## 內政部建築研究所自行研究報告

## 中華民國 107 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)

研究主持人: 李其忠副研究員研究期程: 中華民國107年2月至107年12月

## 內政部建築研究所自行研究報告

### 中華民國 107 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)

# ARCHITECTURE AND BUILDING RESEARCH INSTITUTE MINISTRY OF THE INTERIOR RESEARCH PROJECT REPORT

# Influence of Shear Studs on the Fire Resistance of Steel-Deck Concrete Floor

BY

Lee, Chi-Chung

December, 2018

# 目次

表次	. Ш
圖次	• V
摘要	IX
第一章 緒論	1
第一節 研究計劃背景與目的	1
第二節 研究範圍	2
第三節 研究方法及進行步驟	3
第二章 文獻回顧	5
第一節前期研究成果	5
第二節混凝土與鋼筋受火害之力學性質	.11
第三節混凝土與鋼筋高溫作用後行為	1 5
第四節樓版火害研究	2 2
第五節實尺寸構造屋火害研究	25
第六節火害鋼筋混凝土結構補強研究	30
第七節建築物修復補強	3 2
第八節混凝土鋼承板剪力釘火害研究	33
第九節剪力釘承載力	34
第三章實驗計劃	43
第一節試驗規書	. 4 3
第二節試體製作	. 4 5
第三節試驗方法	. 5 6
第四章實驗結果	. 61
第一節火害實驗	61
第二節與前期火室樓版試驗結果討論	
第四章結論與建議	. 83
第一節結論	
第二節建議	
₩錄一 塞杏會議紀錄	
附卷二 大研究试验的計資料	
○ (1) 3 → (1) 2 → (1) 2 → (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1)	<i>9</i> 5 95
多~勹 目 4 **********************************	• • • • •

# 表次

表 2.1	英國 Cardington 七次火害實驗基本資料27
表 2.2	英國 Cardington 七次火害實驗範圍 27
表 3.1	修復混凝土配比表(f <sub>c</sub> '=210kgf/cm <sup>2</sup> ) 46
表 3.2	修復混凝土抗壓強度46
表 4.1	火害實驗觀察紀錄表61

圖次

圖1.1	小梁剪力釘斷裂照片(1)	2
圖1.2	小梁剪力釘斷裂照片(2)	2
圖2.1	ACI 216高溫中矽酸鹽骨材混凝土抗壓強度遞減之關係	11
圖2.2	ACI 216高溫中混凝土彈性模數遞減之關係	11
圖2.3	Eurocode2高溫中混凝土抗壓強度折減遞減之關係	12
圖2.4	Eurocode2高溫中矽酸鹽骨材混凝應力應變曲線之關係	13
圖2.5	ACI 216高溫中鋼筋抗拉強度遞減之關係	13
圖2.6	Eurocode2高溫中鋼筋降伏強度遞減之關係	14
圖2.7	不同骨材之混凝土抗壓強度折減與溫度的關係	15
圖2.8	受高温及冷卻後混凝土抗壓強度隨時間回復之情形	16
圖2.9	#4鋼筋受高溫後鋼筋降伏強度折減情形	20
圖2.10	英國Cardington鋼構大樓之七次火害實驗範圍示意圖	26
圖2.11	英國Cardington第七次火害實驗照片	26
圖2.12	美國加州大學聖地亞哥分校(UCSD) 鋼筋混凝土實驗屋	27
圖2.13	3層樓鋼結構實驗屋	28
圖2.14	門形鋼構架真實火災實驗(1)	29
圖2.15	門形鋼構架真實火災實驗(2)	29
圖3.1	火害修復位置	43
圖 3.2	火害實驗區之混凝土鋼承板	44
圖3.3	試體立面圖	45
圖 3.4	修復混凝土鋼承板試體之剪力釘及鋼承板	46
圖 3.5	試體熱電偶線配置示意圖	47
圖3.6	單純樓版熱電偶線配置圖	<b>48</b>
圖3.7	小梁上方樓版熱電偶線配置圖	<b>48</b>
圖3.8	外大梁上方樓版熱電偶線配置圖	<b>48</b>
圖3.9	內大梁上方樓版熱電偶線配置圖	49

圖 3.10	火害實驗區之混凝土鋼承板拆除	50
圖 3.11	混凝土鋼承板重新鋪設	51
圖 3.12	修復樓版之熱電偶線埋設照片	51
圖 3.13	修復樓版以高壓噴水清潔	52
圖 3.14	修復前鋪置混凝土黏性塗層	52
圖 3.15	樓版修復完成	53
圖 3.16	鋼承板下熱電偶樹配置圖	54
圖3.17	小梁下熱電偶樹配置圖	54
圖 3.18	火害實驗之隔間平面圖	55
圖 3.19	火害實驗之隔間工程施作	56
圖 3.20	火害實驗加載用水桶	57
圖 3.21	木燃料堆構造圖	58
圖 3.22	火害實驗區木燃料堆配置示意圖	58
圖 3.23	火害實驗區木燃料堆與熱電偶樹照片	59
圖3.24	樓版之位移計配置圖	59
圖 3.25	本次火害實驗區範圍	60
圖4.1	火害實驗前照片	62
圖4.2	火害實驗照片(1)	62
圖4.3	火害實驗照片(2)	63
圖4.4	火害實驗照片(3)	63
圖4.5	火害實驗照片(4)	64
圖4.6	火害實驗後照片(1)	64
圖4.7	火害實驗後照片(2)	65
圖4.8	火害實驗空間各熱電偶樹平均溫度時間曲線圖	66
圖4.9	火害實驗空間平均溫度比較圖	66
圖4.10	火害實驗空間平均溫度與CNS12514-1及EN 1991-1-2比較圖	67
圖4.11	單純樓版C31溫度時間曲線圖	68
圖4.12	單純樓版C33溫度時間曲線圖	69

圖4.13	單純樓版C35溫度時間曲線圖	69
圖4.14	小梁上方樓版C22溫度時間曲線圖	71
圖4.15	小梁上方樓版C24溫度時間曲線圖	71
圖4.16	小梁上方樓版C42溫度時間曲線圖	72
圖4.17	小梁上方樓版C44溫度時間曲線圖	72
圖4.18	外大梁上方樓版C02溫度時間曲線圖	73
圖4.19	外大梁上方樓版C04溫度時間曲線圖	74
圖4.20	外大梁上方樓版C20溫度時間曲線圖	74
圖4.21	外大梁上方樓版C40溫度時間曲線圖	75
圖4.22	內大梁上方樓版C26溫度時間曲線圖	76
圖4.23	內大梁上方樓版C46溫度時間曲線圖	76
圖4.24	內大梁上方樓版C62溫度時間曲線圖	77
圖4.25	內大梁上方樓版C64溫度時間曲線圖	77
圖4.26	樓版垂直變形時間圖	78
圖4.27	火害實驗空間平均溫度時間曲線比較圖	80
圖4.28	樓版中心垂直變形時間比較圖	81
圖4.29	樓版中心垂直變形溫度比較圖	82

#### 摘 要

關鍵詞:實尺寸鋼構實驗屋、火害、混凝土鋼承板、修復、剪力釘 一、研究緣起

本所「鋼構建築複合性災害作用下耐火科技研發計畫」於104年完成建置實 尺寸鋼構星,其基地為19.35m×13.35m,尺寸為一層樓的鋼構(樓層高度4m,面 積12m×12m,2跨×2跨,計9根柱),其鋼梁與鋼柱皆採用H型鋼,梁柱接頭採用 梁翼板與柱銲接,梁腹板與柱栓接的彎矩接頭,小梁與大梁接頭採用小梁腹板與 大梁加勁板栓接之剪力接頭,未來可擴建成5層樓,且設置隔震器(滑動支承)與 激振設施,作為多重災害實驗基地。並在105年委託研究案「實尺寸鋼構屋之剪 力連接複合鋼梁火害結構行為研究」,首次進行有關實尺寸鋼構屋火害實驗,探 討實尺寸鋼構屋之之剪力連接合成鋼梁在真實的結構束制情況下受真實火害行 為。當時與其研究團隊共同研究混凝土鋼承板在火害中的結構行為。106年委託 研究案「實尺寸鋼構屋彎矩連接與剪力連接鋼梁之火害結構行為研究」,賡續有 關實尺寸鋼構造火災實驗研究,於106年11月16日進行彎矩連接鋼梁(大梁)與受火 害修復之剪力連接鋼梁(小梁)的火災模擬實驗,探討彎矩連接鋼梁於火害的真實 結構行為,及剪力連接鋼梁在有無防火被覆受到高溫侵襲之差異。並與之合作探 討受火害修復之混凝土鋼承板之火害結構行為。

今(107)年度委託研究案「實尺寸鋼構屋切削減弱式接頭鋼梁(RBS)與梁柱接 頭之火害結構行為研究」,針對實尺寸鋼構實驗屋的切削減弱式接頭鋼梁(RBS) 與梁柱接頭來進行真實火害實驗。經由106年修復混凝土鋼承板,發現小梁部份 剪力釘可能受到火害之熱應力與冷卻收縮影響,造成破壞斷裂分離,致無法達到 小梁支撐混凝土樓版功能,更無法與樓版共同作用形成合成梁,達到抵抗彎矩之 要求,有造成樓版塌陷之虞。因此,本研究將與該委託研究團隊合作,探討剪力 釘與受火害修復之混凝土鋼承板之火害結構行為。

IX

#### 二、研究方法及過程

本研究配合本(107)年度委託研究案「實尺寸鋼構屋切削減弱式接頭鋼梁 (RBS)與梁柱接頭之火害結構行為研究」,進行實尺寸鋼構屋切削減弱式接頭鋼梁 (RBS)與梁柱接頭火災實驗,一併探討剪力釘對混凝土鋼承板之耐火性能影響, 及分析比較混凝土鋼承板在火害修復後、有無防火被覆及不同鋼材(耐火鋼與普 通鋼)小梁支撐。

本研究已於 106 年依據原混凝土鋼承板試體尺寸規格修復,其尺寸為 6mx 6m,板厚度 15cm,普通混凝土強度 210kgf/cm<sup>2</sup>,**鋼承板厚度 1.2mm 且為模板** 使用。預拌混凝土澆置前,新舊混凝土黏結界面,分別先以 epoxy 環氧樹脂及 水泥漿添加海菜粉等兩種黏結材料施作。且先進行 epoxy 環氧樹脂黏結材料施 作之混凝土鋼承板火災實驗,今(107)年則進行水泥漿添加海菜粉黏結材料施作 之混凝土鋼承板火災實驗,以探討兩者受火害之差異。蒐集鋼承板、鋼筋與混 凝土溫度、混凝土鋼承板垂直位移、火災區劃空間內氣體溫度等資料,持續建 立實尺寸鋼構屋火害實驗資料庫。

三、重要發現

本研究針對修復的普通鋼小梁支撐之混凝土鋼承板試體(新舊混凝土黏結 界面,以水泥漿添加海菜施作)(埋設有拉力鋼筋與雙向的溫度鋼筋)所進行的實 尺寸鋼構實驗屋火害實驗可得到以下結論:

- (一)、比較第1次與第4次實驗,第1次的殘餘變位較第4次大,可能是因為第 4次的鋼承板與小梁是由雙排剪力釘連接,與小梁的合成作用較佳,冷卻 到室溫,其強度有一定程度的恢復,故回升量較多,而第1次的鋼承板與 小梁僅用單排剪力釘連接,火害後,與小梁的合成作用變差,導致樓版變 位回升有限。
- (二)、4次火害實驗的樓版中心垂直變形比較結果顯示,樓版火害中變形行為受 到諸多因素影響,如大梁有無防火被覆、小梁鋼材性質、新舊混凝土接觸 面處理方式、剪力釘長度與數量等,致4次實驗之垂直變形曲線有所差異, 需再加以進一步探討。

Х

- (三)、4次火害實驗的結果顯示,真實火災實驗目前仍難以控制及預測,使得每次實驗之火場溫度一致,火場的燃燒行為受到諸多因素影響,4次實驗之溫度時間曲線在線形與火災歷程皆有所差異。
- (四)、火害實驗後可發現混凝土鋼承板與小梁些許燻黑,且鋼承板接縫處出現分離之情況,小梁於靠近內牆處產生側向扭轉挫屈。
- (五)、試體內的最高溫度不是發生在加熱結束時,而是在冷卻過程中出現,主要 因混凝土為熱惰性材料,在火災結束時試體表面溫度開始下降,但仍高於 非曝火面處之溫度,部份熱量仍會往內部傳送,致使試體內部溫度繼續上 升。
- (六)、混凝土鋼承板溫度分析,發現混凝土溫度最高約為 190.1~210.6℃,拉力鋼筋溫度最高為 340.1~385.7℃,溫度鋼筋溫度最高為 190.1~241.5℃,大梁上 剪力釘之溫度最高為 265~271.3℃。
- (七)、小梁因高溫導致鋼材強度降低,混凝土鋼承板垂直變形隨溫度增加而逐漸 變大。樓版中央(D2)變形量最大。

#### 四、主要建議事項

建議一

剪力釘高溫承載力評估之研究:立即可行之建議

主辦機關:內政部建築研究所

協辦機關:

經由4次實尺寸鋼構屋火害實驗,發現剪力釘在高溫中對合成梁的複合作用影響 甚巨,國內有關剪力釘於高溫承載力評估尚無,實有必要做進一步研究。

#### 建議二

自充填混凝土鋼承板耐火性能研究:立即可行之建議

主辦機關:內政部建築研究所

協辦機關:

隨著自充填混凝土應用於各種建築中,由於自充填混凝土在高溫下易爆裂與剝落, 其耐火時效往往比普通混凝土為低,目前缺乏實尺寸自充填混凝土鋼承板在火害 中及火害後行為相關實驗資料,值得進一步探討。

#### ABSTRACT

Keywords: full-scale steel experimental house, fire, steel-deck concrete floor, repair,

#### shear studs

Fire tests performed on single isolated structural members are the necessary first step to support the structural fire resistance design. However, such tests do not reflect the real behaviour of the elements in the whole structure under fire conditions. Interactions between different structural elements in a whole structure can alter the loading and support conditions of any structural element. This alteration can lead to completely different structural behaviour from that based on the initial set of loading and boundary conditions.

At present in Taiwan, the fire-resistance test for steel-deck concrete floor mainly follows CNS 12514-1 and CNS 12514-5, which test a simply supported in fire to obtain the fire-resistant time and strength. However, this kind of test method does not consider the restraint forces in a real steel building on fire. Hence, through the fire test of a steel experimental house, we can study the real structural behavior of steel-deck concrete floor, and discuss the differences between the real fire test and the standard fire test.

This year, we will discuss the fire damage behavior of shear studs and concrete steel plates subjected to fire damage repair. The fire test results show that the real fire experiment is still difficult to control and predict, so that the fire temperature of each experiment is consistent, the combustion behavior of the fire field is affected by many factors, and the temperature time curve of the four experiments is different from the fire history. The deformation behavior of the fire damage in the floor is affected by many factors, such as whether the beam has fireproof coating, the properties of the steel, the treatment method of the new and old concrete contact surface, the length and quantity of the shear studs, etc., which causes the vertical deformation curve of the four experiments to be different. It needs to be further explored. The steel bearing plate and the beam are connected by double shear studs, and the synthesis of the beam is better. When cooled to room temperature, the strength is restored to a certain extent, so the amount of rebound is more, and the first steel bearing The plate and the beam are only connected by a single shear studs. After the fire damage, the synthesis of the beam becomes worse, resulting in a limited increase in the displacement of the floor plate.

This project comes to the immediate and long-term strategies.

For immediate strategies:

The study evaluated the bearing capacity of shear studs subjected to fire.

For immediate strategies:

The study on fire resistance of self-compacting concrete steel deck slab.

