

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研究報告

中華民國 109 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：PG10901-0531)

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

受 委 託 者：國立成功大學

研究主持人：鍾興陽

共同主持人：黃世建、洪崇展、劉光晏

研 究 員：施健泰

研 究 助 理：李坤哲、陳侑漢、林秉緯、林峻立

邱至昱、賴瑞安、陳方盈

研 究 期 程：中華民國 109 年 1 月至 109 年 12 月

研 究 經 費：新臺幣參佰肆拾伍萬肆仟貳佰元

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 109 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

目次

表次	V
圖次	IX
摘要	XXVI
第一章 緒論	1
第一節 研究緣起與背景	1
第二節 研究目的與方法	2
第三節 研究步驟流程與進度說明	3
第二章 資料蒐集與文獻回顧	7
第一節 RC 構件於高溫火害中之研究	7
第二節 RC 構件於高溫火害後之研究	9
第三節 RC 於高溫火害後耐震行為之實驗研究	10
第四節 RC 於高溫火害後耐震行為之數值模擬研究	14
第五節 鋼柱構件於高溫火害中之行為	16
第六節 鋼構件於火害後之行為	20
第三章 火害後 RC 柱構件之反覆載重實驗	21
第一節 實驗規劃	21
第二節 試體製作	28
第三節 實驗配置	44
第四節 實驗結果	46
第五節 實驗結果討論	61

第四章 兩座 RC 構架屋之設計與施工	75
第一節 構架屋之設計	75
第二節 構架屋之施工	83
第三節 材料試驗結果	126
第四節 小結	130
第五章 火害前後 RC 構架屋受地震之數值模擬	131
第一節 實驗 RC 試體介紹	131
第二節 有限元素分析軟體 OpenSees 與數值模型介紹	132
第三節 有限元素分析流程與模擬方法	149
第四節 RC 試體火害前後數值分析	159
第五節 小結	193
第六章 火害後鋼柱構件之反覆載重實驗	195
第一節 實驗概述	195
第二節 鋼柱試體之製作	196
第三節 實驗配置	200
第四節 量測儀器規劃	202
第五節 實驗步驟	204
第六節 實驗結果	206

第七章 結論與建議	221
第一節 結論	221
第二節 建議	224
附錄一 期初審查會議紀錄	225
附錄二 期中與期末審查會議紀錄	231
附錄三 專家學者座談意見回應	243
附錄四 RC 構架屋載重分析計算	257
參考書目	293

(本頁空白)

表次

表 1-1 工作規劃甘特圖	4
表 3-1 RC 柱構件試體組別	21
表 3-2 材料試驗數量統計表	24
表 3-3 各試體火害後最高溫	61
表 3-4 CNF 實驗值與分析值比較表	65
表 3-5 CF1 實驗值與分析值比較表	66
表 3-6 CF2 實驗值與分析值比較表	68
表 3-7 CF3 實驗值與分析值比較表	70
表 3-8 性能目標地表加速度比較表	73
表 4-1 鋼筋混凝土造實驗屋之構件尺寸表	76
表 4-2 材料試驗數量統計表	79
表 4-3 施工進度表	84
表 4-4 混凝土配比設計表	111
表 4-5 SD 420W 鋼筋抗拉試驗結果 (單位:MPa) . .	126
表 4-6 混凝土養護 7 天抗壓強度結果 (單位:MPa) . .	126
表 4-7 混凝土養護 28 天抗壓強度結果 (單位:MPa) . .	128
表 4-8 柱、梁及板混凝土養護 7 天抗壓強度結果 (單位: MPa)	129

表 4-9 柱、梁及板混凝土養護 28 天抗壓強度結果 (單位： MPa)	130
表 5-1 鋼筋平均抗拉強度	133
表 5-2 Shear Limit Curve 參數	144
表 5-3 Limit State Material 參數	145
表 5-4 BF 試體 Concrete01 材料參數	147
表 5-5 BF 試體 Steel02 材料參數	147
表 5-6 BF 試體柱端剪力彈簧 Shear Limit Curve 參數 .	147
表 5-7 BF 試體柱端剪力彈簧 Limit State Material 參數 .	148
表 5-8 火害後殘餘強度分析(一)	149
表 5-9 火害後殘餘強度分析(二)	149
表 5-10 火害後殘餘強度分析(三)	150
表 5-11 AIJ 常重矽質骨材混凝土-溫度對應性質變化率 .	152
表 5-12 AIJ SD345 鋼筋-溫度對應性質變化率	152
表 5-13 Eurocode2 常重矽質骨材混凝土-溫度對應性質變化 率	152
表 5-14 Eurocode2 熱滾壓鋼筋-溫度對應性質變化率 . .	152
表 5-15 等溫區間顏色對應之溫度	155
表 5-16 鋼筋平均抗拉強度	156

表 5-17	構架試體內容	156
表 5-18	柱構件數值模型 Concrete01 材料參數	161
表 5-19	柱構件數值模型 Hysteretic Material 材料參數	161
表 5-20	剪力彈簧 Shear Limit Curve 參數	162
表 5-21	剪力彈簧 Limit State Material 參數	162
表 5-22	試體內容 (一)	165
表 5-23	側推分析結果 (一)	167
表 5-24	試體內容 (二)	169
表 5-25	側推分析結果 (二)	171
表 5-26	試體內容 (三)	174
表 5-27	側推分析結果 (三)	175
表 5-28	試體內容 (四)	176
表 5-29	側推分析結果 (四)	178
表 5-30	試體內容 (五)	180
表 5-31	側推分析結果 (五)	181
表 5-32	試體內容 (六)	183
表 5-33	側推分析結果 (六)	184
表 5-34	第一部分試體模態週期	187
表 5-35	第一部分分析結果	188

表 5-36	第二部分分析結果	191
表 6-1	SN490B 材料試驗結果	198
表 6-2	A 試體於各正層間位移角之剪力強度	210
表 6-3	A 試體於各負層間位移角之剪力強度	210
表 6-4	A 試體於各正層間位移角之剪力強度	211
表 6-5	A 試體於各負層間位移角之剪力強度	211
表 6-6	A 試體和 R 試體之層間位移角容量	213
表 6-7	兩組試體於各層間位移角之剪力強度與強度折減率	213

圖次

圖 1-1	研究步驟與流程	3
圖 3-1	試體側視圖	22
圖 3-2	柱頭上視圖	22
圖 3-3	基礎上視圖	23
圖 3-4	混凝土圓柱試體製作	25
圖 3-5	試驗鋼筋（未裁切前）	25
圖 3-6	混凝土單柱應變計配置圖	26
圖 3-7	混凝土單柱熱耦計配置圖	27
圖 3-8	施工平面雜物清除	28
圖 3-9	施工平面清理完成	29
圖 3-10	底模鋪設	29
圖 3-11	底模放樣	30
圖 3-12	基礎鋼底板放置	30
圖 3-13	柱主筋銲接鋼底板	31
圖 3-14	基礎構件組立	31
圖 3-15	基礎模板角材加固	32
圖 3-16	基礎模板鐵絲對拉加固	32
圖 3-17	基礎模板架設完成	33

圖 3-18 基礎灌漿搗實過程	33
圖 3-19 基礎與柱身交界處之凹槽	34
圖 3-20 熱耦計	34
圖 3-21 熱耦計規劃位置	35
圖 3-22 01 號熱耦計（斜角線箍筋處）及 02 號（柱主筋處） 熱耦計	35
圖 3-23 03 號熱耦計（對角線 02 與 08 號之中心點）	35
圖 3-24 04 號熱耦計（中心線混凝土表面）	36
圖 3-25 05 號熱耦計（中心線保護層處）	36
圖 3-26 06 號熱耦計（對角線主筋處）	36
圖 3-27 07 號熱耦計（05 及 08 號中心點）及 08 號熱耦計 （柱中心點）	37
圖 3-28 砂輪機磨平鋼筋	38
圖 3-29 應變計黏貼情況	39
圖 3-30 柱身之模板組立(一)	39
圖 3-31 柱身之模板組立(二)	40
圖 3-32 柱頭鋼筋組立	40
圖 3-33 柱頭模板組立	41
圖 3-34 柱頂鋼板	41

圖 3-35 混凝土坍度測試	42
圖 3-36 混凝土氯離子測試	42
圖 3-37 混凝土人工澆置	43
圖 3-38 試體施作完成照	43
圖 3-39 利用帆布包覆柱身以保護線材	43
圖 3-40 梁柱樓板複合實驗爐加載加熱實驗配置圖 . . .	44
圖 3-41 CNS 12514 標準升溫曲線	44
圖 3-42 反覆載重實驗配置圖	45
圖 3-43 位移控制歷時圖	45
圖 3-44 CF1 試體測點升溫曲線圖	46
圖 3-45 CF1 試體東面實驗前後對照圖	47
圖 3-46 CF1 試體西面實驗前後對照圖	47
圖 3-47 CF1 試體南面實驗前後對照圖	47
圖 3-48 CF1 試體北面實驗前後對照圖	48
圖 3-49 CF2 試體測點升溫曲線圖	48
圖 3-50 CF2 試體東面實驗前後對照圖	49
圖 3-51 CF2 試體西面實驗前後對照圖	49
圖 3-52 CF2 試體南面實驗前後對照圖	49
圖 3-53 CF2 試體北面實驗前後對照圖	50

圖 3-54 CF3 試體測點升溫曲線圖	50
圖 3-55 CF3 試體東面實驗前後對照圖	51
圖 3-56 CF3 試體西面實驗前後對照圖	51
圖 3-57 CF3 柱身南面實驗前後對照圖	51
圖 3-58 CF3 柱身北面實驗前後對照圖	52
圖 3-59 CNF 試體反覆載重實驗圖	53
圖 3-60 CNF 試體遲滯迴圈	53
圖 3-61 CNF 試體裂縫發展	54
圖 3-62 CF1 試體遲滯迴圈	55
圖 3-63 CF1 試體裂縫發展	56
圖 3-64 CF2 試體遲滯迴圈	57
圖 3-65 CF2 試體裂縫發展	58
圖 3-66 CF3 試體遲滯迴圈	59
圖 3-67 CF3 試體裂縫發展	60
圖 3-68 四組試體包絡線對比圖	63
圖 3-69 四組試體遲滯迴圈對比圖	63
圖 3-70 0.1 軸壓比包絡線對比圖	64
圖 3-71 0.1 軸壓比遲滯迴圈對比圖	64
圖 3-72 CNF 實驗值與分析值對比圖	65

圖 3-73 CF1 實驗值與分析值對比圖	66
圖 3-74 0.2 軸壓比包絡線對比圖	67
圖 3-75 0.2 軸壓比遲滯迴圈對比圖	67
圖 3-76 CF2 實驗值與分析值對比圖	68
圖 3-77 0.3 軸壓比包絡線對比圖	69
圖 3-78 0.3 軸壓比遲滯迴圈對比圖	69
圖 3-79 CF3 實驗值與分析值對比圖	70
圖 3-80 CNF 性能目標地表加速度	71
圖 3-81 CF1 性能目標地表加速度	71
圖 3-82 CF2 性能目標地表加速度	72
圖 3-83 CF3 性能目標地表加速度	72
圖 4-1 鋼筋混凝土造構架屋模型	77
圖 4-2 鋼筋混凝土造實驗屋平立面圖	78
圖 4-3 鋼筋混凝土造構件配筋圖	78
圖 4-4 鋼筋應變計配置圖 01	80
圖 4-5 鋼筋應變計配置圖 02	80
圖 4-6 實驗屋熱耦計配置圖 01	81
圖 4-7 實驗屋熱耦計配置圖 02	82
圖 4-8 實驗屋熱耦計配置圖 03	82

圖 4-9 實驗屋熱耦計配置圖 04	83
圖 4-10 工期之甘特圖	85
圖 4-11 無斜撐鋼底座	86
圖 4-12 有斜撐鋼底座	86
圖 4-13 無斜撐鋼底板整平工作施工項次	87
圖 4-14 有斜撐鋼底板整平工作施工項次	88
圖 4-15 950 mm × 500 mm 之長方形鋼板孔位	89
圖 4-16 500 mm × 500 mm 之正方形鋼板孔位	89
圖 4-17 填角銲過程	89
圖 4-18 正方形鋼板兩側填角銲	90
圖 4-19 填角銲之長方形鋼板	90
圖 4-20 H 型鋼補銲加勁板	90
圖 4-21 PL 20 500 mm × 500 mm 座板	91
圖 4-22 植筋、鋼板鎖固完成	92
圖 4-23 放樣孔位	92
圖 4-24 使用電鑽鑽孔	92
圖 4-25 鑽孔後之孔洞	93
圖 4-26 植筋	93
圖 4-27 鋼底座吊放	94

圖 4-28	測量鋼底座各角落之水平	94
圖 4-29	鋼底座外邊銲接連結	94
圖 4-30	鋼底座內邊銲接連結	95
圖 4-31	吊放基礎底板	95
圖 4-32	擋土牆取代模板組立	96
圖 4-33	拌合無收縮水泥砂漿	96
圖 4-34	澆置前使待澆置面水分內飽和	97
圖 4-35	澆置無收縮水泥砂漿置 H 型鋼底面	97
圖 4-36	固化後之無收縮水泥砂漿	97
圖 4-37	澆置無收縮水泥砂漿完成	98
圖 4-38	基礎模板組立	98
圖 4-39	長方形保麗龍板料	99
圖 4-40	基礎底部襯板組立完成	99
圖 4-41	基礎底部轉接鋼板孔位	100
圖 4-42	柱 T 頭鋼筋圓周銲於基礎底部鋼板	100
圖 4-43	柱 T 頭鋼筋圓周銲於基礎底部鋼板	101
圖 4-44	柱箍筋綁紮	101
圖 4-45	地梁鋼筋綁紮	101
圖 4-46	地梁鋼筋綁紮完成	102

圖 4-47	地梁箍筋綁紮完成	102
圖 4-48	柱基礎鋼筋綁紮完成	102
圖 4-49	基礎鋼筋綁紮完成	103
圖 4-50	熱偶計示意圖	103
圖 4-51	鋼筋應變計示意圖	104
圖 4-52	應變計溫度量測範圍	104
圖 4-53	以標籤紙定位待黏貼位置	105
圖 4-54	預留拉扯時需要之導線	105
圖 4-55	以 PVC 管保護線材	106
圖 4-56	標記待綁定熱偶計之位置	107
圖 4-57	將熱偶計以束帶 X 形綁定	107
圖 4-58	將熱偶計綁定至標記之位置	107
圖 4-59	將準備好之牙條安裝於預設高程	108
圖 4-60	構架屋組模示意圖	108
圖 4-61	模板兩側互鎖	109
圖 4-62	模板壓縮誤差	109
圖 4-63	模板組立完成	109
圖 4-64	混凝土圓柱試體製作	112
圖 4-65	混凝土方形試體製作	112

圖 4-66	混凝土坍度測試	112
圖 4-67	混凝土坍度測試結果	113
圖 4-68	混凝土氯離子檢測	113
圖 4-69	混凝土氯離子檢測結果(一)	113
圖 4-70	混凝土氯離子檢測結果(二)	114
圖 4-71	混凝土壓送車	114
圖 4-72	混凝土澆置	114
圖 4-73	混凝土搗實	115
圖 4-74	混凝土澆置作業完成	115
圖 4-75	混凝土養護	116
圖 4-76	圓柱試體滿 24 小時拆模	116
圖 4-77	基礎模板拆除作業完成	117
圖 4-78	柱身模板放樣	117
圖 4-79	柱身模板組立及支撐	118
圖 4-80	柱身模板鎖固	118
圖 4-81	柱身模板寬度量測	118
圖 4-82	構架屋鷹架及支撐之搭設	119
圖 4-83	國震中心方形中空載重塊	119
圖 4-84	樓板 PVC 管孔位圖	120

圖 4-85 樓板孔位放樣	120
圖 4-86 樓板 PVC 管埋設	120
圖 4-87 梁底模尺寸確認	121
圖 4-88 梁之鋼筋綁紮	121
圖 4-89 板之鋼筋綁紮	122
圖 4-90 梁、板之鋼筋綁紮完成	122
圖 4-91 坍度試驗	123
圖 4-92 氯離子檢測	123
圖 4-93 押送混凝土	124
圖 4-94 搗實混凝土	124
圖 4-95 混凝土澆置完成	125
圖 4-96 混凝土拆模完成	125
圖 4-97 7 天基礎混凝土之應力-應變曲線	127
圖 4-98 7 天現地養護試體 1 之裂縫	127
圖 4-99 7 天現地養護試體 2 之裂縫	128
圖 4-100 7 天現地養護試體 3 之裂縫	128
圖 4-101 28 天基礎混凝土之應力-應變曲線	129
圖 4-102 柱、梁及板 7 天基礎混凝土之應力-應變曲線	129
圖 4-103 柱、梁及板 28 天基礎混凝土之應力-應變曲線	130

圖 5-1 混凝土構架試體設計圖(單位：毫米)	132
圖 5-2 OpenSees 執行界面	134
圖 5-3 RC 構架模型示意圖	135
圖 5-4 纖維斷面示意圖	135
圖 5-5 Concrete01 材料卡之應力應變曲線	136
圖 5-6 Concrete01 材料卡之遲滯行為	136
圖 5-7 受圍束混凝土之應力應變曲線【59】.	137
圖 5-8 Hysteretic Material 材料卡之應力應變曲線 . . .	138
圖 5-9 Steel02 材料卡之應力應變曲線【61】.	139
圖 5-10 彎矩塑性鉸之彎矩與曲率關係	140
圖 5-11 Elastic Uniaxial Material 材料卡之應力應變曲線 【72】.	140
圖 5-12 有效撓曲勁度 EI_{flex} 示意圖【64】.	141
圖 5-13 剪力塑性鉸之力量與位移關係	142
圖 5-14 柱體考慮剪力彈簧分析模型	142
圖 5-15 計算下降段勁度 K_{deg} 示意圖	143
圖 5-16 BF 試體遲滯迴圈	146
圖 5-17 BF 實驗驗證分析結果	148
圖 5-18 30 分鐘受火延時等溫線	151

圖 5-19 60 分鐘受火延時等溫線	151
圖 5-20 90 分鐘受火延時等溫線	151
圖 5-21 120 分鐘受火延時等溫線	151
圖 5-22 500 度等溫線法示意圖	154
圖 5-23 不同受火延時之 500 度等溫線	154
圖 5-24 使用邊界深度曲線簡化圖	154
圖 5-25 使用轉角深度曲線簡化圖	154
圖 5-26 200 度為間隔之等溫線劃分圖	155
圖 5-27 200 度為間隔之等溫區間	155
圖 5-28 構架試體設計圖 (單位：毫米)	156
圖 5-29 F1 試體遲滯迴圈與數值模型側推曲線	158
圖 5-30 F2 試體遲滯迴圈與不同等溫曲線直線化方法側推曲 線	158
圖 5-31 F2 試體遲滯迴圈與不同斷面溫度分析方法側推曲線	159
圖 5-32 F2 試體遲滯迴圈與不同材料受火性質變化率側推曲 線	159
圖 5-33 柱構件數值模型元素示意圖	163
圖 5-34 四面受火斷面等溫區間示意圖	163

圖 5-35 未受火柱構件反覆載重比對圖	164
圖 5-36 CNF	166
圖 5-37 C60_1-1	166
圖 5-38 C60_1-2	166
圖 5-39 C120_1-1	166
圖 5-40 C120_1-2	166
圖 5-41 反覆載重勁度折減	166
圖 5-42 火害後殘餘強度分析(一)比較圖	167
圖 5-43 Xiao 等人【70】試體升降溫曲線圖	167
圖 5-44 800 度恆溫等溫線線性內縮示意圖	168
圖 5-45 CNF0.1	169
圖 5-46 CNF0.2	169
圖 5-47 CNF0.3	170
圖 5-48 C0.1_2-1	170
圖 5-49 C0.1_2-2	170
圖 5-50 C0.2_2-1	170
圖 5-51 C0.2_2-2	170
圖 5-52 C0.3_2-1	170
圖 5-53 C0.3_2-2	171

圖 5-54 反覆載重勁度折減	171
圖 5-55 火害後殘餘強度分析(二)比較圖	172
圖 5-56 梁柱構架數值模型元素示意圖	173
圖 5-57 雙面受火斷面等溫區間示意圖	173
圖 5-58 FNF	174
圖 5-59 F60_1-1	174
圖 5-60 F120_1-1	175
圖 5-61 反覆載重勁度折減	175
圖 5-62 火害後殘餘強度分析(二)比較圖	175
圖 5-63 FNF0.1	177
圖 5-64 FNF0.2	177
圖 5-65 FNF0.3	177
圖 5-66 F0.1_2-1	177
圖 5-67 F0.2_2-1	177
圖 5-68 F0.3_2-1	177
圖 5-69 反覆載重勁度折減	178
圖 5-70 火害後殘餘強度分析(二)比較圖	178
圖 5-71 梁柱構架數值模型元素示意圖	179
圖 5-72 HNF	181

圖 5-73 H60_1-1	181
圖 5-74 H120_1-1	181
圖 5-75 反覆載重勁度折減	181
圖 5-76 火害後殘餘強度分析(二)比較圖	182
圖 5-77 HNF0.1	183
圖 5-78 HNF0.2	183
圖 5-79 HNF0.3	183
圖 5-80 H0.1_2-1	183
圖 5-81 H0.2_2-1	184
圖 5-82 H0.3_2-1	184
圖 5-83 反覆載重勁度折減	184
圖 5-84 火害後殘餘強度分析(二)比較圖	185
圖 5-85 美濃地震 CHY063 測站東西向地表加速度 . . .	187
圖 5-86 HNF	187
圖 5-87 H60_1-1	188
圖 5-88 H120_1-1	188
圖 5-89 火害後殘餘強度分析(三)第一部分比較圖 . . .	189
圖 5-90 HNF0.1	189
圖 5-91 HNF0.2	189

圖 5-92 HNF0.3	190
圖 5-93 H0.1_2-1	190
圖 5-94 H0.2_2-1	190
圖 5-95 H0.3_2-1	191
圖 5-96 火害後殘餘強度分析(三)第二部分未受火試體比較 圖	191
圖 5-97 火害後殘餘強度分析(三)第二部分受火試體比較 圖	192
圖 6-1 鋼柱試體之簡化示意圖	195
圖 6-2 鋼柱試體之火害實驗與火害後之耐震性能實驗	196
圖 6-3 H 型鋼柱試體之幾何尺寸與三視圖	196
圖 6-4 H 型鋼柱試體完成圖	198
圖 6-5 A 試體之降溫照片	199
圖 6-6 A 試體火害後降溫曲線	199
圖 6-7 受軸壓鋼柱試體反覆側推實驗之配置圖	200
圖 6-8 受軸壓鋼柱試體反覆側推實驗之示意圖	201
圖 6-9 鋼柱試體之位移計與傾斜儀佈置示意圖	202
圖 6-10 鋼柱試體之應變計佈置示意圖	203

圖 6-11 鋼柱試體之地梁與內隔板應變計佈置示意圖	204
圖 6-12 鋼柱試體反覆側推實驗所採用之層間位移角控制歷程圖【71】	205
圖 6-13 A 試體於各歷程照片	206
圖 6-14 R 試體於各歷程照片	207
圖 6-15 受軸壓之 A 試體之遲滯迴圈	212
圖 6-16 受軸壓之 R 試體之遲滯迴圈	212
圖 6-17 兩組試體側向剪力與層間位移角之骨幹曲線	215
圖 6-18 兩組試體之側向勁度折減曲線	215
圖 6-19 R 試體東西側翼板應變計讀值變化圖	216
圖 6-20 A 試體東西側翼板應變計讀值變化圖	217

摘 要

關鍵詞：鋼筋混凝土造、鋼構造、火害後、構件、耐震性能

一、研究緣起

火災與地震多年來一直是都市建築物(包含鋼筋混凝土建築及鋼構建築)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中的實驗與研究，並已獲致豐碩之成果，但是，國內外研究尚缺少探討受到火災高溫影響後的建築物，其火害後的結構耐震性能評估。建築物在火災後，其材料性質受到高溫影響，造成建築物之構件(如柱、梁)之強度降低，因而使得建築物之耐震能力下降，國內外產學界對於建築物火害後之耐震能力折減，尚未建立有系統的方法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，以為日後火害後建築物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。

本研究將針對鋼筋混凝土造及鋼構造建築物，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：火害後建築構件之反覆載重實驗、火害後單層單跨構架之振動台實驗、以及電腦數值模擬分析，透過本研究發展火災後建築物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。本研究擬於內政部建築研究所防火實驗中心戶外實驗場進行鋼筋混凝土造及鋼構造構件試體與整體構架試體之製造與火災實驗，並結合國家地震中心南部實驗室進行火害後建築物構件之反覆載重實驗和火害後單層單跨構架之振動台實驗，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 109 年的主題是探討火害後鋼筋混凝土構件與鋼構件之耐震性能，以實驗的方式進行研究，製作 4 個鋼筋混凝土柱與 2 個鋼柱試體，於內政部建築研究所防火實驗中心進行火害實驗，以模擬鋼筋混凝土柱與鋼柱在火場中所受到高溫影響，之後再運至鄰近的國家地震中心台南實驗室進行未受火害和受火害鋼筋混凝土柱與鋼柱的反覆載重實驗，藉以了解火害後鋼筋混凝土柱與鋼柱的耐震能力變化，本研究亦建置單層單跨鋼筋混凝土構架屋 2 座，以供後續鋼筋混凝土構架屋火害後的耐震性能研

究之用，此外，同時進行受火害與未受火害單層單跨鋼筋混凝土構架屋受地震之數值模擬，並彙整火害後鋼筋混凝土柱與鋼柱之結構耐震評估實驗數據資料。

三、重要發現

- (1) 受火害鋼筋混凝土柱試體之反覆載重實驗結果顯示，根據標準升溫曲線進行加熱 3 小時，30 cm 正方形斷面之表面、保護層、中心點最高溫度約為 800、560、420 度。鋼筋溫度約為 500 度。火害後鋼筋與混凝土之間的握裹力遭到破壞，反覆載重實驗所得之遲滯迴圈有握裹滑移引致的迴圈束縮 (pinching) 情況。此外，火害後混凝土柱試體的塑鉸發生位置有移動趨勢。
- (2) 火害後鋼筋混凝土柱試體之降伏勁度及強度，均隨著火害延時及軸壓越大而降低，強度下降約 10%、降伏勁度折減約 40%。
- (3) 本研究使用 OpenSees 對鋼筋混凝土柱、2D 鋼筋混凝土構架以及 3D 鋼筋混凝土構架屋試體建立數值模型，能分析混凝土與鋼筋材料之強度、勁度與其他包含撓曲、剪力以及鋼筋滑移等力學行為，可合理分析極限強度、勁度、遲滯迴圈與反覆載重之勁度折減。
- (4) 本研究所提出之斷面溫度結合有限元素的分析方法，可分別對斷面溫度之簡化與材料性質裂化之應用進行驗證，用於本研究之受火害後數值模型側推行為分析與殘餘強度預測，亦可將驗證之簡化流程結合其他分析方法進行應用。
- (5) 受火害鋼柱試體之反覆載重實驗結果顯示，材質為 SN490B 之 RH250×250×9×14 鋼柱試體在受到 900°C 高溫火害後空氣冷卻到常溫，在承受 20% 軸壓載重比作用，其最大側向剪力強度(耐震強度)較未受火害的鋼柱試體平均降低 23.5%。若以 80% 的鋼柱試體標稱剪力強度來判定，其層間位移角容量(Drift Capacity)為 4%，符合我國耐震規範梁柱接頭層間位移角 4% 的規定，但若以較嚴格之 90% 的鋼柱試體標稱剪力強度來判定，其層間位移角容量(Drift Capacity)將減少為 3%，值得吾人注意。
- (6) 鋼柱試體之反覆載重實驗發現，火害後鋼柱試體之局部挫屈與塑性變形比未受火害鋼柱試體來得更加嚴重且軸向潰縮較多，受火害鋼柱試體降伏強

度有下降的現象，另受火害鋼柱試體之側向勁度皆小於未受火害鋼柱試體，層間位移角越大，勁度折減率亦越大，當層間位移角達 7%時，受火害鋼柱試體較未受火害鋼柱試體之側向勁度折減已達 31%。

四、主要建議事項

建議一

火害後鋼筋混凝土構架屋之結構耐震性能評估研究：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國立成功大學、國家地震工程研究中心

鋼筋混凝土建築受到火災侵襲後，其構件與梁柱接頭之混凝土與鋼筋，常因火場的高溫造成材質與握裹能力之變化，以致構件與接頭之強度折減，使得鋼筋混凝土建築整體結構耐震能力下降，吾人可透過未受火害與受火害之鋼筋混凝土構架屋的大型振動台實驗，藉以研究火害後鋼筋混凝土構架屋之結構耐震性能。

建議二

火害後補強鋼構架屋之結構耐震性能評估研究：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國立成功大學、國家地震工程研究中心、中國鋼鐵結構股份有限公司

鋼構建築受到火災侵襲後，因火場的高溫與冷卻方式造成材質變化，造成構件強度下降，常進行火害後構件與梁柱接頭的補強繼續使用，然而有關火害後補強的鋼構建築之耐震性能如何？值得進一步探討。吾人可透過鋼構實驗屋的大型振動台實驗，藉以研究火害後補強的鋼構建築之結構耐震性能。

Abstract

Keywords: Reinforced Concrete Frame, Steel Frame, After Fire, Structural Member, Seismic-Resistant Performance

The main objective of this research is to conduct an experimental study on the seismic performances of reinforced concrete (RC) columns and steel columns after fire damage. In order to investigate the changes in seismic resistance of RC column specimens and steel column specimens after fire damage, the research team will transport the RC column and steel column specimens to the Fire Experiment Lab of ABRI in Tainan to conduct the fire tests for the RC column and steel column specimens first to simulate the high temperature variations that the RC columns and the steel columns may be subjected to in the building fires, and then transport them to the nearby Southern Laboratory of NCREC for the cyclic loading experiments for the RC column specimens and steel column specimens with or without fire damage. This study will also build two single-story and single-bay RC experimental houses for the subsequent seismic research of RC framed houses after fire damage. In addition, this study will first carry out the numerical simulations for the single-story and single-bay RC experimental houses with or without fire damage.

Fires and earthquakes have been the main causes of damage and destruction to urban buildings (including reinforced concrete and steel buildings). In recent years, ABRI has focused on the fire experiments of members and structures of reinforced concrete (RC) and steel buildings. The fire experiments and researches for the structural members and subassemblages have been carried out systematically and have achieved fruitful results. However, there is still a lack of research to discuss the seismic performance evaluation of buildings affected by fire high-temperatures and damages. After a fire, the material properties of a building are affected by high temperatures, which reduces the strength of the building members (such as columns and beams) and also reduces the seismic resistance of the building. So far, a systematic approach to evaluate the seismic resistance reductions of post-fire buildings has not been established to address this important issue yet. Therefore, in order to correctly evaluate the seismic resistance of buildings after fire damage, and to provide correct information for the future seismic reinforcement of buildings after fire damage, the study of structural seismic performance evaluation of buildings after fire damage should be conducted first to provide the references of fire-resistant and seismic-resistant design practices for buildings.

The important findings of this research project are as follows:

(1) The yield stiffness and maximum strength of RC column members (dimensions: $0.3\text{m}\times 0.3\text{m}\times 1.2\text{m}$, ordinary concrete) after fire damage are reduced due to fire damage duration and axial compression. The strength drops by about 10%. The yield stiffness is reduced by about 40%.

(2) This study uses OpenSees to establish numerical models for RC column members, 2D-RC frames and 3D-RC frame house specimens, which can analyze the strength and stiffness of concrete and steel rebars and other mechanical behaviors including deflection, shear and steel rebar slippage. The proposed numerical models of the specimens after fire damage can reasonably analyze the stiffness reduction of ultimate strength, stiffness, hysteresis loops and cyclic loadings.

(3) The $\text{RH}250\times 250\times 9\times 14$ steel column specimen made of SN490B is air-cooled to room temperature after being exposed to the high temperature of 900°C . When subjected to 20% axial load ratio, its maximum lateral shear strength (seismic-resistant strength) is on average 23.5% lower than that of the steel column specimen without fire damage. If it is determined by 80% of the nominal shear strength of the steel column specimen, the Drift Capacity is 4%, which meets the 4% requirement of our country's seismic code for beam-to-column connections. However, if it is determined by the stricter limit of 90% of the nominal shear strength of the steel column specimen, the Drift Capacity will be reduced to 3%, which is worthy of our attention.

This project proposes two immediate strategies.

For the first immediate strategy:

After a reinforced concrete (RC) building is attacked by a fire, the concrete and steel bars of its structural components and the beam-column connections are often changed due to the high temperatures in fires, resulting in changes in the material and bonding capacity

of the structural components and connections. As a result, the overall seismic resistance of the building has decreased. We can use large-scale shaking table experiments on RC framed buildings with and without fire damage to study the seismic performance of RC framed building after fire damage.

For the second immediate strategy:

After a steel structure is damaged by a fire, the material changes due to the high temperature and cooling method of the fire site, resulting in a decrease in the strength of the component. The strengthening of the components and the beam-to-column connections after the fire is often performed, and the fire damaged steel structure after strengthening continues to operate. We can use the large-scale shaking table experiment for the steel experimental building to study the seismic performance of the strengthened steel structure after fire damage.

(本頁空白)

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景

火災與地震多年來一直是都市建築物(包含鋼筋混凝土建築及鋼構建築)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中的實驗與研究，並已獲致豐碩之成果，但是，國內外研究尚缺少探討受到火災高溫影響後的建築物，其火害後的結構耐震性能評估。建築物在火災後，其材料性質受到高溫影響，造成建築物之構件(如柱、梁)之強度降低，因而使得建築物之耐震能力下降，國內外產學界對於建築物火害後之耐震能力折減，尚未建立有系統的方法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，以為日後火害後建築物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。

貴所規劃針對鋼筋混凝土造及鋼構造建築物，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：火害後建築構件之反覆載重實驗、火害後單層單跨構架之振動台實驗、以及電腦數值模擬分析，透過本研究發展火災後建築物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。本研究擬於內政部建築研究所防火實驗中心戶外實驗場進行鋼筋混凝土造及鋼構造構件試體與整體構架試體之製造與火災實驗，並結合國家地震中心南部實驗室進行火害後建築物構件之反覆載重實驗和火害後單層單跨構架之振動台實驗，研究火災及地震之多重性災害對建築物之影響，109 年實驗與研究內容如下：

1. 進行火害後 RC 造與鋼構造構件之反覆載重實驗，以獲得分析模型所需之參數。
2. 進行受火害與未受火害單層單跨 RC 造構架屋受地震之數值模擬。
3. 製作 2 座單層單跨鋼筋混凝土(RC)造構架屋。

第二節 研究目的與方法

本研究的主題是針對火害後的鋼筋混凝土(RC)構件與鋼構件的耐震性能以實驗的方式進行研究，因此，本研究團隊將製作完成的 RC 構件試體與鋼構件試體運至台南歸仁之內政部建築研究所防火實驗中心進行火害實驗，以模擬 RC 構件與鋼構件在火場中可能受到的高溫變化，之後再運至對面的國家地震中心南部實驗室進行未受火害和受火害 RC 構件試體與鋼構件試體的反覆載重實驗，藉以了解火害後 RC 構件試體與鋼構件試體的耐震能力變化，本研究亦將建置單層單跨鋼筋混凝土(RC)造構架屋 2 座，以供後續 RC 造構架屋火害後的耐震性能研究之用，此外，本研究將先進行受火害與未受火害單層單跨 RC 造構架屋受地震之數值模擬。本研究計畫之具體研究目的可歸納如下：

- (1) 完成建置單層單跨鋼筋混凝土(RC)造構架屋 2 座。
- (2) 完成 RC 造構件與鋼構造構件之火害實驗。
- (3) 完成火害後 RC 造構件與鋼構造構件之反覆載重實驗與分析。
- (4) 建立火害後結構耐震評估資料庫。
- (5) 完成受火害與未受火害單層單跨 RC 造構架屋受地震之數值模擬。

本次實驗不僅規模龐大需動員大量人力與物力，且跨足到火害及耐震等不同領域，需更加注意各種細節與問題，因此研究團隊擬在本計畫執行之初召開專家學者座談會議，邀請貴所同仁、火災實驗專家學者、耐震實驗專家學者、大型結構實驗專家學者參加，特別針對本次實驗中止條件、試體構件的設計、數值模擬參數設定、資料庫的建立、儀器量測...等重要問題進行討論，以期在各項實驗前有充分之準備。有關本計畫中「火害後 RC 柱構件之反覆載重實驗」的火害實驗與反覆載重實驗過程，將於本報告之第三章詳細敘述。關於本計畫「兩座 RC 構架屋之設計與施工」所進行的施工流程及規劃將於本報告之第四章詳細敘述。此外，本計畫亦將進行「火害後 RC 構架屋受地震之數值模擬」，將於本報告之第五章詳細敘述。有關本計畫將進行「火害後鋼柱構件之反覆載重實驗」的火害實驗與反覆載重實驗過程，會由本報告之第六章詳細敘述，而本計畫的主要研究方法、步驟與進度將於下一節說明。

第三節 研究步驟流程與進度說明

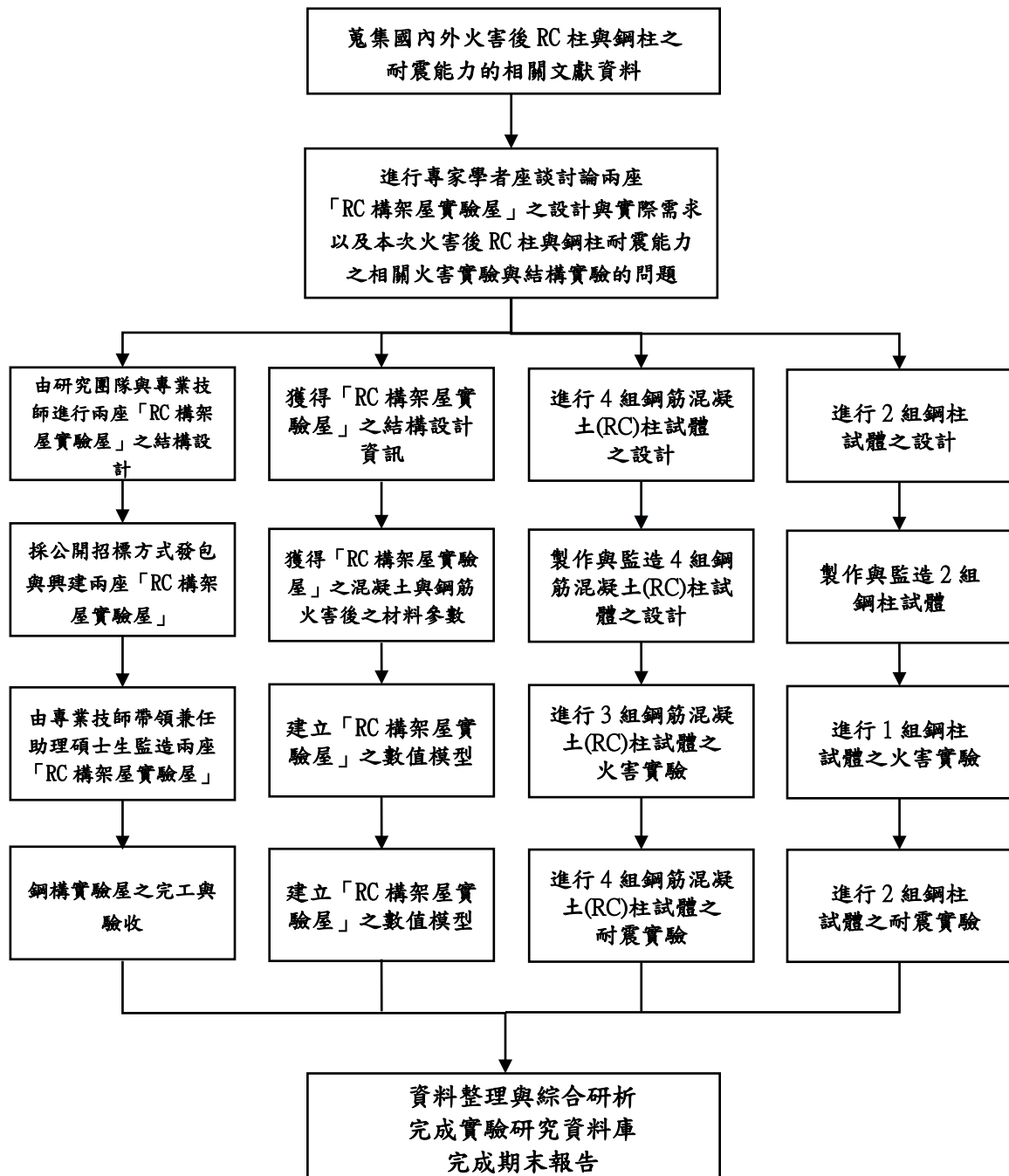


圖 1-1 研究步驟與流程

(本研究整理)

表 1-1 工作規劃甘特圖

月次 工作項目	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	備 註
蒐集國外相關文獻資料	●	●										
進行專家學者座談		●						●				
兩座單層單跨 RC 造構架屋之設計與發包	●	●	●	●								
RC 造構件之設計與施工	●	●	●	●	●							
鋼造構件之設計與施工	●	●	●	●	●							
期中報告撰寫				●	●							
進行「RC 造構件」之火害實驗						●	●					
進行「鋼造構件」之火害實驗						●	●					
進行「RC 造構件」之反覆載重實驗								●	●			
進行「鋼造構件」之反覆載重實驗								●	●			
進行受火害與未受火害單層單跨 RC 造構架屋受地震之數值模擬	●	●	●	●	●	●	●	●	●			
兩座單層單跨 RC 造構架屋之施工						●	●	●	●	●	●	
整理實驗資料與耐震評估資料庫							●	●	●			
期末報告撰寫								●	●			
成果報告撰寫										●	●	
預定進度 (累積數)	10 %	22 %	30 %	40 %	48 %	56 %	66 %	80 %	92 %	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。												

(本研究整理)

本研究之進行步驟流程如圖 1-1 所示，其對應之工作規劃甘特圖與進度概述如表 1-1。除了已完成文獻資料之蒐集與整理之外，本研究團隊所設計之兩座相同的單層單跨 RC 造構架屋，皆已順利完工。四組 RC 柱試體中之三組試體已完成不同軸向載重作用下之定載加溫的火害實驗，三組火害後的試體與未受火害的 RC 柱試體也順利完成受軸壓力之反覆側推實驗。兩組鋼柱試體中之實驗組鋼柱試體已完成 900°C 之高溫火害並以空氣冷卻至常溫，對照組試體為未受火害的鋼柱試體，兩組試體皆已順利完成受軸壓力作用之反覆側推實驗。有關 RC 構架屋之數值模擬部分所選定 OpenSees 軟體，能合理模擬鋼筋混凝土構架重要之非線性撓曲行為、鋼筋滑移以及剪力行為，在側推行為的模擬上，無論是初始勁度、極限強度、以及軟化行為，均能合理預測。研究團隊並於 2020 年 6 月 3 日與 2020 年 11 月 20 日，舉辦了兩次專家學者座談會，邀集國內專家學者，與貴所長官和同仁進行研討，與會長官與專家學者提供本計畫「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」許多寶貴意見。

(本頁空白)

第二章 資料蒐集與文獻回顧

第一節 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受火害再予以補強，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受火害前之強度。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)，可量測梁柱接頭受火害時的轉角變量，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。

李其忠和王天志【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。

李其忠和王天志【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，混凝土受火害爆裂後斷面減少及鋼筋暴露於高溫，將急速降低柱、梁及梁柱接頭的抗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，但受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。

第二節 RC 構件於高溫火害後之研究

黃群【11】針對鋼筋混凝土結構受火害後之耐震行為，探討火害對鋼筋混凝土樓房之耐震反應之影響，並作為結構物受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【12】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，將無火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【13】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【14】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 吋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 CNS12514 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。

第三節 RC 於高溫火害後耐震行為之實驗研究

Shi 等人【15】為評估火災後鋼筋混凝土柱的抗震能力，提供火害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，包含九支受火害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，相較之未受火害之構件，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，但勁度與承载力有明顯衰減，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载力略高，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，承载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【16】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。試體於一側分別受火害延時 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【16】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，火害對牆體的承载能力、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【17】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【18】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受火害的構件所能消散的能量較少。未受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【18】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【19】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，儘管框架經受火害並受到載荷後，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受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【20】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載荷，並遵循 ISO-834 下進行測試。然後，將這三座受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 和 Nishiyama【21】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，發現梁的承載力降低了 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。

第四節 RC 於高溫火害後耐震行為之數值模擬研究

Ni 和 Birely 【22】採用數值研究的方法，研究火災對撓曲控制的 RC 結構牆體側向承載力的影響。結果表明，火災破壞降低 RC 牆在反覆荷載作用下的承載力和勁度。曲率被證明是好的指示針對火害引起的破壞。在破壞時，火災暴露得更加嚴重後，損壞可能會轉移到牆的腹板上。確定壁厚、邊界元長度與軸向載重比為影響殘餘牆反應值的主要因素。試驗結果表明(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變化。在這類牆體或施加高軸向荷載的牆體中，混凝土的損傷是明顯的，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 PFE 反應，評估這個有效的軸向載荷比是至關重要的。(2)火災使牆體的強度與勁度均有所下降，長邊外露的牆體強度其勁度下降幅度最大，當一個長邊外露時，（強度，勁度）減少的幅度要緩和許多，預計對結構在 PFE 作用下的影響不大。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)短時間的火災破壞時層間變位略有增加。這可能是模擬假設的缺失，在分析結構的 PFE 反應時不應該假設層間變位能力的增加。在火災持續時間與暴露面數較嚴重的情況下，層間變位應減小。隨著火害持續時間的增加，破壞時的曲率呈現出更加一致的趨勢。所有考慮的參數都對破壞曲率的減少量有影響，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，而在薄壁長時間受火害的情況下，破壞可能完全是由於腹板破碎造成的。儘管邊界元長度的變化導致了壓縮損傷從邊界元向邊界元附近腹板的轉移，但大多數參數變化的牆體的破壞模式是相似的。

由於火災引起對 RC 結構的結構損傷，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 和 Birely 【23】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。程式可以準確地預測火災下牆體截面的溫度歷程，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 和 Birely 【23】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。通過連續火災地震荷載作用下 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 牆的建模是本文的重點，但所提出的方法可以適用於任何抗側力系統的分析。

為提供受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，Wang 等人【24】進行火災後鋼筋混凝土框架結構的抗震性能研究。在 ABAQUS 分析軟體上，採用梁單元，同時通過編制材料副程式與場變數副程式，建立了可進行鋼筋混凝土框架結構火害升降溫作用下的力學性能與受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【24】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。分析表明，火災升降溫過程中，由於結構升溫的延後性，構件的變形增長及恢復亦延後於火害空氣升降溫過程，受火害後構件有殘餘變形，針對火災發生在某一層的情況，受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；受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；當受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。當受火害層位於底層時，受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%；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。

第五節 鋼柱構件於高溫火害中之行為

Liu 等人【25】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【26】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【27】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【28】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 【29】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【30】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【31】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，避免遭受火害產生脆性破壞。簡丞宏【32】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【33】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【34】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【35】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【36】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。每個試體會藉由受火害的時間長短、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【37】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【38】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【39】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【40】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【41】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。Espinosa 等人【42】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【43】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【44】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【45】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【46】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【47】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【48】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【49】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型的鋼柱的應力變化。利用歐盟規範與試驗結果進行比對，S355 和 S460 鋼柱降伏強度和不鏽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【50】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

【51】研究箱型鋼柱溫度的熱傳性，探討在局部加溫 and 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。

第六節 鋼構件於火害後之行為

Jiang 等人【52】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，甚至在挫曲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受火害後鋼柱動態挫屈的最大位移。陳宥豪【53】、張嘉元【54】和賴傳詠【55】將實尺寸之 H 形普通鋼梁-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，並且與未受火害的相同試體進行比較。實驗結果顯示，未受火害以及火害後空冷試體皆通過 2010 年 AISC 耐震規範的規定；火害後水冷試體在反覆載重實驗過程中，梁翼板產生脆性破壞，導致無法通過 AISC 耐震規範的規定。實驗後利用三維非線性有限元素數值軟體，模擬三種梁柱接頭試體反覆載重實驗下的行為。模擬結果表示，未受火害以及火害後空冷模擬試體的破壞時機和破壞模式皆與實際實驗相同，而火害後水冷模擬試體的實驗數值較實際結果保守。

第三章 火害後 RC 柱構件之反覆載重實驗

第一節 實驗規劃

3.1.1 試體設計

本研究共製作 4 座鋼筋混凝土單柱試體，如表 3-1 所示。單柱取為第四章構架屋柱構件高度之半，模擬反曲點在柱高 1/2 處。第 1 座為對照組，未進行耐火爐加熱實驗，僅進行靜態反覆載重實驗。第 2~4 座為實驗組，各試體於耐火爐先完成加熱，分別承受 225 kN（軸壓比 0.1）、450 kN（軸壓比 0.2）、675 kN（軸壓比 0.3），再依照 CNS 12514 之標準升溫曲線燃燒 3 hr，結束後再依原軸力進行靜態反覆載重實驗。

圖 3-1 至圖 3-3 所示分別為鋼筋混凝土單柱之側視圖，單柱試體柱頭上視圖，及單柱試體基礎上視圖。試體總高度為 2.6 m，包括基礎高度 0.8m，斷面積 $1.4\text{ m} \times 1.4\text{ m}$ 、柱淨高 1.2 m，斷面積為 $0.3\text{ m} \times 0.3\text{ m}$ 、柱頭高度 0.6m，斷面積為 $0.6\text{ m} \times 0.6\text{ m}$ 。柱頂以及柱底的部分皆有一鋼板銲接於 T 頭鋼筋上，分別開孔以利後續試驗場地之孔位接合，柱基礎則有埋置 4 個內徑為 50 cm 之 PVC 管並貫穿基礎以及底部鋼板開孔，目的在於後續反覆載重試驗，可用 M50 之高強力螺栓固定試體。柱頭南北側則埋置四根 50 cm PVC 管以配合國震中心反力牆制動器之孔位鎖定。為確保試體在吊運過程中，能不產生扭轉及翻轉，在基礎對角四側分別設有 8 號吊掛鋼筋。試體斷面尺寸及鋼筋配置，皆滿足耐震設計之特別規定。

表3-1 RC柱構件試體組別

	CNF	CF1	CF2	CF3
軸力 (kN)	225	225	450	675
軸壓比	0.1	0.1	0.2	0.3
加熱方式	無	2 hr 防火時效	3 hr 防火時效	hr 防火時效

(本研究整理)

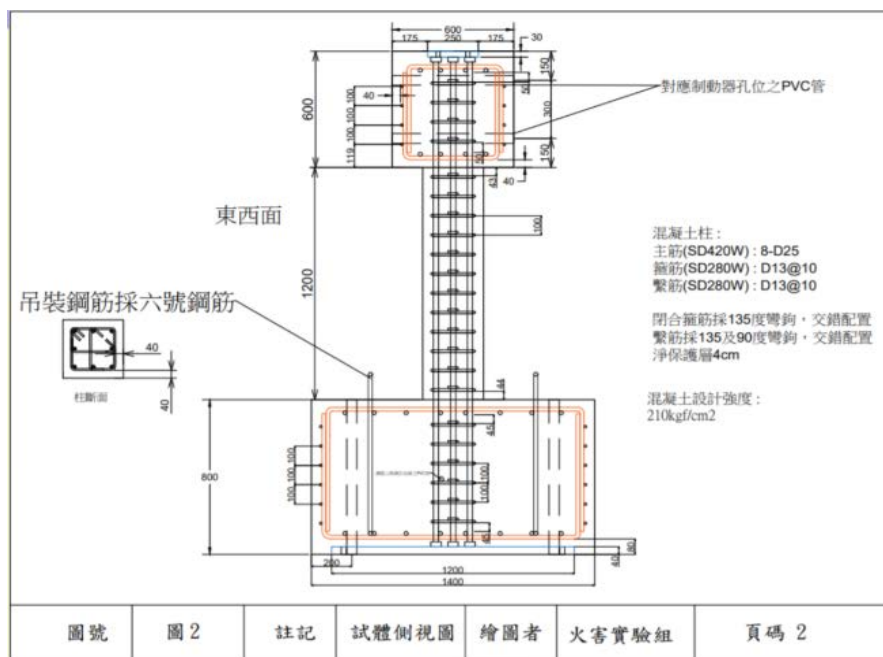


圖3-1 試體側視圖

(本研究整理)

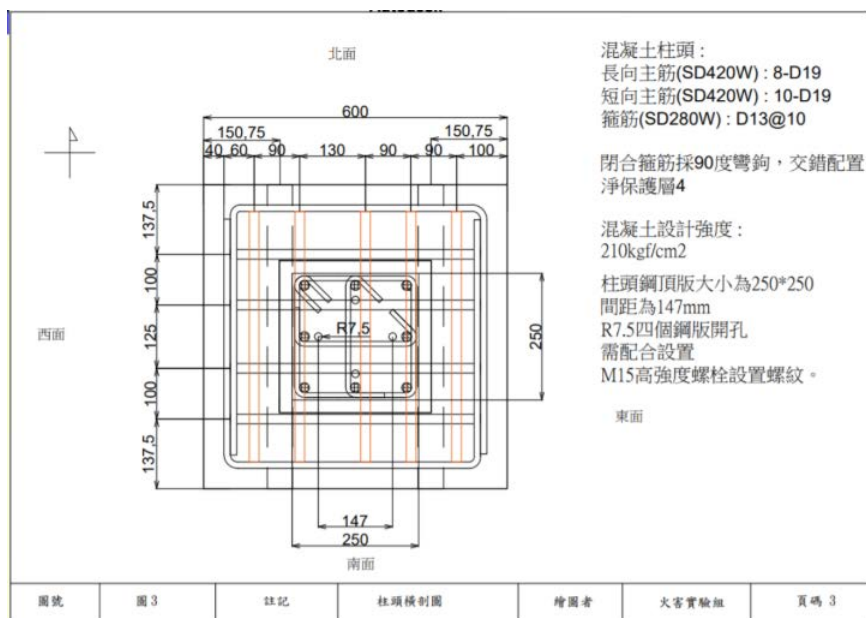


圖3-2 柱頭上視圖

(本研究整理)

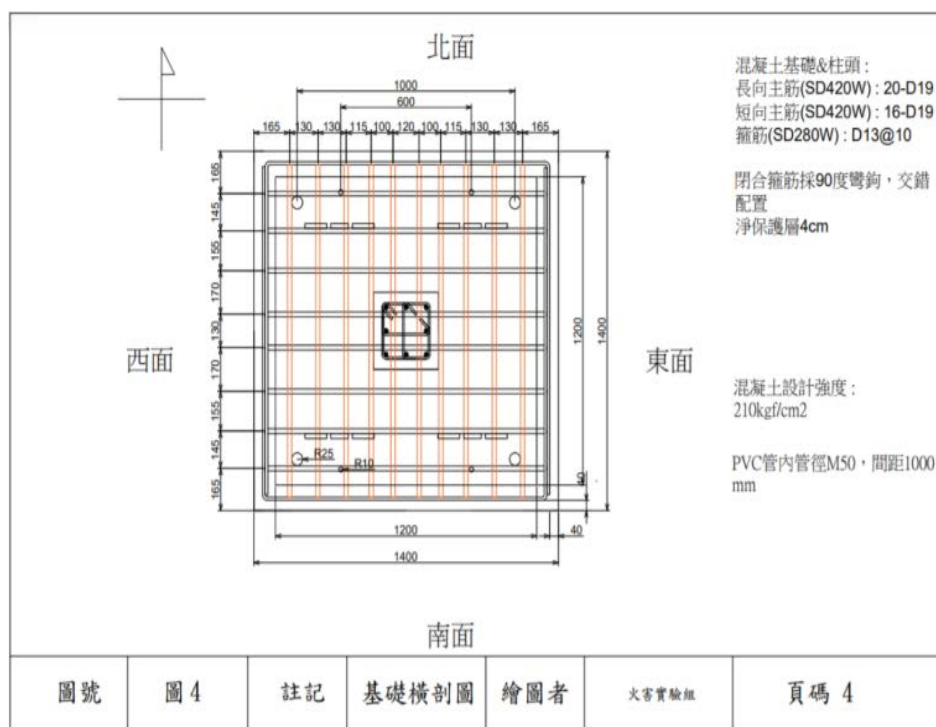


圖3-3 基礎上視圖

(本研究整理)

3.1.2 材料試驗數量

本研究使用三種材料，混凝土抗壓強度為 21 MPa；SD 420W 鋼材作為基礎、柱頭及柱身主筋；SD280W 鋼材作為基礎、柱身及柱頭箍筋。表 3-2 為材料試驗用量統計表。混凝土試體製作如圖 3-4 所示，試驗用鋼筋取 D10、D13、D19，長 30 cm 各 3 支，如圖 3-5 所示。

表3-2 材料試驗數量統計表

	圓柱試體 (個)	各尺寸試驗鋼筋 (支)	混凝土立方塊 (塊)
鋼筋降伏強度		3	
7 天抗壓強度	3		
28 天抗壓強度	3		
火害試驗抗壓強度	3		
火害模擬	3*	3*	3*
(無火害)振動台試驗 混凝土強度	3		
(火害)振動台試驗 混凝土強度	3*	3*	4*

註：*為同一組試體

(本研究整理)



圖3-4 混凝土圓柱試體製作

(本研究整理)



圖3-5 試驗鋼筋(未裁切前)

(本研究整理)

3.1.3 應變計配置

無火害試體，柱身上下斷面黏貼應變計，分別位於由下往上，1、3、5層箍筋斷面處，斷面內應變計配置如圖 3-6 所示。受火害之 3 座試體，因柱身為主要受火面，礙於應變計無法耐高溫，故於柱身處無設置應變計。3 座火害單柱試體僅在基礎內部繫筋處設置 1 處量測點。

柱主筋方面，為了量測受到反覆載重所產生的最大鋼筋應變值，因此在側推方向近反力牆側角隅主筋及中間兩側主筋上各配 1 片，而非側推方向中間主筋處則黏貼 1 片，以進行對照。繫筋處中心則黏貼 1 片，以量測反覆載重實驗下，繫筋之應變值變化。無火害試體（CNF）共計黏貼 3 斷面，每斷面 5 處應變計，加上基礎內部之應變計，共計設置 16 處應變計量測點。

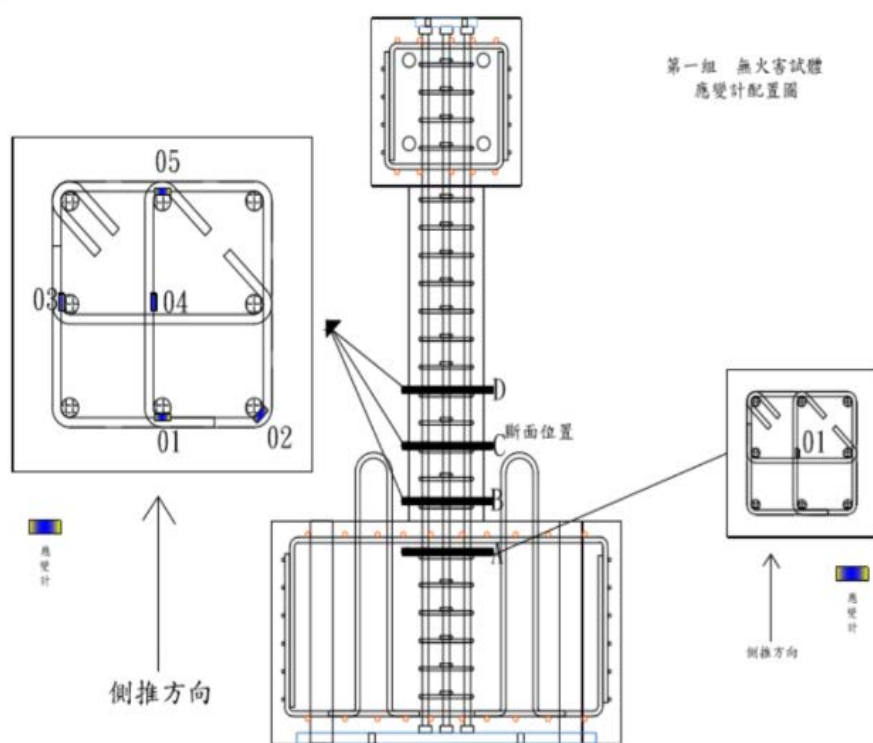


圖3-6 混凝土單柱應變計配置圖

(本研究整理)

3.1.4 熱耦計配置

鋼筋混凝土單柱依照 CNS 12514 標準升溫曲線於耐火爐對試體柱身進行加熱。為測量混凝土受熱時由外而內和鋼筋的溫度變化，以及是否符合標準升溫曲線，於構件內預先埋設 8 處 K 型熱耦計，如圖 3-7 所示。

混凝土測溫點五處，分別由表面、保護層、主筋與中心處中點、中心處、角隅主筋與中心處中點，鋼筋測溫點為三處，分別為柱主筋、角隅主筋以及箍筋，測溫斷面分布於柱身由下往上 1、5、8、12 層箍筋斷面處，且下兩層測溫點分布為對稱形式，上兩層配置亦然，作為對照。

K 型熱耦計其可測溫度範圍介於 0 至 1250°C，且為了避免加熱時，混凝土內部材料如氫氧化鈣脫水造成熱耦計兩條電路間產生短路，故採用外部材質為不鏽鋼、直徑 1.6 mm 的熱耦計，其內部有高純度的細緻氧化物以作為隔絕材料。

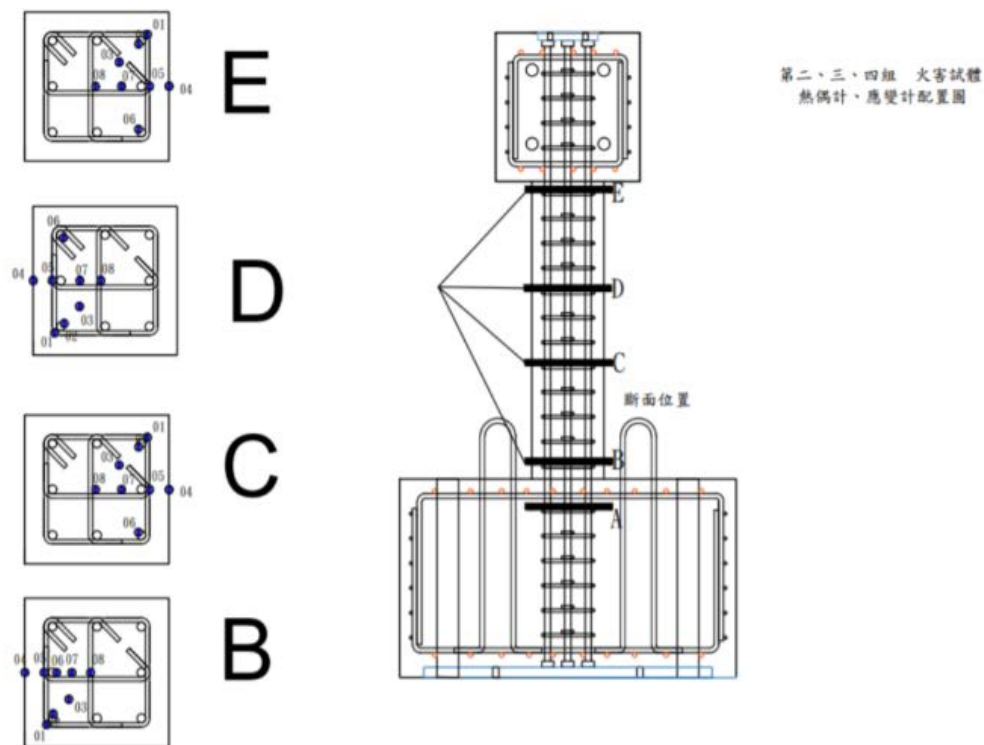


圖3-7 混凝土單柱熱耦計配置圖

(本研究整理)

第二節 試體製作

本研究 4 座試體製作工程，2020 年 4 月 22 日起由鴻創營造股份有限公司承攬。各試體皆在內政部建築研究所台南防火實驗室外的停車場空地進行組模、綁紮及混凝土灌漿作業，並採用直立式的施工方式，將試體分兩部分施工，第一部分為基礎施作，第二部分為柱身及柱頭施作，相關詳細步驟說明如下。

3.2.1 基礎施作

1. 基地整平

首先將施工平台上之雜草及雜物清除，待施工平台清理完成後鋪上 1.5 cm 厚之木板作為底模，並且使用水平儀進行校正，待校正後加以固定以確保基礎底面的水平，避免基礎底面的不平整以至於固定於強力地板時基礎產生裂縫，如圖 3-8 至圖 3-10 所示。



圖3-8 施工平面雜物清除

(本研究整理)



圖3-9 施工平面清理完成

(本研究整理)



圖3-10 底模鋪設

(本研究整理)

2. 基礎放樣

於鋪設好的底模上將試體所需放置的位置規劃出來，並且事先預留日所需的施工動線、材料存放區域與加工區域，待以上空間規劃完成後，以棉線在底板上標定出基礎的長寬範圍，並以墨線標記出基礎 PVC 套管位置、柱身、基礎鋼底板及基礎鋼筋籠位置，如圖 3-11 所示。



圖3-11 底模放樣

(本研究整理)

3. 基礎鋼底板放置

待基礎模版放樣完成後、在規劃區域放上基礎鋼底板，如圖 3-12 所示。



圖3-12 基礎鋼底板放置

(本研究整理)

4. 基礎鋼筋

所有施作過程會需要使用之鋼筋皆事先在鋼筋加工場進行裁切、折彎以及車牙，待加工完成後運送至施工現場，並且鋼筋加工時皆須符合其所需之轉彎直徑需求，避免因為不適當之鋼筋彎折直徑造成鋼筋本體產生裂縫，以致於影響實驗之結果。首先，於柱主筋先鎖上機械錨定頭後銲接上基礎鋼底板（圖 3-13），待主筋銲接完成後，在底模及鋼底板放置多個 4 cm 厚之混凝土塊，以利維持試體之保護層厚度。依據基礎底模放樣位置依序將 PVC 套管、基礎下層主筋、基礎箍筋、試體吊掛

鋼筋、基礎上層箍筋放置於正確位置，並確定其放置間距合乎設計圖之規定（圖 3-14）。最後由施工人員再使用水準尺及鋼棒，確認柱主筋及鋼筋籠之垂直與水平。



圖3-13 柱主筋銲接鋼底板

(本研究整理)



圖3-14 基礎構件組立

(本研究整理)

5. 模板組立

本次施工所使用之模板為普通混凝土模板，組立模版前，需先將模版內部之雜物及垃圾清理乾淨，並於基礎斷面定位點處開始組立模版。過程中使用鐵釘加以固定，並且於鋼筋籠及模版之間放置數個 4 cm 厚混凝土塊，避免灌漿時之搗實之振動導致鋼筋位置偏移，造成基礎之保護層厚度不符合設計圖。待模版組立完成後，使用角鋁與角材於基礎之四周進行加固，在基礎頂面處也有使用角材釘於模版的四個角落相互加固。最後，使用鐵絲從基礎內部兩側方向進行對拉，以避免混凝土澆置時產生爆模之情況，如圖 3-15 至圖 3-17 所示。

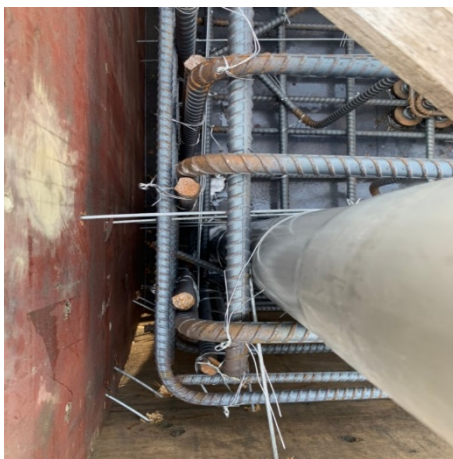


圖3-15 基礎模板角材加固

(本研究整理)



圖3-16 基礎模板鐵絲對拉加固

(本研究整理)



圖3-17 基礎模板架設完成

(本研究整理)



圖3-18 基礎灌漿搗實過程

(本研究整理)

6. 基礎灌漿

混凝土澆置前需將模板內非構件之雜物清除，如落葉、膠帶、塑膠袋、鋼線等皆清理完畢，並再次確認鋼筋位置及間距是否有偏離、模板及 PVC 套管是否牢固。待上述工作完成後，始可進行混凝土澆置。灌漿過程由於基礎高度僅有 80 cm 高，因此，混凝土由混凝土預拌車之導管進行澆置直接導入模板中，並施工人員進行混凝土之推勻，於澆置過程中利用震動棒進行搗實。使用鋼棒在鋼筋籠與模版間攪動與橡膠槌於模版四周進行敲打，使各個角落之混凝土澆置均勻，避免日後試體產生蜂窩（圖 3-18）。每台混凝土預拌車皆需澆置標準圓柱試體，並需與試體完全相同之條件下進行養護。最後待混凝土之狀況達到初凝後，需於基礎混凝土表面及柱身交

界處使用木塊軋入一凹槽，使兩次灌漿交界處能更緊密貼合，如圖 3-19 所示。



圖3-19 基礎與柱身交界處之凹槽

(本研究整理)

3.2.2 柱身與柱頭施作

1. 熱耦計安裝

依據第 3.1.4 節熱耦計配置，將其安裝至柱身鋼筋相對應的位置上，並且熱耦計位置需盡量與規劃相同，以利後續取得正確之熱傳導分布圖。此作業與應變計黏貼需在柱身組模灌漿前完成，以便後續工程之進行，其實際施作狀況如圖 3-20 至圖 3-27 所示。

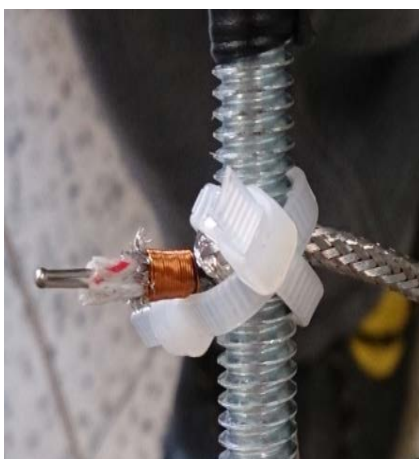


圖3-20 熱耦計

(本研究整理)

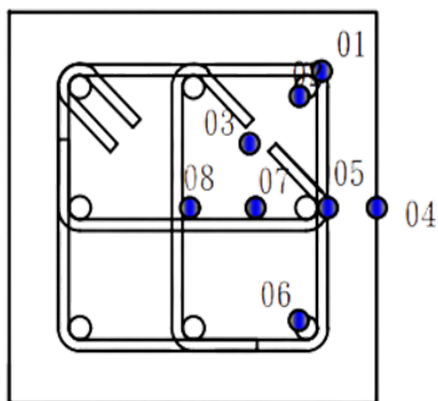


圖3-21 熱耦計規劃位置

(本研究整理)



圖3-22 01號熱耦計（斜角線箍筋處）及02號（柱主筋處）熱耦計
(本研究整理)



圖3-23 03號熱耦計（對角線02與08號之中心點）
(本研究整理)



圖3-24 04號熱耦計（中心線混凝土表面）

(本研究整理)



圖3-25 05號熱耦計（中心線保護層處）

(本研究整理)



圖3-26 06號熱耦計（對角線主筋處）

(本研究整理)



圖3-27 07號熱耦計（05及08號中心點）及08號熱耦計（柱中心點）
(本研究整理)

2. 應變計黏貼

依據第 3.1.3 節應變計配置之規劃將其黏貼至柱身鋼筋相對應的位置上，並且應變計位置需盡量與規劃相同，以利量測柱身與基礎塑鉸區之鋼筋應變值，進而推估火害後交接處之塑鉸折減量。此作業與熱耦計黏貼皆需應在柱身組模灌漿前完成，以便後續工程之進行，其施作程序如下述：

- a. 在應變計黏貼規劃位置以電火膠布標記位置。
- b. 於電火膠布位置利用砂輪機將鋼筋表面磨平，其以可看見金屬光澤及平整即可，盡量以可將應變計黏貼上去的範圍即可，不需磨平太大範圍，並且磨平位置需在鋼筋的中心上，如圖 3-28 所示。
- c. 將磨平表面處利用棉花沾濕酒精擦拭乾淨，並且去除表面之雜質。
- d. 使用應變計黏貼專用之快乾膠（CN 膠）將應變計黏貼至鋼筋已磨平之表面上，黏貼時需注意應變計本身需在鋼筋中心上，且應變計之長向需與鋼筋平行，不可有歪斜之情況。黏貼過程使用應變計專用之塑膠片按壓 60 秒，以確保應變計完全貼合於鋼筋，如圖 3-29 所示。
- e. 黏貼完成後在應變計之表面噴上一層防水漆（CLP electrolube）。

- f. 噴上防水漆後在其上貼上 3M 防水黑色膠布。
- g. 待防水膠布黏貼完成後再於外層包覆一層電火膠布，此步驟位置需注意要將應變計一部份線材進行折回並且再纏繞一圈電火膠布，避免在灌漿過程中應變計受到線材的拉扯以至於損毀。
- h. 待所有規劃之應變計黏貼完成後，於應變計之線頭處使用標籤進行編號，並且同時貼上透明膠帶作防水處理。

上述步驟皆完成後，將應變計之線材沿柱主筋向上引出做整束整理，避免進行混凝土澆置時因混凝土由上而下之流動將線材沖斷，最後套上塑膠袋保護。



圖3-28 砂輪機磨平鋼筋

(本研究整理)



圖3-29 應變計黏貼情況

(本研究整理)

3. 柱身及模板組立

柱身之主筋於基礎鋼筋綁紮與灌漿前皆已組立完成。於柱身模板組立前需於基礎頂表面標記柱身之尺寸範圍，以利進行標定柱子之位置，待標記完成後將模板如標記位置進行組立。柱身模板組立時為避免柱身之圍束效應受到影響，因此柱身模板主要以無紋鐵絲取代螺桿作為補強固定用，並同時使用角鋁和角材進行支撐，防止混凝土澆置時發生爆模情況，最後使用 4 cm 厚之混凝土墊塊放置於柱身與模板之間，以確保柱身之保護層厚度，如圖 3-30 及圖 3-31 所示。



圖3-30 柱身之模板組立(一)

(本研究整理)



圖3-31 柱身之模板組立(二)

(本研究整理)

4. 柱頭鋼筋與模板組立

柱身模板組立完成後，依據柱頭位置架設底模並利用額外斜撐進行支撐，並將柱頭其餘模板釘在底模上方固定。利用墨線標記出柱頭套管、柱頭高程及鋼筋籠位置，並且在預埋 PVC 管處使用 PVC 管固定器。因需與致動器與夾具對鎖，為此 PCV 管之高程位置不得有誤差，施工人員以全站測站作最後的位置測量，而後依據設計圖之規畫將剩餘之構件組立完成，並且利用 4 cm 之混凝土墊塊放置於模板與鋼筋間以確保試體之混凝土保護層厚度。最後，在使用角材加固即完成柱頭之鋼筋綁紮與模板組立，如圖 3-32 及圖 3-33 所示。



圖3-32 柱頭鋼筋組立

(本研究整理)



圖3-33 柱頭模板組立

(本研究整理)

5. 柱頂鋼板銲接

因試體頂部需與防火實驗室之火害爐對鎖，柱頂處銲上一鋼板，依據設計圖所設計之位置進行銲接，如圖 3-34 所示。

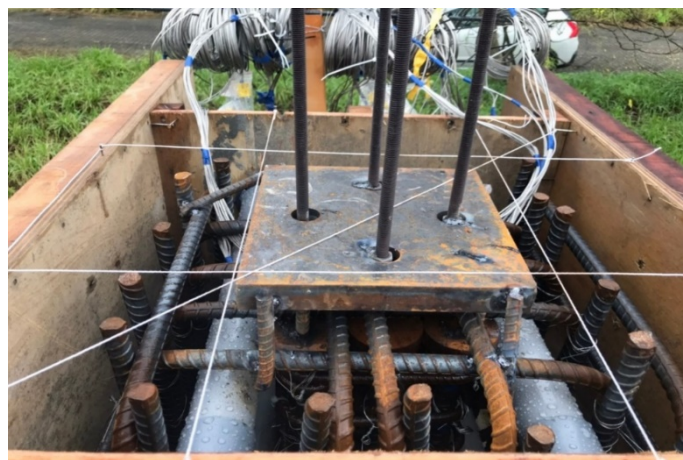


圖3-34 柱頂鋼板

(本研究整理)

6. 柱身與柱頭灌漿

混凝土澆置前需將模板內非構件之雜物清除，如落葉、膠帶、塑膠袋、鋼線等皆清理完畢，並再次確認鋼筋位置及間距是否有偏離、模板及 PVC 套管是否牢固，待上述工作完成後始可進行混凝土澆置。於混凝土澆置前需先進行坍度試驗及氯離子檢測，如圖 3-35 及圖 3-36 所示。由於試體內有安裝應變計及熱耦計，為避免線材被扯斷，因此採用人工澆置（圖 3-37）。澆置過程中利用震動棒進行搗實，且使用

鋼棒在鋼筋籠與模版間攪動與橡膠槌於模版四周進行敲打，使各個角落之混凝土澆置均勻，避免日後試體產生蜂窩。同時，注意模板交接處是否有溢漿或者滲水過量的狀況，並且每台混凝土預拌車皆需澆置標準圓柱試體，並需與試體完全相同之條件下進行養護。



圖3-35 混凝土坍度測試

(本研究整理)



圖3-36 混凝土氣離子測試

(本研究整理)



