

鋼梁與包覆型鋼骨鋼筋混凝土柱接頭韌性行為研究

Ductile Behavior of Steel Beam to Encased Steel Reinforced Concrete Column Connections

主管單位：內政部建築研究所工程技術組

王榮進 陳誠直 翁正強 蘇晴茂 胡政甯 蔡煒銘

Wang, Rong-Jing Chen, Cheng-Chih Weng, C. C. Su, Chyng-Maw

Hu, Cheng-Ning Tsai, Wei-Ming

國立交通大學土木工程學系

摘要

為達鋼骨鋼筋混凝土構造設計上的安全與經濟，本研究計畫針對「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」條文之一進行研究，探討鋼骨鋼筋混凝土構造之鋼梁與 SRC 柱接合時，柱梁鋼骨之撓曲強度比值須大於 1.0 之合理性；以實驗方式探討 SRC 柱內鋼骨與鋼梁撓曲強度比值小於 1.0 時，梁柱接頭子結構之耐震行為。試驗規劃六組試體，以 SRC 柱之鋼骨與鋼梁撓曲強度比值、強柱弱梁比值為試體參數。試驗結果顯示，即使 SRC 柱內鋼骨之撓曲強度比值小於鋼梁之撓曲強度，因柱內鋼骨與鋼筋混凝土能有效地發揮合成效應，故試體接頭仍有良好的強度與韌性表現。

關鍵詞：鋼梁、鋼骨鋼筋混凝土柱、遲滯迴圈

Abstract

To achieve the safety and economy for steel reinforced concrete (SRC) structures, this research was conducted to study the rationality of the provision of “Design Code and Commentary for Steel Reinforced Concrete Structures” in which, in the connections, the flexural strength ratio of the structural steel used in encased SRC columns to steel beams has to be greater than 1.0. Six specimens were designed and tested. The flexural strength ratio of the structural steel in the columns to steel beams, and the flexural strength ratio of the SRC columns to steel beams were set as test parameters. Although the flexural strength of the structural steel in the SRC columns were less than that of the steel beams, test results demonstrated that the structural steel in the columns has composite effect with the reinforced concrete. Therefore, the specimens possessed satisfactory strength and ductility.

Keywords: steel beam, steel reinforced concrete (SRC) column, hysteresis loop

一、緒論

台灣地處環太平洋地震帶，如何降低地震力對於結構物所造成的損壞以保障人身安全，被試為重要的議題。鋼骨鋼筋混凝土構造 (Steel Reinforced Concrete, 簡稱 SRC) 被認為有極佳之耐震能力。該構造因鋼骨而彌補了鋼筋混凝土(Reinforced Concrete, RC) 遭破壞後強度急降且韌性不足之缺點，且鋼骨受 RC 的被覆與束制，相較於一般鋼構造有較佳之防火能力與側向勁度。

國內 2004 年已發布「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」供國內工程師做為設計依據，但國內規範多依據美國 ACI(2005) 與 AISC-LRFD 規範 (1999, 2005) 及日本 AIJ 規範 (2001) 所訂定，然而美國的規範非針對 SRC 構造制定，又日本之設計邏輯與耐震設計上與國內規範並不盡相同。結構物設計因地制宜，建立符合本土情況之設計規範尤其必要。目前因缺少理論以及實驗數據佐證，故規範中部分條文仍採取較保守之型式，為使國內建築物設計達到經濟與安全之目標，將對國內規範中較為保守之條文進一步探討。

本研究針對國內 SRC 設計規範中 SRC 柱內鋼骨與鋼梁撓曲強度比值須大於 1.0 的合理性進行探討。日本學者於 SRC 柱接鋼梁的試驗中，採取較小之柱鋼骨型式已有相當研究成果，也訂出適合當地之準則。而國內對此研究仍相當有限，故本次透過實驗方式以瞭解 SRC 柱內鋼骨與鋼梁撓曲強度比值小於 1.0 時接頭之耐震行為。

