

自充填混凝土梁柱接頭高溫試驗研究

李其忠¹ 方一匡² 王天志³

¹內政部建築研究所 副研究員、國立成功大學土木系博士班研究生

²國立成功大學土木系 教授

³內政部建築研究所 助理研究員

摘要

鋼筋混凝土建築結構受火害行為非常複雜，要用理論或數值分析相當困難，結果是否正確更受質疑，因此以實足尺寸試驗作為正確瞭解其行為是必要的，但是目前國內外研究僅針對各自單獨構件，如梁、柱、樓板、牆等試驗，以梁柱構件為探討主題相當缺乏。本研究之自充填混凝土梁柱接頭試體，依據 ACI 318-05 第 21 章耐震設計規定製作，進行 3 小時定載加熱試驗，探討在邊/內柱型態下，於高溫下之影響。試驗結果顯示，梁與柱之防火時效超過 3 小時以上。試體因受高溫及加載同時作用，梁之勁度有明顯減少現象。在鋼筋降伏前，試體加載點之變位約為高溫前之 2~2.5 倍。

關鍵詞：火害、自充填混凝土、梁柱接頭

Abstract

The behavior of structure suffering fire damage is so complex and it is difficult to analyze by analytical or numerical methods and the accuracy of analytical or numerical results are dubious. Hence the full scale beam-column joint testing is necessary to understand the behavior of structure suffering fire damage. However, domestic researches on the behavior of structure are limited to tests of column, beam, floor and wall separately. Study on the column-beam joint structure is rare. In this research, the reinforced self-compacting concrete beam-column joints are prepared according to the Chapter 21 in ACI 318-05. We aim on studying the edge/interior column behavior under the influence of high temperature by performing a 3 hours heating test with constant load. Experimental results show that the fire performance of the beam and column had 3 hours fire rating over. Due to the combined effect of high temperature and loading, the stiffness of beam has decreased obviously. Before the yielding of the steel, the displacements of specimens at the loading point are approximately 2~2.5 times of those before high temperature test.

Keywords: fire , self-compacting concrete, beam-column joint

一、前言

鋼筋混凝土梁柱複合構件在高溫同時加載情況下的承力行為相當複雜，在使用有效之理論或數值分析前，以全尺寸試體試驗作為正確瞭解其行為是必要的，由於受限試驗費用及設備，目前國內外研究大多以單獨構件，如梁、柱、樓板、牆等耐火性能研究，關於梁柱構件之試驗研究相當缺乏。

根據前人所進行鋼筋混凝土梁、柱構件受火害行為研究簡介如後，國外，Lin 等人[1]曾進行鋼筋混凝土連續梁之耐火性能試驗。Kodur 與 Dwaikat[2,3]提出預測鋼筋混凝土梁耐火性的數值模擬方法，包含混凝土爆裂及梁的束制影響，並進行普通混凝土及高強度混凝土梁，在梁端受軸向束制情況下之耐火性能試驗，經由試驗及數值分析結果顯示，高強度混凝土梁之耐火性能較普通混凝土梁差。Lie 等人[4,5]曾探討鋼筋混凝土柱之耐火性能及殘餘強度。Tan 與 Yao[6,7]利用有限元素軟體 SAFIR，評估受到 1、2、3 或 4 面火害之鋼筋混凝土柱耐火性能方法。

國內早期在國科會補助進行有關鋼筋混凝土構件受高溫作用影響之研究，如陳舜田等人[8]曾探討鋼筋混凝土矩形梁受火害後力學行為，結果顯示受火害時間越長，梁之抗彎強度、抗剪強度及勁度折減越大，火害後以環氧樹脂及無收縮混凝土進行修補，幾乎可回覆原有抗彎強度及抗剪強度。林英俊等人[9,10]研究普通鋼筋混凝土及高強度鋼筋混凝土梁受火害後之抗剪強度與撓曲行為。Lin 等人[11,12]曾進行火害後鋼筋混凝土柱試驗，探討受無偏心軸載重及偏心軸載重柱之殘餘強度與撓曲勁度。許崇堯等人[13,14]曾探討火害後鋼筋握裹衰退及其對梁柱接頭特性影響，火害溫度愈高，鋼筋握裹強度衰減愈大，受火害溫度 200°C，鋼筋握裹應力約為常溫時之 75~85%，600°C 以上者幾乎無殘餘握裹應力。近年來在內政部建築研究所資助下亦獲得不少成果，如張雲妃等人[15]曾試驗 9 支鋼筋混凝土柱，進行常溫、2 小時與 4 小時火害後之單向或雙向偏心載重試驗，其結果顯示，火害後之試體強度隨加熱時間越長衰減愈多，但因鋼筋冷卻後強度可回復，火害後強度並非與火害時間成線性遞減。Jau 與 Huang[16]曾探討鋼筋混凝土角柱同時受高溫、軸向載重及雙向彎矩作用下之行為，柱的殘餘強度隨火害時間越長折減愈多。許茂雄與鄭復平[17]曾進行鋼筋混凝土梁柱組合體火害行為研究，其結果發現，柱承受彎矩，在混凝土保護層破裂後，柱主筋直接曝露在高溫下，使其抗拉能力降低，柱的耐火能力急速降低。

二、實驗規劃

(一)梁柱接頭試體製作

1.試體尺寸

本文之梁柱接頭試體係以模擬國內一般低層住宅建築物為研究對象，目的在探討根據耐震規範設計之鋼筋混凝土梁柱系統在火害中、後的力學行為及強度的折減。在試體規劃方面，為配合加熱爐空間的尺寸及加載設備能力，將試體尺寸設計為柱斷面 35×35 cm，高度 220 cm，梁斷面 25×35 cm，梁長為 125 cm，在柱的兩側加設邊梁，其斷面 25×35 cm，長度各為 42.5 cm，主要是考慮熱從邊梁傳遞至梁柱接頭的情形，且避免讓梁柱接頭直接受高溫影響，造成高估其受火害之情況，柱端承壓鋼板之尺寸為 45×45×2.5 cm，試體及柱端板尺寸如圖 1。

