

CFRP 包覆鋼筋混凝土圓柱試體之鋼筋腐蝕膨脹應力量測與分析之研究

李有豐*、謝耀明

A Study on the CFRP Confine the Reinforced Concrete Cylinder Specimen to Measure the Swelling Stress of Steel Rebar Corrosion

Yeou-Fong Li* and Yao-Ming Xie

摘要

文介紹利用實驗與力學分析求得鋼筋生銹體積膨脹造成之膨脹應力。本文內容共規劃了 12 個 10 cm (直徑) × 20 cm (高度) 的混凝土圓柱試體，試體內部埋置不同斷面尺寸之竹節鋼筋；並在鋼筋混凝土柱試體外分別包覆碳纖維強化高分子複合材料 (Carbon Fiber Reinforced Plastics, CFRP)，並且利用外加電流方法通電加速鋼筋混凝土圓柱試體內部之鋼筋腐蝕，進而造成混凝土圓柱試體爆裂。同時也在 CFRP 表面貼上應變計，來量測 CFRP 因為鋼筋腐蝕圓柱試體而造成體積膨脹進而導致 CFRP 受力之應變。由於鋼筋是受到加速電流腐蝕產生膨脹應力，此應力無法以理論去計算；因此本文藉由有限元素分析軟體 ANSYS 來進行分析模擬，首先建立本實驗的圓柱試體分析模型，並在鋼筋處施以不同溫度的變化而使鋼筋產生膨脹應力，此目的為模擬鋼筋銹蝕造成之膨脹應力，此一膨脹應力造成圍束試體之碳纖維產生環向應變。然後，再依序建立各組試體鋼筋膨脹應力對應碳纖維應變的關係圖，最後再將實驗量測系統中所得的碳纖維複合材料破壞應變數據代入鋼筋膨脹應力對應碳纖維應變圖中，利用查圖法即可求出所對應鋼筋腐蝕造成的膨脹應力值。

關鍵詞：碳纖維強化高分子複合材料；腐蝕；膨脹應力。

ABSTRACT

In this paper, the experiment and finite-element analysis were used to obtain the swelling stress caused by the corrosion of steel rebar. Twelve reinforced concrete cylinder specimens with a dimension are 10 cm (diameter) × 20 cm (height) were built. These specimens were lay up by the different dimensions of rebar ; and confined by different layers of carbon fiber reinforced plastics (CFRP). And then we use the electrochemical method to accelerate the steel corrosion and to cause the reinforced concrete cylinder specimens blow out. Stain gauges were put on the

surface of CFRP to measure the CFRP stain caused by the volumetric swelling because of steel rebar corrosion. It is not easy to calculate the swelling stress caused by steel rebar using theoretical methodology. Therefore, we proposed the finite-element analysis to model the experiment of the reinforced concrete cylinder specimen, and applied different temperature change to replace the swelling stress caused by the swelling stress of steel. The relationships between the stress of steel rebar and the strain of CFRP were obtained, and then we can easily find the swelling stress of steel caused by steel corrosion.

Keywords: carbon fiber reinforced plastics; corrosion; swelling stress.

一、前言

美國橋梁受腐蝕侵害以發生在 1967 年的銀橋 (Silver Bridge) 事件最著名，銀橋由於受到應力腐蝕和腐蝕疲勞引致眼桿破壞而造成坍塌，共造成 46 人死亡^[1]。而在 1985 年英國威爾斯的一座 Ynys-Y-Gwas 橋即因預力鋼鍵嚴重腐蝕在無人車的狀況下，突然到塌^[2]。鋼筋混凝土結構物因腐蝕造成的問題，世界各地都有案例發生，而世界各國針對此問題，也開發了各種防治腐蝕與補強的技術。

混凝土構造腐蝕有關其劣化損害主要包括有龜裂、鹽害、中性化、鹼骨材反應、疲勞及超載，劣化的種類包含鋼筋混凝土 (Reinforced Concrete, RC) 結構物的裂縫、剝落及腐蝕等。腐蝕是 RC 結構物強度降低及耐久性縮短的主要原因之一，鋼筋腐蝕的電化學反應示意圖如圖 1 所示，腐蝕現象是受到電位及環境中 pH 值之影響，其示意圖如圖 2 所示^[3-6]。龜裂是混凝土構造最常見的劣化現象，陳建成等人^[7]提及混凝土裂縫一旦產生後，即使在規範的容許裂縫寬度內，不管任何的配比設計在無防蝕措施下，皆會產生腐蝕；Cabrera^[8]利用實驗的資料來了解腐蝕速率對 RC 開裂及鍵結強度的影響；Almusallam 等人^[9]研究發現當腐蝕的程度是到達 5%-7% 時，裂縫寬度是明顯的增加。

至於氯離子的來源又可分為興建期間加入或是使用期間滲透入的。使用期間滲透的來源有環境中的海風或海水，特別是台灣這一個四週環海的環境；或者是在寒冷地帶於 RC 結構物上撒鹽除冰也會造成氯離子的侵入^[10-12]。在腐蝕防制方面，王和

源^[13]提到卜作嵐材料可抑制氯離子含量及減少鹼骨材增加耐久性功效；Endogdu 等人^[14]研究發現環氧樹脂塗料提供優良的保護；Hong 等人^[15]研究結果得知，高品質混凝土可減緩氯離子入侵的速率以及氯離子移除的速率；Marlink 等人^[16]研究結果顯示：(1) 傳統高合金不銹鋼及奧氏體鋼(Austenitic)，其在海水中的腐蝕速率是相當低的；(2) 傳統及高合金不銹鋼可以使用在沒有區域腐蝕的情況下。

另外碳化乾縮 (Carbonation shrinkage)，也是造成 RC 結構物銹蝕的主因之一^[17]；Balaysac 等人^[18]研究發現養護時間、養護狀況對 RC 結構物耐久性的確有影響；Ihekwa 等人^[19]的研究指出，工業區及都市地區所造成的二氧化碳，都會造成 RC 結構物中性化；Haque 等人^[20]調查以及測試結果顯示：(1) 在科威特惡劣環境中，限制中性化深度到達一個可接受的程度，結構物必須具備 30-50MPa 的抗壓強度；(2) 在沿海的建築物中，中性化的速率是較近海及陸地為快；Castel 等人^[21]實驗結果顯示，載重施加在 RC 梁上及梁本身的強度，二氧化碳扮演一個重要的角色；Castro 等人^[22]調查結果得知，一個實際結構物的中性化深度與離海岸之遠近有一個函數的關係；Castro 等人^[23]研究結果顯示，適當的保護層厚度與水灰比及養護時間將保護鋼筋抵抗鈍化層的破壞。

在鹼骨材反應方面，若混凝土骨材中含有氧化矽 (SiO₂) 與氧化鋁 (Al₂O₃) 等活性成份，將於骨材與水泥之間形成一種鹼矽膠體；此膠體吸水後體積會膨脹，造成混凝土裂縫^[24]。以 FRP 補強鋼筋腐蝕的鋼筋混凝土結構物，林澄政等人^[25]得到的結論

為：(1) 鋼筋在腐蝕後會造成梁的承載力損失；(2) 由於鋼筋腐蝕造成的側向裂縫，使得拉力側混凝土剝落，造成 FRP 斷裂；因此 RC 構件在有腐蝕時以此種補強方式將會產生問題。