二、國內外相關研究

目前符合國內規範 SRC 柱內鋼骨與鋼梁之撓曲強度比值大於 1.0 的研究如徐振益 (2004)、楊宗翰 (2004)、翁正強與王暉舜 (2005) 其試驗結果均呈現良好韌性行為。但柱梁鋼骨撓曲強度比值合理性之研究於國內仍甚是缺乏。

日本已有多位學者對於較小的 SRC 柱內鋼骨與鋼梁撓曲強度比值進行研究，如 Okayasu(2000) 等人、Yamashita(2000) 等人、Fukuchi(2002) 等人、Imanishi(2003) 等人、Oshida(2003) 等人，採用不同型式之 SRC 柱與鋼梁之接頭以及對於部分試體之交會區加以補強，以探討接頭之耐震行為。回顧以上多位日本學者之研究成果，發現即便柱梁鋼骨撓曲強度比值小，但若於梁柱交會區有適當加勁補強或適當之設計，該接頭能保有良好之韌性。

三、鋼梁接 SRC 柱之梁柱接頭實驗

為瞭解柱梁鋼骨撓曲強度比值對於 SRC 柱接鋼梁接頭行為之影響，以實驗的方式探討當鋼柱與鋼梁之撓曲強度比值小於 1.0 時接頭之耐震行為。

3.1 試體規劃設計與製作

本研究規劃六組外部鋼梁接 SRC 柱接頭試體進行反覆載重試驗，各組試體均達強柱弱梁之要求，且交會區之設計剪力強度均滿足最大需求。以 SRC 柱之鋼骨與鋼梁撓

曲強度比值、強柱弱梁比值為試體研究參數，規劃如表 1。

改變 SRC 柱內鋼骨尺寸以達鋼柱與鋼梁撓曲強度比值，其設定由 0.8 至 0.4，以 SR (Strength Ratio) 以標示試體名稱；而強柱弱梁比值為變更 SRC 柱中主筋的號數為 #8 與 #6，並以 R8 與 R6 作為試體名稱之標示。各組試體柱內鋼骨與鋼梁的標稱設計強度資料列於表 2 與 3。

試體採 A572 Gr. 50 鋼材與 28 天抗壓強度為 4000 psi 的混凝土，柱斷面型式如圖 1 所示。鋼梁長度為 2160 mm；而柱內分別為十字型或 H 型鋼骨，尺寸根據設定柱內鋼骨與鋼梁之撓曲強度比值所決定。

柱內箍筋配置如圖 2，非圍束區處採閉合型箍筋且間距均為 100 mm；圍束區縮小間距至 65 mm，並添加角隅繫筋增加束制力；接頭交會區箍筋間距為 65 mm。圍束區與交會區緊密擺放箍筋，以提升交會區處剪力強度。另外在鋼梁腹板兩側加鉸承壓面板 (Face Bearing Plate, 簡稱 FBP) 提供交會區額外之圍束，以提升整體接之強度與勁度。

3.2 試驗設置與量測系統

實尺寸鋼梁接 SRC 柱接頭試體固定於實驗室反力牆與強力地試驗設置如圖 3，利用 MTS 水平油壓致動器於鋼梁端部進行反覆加載，位移行程如圖 4 所示。

量測系統配置如圖 5，於交會區對角線架設 π -Gage，藉以讀取變形讀數，計算試體於加載過程中梁柱交會區之剪力變形；於柱內鋼骨之連續板之正下方架設 Dial-Gage，由讀取變位讀數而求得柱的變形與梁柱交會區處之旋轉情形。

四、試驗結果與討論

4.1 試驗行為

各組試體行為類似，於起初較小層間變位角時交會區混凝土部分出現細微裂縫。層間變位角約 2% 時，除原有裂縫寬度與長度均增加，細微水平裂縫也沿主筋方向出現，鋼梁翼板也將梁柱交界面處之混凝土遭擠碎而壓出間隙如圖 6，另外鋼梁翼板與腹板也都有降伏情況產生。層間變位角 4% 時，梁柱交界面之混凝土已被鋼梁翼板擠開約 3 至 5 mm 間隙，而且 FBP 與混凝土間之開裂程度已相當明顯。除了試體 SR0.8-R8 外，各組之試體強度已降至最大強度之半，而終止試驗，SR0.8-R8 也於完成 5% 層間變位角之第一次反覆加載後強度劇降，故也停止試驗。各組試體於試驗終止時之最大載重及達層間變位角的大小不盡相同，記錄於表 4。

