

方螺箍混凝土梁耐震行為研究

王柄雄¹ 歐昱辰² 尹衍樑³ 王瑞禎⁴ 吳振維⁵
陳智軒⁶ 張國鎮⁷

關鍵詞：方螺箍、梁、塑鉸、反覆載重

摘要

本文進行鋼筋混凝土梁橫向鋼筋採連續方形螺箍之試驗研究，文中規劃三組梁柱接頭外柱接頭試體，其梁箍筋分別為傳統橫箍、單個方螺箍及兩個方螺箍嵌合型式，探討在梁端塑鉸行為控制前提下，梁受反覆載重作用之耐震性能。試驗結果顯示，單方螺箍梁試體與傳統橫箍梁之耐震性能相近，而雙方螺箍梁由於塑鉸端部之箍筋缺乏適當錨定，以致在大側向變位之反覆加載下會有較嚴重的破壞。在箍筋製作的比較上，方螺箍可採自動化設備生產且組立快速，可省去傳統箍筋之彎鉤用量約 25%，及節省箍筋加工綁紮的費用與時間。

¹國家地震工程研究中心 助理技術師 暨 國立台灣大學土木工程系 博士候選人

²國立台灣大學土木工程系 教授

³潤泰集團 總裁

⁴潤弘精密工程事業股份有限公司研發中心 副總經理

⁵國立台灣科技大學營建工程系 碩士

⁶潤弘精密工程事業股份有限公司研發中心 工程師

⁷國家地震工程研究中心 主任 暨 國立台灣大學土木工程系 教授

Seismic Behavior of Reinforced Concrete Beams with Rectangular Spiral Reinforcement

Ping-Hsiung Wang, Kuo-Chun Chang

*National Center for Research on Earthquake Engineering
and Department of Civil Engineering, National Taiwan University
Taipei, Taiwan 106, R.O.C.*

Yu-Chen Ou,

*Department of Civil Engineering, National Taiwan University
Taipei, Taiwan 106, R.O.C.*

Samuel Y. Yin

*Ruentex Group
Taipei, Taiwan 106, R.O.C.*

Jui-Chen Wang, Chih-Hsuan Chen

*Ruentex Engineering & Construction Co., Ltd.
Taipei, Taiwan 106, R.O.C.*

Chen-Wei Wu

Department of Construction Engineering, National Taiwan University of Science and Technology

Keywords: rectangular spiral, beam, plastic hinge, cyclic loading

ABSTRACT

This paper presents an experimental study on reinforced concrete beam with continuous rectangular spiral as transverse reinforcement. Three exterior beam-column joint specimens with different beam detailing were devised to exhibit beam hinging and to examine their seismic performance under pseudo-static cyclic loading. Two beams with single and double rectangular spirals were introduced to compare with the one with traditional hoops. Test results show that beam specimen with single rectangular spiral has comparable hysteresis behavior compared to the traditional one, while the one with double rectangular spiral exhibits more degradation due to inadequate detailing at the end of spiral. Without the need of anchored hooks on each hoop, beam with rectangular spiral can save around 25% of transverse reinforcement in comparison with traditional hoops. Moreover, rectangular spiral can be automatically produced and easily erected with less labor effort.

一、前言

房屋結構採強柱弱梁之耐震設計理念主要是希望藉由梁端塑鉸的韌性行為，幫助消散地震的輸入能量，並提供適當的預警功能，避免脆性破壞或崩塌所造成的人命損傷，因此，梁之設計優劣與否直接影響結構物的耐震性能。

一般實務鋼筋混凝土梁的配筋採 U 型肋筋(Stirrup)與上部帽蓋箍(兩端 90 度與 135 度彎鉤交錯配置)組合而成，其中，U 型肋筋主要用以承受梁剪力，搭配帽蓋箍所形成的閉合箍則是用來提供梁受撓曲後斷面壓力區混凝土所需之被動圍束，及抑制梁縱向主筋的挫屈，以發揮具韌性且飽滿的遲滯消能行為。然而，這樣的梁筋組立方式顯然需耗費許多人力成本在鋼筋的彎紮及組立上，再者，形成每一個閉合箍所需的四個錨定彎鉤亦會增加鋼筋的用量，而這些因素都會造成整體建造成本的增加。

有鑑於此，文獻上便有學者提出以單根鋼筋沿著矩柱的四個面往縱向連續纏繞的方式構成方螺箍(Rectangular spiral)，以改善上述傳統梁箍筋組立的缺點，並進行相關試驗研究探討其結構性能表現，其中，Karayannis 等人[1,2]進行一系列方螺箍梁之單向載重試驗，比較不同方螺箍筋間距與相應傳統橫箍梁之剪力強度，試驗結果顯示，當箍筋間距為 120 mm 及 80 mm 時，方螺箍梁可較相應傳統橫箍梁分別提高 14.9% 及 14.7% 之剪力強度，然而文中並沒確切說明剪力強度之所以提高之機制，反觀採 ACI 318-02[3]計算兩種箍筋型式梁之標稱剪力強度並無顯著差異。De Corte 等人

[4]進行 24 組梁試體之四點載重試驗以探討方螺箍之效益，試驗結果顯示，在梁之跨深比為 3 時，方螺箍梁之剪力強度和傳統橫箍梁相當，而當跨深比降為 2.5 時，方螺箍梁之強度反而略低傳統橫箍梁。Chalioris 等人[5]進行 11 組方螺箍梁之純扭矩載重試驗，試驗結果顯示，方螺箍之纏繞方向與外加扭矩施載方向間存在著方向效應，當外加扭矩會造成方螺箍產生鎖住效應時，方螺箍梁之扭矩強度可較相應之傳統橫梁提高約 16%，反之則會造成強度降低的情況。此外，Karayannis 等人[6]將方螺箍應用於混凝土柱及梁柱接頭之圍束並進行相關試驗研究，結果顯示採方螺箍圍束較傳統橫箍方式可有效提升梁柱接頭之剪力強度及柱之消能能力。Eom 等人[7]則是探討方螺箍及多邊形螺箍應用於矩柱之圍束效益，其試驗結果顯示多邊形螺箍柱與傳統橫箍柱具有相當的承載及變形能力，而方螺箍柱因需將主筋以束筋的方式集中於四個角落，因此其耐震性能反而不如傳統橫箍柱。

上述有關方螺箍梁之試驗研究多著重在單向載重下的結構行為，然而，真實地震作用下的受力行為是往復的，為了解方螺箍梁在模擬地震行為之反復載重作用下之耐震行為，本研究規劃三組梁柱接頭試體試驗，其梁箍筋分別採傳統橫箍、單個方螺箍及兩個方螺箍嵌合型式，探討在梁端撓曲塑鉸行為控制前提下，方螺箍梁之耐震性能。

二、試驗規劃

2.1 試體設計

本研究採用外部梁柱接頭的試體

形式進行試驗，試體設計依混凝土結構設計規範[8]之相關規定以強柱弱梁之原則設計(式 1)，另需檢核接頭區之剪力強度(式 2)須足以承載梁端塑鉸產生時之需求剪力(式 3)，以確保梁端撓曲塑鉸破壞模式能順利產生，進而比較不同梁箍筋形式之耐震性能。

$$\Sigma M_{nc} \geq \frac{6}{5} \Sigma M_{nb} \quad (1)$$

$$V_n = 3.2 \sqrt{f'_c} A_j \quad (2)$$

$$V_{jh,u} = 1.25(A_s + A'_s) f_y - V_{col} \quad (3)$$

其中， ΣM_{nc} 及 ΣM_{nb} 分別為連接於接頭各柱及梁之標稱彎矩和；式(2)中係數 3.2 (unit: $\sqrt{\text{kgf/cm}^2}$) 為接頭區僅單面有梁圍束之剪力強度係數； A_j 為接頭之有效斷面積； A_s 及 A'_s 分別為梁上下層鋼筋斷面積，依本研究外接頭之設計而言僅取兩者之大值即可； V_{col} 為柱剪力。

本試驗共規劃三組梁柱接頭試體，

主要研究參數為梁之箍筋形式，分別為傳統橫箍(BC1)、單個方螺箍(BC2)及兩個方螺箍嵌合(BC3)等三種，圖 1 為試體之外觀尺寸圖，柱斷面尺寸為 650 mm×650 mm，梁斷面尺寸為 400 mm×700 mm，柱上下端支承點(接近模擬反曲點)之中心間距為 3200 mm，柱中心至梁自由端施力點(含試驗夾具)之間距為 3000 mm。混凝土設計強度為 350 kgf/cm²，三組試體配筋除梁箍筋部分不同外，柱箍筋皆採多螺箍筋(中間一大螺箍加四角小螺箍)設計，螺箍筋用量依混凝土結構設計規範相關規定設計，大螺箍採 $\phi 14 - SD490 @ 90$ ，小螺箍採 $\phi 9 - SD490 @ 90$ ，柱主筋採 16 支 $D25 - SD420$ ，而梁柱接頭區箍筋則採用一筆箍 $D13 - SD420$ 。在梁筋的配置上，梁主筋採用上層 4 支下層 2 支 $D25 - SD420$ ，並以 90 度標準彎鉤錨定入接頭區之圍束核心，梁傳統橫箍採 $D13 - SD420 @ 100$ ，傳統試體 (BC1)之配筋細節如圖 2 所示。