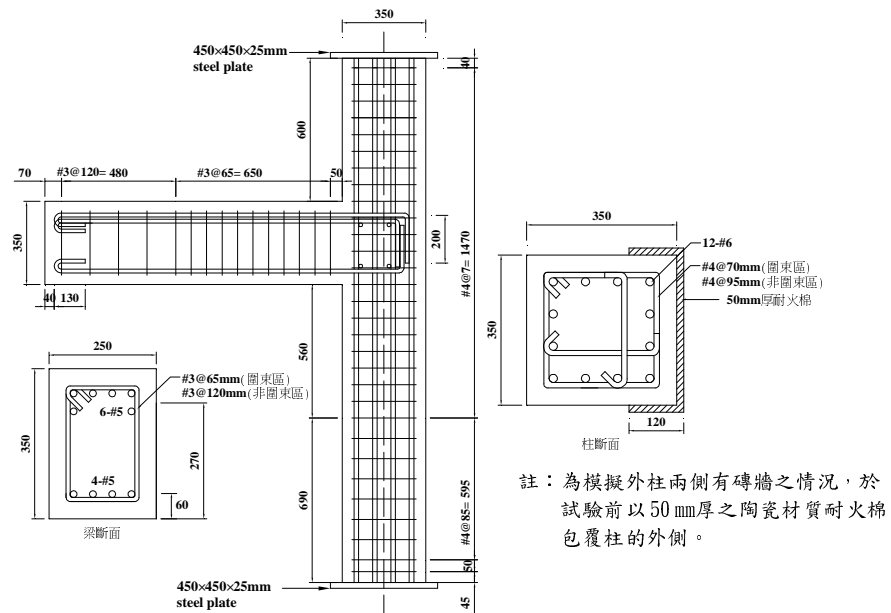


圖 1 梁柱試體配筋立面圖

2. 鋼筋配置

本研究試體內部鋼筋係依據 ACI 318-05 第 21 章耐震設計規定設計[18]，如圖 1 所示，柱之主筋採用 12—#6，其鋼筋比為 2.8%，箍筋為 #4，柱端圍東區箍筋間距為 7 cm，非圍東區之間距為 9.5 cm。梁之拉力撓曲鋼筋採用 6—#5，其鋼筋比為 1.8%，壓力筋為 4—#5，其鋼筋比為 1.18%，梁端圍東區箍筋採用 #3@6.5 cm，非圍東區採用 #3@12 cm，邊梁上、下層撓曲鋼筋各用 2—#5，柱與梁之保護層厚度均依規範規定設計為 4 cm，各型號鋼筋均經拉力試驗，降伏強度依號數 #3、#4、#5 與 #6 分別為 449MPa、422 MPa、487 MPa 與 535 MPa。

3. 熱電耦線配置

為量測試體內部混凝土及鋼筋在加熱及冷卻期間之溫度變化及分佈情形，於試體內預先埋設 K—Type 型式的熱電耦，其埋設位置為梁、柱上下端及梁柱接頭內等四個斷面，混凝土及鋼筋量測斷面相距 5 cm，在混凝土斷面埋設 6 至 16 個熱電耦，用來量測試體中心線與對角線溫度，在鋼筋斷面埋設 8 至 10 個熱電耦，相關細節如圖 2 所示。

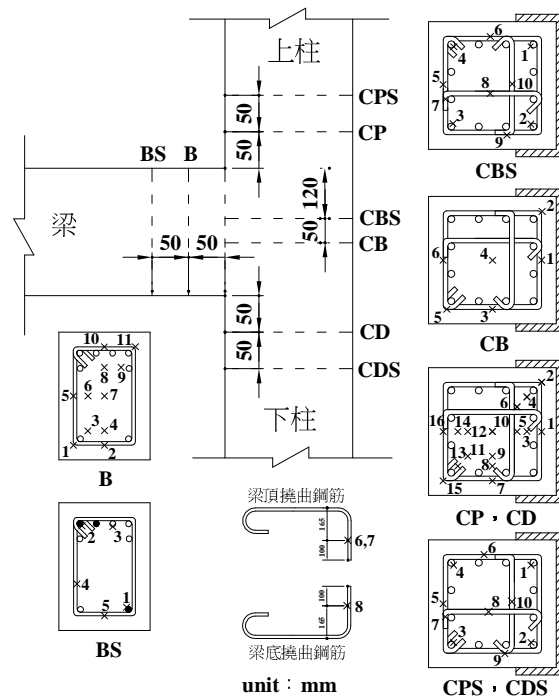


圖 2 梁柱試體熱電偶配置圖

4. 試體製作

為與實際鋼筋混凝土結構製作一致及避免泌水和析離現象，本研究梁柱接頭試體係先製作試體支撐架以便柱的鋼筋籠垂直組立、梁的鋼筋籠水平組立，在混凝土澆置時柱為垂直澆置，梁為水平澆置，另實尺寸梁柱接頭要在高溫加載下作試驗，柱兩端必須設置鋼板以便傳遞載重及做為與加載設備固定之用，此兩片鋼板必須與柱主筋銲接在一起，鋼板尺寸大於柱斷面尺寸，故只能先銲一邊，另一端則預留鋼筋孔，等混凝土澆置完成後，鋪設高強度石膏，再將鋼板套上，用電銲將鋼板和鋼筋銲接牢固，並將銲道磨平。為避免加熱過程因試體內部濕度過高而發生混凝土爆裂現象，試體混凝土澆置完成後，置放於室內養護約 24~26 個月，才進行高溫測試。

本研究試體採用自充填混凝土 (SCC) 材料，混凝土配比資料，如表 1 所示，設計強度 $f'_c = 27.5 \text{ MPa}$ ，採用台灣品牌水泥， $V_g = 0.31$ ， $V_s/V_m = 0.46$ ，由國產預拌混凝土廠供應，在製作梁柱接頭試體之同時並製作 $15 \times 30 \text{ cm}$ 圓柱試體，以供測試試體混凝土之抗壓強度。

