

鋼筋混凝土梁－邊柱接頭在高溫中後之行為研究

李其忠¹ 方一匡^{2*} 王天志³ 陳建忠⁴ 蔡銘儒⁵

關鍵詞：火害、鋼筋混凝土、梁柱接頭。

摘 要

本文旨在探討鋼筋混凝土梁－邊柱接頭在高溫中、後的行為，測試四根全尺寸之試體來模擬國內一般低層住宅建築物受火害之作用。

試驗結果顯示，根據耐震規範設計再經由 CNS 12514 高溫測試，試體之防火時效達 3 小時以上。柱斷面之增溫主要為橫向之傳遞，斷面溫度分析可簡化為 2 維平面，梁柱接頭受火害後未發生破壞。試體的最大垂直及水平位移均發生在冷卻階段。試體因同時受高溫及加載作用，梁之勁度有明顯減少現象，在殘餘強度測試中，於鋼筋降伏前，普通混凝土與自充填混凝土試體在加載點之變位約為常溫試體之 2 倍。

BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE EXTERIOR BEAM-COLUMN JOINTS EXPOSED TO FIRE

Chi-Chung Lee I-Kuang Fang

*Department of Civil Engineering
Nation Cheng Kung University
Tainan, Taiwan 70101, R.O.C.*

Tien-Chih Wang Chien-Jung Chen Ming-Ju Tsai

*Architecture and Building Research Institute
Ministry of the Interior
New Taipei City, Taiwan 23143, R.O.C.*

Key Words: fire, reinforced concrete, exterior beam-column joint.

ABSTRACT

This research is focused on the behavior of the reinforced concrete exterior beam-column joints during and after the elevated temperature environment. Four full-sized exterior beam-column joints were tested to simulate the effect of fire on the low-rise residential buildings.

The experimental results show that the reinforced concrete exterior beam-column joints, designed according to the seismic specifications and subjected to the CNS 12514 standard fire exposure, had over 3 hours fire rating. The temperature variations inside the column cross section were primarily affected by the lateral thermal diffusion.,

¹ 國立成功大學土木工程所博士班研究生

^{2*} 通訊作者，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

⁴ 內政部建築研究所組長

⁵ 內政部建築研究所研究員

therefore the temperature analysis can be simplified by 2D model. The exterior beam-column joints were not failed during the heating stage. The maximum horizontal and vertical displacement occurred in the cooling stage. Under the combined effects of elevated temperature and applied load, the stiffness of beam decreased significantly. The vertical displacement at load point of NC and SCC specimens, prior to the yielding of beam reinforcement in residual strength test, was approximately 2 times those tested under ambient condition.

一、前言

鋼筋混凝土梁柱複合構件在同時承受高溫及加載情況下的承力行為相當複雜，在發展相關數值模型前，以全尺寸試體探討在高溫中之行為有其必要性，因受限於試驗設備功能，目前國內外研究大多以梁、柱、樓板、牆等單獨構件進行耐火性能研究，關於梁柱接頭之試驗研究尚不多見。

國外鋼筋混凝土梁、柱構件之耐火性能研究大多著重在火害中的力學行為，以避免建築物在火災中發生倒塌造成人員傷亡，梁的研究有 Lin 等人 [1] 曾測試鋼筋混凝土梁承受高溫在負彎矩區的撓曲及剪力行為。Ellingwood 與 Lin [2] 比較鋼筋混凝土梁在不同升溫條件作用下之承力行為差異，發現試體均為撓曲破壞，升溫條件對混凝土溫度變化及梁勁度改變之影響不大。Dwaikat 與 Kodur [3] 進行普通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。柱的研究有 Lie 等人 [4,5] 發現柱載重愈大，防火時效愈低，斷面較大者，混凝土受高溫損壞程度較輕，混凝土含水量高者，防火時效較大，使用碳酸鹽骨材 (Carbonate aggregate) 之試體比矽酸鹽骨材 (Siliceous aggregate) 者有較佳耐火性能，另進行火害後柱殘餘強度試驗及提出相關計算方法。Kodur 和 McGrath [6] 曾研究高強度混凝土柱之耐火性能，經由試驗發現，高強度混凝土之耐火性能較普通強度混凝土差，載重及箍筋間距越小者，耐火性能較好。Xu 等人 [7] 曾進行不同斷面形狀的鋼筋混凝土柱之耐火性能試驗，在相同加載比例下，正方形斷面柱的耐火性能最佳，T、+形斷面次之，L形斷面最差，同時提出一套數值模擬方法計算斷面溫度、試體位移及防火時效。

國內則多注重鋼筋混凝土構件受高溫作用後影響之研究，期能提出受火害後鋼筋混凝土結構安全評估及修補方法，如陳等人 [8] 曾探討鋼筋混凝土矩形梁受火害後之力學行為，發現火害延時越長，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，幾乎可回復原有抗彎強度及抗剪強度。林等人 [9,10] 研究普通及高強度鋼筋混凝土梁受火害後之抗剪強度與撓曲行為，發現受火害後之剪力強度與撓曲強度隨火害延時越長而遞減。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，發現受火害時間及斷面尺寸會影響柱的強度與勁

度。Lin 等人 [13] 亦探討受火害鋼筋混凝土柱的修補，並以有限元素分析，補強後柱大致能恢復至未受火害前的強度與勁度。楊 [14] 探討鋼筋混凝土桿件受火害後之扭行為，火害後桿件之殘餘抗扭強度及抗扭剛度有明顯降低，其衰減程度隨火害時間愈長而愈嚴重。王 [15] 探討高性能混凝土柱之耐火性能，經由試驗發現，高性能混凝土柱之耐火性能明顯比普通混凝土柱來的差，使用碳酸鹽骨材之混凝土有較好的耐火性能。Chen 與 Chang 等人 [16,17] 曾試驗 9 支鋼筋混凝土柱，進行常溫、2 小時與 4 小時之高溫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增加而衰減愈多，但因鋼筋冷卻後強度可回復，火害後試體強度並非與火害時間成線性遞減。Jau 與 Huang [18] 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，當配筋量減少及混凝土保護層厚度增加時，亦會造成柱的殘餘強度降低。許與鄭 [19] 曾進行鋼筋混凝土梁柱組合體之火害行為研究，發現柱在承受彎矩時，在混凝土保護層剝裂後，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。梁柱接頭的緊密箍筋，除耐震設計所必需，在火害時也有其必要性。

