

超高強高性能混凝土 (RPC) 之工程應用研究

The Research of Reinforced Reactive Powder Concrete

計劃編號：NSC90-2211-E-002-068

執行期限：民國-90-年 08--月 01--日至-91-年-07-月 31--日

主持人：陳振川 國立台灣大學土木工程教授

1. 摘要

以混凝土及鋼筋組成的複合構件，被廣泛地運用於結構物上。活性粉混凝土是一種擁有超高強度的纖維加勁材料。藉由 RPC 漿體本身優越的力學性質，其構件表現亦相當出色。

試驗以活性粉混凝土進行初步的構件試驗為主軸，包括握裹及撓曲兩部份的試驗。握裹試驗採直接拉拔方式進行，目的在於量化 RPC 漿體對竹節鋼筋的握裹能力，並提供淺梁(版)斷面配筋的相關資訊。撓曲試驗以標準三分點(四點)彎矩架設，並以試驗結果進行包括服務性評估及極限撓曲強度預測等分析工作。

分析結果顯示，RPC 握裹能力為已知其他混凝土材料的 2 倍以上，伸展長度僅需 4 倍鋼筋直徑；ACI 規範中關於伸展長度的規定，於 RPC 須再做修正。計算極限撓曲強度時，須以直接拉伸強度考慮拉力側纖維的貢獻。纖維增加了斷面抗剪能力，與傳統構件中箍筋的功能類似；添加纖維後，箍筋量應可適量降低。另外，就輕薄梁(版)斷面服務性表現而言，撓度較裂縫限制條件嚴格。最後，由數值模擬結果顯示，以 RPC 基本力學性質的資訊，預測複合構件撓曲行為，有一定程度的準確性。

2. 緒論

混凝土與鋼材為最重要的兩種營建材料，一般結構單元常以此兩種材料組合而成。隨著材料發展及施工技術不斷進步，工程師可以設計出輕薄的結構型式。

近年來，愈來愈多國家逐漸將高強度混凝土(HSC)或高性能混凝土(HPC)廣泛地運用於實際工程上，並依照新材料的特性調整了原本的設計規範。但是，相較於一般強度混凝土，高強度混凝土韌性表現較差。為提高韌性，通常加入纖維或大量箍筋。

纖維混凝土(FRC)大部分被用於非梁柱等結構元件的構造物上，如樓版或建築裝修用途。基於材料成本及工作性考量下，纖維含量通常在 1% 之下。

纖維注膠混凝土(SIFCON)及活性粉混凝土(RPC)則屬於高纖維含量的混凝土材料。根據法國的研究顯示，RPC I 型梁以預力加勁，力學表現與等斷面的鋼梁不相上下。

在國內關於活性粉混凝土的研究，近年來台灣大學已對一系列材料行為，有一定程度的認識。接著須對 RPC 構件的力學表現，進行一系列深入而廣泛的研究；期將來若以 RPC 進行梁、柱構件設計時，能有規則可遵循。

本文目的為：以活性粉混凝土進行一系列結構試驗的初步研究，包括握裹及撓曲兩部份的研究。首先，針對竹節鋼筋與 RPC 界面互制行為，採直接拉拔試驗進行探討；接著，依密實混凝土構件(Compact Reinforced Concrete)的設計概念，採輕薄梁(版)斷面，以四點彎矩試驗進行撓曲研究。試驗所用的淺梁(版)斷面，亦可視為 I 型或箱型斷面的組成元件。握裹研究探討的變數包括：握裹阻絕段(Bond Breaker)之放置與否、鋼筋埋置長度、鋼筋尺寸、受拉鋼筋數。

撓曲研究探討的變數包括，鋼筋量、有效梁深、跨距長度以及

受到反覆撓曲載重等。

從以上試驗資料，進而評估淺梁(版)試體的服務性表現及極限彎矩強度。最後，以基本力學試驗所得的數據，進行數值模擬；檢查是否能以材料組成行為，預測 RPC 構件的抗彎表現。

3. 活性粉混凝土淺梁

3.1. 梁斷面

淺梁斷面均為 $B75mm \times H35mm$ ，所用鋼筋一律採 $d_b = 6mm$ 之尺寸，配置情形如 所示。主要變數有下列各項：

- (1) 鋼筋量： $\rho = 3.23, 4.31, 5.39, 6.46\%$ ；
- (2) 有效梁深(鋼筋埋置深度)： $d = 26, 29mm$ ；
- (3) 跨距長度： $L = 250, 450mm$ ；
- (4) 對照試體不加任何鋼筋。

試體代號依序為：跨距長度-鋼筋量-有效梁深-試驗組別。例如 L5C-2 表跨距 $450mm$ 、鋼筋量 5.39% 、有效梁深 $29mm$ 的第二組試體；S3-3 表跨距 $250mm$ 、鋼筋量 3.23% 、有效梁深 $26mm$ 的第三組試體；L0-1 表跨距 $450mm$ 、第一組的對照試體。