鋼筋混凝土柱腐蝕問題之重要因素是在其內部鋼筋，鋼筋與鋼橋之鋼料一樣均是為易腐蝕性材料；但是如果是埋置在混凝土中，由於混凝土高鹼性的保護可以維持穩定狀態，使鋼筋產生鈍化膜而不會腐蝕；但如果腐蝕因素侵入到混凝土內並到達鋼筋位置時，或是因混凝土本身材料劣化，降低了對鋼筋之保護能力，就可能使內部鋼筋腐蝕體積膨脹，迫使混凝土保護層剝落。本研究將探討鋼筋混凝土柱內部鋼筋腐蝕，若不先處理銹蝕問題，而逕行加以 CFRP 圍束補強，是否可行？另本研究也將結合實驗以及力學分析來探究鋼筋銹蝕體積膨脹所產生應力究竟為何？

二、研究方法

為了量測 CFRP 圍束鋼筋混凝土圓柱試體，因鋼筋銹蝕而產生的膨脹應力與 CFRP 圍束應力之關係，本文採用外加電流方法對圓柱試體進行通電來加速鋼筋銹蝕的速度。實驗中，以電源供應器對試體通電，並在圓柱試體埋置鈦網以供應電流，為了探究 CFRP 所受之圍束力，因此在 CFRP 外部貼覆應變計；並利用資料記錄器等輔助系統來量測 CFRP 受內部鋼筋膨脹所產生的應變及計算其相對應變之圍束應力，本實驗外加電流方法加速鋼筋腐蝕示意圖如圖 3 所示；圖 3 中符號 (1) ~ (5) 代表的是應變規貼覆在試體上的位置。

由於鋼筋銹蝕膨脹是加速電流所造成之腐蝕力，此力量無法以理論去計算；故採用有限元素分析來計算鋼筋銹蝕之膨脹應力。本研究採用 ANSYS 軟體來進行圓柱試體受膨脹應力之模擬分析；因為本例之圓柱試體屬於平面應變問題，所以可以將分析模型從三維簡化成二維問題，又因為屬於軸對稱問題，故邊界條件採用雙對稱元素（1/4 圓）的模型

來進行模擬分析。在模擬鋼筋銹蝕所產生的膨脹應力方面，分析中則是利用對鋼筋施加不同的溫度（溫度值由小至大），來模擬鋼筋受加速電流腐蝕作用所產生的膨脹應力，採用溫度遞增的方式，施加不同的溫度，依序找出碳纖維應變值從 0~0.018 時其每點所對應的鋼筋膨脹應力；然後再建立鋼筋膨脹應力與碳纖維應變關係圖；最後只要把實驗所量測的碳纖維應變值代入關係圖中，即可求出鋼筋加速電流腐蝕產生之膨脹應力；本研究有限元素分析流程如下所示：

1. 建立座標系統：本研究採用圓柱座標系統，目的為方便求得鋼筋膨脹應力及碳纖維之圍束應力與應變值。
2. 建立分析模型：採用 Plane42 元素，將三維的問題簡化成二維的平面應變問題。
3. 輸入各材料性質：依序將本圓柱試體的材料性質（如鋼筋、混凝土與 CFRP）輸入。
4. 將元素網格化：元素的資料設定後，即可進行網格劃分所需的參數設定，網格化的目的為在定義物件邊界（即線段）元素的大小與數目。網格設定的所需要的參數將決定網格的大小、形狀、此一步驟非常重要，將影響分析時的正確性及經濟性，本元素網格化之圖型如圖 4 所示。
5. 輸入邊界問題：給予元素的束制條件及外力型態，本研究採用軸對稱分析，外力型態則是在鋼筋處施加溫度。步驟 1~5 完成後所建立之混凝土圓柱試體的有限元素分析模型圖如圖 5 所示。
6. 執行程式：待程式計算完畢，即可得到鋼筋膨脹應力及碳纖維圍束應力與應變值。

三、實驗材料及方法與測試結果

3.1 實驗材料

本研究之實驗材料包括鋼筋與混凝土以及碳纖維強化高分子複合材料 (CFRP)，其基本材料性質如表一所示。

3.1.1 鋼筋

在鋼筋的選擇上，為了確保實際驗收鋼筋的品質，所有試體均採用非水淬鋼筋之高拉力鋼筋，鋼筋表面性質需符合 CNS 560 A2006 標準之相關規定。

3.1.2 混凝土

本研究之混凝土圓柱試體採自行配比拌合；並加氯離子來加速圓柱試體之腐蝕，因要模擬實際結構物之情況，所以混凝土並不加以養護，其抗壓強度平均值為 120 kgf/cm^2 。

3.1.3 碳纖維強化高分子複合材料

碳纖維強化高分子複合材料(CFRP，圖6)有三個基本成份：碳纖維 (Carbon Fiber) 與基材 (Matrix) 以及纖維—基材之界面 (Interface) 等。碳纖維為強化材料，使 CFRP 材料具有很高的強度和彈性係數，且使 CFRP 材料承受應力時不致於彎曲或破壞；碳纖維強化材料是決定 CFRP 材料機械性能的主要因素，本研究 CFRP 所採用的規格如表 1 所示。基材最主要的功能是傳送應力或分散應力到每根纖維中，且使纖維固定在所需要的排列方向，基材亦可以保護纖維免受到摩擦或侵蝕，同時基材也可結合纖維，使複合材料受應力時不致於破壞或變形，底漆及積層樹脂的規格性質如表 2 及表 3 所示。纖維—基材的界面是決定複合材料使用壽命之重要因素，在界面處具有很高的局部應力，纖維複合材料可能從界面處先被破壞，故纖維—基材界面必須具有良好的物理和化學性質，以便使負荷能夠很順利的由基材傳送到纖維。

3.2 試體規劃製作

本試驗規劃 12 個尺寸為 10 cm (直徑) \times 20 cm (高度) 的混凝土圓柱試體，內部埋置不同斷面尺寸之竹節鋼筋，並在鋼筋混凝土圓柱試體外包覆 CFRP 對鋼筋混凝土圓柱試體進行圍束，且利用外加電流〔電流密度為 $500 \times 10^{-6} \text{ (A/cm}^2\text{)}]$ 方法通電加速鋼筋混凝土圓柱試體內部之鋼筋產生腐蝕，使

得混凝土圓柱試體受腐蝕膨脹應力而爆裂。本實驗共規劃四組試體，實驗變因包含 CFRP 圍束圓柱試體的層數變化以及圓柱試體埋置不同尺寸斷面的主筋，實驗變因規劃表如表 4 所示。

3.3 量測系統之建立

鋼筋生銹導致鋼筋體積膨脹，此現象會讓包覆在試體表面的 CFRP 產生被動之圍束應力，利用加速電流腐蝕的同時，也在 CFRP 表面貼上應變計，藉由量測系統來記錄碳纖維的應變，來推估腐蝕之膨脹應力，本研究量測系統架構圖如圖 7 所示。

3.4 量測結果

經實驗量測所得的 CFRP 應變值與時間歷時製成如圖 8 ~ 圖 11 的關係圖；圖的編號原則為 N 號鋼筋 M 層 CFRP，CFRP 後面「-」接的英文字母為包覆 2 層 CFRP 的第一個試體 (A) 及第二個試體 (B)，而英文字母「-」後的阿拉伯數字為所貼覆的應變計編號，一個試體共貼覆五個應變計；由於 CFRP 為非均質的材料，所以貼覆的應變計所量測到的應變值會隨著應變計貼覆的位置有所不同；一般在靠近 CFRP 破壞處的應變計，經由量測系統量測到的應變值會較接近碳纖維的極限應變值；但是在同一試體，距離鋼筋腐蝕破壞處較遠的應變計，其所量測到的應變值也有甚小的現象；因此本文取應變計所量測到較明顯的 CFRP 應變值呈現在文中。實驗進行中，由於日夜溫差的關係而造成應變計熱脹（日間）以及冷縮（夜間），資料記錄器所記錄之碳纖維應變值有上下跳動的變化，因此採用迴歸曲線來取其中間值，使得本實驗數據更加合理化，分析結果如圖 8 ~ 圖 11 所示。在迴歸曲線中發現，鋼筋受加速電流腐蝕產生之膨脹應力，其應變值變化的趨勢是隨時間歷時的增加而成線性的增加。