建築物的柱構件受火害影響可分為內柱 (四面)、邊柱 (三面) 及角柱 (二面) 三種不同情況，由於邊柱與角柱比內柱受較大彎矩及火害溫度分佈不對稱，使得結構行為複雜，以往研究僅對內柱火害行為，鮮少對邊柱火害行為進行，本研究之目的在探討根據耐震規範設計之鋼筋混凝土梁一邊柱接頭在火害中、後之力學行為，其中包括火害中梁、柱與接頭內部溫度變化量測與模擬、梁與柱在加載與高溫同時作用下之變形、試體之表面混凝土剝落等，火害後之行為包括試體受變力變形、殘餘強度與破壞模式之測試等，有關試體之其他力學行為為數值模擬將於另文探討。

二、實驗規劃與實驗方法

2.1 試體設計與製作

本文之梁柱接頭試體係模擬國內一般低層住宅建築物的邊柱，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、後之力學行為及梁的強度折減。在試體規劃方面，為配合高溫爐空間的尺寸及加載設備能量，將試體尺寸設計為柱斷面 350 × 350 mm，高度 2200 mm，梁斷面 250 × 350 mm，梁長為 1250 mm，在柱的兩側加設邊梁，其斷面 250 × 350 mm，長度各為 425 mm，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 $450 \times 450 \times 25$ mm，試體及柱端板尺寸如圖 1。

本研究之試體配筋係依據 ACI 318-05 第 21 章耐震設計規定設計 [20]，如圖 1 所示，柱之主筋採用 12-#6，其鋼筋比為 2.8%，箍筋為 #4，柱端圍束區之箍筋間距為 70 mm，非圍束區之間距為 95 mm。梁頂面之拉力撓曲鋼筋採用 6-#5，其鋼筋比為 1.8%，底面壓力筋為 4-#5，其鋼筋比為 1.18%，梁端圍束區箍筋採用 #3@65 mm，非圍束區採用 #3@120 mm，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 40 mm，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 449 MPa、422 MPa、487 MPa 與 535 MPa。

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 的熱電偶，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 50 mm，在混凝土斷面埋設 6 至 16 個熱電偶，用來量測試體中心線與對角線溫度，在有箍筋的梁斷面埋設 8 至 10 個熱電偶，相關細節如圖 2 所示。

為模擬實際鋼筋混凝土結構之混凝土澆置方式，本研究之梁柱接頭試體採用直立方式澆置混凝土，柱兩端設置有承壓鋼板，以便傳遞載重及做為與加載設備固定之用，此兩片鋼板於澆置混凝土前先與柱主筋銲接在一起。另為避免加熱之試驗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 ~ 30 個月，才進行高溫測試。

本研究試體採用普通混凝土 (NC) 與自充填混凝土 (SCC) 材料，混凝土配比資料，如表 1 所示，普通混凝土之設計強度 $f'_c = 27.5$ MPa，粒料標稱最大粒徑為 13 mm，細粒料細度模數 $F.M = 2.7$ ，細粒料面乾內飽和比重 = 2.62，粗粒料面乾內飽和比重 = 2.65，採用台灣品牌水泥，空氣含量 = 1.0%，坍度 = 180 mm，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 150×300 mm 圓柱試體，以供測試體混凝土之抗壓強度。

2.2 實驗裝置

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 $1200 \text{ mm} \times 1200 \text{ mm} \times 1200 \text{ mm}$ ，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。柱體上方配置有加載能力為 981 kN 之油壓機，梁懸臂端上方配置有加載能力為 981 kN 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 600 mm，在柱端上方並放置 981 kN 容量之荷重計；梁懸臂端上方放置 491 kN 容量之荷重計，以便實驗時控制加載力之變化，試體、加熱爐及加載點位置如圖 3 所示。

2.3 實驗方法

本研究之試驗分成三部分，(1) 試體在常溫之承力行為測試，(2) 試體在高溫中的行為試驗，(3) 試體在火害後的

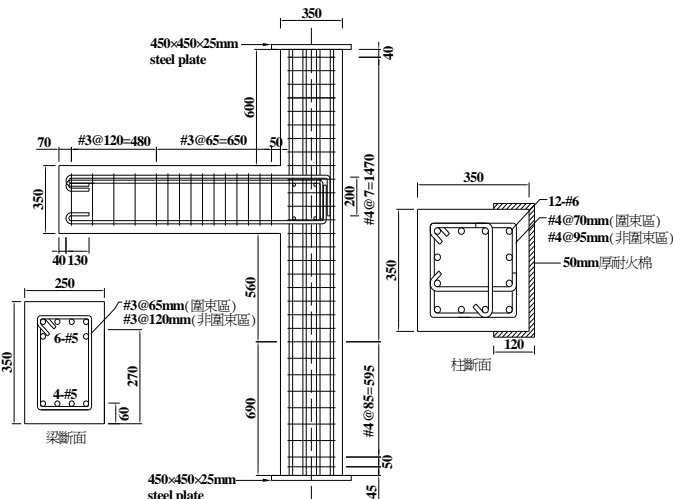


圖 1 梁柱試體配筋圖

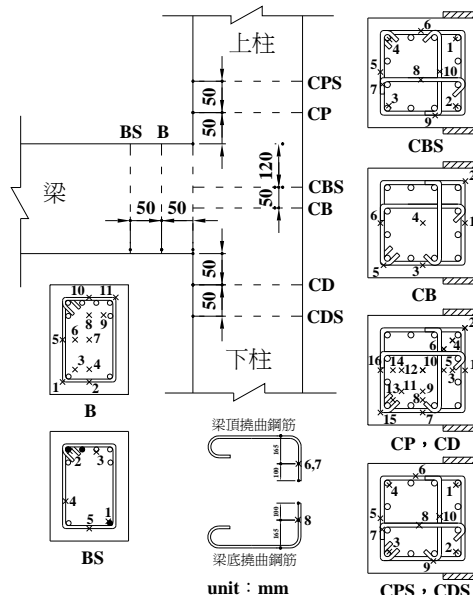


圖 2 梁柱試體熱電偶配置圖

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
普通混凝土	0.49	185	190	114	76	855	900	3.8 (減水劑)
自充填混凝土	0.34	167	253	91	162	798	822	5.04 (強塑劑)

備註：自充填混凝土之坍度：255 mm，
坍流度：600 mm × 555 mm。

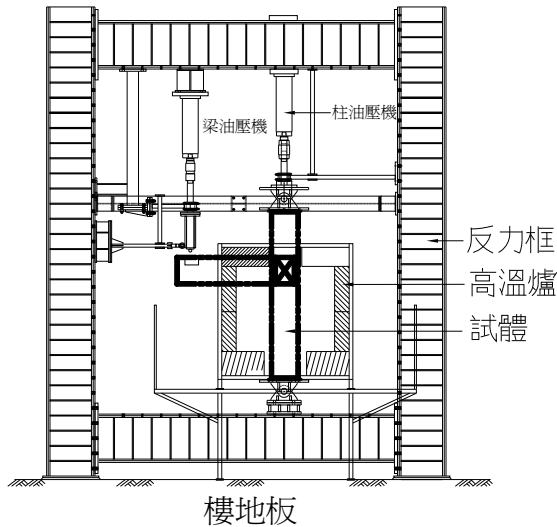


圖 3 試體、加載設備與小型高溫爐裝置

承力行為及殘餘強度試驗，試體的加載與加熱規劃，如表 2 所示。使用內政部建築研究所防火實驗中心的反力框架及加載設備，由於該框架及加載設備的容量以承受 981 kN 垂直力為主，為確保實驗安全，於反力框架另設計抗水平力機構，為確認加載設備、位移量測裝置及抗水平力機構是否可正常運作，高溫測試前先進行梁柱接頭的常溫承載試驗。

