

GRB: PG10401-0528

## 含抗彎矩接頭鋼構造梁之耐火性能研究

受委託者：國立交通大學

研究主持人：陳誠直 教授

研究員：林政億

研究助理：蔡旻諺 王淼

## 內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 104 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)



## 目次

目次.....	I
表次.....	III
圖次.....	V
摘要.....	IX
第一章 概論.....	1
第一節 研究緣起與背景 .....	1
第二節 研究目的.....	1
第三節 研究方法.....	2
第二章 規範與文獻回顧 .....	3
第一節 耐火試驗法 .....	3
第二節 設計規範與防火規定 .....	4
第三節 鋼梁與鋼構架耐火實驗 .....	6
第三章 含抗彎矩接頭鋼構造梁耐火實驗 .....	13
第一節 試體規劃與設計 .....	13
第二節 實驗設備與設置 .....	16
第三節 量測儀器.....	21
第四節 實驗步驟.....	25
第四章 實驗結果與討論 .....	27
第一節 實驗結果.....	27
第二節 結果討論.....	46
第五章 有限元素分析 .....	49
第一節 鋼材之高溫性質 .....	49
第二節 混凝土之高溫性質 .....	54
第三節 ABAQUS 之模擬方法與步驟.....	58

第四節 有限元素分析結果與討論 .....	63
第六章 結論與建議 .....	77
第一節 結論.....	77
第二節 建議.....	78
附錄一 試體設計圖 .....	79
附錄二 實驗加載計算 .....	89
附錄三 審查意見與答覆 .....	91
參考書目.....	101

## 表次

表 2-1	建築物防火構造應具有之防火時效 .....	5
表 3-1	試體規劃 .....	14
表 5-1	溫度變化下鋼材之力學性質與折減係數 .....	50
表 5-2	混凝土高溫下抗壓強度之折減係數、降伏應變與極限應變 .....	55
表 5-3	試體 C1 受火梁之溫度測點與分析比較 .....	64
表 5-4	試體 C2 受火梁之溫度測點與分析比較 .....	69



## 圖次

圖 2-1	標準升溫曲線 .....	4
圖 2-2	鋼承板與剪力釘之規定 .....	6
圖 2-3	Liu 等人(2002)試驗設置圖 .....	7
圖 2-4	郭士雄(2006)試驗設置圖 .....	8
圖 2-5	董毓利(2008)試驗設置圖 .....	10
圖 2-6	董毓利(2009)試驗設置圖 .....	10
圖 3-1	鋼梁受火害變形圖與一跨兩層子結構示意圖 .....	14
圖 3-2	梁柱子結構試體示意圖 .....	14
圖 3-3	試體 C2 梁柱構件圖 .....	15
圖 3-4	彎矩接頭細節圖 .....	16
圖 3-5	防火實驗中心之複合實驗爐 .....	17
圖 3-6	實驗設置示意圖 A .....	17
圖 3-7	實驗設置示意圖 B .....	18
圖 3-8	實驗設置 3D 示意圖 .....	19
圖 3-9	實驗整體設置圖 .....	20
圖 3-10	載重塊設置圖 .....	20
圖 3-11	熱電偶測點配置斷面位置 .....	21
圖 3-12	受火梁熱電偶測點配置圖 .....	22
圖 3-13	接頭熱電偶設置圖 .....	22
圖 3-14	柱與未受火梁熱電偶設置圖 .....	23
圖 3-15	混凝土樓版熱電偶配置照片 .....	23
圖 3-16	受火梁熱電偶配置照片 .....	24

圖 3-17	位移量測位置示意圖 .....	25
圖 3-18	柱翼板外側陶瓷棒設置圖 .....	25
圖 4-1	試體 C1 爐內升溫曲線 .....	28
圖 4-2	試體 C1 爐內升溫與降溫曲線 .....	29
圖 4-3	試體 C1 受火梁撓曲變形-時間關係圖 .....	29
圖 4-4	試體 C1 受火梁各時間撓曲變形曲線圖 .....	30
圖 4-5	試體 C1 受火梁軸向伸長量-時間關係圖 .....	30
圖 4-6	試體 C1 受火梁 A 斷面溫度測點-時間關係圖 .....	31
圖 4-7	試體 C1 受火梁 B 斷面溫度測點-時間關係圖 .....	31
圖 4-8	試體 C1 受火梁 C 斷面溫度測點-時間關係圖 .....	32
圖 4-9	試體 C1 受火梁 D 斷面溫度測點-時間關係圖 .....	32
圖 4-10	試體 C1 受火梁 E 斷面溫度測點-時間關係圖 .....	33
圖 4-11	試體 C1 束制構件 G 斷面溫度測點-時間關係圖 .....	33
圖 4-12	試體 C1 束制構件 I 斷面溫度測點-時間關係圖 .....	34
圖 4-13	試體 C1 耐火試驗後外觀 .....	35
圖 4-14	試體 C1 受火梁局部挫屈 .....	36
圖 4-15	試體 C1 樓版裂縫 .....	37
圖 4-16	試體 C1 螺栓孔變形 .....	37
圖 4-17	試體 C2 爐內升溫曲線 .....	39
圖 4-18	試體 C2 爐內升溫與降溫曲線 .....	39
圖 4-19	試體 C2 受火梁撓曲變形-時間關係圖 .....	40
圖 4-20	試體 C2 受火梁各時間撓曲變形曲線圖 .....	40
圖 4-21	試體 C2 受火梁軸向伸長量-時間關係圖 .....	41
圖 4-22	試體 C2 受火梁 A 斷面溫度測點-時間關係圖 .....	41

圖 4-23	試體 C2 受火梁 B 斷面溫度測點-時間關係圖 .....	42
圖 4-24	試體 C2 受火梁 C 斷面溫度測點-時間關係圖 .....	42
圖 4-25	試體 C2 受火梁 D 斷面溫度測點-時間關係圖 .....	43
圖 4-26	試體 C2 受火梁 E 斷面溫度測點-時間關係圖 .....	43
圖 4-27	試體 C2 耐火試驗後外觀 .....	44
圖 4-28	試體 C2 受火梁扭轉 .....	44
圖 4-29	試體 C2 受火梁局部挫屈 .....	45
圖 4-30	試體 C2 樓版裂縫 .....	46
圖 4-31	試體 C1 及 C2 軸向位移-時間關係圖 .....	48
圖 4-32	試體 C1 及 C2 撓曲變形-時間關係圖 .....	48
圖 5-1	溫度變化下 A572 Gr.50 鋼材之應力應變關係 .....	50
圖 5-2	Eurocode 4 與莊有清研究結果之有效降伏強度比較圖 .....	51
圖 5-3	Eurocode 4 與莊有清研究結果之彈性模數比較圖 .....	51
圖 5-4	受溫度影響之鋼材熱傳導係數 .....	52
圖 5-5	受溫度影響之鋼材比熱 .....	53
圖 5-6	受溫度影響之鋼材熱伸長率 .....	54
圖 5-7	高溫下混凝土之應力應變關係圖 .....	55
圖 5-8	溫度變化下混凝土之應力應變關係 .....	56
圖 5-9	受溫度影響之常重混凝土熱傳導係數 .....	56
圖 5-10	受溫度影響之常重混凝土比熱 .....	57
圖 5-11	受溫度影響之常重混凝土熱伸長率 .....	58
圖 5-12	加載與邊界條件 .....	59
圖 5-13	ABAQUS 分析流程圖 .....	60
圖 5-14	分析元素 .....	62

圖 5-15	有限元素分析模型之網格劃分 .....	62
圖 5-16	試體 C1 受火梁 A 斷面之溫度測點-時間關係比較圖 .....	65
圖 5-17	試體 C1 受火梁 B 斷面之溫度測點-時間關係比較圖 .....	65
圖 5-18	試體 C1 受火梁 C 斷面之溫度測點-時間關係比較圖 .....	66
圖 5-19	試體 C1 受火梁 D 斷面之溫度測點-時間關係比較圖 .....	66
圖 5-20	試體 C1 受火梁 E 斷面之溫度測點-時間關係比較圖 .....	67
圖 5-21	試體 C1 受火梁撓曲變形-時間關係與實驗比較圖 .....	67
圖 5-22	試體 C1 受火梁軸向伸長量-時間關係與實驗比較圖 .....	68
圖 5-23	分析模型 C1 到達性能基準之局部挫屈情形 .....	68
圖 5-24	試體 C2 受火梁 A 斷面之溫度測點-時間關係比較圖 .....	70
圖 5-25	試體 C2 受火梁 B 斷面之溫度測點-時間關係比較圖 .....	70
圖 5-26	試體 C2 受火梁 C 斷面之溫度測點-時間關係比較圖 .....	71
圖 5-27	試體 C2 受火梁 D 斷面之溫度測點-時間關係比較圖 .....	71
圖 5-28	試體 C2 受火梁 E 斷面之溫度測點-時間關係比較圖 .....	72
圖 5-29	試體 C2 受火梁撓曲變形-時間關係與實驗比較圖 .....	72
圖 5-30	試體 C2 受火梁軸向伸長量-時間關係與實驗比較圖 .....	73
圖 5-31	分析模型 C2 到達性能基準之局部挫屈情形 .....	73
圖 5-32	簡支梁受火害之分析模型 .....	75
圖 5-33	簡支梁模型之撓曲變形-時間關係圖 .....	75

# 摘要

關鍵詞：耐火性能、彎矩接頭、束制鋼梁

## 一、研究緣起

鋼構造建築物一般為梁柱抗彎矩構架，大梁以剛接與柱接合，小梁以鉸接與大梁接合。梁構件不論為大梁或小梁，遭受火害時，高溫中後之結構行為，受到周圍結構構件的影響，與單一簡支梁受火害時不同。鋼梁構件於火害升溫時受熱膨脹，因周圍結構構件之束制而將產生軸向壓力，於冷卻降溫時，由於收縮和鋼梁兩端的束制，將承受軸向拉力，可能會造成束制鋼梁兩端接合的破壞，本研究以火害實驗與分析加以探討此一行為。

## 二、研究方法與過程

研究主要探討含抗彎矩接頭束制鋼梁構件於承受高溫下之行為，先蒐集與彙整相關文獻、規範與法規等。藉由大尺寸之火害實驗，探討兩組無防火被覆束制鋼梁構件在垂直載重與高溫下之變形行為與破壞模式。試體為兩層一跨的子結構，兩組試體的差異為柱構件尺寸不同。並利用有限元素分析結果，與實驗結果相互比對，建立正確分析模型，以驗證束制鋼梁之行為與防火時效。

## 三、重要發現

含彎矩接頭與樓版之束制鋼梁承受垂直載重與標準升溫後，因高溫導致材料強度衰減，故鋼梁撓度隨著溫度的增加而逐漸增大；且於鋼梁溫度達 600°C 後快速增加。爾後鋼梁的軸向變形亦由伸長轉變為壓縮。最後鋼梁的撓度與其變形速率達性能基準。試驗後顯示試體的破壞模式為因負彎矩的作用，鋼梁兩端下翼板與腹板局部挫屈與混凝土樓版開裂。由鋼梁軸向變形推測，鋼梁於高溫時承受軸壓力，而冷卻時逐漸轉變為受軸拉力。柱構件勁度較大的試體，其耐火時間較柱構件勁度較小的試體為佳，可達一小時的防火時效。本研究建立之有限元素分析模擬，可合理預測試體於火害中之行為，分析亦顯示束制梁的耐火時間高於未束制的簡支梁。

## 四、主要建議事項

### 1. 建議一

簡支梁剪力接頭火害行為研究：立即可行之建議

含抗彎矩接頭鋼構造梁之耐火性能研究

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：科技部

本研究顯示抗彎矩接頭能提供梁於接頭處之撓曲與剪力強度。常設計為簡支梁的小梁接頭則設計僅承受剪力，簡支梁受火害作用時亦將有軸向熱脹冷縮現象，將對接頭處的剪力板與螺栓造成額外的作用力。因此探討簡支梁剪力接頭之耐火性能有其重要性。

## 2. 建議二

實尺寸鋼構造建築受真實火災性能研究：立即可行之建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：科技部

實驗室火害研究一般皆以標準升溫曲線加溫，與實際火場之升溫有所不同。因整體構架的影響，鋼構造建築的耐火性能將可能優於構件的耐火性能。故實尺寸鋼構造建築承受真實火災性能的建立有其必要性，試驗結果亦可作為分析模式的驗證。

## Abstract

Keywords: fire resistance, moment connection, restrained beam.

The steel structure buildings are generally designed to be a moment-resisting frame. The girders are joined to the column by moment connection while the beams are pin-connected to the column. The structural behaviors of the beam members in the structures, either girders or beams, are affected by the surrounded structural members when the structures are exposed to fire. The fire performance of the restrained beams is different from the isolated beams. When the restrained beams subjected to the temperature increase during a fire, the beams will thermally expand and generate axial compressive force due to the restraints at both ends of the beams. Nevertheless, the beams will create axial tensile force when the temperature drops after fire. The axial force might cause failure of the connections. This research was conducted to explore this behavior.

Related literature, specifications and regulations were collected first to study the behavior of the moment connections in the restrained beams at elevated temperatures. Two large-scale specimens were conducted to investigate the deformation and failure mode of the restrained, unprotected beam subjected to gravity force and fire. The specimens are a substructure of two stories and one span and the specimens have different column size. The Finite element analyses were also carried out to compare with test results, to validate the analysis modeling, and to verify the fire resistance of the restrained beam.

The test results showed that the deflection of the restrained beams gradually increased due to the deterioration of the material strength at elevated temperatures, and the deflection rapidly increased when the beam temperatures reached 600°C. Then, the elongation of the beam axial deformation also shifted to contraction. The heating was terminated when the beams reached the performance criteria. The failure modes of the specimens were the local buckling of the lower flange and web of the restrained beams, and crack of the concrete slab at both ends of the beams due to the negative bending moment. It is speculated from the axial deformation of the beams that the restrained beams subjected to axial compressive force at elevated temperature and then gradually turned to axial tensile force at cooling phase. The

specimen with larger stiffness of the column had better fire resistance than the specimen with smaller stiffness of the column, and reached an hour fire resistance rating. The finite element model established in this study can reasonably predict the fire behavior of the specimens. The analysis results also indicated that the fire resistance of the restrained beam is higher than that of unrestrained simply supported beams.

According to these research results, the following suggestions are proposed.

For immediate strategy:

The moment connections provide the flexural and shear capacities for the restrained beam. However, the simply-supported beams are usually designed to have shear connection to transfer shear force. When the simply-supported beams are subjected to fire, the shear connections will have additional forces due to the thermal expansion and retraction of the beam. Therefore, the behavior of simply-supported beams with shear connection at elevated temperatures needs to be explored.

In general, the research for fire performance in a laboratory is conducted by exposed to a standard time-temperature curve which is different from nature fire conditions. Due to the effects of the restraints in a structure, the fire performance of a full-scale structure might be better than that of members. Thus, the investigation of the fire performance of a full-scale structure subjected to a nature fire is necessary.

# 第一章 概論

## 第一節 研究緣起與背景

台灣位處環太平洋地震帶，地震頻繁，而地震發生同時亦常伴隨火災的發生，建築物受火害導致結構損壞，易造成財產損失及人員傷亡。因此建築結構不僅須符合耐震設計，也須考量耐火性能。近年來，國內外對於結構耐火性能之研究日漸增加，建築物防火規範也日趨完整。國內「建築技術規則」之防火時效規定在結構遭受火害時，一定時間內構件須持續提供承載能力，不致造成結構崩塌，使人員能夠安全逃生並且將災害減至最低。

鋼結構常使用於中高樓層建築，具有強度高、重量輕、經濟性高等特性，且因具有良好的韌性，鋼構造抗彎矩構架更被廣泛的應用於結構耐震系統。但鋼結構相對於鋼筋混凝土結構耐火性能較差，鋼材在高溫下有強度折減與軟化的缺點。當溫度升高至 500°C 後，鋼材強度及彈性模數明顯下降，無法有效的提供承載力，易導致結構破壞。

國內外對於單獨鋼梁構件於火害中之行為，已有相當程度之研究，然而單獨梁構件與抗彎矩構架中梁構件遭受火害之行為模式不同。單獨鋼梁構件受火害時，熱膨脹導致鋼梁伸長，隨溫度上升造成強度下降，梁撓度逐漸增加直至破壞。而構架中之鋼梁受熱膨脹後，受兩端梁柱之束制，將使得鋼梁產生軸壓力；冷卻時，鋼梁則因收縮產生軸拉力。於受熱與冷卻時行為複雜，故於抗彎矩構架之梁構件遭受火害之研究值得探討。

## 第二節 研究目的

研究目的主要探討含抗彎矩接頭束制鋼梁構件於承受高溫下之行為，藉由大尺寸之火害實驗，探討束制鋼梁構件在高溫下之變形行為與破壞模式；並利用有限元素分析方法，與實驗結果相互比對，建立正確分析模型，以驗證束制鋼梁之防火時效。

### 第三節 研究方法

研究首先為蒐集與彙整國內外相關規範與文獻，瞭解影響束制鋼梁構件耐火能力之主要參數。為明確瞭解束制鋼梁構件於火害下之行為與破壞模式，參考國內外相關研究成果，規劃兩組大尺寸含抗彎矩接頭束制鋼梁構件進行耐火試驗。耐火試驗依照國內 CNS12514-1「建築物構造構件耐火試驗法」之相關規定，藉由配置熱點偶測點，量測試體斷面各部位於試驗中之溫度變化，且設置位移計以量測鋼梁之撓度與水平位移。研究並利用有限元素分析軟體模擬束制鋼梁構件於火害下之行為，與實驗結果相互應證比對。

## 第二章 規範與文獻回顧

本章節簡述國內外相關規範及文獻，以確定鋼梁構件進行耐火試驗之規定。藉由彙整各國學者已完成之研究成果，瞭解影響束制鋼梁於火害下之行為與耐火性能之主要參數。

### 第一節 耐火試驗法

對於受撓曲之梁構件，國內外學者普遍依照 ASTM E119 (2000)或 ISO 834 (1999)規定之方法，進行耐火性能試驗研究。我國則須依照 CNS 12514-1「建築物構造構件耐火試驗法」之規定進行耐火試驗研究。

#### 壹、ASTM E119

ASTM E119 為建築物構造與材料耐火試驗標準方法，主要規定耐火試驗時之加溫爐溫度、試體尺寸及試體破壞判定標準。加溫爐平均溫度於加熱 5 分鐘須達到 538°C，10 分鐘達到 704°C，30 分鐘達到 843°C，1 小時須達到 927°C，2 小時須達到 1010°C，4 小時須到達 1093°C。對於梁構件，試體受火段長度不得小於 3.7 m，樓版寬度不得大於 2.1 m。鋼梁單點溫度不得高於 704°C 且任何一斷面平均溫度不得高於 593°C。

#### 貳、ISO 834

ISO 834 規定耐火性能試驗之設備、標準升溫曲線、測量裝置、試驗步驟以及試驗終止條件等。我國 CNS12514-1「建築物構造構件耐火試驗法」亦是參考 ISO 834 所制定。進行耐火試驗時，初始平均溫度須小於 50°C，加溫爐內溫度須符合標準升溫曲線  $T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20$ ，如圖 2-1 所示。對於受撓曲構件，試體性能基準以撓度(D)及撓曲速率(dD/dt)判定， $D = L^2/400d$  (mm)， $dD/dt = L^2/9000d$  (mm/min)，其中 L 為試體跨距(支承點間距)，d 為斷面受壓最外緣至受拉最外緣之距離。

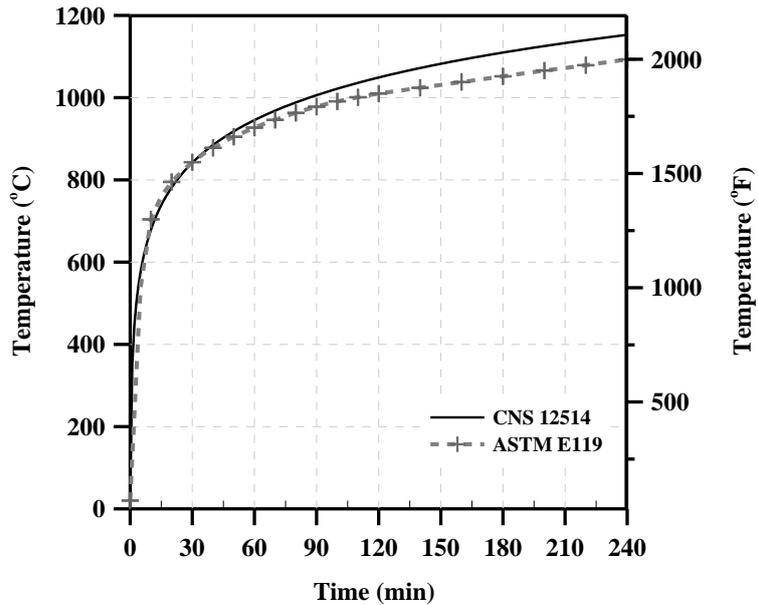


圖 2-1 標準升溫曲線

(資料來源：本研究整理)

## 參、CNS 12514-1

目前我國標準 CNS 12514-1 對於建築物構件進行耐火試驗之溫度、尺寸、載重、量測及破壞準則皆有明確規定。加溫爐溫度依照標準升溫曲線進行升溫，試體梁進行耐火試驗，受火段長度不得小於 4 m。當集中載重被用來取代均佈載重之彎矩效果時，至少需有兩個加載點，且最小間距為 1 m。進行耐火試驗時，試體需配置足夠之熱點偶測點以及位移量測測點。試體承重能力以變形量及變形速率判定，與 ISO 834 之規定相同。

## 第二節 設計規範與防火規定

### 壹、建築技術規則

國內「建築技術規則」對於建築物構件之防火時效有明確規定。第 70 條規定為防火構造之建築物，主要構造之柱、梁、承重牆壁、樓版及屋頂應具有之防火時效，如表 2-1 所示。第 71 條規定具有三小時以上防火時效之梁、柱，需有混凝土或水泥保護層之厚度，或其他具有同等以上防火性能之保護；第 72 條、

第 73 條則規定具有兩小時及一小時以上防火時效梁、柱及樓版之條件。

**表 2-1 建築物防火構造應具有之防火時效**

主要構造部分	自頂層算起 不超過四層 之各樓層	自頂層算起超過 第四層至第十四層 之各樓層	自頂層算起 第十五層以上 之各樓層
承重牆壁	1 小時	1 小時	2 小時
梁	1 小時	2 小時	3 小時
柱	1 小時	2 小時	3 小時
樓地板	1 小時	2 小時	2 小時

(資料來源：建築技術規則)

## 貳、鋼結構容許應力設計法規範及解說

根據我國「鋼結構容許應力設計法規範及解說」設計鋼構架，為符合耐震設計之梁柱接頭區域規定，翼板之寬厚比( $b_f / 2t_f$ )不得大於  $17 / \sqrt{F_y}$ ，腹板寬厚比( $h_c / t_w$ )不得大於  $170 / \sqrt{F_y}$ ；梁翼板之塑性模數應大於全斷面塑性模數之 70%；梁之上下翼板需與柱板以全滲透銲接接合，且梁柱彎矩強度比需符合公式(2-1)。

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - 1.5f_a)}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1.25 \quad (2-1)$$

其中： $f_a$  為所需之柱軸向受壓應力

$F_{yb}$  為梁鋼材之標稱降伏強度

$F_{yc}$  為柱鋼材之標稱降伏強度

$Z_b$  為梁斷面塑性模數

$Z_c$  為柱斷面塑性模數

對於鋼梁與鋼承板及其上之混凝土版共同組成之合成梁構件之規定，如圖 2-2 所示。應使用標稱肋條高度不大於 7.5 cm 之鋼承板，混凝土肋條平均寬度不得小於 5 cm。混凝土版須以剪力釘與鋼梁連接，剪力釘之直徑應小於或等於 19 mm。安裝完成之剪力釘須突出鋼承板頂部 3.8 cm 以上，鋼承板上之混凝土版厚度不得少於 5 cm。最大彎矩至零彎矩間所需剪力釘之數目以公式(2-2)計算出之總水平剪力，除以公式(2-3)、(2-4)所計算之單一剪力釘容許強度  $q$  得到。

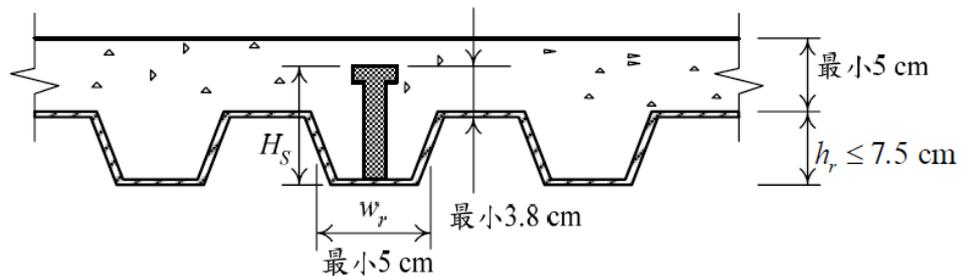
$$\min \{0.425f'_c A_c, 0.5A_s F_y\} \quad (2-2)$$

$$q = 0.5Q_n \quad (2-3)$$

$$Q_n = 0.5A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (2-4)$$

其中：  $A_{sc}$  為剪力釘之斷面積

$F_u$  為剪力釘之標稱抗拉強度



**圖 2-2 鋼承板與剪力釘之規定**

(資料來源：鋼結構容許應力設計法規範及解說)

### 第三節 鋼梁與鋼構架耐火實驗

#### 壹、鋼梁耐火實驗

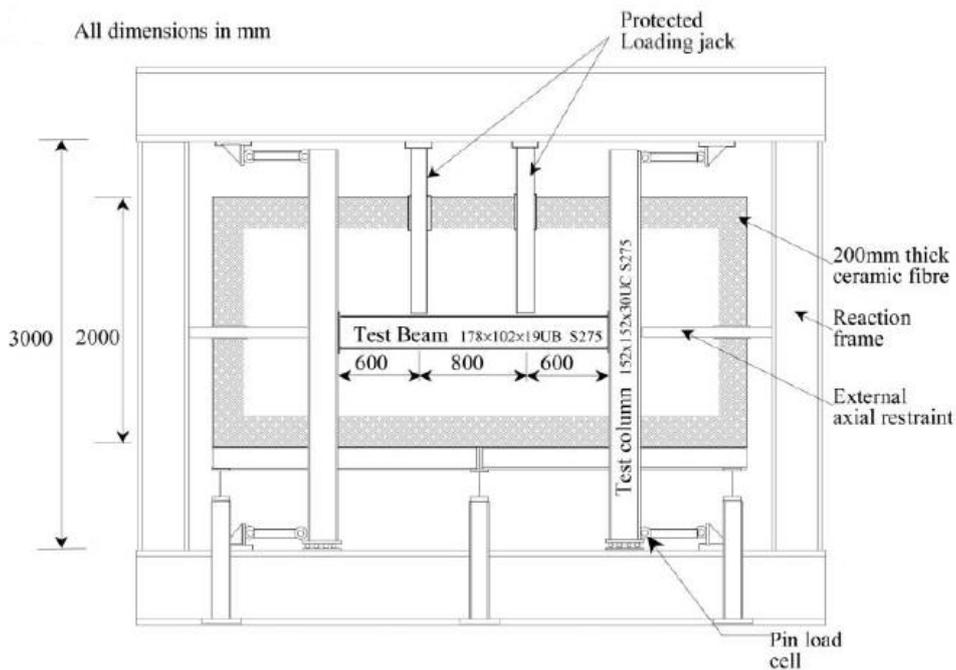
趙文成等人(2009)探討鋼梁構造以不同性能基準判定耐火性能。根據 CNS 12514-1 之規定，進行梁構件載重試驗時，以最大變形量及最大變形速率判定耐火性能，無載重試驗則以試體平均溫度及最高溫度判定耐火性能。根據實驗及有限元素分析結果顯示，採用加載試驗對含樓版之試體能達 1 小時之防火時效，而無加載試體則未能達到 1 小時之防火時效。防火被覆越厚則試體受火害時溫度上升越慢，可以有效的提升防火時效。有限元素分析結合熱傳分析以及非線性應力分析，能夠準確的模擬單獨鋼梁於火害行為下之實驗結果。

#### 貳、鋼構架耐火實驗

鋼構架中鋼梁與單獨鋼梁受火害行為不同，鋼構架中鋼梁受兩側柱束制，其火害行為複雜。對於鋼構架受火害之相關研究文獻主要以實驗及有限元素分析方

法進行研究，重要相關研究成果如下所示。

Liu 等人(2002)以實驗方法研究束制鋼梁構件於火害下之行為，探討梁柱接頭形式、軸向束制強度以及載重比對於耐火性能之影響。試體受火梁淨跨距 2 m，兩端以端板或剪力板與柱接合。試驗採用兩點加載形式，梁柱接頭與柱皆以防火棉包覆，僅受火梁受火害，如圖 2-3 所示。研究結果顯示，束制條件下之鋼梁較簡支梁，有更好之耐火性能；梁柱以端版連接相較於剪力板之耐火性能更佳。而載重比越小則耐火性能越好，因此梁柱接頭形式及載重比皆為影響耐火性能之重要參數。



**圖 2-3 Liu 等人(2002)試驗設置圖**

(資料來源：Liu 等人 2002)

郭士雄(2006)進行兩組受束制鋼梁於火害下之實驗，並且建立束制鋼梁簡化分析模型，藉由分析模型可以估算鋼梁於升溫及降溫階段之行為模式。試體為一跨一層的束制梁柱子結構，兩組試體柱之束制強度不同，梁柱接頭採用翼板銲接腹板鎖螺栓方式。受火梁上緣以防火棉包覆模擬混凝土樓版對鋼梁之降溫作用，試驗設置如圖 2-4 所示。實驗結果發現，升溫初始階段，鋼梁受熱膨脹由於兩端柱之約束，梁內產生之軸向壓力隨溫度上升而增大。當溫度上升至一定程度，梁

之撓度驟增，梁內軸力由壓力轉為拉力，此時發生懸鏈線效應，梁之變形減緩。因此受束制之鋼梁可承受較高之溫度。降溫過程中，鋼梁收縮效應受兩端柱之約束，軸拉力上升，此時鋼梁之接頭處易產生破壞。軸向約束大小對於鋼梁的軸力影響極大，對鋼梁的撓度變化則在初始升溫階段影響較大。

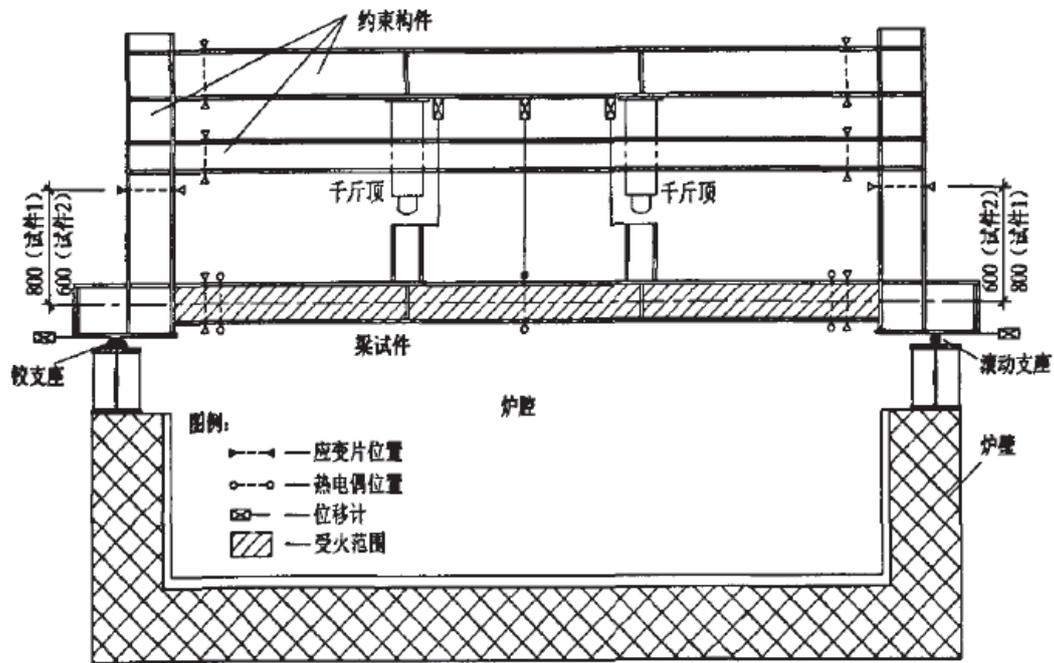


圖 2-4 郭士雄(2006)試驗設置圖

(資料來源：郭士雄 2006)

王銀志(2006)分別對簡支組合梁及連續組合梁進行耐火試驗，受火梁尺寸以常用的跨高比設計，簡支組合梁樓版厚度為 150 mm，而連續組合梁樓版厚度為 125 mm。實驗過程中分別記錄組合梁之撓度、位移及溫度分佈，並於實驗結束後推算梁的軸力和彎矩。實驗發現，連續組合梁於高溫時，懸鏈線效應明顯，拉力維持不變，但撓度仍繼續上升。鋼梁下翼緣受火害產生挫屈現象，會導致防火塗料脫落，溫度上升加快。

范明瑞等人(2006)進行一跨單層鋼構架複合梁與鋼柱受火害之實驗，並觀察單層鋼構架受火害時梁、樓版以及柱之溫度分佈及變形。實驗過程中，一側鋼柱產生挫屈變形，造成整個結構內力重分佈，但結構並未完全破壞，與單一構件受火害時破壞情形不同。混凝土樓版由於熱傳導慢，使複合梁上部的升溫速度減

緩，與梁下部形成一溫度梯度，此一溫度梯度會產生彎矩造成梁的撓曲變形。

李曉東等人(2007)進行 8 組 H 型鋼斷面鋼構架梁柱接頭耐火試驗，研究接頭形式、是否加勁以及端板厚度三個因素對鋼構架梁柱接頭受火害之影響。試驗鋼柱長 3000 mm，鋼梁 1350 mm，一端和鋼柱連接另一端懸臂。除梁柱接頭受火害之外，其餘部分皆由防火棉包覆。試驗結果發現，破壞模式皆為梁下翼緣局部挫屈及鋼柱和鋼梁翼板之間銲道破壞。加勁板能夠提高端板連接節點的極限溫度，而梁柱接頭形式和端板厚度對於鋼構架節點抗火性能的影響並不顯著。

董毓利(2008)利用火害加溫爐進行四組一層一跨鋼構架受火害之實驗，分別對不同樓版與鋼梁之接合方式及不同火害情形做研究。樓版與鋼梁之連接方式分為以剪力釘連接以及鋼梁一部份澆築在混凝土樓版內，而火害情形則分為僅鋼梁受火害以及鋼梁、鋼柱皆受火害，圖 2-5 為試驗設置圖。實驗過程中持續對爐溫、構架變形量以及構架各斷面之溫度分佈進行量測。結果發現鋼的導熱性能較混凝土好，因此混凝土之升溫速度慢，此溫差導致複合梁的撓度曲線有平緩台階或是回復之情形。鋼梁與混凝土樓版之接合方式對鋼構架於火害之變形行為影響極大，以剪力釘連接之複合梁於常溫下有較高之抗彎剛度，但抗火性能相較於鋼梁澆築於混凝土樓版內則較差。鋼柱不受火害時，能降低複合梁受火害之撓度，因此於實際工程中對柱加強防火措施有助於提升整體構架之防火時效。