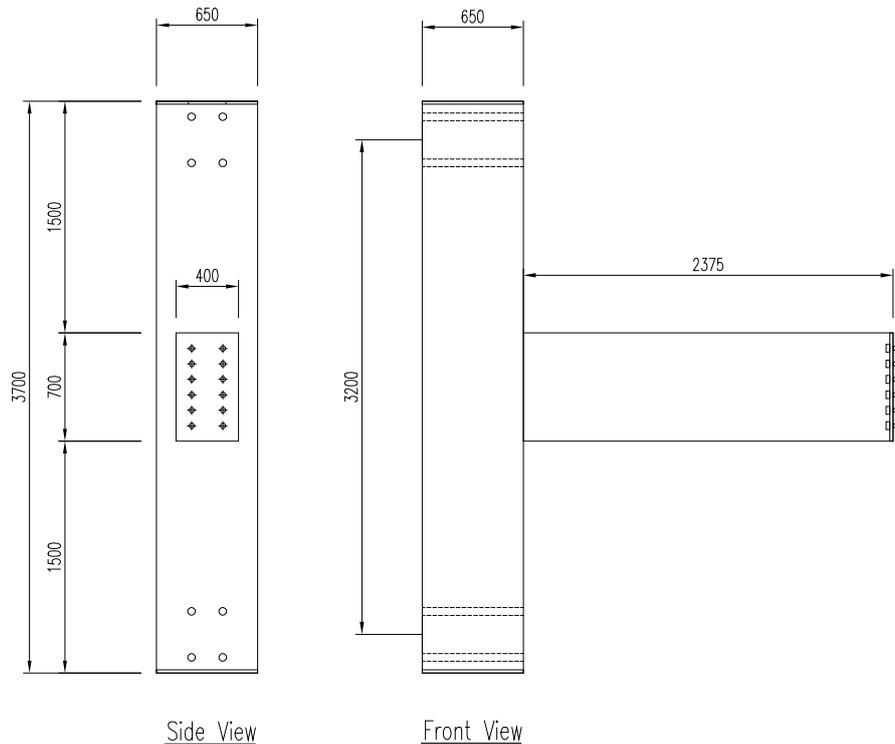


圖 1 試體外觀尺寸

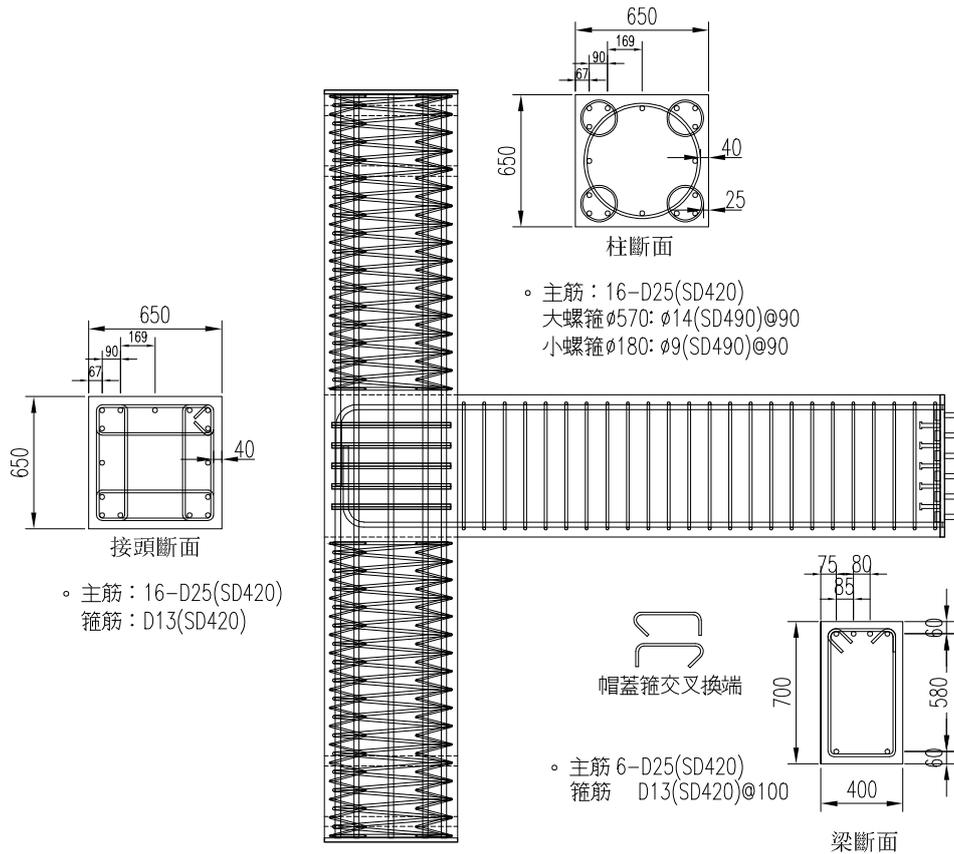


圖 2 試體 BC1 配筋細節

單一個方螺箍依其捲繞規則可分為三種型式，圖 3(a)為文獻上常採用之型式，採左旋(亦可採右旋)方式捲繞，其四個邊的鋼筋皆連續沿著梁縱向斜繞，以形成『四個斜邊』之方螺箍型式，亦為本研究單方螺箍試體(BC2)所採用之型式；圖 3(b)為另一種左旋方式捲繞型式，即在一箍方螺箍中只有單一個長邊之鋼筋沿梁縱向斜繞，其餘三邊之鋼筋則維持在同一斷面上環繞，形成『三直邊、一斜邊』之方螺箍型式；圖 3(c)則與圖 3(b)之型式相似，差別在於一箍中多了一個短邊亦沿著梁縱向斜繞，故形成『二直邊、二斜邊』之方螺箍型式。

在兩個方螺箍之嵌合組立上，其

施作難易度與方螺箍捲繞規則有關，圖 4 至圖 6 為三種不同方螺箍型式之嵌合作業模擬，分別說明如下：

1. 『四斜邊』：以兩個相同『四斜邊』規則捲繞之方螺箍，經模擬顯示無法完全嵌入，如圖 4 所示，在嵌入過程會有發生箍筋交錯碰撞情形，若以外力強迫嵌入會使箍筋錯位變形，且組立過程相當耗時。
2. 『三直邊、一斜邊』：以兩個相同『三直邊、一斜邊』規則捲繞之方螺箍，嵌合時須將兩個方螺箍之斜邊反向相對配置，如圖 5 所示，此作法可將兩個方螺箍直接完全嵌入至長邊的箍筋相互碰觸為止，最後箍筋在兩個長邊上會出現直筋

與斜筋交錯的情形。

- 『二直邊、二斜邊』：以兩個相同『二直邊、二斜邊』規則捲繞之方螺箍，嵌合時亦須將兩個方螺箍之斜邊反向相對配置，如圖 6 所示，此作法也幾乎可將兩者完全嵌入，但箍筋在四邊都會出現直筋與斜

筋相交的情形，且組立後之幾何形狀較為複雜，受行為不易掌握。

上述模擬檢討顯示採用『三直邊、一斜邊』的雙方螺箍型式，其嵌合組立作業最簡易，箍筋間距較為規則且對設計影響較小，故做為本研究雙方螺箍試體(BC3)之梁箍筋型式。

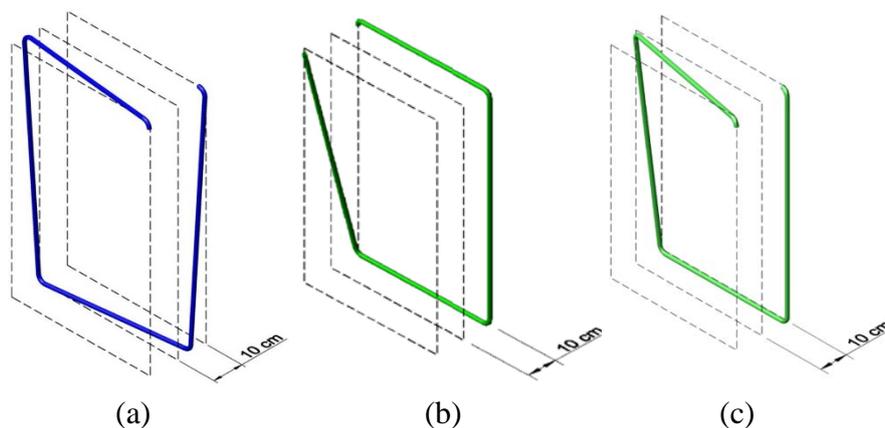


圖 3 單方螺箍型式(間距為 20 cm)

