

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報告

中華民國 105 年 9 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)

105301070000G0034

實尺寸鋼構屋之混凝土鋼承板火害 下承重行為研究

研究主持人：李其忠副研究員

研究期程：中華民國 105 年 1 月至 105 年 12 月

內政部建築研究所自行研究報告

中華民國 105 年 9 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**

**The Study of Composite Concrete Slabs in a
Full-Scale Steel Building Subjected to Fire**

BY

Lee, Chi-Chung

September, 2016

目次

表次	III
圖次	V
摘要	VII
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	1
第三節 研究方法及進行步驟	2
第二章 文獻回顧	3
第一節 混凝土與鋼筋受火害之力學性質	3
第二節 混凝土於高溫下之爆裂行為	7
第三節 混凝土於高溫下之變形	8
第四節 樓板火害研究	14
第五節 火害下樓板薄膜作用研究	16
第六節 實尺寸構造屋火害研究	17
第三章 實驗計劃	21
第一節 試驗規畫	21
第二節 試體製作	23
第三節 試驗方法	34
第四章 混凝土鋼承板溫度場數值模擬	39
第一節 熱學參數	39
第二節 火場模擬時間溫度曲線	41
第三節 三維非線性有限元素模型之建立	44
第四節 數值模擬結果	44
第五章 結論與建議	49
第一節 結論	49
第二節 建議	50
附錄一 審查會議紀錄	51
附錄二 本研究試體設計資料	55
參考書目	57

實尺寸鋼構屋之混凝土鋼承板火害下承重行為研究

表次

表 2.1 英國 Cardington 七次火害實驗基本資料	19
表 2.2 英國 Cardington 七次火害實驗範圍	19
表 3.1 混凝土配比表 ($f_c'=210\text{kgf/cm}^2$)	23
表 3.2 混凝土抗壓強度.....	24

圖次

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...	3
圖2.2	ACI 216高溫中混凝土彈性模數遞減之關係.....	4
圖2.3	Eurocode2高溫中混凝土抗壓強度折減遞減之關係.....	5
圖2.4	Eurocode2高溫中矽酸鹽骨材混凝土應力應變曲線之關係...	5
圖2.5	ACI 216高溫中鋼筋抗拉強度遞減之關係.....	6
圖2.6	Eurocode2高溫中鋼筋降伏強度遞減之關係.....	6
圖2.7	在不同應力比之下的載重引致熱應變.....	8
圖2.8	混凝土熱應變與溫度關係圖.....	10
圖2.9	混凝土升溫及冷卻階段之熱應變圖.....	11
圖2.10	英國Cardington鋼構大樓之七次火害實驗範圍示意圖.....	18
圖2.11	英國Cardington第七次火害實驗照片.....	19
圖2.12	美國加州大學聖地亞哥分校(UCSD) 鋼筋混凝土實驗屋...	20
圖2.13	3層樓鋼結構實驗屋.....	20
圖3.1	實尺寸鋼構實驗屋.....	21
圖3.2	實尺寸鋼構實驗屋平面圖與混凝土鋼承板.....	22
圖3.3	試體立面圖.....	23
圖3.4	試體熱電偶線配置示意圖.....	24
圖3.5	單純樓板熱電偶線配置圖.....	25
圖3.6	小梁上方樓板熱電偶線配置圖.....	25
圖3.7	大梁上方樓板熱電偶線配置圖.....	26
圖3.8	連接板上方樓板熱電偶線示意圖(螺栓接合).....	26
圖3.9	連接板上方樓板熱電偶線示意圖(銲接接合).....	26
圖3.10	柱子旁樓板熱電偶線示意圖.....	27
圖3.11	樓板熱電偶線埋設照片.....	27
圖3.12	樓板混凝土澆置中照片.....	28
圖3.13	樓板混凝土澆置完成照片.....	28

圖3.14	熱電偶樹配置平面圖.....	29
圖3.15	鋼承板下熱電偶樹配置斷面圖.....	30
圖3.16	小梁下熱電偶樹佈設斷面圖.....	30
圖3.17	火害實驗之隔間平面圖.....	31
圖3.18	火害實驗區內鋼柱與大梁施做防火被覆.....	32
圖3.19	火害實驗隔間之A向立面圖.....	32
圖3.20	火害實驗隔間之B向立面圖.....	33
圖3.21	火害實驗隔間之C向立面圖.....	33
圖3.22	火害實驗隔間之D向立面圖.....	33
圖3.23	火害實驗隔間完成照片.....	34
圖3.24	木燃料堆構造示意圖.....	35
圖3.25	火害實驗區木燃料堆配置示意圖.....	35
圖3.26	兩堆木燃料熱釋放試驗照片.....	36
圖3.27	樓板之位移計配置圖.....	37
圖4.1	鋼材熱傳導係數與溫度之關係.....	39
圖4.2	鋼材比熱與溫度之關係.....	40
圖4.3	混凝土熱傳導係數與溫度之關係.....	40
圖4.4	混凝土比熱與溫度之關係.....	41
圖4.5	火場模擬時間溫度曲線.....	43
圖4.6	火害實驗區熱電偶編號示意圖.....	45
圖4.7	單純樓板溫度數值分析預測值.....	46
圖4.8	小梁上方樓板溫度數值分析預測值.....	47

摘 要

關鍵詞：實尺寸鋼構實驗屋、火害、混凝土鋼承板

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」已於104年完成建置實尺寸鋼構屋試體，配合其第2年分年目標:實尺寸鋼構屋火害結構行為研究，本(105)年度委託研究案「實尺寸鋼構屋之剪力連接複合鋼梁火害結構行為研究」將進行有關實尺寸鋼構屋火害實驗，該研究主要探討實尺寸鋼構屋之剪力連接合成鋼梁（composite steel beam）在火害中的結構行為，亦即在實尺寸鋼構實驗屋內的部分區劃空間，進行真實火災實驗，藉以研究此區劃空間內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。本研究將與該研究團隊合作，一併探討此區劃空間之混凝土鋼承板在火害中的結構行為。

樓板是水平承重構件，為建築結構之重要組成部分，當火災發生，樓板除承受高溫作用外，還要阻止火勢蔓延至鄰近區劃，或從鄰近區劃延燒過來的火勢。目前樓板的耐火性能試驗，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」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」，然而，此試驗方法未能考慮真實樓板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，並進一步探討混凝土鋼承板之耐火性能。

二、研究方法及過程

本研究配合本(105)年度委託研究案「實尺寸鋼構屋之剪力連接複合鋼梁火害結構行為研究」，進行實尺寸鋼構屋剪力連接之複合鋼梁(即：小梁)真實火災實驗，一併探討混凝土鋼承板在高溫中的結構行為。

實尺寸鋼構屋之混凝土鋼承板火害下承重行為研究

本研究將蒐集國內外混凝土鋼承板相關火害研究文獻，並製作混凝土鋼承板試體，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，蒐集鋼承板、鋼筋與混凝土溫度、混凝土鋼承板垂直及水平位移、火災區劃空間內氣體溫度等資料，建立實尺寸鋼構屋火害實驗資料庫，完成實尺寸鋼構屋真實火害之實驗方法及步驟。

三、重要發現

目前本研究獲得以下結論：

- 一、由蒐集的文獻顯示，從 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，樓板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，其鋼構件的連接方法與細部設計亦與我國之鋼構設計相異，有關混凝土鋼承板在高溫中行為，實有必要做進一步研究。
- 二、數值模擬分析發現，加熱結束時，鋼承板表面(b1)為 817°C、肋底之下層主鋼筋表面(b2)為 446°C、肋高之下層溫度鋼筋底表面(t2)為 281°C、鋼承板肋高之混凝土(b3)為 142°C、肋底之下層溫度鋼筋底表面(b4)為 75°C 及混凝土表面(t4)為 112°C。依 Eurocode 2 之建議，肋底之下層主鋼筋(b2)之降伏強度將衰減至常溫降伏強度的 64%。

四、主要建議事項

建議一

火害混凝土鋼承板修復研究：立即可行之建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：

隨著國家經濟建設達成熟階段其新建工程的比率將隨之降低，而現有土木工程結構物的維修工作將日益增加，為確保混凝土永續服務的品質進行合宜的維修補強

是可行的；受火害混凝土鋼承板，修復方式多為敲除混凝土鋼承板後，再重新補上新的混凝土鋼承板，與周邊原有未受火害的混凝土鋼承板，兩者間界面形成結構上的弱點，高溫對其研究較為缺乏，可納入後續研究探討。

建議二

高溫中混凝土鋼承板薄膜作用研究：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：

從 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，樓板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，其鋼構件的連接方法與細部設計亦與我國之鋼構設計相異，有關混凝土鋼承板在高溫中行為，實有必要做進一步研究。

ABSTRACT

Keywords: full-scale steel experimental house, fire, composite concrete slabs

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 composite concrete slabs 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 composite concrete slabs, and discuss the differences between the real fire test and the standard fire test.

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

For immediate strategies:

The study of fire-damaged repaired composite concrete slabs.

For long-term strategies:

Membrane action in composite concrete slabs subjected to fire.

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」已於104年完成建置實尺寸鋼構屋試體，配合其第2年分年目標:實尺寸鋼構屋火害結構行為研究，本(105)年度委託研究案「實尺寸鋼構屋之剪力連接複合鋼梁火害結構行為研究」將進行有關實尺寸鋼構屋火害實驗，該研究主要探討實尺寸鋼構屋之剪力連接合成鋼梁（composite steel beam）在火害中的結構行為，亦即在實尺寸鋼構實驗屋內的部分區劃空間，進行真實火災實驗，藉以研究此區劃空間內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。本研究將與該研究團隊合作，一併探討此區劃空間之混凝土鋼承板在火害中的結構行為。

樓板是水平承重構件，為建築結構之重要組成部分，當火災發生，樓板除承受高溫作用外，還要阻止火勢蔓延至鄰近區劃，或從鄰近區劃延燒過來的火勢。目前樓板的耐火性能試驗，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」[1]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」[2]，然而，此試驗方法未能考慮真實樓板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，並進一步探討混凝土鋼承板之耐火性能。

第二節 研究範圍

本研究配合本(105)年度委託研究案「實尺寸鋼構屋之剪力連接複合鋼梁火害結構行為研究」，進行實尺寸鋼構屋剪力連接之複合鋼梁(即：小梁)真實火災實驗，一併探討混凝土鋼承板在高溫中的結構行為。

第三節 研究方法及進行步驟

本研究將蒐集國內外混凝土鋼承板相關火害研究文獻，並製作混凝土鋼承板試體，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，蒐集鋼承板、鋼筋與混凝土溫度、混凝土鋼承板垂直及水平位移、火災區劃空間內氣體溫度等資料，建立實尺寸鋼構屋火害實驗資料庫，完成實尺寸鋼構屋真實火害之實驗方法及步驟。

第二章 文獻回顧

第一節 混凝土與鋼筋受火害之力學性質

ACI 216[3]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 °C 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 °C 時，抗拉強度遞減約 40%，高溫中加載至 0.4 f'_c 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 °C 時，約為常溫之 55%，加溫至 480 °C 後會有明顯衰減之現象。

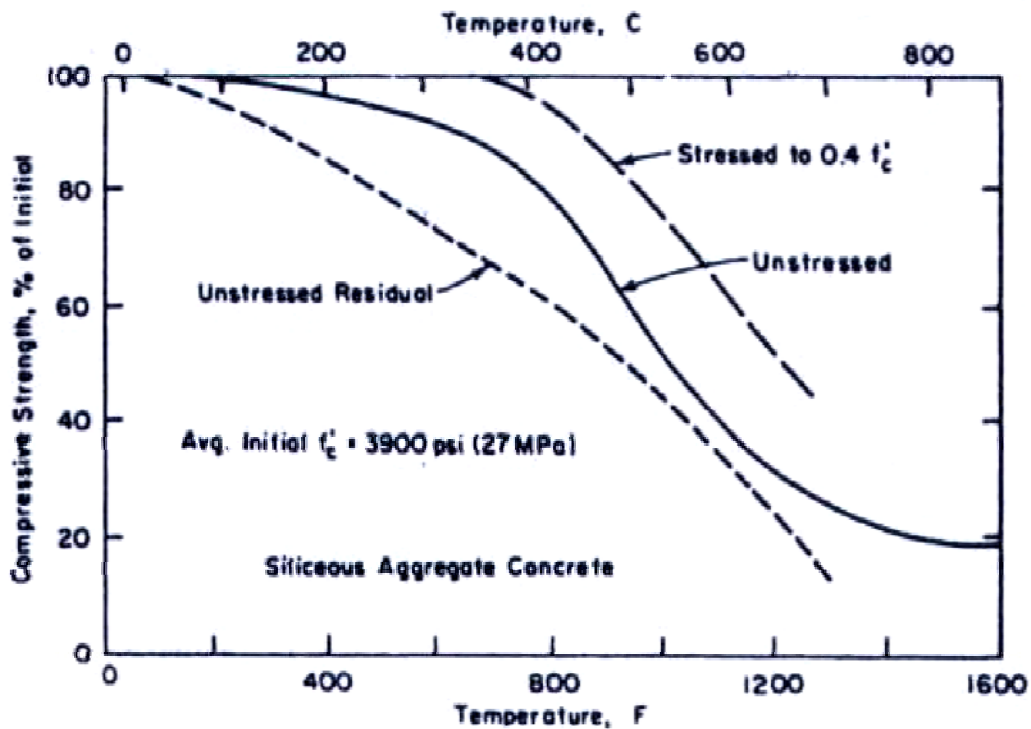


圖 2.1 ACI 216 高溫中矽酸鹽骨材混凝土抗壓強度遞減之關係(參考書目[3])

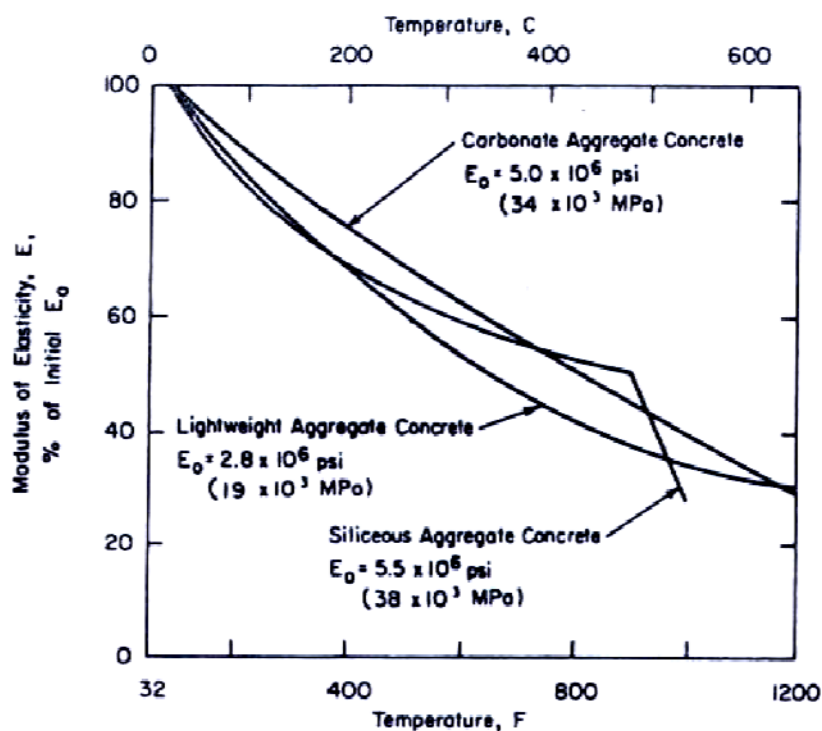


圖 2.2 ACI216 高溫中混凝土彈性模數遞減之關係(參考書目[3])

Eurocode 2 [4]建議普通混凝土(矽酸鹽骨材)由溫度升到 100 °C 時,混凝土抗壓強度才有遞減之現象,加溫到 400 °C 抗壓強度為常溫抗壓強度 75 %,加溫到 800 °C 抗壓強度為常溫抗壓強度 15 %,當溫度達到 1200 °C 時,混凝土完全無抗壓強度。Eurocode 2 [4]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 °C 時,抗壓強度為常溫抗壓強度 75 %,溫度在 400 °C 時,抗壓強度會為常溫抗壓強度 45 %,溫度達 800 °C 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 [4]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。

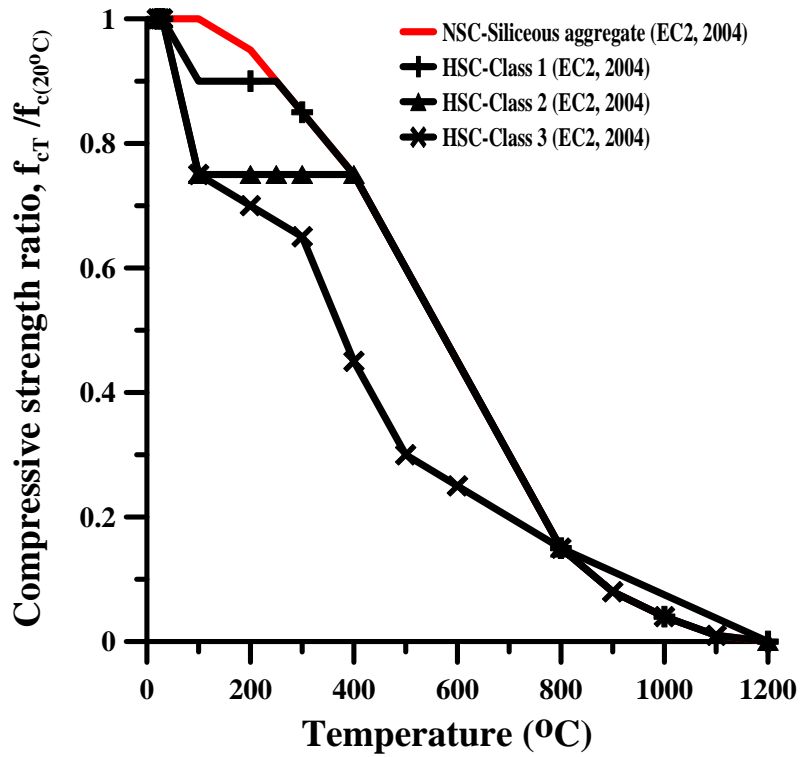


圖 2.3 Eurocode2 高溫中混凝土抗壓強度折減遞減之關係(參考書目[4])

