

銲接工法對鋼骨鋼筋混凝土柱火害行為之影響

何明錦¹ 湯兆緯² 李鎮宏³

¹內政部建築研究所 所長

²正修科技大學 土木與工程資訊系教授兼系主任

³內政部建築研究所 副研究員

摘要

本文製作兩支配置剪力釘之無防火被覆混凝土填充型箱型柱，進行定載火害升溫試驗，直至試驗達到終止條件。試驗過程中，複合式試驗爐係依 CNS 12514 標準升溫曲線控制爐溫。除銲接方式外，兩支柱試體擁有相同的材料特性，並承受同樣的定載重。如所預期，柱試體於試驗初期呈現出膨脹伸長，但隨後則發生壓縮現象。柱試體的變形起因於諸多因素，如載重、熱膨脹及潛變。載重及熱膨脹於試驗初期較顯著，潛變則於試驗後期階段較為明顯。定載火害升溫試驗結果顯示，試體 CP1（全滲透銲方式組銲）之耐火時效為 55 分鐘，而試體 PP1（半滲透銲方式組銲）之耐火時效則為 51 分鐘。由此觀之，在 0.28 倍設計斷面極限強度的載重作用下，銲接工法對 CFBC 耐火時效的影響並不顯著。

關鍵字：全滲透銲、半滲透銲、填充型箱型鋼柱、火害

Effect of welding method on the fire behavior of concrete filled box columns

Ming-Chin Ho¹ Chao-Wei Tang² Chen-Hung Lee³

^{1,3}Architecture and Building Research Institute, Ministry of the Interior.

²Civil Engineering & Engineering Informatics Department, Cheng Shiu University

ABSTRACT

Two concrete-filled box columns with shear studs were tested to failure by exposing the columns to fire. No external fire protection was provided for the steel. During the test, the column was exposed to heating controlled in such a way that the average temperature in the furnace followed, as closely as possible, the standard time-temperature curve of CNS 12514. These two columns had similar characteristics except welding method and were subjected to similar load levels. As expected, the columns expand in the initial stages and then contract leading to failure. The deformation in these columns results from several factors such as load, thermal expansion and creep. The effect of load and thermal expansion is significant in the early stages, while the effect of creep becomes pronounced in the later stages. Results from the fire tests indicate that the fire resistance of CP1 specimen is about 55 minutes, as compared to about 51 minutes for PP1 specimen. As a result, it can be concluded that under a lower load ratio of 0.28, the effect of welding method on the fire resistance of CFBC is not significant.

Keywords: complete penetration weld, partial penetration weld, concrete-filled box column, in fire

一、緣起

我國位於環太平洋地震帶上，對於建築物與結構體之耐震能力應特別加強。鋼骨鋼筋混凝土（Steel Reinforced Concrete, SRC）兼具鋼骨（Steel）與鋼筋混凝土（Reinforced Concrete）這兩種材料的優點，可確保經由適當設計之 SRC 構造具備良好的耐震能力（翁正強，2004）。因此，國內高樓建築採用 SRC 構造的案例已明顯增加。惟我國對於 SRC 構造防火性能之相關研究較欠缺，實為現今防火計畫的一大缺憾。

基本上，SRC 柱構件可大致區分為兩分種型態，即包覆型（Concrete-Encased）SRC 柱及填充型鋼管混凝土柱（Concrete-Filled Tubular Column, CFTC）或填充型箱型柱（Concrete Filled Box Column, 或簡稱 CFBC）。一般包覆型 SRC 構材中，因鋼骨存在，鋼筋之施工較為複雜，尤其是在 SRC 梁柱接頭處之圍束箍筋施作。相較於包覆型 SRC 柱，填充型 SRC 柱具備施工較易及成本較低之優點，還具有環保上的優勢，它是非常適合在國內研發、推廣的構材型式。就填充型鋼管混凝土柱（CFTC）而言，主要使用無縫鋼管或是由兩個槽鋼鉚接而成之方形斷面；至於填充型箱型柱（CFBC），則是由四塊鋼板組合而成之箱型柱。

現行規範對填充型箱型柱構材之規定大部分係參考 CFTC 構材之研究結果（Lie 等（1996）；Kodur（1998）；方朝俊（2000）；李鎮宏（2009）；李玉生等（2010）；陳誠直等（2010））。惟國內外有關 CFTC 之研究，其試驗試體尺寸偏小，柱寬介於 10~35 cm 之間，且鋼管與箱型柱之製作方式截然不同。由此觀之，在全面推廣使用 CFBC 之前，尚須進行相關試驗，以驗證其可行性與可靠性。尤其是有關 CFBC 之火害行為模式，仍有待學界深入探討。爰此，本文針對不同鉚接工法製造之填充型箱型柱進行火害試驗，期藉由釐清鉚道開槽型式對火場中填充型箱型鋼柱破壞模式之影響，以確保 SRC 高樓防火設計之安全。

二、試驗工作

2-1 試驗規劃

為探討鉚接工法對填充型箱型柱高溫潛變挫屈行為之影響，乃規劃兩系列實尺寸填充型 SRC 箱型柱試體，每系列均製作一支試體，皆採用普通鋼材製造，並填充相同強度之混凝土。現行鋼結構設計規範規定，箱型柱之鋼材應使用符合 CNS 13812 SN 400B/C 或 SN 490B/C 之鋼板。準此，本計畫選用符合 SN 490B 之鋼板。其中一系列試體之鋼材採用全滲透鉚（Complete Penetration Weld, 簡稱 CP）方式鉚接，另一系列則採用採用半滲透鉚（Partial Penetration Weld, 簡稱 PP）方式鉚接。兩支

實尺寸試體將分別置入高溫實驗爐中進行定載升溫之火害試驗，先對其施加载重，再依標準升溫曲線加熱至設定的實驗終止條件，以測析柱試體的火害行為。有關試體所承受的固定載重，係依照我國鋼骨鋼筋混凝土構造與鋼構造設計規範中柱構件的設計載重予以施加（所施加载重為設計斷面極限強度的 0.28 倍）。比較此兩組柱試體於定載升溫之試驗結果，可瞭解不同鉚接工法所製造填充型 SRC 柱之火害行為差異。有關試體規劃與尺寸、試體安裝、量測儀器架設、實驗步驟等之詳細內容，謹列述如下。

2-2 試體規劃

本研究規劃製造兩支填充型 SRC 箱型柱，有關試體之系列、編號、鉚接方式、試驗項目、使用材料等資訊，如表 1 所示。其中，鋼板採用 SN 490B 等級之鋼材，SRC 柱中所填充之混凝土強度為 420 kgf/cm²。兩系列柱試體之尺寸皆相同，其斷面尺寸為 500mm×500mm，皆採用四片厚度為 22 mm 之鋼板，如圖 1 所示。至於兩支柱試體之長度，則選定為 4350 mm（以配合試驗機台高度），如圖 2 所示。C 系列填充型 SRC 箱型柱試體採全滲透鉚方式組立，也就是以全滲透開槽鉚接組成之箱型柱，採用符合 AWS A5.5E7016-A1 之低氫系耐熱鋼電鉚條以潛伏鉚方式鉚接（SAW）四個柱角隅。至於 P 系列填充型 SRC 箱型柱試體，則採半滲透鉚方式組立。兩系列柱試體內部均鉚接剪力釘（如圖 1 所示），俾與內部填充之混凝土產生複合作用。

