

行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告

※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※

※ 鋼筋混凝土翼牆柱行為試驗與耐震補強研究

※ Behavior Test and Aseismic Retrofit of R.C. Wing Columns

※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※

計畫類別：個別型計畫 整合型計畫

計畫編號：NSC89-2625-Z -041-002-

執行期間： 89 年 08 月 01 日至 90 年 07 月 31 日

計畫主持人：劉玉文

本成果報告包括以下應繳交之附件：

- 赴國外出差或研習心得報告一份
 - 赴大陸地區出差或研習心得報告一份
 - 出席國際學術會議心得報告及發表之論文各一份
 - 國際合作研究計畫國外研究報告書一份

執行單位：臺南藥理科技大學工業安全衛生系

中華民國 89 年 10 月 28 日

行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告

鋼筋混凝土翼牆柱行為試驗與耐震補強研究

Behavior Test and Aseismic Retrofit of R.C. Wing Columns

計畫編號：NSC89-2625-Z-041-002

執行期限：89年8月1日至90年7月31日

主持人：劉玉文 嘉南藥理科技大學工業安全衛生系

計畫參與人員：劉國強 成功大學建築研究所 博士生兼任助理

黃文駿 成功大學建築研究所 碩士生兼任助理

一、中文摘要

本計畫係整合型研究計畫「建築物功能設計法研究」之子計畫六，由功能設計法建議草案可看出若建築物耐震能力不足，在不同地震力作用下可能出現小害、中害或大害時，在建築物未崩塌前如何對結構補強提升耐震能力是使用功能目標之重要課題。

從瑞里地震，九二一集集大地震的建築物震害調查顯示，RC結構受損時，若柱構材抗剪或抗彎能力不足，柱身會產生斜剪裂縫，柱端產生橢曲裂縫，甚至形成塑性鉸使結構物自然週期增長且側移加大或塑性鉸數目過多不穩定而崩塌，若在柱子兩側增設翼牆便可有效提升其抗震能力。

本計畫為探討翼牆柱在地震力及軸力作用下之行為，共規劃30個試體進行試驗。試體分為兩大類：一為純柱試體之試驗，另一為翼牆柱試體之試驗，再由兩試驗結果作一比較，得到封閉式箍筋之柱試體，在混凝土強度為3000psi時，一體成型箍筋可提升混凝土強度而提高整體強度約10%，另外相同斷面積之翼牆柱與柱，耐震能力可提升三倍之多，翼牆柱之耐震優越性，應該是可確信的。

關鍵詞：專題計畫、報告格式、國科會，封閉式箍筋，翼牆柱

Abstract

This study is the subproject of the integrate project that study on Performance Based Design of Building Structures. From the draft plan of performance design of Vision 2000, the building will appear even little, middle or great hazard, when it was lack of resistant standard in various area.

It is an important topic to promote the earthquake resistance. From the inspection of hazard of building in earthquake of Ray-Lie and Chi-Chi, deflection-cracks, diagonal-cracks, plastic hinges of columns elongate the natural period of the building and cause a great deformation even collapse. But, it will have another conclusion, promote seismic resistance when the column being added wing walls on it.

The purpose of this project is to detect the wing

column behavior under earthquake. Twenty specimens were made for test, one part of 16 for column test and another of 14 for wing-column test. With these tests column with closed type hoop at concrete strength less than 3000 psi the ultimate strength of specimen is ascending about 10 %. Mean while in the same cross-section area of a column and a wing-column the ultimate strength of wing-column is about three times as the column being. The superiority of a wing-column in seismic resistance is affirmative.

Keywords: Research Project, Report Style, National Science Council, closed-type hoop, wing-column.