董毓利(2009)進行三組兩層兩跨鋼構架受火害之實驗，實驗設置如圖 2-6 所示。三組實驗分別為單跨底層受火害、兩跨底層受火害以及一跨兩層受火害。實驗量測數據包含爐內溫度、鋼構架梁撓度、柱水平位移與構架梁柱截面之溫度分佈。實驗結果發現，鋼柱四面皆受火害時，鋼柱翼板及腹板溫差極小，可假設為同一溫度進行分析。而鋼柱僅單面受火害時，翼板及腹板溫差極大，溫度分佈需以熱傳導理論計算。鋼筋混凝土樓版對於鋼梁有降溫以及約束作用，鋼梁上翼板與樓版相接，受火害時溫度上升較下翼板慢。溫度升高時，鋼梁受樓版約束而限制鋼梁的膨脹，降溫時樓版則限制鋼梁的收縮，造成鋼筋混凝土樓版出現裂縫。在實驗中未受火害之梁柱相對受火害梁柱能夠提供較大約束效果，導致受火梁邊柱與中柱變形不對稱，同時也產生內力重分佈之現象。

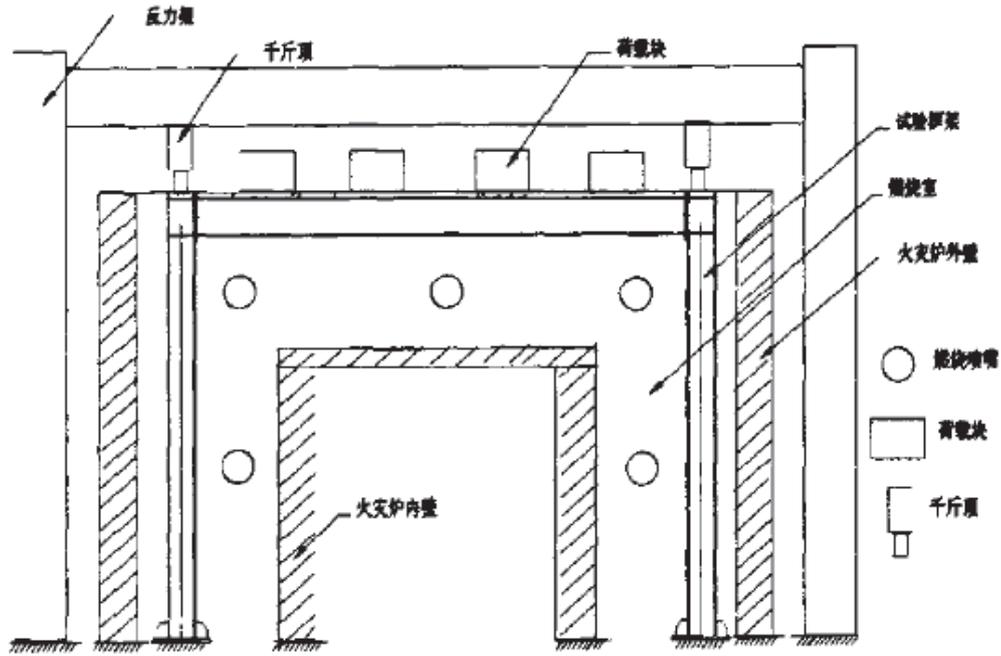


圖 2-5 董毓利(2008)試驗設置圖

(資料來源：董毓利 2008)

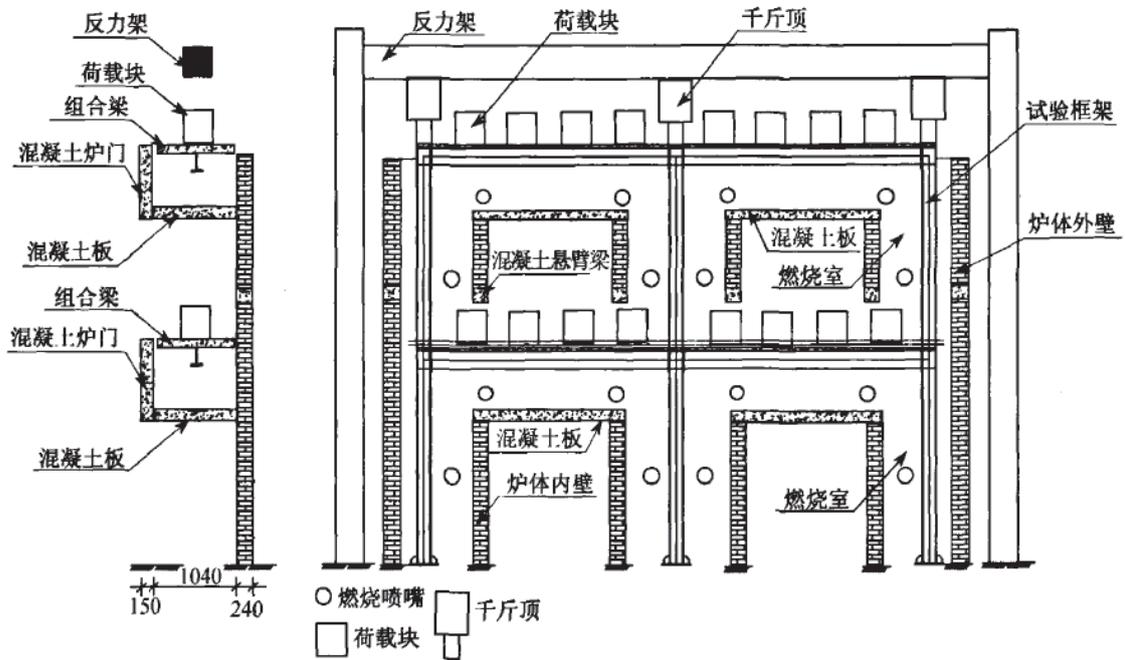


圖 2-6 董毓利(2009)試驗設置圖

(資料來源：董毓利 2009)

呂俊利等人(2010)進行兩組三層三跨鋼結構組合梁受火害試驗，組合梁栓鉸節點距離柱軸線 300 mm，其中一組最上層組合梁栓鉸節點受火害，另一組節點不受火害。實驗過程中，透過 K 型熱點偶監測爐溫與組合梁斷面溫度，並觀察紀錄梁之破壞模式。節點受火害之組合梁樓版裂縫沿梁軸線產生，類似於溫度裂縫，在樓版鋼筋截斷處，出現垂直於梁軸之裂縫，而節點不受火害之組合梁樓版則出現 45° 角斜向延伸之裂縫。



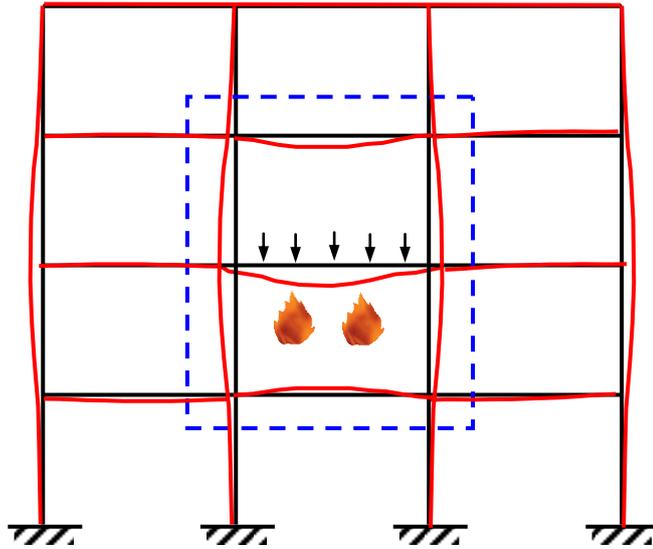
## 第三章 含抗彎矩接頭鋼構造梁耐火實驗

### 第一節 試體規劃與設計

#### 壹、試體規劃

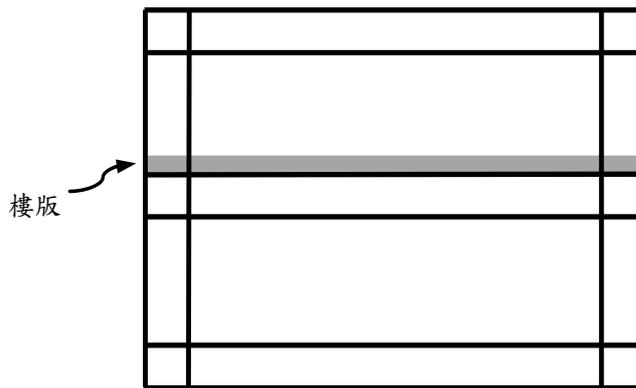
為探討含抗彎矩接頭鋼構造梁之火害行為與耐火性能，本研究依照 CNS 12514-1 進行兩組含抗彎矩接頭鋼構造梁之耐火試驗。試體之規劃模擬鋼梁構件於抗彎矩構架之設計。鋼梁受火害升溫與冷卻時，受兩側柱構件與相鄰梁之束制，將產生軸向力。此一行為與獨立梁之試驗不同，故試體將取一跨二層之梁柱子結構，並僅於中間層之鋼梁受火害，如圖 3-1 所示。

試體涵蓋鋼梁、鋼柱與中間層之樓版，如圖 3-2 所示。設置樓版之考量乃因樓版亦提供鋼梁束制，並使鋼梁上部受混凝土保護不直接受火害。由束制鋼梁受火害之研究文獻發現，鋼梁會因溫度上升導致材料強度降低，使鋼梁逐漸喪失承重能力。影響束制鋼梁耐火性能之參數為載重大小、梁柱接頭形式、柱對受火梁之束制剛度等，因此本研究規劃兩組試體，改變柱之尺寸大小，以模擬受火梁承受不同的束制剛度，如表 3-1 所示。經結構分析結果顯示，試體二之軸向約束勁度為試體一之 1.75 倍，旋轉勁度則為 3.4 倍。受火梁的束制於一跨兩層之梁柱子結構較小於整體結構，子結構受火梁於火害後撓度及轉角較大，故子結構試體之實驗結果相較於實際結構受火害之耐火時效相對保守。



**圖 3-1 鋼梁受火害變形圖與一跨兩層子結構示意圖**

(資料來源：本研究整理)



**圖 3-2 梁柱子結構試體示意圖**

(資料來源：本研究整理)

**表 3-1 試體規劃**

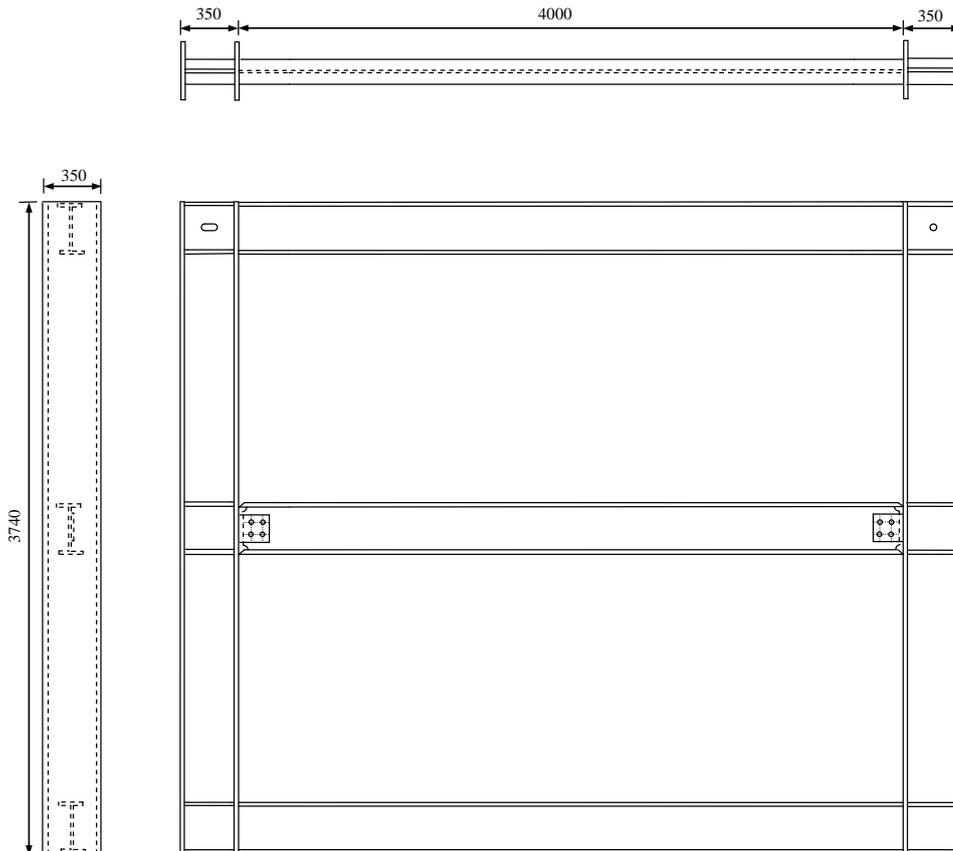
試體編號	受火梁斷面尺寸 HxBxt <sub>w</sub> xt <sub>f</sub> (mm)	柱斷面尺寸 HxBxt <sub>w</sub> xt <sub>f</sub> (mm)
C1	300×150×6.5×9	250×250×9×14
C2	300×150×6.5×9	350×350×12×19

(資料來源：本研究整理)

## 貳、試體設計

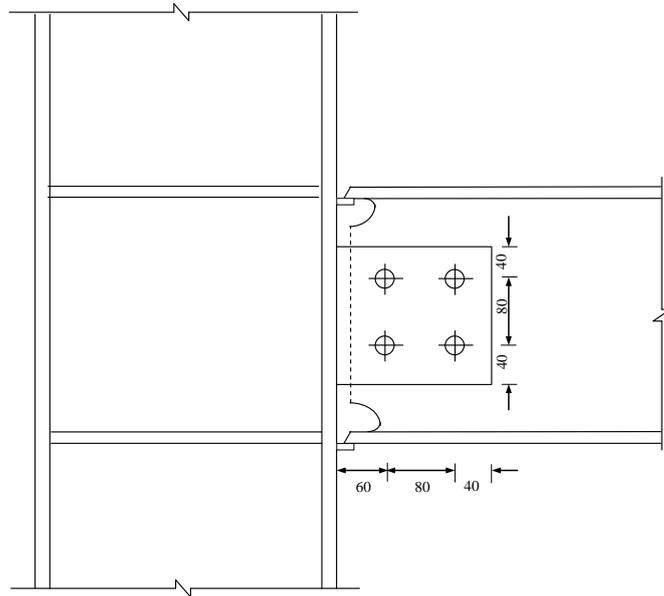
鋼構架試體設計主要參考我國「鋼結構容許應力設計法規範及解說」，圖 3-3 為試體梁柱構件圖。試體為三根梁構件、兩根柱構件組合而成，所有構件均以國內鋼結構常用之 A572 Gr. 50 規格鋼材製作。兩組試體鋼梁皆採用 RH 300×150×6.5×9 斷面，鋼柱則分別採用 RH 250×250×9×14 斷面以及 RH 350×350×12×19 斷面。按照 CNS 12514-6 規定，若試驗未包含樓版，梁試體上方須對稱放置標準化之頂蓋版，寬度至少為試體寬度之 3 倍，且不得小於 60 cm。本次試驗則使用樓版，寬度為 70 cm，厚度為 12 cm，以鋼承板 3W-1.2、混凝土、剪力釘及鋼絲網製作。詳細試體設計圖如附錄一所示。

受火梁與柱之梁柱彎矩接頭採實務上常用之翼板銲接腹板鎖螺栓方式，如圖 3-4 所示。而不受火害之束制梁則簡化製作細節，以全銲方式與柱相接。



**圖 3-3 試體 C2 梁柱構件圖**

(資料來源：本研究整理)



**圖 3-4 彎矩接頭細節圖**

(資料來源：本研究整理)

## 第二節 實驗設備與設置

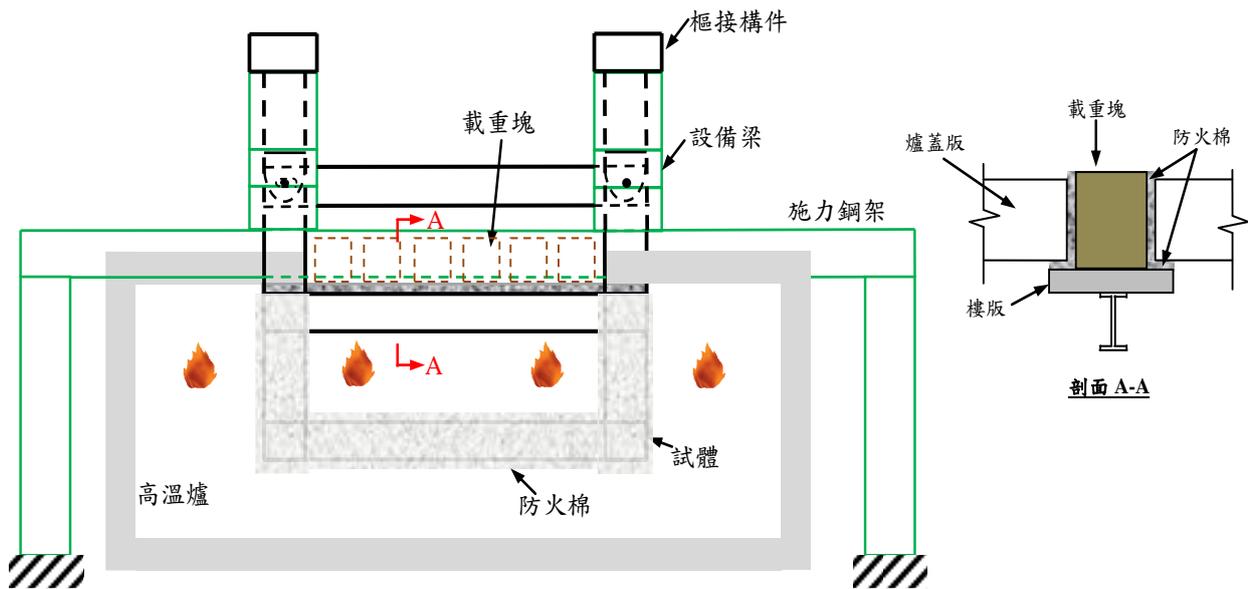
實驗設置將充分利用內政部建築研究所防火實驗中心之複合實驗爐，如圖 3-5 所示，以現有的儀器設備，適當的設計試體與實驗設置，並達研究要求。實驗設置如圖 3-6 至圖 3-9 所示，子結構上端梁柱交會區以一端鉸支承一端滾支承形式，以樞接構材與設備梁連接。中間火害鋼梁與樓版位於加溫爐蓋版下方，鋼柱與下方鋼梁以防火棉包覆置於爐內。樓版上方將放置載重塊以模擬樓版上之作用力，如圖 3-10 所示，施加载重之計算如附錄二所示。

實驗設置之程序為先將子結構試體吊至加溫爐內固定放置，蓋上爐蓋版後，將支撐試體之設備梁吊裝至指定位置並以螺栓固定；安裝設備梁與試體接合之樞接構材，再將試體吊起與樞接構材相接；最後設置載重塊以及位移量測設備，並連接熱電偶線至資料擷取器。



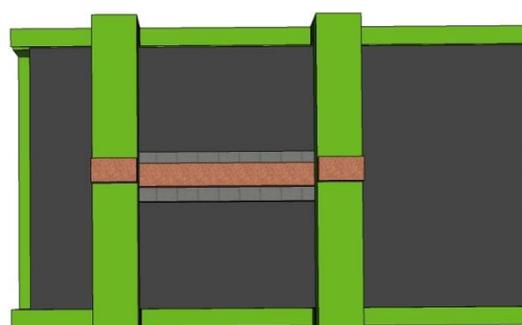
**圖 3-5 防火實驗中心之複合實驗爐**

(資料來源：本研究整理)

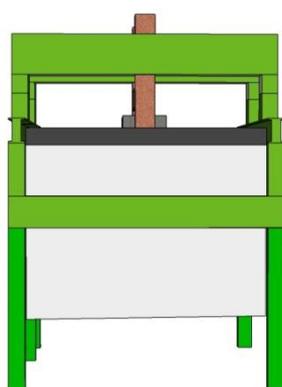


**圖 3-6 實驗設置示意圖 A**

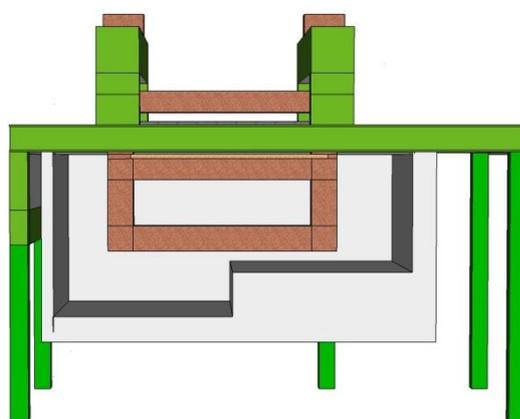
(資料來源：本研究整理)



俯視圖



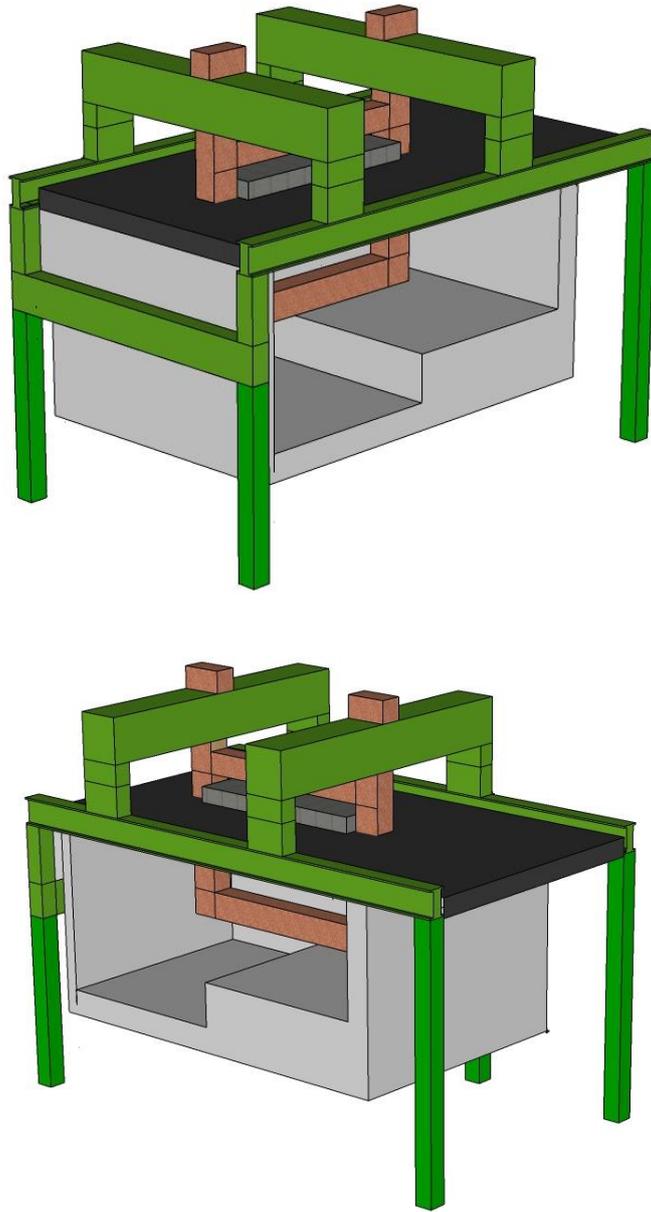
左視圖



前視圖

**圖 3-7 實驗設置示意圖 B**

(資料來源：本研究整理)



**圖 3-8 實驗設置 3D 示意圖**

(資料來源：本研究整理)



**圖 3-9 實驗整體設置圖**

(資料來源：本研究整理)



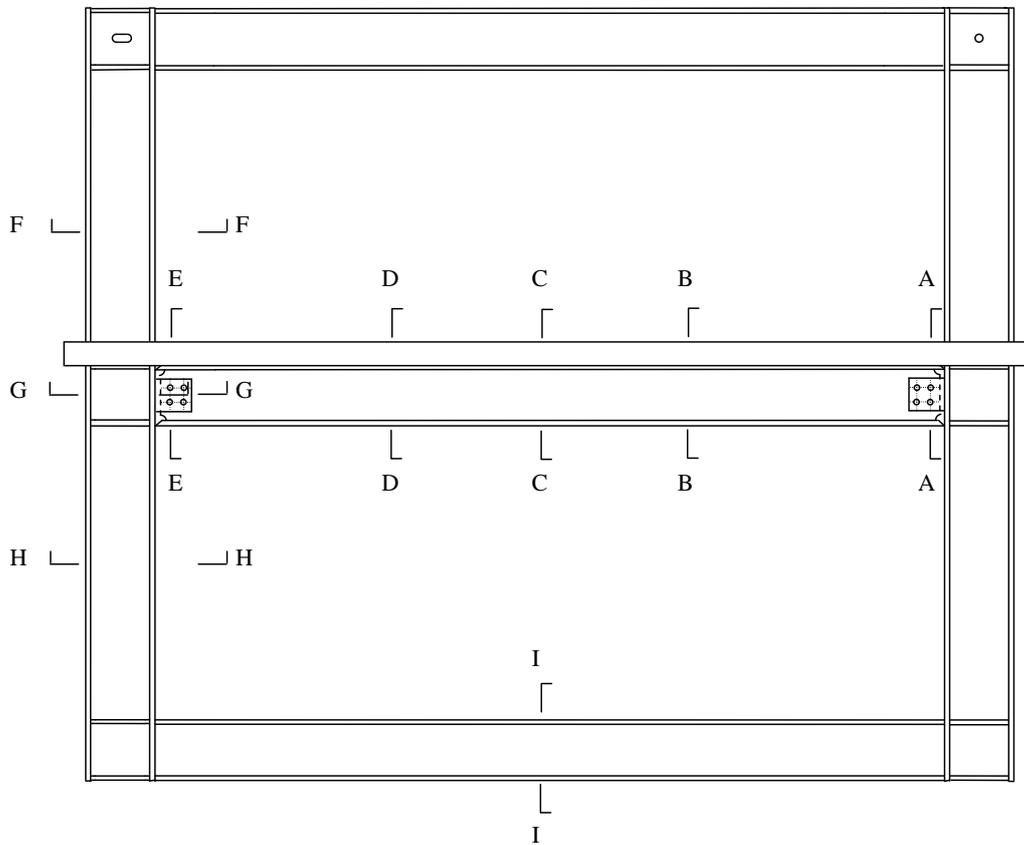
**圖 3-10 載重塊設置圖**

(資料來源：本研究整理)

### 第三節 量測儀器

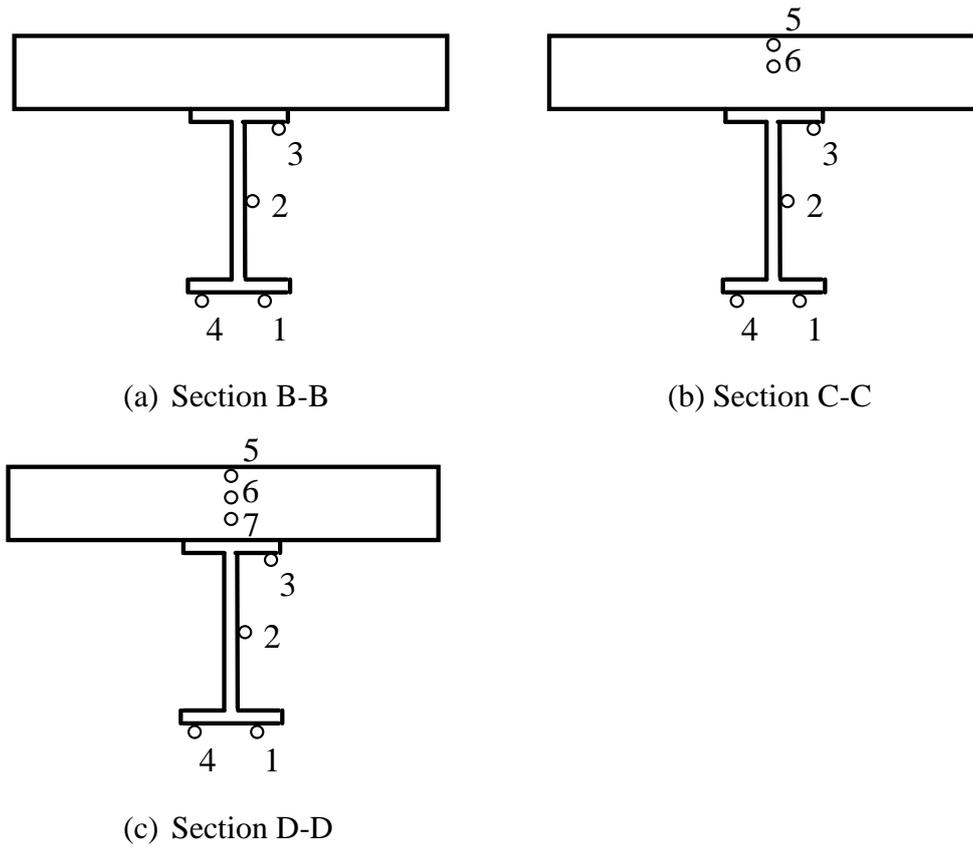
#### 壹、試體溫度測點規劃

根據 CNS 12514-6 之規定，梁構造內部熱電偶測點需配置在跨度中央，及另外兩斷面，每一試體斷面需有 4 個測點。熱電偶需使用 0.75 級性能以上及直徑 0.65 mm 之 K 型熱電偶線。本次實驗規劃在兩邊抗彎矩接頭處分別增加 4 個測點，於混凝土樓版增加 5 個溫度測點，另外於不直接受火害區域增加 4 個斷面，每斷面含 2 個溫度測點，總共設置 33 個溫度測點，試體熱電偶測點之配置位置如圖 3-11 至圖 3-14 所示；實際試體熱電偶安裝樣式，如圖 3-15 及圖 3-16 所示。



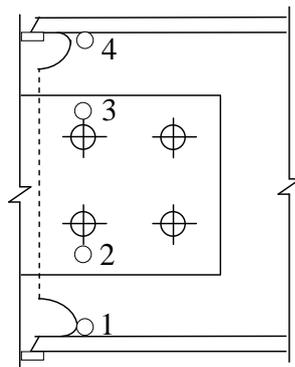
**圖 3-11 熱電偶測點配置斷面位置**

(資料來源：本研究整理)



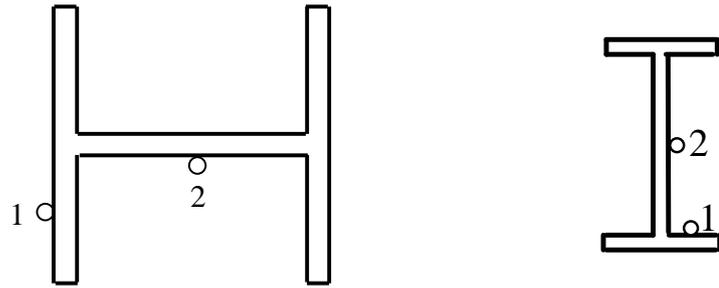
**圖 3-12 受火梁熱電偶測點配置圖**

(資料來源：本研究整理)



**圖 3-13 接頭熱電偶設置圖**

(資料來源：本研究整理)

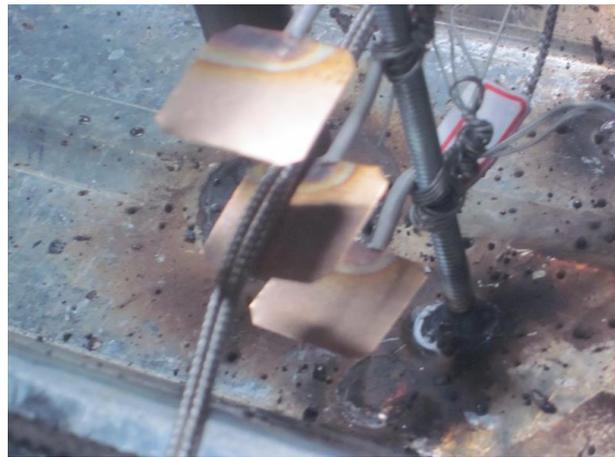


(a) Section F-F ~Section H-H

(b) Section I-I

**圖 3-14 柱與未受火梁熱電偶設置圖**

(資料來源：本研究整理)



**圖 3-15 混凝土樓版熱電偶配置照片**

(資料來源：本研究整理)



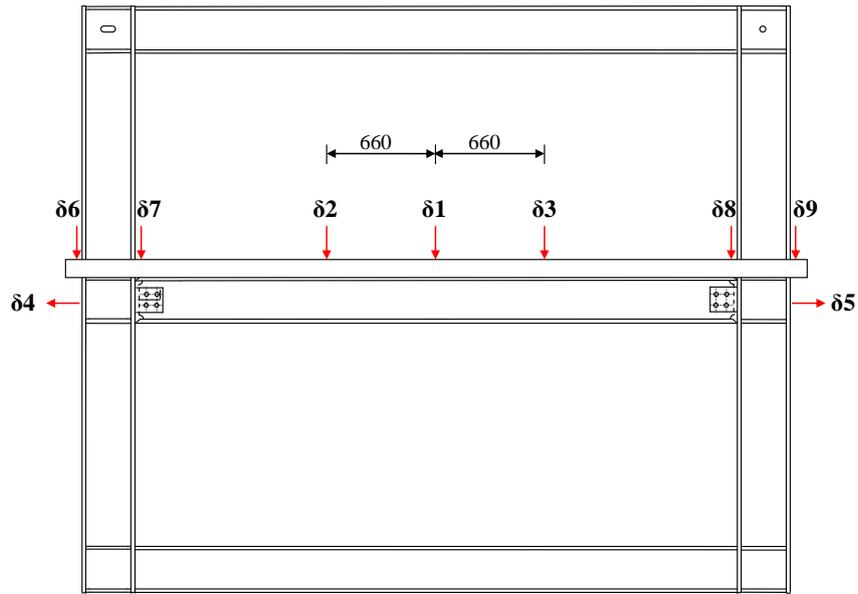
**圖 3-16 受火梁熱電偶配置照片**

(資料來源：本研究整理)

## 貳、試體變形量量測

變形量量測位置，如圖 3-17 所示。本次試驗需量測試體之撓曲量及撓曲速率，在受火梁跨度中點及距中點 660 mm 處進行量測。束制柱兩側亦量測樓版變位，藉以計算梁柱交會區受火害之轉角變形。

為量測受火梁軸向之變形量，採耐火陶瓷棒頂住柱翼板外側，並延伸至爐外，利用位移計量測陶瓷棒之相對位移，如圖 3-18 所示。陶瓷棒則以防火棉包覆，防止陶瓷棒受高溫而斷裂。



**圖 3-17 位移量測位置示意圖**

(資料來源：本研究整理)



**圖 3-18 柱翼板外側陶瓷棒設置圖**

(資料來源：本研究整理)