四、理論分析

4.1 圍束混凝土之應力—應變曲線

在使用 CFRP 圍束混凝土圓柱試體後，其應力及應變關係曲線在混凝土達極限抗壓強度 (f'_{cc}) 之前的曲線是採用李有豐與林至聰提出之圍束混凝土組成律理論，其理論介紹如下：由於混凝土試體包覆 CFRP 之受力行為與土壤之三軸試驗非常類似，因此採用土壤之三軸應力關係來推導圍束混凝土組成律理論。土壤在側向圍束壓力 (σ_3) 作用下，依據莫耳-庫倫剪力破壞包絡線 (Mohr-Columb Failure Envelope) 可得軸向最大應力 (σ_1) 表示如下式 [26]：

$$\sigma_1 = 2c \tan(45^\circ + \phi/2) + \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (1)$$

式中 σ_1 為軸向最大壓應力， c 為材料凝聚力， σ_3 為側向圍束應力， ϕ 為材料之內摩擦角。若視上式為混凝土之三軸圍束應力關係式，其中 σ_3 為有效圍束應力，故 $f'_1 = \sigma_3$ ； σ_1 為軸向最大壓應力所以 $f'_{cc} = \sigma_1$ 。當 $\sigma_3 = 0$ 時亦即是為無圍束狀況，則 $\sigma_1 = 2c \tan(45^\circ + \phi/2)$ 亦為無圍束狀況下純混凝土試體的強度，因此 $f'_c = 2c \tan(45^\circ + \phi/2)$ 。

依據上述之土壤三軸試驗應力關係提出圍束混凝土之抗壓強度 f'_{cc} 之計算如下所示 [27, 28]：

$$f'_{cc} = f'_c + f'_1 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (f'_{cc} \text{ 與 } f'_c \text{ 及 } f'_1 \text{ 單位為 kgf/cm}^2) \quad (2)$$

上式中

$$f'_1 = k_c \frac{2 \times n \times t \times E_{cf} \times \varepsilon_{cf}}{D} \quad (3)$$

$$\phi = 36^\circ + 1^\circ \left(\frac{f'_c}{35}\right) \leq 45^\circ \quad (4)$$

式 (2) 中， f'_c 為無圍束混凝土之抗壓強度、 f'_1 為 CFRP 之有效圍束應力， k_c 為斷面之形狀係數 [28]。式 (3) 中， n 為 CFRP 之層數、 t 為 CFRP 每層之厚度、 E_{cf} 為 CFRP 之彈性模數 (楊氏係數)、 ε_{cf} 為 CFRP 之極限應變與 D 為圓柱試體之直徑。式 (4) 中， ϕ 為混凝土內摩擦角，其值隨混凝土的抗壓強度增大而增加， ϕ 的值介於 $36^\circ \sim 45^\circ$ 之間。

李有豐等人提出 CFRP 圍束混凝土在極限抗壓強度 f'_{cc} 時之相對應壓應變 ε'_{cc} [29]，表示如下式：

$$\varepsilon'_{cc} = 0.002 \left[1 + 2.24 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \frac{f'_1}{f'_c} \right] \quad (5)$$

當 $0 < \varepsilon_c < \varepsilon'_{cc}$ 時的應力應變關係，經數據整理後發現應力-應變曲線可用二次多項式表示，如式 (6) 所示：

$$f_c = A\varepsilon_c^2 + B\varepsilon_c + C \quad (6)$$

另外亦需滿足以下三個邊界條件：

$$f_c = 0 \text{ (在 } \varepsilon_c = 0 \text{ 時)} \quad (7)$$

$$f_c = f'_{cc} \text{ (在 } \varepsilon_c = \varepsilon'_{cc} \text{ 時)} \quad (8)$$

$$\frac{df_c}{d\varepsilon_c} = 0 \text{ (在 } \varepsilon_c = \varepsilon'_{cc} \text{ 時)} \quad (9)$$

將邊界條件 (7)、(8)、(9) 式代入 (6) 式可得下式

$$f_c = f'_{cc} \left[-\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cc}}\right)^2 + 2\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cc}}\right) \right] \quad (10)$$

而在超過混凝土極限抗壓強度 f'_{cc} 之後的曲線則是採用 Hoshikuma 理論；當圍束混凝土應變在 $\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ 時

$$f_c = f'_{cc} - E_{des}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (11)$$

其中

$$f'_{cc} = f'_c + 3.8 \alpha \rho_s f_{yk} \quad (12)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{s0} = \varepsilon_{cc} + \frac{f'_{cc}}{2E_{des}} \quad (13)$$

$$E_{des} = 11.2 \cdot \frac{f'_c{}^2}{\rho_s \cdot f_{yk}} \quad (14)$$

式 (12) 中，圓形斷面之 $\alpha = 1.0$ ，在式 (13) 中，

ε_{50} 為圍束混凝土壓應力下降至 $0.5 f'_{cc}$ 時之壓應變， ε_{cu} 圍束混凝土之極限壓應變，式 (14) 中， E_{des} 為圍束混凝土應力-應變曲線下降時之直線斜率。

有限元素分析採用的混凝土應力-應變曲線圖如圖 12 (三號鋼筋包覆一層 CFRP 之應力-應變圖) 所示。分析軟體中，採用的 CFRP 之彈性模數為 2.35×10^6 kgf/cm²，試體直徑 (D) 為 10 cm，形狀因數 (k_c) 為 0.95、CFRP 之厚度 (t) 為 0.01375 cm， ϕ 值採用 39° (因混凝土之抗壓強度為 120 kgf/cm²)，碳纖維應變值 $\varepsilon=0.012$ ，將上述之值代入 f'_{cc} ，包覆 1~3 層 CFRP 的鋼筋混凝土圓柱試體極限強度 f'_{cc} 的計算結果如表 5 所示。

4.2 縱向鋼筋應力-應變曲線

對於縱向鋼筋應力-應變曲線，本分析採用 Mirza 與 MacGregor 於 1979 年所提出之建議，參照圖 13，可分成三個階段來討論：

(1) 彈性階段，即 $\varepsilon_s \uparrow \varepsilon_y$ ，縱向鋼筋應力 f_s 之計算如下：

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (15)$$

式中， E_s 為縱向鋼筋之彈性模數， ε_y 為縱向鋼筋之降伏應變， ε_s 為縱向鋼筋應變。

(2) 塑性階段，即 $\varepsilon_y \uparrow \varepsilon_s \uparrow \varepsilon_{sh}$ ，縱向鋼筋應力 f_s 之計算如下：

$$f_s = f_y \quad (16)$$

上式中， f_y 為縱向鋼筋之降伏強度， ε_{sh} 為縱向鋼筋達應變硬化階段之初始應變，對於一般鋼筋 (即 $f_y=2800$ kgf/cm²) 可採用 $\varepsilon_{sh} = 14 \varepsilon_y$ ，而高強度鋼筋 (即 $f_y=4200$ kgf/cm²) 可採用 $\varepsilon_{sh} = 5 \varepsilon_y$ 。