表 1 混凝土配比

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
0.34	167	253	91	162	798	822	5.04 (強塑劑)
備註：坍度：25.5cm，坍流度：60cm×55.5cm。							

(三)試驗設備

本研究使用內政部建築研究所防火實驗中心之小型複合高溫爐，其爐內加熱空間為 120 cm×120 cm×120 cm，兩側各有 2 個噴火孔，由 4 個燃燒機提供熱能，使用燃料為液化石油瓦斯 (LPG)，每一個燃燒機配備瓦斯、空氣控制閥、點火變壓器、高壓導線、火星塞及 UV 火焰監視器。柱體上方配置有加载能力為 981kN 之油壓機，梁懸臂端上方配置有加载能力為 981kN 之油壓機，該兩部油壓機可獨立控制，可分別對梁與柱施加不同的力量，其油壓缸行程為 60 cm，在柱端上方並放置 981kN 容量之荷重計；梁懸臂端上方放置 491kN 容量之荷重計，以便實驗時控制加载力之變化，試體、加熱爐及加载點位置如圖 3 所示。

(四)試體位移量測

為量測加熱及加载時柱的兩端轉角變位、梁柱接頭轉角變位、柱的水平位移及梁的垂直與水平變位，分別在柱上、下端板裝置各 4 個錶型測微計，藉以獲得柱頭轉角變位及軸向變位，在柱的側邊(上端、接頭區、下端)裝置 4 個錶型測微計，以獲得柱的水平位移，在主梁裝置 2 個線性差動儀 (LVDT) 及 1 個錶型測微計，以量取垂直變位，在主梁端水平方向裝置 1 個線性差動儀，以量取水平變位，在兩側邊梁分別裝置 2 個錶型測微計，以觀測邊梁的轉角變化，如圖 4 所示。

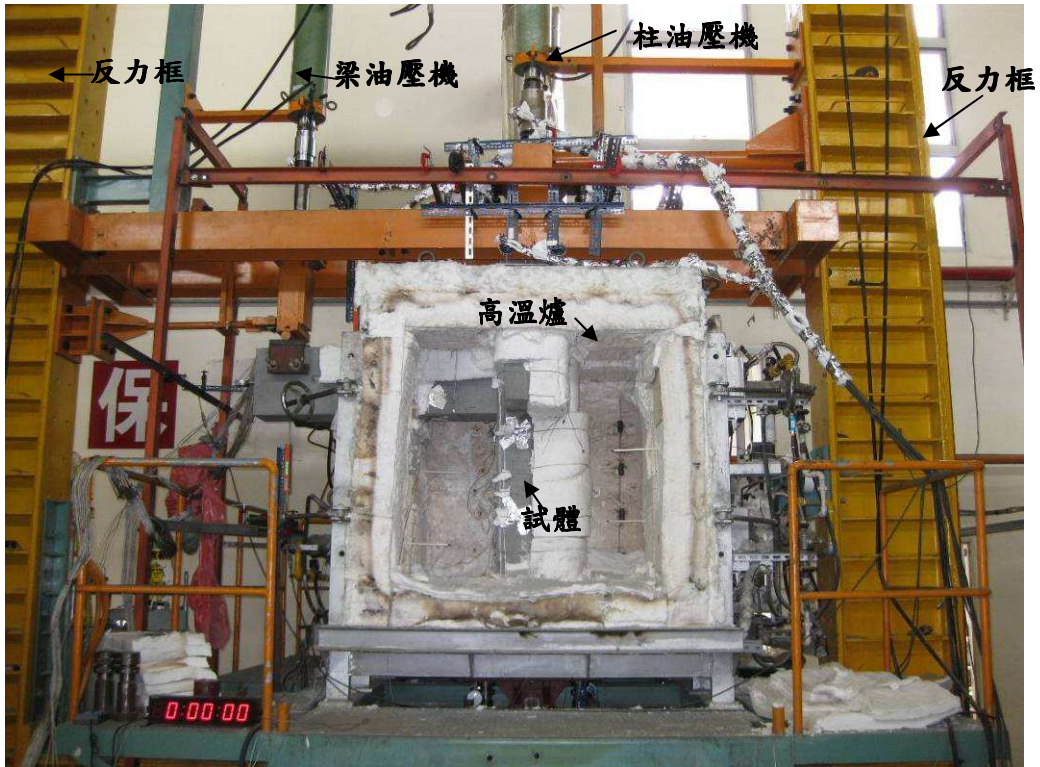
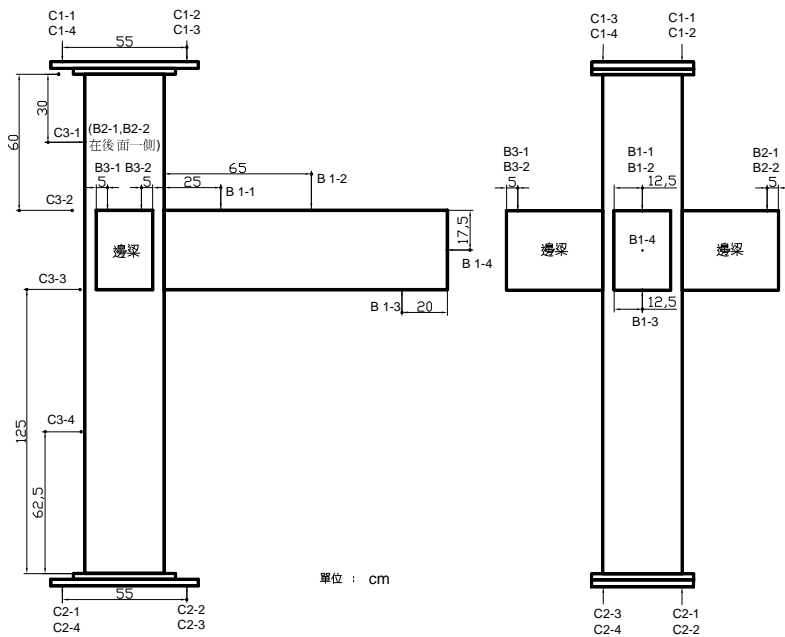


