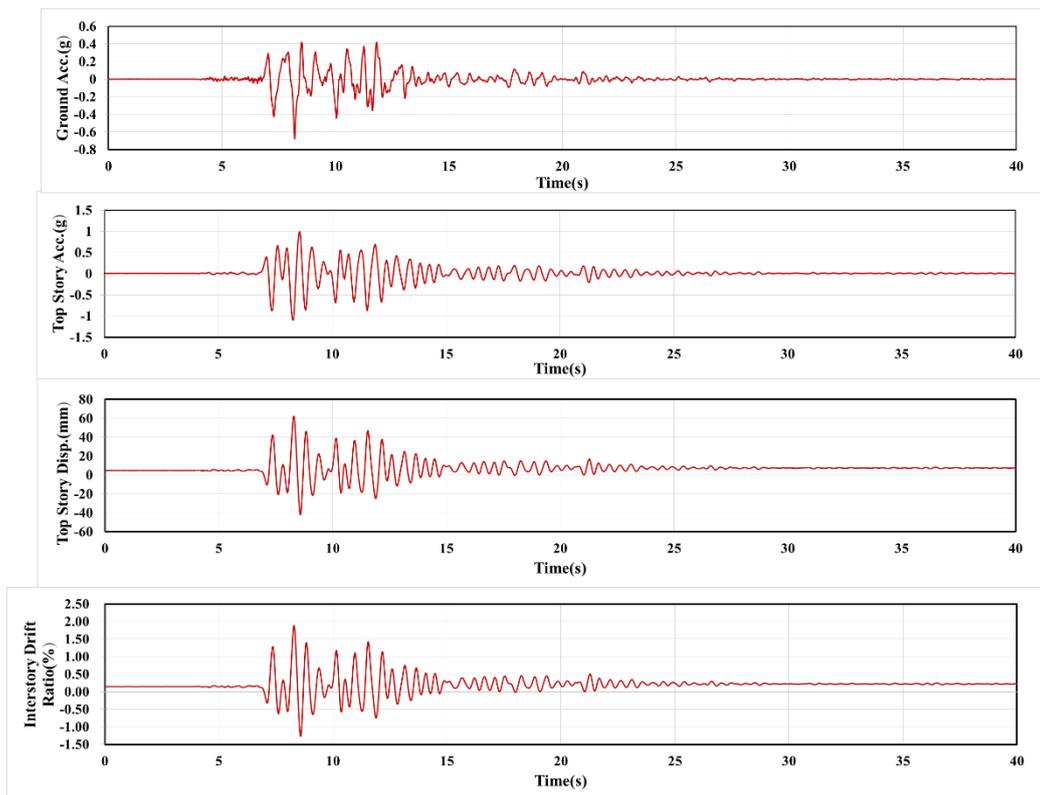


圖 6-41 火害後鋼構實驗屋於 KB 0.6g 地震波作用下之結構反應

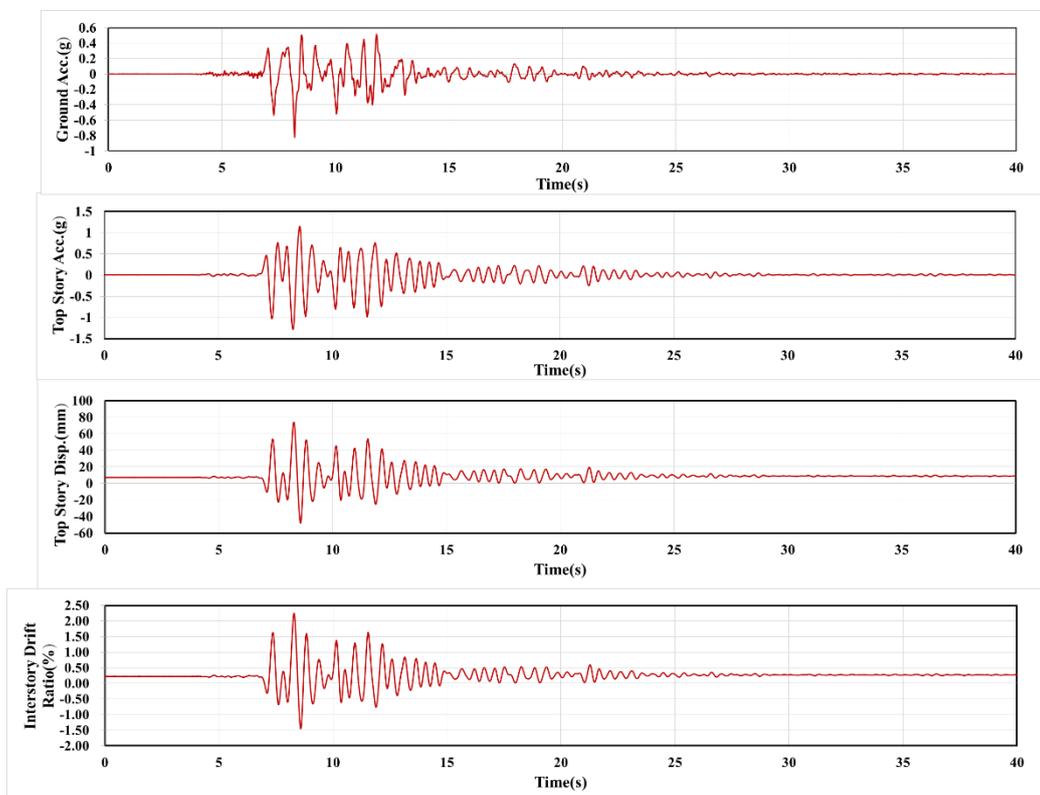


圖 6-42 火害後鋼構實驗屋於 KB 0.7g 地震波作用下之結構反應

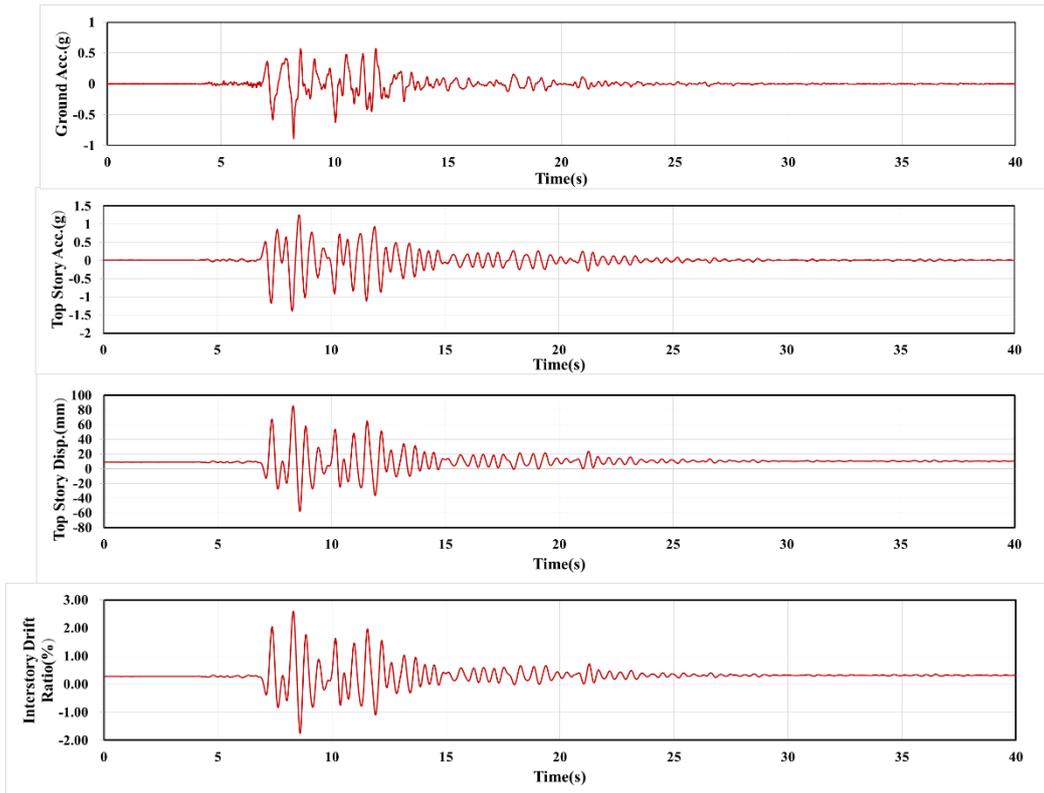


圖 6-43 火害後鋼構實驗屋於 KB 0.8g 地震波作用下之結構反應

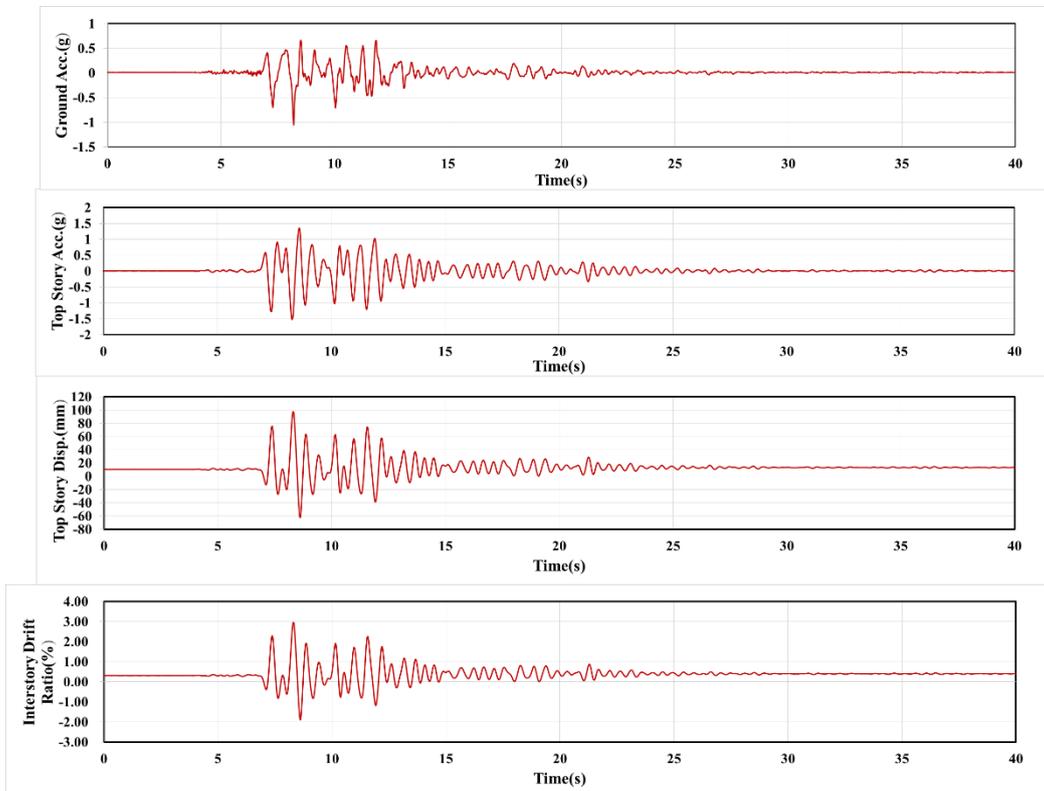


圖 6-44 火害後鋼構實驗屋於 KB 0.9g 地震波作用下之結構反應

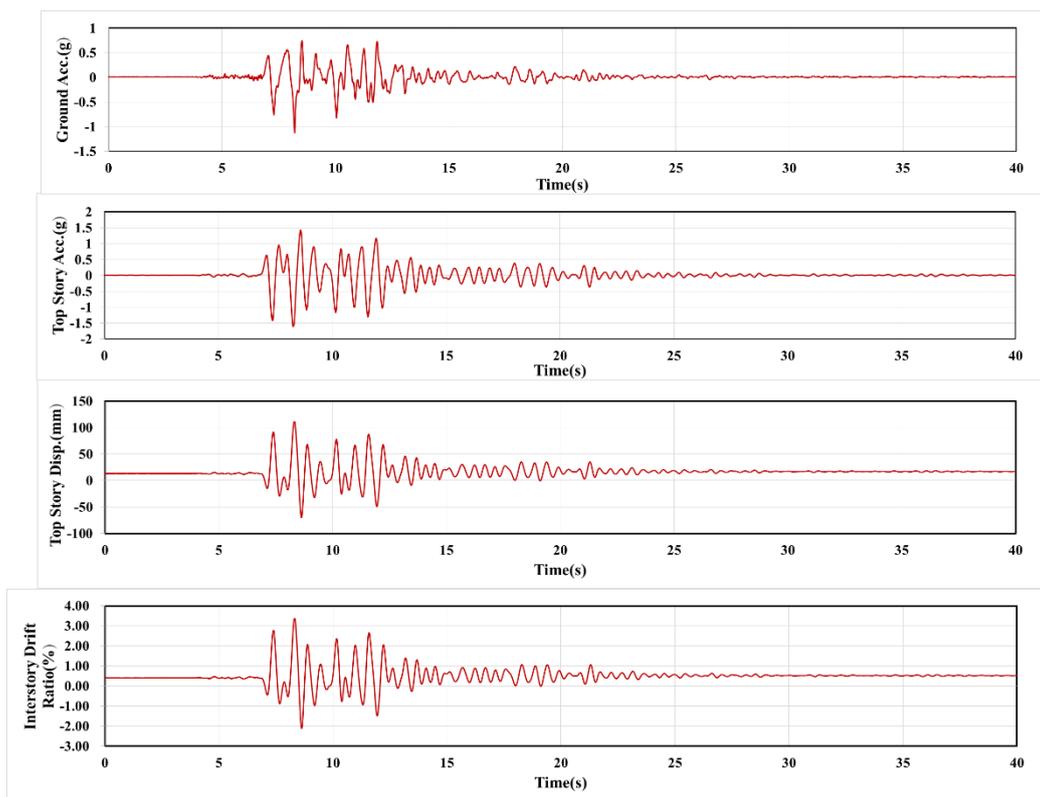


圖 6-45 火害後鋼構實驗屋於 KB 1.0g 地震波作用下之結構反應

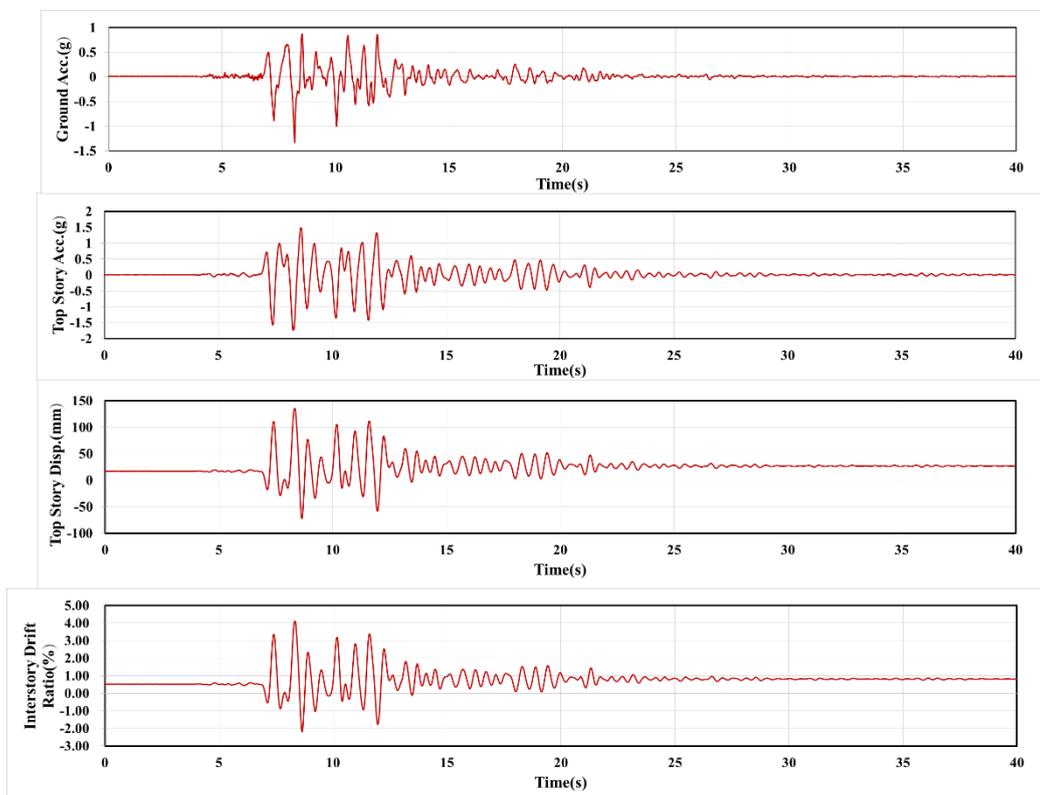


圖 6-46 火害後鋼構實驗屋於 KB 1.15g 地震波作用下之結構反應

6.4.4 火害後鋼構實驗屋於振動台實驗後之損害情形

本節探討未火害鋼構實驗屋於各地震波作用後之損害情形，逐將各地震波作用後之構件照片比較，照片如圖 6-47、圖 6-48 所示為東南邊大梁下翼板於各地震波作用後之損壞情形，結果顯示，大梁下翼板於 KB 0.6g 地震波以前，其表面掉漆狀況並不明顯，於 KB 0.6g 地震波之後，觀察到於梁柱交接處中心逐漸發展出 V 字型白漆掉落線延伸至大梁之圓弧切削處，說明 RBS 接頭於地震過程其梁柱交接處中心可能相較兩端產生較大應力，且隨著地震波 PGA 增加，可觀察到大梁於圓弧切削處產生明顯橫向白漆掉落線，說明大梁之 RBS 可有效發揮其設計功能，限制大梁之塑性鉸產生於斷面切削處。照片如圖 6-49、圖 6-50 所示為東南邊鋼柱柱底於各地震波作用後之損壞情形，結果顯示，鋼柱於地震波後整體掉漆情形並不明顯，亦難以觀察出肢材有局部挫屈發生，於 KB 0.9g 地震波之後，才可觀察到其北面翼板內側表面出現掉漆情形，南面翼板內側表面則無出現掉漆情形。

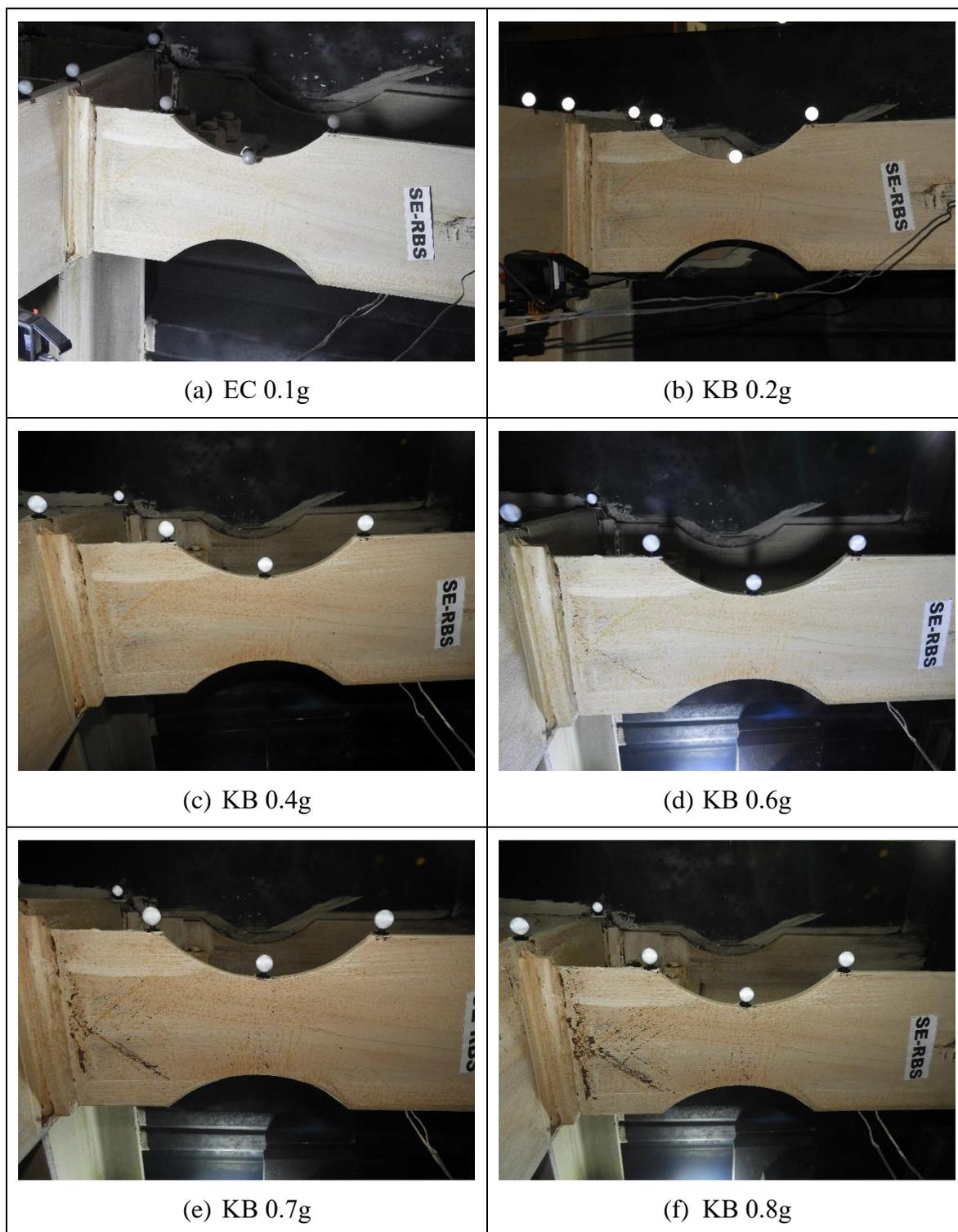


圖 6-47 火害後鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊大梁下翼板損壞情形
(EC 0.1g~KB 0.8g)