(3) 應變硬化階段，即 $\varepsilon_{sh} \uparrow \varepsilon_s \uparrow \varepsilon_{su}$ ，縱向鋼筋應力 f_s 之計算如下：

$$f_s = f_y \left[\frac{m \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60 \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) \cdot (60 - m)}{2 \cdot (30r_s + 1)^2} \right] \quad (17)$$

上式中：

$$m = \frac{(f_{su} / f_y) \cdot (30r_s + 1)^2 - 60r_s - 1}{15r_s^2} \quad (18)$$

$$r_s = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (19)$$

其中， f_{su} 為縱向鋼筋之極限強度，可採用 $f_{su} = 1.5 f_y$ ， ε_{su} 為縱向鋼筋之極限應變，當其為一般鋼筋 (即 $f_y = 2800$ kgf/cm²) 可取 $\varepsilon_{su} = 0.14 + \varepsilon_{sh}$ ，而高強度鋼筋 (即 $f_y = 4200$ kgf/cm²) 可取 $\varepsilon_{su} = 0.12$ [30]。

4.3 碳纖維強化高分子複合材料應力-應變曲線

CFRP 之應力-應變關係曲線，經由材料測試結果得知其彈性模數值為 2.35×10^6 kgf/cm²，碳纖維強化高分子複合材料應力-應變曲線示意圖如圖 14 所示。

4.4 有限元素分析鋼筋膨脹應力之結果

將鋼筋與混凝土及碳纖維強化高分子複合材料之基本材料性質輸入分析軟體中；並且在鋼筋元素中施加不同的溫度變化來模擬實際鋼筋受腐蝕所產生之膨脹應力。本研究分析共有四組採用不同號數的竹節鋼筋 (分別為 3 號、5 號、7 號、9 號) 分別包覆 1 層~ 3 層的 CFRP，混凝土圓柱試體的等應力線圖如圖 15 所示。整理有限元素分析結果，建立碳纖維應變-鋼筋膨脹應力的關係曲線圖，如圖 16 ~ 圖 19 所示。圖 16 表示三號鋼筋分別包覆 1 至 3 層 CFRP 圍束混凝土圓柱試體，在鋼筋元素中施加不同的溫度變化來模擬鋼筋加速電流腐蝕所產生的膨脹應力，依序在有限元素極座標系統切線方向的碳纖維應變值分別達 0 至 0.018 時，取有限元素極座標系統半徑方向所對應的鋼筋膨脹應力所建立的關係圖。於圖中發現在碳纖維應變值在 0~0.002 範圍時，鋼筋受的腐蝕膨脹應力會持續的增加；但在應變值 0.002 之後鋼筋產生的膨脹應力變化不大，其曲線是略為平緩的趨勢，原因可能為在此階段的混

凝土已開始開裂且鋼筋已達降伏；圖 17 ~ 圖 19 為五號鋼筋與七號鋼筋及九號鋼筋分別包覆 1 至 3 層 CFRP 的鋼筋膨脹應力—碳纖維應變關係圖形，其曲線的趨勢同圖 16 所述。綜合上述的分析比較結果得知，在本研究實驗的條件下，鋼筋號數愈小其由於銹蝕產生的鋼筋膨脹應力愈大；也會因 CFRP 包覆鋼筋混凝土圓柱試體的層數增加，其鋼筋應力值也隨之增大（表 6）。

最後只要把實驗量測碳纖維應變值代入圖中，即可求得實際鋼筋膨脹應力，例如把實驗量測所得的 9 號鋼筋包覆 2 層 CFRP 的碳纖維應變數值 0.002581 代入所有限元分析所建立的關係圖中，即可查圖得鋼筋銹蝕之膨脹應力為 983.45 kgf/cm²，其代入所得結果如圖 20 所示。此外由實驗發現，鋼筋由於銹蝕所產生的膨脹應力，在實驗進行中造成 CFRP 圍束層被撐破，因此往後在修復補強 RC 結構物之前，先要把產生鋼筋銹蝕的因素排除，才能使用 CFRP 在修復補強工法中，本實驗試體破壞現況圖如圖 21 所示。

五、結語

本研究採用外加電流方法對 CFRP 圍束鋼筋混凝土之圓柱試體進行加速電流腐蝕的實驗，在實驗過程中因鋼筋銹蝕所產生的膨脹應力足以造成 CFRP 斷裂破壞。由於鋼筋是受到加速電流腐蝕產生膨脹應力，此力量無法以理論去計算；因此本文藉由有限元素分析軟體 ANSYS，建立本實驗的圓柱試體模型，在鋼筋處施以溫度的變化而使鋼筋產生膨脹應力，使得碳纖維產生圍束應變；然後依序再建立各組試體鋼筋膨脹應力對應碳纖維應變的關係圖，往後只要把實際之 CFRP 應變值代入關係圖中，即可求得鋼筋腐蝕之膨脹應力。

本研究理論分析及實驗結果歸納如下：

1. 由實驗觀察得知鋼筋銹蝕而產生的膨脹應力足以把 CFRP 圍束材料撐破，所以採用 CFRP 進行 RC 結構物修復補強之前，要把造成鋼筋銹蝕的

原因排除。

2. 有限元素分析結果顯示，在本研究的限制條件下 (10 cm × 20 cm 的圓柱試體與鋼筋號數分別為 #3、#5、#7、#9 以及碳纖維包覆層數 2 層及 3 層)，在圍束的 CFRP 層數固定，當鋼筋號數愈小其鋼筋膨脹應力愈大，才可以將圍束之 CFRP 撐開；且當 CFRP 圍束層數增加時，鋼筋要撐破 CFRP 膨脹應力也會隨之增加。
3. 實驗量測所得的碳纖維應變值代入程式分析建立之鋼筋膨脹應力—碳纖維應變的關係圖中，可求得鋼筋相對應於應變值之膨脹應力。鋼筋銹蝕膨脹應力之量測，可提供往後作為補強時之重要參考依據。

六、誌謝

本研究承施建志博士提供加速電流腐蝕技術方面的指導，使得本實驗能夠順利完成；在採用有限元素模擬鋼筋受膨脹應力方面，感謝虎門結構部門的研究人員以及工研院朱國棟博士給予分析觀念的指導。

七、參考文獻

1. G. A. Washer, "Developments for the nondestructive evaluation of highway bridges in the USA", NDT&E International, Vol. 31, No. 4 (1998) p. 245-249.
2. M. Raiss, "New Civil Engineer (NCE)", 1995 July (Suppl.) p. 46-48.
3. 張荻薇、王炤烈、宋裕祺，土木技術，第 38-48 頁，民國 88 年 10 月。
4. D. V. Val, M. G. Stewart, and R. E. Melchers, Engineering Structural, Vol. 20, No. 11 (1998) p. 1010-1019.
5. V. N. Shan and C. J. Hookham, Nuclear Engineering

