

(科技部 GRB 編號)

PG10901-0533

高強度內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下 抗壓強度之研究

受委託者：國立交通大學
研究主持人：陳誠直 教授
研究助理：黃薪曄、劉冠佑、陳浚愿
研究期程：中華民國 109 年 1 月至 109 年 12 月
研究經費：新臺幣 150 萬元

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 109 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

目次

目次	I
表次	III
圖次	V
摘要	VII
ABSTRACT	IX
第一章 概論	1
第一節 研究緣起與背景	1
第二節 研究目的	2
第三節 研究方法	2
第二章 規範與文獻回顧	5
第一節 耐火試驗法	5
第二節 設計規範	7
第三節 文獻回顧	14
第三章 高強度內灌混凝土箱型鋼柱火害實驗	21
第一節 試體規劃與製作	21
第二節 實驗設備與設置	28
第三節 試體溫度及變形量測	30
第四節 實驗步驟	31
第四章 實驗結果與討論	33
第一節 實驗結果	33
第二節 實驗結果與討論	47
第五章 受壓強度計算模式	49
第一節 規範計算方法	49
第二節 受壓強度計算結果與討論	52

第六章	結論與建議	59
第一節	結論	59
第二節	建議	60
附錄一	試體設計圖	61
附錄二	銲接箱型鋼柱角隅銲接程序	72
附錄三	高溫下試體受壓強度計算	74
附錄四	審查意見與答覆	80
參考書目		102

表次

表 2-1	Eurocode 4 (2005)高溫下混凝土機械性質折減係數	10
表 2-2	Eurocode 4 (2005)高溫下鋼材機械性質折減係數	11
表 2-3	Eurocode 4 (2005)勁度折減係數	11
表 2-4	BISPLATE 80 及 XLERPLATE Gr. 350 之折減係數	15
表 2-5	SM570 鋼材之高溫下材料機械性質	16
表 2-6	Eurocode 4 及 SM570 之高溫折減係數比較	16
表 3-1	試體參數表	22
表 3-2	SM570MC 鋼材之物性	22
表 3-3	GMX811-Ni1 鐸材之物性	23
表 3-4	拉伸試驗結果整理表	26
表 3-5	SM570 系列鋼材之物性規定	27
表 3-6	混凝土配比	28
表 4-1	實驗結果總表	45
表 5-1	內灌混凝土箱型鋼柱火害實驗結果	55
表 5-2	內灌混凝土箱型鋼柱受壓強度之計算值	56
表 5-3	試體之鋼骨與混凝土載重分擔關係	57

圖次

圖 1-1	研究流程圖	3
圖 2-1	標準升溫曲線	6
圖 3-1	試體柱斷面銲接示意圖	23
圖 3-2	試體上端部銲接示意圖	23
圖 3-3	試體下端部銲接示意圖	24
圖 3-4	試體內部熱電偶測點設置圖	25
圖 3-5	SAW 銲道超音波檢測施作圖	26
圖 3-6	鋼板試片應力應變曲線圖	27
圖 3-7	防火實驗中心之複合實驗爐	29
圖 3-8	實驗設置示意圖	29
圖 3-9	試體熱電偶測點位置分佈示意圖	30
圖 3-10	變形量測位置示意圖	31
圖 4-1	試體 HCB4T6 斷面鋼骨測點溫度與爐內溫度-時間關係圖	34
圖 4-2	試體 HCB4T6 斷面混凝土測點溫度與爐內溫度-時間關係圖	35
圖 4-3	試體 HCB4T6 軸向位移與軸力關係圖	36
圖 4-4	試體 HCB4T6 端板轉角與軸力關係圖	37
圖 4-5	試體 HCB4T6 側向位移與軸力關係圖	37
圖 4-6	試體 HCB4T6 實驗後整體外觀	38
圖 4-7	試體 HCB4T6 實驗後局部外觀	39
圖 4-8	試體 HCB4T6 實驗後排氣孔變形	39
圖 4-9	試體 HCB5T7 斷面鋼骨測點溫度與爐內溫度-時間關係圖	41
圖 4-10	試體 HCB5T7 軸向位移與軸力關係圖	42

圖 4-11	試體 HCB5T7 端板轉角與軸力關係圖	43
圖 4-12	試體 HCB5T7 側向位移與軸力關係圖	43
圖 4-13	試體 HCB5T7 實驗後整體外觀	44
圖 4-14	試體 HCB5T7 實驗後局部外觀	45
圖 4-15	試體 HCB5T7 實驗後排氣孔變形	45
圖 5-1	試體 HCB5T7 混凝土熱傳分析結果	53
圖 A-1	柱體挫屈示意圖	74

摘要

關鍵詞：高溫、內灌混凝土箱型鋼柱、抗壓強度

一、研究緣起

內灌混凝土箱型鋼柱因其受壓强度高、不易發生局部挫屈且強弱軸差異小等優點，為國內常見之柱構件。相較於一般鋼板，高強度鋼材之高降伏強度與高抗拉強度更適合用於高樓層建築。當箱型鋼柱構件之強度需求較高時，多於鋼柱內灌高強度混凝土以增加其設計強度。於高溫環境下，鋼材與混凝土之機械性質均會隨溫度上升而有所折減，其中鋼材熱傳導性佳，使其強度及彈性模數衰減較快，因此高溫下內灌混凝土箱型鋼柱之強度將依兩種材料之交互作用而有所變化。目前國內外於高強度內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下之力學行為的研究較為缺少，因此本計畫將進行高強度內灌混凝土箱型鋼柱之火害實驗，並探討其於高溫環境下之受壓強度及力學行為。

二、研究方法與過程

本研究之方法包含火害試驗與建立受壓強度計算模式。研究首先蒐集與彙整國內外相關文獻及規範，了解影響高強度內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下受壓強度之參數，與各國規範對於計算受壓構材強度之方式及限制。火害試驗規劃兩組實尺寸高強度鋼材之箱型鋼柱並內灌高強度混凝土以進行火害實驗。受壓強度計算模式則參考各國規範建立之。實驗結果將與計算結果進行比較，以探討高強度內灌混凝土箱型鋼柱於火害下之行為、受壓強度、破壞模式。

三、重要發現

實驗結果顯示兩支試體的破壞模式為整體挫屈伴隨著柱鋼板的局部挫屈，試體箱型斷面全滲透開槽銲道皆無開裂破壞情況。斷面較大之試體若承受較高溫度，其受壓強度仍會小於斷面小之試體。當溫度為 600°C 以下時，鋼骨仍具有良好之強度，此時內灌混凝土箱型鋼柱之受壓強度主要由鋼骨提供。當溫度提升至約 700°C 時，鋼骨之強度急遽下降，內灌混凝土箱型鋼柱之受壓強度主要由混凝土

高強度內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下抗壓強度之研究

提供。以國內「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」代入高溫材料機械性質之計算值最為接近實驗值，相較於其它規範準確。

四、 主要建議事項

高強度鋼板及螺栓於火害後材料機械性質之研究：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國鋼結構協會

國內高層建築物常採用鋼構造，惟強度需求高時常使用高強度鋼板；高強度螺栓亦常應用於鋼構造建物之構件接合中，兩者於火害後之機械性質將影響鋼構造建築物火害後的強度。針對國內常使用之高強度建築用鋼及螺栓於火害後材料機械性質之相關研究甚少，高強度建築用鋼及高強度螺栓於火害後之材料機械性質之研究有其必要性，以作為火害後鋼構造建築鑑定與強度評估之依據。

Abstract

Keywords: elevated temperature, concrete filled box column, compressive strength

Concrete filled box columns (CFBC) are a common column member used in our country because of its high compressive strength, less susceptibility to local buckling, and less difference in strong axis and weak axis. Compared with mild steel, the high yield strength and high tensile strength of the high-strength steel are more suitable for high-rise buildings. When the strength demand of steel box column is high, high-strength concrete is usually filled into the steel box column to increase its design strength. In an environment of elevated temperatures, the mechanical properties of steel and concrete would decrease as the temperature rises. Because of good thermal conductivity of the steel, its strength and elastic modulus would decay quickly at elevated temperatures, and the strength of CFBCs would change due to the interaction between the steel and concrete. The research of the mechanical behavior of high-strength CFBCs under fire is lack; therefore, an experiment of the high-strength CFBCs in fire was carried out to investigate their compressive strength and behavior at elevated temperatures.

This study was carried out to conduct experiment and establish model to calculate compressive strength. Relevant literature and codes were collected to understand the parameters affecting the fire resistance and the methodology to calculate the compressive strength of the CFBCs. Two large-scale high-strength CFBCs made of high-strength steel and concrete were tested at elevated temperatures. The model to calculate compressive strength was established referring various specifications. The experiment results were compared to the calculated results to investigate the compressive strength, behavior of the high-strength CFBCs under high temperatures.

The test results showed that two specimens failed in global buckling accompanied with local buckling of the column steel plate. The complete joint penetration weld used to form the cross section of the specimens showed no sign of crack failure. The compressive strength of the specimen with a larger cross section subjected to a higher temperature was lower than that of the specimen with a small cross section. When the temperature was lower than 600°C, the steel box section still

had strength; and the compressive strength of the CFBCs was mainly provided by the steel box section. When the temperature rose to about 700°C, the strength of the steel box section dropped significantly; and the compressive strength of the CFBCs was primarily provided by the concrete. According to the calculation results, it was found that the compressive strength calculated by domestic code was much closer to the experimental results, which was more accurate than the other codes.

For short-term strategy:

The steel structures are widely used in high-rise buildings; however, high-strength steel is generally used when the strength demand is high. High-strength bolts are often utilized in the joint of steel structural members. The mechanical properties of both the high-strength steel and bolt after fire will affect the strength of steel structures after fire. However, there is very little research about the post-fire mechanical properties of high-strength steel and bolt. It is necessary to explore the post-fire mechanical properties of high-strength steel and bolt in order to establish the basis of safety evaluation of steel structures after fire.

第一章 概論

第一節 研究緣起與背景

國外鋼構造建築物之柱構件一般採用 H 型鋼柱，而國內大多採用鉚接箱型鋼柱。相較於 H 型鋼柱，箱型鋼柱強弱軸差異小，具有較佳的受壓強度。於箱型鋼柱內部填充混凝土除了可使鋼板不易發生局部挫屈外，鋼板提供之圍束力將提高混凝土的抗壓強度，進而提高柱構件之整體抗壓強度。

高強度鋼板如 SM570 與 Q690 已有甚多的研發成果，且大量應用於橋梁與高層建築物。相較於一般鋼板，高強度鋼板具有高降伏強度及高抗拉強度等特性，更適合使用於高層建築物，尤其是承受較大載重之低層柱構件。高強度混凝土一般為抗壓強度高於 560 kgf/cm^2 之混凝土。當箱型鋼柱之強度需求提高時，可於內部填充高強度混凝土，即為內灌混凝土箱型鋼柱(Concrete-Filled Box Column, CFBC)。CFBC 構件於高溫環境下，鋼材具有較好的熱傳導性，強度及彈性模數較易受高溫影響而降低；然而內灌之混凝土具有較低的熱傳導性及高熱容量特性，使內灌混凝土之耐火性較鋼材佳，兩種材料將相互影響 CFBC 構件之強度。

目前國內外對於高溫下之高強度內灌混凝土箱型鋼柱的相關文獻甚少，國外規範如 Eurocode 4 (2005)已有高溫下鋼管混凝土柱構件之相關設計章節，並訂定高溫下之材料機械性質。但 Eurocode 4 亦規定鋼材之受壓降伏強度上限為 460 N/mm^2 ，且混凝土之抗壓強度須介於 20 N/mm^2 至 60 N/mm^2 之間。國內對於內灌混凝土箱型鋼柱之相關設計章節僅適用於常溫，針對高溫下內灌混凝土箱型鋼柱受壓強度之計算模式仍不盡完整。

近年來國內高層建築物開始大量使用高強度內灌混凝土箱型鋼柱，而目前於高強度箱型鋼柱內灌混凝土的火害研究欠缺，因此對於高強度內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下的抗壓強度及破壞模式有進一步研究的重要性。

第二節 研究目的

探討影響高強度內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下受壓強度之參數，完成大尺寸高強度內灌混凝土箱型鋼柱之火害試驗，探討其破壞模式與受壓強度，整理實驗數據並建置實驗研究資料庫，且建立其計算模式以作為鋼構造防火設計手冊之參考資料。

第三節 研究方法

本研究方法採火害試驗與參數分析同時進行。首先蒐集和彙整國內外相關設計規範及文獻，藉由國內外研究成果，瞭解影響內灌混凝土箱型鋼柱受壓強度之參數及破壞模式。實驗將規劃兩組大尺寸高強度內灌混凝土箱型鋼柱進行火害實驗，火害實驗之設置依照國內 CNS 12514-1 (2014)「建築物構造構件耐火試驗法-第 1 部：一般要求事項」與 CNS 12514-7 (2014)「建築物構造構件耐火試驗法-第 7 部：柱特定要求」之相關規定，進行定溫加載實驗。試驗時測量試體之軸向變形及側向變形，並於不同斷面設置熱電偶測點，量測試體於實驗中各斷面鋼骨及混凝土之溫度變化。參數分析將以實驗所測得之試體溫度代入各國規範，計算內灌混凝土箱型鋼柱於高溫時之抗壓強度，並與實驗結果進行比對。深入研究相關參數對高強度內灌混凝土箱型鋼柱於火害下之受壓強度與破壞模式。詳細研究流程如圖 1-1。

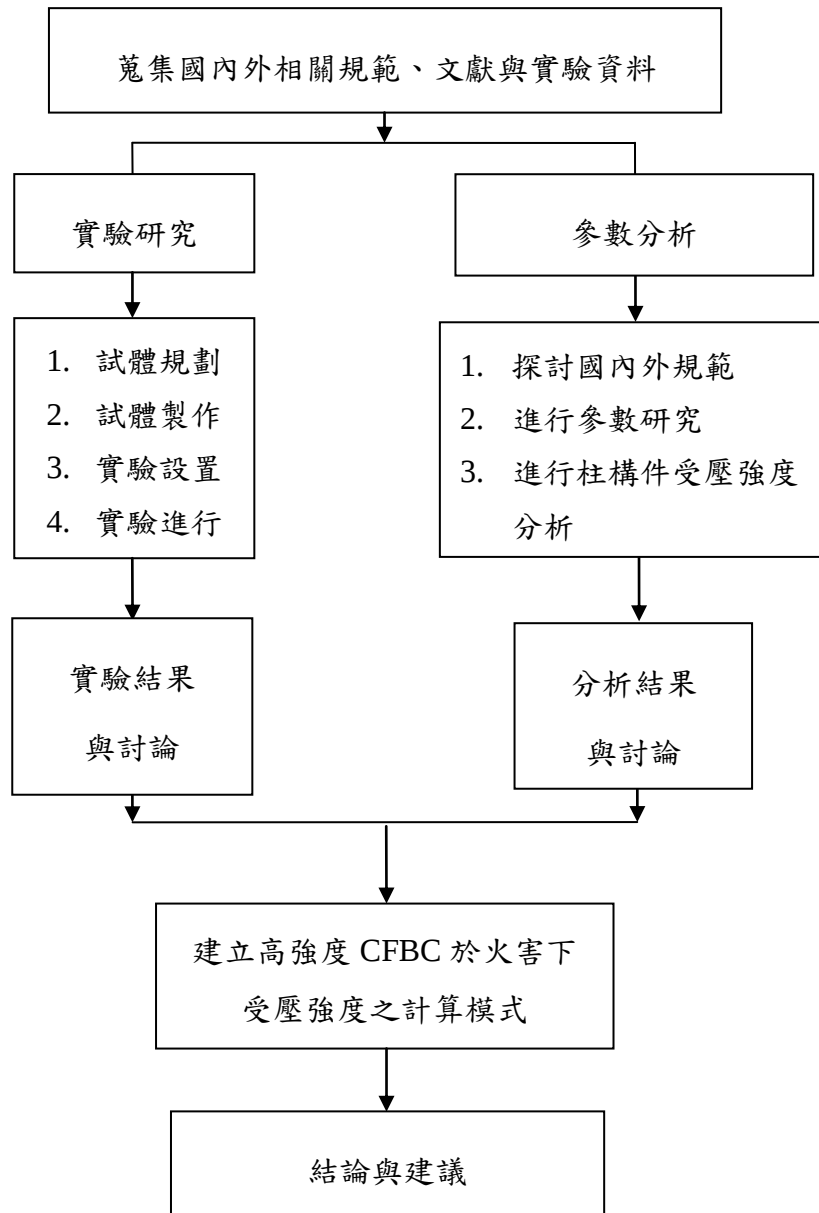


圖 1-1 研究流程圖

(資料來源：本研究整理)

第二章 規範與文獻回顧

本章節敘述國內外相關規範及文獻，確認柱構件進行耐火試驗之規範與規定，並了解各國規範柱構件抗壓強度之計算方法與使用限制。瞭解高強度鋼材與混凝土於高溫下之機械性質及影響內灌混凝土箱型鋼柱抗壓強度之參數及破壞模式。

第一節 耐火試驗法

對於柱構件之耐火試驗法，我國皆根據 CNS 12514-1 (2014)「建築物構造構件耐火試驗法-第 1 部：一般要求事項」及 CNS 12514-7 (2014)「建築物構造構件耐火試驗法-第 7 部：柱特定要求」；國外學者普遍依照 ASTM E119 (2018)或 ISO 834-1 (2012)之規定進行耐火試驗研究。

壹、ASTM E119

美國 ASTM E119 (2018)為建築物構造與材料耐火試驗標準方法，主要規定試體尺寸、耐火試驗之加溫爐溫度及試體破壞判定標準。有加載之柱試體受熱長度不得小於 2.7 m；無加載之柱試體受熱長度至少需 2.4 m，且試體於加熱期間皆須保持垂直，且試體之受熱段各面均須受熱。加溫爐平均溫度於加熱 5 分鐘須達到 538°C，10 分鐘達到 704°C，30 分鐘達到 843°C，1 小時須達到 927°C，2 小時須達到 1010°C，4 小時須到達 1093°C，如圖 2-1 所示。試體耐火性能依試驗類別要求與鋼骨溫度判定構件是否破壞，如加載之柱試體在耐火試驗期間可承受規範中計算之最大載重而未破壞；或未受載重之柱試體平均溫度超過 538°C 或任一量測點之溫度超過 649°C，則試體發生破壞。

貳、ISO 834-1

ISO 834-1 (2012)規定耐火性能試驗之設備、標準升溫曲線、測量裝置、試驗步驟以及試驗終止條件等。進行耐火試驗時，爐內之初始平均溫度須小於 50°C，且溫度之提升須符合標準升溫曲線 $T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20$ ，其中 T 為攝氏溫度，t 為時間(分)，如圖 2-1 所示。柱試體之性能基準評定以構件承重能力判

別，其規定承重構造破壞條件為超過最大軸向壓縮量(C)， $C=h/100$ (mm)，與超過最大軸向壓縮速率(dC/dt)， $dC/dt=3h/1000$ (mm/min)。

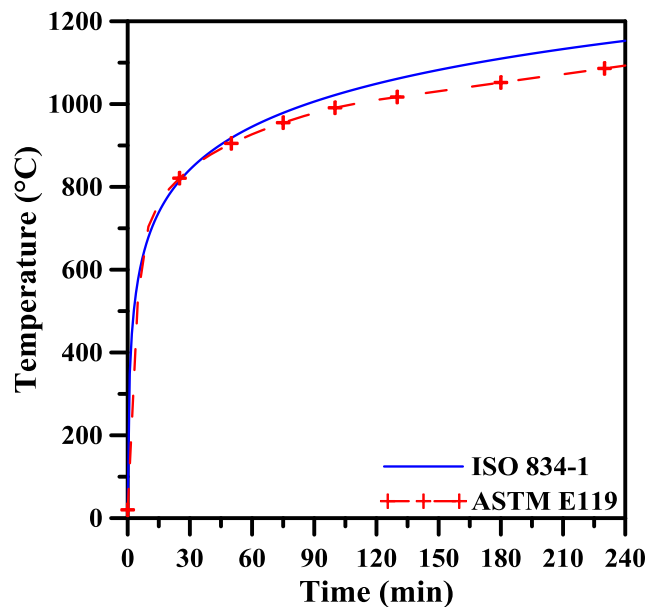


圖 2-1 標準升溫曲線

(資料來源：本研究整理)

參、CNS 12514-1 一般要求事項

CNS 12514-1 (2014)對於試驗設備、束制條件、環境溫度、爐內壓力、量測儀器及破壞準則皆有明確規定，加溫爐溫度依照標準升溫曲線進行加溫。進行耐火試驗時，試體需配置足夠之熱電偶測點以及位移量測測點。試體之破壞基準以變形量及變形速率判定，其規定與 ISO 834-1 相同。

肆、CNS 12514-7 柱特定要求

CNS 12514-7 (2014)對於柱構件試體之尺度、數量、安裝之束制條件及熱電偶配置進行明確規定。柱試體受熱長度需大於 3 m 以上，試體曝火高度的每一端最多增加不超過 300 mm。於耐火試驗時，試體頂端及底端的載重表面應互相平行，與柱的軸心成垂直，以避免彎曲變形的產生。熱電偶與量測儀器除規定之數量外，需增設代表性熱電偶測點以及位移量測測點以反映實際結構行為。

第二節 設計規範

國內外常溫下鋼管內灌混凝土受壓構材之設計規範有我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」(2011)、AISC (2016)、Eurocode 4 (2005)等規範；高溫下之受壓構材之設計規範僅有 Eurocode 4 (2005)。各規範對於構材受壓強度皆有明確的計算方式，亦限制材料之機械性質。各國規範之簡述如下。

壹、國內「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」(室溫)

根據我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」(2011)規定，受軸壓力作用之鋼骨鋼筋混凝土構材可分為包覆型鋼骨鋼筋混凝土柱及鋼管混凝土柱，其中鋼管混凝土柱依其混凝土填充及包覆方式可再細分為填充型鋼管混凝土柱及包覆填充型鋼管混凝土柱，其中填充型鋼管混凝土柱之肢材寬厚比須小於 $\sqrt{3E_s / F_{ys}}$ ，其中 E_s 為鋼骨之彈性模數， F_{ys} 為鋼骨之降伏強度。目前國內「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」(2011)仍缺少高溫下受壓構材之計算方式。

鋼骨鋼筋混凝土柱之設計受壓強度 $\phi_c P_n$ 可透過「強度疊加法」計算，其計算方式如下：

$$\phi_c P_n = \phi_{cs} P_{ns} + \phi_{crc} P_{nrc} \quad (2-1)$$

其中 P_{ns} 為鋼骨之標稱受壓強度； P_{nrc} 鋼筋混凝土之標稱受壓強度； ϕ_{cs} 為鋼骨之受壓強度折減係數，建議值為 0.85； ϕ_{crc} 為混凝土之受壓強度折減係數，針對填充型鋼管混凝土柱之建議值為 0.75。

P_{ns} 為鋼骨部分之標稱受壓強度，計算方式為：

當 $\lambda_c \leq 1.5$ 時：

$$P_{ns} = \left[\exp(-0.419\lambda_c^2) \right] F_{ys} A_s \quad (2-2)$$

當 $\lambda_c > 1.5$ 時：

$$P_{ns} = (0.877 / \lambda_c^2) F_{ys} A_s \quad (2-3)$$

其中 F_{ys} 為鋼骨之降伏強度； A_s 為鋼骨之斷面積。

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_{eff}} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E_s}} \quad (2-4)$$

$$r_{eff} = r_s + \alpha \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (2-5)$$

其中 KL 為鋼骨鋼筋混凝土構材之有效長度； r_s 是鋼骨斷面之迴轉半徑； I_g 為鋼骨鋼筋混凝土構材之全斷面慣性矩； A_g 為鋼骨鋼筋混凝土構材之全斷面積； α 為鋼骨斷面有效迴轉半徑修正因子，規範針對填充型鋼管混凝土柱之建議值為 0.1。

P_{nrc} 為混凝土部分之受壓強度，計算方式為(2-6)及(2-7)兩式計算結果較小之值：

$$P_{nrc} = \phi_e (0.85 f'_c A_c + A_r F_{yr}) \quad (2-6)$$

$$P_{nrc} = \phi_e \left[\frac{\pi^2 (EI)_{rc}}{(KL)^2} \right] \quad (2-7)$$

其中 ϕ_e 為混凝土部份考慮最小偏心距及持久載重影響之強度折減係數，配置橫箍筋時，其建議值為 0.8；配置螺箍筋時，其建議值為 0.85； f'_c 為混凝土之抗壓強度； F_{yr} 為鋼筋之降伏強度； A_c 、 A_r 分別為混凝土及鋼筋之斷面積， $(EI)_{rc}$ 為混凝土之撓曲鋼度。

$$(EI)_{rc} = \frac{E_c I_g}{5} \quad (2-8)$$

E_c 為混凝土之彈性模數； I_g 為全斷面之面積慣性矩。

貳、歐洲 Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures– Part 1–2(高溫)

Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures– Part 1–2 (2005) 之鋼管混凝土柱構件高溫下受壓強度 $N_{fi,Rd}$ 的計算以構件截面積、構材有效長度及溫度為 θ 時之材料機械性質為參數。Eurocode 4 (2005)建議高溫下混凝土與鋼材之機械性質分別如表 2-1 及表 2-2 所示，高溫下鋼管混凝土柱之受壓強度可由式(2-9)至式(2-15)計算。

$$N_{fi,Rd} = \chi N_{fi,pl,Rd} \quad (2-9)$$

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{cy,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (2-10)$$

$A_{a,\theta}$ 、 $A_{s,\theta}$ 、 $A_{c,\theta}$ 分別為鋼骨、鋼筋及混凝土溫度為 θ 之區塊截面積總和； $f_{ay,\theta}$ 、 $f_{sy,\theta}$ 是當鋼骨與鋼筋溫度為 θ 時之降伏強度； $f_{cy,\theta}$ 為混凝土溫度為 θ 時之極限強度。
 $\gamma_{M,fi,a}$ 、 $\gamma_{M,fi,s}$ 、 $\gamma_{M,fi,c}$ 分別是鋼骨、鋼筋及混凝土之火害下強度部分因子，建議值皆為 1。

$$\chi = \frac{1}{\varphi_\theta + \sqrt{\varphi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \quad (2-11)$$

$$\varphi_\theta = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2 \right] \quad (2-12)$$

$$\alpha = 0.49$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,Rd}}{N_{fi,cr}}} \quad (2-13)$$

$$N_{fi,cr} = \pi^2 (EI)_{fi,eff} / l_\theta^2 \quad (2-14)$$

l_θ 為火害下之構材有效長度。

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}) \quad (2-15)$$

$\varphi_{a,\theta}$ 、 $\varphi_{s,\theta}$ 、 $\varphi_{c,\theta}$ 分別為鋼骨、鋼筋與混凝土之高溫下勁度折減係數，可由表 2-3 查得，表中之 $\varphi_{f,\theta}$ 及 $\varphi_{w,\theta}$ 分別為鋼骨翼板及腹板之勁度折減係數； $E_{a,\theta}$ 、 $E_{s,\theta}$ 、 $E_{c,sec,\theta}$ 分別是溫度為 θ 時之鋼骨、鋼筋及混凝土彈性模數； $I_{a,\theta}$ 、 $I_{s,\theta}$ 、 $I_{c,\theta}$ 各為鋼骨、鋼筋與混凝土溫度為 θ 之區塊之面積慣性矩。

表 2-1 Eurocode 4 (2005) 高溫下混凝土機械性質折減係數

Concrete Temperature θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ NC
	NC	LC	
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1000	0,04	0,16	25,0
1100	0,01	0,04	25,0
1200	0	0	-

註：

NC = 常重混凝土。

LC = 代表與輕質混凝土。

$f_{c,\theta}$ = 溫度為 θ 時之混凝土抗壓強度。

f_c = 室溫下之混凝土抗壓強度。

$k_{c,\theta}$ = 溫度為 θ 時之混凝土抗壓強度折減係數。

$\varepsilon_{cu,\theta}$ = 溫度為 θ 時當混凝土達到抗壓強度對應之應變。

(資料來源：Eurocode 4 2005)

表 2-2 Eurocode 4 (2005) 高溫下鋼材機械性質折減係數

Steel Temperature θ_a	Reduction factors at temperature θ_a relative to the value of f_y or E_a at 20°C		
	Reduction factor (relative to f_y) for effective yield strength	Reduction factor (relative to f_y) for proportional limit	Reduction factor (relative to E_a) for the slope of the linear elastic range
	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	$k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,310
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,0375	0,0675
1000°C	0,040	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000
NOTE: For intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used.			