3.2. 製作方式

試驗所用配比如 所示。除了淺梁反覆載重試驗組調整鋼纖維用量外，其他試體一律採用鋼纖維體積比為 2% 的配比。

試體澆製後，置於室溫下 24 小時後拆模，並放入恆溫恆濕機中進行為時三天的高溫養護。溫度及濕度調定為 $90^\circ C$ 及 95%RH。高溫養護後自恆溫恆濕機中取出，置於平常環境下；至齡期達第七日，進行各項力學試驗。

3.3. 基本力學性質

撓曲試驗共進行四組試驗，所對應的平均抗壓強度值如 所示，每一個平均值由 5 個以上的抗壓試體決定之。除了有一組抗壓強度較低(152MPa)外，其餘三組皆超過 170MPa。

在抗壓彈性模數試驗方面，一共進行 3 個試體，原始資料如 所示。將原始數據的應力及應變分別對其極限值作正規化之後，如 所示。三條歷程曲線經正規化後，呈現較一致的趨勢。

有了 RPC 受壓的基本資料後，以文獻 所提出的方程式進行歷程模擬(curve-fitting)，以模擬淺梁壓力區 $\sigma - \epsilon$ 關係。數學表示式如下：

$$\left(\frac{\sigma}{f_c'}\right) = \frac{\epsilon}{\epsilon_c} \cdot \frac{1}{1 - p - q + q \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_c}\right) + p \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_c}\right)^n} \quad (2.1)$$
$$p + q \in [0, 1], \frac{1 - q}{p} > 0$$

式中： f_c' 為極限抗壓強度； ϵ_c 為對應極限抗壓強度的應變值； p, q 為材料參數。

藉由調整 p, q 參數，上式可將整段抗壓歷程準確模擬，因此進行理論預測時便採用之。經調整曲線形狀後，得到的材料參數值如 所示；極限應變取三試體之最小值，定義為 4200μ 。

在模擬淺梁拉力區方面，以文獻 進行的直接拉伸結果為基礎，同樣以上式來進行模擬。理由包括上式可以較準確地模擬拉伸歷程應變硬化、軟化及極限後曲線段，處理邏輯較容易接受，在程式寫作上也較為簡便；雖然直接套用拉伸歷程，並沒有考慮到水泥質材料在開裂點附近應變集中特性，及複雜的真實開裂行為，包括隨機分佈纖維的拔出現象。

經過調整，最後所採用的材料參數值，如 所示；模擬曲線與試驗曲線的歷程比較，如 及 所示。

組合受壓、受拉的應力-應變歷程，可得含鋼纖維之 RPC 受拉行為模擬曲線，如 所示。

4. 試驗裝置

4.1 試驗架設方式

ASTM C78 對斷面撓曲試驗有詳盡的規定。以 458.20 型微處理器(microconsole)控制 100 噸萬能試驗機(1000 kN MTS)進行試驗，載重及位移控制匣分別採用 100kN 及 100mm 的範圍。試驗以位移控制。試驗架設如 所示。

進行力學試驗時，若位移控制採單向加載方式，採用 PC 進行遠端控制(Control Mode: Remote)，加載速率採 0.005mm/sec。

若位移控制採反覆加載方式，則採用 MTS 微處理器內建控制面板(microprofiler)進行控制(Control Mode: Programmed)。經由面板輸入，程式控制的試驗機下基座位移量與時間關係如圖 3-2 所示。

4.2 量測方式

量測變數示意如圖 3-3 所示。經由資料收集器(TDS 302)，於時間內收集由 MTS 傳遞的荷重訊號、LVDT 位移訊號及應變計訊號，並記錄在個人電腦中。

4. 淺梁的力學行為

4.1 試驗結果討論

圖 4-1 為不同組試驗的歷程比較，顯示不同抗壓強度的 RPC 淺梁，基本上有如一般高強度混凝土梁表現的趨勢。另外，極限狀態所對應的中點撓度，大致隨著抗壓強度提高而增加；這可能暗示著強度較高漿體，能容許較大的極限應變量。

圖 4-1 及圖 4-2 為不同鋼筋量下，RPC 淺梁的抗彎表現。RPC 淺梁與一般高強度混凝土梁，最大不同在於可容許添加的鋼筋量。相同斷面條件下，淺梁抗彎能力隨著鋼筋量的提高，有顯著的提升。須注意的是：鋼筋量的提高，意味著鋼筋淨間距降低，可能沿鋼筋平面發生劈裂破壞(如照片 4-1 所示)，這樣將無法發揮預期的抗彎能力，包括極限強度及韌性表現。一般來說，鋼筋淨間距應大於 $1 \cdot d_b$ 為宜。另外，鋼筋量較大的試體，極限後擠碎現象更為嚴重，使彎矩下降量更大。

如圖 4-2 及圖 4-3 所示，有效梁深愈大，抗彎勁度愈大，鋼筋愈早達降伏點。相反地，有效梁深增加，保護層厚度便降低；除縱向劈裂發生機率提高外，鋼筋受腐蝕的機會也愈大。就試驗統計結果而言，雖保護層僅為 3mm，在 $\rho = 5.39\%$ 鋼筋用量下，仍足以使鋼筋降伏，以及不錯的韌性表現。