表 1 試體規劃

試體系列	試體編號	鉚接方式	試驗項目	鋼材	混凝土強度 (kgf/cm ²)
C	CP1	全滲透鉚 (CP)	定載升溫火害試驗	SN 490B	420
P	PP1	半滲透鉚 (PP)	定載升溫火害試驗	SN 490B	420

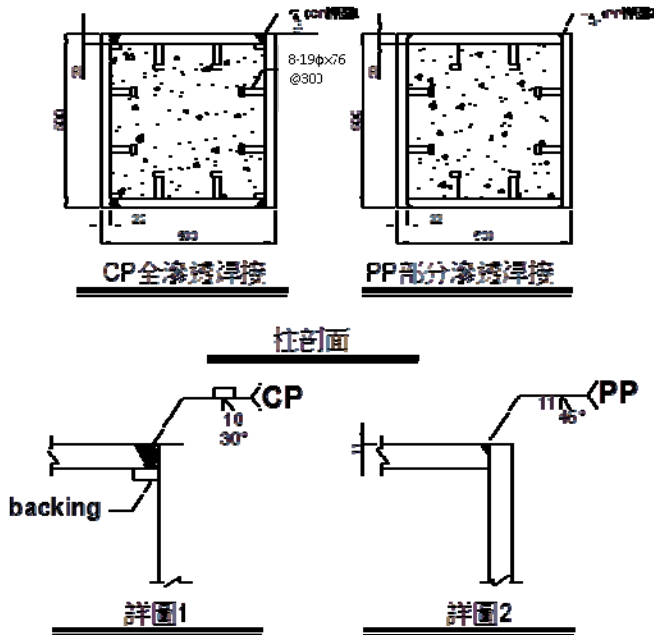
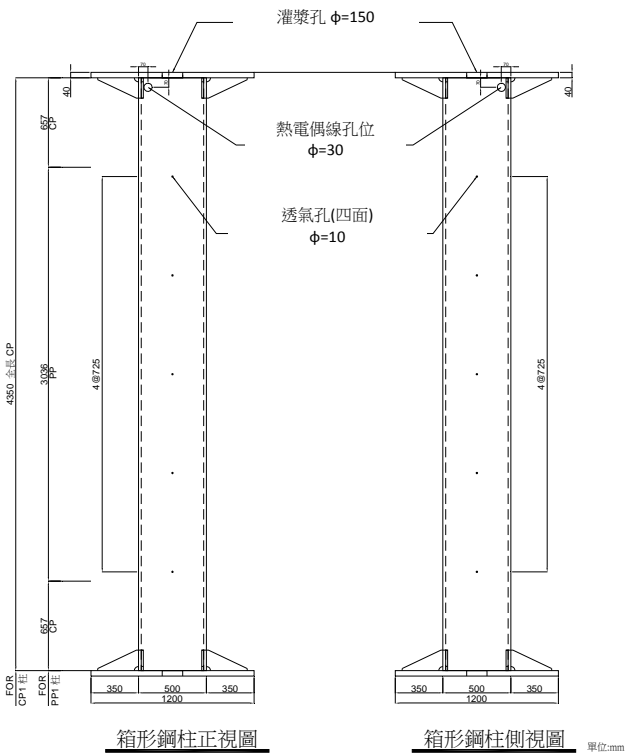


圖 1 填充型箱型柱試體斷面尺寸



鋼柱CP1及PP1
圖 2 箱型鋼柱設計圖

試體上下端分別組立基座底板及加勁板，柱鋼板上預設直徑 10 mm 的小孔，其目的為使內部混凝土於養護時更容易使水分自試體內蒸發，以避免未來試體於高溫加熱期間產生爆裂的危險。另外，於柱試體再設計兩處熱電偶線孔，方便柱試體內部測點之熱電偶線能順利接上爐外的溫度資料擷取器上。另一方面，上端板預留一直徑 150 mm 之灌漿口，為避免灌漿時損害熱偶線，故將其設為偏心。

2-3 試體製作

先行挑選適宜的鋼構廠家，以製作箱型柱。有關柱試體之製作程序，詳述如下：

- 於鋼構廠製作箱型柱
- 當柱組立成 U 字型時安裝熱電偶線於柱內
- 安裝試體柱面之熱電偶測點
- 進行混凝土灌漿
- 混凝土養護

箱型柱是由鋼板單元組合而成，先於鋼板片上放樣標示出剪力釘之位置，再將其鉚置於鋼板，如圖 3 所示。剪力釘之數量、長度與間距係按國內業界之慣例設置，其埋設在本研究中並非試驗變數，對試驗結果之影響可忽略。於組裝過程中須輔以固定用點鉚俟構件整體完成鋼板片用料定位後得再施予正式金屬接合之鉚接作業，如圖 4 所示。



圖 3 箱型鋼柱之剪力釘鉚製



圖 4 箱型鋼柱之組裝過程中須輔以固定用點鉚

當柱組立成 U 字型後，將熱電偶線測點安裝於柱體欲進行量測的點位，如圖 5 所示。安裝完成後，先進行檢測，以確定能正常傳輸訊號。之後，組立柱側面鋼板於 U 字型上形成一箱型鋼柱，再將其與端板（頂板及基座底板）結合。接下來，再對試體之全滲透及半滲透電鉚處進行超音波檢測 (Ultrasonic Testing)，以確保鉚道狀況良好。檢測後，安裝試體柱面欲量測點位的熱電偶測點，如圖 6 所示。



圖 5 箱型鋼柱組立成 U 字型後之熱電偶線安裝

箱型鋼柱完成後，即運送至建研所台南防火實驗中心，並施以臨時支撐，如圖 7 所示。混凝土配比設計如表 2 所示，其設計強度為 420 kgf/cm^2 ，而配比設計強度為 480 kgf/cm^2 ，設計坍度為 23 cm 。配比設計完成後，隨即進行混凝土的澆置，如圖 7 所示。灌注方式採由上方倒入，係利用 $5''$ PVC 塑膠管從頂板之灌漿孔把漿體澆置柱底部，並隨著漿體之上升將 PVC 塑膠管往上提升。在澆置適當高度後，將 PVC 塑膠管裁短，以方便人員施作。在灌漿時，將控制其澆灌速度，以防熱電偶線脫落。鋼柱試體完成混凝土澆灌作業後，則進行混凝土的養護。另方面，亦量測混凝土之坍度與坍流度。此外，製作混凝土圓柱試體，並於 28 天齡期時進行抗壓強度試驗，以作為鋼柱試體加載軸壓強度的依據。



圖 6 箱型鋼柱鋼板外側之熱電偶線安裝

表 2 混凝土配比設計表

工程設計強度	420 kgf/cm ²	配合設計強度	480 kgf/cm ²	設計坍度	23 cm
水灰比 A	0.33	砂細度模數 F	3.05	工程坍度容許差 K	2.5 cm
空氣含量 B	18 L	砂:SSD比重 G	2.62	飛灰來源 L	興達港
粗骨材最大尺寸 C	13 mm	石:SSD比重 H	2.64	飛灰比重 M	2.15
水泥廠牌 D	台泥 I 型	爐石粉廠牌 I	中聯資源	附加劑廠牌 N	GRACE
水泥比重 E	3.15	爐石粉比重 J	2.9	附加劑比重 P	1.05
砂佔全粒料百分率 R	50 %	每 M ³ 淨用水量 S			165 kg
每 M ³ 膠結材用量 T=S/A	500 kg	每 M ³ 水與膠結材體積 U=S+(①/E+②/J+③/M+④/P)			344 L
每 M ³ 骨材應佔體積 V=1000-U-B	638 L	每 M ³ 砂應佔體積 W=V*R			319 L
每 M ³ 粗骨材應佔體積 X=V-R	319 L	每 M ³ 砂用量 Y=W*G			836 kg
每 M ³ 用石量 Z=X*H	842 kg				