- and Design, 185, (1998) p.51-81.
6. R. Capozucca, Construction and Buildings Materials, Vol. 9, No. 5 (1995) p. 295-303.
 7. 陳建成、郭金祥、黃兆龍，土木技術，第 133-142頁，民國90年6月。
 8. J. G. Cabrera, Cement & Concrete Composites, Vol.18 (1996) p. 47-59.
 9. A. A. Almusallam, A. A. S. Al-Gahtani, and A. R. Rasheeduzzafart, Construction and Buildings Materials, Vol. 10, No. 2 (1996) p. 123-129.
 10. 施建志，"最新鋼筋混凝土防蝕與修補技術"，混凝土結構耐久性技術，第 141-173 頁，民國89年4月，台北台灣。
 11. B. H. Mart'in-Pe'rez, R. D. Zibara, and M. D. A. Hooton, Thomas, Cement and Corrosion Research, Vol. 30 (2000) p. 1215-1223.
 12. K. A. T. Vu and M. G. Stewart, Structural Safety, Vol. 22 (2000) p. 313-333.
 13. 王和源，土木技術，第3卷，第8期，第63-73頁，民國89年8月。
 14. S. Erdogdu, T. W. Bremner, and L. L. Kondratova, Cement and Concrete Research, Vol. 31 (2001) p. 861-867.
 15. K. Hong and R. D. Hooton, Cement and Concrete Research, Vol. 30 (2000) p.1199-1207.
 16. A., Marlik, U. S. Ahmad, I. Andijani, and S. Al-Fouzan, Vol. 123 (1999) p. 205-213.
 17. 黃然、陳君弢，混凝土技術，第 133-139頁，民國87年9月。
 18. J. P. Balayssac, C. H. De'triche', and J. Grandet, Construction and Buildings Materials, Vol. 9, No. 2 (1995) p. 91-95.
 19. N. M. Ihekwa, B. B. Hope, and C. M. Hanssont, Cement and Concrete Research, Vol. 26, No. 7 (1996) p. 1095-1107.
 20. M. N. Haque and H. Al-Khaiat, Cement & Concrete Composites, Vol. 19 (1997) p. 123-129.
 21. A., Castel, R. Francois, and G. Arliguie, Cement & Concrete Composites, Vol. 29 (1999) p. 561-569.
 22. P., Castro, M. A. Sanjua'n, and J. Genesca', Building and Environment, Vol. 35 (2000) p. 145-149.
 23. P. Castro, E. I. Moreno, and J. Genesca', Cement & Concrete Composites, Vol. 30 (2000) p. 1565-1571.
 24. 李有豐、林安彥，"橋梁檢測評估與補強"，全華圖書，民國89年10月。
 25. 林澄政、胡智超、王仲宇、施建志，土木技術，第 132-139 頁，民國89年12月。
 26. B. M. Das, Principles of Foundation Engineering, 3rd Edition, PWS Publishing Company, 1995.
 27. C.-T. Lin and Y.-F. Li, Submitted to *Canadian Journal of Civil Engineering* (Accepted).
 28. 李有豐、彭添富、張寬勇，"碳纖維強化高分子複合材料(CFRP)貼片補強RC結構物之研究"，內政部營建署，民國89年12月。
 29. Y.-F. Li, C.-T. Lin, and Y.-Y. Sung, *Mechanics of Materials*, Vol. 35 (2003) p. 603-619.
 30. S. A. Mirza and J. G. MacGregor, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 105, No. 5 (1979) p. 921-937.

表1. 碳纖維貼片測試項目規範及規格值

Table 1. The test items and their specifications of CFRP.

品名	MRL-T7-250	測試規範
單位面積重量 (g/m ²)	250	CNS13062
抗張強度 (kgf/cm ² /ply)	560	CNS13555
抗張係數 (kgf/cm ² /ply)	32300	CNS13555
設計抗張強度 (kgf/mm ²)	490	-
設計抗張係數 (kgf/mm ²)	23500	-
設計厚度 (mm/ply)	0.1375	-
伸長率 (%)	1.7	CNS13555
貼片幅寬 (cm)	40	-
紗束 (細絲)	12000	-
比重	1.95	-
纖維直徑 (μm)	7	-

表2. 底漆測試項目規範及規格值 (主劑: 硬化劑 = 100 : 35)

Table 2. The test items and their specifications of primer.

項目	測試規範	規格值
材質		室溫硬化型環氧樹脂
混合後初黏度(25°C)	CNS13065	600-1300 cps
可操作時間 (25°C)	溫度上升法	60-120 min.
接著強度(乾燥表面)	CNS11053	>20 kgf/cm ² (混凝土破壞)

表3. 積層樹脂測試項目規範及規格值 (主劑: 硬化劑 = 100 : 35)

Table 3. The test items and their specifications of epoxy resin.

項目	測試規範	規格值
可操作時間 (25°C)	溫度上升法	60-120 min.
混合後初黏度(25°C)	CNS13065	900-3000 cps
抗張強度 25°C · R.H.65% 硬化 7 天	CNS4396	>400 kgf/cm ²
抗張係數 25°C · R.H.65% 硬化 7 天	CNS4396	>30000 kgf/cm ²
彎曲強度 25°C · R.H.65% 硬化 7 天	CNS4392	>800 kgf/cm ²
剪切強度 25°C · R.H.65% 硬化 7 天	CNS5606	>100 kgf/cm ²

表4. 實驗變因表

Table 4. Control variables of the experiment.

鋼筋編號	鋼筋直徑 (mm)	保護層厚度 (mm)	比例(%)	試體直徑 (mm)	試體高度 (mm)	試體數量 (個)	CFRP 貼層層數 (層)	安培數
#3	0.953	4.5235	4.74658	10	20	2	2	0.036A
#3	0.953	4.5235	4.74658	10	20	1	3	0.036A
#5	1.59	4.205	2.64465	10	20	2	2	0.064A
#5	1.59	4.205	2.64465	10	20	1	3	0.064A
#7	2.22	3.89	1.79225	10	20	2	2	0.091A
#7	2.22	3.89	1.79225	10	20	1	3	0.091A
#9	2.87	3.565	1.24216	10	20	2	2	0.12A
#9	2.87	3.565	1.24216	10	20	1	3	0.12A

註: 安培數為電流密度×鋼筋表面積所得之值

表5. CFRP 圍束混凝土強度計算之結果

Table 5. The strength of the confined concrete.

n 層數	t 厚度(cm)	E _c 彈性模數 (kgf/cm ²)	ε _c 極限應變	D 試體直徑 (cm)	f' _c 混凝土強度 (kgf/cm ²)	k _c 形狀係數	f' _c 圍束強度 (kgf/cm ²)	f' _{co} 極限強度 (kgf/cm ²)
1	0.01375	2.35×10 ⁶	0.012	10	120	0.95	73.67	443.7906
2	0.0275	2.35×10 ⁶	0.012	10	120	0.95	147.35	767.5813
3	0.04125	2.35×10 ⁶	0.012	10	120	0.95	221.02	1091.372

表6. 理論分析之碳纖維應變值達 0.002 時所對應的鋼筋膨脹應力值

Table 6. The swelling stress of the steel reinfor cement when the strain of CFRP reaches to 0.002

鋼筋號數	CFRP 層數	鋼筋之膨脹應力 (kgf/cm ²)	碳纖維之應變值
3 號	1	1550	0.002
	2	2124	0.002
	3	2740	0.002
5 號	1	1104	0.002
	2	1473	0.002
	3	1840	0.002
7 號	1	908.1	0.002
	2	1203	0.002
	3	1492	0.002
9 號	1	713.6	0.002
	2	917.93	0.002
	3	1026	0.002

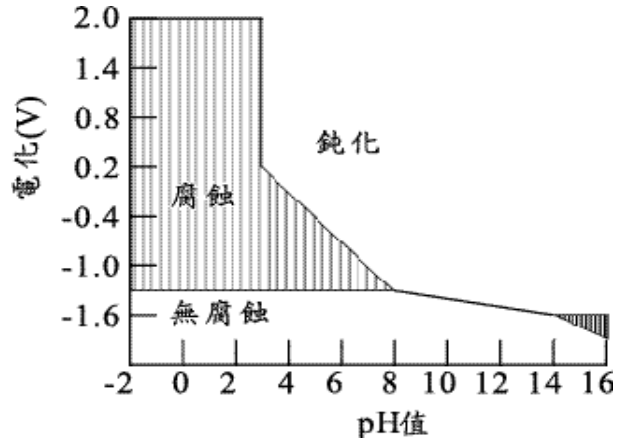


圖2. 鋼筋腐蝕- pH 值與電位示意圖 [6]

Fig.2 The illustration figure of the pH value and voltage.

