行政院國家科學委員會專題研究計畫　成果報告

子計畫八：學校建築構架有效補強措施研究

計畫類別：整合型計畫
計畫編號：NSC91-2211-E-041-018-
執行期間：91 年 08 月 01 日至 92 年 07 月 31 日
執行單位：嘉南藥理科技大學工業安全衛生系

計畫主持人：劉玉文
共同主持人：許茂雄
計畫參與人員：魏竹威

報告類型：精簡報告

處理方式：本計畫可公開查詢

中　華　民　國 92 年 10 月 30 日

行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告

防災重要建築物之耐震對策(Ⅲ)—

子計畫八：學校建築構架有效補強措施研究

Study for Effective Retrofits of Reinforced Concrete Frame of School Buildings

計畫編號： NSC 91-2211-E-041-018-

執行期限：91 年 8 月 1 日至 92 年 7 月 31 日

計畫主持人：劉玉文 教授　　嘉南藥理科技大學職業安全衛生學系

共同主持人：許茂雄 教授　　成功大學建築學系

一、摘　要

鋼筋混凝土建築構造物在其自然的生命週期中，因為天然(如地震、火災)、人為因素(如鄰房施工)或時空關係(如材料老化)之影響，可能使得牆壁、樓版、樑、柱、基礎等的結構桿件龜裂或受損而導致建築物的耐震性不足或使用性能不佳。然而，若結構桿件的龜裂或受損情況較嚴重，則除了重建拆除外；有時候在經濟性及安全性的考量下，我們可以利用結構補強的方式恢復甚至提高建築結構物的耐震能力。

本文分別對10個含牆鋼筋混凝土構架(其中包括2個槽縫牆)做鋼版的補強，或以水泥砂漿、混凝土、環氧樹脂、樹脂砂漿等材料進行修復。在槽縫牆方面，採以Epoxy砂漿、混凝土砂漿、植筋或圍封樑身與樑柱接頭部份補強；在傳統水平垂直配筋方面，採以EPOXY樹脂注入與鋼片增設斜撐框架措施或舖設單面FRP補強；在斜向(45°)配筋方面，採以前後鋼板錨定柱身修補、增設斜撐補強；在扇形配筋方面，採以前後鋼板錨定樑身修補，並作靜態水平側向力加載試驗以提供實驗數據，對補強後的材料探討與破壞情形作承載力的評估。

二、實驗方法及步驟

本文利用適當且經濟的方法對十座全尺寸含邊柱剪力牆試體進行補強，共計有兩座以碳纖維貼覆牆面、鋼板框架固定補強牆板之試體（R-MWF1, R-MWF2）；兩座含邊柱槽縫牆補強試體（R-CWF3,R-CWF4），利用 RC 或鋼板對頂施力梁加勁；三座斜向配筋剪力之試體僅以鋼板對柱施力面兩側加勁（R-MWFD1, R-LWFD1, R-LWFD2）；三座扇形配筋剪力牆試體之補牆除以鋼板對柱兩側補強外，其界面灌注環氧樹脂，牆面不作處理（R-MWFF1, R-MWFF2,R-LWFF1）。試體藉由螺桿固定於強力地板上，油壓千斤頂則固定於反力牆，千斤頂施力於試體頂端固定鋼帽，施以往覆且漸增之水平變位。整個試驗情形與加卸載方式如圖一及圖二所示。

三、試驗結果之比較

試體補強前後試驗破壞圖如圖三而試體之側向載重－變位曲線如圖四所示。

3-1 R-MWF1 以碳纖維貼覆牆面、鋼板框架固定補強效果之比較

本試驗的破壞結果為柱腳鋼板的化學錨栓被拉拔破壞因而終止實驗，在強度上確實補強效果比起原試體高出甚多，且牆

面上並無明顯大裂縫的發生，證明試體承載強度可再提昇，然而卻只因柱腳化學錨栓的貫入深度的不足所致，亦因為是瞬間的破壞在位移方面韌性並不佳，建議的改良方式為增加化學錨栓的貫入深度或增加化學錨栓的數量，以期牆面能出現大裂縫，再裂縫發生的同時亦能使韌性增加。