圖 3 試體、加載設備與小型高溫爐裝置



註：C3-2、C3-3、C3-4 在高溫試驗時撤除

圖 4 位移量測圖

(五) 試驗條件

試體的加載與加熱規劃，如表 2 所示。

表 2 試體試驗資料

試體編號	測試時混凝土強度 (MPa)	測試時之試體齡期 (天)	測試時之混凝土相對濕度 (%)	加熱時測試載重		加熱時間 (小時)
				柱 (kN)	梁 (kN)	
SCC1	53.9	697	NA	—	—	0
SCC3	56.1	722	NA	706	27	3
SCC5	54.3	770	81	706	27	3

註：1.NA 代表測得的資料不可靠或未量測，試體的柱在上、下端均用鉸接。

2. SCC3 為柱三面受熱，SCC5 為柱四面受熱。

三、實驗結果與討論

(一) 高溫試驗

1. 耐火爐溫度

本研究試驗依據 CNS 12514 「建築物構造部分耐火試驗法」[19]之標準加熱曲線進行加熱，該標準為判定建築物之牆壁、柱、梁、樓板、屋頂等構件之防火時效試驗方法，其加熱曲線為 $T=345\log_{10}(8t+1)+20$ ， t 為昇溫時間，以分為單位，本文二支試體在加熱試驗的爐內平均溫度與標準升溫曲線比較，如圖 5 所示，除 SCC3 試體較標準升溫曲線有些許偏差外，爐內平均溫度與 CNS 12514 設定溫度相當接近。

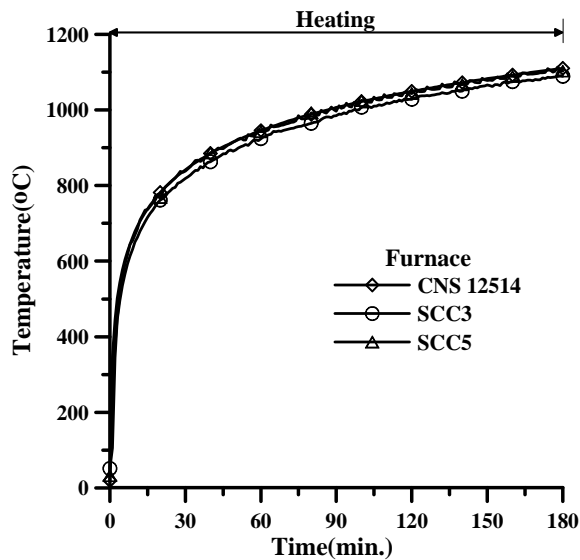


圖 5 爐內平均試驗溫度與標準升溫曲線比較

2. 高溫試驗中之觀察

試體在加熱開始之前 30 分鐘因為爐內溫度快速增加，試體表面部分之溫度梯度較大，導致表面混凝土出現裂縫及爆裂，尤以昇溫 10 至 20 分鐘內最為嚴重，當加熱試驗結束並冷卻 3~6 小時後，將爐門打開後觀察試體之表面開裂現象，如圖 6 與圖 7 所示，SCC3 試體與 SCC5 試體表面顏色為灰白色帶粉紅色。混凝土表面出現很多裂縫，大致呈現網格不規則狀，SCC3 試體梁及柱的角隅出現大面積之角隅剝離，SCC5 試體梁則無角隅剝離，但其柱體發生全面性爆裂，保護層幾乎脫離，已可見柱箍筋，且邊梁混凝土亦發生脫落，此外兩者的柱都有粒料劈裂現象。



圖 6 SCC3 試體高溫試驗後現象



圖 7 SCC5 試體高溫試驗後現象

3. 試體內部溫度

試體之梁與柱內部混凝土及鋼筋於加熱及冷卻期間之溫度變化情形，如圖 8 至圖 11 所示。

(1) 梁斷面

圖 8 (a) 及圖 9 (a) 顯示 SCC3 與 SCC5 兩試體之混凝土溫度升高趨勢大致相同，SCC5 試體混凝土溫度較 SCC3 高。混凝土溫度與其位置及斷面內部水份的多少有關，離加熱面越遠的測點 (B10) 達到最高溫度之時間越久，另當試體內部溫度到達 110~125°C 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，如測點 (B7、B10)，且因溫度梯度小，造成所吸收的熱能較小，致孔隙水汽化之反應時間長，升溫遲滯平台現象愈明顯，靠近加熱面越近的測點 (B1) 溫度梯度較大，部分水份變成蒸汽向試體外排出，部分往試體內部移動，出現孔隙水汽化的熱遲滯平台現象較不明顯。加熱及冷卻期間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，在加熱結束時試體表面溫度開始下降，但仍高於非加熱面處之溫度，部份熱量仍會往內部傳送，致使試體內部溫度繼續上升。

圖 8 (b) 及圖 9 (b) 為 SCC3 與 SCC5 之梁斷面鋼筋溫度變化情形，兩者溫度的升高趨勢大致相同，SCC5 較 SCC3 略高，離加熱面位置愈近溫度愈高，以 SCC5 為例，梁底側的剪力鋼筋 (BS5) 溫度最高達 678°C，壓力撓曲鋼筋 (BS1) 溫度最高為 621°C，依據 Eurocode2 [20] 所建議的壓力筋降伏強度會衰減至常溫降伏強度的 17%，而梁拉力撓曲鋼筋 (BS3) 溫度為 202°C，依 EC2 建議其降伏強度與常溫相同，高溫中，梁在梁柱接頭的撓曲強度因高溫造成之折減主要在於梁底混凝土剝落、混凝土及壓力筋強度折減，另外梁拉力側之撓曲鋼筋於梁柱接頭區彎鉤處 (BS6) 溫度為 604°C 也將造成幾乎無殘餘握裹應力 [13]。