4.2 試驗結果分析

從試驗中可發現各組試體柱與交會區變形均很有限，因為由梁端所量得之位移為梁柱交界面混凝土遭梁翼板壓碎、梁柱交會區及柱所引致之梁端變形分量之總和，故可知由柱混凝土壓碎所造成之梁端變位分量以控制試體之遲滯行為。從圖 7 各組遲滯迴圈圖中發現於原點附近產生束縮的現象，該現象之產生也是由於柱面之混凝土遭鋼梁翼板壓

碎之故，表示反覆加載過程時，部分行程鋼梁並未受到柱面混凝土的束制，所以造成勁度降低。另外梁柱交會區處有大量之裂縫，同時也發現各組試體於交會區處亦有些微的非彈性遲滯行為。

於試驗結束後，敲除部分試體的混凝土觀察柱內的情況，發現柱內連續板與鋼柱翼板間之銲道被拉裂而使柱翼板受拉隆起，可能的原因為鋼梁端傳來之彎矩因柱面混凝土遭鋼梁翼板壓碎而無法提供承壓力，使得銲道直接承受梁翼傳遞之強大拉力，亦有可能為銲接品質不佳所造成。

4.3 試體極限強度

從表 5 可知各組試體的 $M_{u,test} / M_p$ 比值均大於 1.0，其表示鋼梁已達塑性彎矩強度；因為鋼骨與 RC 間之有效合成，所以即使縮小 SRC 柱中鋼骨尺寸而降低鋼骨之抗彎能力，但 SRC 柱內之鋼骨與 RC 部分能共同所承受由梁端傳來的彎矩。另外亦可發現六組試體的 $V_{u,test} / V_p$ 比值均小於 1.0，其表達出最大需求剪力實驗值雖遠大於 SRC 柱內鋼骨之剪力強度，但根據實驗結果顯示鋼梁卻僅有些微之遲滯行為產生，故可得知縱然柱鋼骨斷面小造成交會區之剪力強度相對的降低，但因柱混凝土部分協助承受，故仍擁有足夠之剪力強度，亦驗證上段提到之鋼骨與 RC 間有效地發揮兩者間之合成效應。

五、結論

進行六組 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭試驗，試體之 SRC 柱與鋼梁標稱撓曲強度比值， $\Sigma M_C / \Sigma (M_{ns})_B$ ，介於 2.04 至 3.53 之間；而 SRC 柱內鋼骨與鋼梁標稱撓曲強度比值， $\Sigma (M_{ns})_C / \Sigma (M_{ns})_B$ ，則介於 0.42 至 0.82 之間；交會區之設計剪力強度與需求剪力強度之比值， V_n / V_u ，介於 1.36 至 1.69 之間。綜合試驗之結果提出結論如下：

1. 因為由梁端傳至柱內鋼骨之彎矩能由，SRC 柱內鋼骨與 RC 部分共同承擔，故鋼梁能發展出其塑性彎矩強度。
2. 因鋼梁翼板擠壓 SRC 柱面混凝土以及交會區處之剪力裂縫造成遲滯迴圈的束縮現象，但遲滯迴圈顯示六組試體能發展良好之韌性行為。
3. 梁柱交會區有些微之非彈性遲滯行為，但因為柱內之小鋼骨與 RC 有效發揮之間合成效應，故交會區保有足夠剪力強度。
4. 因試體數量有限且因設備及空間限制而採外柱接頭型式進行試驗，期望未來於其他種類接頭進行深入研究後再針對本條文加以檢討，提供國內 SRC 構造更加彈性之設計方式。