每M ³ 混凝土材料重量		備註:
水 泥①	250 kg	1.六分石佔粗骨材0%;三分石佔粗骨材100%
爐 石 粉②	140 kg	2.水泥佔膠結材 50%
飛 灰③	110 kg	3.爐石粉佔膠結材 28%
附 加 劑④	5.00 kg	4.飛灰佔膠結材 22%
淨 用 水	160 kg	5.附加劑品名為GRACE FTN 30(TYPE G)
細 骨 材	836 kg	6.附加劑用量為 1%
粗 骨 材	842 kg	
總 重	2343 kg	



圖 7 箱型鋼柱之混凝土澆置

養護完成後，依 ASTM C234 之規範規定進行局部握裹應力-滑移試驗，試體安裝如圖 5 及圖 6 所示。為量測試體與鋼筋之實際相對滑動量，先將試體兩端套入框形位移器固定支架並裝置 6 mm-LVDT (位移計)，再將試體置放於兩片鋼板 (具有相當勁度) 之間，並將鋼筋尾端固定於萬能試驗機之衝頭；之後，於靠近試體表面之鋼筋處，鎖上長形鋼條並與 LVDT 接觸；最後，將載重與 LVDT 之傳輸線接到 Instru Net 資料擷取器，經歸零後即可進行試驗。握裹試驗以 0.01 mm/sec 之拉拔速率施加載重於鋼筋上，並記錄載重及鋼筋與混凝土間的滑移量讀數，直到試體破壞為止。

2-4 量測儀器設置

為監控及量測柱試體在定載升溫高溫實驗時的溫度，須在柱試體內外埋設適當數量的熱電偶。本研究使用符合 CNS 5534 規範的熱電偶 (使用 0.75 級性能以上及直徑 0.65 mm 之 K 型熱電偶線) 量測溫度，且熱電偶的分佈位置與數量亦符合 CNS 12514 之規定。由於 SRC 柱內填充混凝土，為瞭解混凝土核心於實驗過程之溫度變化，將預埋熱電偶於混凝土，其分佈將深入 SRC 柱中心。因此，在製造柱試體時，一併將熱電偶埋設位妥善，其埋設位置如圖 8 中的實心圓點 (也就是代表熱電偶在

柱試體斷面的分佈位置)。

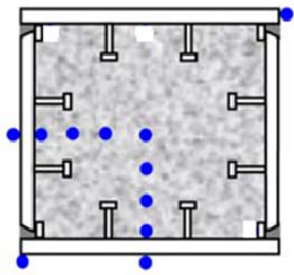


圖 8 柱斷面熱電偶分佈位置圖

依據 CNS 12514，進行熱電偶佈設。受制於實驗設備之限制，試體上、下端距離底板各保留 657 mm 未受熱，試體熱電偶測點分別位於 4 個高度，其中兩處熱電偶測點斷面高度分別位於試體受熱段上、下端部算起 600 mm 處；另兩處高度則平均等分上述測點高度。在每處高度上，箱型鋼柱共有 6 個熱電偶測點；而內部混凝土則規劃 5 個熱電偶測點，故單一斷面的熱電偶測點共有 11 處，整支 CFBC 試體則共有 44 處熱電偶測點。試體熱電偶之配置位置如圖 9 所示。柱試體設置於加載設備時，亦將熱電偶線連結到資料擷取器，以測試訊號是否正常。若屬正常，則覆上加溫爐蓋板，並以防火棉將空隙填實，藉以防止實驗過程中高溫氣體自爐內散出而造成人員危險。有關柱試體的變形量測，將參照 CNS 12514 之規定：「對於垂直承重試體，應量測軸向變形量或中心點水平方向變形量」，在柱試體上端與下端各架設一支位移計，用以量測柱試體在定載升溫下之軸向壓縮量與時間的潛變關係。另一方面，此柱軸向壓縮量與時間的潛變關係亦可由柱加載設備直接量測之。

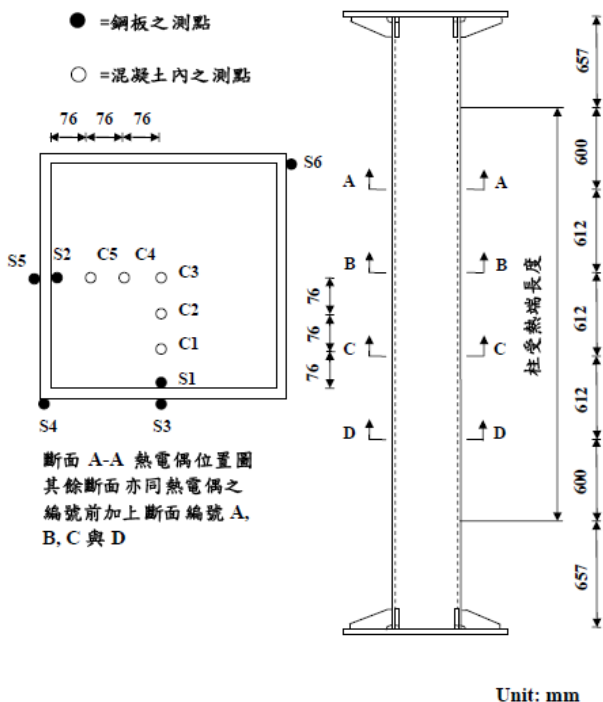


圖 9 柱身熱電偶分佈位置圖

根據 CNS 12514 規定，對於垂直承重試體，應量測軸向變形量或中心點水平方向變形量。在軸向變形量方面，由加載設備直接量測柱整體軸向變形量，如圖 10 所示。此外，於柱頂端設置電壓式位移計（最大位移 50 mm），於柱底端設置電阻式位移計（最大位移 225 mm），以輔助量測柱軸向變形量。



圖 10 量測柱整體軸向變形量之位移計設置

2-5 試驗設置

柱試體製造完成後，養護至規劃齡期強度且其含水量達穩定狀態，隨即安排進行定載升溫火害試驗。先以防火棉包覆部分外露於柱身之熱電偶，再將柱試體以天車吊入複合實驗爐中，以進行安裝。安裝圖如圖 11~圖 12 所示，試體上方以端板固定於上球座，以模擬鉸支承 (hinge)；試體下方以端板固定於下球座。下方球座連接 20000 kN 的柱加載設備，可對柱試體進行加載。