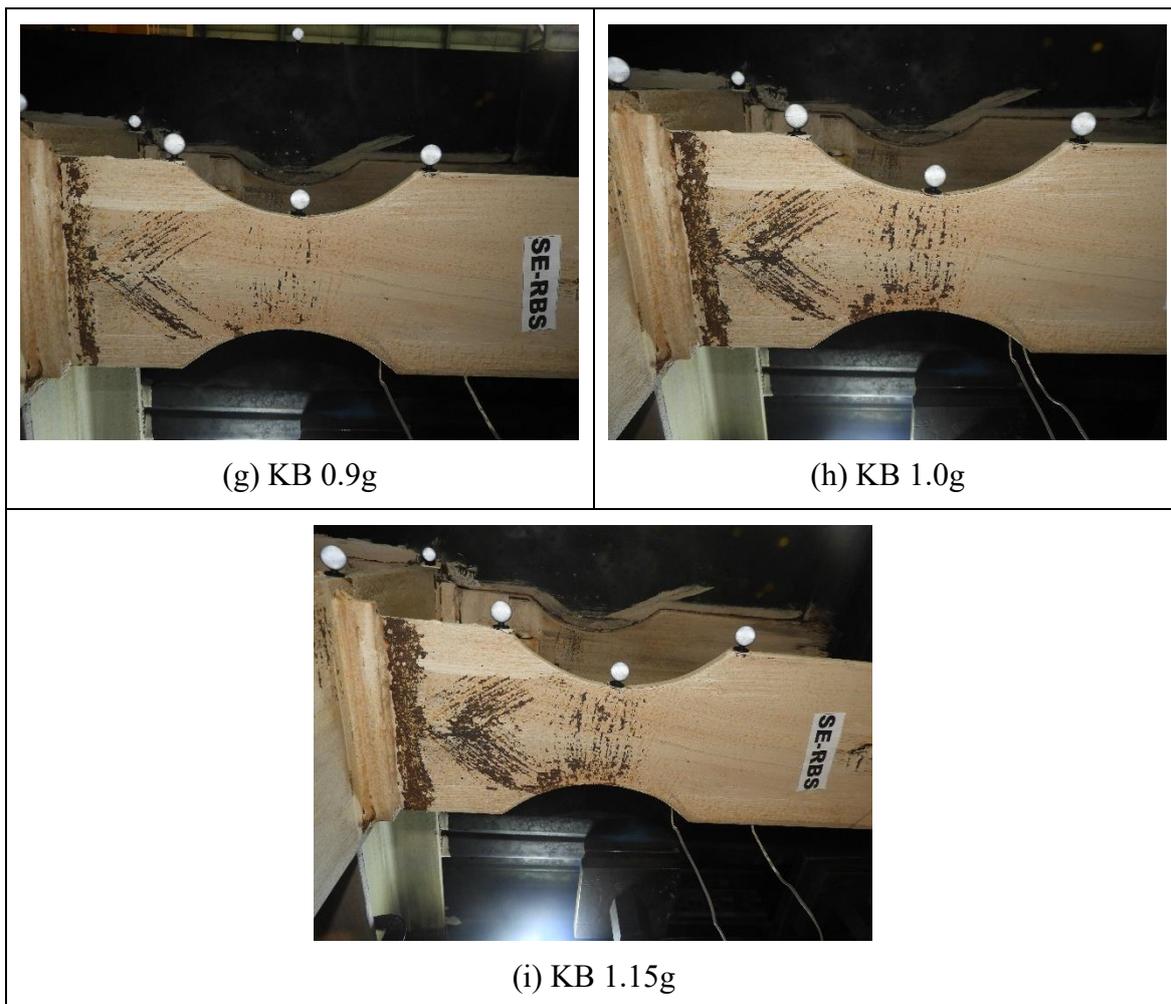


圖 6-48 火害後鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊大梁下翼板損壞情形
(KB 0.9g~KB 1.15g)

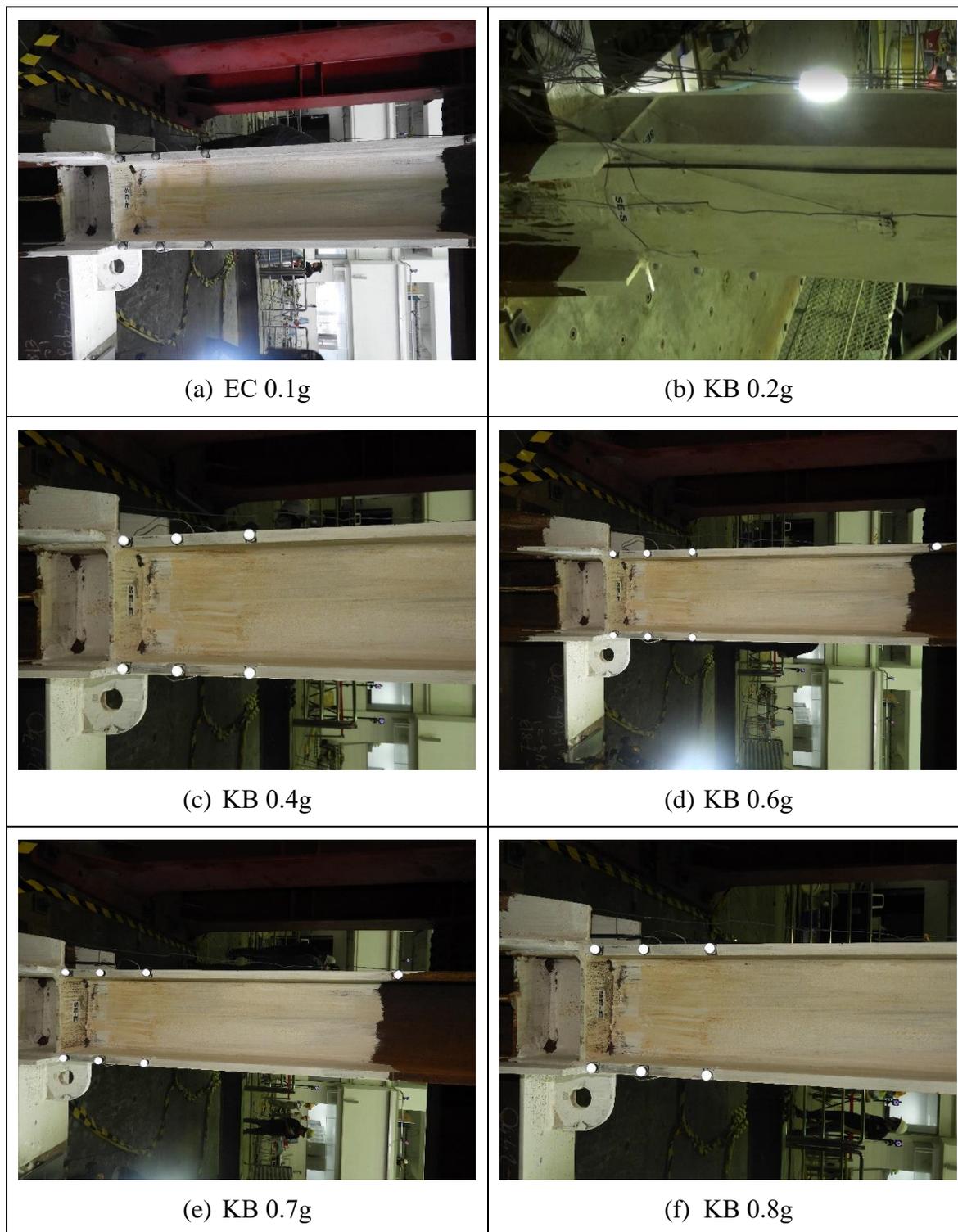


圖 6-49 火害後鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊鋼柱柱底損壞情形
(EC 0.1g~KB 0.8g)

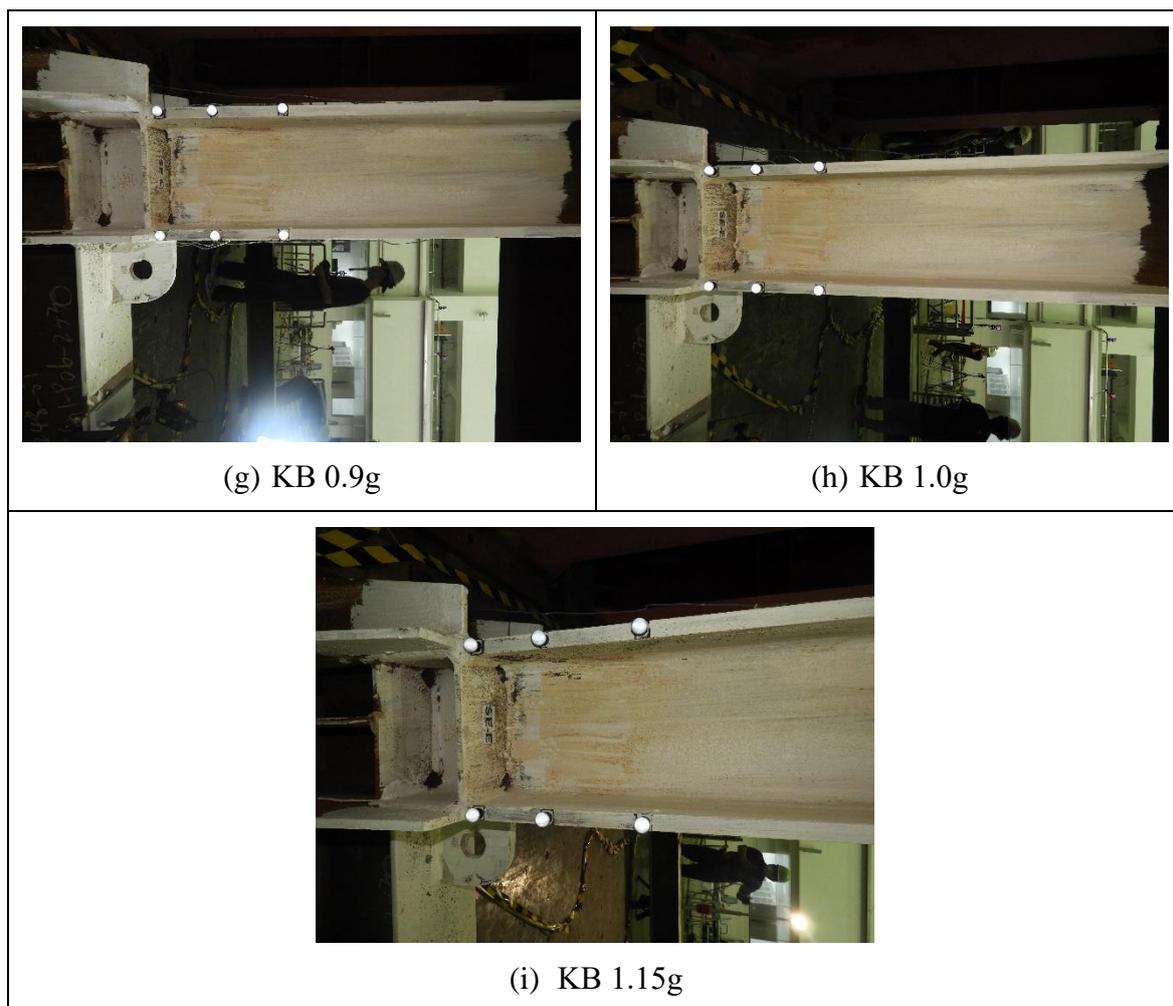


圖 6-50 火害後鋼構實驗屋於各地震波後之東南邊鋼柱柱底損壞情形
(KB 0.9g~KB 1.15g)

第5節 鋼構實驗屋振動台實驗結果之比較

6.5.1 未火害與火害後鋼構實驗屋於各白噪實驗之系統識別差異

本節探討未火害與火害後鋼構實驗屋於各測試地震波間之白噪音訊號進行系統識別之結果差異，其結果如表 6-15 所示為未火害與火害後鋼構實驗屋於各白噪實驗之自然週期識別結果比較，結果顯示，未火害與火害後鋼構實驗屋於振動台實驗前之自然週期差異為 1.99%，最後一組測試地震波之振動台實驗完成後之自然週期差異為 5.24%。其結果如表 6-16 所示為未火害與火害後鋼構實驗屋於各白噪實驗之等值阻尼比識別結果比較，結果顯示，未火害與火害後鋼構實驗屋於振動台實驗前之等值阻尼比差異為 47.66%，最後一組測試地震波之振動台實驗完成後之自然週期差異為 124.03%。

表 6-15 未火害與火害後鋼構實驗屋之自然週期識別結果差異

白噪實驗	自然週期(s)		相對差異(%)
	EXP-R (未火害)	EXP-A (火害後)	
WN1	0.354	0.381	7.37
WN2	0.383	0.379	-0.87
WN3	0.364	0.369	1.39
WN4	0.376	0.390	3.79
WN5	0.376	0.394	4.87
WN6	0.395	0.380	-3.90
WN7	0.408	0.404	-0.99
WN8	0.380	0.390	2.68
WN9	0.446	0.392	-12.11
WN10	0.393	0.405	3.10
WN 11	0.437	0.414	-5.24

表 6-16 未火害與火害後鋼構實驗屋之等值阻尼比識別結果差異

白噪實驗	等值阻尼比		相對差異(%)
	EXP-R (未火害)	EXP-A (火害後)	
WN1	0.033	0.049	47.66
WN2	0.032	0.022	-31.93
WN3	0.022	0.075	242.55
WN4	0.048	0.070	46.66
WN5	0.035	0.038	8.08
WN6	0.037	0.031	-17.47
WN7	0.069	0.028	-60.26
WN8	0.048	0.061	26.79
WN9	0.035	0.078	119.19
WN10	0.019	0.057	200.40
WN 11	0.028	0.062	124.03

6.5.2 未火害與火害後鋼構實驗屋於各地震波下之位移反應差異

本節探討未火害與火害後鋼構實驗屋於各地震波下之位移反應，其結果如圖 6-51 所示為各地震波作用下之樓板最大位移比較，並整理於表 6-17，結果顯示，於 KB 0.6g 地震波前火害後鋼構實驗屋之樓板最大位移皆大於未火害鋼構實驗屋，KB 0.6g 地震波之後，未火害鋼構實驗屋之樓板最大位移大於火害後鋼構實驗屋，然而其差異皆小於 5% 內，直到 KB 1.15g 地震波，兩者之最大位移差異僅 0.6%。圖 6-52 所示為各地震波作用後之樓板殘餘位移比較，並整理於表 6-18，結果顯示，火害後鋼構實驗屋之樓板殘餘位移皆大於未火害鋼構實驗屋，於 KB 1.0g 地震波作用後之未火害與火害後鋼構實驗屋之殘餘位移差異約為 111.13%，然而隨著地震波之 PGA 增大，其殘餘位移差異逐漸減少，最後一筆測試地震波之振動台實驗完成後之殘餘位移差異約為 4.44%，相較於 KB 1.0g 地震波作用後之未火害與火害後鋼構實驗屋之殘餘位移差異縮小 96%。

表 6-17 未火害與火害後鋼構實驗屋之樓板最大位移差異

測試地震波	樓板最大位移(mm)		相對差異(%)
	EXP-R (未火害)	EXP-A (火害後)	
KB 0.1g	6.26	7.02	12.20
EC 0.1g	4.24	7.02	11.95
KB 0.2g	13.65	15.51	13.60
KB 0.4g	32.76	36.61	11.75
KB 0.6g	60.00	62.24	3.74
KB 0.7g	75.23	74.07	-1.54
KB 0.8g	86.45	85.42	-1.18
KB 0.9g	99.63	97.55	-2.09
KB 1.0g	116.46	110.89	-4.78
KB 1.15g	136.18	135.32	-0.63

表 6-18 未火害與火害後鋼構實驗屋之樓板殘餘位移差異

測試地震波	樓板殘餘位移(mm)		相對差異(%)
	EXP-R (未火害)	EXP-A (火害後)	
KB 0.1g	0.11	0.23	111.13
EC 0.1g	0.10	0.29	176.54
KB 0.2g	0.34	1.57	361.16
KB 0.4g	1.45	4.79	229.21
KB 0.6g	4.19	7.35	75.29
KB 0.7g	5.92	8.97	51.59
KB 0.8g	7.98	10.34	29.57
KB 0.9g	11.00	13.31	20.94
KB 1.0g	15.20	17.03	12.06
KB 1.15g	25.70	26.84	4.44

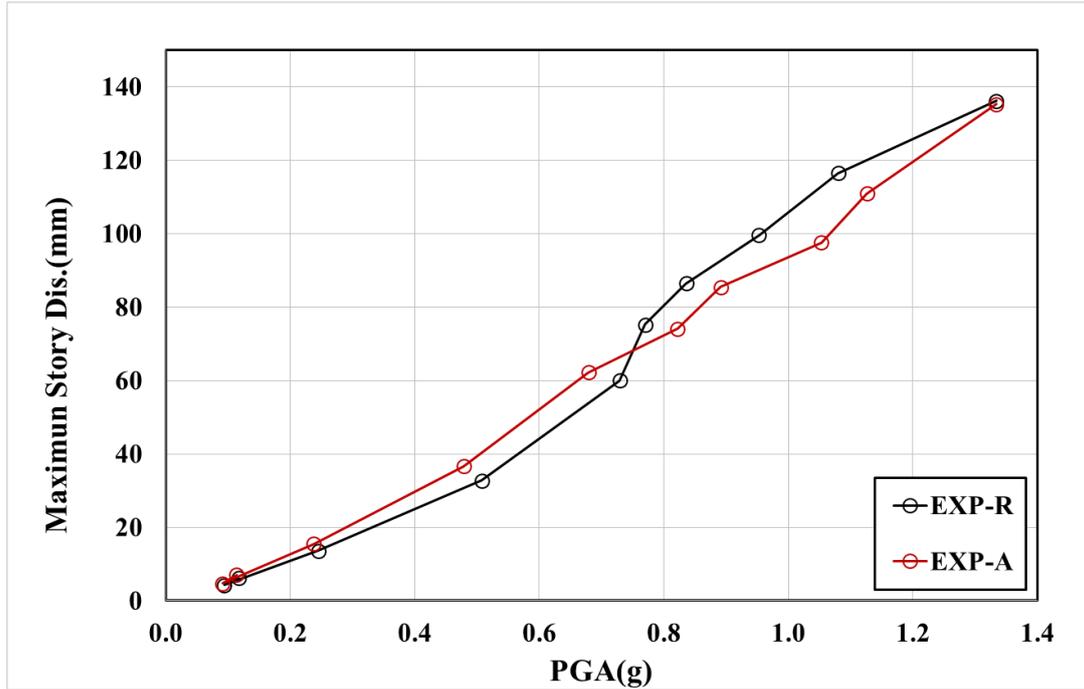


圖 6-51 未火害與火害後鋼構實驗屋之樓板最大位移比較

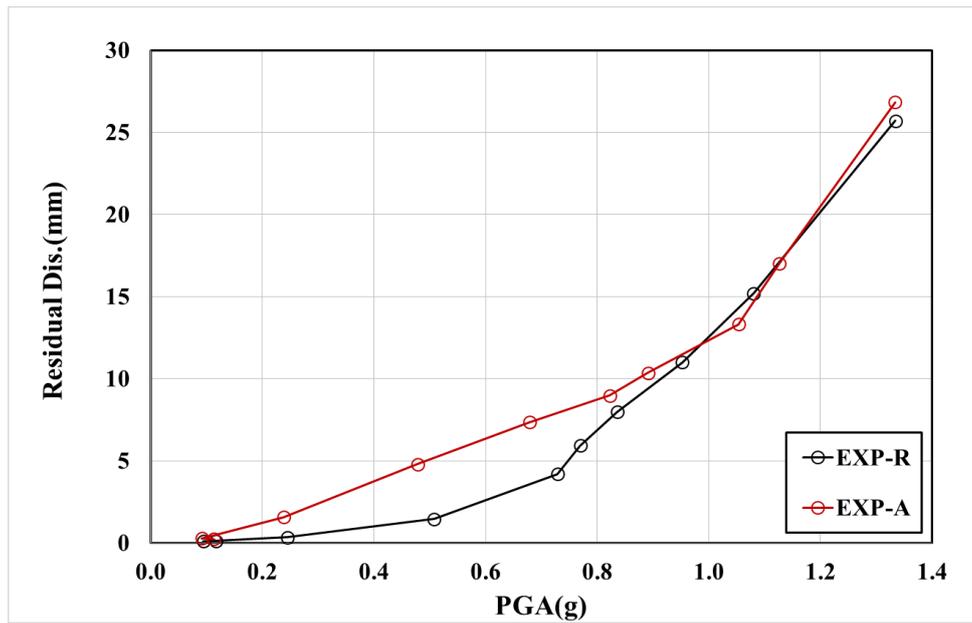


圖 6-52 未火害與火害後鋼構實驗屋之樓板殘餘位移比較

6.5.3 未火害與火害後鋼構實驗屋於各地震波下之加速度反應差異

本節探討未火害與火害後鋼構實驗屋於各地震波下之加速度反應，其結果如圖 6-53 所示為各地震波作用下之樓板最大加速度比較，並結果整理於表 6-19，結果顯示，未火害與火害後鋼構實驗屋於各地震波作用下之樓板最大加速度反應接近，其差異皆在 4% 內。圖 6-54 所示為各地震波作用後之加速度放大係數比較，並結果整理於表 6-20，結果顯示，於 KB 0.6g 地震波前火害後鋼構實驗屋之加速度放大係數皆大於未火害鋼構實驗屋，KB 0.6g 地震波之後，未火害鋼構實驗屋之加速度放大係數大於火害後鋼構實驗屋，然而其差異皆在 9% 內，於 KB 1.15g 地震波作用下之未火害與火害後鋼構實驗屋之加速度放大係數差異僅約為 1.85%。