圖 4-4 中，實線為斷面抗彎能力，虛線為計算出的鋼筋所佔比例。圖中顯示：鋼筋佔斷面抗彎比例在 85 ~ 90% 間；換言之， $V_f = 2\%$ 鋼纖維可提供斷面約 10 ~ 15% 的抗彎能力，視鋼筋量的不同而略有增減。

在斷面不變，加載方式相同條件下，跨距包括了 250mm 及 450mm 兩種長度，其(梁深/跨距)比分別為 7.1 及 12.9。典型歷

程比較，如圖 4-4 所示。跨距較短的試體，抗彎能力成長速度較快，這顯示著服務性(Serviceability)較佳。但就試驗過程而言，短跨距試體，在左右各 L/3 梁段承受的剪力，較長跨距試體大。鋼筋量較大的短跨試體，易於梁端發生剪力破壞，如 所示。剪力破壞若發生，試體韌性表現較差。

圖 4-5 為 L-2 組部份試體 $M - \kappa$ 關係圖。包括純 RPC 試體、不同鋼筋量及有效梁深試體的試驗結果。 $M - \kappa$ 圖大致上擁有與受拉-變形(Load-Deformation)曲線相同的趨勢；即抗彎能力隨著鋼筋量或有效梁深增加而增大。相較於純 RPC 試體，鋼筋大幅提升斷面抗彎能力及韌性表現。

4.2 服務性評估

撓度控制依 ACI 318-95 規範對撓曲構件，中點撓度量為 $\frac{l}{240}$

及 $\frac{l}{480}$ (l 為跨度)的規定評估之。

由前人試驗證明，裂縫寬度與鋼筋拉力成正比。在文獻 中提及：在拉拔試驗中，破壞模式為鋼筋降伏的試驗記錄，可用來估計撓曲裂縫寬度。這裡便採用類似的辦法，進行估計淺梁受撓曲載重產生的裂縫寬度。步驟如下：

- (1) 決定容許裂縫寬度值，在台灣地區一般服務環境下，依 ACI 的建議，採取 $0.3mm$ 。
- (2) 由最終破壞模式為鋼筋降伏的試驗記錄，得到鋼筋所在位置裂縫寬度 W_s 與鋼筋拉力 T_s 關係，如圖 4-6 所示。
- (3) 從 W_s 估計淺梁拉力緣裂縫寬度 W ；依簡單的幾何關係，令中性軸位置為零點，假設裂縫寬度隨所在位置與中性軸距離成正比，以下式決定 W ：

$$w = \frac{h - d_{N.A.}}{d - d_{N.A.}} \cdot w_s \quad (4.1)$$

式中：

h 為梁深； d 為有效梁深(鋼筋埋深)； $d_{N.A.}$ 為中性軸與壓力緣距離；各參數定義如圖 4-7 所示。 $d_{N.A.}$ 可從對應的鋼筋拉力 T_s 求得，如圖 4-3 所示的關係。

- (4) 檢查 W 是否符合容許裂縫寬度規定；若不符合，回到步驟 (2)，調整 W_s 再進程序 (3) 及 (4)。
- (5) 最後得出合乎容許裂縫寬度規定的抗彎強度值，及對應的中點撓度。

綜合撓度及裂縫控制條件，從圖 4-8 可看出，對於淺梁試體而言，撓度控制條件比裂縫控制條件嚴格。平均來說，短試體 ($\frac{l}{h} = 7.1$) 在撓度為 $\frac{l}{480}$ 及 $\frac{l}{240}$ 控制條件下，分別約可發揮 30% 及 53% 極限強度；長試體 ($\frac{l}{h} = 12.9$) 在撓度為 $\frac{l}{480}$ 及 $\frac{l}{240}$ 控制條件下，分別約可發揮 17% 及 32% 極限強度。

4.3 極限狀態彎矩容量估計

統計撓曲試驗各試體的極限彎矩，由圖 4-9 可看出：用現行規範(ACI 318-95)預測 RPC 淺梁的極限抗彎強度 M_n ，將明顯低於試驗值；但若採用量值為直接拉伸強度的矩形塊模擬拉力區(Henager & Doherty, 1976)貢獻，預估極限抗彎強度，由圖 4-10 可看出：此法能準確預測 RPC 淺梁的極限抗彎強度 M_n ；而鋼筋量

較大的試體，發生劈裂破壞的機率大為提高，但大致上，斷面仍可發揮預期的抗彎能力。

4.4 數值模擬撓曲歷程

等效曲線採式(2.1)模擬，以表 2-3 及表 2-4 兩表所列決定各參數值。抗壓強度依表 2-2 決定之。

因試驗斷面一律採 $B75mm \times H35mm$ ，及單筋配置；計算程式僅能處理類似條件的斷面。語法以 Fortran 90 寫作，預設的變數有：抗壓強度、配筋量、有效梁深（鋼筋埋深）、跨距及模擬曲線參數值。