圖3-37 混凝土人工澆置

(本研究整理)

7. 試體完成及存放

試體於 2020 年 5 月 26 日完成製作，存放於試體施作原地，並且利用帆布將線材包覆住以保護熱耦計及應變計，如圖 3-38 及圖 3-39 所示。



圖3-38 試體施作完成照

(本研究整理)



圖3-39 利用帆布包覆柱身以保護線材

(本研究整理)

第三節 實驗配置

3.3.1 火害實驗

本研究在內政部建築研究所防火實驗中心之梁柱樓板複合實驗爐，進行加載加熱實驗，如圖 3-40 所示。三座試體先各別施加不同軸力，再以 CNS 12514（圖 3-41），3 hr 防火時效進行加熱。因本研究主要著重於鋼筋混凝土柱受火害後柱塑鉸及材料強度之弱化行為，故僅柱身段受火，柱頭以及基礎部分則以 7.5 cm 厚之防火棉包覆，以取得三組試體柱身段之熱傳導結果。



圖3-40 梁柱樓板複合實驗爐加載加熱實驗配置圖

(本研究整理)

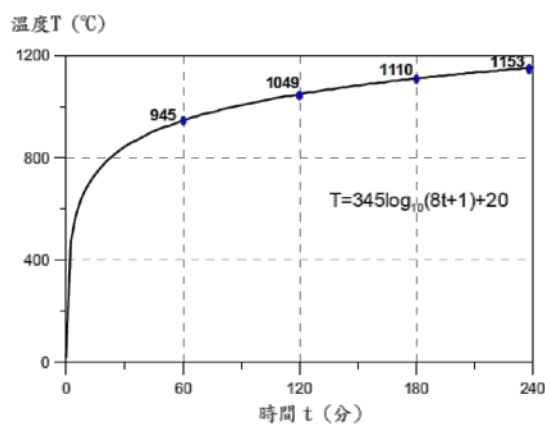


圖3-41 CNS 12514標準升溫曲線

(本研究整理)

3.3.2 反覆載重實驗

三組試體經火害實驗後 16 天，運送至國家地震工程研究中心台南實驗室，以反力牆進行反覆載重實驗，實驗配置如圖 3-42 所示。本實驗於試體上方架設鋼梁、油壓千斤頂及荷重計，垂直方向施加與火害實驗相同之軸力，水平方向則使用一支高性能制動器施加側向力，以位移控制反覆側推柱頂位移達指定的層間位移角。位移路徑參考 ACI-374 之規定，定為層間位移角之倍數，從 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%、6%、7%、8%，每個層間執行 3 次迴圈，如圖 3-43 所示。



圖3-42 反覆載重實驗配置圖

(本研究整理)

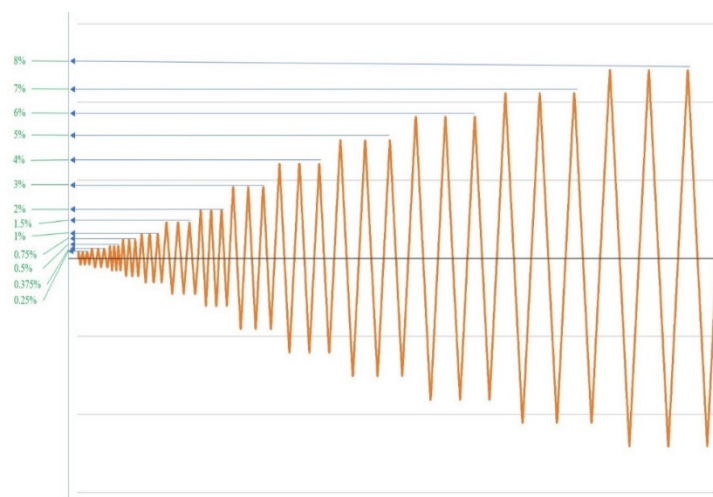


圖3-43位移控制歷時圖

(本研究整理)

第四節 實驗結果

3.4.1 火害實驗

根據前節實驗配置，本研究在內政部建築研究所防火實驗中心之梁柱樓板複合實驗爐，進行 RC 單柱構件之加載加熱實驗。2020 年 9 月 21 日、24 日及 29 日，已分別完成 CF1、CF2 及 CF3 試體實驗，分述如下。

(1) CF1 試體

本試體先進行軸向加載，軸壓比為 0.1（軸力為 225 kN），再依照 CNS 12514 標準升溫曲線進行高溫加熱 3 小時。實驗過程中加熱至 1.5 小時，柱頭防火棉受高溫後掉落，以致於柱頭直接受火。因安全考量，為避免柱頭受損嚴重進而導致可能無法進行後續之試驗，第一組試體改為加熱 2 小時。斷面各測點溫度曲線與 CNS 12514 標準升溫曲線之比較，如圖 3-44 所示。

由圖可知實驗進行 18 分鐘時混凝土表面溫度有明顯下降的情況，推斷此時試體發生水化作用因此表面溫度下降，實驗進行約 90 分鐘可發現混凝土表面溫度也有明顯下降的情況，因 90 分鐘時柱頭棉花掉落，以至於覆蓋柱身表面，因此造成測點溫度的下降，但因不是完全黏貼蓋住，因此幾分鐘後溫度開始回升至正常情況。

試驗結束後待加溫爐內溫度下降至室溫，以進行試體觀察與紀錄，如圖 3-45 至圖 3-48 所示。試體 CF1 為四面鋪火之情況，因此四面受損狀況差異不大，角隅混凝土剝落狀況嚴重，並且表面粉刷層皆脫落，裂縫屬橫向發展居多。

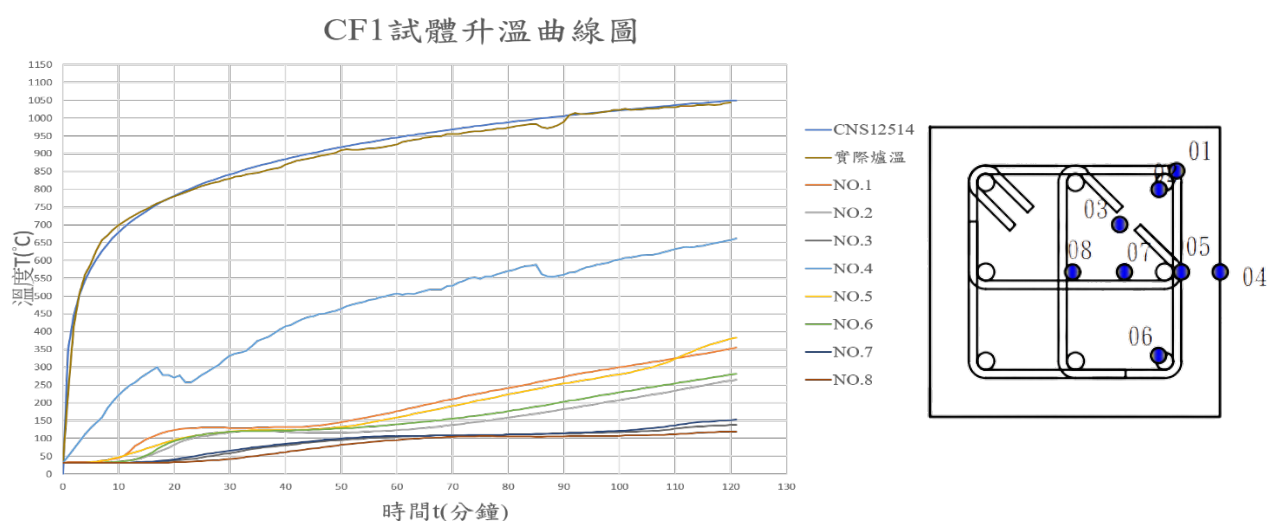


圖3-44 CF1試體測點升溫曲線圖

(本研究整理)



圖3-45 CF1試體東面實驗前後對照圖

(本研究整理)



圖3-46 CF1試體西面實驗前後對照圖

(本研究整理)



圖3-47 CF1試體南面實驗前後對照圖

(本研究整理)



圖3-48 CF1試體北面實驗前後對照圖

(本研究整理)

(2) CF2 試體

試體 CF2 於 2020 年 9 月 24 日進行加載加熱實驗，經前次試驗防火棉掉落後，改良棉花包覆方式，故本實驗得順利完成 3 小時加熱。試體施加軸力為 450 kN (軸壓比為 0.2)。斷面各測點溫度曲線與 CNS 12514 標準升溫曲線，如圖 3-49 所示。由測溫點曲線圖，可發現此次實驗各測溫點上升之速率皆穩定並且與 CF1 上升之狀況相近。實驗結束後待加溫爐內溫度下降至室溫，以進行試體觀察與紀錄，如圖 3-50 至圖 3-53 所示。試體 CF2 為四面鋪火之情況，因此四面受損狀況差異不大，角隅混凝土剝落狀況嚴重，並且表面粉刷層皆脫落，與前次 CF1 試體比較剝落狀況更為嚴重且除了角隅剝落外，表面也有些需剝落，裂縫發展較 CF1 垂直向裂縫變多。

CF2試體升溫曲線圖

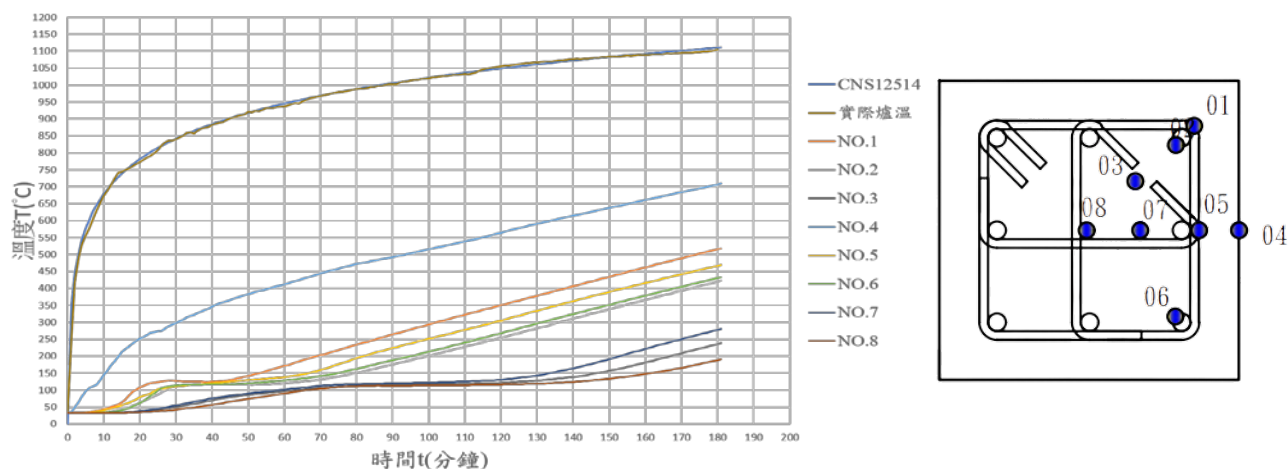


圖3-49 CF2試體測點升溫曲線圖

(本研究整理)



圖3-50 CF2試體東面試驗前後對照圖

(本研究整理)



圖3-51 CF2試體西面試驗前後對照圖

(本研究整理)



圖3-52 CF2試體南面試驗前後對照圖

(本研究整理)



圖3-53 CF2試體北面實驗前後對照圖

(本研究整理)

(3) CF3 試體

試體 CF3 於 2020 年 9 月 29 日進行加載加熱實驗，依 CNS 12514 標準升溫曲線加熱 3 小時，施加軸力為 675 kN（軸壓比為 0.3）。斷面各測點溫度曲線與 CNS 12514 標準升溫曲線，如圖 3-54 所示。由測溫點曲線圖，可發現此次實驗各測溫點上升之速率皆穩定，但相較於 CF1 及 CF2 試體，各點溫度與同時間情況下溫度較高。推斷因斷面受高軸力作用，斷面內導熱速度較快，故量測之溫度較高。

實驗結束後待爐內溫度下降至室溫，以進行試體觀察與紀錄，如圖 3-55 至圖 3-58 所示。CF3 試體為四面鋪火之情況，角隅混凝土剝落狀況嚴重，並且表面粉刷層皆脫落，與前兩座試體比較剝落狀況更為嚴重，垂直向裂縫數量更多。

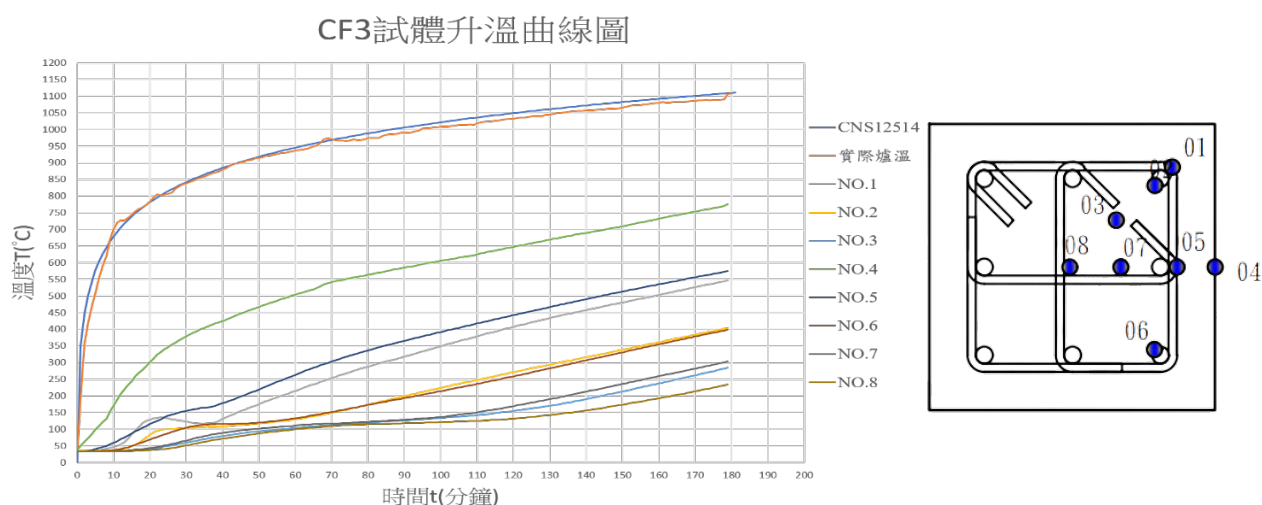


圖3-54 CF3試體測點升溫曲線圖

(本研究整理)



圖3-55 CF3試體東面實驗前後對照圖

(本研究整理)

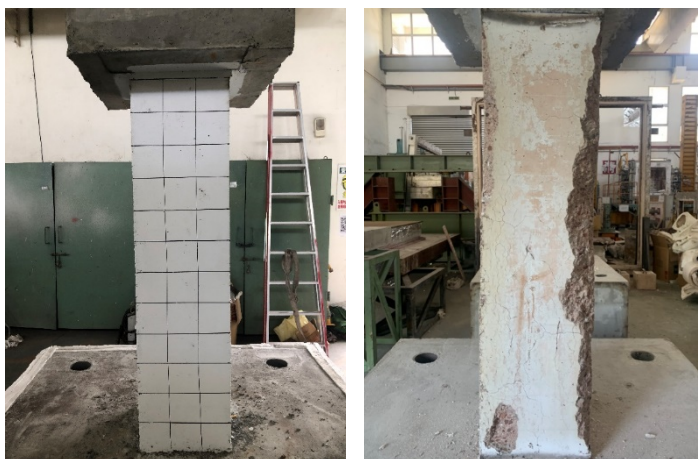


圖3-56 CF3試體西面實驗前後對照圖

(本研究整理)



圖3-57 CF3試體南面實驗前後對照圖

(本研究整理)



圖3-58 CF3試體北面實驗前後對照圖

(本研究整理)

3.4.2 反覆載重實驗

反覆載重實驗之目的係獲得遲滯迴圈，以了解火害前後試體之強度、變形及能量耗散。本研究已於 2020 年 10 月 7 日完成 CNF 試體（軸壓比 0.1），無火害之單柱反覆載重實驗。CF1（軸壓比 0.1）、CF2（軸壓比 0.2）、CF3（軸壓比 0.3），各試體已於預定時間 2020 年 10 月 13 日、10 月 16 日，及 10 月 21 日完成實驗。

根據前節實驗配置所述，單柱試體經火害後，移往國家地震工程研究中心台南實驗室之反力牆進行實驗。依實驗規劃之位移路徑進行靜態反覆加載且施加軸壓，並在每一層間位移角倍數移至第三迴圈正向及逆向峰值時暫停試驗，觀察柱身發展之裂縫，並以紅筆標記正向裂縫、綠筆標記逆向裂縫。此外，也在柱身側向保護層表面黏貼 NDI Maker 以感測實驗進行時柱身之變形發展。實驗過程中，因混凝土剝落或試體兩側之螺桿遮蔽住感測點，將導致黏貼 NDI Maker 之訊號遺失，為無可避免之現象。

(1) CNF 試體

圖 3-59 為 CNF 試體之實驗過程，圖 3-60 所示為側力與位移之遲滯迴圈圖。最大正向強度為 114 kN、最大負向強度為 134 kN。由圖 3-60 可發現，當層間變位角達到 3%後側力開始下降，層間位移角 8%達到水平致動器位移上限，且側向強度已下降致最大強度 80%以下，故實驗予以終止。

裂縫發展如圖 3-61 所示，圖片皆為北面（面向反力牆，側力為負向），如圖可知於層間變位角 3%以前南面、北面各約有 4 至 6 條水平撓曲裂縫，平均分布於柱高

方向，並且橫向貫連柱面之東西側。當層間變位角達 3% 時，可發現北面裂縫數明顯增加，所有破壞幾乎集中於柱底的一條裂縫，並於柱身東西兩側開始形成明顯的 X 形裂縫。層間變位角達 4~5% 時，混凝土開始擠碎，但並未達到剝落的程度。層間變位角達 +6% 時，在柱底處可以發現非常嚴重混凝土剝落現象，北面底部尤其明顯，另在東西側則由柱面底部沿 X 字型的裂縫碎裂。最後達實驗目標 8% 層間變位角時實驗停止，可發現鋼筋裸露。

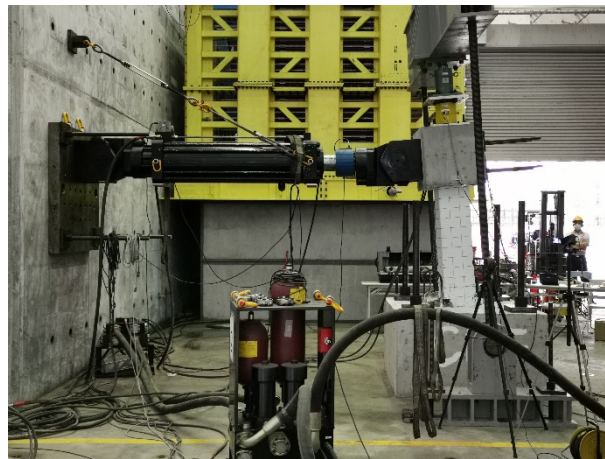


圖3-59 CNF試體反覆載重實驗圖

(本研究整理)

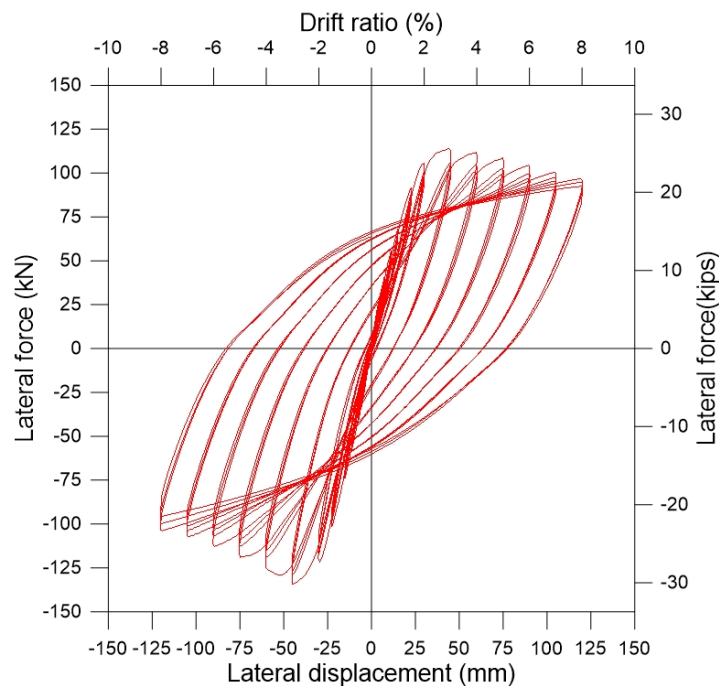


圖3-60 CNF試體遲滯迴圈

(本研究整理)

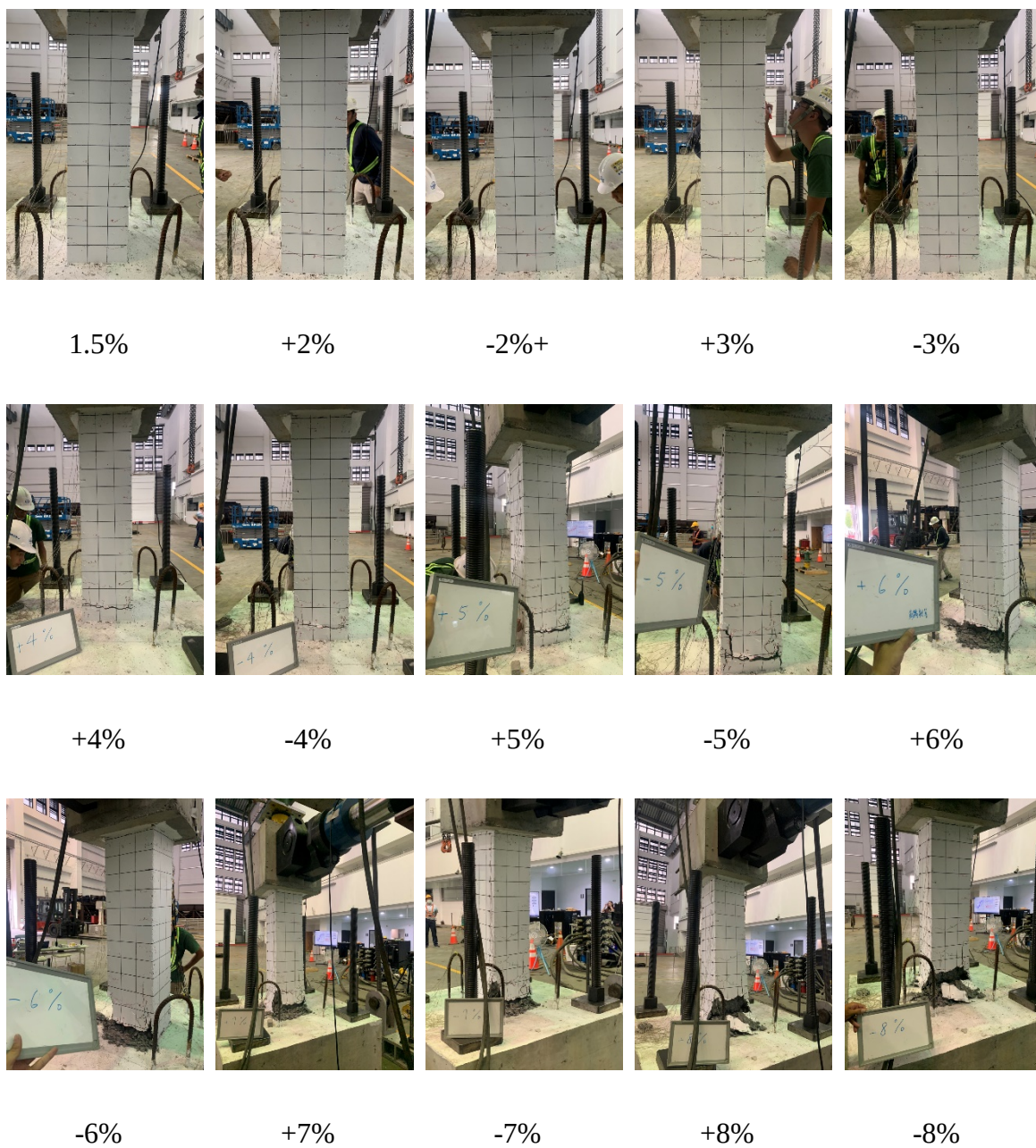


圖3-61 CNF試體裂縫發展

(本研究整理)

(2) CF1 試體

圖 3-62 所示為側力與位移之遲滯迴圈圖。最大正向強度為 112.28 kN、最大負向強度為 105.86 kN。由圖 3-62 可發現，當層間變位角達到 4% 後側力開始下降，層間位移角 8% 達到水平致動器位移上限，故實驗予以終止。

裂縫發展如圖 3-63 所示，圖片皆為北面（面向反力牆，側力為負向），如圖可知於層間變位角 3% 以前南面、北面裂縫大多由火害實驗後之裂縫延展，並且橫向慣連柱面之東西側。當層間變位角達 4% 時，可發現北面裂縫寬度明顯增加，破壞幾乎集中於原火害實驗之延展裂縫，並於柱身東西兩側開始形成明顯的 X 形裂縫。層間變位角達 5~6% 時，混凝土開始擠碎，但並未達到剝落的程度。層間變位角達 + 7% 時，在柱底處可以發現非常嚴重混凝土剝落現象，北面底部尤其明顯，另在東西側則由柱面底部沿 X 字型的裂縫碎裂。最後達實驗目標 8% 層間變位角時實驗停止，可發現鋼筋裸露。

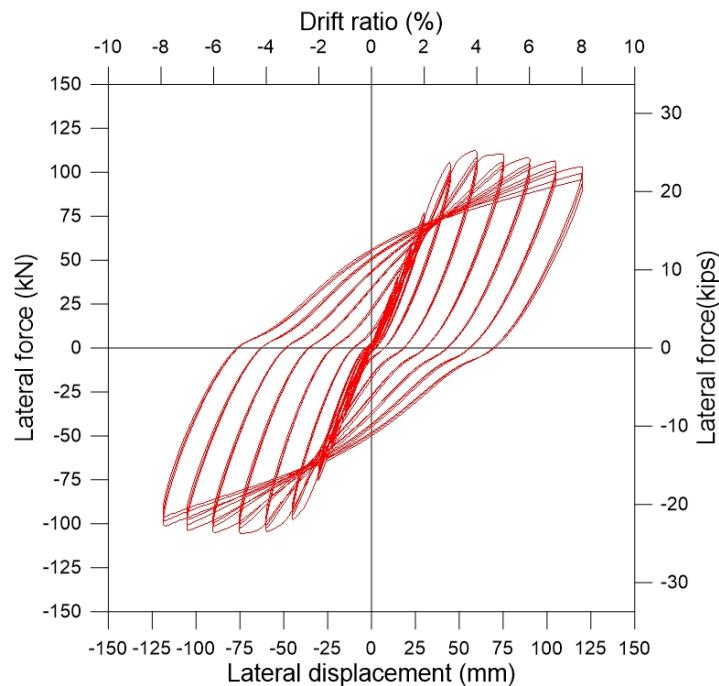


圖3-62 CF1試體遲滯迴圈

(本研究整理)

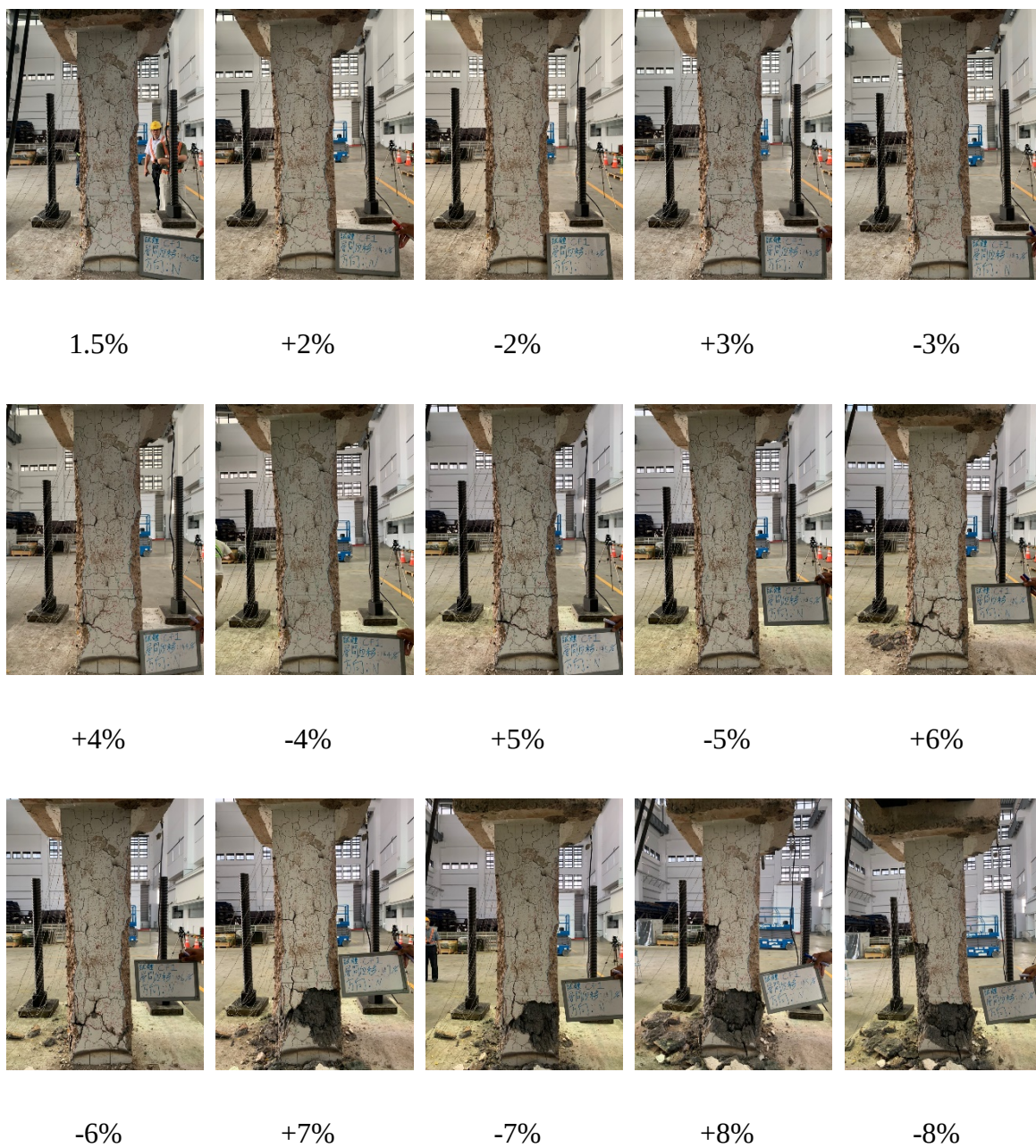


圖3-63 CF1試體裂縫發展

(本研究整理)

(3) CF2 試體

圖 3-64 所示為側力與位移之遲滯迴圈圖。最大正向強度為 106.85 kN、最大負向強度為 109.57 kN。由圖 3-64 可發現，當層間變位角達到 4%後側力開始下降，層間位移角 8%達到水平致動器位移上限，故實驗予以終止。

裂縫發展如圖 3-65 所示，圖片皆為北面（面向反力牆，側力為負向），如圖可知於層間變位角 4%以前南面、北面裂縫大多由火害實驗後之裂縫延展，並且橫向慣連柱面之東西側，另有些原火害實驗產生之垂直向裂縫變大。當層間變位角達 5%時，可發現北面裂縫寬度明顯增加，破壞幾乎集中於原火害實驗之延展裂縫，並於柱身東西兩側開始形成明顯的 X 形裂縫。層間變位角達 6%時，混凝土開始擠碎並且塑鉸區中央處達到剝落的程度。層間變位角達+ 7%時，在柱底處可以發現非常嚴重混凝土剝落現象，北面底部尤其明顯，另在東西側則由柱面底部沿 X 字型的裂縫碎裂。最後達實驗目標 8%層間變位角時實驗停止，可發現鋼筋裸露。

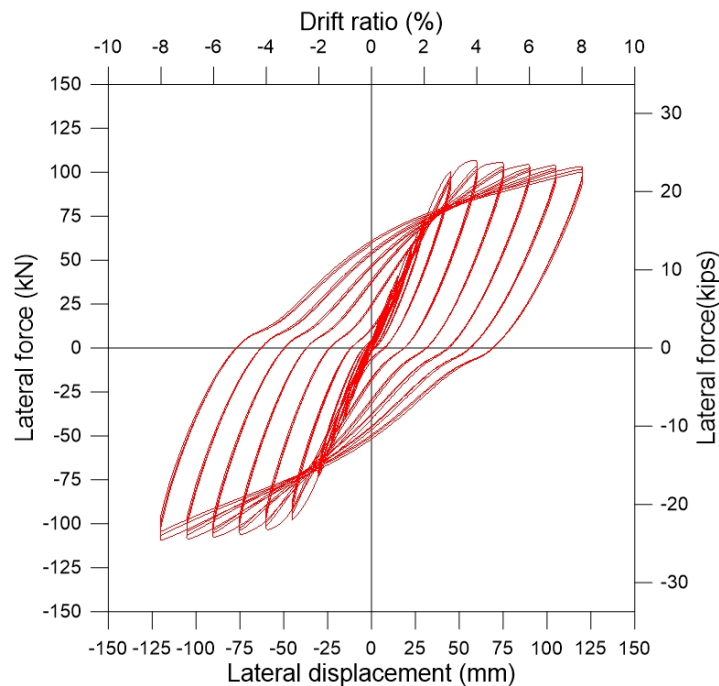


圖3-64 CF2試體遲滯迴圈

(本研究整理)

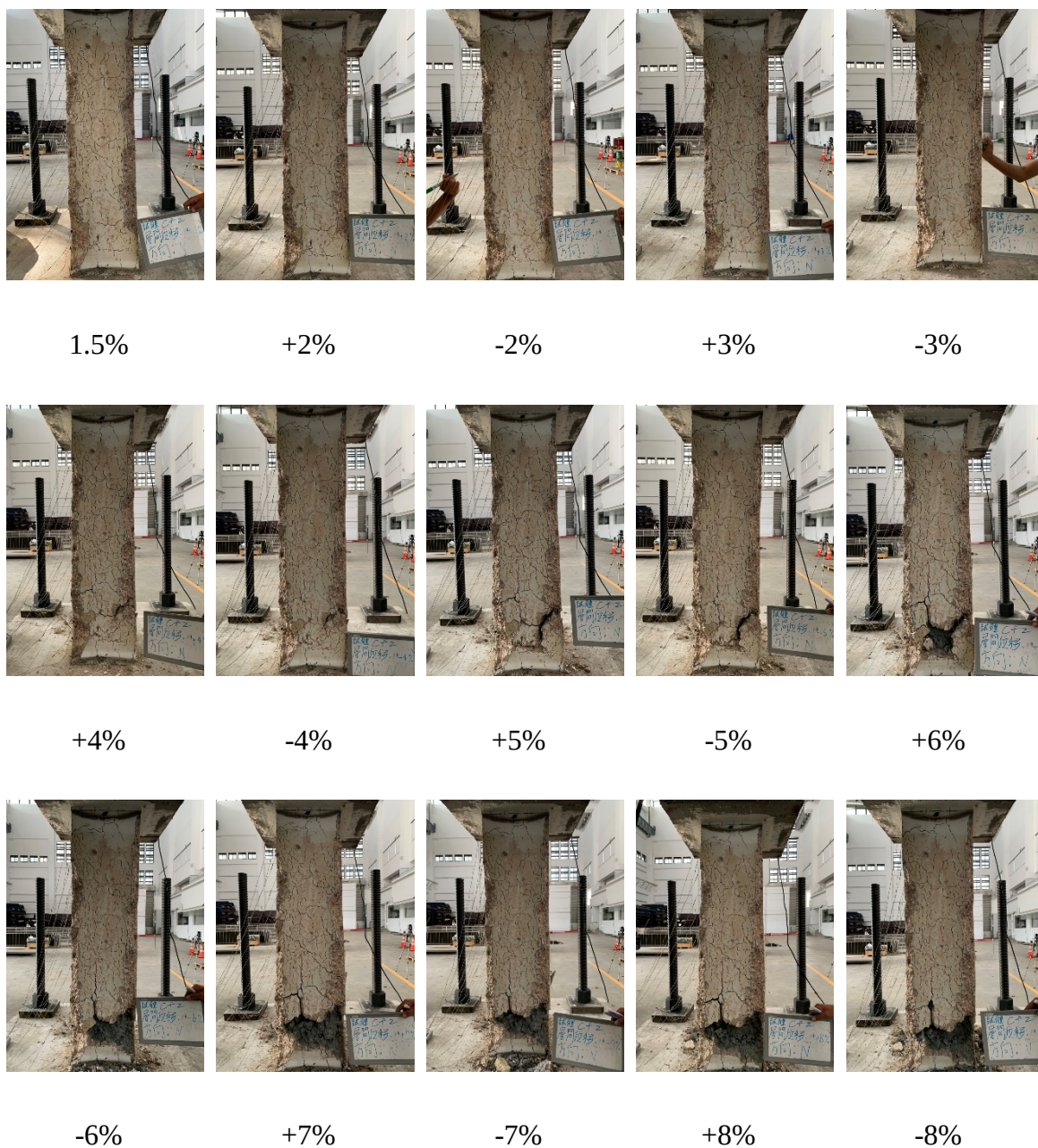


圖3-65 CF2試體裂縫發展
(本研究整理)

(4) CF3 試體

圖 3-66 所示為側力與位移之遲滯迴圈圖。最大正向強度為 104.5 kN、最大負向強度為 111.6 kN。由圖 3-66 可發現，當層間變位角達到 4% 後側力開始下降，層間位移角 8% 達到水平致動器位移上限，故實驗予以終止。

裂縫發展如圖 3-67 所示，圖片皆為北面（面向反力牆，側力為負向），如圖可知於層間變位角 3% 以前南面、北面裂縫大多由火害實驗後之裂縫延展，並且橫向貫連柱面之東西側，另有些原火害實驗產生之垂直裂縫變大。當層間變位角達 4% 時，可發現北面已有混凝土剝落之情況發生，剝落處集中於原火害實驗之延展裂縫及角隅區，並於柱身東西兩側開始形成明顯的 X 形裂縫。層間變位角達 5% 時，混凝土已大面積剝落並且垂直裂縫持續向上延伸，另在東西側則由柱面底部沿 X 字型的裂縫碎裂。最後達實驗目標 8% 層間變位角時實驗停止，可發現鋼筋裸露。

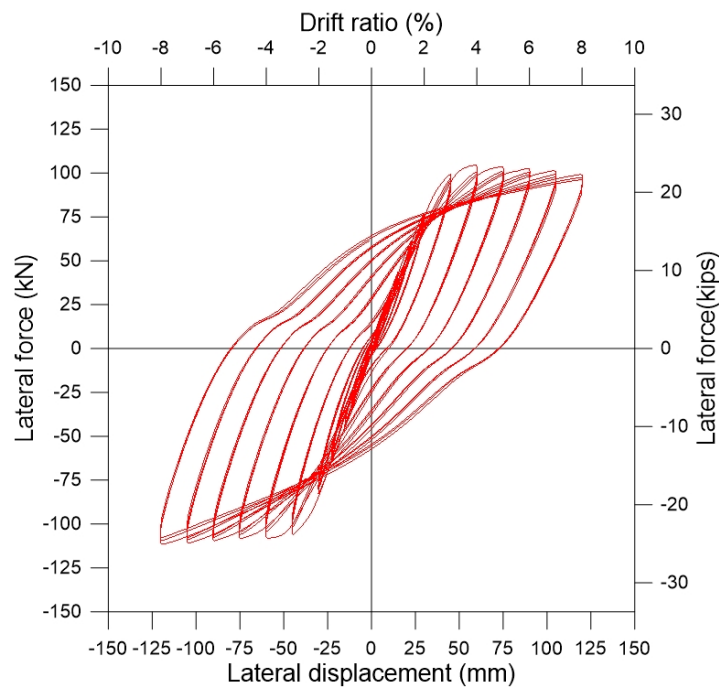


圖3-66 CF3試體遲滯迴圈

(本研究整理)

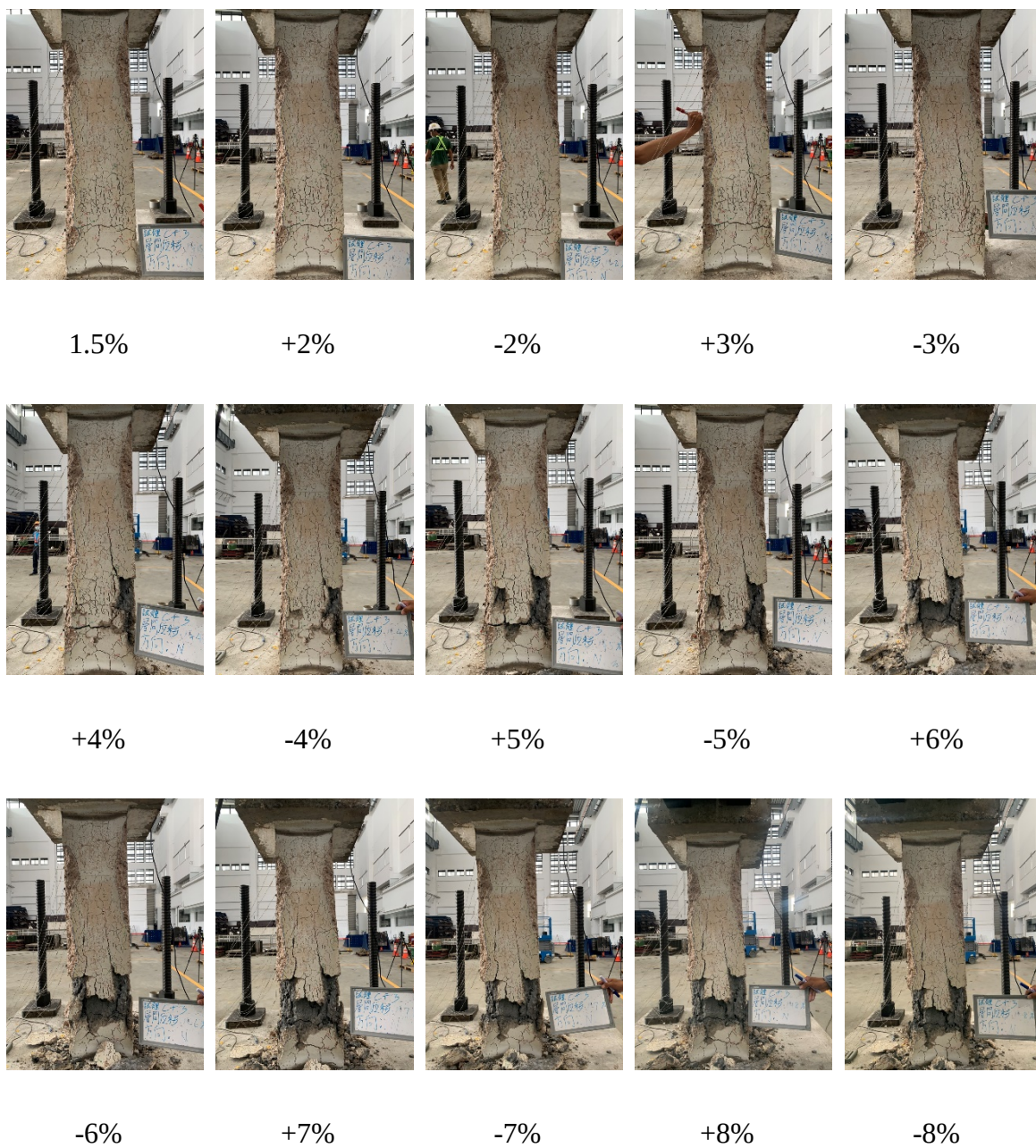


圖3-67 CF3試體裂縫發展

(本研究整理)

第五節 實驗結果討論

3.5.1 前言

本研究一共對四座柱試體進行測試，火害實驗順序為 CF1、CF2、CF3，反覆載重實驗順序為 CNF、CF1、CF2、CF3，有經火害實驗之試體皆在火害實驗後 16 天進行實驗。本章節將會討論各式體間實驗結果之差異及合理性。

3.5.2 火害實驗

由各試體升溫曲線圖可發現各試體溫度上升速率皆保持穩定，除 CF1 於 90 分鐘時因柱頭棉花掉落造成測溫點遮蔽因此溫度有下降的現象產生，另由表 3-3 各試體火害後最高溫可發現，CF2 與 CF3 都是三小時，CF3 溫度皆高於 CF2，再由圖 3-49 及圖 3-50 之實際爐溫之數據，可推斷因爐內測溫棒經兩次實驗後測溫探頭前有些許碳化之物質，導致最後一次實驗測得之溫度稍低，因此實驗當下要使爐內測溫點之溫度追上 CNS12514 之升溫曲線，有將溫度上拉，因此造成我們所設置之測溫點所監測到的溫度較高。

表3-3 各試體火害後最高溫

測溫點	CF1	CF2	CF3
表面	660°C	710.2°C	799.2°C
保護層	366°C	468.3°C	564.2°C
鋼筋	350°C	475.5°C	491.3°C
中心	280°C	415.5°C	421.3°C

(本研究整理)

3.5.3 反覆載重實驗

由圖 3-68 及 3-69 除了 CNF 無火害受靜態測力加載者其餘有受火害之試體降伏勁度明顯下降許多，並且最大強度皆無 CNF 大，整體而言，破壞模式仍為撓曲破壞，但是火害後鋼筋與混凝土之間的握裹力遭到破壞，CF1、CF2、CF3 試體的遲滯迴圈中可發現有握裹滑移引致的迴圈束縮(pinching)情況。

由圖 3-70 至 3-79 及表 3-4 至表 3-7 可知 CNF 實驗降伏勁度值與分析降伏勁度值比值約為 0.7，CF1 實驗降伏勁度值與分析降伏勁度值比值約為 0.39，CF2 實驗降伏勁度值與分析降伏勁度值比值約為 0.46，CF3 實驗降伏勁度值與分析降伏勁度值比值約為 0.41，是因分析模型採用國家地震工程研究中心 TEASPA V3.1 版程式設定塑鉸，其用途僅考慮震害造成之斷面勁度折減，折減係數為 0.7。CNF 試體比較結果尚可接受。但 CF1 至 CF3 試體為火害後再受地震反覆載重試體，因為火害造成保護層混凝土破壞情況更加嚴重，故斷面勁度折減較僅考慮地震損壞時更低，應屬合理。而各試體之最大強度則由 ATC-40 規範找到實驗之最大強度與分析最大強度進行比較，無火害試體 CNF 最大強度上無折減應屬合理。其餘 CF1 強度約為分析值之 0.98 倍、CF2 強度約為分析值之 0.9 倍、CF3 強度約為分析值之 0.88 倍，可推斷火害延時越長及軸壓大小越大會造成最大強度之衰減。

圖 3-80 至 3-83 為使用實驗數據搭配國家地震中心開發之軟體 Teaspa 3.1 版所分析之數值，以 CF2 為例，地點設於新北市新店區且根據校舍結構耐震評估與補強技術手冊(第二版)第 20 至 23 頁之算法可得 CF2 之性能目標地表加速度值為 0.13 與軟體分析之值 0.128 比較，可知軟體參數設定應屬合理。由表 3-8 可知依據 475 年回歸期設計地表加速度 A_T 值為 0.24g，CDR(容量需求比)則為 A_p/A_T 之比值若大於 1 則代表不需補強，小於 1 則需進行補強，由表可知 CNF 及 CF1 不需進行補強，CF2 及 CF3 則在火害後需要進行補強，由此可推斷火害延時越長及軸壓越大會造成性能目標地表加速度的衰減。

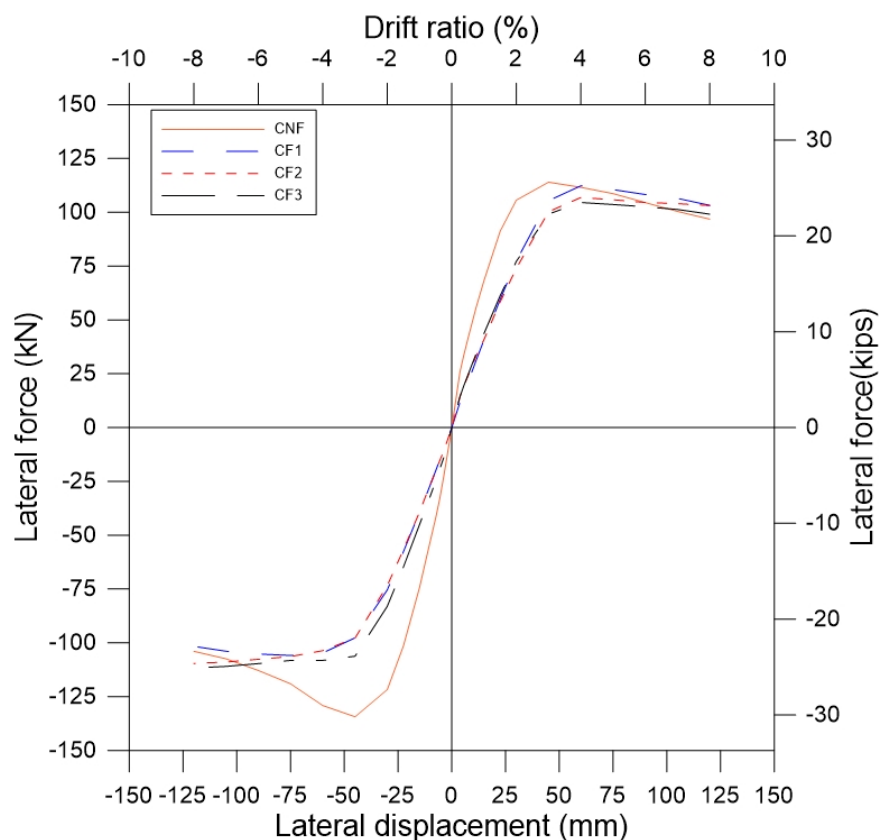


圖3-68 四組試體包絡線對比圖

(本研究整理)

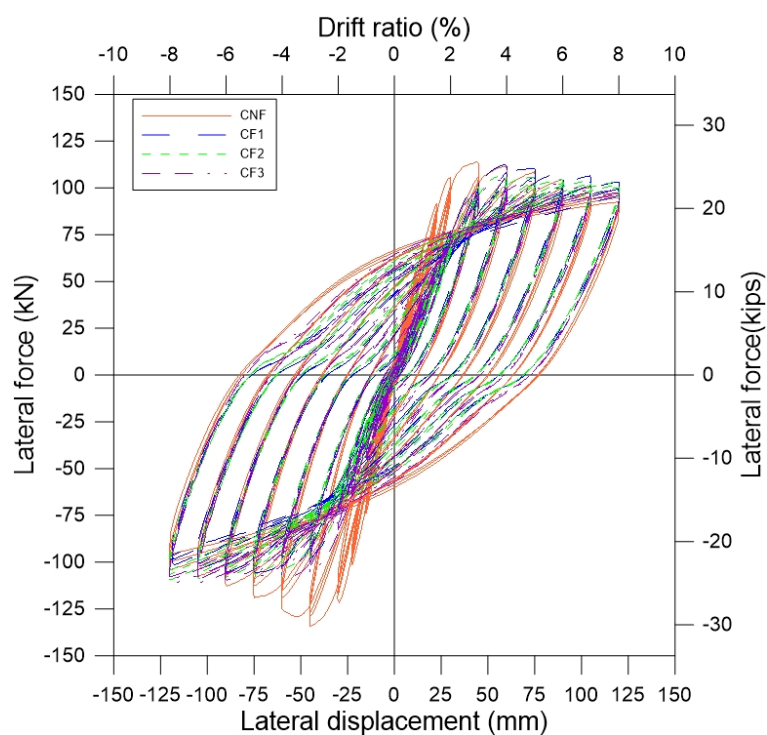


圖3-69 四組試體遲滯迴圈對比圖

(本研究整理)

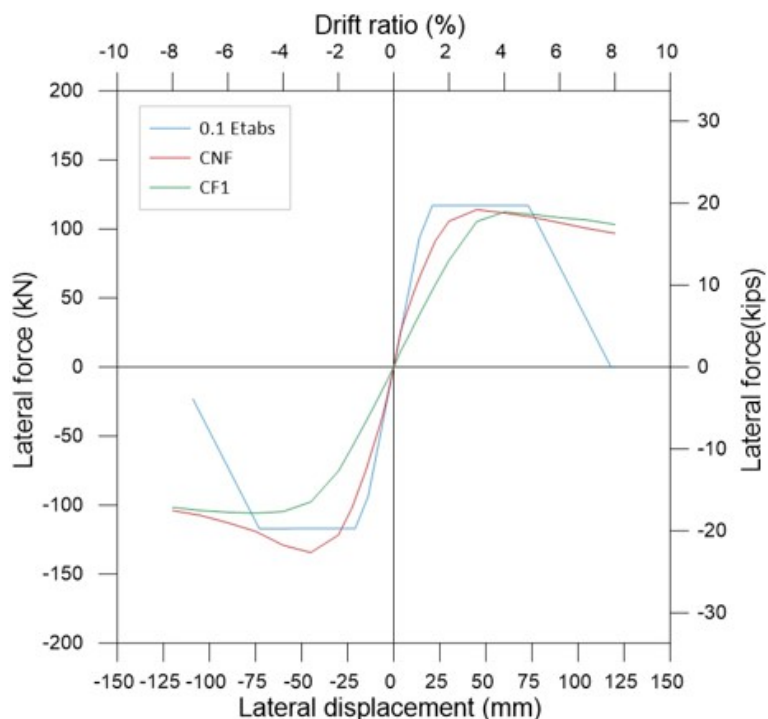


圖3-70 0.1軸壓比包絡線對比圖

(本研究整理)

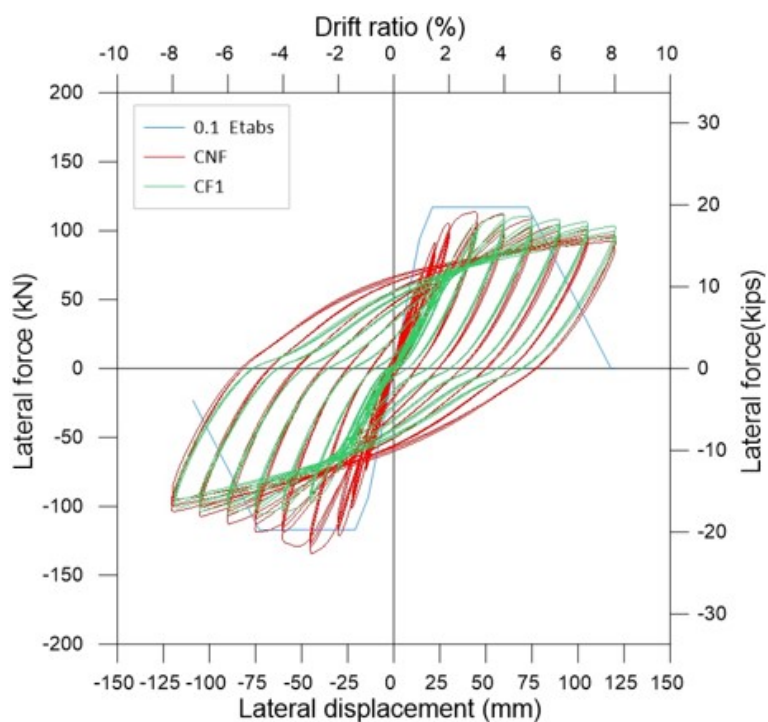


圖3-71 0.1軸壓比遲滯迴圈對比圖

(本研究整理)

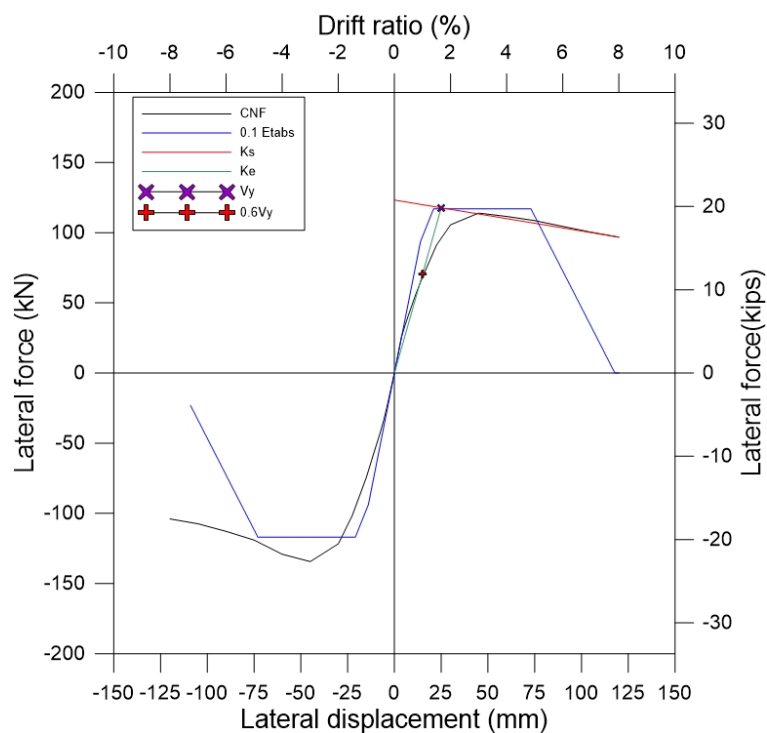


圖3-72 CNF實驗值與分析值對比圖

(本研究整理)

表3-4 CNF實驗值與分析值比較表

	降伏勁度(kN/mm)	最大強度(kN)
實驗值	4.70	117.58
分析值	6.74	117.01
比值	0.70	1.01

(本研究整理)

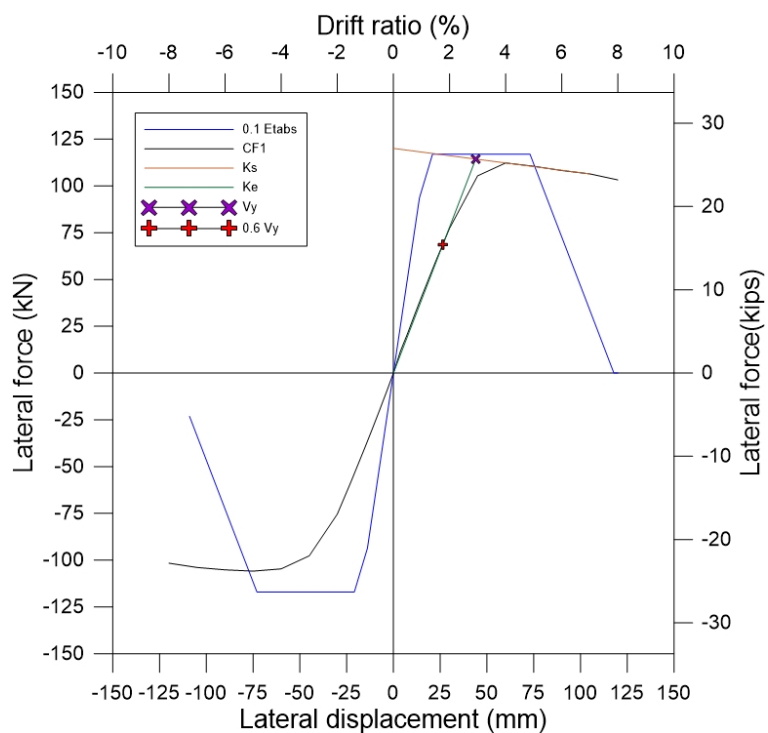


圖3-73 CF1實驗值與分析值對比圖

(本研究整理)

表3-5 CF1實驗值與分析值比較表

	降伏勁度(kN/mm)	最大強度(kN)
實驗值	2.6	114.35
分析值	6.74	117.01
比值	0.39	0.98

(本研究整理)

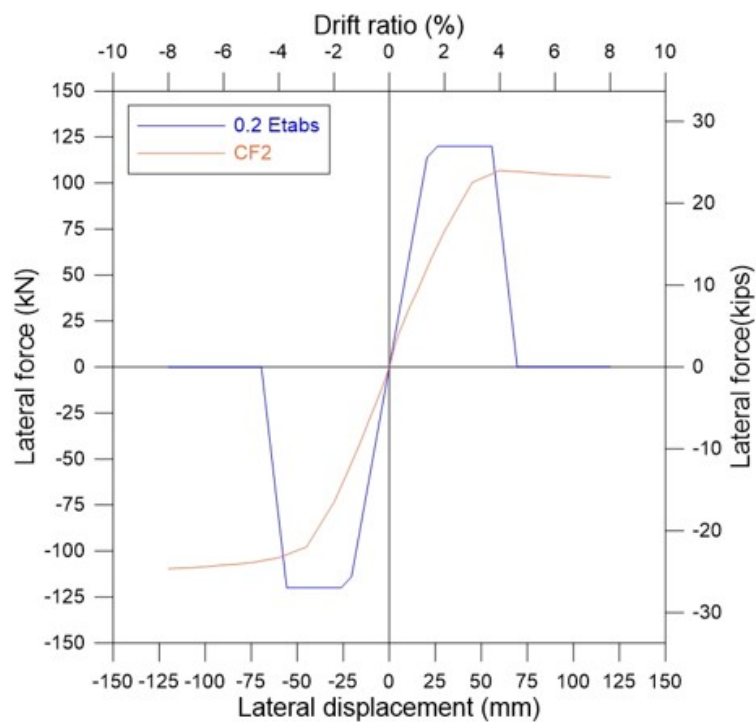


圖3-74 0.2軸壓比包絡線對比圖

(本研究整理)

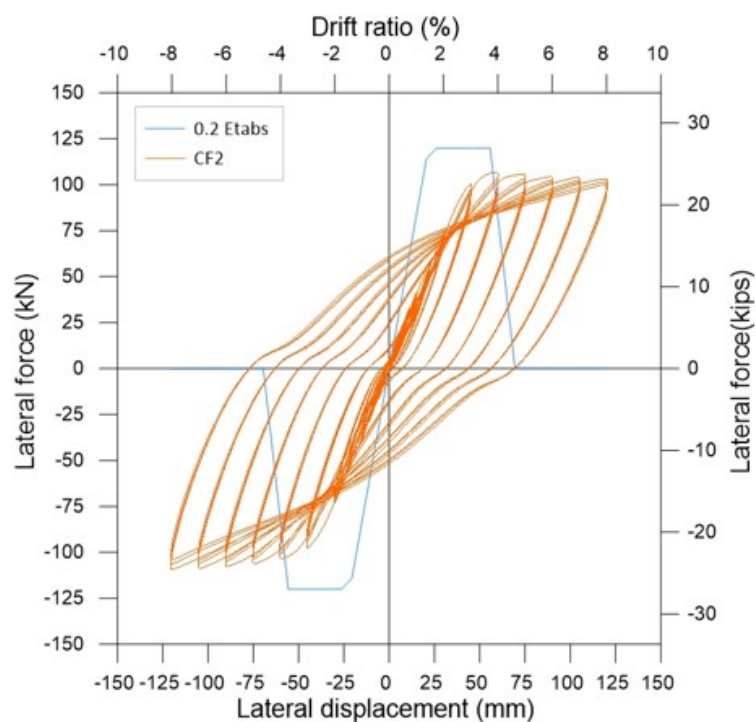


圖3-75 0.2軸壓比遲滯迴圈對比圖

(本研究整理)

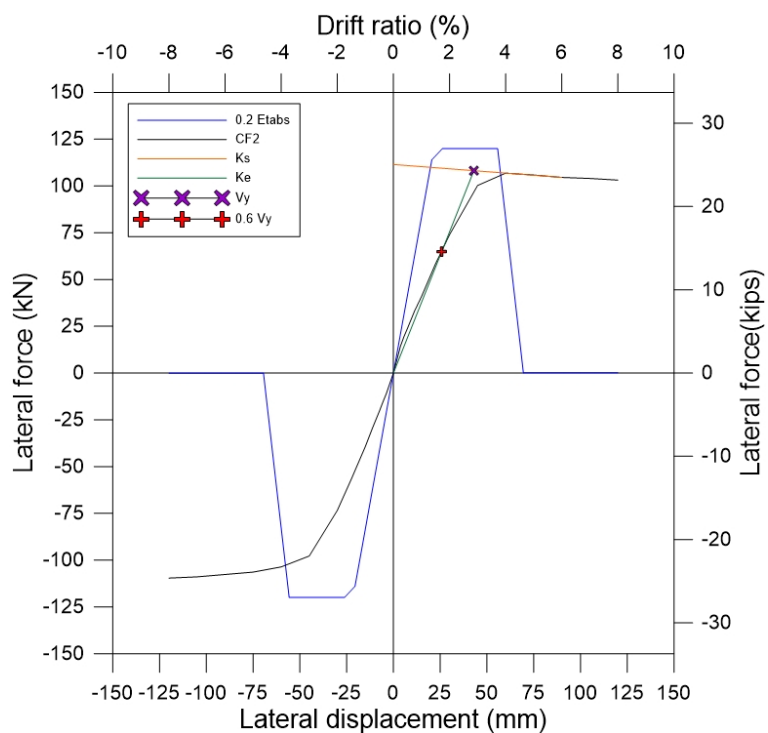


圖3-76 CF2實驗值與分析值對比圖

(本研究整理)

表3-6 CF2實驗值與分析值比較表

	降伏勁度(kN/mm)	最大強度(kN)
實驗值	2.51	108.16
分析值	5.55	119.97
比值	0.45	0.90

(本研究整理)

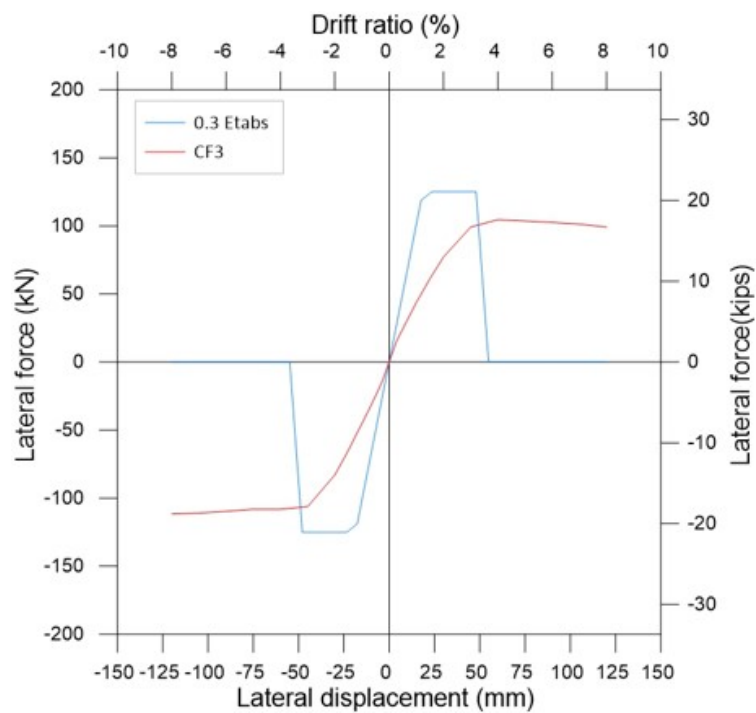


圖3-77 0.3軸壓比包絡線對比圖

(本研究整理)

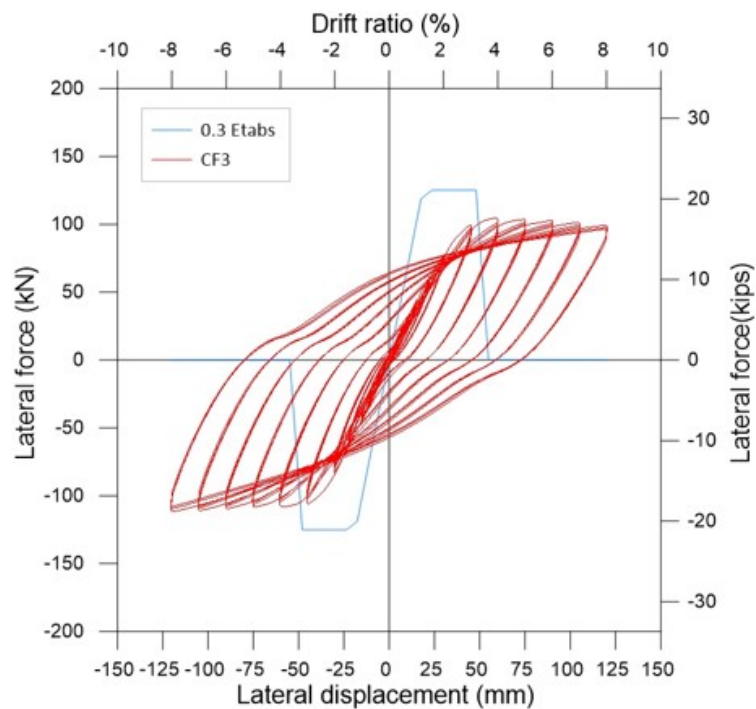


圖3-78 0.3軸壓比遲滯迴圈對比圖

(本研究整理)

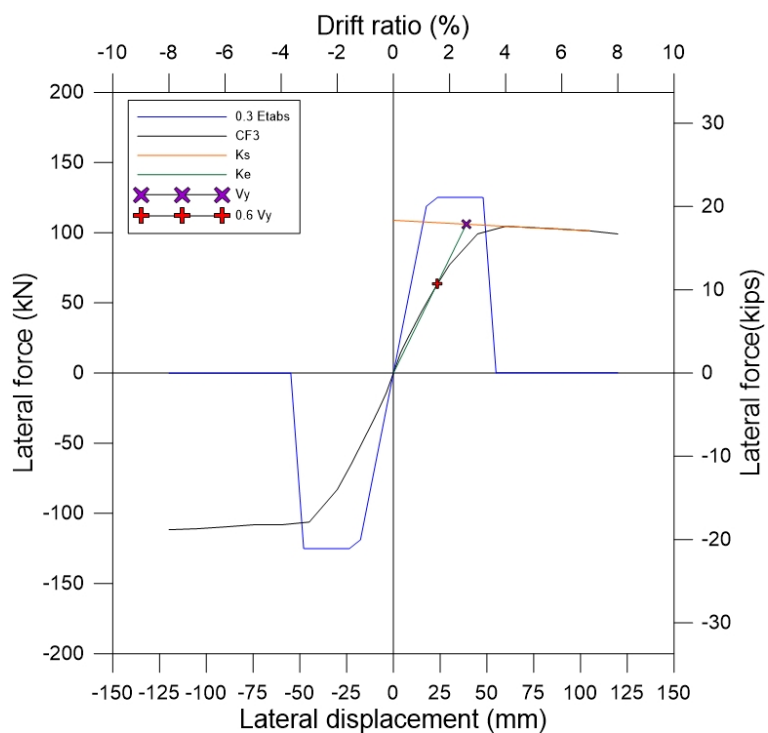


圖3-79 CF3實驗值與分析值對比圖

(本研究整理)

表3-7 CF3實驗值與分析值比較表

	降伏勁度(kN/mm)	最大強度(kN)
實驗值	2.72	106.07
分析值	6.75	125.1
比值	0.40	0.85

(本研究整理)

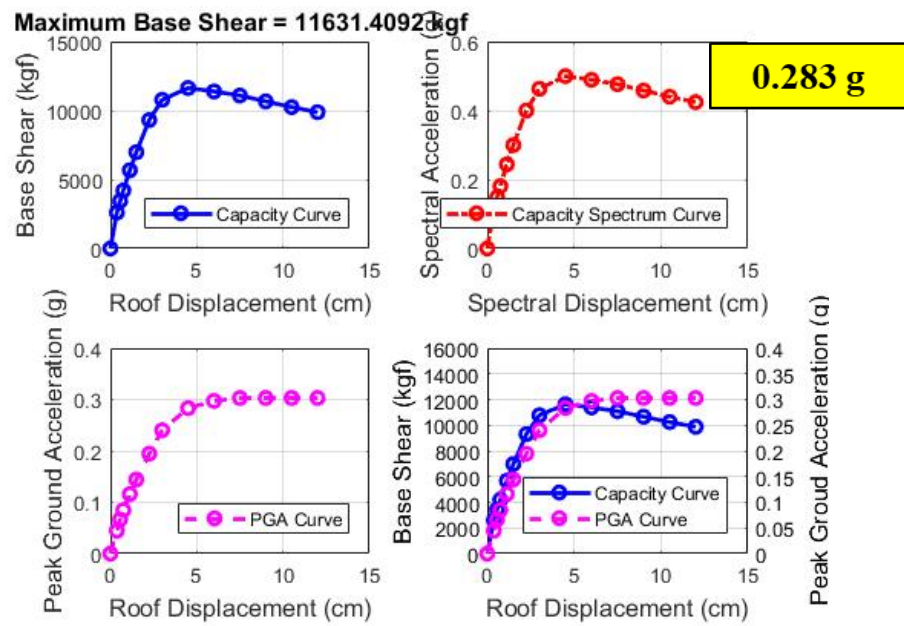


圖3-80 CNF性能目標地表加速度

(本研究整理)

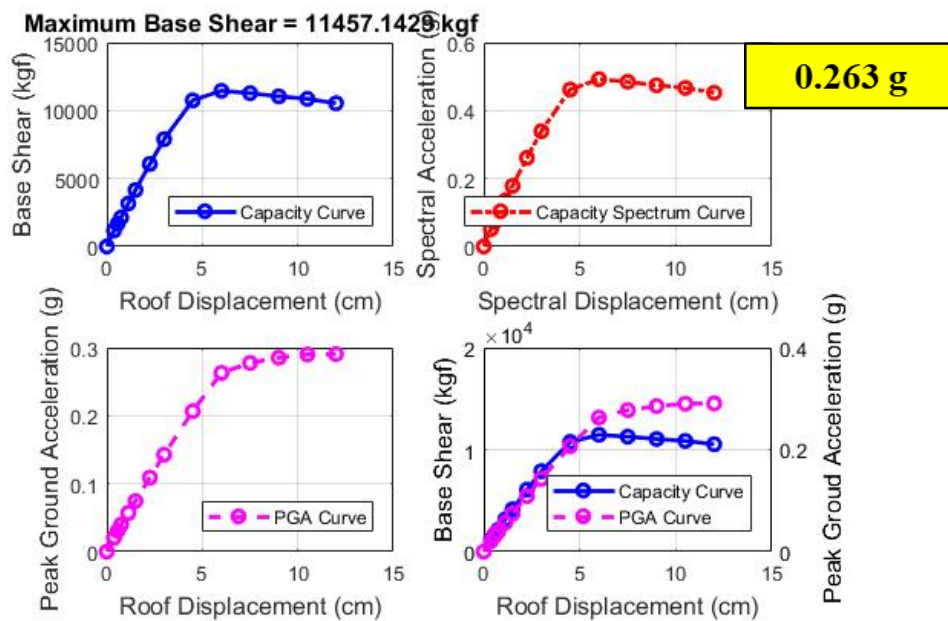


圖3-81 CF1性能目標地表加速度

(本研究整理)

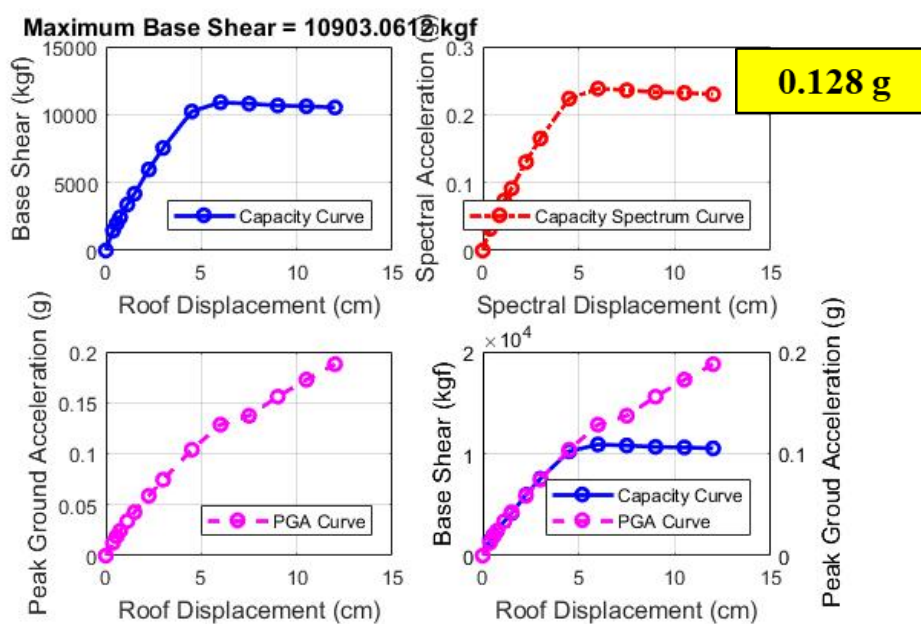


圖3-82 CF2性能目標地表加速度

(本研究整理)