3-2 R-MWF2 以鋼片增設斜撐框架補強效果之比較

本試驗的破壞結果與試體 R-MWF1 相同，皆為化學錨栓貫入深度不足所致，同樣再承載強度上有大幅的提昇，但韌性、位移仍嫌不佳，裂縫的發生大多分布在鋼片斜撐的兩側，為細小裂縫的分佈，並無大裂縫的發生，
建議改良方式與 R-MWF1 試體相同，同樣增加化學錨栓的貫入深度即可。

3-3 R-CWF3 以植筋、RC 澆置增設剪力牆補強效果之比較

原試體破壞情形為牆面槽縫單元牆彎剪破壞，槽縫與上梁交界處因應力集中的關係造成上梁混凝土的部分脫落，韌性好且強度約為 50 噸左右，在經植筋、澆置 RC 修復使得上梁不再受損後，強度提昇為 1.5 倍，韌性約 5 公分左右。

3-4 R-CWF4 以鋼板圍封樑、樑柱接頭補強之比較

原試體破壞情形為牆面槽縫單元牆彎曲破壞，在梁柱接頭部分因應力集中的結果，有部分龜裂情形發生，強度約為 40 噸且韌性佳，在經鋼板圍封上梁而免於破壞後，強度提昇約 2 倍韌性減為 4 公分左右。

3-5 R-MWFD1、R-LWFD1 及 R-LWFD 以鋼板補強 RC 柱之比較

試體 R-MWFD1、R-LWFD1 及 R-LWFD2 皆以化學螺栓固定鋼鈑於柱身，鋼鈑與柱子間無注射黏著劑，在強度提昇上有提昇約 1.5 倍左右，但鋼度偏軟且有突發性的破壞；在吸能飽滿度與韌性方面，原試體飽滿度良好且韌性佳，在經由鋼板補強後，吸能情形並不理想，韌性也不如原試體佳。

3-6 R-MWFF1、R-MWFF2 及 R-LWFF1 以鋼片、EPOXY 樹脂補強 RC 樑柱之比較

試體 R-MWFF1、R-MWFF2 及 R-LWFF1 以鋼片框架圍封上樑，另外中型試體 R-MWFF1、R-MWFF2 再以化學錨栓對鎖鋼鈑補強柱身。以此種方式修補後，鋼度明顯的回復了，強度約提昇 1.3 倍左右且韌性佳，吸能情形良好。

四、試驗結果分析

4.1 破壞後材料強度的折減與假設

(1) 混凝土強度

補強試體原先就是經過多次加載後，壓力區混凝土應變達到 0.003 時，我們稱之為試體已經破壞。在本文使用的混凝土強度約為 210kg/cm^2，但是我們並不知道強度 210kg/cm^2 的圓柱試體經過多次加載時的應力－應變曲線，所以利用已知道的混凝土強度 263.88kg/cm^2 的應力－應變曲線做正規化的強度折減，折減率約為 0.8。

(2) 鋼筋強度

試體牆筋所使用的是#3 筋，強度為 4306 kg/cm^2，柱筋使用的是#5 筋，強度為 3673 kg/cm^2，在此假設鋼筋為彈塑性材料，鋼筋達到降伏強度時就不在增加應力。再根據混凝土折減率 0.8，同樣的對鋼筋應力也折減 0.8，整個試體可視為同等的強度下降。