2.3.1 常溫試驗

在常溫中將試體 NC4 與 SCC1 的梁加載至破壞，作為高溫試驗試體比較之用。將試體吊入耐火爐內如圖 3 所示，安裝量測儀器，並與資料蒐集器聯線，裝設柱端鉸接連接頭及抗水平力鐵桿，安裝梁端傳力桿、抗水平力桿及於梁端加載點之傳力鋼板。試驗前進行混凝土圓柱試體抗壓強度試驗，作為計算柱加載之依據（約 $0.1 f_c' A_g$ 之軸力），此項軸力大小也同時考慮到加載設備之能量。加載時，先將柱的軸力分段加到 706 kN 後持壓，然後在梁懸臂端加載，以約 15 kN 之增量增加載重，觀察試體表面裂縫，以奇異筆標示其走向，同時加註載重大小，藉以瞭解裂縫之發展過程。由電腦銀幕上的載重一位移圖監控加載的大小，當載重一位移曲線迅速下降時，表示試體已達破壞，為安全起見，即停止試驗。

2.3.2 高溫試驗

高溫試驗前，在試體梁端鑽孔，深度約 15 cm 量測試體內部相對濕度，做為判斷試體在高溫下爆裂之關聯性，其餘試驗前之準備工作與常溫試驗部份相同。安裝高溫爐之爐頂蓋板，以耐火陶瓷纖維保溫材填補試體與高溫爐體間縫隙，避免高溫實驗時，熱氣洩漏傷及試驗人員及量測儀器。高溫試驗前依前述方法分段加到 706 kN 後持壓，此時柱之平均軸壓力為 $0.1 f_c' A_g$ ，然後在梁懸臂端加載至 25 kN，持壓 15 分鐘以上，當所有變形穩定後，開始點火測試。根據 CNS 12514「建築物構造部分耐火試驗法」[21] 升溫曲線加熱，並記錄所有熱耦線傳送來的溫度資料及位移計傳送來的變形資料。3 小時的預定加熱時間到達後，停止

表 2 試體試驗資料

試體編號	測試時之混凝土強度 (MPa)	測試時之試體齡期 (天)	測試時之試體內相對濕度 (%)	加熱時之載重		加熱時間 (小時)
				柱 (kN)	梁 (kN)	
NC4	50.2	1028	74.3	—	—	0
NC3	48.8	895	86.9	706	27	3
SCC1	53.9	697	NA	—	—	0
SCC3	56.1	722	NA	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. 柱鋼筋比：2.8%，梁在拉力側之鋼筋比：1.8%，邊梁之鋼筋比：0.63%。

加熱並在爐內進行自然冷卻，此時柱及梁端仍維持原加載力量，並持續記錄試體溫度與變形回復資料。

2.3.3 殘餘強度試驗

試體經冷卻 24 小時後，解除柱及梁端之載重。將高溫爐蓋移離及重新安裝量測儀器。依常溫試驗方法，將試體 NC3 與 SCC3 的梁加載至破壞。

三、實驗結果與討論

3.1 高溫試驗過程與試體之行為

3.1.1 耐火爐溫度及爐壓

本研究之高溫試驗依據 CNS 12514「建築物構造部分耐火試驗法」[21] 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 4 所示，除 NC3 試體於加熱之前 60 分鐘有些許偏差外，爐內平均溫度與 CNS 12514 設定溫度相當接近。為模擬建築物起火的室內可燃物燃燒所產生之正壓力，CNS 12514 亦規定高溫爐之爐內壓力，在梁試體底面下方 100 mm 處平面應維持 20 Pa，以 SCC3 試體為例，如圖 5 所示，除剛加熱 2 分鐘因爐內處於冷爐狀態有較大偏差外，爐內壓力均在 CNS 12514 標準許可差範圍內。

3.1.2 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情形，如圖 6 與圖 7 所示，NC3 試體混凝土顏色為灰白色帶淡黃色，SCC3 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，NC3 試體比 SCC3 試體有較多且密集的裂縫。SCC3 試體梁及柱的角隅出現大面積之角隅剝離，而 NC3 試體則不明顯，但其邊梁混凝土發生脫落，此外兩者的柱都有料料劈裂現象。

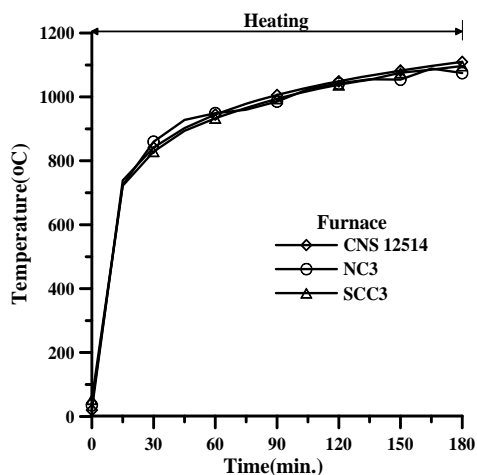


圖 4 爐內平均試驗溫度與標準升溫曲線比較

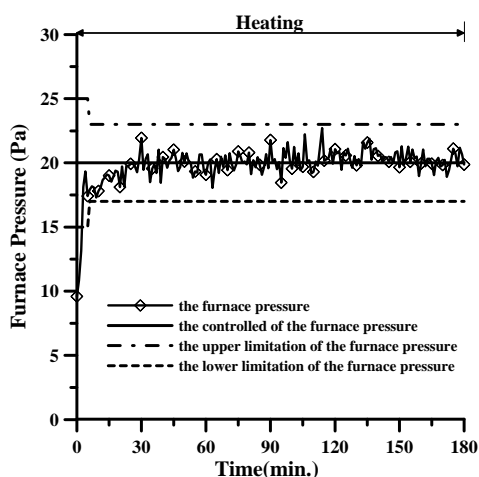


圖 5 爐內壓力許可差圖



圖 6 NC3 試體在高溫試驗後現象



圖 7 SCC3 試體在高溫試驗後現象

3.1.3 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 15 所示。

(1) 梁斷面之溫度變化

圖 8(a) 及圖 9(a) 顯示 NC 與 SCC 兩試體之混凝土溫度升高趨勢大致相同，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