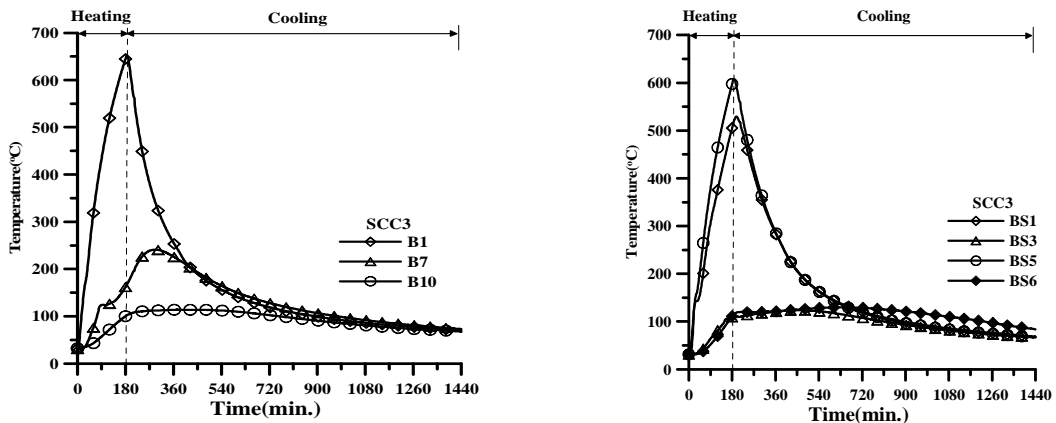


圖 8 (a) SCC3 梁斷面混凝土溫度-時間圖

圖 8 (b) SCC3 梁斷面鋼筋溫度-時間圖

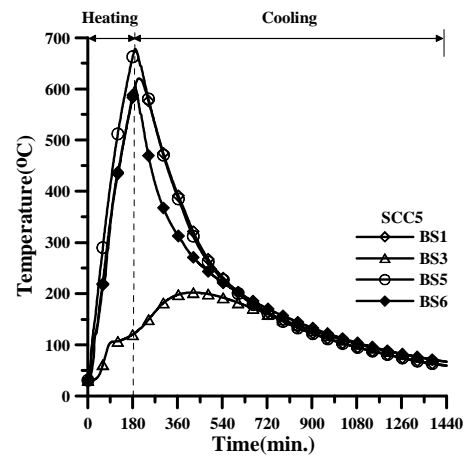
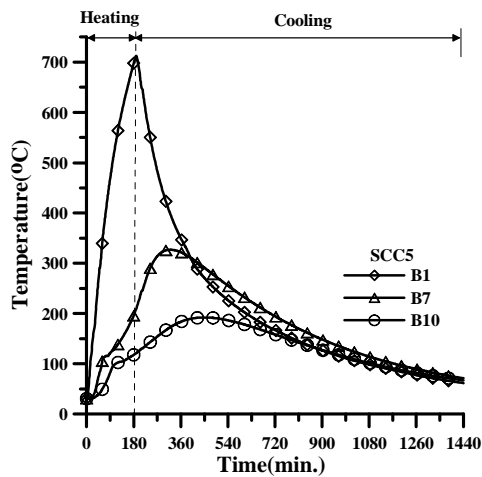


圖 9 (a) SCC5 梁斷面混凝土溫度-時間圖 圖 9 (b) SCC5 梁斷面鋼筋溫度-時間圖

(2) 柱斷面

今以 SCC3 與 SCC5 試體之下柱討論，如圖 10 (a) 及圖 11 (a) 所示，以保護層 4 cm 處 (編號 CD1、CD16) 及斷面中心點 (CD10) 說明混凝土溫度變化及分佈，SCC3 試體之下柱由於受熱之型態與梁相同，為三面加熱情況，其溫度的升高趨勢與梁大致相似，即離開試體表面越遠的測點 (CD1) 達到最高溫度之時間越久，並有較明顯的升溫遲滯平台現象。SCC5 試體之下柱為四面加熱，由於加熱中混凝土爆裂，保護層幾乎脫離，保護層 4 cm 處 (編號 CD1、CD16) 溫度最高達 717°C 至 886°C，斷面中心點 (CD10) 最高溫度為 467°C 較 SCC3 試體高 266°C。

圖 10 (b) 及圖 11 (b) 為柱鋼筋溫度變化及分佈情形，SCC3 與 SCC5 試體暴露於高溫面之箍筋 (CDS5) 最高溫度分別為 484°C 及 907°C。本研究於柱的四個角隅主筋設置測點，以主筋 (CDS 4) 溫度比較，SCC3 與 SCC5 之 CDS 4 溫度為 509°C、717°C，依 EC2 之建議，該處鋼筋之降伏強度將衰減至常溫降伏強度的 44% 及 9%。繫筋中央處 (編號 CDS8) 最高溫度 SCC3 與 SCC5 分別為 232°C 及 518°C，由以上各測點溫度的分佈情形觀察，柱的軸力強度因高溫造成之折減主要在於柱角隅混凝土剝落、混凝土及主筋強度折減。

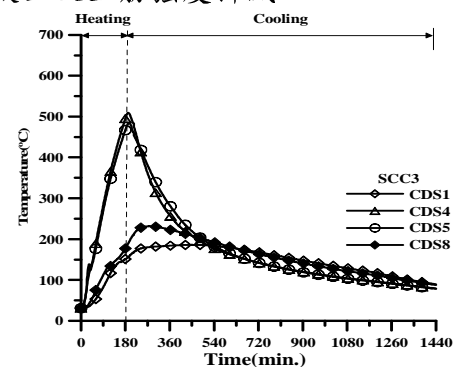
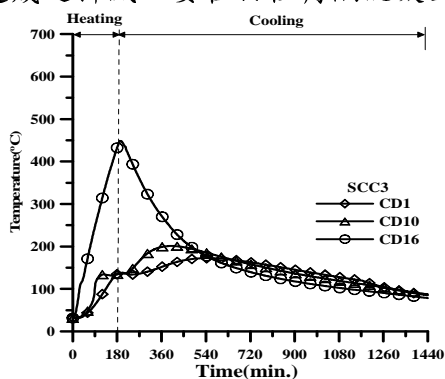