(3) 化學錨栓之等值鋼筋量

化學錨栓可藉由鋼鈑力量的傳遞，對混凝土柱提供剪力。在理論分析上，我們對化學錨栓提供的剪力強度去除以柱筋折減強度的大小轉化為等值柱筋量，也就是說擴大原有柱筋面積。

(4) EPOXY 提供之剪力大小

假設 EPOXY 對試體提供剪力強度可視為線性疊加，且應力－應變曲線為完全線彈性。

在本文中假設試體的降伏與極限力量的計算均由所有材料提供力量疊加。

4.2 剪力、極限強度的計算

(1) 強度計算

本文試體為含邊界柱之剪力牆可視為 I 型剖面樑。根據 ACI 規範的規定：依據斷面應變呈線性的假設下，當最外緣拉力鋼筋達降伏時，所計算得到的彎矩稱為降伏彎矩(M_y)；當壓力區混凝土應變達 0.003 時, 所計算得到的彎矩稱為極限彎矩(M_u)。關於降伏強度與極限強度的計算方式如下：

$$\sum_i T_{si} = \sum_i \{ f_{si} \times (A_{si} + A_{bsi}) \times \cos\theta i) \qquad (4\text{-}1)$$

$$\sum_i C_{si} = \sum_i \{ f_{si} \times (A_{si} + A_{bsi}) \times \cos\theta i) \qquad (4\text{-}2)$$

$$\sum_i C_{ci} = \sum_i (f_{ci} \times A_{ci}) \qquad (4\text{-}3)$$

$$\sum C_{total} = \sum_i C_{si} + \sum_i C_{si} \qquad (4\text{-}4)$$

$$\sum C_{total} = \sum_i T_{si} \qquad (4\text{-}5)$$

式中：

C_{total} ：壓力區總力

T_{si} ：張力側任一支受拉鋼筋之受力

C_{si} ：壓力側任一支受拉鋼筋之受力

C_{ci} ：壓力側任一位置之混凝土所受之壓力

f_{si} ：壓力側任一支受拉鋼筋之受力

f_{ci} ：任一位置之混凝土所受之應力

A_{si} ：任一支鋼筋之斷面積

A_{ci} ：壓力側任一位置之受壓混凝土之斷面積

A_{bsi} ：化學螺栓等值柱筋量

由公式(4-5)可推中性軸位置，再將斷面上的各個總力對中性軸產生的彎矩的加總後，即可的到降伏強度(M_y)與極限強度(M_u)，除以施力位置的力臂長度 a，可分別求出降伏荷重與極限荷重，如式(4-6)、(4-7)。

$$\sum_i M_i = \sum_i P_i \times X_i \qquad (4\text{-}6)$$

$$P = \frac{\sum_i M_i}{H} \qquad (4\text{-}7)$$

式中：

$\sum_i M_i$ ：各力量對中性軸產生的彎矩加總

H ：力量作用點與基座的距離

4.3 降伏、極限位移曲線的預測

本文對建立位移曲線是先求出降伏點(P_y，Δ_y)與極限點(P_u，Δ_u)兩點的座標，然後將原點與降伏點用

$P = P_y(2(\frac{\Delta}{\Delta_y}) - (\frac{\Delta}{\Delta_{yb}})^2)$ 去模擬降伏點前的位移方程式，而降伏點與極限點就以直線的方式連接。

(1) 降伏位移的預測

在降伏位移預測方面可分為兩個部分的總和，一個為彎矩效應產生的位移(Δ_{yb})，另一個為剪力變形產生的變形(Δ_{ys})。計算方式如下：

彎矩位移：$\Delta_{yb} = \dfrac{P_y H^3}{3E_{yc}' I_y'}$ (4-8)

剪力位移：$\Delta_{ys} = \dfrac{P_y H}{G_{yc} A_y}$ (4-9)

降伏位移：$\Delta_y = \Delta_{yb} + \Delta_{ys}$ (4-10)

其中：

$$G_{yc} = \frac{E_{yc}'}{2(1+\upsilon_y)} \quad , \quad \upsilon_y = 1.4$$

式中：

Δ_{yb} ：降伏時彎矩效應所提供的位移

Δ_{ys} ：降伏時剪力效應所提供的位移

P_y ：降伏荷重

H ：施力高 (本文中 H=220cm)