圖 11 試體於高溫實驗爐中之安裝

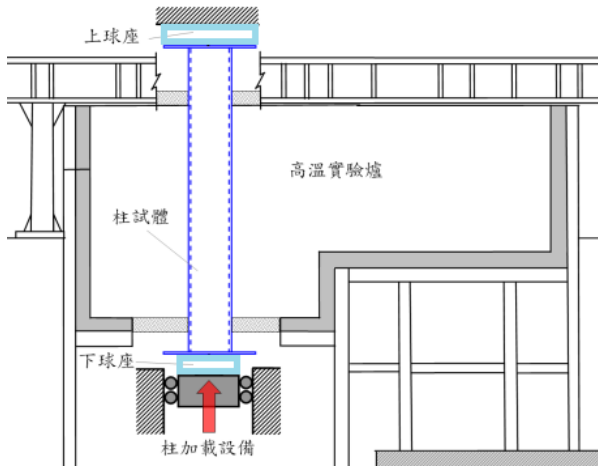


圖 12 試體於高溫實驗爐中之加載情形

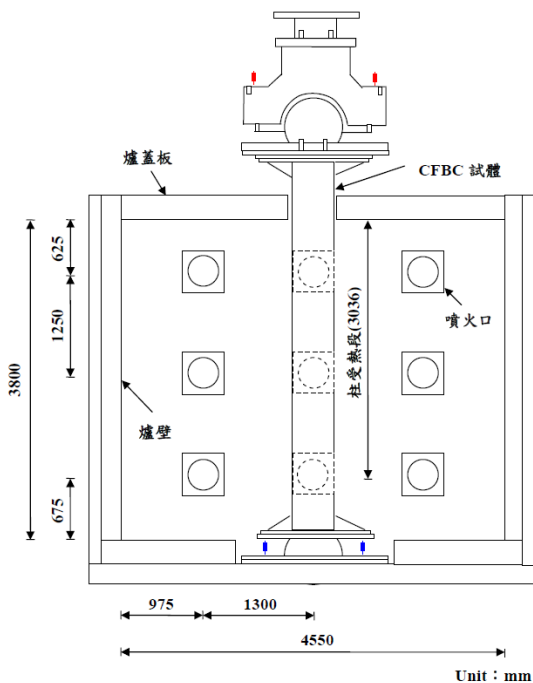


圖 13 高溫實驗爐之噴火孔與試體相關位置圖

CFBC 試體設置於加載設備之後，將熱電偶線連結到資料擷取器，經測試確定訊號正常，再將尚未包覆防火棉之熱電偶線包裹。最後，蓋上加溫爐蓋板，並以防火棉將空隙填實，防止實驗過程中高溫氣體自爐內散出而造成人員危險。有關爐內噴火孔與試體的相關位置，如圖 13 所示。

2-6 試驗步驟

為瞭解柱試體的高溫潛變挫屈行為，本研究將對柱試體進行定載升溫的火害試驗。在規劃的實驗條件下，主要觀測柱試體軸向壓縮變形與時間的關係，並量測柱試體發生挫屈的時間。試驗步驟摘述如下：

- (1) 將柱試體安裝於高溫實驗爐中，並連接溫度與位移量測儀器。
- (2) 施加固定軸向壓力載重 ($0.28P_n$)。

- (3) 高溫實驗爐依照 CNS 12514 溫升曲線加熱，並透過所埋設的熱電偶監測柱試體的溫度，以瞭解柱試體內外之溫差。
- (4) 量測柱試體軸向壓縮變形量與時間的關係。
- (5) 依照 CNS 12514 所規定的性能基準或試體達到挫屈破壞之時機，予以中止實驗。
- (6) 試體卸載，高溫實驗爐停止升溫。

三、試驗結果分析與討論

3-1 填充型箱型鋼柱試體強度計算

本研究製作兩支填充型箱型鋼柱 (Concrete Filled Box Column)，試體係採用四片鋼板組銲而成，鋼材屬 SN 490B 等級，其厚度為 22 mm。鋼柱斷面尺寸為 500 mm × 500 mm，其長度為 4350 mm (以配合試驗機台高度)。箱型鋼柱斷面積 $A_s=420.6 \text{ cm}^2$ ；鋼降伏強度 $F_{ys}=3.7 \text{ tf/cm}^2$ ；鋼彈性模數 $E_s=2100 \text{ tf/cm}^2$ ；混凝土強度 $=524 \text{ kgf/cm}^2$ 。依據國內「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」，估算填充型箱型鋼柱試體之設計軸壓強度。分別計算箱型鋼骨部分及混凝土部分抗設計軸壓強度，再以強度疊加法求其總和，其詳細計算過程如下。

- 鋼骨部分之標稱受壓強度 (P_{ns})

慣性矩

$$I_s = \frac{1}{12} \times 50^3 \times 50 - \frac{1}{12} \times 45.6^3 \times 45.6 = 160521.8 \text{ cm}^4$$

鋼柱斷面之有效迴轉半徑

$$r_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{160521.8}{420.6}} = 19.5 \text{ cm}$$

內灌混凝土箱型鋼柱構材中鋼骨斷面之有效迴轉半徑為

$$r_{\text{eff}} = r_s + \alpha \times \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = 19.5 + \sqrt{\frac{50^4}{50^2}} = 20.9 \text{ cm}$$

(填充型鋼管混凝土柱 $\alpha=0.1$)

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_{\text{eff}}} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E_s}} = \frac{1 \times 435}{\pi \times 20.9} \sqrt{\frac{3.7}{2100}} = 0.28 < 1.5$$

箱型鋼柱標稱受壓強度計算式

$$P_{ns} = (0.211\lambda_c^3 - 0.57\lambda_c^2 - 0.06\lambda_c + 1)F_{ys}A_s = 1467 \text{ tf}$$

- 混凝土部分之標稱受壓強度 (P_{nrc})

$$P_{nrc} = \phi_e (0.85f'_c A_c + A_r F_{yr}) F_{ys} A_s = \frac{0.85 \times (0.85 \times 524 \times 45.6^2)}{1000} = 787.2 \text{ tf}$$

(混凝土受到箱型鋼柱良好的圍束， ϕ_e 值可取為 0.85)

- 填充型箱型鋼柱之標稱受壓強度 (P_n)

$$\phi_c P_n = \phi_{cs} P_{ns} + \phi_{crc} P_{nrc} = 0.85 \times 1467 + 0.75 \times 787.2 = 1837 \text{ tf}$$

3-2 定載升溫試驗結果

本研究共製作兩支實尺寸填充型 SRC 箱型柱，其試體編號分別為 CP1 及 PP1；其中 CP1 試體之鋼材採用全

滲透鐸方式銲接，PP1 試體則採用採用半滲透鐸方式銲接。在無防火被覆條件下，兩支試體分別置入高溫實驗爐中進行定載升溫試驗。換言之，先施加柱設計斷面極限強度 0.28 倍的載重，再依標準升溫曲線加熱至設定的實驗終止條件，以測析柱試體的火害行為。本節綜合整理兩組試體於定載升溫試驗之結果（彙整於表 3），並加以分析比較。

表 3 火害試驗結果簡表

試體編號	CP1	PP1
鋼材實際拉力強度 (tf/cm ²)	3.7	3.7
混凝土實際強度 (kgf/cm ²)	524	524
施加載重 (tf)	507	507
試驗時間 (min)	56	54
最大伸長量 (mm)	19.2	21.35
達最大伸長量之平均伸長速率 (mm/min)	0.533	0.628
最大軸向應變 (10 ⁻³ mm/mm)	44.14	49.08
試體達最大伸長量之時間 (min)	36	34
試驗終止時鋼之平均溫度 (°C)	623.8	599
試驗終止時鋼之最高溫度 (°C)	956.2	897.9
試驗終止時混凝土深度 76 mm 之平均溫度 (°C)	136.2	85.5
試驗終止時混凝土深度 76 mm 之最高溫度 (°C)	207.1	120.4
試驗終止時混凝土深度 152 mm 之平均溫度 (°C)	76.7	48.6
試驗終止時混凝土深度 152 mm 之最高溫度 (°C)	106.9	95.1
試驗終止時混凝土中心處之平均溫度 (°C)	46.5	45.3
試驗終止時混凝土中心處之最高溫度 (°C)	46.9	45.5
破壞條件：最大軸向壓縮量 (mm)	43.5	43.5
破壞條件：最大軸向壓縮速率 (mm/min)	13.05	13.05
試體破壞模式	多處局部挫屈	多處局部挫屈，西北側銲道開裂

3-3 柱試體之混凝土抗壓強度試驗結果

試體 CP1 與試體 PP1 均為內灌漿混凝土之填充型箱型柱，其混凝土抗壓強度隨齡期之發展趨勢如圖 14 所示。原配比設計之 28 天抗壓強度為 480 kgf/cm²，但實際 28 天齡期抗壓強度為 385 kgf/cm²。主要是因採用飛灰及爐石粉取代部分水泥所致，其中飛灰佔膠結材之 22%，而爐石粉佔膠結材之 28%。所幸，卜作嵐材料可改善混凝土晚齡期之強度。於實際火害試驗進行時，混凝土齡期為 102 天，其抗壓強度為 524 kgf/cm²，已明顯高於原配比設計之 28 天抗壓強度，如圖 14 所示。

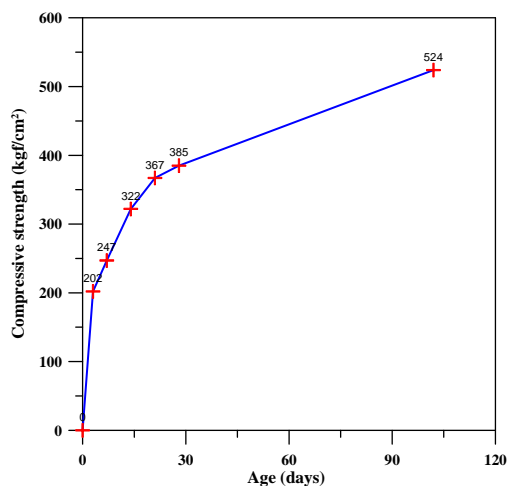


圖 14 混凝土之強度發展趨勢

3-4 試體 CP1 之試驗結果

由於複合實驗爐之使用相當頻繁，須事先排定期程。本研究實際火害試驗進行時混凝土齡期為 102 天，其抗壓強度為 524 kgf/cm²。準此，填充型箱型柱內所灌注混凝土之抗壓強度可視為 524 kgf/cm²。經計算後（詳如 3-1 節），填充型箱型柱極限軸向載重之 0.28 倍為 507 tf。因此，在試驗進行時，試體須先加載 507 tf，並持壓 15 分鐘後，才開始進行火害升溫試驗。

如圖 15 所示，複合實驗爐於點火初期未能將全部噴嘴（噴火孔）同時點燃，以致前 15 分鐘之爐內升溫曲線明顯較低於 CNS 12514 規定之標準升溫曲線；但未點燃噴嘴經重新點燃後，爐內升溫曲線與標準升溫曲線幾乎一致，此顯示爐溫之控制相當準確。

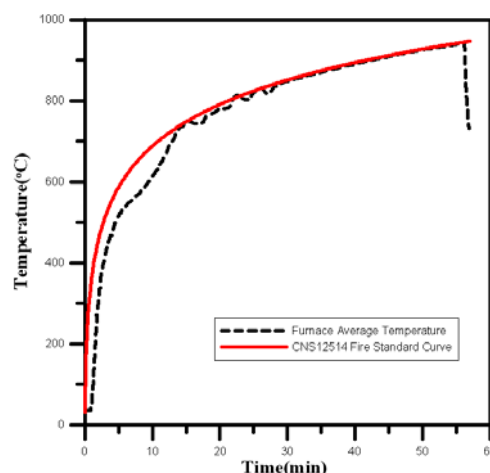


圖 15 試體 CP1 之加溫爐升溫曲線

火害升溫試驗時，試體 CP1 之軸向變形與升溫時間關係如圖 16 所示。由圖 16 可知，經柱頂端位移計、柱底端位移計及加載設備所求得之軸向變形均相當一致，並無太大差異。整體而言，隨著火害時間之增長，試體軸向伸長變形量亦隨之增加；當火害升溫試驗進行至第 36 分鐘之際，此時試體軸向伸長達到最大值 (19.2 mm)，推算其伸長速率為 0.533 mm/min。第 36 分鐘之後，試體軸向伸長變形量開始減少，於第 46 分鐘時進入壓縮階段，直到試驗終止。第 56 分鐘時，試體軸向壓縮變形率為 13.8 mm/min，已達試驗終止條件 (13.05 mm/min)，故隨即停止試驗。

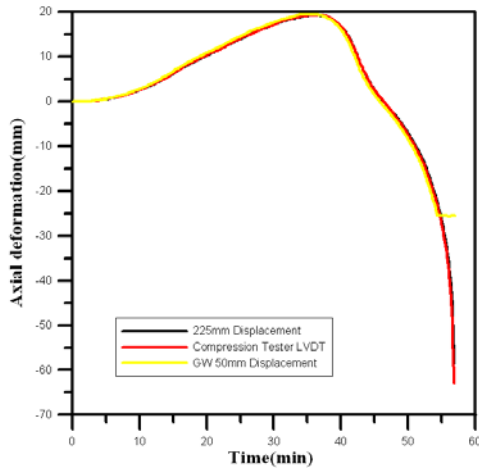


圖 16 試體 CP1 軸向變形與升溫時間之關係

另一方面，試體 CP1 之軸向變形與爐內平均溫度關係如圖 17 所示。由圖 17 可知，當爐內平均溫度約達 404.1℃時，試體開始有膨脹伸長的現象；爐內平均溫度低於 550℃時，試體 CP1 之軸向伸長變形量均小於 1 mm；爐內平均溫度介於 550~780℃時，試體軸向伸長變形量逐漸增加，但其值均小於 10 mm；爐內平均溫度介於 780~875℃時，試體軸向伸長變形量急遽增加；爐內平均溫度約為 874.7℃時，試體軸向伸長變形量達到最大值（19.2 mm）；爐內平均溫度介於 880~910℃時，試體停止軸向伸長，開始迅速縮短；爐內平均溫度約 910℃時，試體軸向變形量為零；爐內平均溫度介於 910~940℃時，試體軸向壓縮變形量急遽增加；爐內平均溫度約為 940℃時，試體軸向壓縮變形量已達 35 mm。

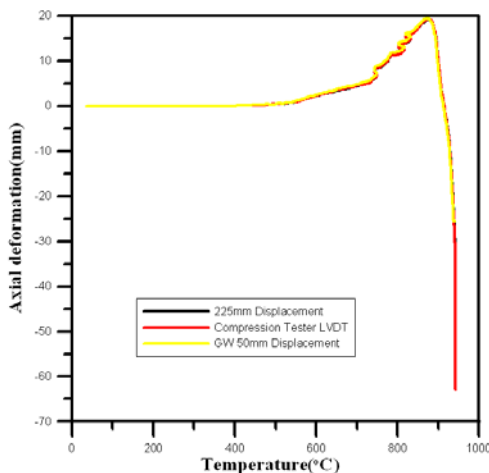


圖 17 試體 CP1 軸向變形與爐內平均溫度之關係

試體 CP1 之溫度分布方面，A 斷面之鋼板內外側表面測點溫度與時間關係如圖 18 所示；A 斷面之混凝土測點溫度與時間關係如圖 19 所示。

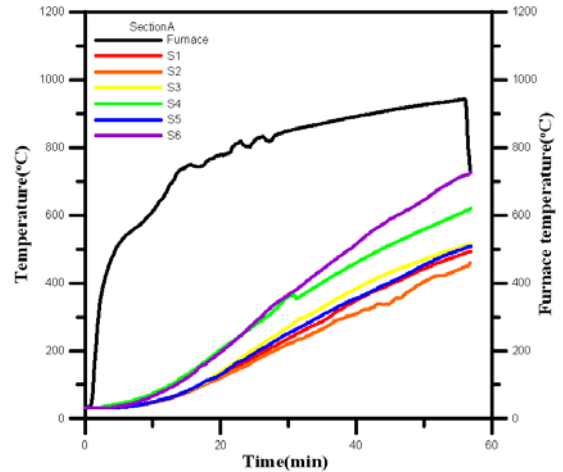


圖 18 試體 CP1 斷面 A 之鋼板溫度與時間關係圖

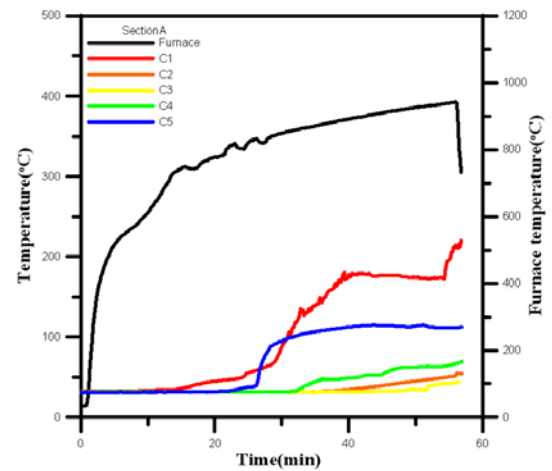


圖 19 試體 CP1 斷面 A 之混凝土溫度與時間關係

就試體鋼材溫度分布而言，柱鋼板外側表面之平均溫度約為 566.8℃，最高溫度位於 DS4 測點，其溫度為 825.7℃；而在柱鋼板內側表面與混凝土交界處的平均溫度為 232.5℃，最高溫發生在 AS1 測點，其溫度為 295.5℃。至於鋼柱內部混凝土之溫度分布，距柱鋼板內側表面 76 mm 處的平均溫度為 114.6℃，最高溫度測點於 AC1 處，其溫度為 249℃；而距柱鋼板內側表面 152 mm 處混凝土，其平均溫度約為 50.6℃，最高溫度發生在 BC4 位置處，其溫度為 88.2℃；試體混凝土中心的平均溫度為 31.3℃，最高溫度 31.5℃，發生在 AC3 位置處。

從試驗開始至結束，混凝土無清楚的爆裂聲響。柱試體於加熱至第 56 分鐘時，軸向壓縮量及壓縮速率瞬間變大，故停止試驗。此時爐內溫度為 942.6℃，而試體之溫度分布則說明如下，柱鋼板外側表面之平均溫度約為 623.8℃，最高溫位於 CS4 測點，溫度為 956.2℃；柱鋼板內側表面與混凝土交界處的平均溫度為 369.8℃，最高溫發生在 AS1 測點，溫度 493.5℃；距柱鋼板內側表面 76 mm 處混凝土的平均溫度為 136.2℃，最高溫度測點於 CC1 處，溫度為 207.1℃；而距柱鋼板內側表面 152 mm 處混凝土之平均溫度約為 76.7℃，最高溫度發生在 BC4 位置處，溫度為 106.9℃；試體混凝土中心的平均溫度為

46.5°C，最高溫度 46.9°C，發生在 AC3 位置處。

試驗結束且試體冷卻後，隨即觀察試體 CP1 火害後的情況。整體而言，試體多處位置產生局部挫屈的現象；柱鋼板挫屈面向外突起，但無銲道開裂的現象；而柱南北側皆有 3 處明顯的局部挫屈，發生位置略為對稱；東西側則較無明顯的局部挫屈現象。依據 CNS 12514 規範規定，以承重能力為破壞基準。本次高溫試驗進行至第 56 分鐘時，柱試體軸向變形壓縮速率已超過容許值，已達到規範所定義之破壞基準。據此，試體 CP1 之防火時效為 55 分鐘。

3-5 試體 PP1 之試驗結果

如圖 20 所示，複合實驗爐於點火初期未能將全部噴嘴（噴火孔）同時點燃，以致前 12 分鐘之爐內升溫曲線明顯較低於 CNS 12514 規定之標準升溫曲線；但未點燃噴嘴經重新點燃後，爐內升溫曲線與標準升溫曲線之差距逐漸縮小；至第 21 分鐘時，爐內升溫曲線與標準升溫曲線幾乎一致，此顯示爐溫之控制已相當準確。

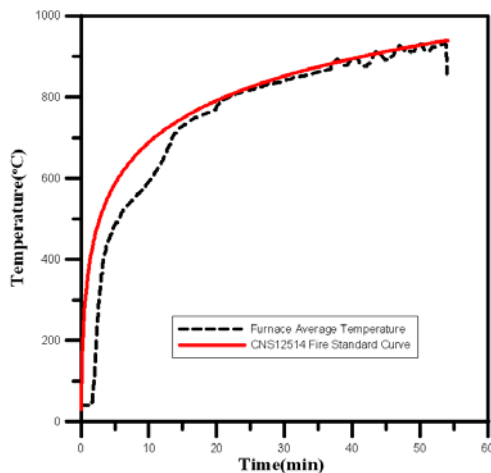


圖 20 試體 PP1 之加溫爐升溫曲線

火害升溫試驗時，試體 PP1 之軸向變形與升溫時間關係如圖 21 所示。由圖 21 可知，經柱頂端位移計、柱底端位移計及加載設備所求得之軸向變形均相當一致，並無太大差異。整體而言，隨著火害時間之增長，試體軸向伸長變形量亦隨之增加；從燃燒爐開始升溫起算，前 5 分鐘之試體軸向伸長變形量均小於 1 mm；5~34 分鐘期間，試體軸向伸長變形量呈現出明顯的增加趨勢；當火害升溫試驗進行至第 34 分鐘之際，此時試體軸向伸長達到最大值（21.35 mm），推算其伸長速率為 0.628 mm/min。第 34 分鐘之後，試體軸向伸長變形量開始減少，於第 45 分鐘時進入壓縮階段，直到試驗終止。第 52 分鐘時，試體軸向壓縮變形率為 15 mm/min，已達試驗終止條件（13.05 mm/min），故隨即停止試驗。

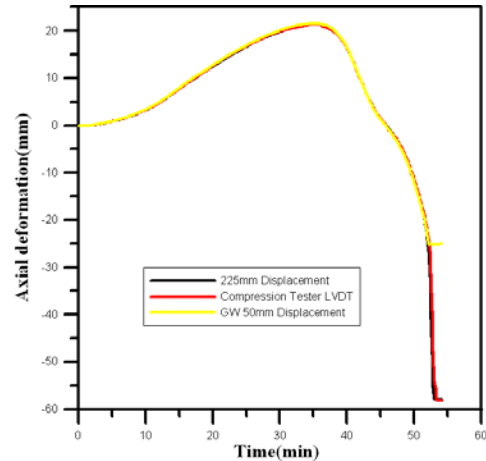


圖 21 試體 PP1 軸向變形與升溫時間之關係

另一方面，試體 PP1 之軸向變形與爐內平均溫度關係如圖 22 所示。由圖 22 可知，爐內平均溫度小於 50°C 時，試體 PP1 之軸向變形均為零；爐內平均溫度大於 50°C 之後，試體開始有膨脹伸長的現象；當爐內平均溫度約達 500°C 時，試體 PP1 之軸向伸長變形量已超過 1 mm；爐內平均溫度約 650°C 時，試體 PP1 之軸向伸長變形量已達 5 mm；爐內平均溫度介於 650~700°C 時，試體軸向伸長變形量明顯增加，但其值均小於 6 mm；爐內平均溫度介於 700~860°C 時，試體軸向伸長變形量急遽增加；爐內平均溫度約為 860°C 時，試體軸向伸長變形量達到最大值（31.35 mm）；爐內平均溫度介於 860~900°C 時，試體停止軸向伸長，開始迅速縮短；爐內平均溫度約 900°C 時，試體軸向變形量為零；爐內平均溫度介於 900~930°C 時，試體軸向壓縮變形量急遽增加；爐內平均溫度約為 930°C 時，試體軸向壓縮變形量已達 58 mm。

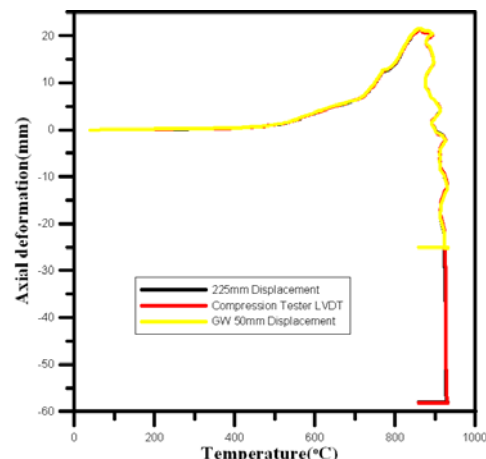


圖 22 試體 PP1 軸向變形與爐內平均溫度之關係

試體 PP1 之溫度分布方面，A 斷面之鋼板內外側表面測點溫度與時間關係如圖 23 所示；A 斷面之混凝土測點溫度與時間關係如圖 24 所示。

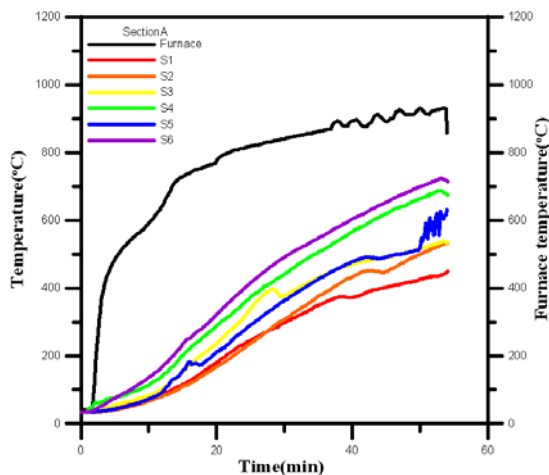


圖 23 試體 PP1 斷面 A 之鋼板溫度與時間關係圖

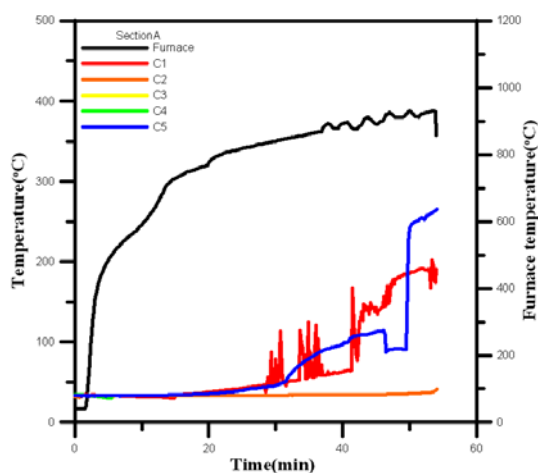


圖 24 試體 PP1 斷面 A 之混凝土溫度與時間關係圖

就試體 PP1 之鋼材溫度分布而言，柱鋼板外側表面之平均溫度約為 577.3°C ，最高溫度位於 DS3 測點，其溫度為 675.9°C ；而在柱鋼板內側表面與混凝土交界處的平均溫度為 315.4°C ，最高溫發生在 DS2 測點，其溫度為 426.6°C 。至於鋼柱內部混凝土之溫度分布，距柱鋼板內側表面 76 mm 處的平均溫度為 85.5°C ，最高溫度測點於 CC1 處，其溫度為 120.4°C ；而距柱鋼板內側表面 152 mm 處混凝土，其平均溫度約為 48.6°C ，最高溫度發生在 DC2 位置處，其溫度為 95.1°C ；試體混凝土中心的平均溫度為 35.6°C ，最高溫度 35.7°C ，發生在 BC3 位置處。

從試驗開始至結束，試體 PP1 之內灌混凝土亦無清楚的爆裂聲響。柱試體於加熱至第 54 分鐘時，軸向壓縮量及壓縮速率瞬間變大，故停止試驗。此時爐內溫度為 931.3°C ，而試體之溫度分布則說明如下，柱鋼板外側表面之平均溫度約為 675.2°C ，最高溫位於 BS5 測點，溫度為 897.9°C ；柱鋼板內側表面與混凝土交界處的平均溫度為 455.9°C ，最高溫發生在 AS1 測點，溫度 533.7°C ；距柱鋼板內側表面 76 mm 處混凝土的平均溫度為 137.6°C ，最高溫度測點於 AC5 處，溫度為 264.7°C ；而距柱鋼板內側表面 152 mm 處混凝土之平均溫度約為 50.56°C ，最高溫度發生在 CC2 位置處，溫度為 70.2°C ；試體混凝土中

心的平均溫度為 45.3°C ，最高溫度 45.5°C ，發生在 CC3 位置處。

同樣地試驗結束後，待試體冷卻後即觀察試體 PP1 火害後的情況。整體而言，試體 PP1 亦有多處位置產生局部挫屈的現象；柱鋼板挫屈面向外突起，且西北側柱身有銲道開裂的現象；至於試體 PP1 南北側柱身，皆有 3 處明顯的局部挫屈，發生位置略為對稱；東西側柱身則較無明顯的局部挫屈現象。有關試體 PP1 局部挫屈之情形，如圖 25 所示；銲道開裂情形則如圖 26 所示。



圖 25 試體 PP1 之局部挫屈情形



圖 26 試體 PP1 之銲道開裂情形

依據 CNS 12514 規範規定，以承重能力為破壞基準。試體 PP1 高溫試驗進行至第 52 分鐘時，柱試體軸向變形壓縮速率已超過容許值，已達到規範所定義之破壞基準。據此，試體 PP1 之防火時效為 51 分鐘。

3-6 不同銲接工法之試驗結果比較

本研究以不同的銲接方式製造兩支箱型柱，試體 CP1 採全滲透銲，而試體 PP1 採半滲透銲，但澆置相同強度混凝土，且兩者均未噴塗防火被覆。兩支配置剪力釘之無防火被覆混凝土填充型箱型柱進行定載火害升溫試驗，直至試驗達到終止條件。試驗過程中，複合式試驗爐係依 CNS 12514 標準升溫曲線控制爐溫。除銲接方式外，兩支柱試體擁有相同的材料特性，並承受同樣的定

載重。有關不同焊接工法所造成的試驗結果差異，謹分析比較如後。

在柱軸向變形方面，隨著火害時間之增長，兩試體軸向變形亦隨之增加，如圖 27 所示。由圖 27 可知，在相同火害時間條件下，試體 CP1 之軸向變形量大都較試體 PP1 者來得小。而由表 4-2 亦可清楚看出，在火害試驗前 15 分鐘內，試體 CP1 之軸向變形量大致較試體 PP1 者小 0.36~1.43 mm；而在 15~35 分鐘期間，試體 CP1 與試體 PP1 之軸向變形量差距較大，大約介於 2.13~2.65 mm 之間。此外，試體 CP1 在火害升溫試驗進行至第 36 分鐘之際，其軸向伸長達到最大值（19.2 mm），推算其伸長速率為 0.533 mm/min，然後試體進入壓縮階段，爐內平均溫度約為 874.7°C；而試體 PP1 則在溫試驗進行至 34 分鐘時，其軸向伸長達到最大值（21.35 mm），推算伸長速率為 0.628 mm/min，隨後進入壓縮階段，爐內平均溫度約為 856.8°C。由此觀之，試體 PP1 之耐火性能較試體 CP1 者略差。但綜觀上述試驗結果可知，在 0.28 倍設計斷面極限強度的載重作用下，銲接工法對 CFBC 受高溫作用下所造成的軸向變形影響並不顯著。

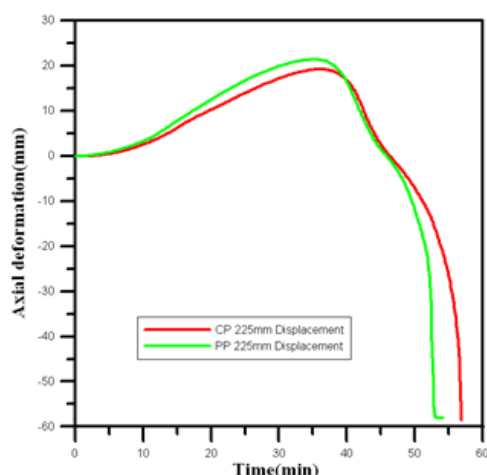


圖 27 CP1 與 PP1 於高溫試驗之柱軸向變形比較

表 4 CP1 與 PP1 於高溫試驗之柱軸向變形比較

火害時間 (Min.)	軸向變形	
	試體 CP1	試體 PP1
5	0.50	0.86
10	2.63	3.33
15	6.39	7.82
20	10.45	12.64
25	14.16	16.81
30	17.34	19.97
35	19.22	21.35
40	16.55	16.43
45	2.25	1.45
50	-7.69	-11.83
55	-26.54	-

全滲透焊試體 CP1 及半滲透焊試體 PP1，兩者所採用之鋼材、焊接材料、混凝土材料與構件型式均相同，兩者之差異僅在焊接方式的不同。隨著火害時間之增長，兩試體內部混凝土溫度亦隨之增加。由試驗結果可

知，由於兩試體均採用相同之材料，故就溫度而言兩者並無明顯之差異。

四、結論

綜合前述研究結果，可獲致以下結論：

1. 試體 CP1 (全滲透銲方式組銲，其內灌混凝土抗壓強度為 524 kgf/cm²) 火害升溫試驗進行至第 36 分鐘之際，試體軸向伸長達到最大值 (19.2 mm)；之後，試體軸向伸長變形量開始減少，於第 46 分鐘時進入壓縮階段，於 56 分鐘時試體無法再承載軸向荷重而達破壞，其破壞模式為柱身鋼板局部挫屈與內部混凝土碎裂。
2. 試體 PP1 (半滲透銲方式組銲，其內灌混凝土抗壓強度為 524 kgf/cm²) 火害升溫試驗進行至第 34 分鐘之際，試體軸向伸長達到最大值 (21.35 mm)；之後，試體軸向伸長變形量開始減少，於第 45 分鐘時進入壓縮階段，於 52 分鐘時試體無法再承載軸向荷重而達破壞，其破壞模式為柱身鋼板局部挫屈、銲道開裂與內部混凝土碎裂。
3. 試體 CP1 高溫試驗進行至第 56 分鐘時，柱試體軸向變形量已超過容許值，已達到規範所定義之破壞基準。據此，試體 CP1 之防火時效為 55 分鐘。而試體 PP1 則於第 52 分鐘時其軸向變形量已超過容許值，其防火時效為 51 分鐘。
4. 定載火害升溫試驗結果顯示，試體 CP1 之耐火時效為 55 分鐘，而試體 PP1 之耐火時效則為 51 分鐘。因此，在 0.28 倍設計斷面極限強度的載重作用下，銲接工法對 CFBC 耐火時效的影響並不顯著。

參考文獻

1. Lie, T.T. and Kodur, V.K.R., "Fire Resistance of Steel Columns Filled with Bar-Reinforced Concrete," ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No. 1, pp. 30-36, 1996.
2. Kodur, V.K.R., and Sultan, M.A., "Structural Behavior of High Strength Concrete Columns Exposed to Fire," International Symposium on High Performance and Reactive Powder Concrete, Sherbrooke, QC, pp.217-232, 1998.
3. 李玉生、楊國珍等，「高溫下內灌混凝土耐火鋼箱型鋼柱之軸向受力行為研究」，內政部建築研究所協同研究報告，2010。
4. 翁正強，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計教材」，內政部建築研究所自行研究成果報告，2004。
5. 李鎮宏，「火災熱傳遞與鋼結構安全性能評估之分析研究」，內政部建築研究所自行研究成果報告，2009。
6. 中華民國國家標準 CNS 12514，「建築物構造部分耐火試驗法」，經濟部標準檢驗局，2010。
7. 陳誠直、趙文成等，「含混凝土箱型鋼柱火害下軸向

受力行為之研究」，內政部建築研究所委託研究報告，2010。

論文說明:

論文子題類別	<input type="checkbox"/> 永續與生態工程	<input type="checkbox"/> 工程材料	<input type="checkbox"/> 環境工程	<input type="checkbox"/> 其他
	<input type="checkbox"/> 結構與大地	<input type="checkbox"/> 營建與交通	<input checked="" type="checkbox"/> 防災及重建	
計畫案編號				
聯絡作者	湯兆緯			
聯絡地址	83347 高雄市鳥松區學澄清路 840 號正修科技大學土木與資訊工程系			
聯絡電話/傳真	電話: 07-7310606 轉 33107 傳真: 07-7329254			
E-mail	tangcw@csu.edu.tw			