(資料來源：Eurocode 4 2005)

表 2-3 Eurocode 4 (2005) 勁度折減係數

Standard Fire Resistance	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R30	1,0	1,0	0,8	1,0
R60	0,9	1,0	0,8	0,9
R90	0,8	1,0	0,8	0,8
R120	1,0	1,0	0,8	1,0

註：

 $\varphi_{f,\theta}$ = 鋼骨翼板因熱應力之勁度折減係數。 $\varphi_{w,\theta}$ = 鋼骨腹板因熱應力之勁度折減係數。 $\varphi_{c,\theta}$ = 混凝土因熱應力之勁度折減係數。 $\varphi_{s,\theta}$ = 鋼筋因熱應力之勁度折減係數。

(資料來源：Eurocode 4 2005)

參、美國 AISC

AISC (2016)規範鋼管混凝土柱於常溫之計算受壓強度 P_n 受細長比之影響，計算方式如式(2-16)及式(2-17)所示。

$$\text{當 } \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$$

$$P_n = P_{no} \left(0.65^{\frac{P_{no}}{P_e}} \right) \quad (2-16)$$

$$\text{當 } \frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$$

$$P_n = 0.87 P_e \quad (2-17)$$

其中：

$$P_{no} = F_y A_s + F_{ysr} A_c \quad (2-18)$$

A_s 、 A_{sr} 、 A_c 分別為鋼骨、鋼筋及混凝土區塊之面積； F_y 、 F_{ysr} 是鋼骨與鋼筋之降伏強度； f'_c 為混凝土之極限強度。

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / L_c^2 \quad (2-19)$$

L_c 為構材有效長度； EI_{eff} 為鋼管混凝土柱斷面之有效勁度。

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_c I_c \quad (2-20)$$

$$C_1 = 0.25 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 1.0 \quad (2-21)$$

E_s 、 E_c 分別是鋼材及混凝土彈性模數； I_s 、 I_{sr} 、 I_c 各為鋼骨、鋼筋與混凝土之面積慣性矩； A_g 為全斷面面積。

AISC (2016)於附錄 4 亦有規定純鋼柱之受壓構件可以承載力驗算法進行防火設計，根據高溫下鋼材之降伏強度、彈性模數及細長比計算，而鋼材於高溫下之機械折減係數與 Eurocode 4 之建議值相同。受壓構材於高溫 T 時標稱強度 $P_n(T)$ 之計算方式如下。

$$P_n(T) = F_{cr}(T) A_g \quad (2-22)$$

其中 A_g 為全構材斷面積。

$$F_{cr}(T) = \left[0.4 \sqrt{\frac{F_y(T)}{F_c(T)}} \right] F_y(T) \quad (2-23)$$

$$F_c(T) = \frac{\pi^2 E(T)}{\left(\frac{L_c}{r} \right)^2} \quad (2-24)$$

$F_y(T)$ 為鋼材溫度為 T 時之降伏強度； $E(T)$ 為鋼材溫度為 T 時之彈性模數； r 為構材斷面之迴轉半徑。

肆、日本 AIJ-SRC(室溫)

日本 AIJ-SRC(1991)受壓強度之計算方法與我國 SRC 規範相似，皆採用強度疊加法，將鋼骨及 RC 視為獨立個體分別其計算強度，再進行疊加。於設計方法上，日本 AIJ-SRC 使用容許應力法，其中 SRC 受壓構件強度 N 之計算方法如下。

$$N = {}_s N + {}_r N \quad (2-25)$$

${}_s N$ 為鋼骨之受壓強度，計算方式如下。

$${}_s N = {}_s A \cdot {}_s f_c \quad (2-26)$$

其中 ${}_s A$ 為鋼骨之斷面積； ${}_s f_c$ 為鋼骨之降伏強度。

${}_r N$ 為混凝土之受壓強度，計算方式如下。

$$\frac{{}_r N}{bD \cdot f_c'} = \frac{\chi_{n1}}{2} + n \cdot {}_m P_t \left(2 - \frac{1}{\chi_{n1}} \right) \quad (2-27)$$

其中 $b \cdot D$ 分別為混凝土斷面之寬度與深度； f_c' 為混凝土之極限強度； $\chi_{n1} = \chi_n / D$ ；

χ_n 為斷面最大受壓處與中性軸之距離； $n = E_s / E_c$ ； ${}_m P_t$ 為拉力鋼筋比。

第三節 文獻回顧

壹、高溫下高強度鋼材之材料性質

近年來高強度鋼材廣泛應用於高層建築物中，但目前國內外之高溫下設計規範或防火設計手冊中使用之高溫下鋼材機械性質折減係數為針對一般強度鋼材而訂定。因高溫下之材料機械性質為防火設計中之重要因素，導致高強度鋼材於高溫下機械性質將十分值得探討。高溫下及受火後高強度鋼材機械性質之相關研究簡述如下。

Li 等人(2017)使用 Q690 鋼材，將試體加熱至不同溫度，並使用空氣與水使鋼材冷卻至常溫後進行拉伸試驗。待試體冷卻後測定彈性模數、降伏強度、極限強度與極限伸長量等材料性質。結果顯示升溫至 700°C 以上之試體會因冷卻方式不同而影響其高溫冷卻後的機械性質。使用空氣冷卻之試體更具延展性；使用水冷卻之試體將提高鋼材之降伏強度與極限強度，極限伸長量則降低。

Chen 等人(2006)研究高強度鋼板 BISPLATE 80(相當於 ASTM A 514、S690Q 鋼板)，及一般強度鋼板 XLERPLATE Grade 350(相當於 ASTM 573-450 鋼板)。進行定溫加載與定載加溫兩種實驗，探討兩種鋼板之降伏強度及彈性模數等機械性質，並與規範比較。結果顯示於低溫時兩種鋼板之衰減程度相近，但 540°C 以後，高強度鋼板之強度衰減則高於一般鋼板，且當溫度越高時，其強度衰減越為明顯，如表 2-4 所示。結果亦顯示美國及歐洲等規範於高溫下所使用之一般強度鋼板強度折減係數及彈性模數折減係數於 1000°C 前皆較為保守。

表 2-4 BISPLATE 80 及 XLERPLATE Gr. 350 之折減係數

$T (^{\circ}\text{C})$	High strength steel		Mild steel		Comparison	
	$\left(\frac{f_{0.2,T}}{f_{0.2,\text{normal}}}\right)_{\text{High}}$	$\left(\frac{E_T}{E_{\text{normal}}}\right)_{\text{High}}$	$\left(\frac{f_{0.2,T}}{f_{0.2,\text{normal}}}\right)_{\text{Mild}}$	$\left(\frac{E_T}{E_{\text{normal}}}\right)_{\text{Mild}}$	$\frac{(f_{0.2,T}/f_{0.2,\text{normal}})_{\text{High}}}{(f_{0.2,T}/f_{0.2,\text{normal}})_{\text{Mild}}}$	$\frac{(E_T/E_{\text{normal}})_{\text{High}}}{(E_T/E_{\text{normal}})_{\text{Mild}}}$
22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
60	0.95	1.04	0.96	1.00	0.99	1.04
120	0.94	1.01	0.95	0.95	0.99	1.06
150	0.96	1.04	0.94	0.96	1.02	1.08
180	0.92	1.02	0.92	0.98	1.00	1.04
240	0.89	0.98	0.90	1.03	0.99	0.95
300	0.89	1.00	0.95	0.95	0.94	1.05
410	0.87	0.92	0.90	0.91	0.97	1.01
460	0.8	0.94	0.81	0.89	0.99	1.06
540	0.75	0.87	0.78	0.90	0.96	0.97
600	0.60	0.73	0.71	0.82	0.85	0.89
660	0.43	0.73	0.56	0.77	0.77	0.95
720	0.21	0.51	0.35	0.65	0.60	0.78
830	0.08	0.33	0.15	0.48	0.53	0.69
940	0.05	0.12	0.09	0.27	0.56	0.44
				Mean	0.88	0.93
				COV	0.200	0.187

(資料來源：Chen 等人 2006)

Qiang 等人(2012)使用 S460 與 S690 兩種鋼材，將其升溫至 100°C 至 1000°C ，待冷卻後進行拉伸實驗，測定彈性模數、降伏強度、極限強度、及延展性等受火後之機械性質。實驗結果顯示 S460 與 S690 鋼材受到 600°C 以下之火害後，其機械性質不受高溫影響。實驗結果亦發現 S460 與 S690 鋼材暴露於 1000°C 之高溫後，強度雖下降但仍具足夠之延展性。

Kwon (2013)以 SM520B 及 SM570 兩種高強度鋼材於常溫與高溫下進行拉伸試驗，並與 SS400 普通強度鋼材比較其彈性模數及強度。SM570 鋼材之高溫拉伸實驗結果如表 2-5 所示，Eurocode 4 (2005)及 SM570 之高溫下彈性模數及強度折減係數如表 2-6 所示。實驗結果發現，SM570 鋼材高溫下之降伏強度在 300°C 至 700°C 時，其衰減程度較普通強度鋼材大。此外 Kwon 進行實驗時亦發現 SM570 鋼材之熱伸長率較 SM520 鋼材高，而 SM570 鋼材作為結構用鋼，其熱伸長率亦應為進行防火設計時之考量因素。

表 2-5 SM570 鋼材之高溫下材料機械性質

Temperature (°C)	Yield point (MPa)		Tensile strength (MPa)	Elastic modulus (MPa)	Elongation (%)
	0.2% offset	1.0% offset			
Room	562.38	565.96	656.75	207555.67	24.97
100	534.57	542.15	616.23	202530.43	21.45
200	495.28	531.16	613.99	210368.53	21.28
300	495.62	551.64	645.95	188040.83	26.50
400	461.65	514.71	567.29	171875.94	25.53
500	392.56	437.43	443.42	149051.37	24.82
600	273.34	315.40	315.65	99236.59	33.08
700	102.97	115.62	115.06	26989.73	53.98
800	72.59	77.83	80.33	10152.50	85.83
900	25.67	32.96	58.85	8311.6	57.38

(資料來源：Kwon 2013)

表 2-6 Eurocode 4 及 SM570 之高溫折減係數比較

	Eurocode 4 (2005)之折減係數		Kwon (2013)SM570 折減係數	
溫度 T	$F_y(T)/F_y$	$E(T)/E$	$F_y(T)/F_y$	$E(T)/E$
RT	1.00	1.00	1.00	1.00
100°C	1.00	1.00	0.95	0.98
200°C	1.00	0.90	0.88	1.00
300°C	1.00	0.80	0.88	0.91
400°C	1.00	0.70	0.82	0.83
500°C	0.78	0.60	0.70	0.72
600°C	0.47	0.31	0.49	0.48
700°C	0.23	0.13	0.18	0.13
800°C	0.11	0.09	0.13	0.05
900°C	0.06	0.0675	0.04	0.04

(資料來源：本研究整理)

貳、高溫下混凝土之材料性質

混凝土之彈性模數與極限強度等機械性質於高溫下將會折減，其折減幅度隨溫度之上升而增加。而混凝土之抗壓強度、骨材種類與纖維添加之有無，亦影響

其於高溫下之性能表現，重要相關研究成果如下所示。

Kodur and Sultan (2003)分別使用矽質骨材(siliceous aggregate)、碳質骨材(carbonate aggregate)與有無添加鋼纖維等不同配比之高強度混凝土圓柱試體進行升溫試驗，並測定其比熱、熱傳導係數、熱膨脹係數及質量損失，探討高強度混凝土於不同溫度下之材料性質。結果顯示使用矽質骨材之試體有較大之熱傳導係數及熱膨脹係數；使用碳質骨材之試體有較大之比熱及質量損失，而添加鋼纖維與否對以上所述之材料性質並無太大影響。本文獻亦於附錄中建議高強度混凝土於 1000°C 以下之比熱、熱傳導係數、熱膨脹係數及質量損失之計算公式。

Cheng 等人(2004)於不同溫度下分別使用矽質骨材、碳質骨材及有無添加鋼纖維等四種不同配比之高強度混凝土圓柱進行軸壓試驗，並測定其應力應變關係，探討高強度混凝土於高溫下之機械性質。結果顯示於 100°C 至 400°C 時混凝土之極限強度約為常溫時之 75%，溫度高於 400°C 後，試體之極限強度則持續下降， 800°C 時強度為常溫之 25%。此外，實驗結果亦發現加入鋼纖維能提高混凝土於高溫下之韌性及彈性模數。

參、內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下之相關研究

內灌混凝土箱型鋼柱是由鋼板及混凝土組合而成之複合構材，其高溫下之力學行為受混凝土及鋼板之機械性質變化而改變。鋼材及混凝土因其物性化性差距甚大，兩者於升溫過程中強度衰減、彈性模數變化及升溫速度均不相等，使內灌混凝土箱型鋼柱於火害下之強度變化值得深入研究。相關文獻多以實驗及分析方法對內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下之行為進行探討與分析，重要研究成果如下。

Lu 等人(2009)以六組高強度自填充混凝土內灌高強度方型冷軋鋼管之短柱進行定載加溫實驗，探討不同載重比及載重有無偏心對耐火性之影響，並以有限元素分析模擬試體之行為。實驗結果顯示自填充混凝土鋼管柱火害下之行為與一般鋼管混凝土柱相同，破壞模式皆為鋼管局部挫屈且內灌之混凝土壓碎，而載重偏心則對防火時效影響不大。分析結果顯示鋼管混凝土柱受熱初期載重主要由鋼管承載，當鋼管斷面降伏後載重則逐漸轉移至混凝土，此互制作用可以提升鋼管混凝土柱之耐火性能。作者亦建議能使用一般高強度混凝土之材料性質模擬高強度自填充混凝土火害下之行為。

Espinos 等人(2010)以有限元素分析軟體建立 3D 模型，模擬火害下圓形鋼管混凝土柱之行為。將分析結果與實驗結果比對，再進行參數研究。由試體於火害下之軸向變形與時間關係圖及載重比與時間關係圖得知，可將試體之定載加溫歷程分為以下四個階段：(1)鋼管溫度迅速增加，而內灌之混凝土溫度較低。導致鋼管膨脹並與混凝土接觸面產生滑移，使鋼管承受大部分載重；(2)鋼管溫度持續升高而強度衰減，並且軸向變形由伸長改為壓縮，使混凝土再次與加載端板接觸；(3)鋼管喪失強度，軸向載重逐漸轉由混凝土承受；(4)隨時間增加，核心混凝土溫度逐漸升高。最後混凝土失去承載能力，試體破壞。由此可知，混凝土承載能力為影響鋼管混凝土柱耐火性能之重要因素。

陳誠直等人(2010)藉由三組鉸接箱型鋼柱內灌高強度自填充混凝土試體進行定載加溫實驗，並以有限元素分析軟體模擬試體行為，探討有無防火被覆對試體行為之影響、試體斷面溫度分布與軸向勁度之變化。研究結果顯示具防火被覆之試體皆能達到預期之防火時效，而火害後之試體軸向勁度增大且仍呈現彈性行為。未具防火被覆之試體於實驗期間持續發出混凝土爆裂的聲音，惟因箱型鋼柱之良好圍束而未立即破壞，直到鋼板發生局部挫屈才導致試體破壞。

陳誠直等人(2012)以四組內灌混凝土箱型鋼管混凝土柱進行耐火試驗，探討有無剪力釘及施加不同軸向載重之影響。研究結果顯示，施加較小軸向載重之試體會產生較大的軸向變形，且耐火時效較長；配置剪力釘可略為增加試體之耐火性能，但於剪力釘周遭混凝土之溫度會些微提高。試體之破壞模式為試體壓縮、鋼板發生局部挫屈及內部混凝土碎裂。再以有限元素分析模擬試體於高溫下之行為，可合理預測各時間試體斷面之溫度分布和試體軸向變形趨勢。

陳誠直(2013)以實驗及有限元素分析探討內灌混凝土箱型鋼柱於定載加溫下之力學行為以及耐火時效表現，並提出內灌混凝土箱型鋼柱於火害下之設計準則與防火時效評估方式。實驗部分共設計 8 組試體，參數包括試體斷面大小、軸壓比、有無配置縱向鋼筋。試驗結果顯示配置縱向主筋之試體於混凝土壓縮爆裂後之承載力優於無配置縱向主筋之試體，且能減緩試體之壓縮速率並增加防火時效。試體施加之軸壓比越大，耐火性能表現越差，其中軸壓載重比超過 0.3 之試體則無法達到 1 小時之防火時效。有限元素分析結果顯示藉由分析方法能夠合理估算試體於升溫過程中之斷面溫度分布以及軸向變形趨勢；分析結果發現內灌混

凝土箱型鋼柱之火害性能受載重比影響最大，有無縱向主筋次之，而斷面尺寸影響最小。

Chung 等人(2013)使用兩組相同之高強度鋼板銲接箱型鋼柱內灌高強度混凝土試體分別施加不同載重，持壓後再以 ISO 834-1 之標準升溫曲線進行火害實驗。探討不同載重比下試體之防火時效，並與解析結果比較。結果顯示當鋼板因高溫失去承載能力後，混凝土之強度亦因高溫而快速降低，導致載重比大之試體混凝土碎裂較快且防火時效較短。然而載重比小之試體因混凝土能承載時間較長，使其防火性能較佳。

陳誠直等人(2014)藉由填充式箱型鋼柱之耐火試驗及彙整一系列之相關研究成果，提出填充式箱型鋼柱之防火性能設計。耐火試驗以兩組填充式箱型鋼柱探討當試體施加較小載重比時之耐火性能表現。同時研究利用結構分析軟體 Etabs 建立三種不同樓層(即低矮層、中層或是高層)建築結構模型，並分析各樓層柱於使用載重下之載重比，以探討不同樓層柱載重比之分佈。研究結果顯示施加較小載重比之試體其耐火時效較長，且載重比對於耐火時效之影響極大。研究最終提出以載重比作為參數之填充式箱型鋼柱耐火時間評估公式，且綜合結構分析軟體之分析結果與耐火時間評估公式，由於其位於中高樓層之柱構件與角柱之載重比皆小於 0.2，因此其耐火性能優異。

Chen 等人(2017)將四組內灌高強度混凝土之銲接箱型鋼柱使用 ISO834 標準升溫曲線進行定載加溫實驗，當爐溫達到預計溫度時即停火。待試體緩慢冷卻後再於常溫進行加載，探討 CFBC 經歷 400°C、600°C、800°C 高溫後，所殘留之受壓強度。結果顯示當溫度升至 800°C 時，因材料機械性質急遽降低導致試體壓縮且冷卻後產生較大之軸向變形，殘留強度亦低於常溫下之受壓強度。然而溫度升至 400°C 及 600°C 之試體於冷卻後產生之變形較小，且因混凝土內水分快速乾燥導致試體殘留強度高於常溫下之受壓強度。

吳易宸(2011)藉由三組銲接箱型鋼柱內灌高強度自填充混凝土試體進行定載加溫實驗，研究有無防火被覆對試體行為之影響，並提出一分析模式探討內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下鋼材與混凝土承載之互制關係。實驗結果顯示具防火被覆之試體皆能達到預期之防火時效，且耐火能力也較未具防火被覆之試體佳。由

高強度內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下抗壓強度之研究

分析結果可以得知，若試體破壞時溫度較低，內灌混凝土箱型鋼柱之鋼骨仍具有良好之強度，受壓強度主要由鋼骨提供。隨著溫度提升，鋼骨之強度會逐漸下降，此時內灌混凝土箱型鋼柱之受壓強度主要由混凝土承擔，直到試體破壞。

第三章 高強度內灌混凝土箱型鋼柱火害實驗

第一節 試體規劃與製作

壹、試體規劃

由先前文獻研究成果可以發現，溫度、寬厚比及細長比為影響內灌混凝土箱型鋼柱受壓強度之主要參數。本研究將以溫度作為主要研究參數，探討高強度內灌混凝土箱型鋼柱之火害行為。實驗試體將參考我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」(2011)，並考量內政部建築研究所防火實驗中心實驗設備之容許範圍及限制進行設計及製作。試體安裝之環境溫度、爐內壓力、束制條件、熱電偶測點之配置及實驗程序將依照國家標準 CNS 12514-1 (2014)及 CNS 12514-7 (2014)之相關規定進行火害實驗。

貳、試體設計

本研究規劃 2 支高強度內灌混凝土箱型鋼柱試體，具有不同斷面大小及預計提升至不同溫度，詳細試體參數如表 3-1 所示。試體編號為 HCB4T6 及 HCB5T7，HCB 代表試體為高強度內灌混凝土箱型鋼柱，4 及 5 分別表示試體之斷面大小為 400 mm 及 500 mm，T6 與 T7 分別代表試體之鋼骨平均溫度預計提升至攝氏 600 度或 700 度。柱試體之鋼材採用 SM570M 系列之鋼板，高強度鋼 SM570M 較一般建築結構用鋼規格強度更高，分為 A、B、C 及 CHW 等四種等級。由於 SM570M 系列鋼材取得不易，鋼構廠庫存 30 mm 之鋼板僅有 SM570MC，25 mm 之鋼板僅有 SM570MCHW，因此 HCB4T6 及 HCB5T7 分別以 SM570MC 及 SM570MCHW 規格之鋼板製作，並使用 GMX811Ni1 銲材作為銲接材料。SM570M 系列鋼板物性與化性如表 3-2 所示，GMX811Ni1 銲材之物性如表 3-3 所示。試體斷面之寬厚比皆符合塑性設計斷面。為避免銲道開裂，試體柱之角隅皆以全滲透開槽銲進行銲接，如圖 3-1 所示，銲接施作方法為潛弧銲接(Submerged Arc Welding, SAW)。考量到試體設置於加溫爐內須與加載設備連接及軸向載重能均勻傳遞等因素，試體之上下兩端皆以雙邊填角銲接合厚度 30 mm 之端板及厚度 25 mm 之加勁板，試體端部銲接示意圖如圖 3-2 及圖 3-3 所示。

內灌之混凝土採用強度為 560 kgf/cm^2 高強度混凝土，考量箱型鋼柱於灌漿時之空氣排出、混凝土於養護或高溫時之內部水氣排出等因素，於試體四面柱板縱向設置數個直徑 20 mm 之透氣孔，試體之詳圖見附錄一所示，其中銲接符號為國內常用之 AWS 系統。

表 3-1 試體參數表

編號	試體尺寸 (mm)	細長比	寬厚比	溫度(°C)
HCB4T6	□ 400×400×30×3830	27.2	11.3	600
HCB5T7	□ 500×500×25×3830	21.3	18.0	700

(資料來源：本研究整理)

表 3-2 SM570MC 鋼材之物性

7.1.7.9 CSC SM570M 超高強度耐震結構用鋼

鋼種 (等級)	厚度 範圍 (t) mm	化學成分 %						機 械 性 質								
		C	Si	Mn	P	S	Ceq	降伏 強度 N/mm²	抗拉 強度 N/mm²	降伏 比 %	伸長 率 %	厚度方向斷 面縮率 %		-5℃衝擊試驗		
												平均值	個別值	試驗 位置	衝擊值 J	試 片
A	13 ≤ t < 50	0.18 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.030 以下	0.008 以下	0.44 以下	420~ 540	570~ 720	85 以下	註 1	—		1/4	47 以上	4 號 平 行 軋 延 方 向
B	13 ≤ t ≤ 40									85 以下	註 1	—		1/4	47 以上	
	40 < t < 50									80 以下	20 註 1	—		1/4	47 以上	
	50 ≤ t ≤ 60											0.46 以下	25 以上	15 以上	1/4 1/2	
C	16 ≤ t < 50	0.18 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.020 以下	0.008 以下	0.44 以下			85 以下	20 註 1	25 以上	15 以上	1/4	47 以上	
	50 ≤ t ≤ 80						0.46 以下							1/4 1/2	47 以上 27 以上	
C HW 註 2	16 ≤ t < 50						85 以下			20 註 1	25 以上	15 以上	1/4	47 以上		
	50 ≤ t ≤ 80												0.46 以下	1/4 1/2	47 以上 27 以上	

註：1. 厚度 $t \leq 20\text{mm}$ ，伸長率分別為 19% min($t \leq 16\text{mm}$) 及 26% min($16 < t \leq 20\text{mm}$)；厚度 $t > 20\text{mm}$ ，伸長率為 20% min。

2. 鋼種 C HW 適用於高入熱量銲接，熱影響區可承受入熱量 $\leq 880\text{KJ/CM}$ ，銲道 -5℃衝擊試驗可保證達 15J 以上。

3. 碳當量公式： $Ceq(\%) = C + Mn/6 + Si/24 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14$