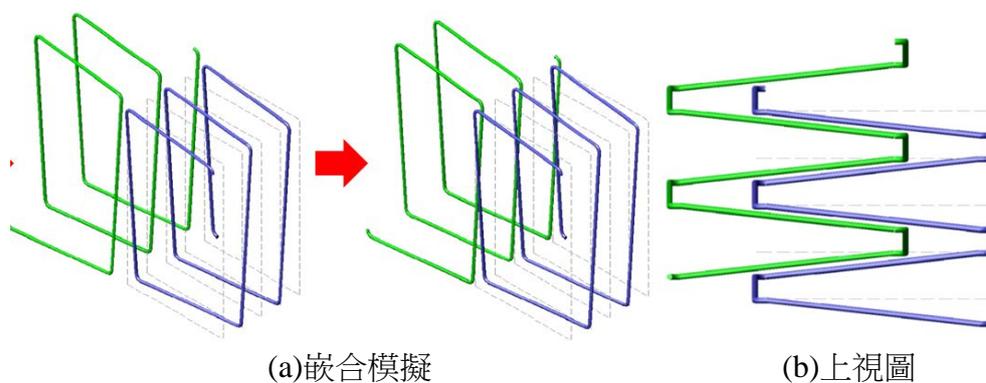


圖 4 『四斜邊』雙方螺箍嵌合型式

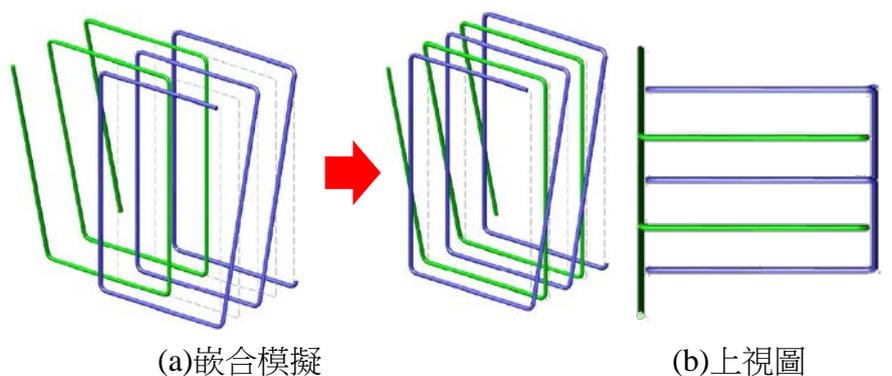


圖 5 『三直邊、一斜邊』雙方螺箍嵌合型式

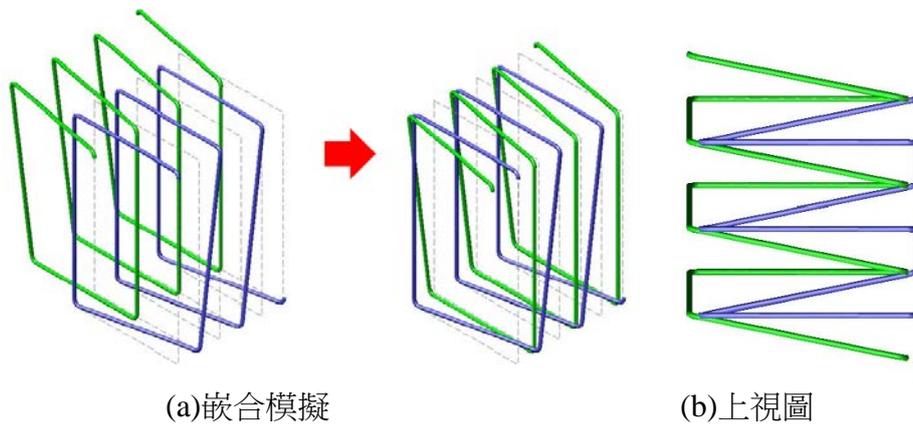


圖 6 『二直邊、二斜邊』雙方螺箍嵌合型式

單方螺箍(BC2)及雙方螺箍(BC3)之箍筋用量依與傳統橫箍筋(不包括彎鉤)用量約略相同之原則設計，故單方螺箍(BC2)採 $D13-SD420@100$ ，雙方螺箍(BC3)則為 $D13-SD420@200$ ，兩座試體之配筋細節如圖 7 及圖 8 所示。其中，由圖 8 配筋細節及圖 9 之左上角組立照片顯示，雙方螺箍筋在梁柱接頭端部處，僅有一組方螺箍可貼近接頭面，而另一組方螺箍若照既有規

則延伸，其長邊斜向箍筋將會進入接頭而與接頭鋼筋衝突，故此方螺箍減少該段斜向箍筋，改在距離柱面 150 mm 處之短邊以 90 度彎鉤錨定，如此可簡化鋼筋組立作業，但兩組方螺箍在末端都沒有形成完整的封閉箍，此乃與傳統梁箍筋設計不同之處，本研究將透過試驗探討此差異對梁塑鉸行為之影響。三組試體之設計及實際材料強度整理如表 1 所示。

表 1 試體材料強度

Specimen	Concrete (Nominal 34.3 MPa)	Steel reinforcement (unit: MPa)							
		D13-SD420		D25-SD420		Φ9-SD490		Φ14-SD490	
	Compressive strength, f'_c	f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u
BC1	42.1	480	668	502	686	568	797	572	796
BC2	50.9								
BC3	44.7								