#### 第四節 實驗步驟

梁構件耐火實驗依據 CNS 12514-1 之相關規定進行，試驗步驟如下：

### 試驗開始前預備事項

1. 室內氣溫須介於 10~40°C 範圍內，且爐內溫度須小於 50°C。
2. 試體載重至少在試驗前 15 分鐘加載，並保持加載不變直至變形不再增加。
3. 試驗開始前 5 分鐘內，所有熱電偶之初始值須持續記錄並檢查一致性。試體之變形量及其他狀態亦須記錄。

### 耐火試驗過程

1. 試驗開始之際，試體之初始平均溫度和非加熱面溫度須與初始室內溫度相差 5°C 範圍內。
2. 加溫爐依標準升溫曲線進行升溫，加熱函數為  $T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20$ 。
3. 在試驗過程中保持加載不變，且當試體發生進一步變形時，加載系統應有及時反應之能力，以保持穩定之加載值。
4. 爐內溫度與試體溫度之熱電偶測點，應每隔不超過 1 分鐘量測一次。
5. 試體在整個試驗中之變形須每隔 1 分鐘量測一次，變形速率依上述量測值加以計算。對於水平承重試體，應量測預期發生最大變形量位置之撓曲度及撓曲速率。
6. 試驗結束後，須觀察試體之變形模式並詳實記錄之。

### 試驗終止條件

1. 試體達到性能基準，或試驗時間已達預定時間。
2. 因人員安全或設備可能遭受破壞之因素。

水平承重構造性能基準，最大撓曲度： $D = L^2/400d$  (mm)，最大撓曲速率： $dD/dt = L^2/9000d$  (mm/min)，其中 L 為試體淨跨度，d 為斷面受壓最外緣至受拉最外緣之距離。本試驗試體 C1 最大撓曲度為 100 mm，最大撓曲速率為 4.44 mm/min；試體 C2 最大撓曲度為 95 mm，最大撓曲速率為 4.23 mm/min。

## 第四章 實驗結果與討論

### 第一節 實驗結果

本章節將呈現 C1 及 C2 兩支試體耐火試驗結果，再根據實驗結果討論柱斷面大小對抗彎矩接頭鋼構造梁受火害行為之影響。試驗前測得受火梁之鋼材實際降伏強度為  $4.1 \text{ tf/cm}^2$ ，試體 C1 樓版混凝土抗壓強度為  $281 \text{ kgf/cm}^2$ ，試體 C2 樓版混凝土抗壓強度則為  $300 \text{ kgf/cm}^2$ 。

#### 壹、試體 C1

確認量測儀器訊號皆正常後，即開始進行定載加溫試驗。實驗開始時，室內溫度約為  $30.3^\circ\text{C}$ ，試體各測點平均溫度約為  $30.6^\circ\text{C}$ 。加溫爐內平均溫度與 CNS 標準升溫曲線如圖 4-1 及圖 4-2 所示。受火梁撓曲變形與時間之關係如圖 4-3 所示，各時間撓曲變形如圖 4-4 所示，梁軸向伸長量與時間之關係如圖 4-5 所示。試體各斷面溫度測點與時間關係如圖 4-6 至圖 4-12 所示。

試驗初期，受火梁溫度隨爐溫上升而升高，梁軸向伸長量也隨之增加。試驗進行 16 分鐘後，受火梁撓度開始增加，此時爐內溫度約為  $740^\circ\text{C}$ ，受火梁中點腹板溫度約為  $640^\circ\text{C}$ ，混凝土樓版內溫度約為  $40^\circ\text{C}$ 。試驗 20 分鐘後，梁軸向伸長量達到最大值伸長 32 mm，開始由伸長變形轉為收縮變形，此時爐內溫度約為  $778^\circ\text{C}$ ，而受火梁中點腹板溫度約為  $720^\circ\text{C}$ 。試驗 28 分鐘時，受火梁軸向變形量不再變化，此時軸向變形量約為 24 mm。而後，試體撓曲變形速率逐漸增加，於試驗 56 分鐘達到 CNS 12514-1 所規定之兩項性能基準，此時爐內溫度約為  $935^\circ\text{C}$ ，並於試驗第 57 分鐘熄火使加溫爐冷卻降溫。試驗過程中，以防火棉包覆之構件溫度皆低於  $200^\circ\text{C}$ ，因此對於鋼材之強度折減無顯著影響。

降溫期間，持續觀察並記錄爐內溫度、試體各測點溫度及變形量。降溫初期，試體撓度仍持續增加，直至降溫 10 分鐘後，受火梁中點撓度達到 132 mm，此時爐內平均溫度已降至約  $470^\circ\text{C}$ ，之後便維持此一撓度，不再變化。受火梁之軸向變形量則於熄火約 15 分鐘後，開始收縮變形，熄火約 23 分鐘後軸向變形量為 19 mm，此後軸向變形數據異常，故不予討論。

待試體冷卻後，進入加溫爐內觀察試體受火害之變形，如圖 4-13 所示。試體冷卻之後，受火梁長度縮短約 27 mm，有稍微扭轉現象。銲道、螺栓及剪力板皆無明顯破壞。受火梁兩側之腹板及下翼板距離柱內側翼板 18 cm 至 60 cm 處皆產生局部挫屈，腹板之局部挫屈大致與梁軸呈 45 度角，如圖 4-14 所示，剪力板位於受火梁之西側。

卸除載重塊後，更進一步觀察受火梁樓版，於受火梁負彎矩區皆有垂直於梁縱軸之主要裂縫，此裂縫主要因梁柱接頭負彎矩作用造成，且於中間外延伸出平行於梁軸之較小裂縫，如圖 4-15 所示。切除剪力板後觀察螺栓孔之變形，靠近梁中間處之螺栓孔受拉力成斜向橢圓形，而靠近柱翼板之螺栓孔則無明顯變形，如圖 4-16 所示。

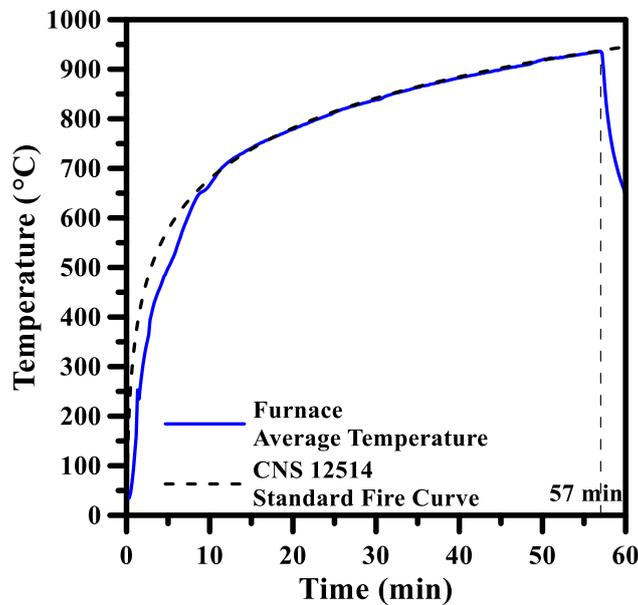


圖 4-1 試體 C1 爐內升溫曲線

(資料來源：本研究整理)

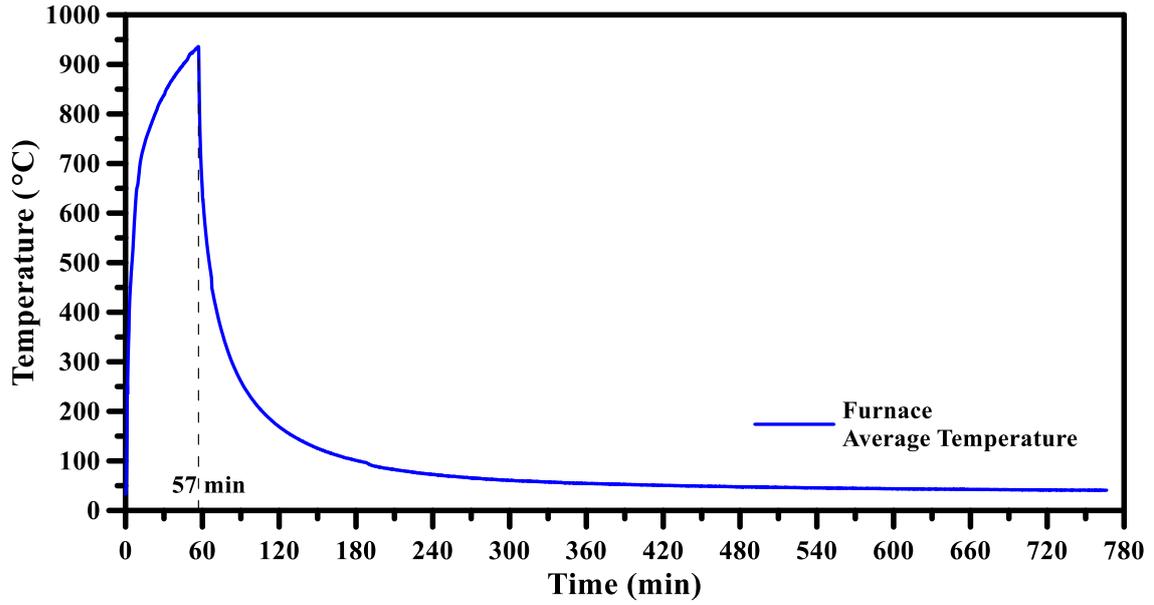


圖 4-2 試體 C1 爐內升溫與降溫曲線

(資料來源：本研究整理)

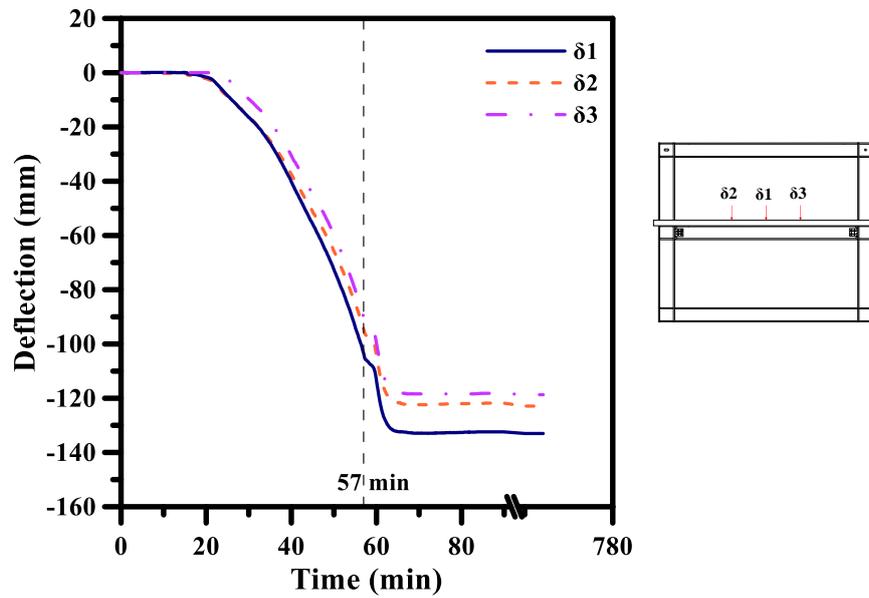


圖 4-3 試體 C1 受火梁撓曲變形-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

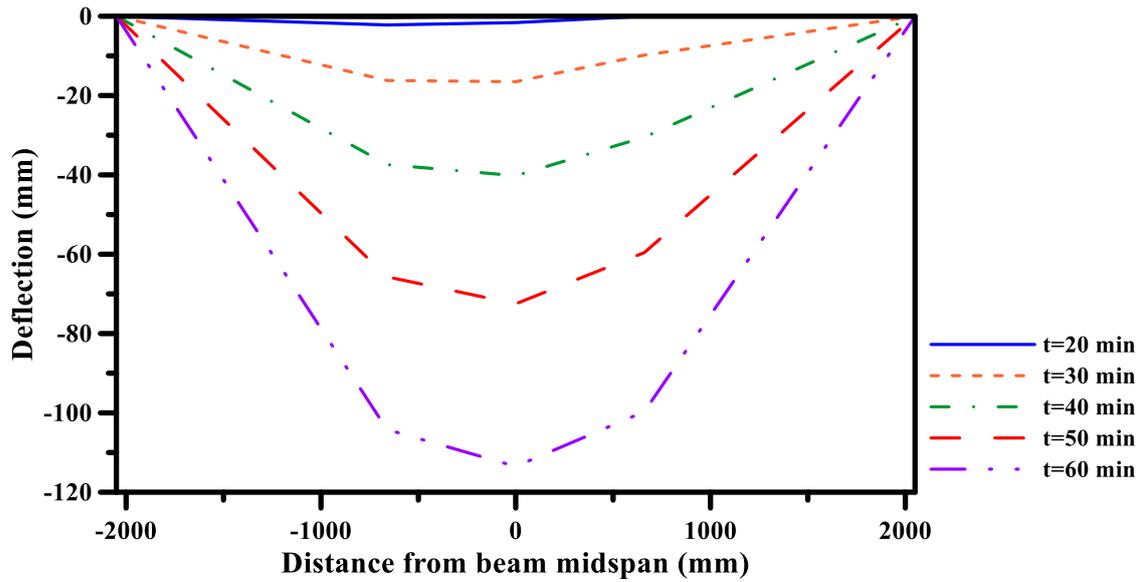


圖 4-4 試體 C1 受火梁各時間撓曲變形曲線圖

(資料來源：本研究整理)

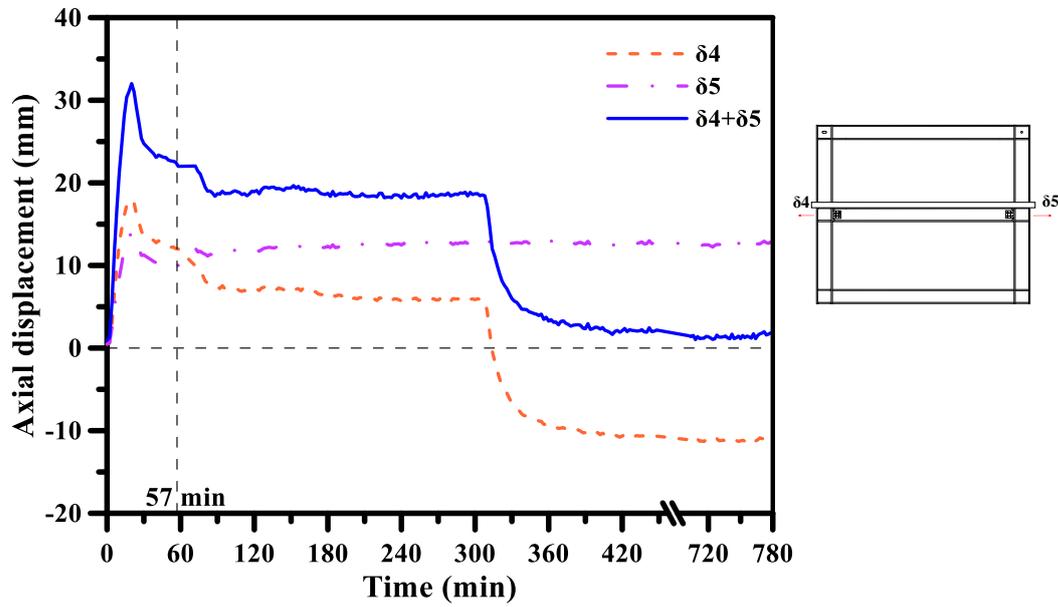


圖 4-5 試體 C1 受火梁軸向伸長量-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

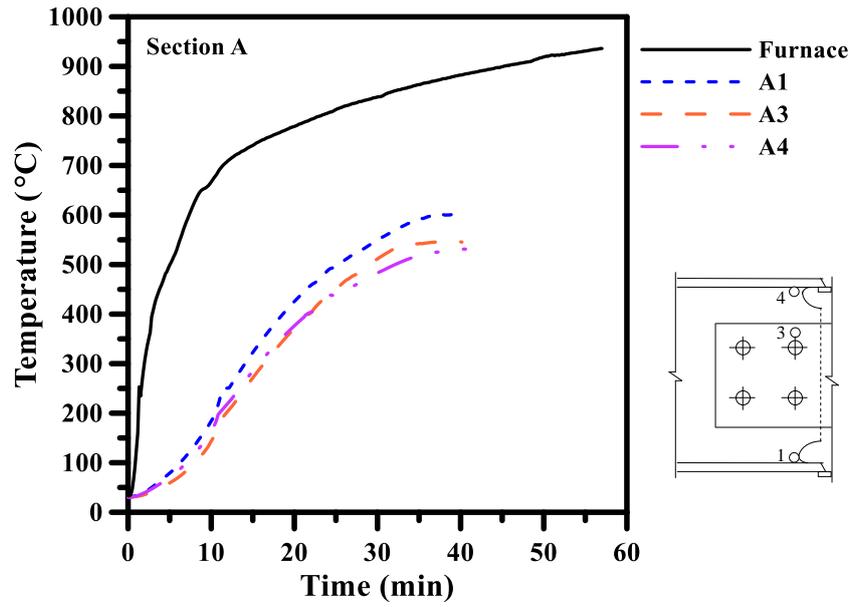


圖 4-6 試體 C1 受火梁 A 斷面溫度測點-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

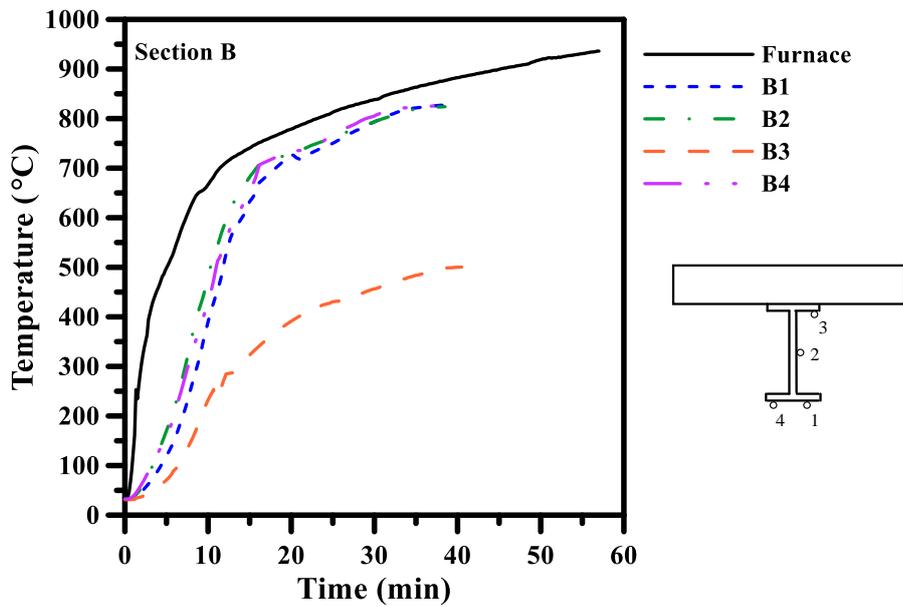


圖 4-7 試體 C1 受火梁 B 斷面溫度測點-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

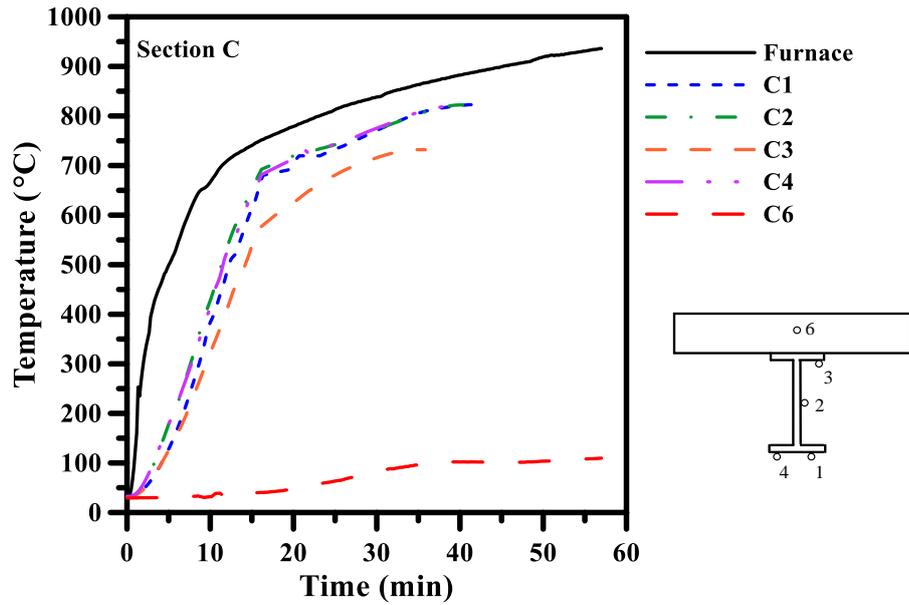


圖 4-8 試體 C1 受火梁 C 斷面溫度測點-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

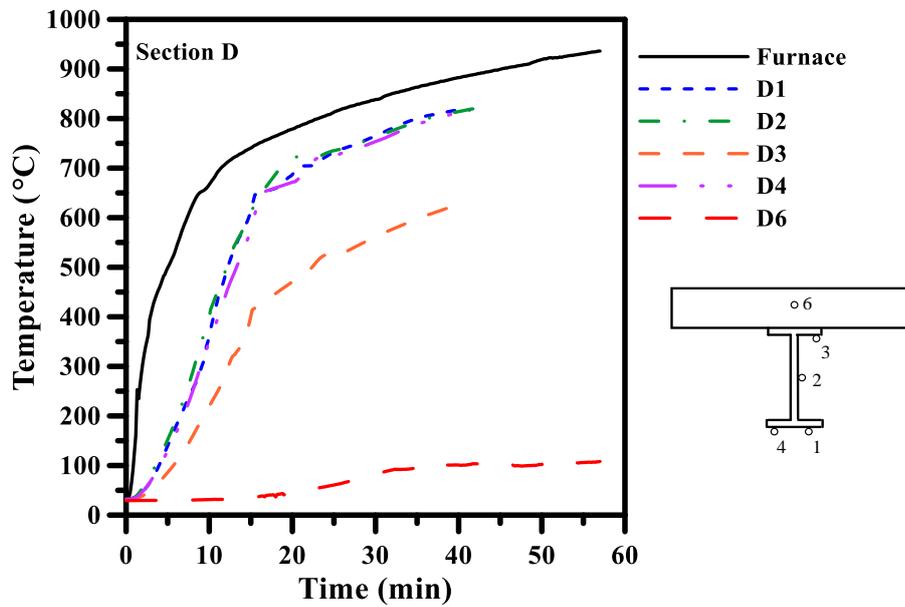


圖 4-9 試體 C1 受火梁 D 斷面溫度測點-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

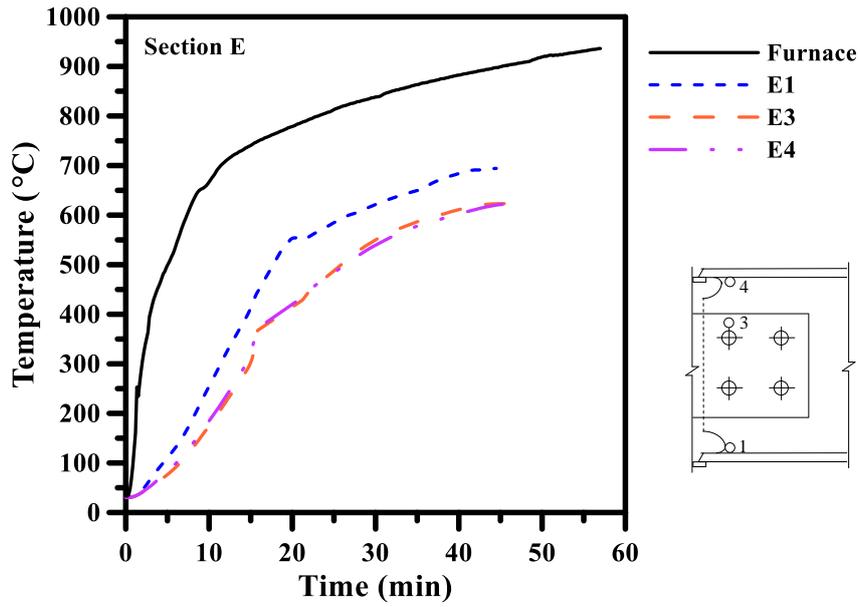


圖 4-10 試體 C1 受火梁 E 斷面溫度測點-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

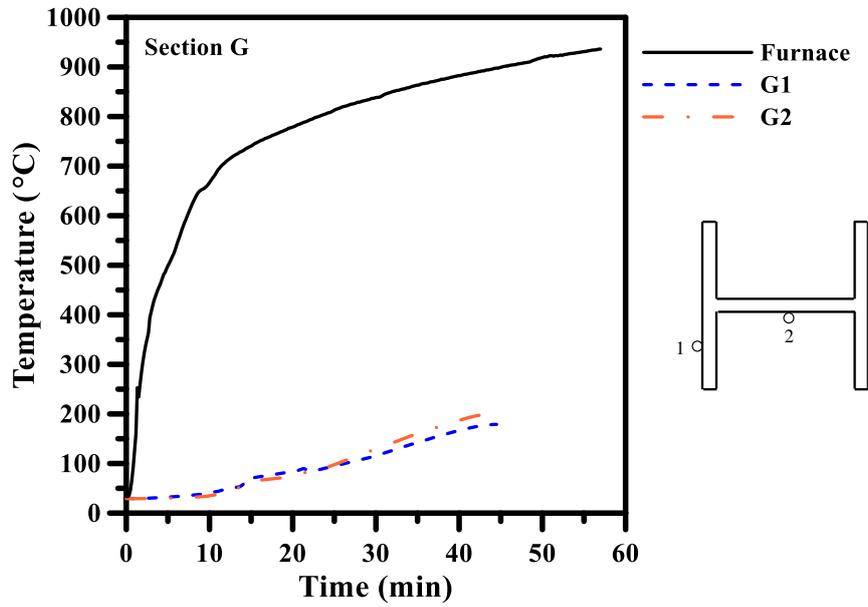


圖 4-11 試體 C1 束制構件 G 斷面溫度測點-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

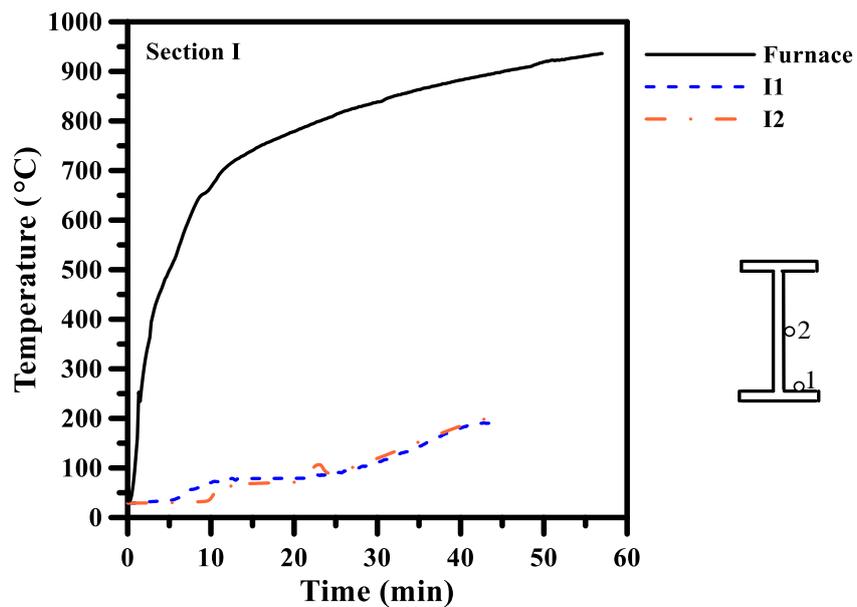


圖 4-12 試體 C1 束制構件 I 斷面溫度測點-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)



**圖 4-13 試體 C1 耐火試驗後外觀**

(資料來源：本研究整理)

(a) 試體西側

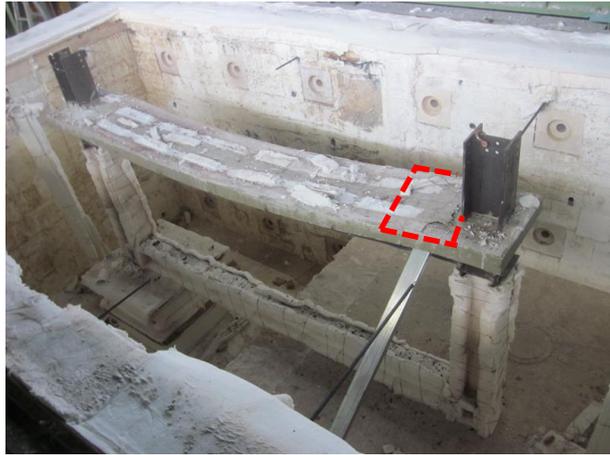


(b) 試體東側



**圖 4-14 試體 C1 受火梁局部挫屈**

(資料來源：本研究整理)



**圖 4-15 試體 C1 樓版裂縫**

(資料來源：本研究整理)



**圖 4-16 試體 C1 螺栓孔變形**

(資料來源：本研究整理)

## 貳、試體 C2

試驗開始時，試體各測點平均溫度約為 30°C，與室內溫度大致相同。加溫爐內平均溫度曲線如圖 4-17 及圖 4-18 所示，受火梁撓曲變形與時間關係如圖 4-19 所示，受火梁於各時間撓曲變形如圖 4-20 所示，受火梁軸向變形與時間關係如圖 4-21 所示，試體各測點於試驗時之溫度與時間關係如圖 4-22 至圖 4-26 所示。

試驗初期，受火梁受熱造成軸向變形伸長且樓版向上膨脹。試驗 16 分鐘時，受火梁軸向伸長變形達最大值 27 mm 並轉為壓縮變形，爐內平均溫度約為 740°C，受火梁中點平均溫度約為 685°C。由爐外觀察窗發現，此時受火梁下翼板已產生些微變形。試驗進行至 21 分鐘後，受火梁樓版開始向下撓曲變形，此時爐內平均溫度約為 780°C，鋼梁中點溫度約為 725°C，中點混凝土樓版溫度約達到 120°C。試驗進行至 30 分鐘時，受火梁下翼板已有明顯局部挫屈現象。隨爐溫繼續上升，受火梁軸向變形持續縮小而撓度持續增加。至試驗 63 分鐘後，受火梁達撓曲破壞之性能基準，熄火後持續記錄爐內溫度、試體溫度及變形量。熄火後，試體撓度仍持續增加，直至熄火 13 分鐘後，撓度達到 141 mm，之後不再變化。而受火梁之軸向變形於熄火後便持續收縮，最後量測受火梁共縮短 28 mm，與 C1 最終軸向變形相差不大。

試驗隔日進入加溫爐內觀察試體之破壞行為，如圖 4-27 所示。受火梁跨度中央下翼板明顯向東面扭轉，如圖 4-28 所示。受火梁南端距柱板外側 20 cm 至 125 cm 處有明顯局部挫屈，如圖 4-29 (a) 試體西側所示，北端局部挫屈則由柱板外側 20 cm 處延伸至 40 cm 處，如圖 4-29 (b) 試體東側所示，兩端變形不對稱。將試體吊出加溫爐後，觀察受火梁上樓版之裂縫，最明顯裂縫出現於受火梁兩端距柱翼板外側 10 cm 處，如圖 4-30 所示。

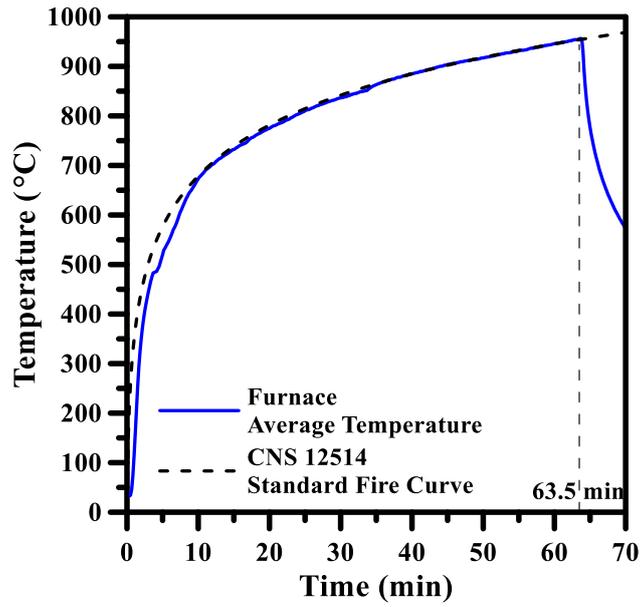


圖 4-17 試體 C2 爐內升溫曲線

(資料來源：本研究整理)

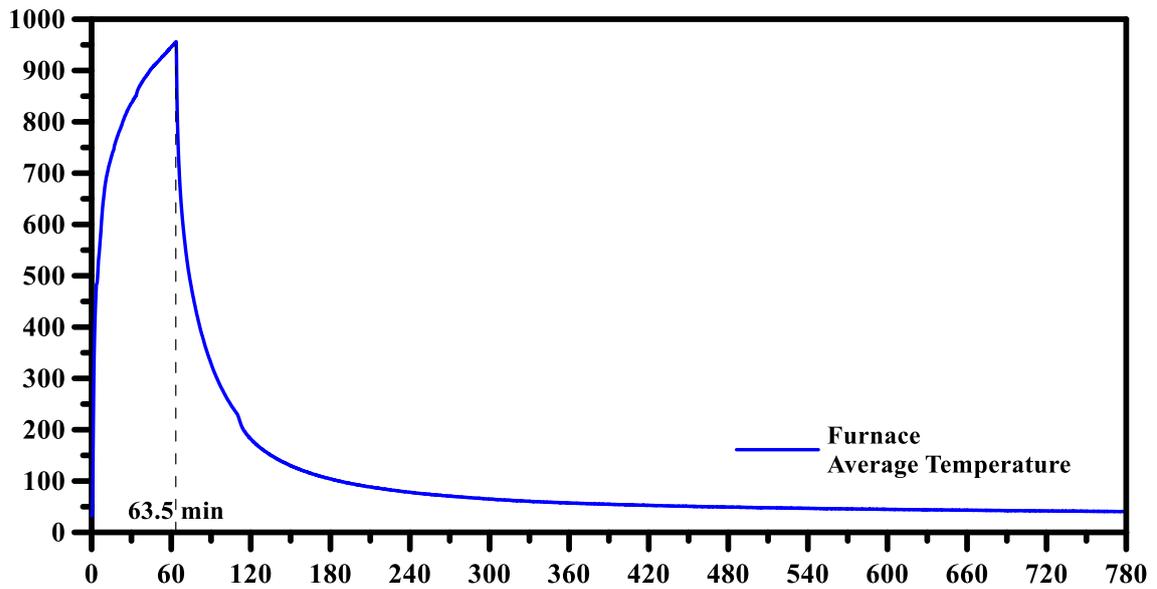


圖 4-18 試體 C2 爐內升溫與降溫曲線

(資料來源：本研究整理)