表 6-19 未火害與火害後鋼構實驗屋之樓板最大加速度差異

測試地震波	樓板最大加速度 (g)		相對差異(%)
	EXP-R (未火害)	EXP-A (火害後)	
KB 0.1g	0.20	0.21	1.19
EC 0.1g	0.14	0.14	3.12
KB 0.2g	0.41	0.41	0.51
KB 0.4g	0.81	0.80	-1.40
KB 0.6g	1.13	1.09	-2.95
KB 0.7g	1.25	1.28	2.37
KB 0.8g	1.38	1.39	0.69
KB 0.9g	1.50	1.52	1.55
KB 1.0g	1.61	1.61	-0.10
KB 1.15g	1.77	1.74	-1.88

表 6-20 未火害與火害後鋼構實驗屋之加速度放大係數差異

測試地震波	加速度放大係數		相對差異(%)
	EXP-R (未火害)	EXP-A (火害後)	
KB 0.1g	1.75	1.82	4.40
EC 0.1g	1.45	1.54	6.17
KB 0.2g	1.68	1.74	3.53
KB 0.4g	1.59	1.67	4.65
KB 0.6g	1.55	1.61	4.25
KB 0.7g	1.63	1.56	-4.13
KB 0.8g	1.65	1.56	-5.60
KB 0.9g	1.58	1.45	-8.14
KB 1.0g	1.49	1.43	-4.18
KB 1.15g	1.33	1.30	-1.85

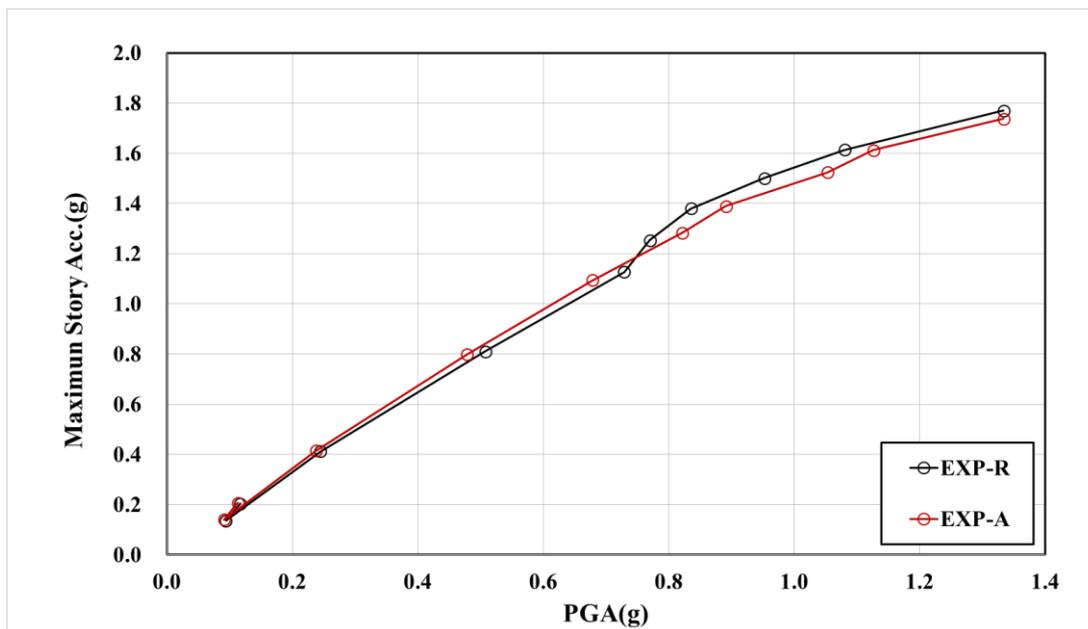


圖 6-53 未火害與火害後鋼構實驗屋之樓板最大加速度比較

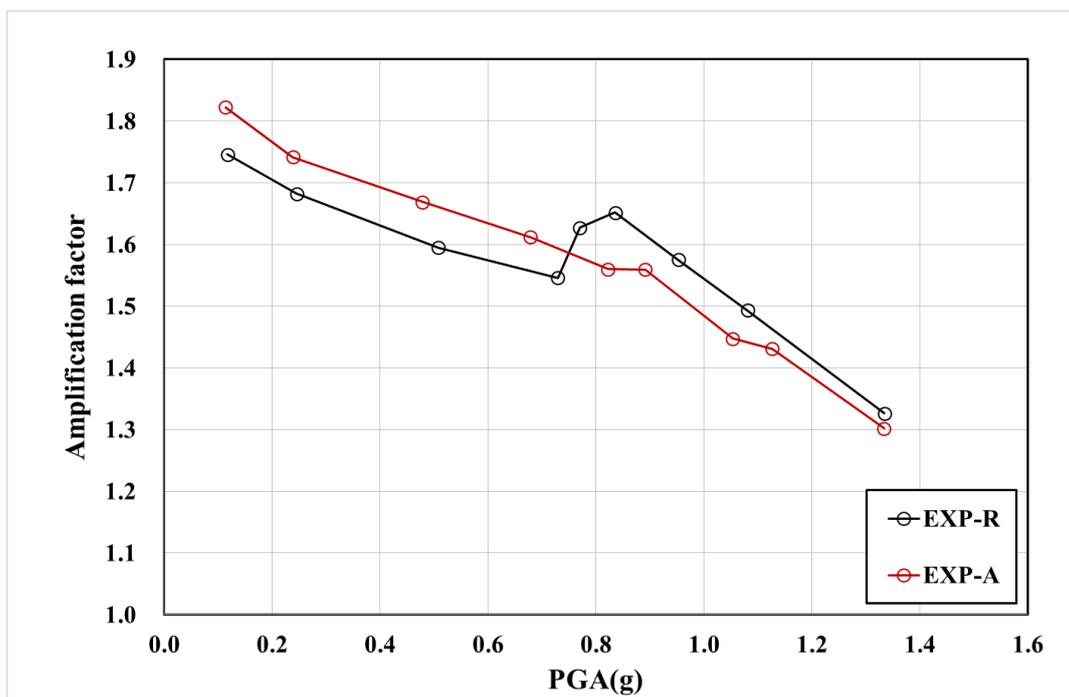


圖 6-54 未火害與火害後鋼構實驗屋之加速度放大係數比較

第6節 小結

- (1) 本次實驗結果觀察現地火害實驗於空間溫度量測之結果產生 3 次峰值，除第一次峰值是因現場實驗安全而進行灑水作業導致溫度略微下降，在二三次峰值中產生時間間隔約 2381 秒(39 分 43 秒)，其峰值時間差異較大。
- (2) 本次鋼構實驗屋之火害實驗所設計之火載量密度為 50 kg/m^2 ，火場對於上部鋼構件，如：大梁、小梁、鋼柱上部產生較高的溫度影響，火害實驗進行時，因為整體鋼構架膨脹，擠壓鋼構屋外圍的 ALC 防火磚牆產生裂縫，導致部分熱氣外逸流失，影響火場蓄熱。
- (3) 根據鋼構實驗屋之振動台實驗結果顯示，未火害與火害後鋼構實驗屋皆於 KB 1.15g 地震波作用下達到 4%層間位移角，即樓板最大位移達到 132mm，符合本次振動台實驗實驗目標。
- (4) 根據鋼構實驗屋之振動台實驗結果顯示，火害後鋼構實驗屋於受震前系統識別之自然週期為 0.381 秒，較未火害鋼構實驗屋於受震前系統識別之自然週期 0.354 秒延長 7.37%，說明鋼結構建築物受到火害高溫後，其鋼材變軟的現象，使得楊氏係數 (E)和強度(F_y & F_u)有所折減，導致其整體結構之側向勁度受到高溫影響而下降，因而造成鋼結構建築物之自然週期延長。
- (5) 由於本次鋼構實驗屋之火害實驗主要是對鋼構實驗屋的上部構件(如：小梁、大梁、梁柱接頭、鋼柱上部)產生較高的溫度，使得上部構件鋼材的楊氏係數(E)與降伏強度(F_y)折減，因此由地震波 KB 0.1g 逐漸變強至 KB 0.6g 的過程中，火害後鋼構實驗屋的梁柱接頭塑鉸(plastic hinge)比未火害鋼構實驗屋先產生，因此在相同地震波下，火害後鋼構屋之側向變位比未火害鋼構屋為大，由表 6-17 的樓板最大位移比較可看出 KB 0.1g 至 KB 0.6g 火害後鋼構實驗屋的最大位移皆大於未火害鋼構屋。
- (6) 當未火害鋼構屋梁柱接頭的塑鉸也產生後，兩座鋼構屋受相同地震波時的側向變位相近，由表 6-17 可看出，由 KB 0.7g 至 KB 1.15g 的地震波，兩座鋼構屋的最大位移相差不大，其原因為：火害後鋼構屋之柱底在火害時所受到的溫度較低，對其鋼材的楊氏係數(E)與降伏強度(F_y)影響較小，所以火害後鋼構屋柱底之塑鉸行為與未火害鋼構屋柱底之塑鉸行為相近，因此造成兩座鋼構屋的動力行為差別不大。

- (7) 未火害與火害後鋼構實驗屋於各地震波作用下之樓板最大位移皆發生在南側，未火害鋼構實驗屋於 KB 0.6g 測試地震波作用下達到 1%層間位移角，於 KB 0.7g 測試地震波作用下達到 2%層間位移角，於 KB 0.9g 測試地震波作用下達到 3%層間位移角，於 KB 1.15g 測試地震波作用下達到 4%層間位移角；火害後鋼構實驗屋於 KB 0.4g 測試地震波作用下達到 1%層間位移角，於 KB 0.7g 測試地震波作用下達到 2%層間位移角，於 KB 1.0g 測試地震波作用下達到 3%層間位移角，於 KB 1.15g 測試地震波作用下達到 4%層間位移角。
- (8) 根據鋼構實驗屋之振動台實驗結果顯示，火害後鋼構實驗屋於各地震波作用後之樓板殘餘位移皆大於未火害鋼構實驗屋之樓板殘餘位移，說明鋼結構建築物受到火害後，其鋼材之降伏強度受到高溫作用影響而下降，相較未火害之鋼結構建築物於受震後產生較大塑性變形。
- (9) 根據鋼構實驗屋之振動台實驗結果顯示，未火害與火害後鋼構實驗屋於漸增的地震波作用下，其加速度放大係數隨著測試地震波之 PGA 提升而持續下降，顯示鋼構實驗屋於地震波作用下受損，改變其結構勁度，導致結構加速度反應有所不同。
- (10) 本研究觀察到，大梁圓弧切削處隨著測試地震波之 PGA 提升，逐漸產生明顯橫向白漆掉落線，說明在地震波作用下，大梁之 RBS 可有效發揮其設計功能，產生塑鉸，避免大梁翼板與柱翼板之銲道發生拉裂破壞。
- (11) 本研究參考 Maraveas 等人【145】提出的火損鋼結構評估與復原流程圖，再參照我國地震災後建築物評估程序，擬修正提出「鋼構造建築火害後之評估流程圖」，如圖 6-55 所示，整個流程圖分為「火害後緊急評估」、「火害後初步評估」、「火害後詳細評估」三大階段，「火害後詳細評估」階段中有需要針對火害後鋼構建築以及火害後整新補強後鋼構建築進行結構耐震分析的部分，可進入圖 6-56 的「火害後鋼構建築之耐震評估流程圖」，對火害後鋼構建築或整新補強鋼構建築進行耐震能力評估。

第7章 火害評估流程圖

第1節 鋼筋混凝土結構建築火害評估流程草案

本研究團隊彙整本三年期研究之前兩年報告【134】【135】，並參考 111 年台灣省土木技師公會鑑定手冊【144】之火害評估流程，制定出鋼筋混凝土結構火害評估流程草案，如圖 7-1 所示，大致評估流程為：發生火災後，接獲通報進入火害評估流程(初評)，先於火害現場調查並取樣，接著利用現場照片與取樣分析預估火場或構件溫度，評估該建築是否受損嚴重至需要進入耐震評估(詳評)，若進入詳評階段，則根據選擇之數值模型獲取對應之火害參數，利用 Eurocode 2 提供之 500°C 等溫線法或相關建議方式進行建模分析並評估其耐震等級，各耐震等級有相對應之應對措施，最後結構回復正常使用。

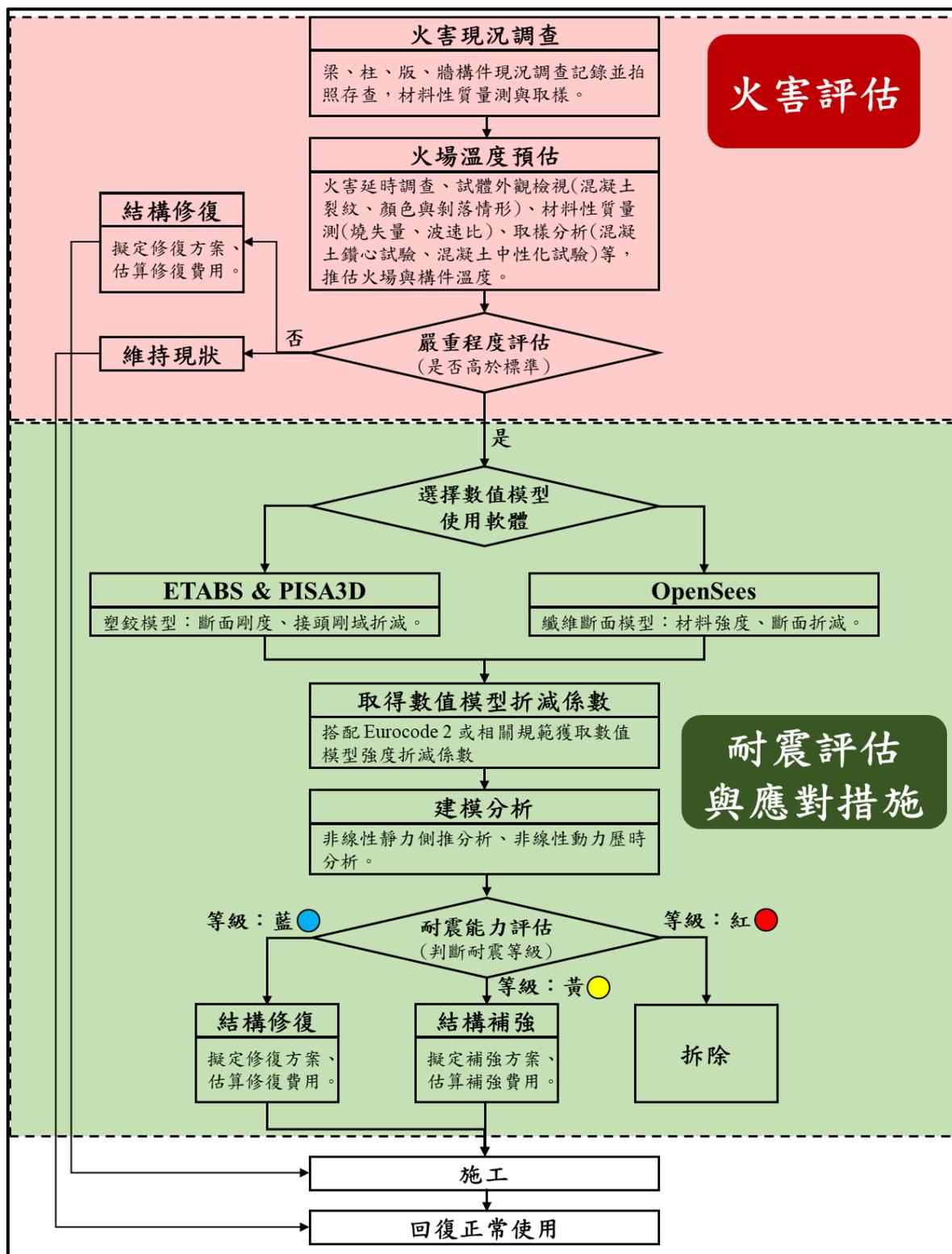


圖 7-1 鋼筋混凝土結構建築火害評估流程草案

第2節 鋼結構建築火害評估流程

本研究團隊參考 Maraveas 等人【148】提出的火損鋼結構評估與復原流程圖，再參照我國地震災後建築物評估程序，擬修正提出「鋼構造建築火害後之評估流程圖」，如圖 7-2 所示，整個流程圖分為「火害後緊急評估」、「火害後初步評估」、「火害後詳細評估」三大階段，「火害後詳細評估」階段中有需要針對火害後鋼構建築以及火害後整新補強後鋼構建築進行結構耐震分析的部分，可進入圖 7-3 的「火害後鋼構建築之耐震評估流程圖」，對火害後鋼構建築或整新補強鋼構建築進行耐震能力評估。

圖 7-2 流程圖中的「火害後緊急評估」階段之流程主要是蒐集火災與火場的相關資料，由專業技師主要以目視觀察蒐集火場中鋼結構主要構件(如：鋼柱、大梁、小梁、斜撐、樓版)的損害情況，之後對火害後鋼結構進行分類，緊急判定此火害後之鋼結構是否「嚴重損害」、「無損害」、「暫定輕度損害」，由於特別針對火害後鋼構造建築物的緊急評估作業尚未制定，建議可暫時先採用內政部營建署與各專業技師聯合會所訂定的災害後危險建築物緊急評估作業指引【149】，進行火損鋼結構的緊急評估，唯鋼構件火害與受震害之破壞模式與破壞位置不盡相同，仍有待專業技師進行相關研判；判定為「無損害」的鋼結構仍需檢查梁柱接頭和其他重要構件接頭；判定為「嚴重損害」的鋼結構，須視該鋼結構是否重要，而進行拆除或改變結構用途；判定為「輕微損害」的鋼結構則須進行後續的「火害後初步評估」。

圖 7-2 流程圖中的「火害後初步評估」階段之流程主要是針對歸類為「暫定輕度損害」的鋼結構進行初步評估，由專業技師帶領之團隊量測火場中鋼結構主要構件(如：鋼柱、大梁、小梁、斜撐、樓版)的變形與位移，並記錄鋼柱、鋼梁、斜撐、接頭發生挫屈和破壞的形式與位置，研判鋼構件是否有超過內政部營建署所頒定之鋼構造建築物鋼結構施工規範【150】中所規定之變形，並由火場中挑選曝火且未承力之具代表性贅餘鋼構件進行破壞性取樣，以利後續鋼材標準拉伸試驗所需，重要承力之鋼構件可採用非破壞性的硬度試驗，以獲得曝火鋼構件之材料參數，進行初步的鋼柱與鋼梁構件非線性穩定分析，經過穩定分析判定不合格之鋼構件可進行矯直或置換，由於特別針對火害後鋼構造建築物的初步評估作業尚未制定，建議可暫時先採用蔡益超教授與宋裕祺教授等人【151】所訂定的建築物耐震能力初步評估，進行火損鋼結構的初步評估，唯鋼構件火害與受震害之破壞模式與破壞位置不盡相同，仍有待專業技師進行研判。