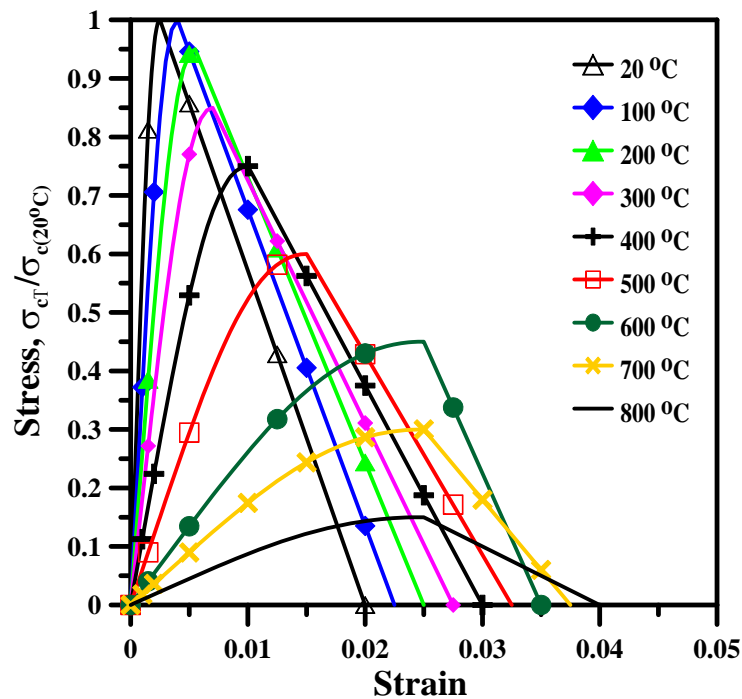


圖 2.4 Eurocode2 高溫中矽酸鹽骨材混凝土應力應變曲線之關係(參考書目[4])

ACI 216[3]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 °C 之間鋼筋強度會隨溫度上升而降低，100°C 到 250 °C 之間時降伏強度會微幅上揚，當溫度上升到 250 °C 後隨著溫度上升鋼筋強度遞減，在 400 °C 時會遞減至常溫的 90 %，在 500 °C 時會遞減至常溫的 60 %，在 700 °C 時會遞減至常溫的 20 %。

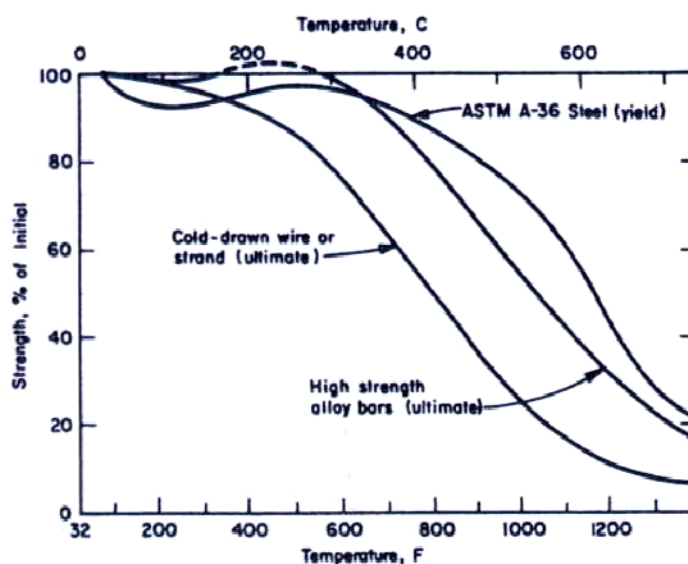


圖 2.5 ACI 216 高溫中鋼筋抗拉強度遞減之關係(參考書目[3])

圖 2.6 為 Eurocode 2 [4]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 $\epsilon_{s,fi} \geq 0.2\%$ 時，拉力鋼筋在溫度在 400°C 時，降伏強度開始出現明顯降低的現象，溫度在 500°C 時，降伏強度約為常溫之 80 %，溫度到達 800°C 時，降伏強度約為常溫之 10 %。

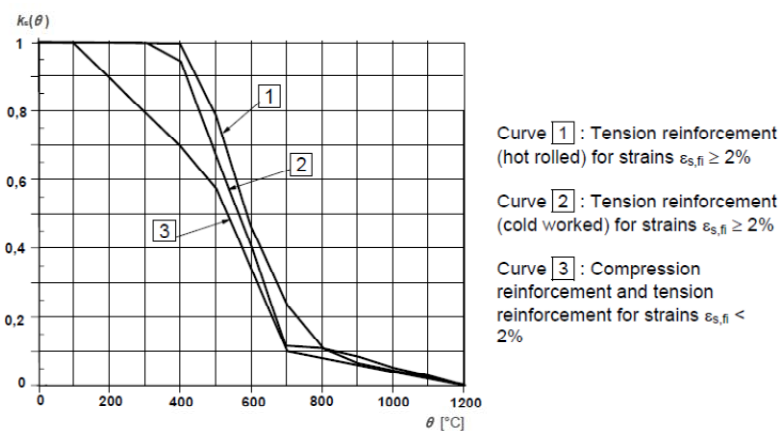


圖 2.6 Eurocode2 高溫中鋼筋降伏強度遞減之關係(參考書目[4])

第二節 混凝土於高溫下之爆裂行為

Anderberg[5]曾探討高性能混凝土和普通混凝土的爆裂現象，造成混凝土表面爆裂的因素為濕度太高、密度較高的混凝土、外加或預加壓應力，溫度迅速上升、不對稱的溫度分佈、斷面較薄處、鋼筋密集處，普通混凝土增加空氣含量可以減少爆裂現象，但對於高性能混凝土則會影響試體強度。

混凝土爆裂的原因，依據 Khoury 與 Anderberg[6]，主要有三種解釋 (1)孔隙壓力(Pore pressure spalling)，混凝土含水量高和低滲透性所造成的孔隙壓力，一般被認為是混凝土爆裂的主因。(2)熱應力(Thermal stress spalling)，混凝土由於本身熱惰性之故，使得熱量傳遞不均勻，造成混凝土內外溫度差，形成熱應力，如果大於混凝土抗張強度，就會發生爆裂，通常角隅處與彎曲之凸面最容易發生。(3)孔隙壓力與熱應力共同作用(Combined pore pressure and thermal stress spalling)，高溫所形成混凝土之熱應力、孔隙壓力與載重造成的應力共同作用下引起的爆裂。

Kodur[7]等人從 HSC 火害行為之文獻討論影響爆裂行為與 HSC 構件耐火性之因素，獲得以下結論：

- 1.升溫速率太快會引起混凝土構件爆裂的產生，主要因為試體斷面之高溫度梯度增加了孔隙壓力。
- 2.全尺寸 HSC 柱與試體之耐火測試顯示，當相對濕度超過 80%時，會有較大的爆裂發生。
- 3.由於輕質骨材 HSC 試體中含有較多的自由水，暴露於火場中較容易產生蒸氣壓而發生爆裂。
- 4.在試體中加入聚丙烯纖維可以減少 0.1-0.15%的爆裂程度，因為聚丙烯纖維在相對低溫 170°C時就會融化而產生通道，能使蒸氣壓力得以宣洩而減少爆裂產生。
- 5.由於碳酸質骨材有較高的熱容量，在高溫下使用碳酸質骨材比矽質骨材提供較佳防爆裂能力。
- 6.升溫過程中，由於 HSC 材料之脆化，使得在任何應力的情形下，HSC 之軸向變形都會比 NSC 來得小。
- 7.使用 135 度箍筋彎鉤與減少箍筋之間距可以降低 HSC 之爆裂，並增加其耐火性能，進一步可以減少柱之主筋產生挫屈的發生。

8. 增加束制程度會增加柱產生反力，這些產生的束制力大小相對柱的強度而言並不會有太大，此外 HSC 與 NSC 產生之束制力大小非常接近。
9. 較高的外加载重會降低柱之耐火時效，經實驗證實，HSC 在有外加情形下，比 NSC 柱較易產生爆裂。

第三節 混凝土於高溫下之變形

混凝土在高溫中的變形，依據 Anderberg 和 Thelandersson[8]指出係由熱應變 (thermal strain) ε_{th} 、即時應力引起的應變 (instantaneous stress-related strain) ε_{σ} 、潛應變 (creep strain) ε_{cr} 、暫態應變 (transient strain) ε_{tr} 所構成，總應變的表示如下：

$$\varepsilon_T = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) \quad (2-1)$$

Khoury 等人[9]則將總應變表示成：

$$\varepsilon_T = \varepsilon_{th}(T) + \text{LITS} \quad (2-2)$$

LITS 為載重所產生的溫度應變 (Load-induced thermal strain)，影響 LITS 的主要因素為載重、溫度和骨材含量，而升溫速率、混凝土濕度和骨材種類等影響較小，可忽略不計。溫度愈高和載重愈大，LITS 愈大，如圖 2.7 所示。

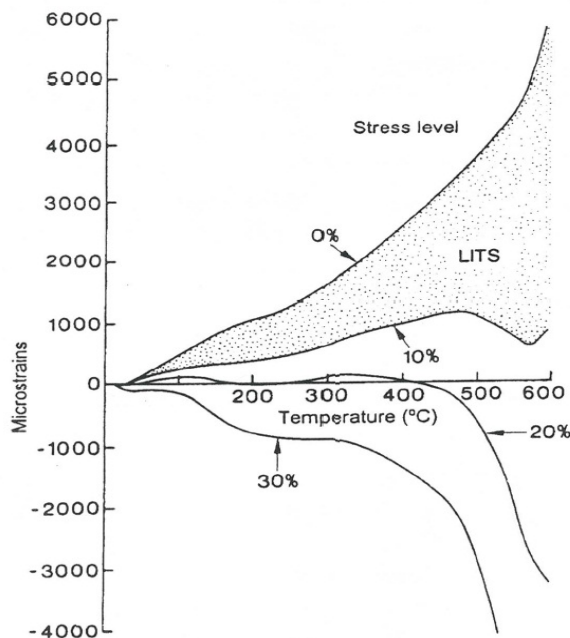


圖 2.7 在不同應力比之下的載重引致熱應變 (參考書目 [9])

2-3-1 熱應變(ε_{th})

混凝土含有水分，對於混凝土熱應變有所影響，受熱時內部的水分会透過毛细孔隙與細微裂縫，逐漸向外排出造成混凝土乾燥收縮的現象，因此熱應變在高溫中可分為兩個部分[10]，分別為混凝土骨材隨溫度上升而膨脹的應變($\varepsilon_{e,(a)}$)與水泥砂漿失去水分乾燥收縮的應變($\varepsilon_{s,(c)}$)，其表示如下：

$$\varepsilon_{th} = \varepsilon_{e,(a)} + \varepsilon_{s,(c)} \quad (2-3)$$

熱應變因材料受熱而產生膨脹的主要影響因素為骨材的種類，一般將熱應變表示如下：

$$\varepsilon_{th} = \alpha(T - 20^\circ\text{C}) \quad (2-4)$$

α 為熱膨脹係數，矽酸鹽骨材： $\alpha = 18 \times 10^{-6}$ ，碳酸鹽骨材： $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ [11]。

混凝土在 150°C 以下，由於自由水散失可能造成淨乾縮，因此隨著溫度上升之熱應變並非呈線性關係 [12]。另 Purkiss [13] 亦指出隨溫度上升，熱應變之非線性是因為隨著溫度上升骨材間膨脹但水泥則收縮，兩者之間缺乏熱相容性以及骨材的物理與化學變化所造成。

Eurocode 2[4]、Schneider 等人[10]與 Lie[14]所建議的熱應變模型如下，並繪圖如圖 2.8 所示。

1. Eurocode 2[4]建議公式：

矽酸鹽骨材：

$$\varepsilon_{th} = -1.8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \times (T - 20^\circ\text{C}) + 2.3 \times 10^{-11} \times (T - 20^\circ\text{C})^3 \leq 14 \times 10^{-3} \quad (2-5)$$

碳酸鹽骨材：

$$\varepsilon_{th} = -1.2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \times (T - 20^\circ\text{C}) + 1.4 \times 10^{-11} \times (T - 20^\circ\text{C})^3 \leq 12 \times 10^{-3} \quad (2-6)$$

輕質骨材：

$$\varepsilon_{th} = 8 \times 10^{-6} \times (T - 20^\circ\text{C}) \quad (2-7)$$

2. Schneider 等人[10]所建議的公式：

矽酸鹽骨材：

當溫度 $T \leq 650^\circ\text{C}$ ：

$$\varepsilon_{th} = 6.6 \times 10^{-11} \times T^3 - 1.7 \times 10^{-8} \times T^2 + 9 \times 10^{-6} \times T + 1.369$$

$$\times 10^{-4} \quad (2-8)$$

當溫度 $T > 650 \text{ }^\circ\text{C}$:

$$\varepsilon_{th} = 2 * 10^{-8} * T^2 - 3.94 * 10^{-5} * T + 0.0342 \quad (2-9)$$

3. Lie[14]所提出的公式 :

矽酸鹽或碳酸鹽骨材:

$$\varepsilon_{th} = (0.008 \cdot T + 6) \times 10^{-6} \times (T - 20 \text{ }^\circ\text{C}) \quad (2-10)$$

未加載情況 :

矽酸鹽或碳酸鹽骨材:

$$\varepsilon_{th} = [0.004 \times (T^2 - 400) + 6 \times (T - 20 \text{ }^\circ\text{C})] \times 10^{-6} \quad (2-11)$$

輕質骨材:

$$\varepsilon_{th} = 7.5 \times 10^{-6} (T - 20 \text{ }^\circ\text{C}) \quad (2-12)$$

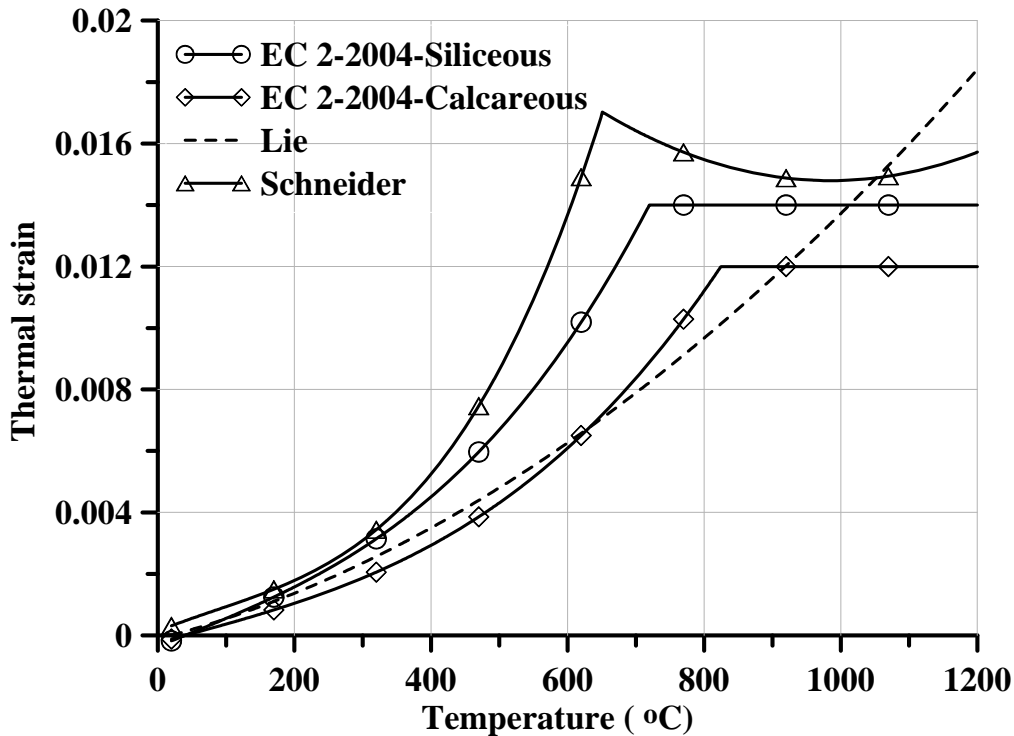


圖 2.8 混凝土熱應變與溫度關係圖(參考書目[4,10,14])

Khoury 等人[9]與 Schneider[15]等人認為，混凝土在高溫中受壓及骨材與水泥砂漿之間不同的膨脹係數，會產生無法復原的裂縫，因此，計算冷卻階段的熱應變時，需考慮破壞造成的殘餘應變，Schneider 等人[10]建議矽酸鹽骨材混凝土在冷卻階段的熱應變公式如式 (2-13)。降溫階段的熱應變 ε_{th}^{cool} 試體受過最高溫度 (T_{max}) 的不同而改變，如圖 2.9 所示，試體承受越高溫度 (T) 劣化越嚴重，無法復