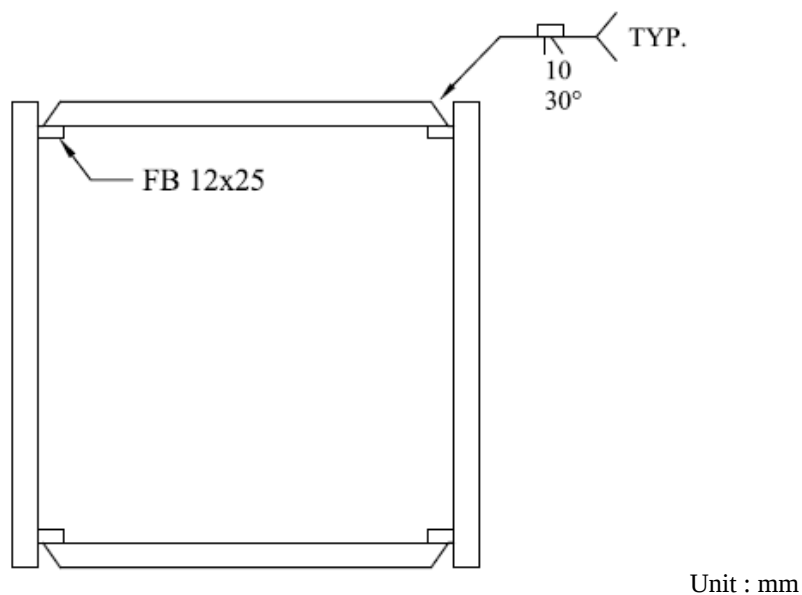
4. 降伏強度係採用下降伏點值

(資料來源：中鋼型錄 2014)

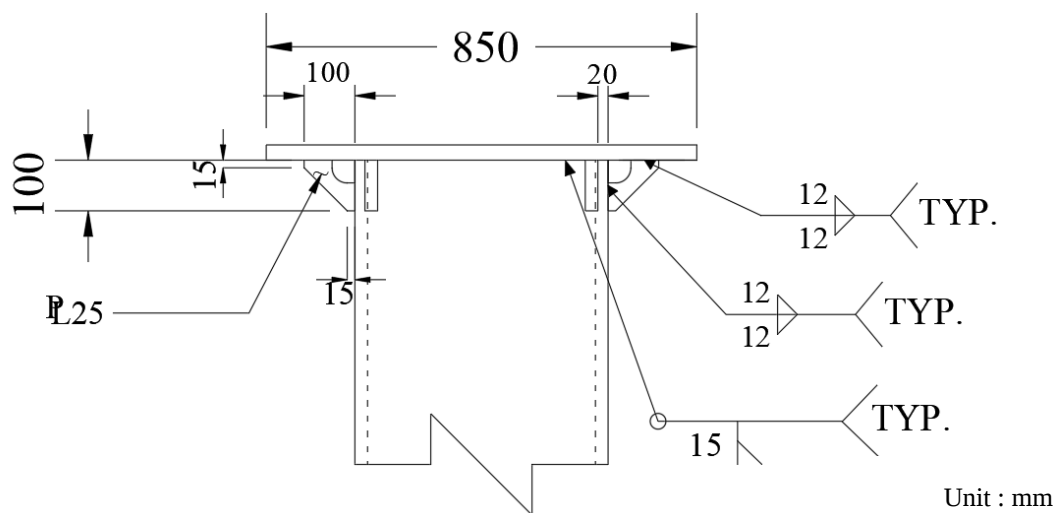
表 3-3 GMX811-Ni1 鋁材之物性

鋁接金屬(全鋁道)機械性能之一例			
降伏強度 N/mm ²	抗拉強度 N/mm ²	延伸率 %	衝擊值 (-30℃) J
618	650	24.0	50

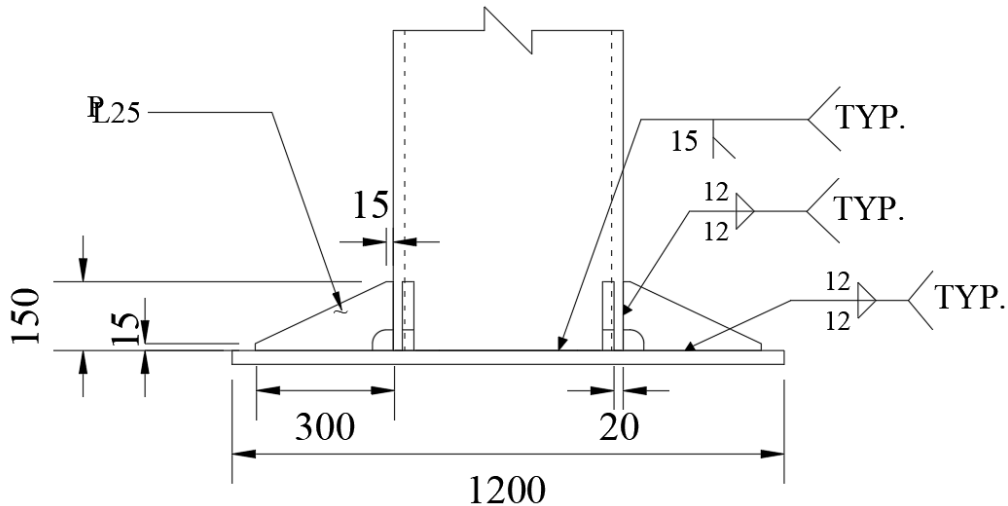
(資料來源：中鋼鋁材廠股份有限公司 2018)

**圖 3-1 試體柱斷面鋁接示意圖**

(資料來源：本研究整理)

**圖 3-2 試體上部端部鋁接示意圖**

(資料來源：本研究整理)



Unit : mm

圖 3-3 試體下端部銲接示意圖

(資料來源：本研究整理)

參、試體製作

試體製作步驟如下所述：

1. 依設計圖裁切鋼板及鑽孔。
2. 試體柱身以銲接接合假固定成 U 字型。
3. 試體內部設置熱電偶測點。
4. 以 SAW 銲接完成箱型柱體。
5. 進行超音波檢測全滲透開槽銲道無缺陷。
6. 銲接上下端板及加勁板。
7. 混凝土灌漿作業。
8. 混凝土養護。

本研究所使用鋼板之採購及試體之銲接組裝皆由東和鋼鐵企業股份有限公司執行。鋼構廠依設計圖裁切鋼板後，將鋼板銲接固定為 U 字型。完成 U 型組立後，即安裝試體內部之熱電偶測點(測點位置詳見第三節)，試體內部熱電偶測點之安裝如圖 3-4 所示。熱電偶線將由試體頂端之預留孔洞延伸至試體外，並確

認訊號正常。最後以 SAW 銲接試體，SAW 銲接之銲接程序如附錄二所示。進行超音波檢測銲道無缺陷後，再進行混凝土灌漿及養護作業，超音波檢測 SAW 銲道施作過程如圖 3-5 所示。

本研究兩支箱型鋼柱試體採用高強度鋼板 SM570MC 與 SM570M-CHW。25 mm 之 SM570M-CHW 鋼板經拉伸實驗後所測得之降伏強度為 5.4 tf/cm^2 、彈性模數為 2075.1 tf/cm^2 ；30 mm 之 SM570MC 鋼板所測得之降伏強度為 5.2 tf/cm^2 、彈性模數為 2071.1 tf/cm^2 。詳細之實驗結果如表 3-4，試片之應力應變曲線如圖 3-6 所示。表 3-5 為鋼結構極限設計法規範及解說針對 SM570M-CHW 及 SM570 之兩種鋼板使用於耐震設計之相關規定。本研究所使用之鋼板皆符合其規定，可應用於耐震設計。

試體內灌之混凝土由台灣水泥股份有限公司新竹廠提供，為設計強度為 560 kgf/cm^2 之自充填高強度混凝土，混凝土配比如表 3-6 所示。經混凝土圓柱試體抗壓試驗測得 7 天之平均抗壓強度為 532.3 kgf/cm^2 ，28 天之平均抗壓強度為 710.4 kgf/cm^2 ，於實驗當日測得之平均抗壓強度為 712.6 kgf/cm^2 。



圖 3-4 試體內部熱電偶測點設置圖

(資料來源：本研究整理)

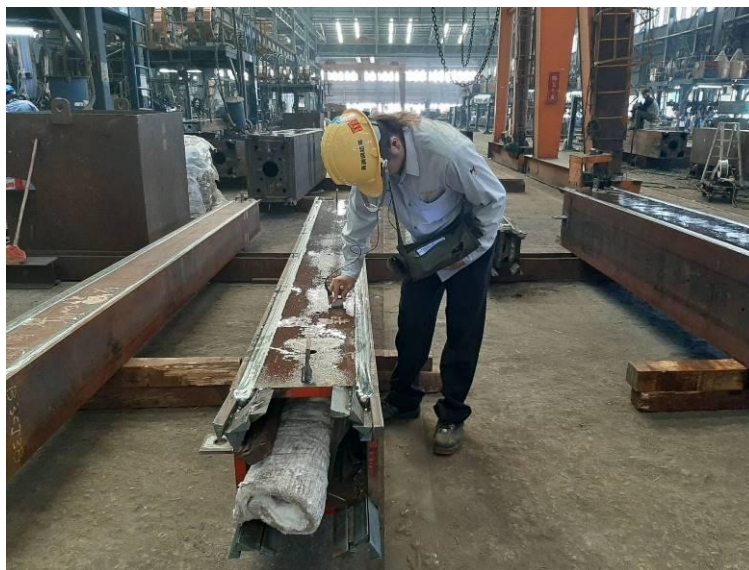


圖 3-5 SAW 鋸道超音波檢測施作圖

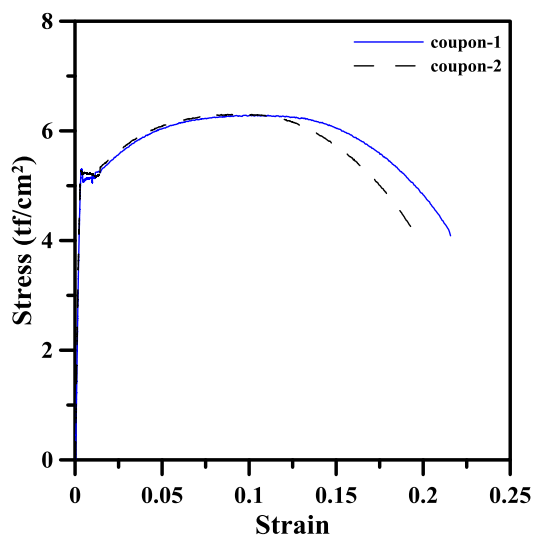
(資料來源：本研究整理)

表 3-4 拉伸試驗結果整理表

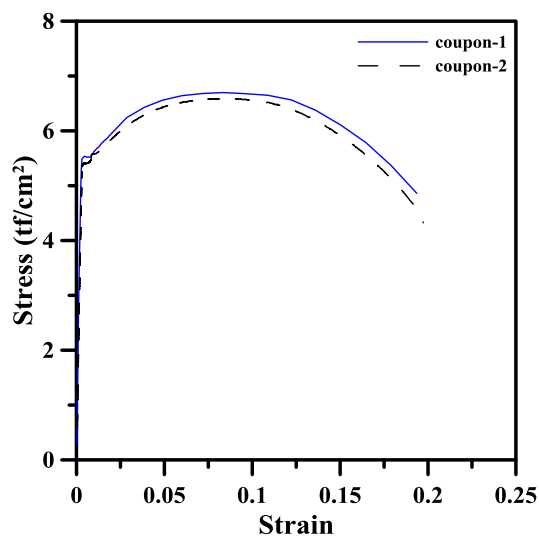
鋼種	厚度 (mm)	E (tf/cm ²)	F _y (tf/cm ²)	F _u (tf/cm ²)	降伏比 F _y /F _u	伸長率 (%)
SM570MC	30	2075.1	5.4	6.6	0.81	19.79
SM570M-CHW	25	2071.0	5.2	6.3	0.82	20.57

(資料來源：本研究整理)

(a)厚度 25 mm 之 SM570M-CHW 鋼板



(b)厚度 30mm 之 SM570MC 鋼板

**圖 3-6 鋼板試片應力應變曲線圖**

(資料來源：本研究整理)

表 3-5 SM570 系列鋼材之物性規定

鋼種	厚度 範圍 (mm)	機 械 性 質								
		降伏 強度 N/mm ²	抗拉 強度 N/mm ²	降伏 比 %	伸長 率 %	ZRa% 註1		-5°C 衝擊試驗		
						平均 值	個別 值	試驗 位置	衝擊值 (J)	試 片
SM570	16 ≤ t < 40	450	570~ 720		19 ~ 26 註2	—		t/4 47以上		4 號 平 行 軋 延 方 向
	40 ≤ t ≤ 75	430								
SM570M -C HW 註3	16 ≤ t < 50	420~ 540	570~ 720	85 以下	19 ~ 26 註2	25 以上	15 以上	t/4	47以上	
	50 ≤ t ≤ 80							t/4 t/2	47以上 27以上	

(資料來源：鋼構造建築物設計技術規範鋼結構極限設計法規範及解說 2010)

表 3-6 混凝土配比

每 1 m ³ 混凝土配比用量(kg)						
水泥	爐石	飛灰	水	化學 摻料	細骨材	粗骨材
340	195	95	170	8.51	790	740

註：

- 1.設計空氣含量為 1.5%
- 2.骨材最大粒徑為 13 mm
- 3.水膠比為 0.27

(資料來源：本研究整理)

第二節 實驗設備與設置

實驗設備將使用內政部建築研究所防火實驗中心之複合實驗爐，如圖 3-7 所示。複合實驗爐之加載設備最大可達 2000 噸加載能力，其行程為 500 mm。上下端支承皆為鉸支承，可調整束制條件以控制試體之挫屈方向，柱之軸力於柱下端加載。實驗將在設備容許容量下進行，以求得準確之實驗結果。實驗設置示意圖如圖 3-8 所示。

實驗設置步驟須先將試體橫置於空地，鎖固支撐短柱後，在試體外部之預定位置設置熱電偶線，再於熱電偶線上包覆防火棉。將試體吊至加溫爐內並安裝至加載設備上，爾後將熱電偶線、位移計及傾斜儀與資料擷取器連接。確定儀器訊號正常後，包覆防火棉於柱體上下端空隙，確保高溫氣體不致外洩以確保人員安全，後續進行定溫加載試驗。



圖 3-7 防火實驗中心之複合實驗爐

(資料來源：本研究整理)

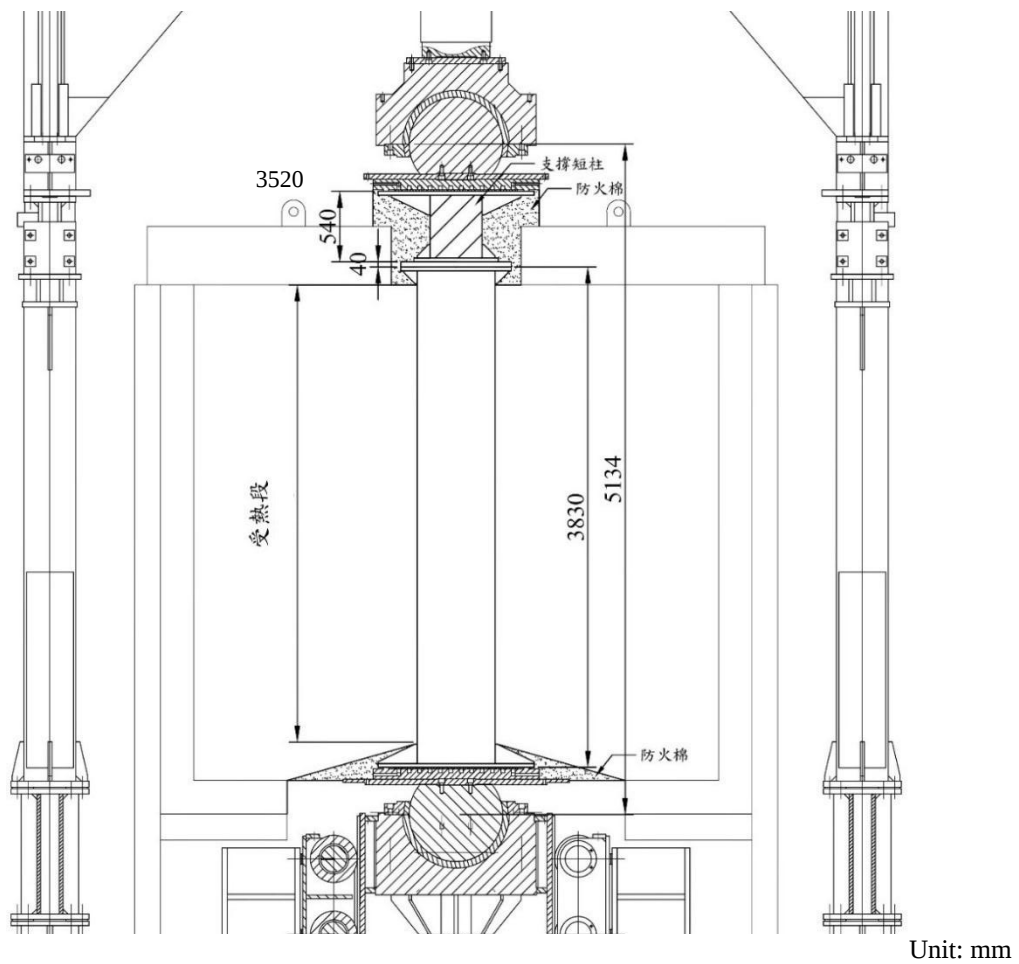


圖 3-8 實驗設置示意圖

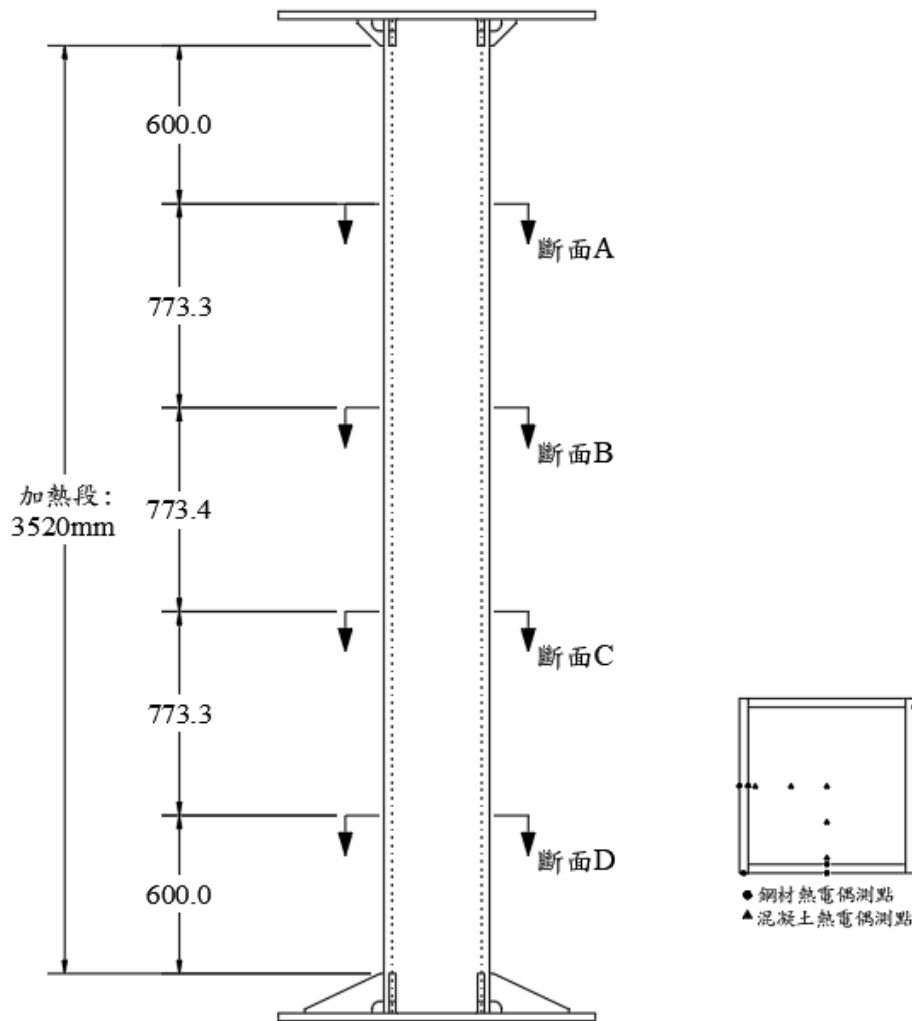
(資料來源：本研究整理)

第三節 試體溫度及變形量測

壹、試體溫度測點規劃

依據 CNS 12514-7 (2014)規定，柱構件熱電偶測點應放置 4 層，每一層至少有 3 個熱電偶測點；最上層及最下層須距離柱受熱段端部 600 mm，且中間層間距須相等。

試體於鋼骨及混凝土皆有設置熱電偶測點，共分為 4 層。鋼骨部份於每斷面不同位置安裝 6 個熱電偶測點；混凝土部份於每斷面不同位置安裝 5 個熱電偶測點，每斷面共 11 個熱電偶測點，試體之熱電偶測點分佈位置示意圖如圖 3-9 所示。



Unit: mm

圖 3-9 試體熱電偶測點位置分佈示意圖

(資料來源：本研究整理)

貳、試體變形量量測

本實驗量測試體之軸向變形量、側向變形量及上下端板轉角。於柱之下方端板及試體受熱段中點處設置位移計以分別量測試體之軸向變形及側向變形，並於上下端板之中心線設置傾斜儀測量柱端板轉角。藉此觀察試體之變形行為及作為是否達到破壞的參考依據，變形量測儀器設置位置示意圖如圖 3-10 所示。

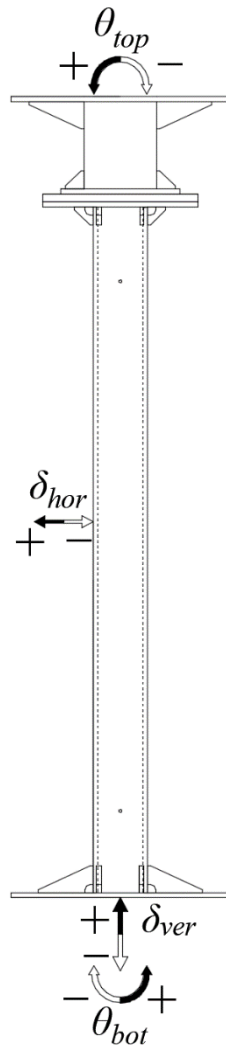


圖 3-10 變形量測位置示意圖

(資料來源：本研究整理)

第四節 實驗步驟

試體耐火實驗依據 CNS 12514-1 (2014) 及 CNS 12514-7 (2014) 之相關規定

進行，試驗步驟如下：

試驗開始前預備事項

1. 環境空氣的溫度應在 $25\pm 15^{\circ}\text{C}$ ，且爐內溫度需小於 50°C 。
2. 試驗開始前 5 分鐘內，所有熱電偶之初始值須持續記錄並檢查一致性。試體之變形量測值及其他狀態亦須記錄。
3. 當溫度控制程式開始加熱時，即視為實驗開始，所有手動及自動觀察系統皆須進行量測。

定溫軸壓試驗過程

1. 試驗開始之際，試體之初始平均溫度和非加熱面溫度須為 $25\pm 15^{\circ}\text{C}$ 。
2. 確認所有資料擷取器之訊號與讀數皆正常。
3. 開始加熱並每分鐘計算一次試體鋼骨之平均溫度。
4. 將爐內溫度提升至預定溫度後便開始持溫。
5. 待鋼柱之平均溫度達預定溫度後開始施加軸向載重。
6. 每分鐘量測試體之變形。
7. 達試體受壓強度後結束實驗，觀察試體之挫屈形狀及變形並詳實記錄之。

試驗終止條件

1. 試體達最大受壓強度。
2. 因人員安全或設備可能遭受破壞之因素。

CNS12514-1 明確規定軸向承載構件之性能基準指標為：最大軸向壓縮量 (mm)， $C = h/100$ ；最大軸向壓縮速率 (mm/min)， $dC/dt = 3h/1000$ ；其中， h = 試體之初始高度，(mm)。本試驗試體最大軸向壓縮量為 35.2 (mm)；且最大軸向壓縮速率不得超過 10.56 (mm/min)。

因本研究之目的為探討高強度內灌混凝土箱型鋼柱之極限受壓強度，故在人員安全與設備無破壞可能之情況下，將不以性能基準指標作為停止實驗的標準，而以試體無法承受更大載重時終止實驗。

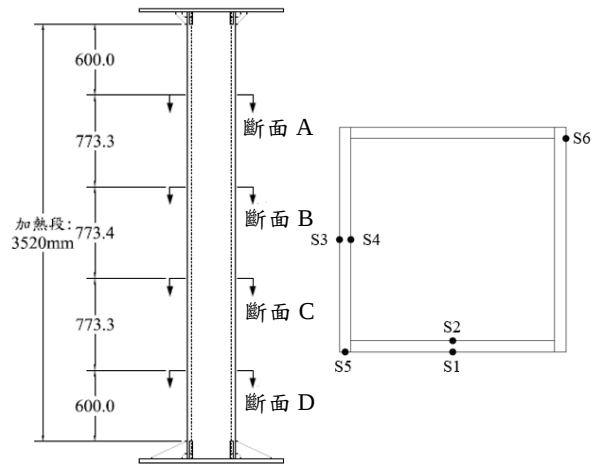
第四章 實驗結果與討論

第一節 實驗結果

本章將敘述本研究兩支試體之實驗情況及實驗結束後之結果，並詳述高強度內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下之受壓行為。

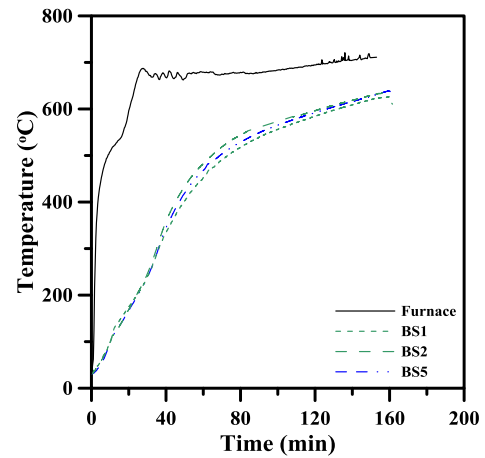
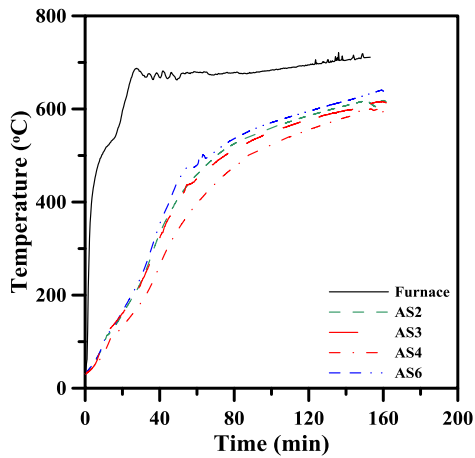
壹、試體 HCB4T6