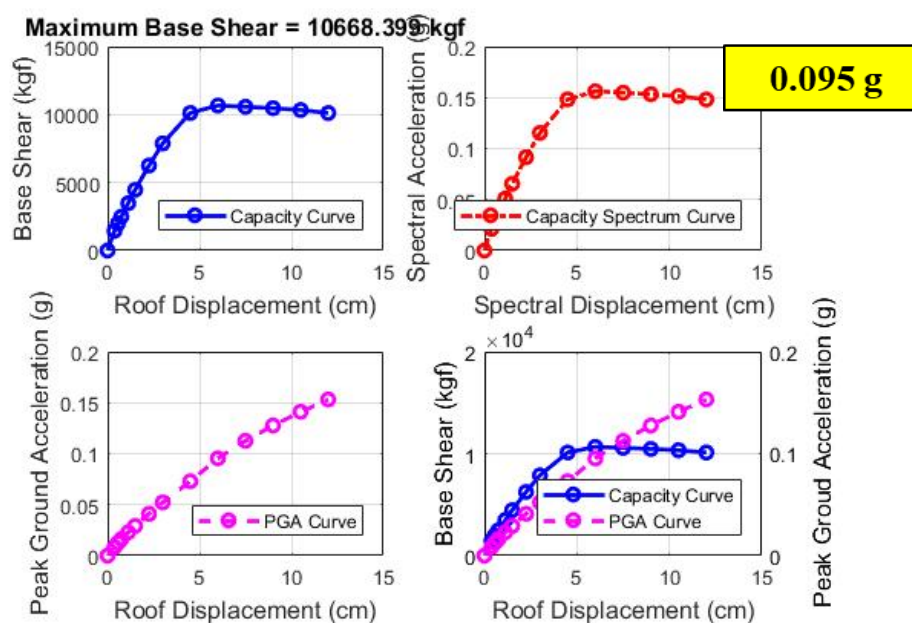


圖3-83 CF3性能目標地表加速度

(本研究整理)

表3-8 性能目標地表加速度比較表

	A_p	A_T	CDR(容量需求比)	是否需補強
CNF	0.283	0.24	1.179	X
CF1	0.263	0.24	1.096	X
CF2	0.128	0.24	0.533	✓
CF3	0.095	0.24	0.396	✓

(本研究整理)

(本頁空白)

第四章 兩座 RC 構架屋之設計與施工

第一節 構架屋之設計

4.1.1 試體設計

本研究共製作 2 座鋼筋混凝土造構架屋，其中一座為無火害對照組，另一座為有火害實驗組。火害條件以構架屋內堆疊木柴後燃燒，模擬實際結構火害狀況。本年度完成兩座試體製作，提供明年度進行火害及振動台實驗使用。

構架屋試體之設計係參考國家地震工程研究中心，106 年度 1/2 縮尺三層樓鋼筋混凝土振動台實驗試體，及 107 年度 1/2 縮尺七層樓鋼筋混凝土振動台實驗試體之 TYPE A 底層構架，平面尺度為 $3.5\text{ m} \times 7\text{ m}$ ，高度 3 m 之構架。柱構件包括 $30 \times 30\text{ cm}$ ，及 $30 \times 75\text{ cm}$ 兩種斷面。梁斷面為 $25 \times 40\text{ cm}$ 。樓板厚度 10 cm。

本研究兩組構架屋試體製作，因考量經費限制及振動台安裝便利性，採用單層單跨實尺寸結構方式進行配置。假設研究對象為一棟兩層樓結構供作辦公室使用，工址所在地為台南市新化區，今取底層構架進行火害與振動台實驗。構架屋試體如圖 4-1 所示，根據部頒 100 年版建築物耐震設計規範與解說完成試體設計，詳細之構架屋載重分析計算結果如附錄四。

圖 4-2 為此鋼筋混凝土造構架屋之立面圖與平面圖，X、Y 平面各有一跨，跨徑皆為 3.5m。根據結構分析結果，構件尺寸、配筋及鋼筋比如表 4-1、圖 4-3 所示。柱尺寸為 $30\text{ cm (長)} \times 30\text{ cm (寬)} \times 350\text{ (高)}$ ，保護層厚度 4 cm，總高度 400 cm。梁尺寸為 $30\text{ cm (長)} \times 30\text{ cm (寬)} \times 350\text{ (高)}$ ，保護層厚度 4 cm，總高度 400 cm。板厚度選擇 18 cm，乃為調整總載重緣故，使底層柱所承受之軸壓力比設定為 0.1。另為避免試體在吊送途中產生扭轉破壞，特別配置地梁，其尺寸為 $40\text{ cm (寬)} \times 50\text{ cm (高)}$ ，保護層厚度 4 cm。混凝土設計抗壓強度為 210 kgf/cm^2 。主筋號數有 3 種，包括 D13、D19 與 D25，箍筋則為 D10 及 D13。主筋與箍筋材質皆為 SD 420W。所有鋼筋混凝土柱下端底板以高強度錨定螺栓固定於經整平之鋼架底座。1 樓頂板將預埋內徑 7 公分之 PVC 管 20 個，以利後續使用高強度螺栓固定於 2 塊載重塊。載重塊尺寸為 $4.0\text{ m} \times 4.0\text{ m} \times 1.0\text{ m}$ ，壁厚 1.0 m，由國家地震工程中心提供。

表4-1 鋼筋混凝土造實驗屋之構件尺寸表

構件	編號	構件尺寸(mm)	鋼筋比
基礎	F1	700 × 700 × 500	0.51
柱	1C1	300 × 300 × 3500	4.5
梁	FB1	400 × 500	1.14
	FG1	400 × 500	1.14
	2B1	250 × 500	0.91
	2G1	250 × 500	0.91
板	SS1	t = 180	
備註	上半實驗屋係以2F建物分析所得斷面， 本階段僅取地上壹層樓梁柱結構。		

(本研究整理)

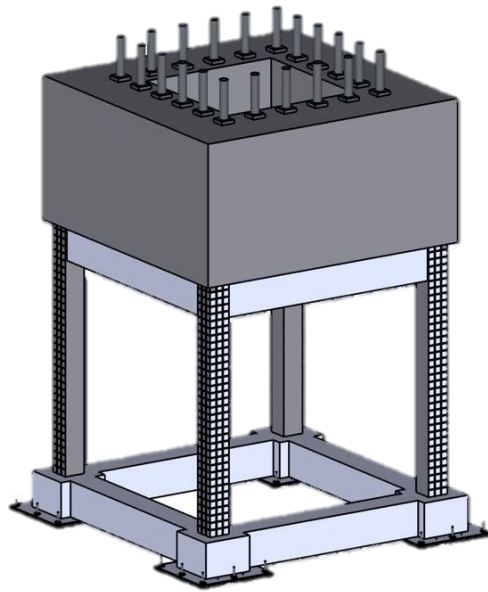


圖4-1 鋼筋混凝土造構架屋模型

(本研究整理)

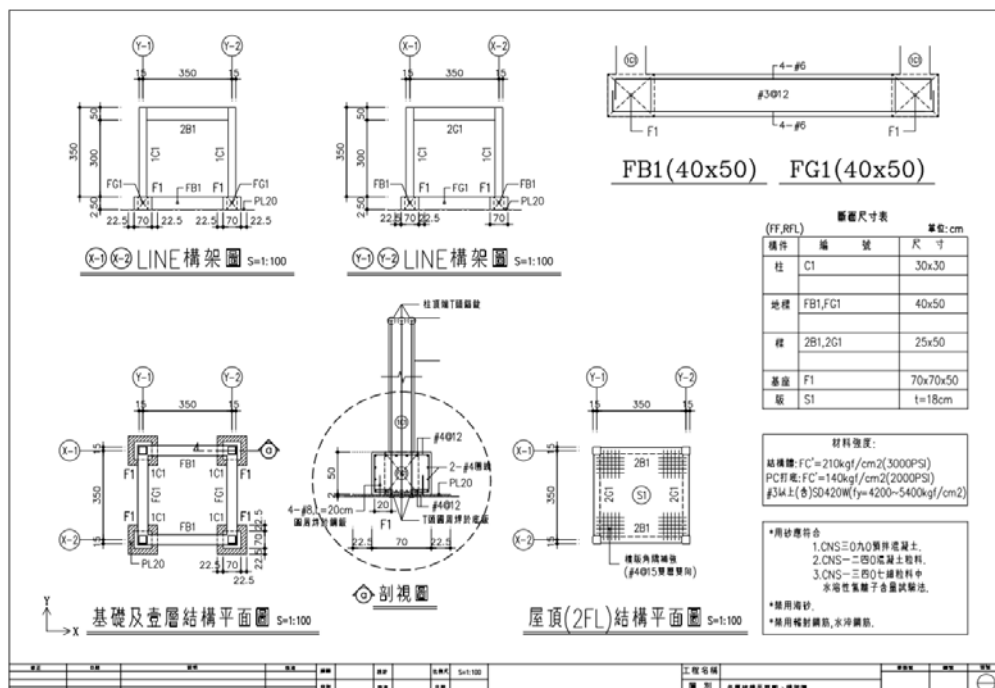


圖4-2 鋼筋混凝土造實驗屋平立面圖

(本研究整理)

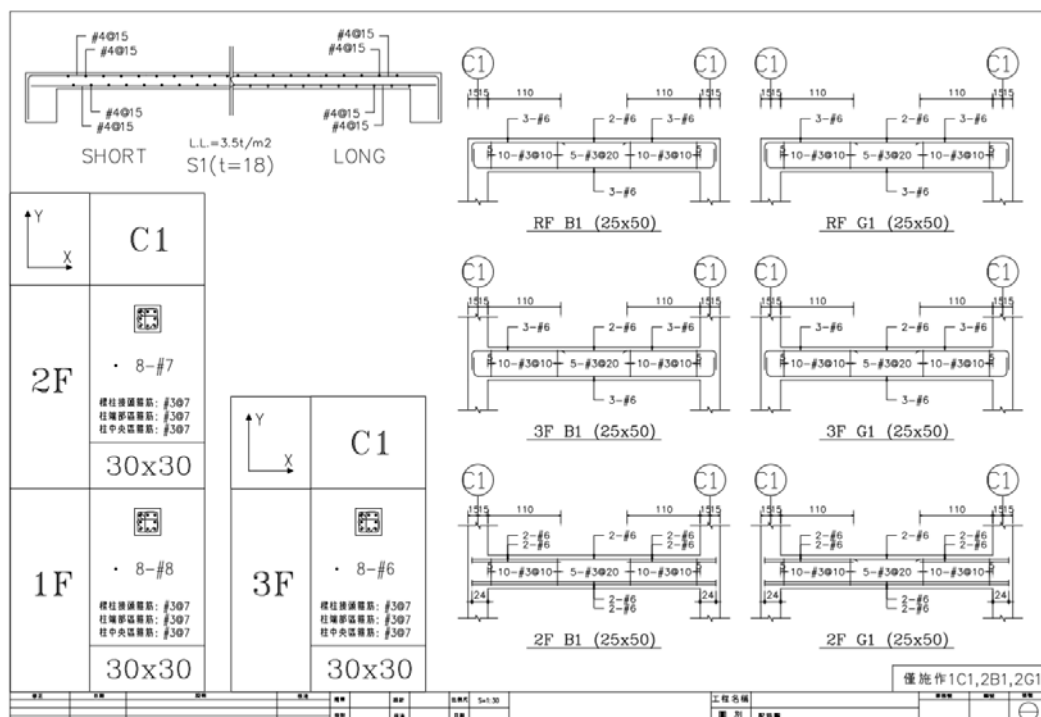


圖4-3 鋼筋混凝土造構件配筋圖

(本研究整理)

4.1.2 材料試驗規劃

本研究使用兩種材料，抗壓強度為 21 MPa 的混凝土及 SD 420W 鋼筋。材料試驗包括混凝土圓柱試體 15 顆，試驗鋼筋 D10、D13、D19 及 D25 各 3 支，以及 30 cm (長) × 30 cm (寬) × 30 cm (高) 之混凝土立方塊 4 塊，如表 4-2 所示。

表4-2 材料試驗數量統計表

	圓柱試體 (個)	各尺寸試驗鋼筋 (支)	混凝土立方塊 (塊)
鋼筋降伏強度		3	
7 天抗壓強度	3		
28 天抗壓強度	3		
火害試驗抗壓強度	3		
火害模擬	3*	3*	4*
(無火害)振動台試驗 混凝土強度	3		
(火害)振動台試驗 混凝土強度	3*	3*	4*

註：*為同一組試體

(本研究整理)

4.1.3 應變計配置

為量測梁柱接頭塑鉸區之鋼筋應變值，進而推估火害後梁柱接頭區之塑鉸折減量，在梁柱接頭表面起算 10 cm、30 cm 及 50 cm 的斷面黏貼主筋的應變計。同時，靠近黏貼斷面的箍筋上配置一片應變計，在柱主筋方面為了量測受到振動所產生的最大鋼筋應變值，因此在振動方向的兩側角隅主筋及中間主筋上各配一片以進行對照。梁斷面內則是在最外側主筋上各配置一片鋼筋應變計，每根梁柱各計 6 個斷面，如圖 4-4~圖 4-5 所示。

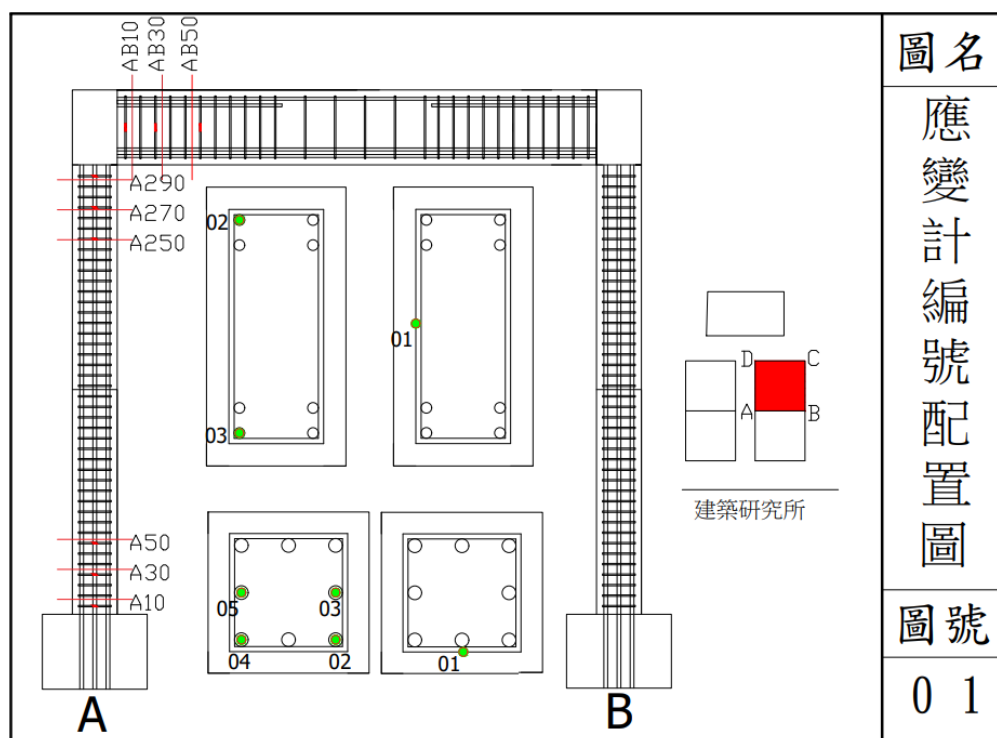


圖4-4 鋼筋應變計配置圖01

(本研究整理)

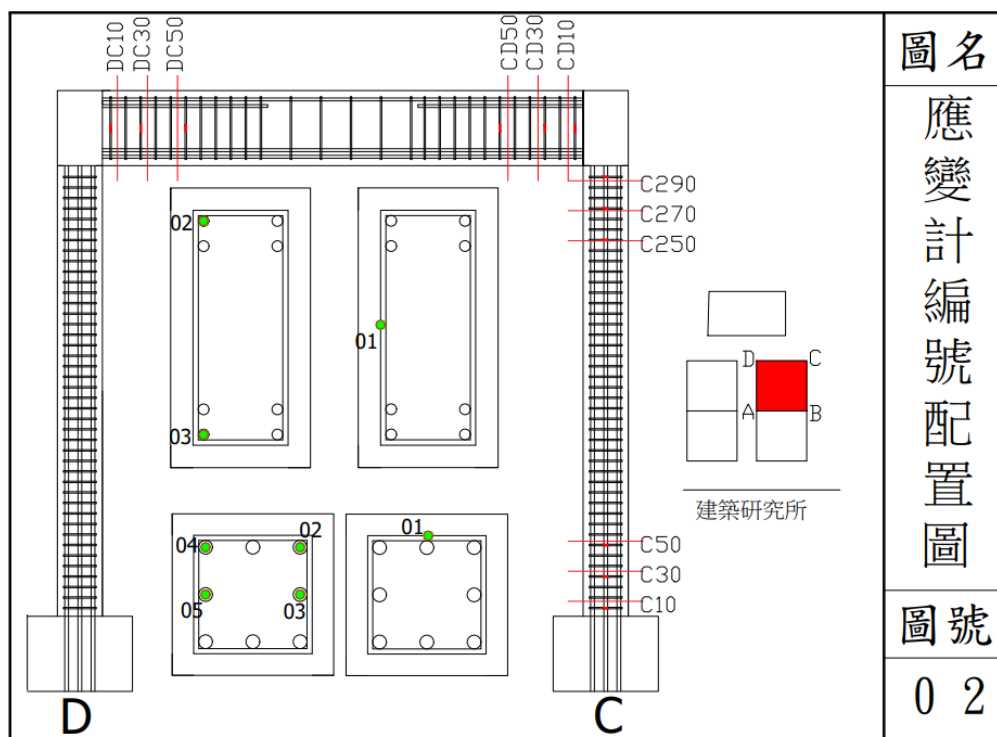


圖4-5 鋼筋應變計配置圖02

(本研究整理)

4.1.4 熱耦計配置

為量測鋼筋混凝土造實驗屋內部受到木柴燃燒加熱至自然冷卻期間內的溫度變化，於構件內預先埋設 K 型熱耦計，其可測溫度範圍介於 0 至 1250℃。為避免加熱時，混凝土內部材料如氫氧化鈣脫水造成熱耦計兩條電路間產生短路，故採用外部材質為不鏽鋼、直徑 1.6mm 的熱耦計，其內部有高純度的細緻氧化物以作為隔絕材料。

為了探討火害溫度對於梁柱接頭塑鉸的折減量，因此在距離梁柱接頭表面 10cm 的混凝土斷面及距離梁柱接頭表面 5cm 的鋼筋上布設熱耦計，其布設方式如圖 4-6~圖 4-9。黃色線條表示曝火面，右邊斷面為測量混凝土溫度的熱耦計點位，左邊斷面為測梁鋼筋溫度熱耦計點位，此布設位置同時可以比較無火害實驗屋相同位置的鋼筋應變。

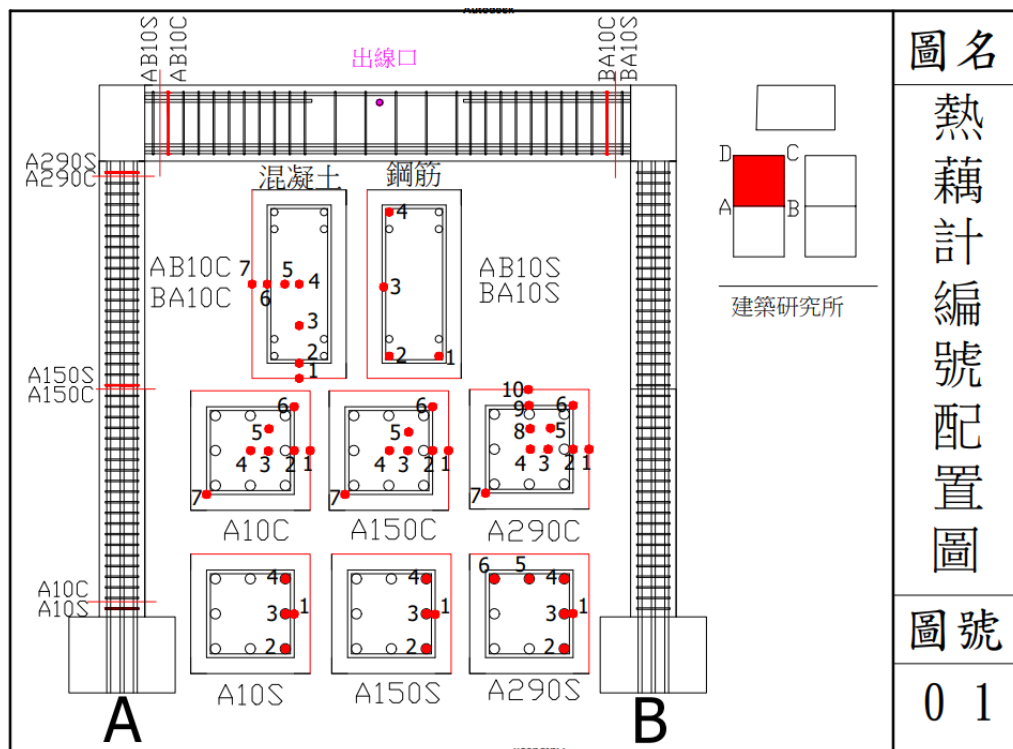


圖4-6 實驗屋熱耦計配置圖01

(本研究整理)

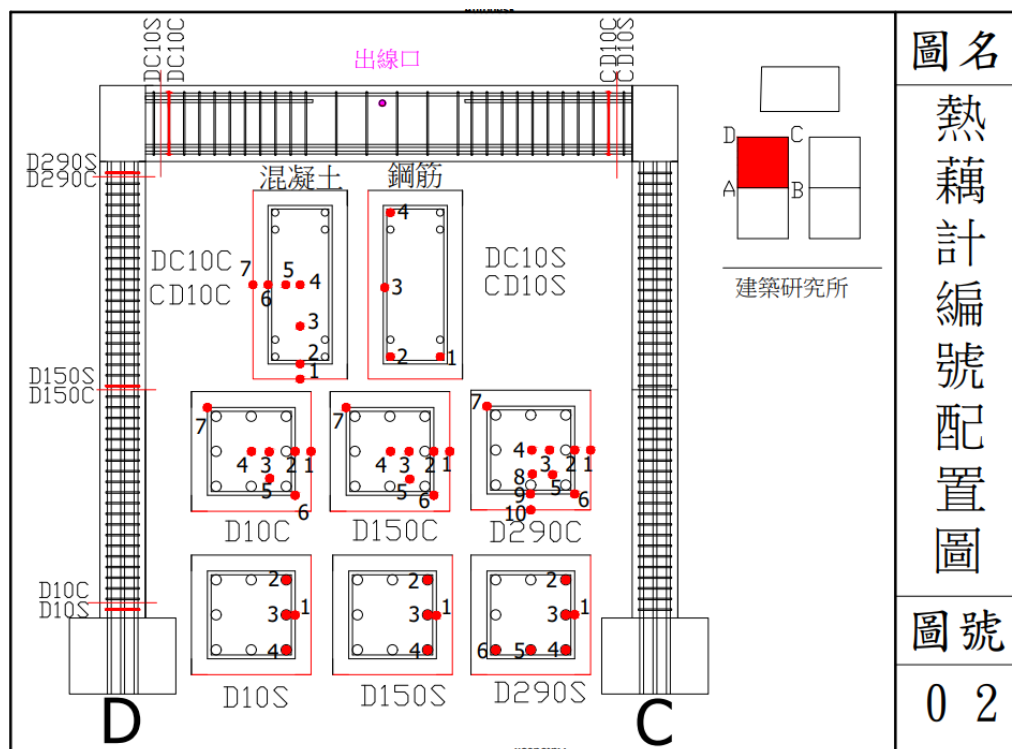


圖4-7 實驗屋熱藕計配置圖02

(本研究整理)

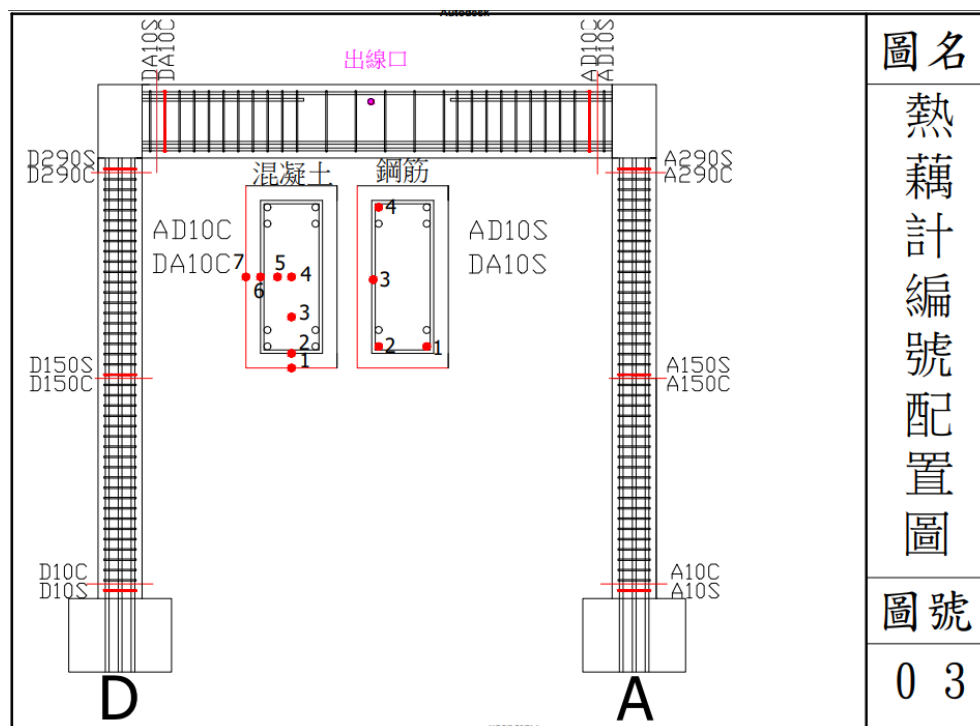


圖4-8 實驗屋熱藕計配置圖03

(本研究整理)

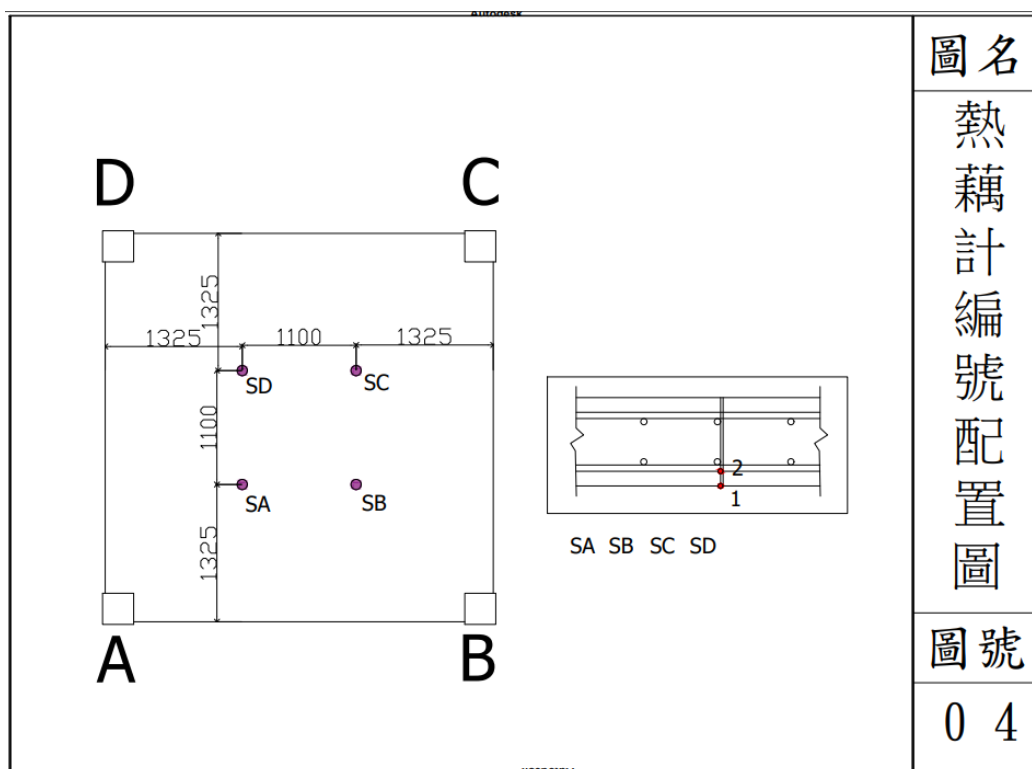


圖4-9 實驗屋熱耦計配置圖04

(本研究整理)

第二節 構架屋之施工

4.2.1 施工時程規劃

開工日期為 109 年 7 月 20 日，並於 109 年 10 月底完工接著進行 28 天的混凝土養護，並於同年 11 月底進行驗收。灌漿作業分兩次施作，第一次為基礎灌漿，第二次為柱身、梁及樓板同時灌漿，並分成 22 個工項進行工期，時程規劃如表 4-3、甘特圖如圖 4-10 所示。

表4-3 施工進度表

工項編號	工項	開始日期	天數	完成日期
1	開工前施工圖討論	7 月 20 日	3	7 月 23 日
2	鋼板放料、吊放鋼底座	7 月 28 日	1	7 月 29 日
3	地板植筋、加設鋼板	7 月 29 日	7	8 月 5 日
4	補銲鋼構架加勁板	7 月 29 日	7	8 月 5 日
5	鋼筋放料	8 月 6 日	1	8 月 7 日
6	吊放鋼底板、基礎鋼板	8 月 10 日	1	8 月 11 日
7	電銲底部鋼板與鋼構架	8 月 10 日	3	8 月 13 日
8	鋼構架底部澆置無收縮水泥砂漿	8 月 13 日	2	8 月 15 日
9	固定基礎鋼底板	8 月 21 日	1	8 月 22 日
10	地梁基礎底膜組立	8 月 22 日	3	8 月 25 日
11	柱鋼筋綁紮	9 月 1 日	2	9 月 3 日
12	基礎、地梁鋼筋綁紮	9 月 2 日	2	9 月 4 日
13	柱身應變計、熱偶計黏貼	9 月 7 日	14	9 月 21 日
14	基礎模板組立	9 月 22 日	2	9 月 24 日
15	基礎混凝土澆置	9 月 28 日	1	9 月 29 日
16	基礎混凝土養護	9 月 29 日	28	10 月 27 日
17	柱身模板及支撐組立	9 月 30 日	3	10 月 3 日
18	梁、板鋼筋綁紮	10 月 5 日	4	10 月 9 日
19	梁、板應變計、熱偶計黏貼	10 月 12 日	14	10 月 26 日
20	梁模板組立	10 月 27 日	2	10 月 29 日
21	梁、柱、板混凝土澆置	10 月 29 日	1	10 月 30 日
22	梁、柱、板混凝土養護	10 月 30 日	28	11 月 27 日

(本研究整理)

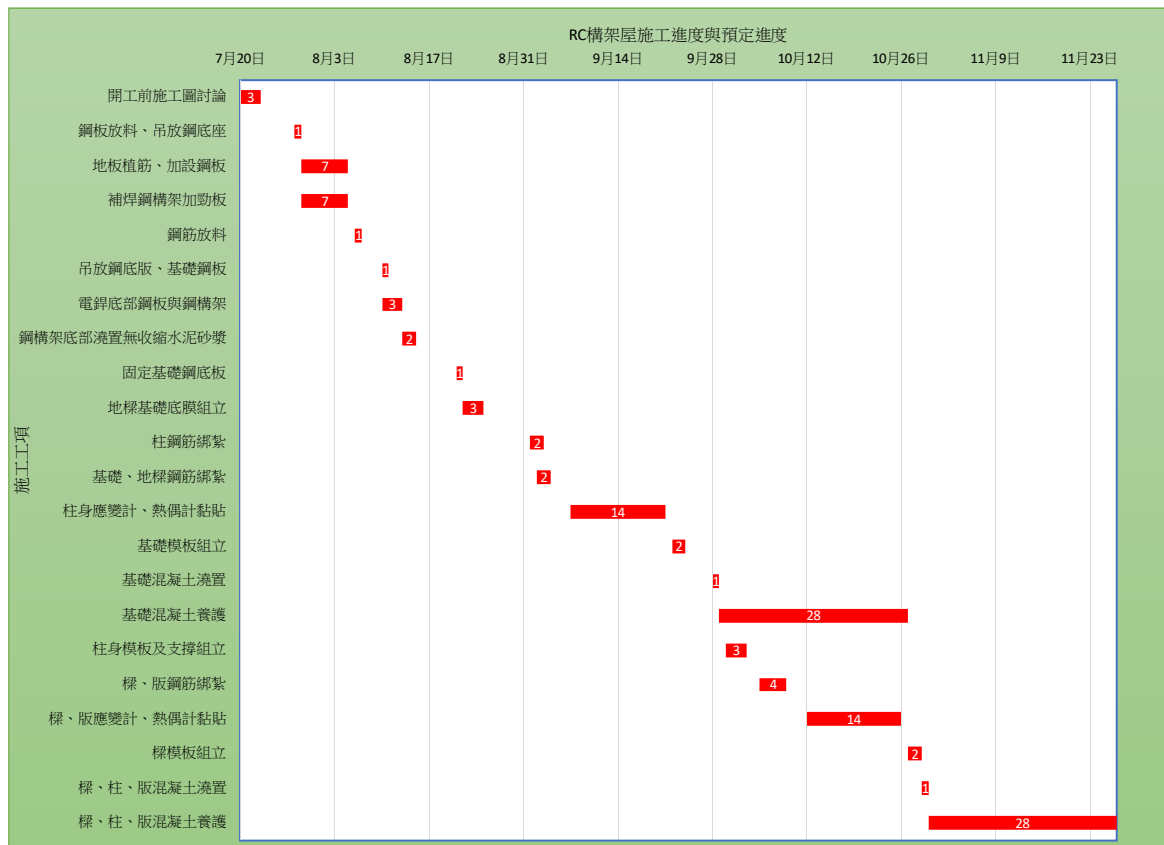


圖4-10 工期之甘特圖

(本研究整理)

4.2.2 施工進度說明

本研究所製作之 2 座鋼筋混凝土造構架屋由濰聖土木包工業有限公司承包，並於內政部建築研究所防火實驗室外停車場旁空地進行施工，所需使用之場地包括停車場及一旁空地，詳細之施工工項如下所述：

4.2.2.1 施工場地現勘

施工現場位於內政部建築研究防火實驗中心外側空地，如圖 4-11 及圖 4-12。為了方便日後混凝土造實驗屋底面的整平工作，從台南國震中心商借 H 型鋼梁鉸成的日字型鋼底座。



圖4-11 無斜撐鋼底座

(本研究整理)



圖4-12 有斜撐鋼底座

(本研究整理)

4.2.2.2 施工平台加工及處理

整平工作如圖 4-13、圖 4-14，包含五大部份，分別為：鋼底座之加工、地面孔位植筋及鋼板鎖固、鋼地座與地面鋼板結合、鋼底板下方之無，及收縮水泥砂漿澆置。日字型鋼架上底板加寬以利實驗屋柱底板使用高強度螺栓固定，並使用 M20 化錨將鋼架固定於地板上，同時在底部灌入無收縮水泥砂漿藉此調整好鋼架之水平，最後在 H 型鋼架上鉚上底板及加勁板增加強度。調整好水平之後的鋼架即可作為實驗屋的基座，後續施工將實驗屋蓋在日字型鋼架上。

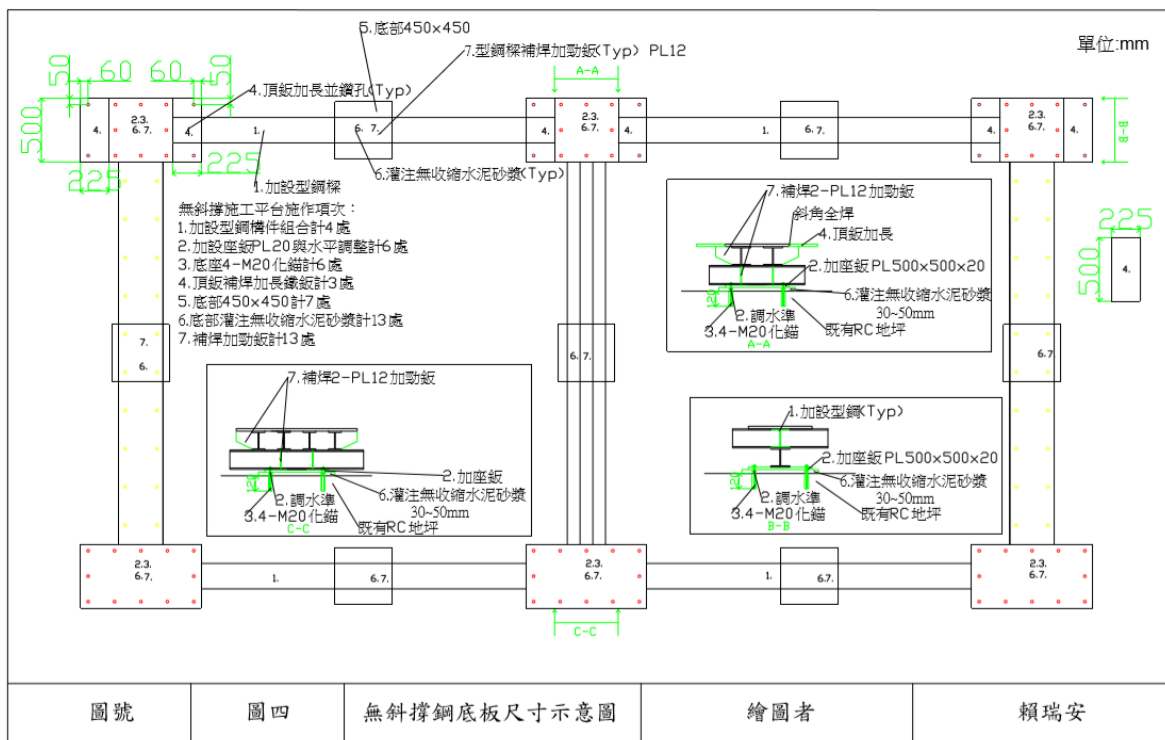


圖4-13 無斜撐鋼底板整平工作施工項次

(本研究整理)

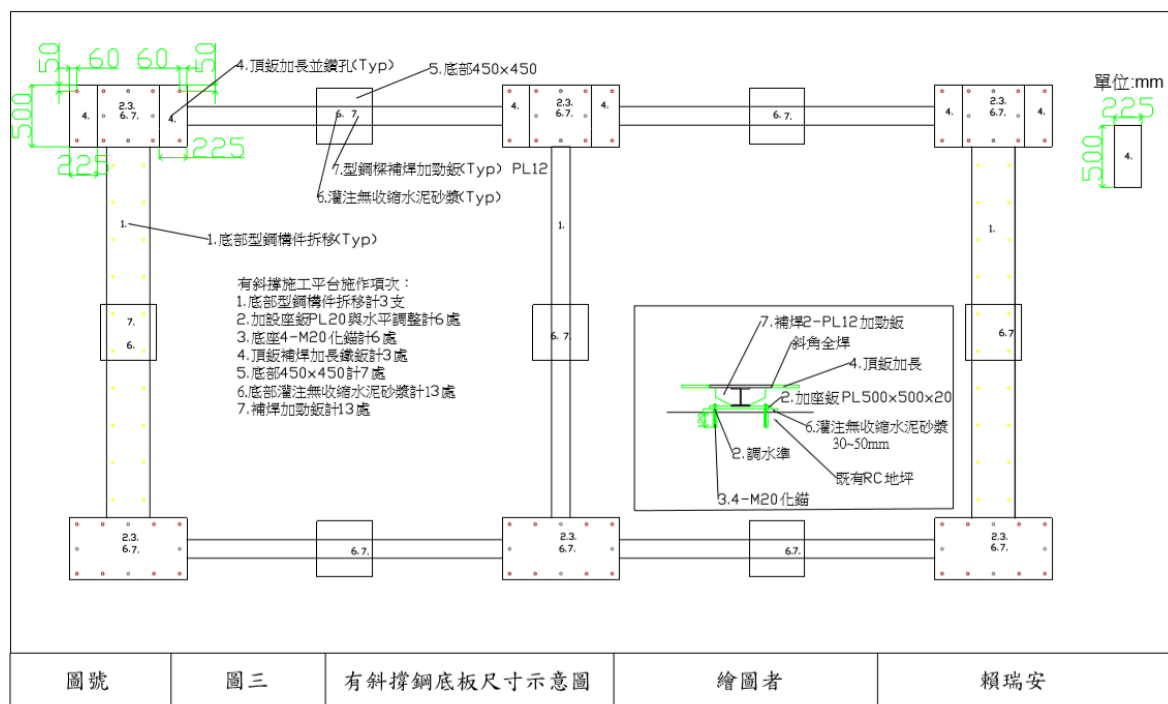


圖4-14 有斜撐鋼底板整平工作施工項次

(本研究整理)

(1) 鋼底座之加工

由於施工現場的鋼底座平面鎖孔為兩側不對稱，一邊為 950 mm × 500 mm 之長方形鋼板如圖 4-15，另一邊則為 500 mm × 500 mm 之正方形鋼板如圖 4-16，為了統一且加大與施工平台的接觸面，因此將正方形鋼板兩側皆以填角鋅如圖 4-17、圖 4-18 的方式補到與長方形鋼板相同，並在補鋅之鋼板如圖 4-19 上開孔使兩邊的鎖固平面上的孔位相同，以利後續基礎鋼板的固定；此外，由於考慮構架屋本身自重以及後續加載塊之重量可能導致位於基礎下方之施工平台四個角落的 H 型鋼有挫屈的可能，因此在角落及梁中承重區的兩側補鋅加勁板如圖 4-20，以避免後續實驗加設載重塊時，柱及基礎等四個角落有差異沉陷的問題。



圖4-15 950 mm × 500 mm之長方形鋼板孔位

(本研究整理)



圖4-16 500 mm × 500 mm之正方形鋼板孔位

(本研究整理)



圖4-17 填角鐸過程

(本研究整理)



圖4-18 正方形鋼板兩側填角鐸

(本研究整理)



圖4-19 填角鐸之長方形鋼板

(本研究整理)



圖4-20 H型鋼補鐸加勁板

(本研究整理)

(2) 地面孔位植筋及鋼板鎖固

為了後續調整施工平台的水平，將在地板植筋，並將高強度螺母鎖在同一高程上，再將訂製之 PL 20 500 mm × 500 mm 座鈑如圖 4-21 鎖在高強度螺母上，即完成初步的地面加工，等待加工完成之鋼底座放上結合如圖 4-22。

地板植筋的步驟分別為：

1. 放樣如圖 4-23，將座鈑放樣於待定位置上。
2. 以鑽孔機在地面打孔如圖 4-24、圖 4-25。
3. 用氣壓機將孔洞中的粉塵吹出，及所謂的清孔。
4. 將植筋用特殊膠體注入孔洞，達孔洞之三分之二的深度。
5. 植筋如圖 4-26，以旋轉的方式植入高強度螺桿，使孔洞內填充滿植筋膠，並有溢出的現象。
6. 植筋完後須放置至少一天待其初凝，期間不得觸動到螺桿，待其固化結束即可進行後續作業。



圖 4-21 PL 20 500 mm × 500 mm 座鈑

(本研究整理)



圖4-22 植筋、鋼板鎖固完成

(本研究整理)



圖4-23 放樣孔位

(本研究整理)



圖4-24 使用電鑽鑽孔

(本研究整理)



圖4-25 鑽孔後之孔洞

(本研究整理)



圖4-26 植筋

(本研究整理)

(3) 鋼底座與地面鋼板結合

將加工後之鋼底座利用吊車吊放到水平測量完成之地面鋼板上如圖 4-27，吊放完成後利用水準儀測量鋼底座各角落的水平情形如圖 4-28，確認完各角落之水平後，利用銲接的方式將鋼底座與地面鋼板連結，避免後續施工造成其有相對滑移，如圖 4-29、圖 4-30。當確認鋼底座與地面鋼板固接後，將設計與鋼底座及國震中心振動台連接的轉接鋼板吊放至鋼底座上等待鎖定，如圖 4-31。



圖4-27 鋼底座吊放

(本研究整理)



圖4-28 測量鋼底座各角落之水平

(本研究整理)



圖4-29 鋼底座外邊銲接連結

(本研究整理)



圖4-30 鋼底座內邊銲接連結

(本研究整理)



圖4-31 吊放基礎底板

(本研究整理)

(4) 鋼底板下方之無收縮水泥砂漿澆置

完成鋼底座與地面鋼板的連接後，由於整個施工平台目前只靠每個角落的地面鋼板下方的 4 顆強力螺母固定，共計 24 顆強力螺母，因此在考量到後續基座上放所建的結構物自重，將在各角落以及 H 型鋼中間各澆置 450 mm × 450 mm 的無收縮水泥砂漿塊，藉此可以取代高強力螺母支撐上方施工平台以及後續結構物本身的自重，並且將上方的荷重均布分散到地面避免地面受集中應力破壞。

無收縮水泥砂漿的澆置作業分為以下步驟：

1. 模板組立，將需要澆置無收縮水泥砂漿的面積以模板隔絕，但由於現場模板施工

困難，改採黏土建立擋土牆的形式圍出澆置面積如圖 4-32。

2. 拌合無收縮水泥砂漿，依照配比調和無收縮水泥砂漿，並以攪拌棒進行充分攪拌如圖 4-33。
3. 在澆置前以濕海綿擦拭待澆置面如圖 4-34，使其達成面乾內飽和狀態，避免無收縮水泥沙漿澆置到表面時瞬間水分被表面吸乾，造成內部有裂縫的情形。
4. 澆置無收縮水泥砂漿達 H 型鋼底部甚至高出底面，如圖 4-35。
5. 待固化後及完成無收縮水泥砂漿作業，如圖 4-36、圖 4-37。



圖4-32 擋土牆取代模板組立

(本研究整理)



圖4-33 拌合無收縮水泥砂漿

(本研究整理)



圖4-34 澆置前使待澆置面水分內飽和

(本研究整理)



圖4-35 澆置無收縮水泥砂漿置H型鋼底面

(本研究整理)



圖4-36 固化後之無收縮水泥砂漿

(本研究整理)



圖4-37 澆置無收縮水泥砂漿完成

(本研究整理)

(5) 基礎底部襯板組立

由於施工平台是由 H 型鋼組成，而結構物之地梁設計寬度為 40 cm 大於 H 型鋼之寬度 20 cm，並且混凝土基礎底部與施工平台之間還有 2 cm 之鋼板間距，因此需另外組立基礎底模，如圖 4-38。H 型鋼兩側皆有搭起模板，而中間的孔洞則填入長方形保麗龍塊，如圖 4-39，以避免結構物吊送至國家地震中心前由於模板黏貼太久而難以拆除或表面損壞，基礎底部襯板組立完成，如圖 4-40，可進行鋼筋綁紮。



圖 4-38 基礎模板組立

(本研究整理)



圖 4-39 長方形保麗龍板料

(本研究整理)



圖 4-40 基礎底部襯板組立完成

(本研究整理)

4.2.2.3 基礎鋼筋綁紮

由於基礎下方有設計一塊與施工平台以及國家地震研究中心的振動台連結的轉接鋼板如圖 4-41，因此為了使混凝土與鋼板間有效結合，設計將 T 頭鋼筋以圓周鉚的形式與基礎底部鋼板鉚接如圖 4-42、圖 4-43，使其作用如同剪力釘。柱箍筋部分由於在梁柱接頭區箍筋間距設計為 7 cm 一箍過於密集，經技師同意後改成 14 cm 兩箍保持總體橫向鋼筋量，並擴大間距如圖 4-44。

柱鋼筋綁紮完成後，進行地梁鋼筋綁紮，由於柱斷面為 30 cm × 30 cm，並且內置 8 根 8 號鋼筋、箍筋為 3 號鋼筋且保護層厚度為 5 公分，經過計算後兩根主筋間

距為 5 公分，而地梁主筋為 4 根 6 號鋼筋在同一水平上。根據土木 401-108 規範草案第 13.5.1 節之最小鋼筋水平淨間距規定，同層平行鋼筋間之淨距不得小於 $1.0 d_b$ ，因此無法將 4 根主筋同時置入柱斷面內，經技師檢討後將地梁兩側之主筋綁在柱外層主筋上如圖 4-45、圖 4-46，並依照設計圖 4-2 之地梁箍筋間距為 12 cm 進行箍筋綁紮如圖 4-47。地梁鋼筋綁紮完成後，即可接著進行柱基礎鋼筋綁紮如圖 4-48，完成基礎鋼筋綁紮之作業如圖 4-49。

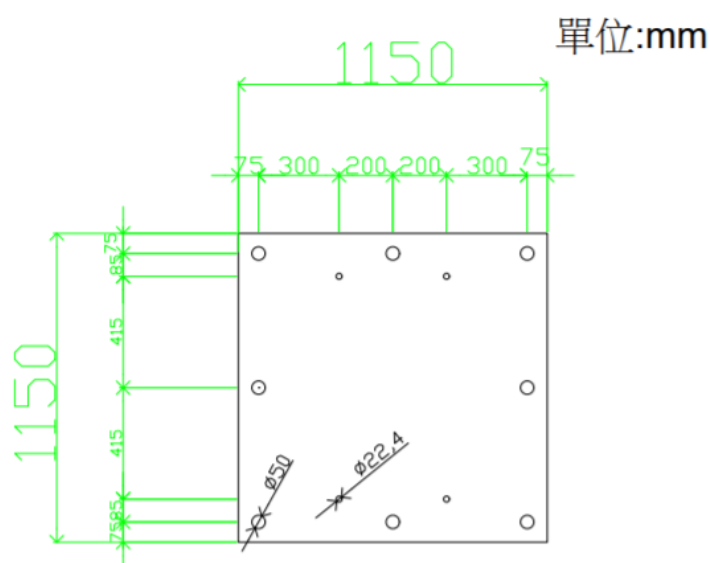


圖4-41 基礎底部轉接鋼板孔位

(本研究整理)

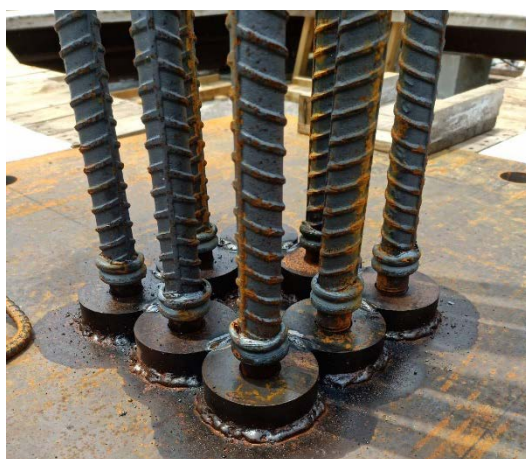


圖4-42 柱T頭鋼筋圓周銲於基礎底部鋼板

(本研究整理)



圖4-43 柱T頭鋼筋圓周鉚於基礎底部鋼板

(本研究整理)



圖4-44 柱箍筋綁紮

(本研究整理)



圖4-45 地梁鋼筋綁紮

(本研究整理)



圖4-46 地梁鋼筋綁紮完成

(本研究整理)



圖4-47 地梁箍筋綁紮完成

(本研究整理)



圖4-48 柱基礎鋼筋綁紮完成

(本研究整理)



圖4-49 基礎鋼筋綁紮完成

(本研究整理)

4.2.2.4 柱身感應器黏貼

本研究規劃製作兩座鋼筋混凝土構架屋，一座用來進行火載重試驗，另一座用來作為對照組，因此進行火載重的那座構架屋內部需埋設溫度感應器即所謂的熱偶計如圖 4-50，用來監控在火載重下構件斷面內的溫度變化，以利後續的實驗分析，但由於鋼筋應變計如圖 4-51 的溫度承受範圍在 $-196^{\circ}\text{C} \sim 150^{\circ}\text{C}$ 如圖 4-52。因火加載後鋼筋應變計將無法使用，故於火加載的那座構架屋內無設置鋼筋應變計，而在對照組內只黏貼的鋼筋應變計而無熱偶計。

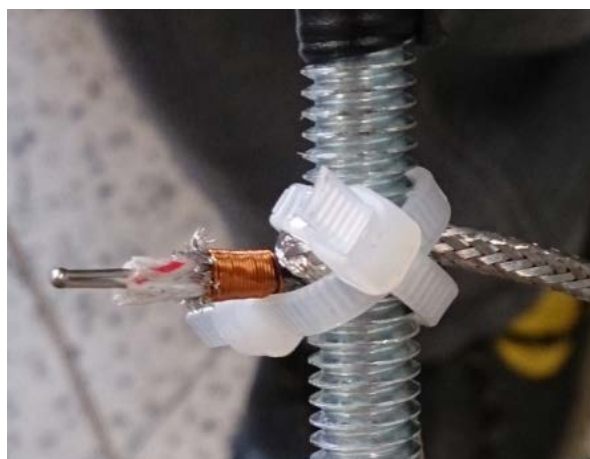


圖4-50 熱偶計示意圖

(本研究整理)



圖4-51 鋼筋應變計示意圖

(本研究整理)



圖4-52 應變計溫度量測範圍

(本研究整理)

鋼筋應變計的黏貼步驟：

1. 以標籤紙或電火布定位待黏貼鋼筋應變計之位置，如圖 4-53。
2. 以砂輪機將定位之鋼筋位置磨出光滑之金屬表面。
3. 使用酒精濕紙巾將金屬表面之塵埃去除，避免影響應變計與金屬表面之接觸。
4. 將應變計金屬線面朝外並將兩側導線拉開，避免黏貼時兩導線接觸造成短路。
5. 使用應變計專用之快乾膠，即所謂 CN 膠，將應變計黏貼與主筋的縱向方向上，並使用內附之塑膠片按壓 60 sec 待其凝固。
6. 黏貼完後於表面噴上一層防水噴漆。
7. 待防水噴漆乾燥後，貼上應變計專屬防水 VM 膠布。

8. 於防水膠布外層黏貼一圈電火布使其不會脫落，在縱向方向上預留兩段 3 cm 之導線如圖 4-54，預防灌漿時由於導線太緊繃導致拉扯時斷裂。
9. 將導線沿著鋼筋方向以束帶或電火布細綁與鋼筋上，避免線材懸空，導致灌漿時遭骨材壓斷。
10. 於導線線頭附近黏貼防水標籤，為求保險再黏貼一層布膠帶上面以奇異筆標註應變計編號，避免經日曬雨淋導致編號消失。
11. 黏貼完所有應變計後以 PVC 軟管保護應變計線材如圖 4-55，避免灌漿時線材被沖斷，並於線頭部分以雙層塑膠袋保護，避免下雨時水氣進入。



圖4-53 以標籤紙定位待黏貼位置

(本研究整理)



圖4-54 預留拉扯時需要之導線

(本研究整理)

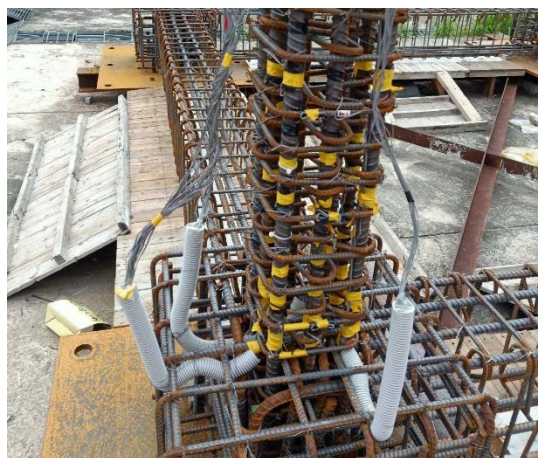


圖4-55 以PVC管保護線材

(本研究整理)

熱偶計的黏貼步驟：

1. 依照熱偶計配置圖，分類同一支牙條上所需黏貼之熱偶計編號。
2. 準備所需長度之牙條並於牙條上標記熱偶計需綁定之位置，如圖 4-56。
3. 將熱偶計以兩條束帶呈 X 形綁定，如圖 4-57，並使用電火布將其纏繞，如圖 4-58。
4. 牙條上之熱偶計全數黏貼後，依照熱偶計配置圖貼上防水標籤，避免經日曬雨淋後標籤痕跡消失。
5. 以牙條為單位進行整線作業，將同一支牙條上的熱偶計線材以電火布黏成一束，以方便帶至現場組裝。
6. 於施工現場量測所需黏貼之斷面高程，並將預先準備好之牙條線頭反穿入鋼筋之間，以線頭走線走出基礎，並將牙條安裝於該斷面高程，如圖 4-59。
7. 並將線材沿著主筋固定，避免懸空，以至於線材遭混凝土沖斷。
8. 待所有牙條安裝完成後以 PVC 管反套入基礎中避免基礎灌漿時沖斷線材，並以

塑膠袋包住線頭避免水氣進入標籤，並將線材固定於鋼筋上。



圖4-56 標記待綁定熱偶計之位置

(本研究整理)

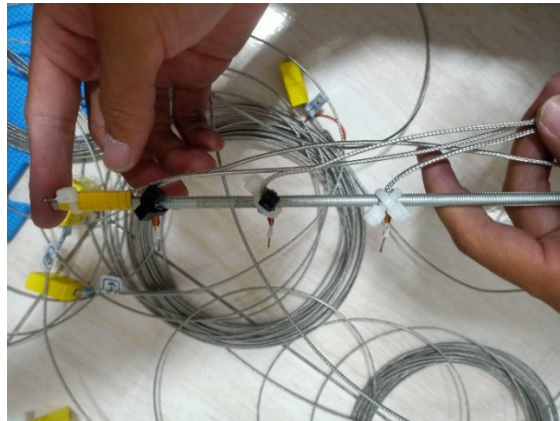


圖4-57 將熱偶計以束帶X形綁定

(本研究整理)

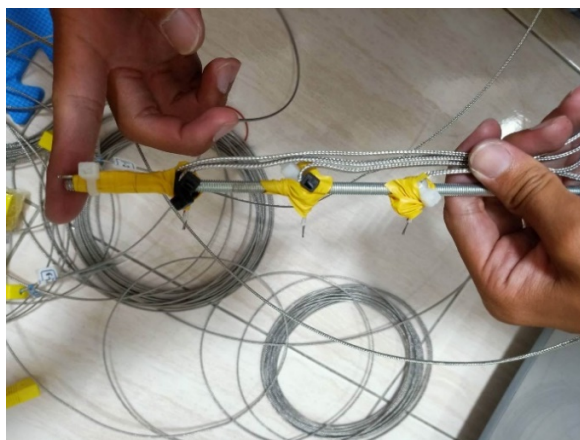


圖4-58 將熱偶計綁定至標記之位置

(本研究整理)



圖4-59 將準備好之牙條安裝於預設高程

(本研究整理)

4.2.2.5 基礎模板組立

在基礎側模組模時，必須先將鋼筋籠內及下方之雜物、垃圾清除，確保灌漿後混凝土內無異物，並且在組模前進行模板放樣，放樣時發現基礎轉接鋼板之施工平台鎖孔間距與地梁寬度皆為 40 cm，因此組模後會如圖 4-60。

模板組立過程，因有半顆螺母被包進混凝土裡，將導致無法解鎖與施工平台之固定，在與施技師討論之後採以電火布封住高強立螺母的頂面，確保混凝土漿體不會流入螺桿與螺母之間的縫隙，在日後從基礎轉接板下方退出螺桿並解除與施工平台之固定。組模過程中皆以放樣之位置組模，並以角鋁及角材於模板兩側藉由螺桿互鎖，如圖 4-61，以避免混凝土灌漿之沖刷力道過大造成模板崩壞等意外，以至於原本依照放樣線所組立的模板會有 0 到 0.5 公分的壓縮誤差，如圖 4-62、圖 4-63。



圖4-60 構架屋組模示意圖

(本研究整理)



圖4-61 模板兩側互鎖

(本研究整理)



圖4-62 模板壓縮誤差

(本研究整理)



圖4-63 模板組立完成

(本研究整理)

4.2.2.6 基礎混凝土灌漿

本次混凝土為名人預拌混凝土廠所調製之混凝土，其混凝土配比如表 4-4，其強度設計為 210 kgf/cm^2 ，並由監工人員製作混凝土圓柱試體，如圖 4-64。為後續 7 天、28 天及實驗當天混凝土強度量測數據所用，並且澆置 $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ 之方形混凝土試體，如圖 4-65 以模擬柱斷面混凝土受火後鑽心試驗所用，並於混凝土澆置前做混凝土坍度測試，如圖 4-66、圖 4-67、以及氯離子檢測，如圖 4-68～圖 4-70，以確保混凝土之品質。待品管完成之後，藉由混凝土壓送車，如圖 4-71，將混凝土從預拌車加壓輸送至模板內，如圖 4-72，並於混凝土澆置時以振動棒將混凝土搗實，如圖 4-73，均勻搗實後即完成混凝土澆置作業，如圖 4-74。

坍度試驗步驟如下：

1. 將坍度筒置於鋼板上並以雙腳踩住兩邊踏板用以固定。
2. 將混凝土分均勻三層裝入坍度筒內，並再填入每一層時以搗棒從邊緣到中心沿螺旋形均勻插 25 下。
3. 插搗最底層時，搗棒貫入深度應直達最底面，插搗第二層和第三層時，搗棒應貫入前一層之三分之一的深度，若於插搗過程中混凝土低於筒口時，應隨時補充。
4. 頂層插搗完成後，使用刮刀將多餘之混凝土去除，並將筒口抹平。
5. 清除筒口及鋼板上之多於混凝土後，垂直且平穩提起坍度筒，並輕放於周邊，當試樣不再坍落或坍落時間達 30 秒時，使用鋼尺量出筒高與試樣最高點的高度差，即為混凝土的坍度值。

混凝土圓柱試體製作步驟如下：

1. 於圓柱試體模內面塗上一層脫模劑，如礦油，並確實拴緊各螺栓。
2. 將現地混凝土分三層注入混凝土圓柱試體模內，第一層填入後以搗棒均勻搗 25 下，每次搗實都接觸到底面，搗實中以特製膠槌向柱模兩側敲擊，將空氣排出。

3. 第二層及第三層搗實時，貫入深度皆須達上一層之三分之一的位置，並以膠槌輔助將空氣排出。
4. 澆製完成後以刮刀將混凝土圓柱試體模頂面刮平，即完成圓柱試體之製作。

表4-4 混凝土配比設計表

名人預拌混凝土 210 I 型配比設計表																			
客戶名稱：鴻創營造股份有限公司						日期：109.06.09													
工程名稱：「原德商東興洋行」新建貨棧廁所																			
工程設計強度：		210	kgf/cm ²		目標平均強度：		242	kgf/cm ²		坍度	18±3.0 cm								
水膠比		0.54	最大粒徑尺寸		19 mm	砂細度模數 (F.M)		2.43	空氣含量		2.0 %								
細粒料 比重		2.64	粗粒料 比重		2.64	水泥 比重		3.15	石粉 比重		2.9	飛灰 比重	2.18	附加劑 比重		1.06			
水泥廠牌：			台泥 I 型			石粉廠牌：			中聯			附加劑廠牌：			漢鴻CSC-700				
砂佔粒料百分比			49			%			用水量			170			Kg				
膠結物用量			322			Kg			膠結物+水+AE應佔體積			285.8			L				
每立方粒料應佔體積			694.2			L			每立方砂應佔體積			342.6			L				
每立方粗粒料應佔體積			351.6			L			每立方砂用量			904			Kg				
每立方粗粒料用量			928			Kg			淨用水(+藥劑)			174			Kg				
設計配合量												備註：							
水		泥		161		Kg		三分石		60		%		六分石		40		%	
附		加		劑		3.86		Kg		1、每立方重量 2329 Kg ± 2 %									
淨		用		水		170		Kg		2、為計量方便，左列砂石重量調整數，									
砂				904		Kg		3、減水劑減水率 12 %											
三		分		石		557		Kg		4、減水劑用量為膠結物 1.2 %									
六		分		石		371		Kg		5、石粉為膠結物重量 35 %									
石		粉		113		Kg		6、飛灰為膠結物重量 15 %											
飛		灰		48		Kg		7、石粉飛灰為膠結物重量 50 %											
總		重		2328.62		Kg		8、粗粒料比重為六、三分石等比例計算											

(本研究整理)



圖4-64 混凝土圓柱試體製作

(本研究整理)



圖4-65 混凝土方形試體製作

(本研究整理)



圖4-66 混凝土坍度測試

(本研究整理)



圖4-67 混凝土坍度測試結果

(本研究整理)



圖4-68 混凝土氯離子檢測

(本研究整理)

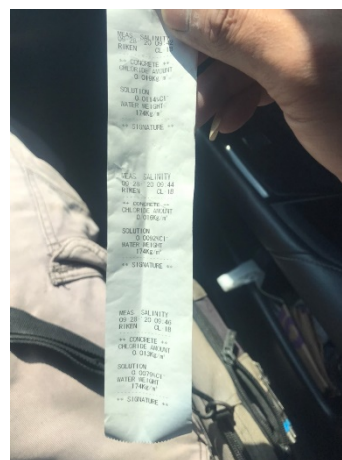


圖4-69 混凝土氯離子檢測結果(一)

(本研究整理)



圖4-70 混凝土氯離子檢測結果(二)

(本研究整理)



圖4-71 混凝土壓送車

(本研究整理)



圖4-72 混凝土澆置

(本研究整理)



圖4-73 混凝土搗實

(本研究整理)



圖4-74 混凝土澆置作業完成

(本研究整理)

4.2.2.7 基礎混凝土養護及圓柱試體送樣

一般混凝土於澆置完畢後 3~12 小時內即應進行養護動作，如圖 4-75，以避免混凝土表面因乾燥而造成收縮龜裂的產生，並且幫助混凝土之水化作用產生，以利混凝土強度之發展並且持續養護 28 天；混凝土圓柱試體於澆置滿 24 小時即達到可拆模之強度，如圖 4-76，並於滿 24 小時後即拆模並送往國立成功大學結構材料實驗室的養護槽進行養護，待進行養護 7 天、28 天的強度試驗。



圖4-75 混凝土養護

(本研究整理)



圖4-76 圓柱試體滿24小時拆模

(本研究整理)

4.2.2.8 基礎混凝土拆模

混凝土澆置完後 48 小時即進行模板拆除作業，如圖 4-77，避免時間過長導致模板與混凝土表面結合力過大，使日後拆模會有混凝土與模板同時剝離的情形發生。

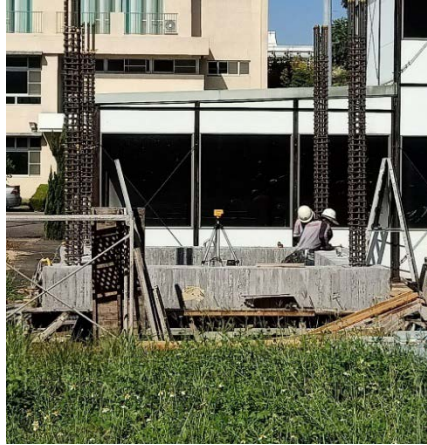


圖4-77 基礎模板拆除作業完成

(本研究整理)

4.2.2.9 柱身模板組立

混凝土澆置完後有乾縮、膨脹、模板組立等誤差存在，導致基礎並非為原先設計的尺寸，誤差大小約在 0.1~0.6 mm。如有誤差的基礎塊上進行柱身模板的放樣，有可能導致基礎的誤差向上傳遞，造成柱身垂直度有較大的偏差。因此，柱身模板的放樣以基礎轉接鋼板為準，從基礎轉接鋼板向內 42.5 cm 為柱邊進行放樣，如圖 4-78，並於放樣完後量測兩柱外邊模板間的間距為 380 cm 以做確認兩柱間形心是否正確。放樣完後即進行柱側模組立，組立時於柱側邊進行模板支撐，如圖 4-79，並於組立完後以角鋁、角材及螺桿進行鎖固，如圖 4-80，並於柱頂進行模板量測，確認柱模板寬度為 30 cm，如圖 4-81。



圖4-78 柱身模板放樣

(本研究整理)



圖4-79 柱身模板組立及支撐

(本研究整理)



圖4-80 柱身模板鎖固

(本研究整理)



圖4-81 柱身模板寬度量測

(本研究整理)

4.2.2.10 梁底、板底模板組立及 PVC 管埋設

柱身模板組立完成後，即在構架屋內架設支撐，以支撐起梁、板之底模，如圖 4-82。後續實驗需於構架屋上方加載兩塊國家地震中心的中空方形載重塊，其連接孔位，如圖 4-83。構架屋上頂板的部分為了配合載重塊之孔位，設計了 PVC 管的預埋位置，如圖 4-84。為避免柱身模板由基礎面升起時而造成的誤差傳播，其放樣基準為樓板的正中心進行放樣，如圖 4-85。放樣好之位置進行 PVC 管之埋設，如圖 4-86，並再度確認梁底模板尺寸，如圖 4-87，及完成梁、板底模組立作業。



圖4-82 構架屋鷹架及支撐之搭設

(本研究整理)

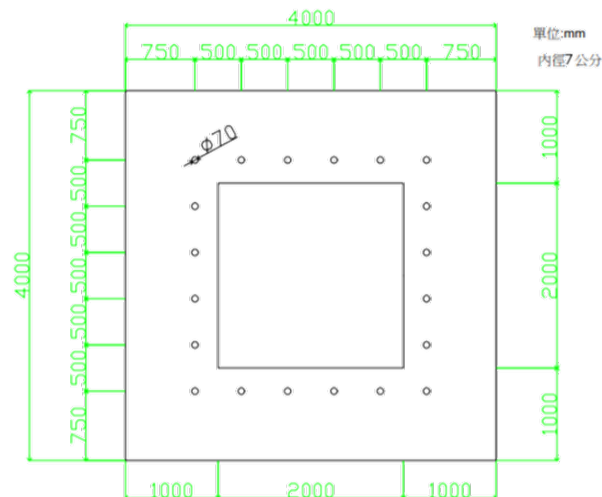


圖4-83 國震中心方形中空載重塊

(本研究整理)

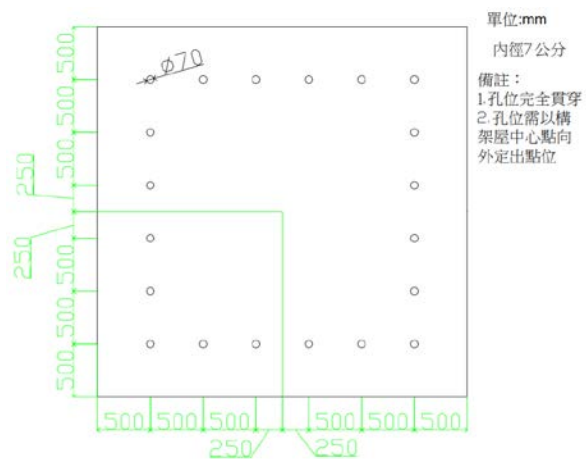


圖4-84 樓板PVC管孔位圖

(本研究整理)



圖4-85 樓板孔位放樣

(本研究整理)



圖4-86 樓板PVC管埋設

(本研究整理)



圖4-87 梁底模尺寸確認

(本研究整理)

4.2.2.11 梁、板鋼筋綁紮

待梁、板之底膜及支撐組立完成後，即可搭配施工架進行梁板之鋼筋綁紮，在鋼筋綁紮過程中，因為梁柱接頭區鋼筋過於密集，經過與技師的討論，原本箍筋間距 7cm 改為 14cm 兩箍，以保持原先設定之鋼筋量，並依照設計圖進行鋼筋綁紮如圖圖 4-88~圖 4-90。



圖4-88 梁之鋼筋綁紮

(本研究整理)



圖4-89 板之鋼筋綁紮

(本研究整理)



圖4-90 梁、板之鋼筋綁紮完成

(本研究整理)

4.2.2.12 柱、梁及板之混凝土灌漿

本次混凝土為名人預拌混凝土廠所調製之混凝土，其混凝土配比如表 4-4，其強度設計為 210 kgf/cm^2 ，並由監工人員製作混凝土圓柱試體，為後續 7 天、28 天及實驗當天混凝土強度量測數據所用，並且澆置 $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ 之方形混凝土試體以模擬柱斷面混凝土受火後鑽心試驗所用，並於混凝土澆置前做混凝土坍度測試，如圖 4-

91、以及氯離子檢測圖 4-92 以確保混凝土之品質。待品管完成之後，藉由混凝土壓送車將混凝土從預拌車加壓輸送至模板內如圖 4-93，並於混凝土澆置時以振動棒將混凝土搗實如圖 4-94，均勻搗實後即完成混凝土澆置作業，如圖 4-95。



圖4-91 坍度試驗

(本研究整理)



圖4-92 氯離子檢測

(本研究整理)



圖4-93 押送混凝土

(本研究整理)



圖4-94 搗實混凝土

(本研究整理)



圖4-95 混凝土澆置完成

(本研究整理)

4.2.2.13 柱、梁及板之混凝土養護及拆模

混凝土澆置完後 17 天即進行模板拆除作業，如圖 4-96，避免混凝土強度發展時間不足，以至於混凝土無法承受自重而破壞，因此於灌漿完畢後繼續以下部支撐撐起梁、柱及樓板，並以灑水養護的方式促使混凝土進行水化作用從而發展強度。



圖4-96 混凝土拆模完成

(本研究整理)

第三節 材料試驗結果

本研究使用 D10、D13、D19 和 D25 號鋼筋，其設計強度皆為 SD 420W，經送國立成功大學工程技術暨材料實驗室進行鋼筋的抗拉試驗，其結果如表 4-5。針對混凝土抗壓強度試驗，本研究構架屋之施作分為兩次灌漿，第一次為基礎灌漿，第二次則為柱、梁及板等構件灌漿。9 月 28 日完成基礎灌漿，10 月 5 日進行混凝土養護 7 天的抗壓試驗，其結果分為實驗室養護池養護及現地養護之 7 天抗壓強度結果，如表 4-6。現地養護圓柱試體之 7 天抗壓強度應力應變曲線如圖 4-97，各圓柱試體之裂縫如圖 4-98～圖 4-100，裂縫主要都以斜向裂縫為主。10 月 26 日進行 28 天養護之圓柱抗壓試驗表 4-7，獲得應力應變曲線如圖 4-101。11 月 5 日進行柱、梁及板 7 天混凝土強度抗壓試驗圖 4-102，其結果如表 4-8。並於 11 月 25 日進行柱、梁及板之混凝土 28 天強度試驗，混凝土之應力應變曲線如圖圖 4-97、表 4-9。

表4-5 SD 420W鋼筋抗拉試驗結果（單位：MPa）

號數	D10	D13	D19	D25
降伏強度	46.96	43.24	46.05	46.08
拉力強度	667	660	646	650

(本研究整理)

表4-6 混凝土養護7天抗壓強度結果（單位：MPa）

	試體 1	試體 2	試體 3	平均值
標準養護	18.6	20.9	20.8	20.1
現地養護	22.1	22.4	21.3	21.9

(本研究整理)

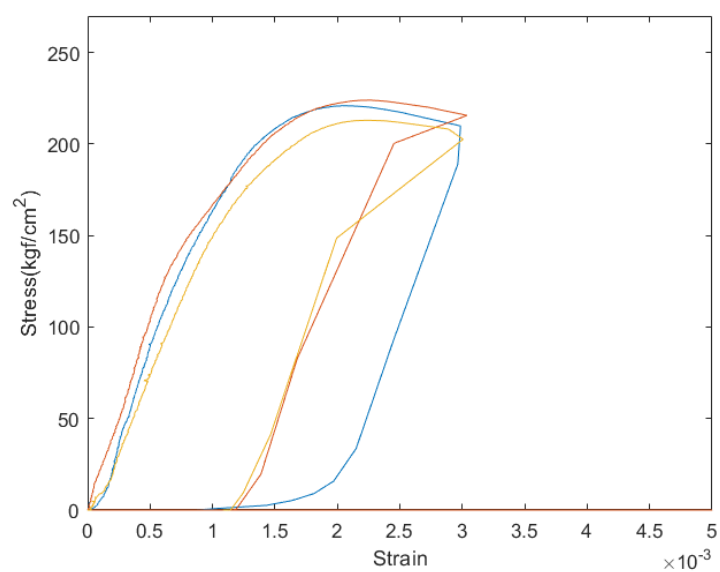


圖4-98 7天基礎混凝土之應力-應變曲線

(本研究整理)

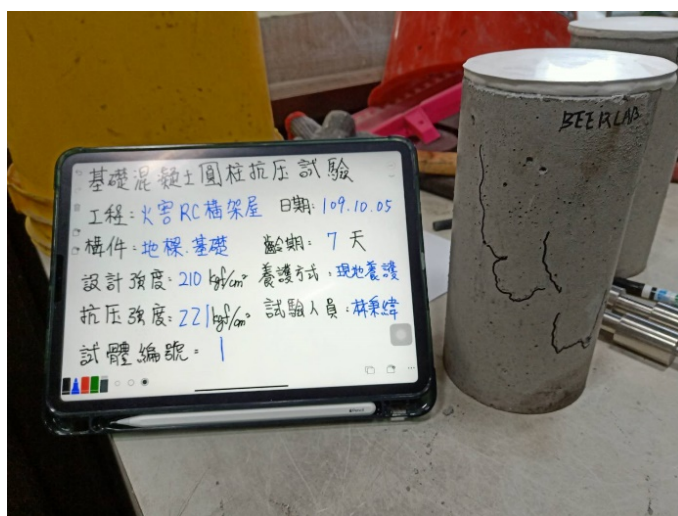


圖4-99 7天現地養護試體1之裂縫

(本研究整理)

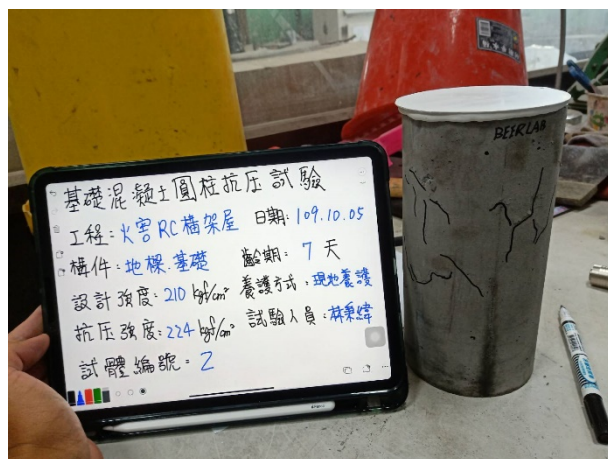


圖4-100 7天現地養護試體2之裂縫

(本研究整理)