原的現象會越明顯。

$$\varepsilon_{th}^{cool}(T) = \varepsilon_{tot}(T_{max}) - \Delta\varepsilon_0 \quad (2-13)$$

式中 $\Delta\varepsilon_0$ 為，

$$\Delta\varepsilon_0 = 1.445 \times 10^{-3} e^{3.4 \times 10^{-3} \times T_{max}} - 1.445 \times 10^{-3} e^{3.4 \times 10^{-3} \times T}。$$

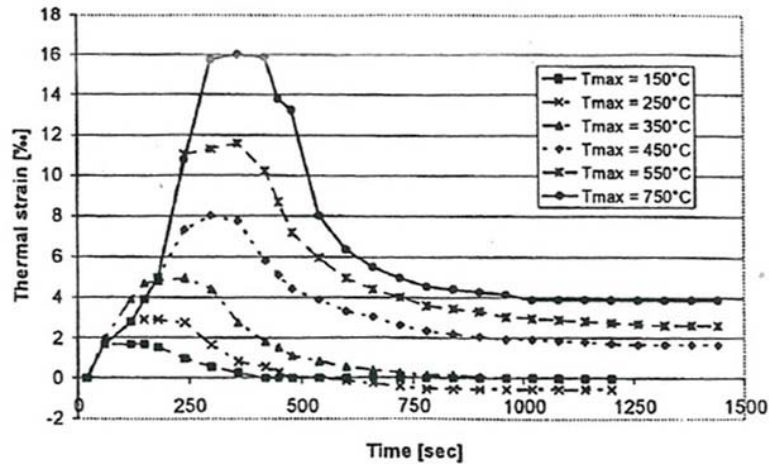


圖 2.9 混凝土升溫及冷卻階段之熱應變圖(參考書目[10])

2-3-2 暫態應變(ε_{tr})

Khoury 等人[9,16]於預加荷重的試體在第一次升溫過程中發現試體的應變有大幅度增加。Bazant 和 Chern[17]認為此種應變的產生是因為微量水分擴散。混凝土內部之水分於微孔間作擴散移動過程中，移去部分固體物質並對混凝土造成微結構上破壞。暫態應變僅發生在第一次升溫階段中，降溫階段及第二次升溫階段不會出現，即便加溫至第一次升溫之溫度依然如此。此微量擴散之說法，對 Anderberg 和 Thelandersson[8] 試驗中之試體破壞行為給予較為可能的解釋。若假設起始之預載不會對材料之微結構造成破壞，於升溫過程中此力擔任束縛材料中微孔擴張之角色，而如此現象將造成微孔中水蒸氣壓力上升。若再納入應力、濕度及溫度之考量，將造就微結構中或多或少之裂縫產生，並產生一定程度之暫態應變。於同一應力、濕度以及溫度狀態下，降溫或再次加熱至同一溫度都將不會有新裂縫出現，所量測之暫態應變值也不會有所增加。若持續升溫並超過曾受過之最高溫，則將持續增加未破壞之微孔隙內部水蒸氣之壓力，造成新的裂縫且暫態應變隨之增加。

目前預測混凝土暫態應變之模型，係以實驗數據為基礎歸納而得，以下分別介紹：

1. Anderberg 和 Thelandersson[8]：

$$\varepsilon_{tr} = k_{tr} \left(\frac{\sigma_{cT}}{f_c'} \right) \varepsilon_{th}, \quad T \leq 550^\circ\text{C}, \quad 1.8 \leq k_{tr} \leq 2.35 \quad (2-14)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_{tr}}{\partial T} = 0.0001 \left(\frac{\sigma_{cT}}{f_c'} \right), \quad T \geq 550^\circ\text{C} \quad (2-15)$$

式中 k_{tr} 為一個無因次參數。

2. Schneider 等人[10]：

$$\varepsilon_{tr} = \varphi \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \varepsilon_{pl}(T, \alpha) - \Delta \varepsilon_{el}(T, \alpha), \quad \alpha = \frac{\sigma_{hist}}{f_c(20^\circ\text{C})} \quad (2-16)$$

$$\varphi = C_1 * \tanh \gamma_w * (T - 20) + C_2 * \tanh \gamma_0 * (T - T_g) + C_3$$

$$\gamma_w = 0.3 * 10^{-3} * w^{0.5} + 2.2 * 10^{-3} \quad (\gamma_w \leq 2.8 * 10^{-3})$$

式中 α 為載重因子， σ_{hist} 為隨時間變化的應力，其在彈性範圍大小為 $\alpha \leq 0.3$ ，Schneider 等人[10]建議 $0.4 \leq \alpha \leq 0.6$ 為其上限。

Schneider 等人[10]假設混凝土的應變組成為：

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{el}(T, \alpha) + \varepsilon_{pl}(T, \alpha) + \varepsilon_{tr}(T, \alpha)$$

ε_{tot} ：總應變

$\varepsilon_{th}(T)$ ：熱應變

$\varepsilon_{el}(T, \alpha)$ ：彈性應變

$\varepsilon_{pl}(T, \alpha)$ ：塑性應變

$\varepsilon_{tr}(T, \alpha)$ ：瞬間潛變

3. Nielsen 等人[18]以 Anderberg 和 Thelandersson[8]的模型為基礎，假設暫態應變和溫度呈線性比例：

$$\varepsilon_{tr} = 0.000038 \left(\frac{\sigma_{cT}}{f_c'} \right) T \quad (2-17)$$

4. Diederichs(reported in[19])所提出的暫態應變模型為：

$$\varepsilon_{tr} = \frac{\sigma_{cT}}{f_c'} [3.3 \times 10^{-10} (T - 20)^3 - 1.72 \times 10^{-7} (T - 20)^2 + 0.0412 \times 10^{-3} (t - 20)] \quad (2-18)$$

5. Terro[20]以 Khoury 等人[9]的實驗結果為基礎，並考慮部分骨材體積對暫態應變的影響，其模型為：

$$\varepsilon_{tr} = \varepsilon_{0.3} \times \left(0.032 + 3.226 \frac{f_{ci}}{f'_c}\right) \frac{V_a}{0.65}, \frac{f_{ci}}{f'_c} \leq 0.3 \quad (2-19)$$

式中 $\varepsilon_{0.3}$ 為最初加載 $0.3f'_c$ 時的 ε_{tr} 值, V_a 為骨材體積比, $\varepsilon_{0.3}$ 之值對於不同骨材可用下列式子計算, 對於碳酸鹽與輕質骨材:

$$\varepsilon_{0.3} = -43.87 \times 10^{-6} + 2.73 \times 10^{-8}T + 6.35 \times 10^{-8}T^2 - 2.19 \times 10^{-10}T^3 + 2.77 \times 10^{-13}T^4 \quad (2-20)$$

矽酸鹽骨材:

$$\varepsilon_{0.3} = -1625.78 \times 10^{-6} + 58.03 \times 10^{-6}T - 0.6364 \times 10^{-6}T^2 + 3.6112 \times 10^{-9}T^3 - 9.2796 \times 10^{-12}T^4 + 8.806 \times 10^{-15}T^5 \quad (2-21)$$

2-3-3 即時應力引起的應變(ε_σ)

即時應力引起的應變與加載應力及溫度有關, 峰值應力對應即時應力相關應變之值為峰值應變(ε_u), 利用初始彈性模數(E_{ci})與峰值應變可決定應力應變曲線上升段 [16], 以下介紹各學者所提出之即時應力與應變關係:

1. Anderberg 和 Thelandersson [8] 建議應力應變曲線關係由一拋物線上升段與一線性下降段所構成:

$$\sigma_{cT} = E_{ciT} \cdot \left(\varepsilon_{cT} - \frac{\varepsilon_{cT}^2}{2 \cdot \varepsilon_{uT}}\right), \varepsilon_{cT} \leq \varepsilon_1 \quad (2-22)$$

$$\sigma_{cT} = f_1 - 880 \cdot (\varepsilon_{cT} - \varepsilon_1), \varepsilon_{cT} \geq \varepsilon_1 \quad (2-23)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{uT} \cdot \left(1 - \frac{880}{E_{ciT}}\right), f_1 = E_{ciT} \cdot \left(\varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_1^2}{2 \cdot \varepsilon_{uT}}\right) \quad (2-24)$$

2. Lie 和 Lin [21]建議應力應變曲線關係上升段及下降段皆為拋物線:

$$\sigma_{cT} = f'_{cT} \cdot \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{uT} - \varepsilon_{cT}}{\varepsilon_{uT}}\right)^2\right], \varepsilon_{cT} \leq \varepsilon_{uT} \quad (2-25)$$

$$\sigma_{cT} = f'_{cT} \cdot \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{cT} - \varepsilon_{uT}}{3 \cdot \varepsilon_{uT}}\right)^2\right], \varepsilon_{cT} \geq \varepsilon_{uT} \quad (2-26)$$

3. Schneider [22]建議用無因次常數 n 納入混凝土自重, 輕質與普通混凝土分別使用 2.5 與 3.0, 而 Terro[20]也有提出一模型, 是將 Schneider 之模型以 n 等於 2.0 作計算:

$$\sigma_{cT} = \frac{n-1}{n} \cdot \frac{E_{ciT} \cdot \varepsilon_{cT}}{\left(\frac{\varepsilon_{cT}}{\varepsilon_{uT}}\right)^n} \quad (2-27)$$

第四節 樓板火害研究

Lin 等人[23]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。混凝土板尺寸為 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 跨的樓板。試驗結果發現，混凝土板的耐火時效超過 4 小時。

Cooke[24]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板火害行為影響，結果發現火害下板的位移主要由彎曲應力控制。

Lim 等人[25,26] 進行混凝土雙向板和組合樓板耐火試驗，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°C，試體沒有出現倒塌現象。對於較高鋼筋比的混凝土板，僅出現表面裂縫；較低鋼筋比的混凝土板，則出現貫穿樓板厚的裂縫。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[27,28]曾進行常溫與高溫之無水平束制的縮小尺寸鋼筋混凝土板試驗與分析，試驗時所施加的載重大於依據塑性鉸線理論計算的載重，使得混凝土板在升溫試驗前出現薄膜效應，以致出現不合理的火害行為，造成鋼筋混凝土板破壞時鋼筋溫度過低。

Bailey 和 Toh [29,30]進行常溫與高溫無水平束制的縮小尺寸鋼筋混凝土板試驗，對不同鋼筋直徑、間距（即鋼筋比）的鋼筋混凝土板的破壞模式進行探討，試驗發現常溫鋼筋混凝土板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，使得混凝土板在高溫中的破壞模式主要為鋼筋拉斷，當混凝土板的鋼筋比變大時，可能發生角部混凝土壓碎破壞情形。

Ellobody 和 Bailey[31-33]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板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，

有束制的混凝土板垂直位移小於無束制混凝土板。

Usmani 和 Cameron 等人[34,35]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，主要是火害中樓板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，使害中的混凝土板有較大承載能力。

Cashell 等人[36]研究在極限狀態下由鋼筋斷裂引起混凝土板破壞的發生機制，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，探討影響混凝土板破壞的關鍵參數，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板極限狀態時結構變形的分析方法。

Omer 等人[37-39]預測有水平束制混凝土板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。並表示輕質混凝土板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[40]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板在火害中強度進行分析。考慮混凝土板內溫度場線性分佈和非線性分佈兩種情況，分別計算在 Cardington 試驗中的混凝土板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板的火害行為分析，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，從而影響混凝土板的火害行為。

李國強等人[41,42]曾探討 4 個全尺寸混凝土鋼承板耐火性能，試驗發現，由於混凝土鋼承板的薄膜效應，提高樓板在火害中的極限承載力。且經由試驗時的應變量測，樓板中形成橢圓形拋物面受拉鋼筋網，而板的周圍混凝土受壓，證明

混凝土受壓環的存在；此外，無防火被覆小梁產生較大的撓度，失去承載能力，但由於樓板在大變形時產生薄膜效應，樓板未發生倒塌破壞。在結構耐火設計應考量利用樓板的薄膜效應，延長薄膜效應作用時間，提高樓板的防火時效。

上述為國外有關樓板火害研究，國內在樓板耐火研究相當少，Liao 等人[43,44]進行鋼筋混凝土板貫穿剪力行為研究，探討鋼筋混凝土板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，高溫對於樓板上拉力側受火害或於樓板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，於樓板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。樓板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 火害下樓板薄膜作用研究

火害初期，當板受到束制，即膨脹受限，在面內產生受壓薄膜力。隨加熱試驗進行，板中間位移變大，板內逐漸產生受拉薄膜力。若板邊受到完全的水平束制，鋼筋就會向受拉的網一樣承受所施加的垂直載重，在板內形成薄膜作用[41]；若板邊無水平束制，則板周邊上形成受壓環，板中心區域產生受拉薄膜作用。混凝土板邊界有無受到水平束制，由於板內的薄膜效應，混凝土板的極限承載力都大於理論計算。

Bailey 等人[45,46]於 1999 年參考 Cardington 試驗的構件尺寸，進行常溫下混凝土鋼承板(9500mm×6500mm)的極限載重試驗，並發展鋼筋混凝土板的薄膜理論。之後，展開常溫和高溫中的縮尺寸鋼筋混凝土板極限載重試驗來驗證新的薄膜理論[29,30]。試驗結果顯示，由於薄膜效應，常溫下，所測得的試驗極限載重比降伏線理論計算值高；高溫中，與依據降伏線理論計算的溫度相比，數值模型計算的破壞溫度較高。

李國強等人[47]建立考慮薄膜效應的數值分析模型，將樓板區分5 個部分，周邊4 個剛性板塊和中間一個呈現橢圓球面板塊，分別對板塊內力和彎矩進行分析。由板塊內力及彎矩的平衡方程式及位移諧合方程式，得出考慮薄膜效應的理論分析方法。透過試驗探討溫度、撓度、長短邊比例和樓板配筋情況等因素對樓板極限承載力的影響。研究發現，火害中樓板的長短邊比值越小，長短跨鋼筋率比值越小，其薄膜作用越明顯，極限承載力和耐火性能提高越大[48]。

董毓利等人[49,50]利用塑性鉸線理論，提出以能量原理計算鋼筋混凝土板大變形時之極限承載力方法，該方法認為薄膜作用主要是由於塑性鉸線處鋼筋的垂直向分力或鋼筋的伸長所造成。此外，藉由板塊平衡法和虛功法，針對火害下鋼筋混凝土板的極限承載力進行計算，研究顯示，適用於各向同性和各向異性配筋的方形板和矩形板，計算所得值和試驗結果相當吻合。

第六節 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[51-55]，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^3)。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 21 m，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 \times 198kg/m、305UC \times 118kg/m 和 254UC \times 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 2.5 kN/m^2 。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，

實尺寸鋼構屋之混凝土鋼承板火害下承重行為研究

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°C ，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°C ，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。為研究火災下樓板的薄膜效應[56]，BRE 進行實尺寸的混凝土鋼承板火災試驗[57,58]，混凝土鋼承板尺寸為 $9.5\text{m}\times 6.5\text{m}$ ，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板，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板的承载力遠大於依據傳統降伏線理論計算所得的承载力。

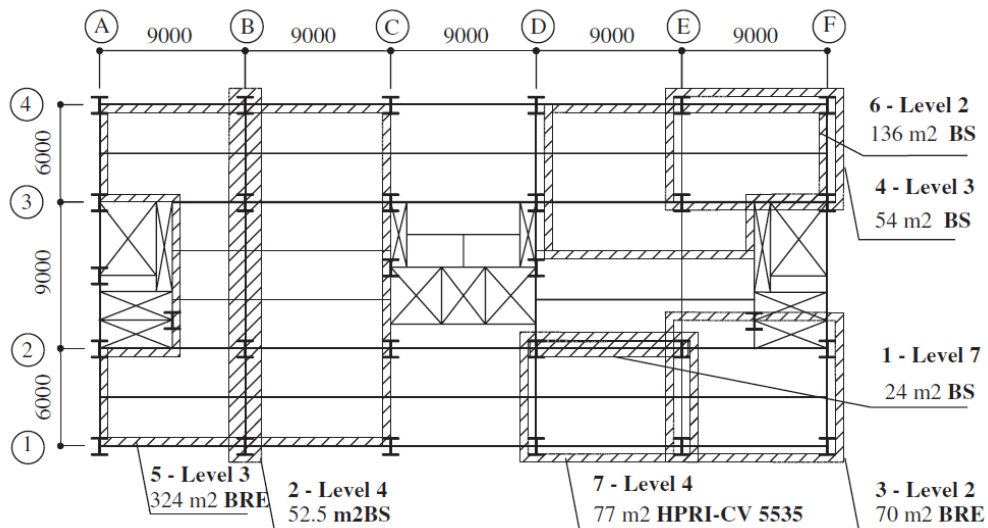


圖 2.10 英國 Cardington 鋼構大樓之七次火害實驗範圍示意圖(參考書目[54])



圖 2.11 英國 Cardington 第七次火害實驗照片(參考書目[54])

表 2.1 英國 Cardington 七次火害實驗基本資料

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

(參考書目[54])

表 2.2 英國 Cardington 七次火害實驗範圍

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

(參考書目[54])

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[59]，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[59])

Dong 等人[60-64]曾藉由3層樓之鋼結構實驗屋(由鋼筋混凝土樓板、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。