E_{yc}' ：達降伏荷重時，破壞後混凝土所剩的彈性係數

I_y' ：降伏時經折減破壞後試體的慣性矩

A_y ：降伏時壓力區面積

G_{uc} ：降伏時破壞後混凝土的剪力模數

υ_y ：降伏時的柏松比

根據上面的計算結果，便可求出降伏

位移。在式(4-8)與(4-9)中，關於 E_c'、$I_{y'}$、υ 的計算方式在此說明。所謂”破壞後”只的是試體中的壓力區混凝土應變早已達到 0.003，是已經破壞過後的，經過補強後再壓的結果混凝土強度肯定會打一些折扣，為了有所區別於新鮮澆置混凝土達破壞時的彈性係數或慣性矩等，故加”破壞後”以示區別。而關於彈性係數 E_c' 的計算，當拉力區最外側鋼筋達降伏時，根據應變保持線性的原則下，我們可以推求壓力區最外側混凝土區的應變為多少，再根據正規化後的結果可以求出強度折減後壓力區混凝土的強度，再以當時的強度去除以最外側混凝土的應變即可得到 E_c' 值。

在以往對柏松比的量測只量測到試體破壞時，對於試體破壞後補修再壓的柏松比，本文裡我們假設到達降伏強度時 υ 為 1.4，而到達極限強度時 υ 為 2.1。

降伏時慣性矩 I_y' 的計算, 則是將折減強度後的鋼筋轉成等值的破壞混凝土面積，再去對中性軸取慣性矩。而根據每根鋼筋當時的彈性係數去除以破壞後混凝土的彈性係數 E_c'，即可求得放大倍數 n 值，在本文計算中 n 值約在 30 幾左右，n 值的大小要示鋼筋是否降伏而定，再與混凝土所提供的慣性矩相加即可求得折減前的慣性矩 I_y。因為在降伏荷重時，慣性矩的提供大多由鋼筋而來的，雖然鋼筋有強度上的折減但在計算 I 值時，但乘上 n 值卻為 30 幾, 比起新鮮混凝土的 n 值 9.38 大上許多，故尚需折減慣性矩，計算方式如下式所示。

$$(I_y)_{sc} = I_{ys} + I_{yc}' \qquad (4\text{-}11)$$

$$I_y' = \frac{(I_y)_{sc}}{I_g} \times I_u + I_{yb} \qquad (4\text{-}12)$$

I_g ：新鮮混凝土的全斷面慣性矩

I_u ：新鮮混凝土極限時的慣性矩

I_y ：降伏時未經折減破壞後試體的慣性矩

I_{ys} ：鋼筋所提供的慣性矩，$nA_{si}D_i^2$

I_{yc}' ：混凝土所提供的慣性矩

I_{yb} ：化學錨栓等值鋼筋量所提供的慣性矩

(2) <u>極限位移的預測</u>

在降伏位移預測方面可分為兩個部分的總和，一個為彎矩效應產生的位移 (Δ_{ub})，另一個為剪力變形產生的變形 (Δ_{us})。計算方式如下：

彎矩位移：$\Delta_{ub} = \dfrac{P_u H^3}{3E_{uc}' I_u'}$ (4-13)

剪力位移：$\Delta_{us} = \dfrac{P_u H}{G_{uc} A_u}$ (4-14)

降伏位移：$\Delta_u = \Delta_{ub} + \Delta_{us}$ (4-15)

其中：

$G_{uc} = \dfrac{E_{uc}'}{2(1+\upsilon_u)}$ ， υ_u =2.1

式中：

Δ_{ub} ：極限時彎矩效應所提供的位移

Δ_{us} ：極限時剪力效應所提供的位移

P_u ：極限荷重

H ：施力高度 (本文中 H=220cm)