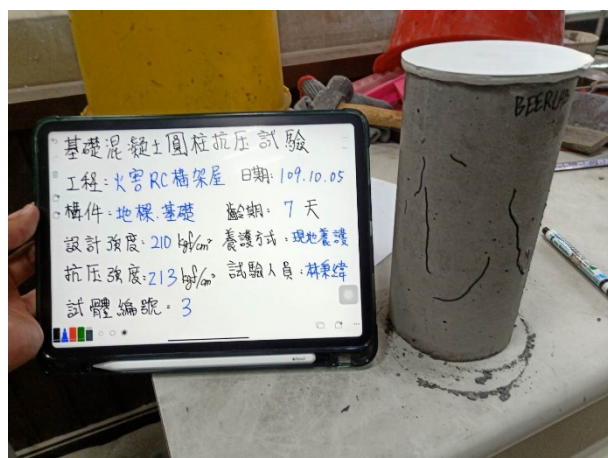


圖4-101 7天現地養護試體3之裂縫

(本研究整理)

表4-7 混凝土養護28天抗壓強度結果 (單位: MPa)

	試體 1	試體 2	試體 3	平均值
標準養護	34.1	33.0	34.2	33.7
現地養護	27.8	33.1	25.8	28.9

(本研究整理)

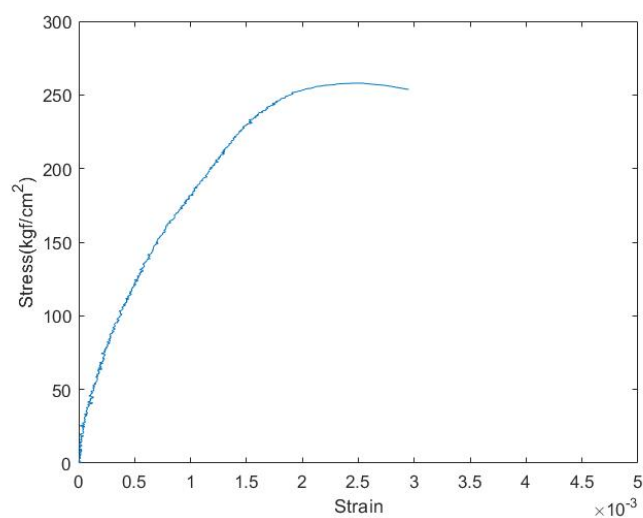


圖4-102 28天基礎混凝土之應力-應變曲線

(本研究整理)

表4-8 柱、梁及板混凝土養護7天抗壓強度結果（單位：MPa）

	試體 1	試體 2	試體 3	平均值
標準養護	17.5	16.8	16.1	16.8
現地養護		20.6		20.6

(本研究整理)

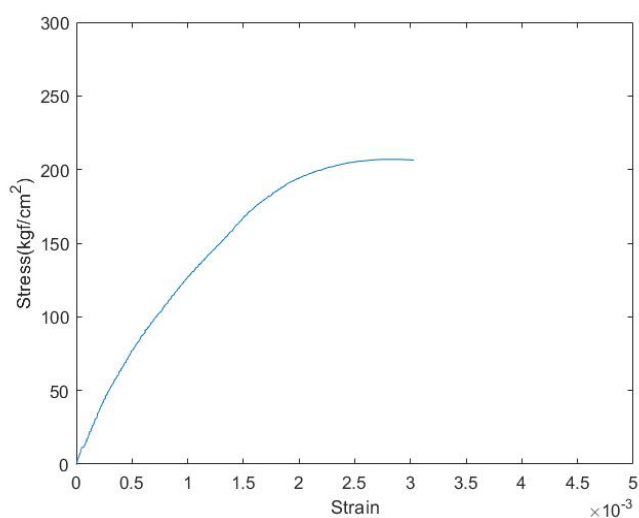


圖4-103 柱、梁及板7天基礎混凝土之應力-應變曲線

(本研究整理)

表4-9 柱、梁及板混凝土養護28天抗壓強度結果（單位：MPa）

	試體 1	試體 2	試體 3	平均值
標準養護	32.3	28.3	31.1	30.56
現地養護	26.5	25.2	28.3	26.3

(本研究整理)

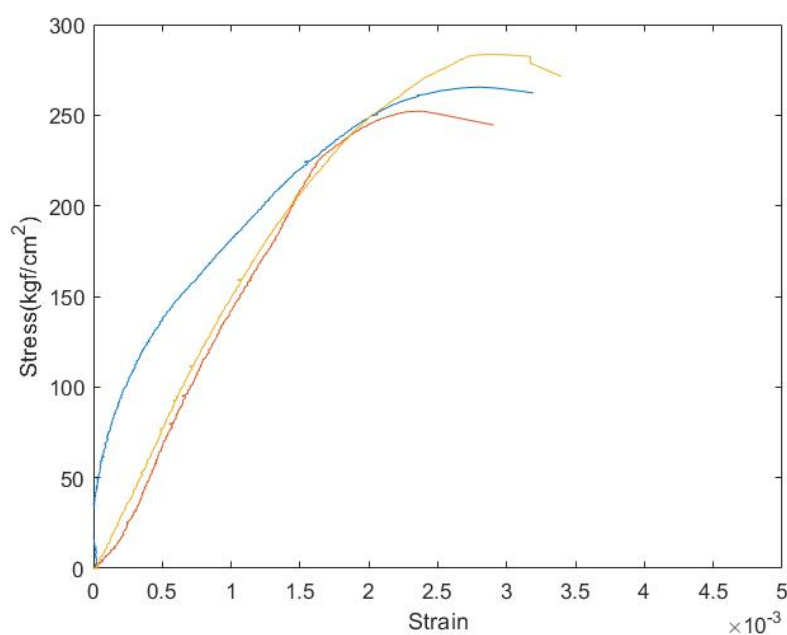


圖4-104 柱、梁及板28天基礎混凝土之應力-應變曲線

(本研究整理)

第四節 小結

1. 構架屋之試體製造及驗收於 11 月 27 日完成
2. 相關之試體材料試驗數據以記錄於報告中
3. 構架屋之 Etabs 載重分析等資料收錄於附錄四中

第五章 火害前後 RC 構架屋受地震之數值模擬

本章旨於建立一鋼筋混凝土試體之數值模型，使用有限元素分析軟體 OpenSees 分析 RC 構架屋於受火害前後側推行為分析之結果，期望能建立一簡化亦不失精準性之數值模型用於分析先前章節之試體實驗，進而用於日後分析受火害 RC 構件/架殘餘強度之預測。本章使用先前章節之 RC 柱構件以及 RC 3D 構架屋作為參考試體，使用 OpenSees 建立數值模型並進行有限元素之線性與非線性分析，採用 Eurocode2 之 Structural Fire Design 篇所提供之斷面等溫線以及日本建築學會 AIJ 防火守則之材料強度折減率，並於 OpenSees 用纖維斷面結合各溫度對應之材料折減率，分析不同受火延時下實驗試體之強度折減。此章分成四節，第一節介紹實驗試體，第二節介紹 OpenSees 以及其數值模型分析內容，第三節詳述有限元素分析步驟以及本研究對各重要參考資料之使用方法，並驗證分析方法之可行性，第四節進行 RC 試體於火害前後之側推行為分析與分析。

第一節 實驗 RC 試體介紹

本章採用前述章節設計之鋼筋混凝土柱構件以及單層單跨構架屋作為數值模型之參考試體。以下簡介本章之柱構件、2D 構架以及 3D 構架屋試體。

5.1.1 柱構件試體設計

本研究第一項試體為單一鋼筋混凝土造柱構件，而本章則完整參考此試體進行數值模型之建立。斷面為 $30 \times 30 \text{ cm}$ ，高度為 120 cm ，混凝土設計抗壓強度為 21 MPa ，平均混凝土 28 天抗壓強度為 31 MPa 。試體柱斷面配置 8 支 D25 縱向鋼筋以及以 10 cm 為間距配置 3 支 D13 橫向鋼筋，鋼筋之設計降伏強度分別為 420 MPa 以及 280 MPa 。柱試體設計細節可參考先前章節。

5.1.2 2D 構架與 3D 構架屋試體設計

本研究第二項試體為單層單跨之鋼筋混凝土造構架屋，本章除完整參考此 3D 試體以外，亦另將其簡化為一單層單跨之 2D 構架，作為數值模型建立之參考。其柱斷面為 $30 \times 30 \text{ cm}$ ，淨高度為 300 cm ，配置 8 支 D25 縱向鋼筋以及以 7.5 cm 為間距配置 D13 橫向鋼筋。梁斷面為 $25 \times 50 \text{ cm}$ ，淨跨度為 300 cm ，配置 8 支 D19 縱向鋼筋以及以 10 cm 為間距配置 D10 橫向鋼筋。混凝土抗壓強度為 21 MPa ，

D25、D19、D13、D10 之鋼筋降伏強度分別為 420、420、280、280MPa。構架屋試體設計細節可參考先前章節。

第二節 有限元素分析軟體 OpenSees 與數值模型介紹

為評估有限元素分析軟體 OpenSees 於 RC 構件/架側推行為分析之可行性，並驗證能否合理分析 RC 材料常見之非線性行為，本節選用文獻中 RC 構架之相關研究，使用 OpenSees 建立文獻中 RC 構架之非線性有限元素分析模型，並比較分析與實驗之結果，評估本章採用 OpenSees 之可行性。本節分為四段，第一段簡介文獻中之 RC 構架試體設計；第二段為有限元素分析軟體 OpenSees 之介紹；第三段為 OpenSees 模型建立與參數設定，分別介紹梁柱元素、材料卡以及非線性鉸模型；第四段驗證數值模型之分析結果。

5.2.1 參考文獻 RC 構架試體介紹

本章採用 Dehghani[56]於 2015 年探討 RC 構架側推行為之相關實驗結果，試體為單層單跨鋼筋混凝土構架，柱斷面為 20×20cm，配置 8 根直徑 12mm 鋼筋；梁斷面為 20×25cm，配置 6 根直徑 12mm 鋼筋，構架試體設計細節如圖 5-1 所示。實驗時，先施加 226.94kN 軸力於柱上(15%軸力比)，再進行側向反覆載重試驗。試體平均混凝土抗壓強度為 35.5MPa，主筋與箍筋性質如表 5-1 所示。

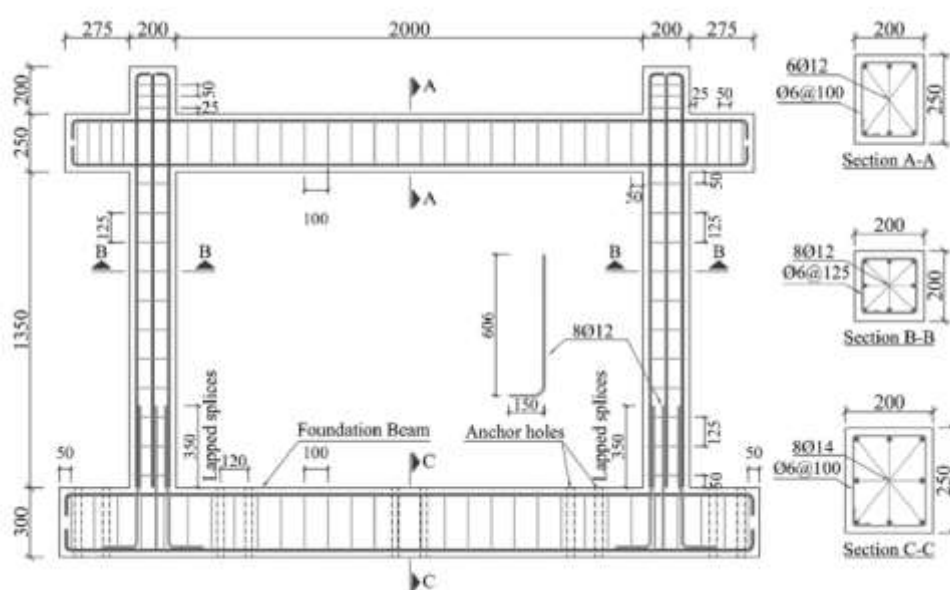


圖 5-1 混凝土構架試體設計圖(單位：毫米)

(本研究整理)

表 5-1 鋼筋平均抗拉強度

鋼筋大小 (直徑)(mm)	鋼筋斷面 (mm ²)	降伏強度 (MPa)	極限強度 (MPa)
6	31.1	302.0	439
12	112.5	370.1	584.4
14	156.9	463.8	613.7

(本研究整理)

5.2.2 OpenSees 軟體介紹以及操作流程

本章使用有限元素分析軟體 OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)，進行結構物數值模型之建立與分析。OpenSees 是一套地震工程研究用途的結構分析程式，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所發表，主要用於分析結構之地震行為，其開放性原始碼之設計，利於使用者在不更動主程式下，將程式之物件進行增加與替換，提供非常高之自由度。OpenSees 核心為有限元素分析之軟體元件，由上百個 C++物件導向程式語言所撰寫而成的物件類別所組成，而在操作面則採用了 TCL(Tool Command Language)來建立模型與分析，主要用於提供一個易於使用的文字介面來操作與結合副程式，並能以應用程式形態輸出。

OpenSees 主要分為有限元素模型之建立與模型分析兩階段。於建立有限元素模型方面，OpenSees 提供多種桁架元素(Truss)、梁柱元素(Beam-Column)、線性平面元素、接頭元素(Connection)與阻尼器模型(Damper)。於材料方面則提供線彈性材料(Linear-Elastic)、理想彈塑性材料(Elastic-perfect-Plastic)、硬化材料(Hardening)、遲滯材料(Hysteretic)與混凝土材料模型(Concrete)。於模型分析方面，OpenSees 提供靜動力線彈性分析、分線性分析、多種歷時動力積分法、模態分析、多種線性非線性代換法。

OpenSees 軟體操作流程如下：

- (1) 輸入模型之定義參數(自由度、桿件尺寸、節點、邊界條件)。
- (2) 輸入材料指令、斷面定義、幾何定義、桿件元素定義並建立與儲存構架。
- (3) 讀取建立之構架，定義載重型態，並依需求輸入受力分析指令，並輸出分析結果。

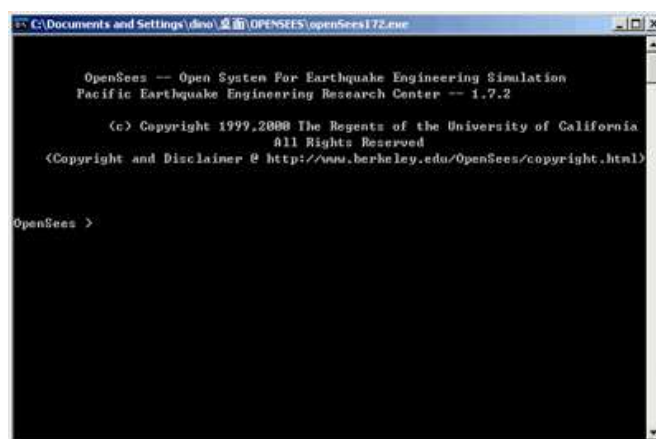


圖 5-2 OpenSees 執行界面

(本研究整理)

5.2.3 OpenSees 構件元素

本章在 OpenSees 中建立鋼筋混凝土構架數值模型，以 OpenSees 內建之非線性梁柱元素為基礎，使用梁柱元素分析構架非線性行為，模型如圖 5-3 所示。元素採用纖維斷面(fiber section)並切割成多塊斷面元素，建立由鋼筋與混凝土材料構成之複合斷面，描述構架斷面彎矩與曲率關係，其示意圖如圖 5-4。由於纖維斷面無法考慮剪力與鋼筋滑移對斷面造成之影響，若僅使用梁柱元素只能分析構架撓曲之變形。因此，設置零長度元素(zero length element)於柱端，其串聯剪力彈簧、旋轉彈簧與軸向彈簧，用以描述柱構件受剪與柱端鋼筋滑移之影響。剪力彈簧使用 OpenSees 內建 Limit State Material 材料模型，其可以考慮遲滯行為以及重載路徑，並連結 Shear Limit Curve 定義彈簧剪力破壞之曲線點。旋轉彈簧使用內建彈性單軸材料卡(Elastic Uniaxial Material)進行設定。軸向彈簧之用途僅為於零長度元素上傳遞軸向力，因此使用強度極高之內建彈性單軸材料卡分析傳力之剛性體。

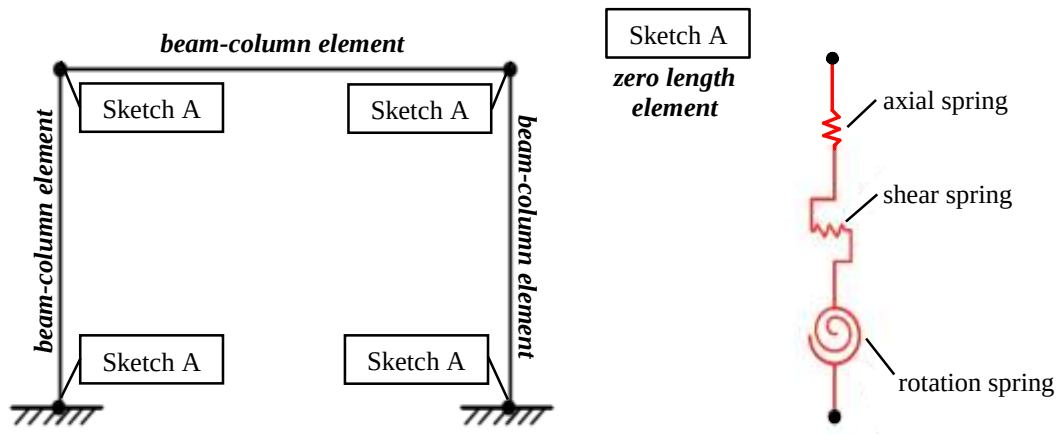


圖 5-3 RC 構架模型示意圖

(本研究整理)

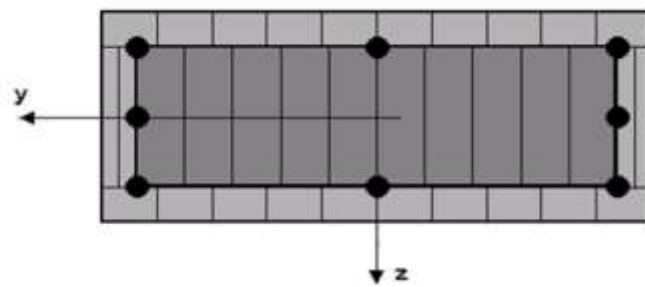


圖 5-4 纖維斷面示意圖

(本研究整理)

5.2.4 OpenSees 材料模型

(1) 混凝土材料模型

本章研究使用 OpenSees 內建之混凝土 Concrete01 材料卡，用以描述複合纖維斷面中混凝土材料之應力應變關係，其材料組成律根據 Kent 與 Park[57]壓應力應變曲線，並忽略混凝土拉力行為，如圖 5-5 所示。其加載與卸載方式，引用 Karsan 與 Jirsa[58]所提出之線性方式；混凝土卸載時，由包絡線上應變為 ϵ_r 之處，沿著一直線段回到應力為零之處(應變為 ϵ_p)，在完全卸載後，所有小於 ϵ_p 之應變值的混凝土應力皆為零，直到應變超過 ϵ_p 時，其路徑則會依照原卸載路徑反向而上，如圖 5-6 所示。

其中，混凝土 Concrete01 材料卡所需輸入的參數： f_{pc} 為混凝土抗壓強度； ϵ_{psc0} 為抗壓強度所對應之應變； f_{pcu} 為混凝土壓碎破壞時的壓力強度； ϵ_{psU} 為壓碎破壞時對應之應變。此外，本研究參考 Scott 等人[59]提出修正 Kent 與 Park 之模型(圖 5-7)，考量混凝土受圍束效應之影響。

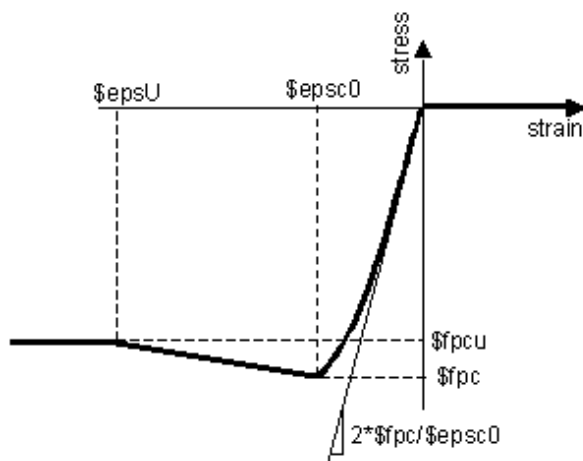


圖 5-5 Concrete01 材料卡之應力應變曲線【72】

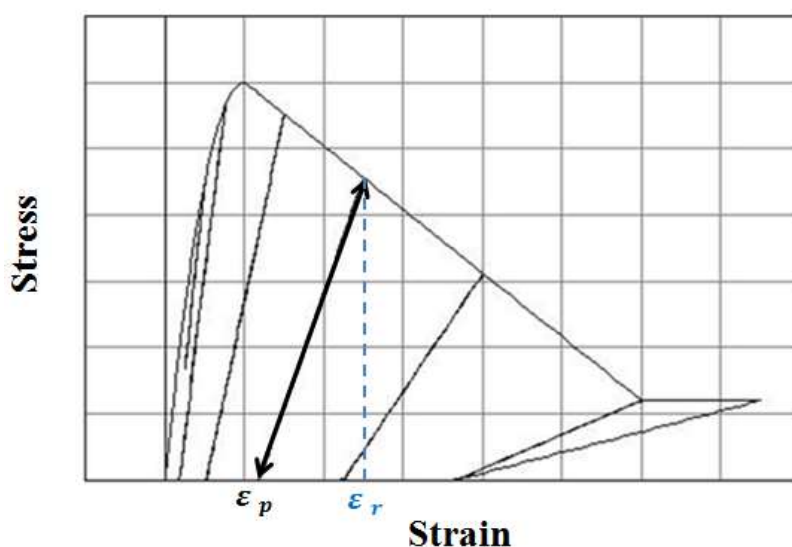


圖 5-6 Concrete01 材料卡之遲滯行為

(本研究整理)

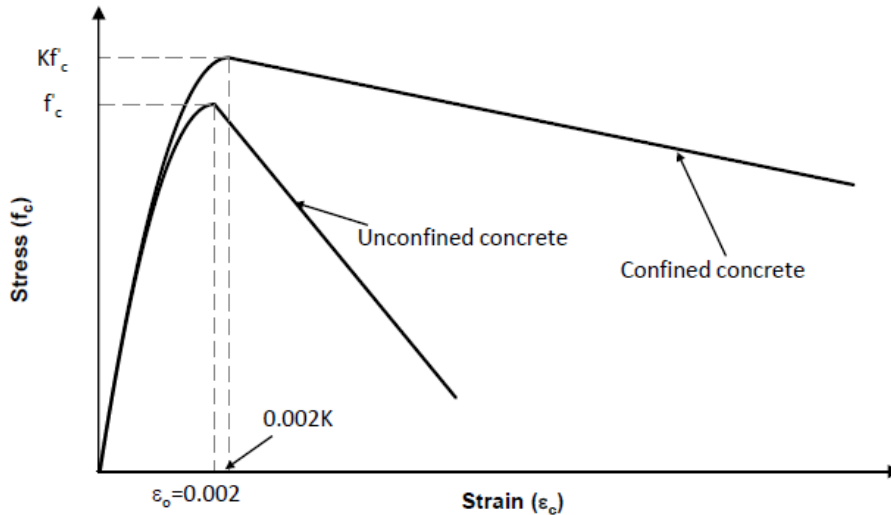


圖 5-7 受圍束混凝土之應力應變曲線【59】

(2) 鋼筋材料模型(一)

本章研究於側推行為分析部分之數值模型，使用 OpenSees 內建之鋼筋 Hysteretic Material 材料卡，係由 Michael Scott 與 Filip Filippou 開發之程式碼，用於建立一單軸向雙線性遲滯材料，可考慮力與位移之自束效應(pinching effect)，能量與延展性之破壞，以及延展性造成之退化卸載勁度等。Hysteretic Material 材料卡之骨架曲線是以三折線為主，遲滯迴圈之骨架曲線與單軸向相同，如圖 5-8 所示。在彈性段和塑性段之間採用另一直線銜接，重載之路線亦以直線段表示，而骨架線則於每次反覆載重皆有使用。

其中，鋼筋 Hysteretic Material 材料卡所需輸入之參數： $s1p$ 為骨架線正向第一點之強度； $e1p$ 為骨架線正向第一點之應變； $s2p$ 為骨架線正向第二點之強度； $e2p$ 為骨架線正向第二點之應變； $s3p$ 為骨架線正向第三點之強度； $e3p$ 為骨架線正向第三點之應變； $s1n$ 為負向第一點之強度，後續同理之； $pinchX$ 為應變於重載時之自束因子； $pinchY$ 為應力於重載時之自束因子； $damage1$ 為延展性所造成之破壞； $damage2$ 為能量所造成之破壞。本章研究之數值模型僅用兩條直線段定義骨架曲線， $s1p$ 與 $s2p$ 皆定為正向鋼筋降伏強度，不考慮鋼筋應變硬化效應(strain hardening)，而 $e1p$ 為鋼筋正向降伏應變， $e2p$ 為鋼筋正向極限應變，負向之定義同理之。

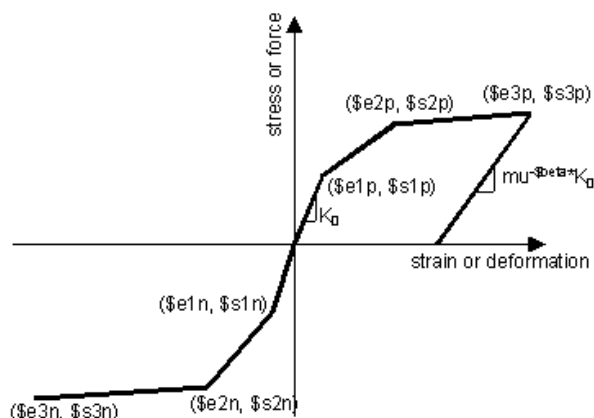


圖 5- 8 Hysteretic Material 材料卡之應力應變曲線
(Silvia Mazzoni)

(2) 鋼筋材料模型(二)

本章研究於軟體驗證與火害斷面分析方法驗證部分之數值模型，使用 OpenSees 內建之鋼筋 Steel02 材料卡，根據 Menegotto 與 Pinto[60]提出之模型，經過 Filippou 等人[61]修正，可分別考慮受拉與受壓各向之硬化影響。Steel02 材料卡之骨架曲線是以雙折線為主，遲滯迴圈以等向硬化(isotropic hardening)理論來建構，如圖 5-9。在彈性段和塑性段之間採用圓弧曲線銜接，骨架線只在第一次加載時使用，當出現第一次卸載後，重載之路線以圓弧曲線表示，然而，卸載與重載路徑為兩條漸近線間的圓弧曲線，此兩條漸近線分別是過卸載點且與彈性模數相同斜率之直線(圖 5-9 中直線 AB)和塑性段延伸出來之直線(圖 5-9 中直線 BC)，利用此圓弧曲線可以考慮鋼筋材料之包辛格效應(Bauschinger effect)，調整參數 R 可以控制包辛格效應的大小。

其中，鋼筋 Steel02 材料卡所需輸入的參數： F_y 為鋼筋降伏強度； E_0 為鋼筋初始勁度； b 為鋼筋降伏後之應變硬化率，本研究採用 $b = 0.005$ 。

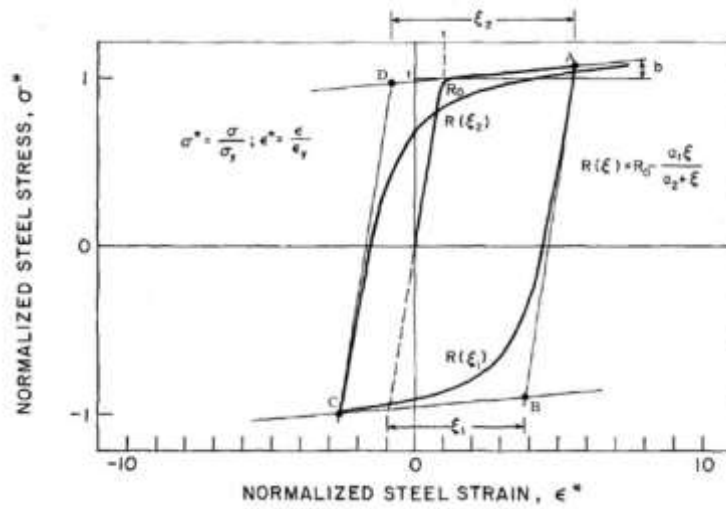


圖 5-9 Steel02 材料卡之應力應變曲線【61】

5.2.5 鋼筋混凝土柱端非線性鉸模型

鋼筋混凝土柱受軸力與側向力作用之下，三種可能控制之主要破壞模式分別為撓剪破壞(flexure-shear failure)、剪力破壞(shear failure)以及撓曲破壞(flexure failure)。此外，數值分析為了能有效分析鋼筋混凝土柱撓曲降伏後可能之鋼筋滑移行為，於柱端建立零長度旋轉彈簧元素，分析鋼筋滑移之影響。柱因鋼筋與混凝土材料行為引致之撓曲反應可由梁柱元素與纖維斷面元素分析，其他非線性行為之計算與設定方式如下：

(1) 柱端鋼筋滑移

考慮縱向鋼筋於柱端滑移造成之撓曲變形，分別於柱底與柱頂設置零長度元素之旋轉彈簧，彎矩與曲率採簡化之線彈性關係(圖 5-10)，於 OpenSees 中使用彈性單軸材料卡(Elastic Uniaxial Material)進行設定，如圖 5-11，另採用 Elwood 和 Eberhard[8]建議旋轉彈簧勁度計算如(式 5-1)。

$$K_{slip} = \frac{8u}{d_b f_s} EI_{flex} \quad (式 5-1)$$

其中， u 為平均握裹應力，參考 Elwood 等人[63]之建議，如(式 5-2)計算。

$$u = 0.8\sqrt{f'_c} \quad (式 5-2)$$

(式 5- 1)及(式 5- 2)中， d_b 為縱向鋼筋標稱直徑； f_s 為縱向鋼筋降伏強度； EI_{flex} 為有效撓曲勁度，示意圖如圖 5-12，可透過彎矩曲率分析，位於混凝土抗壓應變達 0.004 之彎矩($M_{0.004}$)與鋼筋降伏之曲率 ϕ_y 之比值計算。

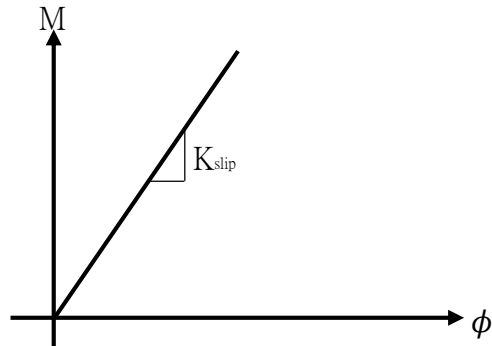


圖 5- 10 彎矩塑性鉸之彎矩與曲率關係

(本研究整理)

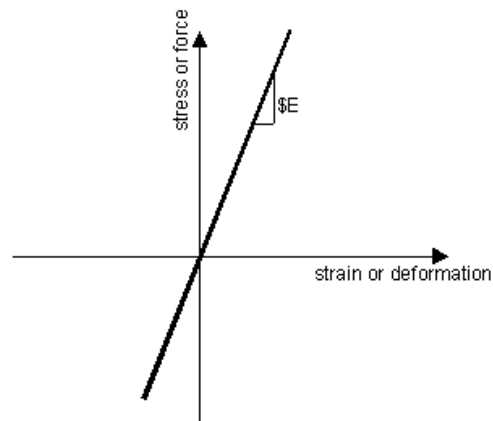


圖 5- 11 Elastic Uniaxial Material 材料卡之應力應變曲線【72】

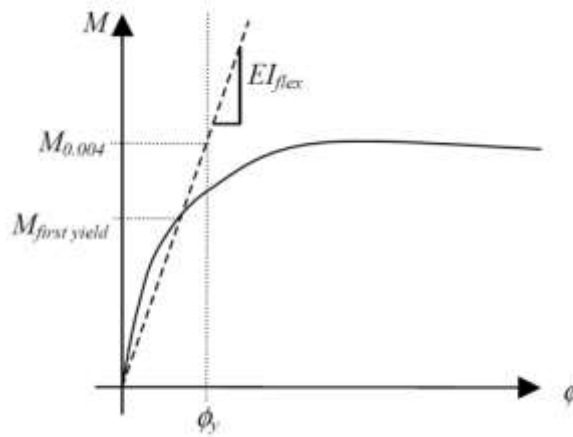


圖 5-12 有效撓曲勁度 EI_{flex} 示意圖【64】

(2) 剪力非線性行為

當柱體承受軸力 P 與側向力 V 之作用時，側向位移 Δ 到達 Δ_y 時，柱之主筋會先降伏，當側向位移 Δ 到達 Δ_s 時，柱端會明顯產生剪力斜裂縫，此狀態稱之為撓剪破壞(Flexure-Shear Failure)，之後側向強度會下降，當側向位移 Δ 到達 Δ_a 時，側向強度趨近於零，柱體喪失軸向承載能力，導致發生軸向破壞(Axial Failure)。關於柱體剪力之力量與位移關係，如圖 5-13 所示。

Elwood 及 Moehle[64]由 50 座不同尺寸及箍筋比之鋼筋混凝土柱試體，控制雙曲率變形試驗後得到柱體剪力破壞時剪應力與變位角之關係曲線，用最小平方差的數值方法，歸納出撓剪破壞時的變位角 Δ_s / L ，可由(式 5-3)計算。

$$\frac{\Delta_s}{L} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{40} \frac{\nu}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (\text{式 5-3})$$

式中， L 為柱之淨高； $\rho'' = A_{st}/(b \times s)$ 為剪力箍筋比； A_{st} 為剪力筋總斷面積； s 為箍筋間距； b 為柱寬； ν 為剪應力； d 為柱斷面有效深度； f'_c 為混凝土抗壓強度； A_g 為柱斷面積； P 為柱承受之軸力。

Elwood 及 Moehle[65]由試驗得到柱體到達軸向破壞時軸力與變位角之關係，並歸納出軸向破壞時的變位角 Δ_a / L 可由(式 5-4)計算。

$$\frac{\Delta_a}{L} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \left(\frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta} \right)} \quad (\text{式 5-4})$$

式中， f_{st} 為箍筋降伏強度； d_c 為核心混凝土深度； θ 為剪力裂縫與水平之夾角，一般設定為 65 度。

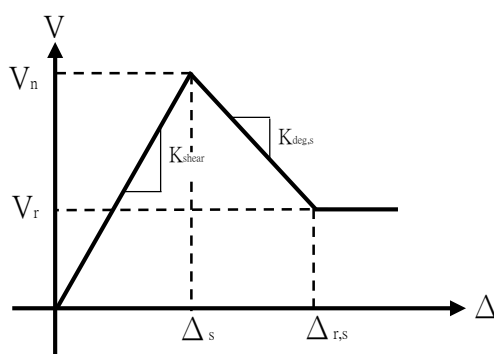


圖 5-13 剪力塑性鉸之力量與位移關係

(本研究整理)

本章之數值模型根據 Elwood 和 Moehle[64]由 50 個各種尺寸及不同箍筋比之鋼筋混凝土柱試體撓剪實驗，定義剪力破壞殘餘強度 V_r 為柱構件剪力強度 V_n 之 80%。圖 5-14 (a)為考慮梁柱元素撓曲變形及柱端設置剪力彈簧來考慮柱體剪力變形之模型。如果剪力強度小於柱體撓曲強度，即剪力彈簧反應為圖 5-14 (b)實線時，總反應為圖 5-14 (d)實線，能捕捉剪力彈簧到達極限剪力強度後下降段之行爲；如果剪力強度高於柱體撓曲強度，即剪力彈簧反應為圖 5-14 (b)虛線時，撓曲反應限制整體應變硬化行爲，總反應為圖 5-14 (d)虛線，模型將不會捕捉剪力下降段之行爲，總反應為圖 5-14 (c)實線。因此，對於撓曲強度與剪力強度相近之柱體，應確立剪力破壞點，以了解力與變形曲線後期衰退行爲。

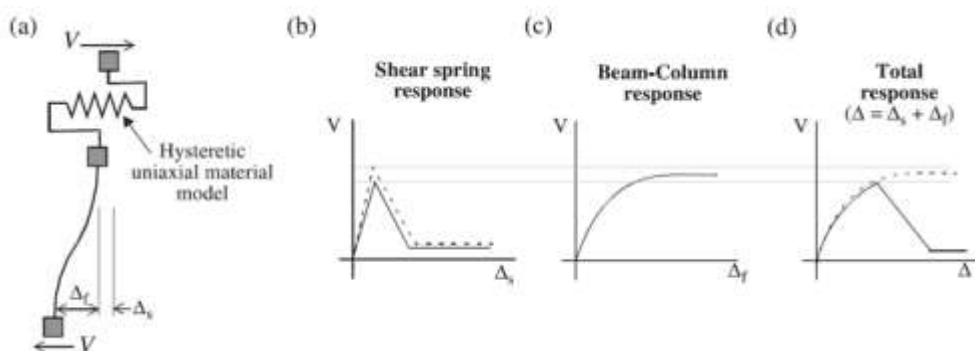


圖 5-14 柱體考慮剪力彈簧分析模型

(本研究整理)

圖 5-15 為剪力強度小於柱體撓曲強度的情況。當剪力強度衰減降低至大約為零時，柱體將發生軸向破壞。因此，可以使用剪力強度約為零之剪力破壞時，

軸力 P_s 對應之軸向破壞位移 Δ_a ，以其剪力破壞與軸向破壞之關係估算總反應之下降段勁度 K_{deg}^t ，如(式 5-5)。

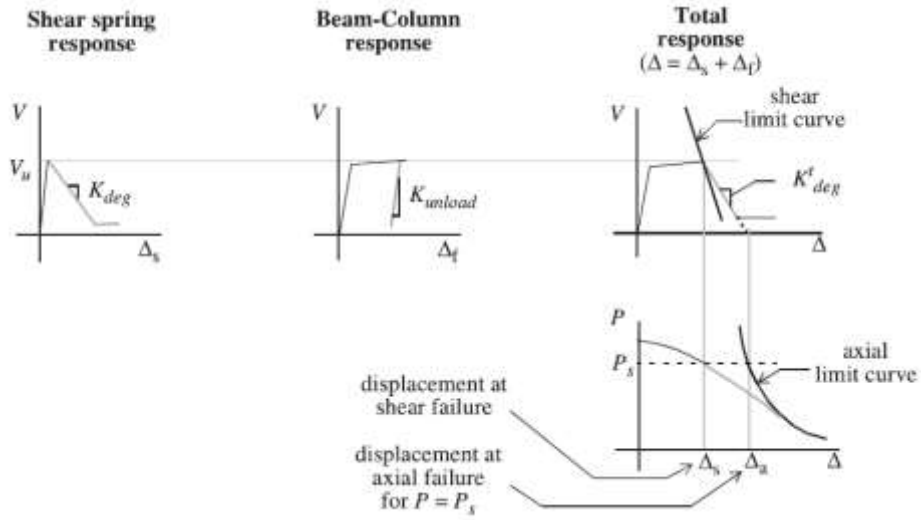


圖 5-15 計算下降段勁度 K_{deg} 示意圖

(本研究整理)

$$K_{deg}^t = \frac{V_n}{\Delta_a - \Delta_s} \quad (式 5-5)$$

式中， V_n 為柱構件極限剪力強度，為混凝土提供剪力強度 V_c 與箍筋提供剪力強度 V_s 之和。根據 ACI 規範建議計算如下：

$$V_n = V_c + V_s \quad (式 5-6)$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{P}{140 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \quad (式 5-7)$$

$$V_s = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} \quad (式 5-8)$$

由於剪力彈簧與梁柱元素為串聯關係，因此可由總反應下降段勁度 K_{deg}^t 與梁柱元素卸載勁度 K_{unload} 計算剪力彈簧下降段勁度 $K_{deg,s}$ ，計算如(式 5-9)。

$$K_{deg,s} = \left(\frac{1}{K_{deg}^t} - \frac{1}{K_{unload}} \right)^{-1} \quad (式 5-9)$$

其中，梁柱元素卸載勁度取決於邊界條件，雙曲率柱勁度計算如(式 5- 10)。

$$K_{unload} = \frac{12EI_c}{L^3} \quad (\text{式 5- 10})$$

本段根據剪力塑性鉸關係曲線計算之參數，於 OpenSees 中使用零長度元素建立剪力彈簧，彈簧材料之設定透過軟體中 Limit State Material 材料卡，其可以考慮遲滯行為以及重載路徑，另外，材料卡需連結 Shear Limit Curve 定義彈簧剪力破壞曲線點。Limit State Material 材料卡與 Shear Limit Curve 所需輸入之參數介紹如表 5- 2 及表 5- 3。

表 5- 2 Shear Limit Curve 參數

參數名稱	參數定義	參數名稱	參數定義
curveTag	曲線編號	Fres	剪力破壞後殘餘剪力 V_r
eleTag	連接之梁柱元素編號	defType	定義曲線橫坐標形式
rho	剪力箍筋比 ρ''	forType	定義曲線橫坐標形式
fc	混凝土抗壓強度(MPa)	ndI	彈簧起始連接節點編號
b	柱體斷面寬度(m)	ndJ	彈簧末端連接節點編號
h	柱體斷面深度(m)	dof	自由度
d	柱體斷面有效深度(m)	perpDrin	計算變位角依據軸線
Fsw	箍筋提供剪力強度 V_s	delta	曲線平移值
Kdeg	剪力破壞下降段衰退勁度		

(本研究整理)

表 5- 3 Limit State Material 參數

參數名稱	參數定義
matTag	材料編號
s1p; e1p	在正方向上包絡線彈性段第一個點的應力和應變(或力與位移)
s2p; e2p	在正方向上包絡線彈性段第二個點的應力和應變(或力與位移)
s3p; e3p	在正方向上包絡線彈性段第三個點的應力和應變(或力與位移)
s1n; e1n	在負方向上包絡線彈性段第一個點的應力和應變(或力與位移)
s2n; e2n	在負方向上包絡線彈性段第二個點的應力和應變(或力與位移)
s3n; e3n	在負方向上包絡線彈性段第三個點的應力和應變(或力與位移)
pinchX	重載過程中應變(或位移)遲滯弱化因子
pinchY	重載過程中應力(或力量)遲滯弱化因子
damage1	韌性損傷因子
damage2	能量損傷因子
beta	依據韌性行為定義卸載衰退勁度倍率
curveTag	連結之曲線編號
curveType	曲線類型(1 為軸向、2 為水平向)

(本研究整理)

5.2.6 OpenSees 可行性驗證

文獻中空構架試體(BF)遲滯迴圈如圖 5-16 所示。構架初始開裂發生於側向力 25.2kN，側向位移為 3.7mm，隨後勁度便逐漸衰減，但整體構架展現穩定之強度，並達到柱預定之撓曲強度，直到極限強度達 119.7kN，位移為 54mm，柱兩端有顯著撓曲裂縫。持續反覆加載作用下，位於柱端搭接區域混凝土產生較明顯之剪力裂縫，此時承載能力下降至 40.4kN，側向位移為 100.5mm 便終止試驗。

此段介紹對應文獻中試體之數值模型混凝土與鋼筋材料參數設定，參考文獻中之材料試驗結果，並根據 Scott 等人[59]提出之模型(圖 5-8)，考慮混凝土受圍束效應之影響，採用圍束放大因子 $K=1.1$ 計算。混凝土受圍束與未受圍束之參數設定如表 5-4，鋼筋材料參數如表 5-5 所示。由於鋼筋混凝土柱端使用旋轉彈簧考慮縱向鋼筋滑移之影響，其彈簧之勁度為 $K_{slip}=12.82$ MN/m，將其輸入於軟體內建之彈性單軸材料卡中。此外，為考慮柱構件之剪力行為，使用剪力彈簧進行分析，設定之內容如表 5-6 及表 5-7，由於本段驗證模型分析僅針對鋼筋混凝土構架進行側推行為分析之驗證，故相關遲滯損傷行為與重載路徑等參數設定值，參考 Kakavand[64]撰寫 Limit State Material 手冊建議，以使分析順利進行。

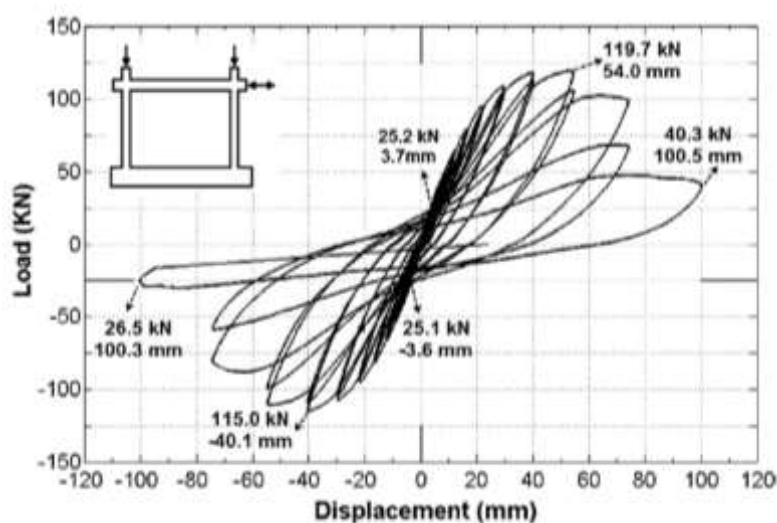


圖 5-16 BF 試體遲滯迴圈

(本研究整理)

表 5- 4 BF 試體 Concrete01 材料參數

材料參數	未圍束	圍束
fpc(MPa)	-28.4	-31.24
epsc0	-0.003	-0.004
fpcu(MPa)	-8	-28.4
epsU	-0.008	-0.008

(本研究整理)

表 5- 5 BF 試體 Steel02 材料參數

材料參數	BF
Fy(MPa)	370.1
E0(GPa)	200
b	0.005

(本研究整理)

表 5- 6 BF 試體柱端剪力彈簧 Shear Limit Curve 參數

參數名稱	參數設定值
rho	0.0024
fc(MPa)	35.5
b(m)	0.2
h(m)	0.2
d(m)	0.16
Fsw(kN)	23.142
Kdeg(MN/m)	-11.322
Fres(kN)	55.115

(本研究整理)

表 5- 7 BF 試體柱端剪力彈簧 Limit State Material 參數

參數名稱	參數設定值
s1p; e1p	輸入正方向剪力塑性鉸彈性段第一點力與位移
S2p; e2p	輸入正方向剪力塑性鉸彈性段第二點力與位移
S3p; e3p	輸入正方向剪力塑性鉸彈性段第三點力與位移
s1n; e1n	輸入負方向剪力塑性鉸彈性段第一點力與位移
s2n; e2n	輸入負方向剪力塑性鉸彈性段第二點力與位移
s3n; e3n	輸入負方向剪力塑性鉸彈性段第三點力與位移
pinchX	0.5
pinchY	0.4
damage1	0
damage2	0
beta	0.4

(本研究整理)

最後根據前述模型參數設定，實驗驗證分析結果如圖 5-17，分析極限側向強度為 120.0kN，與試驗極限側向強度 119.7kN 相對誤差為 0.21%。初始勁度部分，試驗為 4.67kN/mm，分析結果為 5.18 kN/mm，兩者誤差 10.9%。整體而言，使用 OpenSees 並應用文獻中所發展的鋼筋混凝土非線性行為模型，能合理分析鋼筋混凝土構架常見之非線性側推行為，因此預期 OpenSees 可持續用於本章研究中，分析火害所導致之材料性質裂化與重要之構件非線性行為。

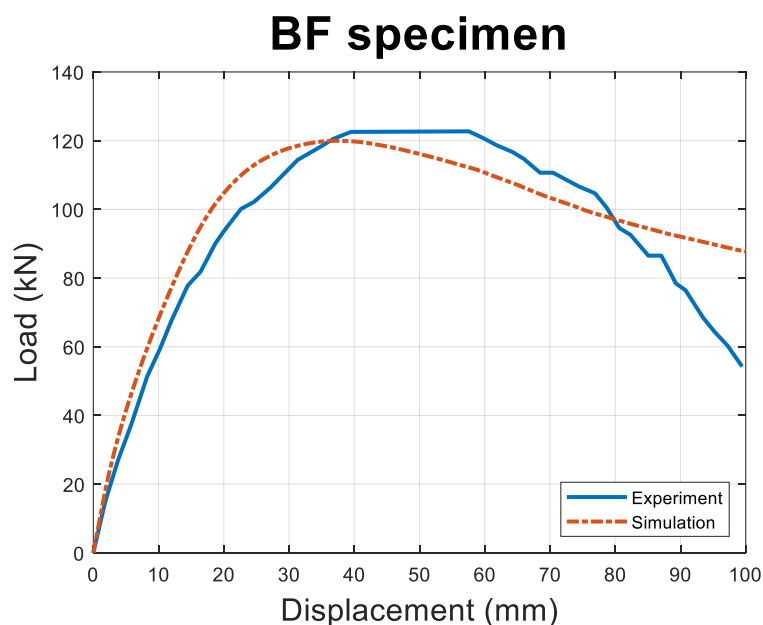


圖 5-17 BF 實驗驗證分析結果

(本研究整理)

第三節 有限元素分析流程與分析方法

本章使用有限元素分析軟體 OpenSees 對柱構件、2D 構架與 3D 構架屋試體進行火害前後之側推行為分析，以下介紹本章針對先前章節之實驗內容延伸之有限元素數值分析流程，以及對不同分析方法之驗證。

5.3.1 試體實驗分析流程

本研究分為兩大主項目，而各項目又分別由不同軸力比或受火延時條件之實驗流程構成，本章將其稍加修改做為主要分析之實驗內容，並將實驗分析之兩大主項目與一次項目分別列於下表中。表 5-8 為本章第一項目之實驗分析內容，係對試體施以單一軸力比以及兩種不同受火延時。表 5-9 為本章第二項目之實驗分析內容，係對試體施以三種不同軸力比以及無受火或 ISO834 升溫曲線 120 分鐘受火延時。表 5-10 為本章之次實驗分析項目，內容係對前述不同軸力比與受火延時之 3D 構架屋試體進行地震力之動力分析。上述實驗分析步驟之細節將於本章後續之數值模型分析流程加以說明。

表 5-8 火害後殘餘強度分析(一)

實驗項目	第 1 組	第 2 組	第 3 組
軸力比	0.1		
加熱時間	無	60 分鐘	120 分鐘

(本研究整理)

表 5-9 火害後殘餘強度分析(二)

實驗項目	第 1 組	第 2 組	第 3 組
軸力比	0.1	0.2	0.3
加熱方式	無		
實驗項目	第 4 組	第 5 組	第 6 組
軸力比	0.1	0.2	0.3
加熱方式	ISO834，120 分鐘受火延時		

(本研究整理)

表 5-10 火害後殘餘強度分析(三)

實驗內容	受美濃地震 CHY063 測站東西向地表加速
受力延時	60 秒

(本研究整理)

5.3.2 斷面溫度分析

在進行試體受火後之斷面強度折減分析時，需使用到鋼筋混凝土斷面受火後之溫度分佈圖，而斷面溫度分佈圖之來源有兩大途徑，一為透過實驗於試體受火時，熱偶計所測得之實際斷面溫度對應表面深度分佈獲得，另為透過經驗公式分析均勻材料斷面之溫度分佈。本章研究以預測不同受火延時所造成之強度折減為主目標，因此選擇使用經驗公式所獲得之斷面溫度分佈，先行預測受火延時對應之試體強度折減，後續亦可選用實際斷面之溫度分佈與數值分析結果進行比較。

本章使用之經驗公式對應斷面溫度分佈參考 Eurocode2[68]-Annex A Figure A.11 到 A.14，其提供 30×30cm 之鋼筋混凝土斷面受 30、60、90、120 分鐘 ISO834 升溫曲線之等溫線分佈圖。本研究使用之 CNS12514 防火時效訂定時參考 ISO834 之升溫曲線，因此 30×30cm 之斷面大小與升溫曲線皆符合本研究之試體及實驗內容。然而 Eurocode2[68]提供之受火後斷面等溫線圖最高只至 120 分鐘，因此本章於 5.3.1 之實驗分析流程介紹提及將稍加修正本研究之最高受火延時至 120 分鐘，不進行 180 分鐘受火延時之試體強度折減分析。圖 5-18 至圖 5-21 為 Eurocode2[68]提供之 1/4 斷面溫度分佈圖。此 1/4 斷面等溫線圖可組成四面受火之完整斷面溫度分佈圖，亦可將邊界以溫度線等深原理進行延伸，組成兩面受火之完整斷面溫度分佈圖，利於此研究之四面受火柱構件以及兩面受火構架上之梁柱構件進行溫度分佈分析，完整之斷面分佈圖於後續進行分析時提供參考圖示，而此段之斷面溫度資料則將於本節後段進行驗證。

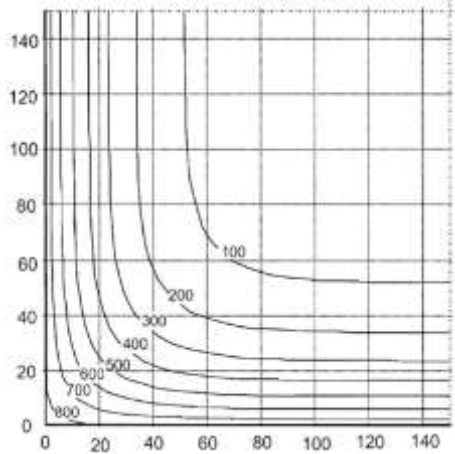


圖 5-18 30 分鐘受火延時等溫線

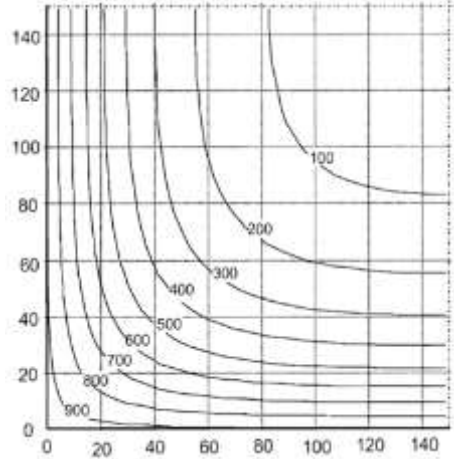


圖 5-19 60 分鐘受火延時等溫線

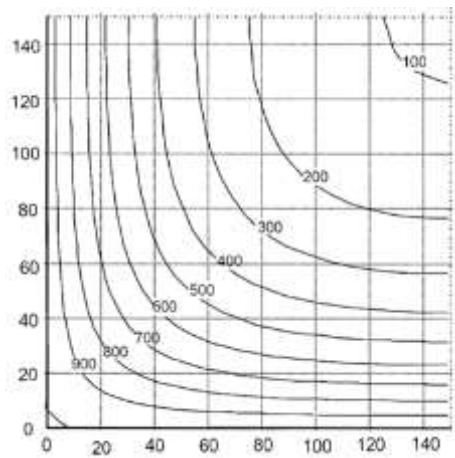


圖 5-20 90 分鐘受火延時等溫線

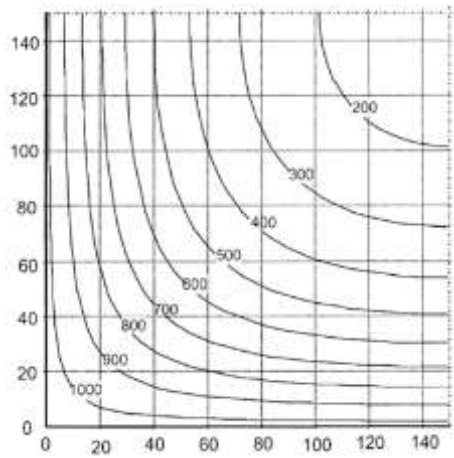


圖 5-21 120 分鐘受火延時等溫線

5.3.3 材料受火後性質變化分析

不同受火延時會依溫度的高低對材料造成不同程度的破壞，此章參考 Eurocode2[68]以及日本建築學會 AIJ[69]防火守則所提供之材料強度折減率、殘餘應變率與其他變化參數，將其套用於材料受火後性質變化之分析。本節後段於驗證試體上套用 Eurocode2[68]與 AIJ[69]之溫度對應性質之變化參數，而驗證結果屬 AIJ[69]提供之資料有更高之精準度，因此本章研究選擇使用 AIJ[69]防火守則之資料，作為材料受火後性質改變依據。表 5-11 與表 5-12 擷取自 AIJ[69]，表 5-13 與表 5-14 擷取自 Eurocode2[68]，以一百度為間隔提供材料之各項折減率，與前段所述之等溫線圖能互相配合，進行簡易之斷面受不同溫度破壞程度分析。

表 5-11 AIJ 常重砂質骨材混凝土-溫度對應性質變化率

T(°C)	Condition	20	100	200	300	400	500	600	700	800
Comp. strength ratio	Hot	1.00	0.80	0.97	0.94	0.85	0.66	0.51	0.39	0.15
	Residual	1.00	0.94	0.87	0.80	0.64	0.48	0.32	0.16	0.00
Strain ratio at peak stress	Hot	1.00	1.00	1.10	1.47	1.84	2.21	2.58	2.95	4.30
	Residual	1.00	1.00	1.00	1.38	1.76	2.14	2.52	2.90	3.28
Elastic modulus ratio	Hot	1.00	0.80	0.68	0.57	0.45	0.35	0.25	0.15	0.075
	Residual	1.00	0.85	0.70	0.50	0.30	0.15	0.08	0.04	0.00
Tensile strength ratio	Hot	1.00	0.96	0.89	0.79	0.66	0.50	0.32	0.25	0.22

(本研究整理)

表 5-12 AIJ SD345 鋼筋-溫度對應性質變化率

T(°C)	Condition	20	100	200	300	400	500	600	700	800
Yield. strength ratio	Hot	1.00	0.93	0.92	0.82	0.76	0.65	0.41	0.25	0.10
	Residual	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0.88	0.86
Tensile strength ratio	Hot	1.00	0.94	1.02	1.04	0.91	0.65	0.37	0.22	0.08
	Residual	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0.96	0.87	0.88
Proportional limit ratio	Hot	1.00	1.00	0.91	0.83	0.75	0.58	0.42	0.10	0.05

(本研究整理)

表 5-13 Eurocode2 常重砂質骨材混凝土-溫度對應性質變化率

T(°C)	Condition	20	100	200	300	400	500	600	700	800
Comp. strength ratio	Hot	1.00	1.00	0.95	0.85	0.75	0.60	0.45	0.30	0.15
Strain at peak stress	Hot	0.003	0.004	0.006	0.007	0.01	0.015	0.025	0.025	0.025
Ultimate strain	Hot	0.02	0.023	0.025	0.028	0.03	0.033	0.035	0.038	0.04

(本研究整理)

表 5-14 Eurocode2 熱滾壓鋼筋-溫度對應性質變化率

T(°C)	Condition	20	100	200	300	400	500	600	700	800
Yield. strength ratio	Hot	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.78	0.47	0.23	0.11
Ultimate strength ratio	Hot	1.00	1.00	0.81	0.61	0.42	0.36	0.18	0.07	0.05
Elastic modulus ratio	Hot	1.00	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.31	0.13	0.09

(本研究整理)

5.3.4 斷面受火害分析方法

本章以前述兩分析方法為基礎進行火害後試體之數值模型建立，主要方式為直接使用溫度斷面與材料性質變化率，設定不同火害程度之纖維斷面層，分別建立不同受火延時以及軸力比之數值模型，並進而做側推行為分析。此方法需要對受不同受火延時之數值模型進行不同溫度的纖維斷面區間切割，如此能將獲得之溫度斷面資料套用至模型上，不需使用熱傳分析軟體進行各元素之溫度分佈計算與預測，即可獲得保守亦不失精確性之分析斷面。

(1) 500 度等溫線法

本章使用兩種方法分析鋼筋混凝土受火害斷面，對數值模型進行火害後側推行為分析，一為使用 Eurocode2[68]提供之“500 度等溫線法”，其方法為將攝氏 500 度等溫線以外之混凝土皆視為完全破壞，無法提供任何強度，而攝氏 500 度等溫線以內之混凝土則保有其完整強度。另一為簡化 Eurocode2[68]提供之斷面等溫線圖，以兩百度為間隔將等溫線化為等溫區間，而此區間則以保守為原則選用區間範圍之最高溫度為此區間之溫度值，後續將以“200 度區間法”代稱之。以下將對此兩方法進行詳細之介紹。

首先介紹 500 度等溫線法之分析流程。Eurocode2[68]-Annex B 中提供一簡易計算方法名為“500°C isotherm method”，其基礎定義為：受破壞之混凝土，亦即是溫度超過攝氏 500 度之混凝土，假設其無法貢獻任何承力容量，而其他剩餘之混凝土則保留其原來之強度以及彈性模數。而上述方法僅限於混凝土，鋼筋受溫度之強度折減則需另外納入考量。其方法示意圖如圖 5-22。而 Eurocode2[68]-Annex A Figure A.15 亦提供 30×30 公分鋼筋混凝土柱斷面在受 30、60、90、120 分鐘 ISO834 升溫曲線之攝氏 500 度等溫線彙整圖，能快速將攝氏 500 度之等溫線套於數值模型上而進行纖維斷面之切割。圖 5-23 為其 500 度等溫線彙整圖。

(2) 等溫曲線直線化

由於本章使用 OpenSees 進行有限元素分析，因此需將斷面切割為矩形纖維，Eurocode2[68]提供之 500 度等溫線圖為曲線，無法在使用適量矩形纖維之條件下簡易地直接套用於軟體之斷面建立，因此需將等溫曲線圖轉換為直線與直角之等溫線圖。本節使用兩種轉換方法，一為較符合熱偶計於構件邊界所測得溫度之方法，係以邊界深度為基礎將轉角處轉換為相等於邊界深度之直角，如圖 5-24 所示。另一為較保守之作法，以轉角深度為基礎將邊界深度轉換為相等於轉角深度之直線，如圖 5-25 所示。本節後段於實驗分析方法驗證時，將比較兩方法之適用性進而選擇較符合之曲線簡化法。

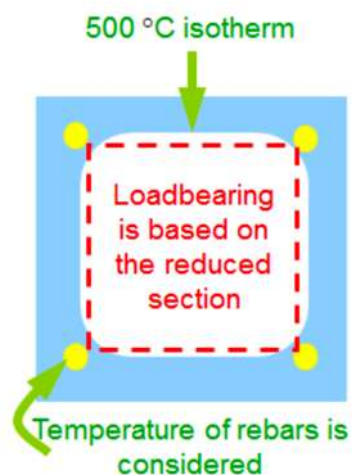


圖 5-22 500 度等溫線法示意圖

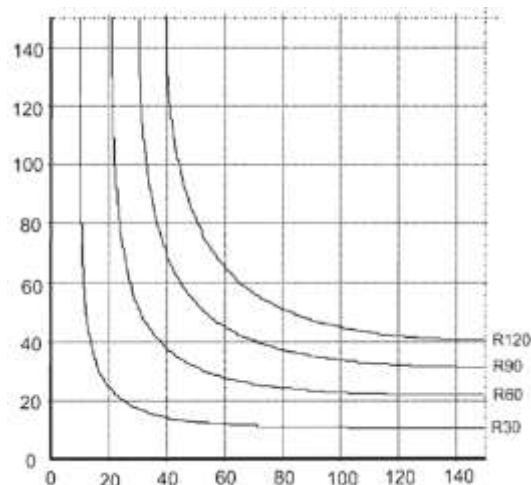


圖 5-23 不同受火延時之 500 度等溫線

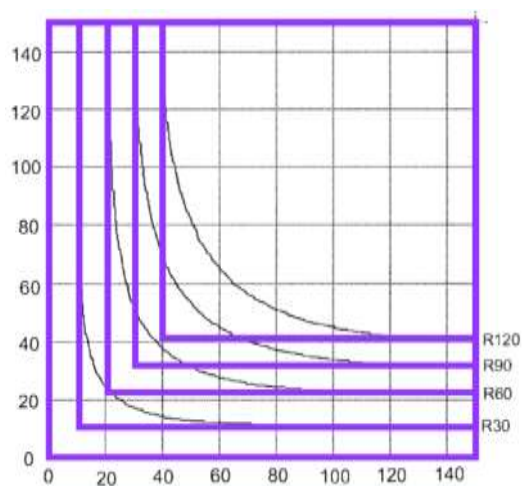


圖 5-24 使用邊界深度曲線簡化圖

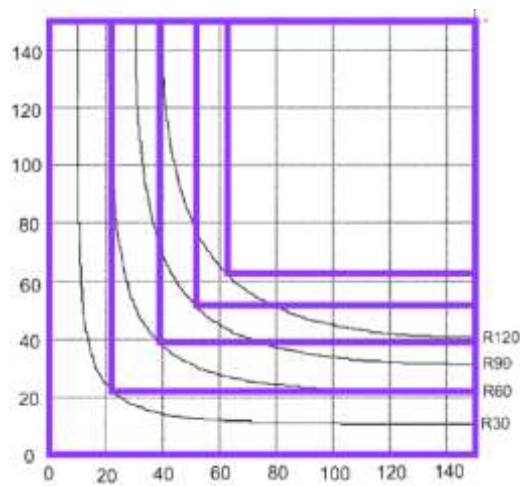


圖 5-25 使用轉角深度曲線簡化圖

(本研究整理)

(3) 200 度區間法

此段介紹 200 度區間法之分析流程。200 度區間法相較於 500 度等溫線法能更加完整地將受火後之溫度分佈套用於纖維斷面上，在材料之破壞上更加符合其受火後實際性質變化程度。本章使用 Eurocode2[68]提供之詳細斷面溫度為基礎，進而以簡化以及保守為前提提出此 200 度區間分析方法。本節以 60 分鐘受火延時以及使用邊界深度進行曲線直線化之等溫線圖為例，進行溫度分佈之簡化方法介紹。首先選定斷面等溫線圖上以兩百度為間隔之攝氏 200、400、600、800 以及 1000 度之等溫線將其以邊界深度進行曲線之直線化，如圖 5-26 所示，此時之斷面等溫線受簡化後為以兩百度為單位之等直溫線。下一步將兩等溫線間之區間設定為相同溫度之溫度區間，此時原有之斷面等溫線轉換為以兩百度為單位之等

溫區間。最後，以保守為原則將每一等溫區間之溫度設定為其區間涵蓋範圍內原有之最高溫度，因此得到一以攝氏 200、400、600、800 以及 1000 度為間隔之等溫區間，如圖 5-27 所示，表 5-15 為圖 5-27 等溫區間內顏色所對應之溫度。此轉換流程相較於 500 度等溫線法有更明確之溫度分佈亦不失分析之簡易性，本節後續於分析方法驗證之段落將選擇一適用之曲線直線化方法，以及將 200 度區間法與 500 度等溫線法於分析受火害後斷面時所獲得之側推曲線進行比較。

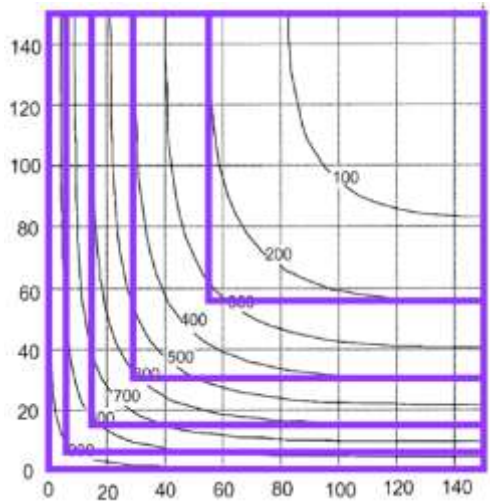


圖 5-26 200 度為間隔之等溫線劃分圖

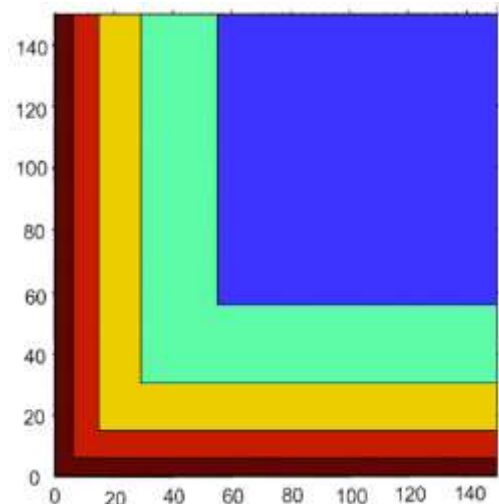


圖 5-27 200 度為間隔之等溫區間

(本研究整理)

表 5-15 等溫區間顏色對應之溫度

Color					
Celsius	1000	800	600	400	200

(本研究整理)

5.3.5 斷面受火害分析方法之驗證

本章已於第二節驗證使用 OpenSees 進行側推行為分析之可行性，此段將參考 Xiao 等人[70]探討 HPC 之受火行為以及構架受火後耐震行為之實驗結果，驗證本節前述斷面溫度之分析方法、材料受火後性質變化之分析方法以及斷面受火害分析方法之可行性。該試體為單層單跨鋼筋混凝土構架，斷面大小以及構件長度如圖 5-28。高性能混凝土之強度為 83.8MPa，彈性模數為 35,000MPa，鋼筋之性質如表 5-16 所示，構架試體之內容附於表 5-17 中。此數值模型構架之元素與材料建立方法大致同於本章第二節之 OpenSees 驗證模型，在此不另行介紹。

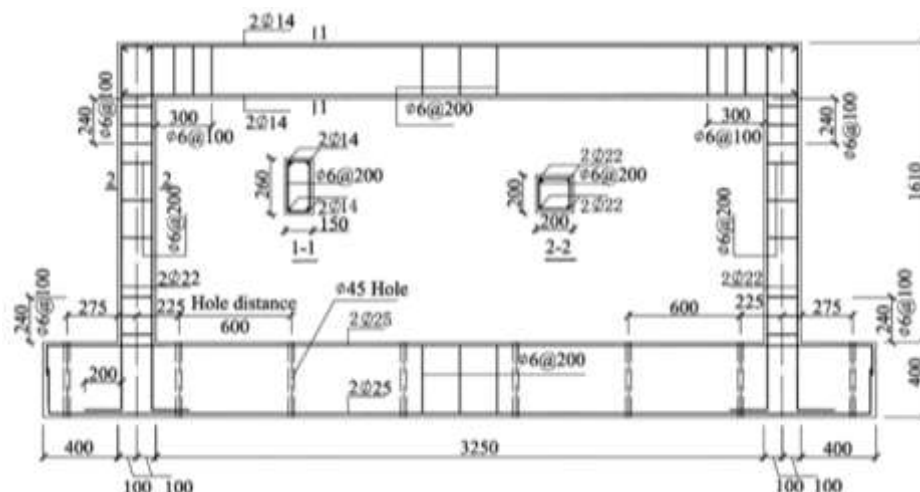


圖 5-28 構架試體設計圖 (單位：毫米)

(本研究整理)

表 5-16 鋼筋平均抗拉強度

鋼筋直徑(mm)	降伏強度(MPa)	彈性模數(MPa)
6	354	210,000
14	390	200,000
22	390	200,000

(本研究整理)

表 5-17 構架試體內容

編號	混凝土強度	爐內最高溫度	PP 纖維	受火延時	冷卻延時
F1	C80	20°C	-	-	-
F2	C80	800°C	-	120 分鐘	100 分鐘

(本研究整理)

構架試體之遲滯迴圈以及數值模型之單向側推力與位移曲線如圖 5-29 所示，黑色線為實驗結果，而紅色虛線為數值分析之結果，可觀察到單向側推之力與位移曲線與反覆載重之骨架線相近。圖中可見，其初始勁度以及極限強度皆有高吻合度，第一次反覆載重後構架之破壞行為則未能捕捉，分析結果驗證了此數值模型能合理分析實驗構架之側推行為，後續則以此數值模型為基礎進行 120 分鐘受火延時之構架殘餘強度側推行為分析。

此小節依序對等溫曲線直線化之方法選用、斷面溫度分析方法以及材料受火害性質變化參考內容之選用進行驗證。由於 Eurocode2[68]並未提供相容此參考文獻之構件斷面大小對應之溫度圖表，而文獻中有提供實際熱偶計所測得之表面

深度對應溫度資料，因此本段依此資料結合 Eurocode2[68]之既有圖表建立一等深等效之等溫線分佈圖供火害分析使用。此處應注意，本驗證內容之等溫線分佈圖係以實際測得之溫度對應深度數據為基礎進行分析，因此結果之精確性較本章後續研究中，選擇直接採用 Eurocode2[68]經驗公式之斷面溫度圖表高。此小節以較精確之斷面溫度資料驗證火害斷面分析方法後，由於 Eurocode2[68]之資料整體而言溫度較高且材料破壞程度較大，因此在以保守為原則下亦驗證使用 Eurocode2[68] 經驗公式之斷面溫度圖表進行火害斷面分析方法之可行性。

首先，對選擇使用邊界深度或轉角深度來直線化等溫曲線之方法進行實際 120 分鐘受火延時殘餘強度側推行為分析之比較。圖 5-30 中黑色實線為構架試體受 120 分鐘火害及反覆載重之實驗結果，其極限強度為 96kN。紅色虛線為數值模型使用 500 度等溫線法以及以邊界深度進行等溫曲線直線化之側推分析結果，其極限強度為 94.6kN，誤差為 1.5%。綠色虛線為數值模型使用 500 度等溫線法以及以轉角深度進行等溫曲線直線化之側推行為分析結果，其極限強度為 92.3kN，誤差為 3.9%。兩者之初始勁度皆與實驗結果有相當高之吻合性。基於上述之比較結果，本章之研究選擇使用以邊界深度進行等溫曲線直線化之方法，達成精確亦保守的分析結果。

此段進行斷面溫度分析方法之驗證，除 500 度等溫線法已是 Eurocode2[68]提供之國際公認簡易斷面溫度分析方法，亦需驗證 200 度區間法之可行性。此段依前段之驗證結果以邊界深度進行等溫曲線直線化，並使用日本建築學會 AIJ[69]之材料受火後性質變化參考資料，將數值模型以受 120 分鐘火害延時進行側推行為分析，比較實際實驗、500 度等溫線法以及 200 度區間法之側推分析結果。圖 5-31 中黑色實線為構架試體受 120 分鐘火害延時及反覆載重之實驗結果，極限強度為 96kN。紅色虛線為數值模型使用 500 度等溫線法之結果，其精確度已於上段落驗證。綠色虛線為數值模型使用 200 度區間法之結果，其極限強度為 95.4kN，誤差為 0.6%，而初始勁度則較 500 度等溫線法稍低，整體而言仍具良好之精確性與保守性。上述之結果驗證使用 500 度等溫線法以及 200 度區間法之可行性，此章後續將使用此兩種方法進行數值模型之斷面溫度分析。

接續前段對 200 度區間法之驗證，此段將比較 AIJ[69]以及 Eurocode2[68]所提供之材料受火害性質變化率使用於驗證模型上之可行性。圖 5-32 中黑色實線為構架試體受 120 分鐘火害延時及反覆載重之實驗結果，極限強度為 96kN。紅色虛線為使用 200 度區間法並套用 AIJ[69]之材料受火後性質變化率所得側推行為分析結果，其極限強度誤差為 0.6%，並已於前段驗證其可行性。綠色虛線為將數值模型材料受火後性質變化率改為使用 Eurocode2[68]提供之資料所得之結

果，如圖中所見，其初始勁度較 AIJ[69]之資料低，而其極限強度為 94kN，誤差為 2%。整合上述之比較，AIJ[69]所提供之材料受火後性質變化率在保守之條件下，有較精確之極限強度以及較符合實際實驗結果之初始勁度，而 Eurocode2[68]提供之資料未考慮冷卻後之殘餘強度，無法實際反應材料受火冷卻後殘餘性質，因此本章研究後續使用 200 度區間法進行分析時，將套用 AIJ[69]所提供之資料。

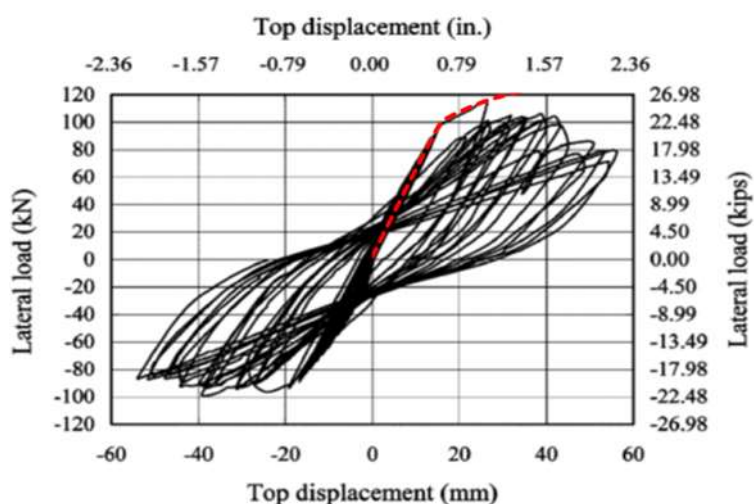


圖 5-29 F1 試體遲滯迴圈與數值模型側推曲線

(本研究整理)