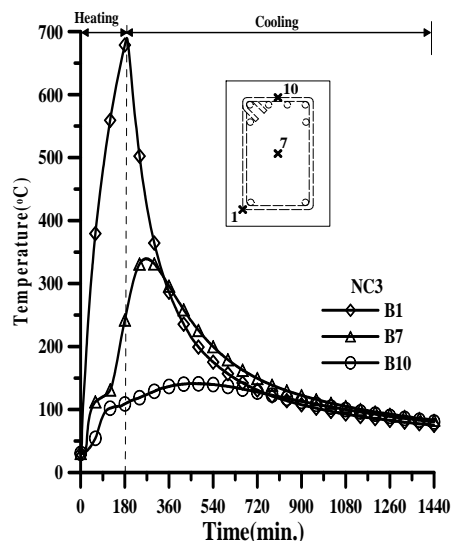


圖 8(a) NC3 梁斷面混凝土溫度—時間圖

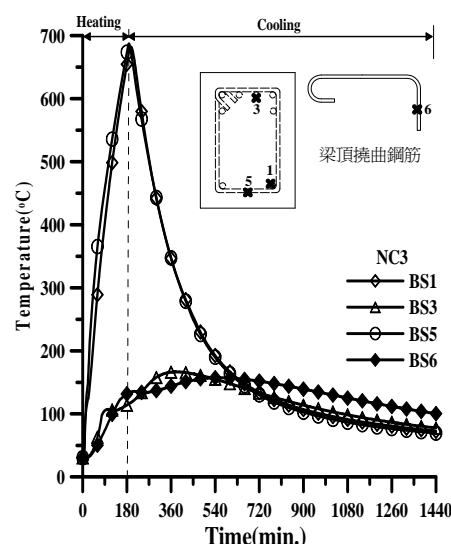


圖 8(b) NC3 梁斷面鋼筋溫度—時間圖

久，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，如表 3 所示。

圖 8(b) 及圖 9(b) 為 NC3 與 SCC3 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，NC3 較 SCC3 略高，離加熱面位置愈近溫度愈高，以 NC3 為例，梁底側的剪力鋼筋 (BS5) 溫度最高達 687°C，壓力攬曲鋼筋 (BS1) 溫度最高為 682°C，依據 Eurocode2 [22] 所建議的壓力筋降

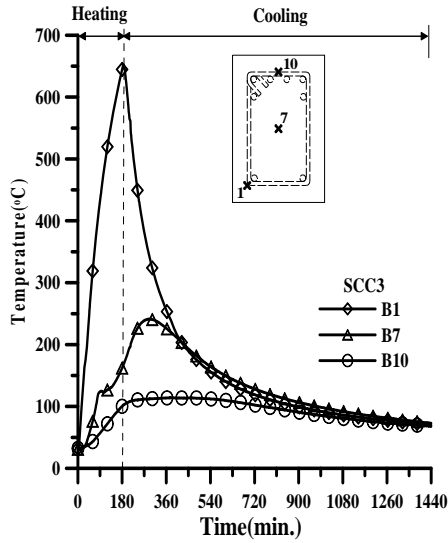


圖 9(a) SCC3 梁斷面混凝土溫度-時間圖

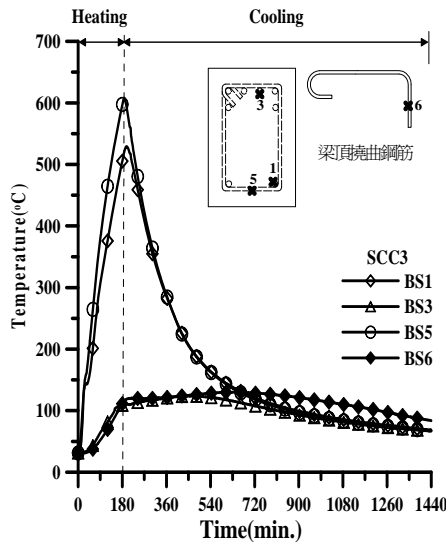


圖 9(b) SCC3 梁斷面鋼筋溫度-時間圖

伏強度在 700°C 時會衰減至常溫降伏強度的 9%，而梁拉力撓曲鋼筋 (BS3) 溫度為 167°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 157°C 也將造成握裹力減低，約為常溫的 90 ~ 95% [24-26]。

(2) 柱斷面之溫度變化

本研究為模擬外柱兩側有磚牆之情況，於試驗前以 50 mm 厚之陶瓷材質耐火棉包覆柱的外側，如圖 1 所示，今以 NC3 與 SCC3 試體之下柱討論，如圖 10(a) 及圖 11(a) 所示，以暴露於高溫面 (CD16)、斷面中心點 (CD10) 及遠離高溫面 (CD1) 說明混凝土溫度變化及分佈，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。

表 3 試體溫度紀錄

溫度測點編號	加熱停止時溫度 (1)(°C)		最高溫度 (2)(°C)		(2)-(1) (°C)		最高溫度發生時間 (分)	
	NC3	SCC3	NC3	SCC3	NC3	SCC3	NC3	SCC3
B1	678.8	644.6	689.6	652.4	10.8	7.8	188	186
B7	242.2	162	339.5	241.2	97.3	79.2	265	288
B10	108.8	100.1	141.2	114.2	32.4	14.1	440	384
BS1	654.7	505.4	682.2	529	27.5	23.6	197	198
BS3	114	108.8	166.7	124	52.7	15.2	370	455
BS5	673.8	597.5	687.2	608	13.4	10.5	189	187
BS6	131.7	111.3	157.3	129.9	25.6	18.6	534	599
CD1	134.5	134.9	179.4	172.5	44.9	37.6	527	539
CD10	120.2	134.4	205.7	201.4	85.5	67	436	400
CD16	639.9	432.4	647.1	448.3	7.2	15.9	185	194
CDS1	137.5	151	178.3	186	40.8	35	504	447
CDS4	387.7	495	417	509	29.3	14	207	192
CDS5	522.7	466.9	536.4	484.3	13.7	17.4	191	195
CDS8	182.6	177.3	224.2	231.8	41.6	54.5	262	276
CB4	115	124.2	159.8	129.6	44.8	5.4	505	535
CP10	76	62	105.2	94.7	29.2	32.7	314	397
CBS4	279.5	161.7	302.6	175.8	23.1	14.1	208	209
CPS4	86.9	82	96.6	85.4	9.7	3.4	314	205