圖 2.13 3層樓鋼結構實驗屋(參考書目[62])

第三章 實驗計劃

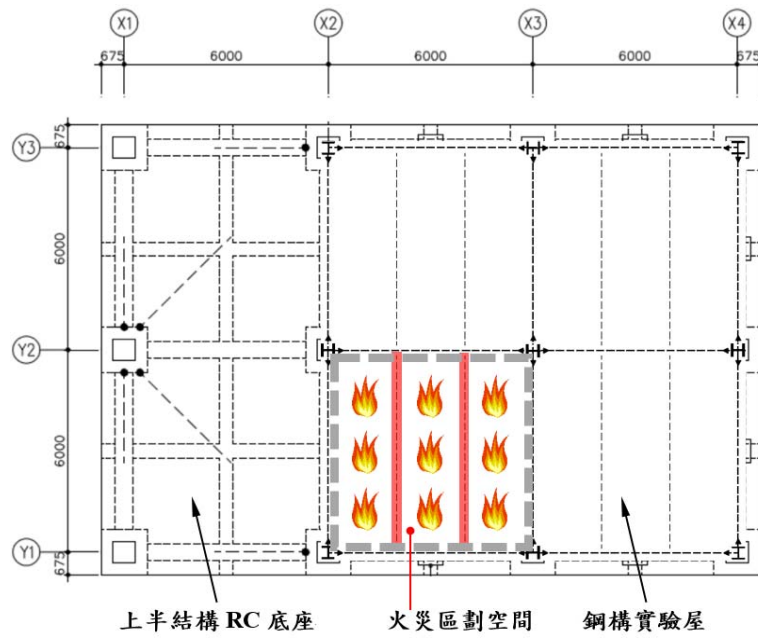
第一節 試驗規畫

本研究實尺寸鋼構實驗屋為一層樓 2 跨×2 跨，樓高 4 m，每跨 6 m，總長 12 m，計有 9 支鋼柱。每個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 1 樓頂版上方 1.1 m，如圖 3.1 所示，鋼構實驗屋之鋼梁與鋼柱皆採用 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，詳細設計資料如附錄二，本研究火害實驗目標為混凝土鋼承板，如圖 3.2 所示。



圖 3.1 實尺寸鋼構實驗屋(本研究整理)

實尺寸鋼構屋之混凝土鋼承板火害下承重行為研究



(a) 實尺寸鋼構實驗屋平面圖



(b) 混凝土鋼承板

圖 3.2 實尺寸鋼構實驗屋平面圖與混凝土鋼承板(本研究整理)

第二節 試體製作

3-2-1 試體尺寸：

本研究混凝土鋼承板試體為 600 cm×600 cm，樓板厚度 15 cm，鋼承板厚度 1.2mm，保護層厚度依規範規定為 2 cm，試體尺寸如圖 3.3。

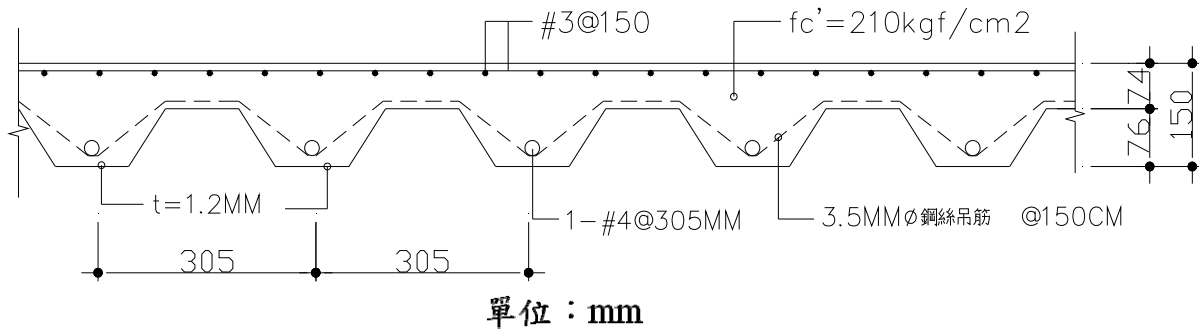


圖 3.3 試體立面圖(本研究整理)

3-2-2 鋼筋：

下層主筋配置#4 @305mm，上層鋼筋為#3 @150 mm，如圖 3.3 所示。

3-2-3 鋼承板：

佳德建材股份有限公司生產之鋼承板，厚度 1.2 mm，肋高 76mm，肋距 305mm，熱浸鍍鋅鋼板，ASTM A653 Gr.50 降伏強度 3500kgf/cm² 以上。

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/cm²，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。

表3.1 混凝土配比表 ($f_c' = 210 \text{kgf/cm}^2$)

水膠比 W/ (C+P)	各成分的含量 (kg/m ³)						
	水	水泥	爐石	飛灰	細粒料	粗粒料	化學添加物
0.58	184	227	65	32	908	910	3.89

(本研究整理)

表 3.2 混凝土抗壓強度

齡期(天)	7	28
平均抗壓強度(kgf/cm ²)	216	306

(本研究整理)

3-2-5 試體熱電偶線配置

為量測試體混凝土、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 3.4 所示，圖中之圓圈表示埋設熱電偶測溫點的平面位置，每一個平面位置針對厚度方向佈設，主要可分為五種形式，如下說明。

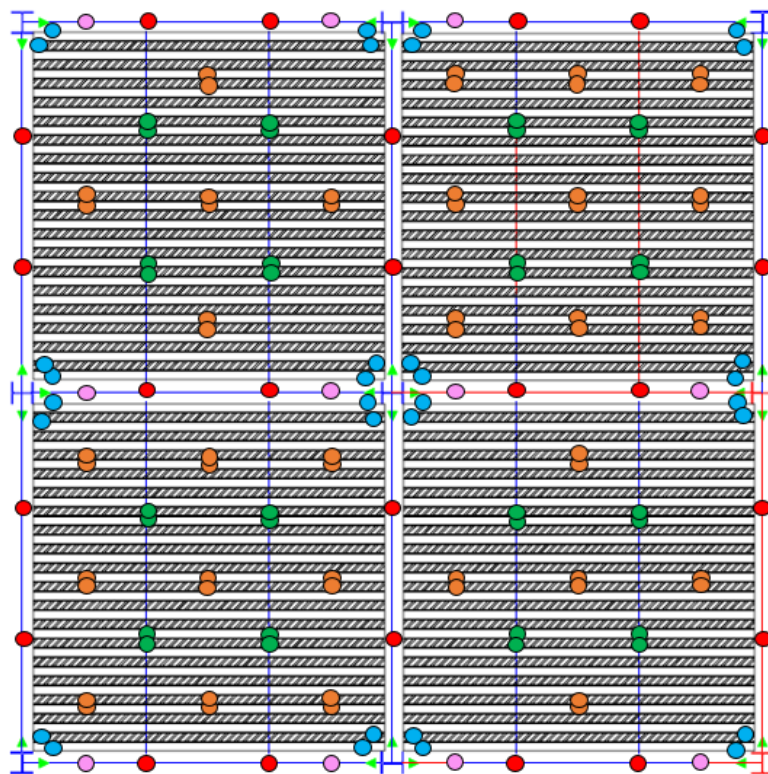


圖 3.4 試體熱電偶線配置示意圖(本研究整理)

橘色圓圈表示位於單純樓板處，每個圓圈表示在樓板厚度方向佈設 4 個測溫點；
 綠色圓圈表示位於小梁上方之樓板處，每個圓圈表示在樓板厚度方向佈設 4 個測溫點；
 紅色圓圈表示位於大梁上方之樓板處，每個圓圈表示在樓板厚度方向佈設 6 個測溫點；

粉紅色圓圈則表示位於托梁處的連接板上，至少佈設 1 個測溫點，至多佈設 3 個測溫點；藍色圓圈則表示位於柱位旁，每個圓圈表示佈設 1 個測溫點。

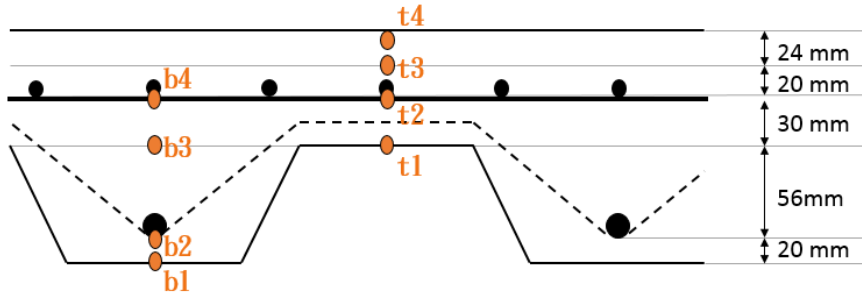


圖 3.5 單純樓板熱電偶線配置圖

圖 3.5 為單純樓板熱電偶線配置情形，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)。

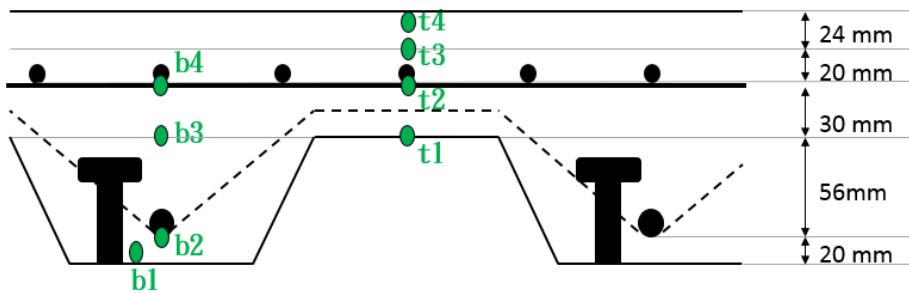


圖 3.6 小梁上方樓板熱電偶線配置圖

圖 3.6 為小梁上方樓板熱電偶線配置情形，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)。

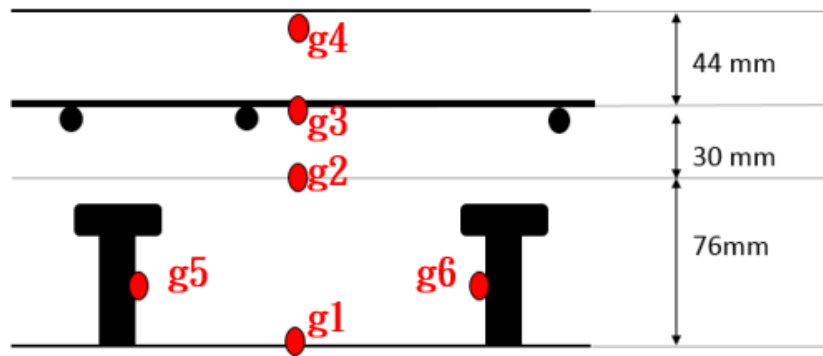


圖 3.7 大梁上方樓板熱電偶線配置圖

圖 3.7 為大梁上方樓板熱電偶線配置情形，此斷面總計有 6 個測溫點 (g1~g6)，分別在大梁上翼板表面(g1)、鋼承板肋高之混凝土(g2)、上層溫度鋼筋底表面(g3)、混凝土表面(g4)、兩旁的大梁剪力釘中點高程表面(g5 和 g6)。

圖 3.8 和圖 3.9 為拖梁連接板上方樓板熱電偶線配置情形，連接板具有螺栓接合型式(圖 3.8)和銲接接合型式(圖 3.9)，分別有 3 個測溫點 (p1~p3) 和 1 個測溫點(p1)，兩者皆在連接板中央佈有 1 個測溫點(p1)，而螺栓接合型式另外在螺栓處佈設 2 點(p2 和 p3)。

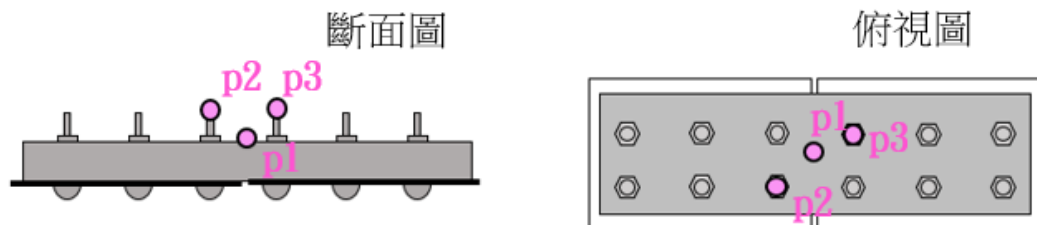


圖 3.8 連接板上方樓板熱電偶線示意圖(螺栓接合)

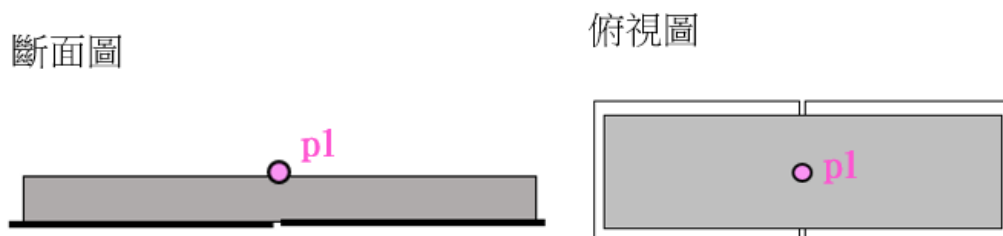


圖 3.9 連接板上方樓板熱電偶線示意圖(銲接接合)

圖 3.10 為柱子旁樓板熱電偶線配置情形，於肋底處鋼承板表面佈設 1 點(b1)以及肋高處鋼承板表面佈設 1 點(t1)，總計為 2 個測溫點。

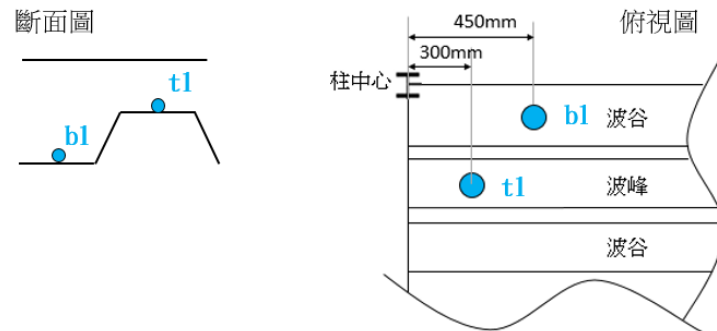


圖 3.10 柱子旁樓板熱電偶線示意圖

圖 3.11 至圖 3.13 為樓板熱電偶線埋設、混凝土澆置中與完成情況照片。

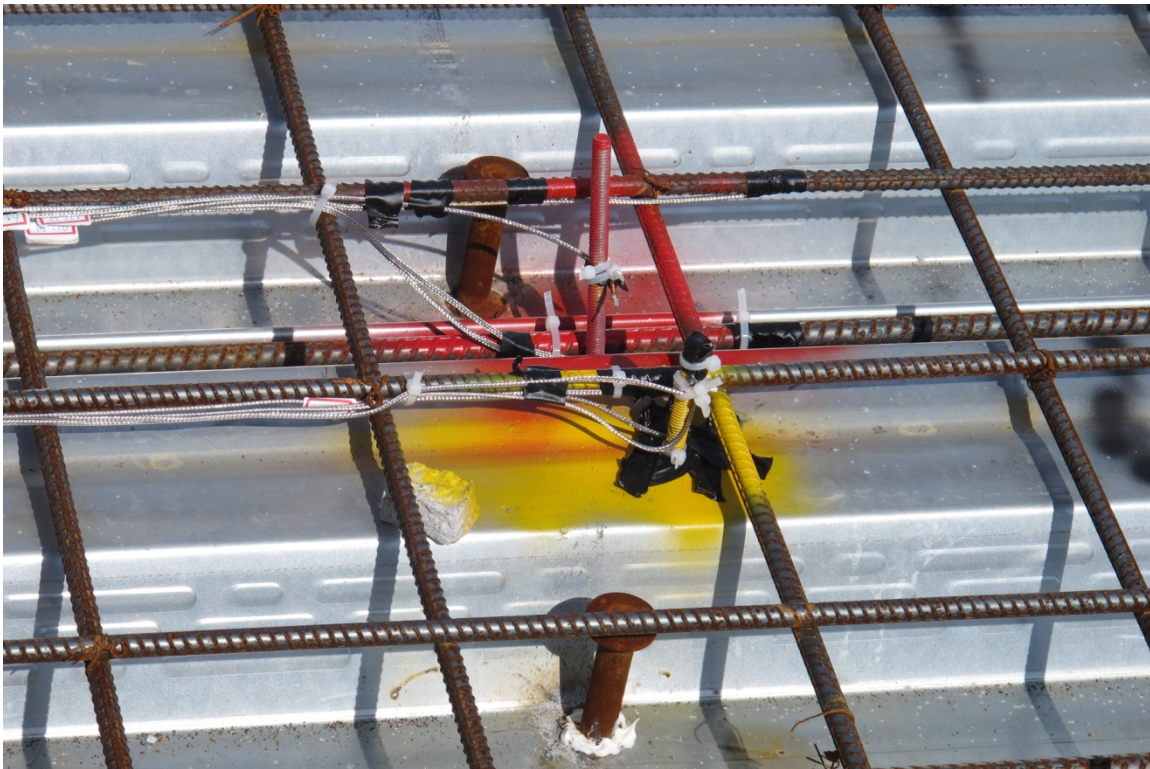


圖 3.11 樓板熱電偶線埋設照片(本研究整理)