以文獻[7.8]提出的程序為基礎，程式計算流程如圖 4-11 所示

圖 4-12 及圖 4-13 分別為：程式執行結果與一部份試體實際量測到的抗彎受壓歷程，及中性軸對旋轉角的關係進行比較。

在受壓歷程圖上，試驗與理論值大致上還算是頗為吻合；但在降伏之後歷程，因程式假設鋼為完全彈塑性材料，無法表現出應變硬化的情形。

就中性軸變化圖而言，就存在些差異了。注意到圖中編號為 S4C-2 的試體，其試驗與理論值差別較大。就力平衡的概念，鋼筋量愈大，則需要更多抗壓區混凝土面積以滿足斷面軸向力平衡條件；因此，就相同的旋轉角而言，鋼筋量愈大試體，中性軸愈遠離壓力線才合理。就以上的觀點，與 S5C-2 試體比較，S4C-2 實際量測到的中性軸位置便有很大的問題，歸因於試驗誤差所致。

就進行抗彎試驗的同時，斷面上的應力分佈會如何變化呢？這裡取出部份試體，就歷程上特定位置，探討沿斷面應力分佈可能的狀態。

圖 4-14 為不加鋼筋試體，編號為 L0-2。隨著試驗進行，中性軸漸漸往壓力線移動。注意到在極限狀態前後，壓力線漿體應力不到 $80MPa$ ，中性軸距離壓力線不到 $10mm$ ，拉力側應力可視為一矩形均佈型式。

圖 4-15 為 $\rho = 3.23\%$ 試體，編號為 L3-2。鋼筋在階段 3 降伏，而壓力線應力還不及 f'_c ；這現象大致說明了配置此鋼筋量的試體，能表現出不錯的韌性行為。

圖 4-16 為 $\rho = 5.39\%$ 試體，編號為 S5-1。鋼筋在階段 4 降伏，此時壓力線應變已超過規定的極限應變。由試驗觀察：在鋼筋均已降伏的情況下，配置高鋼筋量的試體，雖大幅提升極限抗彎能力，但極限後韌性表現均不及較低配筋量的試體。比較圖 4-15 及圖 4-16 兩圖，也大致說明此現象。

最後仍須說明的是，下面所列為程式不及之處：

- (1) 模擬歷程由基本力學試驗結果得出，不考慮應力梯度延緩裂縫成長的真實行為。
- (2) 拉力側在纖維作用下，力學行為複雜，不考慮真實變形集中現象。
- (3) 忽略鋼材應變硬化效應。
- (4) 僅能模擬極限狀態前的歷程。

雖然有這些缺點，但程式大致提供了一個檢查試驗值是否在合理範圍內的方法。目前可處理的例子很有限，但只要經過一定程度的修改，應可擴大適用範圍(後來新增的變數共計有：壓力筋量、壓力筋位置、梁寬、梁深；仍需要試驗數據相對照，以確認程式執行結果的可靠性)。

4.5 反覆撓曲載重行為

為不加鋼筋，纖維用量為 0, 1, 2% 試體試驗結果。

由圖顯示：

- (1) 就歷程包絡線而言，0% 試體開裂後即裂成兩半，試驗結束；1% 試體表現出塑性行為；2% 試體則有明顯的應變硬化現象。

象。

- (2) 就抗彎勁度表現來說，開裂前即使纖維量不同，抗彎勁度無明顯差別；開裂後，2% 試體隨著中點撓度的增加，勁度有明顯折減的情形。相對於此，1% 試體抗彎勁度似乎並沒有折減的現象。

就(2)點的描述，為什麼開裂後纖維量較少的試體抗彎勁度似乎沒有折減的情形呢？在試驗後觀察試體發現：1% 試體拉力側受 $\frac{1}{3}L$ 梁段，有多條平行裂縫產生；但 2% 試體僅有單一

主裂縫。裂縫型式的不同，應為影響開裂後抗彎勁度的主要因素。至於為什麼纖維量少的試體反而出現多重裂縫，原因有待釐清。

因考量韌性表現，斷面配筋量一律採 $\rho = 3.23\%$ 。

為配筋量固定在 $\rho = 3.23\%$ ，纖維用量為 0, 1, 2% 試體試驗結果。由圖顯示：

- (1) $V_f = 0\%$ 試體在鋼筋降伏點附近，左右梁段發生脆性的剪力破壞，試驗停止；破壞情形如照片 4-3 所示。
- (2) $V_f = 1\%$ 試體可跑完預設的加卸載歷程，試驗後試體拉力側如照片 4-4 所示。注意到 $V_f = 1\%$ 鋼纖維的存在，可使淺梁構件由端部脆性的剪力破壞，過渡至梁中央純撓曲段延性的彎矩破壞。
- (3) 開裂後纖維開始貢獻抗彎能力
- (4) 纖維對極限前加卸載抗彎勁度有些微助益。
- (5) 極限後壓力線發生擠碎現象，但對加卸載抗彎勁度影響不大。延續(1)、(2)點，纖維的存在可大幅提升斷面抗剪能力，與傳統箍筋角色類似；這一點，與前人以纖維混凝土梁進行試驗，所下的結論一致。