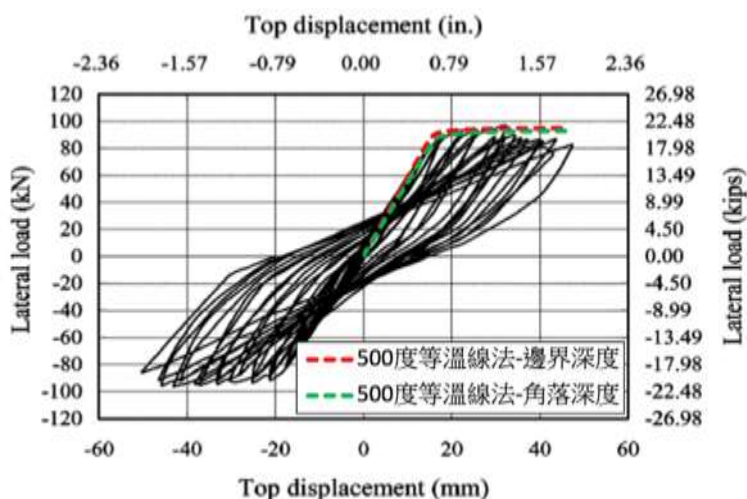


圖 5-30 F2 試體遲滯迴圈與不同等溫曲線直線化方法側推曲線

(本研究整理)

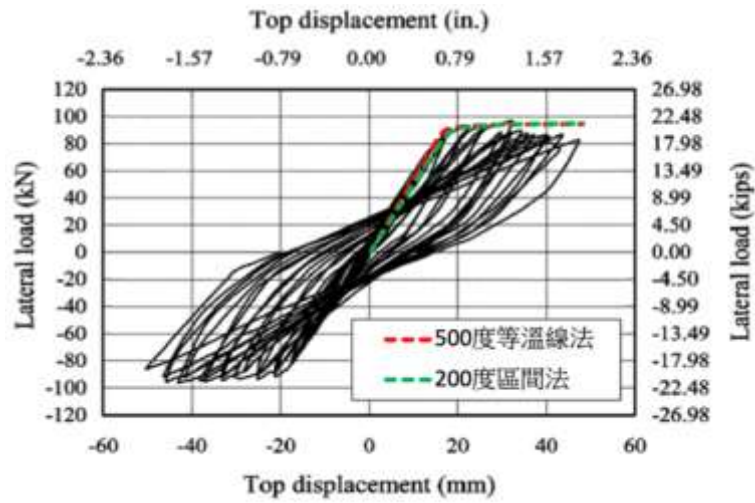


圖 5-31 F2 試體遲滯迴圈與不同斷面溫度分析方法側推曲線
(本研究整理)

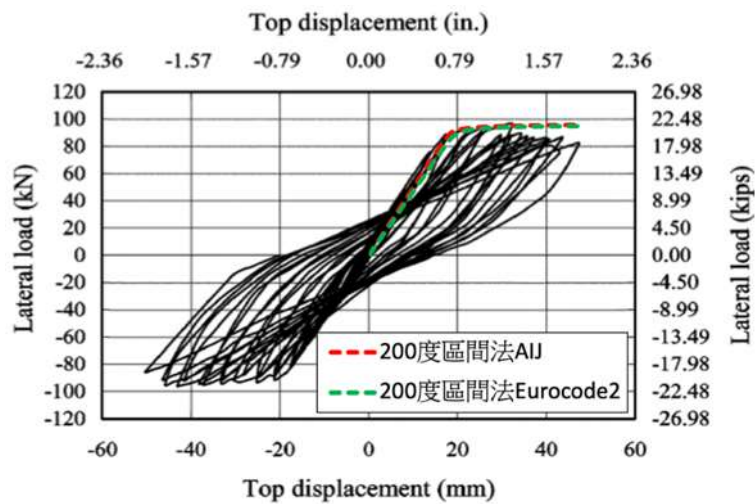


圖 5-32 F2 試體遲滯迴圈與不同材料受火性質變化率側推曲線
(本研究整理)

第四節 RC 試體火害前後數值分析

本節運用上節提出並驗證之火害斷面分析方法，進行對 RC 柱、RC 2D 構架與 RC 3D 構架屋之數值分析，執行各反覆載重實驗項目以及對各數值模型之殘餘強度、勁度折減、遲滯行為等因子進行比較，進而預測 180 分鐘受火延時試體之殘餘強度並提出相關結論。以下為試體之數值分析內容。

5.4.1 數值模型分析流程

本章於 5.3.1 提到對實驗步驟之修正，基於簡化分析流程之目的，斷面溫度之資料參考 Eurocode2 [68]所提供之斷面等溫線，而其最高受火延時等溫線為 120 分鐘，因此本章研究將實驗之受火延時由 180 分鐘修改為 120 分鐘，再依照 60 與 120 分鐘受火延時試體之殘餘強度分析結果，預測 180 分鐘受火延時之殘餘強度。本章上節驗證之兩項斷面溫度分析方法以及材料受火後性質變化率應用方法，皆可於後續獲得實際斷面溫度資料或是以熱傳軟體分析斷面溫度資料後直接套用進行殘餘強度之側推行為分析。5.3.1 節中表 5-8 至表 5-10 為本章於修改後之數值分析實驗流程，後續將依火害後殘餘強度分析(一)、火害後殘餘強度分析(二)與火害後殘餘強度分析(三)之實驗分析內容，分別對柱構件、2D 構架與 3D 構架屋進行殘餘強度之側推行為分析。

5.4.2 RC 柱數值模型

本章之柱構件數值模型元素、材料參數設定細節以及計算流程參考 5.2 節之 OpenSees 模型參數。混凝土材料卡與前段相同使用 Concrete01，而鋼筋則改為使用 Hysteretic Material 材料卡。由於原先 Steel02 材料卡無法合理修正遲滯行為與反覆載重下之材料性質破壞，而 Hysteretic Material 材料卡可定義出與 Steel02 相同之側推背骨曲線，而僅於彈性與塑性銜接段為直線交叉，不同於 Steel02 之曲線銜接，且其可合理分析與修正構件之遲滯行為，因此本章研究後續皆使用 Hysteretic Material 材料卡做為定義鋼筋之材料。下述表 5-18 至表 5-21 為本研究之 RC 柱構件材料設定細節。本節之 RC 柱數值模型共使用四個梁柱元素以及一個零長度元素，其元素分佈如圖 5-33 所示。由於 OpenSees 內鋼筋混凝土材料之撓曲反應可由梁柱元素與纖維斷面分析其行為，因此於節點 1 與節點 2 處設立一短梁柱元素(1)，用以詳細分析柱塑性鉸之力學反應。考慮縱向鋼筋於柱端滑移造成之撓曲變形以及柱構件之剪力非線性行為，於柱底設置零長度元素之旋轉彈簧、側向彈簧與軸向彈簧，而軸向彈簧僅做為剛體傳遞軸向力。節點 4 與節點 5 之間設有一材料強度與彈性模數極高之剛性梁柱元素(4)，做為柱構件上部不參與側推分析之高度圍束區間，而數值分析之反覆側向力以及軸向力皆加載於節點 5。本節柱構件於受火實驗時為四面受火，因此斷面溫度之分析直接參考 Eurocode2[68]提供之 1/4 等溫線資料進而延伸為一完整 30×30cm 構件斷面，如圖 5-34。後續將分別使用 500 度等溫線法以及 200 度區間法進行側推行為分析。

圖 5-35 之黑灰色實線為本研究之未受火柱構件於實際反覆載重實驗之遲滯迴圈，紅色虛線為數值模型之分析結果。數值模型之負向極限強度誤差為 2.27%，由於分析之正負向強度相等，因此與實際實驗於反向時有較大之誤差，為 15.19%，數值模型之極限強度、加載勁度與卸載段之遲滯分析皆有高吻合性，因此驗證此數值模型可用於本章研究後續進行其他研究步驟之分析分析。

表 5-18 柱構件數值模型 Concrete01 材料參數

材料參數	未圍束	圍束
fpc(MPa)	-25	-27.5
epsc0	-0.0025	-0.00275
fpcu(MPa)	-6.2	-25
epsU	-0.02	-0.022

(本研究整理)

表 5-19 柱構件數值模型 Hysteretic Material 材料參數

材料參數	參數設定值
s1p(MPa)	412
e1p(GPa)	0.00206
s2p(MPa)	412
e2p(GPa)	0.15
s1n(MPa)	-412
e1n(GPa)	-0.00206
s2n(MPa)	-412
e2n(GPa)	-0.15
pinchX	1
pinchY	1
damage1	-0.02
damage2	0

(本研究整理)

表 5-20 剪力彈簧 Shear Limit Curve 參數

參數名稱	參數設定值
rho	0.01267
fc(MPa)	31
b(m)	0.3
h(m)	0.3
d(m)	0.26
Fsw(kN)	306.36
Kdeg(MN/m)	-15.5
Fres(kN)	463.47

(本研究整理)

表 5-21 剪力彈簧 Limit State Material 參數

參數名稱	參數設定值
s1p; e1p	輸入正方向剪力塑性鉸彈性段第一點力與位移
S2p; e2p	輸入正方向剪力塑性鉸彈性段第二點力與位移
S3p; e3p	輸入正方向剪力塑性鉸彈性段第三點力與位移
s1n; e1n	輸入負方向剪力塑性鉸彈性段第一點力與位移
s2n; e2n	輸入負方向剪力塑性鉸彈性段第二點力與位移
s3n; e3n	輸入負方向剪力塑性鉸彈性段第三點力與位移
pinchX	0.5
pinchY	0.4
damage1	0
damage2	0
beta	0.4

(本研究整理)

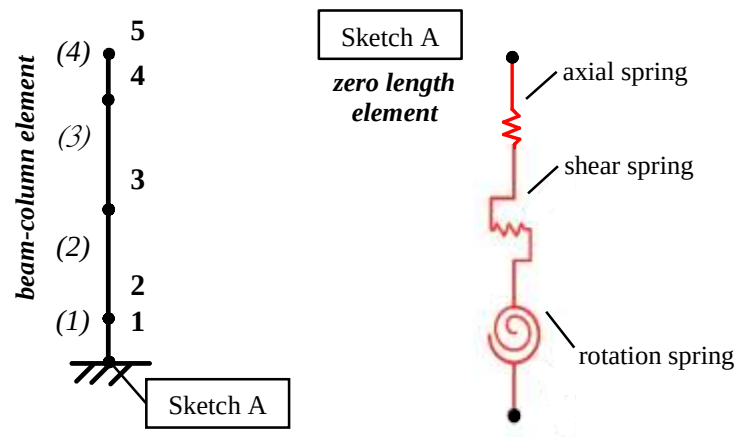


圖 5-33 柱構件數值模型元素示意圖

(本研究整理)

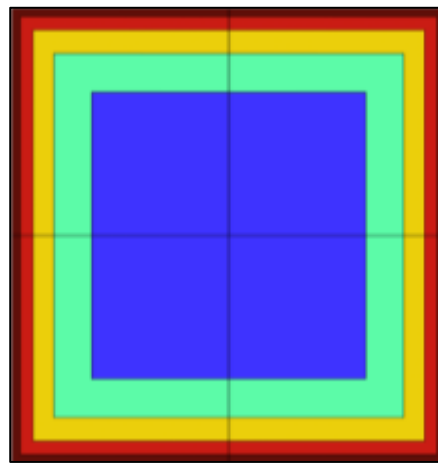


圖 5-34 四面受火斷面等溫區間示意圖

(本研究整理)

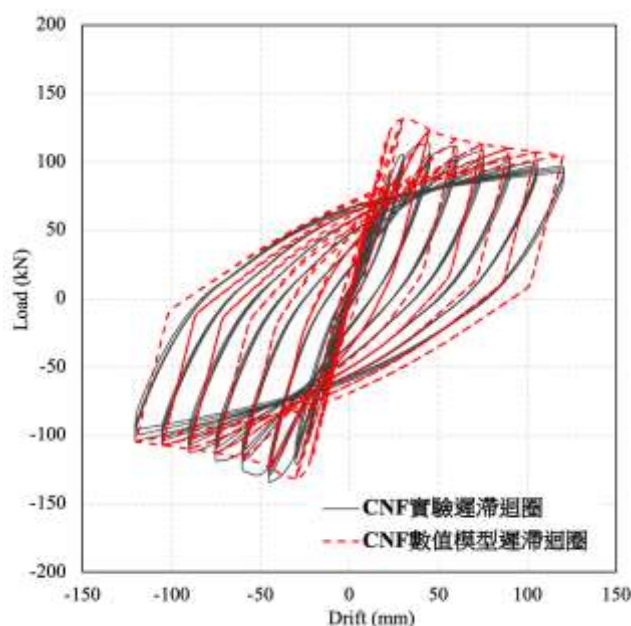


圖 5-35 未受火柱構件反覆載重比對圖

(本研究整理)

5.4.3 RC 柱構件數值模型火害後殘餘強度分析(一)

火害後殘餘強度分析(一)之實驗步驟係以 10%軸力比進行柱構件無受火及受火延時 60 與 120 分鐘之側推行為分析，使用 500 度等溫線法以及 200 度區間法進行斷面殘餘強度之分析，分析方法已於前段介紹。表 5-22 為此段數值分析各模型之名稱與細節，各試體之遲滯迴圈如圖 5-36 至圖 5-40，反覆載重之勁度折減如圖 5-41，其中，各試體之極限強度以及對比原未受火試體之強度折減率彙整於表 5-23 中。

由上述結果可見使用 500 度等溫線法有較高之勁度以及火害後極限強度，200 度區間法則相對較低，而兩法之構件強度與勁度都隨著受火延時之增加而降低。圖 5-42 為不同受火延時且使用兩種方法分析之單向側推力與位移曲線比較圖。整合上述資訊，以 500 度等溫線法以及 200 度區間法之強度折減分析結果作為上下邊界，並以線性方法由 60、120 分鐘受火延時之結果保守預測，受 180 分鐘受火延時試體之強度折減約為 75%至 68%。

然而，實際上進行試體燃燒實驗時，其試體溫度上升率並非完整符合 ISO834 曲線，以本章第三節驗證模型 Xiao 等人[70]之研究為例，圖 5-43 為實驗之 ISO834 升溫曲線與爐內實際溫度曲線比較圖，可以看到火爐內溫度上升至攝氏 800 度後

即進入一恆溫區間，無法再依升溫曲線持續升溫。整合上述之論點，使用原有之經驗公式預測各受火延時之等溫線時，其升溫率較為理想，符合 ISO834 之升溫曲線，而由於實驗時爐內溫度之上升率與試體實際溫度之上升率會因實驗品質而異，因此若比較兩者之分析計算結果，對數值模型試體而言整體溫度會較高，相對材料之破壞程度亦較高。對升溫曲線預測之修正方向，以第三節驗證模型之實驗情況為例，於獲得火爐內實際升溫曲線後，以試體外層升至攝氏 800 度時為基準，可延伸發展斷面溫度達 800 度後不再升溫之等溫線線性內縮公式，內縮示意圖如圖 5-44 所示。另外，本章研究亦建議，可整理一資料庫，用於修正理想升溫情形下的強度折減率，並將資料進行分析歸納後，對不同之火場或是火爐狀況，提出能對應修正數值模型強度折減率之表格或是公式，更符合實際試體受火後之強度折減，統整出一可使用於任何受火情況之簡化修正方法。對於上述問題之探討，未來亦可根據實際實驗時測得之斷面溫度資料，結合本章之分析結果提出相關修正方法，而本段以簡化及保守為目的，選用 Eurocode2[68]提供之斷面溫度資料進行預測，歸納出受四面 180 分鐘火害延時之柱構件，其強度折減為 75%至 68%之保守強度折減結果，不再延伸修正方法。

總結，上述分析與預測內容皆為使用 Eurocode2[68]提供之斷面溫度所得之分析結果，其假設爐內能持續升溫，而造成之破壞必然較實際於爐內燃燒時高。若透過預先置入之熱偶計或是事後量測最高溫度以獲得斷面之實際溫度，能進行較精準之數值分析。本節提出一能簡易分析不同受火延時之柱構件數值模型，能套用不同受火延時斷面之材料殘餘強度，並能保守且合理的分析極限強度與勁度，提出受火延時對應殘餘強度之預測。本章所歸納之研究方法與結果適用於未知情況火場之構件殘餘強度預測，提供一簡化且保守之強度評估數值分析模型與方法。

表 5-22 試體內容（一）

試體	軸力比	受火延時(min)	斷面溫度分析法
CNF	0.1	0	-
C60_1-1	0.1	60	500 度等溫線法
C120_1-1	0.1	120	500 度等溫線法
C60_1-2	0.1	60	200 度區間法
C120_1-2	0.1	120	200 度區間法

(本研究整理)

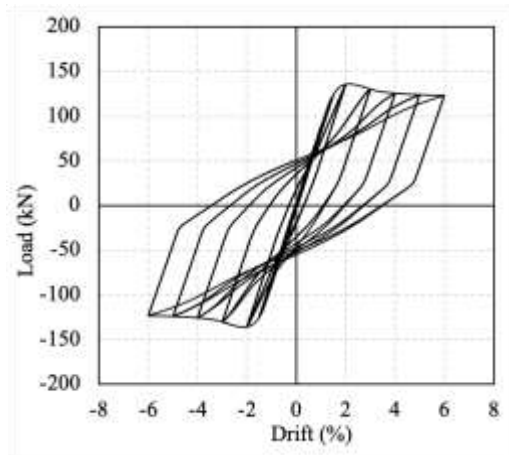


圖 5-36 CNF

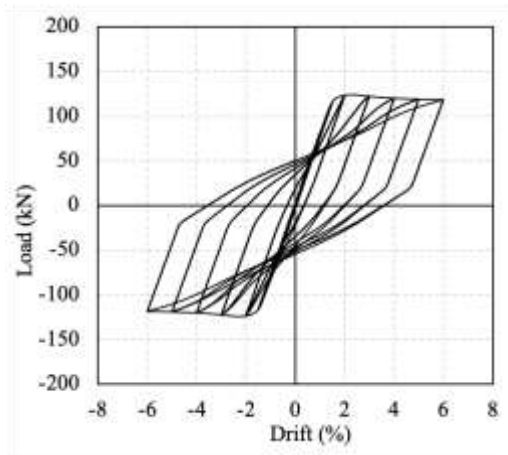


圖 5-37 C60_1-1

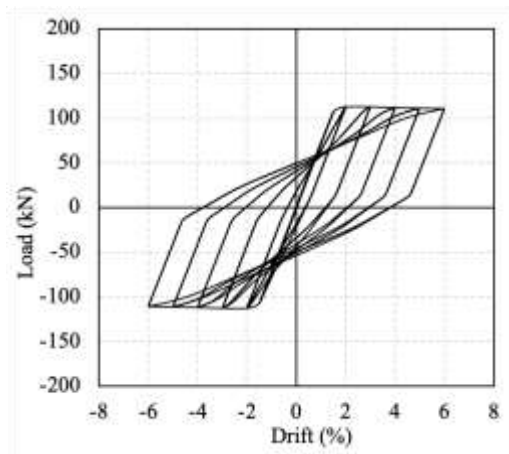


圖 5-38 C60_1-2

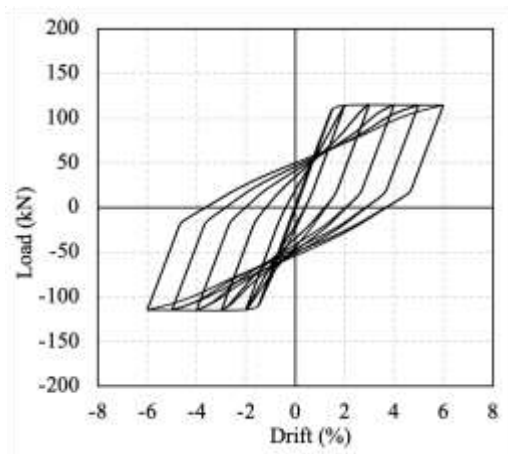


圖 5-39 C120_1-1

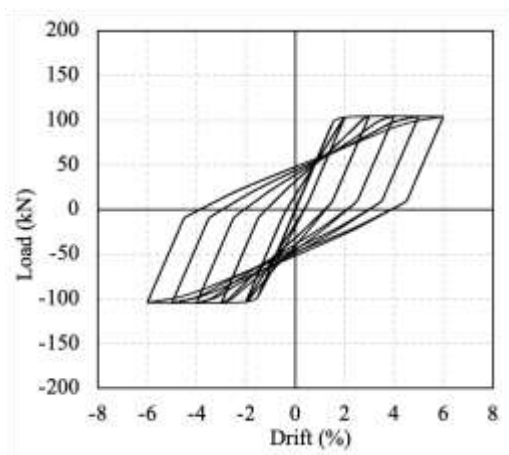


圖 5-40 C120_1-2

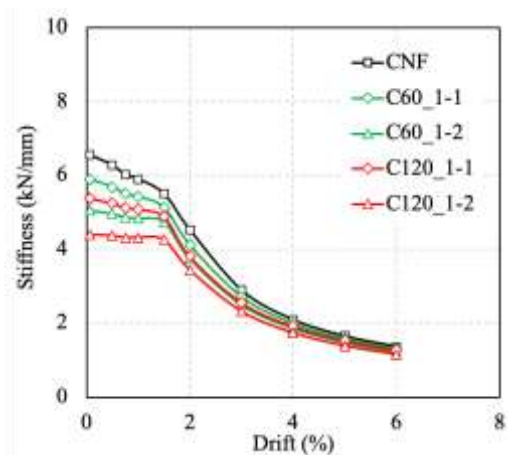


圖 5-41 反覆載重勁度折減

(本研究整理)

表 5-23 側推分析結果（一）

試體	極限強度	強度折減
CNF	136kN	100%
C60_1-1	124kN	91%
C120_1-1	115kN	85%
C60_1-2	113kN	83%
C120_1-2	105kN	77%

(本研究整理)

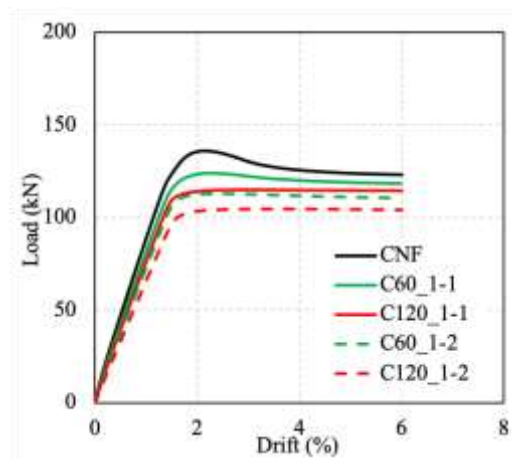


圖 5-42 火害後殘餘強度分析(一)比較圖

(本研究整理)

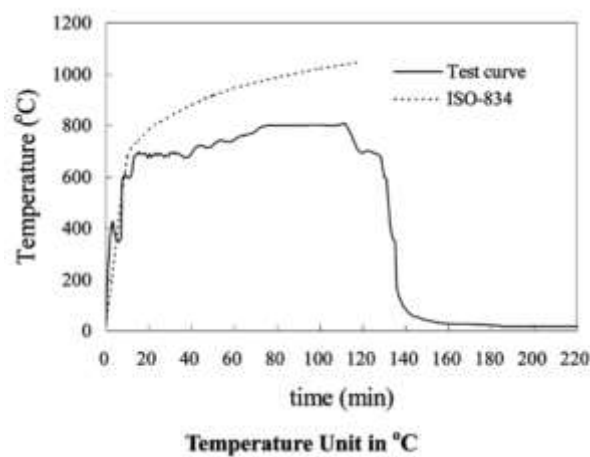


圖 5-43 Xiao 等人【70】試體升降溫曲線圖

(本研究整理)

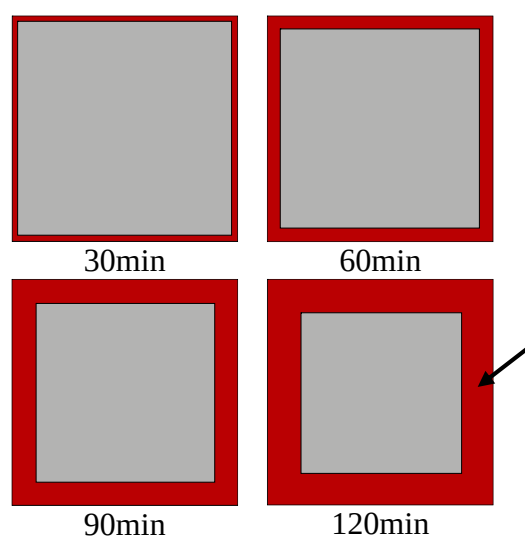


圖 5-44 800 度恆溫等溫線線性內縮示意圖

(本研究整理)

5.4.4 RC 柱構件數值模型火害後殘餘強度分析(二)

火害後殘餘強度分析(二)係分別以無受火及受火延時 120 分鐘進行 10%、20%、30%軸力比之柱構件側推行為分析，使用 500 度等溫線法以及 200 度區間法進行斷面殘餘強度之分析，分析方法已於前段介紹。表 5-24 為此段數值分析各模型之名稱與細節，各試體之遲滯迴圈如圖 5-45 至圖 5-53，反覆載重之勁度折減如圖 5-54，其中，各試體之極限強度以及對比原未受火試體之強度折減率彙整於表 5-25 中。

分析結果與前段相同，使用 500 度等溫線法有較高之勁度以及火害後極限強度，200 度區間法則相對較低。圖 5-55 為不同軸力比且使用兩種方法分析之單向側推力與位移曲線比較圖，可歸納得軸力對側推初期之影響，且其單向側推曲線隨位移之上升而接近完全重疊，而受火害後之柱構件其強度與勁度近乎未受軸力比之增加影響，僅有些微之變化。從鋼筋混凝土學理可知，施加軸力可抑制混凝土受拉區間之拉力，進而減少混凝土本身與接合處裂縫之產生，可增加柱構件之側向位移容量與力學完整性，而軸力對鋼筋之影響則相對較小。從圖 5-55 之未受火試體側推曲線可見，於低位移之側推分析時其強度由混凝土控制，受不同軸力比之試體其極限強度稍有差異，隨側向位移之增加，強度逐漸轉由鋼筋控制而極限強度近乎重疊；從圖 5-55 之受火延時 120 分鐘試體側推曲線可見，由於混凝土強度大多已受火害破壞，試體強度轉由受鋼筋控制，導致試體之初始勁度降低，而極限強度隨軸力比之改變更僅有些微之差異，使側推曲線於低位移時便已

近乎重疊，驗證了軸力比對混凝土材料之影響。本段之試體軸力高至 30%，而高軸力會產生 P-Delta 效應，本節亦將其效應考慮至分析結果內。

總結，本節提出之數值模型能簡化的套用不同受火延時斷面之材料殘餘強度，並結合不同軸力比進行側推行為分析，能合理預測不同軸力比試體之勁度與極限強度，並驗證軸力比對混凝土材料之影響。而試體於火害後由於大量混凝土受破壞，且試體之強度隨位移增加轉由受鋼筋控制，導致受不同軸力比之試體其勁度與極限強度近乎重疊，本節驗證此現象並歸納結論，不另行提出預測。

表 5-24 試體內容 (二)

試體	軸力比	受火延時(min)	斷面溫度分析法
CNF0.1	0.1	0	-
CNF0.2	0.2	0	-
CNF0.3	0.3	0	-
C0.1_2-1	0.1	120	500 度等溫線法
C0.2_2-1	0.2	120	500 度等溫線法
C0.3_2-1	0.3	120	500 度等溫線法
C0.1_2-2	0.1	120	200 度區間法
C0.2_2-2	0.2	120	200 度區間法
C0.3_2-2	0.3	120	200 度區間法

(本研究整理)

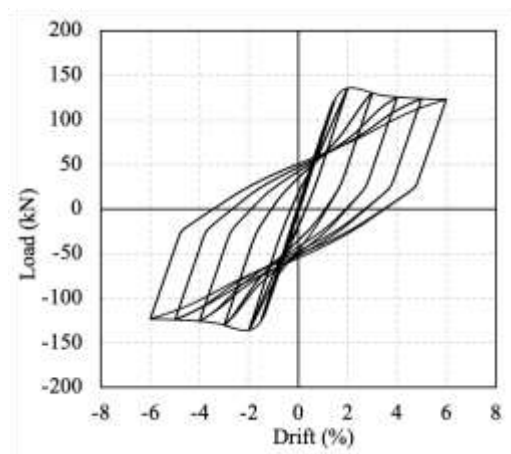


圖 5-45 CNF0.1

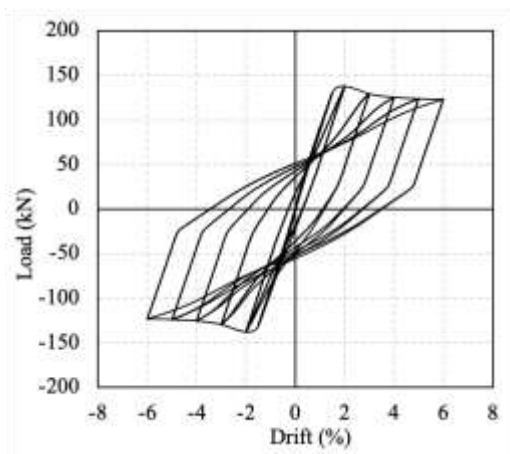


圖 5-46 CNF0.2

(本研究整理)

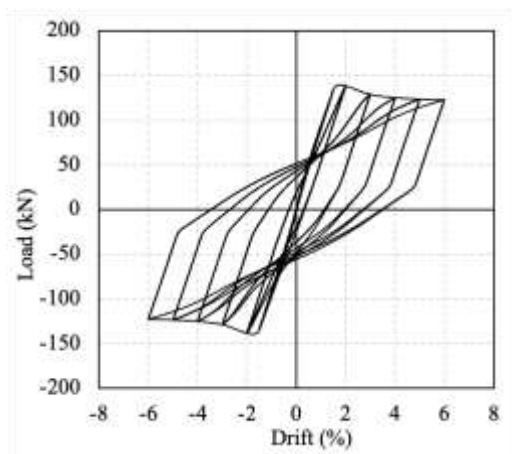


圖 5-47 CNF0.3

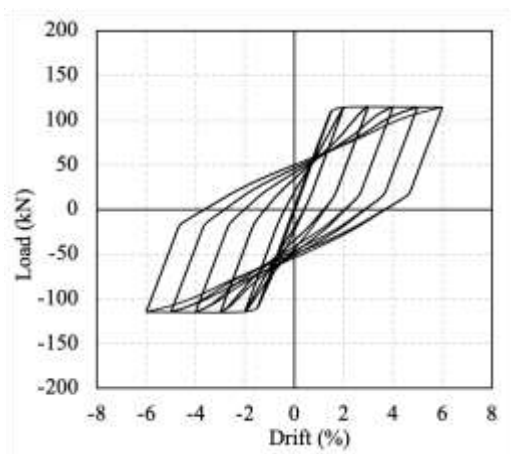


圖 5-48 C0.1 2-1

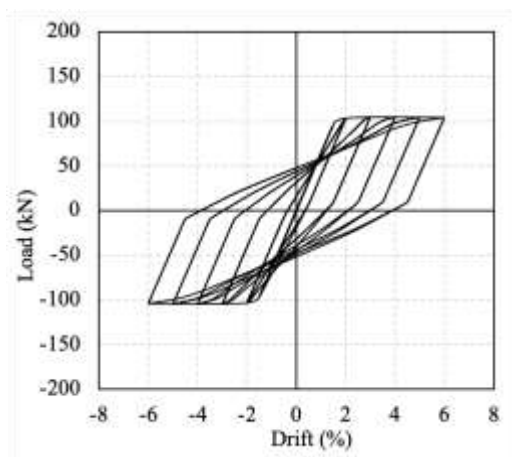


圖 5-49 C0.1 2-2

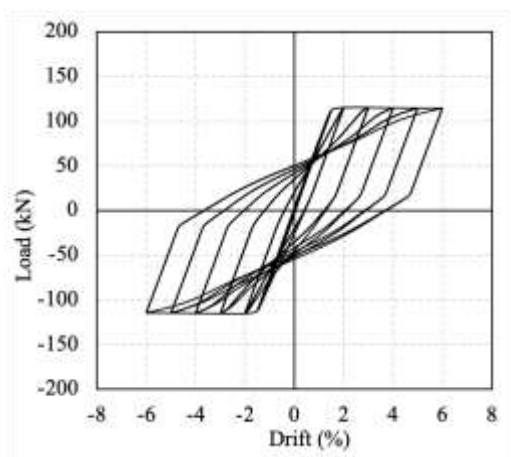


圖 5-50 C0.2 2-1

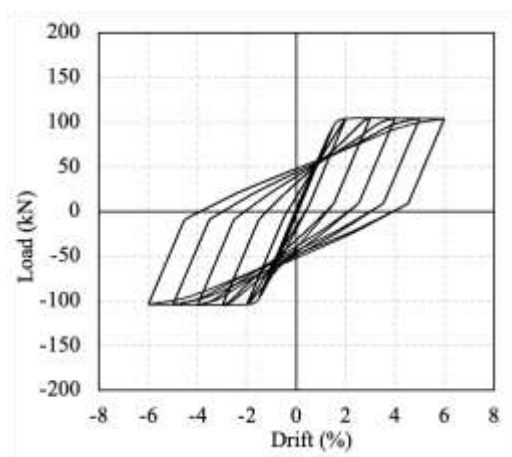


圖 5-51 C0.2 2-2

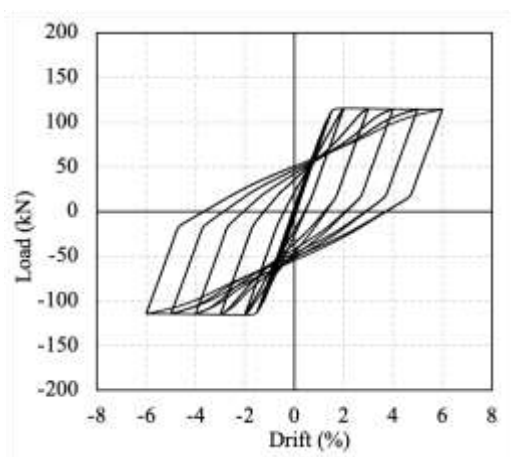


圖 5-52 C0.3 2-1

(本研究整理)

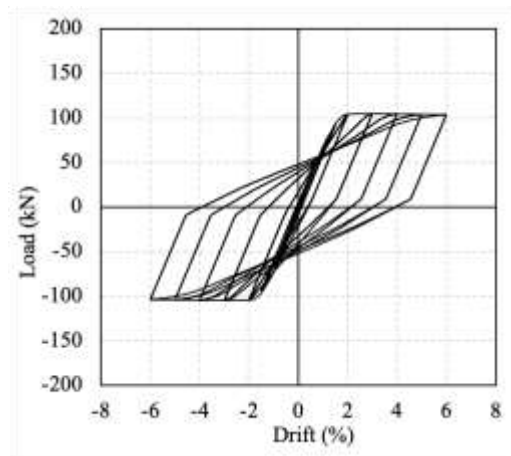


圖 5-53 C0.3 2-2

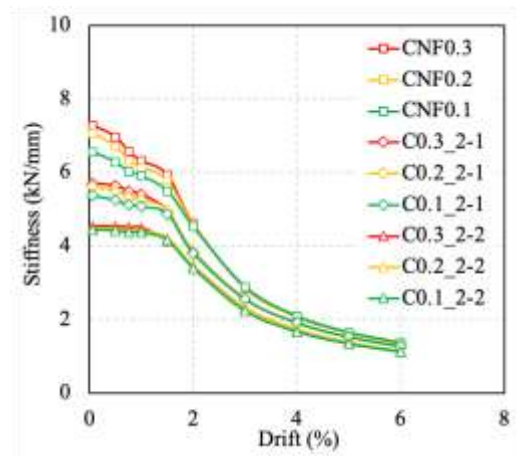


圖 5-54 反覆載重勁度折減

(本研究整理)

表 5-25 側推分析結果 (二)

試體	極限強度	強度折減
CNF0.1	136kN	100%
CNF0.2	138kN	101%
CNF0.3	139kN	102%
C0.1_2-1	115kN	85%
C0.2_2-1	115kN	85%
C0.3_2-1	115kN	85%
C0.1_2-2	105kN	77%
C0.2_2-2	105kN	77%
C0.3_2-2	105kN	77%

(本研究整理)

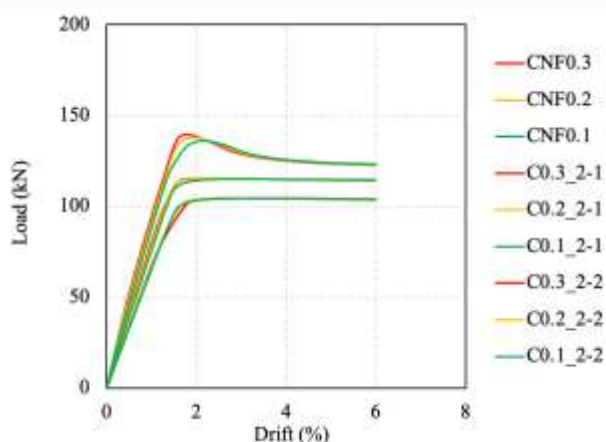


圖 5-55 火害後殘餘強度分析(二)比較圖

(本研究整理)

5.4.5 RC 2D 構架數值模型

本章研究之梁柱構架數值模型元素、材料參數設定細節以及計算流程參考 5.2 節之 OpenSees 模型參數。混凝土與鋼筋材料卡皆與前段柱構件相同使用 Concrete01 以及 Hysteretic Material，其材料設計細節亦參考 5.4.2 小節，此段不另行介紹。此 2D 構架數值模型之元素設定參考前段柱構件之內容，並增加柱構件頂部以及梁構件兩端梁柱接頭處之梁柱元素，用以提升分析塑性鉸力學反應之精確性。梁柱接頭以及柱基底處皆設有分析鋼筋滑移以及剪力非線性行為之零長度元素，模型之元素設定圖可參考圖 5-56。此實驗構架試體原為一單層單跨之 3D 構架屋，其加熱點位於構架屋中心，因此梁柱構件皆為雙面受火，而本章之 2D 構架試體亦以雙面受火進行數值模型之建立。其斷面溫度同柱構件參考 Eurocode2[68]之資料，唯前段之柱構件為四面受火，其斷面溫度係將 1/4 斷面等溫線圖組合為一完整斷面，如圖 5-34；此段 2D 構架試體之構件為雙面受火，因此修改將 1/4 斷面等溫線圖之邊界等溫線延伸至一 30×30cm 之完整斷面，分析雙面受火之構件，結合後之斷面溫度如圖 5-57 所示。由於 Eurocode2[68]未提供 50×25cm 梁斷面之完整等溫線資料，且於前段分析結果得知 200 度區間法所獲得之分析結果較 500 度等溫線法有過於保守之趨勢，因此本段以及後續之分析皆僅採用 500 度等溫線法進行數值分析，並將等效深度之 500 度等溫線套用於梁構件上以分析梁之斷面溫度。

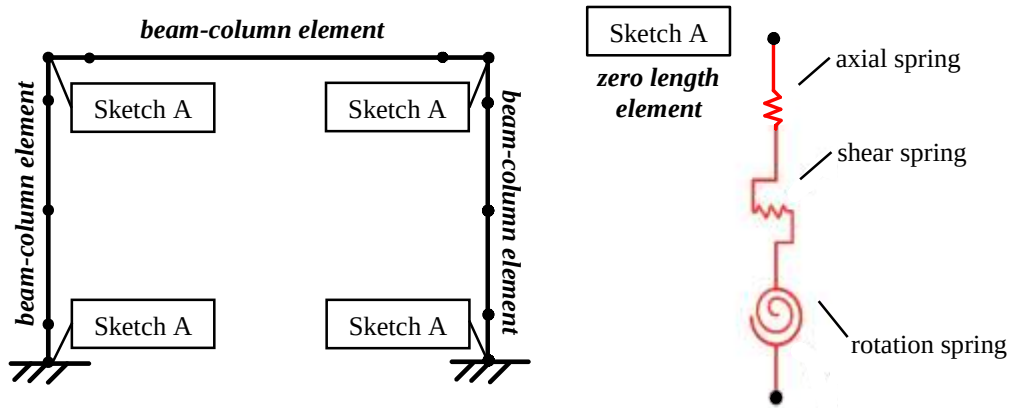


圖 5-56 梁柱構架數值模型元素示意圖

(本研究整理)

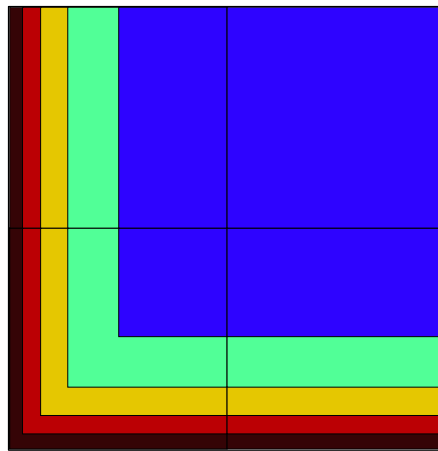


圖 5-57 雙面受火斷面等溫區間示意圖

(本研究整理)

5.4.6 RC 2D 構架數值模型火害後殘餘強度分析(一)

火害後殘餘強度分析(一)係以對構架中之柱構件施以 10%軸力比後，進行無受火及受火延時 60 與 120 分鐘之側推行為分析，此段僅使用 500 度等溫線法進行雙面受火之斷面殘餘強度分析，已於 5.4.5 說明詳細內容，分析方法亦已於前段介紹。表 5-26 為此段數值分析各模型之名稱與細節，各試體之遲滯迴圈如圖 5-58 至圖 5-60，反覆載重之勁度折減如圖 5-61，其中，各試體之極限強度以及對比原未受火試體之強度折減率彙整於表 5-27 中。

此段之分析結果與 RC 柱構件雷同，2D 構架試體之強度與勁度隨受火延時之增加而降低。圖 5-62 為不同受火延時且使用 500 度等溫線法分析之單向側推力與位移曲線比較圖。由於本節研究省略使用 200 度等溫區間法，無法以 200 度等溫區間法以及 500 度等溫線法之 180 分鐘受火延時預測結果做為強度折減之

預測區間，因此整合上述資訊後改以常態分佈計算方法保守預測，以 95.4% 之資料分佈於兩個標準差之內為基準，使用本段 500 度等溫線法線性預測之 180 分鐘受火延時強度折減率做為平均數，可推測得 2D 構架試體受雙面 180 分鐘火害延時之強度折減約為 90% 至 86%。對於本章 5.4.3 提出之試體升溫率問題探討，未來可根據實際實驗時測得之斷面溫度資料，結合本章之分析結果提出相關修正方法，本段則以簡化及保守為目的歸納出受雙面 180 分鐘火害延時之 2D 構架強度折減為 90% 至 86% 之結論。

總結，上述分析與預測內容皆為使用 Eurocode2[68] 提供之斷面溫度所獲得之分析結果，同 5.4.3 提出之方法，若透過預先置入之熱偶計或是事後量測最高溫度以獲得實際斷面溫度資料，則能進行較精準之數值分析。本節提出一能簡易分析不同受火延時之雙面受火 2D 梁柱構架數值模型，能套用不同受火延時斷面之材料殘餘強度，並能保守且合理的分析極限強度與勁度，提出受火延時對應殘餘強度之預測。本章所歸納之研究方法與結果適用於未知情況火場之 2D 構架殘餘強度預測，提供一簡化且保守之強度評估數值分析模型與方法。

表 5-26 試體內容 (三)

試體	軸力比	受火延時(min)	斷面溫度分析法
FNF	0.1	0	-
F60_1-1	0.1	60	500 度等溫線法
F120_1-1	0.1	120	500 度等溫線法

(本研究整理)

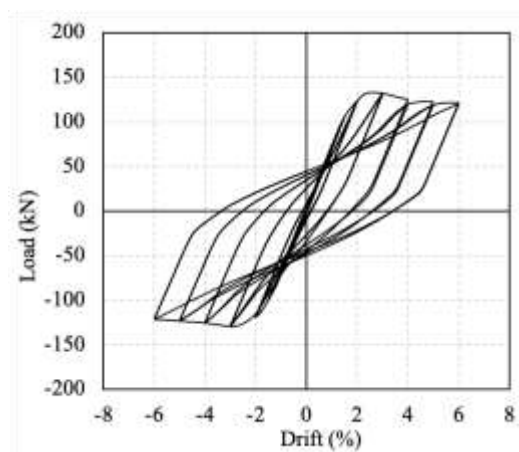


圖 5-58 FNF

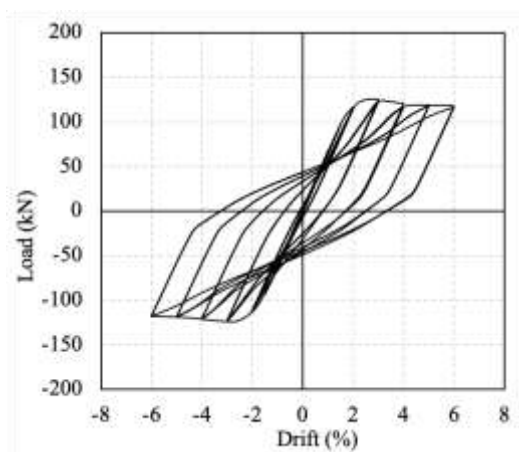


圖 5-59 F60_1-1

(本研究整理)

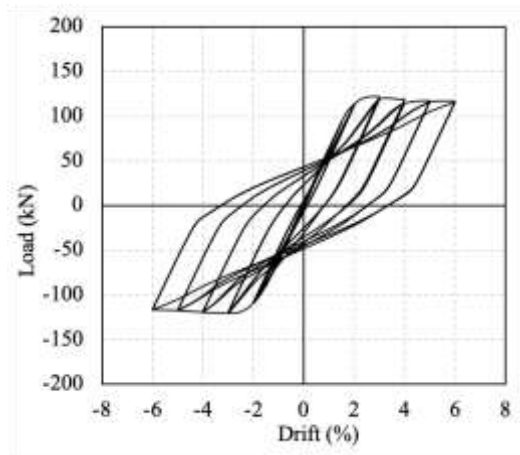


圖 5-60 F120_1-1

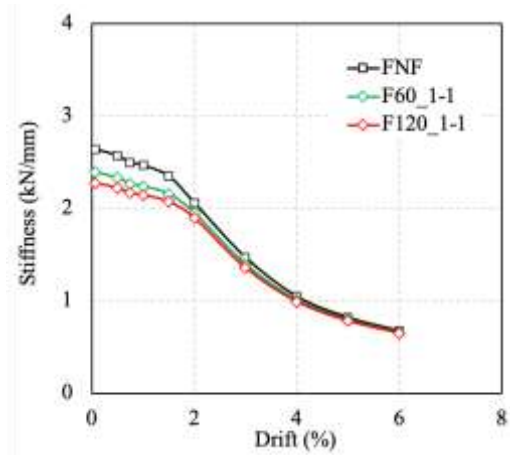


圖 5-61 反覆載重勁度折減

(本研究整理)

表 5-27 側推分析結果 (三)

試體	極限強度	強度折減
FNF	133kN	100%
F60_1-1	126kN	94%
F120_1-1	122kN	92%

(本研究整理)

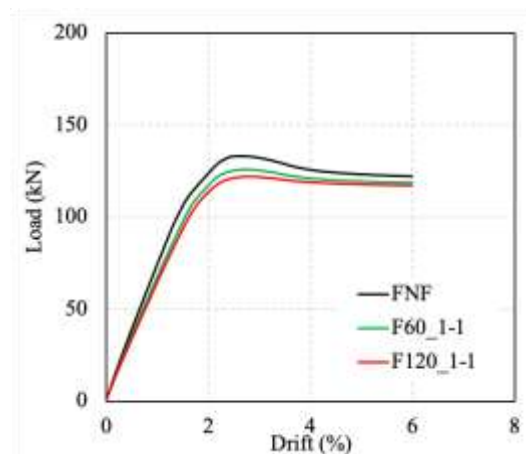


圖 5-62 火害後殘餘強度分析(二)比較圖

(本研究整理)

5.4.7 RC 2D 構架數值模型火害後殘餘強度分析(二)

火害後殘餘強度分析(二)係分別以無受火及受火延時 120 分鐘進行 10%、20%、30%軸力比之 2D 構架試體側推行為分析，此段僅使用 500 度等溫線法進行雙面受火之斷面殘餘強度分析，已於 5.4.5 說明詳細內容，分析方法亦已於前段介紹。表 5-28 為此段數值分析各模型之名稱與細節，各試體之遲滯迴圈如圖 5-63 至圖 5-68，反覆載重之勁度折減如圖 5-69，其中，各試體之極限強度以及對比原未受火試體之強度折減率彙整於表 5-29 中。

圖 5-70 為不同軸力比且使用 500 度等溫線法分析之單向側推力與位移曲線比較圖，可歸納得軸力對側推初期之影響，且其單向側推曲線隨位移之上升而接近完全重疊，而受火害後之柱構件其強度與勁度近乎未受軸力比之增加影響，僅有些微之變化。綜觀上述結果，可得受火害試體之強度與勁度由於混凝土之破壞而轉受鋼筋控制，因此近乎未受軸力比之增加所影響，僅於低位移時混凝土受拉力抑制之影響有些微之變化，詳細學理內容已於 5.4.4 介紹。本段之試體軸力高至 30%，而高軸力會產生 P-Delta 效應，本節亦將其效應考慮至分析結果內。

總結，本節提出之數值模型能簡化的套用不同受火延時斷面之材料殘餘強度，並結合不同軸力比進行側推行為分析，能合理預測不同軸力比試體之勁度與極限強度，並驗證軸力比對混凝土材料之影響。而 2D 構架試體與柱構件試體之分析結果相同，於火害後由於大量混凝土受破壞，且試體之強度隨位移增加轉由受鋼筋控制，導致受不同軸力比之試體其勁度與極限強度近乎重疊，本節驗證此現象並歸納結論，不另行提出預測。

表 5-28 試體內容（四）

試體	軸力比	受火延時(min)	斷面溫度分析法
FNF0.1	0.1	0	-
FNF0.2	0.2	0	-
FNF0.3	0.3	0	-
F0.1_2-1	0.1	120	500 度等溫線法
F0.2_2-1	0.2	120	500 度等溫線法
F0.3_2-1	0.3	120	500 度等溫線法

(本研究整理)

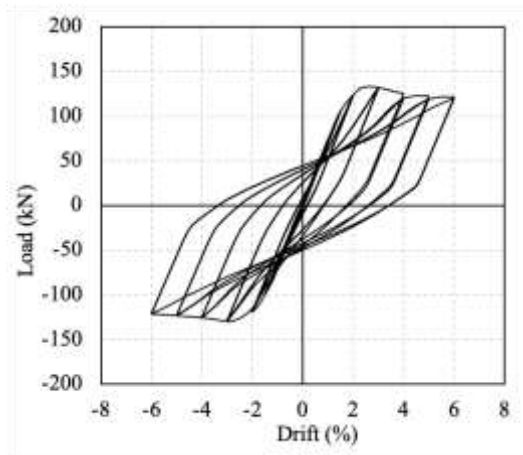


圖 5-63 FNF0.1

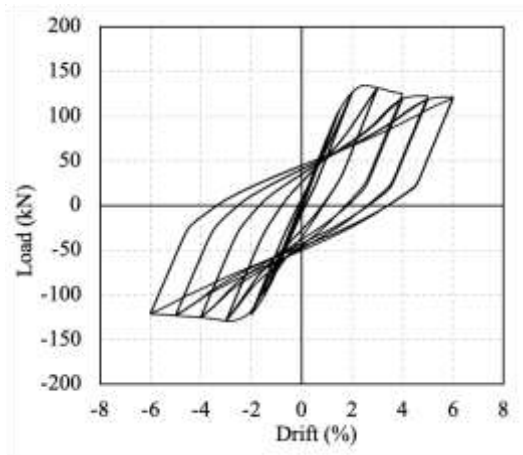


圖 5-64 FNF0.2

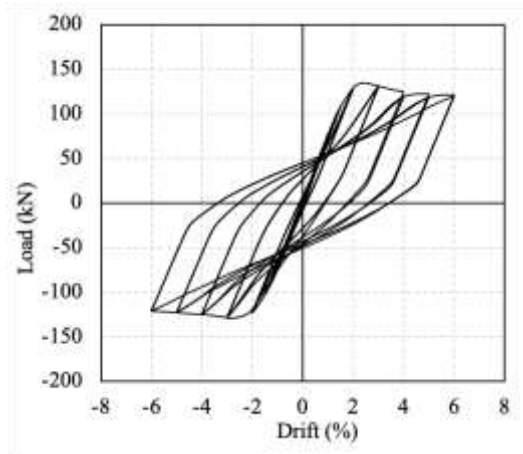


圖 5-65 FNF0.3

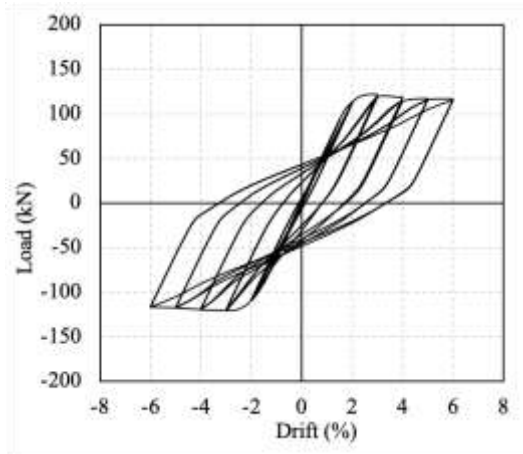


圖 5-66 F0.1_2-1

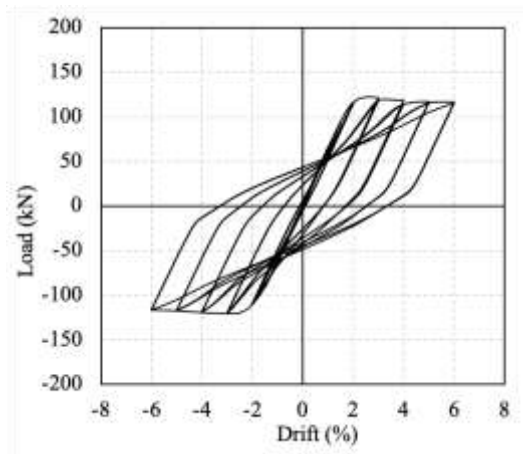


圖 5-67 F0.2_2-1

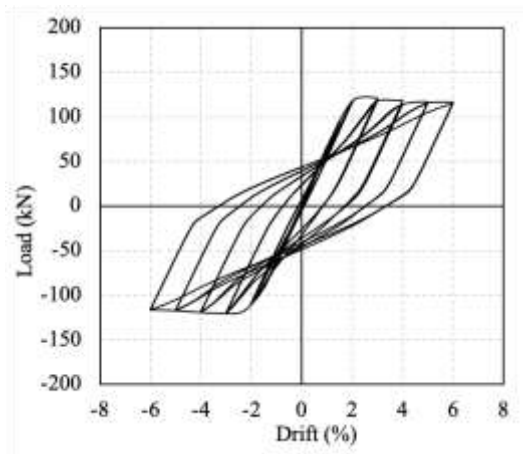


圖 5-68 F0.3_2-1

(本研究整理)

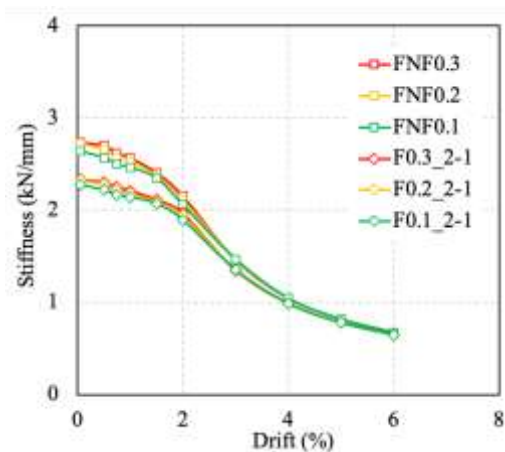


圖 5-69 反覆載重勁度折減

(本研究整理)

表 5-29 側推分析結果（四）

試體	極限強度	強度折減
FNF0.1	133kN	100%
FNF0.2	134kN	101%
FNF0.3	135kN	102%
F0.1_2-1	122kN	92%
F0.2_2-1	122kN	92%
F0.3_2-1	122kN	92%

(本研究整理)

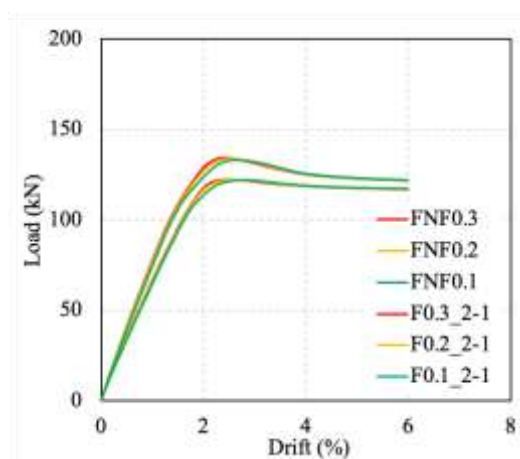


圖 5-70 火害後殘餘強度分析(二)比較圖

(本研究整理)

5.4.8 RC 3D 構架屋數值模型

本章研究之 3D 構架屋數值模型元素、材料參數設定細節以及計算流程參考 5.2 節之 OpenSees 模型參數。混凝土與鋼筋材料卡皆與前段柱構件相同使用 Concrete01 以及 Hysteretic Material，其材料設計細節亦參考 5.4.2 小節，此段不另行介紹。此 3D 構架屋數值模型之元素設定參考前段 2D 構架之內容進而延伸至一 3D 結構，分別設定各邊與角落之梁與柱構件；梁柱接頭以及柱基底處皆設有分析鋼筋滑移以及剪力非線性行為之零長度元素，此 3D 構架屋之數值模型共有八個零長度元素，設定圖之側向平面平視圖可參考圖 5-71。此實驗構架屋試體為單層單跨，其加熱點位於構架屋中心，因此梁柱構件皆為雙面受火，其斷面溫度同前段之 2D 構架參考 Eurocode2[68]之資料，亦為雙面受火之構架試體，因此將 1/4 斷面等溫線圖之邊界等溫線延伸成一 $30 \times 30 \text{ cm}$ 之完整斷面，分析雙面受火之構件，結合後之斷面溫度如圖 5-57 所示。由於 Eurocode2[68]未提供 $50 \times 25 \text{ cm}$ 梁斷面之完整等溫線資料，且於柱構件之分析結果得知 200 度區間法所獲得之分析結果較 500 度等溫線法有過於保守之趨勢，因此本段僅採用 500 度等溫線法進行數值分析，並將等效深度之 500 度等溫線套於梁構件上分析梁之斷面溫度。

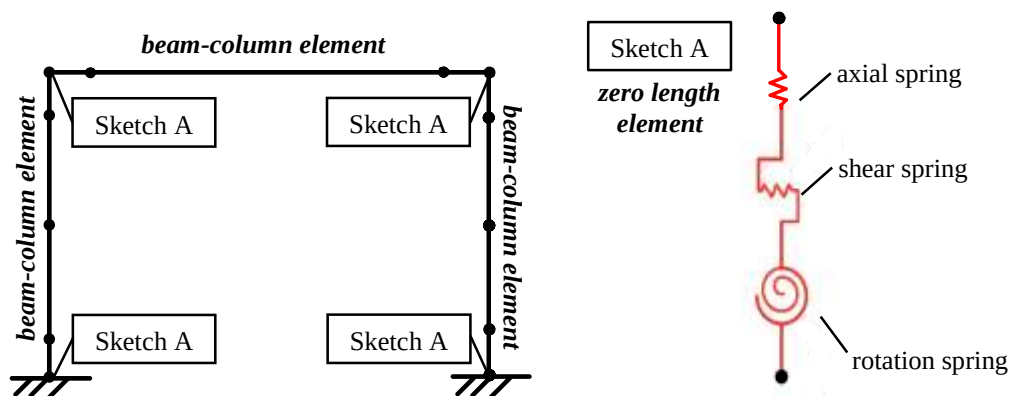


圖 5-71 梁柱構架數值模型元素示意圖

(本研究整理)

5.4.9 RC 3D 構架屋數值模型火害後殘餘強度分析(一)

火害後殘餘強度分析(一)係以對 3D 構架屋中之柱構件施以 10%軸力比後，進行無受火及受火延時 60 與 120 分鐘之側推行為分析，此段僅使用 500 度等溫線法進行雙面受火之斷面殘餘強度分析，已於 5.4.8 說明詳細內容，分析方法亦已於前段介紹。表 5-30 為此段數值分析各模型之名稱與細節，各試體之遲滯迴

圈如圖 5-72 至圖 5-74，反覆載重之勁度折減如圖 5-75，其中，各試體之極限強度以及對比原未受火試體之強度折減率彙整於表 5-31 中。

此段之分析結果與 RC 2D 構架屋雷同，構架試體之強度與勁度隨受火延時之增加而降低。圖 5-76 為不同受火延時且使用 500 度等溫線法分析之單向側推力與位移曲線比較圖。由於本節研究省略使用 200 度等溫區間法，無法以 200 度等溫區間法以及 500 度等溫線法之 180 分鐘受火延時預測結果做為強度折減之預測區間，因此整合上述資訊後以常態分佈計算方法保守預測，以 95.4%之資料分佈於兩個標準差之內為基準，使用本段 500 度等溫線法線性預測之 180 分鐘受火強度折減做為平均數，可得 3D 構架屋試體受雙面 180 分鐘火害延時之強度折減約為 88%至 84%。對於本章 5.4.3 提出之試體升溫率問題探討，未來可根據實際實驗時測得之斷面溫度資料，結合本章之分析結果提出相關修正方法，本段則以簡化及保守為目的歸納出受雙面 180 分鐘火害延時之 3D 構架屋強度折減為 88%至 84%之結論。

總結，上述分析與預測內容皆為使用 Eurocode2[68]提供之斷面溫度所獲得之分析結果，同 5.4.3 提出之方法，若透過預先置入之熱偶計或是事後量測最高溫度以獲得實際斷面溫度資料，則能進行較精準之數值分析。本節提出一能簡易分析不同受火延時之雙面受火 3D 構架屋數值模型，能套用不同受火延時斷面之材料殘餘強度，並能保守且合理的分析極限強度與勁度，提出受火延時對應殘餘強度之預測。本章所歸納之研究方法與結果適用於未知情況火場之 3D 構架屋殘餘強度預測，提供一簡化且保守之強度評估數值分析模型與方法。

表 5-30 試體內容（五）

試體	軸力比	受火延時(min)	斷面溫度分析法
HNF	0.1	0	-
H60_1-1	0.1	60	500 度等溫線法
H120_1-1	0.1	120	500 度等溫線法

(本研究整理)

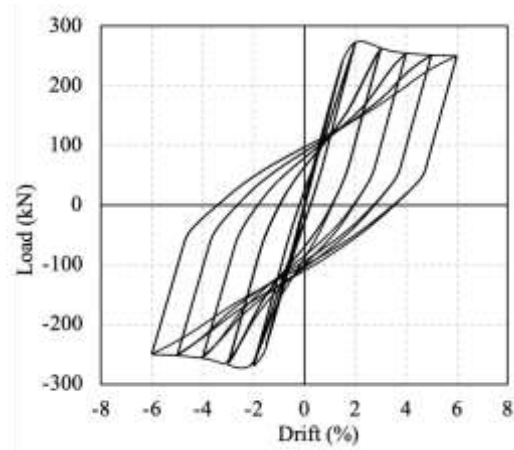


圖 5-72 HNF

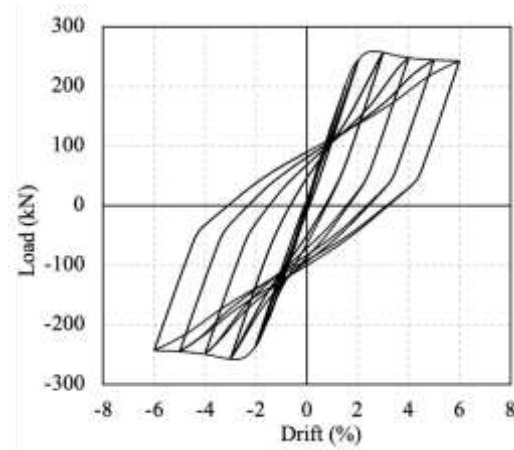


圖 5-73 H60_1-1

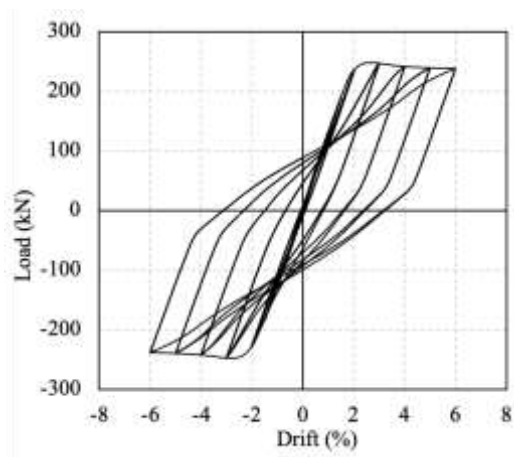


圖 5-74 H120_1-1

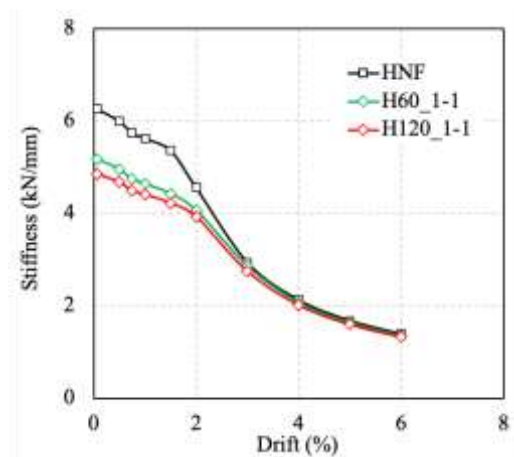


圖 5-75 反覆載重勁度折減

(本研究整理)

表 5-31 側推分析結果 (五)

試體	極限強度	強度折減
HNF	275kN	100%
H60_1-1	259kN	94%
H120_1-1	248kN	90%

(本研究整理)

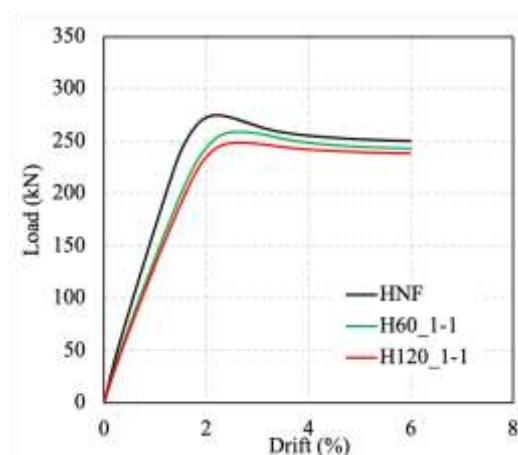


圖 5-76 火害後殘餘強度分析(二)比較圖

(本研究整理)

5.4.10 RC 3D 構架屋數值模型火害後殘餘強度分析(二)

火害後殘餘強度分析(二)係分別以無受火及受火延時 120 分鐘進行 10%、20%、30%軸力比之 3D 構架屋試體側推行為分析，此段僅使用 500 度等溫線法進行雙面受火之斷面殘餘強度分析，已於 5.4.8 說明詳細內容，分析方法亦已於前段介紹。表 5-32 為此段數值分析各模型之名稱與細節，各試體之遲滯迴圈如圖 5-77 至圖 5-82，反覆載重之勁度折減如圖 5-83，其中，各試體之極限強度以及對比原未受火試體之強度折減率彙整於表 5-33 中。

圖 5-84 為不同軸力比且使用 500 度等溫線法分析之單向側推力與位移曲線比較圖，可歸納得軸力對側推初期之影響，且其單向側推曲線隨位移之上升而接近完全重疊，而受火害後之柱構件其強度與勁度近乎未受軸力比之增加影響，僅有些微之變化。綜觀上述結果，可得受火害試體之強度與勁度由於混凝土之破壞而轉受鋼筋控制，因此近乎未受軸力比之增加所影響，僅於低位移時混凝土受拉力抑制之影響有些微之變化，詳細學理內容已於 5.4.4 介紹。本段之試體軸力高至 30%，而高軸力會產生 P-Delta 效應，本節亦將其效應考慮至分析結果內。

總結，本節提出之數值模型能簡化的套用不同受火延時斷面之材料殘餘強度，並結合不同軸力比進行側推行為分析，能合理預測不同軸力比試體之勁度與極限強度，並驗證軸力比對混凝土材料之影響。而 3D 構架屋試體與前段柱構件以及 2D 構架試體之分析結果相同，於火害後由於大量混凝土受破壞，且試體之強度隨位移增加轉由受鋼筋控制，導致受不同軸力比之試體其勁度與極限強度近乎重疊，本節驗證此現象並歸納結論，不另行提出預測。

表 5-32 試體內容 (六)

試體	軸力比	受火延時(min)	斷面溫度分析法
HNF0.1	0.1	0	-
HNF0.2	0.2	0	-
HNF0.3	0.3	0	-
H0.1_2-1	0.1	120	500 度等溫線法
H0.2_2-1	0.2	120	500 度等溫線法
H0.3_2-1	0.3	120	500 度等溫線法

(本研究整理)

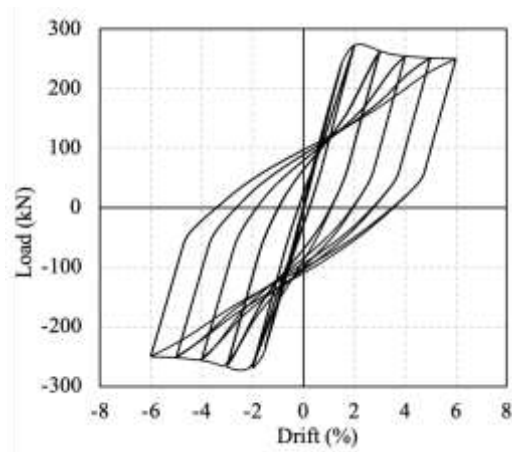


圖 5-77 HNF0.1

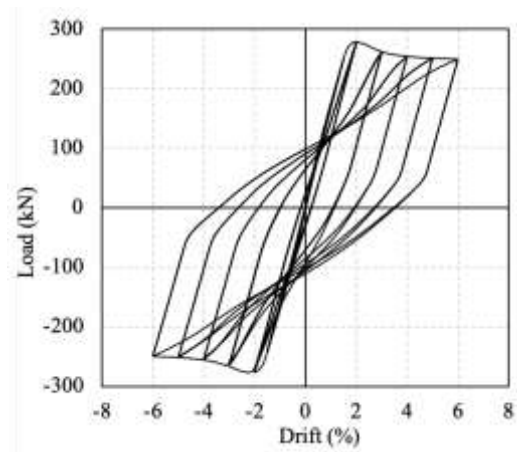


圖 5-78 HNF0.2

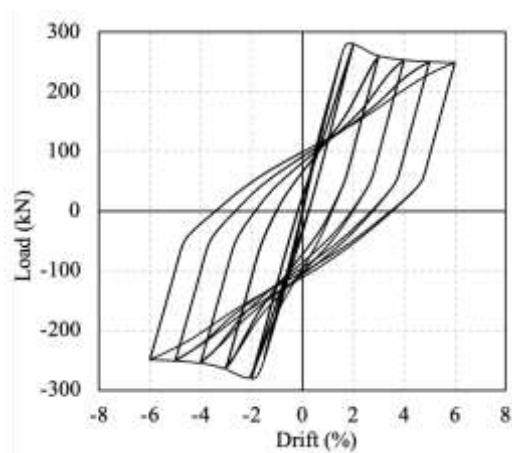


圖 5-79 HNF0.3

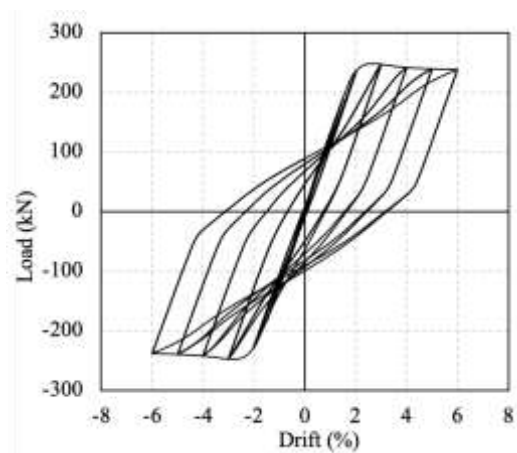


圖 5-80 H0.1_2-1

(本研究整理)

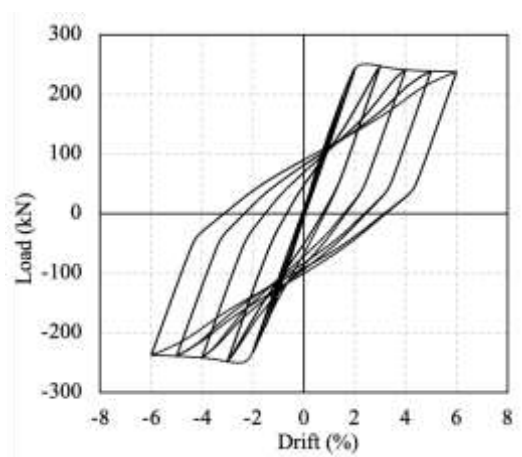


圖 5-81 H0.2 2-1

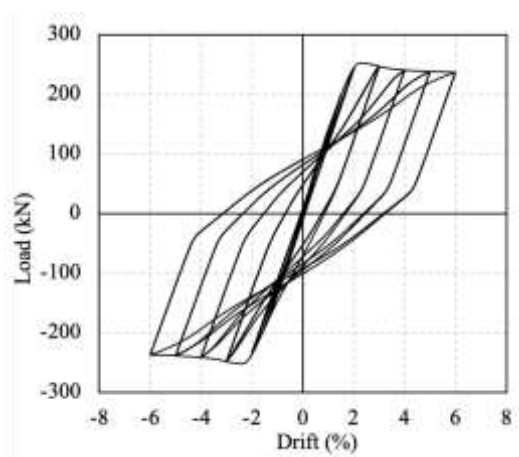


圖 5-82 H0.3 2-1

(本研究整理)

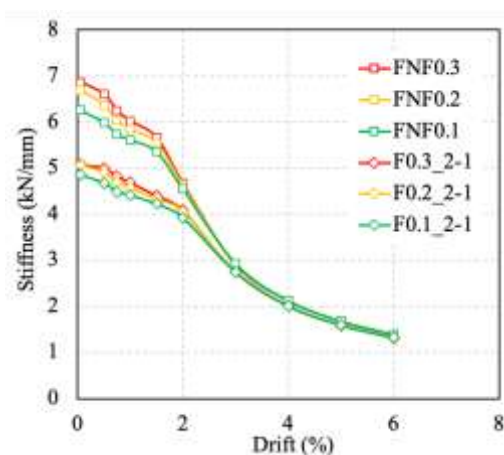


圖 5-83 反覆載重勁度折減

(本研究整理)

表 5-33 側推分析結果（六）

試體	極限強度	強度折減
HNF0.1	275kN	100%
HNF0.2	278kN	101%
HNF0.3	283kN	103%
H0.1_2-1	248kN	90%
H0.2_2-1	251kN	91%
H0.3_2-1	253kN	92%

(本研究整理)

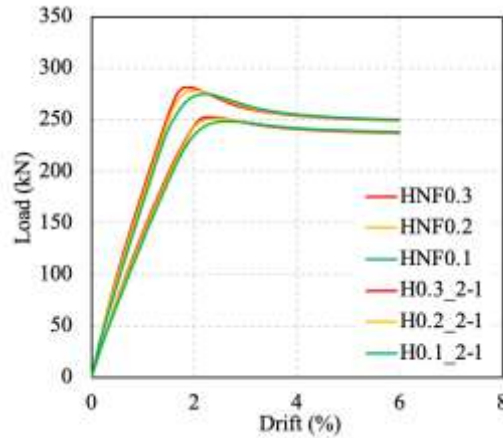


圖 5-84 火害後殘餘強度分析(二)比較圖

(本研究整理)

5.4.11 RC 3D 構架屋數值模型火害後殘餘強度分析(三)

火害後殘餘強度分析(三)係以對 3D 構架屋之火害後殘餘強度分析(一)與(二)試體施以美濃地震 CHY063 測站東西向地表加速度之地震力，地震延時 60 秒，觀測火害延時與軸力比對試體屋頂最高位移之影響，因此試體共包括無受火及受火延時 60 與 120 分鐘之 3D 構架屋，以及無受火及受火延時 120 分鐘後施以 10%、20%、30%軸力比之 3D 構架屋；其中斷面溫度分析方法為雙面受火，使用 500 度等溫線法進行斷面殘餘強度之分析，已於 5.4.8 說明詳細內容，分析方法亦已於前段介紹。圖 5-85 為美濃地震 CHY063 測站東西向地表加速度之紀錄。

本段分兩部分進行分析：第一部分使用火害後殘餘強度分析(一)之試體進行側推行為分析，無受火及受火延時 60 與 120 分鐘之 3D 構架屋其第一與第二模態之週期彙整於表 5-34 中，各試體受地震力之屋頂位移如圖 5-86 至圖 5-88，各試體之最高位移以及對比原未受火試體之位移增加率彙整於表 5-35 中，各試體於 15 至 30 秒之屋頂位移比較圖如圖 5-89；第二部分使用火害後殘餘強度分析(二)之試體進行側推行為分析，由於軸力不影響結構之模態計算，因此此段之模態週期參考第一部分之表 5-34，各試體受地震力之屋頂位移如圖 5-90 至圖 5-95，各試體之最高位移以及對比原未受火試體之位移增加率彙整於表 5-36 中，各試體於 15 至 30 秒之屋頂位移比較圖如圖 5-96 與圖 5-97。