試體 HCB4T6 為 400 mm 斷面，目標溫度為 600 °C。實驗開始時環境溫度約為 33 °C，試體之鋼骨平均溫度約為 30.9 °C；混凝土之平均溫度約為 31.5 °C。實驗開始初期，爐溫迅速升高，於點火後 10 分鐘爐溫已達約 510 °C，爾後爐溫緩慢提升至 710 °C。試體鋼骨之溫度隨爐溫提高而穩定且快速上升，試體之軸向長度亦持續增加。試體鋼骨之平均溫度於實驗開始 60 分鐘時達到約 500 °C，隨後試體升溫速度開始趨緩並緩慢提升至目標溫度。其間，於點火後 27 分鐘及 74 分鐘時均有聽到混凝土爆裂聲響，此時距鋼骨內側表面 20 mm 及 95 mm 之混凝土皆分別達到約 100 °C，推測為內部混凝土受高溫使得水分自試體內部蒸發而產生之混凝土爆裂行為。試體各斷面鋼骨之測點溫度如圖 4-1 所示；各斷面混凝土之測點溫度如圖 4-2 所示，其中訊號異常之測點將不納入計算及討論。於實驗開始約 129 分 20 秒後試體鋼骨之平均溫度為 618.9 °C 即開始加載，試體因熱膨脹達最大軸向伸長量 27.4 mm。開始進行軸向加載後，由原先持壓之 10 tf 加至 300 tf 後持壓 60 秒，此時試體之軸向壓縮量為 9.1 mm，上下端板皆無轉角；再加載至 900 tf 後持壓 60 秒，此時試體軸向壓縮量為 13.7 mm，上端板轉角為 0.2 度，而下端板亦無轉角。試體於開始加載 20 分 41 秒後達最大抗壓強度 1127 tf，此時加溫爐內之平均溫度為 710.5 °C，試體鋼骨之平均溫度為 622.8 °C；距鋼骨內側 20 mm、95 mm 及中心之混凝土平均溫度分別為 328.9 °C、151.7 °C 及 131.5 °C。加載期間軸向壓縮量共為 66.8 mm，而上端板轉角為 3.18 度，下端板轉角為 0.1 度，側向位移為 68.13 mm，之後載重持續下降。



(a) 斷面 A

(b) 斷面 B



(c) 斷面 C

(d) 斷面 D

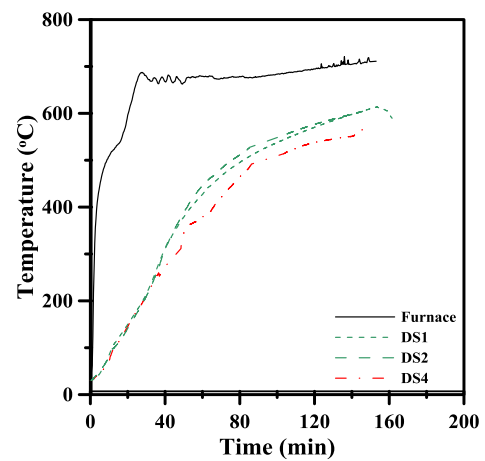
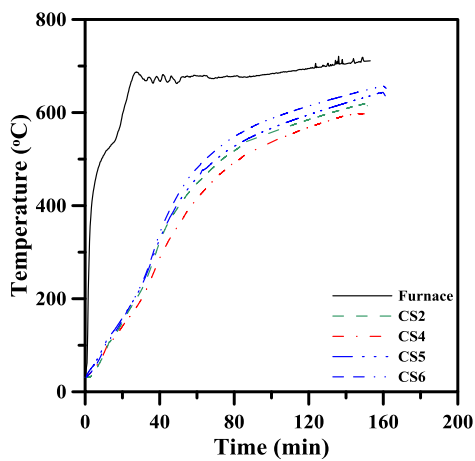
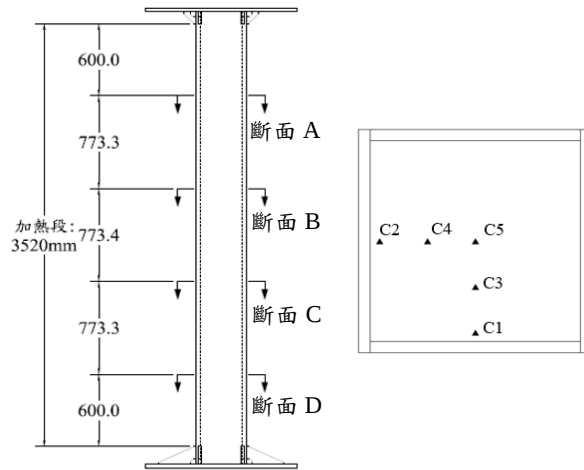


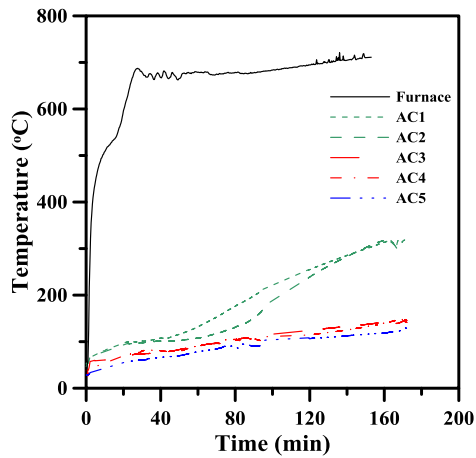
圖 4-1 試體 HCB4T6 斷面鋼骨測點溫度與爐內溫度-時間關係圖

(資料來源：本研究整理)



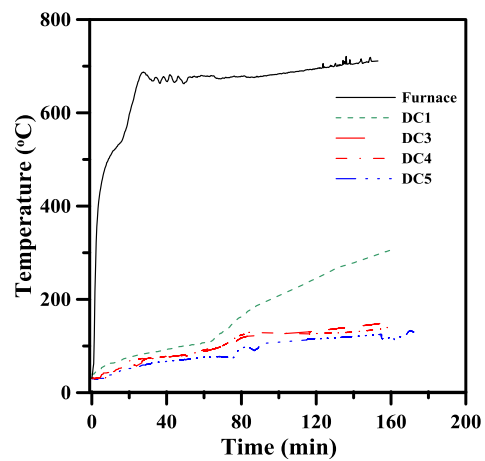
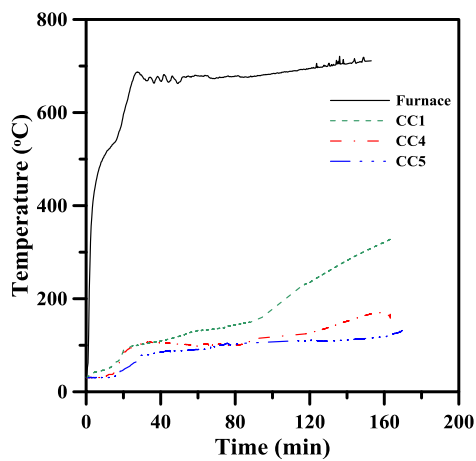
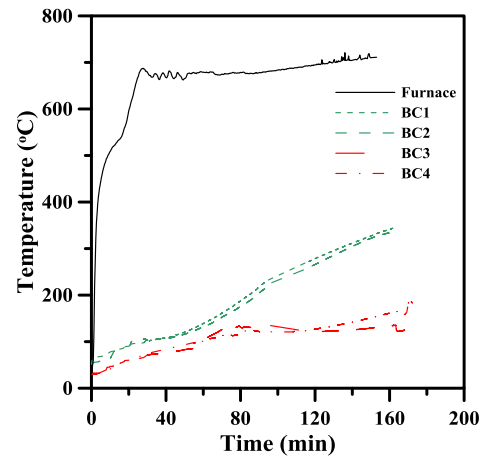
(a) 斷面 A

(b) 斷面 B



(c) 斷面 C

(d) 斷面 D

**圖 4-2 試體 HCB4T6 斷面混凝土測點溫度與爐內溫度-時間關係圖**

(資料來源：本研究整理)

試體軸力與軸向位移關係如圖 4-3 所示，其中定義壓縮為正、伸長為負。實驗開始後，試體因受熱膨脹而不斷伸長，最大伸長量達 27.4 mm，隨後開始加載，可以發現試體於加載初期載重快速增加而壓縮速率較慢。加載進行約 14 分鐘後便開始發生混凝土爆裂聲響直到實驗結束，研判應為鋼骨與混凝土開始共同承擔載重，導致內部混凝土產生局部碎裂。加載後期隨著載重增加，其壓縮速率亦迅速增加直至試體達到最大載重。試體軸力與上下端板轉角關係如圖 4-4 所示，試體軸力與側向位移關係如圖 4-5 所示，可以發現兩者變化趨勢相近，且接近破壞時上端板轉角及側向位移量才大幅增加。

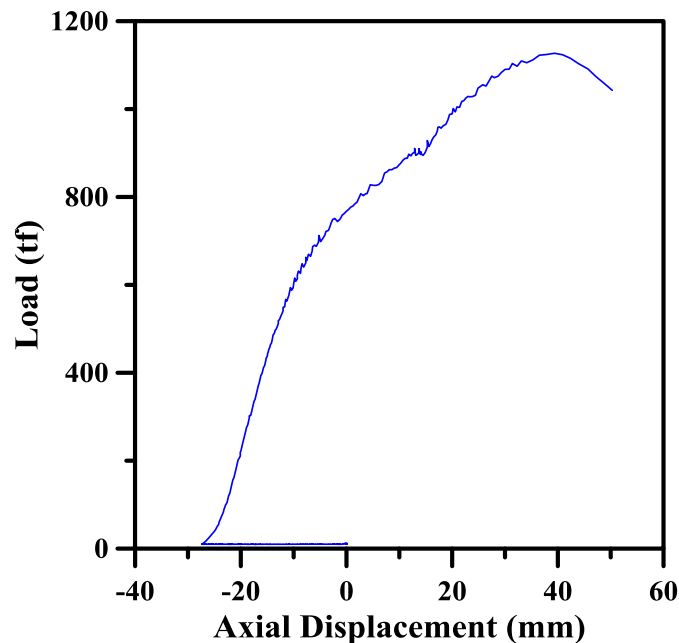


圖 4-3 試體 HCB4T6 軸向位移與軸力關係圖

(資料來源：本研究整理)

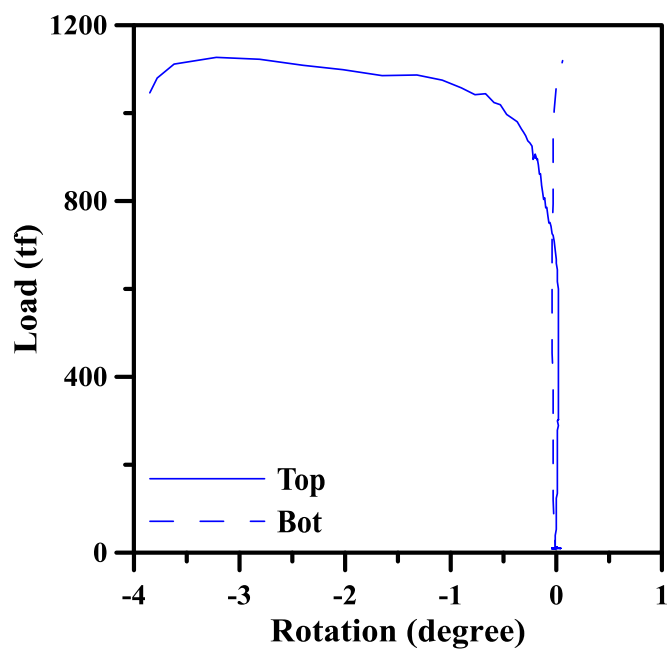


圖 4-4 試體 HCB4T6 端板轉角與軸力關係圖

(資料來源：本研究整理)

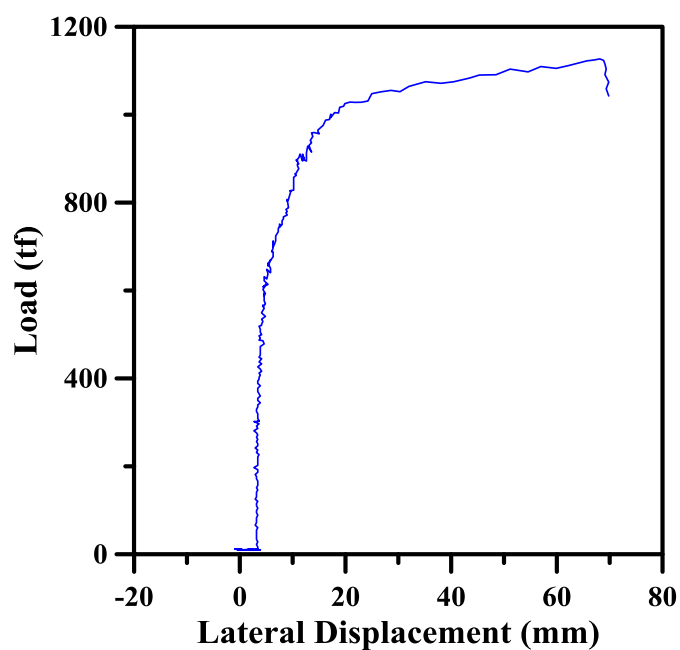


圖 4-5 試體 HCB4T6 側向位移與軸力關係圖

(資料來源：本研究整理)

待加溫爐及試體冷卻後，進入加溫爐內觀察試體於火害下受壓後之行為，如圖 4-6 至 4-8 所示。可以觀察到試體之破壞模式為整體挫屈伴隨鄰近上端板一處產生局部挫屈，於局部挫屈產生處之排氣孔嚴重變形，且排氣孔內有混凝土碎屑。觀察試體箱型鋼柱鋼板之銲道、試體與端板連接處及加勁板之銲道、端板鎖固之螺栓等皆無破壞。



圖 4-6 試體 HCB4T6 實驗後整體外觀

(資料來源：本研究整理)



圖 4-7 試體 HCB4T6 實驗後局部外觀

(資料來源：本研究整理)

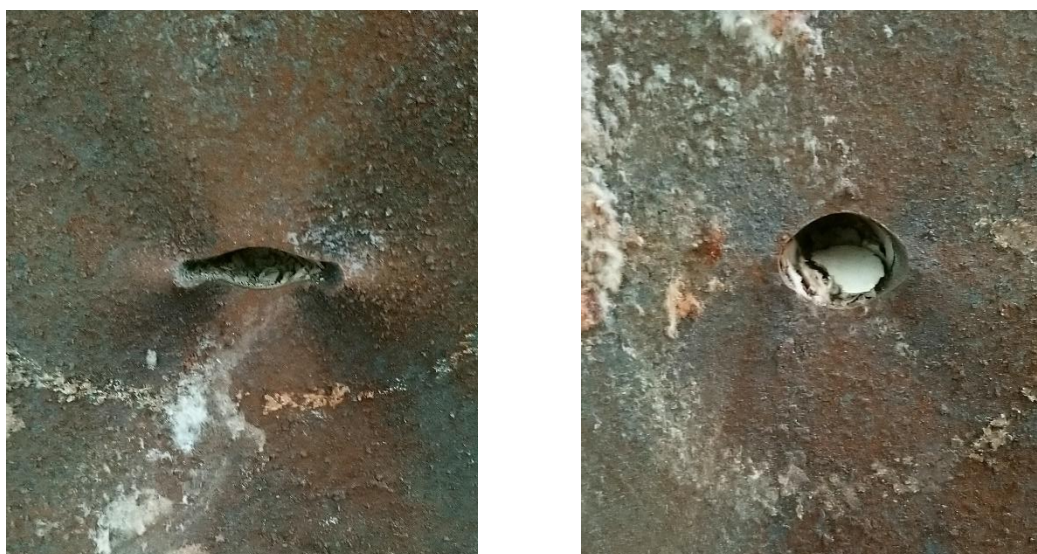


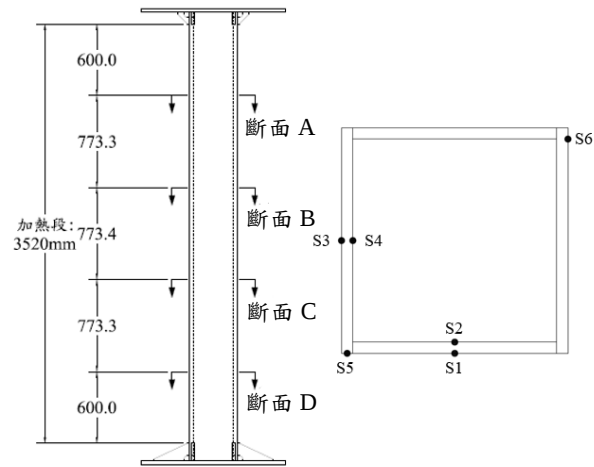
圖 4-8 試體 HCB4T6 實驗後排氣孔變形

(資料來源：本研究整理)

貳、試體 HCB5T7

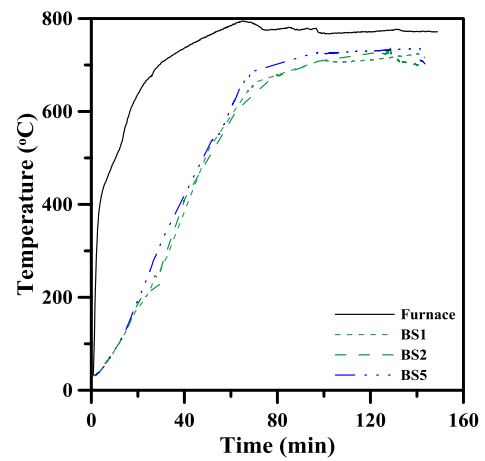
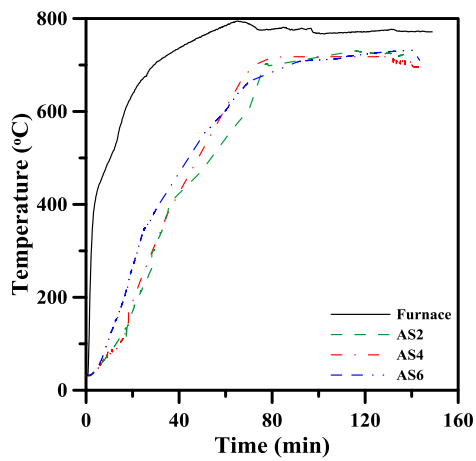
試體 HCB5T7 為 500 mm 斷面，目標溫度為 700 °C。實驗開始時環境溫度約為 32 °C，試體之鋼骨平均溫度約為 31.5 °C；混凝土之平均溫度約為 32.1 °C。

實驗初期，爐內溫度快速提升，實驗開始 5 分鐘後爐溫已提升至 450 °C，隨後爐溫提升速率漸緩，於 60 分鐘時爐溫已達約 790 °C 並開始持溫。試體鋼骨之溫度隨爐溫而穩定提高，試體之軸向伸長量亦隨之增加。試體鋼骨之平均溫度達到約 600 °C 後試體升溫速率開始趨緩並逐漸提升至預定溫度。在此期間，於點火後 44 分鐘及 52 分鐘時試體內部有發出混凝土爆裂聲響，研判為內部混凝土受高溫影響而產生之混凝土爆裂行為。實驗中試體各斷面鋼骨測點之溫度變化如圖 4-9 所示；而試體內部混凝土之溫度測點於實驗開始約 20 分鐘後訊號皆出現異常，故在此不作討論。於實驗開始約 131 分 50 秒後鋼骨之平均溫度為 709.4 °C 即開始加載，。試體因熱膨脹而達最大軸向伸長量 35.4 mm。開始軸向加載後，先從持壓之 10 tf 加載至 300 tf 後持壓 60 秒，此時試體之軸向壓縮量為 12.9 mm，上端板轉角為 0.32 度，而下端板無明顯轉角。試體於開始加載 16 分 15 秒後達最大抗壓強度 902.8 tf，此時加溫爐內之平均溫度為 771.7 °C，試體鋼骨之平均溫度為 711.3 °C。加載期間軸向壓縮量共為 71.5 mm，而上端板轉角為 1.32 度，下端板仍無明顯轉角，側向位移為 52.68 mm。



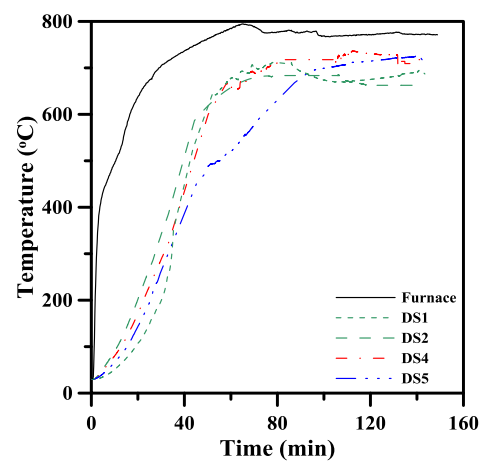
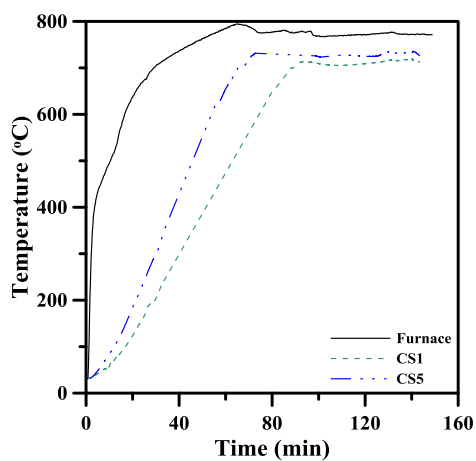
(a) 斷面 A

(b) 斷面 B



(c) 斷面 C

(d) 斷面 D

**圖 4-9 試體 HCB5T7 斷面鋼骨測點溫度與爐內溫度-時間關係圖**

(資料來源：本研究整理)

試體軸力與軸向位移關係如圖 4-10 所示。試體於加載初期載重增加迅速而軸向位移緩慢增加。加載進行約 9 分鐘後便開始發生混凝土爆裂聲響直到實驗結束，推測為鋼骨與混凝土開始共同承壓，以致內部混凝土發生局部碎裂，但試體仍可繼續承載。隨著載重接近最大抗壓強度，其軸向位移亦快速增加直至試體破壞。試體軸力與上下端板轉角關係如圖 4-11 所示，試體軸力與側向位移關係如圖 4-12 所示。可以發現兩者變化類似，於 300 tf 持壓時有產生些微上端板轉角及側向位移，且接近破壞時上端板轉角及側向位移才大幅增加，推測應為試體發生局部挫屈所致。

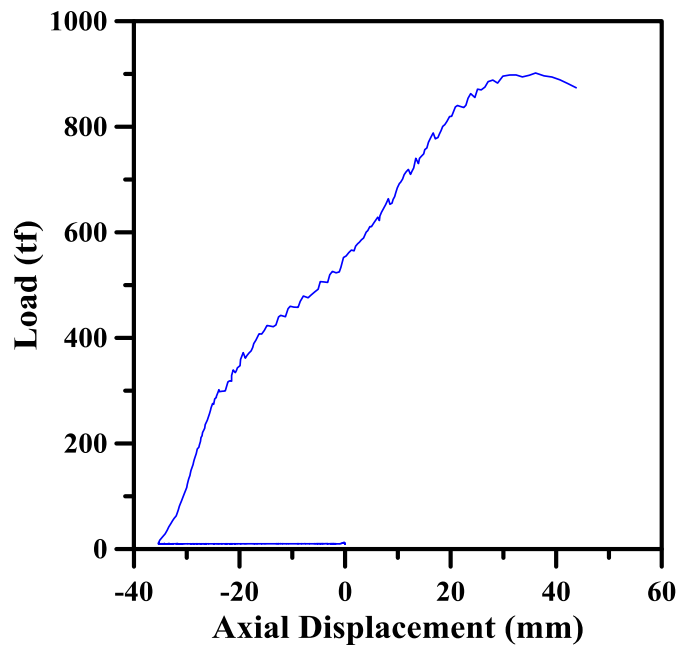


圖 4-10 試體 HCB5T7 軸向位移與軸力關係圖

(資料來源：本研究整理)

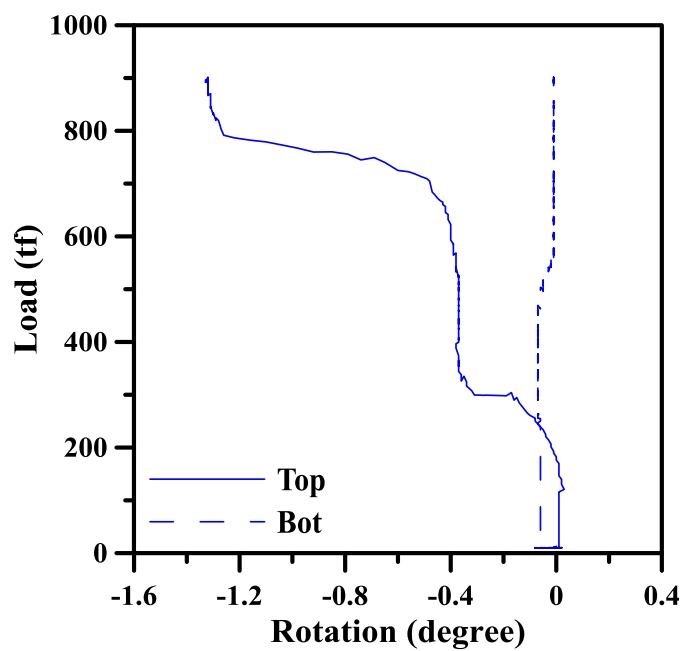


圖 4-11 試體 HCB5T7 端板轉角與軸力關係圖

(資料來源：本研究整理)