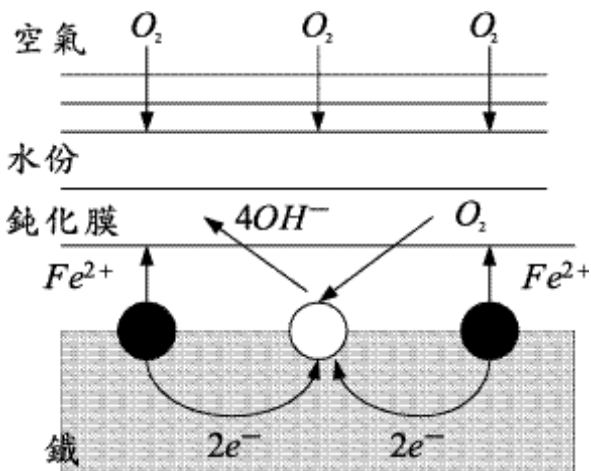


圖1. 腐蝕過程示意圖 [6]

Fig.1 The illustration figure of corrosion process.

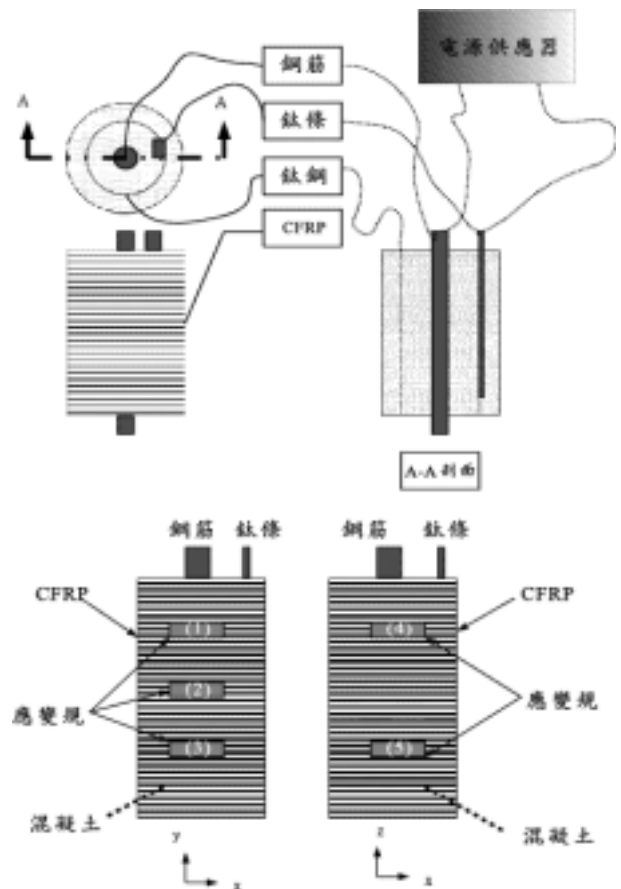


圖3. 加速電流腐蝕示意圖

Fig.3 The illustration figure of the accelerated current corrosion.

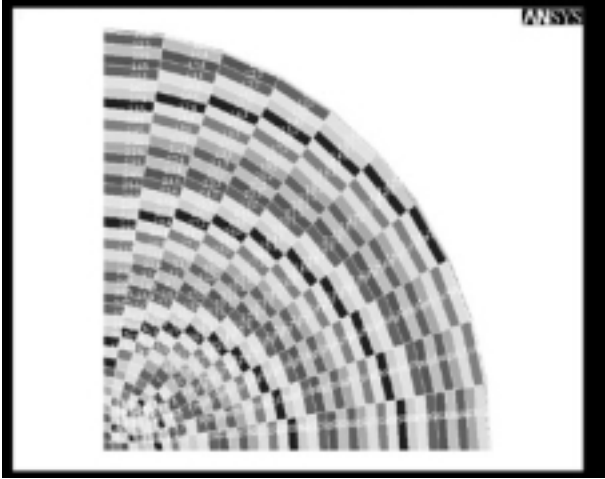


圖4. 混凝土圓柱試體網格化
Fig.4 The finite-element meshes of the quarter concrete cylinder.

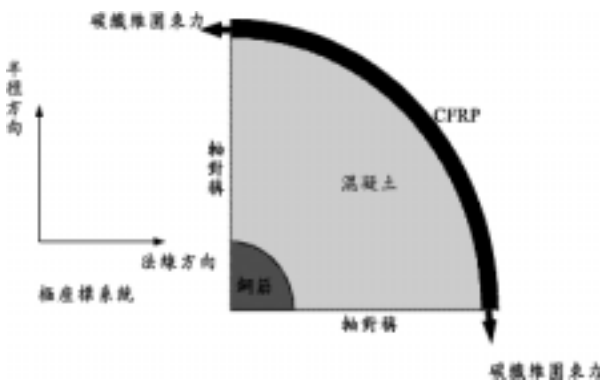


圖5. 有限元素分析模型圖
Fig.5 The finite-element analysis model.



圖6. 編織之碳纖維貼布材料圖
Fig.6 The woven CFRP.

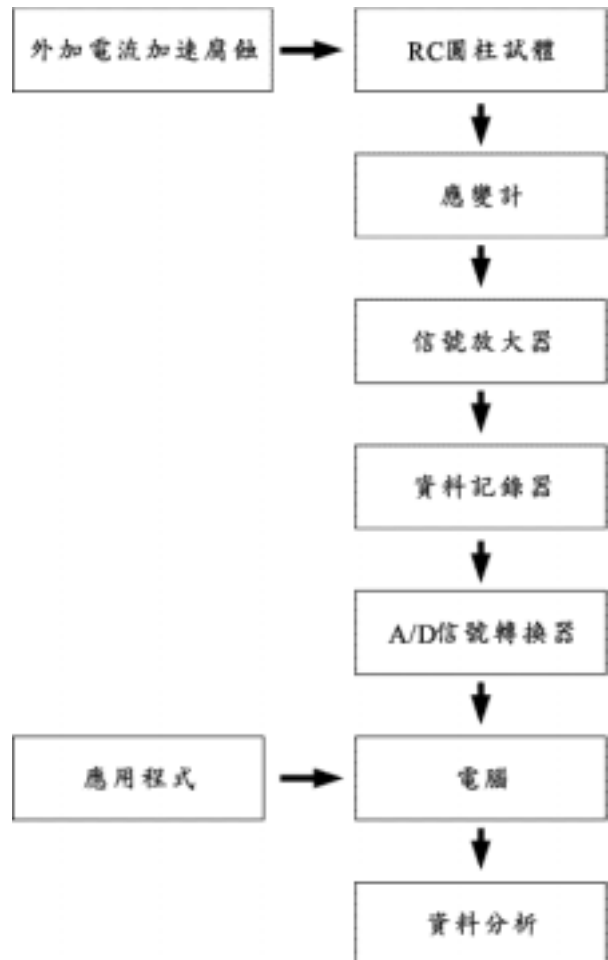


圖7. 量測系統架構圖
Fig.7 The flowchart of measurement processes.

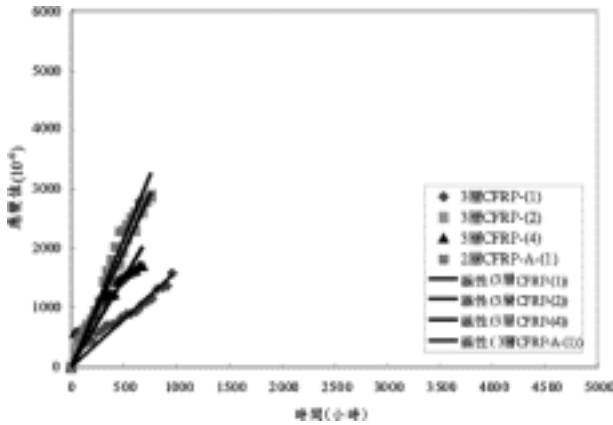


圖8. 三號鋼筋貼覆CFRP之應變-時間關係圖
Fig.8 The strain-time relationships of the No.3 steel reinforcement wrapped with CFRP.

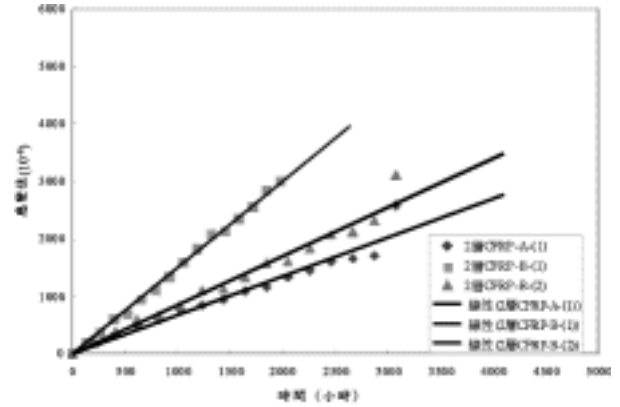


圖11. 九號鋼筋貼覆CFRP之應變-時間關係圖
Fig.11 The strain-time relationships of the No.9 steel reinforcement wrapped with CFRP.

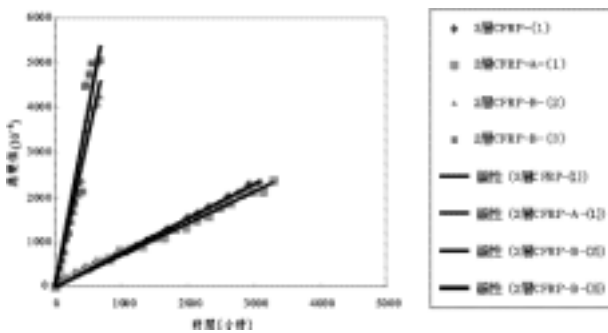


圖9. 五號鋼筋貼覆CFRP之應變-時間關係圖
Fig.9 The strain-time relationships of the No.5 steel reinforcement wrapped with CFRP.

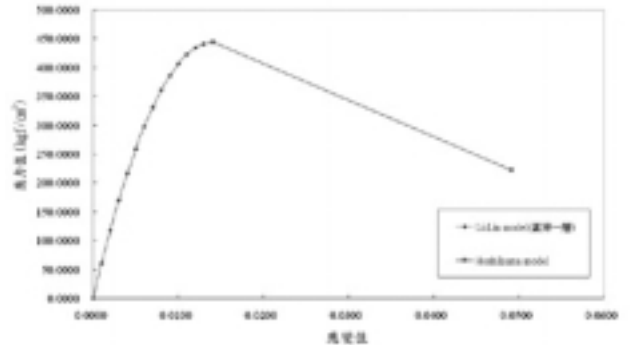


圖12. 混凝土應力-應變圖 (三號鋼筋包裹一層CFRP)
Fig.12 The stress-strain curve of the specimen (No.3 steel reinforcement wrapped with 1-layer CFRP).

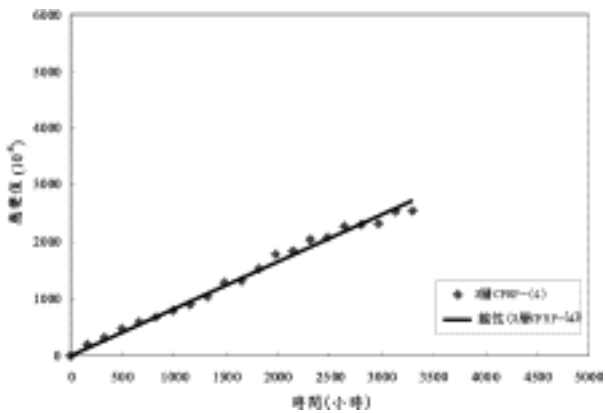


圖10. 七號鋼筋貼覆CFRP之應變-時間關係圖
Fig.10 The strain-time relationships of the No.7 steel reinforcement wrapped with CFRP.

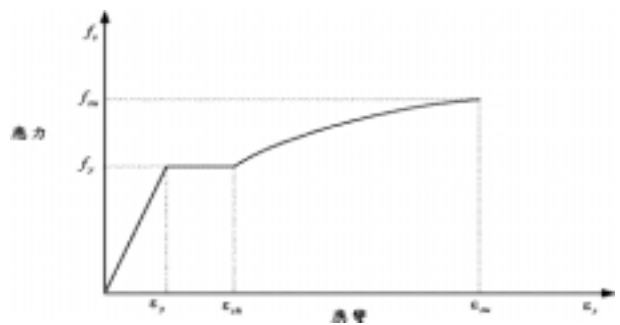


圖13. 鋼筋之應力-應變曲線 (Mirza 與 MacGregor)
Fig.13 The stress-strain curve of steel reinforcement (Mirza and Mac Gregor).

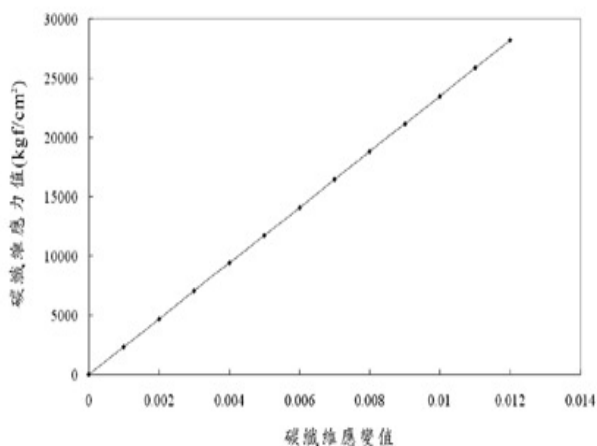


圖 14. 碳纖維強化高分子複合材料應力—應變圖
Fig.14 The stress-strain cure of CFRP.