E_{uc}' ：達極限荷重時，破壞後混凝土所剩的彈性係數

I_u' ：極限時經折減破壞後試體的慣性矩

A_u ：極限時壓力區面積

G_{uc} ：極限時破壞後混凝土的剪力模數

υ_u ：極限時的柏松比

極限位移的慣性矩 I_u' 計算方式如同降伏位移一樣，計算方式如下式所示。

$$(I_u)_{total} = I_{us} + I_{uc}' + I_{ub} \qquad (4\text{-}16)$$

$$I_u' = \frac{(I_u)_{total}}{I_g} \times I_u \qquad (4\text{-}17)$$

I_g ：新鮮混凝土的全斷面慣性矩

I_u ：新鮮混凝土極限時的慣性矩

$(I_u)_{total}$ ：降伏時未經折減破壞後試體的慣性矩

I_{us} ：鋼筋所提供的慣性矩，$nA_{si}D_i^2$

I_{uc}' ：混凝土所提供的慣性矩

I_{ub} ：化學錨栓等值鋼筋量所提供的慣性矩

五、結論

綜合本研究結果，可得到下列結論：

1.由試體 R-MWF1 與 R-MWF2 的極限強度皆約增加 50%可以得知，以鋼鈑斜撐或是以碳纖維補修牆體，確實在強度提昇上有幫助，然而卻也因為牆面束制太強造成剪力位移量的縮短，在安全性的考量上，並不是我們所期待的。雖然在 R-MWF1 與 R-MWF2 的極限位移上僅僅略小於補強前的極限位移，但那只是基座化學錨栓被拉拔出來的結果。

2.槽縫剪力牆之韌性量的變化與槽縫單元的高寬比有關，每個槽縫單元體都可視為類似懸臂樑的效果，在以鋼鈑圍封柱樑接頭與部分槽縫單元牆或以重新澆鑄混凝土後，縮短的槽縫高寬比，明顯的韌性比起補強前約不到一半。

3.以單純鋼鈑補強來說，遲滯圈在位移量少時約呈線性變化，原因可能是在補強前時混凝土壓碎後，牆面都有殘餘裂縫的存在或是牆面鋼筋的握裹滑移。當加載後，牆面裂縫開始伸張縮合而化學錨栓又有與鋼板接合空隙的存在，故可以猜想在剛開始的位移變化與理論位移量的變化會有些出入，這也可能就是為什麼以理論方法計算的結果會有這麼明顯誤差的原因。

4.若以 EPOXY 當作黏結劑黏結鋼板與混凝土表面，因為有 EPOXY 填塞會造成化學錨栓與鋼鈑間的接合空隙量的減少，能更有效的將化學錨栓的剪應力傳達給鋼鈑，再加上 EPOXY 束制鋼鈑與上樑形成類似框架的結構物，發揮 EPOXY 的剪力效應，在此鋼鈑的作用只是將化學錨栓與樹脂的剪力傳達給底部大樑，所以鋼鈑如果太薄則無法承擔傳遞力量，太厚又只是浪費鋼料而已，所以應該有一個鋼鈑的厚度應該有一個最小的規定。

5.破壞後的混凝土試體在緊急支撐原則下，僅以化學錨栓對鎖鋼鈑於柱子上的修補方式確實能達到預期強度的目的；或以局部注射 EPOXY 樹脂的修補方式，除了提高強度外，更能恢復以往試體的剛度。

六、參考文獻

(1) 國立成功大學及國科會，〝1999 集集大地震災害調查研討會論文集〞，1999/11。

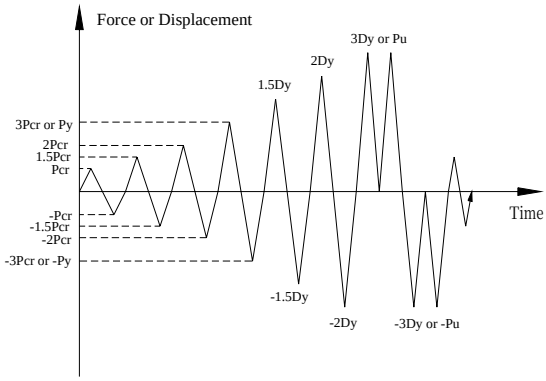
(2) 廖慧明，〝建築物耐震診斷及補強方法〞，台灣省土木技師公會，建築物補強研討會論文集，民國 81 年 5 月，ppG1~G88。