圖 7-2 流程圖中的「火害後詳細評估」階段之流程主要也是針對歸類為「暫定輕度

損害」的鋼結構進行詳細評估，在本階段有三個重要的工作項目：第一個重要工作項目是獲取火場現地曝火鋼構件之鋼材殘餘強度，以做為後續建立數值模型中曝火鋼構件之材料參數所需，鍾興陽等人【152】建議採用可攜式硬度計對曝火之鋼構件進行非破壞的硬度試驗，獲取鋼材的硬度，再透過硬度轉換表獲得鋼材之抗拉強度，若曝火鋼構件無法施作硬度試驗，或因為鋼構件為承力構件無法取樣製作拉伸試驗試片，可透過目標鋼構件周圍贅餘未承力的曝火鋼構件取樣做標準拉伸試驗，亦可透過目標鋼構件周圍其他材料(如玻璃、鉛、鋁、鋅、黃銅…等)融化或邊緣鈍化的溫度推估目標鋼構件可能的曝火溫度，再透過火害後鋼材殘餘強度的資料庫，獲得目標鋼材之強度；若火場中曝火鋼構件的現地鋼材殘餘強度皆已獲得，即可進行此階段的兩個重要工作：「火害後鋼結構之結構與耐震分析」和「整新補強後鋼結構之結構與耐震分析」，由於特別針對火害後鋼構造建築物耐震能力的詳細評估方法尚未制定，建議可暫時先採用國家地震工程研究中心鍾立來教授等人【153】所訂定的鋼構造建築物耐震能力詳細評估，進行火損鋼結構耐震能力詳細評估，須特別注意曾受過消防隊噴水灌救的梁柱接頭塑鉸之模擬，因為水冷淬火的梁柱接頭，其延性較差無法達到我國耐震規範規定之層間位移角，有關火害後鋼構建築之耐震評估流程圖如圖 7-3 所示。

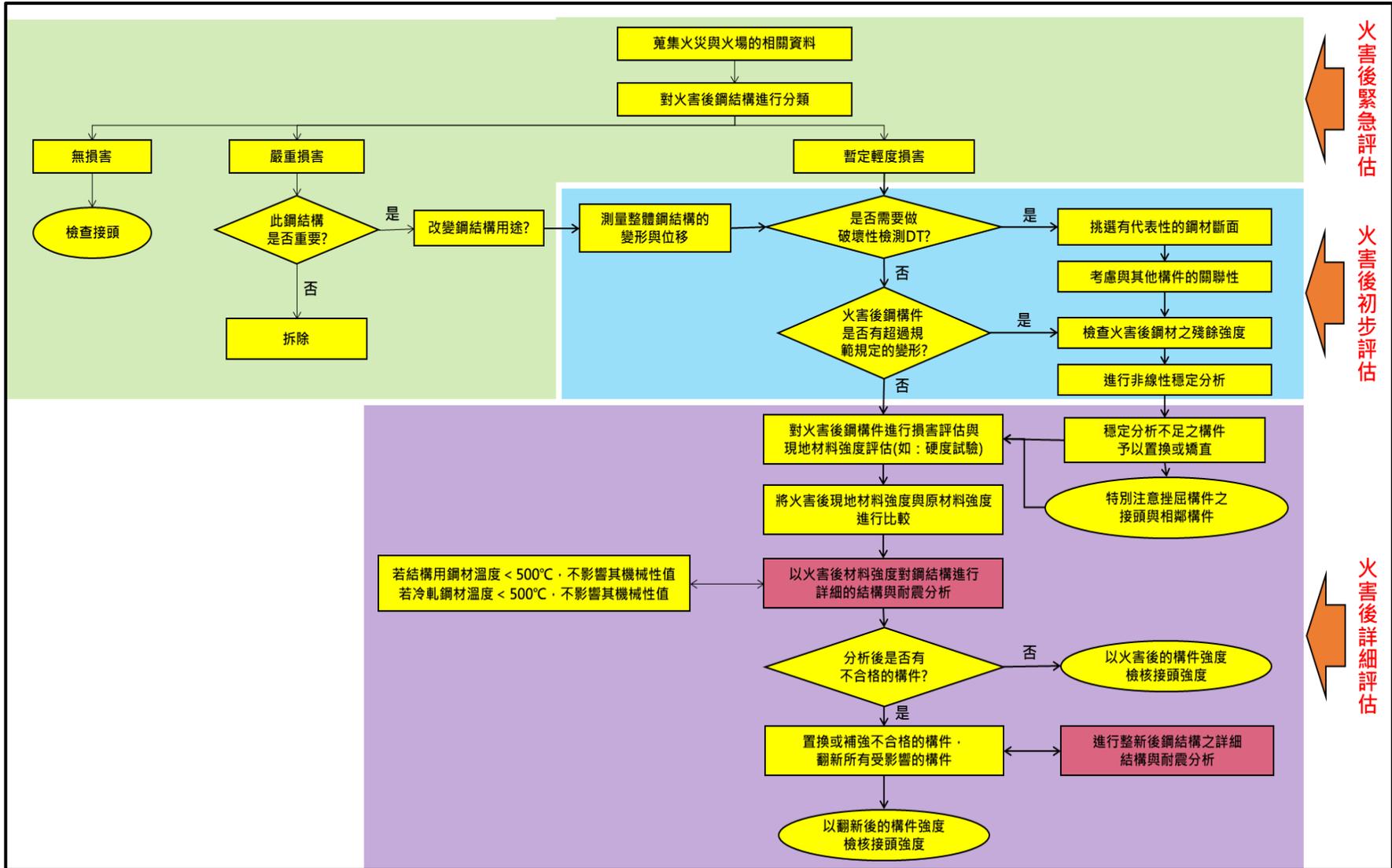


圖 7-2 鋼構造建築火害後之評估流程圖

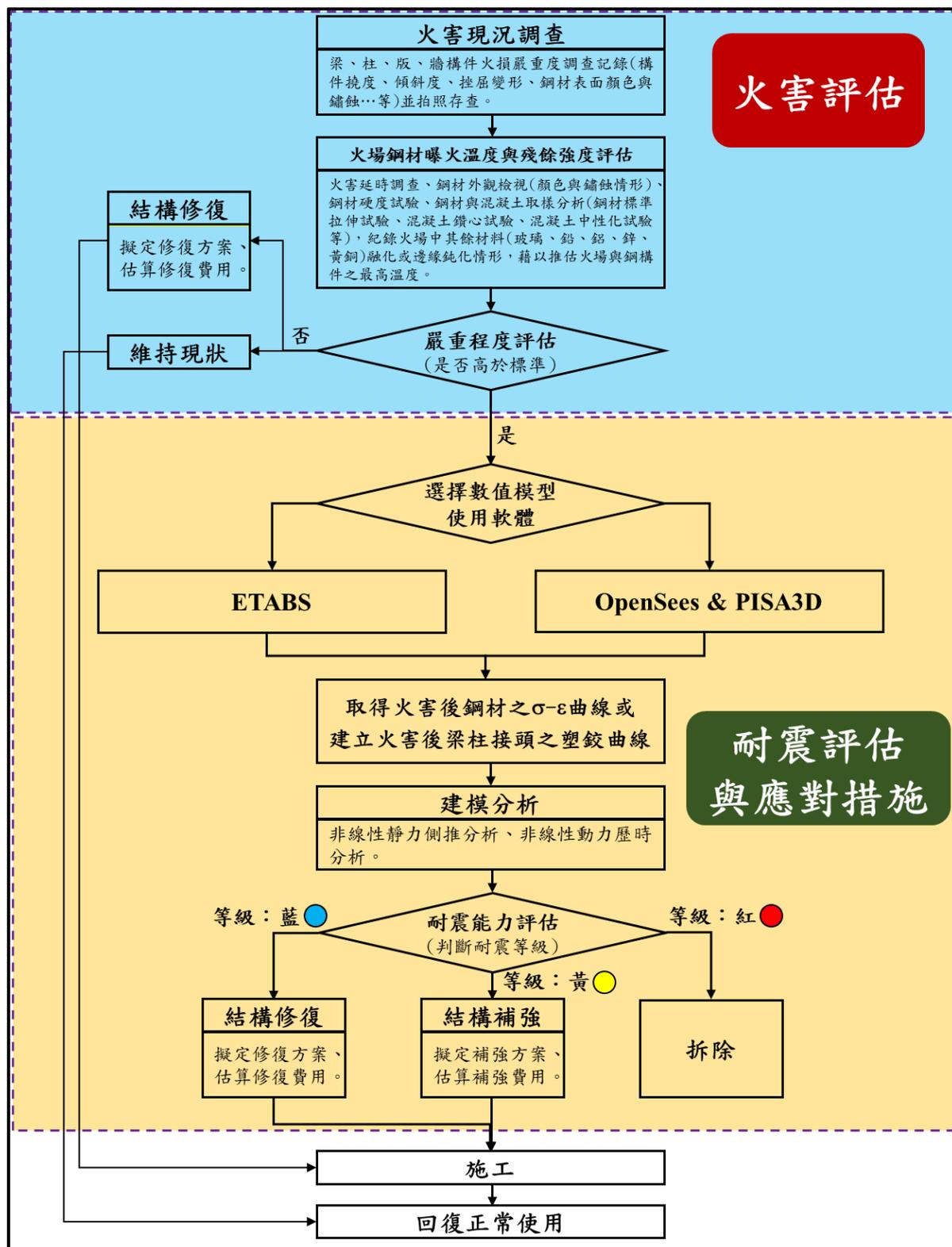


圖 7-3 火害後鋼構建築之耐震評估流程圖

第 8 章 結論與建議

第 1 節 結論

本研究為 3 年(109-111 年)期研究之第 3 年，其主題為探討火害後鋼構造構架屋之耐震性能，因此，本研究團隊利用 110 年已製作之鋼構造構架屋，於內政部建築研究所防火實驗中心戶外場地進行火害實驗，以模擬鋼構造構架屋在火場中所受到高溫影響，之後再運至鄰近國家地震中心台南實驗室，進行未受火害和受火害鋼構造構架屋之振動台實驗，藉以了解火害後鋼構造構架屋之耐震能力變化。本研究亦製作 4 支高強度鋼筋混凝土柱試體，試體控制變因包含混凝土強度與有無火害，並於國家地震中心台南實驗室之反力牆進行反覆載重實驗，以評估高強度鋼筋混凝土柱火害後之殘餘耐震能力。另外，針對 109 年受火害與震害後鋼筋混凝土柱構件，進行鋼板包覆內填充無收縮水泥砂漿修復，探討提升其耐震能力的有效性。基於前述實驗成果，本研究亦將比較分析建築物構造火害後之不同補強技術與相關工法，並研擬鋼構造建築火害後評估流程與火害後耐震能力評估流程。本研究所得結論如下：

1. 高強度鋼筋混凝土柱火害後之耐震性能研究

(1) 完成火害後高強度鋼筋混凝土柱之反覆載重實驗與評估其耐震行為：

本研究進行混凝土抗壓強度 350 與 700 kgf/cm² 之鋼筋混凝土柱，受 CNS 12514-1 火害 2 小時後之反覆載重實驗，結果發現其側向強度分別下降 7.6 與 13%；有效勁度分別下降 48 與 55%。

(2) 獲得火害後高強度鋼筋混凝土柱耐震能力評估分析模型所需之參數：

本研究完成建立高強度鋼筋混凝土柱之 OpenSees 數值模型，並驗證其配合 Eurocode 2 之 500°C 等溫線法於標準火害 2 小時後之殘餘強度評估，其中，本研究建議鋼筋滑移之斷面剛度折減係數為 0.55，並提供本研究試體標準火害 2 小時之斷面等溫線分布圖供評估者配合 Eurocode 2 查詢相關折減係數。

2. 火害後 RC 建築物之結構耐震性能評估與修復研究

(1) 完成受火害與地震後鋼筋混凝土單柱構件修復實驗：

本研究實驗證實可利用無收縮水泥砂漿及 8 mm 鋼板包覆工法，恢復且超過原柱至少 1.2 倍強度、1.3 倍側向勁度，展現良好修復性能。

(2) 完成火害後鋼筋混凝土構造建築物案例之結構耐震能力評估分析與驗證精進：

本研究選用國震中心 107-108 年之七層樓 RC 振動台實驗案例，透過本計畫前 2 年之單柱與振動台實驗驗證，建議商用軟體之修正分析模式，可協助業界有效進行鋼筋混凝土建築結構火害及地震後之耐震評估工作，合理掌握未火害、火害後、修復後之結構受震行為。

(3) 完成建築物構造火害後補強技術及相關工法之比較分析：

本研究蒐集國內外火害後補強技術及相關工法，包括混凝土、鋼板、或纖維貼片包覆，及鋼托架等。如考慮使用空間、耐震性能及修復時間，建議以鋼板包覆為主。

3. 鋼造構架屋火害後之耐震性能研究

(1) 完成 1 座單層單跨鋼造構架屋之大型火害實驗：

根據鋼構實驗屋之振動台實驗結果顯示，火害後鋼構實驗屋於受震前系統識別之自然週期為 0.381 秒，較未火害鋼構實驗屋於受震前系統識別之自然週期 0.354 秒延長 7.37%，說明鋼結構建築物受到火害高溫後，其鋼材變軟的現象，使得楊氏係數 E 和強度(F_y & F_u)有所折減，導致其整體結構之側向勁度受到高溫影響而下降，因而造成鋼結構建築物之自然週期延長。

(2) 完成 2 座單層單跨鋼造構架屋(一組受火害、一組未受火害)的振動台實驗之比較分析：

火害後鋼構實驗屋於各地震波作用後之樓板殘餘位移皆大於未火害鋼構實驗屋之樓板殘餘位移，說明鋼結構建築物受到火害後，其鋼材之降伏強度受到高溫作用影響而下降，相較未火害之鋼結構建築物於受震後產生較大塑性變形。

(3) 研擬完成鋼構造建築火害後耐震能力評估流程：

由於現行相關法令規定尚未有針對火害後鋼構造建築之耐震能力評估要求，本研究參酌英國 Maraveas 等人研究，提出鋼構造建築火害評估流程草案(含耐震能力)，並建議火害後鋼構造建築之相關火損指標納入未來研究方向。

第 2 節 建議

建議一

建議研擬建築結構火害後殘留耐震能力評估手冊：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部營建署、國家地震工程研究中心

火災與地震為建築結構損壞及倒塌主要原因，造成構件之承載力及韌性折減，進而影響結構物之安全性及耐久性。國內外歷年來已累積豐碩之相關研究成果，包含內政部建築研究所近 3 年之建築物火害後耐震性能研究，藉由實驗驗證，定性與定量化構件與建築物於火害後殘留耐震能力、提供混凝土與鋼筋材料性質受火害之分析所需折減係數、發展火害後結構分析模型，可合理評估構件火害後之耐震性能、並完成構造物火害後耐震性能評估流程。然為健全國內災防體系，並擴大建築物安全檢測之實施，本研究團隊建議研擬建築結構火害後殘留耐震能力評估手冊，訂定火害後建築物火損指標、現場檢查評估表及詳細評估流程等，以供相關主管機關、建築師與技師有所依循。

建議二

火害後修復與耐震能力補強之技術研究：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部營建署、國家地震工程研究中心

透過本研究可以發現火害對於建築結構之耐震性能有所影響，然而真實火場情況多變，火災延時增加與房屋老舊等皆能造成建築物更嚴重之損毀，因此本研究團隊建議可透過國內外文獻之蒐集彙整或以實驗方式進行修復與補強之有效性評估，將有限資源投入在修復與補強材料及技術之研發。

參考書目

- 【1】 趙文成，「鋼筋混凝土柱件火害後修補技術之研究」，財團法人中華建築中心，1999。
- 【2】 蕭江碧，「火害鋼筋混凝土建築結構之性能評估研究」，內政部建築研究所，2004。
- 【3】 李其忠、蔡銘儒、李鎮宏、王天志、蕭江碧，「火害鋼筋混凝土補強後耐火性能評估之研究」，內政部建築研究所，2005。
- 【4】 李其忠，「火害鋼筋混凝土補強後耐火性能評估之研究(2/3)」，內政部建築研究所，2006。
- 【5】 李其忠、王天志，「鋼筋混凝土結構梁柱接頭火害後強度初估」，內政部建築研究所，2007。
- 【6】 李其忠、王天志，「鋼筋混凝土梁柱接頭火害後之行為初探」，內政部建築研究所，2007。
- 【7】 李其忠、王天志，「鋼筋混凝土複合構件火害安全模擬評估研究」，內政部建築研究所，2009。
- 【8】 李其忠，「自充填混凝土柱火害後補強之研究」，內政部建築研究所，2011。
- 【9】 李其忠，「聚丙烯纖維自充填混凝土修補火害鋼筋混凝土柱之研究」，內政部建築研究所，2012。
- 【10】 李其忠，「火害後修復鋼筋混凝土柱承受偏心載重之耐火性能研究」，內政部建築研究所，2012。
- 【11】 黃國維、方一匡團隊，「鋼筋混凝土梁柱複合構件承受高溫之行為研究-柱之承力行為」，碩士論文，2007
- 【12】 楊毅凡、方一匡團隊，「鋼筋混凝土梁柱複合構件承受高溫之行為研究-梁柱接頭之承力行為」，碩士論文，2007
- 【13】 李其中、方一匡，「火害修復鋼筋混凝土柱承受偏心載重在高溫中之行為研究」，台灣混凝土學會 2017 年混凝土工程研討會，2017
- 【14】 黃瑞賢、方一匡團隊，「鋼筋混凝土梁柱複合構件受高溫之行為研究-普通混凝土外柱之行為」，碩士論文，2010
- 【15】 張君輔、方一匡團隊，「鋼筋混凝土梁柱複合構件受高溫之行為研究-普通混凝土梁之行為」，碩士論文，2010
- 【16】 王江倫、方一匡團隊，「承受無偏心載重鋼筋混凝土柱於高溫中之變形」，碩士論文，2014
- 【17】 陳彥霖、方一匡團隊，「承受偏心載重鋼筋混凝土柱於高溫中之變形」，碩士論文，2015
- 【18】 謝承剛、方一匡團隊，「鋼筋混凝土承火害之性能設計」，碩士論文，2012
- 【19】 黃群，「火害對鋼筋混凝土樓房之耐震反應影響」，碩士論文，國立成功大學土木工程學系，1995
- 【20】 Fabio Mazza, “Seismic vulnerability and retrofitting by damped braces of fire-damaged r.c. framed buildings,” *Journal of the Engineering Structures*, Vol 101 , pp. 179–192, (2015)

- 【21】 陳舜田、林建宏，「火害後鋼筋混凝土柱構件之力學行為」，國家科學委員會專題研究計畫報告 NSC80-0410-E001-21，1996
- 【22】 張雲妃，「火害後雙軸彎曲鋼筋混凝土柱之試驗與分析」，博士論文，國立成功大學建築系，2006。
- 【23】 陳彥霖、方一匡團隊，「承受偏心載重鋼筋混凝土柱於高溫中之變形」，碩士論文，2015
- 【24】 洪瑋澤、方一匡團隊，「鋼筋混凝土梁柱複合構件於高溫中、後之行為研究-柱之承力行為」，碩士論文，2008
- 【25】 何欣宜、方一匡團隊，「鋼筋混凝土梁柱複合構件於高溫中、後之行為研究-梁柱接頭之承力行為」，碩士論文，2008
- 【26】 李其中、方一匡、王天志、陳建忠、蔡銘儒，「鋼筋混凝土梁-邊柱接頭在高溫中後之行為研究」，中國土木工程學刊，第二十四卷第一期，2012
- 【27】 李其中、方一匡、何明錦、王天志、蔡銘儒，「聚丙烯纖維自充填混凝土修復火害鋼筋混凝土柱在高溫中後之行為研究」，中國土木工程學刊，第二十六卷第二期，2014
- 【28】 劉彥汶、方一匡團隊，「鋼筋混凝土柱於高溫中之熱變形預測」，碩士論文，2013
- 【29】 葉治銘、方一匡團隊，「鋼筋混凝土房屋構架在高溫中、後之行為研究-普通混凝土與自充填混凝土外柱接頭之行為」，碩士論文，2009
- 【30】 劉泰慰、方一匡團隊，「鋼筋混凝土房屋構架在高溫中、後之行為研究-普通混凝土與自充填混凝土外柱之行為」，碩士論文，2009
- 【31】 陳俊儒、方一匡團隊，「鋼筋混凝土梁承受彎矩、剪力與扭力之分析與設計」，碩士論文，2012
- 【32】 王威鈞、方一匡團隊，「鋼筋混凝土梁承火害之強度分析」，碩士論文，2012
- 【33】 Shi Ben-long, Wang Guang-yong, Mao Xiao-yong. “Experimental research on seismic performance of steel reinforced concrete columns after exposure to fire”, *Journal of Building Structures*, Vol,38 (5) p.p.117-124, 2017.
- 【34】 Ni, S., & Birely, A. C. (2018). Simulation procedure for the post-fire seismic analysis of reinforced concrete structural walls. *Fire safety journal*, 95, 101-112.
- 【35】 Liu, G. R., Song, Y. P., & Qu, F. L. (2010). Post-fire cyclic behavior of reinforced concrete shear walls. *Journal of Central South University of Technology*, 17(5), 1103-1108.
- 【36】 Li, L. Z., Liu, X., Yu, J. T., Lu, Z. D., Su, M. N., Liao, J. H., & Xia, M. (2019). Experimental study on seismic performance of post-fire reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 179, 161-173.
- 【37】 Sharma, U., Kumar, V., Kamath, P., Singh, B., Bhargava, P., Singh, Y., ... & Pankaj, P. (2014). Testing of full-scale RC frame under simulated fire following earthquake. *Journal of Structural Fire Engineering*, 5(3), 215-228.
- 【38】 Xiao, J. Z., Li, J., & Huang, Z. F. (2008). Fire response of high-performance concrete frames and their post-fire seismic performance. *ACI Structural Journal*, 105(5), 531.