六、參考文獻

1. 內政部 (2004)，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」。
2. 徐振益 (2004)，「交會區鋼骨剪力強度對 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭耐震性能影響之研究」，碩士論文，國立交通大學土木工程學系。
3. 翁正強、王暉舜 (2005)，「鋼梁與包覆箱型鋼管 SRC 柱之梁柱接頭耐震性能」，結

構工程，第 20 卷，第 4 期，第 47-76 頁。

4. 楊宗翰 (2004)，「鋼骨彎矩強度對 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭耐震性能影響之研究」，碩士論文，國立交通大學土木工程學系。
5. ACI (2005), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05), American Concrete Institute.
6. AISC (1999), Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel, American Institute of Steel Construction.
7. AISC (2005), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago (IL).
8. AIJ (2005), AIJ Standard for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures, Architectural Institute of Japan.
9. Okayasu, T., Fukumoto, T., Tomita, A., Fukuda, T., Kawano, K., Yanguchi, T., (2000) “Experimental Study of Joints Between Steel Beam and Steel Reinforced Concrete Columns with H-shape Steel (Part 1 Outline of Experiment and Results) Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp. 1281-1282. (in Japanese)
10. Yamashita, Y., Okamoto, T., Kei, T., and Ota, H., (2000) “A Study on Strength Properties of Steel Beam to SRC Column Connection which has the Less Ratio of the Flexural Strength in Steel Part of SRC Column,” Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp. 1279-1280. (in Japanese)
11. Fukuchi, Y., Wakamatsu, S., Oshima, M., (2002) “Experimental Study on Stress Transfers of Joints of SRC Columns and Steel Beams,” Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp. 1085-1086. (in Japanese)
12. Imanishi, M., Oshida, M., Fukazawa, K., Tachibana, M., (2003) “Experimental Study on Strength of Steel Beam-to-SRC Column Connections” (Part 7 Experiment of Exterior Beam-column Connections) Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp. 1091-1092. (in Japanese)
13. Oshida, M., Imanishi, M., Fukazawa, K., Tachibana, M., (2003) “Experimental Study on Strength of Steel Beam-to-SRC Column Connections” (Part 6 Experiment of Exterior Beam-Column Connections) Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp. 1089-1090. (in Japanese)

表 1 SRC 柱與鋼梁接頭試體規劃

試體 編號	主筋	鋼梁		SRC 柱	
		鋼梁斷面 (mm) $h \times b \times t_w \times t_f$	全斷面(mm) B×D	十字型鋼骨斷面	
				X 向	Y 向
SR0.8-R8	#8	H280×120×10×20	450×450	H140×125×10×16	H140×80×10×10
SR0.8-R6	#6				
SR0.6-R8	#8			H140×125×10×10	
SR0.6-R6	#6				
SR0.4-R8	#8			Single-H120×120×10×10	
SR0.4-R6	#6				

表 2 試體撓曲強度比值

試體 編號	鋼梁 彎矩	鋼柱 彎矩	SRC 柱 彎矩	鋼柱與鋼梁 撓曲強度比值	SRC 柱與鋼梁 撓曲強度比值
	$(M_{ns})_B$ (kN-m)	$(M_{ns})_C$ (kN-m)	M_C (kN-m)	$\Sigma(M_{ns})_C / (M_{ns})_B$	$\Sigma M_C / \Sigma(M_{ns})_B$
SR0.8-R8	275	112	485	0.81	3.53
SR0.8-R6		112	334	0.81	2.43
SR0.6-R8		85	458	0.62	3.33
SR0.6-R6		85	307	0.62	2.24
SR0.4-R8		57	431	0.41	3.14
SR0.4-R6		57	280	0.41	2.04

$(M_{ns})_B$ 為鋼梁標稱撓曲強度。

$(M_{ns})_C$ 為鋼柱標稱撓曲強度。

M_C 為 SRC 柱標稱撓曲強度。 $M_C = (M_{nrc})_C + (M_{ns})_C$ ，其中 $(M_{nrc})_C$ 為 SRC 柱中之 RC 部分之標稱撓曲強度。