#### 第一章 緒論

#### 第一節 研究計畫背景與目的

本所「鋼構建築複合性災害作用下耐火科技研發計畫」於104年完成建置實尺 寸鋼構屋,其基地為19.35m×13.35m,尺寸為一層樓的鋼構(樓層高度4m,面積 12m×12m,2跨×2跨,計9根柱),其鋼梁與鋼柱皆採用H型鋼,梁柱接頭採用梁翼 板與柱銲接,梁腹板與柱栓接的彎矩接頭,小梁與大梁接頭採用小梁腹板與大梁加 勁板栓接之剪力接頭,未來可擴建成5層樓,且設置隔震器(滑動支承)與激振設施, 作為多重災害實驗基地。並在105年委託研究案「實尺寸鋼構屋之剪力連接複合鋼 梁火害結構行為研究」[1],首次進行有關實尺寸鋼構屋火害實驗,探討實尺寸鋼構 屋之之剪力連接合成鋼梁在真實的結構束制情況下受真實火害行為。當時與其研究 團隊共同研究混凝土鋼承板在火害中的結構行為[2]。106年委託研究案「實尺寸鋼 構屋彎矩連接與剪力連接鋼梁之火害結構行為研究」[3],賡續有關實尺寸鋼構造火 災實驗研究,於106年11月16日進行彎矩連接鋼梁(大梁)與受火害修復之剪力連接鋼 梁(小梁)的火災模擬實驗,探討彎矩連接鋼梁於火害的真實結構行為,及剪力連接 鋼梁在有無防火被覆受到高溫侵襲之差異。並與之合作探討受火害修復之混凝土鋼 承板之火害結構行為[4]。

今(107)年度委託研究案「實尺寸鋼構屋切削減弱式接頭鋼梁(RBS)與梁柱接頭 之火害結構行為研究」,針對實尺寸鋼構實驗屋的切削減弱式接頭鋼梁(RBS)與梁 柱接頭來進行真實火害實驗。經由106年修復混凝土鋼承板,發現小梁部份剪力釘 可能受到火害之熱應力與冷卻收縮影響,造成破壞斷裂分離,如圖1.1及圖1.2所示, 致無法達到小梁支撐混凝土樓版功能,更無法與樓版共同作用形成合成梁,達到抵 抗彎矩之要求,有造成樓版塌陷之虞。因此,本研究將與該委託研究團隊合作,探 討剪力釘與受火害修復之混凝土鋼承板之火害結構行為。

鋼筋混凝土結構在火災中具有良好的結構耐火性能,可考慮利用修復補強而繼續使用,目前多著重於單一構件修復補強技術的研究,透過以實尺寸構造屋方式進行修復很罕見,值得深入研究。樓版是水平承重構件,為建築結構之重要組成部分, 當火災發生,樓版除承受高溫作用外,還要阻止火勢蔓延至鄰近區劃,或從鄰近區

1

劃延燒過來的火勢。目前樓版的耐火性能試驗,係依據CNS 12514-1「建築物構造 構件耐火試驗法-第1部:一般要求事項」[5]及CNS 12514-5「建築物構造構件耐火 試驗法-第5部:承重水平區劃構件特定要求」[6],然而,此試驗方法未能考慮真 實樓版的受力情況與邊界條件,因此,透過實尺寸鋼構屋的火害實驗,以瞭解混凝 土鋼承板於鋼構造實驗屋的真實束制情況下,受到真實火害之結構反應與行為,並 進一步探討修復後混凝土鋼承板之耐火性能及剪力釘之影響。



圖1.1小梁剪力釘斷裂照片(1)(本研究整理)



圖1.2小梁剪力釘斷裂照片(2)(本研究整理)

### 第二節 研究範圍

本研究配合本(107)年度委託研究案「實尺寸鋼構屋切削減弱式接頭鋼梁(RBS) 與梁柱接頭之火害結構行為研究」,進行實尺寸鋼構屋切削減弱式接頭鋼梁(RBS) 與梁柱接頭火災實驗,一併探討剪力釘對混凝土鋼承板之耐火性能影響,及分析比 較混凝土鋼承板在火害修復後、有無防火被覆及不同鋼材(耐火鋼與普通鋼)小梁 支撑。

## 第三節 研究方法及進行步驟

本研究已於106年依據原混凝土鋼承板試體尺寸規格修復,其尺寸為6m×6m, 板厚度15cm,普通混凝土強度210kgf/cm2,**鋼承板厚度1.2mm 且為模板使用**, 無結構功能。預拌混凝土澆置前,新舊混凝土黏結界面,分別先以 epoxy 環氧樹 脂及水泥漿添加海菜粉等兩種黏結材料施作。且先進行 epoxy 環氧樹脂黏結材料 施作之混凝土鋼承板火災實驗,今(107)年則進行水泥漿添加海菜粉黏結材料施作 之混凝土鋼承板火災實驗,以探討兩者受火害之差異。蒐集鋼承板、鋼筋與混凝 土溫度、混凝土鋼承板垂直位移、火災區劃空間內氣體溫度等資料,持續建立實 尺寸鋼構屋火害實驗資料庫。

#### 第二章 文獻回顧

#### 第一節 前期研究成果

一、100年「自充填混凝土柱火害後補強之研究」[7]

本研究使用 1:2.5 水泥砂浆及自充填混凝土,分別以徒手修復及組模澆置 方式修復受火害柱,柱試體斷面為 35 cm×35 cm,高度 220 cm,保護層厚度為 4 cm,柱兩端為固定,加熱試驗時柱端加載為 45%柱工作的載重,經由耐火 性試驗結果與分析,可得到以下結論:

- (一)、利用自充填混凝土具有自動充填、免振動之施工便利性,以組立模板浇置方式,進行修復應屬可行,但是由試驗結果發現,自充填混凝土具有高緻密性及低透水性,受高溫時試體內部的水不易排出,形成高孔隙水 壓力造成混凝土爆裂,需特別注意。
- (二)、加熱結束時,柱呈現壓縮變形,NC5、SCC2、NC3與SCC3分別為4.53 nm、5.14 nm、5.07 nm與6.4 nm,均未超過最大軸向壓縮量之規定,水泥 砂漿及自充填混凝土修復柱具有4小時以上防火時效。
- (三)、加熱試驗中試體軸向變形膨脹現象不明顯,大多呈現壓縮情形,與受高軸力、鋼筋高溫潛變、水泥砂漿在高溫有較大收縮量、潛變及混凝土再受高溫影響等有關,值得進一步研究。
- (四)、桂殘餘強度試驗結果,破壞模式為靠近柱下端發生壓力破壞,呈現水泥 砂漿保護層片狀脫落壓碎、混凝土保護層整片脫落壓碎、柱主筋壓彎及 箍筋斷裂,NC5、SCC2、NC3 與 SCC3 殘餘極限載重分別為 500 頓、620.5 頓、536.8 頓及 602.9 頓,SCC2 的殘餘極限載重為最大,NC5 則為最小。 NC5、SCC2、NC3 與 SCC3 殘餘極限載重分別為常溫理論極限載重 72 %、84%、77%及 81%。
- (五)、火害後水泥砂浆修復柱試體表面顏色為淡黃色及灰白色,表面水泥砂浆 呈現片狀(厚約2 cm)分離脫落及角隅裂開現象,裂縫則多為垂直向。

5

- (六)、火害後自充填混凝土修復柱試體表面顏色為淡黃色及灰白色,柱上端全面性爆裂、角隅剝離及粒料劈裂,表面出現粒料溶融之咖啡色突出物, 裂縫則多為垂直向。
- 二、101年「聚丙烯纖維自充填混凝土修補火害鋼筋混凝土柱之研究」[8]

本研究添加聚丙烯纖維於自充填混凝土修復受火害柱,柱試體斷面為35 cm×35 cm,高度220 cm,保護層厚度為4 cm,柱兩端為固定,加熱試驗時柱端 加載為45%柱工作的載重,經由耐火性試驗結果與分析,可得到以下結論:

- (一)、藉由添加聚丙烯纖維在自充填混凝土,可降低高溫中混凝土爆裂機率, 在加熱試驗中並未發生如前期研究自充填混凝土修復試體之混凝土爆裂 現象,僅出現垂直向裂縫。火害後試體表面顏色為淡黃色及灰白色,柱 角隅些許剝離,表面出現粒料溶融之咖啡色突出物,裂縫則多為垂直向。
- (二)、加熱結束時,柱繼續呈現壓縮變形,NC2、SCC4分別為5.8mm及7.4mm, 未超過最大軸向壓縮量之規定,聚丙烯纖維自充填混凝土修復柱具有4 小時防火時效。
- (三)、火害後修復桂殘餘強度試驗結果顯示,柱的殘餘極限載重與未受火害核 心混凝土強度、修復材料、受火害柱的加熱面及火害延時有關,以聚丙 烯纖維自充填混凝土修復柱(NC2)的殘餘極限載重較水泥砂漿修復的柱 (NC5)及自充填混凝土修復柱(NC3)高。
- (四)、桂殘餘強度試驗結果,破壞模式為靠近柱下端發生壓力破壞,呈現混凝 土保護層整片脫落壓碎、柱主筋壓彎及箍筋斷裂, NC2、SCC4殘餘極 限載重分別為常溫理論極限載重 77%及 79%。
- (五)、本次添加聚丙烯纖維(800g/m<sup>3</sup>)於自充填混凝土,經由 NES-713 材料煙毒 性指數試驗結果並未檢出 CO、CO<sub>2</sub>、NOx 氣體,但對於掺入不同比例 PP 量的影響,有待進一步研究。
- 三、102年「既有鋼筋混凝土柱局部修復後之耐火性能研究」[9]

本研究經局部修復既有鋼筋混凝土柱,柱試體斷面為 35 cm×35 cm,高度 220 cm,保護層厚度為 4 cm,柱兩端為固定,加熱試驗時柱端加載為 45%柱工作的載重,經由耐火性試驗結果與分析,可得到以下結論:

- (一)、加熱結束時,柱呈現壓縮變形,SCC1與NC4分別為9.15mm及9.23mm,未超 過最大軸向壓縮量之規定,具有4小時防火時效。NC1於加熱3小時58分破 壞,具3小時防火時效。
- (二)、試體 SCC1 殘餘強度試驗結果,破壞模式為靠近柱下端發生壓力破壞,呈現混凝土保護層整片脫落壓碎、柱主筋壓彎及箍筋斷裂。
- (三)、SCC1 試體殘餘強度試驗結果顯示,柱的破壞載重為常溫理論極限載重 71 %,柱殘餘強度折減原因可能由於火害中混凝土爆裂程度嚴重,致使試體 內部溫度繼續上升,加重內部材料損傷,承載斷面變小,混凝土及主筋強 度折減較大所致。
- (四)、試體NC4在冷卻2分鐘破壞,可能是加熱結束時溫度下降,但仍高於近 試體中心處溫度,部份熱量仍會往內部傳送,致使內部溫度繼續上升,加 重內部材料損傷,即建築結構在火災後降溫過程中有可能發生倒塌,造成 人員傷亡,值得進一步探討研究。
- (五)、由試體 NC1 試驗結果發現聚丙烯纖維自充填混凝土局部修復柱,防火時 效較低。既有建築物進行局部修復或補強時,修復方式是否影響耐火性能, 需進一步探討。
- (六)、試體 SCC1 混凝土發生嚴重爆裂,部分爆裂深度可見箍筋,水泥砂漿修 復處未發生爆裂,火害後試體既有混凝土表面顏色為淡黃色及灰白色,柱 角隅剝離及粒料劈裂,表面出現粒料溶融之咖啡色突出物,裂縫多為垂直 向,試體修復處表面顏色為灰白色,水泥砂漿部分呈現片狀分離脫落及角 隅裂開現象,裂縫亦多為垂直向。

四、104年「火害後修復鋼筋混凝土柱承受偏心載重之耐火性能研究」[10]

本研究經自充填混凝土修復火害鋼筋混凝土柱,柱試體斷面為45 cm×45 cm, 高度430 cm,保護層厚度為4 cm,柱兩端為固定,加熱試驗時試體 SCC2-SC 及

7

SCC1-SC 分別於柱端加載 300 噸(偏心距 0 cm)及 200 噸(偏心距 5 cm),經由 CNS 12514-1 耐火試驗結果與分析,可得到以下結論:

- (一)、本研究之自充填混凝土修復試體SCC2-SC及SCC1-SC具有3小時防火時效。
- (二)、試體 SCC2-SC 及 SCC1-SC 均發生嚴重混凝土爆裂,爆裂深度可見箍筋及 主筋,但均只侷限於保護層,箍筋彎鉤角度為 135 度,可有效阻擋或減緩 爆裂繼續往柱核心部位發展。火害後混凝土表面顏色為淡黃色、粉紅色及 灰白色。
- (三)、試體 SCC2-SC 及 SCC1-SC 破壞模式為柱中上段非圍東區內發生壓力破壞。
- (四)、與第一次火害柱試驗結果比較顯示,柱的新舊混凝土界面溫度較高,其 原因除了熱電耦線配置於保護層內,主要是混凝土爆裂範圍及程度較為嚴 重,導致柱試體溫度較高,試體熱膨脹變形較大,軸向變形較高。
- (五)、加熱試驗中試體軸向變形呈現伸長情形,與受低軸力、鋼筋高溫潛變及 混凝土之載重所產生的溫度應變(LITS)有關。試體 SCC2-SC 所受軸力(約 為 0.3fc'Ag)較 SCC1-SC(約為 0.2fc'Ag)大,導致 LITS 較大,試體 SCC2-SC 軸向位移的伸長比較小,隨著加熱時間的增加,由於混凝土爆裂及微裂縫 (micro crack)或大裂縫(macro crack)產生,導致承載斷面減少,LITS 逐漸增 加,鋼筋降伏強度及彈性模數也隨著降低,導致柱試體軸向位移轉為壓縮, 直到破壞。
- 五、105年「實尺寸鋼構屋之混凝土鋼承板火害下承重行為研究」[2]

本研究針對混凝土鋼承板(埋設有拉力鋼筋與雙向的溫度鋼筋)所進行的實 尺寸鋼構實驗屋火害實驗可得到以下結論:

- (一)、Cardington 火害試驗發現高溫中整體結構的混凝土鋼承板具有非常明顯 的薄膜效應,樓版在防止鋼結構的倒塌,扮演重要角色。由於英國或歐 洲之鋼構造建築的設計有別於我國,有關混凝土鋼承板在高溫中行為, 有必要進一步研究。
- (二)、完成實尺寸鋼構屋真實火害之實驗,所得實際火場溫度與 Eurocode 1 建

議升溫曲線差異,其原因可能為防火隔間及木材的含水量偏高。

- (三)、本次實驗結果顯示,小梁因高溫導致鋼材強度降低,混凝土鋼承板垂直 位移隨溫度增加而逐漸變大。火害初期,其撓度變化較快且呈線性遞增。 火害中後期,小梁已失去大部分承載能力且喪失結構行為,改由樓板控 制。
- (四)、本次現地火害實驗在火載量密度為 40kg/m<sup>2</sup>木材重量(即:604 MJ/m<sup>2</sup>)燃 燒下,混凝土鋼承板最大垂直位移約為 94mm,未超過 CNS12514-1 規 定的容許基準值。
- 六、106年「實尺寸鋼構屋火害後修復混凝土鋼承板之耐火行為研究」[4]

本研究針對耐火鋼小梁之混凝土鋼承板(埋設有拉力鋼筋與雙向的溫度鋼筋)所進行的實尺寸鋼構實驗屋火害實驗可得到以下結論:

- (一)、普通鋼小梁之混凝土鋼承板試體明顯有較大之變形,其試體中心變形為 93.49 mm,耐火鋼小梁之混凝土鋼承板試體為63.82 mm,耐火鋼小梁之 混凝土鋼承板試體的其餘各量測點變形,皆較普通鋼小梁之混凝土鋼承 板試體小。耐火鋼小梁之混凝土鋼承板試體除有效降低受高溫所產生變 形外,並能以較高的回升比率,在冷卻至室溫時產生較小的殘餘變形。
- (二)、火害實驗後可發現混凝土鋼承板與小梁表面漆剝落與燻黑,有明顯挫屈 與接縫處分離,小梁於靠近內牆產生明顯側向扭轉挫屈。混凝土鋼承板 接縫分離過大導致混凝土與拉力鋼筋直接曝火。
- (三)、火害後混凝土表面裂縫於小梁與大梁接合處特別嚴重。而混凝土裂縫表 示受拉力造成,由於小梁高溫軟化產生大變形,樓版須提供較大強度以 束制小梁向下變形,因此小梁端負彎矩區上方之混凝土表面受到拉力, 產生混凝土開裂現象。
- (四)、試體內的最高溫度不是發生在加熱結束時,而是在冷卻過程中出現,主要因混凝土為熱惰性材料,在火災結束時試體表面溫度開始下降,但仍高於非曝火面處之溫度,部份熱量仍會往內部傳送,致使試體內部溫度繼續上升。
- (五)、混凝土鋼承板溫度分析,發現混凝土溫度最高約為166℃,拉力鋼筋溫

度最高為 500.6℃,溫度鋼筋溫度最高為 224.5℃,小梁上方樓版溫度與 單純樓版之溫度變化大致相同,但較為偏低可能小梁影響熱傳遞。

(六)、小梁因高溫導致鋼材強度降低,混凝土鋼承板垂直變形隨溫度增加而逐 漸變大。樓版中央(D2)變形量最大,靠近室內開口處(D1)變形略大於內牆 處(D3)。

### 第二節 混凝土與鋼筋受火害之力學性質

ACI 216[11]所建議的有關矽酸鹽混凝土受火害之力學性質的相關規定,如圖 2.1 所示,從矽酸鹽骨材混凝土之抗壓強度與溫度關係中,可發現加溫至400℃後 混凝土的抗壓強度會有比較明顯衰減之現象,由圖中可觀察到加溫至500℃時, 抗拉強度遞減約40%,高溫中加載至0.4 fc'與高溫無加載之混凝土抗壓強度相差 約30%。由圖2.2 中發現,矽酸鹽骨材混凝土之彈性模數在加溫至400℃時,約為 常溫之55%,加溫至480℃後會有明顯衰減之現象。



圖 2.1 ACI 216 高溫中矽酸鹽骨材混凝土抗壓強度遞減之關係(參考

書目[11])



圖 2.2 ACI216 高溫中混凝土彈性模數遞減之關係(參考書目[11])

