

高溫作用後鋼纖維活性粉混凝土殘留強度與變形性能

戴毓修¹ 潘煌鏗² 龔盈年³

關鍵詞：高溫、活性粉混凝土、應力-應變曲線。

摘要

當結構物承受地震或衝擊荷重時，有可能因火災而伴隨高溫。對於承受高溫後的結構物，力學性質會有一定程度的折減，有鑑於此，本研究希望藉由對高溫作用後之活性粉混凝土在擬靜態荷重下的應力-應變行為進行研究。研究的過程主要是針對 $\phi 50 \times 100$ mm 之活性粉混凝土，在常溫及 $200^{\circ}\text{C} \sim 800^{\circ}\text{C}$ 高溫加熱後之圓柱試體進行試驗。結果顯示活性粉混凝土在加熱至 $200^{\circ}\text{C} \sim 300^{\circ}\text{C}$ 後，抗壓強度會提升，但在 300°C 之後會隨著溫度增加，抗壓強度也隨之下降；峰值應變在 200°C 時隨著溫度升高而逐漸增加，尤其在 $400^{\circ}\text{C} \sim 500^{\circ}\text{C}$ 間的應變增加的速率最快，而在 500°C 之後則趨於緩和；彈性模數會隨著溫度上升迅速折減，當溫度超過 600°C 高溫作用後，折減幅度逐漸趨緩。此外，本研究迴歸出高溫後的力學性能預測公式，研究結果將可提供工程應用與設計的參考。

RESIDUAL STRENGTH AND DEFORMATION OF STEEL FIBRE REINFORCED REACTIVE POWDER CONCRETE AFTER ELEVATED TEMPERATURE

Yuh-Shiou Tai

*Department of Civil Engineering
ROC Military Academy
Kaohsiung, Taiwan 83059, R.O.C.*

Huang-Hsing Pan Ying-Nien Kung

*Department of Civil Engineering
Kaohsiung University of Applied Sciences
Kaohsiung, Taiwan 80778, R.O.C.*

Key Words: elevated temperature, reactive powder concrete, stress-strain curve.

ABSTRACT

When the buildings are under the earthquakes or the impact of a projectile that may induce the fire, high temperature due to the fire will

¹陸軍軍官學校土木工程學系教授

²國立高雄應用科技大學土木工程系教授

³國立高雄應用科技大學土木工程系研究生

cause a certain decrease of mechanical properties to the building. This research is to investigate the stress-strain relationship of RPC in the quasi-static loading after elevated temperature. The cylinder specimens of RPC with $\phi 50 \times 100$ mm were examined at the room temperature and after $200^{\circ}\text{C} \sim 800^{\circ}\text{C}$. Results show that the residual compressive strength of RPC after heating $200^{\circ}\text{C} \sim 300^{\circ}\text{C}$ will increase compared with that at room temperature, but, then, decrease dramatically when the temperature was heated after 300°C . The residual peak strains of RPC also first increase up to $400^{\circ}\text{C} \sim 500^{\circ}\text{C}$, and then gradually decrease after 500°C . Meanwhile, the residual Young elastic modulus will reduce when the temperature raise. Through the regression analysis, we also propose the regression formula to predict the mechanical properties of RPC after elevated temperature, and these formulae provide a reference for the industrial applications and design.

一、前言

纖維混凝土 (fiber reinforced concrete, FRC) 是近代迅速發展之新興複合材料, 以水泥砂漿或混凝土為基材, 並藉由添加金屬纖維、合成纖維或天然有機纖維, 可使混凝土的抗拉強度、抗彎強度、與抗衝擊能力等大幅度提高 [1]。其中, 發展最快且應用最廣的是鋼纖維混凝土, 其次是合成纖維和玻璃纖維混凝土。隨著混凝土研究與應用技術的進步, 特別是高效減水劑的發明, 使得高性能混凝土 (high-performance concrete, HPC) 蓬勃發展。與普通混凝土相比, 高性能混凝土的優點在於透過配比技術之改良, 使得其材料內部的緻密性與微觀結構得到大幅的改善, 進而具有高強度、高工作度和高耐久性等優越之性能 [2]。活性粉混凝土 (reactive powder concrete, RPC), 是 Richard 等 [3,4] 所研發成功的一種具鋼纖維的超高性能水泥基複合材料, 其主要是去除粗骨材, 採用最大粒徑為 $400 \mu\text{m}$ 的石英砂, 增加了材料的均勻性, 同時透過最佳粒徑配料及凝固過程中加壓, 提高混凝土的密實度, 使得微裂縫和孔隙等缺陷大幅降低, 同時, 抗壓強度和耐久性亦大幅度地提高, 成為一種強度和性能都十分優異的新型水泥基複合材料 [3-6]。對此, Cheyrezy 等 [5] 曾對 RPC 的微觀結構進行了研究, 並揭示了 RPC 高強度及高耐久性的工作機理。Zanni 等 [6] 則針對 20°C 及 250°C 熱養護後的 RPC 試體, 利用核磁共振技術對試體內部之水化及卜作嵐反應進行研究, 研究結果顯示在 RPC 中參與水化反應的矽灰與養護的溫度成正比。在 RPC 力學性質的研究方面, Bayard [7] 透過在針對 RPC 的試驗中發現, RPC 中鋼纖維的分布方向對其力學行為有很大的影響, 並可透過改善澆製的技術來調節鋼纖維在基材中的分布狀態, 藉以改善 RPC 之力學性能。Chan [8] 則針對矽灰含量對 RPC 基材與鋼纖維界面粘結力之影響進行研究, 試驗的結果顯示, 矽灰含量為 $20\% \sim 30\%$ 時, 鋼纖維與混凝土基材界面間的粘結效果最佳。對於 RPC 在動態及衝擊荷重下的力學行為, 文獻 [9-12] 則進行了相關的研究, 並且得到 RPC 相較於傳統混凝土及高強度混凝土而言, 具更佳之耐衝擊特性之結論。綜上所述, 由

於 RPC 具有較傳統混凝土更佳之性能, 致使其一出現就為各國的學者所關注, 並將 RPC 的研究重點由基本性能轉到了構件及結構的設計與應用上 [13-16]。

對於一般鋼筋混凝土結構而言, 除了承受靜態與動態荷載外, 有時亦會承受因火災而伴隨產生的溫度荷載。在持續的高溫作用下, 混凝土內部由於水分蒸發、水泥漿體失水收縮、骨材受熱膨脹破裂、砂漿與粗骨材之熱變形量不一致等因素, 導致強度折減, 或因持續高溫導致混凝土爆裂。因此, 瞭解活性粉混凝土在高溫作用後力學行為尤其重要。近年來已有不少學者針對高強度混凝土在高溫後力學性質進行研究 [17-27], 並指出鋼纖維高強度混凝土 (steel fiber reinforced high strength concrete, SFHSC) 在高溫作用後強度折減趨勢與普通混凝土 (normal strength concrete, NSC) 類似, 然而, 由於鋼纖維的導熱係數非常高, 可以減少混凝土內外溫差, 降低高溫對混凝土劣化行為的影響, 並在一定程度上可改善混凝土的高溫力學性能。除此之外, 亦有研究 [17] 指出在高強度混凝土中添加混合纖維 (聚丙烯纖維與鋼纖維), 可以降低其在高溫下發生爆裂的機率, 有助於提昇高強度混凝土之耐火性質。對於活性粉混凝土在高溫下力學性質之研究, 鄭 [28] 曾透過實驗之觀察, 提出利用添加高鋁水泥與改變製程技術來抑制活性粉混凝土在高溫下爆裂的方法。林 [29] 與陳 [30] 亦探討了活性粉混凝土對火害之影響, 結果顯示添加鋼纖維之活性粉混凝土經高溫 200°C 及 300°C 延燒 2 小時後, 活性粉混凝土之抗壓強度增加, 其中添加鋼纖維體積 1% 含量的 RPC, 分別增加 61.9% 與 21.3% ; 添加鋼纖維含量 2% 時, 則分別上升 16.9% 與 1.4% , 當溫度達 400°C 以上延燒 2 小時, 則會導致試體爆裂。