表 3 設計剪力強度與需求剪力強度比值

試體編號	交會區鋼骨腹板設計剪力強度	交會區 RC 設計剪力強度	交會區設計剪力強度	最大需求剪力強度	交會區設計剪力強度與最大需求剪力強度比值
	$\phi_{vs} V_{ns}$ (kN)	$\phi_{vrc} V_{nrc}$ (kN)	$\phi_v V_n$ (kN)	V_u (kN)	$\phi_v V_n / V_u$
SR0.8-R8	567	995	1562	944	1.65
SR0.8-R6		920	1487		1.57
SR0.6-R8		1025	1592		1.69
SR0.6-R6		950	1517		1.61
SR0.4-R8	227	1117	1344		1.42
SR0.4-R6		1052	1279		1.36

V_{ns} 為交會區鋼骨腹板之標稱剪力強度。
 V_n 為交會區整體之標稱剪力強度， $\phi_v V_n = \phi_{vrc} V_{ns} + \phi_{vrc} V_{nrc}$
 V_u 為試驗時交會區需求之最大剪力， $V_u = [(M_{ns})_B / d_b - t_f] - V_T$ ， $(M_{ns})_B$ 為鋼梁之塑性彎矩， d_b 為鋼梁深度， t_f 為鋼梁翼板厚， V_T 為柱所承擔之剪力。

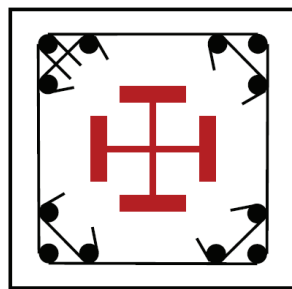
表 4 試體最終載重與層間變位角記錄

試體名稱	最大層間變位角	最終位移方向及圈數	最大正向加載 (kN)	最大負向加載 (kN)
SR0.8-R8	5%	第一圈、正方向	159.0	156.5
SR0.6-R8	4%	第二圈、負方向	147.9	142.7
SR0.4-R8	4%	第一圈、負方向	147.3	140.7
SR0.8-R6	4%	第二圈、正方向	159.4	165.6
SR0.6-R6	4%	第一圈、負方向	147.5	153.2
SR0.4-R6	4%	第一圈、負方向	148.4	147.7

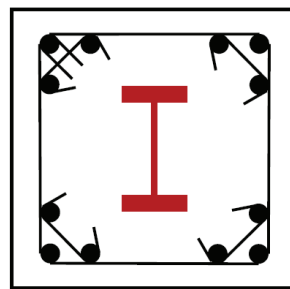
表 5 SRC 梁柱接頭試體實驗值與材料計算強度值比較

試體 編號	鋼梁塑 性彎矩 強度	柱面最大 彎矩 (實驗值)	彎矩強 度比 值	試體提供剪力強度			最大需求 剪力強度 (實驗值)	剪力強 度比 值
	M_p (kN-m)	$M_{u,test}$ (kN-m)	$M_{u,test} /$ M_p	V_{ps} (kN)	V_{prc} (kN)	V_p (kN)	$V_{u,test}$ (kN)	$V_{u,test} /$ V_p
SR0.8-R8	311	343	1.10	630	1362	1992	1330	0.67
SR0.6-R8		319	1.03	630	1403	2033	1238	0.61
SR0.4-R8		318	1.02	252	1529	1781	1234	0.69
SR0.8-R6		357	1.14	630	1259	1889	1387	0.73
SR0.6-R6		330	1.06	630	1302	1932	1283	0.66
SR0.4-R6		320	1.03	252	1441	1693	1243	0.73

M_p 為依據拉力試片強度所計算出之鋼梁塑性彎矩強度。
 $M_{u,test}$ 為 MTS 施加之水平載重乘以梁端至 SRC 柱面之距離而得之彎矩。
 V_{ps} 為依據拉力試片強度所計算出之鋼梁交會區剪力強度。
 V_{prc} 為根據混凝土材料及鋼筋強度所計算出之 RC 交會區提供剪力強度。
 V_p 為 V_{ps} 與 V_{prc} 相疊加。