圖 10 (a) SCC3 柱斷面混凝土溫度-時間圖 圖 10 (b) SCC3 柱斷面鋼筋溫度-時間圖

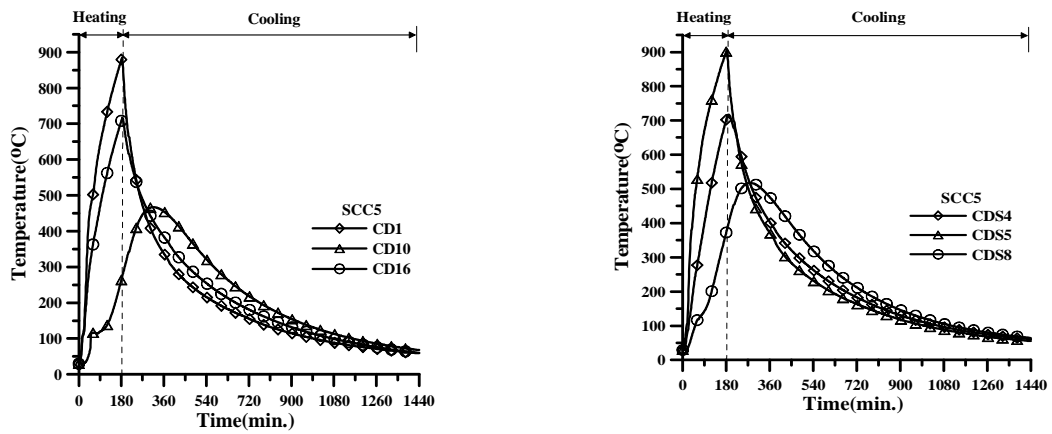


圖 11 (a) SCC5 柱斷面混凝土溫度-時間 圖 11 (b) SCC5 柱斷面鋼筋溫度-時間圖

4. 試體變位

本文試體在加熱及冷卻期間之變位係以開始加熱時為基準起算點，以下分別就試體因高溫造成之垂直位移及水平位移加以討論：

(1) 垂直位移

本研究之測試方法為高溫定載試驗，SCC3 與 SCC5 試體的梁於加載點 (B1-3) 之垂直位移變化如圖 12 所示，於加熱開始該點即發生向上位移，其原因一部份來自柱子受熱膨脹，長度變長，另一部份因梁本身溫度分佈不均，即梁底部溫度高而梁頂部溫度低所造成。SCC3 試體在加熱之前 30 分鐘梁的垂直位移增加率較快，此因爐內加熱溫度依標準升溫曲線快速增加，由常溫升至 842°C，及混凝土有爆裂現象，但此時試體內部溫度不高，故試體變形主要是由熱膨脹及試體爆裂減少承載面積所造成。加熱 35 至 50 分鐘間，梁的垂直位移增加率變為緩慢，此與爐內的升溫速率減緩及梁內部混凝土升溫過程出現升溫遲滯現象有關。待試體內部溫度越來越高，試體持續膨脹，且在高溫作用下材料強度明顯折減，以致造成垂直位移增加變快，SCC3 試體在加熱結束時之向上位移分別為 16.02 mm，由於試體內的最高溫度不是發生在加熱結束時，造成最大位移發生在冷卻階段。SCC5 試體由於發生混凝土爆裂，致柱體混凝土保護層幾乎脫落，於加熱時間 90 分鐘，梁於加載點 (B1-3) 之垂直位移達最大向上位移為 3.8 mm，加熱結束時之向上位移為 1.5 mm。在冷卻期間，試體材料收縮造成變位減小，在加熱結束 21 小時後，SCC3 與 SCC5 在梁之加載點分別有 7.63 mm 及 26 mm 之向下殘餘變位量。

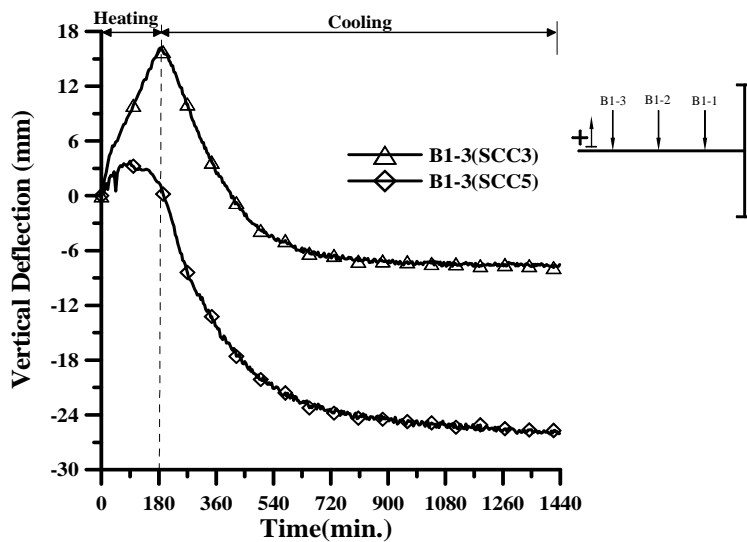


圖 12 梁加載點垂直位移-時間圖

SCC3 試體由於柱體為三面受熱膨脹，柱子長度變長，但不一致，如圖 13 所示，在曝露於高溫側的軸向位移大於非高溫側，由該圖顯示，同樣在加熱之前 30 分鐘，柱的軸向位移增加率較快，加熱 30 分鐘後，軸向位移增加率變為緩慢，其原因如同梁的垂直位移變化。加熱結束時，SCC3 試體之高溫側（圖 13 中 C1-2 與 C1-3）平均軸向位移為 4.16 mm，其非高溫側（圖 13 中 C1-1 與 C1-4）為 2.13 mm，最大軸向位移如同梁一樣發生在冷卻階段。在冷卻期間試體收縮，產生殘餘變形，由於高溫側溫度較高，加熱時膨脹變形較大，材料劣化較為嚴重，致殘餘變形為壓縮變形，如圖 13 中 SCC3 高溫側之平均軸向位移有 0.93 mm 之壓縮殘餘變形，在非高溫側有 0.35 mm 之膨脹殘餘變形。