基於分析與設計之需求, 目前已發展出許多計算常溫下混凝土應力-應變行為之理論 [31-40], 但對於混凝土在高溫下應力-應變之試驗研究並不多見, 在 1993 年, 李等人 [41] 針對四種不同配比之混凝土進行高溫試驗, 並探討混凝土力學行為與性質變化, 提出適用於高溫作用之應力-應變全曲線計算公式, 在 2006 年 Chang 等 [42] 對受高溫 $100 \sim 800^{\circ}\text{C}$ 加熱後之混凝土, 在採用位移控制模式並搭

配應變環量測軸向變形情況下，針對 108 個混凝土圓柱試體進行單軸抗壓試驗，測得全程之受壓應力-應變曲線，進而提出常溫下與高溫後皆可適用之混凝土受壓應力-應變全曲線單一公式。然而綜觀過去之研究，針對鋼纖維混凝土在高溫下力學行為研究並不多，亦無一個適用之理論公式。本研究將針對具有不同纖維含量之活性粉混凝土在高溫作用後之力學行為進行試驗研究，並提出高溫作用後活性粉混凝土的應力-應變曲線之迴歸分析模式，研究結果將可提供工程應用與設計之參考。

二、常溫下應力-應變曲線方程式

對於混凝土應力-應變曲線方程式計算，自 1899 年以來 [31-40]，已有多位學者利用了拋物線、雙曲線、橢圓、三次拋物線或拋物線與直線的組合或與正弦波型組合等來表示混凝土受壓狀態下之應力-應變行為，如表 1 所示。為了能定義出曲線在極限強度後之下降段，必須有不同組合與參數，而參數的設定大多是根據實驗的條件而定，因此，截至目前為止尚無一個理想的數學式可以完整描述所有試驗條件下混凝土應力-應變關係。目前較常用的有 Sargin、Popovics、Tsai 與 Mansur 所提出之應力-應變曲線分析公式，分述如下：

1. Sargin 模式 [32]

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{A\eta + (D-1)\eta^2}{1 + (A-2)\eta + D\eta^2} \quad (1)$$

式中 $A = E_i/E_c$ ， $\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_o$ ， D 為控制曲線下降段之參數， E_i 為初始彈性模數， E_c 為彈性模數， ε_o 為常溫下所對應之峰值應變， ε_c 為試體之應變， f_c 為試體強度， f'_c 為常溫下所對應之抗壓強度。

2. Popovics 模式 [33]

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{n(\varepsilon_c/\varepsilon_o)}{n-1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_o)^n} \quad (2)$$

此一公式適用於水灰比 0.33-1.00，強度 10 MPa-51 MPa 之混凝土，其中 n 是材料參數，等於 $n = 1/(E_s/E_i)$ ，式中之 E_s 為極限強度之正割模數。

3. Tsai 模式 [34]

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{M\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}\right)}{1 + \left(M - \frac{n}{n-1}\right)\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}\right) + \left(\frac{1}{n-1}\right)\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}\right)^n} \quad (3)$$

式中 $M = E_i/E_c$ ，此一參數控制上升段之曲率變化，而參數 n 則是控制下降段之曲率變化；當 $M = n/(n-1)$ 時，Tsai 曲線公式即轉變成 Popovics 曲線公式。

4. Wee 模式 [37]

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{k_1 n(\varepsilon_c/\varepsilon_o)}{k_1 n - 1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_o)^{k_2 n}} \quad (4)$$

此一公式適用於強度 50 MPa-120 MPa 之高強度混凝土，式中 k_1 及 k_2 為關鍵參數， $k_1 = (50/f'_c)^3$ ， $k_2 = (50/f'_c)^{1.3}$ 。當 $f'_c \leq 50$ MPa 時，若將 k_1 及 k_2 視為 1，則此結果與 Carreir [39] 所提出之模式相同，可知此模式是針對高強度混凝土。其主要參數 k_1 、 k_2 及 n 都是極限強度 f'_c 的函數。

由於前述公式是在特定條件下進行實驗得到的，隨著材料性質不斷提升，原有之公式在應用上顯得不足，故本研究將參考 Tsai [34]、Chang [42] 所提出之分析模式，考慮鋼纖維效應之影響，亦參考了文獻 [43] 之理論，提出一個適用於描述 RPC 在高溫作用後之應力-應變曲線公式。

三、實驗計畫與方法

3.1 試驗規劃與流程

本研究為了得到 RPC 在高溫作用後的應力-應變曲線，同時探討其殘留強度與變形性能，共規劃並製作了 120 個 $\phi 50 \times 100$ mm 混凝土圓柱試體，試驗規劃及流程如圖 1 所示。試體製作使用的材料為波特蘭 II 型水泥，石英砂 (105 ~ 420 μm)，石英粉 (5 ~ 25 μm)，矽灰 (0.1 ~ 0.2 μm)，及鋼纖維 (長 12 mm，直徑 0.18 mm) 等材料。為改善低水灰比的工作度，拌和過程中添加強劑，其化學成分為丙烯酸共聚物之陰離子型高分子介面活性劑，試體配比如表 2 所示。表中各組試體差異在於鋼纖維含量，對含有 1%、2%、3% 鋼纖維的試體，分別給予 RPCF1、RPCF2 及 RPCF3 編號。根據 Richard [3,4] 的研究，活性粉混凝土在水化的過程中若施以 90°C 的熱處理，將顯著加速混凝土中火山灰效應的進行，並能有效改善水化物的微結構。對此，鄭 [44] 研究結果亦指出活性粉混凝土若能透過熱養護程序，可將 28 天齡期時的強度提早於 7 天達到，可大幅的節省時間成本。因此本研究將灌製後的試體在 2 天後進行拆模，以相對濕度 100%、溫度 90°C 條件進行養護 7 天，之後將試體分別置於高溫環境中，本研究共規劃 8 組試驗溫度，分別為 200°C、300°C、400°C、500°C、600°C、700°C 及 800°C，同時為了比較試體在不同溫度下的力學特性，將常溫 (25°C) 的試體作為控制組，每組 5 顆試體進行單軸抗壓試驗。為確定試體內部溫度已達到預定溫度，製作時於試體中心處預埋一 K 型熱偶計，用以監控混凝土內部溫度歷程。

由於 RPC 緻密性非常高，透過高溫熱水養護後，試體內部含有大量水分，為避免試體在加熱過程中，高溫使水汽化後之孔隙壓力過大而造成試體爆裂，加熱前先利用烘箱在 110°C 下，烘乾 7 天以上，使試體內部所含水分降至最低，而後再放置於高溫爐內加熱。當試體加熱至目標溫度後即停止加熱，並將試體留置爐內自然冷卻，隔日取出並在試體兩端加裝伸長計並進行試驗。

3.2 升溫模式

本研究所使用加熱設備為爐內空間 300 W \times 300 H \times 300 D (mm) 之箱型電熱高溫爐，高溫爐之最高溫度為 1204°C，最大升溫速率可達 30°C/min。對於一般火害試驗