5. 結論

經由所進行的試驗，可得以下結論：

在鋼筋握裹試驗部份：

- (1) 消除鋼筋端部應力集中現象，對破壞模式及極限握裹應力影響很大。
- (2) 以試驗選用的竹節鋼筋而言，拔出型破壞對應的極限握裹強度高達，為已知他種混凝土文獻記錄的兩倍；伸展長度 l_d 僅需 $4d_b$ 。
- (3) 當受拉鋼筋數目增加，極限握裹應力因劈裂發生機率提高而大幅下降；但在劈裂發生前，鋼筋間互制效應並不明顯。

在淺梁(版)構件試驗方面：

- (1) ACI 318 規範對混凝土材料設定的極限壓應變值，對高強度混凝土，特別是加了鋼纖維的活性粉混凝土而言，實有放寬上限的必要。對 RPC 的極限壓應變值 ϵ_c ，建議採用 4000μ 。
- (2) 就抗彎歷程而言，RPC 淺梁與一般 HSC 梁表現趨勢極為類似。
- (3) 配筋時最密鋼筋間距應大於 ld_b ，以降低水平劈裂的發生機率。
- (4) 配合現行單筋梁構件撓曲設計程序，以等效矩形概念考慮拉力區纖維貢獻，可準確估計出 RPC 淺梁斷面的極限抗彎強度。
- (5) 以高強度 RPC，高配筋量組合成的輕薄梁(版)斷面，服務性控制條件將非常嚴格；特別是撓度控制條件。
- (6) 以 RPC 基本力學性質的資訊，預測複合構件抗彎行為，有一定程度的準確性。

鋼纖維所扮演的角色：

- (1) 劈裂發生後，由於纖維發揮橋接作用，漿體仍保有相當的殘餘握裹能力。
- (2) 纖維在梁構件裡扮演傳統箍筋的角色—提供抗剪能力。試驗結果顯示：摻有 $V_f = 1\%$ 鋼纖維的斷面已具備不錯的抗剪能力。可預見的是：添加纖維後，梁端剪力區域箍筋量應可適量降低。
- (3) 極限狀態時， $V_f = 2\%$ 鋼纖維可提供淺梁(版)斷面約 10 ~ 15 % 的抗彎能力，視鋼筋量的不同而略有增減。極限狀態後，纖維維持漿體的體積穩定性，大幅提升斷面韌性。

6. 參考文獻

- [1] Adeline, R., and M. Behloul, "High Ductile Beams without Passive Reinforcement", 4th International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete, Paris, pp 1383-1390, 1995.
- [2] Chauvel, D., R. Adeline, C. Jacquemmoz, and G. Birelli, "First Design Rules for RPC Beams," International Symposium on High Performance and Reactive Powder Concretes, V. 3, Sherbrooke, Canada, pp 1-15, 1998.
- Vipulanandan, C., and E. Paul, "Performance of Epoxy and Polyester Polymer Concrete," ACI Material Journal, V. 87, No. 3, 1990, pp. 241-251.
- 譚業成(詹穎雯指導),「活性粉混凝土力學行為之研究」, 碩士論文, 國立台灣大學土木工程研究所, 台灣台北, 2000。
- ASTM C 78-84, "Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete(Using Simple Beam with Third-Point Loading," Annual Book of ASTM Standards (1984)
- [6]Yerlici, V. A., and T. Ozturan, "Factors Affecting Anchorage Bond Strength in High-Performance Concrete," ACI Structure Journal, V. 97, No. 3, 2000, pp. 499-507.

表 2-1 所使用材料及配比(依重量比例)

| 鋼纖用量 | 二型水泥 | 砂 | 砂灰 | 石英粉 | 水 | 強塑劑 | 鋼纖維 |
|------|------|------|-----|------|------|-------|-------|
| 0% | 1 | 1.25 | 0.3 | 0.35 | 0.28 | 0.015 | 0 |
| 1% | 1 | 1.25 | 0.3 | 0.35 | 0.28 | 0.015 | 0.111 |
| 2% | 1 | 1.25 | 0.3 | 0.35 | 0.28 | 0.015 | 0.222 |

表 2-2 各撓曲試驗組對應的抗壓強度值

| 組別 | S-1 | S-2 | L-1 | L-2 |
|-----------|-------|-------|-------|-------|
| 抗壓強度(MPa) | 172.4 | 186.1 | 152.4 | 191.2 |

表 2-3 受壓歷程模擬曲線採用的材料參數值

| f'_c | ϵ_c | p_c | q_c |
|--------|--------------|-------|-------|
| 試驗平均值 | -4200 | 0.07 | 0.04 |

表 2-4 拉伸歷程模擬曲線採用的材料參數值

| f'_t | ϵ_t | p_t | q_t |
|-----------|--------------|-------|-------|
| 10.46[39] | +1500 | 0.093 | 0.82 |