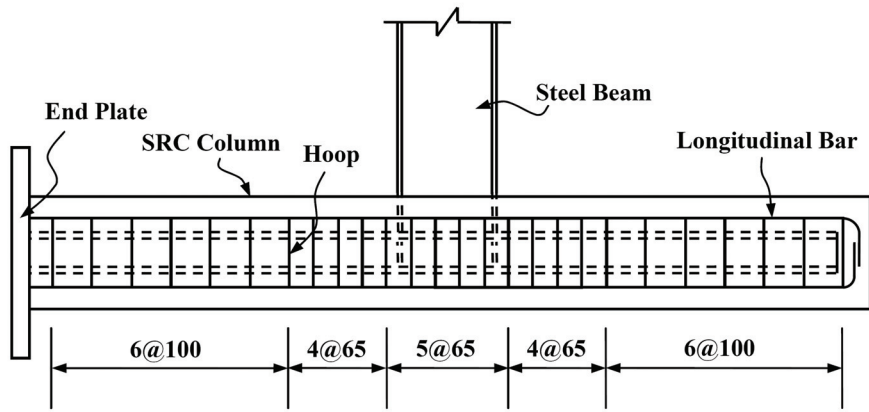


(a) SR0.8、SR0.6 柱斷面



(b) SR0.4 柱斷面

圖 1 SRC 柱斷面示意圖



Unit : mm

圖 2 SRC 柱箍筋配置圖

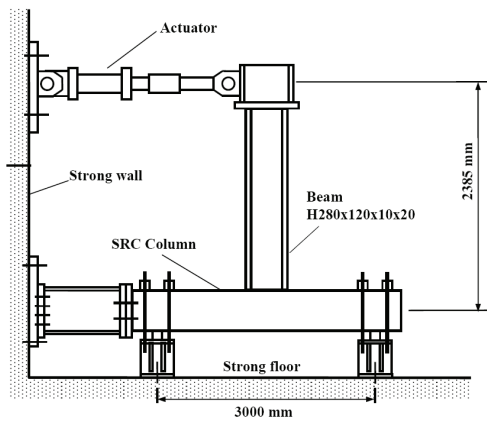


圖 3 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭實驗配置圖