二、緣由與目的

集集大地震使台灣中部地區受創嚴重【1999/9/21】，原本為緊急避難兼收容場所之學校及公共建築損壞崩塌程度遠超過一般建築，根據教育部資料顯示包含校舍全毀之各級學校校舍損壞總數達786所，而一般民宅以騎樓式店舖住宅最為嚴重，從震災調查報告中顯示【1-3】，崩塌或嚴重損壞主要集中在底層、長向、柱遭剪斷或彎斷。尤其校舍建築因通風采光需要，長向柱子底部1/3高度設置窗台，地震來襲時，可動長度減為2/3，柱所受剪力將提升為原來的3.3倍。實際上，這些校舍屬低層建築，在平面長向若能適當配置牆體或柱加翼牆，甚且於柱本身作各種改善，對長向耐震強度會有提升之效。

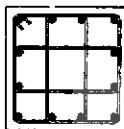
在日本阪神大地震後，學校建築備評估為耐震能力不足時，最常被推薦採用的也是在柱兩側加上翼牆，其原因是平面長向加翼牆可提高耐震能力外，不會影響到必要的採光與通風等功能。而分析結構體含翼牆柱時應如何加入翼剛度，在日本常將翼牆視為柱之一部份，主要提昇抗彎能力，但歐美國家學者則將翼牆視為牆獨立行為，主要提昇抗剪能力，而國內RC設計時，翼牆之作用視為與一般RC牆來處理，是否合理亦值探討，本研究之目的以試驗方法探討翼牆之受力行為，藉由RC理論分析提出翼牆之抗剪及抗彎剛度變化，有了翼牆剛度變化模式後，除與試驗結果、日本設計公式作比較外，以學校建築為例，探討更替翼牆柱系統後，耐

震能力之提昇情形。

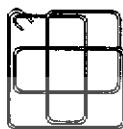
三、試體裝置及試驗規劃

3-1 試體規劃

為探討翼牆柱之耐震行為，首先探討柱行為，故試體規劃有 $40\text{cm} \times 40\text{cm} \times 135\text{cm}$ 單柱 8 支， $40\text{cm} \times 40\text{cm} \times 40\text{cm}$ 單柱 4 支， $40\text{cm} \times 40\text{cm} \times 50\text{cm}$ 單柱 4 支， $20\text{cm} \times 20\text{cm} \times 110\text{cm}$ 單柱 2 支，含翼牆柱試體 13 支其變因爲柱之箍筋模式，及混凝土強度，箍筋有封閉式箍筋及傳統式箍筋兩種，翼牆寬等。單柱試驗箍筋之型式如圖一，柱試體立面圖如圖二、翼牆柱試體立面圖如圖三，而試體編號如表一，試體詳細配筋如表二：