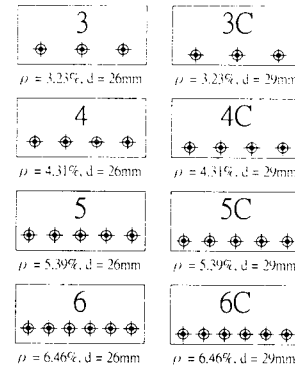


圖 2-1 淺梁試體的斷面配置圖

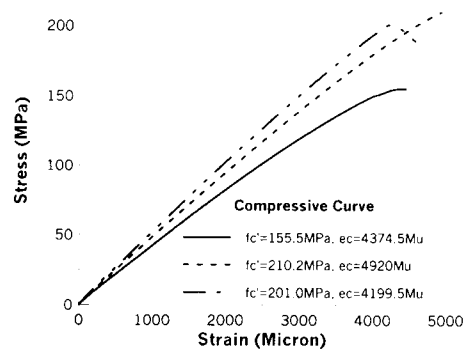


圖 2-2 不同抗壓強度試體的受壓歷程曲線

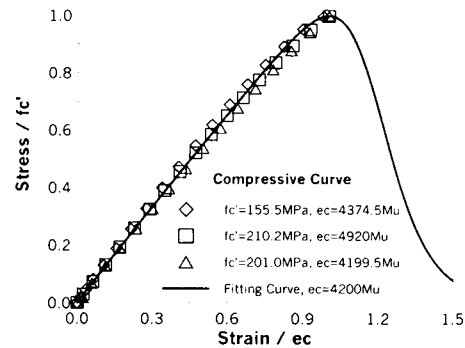


圖 2-3 經正規化之抗壓試驗歷程與模擬曲線

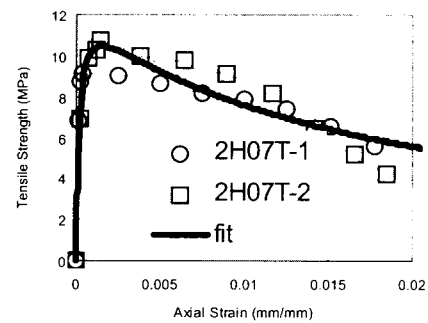


圖 2-4 拉伸試驗歷程與模擬曲線(range=0.02) [39]

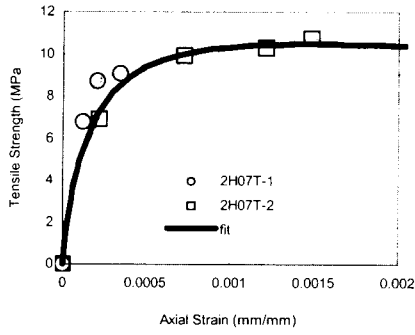


圖 2-5 拉伸試驗歷程與模擬曲線(range=0.002) [39]