圖 3.12 樓板混凝土澆置中照片(本研究整理)



圖 3.13 樓板混凝土澆置完成照片(本研究整理)

3-2-6 火害實驗區熱電偶樹配置

藉由熱電偶樹的配置以瞭解火害實驗區間溫度的分布及傳遞，熱電偶樹配置分成 2 種，一種為配置在鋼承板下方，另一種則配置於小梁下，其中配置於鋼承板下的熱電偶樹因其垂直高度較配置於小梁的長，故其熱電偶數量較多。火害實驗區的熱電偶樹配置平面圖，如圖 3.14 所示，配置於小梁下的熱電偶樹有 6 個(標記為黃色圓圈)，每個 9 點，配置於鋼承板下的熱電偶樹有 3 個(標記為紅色圓圈)，每個 10 點，各個斷面的佈設如圖 3.15 至圖 3.16 所示。火害實驗區佈設的熱電偶總計 84 點。

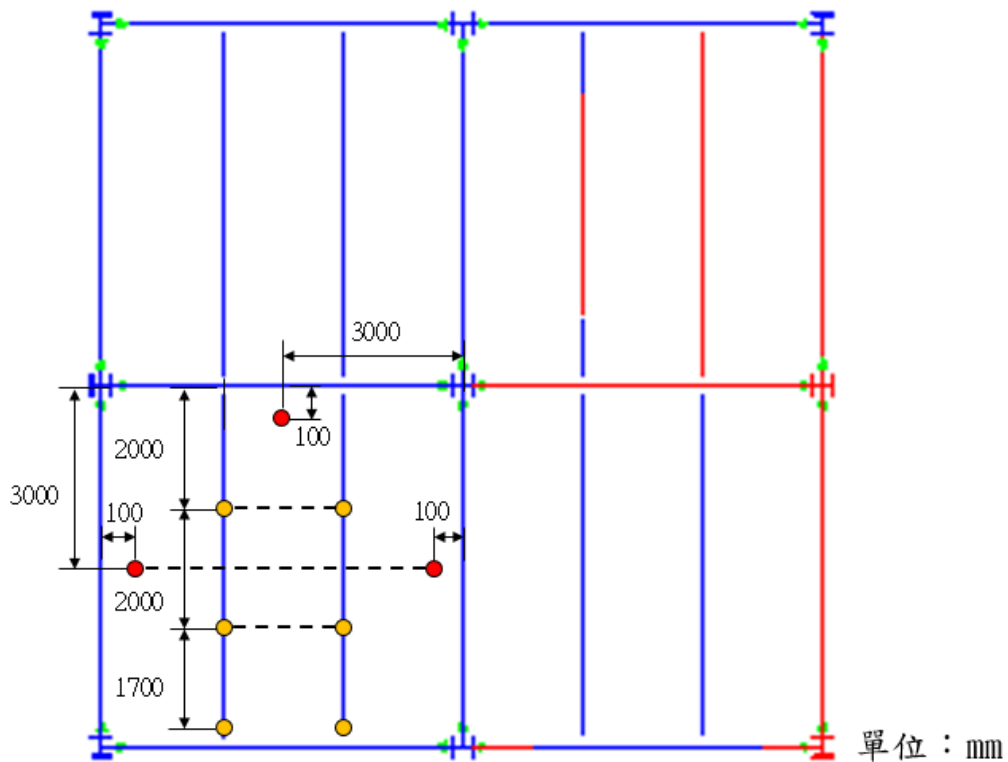


圖 3.14 熱電偶樹配置平面圖

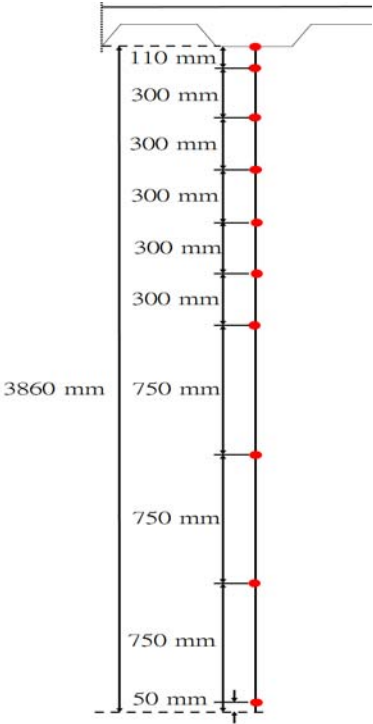


圖 3.15 鋼承板下熱電偶樹配置斷面圖

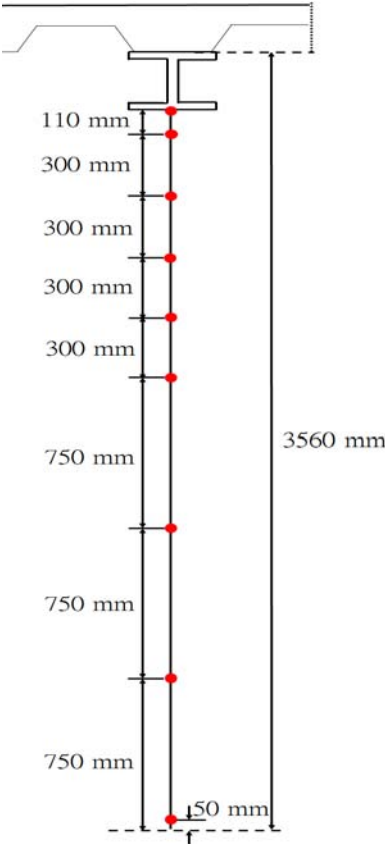


圖 3.16 小梁下熱電偶樹佈設斷面圖

3-2-7 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兩部分，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 3.17 所示。

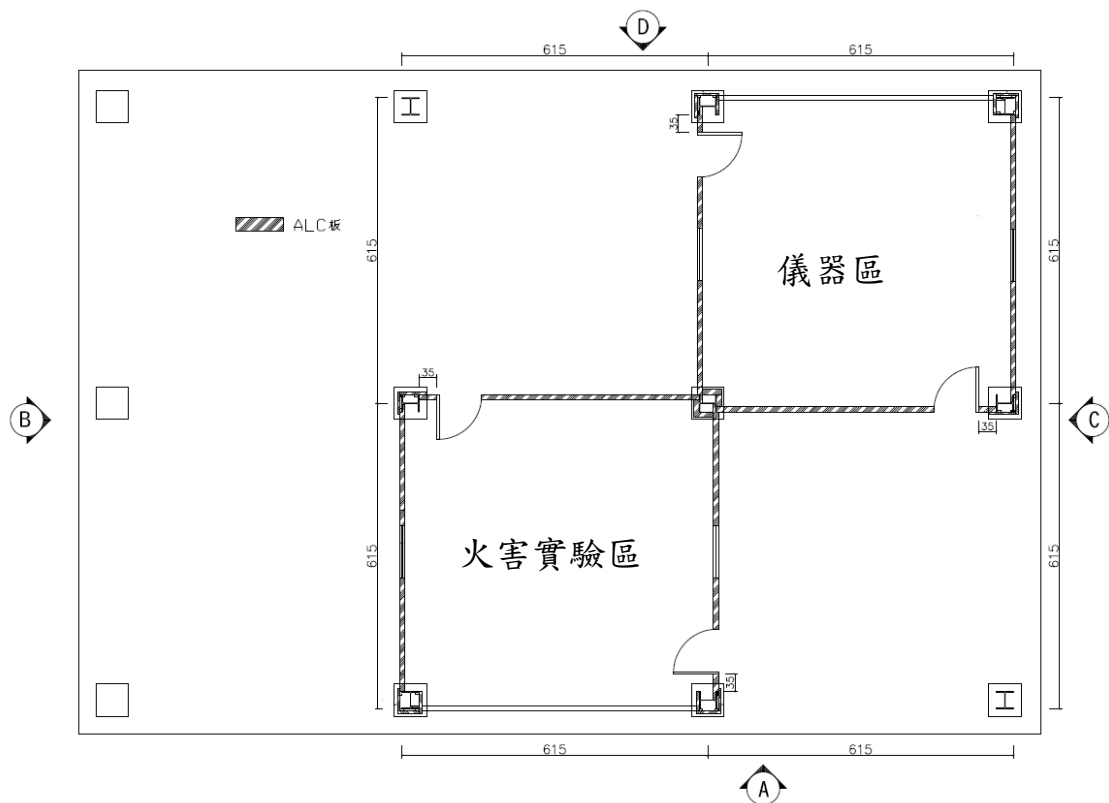


圖 3.17 火害實驗之隔間平面圖

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，如圖 3.18 所示。本次隔間工程之各向立面與完成後照片，如圖 3.19~圖 3.23 所示，在非開口面的隔間牆頂端皆預留 15cm 空隙，做為火害時鋼構件變形之預留空間，為防止火焰由空隙處竄出，將以耐火綿填塞，開口面的部分，其開口上方設計有 1 公尺高之女兒牆，可避免實驗時火焰反捲至屋頂。



圖 3.18 火害實驗區內鋼柱與大梁施做防火被覆

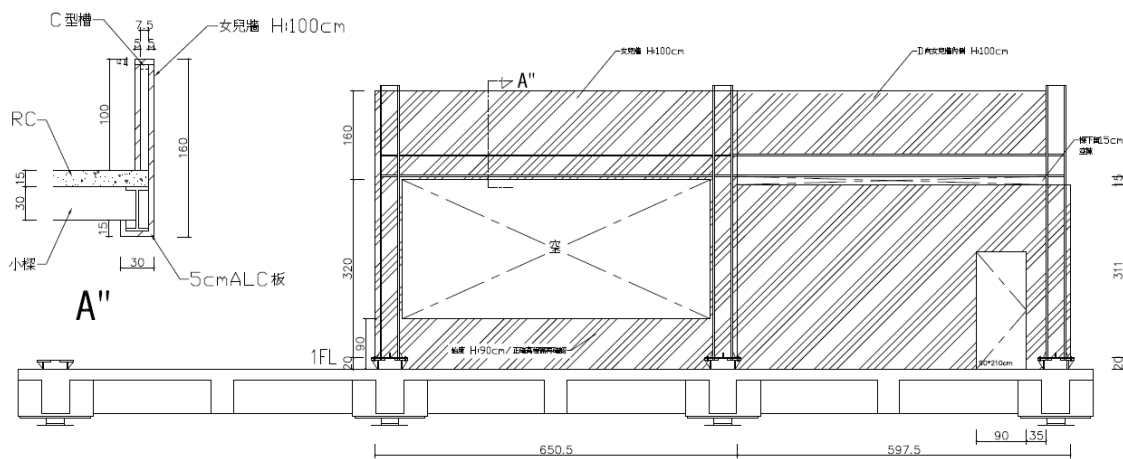


圖 3.19 火害實驗隔間之 A 向立面圖

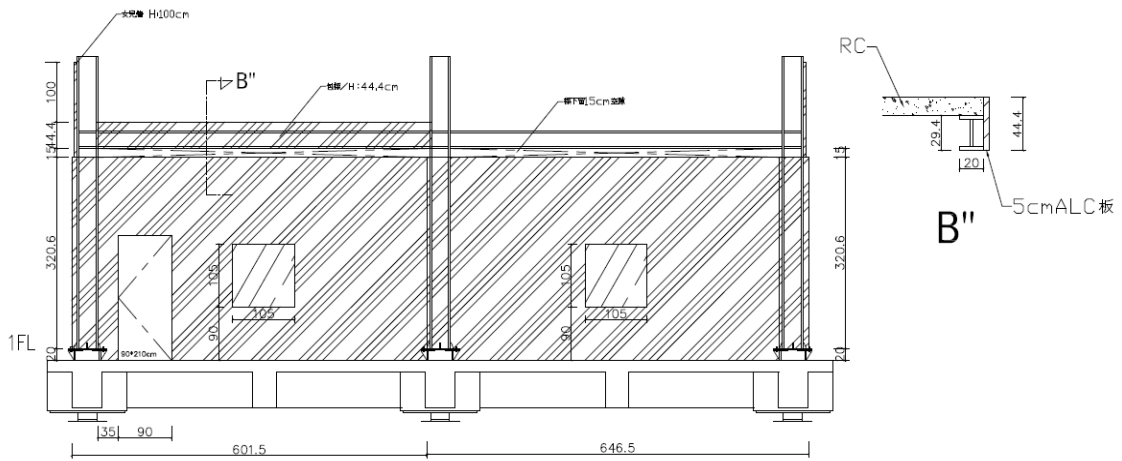


圖 3.20 火害實驗隔間之 B 向立面圖

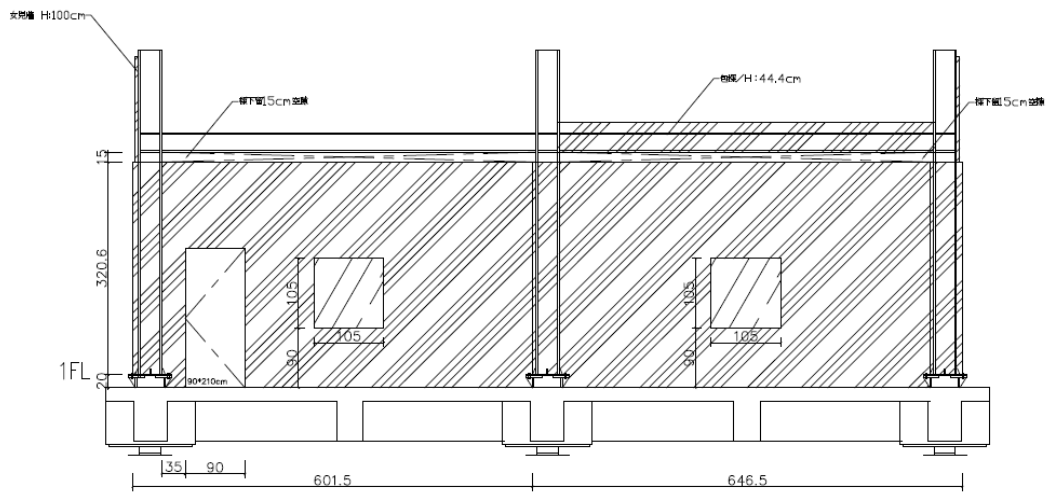


圖 3.21 火害實驗隔間之 C 向立面圖

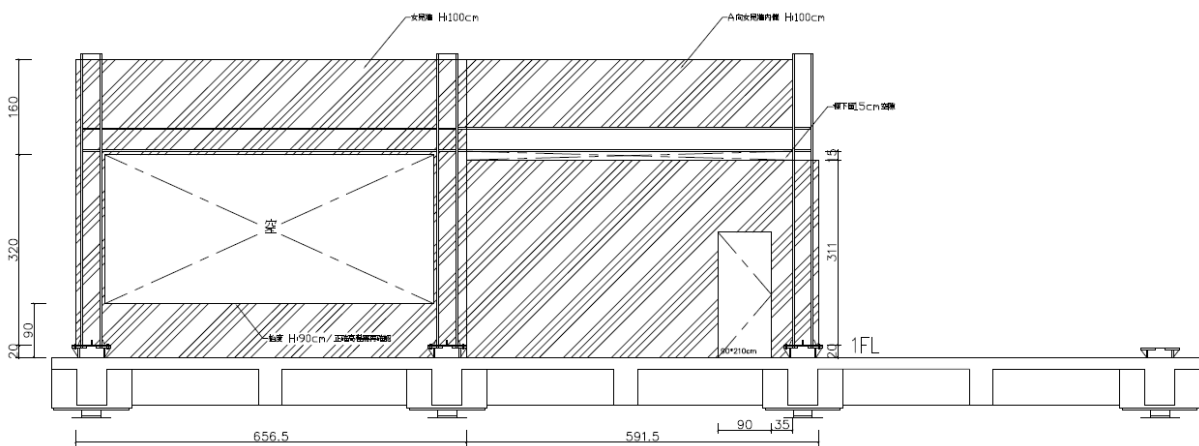


圖 3.22 火害實驗隔間之 D 向立面圖



圖 3.23 火害實驗隔間完成照片

第三節 試驗方法

3-3-1 試驗加載

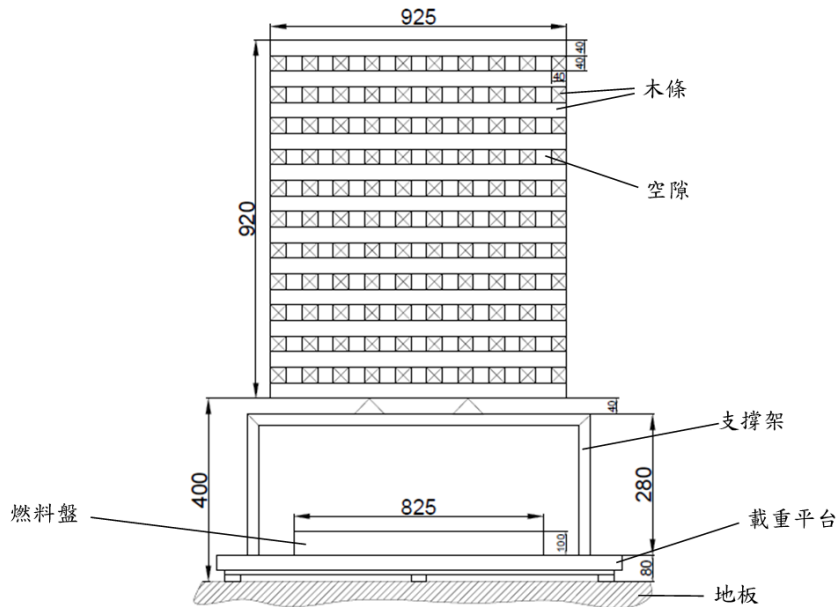
本研究將採用(1.0D+0.5L)的載重設計，鋼構實驗屋結構設計時的靜載重 $D=380 \text{ kgf/m}^2$ ，活載重 $L=500 \text{ kgf/m}^2$ ，目前實驗屋已承載靜載重 $D=380 \text{ kgf/m}^2$ ，火害實驗時尚需以水箱加載至 250 kgf/m^2 。