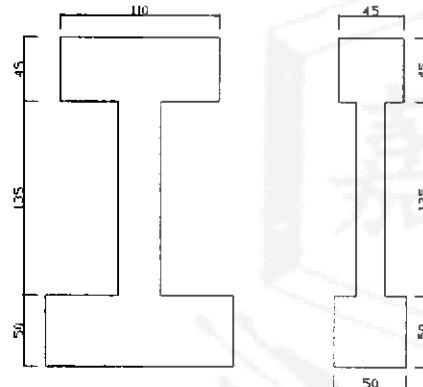


a. 傳統式

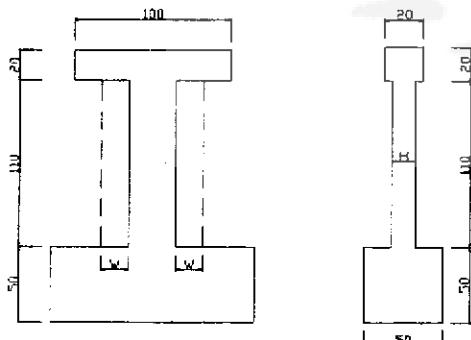


b. 封閉式

圖一、傳統式箍筋與封閉式箍筋之型式



圖二、柱試體立面圖



圖三、翼牆柱試體立面圖

CW1	135	H ₁	23.52	329.28	152.88	38.76
CW2	135	H ₂	17.64	329.28	123.38	69.60
CW3	135	H ₁	20.48	329.28	128.87	68.68
CW4	135	H ₂	17.64	329.28	130.34	58.90
CTE1	135	H ₃	23.52	588.00	191.98	39.70
CTE2	135	H ₄	25.84	490.00	187.47	32.22
CCR1	135	H ₃	23.52	329.28	151.21	110.00
CCR2	135	H ₄	23.52	588.00	183.55	56.60
STM1	50	H ₁	23.52	329.28	308.76	38.49
STM2	50	H ₂	17.64	329.28	273.03	47.25
SCH1	50	H ₁	20.48	329.28	362.89	56.88
SCH2	50	H ₂	17.64	329.28	296.45	57.60
STE1	40	H ₃	23.52	588.00	485.59	28.91
STE2	40	H ₄	25.84	588.00	581.47	40.28
SCR1	40	H ₃	23.52	588.00	453.84	31.41
SCR2	40	H ₄	23.52	588.00	481.08	15.96
WC1	110	H ₁	20.48	164.64	35	46
WC2	110	H ₁	20.48	164.64	18	63
WCW	110	H ₁	20.48	329.28	155	52
CWC	105	H ₁	23.38	0.0	68.76	40.0
CW1	105	H ₁	16.17	0.0	111.52	48.0
CW2	105	H ₁	23.38	0.0	147.59	30.0
CW3	105	H ₁	18.1	0.0	213.64	30.0
CW4	105	H ₁	18.1	0.0	127.99	40.0
CW5	105	H ₁	18.1	0.0	136.42	40.0
CW6	105	H ₁	16.87	0.0	168.46	40.0
CW7	105	H ₁	18.1	0.0	225.89	50.0
CW8	105	H ₁	16.17	0.0	278.22	27.0
CW9	105	H ₁	23.38	0.0	142.88	40.0
CW10	105	H ₁	23.38	0.0	169.15	50.0

註釋：a. 第一字 C: 一般柱；S: 短柱；WC: 翼牆柱。第二字 T: 一般箍筋；C: 封閉箍筋。第三字 M (or R): 單向或反向反覆施力；C: 純柱；W: 含牆。
第四字: 試體序號。b. 箍筋間距 H₁: h=18cm; H₂: 1/2h=15cm, 1/4h=10cm
H₃: h=15cm, H₄: 1/3h=25cm, 1/4h=15cm

表二、試體配筋表

試體編號	柱		施力標		基座標		翼牆
	主筋	箍筋	主筋	箍筋	主筋	箍筋	
12-S#	#3@18	12-S#	#3@10	12-S#	#3@15		
註：單柱試體試驗施力標基座標配筋如上。柱體標記部分各試體主筋相同，標記間距如表一說明。							
CWC	8-#4	#3@18	6-#5	#3@18	8-#7	#3@10	
CW1							1-#3
CW2							2-#3
CW3							3-#3
CW4							1-#3 1-#2
CW5							2-#3
CW6							2-#4
CW7							3-#3
CW8							4-#3
CW9							1-#3
CW10							2-#3

註：翼牆柱試體之配筋除翼牆部分體寬度不同而變化外，其餘柱、施力架、基座梁均與 CWC 相同。

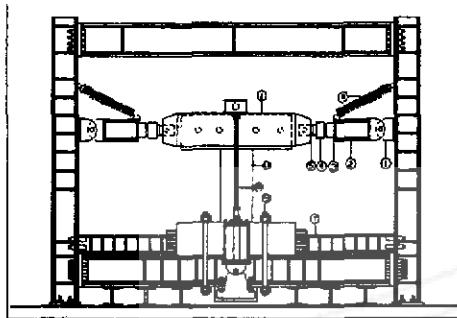
表一、試體編號與相關係數

試體編號	柱長 (cm)	箍筋間距 (cm)	F _c (mpa)	軸力 (kN)	側力 P _u (kN)	Drift Δ (mm)

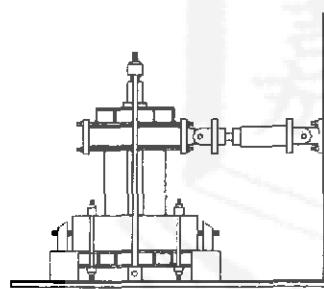
3-2 試驗裝置及試驗規劃

柱試驗時將試體固定於規劃好之試驗框架上，而框架為工字鋼構架並鎖置於 RC 強力樓板上，試驗前之相關傳動系統：鋼帽、螺桿、傳動軸，必須設置妥當，試驗數據截取器(data logger)及