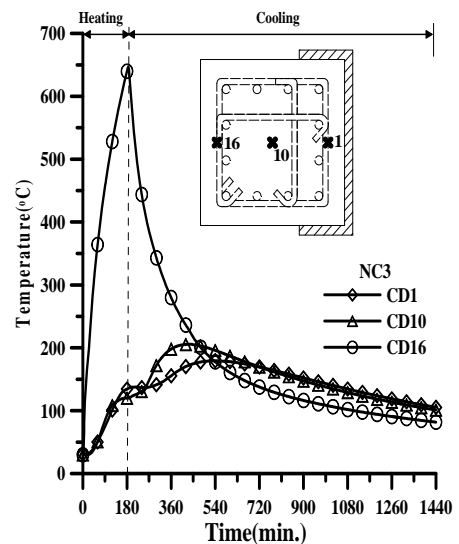


圖 10(a) NC3 柱斷面混凝土溫度-時間圖

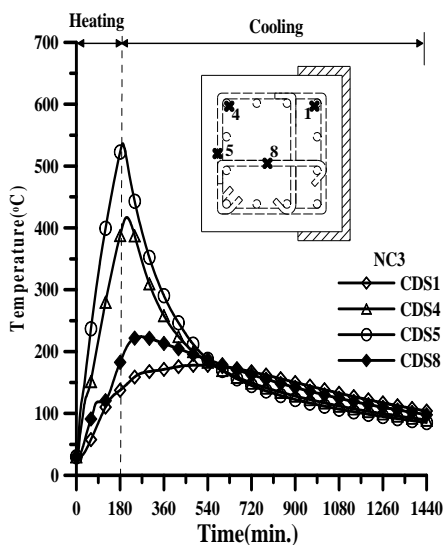


圖 10(b) NC3 柱斷面鋼筋溫度—時間圖

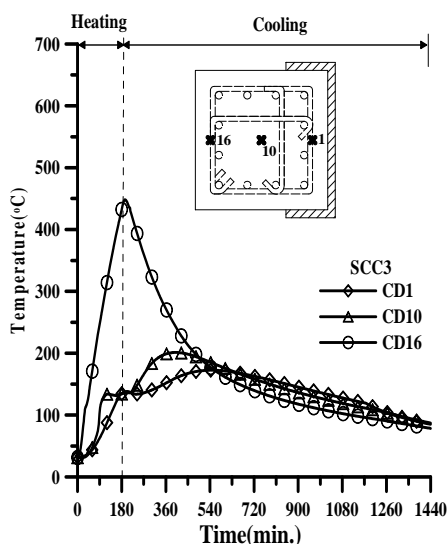


圖 11(a) SCC3 柱斷面混凝土溫度—時間圖

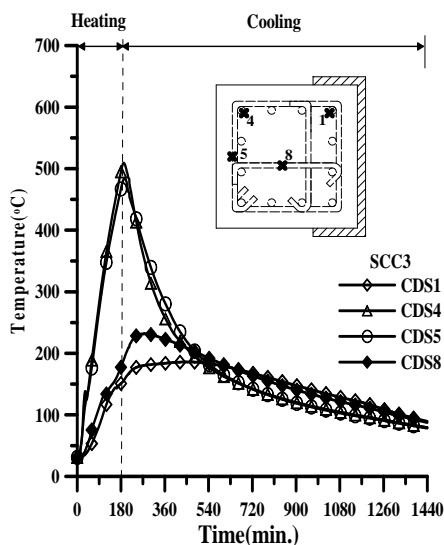


圖 11(b) SCC3 柱斷面鋼筋溫度—時間圖

圖 10(b) 及圖 11(b) 為柱鋼筋溫度變化及分佈情形，NC3 與 SCC3 試體中暴露於高溫面之箍筋 (CDS5) 的最高溫度分別為 536°C 及 484°C。本研究於柱的四個角隅主筋設置測點，以高溫面之主筋 (CDS 4) 溫度比較，NC3 與 SCC3 之 CDS4 溫度分別為 417°C 與 509°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 66% 及 44%，兩試體在非高溫面之主筋 (CDS1)，溫度分別為 178°C 與 186°C，其降伏強度依 EC2 之建議將衰減至常溫降伏強度的 92% 及 91.4%。繫筋中央處 (編號 CDS8) 最高溫度為 224 ~ 232°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。

為瞭解高溫如何在柱內部傳遞及由柱傳至梁柱接頭，本研究藉由不同高度的柱斷面中心點混凝土及角隅主筋溫度之比較，在 180 分鐘高溫作用後，圖 12(a) 為不同高度的柱斷面中心點混凝土溫度變化情形，各測點的相對位置如圖 3 所示，在下柱斷面中心點 (CD10) 為 120°C ~ 134°C，未受火害上柱斷面中心點 (CP10) 為 62°C ~ 76°C (在加熱停止時溫度)，在梁柱接頭中心點 (CB4) 因受梁及兩側邊梁的熱傳遞影響，以致與受火害柱中心點 (CD10) 之溫度很接近，約為 120°C。圖 12(b) 為不同高度的角隅主筋在 180 分鐘高溫作用後溫度變化情形，於下柱高溫面角隅主筋 (CDS4) 的溫度為 388°C ~ 495°C，位於梁柱接頭角隅主筋 (CBS4) 溫度為 162°C ~ 280°C，在未受火害上柱角隅主筋 (CPS4) 溫度則降低至 82°C ~ 87°C，由此可知，柱斷面溫度主要是受到橫向溫度傳遞之影響，沿著柱高度溫度傳遞影響不大，由溫度分佈情形發現梁柱接頭及上柱受火害影響不大，李 [27] 曾採用 CNS 12514 的升溫曲線進行加溫，利用 ANSYS 程式的 2 維元素 (元素編號 PLANE55) 及 3 維元素 (元素編號 SOLID70)，配合 Eurocode 2 之熱學參數分析梁與柱斷面內部之溫度分佈，如圖 13 及圖 14 所示，由 2 維元素及 3 維元素分析所得溫度差異不大，所以進行斷面溫度分析時可簡化為 2 維方式處理。

3.1.4 試體的變位

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，NC3 與 SCC3 試體的梁於加載點 (B1-3) 之垂直位移變化如圖 15 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。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 30 分鐘後，梁的垂直位移增加率變為緩慢，尤其 NC3 試體的垂直位移在升溫開始的 30 至 45 分鐘間幾乎不變，此與爐內的昇溫速率減緩