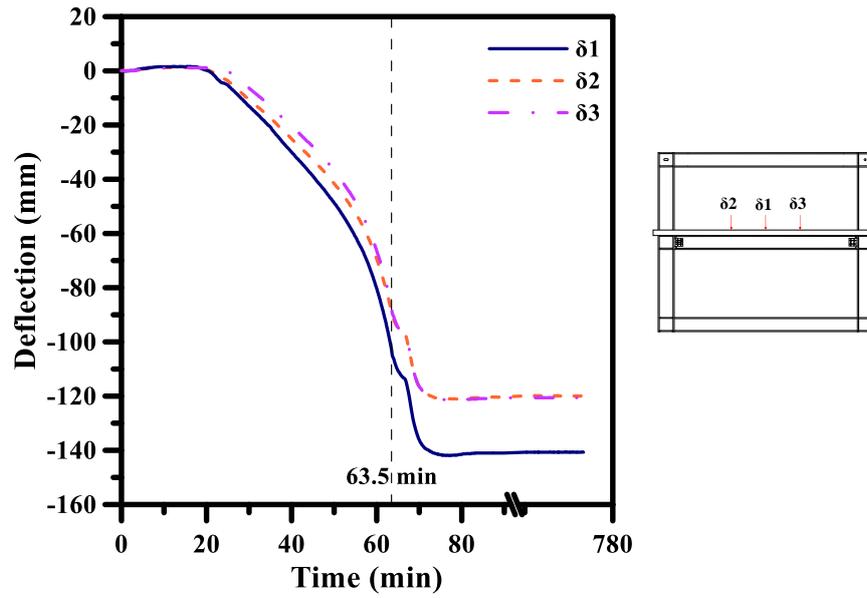


圖 4-19 試體 C2 受火梁撓曲變形-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

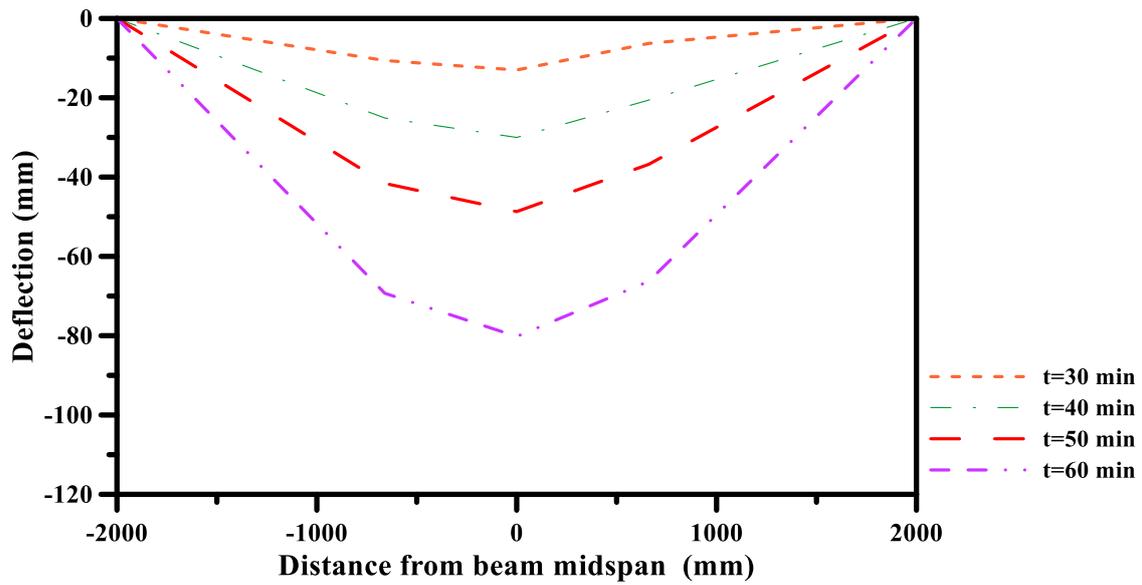


圖 4-20 試體 C2 受火梁各時間撓曲變形曲線圖

(資料來源：本研究整理)

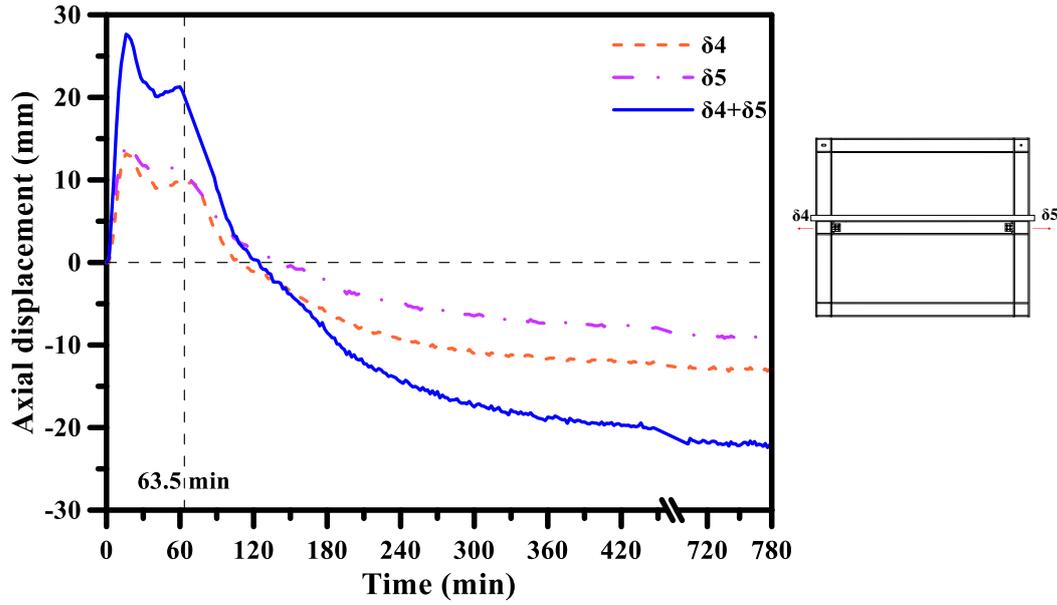


圖 4-21 試體 C2 受火梁軸向伸長量-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

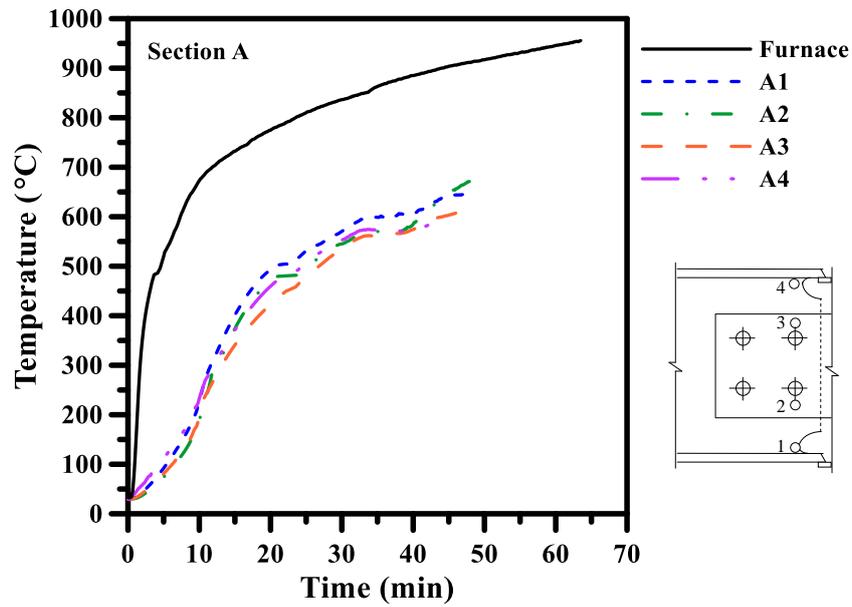


圖 4-22 試體 C2 受火梁 A 斷面溫度測點-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

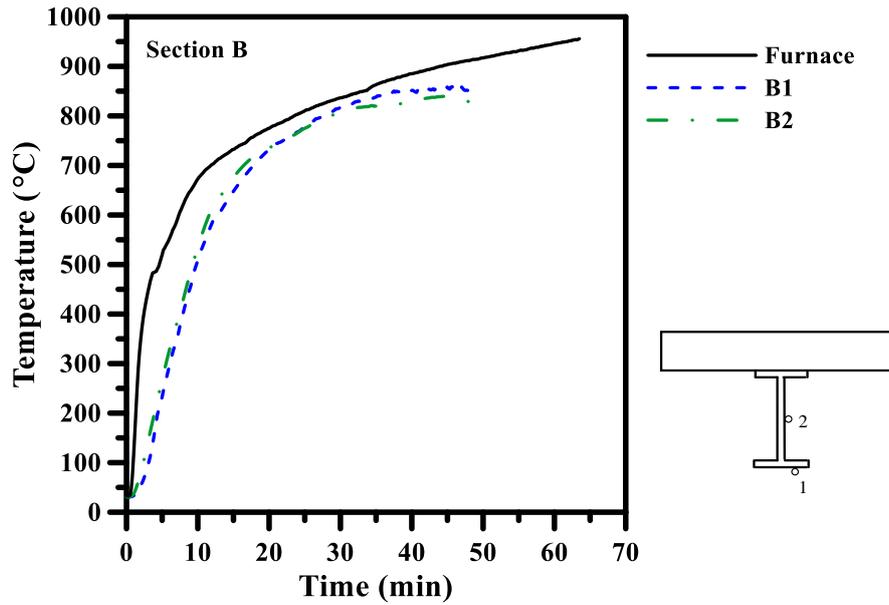


圖 4-23 試體 C2 受火梁 B 斷面溫度測點-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

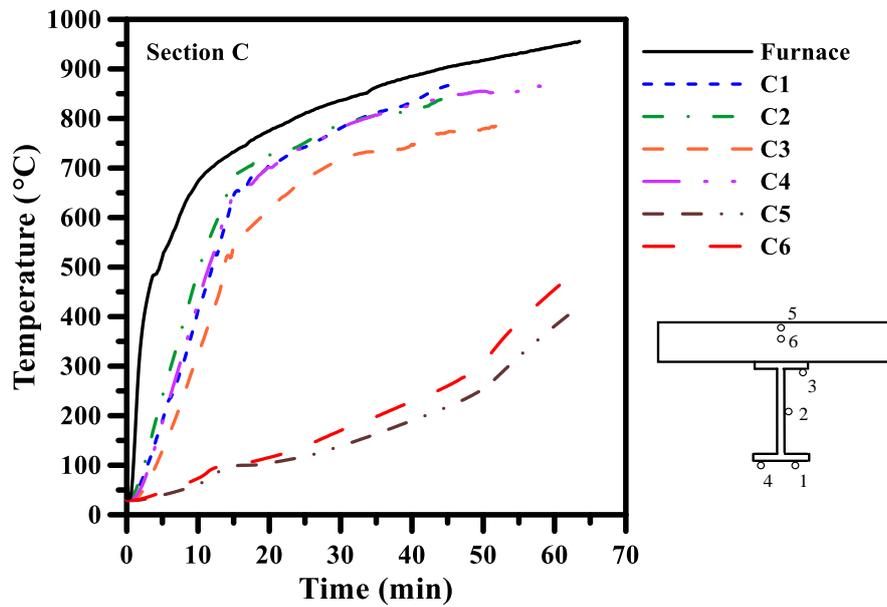


圖 4-24 試體 C2 受火梁 C 斷面溫度測點-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

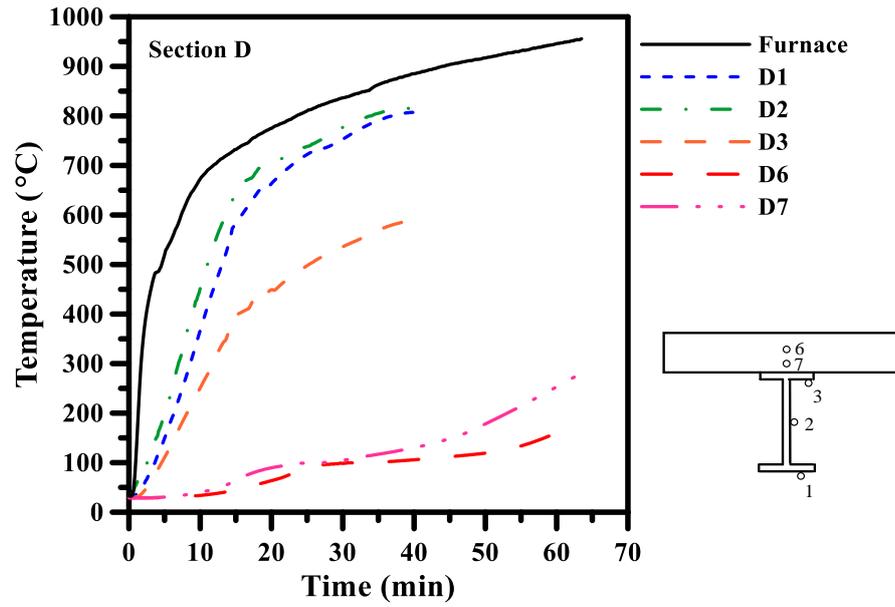


圖 4-25 試體 C2 受火梁 D 斷面溫度測點-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

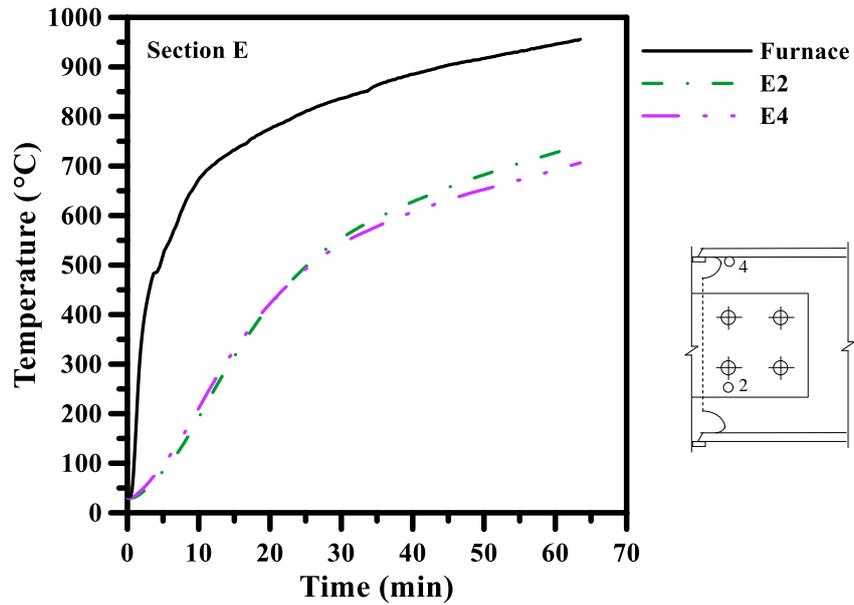


圖 4-26 試體 C2 受火梁 E 斷面溫度測點-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)



**圖 4-27 試體 C2 耐火試驗後外觀**

(資料來源：本研究整理)



**圖 4-28 試體 C2 受火梁扭轉**

(資料來源：本研究整理)

(a) 試體西側



(b) 試體東側



**圖 4-29 試體 C2 受火梁局部挫屈**

(資料來源：本研究整理)



**圖 4-30 試體 C2 樓版裂縫**

(資料來源：本研究整理)

## 第二節 結果討論

本節將藉由試體 C1 及 C2 受火害之實驗結果，探討含抗彎矩接頭鋼構造梁受火害之行為；並比較兩組試體之實驗結果，討論鋼柱斷面大小對試體受火害行為之影響。

### 壹、試體行為

受火梁在試驗初期因高溫導致材料強度衰減，故鋼梁撓度隨著溫度的增加而逐漸增大；且於鋼梁溫度達  $600^{\circ}\text{C}$  後快速增加。因高溫影響，鋼梁軸向變形增加，惟因柱構件之束制，故推測受火梁承受軸壓力。但隨著撓度增加，軸向變形由伸長轉變為壓縮，壓縮至一定程度後則不再變形。受火梁於試驗約 15 至 20 分鐘時

開始撓曲變形，熄火後撓度仍會持續增加一段時間，之後不再變化。於冷卻時，因溫度下降與柱構件之作用，受火梁軸向變形縮短，並逐漸轉變為軸拉力。試驗結束後，混凝土樓版於受火梁兩端負彎矩區開裂，受火梁下翼板及腹板局部挫屈嚴重，且螺栓孔由圓形變為橢圓形。

受火害過程中由受火梁各斷面溫度測點可發現，下翼板與腹板之溫度並無明顯差異，受火梁上翼板由於接近混凝土樓版造成溫度低於下翼板及腹板。混凝土由於熱傳導較慢，溫度遠低於鋼梁之溫度，且於 100°C 時溫度開始上升緩慢，應為混凝土內部水份汽化所造成。

## 貳、柱斷面大小之影響

兩組試體 C1 及 C2 僅束制柱之斷面大小不同，其餘參數皆相同。試體 C2 束制柱斷面積為 C1 之 1.88 倍，斷面模數為 2.65 倍，而經由結構分析結果所得柱之軸向約束勁度為 1.75 倍，旋轉勁度為 3.4 倍。

圖 4-31 為試體 C1 及 C2 軸向位移與時間關係圖，試體 C2 受火梁於 16 分鐘時達到最大軸向伸長量 27 mm，而 C1 受火梁於 20 分鐘時達到最大軸向伸長量 32 mm，C2 受火梁最大軸向伸長量為 C1 之 0.84 倍。故柱之約束勁度較大，可使受火梁達到最大軸向變形量之時間較早，且能達到之最大軸向變形量較小。

圖 4-32 為試體 C1 及 C2 撓度與時間關係圖，試體 C2 受火梁於 21 分鐘時開始撓曲變形，63 分鐘時達到性能基準，滿足一小時防火時效之規定；C1 受火梁則於 16 分鐘時開始進行撓曲變形，56 分鐘時達到性能基準，無法達到一小時之防火時效。故束制柱約束勁度越大，可使受火梁撓曲變形發生之時間較晚，且其耐火時間略長。

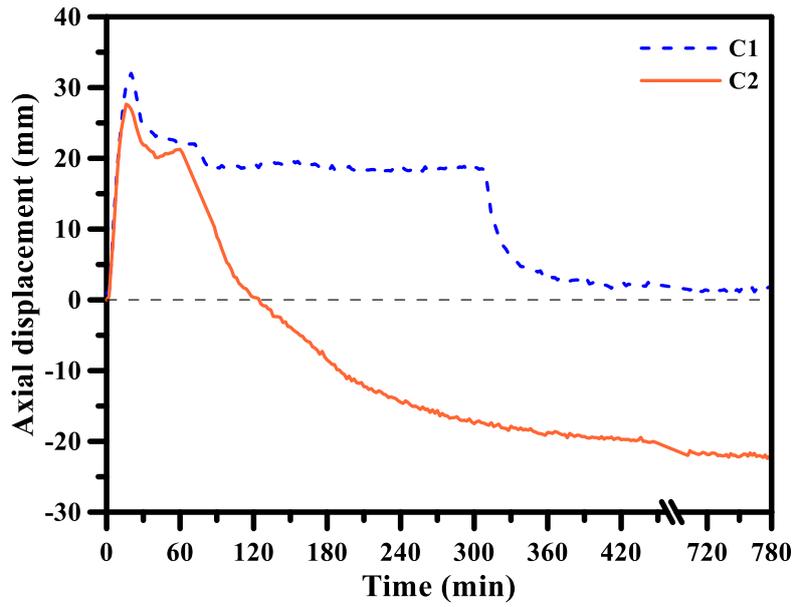


圖 4-31 試體 C1 及 C2 軸向位移-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

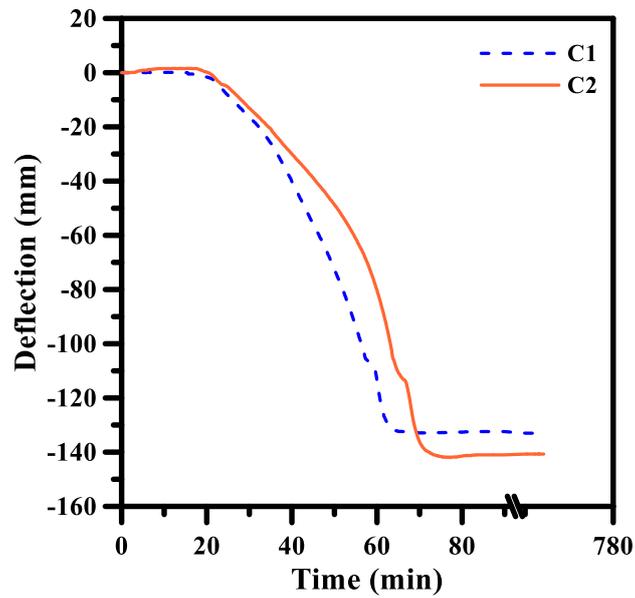


圖 4-32 試體 C1 及 C2 撓曲變形-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

## 第五章 有限元素分析

ABAQUS 為採用有限元素法求解之工程分析軟體，不僅能夠用於結構力學問題，還能用於熱傳導與熱力耦合等各種領域，因此本研究利用 ABAQUS 軟體模擬束制鋼梁構件受火害之力學行為與熱傳行為，並將分析結果與實驗結果對比，以調整分析模型，供後續研究束制鋼梁構件之防火時效與破壞模式使用。

ABAQUS 模型由若干不同的部分組成，包括幾何體、材料性質、載重、邊界條件與輸出要求等，共同描述試體於實驗中所承受之載重與升溫環境，並定義所需之分析結果。其中材料性質對試體於高溫下之行為甚具影響，因此須了解試體各部件於不同溫度下之材料性質；材料性質分為力學性質：包括有效降伏強度、極限拉力強度、抗壓強度與彈性模數等，及熱性質：包括比熱、熱傳導係數與熱膨脹係數等。此次分析之材料性質主要根據 Eurocode 4 相關之規定，鋼材之應力應變關係參考莊有清(2004)之研究結果，本章節首先介紹鋼材與混凝土之材料性質，再描述有限元素分析模型之模擬方法與步驟，最後將分析結果與實驗結果對比並討論。

### 第一節 鋼材之高溫性質

本研究之梁與柱採用 A572 Gr.50 鋼材，力學性質依照莊有清(2004)研究之實驗成果設定，圖 5-1 為鋼材於不同溫度下之應力應變曲線。由應力應變曲線所得之鋼材性能指標，包括有效降伏強度 (effective yield strength)、極限強度與彈性模數，與 Eurocode 4 規範所建議之折減係數列於表 5-1，莊有清之實驗成果與 Eurocode 4 之建議值有些許差異，如圖 5-2 與圖 5-3 所示。鋼材之熱性質則參考 Eurocode 4 規範之規定。

## 壹、鋼材之應力應變關係

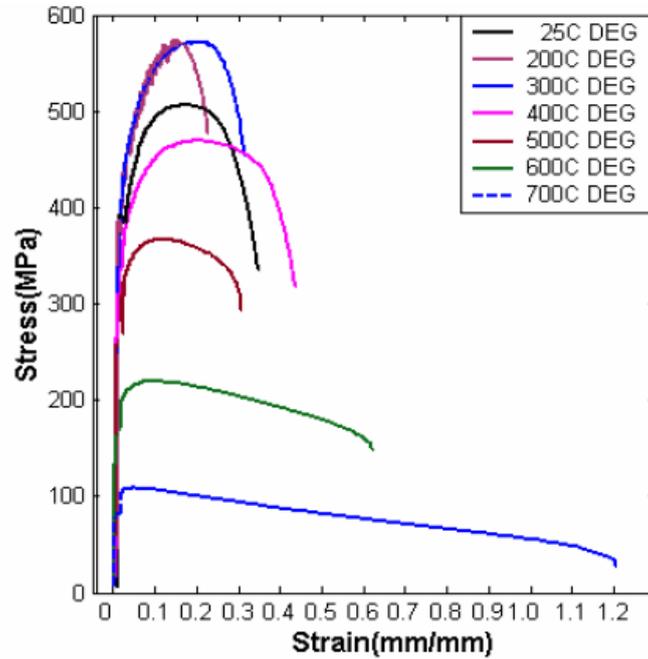


圖 5-1 溫度變化下 A572 Gr.50 鋼材之應力應變關係

(資料來源：莊有清 2004)

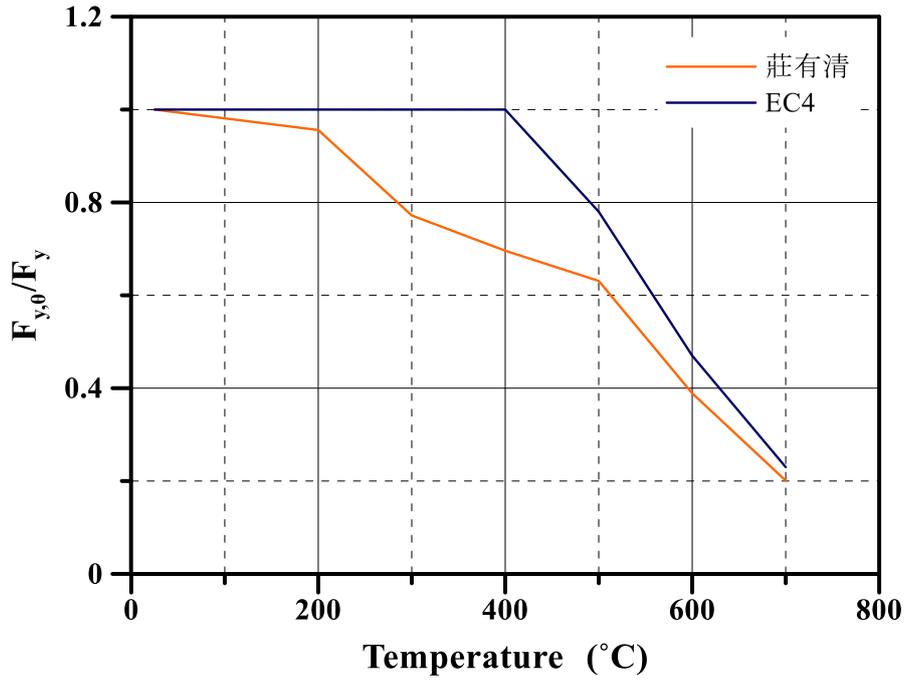
## 貳、鋼材之力學性質

表 5-1 溫度變化下鋼材之力學性質與折減係數

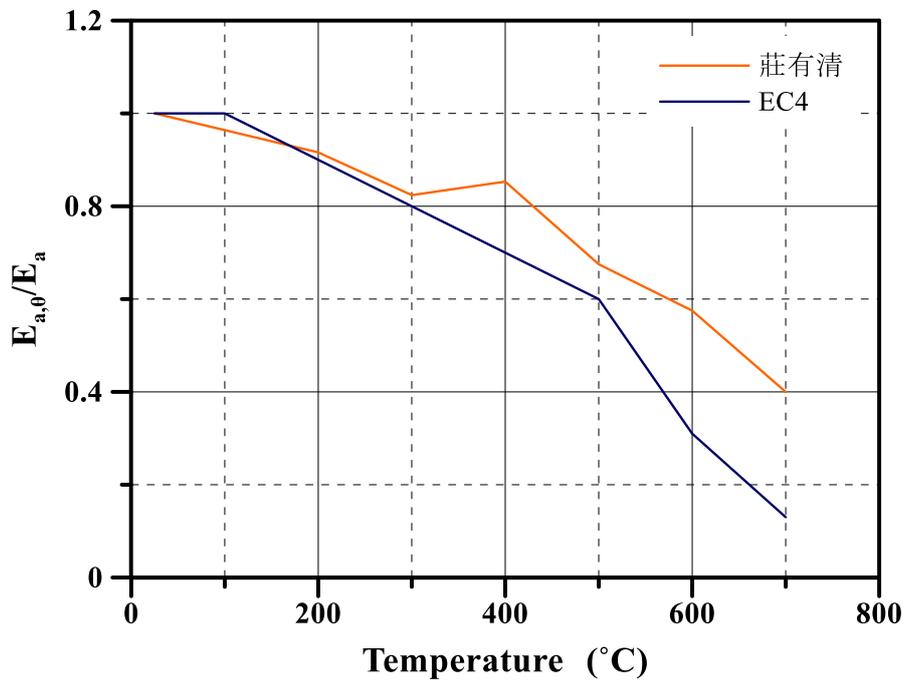
$\theta_a$ (°C)	A572 Gr.50 (莊有清)					EC4	
	$f_{y,0}$ (MPa)	$f_{u,0}$ (MPa)	$E_{a,0}$ (MPa)	$f_{y,0}/f_y$	$E_{a,0}/E_a$	$f_{y,0}/f_y$	$E_{a,0}/E_a$
25	388	506	213,417	1.000	1.000	1.00	1.00
100	-	-	-	-	-	1.00	1.00
200	370	575	195,538	0.956	0.916	1.00	0.90
300	299	573	175,732	0.772	0.824	1.00	0.80
400	270	470	181,997	0.696	0.853	1.00	0.70
500	245	368	144,027	0.631	0.675	0.78	0.60
600	151	220	122,790	0.389	0.575	0.47	0.31
700	78	109	85,441	0.201	0.400	0.23	0.13

其中： $\theta_a$ 為溫度； $f_{y,0}$ 為有效降伏強度； $f_{u,0}$ 為極限抗拉強度； $E_{a,0}$ 為彈性模數

(資料來源：本研究整理)



**圖 5-2 Eurocode 4 與莊有清研究結果之有效降伏強度比較圖**  
 (資料來源：本研究整理)



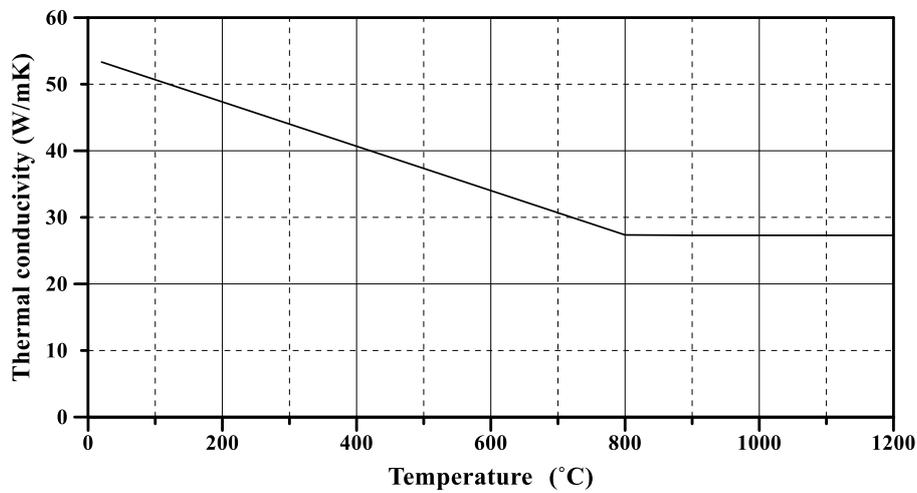
**圖 5-3 Eurocode 4 與莊有清研究結果之彈性模數比較圖**  
 (資料來源：本研究整理)

### 參、鋼材之熱傳導係數

熱傳導係數指在穩定傳熱條件下，一公尺厚之物質，兩側表面溫差為一度，於一秒內通過一平方公尺面積所傳遞之熱量，由 Eurocode 4 規定之簡易計算鋼材熱傳導係數為 45 W/mK；各溫度階段之熱傳導係數可由公式(5-1)與公式(5-2)計算，結果如圖 5-4 所示。

$$\lambda_a = 54 - 3.33 \times 10^{-2} \theta_a \quad \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C} \quad (5-1)$$

$$\lambda_a = 27.3 \quad \text{for } 800^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \quad (5-2)$$



**圖 5-4 受溫度影響之鋼材熱傳導係數**

(資料來源：本研究整理)

### 肆、鋼材之比熱

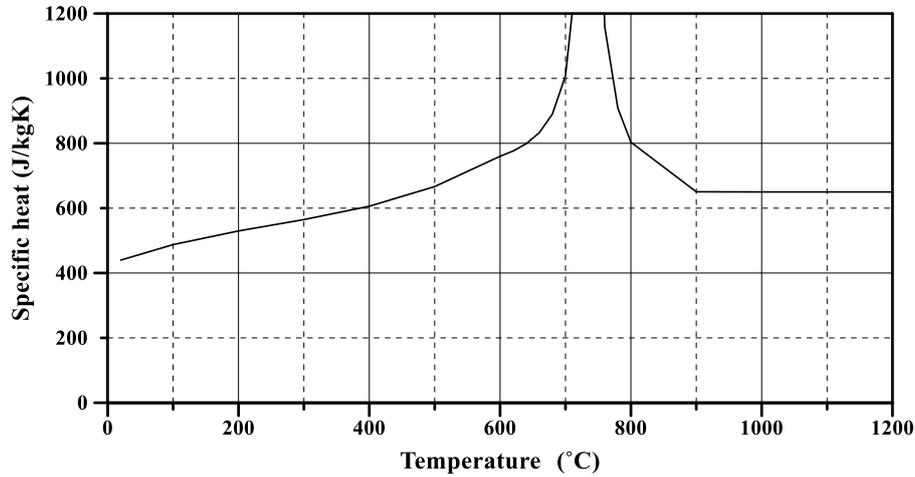
比熱為每單位物質升溫一度所需之熱能，由 Eurocode 4 規定之鋼材平均比熱為 600 J/kgK；各溫度階段之比熱可由公式(5-3)至公式(5-6)計算，結果如圖 5-5 所示。

$$C_a = 425 + 7.73 \times 10^{-1} \theta_a - 1.69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2.22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \quad \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 600^\circ\text{C} \quad (5-3)$$

$$C_a = 666 - \left( \frac{13002}{\theta_a - 738} \right) \quad \text{for } 600^\circ\text{C} < \theta_a \leq 735^\circ\text{C} \quad (5-4)$$

$$C_a = 545 + \left( \frac{17820}{\theta_a - 731} \right) \quad \text{for } 735^\circ\text{C} < \theta_a \leq 900^\circ\text{C} \quad (5-5)$$

$$C_a = 650 \quad \text{for } 900^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \quad (5-6)$$



**圖 5-5 受溫度影響之鋼材比熱**

(資料來源：本研究整理)