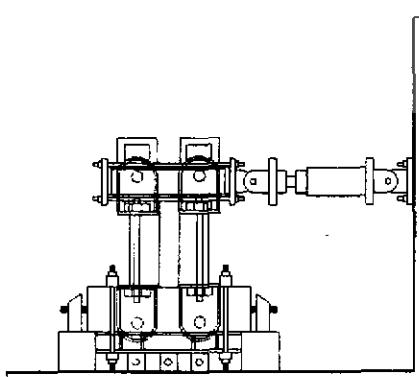
量測系統(dial gage)設置於預定紀錄位置，詳如圖四，翼牆柱試體設置於固定於牆力接板之試驗架上，振動力千斤頂則設置於反力牆，俟試體調定試驗架上後，再將動力千斤頂軸心前端與試體微接並以鋼棒鎖定結合，詳如圖五，考量故端模式試體加載如圖六，柱試驗時以固定軸力為 $0.1fc'Ag$ 及 $0.2fc'Ag$ 固定軸力加於柱頭後，再以漸大反覆兩次加載之方式，以每次增加五噸側力方式逐次加載，加載模式如圖七a，或以單向加載，而翼牆柱試驗之加載模式則以漸大往復三次之加載模式如圖七b，直到試體無法承受側力或變形過大或是試體破壞不堪繼續實驗為止。



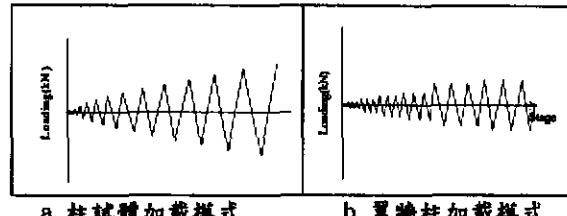
圖四、柱試驗之試體設置及相關量測設置圖



圖五、異牆柱考量軸力試驗之試體設置圖



圖六、真牆桂固牆模式之試體設置圖



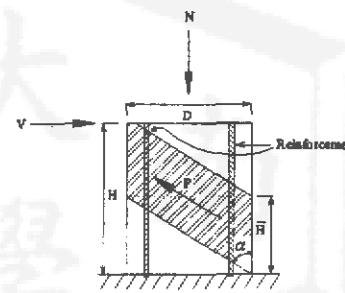
圖七、試體加載反向反覆逐漸加大式加載圖

四、理論分析與試驗結果

4-1 RC 电路分析

一般柱理論分析係依據 ACI-code【4】所規範之設計模式，分為試體開裂前、開裂、屈服、極限、破壞等幾個階段來看，各階段所對應支試體剛度變化依序有 I_c 、 I_{cr} 、 I_{un} 、 $0.1I_{un}$ 等變化，以算得受力過程試體之破壞各階段之變位，並與實驗結果作一比較，詳細分析步驟不贅述，其結果後敘。

除一般柱分析外，嘗試體為短柱時，因剪力控制短柱破壞，故剪力破壞模式以 Truss Model 分析
【5】並取一短柱如圖八且導算分析式如下：



圖八、短柱以 Truss Model 分析模式

平衡條件：

$$P = N \cdot \cos \alpha + V \cdot \sin \alpha + f_s \cdot \rho_s \cdot B \cdot D \cdot \cos \alpha \dots \dots \dots (1)$$

$$\sigma_d = K \cdot f'_r \cdot \frac{1}{A} \left[2 \cdot \frac{\varepsilon_d}{K \cdot \varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$\overline{H} = 4 \cdot H \quad (5)$$

$$H = H_1 \cup H_2 \cup \dots \cup H_{n-1} \cup H_n \quad (1)$$

$$\sigma_d = K \cdot f'_c \cdot \frac{1}{3} - (\varepsilon_d - \varepsilon_0 \cdot K) \cdot Z_c \cdot \frac{1}{3}$$

$$\overline{E} = 1 + E \quad (7)$$

$$\varepsilon_{50\%} = \frac{0.211 + 0.002 \cdot f_c}{f'_c - 70.37} \dots \dots \dots (9)$$

$$Z_c = \frac{0.5 \cdot f'_c}{\varepsilon_{s_{00}} + \varepsilon_{s_{0b}} - \varepsilon_b \cdot K} \dots \dots \dots (11)$$

$$if \quad \varepsilon_1 \leq \varepsilon_0 \quad \Rightarrow \quad f_1 = E_{\varepsilon_1} \cdot \varepsilon_1 \quad \dots \dots \dots \quad (13)$$

$$\frac{Y}{2} = (\varepsilon_t + \varepsilon_d) \tan \alpha$$

(16)