(3) 張荻薇，〝地震後受損鋼筋混凝土建築物之補修及耐震補強設計法〞，中華民國結構工程季刊第二卷第一期，P79-90，1987/1。

(4) 李威璁，〝含牆鋼筋混凝土構架試驗研究〞，成功大學土木研究所碩士論文，民國 90 年 7 月。

(5) ACI Committee 318, “ Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-95) and Commentary (ACI318-95R) ” , ACI Committee 318, American Concrete Institute, pp.131-145,1995.

圖一 試驗全覽圖



圖二 側向加載歷時曲線

(a) R-MWF1 試體

(b) R-MWF2 試體

(c) R-CWF3 試體

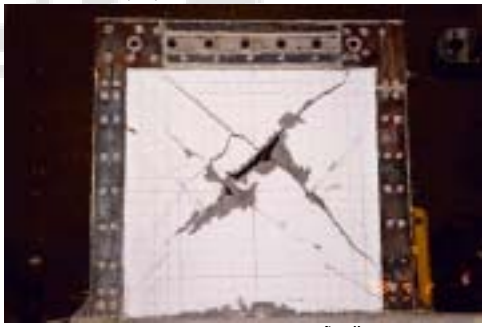
(d) R-CWF4 試體

(e) R-MWFD1 試體

(f) R-LWFD1 試體

(g) R-LWFD2 試體

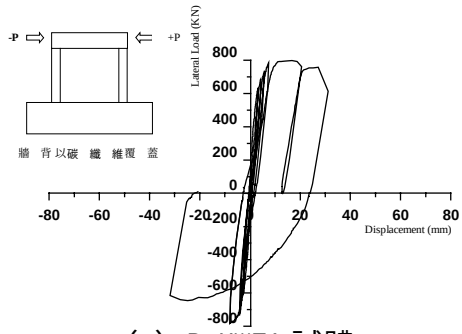
(h) R-MWFF1 試體



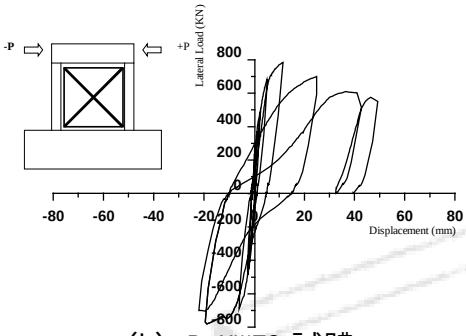