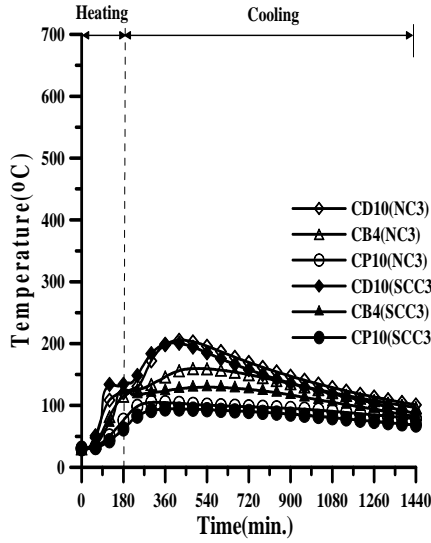


圖 12(a) NC3 與 SCC3 柱縱向混凝土溫度—時間圖

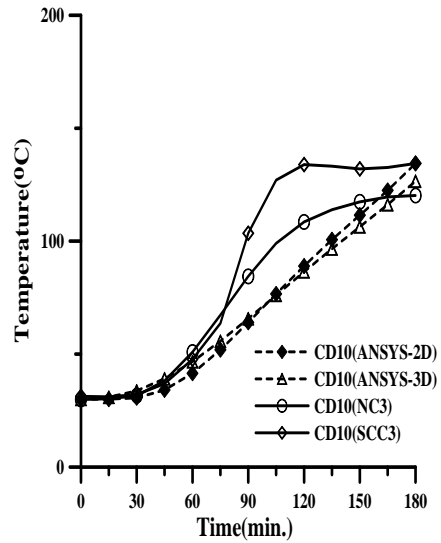


圖 14 柱斷面混凝土溫度比較圖

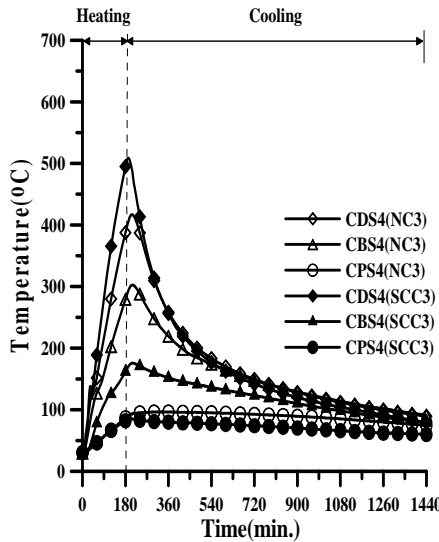


圖 12(b) NC3 與 SCC3 柱縱向鋼筋溫度—時間圖

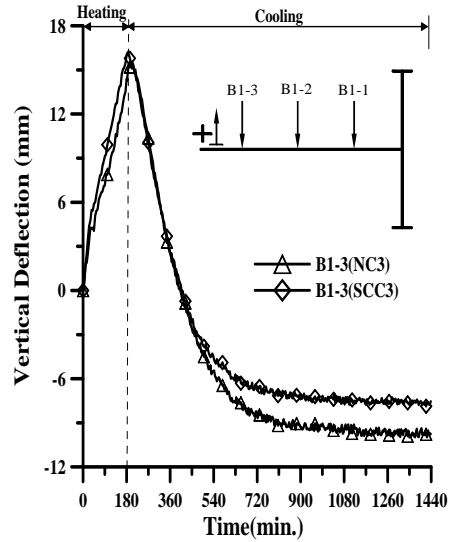


圖 15 梁加載點垂直位移—時間圖

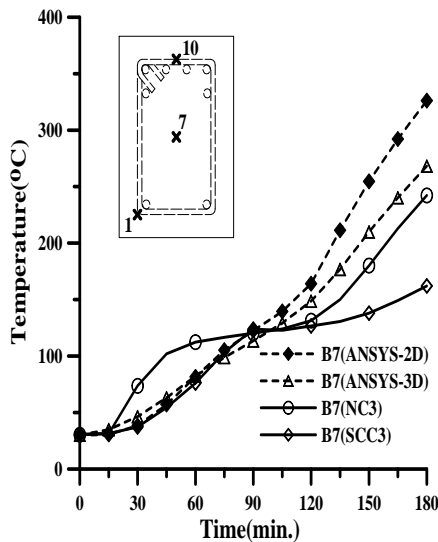


圖 13 梁斷面混凝土溫度比較圖

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，以致造成垂直位移增加變快。NC3 與 SCC3 試體在加熱結束時之向上位移分別為 14.39 mm 及 16.02 mm，由於試體內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，如表 4 所示。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，NC3 與 SCC3 在梁之加載點分別有 9.72 mm 及 7.63 mm 之向下殘餘變位量。

由於柱體為三面受熱膨脹，柱子長度變長，但不一致，如圖 16 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，NC3 與 SCC3 試體之高溫側（圖 16 中 C1-2 與 C1-3）平均軸向位移分別為 3.64 mm 及 4.16 mm，其非高溫側（圖 16 中 C1-1 與 C1-4）則

表 4 試體位移紀錄

位移測點編號	加熱停止時位移 (mm)		最大位移 (mm)		殘餘位移 (mm)		最大位移發生時間 (分)	
	NC3	SCC3	NC3	SCC3	NC3	SCC3	NC3	SCC3
B1-3	14.39	16.02	15.4	16.22	-9.72	-7.63	197	186
B1-4	2.73	5.64	4.32	6.06	-0.44	-1.48	290	201
C1-1	1.76	2.15	1.89	2.38	0.33	0.53	190	217
C1-2	3.46	4.07	4.56	4.44	0.48	-0.80	209	201
C1-3	3.82	4.25	4.21	4.54	-0.04	-0.95	194	186
C1-4	2.03	2.12	2.65	2.97	1.29	0.43	209	370
C3-1	2.26	1.95	2.51	1.99	-0.56	-0.68	186	182

註：所有試體之高溫測試時間均為 180 分鐘，試體位移測點位置及正負號方向如圖 14 至圖 16 所示。

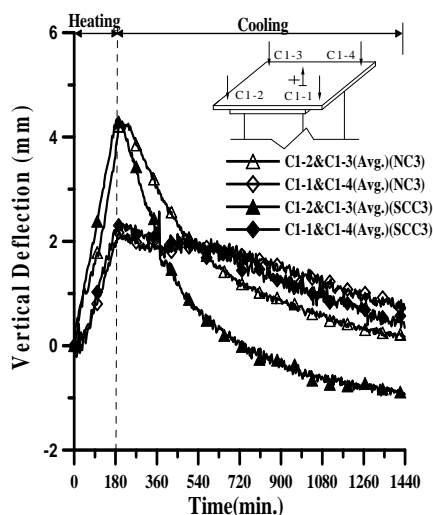


圖 16 柱上端軸向位移—時間圖

分別為 1.9 mm 及 2.13 mm，最大軸向位移如同梁一樣發生在冷卻階段，如表 4 所示。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 16 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。

(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 17 顯示 SCC3 試體的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，如表 4 所示。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。