E_f : 檢討財務變動基座視爲兩體時(16)

set $\epsilon_t = 0$

from eq.(25)(26)

$$\gamma = 2 \cdot \varepsilon_d \cdot \tan \alpha \quad \dots \dots \dots \quad (18)$$

(a) 若 $\varepsilon_1 \leq \varepsilon_0$ ($\varepsilon_0 = 0.002$),

從式(3), (4), (5), (13), (17)及(1)剪力方程式可得：

$$V = K \cdot f_c \cdot \frac{1}{\lambda} \left[2 \cdot \frac{s_d}{s_0} - \left(\frac{s_d}{s_0} \right)^2 \right] \cdot A \cdot B \cdot H \cdot N \cdot \cot x - \mu \cdot E_s \cdot (\tan x - \cot x) s_d \cdot B$$

.....(19)

且可導得位移方程式：

$$\Delta = \eta_1 \cdot \gamma \cdot H - C \quad \dots \dots \dots \quad (20)$$

γ_1 : 混凝土屈服前之剪切位移係數

(b) 當 $\varepsilon_a > \varepsilon_b$,

從式(13), (16), (17), (24) 及(11)可得剪力方程式
如下：

$$V = [K \cdot f_c - (\varepsilon_d - \varepsilon_0 \cdot K) \cdot Z_c] \cdot \frac{1}{\lambda} \cdot A_2 \cdot B \cdot H - N \cdot \cot \alpha - \rho$$

.....(21)

且位移方程式如下： $\Delta = \eta_2 \cdot r \cdot H - C$ (22)

γ_2 : 混凝土屈服後剪切位移係數

4-2 柱試驗結果

經試驗結果，由表一結果及一般柱之 P-Δ 曲線圖九顯示以傳統箍筋與封閉式箍筋圈束之 RC 柱其承受極限強度差異不大，若以下不考慮箍筋對混凝土圈束之影響時以 ACI-code 之 RC 理論計算之結果，及考慮箍筋圈束之效果採用 Kent & Park [6] 之圈束模式時作一比較，將發現以傳統式箍筋圈束之 RC 柱，在混凝土強度高於 3000psi 時並無特別明顯強度提升之現象，但當混凝土強度較低時，則因封閉式箍筋之圈束效果而有強度提升之現象。

大约提升约有 10%。其比較如圖十

若以反向往覆式試驗結果，並以所推導之短柱剪力模式估算所得之包絡線作一比較得一甚為理想之模擬結果，以 STRI 為例，如圖十一。

4-3 翼牆柱試驗結果

翼牆柱試驗結果顯示，若僅加軸力單柱試體WCC1破壞模式為柱腳彎矩破壞，以初期受力破壞過程顯示往覆破壞皆為彎矩破壞，當試體遇屈服階段約30KN後即有剪力破壞裂縫出現，至最終為壓力區混凝土壓碎破壞，此時極限強度約為35KN，試驗曲線如圖十二，若試體考量固端影響，由固定架測得作用力如圖十三，由此威對軸力造成之柱端彎矩，使試體破壞模式更明顯，即為地震中柱破壞模式，如圖十四試體CWC之裂縫成長。由試驗結果相較加一倍柱寬，厚度為柱寬一半之翼牆試體WCW10，試驗至屈服前約50kn，翼牆部分出現彎矩裂縫，但裂縫延伸至柱體時則明顯呈現斜向裂縫出現，至極限載重後裂縫亦呈現斜向斜向走勢，直至試體破壞最終為翼牆端末混凝土壓碎，此時極限強度約為98KN，試驗結果如圖十五及圖十六，若翼牆再加寬一倍為WCW8時，WCW8試體破壞模式與WCW10相同，但此時破壞強度約至160KN，其試驗結果如圖十七，由增加翼牆後試體變形量顯示，加大翼牆明顯增加其極限強度，相對變形量並無明顯提昇。相對的以有固端彎矩模式考量之試體，如CW10試驗結果如圖十八及圖十九可由試驗結果表二得其強度為無考東置之三倍。