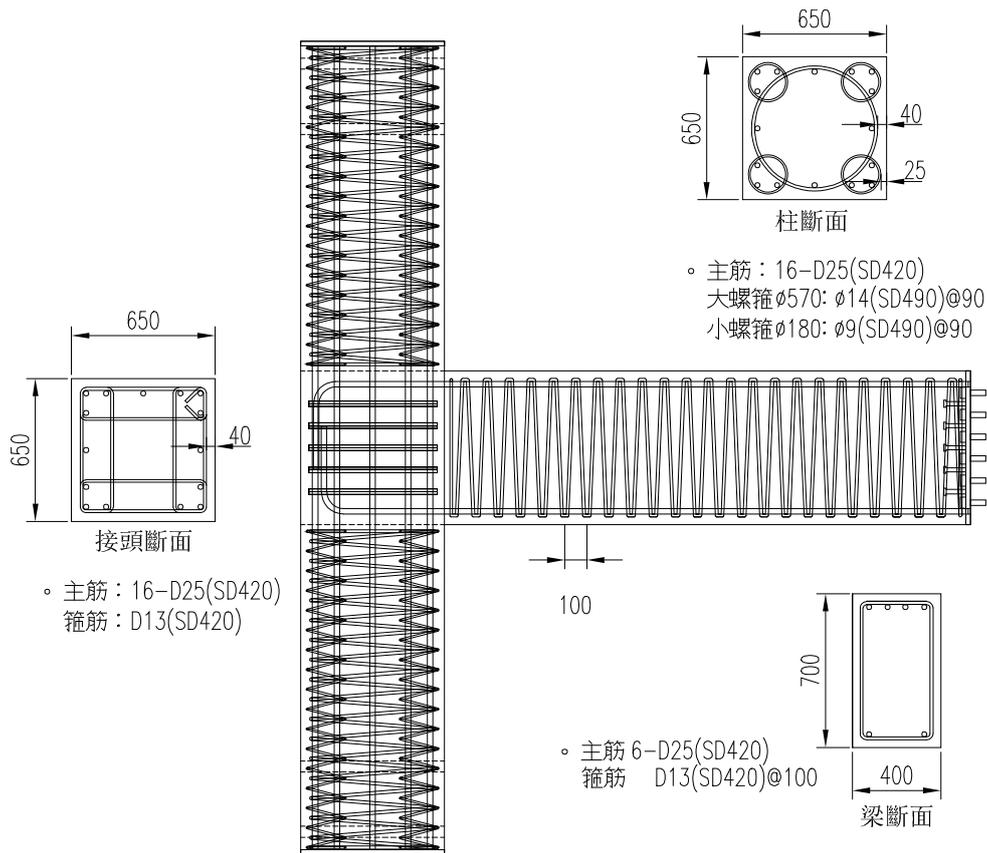


圖 7 試體 BC2 配筋細節

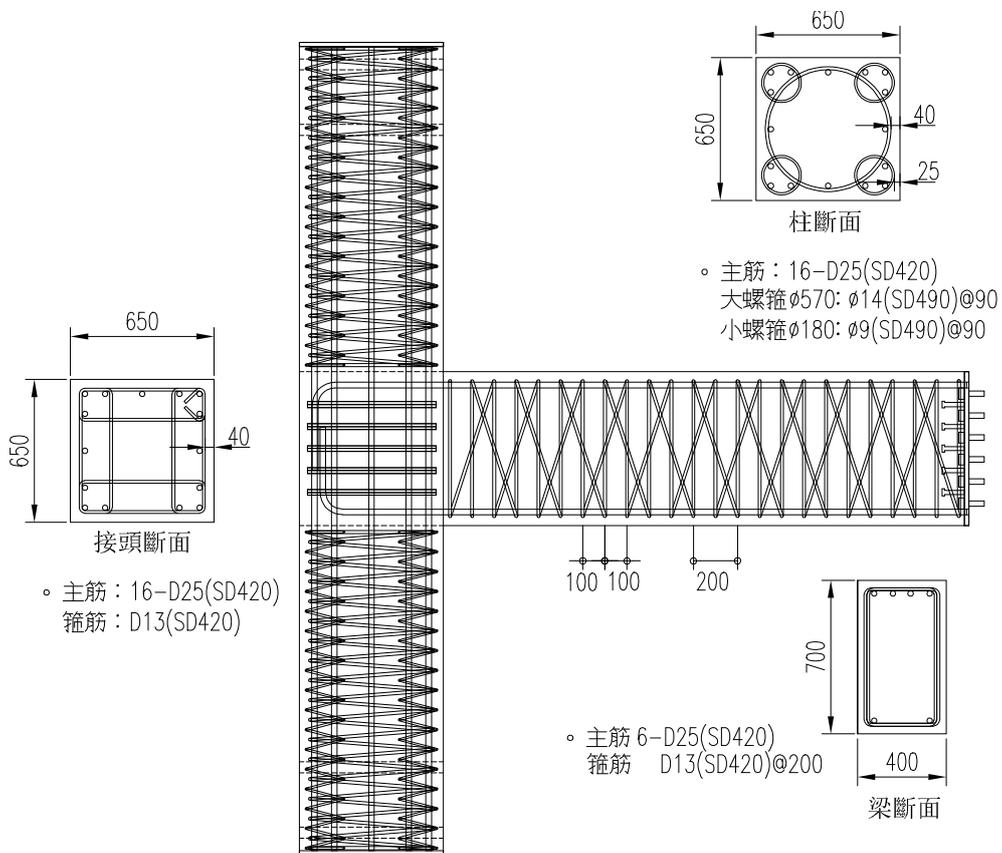


圖 8 試體 BC3 配筋細節

2.2 試體製作

本研究之試體於潤弘精密工程楊梅預鑄場製作，其中，梁方螺箍、柱圓螺箍及接頭區之一筆箍皆採特製之機

械設備自動化生產，以簡化並加快鋼筋的組立作業，待鋼筋籠組立成後便可進行應變計黏貼，及後續封模及灌漿作業，圖 9 為試體製作過程之照片。

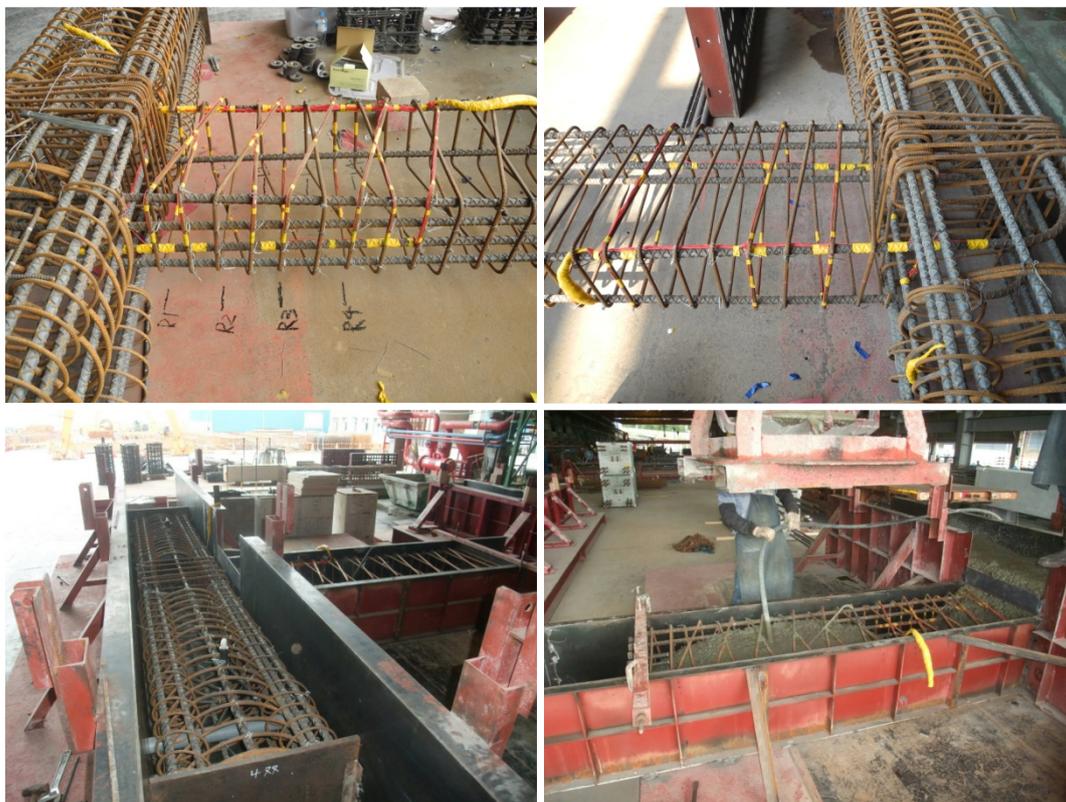


圖 9 試體製作過程

2.3 試驗方法及量測裝置

本試驗於國家地震工程研究中心反力牆及強力地板實驗場地進行，試驗配置如圖 10 所示，柱下端放置於 A 字型之鋼座上，並以一 I 型梁弱軸向接合以近似模擬鉸支承之邊界束制，柱頂部則連接水平向之油壓制動器並固定於反力牆上，試驗過程中水平向油壓制動器採位移控制固定於初始位移狀態，而油壓制動器之兩端皆為鉸支承，故柱頂端亦為鉸支承束制，此外，柱頂面則以油壓千斤頂搭配反力梁裝置施載固定軸力值 $0.05f_c'A_g$ 。梁右端部分以一帽蓋形鋼夾具與垂直向油壓制動器連接並固定於強力地板，梁兩

側另裝設斜撐以束制梁的變位維持於垂直向之面內變形。試驗過程中梁端之垂直向油壓制動器採位移控制，施加反覆(上正下負)漸增之三角形位移波，位移量之計算以層間變位角(Drift ratio)乘以梁端施力作用點至柱心之距離(3000mm)而得，變位角(或側位移比)由小至大分別為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%、4.0%、6.0% (如圖 11)，每個位移量反覆加載三次，直至試體產生嚴重破壞有危險之虞或強度大幅衰減才結束試驗。

試體之量測裝置除了試體灌漿前黏貼於鋼筋特定位置之應變計外，在試體外部變形的部分，本試驗採用光

學量測系統(Optical measurement, NDI)加以量測，此量測系統僅需在欲量測的範圍佈設紅外線發射點(Marker)，再以掃描量測系統定義各發射點的三維