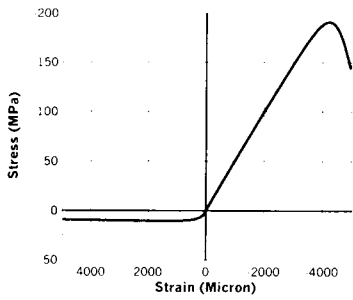


圖 2-6 含鋼纖維($V_f = 2\%$)之 RPC 應力-應變模擬曲線

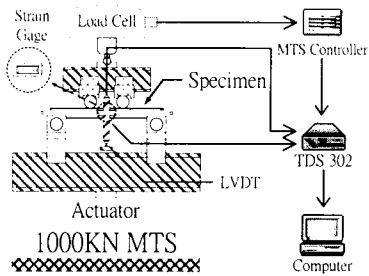


圖 3-1 撓曲試驗架設圖

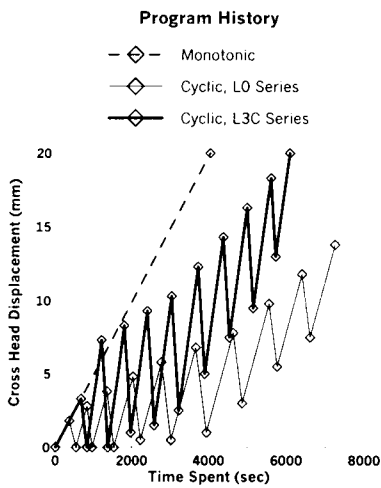


圖 3-2 經由面板(microprofiler of MTS)輸入的位移控制程式歷程

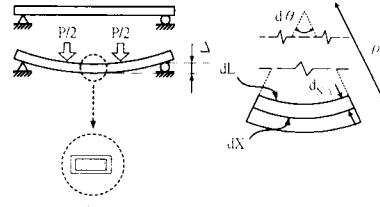


圖 3-3 撓曲試驗所量測的變數

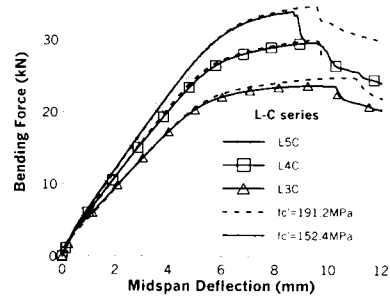


圖 4-1 RPC 抗壓強度不同對抗彎歷程的影響

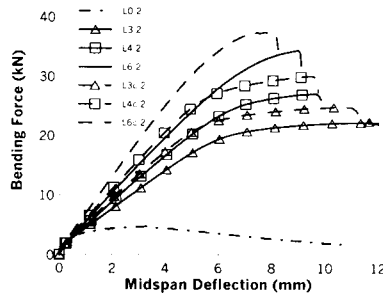


圖 4-2 不同鋼筋量(ρ)及有效梁深(d)對抗彎歷程的影響

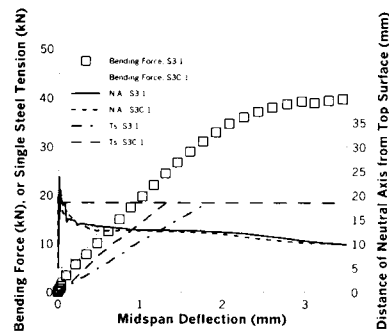


圖 4-3 相同鋼筋量、不同有效梁深淺梁試體的抗彎歷程、鋼筋拉力及中性軸位置關係

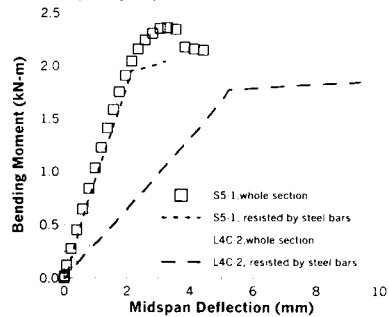


圖 4-4 不同跨距淺梁試體的抗彎歷程(虛線表示鋼筋大致上所佔的抗彎能力)

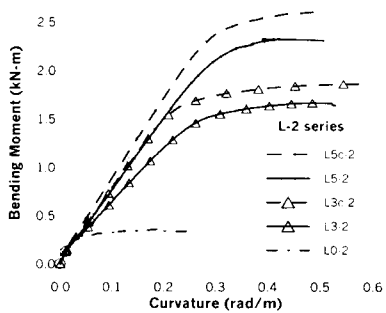


圖 4-5 純撓曲段典型的彎矩-曲率 ($M - \kappa$) 關係

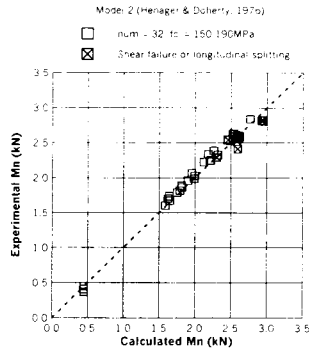


圖 4-10 以矩形塊模擬拉力區貢獻估計的理論及試驗極限彎矩比較

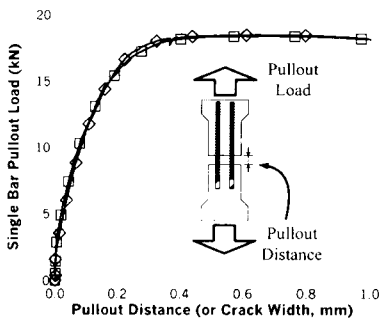


圖 4-6 最終破壞模式為鋼筋降伏的拉拔試驗歷程

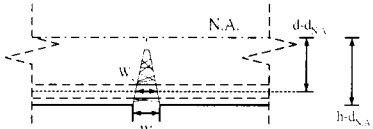


圖 4-7 於純撓曲段估計表面裂縫寬度採用的幾何模型

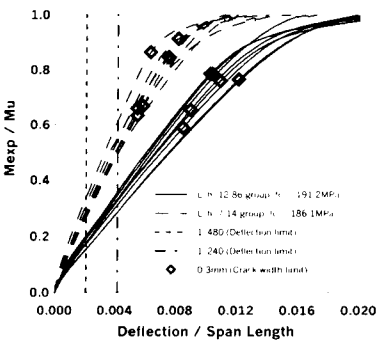


圖 4-8 淺梁試驗組(編號為 S-2 及 L-2)的服務性表現

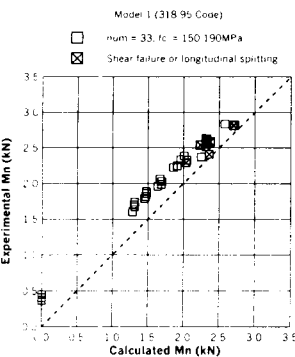


圖 4-9 採用現行規範估計的理論及試驗極限彎矩比較

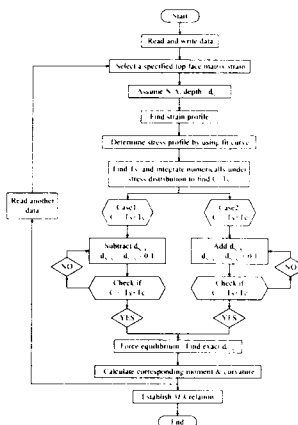


圖 4-11 以電腦數值模擬的程式流程(Flow chart of computer program)