SCC5 試體由於柱體混凝土保護層脫落程度不同，致柱體受熱不一致，如圖 11(a) 所示，柱的(C1-1 與 C1-4)側混凝土溫度較(C1-2 與 C1-3)側高，造成(C1-1 與 C1-4)側的軸向位移大於(C1-2 與 C1-3)側，如圖 13 所示，且由該圖顯示，在加熱 100 分鐘後，軸向位移增加率變為緩慢，此因試體內部溫度偏高，試體持續膨脹，且在高溫作用下材料強度明顯折減，及試體爆裂減少柱的承載面積所致。加熱結束時，(C1-2 與 C1-3)側平均軸向位移分別為 4.3 mm，(C1-1 與 C1-4)側為 8.4 mm。在冷卻期間試體收縮，產生殘餘變形，由於(C1-1 與 C1-4)側溫度較高，加熱時膨脹變形較大，材料劣化較為嚴重，殘餘變形較(C1-2 與 C1-3)側大，其平均軸向位移有 6.4 mm 之壓縮殘餘變形。

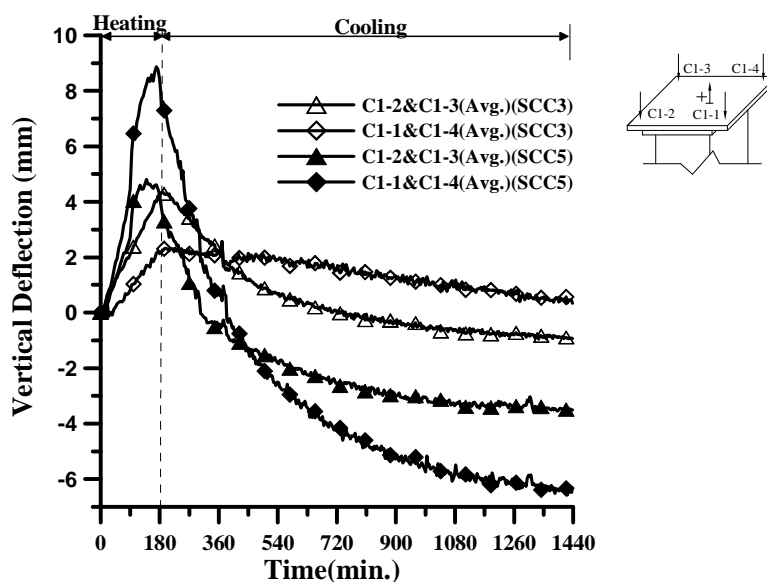


圖 13 柱上端軸向位移-時間圖

(2) 水平位移

梁與柱因受高溫作用會影響接頭的水平位移，圖 14 顯示 SCC3 試體梁自由端斷面中心點（點位編號 B1-4）及位於上柱中央（C3-1）之水平位移於加熱及冷卻期間之變化，在開始加熱之前 20 分鐘梁的水平位移增加率較快，之後其增加率變緩，在梁自由端的水平位移最明顯，加熱結束時，梁自由端有 5.64 mm 之伸長變形，同樣地，最大位移發生在冷卻階段。在冷卻期間試體收縮，造成梁自由端有 1.48 mm 的殘餘縮短變形量。在實際梁柱結構系統，梁的兩端均有束制下，此一水平束制效應所產生梁柱接頭處彎矩，值得進一步研究。

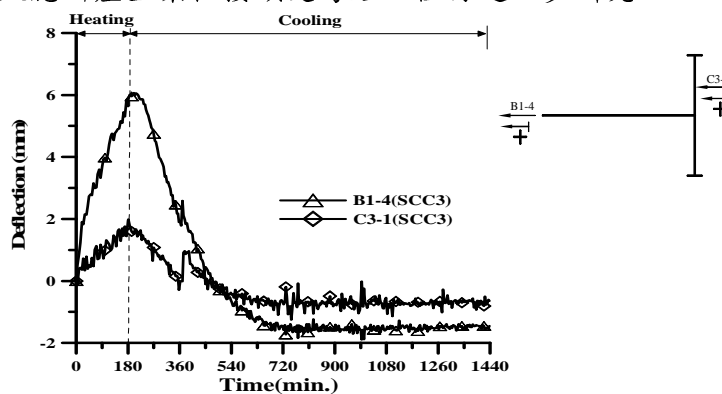


圖 14 SCC3 試體梁與柱之水平位移-時間圖

5. 殘餘強度試驗

常溫測試之試體 SCC1 的柱先持壓 706kN 穩定後，再進行梁加載，在梁的頂部出現多條撓剪裂縫，裂縫的寬度相當大，裂縫的深度也很大，梁底部在靠近接頭附近部份呈現 V 字形狀之混凝土壓碎，此時梁在靠近接頭的拉力鋼筋已呈現明顯降伏現象，此破壞模式是典型的韌性撓曲破壞，如圖 15 所示。SCC3 與 SCC5 試體在受高溫試驗後 3~7 天即進行殘餘強度試

驗，試體破壞模式與未受高溫試驗相似，SCC3 與 SCC5 試體在破壞時之模式如圖 16、17 所示。圖 18 為梁加載至破壞過程中加載點之撓度變化，三支試體在破壞前均有明顯鋼筋降伏現象，受高溫試驗試體 SCC3 與 SCC5 因高溫作用，梁在加載點之撓度均有明顯增加，即勁度明顯減少，在鋼筋降伏前，SCC3 與 SCC5 試體的位移增加約 2~2.5 倍。