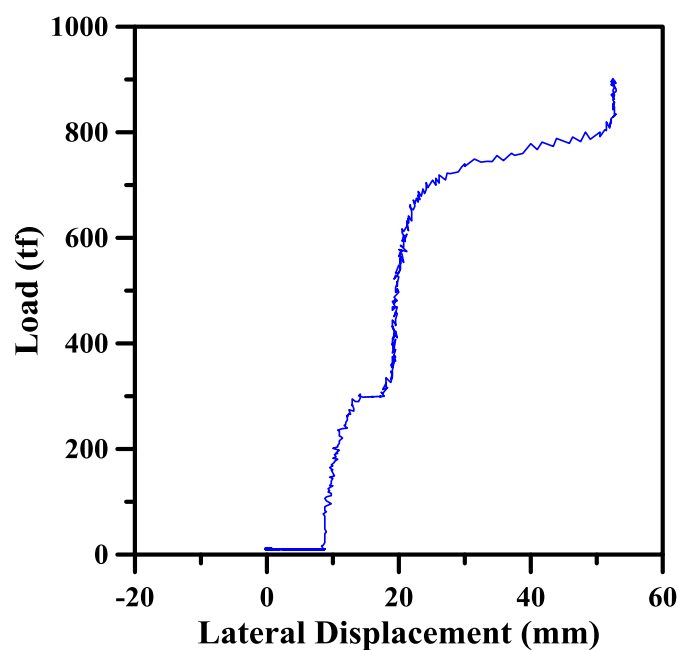


圖 4-12 試體 HCB5T7 側向位移與軸力關係圖

(資料來源：本研究整理)

待加溫爐及試體冷卻後，進入加溫爐內觀察試體於火害下受壓後之行為，如圖 4-13 至 4-15 所示。可以觀察到試體之破壞模式為多處局部挫屈及輕微整體挫屈，因有內灌混凝土，鋼板皆為向外凸出。於局部挫屈處之排氣孔產生變形，且其中有混凝土碎屑。試體箱型鋼柱鋼板之鉚道、試體與端板連接處及加勁板之鉚道、端板鎖固之螺栓等皆無發生破壞。



圖 4-13 試體 HCB5T7 實驗後整體外觀

(資料來源：本研究整理)



圖 4-14 試體 HCB5T7 實驗後局部外觀

(資料來源：本研究整理)



圖 4-15 試體 HCB5T7 實驗後排氣孔變形

(資料來源：本研究整理)

實驗結果整理如表 4-1 所示。

表 4-1 實驗結果總表

試體編號	HCB4T6	HCB5T7
試體目標溫度 (°C)	600	700
抗壓強度 (tf)	1127	902
破壞模式	整體挫屈	局部挫屈
開始加載時 鋼骨平均溫度 (°C)	618.9	709.4
試體達最大載重時 鋼骨平均溫度 (°C)	622.8	711.3
試體達最大載重時 外圍混凝土之平均溫度 (°C)	328.9	*
試體達最大載重時 第二層混凝土之平均溫度 (°C)	151.7	*
試體達最大載重時 中心混凝土之平均溫度 (°C)	131.5	*
試體達最大載重時 壓縮量 (mm)	66.8	71.5

註：

*溫度測點訊號異常

(資料來源：本研究整理)

第二節 實驗結果與討論

本節將歸納 HCB4T6 及 HCB5T7 兩支試體於實驗後之結果並進行討論，探討高強度內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下之抗壓強度與破壞行為。

壹、試體行為

試體於試驗開始後因受熱膨脹導致軸向位移不斷伸長，達到預設之實驗溫度後開始進行軸向加載，加載初期試體軸向壓縮量與軸力大小呈正相關，而試體皆無側向變形，上下端板亦無轉角。隨著軸力漸增軸向變形速率開始變快，於接近最大載重時，軸向、側向變形及上端板轉角皆劇烈增加，而下端板之轉角幾乎無變化，應為實驗設備影響。

試體 HCB5T7 之斷面尺寸雖大於試體 HCB4T6，但因試體 HCB5T7 提升至較高溫度，其抗壓強度仍小於試體 HCB4T6。且兩支試體之破壞模式不同，試體 HCB4T6 之破壞模式主要為整體挫屈伴隨一處局部挫屈。試體 HCB5T7 之破壞模式主要為多處局部挫屈，因試體內灌混凝土，故發生局部挫屈處之鋼板皆向外凸出，且排氣孔皆嚴重變形。兩支試體之鋼柱皆使用全滲透開槽鉚，故所有鉚道並無開裂。

貳、鋼骨與混凝土之溫度變化

試體之鋼骨因導熱較快，於點火開始後溫度便隨爐溫迅速上升，於接近爐溫時升溫速率才開始趨緩。其中位於鋼板角落之測點因入熱量較鋼板中心點大，因此到實驗結束前，其溫度都較鋼板中心點之溫度高。鋼骨外側之溫度於實驗初期之溫度略高於鋼骨內側之溫度，但因加熱時間較長，於加載開始前鋼骨內外兩側之溫度已相差不大。

由於混凝土之導熱性不佳，實驗開始約 10 分鐘後混凝土之溫度才開始上升，其中以外圍混凝土之溫度上升最快，於實驗開始半小時後達到約 100 °C。此時試體發出混凝土爆裂聲響，推測為內部水氣不易蒸發而導致混凝土局部爆裂，隨後外圍混凝土之溫度便迅速增加。第二層混凝土及中心混凝土溫度之上升速率相近，於實驗後期第二層混凝土之溫度之上升速率才略為增加。實驗結束時，第二層混凝土之溫度僅略高於中心混凝土之溫度。

參、破壞模式

試體 HCB4T6 之破壞模式主要為整體挫屈伴隨一處局部挫屈。試體 HCB5T7 之破壞模式主要為多處局部挫屈及輕微整體挫屈。雖兩支試體皆符合規範塑性設計斷面 λ_{pd} 之規定，但兩支試體於高溫下皆有發生局部挫屈，且寬厚比較大之試體 HCB5T7 局部挫屈發生之情形更為嚴重。以 Kwon(2013)之研究結果可以得知於 600 °C 及 700 °C 時，高強度鋼板之強度僅剩下常溫時之 49% 及 18%。相較於常溫，高溫下之鋼板強度衰減許多，導致符合塑性設計斷面之試體於高溫下仍會發生局部挫屈。試體 HCB4T6 之細長比較試體 HCB5T7 高，因此試體 HCB4T6 之破壞模式主要為整體挫屈，且上端板轉角及側向位移皆較試體 HCB5T7 大，可以得知細長柱發生整體挫屈之情形較為嚴重。

第五章 受壓強度計算模式

第二章第二節已介紹國內外鋼骨鋼筋混凝土受壓構件之設計規範，但國內「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」及日本 AIJ-SRC 僅適用於常溫。本章將使用歐洲 Eurocode 4、以轉換斷面代入美國 AISC 附錄 4 高溫下之受壓構件設計規範、以高溫下之材料性質折減係數代入日本 AIJ-SRC 設計規範及國內鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範，計算火害實驗之受壓強度計算值，並與實驗結果比較。本章並彙整文獻中內灌混凝土箱型鋼柱高溫實驗之數據，以各規範計算試體的受壓強度，比較實驗值與計算值，以期建立適用於內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下之受壓強度計算模式。

第一節 規範計算方法

壹、鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說

我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」(2011)規範之受軸壓力作用之鋼骨鋼筋混凝土構材計算受壓強度僅適用於常溫，因此本研究擬以高溫下之材料機械性質代入計算，其計算方式如下。

$$P_n(T) = P_{ns}(T) + P_{nc}(T) \quad (4-1)$$

其中 $P_{ns}(T)$ 為鋼骨溫度 T 時之標稱受壓強度； $P_{nc}(T)$ 鋼筋混凝土溫度 T 時之標稱受壓強度。

$P_{ns}(T)$ 為溫度 T 時，箱型鋼柱鋼骨部分之受壓強度，計算方式如下。

當 $\lambda_c \leq 1.5$ 時：

$$P_{ns}(T) = (0.211\lambda_c^3 - 0.57\lambda_c^2 - 0.06\lambda_c + 1)F_{ys}(T)A_s \quad (4-2)$$

當 $\lambda_c > 1.5$ 時：

$$P_{ns}(T) = (0.764 / \lambda_c^2)F_{ys}(T)A_s \quad (4-3)$$

其中 $F_{ys}(T)$ 為鋼骨溫度 T 時之降伏強度； A_s 為鋼骨之斷面積。

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_{eff}} \sqrt{\frac{F_{ys}(T)}{E_s(T)}} \quad (4-4)$$

$$r_{eff} = r_s + \alpha \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (4-5)$$

其中 KL 為鋼骨鋼筋混凝土構材之有效長度； $E_s(T)$ 為鋼骨溫度 T 時之彈性模數； r_s 是鋼骨斷面之迴轉半徑； I_g 為鋼骨鋼筋混凝土構材之全斷面慣性矩； A_g 為鋼骨鋼筋混凝土構材之全斷面積； α 為鋼骨斷面有效迴轉半徑修正因子，規範針對填充型鋼管混凝土柱之建議值為 0.1。

$P_{nc}(T)$ 是溫度為 T 時，混凝土部分之受壓強度，計算方式為(4-6)及(4-7)兩式計算結果較小之值：

$$P_{nc}(T) = 0.85\phi_e \sum f'_c(T_i)A_{ci} \quad (4-6)$$

$$P_{nc}(T) = \phi_e \left[\frac{\pi^2 (E(T)I)_c}{(KL)^2} \right] \quad (4-7)$$

其中 ϕ_e 為 RC 部份考慮最小偏心距及持久載重影響之強度折減係數，配置橫箍筋時，其建議值為 0.8；配置螺箍筋時，其建議值為 0.85。本研究為保守估算內灌混凝土箱型鋼柱之受壓強度，使用值為 0.8； $f'_c(T)$ 為溫度 T 時，混凝土之抗壓強度； A_c 為混凝土之斷面積， $(E(T)I)_c$ 是溫度為 T 時混凝土之撓曲鋼度。

$$(E(T)I)_c = \frac{E_c(T)I_g}{5} \quad (4-8)$$

$E_c(T)$ 為溫度 T 時混凝土之彈性模數； I_g 為全斷面之面積慣性矩。

貳、美國 AISC

AISC (2016)鋼管混凝土柱受壓強度之計算方法僅適用於常溫，是以轉換斷面之型式將鋼管混凝土柱斷面轉變為鋼柱斷面，再代入鋼柱之計算公式，而於 AISC 附錄 4 之高溫下受壓強度計算方法僅適用於純鋼柱斷面。本研究擬以轉換斷面並使用高溫下之材料機械性質代入 AISC 附錄 4 建議之高溫下受壓強度計算

公式，以計算高溫下鋼管混凝土柱之受壓強度，計算方式如下。

$$P_n(T) = P_{no}(T) \left(0.42 \sqrt{\frac{P_{no}(T)}{P_e(T)}} \right) \quad (4-9)$$

其中：

$$P_{no}(T) = F_y(T)A_s + 0.85 \sum f'_c(T_i)A_{ci} \quad (4-10)$$

A_s 、 A_c 分別為鋼骨及混凝土區塊之面積； $F_y(T)$ 是溫度 T 度時，鋼骨之降伏強度；

$f'_c(T)$ 為溫度 T 度時，混凝土之極限強度。

$$P_e(T) = \pi^2 (E(T)I_{eff}) / L_c^2 \quad (4-11)$$

L_c 為構材有效長度； $E(T)I_{eff}$ 為溫度 T 時，鋼管混凝土柱斷面之有效勁度。

$$E(T)I_{eff} = E_s(T)I_s + C_1 \sum E_c(T_i)I_{ci} \quad (4-12)$$

$$C_1 = 0.25 + 3 \left(\frac{A_s}{A_g} \right) \leq 0.7 \quad (4-13)$$

$E_s(T)$ 、 $E_c(T)$ 分別是溫度為 T 時，鋼材及混凝土彈性模數； I_s 、 I_c 各為鋼骨與混凝土之面積慣性矩； A_g 為全斷面面積。

參、日本 AIJ-SRC

日本 AIJ-SRC(1991)針對受壓構件之強度計算方法採強度疊加法，且僅適用於常溫。本研究擬以高溫下之材料機械性質代入公式(4-14)，計算其高溫下 SRC 構件之受壓強度 $N(T)$ ，計算方式如下。

$$N(T) = {}_sN(T) + {}_rN(T) \quad (4-14)$$

${}_sN(T)$ 為鋼骨溫度 T 時之受壓強度，計算方式如下。

$${}_sN(T) = {}_sA_s \cdot f_k \quad (4-15)$$

其中 ${}_sA$ 為鋼骨之斷面積； ${}_sf_c(T)$ 為溫度 T 時之鋼骨降伏強度。

${}_rN(T)$ 為混凝土溫度 T 時之受壓強度，計算方式如下。

$$\frac{\sum_r N(T)}{A_{c_i} \cdot f'_c(T_i)} = \frac{\chi_{n1}}{2} + n \cdot m P_t \left(2 - \frac{1}{\chi_{n1}} \right) \quad (4-16)$$

其中 A_c 為混凝土之斷面積； $f'_c(T)$ 為混凝土溫度 T 時之極限強度； $\chi_{n1} = \chi_n / D$ ； χ_n 為斷面最大受壓處與中性軸之距離； D 為混凝土斷面之深度； $n = E_s / E_c$ ； $m P_t$ 為拉力鋼筋比。

Eurocode 4 (2005)及美國 AISC (2016)兩規範中所使用之一般鋼材之高溫下材料機械性質折減係數相同，可適用於本研究整理先前之內灌混凝土箱型鋼柱於高溫相關研究之計算規範值中。本研究使用之鋼材為高強度鋼材，其於高溫下之材料性質折減係數則可以使用 Kown (2013)中實驗所得之折減係數。

第二節 受壓強度計算結果與討論

本研究整理目前內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下之火害實驗之相關研究包括陳誠直等人(2010)、陳誠直等人(2012)、陳誠直等人(2013)、李玉生等人(2009)之文獻及本研究之兩支試體，共 10 支試體如表 5-1 所示。

本研究試體 HCB5T7 於實驗過程中混凝土溫度測點訊號皆發生異常，並未取得實際混凝土溫度測點之數據。因此引用陳柏端(2020)於高溫下內灌混凝土鋼構件之熱傳數值分析結果。以實驗過程中測得之爐溫進行數值模擬，調整鋼與混凝土間之熱傳係數，使最後鋼骨平均溫度之分析結果與實驗量測數據相近，藉此取得內部混凝土之溫度。於鋼骨平均溫度達 700 °C 時，內部混凝土溫度之數值分析結果如圖 5-1 所示，其中外圍混凝土之平均溫度為 316 °C；第二層混凝土之平均溫度為 123 °C；中心混凝土之平均溫度為 68 °C。

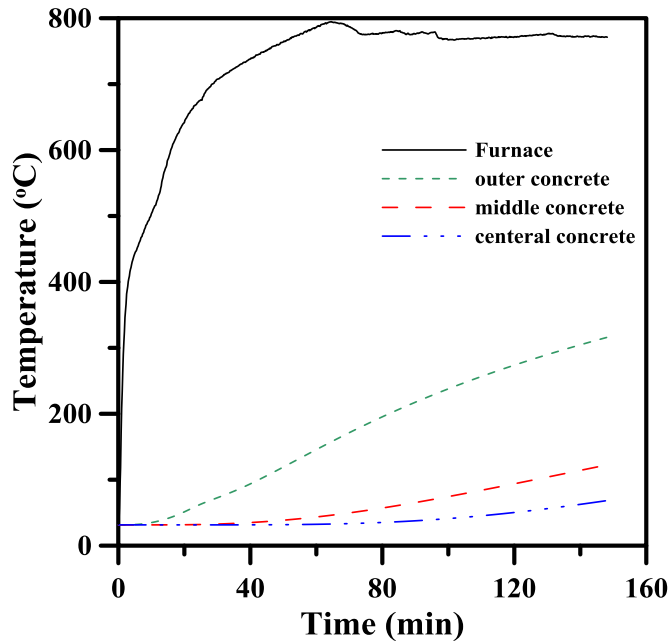


圖 5-1 試體 HCB5T7 混凝土熱傳分析結果

(資料來源：陳柏端 2020)

計算過程中，因火害下鋼柱與混凝土之互制關係較難得知，僅能於分析時依理論及規範作出簡化且合理之假設。10 支試體之計算值結果如表 5-2 所示，計算過程詳見附錄三。其中李玉生等人(2009)及本研究兩支試體之實驗方法採用定溫加載，因此在計算溫度時使用全部斷面有效溫度測點之平均值。其餘內灌混凝土箱型鋼柱於火害下之相關研究皆為定載加溫，以致於各斷面量測之平均溫度相差較大。但試體發生挫屈之處大多鄰近平均溫度較高之斷面，因此在計算定載加溫試體於高溫下之受壓強度時皆使用平均溫度最高之斷面溫度。

由結果可以得知，我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」代入高溫材料機械性質之計算值平均低估實驗受壓強度 5%。以轉換斷面代入美國 AISC 附錄 4 之計算值平均低估實驗受壓強度 10%。日本 AIJ-SRC 代入高溫材料機械性質之計算值平均低估實驗受壓強度 31%。Eurocode 4 高溫下受壓構材之設計規範平均高估實驗受壓強度 11%。推測應為 Eurocode 4 規範計算鋼管混凝土柱受壓強度之方法為純鋼構件之延伸，無考慮到混凝土之性質。以我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」代入高溫材料機械性質之計算值最為接近實驗值，因該規範使用強度疊加法計算鋼管混凝土柱之受壓強度，周詳考慮到鋼材及混凝土之

貢獻，因此較其它規範準確。

基於上述原因，以我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」代入高溫材料機械性質之計算值最為接近實驗受壓強度。故本研究建議使用我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」代入高溫材料機械性質作為內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下之受壓強度計算模式，惟實務上在進行設計時較難得知於高溫下內灌之混凝土分層溫度，應可依照 Eurocode 簡易計算法中假設混凝土全斷面溫度皆為外圍混凝土溫度，如此將可得到更為保守之計算值。

表 5-1 內灌混凝土箱型鋼柱火害實驗結果

文獻	試體 編號	斷面尺寸 B×t (mm)	長度 (mm)	鋼骨 降伏強度 (tf/cm ²)	混凝土 極限強度 (kgf/cm ²)	抗壓強度 (tf)	鋼骨之 平均溫度 (°C)	外圍 混凝土 之溫度 (°C)	第二層 混凝土 之溫度 (°C)	中心 混凝土 之溫度 (°C)
本研究	HCB4T6	400×30	3830	5.3	712	1127	623	329	152	132
	HCB5T7	500×25	3830	5.1	712	902	711	316*	123*	68*
陳誠直等人 (2010)	CFBC-3	500×22	4350	3.8	673	900	758	247	68	36
陳誠直等人 (2012)	LR0.6-B	400×19	3360	4.3	515	985	557	94	71	41
	LR0.3-B	400×19	3360	4.3	515	493	708	113	88	37
陳誠直等人 (2013)	B5N-.6	500×19	3060	4.0	564	1366	560	101	48	47
李玉生等人 (2009)	L-300	410×12	1230	3.5	500	1262	300	262	256	249
	L-400	410×12	1230	3.5	500	1069	400	280	275	163
	L-500	410×12	1230	3.5	500	974	500	307	272	213
	L-600	410×12	1230	3.5	500	876	600	283	274	265

註：

*熱傳數值分析所得溫度

(資料來源：本研究整理)

表 5-2 內灌混凝土箱型鋼柱受壓強度之計算值

文獻	試體 編號	P_{Test} (tf)	$P_{n,TWN}$ (tf)	$P_{n,AISC}$ (tf)	$P_{n,AIJ}$ (tf)	$P_{n,EC4}$ (tf)	$\frac{P_{Test}}{P_{n,TWN}}$	$\frac{P_{Test}}{P_{n,AISC}}$	$\frac{P_{Test}}{P_{n,AIJ}}$	$\frac{P_{Test}}{P_{n,EC4}}$
本研究	HCB4T6	1127	1035	965	1169	1225	1.09	1.17	0.96	0.92
	HCB5T7	902	825	859	746	1153	1.09	1.05	1.21	0.78
陳誠直等人 (2010)	CFBC-3	900	832	835	587	1131	1.08	1.08	1.53	0.80
陳誠直等人 (2012)	LR0.6-B	985	931	822	912	1047	1.06	1.20	1.08	0.94
	LR0.3-B	493	485	466	438	623	1.01	1.06	1.13	0.79
陳誠直等人 (2013)	B5N-.6	1366	1566	1294	1165	1641	0.87	1.06	1.17	0.83
李玉生等人 (2009)	L-300	1262	1111	1087	835	1240	1.13	1.16	1.51	1.02
	L-400	1069	1103	1071	832	1225	0.97	1.00	1.28	0.87
	L-500	974	952	933	682	1078	1.02	1.04	1.43	0.90
	L-600	876	751	748	477	879	1.16	1.17	1.84	1.00
平均比值	-	-	-	-	-	-	1.05	1.10	1.31	0.89
C.O.V	-	-	-	-	-	-	0.07	0.06	0.19	0.09

註：

P_{Test} = 火害實驗之實驗受壓強度。

$P_{n,AISC}$ = 以轉換斷面及高溫下材料機械性質代入AISC附錄4計算之受壓強度。

$P_{n,TWN}$ = 以高溫材料機械性質代入鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說計算之受壓強度。

$P_{n,EC4}$ = Eurocode 4計算之受壓強度。

$P_{n,AIJ}$ = 以高溫下材料機械性質代入AIJ-SRC計算之受壓強度。

(資料來源：本研究整理)

由我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」代入 Eurocode 4 及 Kwon (2013)之高溫材料機械性質之計算方式可以得知，試體 HCB4T6 於高溫下受壓強度之計算值為 1035 tf，其中鋼骨承擔 867 tf，載重比值為 0.84；混凝土承擔 168 tf，載重比值為 0.16。試體 HCB5T7 於高溫下受壓強度之計算值為 825 tf，其中鋼骨承擔載重為 378 tf，載重比值為 0.46；混凝土承擔載重為 447 tf，載重比值為 0.54，如表 4-3 所示。由此可以發現於約 600°C 時，試體之受壓強度大部分由鋼骨提供；於約 700°C 時鋼骨強度急遽下降，雖仍可保持一定強度，但此時試體之受壓強度主要由內灌之混凝土提供。

表 5-3 試體之鋼骨與混凝土載重分擔關係

試體編號	$P_{n,TWN}$ (tf)	P_s (tf)	P_c (tf)	鋼骨 載重比值	混凝土 載重比值
HFB4T6	1035	867	168	0.84	0.16
HCB5T7	825	378	447	0.46	0.54

(資料來源：本研究整理)

第六章 結論與建議

第一節 結論

本研究進行兩支 SM570 系列之高強度鋼板銲接箱型鋼柱內灌高強度自充填混凝土於高溫下之軸壓實驗，箱型斷面皆為塑性設計斷面且其銲接採用全滲透開槽銲。試體之斷面大小為 400 mm 及 500 mm，且目標溫度為鋼骨之平均溫度分別達 600°C 與 700°C。實驗採定溫加載，以取得其受壓強度及破壞模式，並建立高強度內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下之受壓強度計算模式。總結實驗及分析成果提出以下結論。

1. 兩支試體之箱型斷面採用全滲透開槽銲，於高溫下之軸向加載實驗後，銲道皆無發生破壞。
2. 試體 HCB4T6 於破壞時鋼骨平均溫度達 622.8 °C，外圍混凝土之溫度為 328.9 °C，第二層混凝土之溫度為 151.7 °C，中心混凝土之溫度為 131.5 °C。破壞模式主要為整體挫屈伴隨一處局部挫屈。試體 HCB5T7 於破壞時鋼骨平均溫度達 711.3 °C，破壞模式主要為多處局部挫屈及輕微整體挫屈。兩支試體於升溫及加載過程中皆有發生混凝土爆裂之聲響，為內部混凝土發生局部破裂。
3. 比較內灌混凝土箱型鋼柱火害實驗結果與各規範的計算值，Eurocode 4 之計算值高估實驗受壓強度且相差甚大。以轉換斷面代入美國 AISC 附錄 4、代入高溫材料機械性質的我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」與日本 AIJ-SRC 之計算值皆低估實驗受壓強度，且以我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」代入高溫材料機械性質之計算值最為接近實驗值，相較於其它規範準確。
4. 內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下之受壓強度的計算模式可以我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」代入高溫材料機械性質的計算方式，惟實務上進行設計時較難得知高溫下內灌混凝土之分層溫度，應可依照 Eurocode 簡易計算法中假設混凝土全斷面溫度皆為外圍混凝土溫度，如此將可得到更為保守之計算值。

5. 觀察我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」代入高溫材料機械性質之計算方式可以發現，當溫度為 600 °C 以下時，鋼骨仍具有良好之強度，此時內灌混凝土箱型鋼柱之受壓強度主要由鋼骨提供。當溫度提升至約 700 °C 時，鋼骨之強度急遽下降，內灌混凝土箱型鋼柱之受壓強度主要由混凝土提供。

第二節 建議

高強度鋼板及螺栓於火害後材料機械性質之研究：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國鋼結構協會

國內高層建築物常採用鋼構造，惟強度需求高時常使用高強度鋼板；高強度螺栓亦常應用於鋼構造建物之構件接合中，兩者於火害後之機械性質將影響鋼構造建築物火害後的強度。針對國內常使用之高強度建築用鋼及螺栓於火害後材料機械性質之相關研究甚少，高強度建築用鋼及高強度螺栓於火害後之材料機械性質之研究有其必要性，以作為火害後鋼構造建築鑑定與強度評估之依據。

附錄一 試體設計圖

工程圖說文件內容

- 1.材料總表
- 2.注意事項
- 3.工程圖目錄
 - (1) 圖號1 試體B4組裝圖
 - (2) 圖號2 試體B5組裝圖
 - (3) 圖號3 試體B4大端板詳圖
 - (4) 圖號4 試體B5大端板詳圖
 - (5) 圖號5 試體B4小端板詳圖
 - (6) 圖號6 試體B5小端板詳圖
 - (7) 圖號7 細項詳圖
 - (8) 圖號8 拉力試片詳圖