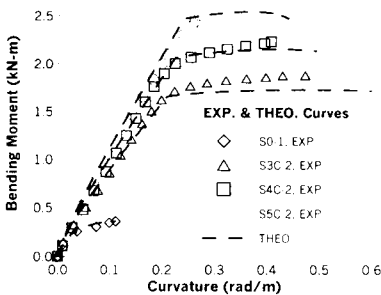


圖 4-12 不同鋼筋量下，淺梁的試驗及數值模擬抗彎歷程比較

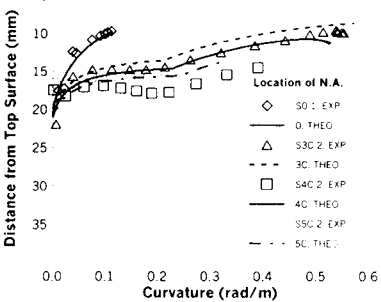


圖 4-13 不同鋼筋量下，淺梁的試驗及數值模擬中性軸位置比較

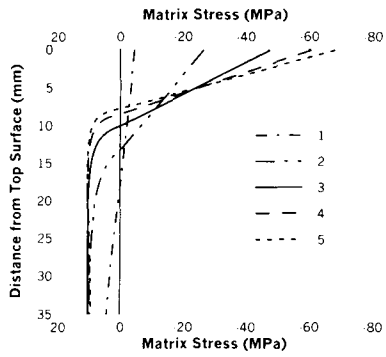


圖 4-14 試體：L0-2 應力分佈變化的五個階段

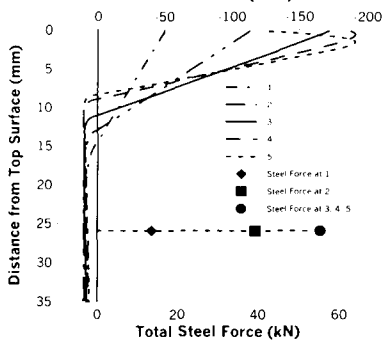


圖 4-15 試體：L3-2 應力分佈變化的五個階段

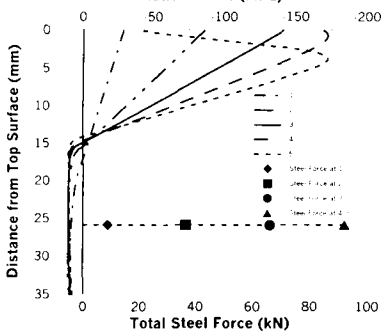


圖 4-16 試體：SS-1 應力分佈變化的五個階段

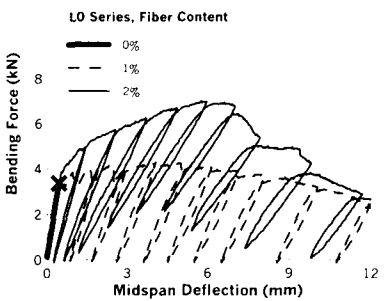


圖 4-17 不含鋼筋，不同纖維量之淺梁受反覆撓曲載重的歷程比較

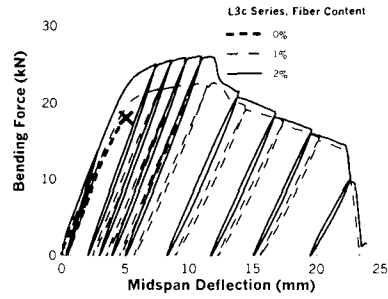
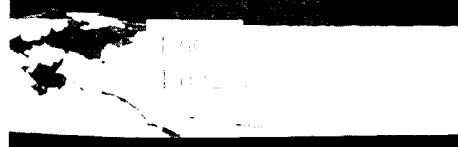


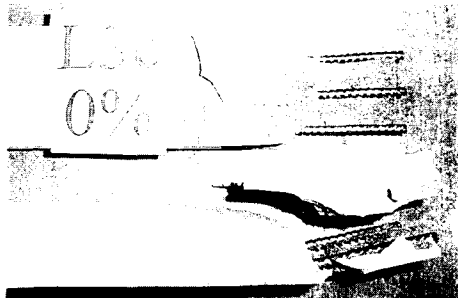
圖 4-18 含鋼筋，不同纖維量之淺梁受反覆撓曲載重的歷程比較



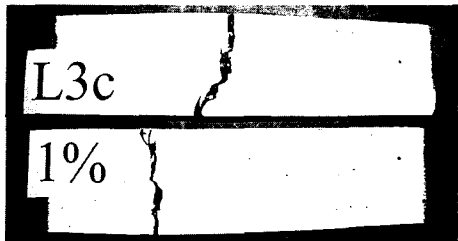
照片 4-1 跨距/梁深比為 12.86 且鋼筋量為 6.46%之淺梁，試驗後於側邊產生劈裂裂縫



照片 4-2 跨距/梁深比為 7.14 且鋼筋量為 5.39%之淺梁，試驗後於梁端產生剪力破壞



照片 4-3 含鋼筋($\rho = 3.23\%$)、不含鋼纖淺梁的破壞情形



照片 4-4 含鋼筋($\rho = 3.23\%$)、含鋼纖($V_f = 1\%$)淺梁的破壞情形