Eurocode 2 [12]建議普通混凝土(矽酸鹽骨材)由溫度升到 100 ℃時,混凝土 抗壓強度才有遞減之現象,加溫到 400 ℃抗壓強度為常溫抗壓強度 75%,加溫到 800 ℃抗壓強度為常溫抗壓強度 15%,當溫度達到 1200 ℃時,混凝土完全無抗壓 強度。Eurocode 2 [12]將高強度混凝土依據抗壓強度分為三個等級,隨著抗壓強度 增加其折減值愈大,如抗壓強度為 Class 3(C90/105),在溫度升到 100 ℃時,抗壓 強度為常溫抗壓強度 75%,溫度在 400 ℃時,抗壓強度會為常溫抗壓強度 45%, 溫度達 800℃以上與普通混凝土(矽酸鹽骨材)相同,如圖 2.3 所示。圖 2.4 為 Eurocode 2 [12]所建議矽酸鹽骨材混凝土在高溫中之應力應變曲線,由圖中可發現 混凝土之彈性模數會隨著溫度上升而遞減,曲線中應力的最高點所對應之峰值應 變以及極限應變皆會隨著溫度上升而增加,但應力則隨著溫度上升而逐漸降低。



<u>圖 2.3 Eurocode2 高溫中混凝土抗壓強度折減遞減之關係(參考</u>

書目[12])



<u>圖 2.4 Eurocode2 高溫中矽酸鹽骨材混凝土應力應變曲線之關係(</u>參考書目[12])

ACI 216[11]所建議之鋼材在高溫中強度折減情形如圖 2.5 所示,由圖可知鋼筋 在常溫到 100 ℃之間鋼筋強度會隨溫度上升而降低,100℃到 250 ℃之間時降伏強 度會微幅上揚,當溫度上升到 250 ℃後隨著溫度上升鋼筋強度遞減,在 400 ℃時 會遞減至常溫的 90%,在 500 ℃時會遞減至常溫的 60%,在 700 ℃時會遞減至常 溫的 20%。



圖 2.5 ACI 216 高溫中鋼筋抗拉強度遞減之關係(參考書目[11])

圖 2.6 為 Eurocode 2 [12]建議高溫中鋼筋降伏強度折減關係圖,當熱軋鋼筋用於 梁或版之拉力筋且鋼筋之應變  $\mathcal{E}_{s,fi} \ge 0.2\%$ 時,拉力鋼筋在溫度在 400℃時,降伏 強度開始出現明顯降低的現象,溫度在 500℃時,降伏強度約為常溫之 80%,溫 度到達 800℃時,降伏強度約為常溫之 10%。



<u>圖 2.6 Eurocode2 高溫中鋼筋降伏強度遞減之關係(</u>參考書目[12])

### 第三節 混凝土與鋼筋高溫作用後行為

Abrams[13]針對矽酸鹽、碳酸鹽與輕質骨材之 3x6in 混凝土圓柱試體,先預加不同的軸壓力再分別加熱至不同的溫度後,進行高溫中及待其冷卻至常溫七天後之抗壓 試驗;其實驗結果如圖 2.7 所示。



## <u>圖 2.7 不同骨材之混凝土抗壓強度折減與溫度的關係</u>(參考書目 [13])

Abrams 並沒有作火害中有預壓力的加熱試體,待其冷卻至常溫時的殘餘抗壓 強度試驗。

Lie 等人[14]指出混凝土在火害後之殘餘強度將隨時間有所改變,如圖2.8所示, 殘餘強度最低之時期約在火害後45天左右,此乃混凝土吸收空氣中水份後再重新 水化作用。並利用 Abrams 的試驗資料,提供計算一般混凝土受高溫後殘餘抗壓強 度折減的公式如下:

抗壓強度 
$$f'_{c}$$
 折減  
 $f_{c\theta}'(\theta) = \alpha(\theta) \times f'_{c}$  (2-1)  
 $\alpha(\theta) = 1 - 0.001\theta$  for  $0^{\circ}C \le \theta \le 500^{\circ}C$  (2-2)  
 $\alpha(\theta) = 1.375 - 0.00175\theta$  for  $500^{\circ}C \le \theta \le 700^{\circ}C$  (2-3)  
 $\alpha(\theta) = 0$  for  $\theta \ge 700^{\circ}C$  (2-4)  
其中

 $f_{c heta}$ :火害後混凝土圓柱試體之抗壓強度

f':常溫混凝土圓柱試體之抗壓強度



圖 2.8 受高温及冷卻後混凝土抗壓強度隨時間回復之情形(參考書

#### 目[15])

1990年,國內陳舜田等人[16]在國科會支助下,研究軸壓力作用下混凝土 火害後之力學行為,此研究在加熱過程中分別施加不同的固定軸壓力,待冷 卻至常溫後遂進行圓柱試體的抗壓試驗,根據實驗結果提出火害後混凝土的 應力-應變曲線關係,如下所示。
$$\sigma_{c} = \begin{cases} f_{r} \left[ 1 - \left(\frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{c}}{\varepsilon_{\max}}\right)^{2} \right] &, \qquad \varepsilon_{c} \leq \varepsilon_{\max} \\ f_{r} \left[ 1 - \frac{2^{*} \left(\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{c}\right)^{2}}{3^{*} \varepsilon_{\max}^{2}} \right] &, \qquad \varepsilon_{c} > \varepsilon_{\max} \end{cases}$$
(2-5)

$$\mathcal{K} \neq \mathbf{,}$$

$$f_{c}^{*} \cdot (1.0053 - 0.000217) \cdot \left(0.98 + 0.2\frac{f_{a}}{f_{c}^{*}}\right) \leq f_{c}^{*}, \quad T \leq 500^{\circ} C$$

$$f_{r} = \begin{cases} f_{c}^{*} \cdot (2.7000 - 0.003607) \cdot \left(0.98 + 0.2\frac{f_{a}}{f_{c}^{*}}\right) \leq f_{c}^{*}, \quad 500^{\circ} C < T \leq 750^{\circ} C \\ 0, \quad 750^{\circ} C < T \end{cases}$$

该研究[15]亦提出火害後混凝土的彈性模數計算公式,如下所示。

$$E_{cr} = \begin{cases} E_c \left[ (1.0355 - 0.00137T) + (0.002T - 0.055) \cdot \frac{f_a}{f_{c'}} \right], & T \le 500^{\circ} C \\ E_c \left[ \left( 0.001402 + 0.00378 \frac{f_a}{f_{c'}} \right) \cdot (750 - T) \right], & 500^{\circ} C < T \le 750^{\circ} C \\ 0, & 750^{\circ} C < T \end{cases}$$
(2-6)

式中,

- fc' :常溫混凝土 28 天標稱抗壓強度
- fcr : 預施軸壓力的混凝土在火害後的殘餘抗壓強度
- fa :預施壓應力
- σ。 :火害後混凝土的應力
- T :火害時曾遭受的最高溫度(℃)
- ε. :火害後混凝土的應變
- $\varepsilon_{max}$  :火害後混凝土的殘餘抗壓強度所對應的應變。
- Ec:常溫時混凝土彈性模數
- Ecr :火害後混凝土的殘餘彈性模數

楊旻森[18]提出火害中無預壓力的加熱混凝土圓柱試體,待其冷卻至常溫時的應力-應變曲線,如下所示。

$$\sigma_{c} = \begin{cases} f_{r} \left[ 1 - \left( \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{c}}{\varepsilon_{\max}} \right)^{2} \right] & , & \varepsilon_{c} \leq \varepsilon_{\max} \\ f_{r} \left[ 1 - \frac{(\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{c})}{\eta^{*} \varepsilon_{\max}} \right] & , & \varepsilon_{c} > \varepsilon_{\max} \end{cases}$$
(2-7)

式中,

 $\varepsilon_{max}$ :火害後混凝土的殘餘抗壓強度所對應的應變。  $\varepsilon_{max} = 0.0022 + (2.57 + 0.157^2) \cdot 10^{-7}$ 

$$\eta = \begin{cases} 2.5 & , & T \le 400^{\circ} C \\ 3.0 & , & T > 400^{\circ} C \end{cases}$$

fcr : 混凝土在火害後的殘餘抗壓強度

$$f_{r} = \begin{cases} f_{c} \cdot (1.02 - 0.001T) \leq f_{c} & , & 25^{\circ}C \leq T \leq 400^{\circ}C \\ f_{c} \cdot (1.38 - 0.0019T) & , & 400^{\circ}C < T \leq 600^{\circ}C \\ f_{c} \cdot (0.66 - 0.0007T) \geq 0.05 f_{c} & , & T > 600^{\circ}C \end{cases}$$
(2-8)

張雲妃[19]曾進行在無預壓力下加熱到100℃至800°C間,待其冷卻一個月後進 行抗壓試驗,測得全程之受壓應力—應變曲線,進而整合出一個常溫下與高溫後 皆可適用的混凝土受壓應力—應變全曲線之單一公式,如後所示。

$$f_{c} = \frac{M\left(\frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{or}}\right)}{1 + \left(M - \frac{n}{n-1}\right)\left(\frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{or}}\right) + \left(\frac{1}{n-1}\right)\left(\frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{or}}\right)^{n}}f_{cr}'$$
(2-9)

式中,

 $M = E_{or}/E_{pr}$ 

 $n{=}n_0 \ (\ M/M_0 \ )^{\ 1.014\text{-}0.0007T}$ 

 $n_0 = [fc'(MPa)/12] + 0.77$ 

 $M_0 = E_0 / E_p$ 

$$E_0 = 5000 (fc')^{0.5} (MPa)$$

fcr':高溫後之抗壓強度

$$f'_{cr} / f'_{c} = 1.008 + \frac{T}{450 \ln(T / 5800)} , \quad 20^{\circ} C \le T \le 800^{\circ} C$$

T :火害時曾遭受的最高溫度(℃)
 fc':混凝土圓柱試體在常溫下之抗壓強度
 εor:高溫後抗壓強度處之峰值應變

$$\epsilon_{or} \ / \ \epsilon_{o} = \begin{cases} 1.0 & , \ 20^{\circ}C \le T \le 200^{\circ}C \\ (-0.1f_{c}' + 7.7) \Biggl[ \frac{exp(-5.8 + 0.01T)}{1 + exp(-5.8 + 0.01T)} - 0.0219 \Biggr] + 1.0 \\ & , \ 200^{\circ}C < T \le 800^{\circ}C \end{cases}$$

試體溫度低於500℃, Eo與Ecr相近, 即Eor/Eo 可用Ecr/Ec計算如下所示

$$E_{cr} / E_{c} = \begin{cases} -0.00165T + 1.033 & , & 20^{\circ}C \le T \le 125^{\circ}C \\ \frac{1}{1.2 + 18(0.0015T)^{4.5}} & , & 125^{\circ}C < T \le 800^{\circ}C \end{cases}$$

當試體溫度為600°C與700°C, E<sub>or</sub>小於E<sub>cr</sub>, E<sub>or</sub>/E<sub>o</sub>若採用上式時須另再乘以折減係數k,當試體溫度為500°C、700°C與800°C時,k值建議為1.0、0.6與1.0,各溫度區間內之k值,可用直線內插求得。

郭進軍[20]探討高溫中新舊混凝土黏結力學行為,發現高溫後新舊混凝 土黏接劈裂強度及剪力強度隨所受溫度上升而降低,黏接劈裂強度在常溫至 300℃內折減5~17%,400℃~500℃為常溫的50~60%,超過500℃以上,劈裂 強度折減劇烈,600℃為常溫的30%,700℃僅為常溫的8%。剪力強度在常溫 至400℃內折減約11%,500℃~600℃折減約15~30%,超過700℃以上,剪力 強度下降劇烈,700℃為常溫的60%,800℃為常溫的20%。

Stecich, J.P. 等人[21]試驗#11 鋼筋,加熱至 820℃冷卻後做抗彎試驗及拉力 試驗,發現降伏強度折減 4.2%,極限強度折減 7.2%~13.7%。Edward, W. T. 等人[20]取 16 支 ASTM A615 Grade60 之#4 鋼筋進行試驗,其中 1 支不加熱, 另 15 支分別置於電爐內加熱 500℃~802℃,達試驗溫度後維持 1 小時,再緩 慢冷卻至室溫時,進行拉力試驗,試驗結果如圖 2.9 所示,發現火害後鋼筋的 彈性模數並不會改變,但降伏與極限強度在 500℃以上會隨溫度上升而下降, 但至 750℃時兩種強度皆會稍微回升。此研究只以圖說顯示折減情形並未提出 降伏與極限強度折減公式,劉靖國碩士論文[23]根據上述研究資料提出火害後 鋼筋的殘餘降伏與極限強度計算公式,如下所示。

$$f_{yr} = \begin{cases} f_y & , \quad T \le 500^{\circ} C \\ (-0.1087 + 154.217) \cdot 10^{-2} \cdot f_y & , \quad 500^{\circ} C < T \le 750^{\circ} C \\ (0.1967 - 73.863) \cdot 10^{-2} \cdot f_y & , \quad 750^{\circ} C < T \le 800^{\circ} C \\ 0.83f_y & , \quad 800^{\circ} C < T \end{cases}$$
(2-10)

$$f_{ur} = \begin{cases} f_u & , \quad T \le 500^{\circ} C \\ (-0.097 + 145) \cdot 10^{-2} \cdot f_u & , \quad 500^{\circ} C < T \le 750^{\circ} C \\ (0.087 + 26) \cdot 10^{-2} \cdot f_u & , \quad 750^{\circ} C < T \le 800^{\circ} C \\ 0.9f_u & , \quad 800^{\circ} C < T \end{cases}$$
(2-11)

式中, f · ·

fy :常溫鋼筋的降伏強度
 fyr:火害後鋼筋的殘餘降伏強度
 fu :常溫鋼筋的極限強度
 fur:火害後鋼筋的殘餘極限強度
 T :火害時曾遭受的最高溫度(℃)



20

許崇堯[24]曾研究火害後鋼筋握裹衰退,試驗結果發現鋼筋握裹應力隨火害程度加 重而降低,即局部握裹應力降低,握裹強度減小,滑移量增加。火害溫度200℃, 鋼筋局部握裹應力約為常溫的75~80%,400℃約為40~60%,550℃僅剩餘15~35 %,600℃以上已無局部握裹應力。EI-Hawary 和 Hamoush[25]進行高溫後鋼筋與 混凝土之黏結強度試驗,探討不同鋼筋直徑、溫度與冷卻方式的影響。

## 第四節 樓版火害研究

Lin 等人[26]曾對環氧樹脂塗層的鋼筋所製作鋼筋混凝土雙向板,依據 ASTM E 119 進行定載加熱試驗。混凝土版尺寸為 5.5m×4.3m,板厚 178mm,保護層厚 度為 19mm。試驗時對板施加平面束制,用以模擬 3×3 跨的樓版。試驗結果發現, 混凝土版的耐火時效超過 4 小時。

Cooke[27]對14塊預應力混凝土簡支承單向板依照ISO834和NPD(Norwegian Petroleum Directorate temperature-time curves)進行耐火試驗。探討板厚、混凝土 類型、載重類型及板底是否保護等對混凝土版火害行為影響,結果發現火害下板 的位移主要由彎曲應力控制。

Lim等人[28,29] 進行混凝土雙向板和組合樓版耐火試驗,試體尺寸為 3.3m×4.3m,板厚為90mm、100mm及130mm,沒有水平束制,但對試體四個角邊 束制。經3小時的ISO 834加熱試驗顯示,鋼筋溫度超過700℃,試體沒有出現倒塌 現象。對於較高鋼筋比的混凝土版,僅出現表面裂縫;較低鋼筋比的混凝土版, 則出現貫穿樓版厚的裂縫。試體破壞為雙曲線模式,其耐火時效超過利用降伏線 理論計算所得結果。

Foster等人[30,31]曾進行常溫與高溫之無水平束制的縮小尺寸鋼筋混凝土版 試驗與分析,試驗時所施加的載重大於依據塑性鉸線理論計算的載重,使得混凝 土版在升溫試驗前出現薄膜效應,以致出現不合理的火害行為,造成鋼筋混凝土 版破壞時鋼筋溫度過低。

Bailey 和Toh [32,33]進行常溫與高溫無水平束制的縮小尺寸鋼筋混凝土版試 驗,對不同鋼筋直徑、間距(即鋼筋比)的鋼筋混凝土版的破壞模式進行探討, 試驗發現常溫鋼筋混凝土版破壞形式為鋼筋拉斷和角部混凝土壓碎破壞,與鋼筋 比有密切關係;高溫中鋼筋和混凝土力學性質降低,使得混凝土版在高溫中的破 壞模式主要為鋼筋拉斷,當混凝土版的鋼筋比變大時,可能發生角部混凝土壓碎 破壞情形。

Ellobody和Bailey[34-36]探討無粘結的後張拉預應力混凝土單向板和有粘結的後張拉預應力混凝土單向板高溫行為,試驗結果顯示,骨材種類對預力混凝土

版的耐火性能影響很大,沿預力筋方向的水平束制對於耐火性能亦有顯著影響, 有束制的混凝土版垂直位移小於無束制混凝土版。

Usmani和 Cameron 等人[37,38]根據 Edinburgh 大學進行的組合鋼框架結構分析,發現由結構的熱效應引起的熱應變會對結構變形有所影響,火害中產生的拉力薄膜效應對結構整體有利作用較常溫更明顯,主要是火害中樓版產生的熱應變使板有較大撓度,一定程度上抵消了拉力應變,使害中的混凝土版有較大承載能力。

Cashell 等人[39]研究在極限狀態下由鋼筋斷裂引起混凝土版破壞的發生機制, 並提出了與鋼筋斷裂的破壞評估方法。進行常溫下獨立束制構件的試驗,探討影 響混凝土版破壞的關鍵參數,納入升溫條件下鋼筋延性的影響,建立常溫和高溫 下混凝土版極限狀態時結構變形的分析方法。