圖 15 SCC1 試體之破壞模式



圖 16 SCC3 試體之破壞模式



圖 17 SCC5 試體之破壞模式

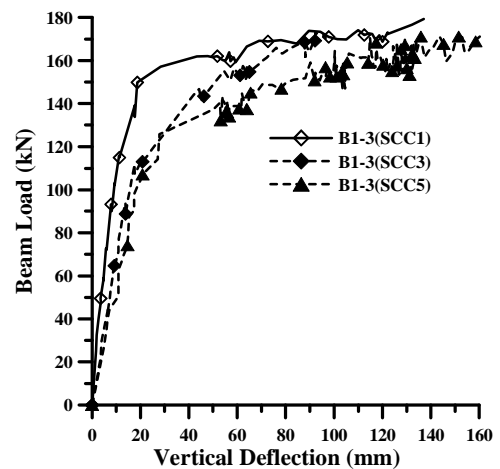


圖 18 殘餘強度試驗中梁之載重與加載點垂直位移關係

四、結論與建議

- 1、加熱、冷卻期間試體內各測點的最高溫度非發生在加熱結束時，反而在冷卻過程中延緩出現，主要係因試體表面溫度在加熱結束時開始下降，但仍高於近中心處溫度，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。
- 2、試體的梁、柱變位在加熱之前 20 至 30 分鐘位移增加率較快，此因爐溫依標準升溫曲線快

速增加及混凝土有爆裂現象之故，冷卻後試體所產生之殘餘變形對實際梁柱結構系統的影響值得進一步研究。

3、試體在殘餘強度試驗中，梁底部靠近接頭附近部份混凝土被壓碎，接頭的拉力鋼筋在破壞前均有明顯鋼筋降伏，為典型的韌性撓曲破壞。

4、試體因受高溫及加載同時作用，梁之勁度有明顯減少現象，在鋼筋降伏前， SCC3 與 SCC5 試體之在加載點之變位約為高溫前之 2~2.5 倍。

五、誌謝

本文為內政部建築研究所 097-301070000-G2012 研究計畫及國科會專題研究計畫編號 NSC 94-2218-E-365-001 之部分研究成果，承蒙內政部建築研究所及國科會經費補助，謹致謝忱，並感謝內政部建築研究所防火實驗中心提供試驗設備。

六、參考文獻

12. Lin, T.D.,Gustaferro,A.H.,and Abrams M.S. (1981) “ Fire endurance of continuous reinforced concrete beams ,” PCA Research and Development Bulletin RD072.01B,Chicago ,U.S.A., pp.1-13.
13. Kodur,V.K.R.;and Dwaikat, M.B. (2008) “A numerical model for predicting the fire resistance of reinforced concrete beams,” Cement and Concrete Composites, Vol.30, No. 5, pp. 431-443.
14. Dwaikat,M.B., and Kodur,V.K.R.(2009) “Response of restrained concrete beams under design fire exposure, ”Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.135, No. 11, pp.1408-1417.
15. Lie,T.T., Lin, T.D.,Allen,D.E.,and Abrams,M.S. (1984) “ Fire resistance of reinforced concrete columns, ” National Research Council Canada ,Division of Building Research,NRCC 23065,Ottawa, Canada, pp.1-32.
16. Lie,T.T.,Rowe,T.J.,and Lin, T.D.. (1984) “ Residual strength of fire-exposed reinforced concrete columns, ”ACI Publication SP-92, pp.153-174.
17. Tan K. H., and Yao Y.(2003) “Fire resistance of four-face heated reinforced concrete columns,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 129, No. 9, pp.1220-1229.
18. Tan K. H., and Yao Y. (2004) “Fire resistance of reinforced concrete columns subjected to 1-,2-,and 3-face heating,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 130, No.11, pp.1820-1828.
19. 陳舜田、何象鏞(1989)，「鋼筋混凝土梁火害後力學行為之研究」，國家科學委員會專題

- 研究計畫報告，NSC77-0410-E011-09，台北。
20. 林英俊、陳舜田、林慶榮(1990)，「火害後鋼筋混凝土梁之剪力強度」，國家科學委員會專題研究計畫報告，NSC78-0410-E011-13，台北。
 21. 林英俊、陳舜田、劉靖國(1992)，「高強度混凝土梁火害後撓曲行為之研究」，國家科學委員會專題研究計畫報告，NSC81-0410-E011-09，台北。
 22. Lin, C.H.,Chen, S.T.,and Hwang, T.L. (1989) “ Residual strength of reinforced concrete columns exposed to fire ,” Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol.12, No.5, pp.557-566.
 23. Lin, C.H.,and Tsai, C.S. (1990) “ Deterioration of strength and stiffness of reinforced concrete columns after fire ,” Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol.13, No.3, pp.273-283.
 24. 許崇堯、林英俊、陳舜田 (1990)，「火害後構件內鋼筋之局部握裹衰退行為」，中國土木工程學刊，第 2 卷，第 4 期，頁 357-368。
 25. 許崇堯、林英俊、陳舜田 (1994)，「火害後鋼筋混凝土梁柱接頭錨定鋼筋之握裹滑移特性」，中國土木工程學刊，第 6 卷，第 1 期，頁 31-43。
 26. 張雲妃、陳義宏、許茂雄、葉孟東 (2006)，「火害後鋼筋混凝土柱之雙向撓曲試驗研究」，中國土木工程學刊，第 18 卷，第 2 期，頁 209-217。
 27. Jau, W.C., Huang, K.L. (2008) “A study of reinforced concrete corner columns after fire, ” Cement & Concrete Composites Vol.30, pp.622-638.
 28. 許茂雄、鄭復平(2003)，「鋼筋混凝土梁柱組合體火害行為研究」，內政部建築研究所專題研究計劃成果報告，台北。
 29. ACI Committee 318 (2005) “Building code requirements for reinforced concrete (ACI318-05) ,” American Concrete Institute,Detroit.
 30. CNS 12514 (2010)，「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，頁 1-29。
 31. Eurocode 2 (1995) —Design of concrete structures —Part1-2 : General Rules – Structural Fire Design.