根據前段火害後殘餘強度分析(一)對 RC 柱構件、2D 構架與 3D 構架屋之分析結果，第一部分試體殘餘強度之極限強度與勁度隨受火延時之增加而遞減，而

隨勁度之遞減與材料之破壞，試體被動受地震力後之屋頂位移則隨之增加。本段之分析結果如圖 5-89 所示，屋頂最大位移與平均屋頂位移均隨受火延時之增加而增加，驗證構架隨受火延時之增加而勁度下降之趨勢。本段根據表 5-35 之分析結果，使用常態分佈計算方法保守預測，以 95.4%之資料分佈於兩個標準差之內為基準，使用本段分析結果線性預測之 180 分鐘受火屋頂最大位移做為平均數，可得 3D 構架屋試體受雙面 180 分鐘火害延時以及美濃地震 CHY063 測站東西向地表加速度之地震力後，其屋頂最大位移為 0.166%至 0.162%。對於本章 5.4.3 提出之試體升溫率問題探討，未來可根據實際實驗時測得之斷面溫度資料，結合本章之分析結果提出相關修正方法，本段則以簡化及保守為目的歸納出屋頂最大位移為 0.166%至 0.162%之結論。

根據前段火害後殘餘強度分析(二)對 RC 柱構件、2D 構架與 3D 構架屋之分析結果，第二部分試體殘餘強度之極限強度與勁度於低位移時由於混凝土之影響，隨受軸力之增加而增加，而隨側向位移以及火害程度之增加，其強度轉由受鋼筋控制而使軸力之影響較不顯著，其側推曲線近乎重疊；因此 3D 構架屋被動受地震力後，於低位移時，高軸力試體受混凝土束制之影響使勁度較高，屋頂位移較小。本段之分析結果如圖 5-96 與圖 5-97 所示，屋頂最大位移隨受火延時之增加而增加，然而勁度並未隨軸力比之增加而增加，反而隨軸力比之增加而使屋頂最大位移增加。本段推論，軸力於極低之位移時並未對 3D 構架屋勁度產生顯著之影響，屋頂最大位移之差別是由高軸力之 P-Delta 效應所造成，並非由結構勁度控制。表 5-36 為本段之分析結果，可得由於 P-Delta 效應之影響，試體之屋頂最大位移隨軸力比之增加而增加；本段另行使用常態分佈計算方法保守預測，以 95.4%之資料分佈於兩個標準差之內為基準，本段線性預測雙面受火延時 180 分鐘、受三種軸力比、以及受美濃地震 CHY063 測站東西向地表加速度之地震力之試體屋頂最大位移，並將其做為平均數，可預測軸力比為 10%、20%與 30%時，其屋頂最大位移分別為 0.166%至 0.162%、0.174%至 0.170%與 0.183%至 0.179%，而 20%以及 30%軸力比對比 10%軸力比之最大位移增加率分別為 4.6%至 4.5%以及 10.6%至 10.4%。

總結，本節驗證數值模型之 3D 構架屋能分析受不同地震力後之結構體側向位移反應，並驗證受火延時對 3D 構架屋勁度之破壞，進而對屋頂最大位移增加之影響；而軸力比則對 3D 構架屋受地震力後，於極低側向位移時並未對屋頂最大位移有顯著之影響；另外提出 P-Delta 效應於 3D 構架屋受地震力時，對屋頂側向位移增加之影響。本節提出之數值模型能簡化的套用不同受火延時斷面之材料殘餘強度，結合不同軸力比進行側推行為分析，並能套用不同地震歷時之加速

度進行屋頂最大位移之預測，而所歸納之研究方法與結果，適用於預測未知情況火場之 3D 構架屋受地震力後屋頂位移變化，提供一簡化且保守之結構物使用性及服務性評估數值分析模型與方法。

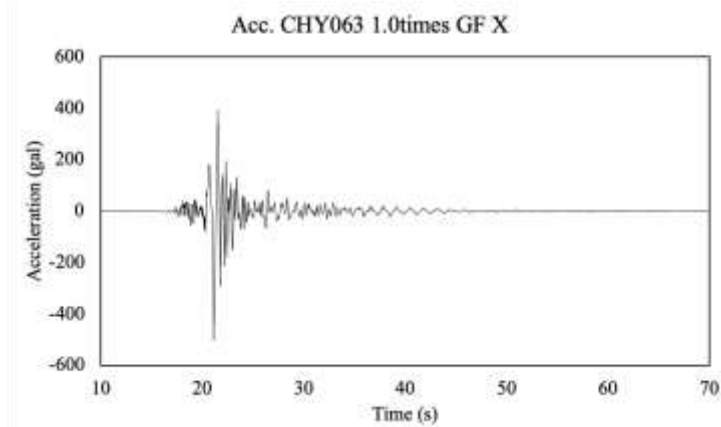


圖 5-85 美濃地震 CHY063 測站東西向地表加速度

(本研究整理)

表 5-34 第一部分試體模態週期

試體	HNF	H60_2-1	H120_2-1
模態(1) T	0.134s	0.153s	0.161s
模態(2) T	0.062s	0.037s	0.039s

(本研究整理)

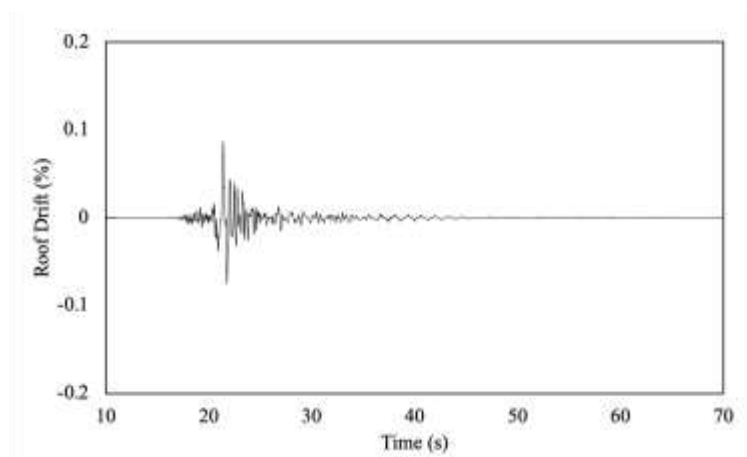


圖 5-86 HNF

(本研究整理)

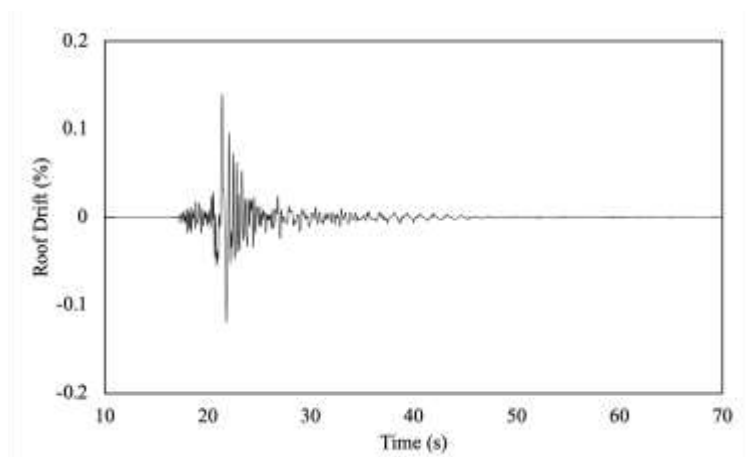


圖 5-87 H60 1-1

(本研究整理)

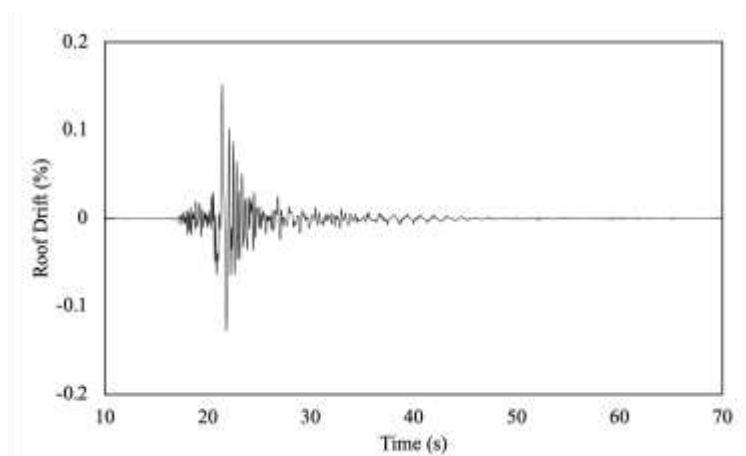


圖 5-88 H120 1-1

(本研究整理)

表 5-35 第一部分分析結果

受火試體	最大位移	增加率
H60_2-1	0.140%	60.9%
H120_2-1	0.152%	74.7%

(本研究整理)

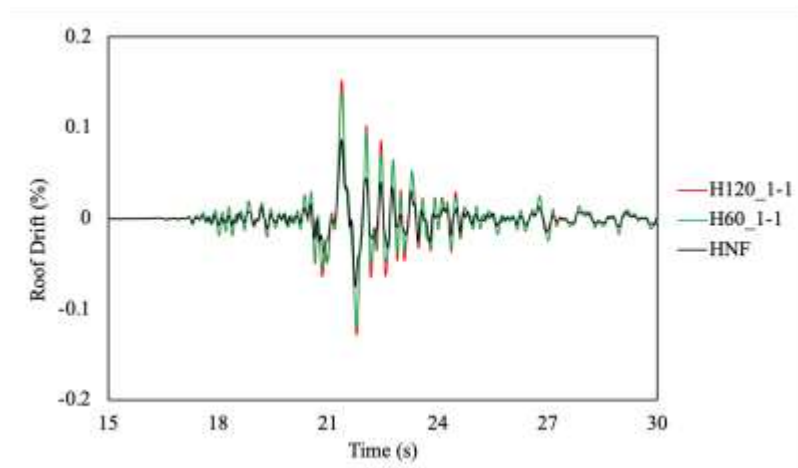


圖 5-89 火害後殘餘強度分析(三)第一部分比較圖
(本研究整理)

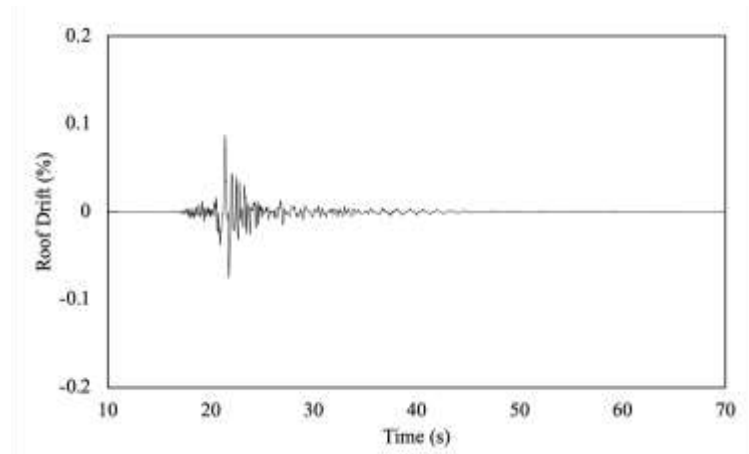


圖 5-90 HNF0.1
(本研究整理)

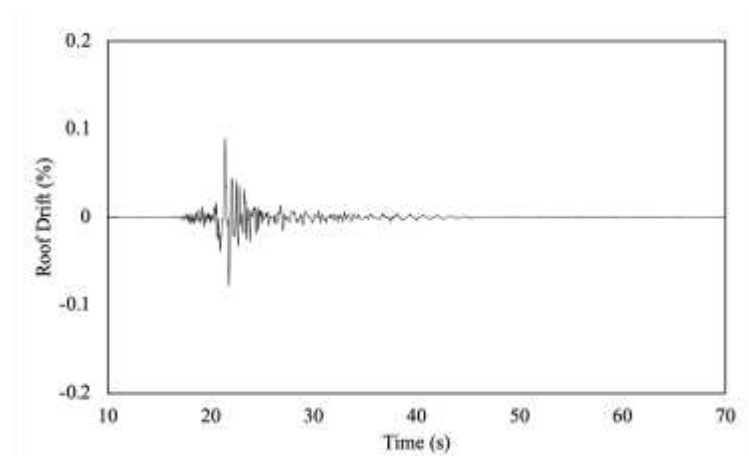


圖 5-91 HNF0.2
(本研究整理)

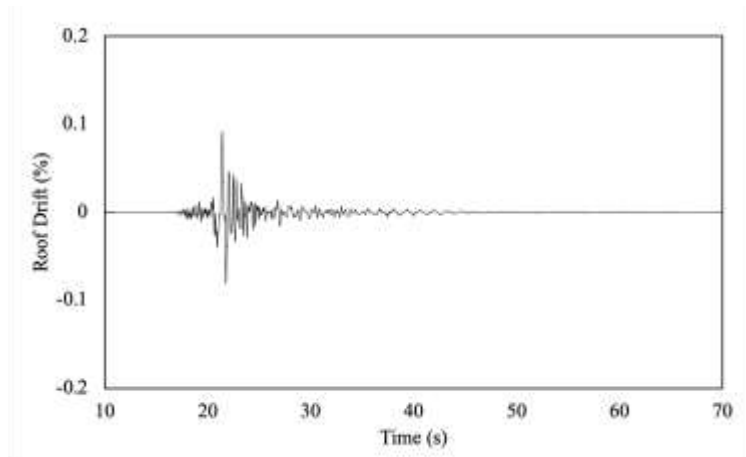


圖 5-92 HNF0.3

(本研究整理)

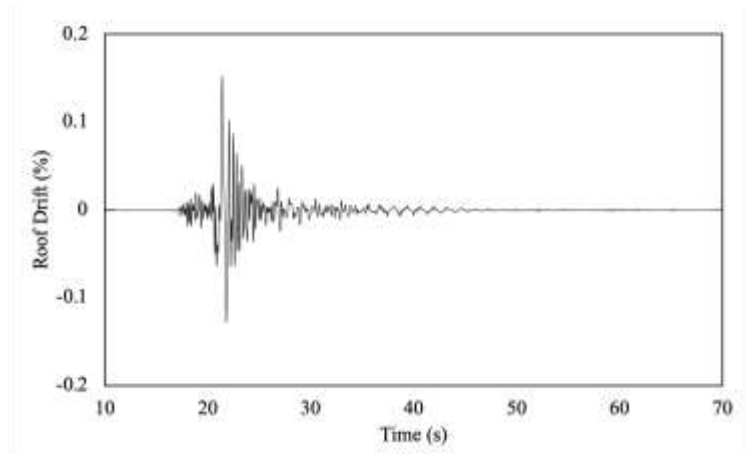


圖 5-93 H0.1 2-1

(本研究整理)

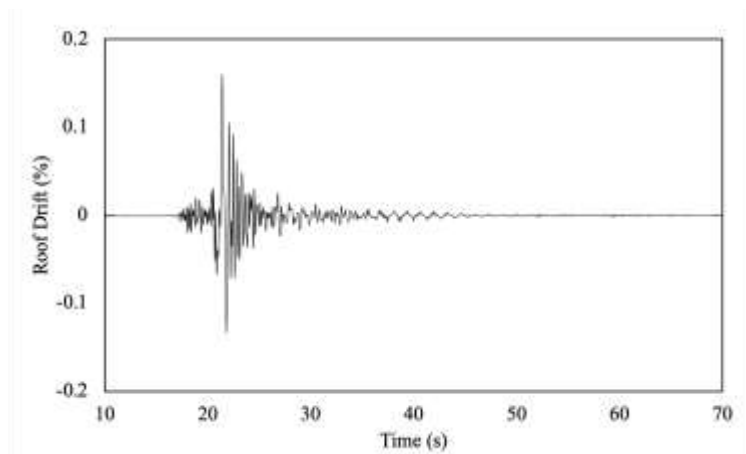


圖 5-94 H0.2 2-1

(本研究整理)

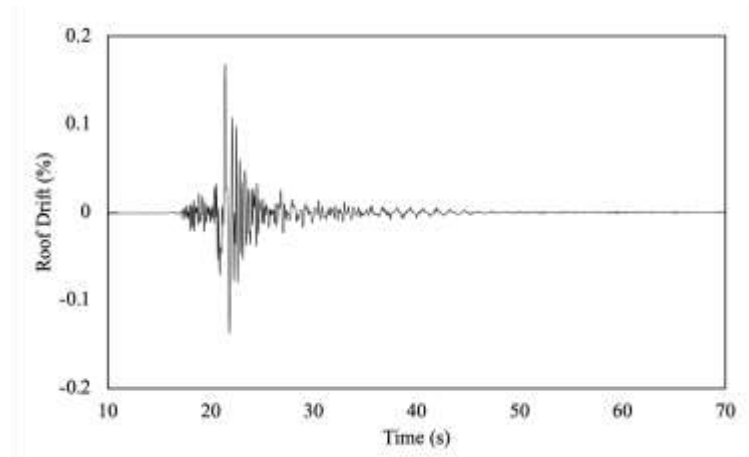


圖 5-95 H0.3 2-1

(本研究整理)

表 5-36 第二部分分析結果

試體	最大位移	增加率
HNF0.1	0.087%	0.00%
HNF0.2	0.090%	3.34%
HNF0.3	0.093%	6.97%
H0.1_2-1	0.152%	0.00%
H0.2_2-1	0.159%	4.60%
H0.3_2-1	0.168%	10.52%

(本研究整理)

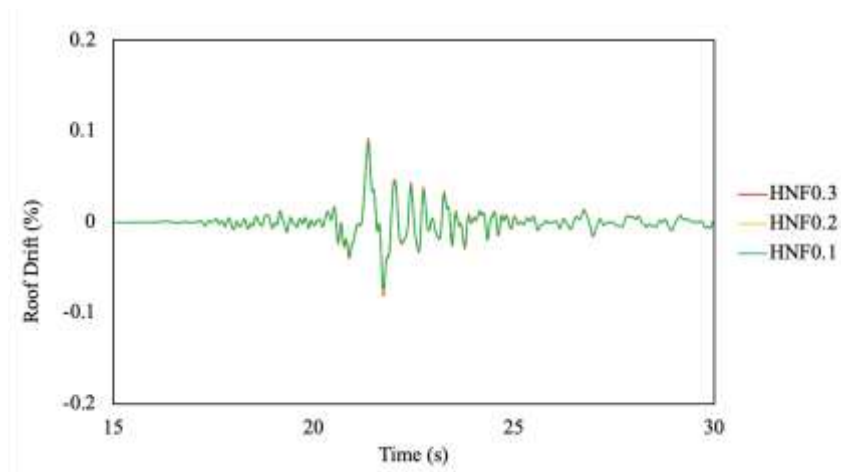


圖 5-96 火害後殘餘強度分析(三)第二部分未受火試體比較圖

(本研究整理)

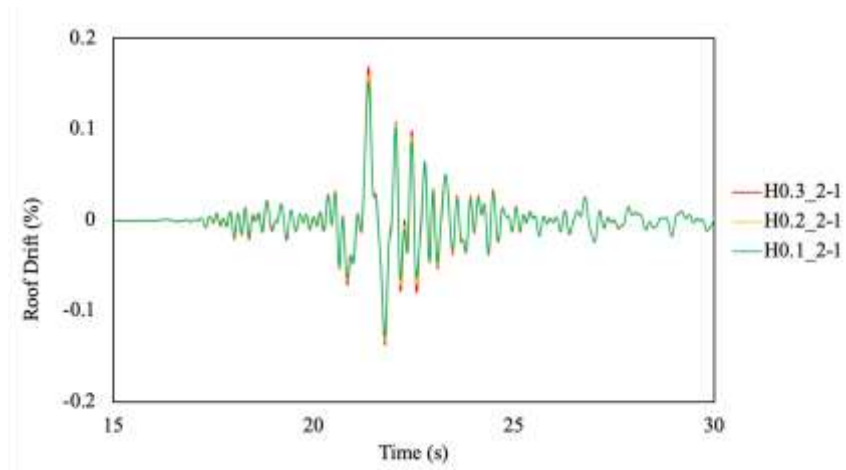


圖 5-97 火害後殘餘強度分析(三)第二部分受火試體比較圖
(本研究整理)

第五節 小結

1. 本章驗證有限元素分析軟體OpenSees能建立數值模型分析火害所導致之材料性質裂化與重要之構件非線性行為，可於研究中使用。
2. 本章提出兩項斷面溫度結合有限元素之分析方法，分別對方法中斷面溫度之簡化與材料性質裂化之應用進行驗證，用於本研究之受火後數值模型側推行為分析與殘餘強度預測，亦可將驗證之簡化流程結合其他分析方法進行應用。
3. 本章使用 OpenSees 對研究計畫之 RC 柱構件、RC 2D 構架以及 RC 3D 構架屋試體建立數值模型，能分析混凝土與鋼筋材料之強度、勁度與其他包含撓曲、剪力以及鋼筋滑移等力學行為。提出之試體數值模型能合理分析極限強度、勁度、遲滯迴圈與反覆載重之勁度折減。
4. 本章使用 OpenSees 進行有限元素分析並結合驗證之斷面溫度簡化法、材料性質受火折減率應用方法以及受火害斷面分析方法，建立一能合理分析極限強度與勁度之受火後試體數值模型，並能簡化的套用不同受火延時、軸力比與地震力等分析條件。本章以此模型進行側推行為分析、反覆載重行為分析與地震力動力行為分析，分析試體於不同受火延時下之強度與勁度折減，以及試體受不同軸力比之力學效應。最後依據數值分析之結果對不同實驗內容進行 180 分鐘受火延時之結果預測。
5. 本章於火害後殘餘強度分析(一)提出並建立各試體之數值模型進行側推行為分析，歸納 RC 結構強度與勁度隨受火延時之增加而降低之結論，並由受火延時 60 與 120 分鐘之分析結果保守預測 180 分鐘之四面受火柱構件其殘餘強度約為 75%至 68%，構件雙面受火之 2D 構架為 90%至 86%，而構件雙面受火之 3D 構架屋為 88%至 84%。此項目提出之數值分析模型結合研究方法與結果，提供一簡化且保守之強度評估數值分析流程，可用於未知情況火場之構件/架殘餘強度預測。
6. 本章於火害後殘餘強度分析(二)提出並建立各試體之數值模型進行側推行為分析，歸納 RC 結構於低位移時，軸力比對混凝土束制的影響使極限強度與勁度增加，然而隨受火延時之增加導致混凝土破壞或是隨側向位移之增加時，結構轉由受鋼筋控制而使軸力比影響較小之結論。本章由數值分析結果驗證此結論，不另行預測 180 分鐘受火試體於不同軸力比下之殘餘強度。此項目提出之數值分析模型結合研究方法與結果，可用於分析未知情況火場於不同受力條件下，構件/架之力學行為預測。

7. 本章於火害後殘餘強度分析(三)對前述兩分析項目之數值模型進行地震力動力分析，歸納RC 3D構架屋受火害後試體勁度降低，導致受地震力後最大側向位移增加，而增加率隨受火延時之增加而升高；軸力比則於試體受地震力而產生極小位移時較無顯著影響，反而是P-Delta效應導致試體之側向位移隨軸力比增加而升高之結論。本章由受火延時60與120分鐘及軸力比10%、20%與30%之試體側推行為分析結果，預測受火延時180分鐘之3D構架屋其20%與30%軸力比之最大側向位移，對比10%軸力比之位移增加率分別為4.6%至4.5%以及10.6%至10.4%。此項目提出之數值分析模型結合研究方法與結果，提供一簡化且保守之結構物使用性及服務性評估數值分析流程，可簡易套用不同地震歷時之加速度，預測未知情況火場之3D構架屋受地震力後屋頂位移變化。

第六章 火害後鋼柱構件之反覆載重實驗

第一節 實驗概述

本計畫針對鋼構建築中之鋼柱構件於火害後的耐震性能進行研究，所要研究的鋼柱構件位於鋼構大樓之地面層，吾人將製作兩組尺寸與材質完全相同的鋼柱試體，每組試體皆由 H 型鋼柱與 H 型地梁組成(如圖 6-1 所示)，用以模擬在地面層之鋼柱受到側向地震力的情形，試體將採用國家地震中心南部實驗室的雙軸向動態測試系統(Biaxial-Axial Testing System，簡稱：BATS)進行火害前後鋼柱試體受軸壓力之反覆側推實驗，受限於 BATS 系統的試體測試高度(約為 2M)，無法置入全柱長之試體，因此試體中的鋼柱長度為實際鋼柱長度的 1/2，鋼柱試體的柱頂採用鉸接，以符合實際半柱長鋼柱受側向力作用時的彎矩分佈，圖 6-1 為原鋼構架的鋼柱構件簡化為本實驗所採用之鋼柱試體的示意圖；此兩組試體將分別施予兩種不同的溫度處理，即：未受火害之 R 試體與受高溫火害之 A 試體，藉以模擬鋼柱構件受到高溫火害前後的材質變化，然後再利用 BATS 進行兩組鋼柱試體受軸壓力之反覆側推實驗，研究受到高溫火害侵襲前後鋼柱試體的耐震能力之差異。鋼柱試體採用國內業界常用的 SN490B 鋼材製作，並採用國內常用之鉚材鉚接，兩組試體(R 試體與 A 試體)製作完成後，A 試體將進行相關高溫火害處理，之後利用 BATS 進行未受火害之 R 試體與受火害之 A 試體在軸壓力下的半柱反覆側推實驗，圖 6-2 為鋼柱試體之火害實驗與火害後之耐震性能實驗示意圖。

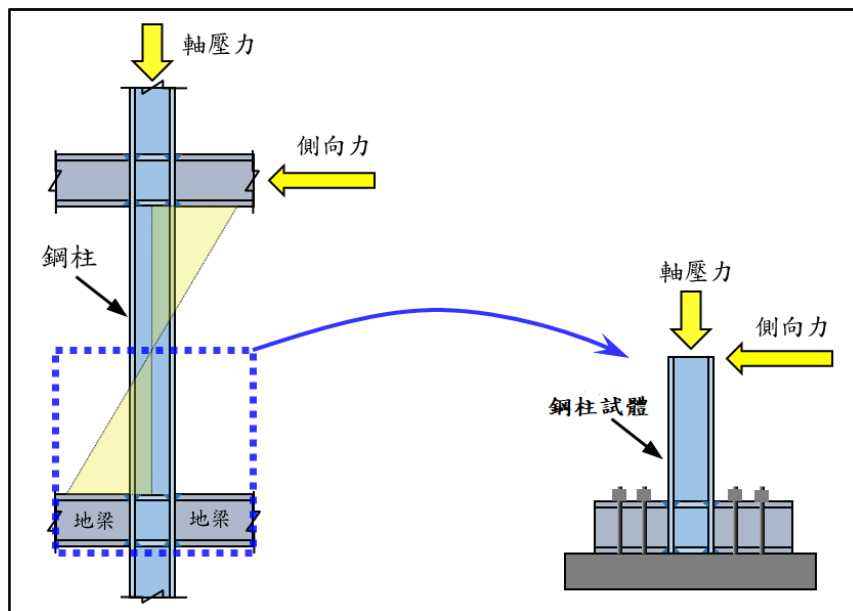


圖 6-1 鋼柱試體之簡化示意圖

(本研究整理)

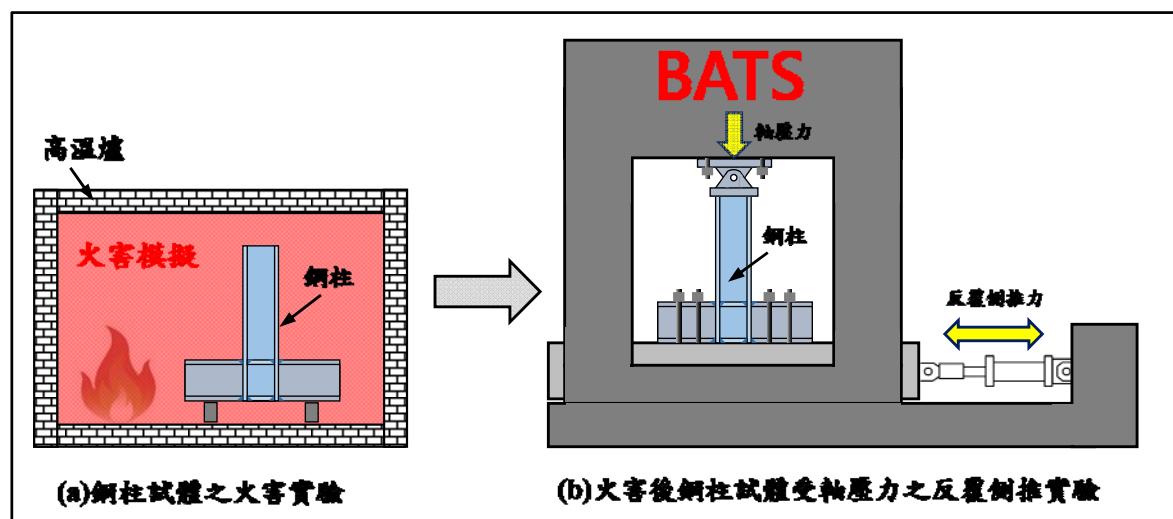


圖 6-2 鋼柱試體之火害實驗與火害後之耐震性能實驗

(本研究整理)

第二節 鋼柱試體之製作

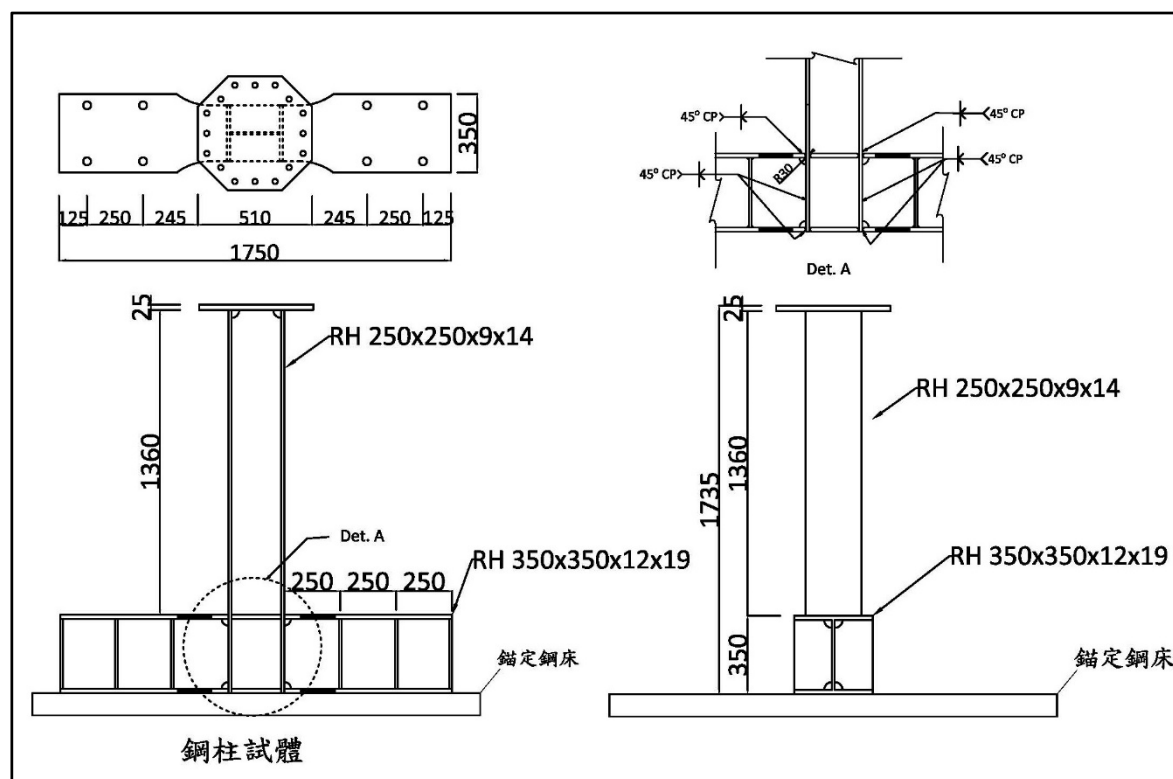


圖 6-3 H 型鋼柱試體之幾何尺寸與三視圖

(本研究整理)

本計畫依照國內鋼構建築常用的 H 型鋼柱，製作兩組尺寸與材質使用完全相同的鋼柱試體(半柱試體)，其中一組不做任何溫度處理的常溫鋼柱試體(R 試體)為對照組，另一組鋼柱試體(A 試體)將加熱至 900°C 高溫持溫一小時後空氣冷卻，以模擬鋼柱可能受到的高溫火害情形，最後再進行兩組鋼柱試體受軸壓力之反覆側推實驗，藉以研究受過高溫火害侵襲後的鋼柱試體耐震能力與破壞模式之差異。

兩組鋼柱試體(半柱試體)之 H 型鋼柱部分所採用的斷面尺寸為 RH 250×250×9×14，長度 1710 mm，柱頂再加上厚 25 mm 之連接用鋼板，故 H 型鋼柱總長為 1735 mm，皆以國內常用的 SN490B 耐震用鋼材製作，銲接皆是採用符合 AWS A5.20 E71T-1C/1M 的銲材；鋼柱試體之地梁部分選用翼板寬度 350mm 的 RH 350×350×12×19 型鋼(材質為 SN490B)，但由於本實驗採用的 RH 250×250×9×14 鋼柱翼板寬度為 250mm，因此將 H 型地梁翼板寬度由 350mm 漸變為 250mm，與鋼柱翼板接合，H 型鋼柱兩側之 RH 350×350×12×19 地梁長度皆為 750 mm，H 型地梁之翼板與腹板皆採雙邊開槽之(Flux-Cored Arc Welding, FCAW)全滲透銲接方式與 H 型鋼柱翼板接合，鋼柱的柱頂板以 FCAW 的全滲透銲接方式和填角銲方式與柱子接合，柱內隔板(厚 19 mm)以 FCAW 全滲透銲接方式和填角銲方式與鋼柱之翼板及腹板接合，12 塊加勁板(厚度 12 mm)銲接於 H 型地梁以加勁，此外，地梁之上下翼板總共鑽 16 個孔(孔徑=40 mm)，並用預力鋼棒穿過地梁上下翼板孔位鎖固於 BATS 的鋼床上以固定鋼柱試體，圖 6-4 為兩組 H 型鋼柱試體的完成照；由於其中一組 H 型鋼柱試體(A 試體)需進行高溫熱處理，故於試體組裝完成後，隨即將試體運送至專業熱處理廠，進行試體的升溫與降溫處理，即：「升溫至 900°C 持溫 1 小時後，以空氣冷卻的方式降至常溫」，藉以模擬鋼結構之鋼柱處於高溫火害後可能受到的降溫方式，在進行熱處理時，鋼柱試體熱處理如圖 6-5 所示，火害後經空氣自然冷卻至常溫，降溫曲線如圖 6-6 所示，自電爐內吊出時，鋼柱試體溫度為 910°C ，經歷約 2 小時冷卻，溫度下降至 30°C 。A 試體於溫度處理後和 R 試體一併送至國家地震研究中心南部實驗室(簡稱：國震中心南部實驗室)的雙軸向動態測試系統(Biaxial-Axial Testing System，簡稱：BATS)進行火害後鋼柱試體受軸壓力之半柱反覆側推實驗，藉以研究受高溫火害前後鋼柱耐震能力與破壞模式之差異。此外，吾人亦放入相同鋼柱餘料與鋼柱試體一起進行熱處理，之後再由兩組鋼柱試體餘料中取出部分鋼材進行標準拉伸試驗，結果如表 6-1 所示。



圖 6-4 H 型鋼柱試體完成圖

(本研究整理)

表 6-1 SN490B 材料試驗結果

試片種類	降伏強度 (N/mm ²)	抗拉強度 (N/mm ²)	伸長率 (G.L.50mm)%
常溫之 R 試體試片	401	507	37
900°C 後空冷之 A 試體試片	306	451	40

(本研究整理)

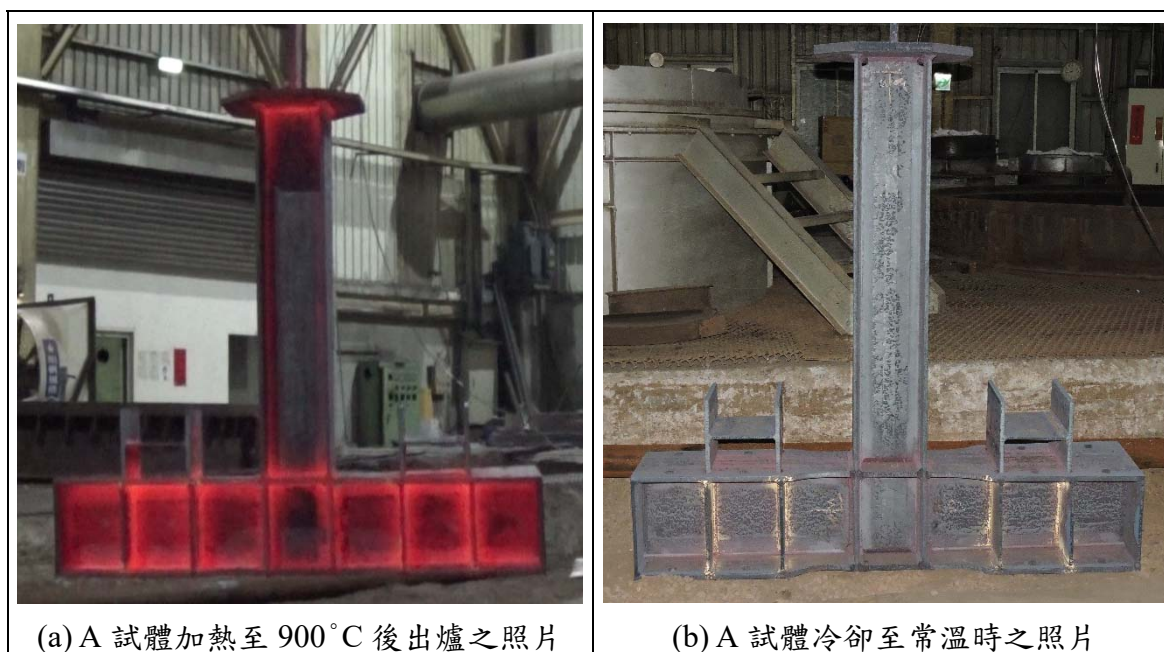


圖 6-5 A 試體之降溫照片

(本研究整理)

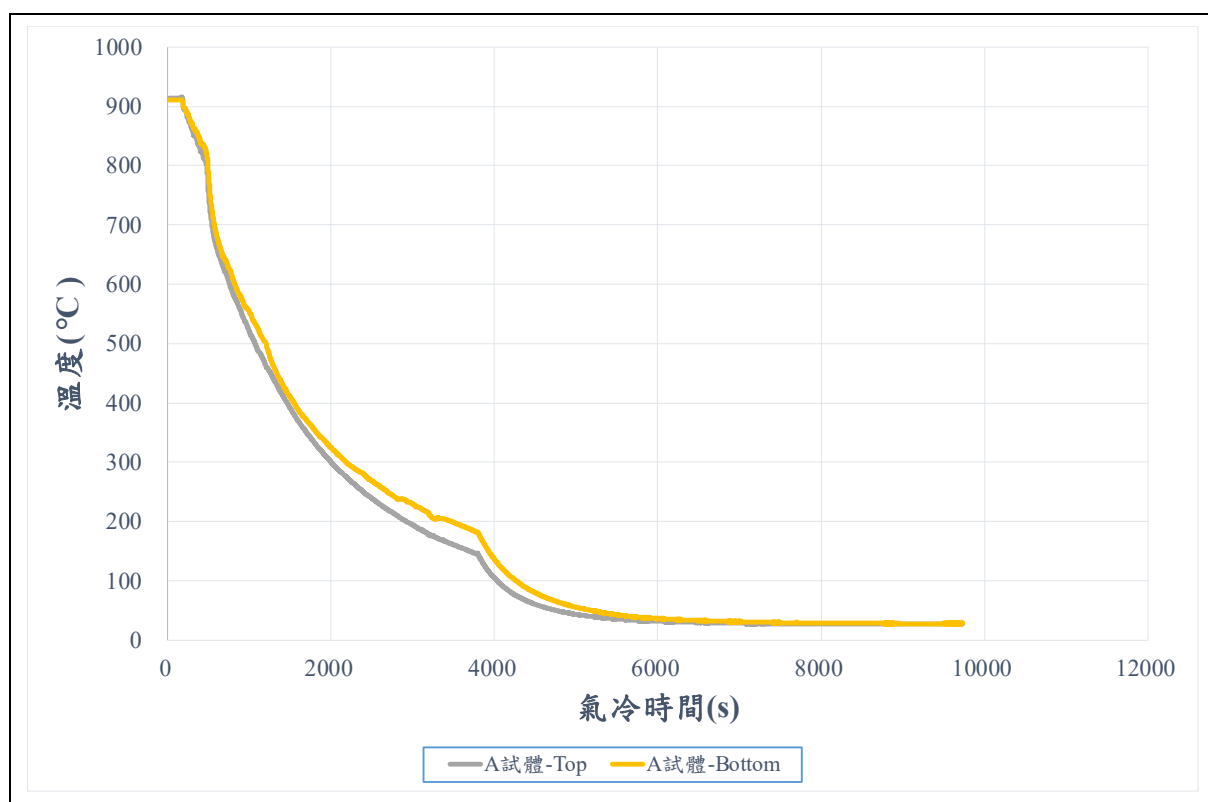


圖 6-6 A 試體火害後降溫曲線

(本研究整理)

第三節 實驗配置

兩組 H 型鋼柱試體皆在國震中心南部實驗室利用 BATS 系統對 H 型鋼柱的強軸進行受軸壓之反覆側推實驗，此鋼柱試體受軸壓之反覆側推實驗的配置如圖 6-5 所示，BATS 系統的主要配置包括：剛性測試平台、垂直制動器(最大推力約為 6000 公噸、最大拉力約為 800 公噸，衝程為 125 mm)、水平制動器(最大推力及最大拉力約為 400 公噸，衝程為 1200 mm)、固定式鋼構造反力構架；試體藉由 8 根預力鋼棒穿過 H 型鋼柱試體翼板兩側 H 型地梁之孔位固定於 100 mm 厚之錨定鋼板上方，再使用 M42 螺栓將錨定鋼板固定於剛性測試平台上方；試體柱頂之連接用鋼板藉由 M22 螺栓連接鉸接座，鉸接座上方再以 2 塊厚度為 32mm 之鋼板與 4 根 M69 預力鋼棒固定於鋼構造反力構架。H 型鋼柱試體完成安裝至 BATS 上之示意圖如圖 6-6 所示。

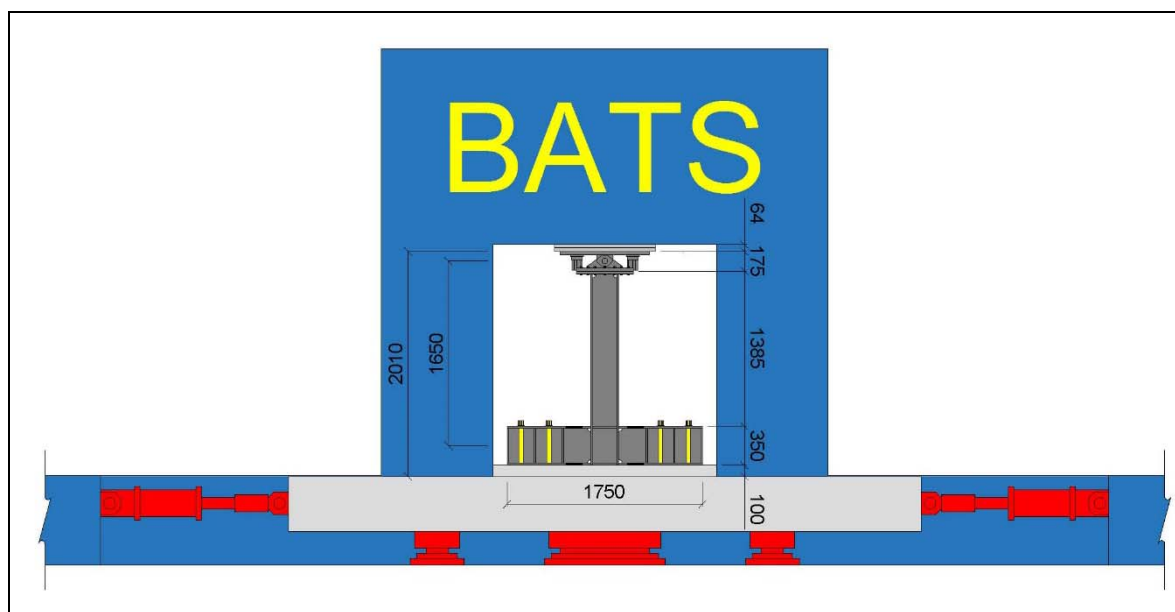
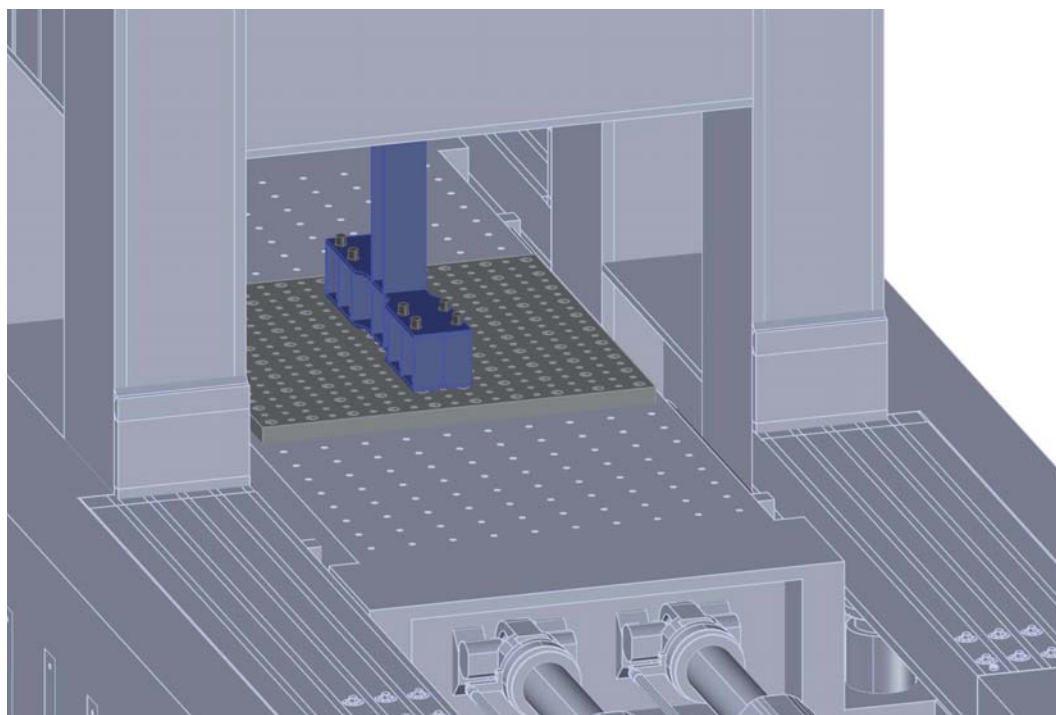
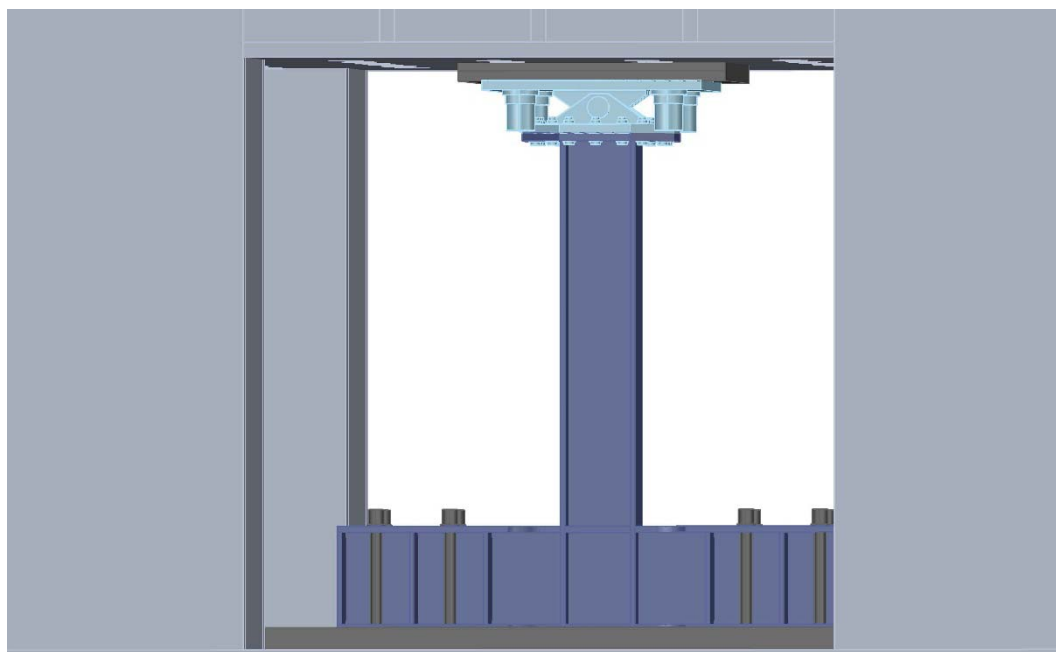


圖 6-7 受軸壓鋼柱試體反覆側推實驗之配置圖

(本研究整理)



(a) 俯視圖



(b) 側視圖

圖 6-8 受軸壓鋼柱試體反覆側推實驗之示意圖

(本研究整理)

第四節 量測儀器規劃

為了能完整記錄兩組火害前與火害後空氣冷卻受軸壓 H 型鋼柱試體反覆側推實驗過程之結構變形行為，每組試體皆採用 4 支位移計(Displacement Transducer)、3 組傾斜儀(Inclinometer)、50 片應變計(Strain Gauge)，其在每組試體之佈置如圖 6-7 至圖 6-9 所示。

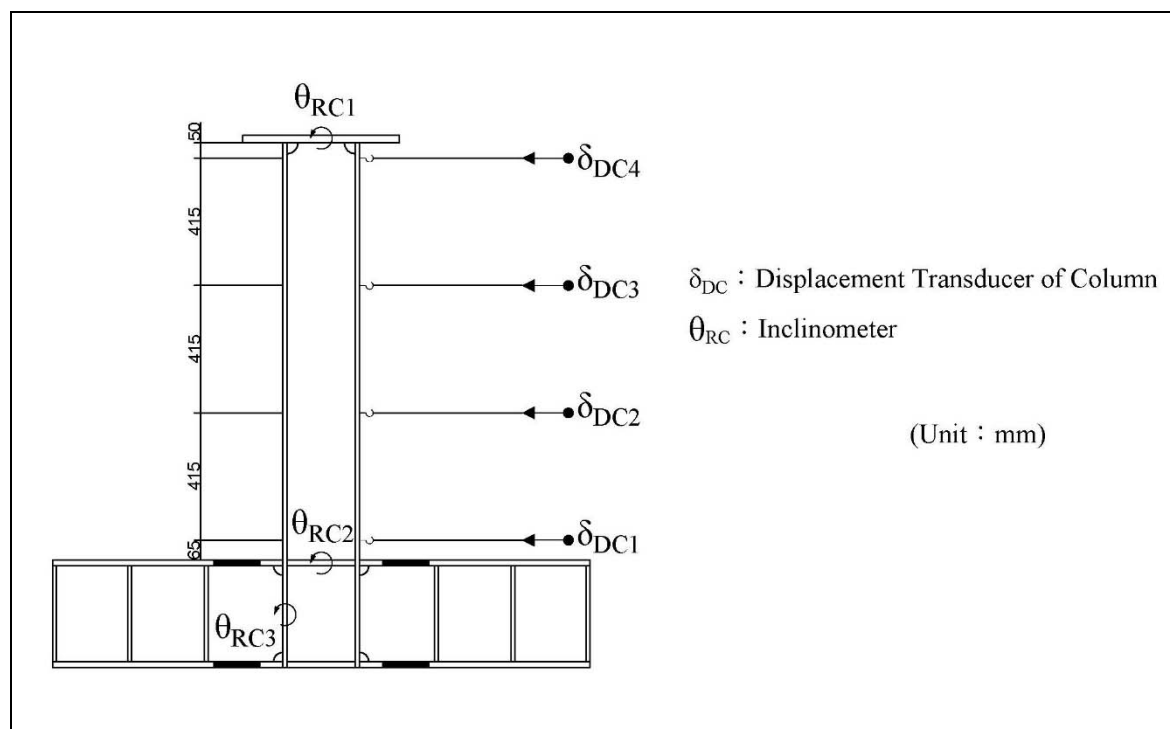
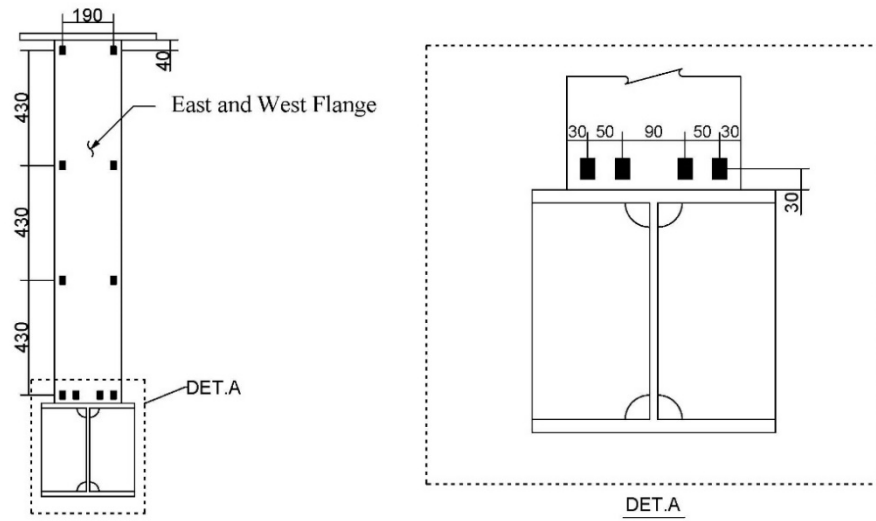


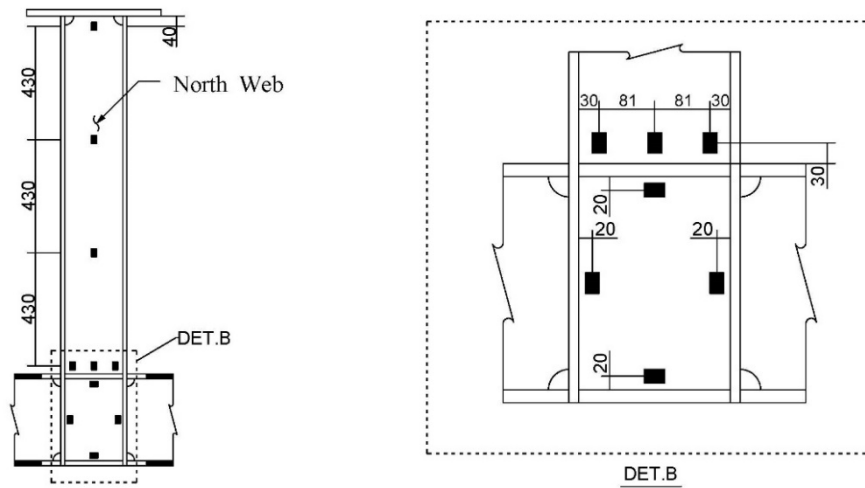
圖 6-9 鋼柱試體之位移計與傾斜儀佈置示意圖

(本研究整理)



(Unit : mm)

(a) 鋼柱東西兩側翼板之位移計點位示意圖



(Unit : mm)

(b) 鋼柱東西兩側翼板之位移計點位示意圖

圖 6-10 鋼柱試體之應變計佈置示意圖

(本研究整理)

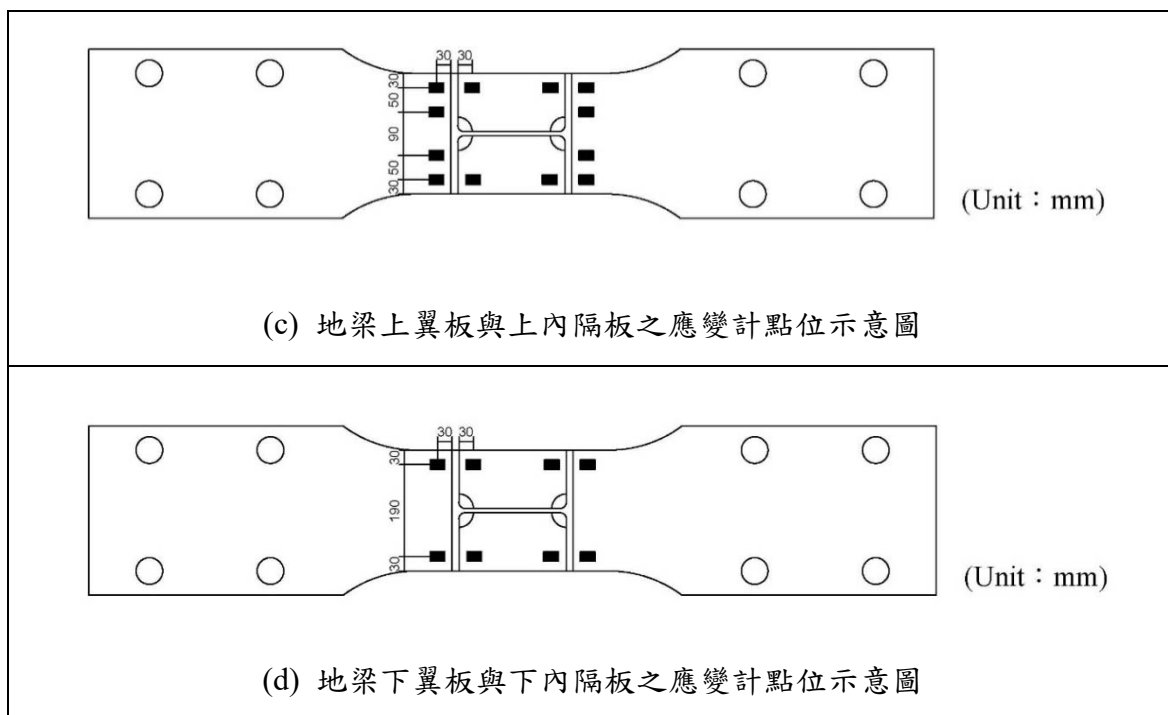


圖 6-11 鋼柱試體之地梁與內隔板應變計佈置示意圖

(本研究整理)

第五節 實驗步驟

本計畫共有兩組 H 型鋼柱試體進行受軸壓之反覆側推實驗，皆採用「位移控制」的方式，以 BATS 測試平台底部的垂直制動器施加軸壓力，其軸壓力大小為鋼柱試體的 20% 的折減降伏軸壓力 ϕP_y ($\phi P_y = 0.9 \cdot F_y \cdot A_g$)，即 54.5 公噸，其中 $F_y = 325 \text{ MPa}$ 為 H 型鋼柱試體降伏應力， $A_g = 9140 \text{ mm}^2$ 為 H 型鋼柱試體斷面積)，以鉸接方式固定試體鋼柱之頂部(模擬反曲點)後，再以位移控制的施力方式，用水平制動器施加反覆側推剪力於 H 型鋼柱試體底部，所施加反覆側推的值均依照 Newell 以及 Uang 【71】研究中 H 型鋼柱試體反覆側推實驗的層間位移角 θ (Interstory Drift Angle) 控制歷程圖，如圖 6-9 所示： $\theta = 0.002 \text{ rad}$ (6 cycles)、 $\theta = 0.003 \text{ rad}$ (4 cycles)、 $\theta = 0.004 \text{ rad}$ (4 cycles)、 $\theta = 0.005 \text{ rad}$ (4 cycles)、 $\theta = 0.0075 \text{ rad}$ (2 cycles)、 $\theta = 0.01 \text{ rad}$ (2 cycles)、 $\theta = 0.015 \text{ rad}$ (2 cycles)、 $\theta = 0.02 \text{ rad}$ (1 cycle)、 $\theta = 0.03 \text{ rad}$ (1 cycle)、 $\theta = 0.04 \text{ rad}$ (1 cycle)、 $\theta = 0.05 \text{ rad}$ (1 cycle)、 $\theta = 0.06 \text{ rad}$ (1 cycle)、 $\theta = 0.07 \text{ rad}$ (1 cycle)。

受軸壓鋼柱試體之反覆側推實驗的步驟如下：

- (1) 實驗前準備：將讀取量測儀器訊號之資料擷取器開啟，並檢查各個頻道的儀器訊號有無異常。
- (2) 實驗進行中：先以垂直制動器將試體之鋼柱部分加載至預定之軸壓力(54.5tf)後，再水平制動器於鋼柱試體底部依照圖 6-9 之位移歷程進行反覆側推。
- (3) 實驗中之暫停：為了能安全地觀察試體的變化與拍攝照片，因此在各層間位移角的最後一個迴圈，分別於其水平推力與拉力卸載階段為零時，手動暫停歷程，進行試體觀察與照相。
- (4) 實驗終止：當實驗達到以下任一終止條件時，即終止實驗進行。
 - a. 所需油壓力量超過其拉力的油壓上限。
 - b. 完成所設定的所有歷程。
 - c. 試體發生明顯的側向扭轉挫屈，為安全起見而終止試驗。
 - d. 油壓制動器的力量大幅降低或試體發生明顯的破壞，導致實驗無法繼續進行。

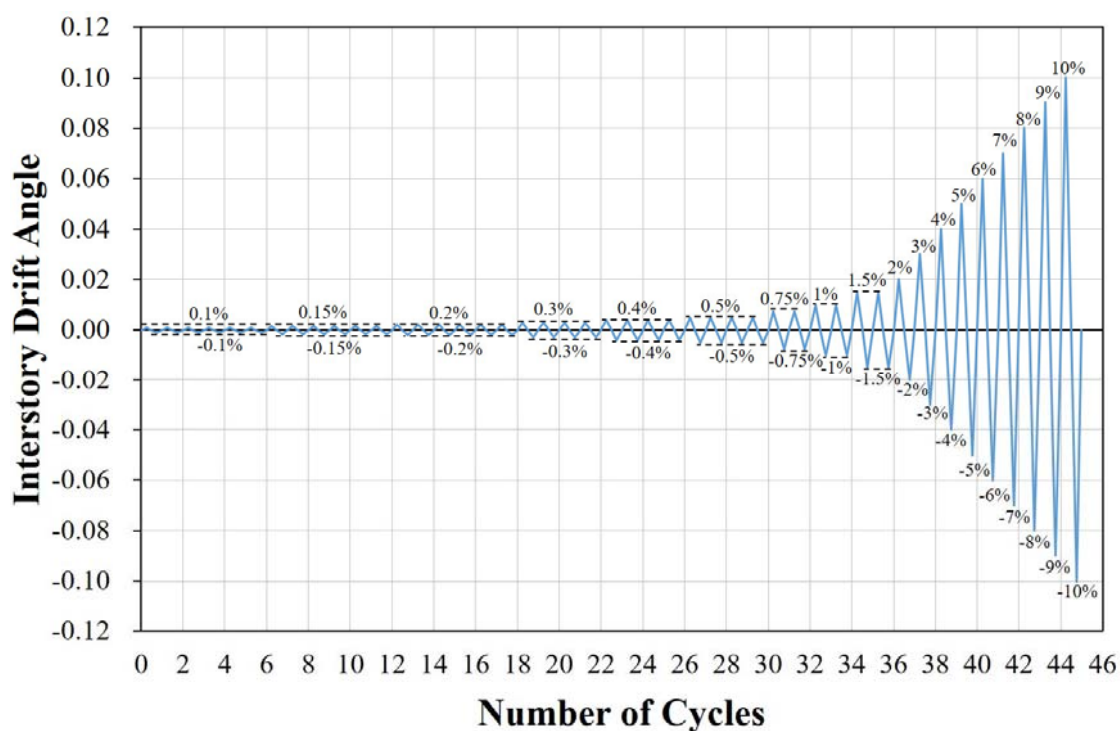
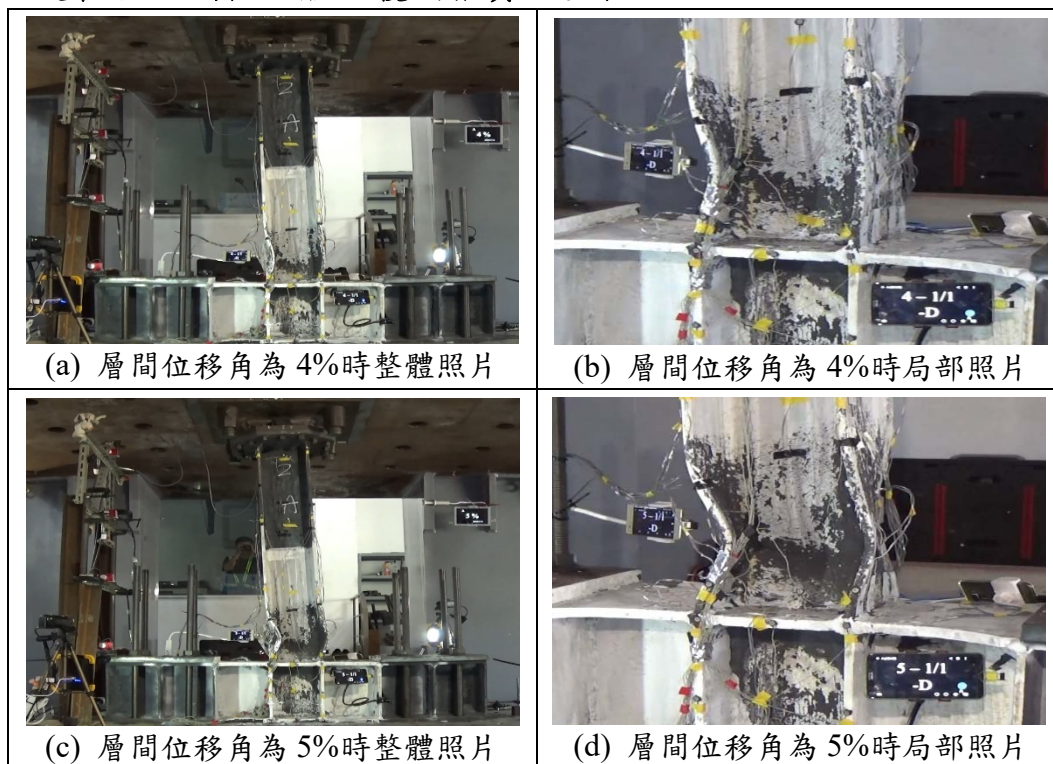


圖 6-12 鋼柱試體反覆側推實驗所採用之層間位移角控制歷程圖【71】
(本研究整理)

第六節 實驗結果

6.6.1 受軸壓之鋼柱試體反覆側推實驗歷程



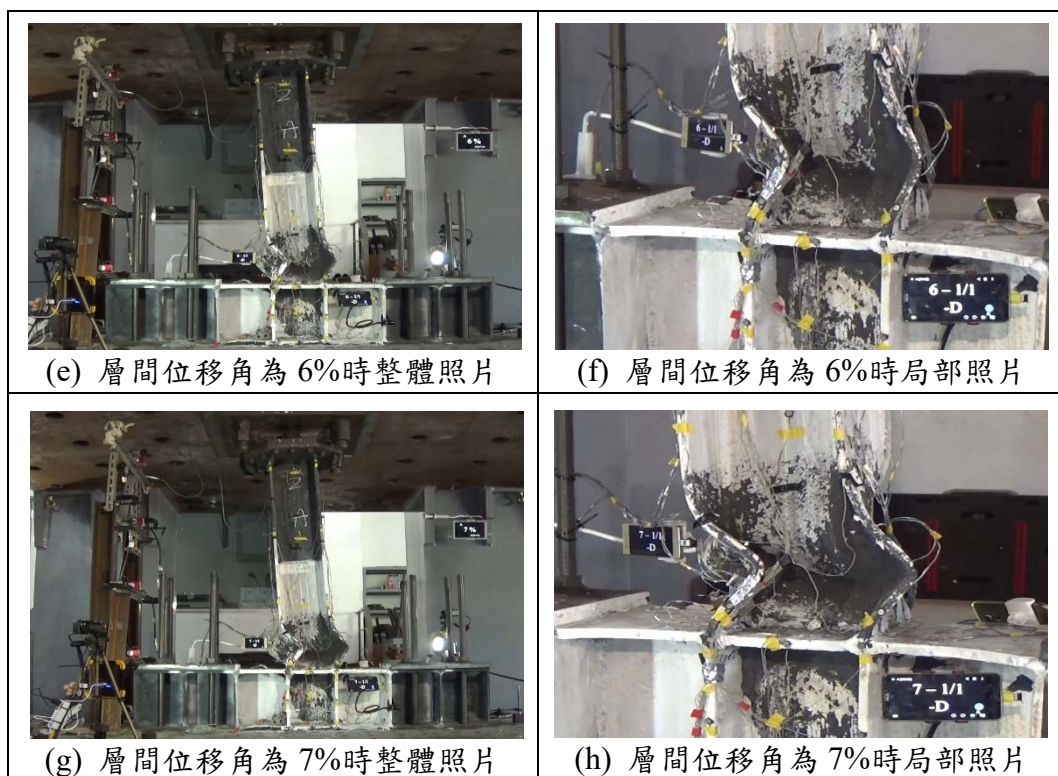
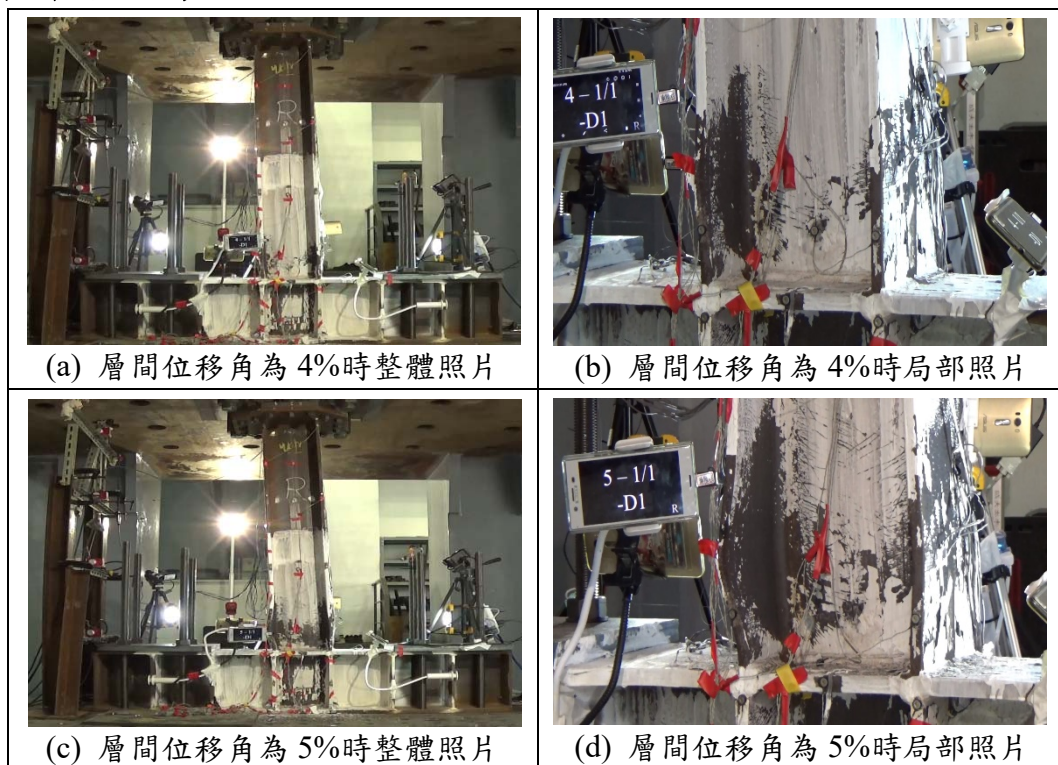


圖 6-13 A 試體於各歷程照片

(本研究整理)



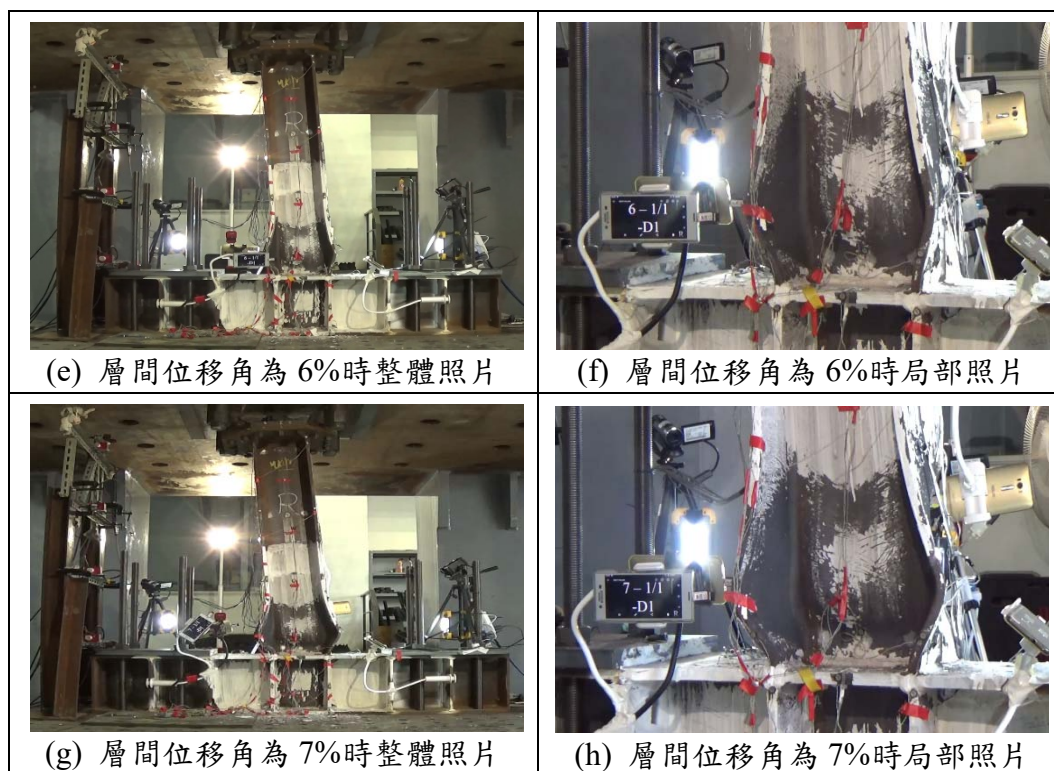


圖 6-14 R 試體於各歷程照片

(本研究整理)

由圖 6-13 可以看出 A 試體在層間位移角達 4% 時，柱東西翼板和腹板皆出現掉漆，東翼板出現輕微局部挫屈，然而西翼板已明顯局部挫屈；當層間位移角到達 5% 時，柱東西翼板和腹板掉漆情形加劇，西側翼板局部挫屈情形加劇，且西側翼板挫屈情形較東側翼板嚴重許多；當層間位移角到達 6% 時，柱東西側翼板皆已嚴重局部挫屈；當層間位移角達 7% 時，柱翼板和腹板變形加劇，降伏區域向上延伸；綜合以上觀察，在鋼柱試體和地梁上翼板銲接處上方在層間位移角 4% 以後已可看出明顯的塑性鉸形成。

由圖 6-14 可以看出 R 試體在層間位移角達 4% 時，柱東西側翼板皆出現掉漆情形，西側翼板掉漆情形較東側明顯且已產生輕微的局部挫屈；當層間位移角到達 5% 時，柱東西側翼板掉漆情形加劇，柱腹板也出現掉漆的現象，西側翼板已發生局部挫屈；當層間位移角到達 6% 時，柱東西側翼板皆已嚴重局部挫屈，R 試體的局部挫屈模式為西側翼板向外側(西側)凸起，東側翼板向外側(東側)凸起，此種翼板的破壞模式與 A 試體不同，A 試體翼板挫屈時，東側翼板向外側(東側)凸起，但西側翼板亦向內側(東側)凸起，於柱試體和地梁銲接處上方開始進入塑性鉸行為；當層間位移角達 7% 時，柱翼板和腹板變形加劇，降伏區域向上延伸；綜合以上觀察，在鋼柱試體和地梁上翼板銲接處上方在層間位移角 5% 以後已可看出明顯的塑性鉸形成。

比較圖 6-13 與圖 6-14 可看出，在達到相同的層間位移角時，受到 900°C 高溫火害後空冷的 A 試體鋼柱部分之翼板與腹板塑性變形較未受火害的 R 試體為大，鋼柱翼板與腹板局部挫屈亦較未受火害的 R 試體嚴重，且 A 試體與 R 試體鋼柱之兩片翼板的局部挫屈模式不同，綜合觀察兩組試體破壞變形模式，顯示：受到 900°C 高溫火害後空冷的 A 試體較未受火害的 R 試體有軟化的現象。

6.6.2 受軸壓之標稱剪力強度

欲探討三組不同溫度處理之鋼柱試體結構行為，在此定義受軸壓之鋼柱側推實驗之剪力強度 V_{na} ，其公式如下：

$$V_{na} = M_{na}/L \quad (\text{式 6-1})$$

其中 M_{na} 為本次實驗採用之鋼材 SN490B 受軸壓 534.7 kN 下之全斷面降伏彎矩

強度，其值為 285.29 kN-m， L 為本次實驗鋼柱試體之有效柱長 1.36 m；由公式(6-1)所求得之 V_{na} 為 209.77 kN，以此作為本實驗參考之受軸壓標稱剪力強度。