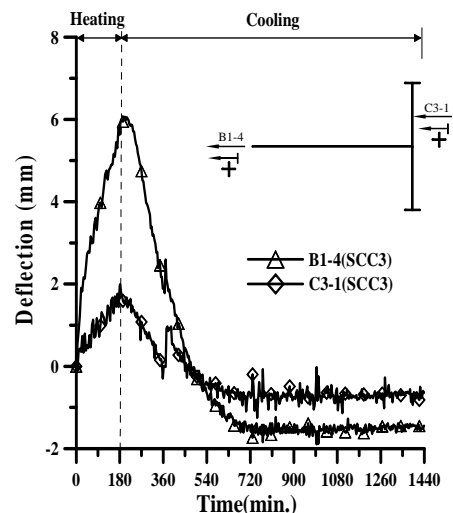


圖 17 梁與柱之水平位移—時間圖

3.2 試體之耐火性能

建築結構耐火性能除依據我國建築技術規則之建築設計施工編第三章規定 [23] 外，亦可經由 CNS 12514「建築物構造部分耐火試驗法」判定其防火時效，本研究梁柱試體之耐火性能及防火時效判定係參考 CNS 12514 第 9 節性能基準與判定規定，該規定之耐火性能分為承重能力 (loadbearing capacity)、遮焰性 (fire integrity) 及阻熱性 (fire insulation)，梁與柱等構件僅須考慮其承重能力，由於現行規定適用在單一構件，本文將分別討論梁、柱的防火時效，梁之承重能力基準如下：

$$D \leq \frac{L^2}{400d} \quad (\text{mm}) \quad (1)$$

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

(通常撓度超過 $L/30$ 時，才應用撓曲速率之限制) (2)

式中 D 為最大撓度 (limiting deflection)， dD/dt 為最大撓曲速率 (limiting rate of deflection)， $L(\text{mm})$ 為試體之淨跨度 (支承點間距)， $d(\text{mm})$ 為試體構造斷面之壓縮側緣至拉伸側緣之距離。

柱之承重能力基準要求如下：

$$C \leq \frac{h}{100} \quad (\text{mm}) \quad (3)$$

$$\frac{dC}{dt} \leq \frac{3h}{1000} \quad (\text{mm/min}) \quad (4)$$

式中 C 為最大軸向壓縮量 (limiting axial contraction)， dC/dt 為最大軸向壓縮速率 (limiting rate of axial contraction)， $h(\text{mm})$ 為試體之初始高度。

本研究試體梁長 $L = 1250 \text{ mm}$ ， $d = 270 \text{ mm}$ ，柱高 $h = 2200 \text{ mm}$ ，依 CNS 12514 之規定可求得 $D = 14.5 \text{ mm}$ ， $dD/dt = 0.6 \text{ mm/min}$ ， $C = 22 \text{ mm}$ ， $dC/dt = 6.6 \text{ mm/min}$ ，在昇

溫結束時，梁與柱均呈現膨脹向上變形，未超過最大撓度及最大軸向壓縮量之規定，測試結果與 CNS 12514 之基準比較如表 5 所示，本研究之梁與柱防火時效超過 3 小時以上。

3.3 殘餘強度試驗

常溫測試之試體 NC4 與 SCC1 的柱先持壓 706 kN 穩定後，再進行梁加載，在梁靠近接頭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 18 所示。NC3 與 SCC3 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之試體相似，SCC3 試體在破壞時之模式如圖 19 所示。圖 20 為梁加載至破壞過程中加載點之撓度變化，四支試體在破壞前均有明顯鋼筋降伏現象，由常溫測試之試體 NC4 與 SCC1 的梁端加載點載重與撓度關係，在鋼筋降伏前兩試體很接近，鋼筋降伏後 SCC1 試體之撓度略高於 NC4 試體，試體 NC3 與 SCC3 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，NC3 試體於 103 kN 時有明顯的勁度轉折點，係因壓力側最外緣混凝土提早碎落造成，如圖 21 所示。在鋼筋降伏前，NC3 與 SCC3 試體的位移約為常溫試體的 2 倍，鋼筋降伏後，NC3 試體的殘餘強度較常溫試體略低，SCC3 試體則與常溫試體相差不大。

本研究計算梁在高溫後殘餘撓曲理論強度，假設 (1) 混凝土斷面在受力前後，平面保持平面。(2) 鋼筋與混凝土間有良好的握裹關係。(3) 考慮壓力筋的貢獻。(4) 混凝土不承受拉力。火害後鋼筋降伏強度係採用 Edwards 等人 [28] 所建議之折減值，並將受壓之混凝土於 500°C 之部分，忽略其強度貢獻，依據 Eurocode 2 所建議， ϵ_{cu} 取 0.014 及利用其混凝土應力與應變關係求得各溫度對應之應力。按規範所得梁之常溫撓曲強度、火害後殘餘撓曲強度與測試強度比較如表 6 所示，梁之常溫測試強度約為理論撓曲強度的 1.28 ~ 1.32 倍，梁之火害後殘餘測試強度約為理論殘餘撓曲強度的 1.48 ~ 1.56 倍，較常溫測試強度與理論撓曲強度比值高，其部份原因可能為未將混凝土大於 500°C 之強度納入計算。另 NC3 試體之火害後梁殘餘撓曲測試強度為常溫試體 93%，SCC3 試體為常溫試體 95%，其原因可能是梁的拉力鋼筋受火害影響不大。

四、結論與建議

1. 由不同高度的柱斷面中心點混凝土及角隅主筋溫度比較，柱斷面溫度主要是受到橫向溫度傳遞之影響，沿著柱軸向溫度傳遞影響不大，進行斷面溫度數值模擬分析時，可簡化為 2 維平面，並從溫度分佈情形發現梁柱接頭及上柱受火害影響不大。
2. 以 EC2 之混凝土熱參數預測斷面溫度，經與實驗值比較，有合理之關聯性。

表 5 CNS 12514 之承重能力基準與試驗量測值比較

試體編號	CNS12514 承重能力規定				試驗量測值			
	梁		柱		梁		柱	
	最大撓度 D (mm)	最大撓曲速率 dD/dt (mm/min)	最大軸向壓縮量 C (mm)	最大軸向壓縮速率 dC/dt (mm/min)	最大撓度 D (mm)	最大撓曲速率 dD/dt (mm/min)	最大軸向壓縮量 C (mm)	最大軸向壓縮速率 dC/dt (mm/min)
NC3	-14.5	-0.6	-22	-6.6	14.39	0.26	2.77	0.038
SCC3	-14.5	-0.6	-22	-6.6	16.02	0.2	3.22	0.089

註：1. 所有試體之高溫測試時間均為 180 分鐘，試體位移正負號方向如圖 14 至圖 16 所示。

2. 試體最大軸向壓縮量與最大軸向壓縮速率為位移測點 C1-1、C1-2、C1-3 及 C1-4 之平均值。

表 6 梁之殘餘撓曲強度實驗值與分析值之比較

試體編號	實驗值 (kN-m)	分析值 (kN-m)	實驗值/分析值
NC4	181	141	1.28
SCC1	188	142	1.32
NC3	169	114	1.48
SCC3	179	115	1.56