Omer 等人[40-42]預測有水平束制混凝土版在常溫和升溫條件下失效的計算 模型。該模型以結構力學為基礎,假定鋼筋斷裂為唯一破壞模式,克服以往經驗 公式的缺陷,且考慮鋼筋和混凝土間的粘結強度、薄膜效應和熱膨脹等對極限承 載力影響。提出極限承載力計算模型與簡化模型。並表示輕質混凝土版在火害或 較大載重作用下有明顯薄膜效應,影響鋼筋斷裂的主要因素是粘結強度和鋼筋的 硬化特性。此外提出無水平束制的簡支承矩形板在高溫中極限載重計算方法,其 中考慮幾何尺寸和材料溫度效應、大撓度下產生的拉力薄膜效應及鋼筋和混凝土 間的粘結力。該方法是透過試驗觀測所得的破壞圖形,利用降伏線理論中的板塊 平衡法推導而出的。並將該方法的計算結果與試驗結果和有限元分析結果進行比 較。

Gillie 等人[43]利用有限元素軟體 FEAST 對同時承受彎曲和薄膜應力的混凝 土版在火害中強度進行分析。考慮混凝土版內溫度場線性分佈和非線性分佈兩種 情況,分別計算在 Cardington 試驗中的混凝土版在單獨承擔彎矩和薄膜應力作用 下耐火性能,並同時進行兩者耦合作用下混凝土版的火害行為分析,將計算結果 比較發現,鋼筋比及佈置方式對於薄膜效應發生有影響,從而影響混凝土版的火 害行為。

上述為國外有關樓版火害研究,國內在樓版耐火研究相當少,Liao 等人[44,45] 進行鋼筋混凝土版貫穿剪力行為研究,探討鋼筋混凝土版柱接頭區高溫加載下貫

穿剪力之耐火時效與火害後殘餘貫穿剪力強度,試驗發現,高溫對於樓版上拉力 側受火害或於樓版下壓力側受火害之耐火時效確有顯著差異;使用不同混凝土強 度於不同火害面高溫加載,所造成混凝土表面爆裂、開裂機制各有不同,試體產 生變形及破壞情形也有所差異。耐火能力試驗結果顯示,於樓版下壓力側受熱的 試體,可以承受耐火時間長達8小時以上,並不會發生破壞;但高強度混凝土試 體於高溫試驗過程中產生爆裂現象。樓版上拉力側受熱的試體,於4小時左右發 生貫穿剪力破壞;高溫試驗過程中,不論高強度或普通強度混凝土試體均沒有發 生爆裂行為,而試體破壞後出現明顯錐形貫穿形狀。火害後殘餘貫穿強度試驗結 果發現,殘餘貫穿剪力強度隨昇溫時間增加逐漸遞減。

## 第五節 實尺寸構造屋火害研究

國內外大多著重研究有關柱、梁、樓版、梁柱接頭等重要構件在火害高溫下 的結構行為,由於實尺寸構造屋的火害實驗所費不貲,規模甚大,需要縝密地設 計、安排與規劃,目前有關實尺寸構造屋的火災試驗研究很少,其中最著名的是 英國 BRE (British Research Establishment) 在 Cardington 建造八層樓實尺寸鋼構架 屋[46-50],此鋼構大樓主要以鋼材與混凝土為建築構材,大樓中包含了電梯井, 及建築物兩側之樓梯牆,而構材的複合是透過剪力釘焊接的方式來完成,混凝土 使用的是輕質材料混凝土(1900 kg/m<sup>3</sup>)。建築物長邊有 5 跨,每跨長度為 9m,總長 45m,建築物短邊有3跨,分別為6m、9m、6m,總長21m,鋼梁使用了四種斷 面尺寸,分別為254UB、305UB、356UB、610UB,柱使用了三種斷面尺寸,分別 為 305UC×198kg/m、305UC×118kg/m 和 254UC×98kg/m,此外於實體結構物,提 供額外之軸向載重,使樓地板載重達 2.5kN/m<sup>2</sup>。此實驗計畫的主要目的在探討多 層鋼構大樓建築於真實火害中之結構行為,並建立數值分析方法,來預測多層鋼 結構建築於火害後結構行為。並於1993年至2003年間進行總共七次火害實驗, 為目前所進行過最大型的實尺寸構架屋火害實驗,各次火害實驗範圍如圖 2.10 所 示,每次實驗所採用的區劃空間面積、火載量、載重如表 2.1 所示,部分實驗佈置 照片如圖 2.11 所示,7次實驗的部分結果如表 2.2 所示。

Cardington 火害實驗發現:混凝土鋼承板的底部和鋼梁沒有防火被覆,鋼柱有 全面防火被覆。試驗的最高溫度超過1100℃,混凝土鋼承板產生很大的垂直位移 (大於跨度的1/20),但結構並沒有出現倒塌。試驗結果發現,火災作用下,雖然 沒有防火被覆的鋼梁溫度超過1100℃,但由於混凝土鋼承板與鋼梁相互作用,鋼 梁所承擔的載重逐漸轉移至混凝土鋼承板,使構件出現較佳耐火性能。為研究火 災下樓版的薄膜效應[51],BRE 進行實尺寸的混凝土鋼承板火災試驗[52,53],混凝 土鋼承板尺寸為9.5m×6.5m,鋼承板的肋高60mm,板厚度為150mm。俟混凝土 澆置完成一段時間後,將混凝土鋼承板下面的鋼承板移除,剩下只有鋼筋網的混 凝土樓版,移除的鋼承板相當於火災時板的強度和剛度損失。板垂直支承於梁和 柱上,水平方向沒有束制。試驗結果顯示四邊簡支承樓版的承載力遠大於依據傳 統降伏線理論計算所得的承載力。



<u>圖 2.10 英國 Cardington 鋼構大樓之七次火害實驗範圍示意圖(</u>參考書目[49])



No.	Test	Fire compartment		Load		
		Size, (m)	Area (m <sup>2</sup> )	Fire	Mechanical (%)	
1	One beam heated by gas	8 × 3	24	Gas	30	
2	One frame heated by gas	$21 \times 2.5$	53	Gas	30	
3	Corner compartment	9×6	54	40 kg/m <sup>2</sup> of wood cribs	30	
4	Corner compartment	$10 \times 7$	70	45 kg/m <sup>2</sup> of wood cribs	30	
5	Large compartment	$21 \times 18$	342	40 kg/m <sup>2</sup> of wood cribs	30	
6	Office-Demonstration	$18 \times 9$	136	45 kg/m <sup>2</sup> of wood cribs	30	
7	Structural integrity	11 x7	77	40 kg/m <sup>2</sup> of wood cribs	56	

## 表 2.1 英國 Cardington 七次火害實驗基本資料

## (參考書目[49])

No.	Org.	Floor	Time (min) to max. atmosphere temp.	Maximum temperature (°C)		Measured deformations (mm)	
				Gas	Steel	Maximal	Residual
1	BS <sup>a</sup>	7	170	913	875	232	113
2	BS	4	125	820	800	445	265
3	BS	3	114	1000	903	269	160
4	BRE <sup>b</sup>	2	75	1020	950	325	425
5	BRE	3	70	_	691	557	481
6	BS	2	40	1150	1060	610	
7	ČVUT℃	4	55	1108	1088	>1000	925

#### 表 2.2 英國 Cardington 七次火害實驗範圍

## (參考書目[49])

2012年美國加州大學聖地亞哥分校(UCSD)利用其全球獨特之戶外振動台[54], 進行 5 層樓實尺寸鋼筋混凝土實驗屋受地震作用後遭遇火災的實驗,如圖 2.12 所 示,評估非結構構件、維生管線及防火設備在地震破壞後之防火能力與火害行為。



## 圖 2.12 美國加州大學聖地亞哥分校(UCSD) 鋼筋混凝土實驗屋(參考書目[54])

剪力釘對混凝土鋼承板耐火性能影響之研究

Dong 等人[55-59]曾藉由 3 層樓之鋼結構實驗屋(由鋼筋混凝土樓版、鋼樑、鋼 柱和磚牆構成,一樓高度 3.5m,二至三樓高 3m,每層為 3×3 跨,每跨 4.5m),依 據 ISO834 進行一系列火害實驗,分別探討鋼筋混凝土雙向板、鋼梁、鋼柱、梁柱 接合等耐火性能,如圖 2.13 所示。Lou 等人[60,61]研究門形鋼構架在真實火災下 連續性倒塌問題,分別建造 36 mx12 m 及 12 mx6 m 門形鋼構架,進行真實火害實 驗與數值模擬,探討火害下門形鋼構架之局部破壞,進而引起連續性倒塌,實驗 結果顯示大約火害時間 15~20 分鐘門形鋼構架,分別出現向內及向外倒塌,經由 適當設計,可阻止火災範圍的蔓延、減少消防隊員傷亡和結構破壞程度,如圖 2.14 及圖 2.15 所示。



圖 2.13 3 層樓鋼結構實驗屋(參考書目[57])



(e) 19 min

(f) after test











(d) after test

# 圖 2.15 門形鋼構架真實火災實驗(2)(參考書目[61])

## 第六節 火害鋼筋混凝土結構補強研究

國內李其忠等人[62] 以自充填混凝土及聚丙烯纖維自充填混凝土修復4根受 火害後的鋼筋混凝土柱,並依據CNS 12514[63]進行耐火試驗,實驗結果發現4根柱 均具有4小時防火時效,但是自充填混凝土修復柱,受高温時發生混凝土爆裂,其 深度可見箍筋,影響柱的耐火性能。聚丙烯纖維自充填混凝土修復柱,則在高溫 中無明顯發生混凝土爆裂。由火害後修復柱之殘餘強度試驗結果顯示,柱的殘餘 強度與核心混凝土強度有關。陳舜田等人[17]探討鋼筋混凝土柱受火害後,將受火 害較嚴重部份之混凝土敲除,補以添加膨脹劑之混凝土,則原柱體是否可恢復大 部份强度及勁度以繼續使用。試驗結果顯示經火害受損之柱試體(三種斷面尺寸 20cm、30cm、40cm,長度180cm)補強後之柱構件強度及勁度大致尚能恢復未受火 害前之情形。趙文成等人[64]探討鋼筋混凝土柱受火害後,藉以碳纖維與玻璃纖維 貼布纏繞方式,外層塗以環氧樹脂固定進行補強,試驗結果得知,補強後之試體 皆能恢復未受火害前之強度。黃獻政[65]探討鋼筋混凝土樓版火害後應用碳纖維複 合材料補強效果,其研究成果顯示,補強過之樓版在強度和勁度均高於未補強之 樓版,在低補強量(50% 以下)時貼片強度可完全發揮,高補強量(70% 以上) 時因貼片脫離或支承破壞而使貼片無法發揮其強度。陳志弘[66]研究防火版材應用 於一般碳纖維補強梁之強度影響,藉以分析防火版材之防火能力,進而探討版材 披覆之施工法,做為日後防火版材施工參考依據。林慶元[67]及周逢霖等人[68]探 討鋼筋混凝土梁使用鋼板貼片補強後遭受高溫之行為,梁尺寸為30cm×50cm×950cm ,補強採用鋼板貼覆於梁底以補強彎矩強度之作法。由試驗結果發現,補強試體 之強度隨受熱增高而降低,另補強試體在預載加熱階段中之最大撓度與跨度比遠 大於常溫補強試體,且補強試體受熱後之破壞最大撓度與跨度比明顯較常溫之補 強試體大,應於設計過程中對此撓度影響詳加考慮。林宗毅[69]曾研究火害受損之 鋼筋混凝土梁試體,對於不同再養護方式與不同養護齡期之下,以及進行碳纖維 強化複合材料貼片補強的承載行為分析。製作60根鋼筋混凝土梁試體,尺寸為15 公分×22公分×120公分。考慮常温(25℃)及火害温度(600 $\mathbb C$ ),火害延時為120 分鐘,養護方式分為「室內靜置養護」與「灑水養護」,養護齡期有30天、90天、 180天、270天,補強則分為無補強、單層U型撓曲補強。實驗結果發現強度較小之

鋼筋混凝土梁補強後提升強度效率較大,灑水養護3個月後補強為較有效率且強度 已超過原始補強強度,養護齡期6至9個月齡期較長,因此強度變化較不大。

國外 Bisby 與 Kodur [70]、Williams 等人[71]、Chowdhury 等人[72]、Ahmed 與 Kodur [73,74]進行具有防火被覆之 FRP 補強鋼筋混凝土 T 形梁及矩形梁的耐火 性能試驗,探討碳纖維及玻璃纖維複合材料、不同防火被覆材料、梁的束制條件 等參數對其防火時效影響,並進行火害後殘餘強度試驗,及提出數值模擬程式評 估 FRP 補強材料受高溫時黏結性降低的影響。Haddad 等人[75,76]探討受火害鋼筋 混凝土單向板及 T 形梁,將受火害較嚴重部份之混凝土敲除,補以 FRP,試驗結 果顯示經火害受損試體補強後大致尚能恢復未受火害前之情形。Yaqub 等人[77,78] 則探討受火害鋼筋混凝土方形 (20cm×20cm)及圓形 (直徑 20cm) 柱,將受火害 較嚴重部份之混凝土敲除,以不同 FRP 材料進行補強,補強後柱試體多可恢復大 部份強度及勁度。

## 第七節 建築物修復補強

以建築物修復補強為探討主題之文獻資料相當豐富,如「鋼筋混凝土建築物 之修復與補強技術彙編」[79],「鋼筋混凝土建築物之修復與補強技術彙編(二)」[80], 「既有混凝土結構物維修及補強技術手冊」[81],「混凝土結構物修補技術指引」 [82]。依據本所93年研究「鋼筋混凝土建築結構桿件補強準則之研擬」[83],對於 修復與補強的定義為修復是將損壞桿件回復至原有強度,補強是回復或提高原有 結構桿件的強度。

目前工程界修復補強材料種類可分為(一)填補用修補材料,常用為水泥系 修補材料(如水泥砂漿或一般混凝土材料)、樹脂砂漿材料及裂縫灌注材料。(二) 補強修補材料,建築結構修復補強工法常以外加貼片(鋼板、FRP...)或植入鋼材 (螺栓、鋼筋)等方法,以補強原有構造。

建築物的補強方式大致分為,(一)原有結構桿件補強:當結構補強的桿件數 量不多,這些桿件的結構補強結果,對建築物的整體耐震性能力影響並不大。單 純的結構桿件補強,應避免不當或過當的補強,因而使得臨近的未補強桿件成為 耐震弱點,或降低原有建築物的耐震能力。(二)原有結構系統補強:在不改變原 有結構系統及結構行為的狀況下,將舊有梁、柱、牆壁、樓版等,作整體性、系 統性的補強。例如將部份的柱梁構架系統補強,或將原有剪力牆由下至上作整體 性的補強等。原有結構系統的補強,應會提高原有建築物之耐震能力,唯仍應避 免原有結構系統補強後,反而產生偏心扭轉振動,或新增其他耐震弱點的情形發 生。(三)新增結構桿件或新增結構系統(如新增柱梁構架等)的結構行為,否則, 任意新增結構桿件或新增結構系統(如新增柱梁構架等)的結構行為,否則, 任意新增結構桿件或新增結構系統,是相當危險的。因為新增結構桿件或新增結 構系統,可能會改變原有的結構系統及結構行為。若處理不好,新增結構桿件或 新增結構系統的本身,或其鄰近的未補強桿件,反而可能形成耐震弱點,不但無 法提昇原有建築物的耐震能力,甚至可能幫倒忙。

## 第八節 混凝土鋼承板剪力釘火害研究

Zhao 與 Kruppa [84]利用推出試驗設備,經由定載及 ISO 834 標準升溫試驗, 載重比為0,0.2,0.4,0.6 等,進行在常溫與高溫下平版和鋼承板與鋼梁垂直混凝 土版中剪力釘之抗剪性能研究,共47組試驗,提出高溫下剪力釘承載力計算公式。 Mirza 等人[85,86]使用 ABAQUS 有限元素軟體建立含鋼梁之複合鋼承板模型,分 析剪力釘在高溫中的承載力與水平滑移量關係。並對高溫中(200℃、400℃、600  ${\mathbb C}$ )的平版和鋼承板與鋼梁垂直混凝土版中剪力釘之抗剪性能進行試驗,實驗結果 顯示平版混凝土中的剪力釘之承載力較鋼承板中的剪力釘高,平版混凝土中的剪 力釘之延展性較鋼承板中的剪力釘差,且經由實驗數據擬合得到高溫下剪力釘承 載力計算公式。陳玲珠等人[87.88]採用 ABAQUS 有限元素軟體,建立三維的溫度 場分布,模擬分析高溫中合成梁之剪力釘破壞形式、破壞原因及抗剪承載力和荷 重-滑移關係。且進行高溫下平版、鋼承板與鋼梁垂直和鋼梁平行混凝土版剪力釘 推出試驗,計24個試驗,實驗結果發現,平版混凝土及鋼承板與鋼梁平行混凝土 版試體均為焊道上側剪力釘剪斷破壞,鋼承板與鋼梁垂直混凝土版試體,在溫度 較低時為混凝土拔出破壞,在溫度較高時為剪力釘剪斷破壞,此外,剪力釘的抗 剪承載力和剛度隨溫度上升而減小,平版混凝土及鋼承板與鋼梁平行混凝土版試 體剪力釘的承載力較鋼承板與鋼梁垂直混凝土版試體高。