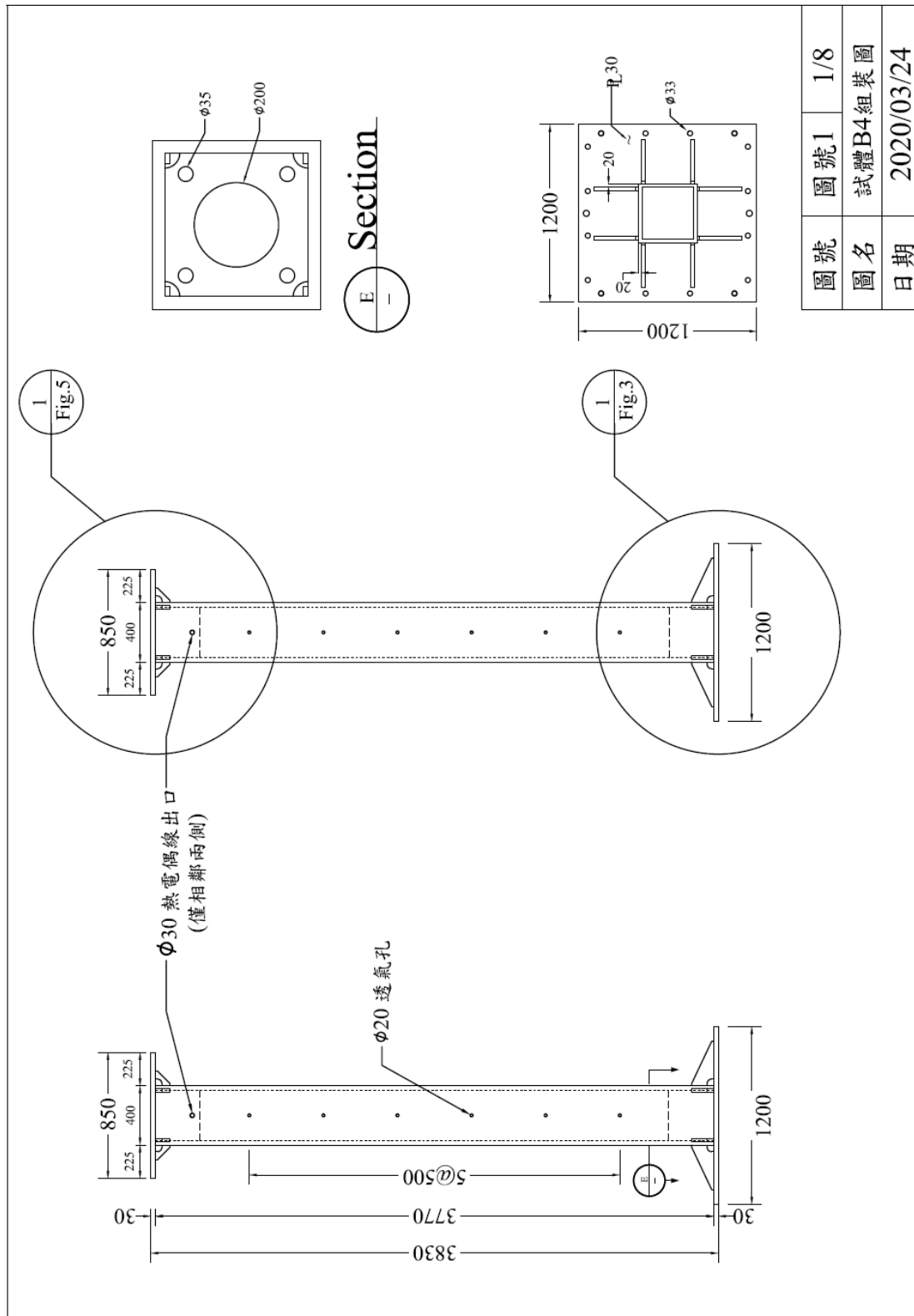
聯絡人:黃薪曄 (0988-372-752)
email:yalehuang0@gmail.com
指導老師:陳誠直 教授

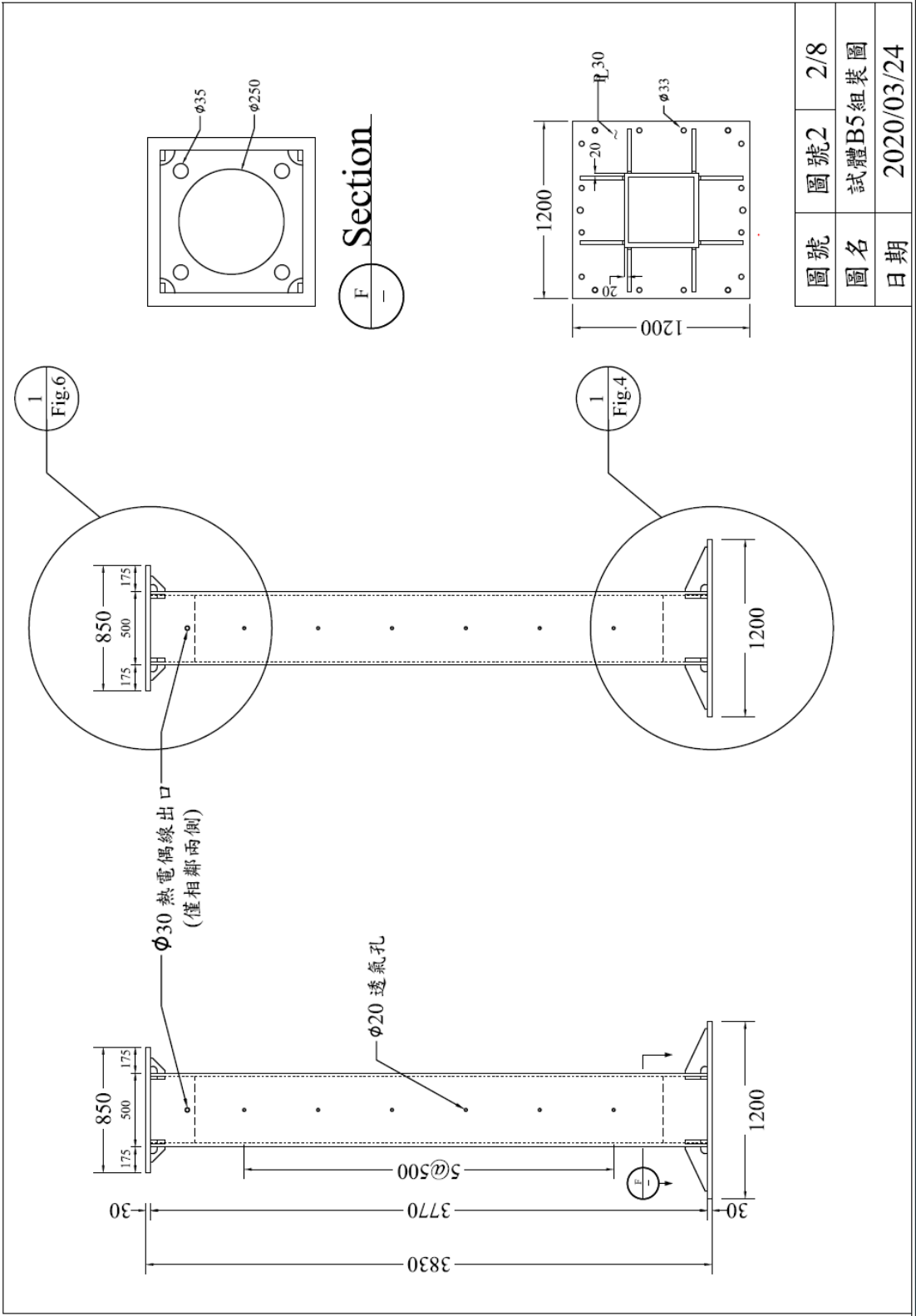
國立交通大學土木工程學系

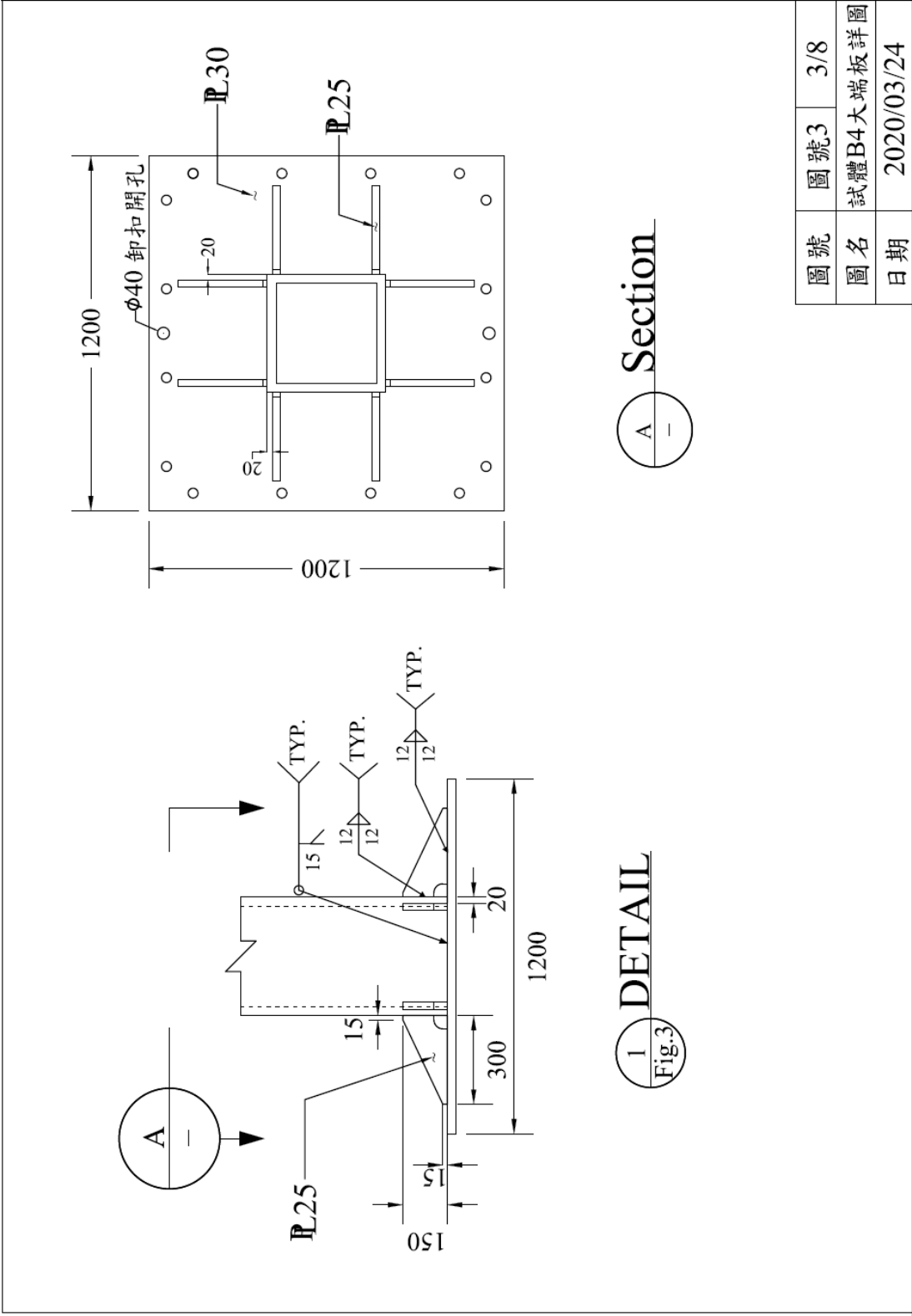
中華民國 109 年 3 月 24 日

注意事項：

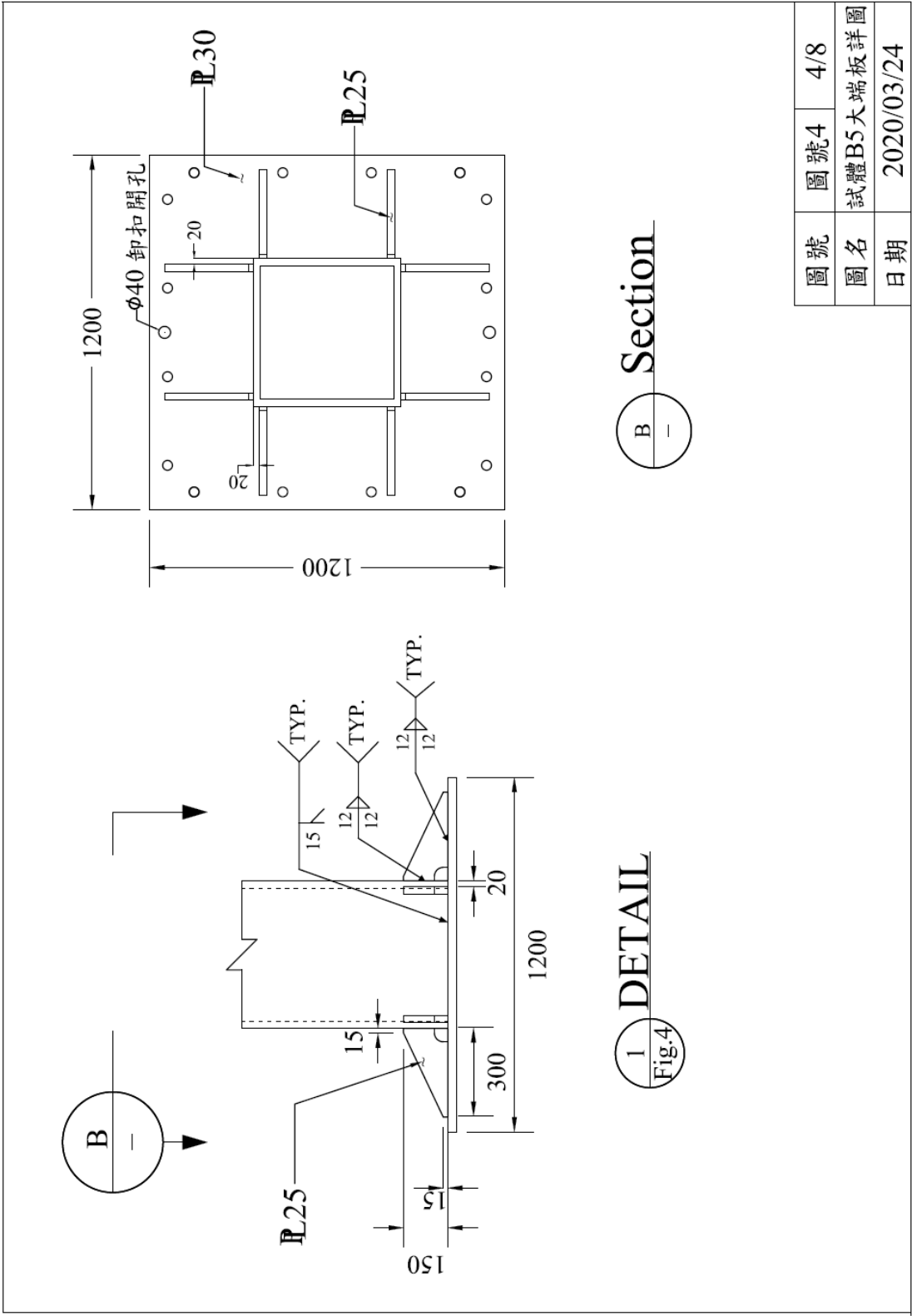
- 1.圖面上尺寸，均以公厘(mm)為單位。
- 2.箱型鋼柱材料：SM570MC，其他鋼板使用A572 Gr.50或相當等級之鋼板。
- 3.銲接接合：
 - (1) 本圖之銲接符號使用AWS系統。
 - (2) 構材銲接均須符合美國銲接協會結構銲接規範AWS D1.1之規定。銲條採用天泰銲材TWE-811Ni1。
 - (3) 所有全滲透銲均需自主檢查超音波檢測。
- 4.試體內部須設置熱電偶測點，當完成箱型鋼柱U型組立時，請通知業主施作。
- 5.請廠商配合以鋼線固定熱電偶測點之銲接作業。
- 6.拉力試片須與試體採用之鋼材為同一母材。
- 7.承包商若因施工製作之問題，必須變更設計時，須予以告知。



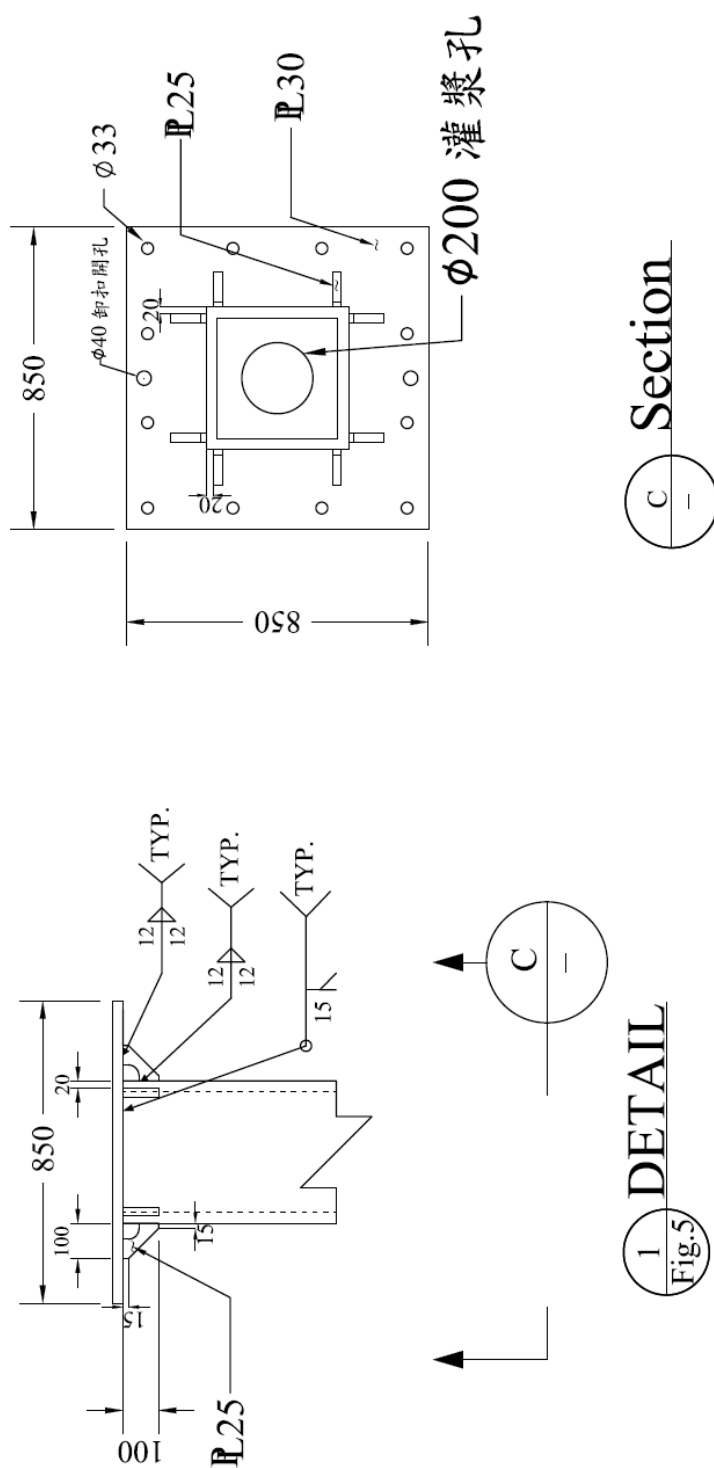




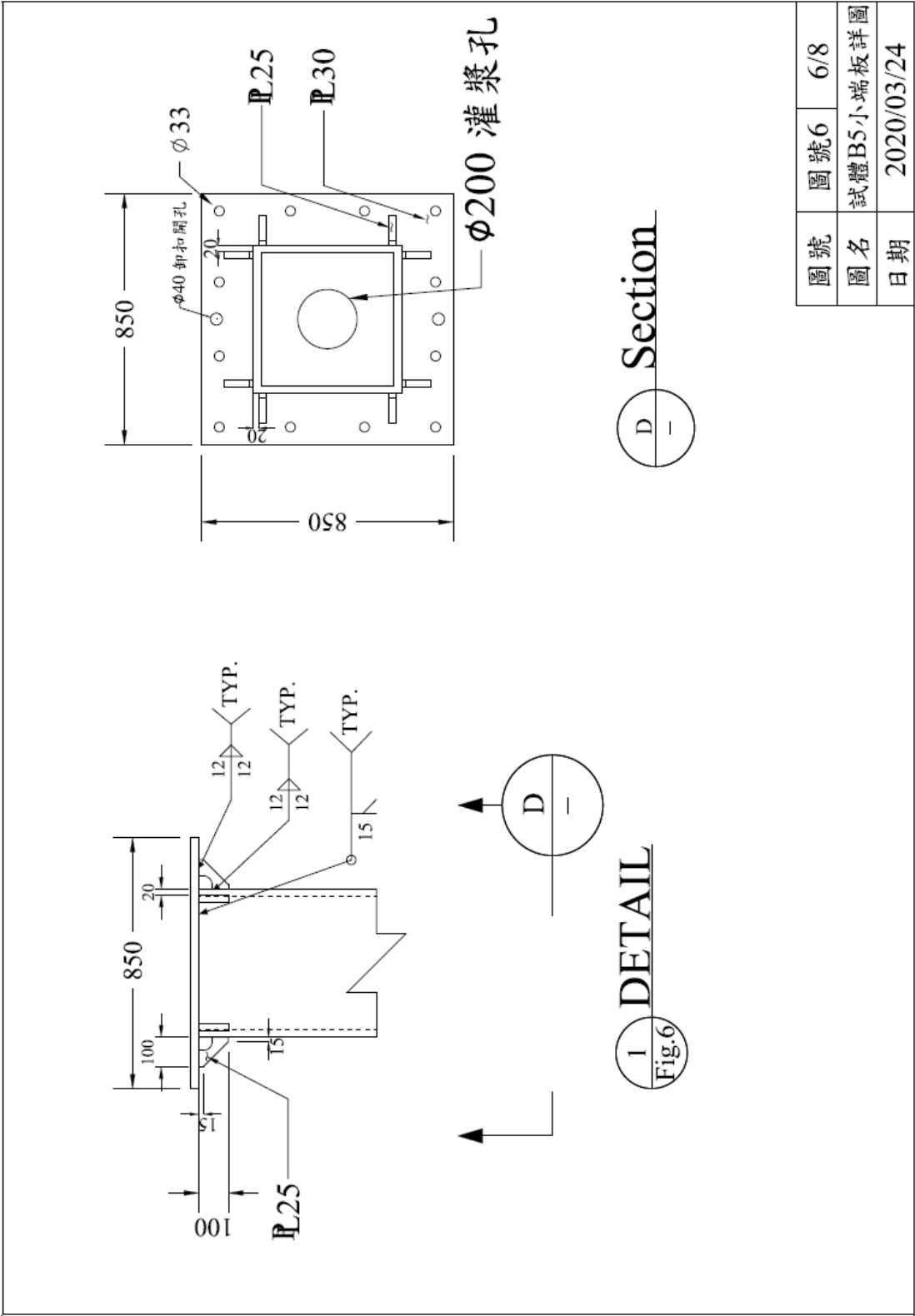
圖號	圖號3	3/8
圖名	試體B4大端板詳圖	
日期	2020/03/24	

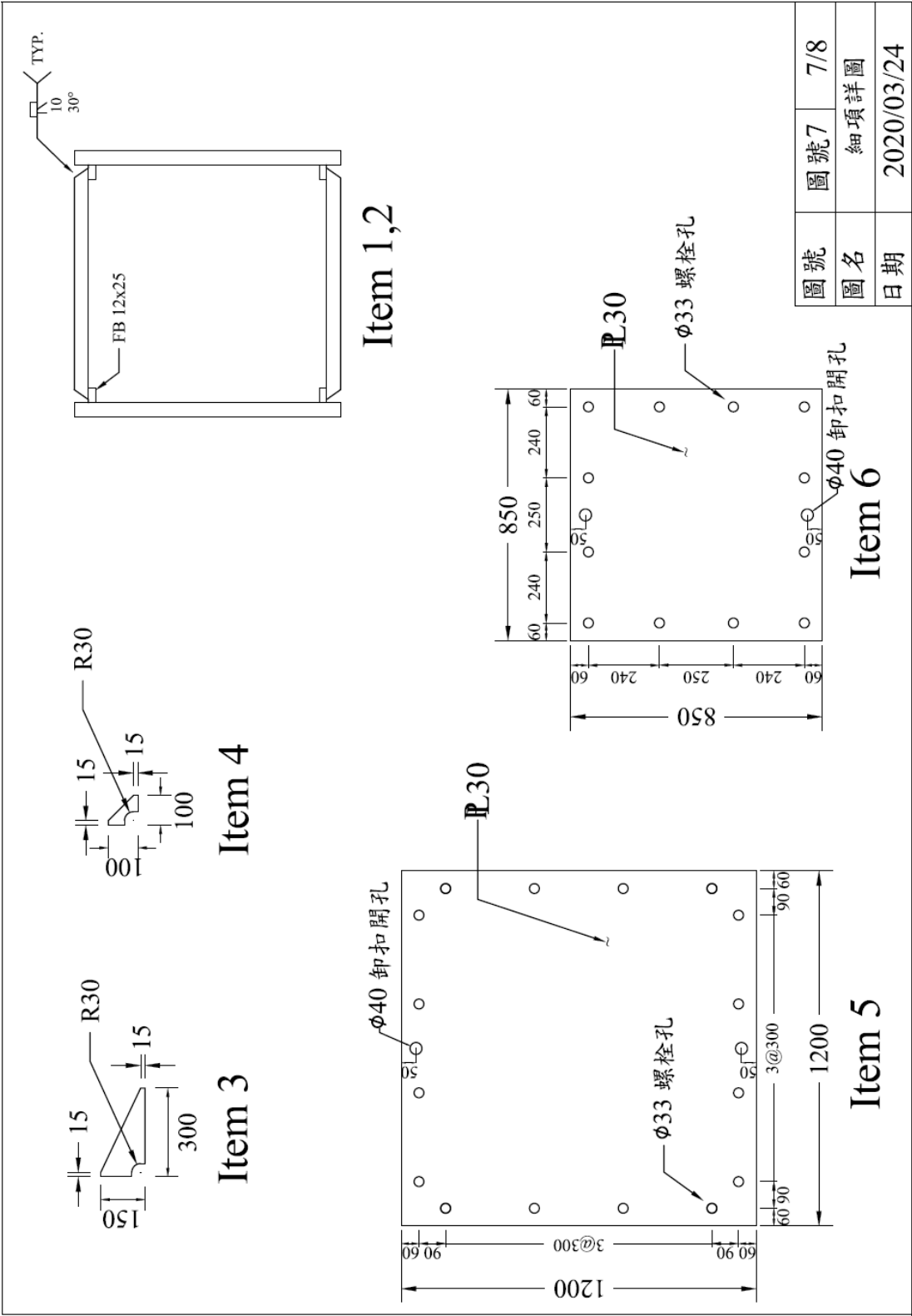


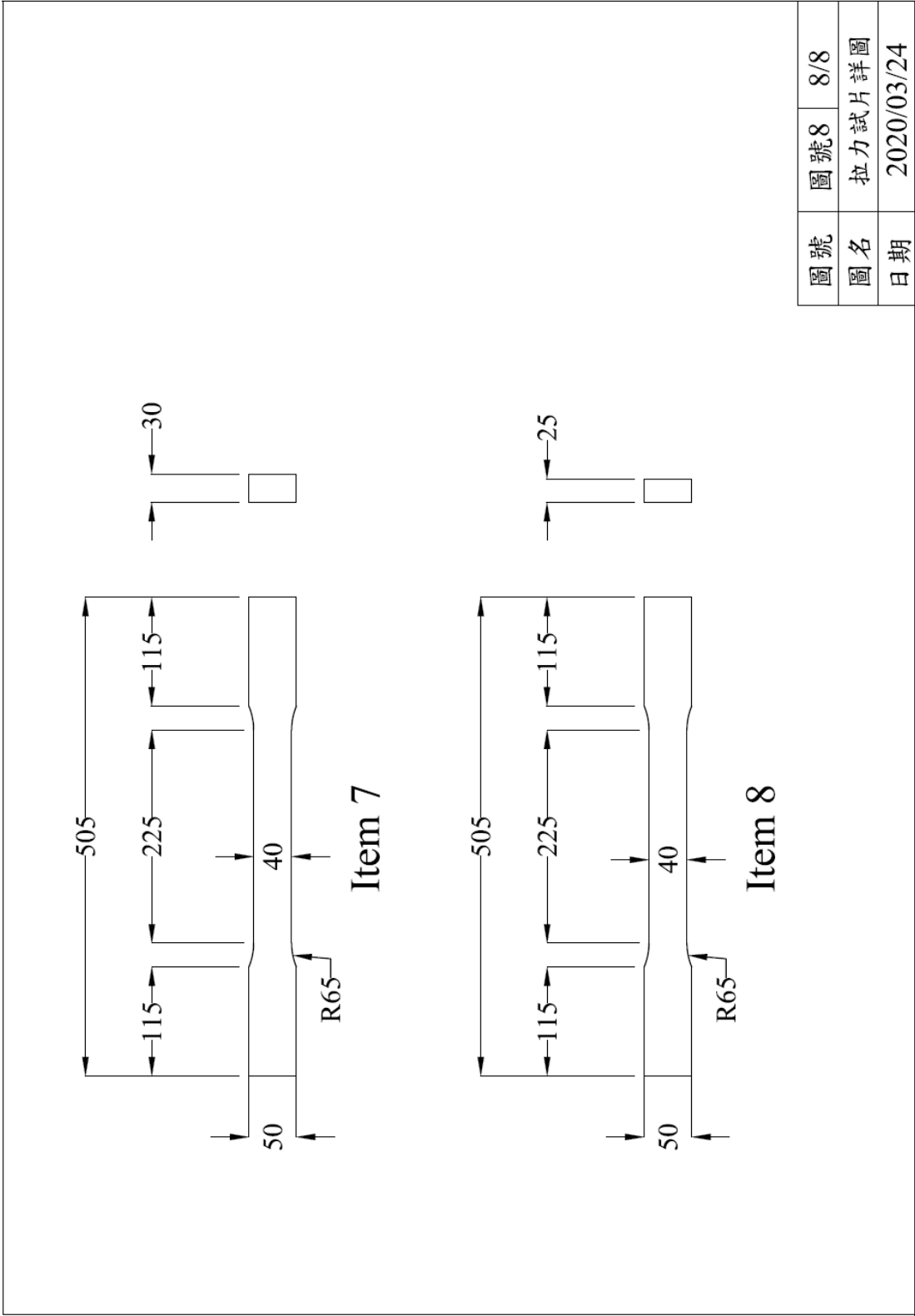
圖號	圖號4	4/8
圖名	試體B5大端板詳圖	
日期	2020/03/24	



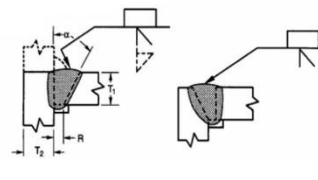
圖號	圖號5	5/8
圖名	試體B4小端板詳圖	
日期	2020/03/24	







附錄二 銲接箱型鋼柱角隅銲接程序

銲接程序		WELDING PROCEDURE SPECIFICATION (WPS)												
公司名稱 Co. Name		TUNG KANG STEEL STRUCTURE CORP.				銲接方式 WELDING PROCESS		SAW						
制訂者 Formulated by		H.P. YU		日期 Date	2013.01.30	銲接區分 Using Type		銲接 For Welding		√	修補 For Repairing	√		
授證者 Authorized by		T.C.CHEN		日期 Date	2013.01.30	型式 Type		手動式 Manual		—	半自動 Semi-Automatic	—		
輔助 PQR 文號 Supporting PQR No.		SM570M-No.5		校訂 Rev.	1			機械式 Machine		√	全自動 Automatic	—		
接頭設計 JOINT DESIGN USED						銲接位置 POSITION								
型式 Type		Single-bevel-groove weld, TC-joint				開槽位置 Position of Groove		1G		填角銲 Fillet		—		
單邊焊 Single Weld		√		雙邊焊 Double Weld		—		立銲前進方式 Vertical Progression						
背襯板 Backing		是 Yes		√		否 No		—		由下而上 Up			—	
背襯板材料 Backing Material		SM490A				電流性質 ELECTRICAL CHARACTERISTICS								
開槽間隙 R Root Opening		10 mm		開槽根部尺寸 f Root Face Dimension		—		轉換型式 Transfer Mode(GMAW)		短弧 Short-Circuiting			—	
開槽角度 α Groove Angle		30°		半徑 r Radius (J-U)		—		球狀 Globular		—		噴銲 Spray	—	
背割 Back Gouging		是 Yes		—	否 No	√	方法 Method	—		電流 Current			—	
								脈衝式 Pulsed		—		直流正極 DCEP	√	
								其他 Other		—			直流負極 DCEN	—
母材 BASE METALS						銲接技術 TECHNIQUE								
材料規格 Material Spec.		SM570M				直線或擺動 Stringer or Weave Bead		Stringer						
型式或等級 Type or Grade		-A;B;C HW				單層銲或多層銲 Multi-pass or Single Pass (per side)		Multiple						
厚度 Thickness						電極數 Number of Electrodes		3						
開槽 Groove		Unlimited		填角 Fillet		—		電極間隔 Electrode Spacing		縱向 Longitudinal			1-2(20~40mm) · 2-3(10~30mm)	
直徑(管)Diameter(Pipe)		—						橫向 Lateral		1-2(0~4mm) · 2-3(0~4mm)				
銲材 FILLER METALS						角度 Angle		80°~90° (All Electrodes)						
規格 AWS Specification		A5.23				槍嘴距離 Contact Tube to Work Distance		25~45mm(All Electrodes)						
等級 AWS Classification		EG-G				敲擊 Peening		None						
被覆材料 SHIELDING						層間清理 Interpass Cleaning		Slag Removed						
銲粉 Flux		AWS F8A2				銲機種類 WELDING MACHINE		Lincoln DC-1500 · AC-1200						
銲條-銲粉(等級) Electrode-Flux (Class)		F8A2- EG-G				銲接程序編號 Identification No.		TKSS-WPS5- TC-U4a 1-S-1G						
氣體 Gas		—				銲後熱處理 POSTWELD HEAT TREATMENT		Temp.					N/A	
成份 Composition		—		流量 Flow Rate		—		Time		N/A				
氣體出口口徑 Gas Cup Diameter		—		3~20 mm		10°C								
預熱/層間溫度(最小) Preheat/Interpass Temp.(Min.)		—		>20~50 mm		65°C								
		—		>50mm		110°C								
銲 接 程 序 WELDING PROCEDURE														
層次 Pass or Weld Layer(s)	銲 材 Filler Metals	電 流 Current (A)		電壓 Volts (V)	行走速度 Travel Speed (mm / min)	接合型式 Joint Details								
		型式或電極 Type & Polarity	安培或送線速度 Amps or Wire Feed Speed			TC-U4a 1-S								
Root Pass 1~2(打底)	4.8	DCEP	450~650	25~30	530~730									
Fill Pass 3~8(填銲)	4.8	DCEP	550~1,000	25~40	765~1035									
		AC	550~900	30~45										
		AC	550~900	30~45										
Cap Pass 9~n(蓋面)	4.8	DCEP	650~900	30~40	680~920									
		AC	650~900	35~45										
Root Pass		AC	650~900	35~45										

(資料來源：東鋼鋼結構股份有限公司 2013)

附錄三 高溫下試體受壓強度計算

壹、K 值推導

由往年於防火實驗中心之實驗結果發現柱上方之支承可轉動，但柱下方之支承無法轉動，故實際上之實驗設置為柱上端為鉸支承，下端為固定端，因此假設柱上端為鉸支承，而下端為固定端，且未受熱段之彈性模數遠大於受熱段。取中間受熱段長度 l_3 計算 K 值。

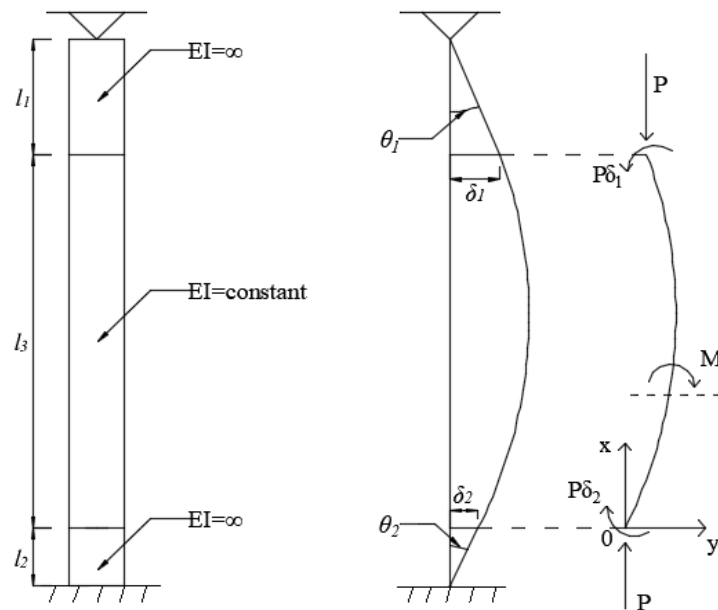


圖 A-1 柱體挫屈示意圖

其中： $\delta_1 = \theta_1 l_1$ ， $\delta_2 = \theta_2 l_2$

由中間受熱段之變形曲線 $EIy'' = M = -P\delta_2 - Py$ 可解得 $y(x)$ 為：

$$y(x) = \left(\frac{\theta_1 l_1}{\sin(p^* l_3)} \right) \sin(p^* x) ; \text{其中 } p^* = \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

$$y' = p^* \left(\frac{\theta_1 l_1 \cos(p^* x)_1}{\sin(p^* l_3)} \right)$$

→ 以 $y'(0) = 0$ 代入

$$\text{得 } 0 = \frac{p^* \theta_1 l_1}{\sin(p^* l_3)}, P = 0 \dots \dots \dots \text{無解}$$

→ 以 $y'(l_3) = -\theta_1$ 代入

$$\text{得 } p^* \left(\frac{l_1 \cos(p^* l_3)}{\sin(p^* l_3)} \right) = -1$$

→ 解得 p^*

$$\rightarrow p^* = \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

$$\rightarrow P = p^{*2} \times EI = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_3)^2}$$

$$\Rightarrow K = \frac{\pi}{p^* l_3}$$

貳、高溫下銲接箱型鋼柱受壓強度計算

以 HCB4T6 試體為例，此試體之受熱段長度為 352 cm，以上述之方法可以推出 K 值約為 1.26，斷面尺寸為 $\square 400 \times 400 \times 30$ mm。鋼材之降伏強度為 5.3 tf/cm²，混凝土之抗壓強度為 712 kgf/cm²。試體於高溫下受壓強度之計算參考 Eurocode 4 (2005)、AISC (2016) 及國內「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」受壓構材之標稱強度計算方式，並使用 Eurocode 4 (2005) 建議之高溫下材料機械性質折減係數。

1. 斷面肢材寬厚比要求：

$$\lambda_{pd} = \sqrt{\frac{3E_s}{F_y}} = 34.$$

$$\text{HCB4T6 斷面：} \frac{b}{t} = 11.3 \leq \lambda_{pd} \quad \text{OK}$$

2. 柱之標稱強度計算：

計算 $P_{n,TWN}$ ：

$$E_s = 2075.1 \text{ tf/cm}^2, F_y = 5.3 \text{ tf/cm}^2, f'_c = 0.71 \text{ tf/cm}^2$$

$$A_s = 444 \text{ cm}^2, A_{c1} = 56.25 \text{ cm}^2, A_{c2} = 450 \text{ cm}^2, A_{c3} = 649.75 \text{ cm}^2$$

$$I_s = 101972 \text{ cm}^4, I_{c1} = 263 \text{ cm}^4, I_{c2} = 21094 \text{ cm}^4, I_{c3} = 90004 \text{ cm}^4$$

$$r_{eff} = r_s + \alpha \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} + \alpha \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = \sqrt{\frac{101972}{444}} + 0.1 \sqrt{\frac{213333}{1600}} = 15.15 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_{eff}} \sqrt{\frac{F_{ys}(T)}{E_s(T)}} = \frac{1.26 \times 350}{\pi \times 15.15} \sqrt{\frac{5.3 \times 0.42}{2075.1 \times 0.40}} = 0.445$$

$$\lambda_c \leq 1.5 \text{ 時：}$$

$$\begin{aligned} P_{ns}(T) &= (0.211\lambda_c^3 - 0.57\lambda_c^2 - 0.06\lambda_c + 1)F_{ys}(T)A_s \\ &= (0.211 \times 0.445^3 - 0.57 \times 0.445^2 - 0.06 \times 0.445 + 1)5.3 \times 0.42 \times 444 \\ &= 867.26 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{nrc}(T) &= \min \left\{ \phi_e \left(0.85 \sum_{i=1}^3 f'_c(T_i)A_{ci} \right), \phi_e \left[\frac{\pi^2 (EI)_{rc}}{(KL)^2} \right] \right\} \\ &= \min \left\{ 0.8 \times 0.85 \times 0.71 \times (0.98 \times 56.25 + 0.97 \times 450 + 0.82 \times 649.75), 0.8 \left[\frac{\pi^2 \times 4130124}{(1.26 \times 350)^2} \right] \right\} \\ &= \min \{ 495.95, 167.70 \} \\ &= 167.70 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= P_{ns}(T) + P_{nrc}(T) \\ &= 867.26 + 167.70 \\ &= 1035 \text{ tf} \end{aligned}$$

計算 $P_{n,AISC}$ ：

$$E_s = 2075.1 \text{ tf/cm}^2, F_y = 5.3 \text{ tf/cm}^2, f'_c = 0.71 \text{ tf/cm}^2$$

$$A_s = 444 \text{ cm}^2, A_{c1} = 56.25 \text{ cm}^2, A_{c2} = 450 \text{ cm}^2, A_{c3} = 649.75 \text{ cm}^2$$

$$I_s = 101972 \text{ cm}^4, I_{c1} = 263 \text{ cm}^4, I_{c2} = 21094 \text{ cm}^4, I_{c3} = 90004 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned} P_{no}(T) &= F_y(T)A_s + 0.85 \sum_{i=1}^3 f'_c(T_i)A_{ci} \\ &= 5.3 \times 0.42 \times 444 + 0.85 \times 0.71 \times (0.98 \times 56.25 + 0.97 \times 450 + 0.82 \times 649.75) \\ &= 1606.58 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$C_1 = 0.25 + 3 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.7$$

$$0.25 + 3 \left(\frac{420.64}{2500} \right) = 0.754, C_1 \text{取} 0.7$$

$$\begin{aligned} E(T)I_{eff} &= E_s(T)I_s + C_1 \sum_{i=1}^3 E_c(T_i)I_{ci} \\ &= 2075.1 \times 0.4 \times 101972 + 0.7 \times (156.68 \times 263 + 145.24 \times 21094 + 74.33 \times 90004) \\ &= 91519330.54 \text{ tf} \cdot \text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_e(T) &= \pi^2 \left(E(T)I_{eff} \right) / L_c^2 \\ &= \pi^2 \times 91519330.54 / (1.26 \times 350)^2 \\ &= 4644.46 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

$$\frac{P_{no}(T)}{P_e(T)} = \frac{1608.43}{4644.46} = 0.35$$

$$\begin{aligned} P_n(T) &= P_{no}(T) \left(0.42 \sqrt{\frac{P_{no}(T)}{P_e(T)}} \right) \\ &= 1606.58 \times 0.42^{\sqrt{0.35}} \\ &= 965 \text{ tf} \end{aligned}$$

計算 $P_{n,AIJ}$:

$$E = 2075.1 \text{ tf/cm}^2, F_y = 5.3 \text{ tf/cm}^2, f'_c = 0.71 \text{ tf/cm}^2$$

$$A_{u,\theta} = 444 \text{ cm}^2, A_{c1,\theta} = 56.25 \text{ cm}^2, A_{c2,\theta} = 450 \text{ cm}^2, A_{c3,\theta} = 649.75 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} {}_s N(T) &= {}_s A \cdot {}_s f_c(T) \\ &= 444 \times 0.42 \times 5.3 \\ &= 988.34 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} {}_r N(T) &= \left(\frac{\chi_{n1}}{2} + n \cdot {}_m p_t \left(2 - \frac{1}{\chi_{n1}} \right) \right) \cdot \sum A_{c_i} \cdot f'_c(T_i) \\ &= \left(\frac{0.5}{2} + 0 \right) \times 0.71 \times (0.98 \times 56.25 + 0.97 \times 450 + 0.82 \times 649.75) \\ &= 181.83 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N(T) &= {}_s N(T) + {}_r N(T) \\ &= 987.34 + 181.83 \\ &= 1169 \text{ tf} \end{aligned}$$

計算 $P_{n,EC4}$ ：

$$E = 2075.1 \text{ tf/cm}^2, \quad F_y = 5.3 \text{ tf/cm}^2, \quad f'_c = 0.71 \text{ tf/cm}^2$$

$$A_{a,\theta} = 444 \text{ cm}^2, \quad A_{c1,\theta} = 56.25 \text{ cm}^2, \quad A_{c2,\theta} = 450 \text{ cm}^2, \quad A_{c3,\theta} = 649.75 \text{ cm}^2$$

$$I_{a,\theta} = 101972 \text{ cm}^4, \quad I_{c1,\theta} = 263 \text{ cm}^4, \quad I_{c2,\theta} = 21094 \text{ cm}^4, \quad I_{c3,\theta} = 90004 \text{ cm}^4$$

$$f_{ay,\theta} = F_y \times 0.41 = 5.3 \times 0.41 = 2.23 \text{ tf/cm}^2$$

$$f_{c1y,\theta} = f'_c \times 0.98 = 0.71 \times 0.98 = 0.69 \text{ tf/cm}^2$$

$$f_{c2y,\theta} = f'_c \times 0.97 = 0.71 \times 0.97 = 0.68 \text{ tf/cm}^2$$

$$f_{c3y,\theta} = f'_c \times 0.82 = 0.71 \times 0.82 = 0.58 \text{ tf/cm}^2$$

$$\begin{aligned} N_{\bar{f}_i, pl, Rd} &= \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M, \bar{f}_i, a} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{cy,\theta}) / \gamma_{M, \bar{f}_i, c} \\ &= 444 \times 2.23 / 1 + (56.25 \times 0.69 + 450 \times 0.68 + 649.75 \times 0.58) / 1 \\ &= 1716.08 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (EI)_{\bar{f}_i, eff} &= \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{c, sec, \theta} I_{c,\theta}) \\ &= 1 \times 2075.1 \times 0.4 \times 101972 + 0.8 \times (156.68 \times 263 + 145.24 \times 21094 + 74.31 \times 90004) \\ &= 92495926.43 \text{ tf} \cdot \text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{\bar{f}_i, cr} &= \pi^2 (EI)_{\bar{f}_i, eff} / l_\theta^2 = \pi^2 (EI)_{\bar{f}_i, eff} / (KL)^2 \\ &= \pi^2 \times 92495926.43 / (1.26 \times 350)^2 = 4694.02 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{N_{\bar{f}_i, pl, Rd}}{N_{\bar{f}_i, cr}}} = \sqrt{\frac{1716.08}{4694.02}} = 0.6$$

$$\varphi_\theta = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2 \right] = \frac{1}{2} \left[1 + 0.49 \times 0.6 + 0.6^2 \right] = 0.831$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} = \frac{1}{0.831 + \sqrt{0.831^2 - 0.6^2}} = 0.7138$$

$$N_{\hat{f}, Rd} = \chi N_{\hat{f}, pl, Rd} = 0.7138 \times 1716.08 = 1225 \text{ tf}$$

附錄四 審查意見與答覆

壹、期初審查意見與答覆

時間：109 年 1 月 14 日，上午 10 時 30 分

地點：內政部建築研究所 15 樓第 3 會議室

新北市新店區北新路三段 200 號 15 樓

項次	審查委員意見	廠商回應
1	鋼材倘考量邊柱問題，因有不均勻受熱，致鋼板伸長量不一，其是否會影響破壞行為？	邊柱於高溫下因受熱不均勻有曲率之問題，其破壞模式不同於四面均溫的試體。本計畫受限於經費，試體少難以考量過多參數，故先探討純軸壓強度，以四面均勻加熱，達到既定溫度後再加壓找出抗壓強度。
2	工程實務高樓建築均設有灑水系統，其與實驗室持續加溫有異，是否影響後續的參數？	高樓灑水降溫屬防火救災，目的是增加防火時效，與本計畫作抗壓強度不同，且於實驗爐中以標準升溫曲線加溫，對試體較為嚴格，參數較容易控制。
3	服務建議書第 21 頁，研究經費(二)業務費與(三)差旅費均編有資料收集，二者差異為何，請說明。	業務費之資料蒐集費為購買國內外有版權之相關規範及文獻等資料的所需花費，差旅費中的資料收集是為出差取得研究所需資料。
4	本案係高溫下箱型柱內灌混凝土抗壓強度之研究，實際上柱構件同時會受到彎矩力之影響，建議可列入未來研究項目。	本計畫研究目的為探討高強度內灌混凝土高溫下之抗壓強度，未考量軸力與彎矩之互制關係。柱構件同時承受軸力與彎矩之研究

		項目有待後續的研究。
5	當結構受到高溫火害時，可能因消防灑水降溫影響強度變化，請加以考量。	消防灑水是為降低溫度以增加承载力與防火時效，本計畫研究目的即為探討高溫下之承载力。
6	如何避免熱感元件於試驗中失效，及如何預做防範，以確保實驗完整性，請說明。	熱電偶是依 CNS12514-7 規定佈設於試體斷面，為防止於實驗中失效，除增加測點數外，並在設置後加強檢驗。
7	本實驗試體製作有無需要辦理採購，是否影響實驗時程？	試體製作需要辦理採購，尤其是高強度鋼板的採購需要時間。當試體規劃完成後將會盡速辦理採購。
8	請說明二次專家座談會預定什麼階段進行。	專家座談會第 1 次預定於試體設計後舉行，依據專家建議修正再進行製作；第 2 次會議預定於實驗後舉行，以歸納實驗結果及結論。
9	本計畫實驗試體只有 2 個，是否足夠請加以說明，若以後有計畫案是否繼續進行研究？	受限於經費試體數量少，將蒐集國內外實驗數據以補強。未來可繼續進行實驗，使計算模式更加完整。
10	服務建議書提及試體設計有數個透氣孔，作為灌漿及高溫下水氣排出之用，請說明如何考量以與工程實務界相配合。	配合工程實務的設計，將設計少量的透氣孔，使其不影響試體行為與強度。
11	請本案就各國之規範及實務應用補充說明。	本計畫除參考 Eurocode 與 AISC 的設計規範外，將再參考大陸的防火技術規範。研究成果可應用於工程實務上的防火性能設計。

12	請就本案研究成果如何與過去研究整合，及未來之推廣應用方面加以補充說明。	研究成果將併入過去內灌混凝土箱型鋼柱的實驗結果於計算模式。研究成果可作為鋼構造防火設計手冊之參考資料。
----	-------------------------------------	---

貳、第一次工作會議

會議日期：109 年 5 月 19 日，下午 03 時 00 分

地點：內政部建築研究所 13 樓簡報室

新北市新店區北新路三段 200 號 13 樓

委員	專家學者意見	答覆
蔡組長綽芳	1. 本研究計畫將有甚麼產出與於國內防火工程有何貢獻? 2. 歐規防火時效規範規定鋼管混凝土內設置鋼筋，本研究之試體是否需要設置鋼筋? 3. 防火被覆材的耐久性與地震後的防火性能有所疑慮，「鋼構造建築物防火設計技術參考手冊」如何考量防火被覆的耐久性?	1. 本研究將建立高溫下內灌混凝土箱型鋼柱抗壓強度之計算模式，研究成果可納入「鋼構造建築物防火設計技術參考手冊」之中。預期研究成果可提供設計者以計算模式獲得高溫下高強度箱型鋼柱內灌混凝土的抗壓強度。 2. 本研究之試體為內灌混凝土箱型鋼柱，與鋼管混凝土柱不同，實務上不設置鋼筋。因此將不考慮於試體內部設置鋼筋。 3. 被覆材的材料性質將影響防火性能，各家廠商有不同的被覆材。基於被覆材的材料性質，依據手冊可計算鋼構件的升溫，進而推算其承载力。被覆材的耐久性非本研究所能及。

李博士其忠	1. 試體預計於 600°C 與 700°C 進行加載，如何定義試體溫度達預期之溫度？ 2. 預計試體於高溫下之承载力達 1200 多噸，惟試體材料強度將高於標稱強度，須注意試體之承载力高於加載設備之容量。 3. 主持人之前進行過內灌混凝土箱型鋼柱防火時效之研究，其實驗數據如何應用於本計畫研究？	1. 試體受熱時箱型鋼柱溫度將較內灌混凝土高出不少，試體之預期溫度將定義為箱型鋼柱之平均溫度。 2. 銘謝指教，若依材料之實際強度預估，試體高溫下之承载力約為 1410 噸，仍在加載設備之容許範圍內。 3. 之前研究為定載加溫以獲得耐火時間，將嘗試以試體達到耐火時間時之溫度，計算試體的承载力，並與實驗時的施加载重比較。
陳博士柏端	1. 試體的製作是否能配合火害實驗的時程？ 2. 第一次專家學者諮詢會議宜儘速辦理。	1. 試體製作應於七月底完成，應可配合排定於九月初之實驗。 2. 遵照辦理。

參、期中審查會議

會議日期：109 年 7 月 9 日，下午 02 時 30 分

地點：內政部建築研究所 15 樓第四會議室

新北市新店區北新路三段 200 號 15 樓

委員	專家學者意見	答覆
李理事長明智	- 本研究對於鋼構件無火害及有火害之實驗比較，有其重要及必要性，值得肯定。 - 試體在加壓加溫下之破壞位置及補強方式，建議呈現於研究成果及建議。 - 文獻研究建議列表說明與本研究之連結，並請針對國外各規範之異同，及在實務上不同跨度、高度、載重與 H 型鋼、鋼管填充 RC、箱型柱與 SRC 等各類結構型態進行比較。	- 銘謝指教。 - 遵照辦理，試體之破壞位置將新增於第四章之實驗結果。本研究僅探討抗壓強度，補強方式並不為本研究之研究範圍，有待後續研究補充。 - 先前文獻研究成果將與規範計算值進行比較。國內外規範異同與比較詳見第五章。鋼管填充 RC 之鋼管通常為冷軋型鋼且管壁較薄，SRC 箱型柱通常鋼板較厚且使用銲接組合。
陳教授啟仁	- 內灌混凝土箱型鋼柱是否有現行國內外之工程設計規範，本研究預期成果與未來法規之制定及修訂是否有關，請說明。 - 定溫加載的預期成果可	國內現行之內灌混凝土箱型鋼柱設計規範如「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」，國外有 AISC、Eurocode 4 等規範。Eurocode 4 有內灌混

	補充傳統定載加溫下結構行為，為本計畫之特點。	凝土鋼管柱的防火設計。未來防火設計法規的制定可參考美國 AISC 設計規範之作法，增列於附錄。 2. 銘謝指教。
郭教授詩毅	1. 本研究限於經費及研究時程，實驗試體樣本數較少，只有2支，此部分除蒐集國內外實驗數據及文獻，建議納入過去內灌混凝土箱型鋼柱的實驗結果作分析。 2. 研究成果納入「鋼構造建築物防火設計技術參考手冊」之中，值得期待，期末報告的結論及建議，應作深入的討論。	1. 遵照辦理，將蒐集國內外先前內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下之實驗數據，並以實驗結果進行分析，詳見第五章第二節。 2. 遵照辦理。
陳技師正平	1. 建議探討火害後內灌混凝土如何判定是否可繼續使用或必要之補強方法，鋼柱與混凝土受影響比例如何分離。 2. 定溫加載是否會納入火害延時的影響，請說明。	1. 火害後的鑑定與補強牽涉廣泛，有待後續研究。本研究二支試體已達整體挫屈，殘餘強度甚低。鋼柱與混凝土之承載比例詳見第五章第二節。 2. 待爐溫達到預定溫度後將持溫一段時間，待試體鋼骨之平均溫度達目標溫度後即進行加載，以減

		少火害延時之影響。
林研究員克強	1. 請說明試體鋼柱柱板寬厚比與設計規範規定值的關係，及定溫如何控制及準則為何。 2. 構件的火害後強度受溫度與延時時間的影響極大，因此火害試體的升溫溫度極為重要，應事先模擬。 3. 請說明試體細長比與實際結構中柱構件的細長比差異為何。 4. 建議鋼材應進行材料試驗，以求得實際構件的強度容量。	1. 本研究試體之寬厚比皆符合規範中塑性設計斷面λ_{pd}之規定；試體之平均溫度將定義為鋼骨之平均溫度。 2. 遵照辦理，將與建研所同仁於實驗前討論爐溫之升溫歷程，及模擬試體達預定溫度所需之時間。 3. 受限於實驗設備，試體無法採用與實際柱構件相同之斷面大小，因此試體之細長比將大於實務上應用之柱構件。 4. 遵照辦理，鋼材及混凝土材料性質已於材料試驗後說明於第三章第一節。
江建築師支川	1. 內灌混凝土鋼柱在日本為 CFT，已經非常普遍，台灣則多採用箱型鋼柱，型鋼不耐高溫，若加溫至600°C時，所能承載之降伏應力將會折減至約50%，本研究對我國建築設計有何影響，請說明。	1. 研究成果將建立高強度內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下之受壓強度計算模式，供往後進行建築防火設計之參考資料。
雷研究員明遠	1. 內灌混凝土箱型柱受壓	1. 因美國 AISC、歐洲

	強度以美國 AISC、歐洲 Eurocode 及我國規範初步驗算，國外結果皆高估16%以上，我國結果較接近其原因請補充說明。 2. 建議增加以日本規範驗算試體受壓強度部分。	Eurocode 兩規範為純鋼構件之延伸，並無考慮到混凝土之性質。我國規範計算方法為鋼骨及混凝土強度之疊加，同時考慮到鋼骨及混凝土之貢獻。 2. 遵照辦理，詳見第五章第二節。
陳博士柏端	1. 有關本實驗到達預定溫度所需時間，防火實驗中心已先行運用數值方法預估約需3小時，只剩1小時進行加載實驗，建議於工作會議討論是否改變升溫曲線。	1. 遵照辦理。
李博士其忠	1. 報告書第35頁表4-1中建議增加軸壓力比欄位，較能看出不同實驗的結果，用施加載重大小比較不能看出各實驗間的差異性。	1. 原表的施加載重更改為抗壓強度，以與計算值比較。
蔡組長綽芳	1. 有關本研究實驗資料，建議先與防火實驗中心討論如何後續應用。	1. 遵照辦理。

肆、第二次工作會議

會議日期：109 年 7 月 28 日，上午 11 時 00 分

列席：陳教授誠直、陳博士柏端、李博士其忠

地點：國立交通大學工程二館 208 會議室

新竹市東區大學路 1001 號

項次	討論議題
1	試體 HCB4T6 之目標溫度為 600 °C，爐溫如何提升?預計加溫多久達目標溫度? 預計將爐溫提升至 670 °C 後持溫，待試體達目標溫度後將爐溫降回 620 °C 後持溫。預計約 2 小時提升至目標溫度。
2	試體 HCB5T7 之目標溫度為 700 °C，爐溫如何提升?預計加溫多久達目標溫度? 預計將爐溫提升至 770 °C 後持溫，待試體達目標溫度後將爐溫降回 720 °C 後持溫。預計約 2 小時提升至目標溫度。
3	噴火孔該如何配置? 考慮到爐溫須維持於一定溫度，將關閉部分噴火孔。

伍、第一次專家學者諮詢座談會會議

會議日期：109 年 8 月 24 日，下午 03 時 00 分

地點：內政部建築研究所 13 樓簡報室

新北市新店區北新路三段 200 號 13 樓

委員	專家學者意見	答覆
方教授一匡	- 建議加強破壞模式的預測及相關破壞載重理論分析工作。 - 請在試驗前先根據現有設定規範預估破壞載重，提供試驗過程之加載參考。 - 請在試驗過程注意軸向變形突然變化的特殊點所代表的材料受損意義，注意外部鋼板無法再承受軸向載重的時間點，釐清混凝土在軸向承載力如何由混凝土材料提供。 - 簡報 P.22 有關實驗程序，建議清楚表明各步驟，再詳細說明執行內容，例如目標溫度之目的，或試驗結束後觀察試體變形之重點。 - 請於報告內說明鋼材及混凝土材料力學性質。	- 遵照辦理，將於第五章詳細探討試體之破壞載重。 - 遵照辦理。 - 於實驗中軸向變位急遽增加之時間點通常代表載重接近最大抗壓強度；而於加載過程中發出持續的混凝土爆裂聲，推測為混凝土開始承受軸向載重而破壞。 - 遵照辦理，於報告第三章中有詳細之實驗程序，並詳細說明執行內容。 - 遵照辦理，鋼材及混凝土之材料性質已於材料試驗後說明於第三章第一節。

涂教授耀賢	1. 因鋼板和混凝土熱膨脹係數及導熱性不同，在不同溫度時導致受力程度不同，建議以溫度分段評估。 2. 建議研究分析可導入鋼材及混凝土互制效應。	1. 本研究之實驗為定溫加載，於加溫過程中並未加載，難以溫度分段評估受力情況。 2. 於火害下兩者實際之互制關係較難得知，僅能於分析時依理論及規範作出簡化且合理之假設。
吳教授崇豪	1. AISC、Eurocode、我國規範與實驗結果有差異，其中以我國規範最接近試驗值，其餘皆高估10%，請說明其中差異。 2. 高溫下混凝土有無爆裂?若有，將如何影響鋼柱之整體強度? 3. $f'_c = 700 \text{ kgf/cm}^2$ 的混凝土對設計的載重有何影響，火害時會有何變化? 4. 600 °C 時混凝土可能已爆裂，為何鋼骨強度還可保有良好強度。	1. 因美國 AISC、歐洲 Eurocode 兩規範為純鋼構件之延伸，並無考慮到混凝土之性質。我國規範計算方法為鋼骨及混凝土強度之疊加，同時考慮到鋼骨及混凝土之貢獻。 2. 當混凝土達約 100 °C 時，因內部水氣消散不易將會產生爆裂，推測將影響鋼柱之強度。 3. 混凝土強度越高將會提升試體之整體強度，於火害時之承載能力亦會越高，且試體之預估強度仍在設備容量內，應不影響實驗之進行。 4. 由 Eurocode 4 之鋼板折減係數可以得知鋼板於 500 °C 時強度開始折減，於

		600 °C 時約仍保有一半強度，故鋼骨仍可保持一定之承载力。又定溫 600 °C 為鋼骨的平均溫度達 600 °C，此時混凝土最高溫度僅約為 300 °C。
郭教授詩毅	1. 試體已完成製作，請說明試體養護方式，於試驗前可先進行混凝土含水量的量測。 2. 試體數量少，擷取資料有限，完成分析達預定目標有一定難度。 3. 分析及期末報告的撰寫，與過往研究結果整合，報告會更完整豐富。 4. 定溫加載實驗，在定溫部分有一定困難度須克服。	1. 試體混凝土之養護方式將依照 CNS1231 工地混凝土試體製作及養護法之規定進行養護。先前研究之混凝土含水率約不超過 6%。 2. 將蒐集國內先前內灌混凝土箱型鋼柱火害實驗之結果一同進行參數解析，以建立內灌混凝土箱型鋼柱之計算模式。 3. 遵照辦理，將於期末報告整理過往之實驗結果，詳見第二章及第五章。 4. 遵照辦理，將與建研所同仁於實驗前進行討論。
梁技師宇宸	1. SM570M-CHW 鋼板於火害後是否需要更換。 2. 鋼骨與混凝土之面積比是否為一重要參數，高溫時混凝土與鋼骨的強度比例是否與三種規範	1. 試體 HCB5T7 之鋼骨部分採用 SM570M-CHW 鋼板，於定溫加載實驗後發生多處局部挫屈，實務上考量則應於火害後更換。 2. 依據先前之研究成果，混

	一致? 3. 建立防火時效以節省防火披覆。	凝土之載重比為計算防火時效之重要參數。依規範計算結果以我國規範最為準確，並以我國規範計算高溫時混凝土與鋼骨之強度比例。 3. 本研究之研究目的為探討內灌混凝土箱型鋼柱於火害下之抗壓強度，有關防火時效之預估可參照先前之研究成果。
陳博士柏端	1. 去年實驗之爐溫高出預定爐溫許多，希望今年可以將誤差控制在5°C之內。	1. 遵照辦理，將與建研所同仁於實驗前進行討論。
蔡組長綽芳	1. 若於混凝土中加入纖維是否會影響混凝土強度? 2. 若於試體中加入鋼筋會對實驗結果有何影響?	1. 於試體之混凝土中加入纖維對混凝土抗壓強度之影響不大。 2. 若加入鋼筋將會增加試體之受壓強度；依先前研究之結果顯示，加入鋼筋對於試體防火時效之影響不大。

陸、期末審查會議

會議日期：109 年 10 月 30 日，下午 02 時 30 分

地點：內政部建築研究所 15 樓第四會議室

新北市新店區北新路三段 200 號 15 樓

委員	專家學者意見	答覆
林技師自勤	1. 報告書第12頁表2-2折減率「1,000」是否應為「1.000」？數字格式建議類同第15頁表2-6之表示。 2. 火害後鋼結構接頭螺栓之影響確有研究之必要，並給予業界實務上之建議。	1. 報告書第12頁表2-2中折減係數表示方式為歐規系統用法，且本表是直接從 Eurocode 4 規範中擷取出來，並非格式有誤。 2. 火害後螺栓之影響有待後續研究。
江建築師支川	1. 內灌混凝土箱型鋼柱 (CFBC) 在高溫 600°C 時，鋼柱應失去抗壓能力，但研究報告書第54頁顯示鋼柱仍有 900-1100 tf 的承載能力，是否是混凝土導致核心溫度降低，而提高整體軸向抗壓能力。 2. 延續上題，如果加大 CFBC 的尺寸，如將 400×400 放大為 800×800，抗壓能力是否	1. 由研究結果顯示於 600°C 時，鋼柱仍具一定承載力，抗壓強度由鋼柱及混凝土共同承擔。於 700 °C 時，由於混凝土之內部溫度較低，抗壓能力主要由混凝土提供。 2. 若試體斷面尺寸放大，則因混凝土所佔面積變大，抗壓強度會變高。 3. CFBC 構件於 1000°C 時鋼骨的強度僅剩常溫的

	加倍放大，請加以說明。 3. 火災現場很可能超越1000°C，CFBC在無防火被覆情況下，其應力會有何改變，請說明。	4%，內灌之混凝土因溫度較低，抗壓強度主要由其提供。
方教授一匡	1. 建議適度補充高強度內灌混凝土箱型鋼柱與普通強度內灌混凝土箱型鋼柱在火害過程中承力行為的差異。 2. 試驗室的試體加載方式與實際鋼構建築的柱承力方式是否相近，請適度補充說明，作為後續相關研究之參考。	1. 由先前文獻可以發現兩者於火害過程中之行為相似，惟高強度內灌混凝土箱型鋼柱使用之材料強度較高，進而提升其抗壓強度。 2. 本研究之實驗方式為定溫加載，目的為取得CFBC於高溫下之抗壓強度。實際鋼構建築之柱承載力方式較接近定載加溫，主要探討其防火時效與本研究不同。
陳教授啟仁	1. 期中審查意見有關「本研究與未來法規制定之相關性」，研究團隊回應為「建議參考美國AISC設計規範...」，但是在期末報告書第五章以各國規範做分析比較後，反而是我國規範計算值較為接近實驗值，易造成設計者之困擾，建議補充說明。	1. 「建議參考美國AISC設計規範...」意旨參照美國AISC規範之作法，將防火設計章節以手冊方式呈現。高溫下內灌混凝土箱型鋼柱受壓強度之計算模式則可參照本報告第五章第一節。

郭教授詩毅	1. 結論與建議尚在撰寫完成階段，請將簡報中的資料補充至成果報告書。 2. 研究分析中，有關鋼材與混凝土實際互制關係較難得知，僅能於分析時做出簡化，並作合理假設，此部分可做說明。	1. 遵照辦理。 2. 遵照辦理，已於報告書第五章內補充說明。
陳技師正平	1. 試體銲接符號似採用ISO系統，而國內習慣用AWS系統，建議於設計圖中註明清楚。 2. 箱型鋼柱內部無配置剪力釘，若使用於高層建築是否適用，請說明。 3. 排氣孔變形嚴重原因為何？銲道之強度與衝擊韌性(CVN)是否受火害高溫影響，請說明。 4. 試體加溫2小時似乎太長，導致內部混凝土溫度過高，致依Eurocode 4假設混凝土全斷面溫度皆為外圍溫度，似乎太過保守。	1. 遵照辦理，將於第三章及設計圖內補充說明。 2. 實務上之柱構件大部分配置剪力釘，但依過去實驗經驗，剪力釘對於內灌混凝土構件之影響甚微，因此本研究未設置剪力釘。 3. 排氣孔變形之主因為鋼板發生局部挫屈而向外凸出。銲道之強度與衝擊韌性(CVN)於高溫下之影響並不在本研究探討之範圍，有待後續研究。 4. 本研究之參數分析是以實驗量測混凝土之分層溫度數據作計算。依Eurocode 4假設混凝土全斷面溫度皆為外圍溫

		度，確實過於保守。
藍技師英昭	1. 請補充說明報告書第37頁圖4-5「試體 HCB7T6側向位移與軸力關係圖」於小載重時側位移產生原因。 2. 請補充說明報告書第43頁圖4-11及圖4-12中載重 Load 為300 tf 時，旋轉角與位移橫向平移之現象。 3. 建議增加報告書第46頁表4-1實驗結果總表中抗壓應力(tf/cm²)資料列，供結構設計者參考。 4. 建議補充報告書第48頁所述高溫之定義，及高強度鋼板強度嚴重衰減之定量說明。 5. 建議補充說明報告書第57頁建立高強度內灌混凝土箱型柱於高溫下受壓強度計算模式。 6. 建議補充說明報告書第57頁結論第5點高溫材料機械性質。	1. 於小載重時產生側位移之原因為鋼柱於升溫過程中受熱膨脹所致。 2. 對於報告書第 43 頁圖中旋轉角與位移橫向平移之現象，是因實驗時設定軸向載重加載至 300 tf 持壓 60 秒，因鋼柱有熱潛變性值，造成旋轉角與位移有橫向增加之現象。 3. CFBC 構件由鋼及混凝土共同組成，其斷面之平均抗壓應力並無特別之意義。 4. 遵照辦理，已於報告書第四章第二節補充說明。 5. 遵照辦理。 6. 遵照辦理。
林研究員克強	1. 本研究試體受火加熱後是否進行材料試驗？若有，可進行試體與理論	1. 因內灌混凝土，且鋼板試片取得不易，本研究並未進行受火加熱後之材料

	強度二者的結果比較。 2. 請說明本研究試驗的目標溫度定在 600°C 與 700°C 之緣由為何? 3. 由 600°C 與 700°C 的試驗結果顯示，其結構行為及破壞模式不相同，請說明影響此差異的原因是否為溫度高低或是鋼板厚度所造成。	試驗。 2. 有關實驗溫度設定於 600°C 及 700°C，因鋼材料於 500°C 時，降伏強度折減至 78%，仍在設計範圍內；而鋼材料於 800°C 時，降伏強度折減過大，只剩下 11%，較無研究之重要性。 3. 推測造成兩試體破壞模式不同之主因為寬厚比及細長比之差異。
業務單位	1. 本研究結果顯示 AISC 和 Eurocode 皆高估試體抗壓強度，而我國規範則較為接近實驗值，請補充說明差異原因，是否與試體發生挫屈(整體或局部)，造成抗壓強度下降有關。	1. 推測應為 AISC、Eurocode 兩規範為純鋼構件之延伸，並無考慮到混凝土之性質。我國規範計算方法為鋼骨及混凝土強度之疊加，同時考慮到鋼骨及混凝土之貢獻，較為接近實驗值。

柒、第二次專家學者諮詢座談會會議

會議日期：109 年 11 月 30 日，上午 10 時 00 分

地點：國立交通大學工程二館 208 會議室

新竹市東區大學路 1001 號

委員	專家學者意見	答覆
劉教授俊秀	- 實務上之鋼柱有施作防火被覆，是否應於試體上施作防火被覆以模擬真實之行為？ - 於火場中之實際情形更接近定載加溫，是否與本研究之實驗方法有所差異？ - 實務上混凝土之齡期超過28日，混凝土於高溫下之爆裂情形是否可能減少？ - 熱電偶線如何安裝？是否於灌漿時有破壞之疑慮？ - 剪力釘對於防火性能之影響，請說明。	- 施作防火被覆僅是為了增加防火時效，為減少實驗火害時間，故不於試體上施作防火被覆。 - 定載加溫實驗主要探討試體之防火時效，與本研究不同。 - 實務中使用之混凝土齡期較長，水氣含量較少。於高溫下較不易發生水氣蒸散導致混凝土爆裂之情形。 - 熱電偶線於箱型鋼柱完成前皆已設置於試體內部。因有損壞之可能，於設置時增設數個熱電偶測點。 - 根據先前之實驗成果可以發現，剪力釘對於防火性能之影響不大。

涂教授耀賢	1. 實驗成果將對於業界有所幫助。 2. 實務上之箱型鋼柱構件皆有設置內橫隔板，如何灌漿？	1. 銘謝指教。 2. 實務上箱型鋼柱之內橫隔板皆有設置灌漿孔。
陳教授鴻輝	1. 請說明本研究試驗的目標溫度定在 600°C 與 700°C 之緣由為何？ 2. 於火場中有時會超過 1000°C，對鋼柱構件將有何影響？	1. 鋼材於 500°C 時，降伏強度折減至 78%，仍有相當的強度，而鋼材於 800°C 時，降伏強度折減過大，只剩下常溫的 11%。因此試體溫度設定於 600°C 及 700°C。 2. 依照 Eurocode 之鋼材降伏強度折減，1000°C 時鋼材降伏強度僅餘 4%，已無法提供強度。
林教授新華	1. 美國 AISC 規範以轉換斷面計算時，是否考慮混凝土勁度造成之影響？ 2. 請補充 K 值為多少？ 3. 試體之寬厚比是否符合塑性設計斷面 λ_{pd}？	1. 美國 AISC 設計規範中之 $(E(T)I)_{eff}$ 已將鋼材及混凝土之勁度同時考慮於計算過程中。 2. 本研究試體之 K 值是對實驗設備與設置進行簡化並推導，其值為 1.26。 3. 依照我國 SRC 規範計算塑性設計斷面 λ_{pd} 為 34.3，本研究兩支試體之寬厚比分別為 11.3 及 18.0，皆符合塑性設計斷

		面。
廖副處長仁壽	1. 熱傳分析所得之結果是否經過驗證?	1. 本研究所使用之熱傳分析模型是以第一次實驗結果進行驗證及調整，才用於第二支試體之熱傳分析。

參考書目

- AISC (2016). Specification for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360-16, American Institute of Steel Construction, Chicago.
- AIJ-SRC (1991). AIJ Standards for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures. Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan.
- ASTM E119 (2018). Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials. American Society for Testing and Materials.
- Chen, J., Young, B., Uy, B. (2006). “Behavior of High Strength Structural Steel at Elevated Temperatures.” Journal of Structural Engineering, Vol. 132, No. 12, 1948–1954.
- Chen, H.J., Yang, Y.C., Tang, C.W., Peng, C.F. (2017). “Residual-Load-Bearing Capacity of High-Performance Concrete-Filled Box Columns after Fire.” Sensors and Materials, Vol. 29, No. 4, 523–532.
- Cheng, F.P., Kodur, V.K.R., Wang, T.C. (2004). “Stress-Strain Curves for High Strength Concrete at Elevated Temperatures.” Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 16, No. 1, 84–90.
- Chung, K.S., Choi, I.R., Kim, J.H. (2013). “Experimental Study on the Fire Behavior of High Strength CFT Square Columns without Fire Protection.” New Developments in Structural Engineering and Construction, 847–852.
- Eurocode 4. (2004). Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1, General Rules and Rules for Buildings. Eurocode 4 DD ENV 1994-1-1 : 2004, British Standards Institution, London.
- Eurocode 4. (2005). Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.2, General Rules-Structural Fire Design. Eurocode 4 DD ENV 1994-1-2 : 2005, British Standards Institution, London.
- Espinos, A., Romero, M.L., Hospitaler, A. (2010). “Advanced Model for Predicting the Fire Response of Concrete Filled Tubular Columns.” Journal of Constructional Steel Research, 66, 1030–1046.

- ISO 834-1. (2012). Fire Resistance Tests-Elements of Building Construction, Part 1, General requirements. International Standard ISO 834, Geneva.
- Kodur, V.K.R. and Sultan, M.A. (2003). “Effect of Temperature on Thermal Properties of High-Strength Concrete.” *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 15, No. 2, 101–107.
- Kwon, I.K. (2013). “Evaluation Study on the Mechanical and Thermal Properties of High Strength Structural Steel at High Temperature.” *Journal of Korean Institute of Fire Science and Engineering*, Vol. 27, No. 3, 72–79.
- Li, G.Q., Lyu, H.B., Zhang, C. (2017). “Post-Fire Mechanical Properties of High Strength Q690 Structural Steel.” *Journal of Constructional Steel Research*, 132, 108–116.
- Lu, H., Zhao, X.L., Han L.H. (2009). “Fire Behaviour of High Strength Self-Consolidating Concrete Filled Steel Tubular Stub Columns.” *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 1995–2010.
- Qiang, X., Bijlaard, F.S.K., Kolstein, H. (2012). “Post-Fire Mechanical Properties of High Strength Structural Steels S460 and S690.” *Engineering Structures*, 35, 1–10.
- 中華民國國家標準 CNS 12514-1 (2014),「建築物構造構件耐火試驗法，第一部：一般要求事項」，經濟部標準檢驗局。
- 中華民國國家標準 CNS 12514-7 (2014),「建築物構造構件耐火試驗法，第七部：柱特定要求」，經濟部標準檢驗局。
- 中鋼鉸材廠股份有限公司(2018)，低合金鋼：低溫鋼用包藥鉸線。
- 內政部營建署(2011)，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」。
- 李玉生、楊國珍、曹源暉、許睿佳、陳映菖(2009)，「高溫下含混凝土箱型鋼柱之軸向受力行為研究」，內政部建築研究所委託研究報告。
- 吳易宸(2011)，「火害下內灌混凝土箱型鋼柱之軸向受力行為」，國立交通大學土木工程學系碩士論文，陳誠直指導。
- 東鋼鋼結構股份有限公司(2013)，「SM570 系列使用鋼結構工程鉸接程序書」。

高強度內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下抗壓強度之研究

陳誠直、趙文成、林政億、吳易宸(2010)，「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。

陳誠直、林政億、柯宗滕、胡耀光(2012)，「包覆填充式箱型鋼管混凝土柱火害行為研究」，內政部建築研究所委託研究報告。

陳誠直、林政億、謝哲民、王信貿(2013)，「箱型鋼管混凝土柱之防火性能驗證技術研究」，內政部建築研究所委託研究報告。

陳誠直、林政億、曾曄琰、蔡旻諺(2014)，「填充式箱型鋼柱防火性能設計研究」，內政部建築研究所委託研究報告。

陳柏端(2020)，「高溫下內灌混凝土鋼構件之熱傳數值分析」，內政部建築研究所自行研究報告。

高強度內灌混凝土箱型鋼柱於高溫下抗壓強度之研究

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：新北市新店區北新路3段200號13樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：陳誠直、黃薪曄、劉冠佑、陳浚愿

出版年月：109年12月

版次：第1版

ISBN：978-986-5450-38-0