五、試驗結果討論

翼牆柱之設立主要在補足柱結構系統耐震能力之不足，提昇柱耐力之方法，不外乎，材料強度提昇，材料設置方式改變，箍筋設置即是一種【7】，故傳統箍筋與封閉式箍筋設置後試體試驗之比較，為一部分，另外就是一般柱另加翼牆之比較為一部分。一般柱試驗結果由於試體抗張力，與抗剪強度相比較，由彎矩造成之彎矩應力明顯大於抗彎應力故試體皆以柱腳張裂開始，而在短柱，因柱身細， β 比值雖小，剪力傳遞之剪應力比彎矩應力大，故以剪力裂縫之剪力破壞較明顯。至於加設翼牆時，試驗開始時翼牆外側受彎矩應力影響較大，在翼牆外側即開始破裂，裂縫呈現水平式之彎矩裂縫，但隨側力之增大即受固定端彎矩影響，裂縫明顯呈現斜向成長，由莫爾圓理論推估，受力主應力面逆旋微小角度即達破裂邊緣，故於試體在裂縫延伸至柱身時及明顯進入剪裂破壞之範圍而繼續形成破壞主裂縫，如圖二十。

六、禁書

從此研究結果得到幾點結論

(1) 耐震補強之具體措施，以封閉式箍筋替代傳統式箍筋時，僅在混凝土強度低於 3000psi 時有較明顯效果，提升強度約為 10%。但是封閉式箍筋施工，較複雜，且使用時必須配合主筋數量，是其另一限制。

(2) 以 Truss Model 理論推論短柱破壞模式，可得理想效果，其理論推論包絡線與實驗之受力變形曲線結果趨於一致，效果良好。

(3) 翼牆柱之設置，可提升試體耐震極限強度，就本試驗試體比例顯示以 3 倍提昇；就是左右各加大 1/2 相同之斷面時強度提昇約 3 倍。

(4) 考量固端彎矩之影響時，同樣試體比不考慮固端彎矩提升強度約三倍。

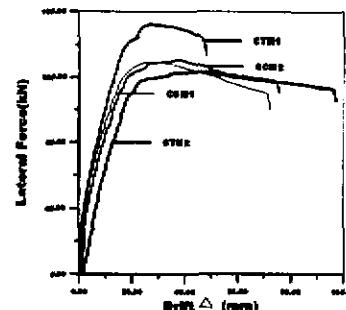
(5) 翼牆柱之設立，強度提昇但是變形量並未提昇，吸能效果未能明顯發揮。

七、計畫結果自評

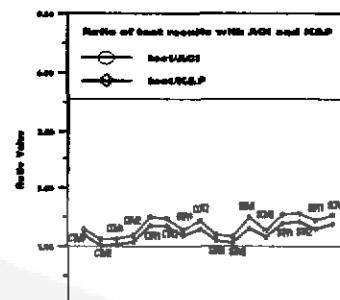
本研究共完成 30 個試體之試驗，除由試驗結果顯示翼牆柱能使柱之抗彎行為轉為抗剪行為，此等理論藉由 ACI 規範中 RC 行為分析及 Truss model 原理分析亦獲得證明，與原計畫預期目標相符。本研究結果可提供建築師或結構技師設計耐震建築構架之參考。本計畫之經費同時培養一位博士研究生與一位碩士研究生。

八、參考文獻

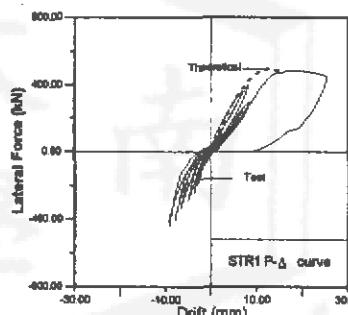
1. Tsai,K.C.,Chiang Pi Hsiao, Michel Bruneau, "Overview of Building Damages in 921 Chi-Chi Earthquake", Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Vol.2, No.1,pp.93-108, March2000.
2. Chen Cheng-Cheng, Ching-Tung Hung, Rwey-Hua Cherng, Van Jeng, "Preliminary Investigation of Damage to Near Fault Building of thh 1999 Chi-ChiEarthquake", Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Vol.2, No.1,pp.79-92, March2000.
3. Fintel, M., "Shearwalls-An Answer for Seismic Resistance", Concrete International, July, pp. 48-53, 1991.
4. American Concrete Institute (ACI) (1995)."Building Code Requirements for Reinforcement Concrete,"ACI 318 - 95, Detroit.
5. Hsu.T.T.C., and Y.L.Mo, " Softening of concrete in Low-Rise Shearwalls", Journal of the American Institute,Vol.82,No.6, November-December, 1985, pp.883-889.
6. Kent.D.C. and Park.R,(1971) "Flexural members with confined concrete." Journal of structural Diviston,ASCE,97.No.7.1969-1990.
7. Masataka Shibata & Atushi Nakazawa, Juro Mihara, Kiyoshi Masuo, and Koichi Minami(1992) " Development of A Specially Designed High-Strength Transverse Reinforcement for Square Concrete Columns" Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Balkema, Rotterdam,pp3065-3070.