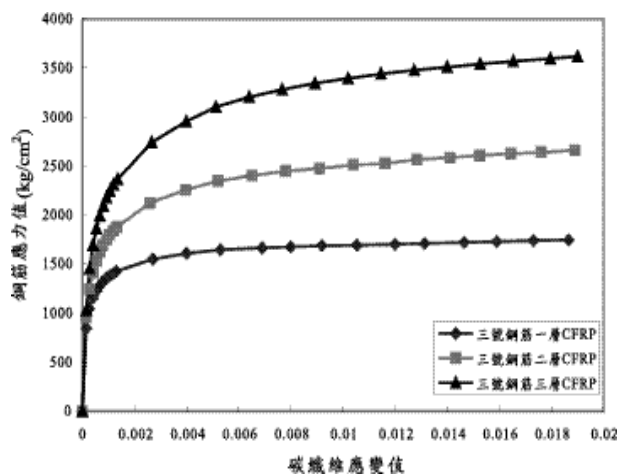


圖 16. 三號鋼筋(1~3)層 CFRP 之鋼筋應力—碳纖維應變圖
Fig.16 The stress-strain curves of the No.3 steel reinforcement wrapped with 1-3 layers of CFRP.

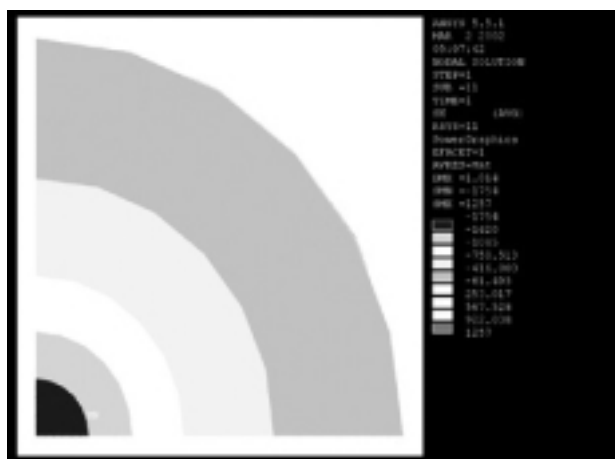


圖 15. 三號鋼筋包覆一層 CFRP 之等應力線圖
Fig.15 The contour plot of the No.3 steel reinforcement wrapped with 1-layer CFRP.

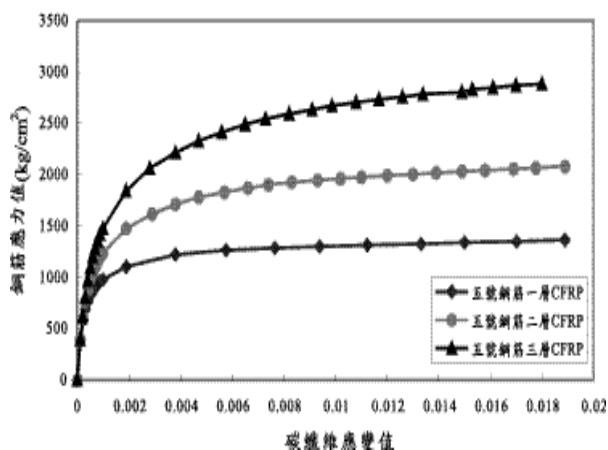


圖 17. 五號鋼筋(1~3)層 CFRP 之鋼筋應力—碳纖維應變圖
Fig.17 The stress-strain curves of the No.5 steel reinforcement wrapped with 1-3 layers of CFRP.

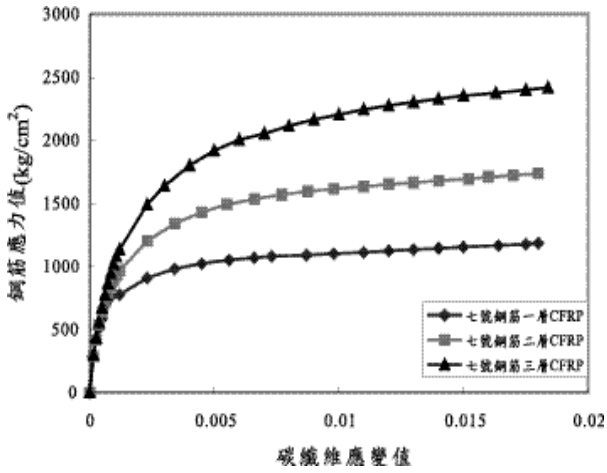


圖 18. 七號鋼筋(1~3)層 CFRP 之鋼筋應力—碳纖維應變圖

Fig.18 The stress-strain curves of the No.7 steel reinforcement wrapped with 1-3 layers of CFRP.

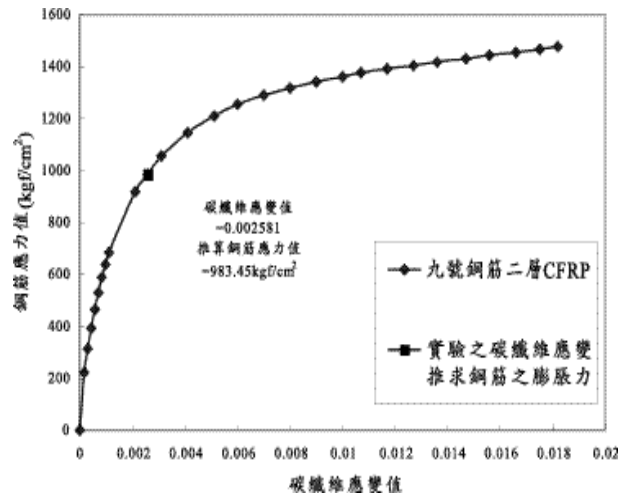


圖 20. 實驗碳纖維應變值代入九號鋼筋包覆二層 CFRP 圖中求得鋼筋膨脹力結果

Fig.20 Substitute the strain value of CFRP to obtain the swelling force of the No.9 steel reinforcement wrapped with 2 layers of CFRP.

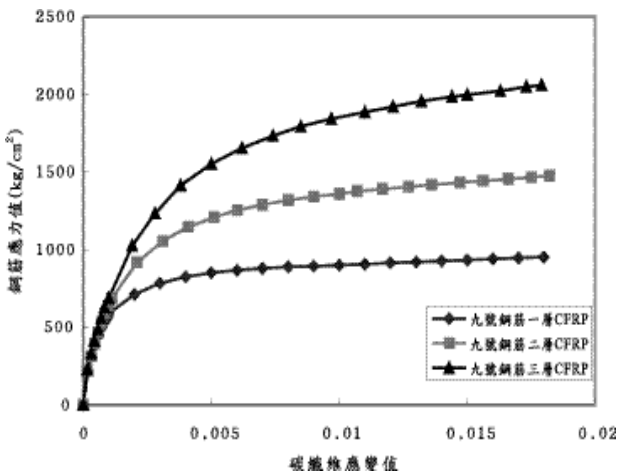


圖 19. 九號鋼筋(1~3)層 CFRP 之鋼筋應力—碳纖維應變圖

Fig.19 The stress-strain curves of the No.9 steel reinforcement wrapped with 1-3 layers of CFRP.

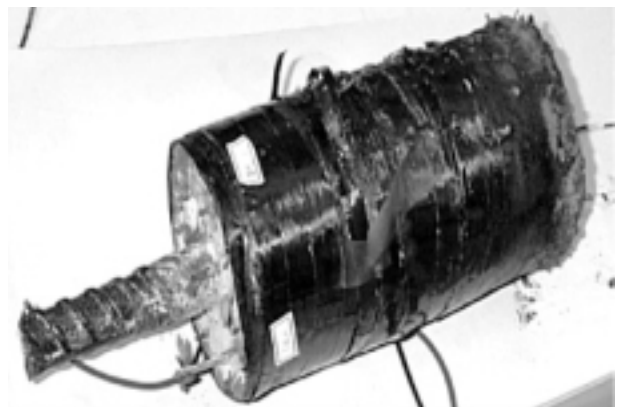


圖 21. 實驗試體破壞現況圖

Fig.21 The failure of specimen.