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[65]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以及載重平台使支撐高度可在地板上方 $400 \pm 10 \text{ mm}$ 處，並且將燃料盤(火源)放置於載重平台上，如圖 3.24 所示，並依木材火載量密度 $q=40 \text{ kg/m}^2$ ，於火害實驗的區劃空間內裝置 9 堆木燃料堆，如圖 3.25 所示。

木條種類選用雲杉，依據 CNS 1387 之表 7 之 6A，木條尺寸採用截面邊長皆為 40mm

之方形，木條長度為 925mm，堆疊方式為每層 10 條，共 23 層。燃料盤大小設計依據 CNS 1387 之表 8 之 6A，長寬皆為 825mm，高度為 100mm。並先進行木條的熱釋放率試驗，以供試驗時火場溫度時間評估，如圖 3.26 所示。



單位：mm

圖 3.24 木燃料堆構造示意圖(參考書目[65])

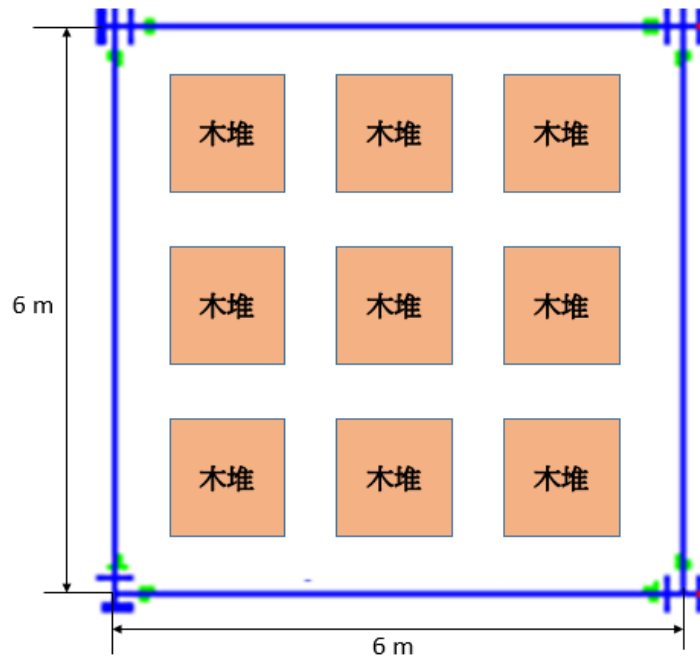


圖 3.25 火害實驗區木燃料堆配置示意圖



圖 3.26 兩堆木燃料熱釋放試驗照片

3-3-3 試體位移量測

樓板位移量測位置，如圖 3.27 所示，樓板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，橫向佈設為距離樓板正中央左右 $1/4$ 的跨距各 1 測點，總計有 5 點。

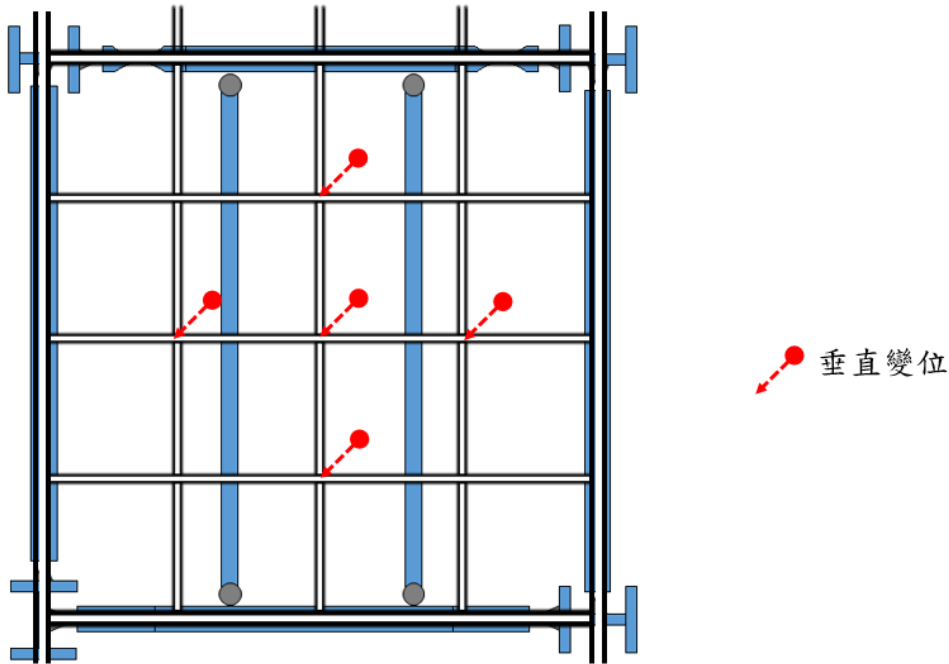


圖 3.27 樓板之位移計配置圖

3-4-4 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，在鋼構實驗屋內火災區劃空間之隔間工程、木堆熱釋放量實驗、靜動態載重實驗、量測儀器及攝影器材皆準備完成後，協調台南市消防局在旁支援待命，以維護實驗安全，待前述工作準備就緒，量測儀器與攝影設備開始記錄，隨即依序點燃火災區劃空間內的 9 堆木燃料，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[1]第 10.2.1 節承重能力之(a)項，對撓曲構造之規定，其規定之最大撓曲量(D)與最大撓曲速率(dD/dt)如下：

$$D = L^2/400d \text{ (mm)} \quad (3-1)$$

$$dD/dt = L^2/9000d \text{ (mm/min)} \quad (3-2)$$

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。

本所「鋼構建築複合性災害作用下耐火科技研發計畫」為 4 年期計畫，鋼構實驗屋後續尚可以進行其他結構火害實驗，本次火害實驗將以不影響實驗區劃空間以外其

實尺寸鋼構屋之混凝土鋼承板火害下承重行為研究

他構件為原則，火害實驗的中止條件將與本(105)年度委託研究案「實尺寸鋼構屋之剪力連接複合鋼梁火害結構行為研究」研究團隊研商，避免鋼構實驗屋內的主要構件破壞。

第四章 混凝土鋼承板溫度場數值模擬

電腦輔助工程近年來廣泛的應用於各領域，可透過電腦參數設定來模擬實驗結果，以達節省人力物力之功效。本研究先使用有限元素分析軟體預測試體的溫度分佈，之後再與實驗所的數值比較，以確認材料熱參數之假設是否合理。

第一節 熱學參數

本研究使用之 SN490B 鋼材，在不同溫度下的熱傳導係數 k ，採用 Eurocode 3[66] 中之公式建議如下。

$$\text{當 } 20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 800^{\circ}\text{C} \text{ , } k=54-3.33 \times 10^{-2}T \quad (\text{W/m}^{\circ}\text{C}) \quad (4-1)$$

$$\text{當 } 800^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1200^{\circ}\text{C} \text{ , } k=27.3 \quad (\text{W/m}^{\circ}\text{C}) \quad (4-2)$$

如圖 4.1 所示。

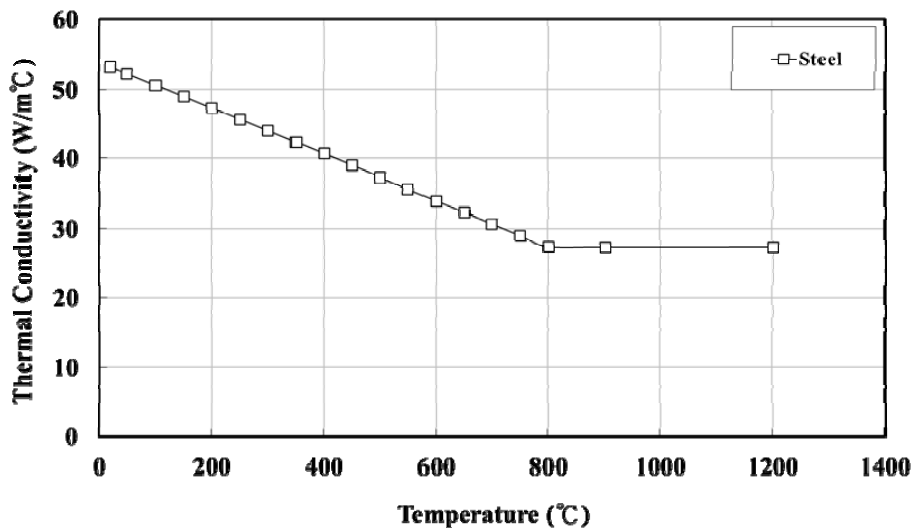


圖 4.1 鋼材熱傳導係數與溫度之關係(參考書目[66])

Eurocode 3 建議比熱 C_s 在不同溫度之公式，如下：

$$C_s(T)=425+7.73 \times 10^{-1}T-1.69 \times 10^{-3}T^2+2.22 \times 10^{-6}T^3 \quad (\text{J/kg}^{\circ}\text{C}) \quad (4-3)$$

其中 T 為鋼材溫度($^{\circ}\text{C}$)

上述公式所得之鋼材比熱與溫度關係，如圖 4.2 所示。

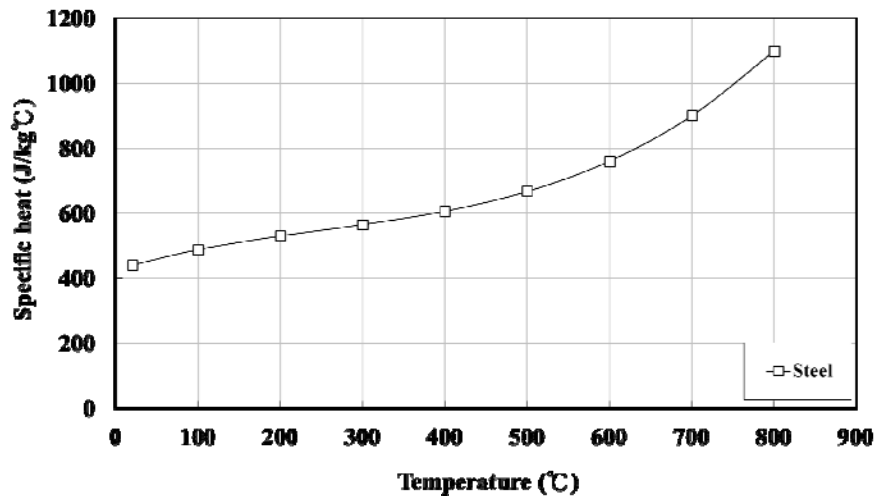


圖 4.2 鋼材比熱與溫度之關係(參考書目[66])

混凝土之熱傳導係數依 Eurocode 2[4]建議公式如下。

當溫度 $20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1200^{\circ}\text{C}$

上限:

$$k = 2 - 0.2451(T/100) + 0.0107(T/100)^2 \quad (\text{W/m}^{\circ}\text{C}) \quad (4-4)$$

下限:

$$k = 1.36 - 0.136(T/100) + 0.0057(T/100)^2 \quad (\text{W/m}^{\circ}\text{C}) \quad (4-5)$$

由以上公式得到混凝土在各溫度下之熱傳導係數，如圖 4.3 所示。

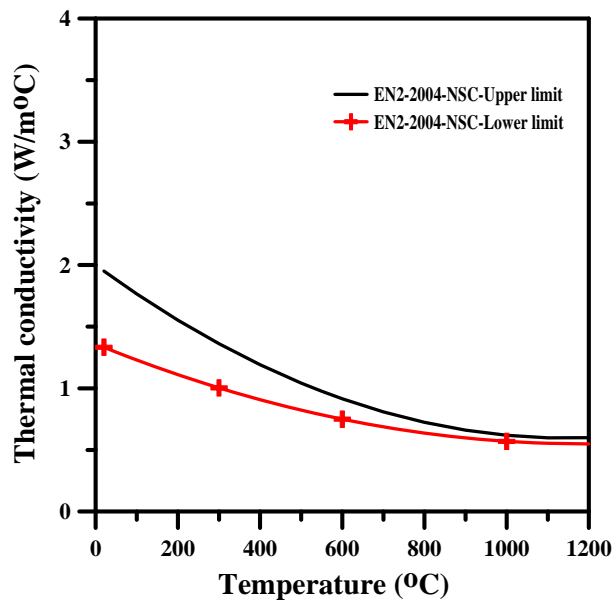


圖 4.3 混凝土熱傳導係數與溫度之關係(參考書目[4])

混凝土之比熱 C_c ，採用 Eurocode 2[4]建議之公式如下：

$$\text{當 } 20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 100^{\circ}\text{C} , C_c(T)=900 \quad (\text{J/kg}^{\circ}\text{C}) \quad (4-6)$$

$$\text{當 } 100^{\circ}\text{C} \leq T \leq 200^{\circ}\text{C} , C_c(T)=900+(T-100) \quad (\text{J/kg}^{\circ}\text{C}) \quad (4-7)$$

$$\text{當 } 200^{\circ}\text{C} \leq T \leq 400^{\circ}\text{C} , C_c(T)=1000+(T-200)/2 \quad (\text{J/kg}^{\circ}\text{C}) \quad (4-8)$$

$$\text{當 } 400^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1200^{\circ}\text{C} , C_c(T)=1100 \quad (\text{J/kg}^{\circ}\text{C}) \quad (4-9)$$

其中， T 為混凝土之溫度($^{\circ}\text{C}$)

經由上述公式計算所得混凝土在各溫度下之比熱，如圖 4.4 所示。

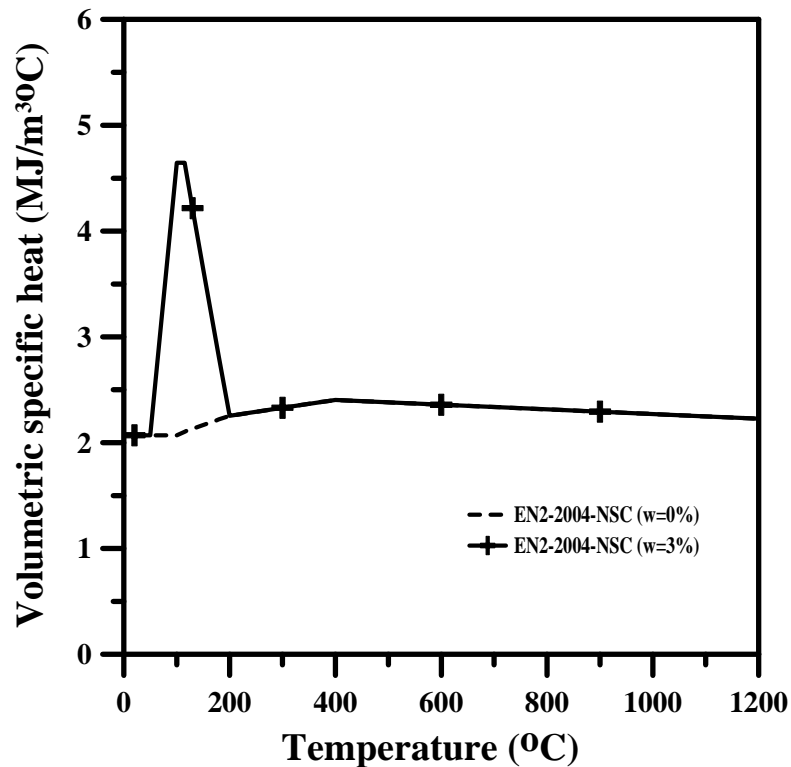


圖 4.4 混凝土比熱與溫度之關係(參考書目[4])

第二節火場模擬時間溫度曲線

本研究係探討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，火場溫度是以 Eurocode 1[67]建議升溫曲線來進行溫度模擬，公式如下：

實尺寸鋼構屋之混凝土鋼承板火害下承重行為研究

1、升溫階段：

$$\theta = 20 + 1325(1 - 0.324e^{-0.2t^*} - 0.204e^{-1.7t^*} - 0.472e^{-19t^*}) \quad (4-10)$$

式中

θ ：火場溫度(°C)

$$t^* = t \times \Gamma \quad (4-10a)$$

t ：時間(小時)

$$\Gamma : \text{時間因子} (= \frac{[F_v/b]^2}{(0.04/1160)^2}) \quad (4-10b)$$

b ：區域邊界材料之吸熱性(= $\sqrt{(\rho ck)}$)， $100 \leq b \leq 2200$ (J/s^{1/2}m²°C)

F_v ：開口因子(= $A_v \sqrt{h_{eq}}/A_t$)， $0.02 \leq F_v \leq 0.2$ (m^{1/2})

ρ ：區域邊界材料之密度 (kg/m³)

c ：區域邊界材料之比熱 (J/kg°C)

k ：區域邊界材料之熱傳導係數 (W/m°C)

A_v ：垂直開口之總面積 (m²)

h_{eq} ：開窗高度之加權平均(= $(\sum_i A_{v,i} h_i)/A_v$)

A_t ：區域內之總面積 (m²)