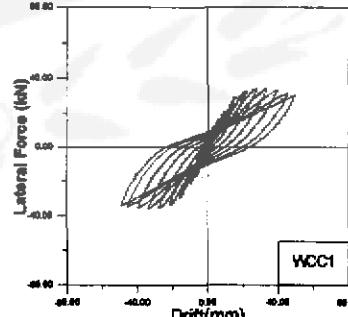
圖九、傳統柱試驗結果曲線圖



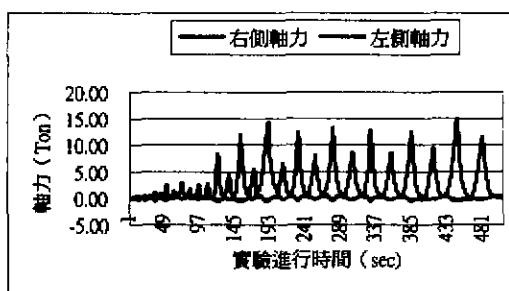
圖十、混凝土受不同圓束考量之柱試驗結果比較



圖十一、STR1 試驗結果與理論曲線圖



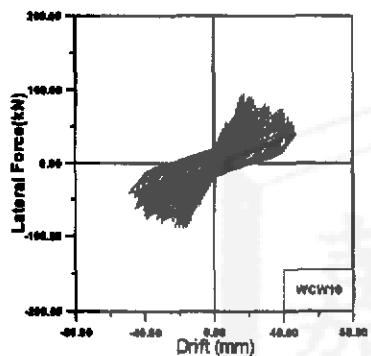
圖十二、WCC1 試驗結果曲線圖



圖十三、固定架測得作用力圖



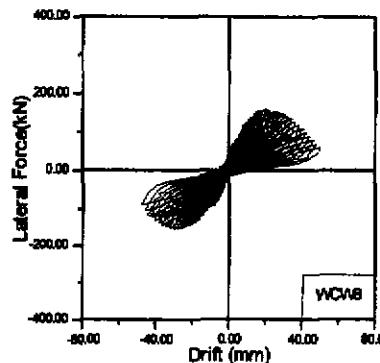
圖十四 試體 CWC 之裂縫成長圖



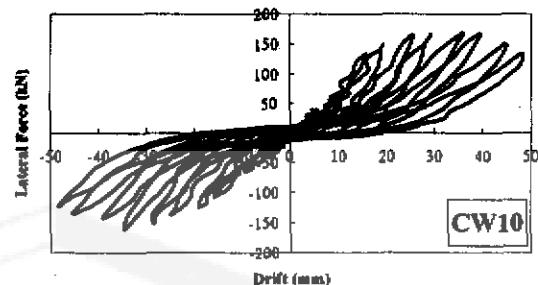
圖十五、WCW10 試體試驗結果曲線圖



圖十六、試體 WCW10 試驗結果圖



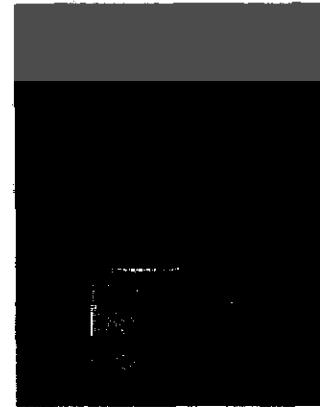
圖十七、CW8 試體試驗結果曲線圖



圖十八 CW10 試驗結果曲線圖



圖十九 CW10 試驗結果照片



圖二十、試體 CW8 試驗結果圖