- 【39】 Raouffard, M. M., & Nishiyama, M. (2016). Residual load bearing capacity of reinforced concrete frames after fire. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 14(10), 625-633.
- 【40】 Wang Guangyong, Zhang Chao, et al. “Post-fire seismic performance of steel reinforced concrete frame structures” , *ACI Structural Journal*, Vol.105, n5, p.p. 531-540, 2008.
- 【41】 Ni, S., & Birely, A. C. (2018). Simulation procedure for the post-fire seismic analysis of reinforced concrete structural walls. *Fire safety journal*, 95, 101-112.
- 【42】 Ni, S., & Birely, A. C. (2018). Post-fire seismic behavior of reinforced concrete structural walls. *Engineering Structures*, 168, 163-178.
- 【43】 莊恩菱、方一匡團隊,「以熱分析法推測火害混凝土最高溫度之研究」,碩士論文, 2011
- 【44】 武明俊、方一匡團隊,「鋼筋混凝土梁柱複合構架受高溫作用下柱之熱變形研究」,碩士論文, 2011
- 【45】 張荃榕、方一匡團隊,「鋼筋混凝土梁柱複合構架受高溫作用下梁之熱變形研究」,碩士論文, 2011
- 【46】 商慧賢、方一匡團隊,「鋼筋混凝土短梁在火害中破壞載重之歷時分析」,碩士論文, 2005
- 【47】 陳俊嘉、方一匡團隊,「火害後鋼筋混凝土短梁之斜壓桿件的有效抗壓係數研究」,碩士論文, 2005
- 【48】 彭健文、方一匡團隊,「以熱分析推測混凝土火害溫度之研究」,碩士論文, 2005
- 【49】 吳朋遠、方一匡團隊,「桁架模型理論應用於火害後鋼筋混凝土梁強度評估之研究」,碩士論文, 2006
- 【50】 葉宗益、方一匡團隊,「鋼筋混凝土梁柱複合構件承受高溫之行為研究-普通混凝土梁之承力行為」,碩士論文, 2007
- 【51】 林冠廷、方一匡團隊,「鋼筋混凝土柱之性能設計-火場溫度之模擬及強度預測」,碩士論文, 2013
- 【52】 王俐雯、方一匡團隊,「鋼筋混凝土柱於高溫及冷卻階段之變形分析」,碩士論文, 2015
- 【53】 郭哲翔、方一匡團隊,「鋼筋混凝土柱在升溫與降溫之熱變形數值分析」,碩士論文, 2015
- 【54】 邱柏昇、方一匡團隊,「鋼筋混凝土房屋構架在高溫中、後之行為研究-普通混凝土梁之行為」,碩士論文, 2009
- 【55】 陳俊儒、方一匡團隊,「鋼筋混凝土梁承受彎矩、剪力與扭力之分析與設計」,碩士論文, 2012
- 【56】 邱聰智、鍾立來、涂耀賢、賴昱志、曾建創、翁樸文、莊明介、葉勇凱、李其航、林敏郎、王佳憲、沈文成、蕭輔沛、薛強、黃世建,「臺灣結構耐震評估與補強技術手冊 (TEASPA V4.0)」,國家地震工程研究中心,報告編號 NCREE-20-005, 台北, 2008 年。

- 【57】邱耀正、施健泰、劉玉文、阮鈞平、蕭輔沛、黃世建，「校舍結構 RC 擴柱補強現地側推試驗」，校舍耐震補強現地試驗成果研討會論文集，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-08-001，第 15-37 頁，台北，2008 年。
- 【58】鍾立來、吳賴雲、王文財、張俊傑、余保憲，「圓形橋柱鋼筋混凝土包覆補強及修復之理論分析與試驗驗證」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-01-024，台北，2001 年。
- 【59】陶其駿，「建築 RC 柱以碳纖維包覆補強之耐震能力研究」，內政部建築研究所自行研究報告，民國 107 年 12 月。
- 【60】蔡克銓，林敏郎，「鋼鋼板包覆補強之矩形鋼筋混凝土橋柱耐震行為研究」，NCREE-02-015，2002。
- 【61】Liu, M., Fan, S., Ding, R., Chen, G., Du, E. and Wang, K., “Experimental Investigation on the Fire Resistance of Restrained Stainless Steel H-Section Columns,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 163, 2019
- 【62】Ali, P. I., Afshan, S. and Foster, A. S. J., “Structural Fire Performance of Axially and Rotationally Restrained Stainless Steel Columns,” *Thin-Walled Structures*, Vol. 137, pp. 561-572, 2019.
- 【63】Wang, W., Kodur, V., Yang, X. and Li, G., “Experimental Study on Local Buckling of Axially Compressed Steel Stub Columns at Elevated Temperatures,” *Thin-Walled Structures*, Vol. 82, pp. 33-45, 2014.
- 【64】Li, G. Q. and Zhang, C., “Creep Effect on Buckling of Axially Restrained Steel Columns in Real Fires,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 71, pp. 182-188, 2012.
- 【65】Wang, W. Y. and Li, G. Q., “Behavior of Steel Columns in a Fire with Partial Damage to Fire Protection,” *Journal of constructional steel research*, Vol.65(6), pp. 1392-1400, 2009.
- 【66】Yang, K. C., Lee, H. H. and Chan, O., “Experimental Study of Fire-Resistant Steel H-columns at Elevated Temperature,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62(6), pp. 544-533, 2006.
- 【67】Yang, K. C., Lee, H. H. and Chan, O., “Performance of Steel H Columns Loaded under Uniform Temperature,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, pp. 262-270, 2006.
- 【68】簡丞宏，「H 型鋼柱高溫整體結構行為研究」，碩士論文，國立高雄第一科技大學營建工程所，2005。
- 【69】Yang, K. C., Chen, S. J., Lin, C. C. and Lee, H. H., “Experimental Study on Local Buckling of Fire-Resisting Steel Columns under Fire Load,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, Issue. 4, pp. 553-565, 2005.
- 【70】李鴻欣，「H 型鋼柱高溫局部挫屈行為研究」，碩士論文，國立高雄第一科技大學營建工程所，2004。
- 【71】Ali, F. and O’ Connor, D., “Structural Performance of Rotationally Restrained Steel Columns in Fire,” *Fire Safety Journal*, Vol. 36(7), p.p. 679-691, 2001.

- 【72】 Yang, X., Tanga, C., Chen, Y. and Qiao, T. Y., “Compressive Behavior of Steel-Reinforced Concrete-Filled Square Steel Tubular Stub Columns after Exposure to Elevated Temperature,” *Engineering Structures*, Vol. 204, 2020
- 【73】 Wang, J. H., He, J. and Xiao, Y., “Fire Behavior and Performance of Concrete-Filled Steel Tubular Columns: Review and Discussion,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 157, pp. 679-691, 2019.
- 【74】 吳易宸,「火害下內灌混凝土箱型鋼柱之軸向受力行為」, 碩士論文, 國立交通大學土木工程學系, 2018。
- 【75】 林政億,「內灌混凝土箱型鋼柱於火害之行為」, 碩士論文, 國立交通大學土木所, 2016。
- 【76】 Yang, K. C. and Yang, F. C., “Fire Performance of Restrained Welded Steel Box Columns,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 107, pp. 173-181, 2015.
- 【77】 Craveiro, H. D. D. S., “Fire Resistance of Cold-Formed Steel Columns,” *University DE Coimbra*, 2015.
- 【78】 Espinos, A., Serra, A., Romero, M. L. and Hospitaler, A., “Experimental Investigation on the Fire Behavior of Rectangular and Elliptical Slender Concrete-Filled Tubular Columns,” *Thin-Walled Structures*, Vol. 93, pp. 137-148, 2015.
- 【79】 Song, T. Y. and Han, L. H., “Post-fire Behavior of Concrete-Filled Steel Tubular Column to Axially and Rotationally Restrained Steel Beam Joint,” *Fire Safety Journal*, Vol. 69, pp. 147-163, 2014
- 【80】 Kervalishvili, A. and Talvik, I., “Alternative Approach to Buckling of Square Hollow Section Steel Columns in Fire,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 96, pp. 140-150, 2014.
- 【81】 謝哲民,「填充型箱型鋼柱火害中之力學行為」, 碩士論文, 國立交通大學土木工程學系, 2014。
- 【82】 趙愷杰,「填充混凝土鋼管柱之耐火性能研究」, 碩士論文, 正修科技大學 營建工程研究所, 2014。
- 【83】 何明錦、陳豪吉,「火害後自含充填混凝土箱型鋼柱之承载力研究」, 內政部建築研究所研究計畫成果報告, ISBN: 978-986-04-2785-1, 2014。
- 【84】 Scullion, T., Ali, F. and Nadjai, A., “Effect of Axial Restraint on the Performance of Elliptical Hollow Section Steel Columns in Hydrocarbon Fire,” *Engineering Structures*, Vol. 33, Issue. 12, pp. 3155-3161, 2011.
- 【85】 Outinen, J., “Mechanical Properties of Structural Steel at Elevated Temperatures and After Cooling Down,” *Fire and Master*, Vol. 28, pp. 237-251, 2004.
- 【86】 曾冠華,「耐火鋼箱型鋼柱火害之行為」, 碩士論文, 國立臺灣科技大學營建工程系, 2004。
- 【87】 Kamikawa, D., Hasemi, Y., Wakamatsu, T. and Kagiya, K., “Experimental Flame Heat Transfer Correlations for a Steel Column Adjacent to and Surrounded by a Pool Fire,” *Fire Safety Science*, Vol. 7, pp. 989-1000, 2003.

- 【88】 Qiang, X., Jiang, X., Bijlaard, F. S. K. and Kolstein, H., “Mechanical properties and design recommendations of very high strength steel S960 in fire,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 112, pp. 60-70, 2016.
- 【89】 陳宥豪,「火害後水中冷卻 H 型梁-箱型柱彎矩接頭耐震行為之研究」, 碩士論文, 成功大學土木工程所, 2015。
- 【90】 張嘉元,「火害後空氣冷卻 H 型梁-箱型柱彎矩接頭耐震行為之研究」, 碩士論文, 成功大學土木工程所, 2015。
- 【91】 呂勉吾,「火害後水中冷卻圓弧切削減弱式梁柱彎矩接頭耐震行為之研究」, 碩士論文, 成功大學土木工程所, 2015。
- 【92】 古堯文,「火害後空氣冷卻圓弧切削減弱式梁柱彎矩接頭耐震行為之研究」, 碩士論文, 成功大學土木工程所, 2015。
- 【93】 Sagiroglu, M., “Experimental evaluation of the post-fire behavior of steel T-component in the beam-to-column connection,” *Fire Safety Journal*, Vol. 96, pp. 153-164, 2018.
- 【94】 Qiang, X., Jiang, X., Bijlaard, F.S.K., Kolstein.H. and Luo, Y., “Post-fire behaviour of high strength steel endplate connections — Part 1:Experimental study,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 108, pp. 82-93, 2015.
- 【95】 Zhu, M. C. and Li, G. Q., “Behavior of beam-to-column welded connections in steel structures after fire,” *Procedia Engineering*, Vol. 210, pp. 551-556, 2017.
- 【96】 Ding, F., Zhang, C., Yu, Y., Lan, L. and Man, M., “Hysteretic behavior of post fire structural steels under cyclic loading,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 167, 105847, 2020.
- 【97】 Jiang, B., Li, G. Q. and Izzuddin, B.A., “Dynamic Performance of Axially and Rotationally Restrained Steel Columns under Fire,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 122, pp. 308-315, 2016.
- 【98】 Jiang, T. J., Shan, L. and Xiao, Y., “Numerical studies on full-scale steel columns under complex seismic loading,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 72, 106227, 2020.
- 【99】 賴傳詠,「火害後 H 型梁-箱型柱彎矩接頭反覆載重試驗之數值模擬」, 碩士論文, 成功大學土木工程所, 2015。
- 【100】 劉品瑄,「火害後火害前後圓弧切削減弱式接頭反覆載重試驗之數值模擬」, 碩士論文, 成功大學土木工程所, 2016。
- 【101】 潘韻瑋,「H 型梁與箱型柱彎矩接頭於火害後反覆載重行為之數值模擬」, 碩士論文, 成功大學土木工程所, 2014。
- 【102】 Parvari, A., Zahrai, S. M., Mirhosseini, S. M., Zeighami, E., “Numerical and experimental study on the behavior of drilled flange steel beam to CFT column connections,” *Structures*, Vol. 28, pp. 726-740, 2020.
- 【103】 Shameera, P. M., Geetha, P. R., “Post-fire Seismic Performance of Beam to Concrete Filled Tube Column Joints,” *International Journal of Scientific & Engineering Research*, Vol. 10, pp. 436-442, 2019.

- 【104】 Patil, A. E., Bhanuse, M. M., “Seismic Analysis of Eccentric Steel Structure on a Shaking Table,” *Computational Engineering and Physical Modeling*, Vol. 3, Issue. 2, pp. 1-11, 2020.
- 【105】 Suita, K., Suzuki, Y. and Takahashi, M., “Collapse Behavior of an 18-Story Steel Moment Frame during a Shaking Table Test,” *International Journal of High-Rise Buildings*, Vol. 4, pp. 171-180, 2015.
- 【106】 Tagawa, H., Miyamura, T., Yamashita, T. and Kohiyama, M., “Detailed Finite Element Analysis of Full-scale Four-story Steel Frame Structure subjected to Consecutive Ground Motions,” *International Journal of High-Rise Buildings*, Vol. 4, pp. 65-73, 2015.
- 【107】 Mizushima, Y., Mukai, Y. and Saruwatari, T., “Detailed FEM Simulations for Shaking Table Test of Three-Story Full Scaled Steel Building Structure,” *Japan Architectural Review*, Vol. 1, Issue. 1, pp. 96-108, 2018.
- 【108】 周蔚恩, 「鋼構造組合式構架設計與振動台試驗反應與分析」, 碩士論文, 國立臺灣科技大學, 2017。
- 【109】 Kim, S. E., Lee, D.H. and Ngo-Huu, C., “Shaking table tests of a two-story unbraced steel frame,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, Issue. 3, pp. 412-421, 2007.
- 【110】 Chen, X., Han, X., Jack, C., Lin, S. and Mao, G., “Dynamic Inelastic Numerical Simulation for a Shaking Table Test of a Full Scale Steel Moment Frame Structure based on OpenSEES,” *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, 2008.
- 【111】 Avcı, C. and Alemdar, F., “Shaking table test and numerical simulation of 3D steel frame system,” *Journal of Structural Engineering & Applied Mechanics*, Vol. 2, Issue. 2, pp. 88-95, 2019.
- 【112】 吳嘉偉、薛強、張瑜晏, 「SAP2000 非線性動態歷時分析模擬預測實尺寸鋼結構建築物崩塌實驗」, *中興工程季刊*, 第一零八期, 2010。
- 【113】 Memari, M., Mahmoud, H. and Ellingwood, B., “Post-Earthquake Fire Performance of Moment Resisting Frames with Reduced Beam Section Connections,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 103, pp. 215-229, 2014.
- 【114】 Corte, G. D., Landolfo, R. and Mazzolani, F. M. “Post-Earthquake Fire Resistance of Moment Resisting Steel Frames,” *Fire Safety Journal*, Vol. 38, Issue 7, pp. 593-612, 2003
- 【115】 Benedetto, S. D., Francavilla, A.B., Latour, M., Cavallaro, G. F., Piluso, V. and Rizzano, G. “Pseudo-Dynamic Testing of a Full-Scale Two-Storey Steel Building with RBS Connections,” *Engineering Structures*, Vol. 212, 110494, 2020.
- 【116】 Xiang, P., Qing, Z., Jia, L.J., Wu, M. and Xie, J., “Damage Evaluation and Ultra-Low-Cycle Fatigue Analysis of High-Rise Steel Frame with Mesoscopic Fracture Models,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 139, 106283, 2020.
- 【117】 Llanes-Tizoc, M. D., Reyes-Salazar, A., Ruiz, S. E., Valenzuela-Beltrán, F., Bojorquez, E. and Chávez, R., “Reliability Analysis of Steel Buildings Considering

- the Flexibility of The Connections of The GFs,” Structures, Vol. 27, pp. 2170-2181, 2020.
- 【118】 Chinthapalli, H. K., Chellapandian, M., Agarwal, A., & Prakash, S., “Retrofitting of fire damaged RC columns”, Paper presented at the Proceedings of the 11th International Conference on Structures in Fire (SiF2020), 2020.
- 【119】 Wang, L., & Su, R. K.-L., “Repair of fire-exposed preloaded rectangular concrete columns by post-compressed steel plates”, Journal of Structural Engineering, 140(3), 04013083, 2014.
- 【120】 Al-Nimry, H. S., & Ghanem, A. M., “FRP confinement of heat-damaged circular RC columns”, International Journal of Concrete Structures and Materials, 11(1), 115-133, 2017.
- 【121】 Moghtadernejad, N., Jamshidi, M., Maheri, M. R., & Keong, C. K., “Repair of post-heated short rectangular reinforced concrete columns with FRP jackets”, Structures, 2021.
- 【122】 Liu, X., Gernay, T., Li, L.-z., & Lu, Z.-d., “Seismic performance of post-fire reinforced concrete beam-column joints strengthened with steel haunch system”, Engineering Structures, 234, 111978, 2021.
- 【123】 Cai, Z., Liu, X., Wu, R., Li, L., Lu, Z., & Yu, K., “Seismic retrofit of large-scale interior RC beam-column-slab joints after standard fire using steel haunch system”, Engineering Structures, 252, 113585, 2022.
- 【124】 Yaqub, M., & Bailey, C., “Seismic performance of shear critical post-heated reinforced concrete square columns wrapped with FRP composites”, Construction and Building Materials, 34, 457-469, 2012.
- 【125】 黃國倫, 「老舊 RC 建築既有非韌性配筋柱包覆鋼板補強之研究」, 內政部建築研究所自行研究報告, 臺北, 2017。
- 【126】 黃國倫, 「既有建築 RC 柱乾式鋼板補強實驗研究」, 內政部建築研究所自行研究報告, 臺北, 2018。
- 【127】 Xiao, Y., & Wu, H., “Retrofit of reinforced concrete columns using partially stiffened steel jackets”, Journal of Structural Engineering, 129(6), 725-732, 2003.
- 【128】 邱一哲, 「校舍建築構架式鋼板補強現地試驗與分析」, 國立成功大學土木工程研究所, 臺南, 2008。
- 【129】 Yang, X., Yuan, W., Chen, G., & Fan, L., “Seismic performance assessment and retrofit of rectangular bridge piers with externally encased circular steel jackets”, Paper presented at the conference proceedings, 12th world conference on earthquake engineering, 2000.
- 【130】 Wang, L., Su, R., Cheng, B., Li, L., Wan, L., & Shan, Z., “Seismic behavior of preloaded rectangular RC columns strengthened with precambered steel plates under high axial load ratios”, Engineering Structures, 152, 683-697, 2017.
- 【131】 Zhang, D., Li, N., Li, Z.-X., & Xie, L., “Rapid repair of RC bridge columns with prestressed stainless-steel hoops and stainless-steel jackets”, Journal of Constructional Steel Research, 177, 106441, 2021.