座標後，便可紀錄試驗過程中各點位座標的變化量，最後，依此點位座標值可推算試體的相對轉角、曲率及剪力變形量等變位資料。

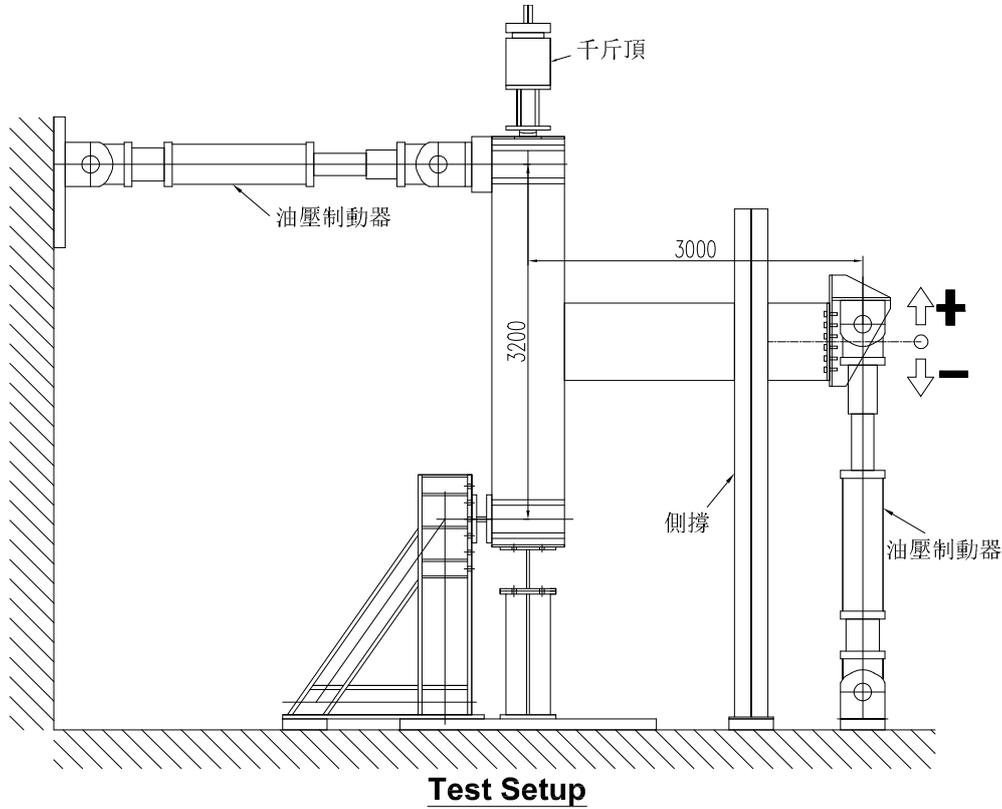


圖 10 試驗配置

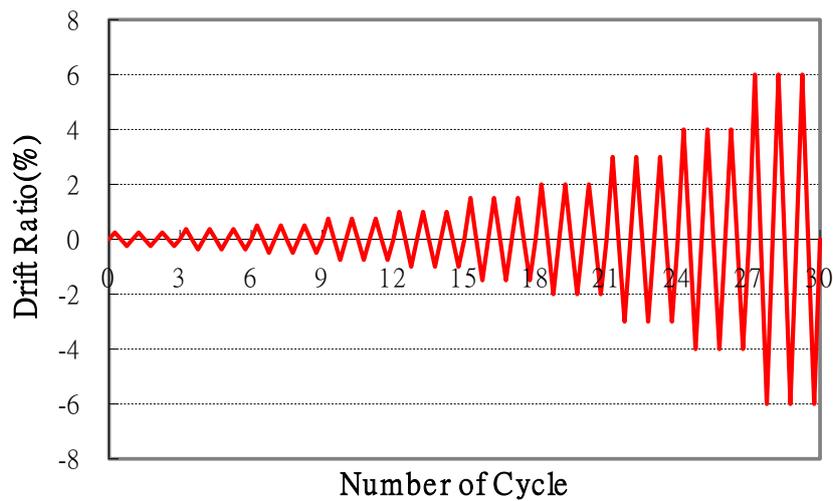


圖 11 加載歷程

三、試驗結果與討論

3.1 試體 BC1 試驗

圖 12 為試體 BC1 傳統橫箍梁之

遲滯迴圈圖，其橫軸為側向位移比，縱軸則為垂直油壓制動器之施以梁之側向力，由於梁上層主筋比下層主筋多，相對應負向彎矩強度會大於正向彎矩強度，故迴圈中呈現側向力在正側位移比(正彎矩)時會較負側位移比(負彎矩)時小之不對稱情形。試驗過程中試體 BC1 之破壞情況則如圖 13 所示，其中，在試體之側位移比為-3%第一圈時，負向側向強度達最大值-217 kN，到了側位移比為-3%之第三圈時，梁下側保護層已經有些微剝離的現象；在側位移比為+4%第一圈時，正向側向強度達

最大值 141kN，接著往側位移比-4%第一圈推時，負向強度已有些許衰減，且此時梁下側保護層也因擠壓而往外脫離，下層主筋也已有顯挫屈的情況，爾後隨著反覆迴圈數的增加，下側混凝土壓擠剝落及主筋挫屈也愈趨嚴重，負向強度亦隨之降低，但相應之正向強度仍約略維持不變；至側位移比為-4%第三圈時，負向強度降幅已接近 30%；接著，當側位移比往+6%之過程中，下層二根主筋先後斷裂，正向強度也幾近完全喪失，此時終止實驗。

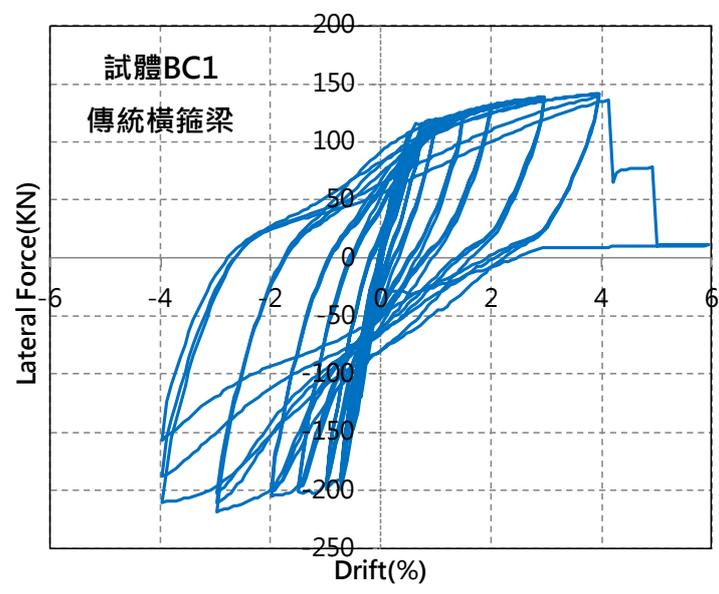
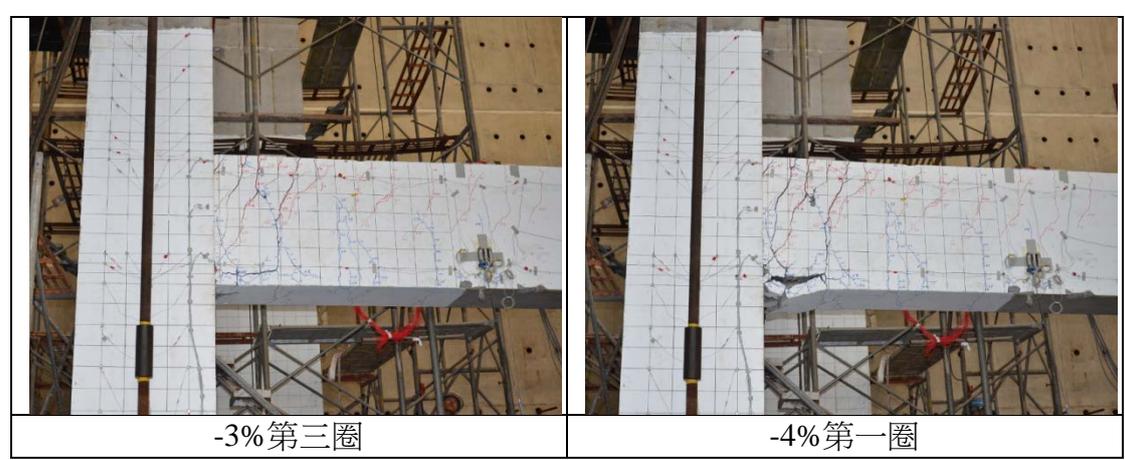


圖 12 試體 BC1 遲滯迴圈



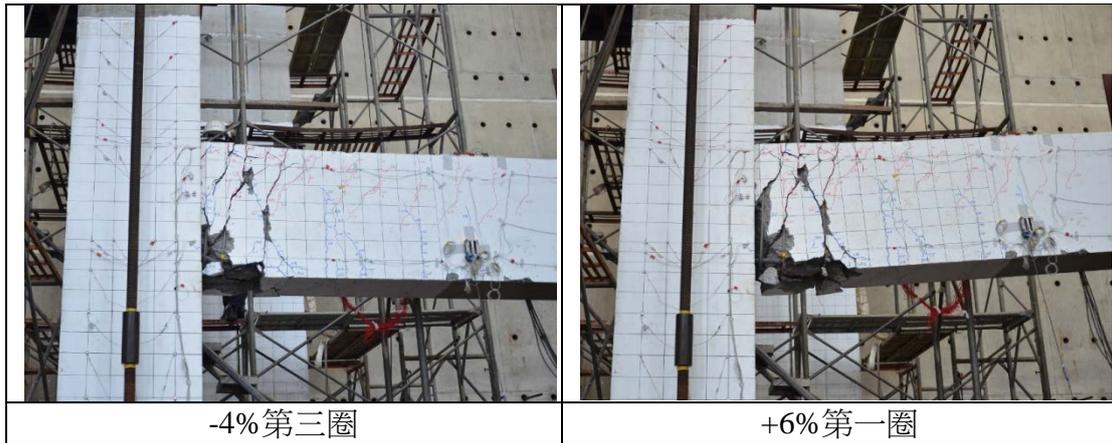


圖 13 試體 BC1 試驗過程照片

3.2 試體 BC2 試驗

圖 14 為試體 BC2 方螺箍梁之遲滯迴圈圖，試驗過程中試體之破壞情況則如圖 15 所示，在試體側位移比為-3%之第一圈時，負向側向強度達最大值-223 kN，此時，由破壞照片中可看到梁下側保護層已經產生些微剝離的情況，接著隨著反覆加載圈數的增加，梁下側混凝土壓碎及剝落的情況更嚴重，負向強度也有些微衰減，到側位移

比-3%第三圈時，下側混凝土已大量剝落，主筋明顯挫屈且向核心區擠壓；在側位移比為+4%第一圈時，正向強度達最大值 143 kN；爾後側位移比-4%的三個迴圈雖然下層主筋挫屈及混凝土擠碎情況加劇，但負向強度仍沒有太大幅的衰減，直至側位移比往+6%之過程中，下層二根主筋先後斷裂，正向強度也幾近完全喪失，因而結束實驗。

