

包覆填充式箱型鋼管混凝土柱火害行為研究
(期末報告初稿)

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 101 年 10 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)

包覆填充式箱型鋼管混凝土柱火害行為研究

受委託者：國立交通大學

研究主持人：陳誠直 教授

研究員：林政億

研究助理：柯宗滕 胡耀光

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 101 年 10 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

表次.....	III
圖次.....	IV
摘要.....	VII
第一章 概論.....	1
第一節 研究緣起與背景.....	1
第二節 研究目的.....	3
第三節 研究方法.....	3
第二章 規範與文獻回顧.....	5
第一節 耐火試驗規範.....	5
第二節 合成柱構件設計規範.....	7
第三節 火害合成柱.....	9
第四節 剪力釘影響.....	13
第五節 混凝土含水率影響.....	15
第三章 填充式箱型鋼管混凝土柱火害實驗.....	17
第一節 試驗規劃.....	17
第二節 試體規劃與製作.....	17
第三節 實驗設備與設置.....	25
第四節 實驗步驟.....	27
第四章 實驗結果與討論.....	29
第一節 實驗結果.....	29
第二節 載重比影響.....	54
第三節 剪力釘影響.....	55
第五章 填充式箱型鋼管混凝土柱火害有限元素分析.....	57
第一節 分析方法及步驟.....	57
第二節 材料之性質.....	57
第三節 箱型鋼管混凝土柱受高溫下之模擬.....	69
第四節 有限元素分析結果與討論.....	75
第六章 填充式箱型鋼管混凝土柱耐火建議.....	83

第七章	結論與建議.....	85
第一節	結論.....	85
第二節	建議.....	86
附錄一	箱型鋼管混凝土柱試體強度計算.....	87
附錄二	審查意見與答覆.....	89
參考書目	97

表次

表 3-1 實驗試體規劃	18
表 3-2 試體之內灌混凝土配比	23
表 4-1 試體 LR0.6-A 柱板局部挫屈位置	35
表 4-2 試體 LR0.6-B 柱板局部挫屈位置	41
表 4-3 試體 LR0.3-A 柱板局部挫屈位置	46
表 4-4 試體 LR0.3-B 柱板局部挫屈位置	52
表 4-5 耐火試驗結果	53
表 5-1 Eurocode 4 高溫下鋼材應力應變關係	58
表 5-2 Eurocode 4 高溫下鋼材力學性質折減係數	60
表 5-3 Eurocode 4 高溫下混凝土應變建議值	62
表 5-4 Eurocode 4 高溫下混凝土力學性質折減係數	63
表 5-5 Gr. 50 與 EC4 之鋼材受溫度影響力學性質折減係數	71
表 5-6 試體測點溫度與分析值比較	77
表 5-6 試體測點溫度與分析值比較(續)	78
表 5-7 試體 LR0.3 系列和 LR0.6 系列軸向變形之實驗與分析比較	79
表 5-8 分析試體 LR0.6 系列斷面橫向變形比較	80
表 6-1 預估箱型鋼管混凝土柱耐火時效	84

圖次

圖 1-1 包覆型 SRC 柱斷面.....	1
圖 1-2 鋼管混凝土柱斷面.....	2
圖 1-3 內灌混凝土箱型柱.....	2
圖 2-1 CNS 12514 與 ASTM E119 之標準升溫曲線.....	6
圖 3-1 箱型鋼管混凝土柱設計圖.....	18
圖 3-1 箱型鋼管混凝土柱設計圖(續).....	19
圖 3-1 箱型鋼管混凝土柱設計圖(續).....	20
圖 3-1 箱型鋼管混凝土柱設計圖(續).....	21
圖 3-2 試體剪力釘配置.....	21
圖 3-3 箱型鋼管混凝土柱斷面之熱電偶測點分佈.....	24
圖 3-4 試體內部熱電偶之安裝.....	25
圖 3-5 複合耐火爐.....	26
圖 3-6 實驗試體設置示意圖.....	27
圖 4-1 試體 LR0.6-A 爐內升溫曲線.....	31
圖 4-2 試體 LR0.6-A 定載加溫階段之軸向變形-時間關係.....	31
圖 4-3 試體 LR0.6-A 之鋼骨測點溫度與時間關係.....	32
圖 4-4 試體 LR0.6-A 之混凝土測點溫度與時間關係.....	33
圖 4-5 試體 LR0.6-A 之剪力釘測點溫度與時間關係.....	34
圖 4-6 試體 LR0.6-A 耐火試驗後之外觀.....	34
圖 4-7 試體 LR0.6-A 局部挫屈.....	35
圖 4-8 試體 LR0.6-B 爐內升溫曲線.....	37
圖 4-9 試體 LR0.6-B 定載加溫階段之軸向變形-時間關係.....	37
圖 4-10 試體 LR0.6-B 之鋼骨測點溫度與時間關係.....	38
圖 4-11 試體 LR0.6-B 之混凝土測點溫度與時間關係.....	39
圖 4-12 試體 LR0.6-B 耐火試驗後之外觀.....	40
圖 4-13 試體 LR0.6-B 局部挫屈.....	40
圖 4-14 試體 LR0.3-A 爐內升溫曲線.....	42
圖 4-15 試體 LR0.3-A 定載加溫階段之軸向變形-時間關係.....	42

圖 4-16 試體 LR0.3-A 之鋼骨測點溫度與時間關係.....	43
圖 4-17 試體 LR0.3-A 之混凝土測點溫度與時間關係.....	44
圖 4-18 試體 LR0.3-A 之剪力釘測點溫度與時間關係.....	45
圖 4-19 試體 LR0.3-A 耐火試驗後之外觀.....	45
圖 4-20 試體 LR0.3-A 局部挫屈.....	46
圖 4-21 試體 LR0.3-B 爐內升溫曲線.....	48
圖 4-22 試體 LR0.3-B 定載加溫階段之軸向變形-時間關係.....	48
圖 4-23 試體 LR0.3-B 之鋼骨測點溫度與時間關係.....	49
圖 4-24 試體 LR0.3-B 之混凝土測點溫度與時間關係.....	50
圖 4-25 試體 LR0.3-B 耐火試驗後之外觀.....	51
圖 4-26 試體 LR0.3-B 局部挫屈.....	51
圖 4-27 試體於不同載重比之軸向變形-時間關係.....	54
圖 4-28 有無配置剪力釘試體之軸向變形-時間關係.....	55
圖 5-1 高溫下鋼材應力應變關係.....	59
圖 5-2 高溫下鋼材考慮應變硬化之應力應變關係.....	59
圖 5-3 Eurocode 4 高溫下鋼材力學性質折減係數.....	61
圖 5-4 Eurocode 4 高溫下混凝土應力應變關係.....	62
圖 5-5 Eurocode 4 溫度變化下混凝土應力應變關係.....	63
圖 5-6 Eurocode 4 高溫下混凝土力學性質折減係數.....	64
圖 5-7 Eurocode 4 溫度影響鋼材熱傳導.....	65
圖 5-8 Eurocode 4 溫度影響混凝土熱傳導.....	66
圖 5-9 Eurocode 4 溫度影響鋼材比熱.....	67
圖 5-10 Eurocode 4 溫度影響混凝土比熱.....	68
圖 5-11 箱型鋼管混凝土柱斷面示意圖.....	70
圖 5-12 有配置剪力釘試體分析模型.....	73
圖 5-13 無配置剪力釘試體分析模型.....	74
圖 5-14 分析模型之斷面溫度分佈.....	76
圖 5-15 試體 LR0.3 系列和 LR0.6 系列軸向變形之實驗與分析比較.....	79
圖 5-16 試體 LR0.6-A 之縱斷面橫向變形示意圖.....	80
圖 5-17 試體 LR0.6-A 之 A-A 斷面橫向變形示意圖.....	81

圖 5-18 試體 LR0.6-A 之 B-B 斷面橫向變形示意圖	81
圖 5-19 試體 LR0.6-B 斷面橫向變形示意圖	82

摘要

關鍵詞：高溫、填充型鋼管混凝土柱、剪力釘

一、研究緣起

火災可能導致建築結構損壞或倒塌，嚴重危害人員生命安全。柱構件為主要支撐建築物之結構構件，因此柱構件在建築防火設計有其重要性。近年來，國內高樓建築普遍採用鋼骨鋼筋混凝土構造，在工程實務上常見內灌混凝土箱型鋼柱。此種填充式箱型鋼管混凝土柱承受軸向載重與高溫時，因不同材料性質導致強度損失及熱膨脹能力有所差異，此差異現象可能會影響填充式箱型鋼管混凝土柱構件耐火能力。因此，本研究將探討設計參數於填充式箱型鋼管混凝土柱耐火性能的影響。

二、研究方法與過程

本研究以實驗方式與有限元素分析探討填充式箱型鋼管混凝土柱受軸壓力於火害下之行為。實驗規畫四支試體，進行耐火性能試驗，以探討試體有無配置剪力釘及施加不同軸向載重於高溫行為之影響。剪力釘之尺寸及配置間距乃參考國內工程業界常用之設計，軸向載重分為 0.3 倍及 0.6 倍試體之強度。有限元素分析採熱傳分析與非線性應力分析，再以接續性耦合分析將溫度及載重效應結合，以模擬試驗結果，並用以進行參數研究。

三、重要發現

試驗時熱膨脹變形與材料強度一同抵抗定額之軸向載重，故加載較小之軸向力將使試體產生較大軸向伸長變形，且增加耐火時效；施加不同軸向載重明顯影響軸向變形行為及耐火時效。剪力釘可些微增加填充式箱型鋼管混凝土柱受軸壓力時之耐火時效。試體破壞模式為試體被壓縮、鋼板發生多處局部面外凸起、及內部混凝土碎裂。以有限元素分析模擬試體於加載下且高溫下之行為，可合理的計算試體斷面於各時間歷時的溫度分布，並準確的預測試體軸向變形趨勢。

四、主要建議事項

1. 建議一

填充型箱型鋼管混凝土柱耐火性能研究：短期性研究

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：學術研究單位

國內 SRC 構造設計規範構件的設計為基於強度疊加的觀念，故柱構件內並不需
要剪力釘；惟剪力釘的配置為使用於混凝土與鋼骨間傳遞剪力。本研究於填充式
箱型鋼管混凝土柱受軸壓力時，剪力釘僅可些微增加耐火時效；然而於填充式箱
型鋼管混凝土柱承受額外彎矩時，剪力釘是否影響耐火性能之研究將有其必要
性。

2. 建議二

鋼骨、鋼筋及混凝土於高溫下之材料研究：長期性研究

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：學術研究單位

不同配比與添加物之混凝土材料，於高溫中之力學及熱性質會有所不同，雖然目
前國內已有部分材料高溫試驗成果，但多屬各別單一之研究案例且其數量及數據
仍甚缺乏，因此研究與彙整鋼骨鋼筋混凝土材料高溫中之力學及熱性質，將可供
國內學界及業界等作為參考之依據。

Behavior of Encased and Filled Composite Steel Box Columns in Fire

Cheng-Chih Chen, Jheng-Yi Lin, Tsung-Teng Ko, Yao-Kuang Hu

Abstract

Keywords: elevated temperature, filled composite column, shear stud

Fire may cause structural damage or collapse, and seriously endanger the human safety. Columns are main supporting members in structural systems, thus the columns play an important role in the fire safety. In recent years, the steel reinforced concrete structures are frequently used for medium- and high-rise buildings in Taiwan. Concrete filled steel box columns are usually used in engineering practice. Such filled composite columns behave different in strength degradation and thermal expansion due to different material properties while filled composite columns are subjected to axial compression at elevated temperature. The difference may influence fire resistance of the filled composite columns. This work investigates effects of design parameters on the fire resistance of the filled composite columns.

This work elucidates experimentally and numerically to explore the behavior of axially loaded filled composite columns in fire. Four specimens were designed and tested at elevated temperatures to study the effects of shear studs and axial compression on fire behavior. The size and spacing of the shear studs are referred to engineering practice. Axial compression, corresponding to either 0.3 or 0.6 times column axial strength, was applied to the specimens. Finite element analyses were performed for both heat transfer and nonlinear static analyses, and, consequently, sequentially coupled thermal stress analysis was conducted to combine the effects from temperature and loading. The analysis models were used to simulate the test results and, furthermore, used to carry out parametric study.

During the test, both axial expansion of the columns and strengths provided by materials resisted the applied constant axial compressive force. Therefore, less axial compressive force resulted in greater axial elongation of the specimen and longer fire resistance time. Applied axial compression highly influences the axial deformation and fire resistance of the specimens. However, the shear studs increase slightly the fire resistance of the filled composite columns subjected to axial compression. The

modes of failure of the specimens included shortening of the specimens, bulge of the column steel plate, and crushing of concrete inside the steel box. To simulate the test condition, finite element analysis reasonably calculated temperature distributions on the cross section in time history, and accurately predicted the tendency of the axial deformation of the specimens.

According to these research results, the following suggestions are proposed.

For immediate strategy:

The design philosophy of domestic design codes for steel reinforced concrete members is based on the concept of superposition. This concept implies no need of shear studs although shear studs are used for shear transfer between concrete and structural steel. The findings of this work indicate that shear studs can increase slightly the fire resistance for axially loaded filled composite columns. The research is needed that whether the shear studs affect the fire resistance of filled composite columns subjected to additional flexural moment.

For long-term strategy:

The mechanical and thermal properties of concrete at elevated temperatures depend on concrete mix proportions and admixtures. These properties are lack for concrete used in domestic. It is needed that symmetrically study and collection of mechanical and thermal properties of materials used in steel reinforced concrete structures in order to be referenced in the research and practice.

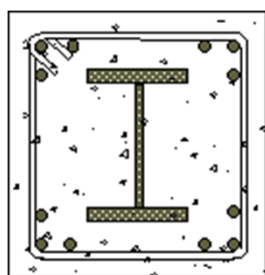
第一章 概論

第一節 研究緣起與背景

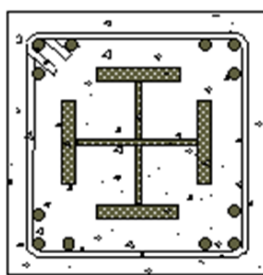
近年來國內外發生數起高樓建築火災事件，而在發生災害 10 分鐘內，火場溫度將可能高達 600°C 以上，若建築構件不能在持續高溫中仍具有承載能力，可能導致建築損壞或倒塌，進而危害人員生命安全與周邊公共安全；導致此一現象主要原因乃係構造之耐火設計不良。根據我國「建築技術規則」的建築設計施工篇之「第三章：建築物之防火」，第 70 條至 73 條中明訂建築構造之防火相關規定，其包括柱、梁及承重牆等。柱構件為主要支撐建築物之結構構件，因此柱構件耐火能力在建築防火設計中占舉足輕重之地位。

國內高樓建築不乏採用鋼骨鋼筋混凝土構造柱，依柱斷面型式分為包覆型鋼骨鋼筋混凝土柱、填充型鋼管混凝土柱、及包覆填充型鋼管混凝土柱等，如圖 1-1 與圖 1-2 所示。包覆型鋼骨鋼筋混凝土柱構件研究成果(陳誠直等 2011)顯示，混凝土保護層能有效延緩高溫傳入內部，使試體達法規規定之防火時效。因此包覆填充型鋼管混凝土柱若鋼筋與鋼骨有足夠的混凝土保護層，其防火時效將無庸置疑。

(a) 包覆 I 型 SRC 柱



(b) 包覆十字型 SRC 柱



(c) 包覆 T 型 SRC 柱

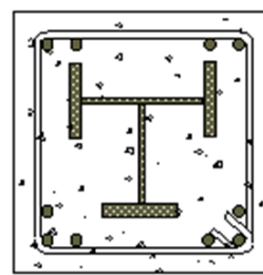


圖 1-1 包覆型 SRC 柱斷面

(資料來源：鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說)

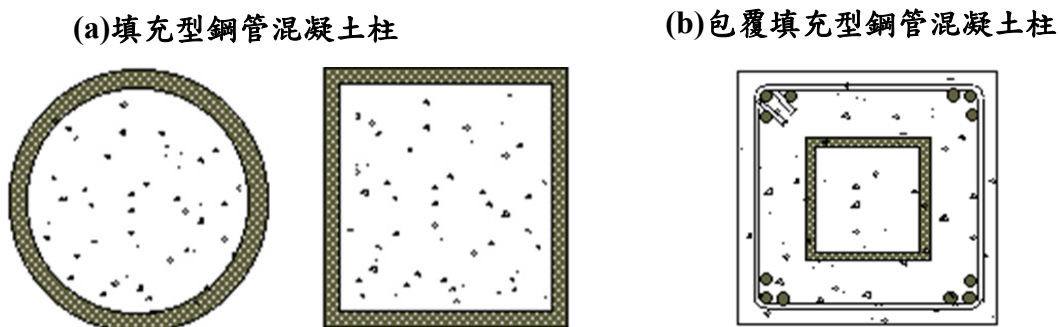


圖 1-2 鋼管混凝土柱斷面

(資料來源：鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說)

填充型鋼管混凝土柱則須依鋼構造施作防火材，使達法規要求之防火時效；惟於研究上將探討防火材失效後之耐火性能與行為。先前研究成果(Espinos et al. 2010、陳誠直等人 2010)發現，無防火被覆試體之鋼管軸向熱膨脹相較混凝土大，其於高溫下達 0.0057 的伸長應變，此軸向膨脹差異現象可能影響鋼管混凝土柱之耐火能力。國內工程實務上為使鋼骨與混凝土達到合成效果，常於鋼骨上銲接剪力釘來增加鋼骨與混凝土間之結合能力，以確保柱構件之強度，如圖 1-3 所示。然而，國內「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」於受軸壓柱構件之設計中，未要求鋼骨須配置剪力釘，且目前相關火害文獻甚少針對剪力釘研究而提出具體說明，剪力釘的設置是否影響填充型鋼管混凝土柱之耐火性能將有其研究之必要性，因此本研究將進行填充型鋼管混凝土柱受不同軸向載重下，剪力釘是否影響柱構件耐火能力及其破壞模式。



圖 1-3 內灌混凝土箱型柱

(資料來源：本研究搜集)

第二節 研究目的

本研究目的主要探討填充型鋼管混凝土柱於不同軸向載重下，設置剪力釘對柱構件於耐火設計之功效及耐火能力之影響。藉由軸向載重大小及有無配置剪力釘之影響，以實驗方式探討試體斷面溫度分佈、材料強度因高溫損失之行為、軸向變形、耐火時效及破壞模式，再以分析方法進行驗證及比對，建立正確分析模型，進而提出柱構件耐火設計之建議。

第三節 研究方法

目前國內工程實務中，常於填充型鋼管混凝土柱之鋼骨上銲接剪力釘，以增加其與混凝土之結合能力。首先，本研究進行蒐集和彙整國內外相關設計規範與文獻。以實驗方法探討填充型鋼管混凝土柱有無配置剪力釘於火害下之行為，試驗試體將依據國內「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」設計，並依照我國 CNS 12514「建築物構造部分耐火試驗法」相關規定，進行四支試體之高溫實驗研究。

試驗試體藉由配置熱電偶測點，量測試體於加溫歷時之斷面溫度變化關係；並於加溫爐外間接量測試體受火段之軸向變形行為，瞭解結構材料隨加溫歷時之強度損失關係；參照 CNS 12514 判定柱構件耐火時效及觀察承重柱構件因高溫損害結構之破壞模式；最後，比較不同參數試體之試驗結果，提出剪力釘於合成柱構件之耐火設計建議。

再者，本研究也將利用有限元素分析軟體，模擬火害試驗行為。有限元素分析將依實驗試體建立分析模型，輸入合理之材料性質，裁切適當網格元素大小，進行模擬火害行為；最後，分析結果將與試驗結果驗證，以修正分析模型並呈現實驗無法獲取之重要資訊。

第二章 規範與文獻回顧

第一節 耐火試驗規範

壹、ISO 834

ISO 834 耐火試驗規範之標準升溫曲線為 $T = 345 \log_{10}(8t+1) + 20$ ，其中 T 為平均爐內溫度($^{\circ}\text{C}$)、t 為試驗經過時間(min)；試驗之室內溫度須介於 $10^{\circ}\text{C} \sim 30^{\circ}\text{C}$ ，初始平均爐溫小於 50°C ；柱試體受熱長度，並無要求；性能基準評定以構件承重能力判別，規定承重柱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)，其中 h 為柱試體高度。

貳、BS 476

BS 476 耐火試驗規範之標準升溫曲線為 $T = 345 \log_{10}(8t+1) + 20$ ；試驗開始之室內溫度與爐內溫度須介於 $5^{\circ}\text{C} \sim 35^{\circ}\text{C}$ ；柱試體受熱長度要求 3 公尺以上；以承重能力規定試體破壞條件為最大軸向壓縮量超過 120 mm 與最大軸向壓縮速率超過 25 mm/min。

參、CNS 12514

我國 CNS 12514 規範主要參考 ISO 834 規範修訂。標準升溫曲線為 $T = 345 \log_{10}(8t+1) + 20$ ，其中 T 為平均爐內溫度($^{\circ}\text{C}$)、t 為試驗經過時間(min)；開始試驗前之室內溫度須介於 $10 \sim 40^{\circ}\text{C}$ ，初始平均爐內溫度小於 50°C ；柱試體受熱長度須大於 3 公尺以上；柱試體耐火性能以承重能力判定，其破壞條件為最大軸向壓縮量(C)， $C=h/100$ (mm)，與超過最大軸向壓縮速率(dC/dt)， $dC/dt=3h/1000$ (mm/min)，其中 h 為柱試體高度；柱構件主要承力部分為鋼構造者，耐火性能之破壞條件為鋼材最高溫度超過 550°C 或平均溫度超過 500°C 。

肆、ASTM E119

ASTM E119 耐火試驗規範之升溫條件為 5 分鐘爐內平均溫度須達 538°C ，30 分鐘須達到 843°C ，1 小時須達到 927°C ，2 小時須達到 1010°C ，4 小時須達到 1093°C ；開始試驗之室溫介於 $10^{\circ}\text{C} \sim 32^{\circ}\text{C}$ 之間；對於承重柱試體受熱段長度

不得小於 2.7 公尺，而無加載具防火被覆鋼柱受熱長度至少 2.4 公尺，且試體各面均需受熱；試體耐火性能為依試驗類別要求，與鋼骨溫度判定構件是否破壞，如鋼材平均溫度超過 538°C 或任一鋼材量測點之溫度超過 649°C ，則試體發生破壞。

伍、UL 263

UL 263 規範之標準升溫條件為 5 分鐘須達到 538°C ，10 分鐘須達到 704°C ，30 分鐘須達 843°C ，1 小時須達到 927°C ，2 小時須達到 1010°C ，4 小時須達到 1093°C ；開始試驗之室溫規定為 $10^{\circ}\text{C} \sim 32^{\circ}\text{C}$ ；承重柱試體受熱長度要求大於 2.7 公尺，而未加載具防火被覆之鋼柱受熱長度規定至少 2.4 公尺，且試驗時試體受熱段各面皆須受熱；關於柱試體耐火性能基準評定，乃根據不同試驗分類來要求，但未加載且具防火被覆之鋼柱則要求熱電偶測點溫度超過 649°C 或平均溫度超過 538°C ，即判定試體破壞。

由上述說明得知，ISO 834、BS 476 和 CNS 12514 規範之標準升溫曲線為依公式計算，而 ASTM E119 和 UL 263 規範之標準升溫曲線相同，乃以時間規定爐內溫度，如圖 2-1 所示。

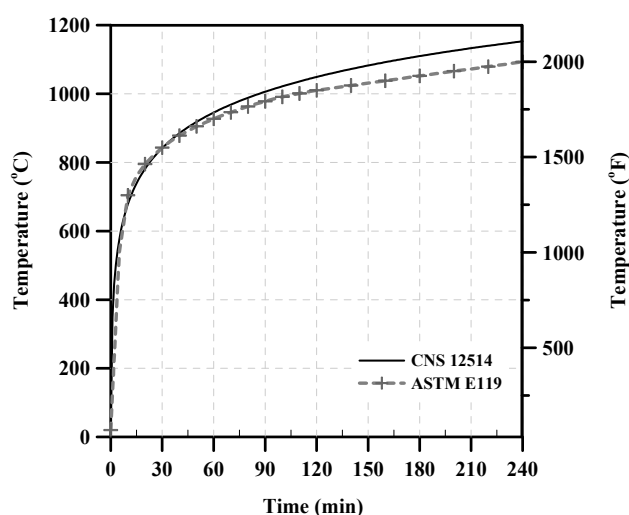


圖 2-1 CNS 12514 與 ASTM E119 之標準升溫曲線

(資料來源：本研究彙整)

第二節 合成柱構件設計規範

壹、鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說

根據我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」設計填充型箱型鋼管混凝土柱，其試體斷面鋼骨比須大於全斷面積之 2%，且斷面最小尺寸不得小於 30 cm，及其與斷面另一垂直方向尺寸之比值不得小於 0.4；對於鋼骨斷面之寬厚比 (b/t) 規定，耐震設計與結實斷面之肢材寬厚比之上限分別為 $\lambda_{pd} = \sqrt{3E_s / F_{ys}}$ 及 $\lambda_p = 61$ ；對於箱型銲接組成鋼管柱之相鄰鋼板間之銲接須沿柱之全長採全滲透銲接。在計算鋼管混凝土柱之設計受壓強度乃採「強度疊加法」，如公式(2-1)所示。

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

其中 ϕ_{cs} 為鋼骨部分強度折減係數(0.85)， P_{ns} 為鋼骨部份標稱受壓強度， ϕ_{crc} 為鋼筋混凝土部份之強度折減係數(填充型鋼管混凝土柱為 0.75)， P_{nrc} 為鋼筋混凝土部份標稱受壓強度。

貳、American institute of steel construction (AISC)

依照 AISC(2010)規範規定，合成構件斷面標稱強度可依塑性應力分佈法或應變協合法計算，且忽略混凝土張力強度之影響。合成構件之材料規定與限制，如：一般混凝土抗壓強度須介於 21 MPa 至 70 MPa，而鋼骨與鋼筋之降伏強度小於 525 MPa。對於填充型合成構件規定，斷面鋼骨與全斷面積之比值須大於 1%；考慮局部挫屈之影響，斷面肢材寬厚比(b/t)最大上限為 $5.0\sqrt{E/F_y}$ 且須符合 $\lambda_p = 2.26\sqrt{E/F_y}$ 或 $\lambda_r = 3.0\sqrt{E/F_y}$ 。對於雙軸對稱填充型合成構件之設計受壓強度(LRFD)及容許受壓強度(ASD)分別為 $\phi_c P_n$ 和 P_n / Ω_c ；其中 ϕ_c 為受壓構件折減係數(0.75)， Ω_c 為受壓構件安全係數(2)， P_n 為標稱受壓強度；標稱受壓強度由公式(2-2)及(2-3)規定計算。

$$\text{當 } P_{n0} / P_c \leq 2.25 ; \quad P_n = P_{n0} \left[0.658 \frac{P_{n0}}{P_c} \right] \quad (2-2)$$

$$\text{當 } P_{n0} / P_c > 2.25 \quad P_n = 0.877 P_c \quad (2-3)$$

其中

$$P_e \text{ 為彈性臨界挫屈載重, } P_e = \pi^2(EI_{\text{eff}})/(KL)^2 \quad (2-4)$$

$$EI_{\text{eff}} \text{ 為填充型合成斷面有效勁度, } EI_{\text{eff}} = E_s I_s + E_s I_{\text{sr}} + C_3 E_c I_c \quad (2-5)$$

$$C_3 \text{ 為有效剛度係數, } C_3 = 0.6 + 2[A_s / (A_c + A_s)] \leq 0.9$$

K 為有效長度因子

另外, P_{n0} 為不考慮構件長度影響, 雙軸對稱填充型合成柱構件受軸力之受壓強度, 其依公式(2-6)至(2-11)修正計算。

1. 結實斷面(compact sections)

$$P_{n0} = P_p \quad (2-6)$$

2. 非結實斷面(noncompact sections)

$$P_{n0} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (2-7)$$

3. 細長斷面(slender sections)

$$P_{n0} = F_{cr} A_s + 0.7f'_c (A_c + A_{\text{sr}} \frac{E_s}{E_c}) \quad (2-8)$$

其中

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_{\text{sr}} \frac{E_s}{E_c}) \quad (2-9)$$

C_2 為考慮混凝土受斷面形狀影響; 斷面為矩形及圓形, 則分別為 0.85 與 0.95

$$P_y = F_y A_s + 0.7f'_c (A_c + A_{\text{sr}} \frac{E_s}{E_c}) \quad (2-10)$$

λ 、 λ_p 和 λ_r 為細長參數

$$\text{矩形填充斷面之 } F_{cr}, F_{cr} = 9E_s / (b/t)^2 \quad (2-11)$$

參、Eurocode 4 (EC 4)

Eurocode 4(EN 1994-1-1)規範規定鋼骨材料須符合 S235 至 S460 等級, 而一

般混凝土強度介於 C20/25 至 C50/60 等級之間。以簡易模式計算受壓合成柱構件之規定與限制須符合，如：鋼骨貢獻比(δ)介於 0.2 至 0.9 之間， $\delta = (A_a f_{yd}) / N_{pl,Rd}$ ；斷面寬厚比上限值 $(b/t)_{max} = 52\sqrt{235/f_y}$ ；構件斷面尺寸限制為 $0.2 \leq$ 斷面寬深比 $(b/h) \leq 5.0$ ；細長比($\bar{\lambda}$)小於等於 2， $\bar{\lambda} = \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{cr}}$ ；其中 A_a 為鋼骨斷面積， f_{yd} 為鋼骨降伏強度之設計值， f_y 為鋼骨降伏強度之標稱值， $N_{pl,Rd}$ 及 $N_{pl,Rk}$ 為受壓合成斷面之塑性抵抗強度， N_{cr} 為彈性臨界強度。對於受軸壓合成柱構件之設計強度須符合公式(2-13)之計算。

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1.0 \quad (2-12)$$

其中

N_{Ed} 為設計受壓強度

χ 為考慮挫屈影響之折減係數，依照 EN 1993-1-1 規定計算

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (2-13)$$

A_c 為混凝土斷面積； f_{cd} 為混凝土圓柱抗壓強度之設計值

A_s 為鋼筋斷面積； f_{sd} 為鋼筋降伏強度之設計值

另外，根據 Eurocode 4(EN 1994-1-2)受壓合成柱構件於火場下之計算方法與 Eurocode 4(EN 1994-1-1)雷同，其受壓合成構件於火場之塑性抵抗強度之計算，如公式(2-14)所示。

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (2-14)$$

其中，式中下標 θ 為考慮溫度影響， $\gamma_{M,fi,a}$ 、 $\gamma_{M,fi,s}$ 及 $\gamma_{M,fi,c}$ 分別為鋼骨強度、鋼筋強度及混凝土強度於火場下之係數。

第三節 火害合成柱

合成柱構件依合成形式分為包覆型及填充型兩種，而本節主要彙整國內外受壓填充型鋼管混凝土柱受火害之文獻研究成果。由鋼管混凝土柱受火害之文獻得

知，柱試體斷面形狀多以圓形、方形和矩形為主，斷面尺寸介於 100 mm 至 500 mm 之間；試體高度約為 400 mm 至 5200 mm 之間；以實驗及分析方法探討斷面溫度分佈、試體軸向變形行為、破壞模式、有效耐火時效及材料受溫度之影響或不同材料間之介面影響等，如下述之學者研究成果。

Chung 等人(2008)以數值分析研究火害方形鋼管混凝土柱受軸向載重之行為，並與實驗結果相互比對。對於數值分析乃先以二維熱傳數值分析，計算試體斷面溫度，並採四種鋼與混凝土之材料模型進行模擬；再以非線性應力分析計算試體軸向變形行為。由結果顯示，數值分析能合理模擬實驗結果；承重試體受熱先膨脹變形後壓縮變形；鋼材因高溫強度迅速降低，使混凝土支撐能力成為影響試體耐火時效之關鍵。

Ding 和 Wang (2008)為利用有限元素分析軟體 Ansys 模擬受軸向和偏心載重鋼管混凝土柱於火害下之熱反應、軸向變形和側向變形行為。分析模擬有考慮鋼和混凝土材料介面間之接觸影響，並與實驗結果比對，顯示兩材料間有滑移而非完全握裹；建議鋼和混凝土介面間受熱對流影響，其為 $200 \text{ W/m}^2 \text{ K}$ ，使分析混凝土溫度結果與實驗溫度更接近。

Espinos 等人(2010)以有限元素分析軟體-ABAQUS 建立 3-D 模型，模擬火害圓形鋼管混凝土柱之行為。分析結果與實驗比對，再進行參數研究，如材料間介接觸和熱對流因素、材料性質、混凝土濕度和試體初始不平整等影響；最後，根據 Eurocode 4 簡易計算模式，計算試體有效耐火能力。對於混凝土之模擬，由於鈣酸質混凝土內部溼度較矽酸質混凝土更不易損失，因此模擬鈣酸質混凝土將採用 Eurocode 4 規定 10%溼度之建議，而模擬矽酸質混凝土將以 Eurocode 4 規定 3%溼度之規定。由承重試體於火害下之軸向變形-時間關係與載重比-時間關係得知，試體於加溫歷時期間可分成四個階段：(1) 鋼管受火表面溫度迅速增加，而內灌混凝土之溫度較鋼材低，因此加載端板與混凝土間產生間隙，且鋼材與混凝土接觸介面產生滑移現象，使軸向載重逐漸轉移至鋼管；(2) 鋼材到達臨界溫度 550°C ，柱試體由原本膨脹位移轉變為壓縮位移，使加載端板與混凝土再度接觸；(3) 鋼材因高溫喪失強度，而軸向載重逐漸轉由混凝土承受；(4) 雖混凝土具低熱傳導性，但隨著加溫歷時時間增加，使高溫逐漸傳遞至核心混凝土，最後混凝土部分也失去支撐能力，以至於試體破壞。由結果顯示，以有限元素分

析能合理預測實驗結果，但使用 Eurocode 4 簡易計算火害受偏心載重之結果非常保守；若試體受軸向載重且兩端支承皆為鉸接以及細長比超過 0.4，則計算結果較實際上不安全。

Han 等人(2003)以實驗研究有無防火被覆之方形和矩形鋼管混凝土柱受軸向或偏心載重下之火害行為，並建立試體火害後殘餘強度計算公式。由研究結果得知，影響柱構件耐火能力與判定之參數包括：鋼材極限溫度、斷面尺寸、加載型式和防火被覆厚度；當試體之鋼材溫度達 $500^{\circ}\text{C}\sim 786^{\circ}\text{C}$ ，其已無載重支撐能力；試體斷面尺寸越大，則構件抵抗火害能力較好；試體受偏心載重之耐火能力較受純軸向載重來得低；較厚的防火被覆，能增加耐火時效。

Kodur (1998)以實驗研究不同混凝土影響鋼管混凝土柱之耐火性能與耐火時效，其混凝土分別為普通強度混凝土、高強度混凝土和含鋼纖維高強度混凝土。實驗結果顯示，承重試體於加溫初期，鋼材溫度相較混凝土高，因此鋼管承受大部分載重；當鋼材因高溫而強度損失，則載重轉由混凝土承受；而混凝土低熱傳導性和高熱容量特性將延續鋼管混凝土柱構件耐火能力。灌入不同型式之混凝土會影響柱構件之耐火能力，其由高至低依序為灌入含鋼纖維高強度混凝土、灌入普通強度混凝土、灌入高強度混凝土；在相同溫度下，高強度混凝土相對普通強度混凝土更容易產生開裂破壞，但加入鋼纖維將有助高強度混凝土之耐火能力。

Kodur (2007)為回顧和彙整相關文獻，提出混凝土灌入圓形和方形鋼柱之耐火設計建議，並比較空心型鋼柱於空心處設置三種不同型式混凝土之耐火性能，如灌入純混凝土(Plain concrete, PC)、設置鋼筋混凝土(Bar-reinforced concrete, RC)和灌入含鋼纖維混凝土(Steel fiber-reinforced concrete, FC)。由實驗和分析結果得知，灌入純混凝土和含鋼纖維混凝土，試體破壞原因為混凝土開裂，而設置鋼筋混凝土試體破壞原因為鋼筋降伏；合成柱試體耐火時效由高至低依序為設置鋼筋混凝土、灌入含鋼纖維混凝土和灌入純混凝土。對於試體斷面形狀之影響，相同斷面積之柱構件，圓形斷面較方形更具耐火能力。

Lie 與 Irwin (1995)以實驗及計算公式探討鋼管混凝土柱，藉由升溫溫曲線及軸向變形以評估耐火時效。比較後發現，實驗結果與計算結果相近，因此作者認為研究結果可評估方形鋼管混凝土柱之耐火時效。

Lu 等人(2009)以實驗方法和有限元素軟體分析，進行火害方形鋼管灌入高強度自充填混凝土柱構件之研究。藉由實驗過程瞭解試體於高溫火害中，失去載重支撐能力之原因為外圍鋼管局部挫屈以及內灌混凝土碎裂或開裂；利用 ABAQUS 軟體模擬實際實驗情況，其分析模型有考慮混凝土因高溫產生碎裂情形及鋼和混凝土介接觸影響。由研究結果得知，以有限元素分析軟體-ABAQUS 可以合理模擬實驗行為，且模擬一般和高強度混凝土之分析模型，也可用於模擬高強度自充填混凝土分析模型。

Park 等人(2007)以實驗和數值分析研究方形鋼管混凝土柱於火害環境下之行為，並比較相關文獻或規範之耐火時效計算公式。依照 Kim 等人(2005)之實驗結果，與作者數值分析計算結果比對；而數值分析計算依序進行有限差分熱分析和非限性熱應力分析。研究結果得知，數值分析可以合理計算試體斷面溫度和變形能力；較大的斷面與低載重比，有助於增加方形鋼管混凝土柱之耐火時效。

陳誠直等人(2010)藉由大尺寸試體，以實驗方法和有限元素分析模擬，研究有無防火被覆之承重鉸接組合箱型鋼內灌自充填混凝土柱於火害下之行為；探討有無防火被覆之影響、比較試體斷面溫度分佈、試體強度與勁度之變化、變形行為(變形與變形速率)與破壞模式等，並建立合理之分析模型。由研究結果顯示，具防火被覆試體皆能達到預期之防火時效，而火害後之試體軸向勁度稍為增大且呈線彈性行為；未具防火被覆試體於火害期間持續有混凝土爆裂的聲音，惟因箱型鋼板提供圍束導致試體未立即破壞，直到鋼板局部的鼓起與內部混凝土的碎裂。

陳誠直等人(2011)以實驗方法和有限元素分析模擬，研究鋼骨鋼筋混凝土柱於火害下之斷面溫度分佈、材料強度折減關係及防火時效。研究結果顯示，試體混凝土保護層爆裂會影響構件防火時效；受火面會影響試體斷面溫度分佈情形，且試體於非四面受火下，因不均勻之溫度分佈使試體膨脹產生撓曲的現象；分析模型可合理預測試體斷面溫度。

另外，對於箱型鋼柱之柱板鉸接型式影響試體於火害高溫下之行為，可由楊國珍等(2011)研究成果得知。其主要探討箱型鋼柱之柱板分別以全滲透與部分滲透鉸接組合，並藉由軸壓及不同溫度探討鉸接型式對試體行為及破壞模式之影響；由常溫試驗結果發現，柱板採全滲透鉸接之試體極限強度較採部分滲透鉸接

試體高；對於高溫試驗，採全滲透銲接試體之耐火時效較部分滲透銲接多；對於柱板採部分滲透銲接試體表現較差之原因為柱板因軸壓發生局部挫屈進而發生銲道開裂。

第四節 剪力釘影響

鋼骨與混凝土組成之合成構件，常以設置剪力釘來增加兩材料間之結合能力，進而提升構件整體強度。目前國內外相關研究主要以 push-out 試驗，探討剪力釘強度及其提供之支撐能力。研究參數包括鋼骨厚度、剪力釘尺寸、混凝土強度及鋼骨和剪力釘間之銲接方法等。破壞模式主要分為混凝土壓碎或劈裂破壞、鋼材破壞與兩者同時破壞；其中鋼材又可細分為剪力釘剪切破壞、拔出破壞及剪力釘與鋼骨間之銲接破壞。相關文獻成果，如下述所示。

Globe (1968)發現鋼板厚度影響剪力釘之強度；當鋼板厚度較薄時，破壞模式將由鋼板控制，並於低載重下展現出較好的彈性行為。作者藉由實驗結果發現，試體之 $d_s / t_f = 2.7$ 為產生剪力釘剪切破壞模式(Stud shear failure)及翼板因剪力釘拔出產生之破壞模式(Flange pull out failure)之分界；依兩種破壞模式分別提出計算剪力釘強度之建議公式，發生剪力釘剪切破壞為 $q_u = C d_s^2 \sqrt{f'_c}$ 及發生鋼骨拔出破壞為 $q_u = C_p t_f d_s^2 f_u$ 。其中，C 為 882(常數)， d_s 為剪力釘直徑(in.)、 f'_c 為混凝土圓柱試體抗壓強度(psi)、 C_p 為 4.7 (1/in)， t_f 為鋼板厚度(in.)， f_u 為鋼板之極限強度(ksi)。

Nguyen 與 Kim (2009)以有限元素分析軟體(ABAQUS)模擬剪力釘於 push-out 試驗之行為，以比對現行規範；分析模型分別設定鋼與混凝土接觸介面為有及無摩擦之影響，藉此瞭解剪力破壞和拔出破壞將不會同時出現，且探討其中之差異。由分析結果發現，LRFD 明顯地高估剪力釘強度約 27%；以 EC4 規範預估直徑 22 及 25 mm 之剪力釘強度與分析接近，但對於直徑 27 mm 則些微高估，另外直徑 30 mm 剪力釘配置於高強度混凝土(50~60Mpa)中之強度值高出約 8.7%。

Ollgaard 等人(1971)由研究成果提出用以計算埋置於常重混凝土和輕質混凝土中的剪力釘之強度計算公式。經由試驗結果發現，剪力釘的破壞模式分為兩

種：一為其與鋼板銲接處之剪切破壞；另一為包覆剪力釘周圍之混凝土的破壞，且此兩種破壞模式之剪力釘強度接近。比較剪力釘配置於輕質混凝土和常重混凝土之試驗結果發現，混凝土之性質對剪力釘行為有很大的影響，如剪力釘變形狀態。剪力釘於輕質混凝土中之強度較於常重混凝土減少 15 至 20%，並發現剪力釘強度和斷面大小成比例關係。最後，Ollgaard 等人參考 Viest(1956)所提供之剪力釘計算公式發現有不保守的情形，因此經由分析實驗數據及與各參數的關係，提出剪力釘之強度為 $Q_u = 0.5A_s\sqrt{f'_cE_c}$ 。其中， A_s 為剪力釘斷面積(in.²)， f'_c 為混凝土抗壓強度(ksi)， E_c 為混凝土彈性模數(ksi)。

Pallares 及 Hajjar (2010)彙整相關文獻共 391 個試體之結果，並與規範所建議之剪力釘強度計算公式進行探討與比較，其規範如 AISC (2005)、EC 4 (2004)、ACI 318-08 Appendix D 和 PCI 6th edition (PCI, 2004)。彙整文獻之試驗成果顯示，試體主要破壞模式分別為剪力釘破壞、剪力釘與鋼板銲接處破壞及剪力釘周圍包覆之混凝土破壞；探討剪力釘長度與直徑比值之影響，如比值大於 4 較易發生剪力釘或銲接處破壞，反之為混凝土破壞；依規範建議公式計算發現，AISC 規範計算結果較 EC 4、ACI 318 及 PCI 規範不保守，進而針對各規範提出建議之修正公式。

Wang (2012)利用有限元素分析軟體(ABAQUS)模擬試體於常溫及高溫下之 push-out 試驗，探討剪力釘與混凝土所造成之影響。試體受高溫產生熱膨脹位移再轉變為壓縮位移，而常溫試驗無此行為，進而探討鋼與混凝土材料熱膨脹係數差異及混凝土體積對熱膨脹位移之影響；兩材料熱膨脹係數相同，則熱膨脹位移較係數不同時大；試體之混凝土體積較大，熱膨脹位移也相對較大。另外，試體於高溫下，剪力釘之溫度相較周圍包覆混凝土溫度高，使剪力釘強度下降而產生彎折變形；剪力釘變形過大，試體破壞模式為剪力釘剪切破壞，反之為混凝土碎裂和劈裂破壞。

Xue 等人(2008)以 30 個試體進行 push-out 試驗，藉由試體載重滑移曲線探討不同剪力釘直徑、長度、剪力釘銲接方法及混凝土強度等對試體承載能力之影響。研究成果發現，提高剪力釘直徑、長度與混凝土強度，則剪力釘之支撐能力增加。試體破壞模式分為混凝土劈裂破壞、剪力釘根部破壞及銲接處破壞。

第五節 混凝土含水率影響

混凝土由水、水泥、骨材及其它摻料或膠結材所組成，會因溫度影響使其於高溫中產生開裂或爆裂現象，至使結構承載能力下降；造成混凝土開裂或爆裂現象主要因為熱應力或孔隙壓力大於混凝土張力強度，而試體內部產生熱應力及孔隙壓力之因素為試體加溫速率和時間、混凝土形狀和尺寸、混凝土配比和含水率及加載等。雖然混凝土內部含水將隨齡期增加而逐漸減少，但鋼管混凝土因鋼骨包覆延緩內部混凝土水份消散，使混凝土於高溫中將可能會發生爆裂現象；混凝土內部含水之影響，如 Debicki 等人(2012)、Khoury 與 Anderberg (2000)及李榮濤(2012)等研究文獻所述。

Debicki 等人(2012)研究有、無添加聚合纖維之高性能混凝土於高溫下，以試體溫度、尺寸、重量損失及壓力，探討混凝土於高溫發生爆裂現象。研究成果顯示，混凝土因高溫發生爆裂現象乃因熱-力學效應及熱-含水效應；前者為溫度梯度造成試體變形而產生熱應力，後者為水份遷移使試體飽和區之孔隙水壓力增加。另外，試體尺寸、加溫速率及混凝土有、無添加聚合纖維皆會影響混凝土發生爆裂的機率。

Khoury 與 Anderberg (2000)為蒐集和彙整各國對於高溫下混凝土之研究，並探討影響混凝土發生開裂或爆裂現象之原因。混凝土於高溫下產生開裂之型式分為骨材開裂、角隅開裂、表面開裂及爆裂，其發生於加溫 7 至 90 分鐘之間；然而，影響混凝土發生爆裂現象之原因為加溫速率、試體尺寸、含水率及混凝土配比等因素。對於混凝土內部含水常以重量百分比或相對溼度百分比呈現；由許多文獻研究成果發現，混凝土內部含水率小於 3%則較不易發生爆裂現象，但高強度混凝土因高緻密及低滲透能力，即使含水率低於 3%也可能發生爆裂現象。

張焱與徐志勝(2010)以耐火性能及結構變形，論述含溼量對混凝土結構於高溫下之影響。混凝土於加溫過程中，高溫傳遞至試體內部，使試體斷面溫度呈梯度分佈。試體內部自由水受溫度影響，水汽產生遷移現象，使試體斷面濕度也呈梯度分佈；濕度差會產生蒸氣壓力，若蒸氣壓力聚集於試體某處，則容易引起混凝土產生爆裂現象(蒸氣壓力大於混凝土拉力強度)，直接影響結構力學性能；因此，混凝土內部水汽產生遷移作用為受試體內部壓力、濕度及溫度梯度影響。另

外，以軟體分析考慮混凝土含濕量之作法為假設混凝土為乾燥，或修正混凝土熱性質，以補償混凝土內部含水率所造成之影響。

李榮濤(2012)為彙整及探討各國混凝土結構於高溫下之爆裂之原因及型式，並藉由影響混凝土發生爆裂之因素，建立混凝土結構高溫爆裂評估方式。混凝土受高溫產生爆裂現象，乃受試體孔隙壓力與熱應力影響，而影響二者之因素為混凝土強度、含水率、骨材種類、水灰比及溫度等；其中，含水率為混凝土於高溫中產生爆裂行為之主要因素。作者認為一般強度混凝土含水率低於3%，則較不易發生混凝土爆裂現象；另外，混凝土含水率為3%類似於混凝土相對濕度為75%。

第三章 填充式箱型鋼管混凝土柱火害實驗

第一節 試驗規劃

本計畫藉由有無配置剪力釘及不同軸向載重之主要研究參數，深入探討與比較填充式箱型鋼管混凝土柱於火害下之行為。實驗試體考量內政部建築研究所防火實驗中心之實驗設備及容量限制，再根據我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」設計和製作。對於試體於火災高溫之升溫情況、試驗程序、破壞判定等，依據 CNS 12514「建築物構造部分耐火試驗法」之相關規定進行火害試驗。

第二節 試體規劃與製作

壹、試體設計

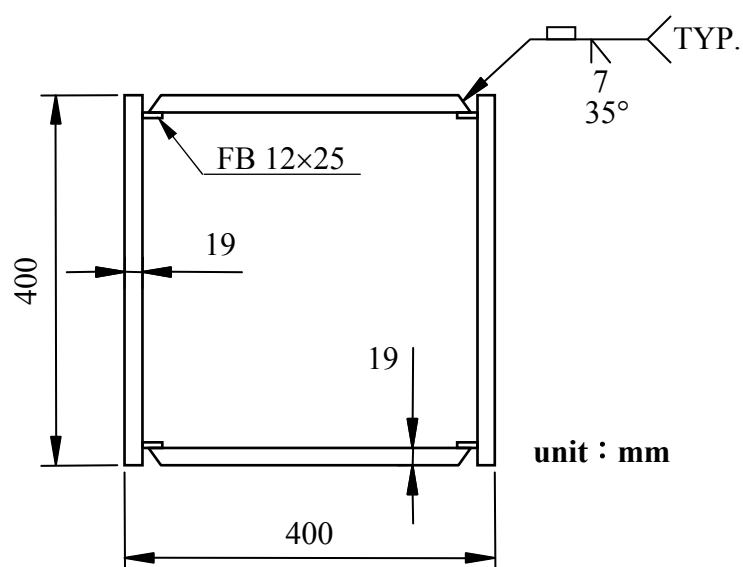
本研究規劃 4 支填充式箱型鋼管混凝土柱，2 支試體配置剪力釘，另 2 支試體無配置剪力釘；試體分別施加载重比為 0.3 及 0.6 倍之軸向載重，如表 3-1 所示。柱試體之鋼材採 A572 Grade 50 規格之鋼種，斷面尺寸為 400×400 mm，乃 4 片厚 19 mm、長 3360 mm 鋼板以全滲透開槽銲接接合而成；開槽型式為單斜槽，開槽角度為 35 度，根部間隙為 7 mm，如圖 3-1 所示。考量火害試驗之規劃，試體設置於加溫爐內並與加載設備連接；為使軸向載重能均勻的傳遞等因素，試體上下兩端以銲接接合端板及加勁板。另外，考慮箱型鋼管灌注混凝土時之內部空氣排除、混凝土於養護或高溫中之水份蒸發等因素，於試體 4 面柱板縱向預設數個直徑 20 mm 之透氣孔，如圖 3-1 所示。

考量實務設計時填充式箱型鋼管混凝土柱應用於中高層建築物，內灌混凝土採高流動混凝土。試體剪力釘之配置將參考實務上剪力釘的配置為 19φ×76 mm LG@200 mm，如圖 3-2 所示。

表 3-1 實驗試體規劃

試體編號	試體尺寸	載重比	剪力釘
LR0.6-A	□ 400×400 ×19×19×3360 mm	0.6	有
LR0.3-A	□ 400×400 ×19×19×3360 mm	0.3	有
LR0.6-B	□ 400×400 ×19×19×3360 mm	0.6	無
LR0.3-B	□ 400×400 ×19×19×3360 mm	0.3	無

(資料來源：本研究整理)



箱型鋼斷面

圖 3-1 箱型鋼管混凝土柱設計圖

(資料來源：本研究整理)

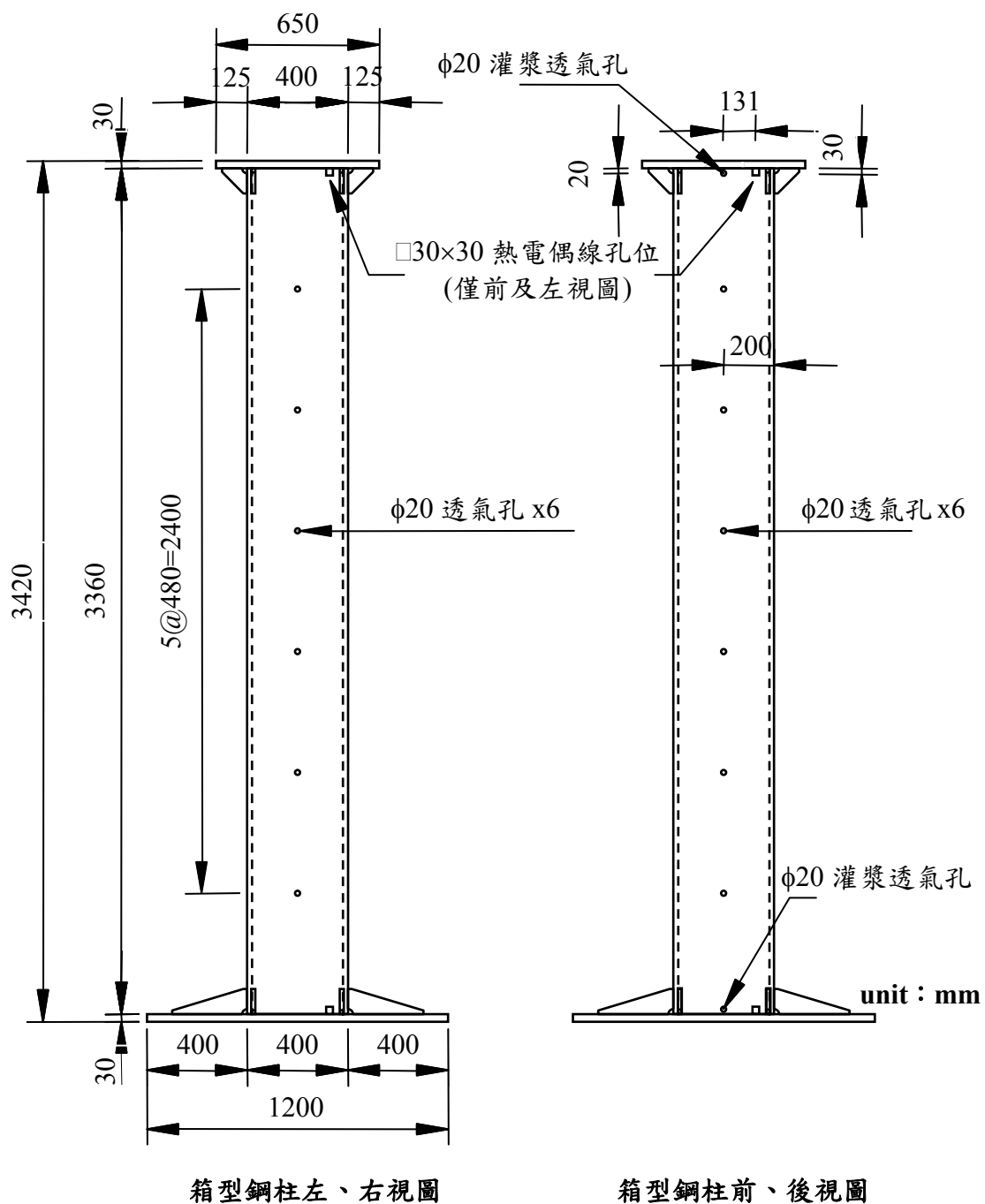
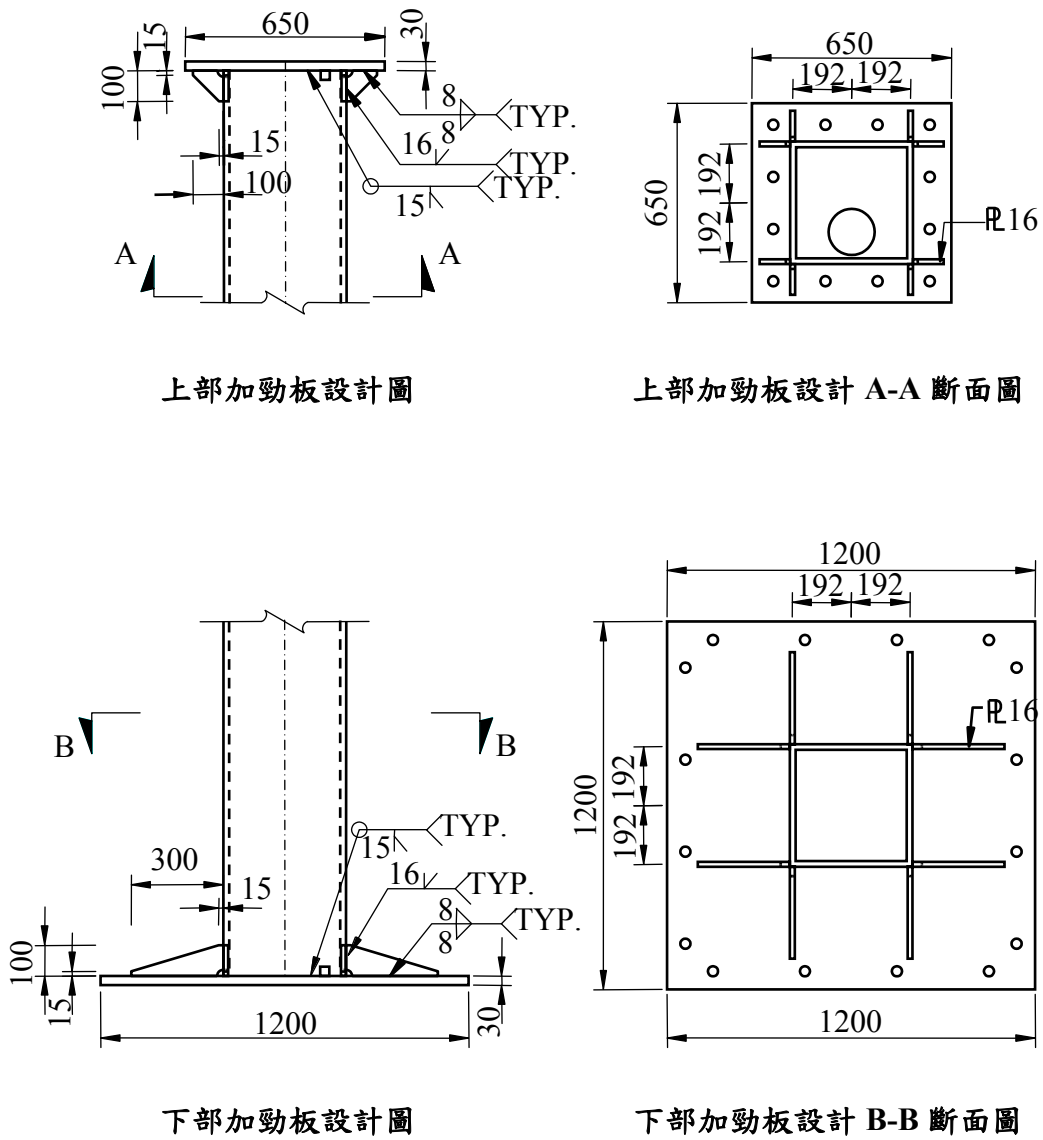


圖 3-1 箱型鋼管混凝土柱設計圖(續)

(資料來源：本研究整理)



unit : mm

圖 3-1 箱型鋼管混凝土柱設計圖(續)

(資料來源：本研究整理)

貳、試體製作

試體製作程序如下：

1. 依設計圖裁切鋼板、鑽孔及開槽。
2. 柱板及兩端端板以銲接接合固定成 U 字型。
3. 安裝熱電偶至預定量測位置。
4. 柱體組裝銲接施工。
5. 混凝土灌漿作業。
6. 混凝土養護
7. 安裝柱面熱電偶測點

試體於鋼鐵廠依設計圖樣進行製作。當柱板組立成 U 字型並與兩端端板接合，即進行安裝試體內部熱電偶測點；試體測點位置將於本章節之溫度測點設置詳述。試體內部測點之熱電偶線分別經由試體頂、底部柱板之熱電偶孔延伸出試體外，確定測點訊號正常，進行組裝銲接試體柱板和其它肢材；試體銲接處為全滲透銲，則進行超音波檢測以確保銲道無缺陷後，再進行混凝土灌漿作業。

試體 LR0.6 及 LR0.3 系列之內灌混凝土採高流動性混凝土，其 28 天標準混凝土圓柱試體之平均抗壓強度為 465 kgf/cm^2 ；混凝土配比，如表 3-2 所示。試體之柱板鋼骨採 A572 Grade 50 等級，其平均降伏強度為 4.25 tf/cm^2 ，平均抗拉強度為 5.51 tf/cm^2 。

表 3-2 試體之內灌混凝土配比

每 1 m ³ 混凝土配比用量(kg)								
水泥	爐石	飛灰	水	附加劑	粗砂	細砂	3/4"石	3/8"石
253	161	46	124	5.52	186	742	84	756
總重	2358							
備註	1. 設計強度為 350 kgf/cm ² 2. 設計坍度為 25 cm 3. 設計空氣含量為 2.0% 4. 骨材最大粒徑為 19 mm 5. 水膠比為 0.282							

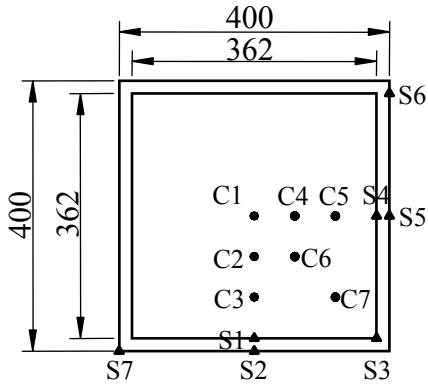
(資料來源：本研究整理)

參、溫度測點設置

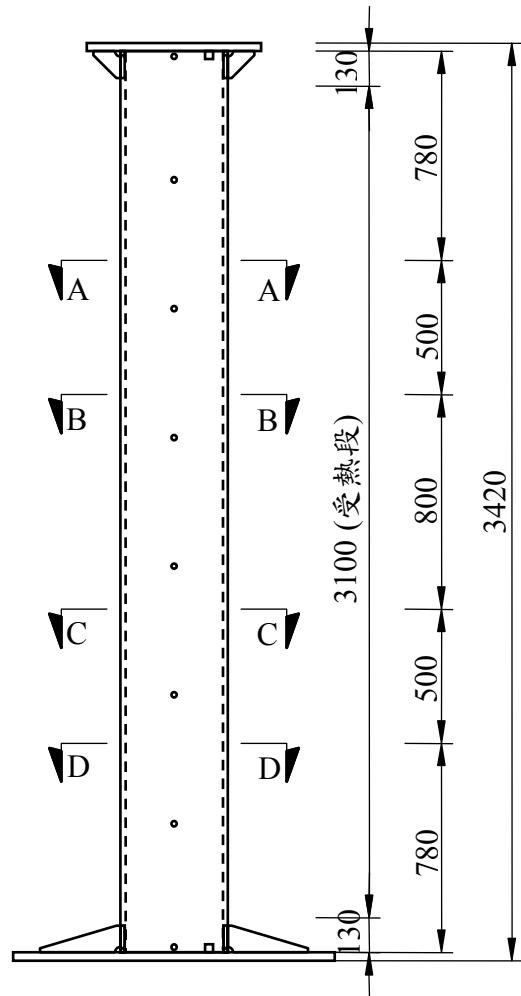
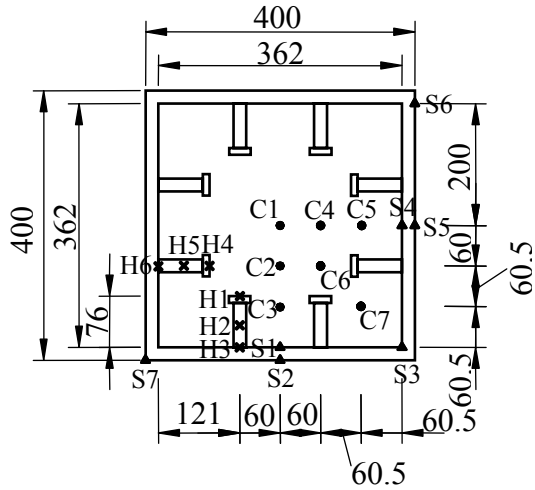
根據我國建築物構造部分耐火試驗法規定，柱構造試體須設置熱電偶量測溫度，熱電偶將採用 0.75 級性能以上及直徑 0.65 mm 之 K 型熱電偶，且所設置之熱電偶有效數量須為實做數量之 3/4 以上。本研究柱試體熱電偶設置將參照 CNS 12514 規定，分別位於試體受熱段之 4 個斷面高度設置熱電偶測點，且試體內部設置熱電偶測點須有 16 個以上；試體受熱段依本研究實驗設備及試體規劃計算為 3100 mm，兩端不受火段長度為 130 mm。

本研究熱電偶將設置於試體之鋼骨、剪力釘及混凝土部分，依設置之斷面可區分為斷面無剪力釘及斷面有剪力釘。對於斷面無剪力釘，熱電偶分別於鋼骨及混凝土不同位置處設置 7 個測點，共 14 個測點；而斷面有剪力釘之鋼骨及混凝土測點與斷面無剪力釘相同，並於剪力釘處設置 6 個熱電偶測點，共 20 個測點，如圖 3-3 所示。本研究試體 LR0.6-A 及 LR0.3-A 之 4 個斷面高度為 2 個斷面無剪力釘(A-A 及 D-D 斷面)，另 2 個斷面有剪力釘(B-B 及 C-C 斷面)，如圖 3-3 所示；試體 LR0.6-B 及 LR0.3-B 之 4 個斷面高度皆為斷面無剪力釘；其主要乃為瞭解有無剪力釘對柱試體斷面溫度分佈情形。實際試體內部熱電偶安裝樣式，如圖 3-4 所示。

(a) 斷面無剪力釘



(b) 斷面有剪力釘



●混凝土測點；▲鋼骨測點；×剪力釘測點

unit: mm

圖 3-3 箱型鋼管混凝土柱斷面之熱電偶測點分佈

(資料來源：本研究整理)

(a) 有配置剪力釘試體



(b) 無配置剪力釘試體



圖 3-4 試體內部熱電偶之安裝

(資料來源：本研究整理)

第三節 實驗設備與設置

壹、實驗設備

本研究試體於內政部建築研究所防火實驗中心之複合耐火爐進行火害試驗；複合耐火爐之加載設備具 2000 噸加載能力，其行程為 500 mm；加載介面以萬向球座設計，轉角可達 15° 以上，亦可選擇無旋轉之固定座方式連接；加溫爐對柱試體限制為最大斷面尺寸 1 m×1 m、長度介於 4~5 m 之間、端板尺寸 1 m×1 m。複合耐火爐之加溫設備可以數位控制方式，藉由加溫爐之噴火孔提升加溫爐內溫度，以模擬 CNS 12514 標準升溫曲線之升溫速率及溫度；噴火孔位於加溫爐之東、西兩側，噴火孔間距約為 1300 mm，以雙向對流型式使爐內溫度能均勻分佈，如圖 3-5 所示。



圖 3-5 複合耐火爐

(資料來源：內政部建築研究所防火實驗中心)

貳、實驗設置

試體進行火害試驗前，須先於加載設備頂端及底端分別加裝支撐短柱和柱墩，再將試體吊裝至複合耐火爐內，藉由螺栓與柱墩和支撐短柱連接固定，並以防火棉包覆加溫爐內之試體預定不受火段處及熱電偶線；熱電偶線與資料擷取器連接。最後蓋上加溫爐頂端爐蓋板，及架設量測試體受火段之位移計。試驗設置如圖 3-6 所示。

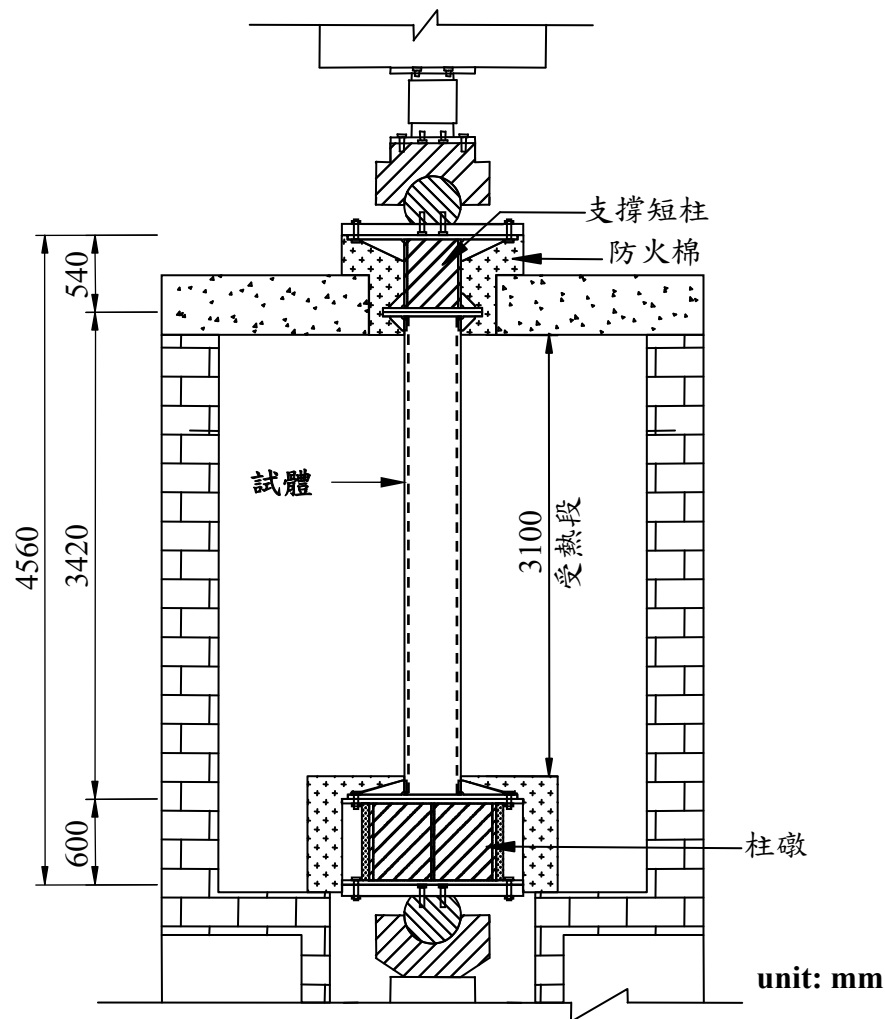


圖 3-6 實驗試體設置示意圖

(資料來源：本研究整理)

第四節 實驗步驟

根據 CNS 12514 規定，試驗步驟如下所示：

1. 試驗開始前

試驗開始前分兩部分規定，一為溫度要求，其室內溫度須在 10~40°C 範圍內，爐內溫度須小於 50°C，且熱電偶之初始值須持續記錄並檢查一致性；另一為試體加載，加載載重須於試驗開始前 15 分鐘加載至試體，保持加載不變直至試體變形不再增加，並記錄軸向變形量。

2. 試驗過程

試驗開始之際，試體內部初始平均溫度和非加熱面溫度須與初始室內溫度相差 5°C 範圍內，並依標準加熱溫度-時間曲線進行加熱試驗，其加熱函數為 $T=345\log_{10}(8t+1)+20$ ，如圖 2-1 所示。加熱試驗過程中須維持固定載重，試體加載之載重依據「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」計算，並考量試驗之容量。

3. 量測與觀察

試體在整個試驗中之溫度和變形須加以記錄；對於所有固定之熱電偶在試驗期間應每隔不超過 1 分鐘即量測一次；試體垂直或柱中心之水平變形量依量測設備狀況，每間隔一段時間進行量測，變形速率將以實驗之變形量推算而得。試驗結束後，須觀察試體之變形模式並詳實記錄之。

4. 試驗終止

根據規定，試驗終止條件包括：(1) 試體達到性能基準指標，或試驗時間已達預定時間；(2) 因人員安全或設備可能遭受破壞之因素。

垂直承重構造之性能基準判定，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 為試體初始高度。

第四章 實驗結果與討論

根據前章節所述，當試體設置於加溫爐內並確定量測儀器訊號正常，則分別進行 4 支試體耐火性能試驗；實驗試體分別為 LR0.6-A、LR0.6-B、LR0.3-A 及 LR0.3-B，編號 LR0.6 及 LR0.3 分別為施加 0.6 倍試體強度之軸向載重及 0.3 倍軸向載重，編號 A 與 B 分別為試體有配置剪力釘及無配置剪力釘。試體進行耐火試驗步驟：(1) 加載階段，施加軸向載重，保持加載不變直至試體變形不再增加，持壓約 30 分鐘。(2) 定載加溫階段，試體所加載定額軸向載重乃依試體強度決定，而加溫爐內溫度及升溫速率乃參考標準升溫曲線進行加溫。

第一節 實驗結果

試體於試驗時測得之混凝土強度為 515 kfg/cm^2 ，依國內鋼骨鋼筋混凝土規範計算試體強度，其標稱強度約為 1642 tf；因此試體 LR0.6 系列於試驗時施加軸向載重約為 985 tf，LR0.3 系列施加約為 492.5 tf。

壹、試體 LR0.6-A

試驗時，實驗室室溫約為 30.4°C ；配置剪力釘試體 LR0.6-A 施加 985 噸軸向載重，持壓約 30 分鐘後，即進行定載加溫試驗。加溫爐內平均升溫曲線，如圖 4-1 所示；柱試體於定載加溫階段之軸向變形與時間關係，如圖 4-2 所示；試體各斷面之鋼骨測點溫度與時間關係，如圖 4-3 所示；混凝土測點溫度與時間關係，如圖 4-4 所示；剪力釘測點溫度與時間關係，如圖 4-5 所示。

爐內高溫使試體發生軸向伸長變形行為；當試驗進行 12 分鐘時，爐內溫度約為 708°C ，試體到達第一次最大熱膨脹伸長為 2.49 mm；此時試體外側鋼骨平均溫度為 206°C ，內側鋼骨與混凝土交界處之鋼骨平均溫度為 133°C ，距試體表面 57 mm 及 95 mm 之剪力釘平均溫度分別為 92°C 和 62°C ，距試體表面 79 mm、139 mm 及試體斷面中心之混凝土平均溫度皆低於 40°C 。第一次最大伸長變形後，試體即轉變為壓縮變形至加溫 16 分鐘後，再轉變為伸長變形；加溫 16 分鐘，試體仍處於膨脹階段，伸長變形下降至 1.82 mm。

當加溫 21 分鐘，試體再度達第二次最大伸長變形(2.01 mm)，此時爐內溫度為 787°C，外側鋼骨平均溫度為 358°C，內側鋼骨平均溫度為 254°C，距試體表面 57 mm 及 95 mm 之剪力釘平均溫度分別為 150°C 和 102°C，距試體表面 79 mm、139 mm 及試體斷面中心之混凝土平均溫度皆低於 80°C；試驗進行至 21 分鐘後，試體呈現壓縮變形直至試體破壞，且試體於試驗期間無發現加溫爐內發出異聲。

根據 CNS 12514 規定，試驗進行約 31 分鐘，試體 LR0.6-A 達性能基準上限之規定，中止試驗，最大軸向壓縮速率大於 10.08 mm/min。此時，爐內溫度為 842°C，外側鋼骨平均溫度為 498°C，內側鋼骨與混凝土交界平均溫度為 409°C，距試體表面 57 mm 及 95 mm 之剪力釘平均溫度分別為 202°C 和 122°C，距試體表面 79 mm 之混凝土平均溫度為 105°C，而距試體表面 139 mm 及試體斷面中心之混凝土平均溫度皆低於 50°C。

試驗結束待加溫爐內溫度下降至室溫，以進行試體觀察與記錄，如圖 4-6 及圖 4-7 所示。試體 LR0.6-A 各面柱板不同高度位置皆產生局部挫屈變形，挫屈處呈面外突起；各處突起量介於 4 至 23.5 mm，最大突起 23.5 mm 位於試體東面柱板距底端 2550 mm 處，而最小突起為西面柱板距底端 384 mm 處；詳細試體局部挫屈位置，如表 4-1 所示。另外，試體柱板與柱板間之全滲透銲接皆無銲道開裂現象，且部分柱板透氣孔有水漬痕跡。

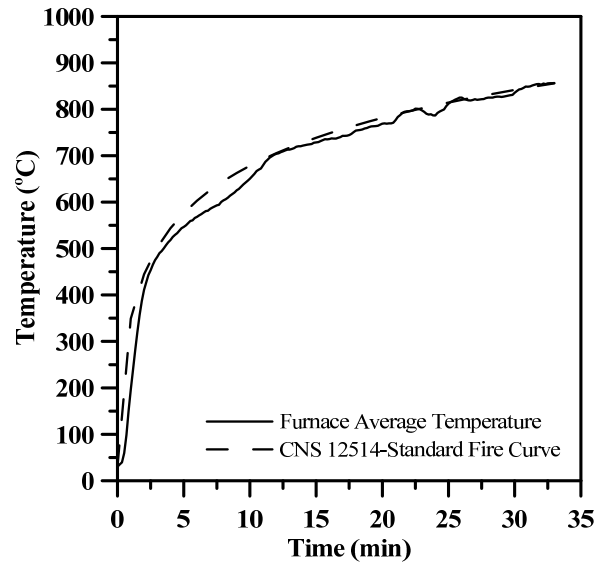


圖 4-1 試體 LR0.6-A 爐內升溫曲線

(資料來源：本研究整理)

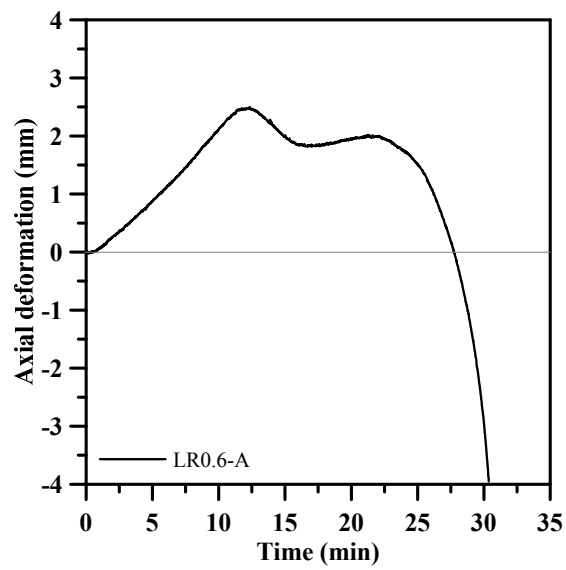
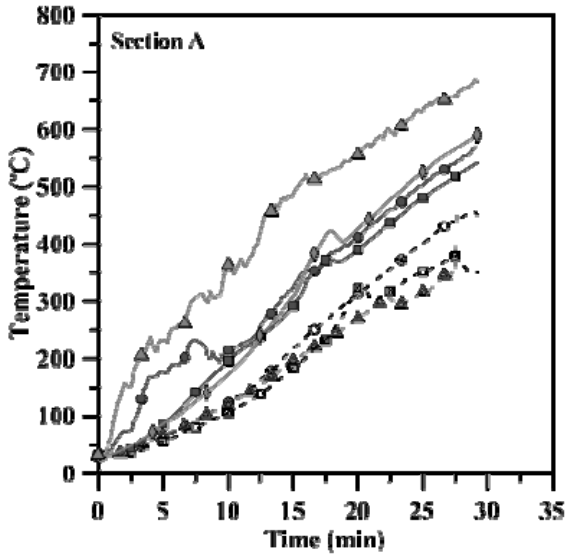


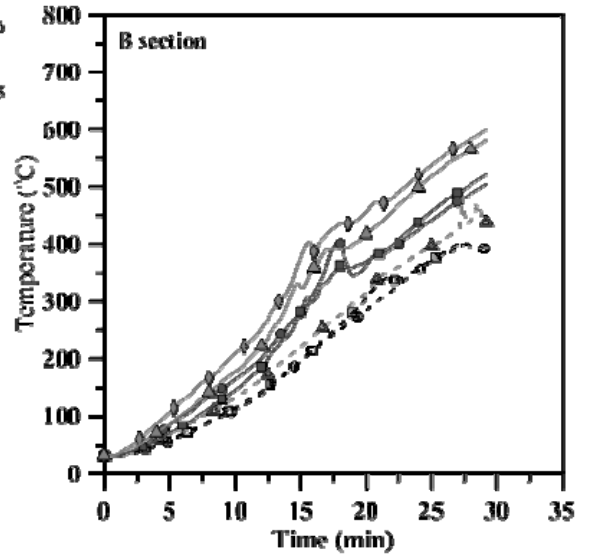
圖 4-2 試體 LR0.6-A 定載加溫階段之軸向變形-時間關係

(資料來源：本研究整理)

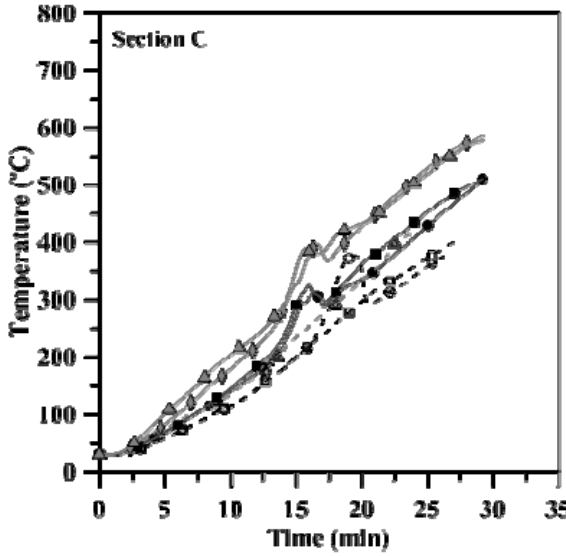
(a) A-A 斷面之鋼骨溫度



(b) B-B 斷面之鋼骨溫度



(c) C-C 斷面之鋼骨溫度



(d) D-D 斷面之鋼骨溫度

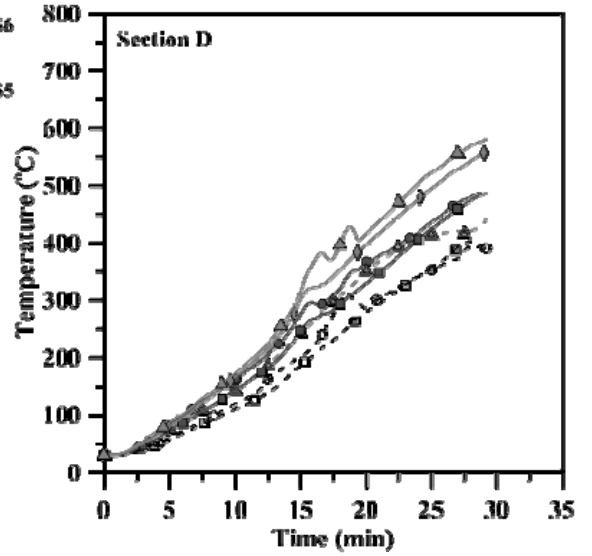
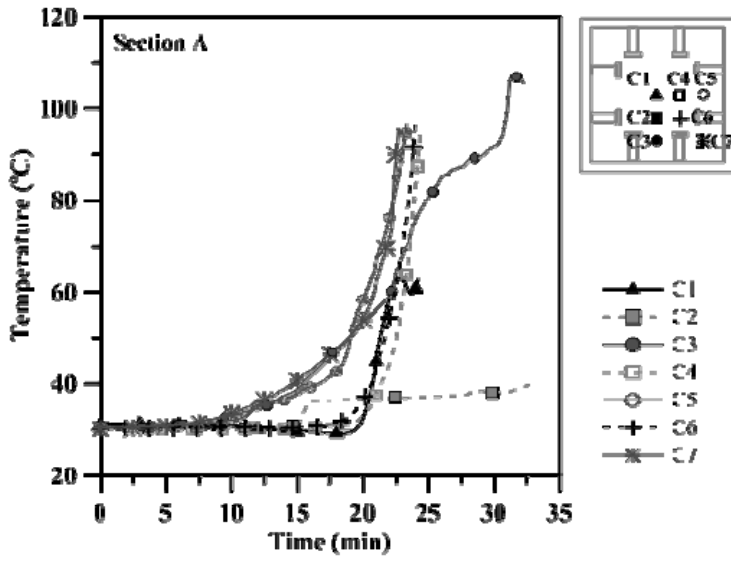


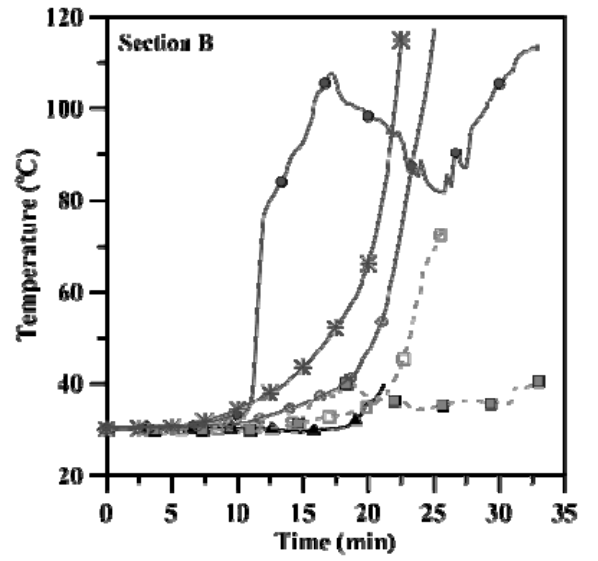
圖 4-3 試體 LR0.6-A 之鋼骨測點溫度與時間關係

(資料來源：本研究整理)

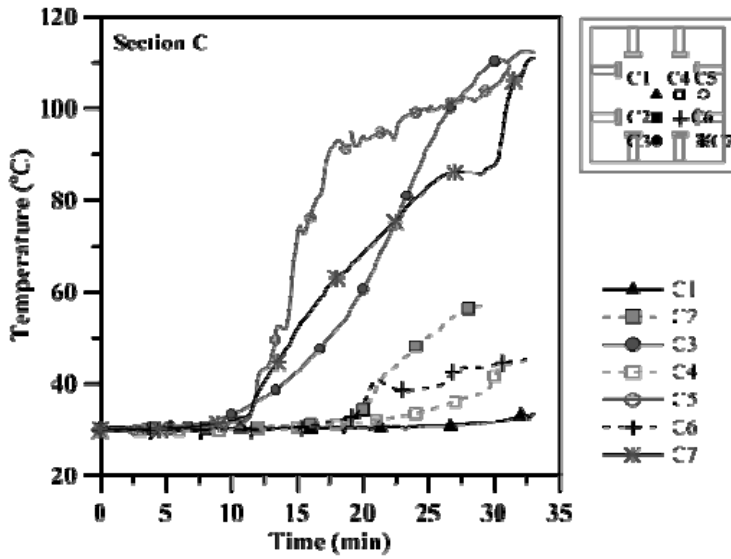
(a) A-A 斷面之混凝土溫度



(b) B-B 斷面之混凝土溫度



(c) C-C 斷面之混凝土溫度



(d) D-D 斷面之混凝土溫度

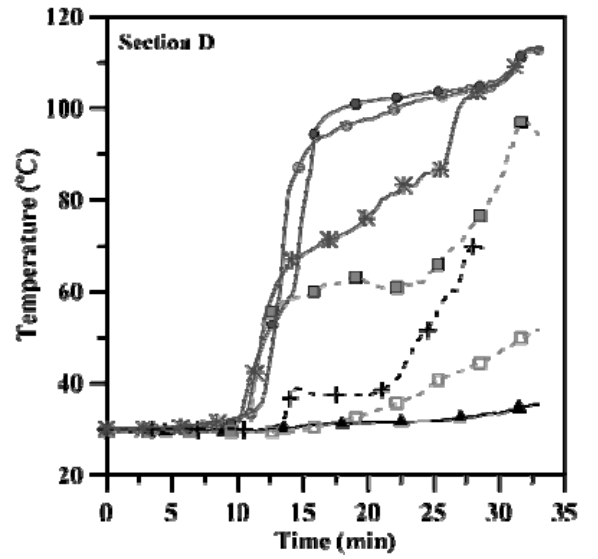
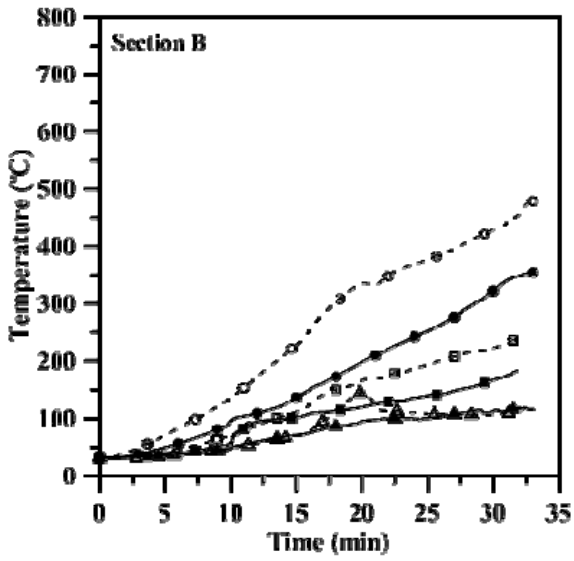


圖 4-4 試體 LR0.6-A 之混凝土測點溫度與時間關係

(資料來源：本研究整理)

(a) B-B 斷面之剪力釘溫度



(b) C-C 斷面之剪力釘溫度

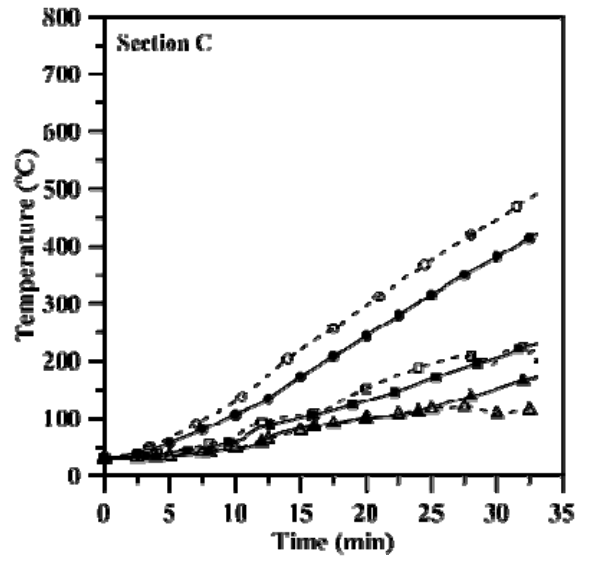


圖 4-5 試體 LR0.6-A 之剪力釘測點溫度與時間關係

(資料來源：本研究整理)



圖 4-6 試體 LR0.6-A 耐火試驗後之外觀

(資料來源：本研究整理)

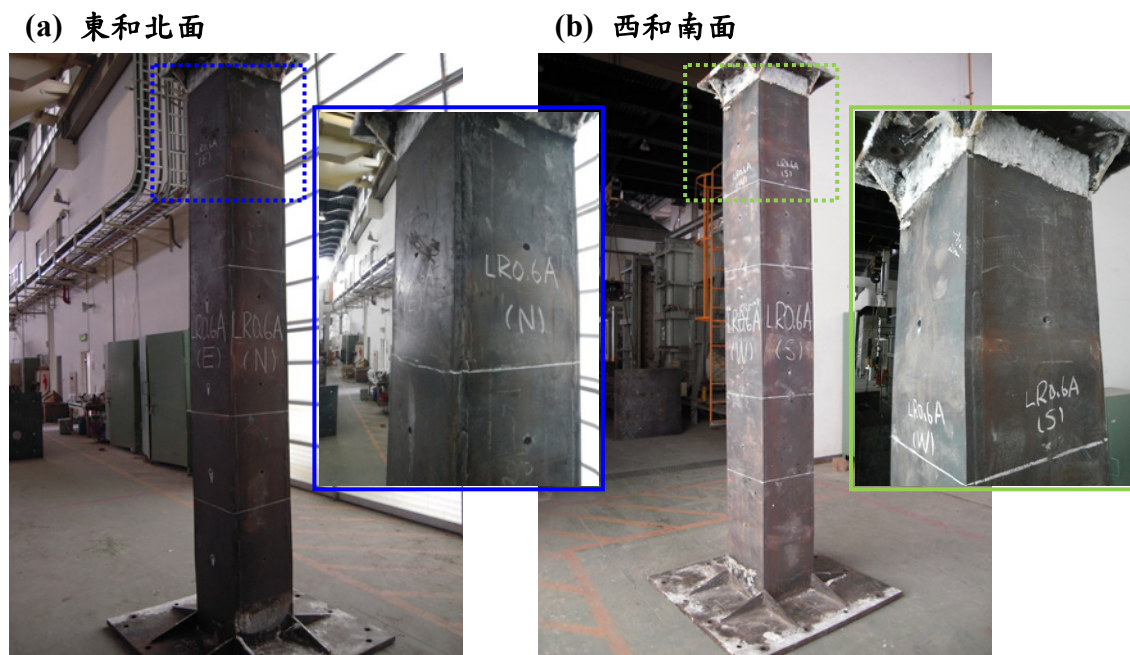


圖 4-7 試體 LR0.6-A 局部挫屈

(資料來源：本研究整理)

表 4-1 試體 LR0.6-A 柱板局部挫屈位置

局部挫屈位置 (距試體底端端板)	東面突起量 (mm)	西面突起量 (mm)	南面突起量 (mm)	北面突起量 (mm)
384	—	4	—	—
395	—	—	5	—
1560	—	—	7	—
1735	—	6	—	—
2548	—	—	—	9.5
2550	23.5	—	—	—
2715	—	—	—	6.5
2720	—	14	—	—
2745	—	—	17.5	—

備註：
 1. 突起量為平均值。
 2. 火害後，試體平均長度為 3302 mm(原長為 3360 mm)。

(資料來源：本研究整理)

貳、試體 LR0.6-B

試體 LR0.6-B 進行試驗時，實驗室室溫約為 31.4°C ，其與試體 LR0.6-A 加載相同軸向載重並持壓約 30 分鐘後，進行定載加溫試驗。加溫爐內平均升溫曲線，如圖 4-8 所示；試體於試驗期間之軸向變形與時間關係，如圖 4-9 所示；試體各斷面之鋼骨及混凝土測點溫度與時間關係，如圖 4-10 及圖 4-11 所示。

試驗初期，試體軸向變形為膨脹伸長狀態，並於加溫 11 分鐘到達第一次最大伸長量 2.46 mm，其略小於試體 LR0.6-A。在溫度方面，爐內溫度為 682°C ，外側鋼骨平均溫度為 211°C ，內側鋼骨平均溫度為 141°C ；混凝土為距試體表面 79 mm、139 mm 及試體斷面中心之平均溫度仍為室溫。

加溫 11 至 14 分鐘，試體軸向變形為壓縮狀態，由原本軸向伸長 2.46 mm 下降至伸長剩 1.65 mm，其壓縮量約為 0.81 mm；隨後試體轉變為伸長變形，至加溫 18 分鐘到達最大。當試體加溫 18 分鐘時，試體達第二次最大軸向伸長變形 1.79 mm，隨後伸長變形轉變為壓縮變形，直至試體破壞；在加溫 18 分鐘時之爐內溫度為 771°C ，外側鋼骨平均溫度為 382°C ，內側鋼骨平均溫度為 274°C ；混凝土為距試體表面 79 mm、139 mm 及試體斷面中心之平均溫度皆低於 45°C 。試體 LR0.6-B 於試驗期間無發現任何異樣聲音，並於試驗進行 26 分鐘後到達 CNS 12514 規定之性能基準，最大軸向壓縮速率大於 10.08 mm/min，中止試驗。

試體 LR0.6-B 於試驗結束，待冷卻後觀察試體發現，試體各面柱板多處產生局部挫屈，其與試體 LR0.6-A 相同皆為面外突起變形，但局部挫屈變形皆產生於柱板透氣孔處，且造成柱板突起量介於 9 至 37.5 mm；試體各面柱板局部挫屈變形及位置，如圖 4-12、圖 4-13 及表 4-2 所示。試體鋼骨銲接處皆無發生銲道開裂現象，且各面柱板透氣孔略呈橢圓形。

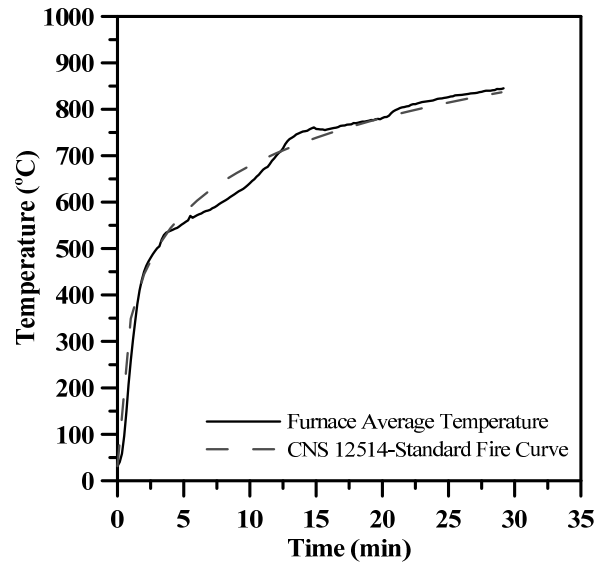


圖 4-8 試體 LR0.6-B 爐內升溫曲線

(資料來源：本研究整理)

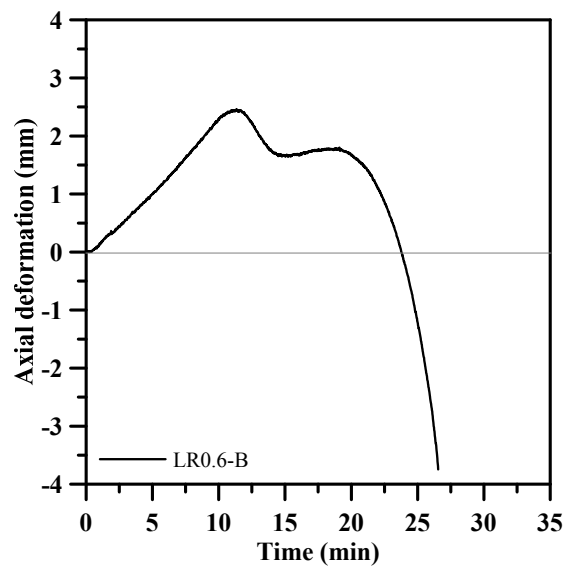
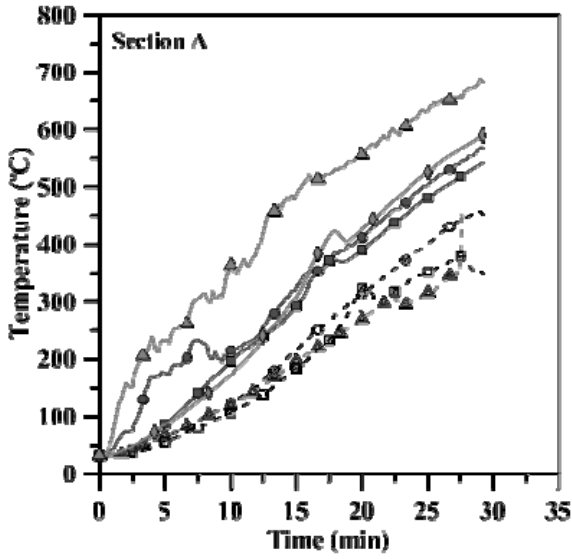


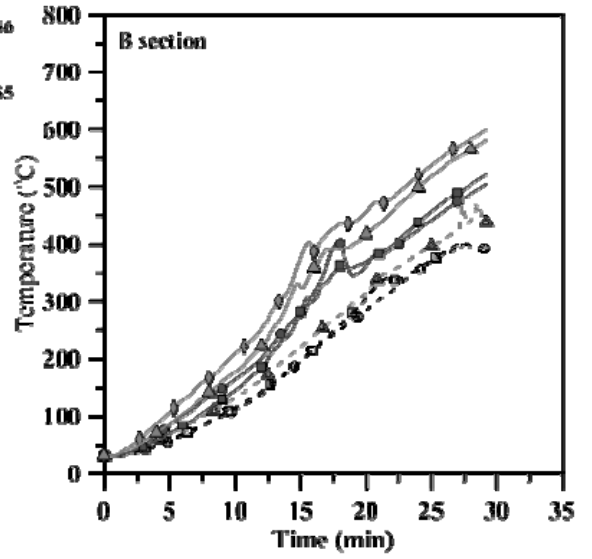
圖 4-9 試體 LR0.6-B 定載加溫階段之軸向變形-時間關係

(資料來源：本研究整理)

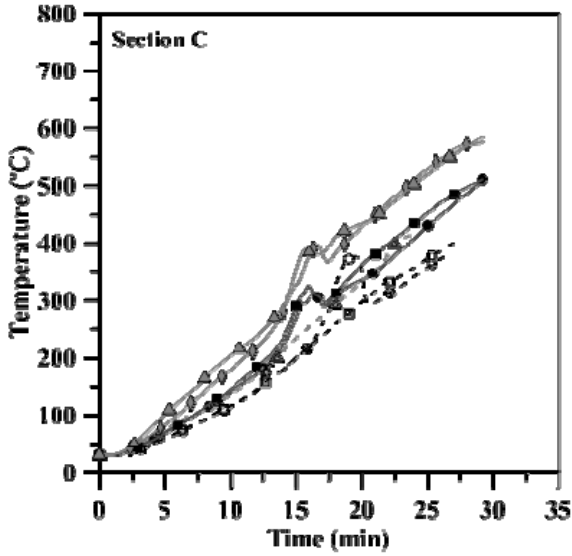
(a) A-A 斷面之鋼骨溫度



(b) B-B 斷面之鋼骨溫度



(c) C-C 斷面之鋼骨溫度



(d) D-D 斷面之鋼骨溫度

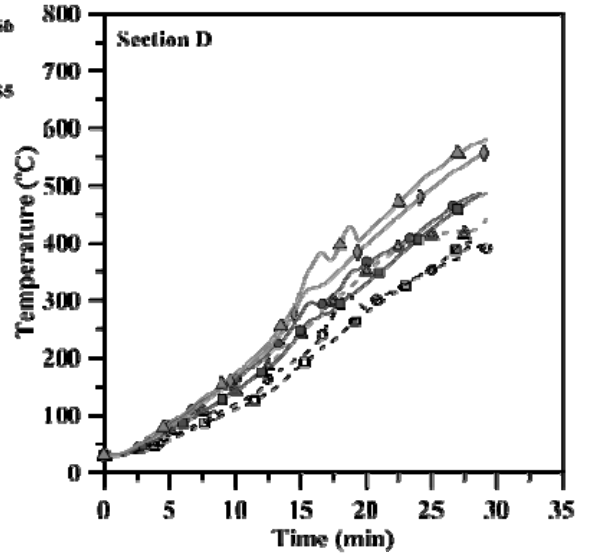
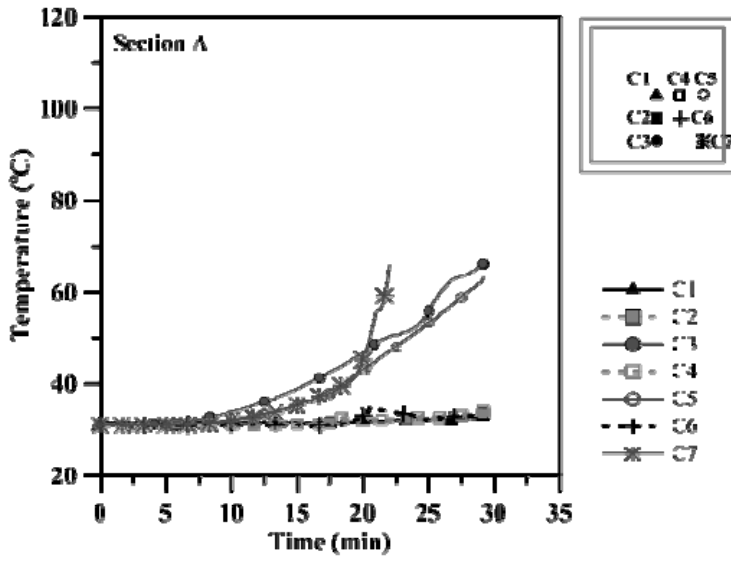


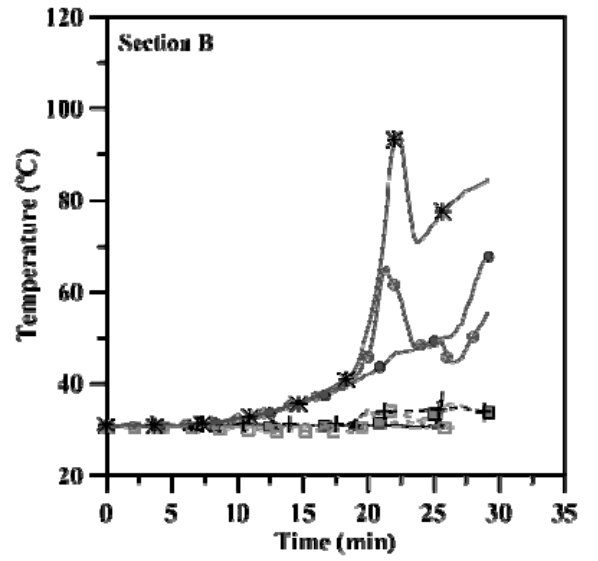
圖 4-10 試體 LR0.6-B 之鋼骨測點溫度與時間關係

(資料來源：本研究整理)

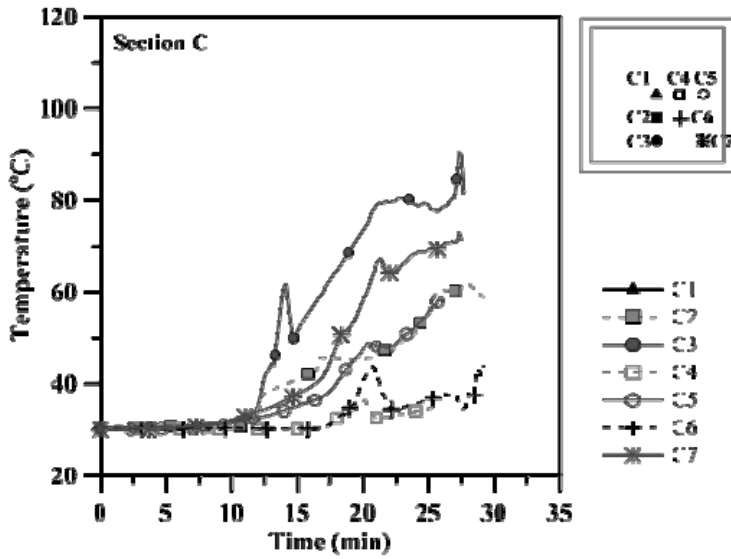
(a) A-A 斷面之混凝土溫度



(b) B-B 斷面之混凝土溫度



(c) C-C 斷面之混凝土溫度



(d) D-D 斷面之混凝土溫度

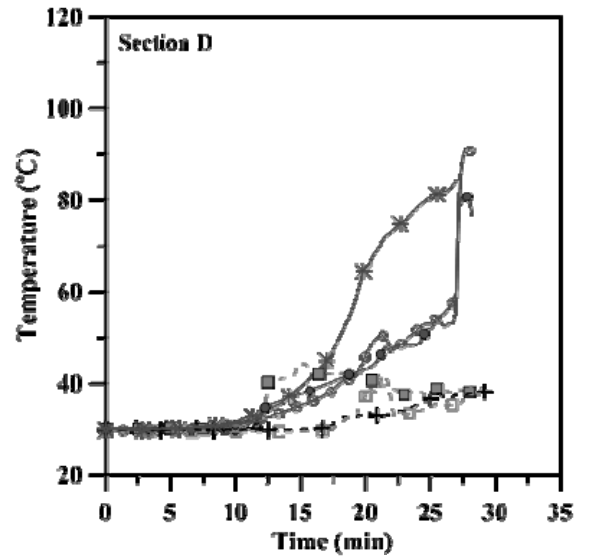


圖 4-11 試體 LR0.6-B 之混凝土測點溫度與時間關係

(資料來源：本研究整理)

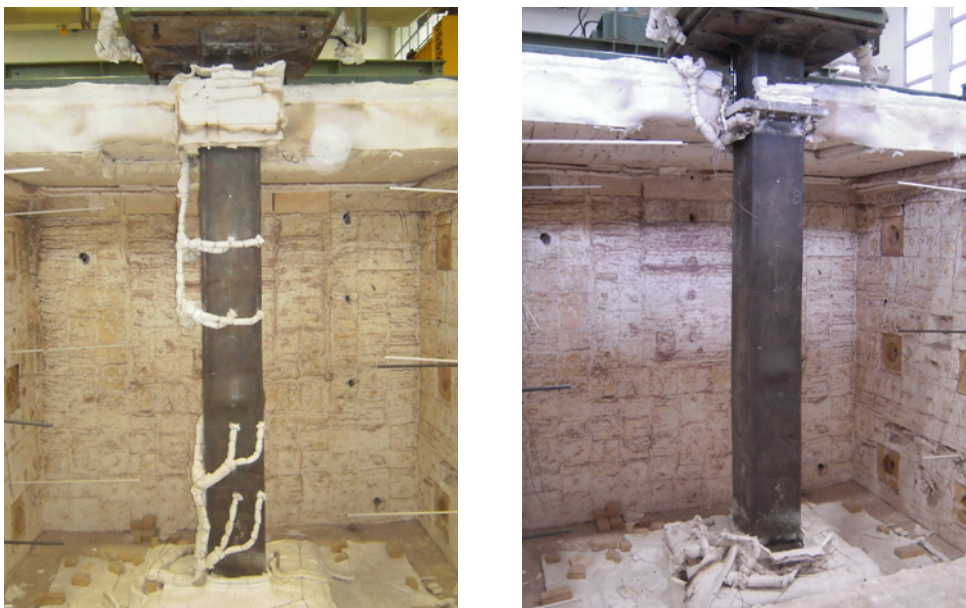


圖 4-12 試體 LR0.6-B 耐火試驗後之外觀

(資料來源：本研究整理)

(a) 東和北面

(b) 西和南面



圖 4-13 試體 LR0.6-B 局部挫屈

(資料來源：本研究整理)

表 4-2 試體 LR0.6-B 柱板局部挫屈位置

局部挫屈位置 (距試體底端端板)	東面突起量 (mm)	西面突起量 (mm)	南面突起量 (mm)	北面突起量 (mm)
960	—	16	—	13
1440	28	—	37.5	—
2400	—	9	9	—
2880	—	25	—	—

備註；
 1. 凸起量為平均值。
 2. 火害後，試體平均長度為 3291 mm(原長為 3360 mm)。

(資料來源：本研究整理)

參、試體 LR0.3-A

試體 LR0.3-A 進行定載加溫試驗前，試體先施加軸向載重至 492.5 噸，持壓約 30 分鐘後進行試驗，其室內平均溫度為 32.4°C。加溫爐藉由東和西面各 9 個噴火孔，以對流形式使爐內溫度及升溫速率趨近於 CNS 12514 規定之標準升溫曲線，如圖 4-14 所示。試驗期間，試體因軸向載重及溫度使試體產生軸向變形，其軸向變形與時間關係，如圖 4-15 所示。此外，試體軸向變形也會受試體本身溫度影響，因此試體各斷面之鋼骨、剪力釘及內灌混凝土溫度，如圖 4-16 至圖 4-18 所示。

本試體共進行 46 分鐘定載加溫試驗；試驗開始至加溫 28 分鐘，試體為膨脹狀態之軸向伸長變形，並於加溫 28 分鐘時達最大，其軸向伸長變形為 15.64 mm；隨後試體軸向變形轉變為壓縮變形直至加溫 45 分鐘後，試體達 CNS 12514 規定之判定破壞基準，最大軸向壓縮速率大於 10.08 mm/min，中止試驗；除此之外，試驗開始至結束皆無發現試體內灌混凝土因高溫爆裂產生之聲音。當試驗進行 28 分鐘時，爐內溫度為 833°C，外側鋼骨平均溫度為 477°C，內側鋼骨與混凝土交界處之鋼骨平均溫度為 361°C；剪力釘分別為距試體表面 57 mm 及 95 mm 處之平均溫度為 185°C 和 114°C；混凝土為距試體表面 79 mm、139 mm 及試體斷面中心之混凝土平均溫度皆低於 85°C。

由試體 LR0.3-A 試驗後之觀察發現，試體各面柱板不同高度位置與前述試體

相同產生局部挫屈變形，但挫屈位置與試體 LR0.6-A 相同發生於配置剪力釘間之柱板；本試體於透氣孔發現有水漬痕跡，且試體各面柱板表面皆有剝離現象產生；詳細試體變形形狀及位置，如圖 4-19、圖 4-20 及表 4-3 所示。

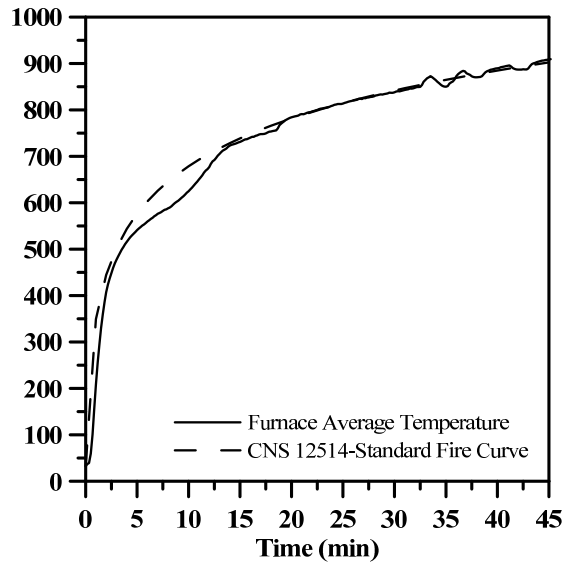


圖 4-14 試體 LR0.3-A 爐內升溫曲線

(資料來源：本研究整理)

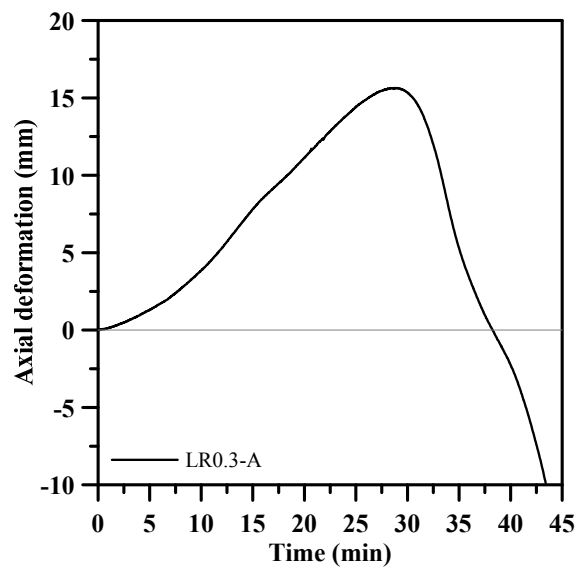
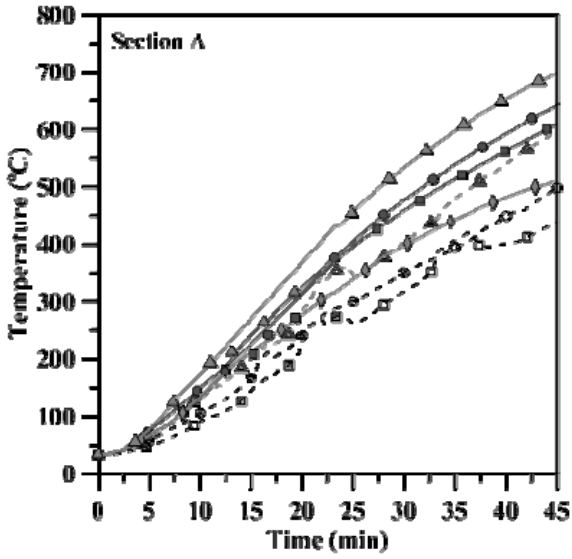


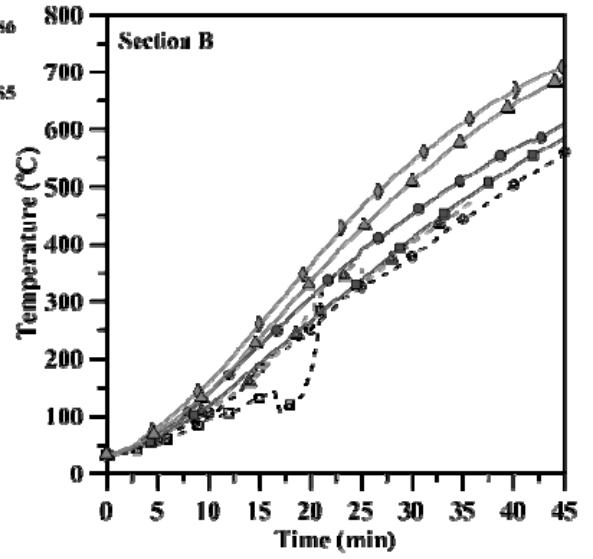
圖 4-15 試體 LR0.3-A 定載加溫階段之軸向變形-時間關係

(資料來源：本研究整理)

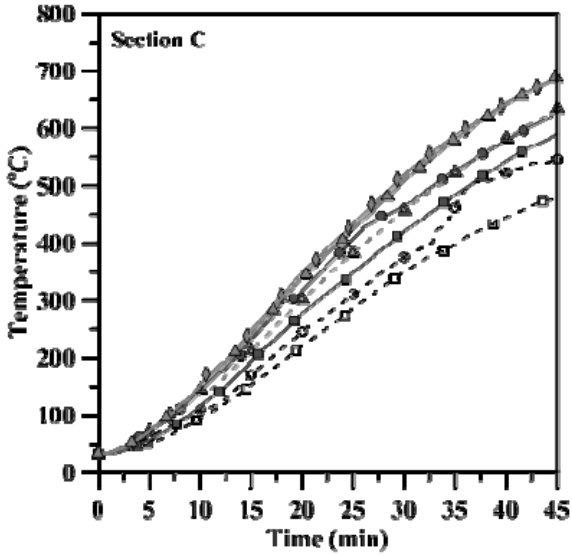
(a) A-A 斷面之鋼骨溫度



(b) B-B 斷面之鋼骨溫度



(c) C-C 斷面之鋼骨溫度



(d) D-D 斷面之鋼骨溫度

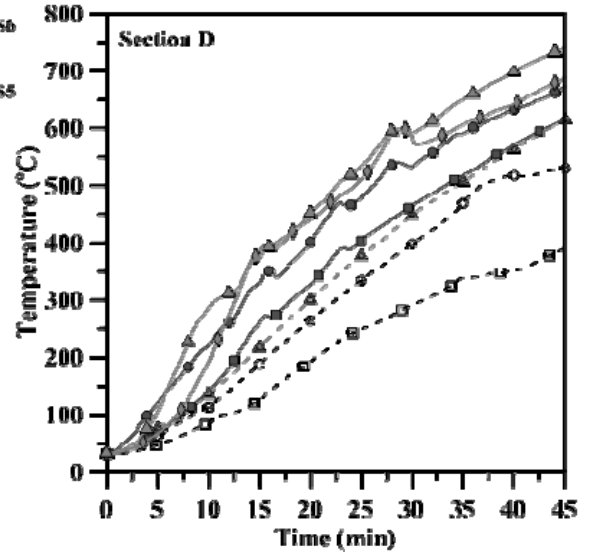
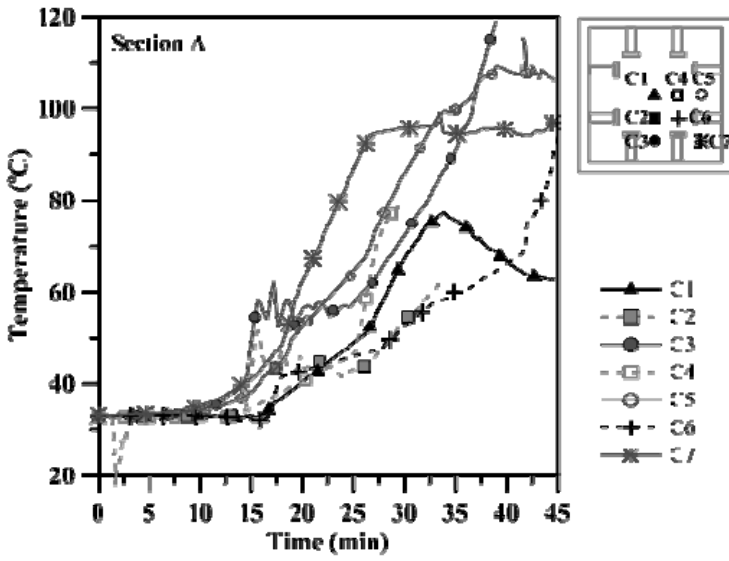


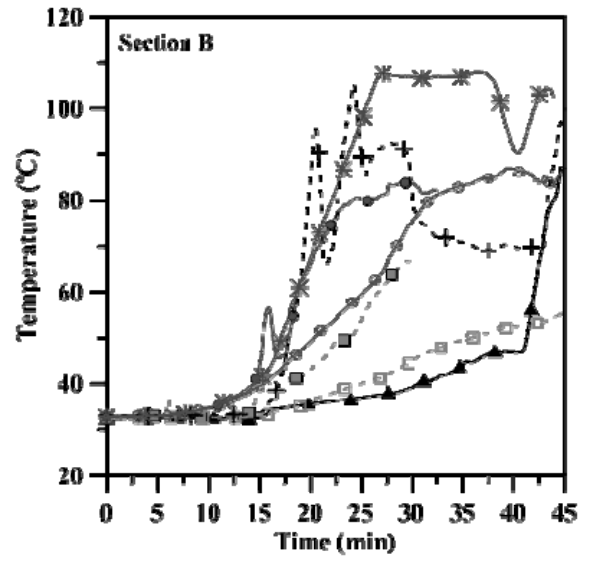
圖 4-16 試體 LR0.3-A 之鋼骨測點溫度與時間關係

(資料來源：本研究整理)

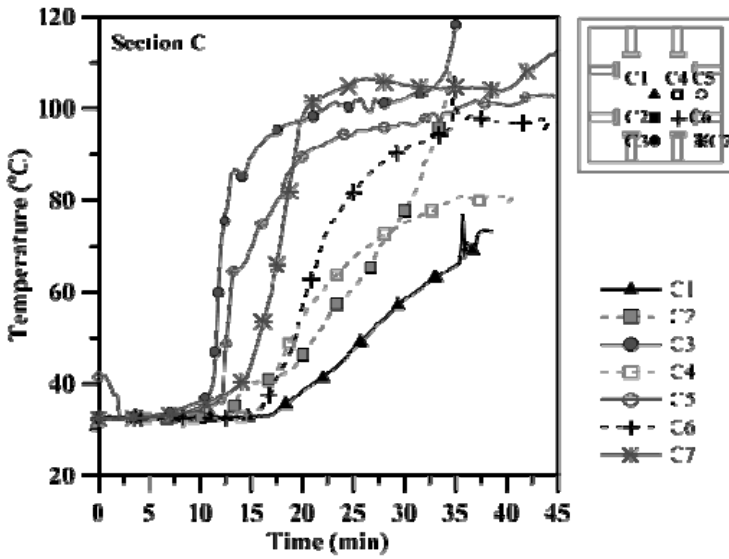
(a) A-A 斷面之混凝土溫度



(b) B-B 斷面之混凝土溫度



(c) C-C 斷面之混凝土溫度



(d) D-D 斷面之混凝土溫度

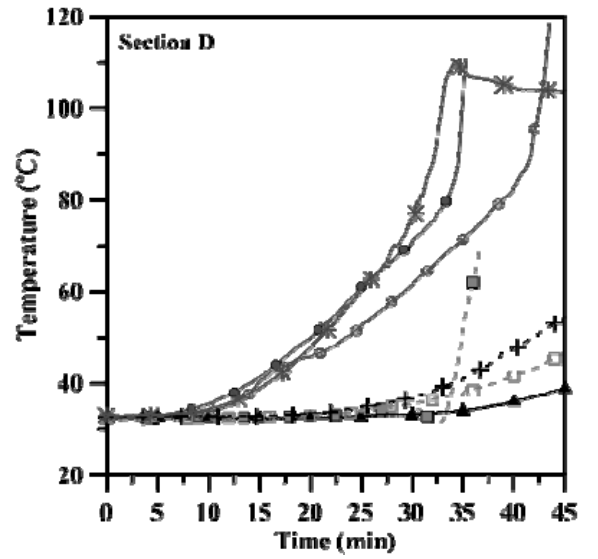
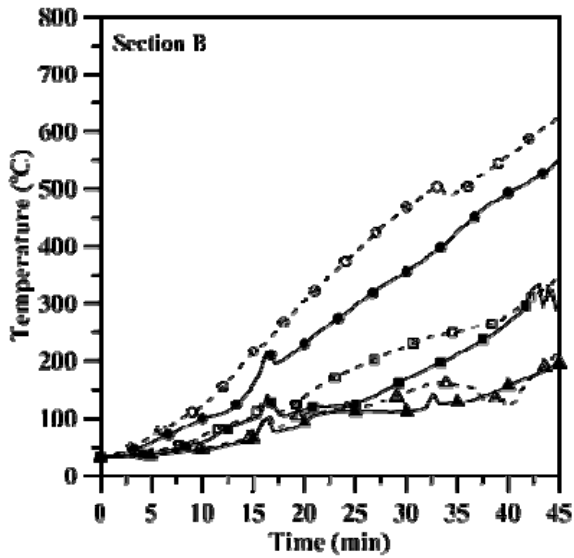


圖 4-17 試體 LR0.3-A 之混凝土測點溫度與時間關係

(資料來源：本研究整理)

(a) B-B 斷面之剪力釘溫度



(b) C-C 斷面之剪力釘溫度

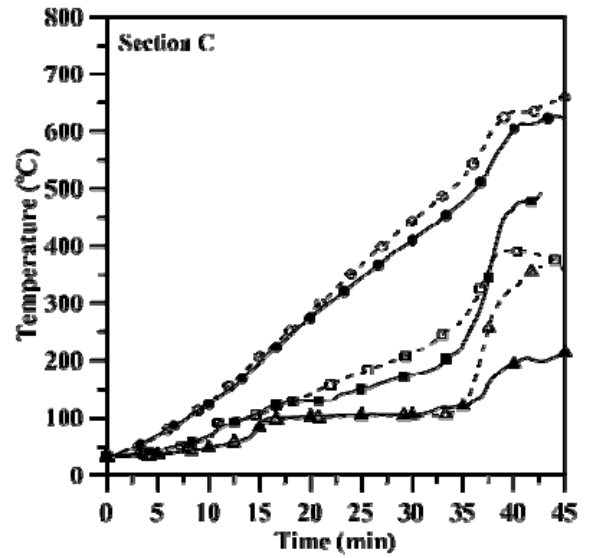


圖 4-18 試體 LR0.3-A 之剪力釘測點溫度與時間關係

(資料來源：本研究整理)



圖 4-19 試體 LR0.3-A 耐火試驗後之外觀

(資料來源：本研究整理)

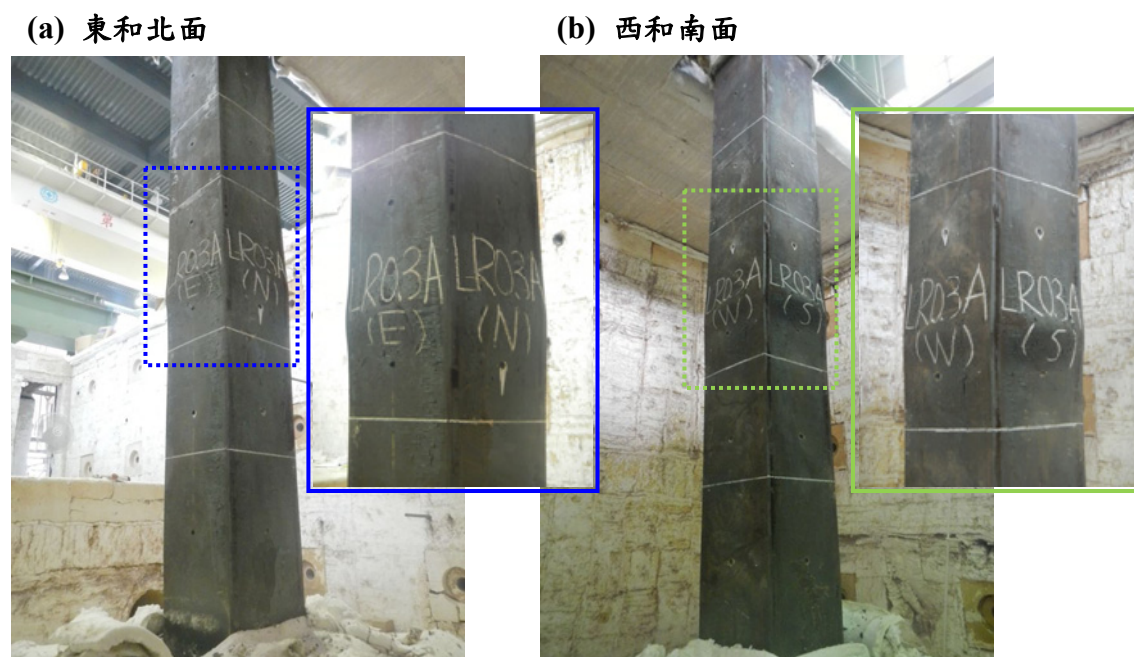


圖 4-20 試體 LR0.3-A 局部挫屈

(資料來源：本研究整理)

表 4-3 試體 LR0.3-A 柱板局部挫屈位置

局部挫屈位置 (距試體底端端板)	東面突起量 (mm)	西面突起量 (mm)	南面突起量 (mm)	北面突起量 (mm)
1390	—	22.5	—	—
1550	—	28.5	—	—
1560	29.5	—	42	20.5
2690	—	—	—	8.5

備註；
 1. 突起量為平均值。
 2. 火害後，試體平均長度為 3279 mm(原長為 3360 mm)。

(資料來源：本研究整理)

肆、試體 LR0.3-B

無配置剪力釘試體 LR0.3-B 於定載加溫試驗前，施加與試體 LR0.3-A 相同之軸向載重，並持壓約 30 分鐘後進行試驗，其試驗前之室內溫度約為 32.1°C ；加溫爐內平均升溫曲線，如圖 4-21 所示；試體於試驗期間之軸向變形與時間關係，如圖 4-22 所示；試體各斷面之鋼骨及混凝土測點溫度與時間關係，如圖 4-23 和圖 4-24 所示。

試驗開始爐內溫度隨之增加，試體因爐內升溫產生軸向伸長變形，至加溫 24 分鐘達最大伸長變形為 15.43 mm，此時爐內平均溫度為 831°C ，外側鋼骨平均溫度為 480°C ，內側鋼骨平均溫度為 330°C ；混凝土為距試體表面 79 mm、139 mm 及試體斷面中心之平均溫度皆低於 86°C 。試驗進行約 25 分，試體軸向變形轉變為壓縮變形至加溫 44 分鐘停止試驗，而試體於試驗 42 分鐘後達 CNS 12514 規定之最大軸向壓縮速率大於 10.08 mm/min，判定試體破壞，中止試驗；另外，本試體於試驗 28 至 32 分鐘期間，加溫爐處發出砰砰聲響；有異聲期間之試體外側鋼骨平均溫度為 550°C ，內側鋼骨平均溫度為 409°C ；混凝土為距試體表面 79 mm、139 mm 及試體斷面中心之平均溫度皆低於 90°C ，但距試體表面 19 mm 至 79 mm 間之混凝土溫度可能已高於 100°C 。

試體 LR0.3-B 與前述試體相同皆於柱板多處發現局部挫屈變形，且為面外突起，而其與試體 LR0.6-B 相同之挫屈位置多發生於各面柱板透氣孔處；試體柱板發生局部挫屈位置，如圖 4-25、圖 4-26 及表 4-4 所示。另外，試體各面受火面之鋼骨表面產生剝離現象，此與試體 LR0.3-A 相同。

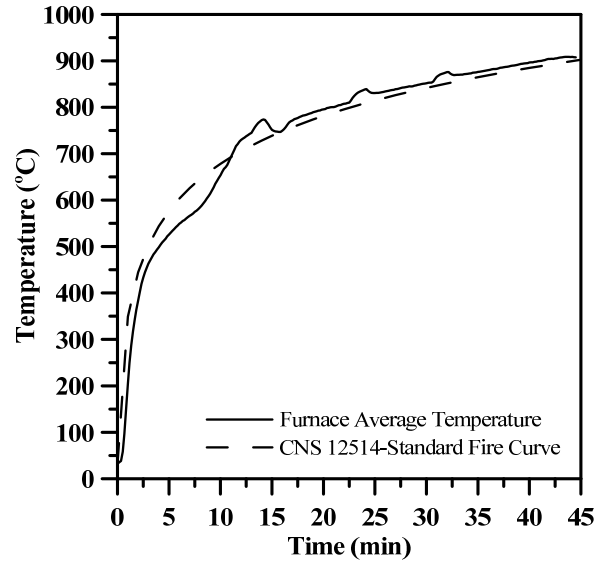


圖 4-21 試體 LR0.3-B 爐內升溫曲線

(資料來源：本研究整理)

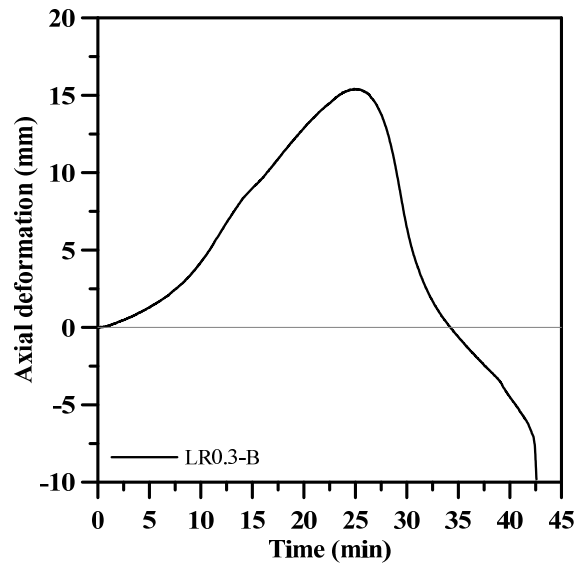
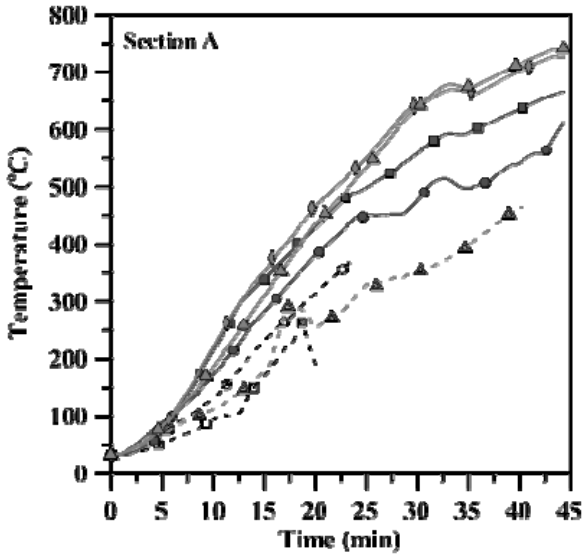


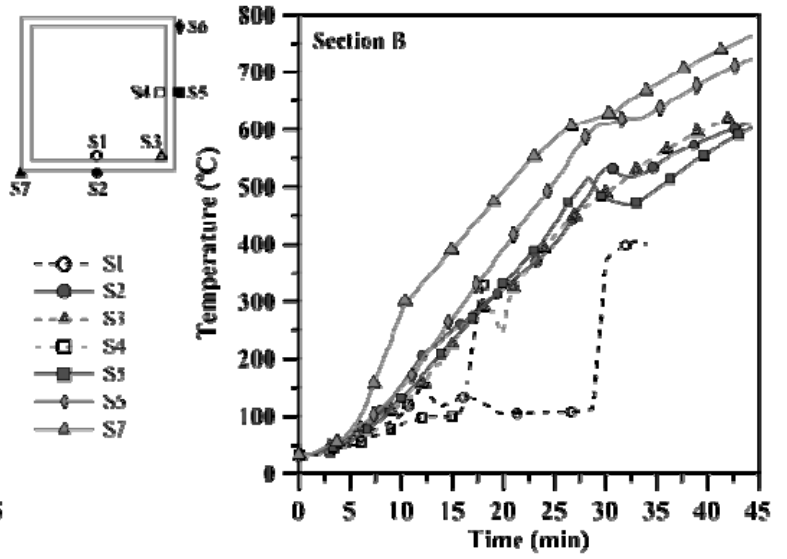
圖 4-22 試體 LR0.3-B 定載加溫階段之軸向變形-時間關係

(資料來源：本研究整理)

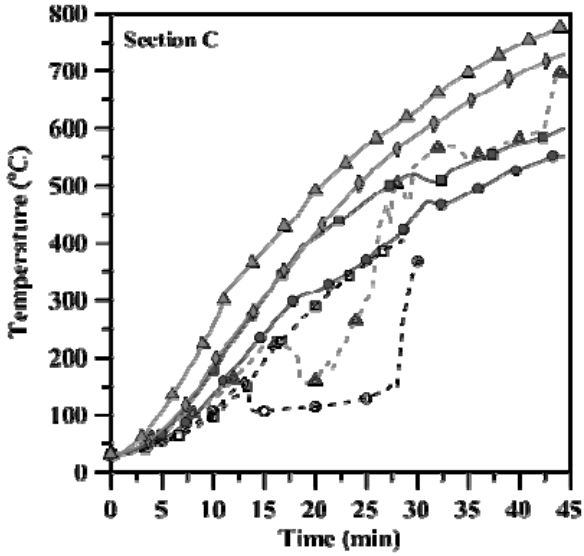
(a) A-A 斷面之鋼骨溫度



(b) B-B 斷面之鋼骨溫度



(c) C-C 斷面之鋼骨溫度



(d) D-D 斷面之鋼骨溫度

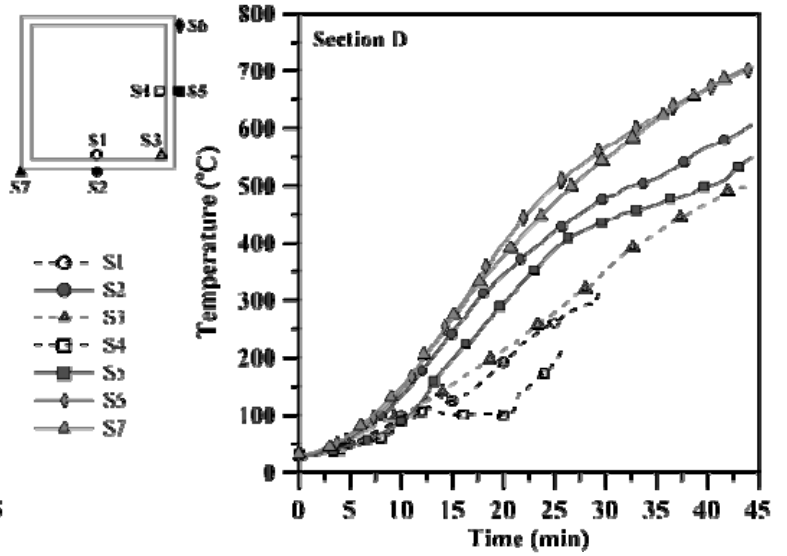
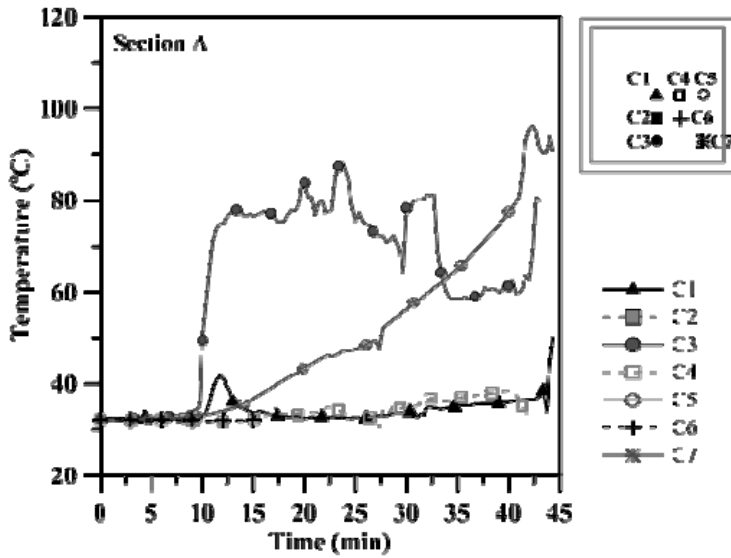


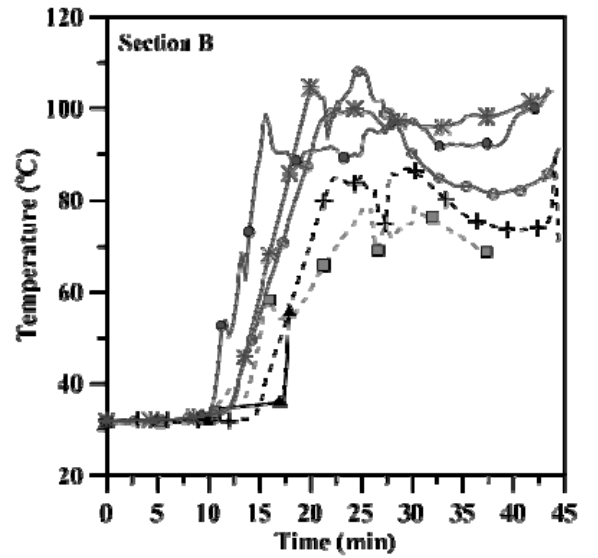
圖 4-23 試體 LR0.3-B 之鋼骨測點溫度與時間關係

(資料來源：本研究整理)

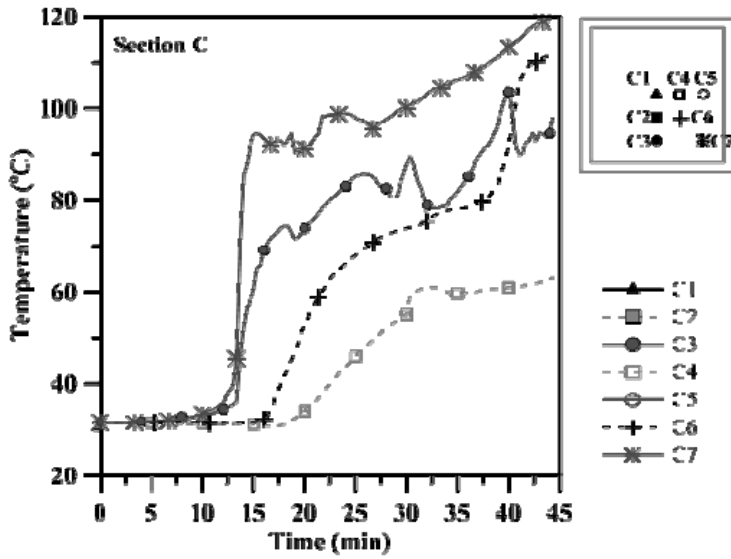
(a) A-A 斷面之混凝土溫度



(b) B-B 斷面之混凝土溫度



(c) C-C 斷面之混凝土溫度



(d) D-D 斷面之混凝土溫度

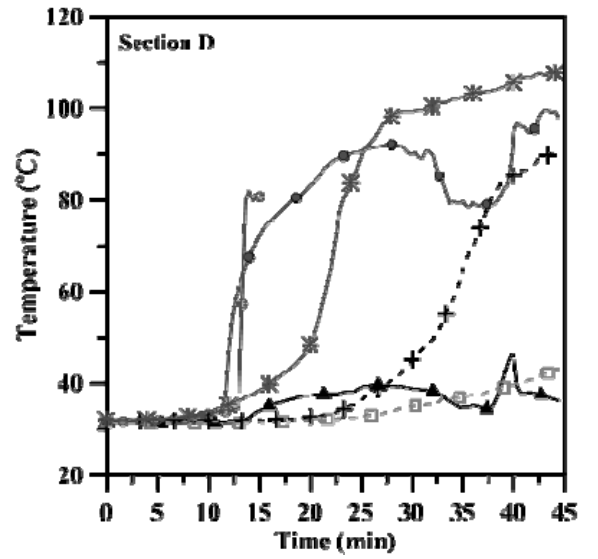


圖 4-24 試體 LR0.3-B 之混凝土測點溫度與時間關係

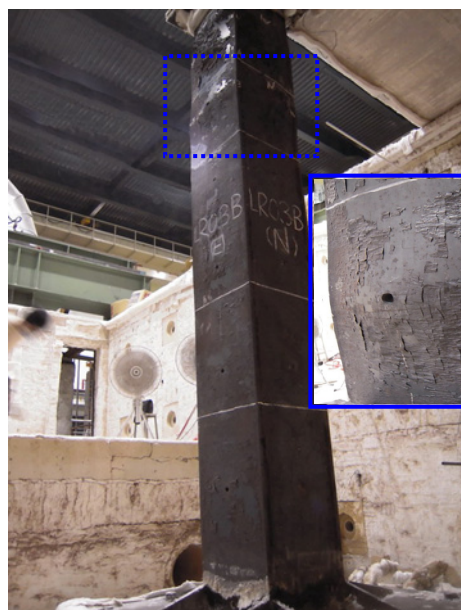
(資料來源：本研究整理)



圖 4-25 試體 LR0.3-B 耐火試驗後之外觀

(資料來源：本研究整理)

(a) 東和北面



(b) 西和南面

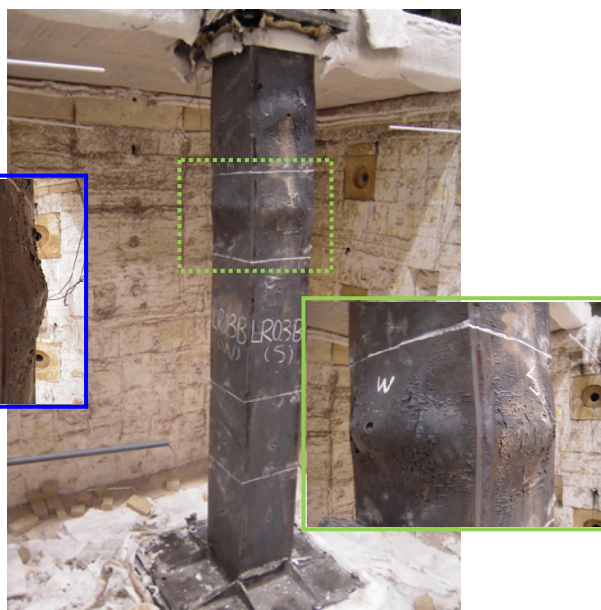


圖 4-26 試體 LR0.3-B 局部挫屈

(資料來源：本研究整理)

表 4-4 試體 LR0.3-B 柱板局部挫屈位置

局部挫屈位置 (距試體底端端板)	東面凸起量	西面凸起量	南面凸起量	北面凸起量
1600	—	14	—	—
2400	26.5	60	33	38.5
2880	54.5	31.5	18.5	42.5
備註： 1. 凸起量為平均值。 2. 火害後，試體平均長度為 3258.7 mm(原長為 3360 mm)。				

(資料來源：本研究整理)

總結本節實驗結果，試體 LR0.6 系列於試驗 12 分鐘，達最大軸向伸長變形，其約為 2.5 mm，而軸向應變約為 0.0007；試體表面鋼骨溫度約為 200°C，而混凝土測點溫度仍低 40°C；試驗進行 29 分鐘，判定試體已無承載能力。試體 LR0.3 系列進形 27 分鐘，軸向伸長約為 15.5 mm(達最大伸長變形)，軸向應變約為 0.0046；試體表面鋼骨約為 479°C，而混凝土測點溫度仍低 90°C；當試驗進行約 44 分鐘時，達 CNS12514 規定之破壞標準。另外，試體破壞模式皆為受火段處之箱型鋼骨發生局部挫屈，且達性能指標時之混凝土測點溫度低於 120°C。各試體之軸向變形、溫度、破壞模式及試驗後試體觀察，如表 4-5 所示。

表 4-5 耐火試驗結果

試驗結果	LR0.6-A	LR0.6-B	LR0.3-A	LR0.3-B
施加载重(tf)	985	985	492.5	492.5
試驗時間(min)	32	29	46	44
最大軸向伸長量(mm)	2.49	2.46	15.64	15.43
達最大伸長對應之時間(min)	12	11	28	25
最大伸長時試體表面鋼骨平均溫度(°C)	206	211	477	480
最大伸長時距試體表面 57 mm 之剪力釘平均溫度(°C)	92	—	185	—
最大伸長時距試體表面 95 mm 之剪力釘平均溫度(°C)	62	—	145	—
最大伸長時距試體表面 79 mm 之混凝土平均溫度(°C)	39	33	84	86
最大伸長時距試體表面 139 mm 之混凝土平均溫度(°C)	30	31	53	47
最大伸長時試體中心處之混凝土平均溫度(°C)	30	31	42	36
有效耐火時效-承載失敗(min)	31	26	45	42
破壞模式	柱壓縮， 鋼板局部 挫屈	柱壓縮， 鋼板局部 挫屈	柱壓縮， 鋼板局部 挫屈	柱壓縮， 鋼板局部 挫屈
破壞時柱板最大突起量(mm)	23.5	37.5	42	60
破壞時試體透氣孔有無水漬	有	無	有	無
破壞時試體表面鋼骨平均溫度(°C)	498	520	648	621
破壞時距試體表面 57 mm 之剪力釘平均溫度(°C)	202	—	348	—
破壞時距試體表面 95 mm 之剪力釘平均溫度(°C)	122	—	206	—
破壞時距試體表面 79 mm 之混凝土平均溫度(°C)	105	63	107	99
破壞時距試體表面 79 mm 之混凝土平均溫度(°C)	43	37	76	69
破壞時試體中心處之混凝土平均溫度(°C)	33	32	63	40
備註：				

(資料來源：本研究整理)

第二節 載重比影響

試體於定載加溫試驗初期，爐內升溫使試體皆產生軸向伸長變形，試體 LR0.6 系列最大軸向伸長變形約為 3 mm，試體 LR0.3 系列約為 16 mm；試驗後期之試體鋼骨溫度超過 400°C，軸向伸長變形將轉變為壓縮變形至試體破壞，鋼骨強度約剩餘 0.7 倍常溫時之強度以下。

然而，試體於試驗期間所施加之定額軸向載重大小會影響軸向伸長變形量，並更進一步影響柱構件之有效耐火時效，如圖 4-27 所示；其中，圖 4-27 (a) 為有配置剪力釘試體於不同載重比下之軸向變形，圖 4-27 (b) 為無配置剪力釘之試體。由圖 4-27 發現，當試體承受 0.6 倍試體強度之軸向載重，產生之伸長變形小於承受 0.3 倍之試體；載重比為 0.6 之試體達最大伸長變形後，試體膨脹力與軸向載重相互抵抗達 8 分鐘後才轉變為壓縮變形，但 0.3 之試體達最大伸長變形，試體隨即轉為壓縮變形；載重比 0.6 之試體有效耐火時效約為 28 分鐘，而載重比為 0.3 之試體為 43 分鐘，因此柱構件承受較小軸向載重會增加軸向伸長變形及耐火時效。

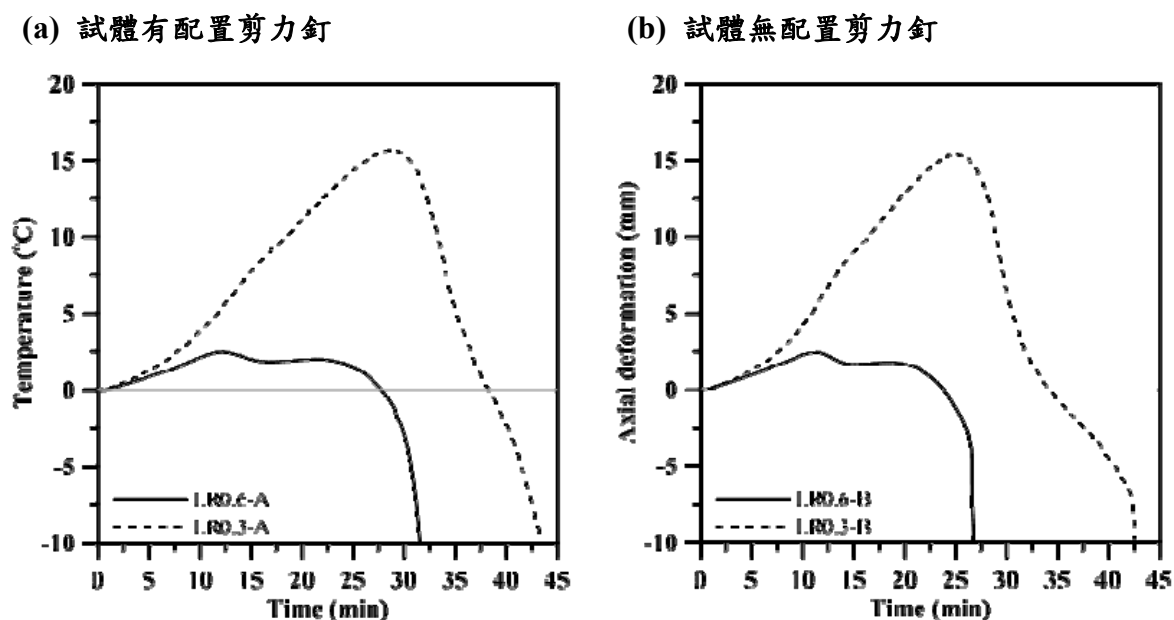


圖 4-27 試體於不同載重比之軸向變形-時間關係

(資料來源：本研究整理)

第三節 剪力釘影響

由第一節有、無配置剪力釘試體溫度測點得知，剪力釘會些微提高周圍混凝土溫度，如混凝土測點 C3、C5 及 C7。有配置剪力釘試體之箱型鋼骨溫度相較無配置剪力釘略低，其可能原因為剪力釘與混凝土間有空隙，並因剪力釘的存在，使試體內部混凝土之水氣能經由柱板透氣孔排出；試體於試驗後發現柱板透氣孔有水漬殘留痕跡(無配置剪力釘試體透氣孔無水漬)，此將證明剪力釘能提高內部混凝土之溫度進而造成水氣之排出。另外，有配置剪力釘試體產生略大之熱膨脹伸長變形並些微延長柱構件之有效耐火時效，如圖 4-28 所示。

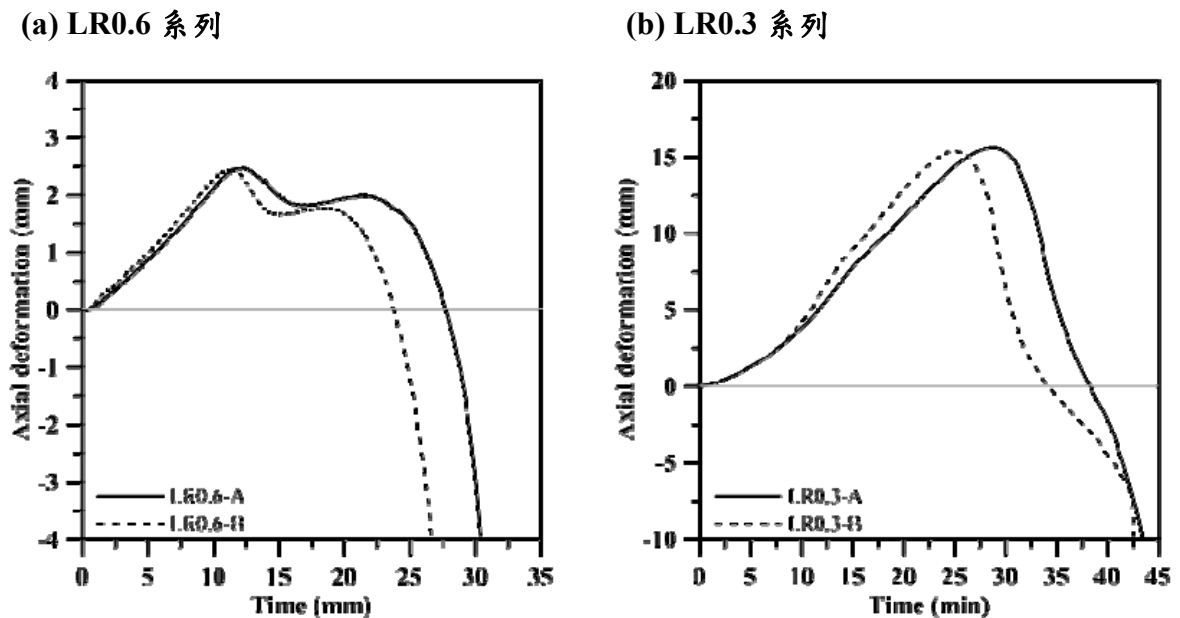


圖 4-28 有無配置剪力釘試體之軸向變形-時間關係

(資料來源：本研究整理)

第五章 填充式箱型鋼管混凝土柱火害有限元素分析

第一節 分析方法及步驟

本試驗分析方法為利用有限元素軟體 ABAQUS，模擬試體 LR0.6 系列及 LR0.3 系列於火害下之行為，並取得實驗儀器設備受限高溫無法量測之資料。材料性質會影響試體於高溫下之行為，因此採用有限元素分析軟體分析時，須先瞭解試體之鋼材與混凝土材料性質；材料性質分為力學性質(Mechanical property)：材料於常溫與受溫度影響下有效降伏強度、彈性模數、極限拉力強度與抗壓強度等折減參數，及熱性質(Thermal property)：材料於不同溫度下之比熱(Specific heat)、熱傳導性(Thermal conductivity)與熱膨脹性(Thermal expansion)等參數。有限元素分析軟體之分析步驟為熱傳分析、非線性應力分析及接續性耦合分析。

第二節 材料之性質

壹、受溫度影響之應力及應變關係

1. 鋼骨材料

依據 Eurocode 4 之內容規定，鋼材受熱於 2 至 50 K/min 之加溫速率，會產生應力與應變關係。如表 5-1 和圖 5-1 所示。對於鋼材溫度小於 400°C，且應變已進入降伏應變與極限降伏應變($\epsilon_{au, \theta}$)之間時，將考慮應變硬化之影響，而應變硬化區域介於應變為 0.02 到 0.04 之間，如圖 5-2，且相關對應圖 5-2 的參數如公式(5-1)至(5-7)所示。其中， θ_a 為鋼材溫度(°C)， f_{ay} 為常溫下之鋼材降伏強度， $f_{ay, \theta}$ 為受溫度影響下之有效降伏強度， $f_{au, \theta}$ 為受溫度影響下之鋼材極限張力強度， $\epsilon_{a, \theta}$ 為受溫度影響下之鋼材應變， $\sigma_{a, \theta}$ 為受溫度影響下之鋼材應力。

張力強度

$$\text{當 } \theta_a \leq 300^\circ\text{C} ; \quad f_{au, \theta} = 1.25f_{ay} \quad (5-1)$$

$$\text{當 } 300 < \theta_a \leq 400^\circ\text{C} ; \quad f_{au, \theta} = f_{ay, \theta} (2 - 0.0025\theta_a) \quad (5-2)$$

$$\text{當 } \theta \geq 400^\circ\text{C} ; \quad f_{au, \theta} = f_{ay, \theta} \quad (5-3)$$

應力

當 $2\% < \epsilon_{a,\theta} < 4\%$; $\sigma_{a,\theta} = [(f_{au,\theta} - f_{ay,\theta}) / 0.02]\epsilon_{a,\theta} - f_{au,\theta} + 2f_{ay,\theta}$ (5-4)

當 $4\% \leq \epsilon_{a,\theta} \leq 15\%$; $\sigma_{a,\theta} = f_{au,\theta}$ (5-5)

當 $15\% < \epsilon_{a,\theta} < 20\%$; $\sigma_{a,\theta} = [1 - ((\epsilon_{a,\theta} - 0.15) / 0.05)]f_{au,\theta}$ (5-6)

當 $\epsilon_{a,\theta} \geq 20\%$; $\sigma_{a,\theta} = 0$ (5-7)

其中， θ_a 為鋼材溫度(°C)， f_{ay} 為常溫下之鋼材降伏強度， $f_{ay,\theta}$ 為受溫度影響下之有效降伏強度， $f_{au,\theta}$ 為受溫度影響下之鋼材極限張力強度， $\epsilon_{a,\theta}$ 為受溫度影響下之鋼材應變， $\sigma_{a,\theta}$ 為受溫度影響下之鋼材應力。

表 5-1 Eurocode 4 高溫下鋼材應力應變關係

應變範圍	應力	切線模數
I $\epsilon \leq \epsilon_{ap,\theta}$	$E_{a,\theta}\epsilon_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
II $\epsilon_{ap,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{ay,\theta}$	$(f_{ap,\theta} - c) + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{a,\theta})^2}$	$\frac{b(\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{a,\theta})}{a\sqrt{a^2 - (\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{a,\theta})^2}}$
III $\epsilon_{ay,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,\theta}$	0
IV $\epsilon = \epsilon_{ac,\theta}$	0	-
備註： $a^2 = (\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{ap,\theta})(\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{ap,\theta} + c / E_{a,\theta})$ $b^2 = E_{a,\theta}(\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{ap,\theta})c + c^2$ $c = \frac{(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{E_{a,\theta}(\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{ap,\theta}) - 2(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})}$		

(資料來源：本研究整理)

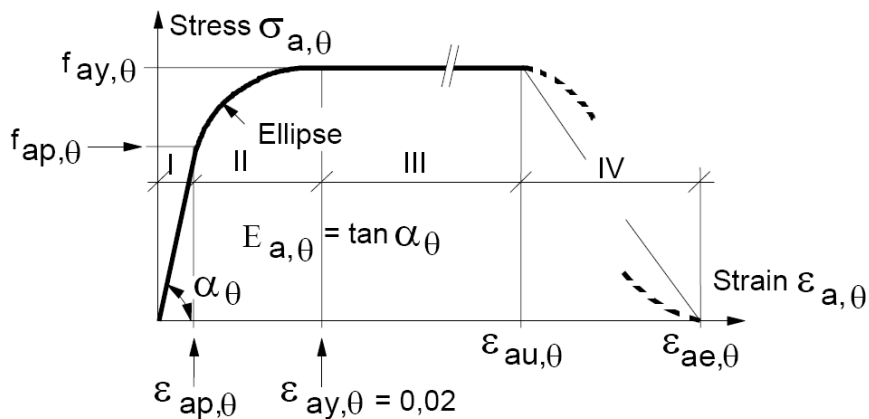


圖 5-1 高溫下鋼材應力應變關係

(資料來源：Eurocode 4)

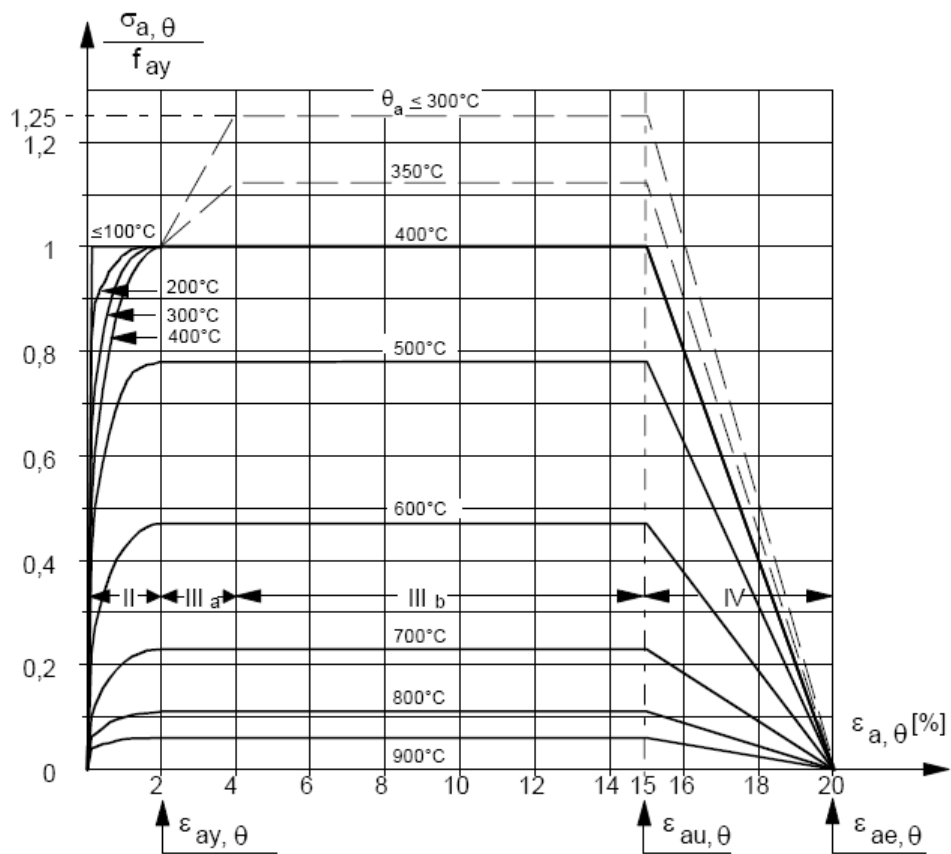


圖 5-2 高溫下鋼材考慮應變硬化之應力應變關係

(資料來源：Eurocode 4)

Eurocode 4 之規定於鋼材受溫度影響之力學性質，不同溫度之鋼材彈性模數 (E_a)、降伏強度與極限張力強度等，分別與常溫下之鋼材各項性質之比值，以求得折減係數如表 5-2 與圖 5-3 所示。

由表 5-2 與圖 5-3 得知，鋼材溫度在 500°C 至 600°C 之間，折減係數之折減量增加；鋼材溫度於 800°C 後，折減係數小於 0.1，且曲線斜率減緩。

表 5-2 Eurocode 4 高溫下鋼材力學性質折減係數

鋼材溫度 $\theta_a [^\circ\text{C}]$	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1.00	1.00	1.00	1.25
100	1.00	1.00	1.00	1.25
200	0.90	0.807	1.00	1.25
300	0.80	0.613	1.00	1.25
400	0.70	0.420	1.00	
500	0.60	0.360	0.78	
600	0.31	0.180	0.47	
700	0.13	0.075	0.23	
800	0.09	0.050	0.11	
900	0.0675	0.0375	0.06	
1000	0.0450	0.0250	0.04	
1100	0.0225	0.0125	0.02	
1200	0.00	0.00	0.00	
備註： $k_{E,\theta}$ 為相對於 E_a 之切線模數折減係數； $k_{p,\theta}$ 為相對於 f_{ay} 之比例限度折減係數； $k_{u,\theta}$ 為相對於 f_{ay} 之極限張力折減係數。				

(資料來源：本研究整理)

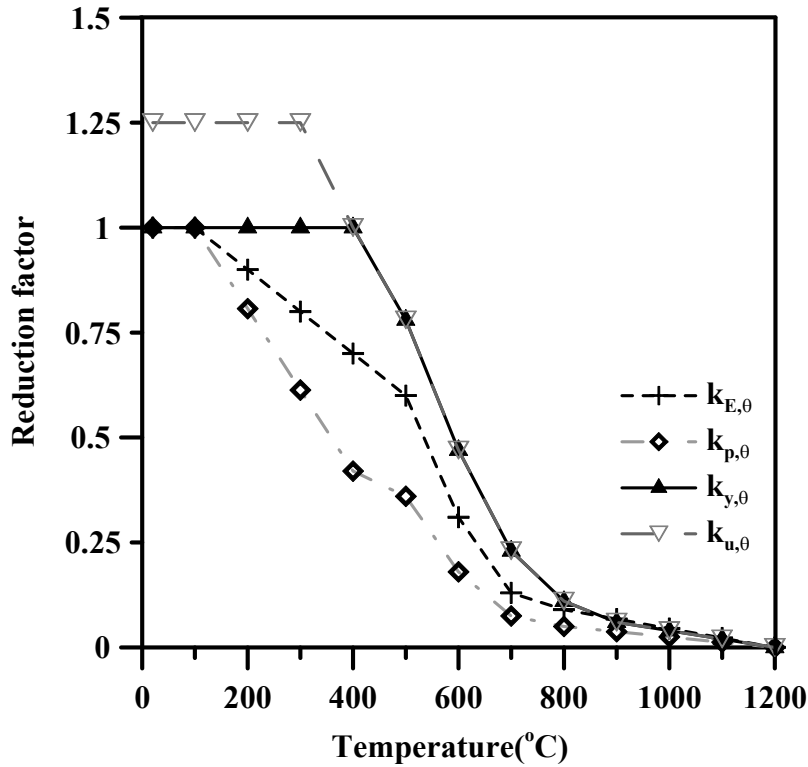


圖 5-3 Eurocode 4 高溫下鋼材力學性質折減係數

(資料來源：本研究整理)

2. 混凝土材料

Eurocode 4 規定，混凝土受每分鐘 2 至 50 K 加溫速率之溫度影響。常重混凝土於受溫後，應力應變關係可分成二個階段。階段一：為應變小於等於受溫度影響之抗壓應變($\epsilon_{cu,\theta}$)，其受溫度影響之應力($\sigma_{c,\theta}$)計算如公式(5-8)所示，其中 $f_{c,\theta}$ 為混凝土抗壓強度。階段二：為應變介於受溫度影響之抗壓應變與最大應變($\epsilon_{cc,\theta}$)之間，如圖 5-4 所示。

表 5-3 為溫度 20°C 至 1200°C 之抗壓應變與最大應變建議值，抗壓應變須符合圖 5-2 所對應之受溫度影響抗壓強度。由圖 5-4 發現階段二之應力應變曲線不連續，乃因此段曲線不易求得，故採表 4-3 抗壓應變與最大應變建議值，以線性取代非線性線段，如圖 5-5 所示。

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \left[3 \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{cu,\theta}} \right) / \left\{ 2 + \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right\} \right] \quad (5-8)$$

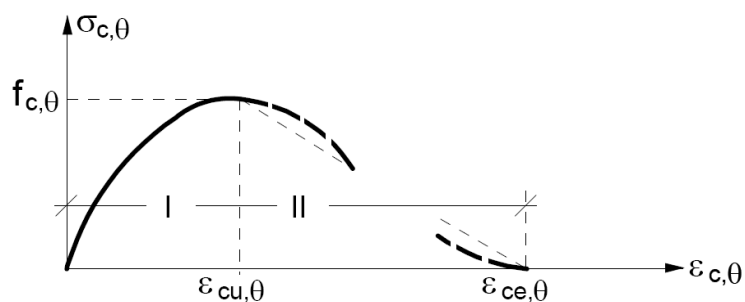


圖 5-4 Eurocode 4 高溫下混凝土應力應變關係

(資料來源：Eurocode 4)

表 5-3 Eurocode 4 高溫下混凝土應變建議值

混凝土溫度 $\theta_c [^{\circ}\text{C}]$	$\varepsilon_{cu,\theta} \times 10^3$	$\varepsilon_{ce,\theta} \times 10^3$
20	2.5	20.0
100	4.0	22.5
200	5.5	25.0
300	7.0	27.5
400	10	30.0
500	15	32.5
600	25	35.0
700	25	37.5
800	25	40.0
900	25	42.5
1000	25	45.0
1100	25	47.5
1200	—	—

(資料來源：本研究整理)

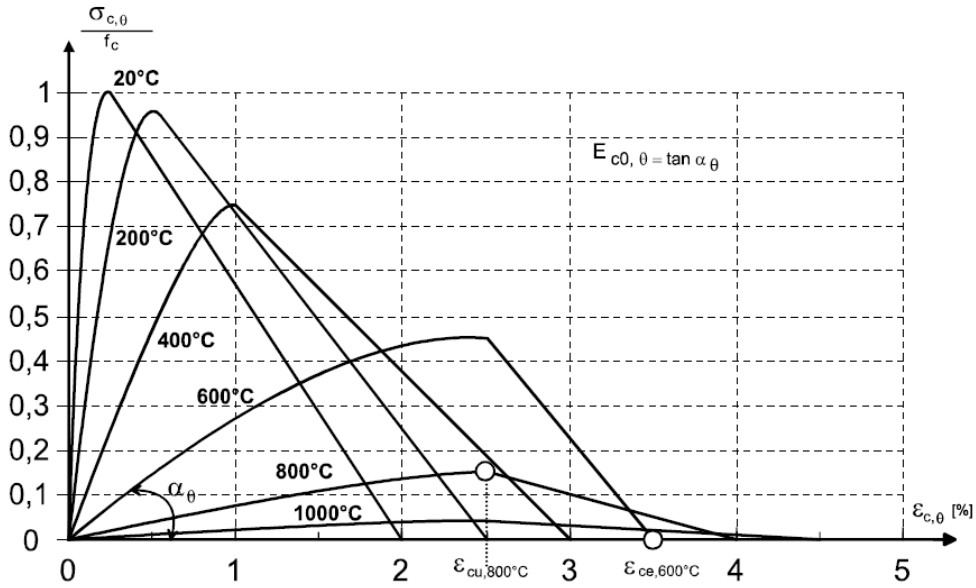


圖 5-5 Eurocode 4 溫度變化下混凝土應力應變關係

(資料來源：Eurocode 4)

Eurocode 4 規定受溫度影響混凝土抗壓強度($f_{c,\theta}$)與常溫混凝土之抗壓強度(f_c)之比值求得折減係數($k_{c,\theta}$)，如表 5-4 與圖 5-6 所示。由表 5-4 為受溫度影響之抗壓強度與抗壓應變相互對應數據。

表 5-4 Eurocode 4 高溫下混凝土力學性質折減係數

混凝土溫度 $\theta_c [^\circ\text{C}]$	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_c$	$\epsilon_{cu,\theta} \times 10^3$
20	1.00	2.5
100	1.00	4.0
200	0.95	5.5
300	0.85	7.0
400	0.75	10
500	0.60	15
600	0.45	25
700	0.30	25
800	0.15	25
900	0.08	25
1000	0.04	25
1100	0.01	25
1200	0	—

(資料來源：本研究整理)

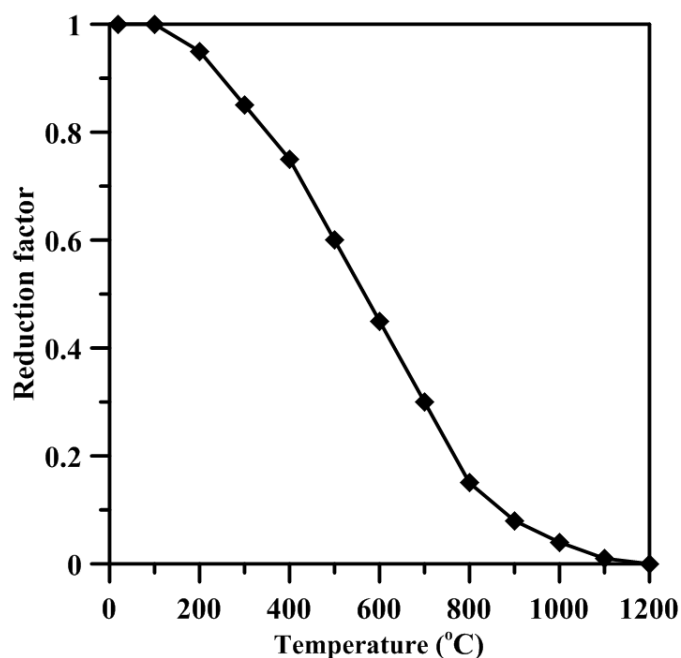


圖 5-6 Eurocode 4 高溫下混凝土力學性質折減係數

(資料來源：本研究整理)

貳、熱伸長

1. 鋼材

熱伸長(Thermal elongation)為材料溫度每上升 1 度，造成材料之伸長。Eurocode 4 規定，簡易計算鋼材伸長率為 $14 \times 10^{-6}(\theta_a - 20)$ ；各階段溫度變化，造成不同伸長率可由公式(5-9)至(5-11)計算。

$$\begin{aligned} \text{當 } 20 < \theta_a \leq 750^\circ\text{C} ; \quad \Delta l / l = & -2.416 \times 10^{-4} + 1.2 \times 10^{-5} \theta_a \\ & + 0.4 \times 10^{-8} \theta_a^2 \end{aligned} \quad (5-9)$$

$$\text{當 } 750 < \theta_a \leq 860^\circ\text{C} ; \quad \Delta l / l = 11 \times 10^{-3} \quad (5-10)$$

$$\text{當 } 860 < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} ; \quad \Delta l / l = -6.2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta_a \quad (5-11)$$

2. 混凝土

依 Eurocode 4 規定，簡易計算常重混凝土熱伸長率為 $18 \times 10^{-6}(\theta_c - 20)$ ；受溫度影響，各溫度階段伸長率可由公式(5-12)與(5-13)計算。

$$\begin{aligned} \text{當 } 20 \leq \theta_c \leq 700^\circ\text{C} ; \quad \Delta l / l &= -1.8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta_c \\ &+ 2.3 \times 10^{-11} \theta_c^3 \end{aligned} \quad (5-12)$$

$$\text{當 } 700 < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} ; \quad \Delta l / l = 14 \times 10^{-3} \quad (5-13)$$

貳、熱傳導

1. 鋼材

熱傳導(Thermal conductivity)為物質傳導熱能之性能。Eurocode 4 規定，簡易計算鋼材熱傳導為 45 W/mK；而隨溫度變化，其熱傳導也隨之不同，可由公式(5-14)至(5-15)計算；溫度由 20°C 至 1200°C 之鋼材熱傳導(λ_a)，亦如圖 5-7 所示。

$$\text{當 } 20 \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C} ; \quad \lambda_a = 54 - 3.33 \times 10^{-2} \theta_a \quad (5-14)$$

$$\text{當 } 800 \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} ; \quad \lambda_a = 27.3 \quad (5-15)$$

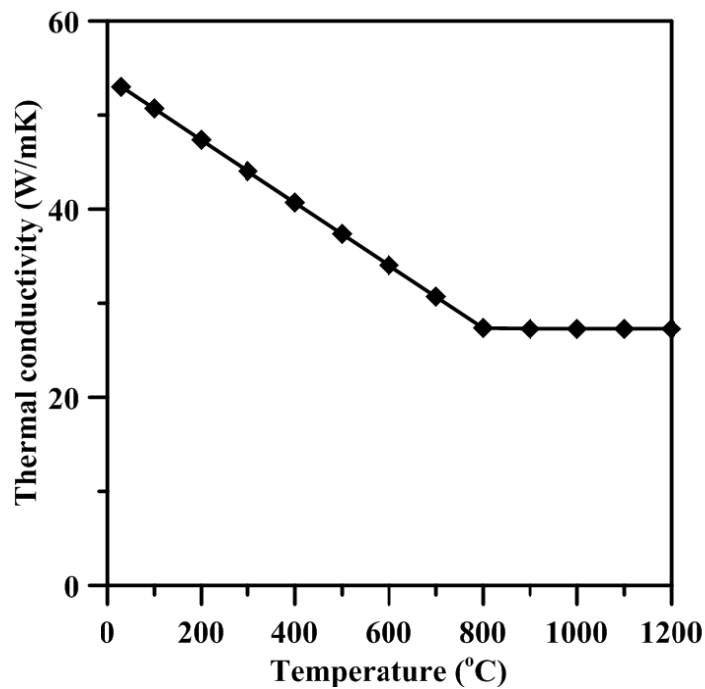


圖 5-7 Eurocode 4 溫度影響鋼材熱傳導

(資料來源：本研究整理)

2. 混凝土

Eurocode 4 規定受溫度影響之常重混凝土熱傳導(λ_c)乃由上、下限值決定，分別為公式(5-16)與(5-17)，亦如圖 5-8 顯示；如以簡易計算時，熱傳導可取 1.6 W/mK。

$$\begin{aligned} \text{當 } 20 \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} ; \quad \lambda_c &= 2 - 0.2451(\theta_c / 100) \\ &+ 0.0107(\theta_c / 100)^2 \end{aligned} \quad (5-16)$$

$$\begin{aligned} \text{當 } 20 \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} ; \quad \lambda_c &= 1.36 - 0.136(\theta_c / 100) \\ &+ 0.0057(\theta_c / 100)^2 \end{aligned} \quad (5-17)$$

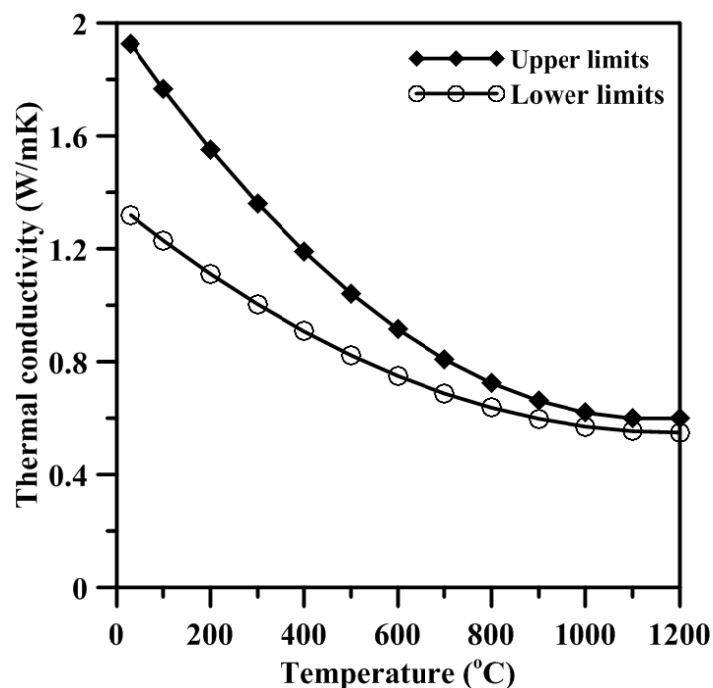


圖 5-8 Eurocode 4 溫度影響混凝土熱傳導

(資料來源：本研究整理)

參、比熱

1. 鋼材

比熱(Specific heat)為單位物質升溫 1°C 所需之熱能。Eurocode 4 規定鋼材平

均比熱為 600 J/kgK；鋼材之比熱隨溫度變化，可由公式(5-18)至(5-21)計算；溫度由 20°C 至 1200°C 之鋼材比熱(c_a)，亦如圖 5-9 所示。

$$\begin{aligned} \text{當 } 20 \leq \theta_a \leq 600^\circ\text{C} ; \quad c_a &= 425 + 7.73 \times 10^{-1} \theta_a - 1.69 \times 10^{-3} \theta_a^2 \\ &\quad + 2.22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \end{aligned} \quad (5-18)$$

$$\text{當 } 600 < \theta_a \leq 735^\circ\text{C} ; \quad c_a = 666 - \left(\frac{13002}{\theta_a - 738} \right) \quad (5-19)$$

$$\text{當 } 735 < \theta_a \leq 900^\circ\text{C} ; \quad c_a = 545 + \left(\frac{17820}{\theta_a - 731} \right) \quad (5-20)$$

$$\text{當 } 900 < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} ; \quad c_a = 650 \quad (5-21)$$

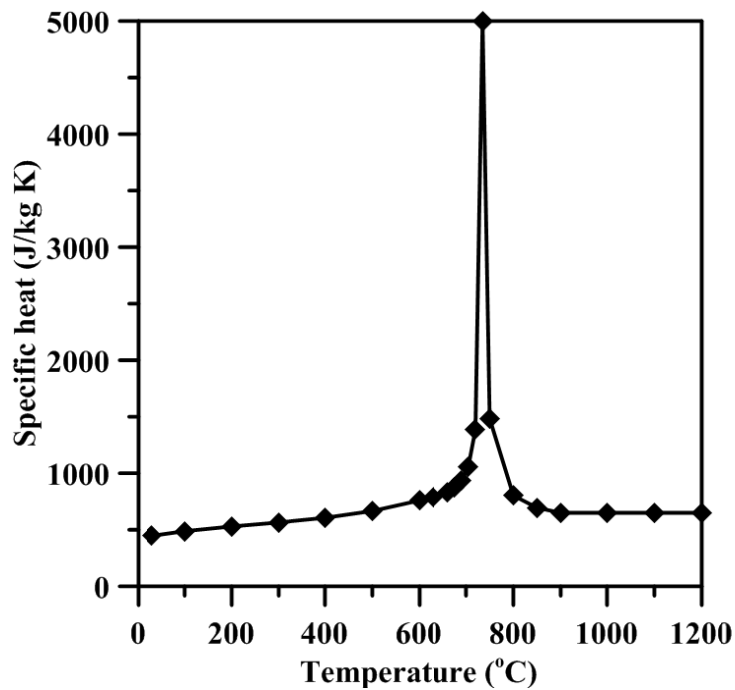


圖 5-9 Eurocode 4 溫度影響鋼材比熱

(資料來源：本研究整理)

2. 混凝土

對於常重混凝土之比熱(c_c)依照 Eurocode 4 之規定。若以簡易計算方法時，比熱取 1000 J/kg K；或以公式(5-22)至(5-25)計算不同溫度範圍下之比熱參數；

或以公式(5-26)計算溫度變化之比熱近似值，如圖 5-10 所示。然而當溫度介於 100 至 200°C 之間，混凝土濕度會影響比熱，使其產生尖峰值。

(1) 條件計算：

$$\text{當 } 20 \leq \theta_c \leq 100^\circ\text{C} ; \quad c_c = 900 \quad (5-22)$$

$$\text{當 } 100 < \theta_c \leq 200^\circ\text{C} ; \quad c_c = 900 + (\theta_c - 100) \quad (5-23)$$

$$\text{當 } 200 < \theta_c \leq 400^\circ\text{C} ; \quad c_c = 1000 + (\theta_c - 200) / 2 \quad (5-24)$$

$$\text{當 } 400 < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} ; \quad c_c = 1100 \quad (5-25)$$

(2) 近似計算：

$$c_{c,\theta} = 890 + 56.2(\theta_c / 100) - 3.4(\theta_c / 100)^2 \quad (5-26)$$

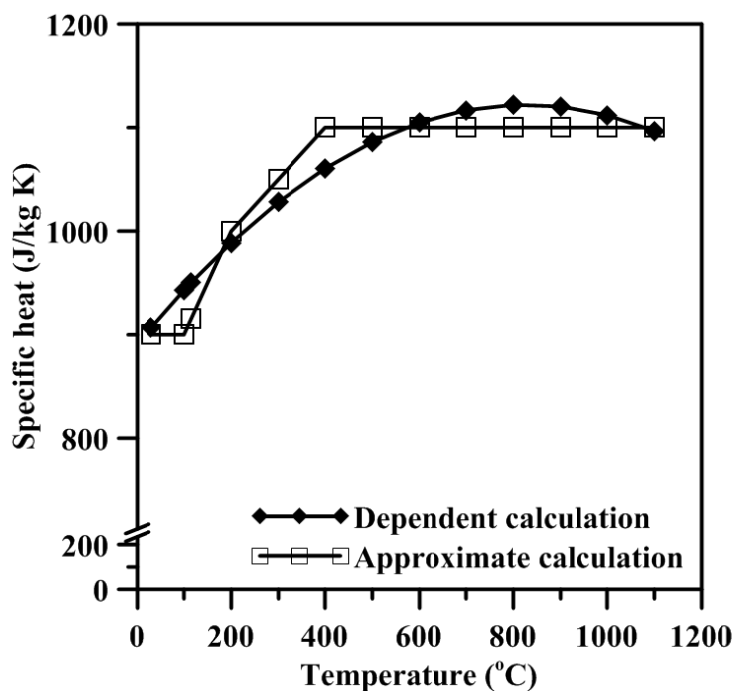


圖 5-10 Eurocode 4 溫度影響混凝土比熱

(資料來源：本研究整理)

肆、密度

1. 鋼材

密度(Density)為單位體積之質量。Eurocode 4 規定鋼材密度為 7850 kg/m³。

2. 混凝土

對於混凝土密度(ρ_c)依照 Eurocode 4 之規定。常重混凝土於靜態載重下且不考慮溫度影響，常重純混凝土之密度($\rho_{c,NC}$)為 2300 kg/m^3 ；若常重混凝土考慮溫度影響，則以近似公式計算，如公式(5-27)所示。

$$\rho_{c,\theta} = 2354 - 23.47(\theta_c / 100) \quad (5-27)$$

第三節 箱型鋼管混凝土柱受高溫下之模擬

壹、分析基本假設

1. 假設加溫爐內溫度均勻分佈。
2. 忽略混凝土內部含水份汽化對溫度之影響。
3. 忽略混凝土因高溫產生開裂或爆裂，及其影響試體溫度。
4. 忽略箱型鋼管於製作或銲接過程中產生殘留應力之影響。
5. 假設試體混凝土與剪力釘、箱型鋼管接觸面為無握裹。
6. 不考慮材料接觸介面間之熱對流與熱輻射影響。

貳、箱型鋼管混凝土柱試體模擬之邊界條件

模擬試體邊界條件，可分為柱兩端支承邊界、載重施加邊界及對稱分析邊界。為提升分析之效率，採用 1/4 斷面對稱分析，如圖 5-11 所示。

模擬箱型鋼管混凝土柱試體之設定：

1. 支承邊界條件

以模擬試體於加溫爐中支承情形；設置頂端為固接支承，底端設置可上、下移動支承。

2. 載重邊界條件

以模擬試體施加均佈載重於端板；於底端設置參考點，將參考點與底板連結。

設置參考點只可上、下移動，並施加载重於參考點。

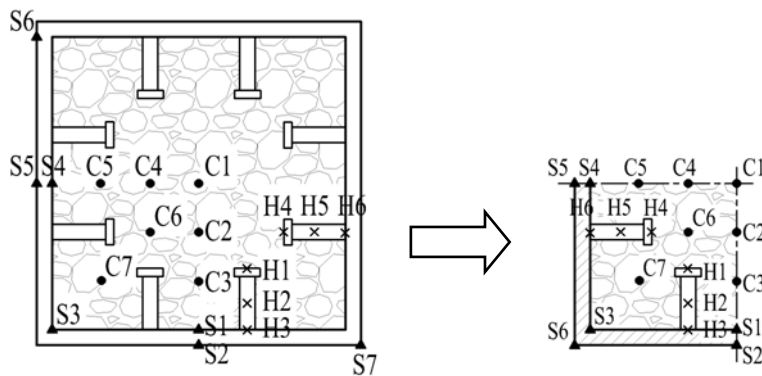
3. 取 1/4 分析邊界條件

為節省分析時間，分析採用 1/4 試體。利用 XSYMM(U1=UR2=UR3=0)及 YSYMM(U2=UR1=UR3=0)，此兩個方向的對稱性質以加速分析效率。

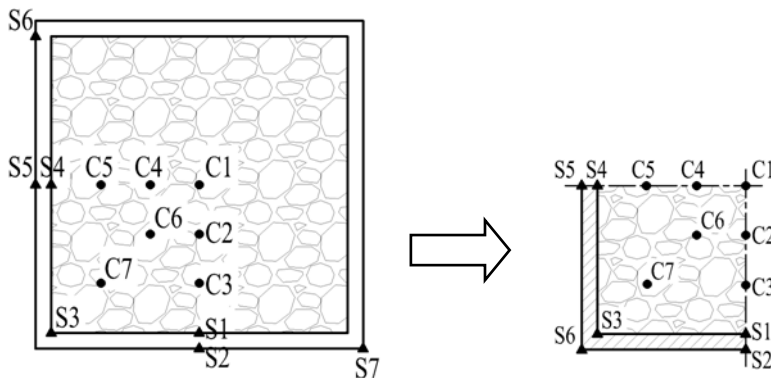
4. 溫度

以模擬試體於爐內受熱情況；首先試體整體設定為實驗當日所量測未加熱表面溫度，再依平均爐內加溫歷時溫度，輸入至試體表面之受熱段。

(a) 有配置剪力釘之試體斷面



(b) 無配置剪力釘之試體斷面



▲：鋼板熱電偶測點；●：混凝土熱點偶測點；×：剪力釘熱點偶測點

圖 5-11 箱型鋼管混凝土柱斷面示意圖

(資料來源：本研究整理)

參、材料參數

本研究試體所用材料為鋼骨、剪力釘及混凝土。各材料性質包含力學性質及熱性質。

1. 鋼骨材料參數

試體鋼骨為採 A572 Gr. 50，其力學材料性質採用莊有清(2004)研究不同溫度下 Gr. 50 鋼材拉伸試驗之應力及應變關係，並藉由試驗數據加以修改；熱性質採用 Eurocode 4 建議值。比較莊有清(2004) Gr. 50 及 Eurocode 4 建議之鋼材於不同溫度下之力學性質折減係數，如表 5-5 所示。

表 5-5 Gr. 50 與 EC4 之鋼材受溫度影響力學性質折減係數

溫度(°C)	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$		$k_{y,\theta} = f_{ay,\theta} / f_{ay}$		$k_{u,\theta} = f_{au,\theta} / f_{ay}$	
	Gr. 50	EC4	Gr. 50	EC4	Gr. 50	EC4
25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	1.25
100	0.96	1.00	0.98	1.00	1.39	1.25
200	0.92	0.90	0.96	1.00	1.48	1.25
300	0.82	0.80	0.77	1.00	1.21	1.25
400	0.85	0.70	0.70	1.00	0.95	1.00
500	0.68	0.60	0.63	0.78	0.57	0.78
600	0.58	0.31	0.39	0.47	0.28	0.47
700	0.40	0.13	0.20	0.23	-	0.23

註： $k_{E,\theta}$ 為相對於 E_a 之切線模數折減係數。
 $k_{y,\theta}$ 為相對於 f_{ay} 之降伏強度折減係數。
 $k_{u,\theta}$ 為相對於 f_{ay} 之極限張力折減係數。
 Gr. 50 之數據參考莊有清(2004)。
 EC4 為 Eurocode 4 之建議。

(資料來源：本研究整理)

2. 混凝土材料參數

混凝土熱性質採用 Eurocode 4 相關參數，而力學性質則採用 Lie(1995)所建議相關參數，如公式(5-28)至(5-32)。

$$\text{當 } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{\max} ; \quad f'_c = f'_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_c}{\varepsilon_{\max}} \right)^2 \right] \quad (5-28)$$

$$\text{當 } \varepsilon_c > \varepsilon_{\max} ; \quad f'_c = f'_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{\max}}{3\varepsilon_{\max}} \right)^2 \right] \quad (5-29)$$

其中， $\varepsilon_{\max} = 0.0025 + (6T + 0.04\theta_a^2) \times 10^6$

$$\text{當 } 0^\circ\text{C} < \theta_a < 50^\circ\text{C} ; \quad f'_c = f'_{co} \quad (5-30)$$

$$\text{當 } 450^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 874^\circ\text{C} ; \quad f'_c = f'_{co} \left[2.011 - 2.353 \left(\frac{\theta_a - 20}{1000} \right) \right] \quad (5-31)$$

$$\text{當 } \theta_a > 874^\circ\text{C} ; \quad f'_c = 0 \quad (5-32)$$

肆、分析模型及元素

分析試體 LR0.6 系列及 LR0.3 系列以熱傳、非線性應力及結合兩者之接續性耦合分析，模擬試體於高溫下之行為。分析模型以 1/4 斷面對稱建立，減少元素以增加分析效率，如圖 5-12 及圖 5-13 所示。

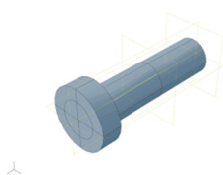
(a) 混凝土柱模型



(b) 箱型鋼柱及剪力釘模型



(c) 剪力釘模型



(d) 有配置剪力釘模型

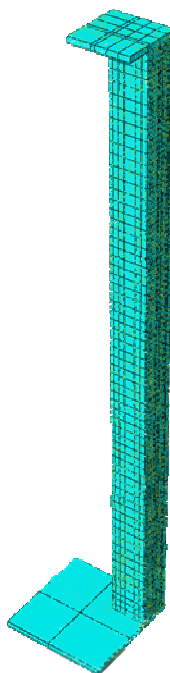


圖 5-12 有配置剪力釘試體分析模型

(資料來源：本研究整理)

(a) 混凝土柱模型



(b) 箱型鋼柱模型



(d) 有配置剪力釘模型

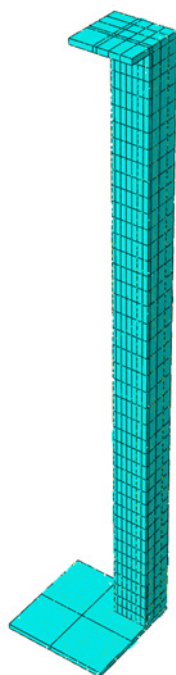


圖 5-13 無配置剪力釘試體分析模型

(資料來源：本研究整理)

熱傳分析

箱型鋼管、剪力釘及混凝土採熱傳導分析所使用之 DC3D8 元素。此分析為模擬試體在加溫爐內受熱，取得分析模型各節點之溫度歷時結果，供接續性耦合分析使用。

非線性應力分析

箱型鋼管、剪力釘及混凝土採 C3D8R 元素。C3D8R 為減縮積分元素，其積分點在每個方向較 C3D8 少使用一個，並與 C3D8 元素同用於力學分析。此分析可得模型之位移、應力及應變等反應。

接續性耦合分析

箱型鋼管、剪力釘及混凝土以 C3D8R 元素型式。此步驟分析結合了熱傳分析及非線性應力兩種分析結果，以模擬受定額軸壓試體於高溫下之情形。

第四節 有限元素分析結果與討論

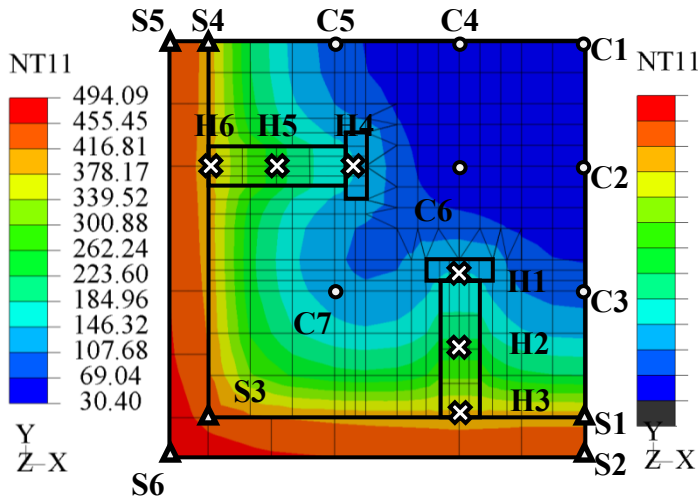
本試驗以分析試體 LR0.6 系列及 LR0.3 系列四種條件下，對試體溫度分佈、軸向變形及橫向變形加以討論與比較。

壹、試體溫度分佈

試體斷面可分為有、無配置剪力釘兩種情形，以探討剪力釘對於試體內部溫度分佈的影響。試體於熱傳分析時採用鋼骨表面溫度歷時，經分析後可預測試體溫度分佈，如圖 5-14。由表 5-6 發現配置剪力釘試體，因剪力釘影響使溫度較易傳遞至試體內部，且溫度上升較快。混凝土為熱墮性材料導致溫度上升所影響範圍僅限於剪力釘周圍。

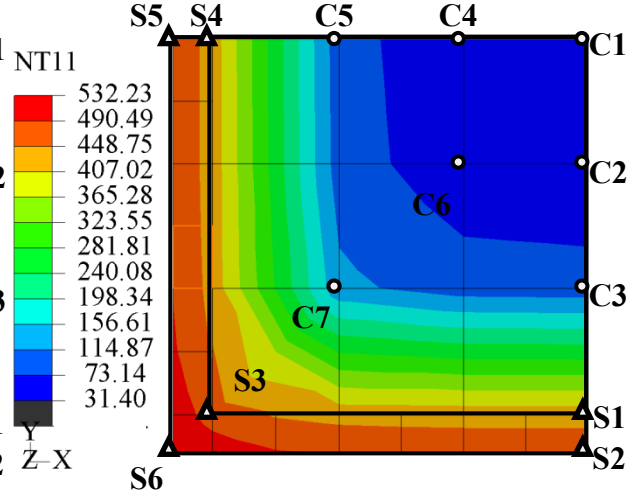
(a)分析試體 LR0.6A—

加熱 33 分鐘之斷面溫度分佈圖



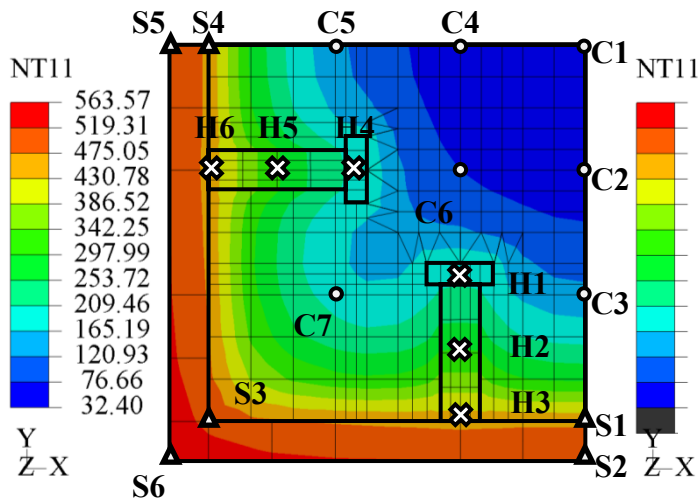
(b)分析試體 LR0.6B—

加熱 29 分鐘之斷面溫度分佈圖



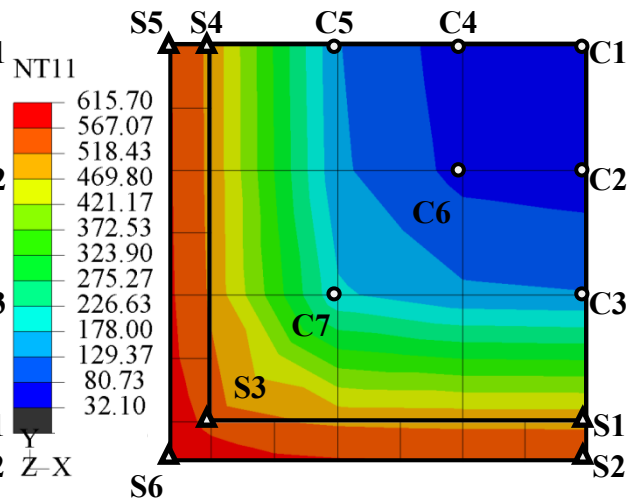
(c)分析試體 LR0.3A—

加熱 46 分鐘之斷面溫度分佈圖



(d)分析試體 LR0.3B—

加熱 44 分鐘之斷面溫度分佈圖



✕：剪力釘之熱電偶測點

△：鋼骨表面之熱電偶測點

○：混凝土之熱電偶測點

圖 5-14 分析模型之斷面溫度分佈

(資料來源：本研究整理)

表 5-6 試體測點溫度與分析值比較

(a) 有配置剪力釘試體之比較						
	5 min		10 min		15 min	
(°C)	Test	FEM	Test	FEM	Test	FEM
C1	32.80	32.40	32.90	32.40	32.90	32.41
C2	32.50	32.40	32.60	32.43	40.40	32.64
C3	33.10	32.52	36.30	34.01	89.50	38.78
S1	61.80	50.90	109.90	102.52	171.00	177.98
S2	74.00	55.44	163.80	113.95	303.50	202.14
H1	35.50	33.50	45.40	40.45	66.00	54.22
H2	40.10	37.87	59.20	59.40	98.80	93.57
H3	58.60	50.06	100.00	99.69	158.90	172.65
	20 min		25 min		30 min	
(°C)	Test	FEM	Test	FEM	Test	FEM
C1	38.50	32.47	47.50	32.69	58.30	33.25
C2	46.30	33.34	61.00	34.95	77.70	37.82
C3	97.20	48.63	101.20	64.20	102.10	80.99
S1	246.10	324.59	311.50	312.10	375.60	345.77
S2	321.70	373.92	456.30	339.62	519.80	383.86
H1	92.50	79.98	111.60	107.35	112.50	125.85
H2	114.20	157.45	124.40	188.73	169.00	209.90
H3	230.40	314.06	296.80	305.12	356.80	338.49
	35 min		40 min		45 min	
(°C)	Test	FEM	Test	FEM	Test	FEM
C1	65.80	34.37	-	36.24	-	38.95
C2	117.40	41.91	120.00	47.04	95.70	53.09
C3	118.30	97.26	145.30	113.32	108.50	129.30
S1	462.40	388.52	523.40	426.83	546.10	459.66
S2	527.60	432.11	580.10	475.34	626.50	512.18
H1	128.70	146.26	156.40	167.30	195.80	188.06
H2	211.90	238.62	268.60	266.91	312.20	293.36
H3	425.50	380.61	494.10	418.70	550.50	451.56

(資料來源：本研究整理)

表 5-6 試體測點溫度與分析值比較(續)

(b) 無配置剪力釘試體之比較						
	5 min		10 min		15 min	
(°C)	Test	FEM	Test	FEM	Test	FEM
C1	32.20	32.53	33.30	36.13	36.60	44.80
C2	32.20	32.12	32.10	32.39	32.20	33.47
C3	32.30	32.87	33.20	39.07	37.70	53.64
S1	69.90	58.04	214.80	142.50	397.50	267.43
S2	79.10	66.45	220.50	166.21	406.50	310.98
	20 min		25 min		30 min	
(°C)	Test	FEM	Test	FEM	Test	FEM
C1	145.10	59.87	47.70	75.43	56.10	90.98
C2	58.10	35.99	33.30	40.19	505.70	45.71
C3	106.20	78.54	67.90	103.35	104.50	127.24
S1	457.30	391.29	498.90	416.88	558.90	472.87
S2	488.00	426.01	551.20	455.70	642.50	518.12
	35 min		40 min		44 min	
(°C)	Test	FEM	Test	FEM	Test	FEM
C1	65.20	106.97	77.60	122.22	94.20	134.03
C2	70.90	52.36	72.80	59.93	76.30	66.48
C3	30.80	150.92	115.50	172.86	81.30	189.56
S1	594.20	511.57	635.40	539.86	664.60	568.38
S2	667.40	553.38	702.10	584.93	725.40	615.71

(資料來源：本研究整理)

貳、試體軸向變形

由圖 5-15 及表 5-7 可發現，分析試體 LR0.3-A 之伸長變形與實驗結果相比為趨勢接近，但分析之伸長量偏低；分析試體軸向壓縮變形之行為與實驗結果差異較大；而分析試體 LR0.3-B 之伸長變形與實驗結果接近，且伸長量能準確預測。另外，由分析試體 LR0.3-B 之壓縮變形結果發現，試體達最大軸向伸長變形後，分析模型仍具有承載能力，使軸向變形曲線為緩降趨勢，此與實驗試體 LR0.6 系列結果雷同。試體 LR0.6 系列伸長變形與實驗結果相近，但分析之伸長變形都較實驗結果高；分析試體為軸向壓縮變形時，軸向變形與時間關係曲線呈現陡降狀態，此與實驗試體 LR0.3 系列結果雷同。綜合前述比較結果發現，分析與實驗行為有些微差異，其可能原因為分析試體相較實驗試體為理想狀態，且實驗試體

於鋼骨銲接組合產生殘留應力及幾何不平整等因素，或試體混凝土灌漿時產生蜂窩與粒料不均勻分佈等情況所造成之差異；整體而言，分析與實驗行為趨勢接近。

表 5-7 試體 LR0.3 系列和 LR0.6 系列軸向變形之實驗與分析比較

	LR0.3-A		LR0.3-B		LR0.6-A		LR0.6-B	
	Test	FEM	Test	FEM	Test	FEM	Test	FEM
最大軸向變位量(mm)	15.65	14.37	15.43	15.48	2.49	5.24	2.46	5.41
最大變位對應時間(min)	28.77	35.50	24.88	29.00	12.36	16.10	11.35	13.90

(資料來源：本研究整理)

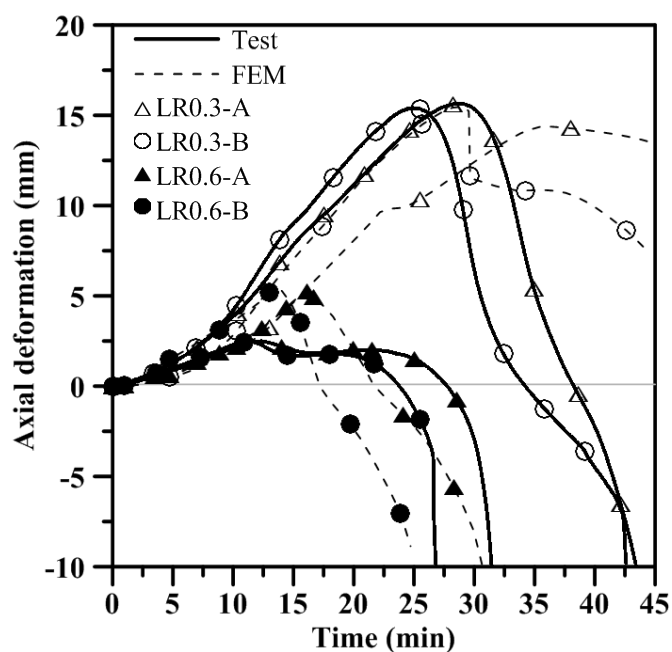


圖 5-15 試體 LR0.3 系列和 LR0.6 系列軸向變形之實驗與分析比較

(資料來源：本研究整理)

參、試體橫向變形

由分析試體得知試體皆產生有產生橫向變形，故僅以 LR0.6 系列討論柱中間處探討橫向變形，並調整放大係數為 10 以利觀察，藉此瞭解剪力釘對於橫向變

形的影響。由表 5-8 及圖 5-16 至圖 5-19 可明顯觀察剪力釘對於試體橫向變形有良好的束制能力，但其對於角隅處束制能力較差，原因為距離剪力釘較遠且角隅處溫度較高。當分析試體 LR0.6-B 於加溫時發現，試體混凝土與鋼骨分離進而喪失圍束效果，導致耐火時效低於 LR0.6-A。

表 5-8 分析試體 LR0.6 系列斷面橫向變形比較

	LR0.6-A	LR0.6-B
A-A 斷面橫向最大變位量(mm)	1.13	-
B-B 斷面橫向最大變位量(mm)	1.41	2.02

(資料來源：本研究整理)

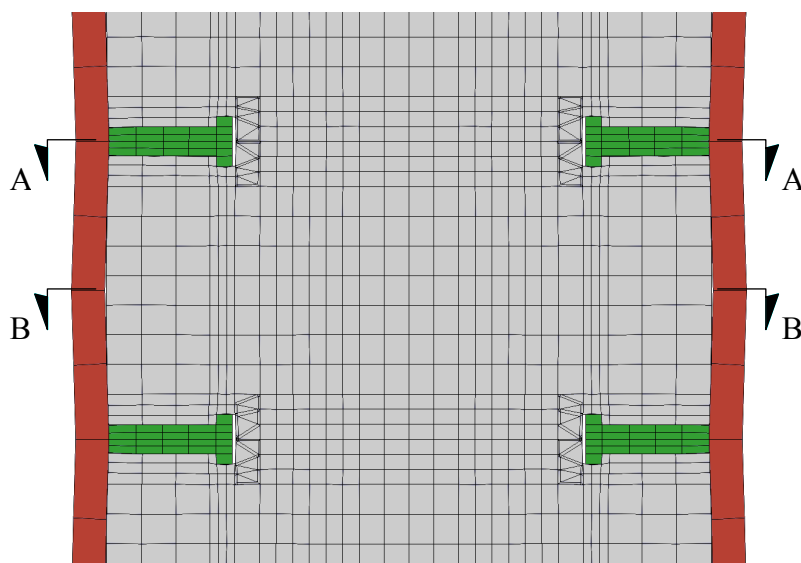


圖 5-16 試體 LR0.6-A 之縱斷面橫向變形示意圖

(資料來源：本研究整理)

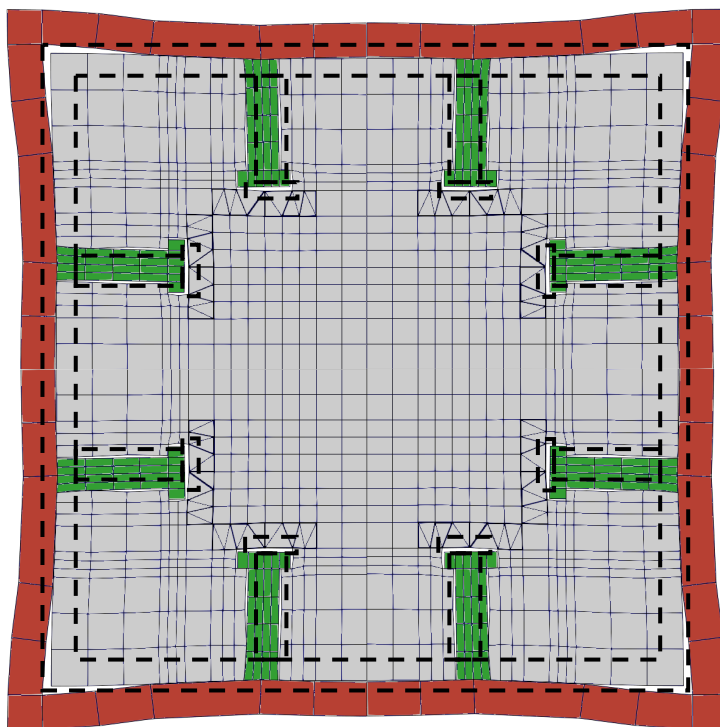


圖 5-17 試體 LR0.6-A 之 A-A 斷面橫向變形示意圖

(資料來源：本研究整理)

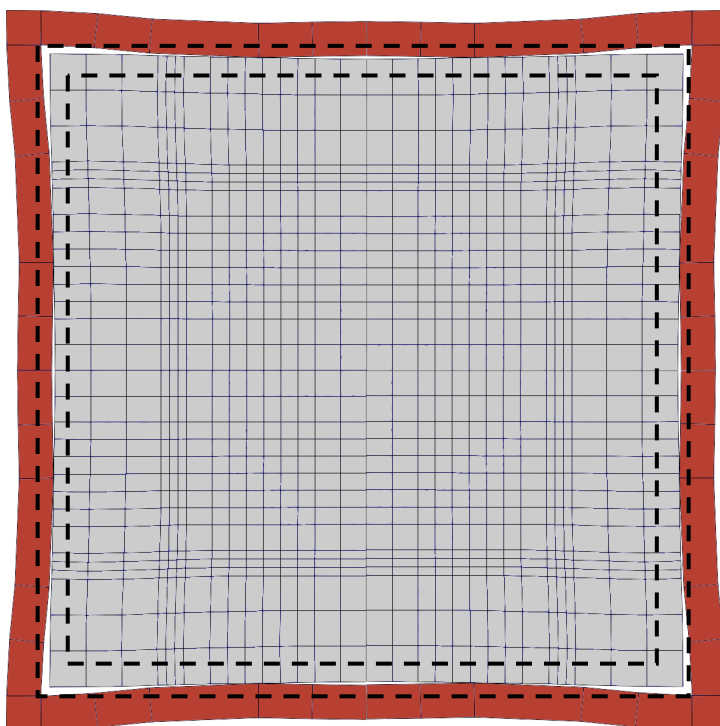


圖 5-18 試體 LR0.6-A 之 B-B 斷面橫向變形示意圖

(資料來源：本研究整理)

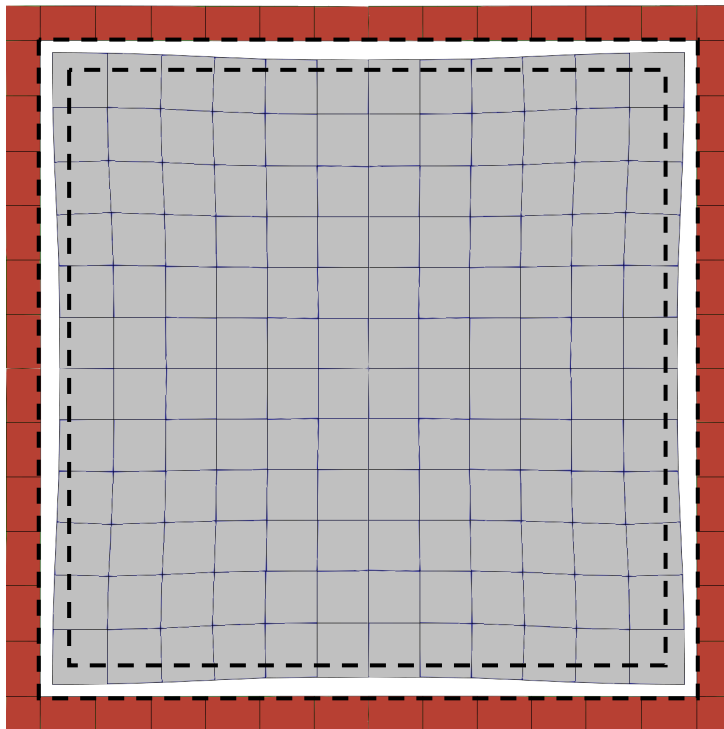


圖 5-19 試體 LR0.6-B 斷面橫向變形示意圖

(資料來源：本研究整理)

第六章 填充式箱型鋼管混凝土柱耐火建議

火災害發生往往因構造耐火性能不足或火場擴大延燒造成嚴重災害，因此基於使用性、安全性及經濟性等因素，對建築物及其構件防火性能訂定耐火設計相關規定、條文及試驗，以預估災害程度並降低危險和損失。目前歐洲 Eurocode (2005)和美國 AISC (2010)規範已於建築結構設計規範有火災高溫下之結構設計章節，規定高溫下材料性質、構件極限狀態與使用性狀態，而我國結構設計規範尚未有此章節。國內針對建築防火性能已有相關規定與研究成果，如 CNS 12514 耐火試驗法、建築技術規則與建築物構造防火性能驗證手冊等法規及研究報告，此章節將針對填充式箱型鋼管混凝土柱耐火試驗結果提出耐火性能之建議。

國內 SRC 規範依混凝土填充或包覆方式不同而分類，本研究試體箱形柱部分由鋼板銲接組成且混凝土為填充式，故屬填充式箱型鋼管混凝土柱，於常溫下主要特色為不增加柱斷面積，能有效增加柱之抗壓強度與勁度，而其遭受火害高溫下之行為與耐火性能，可由本研究試驗成果及相關文獻得知。

對於箱型鋼板銲接型式，我國 SRC 規範於耐震章節規定使用銲接箱型或圓型鋼管混凝土柱內灌混凝土時，組成鋼管柱之相鄰鋼板間之銲接須沿柱之全長以全滲透銲接為之；主要目的為避免鋼管內部混凝土受到高軸壓時產生側向膨脹，造成鋼管受到環張應力而導致銲接處拉力破壞。火害高溫下，楊國珍等(2011)軸向受力箱型鋼柱之銲接型式研究成果發現，柱板採部分滲透銲之試體產生局部挫屈後，柱板較易開裂且耐火時效較採全滲透銲少。由陳誠直等(2010)與本研究試驗柱板皆採全滲透銲接，試驗結果發現試體無發生銲道開裂情形，因此箱型鋼管混凝土柱之柱板銲接型式應依規範採全滲透銲接。

剪力釘之配置主要為增加鋼骨與混凝土間之結合能力，進而抵抗剪力、傳遞力量與提升強度；國內 SRC 規範並無規定 SRC 構件須配置剪力釘，而國內工程業界常於 SRC 構件鋼骨與混凝土間配置剪力釘。由本研究試驗結果發現，於純軸壓力作用下，剪力釘於耐火時效之影響甚微。

另外，對於耐火時效之預測，國內建築物構造防火性能驗證手冊有鋼骨構造及鋼筋混凝土構造之耐火時效預估公式，但仍缺少鋼骨鋼筋混凝土構造之預估公式。國外研究文獻已有提出預估無防火被覆填充式鋼管混凝土柱之耐火時效公式，

如 Park et al. (1997) 及 Kodur (2007)，其建議公式分別為公式(6-1)與(6-2)所示。採用公式(6-1)及(6-2)預估本研究試體並與試驗結果比較，如表 6-1 所示；計算與比較結果發現，兩系列試體依 Kodur 建議公式計算較不保守，雖然 Park et al. (1997) 建議之公式無法計算 LR0.6 系列試體(負值，施加之軸向力大於混凝土提供之力量)，但其與 LR0.3 系列接近。

$$t = (172.7 - 50.8 \sqrt{\frac{D_c}{10}}) \times \ln\left(\frac{N \times 10^3}{f_{ck} \times A_c}\right) \quad (6-1)$$

$$R = f \times \left(\frac{f'_c + 20}{KL - 1000}\right) \times D \times \sqrt{\frac{D}{C}} \quad (6-2)$$

其中， t 和 R 為耐火時效(min)， D_c 與 D 為試體斷面之內灌混凝土寬度(mm)， N 及 C 為軸向載重(kN)， f_{ck} 及 f'_c 為混凝土 28 天抗壓強度(MPa)， A_c 為內灌混凝土斷面積(mm²)， L_e 為柱構件受火段長度(mm)， L 為未支撐柱長， K 為有效長度係數， f 為矽質和碳酸質混凝土係數(0.06 與 0.07)。

表 6-1 預估箱型鋼管混凝土柱耐火時效

耐火時效	試驗結果	Chapra (1997)	Kodur (2007)
LR0.6 系列	26	—	51
LR0.3 系列	42	41	72

(資料來源：本研究整理)

最後，由建築技術規則之設計施工篇，第三章第 70 至 73 條規定，柱構件依不同條件須滿足 1 或 2 或 3 小時耐火時效；本研究無防火被覆試體之耐火時效皆不足 1 小時，另由文獻研究成果得知(陳誠直等 2010)，防火被覆須噴覆內政部核可之最小噴覆厚度，即可達規定之耐火時效。

第七章 結論與建議

第一節 結論

本研究以實驗方式與有限元素分析探討填充式箱型鋼管混凝土柱受軸壓力之耐火性能試驗，探討有、無配置剪力釘及加載不同純軸向載重(0.3 倍及 0.6 倍試體強度)之影響。綜合試驗及分析結果，提出以下結論。

1. 爐內升溫導致試體溫度增加，鋼骨表面與內側鋼骨溫度相差約 100°C，且鋼骨表面平均溫度與混凝土最高溫測點於試體破壞時之溫差約為 400°C，展現混凝土相較鋼材為熱墮性材料，內灌之混凝土進而影響內側鋼骨溫度。鋼骨於角隅處有相對較高的溫度。
2. 溫度會使試體材料產生熱膨脹行為，並也導致材料強度下降，進而影響柱構件之承載能力。試體於試驗初期為軸向伸長變形，當達到變形最大值後，開始進入壓縮變形，直到試體破壞。破壞模式為試體被壓縮、鋼板發生多處局部面外凸起、及內部混凝土碎裂。
3. 試驗結果發現，熱膨脹變形與材料強度一同抵抗定額之軸向載重，故加載 0.3 倍試體強度之軸向力將使試體產生較大軸向伸長變形，且增加耐火時效；因此試體於試驗期間所施加之軸向力大小會明顯影響試體之軸向變形行為及耐火時效。
4. 配置剪力釘試體試驗結果發現，剪力釘會些微增加剪力釘周邊混凝土溫度，惟剪力釘於填充式箱型鋼管混凝土柱受軸壓力時之耐火時效有些微增加。
5. 以有限元素分析模擬試體於加載下且高溫下之行為，可合理的預測試體斷面於各時間歷時的溫度分布，並準確的預測試體軸向變形趨勢。
6. 由分析結果發現，剪力釘可明顯減少鋼板橫向位移，但無論試體於有、無配置剪力釘之情況下，其受熱後鋼板變形量仍大於混凝土變形量，導致混凝土與鋼板間產生空隙失去圍束提供之效果。

第二節 建議

1. 建議一

填充型箱型鋼管混凝土柱耐火性能研究：短期性研究

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：學術研究單位

國內SRC構造設計規範構件的設計為基於強度疊加的觀念，故柱構件內並不需要剪力釘；惟剪力釘的配置為傳遞剪力，尤其使用於混凝土與鋼骨間增加握裹能力。本研究於填充式箱型鋼管混凝土柱受軸壓力時，剪力釘僅可些微增加耐火時效；然而於構件有彎矩時，剪力釘是否影響耐火性能之試驗將有其必要性。

2. 建議二

鋼骨、鋼筋及混凝土於高溫下之材料研究：長期性研究

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：學術研究單位

不同配比與添加物之混凝土材料，於高溫中之力學及熱性質會有所不同，雖然目前國內已有部分材料高溫試驗成果，但多屬各別單一之研究案例且其數量及數據仍甚缺乏，因此建立與彙整材料高溫中之力學及熱性質，將可供國內學界及業界等作為參考之依據。

附錄一 箱型鋼管混凝土柱試體強度計算

試體強度

參考我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」，以強度疊加法計算受軸壓力之合成柱試體受壓強度。合成柱試體為填充型箱型鋼管混凝土柱，斷面尺寸($H \times B \times t_w \times t_f$)為 $400 \times 400 \times 19 \times 19$ mm，試體長度(L)為 3.36 m；由材料試驗得知，鋼材實際降伏強度(F_{ys})為 4.25 tf/cm^2 ，彈性模數(E_s)為 2000 tf/cm^2 ；試驗時混凝土抗壓強度(f'_c)為 515 kgf/cm^2 。

1. 一般要求

(a) 柱斷面最小尺寸(B)規定

$$B=40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

(b) 柱短邊-長邊尺寸比值(B/H)規定

$$B/H=40/40=1.0 > 0.4 \quad \text{OK}$$

(c) 鋼骨斷面積不得小於構材全斷面之 2%

$$\frac{A_s}{BH} = \frac{(400 \times 400) - (362 \times 362)}{40 \times 40} = 18.1\% \geq 2\% \quad \text{OK}$$

(d) 斷面肢材寬厚比

$$\frac{b}{t} = 19 \leq \lambda_{pd} = \sqrt{\frac{3E_s}{F_{ys}}} = 37.57 \quad \text{OK}$$

2. 鋼骨部分之標稱受壓強度

$$\text{箱型鋼斷面積 } A_s = 289.6 \text{ cm}^2; \text{ 慣性矩 } I_s = \frac{40^4}{12} - \frac{36.2^4}{12} = 70228.9 \text{ cm}^4$$

$$\text{箱型鋼之迴轉半徑 } r_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{70228.9}{289.6}} = 15.57 \text{ cm}$$

$$\text{箱型鋼之有效迴轉半徑 } r_{\text{eff}} = r_s + \alpha \times \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = 16.73; \text{ 填充型鋼管混凝土柱 } \alpha =$$

0.1

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_{\text{eff}}} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E_s}} = \frac{1 \times 336}{\pi \times 16.73} \sqrt{\frac{4.25}{2000}} = 0.29 < 1.5$$

$$\text{箱型鋼柱標稱受壓強度 } P_{ns} = (0.21\lambda_c^3 - 0.57\lambda_c^2 - 0.06\lambda_c + 1)F_{ys}A_s = 1154.5 \text{ tf}$$

3. RC 部分標稱受壓強度

$$A_c = 1310.4 \text{ cm}^2; \text{ 混凝土受到箱型鋼良好圍束, } \phi_e = 0.85$$

$$P_{nrc} = \phi_e (0.85f'_c A_c + A_r F_{yr}) = 0.85 \times (0.85 \times 515 \times 36.2^2) / 1000 = 487.6 \text{ tf}$$

5. 箱型鋼管混凝土柱標稱受壓強度

$$P_n = P_{ns} + P_{nrc} = 1154.5 + 487.6 = 1642.1 \text{ tf}$$

$$\text{載重比}(P/P_n)\text{為 } 0.6, \text{ 則 } P = 985.3 \text{ tf}; \text{ 載重比}(P/P_n)\text{為 } 0.3, \text{ 則 } P = 492.5 \text{ tf}$$

試體 LR0.6-A 及 LR0.6-B 實際施加軸向力為 985 tf

試體 LR0.3-A 及 LR0.3-B 實際施加軸向力為 492.5 tf

附錄二 審查意見與答覆

壹、期初審查意見與答覆

會議日期：101 年 01 月 06 日，下午 2 時 30 分

地點：內政部建築研究所簡報室

台北縣新店市北新路三段 200 號 13 樓

委員	審查委員意見	廠商回應
陳委員正平	<ol style="list-style-type: none"> 1. 請註明柱板接合銲道形式。 2. 請註明剪力釘長度選用原則。 3. 二端承壓板設計厚度，建議應可讓外力傳遞達均佈原則。 4. 水氣壓力之影響請一併考量。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 柱板接合銲接將依規範施作，並註明於試體設計處。 2. 剪力釘之配置將依計算與工程實務常用為選用原則。 3. 試驗設置之承壓板厚度將考量以傳遞均佈力量於試體。 4. 混凝土水氣將於柱板上設置排氣孔以利排出。
李委員錫霖	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本計劃標的包覆填充箱型鋼管柱之英文名稱請再確認。 2. 本計劃所撰採用混凝土強度 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$，似乎與目前工程界超高層大樓所常用者不同，請說明。 3. 本計劃只考慮純軸壓，未來是否有考慮到加撓曲彎矩之影響。 4. 在實驗過程中有無觀察到混凝土內之含水汽化現象，對實驗結果有無影響。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 將依中文修改。 2. 混凝土強度擬改用 350 kgf/cm^2，以符實務。 3. 軸壓與彎矩共同作用之影響，待後續之研究。 4. 實驗時，將注意混凝土含水汽化之現象，並由混凝土溫度歷時檢討。
林委員健春	無意見	
陳委員建忠	<ol style="list-style-type: none"> 1. 試體製作與養護往往影響後續整體實驗期程與成果彙整，請研究團隊妥適安排。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 將適當考慮試體設計、製作、養護與試驗時程，以期適時完成計畫。

	<ol style="list-style-type: none"> 2. 所提研究進度中對於試驗設置與進行自 5 月份開始，依往年經驗，期中報告時皆尚無實驗成果可供審查，建議研究小組提早該實驗設置時程。 3. 對於實驗規劃中所提 4 次填充式鋼管混凝土柱試驗，有無納入防火被覆的考量。 4. 出席費等請再依專家座談會與本所工作會議之需，妥適留列。 5. 系列研究已進行數年，請研究小組妥為整理有關耐火性能設計部分。 6. 請收集可更進一步詳細量測的方法與儀器設備供本所改進。 7. 有關實驗所獲結果與現象，宜詳細描述及找出原因，如混凝土高溫加熱時因水(蒸)氣以致爆裂...等。 	<ol style="list-style-type: none"> 2. 實驗將儘早進行。 3. 為縮短高溫試驗時間，試體將不採用防火被覆。 4. 將修正出席費之金額。 5. 將依今年度研究時程，進行系列研究成果於耐火性能設計之應用。 6. 將收集國外先進之高溫試驗量測方法。 7. 研究報告將詳細記錄實驗成果與進行討論。
<p>李委員台光</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 參考資料請增列 AISC-2010 鋼結構設計規範及 Euro-code。 2. 試體設計應請考慮實際施工情形，如混凝土澆置方式，梁柱接頭隔板及防爆拉桿等。 3. 試體設計是否考慮外覆鋼筋（或點焊鋼絲網）混凝土的情形？ 4. 目前國內 SRC 規範箱型柱斷面寬厚比限制為 $\lambda_{pd} = \sqrt{3E_s / F_{ys}}$，若取 $F_{ys} = 3.2 \text{ t/m}^2$，則 $\lambda_{pd} = 44$，本案試體設計寬厚比為 19，是否僅適用於低層柱的情形？ 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 將增列於參考文獻內。 2. 試體設計與製作將考量工程實務常用施工方式。 3. 試體將不採用防火材，以縮短高溫實驗時間。 4. 試體設計柱板寬厚比將考量實務常用之值。 5. 載重維持定值為簡化之作法。

	<p>5. 本案試驗柱載重維持不變，如何模擬建築物之束制條件？</p>	
<p>鄭召集人元良</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 服務建議書中有提到將針對建築技術規則建築設計施工編防火構造中，有關包覆型(鋼骨在外)混凝土柱之防火性能研提建議，請將條文內容具體化，俾利相關主管機關納入法規或標準。 2. 研究案執行尤其是實驗規劃與進行，需配合本所防火實驗中心排程等因素，請廠商盡早安排以免延宕整體研究期程。 3. 本案是否可經由實驗所得成果，提出結構防火設計實務上之優劣或應注意事項，供工程界應用。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 將依研究成果提出適當的建議。 2. 計畫執行進度將嚴格控管。 3. 研究成果將儘可能提出防火設計實務參考之建議。


貳、期中審查意見與答覆

會議日期：101 年 06 月 28 日，上午 9 時 30 分

地點：內政部建築研究所簡報室

台北縣新店市北新路三段 200 號 13 樓

委員	審查委員意見	答覆
曹委員昌勝	1. 應用軟體 ABAQUS 與 ANSYS 之分析結果是否有差異。	1. 影響分析結果之可能原因為建模尺寸、材料性質、邊界設定、模型網格元素種類、網格大小及計算方法；若相同條件下，分析結果應差異不大。
陳委員希立	1. 已建立實驗測試，建立箱型鋼管混凝土柱之耐火性能。 2. 如何由溫度量測決定材料之熱傳導係數、比熱與熱膨脹係數。 3. 已完成試體規劃與試驗規劃，即將灌漿，預計於 8 月份進行測試。	1. 銘謝指教。 2. 材料之熱性質量測方法或試驗皆有相關規範規定，如金屬材料之熱性質試驗可參考 ISO/TR 15655 等。 3. 試體已完成灌漿，目前正在養護中，預計於 8 月份進行試驗。
高委員健章	1. 研究 SRC 柱之火害行為，尤以鋼骨配置剪力釘之影響為主要探討對象，符合國內現行 SRC 施作方式之檢討，研究符合實用性。 2. 柱內外充填混凝土之含水量，在火災高溫之爆裂性影響如何？宜加入探討與模擬。	1. 銘謝指教。 2. 高溫下，混凝土含水率影響爆裂行為將於實驗時特別觀察，並參考相關研究成果進行探討。
洪委員晉鈺	1. 目前試體斷面採 400×400×19×19 mm，柱體斷面尺寸之使用是否能多樣化？	1. 限於實驗經費本研究計畫僅能有四支試體，斷面尺寸的多樣化有待往後之研究。
徐委員聰榮	1. 第二章所提之公式應加以編碼，且公式中所提及之符號應加以說明及定義。 2. 參考書目(p. 51)建議修正為參考文獻，所引用之文獻亦	1. 遵照辦理。將修正增加公式編碼及增加相關符號之說明。 2. 報告格式將依內政部建築研究所規定之報告格式撰

	須加以編碼。	寫。
<p>陳委員正平</p>	<ol style="list-style-type: none"> 目前結構設計實務常將箱型鋼柱內填充混凝土視為合成構材設計，此種合成效果顯然會與有植剪力釘者有差別，尤其是經多次地震搖晃以後，或經火害後合成效果顯然逐漸降低。故建議應以有剪力釘為原則，否則長期使用後，若有損害將不易釐清責任。 建議柱板組合銲道分為 <div style="text-align: center;">  <p>及 兩種研究</p> </div> 考量層狀撕裂之影響。 包覆混凝土厚度與鋼骨斷面之比例影響尺寸效應甚大，實驗結果不宜驟下結論。 有無配置繫桿亦會大幅影響試驗結果。 	<ol style="list-style-type: none"> 銘謝指教。 礙於研究經費，本研究僅進行前者柱板銲接之型式。 銘謝指教。 本研究以探討剪力釘影響為主，有無配置繫桿之影響有待後續進行研究。
<p>陳委員建忠</p>	<ol style="list-style-type: none"> 請依研究計畫內容、預期成果及效益，列項列表說明至期中簡報、執行成果摘要及達成進度(期末報告亦同)。 所做試體之各種材料、成分、配比及熱性質均請詳細檢測，並辦理登入成基礎資料，附於報告書，以便比對。 進度宜加強，以提昇期末研究成果品質。 相關分析模擬，請於實驗前先行完成，以便調整實驗前導作業及實驗後比對。 試體所使用的混凝土是否為高流動性混凝土？ 	<ol style="list-style-type: none"> 將依計畫內容、預期成果及效益，以列表型式呈現研究進度。 本研究將於報告內陳述相關材料試驗結果，如鋼材拉力試驗、混凝土抗壓強度、配比及熱性質等。 遵照辦理。 分析將於實驗前先行完成，並模擬研究成果，以驗證分析方法之正確性。 試體所使用的混凝土為高流動性混凝土。 分析模型輸入的材料性質數據將參考內政部建築研

	<p>6. 熱性質是否以 Eurocode 4 來預估計算，相關輸入數值宜選用本所以往實驗研究所建議之成果。</p> <p>7. 試體表面設置之測量溫度線，宜確認所量測之溫度為材料溫度，或是火爐的空氣溫度。</p>	<p>究所往年研究成果，若材料有所不同則參考國內外文獻、規範建議之數據。</p> <p>7. 遵照辦理。將以防火棉包覆，以保護試體表面裝設之熱電偶線。</p>
--	---	---

參、第一次專家學者諮詢座談會

會議日期：101 年 04 月 25 日，下午 3 時 00 分

地點：國立交通大學工程二館會議室

新竹市大學路 1001 號

委員	審查委員意見	答覆
鄭委員復平	<ol style="list-style-type: none"> 1. 建議預壓 30 分鐘以上確保試驗穩定。 2. 建議剪力釘旁增加熱電偶測點。 3. 底座加勁建議與鋼板同位置，並使用滲透鐸。 4. 建議量測混凝土含水量，以利數值分析使用。 5. 建議不要使用過大直徑之剪力釘。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 遵照辦理。 2. 銘謝指教。 3. 遵照辦理，如圖 3-1 所示。 4. 銘謝指教。 5. 已修正為$\phi 19$ mm。
郭委員詩毅	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究考慮剪力釘對柱構件的影響，符合實際現況，且研究具有前瞻性。 2. 剪力釘有關研究文獻(未受火害或火害部分)須再搜集加強。藉以與研究結果作比對。 3. 試驗進行前須討論試驗終止條件？兼具考慮人員設備安全及資料擷取。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 銘謝指教。 2. 遵照辦理。 3. 終止條件將依照 CNS 12514 規定。
陳委員照堂	<ol style="list-style-type: none"> 1. 需注意試體兩端加載處是否會有轉角造成偏心行為。 2. 柱上端熱電偶孔距受火段僅 80 mm，需考量高溫造成熱電偶線損壞。 3. 在試體設置圖中，需清楚標示防火綿鋪設區塊。 4. 鋼板外側所設置之熱電偶線可能因爐內高溫損壞，建議將該處測點移至鋼板內側。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本試驗加載端將束制，可排除轉角發生。 2. 遵照辦理，如圖 3-1 所示。 3. 遵照辦理，如圖 3-6 所示。 4. 銘謝指教。

參考書目

- ABAQUS (2000). “ABAQUS/Explicit User’s Manual.” Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Version 6.1.
- AISC (2010). “Specification for Structural Steel Buildings.” ANSI/AISC 360-10, American Institute of Steel Construction, Chicago.
- ASTM E119 (2000). “Standard test methods for fire tests of building construction and materials.” American Society for Testing and Materials.
- BS 476 (1987). “Fire tests on building materials and structures, Part 20, Method of determination of the fire resistance of elements of construction (general principles).” BS 476-20:1987, British Standards Institution, London.
- BS 476 (1987). “Fire tests on building materials and structures, Part 21, Method for determination of the fire resistance of load bearing elements of construction.” BS 476-21:1987, British Standards Institution, London.
- Chung, K., Park, S., Choi, S. (2008). “Material effect for predicting the fire resistance of concrete-filled square steel tube column under constant axial Load.” *Journal of Constructional Steel Research*, 64(12), 1505-1515.
- Debicki, G., Haniche, R. and Delhomme, F. (2012) “An experimental method for assessing the spalling sensitivity of concrete mixture submitted to high temperature.” *Cement & Concrete Composite*, 34, 958-963.
- Ding, J., Wang, Y. C. (2008). “Realistic modelling of thermal and structural behaviour of unprotected concrete filled tubular columns in fire.” *Journal of Constructional Steel Research*, 64, 1086-1102.
- Espinos, A., Romero, M. L. and Hospitaler, A. (2010). “Advanced model for predicting the fire response of concrete filled tubular columns.” *Journal of Constructional Steel Research*, 66, 1030-1046.
- 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.
- Goble, G. G. (1968). “Shear strength of thin flange composite specimens.” *Engineering Journal*, AISC, 5(2), 62-65.
- Han, L. H., Yang, Y. F., Xu, L. (2003). “An experimental study and calculation on the fire resistance of concrete-filled SHS and RHS columns.” *Journal of Constructional Steel Research*, 59, 427-452.
- ISO. (1999). “Fire resistance tests-elements of building construction, Part 1, General requirements.” International Standard ISO 834, Geneva.
- Khoury, A. G., Anderberg, Y. (2000). “Concrete spalling review.” The Swedish National Road Administration.
- Kodur, V. K. R. (1998). “Performance of high strength concrete-filled steel columns exposed to fire.” *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25, 975-981.
- Kodur, V. K. R. (2007). “Guidelines for fire resistant design of concrete-filled steel HSS columns-state-of-the-art and research needs.” *Steel Structures*, 7, 173-182.
- Lie, T. T. and Irwin, R. J. (1995). “Fire resistance of rectangular steel columns filled with bar-reinforced concrete.” *Journal of Structural Engineering*, 121(5), 797-805.
- 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.
- Mirza, O. and Uy, B. (2009). “Behaviour of headed stud shear connectors for composite steel-concrete beams at elevated temperatures.” *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 662-674.
- Nguyen, H. T. and Kim, S. E. (2009). “Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors.” *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 1909-1920.
- Ollgaard, J. G., Slutter, R.G. and Fisher, J. W. (1971). “Shear strength of studs connectors in lightweight and normal-weight concrete.” *Engineering Journal*, AISC, 8(2), 55-64.

- Pallares, L. and Hajjar, J. F. (2010). "Headed steel stud anchors in composite structures, Part I: Shear." *Journal of Constructional Steel Research*, 66, 198-212.
- Park, S. H., Chung, K. S. and Choi, S. M. (2007). "A study on failure prediction and design equation of concrete filled square steel tube columns under fire condition." *Steel Structures*, 7, 183-191.
- UL 263 (2003). "Fire Tests of building construction and materials." Underwriters Laboratories Inc.
- Wang, A. J. (2012). "Numerical investigation into headed shear connectors under fire." *Journal of Structural Engineering*, 138(1), 118-122.
- Xue, W., Ding, M., Wang, H. and Luo, Z. (2008). "Static behavior and theoretical model of stud shear connectors." *Journal of Bridge Engineering*, 13(6), 623-634.
- 內政部營建署(2004)，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計與解說」。
- 內政部建築研究所(2008)，「建築物構造防火性能驗證技術手冊」，金友勝數位科技有限公司。
- 內政部營建署(2012)，「最新建築技術規則」，詹氏書局。
- 中華民國國家標準 CNS12514 (2010)，「建築物構造部分耐火試驗法」，經濟部標準檢驗局。
- 莊有清(2004)，「鋼材在高溫環境下之行為探討」，國立成功大學土木工程學系碩士論文，邱耀正指導。
- 張焱和徐志勝(2010)，「含濕量對混凝土結構抗火性能試驗影響的探討」，火災科學，第 19 卷，第 1 期。
- 陳誠直、趙文成、林政億及吳易宸(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、趙文成、林嘉毅、黃政勳及林政億(2011)，「鋼骨鋼筋混凝土高溫材料性質之研究」，內政部建築研究所委託研究報告。
- 楊國珍、林南交、楊方傑、王星堯、許書豪與許瓊芳(2011)，「銲接型式對高溫

下軸向受力鋼柱對破壞模式之影響」，內政部建築研究所委託研究報告。

李榮濤(2012)，「混凝土結構火災爆裂危險性評估研究」，自然災害學報，第 21 卷，第 1 期。