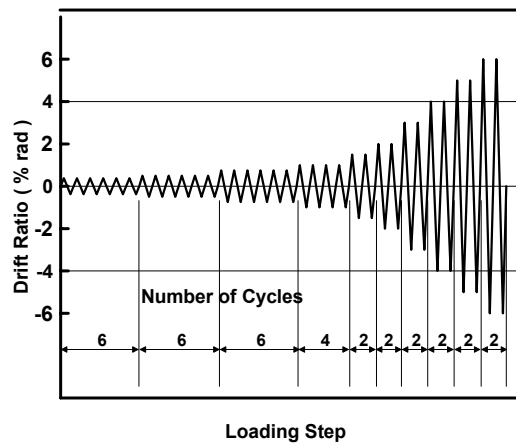


圖 4 梁端加載位移歷程圖

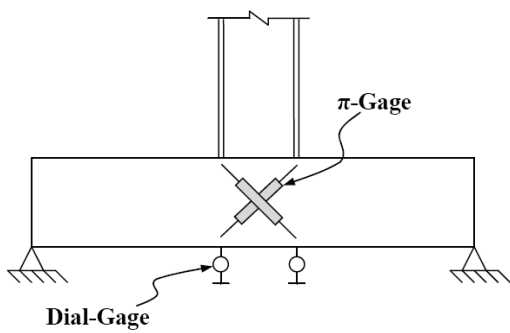


圖 5 量測配置簡圖

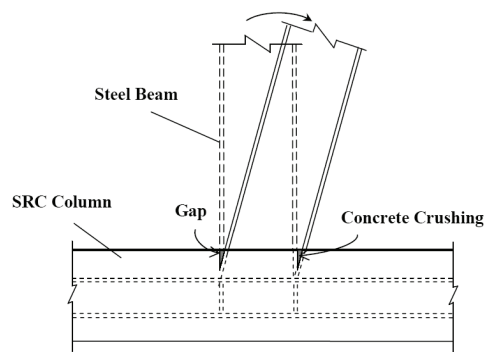


圖 6 柱混凝土壓碎行為

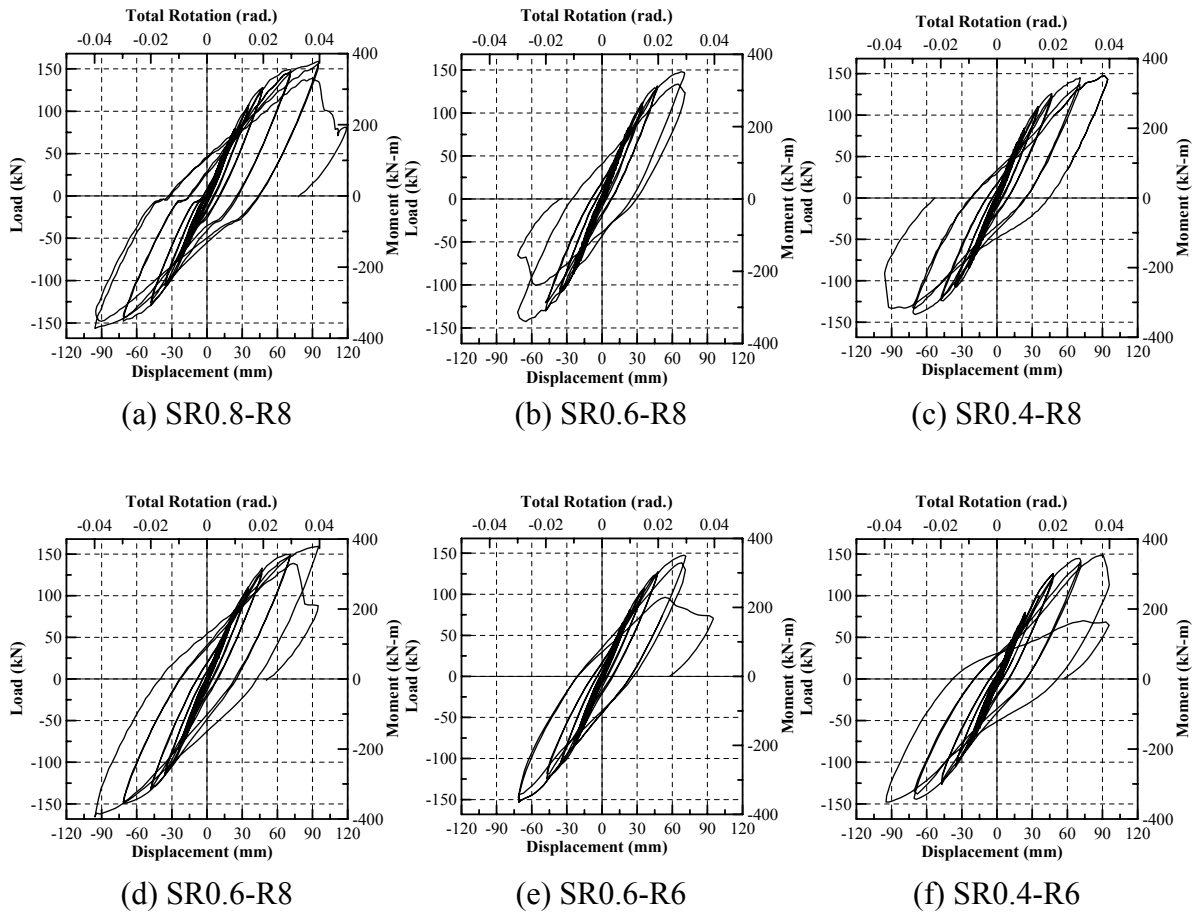


圖 7 反覆載重與位移遲滯迴圈圖