(i) R-MWFF2 試體

(J) R-LWFF1 試體

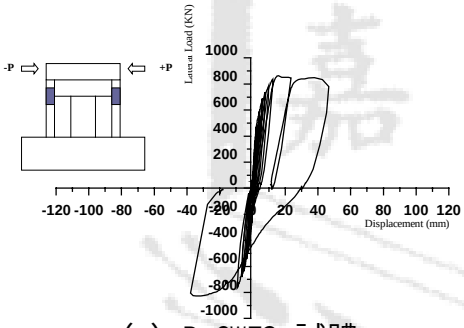
圖三 試體破壞圖



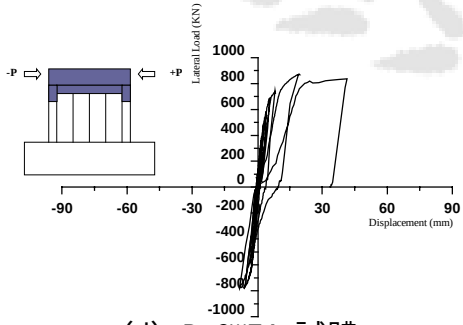
(a) R-MWF1 試體



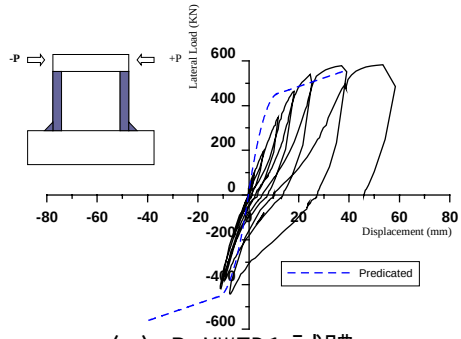
(b) R-MWF2 試體



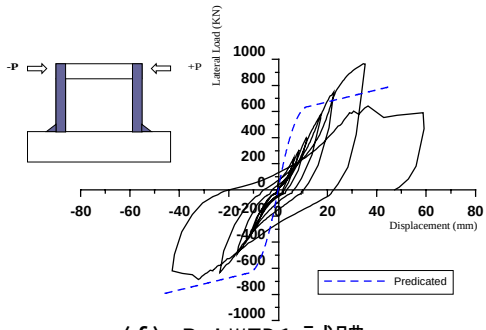
(c) R-CWF3 試體



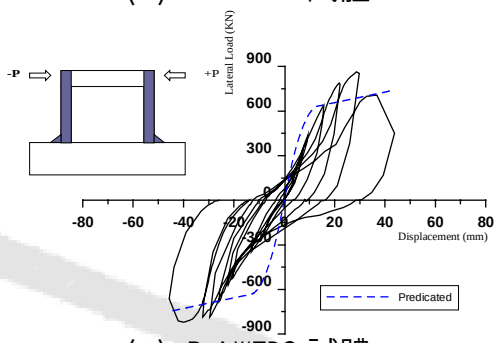
(d) R-CWF4 試體



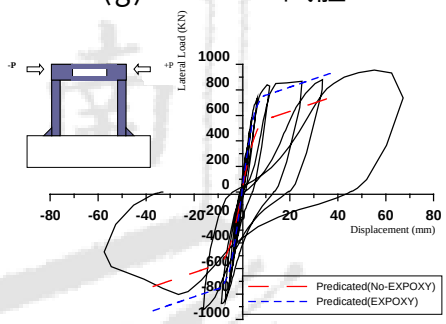
(e) R-MWFD1 試體



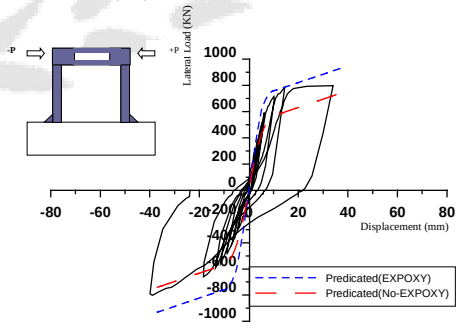
(f) R-LWFD1 試體



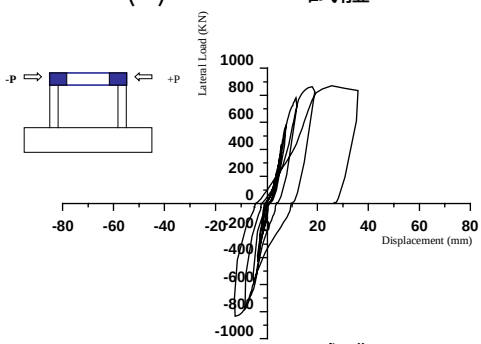
(g) R-LWFD2 試體



(h) R-MWFF1 試體



(i) R-MWFF2 試體



(J) R-LWFF1 試體

圖四 試體載重-位移曲線