圖 18 SCC1 試體之破壞模式



圖 19 SCC3 試體之破壞模式

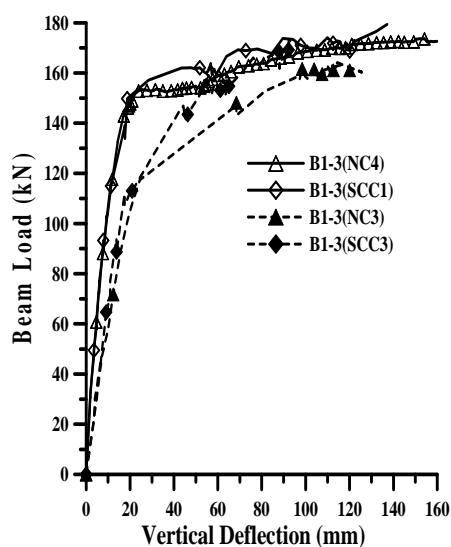


圖 20 殘餘強度試驗中梁之載重與加載點垂直位移關係



圖 21 NC3 試體於加載至 103 kN 發生梁底部混凝土剝落

3. 試體的梁、柱在高溫中之變位於試驗開始之前 20 至 30 分鐘增加率較快，此因爐溫依標準升溫曲線快速增加之故。試體的最大垂直及水平位移，均發生在冷卻階段，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。
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，NC 與 SCC 試體在加載點之變位約為高溫前之 2 倍。常溫測試之撓曲強度約為理論強度的 1.28 ~ 1.32 倍，殘餘測試強度則為理論強度的 1.48 ~ 1.56 倍。NC 試體的梁之火害後殘餘撓曲測試強度為常溫試體之 93%，SCC 試體為常溫試體之 95%。
5. 本研究之試體係根據耐震規範設計再經由 CNS 12514 「建築物構造部分耐火試驗法」高溫測試，梁與柱之防火時效均超過 3 小時以上，惟該測試規範僅適用在單一構件，對於梁柱複合構件則尚無規定，本研究之成果將可供未來梁柱複合構件防火時效判定基準之參考。
6. 混凝土的不同配比、粒料種類及斷面尺寸，有可能影響混凝土在高溫中的行為，有待更多實驗與分析探討。

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。

參考文獻

1. Lin, T.D., Gustaferro, A.H., and Abrams, M.S., "Fire endurance of continuous reinforced concrete beams," *PCA Research and Development Bulletin RD072.01B*, Chicago, U.S.A., pp. 1-13 (1981).
2. Ellingwood, B. and Lin, T.D., "Flexure and shear behavior of concrete beams during fires," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 2, pp. 440-458 (1991).
3. Dwaikat, M.B. and Kodur, V.K.R., "Response of restrained concrete beams under design fire exposure," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 135, No. 11, pp. 1408-1417 (2009).
4. Lie, T.T., Lin, T.D., Allen, D.E., and Abrams, M.S., *Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns*, National Research Council Canada, Division of Building Research, NRCC 23065, Ottawa, Canada, pp. 1-32 (1984).
5. Lie, T.T., Rowe, T.J., and Lin, T.D., *Residual Strength of Fire-Exposed Reinforced Concrete Columns*, ACI Publication SP-92, pp. 153-174 (1984).
6. Kodur, V.K.R. and McGrath, R., "Fire endurance of high strength concrete columns," *Fire Technology*, Vol. 39, pp. 73-87 (2003).
7. Xu, Y.Y. and Wu, B., "Fire resistance of reinforced concrete columns with L-, T-shaped cross sections," *Fire Safety Journal*, Vol. 44, pp. 869-880 (2009).
8. 陳舜田、何象鏞，「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 (1989)。
9. 林英俊、陳舜田、林慶榮，「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 (1990)。
10. 林英俊、陳舜田、劉靖國，「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 (1992)。
11. Lin, C.H., Chen, S.T., and Hwang, T.L., "Residual strength of reinforced concrete columns exposed to fire," *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, Vol. 12, No. 5, pp. 557-566 (1989).
12. Lin, C.H. and Tsai, C.S., "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 (1990).
13. Lin, C.H., Chen, S.T., and Yang, C.A., "Repair of fire-damaged reinforced concrete columns," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 4, pp. 406-411 (1995).
14. 楊昱森，「火害後鋼筋混凝土桿件之扭力行為」，國立台灣工業技術學院營建工程技術研究所博士論文，台北 (1996)。
15. 王天志，「高性能混凝土柱耐火性能之研究」，國立交通大學土木工程研究所博士論文，新竹 (2003)。
16. 張雲妃、陳義宏、許茂雄、葉孟東，「火害後鋼筋混

- 土柱之雙向撓曲試驗研究」，中國土木水利工程學刊，第十八卷，第二期，第 209–217 頁 (2006)。
17. Chen, Y.H., Chang, Y.F., Yao, G.C., and Sheu, M.S., “Experimental research on post-fire behavior of reinforced concrete columns,” *Fire Safety Journal*, Vol. 44, pp. 741–748 (2009).
 18. Jau, W.C. and Huang, K.L., “A study of reinforced concrete corner columns after fire,” *Cement & Concrete Composites*, Vol. 30, pp. 622–638 (2008).
 19. 許茂雄、鄭復平，「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 (2003)。
 20. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*, American Concrete Institute, Michigan, 430 pp. (2005).
 21. 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，p. 29 (2010).
 22. Eurocode 2, *Design of Concrete Structures – Part 1-2 : General Rules, Structural Fire Design* (1995).
 23. 建築技術規則，營建雜誌社編印，第 51–64 頁 (2010).
 24. 許崇堯、林英俊、陳舜田，「火害後構件內鋼筋之局部握裹衰退行為」，中國土木水利工程學刊，第二卷，第四期，第 357–368 頁 (1990)。
 25. Bingöl, A.F. and Gül, R., “Residual bond strength between steel bars and concrete after elevated temperatures,” *Fire Safety Journal*, Vol. 44, pp. 741–748 (2009).
 26. Xiao, J. and König, G., “Study on concrete at high temperature in China—An overview,” *Fire Safety Journal*, Vol. 39, pp. 89–103 (2004).
 27. 李其忠，「鋼筋混凝土複合構件火害安全模擬評估研究」，內政部建築研究所自行研究計劃成果報告，台北 (2009)。
 28. Edwards, W.T. and Gamble, W.L., “Strength of grade 60 reinforcing bars after exposure to fire temperatures,” *Concrete International*, pp. 17–19 (1986).

99 年 12 月 22 日	收稿
101 年 2 月 23 日	修改
101 年 3 月 6 日	接受