表 1 應力-應變全曲線統整表

研究學者	表示式	應力-應變曲線圖形	備註
Desayi and Krishnan's model [31]	$f_c = \frac{E \epsilon_c}{1 + (\epsilon_c / \epsilon_o)^2}$		其中 $E = 2 f'_c / \epsilon_o$, $k f'_c =$ 破壞應力。 $k =$ 比例係數, 約 0.85 ~ 0.875。適用於強度 9 MPa ~ 50 MPa 之普通混凝土。
Sargin's model [32]	$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{A \eta + (D-1) \eta^2}{1 + (A-2) \eta + D \eta^2}$		式中 $A = E_o / E_c$, $\eta = \epsilon_c / \epsilon_o$, D 為控制曲線下降支線之參數。
Popovics' model [33]	$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{n(\epsilon_c / \epsilon_o)}{n-1 + (\epsilon_c / \epsilon_o)^n}$		適用於水灰比 0.33-1.00, 材齡 7-90 天, 強度 10 MPa-51 MPa 之混凝土, 其中 n 是材料參數, 可表為極限強度 f'_c 的函數。
Tsai's model [34]	$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{M \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)}{1 + \left(M - \frac{n}{n-1} \right) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right) + \left(\frac{1}{n-1} \right) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^n}$		以參數 $M = E_o / E_p$ 控制上升段之曲率變化, 參數 n 則是控制下降段之曲率變化; 當 $M = n / (n-1)$ 時, Tsai 曲線公式可轉變成 Popovics 曲線公式。
Hsu's model [35]	$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{n \beta \eta}{n \beta - 1 + \eta^{n\beta}}$		其中 β 與 n 為材料參數, β 取決於應力-應變圖的形狀, 而 n 取決於材料的強度。
Almnsallan and Alsayed's model [36]	$f_c = \frac{(K - K_p) \epsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{K - K_p}{f'_o} \epsilon_c \right)^n \right]^{1/n}} + K_p \epsilon_c$		其中 $f'_o =$ 參考應力, n 為曲線型狀參數, $K =$ 曲線初始斜率, $K_p =$ 曲線最終斜率且以最少誤差及最適曲線技巧來決定參數。
Wee, Chin and Mansur's model [37]	$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{k_1 n (\epsilon_c / \epsilon_o)}{k_1 n - 1 + (\epsilon_c / \epsilon_o)^{k_2 n}}$		適用於水膠比 0.2-0.4 強度 50 MPa-120 MPa 之高強度混凝土, 其中 $k_1 = (50 / f'_c)^3$, $k_2 = (50 / f'_c)^{1.3}$ 。
Attard and Setunge's model [38]	$Y = \frac{AX + BX^2}{1 + CX + DX^2}$		其中 $Y = f_c / f'_c$, $X = \epsilon_c / \epsilon_o$, 且所有的 $X \geq 0, 0 \leq Y < 1$ 。此應力-應變分析模式同時適用於有圍壓及單軸載重的混凝土, 且強度範圍從 60 MPa ~ 130 MPa。

表 2 RPC 配比表 (kgf/m³)

試體編號	水膠比	水	水泥	矽灰	石英粉	石英砂	強塑劑	鋼纖維 (體積)
RPCF1	0.19	180	714	216	252	918	36	1%
RPCF2	0.19	180	714	216	252	891	36	2%
RPCF3	0.19	180	714	216	252	865	36	3%

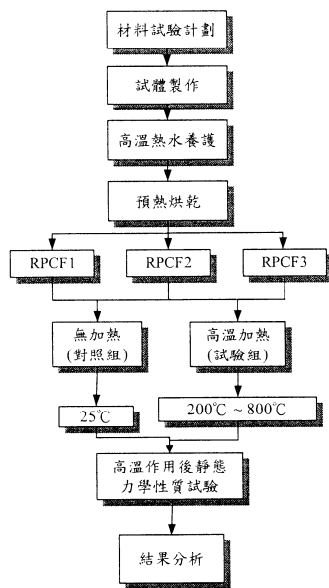


圖 1 試驗規劃流程圖

採用 ASTM E119 之標準升溫曲線以模擬實際情況，本研究在試驗之初亦曾嘗試採用相同升溫模式，以使試驗之結果在符合規範要求之情況下更具參考性。然而，在實際加熱的過程中，當升溫至 400°C ~ 500°C 後，試體均會爆裂，究其原因推測是由於 RPC 試體之緻密性較一般混凝土更佳，在初期預溫階段仍無法將試體內部之自由水充分排除，是在高溫時，蒸氣會導致試體之爆裂，本研究為了瞭解混凝土受火災高溫後之力學特性，避免因升溫速率過快導致溫差應力過大進而高溫爆裂，故參考 Chang [42] 之升溫模式，將升溫速率放慢，採用 2°C/min。為確保爐內試體受熱條件一致，每增加 200°C 後恆溫 30 分鐘，再加熱至目標溫度後 (200°C、300°C、400°C、500°C、600°C、700°C、800°C)，恆溫 30 分鐘後停止加熱。

3.3 靜態力學試驗設備

對於高溫作用後活性粉混凝土之單軸抗壓試驗，本研究使用 1000 kN MTS 萬能材料試驗機，採用位移控制，加載速率為 0.03 mm/min，以量測活性粉混凝土受壓應力-應變全曲線。力學試驗設備與數據處理流程如圖 2 所示。

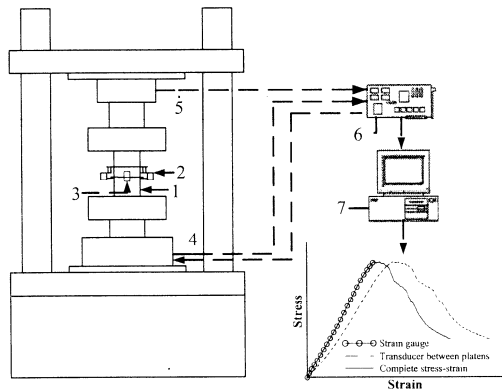


圖 2 MTS 力學試驗設備與數據處理系統

由於混凝土為一脆性材料，當加載達到破壞強度後，不同之破壞模式常造成伸長計量測軸向變形的困難，故參考 Mansur [45] 在 1995 年提出的方法，透過修正試驗設備柔度與邊界效應 (end-zone effect) 之影響，再與伸長計在試體所量測之實際變形量進行比較，藉以得到試體破壞後之後半段曲線，如圖 2 的應力-應變圖所示。

四、結果分析與討論

經由一系列之試驗後，本研究針對 RPC 在高溫作用後外觀特徵顏色、破壞模式、以及高溫後應力-應變曲線特徵等進行討論，並分述如下：

4.1 外觀特徵與顏色變化

高溫作用後的混凝土，由於化學變化導致外觀產生明顯顏色變化，且高強度鋼纖維混凝土在升溫過程中，鋼纖維經歷了膨脹與收縮，由於其熱膨脹係數與混凝土有所差異，使得鋼纖維和混凝土連接處產生裂縫。在混凝土表面，鋼纖維在較高溫度作用下會導致其產生氧化作用，產生的黑色碳元素將滲透到混凝土漿體中，因此添加鋼纖維之混凝土顏色偏暗 [27]。

RPC 高溫試驗之結果如圖 3 所示，在 200°C 時，外觀顏色與特徵和常溫的混凝土相同；到達 300°C 時，RPC 試體顏色呈灰黃色；而在 400°C 時開始產生較細微之裂縫，顏色偏灰褐色；當溫度到達 500°C 時，此時混凝土產生化

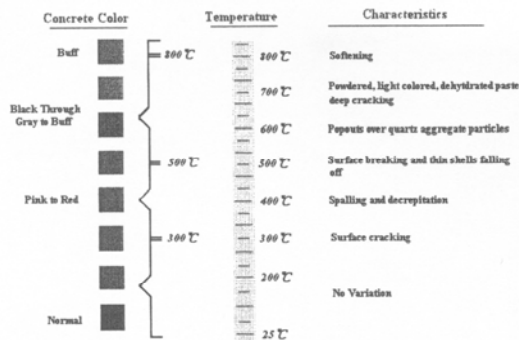


圖 3 高溫作用後 RPC 表面特徵與顏色

學變化，混凝土內的鍵結水遭受到破壞且裂縫有增加趨勢；到 600°C 時，試體表面裂縫寬度增大，此時試體顏色呈暗灰色；當溫度到達 700°C ~ 800°C 時，混凝土外表層產生脆化且有較多孔洞與大裂縫。試驗中，不同配比之混凝土受高溫作用後的外觀並無明顯差別，只是鋼纖維含量較多的 RPC 在高溫（約 700°C）作用後的表面顏色比較偏向暗褐色而已。

4.2 破壞形態

受加載過程中，RPC 的破壞過程是以產生細微裂縫、擴展至底部而發生破壞的模式。試體達到極限破壞前，其外表面很難觀察到裂縫，大部分之微裂縫都發生在內部；在接近極限強度破壞時，會聽到明顯產生裂縫之破裂聲，此時試體內部產生之裂縫更加明顯，形成主裂縫並快速發展，直至貫穿整個試體；極限強度破壞後，會出現平行或偏斜於加載方向的可見裂縫。與普通混凝土的破壞型態不同為 RPC 可能發生劈裂破壞或剪切破壞，而破壞形態與鋼纖維之體積含量有關。