### 伍、鋼材之熱膨脹係數

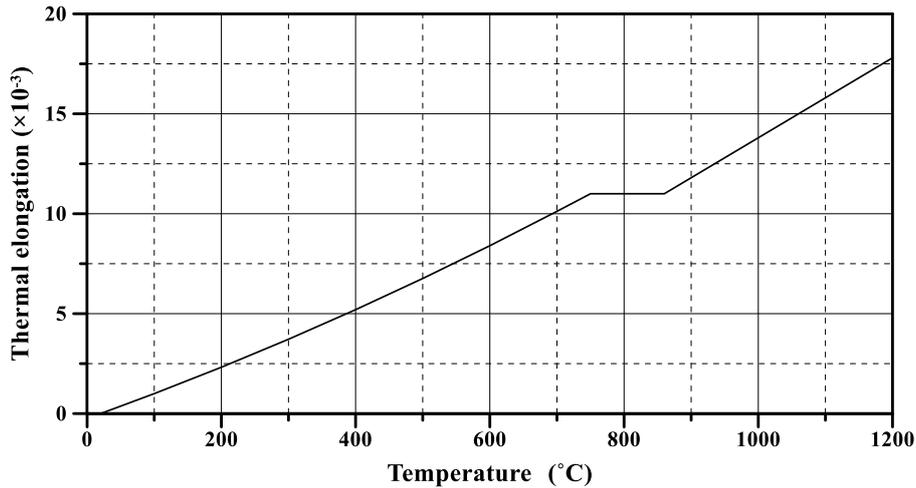
熱膨脹係數為單位溫度變化所導致的體積變化，而 Eurocode 4 規定之鋼材熱伸長率為溫度變化時，其長度的變化與鋼材於 20°C 溫度下長度之比值。熱膨脹係數可由熱伸長率求得，計算方式如公式(5-7)至公式(5-10)所示，熱伸長率與溫度之關係如圖 5-6 所示。

$$\Delta l / l = -2.416 \times 10^{-4} + 1.2 \times 10^{-5} \theta_a + 0.4 \times 10^{-8} \theta_a^2 \quad \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 750^\circ\text{C} \quad (5-7)$$

$$\Delta l / l = 11 \times 10^{-3} \quad \text{for } 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C} \quad (5-8)$$

$$\Delta l / l = -6.2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta_a \quad \text{for } 860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \quad (5-9)$$

$$\alpha_a = \frac{\Delta l}{l \times \Delta \theta_a} \quad (5-10)$$



**圖 5-6 受溫度影響之鋼材熱伸長率**

(資料來源：本研究整理)

## 第二節 混凝土之高溫性質

本研究之樓版採用常重混凝土，設計抗壓強度為 210 kgf/cm<sup>2</sup>，材料性質依照 Eurocode 4 建議，升溫速率於 2 至 50 K/min 之間時，混凝土於不同溫度下之力學性質應由其應力應變關係取得。

### 壹、混凝土之應力應變關係

混凝土應力應變關係可分為兩個區域，區域一為應變小於等於抗壓應變  $\varepsilon_{cu,0}$ ，其應力  $\sigma_{c,0}$  之計算如公式(5-11)所示；區域二為應變介於抗壓應變與極限應變  $\varepsilon_{ce,0}$  之間，此區域之應力應變曲線應以線性取代非線性階段，如圖 5-7 所示。混凝土之抗壓強度  $f_{c,0}$  隨溫度上升而降低，抗壓應變與極限應變增大，Eurocode 4 規定之建議值參考表 5-2，其應力應變曲線如圖 5-8 所示。

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \left[ 3 \left( \frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,0}} \right) / \left\{ 2 + \left( \frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,0}} \right)^3 \right\} \right] \quad (5-11)$$

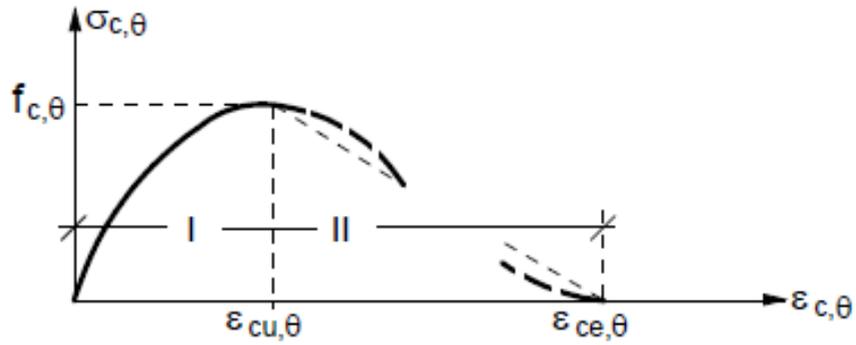


圖 5-7 高溫下混凝土之應力應變關係圖

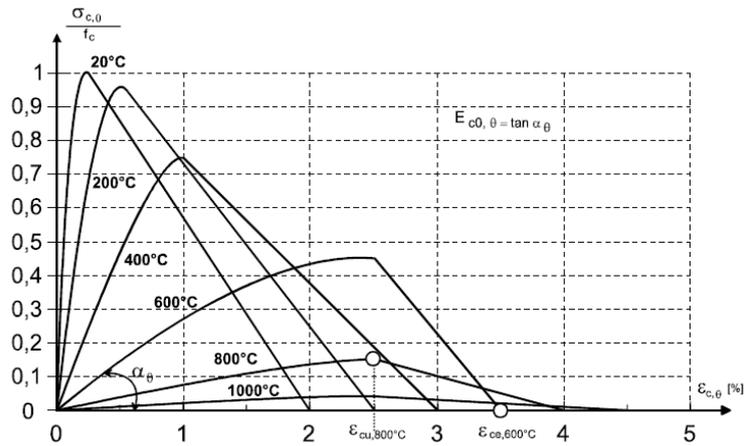
(資料來源：Eurocode 4)

## 貳、混凝土之力學性質

表 5-2 混凝土高溫下抗壓強度之折減係數、降伏應變與極限應變

混凝土溫度 $\theta_a$ (°C)	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_c$	$\epsilon_{cu,\theta} (\times 10^{-3})$	$\epsilon_{ce,\theta} (\times 10^{-3})$
20	1.00	2.5	20.0
100	1.00	4.0	22.5
200	0.95	5.5	25.0
300	0.85	7.0	27.5
400	0.75	10.0	30.0
500	0.60	15.0	32.5
600	0.45	25.0	35.0
700	0.30	25.0	37.5
800	0.15	25.0	40.0
900	0.08	25.0	42.5
1000	0.04	25.0	45.0
1100	0.01	25.0	47.5
1200	0.00	-	-

(資料來源：本研究整理)



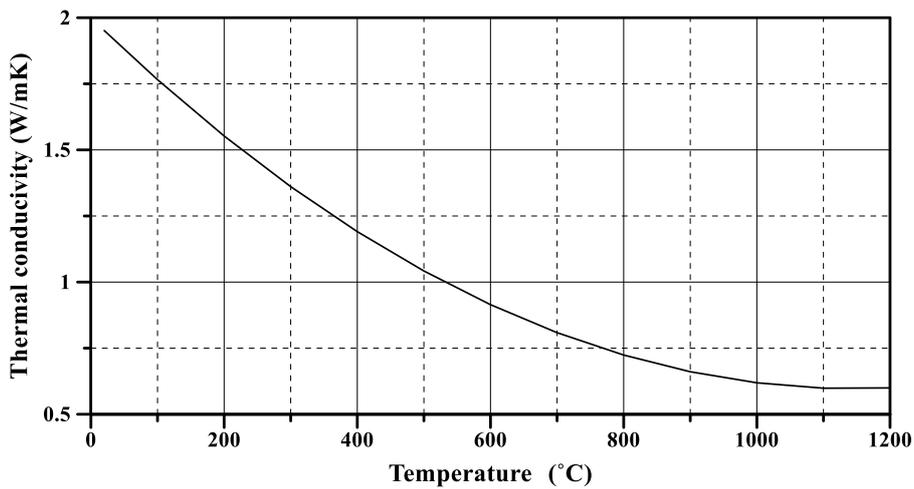
**圖 5-8 溫度變化下混凝土之應力應變關係**

(資料來源：Eurocode 4)

### 參、混凝土之熱傳導係數

依照 Eurocode 4 規定，簡易計算中，常重混凝土之熱傳導係數可取為 1.6 W/mK；而隨溫度變化，Eurocode 4 規定其上限與下限值，並建議鋼與混凝土之複合結構採用熱傳導係數之上限值，可由公式(5-12)計算，結果如圖 5-9 所示。

$$\lambda_c = 2 - 0.2451(\theta_c/100) + 0.0107(\theta_c/100)^2 \quad \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \quad (5-12)$$



**圖 5-9 受溫度影響之常重混凝土熱傳導係數**

(資料來源：本研究整理)

## 肆、混凝土之比熱

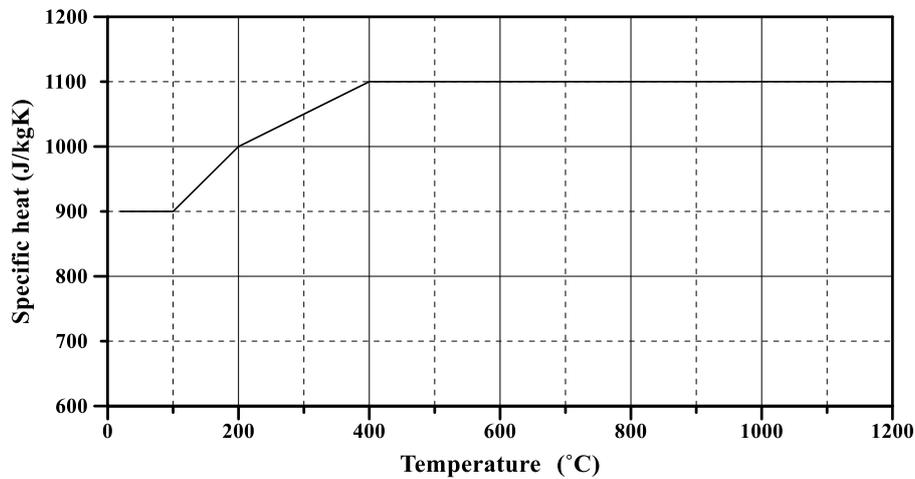
依照 Eurocode 4 規定，簡易計算中，常重混凝土之比熱可取為 1000 J/kgK；各溫度階段之比熱可由公式(5-13)至公式(5-16)計算，結果如圖 5-10 所示。

$$C_c = 900 \quad \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 100^\circ\text{C} \quad (5-13)$$

$$C_c = 900 + (\theta_c - 100) \quad \text{for } 100^\circ\text{C} < \theta_a \leq 200^\circ\text{C} \quad (5-14)$$

$$C_c = 1000 + (\theta_c - 200)/2 \quad \text{for } 200^\circ\text{C} < \theta_a \leq 400^\circ\text{C} \quad (5-15)$$

$$C_c = 1100 \quad \text{for } 400^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \quad (5-16)$$



**圖 5-10 受溫度影響之常重混凝土比熱**

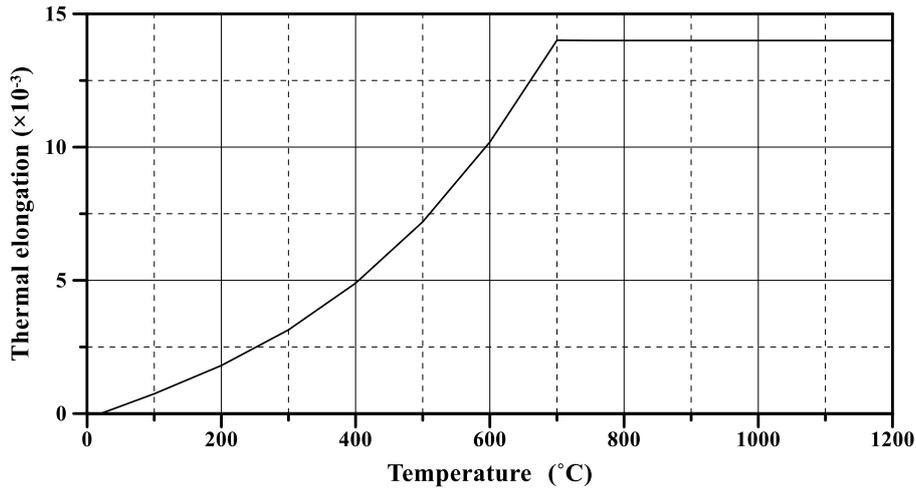
（資料來源：本研究整理）

## 伍、混凝土之熱膨脹係數

依照 Eurocode 4 規定，簡易計算中，常重混凝土之熱伸長率使用  $18 \times 10^{-6}(\theta_a - 20)$  計算；各溫度階段之熱伸長率可由公式(5-17)與公式(5-18)計算，結果如圖 5-11 所示。熱膨脹係數之計算方法與鋼材之熱膨脹係數相同，如公式(5-10)所示。

$$\Delta l/l = -1.8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta_c + 2.3 \times 10^{-11} \theta_c^3 \quad \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 700^\circ\text{C} \quad (5-17)$$

$$\Delta l/l = 14 \times 10^{-3} \quad \text{for } 700^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \quad (5-18)$$



**圖 5-11 受溫度影響之常重混凝土熱伸長率**

(資料來源：本研究整理)

### 第三節 ABAQUS 之模擬方法與步驟

本節將說明以 ABAQUS 軟體模擬試體行為之方法與步驟，包括基本假設、材料模型、邊界條件、載重設定與分析流程等。

#### 壹、基本假設

使用 ABAQUS 軟體進行有限元素分析模擬時，其假設如下：

1. 忽略試體於製作或銲接等因素所造成殘留應力之影響。
2. 假設加溫爐內溫度均勻分佈。
3. 忽略混凝土與防火被覆材內部含水分氣化與開裂對溫度之影響。
4. 忽略剪力釘之分析，假設鋼梁與樓版有完全之握裹。
5. 忽略接頭之細節，如螺栓、銲接開孔等，假設鋼梁與鋼柱完全接合。

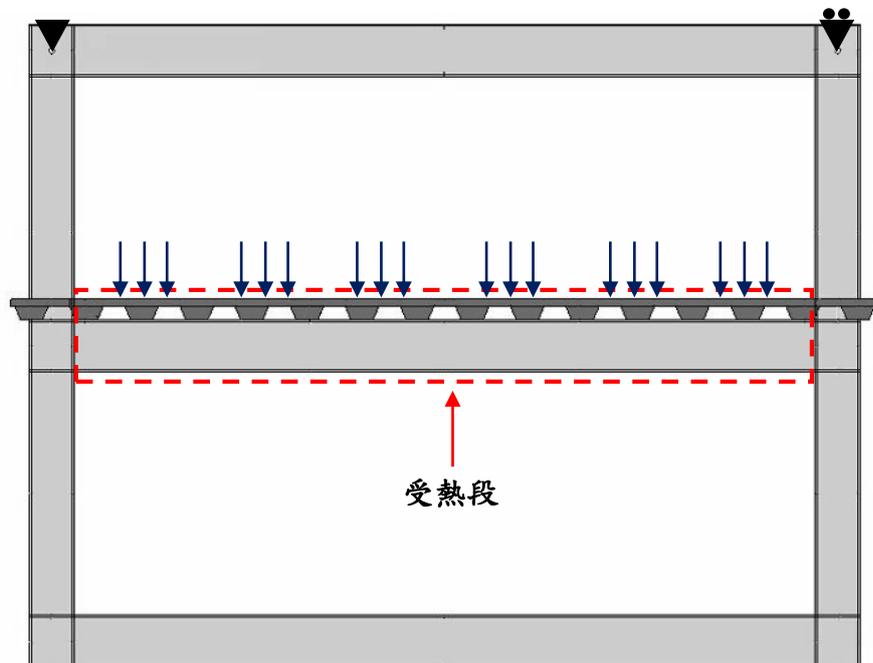
#### 貳、材料模型

A572 Gr.50 鋼材之材料性質採用莊有清(2004)之研究成果與 Eurocode 4 之規定，並假設鋼材為理想塑性，因此使用雙線塑性模型模擬其應力應變關係，應力應變以真實應力與真實塑性應變之形式定義。混凝土採用 Eurocode 4 所規定之材料性質，使用混凝土損傷塑性模型模擬其應力應變關係，此模型可輸入不同之抗

壓與抗拉強度。

### 參、模型之邊界條件與載重設定

有限元素分析模型需模擬試體於加溫爐中之支承情形以設置邊界條件，鋼構框架之左柱頂端開孔處設為鉸支承，而右柱則設為滾支承。試體同時承受垂直載重與溫度兩項外力，受火梁於試驗前平均放置 6 組載重塊，分析模型中於相同 6 處施加均勻壓力，面積採用載重框架之底面積；而溫度則依照加溫爐內之平均溫度施加溫度歷時於試體受熱段，並將實驗當日所測之未加溫試體表面溫度設為模型之初始溫度。因試體之對稱性，分析模型採用鋼構框架中心線為對稱軸，僅模擬二分之一試體以增加分析效率，設置如圖 5-12 所示。

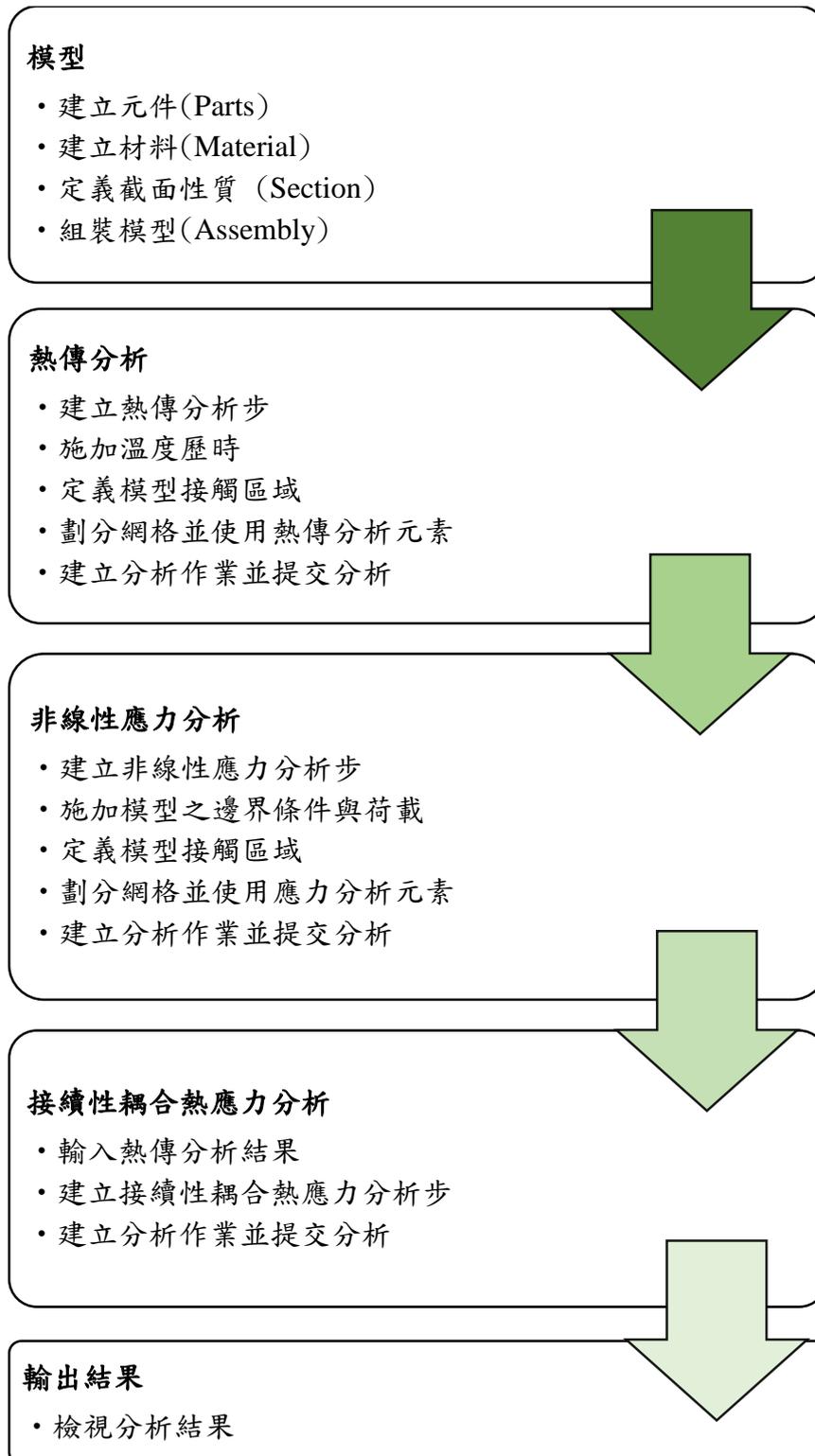


**圖 5-12 加載與邊界條件**

(資料來源：本研究整理)

### 肆、分析流程

ABAQUS 分析模型採用三維實體形態建模，首先進行熱傳分析，再進行非線性應力分析，最後由接續性耦合熱應力分析結合熱傳分析與應力分析之結果，以模擬束制梁承重並受火害之行為，分析流程如圖 5-13 所示。



**圖 5-13 ABAQUS 分析流程圖**

(資料來源：本研究整理)

### 熱傳分析

根據加溫爐內之平均溫度，考慮熱對流與熱輻射之影響，採用薄膜條件 (surface-based film condition) 對受火害之束制鋼梁施加溫度歷時，其中 film coefficient 的計算方法採用 Wang (2002) 所建議之公式，如公式 5-19 至公式 5-20 所示，其中  $q_0$  為熱負荷， $h_f$  為總熱傳係數由熱對流熱傳係數  $h_c$  與熱輻射熱傳係數  $h_r$  相加所得， $\Delta T$  為加溫爐內溫度與試體表面溫度之差別。模型採用熱傳分析元素 DC3D8，為八個節點的六面體元素，溫度為每個節點之單一自由度，如圖 5-14 所示。模型中節點溫度歷時儲存於分析結果內，供接續性耦合熱應力分析使用。

$$q_0 = h_f \Delta T \quad (5-19)$$

$$h_f = h_c + h_r \quad (5-20)$$

### 非線性應力分析

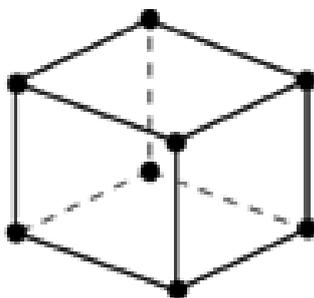
模擬試體加載之情形，於分析中對模型施加载重與邊界條件，使用三維應力分析元素 C3D8R，為八個節點的降階積分六面體元素，每個節點有三個自由度，分別為 x、y 與 z 方向之平移，如圖 5-14 所示。由分析結果得知所施載重下試體之位移、應力及應變等反應，存於分析結果內，供接續性耦合熱應力分析使用。

### 接續性耦合熱應力分析

ABAQUS 求解應力與熱傳耦合問題之方法可分為三類，非耦合熱傳分析 (uncoupled heat transfer analysis) 即模型溫度與應力之間互不產生影響；接續性耦合熱應力分析 (sequentially coupled thermal-stress analysis) 即應力取決於溫度之變化，但溫度不受應力變化影響；完全耦合熱應力分析 (fully coupled thermal-stress analysis) 即溫度與應力之間存在相互作用關係。本研究採用接續性耦合熱應力分析結合熱傳分析與非線性應力分析之結果，將溫度與載重之效應同時反應於模型上。分析中由熱傳分析取得各節點之溫度，再由非線性應力分析取得其常溫下之反應，最後於接續性耦合熱應力分析求得試體同時受溫度與載重之

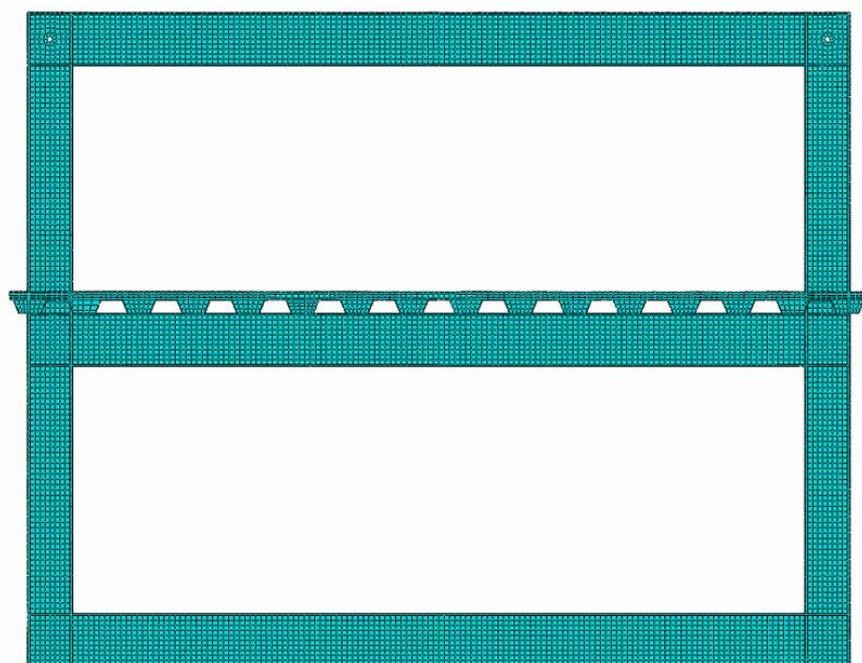
含抗彎矩接頭鋼構造梁之耐火性能研究

反應，所有分析均採用相同之網格劃分方式，如圖 5-15 所示。



**圖 5-14 分析元素**

(資料來源：Abaqus User's Manual)



**圖 5-15 有限元素分析模型之網格劃分**

(資料來源：本研究整理)

## 第四節 有限元素分析結果與討論

有限元素分析模型模擬加溫爐以熱對流進行加溫之方式，考慮熱對流與熱輻射之影響，求出模型中各節點之溫度變化。實驗前試體 C1 與 C2 之平均溫度分別為 30.6°C 與 30°C，設為模型之初始溫度，並假設混凝土與鋼材接觸面積溫度相同。試體 H 與 I 斷面溫度結果顯示，防火棉包覆之鋼構框架最高溫度接近 200°C，此溫度下鋼材各項材料性質與常溫下並無太大差異，強度僅折減 4.4%，因此分析中不考慮溫度透過防火棉傳遞至試體之影響。模型中材料力學性質採用實際測量所得之強度，試體 C1 與 C2 混凝土之抗壓強度分別為 281 kgf/cm<sup>2</sup> 與 300 kgf/cm<sup>2</sup>，鋼材降伏強度為 4.1 tf/cm<sup>2</sup>。試體受火梁於試驗前已平均放置 6 組載重塊，總重量為 4.77 tf，分析模型中於相同 6 處施加壓力 0.473 kgf/cm<sup>2</sup>，面積採用載重框架之底面積。本節將討論有限元素模型之分析結果，並與實驗結果比較。

### 壹、試體 C1 之分析模型

受火梁各溫度測點之結果如圖 5-16 至圖 5-20 所示。C6 與 D6 為混凝土之溫度測點，試體加溫 38 分鐘時，混凝土溫度達到 100°C，由於水分氣化之影響，其溫度上升幅度明顯減緩，但分析模型中不考慮此影響，因此混凝土溫度持續上升，造成分析結果高於實驗結果；試體達到性能基準時，混凝土溫度為 109.5°C，而分析結果為 170°C，混凝土由不同溫度造成強度差異為 3%，因此可不考慮此影響。分析結果與實驗結果之對比列於表 5-3，除混凝土水分氣化之影響外，分析模型可合理預測受火梁之溫度變化。

受火梁中心點撓曲度之分析結果與實驗結果對比如圖 5-21 所示，模型加溫 15 分鐘後，撓曲變形速率變大，但此階段之變形速率略小於實驗結果，可能因為模型中假設鋼梁與樓版具有完全之握裹。加溫約 50 分鐘時下翼板發生局部挫屈，由於試體為對稱結構，模型僅模擬 1/2 試體，腹板因對稱邊界條件所束制而無法產生局部挫屈。試體於加溫 56 分鐘時達到 CNS 12514-1 所規定之兩項性能基準，而分析中，模型於加溫 58 分鐘時達到性能基準，其局部挫屈情形如圖 5-23 所示。加溫爐中溫度由試體表面傳遞至內部低溫處，試體因溫度升高使受火梁產生軸向伸長變形，分析模型之軸向伸長變形結果與實驗結果比對如圖 5-22 所示。分析模型結果之軸向變形趨勢與實驗結果相似，於加溫 18 分鐘達到最大

軸向總伸長量 31 mm 後轉為收縮變形，造成分析結果與實驗結果差異之可能原因為由於分析中忽略溫度透過防火棉傳遞至試體之影響，使梁柱接頭處實際溫度高於分析溫度而產生較多熱伸長量。

**表 5-3 試體 C1 受火梁之溫度測點與分析比較**

測點	10 min		20 min		30 min		40 min	
	TEST	FEM	TEST	FEM	TEST	FEM	TEST	FEM
A1	184.1	238.5	455.8	387.9	549.5	486.6	602.7	560.7
A3	143.5	232.8	495.8	372.9	511.4	470.1	545.8	545.1
A4	164.9	194.3	400.3	320.5	482.9	415.6	530.7	491.2
B1	390.0	398.0	726.8	638.8	793.5	763.8	827.1	852.7
B2	481.3	436.5	733.5	663.7	793.3	782.8	822.1	861.4
B3	232.0	219.3	438.6	405.5	456.5	546.9	500.0	647.7
B4	432.7	400.9	734.3	641.3	805.0	765.9	824.1	853.8
C1	383.8	398.0	704.2	638.8	770.6	763.8	820.9	852.7
C2	427.7	437.3	720.3	664.9	772.4	784.1	822.3	862.4
C3	322.4	283.7	627.2	504.0	715.7	649.1	728.1	745.0
C4	416.1	400.9	722.5	641.3	775.2	765.9	822.6	853.9
D1	361.7	398.0	687.0	638.8	765.0	763.8	817.4	852.7
D2	398.5	434.3	721.2	661.3	762.2	780.5	814.1	859.8
D3	219.5	219.3	498.7	405.4	561.6	546.9	625.0	647.6
D4	349.5	400.9	676.4	641.3	753.6	765.9	812.8	853.8
E1	254.6	238.5	553.1	387.9	621.4	486.6	683.9	560.7
E3	174.4	232.9	522.0	373.0	550.0	470.2	611.1	545.1
E4	184.7	194.5	447.9	320.7	539.4	415.7	602.5	491.3
C6	31.9	37.7	48.0	54.0	83.8	80.1	101.9	112.6
D6	31.3	31.8	19.8	49.0	82.7	81.2	101.0	120.2

(資料來源：本研究整理)

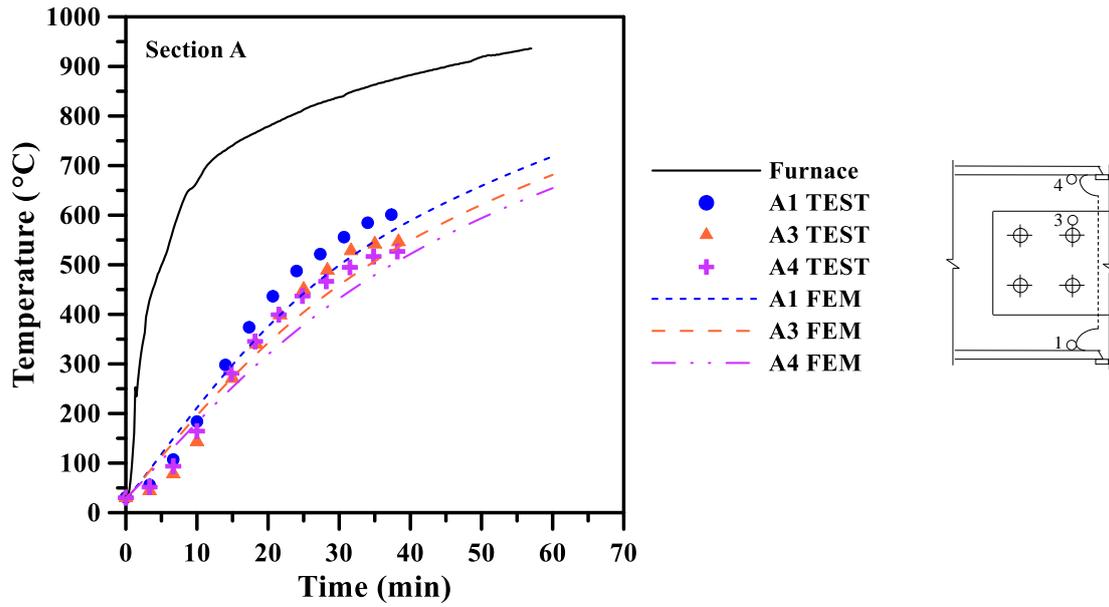


圖 5-16 試體 C1 受火梁 A 斷面之溫度測點-時間關係比較圖

(資料來源：本研究整理)

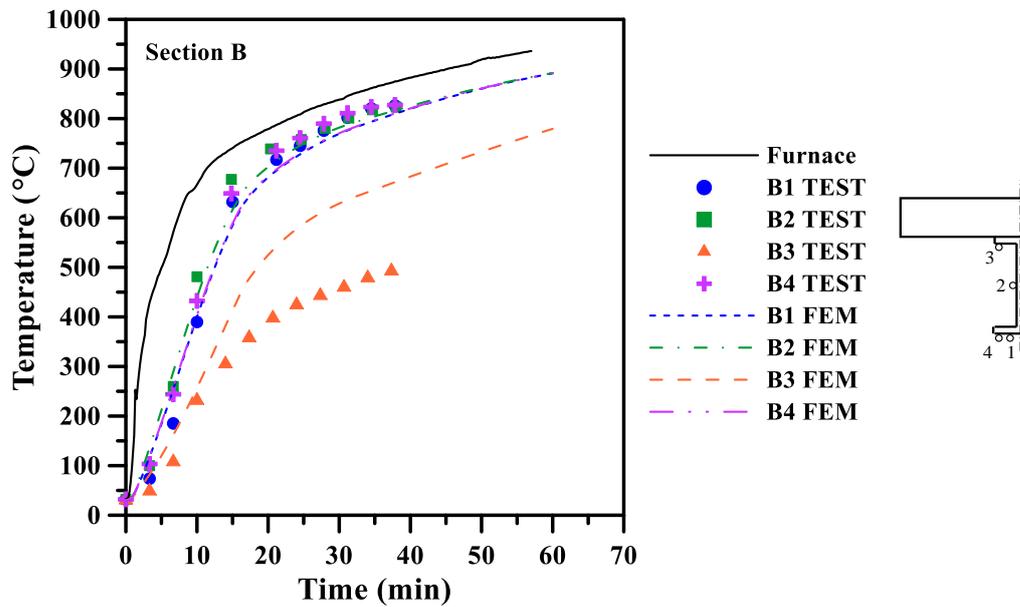


圖 5-17 試體 C1 受火梁 B 斷面之溫度測點-時間關係比較圖

(資料來源：本研究整理)

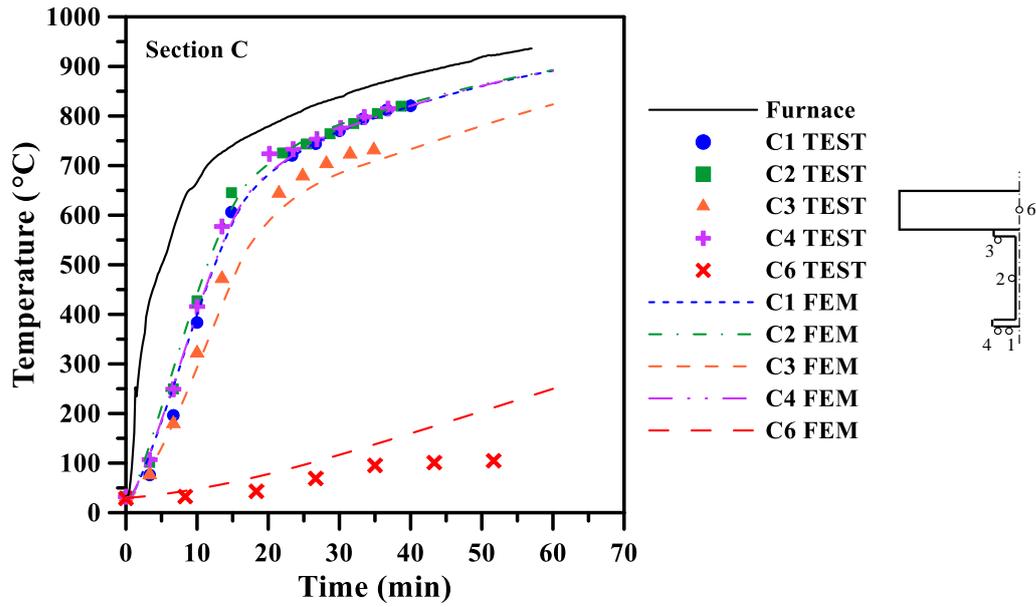


圖 5-18 試體 C1 受火梁 C 斷面之溫度測點-時間關係比較圖

(資料來源：本研究整理)

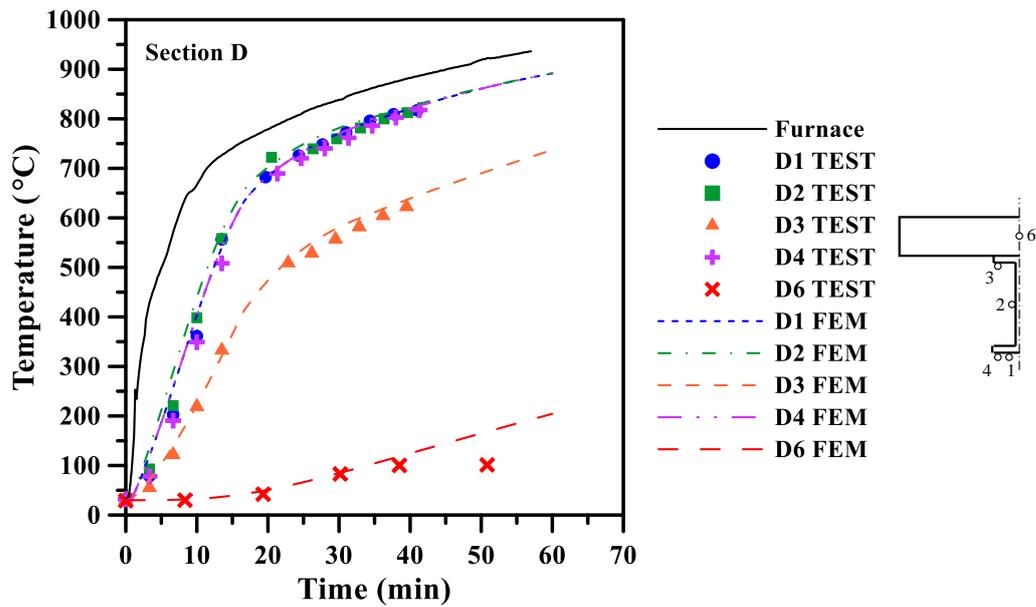
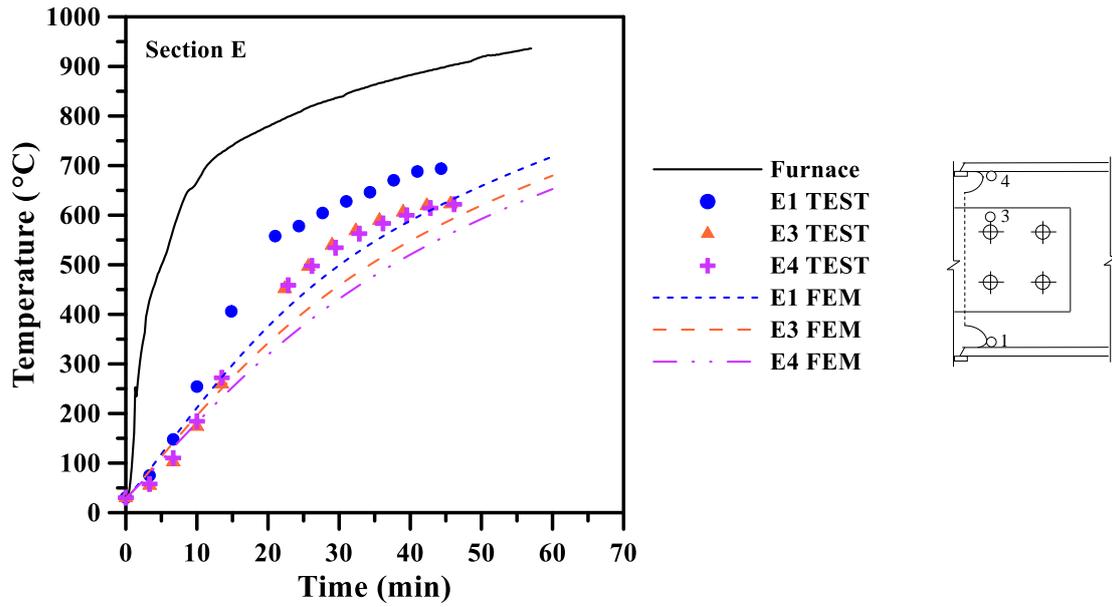


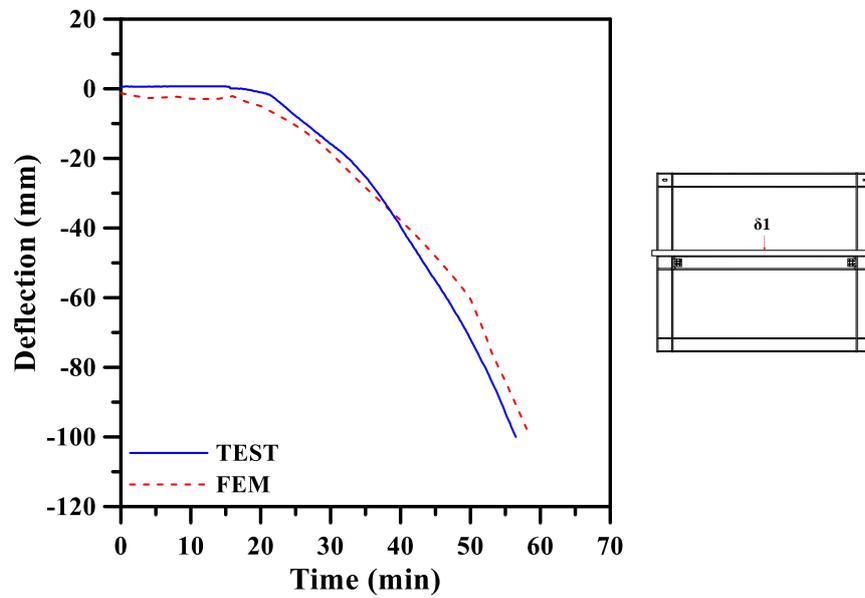
圖 5-19 試體 C1 受火梁 D 斷面之溫度測點-時間關係比較圖

(資料來源：本研究整理)



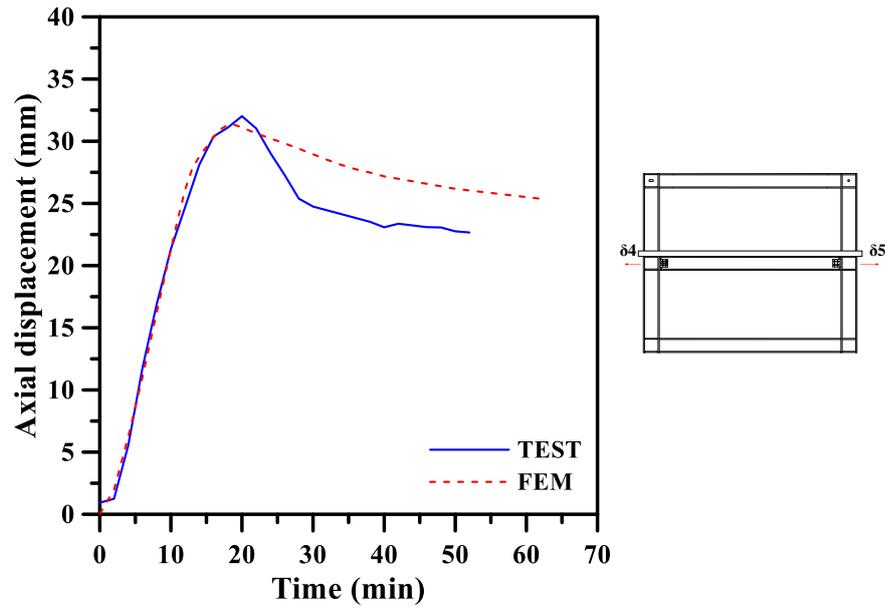
**圖 5-20 試體 C1 受火梁 E 斷面之溫度測點-時間關係比較圖**

(資料來源：本研究整理)



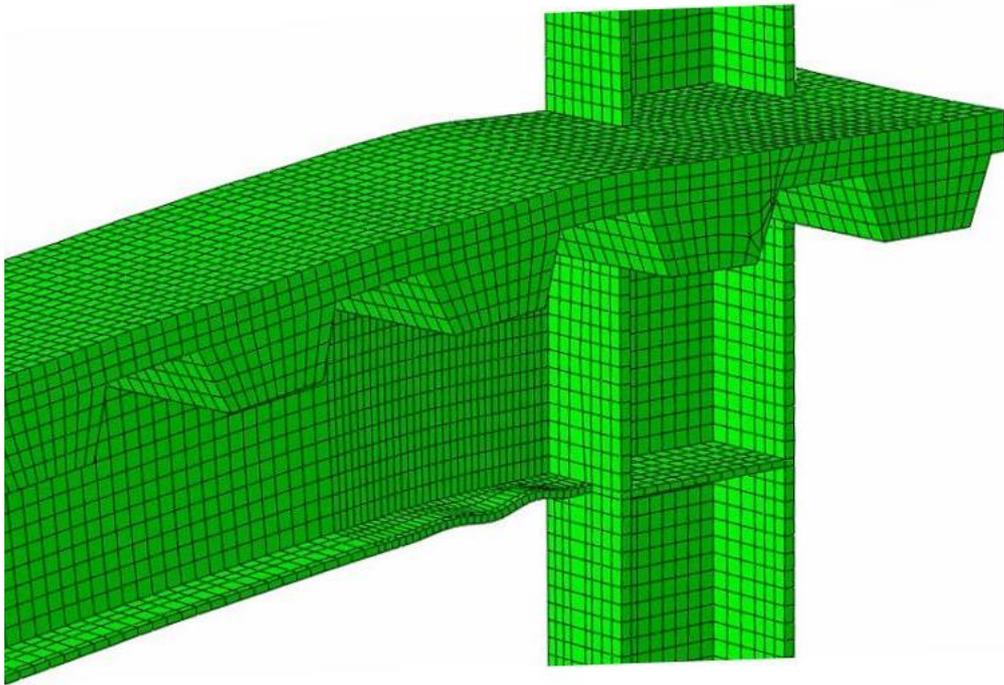
**圖 5-21 試體 C1 受火梁撓曲變形-時間關係與實驗比較圖**

(資料來源：本研究整理)



**圖 5-22 試體 C1 受火梁軸向伸長量-時間關係與實驗比較圖**

(資料來源：本研究整理)



**圖 5-23 分析模型 C1 到達性能基準之局部挫屈情形**

(資料來源：本研究整理)

## 貳、試體 C2 之分析模型

各溫度測點之分析結果如圖 5-24 至圖 5-28 所示，其趨勢與模型 C1 相似，分析結果與實驗結果之對比列於表 5-4。受火梁中心點撓曲度之分析與實驗結果對比如圖 5-29 所示，模型加溫 16 分鐘後，撓曲變形速率變大，約 25 分鐘時下翼板發生局部挫屈，試體 C2 於實驗加溫 63 分鐘時達到性能基準，分析於加溫 62 分鐘時達到，圖 5-31 為其局部挫屈情況。軸向伸長變形結果之對比如圖 5-30 所示，分析於加溫 14 分鐘達到最大軸向伸長量 21 mm 後轉為收縮變形。

**表 5-4 試體 C2 受火梁之溫度測點與分析比較**

測點	10 min		20 min		30 min		40 min	
	TEST	FEM	TEST	FEM	TEST	FEM	TEST	FEM
A1	228.2	209	493.16	366.6	570.4	481.3	606.1	563.2
A2	190.3	212.8	470.22	371.4	545	486.2	584.7	568.1
A3	196.8	197	422.93	340.7	535.5	450.3	574	532.1
A4	232.9	185.1	459.67	321.9	552.5	429	573.8	510.4
B1	508.8	400.5	736.4	682	818	769.4	851.5	819.8
B2	535.4	439.6	737.2	702.1	807.7	781.5	829.6	824.9
C1	412.5	400.5	707	682	780.6	769.4	832.9	819.8
C2	490.6	440.8	726.5	703	787.6	782.6	813.3	826.3
C3	323.7	291.3	641.6	585.6	716.5	683.6	747.8	732.5
C4	428	402.6	701.4	683.4	780.7	770.1	827.6	820.2
D1	367	400.5	663.4	682	752.9	769.4	807.4	819.8
D2	452.1	439.6	700.7	702.1	777.1	781.5	815.7	824.9
D3	251	220.1	449.2	473.1	535.7	581.2	589.8	638.5
E2	191.7	212.8	419.2	371.4	554.1	486.2	627.9	568.1
E4	210.8	185.1	422.1	321.9	542.6	429	607.2	510.4
C5	61.5	35.8	104.3	56.6	138.4	89.3	190	127.8
C6	73.5	47.8	115.6	77.7	169.8	116.3	228.4	159.3
D6	33.8	32.8	63.7	51	98.4	84.7	105.7	124.6
D7	40.1	51.7	89.6	121.3	104.4	194.4	130.1	255.7

(資料來源：本研究整理)

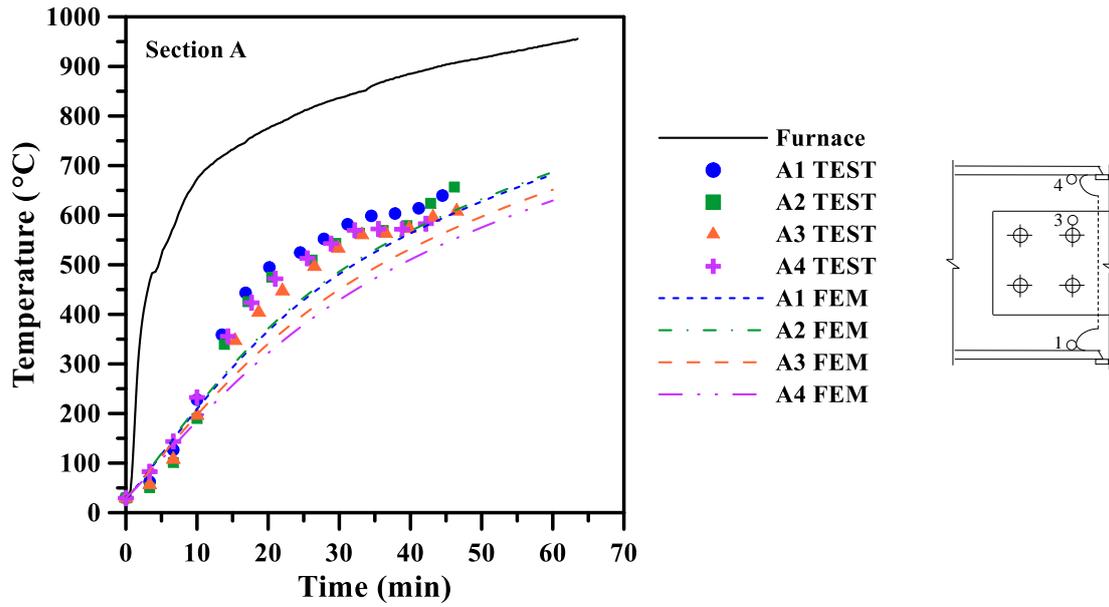


圖 5-24 試體 C2 受火梁 A 斷面之溫度測點-時間關係比較圖

(資料來源：本研究整理)

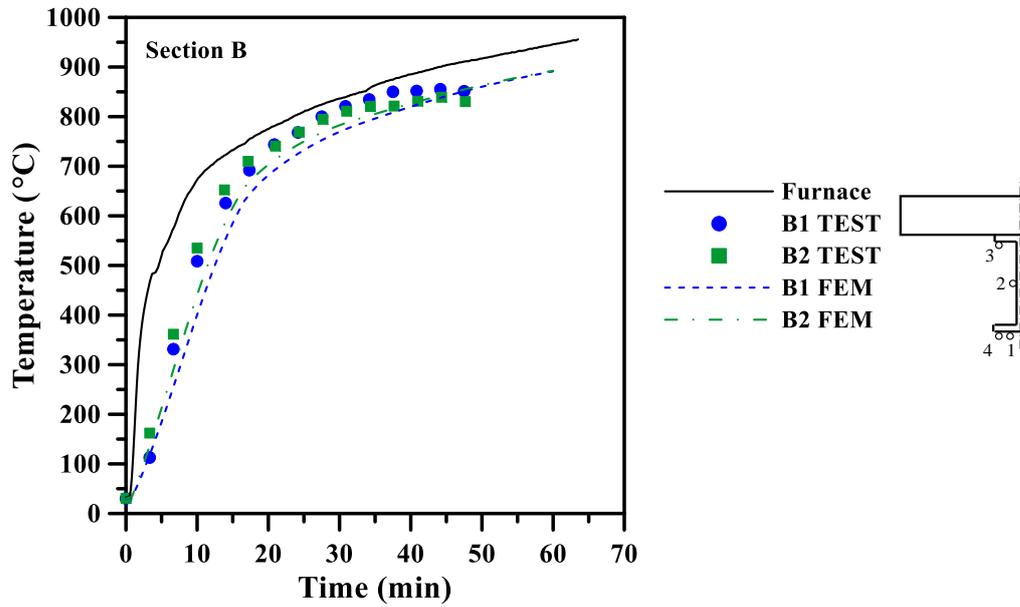


圖 5-25 試體 C2 受火梁 B 斷面之溫度測點-時間關係比較圖

(資料來源：本研究整理)

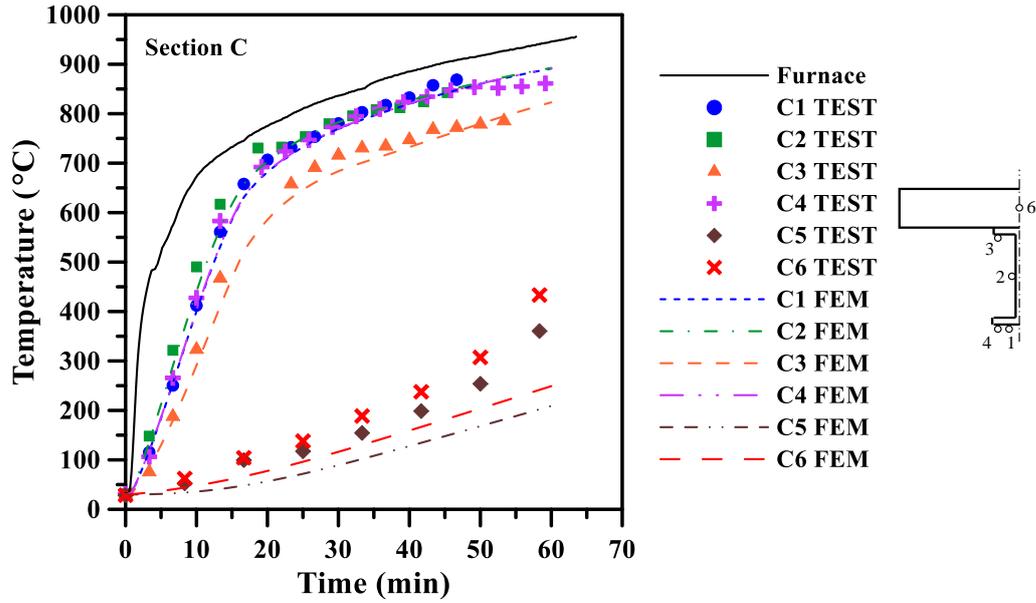


圖 5-26 試體 C2 受火梁 C 斷面之溫度測點-時間關係比較圖

(資料來源：本研究整理)

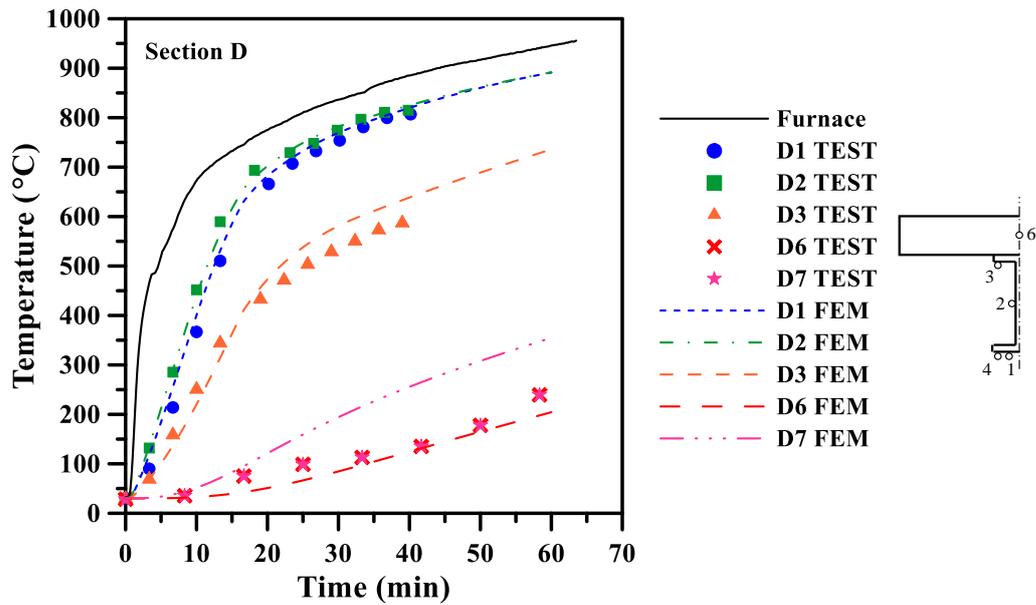


圖 5-27 試體 C2 受火梁 D 斷面之溫度測點-時間關係比較圖

(資料來源：本研究整理)

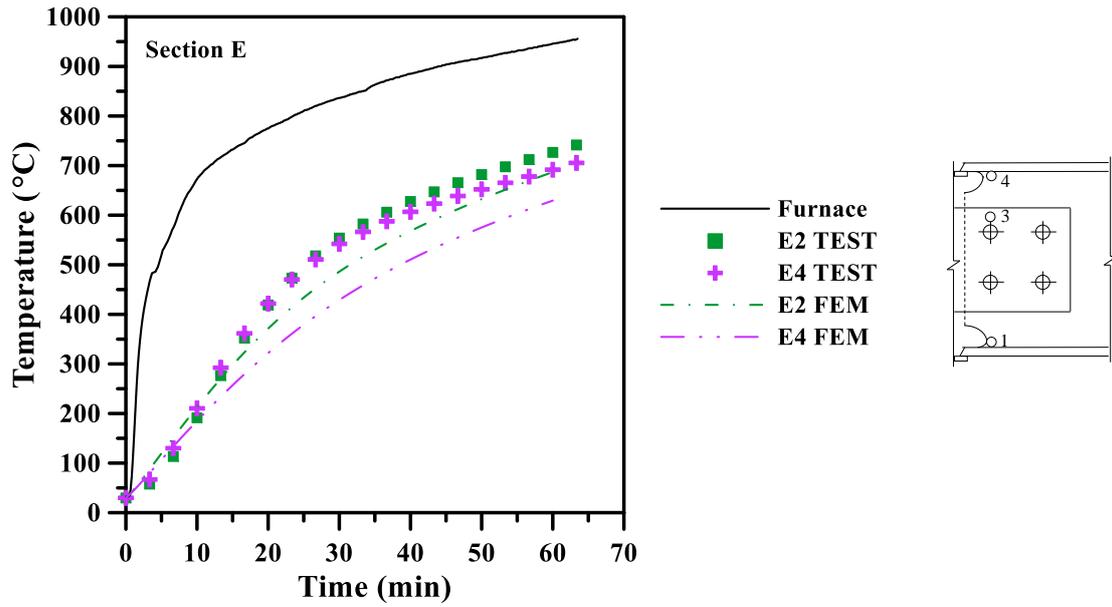


圖 5-28 試體 C2 受火梁 E 斷面之溫度測點-時間關係比較圖

(資料來源：本研究整理)

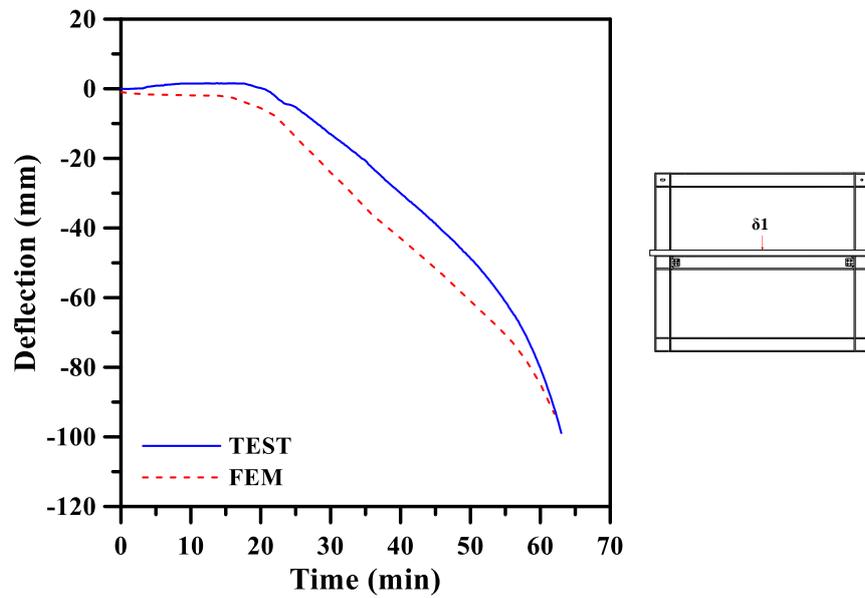
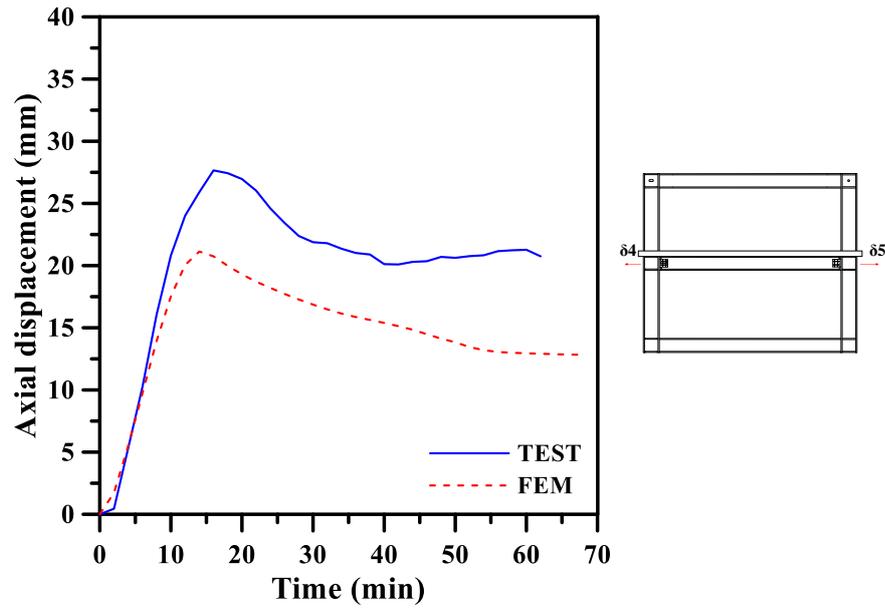


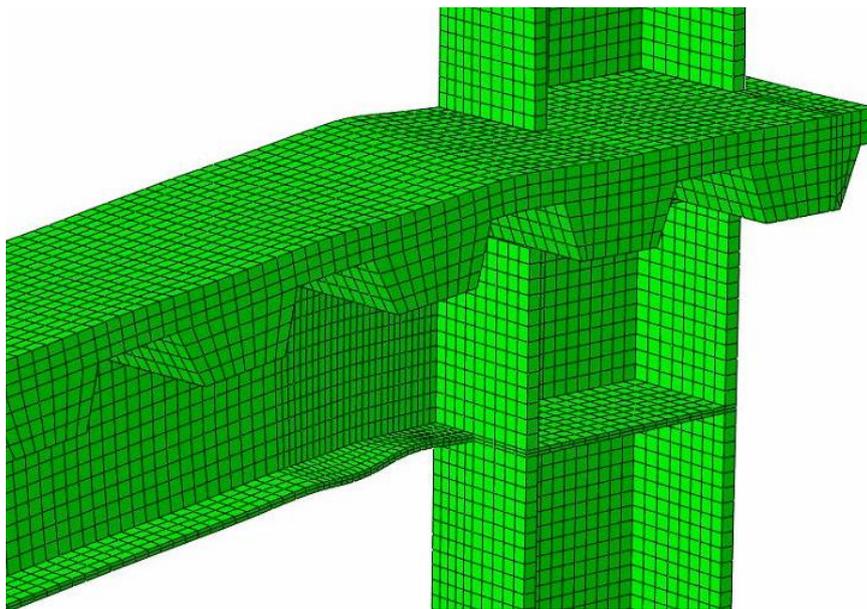
圖 5-29 試體 C2 受火梁撓曲變形-時間關係與實驗比較圖

(資料來源：本研究整理)



**圖 5-30 試體 C2 受火梁軸向伸長量-時間關係與實驗比較圖**

(資料來源：本研究整理)



**圖 5-31 分析模型 C2 到達性能基準之局部挫屈情形**

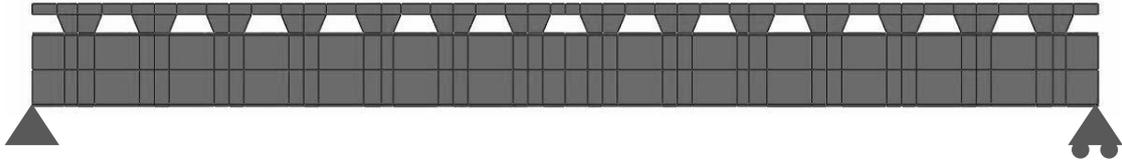
(資料來源：本研究整理)

### 參、分析模型之討論

模型 C1 與 C2 之分析結果與實驗結果對比雖然有些許差異，但仍可合理預測試體於加溫時之溫度變化與試體行為，造成差異之主要原因為分析僅模擬二分之一試體，對稱邊界條件之束制使模型無法產生側向扭轉挫屈；分析中亦忽略了剪力釘與接頭處之細節，如螺栓、銲接開孔；分析模型為完美狀態，不包含試體之初始缺陷或載重塊之偏移，並且不考慮殘留應力之影響。

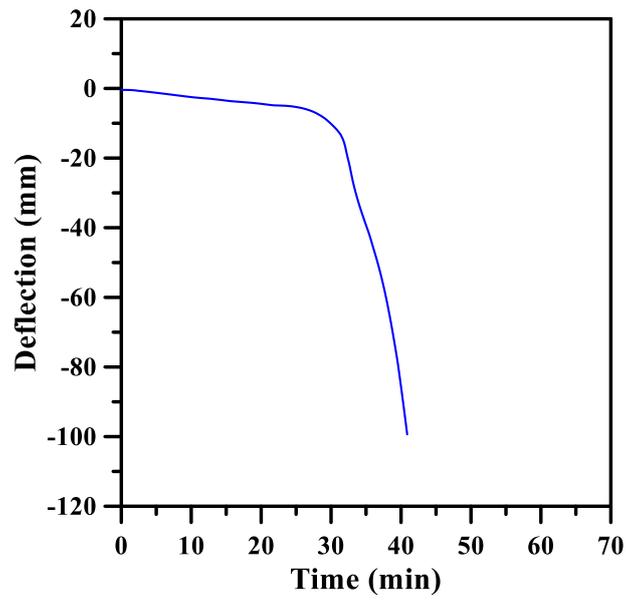
使用相同分析模式模擬簡支梁於載重下受火害之情況，分析模型如圖 5-32 所示，梁與樓版之長度為 4.35 m，梁之左側為鉸支承，右側為滾支撐，模型尺寸、材料性質與分析所施加之載重與溫度歷時皆與模型 C1 與 C2 之受火梁相同。梁中心點撓曲度之分析結果如圖 5-33 所示，簡支梁於加溫 41 分鐘時到達 CNS 12514-1 之性能基準。模型 C1 之防火時效為 58 分鐘，是簡支梁防火時效的 1.41 倍，而模型 C2 之防火時效為 62 分鐘，是簡支梁的 1.51 倍。

梁因受熱而產生熱膨脹變形，由於模型 C2 柱之軸向約束勁度為模型 C1 的 1.75 倍，因此模型 C1 之軸向變形大於模型 C2，分析結果得知模型 C1 之最大軸向伸長量為 31mm，是模型 C2 的 1.48 倍。受火梁之熱膨脹受柱之約束使下翼板因無法傳遞由膨脹所造成之軸向力而產生局部挫屈，由於模型 C2 柱具有較大約束勁度，相同熱膨脹量下所產生之軸向力更高，因此其局部挫屈發生之時間較早於模型 C1；由模型到達性能基準時之挫屈形狀觀察，模型 C2 之局部挫屈程度小於模型 C1，實驗所觀察之局部挫屈雖為試體冷卻後之情況，但試體 C2 之局部挫屈程度亦小於試體 C1。



**圖 5-32 簡支梁受火害之分析模型**

(資料來源：本研究整理)



**圖 5-33 簡支梁模型之撓曲變形-時間關係圖**

(資料來源：本研究整理)



## 第六章 結論與建議

### 第一節 結論

本計劃進行 C1 及 C2 兩支試體之耐火實驗，並佐以有限元素分析，總結研究成果提出以下結論。

1. 實驗結果顯示，受火梁因高溫導致材料強度衰減，故鋼梁撓度隨著溫度的增加而逐漸增大，爾後因更高溫而快速增加。鋼梁的軸向變形亦由伸長轉變為壓縮。鋼梁軸向變形顯示，鋼梁於高溫時承受軸壓力，而冷卻時逐漸轉變為受軸拉力。
2. 依據規範設計的彎矩接頭，在高溫下束制鋼梁於兩端負彎矩區下翼板與腹板產生局部挫屈及樓版開裂，而無鉚道、螺栓與剪力板的破壞。隨撓度增加，於梁跨度中點達撓度與撓度速率性能基準。
3. 受火梁之梁腹板位於剪力板處之螺栓孔顯示，受火梁因高溫熱膨脹與冷卻降溫時之收縮，產生高軸力，導致螺栓孔成斜向之橢圓變形。
4. 火害過程中，受火梁下翼板與腹板溫度大致相同，上翼板則由於混凝土樓版降溫作用溫度較低。
5. 柱之約束勁度較大，受火梁達到最大軸向變形量之時間較早，且能達到之最大軸向變形量較小。且因約束勁度大，亦造成受火梁撓曲變形發生之時間較晚，且其耐火時間略長。
6. 因高溫火害試驗昂貴，故模擬分析有其重要性。本研究建立之有限元素分析模擬，可合理預測試體於火害下之溫度變化與試體之變形，亦可提供試驗中因受限而無法測量之數據，此分析方法可用於後續之參數研究或相似試驗之前期分析。
7. 分析結果顯示含抗彎矩接頭鋼構造梁由於束制之影響，相較於簡支梁能達到更長之防火時間；且柱構件有較大的撓曲強度與勁度時，將可稍微增加受火梁的耐火時間。

## 第二節 建議

### 1. 建議一

簡支梁剪力接頭火害行為研究：立即可行之建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：科技部

本研究顯示抗彎矩接頭能提供梁於接頭處之撓曲與剪力強度。簡支梁接頭則設計僅承受剪力，簡支梁受火害作用時亦將有軸向熱脹冷縮現象，將對接頭處的剪力板與螺栓造成額外的作用力。因此探討簡支梁剪力接頭之耐火性能有其重要性。

### 2. 建議二

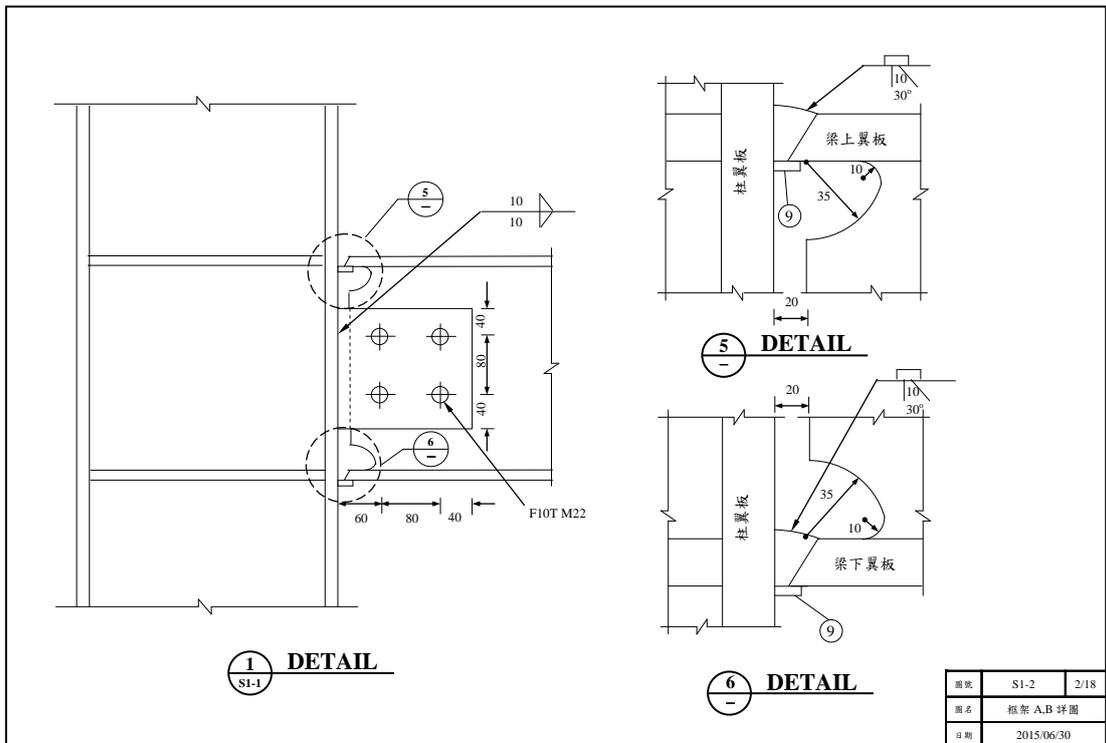
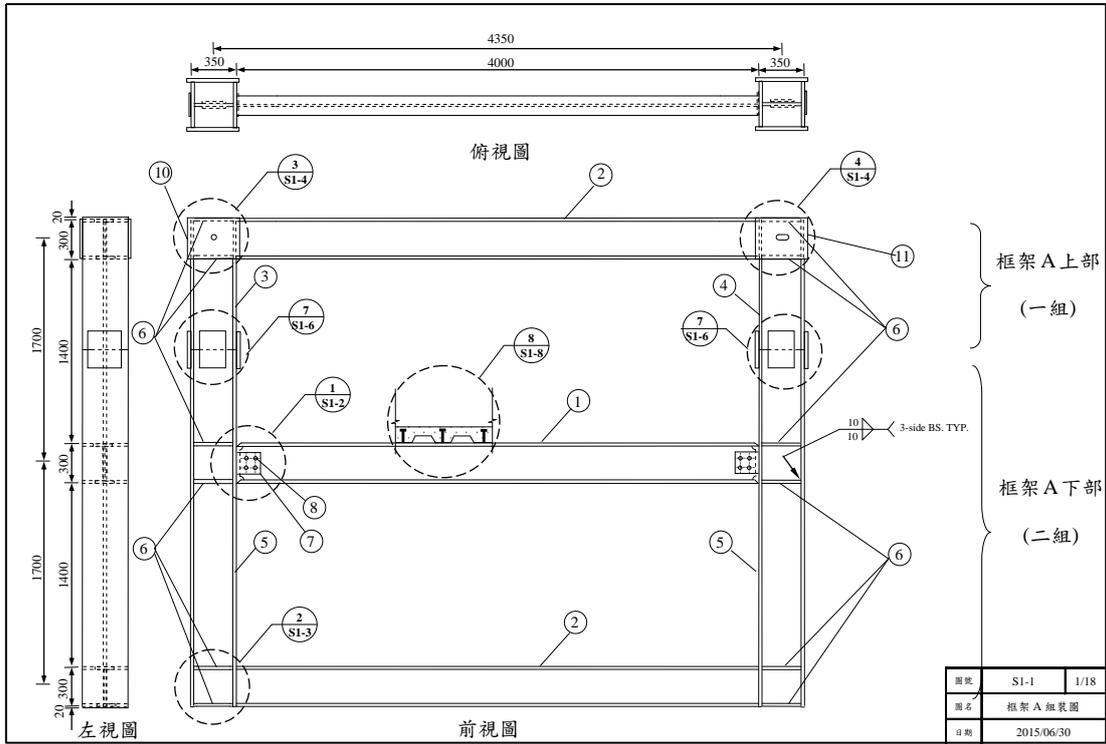
實尺寸鋼構造建築受真實火災性能研究：立即可行之建議

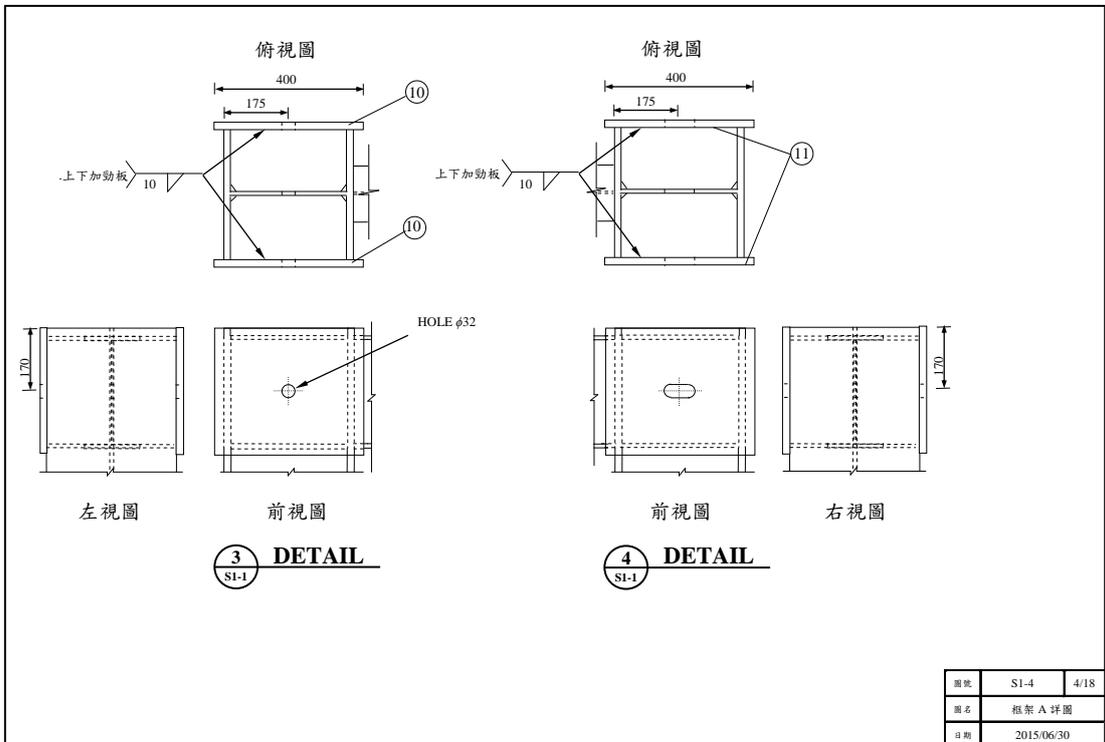
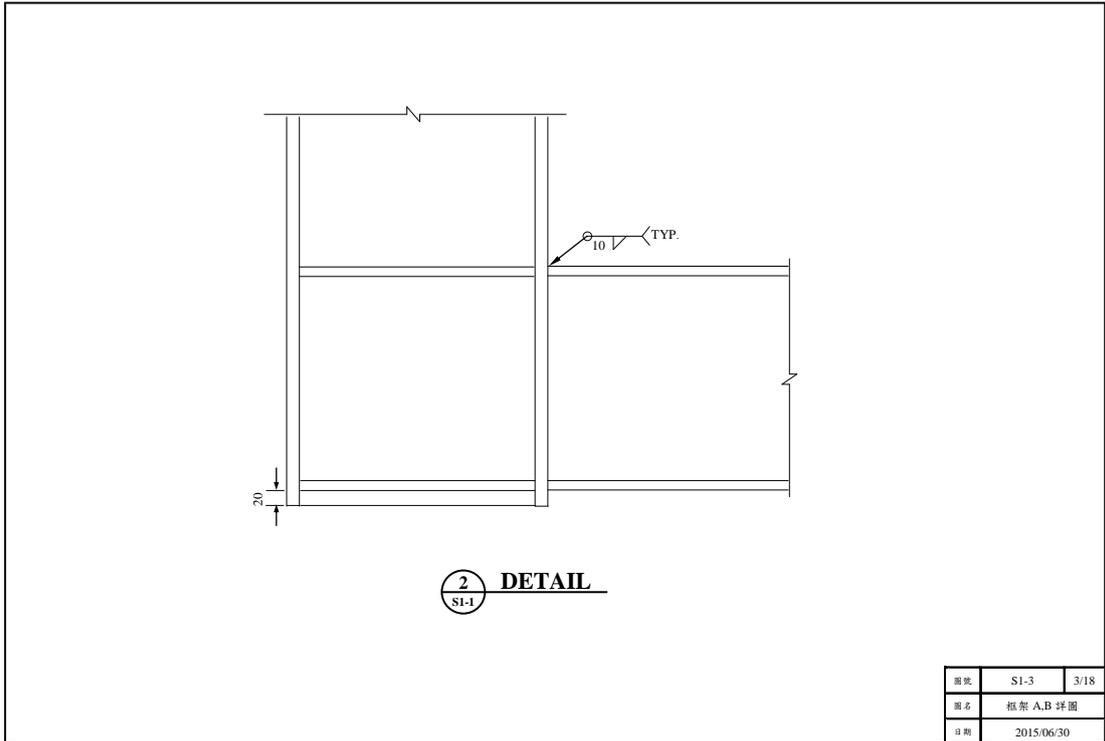
主辦機關：內政部建築研究所

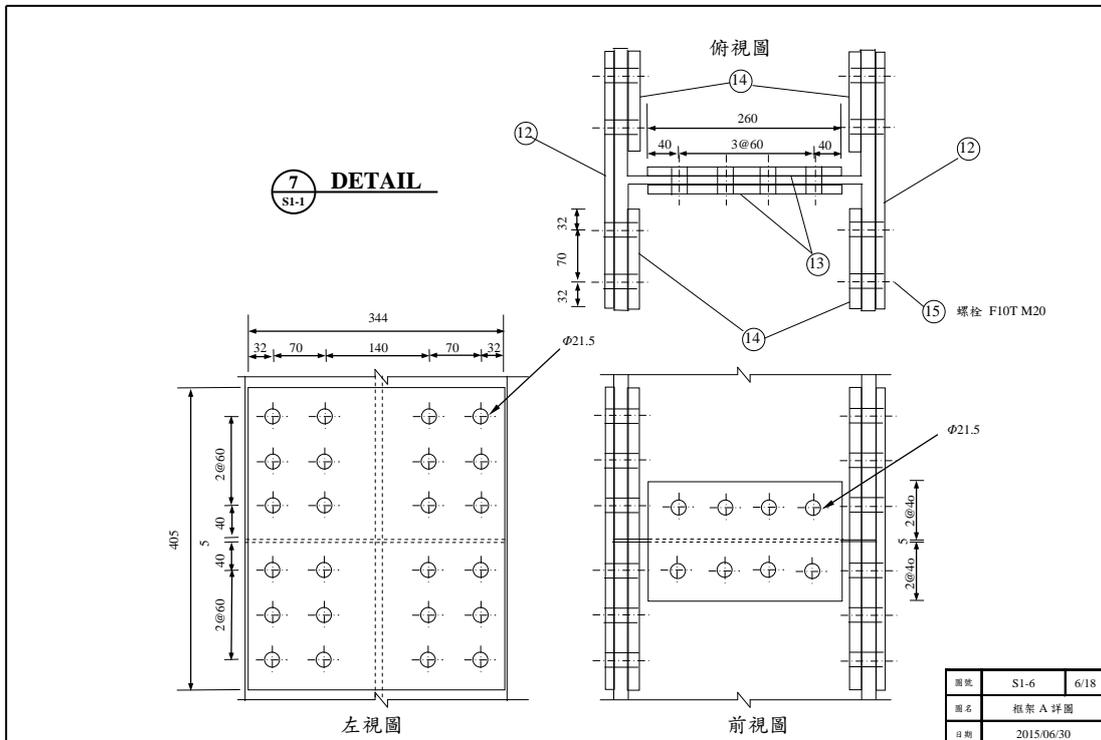
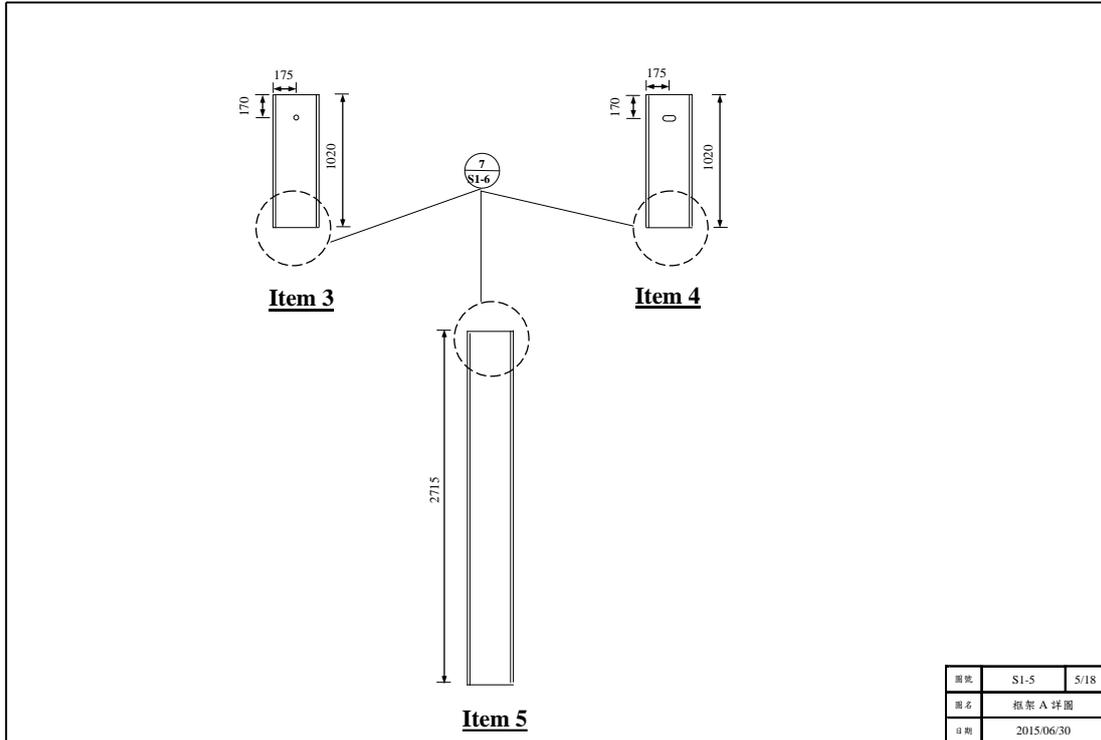
協辦機關：科技部

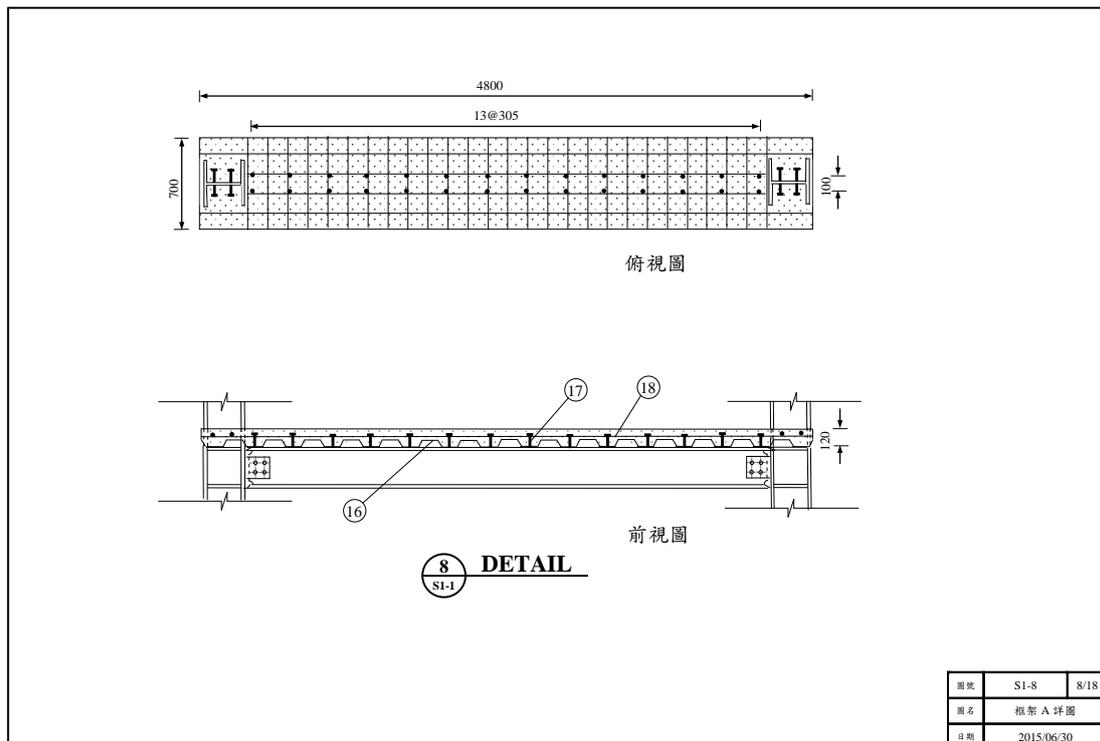
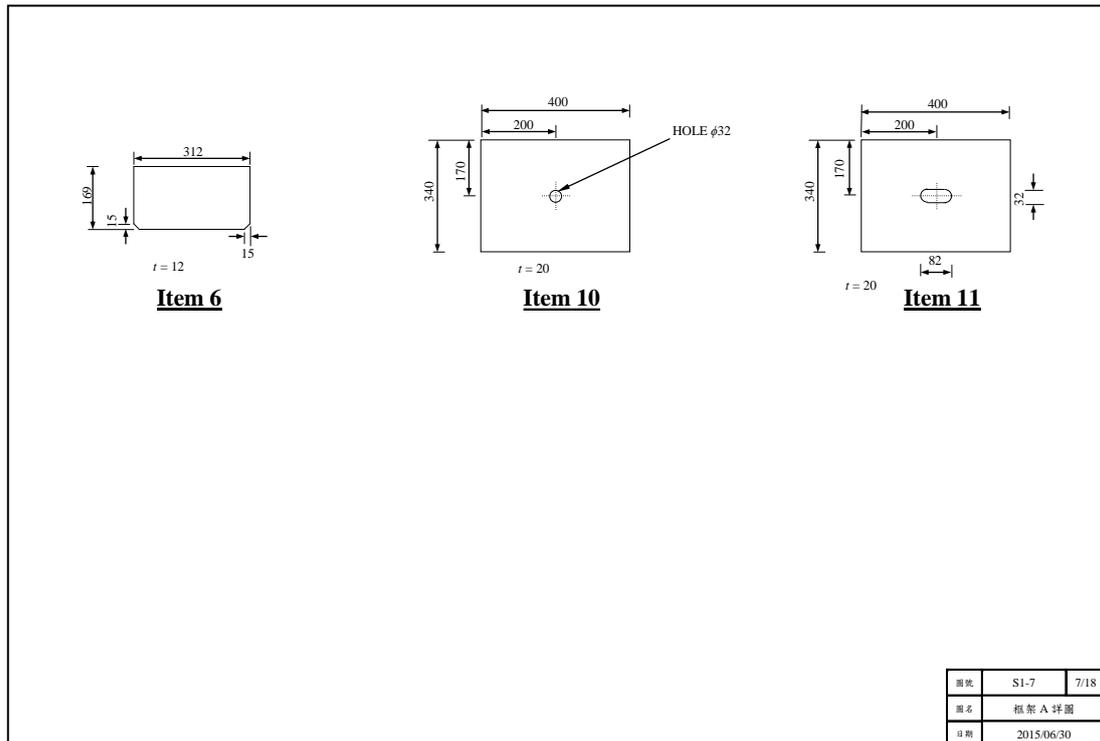
實驗室火害研究一般皆以標準升溫曲線加溫，與實際火場之升溫有所不同。因整體構架的影響，鋼構造建築的耐火性能將可能優於構件的耐火性能。故實尺寸鋼構造建築承受真實火災性能的建立有其必要性，試驗結果亦可作為分析模式的驗證。

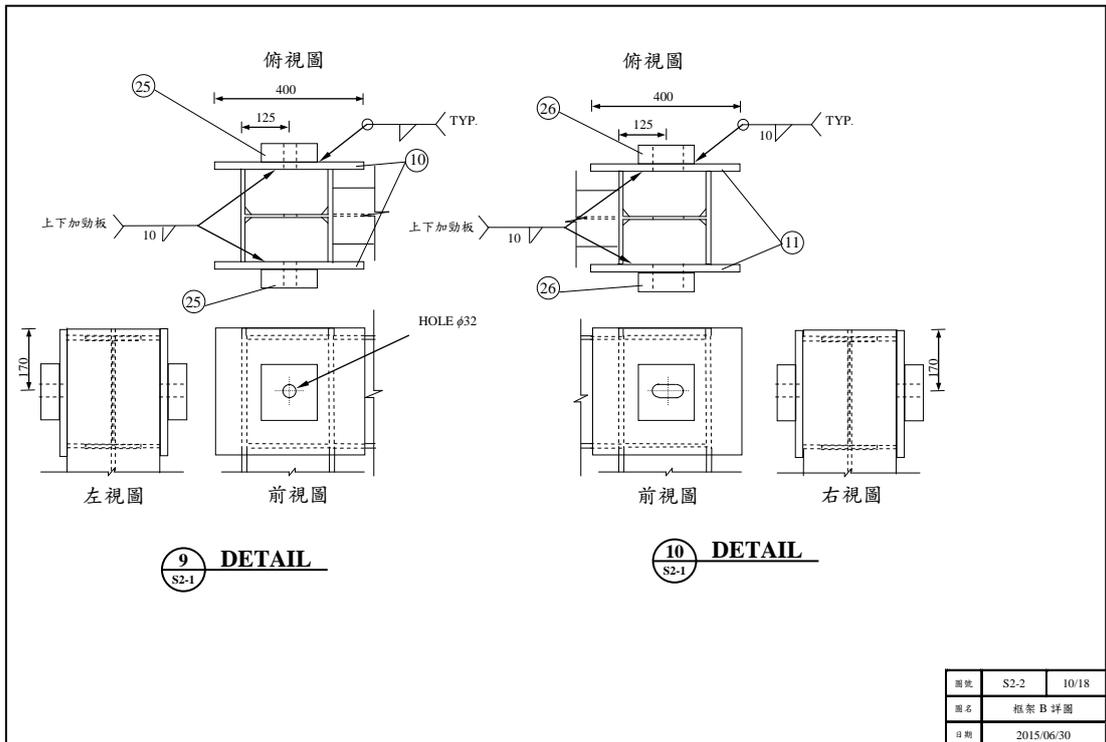
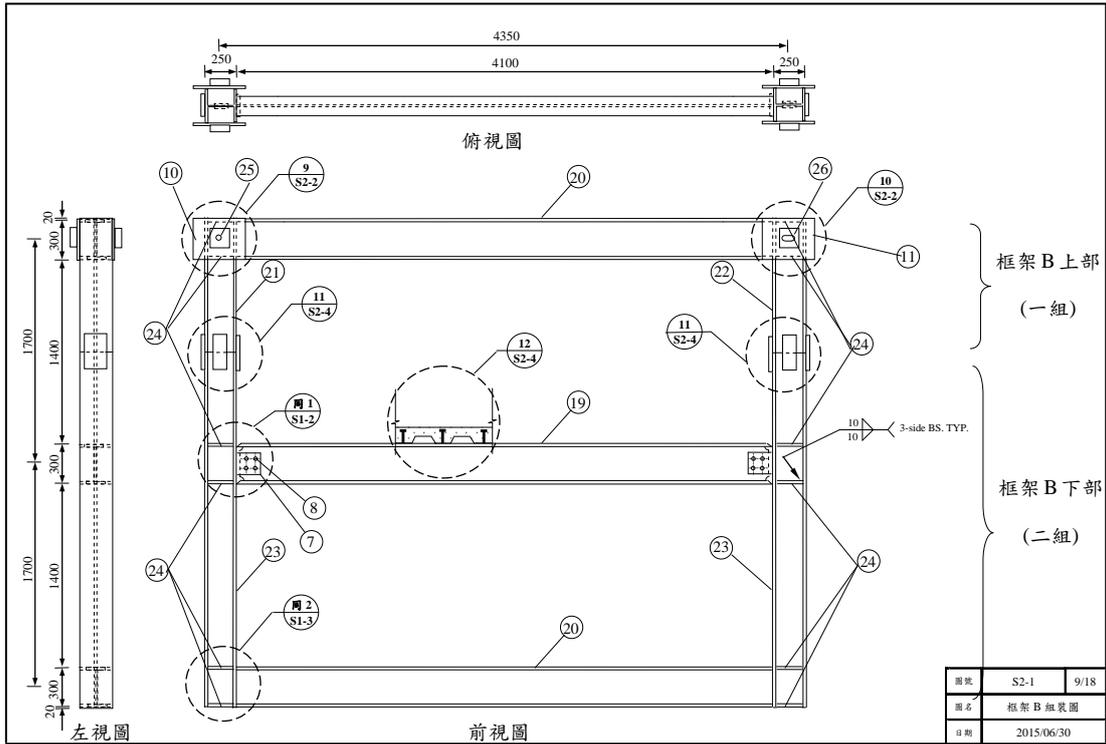
# 附錄一 試體設計圖



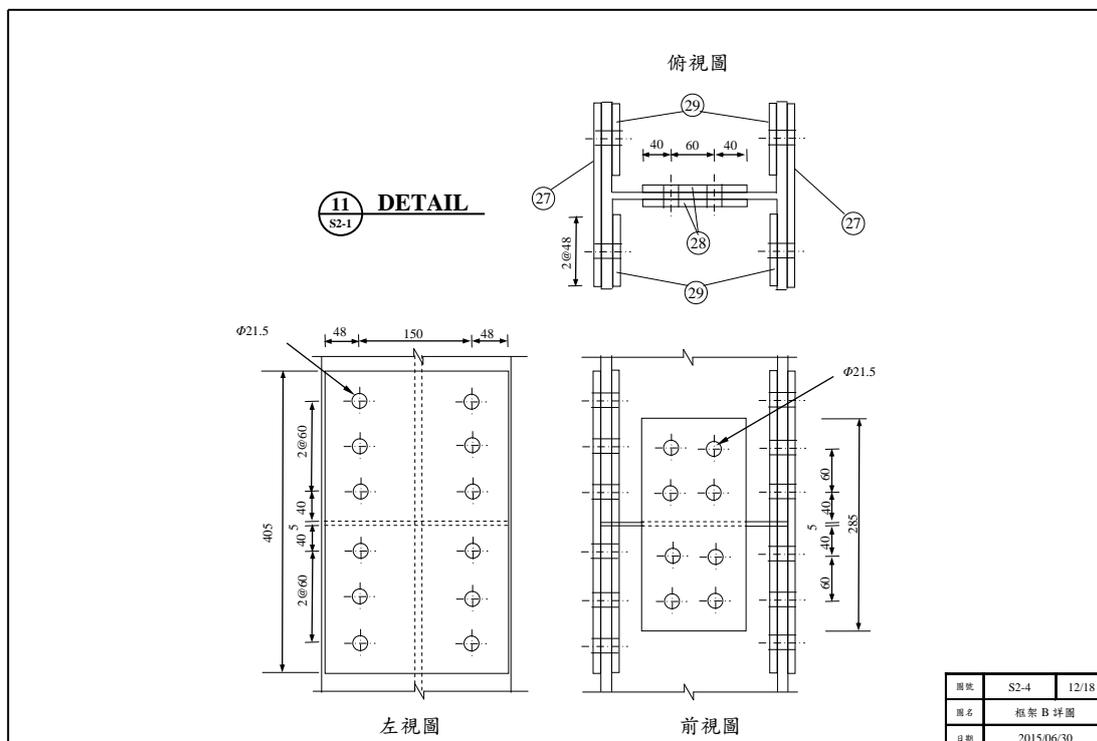
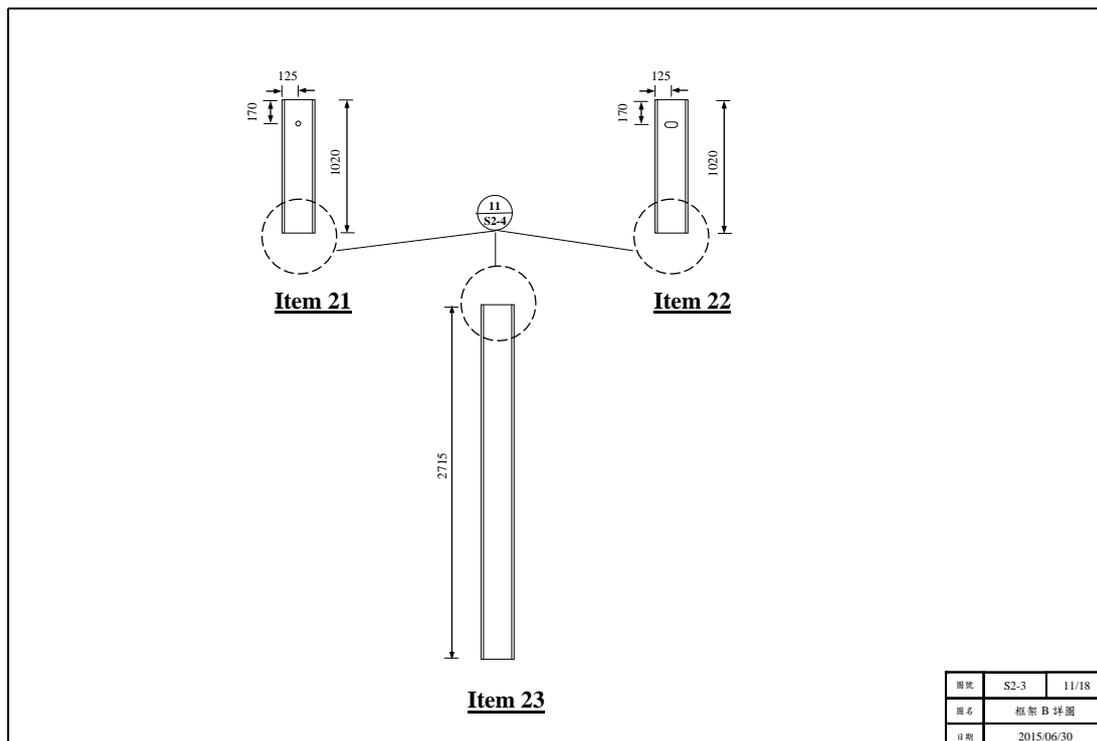


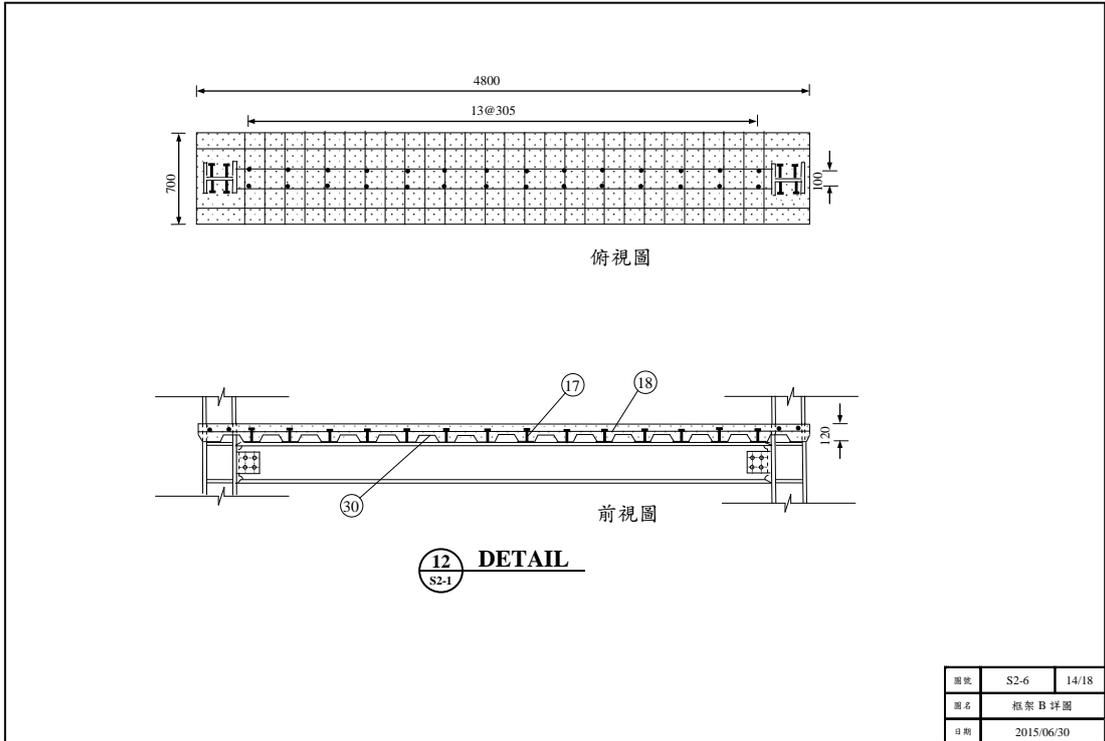
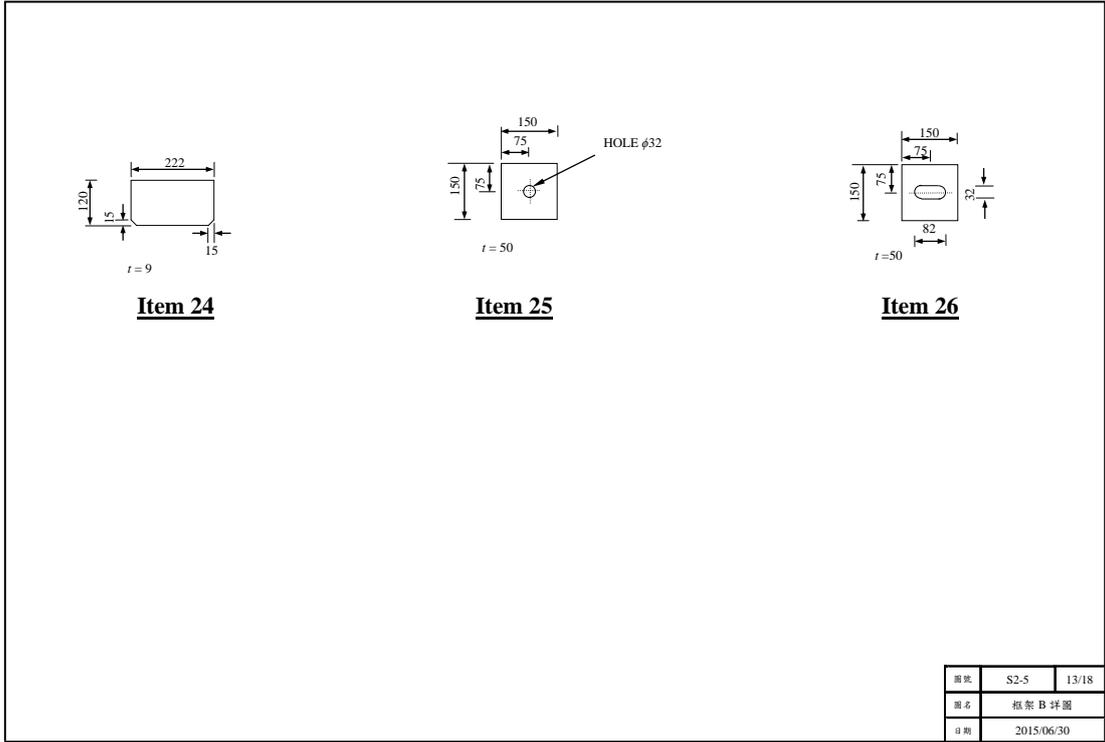




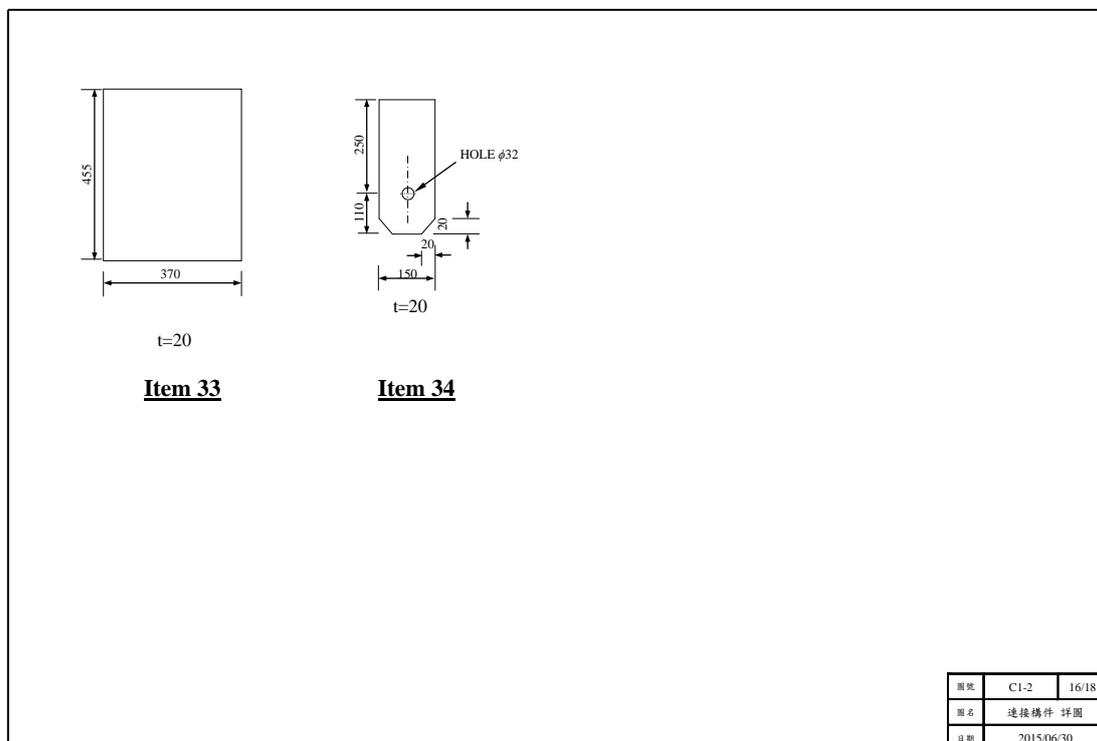
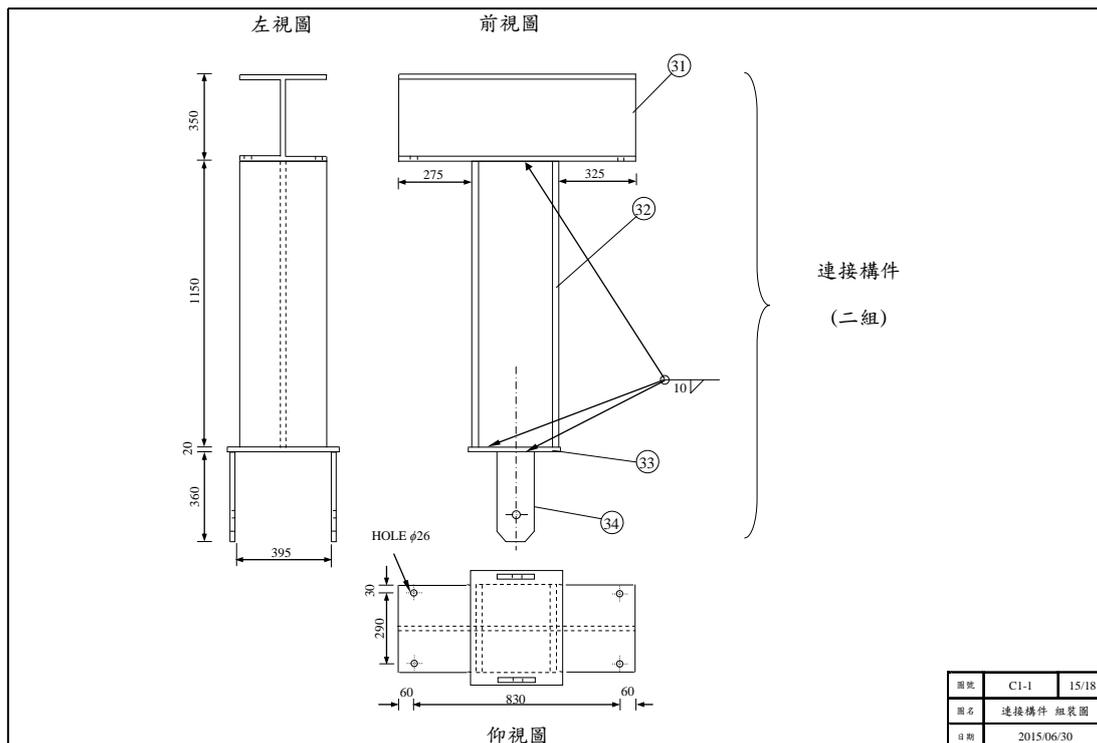


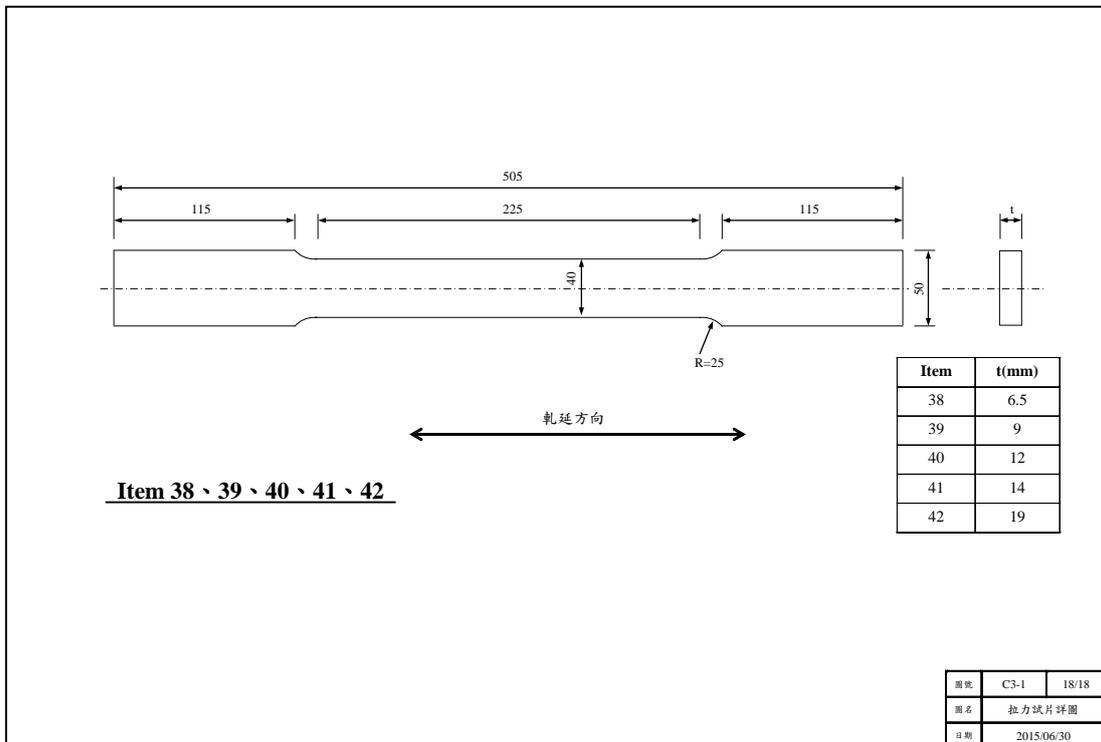
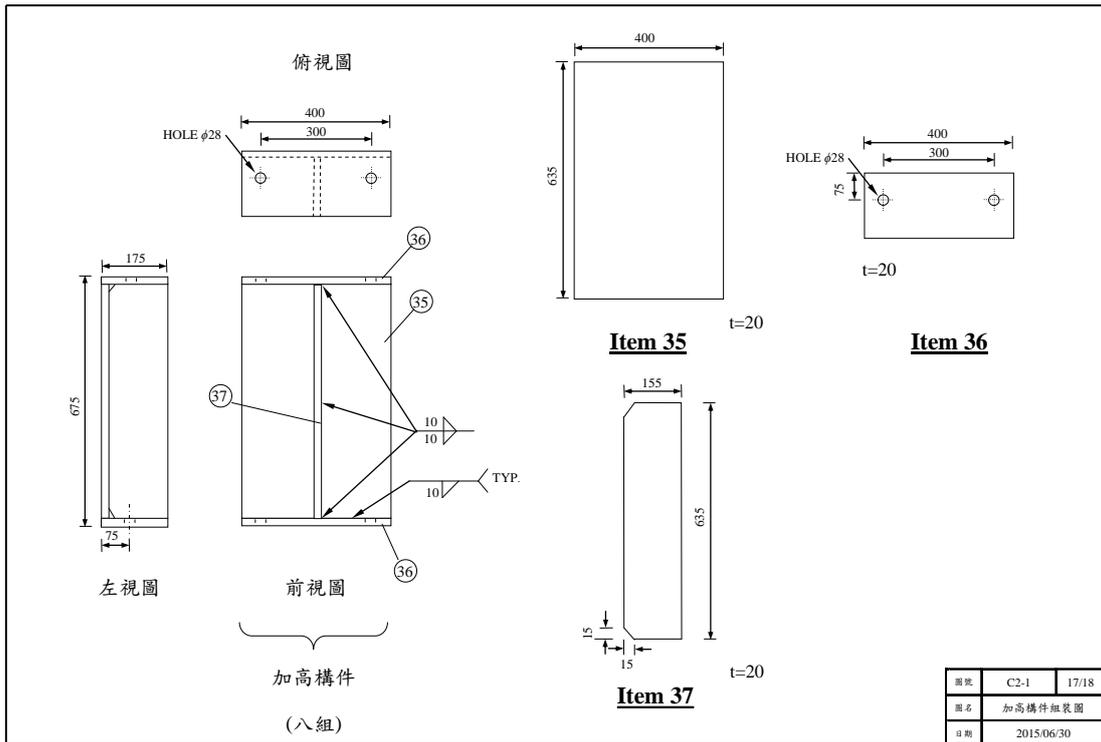
含抗彎矩接頭鋼構造梁之耐火性能研究





含抗彎矩接頭鋼構造梁之耐火性能研究







## 附錄二 實驗加載計算

受火害 H 型鋼梁，斷面尺寸(HxBxt<sub>w</sub>xt<sub>f</sub>)為 300×150×6.5×9 mm，鋼梁長度為 4 m。假設試體為簡支梁，試體鋼材實際降伏強度(F<sub>y</sub>)為 4.1 tf/cm<sup>2</sup>。試體強度參考鋼結構容許應力設計法之計算如下述。

### 1. 斷面肢材寬厚比要求

$$(a) \frac{b_f}{2t_f} = 8.33 \leq \lambda_p = \frac{17}{\sqrt{F_y}} = 8.39 \quad \text{OK}$$

$$(b) \frac{h_c}{t_w} = 43.38 \leq \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{F_y}} = 83.9 \quad \text{OK}$$

### 2. 鋼梁容許撓曲應力

鋼梁側向未支撐間距  $L_b = 400 \text{ cm}$

$$L_c = \min \left\{ \frac{20b_f}{\sqrt{F_y}}, \frac{1400}{(d/A_f)F_y} \right\} = \min \{148.16, 153.65\} = 148.16 \text{ cm}$$

$$r_T = \sqrt{\frac{(I_y/2)}{A_f + A_w/6}} = \sqrt{\frac{(508/2)}{15 \times 0.9 + 28.2 \times 0.65/6}} = 3.92 \text{ cm}$$

$$L_u = r_T \sqrt{\frac{7160C_b}{F_y}} = 3.92 \sqrt{\frac{7160}{4.1}} = 163.81 \text{ cm}$$

$$L_e = r_T \sqrt{\frac{35800C_b}{F_y}} = 3.92 \sqrt{\frac{35800}{4.1}} = 366.29 \text{ cm}$$

$$L_b > L_e$$

$$F_{bx1} = \frac{12000C_b}{(L/r_T)^2} = 1.15 \text{ tf/cm}^2 \leq 0.6F_y = 2.1 \text{ tf/cm}^2$$

$$F_{bx2} = \frac{840C_b}{L_b d/A_f} = 0.95 \text{ tf/cm}^2$$

強軸容許撓曲應力取  $\max \{ F_{bx1}, F_{bx2} \} = 1.15 \text{ tf/cm}^2$

### 3. 強軸容許撓曲強度

$$M_{ax} = F_{bx1} \times S_x = 1.15 \times 481 = 553.15 \text{ tf} \cdot \text{cm} \text{ (載重比為 0.6)}$$

由結構分析結果得知，一般梁於使用狀態下，載重比約為 0.1 至 0.2 左右，本次實驗為求保守取載重比為 0.3。

$$M_u = \frac{1}{2} \times 553.15 = 276.58 \text{ tf} \cdot \text{cm}$$

### 4. 容許載重

$$w_a = 8 \times \frac{M_a}{L^2} = 0.014 \text{ tf/cm}^2$$

$$P_a = w_a \times 400 = 5.6 \text{ tf}$$

$$P = P_a - (2.4 \times 0.7 \times 0.12 + 0.0367) \times 4 = 4.65 \text{ tf}$$

故總共需施加 4.65 tf 之載重塊

實際試驗共放置 6 組載重塊，總重量為 4.77 tf。(載重比約為 0.31)

## 附錄三 審查意見與答覆

### 壹、期初審查意見與答覆

會議日期：104 年 1 月 23 日，下午 2 時 00 分

地點：內政部建築研究所會議室

新北市新店區北新路三段 200 號 15 樓

審查委員意見	答覆
1. 本研究工作時程略長，是否是合約規定。	1. 各工作項目執行時程依合約規定期限規劃。
2. 服務建議書第 7 頁，在實驗加溫時，撓曲構件之性能基準指標公式與實驗結果之關係為何，請說明。	2. 實驗時依 CNS 標準升溫曲線加溫，於試體達性能基準時，即停止加溫，此時代表試體之承重能力失效。
3. 服務建議書第 8 頁圖 6，模擬樓版與爐頂版是否分離，如何避免爐頂版影響鋼梁變形，請說明。	3. 試體之樓版與爐頂版為分離的，預計鋼梁的變形往下，爐頂版並不會影響鋼梁的變形。
4. 樓版與鋼梁間因剪力釘產生交互之影響，軸力會傳至混凝土樓版，是否會影響實驗結果。	4. 試體模擬實際建築物情況，樓版與鋼梁間將施作剪力釘，實驗結果將反應實際行為。
5. 端板接合使用螺栓或銲接之方式，是否對實驗結果有影響，請說明。	5. 試體之鋼梁與鋼柱接合將採國內常用抗彎矩接頭，不採用端板，實驗結果將探討抗彎矩接頭之火害行為。
6. 本研究實驗試體是否施作防火被覆，若有的話是採用幾小時防火時效。	6. 考慮實驗時間與花費，試體不施作防火被覆。

<p>7. 試體採用的鋼材強度為何，是否會影響試驗成果，請說明。</p>	<p>7. 試體採用鋼板將為一般實務常用強度。</p>
<p>8. 建築結構行為有多種，如地下室或是地面層，其對受熱反應不同，本計畫是否針對不同行為作分析。</p>	<p>8. 建築結構各位置對受熱反應不同，本研究建立之分析模式將可應用於各位置之分析。</p>
<p>9. 本研究在各種機具設備不全情況下，是否有因應其他潛在因素影響，導致安全係數變異的設計。</p>	<p>9. 本研究實驗與分析將採實際材料強度與規範載重，將無安全係數變異之影響。</p>
<p>10. 服務建議書第 17 頁之預期效益，期望研究成果能補充現行“建築物構造防火性能驗證技術手冊”內容，惟目前構造防火性能設計在業界並不多，請補充說明如何讓本研究成果能廣為應用。</p>	<p>10. 研究成果期望能補充束制鋼梁防火性能設計之參考，惟目前國內仍以法規條例式設計防火需求。研究成果期可提升國內於此研究之實驗與分析技術。</p>
<p>11. 本研究之實驗或有限元素分析，能否反應火場現況(如近期桃園保齡球館之閃燃或爆燃事件)，請說明。</p>	<p>11. 礙於火場情況複雜無法逐一探討，故實驗與分析研究將以標準升溫曲線加溫。</p>

## 貳、期中審查意見與答覆

會議日期：104 年 07 月 15 日（三），上午 9 時 30 分

地點：內政部建築研究所簡報室

新北市新店區北新路三段 200 號 13 樓

委員	審查委員意見	答覆
邱顧問昌平	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本計畫之重點在於探討鋼梁與 RC 版複合梁兩端有抗彎矩接頭時，於耐火試驗下之行為，並以有限元素分析 (ABAQUS 分析軟體) 做一些比對分析，初步之成果尚好，惟工作量十分繁重。</li> <li>2. RC 樓版之存在相當程度會降低“抗彎矩接頭”之重要性，請補充說明。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 銘謝指教。</li> <li>2. 本研究使用樓版是考量真正鋼構造少有純鋼梁結構，而樓版會影響鋼梁之強度及剛度。</li> </ol>
方教授一匡	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 請就本研究有關鋼梁有束制的試驗結果與一般簡支梁常見耐火特性比較，說明現行防火時效之合理性。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 束制鋼梁與簡支梁的耐火特性資料，在部分文獻中有提及，將於期末報告補充試驗結果之比較並探討現行規範防火時效之合理性。</li> </ol>
彭組長朋畿	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 火害試驗與試驗條件有關，建議考慮溫度量測之佈放，以符合實務需求。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 將於報告中增加溫度測點之位置。</li> </ol>
林研究員克強	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本研究有限元素分析中是否考慮柱構件包覆防火被覆之效應，以符合試驗條件。</li> <li>2. 試驗時受火害部分之構件懸空，對於柱構件之軸力如何施加，請補充說明。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 柱在實驗上是用防火棉包覆，分析上則假設無受熱情況。若實驗結果經由防火棉傳入之熱量不可忽略，將再行修正分析模型。</li> <li>2. 鋼柱受火害之影響大，因本研究不考慮柱受火害之情況，故柱構件無施加軸力。</li> </ol>
林技師增吉	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 報告是試體試驗，建議於結論增加在工程實務上可供應用之具體結論與建議。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 將於期末報告增加於工程實務上之具體結論與建議。</li> </ol>

夏技師	<ol style="list-style-type: none"><li>1. 本研究試體懸吊樞接構件的剪力強度，請考量加熱時熱傳導，加強檢核安全性。</li><li>2. 鋼承板與鋼梁間の間隙，會影響梁上翼板加強條件，請於有限元素分析時加以考量。</li><li>3. 報告書附錄二加載比計算，建議採用剛性接合模式。</li><li>4. 彎矩接頭建議加入考量切割型接合型式，以符國內使用現況。</li></ol>	<ol style="list-style-type: none"><li>1. 銘謝指教。</li><li>2. 將於分析時考量鋼承板與鋼梁間之間隙。</li><li>3. 具彎矩接頭鋼梁之設計主要因應建築物承受地震力之需求，故垂直力之加載以簡支梁計算。</li><li>4. 本研究彎矩接頭梁翼不切削。切削型式彎矩接頭之耐火性能，有待後續研究。</li></ol>
-----	---	--

### 參、期末審查意見與答覆

會議日期：104 年 10 月 30 日（五），下午 2 時 30 分

地點：內政部建築研究所簡報室

新北市新店區北新路 3 段 200 號 13 樓

委員	審查委員意見	答覆
邱顧問昌平	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 在雙層加載鋼構架上進行一層鋼梁(含 RC 版)之火害試驗，斷面尺寸較大之 C2 試體之耐火時間確較 C1 長一些，而伸長量與變形量等皆較小，合乎常理。</li> <li>2. 以 ABAQUS 軟體之分析結果與實驗結果比對，皆屬合宜。</li> <li>3. 鋼構造之 RC 版一般是 RC 做在 steel deck(有方向性)上，deck 直鋪或橫鋪甚或與 Z 向之鋼梁連結等，都會影響 C1 或 C2 抗彎矩接頭之強度與勁度，影響耐火性能之因素。</li> <li>4. 報告書第 59 頁產「升」高軸力，文字請修正為「生」。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 銘謝指教。</li> <li>2. 銘謝指教。</li> <li>3. 鋼承版方向性對耐火性能之影響，有待後續研究。</li> <li>4. 已於報告中修正。</li> </ol>
方教授一匡	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 在結論第 1 點提到火害中因彎矩再分配可增加梁的防火時效，建請補充相關數據，比較有無彎矩再分配，造成防火時效之差異。</li> <li>2. 請以量化方式，補充說明本期研究所發現梁柱接頭束制對鋼梁耐火性能之影響。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 已於報告中修正補充。以有限元素分析簡支梁(無彎矩再分配)之耐火時間確實較束制梁短。</li> <li>2. 實驗因溫度與位移量測點有限，輔以數值分析，以呈現量化結果。</li> </ol>
陳教授生金	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 火災頻繁，且鋼結構易受火害損壞，火害研究有其重要性。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 銘謝指教。</li> <li>2. 銘謝指教。</li> <li>3. 試體採一跨兩層子結構，並於</li> </ol>

	<ol style="list-style-type: none"> <li>2. 本研究試體設計採 A572 美規，然國內建築大多用 SM 或 SN 材料，建議往後採用符合國內規範之鋼材料。</li> <li>3. 報告書圖 3-3 試體配置一支底梁，一般以基礎設計，不知有特殊之考量。</li> </ol>	<p>中間層受火害，如圖 3-1 所示。</p>
林教授宜清	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 報告書圖 4-4 試體 C1 梁軸向伸長量出現突降現象，請說明其合理性與可能原因。</li> <li>2. 數值模擬分析之破壞行為是否與試驗所得梁端點之破壞行為一致，請補充說明。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 試體 C1 受火梁軸向變形在冷卻時，有一段收縮變形不明顯情況。應為異常，故不討論此段之變化。</li> <li>2. 已於報告中補充數值模擬分析之破壞行為，與實驗結果大致吻合。</li> </ol>
林研究員克強	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 火害後梁構件的縮短是否與梁端與梁中央塑鉸機制的發生有關。</li> <li>2. 報告中應分別敘述實驗與有限元素分析模型的熱源來源。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 火害後梁構件的軸向收縮主要為試體冷卻造成，塑鉸崩塌機制造成之影響較不可能。</li> <li>2. 數值分析之熱源已考慮熱輻射和熱對流影響，並與 ISO 升溫曲線及實驗加溫爐進行比較，以符合實際實驗狀況。</li> </ol>
張建築師士華	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本研究試體接頭螺栓受熱會伸長，其束制條件如何改變，請加以說明。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 螺栓鎖緊時已有預力，當溫度上升後，螺栓受熱伸長預力將降低，但無法由實驗中量測預力減少量。然而於實驗結束後能輕易拆除螺栓，可知殘留預力不多。</li> </ol>
夏技師沛禹	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 由本研究顯示數值分析對於束制型接合構件具有良好的評估結果。建議後續能針對國內多數採用的切削型韌性接合進行研究。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 銘謝指教。</li> </ol>

### 肆、第一次專家學者諮詢座談會

會議日期：104 年 06 月 18 日，上午 10 時 00 分

地點：內政部建築研究所 防火實驗中心

臺南市歸仁區六甲里中正南路一段 2502 號

委員	專家學者意見	答覆
楊教授國珍	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本研究構架較大，試驗過程安全問題及細節宜再注意。</li> <li>2. 火爐中無法量測變形量，如何達到預期試驗的目的，需研擬清楚。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 遵照辦理。</li> <li>2. 將以位移計接續陶瓷棒至爐內量測試體變形量，並利用有限元素分析軟體模擬變形。</li> </ol>
鍾教授興陽	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 實驗設計創新，可研究束制梁的火害行為，研究團隊規劃完善。</li> <li>2. 注意實驗中鋼梁扭轉問題，可增加側撐以穩定鋼梁。</li> <li>3. 需注意鋼架在受熱膨脹時所受之軸壓力是否會造成弱軸挫屈。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 銘謝指教。</li> <li>2. 銘謝指教。將檢討樞接構件的設計，以防止鋼梁扭轉。</li> <li>3. 因鋼梁為含混凝土樓版之合成梁，應不會產生弱軸挫屈。</li> </ol>
方教授一匡	<ol style="list-style-type: none"> <li>2. 本研究目前所蒐集到之國外相關試驗資料很有參考價值，文獻回顧工作完整。</li> <li>3. 樞接構件與設備梁的支撐細節宜再加詳細考慮其傳力細節，並作相關硬體加強工作。</li> <li>4. 受束制之試驗梁兩端之束制作用來自梁柱銜接點的設計；相關設計宜再加詳細考慮其束制效果。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>2. 銘謝指教。</li> <li>3. 將再詳細計算樞接構件與設備梁之承载力，並妥善設計支撐細節。</li> <li>4. 梁柱接頭為彎矩接頭形式。柱對梁的束制效果將量化設計。</li> </ol>

<p>賴教授啟銘</p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 實驗規劃完善，務實可行。</li> <li>2. 由於實驗設施之空間限制，實驗目前可以作為數值模擬之用，而參數探討則以模擬為主。</li> <li>3. 上方樞接構件與設備梁之間宜作安全防護支撐。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 銘謝指教。</li> <li>2. 遵照辦理。</li> <li>3. 樞接構件與設備梁間之安全性將再詳細考慮。</li> </ol>
<p>蔡主任銘儒</p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 有限元素分析與實驗比較所須項目建議參考ISO 16730 或 ASTM E1355 進行必要之驗證與確認。</li> <li>2. 束制條件請就實際構架火害可能情境分析及說明。</li> <li>3. 有限元素分析輸入之材料性質建議可於實驗室測試的請以實際測試值作輸入值。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 遵照辦理。</li> <li>2. 遵照辦理，束制條件將量化設計。</li> <li>3. 遵照辦理。</li> </ol>

### 伍、第二次專家學者諮詢座談會

會議日期：104 年 12 月 08 日，下午 03 時 00 分

地點：內政部建築研究所

臺南市歸仁區六甲里中正南路一段 2502 號

委員	專家學者意見	答覆
朱教授世禹	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 請補充說明子結構試體與原整體結構之關係，並於實驗規劃中描述非受火梁柱部分之邊界條件。</li> <li>2. 數值模擬中對於上述非受火梁柱之邊界條件請補充說明。</li> <li>3. 數值模擬中對受火梁中點之撓曲變形趨勢有較佳之預估成果，而對於軸向伸長量之預測結果較不易掌握，請提供建議評估依據，以供後續研究參考。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 圖 3-1 為子結構試體與原整體結構之關係，束制梁柱於實驗中之架設如圖 3-6 所示。</li> <li>2. 有限元素分析模型的邊界條件模擬試體之支承情形，鋼構框架之左柱頂端設為鉸支承，而右柱則設為滾支承。</li> <li>3. 軸向伸長量之預測結果不易掌握，應為實驗中受火梁局部挫屈與整體側向扭轉挫屈之影響所造成。</li> </ol>
鍾教授興陽	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 報告 60 頁中，有關熱傳分析部份可再寫的詳細一些，有限元素分析時，爐溫如何熱傳入鋼梁中的過程可再多敘述一些。</li> <li>2. C1 試體模擬受火梁撓度與軸向變形都準確，C2 試體的數值模擬撓度也不錯，但軸向變形可再精進。兩試體之模擬在軸向位移到達 peak 值後的變形曲線與實驗值有些差異，可能與實驗時試體發生 LTB，但數值模擬試體採對稱分析有關。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 已於報告中補充熱傳分析之傳熱過程。</li> <li>2. 銘謝指教。</li> </ol>

<p>方教授一匡</p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 請在文中補充說明如何證明梁端的受力或變形已達塑鉸行為。</li> <li>2. 請在文中補充高溫後螺栓孔的橢圓變形是水平、垂直或是其他走向。</li> <li>3. 結論第 5 點，請在文字上稍加修飾，清楚表達試驗之觀察。</li> <li>4. 結論第 6 點，本研究所建立之有限元素分析模型，建議請補充說明本分析之主要效益。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 已於報告中修正，避免用「塑鉸」。</li> <li>2. 已於報告中補充，高溫後螺栓孔呈斜向橢圓變形。</li> <li>3. 已於報告中修正。</li> <li>4. 已於報告中補充本分析之主要效益。</li> </ol>
<p>賴教授啟銘</p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 成果符合預期，成效優良。</li> <li>2. 在局限的實驗艙體內已盡力架構出建築結構型式，誠屬難得且數據寶貴。</li> <li>3. 可圖示 FEM 所選用之元素。</li> <li>4. FEM 分析流程圖可強調說明耦合分析之過程。</li> <li>5. 可多說明 FEM 模型與實驗試體之差異，以補足模擬與實驗結果之差異。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 銘謝指教。</li> <li>2. 銘謝指教。</li> <li>3. 已於報告中補充 FEM 所選用之元素。</li> <li>4. 已於報告中補充說明耦合分析之過程。</li> <li>5. 已於報告中補充 FEM 模型與實驗試體之差異。</li> </ol>

## 參考書目

- ABAQUS (2000). "ABAQUS/Explicit User's Manual." Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Version 6.1.
- ASTM E119 (2000). "Standard test methods for fire tests of building construction and materials." American Society for Testing and Materials.
- Eurocode 4 (2005). "Design of composite steel and concrete structures, Part 1.2, General rules-structural fire design." Eurocode 4 DD ENV 1994-1-2 : 2005, British Standards Institution, London.
- ISO. (1999). "Fire resistance tests-elements of building construction, Part 1, General requirements." International Standard ISO 834, Geneva.
- Liu, T.C.H., Fahad M.K., Davies J.M. (2002). "Experimental investigation of behavior of axially restrained steel beams in fire," *Journal of Constructional Steel Research*, 58, 1211-1230.
- Wang, Y. C. (2002). "Steel and composite structures: Behaviour and design for fire safety." *Spon Press*.
- 內政部營建署(2010)，「鋼結構容許應力設計法規範及解說」。
- 內政部營建署(2012)，「最新建築技術規則」，詹氏書局。
- 中華民國國家標準 CNS 12514-1 (2014)，「建築物構造構件耐火試驗法—第 1 部：一般要求事項」，經濟部標準檢驗局。
- 中華民國國家標準 CNS 12514-6 (2014)，「建築物構造構件耐火試驗法—第 6 部：梁特定要求」，經濟部標準檢驗局。
- 莊有清(2004)，「鋼材在高溫環境下之行為探討」，國立成功大學土木工程學系碩士論文，邱耀正指導。
- 郭士雄(2006)，「約束鋼梁在升溫段和降溫段的反應及梁柱節點的破壞研究」，同濟大學土木工程學院博士論文，李國強指導。
- 王銀志(2006)，「考慮結構整體性的組合梁抗火性能研究」，同濟大學土木工程學院博士論文，李國強指導。

含抗彎矩接頭鋼構造梁之耐火性能研究

范明瑞，董毓利，賈寶榮，李曉東(2006)，「單層鋼框架火災行為的試驗研究」，青島理工大學學報，第 27 卷，第 3 期。

李曉東，董毓利，高立堂，王衛永，靳樂(2007)，「鋼框架邊節點抗火性能的試驗研究」，實驗力學，第 22 卷，第 1 期。

董毓利(2008)，「兩種組合鋼框架火災變形性能的試驗研究」，工程力學，第 25 卷，第 2 期。

董毓利(2009)，「兩層兩跨組合鋼框架抗火性能的試驗研究」，建築鋼結構進展，第 11 卷，第 3 期。

趙文成、陳誠直、區錦輝、葉顯嘉(2009)，「鋼梁構造以不同性能基準判定耐火性能之研究」，內政部建築研究所委託研究報告。

呂俊利，董毓利，楊志年(2012)，「受火條件下整體結構中組合梁破壞形態研究」，瀋陽建築大學學報，第 26 卷，第 5 期。

**含抗彎矩接頭鋼構造梁之耐火性能研究**

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：陳誠直、林政億、蔡旻諺、王淼

出版年月：104 年 12 月

版次：第 1 版

ISBN：978-986-04-6805-2