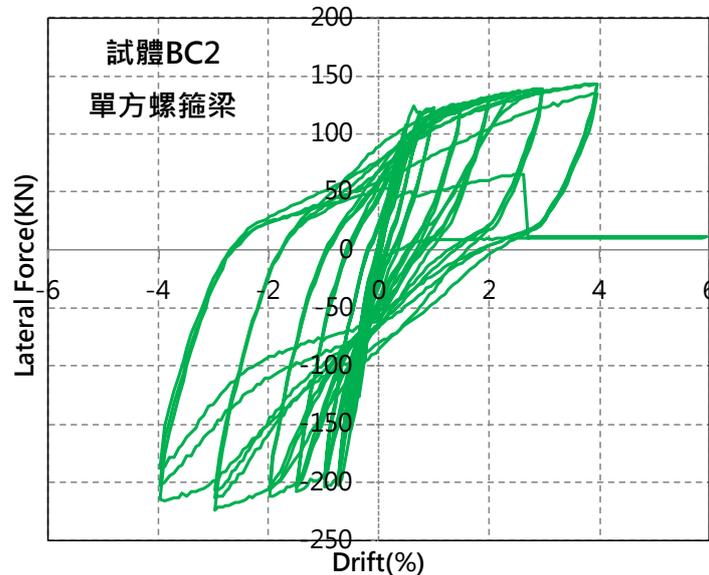


圖 14 試體 BC2 遲滯迴圈

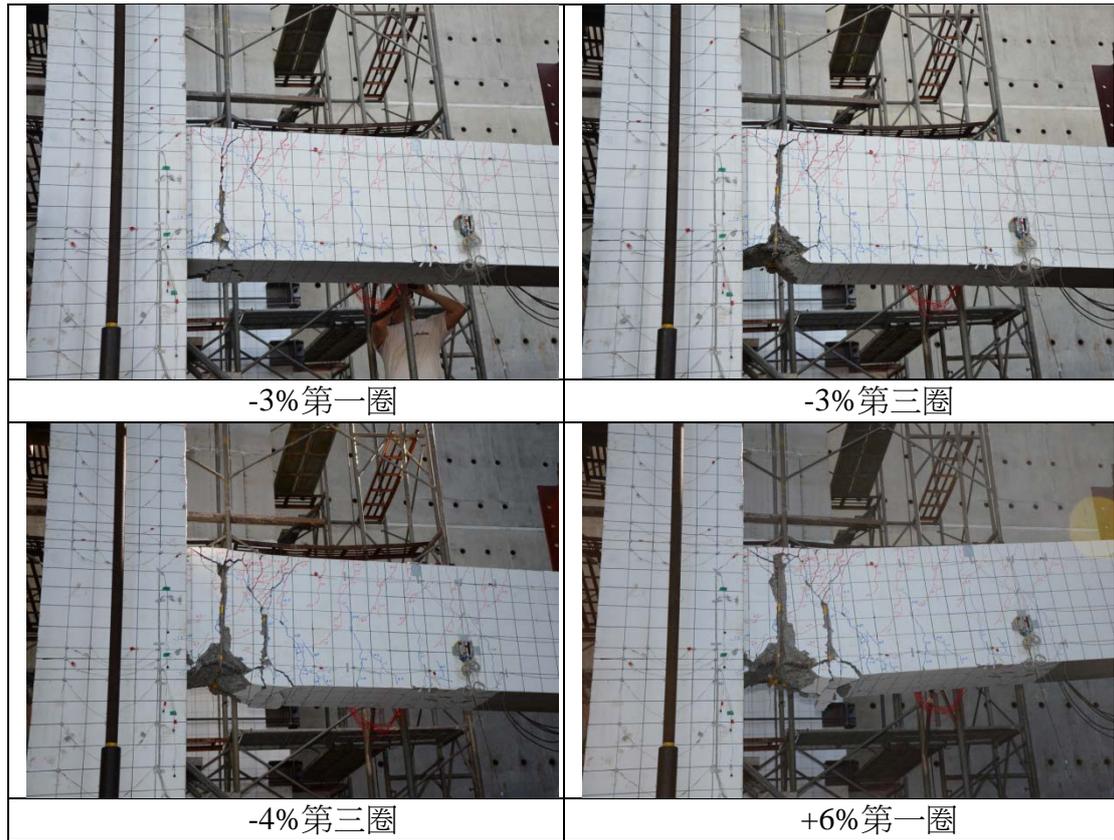


圖 15 試體 BC2 試驗過程照片

3.3 試體 BC3 試驗

圖 16 為試體 BC3 雙方螺箍梁之遲滯迴圈圖，試驗過程中試體之破壞情況則如圖 17 所示，在試體側位移比為-3%之第一圈時，負向側向強度達最大值-214kN，而到了側位移比-3%第三圈時，由破壞照片中可看到梁下側保護層已經產生部分剝離的情況；在側位移比為+4%第一圈時，正向強度達最大值 142kN，接著反向到側位移比-4%第一圈時，下側混凝土已大量剝落，主筋明顯挫屈；而在往側位移比+4%第二

圈的過程中，下層一根主筋發生斷裂，正向強度衰減將近一半，反向至側位移比-4%第二圈時之負向強度亦有大量衰減；在側位移比為+4%第三圈時，下層另一根主筋也斷裂，正向強度幾乎完全喪失，由破壞照片中可看到梁端下層主筋附近之混凝土已嚴重掏空，此係因雙方螺箍於此處沒有形成完整的封閉箍，以致混凝土缺乏良好圍束而提早破壞；最後在完成側位移比+6%第一圈後結束試驗