- 【132】 邱建國、洪崇展、李宏仁、紀凱甯、林克強、劉光晏、林敏郎、鄭敏元、莊勝智、黃世建、廖文正、沈文成、李翼安、歐昱辰、王勇智、吳子良，「Design Guideline for Building of High-Strength Reinforced Concrete Structures (Draft)」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-19-001，2019 年。
- 【133】 王天志，「新型高強度混凝土高溫爆裂行為研究」，內政部建築研究所，2017。
- 【134】 內政部建築研究所(中華民國 110)。“火害後建築物之結構耐震性能評估(2/3)-鋼筋混凝土構架屋火害後之耐震性能研究”，內政部建築研究所委託報告。
- 【135】 內政部建築研究所(中華民國 109)。“火害後建築物之結構耐震性能評估(1/3)-鋼筋混凝土造與鋼構造構件火害後耐震性能研究”，內政部建築研究所委託報告。
- 【136】 Pham Phu Anh Huy, Terry YP. Yuen, Chung-Chan Hung, Khalid M. Mosalam, Seismic behaviour of full-scale lightly reinforced concrete columns under high axial loads, *Journal of Building Engineering*, Volume 56, 2022, 104817, ISSN 2352-7102, <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.104817>.
- 【137】 European Committee, “Eurocode2: Design of concrete structures-Part1-2: General rules-Structural fire design,” EN 1992-1-2:2004:E.
- 【138】 Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*.
- 【139】 Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. J. (1982, January). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. In *Journal Proceedings* (Vol. 79, No. 1, pp. 13-27).
- 【140】 OpenSees 官網，<https://opensees.berkeley.edu/>。
- 【141】 Vecchio, F. J., and Collins, M. P., “The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear,” *ACI JOURNAL*, Proceedings V. 83, No. 2, Mar.-Apr. 1986, pp. 219-231
- 【142】 Elwood, K. J., & Eberhard, M. O. (2009). Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns. *ACI Structural Journal*, 106(4).
- 【143】 中國土木水利工程學會，2021，「混凝土工程設計規範與解說(土木 401-110)」，台北。
- 【144】 台灣省土木技師公會，2022，「111 年版鑑定手冊」，新北。
- 【145】 胡曜騰，「扭轉不規則建築結構之耐震能力詳細評估」，國立成功大學土木工程研究所，臺南，2020。
- 【146】 林秉緯，「鋼筋混凝土構架屋火害後之振動台實驗與分析研究」，國立成功大學土木工程研究所，臺南，2021。
- 【147】 黃奕璇，「鋼筋混凝土柱火害及震害後之鋼板包覆修復之研究」，國立成功大學土木工程研究所，臺南，2022。
- 【148】 Maraveas, C., Fasoulakis, Z. and Tsavdaridis, K. D., “Post-Fire Assessment and Reinstatement of Steel Structures,” Vol. 8, Issue 2, *Journal of Structural Fire Engineering*, 2017
- 【149】 內政部營建署、中華民國建築師公會全國聯合會、中華民國土木技師公會全國聯合會、中華民國結構工程技師公會全國聯合會、台灣省大地工程技師公會，「災害後危險建築物緊急評估作業人員講習會教材」，台北，民國 99 年。

- 【150】 內政部營建署，「鋼構造建築物鋼結構施工規範」，民國 96 年 8 月 1 日。
- 【151】 蔡益超、宋裕祺、賴明俊、趙國宏、黃瑞琪、林洋志、鄭禾豐，「建築物耐震能力初步評估方法與審查重點」，建築物實施耐震能力評估及補強講習會，中華民國結構工程技師公會全國聯合會舉辦，民國 108 年 11 月 16 日。
- 【152】 鍾興陽、朱聖浩、朱世禹、施建泰，「實尺寸鋼構屋切削減弱式接頭鋼梁(RBS)與梁柱接頭之火害結構行為研究」，內政部建築研究所委託研究報告，臺北，2018。
- 【153】 林敏郎、樂大誠、王勇智、鍾立來，「鋼構造建築物耐震能力詳細評估」，國家地震工程研究中心，台北，民國 107 年 8 月。

附錄

附錄一 第一次專家學者座談會意見表

專家學者意見	回應
<p>盧煉元 教授</p> <ol style="list-style-type: none"> 希望實驗能夠得到有限元分析軟體中，火害前後塑鉸設定與調整方式。 RC 補強的部分有提到用 EI 值勁度的折減來模擬，但 EI 值的折減屬於構件行為的線性段，而塑鉸是非線性行為，在模擬上的重點是如何決定非線性段的包絡線。 國震中心 7 層樓 RC 構架屋的案例有火害前的實驗數據可以模擬，但沒有火害後的數據可供驗證，所以只能在往後做出類似的建築並進行火害實驗，才能驗證 ETABS 的模型。 振動台輸入之地震歷時強度應該要跟規範比較才能定義其強度等級。 單層單跨的鋼購屋有沒有基準建物？因為他的週期像 4~5 層樓的建物。如果是代表 4~5 層樓的建物，則此實驗單層構架屋的層間變位角會被高估。 建議可比較鋼構屋動力歷時與鋼柱反覆載重之遲滯迴圈差異，來說明靜力與動力的差別。也可探討加載速率對於遲滯迴圈的影響。 	<p>答：感謝委員建議。塑鉸設定與調整方式為本研究之預期成果之一。</p> <p>答：感謝委員建議。非線性段的包絡線，目前可沿用 TEASPA 之定義，但對於混凝土等值抗壓強度必須於已修正。</p> <p>答：感謝委員建議。本三年期研究之第二年度已完成單層單跨 RC 構架屋火害後振動台試驗，搭配 EI 斷面折減可有效模擬振動行為。</p> <p>答：感謝委員的建議，研究團隊後續會將實驗的各級地震波與本國設計規範的 MCE 與 DBE 比較。</p> <p>答：本實驗的兩座單層單跨的鋼構實驗屋的梁、柱尺寸係由實尺寸四層樓單跨的鋼構屋依照我國鋼構設計規範所設計決定，單層單跨的鋼構實驗屋於振動台實驗時的垂直載重亦與四層樓單跨的鋼構屋相同，感謝委員提醒實驗屋與實際四層樓剛構屋的差異。</p> <p>答：感謝委員的建議，研究團隊會再做深入的研析。</p>

<p>7. 建議未來可以透過反力牆複合實驗來控制鋼構屋構件端部的邊界條件，使模擬更為真實。</p>	<p>答：感謝委員的建議，研究團隊會將此建議納入未來的研究規劃。</p>
<p>蔡克銓 教授</p> <p>1. 使用托架的補強方法在報告中可以再說明清楚一點。</p> <p>2. 振動台實際重現的加速度與預計輸入的加速度大小誤差有點大。</p> <p>3. 火害後鋼構屋的阻尼比為什麼會比較大。</p> <p>4. 火害前後鋼構屋的反應差異不大，是否因為火害實驗強度不夠，沒有造成螺栓或焊道的損毀，希望可以在報告中說明更大程度的火害可能不會造成本研究的結果。</p>	<p>答：感謝委員建議。該文獻以 RC 梁柱接頭為研究對象，分為接頭破壞與梁端破壞兩種模式。補強方式採用外製鋼托架降低接頭剪力需求。作者另設一組外製鋼托架與 CFRP 貼片之組合，修復效果更有效。</p> <p>答：感謝委員建議，將與國震中心人員反應與討論。</p> <p>答：鋼構實驗屋於火害後，鋼材變軟，側向勁度減弱，因此結構的自然週期變長，阻尼比變大，一般而言，結構的自然週期與阻尼比呈正相關。</p> <p>答：本次鋼構實驗屋的火害實驗，火載量(木堆)密度雖然達到 50kg/m²，但是由於整個鋼構實驗屋內的空間與樓板面積不大，總火載量有限，因此火場在 30 分鐘內燃燒完畢，因此整體鋼構實驗屋的小梁、大梁、梁柱接頭、鋼柱上部等溫度較高，鋼材的 E 值與降伏強度折減較多，可能因此造成在地震力作用下，火害後鋼構屋的梁柱接頭塑鉸比未火害鋼構屋提早發生，因而有較大的側向變位，當兩棟鋼構屋的梁柱接頭塑鉸皆產生後，結構行為漸漸相似，其原因在於鋼柱底部受溫較低，降伏強度折減小，如果鋼構屋受到程度較大的火災，在相同地震力作用下，的確會造成更大的變位。</p>

<p>5. 希望可以藉由本研究鋼構屋振動台的大量實驗數據，建立一個準確度高的分析模型，或是在報告中說明如何讓分析更準確。</p>	<p>答：感謝委員的建議，研究團隊會將此建議納入未來的研究規劃。</p>
<p>朱聖浩 教授</p> <p>1. 希望國家地震中心與建築研究所的合作可以發揮很大的效果，並且在試體運送過程要注意交管的問題，因為兩座建築中的馬路車速較快。</p> <p>2. 高強度鋼筋混凝土柱火害後強度折減約 20%，希望可以在研究中說明對整體結構物的影響。</p> <p>3. 規範之前很缺乏鋼板包覆的部分，請問後來是有被加進去嗎。</p> <p>4. 為什麼鋼構屋使用 H 型鋼柱而非箱型斷面。</p> <p>5. 鋼結構是否較不容易倒塌，就台灣 921 地震而言，倒塌的房屋都不是鋼結構建築。</p> <p>6. 鋼構屋阻尼比資料有跳動，是否因為程式有問題或系統缺陷，因為阻尼比對於共振的狀況下，準確度是非常重要的。</p>	<p>答：感謝委員建議。本研究後續之試體相關運送會持續注意交管問題。</p> <p>答：本年度計畫範疇以單柱行為為主，但後續會透過學理說明對整體結構物的影響。</p> <p>答：感謝委員建議。鋼板包覆補強於校舍耐震補強現地實驗與室內實驗均已驗證，可參見國震中心報告(NCREE-08-034)，但目前仍以擴柱、翼牆、剪力牆為主。為了不擴大補強後斷面，本研究採用鋼板包覆可節省空間。</p> <p>答：由於經費有限，且箱型柱的製作較昂貴，因此鋼構實驗屋採用製作費用相對較便宜的 H 型鋼柱。</p> <p>答：一般來說，相同樓高與樓板面積的鋼構建築較 RC 建築輕，因此受地震力較小，可能是一個原因，另外，台灣的住宅還是以 RC 建築為多且較早興建。</p> <p>答：感謝委員的建議，研究團隊會針對阻尼比的計算方式，再做深入研析。</p>

<p>邱建國 教授</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 對於 500 度等溫線法，在 500 度等溫線外之混凝土強度需要調整嗎，還是就都不考慮，另外，鋼筋的強度是只要折減就好嗎。 2. 鋼板包覆主要還是在做混凝土的圍束與提升剪力強度，應該不會影響撓曲行為，但本研究結果撓曲強度卻大幅增加，想請問強度來源是高強度無收縮水泥砂漿還是鋼版的原因，希望可以在研究中補充試體前後破壞模式的差異。 3. 想了解鋼構屋火害實驗是怎麼設計的，因為火害前與火害後有許多情境可以設定，那本研究最主要是為了模擬驗證還是針對特定火場情境去設計呢？ 	<p>答：500 度等溫線外之混凝土強度不考慮。鋼筋則參考 Eurocode 之表格，折減強度與勁度。</p> <p>答：感謝委員指教。因鋼板包覆後大幅提升混凝土及無收縮水泥砂漿之抗壓強度，造成強度抬昇顯著。鋼板與無收縮水泥間無脫落現象。</p> <p>答：本研究的主要目的是希望測試依照我國鋼構規範設計的鋼構屋於火害後的耐震能力變化情形，所得之結果將有助於建立正確的火害後鋼構屋之數值模型以分析更多種情境。</p>
<p>施忠賢 理事長</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 高強度鋼筋混凝土柱研究是否能提供更簡單的方法供實務上技師於現場鑑定，例如鑽芯取樣的 f'_c 等，或是能透過火害前後斷面變化來決定其強度折減量，以利後續補強作業。 2. 鋼板補強並沒有與既有結構結合，是透過高強度無收縮水泥砂漿來填充，想確認是否會有介面問題，例如鋼版與水泥砂漿、水泥砂漿與既有結構等。 3. 火害後現場補強時，梁比較難使用 FRP 補強，是否有其他建議。 4. 鋼構屋振動台試驗顯示每個時間的殘餘變形不同，是否有一些方法供實務上現場利用變性量來判定結構損害程度，以利後續補強作業。 	<p>答：感謝委員指教。根據本研究之成果，後續將會建議實務可用之簡易判斷方法。</p> <p>答：感謝委員指教。本案柱斷面為 30cm，鋼板厚度 8mm，未使用化學錨栓鎖固鋼板，唯一保守作法，事實證明有效。</p> <p>答：感謝委員指教。梁火害後可採用無收縮水泥砂漿恢復斷面，必要時再以鋼板包覆為佳。</p> <p>答：感謝委員的建議，研究團隊會針對此震害後的鋼構屋殘餘變形量，再做深入研析。</p>

<p>5. 透過火害前後結構物自然振動週期的比對，是否能得到結構物剛度或強度的折減量。</p>	<p>答：感謝委員的建議，依照結構動力學的理論，應該可以獲得結構物剛度或強度的折減量。</p>
<p>雷明遠 研究員</p> <p>1. 鋼板補強後強度都比原本構件強，可能會對整體結構造成影響，本研究是否會提供建議鋼板補強厚度與尺寸等，以利於後續規範的撰寫。</p> <p>2. 鋼構屋振動台輸入歷時為何不與去年度研究中 RC 構架屋相同。</p>	<p>答：感謝委員建議。本研究期中階段所提出之分析流程已驗證實驗成果，期末階段將具以檢討不同厚度鋼板之修復差異性。</p> <p>答：由於今年鋼構屋的重量較去年 RC 構架屋為輕，在考量過去年的相同地震波與其他地震波之後，為了讓兩座鋼構屋在適當的地震波作用下獲得最大的結構反應，且能由國震中心的振動台在不超過其制動器之衝程、速度、加速度下順利作動，因此採用日本阪神地震的震波。</p>
<p>李其忠 研究員</p> <p>1. 高強度混凝土熱性質建議多蒐集國外文獻，另外，你們使用的 Eurocode 方法是針對高強度混凝土進行分析嗎。</p> <p>2. 火害後補強就先前會議提到，實務上是將保護層敲除並進行水泥粉刷，想詢問是否如此。還是鋼板、FRP 的補強作業是針對耐震柱呢？</p>	<p>答：謝委員指教。將持續收集國外相關文獻。Eurocode 方法可供一般與高強度混凝土進行分析。</p> <p>答：感謝委員指教。一般火害後之修復為保護層敲除並進行水泥粉刷，無鋼板包覆。鋼板包覆為耐震需求為主。</p>
<p>王順治 組長</p> <p>1. 本研究為三年研究的最後一年，報告中需要彙整總成果並陳述本研究的整體影響(例如規範的撰寫)與後續研究方向建議。</p>	<p>答：感謝委員指教。本計畫之期末報告將彙整總成果並陳述本研究的整體影響與後續研究方向建議。</p>

附錄二 第二次專家學者座談會意見表

專家學者意見	回應
<p>施忠賢 理事長</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究 RC 柱因配合量測儀器而有詳細斷面溫度資訊供模擬評估，若技師於火害現場調查，該如何判斷強度折減量。 2. 8 mm 鋼板包覆配合內灌無收縮水泥砂漿之補強強度遠高於原未火害之試體，建議分析不同厚度之鋼板補強結果以提供業界鋼板補強厚度之選擇。 3. 建議能建立火害後之損壞指標(如變形量、傾斜角與挫曲等)，供實務上評估與運用。 	<p>答：現場調查可透過外觀檢視(混凝土裂紋、顏色、剝落程度)、材料性質量測(燒失比、波速比)，取樣分析(混凝土鑽心試驗、中性化試驗)等方式預估混凝土殘餘強度或構件最高溫度，進而評估構件強度折減量，本研究團隊目前建議使用 Eurocode 2 提供之 500° 等溫線法進行 RC 構件之火害殘餘強度評估，並將考量將詳細現場判斷標準納入後續計畫研究方向。</p> <p>答：感謝委員建議，將重新以 3、6 mm 鋼板進行分析比較。</p> <p>答：感謝委員建議，研究團隊將把委員的建議納入日後的研究議題中，繼續研究。</p>
<p>邱建國 教授</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 請教 RC 柱之側力位移曲線有尖峰現象是什麼原因導致的。 	<p>答：根據實驗過程觀察，本研究團隊認為是保護層混凝土脆性導致其過了抗壓強度後強度下降快速，進而使側力位移曲線產生尖峰現象，因此對於微結構更緊密之高強度混凝土(N70)，混凝土更為脆性且側力位移曲線尖峰現象更為明顯。</p>

<p>2. 請問 RC 柱之 OpenSees 分析模型中，火害會造成柱底旋轉彈簧什麼影響。</p> <p>3. 請問 RC 火害柱分析之材料強度是用實際還是設計強度進行折減，若實際與設計強度差異大會影響折減係數的使用。</p> <p>4. RC 火害柱之側力位移曲線過了尖峰強度後之強度下降段，為何實驗結果下降緩慢不同於分析模型下降較快。</p> <p>5. 請問本研究 RC 柱之側力位移曲線是如何定義破壞點的。</p>	<p>答：旋轉彈簧提供之旋轉勁度為 $\frac{8u}{d_b f_y} (EI)_{flex}$，其中 d_b 為鋼筋直徑、u 為握裹應力 $0.8\sqrt{f'_c}$，f_y 為鋼筋降伏強度，$(EI)_{flex}$ 為斷面剛度(本研究採 $0.55E_c I_g$)。</p> <p>本研究使用 Eurocode 2 提供之 500°C 等溫線法，500°C 等溫線外之混凝土視為失效，在分析模型中不會建置，使斷面慣性矩 I_g 下降，鋼筋降伏強度 f_y 則按照溫度折減表進行折減，但折減量不如 I_g 大，因此火害後試體之旋轉彈簧主要受混凝土失效深度影響。</p> <p>答：所有試體鋼筋採抗拉試驗強度 (5868 kgf/cm²) 進行折減，未火害試體(N35、N70)之混凝土採試驗天抗壓強度 (477、882 kgf/cm²) 進行折減，火害試體 (F35、F70) 之混凝土因沒有試驗天抗壓強度而採設計強度 (350、700 kgf/cm²) 進行折減。</p> <p>答：本研究團隊認為是火害後試體之保護層混凝土已受損嚴重，使其在側力位移曲線強度上只貢獻些許強度，因此實驗後期保護層混凝土壓碎後影響較小，此外，分析模型不考慮鋼筋應變硬化強度，圍束模型也採規範限制的最大橫向鋼筋降伏強度 (6900 kgf/cm²，本研究橫向鋼筋採 SD785)，因此側力位移曲線在強度下降段會與實驗結果不同。</p> <p>答：本研究採 85% 之尖峰強度作為破壞點。</p>
--	--

<p>6. 火害評估流程草圖清楚地說明各階段之項目，建議可以使用本研究之 RC 柱數值模型分析特定斷面建立數據庫，供實務上參考與應用，並加入火害評估流程裡。</p> <p>7. 請問 RC 柱反覆載重實驗軸力施加大小。</p> <p>8. 建議於簡報裡加入 CFN 試體之數據，用以比較不同曝火時間與軸壓比之影響程度。</p> <p>9. 補強 RC 柱之鋼板是否有經過特殊處理使構件勁度提升顯著，還是受無收縮水泥砂漿影響較大。</p> <p>10. 請教本研究團隊為何採用鋼板包覆補強 RC 柱，實務上目前主要使用何種方法進行補強。</p> <p>11. 振動台屬於結構實驗之末端，請問本研究團隊希望藉由這 2 座試體得出什麼結果。</p> <p>12. 目前較缺乏鋼結構火害後之補強對策，請問本研究團隊是否能提供建議。</p>	<p>答：感謝委員肯定與建議，將考量於後續研究方向。</p> <p>答：本研究採 0.15 軸壓比進行試體設計與反覆載重實驗，N35 與 F35 試體之軸力為 84 tf，N70 與 F70 試體之軸力為 168 tf。</p> <p>答：感謝委員提醒，原簡報中有相關數據比對，因時間關係未充分說明，另將重新繪製 CNF 未火害試體與修復後試體之實驗曲線來進行比較。</p> <p>答：感謝委員提問，鋼板未經過特殊處理。勁度抬升現象係受到無收縮水泥砂漿及鋼板圍束的貢獻所影響，造成斷面等值混凝土抗壓強度抬升，連帶增加斷面之有效剛度與勁度。</p> <p>答：感謝委員提問。實務中以無收縮水泥砂漿復原斷面尺寸為主，未再包覆鋼板。</p> <p>答：研究團隊主要想利用兩座鋼構實驗屋試體的振動台實驗結果，瞭解並證明火害後的鋼構建築在耐震能力上會減弱，本次的振動台實驗顯示：火害後鋼構建築的側向勁度減弱、側向位移變大、自然週期的延長、塑鉸會提早產生。</p> <p>答：感謝委員的建議，研究團隊將把委員的建議納入日後的研究議題中，繼續研究。</p>
---	---

<p>陳柏端 副研究員</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. RC 柱等溫線圖受含水量影響大，本研究含水量為 4~4.5% 大於一般情況 3%，若要提供等溫線圖建議要對含水量作校正。 2. 請問 RC 柱補強案例是為了說明火害後補強後之強度要接近未火害試體嗎，建議能在期末報告說明本研究補強之強度過高應如何修正。 3. 火害後鋼構屋振動台實驗之基礎螺栓於實驗中有發生降伏之情形，實驗中途有再鎖緊一次，可能導致邊界條件的改變而與未火害鋼構屋實驗條件不同，且降伏後的螺栓會繼續使用其韌性，可能導致螺栓達到其抗拉強度而噴出造成危險。 	<p>答：感謝委員建議。受限於計畫時程，試體製作完成後僅於自然環境養護約 2-3 個月，隨即進行火害實驗，導致火害前含水量較一般略高些。後續將針對含水量對斷面破壞形式之可能影響，進一步補充於期末書面報告。</p> <p>答：感謝委員提問，修復目標為回復試體之強度與側向勁度，達到未火害試體的行為。強度過高現象與鋼板厚度有關，將重新以 3、6mm 鋼板進行分析比較。</p> <p>答：感謝委員的提醒，未火害鋼構屋在 KB 1.0g 震波完成後，研究團隊有用板手將基底螺栓鎖固，幸好螺栓鎖固期間並未發現螺栓插銷有彎曲變形的現象，所幸之後的 KB 1.15g 震波也順利完成。</p>
--	--

附錄三 第三次專家學者座談會意見表

專家學者意見	回應
<p>賴建宏 理事長</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 請問 RC 柱測溫點 C3 與 C5 溫度變化趨勢不同的原因為何。 2. 火害後耐震能力評估流程圖草案中，如何界定紅、黃與藍之耐震等級。 3. 鋼結構火害後之耐震能力評估流程，目前參考國外文獻，建議參考國內實務執行面做調整，如界定修復、補強與拆除標準等。此外，建議初步評估要有全面性結構調查，如各部位之各種檢測可納入初評，而初評完再將火害後鋼結構分類，以達到較完整之評估。 	<p>答：越靠近柱體表面之混凝土火害影響較大且溫度也較高，導致不同曝火深度之混凝土熱性質不同而影響熱傳導，因此不同曝火深度之測溫點升溫趨勢有所差異。</p> <p>答：本研究團隊目前初步想法係結合國家地震工程研究中心發行之「台灣結構耐震評估與補強技術手冊」內所提到之性能點，透過界定不同性能點來區分各顏色之耐震等級，並考量將詳細內容納入後續計畫研究方向。</p> <p>答：感謝委員建議，研究團隊將納入後續計畫研究方向。</p>
<p>鍾立來 榮譽顧問</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. RC 柱補強實驗之鋼板未於兩端錨定，FRP 也未包覆柱底部，此補強對斷面彎矩強度提昇小，請問本實驗是否為主要提供混凝土圍束效應之補強。 	<p>答：感謝委員提問。本研究鋼板包覆之底部未錨定於基礎面，且未使用 FRP 包覆。經比較第一年度未火害 CNF 試體，CF1R 試體之強度增加約 20%，主要原因為鋼板內混凝土及無收縮水泥砂漿因圍束後提升抗壓強度，屬於韌性補強。</p>

<p>2. 構件火害實驗時，是否可製作材料試體一同進行實驗，以利後續材料試驗評估性質。</p> <p>3. 鋼構造構架屋火害後之耐震性能研究簡報第 3 頁，鋼柱軸壓比為 6%，但對於高軸力之鋼構件(如軸壓比大於 30%)，火害中有喪失軸向承載能力之虞，請問火害中之危險程度是否高於火害後受地震力之影響。</p> <p>4. 鋼構造構架屋火害後之耐震性能研究簡報第 5 頁，請問是否有材料試驗之強度。</p>	<p>答：本研究團隊有置入數個圓柱試體一同進行高強度 RC 柱之火害實驗，但圓柱試體皆有破損造成斷面之不完整，難以界定斷面積以換算其抗壓強度，此外，RC 柱試體之核心混凝土有鋼筋圍束，圓柱試體無法有相同之實驗條件，導致其抗壓強度參考性較低。而本研究團隊目前使用本三年期研究之前兩年報告之結論，建議使用較為簡單之 Eurocode 500°C 等溫線法進行火害後 RC 構件之耐震能力評估，此方法不須額外進行混凝土之火害試驗，鋼筋強度也有折減表供使用，並且在前兩年度研究皆獲得高準確之分析結果，因此本研究團隊建議能使用此方法評估 RC 構件火害後之殘餘耐震能力。</p> <p>答：由於我國鋼構建築設計時都必須考慮耐震設計，因此柱、梁尺寸較大，在平時只有服務載重作用下，柱與梁的載重比較低，因此比較不可能發生鋼柱在火害中喪失軸向承載能力的情形，但是鋼柱的載重比越高，鋼柱在火場中能承受的溫度越低。</p> <p>答：研究團隊有將鋼構屋興建時柱、梁的部分餘料放入鋼構屋中一起接火害高溫，但由於放置鋼架離地約 70 公分，因此鋼梁餘料的受火溫度與實際鋼梁高程的受火溫度不同，鋼柱餘料的受火溫度亦與實際鋼柱高處的受火溫度不同，比較接近柱底較低的火害溫度，因此材料強度較常溫略有折減，約只降低 1%。</p>
---	---

<p>5. 鋼構造構架屋火害後之耐震性能研究簡報第 26 頁，請問火害後振動週期變長、結構變軟是因為材料軟化與接頭軟化嗎。</p> <p>6. 鋼構造構架屋火害後之耐震性能研究簡報第 50 頁，請問樓板殘餘位移是每次試驗之結果還是歷次試驗累積之結果。</p> <p>7. 鋼構造構架屋火害後之耐震性能研究，請問是否有實驗基底剪力與屋頂位移之關係、遲滯迴圈與包絡線。</p> <p>8. 鋼構造構架屋火害後之耐震性能研究，請問實驗之破壞模式為何，是否與預期相同。</p>	<p>答：火害後鋼構屋週期變長、結構變軟，其主要原因的確與鋼材楊氏係數 E 值降低，造成柱與梁構件之勁度 EI 值變弱有關，接頭軟化亦是可能之原因。</p> <p>答：是歷次試驗累積的結果。</p> <p>答：感謝委員建議，有關實驗基底剪力與屋頂位移之關係、遲滯迴圈與包絡線，後續將請學生繼續分析。</p> <p>答：本次兩座鋼構實驗屋的振動台實驗的破壞模式，主要是大梁 RBS 梁柱接頭塑鉸產生與鋼柱底部塑鉸產生，火害後鋼構屋的第一個 RBS 梁柱接頭塑鉸提早在 KB 0.2g 震波時產生，而未火害鋼構屋的第一個 RBS 梁柱接頭塑鉸則發生在 KB 0.4g 震波。</p>
<p>黃武龍 技師</p> <p>1. 目前本研究建議利用預估之火場與構件溫度進行耐震能力評估，但實務上有發生過火害溫度不高卻造成結構物嚴重受損與變形，此外，現地混凝土時常發生保護層厚度與預期來得不足，而此差異會影響斷面溫度分布，請問本研究團對是否有建議之應對措施處理此種例外情形。</p> <p>2. 局部火場也能夠破壞構件局部區域造成嚴重影響，如高軸力之箱型鋼柱焊道受損，導致軸向承載能力下降而使構件破壞，本席提供此實務案例給研究團隊參考。</p>	<p>答：感謝委員提供實務上之案例，實際火場情況變異性大，本研究團隊建議可針對重點結構區域進行額外之檢測，如鑽心試驗、燒失量、波速比等物理性質量測，以評估材料強度進行後續分析評估。</p> <p>答：感謝委員的寶貴意見。</p>

<p>3. RC 構件中鋼筋與混凝土膨脹係數不同，影響兩者之握裹力，本研究是否有評估建議。</p>	<p>答：本研究 OpenSees 模型之旋轉彈簧係為了模擬鋼筋與混凝土間握裹滑移之影響，其旋轉勁度為 $\frac{8u}{d_b f_y} (EI)_{flex}$，其中 d_b 為鋼筋直徑、u 為握裹應力 $0.8\sqrt{f'_c}$，f_y 為鋼筋降伏強度，$(EI)_{flex}$ 為斷面剛度，目前本研究建議採 $0.55E_c I_g$ 並搭配 Eurocode 500°C 等溫線法來計算，透過斷面尺寸縮小折減 I_g，以反應握裹力火害影響造成結構側向勁度下降之情形。</p>
<p>劉奇岳 科長</p> <p>1. 建議可提供火害評估表單，供執業技師有明確之評估方式。</p> <p>2. 請問本研究團隊選擇高強度 RC 柱與鋼構屋進行火害實驗之原因為何。</p>	<p>答：感謝委員之建議，本研究團隊也肯定評估表單之實用性。</p> <p>答：本研究為三年期計畫之第三年，而本計畫規劃進行國內常見結構物之火害實驗與評估研究，前兩年已完成一般強度之 RC 柱、RC 構架與鋼柱之火害研究，而今年規劃進行高強度 RC 柱與鋼構屋之火害研究與一般強度 RC 柱火害後之修復研究。</p>
<p>雷明遠 研究員</p> <p>1. 請問鋼結構火害評估流程圖之損害程度是如何界定的。</p>	<p>答：鋼結構火害評估流程圖中依損害程度分為「嚴重損害」、「無損害」、「暫定輕度損害」，由於特別針對火害後鋼構造建築物的緊急評估作業尚未制定，建議可暫時先採用內政部營建署與各專業技師聯合會所訂定的「災害後危險建築物緊急評估作業指引」，進行火損鋼結構的緊急評估，然而鋼構件火害與受震害之破壞模式與破壞位置不盡相同，判定方法有待後續研究。</p>

<p>2. 局部火災造成局部結構受損，請教本研究團隊對於局部修復之標準為何，是否需要評估局部結構受損造成整體結構之影響。</p> <p>3. 請教本研究團隊是否有針對尚於施工階段之建物火害影響評估建議。</p>	<p>答：結構局部受損需要透過進一步數值分析方能了解其對於整體結構物之影響，目前本研究團隊建議可先透過初步評估決定是否需要進入詳評。</p> <p>答：本年度所建議之評估流程圖亦適用於施工階段之建物。</p>
<p>李其忠 主任</p> <p>1. 本研究高強度 RC 柱之火害實驗結果顯示使用高強度與一般強度混凝土火害後之影響程度相近，而台灣目前正在推動 New RC 使用高強度之混凝土並縮減斷面尺寸，請教本研究團隊針對此種斷面與材料火害是否有嚴重影響。</p> <p>2. 請問鋼承板是否能防止鋼結構受火時倒塌，另外，剪力釘於火害時受損是否會對結構物耐震能力產生影響。</p>	<p>答：本研究團隊於這三年研究皆驗證使用 Eurocode 500°C 等溫線法評估 RC 構件火害後殘餘強度之準確性，目前本研究團隊建議能將此方法納入 New RC 火害評估參考。</p> <p>答：感謝委員建議，剪力釘於火害時受損斷裂時應該會對結構物耐震能力有所影響，有待後續研究，本次樓板與鋼梁採用完全複合設計，依照以往建研所委辦案所進行的火害實驗，應該不會有剪力釘斷裂的情形。</p>

問題討論	
問題	回覆
<p>1. 李其忠主任： 請問火害評估之權責單位如何歸屬。</p>	<p>賴建宏 理事長： 施工中工地若發生火災，藉由消防通報，地方主管機關(工務局、建管處)會勒令工地停工，並要求工地復工前須進行專業單位之鑑定與評估，而使用中之建築若發生火災，一般由住戶自行向專業工會申請鑑定，若為大規模工安事件，建管處會基於公共安全強制進行安全鑑定。</p>
<p>2. 洪崇展 教授： 請教賴理事長目前工會於施工現場如何進行火害評估。</p>	<p>賴建宏 理事長： 目前新北市土木技師公會主要從混凝土燒失量進行評估，並於火害區與非火害區進行混凝土取樣，以還原火場溫度，而目前推估基準採用台科大陳舜田教授等人之研究成果，火場溫度於500°C以內視為無結構安全影響，而較嚴重之個案一般廠商都會自行拆除。</p>
<p>3. 鍾興陽 副教授： 請問發生地震或火災後是依據「建築物公共安全檢查簽證及申報辦法」第三條之規定進行建物評估與檢查嗎。</p>	<p>劉奇岳 科長： 公安檢查與災後緊急評估適用於兩套不同之法系，公安檢查為建築物平常使用時應檢查其是否符合防火規定與耐震標準，並依據「建築物公共安全檢查簽證及申報辦法」，而本研究之範疇為火災後之評估流程，屬於災後緊急評估，應依據「災害後危險建築物緊急評估辦法」之程序進行，而此辦法提供緊急評估表與緊急評估明細表，但目前兩個表單只針對震害進行緊急評估，目前尚未有火害之緊急評估程序，此外，此緊急評估程序由地方政府成立災害應變中心，請當地建築師與技師接受通報後進行個案緊急評估，判斷建築物是否需要進行貼單等。 本席建議本研究後續可納入緊急評估程序裡。</p>

附錄四 期初審查意見表

審查委員意見	廠商回應
<p>1. 鋼構造構架屋，建議構架屋性質參數先行計算，尤其自然振動週期。檢核是否發生共振，另需預估實驗結果。</p>	<p>答：本研究團隊將在鋼構造構架屋進行振動台實驗前，先以結構分析軟體進行鋼構造構架屋的側推分析和受地震的歷時分析，預估實驗可能發生的結果，以做好相關之準備。</p>
<p>2. 鋼筋混凝土柱部份，建議實驗鋼筋混凝土柱試體性質參數先行計算容量曲線→容量震譜→性能點 S_d、S_a、d_{pi}、a_{pi}→地表加速度係數→耐震能力比較。</p>	<p>答：鋼筋混凝土柱實驗進行前，將進行詳細之細部設計與性能評估。</p>
<p>3. 柱構件火害以鋼板修復之效益，建議依火害程度、圍束鋼筋損壞程度，擬定修復方法。</p>	<p>答：本計畫將以第一期計畫所保留之試體進行修復研究。火害程度為 CNS 12514-1 標準升溫曲線加熱 3 小時、圍束鋼筋損壞程度為柱底產生塑較，層間位移角達 8%。</p>
<p>4. RC 柱橫向鋼筋採用間距 6.5cm，是否有什麼特別的意義？</p>	<p>答：本研究 RC 柱試體橫向鋼筋間距設計，係依據新版國家混凝土設計規範之設計公式計算所得。</p>
<p>5. D25 及 D13 鋼筋之降伏強度，請再確認。</p>	<p>答：經確認 D13 之降伏強度為 690MPa，D25 之降伏強度為 550MPa 無誤。</p>
<p>6. 高強度混凝土柱之修復工法，建議採打除火損部分，以水泥質材料回復原斷面，來進行研究補強工法的有效性，以利實務上之應用。</p>	<p>答：本計畫將採打除火害損壞部分，且以水泥質材料(無收縮水泥砂漿)回復原斷面，並在表面以鋼板包覆來提升其強度與勁度。</p>
<p>7. 本研究選用 20%之軸力比，其有何特別的定義？</p>	<p>答：高強度鋼筋混凝土柱普遍使用於中高樓層之建築物，承受不小之軸力比，且考量實驗室加載設備之能力上限後，本案規劃選用 20%之軸力比。</p>

<p>8. 請再強化說明本案的研究目的、以及研究成果，將可提供何種的應用。</p>	<p>答：本研究將針對火害後的高強度鋼筋混凝土柱構件與鋼構造構架屋，以實驗測試方法研究其殘餘耐震能力。另外，將針對火害與地震後之鋼筋混凝土柱構件，研究修復工法對於提升其耐震能力的有效性。本研究亦將比較分析建築物構造火害後之不同補強技術與相關工法，並研擬鋼構造建築火害後耐震能力評估流程。藉由上述成果，發展火災後建築物之實驗技術方法與流程，並建立有系統的火害後建築物之結構耐震性能評估方法，且了解火災及地震之多重性災害對建築物之影響。</p>
<p>9. 本研究所定義之高強度為何？為何鋼筋要用到此強度？</p>	<p>答：內政部營建署預計於 111 年中旬發布新版國家混凝土結構設計規範，新版規範對於鋼筋設計強度有條件開放至 690 MPa。因此，本案柱構件試體之縱向鋼筋採用 550 MPa，圍束鋼筋採用 690 MPa，以使試體設計能符合新版國家混凝土結構設計規範，透過實驗測試，了解未來實務工程可能產生之問題。</p>
<p>10. 簡報第 25 頁所提，利用 109 年火害及地震後 RC 柱之破壞試體，請敘明這些試體的製作條件，以及試體的加載方式與破壞狀況。</p>	<p>答：本研究採用 109 年火害及地震後 RC 柱之破壞試體，其試體尺寸為 30×30 cm，柱高 150 cm。主筋配置 8-D25、箍筋為 D13@10 cm。混凝土標稱強度為 21 MPa、主筋及箍筋標稱降伏強度分別為 420 MPa、280 MPa。火害條件為 CNS 12514-1 標準升溫曲線，加熱時間為 2、3 小時。實驗變數為柱軸力比，分別為 0.1、0.2 及 0.3，層間位移角達 8%時，破壞狀況皆為撓曲破壞。本年度規劃修復方式為敲除表面損壞混凝土後，以 8 mm 鋼板包覆且內填無收縮水泥砂漿，抗壓強度需達 500 kgf/cm² 以上。</p>

<p>11. 請考量本案在學術上或實務應用上，如何展現績效，發揮社會影響力。</p> <p>12. 有關火害後修復工法，除了鋼板外，是否可蒐集比較其他修復方式，以求經濟便利、有效；另修復完成後如何評估其強度。</p> <p>13. 有關專家出席費，請修正為 2,500 元。</p>	<p>答：本研究成果將發表於期刊或研討會論文，並在研討會中與實務工程師分享本案之研究發現、並宣導所開發之火害後建築物結構耐震性能評估方法，以期回饋於實務工程應用。此外，本案亦將培植 5 位以上之碩士專業人材。</p> <p>答：本計畫將彙整國內外有關火害後修復方式，分析檢討各種修復方式之優缺點，以求經濟便利與有效性。另 RC 柱修復後之強度將透過側推分析驗證，考慮修復材料及鋼板圍束效果之貢獻。</p> <p>答：感謝委員建議，將予與修正</p>
---	--

附錄五 期中審查意見表

審查委員意見	廠商回應
<p>方一匡 教授</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 研究團隊歷經近三年的研究，在大型模擬試體測試以及精細數值模擬分析累積許多寶貴成果，建請彙整提出鋼筋混凝土結構與鋼結構先後受高溫與地震力作用下之設計與災後修復的建議，提供業界參考。 2. 大型模擬試體測試之研究成果與單一梁與柱構件已有之成果差異性在哪裡，建請在期末報告強化需要使用大型模擬試體先後承受高溫與地震力實驗研究之優越性。 	<p>答：感謝委員建議，本研究團隊會針對鋼筋混凝土受高溫與地震力作用下之分析與災後修復的建議提供於期末報告中。鋼結構則亦會提供相關之分析評估方法。</p> <p>答：大型鋼構試體與單一構件試體的差別主要在於構件的邊界條件、構件在火害時的溫度分佈與火害後構件所受地震力有所不同，在鋼構試體中的構件之邊界條件、火害時溫度與火害後所受地震力最接近實際的情形，因此有必要進行大型鋼構試體火害後的振動台實驗以瞭解構建於真實火害後的耐震能力。</p>
<p>林大惠 教授</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究為實尺寸實驗，有難度，但有實際應用價值，所有實驗的量測數據宜建立完整的數據資料庫，可以用來進行火害模擬分析，衍生更多分析結果。 2. 單柱火害分析與構架屋火害分析的相關性宜適當說明，加載與火害過程是否能相互匹配，火害分析結果能否有延伸性的比較，宜釐清。 	<p>答：感謝委員肯定與建議，本計畫會於期末報告中提供完整之實驗數據資料。</p> <p>答：單柱試體的升溫是在大型電爐中進行，其與構架屋中之鋼柱受真實火害升溫與降溫不同，火害後單柱試體係以反覆側推以模擬地震力的加載，而構架屋中之鋼柱是直接承受實際地震力，兩種試驗有所不同。</p>

<p>張福綜 組長</p> <ol style="list-style-type: none"> 建議能夠藉由研究成果提供建築物火害後需進行修補或拆除的標準。 建議能提供火災現場鑑定結構物危險性的方法，如外觀判斷或簡易量測方式供各單位與民眾了解。 	<p>答：感謝委員建議，本研究團隊會根據三年總研究成果研擬火害後建築物之耐震評估流程與對應措施。</p> <p>答：感謝委員建議，本研究團隊會根據研究成果提供火害後結構殘餘強度之簡易判斷方式。</p>
<p>陳誠直 教授</p> <ol style="list-style-type: none"> 圖 3-24，70 MPa 混凝土為高流動性混凝土，建議測其坍流度而非坍度。 3.3.3.2 節 35 MPa 混凝土的坍度為 23.5 cm，與圖 3-23 明顯不符合。 火害後 RC 柱以鋼板包覆補強後可提升火害後的強度達 1.45~1.8 倍。是否有相對於未火害強度提升之資料。 表 5-1 建議列表試片的實際機械性質，而非規定的標準值。 表 6-15 WN1 的自然週期與表 6-5 與表 6-11 不同，何者正確？ 結論(9)火害高溫後鋼材變軟，E、F_y、F_u 皆折減，故火害後自然週期變長。惟火害中鋼梁與鋼柱溫度皆未超過 700°C，文獻顯示空氣冷卻後，E、F_y、F_u 無明顯變化。請再斟酌此結論。 結論偏向學術上的貢獻，建請亦提供針對實務工程上的建議。 	<p>答：感謝委員指正，報告書內容將修正為現場坍流度測試結果。</p> <p>答：感謝委員提出之問題，經確認圖 3-23 為下基礎 35MPa 混凝土之坍度測試圖，其坍度為 11 cm，並已敘述於書面報告第 55 頁。</p> <p>答：感謝委員指正，未火害試體 CNF 於第一期計畫中已完成，其最大側力強度與 CF1 接近。</p> <p>答：感謝委員指正，研究團隊將更正為鋼材試片的實際機械性質。</p> <p>答：感謝委員指正，表 6-15 的 WN1 之自然週期為兩組試體於振動台實驗前一天所進行的白噪試驗結果，結果比較接近實際情形，表 6-5 與 6-11 的 WN1 自然週期為振動台實驗當天所進行的第一次白噪試驗結果。</p> <p>答：研究團隊在火害實驗後對鋼梁與鋼柱進行硬度試驗，確實發現鋼梁與鋼柱上部之硬度有下降之情形，顯示火害後鋼構屋上部鋼構件受到溫度較高，會造成其鋼材之 E 值與強度下降。</p> <p>答：感謝委員建議，本研究團隊後續將提供實務上的建議。</p>

<p>陳正平 技師</p> <ol style="list-style-type: none"> 第 80 頁：等溫線之變化梯度與斷面尺寸有關，斷面越大變化較緩和。3.6.3 中末行「不會因為斷面變化導致等溫線深度變化」。 第 78、79 頁：表中座標單位及符號定義建議標註。 箍筋溫度 500°C 強度折減 0.78，但其他文獻多為 550°C 一小時尚不致改變機械性質。 補強建議以先試用原強度以上之同材料，不宜直接以超額補強方式處理。 	<p>答：感謝委員提出之問題，本研究團隊使用 Eurocode 2 之方法預估火害後試體殘餘強度，但 Eurocode 2 僅提供 30×30 cm 之標準斷面等溫線分布圖，因此本研究團隊做出此假設，以保守評估試體殘餘強度。</p> <p>答：感謝委員建議，將比照辦理。</p> <p>答：感謝委員提出之問題，此數據乃根據 Eurocode 2 之建議與其鋼筋受高溫後之強度折減表，並已於前兩年研究工作驗證其可行性。本研究團隊後續會持續關注相關文獻。</p> <p>答：感謝委員指正，本研究參考建研所「老舊 RC 建築既有非韌性配筋柱包覆鋼板補強之研究」，採用 8 mm 厚度鋼板，屬於較保守之補強方式。未來將以現行工法為主，敲除火害受損之混凝土保護層，再增設無收縮水泥砂漿方式，無鋼板包覆方式進行實驗研究。</p>
<p>曾偉文 教授</p> <ol style="list-style-type: none"> 建議書面報告內的用詞能更通俗、單位使用法規常見的單位，如 <i>kgf</i>、<i>cm</i>。 建議書面報告的表格能加上總評，方便閱讀與理解。 研究團隊有使用國震中心針對震後結構物強度的計算方式，建議能參考建研所「建築物構造防火性能驗證技術手冊」中 3.9 節之火害計算公式，提供結合火害與震害的結構強度計算方法。 	<p>答：感謝委員建議，將比照辦理。</p> <p>答：感謝委員建議，本研究團隊後續會補充表格與總評於文中。</p> <p>答：感謝委員建議，將彙整「建築物防火避難安全性能驗證技術手冊(第二版)」，3.9 節之火害計算公式，提供結合火害與震害的結構強度計算方法。</p>

<p>江支川 建築師</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本實驗性研究考慮細緻，RC 在火害後的強度或勁度衰減，值得信賴參考。但實際火災現場的梁柱不可能如試體測試，可否考慮使用強度試驗錘方式測試，比對其反應數據的可靠性。 2. 鋼構架火害後，性能一定降低，但實驗沒有防火被覆，所得數據如何應用？ 3. 鋼構受熱變形，是否降低其彈性能力？ 	<p>答：感謝委員肯定與建議。本研究團隊後續會嘗試建議相關量測儀器之使用。</p> <p>答：防火被覆會延長鋼構件溫升的時間，為了使試體迅速達到預定的火害溫度，並考量最嚴重的火害情形，故未於構件噴塗防火被覆。</p> <p>答：會，鋼構件變形後，其彈性受力行為會有所不同，若火害溫度超過鋼材 723°C 的變態點溫度，其火害後的楊式係數 E 值亦會有所折減。</p>
<p>林自勤 技師</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本案研究分為混凝土構造物與鋼構造物兩類型的構造物火害後之耐震性能研究，是否在第 7 章結論與建議分開說明，例如(1)~(6)項是有關於混凝土構造物實驗結論；(7)~(15)項是有關於鋼構構造物實驗結論。 	<p>答：感謝委員建議，本研究團隊會依照不同研究主題之結論分別敘述。</p>
<p>藍英昭 技師</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本案研究報告探討構架屋及混凝土柱火害後之耐震性能研究，建議補充試體週期及韌性部分。 2. 火害後 RC 建築物之鋼板補強，使用補強鋼板 8 mm 厚，建議補充強度計算式，以驗證補牆效率及效果，強度提升 1.45~1.8 倍。 3. 建議第 4 章火害後 RC 建築物之結構耐震性能評估與修復研究及第 6 章鋼構實驗屋初步結果探討增補該章小節。 	<p>答：感謝委員建議，研究團隊將補充試體週期及韌性。</p> <p>答：本研究參考公路總局「公路橋梁耐震評估及補強準則」計算鋼板補強用量，並予以適度增厚，保守考量未採用化錨固定之補強效果。</p> <p>答：感謝委員建議，研究團隊將補充該章小節。</p>

<p>王順治 組長</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 建議能將本計畫三年的研究成果彙整，並提供實務上的運用方式。 2. 建議說明「相對用語」的分界，如強度高低、位移大小與誤差大小等。 3. 建議提供一套火害評估流程，界定評估與補強標準。 	<p>答：感謝委員建議，今年為三年期研究的第三年，本研究團隊後續將彙整研究成果，並提供實務運用之建議。</p> <p>答：感謝委員建議，本研究團隊會補充相對用語之細節，後續也會加強文中描述方式。</p> <p>答：感謝委員建議，後續將建議火害評估流程，界定評估與補強標準。</p>
<p>樂中丕 主任秘書</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 期待本研究案的成果，建議能在後續專家學者座談會與各技師、老師們討論如何將研究成果與實務結合。 	<p>答：感謝委員建議，本研究團隊後續會召開專家學者座談會，持續與各界討論研究成果與實務之結合。</p>

附錄六 期末審查意見表

審查委員意見	廠商回應
<p>方一匡 教授</p> <p>1. 本研究成果豐碩，建請將研究成果轉換供實業界參考應用之具體建議。</p>	<p>答：感謝委員肯定，本研究團隊提供火害評估流程供業界與未來學術研究方向參考。</p>
<p>林大惠 教授</p> <p>1. 高強度 RC 柱火害分析結果宜與前期研究之一般強度 RC 柱和鋼材火害結果進行完整比較。</p> <p>2. 高強度 RC 柱火害試體實驗數據是否足夠驗證與延伸 OpenSees 分析模型之應用。</p> <p>3. 高強度 RC 柱之等溫線分布圖顯示其熱傳導較快，且試體外觀損毀較嚴重，請問 F70 試體強度與勁度為何較 F35 試體高。</p>	<p>答：感謝委員建議，將補充一般強度與高強度鋼筋混凝土柱之比較，但鋼材不耐火且含本研究第一年度之鋼柱火害實驗並未使用實務上常用之防火披覆，因此第一年度之鋼柱火害實驗結果不宜與本研究鋼筋混凝土火害實驗結果比較。</p> <p>答：受限於研究資源，本研究團隊建議後續研究方向可針對補強工法與補強時機進行研究，分析模型之驗證可透過其他研究案例進行分析模擬，以獲得較大之整體研究效益。</p> <p>答：高強度混凝土試體保護層雖然於火害實驗損毀嚴重，但受橫向鋼筋圍束之核心混凝土依舊能提供主要抗壓強度，因此側向強度仍可能高於使用一般強度混凝土之試體。</p>
<p>林文興 教授</p> <p>1. 書面報告第 43 頁，目前建築法令是否有對傳統鋼筋混凝土及新型高強度鋼筋混凝土之設置規定，請於文中略加說明。</p>	<p>答：感謝委員之建議，目前國內並無規定使用高強度鋼筋混凝土結構之時機，本研究團隊也會將此內容補充於成果報告書內。</p>

<p>2. 關於火害後 RC 建築物之結構耐震性能評估與修復研究，可否列表比較火害後各種補強技術與相關工法之優缺點，並列表比較說明火害前即經修復後之分析驗證結論。</p> <p>3. 書面報告第 116 頁，小節(4)提出高強度鋼筋混凝土柱火害後，試體分析強度低於實驗值 16 與 14%仍屬合理範圍，應於報告中補充是依據何種標準研判。</p> <p>4. 建議於第七章火害評估流程圖中加入結構修復與維持現狀之判斷方法與依據。</p>	<p>答：感謝委員建議，將列表比較火害後各種補強技術與相關工法之優缺點。本研究並無進行火害前即經修復後之分析。</p> <p>答：Eurocode 提供之標準斷面等溫線圖係採用 30×30 cm 之標準斷面，且假設混凝土含水量為 1.5%計算而得，而本研究實際試體之含水量為 4.0~4.5%，且斷面為 40×40 cm，等溫線實際深度皆會比標準斷面之相同等溫線深度淺，加上模型材料強度採設計強度，分析結果理應較實際結果保守，因此本分析誤差應屬合理範圍。</p> <p>答：感謝委員建議，本研究團隊今年研究範疇主要提供火害評估流程草案與分析模型之建立方法與驗證，並將各適用情況之判斷指標納入未來計畫建議研究方向。</p>
<p>陳誠直 教授</p> <p>1. 表 3-2 之施加軸力係依據試體設計強度計算，建議增列設計軸壓比與實際材料強度之軸壓比。</p> <p>2. 高強度鋼筋混凝土柱依據標準升溫曲線升溫 2 小時並以自然降溫方式降低至室溫，建議未來以噴水降溫方式於耐震性能影響進行研究。</p> <p>3. 高強度鋼筋混凝土柱之數值模擬分析於最大強度皆能準確預測，惟火害試體於火害後曲線有較大之誤差原因為何。</p>	<p>答：感謝委員建議，本研究高強度鋼筋混凝土柱試體設計軸壓比為 15%，並列於書面報告第 45 頁，後續會考慮實際材料強度，將實際軸壓比補充於成果報告書內。</p> <p>答：感謝委員之建議，受限於實驗機具，耐火爐內不適合進行灑水降溫，然而根據國內外混凝土高溫研究，混凝土內部性質之變化主要與混凝土歷經之最高溫度有關，因此本研究團隊考量實驗之可行性，以自然降溫方式進行火害實驗。</p> <p>答：本研究團隊認為核心混凝土與彎矩放大效應設定仍有改善空間，後續會於成果報告書內提供更詳細之敘述與改善方式。</p>

<p>4. 表 5-1 應增列鋼構屋鋼材之實際強度。</p>	<p>答：感謝委員提醒，研究團隊將增列鋼構屋鋼材之實際強度。</p>
<p>陳正平 技師</p> <p>1. 火害後高強度鋼筋混凝土柱最大側向強度分別下降 5.3 與 10.8%之結果顯示只需進行修復即可恢復原強度，因此應先進行修復再作反覆載重實驗來證明修復的有效性，才能使研究案發揮實務應用價值。</p> <p>2. 書面報告第 303 頁，結論與建議應補充敘述高強度鋼筋混凝土柱係根據標準升溫曲線進行 2 小之火害實驗。</p>	<p>答：感謝委員建議，本研究之火害後 RC 建築物之結構耐震性能評估與修復研究係修復第 1 年度計畫之火害與震害之一般強度 RC 柱試體，高強度鋼筋混凝土試體並未進行修復研究，本研究團隊後續會加強文中敘述以方便讀者辨別。</p> <p>答：感謝委員建議，將比照辦理。</p>
<p>曾偉文 教授</p> <p>1. 由於研究範圍極廣，延續先前 2 年之計畫成果，建議在書面報告補充主要研究領域、次要研究領域與分年執行項目內容及成果，並說明研究之相關性供未來研究方向訂定。</p> <p>2. 圖 7-1 與圖 7-3 建議標題有一致性。</p> <p>3. 建議補充圖 7-1 與圖 7-3 於各階段之主要差異並敘述於文中。</p>	<p>答：感謝委員建議，將比照辦理。</p> <p>答：感謝委員建議，將比照辦理。</p> <p>答：感謝委員建議，由於鋼筋混凝土結構與鋼結構材料性質差異大，火害後影響程度不同，因此不容易區分評估流程各階段之差異。</p>
<p>黃世建 教授</p> <p>1. 本案的實驗分析結果均佳，有參考性。</p> <p>2. 對火害後構材的修復補強工法可以列表說明，並比較其優缺點。</p>	<p>答：感謝委員肯定。</p> <p>答：感謝委員建議，將列表比較火害後各種補強技術與相關工法之優缺點。</p>

<p>3. 建議補充鋼結構建議補強工法。</p>	<p>答：感謝委員建議，有關鋼結構火害後的補強工法可以參考耐震補強的方式，日後若有機會將再繼續研究。</p>
<p>藍英昭 技師</p> <p>1. 高強度鋼筋混凝土柱火害後之耐震行為研究，建議補充說明火害後之耐震行為與預期行為差異於第 8 章結論與建議。</p> <p>2. 火害後 RC 建築物之結構耐震性能評估與修復研究，建議增加分述鋼筋混凝土柱鋼板補強與及建築物火害及地震研究小節於第 8 章結論與建議。</p> <p>3. 鋼構造構架屋火害後之耐震性能研究，建議增加說明鋼構造構架屋火害後變形狀況，考慮鋼構造構架屋構件變形殘留應力影響耐震性能因素於第 8 章結論與建議。</p> <p>4. 建議於書面報告中說明實務上提升耐震能力之一般常見方法為增設抵抗側力構件。</p>	<p>答：感謝委員建議，火害後試體之預測行為如 Model-Code 之分析模型，並將結論敘述於書面報告第 3 章第 8 節與第 8 章，其中，模型係根據 Eurocode 提供之標準斷面等溫線圖進行分析，可於獲得火害實驗真實斷面溫度分布前進行強度預估。</p> <p>答：感謝委員建議，將補充相關結論於第 8 章結論與建議。</p> <p>答：感謝委員建議，將補充鋼構造構架屋構件變形殘留應力影響耐震性能因素於第 8 章結論與建議。</p> <p>答：感謝委員建議，將此建議補充於報告中。</p>
<p>盧昭宏 科長</p> <p>1. 近年來發生彰化喬友大樓、高雄城中城大樓與台中興中街大樓火災事件，災後評估結果皆有相異之處，經本研究驗證成果具參考價值。</p> <p>2. 建議產出火害後耐震能力評估表單，供建築師、技師於災害後危險建築物緊急評估作業、補強或拆除建議之依據。</p>	<p>答：感謝委員肯定。</p> <p>答：感謝委員建議，本研究團隊將評估表單之詳細內容納入未來研究建議方向。</p>

<p>3. 圖 7-2 鋼構造建築火害之評估流程圖，有關初步評估與詳細評估方面可否加註量化數據供評估人員參據運用。</p> <p>4. 高強度鋼筋混凝土柱火害後之耐震行為研究，本研究使用之鋼筋與混凝土材料強度、圍束方式均不相同，雖有鋼筋強度折減表但材料評估條件不同，本研究之分析結論是否算被驗證。</p>	<p>答：感謝委員建議，由於今年度的研究主要是提出鋼構造建築火害後之評估流程圖，有關初步評估與詳細評估的量化數據，若有後續計畫支持，將繼續深入研究。</p> <p>答：鋼筋混凝土為一複雜混合物，且實務上火場變數多，因此實務上需要發展一套容易掌握卻不失準確度之評估方式，本研究團隊於這3年在不同斷面與不同強度之鋼筋混凝土上嘗試使用 Eurocode 所提出之 500°C 等溫線法進行火害後殘餘強度評估，目前皆獲得合理之分析結果，且國內外之材料研究結果也可發現溫度與材料強度的直接關係，本研究團隊建議可將分析模型之案例研究納入未來研究方向，進行完整之參數研究，進一步驗證本研究提出之數值模型。</p>
<p>林自勤 技師</p> <p>1. 請修正報告書中之錯誤訊息與錯字。</p> <p>2. 建議統一文中火害詞彙，如書面報告未火害詞彙有「未火害」、「無火害」與「未火害」等不同說法。</p> <p>3. 是否能對鋼構屋梁柱接頭螺栓的處置或修復的方式做進一步說明。</p>	<p>答：感謝委員建議，將比照辦理。</p> <p>答：感謝委員建議，將比照辦理。</p> <p>答：感謝委員建議，通常梁柱接頭螺栓若採用摩阻型螺栓，在火害後會造成螺栓預拉力損失，應該要予以更換，螺栓材質受到高溫火害後，其強度折減比鋼材還高，亦應該予以更換。</p>
<p>張清沛技師</p> <p>1. 研究報告第四章修復建議內容，僅有鋼板補強方法，後續是否還有其他補強技術？請補充說明。</p>	<p>答：感謝委員建議，將列表比較火害後各種補強技術與相關工法之優缺點。</p>

<p>王順治 組長</p> <p>1. 火害試體 (F35、F70) 高強度的試體反而折減比較嚴重，請補充其可能原因為何？</p> <p>2. 火害後建築耐震能力降低和影響的程度，為重要的關鍵，請補充說明前述現象與後續各等級評估的關聯性。</p>	<p>答：高強度混凝土微結構堆積緻密且滲透性低，導致其高溫時水氣容易於內部累積壓力，直到內部無法承受此累積壓力而有爆裂之行為，因此高強度混凝土試體於外觀上損毀較嚴重。</p> <p>答：火害後之耐震能力指標需藉由進一步文獻蒐集、彙整與案例研究，方能提供一合理指標，目前無法藉由今年度之實驗結果直接判定彼此關聯，因此本研究將其納入未來計畫建議研究方向。</p>
<p>雷明遠 研究員</p> <p>1. 本案高強度鋼筋混凝土柱火害後強度與勁度之折減如何運用於整棟建築物之分析，包含不同樓層與不同位置火害之影響。</p>	<p>答：在大型結構之分析模型裡，需要定義各構件之行為，如梁、柱、板、牆與接頭等，因此若熟悉各構件之行為就能進一步分析不同火害條件之大型結構。</p>
<p>李其忠 副研究員</p> <p>1. 現行法規尚未有針對火害後耐震鑑定的規定，可參考各專業公會團體的火害後安全鑑定手冊予以補充。</p> <p>2. 就以往經驗，RC 構件火害後核心混凝土強度受損並不嚴重，僅針對保護層敲除並用水泥砂漿重新刷塗後，再進行火害實驗，仍可達到預定的防火時效，本案是否可針對此種常見的修復方式後之耐震性能進行探討。</p> <p>3. 節能減碳為未來的發展方向，請探討是否能利用減碳混凝土來進行修復？並探討其耐震性能，以達到淨零的目標。</p>	<p>答：感謝委員建議，將比照辦理。</p> <p>答：感謝委員建議，將列表比較火害後各種補強技術與相關工法之優缺點，包含國內常見之補強與修復方式。</p> <p>答：感謝委員建議，本研究團隊也建議新興混凝土可作為後續補強研究使用之材料。</p>

火害後建築物之結構耐震性能評估(3/3)--鋼構造構架屋與高強度鋼筋混凝土柱火害後之耐震性能研究

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：洪崇展、劉光晏、鍾興陽、周中哲、施健泰、黃柏鈞、蕭齊揚、黃奕璇、徐韻茹、吳虹如、陳柏丞

出版年月：111年12月

版次：第1版

I S B N：978-626-7138-58-8 (平裝)