## 第九節 剪力釘承載力

國內有關剪力釘承載力的規定,於「鋼結構極限設計法規範及解說」[89] 第 九章合成構材有要求,但未考慮受高溫,其條文如下:

# 9.6 剪力釘 9.6.1 材料 (1) 剪力釘材料應符合第三章之規定。 (2) 剪力釘之長度應大於4倍剪力釘之直徑。 (3) 剪力釘應埋置於每立方公尺重量不少於1.45 噸之混凝土中。而混凝土材料應 符合相關規範之規定。 9.6.2 水平剪力 除包覆型合成深外,鋼骨與混凝土版間之剪力應假設全由剪力釘傳遞。在混 凝土承受彎曲壓力下,最大正彎矩至零彎矩間所承受之總水平剪力應為下列三者 中最小者: (1) $0.85 f_c A_c$ ; (2) $A_c F_v \mathcal{B}(3) \sum Q_n$ 。 其中: $f'=混凝土之標稱抗壓強度, tf/cm^2$ $A_{a}$ =在有效寬度內之混凝土面積, cm<sup>2</sup> $A_{\rm s}$ =鋼骨之斷面積, cm<sup>2</sup> $F_v$ =鋼骨之標稱降伏應力, tf/cm<sup>2</sup> $\sum Q_n$ =最大正彎矩至零彎矩間剪力釘之總標稱強度,tf 合成斷面連續梁在負彎矩區內之縱向鋼筋與鋼骨共同作用時,則最大負彎矩

至零彎矩間所承受之總水平剪力可取 $A_r F_{vr}$ 及 $\sum Q_n$ 兩者之較小者。

其中:

 $A_r$ =混凝土版有效寬度內縱向鋼筋之斷面積, cm<sup>2</sup>

 $F_{\rm vr}$ =縱向鋼筋之標稱降伏應力, tf/cm<sup>2</sup>

 $\sum Q_n$ =最大負彎矩至零彎矩間剪力釘之總標稱強度,tf

9.6.3 剪力釘之強度

1. 埋置於均勻厚度混凝土版內單一剪力釘之標稱強度為:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f_c'E_c} \le A_{sc}F_u$$

其中:

 $A_{sc}$ =剪力釘之斷面積, cm<sup>2</sup>

 $f_c$ =混凝土之抗壓強度,tf/cm<sup>2</sup>

 $F_{\mu}$ =剪力釘之標稱抗拉強度,tf/cm<sup>2</sup>

 $E_c$ =混凝土之彈性模數,tf/cm<sup>2</sup>

2.剪力釘埋置於鋼浪板上之混凝土版中者,其強度須以「鋼結構極限設計法規範及解說」9.4.5 節之公式(9.4-1)或(9.4-2)中之折減係數修正之,但此係數只用在式(2-12)中之 $0.5A_{sc}\sqrt{f'_cE_c}$ 一項。

#### 9.6.4 所需剪力釘之數目

最大正彎矩或最大負彎矩至零彎矩間所需剪力釘之數目為以9.6.2節計算出 之總水平剪力,除以根據9.6.3節所計算得之單一剪力釘之標稱強度計得。

#### 9.6.5 剪力釘之配置

- 1.在最大正彎矩或最大負彎矩至零彎矩間之剪力釘,可以其所需數目以等間距配置。但在任一集中載重至鄰近零彎矩間之剪力釘數目,須足以發展出集中載重處所需之最大彎矩。
- 2.剪力釘側向應最少有 2.5 cm 厚之混凝土保護層,但設置在鋼浪板肋梁上之剪力 釘除外。
- 3.除非直接配置在腹板正上方之翼板,否則剪力釘之直徑不得大於2.5倍鋼骨翼板之厚度。

4.兩剪力釘間之最小中心間距,在梁之軸方向為6倍釘直徑,在橫方向為4倍釘 直徑;但鋼浪板肋梁上之剪力釘,兩方向之最小間距均為4倍剪力釘直徑。兩剪 力釘間之最大中心間距為8倍混凝土版總厚。 Eurocode 4 [90]有考慮剪力釘受高溫的承載力計算方法,其相關規定如下:

#### 1.1 承載力法

#### 1.1.1 鋼梁溫度

Eurocode 4 建議鋼梁的溫度分成三個部分計算。對於下翼板、腹板分別依據四面 受火考慮,若鋼梁高度小於 500 mm,腹板溫度可取下翼板溫度;對於上翼板,若 混凝土樓板與鋼梁翼板的接觸面積超過 85%,則上翼板可依據三面受火;否則仍 應依據四面受火考慮。對於無防火被覆和有防火被覆的鋼構件在標準升溫下的升 溫,分別採用下列升溫計算公式進行計算。

無防火被覆:

$$\Delta \theta_{a,t} = k_{shadow} \left( \frac{1}{c_a \rho_a} \right) \left( \frac{A_i}{V_i} \right) \dot{h}_{net} \Delta t$$
(2-13)

 $C_a$ 為鋼材比熱; $\rho_a$ 為鋼材密度; $A_i$ 為第i層鋼材每單位長度之曝火面積; $A_i/V_i$ 為第i層鋼梁斷面之斷面因子; $V_i$ 為第i層鋼梁單位長度之體積; $\Delta t$ 為時間間隔。其中, $k_{shadow}$ 為考慮鋼梁翼板對腹板的熱輻射影響的折減係數。

$$\begin{split} \dot{h}_{net,r} &= \varepsilon_m \varepsilon_f \left( 5.67 \times 10^{-8} \right) \left[ \left( \theta_i + 273 \right)^4 - \left( \theta_{a,t} + 273 \right)^4 \right] \\ \dot{h}_{net,c} &= hakshikiska (here) hakshikiska$$



$$\begin{split} y_{T} &= \frac{f_{ay,\theta|}(b_{1})(e_{1}^{2}/2) + f_{ay,\thetaw}(\mathbf{h}_{w}\mathbf{e}_{w})(e_{1} + \mathbf{h}_{w}/2) + f_{ay,\theta2}(b_{2}e_{2})(h - e_{2}/2)}{T^{+}\gamma_{M,fi,a}} \\ T^{+} &\leq NP_{fi,Rd} \\ &\approx (h_{c} - h_{u}) \geq h_{cr} \cdot \mathfrak{M} \\ h_{u} &= \frac{T^{+}}{b_{eff}f_{c}/\gamma_{M,fi,c}} \\ &\approx (h_{c} - h_{u}) < h_{cr} \cdot \mathfrak{M} \\ h_{u} &= (h_{c} - h_{cr}) + 10(n - 2) + h_{u,n} \\ T^{+} &= F = \frac{(h_{c} - h_{cr})(b_{eff})f_{c} + \sum_{i=2}^{n-1}(10b_{eff})f_{c,\thetai} + (h_{u,n}b_{eff})f_{c,\thetan}}{\gamma_{M,fi,c}} \\ y_{F} &\approx h + h_{c} - (h_{u}/2) \\ M_{fi,Rd^{+}} &= T^{+}(y_{F} - y_{T}) \\ &\& \mathfrak{B}\mathfrak{B}\mathfrak{B}\mathfrak{B}\mathfrak{K}\mathfrak{K}\mathfrak{K}\mathfrak{H} : \\ M_{fi,Rd^{+}} &= T^{-}(y_{T}^{-} - y_{F}^{-}) \\ \end{split}$$

 $F \leq N \times P_{fi,Rd} - T^-$ 

$$\begin{split} & h_{cr} \, \text{s} \text{R}kk \pm 4 \, a c \mbox{old} 250 \mbox{C} \mbox{g} \mbox{old} \mbox{g} \mbox{g} \mbox{f} \mbox{g} \mb$$

由式(2-15)所求得之
$$P_{fi,Rd}$$
如下式:  
 $P_{fi,Rd} = 0.8k_{u,\theta}P_{Rd}$  (2-17)  
由式(2-16)所求得之 $P_{fi,Rd}$ 如下式:  
 $P_{fi,Rd} = k_{c,\theta}P_{Rd}$  (2-18)  
 $k_{u,\theta}$ 為鋼材極限強度折減係數,剪力釘溫度取鋼材上翼板溫度的 0.8 倍;  
 $k_{c,\theta}$ 為濕凝土抗壓強度折減係數,混凝土溫度取鋼梁上翼板溫度的 0.8 倍;  
 $k_{c,\theta}$ 為濕凝土抗壓強度折減係數,混凝土溫度取鋼梁上翼板溫度的 0.4 倍。  
**1.2 臨界溫度法**  
對於兩端簡支、鋼梁斷面雙軸對稱、梁高度小於 500mm、混凝土樓板厚度大於  
120mm 的合成梁,其臨界溫度可依據載重比簡化獲得。  
耐火時效 30 分鐘:  
 $0.9\eta_{fi,t} = f_{ay,\theta cr}/f_{ay}$   
其他耐火時效:  
 $1.0\eta_{fi,t} = f_{ay,\theta cr}/f_{ay}$   
利 $fi,t$ 為載重比; $f_{ay,\theta cr}$ 為合成梁達到臨界溫度時的鋼材降伏強度; $f_{ay}$ 為常溫  
下鋼材降伏強度。

## 第三章 實驗計劃

#### 第一節 試驗規畫

實尺寸鋼構屋受火害修復區域為105年11月29日第1次火害實驗與106年5月4 日第2次火害實驗,如圖3.1所示,經與106年度委託研究案「實尺寸鋼構屋彎矩連接 與剪力連接鋼梁之火害結構行為研究」研究團隊討論,依據臺灣省土木技師公會99年 3月鑑定手冊,進行火害後之結構安全鑑定與取樣後,將受火害的混凝土鋼承板予以拆 除重新製作,如圖3.2所示。另有關實尺寸鋼構屋受火害之量測項目及檢測試驗結果, 請詳閱委託研究案「實尺寸鋼構屋彎矩連接與剪力連接鋼梁之火害結構行為研究」報 告書[3],本文不再贅述。106年11月16日進行火害修復區(2)之火害實驗,其實驗結 果詳「實尺寸鋼構屋火害後修復混凝土鋼承板之耐火行為研究」報告書[4],今(107)年 將進行火害修復區(1)之火害實驗。



## <u>圖 3.1 火害修復位置</u>(本研究整理)



(a)火害修復區(1)



(b) 火害修復區(2)

## 圖 3.2 火害實驗區之混凝土鋼承板(本研究整理)

## 第二節 試體製作

本研究依據原混凝土鋼承板試體尺寸規格進行製作。 3-2-1 試體尺寸:

本研究修復混凝土鋼承板試體尺寸為 600 cm×600 cm, 樓版厚度 15 cm, 鋼承板 厚度 1.2mm, 保護層厚度依規範規定為 2 cm, 如圖 3.3 所示。





#### 圖 3.3 試體立面圖(本研究整理)

3-2-2 鋼筋:

下層主筋配置#4 @305mm,上層鋼箍筋為#3 @150 mm,如圖 3.3 所示。 3-2-3 鋼承板:

鋼承板厚度 1.2 mm, 肋高 76mm, 肋距 305mm。

3-2-4 混凝土

本研究混凝土採用環球水泥股份有限公司預拌混凝土廠供應,粗骨材為台灣常見 之矽質骨材,水泥為環球水泥股份有限公司生產之波特蘭水泥第 I 型,常溫設計抗壓 強度為 210kgf/cm<sup>2</sup>,其詳細配比內容,如表 3.1 所示。於混凝土澆置時製作 15×30cm 的圓柱試體,藉以評估 28 天抗壓強度是否符合要求,如表 3.2 所示。並在試驗前進行 抗壓強度試驗以做為評估加載依據。

3-2-5 剪力釘

小梁剪力釘長度為 1.5 倍鋼承板凹槽深度,及小梁剪力釘間距縮小一半配設,即 剪力釘直徑取 D = 16mm、長度取 L =  $1.5 \times 76$ mm=114 mm;剪力釘配置於梁軸向取 30.5cm 之一半 ( $\geq 6d$ )、於梁橫向取 15cm ( $\geq 4d$ ),如圖 3.4 所示。

#### 剪力釘對混凝土鋼承板耐火性能影響之研究



## 圖 3.4 修復混凝土鋼承板試體之剪力釘及鋼承板(本研究整理)

水膠比	各成分的含量(kg/m <sup>3</sup> )						
W/ (C+P)	水	水泥	爐石	飛灰	細粒料	粗粒料	化學添加物
0.59	183	221	64	31	989	839	3.16

## 表 3.1 修復混凝土配比表 ( $f_c$ '=210kgf/cm<sup>2</sup>)

(本研究整理)

## 表 3.2 修復混凝土抗壓強度

齡期(天)	7	28	83	350
平均抗壓強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	250	352	389	383

(本研究整理)

3-2-6 試體熱電偶線配置

為量測修復試體混凝土、鋼筋及鋼承板之溫度,於試體內預先埋設K-Type型式的 熱電偶線,以量測試體加熱期間混凝土、鋼筋與鋼承板溫度變化及分佈情形,可提供 後續數值分析及其他相關研究用,如圖 3.5 所示,其相關量測位置與原混凝土鋼承板試 體一致,但限於經費與人力,量測數量將酌予減少,分為4種形式,(1)單純樓版,如 編號 TS-C31、TS-C33、TS-C35(2)小梁上方樓版,如編號 TS-C22、TS-C24、TS-C42、 TS-C44(3)外大梁上方樓版,如編號 TS-C02、TS-C04、TS-C20、TS-C40(4)內大梁上 方樓版,如編號 TS-C26、TS-C46、TS-C62、TS-C64。



圖 3.5 試體熱電偶線配置示意圖(本研究整理)

圖 3.6為單純樓版熱電偶線配置情形,此斷面包含兩處平面位置:肋底及肋高各一, 總計有 8 個測溫點。在肋底處之厚度方向佈有 4 點(b1~b4),分別在鋼承板表面(b1)、 下層主鋼筋表面(b2)(即混凝土保護層)、鋼承板肋高之混凝土(b3)、下層溫度鋼筋底表 面(b4);在肋高處之厚度方向配置有 4 點(t1~t4),分別在鋼承板表面(t1)、下層溫度 鋼筋底表面(t2)、鋼承板肋高上方 5 公分處混凝土(t3)、混凝土表面(t4)。



圖 3.6 單純樓版熱電偶線配置圖

圖 3.7 為小梁上方樓版熱電偶線配置情形,該斷面包含兩處平面位置:肋底及肋高 各一,總計有 8 個測溫點。在肋底處之厚度方向佈有 4 點(b1~b4),分別在剪力釘周 圍之鋼承板表面(b1)、下層主鋼筋表面(b2)(即混凝土保護層)、鋼承板肋高之混凝土(b3)、 下層溫度鋼筋底表面(b4);在肋高處之厚度方向佈有 4 點(t1~t4),分別在鋼承板表面 (t1)、下層溫度鋼筋底表面(t2)、鋼承板肋高上方 5 公分處混凝土(t3)、混凝土表面(t4)。



圖 3.7 小梁上方樓版熱電偶線配置圖

圖 3.8 為外側大梁上方樓版熱電偶線配置情形,該斷面總計有6個測溫點(gl~g6)。



#### 圖 3.8 外大梁上方樓版熱電偶線配置圖

圖 3.9 為內側大梁上方樓版熱電偶線配置情形,由於處於新舊混凝土交界面, 測溫點數較外大梁多,該斷面總計有9個測溫點。



圖 3.9 內大梁上方樓版熱電偶線配置圖

3-2-7 試體修復製作

本研究試體修復製作過程簡述如下:將受火害之樓版打除,重新吊裝新的小梁, 再依序進行鋼承板鋪設、剪力釘植銲、新舊樓版介面植筋、鋼筋配設及熱電偶線埋設 等,另為避免移除混凝土表面細砂及灰塵影響新舊混凝土黏結力,以高壓水槍將移除 混凝土表面細砂及粉塵去除,以利新舊混凝土之接合。預拌混凝土澆置前,新舊混凝 土黏結界面,分別在火害修復區(1)以水泥漿添加海菜(主要成份為甲基纖維素(Methyl Cellulose),運用在水泥或砂漿中時,可增強附著性、保水性及工作性);火害修復區 (2)以環氧樹脂黏結材料施作(已於 106 年進行火害試驗),探討兩者受火害之差異,如 圖 3.10~圖 3.15。



(a)火害修復區(1)



(b) 火害修復區(2)

圖 3.10 火害實驗區之混凝土鋼承板拆除(本研究整理)



圖 3.11 混凝土鋼承板重新鋪設(本研究整理)



圖 3.12 修復樓版之熱電偶線埋設照片(本研究整理)



圖 3.13 修復樓版以高壓噴水清潔(本研究整理)



圖 3.14 修復前鋪置混凝土黏性塗層 (本研究整理)


### 圖 3.15 樓版修復完成(本研究整理)

3-2-8 火害實驗區熱電偶樹配置

為瞭解火害實驗區間溫度的分布及傳遞,與之前火害實驗相同將配置熱電偶樹, 分成2種,一種為配置在鋼承板下方,設計在靠近牆邊1/2 跨距的位置,該位置在垂直 高程上佈有7個測溫點,另一種則配置於小梁下,設計在1/3 梁長的位置,該位置在垂 直高程上佈有6個測溫點,火害實驗區的熱電偶樹配置圖,如圖3.16 及圖3.17 所示。