2、降溫段：

$$\theta = \theta_{\max} - 625(t^* - t_{\max}^*) \quad , t_{\max}^* \leq 0.5$$

$$\theta = \theta_{\max} - 250(3 - t_{\max}^*)(t^* - t_{\max}^*) \quad , 0.5 < t_{\max}^* < 2.0$$

$$\theta = \theta_{\max} - 250(t^* - t_{\max}^*) \quad , t_{\max}^* \geq 2.0$$

式中

θ_{\max} ：升溫段之最高溫度(°C)

t_{\max}^* ：最高溫度發生之時間(小時)

$$t_{max}^* = \text{maximum of } 0.2 \times 10^{-3} \times \frac{e_t}{F_v} \text{ or } t_{lim}$$

e_t : 設計燃料能量密度(對於區劃內總表面積)

t_{lim} : 火場最小燃燒時間

本次鋼構造實驗屋火害實驗區的開口為 1.5 m，開口因子 $F_v=0.0645$ ，火載量為 40 kg/m^2 ，且

(1) 一樓地板材料：常重混凝土

$$A = 36 \text{ m}^2;$$

$$\rho = 2330 \text{ (kg m}^{-3}\text{)}; \quad c = 880 \text{ (J kg}^{-1}\text{K}^{-1}\text{)}; \quad \lambda = 1.4 \text{ (W m}^{-1}\text{K}^{-1}\text{)};$$

$$b = \sqrt{2330 \times 880 \times 1.4} = 1694.33$$

(2) 隔間牆材料：ALC 磚

$$A = 87.6 \text{ m}^2;$$

$$\rho = 600 \text{ (kg m}^{-3}\text{)}; \quad c = 1100 \text{ (J kg}^{-1}\text{K}^{-1}\text{)}; \quad \lambda = 0.17 \text{ (W m}^{-1}\text{K}^{-1}\text{)};$$

$$b = \sqrt{600 \times 1100 \times 0.17} = 334.96$$

(3) 二樓地板材料：鋼承板

$$A = 36 \text{ m}^2;$$

$$b = 1120 \text{ (根據 Cardington 7}^{\text{th}} \text{ test)}$$

(4) 區劃內等效熱慣量計算：

$$b = \frac{1694.33 \times 36 + 334.96 \times 87.6 + 1120 \times 36}{36 + 87.6 + 36} = 818.7 \text{ (J/m}^2 \text{ s}^{0.5} \text{ K)}$$

將上述數值代入式(4-10)，可得火場模擬時間溫度曲線，如圖 4.5 所示。

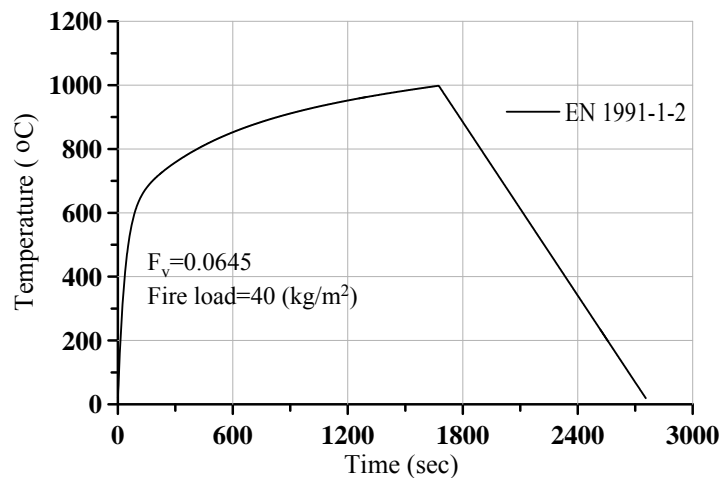


圖 4.5 火場模擬時間溫度曲線

第三節 三維非線性有限元素模型之建立

本模型採用三維有限元素軟體建立 2 跨×2 跨的 1 層樓建築，每跨 6m，樓高 4m。鋼柱 SC1、SC2 為 RH-300×300×10×15 型鋼，總長為 5.05m；大梁 SB1、SB2、SG1 分別為 RH-390×300×10×16、RH-400×200×8×13、RH-294×200×8×12 型鋼；小梁 Sg1 為 RH-300×150×6.5×9 型鋼；混凝土板為厚度為 150mm。

模型中所有 H 型鋼之翼板與腹板以及大梁與小梁間之剪力板採用單層元素排列；而所有 H 型鋼之腹板之垂直向切畫網格數量在 6 至 8 個用以較準確的模擬撓曲行為。鋼柱 SC1、SC2 採用 150mm×32mm 之元素大小，腹板網格數量為 8；大梁 SB1 採用 150mm×53mm 之元素大小，腹板網格數量為 7；大梁 SB2 採用 150mm×57mm 之元素大小，腹板網格數量為 8；大梁 SG1 採用 150mm×45mm 之元素大小，腹板網格數量為 6；小梁 Sg1 採用 150mm×64.5mm 之元素大小，腹板網格數量為 6；混凝土樓板採用 200mm×200mm 之元素大小。

第四節 數值模擬結果

本研究於試體內預先埋設 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，本次火害實驗區各溫度編號，如圖 4.6 所示。可分為五種形式，單純樓板、小梁上方、大梁上方、連接版處及柱位旁。火場溫度僅考慮 Eurocode 1 建議升溫曲線的昇溫段，由於所得數據甚多，現選取單純樓板 C33 及小梁上方樓板 C22 進行討論如下：

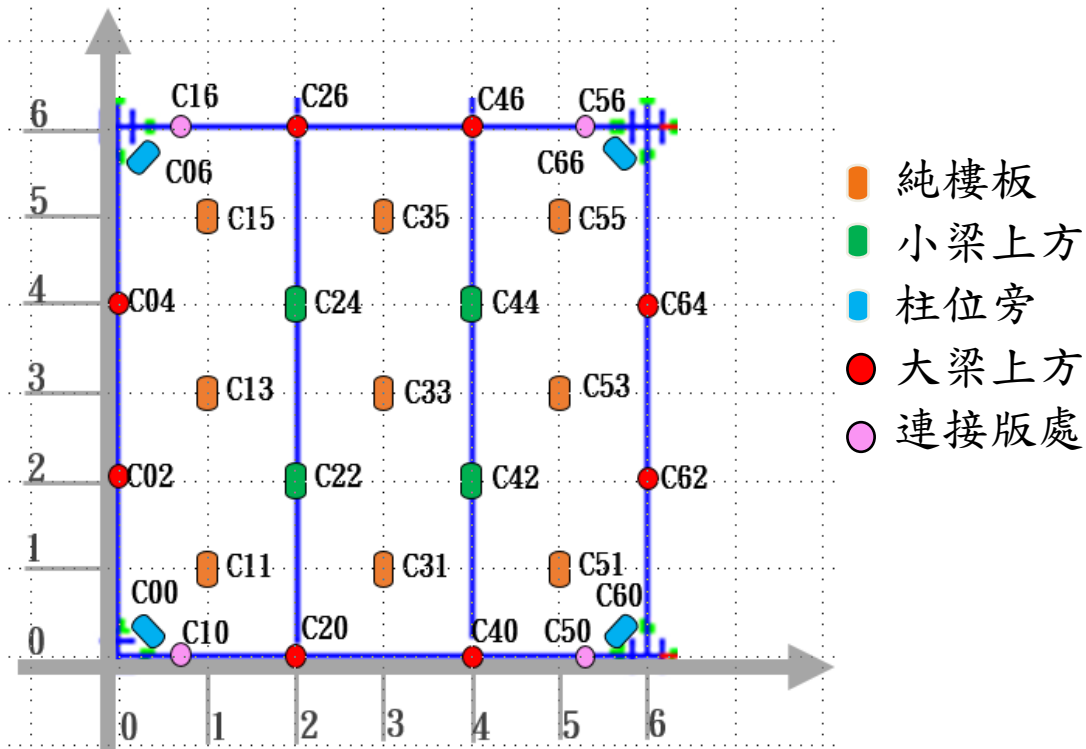


圖 4.6 火害實驗區熱電偶編號示意圖(本研究整理)

一、單純樓板

單純樓板熱電偶包含兩處：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)。由於鋼筋受熱後立即均勻傳熱，一般以鋼筋所在位置之混凝土溫度當成鋼筋溫度。本文數值分析所得溫度數值，如圖 4.7 所示。各點溫度隨加熱時間增加上升，鋼承板表面(b1)由於直接受熱，溫度最高，距離受熱面愈遠愈低，加熱結束時，鋼承板表面(b1)為 817°C、肋底之下層主鋼筋表面(b2)為 446°C、肋高之下層溫度鋼筋底表面(t2)為 281°C、鋼承板肋高之混凝土(b3)為 142°C、肋底之下層溫度鋼筋底表面(b4)為 75°C 及混凝土表面(t4)為 112°C。依 Eurocode 2 [4]之建議，肋底之下層主鋼筋(b2)之降伏強度將衰減至常溫降伏強度的 64%。

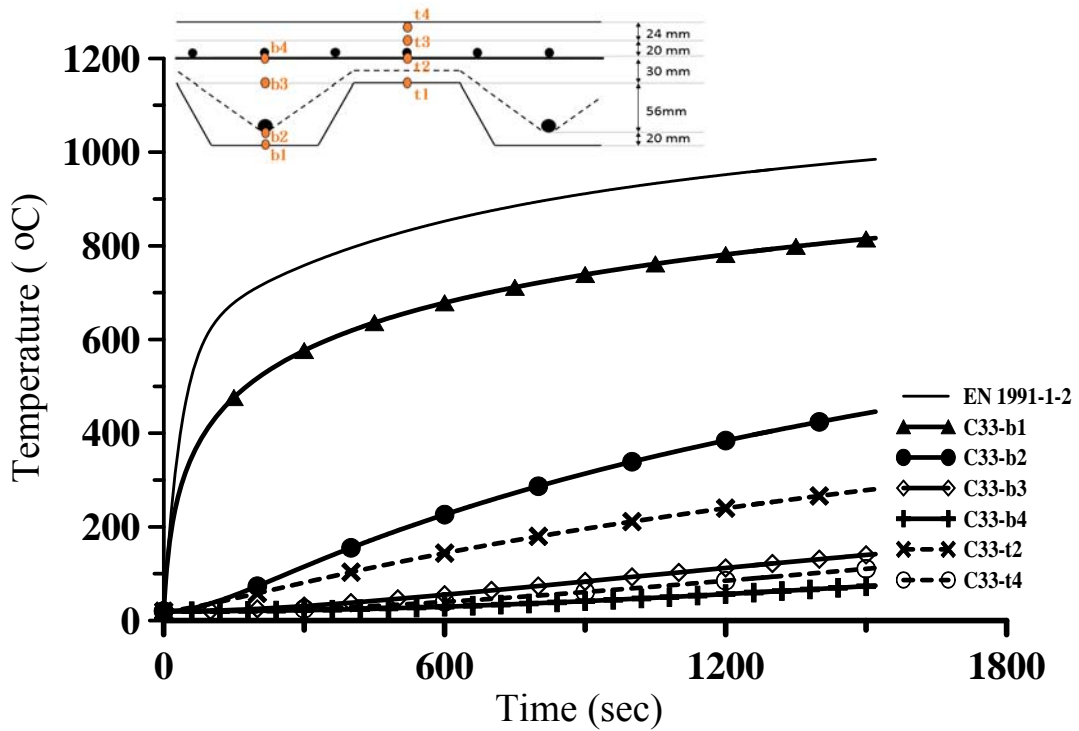


圖 4.7 單純樓板溫度數值分析預測值(本研究整理)

二、小梁上方樓板

小梁上方樓板熱電偶包含兩處：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)。數值分析所得溫度，如圖 4.8 所示。各點溫度隨加熱時間增加上升，鋼承板表面(b1)由於直接受熱，溫度最高，距離受熱面愈遠愈低，由於小梁為裸鋼對其上方樓板溫度傳遞影響不大，所得溫度與單純樓板分析所得相同，不再贅述。

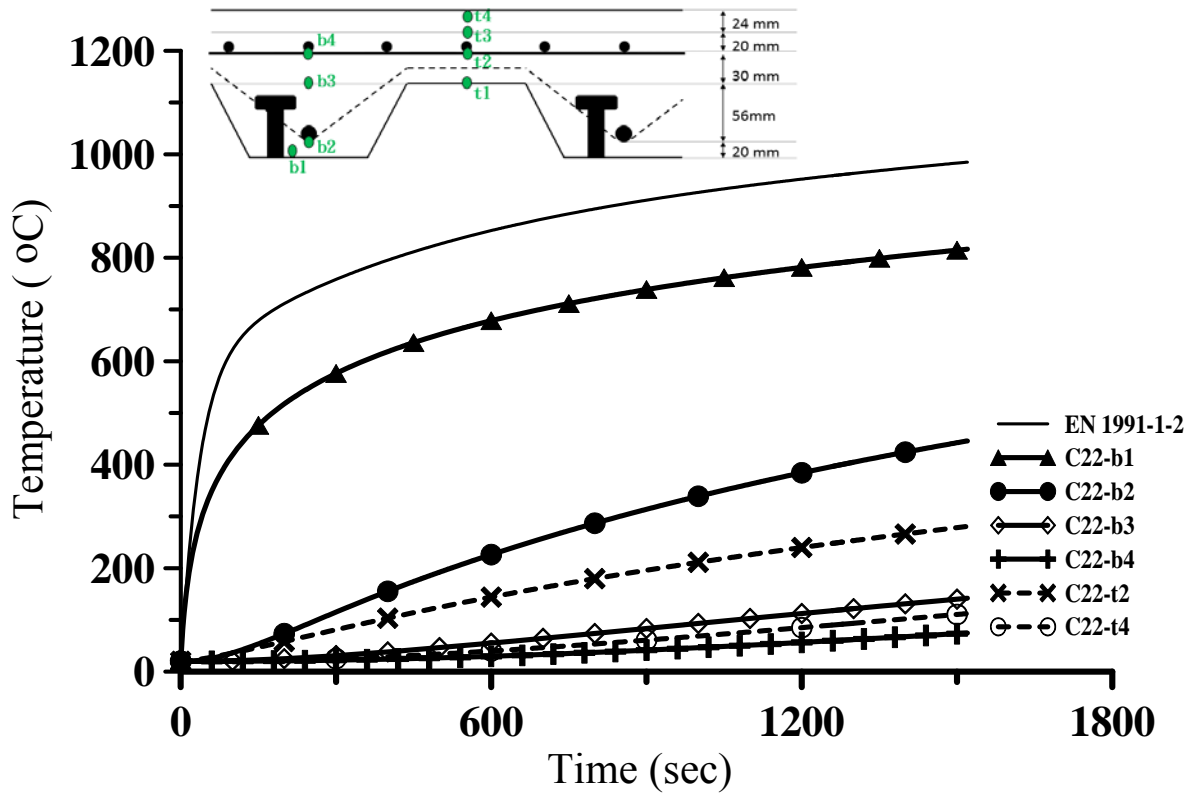


圖 4.8 小梁上方樓板溫度數值分析預測值(本研究整理)

本研究有關實尺寸鋼構屋之混凝土鋼承板於高溫下之變形行為，目前刻正建立結構分析模型。另外，本研究係與本(105)年度委託研究案「實尺寸鋼構屋之剪力連接複合鋼梁火害結構行為研究」，共同進行實尺寸鋼構屋真實火災實驗，由於颱風與南部下雨較多，以致實驗進度延宕，目前預計於10月底，方能進行火害實驗，數值分析所得溫度數值無法與實驗值比較。

第五章 結論與建議

第一節 結論

目前本研究獲得以下結論：

- 一、由蒐集的文獻顯示，從 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，樓板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，其鋼構件的連接方法與細部設計亦與我國之鋼構設計相異，有關混凝土鋼承板在高溫中行為，實有必要做進一步研究。
- 二、數值模擬分析發現，加熱結束時，鋼承板表面(b1)為 817°C、肋底之下層主鋼筋表面(b2)為 446°C、肋高之下層溫度鋼筋底表面(t2)為 281°C、鋼承板肋高之混凝土(b3)為 142°C、肋底之下層溫度鋼筋底表面(b4)為 75°C 及混凝土表面(t4)為 112°C。依 Eurocode 2 之建議，肋底之下層主鋼筋(b2)之降伏強度將衰減至常溫降伏強度的 64%。
- 三、本研究係與本(105)年度委託研究案「實尺寸鋼構屋之剪力連接複合鋼梁火害結構行為研究」，共同進行實尺寸鋼構屋真實火災實驗，由於颱風與南部下雨較多，以致實驗進度延宕，目前預計於 10 月底，方能進行火害實驗。

第二節 建議

建議一

火害混凝土鋼承板修復研究：立即可行之建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：

隨著國家經濟建設達成熟階段其新建工程的比率將隨之降低，而現有土木工程結構物的維修工作將日益增加，為確保混凝土永續服務的品質進行合宜的維修補強是可行的；受火害混凝土鋼承板，修復方式多為敲除混凝土鋼承板後，再重新補上新的混凝土鋼承板，與周邊原有未受火害的混凝土鋼承板，兩者間界面形成結構上的弱點，高溫對其研究較為缺乏，可納入後續研究探討。

建議二

高溫中混凝土鋼承板薄膜作用研究：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：

從 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，樓板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，其鋼構件的連接方法與細部設計亦與我國之鋼構設計相異，有關混凝土鋼承板在高溫中行為，實有必要做進一步研究。