6.6.3 遲滯迴圈比較

受 900°C 高溫火害持溫一小時後，空氣冷卻至常溫之 A 試體受軸壓 $P_u = 534.69\text{kN}(54.5 \text{ tf})$ 時的反覆側推實驗各層間位移角之側推剪力如表 6-2、表 6-3 所示，正方向(向西)之側推剪力從+0.2%之層間位移角開始，側推剪力隨著層間位移角的增加而逐漸上升，直至+4%時達到 A 試體之最大側推剪力 $V_{\max}^+$ ，其值約為 195.73 kN；而當層間位移角超過+4%後，正方向側推剪力隨著層間位移角的增加而逐漸減少，+5%之層間位移角時，正方向側推剪力降低至 $0.9V_{\max}^+$ 以下，其側推剪力為 160.59kN；負方向(向東)之側推亦從層間位移角-0.2%開始，隨層間位移角增加逐漸上升，而在-3%時達到負方向之最大側推剪力 $V_{\max}^- = 191.20 \text{ kN}$ ，並且從-3%以後，側推剪力隨層間位移角增加而逐漸減少，-4%之層間位移角時，側推剪力降低之 $0.9V_{\max}^-$ 以下，其側推剪力為 171.20kN。A 試體之完整遲滯迴圈如圖 6-15 所示，若採用 Newell 和 Uang 【71】以及 Phan 【73】兩篇文獻分別所定義之鋼柱側推實驗的標稱剪力強度折減係數 0.9 與 0.8 之規定，來判定鋼柱試體的層間位移角容量(Drift Capacity)，則 A 試體之層間位移角容量分別為 3%與 4%。

未受火害之 R 試體受軸壓 $P_u = 534.69\text{kN}(54.5 \text{ tf})$ 時的反覆側推實驗各層間位移角之側推剪力如表 6-4、表 6-5 所示，正方向(向西)之側推剪力從+0.2%之層間位移角開始，側推剪力隨著層間位移角的增加而逐漸上升，直至+5%時達到 R 試體之最大側推剪力 $V_{\max}^+$ ，其值約為 268.25 kN；而當層間位移角超過+5%後，正方向側推剪力隨著層間位移角的增加而逐漸減少，直至+6%之層間位移角時，正方向側推剪力降低至 $0.9 V_{\max}^+$ 以下，其側推剪力為 231.00 kN；負方向(向東)之側推剪力亦從層間位移角-0.2%開始，隨層間位移角的增加而上升，而在-4%時達到負方向之最大側推剪力 $V_{\max}^- = 261.21 \text{ kN}$ ，並且從-4%以後，側推剪力隨層間位移角增加而逐漸減少，層間位移角達-6%時，側推剪力降低至 $0.9V_{\max}^-$ 以下，其側推剪力為 194.45kN。R 試體之完整遲滯迴圈如圖 6-16 所示，而於 $0.9V_{na}$ 與 $0.8V_{na}$ 下之層間位移角容量 (Drift Capacity)分別為 6%與 7%，兩組試體之側向位移角容量如表 6-6 所示。

表 6-2 A 試體於各正層間位移角之剪力強度

Interstory Drift	Shear Force V_i^+ (kN)	$V_i^+ / V_{\max}^+$
+0.20%	26.33	0.13
+0.30%	42.96	0.22
+0.40%	59.78	0.31
+0.50%	79.26	0.40
+0.75%	123.91	0.63
+1.00%	151.02	0.77
+1.50%	168.02	0.86
+2.00%	180.79	0.92
+3.00%	193.13	0.99
+4.00%	195.73	1.00
+5.00%	160.59	0.82
+6.00%	140.44	0.72
+7.00%	107.52	0.55

(本研究整理)

表 6-3 A 試體於各負層間位移角之剪力強度

Interstory Drift	Shear Force V_i^- (kN)	$V_i^- / V_{\max}^-$
-0.20%	-26.63	0.14
-0.30%	-42.32	0.22
-0.40%	-58.21	0.30
-0.50%	-76.77	0.40
-0.75%	-114.51	0.60
-1.00%	-139.57	0.73
-1.50%	-167.65	0.88
-2.00%	-178.70	0.93
-3.00%	-191.20	1.00
-4.00%	-171.20	0.90
-5.00%	-152.45	0.80
-6.00%	-135.61	0.71
-7.00%	-105.84	0.55

(本研究整理)

表 6-4 R 試體於各正層間位移角之剪力強度

Interstory Drift	Shear Force V_i^+ (kN)	$V_i^+ / V_{\max}^+$
+0.20%	27.23	0.10
+0.30%	44.88	0.17
+0.40%	61.44	0.23
+0.50%	80.71	0.30
+0.75%	127.61	0.48
+1.00%	163.30	0.61
+1.50%	198.41	0.74
+2.00%	222.22	0.83
+3.00%	248.20	0.93
+4.00%	262.31	0.98
+5.00%	268.25	1.00
+6.00%	231.00	0.86
+7.00%	203.85	0.76

(本研究整理)

表 6-5 R 試體於各負層間位移角之剪力強度

Interstory Drift	Shear Force V_i^- (kN)	$V_i^- / V_{\max}^-$
-0.20%	-31.14	0.12
-0.30%	-50.53	0.19
-0.40%	-66.42	0.25
-0.50%	-88.47	0.34
-0.75%	-135.89	0.52
-1.00%	-169.59	0.65
-1.50%	-203.98	0.78
-2.00%	-225.24	0.86
-3.00%	-248.04	0.95
-4.00%	-261.21	1.00
-5.00%	-241.62	0.93
-6.00%	-194.45	0.74
-7.00%	-169.35	0.65

(本研究整理)

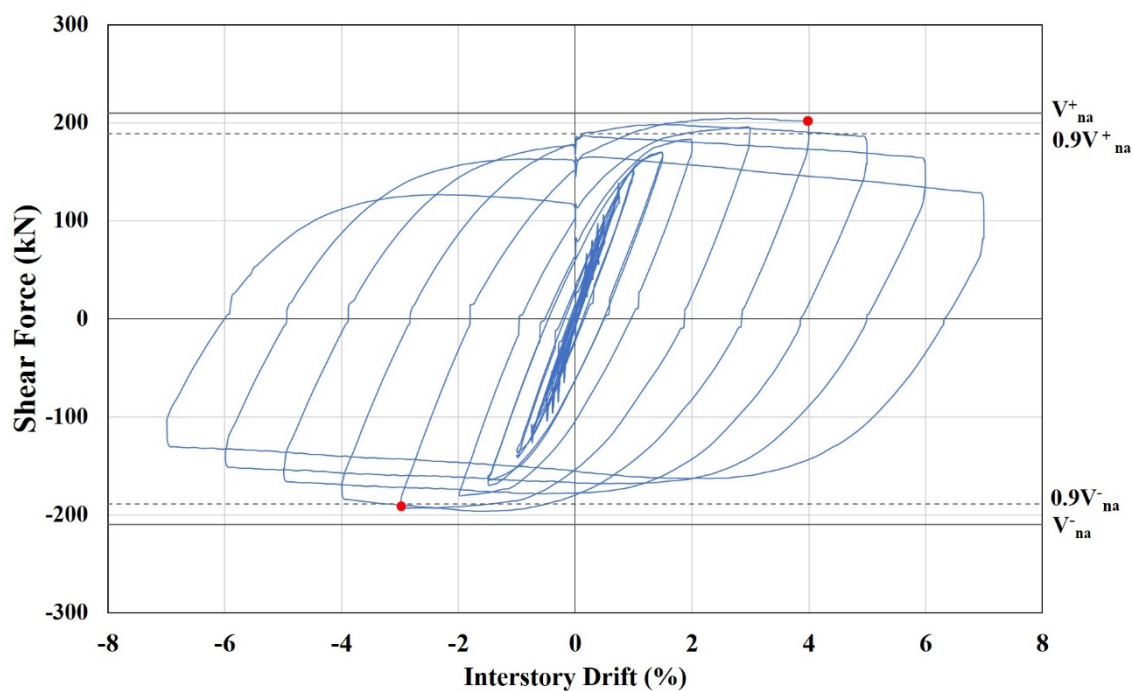


圖 6-15 受軸壓之 A 試體之遲滯迴圈

(本研究整理)

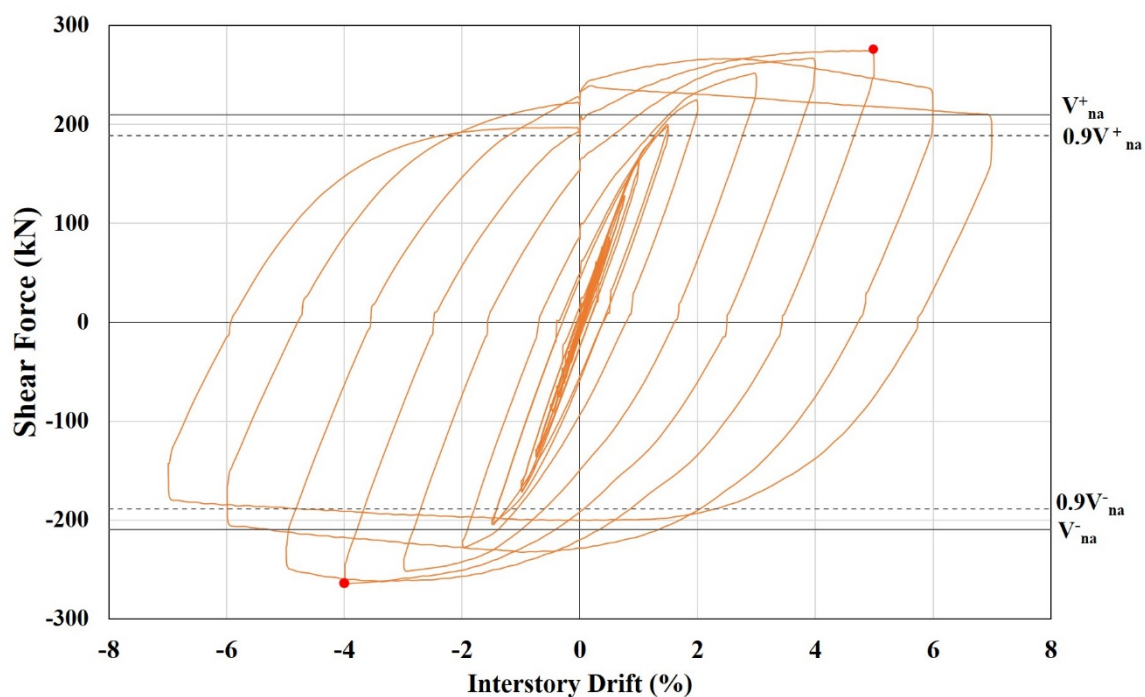


圖 6-16 受軸壓之 R 試體之遲滯迴圈

(本研究整理)

表 6-6 A 試體和 R 試體之層間位移角容量

試體	層間位移角容量	
	$0.9V_{na}$	$0.8V_{na}$
A 試體	3%	4%
R 試體	6%	7%

(本研究整理)

表 6-7 兩組試體於各層間位移角之剪力強度與強度折減率

Interstory Drift	Shear Force (kN)		$R_{s,i}$
	A 試體	R 試體	
+0.20%	26.33	27.23	-0.03
-0.20%	-26.63	-31.14	-0.14
+0.30%	42.96	44.88	-0.04
-0.30%	-42.32	-50.53	-0.16
+0.40%	59.78	61.44	-0.03
-0.40%	-58.21	-66.42	-0.12
+0.50%	79.26	80.71	-0.02
-0.50%	-76.77	-88.47	-0.13
+0.75%	123.91	127.61	-0.03
-0.75%	-114.51	-135.89	-0.16
+1.00%	151.02	163.30	-0.08
-1.00%	-139.57	-169.59	-0.18
+1.50%	168.02	198.41	-0.15
-1.50%	-167.65	-203.98	-0.18
+2.00%	180.79	222.22	-0.19
-2.00%	-178.70	-225.24	-0.21
+3.00%	193.13	248.20	-0.22
-3.00%	-191.20	-248.04	-0.23
+4.00%	195.73	262.31	-0.25
-4.00%	-171.20	-261.21	-0.34
+5.00%	160.59	268.25	-0.40
-5.00%	-152.45	-241.62	-0.37
+6.00%	140.44	231.00	-0.39
-6.00%	-135.61	-194.45	-0.30
+7.00%	107.52	203.85	-0.47
-7.00%	-105.84	-169.35	-0.38

(本研究整理)

表 6-7 為 A 試體與 R 試體之側向剪力強度比較，在表 6-7 中，為了瞭解火害後之 A 試體較未受火害之 R 試體在側向剪力強度的折減情形，因此定義 A 試體較 R 試體於相同層間位移角下的剪力強度折減率 R_S ，其公式為：

$$R_{S,i} = \frac{V_{i,A}^j - V_{i,R}^j}{V_{i,R}^j} \quad (\text{式 6-2})$$

由表 6-7 可看出，並隨著層間位移角的增加，A 試體的側向剪力強度折減值越來越大，在層間位移角為-2.00%，A 試體之側向剪力強度折減已在 20%以上，在層間位移角為+7%時，A 試體之側向剪力強度折減已高達 47%。

圖 6-17 為受軸壓力 54.5 tf 作用下兩組鋼柱試體側向剪力與層間位移角之骨幹曲線比較，由圖 6-17 可看出，受 900°C 高溫火害後氣冷的 A 試體在層間位移角 $\pm 0.50\%$ 的彈性階段之前，其側推剪力強度與未受火害的 R 試體相差不大，然而，在層間位移角 $\pm 1.00\%$ 之後的塑性階段，A 試體的骨幹曲線皆在 R 試體的骨幹曲線之下，在相同的層間位移角時 A 試體的側推剪力強度較 R 試體為低，且隨著鋼柱試體的層間位移角增加，其剪力強度折減越大，此外，當兩組試體受到相同大小的側推剪力作用時，A 試體的側向變形將大與 R 試體。

圖 6-18 為 A 試體與 R 試體於各層間位移角之側向勁度比較，側向勁度之公式為

$$K_i = \sum_{j=1}^n (V_i^{j+} - V_i^{j-}) / \sum_{j=1}^n (\Delta_i^{j+} - \Delta_i^{j-}) \quad (\text{式 6-3})$$

其中 K_i 為層間位移角為 $i\%$ 之側向勁度， V_i^{j+} 、 V_i^{j-} 、 Δ_i^{j+} 以及 Δ_i^{j-} 分別是在 $i\%$ 層間位移角下，第 j 個迴圈之最大正、負側推剪力與正、負側向位移， n 為 $i\%$ 層間位移角時之迴圈數。從圖 6-18 中可看出在相同層間位移角下，A 試體之側向勁度相較 R 試體為低，並且隨層間位移角的增加，勁度折減率 R_k 逐漸降低，在此定義側向勁度折減率公式為

$$R_k = \frac{K_{i,A} - K_{i,R}}{K_{i,R}} \quad (\text{式 6-4})$$

其中 $K_{i,A}$ 與 $K_{i,R}$ 分別為 A 試體與 R 試體在 $i\%$ 層間位移角下之側向勁度。當層間位移角達 7%時，A 試體較 R 試體之側向勁度折減為 42%。

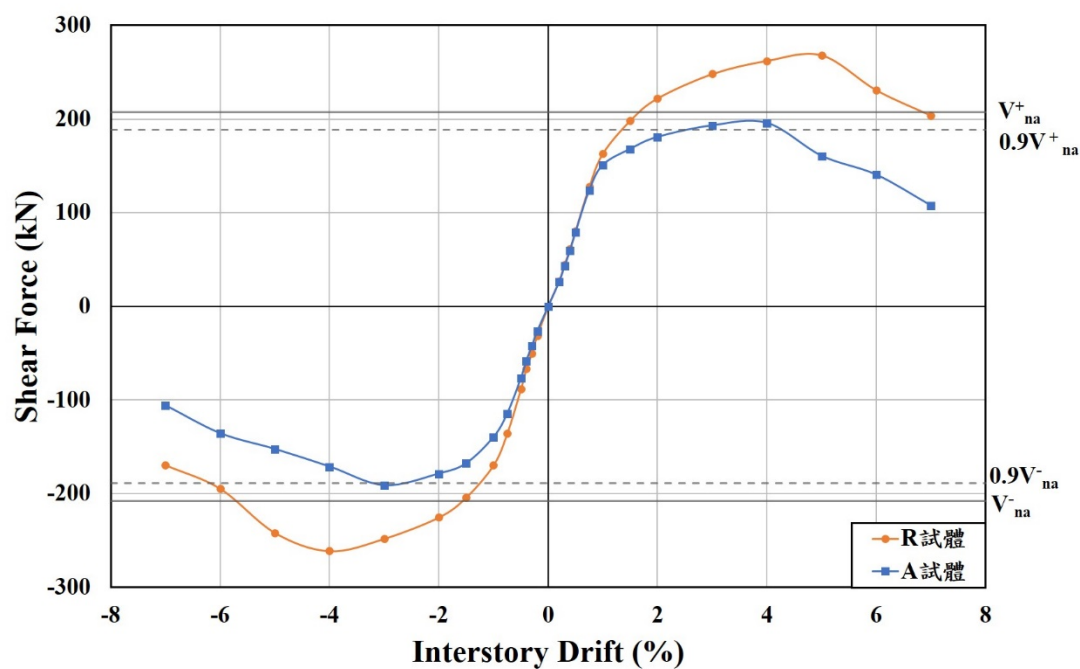


圖 6-17 兩組試體側向剪力與層間位移角之骨幹曲線
(本研究整理)

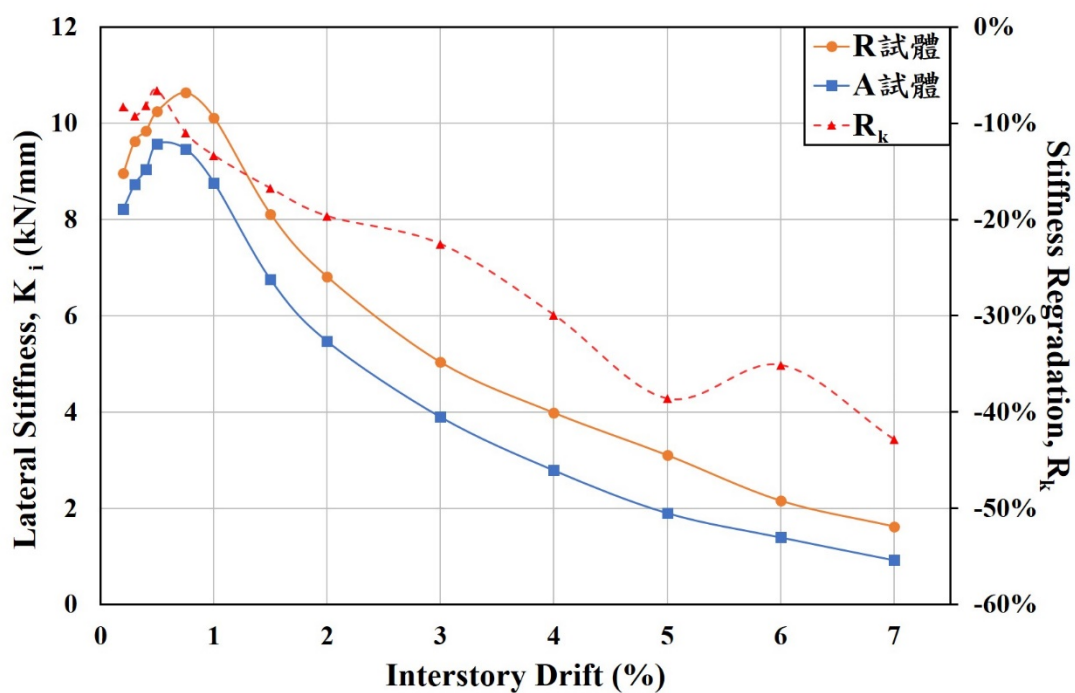


圖 6-18 兩組試體之側向勁度折減曲線
(本研究整理)

6.6.4 梁柱接頭區柱翼板之應變計比較

A 試體和 R 試體東西側翼板應變計 CW_1、CW_4、CE_1、CE_4 距離地梁上方 30mm，其量測結果與歷程關係如圖 6-19、圖 6-20，由於初始狀況有施加軸向壓力，所以可以發現應變計的數值是從約-0.0002 開始隨層間位移角不同而改變，當鋼柱試體處於正層間位移角時，由於彎矩的作用，鋼柱試體東側翼板受到壓力，鋼柱試體西側翼板受到拉力；當鋼柱試體處於負層間位移角時，鋼柱試體東側翼板受到拉力，鋼柱西側翼板受壓力。

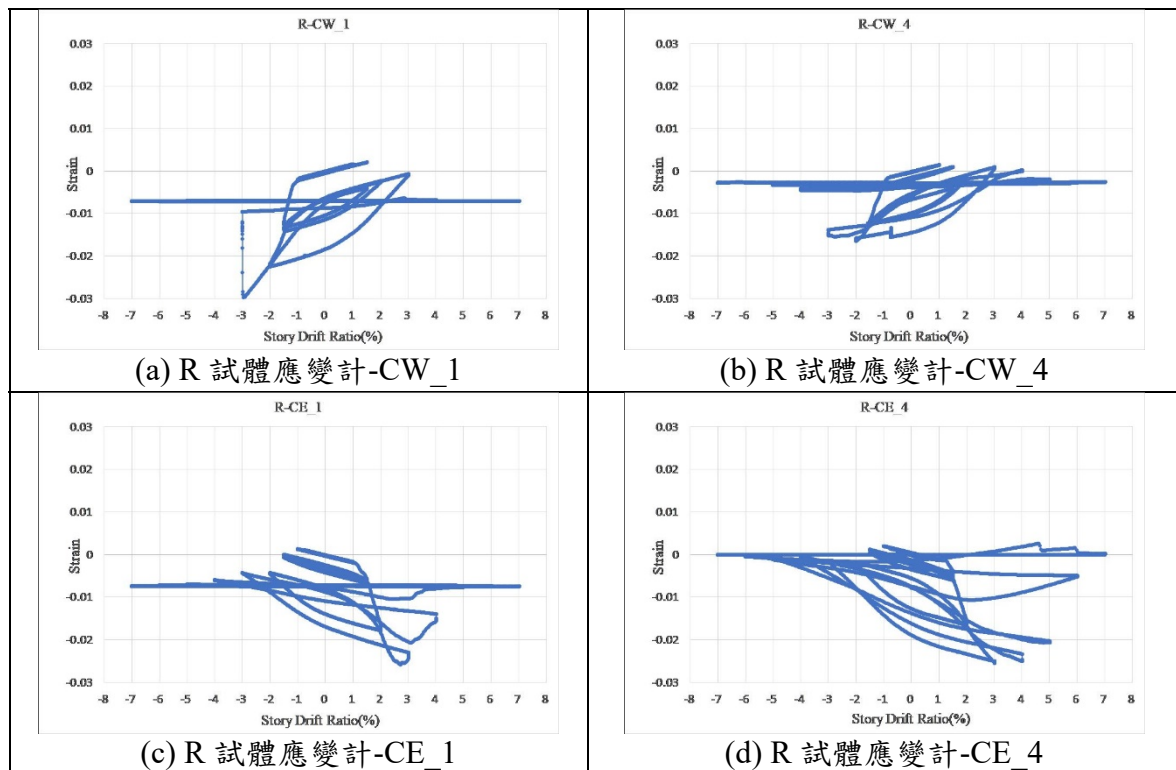


圖 6-19 R 試體東西側翼板應變計讀值變化圖

(本研究整理)

由圖 6-19 可以發現 R 試體在層間位移角 1%前，鋼柱試體應變計讀值變動幅度不大，位於彈性階段；當層間位移角達 1.5%，應變計讀值大量增加，且出現殘餘應變，可以了解到此階段已有材料進入塑性階段，並且發現翼板西南側應變計 CW_1 與西北側應變計 CW_4 於-1.5%層間位移角時，應變計讀值突增；當層間位移角達 2%，應變量持續增加，可以了解更多區域進入塑性階段，如圖 6-19(a)，且透過觀察圖 6-19(a)、圖 6-19(b)，可以發現鋼柱西側翼板南邊應變量較北邊高出許多；當層間位移角達 3%

時，鋼柱試體出現挫屈行為，可以發現原本負應變，因為挫屈產生受拉的現象，進而導致應變計讀值上升，柱試體東南側翼板應變計 CE_1、東北側翼板應變計 CE_4、西南側翼板應變計 CW_1 等應變計讀值劇烈變化，部分應變值已超出應變計容許應變量，導致應變計失效，唯獨西北側翼板應變計 CW_4 讀值為-0.015 還在應變計可量測範圍；當層間位移角達 4% 時，西南側翼板應變計 CW_1 因為挫屈的情形加劇，導致受拉現象增大，應變計讀值持續上升；當層間位移角達 7% 時，應變計皆因超出應變計可量測範圍而失效。

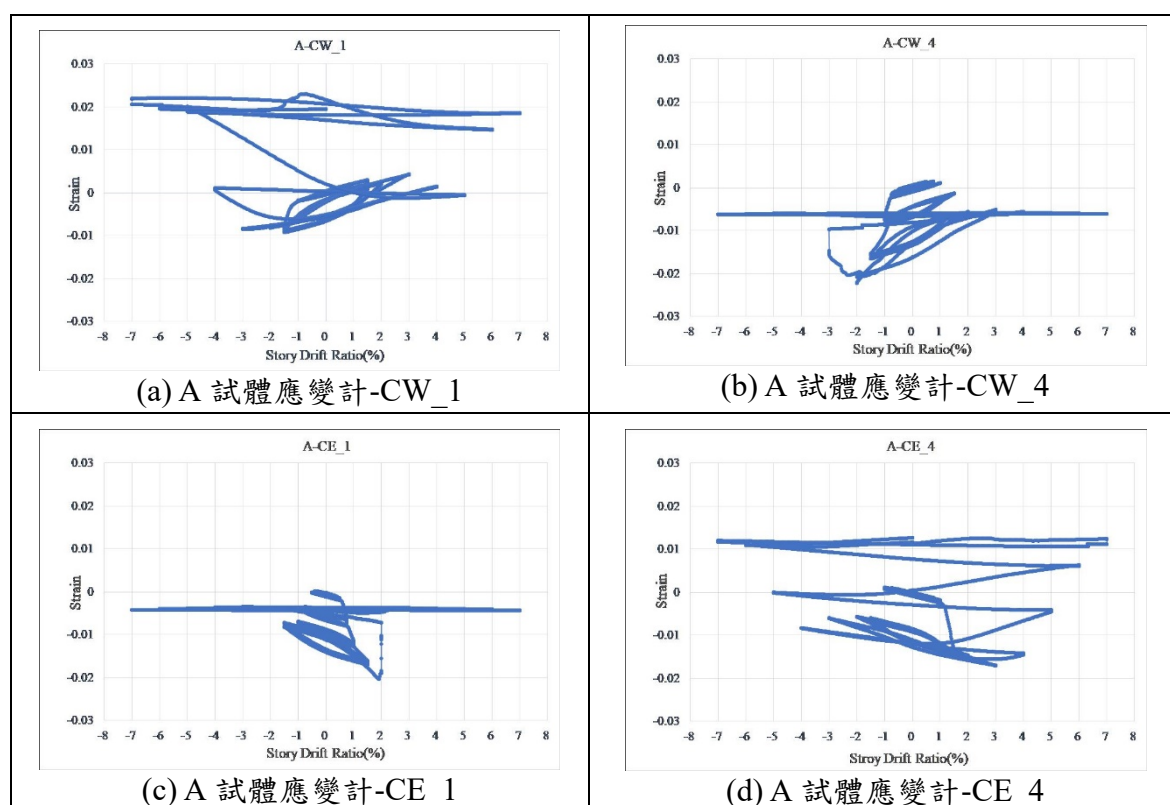


圖 6-20 A 試體東西側翼板應變計讀值變化圖

(本研究整理)

由圖 6-20 可以發現 A 試體在層間位移角 1% 前，鋼柱試體翼板部分應變已進入塑性階段，出現殘餘應變；當層間位移角 1.5%，應變計讀值持續增加；當層間位移角達 2%，柱西北側應變計 CW_4、東南側應變計 CE_1，皆有因為挫屈產生而導致材料原本受壓變成受拉的情況，進而使應變的增加，且透過觀察圖 6-20(a)、圖 6-20(b)，可以發現東側翼板南邊應變較北邊明顯許多；當層間位移角達 3% 時，柱西北側翼板應變計 CW_4、東南側翼板應變計 CE_1 最大應變皆已超出應變計可量測範圍而失效；

當層間位移角達 4% 時，柱西南側翼板應變計 CW_1 因為試體嚴重局部挫屈而發生應變回跳的現象；直到 6%，柱翼板東北側 CE_4 也發生應變回跳的現象；當層間位移角達 7% 時，可以發現柱試體西南側翼板應變計 CW_1 和東北側翼板應變計 CE_4 呈現正向應變。

6.6.5 小結

- (1) 由受到 900°C 高溫火害後氣冷的 A 鋼柱試體與未受火害的 R 鋼柱試體於不同側推歷程之實驗照片，可以看出到火害後的 A 鋼柱試體比未受火害的 R 鋼柱試體較早出現鋼柱翼板與腹板局部挫屈的情形，且隨著側推層間位移角的增加，在相同層間位移角下，火害後的 A 鋼柱試體局部挫屈與塑性變形比未受火害的 R 鋼柱試體來得更加嚴重，兩組試體之兩片翼板的局部挫屈破壞模式也不同。最後 7% 歷程結束時，可以明顯觀察出火害後的 A 試體軸向潰縮較多。
- (2) 由兩組鋼柱試體之相同翼板位置的應變計比對可以發現：A 鋼柱試體最早於 1% 左右就有材料進入塑性階段，並且綜觀整體應變量，可以發現 A 鋼柱試體挫屈情形明顯比 R 鋼柱試體嚴重，由此可知受到 900°C 高溫火害後經空氣冷卻之鋼柱試體(A 試體)其降伏強度有下降的現象。
- (3) 未受火害的 R 鋼柱試體的最大側向正推剪力強度 $V_{\max}^+ = 268.25$ kN，發生在層間位移角 $= +5\%$ 時，最大側向反推剪力強度 $V_{\max}^- = 261.21$ kN，發生在層間位移角 $= -4\%$ 時；受到 900°C 高溫火害後氣冷的 A 鋼柱試體的最大側向正推剪力強度 $V_{\max}^+ = 195.73$ kN(為未受火害的 R 鋼柱試體最大側向正剪力之 75%)，且提早發生在層間位移角 $= +4\%$ 時，A 鋼柱試體的最大側向反推剪力強度 $V_{\max}^- = 191.20$ kN(為未受火害的 R 鋼柱試體最大側向反推剪力之 77%)，且提早發生在層間位移角 $= -3\%$ 時；以上實驗結果顯示：材質為 SN490B 之 RH250×250×9×14 鋼柱在受到 900°C 高溫火害後空氣冷卻到常溫，其受 20% 軸壓載重比時之最大側向剪力強度將較火害前平均降低 27%。
- (4) 由兩組試體之反覆側推剪力與層間位移角構成之骨幹曲線圖(圖 6-17)可看出，受 900°C 高溫火害後氣冷的 A 鋼柱試體在層間位移角 $\pm 1.5\%$ 之後的塑性階段，A 試

體的骨幹曲線皆在未受火害的 R 鋼柱試體之骨幹曲線之下，顯示：在相同的層間位移角時 A 試體的側推剪力強度較 R 試體為低，且隨著鋼柱試體的層間位移角增加，其剪力強度折減越大，此外，當兩組試體受到相同大小的側推剪力作用時，A 試體的側向變形將大與 R 試體。

- (5) 由兩組試體之側向勁度折減曲線(圖 6-18)可看出，受到 900°C 高溫火害後氣冷的影響，A 試體之側向勁度皆小於 R 試體，層間位移角越大，勁度折減率亦越大，當層間位移角達 7% 時，A 試體之側向勁度折減已達 42%。

(本頁空白)

第七章 結論與建議

第一節 結論

本研究 109 年的主題是探討火害後鋼筋混凝土構件與鋼構件之耐震性能，以實驗的方式進行研究，製作 4 個鋼筋混凝土柱與 2 個鋼柱試體，於內政部建築研究所防火實驗中心進行火害實驗，以模擬鋼筋混凝土柱與鋼柱在火場中所受到高溫影響，之後再運至鄰近的國家地震中心台南實驗室進行未受火害和受火害鋼筋混凝土柱與鋼柱的反覆載重實驗，藉以了解火害後鋼筋混凝土柱與鋼柱的耐震能力變化，本研究亦建置單層單跨鋼筋混凝土構架屋 2 座，以供後續鋼筋混凝土構架屋火害後的耐震性能研究之用，此外，同時進行受火害與未受火害單層單跨鋼筋混凝土構架屋受地震之數值模擬，並彙整火害後鋼筋混凝土柱與鋼柱之結構耐震評估實驗數據資料。本研究所得結論如下：

- (1) 受火害鋼筋混凝土柱試體之反覆載重實驗結果顯示，根據標準升溫曲線進行加熱 3 小時，30 cm 正方形斷面之表面、保護層、中心點最高溫度約為 800、560、420 度。鋼筋溫度約為 500 度。火害後鋼筋與混凝土之間的握裹力遭到破壞，反覆載重實驗所得之遲滯迴圈有握裹滑移引致的迴圈束縮 (pinching) 情況。此外，火害後混凝土柱試體的塑鉸發生位置有移動趨勢。
- (2) 火害後鋼筋混凝土柱試體之降伏勁度及強度，均隨著火害延時及軸壓越大而降低，強度下降約 10%、降伏勁度折減約 40%。
- (3) 本研究使用 OpenSees 對鋼筋混凝土柱、2D 鋼筋混凝土構架以及 3D 鋼筋混凝土構架屋試體建立數值模型，能分析混凝土與鋼筋材料之強度、勁度與其他包含撓曲、剪力以及鋼筋滑移等力學行為，可合理分析極限強度、勁度、遲滯迴圈與反覆載重之勁度折減。
- (4) 本研究所提出之斷面溫度結合有限元素的分析方法，可分別對斷面溫度之簡化與材料性質裂化之應用進行驗證，用於本研究之受火害後數值模型側推行為分析與殘餘強度預測，亦可將驗證之簡化流程結合其他分析方法進行應用。
- (5) 受火害鋼柱試體之反覆載重實驗結果顯示，材質為 SN490B 之

RH250×250×9×14 鋼柱試體在受到 900°C 高溫火害後空氣冷卻到常溫，在承受 20%軸壓載重比作用，其最大側向剪力強度(耐震強度)較未受火害的鋼柱試體平均降低 23.5%。若以 80%的鋼柱試體標稱剪力強度來判定，其層間位移角容量(Drift Capacity)為 4%，符合我國耐震規範梁柱接頭層間位移角 4%的規定，但若以較嚴格之 90%的鋼柱試體標稱剪力強度來判定，其層間位移角容量(Drift Capacity)將減少為 3%，值得吾人注意。

- (6) 鋼柱試體之反覆載重實驗發現，火害後鋼柱試體之局部挫屈與塑性變形比未受火害鋼柱試體來得更加嚴重且軸向潰縮較多，受火害鋼柱試體降伏強度有下降的現象，另受火害鋼柱試體之側向勁度皆小於未受火害鋼柱試體，層間位移角越大，勁度折減率亦越大，當層間位移角達 7%時，受火害鋼柱試體較未受火害鋼柱試體之側向勁度折減已達 31%。

第二節 建議

建議一

火害後鋼筋混凝土構架屋之結構耐震性能評估研究：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國立成功大學、國家地震工程研究中心

鋼筋混凝土建築受到火災侵襲後，其構件與梁柱接頭之混凝土與鋼筋，常因火場的高溫造成材質與握裹能力之變化，以致構件與接頭之強度折減，使得鋼筋混凝土建築整體結構耐震能力下降，吾人可透過未受火害與受火害之鋼筋混凝土構架屋的大型振動台實驗，藉以研究火害後鋼筋混凝土構架屋之結構耐震性能。

建議二

火害後補強鋼構架屋之結構耐震性能評估研究：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國立成功大學、國家地震工程研究中心、中國鋼鐵結構股份有限公司

鋼構建築受到火災侵襲後，因火場的高溫與冷卻方式造成材質變化，造成構件強度下降，常進行火害後構件與梁柱接頭的補強繼續使用，然而有關火害後補強的鋼構建築之耐震性能如何？值得進一步探討。吾人可透過鋼構實驗屋的大型振動台實驗，藉以研究火害後補強的鋼構建築之結構耐震性能。

附錄一 期初審查會議記錄

內政部建築研究所
「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」

委託研究計畫案

審查意見及廠商回應一覽表

項次	審查委員意見	廠商回應
1	火害後 RC 及鋼構件之反覆載重實驗，試體長度能否真實反應實際建築構件行為？	本計畫試體設計須考慮高溫爐加載設備之空間、反力牆附掛側向千斤頂之高度、柱破壞模式、單一構件與構架屋試體尺寸效應等要求。目前所規劃 RC 柱及鋼柱試體長度為實際柱長的 1/2，其邊界條件與施力方式將與實際柱構件受軸向載重的彎矩相似，應可反映實際情形，但本研究團隊仍將透過專家座談會與貴所確認後，再進行試體製作。
2	火害後 RC 採定載定溫目的請加以說明，400℃、700℃及 1100℃所考量為何？	火害實驗需考慮的因素很多，如加載大小、加載速率、溫度、持溫時間、冷卻速率、冷卻方式等。根據標準升溫曲線，400 度內保持線性，1100 度約達最高溫，故另選擇中間值 700 度，如此可定義 3 組固定溫度載重，簡化後續實驗與分析比較的複雜性。
3	RC 構件尺度與構架屋不同，火害試驗條件不同，如何相互引用？	溫度之熱傳效應對混凝土試體而言具有尺寸效應，然因構架屋試體受限於振動台載重與斷面軸力比，造成柱尺寸較小。構件實驗之斷面則宜適度放大，使其接近現地尺寸。當完成構件實驗之分析，忠實呈現定載定溫的實驗結果後，更有機會模擬構架屋受到較為

		複雜的情況。
4	火害後鋼構件之反覆載重試驗目的?與構架屋關係請說明，火害時為何未加載?請說明。	火害後鋼柱構件反覆載重試驗之目的在透過鋼柱構件受側向載重的歷程，瞭解其受地震側向力作用時，其強度與韌性折減的情形。目前規劃的鋼柱試體尺寸可做為未來構架屋之柱構件尺寸參考。由於我國大樓建築之柱設計皆考量地震力，因此低樓層之柱構件尺寸較大，鋼柱構件在服務載重下的軸力比不高，故鋼柱構件受火害時因軸力破壞之可能性不高，因此在鋼柱試體受火害時未加載。
5	服務建議書列有木堆，今年度是否有進行構架屋火害試驗?構架屋四周牆體請作說明。	本計畫木堆燃料之規劃主要是將利用戶外試驗場的既有鋼構實驗屋的區劃空間作為加熱鋼柱試體的火場，RC 構架屋的四周將暫不規劃設置牆體。
6	本案研究團隊學經歷堅強，應能符合研究需求。	感謝委員的肯定。
7	請補充說明各構造構件的種類(如柱、梁或接頭)，及最少能完成的數量。	本計畫試體目前規劃 RC 柱試體 4 組，鋼柱試體 2 組，本研究團隊將透過專家座談會與貴所確認後，再進行試體製作。
8	請補充說明試體之規劃，是用以模擬或解決何種工程問題?以及試體斷面係如何決定?	試體設計以新建結構物之撓曲破壞為主。試體設計須考慮高溫爐加熱設備之空間、反力牆附掛側向千斤頂之高度、柱破壞模式、單一構件與構架屋試體尺寸效應等要求。
9	請說明本研究之構件實驗	構件實驗宜與構架屋實驗進

	之規劃，未來是否會與構架屋之實驗進行比對，若會則請再強化構件及構架屋試體規劃之關聯性。	行比對。目前初步規劃結果將再進行檢討，強化構件及構架屋試體規劃之關聯性，本研究團隊將透過專家座談會與貴所確認後，再進行試體製作。
10	軸向應力 $0.3 f_c' A_g$ 選定原因？	參考消防署「107 年全國火災統計分析」顯示低樓層（第 1 至第 3 樓）發生火災機率較高。另參考 ACI 318-19，取軸力比 0.3 作為橫向鋼筋用量需額外增加的判別依據。因此，本計畫取單柱構件之軸向應力比為 0.3。
11	選擇加熱 1 小時後進行試驗，原因為何？	參考之前現地火害實驗經驗，達指定溫度後再 1 小時應已足夠，但實際加熱時間，本研究團隊將透過專家座談會與貴所確認。
12	高寬比 1:3 非正常柱(兩端固接)。	本研究單柱構件之高寬比，係以反曲點距離 120 cm 與柱寬 30 cm 之比值為 4:1 當作初步設計，本研究團隊將透過專家座談會與貴所確認。
13	loading history 的安排請補充說明。	針對韌性破壞試體，其 Loading history 的安排為層間位移角 3%前採用 3 個迴圈，自 4%起改為 2 個迴圈。
14	試體配筋依據的規範(新或舊，是否有韌性配筋)。	初步規劃以新建結構具韌性配筋為主。
15	建築物結構耐震行為重點在於研究建築物地震時之韌性容量，請加強在火害後建築物結構韌性變化。	感謝委員建議，本研究團隊將遵照辦理。

16	建築物結構耐震數值分析，建議以側推分析(pushover analysis)。	本研究將以側推分析為主，調查火害後構件與建物之側推行為。
17	試驗計畫宜界定火害後耐震性能研究，考慮試驗目的及試驗室規模，宜對構件試驗詳加規劃，對於試驗保險，是否有所規劃？	感謝委員建議，本計畫之研究相關人員將投保意外險。
18	RC 造構件試體加熱一小時是否足夠？	參考之前現地火害實驗經驗，達指定溫度後再 1 小時應已足夠，但實際加熱時間，本研究團隊將透過專家座談會與貴所確認。
19	RC 造構架屋柱斷面 25cm×25cm 是否需符合混凝土結構設計規範最小柱寬 30cm 的規定？	RC 造構架屋之柱斷面取 25cm×25cm，係考量振動台載重限制與試體製作經費考量，本研究團隊將透過專家座談會與貴所確認後，再進行試體製作。
20	RC 造構架屋柱橫向箍筋配置 D10@ 5cm 及 D10@ 8cm，一般實務上之間距大多為 10cm 及 15cm，提供參考。	RC 造構架屋柱橫向箍筋配置設計係參考國震中心 106 年至 108 年縮尺 RC 三層樓與七層樓結構實驗，有關橫向箍筋間距，本研究團隊將透過專家座談會與貴所確認。
21	本研究 RC 構件是否全為 RC 柱構件，請統一。	感謝委員建議，RC 構件皆為 RC 柱構件，將遵照指示修改。
22	計畫製作 RC 構件僅文字敘述尺寸，未以圖面補充，建議加強。(服務建議書第 23 頁)	感謝委員建議，爾後報告書將補充相關設計圖面。

23	若構件長度 90cm，其與一般建築柱高 300cm 不同，請說明。(服務建議書第 23 頁)	本研究柱構件試體之高寬比，係以反曲點距離 120 cm 與柱寬 30 cm 之比值為 4:1 獲得。
24	高溫 1100℃，比先前研究為高，是否確認可行？又鋼構軟化，是否維持加載？	本研究試體的加熱溫度與方式，研究團隊將透過專家座談會與貴所確認後進行。
25	為使整體研究目標，更明確易懂，宜於研究過程，先提出整體計畫建議，以協助瞭解分期研究之妥適性。	感謝委員建議，本研究團隊遵照辦理。
26	簡報第 10 頁提出建立單層單跨構架屋及與國震中心模型組合方式，其對於研究目標之有效性請加以說明。	本研究沒有採用國震中心既有 RC 雙跨模型組合，係因本案試體製作經費有限，僅能製作兩座單層單跨構架屋，但不影響本計畫研究目的與成果。

廠商簽章：



業務單位審查簽章：李 吳 忠

(本頁空白)

附錄二 期中與期末審查會議記錄

「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」案

期中審查會議回應表

專家學者意見	回應
李明智 理事長： 1. 肯定本研究重要及必要性。 2. 對於文獻研究，建議作初步列表及說明，對於讀者更能清楚閱讀。 3. 實際上，不同跨度、軸向力安排、火害時間等，與結構元件或構架結構行為差異(比如耐度、強度比較或結構行為)與無火害之差異，可能於電腦程式參數異同折減修正建議及補強方式建議。	答：感謝委員肯定。 答：遵照辦理。 答：本研究包含火害後 RC 柱、鋼柱試體的反覆側推實驗，以及數值模擬，研究團隊希望從實驗獲得未受火害 RC 柱、鋼柱試體和火害後 RC 柱、鋼柱試體之強度與韌性的差異，以期做為數值模擬時參數設定之依據。
陳啟仁 教授： 1. 研究報告書文獻回顧詳實豐富，建議可於第二張末增加一小結，說明上述文獻與本研究之參考度及關聯度。 2. OpenSees 軟體對於此研究之特殊考	答：遵照辦理。 答：OpenSees 對於構件彎矩分析，可採有限纖維斷面分析，使用各纖

量及適用性建議補充。 3. 火害燃燒以木堆方式模擬是否能有穩定控制燃燒設定時間內之行為，建議補充。	維之材料組成律，模擬構件斷面之合力與變形關係。此分析方法有利於描述構材受火害後之非均勻斷面性質。 答：感謝委員指教。構架屋採用木堆燃燒方式係模擬現場火害條件，國際間現地戶外火害實驗均採此方式進行。
江支川 建築師： 1. 實驗性的火害後結構評估，與真實建築物火災後的耐震能力，到底有多大差異，請在研究定位上補充說明。 2. RC 有保護層有一定的防火性能，但鋼構不耐火，實驗會有防火被覆的考量嗎？ 3. 未來研究成果，如何影響建築設計，請追加說明。	答：感謝委員指教。構件實驗係依照 CNS 12514 規定進行，可獲得標準升溫條件下的構件行為，有利於後續數值分析比對及與建研所歷年相關研究報告比對。構架屋實驗係模擬現場火害條件，國際間現地戶外火害實驗均採此方式進行。 答：鋼柱火害實驗時將以裸鋼的形式加熱，將不考慮有防火被覆的情況，試體的火害溫度高低是影響試體火害後耐震能力的主要原因，防火被覆只會延遲試體溫度上升的時間。 答：感謝委員指教。研究成果預計提出火害後梁、柱構件之塑性鉸設定方式，可納入相關分析程式以

	完成火害後的建築物耐震能力詳細評估及補強設計工作。
郭詩毅 教授： 1. 火害前後試體吊裝、相關防護及安全工作落實。吊裝前後作檢視，如目視裂縫、裂紋、剝落等，或非破壞性超音波試驗。 2. 火害後燒失量取樣，由材料變化結合結構，可以強化結構分析結果，如火害後 RC 柱構件的耐震能力等。 3. 由於試驗的樣本數有限，在建立火害後結構評估資料等，有一定難度，建議資料庫建立的重點說明可再強化，文獻蒐集及分析可再強化。	答：感謝委員建議。實驗過程中將特別留意試體吊裝安全，如有疑慮可透過非破壞性檢測了解受損情形。 答：感謝委員建議。本計畫已規劃額外製作混凝土塊，將與 RC 構件與構架屋試體在同一火場環境中燃燒，可作為後續燒失量試驗用，比對溫度與燒失量關係。 答：感謝委員建議。本計畫中將盡力收集國內、外實驗案例，主要為柱構件在火害後的側向力與側向位移曲線。
陳正平 技師： 1. p.35 圖 3-16 基礎模板「鋁」線對拉加固。「鋁」線是否誤植？ 2. pp 34-35 使用角鋁與角材於基礎……是否有誤？ 3. p.84 圖 6-3 翼板銲接，實務上採單邊開槽加背襯板。採雙邊開槽須背	答：感謝委員指正。鋁線為誤植，應更正為鐵絲。 答：感謝委員指正，應更正為角材與鐵絲。 答：鋼柱試體的主要測試構件是鋼柱部分，試體梁柱接頭部分之翼板銲接採雙邊可以較佳的品質，此

鏟，成本高。 4. 混凝土火害受損內部與表面不同，矩形斷面二方向受損比例不同，且四面溫度及上、下段溫度，實務上亦不相同，如何模擬評估耐震性能。 5. 鋼結構所使用之材質不同、板厚不同時，本研究是否可適用？	種銲接形式在國內亦常見於托梁接頭的翼板銲接。 答：將根據試體內埋之熱電偶計，調查實驗試體之熱分布，並根據非破壞性檢測，調查試體火害後之材料行為。藉由上述數據，後續進行合理之耐震性能評估。 答：只要鋼材製程相似，不同的鋼材和不同的板厚在火害後的材料機械性質差異應該不大。
林克強 教授： 1. p.2 中所述之研究目的較不適宜，建議適當修正。 2. 建議收集國外有關火害試驗之結果納入資料庫內。 3. 請說明柱構件與整體構架中柱構件受火害的條件是否相同?試體資料如何相互比對？	答：遵照辦理。 答：感謝委員建議。本計畫中將盡力收集國內、外實驗案例，主要為柱構件在火害後的側向力與側向位移曲線。 答：感謝委員指教。構件實驗係依照 CNS 12514 規定進行，可獲得標準升溫條件下的構件行為，有利於後續數值分析比對及與建研所歷年相關研究報告比對。構架屋實驗係模擬現場火害條件，國際間現地戶外火害實驗均採此方式進行。

4. 如何考量混凝土受火害後的性能衰減特性與非線性行為，以進行非線性動力歷時分析？	答：將根據試體內埋之熱電偶計，調查實驗試體之熱分布，並根據非破壞性檢測，調查試體火害後之材料行為。藉由上述數據，結合材料受火害後材料性質裂化評估準則，進行後續合理之非線性動力歷時分析。
5. 是否有尺寸效應的影響？如何考量？	答：感謝委員指教。火害實驗具有尺寸效應，因為熱傳導會影響鋼筋混凝土斷面內部之溫度分布，故 RC 構件與構架屋試體內部已佈設適當數量的熱耦計，可提供分析模型比對。
6. 鋼柱試體的軸力比為何？	答：研究團隊目前鋼柱試體的軸力比規劃以 20%或 30% 規劃方向。

**「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」案
期末審查會議回應表**

專家學者意見	回應
林自勤 技師： 1. 報告書第五頁似乎是某個日期的階段工作敘述，例如「目前」已完成地梁的灌漿，……，「現正進行」RC 構造屋之屋頂板與……。是否應調整敘述？ 2. 報告書第 167 頁至 169 頁 RC 造與鋼構造在火害後研究其耐震性能皆顯示有減弱現象；是否在建議部分提出這方面的看法。	答：感謝委員細心研讀，研究團隊會於成果報告時修正敘述。 答：感謝委員建議，遵照辦理。
陳啟仁 教授： 1. 反覆載重實驗中之勁度及強度比較值中，可知模擬值在降伏勁度上之誤差(30%~60%)遠大於強度的差異。建議應繼續討論，最大是否在數值模擬之參數設定需討論。	答：感謝委員指教。分析模型採用國家地震工程研究中心 TEASPA V3.1 版程式設定塑鉸，其用途僅考慮震害造成之斷面勁度折減，折減係數為 0.7。CNF 試體比較結果尚可接受。但 CF1 至 CF3 試體為火害後再受地震反覆載重試體，因為火害造成保護層混凝土破壞情況更加嚴重，故斷面勁度折減較僅考慮地震損壞時更低，

2. 承上，文獻(62)(64)之引用值建議補充該研究之實驗設計內容及邊界條件與本實驗之契合度。	應屬合理。 答：前項意見乃針對 TEASPA V3.1 評估結果與實驗結果之差異，與文獻(62)(64)之引用值並無關連。文獻(62)(64)之引用值則使用於此計畫中 OpenSees 模型之建立，經分析結果比較可證實文獻(62)(64)之引用值適用於 OpenSees 模型建立。
江支川 建築師： 1. RC 結構主體受火害之後，依照火害的溫度與延續時間，柱梁構件的軸力與抗彎矩能力必定降低。實驗的外力試驗所得到的應力數據，與試體的鑽心取樣，應力是否有所差距？ 2. 鋼構件受火害之後，構材因溫度影響可能扭曲變形，研究是否發現構材扭曲與應力之間的因果關係。(火災後的建築物如何判斷?)	答：感謝委員指教。CF1、CF2、CF3 試體於加熱加載實驗過程中，另有一塊 30 cm 立方混凝土塊，在相同溫度條件下進行加熱。10/17 已進行非破壞性檢測，成果報告中將納入其檢測結果，並與鑽心試體之抗壓強度相互比較。 答：鋼構件在火害後是否扭曲變形，可能與構件或銲道中的殘餘應力分佈，火害溫度，曝火時間，構件於火害中的載重比...等等有關，其相關原因複雜，本研究之鋼柱 A 試體在未受軸力的作用下受到 900°C 的高溫後空氣冷卻到常溫，A 試體的地梁部分在火害後確實有輕微扭曲，推測與銲道之殘餘應力有關，有關構件扭曲

	與應力之關係非本計畫之目的，但在實務上的確有其重要性，有待後續研究，謝謝委員的建議。
方一匡 教授： 1. 建議將本期鋼柱火害的試驗結果與前面幾年所進行鋼構屋實體建物受火害的成果結合，讓本期成果的代表性更接近實體屋火害情況，然後再進行後續的耐震性能評估。	答：感謝委員建議，本計畫之鋼柱試體的火害實驗與火害後的反覆側推實驗，確實有參考過去鋼構實驗屋的火害實驗結果，來決定火害溫度與反覆側推實驗之軸力比，研究團隊會遵照委員建議，將本期鋼柱火害的試驗結果與前面幾年所進行鋼構屋實體建物受火害的成果結合，再進行後續的耐震性能評估。
郭詩毅 教授： 1. 結論與建議尚待完成。實驗發現事項描述、比較，還需做進一步分析整理，如有需要可再酌加實驗分析章節。 2. 報告書第 167 頁-169 頁相關結論部分，各實驗結果如何進一步說明。如有關受 900°C 高溫火害後經空氣冷卻之鋼柱試體(A 試體)其降伏強度有下降趨勢。此部分的發現甚佳，亦與實驗前的研究一致。 3. 由結構構件行為解釋分析，由材料	答：感謝委員建議，遵照辦理，研究團隊會在重要章節後面增加小節，以補充實驗的相關分析。 答：感謝委員建議，相關實驗結果會在成果報告時修正，並做進一步說明。 答：本團隊於 10/17 已進行非破壞性檢

解釋分析，相互印證。材料部分日後可再加強。另非破壞檢測(超音波、敲擊回音)取樣做燒失量等，此部分土木技師、建築師在做鑑定工作上，會有實際需要。	測，成果報告中將納入其檢測結果，並與鑽心試體之抗壓強度相互比較。另外，CF1、CF2、CF3試體亦已完成取樣，並安排 TAF 認證實驗室進行燒失量試驗，以驗證鑑定工作的準確度。
陳正平 技師： - 實務上建築物火害後均會經過修復或補強後，才會恢復使用，建議增加一組經修復之試體以了解修復的有效性。 - 受火害構件通常非四面的受高溫，尤其是梁構件有樓板遮蔽，梁之上部通常不受熱或溫度不高，以四面等溫線做分析評估恐過於保守。 - 火害延時 2 小時，似與實際火場長。 - 鋼柱試體加溫至 900°C 通常冷卻後會產生嚴重變形，無法使用且材質已改變，建議加溫至 600°C~700°C 即可。	答：感謝委員建議。本研究已著手進行 CF1, 2, 3 試體修復，將再次進行耐震實驗以檢視火害加地震後的修復效果。未來的實驗規劃，試體於火害後會先修復，再進行耐震實驗。 答：構架之側推行為主要由柱側推行為控制，梁之影響相對甚小。 答：謝謝委員指教。本研究之 RC 構件實驗依 CNS 12514 標準來執行。RC 構架屋實驗研究將以木堆燃燒方式執行，預計在 30 分鐘內完成，可模擬現場火災延時。 答：鋼柱試體火害實驗加溫到 900°C 主要是參考過去鋼構實驗屋

藍英昭 技師： 1. 報告第 9 頁，倒數兩段錯別字，如「芝」、「知」、「之」請修正。 2. 報告第 21 頁，單柱試驗，請將文句建議修正為.....完成加載。第一座承受 225KN(軸壓比 0.1)，避免誤解，CF_2 燃燒 2hr 註明，避免誤解。 3. 報告第 45 頁，建議補充側向力數據。 4. 報告第 47 頁，CF_1、CF_2、CF_3 試體遲滯迴圈圖建議補充。 5. 報告第 139 頁建議於表 5-21 補充 FNF 數據。 6. 報告第 167 頁，建議有關「鋼筋混凝土側推行為模擬」，與報告章名一致。 7. 報告第三章建議增加補充小結。 8. 建議請將今日簡報容量曲線納入報告中。	答：感謝委員指正，遵照辦理。 答：感謝委員指正，遵照辦理。 答：感謝委員建議，遵照辦理。 答：感謝委員建議，遵照辦理。 答：感謝委員建議，遵照辦理。 答：感謝委員建議，遵照辦理。 答：感謝委員建議，遵照辦理。 答：感謝委員建議，遵照辦理。
林克強 教授： 1. RC 火害柱在側向力下之勁度，有衰減現象，請問此衰減是來自材	答：感謝委員指教，勁度衰減現象來自材料及幾何形狀改變，兩者皆

料或幾何形狀改變?	有。
2. 破壞模式是否改變?	答：整體而言，破壞模式仍為撓曲破壞，但是火害後鋼筋與混凝土之間的握裹力遭到破壞，CF1、CF2、CF3 試體的遲滯迴圈中可發現有握裹滑移引致的迴圈束縮 (pinching) 情況。
3. 鋼柱試驗之迴圈在卸載時受力有突然衰減現象，請問原因為何?	答：此現象應該與 BATS 系統的摩擦力有關，研究團隊已經至國震中心南部實驗室進行相關校正實驗，以量測 BATS 系統的摩擦力。
4. 鋼柱受火害後，勁度、強度的改變是否如預期?	答：依據本研究團隊成員以往有關火害後鋼結構的相關研究，火害後空氣冷卻的鋼構件，其強度與勁度之折減大小與火害溫度高低有關，詳細火害後鋼材的材料性質將於成果報告中呈現。
5. 試驗結果與理論值(力量)差異為何?	答：感謝委員建議，理論值將在火害後鋼材之材料試驗後所得參數進行計算，預計差異不大。
6. 分析模擬時，請說明材料(受熱後)的假設與分析使用之參數為何?	答：感謝委員建議，遵照辦理。

(本頁空白)

附錄三 專家學者座談意見回應

(1) 第一次專家學者座談會

內政部建築研究所 109 年度委託研究計畫案
 「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」
 第 1 次專家學者座談會 簽到簿

時間：109 年 6 月 3 日 (星期三) 下午 2 時 00 分正	
地點：內政部建築研究所防火實驗中心 2 樓會議室 (71150 臺南市歸仁區六甲里中正南路一段 2502 號)	
主席：鍾興陽 副教授 紀錄：陳侑漢、李坤哲、張展榕	
出席人員	簽名
蔡緯芳 組長	視訊
蔡銘儒 主任	蔡銘儒
方一匡 名譽教授	方一匡
陳純森 理事長	陳純森
駱國富 處長	駱國富
雷明遠 研究員	雷明遠
李其忠 副研究員	李其忠
陳柏端 副研究員	視訊
洪崇展 教授	洪崇展
鍾興陽 副教授	鍾興陽
劉光晏 副教授	請假
相關人員	林峻立、賴瑞安、林秉緯
	李坤哲、陳侑漢、張展榕

第一次專家學者座談會意見表

專家學者意見	回應
蔡緯芳 組長： - 建議將研究目的以及未來展望再寫得更明確。 - 建議將資料彙整，轉換為數值模擬的檔案，提供後續相關案例的分析。 - 資料庫建立與否，必須再和蔡主任討論，如何讓資料既有價值，又不會受限於資通安全管理法的約束太多。 - 本次實驗所使用 H 型鋼，但目前業界較多使用箱型柱，建議下次構架屋使用箱型柱，可以和陳誠直教授的箱型柱內充填高強度混凝土的實驗做學術上的交流與討論。	答：遵照辦理。 答：遵照辦理。 答：遵照辦理，本研究所蒐集的研究數據資料應尚未達到資通安全管理法所定義之資料庫，研究團隊會與蔡主任討論。 答：研究團隊日後若進行構架屋規劃時，會再多與專家學者和陳誠直教授討論。
蔡銘儒 主任： - 不需加熱之 RC、鋼構件建議先進行反覆載重實驗。 - 排定於 7 月進行火害之試驗請重新評估期程。 “資料庫”之詞請考量，如仍使用“資料庫”名稱則需導入 CNS27001 資通安全管理。	答：感謝委員建議，預計最快 9 月可執行不需加熱之 RC 構件反覆載重實驗。 答：感謝委員指正，預計最快 9 月可執行 RC 構件火害實驗。 答：本研究所蒐集的研究數據資料應尚未達到資通安全管理法所定義之資料庫，研究團隊會再斟酌用

4. 研究目的、預期成果及各年度之研究成果，基本上皆為年度之工作項目，請評估實際目的及預期要得到的成果。 5. 構架屋火害與耐震測試目的是以梁、柱或樓板何者為實驗重點？並再評估木框架配置及熱電耦配置。 6. 簡報中提到鋼筋混凝土柱會受不同溫度及加熱時間，請明確敘述如何導入實驗。 7. 柱構件真實火害時上半部受熱較大，但實驗只取下半部是否合適？	詞。 答：遵照辦理，研究團隊會在報告撰寫時注意。 答：構架屋火害與耐震測試目的是以柱為實驗重點。熱電耦之配置以最少可獲取空間中之溫度分佈為原則，得重新評估再減少數量。 答：RC 構件實驗分為兩個方案。第一方案之加熱方式為 CNS 12514-1，時間為 3 小時，變數為軸壓力，分為 0.1、0.2、0.3f'cAg。第二方案之加熱方式為 CNS 12514-1，變數為加熱時間，分為 1、2、3 小時。 答：RC 單柱之長度為振動台柱構件之一半，係假設受震時反曲點在 1/2 柱高。理論上，反曲點上方或下方的柱構件呈現相近的結構行為。就結構受震反應來討論，RC 單柱構件仍可代表真實結構上半部受熱較大區段，以及彎矩需求較大，可能產生塑鉸部位。
方一匡 名譽教授： 1. 柱構件先受火害冷卻後，受地震力作用，實驗測試之探討重點是什麼？	答：透過柱構件的火害實驗以及後續火害後柱構件之側向反覆載重結構實驗，本實驗之主要目的在瞭

2. 數值模擬的建模過程中，整個屋架結構系統是否會因高溫作用而改變，高溫作用前後結構系統主要的可能變異點在哪裡？ 3. 4 組 RC 柱與 2 組鋼柱在受高溫後又承受地震力作用的測試資料庫建立之重點在哪裡，請明確列出部分預期成果。	解火害後柱構件之耐震能力。 答：高溫會改變材料性質，進而影響整體系統之耐震行為。可觀察重點為火害高溫是否會減少原構架之側推強度與韌性。 答：4 組 RC 柱在受高溫後又承受地震力作用的測試資料庫，其重點為發展塑鉸模型，作為火害後耐震評估之依據。預期成果可改良國震中心 TEASPA 之塑鉸設定輔助程式，應用於既有 RC 結構火害後耐震評估作業。
陳純森 理事長： 1. 混凝土構造於火害後，混凝土之比重會減少，有明顯的燒失量；短期後，如有適當之濕潤，強度會逐漸增加，請斟酌考量。 2. 混凝土設計強度 210 kgf/cm^2，28 天之 f'_c 為 310 kgf/cm^2，增加 50%，材質之控制宜穩定，模擬之強度須一併配合。	答：感謝委員提醒。混凝土構架屋於火害實驗後，視實驗排程彈性調整至振動台實驗之時間。為考慮混凝土強度隨時間而些微增長之現象，結構實驗前可研議利用貴所開發之非破壞檢測技術，獲得實驗前之混凝土抗壓強度。或於 RC 構架屋實驗時，內部同時置放多組混凝土圓柱試體，以獲得火害後之混凝土抗壓強度與時間關係。 答：感謝委員提醒，因混凝土實測抗壓強度較規定强度高，故火害實驗中所施加之軸力，將以實驗當天所量測之抗壓強度為準，並作

3. 鋼筋混凝土之配筋量是否依照耐震特別條款，宜說明。 4. 水灰比之控制宜與文獻有相關。 5. 火害後之混凝土構架，宜檢查裂損。 6. 鋼構造接頭採用 RBS，屬於美式作法，設計者若採用日式作法，性質有別。H 型鋼柱與國內十字型鋼柱有別，宜說明。試體未被覆防火材，宜加註說明	為後續分析之依據。 答：感謝委員提醒。RC 單柱構件之橫向鋼筋量較耐震設計規範規定略低，為撓剪破壞。RC 構架屋柱構件之橫向鋼筋量滿足耐震設計特別規規定，為撓曲破壞。 答：因 RC 構件之混凝土抗壓強度偏高，未來進行 RC 構架屋製作工程時，將請承包商注意水灰比之控制。 答：遵照辦理，火害實驗後將逐一檢視梁、柱、版構件之裂損。 答：因為 BATS 系統中試體固定用鋼床的預留孔位的間距大小，以固定翼板寬度 350mm 的 H 型地梁較為合適，但由於本實驗採用 H 型鋼柱尺寸為 250×250×9×14，因此將 H 型地梁翼板寬度由 350mm 漸變為 250mm 與 H 型鋼柱 250mm 寬的翼板連接，並非刻意採用 RBS 接頭。國內鋼結構採用 H 型鋼柱亦非少見，且 RH 鋼柱之成本較箱型鋼柱與十字型鋼柱便宜。鋼柱試體火害實驗時未被覆防火材之主要原因在能迅速達到所規劃之試體溫度。
駱國富 處長： 1. 國內常見梁柱接頭形式為箱型柱、H	答：國內鋼結構採用 H 型鋼柱並非少

型梁。箱型柱內灌混凝土，減少側向變形。箱型柱內混凝土的火害行為與單純鋼構行為的差異。 2. 鋼結構有不同的接合方式(螺栓接合等)，不同接合方式的火害行為的差異。 3. 建議可提出火害後的結構補強的規範。	見，本研究採用 H 型鋼柱之原因與試體製作經費較經濟以及 BATS 系統之固定具強度有關，箱型柱內混凝土的火害行為的確與單純鋼構行為不同，若有機會，明年可規劃箱型柱的實驗。 答：感謝委員建議，日後若有機會可以建議建研所研究此議題。 答：感謝委員建議，日後若有機會可以建議建研所研究此議題。
雷明遠 研究員： 1. 本年度進行單柱耐火試驗，此屬四面曝火情況，110 年度構架屋實驗屬角柱受火害情況(兩面曝火)，兩者實驗的關聯性為何？ 2. 單柱試驗是否有先進行模擬，再與火害試驗結果比較。 3. 鋼筋混凝土造與鋼構造結構耐火研究的整體規劃迄今國內尚缺少什麼，希望請本案協助提供具體建議供本所參考。 4. 火載量計算的方式為何？	答：因試體數量有限，以四面曝火條件進行單柱實驗，可獲得柱構件最極端的狀態，也可簡化數值分析模擬的複雜度。單柱內部佈設熱耦計，實測溫度可驗證數值模型，確認分析模型準確性後將預估構架屋採用雙面曝火條件的行為。 答：研究團隊將會先進行單柱試驗之模擬，再與火害試驗結果比較。 答：目前國內仍缺乏建築結構受火害後之耐震能力評估流程。 答：今年度只進行兩座 RC 構架屋之興建，將不會進行 RC 構架屋的火

	害實驗與振動台實驗，本報告有關火載量計算係以歐規之辦公室火災之火載量來計算。
李其忠 副研究員： 1. 混凝土受火害後約 30 至 45 天強度會降至最低；一年後的混凝土強度會逐漸恢復至火害前的 80%以上；故火害後進行耐震實驗的時間點很重要。進行模擬時亦須考慮其強度變化，較切合實際情形。 2. 簡報中說明，鋼柱試體為使用高溫爐進行溫度處理，而非先前所述，即放置於戶外實驗屋內，以燃燒木堆的方式進行溫度處理。	答：感謝委員提醒。考量混凝土強度與時間變化關係，將與實驗室協調時間，於火害後盡速完成振動台實驗。另外，RC 構架屋實驗時，內部將同時置放多組混凝土圓柱試體，使獲得火害後之混凝土抗壓強度與時間關係。 答：本計畫的鋼柱試體預計將送至民營之熱處理廠進行溫度處理。
陳柏端 副研究員： 1. 兩組單層 RC 構造所要施加的地震波，要選擇遠域還是近域的地震波。 2. 數值分析方面，由於火害溫度加載非均勻，數值分析時每段所施加的溫度、分段的數量以及曝火面，必須與實驗對照並進一步探討。 3. 報告內指出，鋼構試體將置於高溫爐內並將環境溫度加載至 900℃；	答：本計畫中未進行振動台實驗，僅完成試體製作。有關震波之選擇宜由第二年度之研究團隊決定。初步建議，方案一為遠域地震與近斷層地震均進行測試；方案二以近斷層地震為主。 答：同意委員建議。將於模型分析時考量實際之非均勻火害溫度、曝火面、以及分段數量。 答：感謝委員建議，鋼柱試體的火害溫度規劃是以超過變態點溫度為

而試體本身的溫度應以火害後鋼材是否堪用為考量，來探討是否要加載超過鋼材變態溫度 740°C。	主，根據研究團隊以往經驗，以較保守的 900°C 高溫可以獲得鋼材與鋁材較明顯的材質變化。
--	---

(2) 第二次專家學者座談會

內政部建築研究所 109 年度委託研究計畫案

「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」

第 2 次專家學者座談會 簽到簿

時間：109 年 11 月 20 日（星期五）上午 10 時 00 分正	
地點：內政部建築研究所 13 樓討論室(一) (23143 新北市新店區北新路三段 200 號 13 樓)	
主席：鍾興陽 副教授 紀錄：	
出席人員	簽名
蔡緯芳 組長	蔡緯芳
黃世建 主任	黃世建
陳誠直 教授	陳誠直
邱建國 副院長	邱建國
李俊龍 技師	李俊龍
巫垂晃 技師	巫垂晃
雷明遠 研究員	雷明遠
李其忠 副研究員	李其忠
洪崇展 教授	洪崇展
鍾興陽 副教授	鍾興陽
劉光晏 副教授	劉光晏
相關人員	

第二次專家學者座談會意見表

專家學者意見	回應
黃世建 主任： 1. 台灣混凝土彈性模數較低，約為美國 ACI 規範之 80%，可再作查核。 2. 本案有 RC 結構火害後之振動台實驗，非常難得可貴。可藉本案對工程師所使用之火害評估方法作檢核。 3. 本案有實驗與分析成果，對學研與產業界應多有助益。	答：感謝委員提醒，分析結果將以混凝土結構設計規範(土木 401-108)所列混凝土彈性模數公式進行修正。 答：感謝委員肯定。 答：感謝委員肯定。
陳誠直 教授： 1. 火害後 RC 柱構件之反覆載重與在 ETABS 模擬差異性大，建議檢討火害後空氣冷卻之強度與彈性模數 2. RC 構架混凝土之應力應變曲線是否依相關規範量測?	答：感謝委員指教。CF2 及 CF3 試體因為無相同軸力但無火害之實驗結果當作對照組，故以分析結果當作對照組，以觀察強度及勁度的折減，並非探討 CF2 和 CF3 的實驗與 TEASPA 分析差異性。 答：感謝委員指教。混凝土圓柱試體進行抗壓試驗時將同步量測應力與應變關係。本實驗另有澆灌 4 組 30 cm 立方之混凝土塊，在高溫後將鑽心取樣，以獲得柱身混

3. 火害後鋼柱構件之反覆載重實驗所用之鋼材為何? 4. RC 2D 構架之側推強度低於 RC 柱構件之側推強度?	凝土於火害後之抗壓強度值。 答：本計畫鋼柱構件所使用的鋼材為國內鋼構建築常用的 SN490B 耐震用鋼材。 答：感謝委員提問。圖形所呈現之力量均為單柱之內力。
邱建國 副院長： 1. RC 柱受火害影響後之變形及消能力改變為何? 2. 未來如採用塑鉸修正方式，以反應火害影響，其可能之修正方法為何?並如何決定修正可能使用之參數。 3. 火害後診斷破壞之等級(Damage)如何區分，才能有助於技師診斷火害後 RC 力學性能，決定如何折減柱之 RC 力學性能。	答：感謝委員指教。火害影響後之變形及消能力，隨軸力增加而有明顯衰減。雖極限層間位移角仍有 8%，但因降伏位移增大，位移韌性比值實為降低。此外，鋼筋與混凝土間的握裹力因為火害而降低，造成握裹滑移現象，使遲滯迴圈產生束縮，消能面積因而減少。 答：感謝委員問題。未來擬根據詳細模型的參數研究分析結果，進一步建議塑角之長度與性質。 答：感謝委員指教。建築研究所委託陳立憲教授團隊開發火害檢測工具，可透過剪壓波速比推估火場最高溫度，快速進行火場溫度分區。針對單柱火害後性能，可比對無火害實驗或分析結果，量化

4. 柱斷面之受熱溫度分布和既有文獻之比較為何? 5. 鋼柱受熱時邊界條件之影響為何? 受熱後之目視觀察有何改變?是否有助於未來之損害等級判斷。	勁度與強度折減。 答：感謝委員指教。柱斷面之受熱溫度分布，整體趨勢和既有文獻相似。 答：依據建研所過去的實尺寸鋼構建築的現地火害實驗的觀察得知鋼柱受熱時的邊界條件確實會影響其在火害中的變形行為，但是若鋼柱在高溫時的載重比未超過其承载力，雖然鋼柱在高溫產生變形，但回到常溫時，其變形量不大，因此本實驗之鋼柱在加溫時並未施加軸向載重，由鋼柱在常溫的變形在理論上可回推出其火害時所受之溫度，此建議有待後續之研究。
李俊龍 技師： 5. 後續建議針對鋼構連結件的火害研究對結構物的影響。	答：感謝委員的寶貴建議。
巫垂晃 技師： 4. 有機會可考慮受火害後繫接器是否尚符合要求(與火害溫度有關)。 5. 請提供鋼筋混凝土中鋼筋與混凝土之握裹力受火害之影響如何量化。	答：感謝委員指教。本實驗值得進行更深的研究。 答：感謝委員指教。本研究委託陳立憲教授團隊以表面波進行量測，可以判斷握裹力影響程度。

6. 請提供 RC 結構受火害後裂縫發展情形，確認勁度之關聯性。	答：感謝委員指教。火害後裂縫發展主要為垂直向，且由於保護層混凝土受高溫而脆化呈現粉末狀，造成有效勁度約為全斷面勁度之 40%。
7. 請依剪力波速V_s與壓力波速比V_p驗證火害溫度之合理性。	答：感謝委員指教。剪力波速V_s與壓力波速比V_p，將利用鑽心後之抗壓試驗來驗證評估結果合理性。
8. Opensees 請提供$1h_r$、$2h_{rs}$、$3h_{rs}$受熱情況下進行模擬分析；再者火害後混凝土內部溫度變化與混凝土殘留強度，如何於分析模式中考慮。	答：不同受火延時的 Opensees 分析結果將提供於期末報告中。混凝土內部溫度梯度可參考 Eurocode2 之建議，而混凝土殘留強度可參考日本建築協會所編定之結構材料火害手冊，於分析模式中考慮。
9. 請提供如何將此分析模式納入實際工程界之應用	答：感謝委員問題。未來擬根據詳細模型的參數研究分析結果，進一步建議塑角之長度與性質。

(本頁空白)

附錄四 RC 構架屋載重分析計算

(1) 結構設計概述

<壹> · 建築基地現況:

本基地座落於 ---台南市新化區。

<貳> · 建築設計概要:

本建築物為新化區 3F 分析建物-單跨足尺寸 1F 試體，其模擬結構為一地上 RC 構造(GL+0cm, 1F350cm、2F350cm、3F350cm, H=1050cm, 固定基座樑深 50cm)主要採用鋼筋混凝土為結構材料,主體結構以 RC 柱、梁組合而成的韌性立體剛構架，用以抵抗水平及垂直地震力、活重與靜重。

<參> · 建築內外牆系統:

一 · 外牆系統:無。

二 · 內牆系統:無。

<肆> · 材料及強度:

結構主要材料除國內無法生產者外，均以國內自產為主，各材料之強度與標準依下列所示：

一 · 竹節鋼筋:

#3 以上(含 #3) $f_y = 4200 \sim 5400$ kgf/cm²

二 · 混凝土:

1. 鋼筋混凝土: $f_c' = 210$ kgf/cm²

2. 無筋混凝土: $f_c' = 140$ kgf/cm²

<伍> · 各樓層設計荷重分析:

一 · 靜荷重: 按實際建材重量計算,各單位重量如下:

1. 鋼 骨 : 7850 kgf/m³

2. 鋼筋混凝土 : 2400 kgf/m³

3. 粉 刷 : 40 kgf/m²

- 4. 防水層：20 kgf/m²
- 5. 活動隔間：100 kgf/m²
- 6. 建物各層單位重: RFL /2-3FL 1420/1420 kgf/m²

二．活荷重:

樓層	各樓層設計活荷重	樓層用途
RFL	500 kgf/m ²	
2-3FL	200 kgf/m ²	

三．法規地震力：依內政部 100.1.19 頒布「建築物耐震設計規範及解說」規定。計算地震力時，建築物靜載重 W 取結構自重。

1. 水平地震荷重：如各棟地震力分析報表。

X 向最小設計水平總橫力採用 V_x 。

Y 向最小設計水平總橫力採用 V_y 。

水平地震力計算時加計(±5%偏心)。

2. 垂直地震荷重:設計時併入靜荷重效應。

四．風力:風力計算採用 50 年回歸期之 10 分鐘平均風速，計算如下：略。

<陸>．結構分析使用之電腦程式及結構設計荷重組合:

1. CSI-ETABS 6.22 程式：結軟登字第 002-1 號。

核准文號:(98)中結師全正(六)字第 2098 號。

2. 結構設計荷重組合:依規範附篇 C 之 C.4.2 替代設計載重組合。

說明：靜載重：DL，活載重：LL

X 向水平地震力：EQXP(正偏心)、EQXN(負偏心)。

Y 向水平地震力：EQYP(正偏心)、EQYN(負偏心)。

垂直地震力: EQV，模擬成靜載重。

CASE 1	$1.4*DL$
CASE 2	$1.4*DL+1.7*LL$
CASE 3	$1.4*DL+1.0*LL$
CASE 4	$1.05*DL+1.275*LL\pm 1.0*EQXP+0.3*EQV$
CASE 5	$1.05*DL+1.275*LL\pm 1.0*EQXP-0.3*EQV$
CASE 6	$1.05*DL+1.275*LL\pm 1.0*EQXN+0.3*EQV$
CASE 7	$1.05*DL+1.275*LL\pm 1.0*EQXN-0.3*EQV$
CASE 8	$1.05*DL+1.275*LL\pm 1.0*EQYP+0.3*EQV$
CASE 9	$1.05*DL+1.275*LL\pm 1.0*EQYP-0.3*EQV$
CASE 10	$1.05*DL+1.275*LL\pm 1.0*EQYN+0.3*EQV$
CASE 11	$1.05*DL+1.275*LL\pm 1.0*EQYN-0.3*EQV$
CASE 12	$1.05*DL+1.275*LL\pm 0.3*EQXP+1.0*EQV$
CASE 13	$1.05*DL+1.275*LL\pm 0.3*EQXP-1.0*EQV$
CASE 14	$1.05*DL+1.275*LL\pm 0.3*EQXN+1.0*EQV$
CASE 15	$1.05*DL+1.275*LL\pm 0.3*EQXN-1.0*EQV$
CASE 16	$1.05*DL+1.275*LL\pm 0.3*EQYP+1.0*EQV$
CASE 17	$1.05*DL+1.275*LL\pm 0.3*EQYP-1.0*EQV$
CASE 18	$1.05*DL+1.275*LL\pm 0.3*EQYN+1.0*EQV$
CASE 19	$1.05*DL+1.275*LL\pm 0.3*EQYN-1.0*EQV$
CASE 20	$0.9*DL\pm 1.0*EQXP+0.3*EQV$
CASE 21	$0.9*DL\pm 1.0*EQXP-0.3*EQV$
CASE 22	$0.9*DL\pm 1.0*EQXN+0.3*EQV$
CASE 23	$0.9*DL\pm 1.0*EQXN-0.3*EQV$
CASE 24	$0.9*DL\pm 1.0*EQYP+0.3*EQV$
CASE 25	$0.9*DL\pm 1.0*EQYP-0.3*EQV$
CASE 26	$0.9*DL\pm 1.0*EQYN+0.3*EQV$
CASE 27	$0.9*DL\pm 1.0*EQYN-0.3*EQV$
CASE 28	$0.9*DL\pm 0.3*EQXP+1.0*EQV$

CASE 29	$0.9*DL \pm 0.3*EQXP - 1.0*EQV$
CASE 30	$0.9*DL \pm 0.3*EQXN + 1.0*EQV$
CASE 31	$0.9*DL \pm 0.3*EQXN - 1.0*EQV$
CASE 32	$0.9*DL \pm 0.3*EQYP + 1.0*EQV$
CASE 33	$0.9*DL \pm 0.3*EQYP - 1.0*EQV$
CASE 34	$0.9*DL \pm 0.3*EQYN + 1.0*EQV$
CASE 35	$0.9*DL \pm 0.3*EQYN - 1.0*EQV$

<柒>・結構設計規範:

- 一．內政部頒訂之最新建築技術規則。
- 二．建築物耐震設計規範及解說（內政部營建署 100.1.19 內政部台內營字第 09908102502 號函）。
- 三．混凝土結構設計規範(內政部 108.2.25 訂定)。
- 四．鋼構造建築物鋼結構設計技術規範-鋼結構容許應力設計法規範及解說（內政部營建署 99.9.16）。
- 五．建築物基礎構造設計規範(內政部 90.10.02 台內營字第 9085629 號函訂定)。
- 六．建築物耐風設計規範及解說（內政部營建署 103.06.12）。

<捌>・結構佈置:另如結構圖。

<玖>・工址地質及土壤狀況: $Q_a = 8t/m^2$ □土質改良後、■原地盤。

<拾>・地震力分析: 如后附表。

<拾壹>・樑柱構架分析輸入檔、模態及樑柱構架分析與設計結果: 如后附表

<拾貳>・碰撞距離、層間相對位移及意外扭矩放大係數檢討:如后附表。

<拾參>・固定基座樑及配重版分析及設計結果：如后附表。

(2) 梁柱構架分析輸入檔及模態

E T A B S

Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

NONLINEAR Version 6.22

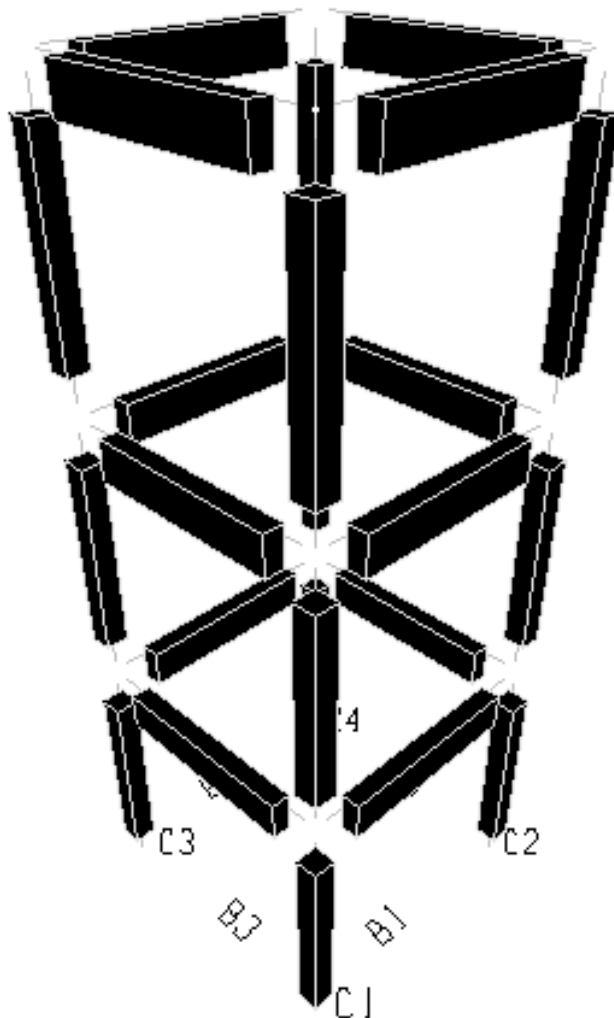
Copyright (C) 1983-1998
COMPUTERS AND STRUCTURES, INC.
All rights reserved

This copy of ETABS is for the exclusive use of

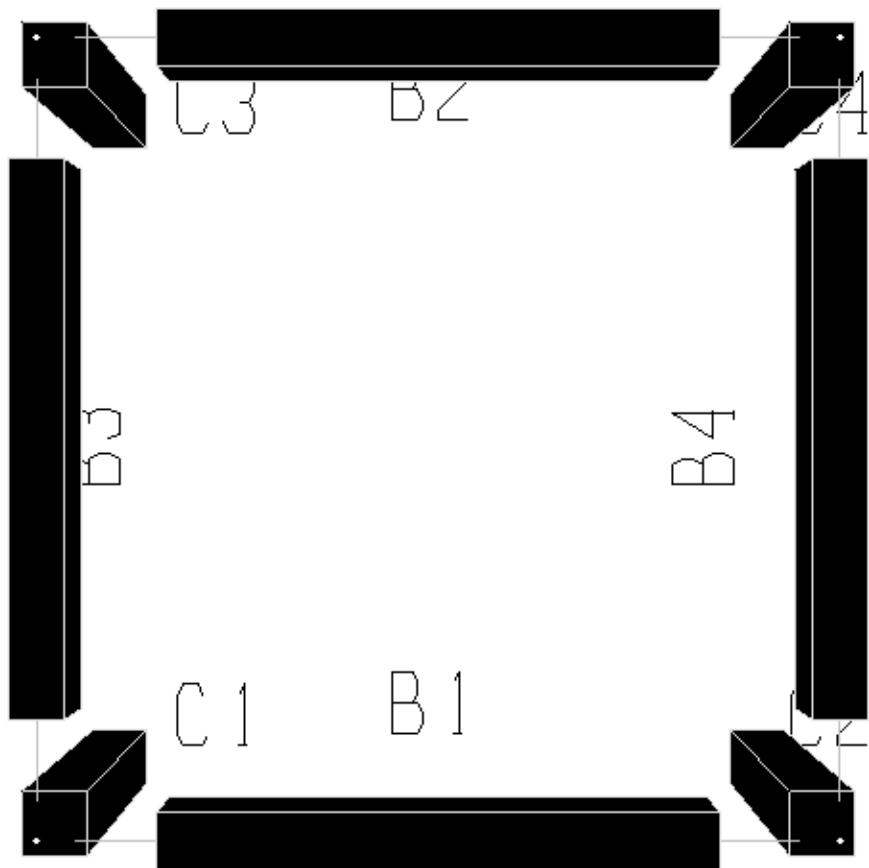
SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

Unauthorized use is in violation of Federal copyright laws

It is the responsibility of the user to verify all
results produced by this program
26 Feb 2020 21:53:16



3D 模態



2D 模態

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates
2

PAGE

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
/ 3FL R.C. BUILDING
/ OPH/3FL/0BASE

J O B C O N T R O L I N F O R M A T I O N

NUMBER OF STORIES-----	3
NUMBER OF FLOOR DIAPHRAGMS ON EACH LEVEL-----	1
NUMBER OF DIFFERENT FRAMES-----	1
NUMBER OF TOTAL FRAMES-----	1
NUMBER OF MASS TYPES-----	2
NUMBER OF LOAD CASES-----	5
NUMBER OF STRUCTURAL PERIODS-----	0
NUMBER OF MATERIAL PROPERTIES-----	4
NUMBER OF PROPERTIES FOR COLUMNS-----	1
NUMBER OF PROPERTIES FOR BEAMS-----	1
NUMBER OF PROPERTIES FOR FLOORS-----	0
NUMBER OF PROPERTIES FOR BRACES-----	0
NUMBER OF PROPERTIES FOR PANELS-----	0

NUMBER OF PROPERTIES FOR SUPPORTS/LINKS----- 0

CODE FOR STATIC LATERAL ANALYSIS----- 1

CODE FOR DYNAMIC LATERAL ANALYSIS----- 0

CODE FOR STRUCTURE TYPE----- 0

CODE FOR P-DELTA ANALYSIS ----- 0

CODE FOR FRAME JOINT STIFFNESS MODIFICATION-- 2

CODE FOR FRAME SELF WEIGHT LOAD CONDITION--- 1

CODE FOR TYPE OF UNITS----- 2

GRAVITATIONAL ACCELERATION----- 0.9800E+01

EIGEN CONVERGENCE TOLERANCE----- 0.1000E-03

EIGEN CUTOFF TIME PERIOD----- 0.0000E+00

P-DELTA FACTOR----- 0.1000E+01

SECTION PROPERTIES FILE----- AISC.PRO

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates PAGE

3

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO

/ 3FL R.C. BUILDING

/ OPH/3FL/0BASE

STORY MASS TYPE NUMBER----- 1

NUMBER OF MASS SEGMENTS----- 1

MASS SCALE FACTOR----- 0.102E+00

SEGMENT TYPE	SEGMENT MASS	XC	YC	BB	DD	ANGLE
RADIUS		(X1)	(Y1)	(X2)	(Y2)	(X3)
(Y3)						
RECT	1.449E+02	1.75	1.75	3.50	3.50	90.00

CALCULATED DIAPHRAGM MASS PROPERTIES

DIAPHRAGM MASS----- 1775.00

MASS MOMENT OF INERTIA----- 0.362E+04

X-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 1.75

Y-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 1.75

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates PAGE

4

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO

/ 3FL R.C. BUILDING

/ OPH/3FL/0BASE

STORY MASS TYPE NUMBER----- 2

NUMBER OF MASS SEGMENTS----- 1

MASS SCALE FACTOR----- 0.102E+00

SEGMENT TYPE	SEGMENT MASS	XC	YC	BB	DD	ANGLE
RADIUS						

		(X1)	(Y1)	(X2)	(Y2)	(X3)
(Y3)						
RECT	1.449E+02	1.75	1.75	3.50	3.50	90.00

CALCULATED DIAPHRAGM MASS PROPERTIES

DIAPHRAGM MASS-----	1775.00
MASS MOMENT OF INERTIA-----	0.362E+04
X-ORDINATE OF CENTER OF MASS-----	1.75
Y-ORDINATE OF CENTER OF MASS-----	1.75

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates PAGE
5

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
/ 3FL R.C. BUILDING
/ OPH/3FL/OBASE

STRUCTURAL STORY DATA . . .

STORY LEVEL	STORY HEIGHT	NUMBER OF DIAPHRAGMS
RFL	3.50	1
3FL	3.50	1
2FL	3.50	1

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates PAGE
6

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
/ 3FL R.C. BUILDING
/ OPH/3FL/OBASE

DIAPHRAGM MASS DATA

STORY DIAPHRAGM LEVEL	DIAPHRAGM NUMBER	MASS TYPE	DIAPHRAGM MASS	DIAPHRAGM MMI	DIAPHRAGM X-M
Y-M RFL					
	1	1	1775.000	0.3624E+04	1.750
1.750 3FL					
	1	2	1775.000	0.3624E+04	1.750
1.750 2FL					
	1	2	1775.000	0.3624E+04	1.750

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates PAGE
7

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
/ 3FL R.C. BUILDING
/ OPH/3FL/OBASE

DIAPHRAGM EXTERNAL STIFFNESS DATA

STORY LEVEL	DIAPHRAGM NUMBER	DIAPHRAGM K-X	DIAPHRAGM K-Y	DIAPHRAGM K-R	
RFL					
	1	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	
3FL					
	1	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	
2FL					
	1	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	
SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates					PAGE
8					

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
 / 3FL R.C. BUILDING
 / OPH/3FL/OBASE

MATERIAL PROPERTIES

ID	TYPE	ELASTIC MODULUS	POISSONS RATIO	UNIT WEIGHT	UNIT MASS	COEFF OF EXPANSION
1	C	0.2190E+10	0.1700	0.2400E+04	0.0000E+00	0.0000E+00
2	W	0.2190E+10	0.1700	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
3	C	0.2190E+10	0.1700	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
4	O	0.2190E+10	0.1700	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00

MATERIAL PROPERTIES FOR DESIGN

ID	TYPE	FY	FC	FYS	FCS	FBMAJ	FBMIN
1	C	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00		
2	W	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00		
3	C	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00		
SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates							PAGE
9							

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
 / 3FL R.C. BUILDING
 / OPH/3FL/OBASE

SECTION PROPERTIES FOR COLUMNS

ID	SECTION TYPE	MAT ID	MAJOR DIM	MINOR DIM	FLANGE THICK	WEB THICK
1	RECT	1	0.300	0.300	0.000	0.000

SECTION PROPERTY REDUCTION FACTORS FOR COLUMNS

ID	TORSION J	MAJOR I	MINOR I
1	1.000	1.000	1.000

ANALYSIS SECTION PROPERTIES FOR COLUMNS

AXIAL	MAJOR	MINOR	TORSION	MAJOR
-------	-------	-------	---------	-------

```

MINOR
  ID          A          AV          AV          J          I
  I
    1          0.090        0.075        0.075  0.1141E-02  0.6750E-03
0.6750E-03
SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates
10

```

PAGE

```

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
/ 3FL R.C. BUILDING
/ OPH/3FL/0BASE

```

SECTION PROPERTIES FOR BEAMS

```

      SECTION      MAT  DEPTH  DEPTH  BEAM  FLANGE
WEB
  ID  TYPE      ID  BELOW  ABOVE  WIDTH  THICK
THICK
  1  RECT      1   0.500   0.000   0.250   0.000
0.000

```

SECTION PROPERTY REDUCTION FACTORS FOR BEAMS

```

      TORSION      MAJOR      MINOR
  ID      J      I      I
  1      1.000   1.000   1.000

```

ANALYSIS SECTION PROPERTIES FOR BEAMS

```

      AXIAL      MAJOR      MINOR      TORSION      MAJOR
MINOR
  ID          A          AV          AV          J          I
  I
    1          0.125        0.104        0.104  0.1788E-02  0.2604E-02
0.6510E-03
SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates
11

```

PAGE

```

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
/ 3FL R.C. BUILDING
/ OPH/3FL/0BASE

```

FRAME CONTROL INFORMATION

/ FRAME1

```

FRAME ID NUMBER----- 1
NUMBER OF COLUMN LINES----- 4
NUMBER OF BEAM BAYS----- 4
NUMBER OF FLOOR BAYS----- 0
NUMBER OF JOINT LOAD PATTERNS----- 0

```

附錄四 RC 構架屋載重分析計算

NUMBER OF BEAM SPAN LOAD PATTERNS----- 8
 NUMBER OF FLOOR SURFACE LOAD PATTERNS----- 0
 CODE FOR JOINT DATA----- 0
 MAXIMUM NUMBER OF BRACE ELEMENTS----- 0
 MAXIMUM NUMBER OF PANEL ELEMENTS----- 0
 MAXIMUM NUMBER OF LINK ELEMENTS----- 0
 MAXIMUM NUMBER OF LOADS PER BEAM SPAN----- 4

COLUMN LINE COORDINATES AND ORIENTATIONS

COLUMN	X-ORD	Y-ORD	ANGLE
1	0.000	0.000	90.00000
2	3.500	0.000	90.00000
3	0.000	3.500	90.00000
4	3.500	3.500	90.00000

BEAM BAY CONNECTIVITY DATA

BAY	I-COLUMN	J-COLUMN	I-END DROP	BAY LENGTH
1	1	2	0	3.500
2	3	4	0	3.500
3	1	3	0	3.500
4	2	4	0	3.500

BEAM SPAN LOADING PATTERNS

ID	NCON	W1/L1	W2/L2	W3/L3	W4/L4
1	3	430.00000	0.00000	0.00000	0.00000
		0.000	0.000	0.000	0.000

VALUE	LOAD	DIST
488.00	1	-0.25
408.00	2	-0.50
488.00	3	-0.75

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates
 12

PAGE

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
 / 3FL R.C. BUILDING
 / OPH/3FL/0BASE

BEAM SPAN LOADING PATTERNS

ID	NCON	W1/L1	W2/L2	W3/L3	W4/L4
2	3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
		0.000	0.000	0.000	0.000

LOAD	DIST
------	------

VALUE								
							1	-0.25
540.00							2	-0.50
451.00							3	-0.75
540.00								
3	3	660.00000	0.00000	0.00000	0.00000			
		0.000	0.000	0.000	0.000			
						LOAD	DIST	
VALUE								
							1	-0.25
596.00							2	-0.50
498.00							3	-0.75
596.00								
4	3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000			
		0.000	0.000	0.000	0.000			
						LOAD	DIST	
VALUE								
							1	-0.25
216.00							2	-0.50
180.00							3	-0.75
216.00								
5	3	430.00000	0.00000	0.00000	0.00000			
		0.000	0.000	0.000	0.000			
						LOAD	DIST	
VALUE								
							1	-0.25
488.00							2	-0.50
408.00							3	-0.75
488.00								
6	3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000			
		0.000	0.000	0.000	0.000			
						LOAD	DIST	
VALUE								
							1	-0.25
540.00							2	-0.50
451.00							3	-0.75
540.00								
7	3	660.00000	0.00000	0.00000	0.00000			
		0.000	0.000	0.000	0.000			
						LOAD	DIST	
VALUE								
							1	-0.25
596.00							2	-0.50
498.00							3	-0.75
596.00								
8	3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000			

附錄四 RC 構架屋載重分析計算

	0.000	0.000	0.000	0.000	LOAD	DIST
VALUE						
216.00					1	-0.25
180.00					2	-0.50
216.00					3	-0.75

INPUT AND/OR GENERATED COLUMN PROPERTY TYPES

LEVEL	1	2	3	4		
RFL	1	1	1	1		
3FL	1	1	1	1		
SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates						PAGE
13						

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
/ 3FL R.C. BUILDING
/ OPH/3FL/OBASE

LEVEL	1	2	3	4
2FL	1	1	1	1

INPUT AND/OR GENERATED COLUMN PINS (MAJOR/MINOR)

DATA FOR THIS OPTION IS ALL 0

INPUT AND/OR GENERATED BEAM PROPERTY TYPES

LEVEL	1	2	3	4
RFL	1	1	1	1
3FL	1	1	1	1
2FL	1	1	1	1

INPUT AND/OR GENERATED BEAM PINS (MAJOR/MINOR)

DATA FOR THIS OPTION IS ALL 0

INPUT AND/OR GENERATED BEAM I-END FLEXIBILITY

DATA FOR THIS OPTION IS ALL 0

INPUT AND/OR GENERATED BEAM J-END FLEXIBILITY

DATA FOR THIS OPTION IS ALL 0

INPUT AND/OR GENERATED BEAM LOADS ... LOAD CONDITION I

LEVEL	1	2	3	4
RFL	1	1	5	5
3FL	3	3	7	7
2FL	3	3	7	7

INPUT AND/OR GENERATED BEAM LOADS ... LOAD CONDITION II

LEVEL	1	2	3	4
RFL	2	2	6	6
3FL	4	4	8	8
2FL	4	4	8	8

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates
14

PAGE

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
/ 3FL R.C. BUILDING
/ OPH/3FL/0BASE

INPUT AND/OR GENERATED BEAM LOADS ... LOAD CONDITION III

LEVEL	1	2	3	4
RFL	2	2	6	6
3FL	0	0	0	0
2FL	4	4	8	8

SUMMATION OF FRAME LOADING (VERTICAL DOWNWARDS)

LEVEL	/-----LOAD CONDITIONS-----/					
ID	I	II	III	A	B	C
RFL	16908.00	6124.00	6124.00	0.00	0.00	0.00
3FL	22864.00	2448.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2FL	22864.00	2448.00	2448.00	0.00	0.00	0.00
BASELINE	1512.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTALS	0.641E+05	0.110E+05	0.857E+04	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00

SUMMATION OF FRAME LOADING (LATERAL-X)

LEVEL	/-----LOAD CONDITIONS-----/					
ID	I	II	III	A	B	C
RFL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3FL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2FL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BASELINE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTALS	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00

SUMMATION OF FRAME LOADING (LATERAL-Y)

LEVEL	/-----LOAD CONDITIONS-----/					
ID	I	II	III	A	B	C
RFL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3FL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2FL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BASELINE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

TOTALS 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00

SUMMATION OF FRAME ELEMENT WEIGHTS

LEVEL	/-----ELEMENT TYPE-----/				
ID	COLUMN	BEAM	BRACE	PANEL	FLOOR
RFL	1512.000	3840.000	0.000	0.000	0.000
3FL	3024.000	3840.000	0.000	0.000	0.000
2FL	3024.000	3840.000	0.000	0.000	0.000
BASELINE	1512.000	0.000	0.000	0.000	0.000

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates
15

PAGE

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
/ 3FL R.C. BUILDING
/ OPH/3FL/0BASE

SUMMATION OF FRAME ELEMENT WEIGHTS

LEVEL	/-----ELEMENT TYPE-----/				
ID	COLUMN	BEAM	BRACE	PANEL	FLOOR

TOTALS 0.907E+04 0.115E+05 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00

SUMMATION OF FRAME ELEMENT MASSES

LEVEL	/-----ELEMENT TYPE-----/				
ID	COLUMN	BEAM	BRACE	PANEL	FLOOR
RFL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3FL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2FL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BASELINE	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOTALS 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates
16

PAGE

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
/ 3FL R.C. BUILDING
/ OPH/3FL/0BASE

FRAME POSITION DATA

FRAME	FRAME	/----FRAME ORIENTATION----/			/-----FRAME HEADING-----/
COUNT	ID	X-ORD	Y-ORD	ANGLE	
1	1	0.00	0.00	0.000	FRAME1

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates
17

PAGE

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
 / 3FL R.C. BUILDING
 / OPH/3FL/0BASE

DIAPHRAGM MASS DATA
 RESULTANTS OF STORY & TRIBUTARY ELEMENT MASSES

STORY LEVEL RFL	DIAPHRAGM NUMBER	DIAPHRAGM MASS	DIAPHRAGM MMI	DIAPHRAGM X-M	DIAPHRAGM Y-M
3FL	1	1775.000	0.3624E+04	1.75	1.75
2FL	1	1775.000	0.3624E+04	1.75	1.75
1FL	1	1775.000	0.3624E+04	1.75	1.75

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates PAGE
 18

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
 / 3FL R.C. BUILDING
 / OPH/3FL/0BASE

USER DEFINED LATERAL LOADS

STRUCTURAL LATERAL LOAD CONDITION A . . .

LEVEL	DIA	FX	FY	X	Y	MZ
RFL	1	10170.00	0.00	1.75	1.93	0.00
3FL	1	6780.00	0.00	1.75	1.93	0.00
2FL	1	3390.00	0.00	1.75	1.93	0.00

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates PAGE
 19

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
 / 3FL R.C. BUILDING
 / OPH/3FL/0BASE

USER DEFINED LATERAL LOADS

STRUCTURAL LATERAL LOAD CONDITION B . . .

LEVEL	DIA	FX	FY	X	Y	MZ
RFL	1	0.00	10170.00	1.93	1.75	0.00
3FL	1	0.00	6780.00	1.93	1.75	0.00
2FL	1	0.00	3390.00	1.93	1.75	0.00

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates PAGE
 20

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
 / 3FL R.C. BUILDING
 / OPH/3FL/0BASE

USER DEFINED LATERAL LOADS

STRUCTURAL LATERAL LOAD CONDITION C . . .

LEVEL	DIA	FX	FY	X	Y	MZ
RFL	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3FL	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2FL	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates PAGE
21

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.EKO
/ 3FL R.C. BUILDING
/ OPH/3FL/OBASE

LOAD CASE DEFINITION DATA

LOAD	LTYP	I	II	III	A	B	C	D1	D2
1	0	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0	0.750	0.750	0.000	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0	0.750	0.750	0.000	-0.750	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0	0.750	0.750	0.000	0.000	0.750	0.000	0.000	0.000
5	0	0.750	0.750	0.000	0.000	-0.750	0.000	0.000	0.000

FOR DYNAMICS BY THE RESPONSE SPECTRUM METHOD

DYNAMIC 1 . . . SPECTRAL DIRECTION 1
DYNAMIC 2 . . . SPECTRAL DIRECTION 2

FOR DYNAMICS BY THE TIME HISTORY METHOD

DYNAMIC 1 . . . TIME HISTORY MODAL ANALYSIS
DYNAMIC 2 . . . NOT USED

(3) 法規地震力分析

〈拾〉、建築結構物設計地震力計算：

法規規定之最小設計水平總橫力

設計水平總橫力

$$V = (I / 1.4\alpha_y) (S_{aD} / F_u)_m W$$

$$V^* = (I F_u / 4.2\alpha_y) (S_{aD} / F_u)_m W \quad \dots \text{避免中小度地震降服之設計地震力}$$

$$V_M = (I / 1.4\alpha_y) (S_{aM} / F_{uM})_m W \quad \dots \text{避免最大考量地震崩塌之設計地震力}$$

上三式中取大值為設計水平總橫力

(1) 震區水平譜加速度係數

震區： 台南市 & 新化區 屬新化斷層

選用 **新化斷層作為設計依據**

工址距斷層之水平距離 r = 2.00 km <http://fault.moeacgs.gov.tw/MGFault/De>

設計地震之

$$\text{反應譜等加速度段之近斷層調整因子 } N_A = 1.23 = S_{S,Att}(r) / S_{SB}^{\#} \geq 1.0$$

$r(\text{km}) =$	2.00	5.00
$N_A =$	1.23	1.06

$$\text{反應譜等速度段之近斷層調整因子 } N_V = 1.15 = S_{1,Att}(r) / S_{1B}^{\#} \geq 1.0$$

$r(\text{km}) =$	2.00	5.00
$N_V =$	1.15	1.05

最大考量地震之

$$\text{反應譜等加速度段之近斷層調整因子 } N_A = 1.29$$

$r(\text{km}) =$	2.00	5.00
$N_A =$	1.29	1.10

$$\text{反應譜等速度段之近斷層調整因子 } N_V = 1.30$$

$r(\text{km}) =$	2.00	5.00
$N_V =$	1.30	1.15

$$\text{震區短週期設計水平譜加速度係數 } S_S^D = 0.80$$

$$\text{1秒週期設計水平譜加速度係數 } S_1^D = 0.40$$

$$\text{震區短週期最大水平譜加速度係數 } S_S^M = 1.00$$

$$\text{1秒週期最大水平譜加速度係數 } S_1^M = 0.55$$

(2) 工址水平譜加速度係數

工址所屬地盤種類: **第三類地盤**

$$\text{反應譜等加速度段之工址放大係數 } F_a = 1.00 \quad \dots \text{about } S_S^D$$

$$= 1.00 \quad \dots \text{about } S_S^M$$

$$\text{反應譜等速度段之工址放大係數 } F_v = 1.60 \quad \dots \text{about } S_1^D$$

$$= 1.40 \quad \dots \text{about } S_1^M$$

工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} =	0.98	=	$S^D_S F_a N_A \cdot N_A \geq 1.0$
1秒週期設計水平譜加速度係數 S_{D1} =	0.74	=	$S^D_1 F_v N_v \cdot N_v \geq 1.0$
短週期與中長週期分界 $T_0^D = S_{D1}/S_{DS}$ =	0.7480	sec	
工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} =	1.29	=	$S^M_S F_a N_A \cdot N_A \geq 1.0$
1秒週期最大考量水平譜加速度係數 S_{M1} =	1.00	=	$S^M_1 F_v N_v \cdot N_v \geq 1.0$
短週期與中長週期分界 $T_0^M = S_{M1}/S_{MS}$ =	0.7760	sec	

(3) 工址設計水平加速度反應譜

工址設計水平加速度反應譜 S_{aD}

$S_{aD} = 0.4S_{DS}$	$2.5T_0^D < T$ (長週期)
$S_{aD} = S_{D1}/T$	$T_0^D < T < 2.5T_0^D$ (中週期)
$S_{aD} = S_{DS}$	$0.2T_0^D < T < T_0^D$ (短週期)
$S_{aD} = S_{DS}(0.4+3T/T_0^D)$	$T < 0.2T_0^D$ (較短週期)

本案工址設計水平加速度反應譜

$S_{aD} = 0.39$	(第三類地盤 $1.8699 < T$)
$S_{aD} = 0.74/T$	(第三類地盤 $0.7480 < T < 1.8699$)
$S_{aD} = 0.98$	(第三類地盤 $0.1496 < T < 0.7480$)
$S_{aD} = 0.98(0.4+3T/0.748)$	(第三類地盤 $T < 0.1496$)

工址最大考量水平加速度反應譜 S_{aM}

$S_{aM} = 0.4S_{MS}$	$2.5T_0^M < T$ (長週期)
$S_{aM} = S_{M1}/T$	$T_0^M < T < 2.5T_0^M$ (中週期)
$S_{aM} = S_{MS}$	$0.2T_0^M < T < T_0^M$ (短週期)
$S_{aM} = S_{MS}(0.4+3T/T_0^M)$	$T < 0.2T_0^M$ (較短週期)

本案工址最大考量水平加速度反應譜

$S_{aM} = 0.52$	(第三類地盤 $1.9399 < T$)
$S_{aM} = 1.00/T$	(第三類地盤 $0.7760 < T < 1.9399$)
$S_{aM} = 1.29$	(第三類地盤 $0.1552 < T < 0.7760$)
$S_{aM} = 1.29(0.4+3T/0.776)$	(第三類地盤 $T < 0.1552$)

(4) 用途係數	$I = 1.00$	(一般建築物)
(5) 起始降伏地震力放大倍數	$\alpha_y = 1.00$	(強度設計法)
(6) 結構系統韌性容量	$R_x = 4$	
	$R_y = 4$	

(7) 結構系統地震力折減係數

結構系統地震力折減係數 F_u … 對應韌性容量 R_a

$F_u = R_a$	$T_0^D < T$ (中長週期)
-------------	--------------------

附錄四 RC 構架屋載重分析計算

$$\begin{aligned} T_{xx} &= 1.4 * 0.2916 = 0.4083 \text{ sec} \\ T_{yy} &= 1.4 * 0.2916 = 0.4083 \text{ sec} \end{aligned}$$

由動力分析周期：

$$\begin{aligned} T_{x, \text{dyn}} &= 0.4500 \text{ sec} \\ T_{y, \text{dyn}} &= 0.4500 \text{ sec} \end{aligned}$$

採用：

$$\begin{aligned} T_x &= \min(T_{xx}, T_{x, \text{dyn}}) = 0.4083 \text{ sec} \\ T_y &= \min(T_{yy}, T_{y, \text{dyn}}) = 0.4083 \text{ sec} \end{aligned}$$

計算工址設計水平加速反應譜係數 S_{aD}

$$S_{aD, x} = 0.984 \quad (\text{第三類地盤 } 0.1496 < T < 0.7480)$$

$$S_{aD, y} = 0.984 \quad (\text{第三類地盤 } 0.1496 < T < 0.7480)$$

計算工址最大考量水平加速反應譜係數 S_{aM}

$$S_{aM, x} = 1.290 \quad (\text{第三類地盤 } 0.1552 < T < 0.7760)$$

$$S_{aM, y} = 1.290 \quad (\text{第三類地盤 } 0.1552 < T < 0.7760)$$

計算容許韌性容量 R_a 值

$$R_{ax} = 1 + (R_x - 1) / 1.50 = 3.000$$

$$R_{ay} = 1 + (R_y - 1) / 1.50 = 3.000$$

計算結構系統地震力折減係數 F_u

$$F_{ux} = 2.236 \quad (\text{第三類地盤 } 0.1496 < T < 0.4488)$$

$$F_{uy} = 2.236 \quad (\text{第三類地盤 } 0.1496 < T < 0.4488)$$

計算結構系統地震力折減係數 F_{uM}

$$F_{uM, x} = 2.646 \quad (\text{第三類地盤 } 0.1552 < T < 0.4656)$$

$$F_{uM, y} = 2.646 \quad (\text{第三類地盤 } 0.1552 < T < 0.4656)$$

計算設計水平地震力：

$$S_{aD, x} = 0.984 \quad F_{ux} = 2.236 \quad S_{aD, x} / F_{ux} = 0.440$$

$$S_{aD, y} = 0.984 \quad F_{uy} = 2.236 \quad S_{aD, y} / F_{uy} = 0.440$$

$$\begin{aligned} & \begin{cases} \lceil 0.7 S_{aD} / F_u \\ 0.8 < S_{aD} / F_u \end{cases} \end{aligned}$$

$$(S_{aD} / F_u)_m = \begin{cases} 0.52 S_{aD} / F_u + 0.144 \\ 0.3 < S_{aD} / F_u < 0.8 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} & \begin{cases} \lfloor S_{aD} / F_u \\ S_{aD} / F_u < 0.3 \end{cases} \end{aligned}$$

$$(S_{aD, x} / F_{ux})_m = 0.373$$

水平設計地震力豎向分配計算

§ 地震力之豎向分配： (X 向)

週期 T	=	0.4083	sec	
Zd*C	=	0.2840	W	
Base Shear	=	20.33	ton	
Force at Top	=	0.00	ton	外加集中橫力

FL	FL H	ST H	WEIGHT	FL SHR	ST SHR	S.O.MOM
R1FL+P	3.50	10.50	23.87	10.17	10.17	35.6
3FL	3.50	7.00	23.87	6.78	16.95	94.9
2FL	3.50	3.50	23.87	3.39	20.33	166.1

71.61 t 20.33 t

屋頂層地震力：

$$F_{\text{roof}} = F_{\text{roof+ph}} \left[\frac{W_{\text{roof}}}{W_{\text{roof}} + \Sigma W_{\text{phi}}} \right]$$

$$= 10.17 \times \left[\frac{23.87}{23.87 + 0.00} \right]$$

$$= 10.17 \text{ ton}$$

屋突層總地震力：

$$V_{\text{ph}} = F_{\text{roof+ph}} \left[\frac{\Sigma W_{\text{phi}}}{W_{\text{roof}} + \Sigma W_{\text{phi}}} \right]$$

$$= 10.17 \times \left[\frac{0.00}{23.87 + 0.00} \right]$$

$$= 0.00 \text{ ton}$$

§ 地震力之豎向分配： (Y 向)

週期 T	=	0.4083	sec	
Zd*C	=	0.2840	W	
Base Shear	=	20.33	ton	
Force at Top	=	0.00	ton	

FL	FL H	ST H	WEIGHT	FL SHR	ST SHR	S.O.MOM
R1FL+P	3.50	10.50	23.87	10.17	10.17	35.6
3FL	3.50	7.00	23.87	6.78	16.95	94.9
2FL	3.50	3.50	23.87	3.39	20.33	166.1

71.61 t 20.33 t

屋頂層地震力：

$$F_{\text{roof}} = F_{\text{roof+ph}} \left[\frac{W_{\text{roof}}}{W_{\text{roof}} + \Sigma W_{\text{phi}}} \right]$$

$$= 10.17 \times \left[\frac{23.87}{23.87 + 0.00} \right]$$

$$= 10.17 \text{ ton}$$

屋突層總地震力：

$$V_{\text{ph}} = F_{\text{roof+ph}} \left[\frac{\Sigma W_{\text{phi}}}{W_{\text{roof}} + \Sigma W_{\text{phi}}} \right]$$

$$= 10.17 \times \left[\frac{0.00}{23.87 + 0.00} \right]$$

$$= 0.00 \text{ ton}$$

090211c-RC-100-3F規範地震力計算ok44_ck1.xls水平地震力

(4) 梁柱構架分析與設計結果

E T A B S / C O N K E R

Concrete Frame Design Processor for ETABS

Version 6.22

Copyright (C) 1984-1998
COMPUTERS AND STRUCTURES, INC.
All rights reserved

This copy of CONKER is for the exclusive use of

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

Unauthorized use is in violation of Federal copyright laws

It is the responsibility of the user to verify all
results produced by this program

26 Feb 2020 21:53:57

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

PAGE 2

ETABS_FILE:A0n.PST/CONKER_FILE:A0nc.CNK

/ 3FL RC BUILDING
/ RC STRUCTURE

DESIGN CODE TYPE-----	1 (UBC 1994 CONCRETE)
NUMBER OF FRAMES TO BE DESIGNED/CHECKED----	1
NUMBER OF LOAD COMBINATIONS-----	35
ETABS DEAD LOAD CONDITION NUMBER-----	1
ETABS LIVE LOAD CONDITION NUMBER-----	2
NUMBER OF REDEFINED MATERIAL PROPERTIES----	2
NUMBER OF COLUMN DESIGN PROPERTY SETS-----	1
NUMBER OF BEAM DESIGN PROPERTY SETS-----	1
NUMBER OF CURVES PER INTERACTION VOLUME----	11
NUMBER OF POINTS PER INTERACTION CURVE-----	27
CODE FOR PRINTING INTERACTION CURVES-----	0
CODE FOR UNITY PHI FACTOR OVER RIDE-----	0
TYPE OF UNITS (ENGLISH, MKS OR SI)-----	M
EXECUTION MODE-----	0
FLAG FOR MAP OF BEAM FLEXURAL STEEL-----	0
FLAG FOR MAP OF BEAM SHEAR STEEL-----	0
FLAG FOR MAP OF COLUMN DESIGN/CHECK-----	0
FLAG FOR MAP OF COLUMN SHEAR STEEL-----	0
FLAG FOR MAP OF JOINT SHEAR STRESS RATIOS--	0
FLAG FOR MAP OF B/C MOMENT CAPACITY RATIOS-	0

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

PAGE 3

ETABS_FILE:A0n.PST/CONKER_FILE:A0nc.CNK

附錄四 RC 構架屋載重分析計算

/ 3FL RC BUILDING
/ RC STRUCTURE

DESIGN LOADING COMBINATION DATA

LOAD TYPE		I	II	III	A	B	C	D1	D2
1	0	1.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0	1.200	1.600	-1.600	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0	1.200	1.000	-1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0	1.380	1.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0	1.380	1.000	-1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0	1.380	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	0	1.380	1.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
8	0	1.380	1.000	-1.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
9	0	1.380	0.000	1.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
10	0	1.380	1.000	0.000	-1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0	1.380	1.000	-1.000	-1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0	1.380	0.000	1.000	-1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0	1.380	1.000	0.000	0.000	-1.000	0.000	0.000	0.000
14	0	1.380	1.000	-1.000	0.000	-1.000	0.000	0.000	0.000
15	0	1.380	0.000	1.000	0.000	-1.000	0.000	0.000	0.000
16	0	1.080	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0	1.080	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
18	0	1.080	0.000	0.000	-1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0	1.080	0.000	0.000	0.000	-1.000	0.000	0.000	0.000
20	0	1.020	1.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0	1.020	1.000	-1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0	1.020	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0	1.020	1.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
24	0	1.020	1.000	-1.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
25	0	1.020	0.000	1.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
26	0	1.020	1.000	0.000	-1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
27	0	1.020	1.000	-1.000	-1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
28	0	1.020	0.000	1.000	-1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
29	0	1.020	1.000	0.000	0.000	-1.000	0.000	0.000	0.000
30	0	1.020	1.000	-1.000	0.000	-1.000	0.000	0.000	0.000
31	0	1.020	0.000	1.000	0.000	-1.000	0.000	0.000	0.000
32	0	0.720	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
33	0	0.720	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
34	0	0.720	0.000	0.000	-1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
35	0	0.720	0.000	0.000	0.000	-1.000	0.000	0.000	0.000

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

PAGE 4

ETABS_FILE:A0n.PST/CONKER_FILE:A0nc.CNK

/ 3FL RC BUILDING
/ RC STRUCTURE

MATERIAL PROPERTIES

ID	TYPE	ELASTIC MODULUS {Kg/sqm}	POISSONS RATIO	UNIT WEIGHT {Kg/cum}	UNIT MASS	COEFF OF EXPANSION
1	C	0.2190E+10	0.1700	0.2400E+04	0.0000E+00	0.0000E+00
2	W	0.2190E+10	0.1700	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
3	C	0.2190E+10	0.1700	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
4	O	0.2190E+10	0.1700	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00

MATERIAL PROPERTIES FOR DESIGN

ID	TYPE	YIELD	STRENGTH	YIELD	STRENGTH	ALLOWABLES	
		FY	FC(FM)	FYS	FCS(FMS)	FBMAJ	FBMIN
		{Kg/sqm}	{Kg/sqm}	{Kg/sqm}	{Kg/sqm}	{Kg/sqm}	{Kg/sqm}
1	C	0.420E+08	0.210E+07	0.420E+08	0.210E+07		
2	W	0.420E+08	0.210E+07	0.420E+08	0.000E+00		
3	C	0.422E+08	0.281E+07	0.281E+08	0.281E+07		

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

PAGE 5

ETABS_FILE:A0n.PST/CONKER_FILE:A0nc.CNK

/ 3FL RC BUILDING

/ RC STRUCTURE

SECTION PROPERTIES FOR COLUMNS

SECT	SECTION	MAT	MAJOR	MINOR	CONCRETE	AREA OF	AREA OF
ID	TYPE	ID	DIM	DIM	COVER	BARS 1	BARS 2
			{m}	{m}	{m}	{sqm}	{sqm}
1	RR	1	0.3000	0.3000	0.06000	0.00000	0.00000

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

PAGE 6

ETABS_FILE:A0n.PST/CONKER_FILE:A0nc.CNK

/ 3FL RC BUILDING

/ RC STRUCTURE

SECTION PROPERTIES FOR BEAMS

SECT	SECT	MAT	DEPTH	DEPTH	BEAM	SLAB	SLAB	TOP	BOTTOM
ID	TYPE	ID	BELOW	ABOVE	WIDTH	THICK	WIDTH	COVER	COVER
			{m}	{m}	{m}	{m}	{m}	{m}	{m}
1	RCB	1	0.5000	0.0000	0.2500	0.0000	0.0000	0.06500	0.06500

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

PAGE 7

ETABS_FILE:A0n.PST/CONKER_FILE:A0nc.CNK

/ 3FL RC BUILDING

/ RC STRUCTURE

SECTION PROPERTIES FOR BEAMS

SECT	TOP STEEL	BOT STEEL	TOP STEEL	BOT STEEL
ID	END-I	END-I	END-J	END-J
	{sqm}	{sqm}	{sqm}	{sqm}
1	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

PAGE 8

ETABS_FILE:A0n.PST/CONKER_FILE:A0nc.CNK

/ 3FL RC BUILDING

/ RC STRUCTURE

FRAME NUMBER----- 1

附錄四 RC 構架屋載重分析計算

FRAMING TYPE----- 3 (ORDINARY)

COLUMN PROPERTY REASSIGNMENT FLAG----- 1

BEAM PROPERTY REASSIGNMENT FLAG----- 0

YIELD OVERSTRENGTH FACTOR----- 1.00

FRAME ID NUMBER----- 1

NUMBER OF STORY LEVELS----- 3

NUMBER OF COLUMN LINES----- 4

NUMBER OF BAYS----- 4

NUMBER OF BRACING ELEMENTS----- 0

NUMBER OF PANEL ELEMENTS----- 0

NUMBER OF COLUMN LATERAL LOAD PATTERNS----- 0

NUMBER OF BEAM SPAN LOAD PATTERNS----- 8

MAXIMUM NUMBER OF LOADS PER BEAM SPAN----- 4

REASSIGNED COLUMN PROPERTY ID*S

ALL ELEMENTS HAVE THIS OPTION SPECIFIED AS 1

SPECIFIED COLUMN LIVE LOAD REDUCTION FACTORS

ALL ELEMENTS HAVE THIS OPTION SPECIFIED AS 1.000

SPECIFIED COLUMN MAJOR MM-FACTOR (SIDESWAY)

ALL ELEMENTS HAVE THIS OPTION SPECIFIED AS 0.000

SPECIFIED COLUMN MINOR MM-FACTOR (SIDESWAY)

ALL ELEMENTS HAVE THIS OPTION SPECIFIED AS 0.000

SPECIFIED COLUMN MAJOR MM-FACTOR (NO-SIDESWAY)

ALL ELEMENTS HAVE THIS OPTION SPECIFIED AS 0.000

SPECIFIED COLUMN MINOR MM-FACTOR (NO-SIDESWAY)

ALL ELEMENTS HAVE THIS OPTION SPECIFIED AS 0.000

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

PAGE 9

ETABS_FILE:A0n.PST/CONKER_FILE:A0nc.CNK

/ 3FL RC BUILDING

/ RC STRUCTURE

DESIGN OF BEAM ELEMENTS (UBC 1994 CONCRETE)

FRAME ID FRAME1

LEVEL ID RFL

BAY ID	BEAM WIDTH {m}	SIZE X DEPTH {m}	STRESS POINT	/-FACTORED -MOMENT {T-m}	LOADS & +MOMENT {T-m}	COMBOS-//--REQUIRED SHEAR {T}	M{top} {sqcm}	M{bot} {sqcm}	REBAR--/ V {/m}
1	0.25	X 0.50	END I	5 <10>	4 <32>	6 <10>	3.64	3.64	0.00
			1/4-PT	2 <34>	4 < 6>	4 <12>	3.64	3.64	0.00
			MIDDLE	0 <35>	2 <15>	3 < 6>	3.64	3.64	0.00
			3/4-PT	2 <32>	4 <12>	4 < 6>	3.64	3.64	0.00
			END J	5 < 4>	4 <34>	6 < 4>	3.64	3.64	0.00
2	0.25	X 0.50	END I	5 <10>	5 <32>	6 <10>	3.64	3.64	0.00
			1/4-PT	2 <34>	4 < 6>	4 <10>	3.64	3.64	0.00
			MIDDLE	0 <35>	2 <15>	3 <11>	3.64	3.64	0.00
			3/4-PT	2 <32>	4 <12>	4 < 4>	3.64	3.64	0.00
			END J	5 < 4>	5 <34>	6 < 4>	3.64	3.64	0.00
3	0.25	X 0.50	END I	5 <13>	4 <33>	6 <13>	3.64	3.64	0.00
			1/4-PT	2 <35>	4 < 9>	4 <15>	3.64	3.64	0.00
			MIDDLE	0 <35>	2 <15>	4 <14>	3.64	3.64	0.00
			3/4-PT	2 <33>	4 <15>	4 < 9>	3.64	3.64	0.00
			END J	5 < 7>	4 <35>	6 < 7>	3.64	3.64	0.00
4	0.25	X 0.50	END I	5 <13>	5 <33>	6 <13>	3.64	3.64	0.00
			1/4-PT	2 <35>	4 < 9>	4 <13>	3.64	3.64	0.00
			MIDDLE	0 <35>	2 <15>	4 <15>	3.64	3.64	0.00
			3/4-PT	2 <33>	4 <15>	4 < 7>	3.64	3.64	0.00
			END J	5 < 7>	5 <35>	6 < 7>	3.64	3.64	0.00
SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates									PAGE 10
/ 3FL RC BUILDING									ETABS_FILE:A0n.PST/CONKER_FILE:A0nc.CNK
/ RC STRUCTURE									
DESIGN OF BEAM ELEMENTS (UBC 1994 CONCRETE)									
FRAME ID FRAME1									
LEVEL ID 3FL									
BAY ID	BEAM WIDTH {m}	SIZE X DEPTH {m}	STRESS POINT	/-FACTORED -MOMENT {T-m}	LOADS & +MOMENT {T-m}	COMBOS-//--REQUIRED SHEAR {T}	M{top} {sqcm}	M{bot} {sqcm}	REBAR--/ V {/m}
1	0.25	X 0.50	END I	12 <10>	10 <32>	10 <10>	7.69	6.49	1.94
			1/4-PT	5 <34>	7 < 5>	8 <10>	3.64	4.15	0.59
			MIDDLE	0 <35>	2 <14>	7 <10>	3.64	3.64	0.00
			3/4-PT	5 <32>	7 <11>	8 < 4>	3.64	4.15	0.59
			END J	12 < 4>	10 <34>	10 < 4>	7.69	6.49	1.94
2	0.25	X 0.50	END I	12 <10>	11 <32>	11 <11>	8.33	7.11	2.30
			1/4-PT	5 <34>	7 < 5>	9 <10>	3.64	4.44	0.94
			MIDDLE	0 <35>	2 <14>	7 <12>	3.64	3.64	0.20
			3/4-PT	5 <32>	7 <11>	9 < 4>	3.64	4.44	0.94
			END J	12 < 4>	11 <34>	11 < 5>	8.33	7.11	2.30
3	0.25	X 0.50	END I	12 <13>	10 <33>	10 <13>	7.69	6.49	1.94
			1/4-PT	5 <35>	7 < 8>	8 <13>	3.64	4.15	0.59
			MIDDLE	0 <35>	2 <14>	7 <15>	3.64	3.64	0.00
			3/4-PT	5 <33>	7 <14>	8 < 7>	3.64	4.15	0.59
			END J	12 < 7>	10 <35>	10 < 7>	7.69	6.49	1.94

附錄四 RC 構架屋載重分析計算

4 0.25 X 0.50

END I	12 <13>	11 <33>	11 <14>	8.33	7.11	2.30
1/4-PT	5 <35>	7 < 8>	9 <13>	3.64	4.44	0.94
MIDDLE	0 <35>	2 <14>	7 <15>	3.64	3.64	0.20
3/4-PT	5 <33>	7 <14>	9 < 7>	3.64	4.44	0.94
END J	12 < 7>	11 <35>	11 < 8>	8.33	7.11	2.30

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates PAGE 11

ETABS_FILE:A0n.PST/CONKER_FILE:A0nc.CNK

/ 3FL RC BUILDING

/ RC STRUCTURE

DESIGN OF BEAM ELEMENTS (UBC 1994 CONCRETE)

FRAME ID FRAME1

LEVEL ID 2FL

BAY ID	BEAM WIDTH X DEPTH {m} {m}	STRESS POINT	/-FACTORED -MOMENT {T-m}	LOADS & +MOMENT {T-m}	COMBOS- SHEAR {T}	---REQUIRED M{top} M{bot} V {/m} {sqcm} {sqcm} {sqcm}	REBAR-- V {/m} {sqcm}
-----------	----------------------------------	-----------------	--------------------------------	-----------------------------	-------------------------	---	-----------------------------

1 0.25 X 0.50

END I	15 <10>	13 <32>	12 <12>	9.92	8.88	3.23
1/4-PT	6 <34>	8 < 6>	10 <10>	3.90	5.34	1.88
MIDDLE	0 <35>	2 <15>	9 < 6>	3.64	3.64	1.19
3/4-PT	6 <32>	8 <12>	10 < 4>	3.90	5.34	1.88
END J	15 < 4>	13 <34>	12 < 6>	9.92	8.88	3.23

2 0.25 X 0.50

END I	16 <10>	14 <32>	13 <10>	10.83	9.76	3.69
1/4-PT	7 <34>	9 < 6>	11 <10>	4.28	5.74	2.34
MIDDLE	0 <35>	2 <15>	10 <12>	3.64	3.64	1.66
3/4-PT	7 <32>	9 <12>	11 < 4>	4.28	5.74	2.34
END J	16 < 4>	14 <34>	13 < 4>	10.83	9.76	3.69

3 0.25 X 0.50

END I	15 <13>	13 <33>	12 <15>	9.92	8.88	3.23
1/4-PT	6 <35>	8 < 9>	10 <13>	3.90	5.34	1.88
MIDDLE	0 <35>	2 <15>	9 <14>	3.64	3.64	1.14
3/4-PT	6 <33>	8 <15>	10 < 7>	3.90	5.34	1.88
END J	15 < 7>	13 <35>	12 < 9>	9.92	8.88	3.23

4 0.25 X 0.50

END I	16 <13>	14 <33>	13 <13>	10.83	9.76	3.69
1/4-PT	7 <35>	9 < 9>	11 <13>	4.28	5.74	2.34
MIDDLE	0 <35>	2 <15>	10 <14>	3.64	3.64	1.60
3/4-PT	7 <33>	9 <15>	11 < 7>	4.28	5.74	2.34
END J	16 < 7>	14 <35>	13 < 7>	10.83	9.76	3.69

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates PAGE 12

ETABS_FILE:A0n.PST/CONKER_FILE:A0nc.CNK

/ 3FL RC BUILDING

/ RC STRUCTURE

DESIGN OF COLUMN ELEMENTS (UBC 1994 CONCRETE)

FRAME ID FRAME1

LEVEL ID RFL

COL ID	COLUMN MAJOR X MINOR {m} {m}	SIZE PT	STR PU	/-----MOMENT MMAJ MMIN COMBO {T} {T-m} {T-m}	INTERACTION----- REBAR {sqcm}	/-----SHEAR DIRN {T}	DESIGN----- VU COMBO A {/m} {sqcm}
-----------	------------------------------------	------------	-----------	--	-------------------------------------	----------------------------	--

1 0.30 X 0.30

RR	MAJOR	0 < 0>	0.00
	MINOR	0 < 0>	0.00

			TOP	10	4	0	<13>	10.29					
			BOT	10	1	4	<10>	10.65					
2	0.30	X	0.30						MAJOR	0	< 0>	0.00	
	RR								MINOR	0	< 0>	0.00	
			TOP	10	4	0	<13>	11.26					
			BOT	10	4	0	<13>	11.61					
3	0.30	X	0.30						MAJOR	0	< 0>	0.00	
	RR								MINOR	0	< 0>	0.00	
			TOP	10	0	4	<10>	11.26					
			BOT	10	0	4	<10>	11.61					
4	0.30	X	0.30						MAJOR	0	< 0>	0.00	
	RR								MINOR	0	< 0>	0.00	
			TOP	10	4	0	< 7>	11.26					
			BOT	10	4	0	< 7>	11.61					

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

PAGE 13

ETABS_FILE:A0n.PST/CONKER_FILE:A0nc.CNK

/ 3FL RC BUILDING

/ RC STRUCTURE

DESIGN OF COLUMN ELEMENTS (UBC 1994 CONCRETE)

FRAME ID FRAME1

LEVEL ID 3FL

COL ID	COLUMN MAJOR {m}	SIZE X MINOR {m}	STR PT	/-----MOMENT INTERACTION-----/				/-----SHEAR		DESIGN-----/		
				PU {T}	MMAJ {T-m}	MMIN {T-m}	COMBO REBAR {sqcm}	DIRN	VU {T}	COMBO A {sqcm}		
1	0.30	X	0.30					MAJOR	0	< 0>	0.00	
	RR							MINOR	0	< 0>	0.00	
			TOP	24	6	0	<14>	18.57				
			BOT	25	1	7	<10>	24.94				
2	0.30	X	0.30					MAJOR	0	< 0>	0.00	
	RR							MINOR	0	< 0>	0.00	
			TOP	24	6	0	<14>	20.89				
			BOT	25	7	0	<13>	26.85				
3	0.30	X	0.30					MAJOR	0	< 0>	0.00	
	RR							MINOR	0	< 0>	0.00	
			TOP	24	0	6	<11>	20.89				
			BOT	25	0	7	<10>	26.85				
4	0.30	X	0.30					MAJOR	0	< 0>	0.00	
	RR							MINOR	0	< 0>	0.00	
			TOP	24	6	0	< 8>	20.89				
			BOT	25	7	0	< 7>	26.85				

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

PAGE 14

ETABS_FILE:A0n.PST/CONKER_FILE:A0nc.CNK

/ 3FL RC BUILDING

/ RC STRUCTURE

DESIGN OF COLUMN ELEMENTS (UBC 1994 CONCRETE)

FRAME ID FRAME1

LEVEL ID 2FL

COL ID	COLUMN MAJOR {m}	SIZE X MINOR {m}	STR PT	/-----MOMENT INTERACTION-----/				/-----SHEAR		DESIGN-----/		
				PU {T}	MMAJ {T-m}	MMIN {T-m}	COMBO REBAR {sqcm}	DIRN	VU {T}	COMBO A {sqcm}		
1	0.30	X	0.30					MAJOR	4	<33>	1.29	
	RR							MINOR	4	<32>	1.29	

附錄四 RC 構架屋載重分析計算

			TOP	42	6	1	<13>	19.17			
			BOT	42	8	1	<13>	36.12			
2	0.30 X 0.30	RR							MAJOR	5	<33> 1.82
									MINOR	4	<34> 1.29
			TOP	42	7	1	<13>	23.15			
			BOT	42	9	1	<13>	41.37			
3	0.30 X 0.30	RR							MAJOR	4	<35> 1.29
									MINOR	5	<32> 1.82
			TOP	42	1	7	<10>	23.15			
			BOT	42	1	9	<10>	41.37			
4	0.30 X 0.30	RR							MAJOR	5	<35> 1.82
									MINOR	5	<34> 1.82
			TOP	42	7	1	< 7>	23.15			
			BOT	42	9	1	< 7>	41.37			

(5) 碰撞距離、層間相對位移及意外扭矩放大係數檢討

如下報表所示：

X 向最大彈性變位量 0.02795 公尺 (2.795 公分)。

Y 向最大彈性變位量 0.02795 公尺 (2.795 公分)。

X 向左右側若臨鄰地，取碰撞距離 7.04 公分以上。

Y 向前後側若臨鄰地，取碰撞距離 7.04 公分以上。

檢討如后：

$$\begin{aligned} \text{X 向單一棟建築物碰撞距離間隔} &= 0.6 \times 1.4 \times \alpha_y \times R_a \times \text{最大彈性變位量} \\ &= 0.6 \times 1.4 \times 1.0 \times 3.000 \times 2.795 \\ &= 7.04 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Y 向單一棟建築物碰撞距離間隔} &= 0.6 \times 1.4 \times \alpha_y \times R_a \times \text{最大彈性變位量} \\ &= 0.6 \times 1.4 \times 1.0 \times 3.000 \times 2.795 \\ &= 7.04 \text{ 公分} \end{aligned}$$

各層間相對位移 < 1/200

$$\text{意外扭矩放大係數計算與檢討：意外扭矩放大係數 } A_x = \left[\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right]^2 \leq 3.0$$

X 向、Y 向 RATIO 均小於 1.2 不需考慮意外扭矩放大係數。

E T A B S

Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

NONLINEAR Version 6.22

Copyright (C) 1983-1998
COMPUTERS AND STRUCTURES, INC.
All rights reserved

This copy of ETABS is for the exclusive use of

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

Unauthorized use is in violation of Federal copyright laws

It is the responsibility of the user to verify all
results produced by this program

26 Feb 2020 21:53:21

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

PAGE 1

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.DSP

/ 3FL R.C. BUILDING
/ OPH/3FL/OBASE

LOAD CASE DEFINITION DATA

LOAD	LTYPE	I	II	III	A	B	C	D1	D2
1	0	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0	0.750	0.750	0.000	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0	0.750	0.750	0.000	-0.750	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0	0.750	0.750	0.000	0.000	0.750	0.000	0.000	0.000
5	0	0.750	0.750	0.000	0.000	-0.750	0.000	0.000	0.000

FOR DYNAMICS BY THE RESPONSE SPECTRUM METHOD

DYNAMIC 1 . . . SPECTRAL DIRECTION 1
DYNAMIC 2 . . . SPECTRAL DIRECTION 2

FOR DYNAMICS BY THE TIME HISTORY METHOD

DYNAMIC 1 . . . TIME HISTORY MODAL ANALYSIS
DYNAMIC 2 . . . NOT USED

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

PAGE 2

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.DSP

/ 3FL R.C. BUILDING

/ 0PH/3FL/0BASE

DISPLACEMENTS AT LEVEL RFL IN FRAME FRAME1

COL ID	OUTPUT ID	LOCAL X-TRAN	LOCAL Y-TRAN	LOCAL Z-TRAN	LOCAL XX-ROTN	LOCAL YY-ROTN	LOCAL ZZ-ROTN
1	CASE 1	0.00000	0.00000	-0.00064	-0.00030	0.00030	0.00000
1	CASE 2	0.02579	0.00108	-0.00007	-0.00024	0.00081	-0.00062
1	CASE 3	-0.02579	-0.00108	-0.00090	-0.00021	-0.00036	0.00062
1	CASE 4	0.00108	0.02579	-0.00007	-0.00081	0.00024	0.00062
1	CASE 5	-0.00108	-0.02579	-0.00090	0.00036	0.00021	-0.00062
2	CASE 1	0.00000	0.00000	-0.00064	-0.00030	-0.00030	0.00000
2	CASE 2	0.02579	-0.00108	-0.00090	-0.00021	0.00036	-0.00062
2	CASE 3	-0.02579	0.00108	-0.00007	-0.00024	-0.00081	0.00062
2	CASE 4	0.00108	0.02795	-0.00007	-0.00084	-0.00021	0.00062
2	CASE 5	-0.00108	-0.02795	-0.00090	0.00039	-0.00024	-0.00062
3	CASE 1	0.00000	0.00000	-0.00064	0.00030	0.00030	0.00000
3	CASE 2	0.02795	0.00108	-0.00007	0.00021	0.00084	-0.00062
3	CASE 3	-0.02795	-0.00108	-0.00090	0.00024	-0.00039	0.00062
3	CASE 4	-0.00108	0.02579	-0.00090	-0.00036	0.00021	0.00062
3	CASE 5	0.00108	-0.02579	-0.00007	0.00081	0.00024	-0.00062
4	CASE 1	0.00000	0.00000	-0.00064	0.00030	-0.00030	0.00000
4	CASE 2	0.02795	-0.00108	-0.00090	0.00024	0.00039	-0.00062
4	CASE 3	-0.02795	0.00108	-0.00007	0.00021	-0.00084	0.00062
4	CASE 4	-0.00108	0.02795	-0.00090	-0.00039	-0.00024	0.00062
4	CASE 5	0.00108	-0.02795	-0.00007	0.00084	-0.00021	-0.00062

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

PAGE 3

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.DSP

/ 3FL R.C. BUILDING

/ 0PH/3FL/0BASE

DISPLACEMENTS AT LEVEL 3FL IN FRAME FRAME1

COL ID	OUTPUT ID	LOCAL X-TRAN	LOCAL Y-TRAN	LOCAL Z-TRAN	LOCAL XX-ROTN	LOCAL YY-ROTN	LOCAL ZZ-ROTN
1	CASE 1	0.00000	0.00000	-0.00054	-0.00018	0.00018	0.00000
1	CASE 2	0.01940	0.00083	-0.00003	-0.00017	0.00116	-0.00048
1	CASE 3	-0.01940	-0.00083	-0.00078	-0.00010	-0.00090	0.00048
1	CASE 4	0.00083	0.01940	-0.00003	-0.00116	0.00017	0.00048
1	CASE 5	-0.00083	-0.01940	-0.00078	0.00090	0.00010	-0.00048

2 CASE 1	0.00000	0.00000	-0.00054	-0.00018	-0.00018	0.00000
2 CASE 2	0.01940	-0.00083	-0.00078	-0.00010	0.00090	-0.00048
2 CASE 3	-0.01940	0.00083	-0.00003	-0.00017	-0.00116	0.00048
2 CASE 4	0.00083	0.02107	-0.00003	-0.00123	-0.00010	0.00048
2 CASE 5	-0.00083	-0.02107	-0.00078	0.00097	-0.00017	-0.00048
3 CASE 1	0.00000	0.00000	-0.00054	0.00018	0.00018	0.00000
3 CASE 2	0.02107	0.00083	-0.00003	0.00010	0.00123	-0.00048
3 CASE 3	-0.02107	-0.00083	-0.00078	0.00017	-0.00097	0.00048
3 CASE 4	-0.00083	0.01940	-0.00078	-0.00090	0.00010	0.00048
3 CASE 5	0.00083	-0.01940	-0.00003	0.00116	0.00017	-0.00048
4 CASE 1	0.00000	0.00000	-0.00054	0.00018	-0.00018	0.00000
4 CASE 2	0.02107	-0.00083	-0.00078	0.00017	0.00097	-0.00048
4 CASE 3	-0.02107	0.00083	-0.00003	0.00010	-0.00123	0.00048
4 CASE 4	-0.00083	0.02107	-0.00078	-0.00097	-0.00017	0.00048
4 CASE 5	0.00083	-0.02107	-0.00003	0.00123	-0.00010	-0.00048

SHIH. CHIEN-TAI Civil Associates

PAGE 4

PROGRAM:ETABS/FILE:\090211C\A0n.DSP

/ 3FL R.C. BUILDING
/ OPH/3FL/0BASE

DISPLACEMENTS AT LEVEL 2FL IN FRAME FRAME1

COL ID	OUTPUT ID	LOCAL X-TRAN	LOCAL Y-TRAN	LOCAL Z-TRAN	LOCAL XX-ROTN	LOCAL YY-ROTN	LOCAL ZZ-ROTN
1	CASE 1	0.00000	0.00000	-0.00033	-0.00023	0.00023	0.00000
1	CASE 2	0.00948	0.00042	0.00000	-0.00022	0.00138	-0.00024
1	CASE 3	-0.00948	-0.00042	-0.00049	-0.00013	-0.00104	0.00024
1	CASE 4	0.00042	0.00948	0.00000	-0.00138	0.00022	0.00024
1	CASE 5	-0.00042	-0.00948	-0.00049	0.00104	0.00013	-0.00024
2	CASE 1	0.00000	0.00000	-0.00033	-0.00023	-0.00023	0.00000
2	CASE 2	0.00948	-0.00042	-0.00049	-0.00013	0.00104	-0.00024
2	CASE 3	-0.00948	0.00042	0.00000	-0.00022	-0.00138	0.00024
2	CASE 4	0.00042	0.01033	0.00000	-0.00147	-0.00013	0.00024
2	CASE 5	-0.00042	-0.01033	-0.00049	0.00113	-0.00022	-0.00024
3	CASE 1	0.00000	0.00000	-0.00033	0.00023	0.00023	0.00000
3	CASE 2	0.01033	0.00042	0.00000	0.00013	0.00147	-0.00024
3	CASE 3	-0.01033	-0.00042	-0.00049	0.00022	-0.00113	0.00024
3	CASE 4	-0.00042	0.00948	-0.00049	-0.00104	0.00013	0.00024
3	CASE 5	0.00042	-0.00948	0.00000	0.00138	0.00022	-0.00024
4	CASE 1	0.00000	0.00000	-0.00033	0.00023	-0.00023	0.00000
4	CASE 2	0.01033	-0.00042	-0.00049	0.00022	0.00113	-0.00024
4	CASE 3	-0.01033	0.00042	0.00000	0.00013	-0.00147	0.00024
4	CASE 4	-0.00042	0.01033	-0.00049	-0.00113	-0.00022	0.00024
4	CASE 5	0.00042	-0.01033	0.00000	0.00147	-0.00013	-0.00024

(6) 固定基座樑及配重版分析及設計結果

13.1 基礎樑 FB1 (40×50) 分析與設計:剛性基礎，採簡支梁分析，報表如后。
極限載重 $QU1=1.2 D.L.+1.6 L.L. \approx 6.8t/m^2$

FB1 (40X 50) L= 3.50M				
M (t-m)	0.0	-11.4	0.0	
AsT(cm2)	5.7	7.5	5.7	
AsB(cm2)	5.7	5.7	5.7	
V (t)	-9.5	0.0	-9.5	
TOP	2	3	2	
# 6	0	0	0	
# 6	0	0	0	
# 6	0	0	0	
# 6	0	0	0	
# 6	0	0	0	
BOT	2	2	2	
STIRRUPS	#3@ 20	20	20	
WEB	#3 0	0	0	

13.2 配重版分析與設計結果

版 S1 (S=3.50 m、L=3.50 m、t=18cm) 分析與設計: 採雙向版分析，報表如后。
D.L.=0.528 t/m²、L.L.=3.50 t/m²

+++++[2] SLAB IDENTIFIER -----S1+++++

*SHORT SPAN LENGTH= 3.500 m	*LONG SPAN LENGTH = 3.500 m
*SLAB THICK = 18.0 cm	*edge discontinuity= 4
*DEAD LOAD = 0.528 t/m2	*LIVE LOAD = 3.500 t/m2
*CONCRETE fc= 210 kg/cm2	*STEEL fy=4200 kg/cm2

***[DESIGN METHOD]:USD"

-----SHORT SPAN-----				-----LONG SPAN-----		
	-M	-M	+M	-M	-M	+M
	cont.	discont.		cont.	discont.	
C	0.000	0.033	0.050	0.000	0.033	0.050
MIDDLE MOMENT	0.000	2.704	4.097	0.000	2.704	4.097
STRIP AS/M	0.000	4.789	7.410	3.600	4.789	7.410
AS/STRIP	3-#4@50	7-#4@25	12-#4@15	5-#4@35	7-#4@25	12-#4@15
COLUMN AS/STRIP	3-#4@50	5-#4@35	7-#4@25	3-#4@50	5-#4@35	7-#4@25

(本頁空白)

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
- 【12】 Fabio, M., “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
- 【13】 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

- 【14】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。
- 【15】Shi, B. L., Wang, G. Y. and Mao. X. Y., “Experimental research on seismic performance of steel reinforced concrete columns after exposure to fire,” *Journal of Building Structures*, Vol,38, Issue. 5, pp.117-124, 2017.
- 【16】Ni, S. and Birely, A. C., “Simulation procedure for the post-fire seismic analysis of reinforced concrete structural walls,”. *Fire Safety Journal*, pp. 101-112., 2018.
- 【17】Liu, G. R., Song, Y. P. and Qu, F. L., “Post-Fire Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls,” *Journal of Central South University of Technology*, Vol 17, Issue. 5, pp. 1103-1108.
- 【18】Li, L. Z., Liu, X., Yu, J. T., Lu, Z. D., Su, M. N., Liao, J. H. and Xia, M., “Experimental Study on Seismic Performance of Post-Fire Reinforced Concrete Frames,” *Engineering Structures*, Vol 179, pp. 161-173, 2019.
- 【19】Sharma, U., Kumar, V., Kamath, P., Singh, B., Bhargava, P., Singh, Y. and Pankaj, P., “Testing of full-scale RC frame under simulated fire following earthquake,” *Journal of Structural Fire Engineering*, Vol,5, Issue. 3, pp. 215-228, 2014.
- 【20】Xiao, J. Z., Li, J. and Huang, Z. F., “Fire Response of High-Performance Concrete Frames and their Post-Fire Seismic Performance,” *ACI Structural Journal*, Vol,105, Issue. 5, p. 531, 2008.
- 【21】Raouffard, M. M. and Nishiyama, M., “Residual Load Bearing Capacity of Reinforced Concrete Frames after Fire,” *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol,14, Issue. 10, pp. 625-633, 2016.
- 【22】Ni, S. and Birely, A. C., “Post-Fire Seismic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls,” *Engineering Structures*, Vol,168, pp. 163-178, 2018.

- 【23】 Ni, S. and Birely, A. C., “Simulation procedure for the post-fire seismic analysis of reinforced concrete structural walls,” *Fire safety journal*, Vol.95, pp. 101-112, 2018.
- 【24】 Wang Guangyong, Zhang Chao, et al. “Post-fire seismic performance of steel reinforced concrete frame structures,” *ACI Structural Journal*, Vol.105, n5, pp. 531-540, 2008.
- 【25】 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
- 【26】 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.
- 【27】 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.
- 【28】 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.
- 【29】 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.
- 【30】 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.
- 【31】 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.

- 【32】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。
- 【33】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.
- 【34】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。
- 【35】Ali, F. and O’ Connor, D., “Structural Performance of Rotationally Restrained Steel Columns in Fire,” *Fire Safety Journal*, Vol. 36(7), pp. 679-691, 2001.
- 【36】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
- 【37】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.
- 【38】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。
- 【39】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。
- 【40】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.
- 【41】Craveiro, H. D. D. S., “Fire Resistance of Cold-Formed Steel Columns,” *University DE Coimbra*, 2015.
- 【42】Espinosa, 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.
- 【43】 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
- 【44】 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.
- 【45】 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。
- 【46】 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。
- 【47】 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。
- 【48】 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.
- 【49】 Outinen, J., “Mechanical Properties of Structural Steel at Elevated Temperatures and After Cooling Down,” *Fire and Material*, Vol. 28, pp. 237-251, 2004.
- 【50】 曾冠華,「耐火鋼箱型鋼柱受火害之行為」,碩士論文,國立臺灣科技大學營建工程系,2004。
- 【51】 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.
- 【52】 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.
- 【53】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。
- 【54】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。
- 【55】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。
- 【56】Dehghani, A., Nateghi-Alahi, F., & Fischer, G. (2015). Engineered cementitious composites for strengthening masonry infilled reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 105, 197-208.
- 【57】Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*.
- 【58】Karsan, I. D., & Jirsa, J. O. (1969). Behavior of concrete under compressive loadings. *Journal of the Structural Division*.
- 【59】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).
- 【60】Menegotto, M., and Pinto, P.E. (1973). Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending. Preliminary Report IABSE, vol 13.
- 【61】Filippou, F. C., Bertero, V. V., & Popov, E. P. (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints. Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- 【62】Elwood, K. J., & Eberhard, M. O. (2009). Effective Stiffness of Reinforced Concrete

- Columns. ACI Structural Journal, 106(4).
- 【63】 Yavari, S., Lin, S. H., Elwood, K. J., Wu, C. L., Hwang, S. J., & Moehle, J. P. (2008). Study on collapse of flexure-shear-critical reinforced concrete frames. In 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
 - 【64】 Elwood, K. J., & Moehle, J. P. (2005). Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement. *Earthquake Spectra*, 21(1), 71-89.
 - 【65】 Elwood, K. J., & Moehle, J. P. (2005). Axial capacity model for shear-damaged columns. *ACI Structural Journal-American Concrete Institute*, 102(4), 578-587.
 - 【66】 Kakavand, M. R. A. (2012). Limit state material manual. Available on www.opensees.berkeley.edu, University of California, Berkeley, California.
 - 【67】 Kakavand, M. R. A. (2012). Limit state material manual. Available on www.opensees.berkeley.edu, University of California, Berkeley, California.
 - 【68】 European Committee, “Eurocode2: Design of concrete structures-Part1-2: General rules-Structural fire design,” EN 1992-1-2:2004:E.
 - 【69】 AIJ, (2009). “Guidebook for fire resistive performance of structural materials.” 34-171.
 - 【70】 Xiao, Li, and Huang (2008). Fire Response of High-Performance Concrete. Frames and Their Post-Fire Seismic Performance. *ACI Structural Journal*, 105-S49.
 - 【71】 Uang, C. H. and Newell, J., “Cyclic Behavior of Steel Columns with Combined High Axial Load and Drift Demand,” Report No. SSRP-06/22, Structural Systems Research Project, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, 2006.
 - 【72】 <https://opensees.berkeley.edu/>
 - 【73】 Phan, H. D., “Seismic Behavior of Full-Scale Concrete Filled Steel Tubular(CFST) Columns with High Axial Load Effect,” Ph.D. Dissertation, National Taiwan University of Science and Technology, Taiwan, July 2020.

(本頁空白)

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

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：鍾興陽、劉光晏、洪崇展、施健泰

出版年月：109年12月

版次：第1版

I S B N：978-986-5450-31-1 (平裝)

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研究成果報告 一〇九年度