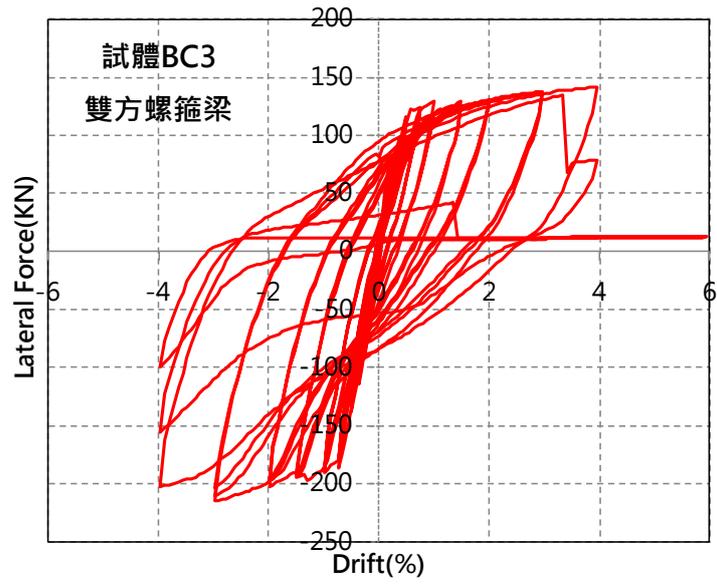


圖 16 試體 BC3 遲滯迴圈

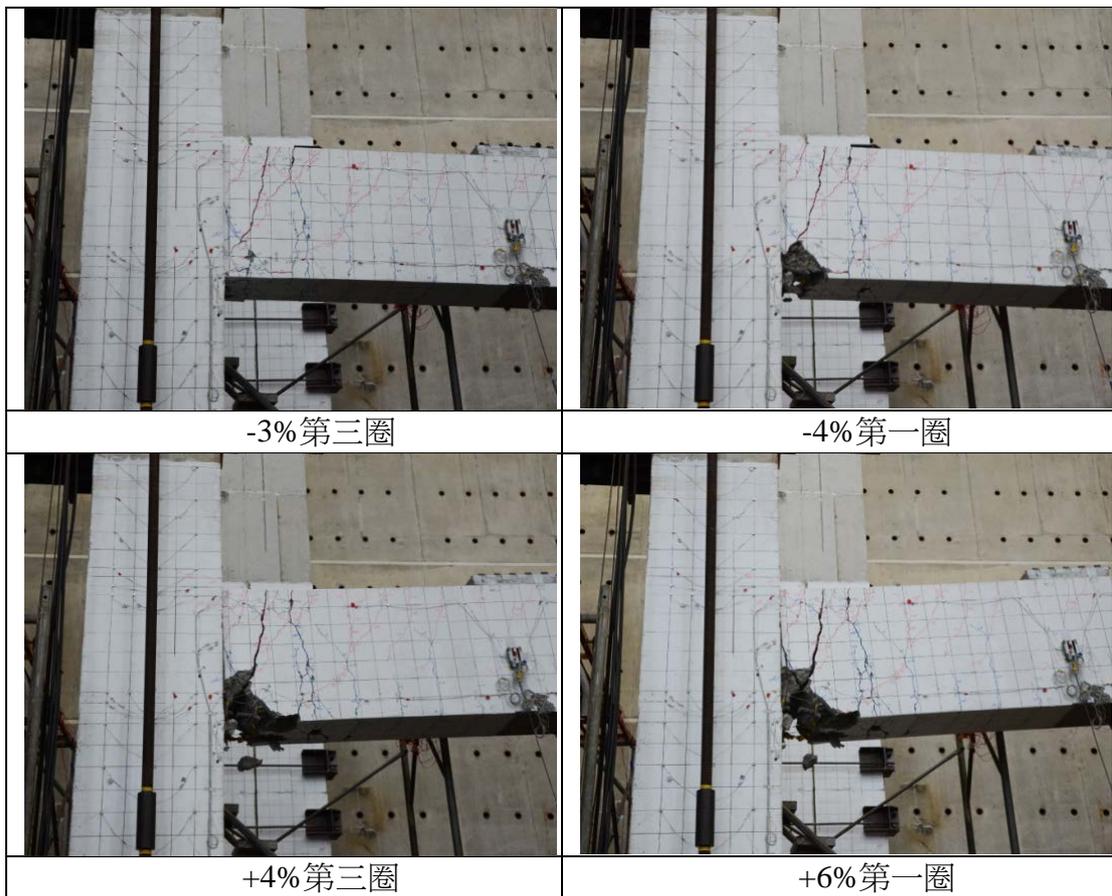


圖 17 試體 BC3 試驗過程照片

3.4 試驗結果比較

3.4.1 試驗包絡線

圖 18 為三組試體之遲滯迴圈包絡線，一般而言，其係指每個側位移比第一圈之最大值所連成之曲線，用以包絡整個遲滯迴圈之反應(如圖 18a)，然而，為觀察試體在反覆迴圈下的衰減行為，圖 18(b)另以第三圈之最大值繪

製包絡線。

整理而言，三組試體之第一迴圈包絡線沒有太顯著的差異，不論在強度的發展或衰減的趨勢都相當一致；而由圖 18(b)可發現，在大的側位移比反覆加載下，雙方螺箍梁(BC3)之衰減情況最為嚴重，其次為傳統橫箍梁(BC1)，而單方螺箍梁則較為和緩(BC2)。

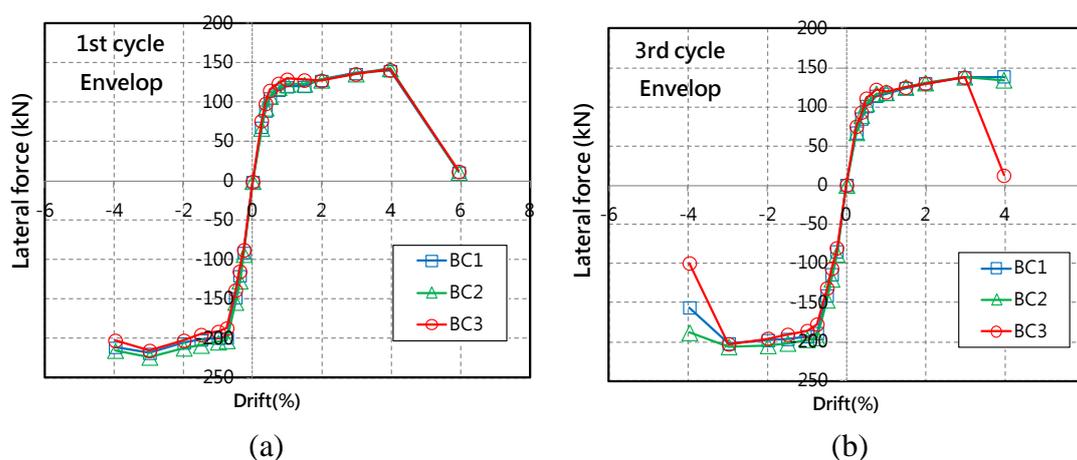


圖 18 試驗包絡線

3.4.2 韌性與消能能力比較

為計算試體之位移韌性值，本研究採用 ASCE/SEI 41-13[9]建議之方法將圖 18(a)之正向包絡線進行雙線性化，以求得理想化之降伏位移，而試體之極限位移係指試體強度衰減至最大強度之 80%時所對應之位移。此外，試體消能能力之優劣係以試體遲滯迴圈所推求之等效黏性阻尼比(Equivalent viscous damping)做為比較基準，其定義如下：

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} \quad (4)$$

$$E_S = \frac{1}{2} (F_p \Delta_p + F_n \Delta_n) \quad (5)$$

其中， E_D 為每個迴圈所消散的能量，即遲滯迴圈的面積； E_S 為彈性應

變能，考慮正負向強度不對稱，採式(5)計算； Δ_p 及 Δ_n 為該迴圈最大之正向及負向位移； F_p 及 F_n 則為該迴圈最大之正向及負向力量。

三組試體正向包絡線之雙線化結果整理如表 2，其中，三組試體之極限位移幾乎相同，極限強度亦相近，但因試體 BC3 之初始段勁度較其他兩者高，以致雙線化所推求之理想化降伏位移偏低，故最後試體 BC3 之計算位移韌性明顯高於其他兩者。圖 19 為三組試體之計算等效黏性阻尼比(三個迴圈平均值)與側位比之關係圖，在側位移比為 3% 以前，三組試體之消能能力相當，在此之後，雙方螺箍梁因較早發生破壞，故消能能力明顯折減。

表 2 試體包絡線雙線性化結果

Specimen	Idealied yield drift (%)	Idealied yield force (kN)	Ultimate drift (%)	Ultimate Strength (kN)	Ductility
BC1	0.49	128.3	4.40	140.9	8.90
BC2	0.50	129.5	4.39	143.2	8.87
BC3	0.43	131.2	4.40	141.8	10.26

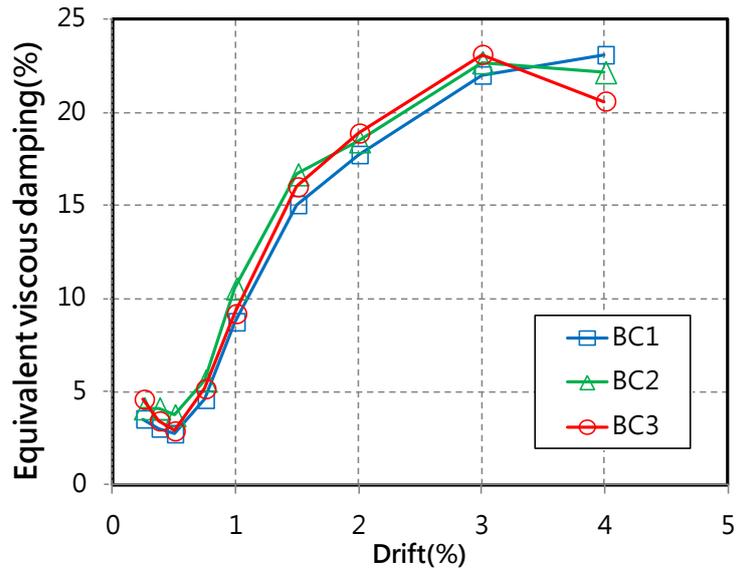


圖 19 試體等效遲滯阻尼比

3.4.3 曲率及剪力變形分佈

圖 20 及圖 21 分別為三組試體之梁曲率分佈及剪力變形分佈圖，其值係由前述光學量測系統所量測之點位座標變化量推求而得，而側位移比較大時因試體破壞亦愈趨嚴重，為避免儀器受損該段變形不做量測。圖 20 顯示三組試體的曲率分佈情況相近，塑

鉸區皆約略位於距梁柱接頭面算起一個有效梁深的範圍 ($\cong 0.8 \times 700mm = 560mm$)。在剪力變形的比較上(圖 21)，傳統橫箍梁(BC1)在塑鉸區之剪力變形分佈較為平均，單方(BC2)及雙方螺箍(BC3)梁則較集中於梁柱交界面。