當鋼纖維體積含量 1% 時，由於鋼纖維分佈面積較少，試體以劈裂破壞的現象較多，如圖 4(a) 所示，只有少部份試體呈現剪切破壞，隨著作用力增加而逐漸使微裂縫逐漸發展成主裂縫，導致試體破壞，試體超過極限強度破壞後產生多條軸向裂縫。研究認為 [44]，在開裂過程中，裂縫尖端尺寸細小，造成應力高度集中，在荷載作用下，裂縫沿尖端開展，當遇到鋼纖維時，由於鋼纖維強度大於水泥漿體，藉由橋接效應可有效抑制裂縫的發展。

鋼纖維含量到達 2% ~ 3% 時，試體以剪切破壞或剪切加劈裂為主要破壞模式，如圖 4(b)、(c) 所示。試體表面存在一條明顯的剪切裂縫，裂縫偏離軸向 30 度左右，剪切面上的鋼纖維部份被拔出或拉斷。在破壞過程中，當外加應力達到漿體極限抗壓強度時，剪切面產生相對滑移並貫通試體產生一連續的破壞面，此時鋼纖維與 RPC 之間仍存有拉應力，使得試體繼續吸收大量的外來能量，且因剪切面有鋼纖維存在，滑移受到約束，鋼纖維便承擔外加壓力在剪切面處產生之全部剪應力，因而使得 RPC 試體不會瞬間崩壞。當試體持續加載，越來越多鋼纖維遭受破壞，使得試體承载力不斷下降，直到失去承载力，而破壞形式和鋼纖維與漿體之黏結強度有關。

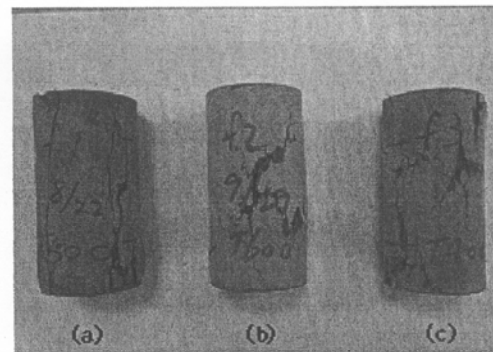


圖 4 RPC 試體破壞形式

4.3 高溫後之曲線特性

RPC 在高溫後之應力-應變曲線如圖 5 ~ 7 所示，所有高溫力學性質試驗彙整於表 3。對於不同鋼纖維含量之活性粉混凝土，在加熱至 200°C ~ 300°C 時與普通混凝土行為類似，抗壓強度會些許提高，之後隨作用溫度的增加抗壓強度降低，峰值應變增加，彈性模數亦明顯減小 [41]。在 RPCF1 與 RPCF2 時，當溫度超過 500°C 時，破壞前之應力-應變曲線上升段有上凹之現象，此與普通混凝土在高溫作用後產生大量裂縫時，在加載初期，裂縫會先閉合，出現應變快速增加、剛度漸增之上凹曲線情形類似 [42]。RPCF3 則由於鋼纖維含量較多，其在高溫作用後，仍保有較高彈性模數，故在曲線上升段上凹現象並不明顯。

4.4 抗壓強度

活性粉混凝土在不同高溫作用後，抗壓強度變化如表 3 與圖 8 所示，為了方便比較，將高溫後殘留抗壓強度試驗值除以常溫下之強度。由圖中試驗結果顯示，試體加熱初期強度會提升，隨著作用溫度持續增加抗壓強度有明顯下降趨勢。對 RPCF1、RPCF2 和 RPCF3 試體在受 200°C 高溫作用後強度分別上升為 23.6%、3.83% 和 6.67%；受到 300°C 作用時強度則分別上升為 21.65%、3.69% 與 17.04%。究其原因在高溫時可加速水化反應，增加水化產物，減少混凝土孔隙率及孔隙大小，根據 Cheyrezy [5] 等學者研究亦證實，活性粉混凝土經由 250°C 加熱養護其水化反應可達 100%，強度上升。相較於 RPCF1 與 RPCF2 試體，RPCF3 試體在 300°C 時之抗壓強度比 200°C 時之抗壓強度，有明顯上升趨勢，由於在高溫時，比熱的不同，在漿體與鋼纖維間有裂縫產生，但添加鋼纖維的加入可阻止裂縫擴大及集中，所以添加鋼纖維可在一定程度上提高混凝土相對殘餘抗壓強度。當 RPC 受到 500°C 高溫作用後，RPCF1、RPCF2 和 RPCF3 強度分別降低 28.25%、27.9% 與 17.9%，其抗壓強度都有降低之趨勢。主要是因為在 500°C 時骨材和水泥漿體之間的膨脹和收縮不協調，造成更多裂縫使得強度降低。試體在 600°C 左右時，由於混凝土內部晶相轉變，體積膨脹導致 C-S-H 膠體及 CH 膠體分解，試體平均強度分

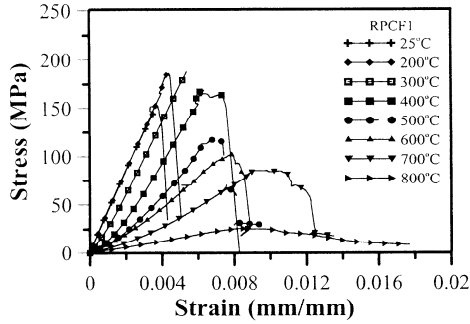


圖 5 溫度作用後 RPCF1 應力-應變曲線

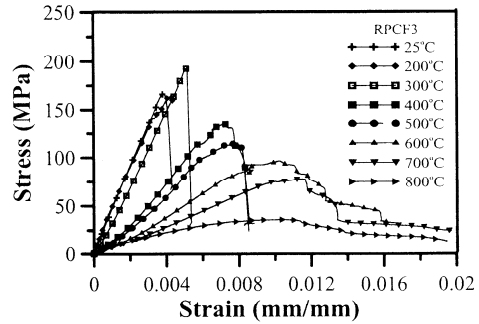


圖 7 溫度作用後 RPCF3 應力-應變曲線

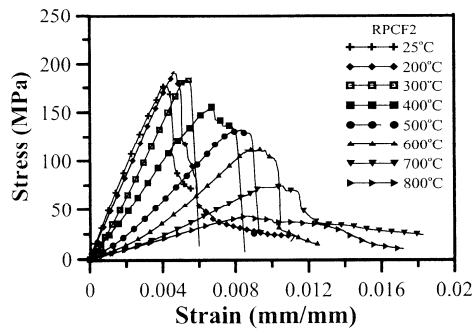


圖 6 溫度作用後 RPCF2 應力-應變曲線

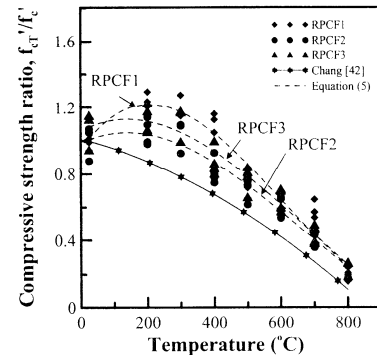


圖 8 高溫後鋼纖維混凝土抗壓強度

表 3 高溫作用後 RPC 力學性質

	抗壓強度 (MPa)			彈性模數 (GPa)			峰值應變 (%)			外觀特徵與顏色變化
	RPCF1	RPCF2	RPCF3	RPCF1	RPCF2	RPCF3	RPCF1	RPCF2	RPCF3	
25°C	150.41 (1.0)*	168.50 (1.0)	156.53 (1.0)	43.05 (1.0)	45.61 (1.0)	46.11 (1.0)	0.39 (1.0)	0.40 (1.0)	0.39 (1.0)	外觀顏色深灰
200°C	185.90 (1.24)	174.96 (1.04)	166.97 (1.07)	42.20 (0.98)	43.61 (0.96)	45.25 (0.98)	0.45 (1.15)	0.43 (1.08)	0.41 (1.05)	外觀與常溫同，色稍白
300°C	182.98 (1.22)	174.71 (1.04)	183.21 (1.17)	32.00 (0.74)	32.85 (0.72)	30.66 (0.66)	0.54 (1.38)	0.50 (1.25)	0.57 (1.46)	外觀產生微細裂縫，色呈灰黃
400°C	174.80 (1.16)	137.24 (0.81)	140.35 (0.9)	25.10 (0.58)	20.15 (0.44)	18.06 (0.39)	0.63 (1.62)	0.69 (1.73)	0.72 (1.85)	外觀微細裂縫漸增，色呈淡褐
500°C	107.92 (0.72)	121.49 (0.72)	128.45 (0.82)	12.80 (0.3)	13.40 (0.29)	14.88 (0.32)	0.77 (1.97)	0.89 (2.22)	0.79 (2.03)	外觀微細裂縫寬度增加，色呈暗褐
600°C	95.37 (0.63)	101.20 (0.6)	95.92 (0.61)	10.70 (0.25)	10.12 (0.22)	9.48 (0.21)	0.81 (2.08)	0.91 (2.28)	0.95 (2.44)	外觀有大孔洞產生，色呈暗灰
700°C	87.34 (0.58)	69.28 (0.41)	76.75 (0.49)	7.59 (0.18)	6.21 (0.14)	6.86 (0.15)	0.96 (2.46)	1.1 (2.75)	1.1 (2.82)	外表層脆化，色呈灰白
800°C	27.65 (0.18)	38.026 (0.22)	36.77 (0.23)	3.59 (0.08)	4.69 (0.10)	6.23 (0.14)	0.86 (2.21)	0.85 (2.13)	0.93 (2.38)	外觀許多小孔洞與大裂縫產生，色呈暗紅

* () 括弧內之數值為高溫作用後與常溫之比值

別降低約 38%。700°C 時, RPCF1、RPCF2 和 RPCF3 強度分別降低 41.32%、58.88% 與 50.97%, 試體強度折減為原來的一半, 且因熱膨脹因素使混凝土表面造成更多裂縫。在 800°C 時, RPCF1、RPCF2 和 RPCF3 強度分別降低 81.62%、77.43% 與 76.51% 殘留強度只剩 20%, 原因在於高溫 (如 600°C) 混凝土的架構被破壞殆盡, 強度損失已經很嚴重。

關於鋼纖維體積含量對抗壓強度變化的趨勢可從圖 9 看出, 在鋼纖維體積含量為 1% 時, 當 200°C ~ 400°C 時, 抗壓強度值比常溫要來得高, 當溫度超過 500°C 時, 抗壓強度開始下降; 而鋼纖維體積含量為 2% 及 3% 時, 在 200°C ~ 300°C 時, 抗壓強度亦有明顯增加, 當溫度在 400°C 後, 抗壓強度則隨作用溫度升高而降低。推測是由於鋼纖維含量較多, 導致與漿體膨脹收縮不協調, 阻礙強度的發展。

對於不同鋼纖維含量活性粉混凝土在高溫作用後, 強度比試驗結果之迴歸表示如下:

$$f_{cr}^T / f_c^T = \begin{cases} 0.946 + 2.855 \times 10^{-3} T - 8.375 \times 10^{-6} T^2 + 4.648 \times 10^{-9} T^3, & V_f = 0.01 \\ 1.059 + 1.053 \times 10^{-3} T - 4.223 \times 10^{-6} T^2 + 2.066 \times 10^{-9} T^3, & V_f = 0.02 \\ 0.984 + 9.782 \times 10^{-3} T - 3.923 \times 10^{-6} T^2 + 1.919 \times 10^{-9} T^3, & V_f = 0.03 \end{cases}, 25^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \quad (5)$$

式中 f_c^T 、 f_{cr}^T 分別為常溫與高溫後混凝土抗壓強度, T 為試體溫度 (°C), V_f 為纖維體積含量。式(5)中對於不同體積含量公式之判定係數 R^2 分別為 0.93、0.94 與 0.94, 顯示模擬程度相當良好。此外, 為了與普通混凝土耐火性質進行比較, 本研究將與 Chang [42] 之試驗結果繪於圖 8, 從圖中可明顯看出, 經由高溫作用後之活性粉混凝土抗壓強度比普通混凝土要高, 顯示活性粉混凝土之高溫力學性質較普通混凝土要好。

4.5 峰值應變

活性粉混凝土在高溫作用後, 峰值應變與常溫下比值之試驗結果如圖 10 所示, 從表 3 或圖 10 可看出, RPCF1、RPCF2 和 RPCF3 試體在受 200°C 高溫作用後峰值應變分別上升為 15.38%、7.5% 和 5.13%; 受到 300°C 作用後, 活性粉混凝土峰值應變則分別上升為 38.46%、25% 與 46.15%。混凝土在 200°C 以內之加熱後之峰值應變大致相同, 當溫度超過 200°C 時, 峰值應變開始隨著溫度升高而增加。受到 500°C 作用時, RPCF1、RPCF2 和 RPCF3 後峰值應變分別增加 97.43%、122.5% 與 102.56%, 試體之峰值應變增加為常溫之一倍。在 400°C ~ 500°C 間, 由於高溫作用造成更多裂縫, 促使強度降低, 峰值應變快速增大。受到 700°C 作用時, RPCF1、RPCF2 和 RPCF3 後峰值應變分別增加 146.15%、175% 與 182.05%, 試體峰值應變已超過常溫約 3 倍以上。在 600°C ~ 700°C 間, 由於高溫作用促使裂縫繼續拓展且寬度增加, 故峰值應變持續增加。試體在受 800°C 高溫作用後 RPCF1、RPCF2 和 RPCF3 峰值應變分別上升

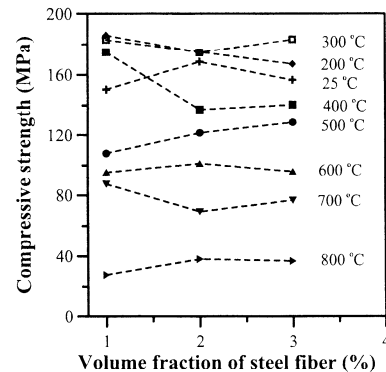


圖 9 鋼纖維體積含量與抗壓強度關係

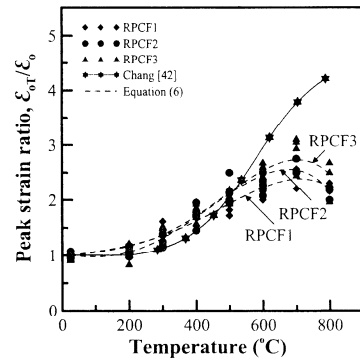


圖 10 高溫後鋼纖維混凝土峰值應變

120.51%、112.5% 與 138.46%, 峰值應變比 700°C 要來得低。主要是在超過 700°C 之高溫作用後, 裂縫多且連續, 隨著作用溫度增加, 峰值應變趨向平緩且稍微降低。

從圖 11 可看出, 在常溫到 200°C 時, 隨著鋼纖維體積含量增加, 峰值應變並不明顯, 當溫度超過 200°C, 峰值應變大致上隨著體積含量增加而上升, 在 800°C 時, 整體之峰值應變明顯下降。不同鋼纖維含量混凝土的峰值應變經迴歸分析後, 表示如下:

$$\varepsilon_{cT} / \varepsilon_0 = \begin{cases} 1.043 - 1.483 \times 10^{-3} T + 1.142 \times 10^{-5} T^2 - 9.544 \times 10^{-9} T^3, & V_f = 0.01 \\ 1.129 - 4.177 \times 10^{-3} T + 2.154 \times 10^{-5} T^2 - 1.826 \times 10^{-8} T^3, & V_f = 0.02 \\ 1.066 - 3.012 \times 10^{-3} T + 1.788 \times 10^{-5} T^2 - 1.476 \times 10^{-8} T^3, & V_f = 0.03 \end{cases}, 25^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \quad (6)$$

式中, ε_0 、 ε_{cT} 分別為常溫與高溫後抗壓強度所對應的峰值應變。對於不同纖維體積含量, 式(6)之判定係數 R^2 各為 0.92、0.92 及 0.9, 從圖 11 亦可看出, 分析公式與試驗值之關係大致良好。經由與 Chang [42] 所提之高溫作用後普通混凝土峰值應變之試驗做比較, 高溫作用後之活性粉混凝土峰值應變比值在 500°C 前比普通混凝土還高, 但當加熱超過 500°C 後, 峰值應變比值比普通混凝土要低, 可看出鋼纖維的加入有利於抑制混凝土內部裂縫的產生與擴張。

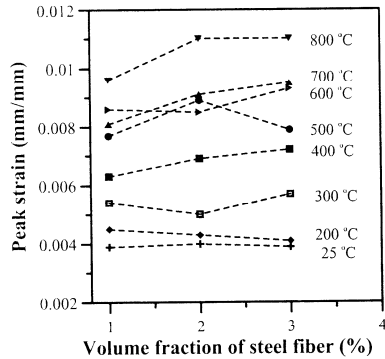


圖 11 鋼纖維體積含量與峰值應變關係

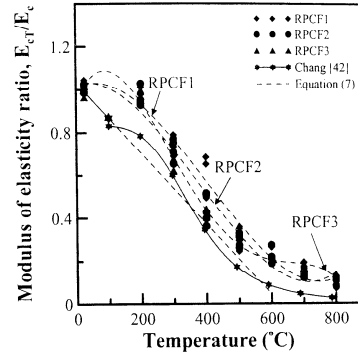


圖 12 高溫後鋼纖維混凝土彈性模數

4.6 彈性模數

活性粉混凝土受高溫作用後，其彈性模數依據 ASTM C469 規定求得，其定義為：實測應力－應變曲線上 40% 抗壓強度與應變 5×10^{-5} 所對應之應力之割線模數斜率。經由試驗結果，從表 3 或圖 12 看出，隨著溫度上升，彈性模數迅速折減，當溫度在超過 600°C 高溫作用後，折減幅度逐漸趨緩。RPCF1、RPCF2 和 RPCF3 試體在受 200°C 高溫作用後彈性模數分別下降為 1.97%、4.39% 和 1.87%；受到 300°C 作用時彈性模數則分別降低為 25.67%、27.98% 與 33.51%，平均減少約 30%。在 200°C ~ 300°C 時，由於高溫作用後，使得強度降低，峰值應變增大，造成彈性模數降低。試體在受 400°C 高溫作用後 RPCF1、RPCF2 和 RPCF3 彈性模數分別下降 41.70%、55.82% 與 60.83%；受到 500°C 作用時，RPCF1、RPCF2 和 RPCF3 彈性模數分別降低 70.27%、70.62% 與 67.73%，試體彈性模數降低為常溫約 70% 左右。在 400°C ~ 500°C 間，隨著高溫作用，強度折減較大且變形增大，此時彈性模數折減幅度較快。試體在受 600°C 高溫作用後 RPCF1、RPCF2 和 RPCF3 彈性模數分別下降 75.15%、77.81% 與 79.44%，殘留彈性模數約剩餘為 22%。受到 700°C 作用時，RPCF1、RPCF2 和 RPCF3 彈性模數分別降低 82.37%、83.38% 與 85.12%，試體殘留彈性模數只剩 15%。在 600°C ~ 700°C 間，由於高溫作用使材料性質改變加上鋼纖維軟化，彈性模數降低高達八成以上。試體在受 800°C 高溫作用後 RPCF1、RPCF2 和 RPCF3 彈性模數分別降低 91.66%、89.72% 與 86.49%，殘留彈性模數約為 10%。

鋼纖維含量對於彈性模數影響，從圖 13 可看出，隨著鋼纖維體積含量增加，彈性模數在 300°C、400°C 有降低趨勢外，其餘溫度都有上升現象。經迴歸分析後，不同鋼纖維含量混凝土可用下式表示：

$$E_{cr} / E_c = \begin{cases} 1.011 + 7.21 \times 10^{-4} T - 6.797 \times 10^{-6} T^2 + 5.626 \times 10^{-9} T^3, & V_f = 0.01 \\ 1.026 + 4.181 \times 10^{-4} T - 6.564 \times 10^{-6} T^2 + 5.832 \times 10^{-9} T^3, & V_f = 0.02 \\ 1.043 - 2.258 \times 10^{-5} T - 5.487 \times 10^{-6} T^2 + 5.2 \times 10^{-9} T^3, & V_f = 0.03 \end{cases} \quad (7)$$

$25^\circ C < T \leq 800^\circ C$

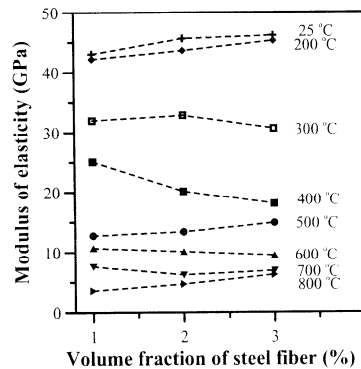


圖 13 鋼纖維體積含量與彈性模數關係

式中 E_{cr} 、 E_c ：各為常溫與高溫後之彈性模數。式(7)之判定係數 R^2 各為 0.97、0.97 與 0.96。如圖 12 所示，經與 Chang [42] 所提之高溫作用後普通混凝土彈性模數試驗比較，高溫作用後之活性粉混凝土彈性模數比值比普通混凝土比值要來得高，故活性粉混凝土之韌性比普通混凝土還好。

五、高溫作用後活性粉混凝土之受壓應力－應變曲線公式

對於活性粉混凝土之受壓應力－應變全曲線方程式，希望在應用上可同時適用於常溫下未加熱 RPC 與高溫作用後之混凝土，本研究從已發表文獻建議之常溫混凝土應力－應變全曲線公式中，選用 Chang [42] 所建議之應力－應變曲線方程式，同時，為考慮鋼纖維對應力－應變行為影響，本研究亦參考 Mansur [43] 之分析模式，綜合提出一個適用於高溫作用後活性粉混凝土應力－應變全曲線方程式。文獻中，Chang [42] 將 Tsai [34] 所提出之曲線公式將常溫下抗壓強度 f'_c 、峰值應變 ϵ_o 、初始彈性模數 E 與割線彈性模數 E_s ，分別以高溫後抗壓強度 f'_{cr} 、峰值應變 ϵ_{cr} 、彈性模數 E_{cr} 與割線彈性模數 E_{cr} 取代，並重新表示如式(8)所示：

$$\frac{f_c}{f'_{cT}} = \frac{M \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cT}} \right)}{1 + \left(M - \frac{n}{n-1} \right) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cT}} \right) + \left(\frac{1}{n-1} \right) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cT}} \right)^n} \quad (8)$$

對於控制參數 M 與 n 分別修正如下：

$$M = \frac{E_{iT}}{E_{sT}} \quad (9)$$

$$n = n_o \left(\frac{M}{M_o} \right)^{1.014 - 0.0007T} \quad (10)$$

式中對於 E_i ，採用 Mander [46] 建議公式： $E_i = 5000 \sqrt{f'_c}$ 。

對未加熱混凝土， $M = M_o = E_i / E_s$ ， $n = n_o$ ，同時建議 $n_o = [f'_c / 12] + 0.77$ 。

而 Mansur [43] 利用 Popovics [33] 所建議用於常溫鋼纖維混凝土應力-應變力學模型如式(4)，並藉由修正 k_1 、 k_2 ，使鋼纖維影響納入考慮。據此，本研究根據實驗所得結果，修正高溫後的二控制參數如式(11)及式(12)所示：

$$k_1 = A \times \left(\frac{V_f l}{\phi} \right) \quad (11)$$

$$k_2 = B \times \left(\frac{V_f l}{\phi} \right) \quad (12)$$

$$A = \begin{cases} 0.0158 - 1.651 \times 10^{-5} T - 3.892 \times 10^{-8} T^2 + 4.538 \times 10^{-11} T^3, & V_f = 0.01 \\ 0.00643 + 8.233 \times 10^{-6} T - 6.004 \times 10^{-8} T^2 + 5.114 \times 10^{-11} T^3, & V_f = 0.02 \\ 0.00519 + 1.172 \times 10^{-6} T - 3.876 \times 10^{-8} T^2 + 4.006 \times 10^{-11} T^3, & V_f = 0.03 \end{cases} \quad (13)$$

$$B = \begin{cases} 0.030 + 0.000287 T - 6.938 \times 10^{-7} T^2 + 3.934 \times 10^{-10} T^3, & V_f = 0.01 \\ 0.0113 - 3.3807 T + 1.184 \times 10^{-7} T^2 - 1.094 \times 10^{-10} T^3, & V_f = 0.02 \\ 0.0144 + 0.000337 T - 9.932 \times 10^{-7} T^2 + 7.147 \times 10^{-10} T^3, & V_f = 0.03 \end{cases} \quad (14)$$

式中， V_f 為纖維體積含量 (%)， l 為鋼纖維長度， ϕ 為鋼纖維直徑， A 和 B 為材料參數。本研究提出 RPC 在高溫下之應力-應變全曲線方程式表示如下：

$$\frac{f_c}{f'_{cT}} = \frac{k_1 M \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cT}} \right)}{1 + \left(k_1 M - \frac{n}{n-1} \right) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cT}} \right) + \left(\frac{1}{n-1} \right) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cT}} \right)^{k_2 n}} \quad (15)$$

透過常溫 RPC 力學性質與高溫作用後各試驗結果迴歸，如式(5)、(6)與(7)，可得高溫後 RPC 抗壓強度 f'_{cT} 、峰值應變 ϵ_{cT} 與彈性模數 E_{cT} ，將試驗結果代入式(9)及式(10)，可得到控制參數 M 與 n 。另外，考慮鋼纖維與溫度關係，

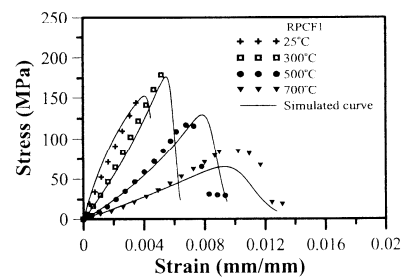
如式(11)及式(12)，得到修正式 k_1 、 k_2 ，最後經由試驗之應變值，並與前述之各值代入式(15)，即可得應力之模擬值，再與試驗值做比較，可得試驗與理論之應力-應變曲線比照圖。

本研究利用式(15)得到在不同溫度及鋼纖維體積含量之應力-應變曲線，如圖 14 ~ 16 所示。從圖 14 可看出，在 RPCF1 經由曲線公式模擬結果，除了 600°C 與 700°C 的曲線下降段稍差外，其餘的模擬結果都不錯。在圖 15 中，RPCF2 除了在 400°C 到 600°C 中模擬結果稍微不良外，其於溫度的模擬結果大致良好；另外，RPCF3 在圖 16 中的應力-應變曲線，除了 700°C 的曲線稍微不良外，其餘溫度的模擬結果亦都與試驗曲線相符。

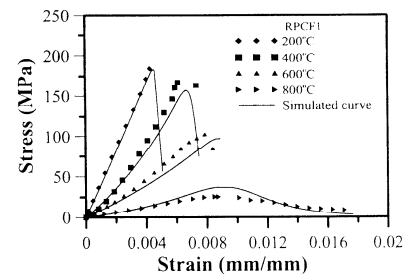
六、結 論

受到 200°C ~ 800°C 高溫作用後之活性粉混凝土應力-應變曲線試驗與迴歸結果，得到結論如下：

1. 活性粉混凝土隨著溫度升高，其應力-應變曲線上升段之斜率會下降，且 RPCF1 與 RPCF2 的前半段有向上凹趨勢；而下降段則趨於平緩。另外，峰值應力亦隨著溫度升高而明顯下降，但峰值應變則反而增加。
2. RPC 殘留抗壓強度與常溫之比值，當加熱至 200°C ~ 300°C 時，殘留抗壓強度會提升，而後隨著作用溫度提升，殘留抗壓強度也隨之下降；在體積含量為 1% 時，當 200°C ~ 400°C 時，抗壓強度值比常溫要高，當溫度超過 500°C 時，抗壓強度開始下降；而體積含量為 2% 及 3% 時，在 200°C ~ 300°C 時，抗壓強度亦有明顯增加，當溫度在 400°C 後，抗壓強度則隨作用溫度升高而降低。

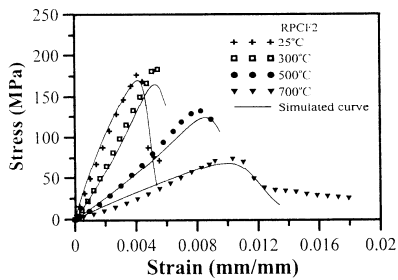


(a) 25, 300, 500 and 700°C

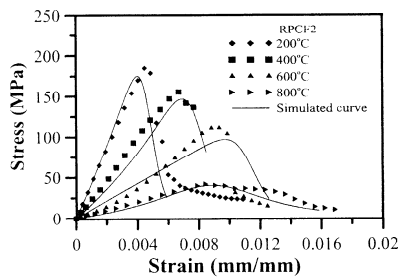


(b) 200, 400, 600 and 800°C

圖 14 RPCF1 高溫後混凝土受壓應力-應變模擬結果

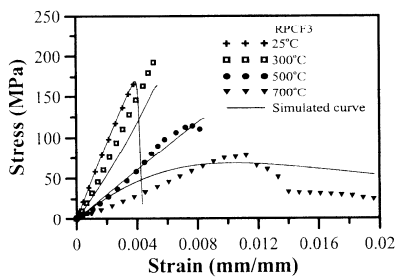


(a) 25, 300, 500 and 700°C

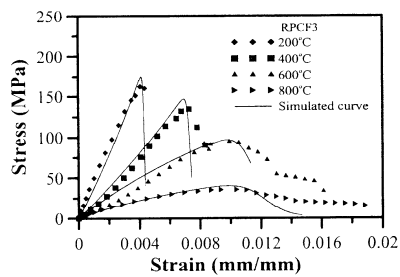


(b) 200, 400, 600 and 800°C

圖 15 RPCF2 高溫後混凝土受壓應力-應變模擬結果



(a) 25, 300, 500 and 700°C



(b) 200, 400, 600 and 800°C

圖 16 RPCF3 高溫後混凝土受壓應力-應變模擬結果

3. 峰值應變在 200°C 時隨著溫度升高而逐漸增加；在 400°C ~ 500°C 間，應變增加的速率最快，而後趨於緩和。在常溫到 200°C 時，峰值應變隨著鋼纖維體積含量增加並不明顯；當溫度超過 200°C 時，峰值應變大致上隨著體積含量增加而上升，在 800°C 時，整體之峰值應變明顯下降。

4. 活性粉混凝土彈性模數隨著溫度上升迅速折減，當溫度在超過 600°C 後，折減幅度逐漸趨緩；鋼纖維含量對於彈性模數影響，隨著體積含量增加，彈性模數在 300°C、400°C 有降低趨勢外，其餘溫度都有上升現象。
5. 本研究參考文獻 [42] 與 [43] 所建議之分析模式，配合試驗分析所得出之結果，提出了一個可以用於模擬常溫與高溫作用後，不同鋼纖維含量活性粉混凝土之應力-應變全曲線方程式。

參考文獻

1. 張孝全，「纖維在混凝土上的應用」，台灣纖維工業會刊，第十三卷，第七期，第 55-61 頁 (2000)。
2. 許哲嘉，「高性能混凝土之研究」，國立交通大學材料科學與工程研究所碩士論文，新竹 (1995)。
3. Richard, P., "Reactive powder concrete with high ductility and 200 MPa ~ 800 MPa compressive strength," *ACI SP*, Vol. 144, pp. 507-518 (1994).
4. Richard, P. and Cheyrezy, M., "Composition of reactive powder concretes," *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, pp. 1501-1511 (1995).
5. Cheyrezy, M., Maret, V., and Frouin, L., "Microstructural analysis of RPC," *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, pp. 1491-1500 (1995).
6. Zanni, H., Cheyrezy, M., Maret, V., Philippot, S., and Nieto, P., "Investigation of hydration and pozzolanic reaction in reactive powder concrete (RPC) using 29Si NMR," *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, pp. 93-100 (1996).
7. Bayard, O. and Plé, O., "Fracture mechanics of reactive powder concrete: material modeling and experimental investigations," *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 70, pp. 839-851 (2003).
8. Chan, Y.W. and Chu, S.H., "Effect of silica fume on steel fiber bond characteristics in reactive powder concrete," *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, pp. 1167-1172 (2004).
9. Zhang, Y., Sun, W., Liu, S., Jiao, C., and Lai, J., "Preparation of C200 green reactive powder concrete and its static-dynamic behaviors," *Cement and Concrete Composites*, Vol. 30, pp. 831-838 (2008).
10. Wang, Y., Wang, Z., Liang, X., and An, M., "Experimental and numerical studies on dynamic compressive behavior of reactive powder concretes," *Acta Mechanica Solida Sinica*, Vol. 21, pp. 420-430 (2008).
11. Tai, Y.S., "Uniaxial compression tests at various loading rates for reactive powder concrete," *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, Articles in Press, doi:10.1016/j.tafmec.2009.06.001 (2009).
12. Tai, Y.S., "Flat ended projectile penetrating ultra-high strength concrete plate target," *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, Vol. 51, pp. 117-128 (2009).
13. Dowd, W. and O'Neil, E., "Development of reactive powder concrete (RPC) precast products for the USA market," *4th International Symposium on Utilization of HPC*, Paris, pp. 233-240 (1995).
14. Dugat, J., Roux, N., and Bernier, "Mechanical properties of reactive powder concretes," *Materials and Structures*,

- Vol. 29, pp. 233-240 (1996).
15. Aitcin, P.C., Lachemi, M., Adeline, R., and Richard, P., "The sherbooke reactive powder concrete footbridge," *ACI International Conference on High-Performance Concrete*, Kuala Lumpur, Malaysia (1997).
 16. Matte, V., Richet, C., and Moranville, M., "Characterization of reactive powder concrete as a candidate for the storage of nuclear wastes," *International Symposium on High-Performance and Reactive Powder Concretes*, Sherbrooke, Canada, pp 75-88 (1998).
 17. Chan, Y.N., Peng, G.F., and Anson, M., "Residual and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after exposure to high temperature," *Cement and Concrete Composites*, Vol. 21, pp. 23-27 (1999).
 18. Reis, B.C., Tadeu, A.J.B., and Rodrigues, C., "High-temperature compressive strength of steel fiber high-strength concrete," *Journal of Material in Civil Engineering*, Vol. 13, No. 3, pp. 230-234 (2001).
 19. Chen, B. and Liu, J., "Residual strength of hybrid-fiber-reinforced high-strength concrete after exposure to high temperatures," *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, pp. 1065-1069 (2004).
 20. Li, M., Chung, X.Q., and Wei, S., "Mechanical properties of high-strength concrete after fire," *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, pp. 1001-1005 (2004).
 21. Poon, C.S., Shui, Z.H., and Lam, L., "Compressive behavior of fiber reinforced high-performance concrete subjected to elevated temperature," *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, pp. 2215-2222 (2004).
 22. Georgli, B. and Tsakiridis, P.E., "Microstructure of fire-damaged concrete, A case study," *Cement and Concrete Composite*, Vol. 27, pp. 255-259 (2005).
 23. Husem, M., "The effects of high temperature on compressive and flexural strengths of ordinary and high-performance concrete," *Fire Safety Journal*, Vol. 41, pp. 155-163 (2006).
 24. Lau, A. and Anson, M., "Effect of high temperatures on high performance steel fiber reinforced concrete," *Cement and Concrete Research*, Vol. 36, pp. 1698-1707 (2006).
 25. Lea, F.M., "Cement research retrospect and prospect," *Proc. 4th International Symp. on the Chemistry of Cement*, Washington, DC, pp. 5-8 (1960).
 26. Arioiz, O., "Effects of elevated temperatures on properties of concrete," *Fire Safety Journal*, Vol. 42, pp. 516-522 (2007).
 27. Sideris, K.K., Manita, P., and Chaniotakis, E., "Performance of thermally damaged fiber reinforced concretes," *Construction and Building Materials*, Vol. 23, pp. 1232-1239 (2009).
 28. 鄭慶鴻, 「活性粉混凝土於高溫下行行為研究」, 國立台灣大學土木工程研究所碩士論文, 台北 (2001)。
 29. 林淑蘭, 「活性粉混凝土補強混凝土構件對火害與凍融之測試研究」, 朝陽科技大學營建工程碩士論文, 台中 (2005)。
 30. 陳佑松, 「活性粉混凝土補強混凝土構件在火害和凍融循環之耐久性研究」, 朝陽科技大學營建工程碩士論文, 台中 (2005)。
 31. Desayi, P. and Krishnan, S., "Equation for the stress-strain curve of concrete," *ACI J.*, pp. 345-350 (1964).
 32. Sargin, M. and Handa, V., "A general formulation for the stress-strain properties of concrete," University of Waterloo, Solid Mechanics Division Report, No. 3, pp. 1-27 (1969).
 33. Popovics, S., "A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete," *Cement and Concrete Research*, Vol. 3, pp. 583-599 (1973).
 34. Tsai, W.T., "Uniaxial compressional stress-strain relation of concrete," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 9, pp. 2133-2136 (1988).
 35. Hsu, L.S. and Hsu, C.T., "Stress-strain behaviour of steel-fiber high strength concrete under compression," *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 4, pp. 448-457 (1994).
 36. Almusallam, T.H. and Alsayed, S.H., "Stress-strain relationship of normal, high-strength and lightweight concrete," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 47, No. 170, pp. 39-44 (1995).
 37. Wee, T.H., Chin, M.S., and Mansur, M.A., "Stress-strain relationship of high-strength concrete in compression," *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 8, No. 2, pp. 70-76 (1996).
 38. Attard, M.M. and Setunge, S., "Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete," *ACI Materials J.*, Vol. 93, No. 5, pp. 432-442 (1996).
 39. Carreira, D.J. and Chu, K.H., "Stress-strain relationship for plain concrete in compression," *ACI J.*, Vol. 82, pp. 797-804 (1985).
 40. Kuo, T.-H., Pan, H.H., and Weng, G.J., "Micromechanics-based predictions on the overall stress-strain relations of cement-matrix composites," *J. Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 134, No. 12, pp. 1045-1052 (2008).
 41. 李衛, 「高溫下混凝土的強度和變形性能試驗研究」, 建築結構學報, 中華人民共和國 (1993)。
 42. Chang, Y.F., Chen, Y.H., Sheu, M.S., and Yao, G.C., "Residual stress-strain relationship for concrete after exposure to high temperatures," *Cement and Concrete Research*, Vol. 36, pp. 1999-2005 (2006).
 43. Mansur, M.A., Chin, M.S., and Wee, T.H., "Stress-strain relationship of high-strength fiber concrete in compression," *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 11, No. 1, pp. 21-29 (1999).
 44. 鄭瑞濱, 「活性粉混凝土構件之工程性質研究」, 國立台灣大學土木工程研究所碩士論文, 台北 (2003)。
 45. Mansur, M.A., Wee, T.H., and Chin, M.S., "Derivation of the complete stress-strain curves for concrete in compression," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 47, No. 173, pp. 285-290 (1995).
 46. Mander, J.B., Priestly, M.J.N., and Park, R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826 (1988).

98年2月27日 收稿
98年8月7日 修改
98年10月7日 接受