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
<p>1. 為使題目明確，建議題目修正為「實尺寸鋼構屋之混凝土鋼承板火害下承重行為研究」，另實驗中心已完成鋼承板耐火性試驗資料，本案可納入參考。</p> <p>2. 有關火載量設計及實驗終止條件，可與成大研究團隊及相關專家學者討論，俾使本案研究成果能更嚴謹。</p> <p>3. 本研究採用之混凝土鋼承板，注意與業界常用型式相符，實驗結果可與英國 BRE 於 Cardington 試驗比較。</p> <p>4. 本研究實尺寸鋼構屋之規劃設計原則，請補充敘明。</p>	<p>1. 本研究題目已修正為「實尺寸鋼構屋之混凝土鋼承板火害下承重行為研究」。本研究混凝土鋼承板試體為實驗中心已完成之鋼承板耐火試驗產品。</p> <p>2. 遵照辦理。</p> <p>3. 本研究採用混凝土鋼承板之型式為國內常用型式並在實驗中心進行耐火試驗。</p> <p>4. 本研究實尺寸鋼構屋之規劃設計原則已補充於報告書附錄二。</p>

(二)、期中審查會議紀錄與回應

審查意見	研究回應
<p>邱顧問昌平：</p> <p>1. 火害實驗區(如圖 3.17)之鋼柱和部分大梁以 ALC 板包覆，實驗區之隔間也以 ALC 磚牆隔間，故受火害之曝火部分為兩根小鋼梁及其上之(鋼承板+RC 板)，故第三章第二節中“試體製作”只論及混凝土鋼承板而已，至於小鋼梁之角色為何?因圖 3.24 之位移計只量測樓版(較厚之 slab 叫版而非板)，而未見小梁之溫度及變形之量測。</p>	<p>1. 本研究係與本(105)年度委託研究案「實尺寸鋼構屋之剪力連接複合鋼梁火害結構行為研究」，共同進行實尺寸鋼構屋真實火災實驗，本案研究標的為混凝土鋼承板於高溫中的結構行為，有關小梁靜動態</p>

實尺寸鋼構屋之混凝土鋼承板火害下承重行為研究

<p>2. 在戶外做實驗，萬一突然下大雨時，可能影響火害實驗之成果，請注意防範措施。</p>	<p>加載及高溫中的結構行為，屬於該委託研究範疇。 2. 謝謝建議，遵照辦理。</p>
<p>方教授一匡：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 建請就溫度及變位量測點設置之目的與本研究之目標關聯性補充說明。 2. 建請就本實尺寸結構試驗之預期成果與早期本所建立之建築結構耐火性能設計相關預測式結合在一起，期望能有相關驗證工作。 3. 本研究之試驗規劃詳盡。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 遵照辦理。 2. 遵照辦理。 3. 謝謝肯定。
<p>陳教授誠直：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究為國內首創的實驗，試驗結果將能反應實體結構火害的行為。 2. 試驗區為構架之一部分，與單一樓版之試驗不同，試驗結果之討論須考量未受火害其他構件於勁度與強度之影響。 3. 報告書宜修正(1)摘要與(2)熱電偶線配置位置之顏色區分。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝肯定。 2. 遵照辦理。 3. 報告書摘要已修正，熱電偶線配置位置以彩色列印，以提昇本報告書可讀性。
<p>郭教授詩毅：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 薄膜效應扮演重要角色，建議在研究方法或文獻回顧中，作清楚說明。 2. 薄膜效應下的試驗終止條件(撓度等)如何算出?試驗中的資料 data 收集，約多少秒一筆資料，是否足夠供分析? 3. 如圖 3.5 單純樓板熱電偶線配置，單點垂直向之佈設是否會太密?澆置混凝土時亦會影響及偏移。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 已補充，詳報告書第二章第五節。 2. 火害實驗的中止條件將與本(105)年度委託研究案「實尺寸鋼構屋之剪力連接複合鋼梁火害結構行為研究」研究團隊研商，避免鋼構實驗屋內的主要構件破壞。另外，試驗資料

<p>4. 圖 3.12 澆置混凝土時，踏踩綁紮鋼筋面易變形，建議加腳踏板。</p> <p>5. 局部火害受溫前後，靜動態加載的結構系統行為或結構行為變化，可以納入討論。</p>	<p>data 收集為每秒一筆資料，應足以分析。</p> <p>3. 謝謝建議，本案配置熱電偶線時已考量在內，特別以焊接鐵棒及束帶固定，澆置混凝土時亦特別注意應無偏移之慮。</p> <p>4. 謝謝建議。</p> <p>5. 謝謝建議，有關靜動態加載的結構系統行為，屬本(105)年度委託研究案「實尺寸鋼構屋之剪力連接複合鋼梁火害結構行為研究」範疇。</p>
<p>鍾教授興陽：</p> <p>1. 樓板火害試驗的終止條件，與樓板下梁構件之終止條件，可能會由梁構件控制，兩者應綜合考量。</p> <p>2. 建議可在樓板特定位置埋設應變計，以量測觀察樓板薄膜效應的行為。</p>	<p>1. 謝謝建議，火害實驗的中止條件將與本(105)年度委託研究案「實尺寸鋼構屋之剪力連接複合鋼梁火害結構行為研究」研究團隊研商，避免鋼構實驗屋內的主要構件破壞。</p> <p>2. 謝謝建議，已規畫於樓板非曝火面埋設應變計，以量測觀察樓板薄膜效應的行為。</p>
<p>柯技師鎮洋：</p> <p>1. 本研究目的為(1)鋼承板受火害的結構反應與行為 (2)耐火性能，混凝土抗壓強度，設計值 210 kgf/cm²，實際平均抗壓強度 306 kgf/cm²，對於研究目的之影響，建</p>	<p>1. 遵照辦理。</p> <p>2. 由 Cardington 試驗結果發現混凝土鋼承板的薄膜效應，有助小梁防火性能提昇，英國據</p>

實尺寸鋼構屋之混凝土鋼承板火害下承重行為研究

<p>議進行探討，尤其是結構反應與行為。</p> <p>2. 期望混凝土鋼承板具有明顯的薄膜效應，樓版中間上側就宜有配筋，這一點是否可列於樓版防火時效的條文內。例如，一小時配置多少鋼筋，二小時配置多少鋼筋。</p>	<p>此發展無防火被覆小梁的相關設計方法，本研究將初步探討薄膜效應的影響，期能對實務設計有所助益。</p>
<p>陳技師正平：</p> <p>1. 由樓版小梁配置系統應為小梁懸索效應，而非薄膜效應。</p> <p>2. 鋼承板樓版有考慮合成與只當模板用，二種之防火時效宜予區分。</p>	<p>1. 由相關文獻指出火害樓版小梁配置系統有薄膜效應。</p> <p>2. 謝謝建議，本研究鋼承板樓版只當模板使用。</p>

附錄二 本研究試體設計資料[68]

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 12m。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。

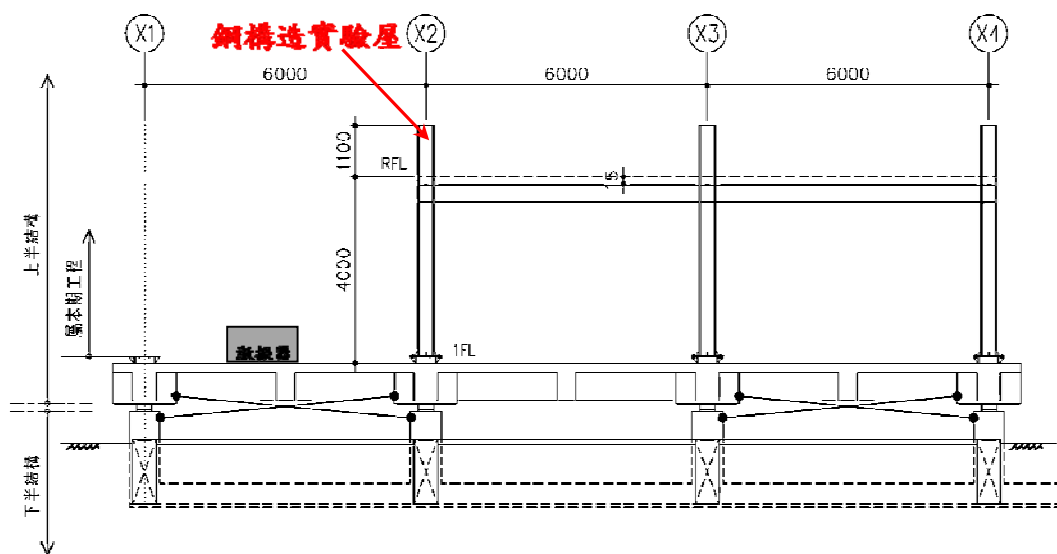


圖 A1 上部結構設施所規畫一層樓鋼構造實驗屋之立面設計圖(參考書目[68])

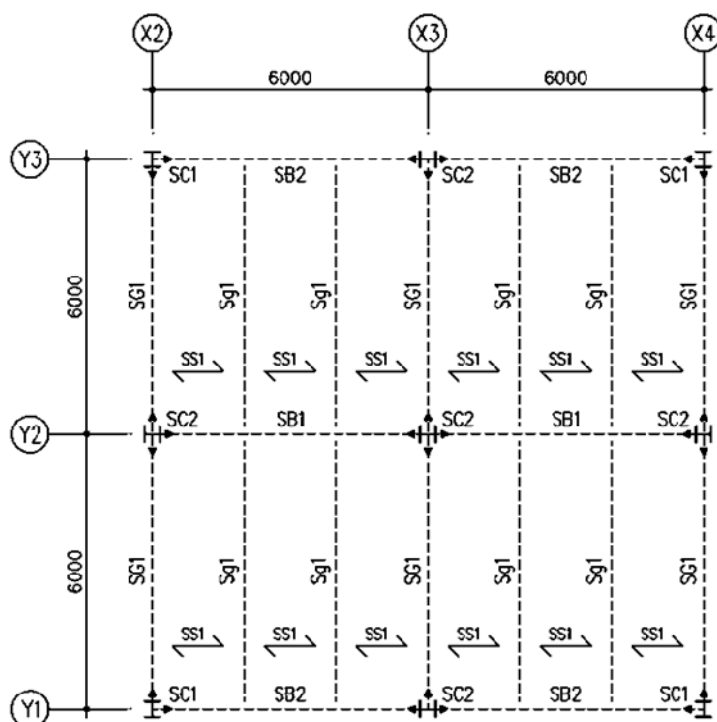


圖 A2 上部結構設施所規畫一層樓鋼構造實驗屋之平面設計圖(參考書目[68])

表 A1 壹層樓鋼構造實驗屋之構件尺寸

構件	編號	構件尺寸(mm)	材質
柱	SC1	RH-300×300×10×15	CNS SN490B 或同等級鋼材
	SC2		
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	CNS SN490B 或 A572 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。		

(參考書目[68])

參考書目

1. 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。
2. 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。
3. ACI Committee 216, “Guide for determining the fire endurance of concrete elements,” American Concrete Institute, 1994.
4. Eurocode 2, 1992-1-2: Design of concrete structures—Part1-2 : General rules – Structural fire design, 2004.
5. Anderberg Y., ”Spalling phenomena of HPC and OC,” NIST Workshop on Fire Performance of High Strength Concrete February 13-14, 1997 in Gaithersburg.
6. Khoury, G. A. and Anderberg, Y., “Concrete spalling review,” Report submitted to the Swedish National Road Administration, 2000.
7. Kodur, V. K. R. and Phan, L., “Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems,” Fire Safety Journal, Vol. 42, 2007, pp. 482-488.
8. Anderberg, Y. and Thelandersson, S., “Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures: 2 experimental investigation and material behavior model,” *Bulletin 54*, Sweden (Lund): Lund Institute of Technology, 1976.
9. Khoury, G. A., Grainger, B. N. and Sullivan, P. J. E., “Strain of concrete during first heating to 600°C under load,” Magazine of Concrete Research, Vol. 37, No. 133, December 1985b, pp. 195-215.
10. Schneider, U. and Schneider, M., “An advanced transient concrete model for the determination of restraint in concrete structures subjected to fire,” Journal of Advanced Concrete Technology, V.7, No. 3, October 2009, pp. 403-413.
11. Eurocode 2, 1992-1-2: Design of concrete structures—Part1-2 : General rules – Structural fire design, 1995.
12. Bastmai, M. and Aslani, F., “Preloaded high-temperature constitutive models and relationships for concrete,” Transaction A: Civil Engineering, V. 17, No. 1, February 2010, pp. 11-25.

13. Purkiss, J. A., Fire safety engineering design of structures, Oxford, Butterworth Heinemann, 2007.
14. Lie, T. T., Structural fire protection, New York: American Society of Civil Engineers, 1992.
15. Schneider, U., "Concrete at high temperature-A general review," Fire Safety Journal, No. 13, 1988 , pp. 55-68.
16. Khoury, G. A., Grainger, B. N. and Sullivan, P. J. E., "Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimen and behavior of individual constituents," Magazine of Concrete Research, Vol. 37, No. 132, September 1985a, pp. 131-143.
17. Bazant, Z. P. and Chern J. C., "Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism," Materials and Structures, Vol. 103, No. 18, 1985, pp.1-20.
18. Nielsen, C. V., Pearce, C. J. and Bicanic, N., "Theoretical model of high temperature effects on uniaxial concrete member under elastic restraint," Magazine of Concrete Research, Vol. 54, No. 4, 2002, pp. 239-249.
19. Li, L. and Purkiss, J. A., "Stress-strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures," Fire Safety Journal, Vol. 40, 2005, pp. 669-686.
20. Terro, M. J., "Numerical modeling of the behavior of concrete structures in fire," ACI Structure Journal, Vol. 95, No. 2, 1998, pp. 183-93.
21. Lie, T. T., and Lin, T. D., "Fire performance of reinforced concrete columns," in ASTM STP 882, Fire Safety: Science and Engineering, 1985, pp. 176-205.
22. Schneider, U., "Modeling of concrete behavior at high temperatures," In: Anchor, R. D.; Malhotra, H. L.; and Purkiss J. A., Proceeding of international conference of design of structures against fire, 1986, pp. 53-69.
23. 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.
24. Cooke, G. M. E., "Behaviour of precast concrete floor slabs exposed to standardised fires," Fire Safety Journal, Vol. 36, 2001, pp. 459-475.
25. Lim, L. and Wade, C. , " Experimental fire tests of two-way concrete slabs," Fire Engineering Research Report 02/12, Porirua City, New Zealand, 2002.
26. 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.
27. 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.
28. 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.
 29. 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.
 30. 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.
 31. 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.
 32. Bailey, C. G. and Ellobody, E. , “ Fire tests on bonded post-tensioned concrete slabs,” *Engineering Structures*, Vol. 31, No. 3, 2009, pp. 686-696.
 33. 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.
 34. 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.
 35. 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.
 36. 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.
 37. 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.
 38. 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.
 39. 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.
40. Gillie, M., Usmani, A., Rotter, M. , “ Bending and membrane action in concrete slabs,” Fire and Materials, Vol. 28, No. 69, 2004, pp. 139-157.
41. 李國強，周昊聖，郭士雄，「火災下鋼結構建築樓板的薄膜效應機理及理論模型」，建築結構學報，28卷5期，第40-47頁，2007。
42. 李國強，張娜思，「組合樓板受火薄膜效應試驗研究」，建築結構學報，43卷4期，第24-31頁，2010。
43. 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.
44. 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。
45. Bailey, C. G., “ Computer modelling of the corner compartment fire test on the large-scale Cardington test frame,” Journal of Constructional Steel Research, Vol. 48, No. 1, 1998, pp.27-45.
46. Bailey, C. G., Burgess, I. W., Plank, R. J., “Computer simulation of a full-scale structural fire test,” Structural Engineer, Vol. 74, No. 60, 1996, pp.93-100.
47. Li, G. Q., Guo, S. X., Zhou, H. S., “Modeling of membrane action in floor slabs subjected to fire,” Engineering Structures, Vol. 29, No. 6, 2007, pp.880-887.
48. 李國強，郭士雄，周昊聖，「火災下鋼結構建築樓板的薄膜效應模型驗證及實用方法」，建築結構學報，28卷5期，第48-53頁，2007。
49. Dong, Y. L., “Tensile membrane effects of concrete slabs in fire,” Magazine of Concrete Research, Vol. 62, No. 7, 2010 , pp.497-505.
50. Dong, Y. L., Zhu, E. C., “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, No. 10, 2010 , pp.1182-1192.
51. “Behaviour of Steel Framed Structures under Fire Conditions,” Main Report, DETR-PIT Project, School of Civil and Environmental Engineering, University of Edinburgh, 2000.
52. 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.

53. 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.
54. 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.
55. 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.
56. 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.
57. 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.
58. Bailey, C. G. , “ Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire,” *Engineering Structures*, Vol. 26, Issue 12, 2004, pp. 1691-1703.
59. Full-Scale Structural and Nonstructural Building System Performance during Earthquakes & Post-Earthquake Fire. <http://nees.ucsd.edu/projects/2011-five-story/>
60. 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.
61. 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.
62. 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.
63. 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.
64. 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*

實尺寸鋼構屋之混凝土鋼承板火害下承重行為研究

Journal, Vol. 71, 2015, pp. 226-237.

65. 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。
66. Eurocode 3, 1993-1-2: Design of Steel Structure-Part 1.2: General Rules-Structural Fire Design, 1995.
67. Eurocode 1, 1991-1-2: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire, 2002.
68. 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。