3-2-9 火害實驗區之隔間與防火被覆

本研究火害實驗之隔間工程採用高壓蒸氣養護輕質混凝土(Autoclaved Lightweight Concrete),簡稱 ALC, ALC 具有 1~2 小時的防火時效。本次火害實驗之隔間牆分成 雨部分,第一部份先以 ALC 磚牆進行隔間,將 2 跨×2 跨之鋼構實驗屋分隔出火害實驗 區及儀器區,第二部分將鋼柱和部份大梁以 ALC 板包覆,藉此對鋼柱與大梁形成雙重 防火保護,如圖 3.18 及圖 3.19 所示。本次火害實驗區內的鋼柱與大梁並非實驗構件, 並考量實驗安全,火害實驗區內所有鋼柱與大梁,先在 ALC 隔間工程進行前,施做 2 小時防火時效的濕式蛭石防火被覆。



圖 3.18 火害實驗之隔間平面圖(本研究整理)



圖 3.19 火害實驗之隔間工程施作(本研究整理)

## 第三節 試驗方法

3-3-1 試驗加載

本研究將採用(1.0D+0.4L)的載重設計,鋼構實驗屋結構設計時的靜載重 D=380 kgf/m<sup>2</sup>,活載重 L=832f kg/m<sup>2</sup>,目前實驗屋已承載靜載重 D=380 kgf/m<sup>2</sup>,火害實驗時以 48 個水桶加載至 333 kgf/m<sup>2</sup>,如圖 3.20 所示。



圖 3.20 火害實驗加載用水桶

3-3-2 試驗火載量

本研究之木燃料堆構造設計主要根據滅火器規範-CNS 1387(104 年版) [91]之 A 類火災試驗模型,採用由木條所組成之架構,木條下方包含以角鋼組成之支撐架使其 高度可在地板上方 400 mm 處,並且將燃料盤(火源)放置於支撐架下方,以酒精膏作為 點火源,如圖 3.21 所示,並依木材火載量密度 40 kg/m<sup>2</sup>,於火害實驗的區劃空間內裝 置9堆木燃料堆,如圖 3.22 及圖 3.23 所示。

木條種類選用阿拉斯加雲杉,木條尺寸參考 CNS 1387 (96 年版) [92],截面邊長分 別為 30 mm、35 mm,長度為 900 mm 之木條,木燃料之堆疊方式則參考 CNS 1387 (104 年版) [91]之表 8 中之 6A,以每層 10 支木條進行排列,層數則依照木材火載量設計進 行調整。

57

#### 剪力釘對混凝土鋼承板耐火性能影響之研究



單位:mm





## 圖 3.22 火害實驗區木燃料堆配置示意圖



圖 3.23 火害實驗區木燃料堆與熱電偶樹照片

3-3-3 試體位移量測

樓版位移量測位置,如圖 3.24 所示,樓版變形僅考慮垂直變位,量測位置為中垂線上均佈 3 個測點,測點與測點之間的距離為 1/4 的跨距,總計有 3 點。



3-3-4 試驗流程

本研究火害實驗為定載升溫與降溫的現地真實結構火害實驗,與本(107)年度委託 研究案「實尺寸鋼構屋切削減弱式接頭鋼梁(RBS)與梁柱接頭之火害結構行為研究」共 同進行火害實驗,為維護實驗安全,協調台南市消防局在旁支援待命,量測儀器與攝 影設備開始記錄,隨即依序點燃本次火災區劃空間內的木燃料,如圖 3.25 所示,進行 火害實驗,由於本研究實驗的標的為混凝土鋼承板,實驗的中止條件將參考 CNS 12514-1[5]第 10.2.1 節承重能力之(a)項,對撓曲構造的規定,其規定之最大撓曲量(D) 與最大撓曲速率(dD/dt)如下:

 $D = L^2/400d (mm)$ 

(3-1)

(3-2)

 $dD/dt = L^2/9000d \text{ (mm/min)}$ 

公式(3-1)和公式(3-2)中,L 為試體之淨跨度(mm),d 為試體構造斷面之壓縮側緣至拉 伸側緣之距離,公式(3-2)的變形速率基準通常在撓度達到 L/30 的變形量時才會被應用, 量測結果只要超過公式(3-1)或公式(3-2)之值,構件即視為承重能力失敗。



圖 3.25 本次火害實驗區範圍(本研究整理)

# 第四章 實驗結果

# 第一節 火害實驗

4-1-1 火害實驗觀察

本次火害實驗範圍區域分為A、C區;於107年8月10日進行,實驗當日為 多雲且午後有雷陣雨,風向西南風,氣溫31.2℃,室外相對溼度70%,本研究之 修復混凝土鋼承板為C區,僅以C區進行觀察與討論,火害現場觀測紀錄,如表 4.1 所示,實驗過程中的照片如圖4.1~圖4.5。

表 4.1 火害實驗觀察紀錄表

時間(分:秒)	現象描述
00:00	開始點火
01:55	室內產生煙霧飄向戶外
04:33	室內火焰碰觸天花板
04:55	觀測到輕微聲響
07:00	火焰集中在偏北侧,南侧木堆不 見火焰
15:25	閃燃(室內天花板溫度已達 600 ℃)
18:30	全面燃燒(旺盛期)
18:44	大量火焰以及黑煙由開口竄出
36:00	火勢減小
36:54	黑煙消散
50:22	無可視明火



圖 4.1 火害實驗前照片



<u>圖 4.2 火害實驗照片(1)</u>



<u>圖 4.3 火害實驗照片(2)</u>



<u>圖 4.4 火害實驗照片(3)</u>



## 圖 4.5 火害實驗照片(4)

圖 4.6 及圖 4.7 為火害實驗後照片,可發現混凝土鋼承板與小梁些許燻黑,且鋼承 板接縫處出現分離之情況,小梁於靠近內牆處產生側向扭轉挫屈。



<u>圖 4.6 火害實驗後照片(1)</u>



## 圖 4.7 火害實驗後照片(2)

4-1-2 火害實驗空間溫度

各熱電偶樹平均溫度,如圖 4.8 所示,可發現約前 260 秒為引燃期,260 秒後室內 溫度明顯快速上升,925 秒時天花板平均溫度已達 600°C,此時發生閃燃(以室內平均 溫度 600 °C 為閃燃發生的判定),後持續上升至約 1500 秒時達到一處平台區,1900 秒 時溫度急遽上升,在 2050 秒至 2250 秒時,室內總平均溫度達到高峰約 922°C,隨後室 內溫度開始下降進入衰退期,最高溫度發生於內牆面(TT-C44)在 2231 秒時平均溫度為 1030.5°C。圖 4.9 為室內總平均溫度與僅考慮接近天花板的平均溫度比較,火害引燃期 兩者溫度差異不大,260 秒後接近天花板的平均溫度較室內總平均溫度高,兩者最大相 差約 149°C。圖 4.10 為室內總平均溫度與 CNS 12514-1 及 EN 1991-1-2 火場模擬時間溫 度曲線的比較,由於實驗區劃空間溫度在木堆引燃後,緩慢的溫度上升,此為火災的 起火期與成長期,然而,CNS 12514-1 及 EN 1991-1-2 火場模擬時間溫度曲線為火災的 閃燃及全盛期,因此,將火害實驗區劃空間平均溫度向左平移,發現實驗 260 秒室溫 急遽上升與 CNS 12514-1 類似,火害實驗高溫期較 CNS 12514-1 高,但比 EN 1991-1-2 略低, CNS 12514-1 未考慮火災的衰退期,溫度持續上升。EN 1991-1-2 有考慮火災的 衰退期, 然而火害實驗降溫速率剛開始較快,後期則較為緩慢。





<u>圖 4.10 火害實驗空間平均溫度與 CNS12514-1 及 EN 1991-1-2 比較圖</u>(本研 究整理)

4-1-3 混凝土鋼承板溫度分佈

一、單純樓版

由於本實驗蒐集的數據相當多,今分別對混凝土、鋼筋、鋼承板進行討論。 (1) 混凝土

由圖 4.11~圖 4.13 發現混凝土溫度升高與其位置及斷面內部水份的多少有關, 當試體內部溫度到達 100℃左右時,試體內部孔隙水吸熱之相變化會造成升 溫遲滯之現象,試體內的最高溫度不是發生在加熱結束時,而是在冷卻過程 中出現,主要因混凝土為熱惰性材料,在火災結束時試體表面溫度開始下降, 但仍高於非曝火面處之溫度,部份熱量仍會往內部傳送,致使試體內部溫度 繼續上升。混凝土溫度最高發生在 C31-b3 處約為 190.1℃,依 Eurocode 2 [12] 之建議,混凝土之抗壓強度將衰減至常溫抗壓強度的 96%。

(2) 鋼筋

67

圖 4.11~圖 4.13 顯示拉力鋼筋最高溫度 C33-b2 為 340.1℃、C31-b2 為 326.3℃、C35-b2 為 252.5℃,依 Eurocode 2 [12] 之建議,400℃時,鋼筋降伏強度開始出現明顯降低的現象。溫度鋼筋之溫度最高發生在 C31-t2 處為 190.1℃。
(3) 鋼承板

由圖 4.11~圖 4.13 發現鋼承板溫度離室內開口 5 公尺(C35)處之溫度最高為 728.4℃,距離室內開口 1 公尺(C31)達 635.3℃,距開口 3 公尺(C33)達 591.3 ℃。另鋼承板波谷(b1)溫度高於波峰(t1),可能離火源較近。





二、小梁上方樓版

小梁上方樓版溫度與單純樓版之溫度變化大致相同。

(1)混凝土

由圖 4.14~圖 4.17 發現混凝土溫度升高與其位置及斷面內部水份的多少有關, 當試體內部溫度到達 100℃左右時,試體內部孔隙水吸熱之相變化會造成升溫 遲滯之現象,試體內的最高溫度不是發生在加熱結束時,而是在冷卻過程中出 現,主要因混凝土為熱惰性材料,在火災結束時試體表面溫度開始下降,但仍 高於非曝火面處之溫度,部份熱量仍會往內部傳送,致使試體內部溫度繼續上 升。混凝土溫度最高發生在 C42-b3 處約為 210.6℃,依 Eurocode 2 [12] 之建議, 混凝土之抗壓強度將衰減至常溫抗壓強度的 94%。

(2)鋼筋

圖 4.11~圖 4.17 顯示拉力鋼筋最高溫度 C42-b2 為 385.7℃、C44-b2 為 380.6℃、 C22-b2 為 334.3℃、C24-b2 為 325.2℃,依 Eurocode 2 [12] 之建議,400℃時, 鋼筋降伏強度開始出現明顯降低的現象。溫度鋼筋之溫度最高發生在 C42-t2 處 為 241.5℃。

(3)鋼承板

由圖 4.11~圖 4.17 發現鋼承板溫度離室內開口 4 公尺之溫度最高分別為(C24) 處 663.4℃、(C44)處 571.3℃,距離室內開口 2 公尺之溫度分別為(C22) 處 546.8℃、(C42) 處 599.7℃。





三、外大梁上方樓版

圖 4.18 至圖 4.21 為外大梁上方樓版溫度變化,大梁並無噴塗防火被覆,可發 現在大梁上方樓版鋼承板最高溫度為緊貼大梁上翼版之位置(g1),分別為(C04)處 480.2 ℃、(C40)處 354.2 ℃、(C02)處 345.1 ℃、(C20)處 325.4 ℃,剪力釘(g5、g6) 之溫度最高為 271.3 ℃,依 Eurocode 4 [90] 之建議,400 ℃時,剪力釘降伏強度開 始出現明顯降低的現象,越接近混凝土表面則溫度越低。另外樓版試體內的最高 溫度不是發生在火災結束時,而是在冷卻過程中出現,原因同前不再贅述。



圖 4.18 外大梁上方樓版 C02 溫度時間曲線圖(本研究整理)







四、內大梁上方樓版

圖 4.22 至圖 4.23 為內大梁(RBS)上方樓版溫度變化,該大梁並無噴塗防火被 覆,可發現在大梁上方樓版鋼承板最高溫度為緊貼大梁上翼版之位置(g1)為 426.2 ℃,剪力釘(g5、g6)之溫度最高為 265℃,依 Eurocode 4 [90] 之建議,400℃時, 剪力釘降伏強度開始出現明顯降低的現象。上層鋼筋搭接處最高約為 104.8℃~108.5℃,依 Eurocode 2 [12] 之建議,鋼筋降伏強度無影響。圖 4.24 至 圖 4.25 為另一個內大梁上方樓版溫度變化,該大梁有噴塗防火被覆,可發現在大 梁上方樓版鋼承板最高溫度為緊貼大梁上翼版之位置(g1)為 91.2℃,上層鋼筋搭 接處最高約為 86.9℃~107.7℃,編號 C62-g 下 S 即續接拉力鋼筋位置,其溫度為 173.1℃,依 Eurocode 2 [12] 之建議,鋼筋降伏強度無影響。同樣地,最高溫度 不是發生在火災結束時,而是在冷卻過程中出現。

75





#### 4-1-4 混凝土鋼承板垂直變形

圖 4.26 為混凝土鋼承板之垂直變形,發現小梁因高溫導致鋼材強度降低, 混凝土鋼承板垂直變形隨溫度增加而逐漸變大。樓版中央(D2)變形量最大,內牆 處 (D3)變形次之,靠近室內開口處(D1)最小,並顯示變形趨勢大致相同,大約 在 200 秒後開始有明顯向下增加,至約 2268 秒時樓版中央(D2)產生最大變形約 91.35 mm,D1 處超過 64 mm,D3 處超過 72mm。在 2280 秒至 2680 秒樓板中點 產生約 4.5mm 的向上變位,後又繼續向下變形,約 3170 秒樓板隨實驗區溫度降 低而漸漸向上回升,冷卻階段樓版持續向上回升,於 7200 秒時,樓版中央(D2) 約向上回升至 38.82 mm,靠近室內開口處(D1) 約向上回升至 24.58mm,內牆處 (D3) 約向上回升至 33.17 mm。



### 第二節 與前期火害樓版試驗結果討論

4-2-1 火害實驗空間溫度

圖 4.27 為普通鋼小梁支撐之混凝土鋼承板火實驗(第1次)、耐火鋼小梁支 撐之混凝土鋼承板實驗(第2次)、修復的普通鋼小梁支撐之混凝土鋼承板試體(第 3次,新舊混凝土黏結界面,以環氧樹脂黏結材料施作)與修復的普通鋼小梁支 撐之混凝土鋼承板試體(第4次,新舊混凝土黏結界面,以水泥漿添加海菜施作) 的室內溫度比較,第1次火害實驗相對溼度為68%,第2次火害實驗相對溼度 為58%,第3次火害實驗相對溼度為52%,第4次火害實驗相對溼度為70%, 第1次火害實驗引燃時間較長。

圖中顯示第2、3 次實驗升溫速率較快,約 420~463 秒時發生閃燃,第2 次 實驗於 1278 秒時室內平均溫度已達最高 920.1℃,第3 次實驗於 1246 秒時室內 平均溫度已達最高 954.7℃,第1 次實驗於 979 秒時發生閃燃,而平均最高溫度 則達到 978.1℃,發生在 1602 秒。第4 次實驗於 925 秒時發生閃燃,2050 秒至 2250 秒時,室內總平均溫度達到高峰約 922℃。第4 次實驗為使得火害歷時增 加,將開口高度縮至 1.05m,室內總平均溫度較前 3 次略低。

4次火害實驗的結果顯示,真實火災實驗目前仍難以控制及預測,使得每次 實驗之火場溫度一致,火場的燃燒行為受到諸多因素影響,4次實驗之溫度時間 曲線在線形與火災歷程皆有所差異。



4-2-2 樓版垂直變形比較

圖 4.28 為 4 次火害實驗之樓版中心垂直變形時間比較, 普通鋼小梁支撐之 混凝土鋼承板試體(第 1 次)明顯有較大之變形,其試體中心變形為 93.49 mm, 修復的普通鋼小梁支撐之混凝土鋼承板試體(第 4 次,新舊混凝土黏結界面,以 水泥漿添加海菜施作) 次之,為 91.35mm,修復的普通鋼小梁支撐之混凝土鋼 承板試體(第 3 次,新舊混凝土黏結界面,以環氧樹脂黏結材料施作)為 70.6mm, 耐火鋼小梁支撐之混凝土鋼承板試體(第 2 次)最小,為 63.82 mm。

當試體冷卻到室溫後,普通鋼小梁支撐之混凝土鋼承板試體(第1次)樓版中 心殘餘變位最大,為40.87 mm,修復的普通鋼小梁支撐之混凝土鋼承板試體(第 4次,新舊混凝土黏結界面,以水泥漿添加海菜施作)次之,為38.82mm,耐火 鋼小梁支撐之混凝土鋼承板試體(第2次)樓版中心殘餘變位為23.36 mm,修復 的普通鋼小梁支撐之混凝土鋼承板試體(第3次,新舊混凝土黏結界面,以環氧 樹脂黏結材料施作)有較小的殘餘變形為21.85mm,另耐火鋼小梁之混凝土鋼承 板試體除有效降低受高溫所產生變形外,並能以較高的回升比率,在冷卻至室 溫時產生較小的殘餘變形。 圖4.29為4次火害實驗之樓版中心垂直變形與火害實驗空間平均溫度比較, 樓版中心垂直變形隨火害實驗空間平均溫度上升變大,修復的普通鋼小梁支撐 之混凝土鋼承板試體(第4次,新舊混凝土黏結界面,以水泥漿添加海菜施作)之 樓版中心垂直變形下降較大,且由於高溫期持續時間較短,致較其他3次實驗 在最高溫度時無明顯下降現象,修復的普通鋼小梁支撐之混凝土鋼承板試體(第 3次,新舊混凝土黏結界面,以環氧樹脂黏結材料施作)之樓版中心垂直變形初 期無變化,直到火害實驗空間平均溫度約900℃始變大,可能量測位移計卡住 所致。



圖 4.28 樓版中心垂直變形時間比較圖(本研究整理)



82

### 第五章 結論與建議

#### 第一節 結論

本研究針對修復的普通鋼小梁支撐之混凝土鋼承板試體(新舊混凝土黏結界面,以 水泥漿添加海菜施作)(埋設有拉力鋼筋與雙向的溫度鋼筋)所進行的實尺寸鋼構實驗屋 火害實驗可得到以下結論:

- 一、比較第1次與第4次實驗,第1次的殘餘變位較第4次大,可能是因為第4次 的鋼承板與小梁是由雙排剪力釘連接,與小梁的合成作用較佳,冷卻到室溫, 其強度有一定程度的恢復,故回升量較多,而第1次的鋼承板與小梁僅用單排 剪力釘連接,火害後,與小梁的合成作用變差,導致樓版變位回升有限。
- 二、 4 次火害實驗的樓版中心垂直變形比較結果顯示,樓版火害中變形行為受到諸多因素影響,如大梁有無防火被覆、小梁鋼材性質、新舊混凝土接觸面處理方式、 剪力釘長度與數量等,致4次實驗之垂直變形曲線有所差異,需再加以進一步 探討。
- 三、 4 次火害實驗的結果顯示,真實火災實驗目前仍難以控制及預測,使得每次實驗 之火場溫度一致,火場的燃燒行為受到諸多因素影響,4 次實驗之溫度時間曲線 在線形與火災歷程皆有所差異。
- 四、 火害實驗後可發現混凝土鋼承板與小梁些許燻黑,且鋼承板接縫處出現分離之 情況,小梁於靠近內牆處產生側向扭轉挫屈。
- 五、 試體內的最高溫度不是發生在加熱結束時,而是在冷卻過程中出現,主要因混 凝土為熱惰性材料,在火災結束時試體表面溫度開始下降,但仍高於非曝火面 處之溫度,部份熱量仍會往內部傳送,致使試體內部溫度繼續上升。
- 六、 混凝土鋼承板溫度分析,發現混凝土溫度最高約為 190.1~210.6℃,拉力鋼筋溫 度最高為 340.1~385.7℃,溫度鋼筋溫度最高為 190.1~241.5℃,大梁上剪力釘之 溫度最高為 265~271.3℃。
- 七、小梁因高溫導致鋼材強度降低,混凝土鋼承板垂直變形隨溫度增加而逐漸變大。 樓版中央(D2)變形量最大。

## 第二節 建議

#### 建議一

剪力釘高溫承載力評估之研究:立即可行之建議

主辦機關:內政部建築研究所

協辦機關:

經由4次實尺寸鋼構屋火害實驗,發現剪力釘在高溫中對合成梁的複合作用影響甚巨, 國內有關剪力釘於高溫承載力評估尚無,實有必要做進一步研究。

#### 建議二

自充填混凝土鋼承板耐火性能研究:立即可行之建議

主辦機關:內政部建築研究所

協辦機關:

隨著自充填混凝土應用於各種建築中,由於自充填混凝土在高溫下易爆裂與剝落,其 耐火時效往往比普通混凝土為低,目前缺乏實尺寸自充填混凝土鋼承板在火害中及火 害後行為相關實驗資料,值得進一步探討。

# 附錄一 審查會議紀錄

# (一)、期初審查會議紀錄與回應

審查意見	研究回應
1. 建議本研究火載量設計,使火災的等效時	1. 本研究燃燒行為受到火載量
間(time equivalence)可達建築技術規則	與開口尺度之影響,目前仍難
之防火時效 3 小時,以利供後續相關建築	以控制及預測,使火災的等效
規定或業界參考。	時間(time equivalence)可達
2. 本研究與今年委託研究團隊之工作內	建築技術規則之防火時效3小
容、經費分配及分工宜釐清。	時。未來將其他火源方式納入
	研究,以期可達建築技術規則
	之防火時效3小時,以利供後
	續相關建築規定或業界參考。
	2. 遵照辦理。

剪力釘對混凝土鋼承板耐火性能影響之研究

(二)、期中審查會議紀錄與回應

審查意見	研究回應
邱顧問昌平:	
1. 剪力釘佈設於小鋼梁上,使兩者有合成作	1. 謝謝指教,本研究試體已完成
用(composite action),但兩者間又有當模板	製作,有關加大剪力釘在鋼承
用之鋼承板,它受高溫下之膨脹必對剪力釘	板上打洞的孔徑可納入未來
造成剪切力更大。故小梁上剪力釘位置是否	研究參考。
將鋼承板打洞( $\phi = 2\phi$ or $2D = 2 \times 16$ mm),可	7 道照蜿珊,大田穴已將七五族
能比增加剪力釘數目更好。	2. 迂照狮哇, 本研充し府极两修
2. 以報告書第 31 頁之第八節中為例,名詞	止為版。另本研究王要探討鋼
之呈現:平版,鋼筋混凝土版中之板宜為	小梁與混凝土版間剪力釘之
版。計畫名稱之真義似為鋼承板對鋼小梁與	耐火性能影響之研究。
混凝土版間剪力釘之耐火性能影響之研	3. 遵照辦理,已修正。
究?	
3. 報告書圖 3.11~圖 3.16 中,圖的名稱請再	
檢視。	
方教授一匡:	
1. 建議在文獻回顧中有關鋼承板與鋼梁之	1.遵照辦理,已於報告書補充說
實驗成果介紹中,補列剪力釘附近混凝土	明。
的温度,剪力釘是否變形相關成果。建請	2.遵照辦理,已於報告書補充。
在本研究的成果介紹時,列入上述實驗數	3.遵照辦理,已於報告書補充說
據。	明。
2. 建議在本文中增列歐規對高溫下剪力釘	
間距之規定,結論中增列根據本研究所用	
實驗在高溫中剪力釘的間距,是否要考慮	
縮小間距。	
3. 建議在結論中列明兩種不同方式處理新	
舊混凝土接觸面在高溫下對本研究樓板	
的變形,剪力釘受力行為之影響。	
陳教授誠直:	

### 附錄一

1. 與研究主題相關之文獻回顧完整。	1. 謝謝肯定。
2. 建議說明 105 年度與 106 年度剪力釘配置	2.遵照辦理,已於報告書補充說
情况。	明。
<ol> <li>報告書圖 3.4 剪力釘為 2-16</li></ol>	3.報告書圖 3.12 照片已更換。
3.12 照片顯示每鋼承板凹處僅有一支剪	4.遵照辦理,已於報告書補充說
力釘,其差異為何?	明。
4. 建議探討105年度與106年度造成樓版與	
鋼梁間剪力釘破壞之受力情形。	
鍾教授興陽:	
1. 本案對鋼承樓板與鋼梁在火害中與火害	1. 謝謝肯定。
後之複合行為的重點元件剪力釘進行研	2. 遵照辦理。
究,由於剪力釘在火害中與火害冷卻後所	3. 遵照辦理。
受之力量與常溫不同,因此本案有其重要	
性,可驗證雙倍數量剪力釘是否足夠維持	
樓板與小梁之複合行為。	
2. 由於本次實驗和前次實驗之火害時間不	
一定相同,建議可用位移-溫度曲線進行比	
較。	
3. 修補方式所造成之影響在比較時需注意。	
陳技師正平:	
1. 剪力釘火害剪斷現象是僅發生在小梁?	1. 本案修復混凝土鋼承板發現
還是大梁也有相同現象?	小梁的剪力釘有剪斷現象。
2. 混凝土採用之粒料的 E 值,國內比 ACI	2. 謝謝指教,可納入後續研究。
公式計得者低,是否會降低剪斷現象的機	3. 本案剪力釘剪斷是發生在有
率?	考慮合成效應處。
3. 剪力釘剪斷是否發生在有考慮合成效應	4. 本案設計混凝土鋼承板與小
者?	梁時有考慮合成效應。
4. 本研究小梁與鋼承板是否有考慮合成?	5. 報告書圖 3.8 及圖 3.9 照片已

剪力釘對混凝土鋼承板耐火性能影響之研究

5. 報告書圖 3.8 及圖 3.9 剪力釘未突出肋梁。	更换
郭教授詩毅(書面意見):	
1. 文獻回顧研究增加有剪力釘的混凝土承	1.遵照辦理,已於報告書補充說
板破壞討論。	明。
2. 留意實驗過程中的點位佈設、數據收集及	2. 謝謝提醒實驗時會留意點位佈
實驗終止條件控制。	設、數據收集及實驗終止條
	件。
中華民國全國建築師公會 楊建築師勝德:	
1. 設計實務上,鋼承板當作模版使用,若為	1. 遵照辦理,已於報告書補充說
複合版,則應有防火被覆作防火需求。這	明。
現象可以作為「前言」之說明。	2. 謝謝指教,可納入後續研究。
2. 實務上版厚 150mm 提高為 200mm, 是否	3. 謝謝指教,本案將於拆除混凝
下次研究應考量不同厚度。	土鋼承板及小梁時統計剪力
3. 不曉得剪力釘破壞的比例是多少?	釘破壞數量。
4. 建議將剪力釘的密度改變,可得到不同驗	4. 謝謝指教,可納入後續研究。
證結果。	
中華民國土木技師公會全國聯合會 陳技師	
建民:	
1. 建議樓版之位移計在三跨小梁與小梁或大	1. 謝謝指教。
梁間皆等間距佈設。	2. 謝謝指教,可納入後續研究。
2. 建議日後亦可同時考量不同剪力釘長度	
之影響。	
主席:	
本研究擬持續建立實尺寸鋼構屋火害實驗資	遵照辦理。
料庫,建議將所要補充資料庫的內容項目予	
以說明。	
(三)、期末審查會議紀錄與回應

審查意見	研究回應	
方教授一匡:		
1. 請在摘要與第一章中補一段說明本研究	1. 遵照辦理,已於報告書補充說	
有關剪力釘的研究目的。	明。	
2. 請在後續研究中,蒐集常溫與高溫條件下	2. 遵照辦理。	
剪力釘的破壞模式。	3. 遵照辦理,已補充。	
3. 從實驗量測的結果,嘗試說明溫度與梁板		
撓度特殊變化點是否與剪力釘的熱變形		
有關,並在後續研究中加以注意。		
郭教授詩毅:		
1. 期末報告的重要發現部分(一)~(四), 如	1.遵照辦理,已於報告書補充說	
單、雙排剪力釘之影響,大梁有無防火被	明。	
覆、小梁鋼材性質、剪力釘長度與數量等;	2. 謝謝肯定。	
這些影響因素目前是否可進一步釐清,如	3. 遵照辦理,已於報告書補充說	
無法量化數據討論,其質化的觀察描述分	明。	
析應列入實驗結果討論中,即列入第四章		
的討論內容中。		
2. 建議二有關自充填混凝土鋼承板耐火性		
能研究,有研究價值。如可提供做為火害		
歷程中的安全評估(受溫後撓度大)。		
3. 建議將歷年計畫, 如 106、107 年計畫結		
果的分析、比較及綜合討論。		
劉教授光晏:		
1. 報告書第16頁的方程式,其字型與字體	1. 遵照辦理,已於報告書統一字	
大小應統一。	型與字體。	
2. 報告書第20頁樓版或樓板,請統一。	2. 遵照辦理,已於報告書統一採	
3. 報告書第34頁本研究是否會使用承載力	用樓版。	

法及混凝土版温度法,比較實驗成果?	3. 報告書第34頁係介紹
4. 報告書第34頁小節的標題為1.1, 請重新	Eurocode 4 有關剪力釘設計規
調整。	定,本研究尚無將納入與實驗
5. 報告書第43頁第3.2.5節, 剪力釘的設計	成果比較之規劃。
是否依照第 32 頁及第 33 頁設計?	4. 遵照辦理,已重新調整。
6. 報告中缺少實驗後剪力釘破壞照片,請補	5.本研究剪力釘係依據國內鋼結
充。	構設計規範規定設計。
7. 報告書第81頁結論中有關剪力釘影響實	6. 遵照辦理,已於報告書補充。
驗結果的論述稍有不足,可再強化。	7. 遵照辦理,已於報告書補充。
鍾教授興陽:	
1. 圖 4.28,1 <sup>st</sup> &4 <sup>th</sup> 曲線較相近,2 <sup>nd</sup> &3 <sup>rd</sup> 曲	1. 謝謝指教。
線較相近,此數據若能扣除樓板周圍大梁	2. 謝謝指教,可納入後續研究。
的變位,應可獲得樓板的淨變位,如此再	3. 謝謝肯定。
來比較或許會有不同的現象。	
<ol> <li>3. 圖 4.27,1<sup>st</sup> 曲線和 4<sup>th</sup> 曲線趨勢較相近,</li> </ol>	
但是1 <sup>st</sup> 曲線的開口面積為4 <sup>th</sup> 曲線開口面	
積的2倍,值得進一步研究。	
3. 建議日後若有機會可進行自充填混凝土	
樓板剪力釘的火害研究。	
柯技師鎮洋:	
1. 請依據研究成果,提出規範條文修正建	1. 謝謝指教。
議,並提示設計人應檢核項目。	2. 謝謝指教。
2. 研究中之混凝土配比,有爐石、飛灰及化	
學添加物,對於研究成果之設計人引用是	
否有需注意要點。	
陳技師正平:	
1. 剪力釘剪斷現象因僅2跨較易膨脹剪斷,	1. 謝謝指教。
在多跨結構束制較佳應較不易發生。	2. 謝謝指教,可納入後續研究。

附錄一

2.	剪力釘剪斷現象係因鋼梁與 RC 版差異膨	3. 遵照辦理,已於報告書修正。
	脹量產生,若剪力釘依剪力梯度計算剪力	4. 謝謝肯定。
	釘數量,應可減低剪力破壞的現象。	
3.	圖 3.8 及圖 3.9 的剪力釘高度劃得太短,	
	未突出鋼承板肋峯。	
4.	本研究成果可供結構設計者實務設計參	
	考。	

附錄二 本研究試體設計資料[93]

本計畫所興建的上部結構設施,即實尺寸鋼構造實驗屋本體係以2跨×2跨、 9根柱子、每跨6m的兩層樓鋼構屋所受之載重與外力進行結構設計,再以此結 構設計結果,取其第一層樓之梁、柱、版,興建一層樓的實尺寸鋼構實驗屋。

本研究團隊中的專業技師依照國內建築法規、鋼結構規範、耐震規範以及國 內常用之鋼構建築型式,所設計之一層樓鋼構實驗屋的立面圖與平面圖如圖 A1 與圖 A2 所示,此鋼構造實驗屋為 2 跨×2 跨的一層樓建築,樓層高度 4m,其平 面 X 方向有 2 跨,每跨 6m,總長 12m,其平面 Y 方向有 2 跨,每跨 6m,總長 12 m。所有鋼柱下端底板將以高強度錨定螺栓固定於上半結構 RC 底座,鋼柱上 端將延伸至一樓頂版上方 1.1m 處,以利後續增建與加載之用。此一層樓鋼構實 驗屋之梁、柱、版構件尺寸如表 A1 所示。



<u>圖 A1 上部結構設施所規畫一層樓鋼構造實驗屋之立面設計圖(</u>參考書目[91])



<u>圖 A2 上部結構設施所規畫一層樓鋼構造實驗屋之平面設計圖(參考書目[91])</u>

構件	編號	構件尺寸(mm)	材質		
柱	SC1	RH-300×300×10×15	CNS SN490B		
	SC2		或同等級鋼材		
梁	SB1	RH-390×300×10×16	CNS SN490B		
			或同等級鋼材		
	SB2	RH-400×200×8×13	CNS SN490B		
			或同等級鋼材		
	SG1	RH-294×200×8×12	CNS SN490B		
			或同等級鋼材		
	Sg1 RH-300×150×6.5×9	DII 200 150 6 5 0	CNS SN490B 或 A572		
		KH-300×150×6.5×9	或同等級鋼材		
版	SS1	t = 150			
備註	上半實驗屋係以 2F 建物分析所得斷面,				
	本階段僅取地上一層樓梁柱結構。				
A + A [01]					

表 A1 壹層樓鋼構造實驗屋之構件尺寸

(參考書目[91])

## 參考書目

- 朱聖浩、鍾興陽、朱世禹、施健泰,「實尺寸鋼構屋之剪力連接複合鋼梁火 害結構行為研究」,內政部建築研究所委託研究計劃成果報告,臺北,2016。
- 2.李其忠,「實尺寸鋼構屋之混凝土鋼承板火害下承重行為研究」,內政部建築 研究所自行研究計劃成果報告,台北,2016。
- 朱聖浩、鍾興陽、朱世禹、施健泰,「實尺寸鋼構屋彎矩連接與剪力連接鋼 梁之火害結構行為研究」,內政部建築研究所委託研究計劃成果報告,臺北, 2017。
- 李其忠,「實尺寸鋼構屋火害後修復混凝土鋼承板之耐火行為研究」,內政 部建築研究所自行研究計劃成果報告,台北,2017。
- 5.CNS 12514-1,「建築物構造構件耐火試驗法-第1部:一般要求事項」,中華 民國國家標準,經濟部標準檢驗局,2014。
- 6. CNS 12514-5,「建築物構造構件耐火試驗法-第5部:承重水平區劃構件特定要求」,中華民國國家標準,經濟部標準檢驗局,2014。
- 李其忠,「自充填混凝土柱火害後補強之研究」,內政部建築研究所自行研 究計劃成果報告,台北,2011。
- 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 部建築研究所自行研究計劃成果報告,台北,2012。
- 李其忠,「既有鋼筋混凝土柱局部修復後之耐火性能研究」,內政部建築研 究所自行研究計劃成果報告,台北,2013。
- 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 部建築研究所自行研究計劃成果報告,台北,2015。
- 11. ACI Committee 216, "Guide for determining the fire endurance of concrete elements," American Concrete Institute, 1994.
- Eurocode 2, 1992-1-2: Design of concrete structures Part1-2: General rules Structural fire design, 2004.
- Abrams, M. S., 1968, "Compressive strength of concrete at temperature to 1600 "F", Research and Development Bulletin No. RD016, Portland Cement Association,

1973.

- 14. Lie, T.T., Rowe, T.T. and Lin, T.D., "Residual strength of fire exposed reinforced concrete columns", ACI Special Publication SP-92, 1986.
- 15. Harada, T., Takeda, J., Yamane, S., and Furumura, F., "Strength, elasticity and thermal properties of concrete subject to elevated temperature" *ACI Publication SP-34*, Concrete for nuclear reactors, American Concrete Institute, Michigan, pp.377-406, 1972.
- 16.陳舜田等人,「壓力作用下混凝土材料火害後之力學行為」,國家科學委員會專題研究計畫報告NSC78-0410-E011-3,1990。
- 17.陳舜田等人,「火害後鋼筋混凝土柱之補強研究」,國家科學委員會專題研究計畫報告NSC78-0410-E011-13,1990。
- 18.楊旻森,「火害後鋼筋混凝土桿件之扭力行為」,國立台灣科技大學營建工 程技術研究所博士論文,1996。
- 19.張雲妃,「火害後雙軸彎曲鋼筋混凝土柱之試驗與分析」,國立成功大學建築學系博士論文,2006。
- 20.郭進軍,「高溫后新老混凝土粘結的力學性能研究」,博士論文,大連理工大學,大連(2003)。
- Stecich, J.P., Hanson, J.M., and Rice, P.F., 1984, "Bending and Straightening of Grade 60 Reinforcing Bars", Concrete International, Vol.6, No.8, pp.14-23.
- 22. Edwards, W. T., et al., 1986, "Strength of Grade 60 Reinforcing Bars after Exposure to Fire Temperatures", Concrete International, pp. 17-19.
- 23.劉靖國,「高強度鋼筋混凝土梁火害後撓曲行為之研究」,國立台灣科技大 學營建工程技術研究所碩士論文,1992。
- 24.許崇堯,「火害後鋼筋握裹衰退及其對梁柱接頭特性影響之探討」,國立台 灣工業技術學院工程技術研究所博士論文,台北(1991)。
- EI-Hawary, M. M. and Hamoush, S. A., "Bond shear modulus of reinforced concrete at high temperatures," Engineering Fracture Mechanics, Vol. 55, No. 6, pp. 991-999, 1996.
- 26. Lin, T. D., Zwiers, R. I., Shirley S. T., "Fire test of concrete slab reinforced with epoxy-coated bars," Structural Journal, Vol. 86, No. 2, 1989, pp. 156-162.
- 27. Cooke, G. M. E., "Behaviour of precast concrete floor slabs exposed to standardised fires," Fire Safety Journal, Vol. 36, 2001, pp. 459-475.

- 28. Lim, L. and Wade, C., "Experimental fire tests of two-way concrete slabs," Fire Engineering Research Report 02/12, Porirua City, New Zealand, 2002.
- Lim, L., Buchanan, A. and Moss, P., "Numerical modeling of two-way reinforced concrete slabs in fire," Engineering Structures, Vol. 26, No. 8, 2004, pp. 1081-1091.
- Foster, S. J., Bailey, C. G., Burgess, I. W., "Experimental behaviour of concrete floor slabs at large displacements," Engineering Structures, Vol. 26, No. 9, 2004, pp. 1231-1247.
- Foster, S. J., Burgess, I. W., Plank, R. J., "High-temperature experiments on model-scale concrete slabs at high displacement," Ottawa: Third International workshop "Structures in Fire", 2004: S5-5.
- 32. Bailey, C. G. and Toh, W. S., "Behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperatures," Fire Safety Journal, Vol. 42, No. 7, 2007, pp. 425-436.
- Bailey, C. G. and Toh, W. S., "Small-scale concrete slab tests at ambient and elevated temperatures," Engineering Structures, Vol. 29, No. 10, 2007, pp. 2775-2791.
- Ellobody, E. and Bailey, C. G., "Behaviour of unbonded post-tensioned one-way concrete slabs," Advances in Structural Engineering, Vol. 11, No. 1, 2008, pp. 107-112.
- 35. Bailey, C. G. and Ellobody, E., "Fire tests on bonded post-tensioned concrete slabs," Engineering Structures, Vol. 31, No. 3, 2009, pp. 686-696.
- 36. Ellobody, E. and Bailey, C. G., "Modelling of unbonded post-tensioned concrete slabs under fire conditions," Fire Safety Journal, Vol. 44, No. 2, 2009, pp. 159-167.
- 37.Usmani, A. S., Cameron, N. J. K., "Limit capacity of laterally restrained concrete floor slabs in fire," Cement & Concrete Composites, Vol. 26, No. 2, 2004, pp. 127-140.
- 38.Cameron, N. J. K., Usmani, A. S., "New design method to determine the membrane capacity of laterally restrained composite floor slabs in fire, Part I: Theory and method," The Structural Engineer, Vol. 83, No. 19, 2005, pp. 8-33.
- Cashell, K. A., Elghazouli, A. Y., Izzuddin, B. A., "Ultimate behavior of idealized composite floor elements at ambient and elevated temperature," Fire Technology, Vol. 46, No. 2, 2010, pp. 67-89.
- 40. Omer, E., Izzuddin, B. A., Elghazouli, A.Y., "Failure of lightly reinforced

concrete floor slabs with planar edge restraints under fire," Journal of Structural Engineering, Vol. 135, No. 9, 2009, pp. 1068-1080.

- Omer, E., Izzuddin, B. A., Elghazouli, A. Y., "Failure of unrestrained lightly reinforced concrete slabs under fire, Part I: Analytical models," Engineering Structures, Vol. 32, No. 9, 2010, pp. 2631-2646.
- 42. Omer, E., Izzuddin, B. A., Elghazouli, A. Y., "Failure of unrestrained lightly reinforced concrete slabs under fire, Part II: Verification and application," Engineering Structures, Vol. 32, No. 9, 2010, pp. 2647-2657.
- 43. Gillie, M., Usmani, A., Rotter, M., "Bending and membrane action in concrete slabs," Fire and Materials, Vol. 28, No. 69, 2004, pp. 139-157.
- 44.Liao, J. S., Cheng, F. P., Chen, C. C., "Fire resistance of concrete slabs in punching shear," Journal of Structural Engineering Vol. 140, No. 1, 2014.
- 45. 廖仁壽,「鋼筋混凝土版之耐火時效與火害後貫穿剪力強度」,國立交通大 學土木工程研究所博士論文,2013。
- 46. "Behaviour of Steel Framed Structures under Fire Conditions," Main Report, DETR-PIT Project, School of Civil and Environmental Engineering, University of Edinburgh, 2000.
- 47. O'Connor, M. A. and Martin, D. M., "Behaviour of a Multi-Storey Steel Framed Building Subjected to Fire Attack," Journal of Constructional Steel Research, Vol. 46, 1998, pp.295.
- O'Connor, M. A., Kirby, B. R., Martin, D. M., "Behaviour of a multi-storey composite steel framed building in fire," Structural Engineering, Vol. 81, No. 30, 2003, pp. 27-36.
- Wald, F., Simões da Silva, L., Moore, D. B., Lennon, T., Chladná, M., Santiago, A., Beneš, M., Borges, L., "Experimental Behaviour of a Steel Structure under Natural Fire," Fire Safety Journal, Vol. 41, Issue 7, pp. 509-522
- 50.Foster, S., Chladná, M., Hsieh, C., Burgess, I., Planck, R., "Thermal and structural behaviour of a full-scale composite building subject to a severe compartment fire," Fire Safety Journal, Vol. 42, Issue 3, 2007, pp. 183-199.
- Gillie, M., Usmani, A. S., Rotter, J. M., "A structural analysis of the Cardington British steel corner test," Journal of Constructional Steel Research, Vol. 58, Issue 4, 2002, pp. 427-442.
- 52. Bailey, C. G., White, D. S., Moore, D. B., "The tensile membrane action of

unrestrained composite slabs simulated under fire conditions," Engineering Structures, Vol. 22, Issue 12, 2000, pp. 1583-1595.

- Bailey, C. G., "Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire," Engineering Structures, Vol. 26, Issue 12, 2004, pp. 1691-1703.
- 54. Full-Scale Structural and Nonstructural Building System Performance during Earthquakes & Post-Earthquake Fire.http://nees.ucsd.edu/projects/2011-five-story/
- 55. Dong, Y. L., Zhu, E. C., Prasad, K., "Thermal and structural response of two-storey two-bay composite steel frames under furnace loading," Fire Safety Journal, Vol. 44, 2009, pp. 439-450.
- 56. Dong, Y. L. and Zhu, C. J., "Limit load carrying capacity of two-way slabs with two edges clamped and two edges simply supported in fire," Journal of Structural Engineering, Vol. 137, Issue 10, 2011, pp. 1182-1192.
- 57.Yang, Z. N., Dong, Y. L., Xu, W. J., "Fire tests on two-way concrete slabs in a full-scale multi-storey steel-framed building," Fire Safety Journal, Vol. 58, 2013, pp. 38-48.
- 58. Wang, Y., Dong, Y. L., Li, B., Zhou, G. C., "A fire test on continuous reinforced concrete slabs in a full-scale multi-story steel-framed building," Fire Safety Journal, Vol. 61, 2013, pp. 232-242.
- 59. Li, B., Dong, Y. L., Zhang, D. S., "Fire behaviour of continuous reinforced concrete slabs in a full-scale multi-storey steel-framed building," Fire Safety Journal, Vol. 71, 2015, pp. 226-237.
- 60. Lou, G. B., Wang, C. G., Jiang, J., Jiang, Y. Q., Wang, L. W., Li, G. Q., "Fire tests on full-scale steel portal frames against progressive collapse," Journal of Constructional Steel Research, Vol. 145, 2018, pp.137-152.
- 61. Lou, G. B., Wang, C. G., Jiang, J., Jiang, Y. Q., Wang, L. W., Li, G. Q.,"Experimental and numerical study on thermal-structural behavior of steel portal frames in real fires," Fire Safety Journal, Vol. 98, 2018, pp. 48-62.
- 62.李其忠、方一匡、何明錦、王天志、蔡銘儒,聚丙烯纖維自充填混凝土修復 火害鋼筋混凝土柱在高溫中後之行為研究,中國土木水利工程學刊,26卷2期, p153-163,2014。
- 63. CNS 12514,「建築物構造部分耐火試驗法」,中華民國國家標準,經濟部 標準檢驗局,2010。

- 64. 趙文成等人,「鋼筋混凝土柱件火害後修補技術之研究」, MOIS 891003,內 政部建築研究所研究計劃成果報告,台北,2000。
- 65.黃獻政,「碳纖維複合材料應用於RC樓版火害後補強研究」,國立台灣科技 大學營建工程技術研究所碩士論文,2001。
- 66.陳志弘,「以防火版材披覆提高碳纖維補強受損梁抗火能力研究」,國立交通大學土木工程研究所碩士論文,2001。
- 67.林慶元,「鋼筋混凝土結構梁貼片補強火害後之耐火性能研究」,內政部建築研究所委託研究報告,台北,2003。
- 68.周逢霖、郭詩毅、涂耀賢、林慶元,「鋼筋混凝土樑鋼板貼片補強後再受溫之性能研究」,建築學報,第63期,第115-129頁,2008。
- 69.林宗毅,「鋼筋混凝土梁火害再養護與複材補強承載行為分析」,逢甲大學 土木工程學系碩士論文,2008。
- 70.Bisby, L. A., Green, M. F. and Kodur, V. K. R., "Response to fire concrete structures that incorporate FRP," Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 7, Issue 3, 2005, pp.136-149.
- 71.Williams, B. ,Kodur, V. K. R.,Green, M. F. and Bisby, L. A., "Fire endurance of fiber-reinforced polymer strengthened concrete T-beams," ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 1, January-February 2008, pp.60-67.
- 72.Chowdhury, E. U. ,Bisby, L. A. , Green, M. F. and Kodur, V. K. R., "Residual behavior of fire-exposed reinforced concrete beam prestrengthened in flexure with fiber-reinforced polymer sheets," Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol. 12, No. 1, January-February 2008, pp. 61-68.
- 73.Ahmed, A. and Kodur, V. K. R., "The experimental behavior of FRP-strengthened RC beams subjected to design fire exposure," Engineering Structures, Vol. 33, 2011, pp.2201-2211.
- 74.Ahmed, A. and Kodur, V. K. R., "Effect of bond degradation on fire resistance of FRP-strengthened reinforced concrete beams," Composites: Part B, Vol. 42, 2011, pp.226-237.
- 75.Haddad, R.H. ,Shannag, M.J. and Hamad R.J., "Repair of heat-damaged reinforced concrete T-beams using FRC jackets," Magazine of Concrete Research, Vol. 59, No. 3, 2007, pp.223-231.

- 76.Haddad, R.H., AL-Mekhlafy, N. and Ashteyat A.M., "Repair of heat-damaged reinforced concrete slabs using fibrous composite materials," Construction and Building Materials, Vol. 25, 2011, pp.1213-1221.
- 77.Yaqub, M., Bailey, C.G. and Nedwell P., "Axial capacity of post-heated square columns wrapped with FRP composites," Cement and Concrete Composites, Vol. 33, 2011, pp.694-701.
- 78.Yaqub, M. and Bailey, C.G., "Repair of fire damaged circular reinforced concrete columns with FRP composites," Construction and Building Materials, Vol. 25, 2011, pp.359-370.
- 79.何明錦、吳傳威、彭添富,「鋼筋混凝土建築物之修復與補強技術彙編」, MOIS 872011,內政部建築研究所專題研究計劃成果報告,台北,1998。
- 80.丁育群、陳宗禮,「鋼筋混凝土建築物之修復與補強技術彙編(二)」,內政部 建築研究所研究計劃成果報告,台北,2000。
- 81.中國土木水利工程學會,「既有混凝土結構物維修及補強技術手冊」,科技圖書股份有限公司,台北市,2005。
- 82.劉楨業、梁智信、翁榮洲、張奇偉、鄭振定、鄭華,「混凝土結構物修補技術指引」,財團法人中興工程顧問社,台北,2009。
- 83.葉祥海、劉玉文,「鋼筋混凝土建築結構桿件補強準則之研擬」,內政部建築研究所專題研究計劃成果報告,台北,2004。
- 84.Zhao, B. and Kruppa, J., "Fire resistance of composite slabs with profiled steel sheet and of composite steel concrete beams Part 2: Composite beams," Luxembourg: Directorate-General Science, Research and Development, 1997, pp. 1-77.
- 85.Mirza, O. and Uy, B., "Behaviour of headed stud shear connectors for composite steel-concrete beams at elevated temperatures," Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, 2009, pp.662-674.
- 86.Mirza, O., Uy, B. and Krezo S., "Experimental studies on the behaviour of headed stud shear connectors for composite steel-concrete beams under elevated temperatures," 7th International Conference on Steel and Aluminium Structures, Malaysia, 2011, pp.467-473.
- 87.陳玲珠、蔣首超、李國強,高溫下栓釘剪力連接件的結構性能數值模擬研究, 防災減災工程學報,32卷1期,p77-83,2012。

- 88.陳玲珠、李國強、蔣首超、王衛永,高溫下栓釘剪力連接件抗剪性能試驗, 同濟大學學報,41卷8期,p1151-1157,2013。
- 89. 鋼結構極限設計法規範及解說,內政部營建署,2010。
- 90. Eurocode 4, 1994-1-2: Design of composite steel and concrete structures—Part1-2 : General rules Structural fire design, 2005.
- 91.CNS 1387,「消防-手提滅火器-性能及構造」,中華民國國家標準,經濟部 標準檢驗局,2015。
- 92.CNS 1387,「消防-手提滅火器-性能及構造」,中華民國國家標準,經濟部標準檢驗局,2003。
- 93.朱聖浩、朱世禹、施健泰,「複合性災害實驗用實尺寸鋼構屋結構行為研究」, 內政部建築研究所委託研究計劃成果報告,臺北,2015。