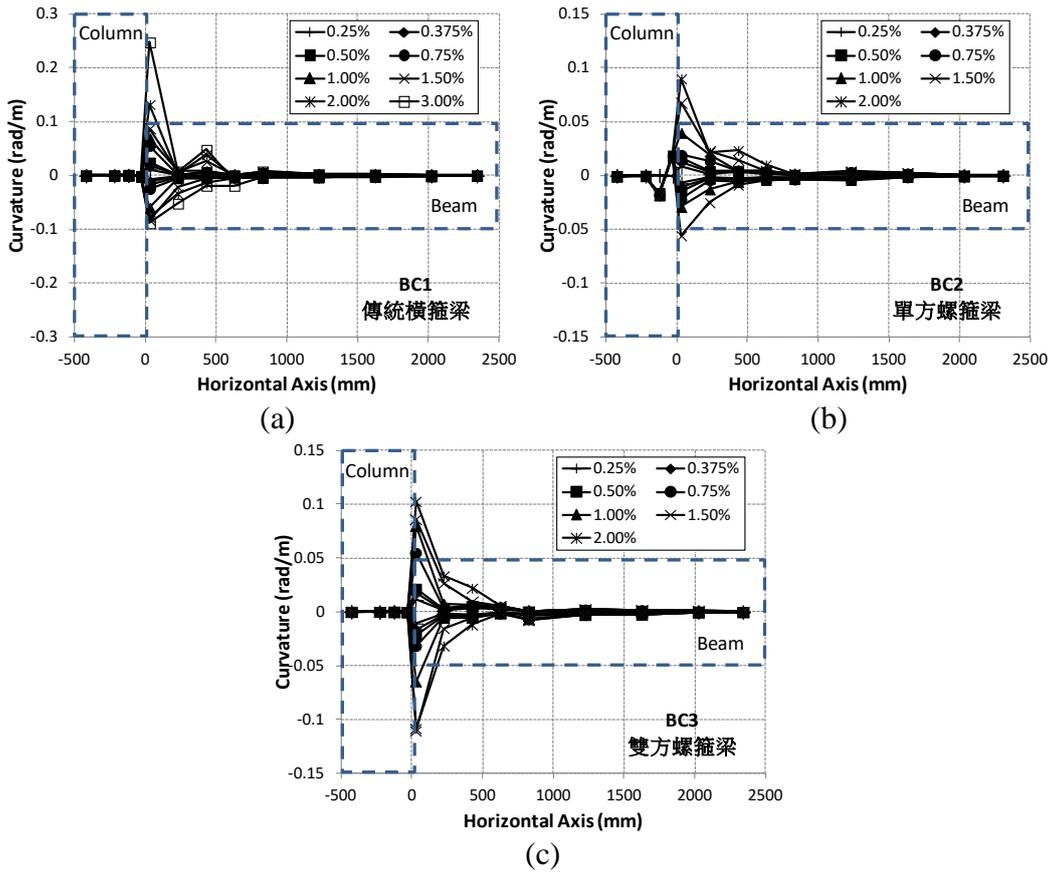


圖 20 梁曲率分佈

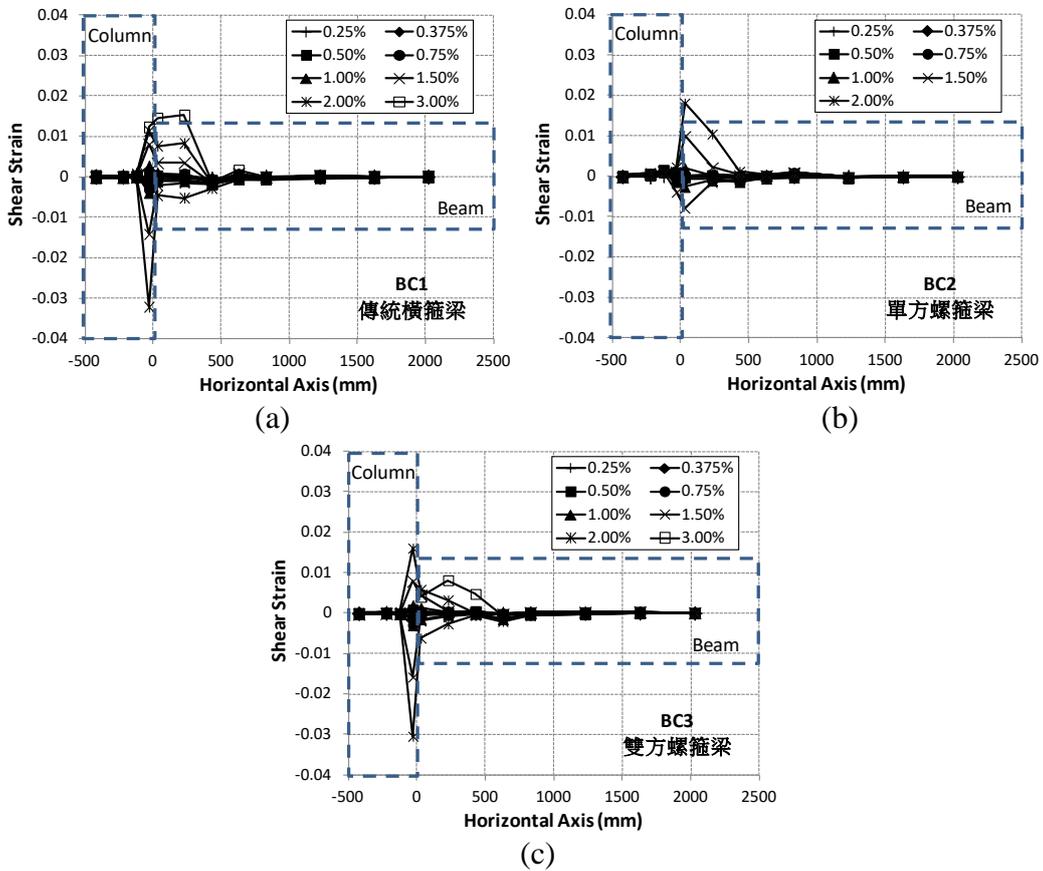


圖 21 梁剪力變形分佈

3.4.4 箍筋用量比較

表 3 為三組試體之梁箍筋用量之統計結果，其中，可以很明顯發現即便方螺箍之斜桿長度會比傳統直桿來的稍長，但主要的差異還是在傳統橫箍多了彎鉤的使用量，此用量約佔整體用量之 25%，若加上不同原料(直條鋼筋與盤圓鋼筋之比較)在加工過程中產

生的餘料差異，箍筋材料之結餘將更可觀。假設方螺箍加工設備費約為 NTD 500 萬元，以預鑄梁製造而言，設備投入的費用估計約加工 1,000 噸的箍筋便可回收。上述分析僅計及鋼筋材料成本上的差異，若再將鋼筋加工及綁紮的成本與時間納入考量，採自動化生產之方螺箍將更具優勢。

表 3 箍筋用量表

試體	箍筋用量(相同號數) unit:mm					
	水平直(斜)桿	垂直直桿	垂直斜桿	彎鉤	總長	百分比
傳統橫箍	15840	30240	-	16248	62328	100.00%
單方螺箍	16020	1890	29003	355	47268	75.84%
雙方螺箍	15840	16380	14542	710	47472	76.16%

四、結論

本研究旨在探討梁箍筋採用連續方形螺箍筋對梁塑鉸行為之影響，文中規劃三組梁柱接頭試體並以梁端塑鉸破壞行為控制進行反覆載重試驗，梁箍筋分別採傳統橫箍、單個方螺箍及兩個方螺箍嵌合型式，依試驗結果可歸納以下幾點結論：

1. 三組試體在側位移比為 4% 第一迴圈以前之受力行為及消能能力皆無明顯差異，爾後雙方螺箍梁產生嚴重強度衰減，而傳統橫箍及單方螺箍梁則仍能穩定消能，直至加載三個迴圈後才產生破壞。
2. 雙方螺箍梁在塑鉸區各以 90 度彎鉤於短邊錨定，且兩個螺方箍在末端都沒有形成完整的封閉箍，故在大變形之反覆加載下該區混凝土因缺乏良好圍束而提早破壞，後續可針對此部分細節加以改善。
3. 方螺箍可採自動化設備生產且組立快速，可省去傳統箍筋之彎鉤

用量約 25%，及節省箍筋加工綁紮的費用與時間，卻仍能保有與傳統橫箍梁相當之耐震性能。

致謝

本文作者感謝國家地震工程研究中心實驗室陳安志先生及梁立勳先生的協助，讓本實驗得以順利完成。

參考文獻

1. Karayannis CG, Chalioris CE (2013) "Shear tests of reinforced concrete beams with continuous rectangular spiral reinforcement," Constr Build Mater, Vol. 46, pp.86-97.
2. Karayannis CG, Chalioris CE, Mavroeidis PD (2005) "Shear capacity of RC rectangular beams with continuous spiral transversal reinforcement," WIT Trans Modell Simul, Vol. 41, pp.379-86.

3. ACI Committee 318 (2002) "Building code requirements for structural concrete," American Concrete Institute.
4. De Corte W, Boel V (2013) "Effectiveness of spirally shaped stirrups in reinforced concrete beams," EngStruct, Vol. 52, pp.667–75.
5. Chalioris CE, Karayannis CG (2013) "Experimental investigation of RC beams with rectangular spiral reinforcement in torsion," EngStruct, Vol. 56, pp.286–97.
6. Karayannis CG, Sirkelis GM (2005) "Response of columns and joints with spiral shear reinforcement," WIT Trans Modell Simul, Vol. 41, pp.455–63.
7. Eom T-S, Kang S-M, Park H-G, Choi T-W, Jin J-M (2014) "Cyclic loading test for reinforced concrete columns with continuous rectangular and polygonal hoops," EngStruct, Vol. 67, pp.39-49.
8. 內政部營建署 (2011), 「混凝土結構設計規範」。
9. ASCE standard, ASCE/SEI 41-13 (2014) "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings."