

第一章 緒論

1.1 前言

台灣位處於環太平洋地震帶西側，在經歷九二一集集大地震之後，結構物之耐震行為受到重視。由於台灣地狹人稠，再加上人口不斷的增加，建築物逐漸朝高樓結構發展，造成建築物自重增加，高樓結構之耐震能力已成為設計時主要考慮的因素。現今建築結構系統，大多為鋼筋混凝土（Reinforced Concrete，簡稱 RC）結構或鋼結構。相較於純鋼構，傳統的 RC 結構系統自重大，韌性容量低，在韌性設計細部上要求較高，且必須有優良的設計與施工品質才能使韌性能力完全發揮；另一方面，鋼結構系統在材料強度與韌性上均較 RC 結構系統優異，且材料性質較穩定，在具備良好的接頭銲接品質時，韌性容量較 RC 結構系統為高，但相對上常有勁度不足的現象。近年來，結合結構鋼與混凝土之鋼骨鋼筋混凝土（Steel Reinforced Concrete，簡稱 SRC）結構系統使用逐漸普遍，此結構系統結合了 RC 結構的抗壓性與鋼結構的耐震性能，使其在強度上較 RC 結構高，在勁度上較鋼結構大。廣義來說，SRC 構造是將鋼結構與 RC 結構加以組合以構成整體之 SRC 結構系統，故又稱複合型結構系統（Composite Structural System）。

梁、柱與梁柱接頭為組成結構系統之基本元素，在韌性設計理念中，希望建築物在地震力作用下，由梁產生塑性鉸來消散地震力所輸入之能量，因此梁柱接頭與柱均必須具有一定之強度，使結構在梁塑性鉸產生以前，柱與梁柱接頭不產生破壞，此即為「強柱弱梁」之觀念。其中梁柱接頭更為重要，因為梁柱接頭之破壞將造成整體結構完全破壞，但設計強度極高之剛性接頭也實非必須，因此梁柱接頭除了具有足夠的強度、勁度外，也須具備韌性消能能力與延展性，以期當超過接頭本身強度之外力作

用下，將以接頭本身之韌性來吸收。而目前有關 SRC 梁柱接頭之研究甚少，因此本研究將針對 SRC 梁柱接頭之力學行為及耐震能力作探討。

本研究設計鋼骨鋼筋混凝土柱 (SRC Column) 接鋼梁之梁柱接頭型式，以鋼梁取代 SRC 梁，將有助於簡化施工、縮短工期與提高品質。SRC 柱結合了鋼骨 (S) 與鋼筋混凝土 (RC) 兩種材料，使得 SRC 柱可以兼具這兩種材料的優點。相對於純鋼柱而言，SRC 柱的勁度較大，可減少結構體由於風力或地震力產生之側向位移；此外，SRC 柱有效的利用混凝土的抗壓能力，可減少鋼骨的使用量或避免使用超厚鋼板，進而達到經濟的效果。再者，由於混凝土的包覆可提供鋼骨之束制作用，避免發生局部挫屈之可能性，而且混凝土可以當作鋼骨的防火被覆，亦可節省許多經費。鋼梁取代 SRC 梁避免了 SRC 梁之鋼筋與模板在施工上的複雜性，而且在一般 SRC 梁灌漿後於鋼梁翼板之底部產生的蜂窩現象不會發生，並且鋼梁上方之樓板亦可採用鋼承板 (Steel Deck) 施作，其方式與一般純鋼構相同。鋼梁之使用節省了 SRC 樓板模、梁模及其支撐；此外，由於鋼梁取代 SRC 梁將減少結構之重量進而減少地震所引致之作用力。

1.2 研究背景與動機

由於 SRC 結構系統具有多項優點，目前已有許多國家對於 SRC 結構進行深入研究，其中日本已經將 SRC 結構系統普遍使用於建築結構上。一般而言，國內的 SRC 結構設計者在設計時大多參考國外的規範，然而不同國家之規範在設計上的考量並不盡相同，如美國的耐震設計是利用韌性來消散地震力所產生的能量，而日本規範採用二次設計法加以設計，所使用的地震力較大，相對於結構的韌性要求也較低。至於其他國家對於 SRC 的使用較少，相對的研究成果也較少，因此並不適合直接採用。此外，國內 SRC 構造的施工方式與國外並不全然相同，且國內 SRC 構造在施工時，

SRC 梁的品質較不易掌握，因此加速國內本土性的 SRC 構造相關實驗與研究便顯得頗為重要。

本研究考慮 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭型式，避免 SRC 梁施工上的缺點及簡化施工。於 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭處，鋼柱內應配置適當之連續板（橫隔板），此連續板有傳遞水平力之功能。梁柱接頭處由連續板和鋼柱翼板所形成的區域稱為梁柱交會區（Panel Zone），如圖 1.1 所示。對於 RC 構造而言，梁柱接頭區之閉合箍筋及繫筋，其主要功能在圍束接頭區之混凝土、防止柱主筋挫屈以及提供梁柱接頭區之剪力強度與韌性。相對於一般 RC 構造而言，當採用鋼梁與 SRC 柱接合時，由於 SRC 柱中有鋼骨之存在，繫筋無法配置且柱主筋僅能配置在角落處，再加上 SRC 柱中鋼骨可以提供核心混凝土良好的圍束，因此梁柱接頭區箍筋對混凝土之圍束效用並不高。此外，在防止柱主筋挫屈方面，SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭有鋼骨之存在，可以視為片狀的主筋，由於混凝土對鋼骨有束制作用，避免其發生局部挫屈或整體挫屈，另外當柱承受極大之軸向壓力時，可於柱主筋上配置角落繫筋以避免柱主筋之挫屈。在 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭處 SRC 柱中鋼骨必須承擔由梁端傳遞而來之剪力，鋼梁與鋼柱之接合至少需能承擔鋼梁所傳遞的剪力，梁柱接頭區之強度必須能承受由梁彎矩對連續板所產生之水平力，避免接頭區發生脆性破壞。由於 SRC 梁柱接頭區配置箍筋常造成接頭施工時之困擾，為了改善施工、避免施工上之困難或易產生缺失之可能，因此嘗試以 SRC 梁柱接頭區柱中鋼骨腹板所提供之剪力強度完全取代接頭區箍筋之剪力貢獻進而取消接頭區箍筋之配置。

由於 SRC 梁柱接頭結合了鋼骨與鋼筋混凝土兩種材料，鋼骨、鋼筋與混凝土間之複合效應本身即有相當之差異性與不確定性，且鋼骨與鋼筋之變形行為亦極其複雜。此外，梁柱接頭本身之幾何形狀變化大，亦是載重傳遞行為最複雜的區域，所以無論在應力分佈與變形行為上之變化皆較其

他結構桿件為複雜，由於複雜的行為增加理論分析上之困難度及可信度，故從事接頭試驗將是最直接之方式且試驗結果亦可反映實際之結構行為。

1.3 研究目的與方法

國外從 1980 年中期開始著重於另一種型式之複合型結構系統，此種新型結構系統是利用鋼筋混凝土柱與鋼骨梁構材結合(Reinforced Concrete Column and Steel Beam，簡稱 RCS)。美、日等國學者在 RCS 複合型結構之梁柱接頭強度、交會區變形等力學行為，已有相當之研究成果，並提出適當設計公式。但對於 SRC 柱接鋼梁之複合型結構系統，由於接頭型式跟結構系統之不同，其接頭強度公式可能無法直接引用國外之研究成果，因此在梁柱接頭區之力學行為尚有廣大的研究空間，故有必要進行深入之研究，以提供設計之依據與準則。

一般結構之力學行為可分為強度、勁度及韌性三方面來討論，在 SRC 柱接鋼梁複合結構系統中，主要影響參數有斷面形狀尺寸，其中包括鋼梁尺寸、柱中鋼骨尺寸及 SRC 柱尺寸，另外尚有箍筋型式、梁柱接頭接合細節及混凝土強度。本試驗研究參數為取消接頭區箍筋之配置，依 SRC 柱接鋼梁複合結構系統梁柱交會區鋼柱腹板剪力強度之不同，共設計五支試體，柱為包覆 H 型 SRC 矩形柱，梁斷面為 H 型鋼梁。

本研究之目的，乃在於探討 SRC 柱與鋼梁接合其梁柱交會區鋼柱腹板剪力強度之影響與力學行為及不配置箍筋之可行性，主要之研究項目如下：

- 一、梁柱交會區鋼柱腹板之剪力強度對接頭行為之影響
- 二、梁柱接頭區不配置箍筋對接頭行為之影響
- 三、梁柱接頭之強度、勁度、韌性
- 四、梁柱接頭之破壞模式

本研究試驗方法為考慮將整體結構在受地震力作用時進行簡化與模擬，實尺寸試體設計由整體結構取梁與柱跨距中點為反曲點之外部梁柱接頭，並施加軸力於柱上，進行模擬地震作用之反復載重實驗，用以探討試體整體強度、接頭之剪力強度、破壞行為及耐震能力。



第二章 設計規範與文獻回顧

2.1 前言

結構系統中，梁、柱與梁柱接頭為其組成之最重要組成元素，SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭由鋼梁、SRC 柱及梁柱接頭區三部分組合而成。一般韌性抗彎構架 (Special Moment Frame, SMF) 設計中，均要求結構系統以「強柱弱梁」來設計，利用梁或梁柱接頭區的塑性變形能力來吸收及消散地震力所傳入之能量。本實驗研究梁柱接頭是否具有足夠的剪力強度及發揮應有之韌性，期使塑性鉸發生在鋼梁上。

2.2 國外主要 SRC 設計規範概況

目前美、日相關的鋼骨鋼筋混凝土設計規範有(1)美國 AISC-LRFD (American Institute of Steel Construction) 設計規範[1] (2)美國 ACI-318 (American Concrete Institute) 鋼筋混凝土設計規範[2] (3)日本建築學會 (Architectural Institute of Japan, AIJ) SRC 構造設計規範 [3]等。

2.2.1 美國 AISC-LRFD 規範

美國 AISC-LRFD 設計規範引用鋼結構設計公式，將 SRC 構造中 RC 所提供的強度與勁度轉換為相當的鋼骨來進行設計。優點是方法簡單容易，但缺點是過於保守。此外，AISC-LRFD 規範僅對於合成構材中構材部分之強度計算較為明確之外，對於合成構材的耐震設計、梁柱接頭及構造的細部規定並不明確。

2.2.2 美國 ACI-318 規範

美國 ACI-318 鋼筋混凝土設計規範使用 RC 構造的設計方法，將 SRC

構造中的鋼骨視為增加構材強度與勁度的普通鋼筋來進行設計。ACI-318 規範可依據應變相合之原理進行設計，但其計算過程較為繁複，至於耐震設計、梁柱接頭及構造細則乃依據 RC 構造來進行合成構材之設計。由於 ACI-318 鋼筋混凝土設計規範為使 RC 梁柱接頭能有適當之韌性，在耐震設計及細則上規定並未考量鋼骨的影響，故其部分規定並不適合直接引用。

2.2.3 日本 AIJ-SRC 設計規範

日本 AIJ-SRC 設計規範採用二次設計法，一次設計係以工作應力法加以設計，二次設計則以極限強度檢核保有水平耐力。AIJ-SRC 規範設計觀念主要以"強度疊加法"作為理論基礎，此法係先將鋼骨及 RC 之強度個別分開計算，然後予以疊加以求得 SRC 構材之強度。其優點是觀念簡單明確，缺點是 AIJ-SRC 設計公式較複雜，國內工程師較不易使用。

2.3 國內「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」

國內 SRC 構造設計規範[4]為一結合內政部所頒佈之鋼構造及鋼筋混凝土構造設計規範所研擬之 SRC 設計規範。對於 SRC 構材之強度計算主要採用「直接強度疊加」之概念，結合 AISC-LRFD 之鋼骨設計規範與 ACI-318 之 RC 設計規範，以強度疊加之觀念求得 SRC 構材強度；亦即將 SRC 構材中鋼骨部分之強度依照 AISC-LRFD 計算，RC 部分之強度依 ACI-318 規範決定，最後再直接疊加以求得整體 SRC 構材之強度。

2.4 規範梁柱交會區剪力設計

2.4.1 美國 AISC-LRFD 規範

美國 AISC-LRFD 標稱剪力強度(V_n)_{AISC-LRFD} 可依下列公式決定之：

$$(V_n)_{\text{AISC-LRFD}} = 0.6 F_{ys} d_c t_p \quad (2.1)$$

其中 t_p 為梁柱交會區柱腹板總厚度，包括箱型柱或 H 型柱含腹部疊合板時之總厚度。 d_c 為柱斷面深度。 F_{ys} 為鋼柱腹板與疊合板之標稱降伏強度。

依此種方式設計之交會區應可保持在彈性範圍；若考慮交會區在降伏後，荷重能力繼續上升的事實，建議採用 Krawinkler[5]提出之交會區剪力強度公式做為交會區之剪力設計強度，其梁柱交會區標稱剪力強度 $(V_n)_K$ 依下列公式決定之：

$$(V_n)_K = 0.55 F_{ys} d_c t_p \left(1 + \frac{3.45 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad (2.2)$$

其中 t_p 為梁柱交會區柱腹板總厚度，包括箱型柱或 H 型柱含腹部疊合板時之總厚度。 d_b 為梁斷面深度。 d_c 為柱斷面深度。 b_{cf} 為柱翼板寬度。 t_{cf} 為柱翼板厚度。 F_{ys} 為鋼柱腹板與疊合板之標稱降伏強度。

美國 AISC Seismic Provisions[6]於設計條文中，將梁柱交會區標稱剪力強度規定為：

$$(V_n)_{pz} = 0.6 F_{ys} d_c t_p \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad (2.3)$$

2.4.2 美國 ACI-318 規範

美國 ACI-318 鋼筋混凝土設計規範對梁柱接頭之規定，依接頭之圍束效果來區分，將混凝土之標稱剪力強度 $(V_n)_{\text{ACI-318}}$ 分為：

$$\begin{aligned} (V_n)_{\text{ACI-318}} = & (1) \text{ 圍束接頭者} && 1.7\sqrt{f'_c} A_j \\ & (2) \text{ 接頭三面圍束或兩對面圍束者} && 1.25\sqrt{f'_c} A_j \end{aligned} \quad (2.4)$$

(3) 其他

$$1.0\sqrt{f'_c}A_j$$

其中 f'_c 為混凝土之抗壓強度，單位為 MPa。 A_j 為接頭之有效受剪面積。

2.4.3 日本 AIJ-SRC 設計規範

日本 AIJ-SRC 設計規範將 SRC 梁柱交會區之力學行為假設為個別作用，因此所定義之交會區標稱剪力強度為鋼骨跟混凝土強度之簡單疊加如下：

$$(V_n)_{AIJ-SRC} = (V_n)_s + (V_n)_c + (V_n)_w \quad (2.5)$$

$$(V_n)_{AIJ-SRC} = 1.2sA \times \left(\frac{s\sigma_y}{\sqrt{3}} \right) + jF_s \times cA_e \times j\delta + w_p \times w\sigma_y \times cA_e$$

其中 cA_e 為混凝土有效面積。 sA 為鋼骨面積。 $j\delta$ 為接合處形狀影響因素。 w_p 為箍筋鋼筋量。 $w\sigma_y$ 為箍筋容許降伏應力。 $s\sigma_y$ 為鋼骨容許降伏強度。 jF_s 為 $0.12F_c$ 與 $18 + \frac{3.6F_c}{100}$ 兩者之較小值。 F_c 為混凝土之抗壓強度。

2.4.4 國內「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」

國內 SRC 規範對於 SRC 梁柱交會區標稱剪力強度計算，將 SRC 構材中鋼骨部分之強度依照 AISC-LRFD 計算，RC 部分之強度依 ACI-318 規範決定，最後再直接疊加以求得整體 SRC 構材之強度。可依下列公式決定之：

(1) 鋼骨部分

$$(V_n)_s = 0.6F_{ys}d_c t_p \quad (2.6)$$

其中 t_p 為梁柱交會區鋼柱腹板總厚度，包括箱型柱或 H 型柱含腹部疊合板時之總厚度。 d_c 為鋼柱斷面深度。 F_{ys} 為鋼柱腹板與疊合板之標稱降伏強度。

(2) RC 部分

$$\begin{aligned}
(V_n)_{rc} = & \text{(a) 圍束接頭者} && 1.7\sqrt{f'_c}A_j \\
& \text{(b) 接頭三面圍束或兩對面圍束者} && 1.25\sqrt{f'_c}A_j \quad (2.7) \\
& \text{(c) 其他} && 1.0\sqrt{f'_c}A_j
\end{aligned}$$

其中 f'_c 為混凝土之抗壓強度，單位為 MPa。 A_j 為接頭之有效受剪面積。

(3) SRC 梁柱接頭標稱剪力強度

$$(V_n)_{SRC} = (V_n)_s + (V_n)_{rc} \quad (2.8)$$

2.5 梁柱接頭區力學分析

當結構物受到地震力作用時，地震之水平剪力將造成結構之層間位移，為符合本研究之受力狀態，取構架的外部梁柱接頭進行探討，簡化並假設梁與柱的反曲點出現在其跨距中點，可依鉸接模擬反曲點，如圖 2.1 所示，經由結構分析可知，梁與柱之反曲點會產生相對之剪力。其中梁反曲點之剪力會造成接頭承受彎矩 (M_{beam}) 作用，而柱反曲點之剪力會使與梁柱相接的梁柱交會區承受一相對剪力 (V_{col})，如圖 2.2 所示。梁柱接頭在梁彎矩作用下，可假設此彎矩對上下梁翼產生一拉一壓之行為，且以梁深為力臂的相對力偶，如圖 2.3 所示。此一推一拉由梁翼導入梁柱交會區之力，對梁柱交會區產生剪力作用，同時扣去由柱端所傳入之柱剪力 (V_{col}) 即可知梁柱交會區所受之剪力 V_{pz} 。

$$V_{pz} = \frac{M_{beam}}{d_b - t_{bf}} - V_{col} \quad (2.9)$$

其中 M_{beam} 為梁所傳遞之彎矩。 d_b 為梁之深度。 t_{bf} 為梁翼之厚度。 V_{col} 為柱剪力。

柱剪力 (V_{col}) 由下式可得：

$$V_{col} = \frac{M_{beam}}{H_c} \quad (2.10)$$

其中 H_c 為梁柱接頭處上方與下方樓層高度之平均值。

2.6 相關文獻摘要

Sheikh, T.M., et al.[7] [8]於 1989 年利用 15 組三分之二尺寸之試體進行一系列包括鋼梁及 RC 柱之合成構造梁柱接頭試驗，該試驗依據實驗分析之結果提出計算梁柱接頭強度之計算公式。

陳昭榮[9]於 1992 年利用七組半預鑄工法之鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭試體，探討 SRC 梁柱接頭強度與韌性行為。該試驗中發現在承受反復載重之情況下，若在鋼骨翼板加鉚剪力釘，因為剪力釘提供複合作用下受水平剪力影響之壓力面積，較之鋼筋握裹效應下受影響區域為大，所以剪力釘對於發揮混凝土壓應力之貢獻較鋼筋為大，因此可提供比未加剪力釘之試體更為優良的複合作用，而於極限載重後仍保有極佳的二次韌性。此外，試驗亦發現過寬之混凝土保護厚度，將使構件發生不當開裂，造成鄰近之鋼材產生額外之應力負擔。

朱俊星[10]於 1993 年首次將高韌性接頭設計觀念用於鋼骨鋼筋混凝土構造中，其發現使用高韌性接頭設計不僅使結構之韌性提高，而且也解決傳統日本半預鑄工法的缺點。

蔡克銓、于瑞佐、連陽、項維邦[11]於 1995 年利用四組半預鑄工法之鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭試體，探討 SRC 梁柱接頭在強震作用下的力學行為，並提出計算 SRC 梁之極限強度及等效彈性勁度之新方法。研究結果顯示，設計及製作良好之 SRC 梁柱接頭有足夠之強度與韌性以抵抗強震，且 SRC 梁中配置適當的頂層鋼筋，可以減低鋼骨的韌性需求。同時亦發現梁彎矩與剪力主要由鋼骨承受。

陳勤傑[12]於 1996 年以特殊設計之蓋板來替代鋼筋，使接頭區之梁上產生整區段同時降伏，將塑性區外移且吸收大量的能量，其塑性轉角也較傳統 SRC 接頭高出許多。

翁正強教授等[13]於 2001 年以 SRC 柱接鋼梁進行一系列實尺寸 (Full Scale) 梁柱接頭試驗研究，其試驗結果顯示，當鋼柱之梁柱交會區 (Panel Zone) 鋼柱腹板厚度較小時，因其所能提供之剪力強度較小，使得接頭區混凝土開裂與剪力變形皆較明顯，造成在較大位移時出現較明顯的勁度衰減現象。此外，剪力釘有助於減少混凝土開裂與提高接頭之韌性，但對於強度並無貢獻。此報告亦指出提昇接頭剪力強度能使鋼梁能有較大的彎矩變形，進一步提昇接頭的韌性。

C.C. Chou, C.M. Uang, [14]進行 2 支實尺寸之 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭試驗研究，其鋼梁翼板均有做切削處理，為一減弱式梁柱接頭。實驗結果顯示，在 SRC 柱中鋼骨與鋼梁 (切削處) 彎矩強度為強柱弱梁，且梁柱交會區之剪力強度也大於梁柱交會區需求剪力強度，試體鋼梁均有形成良好的塑性鉸，且都有不錯的韌性。

第三章 SRC 柱接鋼梁梁柱接頭試驗

3.1 前言

本研究進行實尺寸之 SRC 柱接鋼梁梁柱接頭之反復載重試驗，為瞭解 SRC 柱接鋼梁結構梁柱接頭於地震反復載重下之行為，取實際建築結構中 SRC 柱接鋼梁之外部梁柱接頭斷面製作試體，其立體示意圖如圖 3.1 所示。考慮簡化試驗與減少變數，以平面構架模擬實際之立體構架，此平面構架主要為韌性抗彎構架。假設地震力作用下，構架發生層間位移後，其梁與柱之反曲點出現在梁與柱跨距之中點，可用鉸點模擬其外部梁柱接頭之反曲點，如圖 3.2 所示，此即為本試驗試體架設型式。如此可模擬 SRC 柱接鋼梁梁柱接頭在地震力作用下之受力變形行為。

3.2 試驗設計



本研究將進行五支實尺寸之 SRC 柱接鋼梁梁柱接頭之反復載重試驗，實驗的重要參數為 SRC 柱中交會區鋼骨部分之標稱剪力強度 $(V_{ns})_{pz}$ 與交會區最大需求剪力強度 $(V_u)_{pz}$ 之比值。在進行交會區最大需求剪力強度 $(V_u)_{pz}$ 之計算時，可以參考圖 3.3 的交會區受力情形示意圖來求得交會區所受的剪力大小。

於試驗重要參數方面，主要將探討梁柱接頭處 SRC 柱中交會區鋼骨腹板標稱剪力強度與該交會區最大需求剪力強度之比值（Shear Strength Ratio，簡稱 VR）的影響，為簡化實驗與減少參數，所有 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭試體皆為強柱弱梁之設計，並於接頭區採取不配置箍筋之型式。

3.3 試驗規劃

本研究設計五支實尺寸之 SRC 柱接鋼梁梁柱接頭，試體之型式如表

3.1 所示，試體之編號及參數如表 3.2 所示，SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭試體尺寸列於表 3.3。在試體規劃上以梁柱交會區鋼柱腹板剪力強度作為試驗參數，五組 SRC 柱接鋼梁試體其非接頭區箍筋間距為 150mm，試體之箍筋均為等間距排列，非接頭區箍筋採用閉合型式，箍筋配置圖如圖 3.4 所示，箍筋型式如圖 3.5 所示。SRC 柱全斷面尺寸為 550mm×550mm，長度為 3m，主筋採用 12 根 #6 竹節鋼筋，箍筋則採用 #3 鋼筋，SRC 柱斷面配筋如圖 3.6 所示。所有試體 SRC 柱中鋼柱之材質均為 A572 Gr.50，試體 SRC1 及 SRC5 鋼梁之材質為 A572 Gr.50，試體 SRC2、SRC3、SRC4 鋼梁之材質為 A36。鋼柱斷面為 H350×350×12×19 之銲接組合 H 型鋼，並採取於接頭區鋼柱腹板加銲疊合板，鋼梁斷面為 H488×300×11×18 之銲接組合 H 型鋼，長度為 2.03m。

本研究之試體其鋼骨之梁柱接合方式係仿照托梁式接頭之銲接方法，銲接方式為鋼梁翼板以全滲透開槽銲，並保留背墊板，鋼梁腹板則以填角銲與柱翼板銲接；疊合板之接合為四周需與柱腹板及翼板以銲接方式確實接合，詳細銲接尺寸如圖 3.7 所示。試體梁柱接頭區疊合板銲接情形如照片 3.1 所示。SRC 柱混凝土則採用國產預拌廠生產之預拌混凝土。

所有試體之材料強度如表 3.4 所示。此五支試體之 SRC 柱與鋼梁的彎矩強度比均符合強柱弱梁之要求。彎矩強度比值如表 3.5 所示。試體交會區鋼柱腹板標稱剪力強度與該交會區最大需求剪力比值如表 3.6 所示。

3.4 試體製作

此試驗試體的鋼柱與鋼梁在鋼構場進行銲接組合。其步驟先將柱主筋放入，將所需數量箍筋套入，銲上柱端板，再將柱主筋銲接於柱端板上，最後完成鋼梁與鋼柱的銲接，並於完成梁柱銲接後，進行銲道超音波檢測，以確保銲接的品質。梁柱接頭試體運至交通大學土木結構大樓實驗室

之後，將箍筋依間距排好並固定。固定好箍筋後將預定需埋在混凝土內的應變計先貼好，並做防水處理，隨即進行模板組裝作業，模板組裝作業之情形如照片 3.2 所示。模板組裝作業完成後，向混凝土預拌場訂購混凝土進行試體灌漿，混凝土灌漿完成後，在 28 日養生期中偶以少量水養護模擬工地實際情形。

3.5 試驗設置

本研究之試驗工作在新竹交通大學土木系的大型結構實驗室中進行，試驗裝置如圖 3.8 與照片 3.3、照片 3.4 所示。試體柱以預力鋼棒加預力固定於基座梁上，另以預力鋼棒加預力施加固定軸力於試體柱上，每支試體之 SRC 柱將施加 $0.1P_n$ 的軸力， P_n 的計算則依照國內「SRC 設計規範」之規定，柱端並以螺栓與反力牆上之短柱接合以承受軸向力；為避免試體在承受大載重時發生平面外變形，於梁側向裝置了一組側向支撐鋼架。固定於反力牆上的 1000kN 之 MTS 水平油壓致動器(actuator)則用以施加反復作用力，並於梁柱交會區設置 π gauge 與對應於梁翼板的 SRC 柱下方設置線性變形位移感應計 (LVDT) 以量測交會區的變形狀況， π gauge 位置與位移計位置如圖 3.9 與圖 3.10 所示，架設情形如照片 3.5 與照片 3.6 所示；另為了瞭解試體受力時的應力分佈情形，在接頭區的鋼梁翼板、腹板及 SRC 柱中主筋黏貼由 KYOWA 公司製作的應變計，其型號是 KFG-5-120-C1-11L3M2R，應變計位置如圖 3.11、圖 3.12 與圖 3.13 所示。

3.6 試驗程序

試驗過程中以 MTS 動力試驗系統控制梁端之油壓致動器位移，並以位移控制方式 (Displacement Control) 對試體施加反復載重，故油壓致動器的施力大小是由預先規劃的位移歷程來控制。因國內外對 SRC 接頭的載重歷時並無相關規定，為了觀測梁柱接頭在較小位移時的行為，在 $2\Delta_y$

之內採用較密集的載重迴圈，而整個試驗過程中每個迴圈加載的次數皆為一次，位移控制的步驟如圖 3.14 所示，依序為 $0.25\Delta_y$ 、 $0.5\Delta_y$ 、 $0.75\Delta_y$ 、 $1.0\Delta_y$ 、 $2.0\Delta_y$ 、 $3.0\Delta_y$ ，往後每一階段均增加一個 Δ_y ，如此直到試體破壞或強度折減過大時方停止試驗。 Δ_y 的大小乃假設試體鋼梁為一懸臂梁，當試體鋼梁最外緣開始降伏時梁端之位移量，此為一理論值，其計算公式如下：

$$\Delta_y = \frac{P_y L_b^3}{3E_s I_s} \quad (3.1)$$

其中 P_y 為懸臂鋼梁之固定端達到起始降伏彎矩時所對應之載重， L_b 為鋼梁長， E_s 為鋼梁之彈性模數， I_s 為鋼梁之強軸慣性矩。所有試體之 Δ_y 為 11.0mm。



第四章 試驗結果與討論

4.1 試驗觀測記錄

本試驗程序採位移歷時控制，試驗過程中於油壓致動器到達各迴圈最大位移時解壓後進行觀測及記錄，此外，為了方便觀測梁柱接頭試體的降伏狀況，在梁受彎矩較大的區域附近塗上石灰，利用石灰剝落的情形來判定試體的降伏程度，並於梁柱接頭區繪製 10 cm × 10 cm 之方格用以觀察裂縫發展之情況。試驗共計五支試體，分別為試體 SRC1—VR1.38、試體 SRC2—VR1.15、試體 SRC3—VR0.98、試體 SRC4—VR0.82 與試體 SRC5—VR0.58，以下敘述五支試體於試驗過程之破壞情況與行為。

4.1.1 試體 SRC1—VR1.38



試體 SRC1—VR1.38 在梁端位移進入 $2 \Delta_y$ 時，發現第一條極細微裂縫，當位移進入 $3 \Delta_y$ 時，接頭區側面混凝土剪力裂縫增多，惟都是極細微裂縫，同時柱上方混凝土出現水平裂縫沿鋼梁翼板水平發展，但並未發展至側面混凝土，當位移進入 $4 \Delta_y$ 時，接頭區混凝土側面剪力裂縫數量與寬度持續增加，如照片 4.1 所示，柱上方混凝土出現水平裂縫沿鋼梁翼板水平發展至接頭區側面混凝土，且鋼梁翼板混凝土亦出現些微被擠壓開的趨勢，而混凝土面上方之鋼梁出現降伏之情況，如照片 4.2 所示；當位移進入 $5 \Delta_y$ 時，接頭區側面混凝土剪力裂縫數量與寬度持續增加，且裂縫長度持續增加中，柱上方鋼梁翼板混凝土出現被擠壓開的現象，但並不明顯，鋼梁降伏區域增加；當位移進入 $6 \Delta_y$ 時，接頭區混凝土側面剪力裂縫持續發展，數量與寬度持續增加，沿主筋方向出現細微水平裂縫，如照片 4.3 所示，此時亦發現裂縫發展趨緩；當位移進入 $7 \Delta_y$ 時，可明顯看出接頭區混凝土側面剪力裂縫並無新裂縫產生，如照片 4.4 所示，梁翼板產生輕微

塑性變形，如照片 4.5 所示；當位移進入 $8 \Delta_y$ 時，梁腹板出現塑性變形，梁翼板產生明顯塑性變形，如照片 4.6 所示，接頭區剪力裂縫隨著位移增加而不再成長；當位移進入 $9 \Delta_y$ 時，鋼梁已出現明顯塑性變形的現象，如照片 4.7 所示，接頭區剪力裂縫已有效的抑制，當位移進入 $10 \Delta_y$ 時，鋼梁塑性變形更加明顯，如照片 4.8 所示，此時試體強度已下降達最大載重之 75 %，認定試體已達破壞，此時結束試驗。試體 SRC1-VR1.38 之反復載重與位移之遲滯迴圈 (Hysteresis Loop) 如圖 4.1 所示。此組試體之載重最大值為 +742.5kN 與 -692.7kN，分別發生於 +7 Δ_y 與 -6 Δ_y 時。

4.1.2 試體 SRC2-VR1.15

試體 SRC2-VR1.15 在梁端位移進入 $2 \Delta_y$ 時，接頭區側面混凝土發現極細微裂縫，當位移進入 $3 \Delta_y$ 時，接頭區側面混凝土細微裂縫增多，而混凝土面上方之鋼梁出現降伏之情況，如照片 4.9 所示；當位移進入 $4 \Delta_y$ 時，接頭區側面混凝土剪力裂縫數量與長度增加，如照片 4.10 所示，同時柱上方混凝土出現細微裂縫，鋼梁降伏區域增加，鋼梁腹板亦有降伏之現象，如照片 4.11 所示；當位移進入 $5 \Delta_y$ 時，接頭區側面混凝土剪力裂縫數量與寬度持續增加，且裂縫長度持續增加中，柱上方鋼梁附近混凝土出現被擠壓開裂之情形，如照片 4.12 所示，鋼梁降伏區域增加；當位移進入 $6 \Delta_y$ 時，接頭區側面混凝土剪力裂縫持續發展，數量與寬度持續增加，柱上方鋼梁附近混凝土開裂增加，鋼梁降伏區域持續增加；當位移進入 $7 \Delta_y$ 時，接頭區側面混凝土剪力裂縫裂縫發展漸趨緩慢，鋼梁降伏區域繼續增加，梁翼板出現輕微塑性變形，如照片 4.13 所示；當位移進入 $8 \Delta_y$ 時，接頭區剪力裂縫隨著位移增加而幾乎不再成長，鋼梁出現明顯塑性變形的現象，梁腹板也開始塑性變形，如照片 4.14 所示；當位移進入 $9 \Delta_y$ 時，接頭區剪力裂縫已有效的抑制，如照片 4.15 所示，鋼梁塑性變形更加明顯；當位移進入 10、11、12 Δ_y 時，鋼梁持續塑性變形；當位移進入 13 Δ_y 時，接頭區

側面混凝土裂縫已被抑制住，如照片 4.16 所示，柱上方鋼梁附近混凝土有被擠壓開裂，但大致上鋼梁與混凝土間無明顯的間隙產生，如照片 4.17 所示，鋼梁塑性變形嚴重，如照片 4.18 所示，此時試體強度已下降達最大載重之 75 %，認定試體已達破壞，此時結束試驗。試體 SRC2-VR1.15 之反復載重與位移之遲滯迴圈如圖 4.2 所示。此組試體之載重最大值為 +578.9kN 與 -595.6kN，分別發生於 +7 Δ_y 與 -7 Δ_y 時。

4.1.3 試體 SRC3-VR0.98

試體 SRC3-VR0.98 在梁端位移進入 2 Δ_y 時，接頭區側面混凝土發現些許細微裂縫，當位移進入 3 Δ_y 時，接頭區側面混凝土剪力裂縫繼續成長，惟都是細微裂縫，如照片 4.19 所示，而混凝土面上方之鋼梁出現降伏之情況，如照片 4.20 所示；當位移進入 4 Δ_y 時，接頭區側面混凝土剪力裂縫數量與長度增加，同時柱上方混凝土亦出現細微裂縫，鋼梁降伏區域增加，鋼梁腹板亦有降伏之現象，如照片 4.21 所示；當位移進入 5 Δ_y 時，接頭區側面混凝土剪力裂縫數量與長度持續增加，接頭區側面與柱上方鋼梁附近混凝土皆有數條細微的裂縫，但並不明顯，柱上方混凝土裂縫已延伸至接頭區側面混凝土，鋼梁降伏區域持續增加；當位移進入 6 Δ_y 時，接頭區混凝土側面剪力裂縫持續發展，數量與長度持續增加，但裂縫發展已漸趨緩慢，如照片 4.22 所示，鋼梁降伏區域持續增加；當位移進入 7 Δ_y 時，接頭區側面混凝土剪力裂縫已有被抑制之趨勢，幾乎無新裂縫產生，柱上方鋼梁附近混凝土有被擠壓的現象，鋼梁翼板開始產生塑性變形，如照片 4.23 所示；當位移進入 8 Δ_y 時，接頭區剪力裂縫隨著位移增加而不再成長，鋼梁塑性變形更加明顯，梁腹板也有塑性變形的現象，如照片 4.24 所示；當位移進入 9 Δ_y 時，鋼梁持續塑性變形，梁腹板塑性變形增加，剪力裂縫已有效的抑制；當位移進入 10 Δ_y 時，由於接頭區剪力裂縫已有效的抑制，接頭區側面混凝土並無明顯開裂，如照片 4.25 所示，柱上方鋼梁附近混凝土

土有開裂與被擠壓的現象，但無明顯的間隙產生，鋼梁塑性變形嚴重，如照片 4.26 所示，此時試體強度已下降達最大載重之 75 %，認定試體已達破壞，此時結束試驗。試體 SRC3-VR0.98 之反復載重與位移之遲滯迴圈如圖 4.3 所示。此組試體之載重最大值為 +585.8kN 與 -578.4kN，分別發生於 +7 Δ_y 與 -6 Δ_y 時。

4.1.4 試體 SRC4-VR0.82

試體 SRC4-VR0.82 在梁端位移進入 2 Δ_y 時，接頭區側面混凝土發現細微裂縫，當位移進入 3 Δ_y 時，接頭區側面混凝土剪力裂縫發展變長，惟都是細微裂縫，如照片 4.27 所示，而混凝土面上方之鋼梁出現降伏之情況，如照片 4.28 所示；當位移進入 4 Δ_y 時，接頭區側面混凝土剪力裂縫數量與長度增加，同時柱上方混凝土亦出現細微水平裂縫沿鋼梁翼板水平發展，但並未發展至側面混凝土，鋼梁降伏區域增加；當位移進入 5 Δ_y 時，接頭區側面混凝土剪力裂縫數量與寬度持續增加，且裂縫長度持續增加中，接頭區側面與柱上方鋼梁附近混凝土皆有數條細微的裂縫，但並不明顯，鋼梁降伏區域增加，鋼梁腹板亦有降伏之現象，如照片 4.29 所示；當位移進入 6 Δ_y 時，接頭區混凝土側面剪力裂縫持續發展，數量與寬度持續增加，柱上方鋼梁附近混凝土有被擠壓的現象，如照片 4.30 所示，鋼梁降伏區域持續增加；當位移進入 7 Δ_y 時，接頭區側面混凝土剪力裂縫持續變寬，但裂縫發展漸趨緩慢，鋼梁降伏區域繼續增加，梁腹板降伏更為明顯；當位移進入 8 Δ_y 時，梁翼板出現輕微塑性變形，如照片 4.31 所示，接頭區剪力裂縫隨著位移增加而幾乎不再成長，只出現些許細微裂縫；當位移進入 9 Δ_y 時，鋼梁出現明顯塑性變形的現象，梁腹板也開始塑性變形，如照片 4.32 所示，此時交會區剪力裂縫已有效的抑制，已無新裂縫的產生，但接頭區表面有混凝土剝落的現象，如照片 4.33 所示；當位移進入 10、11 Δ_y 時，鋼梁塑性變形更加明顯；當位移進入 12 Δ_y 時，由於接頭區剪力裂縫

已有效的抑制，除了表面些許混凝土剝落外並無發現新裂縫，如照片 4.34 所示，柱上方鋼梁附近混凝土有開裂與被擠壓的現象，但大致上無明顯的間隙產生，如照片 4.35 所示，鋼梁塑性變形嚴重，如照片 4.36 所示，此時試體強度已下降達最大載重之 75 %，認定試體已達破壞，此時結束試驗。試體 SRC4-VR0.82 之反復載重與位移之遲滯迴圈如圖 4.4 所示。此組試體之載重最大值為 +604.8kN 與 -599.1kN，分別發生於 +8 Δ_y 與 -8 Δ_y 時。

4.1.5 試體 SRC5-VR0.58

試體 SRC5-VR0.58 在梁端位移進入 2 Δ_y 時，接頭區側面混凝土出現細微斜裂縫，當位移進入 3 Δ_y 時，接頭區側面混凝土斜裂縫發展長度約達 50 公分，如照片 4.37 所示，同時柱上方混凝土出現水平裂縫沿鋼梁翼板水平發展至接頭區側面混凝土，而鋼梁接近混凝土面發現鋼梁有降伏情形，如照片 4.38 所示；當位移進入 4 Δ_y 時，接頭區混凝土側面裂縫數量增加，側面混凝土除了剪力斜裂縫外亦出現水平裂縫，鋼梁降伏區域漸增；當位移進入 5 Δ_y 時，接頭區側面混凝土剪力裂縫寬度已可由肉眼明顯看出，且裂縫長度持續增加中，柱上方鋼梁翼板混凝土亦出現些微被擠壓開的趨勢，鋼梁降伏區域持續增加；當位移進入 6 Δ_y 時，接頭區混凝土側面剪力裂縫持續發展，數量與寬度持續增加並有些微的混凝土剝落，如照片 4.39 所示，由鋼梁延伸而來之裂縫與接頭區混凝土側面之裂縫相結合，如照片 4.40 所示，鋼梁降伏範圍變大，如照片 4.41 所示；當位移進入 7 Δ_y 時，可看出梁的側位移已十分明顯，接頭區混凝土側面剪力裂縫持續變寬且逐漸加長與水平裂縫結合，如照片 4.42 所示，此外，柱上方鋼梁翼板兩側的混凝土出現水平發展裂縫，也發現到鋼梁與混凝土交接面產生間隙，鋼梁降伏範圍仍繼續增加，接近混凝土面之區域皆已降伏，如照片 4.43 所示；當位移進入 8 Δ_y 時，接頭區混凝土側面剪力裂縫明顯，且表面混凝土

有剝落的現象，如照片 4.44 所示，於此一迴圈試體發生巨響，強度嚴重下降，認定試體已破壞。試驗完成後，將接頭區混凝土敲開，發現鋼梁一側翼板已斷裂，柱主筋並無明顯的變形，如照片 4.45 所示，且梁腹板與梁翼板銲道都保持完好，斷裂經過扇形開孔沿翼板兩側發展成 V 字型拉斷，如照片 4.46 所示。試體 SRC5-VR0.58 之反復載重與位移之遲滯迴圈如圖 4.5 所示。此組試體之載重最大值為 +727.7kN 與 -691.6kN，分別發生於 +8 Δ_y 與 -7 Δ_y 時。

4.2 梁柱接頭各變形分量

此試驗由油壓致動器施予梁端位移造成柱體、梁柱交會區及梁產生變形，油壓致動器施力後之梁端總位移 δ_t 主要包括三種變形分量，如圖 4.6 所示，其分別為梁柱交會區剪力變形所造成的梁端變形分量 δ_{pz} 、柱撓曲變形所造成的梁端變形分量 δ_{cf} 及鋼梁本身的變形分量 δ_{bt} ，其關係如下所示：

$$\delta_t = \delta_{pz} + \delta_{cf} + \delta_{bt} \quad (4.1)$$

以下分別介紹此三種變形分量之計算方式與變形關係。

4.2.1 梁柱交會區剪力變形計算

梁柱交會區剪應變 (shear strain) γ 的量測，主要由配置於梁柱交會區對角線上的位移計 (π -gauge) 所量測，其所量測到的是對角線伸長與縮短量 (δ_1 與 δ_2)，最後再由交會區變形幾何關係推算得知的。根據[蔡克銓等 1990]的研究，欲求出梁柱交會區剪力變形量 γ ，可由圖 4.7 的交會區剪力變形圖，假設交會區承受剪力時，其剪力變形成為一個平行四邊形，此平行四邊形的對角線伸長量或縮短量相等，則經由幾何關係可得到：

$$\sqrt{(d_c + \gamma d_b)^2 + d_b^2} = \sqrt{d_c^2 + d_b^2} + \delta_{av} \quad (4.2)$$

其中 d_c 、 d_b 為鋼柱深與鋼梁深， γ 為交會區之剪應變， δ_{av} 為平行四邊形對角伸長量與縮短量差值之半，即 $(\delta_1 + \delta_2)/2$ 。當考慮微小變形及忽略高次項後，可化簡為：

$$\gamma = \frac{\delta_{av} \sqrt{d_c^2 + d_b^2}}{d_c d_b} \quad (4.3)$$

求出交會區剪力變形後，考慮梁柱不變形但作剛體位移之情況，由此剪力變形所引起的梁端變形分量，如圖 4.8 所示，其中 d_b 為鋼梁深， L_b 為梁端施力點至柱面之距離。在實際試驗過程中，當交會區發生剪力變形時柱端均被束制水平位移為零，故只可旋轉，如圖 4.9 所示，其中 H_c 為上下柱中心點之距離。由柱端 C1 點以柱端 C2 點為原點作一剛體旋轉，其旋轉角為 $\gamma d_b / H_c$ ，而實際由交會區剪力變形所造成之梁端變位 δ_{pz} 為：

$$\delta_{pz} = \gamma L_b - \gamma \frac{d_b}{H_c} \left(L_b + \frac{D}{2} \right) \quad (4.4)$$

梁柱交會區剪力變形所引致的梁端變形轉角分量 θ_{pz} 為：

$$\theta_{pz} = \frac{\delta_{pz}}{L_b + \frac{D}{2}} \quad (4.5)$$

4.2.2 柱變形計算

由柱整體變形所引致的梁端變形分量，在不考慮其他桿件之變形時，變形圖如圖 4.10 所示。此外，如圖 4.11 所示，利用 δ_3 與 δ_4 量測可得梁柱交會區柱整體變形所引致的梁端變形轉角分量 θ_{ct} ，如此可得柱整體變形所引致之梁端變形 δ_{ct} 為：

$$\delta_{ct} = \theta_{ct} \left(L_b + \frac{D}{2} \right) \quad (4.6)$$

$$\theta_{ct} = \frac{\delta_3 - \delta_4}{d_b} \quad (4.7)$$

然梁柱交會區在梁端受力時，會承受相當大的剪力而產生剪力變形，因此實驗中所量測到的柱整體變形轉角，則包含柱撓曲變形與梁柱交會區剪力變形轉角量；而柱整體變形所引致的梁端變形分量也包含柱撓曲變形、梁柱交會區剪力變形量，其關係如下：

$$\delta_{ct} = \delta_{pz} + \delta_{cf} \quad (4.8)$$

$$\theta_{ct} = \theta_{pz} + \theta_{cf} \quad (4.9)$$

其中 δ_{cf} 為柱撓曲變形所引致的梁端變形分量， θ_{cf} 為柱撓曲變形所引致的梁端變形轉角分量。

因此，柱撓曲變形所引致的梁端變形轉角分量 θ_{cf} 為：

$$\theta_{cf} = \theta_{ct} - \theta_{pz} \quad (4.10)$$

4.2.3 梁變形計算

梁變形所造成之梁端位移分量，如圖 4.12 所示，可知為一單純的懸臂梁受荷重所造成之變位。把梁柱交會區與柱當作是固定端，而梁端總位移可由油壓致動器上之位移計讀出，所以將梁端總位移減去梁柱交會區剪力變形與柱撓曲變形分別引致之梁端位移分量而得，如下所示：

$$\delta_{bt} = \delta_t - \delta_{pz} - \delta_{cf} \quad (4.11)$$

梁柱接頭之總變形轉角為 $\theta_t = \delta_t / (L_b + D/2)$ ，由梁變形所造成之接頭變形轉角即可用梁柱接頭總變形轉角減去梁柱交會區剪力變形與柱撓曲變形分別引致之轉角而得：

$$\theta_{bt} = \theta_t - \theta_{pz} - \theta_{cf} \quad (4.12)$$

至於梁塑性變形轉角 θ_{bp} 是以梁總變形轉角 θ_{bt} 扣除相同載重下梁線彈性變形轉角 θ_{be} 。

而梁柱接頭總塑性變形轉角由下式計算可得：

$$\theta_{\text{sp}} = \theta_t - \frac{M}{k} \quad (4.13)$$

其中 M 為梁柱交界面之外力彎矩強度。 k 為由彎矩與梁柱接頭總變形轉角關係曲線中，求取圖形中線性段彈性勁度而得。 θ_t 為梁柱接頭之總變形轉角。

4.2.4 試驗量測之變形結果

試體 SRC1—VR1.38

試體 SRC1—VR1.38 試驗變形結果，梁彎矩與梁柱接頭總轉角、梁柱接頭總塑性轉角、柱總轉角、梁柱交會區轉角、柱撓曲轉角、梁總轉角及梁塑性轉角之關係如圖 4.13 至 4.19 所示。由圖 4.13 可知，當梁端變位達 3.33 % 層間變位角時鋼梁翼板產生局部挫屈，如照片 4.5 所示，造成試體荷載能力衰減；由圖 4.15、圖 4.16 及圖 4.17 可知，交會區與柱體皆處在彈性範圍；由圖 4.18 可知，梁於梁端彎矩達最大後勁度開始衰減，梁進入塑性狀態；由圖 4.14 及圖 4.19 之比較可得，梁柱接頭總塑性轉角大部分由梁塑性轉角所提供；試體於梁端彎矩達最大時由梁端傳遞至交會區之剪力為最大值，此時梁柱接頭總轉角之各轉角分量，如圖 4.28 所示，由圖可知試體轉角大部分由鋼梁所提供，此外，由接頭區剪力裂縫發展亦可知交會區參與試體之變形極小，試體接頭區剪力裂縫發展最大情況如照片 4.4 所示，梁總轉角約佔梁柱接頭總轉角之 90 %。鋼梁塑性鉸產生於近柱面約 150 mm 處，挫屈長度約 400 mm，如照片 4.47 所示。

試體 SRC2—VR1.15

試體 SRC2—VR1.15 試驗變形結果，梁彎矩與梁柱接頭總轉角、梁柱接頭總塑性轉角、柱總轉角、梁柱交會區轉角、柱撓曲轉角、梁總轉角及梁塑性轉角之關係如圖 4.21 至 4.28 所示。由圖 4.21 可知，當梁端變位達

3.33 %層間變位角時鋼梁翼板產生局部挫屈，如照片 4.13 所示，造成試體荷載能力衰減；由圖 4.23、圖 4.24 及圖 4.25 可知，交會區與柱體皆處在彈性範圍；由圖 4.26 可知，梁於梁端彎矩達最大後勁度開始衰減，梁進入塑性狀態；由圖 4.22 及圖 4.27 之比較可得，梁柱接頭總塑性轉角大部分由梁塑性轉角所提供；試體於梁端彎矩達最大時由梁端傳遞至交會區之剪力為最大值，此時梁柱接頭總轉角之各轉角分量，如圖 4.28 所示，由圖可知試體轉角大部分由鋼梁所提供，柱與交會區所提供之梁端變形轉角皆不大，梁總轉角約佔梁柱接頭總轉角之 90 %，試體接頭區剪力裂縫發展最大情況如照片 4.15 所示。鋼梁塑性鉸產生於近柱面約為 150 mm 至 200 mm 處，挫屈長度約 400 mm 至 450 mm，如照片 4.48 所示。

試體 SRC3—VR0.98

試體 SRC3—VR0.98 試驗變形結果，梁彎矩與梁柱接頭總轉角、梁柱接頭總塑性轉角、柱總轉角、梁柱交會區轉角、柱撓曲轉角、梁總轉角及梁塑性轉角之關係如圖 4.29 至 4.36 所示。由圖 4.29 可知，當梁端變位達 3.33 %層間變位角時鋼梁翼板產生局部挫屈，如照片 4.23 所示，造成試體荷載能力衰減；由圖 4.31、圖 4.32 及圖 4.33 可知，交會區與柱體皆處在彈性範圍；由圖 4.34 可知，梁於梁端彎矩達最大後勁度開始衰減，梁進入塑性狀態；由圖 4.30 及圖 4.35 之比較可得，梁柱接頭總塑性轉角大部分由梁塑性轉角所提供；試體於梁端彎矩達最大時由梁端傳遞至交會區之剪力為最大值，此時梁柱接頭總轉角之各轉角分量，如圖 4.36 所示，由圖可知試體轉角大部分由鋼梁所提供，柱與交會區所提供之梁端變形轉角皆不大，此外，由接頭區剪力裂縫發展亦可知交會區鋼柱腹板參與試體之變形並不大，試體接頭區剪力裂縫發展最大情況如照片 4.22 所示，梁總轉角約佔梁柱接頭總轉角之 90 %。鋼梁塑性鉸產生於近柱面約為 150 mm 處，挫屈長度約 400 mm，如照片 4.49 所示。

試體 SRC4—VR0.82

試體 SRC4—VR0.82 試驗變形結果，梁彎矩與梁柱接頭總轉角、梁柱接頭總塑性轉角、柱總轉角、梁柱交會區轉角、柱撓曲轉角、梁總轉角及梁塑性轉角之關係如圖 4.37 至 4.44 所示。由圖 4.37 可知，當梁端變位達 3.82 % 層間變位角時鋼梁翼板產生局部挫屈，如照片 4.31 所示，造成試體荷載能力衰減；由圖 4.39 及圖 4.40 可知，交會區變形提供柱整體變形，其接頭區剪力裂縫如照片 4.33 所示；由圖 4.41 可知，柱體變形仍處於彈性範圍；由圖 4.42 可知，梁於梁端彎矩達最大後勁度開始衰減，梁進入塑性狀態；由圖 4.38 及圖 4.43 之比較可得，梁柱接頭總塑性轉角大部分由梁塑性轉角所提供；試體於梁端彎矩達最大時由梁端傳遞至交會區之剪力為最大值，此時梁柱接頭總轉角之各轉角分量，如圖 4.44 所示，由圖可知試體變形轉角大部分由鋼梁所提供，柱與交會區所提供之梁端變形轉角皆不大，但交會區有參與試體之變形，梁總轉角約佔梁柱接頭總轉角之 90 %。鋼梁塑性鉸產生於近柱面約為 150 mm 至 200 mm 處，挫屈長度約 400 mm 至 450 mm，如照片 4.50 所示。

試體 SRC5—VR0.58

試體 SRC5—VR0.58 試驗變形結果，梁彎矩與梁柱接頭總轉角、梁柱接頭總塑性轉角、柱總轉角、梁柱交會區轉角、柱撓曲轉角、梁總轉角及梁塑性轉角之關係如圖 4.45 至 4.52 所示。由圖 4.45 可知，試體之強度仍在增加中並無衰減之現象，此意味著本試體並無塑性鉸產生；圖 4.47 及圖 4.48 顯示，交會區變形提供柱整體變形，但交會區變形將造成剪力裂縫擴大延伸，如照片 4.42 所示；由圖 4.49 可知，柱體仍處於彈性範圍；由圖 4.45 及圖 4.50 可發現鋼梁變形轉角並非對稱，原因在於試體交會區變形較大且不對稱，導致架設在交會區之量測儀器 π -gauge 所量得之數據有偏移量存在，在計算變形分離時之遲滯迴圈並無法消去其誤差之影響，圖 4.50

亦顯示鋼梁之勁度並無任何衰減；由圖 4.46 及圖 4.51 之比較可得，梁柱接頭總塑性轉角大部分由梁塑性轉角所提供；試體於梁端彎矩達最大時由梁端傳遞至交會區之剪力為最大值，此時梁柱接頭總轉角之各轉角分量，如圖 4.52 所示，梁總轉角約佔梁柱接頭總轉角之 80 %，交會區所提供之梁端變形轉角明顯對梁柱接頭總轉角有貢獻，其影響約為梁柱接頭總轉角之 15 %。此外，由於交會區之剪力變形將造成接頭區產生剪力裂縫，而本試體因為設計即為交會區鋼柱腹板標稱剪力強度較低之緣故，且接頭區並無配置箍筋，故其接頭區裂縫開裂更加嚴重，並且由於交會區之變形造成梁柱交會區承受梁端彎矩傳遞至交會區之力偶壓力側柱體下方產生開裂現象，如照片 4.51 所示。

4.3 應變計資料分析

圖 4.53 至圖 4.57 為五組 SRC 試體於施加反復載重時，受拉及受壓側鋼梁翼板之應變趨勢。由圖中可以清楚的看出，在試驗約梁端位移 $3\Delta_y$ 之前，鋼梁翼板的應變趨勢較為一致；當位移進入 $4\Delta_y$ 之後，由於混凝土對鋼梁的圍束，使得 SRC 柱混凝土面內的鋼梁翼板之應變開始趨於緩和，而距 SRC 柱混凝土面外 50、150 及 250 mm 的鋼梁翼板之應變量均隨著迴圈數的增加而增大，顯示力量已慢慢移轉至 SRC 柱混凝土面外之鋼梁，此時外力的能量主要是藉由 SRC 柱混凝土面外的鋼梁翼板產生塑性變形來消散。值得注意的是試體 SRC5-VR0.58，在位移 $4\Delta_y$ 之前，其鋼梁翼板之應變趨勢如上述發展；但當位移進入 $5\Delta_y$ 時，於 SRC 柱混凝土面內 50 mm 的鋼梁翼板處之應變量突然遽增，說明此處發生應力集中之現象。由上述可以清楚的發現本研究之梁柱接合型式，除試體 SRC5-VR0.58 外，鋼梁由於 SRC 柱混凝土的圍束下，鋼梁不需經由任何補強方法或減弱方式均可以有效的使鋼梁於混凝土面外發展出所需之塑性轉角。

圖 4.58 至圖 4.62 分別為五支 SRC 試體於正負載重時，距 SRC 柱混凝土面外 100 mm 處鋼梁腹板之應變趨勢。由圖中可看出試體在施加反復載重時，鋼梁受力後中性軸之變化。由於鋼梁為對稱 H 型斷面，在梁端位移進入 7 至 $8\Delta_y$ 之前，鋼梁並未產生明顯的塑性變形，此時鋼梁之中性軸大都與鋼梁形心軸重疊；但當位移進入 7 至 $8\Delta_y$ 之後，鋼梁翼板開始產生較明顯的塑性變形，同時鋼梁腹板亦有鼓起現象產生，鋼梁之中性軸便隨著鋼梁腹板鼓起而產生偏離形心軸的現象，其偏差距離的大小則依鋼梁腹板鼓起的方式不同而有不同。試體 SRC2-VR1.15、SRC3-VR0.98 及 SRC4-VR0.82 因為考慮鋼梁為對稱斷面，且為節省應變計之消耗，故僅在一半鋼梁腹板處貼三個應變計。不過，由圖 4.59、圖 4.60 及圖 4.61 亦可以看出鋼梁腹板之整體應變趨勢。此外，由於試體 SRC5-VR0.58 於 $8\Delta_y$ 便發生破壞，由圖 4.62 可以發現鋼梁腹板僅在外側產生輕微的塑性變形，此時鋼梁之中性軸仍與鋼梁形心軸重疊，表示鋼梁並未進入全斷面降伏階段之前便發生破壞。



4.4 試體破壞模式

本試驗中各試體整體的破壞模式可分為兩種，首先第一種破壞模式為破壞發生在梁柱接頭區混凝土內鋼梁翼板與鋼梁腹板扇形開孔交接處，其試驗之消能情況主要為鋼梁的塑性變形，但交會區有很明顯的剪力變形，其提供消能所佔之比例不小，主要消能區域包括梁柱交會區及鋼梁本身，而最終試體於接頭區混凝土內鋼梁翼板拉裂的破壞模式；第二種破壞模式為破壞主要發生於鋼梁，也就是在鋼梁產生局部挫屈，其試驗之消能情況主要集中於鋼梁塑鉸。

對於本試驗試體來說，除了試體 SRC5-VR0.58 鋼梁斷裂之外，其餘試體有著大致相同之破壞模式，其最主要破壞集中於鋼梁上，皆為試體達

極限強度而鋼梁發生挫屈產生塑性鉸，爾後隨著試體鋼梁挫屈漸趨嚴重致使試體強度下降而達破壞，各試體之破壞模式列於表 4.1。

4.5 梁柱交會區鋼柱腹板剪力強度

一般傳入梁柱交會區的剪力 V_{pz} ，多由梁柱交會區所承受之不平衡彎矩所求得，如式 2.9 所示；而 SRC 柱梁柱交會區鋼柱腹板標稱剪力強度 $(V_{ns})_{pz}$ 由式 2.3 可得，根據上述之公式可計算試體交會區剪力強度與梁柱交會區鋼柱腹板剪力強度，各試體之最大載重及其所對應之最大梁端彎矩如表 4.2 所示。

表 4.2 為各試體交會區剪力實驗值與鋼柱腹板剪力理論值之比較，其中由表 4.2 可知各試體在梁端最大載重所引致之梁端最大彎矩幾乎都已達塑性彎矩以上，代表各試體鋼梁均應以達應變硬化之階段，且主要消能區域均在鋼梁上。實驗結果亦顯示，除了試體 SRC5-VR0.58 因梁柱接頭區混凝土內鋼梁翼板扇型開孔拉裂韌性較差外，其餘試體之鋼梁都在遠離 SRC 柱混凝土面 15 至 20 公分處產生了良好的塑性鉸，發揮良好的韌性。而試體 SRC5-VR0.58 交會區鋼柱腹板標稱剪力強度與交會區剪力實驗值之比值為 0.50，因此試驗結果尚屬合理。但經由其餘試體之實驗發現，當 SRC 柱中之交會區鋼柱腹板標稱剪力強度與最大需求剪力強度之比值提昇至 0.82、0.98、1.15 與 1.38 時，此時，交會區鋼柱腹板標稱剪力強度與交會區剪力實驗值之比值依序為 0.76、0.92、1.06 與 1.26，鋼梁可發揮韌性，產生良好之塑性變形，且在梁柱接頭區之側面混凝土亦無太嚴重的開裂情形。

試驗結果顯示，交會區鋼柱腹板標稱剪力強度與交會區最大需求剪力強度之比值的增加可以減少接頭區混凝土裂縫的產生進而取代接頭區圍束箍筋之剪力貢獻。

4.6 梁柱交會區變形關係與剪力分配

4.6.1 梁柱交會區受力變形關係

梁柱交會區主要是由剪力強度控制，所以可由梁柱交會區剪力與剪應變之關係圖瞭解其受力變形情況。圖 4.63 至圖 4.67 為各試體之梁柱交會區剪力與交會區剪應變之包絡線曲線，縱軸是梁柱交會區剪力，橫軸為梁柱交會區剪應變 γ 。由此五個圖中可知試體梁柱交會區剪力變形隨著鋼柱標稱剪力強度與交會區最大需求剪力強度之比值的減少而增加；圖 4.68 為所有試體梁柱交會區之包絡線圖，由圖中可發現試體在梁柱交會區剪應變達 0.001 rad 前之初始勁度幾乎一致，試體 SRC5-VR0.58 初始勁度明顯比其他試體小，其原因為梁柱交會區鋼柱腹板設計之標稱剪力強度過低之緣故。此外，亦可發現其餘試體在達梁柱交會區最大剪力後，其曲線均有回彈之現象，推測其原因為當鋼梁產生挫屈後，由梁端傳遞至交會區之剪力變小所致，而由圖 4.16、圖 4.24、圖 4.32 及圖 4.40 得知梁柱交會區處於彈性狀態，故在傳遞之剪力變小後產生剪力變形有回彈的現象。

試驗結果顯示，當 $(V_{ns})_{pz}$ 與 $(V_u)_{pz}$ 之比值越大時，梁柱接頭區混凝土之剪力裂縫越不明顯，此顯示交會區鋼柱腹板標稱剪力強度與交會區最大需求剪力強度之比值的增加能有效的增加交會區抵抗剪力變形的能力。

4.6.2 梁柱交會區剪力分配

為瞭解梁柱交會區剪力分配之情況，本研究將梁柱交會區分為鋼骨與混凝土兩部分，並假設受剪力作用時，個別獨立作用，但產生相同變形，因此受力時，鋼骨與混凝土同時受力，也就是假設其梁柱交會區之剪力強度 V_{pz} 可由鋼骨之剪力強度 V_s 與混凝土之剪力強度 V_c 直接疊加為：

$$V_{pz} = V_s + V_c \quad (4.14)$$

其中 V_{pz} 為由實驗所得之實驗值， V_s 為由理論分析而得之理論值， V_c 為實驗值減理論值而得之推估值。

交會區鋼柱腹板部分所提供之剪力 V_s ，本研究以一雙線性模型分析之，如圖 4.69 所示，其彈性部分階段可由材料力學觀念得知，鋼骨梁柱交會區之彈性抗剪勁度為：

$$K_{se} = A_w G_s = (d_c - t_{cf}) t_p G_s \quad (4.15)$$

式中 A_w 為梁柱交會區鋼柱腹板受剪面積，包括箱型柱或 H 型柱含腹部疊合板時之總面積，其值為 $A_w = (d_c - t_{cf}) t_p$ ，而 d_c 與 t_{cf} 分別為鋼柱深及鋼柱翼板厚， t_p 為梁柱交會區鋼柱腹板總厚度， G_s 為鋼之剪力模數，其值為 $G_s = E_s / 2(1 + \nu)$ ， ν 為浦森比。因此，由式 4.15 可推估梁柱交會區鋼柱腹板所提供之剪力為：

$$V_s = K_{se} \times \gamma = (d_c - t_{cf}) t_p G_s \times \gamma \quad (4.16)$$

此公式屬彈性階段才可使用之，即當 $\gamma < \gamma_{sy}$ 時，而 γ_{sy} 依 von Mises 剪力降伏準則可得在純剪作用下之降伏剪應力與剪應變為：

$$\tau_{sy} = \frac{(F_{ys})_c}{\sqrt{3}} \quad (4.17)$$

$$\gamma_{sy} = \frac{(F_{ys})_c}{\sqrt{3} G_s} \quad (4.18)$$

其中 $(F_{ys})_c$ 為鋼柱實際材料之降伏強度。

而交會區鋼柱腹板降伏後的勁度採用 Krawinkler[5]於 1978 年所提出之 K_{sp} 模擬，其式如下所示：

$$K_{sp} = \frac{1.095 b_c t_{cf}^2 G_s}{d_b} \quad (4.19)$$

其中 b_c 為鋼柱翼板寬度， d_b 為梁深。此降伏後勁度之適用範圍在 $\gamma_{sy} <$

$\gamma < 4 \gamma_{sy}$ 。因此，降伏後梁柱交會區鋼柱腹板所提供之剪力為：

$$V_s = K_{se} \times \gamma_{sy} + K_{sp} \times (\gamma - \gamma_{sy}) \quad (4.20)$$

最後由交會區混凝土部份所提供之剪力可由下式估算：

$$V_c = V_{pz} - V_s \quad (4.21)$$

圖 4.70 至圖 4.79 為各試體交會區剪力分配圖及剪力分配百分比圖，由圖 4.70 至圖 4.77 可發現試體 SRC1-VR1.38、試體 SRC2-VR1.15、試體 SRC3-VR0.98 及試體 SRC4-VR0.82 交會區鋼骨腹板所提供之剪力隨著反復載重施加之迴圈數 (Δ_y) 之增加而增加，在 1 至 6 Δ_y 之中，梁柱交會區於受剪時先由混凝土與鋼骨共同抵抗，交會區混凝土對梁柱交會區之剪力貢獻量隨 Δ_y 增加而減少，且交會區鋼柱腹板標稱剪力強度與交會區最大需求剪力強度之比值越大的試體，其混凝土之剪力貢獻越小，而於 6 Δ_y 後此四支試體梁柱交會區剪力明顯是由交會區鋼柱腹板所提供，其交會區鋼柱腹板剪力貢獻量隨交會區鋼柱腹板標稱剪力強度與交會區最大需求剪力強度之比值增加而增加，如圖 4.80 所示。交會區鋼柱腹板標稱剪力強度與最大需求剪力強度之比值越大可使混凝土之剪力貢獻變小，如圖 4.81 所示。

由圖 4.78 及圖 4.79 可知試體 SRC5-VR0.58 鋼柱腹板所能提供之剪力強度已到達極限，而梁柱交會區之抗剪強度明顯由鋼柱腹板與混凝土一起分擔；由圖 4.80 及圖 4.81 可知試體 SRC5-VR0.58 鋼柱腹板所能提供之剪力於 3 Δ_y 時已經接近極限，此時可以發現梁柱交會區之剪力由鋼柱腹板與混凝土各別分擔，由於此時試體 SRC5-VR0.58 並未達最大載重，故隨著迴圈數之增加而傳遞至梁柱交會區之剪力亦持續增加；而由圖形亦可發現當鋼柱腹板提供之剪力接近極限後，若此時傳遞至梁柱交會區之剪力持續增加，則將由混凝土部份提供所需之剪力。因此，若傳遞至梁柱交會

區之剪力超過混凝土所能提供之剪力將造成梁柱接頭之破壞。本試體梁柱交會區中鋼梁與鋼柱接合處為一受力極大處，而於此處存在一幾何不連續面，此不連續面為鋼梁腹板之扇形開孔，故當梁柱交會區所承受之剪力超過混凝土跟鋼柱腹板所提供之剪力時，推測可能將於扇形開孔處造成嚴重的應力集中現象致使鋼梁翼板於此處斷裂，其為造成試體 SRC5-VR0.58 破壞原因之一，破壞型式如照片 4.45 及照片 4.46 所示。

4.7 梁柱接頭整體強度

圖 4.82 為各試體梁柱接頭的載重位移包絡線關係圖。圖中顯示出五支試體中，除了 SRC5-VR0.58 外，其餘的試體整體強度與行為皆無太大的差異，都為梁端達到最大載重後，試體鋼梁發生局部挫屈而造成試體荷載能力下降。由圖中亦可看出梁端位移在 23 mm 時，五條線幾乎是重合的，代表其彈性勁度是一樣的。

4.8 梁柱接頭的韌性能力

本研究參考美國聯邦緊急事務處理局 (Federal Emergency Management Agency, FEMA) [15] 之定義來求取試體的層間變位角 (Story Drift Angle)，層間變位角的定義如圖 4.83 所示。由層間變位角之定義可發現其即為本研究所定義之梁柱接頭總轉角。所有試體之最大層間變位角 (即為本研究中之梁柱接頭極限總轉角) 與梁塑性變形轉角如表 4.1 與表 4.3 所示。由表 4.1 可知，除了試體 SRC5-VR0.58 外，其餘試體之最大層間變位角皆達 4 % 的層間變位角以上。此外，國內鋼結構極限設計法規範與解說第 13.6.1 節規定耐震系統梁柱接頭之塑性變形轉角至少需滿足 3 % 弧度，表 4.3 所示之梁塑性變形轉角，除了試體 SRC5-VR0.58 外，其餘試體之梁塑性變形轉角皆達 3 % 弧度以上，皆有滿足規範之規定值，且可知試體之消能與變形大部分由鋼梁所提供。

梁柱接頭之韌性能力可由韌性比與其所吸收之能量作為比較基準，其中韌性比為梁柱接頭對應之梁柱接頭極限總轉角 $(\theta_t)_u$ 與梁柱接頭起始降伏轉角 $(\theta_t)_y$ 之比值。梁柱接頭之韌性比，即為其塑性能力，依強柱弱梁之假設，若接合之能力足夠，接頭將先由梁固定端降伏破壞，梁將比柱與梁柱接頭區先降伏，因此當梁固定端達起始降伏彎矩時，可假設整體接頭達起始降伏，此時所對應之梁柱接頭總轉角可視為整體接頭之梁柱接頭起始降伏轉角，故整體梁柱接頭之韌性比可視為梁柱接頭極限總轉角與此梁柱接頭起始降伏轉角之比，可表示如下：

$$\mu = \frac{(\theta_t)_u}{(\theta_t)_y} \quad (4.22)$$

其中 $(\theta_t)_u = (\delta_t)_u / (L_b + D/2)$ ， $(\theta_t)_y = (\delta_t)_y / (L_b + D/2)$ ， $(\delta_t)_u$ 為試體之梁端最大位移， $(\delta_t)_y$ 為試體達起始降伏時之梁端位移。

本試驗試體之韌性比如表 4.4 所示，由表中可以看出除了 SRC5-VR0.58 其值為 2.79 較其他試體為低外，其餘試體韌性比皆有不錯的表現，可證明本試驗之梁柱接頭整體之韌性不錯。

第五章 結論與建議

5.1 結論

本研究依據五支實尺寸試體之實驗結果探討 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭力學行為，可歸納整理出以下幾點結論：

1. 實驗結果顯示，本研究所採用之新型 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭，在符合強柱弱梁與足夠之梁柱交會區剪力強度之設計下，可發揮良好的強度與韌性變形能力。
2. 試驗結果顯示，除了試體 SRC5-VR0.58 (交會區剪力強度比為 0.58) 之外，其餘試體之鋼梁都在離開 SRC 柱混凝土面 15 至 20 公分 (約 0.3 倍梁深至 0.5 倍梁深) 處產生良好的塑性鉸，發揮了充足的韌性，顯示此種新型 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭因接頭區混凝土之有效圍束，可使塑性鉸遠離梁柱接頭之銲道。
3. 試體 SRC1-VR1.38、SRC2-VR1.15、SRC3-VR0.98 及 SRC4-VR0.82，在梁柱交會區考慮鋼骨腹板之標稱剪力強度與該交會區最大需求剪力強度之比值，即 $(V_{ns})_{pz} / (V_u)_{pz}$ 依序為 1.38、1.15、0.98 與 0.82，且梁柱接頭均符合強柱弱梁之設計，其餘相關細則亦均滿足國內「SRC 構造設計規範」之規定，試體之鋼梁均可產生良好的塑性變形。試體之最大層間變位角依序為 4.80 %、6.23 %、4.79 % 和 5.75 % 弧度，且在梁柱接頭區側面之混凝土並無明顯的開裂情形。
4. 試體 SRC5-VR0.58 其 $(V_{ns})_{pz} / (V_u)_{pz}$ 為 0.58，該試體為所有五支試體中鋼柱腹板 (含疊合板) 剪力強度最低者，該試體在鋼梁尚未形成良好的塑性鉸時，於混凝土圍束區內發生鋼梁翼板拉裂的脆性破壞，初步研判可能為 SRC 柱中鋼骨腹板之標稱剪力強度較低引致梁柱交會

區應力集中而造成之破壞。

5. 本研究之梁柱接頭型式係採用鋼梁翼板全滲透銲接與腹板填角銲接之接合方式。實驗結果證明，本研究所使用梁柱接合型式之鋼梁可以在不需經由任何補強方法或減弱（切削）方式，即能發揮預期之強度與韌性。鋼梁在 SRC 柱混凝土的圍束下，可以有效的使鋼梁於混凝土面外發展出充分的塑性轉角。
6. 本研究之 SRC 柱接鋼梁接頭試體，在梁柱接頭區嘗試以鋼骨腹板加銲疊合板（Doublers Plate）之方式提高其剪力強度，以取代梁柱接頭區圍束箍筋之配置。本研究採用之 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭，除未配置接頭區箍筋之外，其梁柱接頭設計細則均參照國內「SRC 構造設計規範」之規定設計。實驗結果顯示，在梁柱接頭區之鋼柱腹板加銲適當之疊合板可有效提昇梁柱接頭剪力強度減少梁柱接頭區混凝土之開裂。實驗結果發現，藉由在接頭區之鋼柱腹板加銲足夠厚度的疊合板來取代梁柱接頭區之圍束箍筋是可行的，且可簡化 SRC 柱接鋼梁梁柱接頭處箍筋施工之複雜性。
7. 試驗結果顯示，除交會區鋼柱腹板標稱剪力強度較弱之試體 SRC5-VR0.58 外，所有其它四支試體均可達到 4 % 弧度以上之層間變位角能力。因此，本研究所使用之增加柱中鋼骨腹板厚度的方式初步證實可有效的提昇梁柱接頭處之抗剪力強度，使接頭處之混凝土減少開裂，並進一步確保鋼梁發揮彎矩變形能力，提昇接頭的韌性。
8. 以一般純鋼構的梁柱接頭而言，當交會區腹板的剪力強度較弱時，可以藉由剪力變形的消能機制來消耗梁端傳遞來的能量。但在 SRC 柱中之鋼柱，因為混凝土的圍束，交會區的腹板較不易如純鋼構般可藉由大量的剪力變形來消能。實驗結果顯示，試體 SRC5-VR0.58 之交會

區鋼柱腹板的標稱剪力強度與交會區最大需求剪力強度比值為 0.58，鋼梁在未產生塑性鉸前即發生鋼梁拉裂之情形。

9. 另一方面，試驗結果亦顯示，當接頭區鋼骨腹板厚度較薄時，因其所能提供之剪力強度較小，使其接頭區混凝土開裂與剪力變形皆較明顯。由實驗所得之梁柱交會區剪力分配圖中可發現，當提高 SRC 柱中鋼骨剪力強度時，將減少梁柱交會區混凝土對剪力強度上之貢獻。
10. 綜合而言，本研究之試驗結果顯示，對於在交會區加鉸疊合板而未配置梁柱接頭圍束箍筋之 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭試體，當交會區鋼柱腹板之標稱剪力強度 $(V_{ns})_{pz}$ 大於 82 % 的交會區最大需求剪力 $(V_u)_{pz}$ 時，本研究所有的四支試體均表現出大於 4 % 弧度以上的層間變位角能力，顯示此種新型梁柱接頭具有優良的韌性。反之，當 $(V_{ns})_{pz}/(V_u)_{pz}$ 降至 58 % 時，則可能造成鋼梁與 SRC 柱應力傳遞問題。

5.2 建議

1. 本研究初步建議 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭型式，當欲取消梁柱接頭區圍束箍筋之配置時，其交會區鋼柱腹板（含疊合板）的標稱剪力強度與該交會區最大需求剪力強度之比值，即 $(V_{ns})_{pz}/(V_u)_{pz}$ ，不宜小於 0.85，以確保鋼梁之應力能平順地傳遞至 SRC 柱。
2. 本研究 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭，鋼梁與 SRC 柱中鋼骨之接合型式採用模擬托梁之接合方式，其主要優點在於梁柱接頭處之鉸接可先行在鋼構廠內完成，有助於減少現地鉸接施工可能發生的品質不穩定問題。

參考文獻

1. AISC, "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings," 3rd Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 1999.
2. ACI, "Buildings Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACIR318R-02)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002.
3. AIJ, "Standards for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures," Architectural Institute of Japan, Tokyo, 2001.
4. 內政部, 「鋼骨鋼筋混凝土構造 (SRC) 設計規範與解說」, 內政部營建署, 台北, 2004。
5. Krawinkler, H., "Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames," Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, AISC, Vol. 15, No. 3, (3rd Qtr.), pp. 81-91, 1978.
6. AISC, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings," American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, May, 2002.
7. Sheikh, T.M., et al. "Beam-column moment connections for composite frames:Part1," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 11, pp. 2858-2876, 1989.
8. Sheikh, T.M., et al. "Beam-column moment connections for composite frames:Part1," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 11, pp. 2877-2896, 1989.
9. 陳昭榮, 「鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭行為研究」, 碩士論文, 台灣科技大學營建工程研究所, 台北, 1992。
10. 朱俊星, 「鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭新工法」, 碩士論文, 台灣科技大學營

- 建工程研究所，台北，1993。
11. 蔡克銓、于瑞佐、連陽、項維邦，「半預鑄鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭耐震行為」，結構工程，第十卷，第二期，pp.35-51，六月，1995。
 12. 陳勤傑，「鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭之耐震行為」，碩士論文，台灣科技大學營建工程研究所，台北，1996。
 13. 翁正強、陳誠直，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範之檢討與梁柱接頭試驗」，內政部建築研究所研究計畫成果報告，台北，十二月，2001。
 14. C.C. Chou, C.M. Uang, "Cyclic performance of a type of steel beam to steel-encased reinforced concrete column moment connection," Journal Constructional Steel Research Vol. 58, pp.637-663, 2002.
 15. FEMA-350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.
 16. Weng, C.C., Yen, S.I., and Jiang, M.H., "Experimental Study on Shear Splitting Failure of Full-Scale Composite Concrete Encased Steel Beams," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, No. 9, pp. 1186-1194, Sept., 2002.
 17. Weng, C.C., Yen, S.I., and Chen, C.C., "Shear Strength of Concrete Encased Composite Structural Members," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.127, No. 10, pp. 1190-1197, Oct., 2001.
 18. 翁正強、顏聖益、陳誠直、黃明慧，「包覆型鋼骨鋼筋混凝土梁之極限彎矩強度研究」，中國土木水利工程學刊，第十二卷，第三期，pp.521-531，九月，2000。
 19. 翁正強、江銘鴻、顏聖益，「鋼骨鋼筋混凝土(SRC)梁抗彎試驗與力學特性」，中國土木水利工程學刊，第十三卷，第二期，pp. 249-261，六月，2000。
 20. 蔡克銓、劉明琦，「鋼梁柱接頭之韌性設計與試驗」，結構工程，第七卷第二期，pp. 29-44，六月，1992。

21. 蔡克銓、孔祥嵐、林克強，「鋼骨梁柱交會區受力變形行為與力學模型」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-98-014，十二月，台北，1998。
22. 鄭錦銅、黃柏軒、盧煉元、鍾立來，「圓形鋼管混凝土柱與鋼梁接頭之耐震行為研究」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-00-009，七月，台北，2000。
23. 劉季宇、葉勇凱、黃炯憲、蔡克銓、孫維隆，「方形加勁鋼管混凝土柱受軸壓與彎矩之行為研究」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-00-008，八月，台北，2000。
24. 鍾立來、吳賴雲、葉錦勳、盧煉元、沈東儒、王遠志、盧建帆，「鋼管混凝土結構螺栓穿透式梁柱接頭之理論分析與耐震驗證」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-01-033，十二月，台北，2001。



符號說明

A_g	SRC 柱之全斷面積
A_j	接頭之有效受剪面積
A_{sc}	SRC 柱非接頭區鋼骨斷面積
A_{sj}	SRC 柱接頭區鋼骨斷面積
A_w	梁柱交會區鋼柱腹板受剪面積
${}_cA_e$	混凝土有效面積
b_{cf}	柱翼板寬度
B	SRC 柱之寬度
d_b	梁斷面深度
d_c	鋼柱斷面深度
D	SRC 柱之深度
E_s	鋼梁之彈性模數
f'_c	混凝土之抗壓強度
F_c	混凝土之抗壓強度
F_{ys}	鋼柱腹板與疊合板之標稱降伏強度
$(F_{ys})_b$	鋼梁實際材料之降伏強度
$(F_{ys})_c$	鋼柱實際材料之降伏強度
G_s	鋼之剪力模數
H_c	梁柱接頭處上方與下方樓層高度之平均值
I_s	鋼梁之強軸慣性矩
$j\delta$	接合處形狀影響因素
jF_s	$0.12F_c$ 與 $18 + \frac{3.6F_c}{100}$ 兩者之較小值
k	由彎矩與梁柱接頭總變形轉角關係曲線中，求取圖形中線

	性段彈性勁度而得
K_s	鋼骨之抗剪勁度
K_{se}	鋼骨梁柱交會區鋼柱腹板之彈性抗剪勁度
K_{sp}	鋼骨梁柱交會區鋼柱腹板降伏後的抗剪勁度
L_b	梁端施力點至柱面之距離
M	梁柱交界面之外力彎矩強度
M_{beam}	梁所傳遞之彎矩
$(M_{ns})_b$	鋼梁標稱彎矩強度
$(M_{ns})_c$	鋼柱標稱彎矩強度
$(M_{nSRC})_c$	SRC 柱標稱彎矩強度
M_{pb}	鋼梁塑性彎矩
$M_{u,test}$	梁端最大彎矩實驗值
P_n	SRC 柱標稱抗壓強度
P_y	懸臂鋼梁之固定端達到起始降伏彎矩時所對應之載重
$P_{u,test}$	梁端最大載重實驗值
sA	鋼骨面積
$s\sigma_y$	鋼骨容許降伏強度
t_{cf}	鋼柱翼板厚度
t_p	梁柱交會區柱腹板總厚度
$(V_n)_{AIJ-SRC}$	日本 SRC 構造規範標稱剪力強度
V_c	交會區混凝土所提供之剪力
V_{col}	柱剪力
$(V_n)_K$	Krawinkler 提出之交會區標稱剪力強度
V_{pz}	梁柱交會區剪力實驗值
$V_{pz,test}$	梁柱交會區最大剪力實驗值

V_s	交會區鋼柱腹板所提供之剪力
$(V_n)_{\text{AISC-LRFD}}$	美國 AISC-LRFD 設計規範標稱剪力強度
$(V_n)_{\text{ACI-318}}$	美國 ACI-318 鋼筋混凝土設計規範梁柱接頭標稱剪力強度
$(V_n)_c$	日本 SRC 構造規範混凝土標稱剪力強度
$(V_{ns})_{\text{pz}}$	美國 AISC Seismic Provisions 設計條文梁柱交會區標稱剪力強度
$(V_n)_{\text{rc}}$	國內 SRC 構造規範鋼筋混凝土標稱剪力強度
$(V_n)_s$	國內 SRC 構造規範鋼骨標稱剪力強度
$(V_n)_{\text{SRC}}$	國內 SRC 構造規範 SRC 標稱剪力強度
$(V_n)_w$	日本 SRC 構造規範箍筋標稱剪力強度
$(V_u)_{\text{pz}}$	梁柱交會區最大需求剪力
w_p	箍筋鋼筋量。
w_{σ_y}	箍筋容許降伏應力。
γ	交會區剪應變
γ_{sy}	降伏剪應變
δ_{av}	平行四邊形對角伸長量與縮短量差值之半
δ_{bt}	梁本身的變形分量
δ_{ct}	柱整體變形所引致之梁端變形
δ_{cf}	柱撓曲變形所引致之梁端變形分量
δ_{pz}	梁柱交會區剪力變形所造成之梁端變位
δ_t	試體之梁端位移
$(\delta_t)_u$	試體之梁端最大位移
$(\delta_t)_y$	試體達起始降伏時之梁端位移
Δ_y	鋼梁開始降伏時梁端之位移量
θ_{be}	鋼梁彈性轉角

θ_{bt}	鋼梁總轉角
θ_{bp}	鋼梁塑性轉角
θ_{ct}	柱總轉角
θ_{cf}	柱撓曲轉角
θ_{pz}	梁柱交會區轉角
θ_t	梁柱接頭總轉角
θ_{tp}	梁柱接頭總塑性轉角
$(\theta_t)_u$	最大層間變位角(即為本研究之梁柱接頭極限總轉角)
$(\theta_t)_y$	梁柱接頭起始降伏轉角
ν	浦森比
μ	梁柱接頭韌性比
τ_{sy}	降伏剪應力



表 3.1 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭試體型式

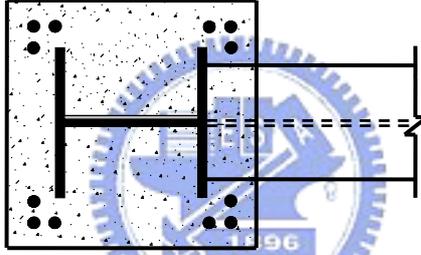
試體編號	試體型式	研究重點
SRC1-VR1.38	 <p data-bbox="624 1258 874 1294">梁柱接頭區斷面圖</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 探討梁柱交會區鋼柱腹板剪力強度對接頭剪力強度的影響。 2. 探討接頭區不配置圍束箍筋對接頭行為之影響。 3. 探討此種接頭之強度、勁度、韌性與破壞模式。
SRC2-VR1.15		
SRC3-VR0.98		
SRC4-VR0.82		
SRC5-VR0.58		
<p>註解:</p> <p>試體編號 SRC1~SRC5 後面的 VR 代表梁柱交會區 SRC 柱中鋼骨腹板 (Panel Zone) 之標稱剪力強度與該梁柱交會區最大需求剪力強度之比值, 即 Shear Strength Ratio, 本文以 VR 表示之。</p>		

表 3.2 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭試體編號與參數

試體編號	SRC 柱參數				
	鋼柱翼板厚 (mm)	鋼柱腹板厚 (mm)	疊合板厚 (mm)	箍筋間距(mm)	
				非接頭區	接頭區
SRC1—VR1.38	19	12	24	150	無箍筋
SRC2—VR1.15	19	12	12	150	無箍筋
SRC3—VR0.98	19	12	8	150	無箍筋
SRC4—VR0.82	19	12	4	150	無箍筋
SRC5—VR0.58	19	12	0	150	無箍筋

註解：

- (1) SRC1~SRC5 柱翼板厚 19 (mm) 與柱腹板厚 12 (mm)。
- (2) 試體 SRC 柱非接頭區之圍束箍筋間距為 150 (mm)。
- (3) 試體接頭區不配置箍筋。
- (4) SRC1~SRC5 之鋼梁長度均為 2.03m，SRC 柱長度為 3m。

表 3.3 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭試體之斷面尺寸

試體編號	梁斷面	柱斷面			SRC 柱斷面鋼骨比	
	鋼梁斷面	全斷面	非接頭區鋼骨斷面	接頭區鋼骨斷面	非接頭區	接頭區
	$d \times b_f \times t_w \times t_f$ (mm)	B×D (mm)	$d \times b_f \times t_w \times t_f$ (mm)	$d \times b_f \times t_w \times t_f$ (mm)	$\frac{A_{sc}}{A_g}^{(1)}$ (%)	$\frac{A_{sj}}{A_g}^{(2)}$ (%)
SRC1 – VR1.38	488×300×11×18	550×550	350×350×12×19	350×350×36×19	5.63	8.11
SRC2 – VR1.15				350×350×24×19	5.63	6.87
SRC3 – VR0.98				350×350×20×19	5.63	6.46
SRC4 – VR0.82				350×350×16×19	5.63	6.05
SRC5 – VR0.58				350×350×12×19	5.63	5.63
<p>註解：(1) A_{sc} 為非接頭區鋼骨斷面積，A_g 為 SRC 柱之全斷面積。 (2) A_{sj} 為接頭區鋼骨斷面積，A_g 為 SRC 柱之全斷面積。</p>						

表 3.4 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭試體之材料強度

試體編號	材料強度								
	鋼柱 ⁽¹⁾		鋼梁 ⁽²⁾		#3 鋼筋		#6 鋼筋		混凝土
	F _y (MPa)	F _u (MPa)	f' _c (MPa)						
SRC1 – VR1.38	413	540	430	549	427	584	501	716	34.4
SRC2 – VR1.15	408	533	350	473					
SRC3 – VR0.98	410	527	352	475	423	595	509	703	33.9
SRC4 – VR0.82	424	528	357	480					
SRC5 – VR0.58	434	567	402	518	427	584	501	716	34.4

註解：(1) 試體鋼柱之材質均為 A572 Gr.50。
 (2) 試體 SRC1、SRC5 之鋼梁的材質為 A572 Gr.50，其餘試體之鋼梁材質均為 A36。

表 3.5 鋼梁與鋼柱及 SRC 柱之彎矩強度比

試體編號	鋼梁標稱 彎矩強度	鋼柱標稱 彎矩強度	SRC 柱標稱 彎矩強度	彎矩強度比值		
	$(M_{ns})_b$ ⁽¹⁾ (kN-m)	$(M_{ns})_c$ ⁽²⁾ (kN-m)	$(M_{nsRC})_c$ ⁽³⁾ (kN-m)	$\frac{(M_{ns})_c}{(M_{ns})_b}$	$\frac{\sum(M_{ns})_c}{(M_{ns})_b}$	$\frac{\sum(M_{nsRC})_c}{(M_{ns})_b}$
SRC1-VR1.38	1333	1030	1430	0.77	1.54	2.15
SRC2-VR1.15	1085	1017	1421	0.94	1.87	2.62
SRC3-VR0.98	1092	1023	1417	0.94	1.88	2.60
SRC4-VR0.82	1107	1057	1461	0.95	1.91	2.64
SRC5-VR0.58	1247	1083	1477	0.87	1.74	2.36

註解：(1) $(M_{ns})_b$ 為鋼梁之標稱彎矩強度。 $(M_{ns})_b = Z_b(F_{ys})_b$ ，其中： $(F_{ys})_b$ 為鋼梁材料實際降伏強度，依據材料拉伸試驗而得； Z_b 為鋼梁斷面塑性模數。

(2) $(M_{ns})_c$ 為鋼柱之標稱彎矩強度。 $(M_{ns})_c = Z_c(F_{ys})_c$ ，其中： $(F_{ys})_c$ 為鋼柱材料實際降伏強度，由材料拉伸試驗而得； Z_c 為鋼柱斷面塑性模數。

(3) $(M_{nsRC})_c$ 為 SRC 柱之標稱彎矩強度。 $(M_{nsRC})_c = (M_{ns})_c + (M_{nrc})_c$ ，其中： $(M_{nrc})_c$ 為 SRC 柱中 RC 部分之標稱彎矩強度，依據美國 ACI-318-02 規範計算。

表 3.6 SRC 柱接鋼梁之交會區鋼柱腹板標稱剪力強度與最大需求剪力之比值

試體編號	交會區鋼柱腹板 標稱剪力強度 ⁽¹⁾	交會區 最大需求剪力 ⁽²⁾	交會區剪力強度比值
	$(V_{ns})_{pz}$ (kN)	$(V_u)_{pz}$ (kN)	$\frac{(V_{ns})_{pz}}{(V_u)_{pz}}$
SRC1—VR1.38	3315	2394	1.38
SRC2—VR1.15	2241	1948	1.15
SRC3—VR0.98	1913	1958	0.98
SRC4—VR0.82	1622	1986	0.82
SRC5—VR0.58	1299	2238	0.58

註解：(1) $(V_{ns})_{pz}$ 係指鋼柱 Panel Zone (含疊合板) 所提供之最大剪力強度，依據 AISC Seismic Provisions (2002) 之規定，計算如下：

$$(V_{ns})_{pz} = 0.6(F_{ys})_c d_c t_p \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p}\right)$$

其中 t_p 為梁柱交會區鋼柱腹板與疊合板總厚度， d_c 為鋼柱全斷面深度， b_{cf} 為柱翼板寬度， t_{cf} 為柱翼板厚度， d_b 為鋼梁全斷面深度， $(F_{ys})_c$ 為鋼柱材料實際降伏強度。

(2) $(V_u)_{pz}$ 係指鋼梁達塑性彎矩 M_{pb} 時，作用於梁柱交會區的剪力再減去 M_{pb} 所引致的柱剪力之值，計算如下：

$$(V_u)_{pz} = \frac{M_{pb}}{d_b - t_{bf}} - \frac{M_{pb}}{H_c}$$

其中 $M_{pb} = Z_b(F_{ys})_b$ ，為鋼梁塑性彎矩， Z_b 為鋼梁斷面塑性模數， $(F_{ys})_b$ 為鋼梁材料實際降伏強度， H_c 為梁柱接頭處上方與下方樓層高度之平均值。

表 4.1 SRC 梁柱接頭試驗重要參數對照、試驗結果及破壞模式

試體編號	強度比		實驗參數				實驗結果			
	$\frac{\sum(M_{nSRC})_c}{(M_{ns})_b}$	$\frac{(V_{ns})_{pz}^{(1)}}{(V_u)_{pz}}$	接頭區 箍筋 ⁽²⁾	Panel Zone 厚度			SRC 柱 施加軸壓力	破壞模式		最大層間變位角 ⁽⁴⁾ (θ_t) _u (% rad)
				鋼柱腹 板原始 厚度 (mm)	疊合板 厚度 (mm)	t_p ⁽³⁾ (mm)		鋼梁	接頭區 混凝土	
SRC1—VR1.38	2.15	1.38	無	12	24	36	0.1(P_n) _{SRC}	形成良好塑性鉸	極輕微裂縫	4.80
SRC2—VR1.15	2.62	1.15	無	12	12	24	0.1(P_n) _{SRC}	形成良好塑性鉸	輕微裂縫	6.23
SRC3—VR0.98	2.60	0.98	無	12	8	20	0.1(P_n) _{SRC}	形成良好塑性鉸	輕微裂縫	4.79
SRC4—VR0.82	2.64	0.82	無	12	4	16	0.1(P_n) _{SRC}	形成良好塑性鉸	微裂縫	5.75
SRC5—VR0.58	2.36	0.58	無	12	0	12	0.1(P_n) _{SRC}	接頭區混凝土內鋼梁 翼板扇形開孔斷裂	明顯裂縫	3.79

註解：(1) $(V_{ns})_{pz}$ ：梁柱交會區鋼柱腹板（含疊合板）之標稱剪力強度； $(V_u)_{pz}$ ：當鋼梁達塑性彎矩梁柱交會區之最大需求剪力強度。
 (2) 接頭箍筋形式：無圍束箍筋。
 (3) t_p ：梁柱交會區鋼柱腹板總厚度（包括疊合板）。
 (4) $(\theta_t)_u = (\delta_t)_u / (L_b + D/2)$ ，其中 $L_b + D/2$ 為柱心至梁端施力點距離， $(\delta_t)_u$ 為試體梁端最大位移（參閱本文圖 4.83）。即為本研究之梁柱接頭極限總轉角。

表 4.2 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭試體強度與交會區鋼柱腹板剪力強度

試體編號	交會區鋼柱腹板 標稱剪力強度	梁柱交會區之最大需求剪力強度					剪力強度比值	
		理論值		實驗值			$\frac{(V_{ns})_{pz}}{V_{pz,test}}$	$\frac{(V_u)_{pz}}{V_{pz,test}}$
	$(V_{ns})_{pz}^{(1)}$ (kN)	$M_{pb}^{(2)}$ (kN-m)	$(V_u)_{pz}^{(3)}$ (kN)	$P_{u,test}$ (kN)	$M_{u,test}$ (kN-m)	$V_{pz,test}$ (kN)		
SRC1-VR1.38	3315	1333	2394	742.5	1507	2636	1.26	0.91
SRC2-VR1.15	2241	1085	1948	595.6	1209	2115	1.06	0.92
SRC3-VR0.98	1913	1092	1958	585.8	1189	2080	0.92	0.94
SRC4-VR0.82	1622	1107	1986	604.8	1228	2147	0.76	0.93
SRC5-VR0.58	1299	1247	2238	727.7	1477	2584	0.50	0.87

註解：(1) $(V_{ns})_{pz}$ ：梁柱交會區鋼柱腹板（含疊合板）之標稱剪力強度。
 (2) M_{pb} ：為鋼梁塑性彎矩。
 (3) $(V_u)_{pz}$ ：當鋼梁達塑性彎矩梁柱交會區之最大需求剪力強度。
 (4) $V_{pz,test}$ ：實際實驗時當鋼梁達最大彎矩時梁柱交會區之最大需求剪力強度。

表 4.3 SRC 梁柱接頭試體轉角分析表：試體梁端達最大位移所對應之各轉角

試體編號	位移方向	梁柱接頭極限	鋼梁轉角			SRC 柱轉角		
		總轉角 (θ_t) _u (% rad)	鋼梁總轉角 θ_{bt} (% rad)	鋼梁彈性轉角 θ_{be} (% rad)	鋼梁塑性轉角 θ_{bp} (% rad)	柱總轉角 θ_{ct} (% rad)	柱撓曲轉角 θ_{cf} (% rad)	Panel Zone 轉角 θ_{pz} (% rad)
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
SRC1—VR1.38	+	4.74	4.53	1.02	3.51	0.21	0.18	0.03
	-	4.80	4.56	0.82	3.74	0.24	0.13	0.11
SRC2—VR1.15	+	6.17	5.82	0.52	5.30	0.35	0.18	0.17
	-	6.23	6.07	0.59	5.48	0.16	0.08	0.08
SRC3—VR0.98	+	4.74	4.62	0.87	3.75	0.12	0.03	0.09
	-	4.79	4.62	0.81	3.81	0.17	0.05	0.12
SRC4—VR0.82	+	5.70	5.39	0.55	4.84	0.31	0.01	0.30
	-	5.75	5.31	0.53	4.78	0.44	0.07	0.37
SRC5—VR0.58	+	3.79	3.40	1.13	2.27	0.39	0.13	0.26
	-	3.36	2.83	1.08	1.75	0.53	0.01	0.52

註解：(1) 本表各轉角關係為：(1) = (2) + (5)；(2) = (3) + (4)；(5) = (6) + (7)；(4) = (1) - (3) - (5)。

(2) 本表中之(θ_t)_u、 θ_{ct} 為實驗直接量測梁端位移除以梁長度所得之轉角， θ_{bt} 、 θ_{be} 、 θ_{bp} 、 θ_{cf} 、 θ_{pz} 為間接計算出來之轉角。

(3) (θ_t)_u為 SRC 梁柱接頭試體之梁端達最大位移時所對應之梁柱接頭極限總轉角，由梁端最大總位移(δ_t)_u除以柱心至梁端施力點距離($L_b+D/2$)而得，即(θ_t)_u = (δ_t)_u / ($L_b+D/2$) (參閱本文圖 4.6)。

(4) θ_{bt} 為鋼梁之總轉角，包含鋼梁彈性轉角及鋼梁塑性轉角，依公式(4.12)計算。

(5) θ_{bp} 為鋼梁之塑性轉角，由鋼梁總轉角減去鋼梁彈性轉角。

(6) $\theta_{be} = M/k$ ，其中 M 為作用於梁柱交界面之彎矩。k 為由梁彎矩與梁總轉角關係曲線，求取圖形線性階段之彈性勁度而得。

(7) θ_{ct} 為柱之總轉角，包含柱撓曲轉角及 Panel Zone 轉角，依公式(4.7)計算。

(8) θ_{cf} 為柱撓曲變形轉角，依公式(4.10)計算。

(9) θ_{pz} 為梁柱交會區剪力變形轉角，依公式(4.5)計算。

表 4.4 SRC 梁柱接頭試體之韌性比

試體編號	梁柱接頭起始 降伏轉角	鋼梁塑性 轉角	最大層間 變位角	韌性比(μ)
	$(\theta_t)_y$ (% rad)	θ_{bp} (% rad)	$(\theta_t)_u$ (% rad)	$\frac{(\theta_t)_u}{(\theta_t)_y}$
	(1)	(2)	(3)	(4)
SRC1-VR1.38	1.38	3.74	4.80	3.48
SRC2-VR1.15	1.28	5.48	6.23	4.87
SRC3-VR0.98	1.36	3.81	4.79	3.52
SRC4-VR0.82	1.24	4.84	5.75	4.64
SRC5-VR0.58	1.37	2.27	3.79	2.77

註解：(1) $(\theta_t)_y$ ：當鋼梁固定端達起始降伏時，SRC 梁柱接頭試體於接頭處所產生之總轉角。

(2) θ_{bp} ：鋼梁之塑性轉角，鋼梁總轉角減去鋼梁彈性轉角。

(3) $(\theta_t)_u$ ：SRC 梁柱接頭之最大層間變位角，為梁端達最大位移時所對應之梁柱接頭總轉角，亦即為梁柱接頭極限總轉角。

(4) μ ：梁柱接頭試體之韌性比。 $\mu = (\theta_t)_u / (\theta_t)_y$ ，其中 $(\theta_t)_u = (\delta_t)_u / (L_b + D/2)$ ， $(\theta_t)_y = (\delta_t)_y / (L_b + D/2)$ ， $(\delta_t)_u$ 為試體之梁端最大位移， $(\delta_t)_y$ 為試體達起始降伏時之梁端位移（參閱本文圖 4.83）。

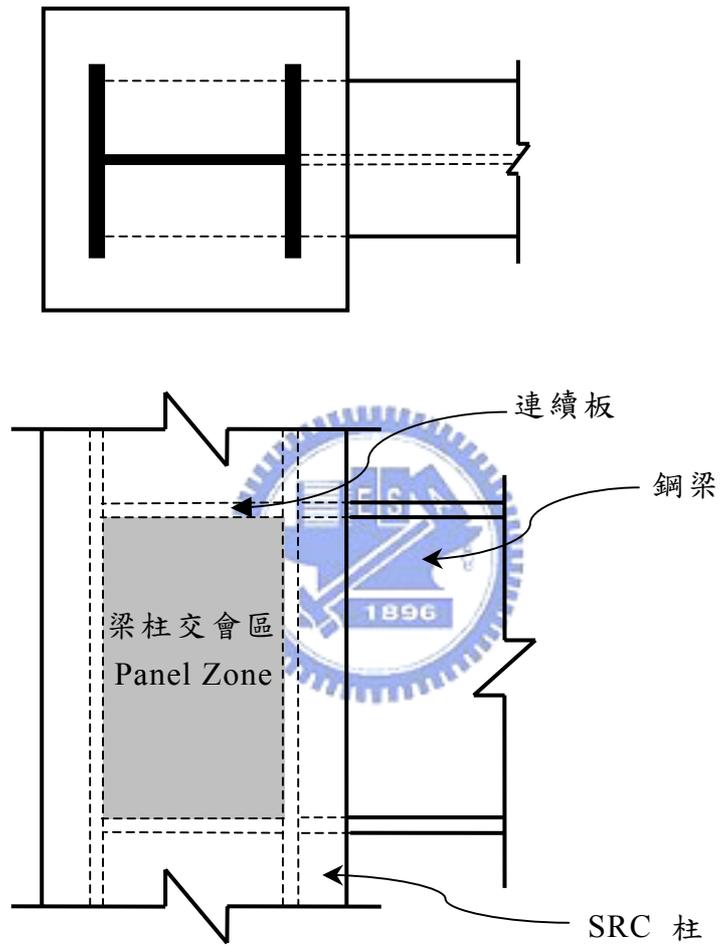


圖 1.1 梁柱交會區示意圖

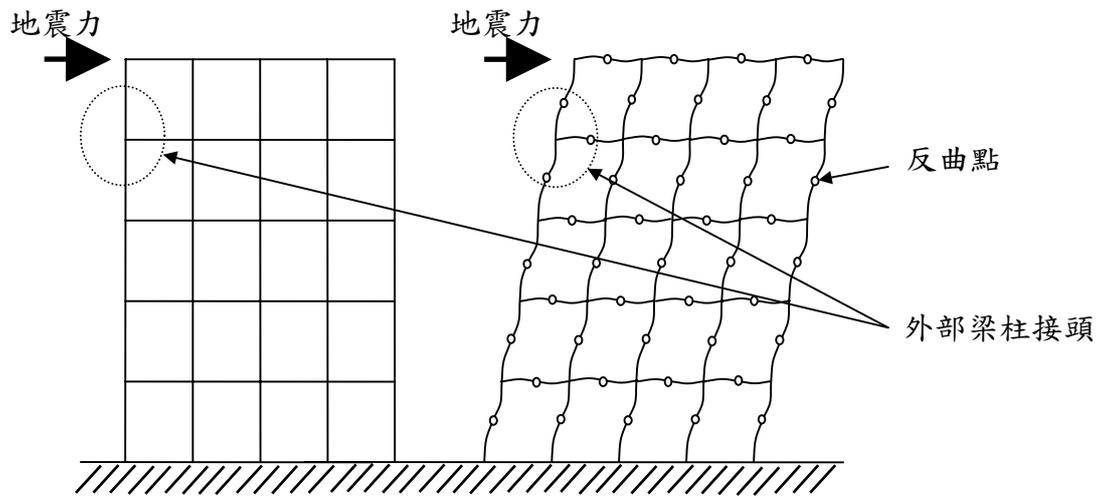


圖 2.1 結構受地震力作用之變形圖

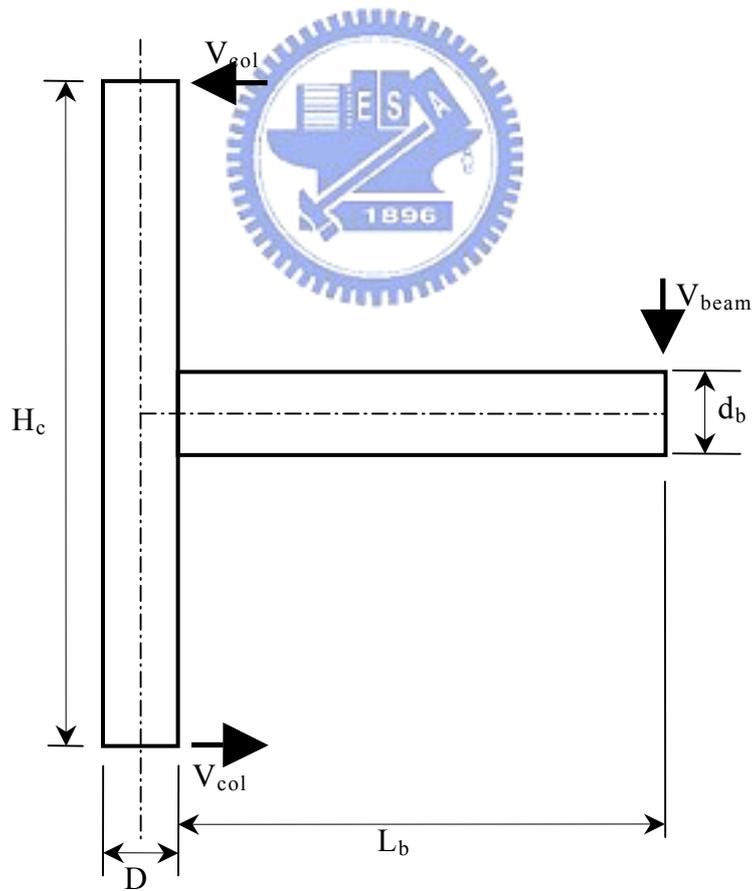


圖 2.2 接頭區受力分析圖

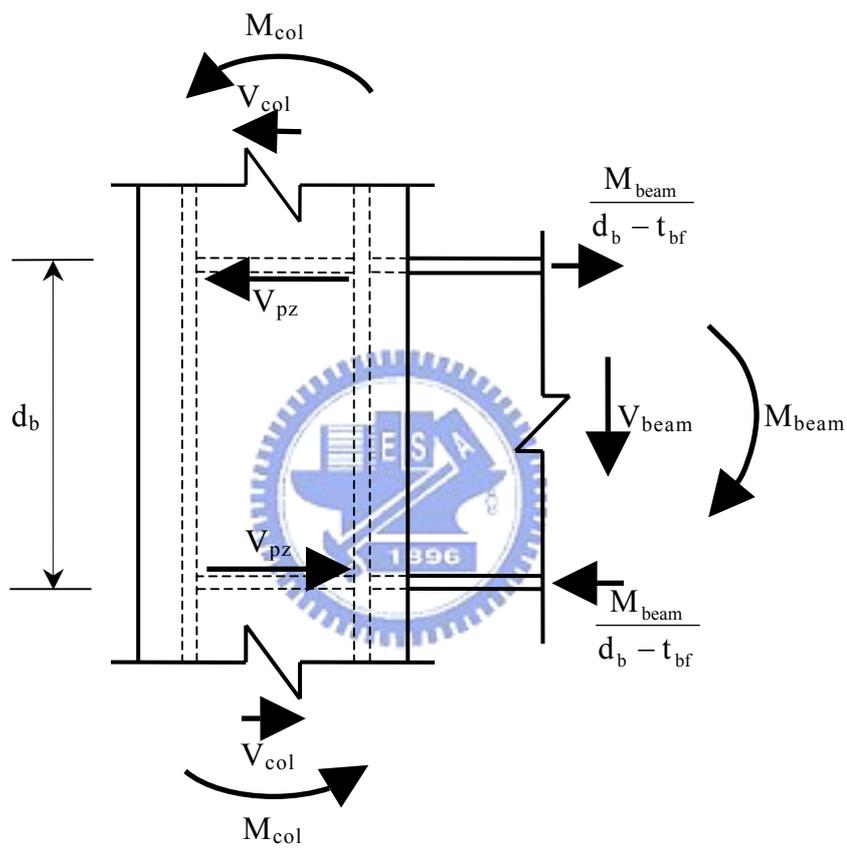


圖 2.3 梁柱交會區受力情形示意圖

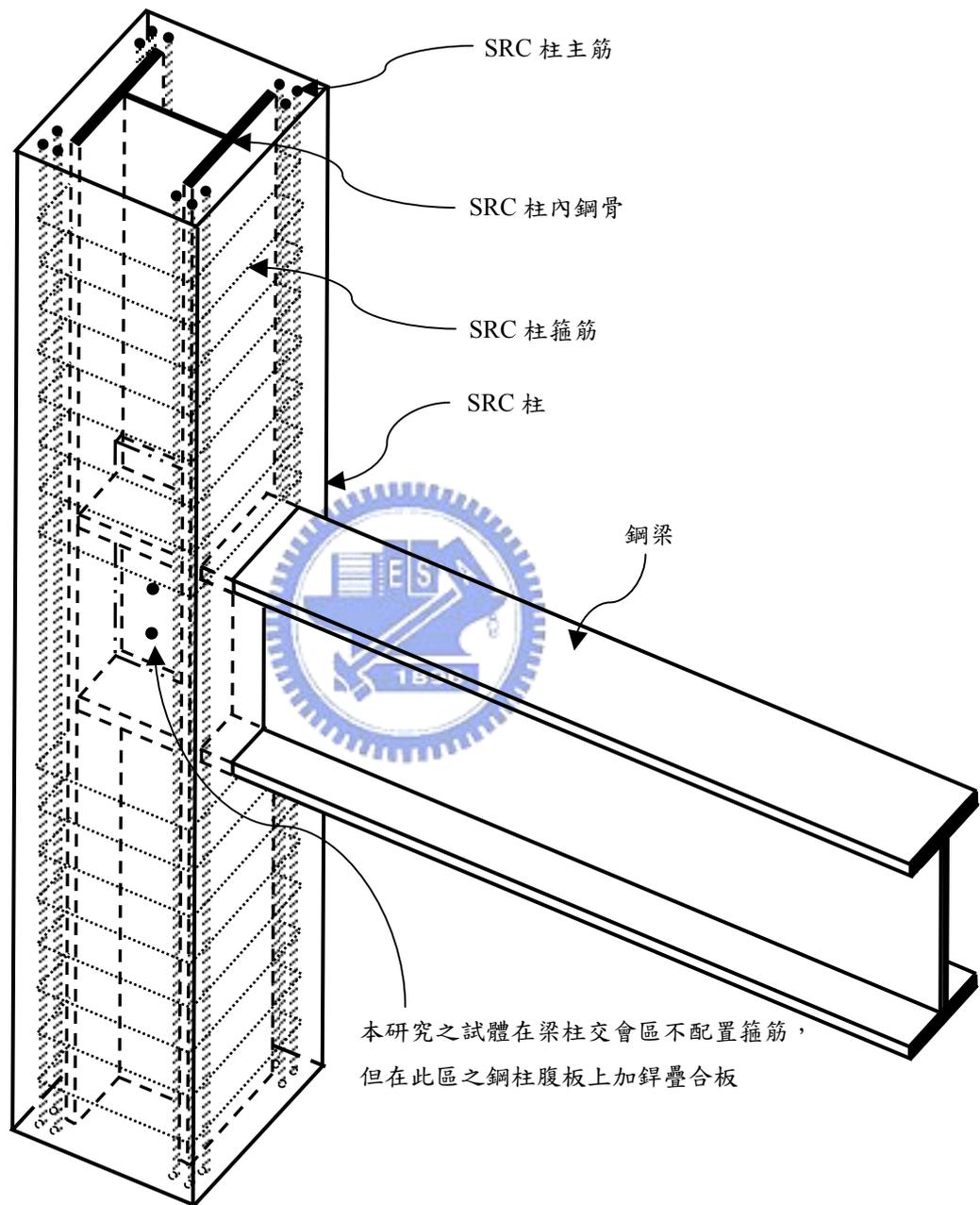


圖 3.1 SRC 柱接鋼梁之外部梁柱接頭立體示意圖

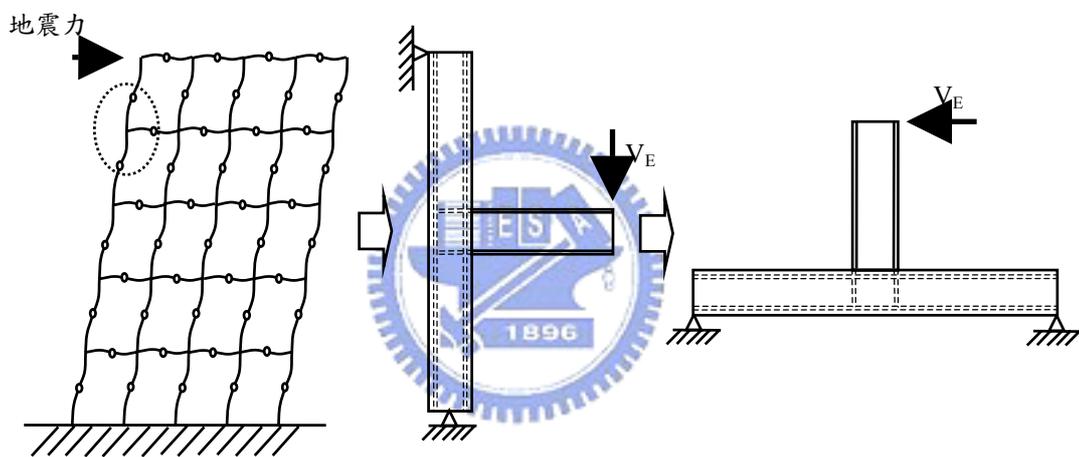
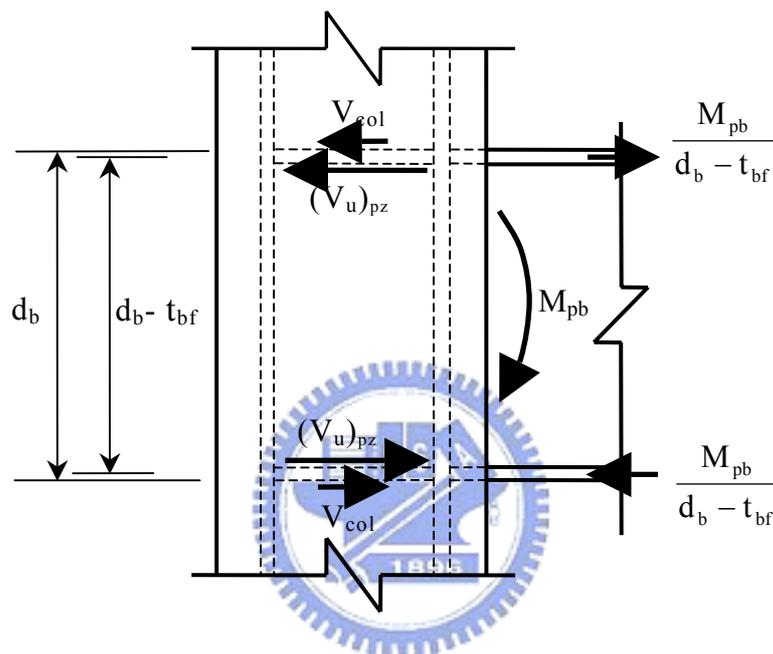


圖 3.2 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭模擬示意圖



$$(V_u)_{pz} = \frac{M_{pb}}{d_b - t_{bf}} - V_{col}, \text{ 其中 } V_{col} = \frac{M_{pb}}{H_c}, M_{pb} = Z_b(F_{ys})_b, \text{ 為鋼梁}$$

塑性彎矩， Z_b 為鋼梁斷面塑性模數， $(F_{ys})_b$ 為鋼梁材料實際降伏強

度， H_c 為梁柱接頭處上方與下方樓層高度之平均值。

圖 3.3 單邊接梁之外部梁柱交會區受梁彎矩引致之水平作用力

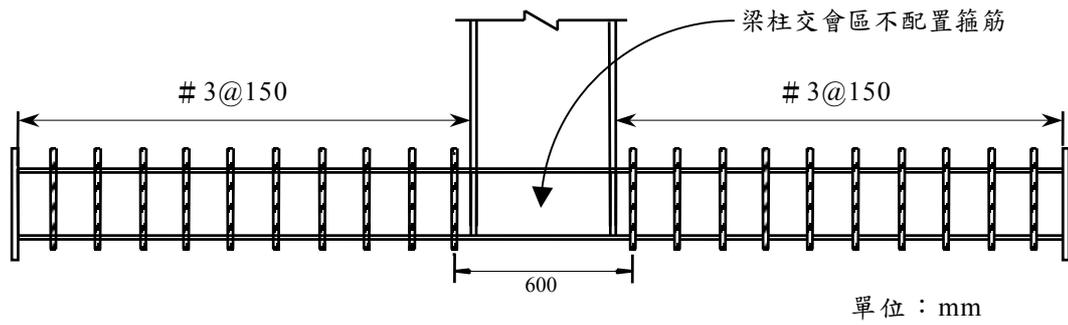
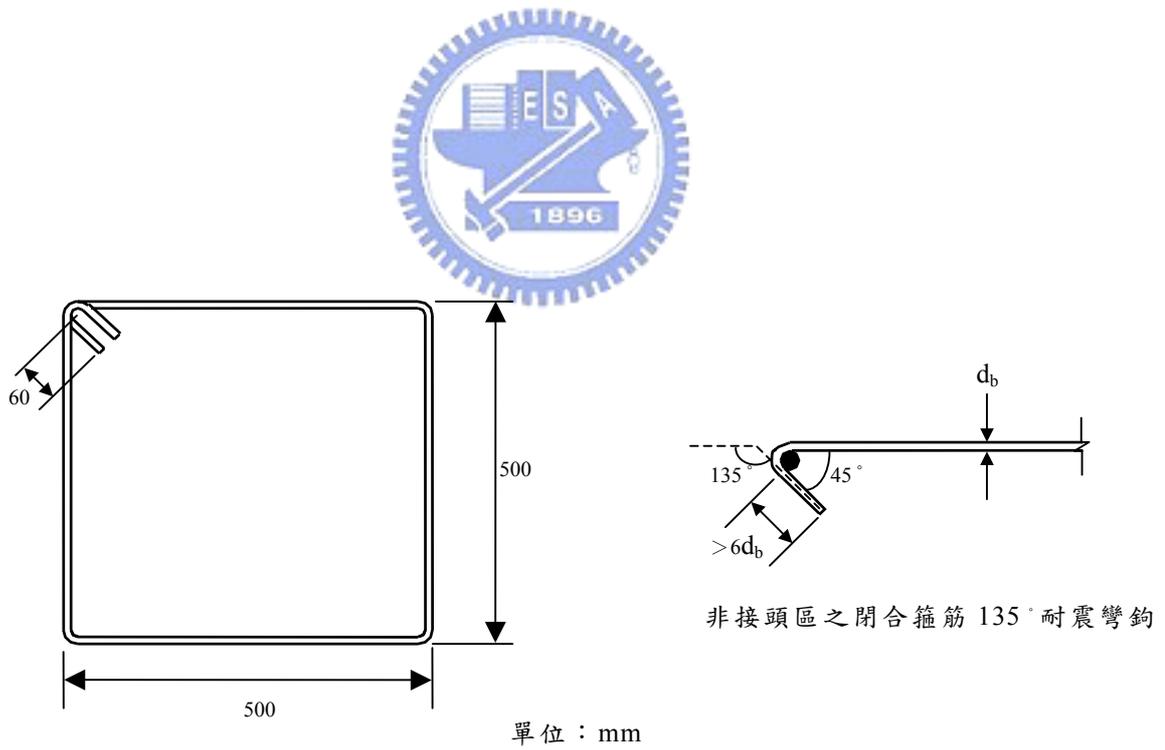


圖 3.4 SRC 柱箍筋配置圖



非接頭區之閉合箍筋

圖 3.5 SRC 柱之箍筋型式示意圖

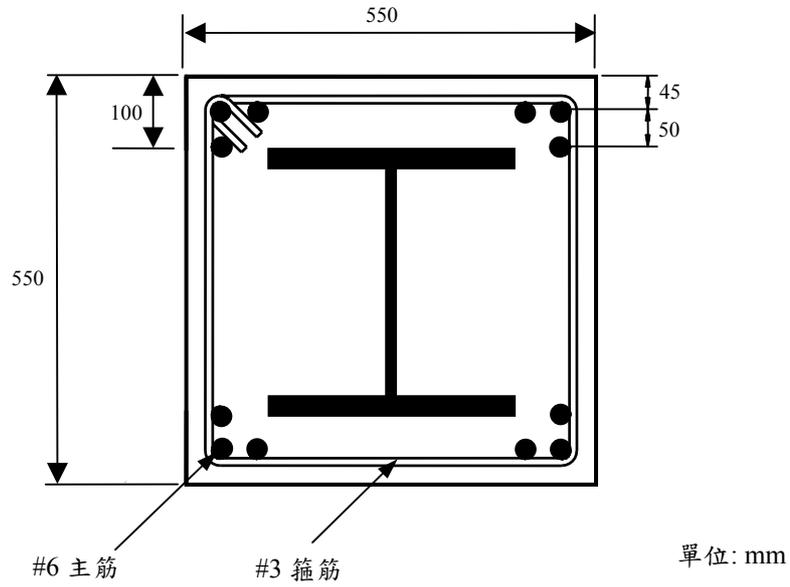


圖 3.6 SRC 柱斷面配筋圖

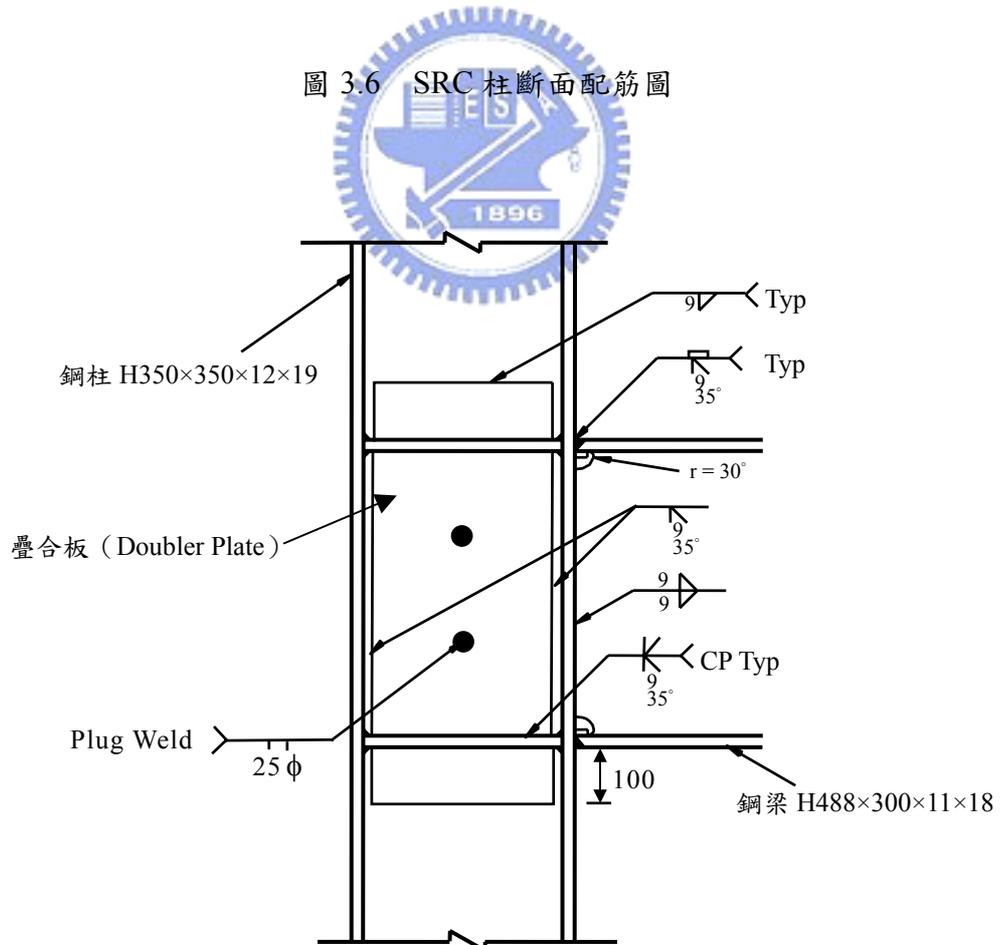


圖 3.7 包覆型 SRC 梁柱試體之鋼骨銲接示意圖

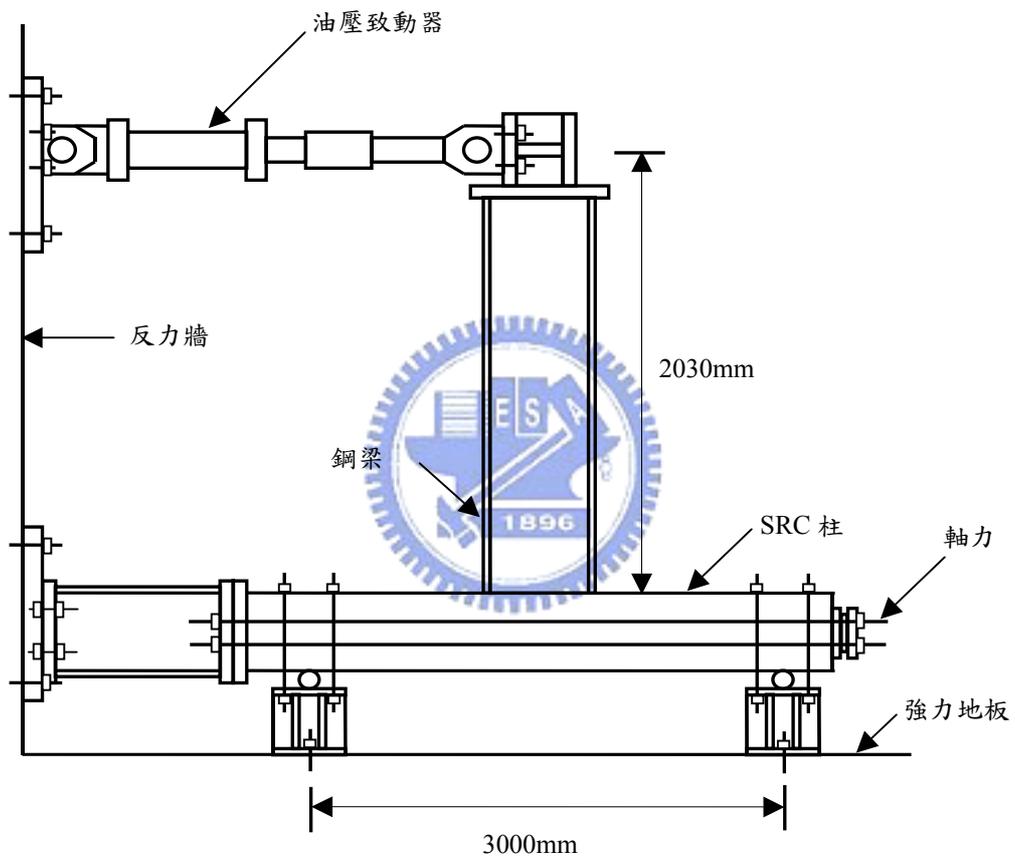


圖 3.8 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭實驗配置圖

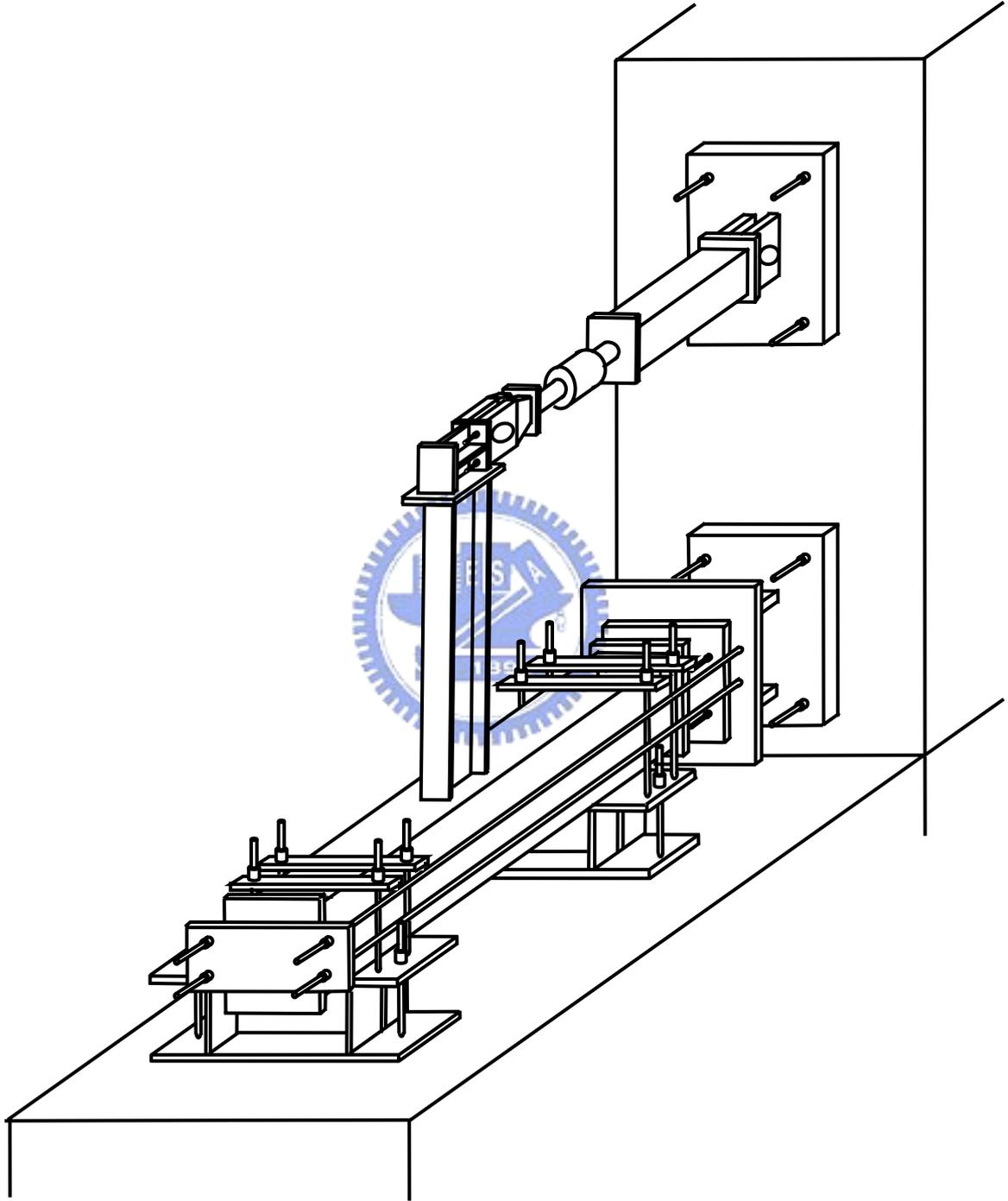


圖 3.8(續) SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭實驗配置圖

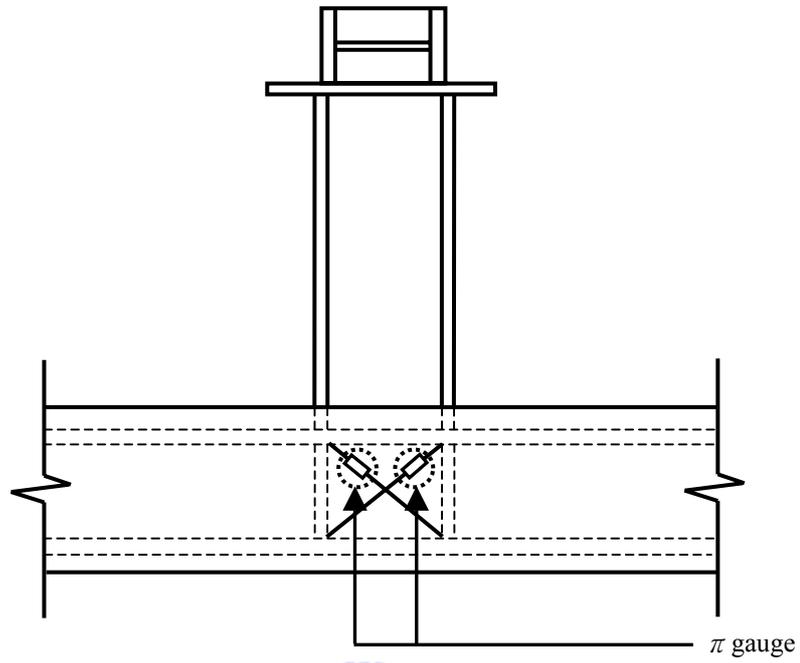


圖 3.9 SRC 柱接鋼梁之梁柱試體 π gauge 位置示意圖

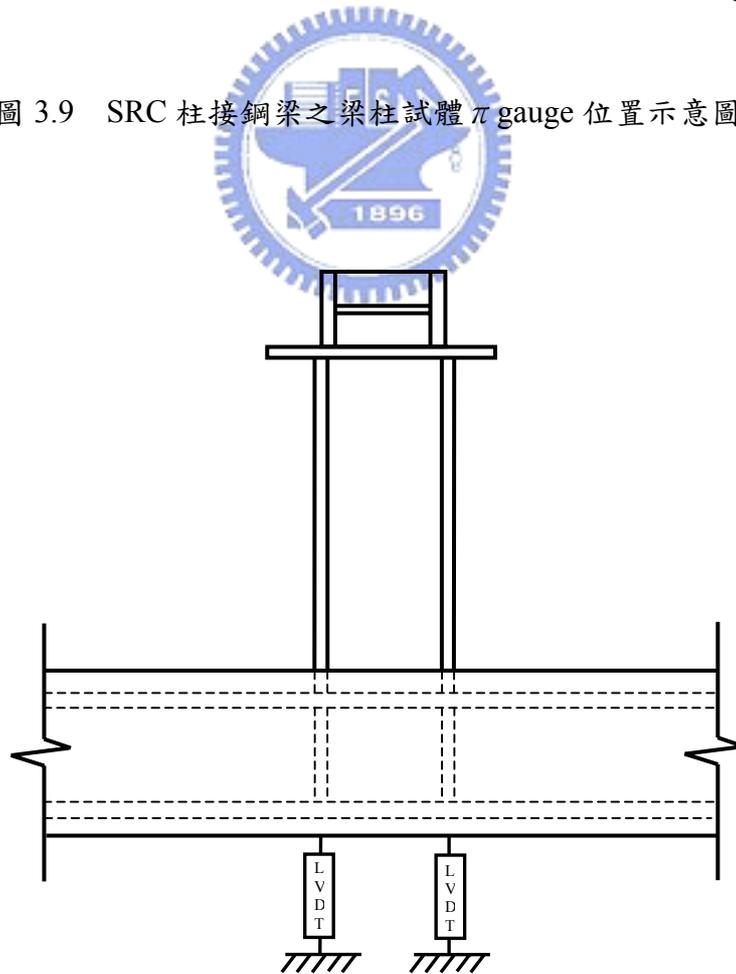


圖 3.10 SRC 柱接鋼梁之梁柱試體 LVDT 位移計位置示意圖

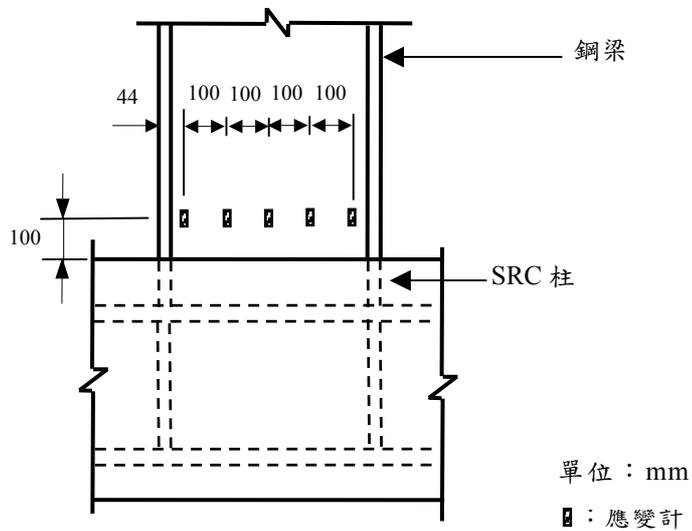


圖 3.11 SRC 柱接鋼梁之梁柱試體鋼梁腹板應變計配置圖

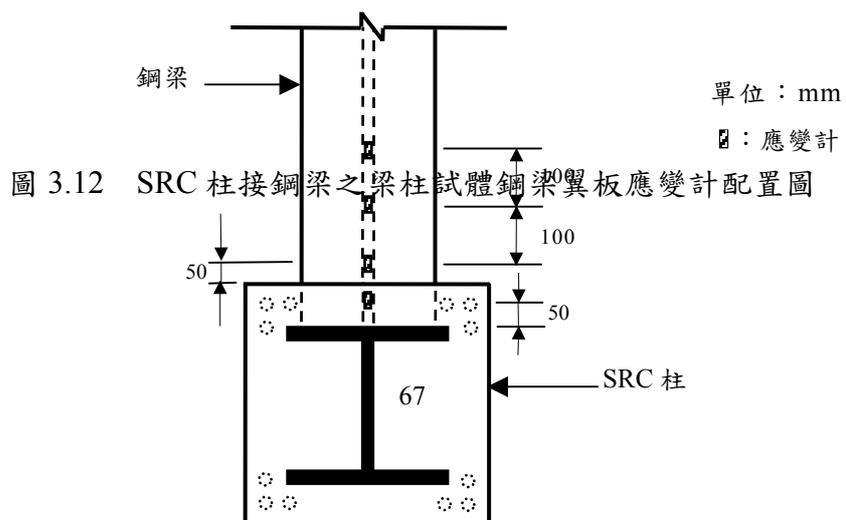


圖 3.12 SRC 柱接鋼梁之梁柱試體鋼梁翼板應變計配置圖

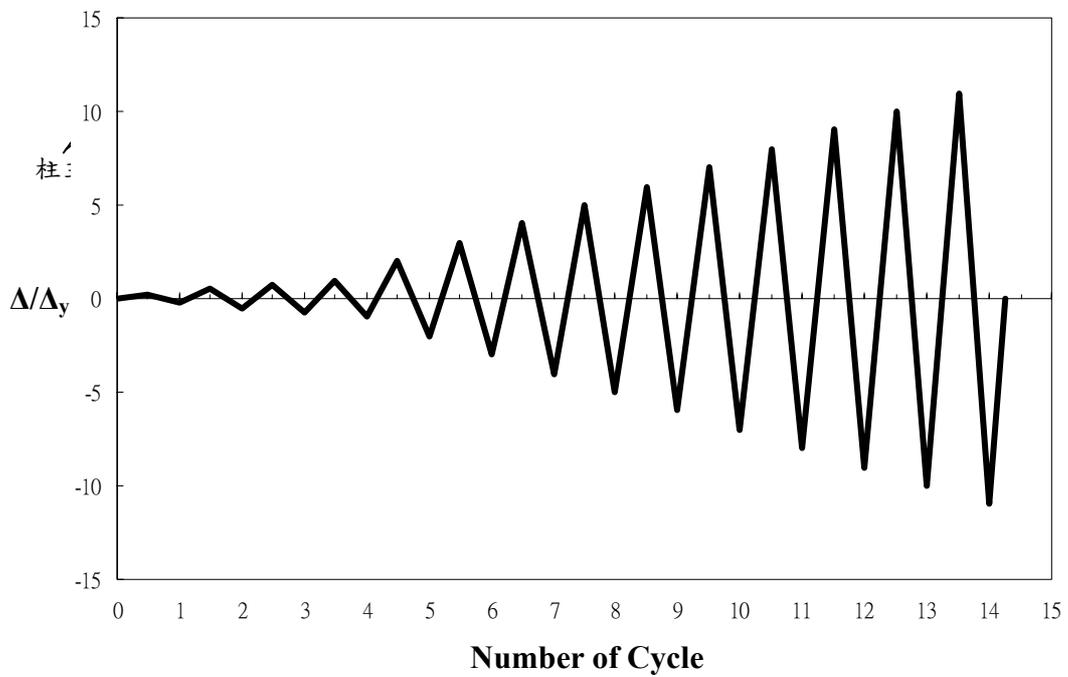
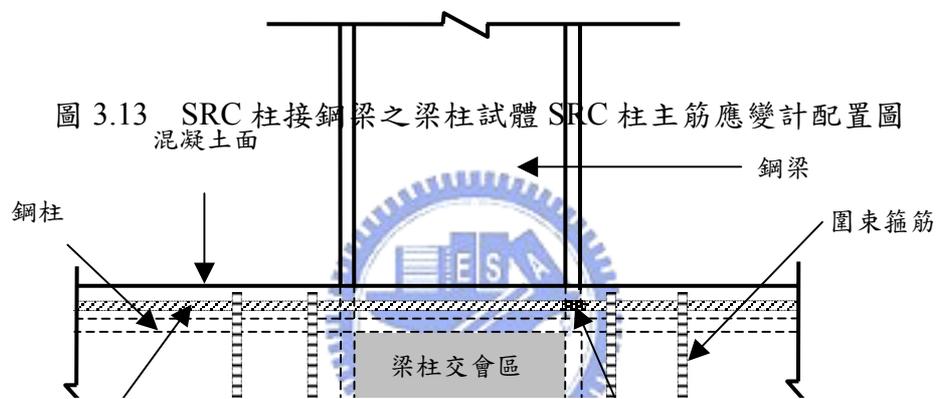


圖 3.14 SRC 柱接鋼梁之梁柱試體反復載重位移控制歷時圖

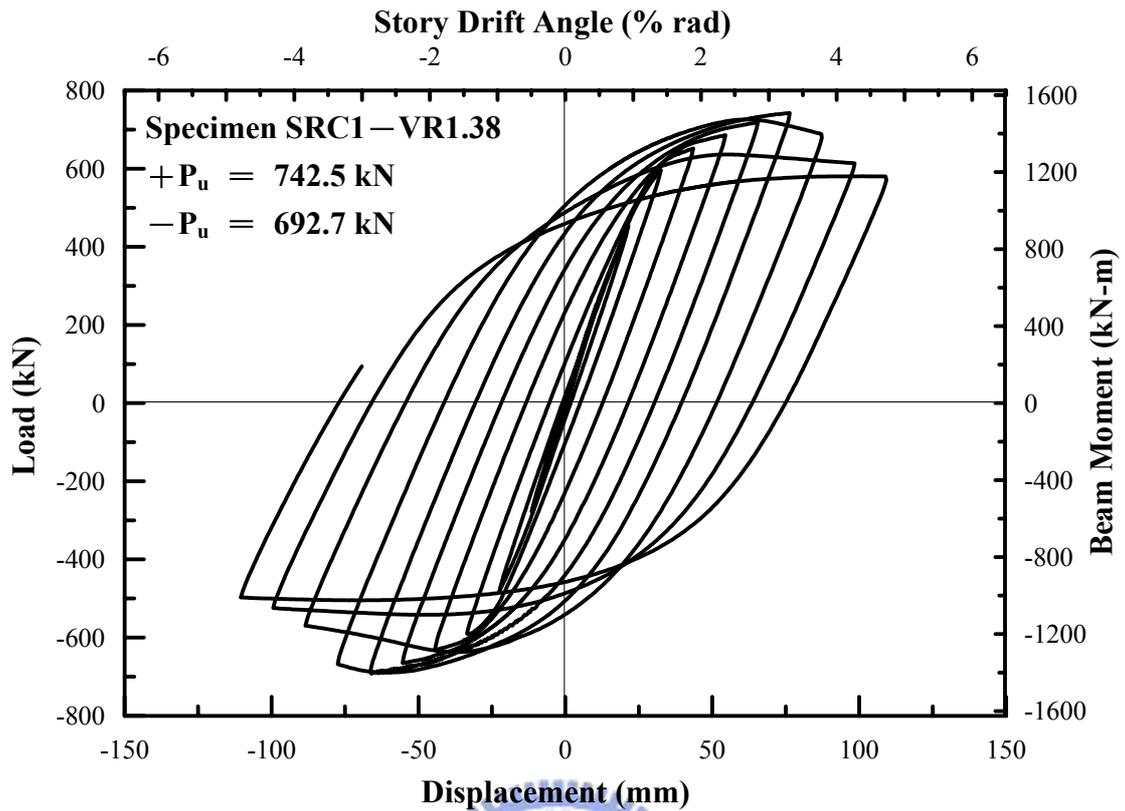


圖 4.1 試體 SRC1-VR1.38 之反復載重與位移遲滯迴圈圖

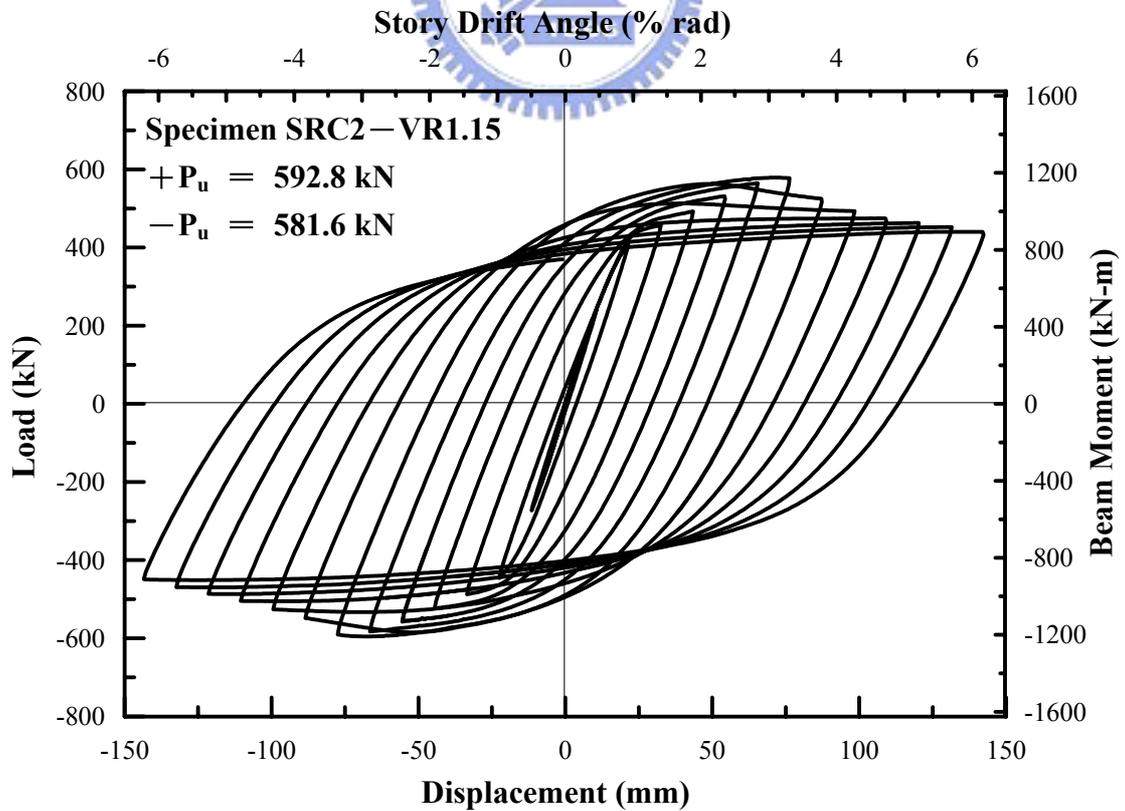


圖 4.2 試體 SRC2-VR1.15 之反復載重與位移遲滯迴圈圖

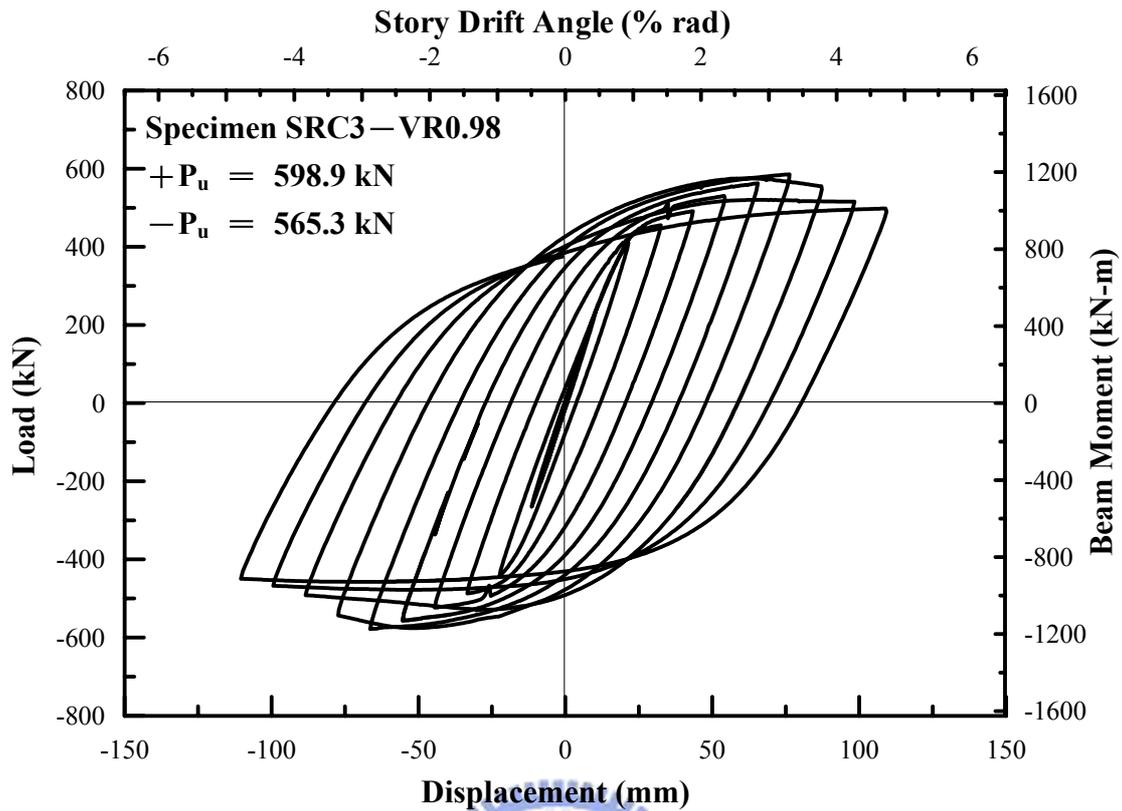


圖 4.3 試體 SRC3-VR0.98 之反復載重與位移遲滯迴圈圖

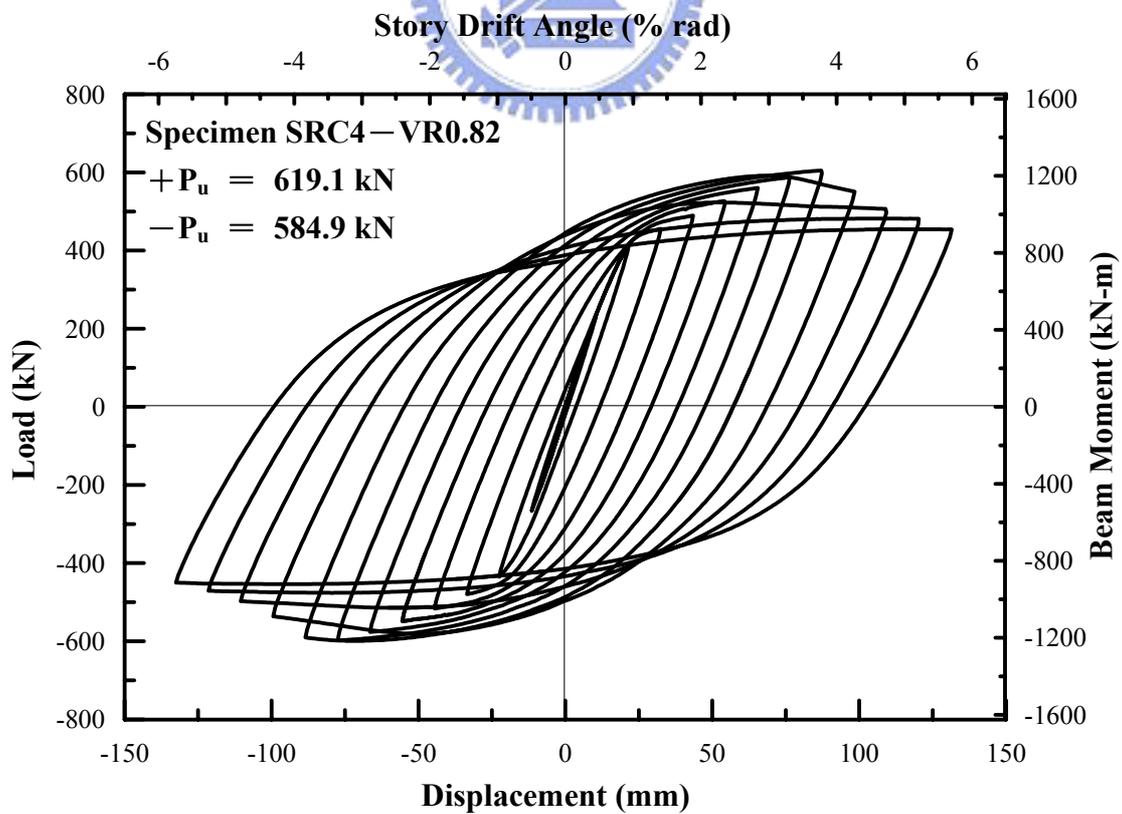


圖 4.4 試體 SRC4-VR0.82 之反復載重與位移遲滯迴圈圖

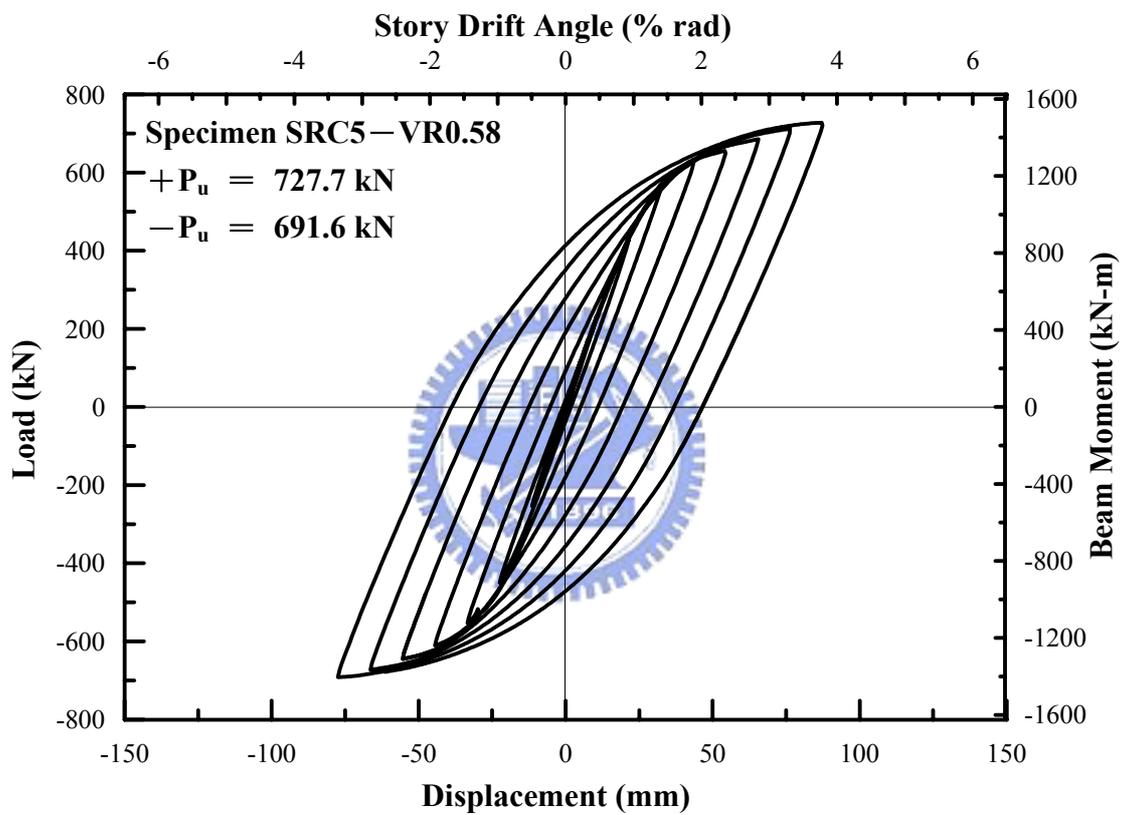
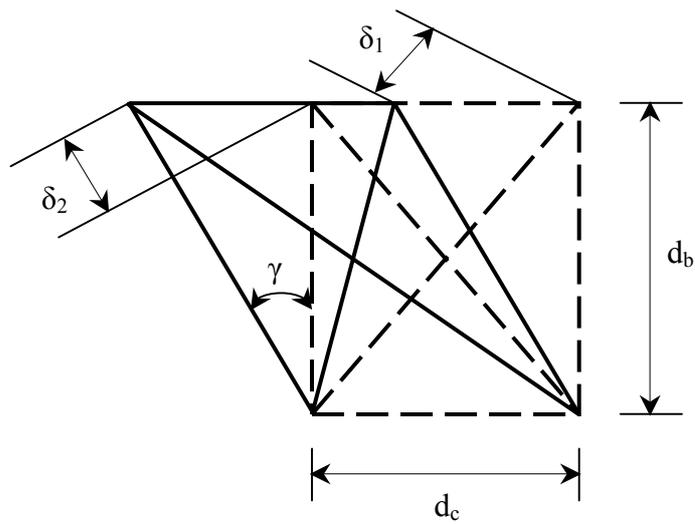
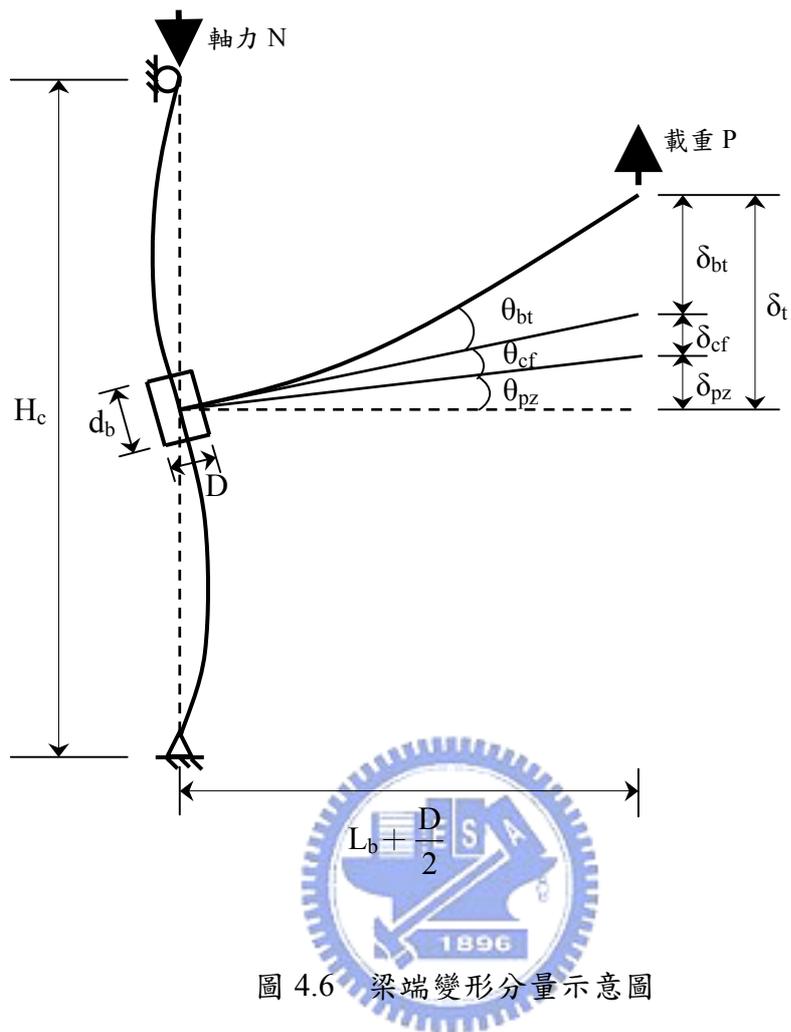


圖 4.5 試體 SRC5-VR0.58 之反復載重與位移遲滯迴圈圖



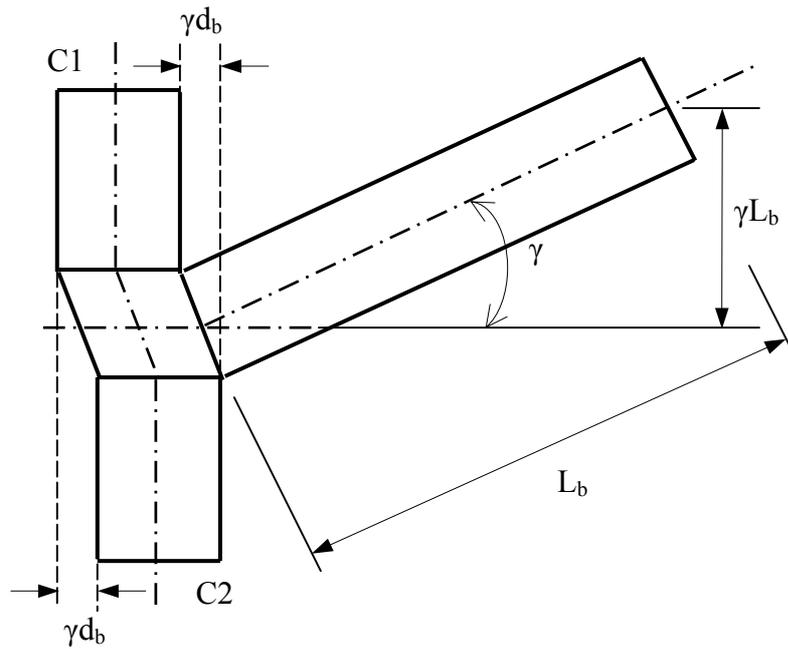


圖 4.8 真實建築構架中梁柱交會區剪力變形所造成梁端變形分量示意圖

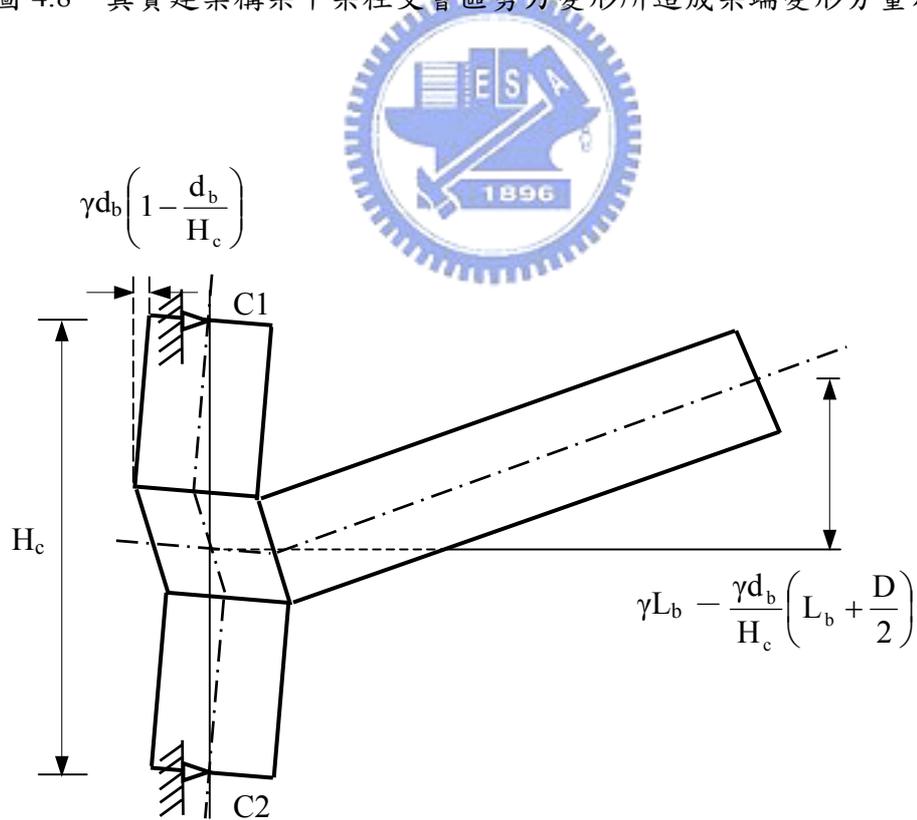


圖 4.9 本研究試體交會區剪力變形造成之梁端變形分量示意圖

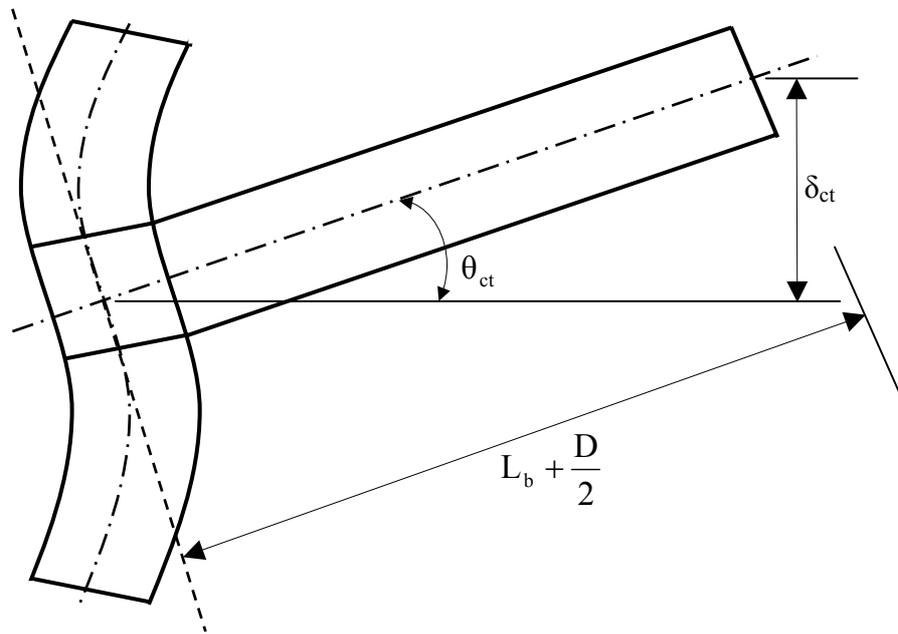


圖 4.10 柱體變形引致之梁端變形分量示意圖

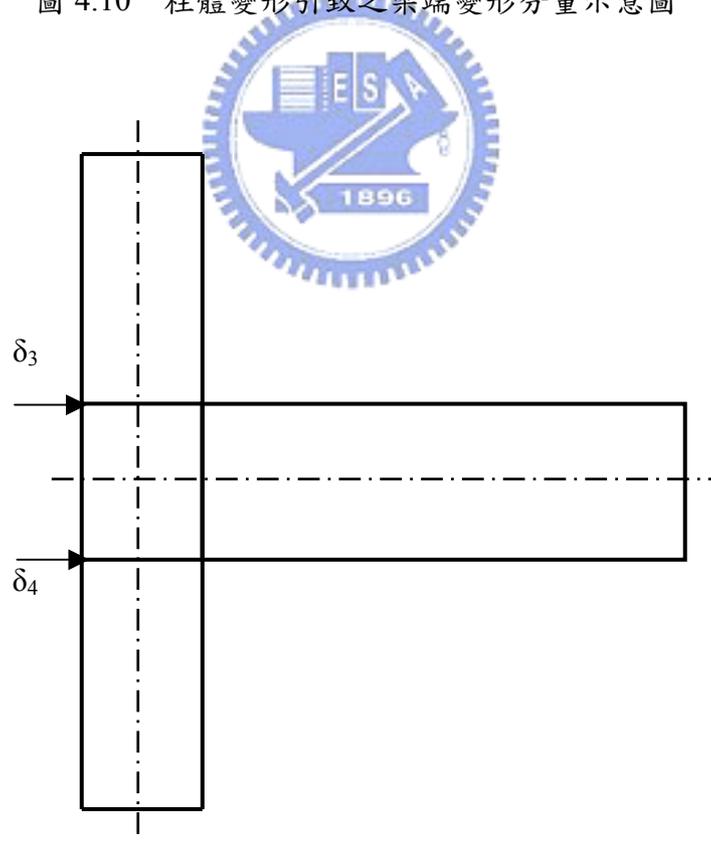


圖 4.11 梁柱接頭構件量測配置簡圖

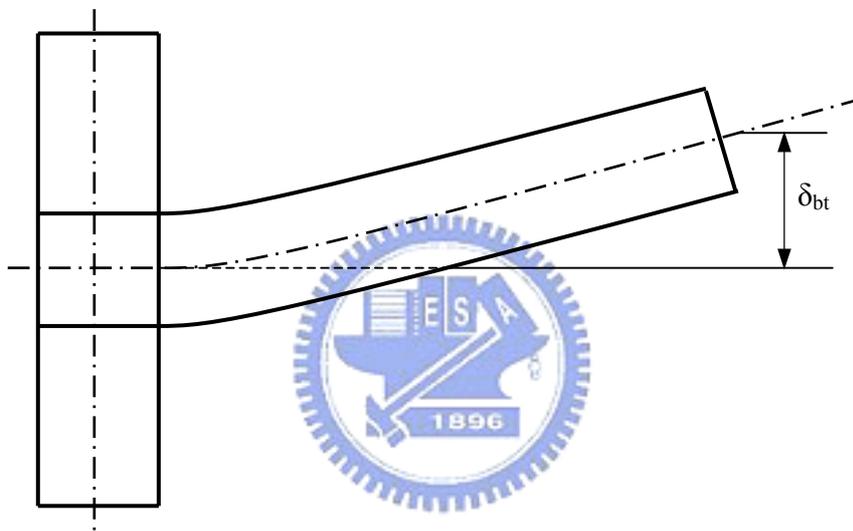


圖 4.12 梁變形引致之梁端變形分量示意圖

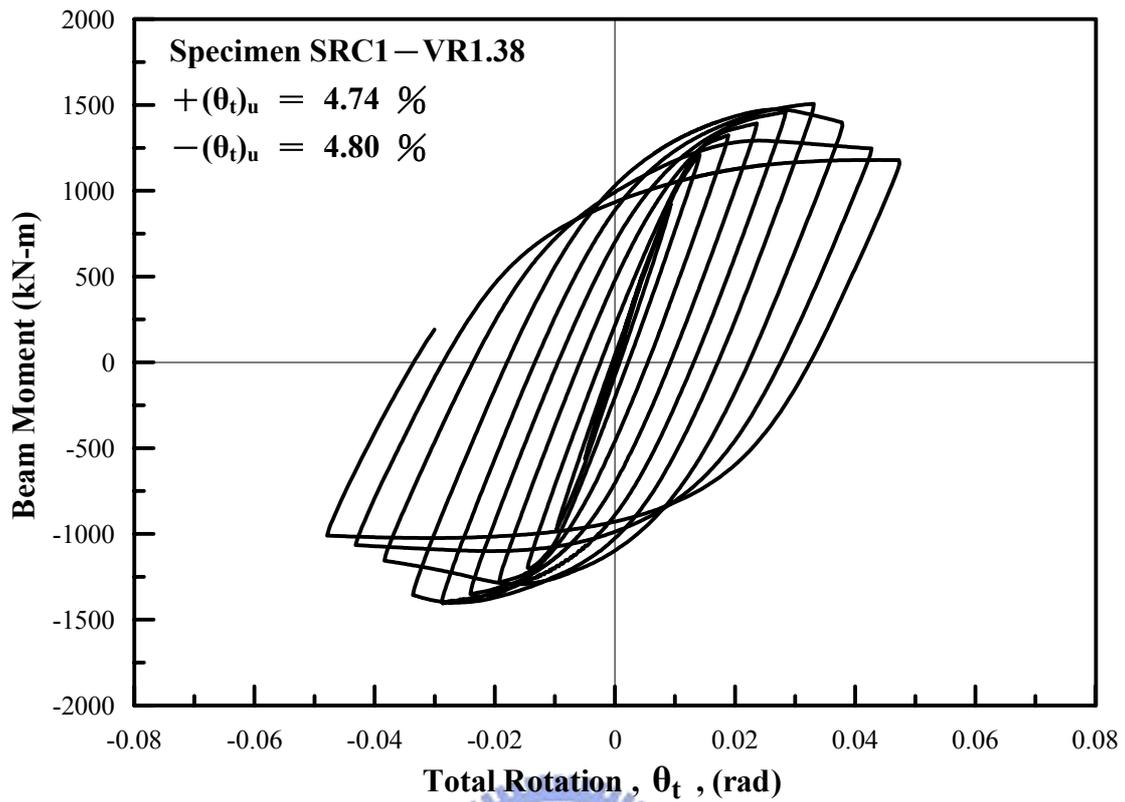


圖 4.13 試體 SRC1-VR1.38 梁彎矩與梁柱接頭總轉角關係圖

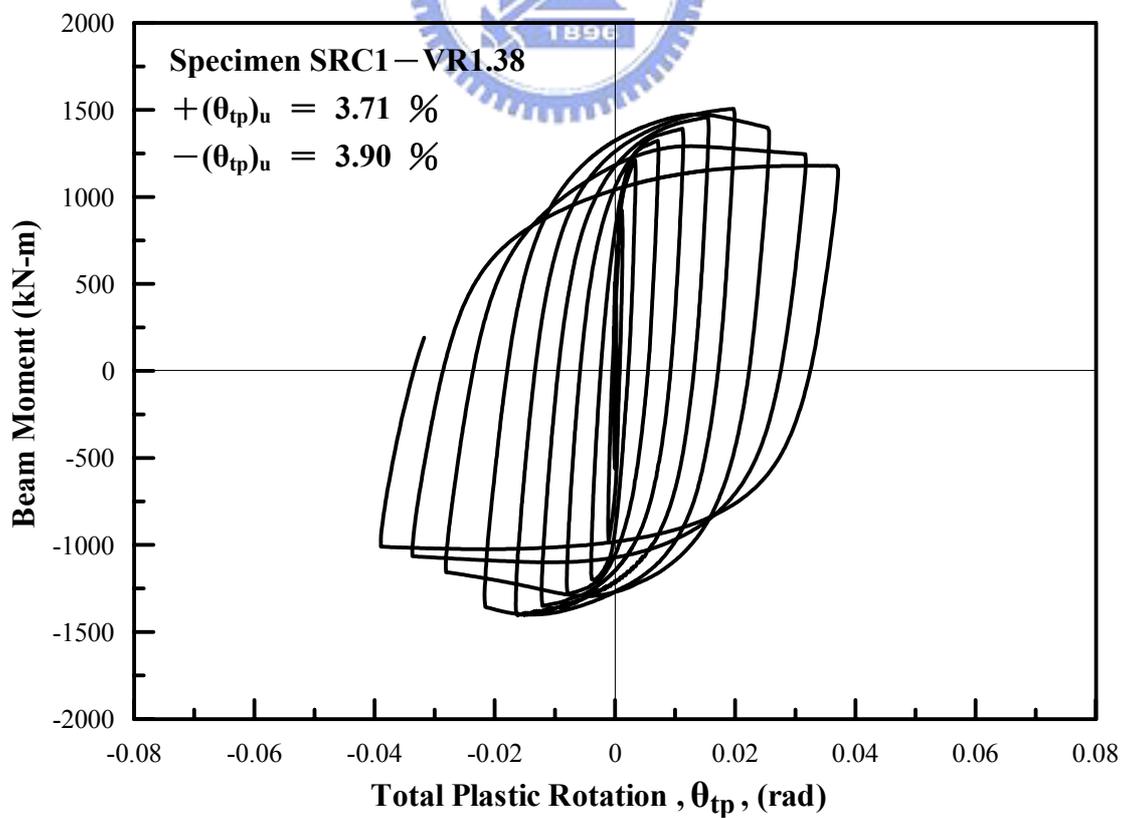


圖 4.14 試體 SRC1-VR1.38 梁彎矩與梁柱接頭總塑性轉角關係圖

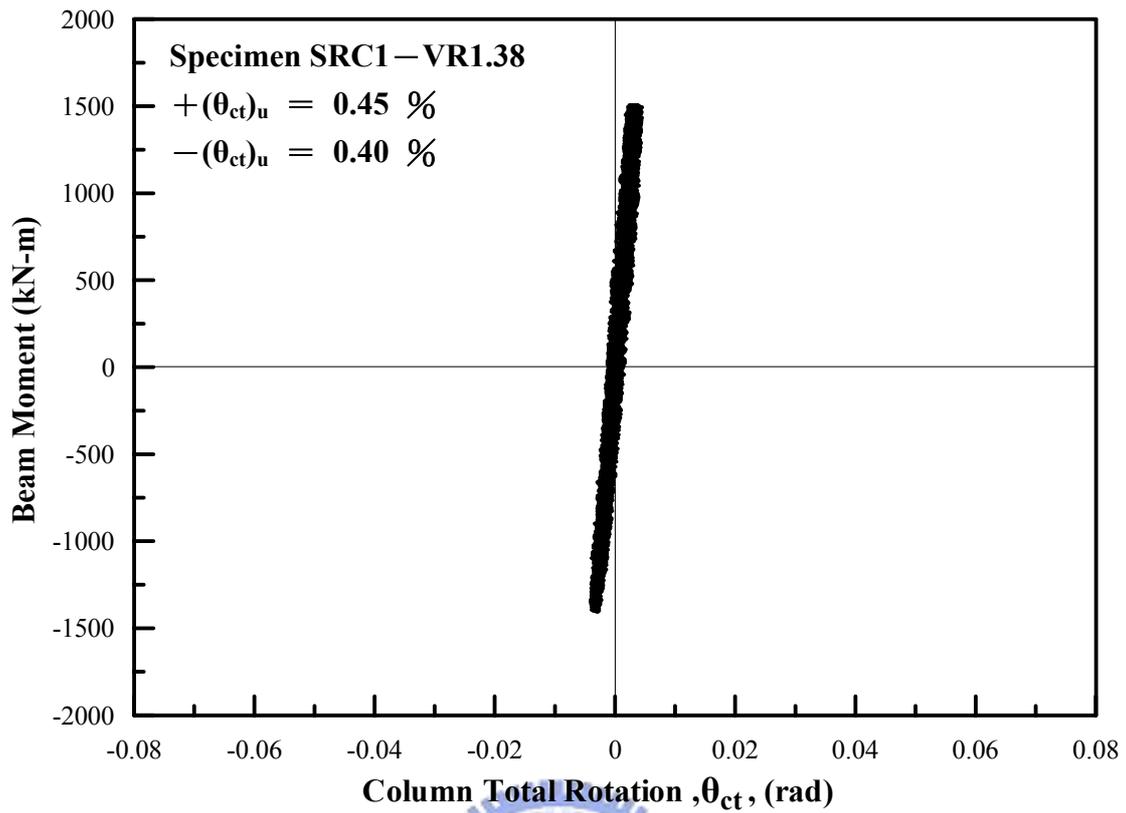


圖 4.15 試體 SRC1-VR1.38 梁彎矩與柱總轉角關係圖

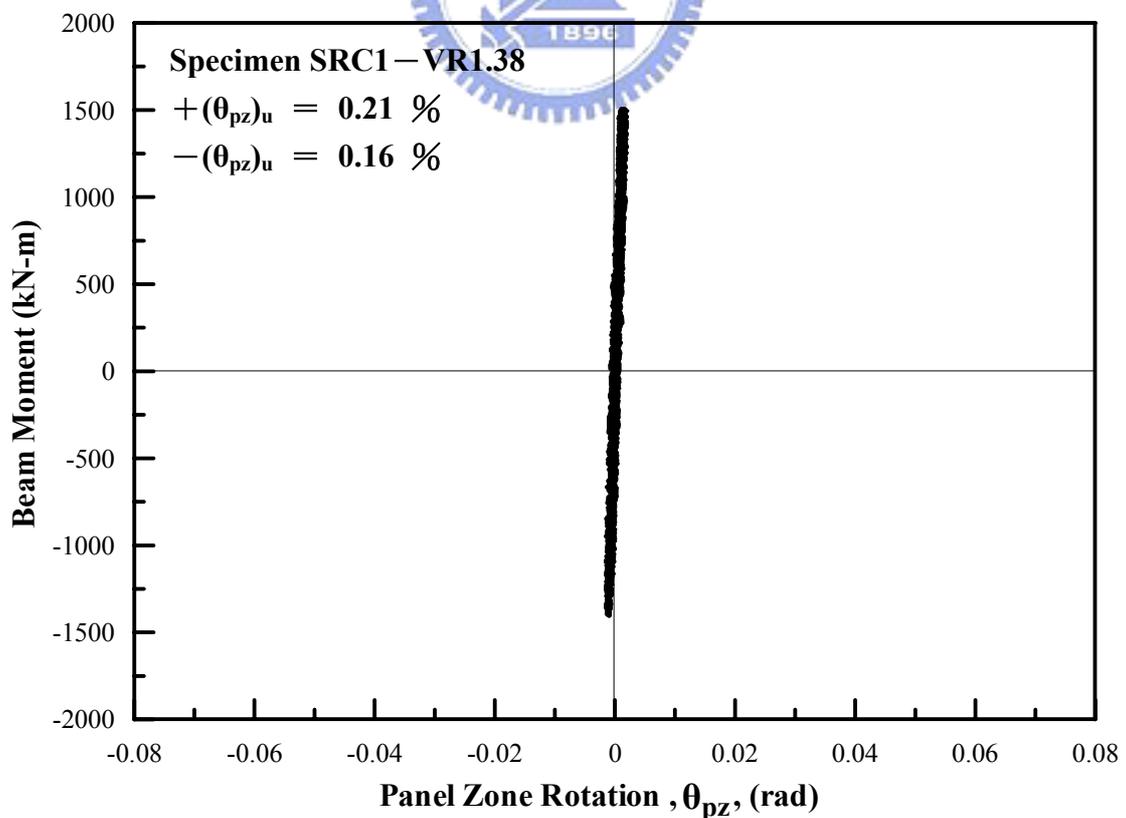


圖 4.16 試體 SRC1-VR1.38 梁彎矩與交會區轉角關係圖

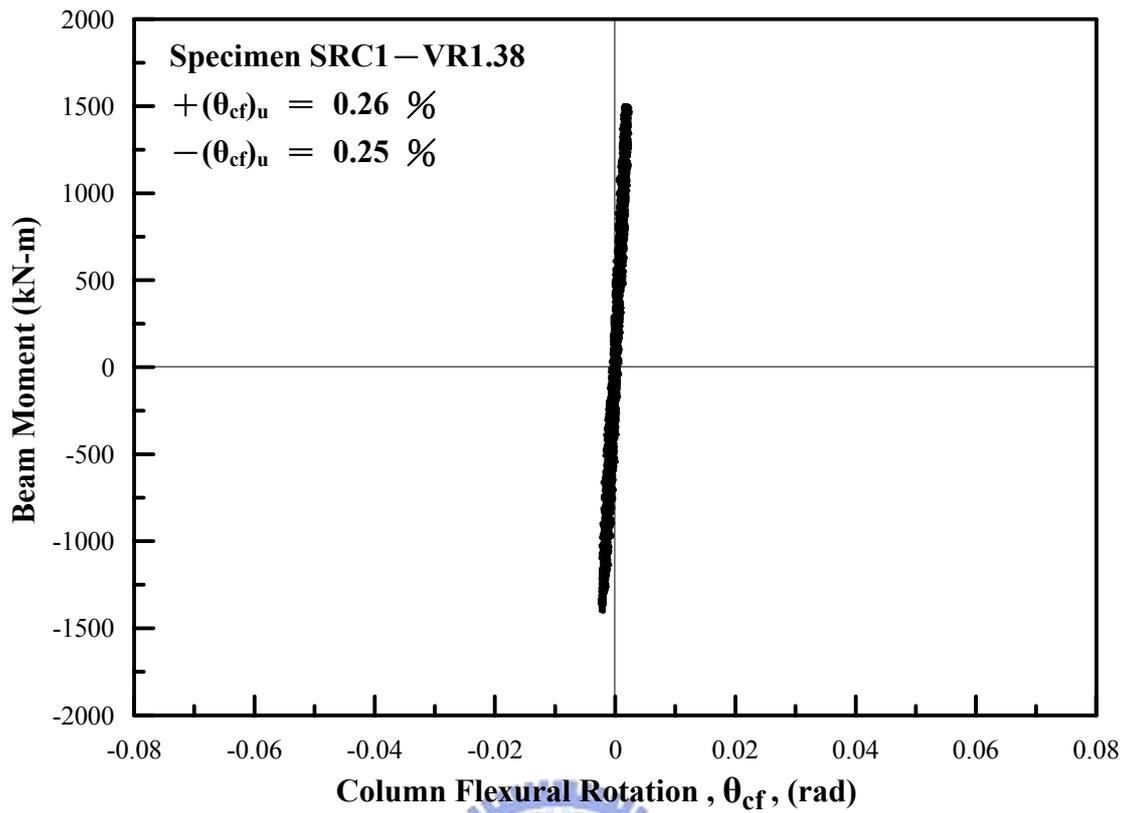


圖 4.17 試體 SRC1-VR1.38 梁彎矩與柱撓曲轉角關係圖

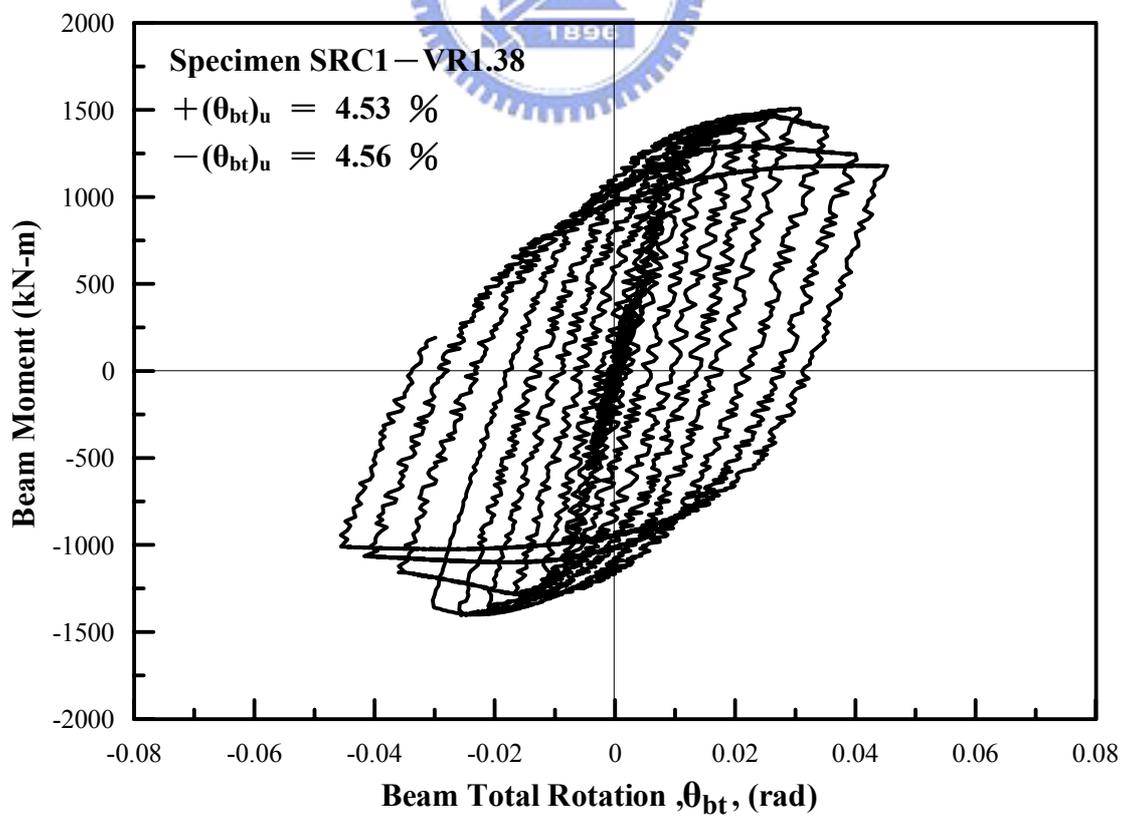


圖 4.18 試體 SRC1-VR1.38 梁彎矩與梁總轉角關係圖

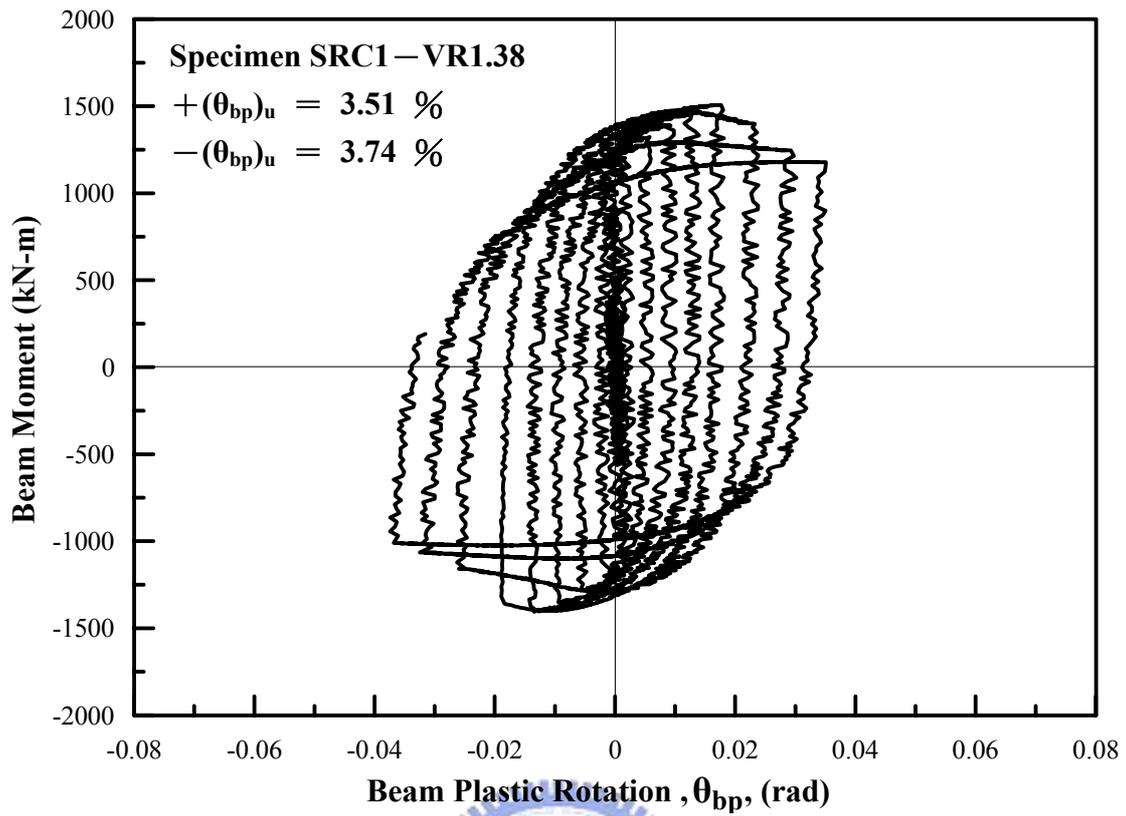


圖 4.19 試體 SRC1-VR1.38 梁彎矩與梁塑性轉角關係圖

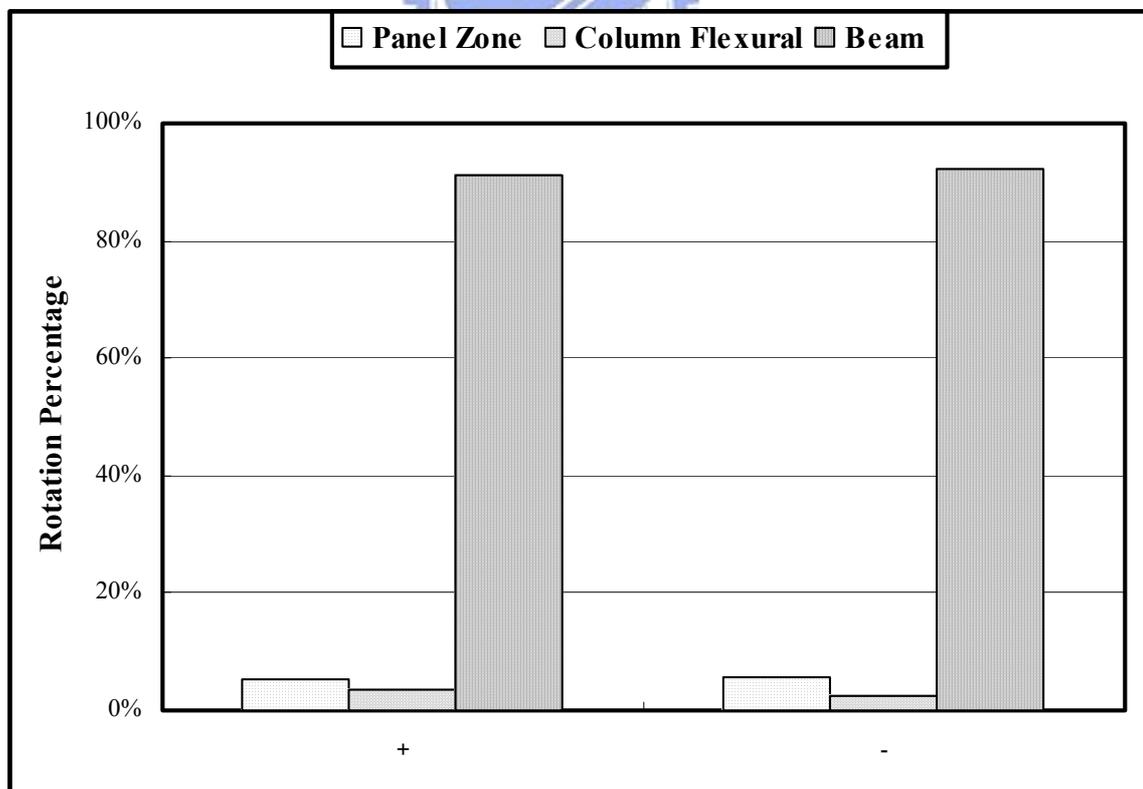


圖 4.20 試體 SRC1-VR1.38 達最大梁端彎矩時梁柱接頭總轉角之各轉角分量關係

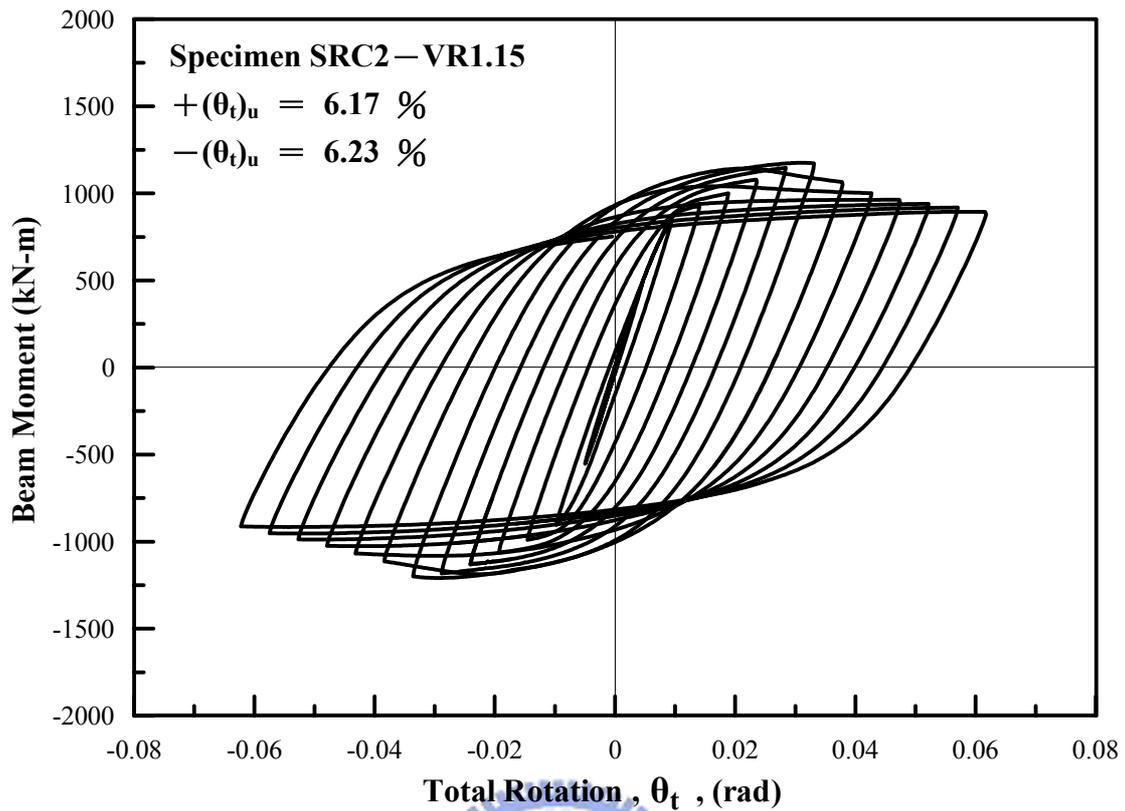


圖 4.21 試體 SRC2-VR1.15 梁彎矩與梁柱接頭總轉角關係圖

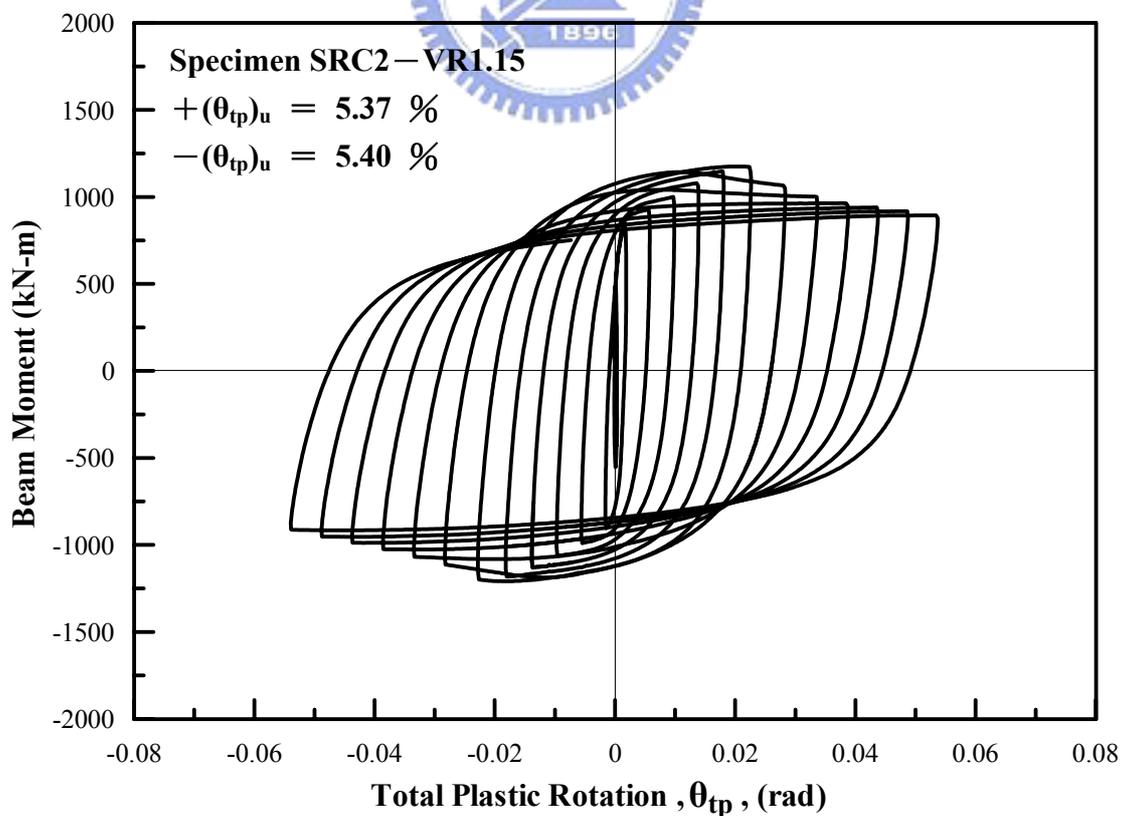


圖 4.22 試體 SRC2-VR1.15 梁彎矩與梁柱接頭總塑性轉角關係圖

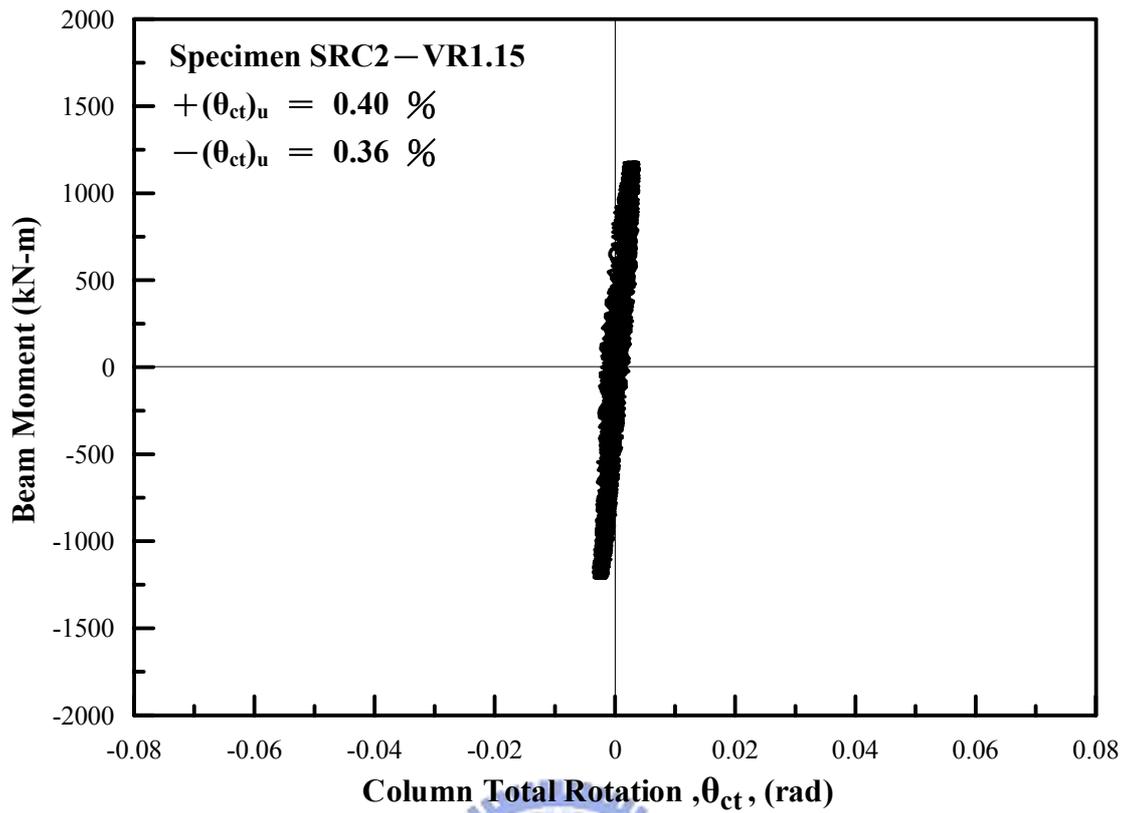


圖 4.23 試體 SRC2-VR1.15 梁彎矩與柱總轉角關係圖

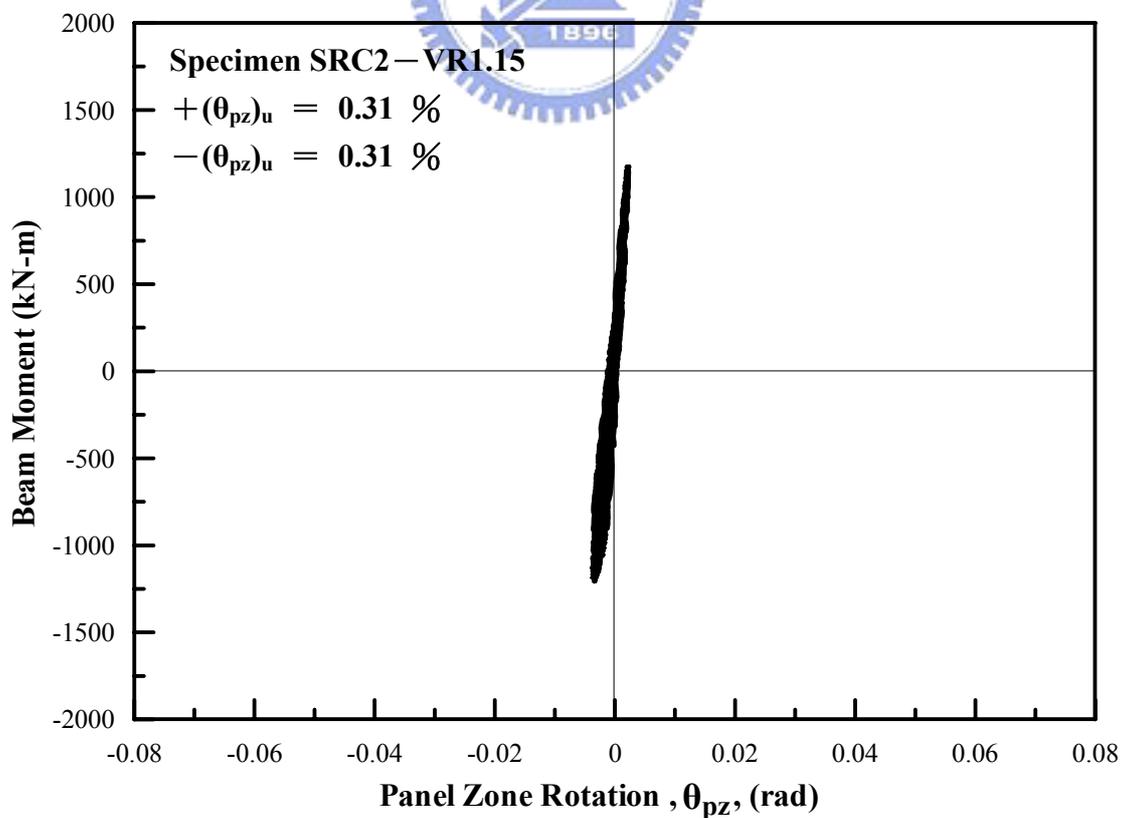


圖 4.24 試體 SRC2-VR1.15 梁彎矩與交會區轉角關係圖

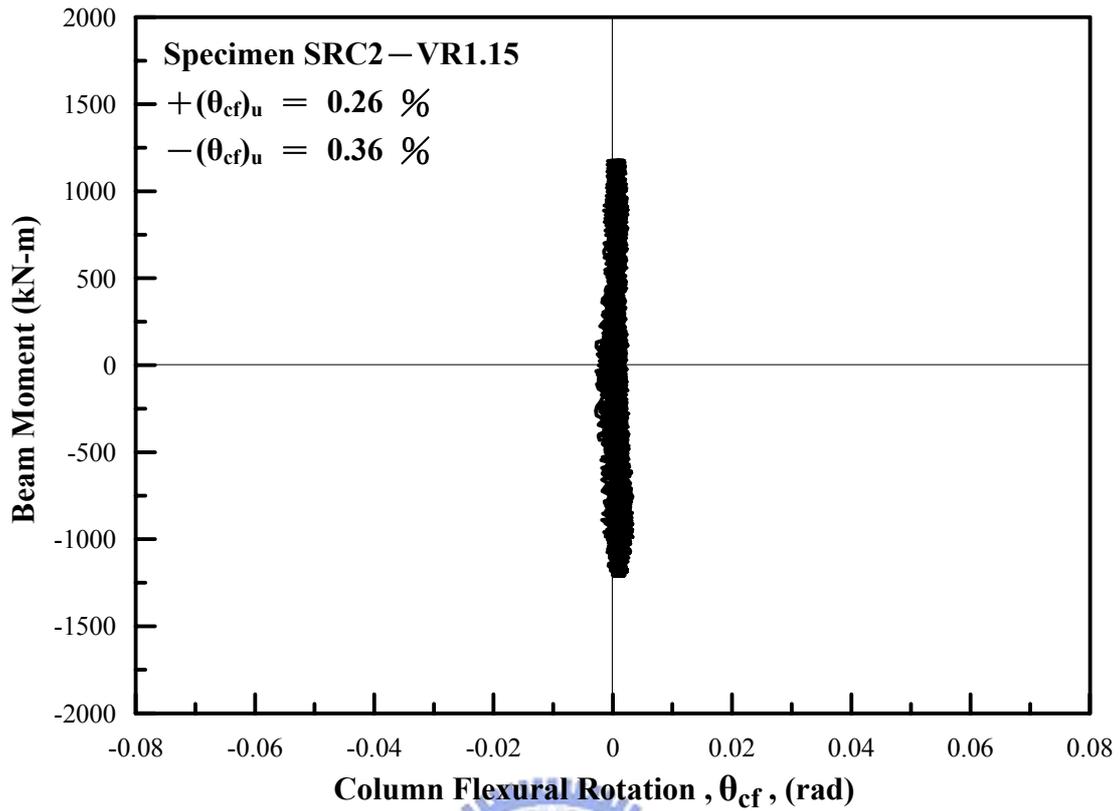


圖 4.25 試體 SRC2-VR1.15 梁彎矩與柱撓曲轉角關係圖

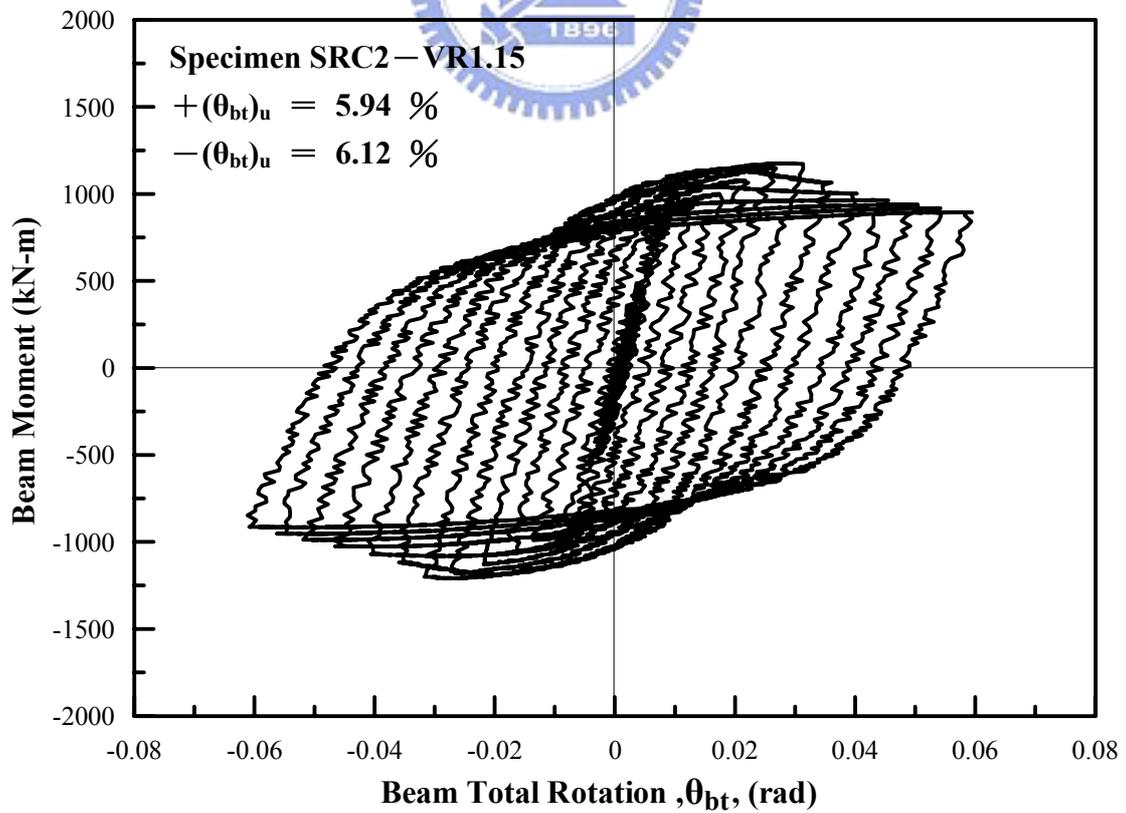


圖 4.26 試體 SRC2-VR1.15 梁彎矩與梁總轉角關係圖

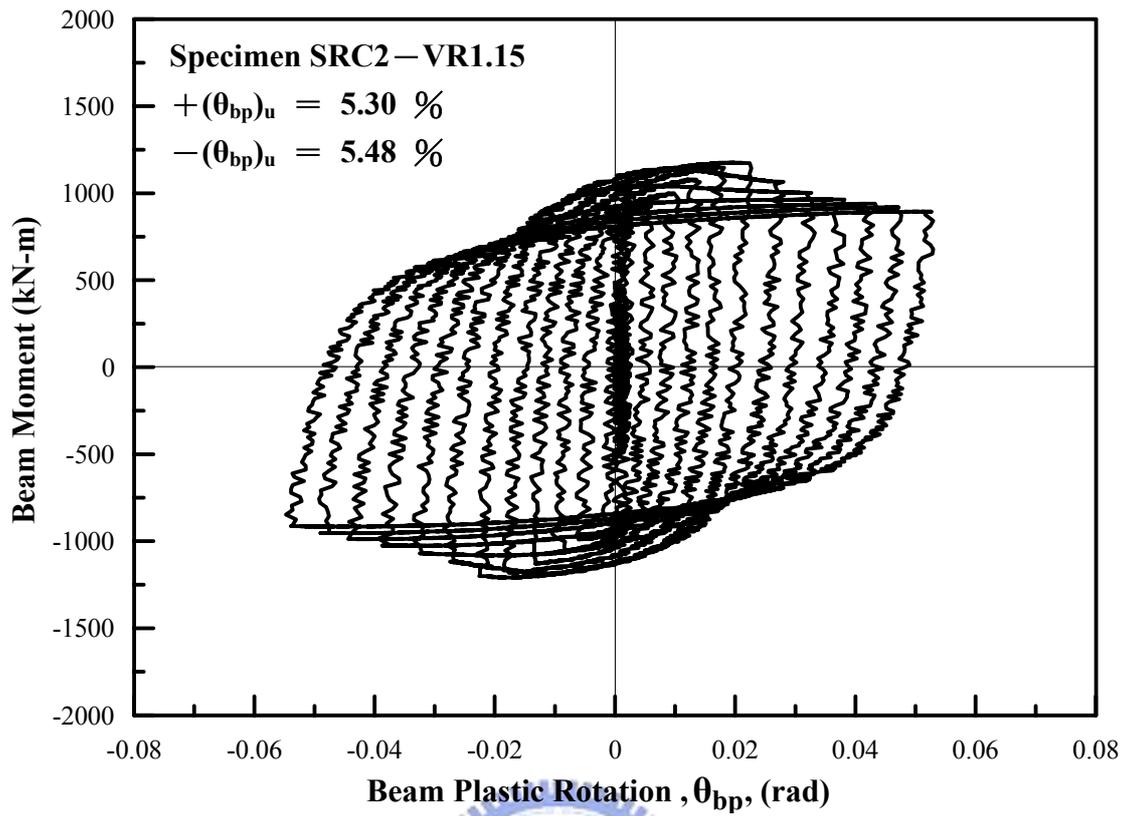


圖 4.27 試體 SRC2-VR1.15 梁彎矩與梁塑性轉角關係圖

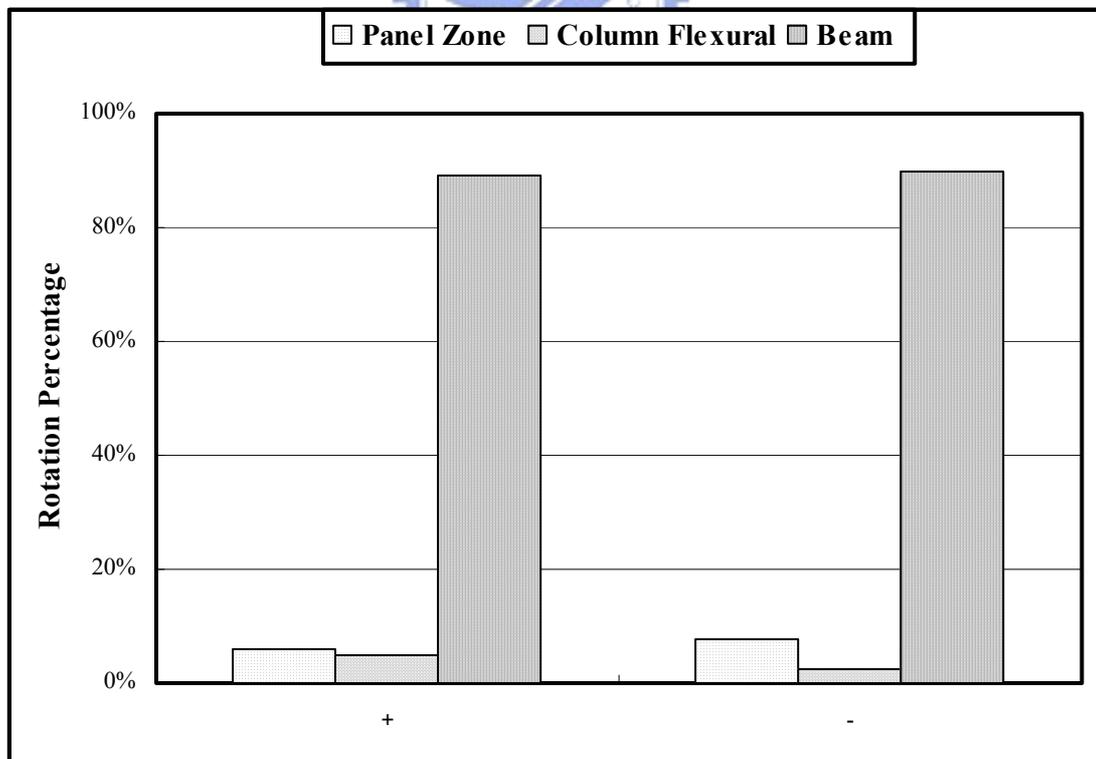


圖 4.28 試體 SRC2-VR1.15 達最大梁端彎矩時梁柱接頭總轉角之各轉角分量關係

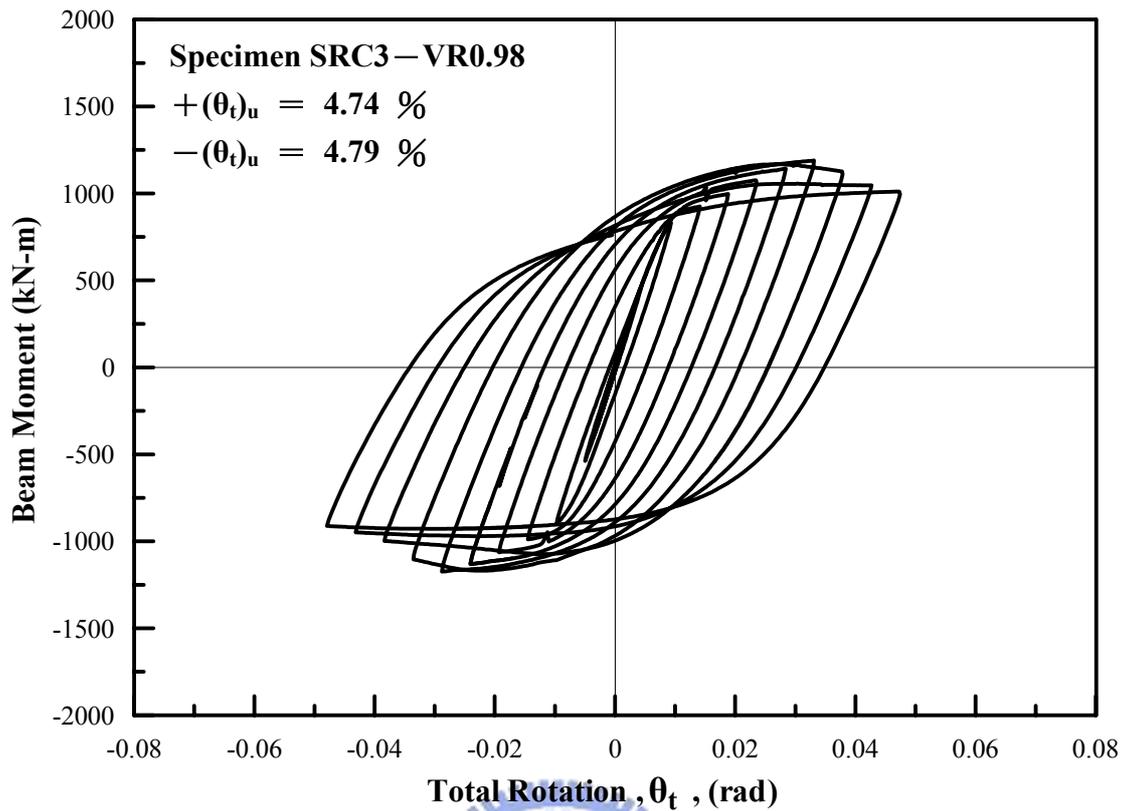


圖 4.29 試體 SRC3-VR0.98 梁彎矩與梁柱接頭總轉角關係圖

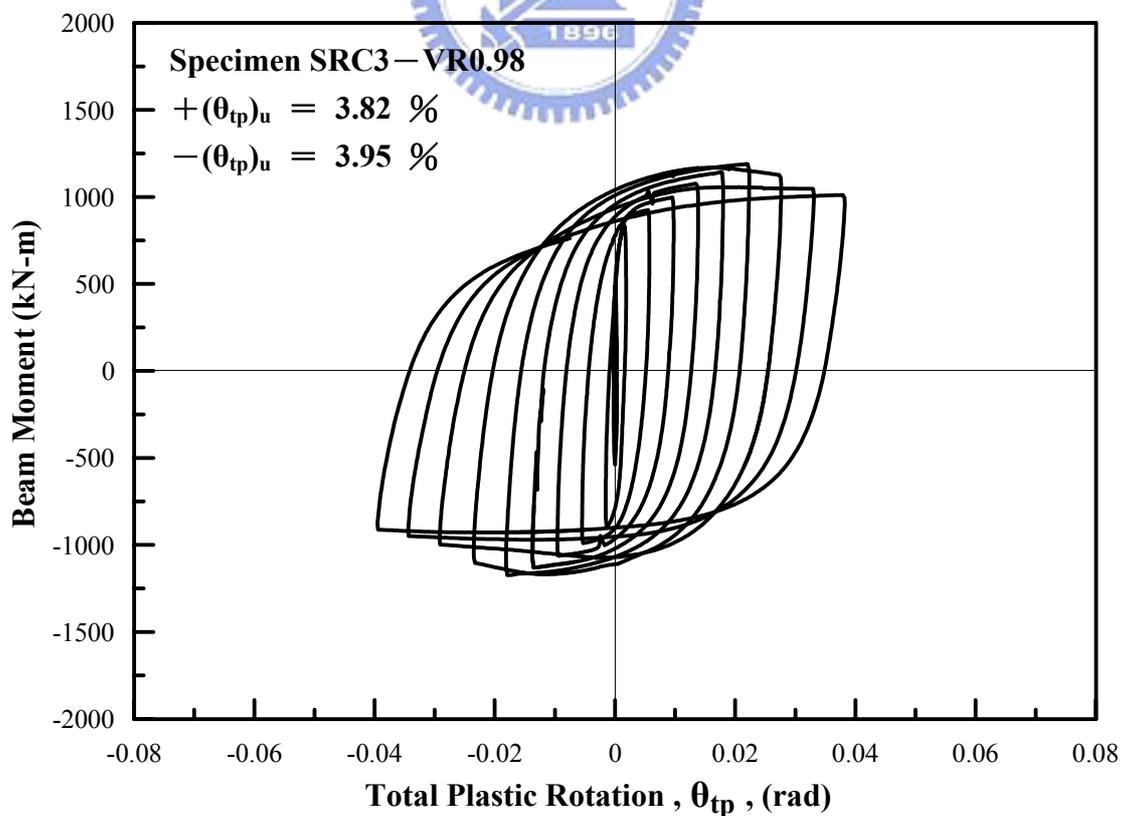


圖 4.30 試體 SRC3-VR0.98 梁彎矩與梁柱接頭總塑性轉角關係圖

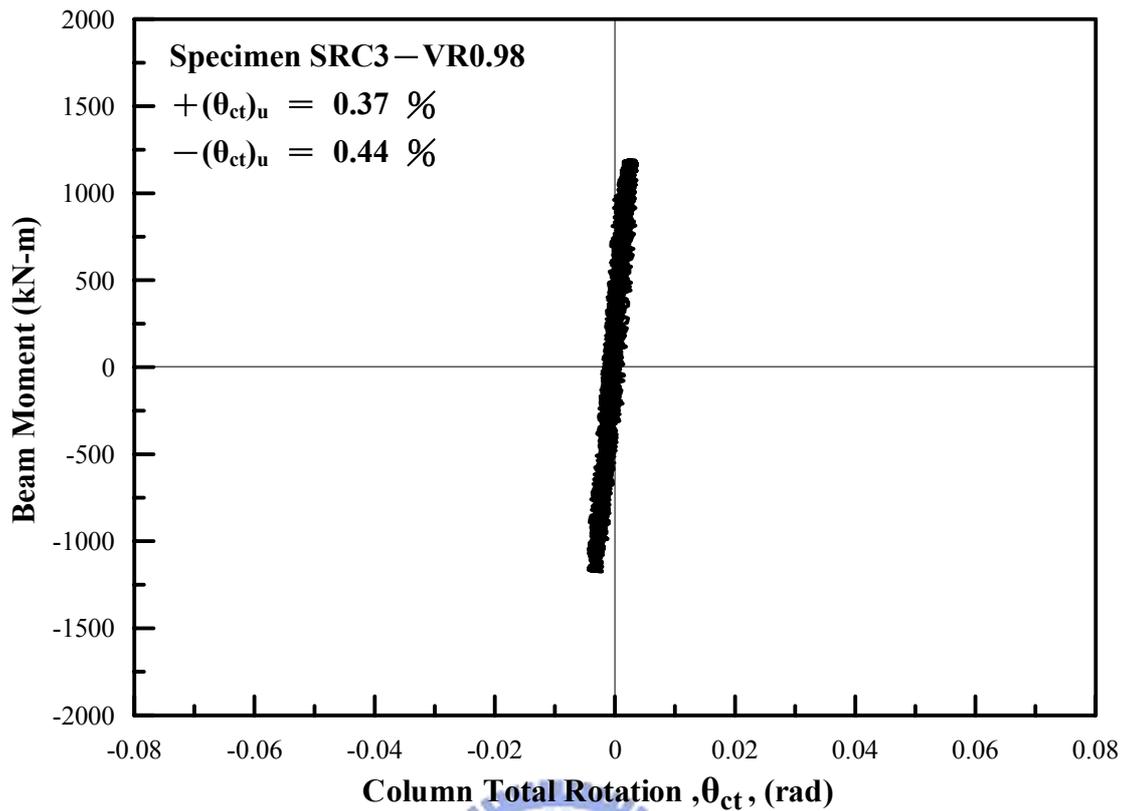


圖 4.31 試體 SRC3-VR0.98 梁彎矩與柱總轉角關係圖

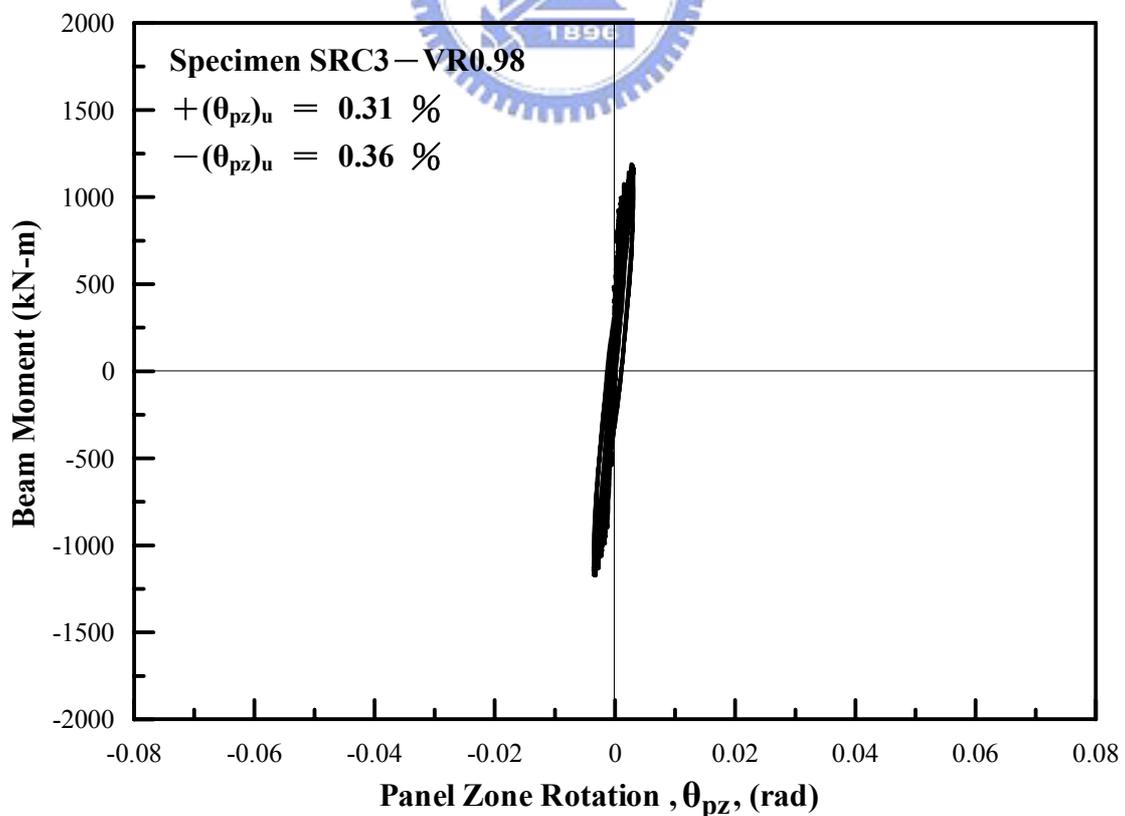


圖 4.32 試體 SRC3-VR0.98 梁彎矩與交會區轉角關係圖

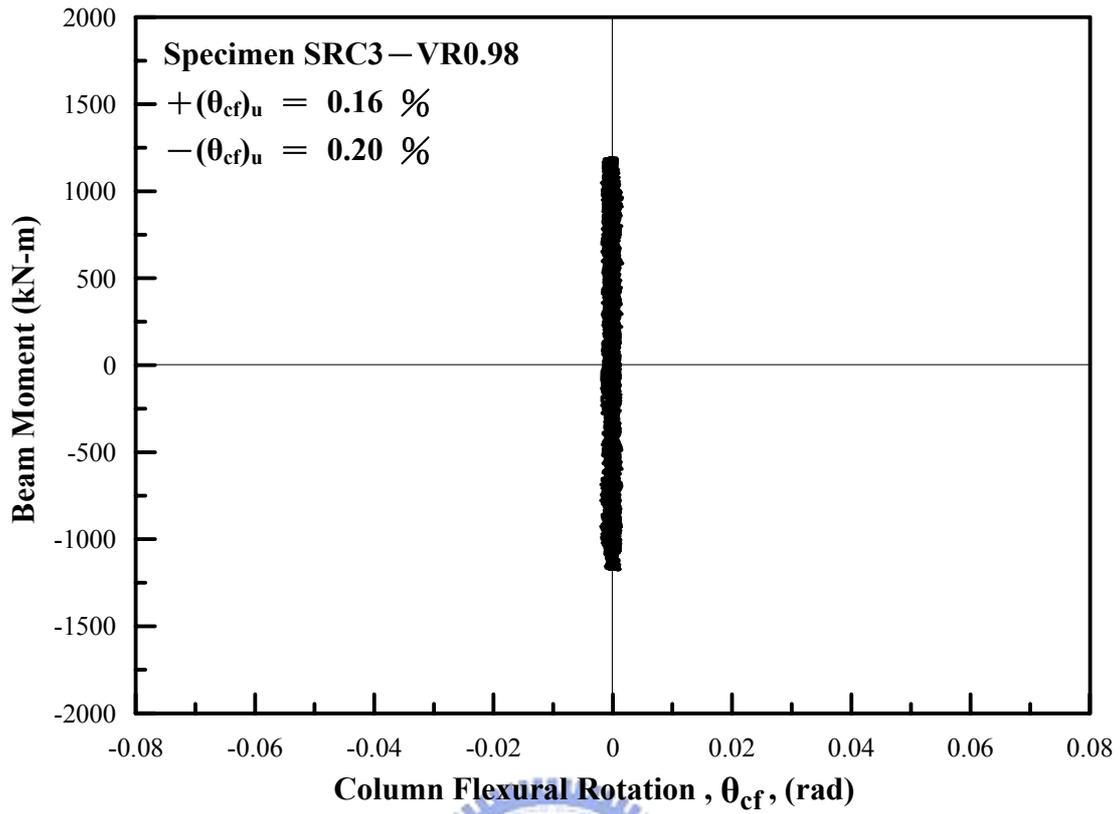


圖 4.33 試體 SRC3-VR0.98 梁彎矩與柱撓曲轉角關係圖

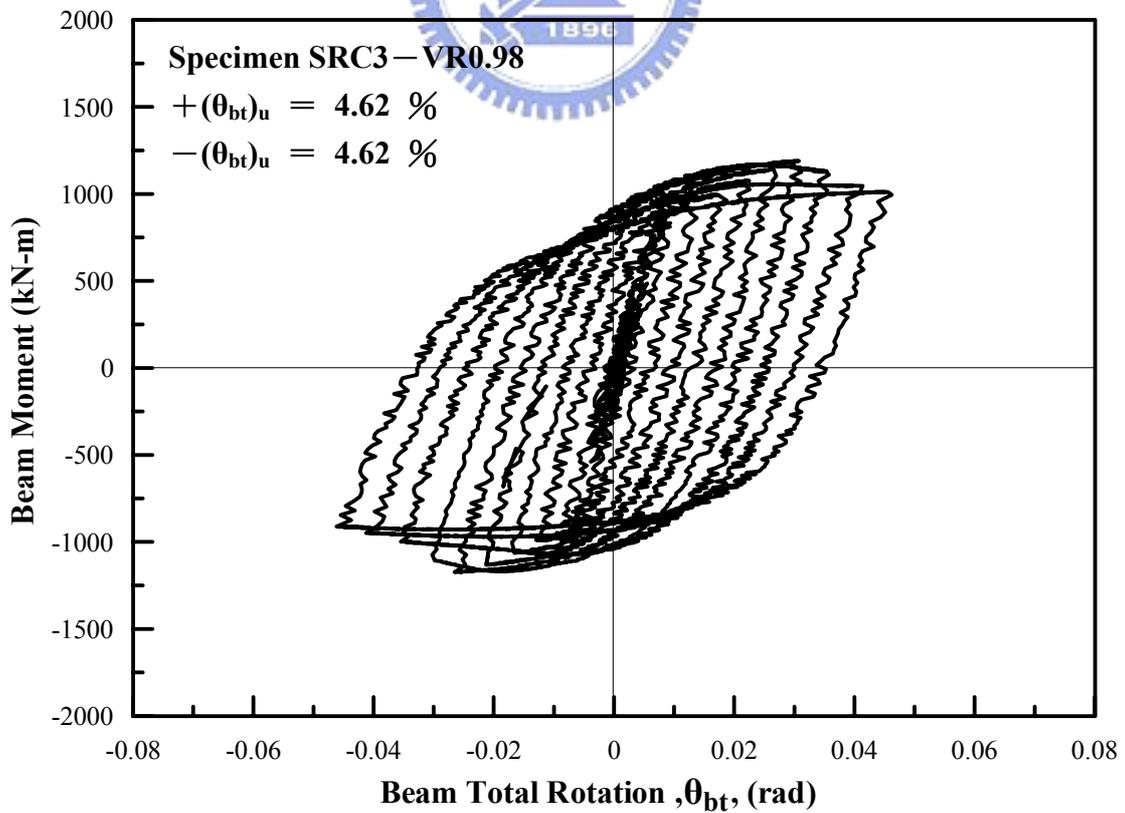


圖 4.34 試體 SRC3-VR0.98 梁彎矩與梁總轉角關係圖

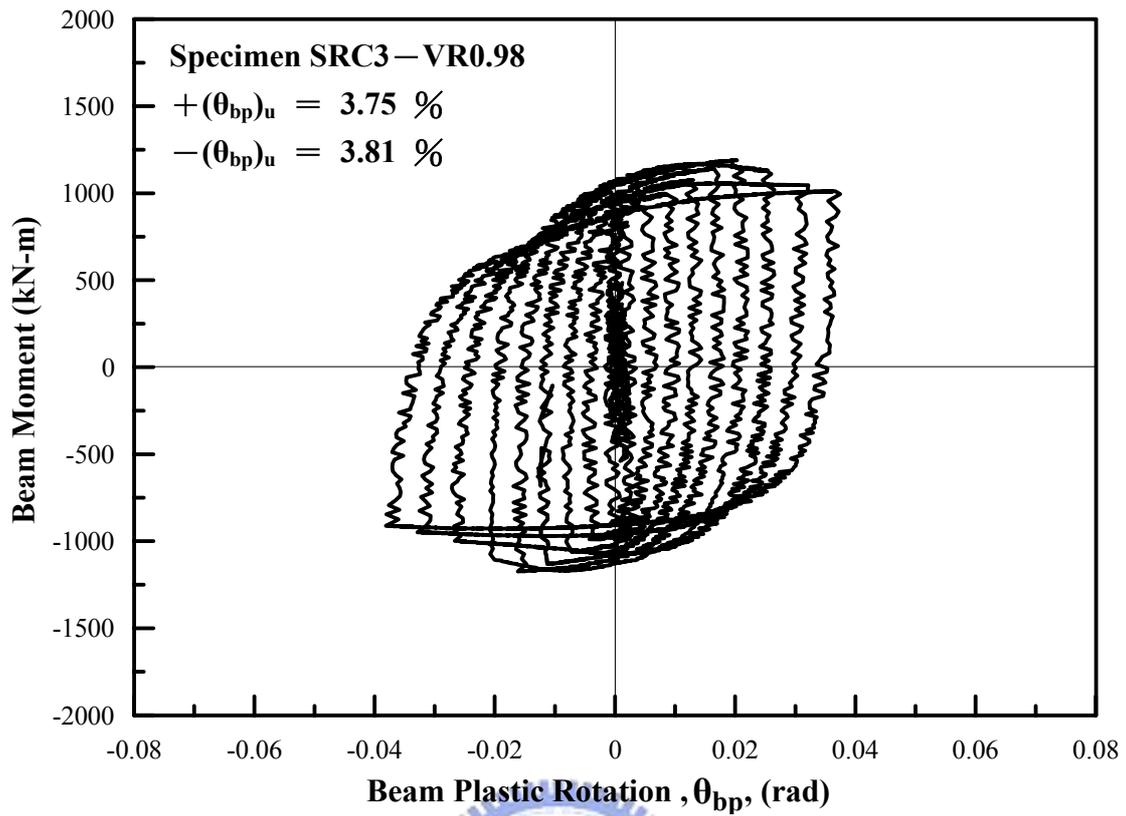


圖 4.35 試體 SRC3-VR0.98 梁彎矩與梁塑性變形轉角關係圖

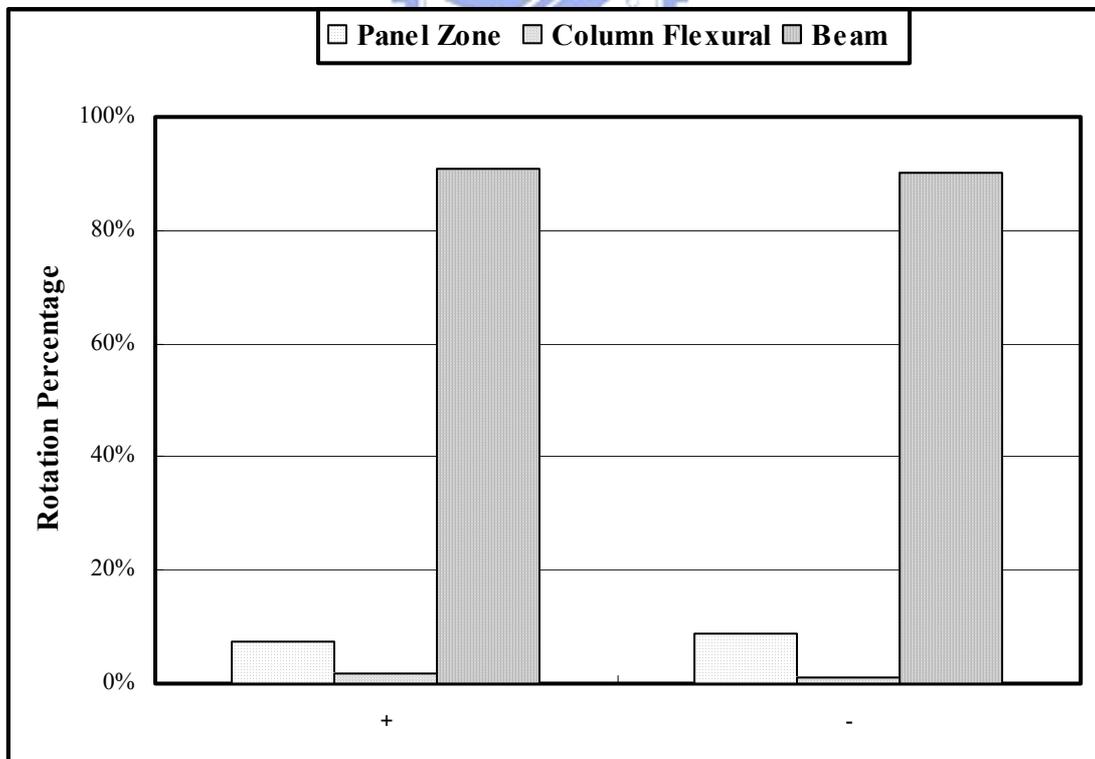


圖 4.36 試體 SRC3-VR0.98 達最大梁端彎矩時梁柱接頭總轉角之各轉角分量關係

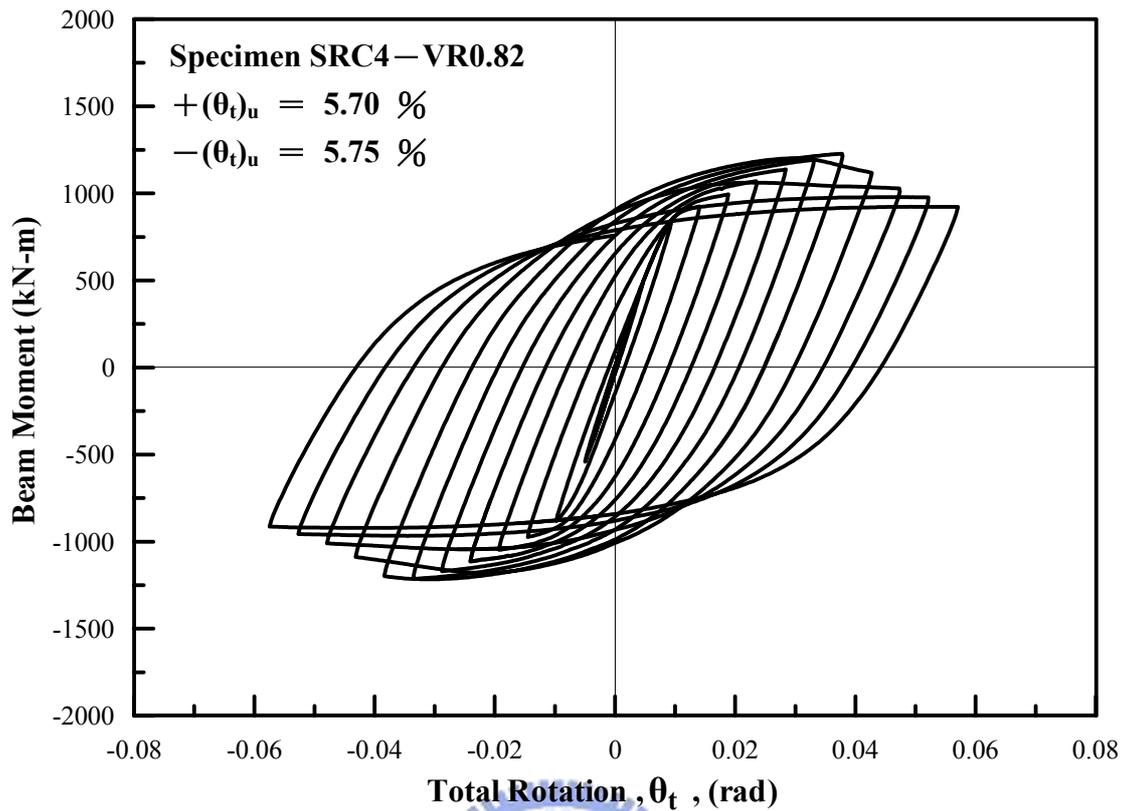


圖 4.37 試體 SRC4-VR0.82 梁彎矩與梁柱接頭總轉角關係圖

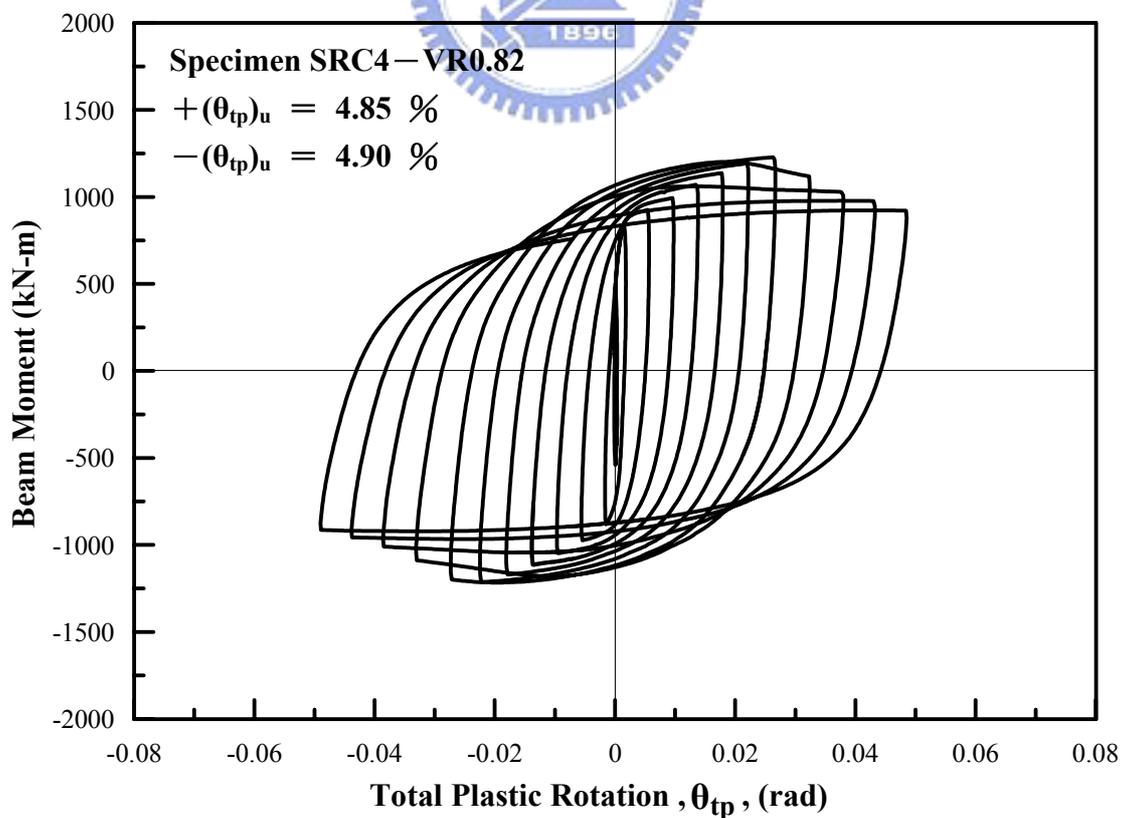


圖 4.38 試體 SRC4-VR0.82 梁彎矩與梁柱接頭總塑性轉角關係圖

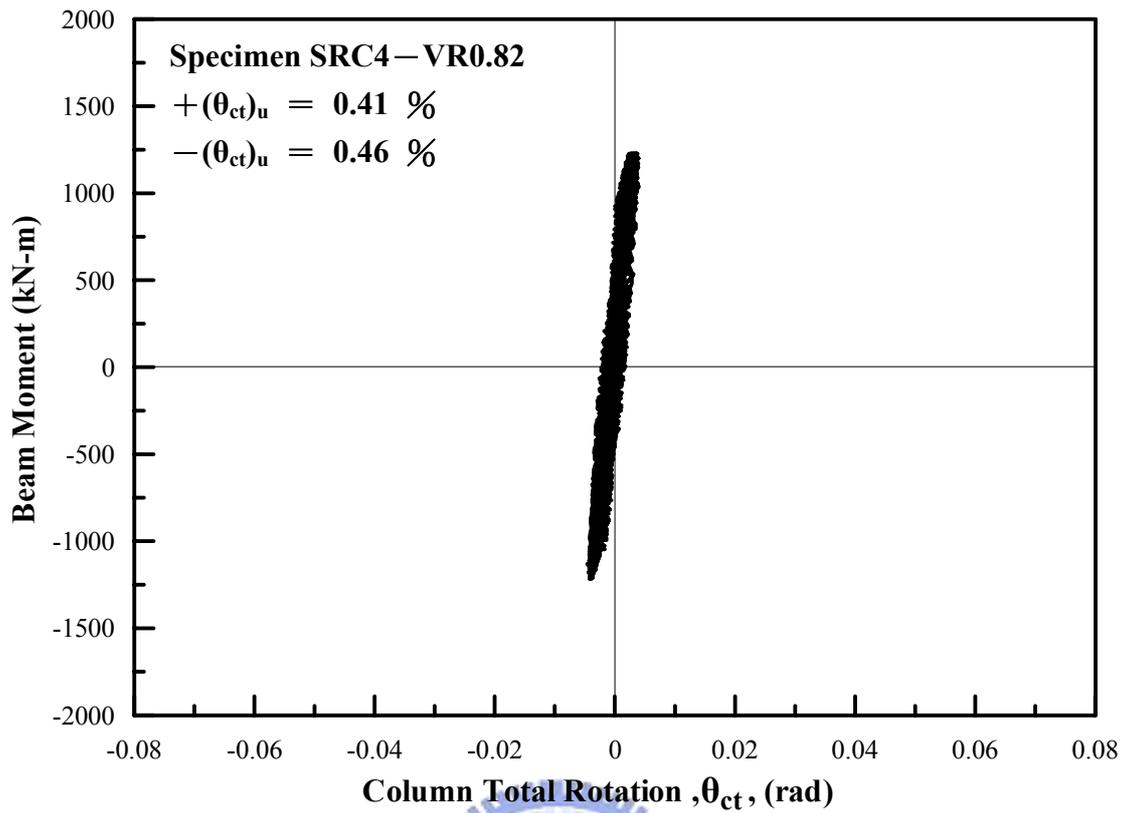


圖 4.39 試體 SRC4-VR0.82 梁彎矩與柱總轉角關係圖

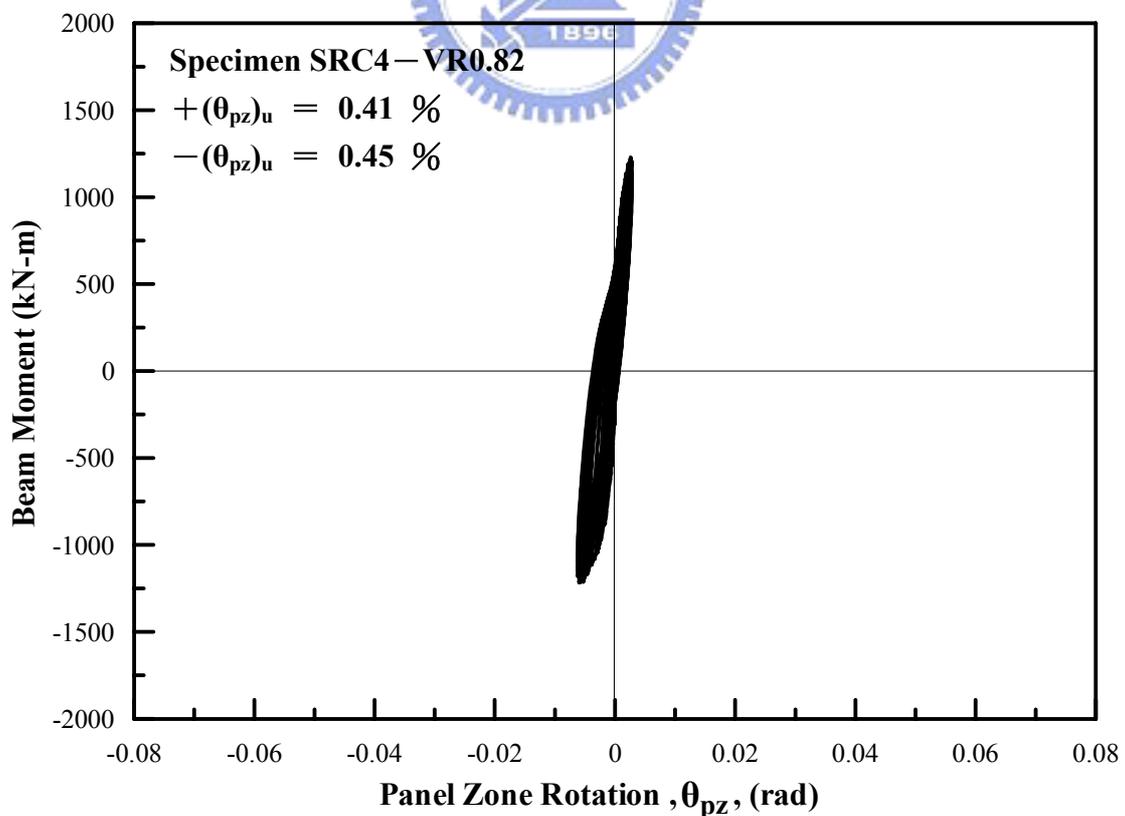


圖 4.40 試體 SRC4-VR0.82 梁彎矩與交會區轉角關係圖

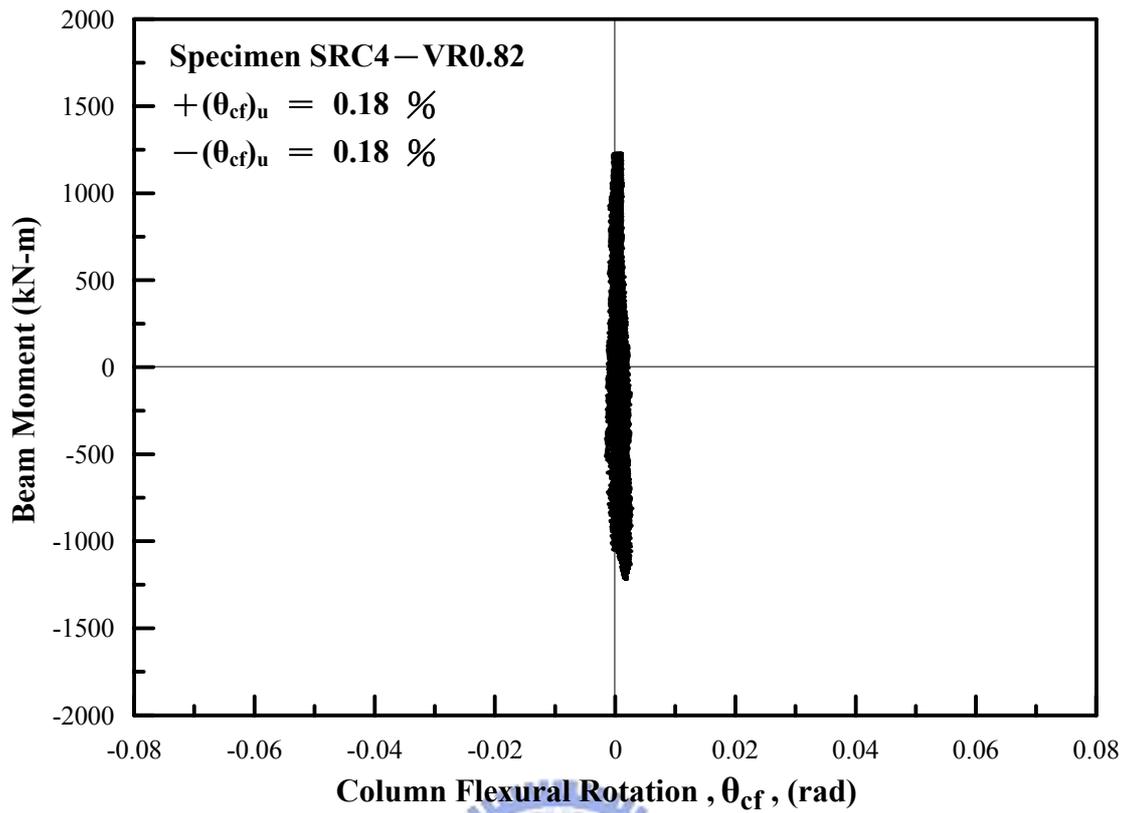


圖 4.41 試體 SRC4-VR0.82 梁彎矩與柱撓曲轉角關係圖

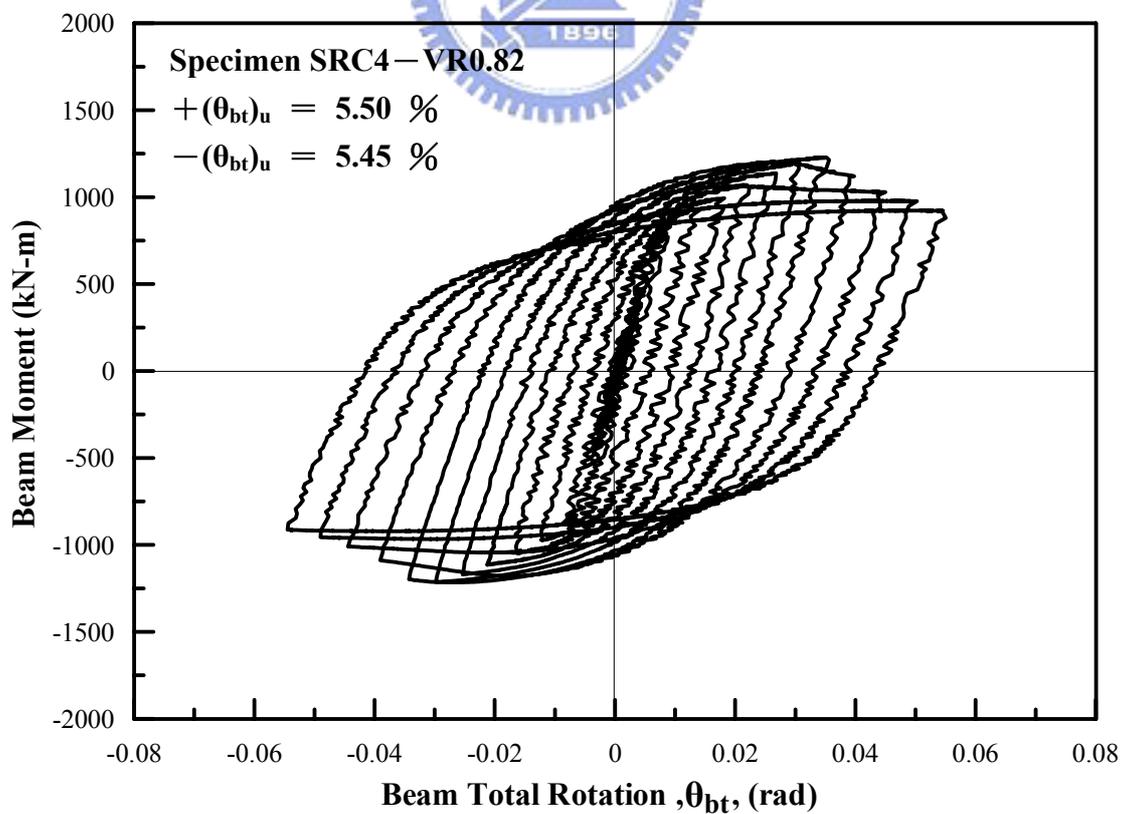


圖 4.42 試體 SRC4-VR0.82 梁彎矩與梁總轉角關係圖

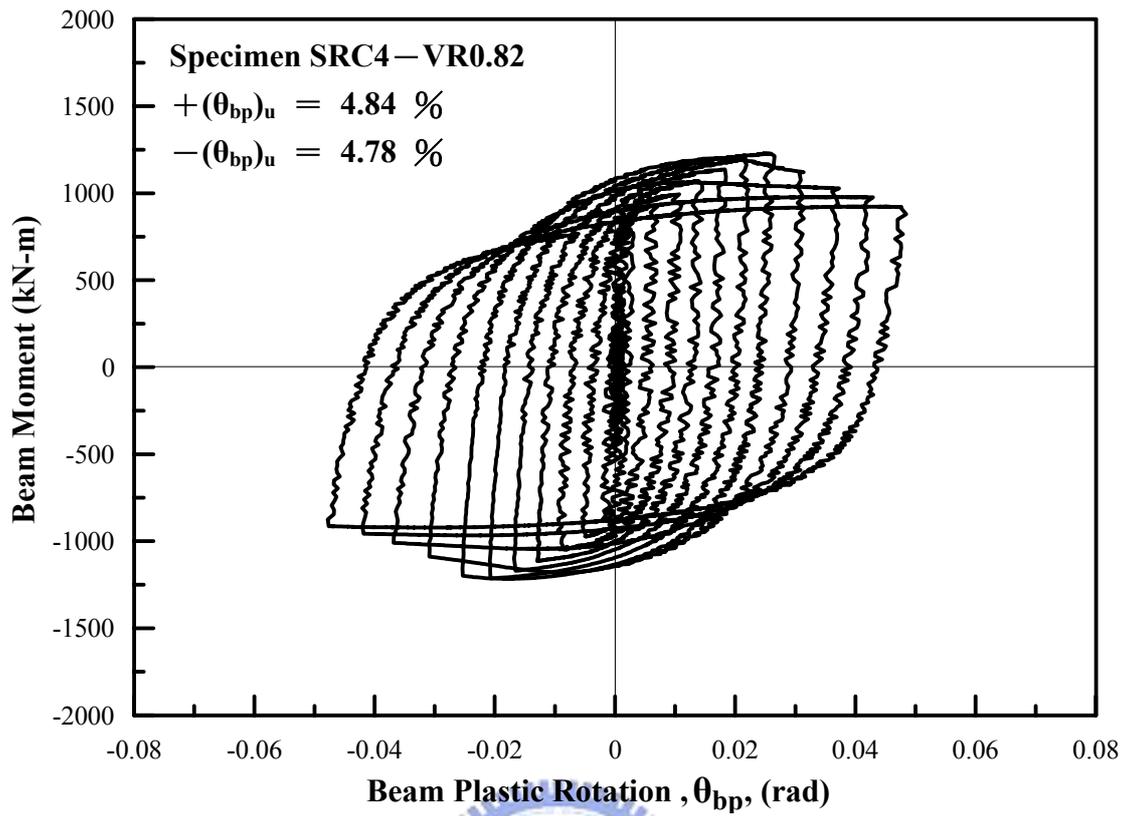


圖 4.43 試體 SRC4-VR0.82 梁彎矩與梁塑性轉角關係圖

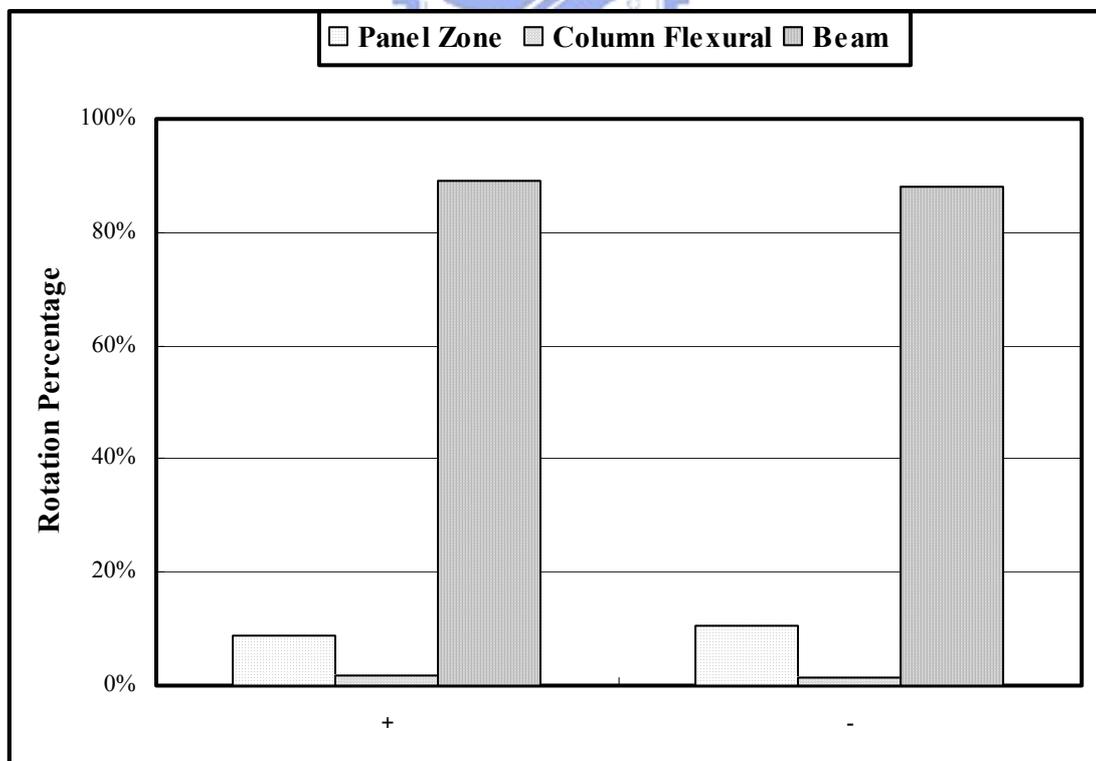


圖 4.44 試體 SRC4-VR0.82 達最大梁端彎矩時梁柱接頭總轉角之各轉角分量關係

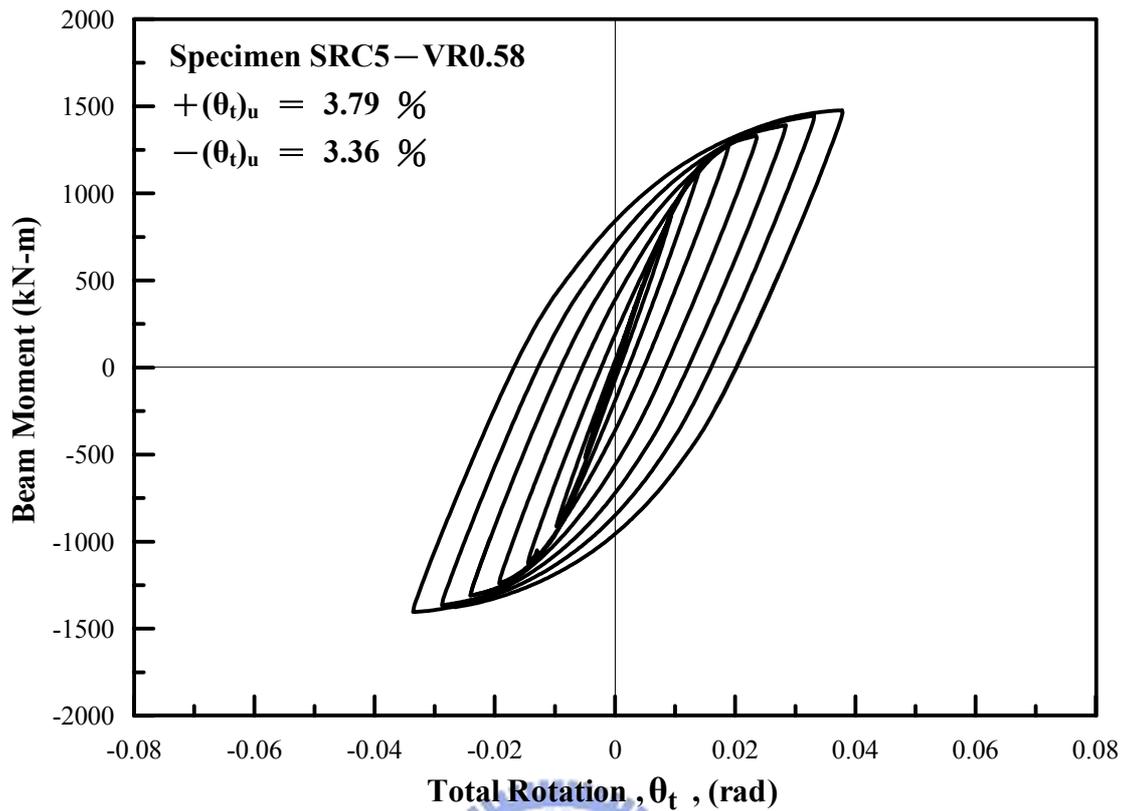


圖 4.45 試體 SRC5-VR0.58 梁彎矩與梁柱接頭總轉角關係圖

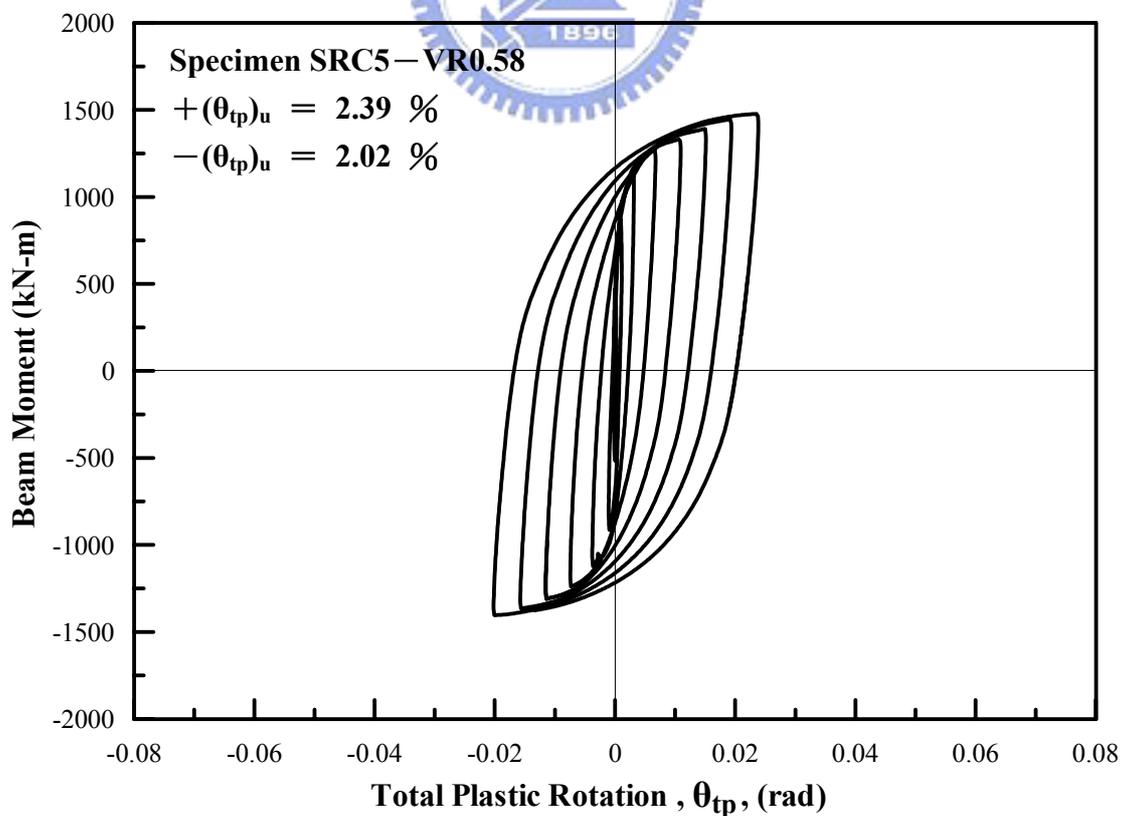


圖 4.46 試體 SRC5-VR0.58 梁彎矩與梁柱接頭總塑性轉角關係圖

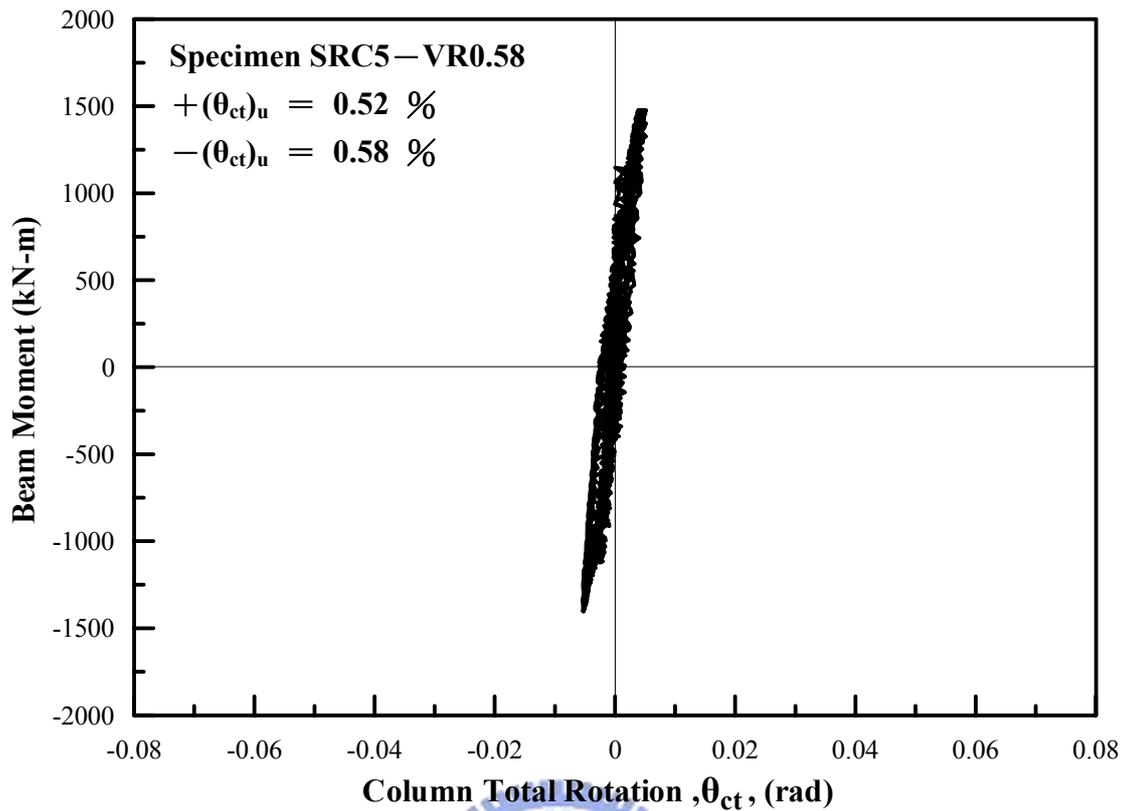


圖 4.47 試體 SRC5-VR0.58 梁彎矩與柱總轉角關係圖

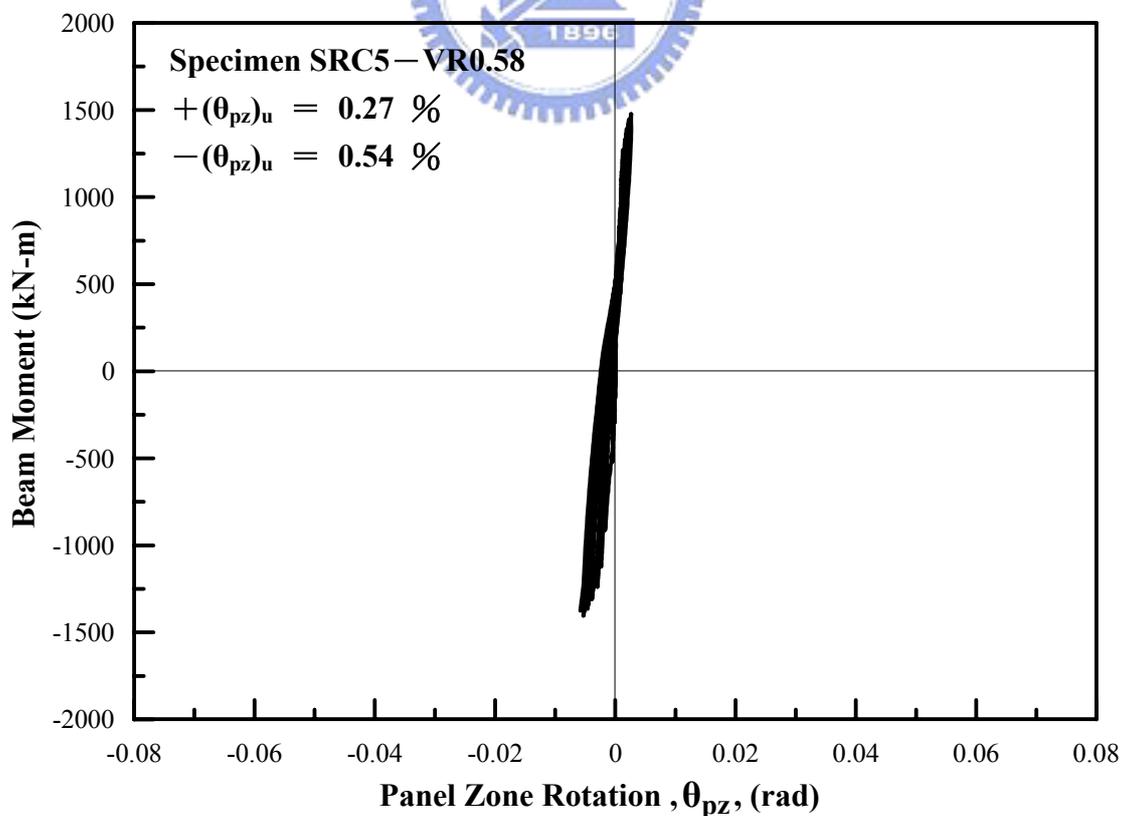


圖 4.48 試體 SRC5-VR0.58 梁彎矩與交會區轉角關係圖

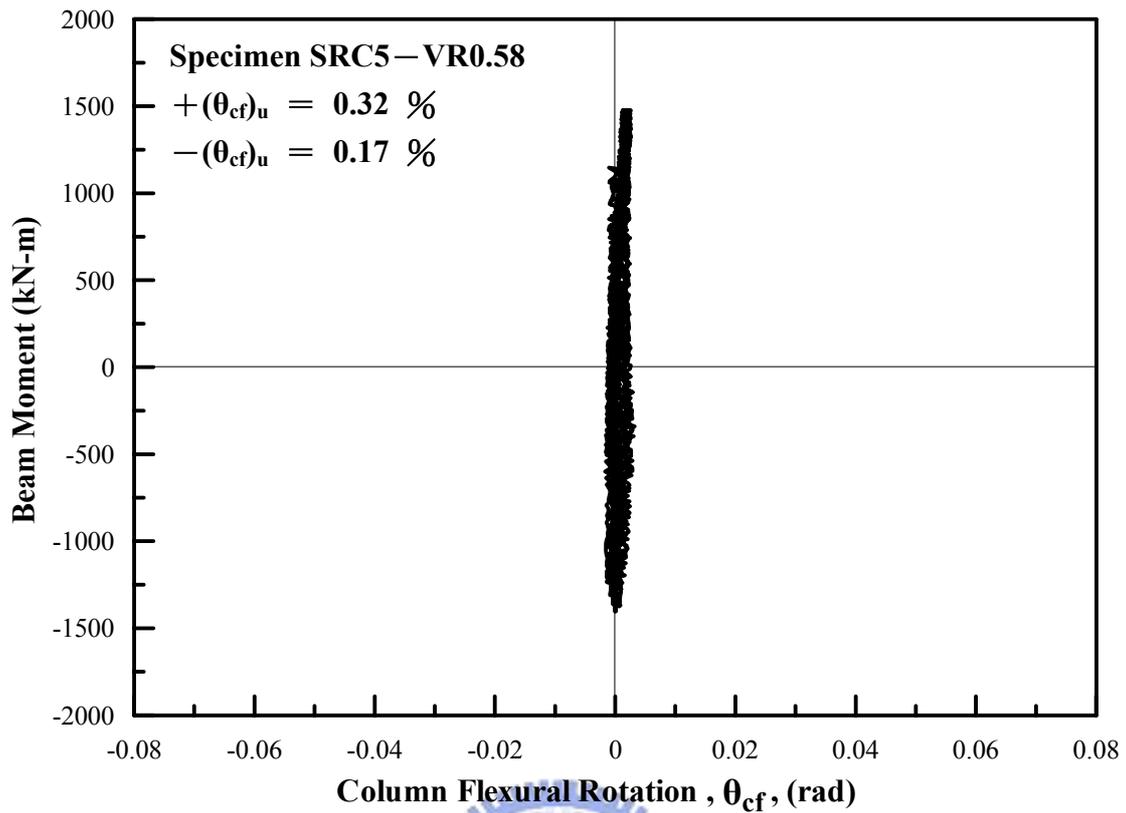


圖 4.49 試體 SRC5-VR0.58 梁彎矩與柱撓曲轉角關係圖

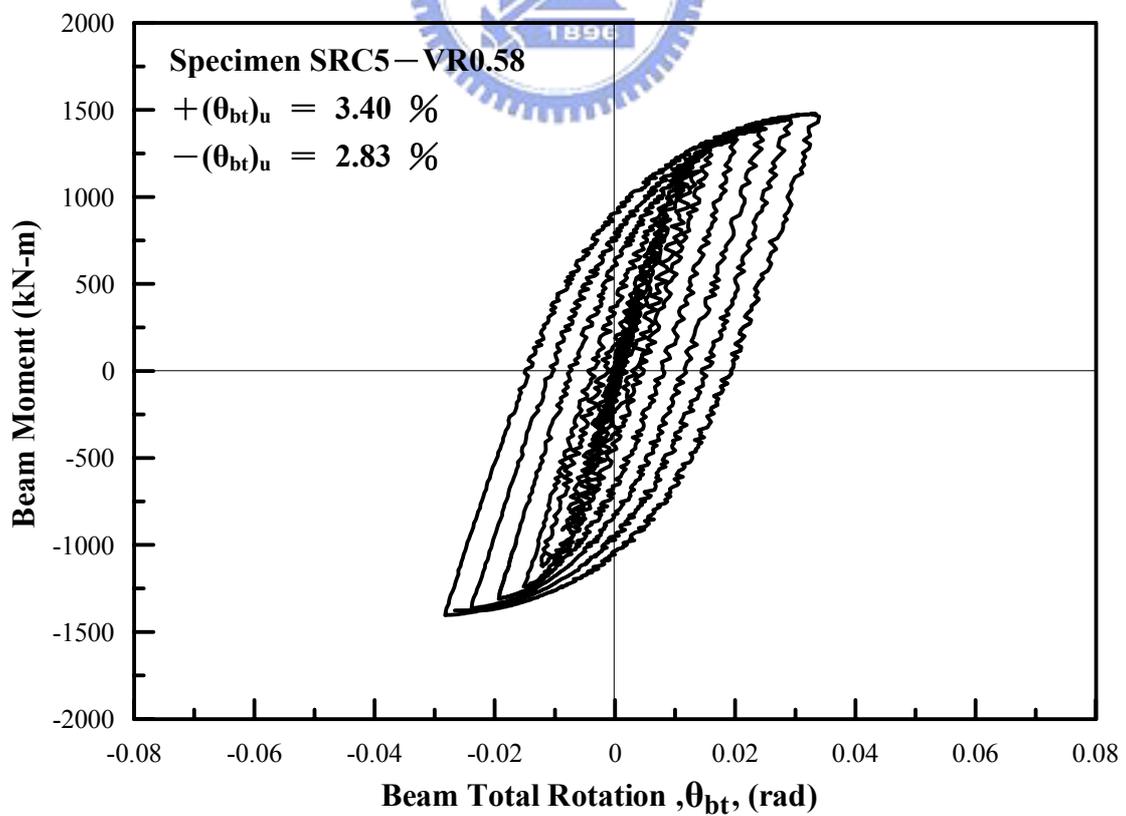


圖 4.50 試體 SRC5-VR0.58 梁彎矩與梁總轉角關係圖

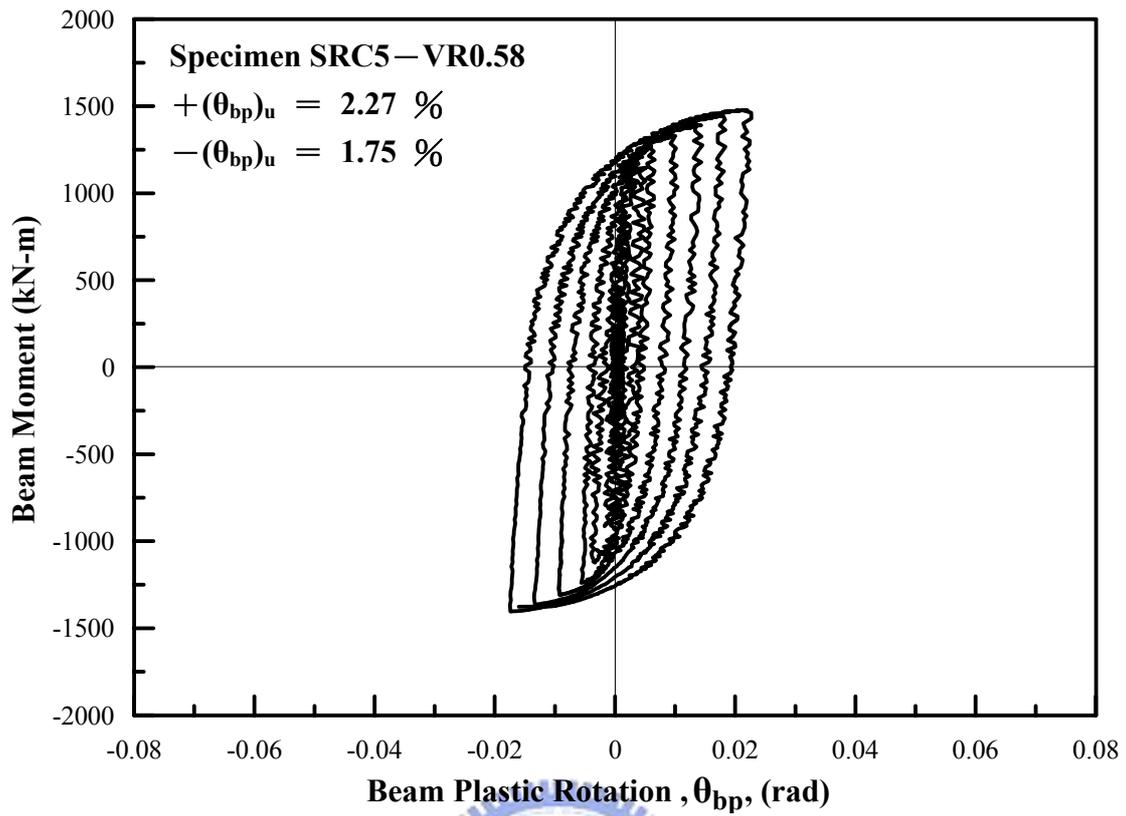


圖 4.51 試體 SRC5-VR0.58 梁彎矩與梁塑性轉角關係圖

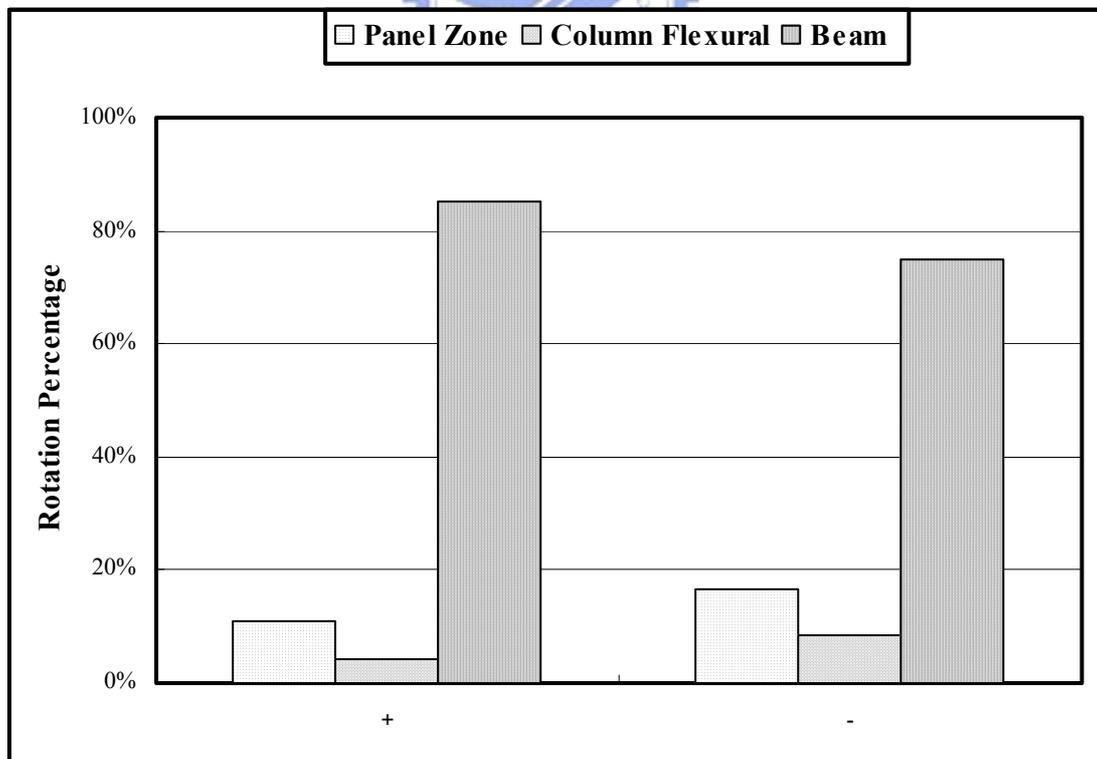
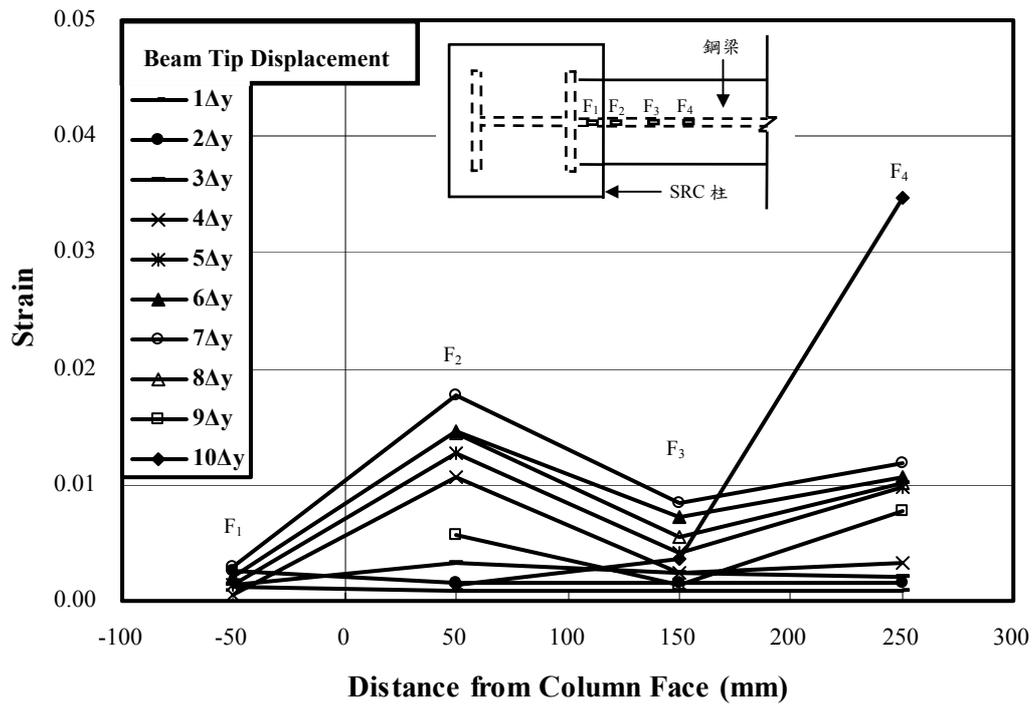
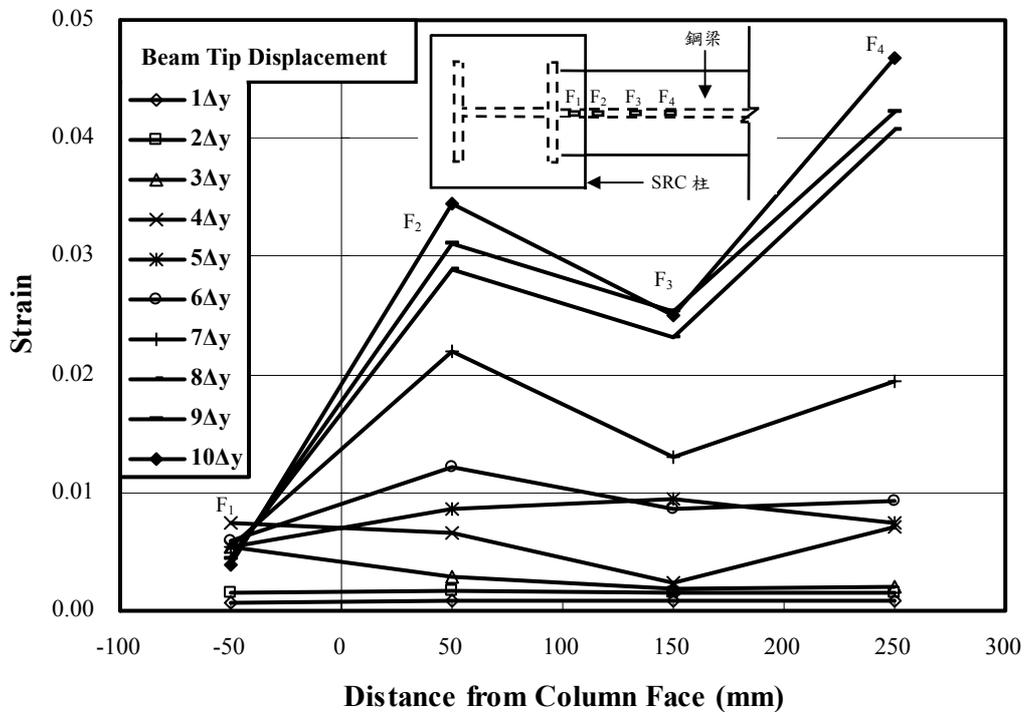


圖 4.52 試體 SRC5-VR0.58 達最大梁端彎矩時梁柱接頭總轉角之各轉角分量關係

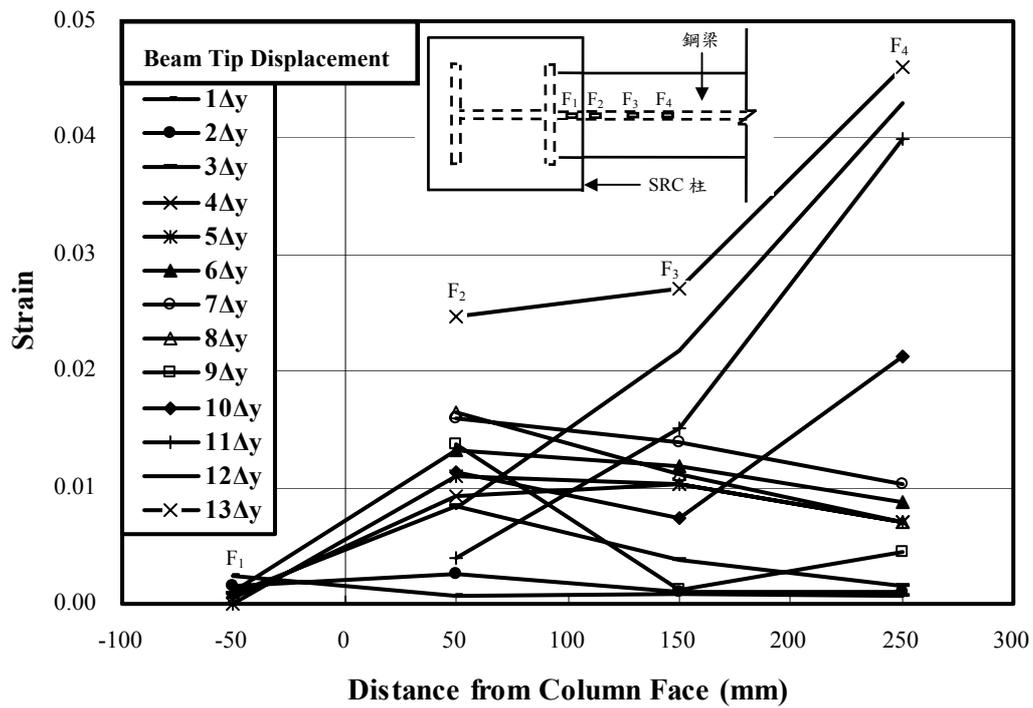


(a) 試體 SRC1-VR1.38 鋼梁翼板受拉時之應變趨勢

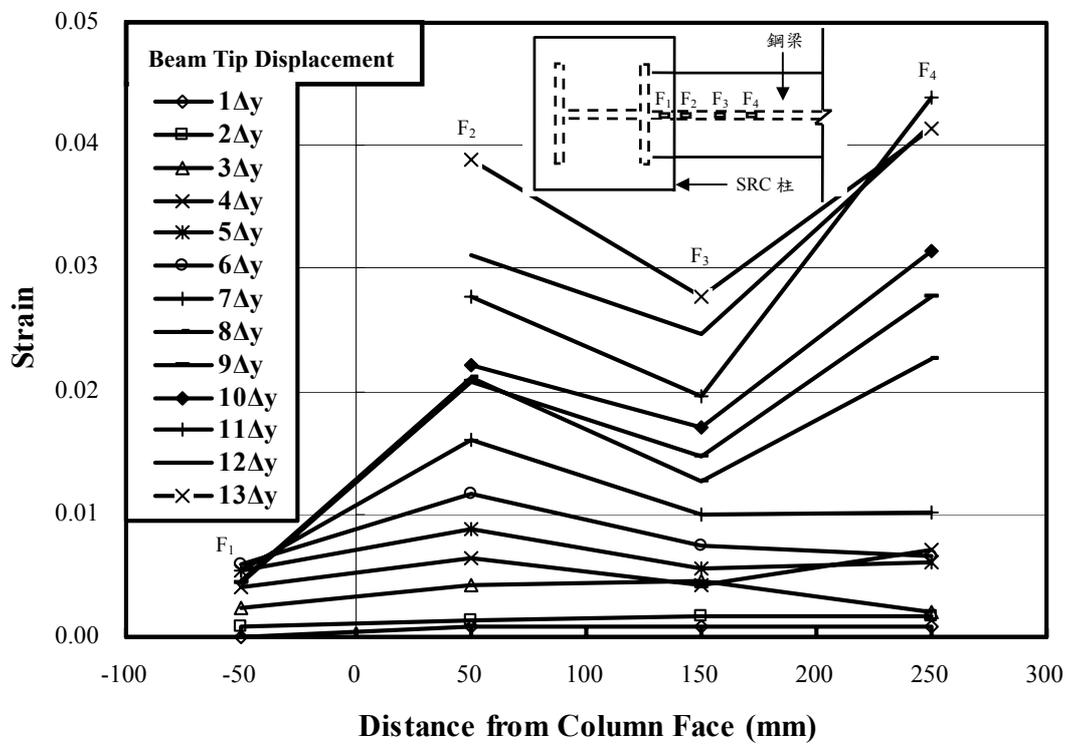


(b) 試體 SRC1-VR1.38 鋼梁翼板受壓時之應變趨勢

圖 4.53 試體 SRC1-VR1.38 鋼梁翼板受力應變情形

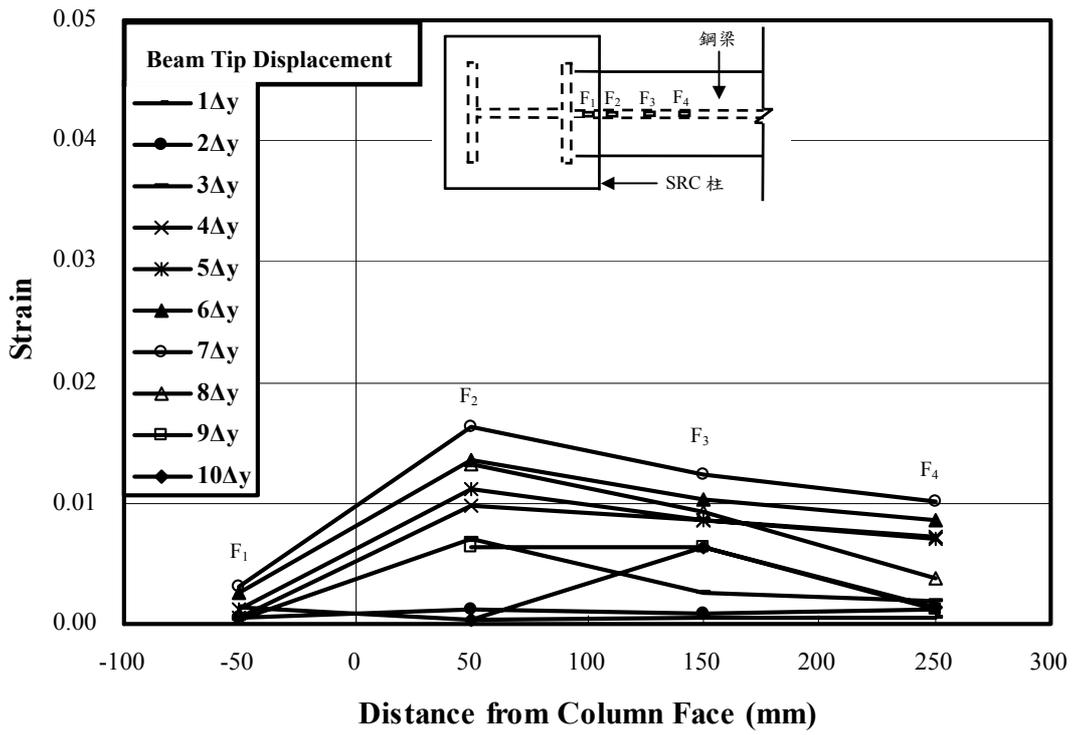


(a) 試體 SRC2-VR1.15 鋼梁翼板受拉時之應變趨勢

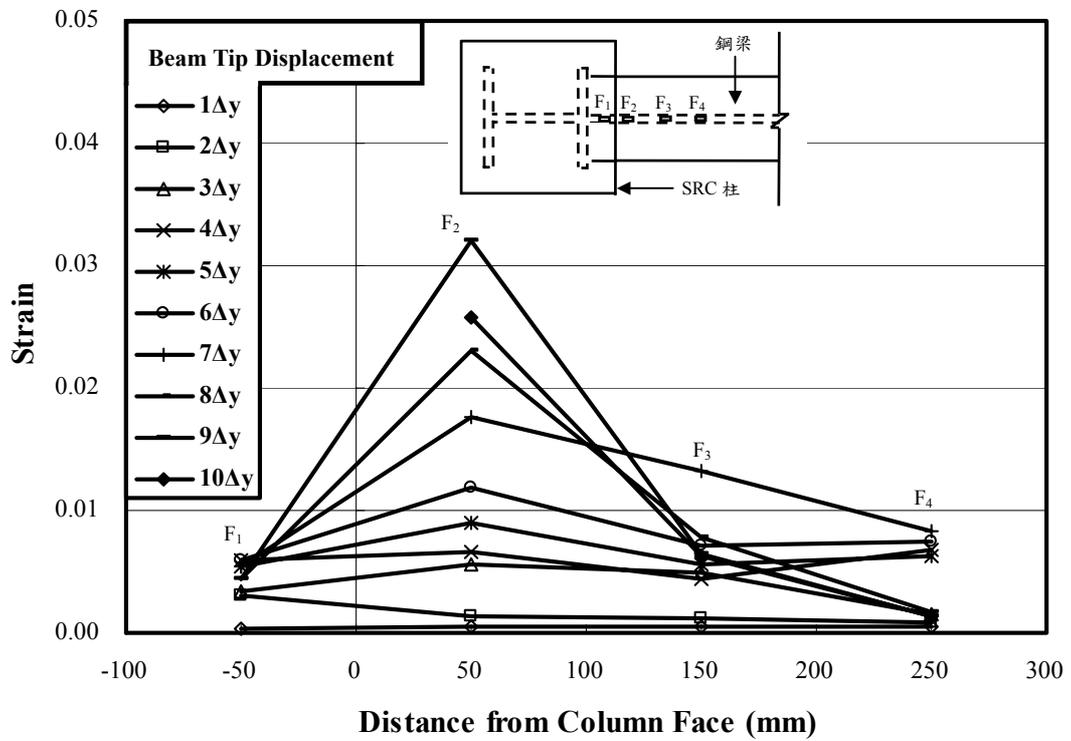


(b) 試體 SRC2-VR1.15 鋼梁翼板受壓時之應變趨勢

圖 4.54 試體 SRC2-VR1.15 鋼梁翼板受力應變情形

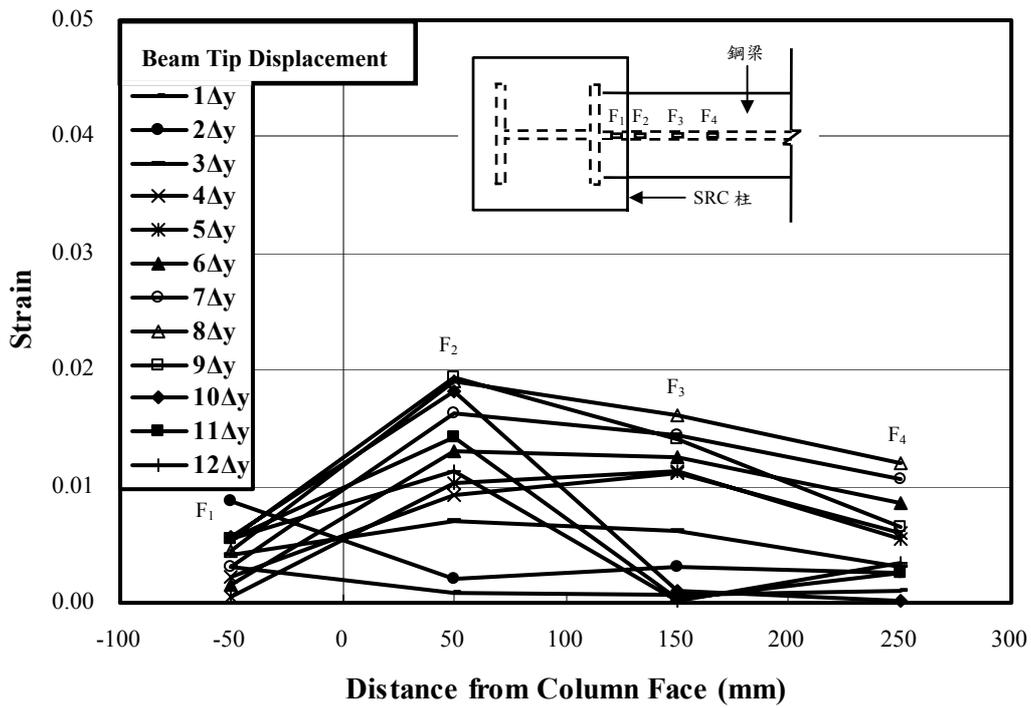


(a) 試體 SRC3-VR0.98 鋼梁翼板受拉時之應變趨勢

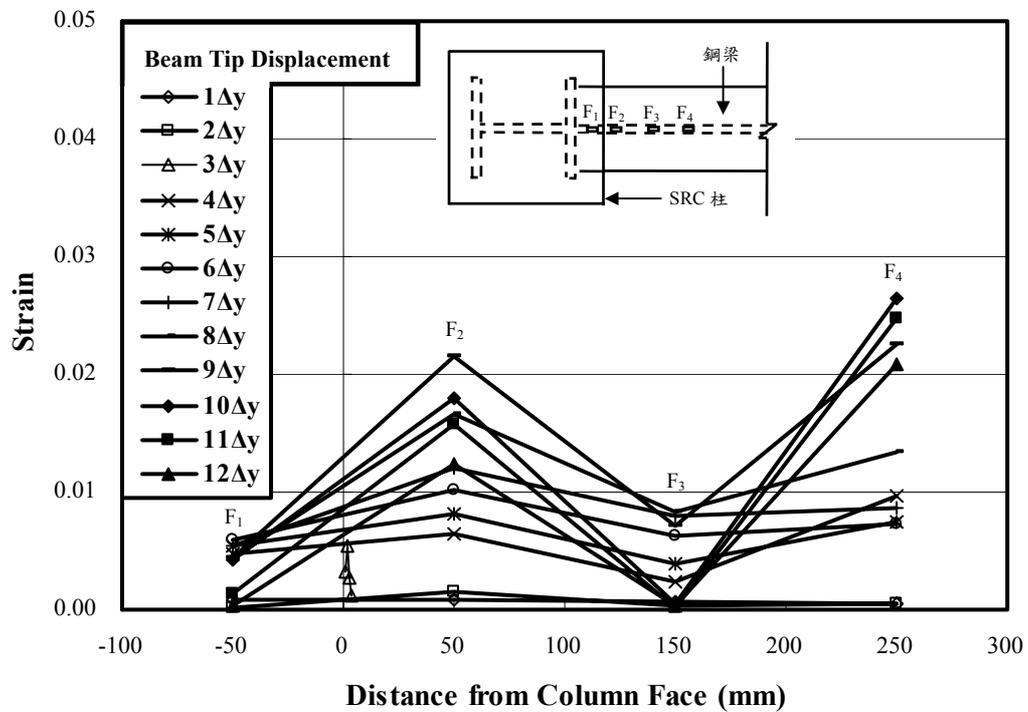


(b) 試體 SRC3-VR0.98 鋼梁翼板受壓時之應變趨勢

圖 4.55 試體 SRC3-VR0.98 鋼梁翼板受力應變情形



(a) 試體 SRC4-VR0.82 鋼梁翼板受拉時之應變趨勢



(b) 試體 SRC4-VR0.82 鋼梁翼板受壓時之應變趨勢

圖 4.56 試體 SRC4-VR0.82 鋼梁翼板受力應變情形

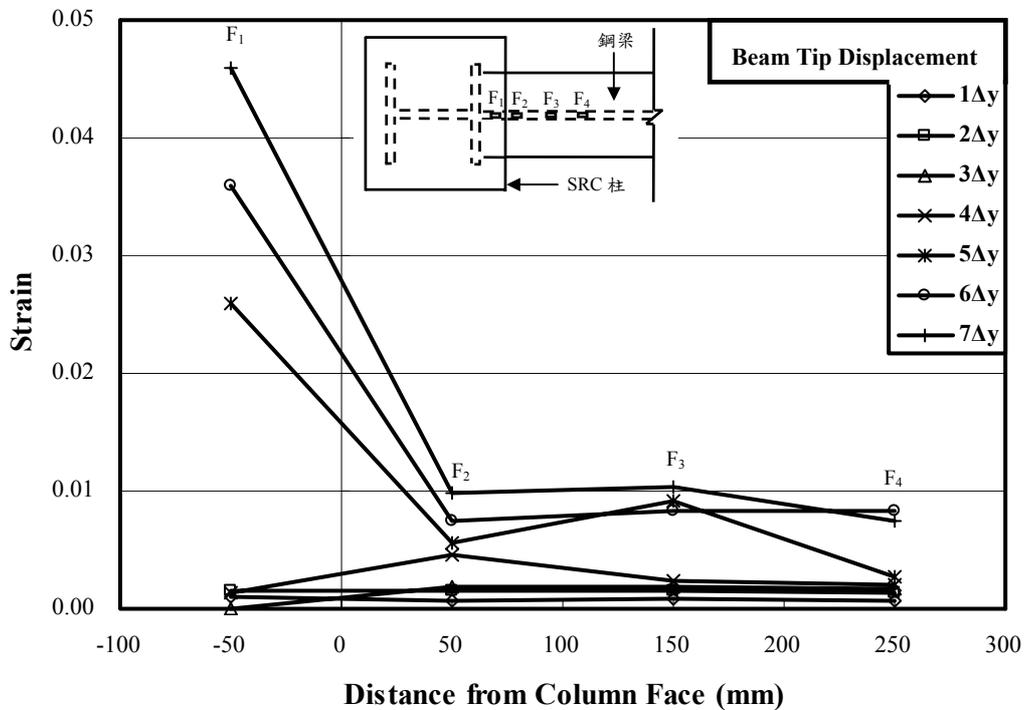
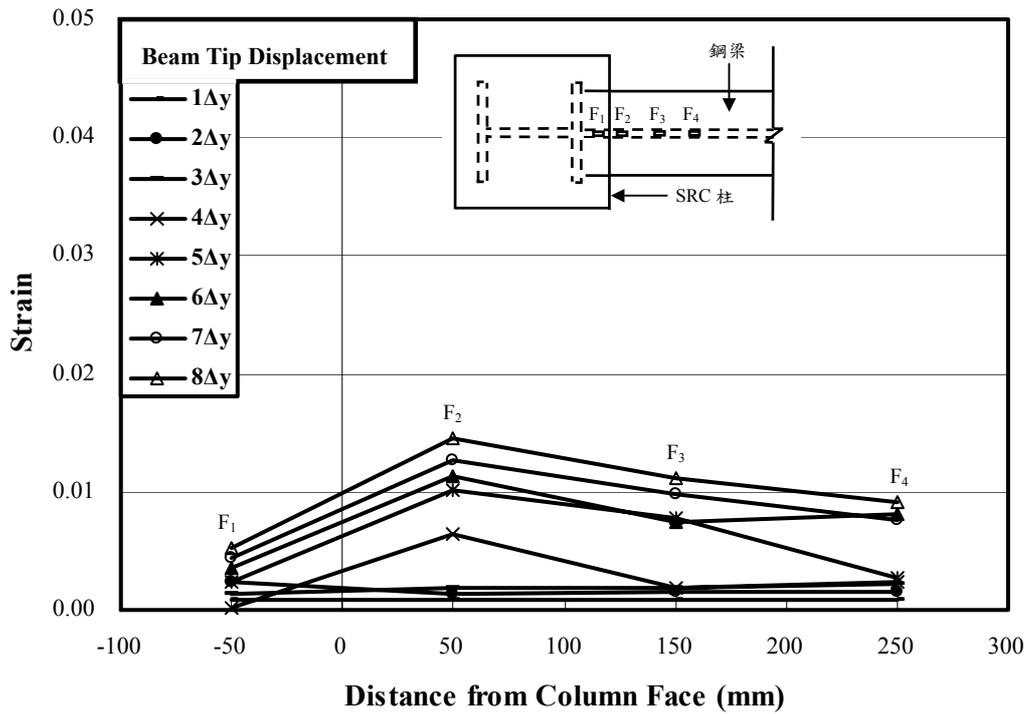
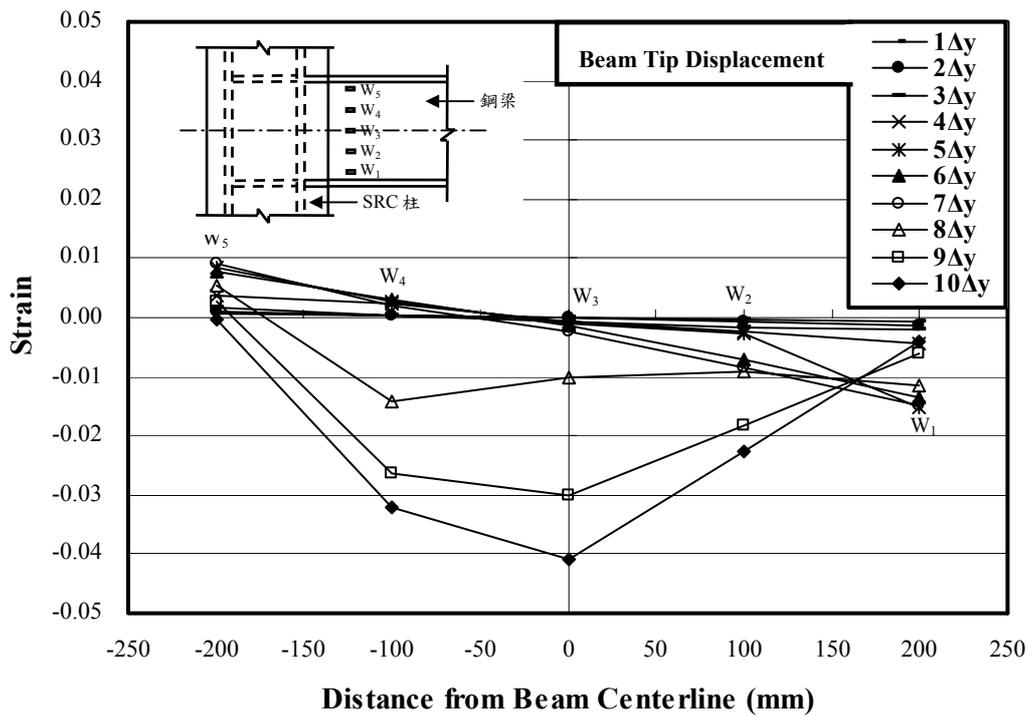
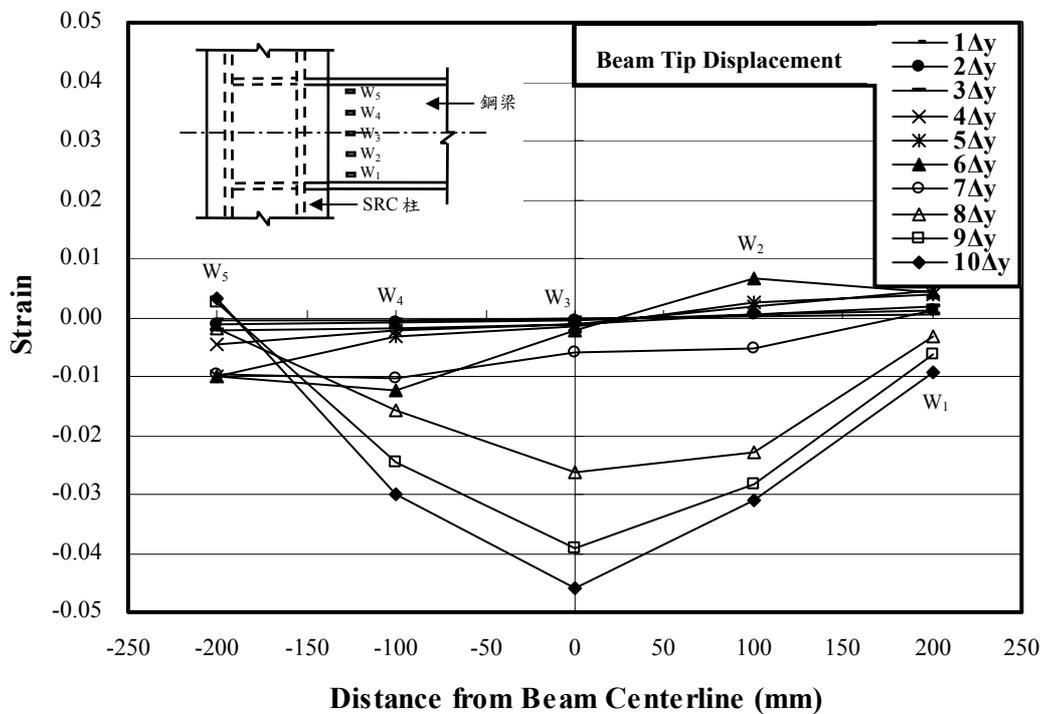


圖 4.57 試體 SRC5-VR0.58 鋼梁翼板受力應變情形

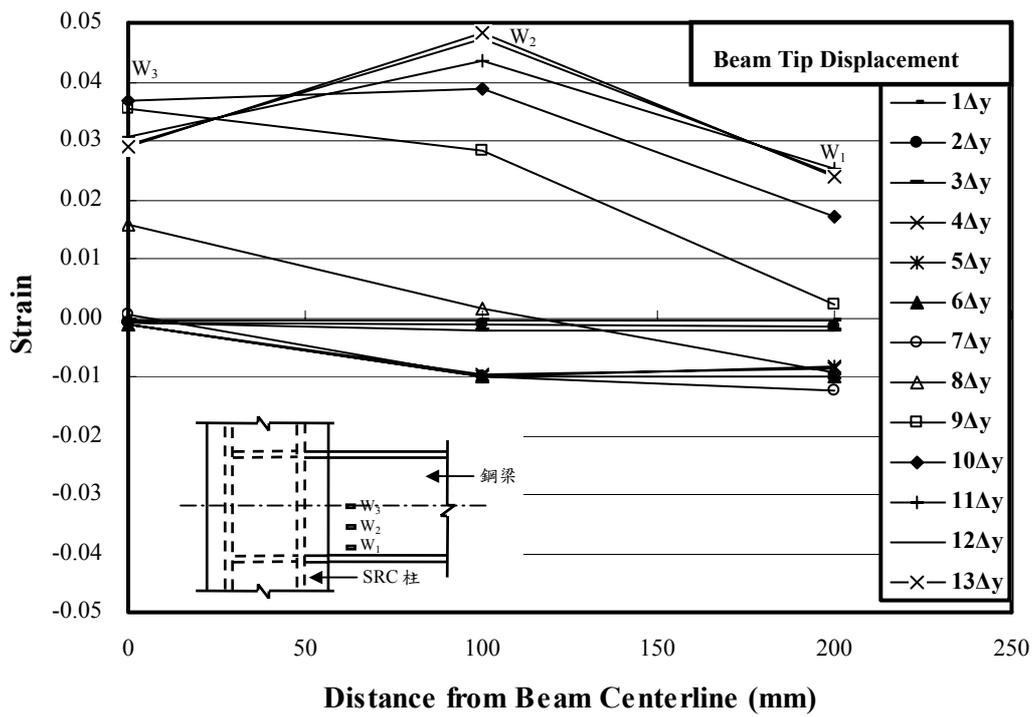


(a) 正向位移

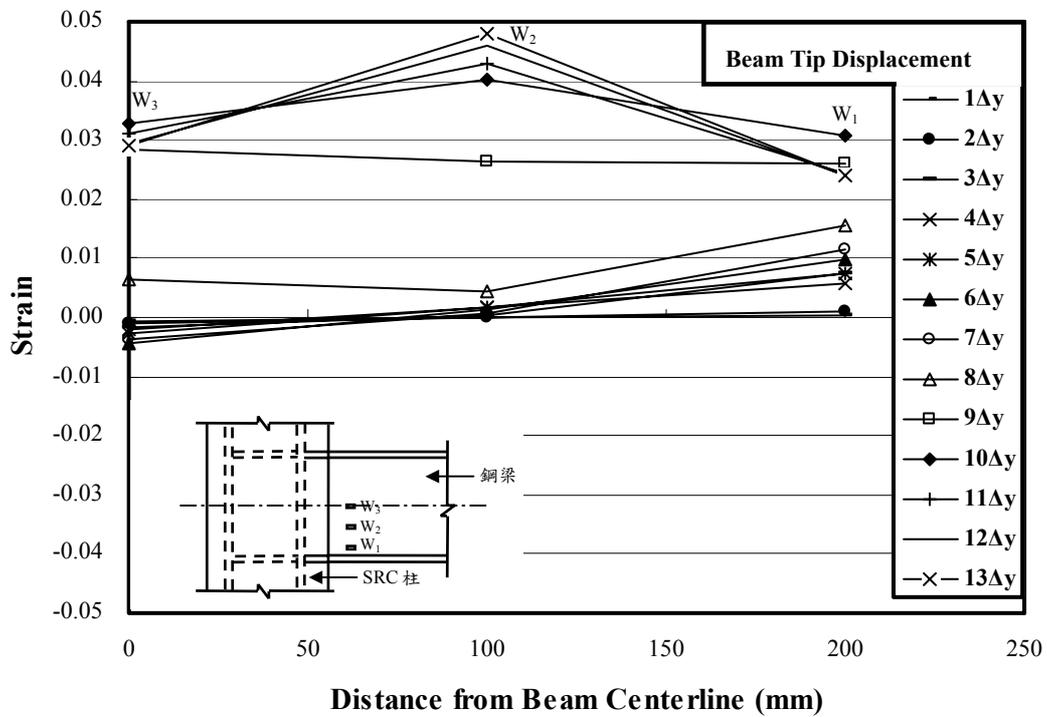


(b) 負向位移

圖 4.58 試體 SRC1-VR1.38 正負向位移時鋼梁腹板之應變趨勢

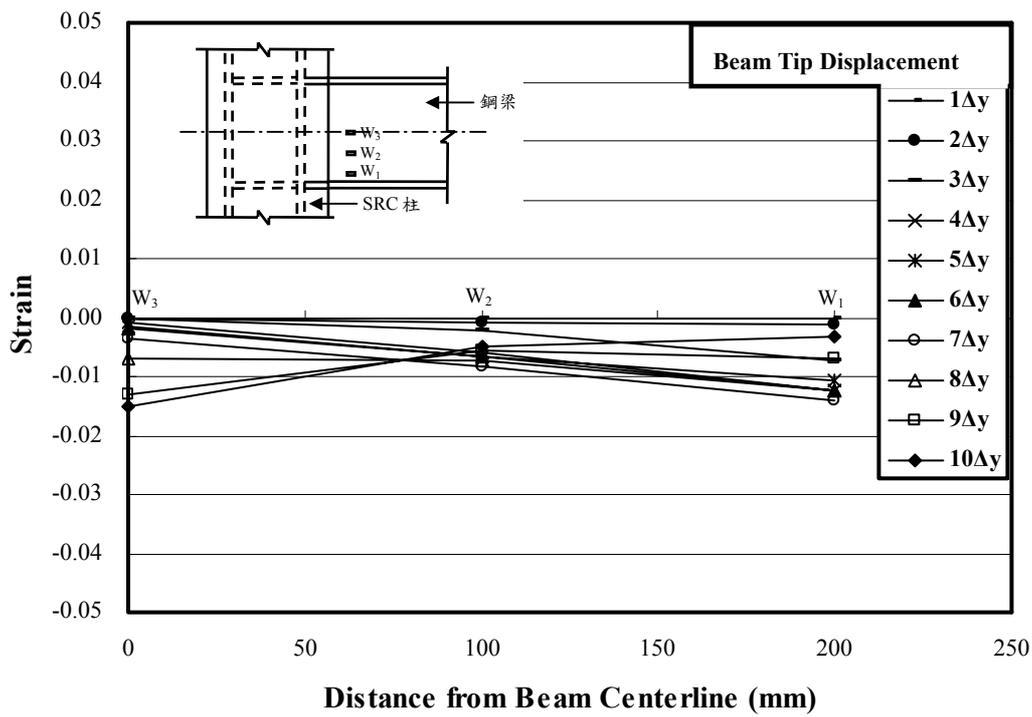


(a) 正向位移

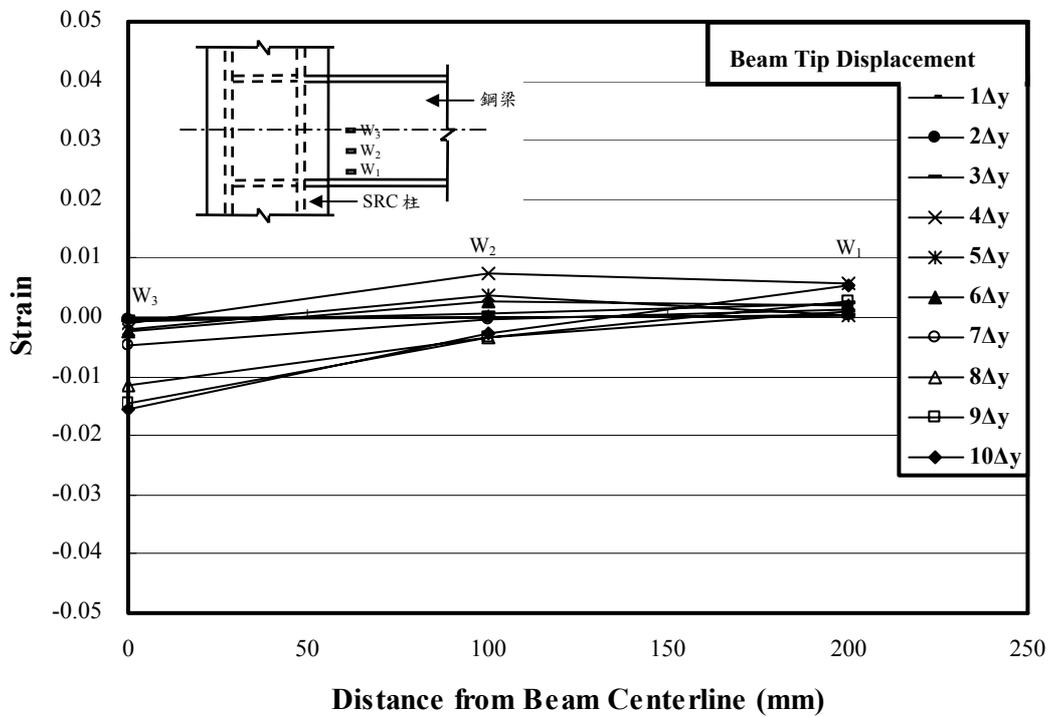


(b) 負向位移

圖 4.59 試體 SRC2-VR1.15 正負向位移時鋼梁腹板之應變趨勢

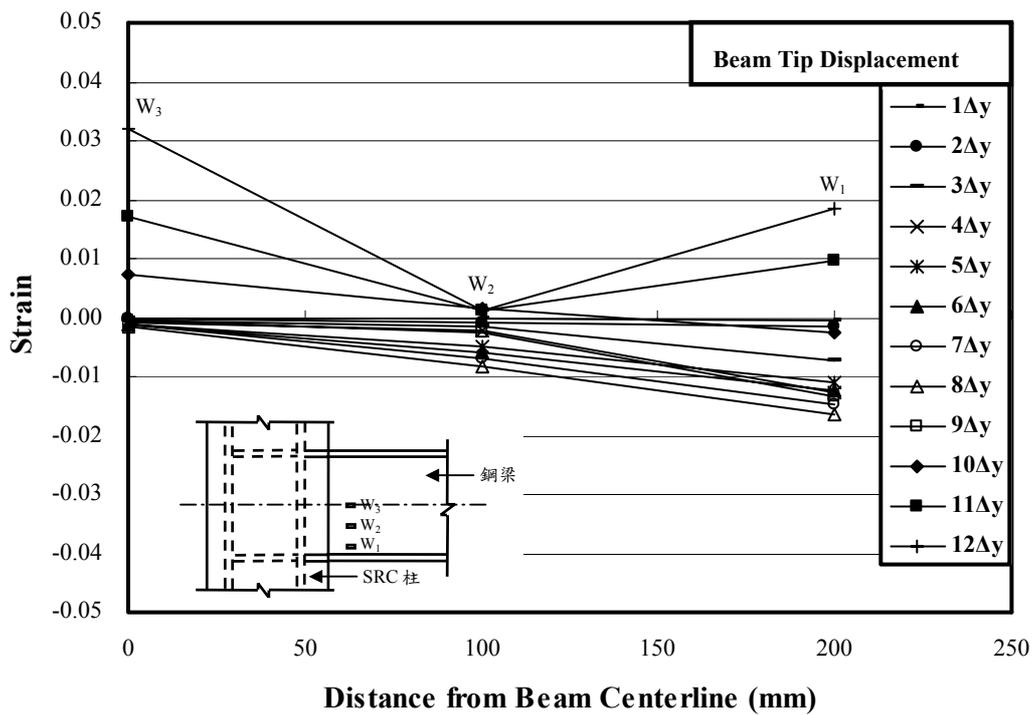


(a) 正向位移

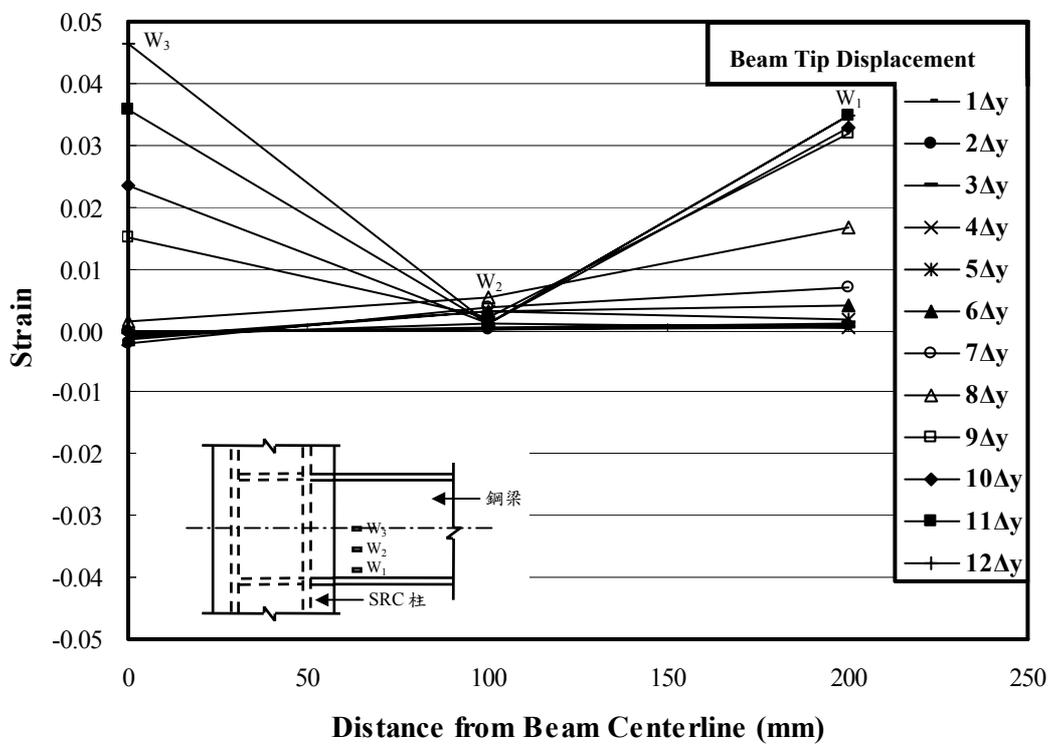


(b) 負向位移

圖 4.60 試體 SRC3-VR0.98 正負向位移時鋼梁腹板之應變趨勢

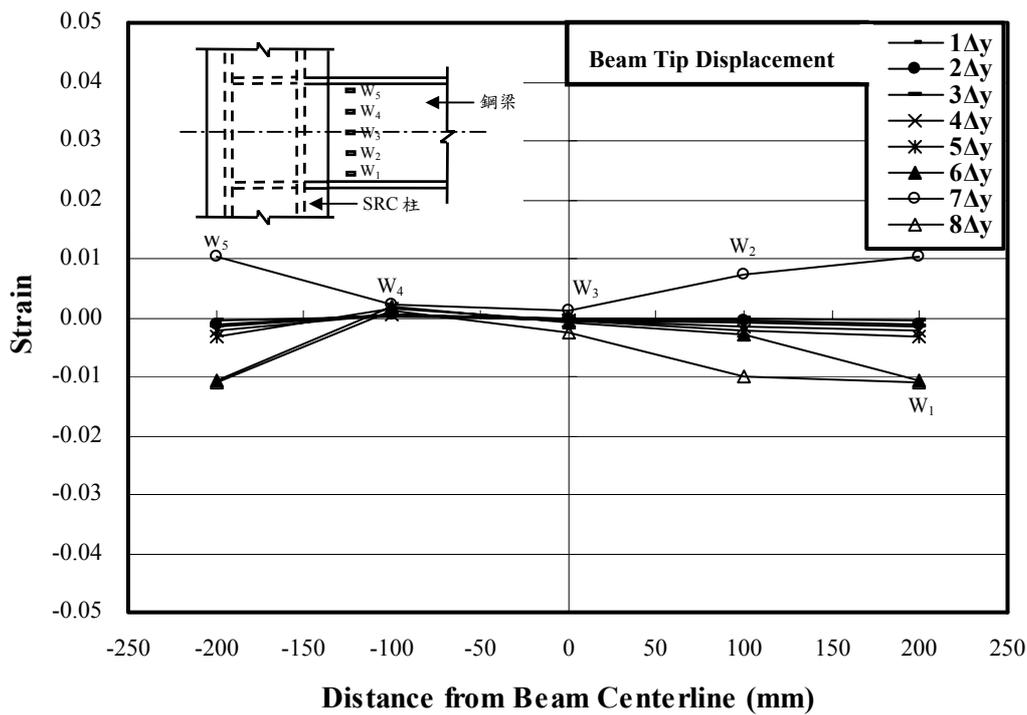


(a) 正向位移

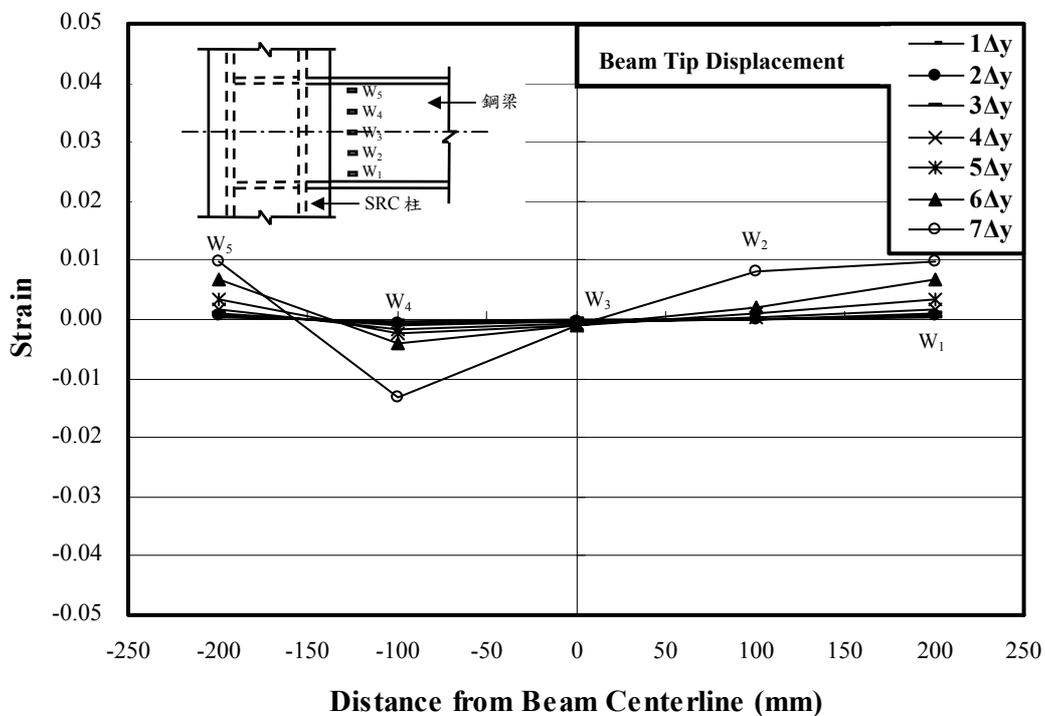


(b) 負向位移

圖 4.61 試體 SRC4-VR0.82 正負向位移時鋼梁腹板之應變趨勢



(a) 正向位移



(b) 負向位移

圖 4.62 試體 SRC5-VR0.58 正負向位移時鋼梁腹板之應變趨勢

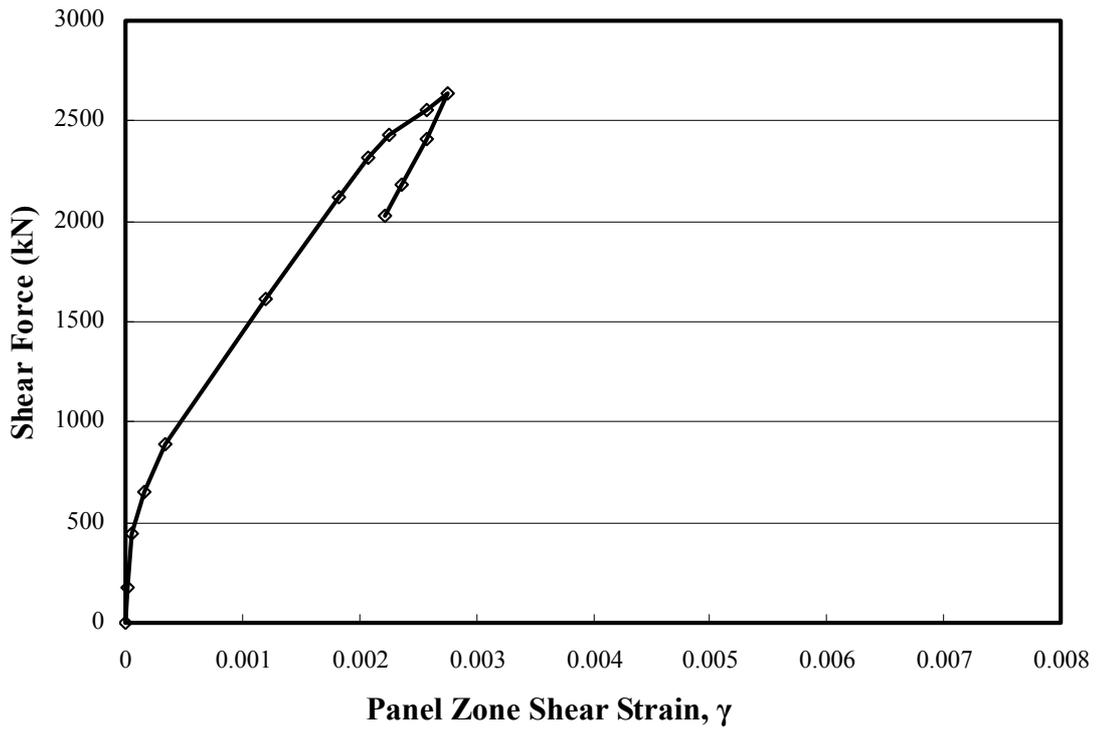


圖 4.63 試體 SRC1-VR1.38 梁柱交會區剪力與交會區剪應變包絡線

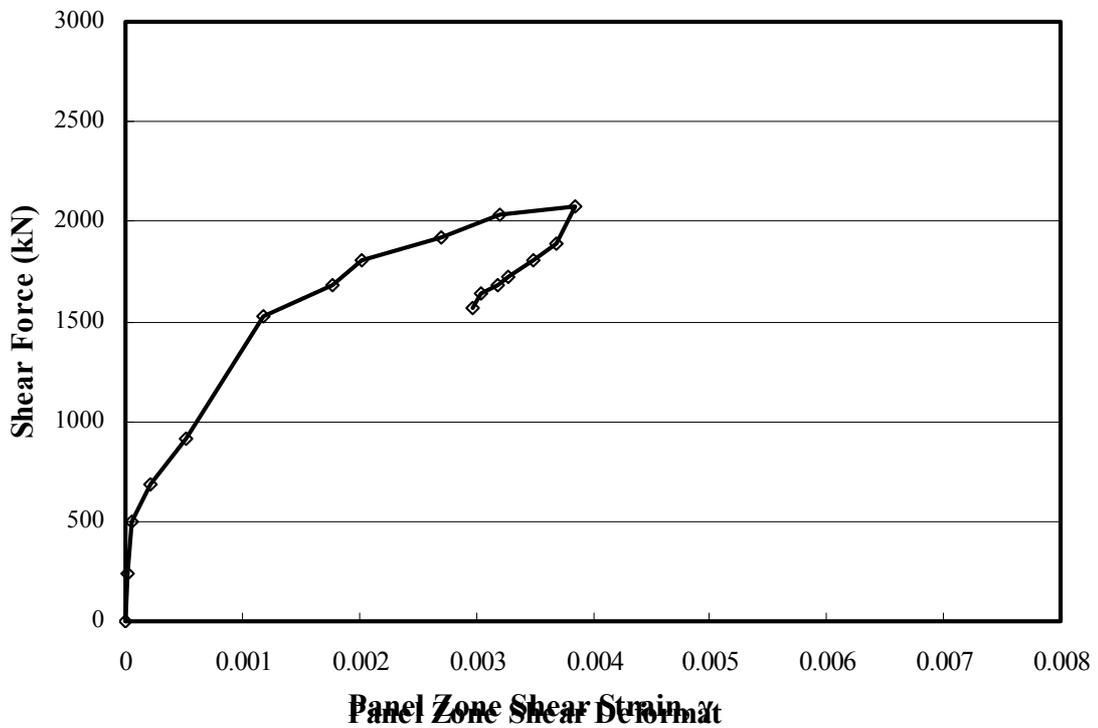


圖 4.64 試體 SRC2-VR1.15 梁柱交會區剪力與交會區剪應變包絡線

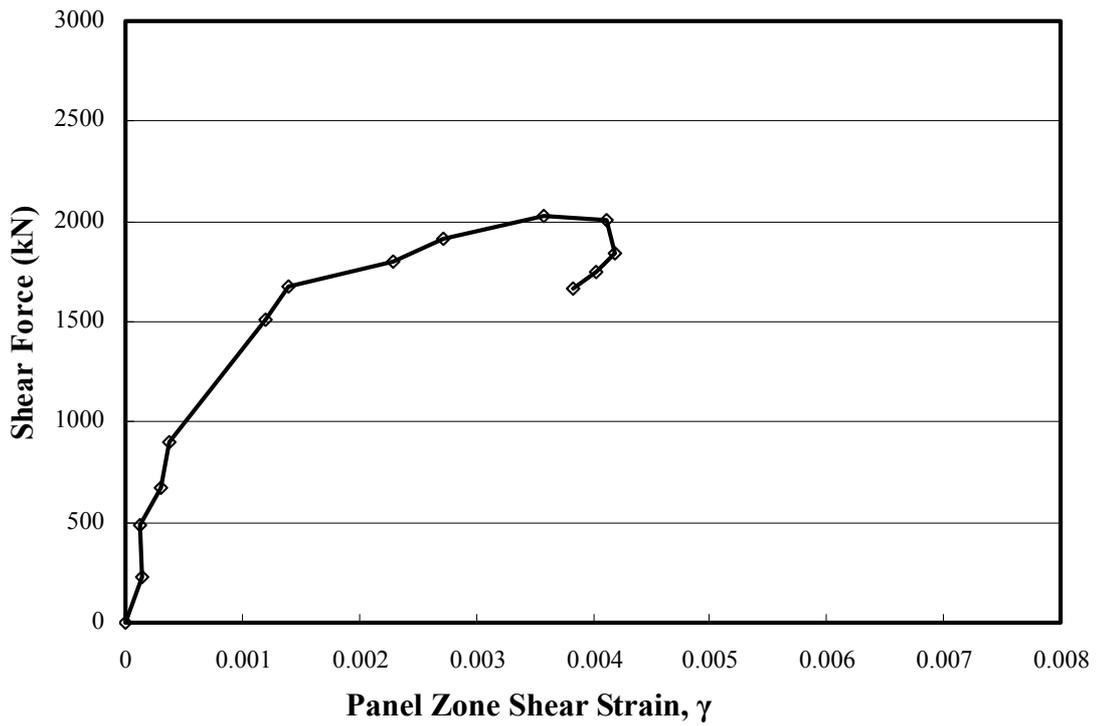


圖 4.65 試體 SRC3-VR0.98 梁柱交會區剪力與交會區剪應變包絡線

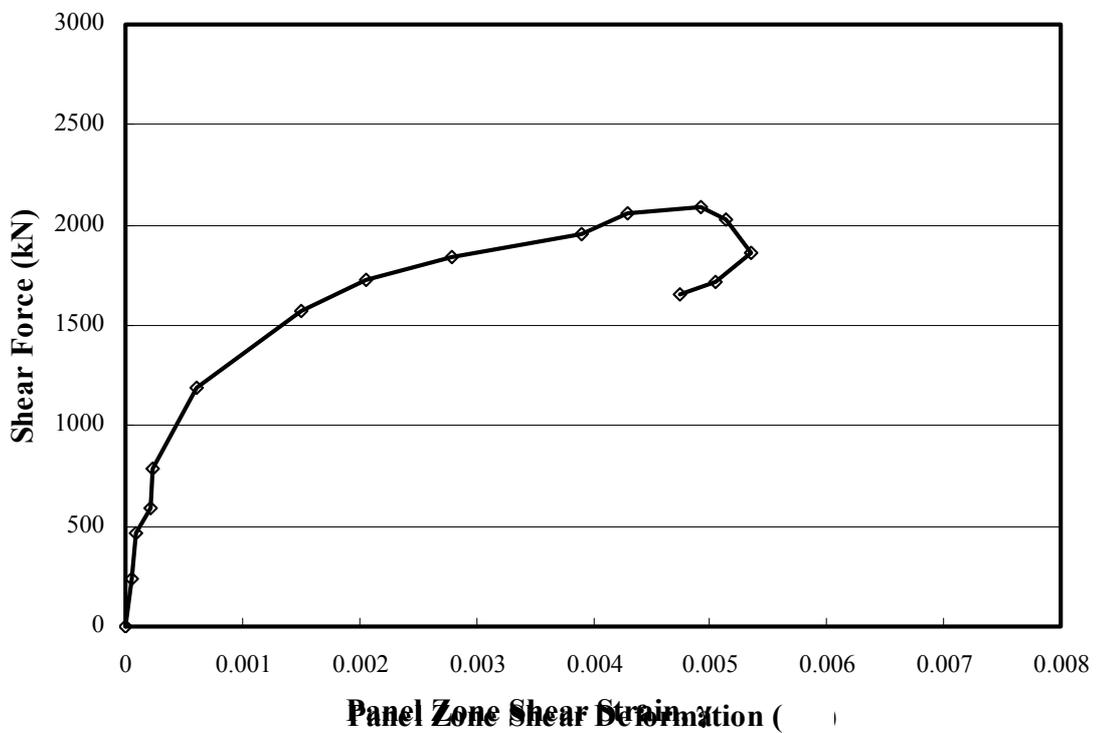


圖 4.66 試體 SRC4-VR0.82 梁柱交會區剪力與交會區剪應變包絡線

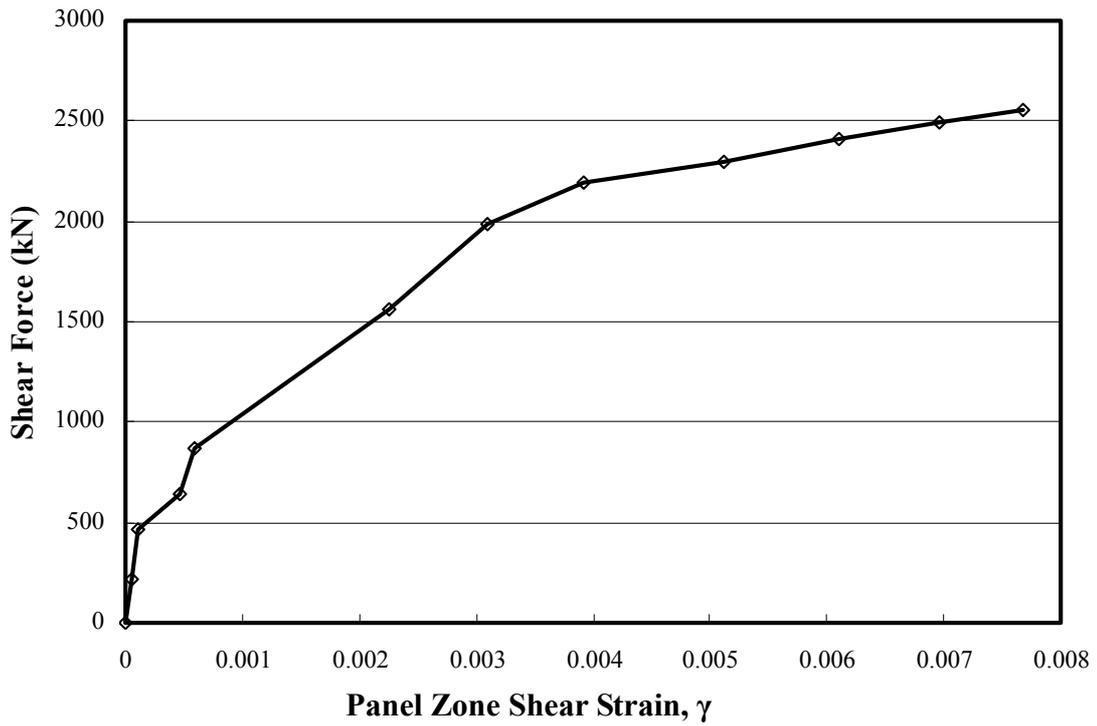


圖 4.67 試體 SRC5-VR0.58 梁柱交會區剪力與交會區剪應變包絡線

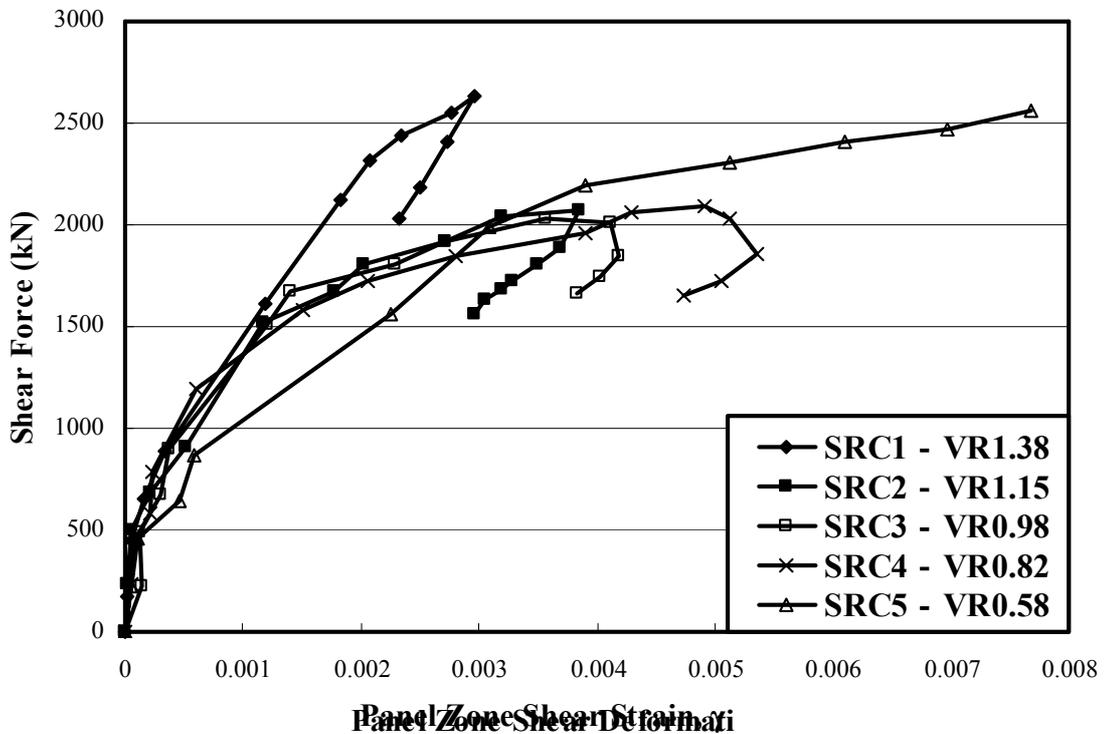


圖 4.68 五支 SRC 試體梁柱交會區剪力與交會區剪應變包絡線

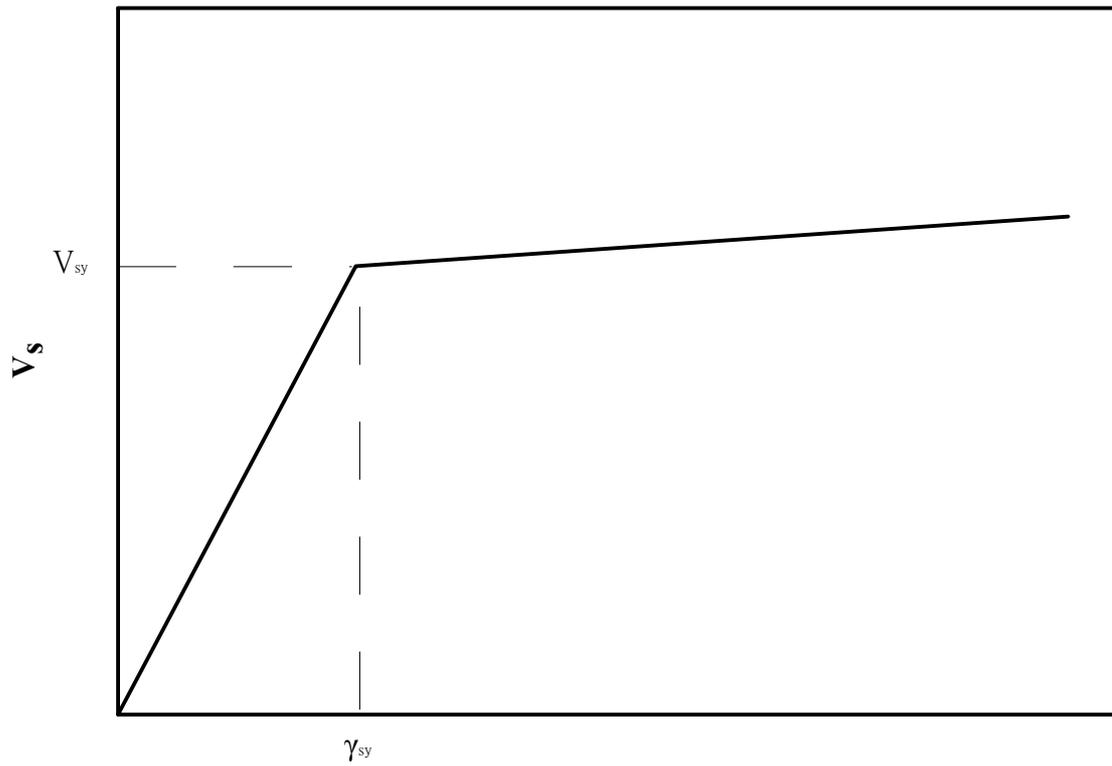


圖 4.69 交會區鋼柱腹板剪力雙線性模擬示意圖

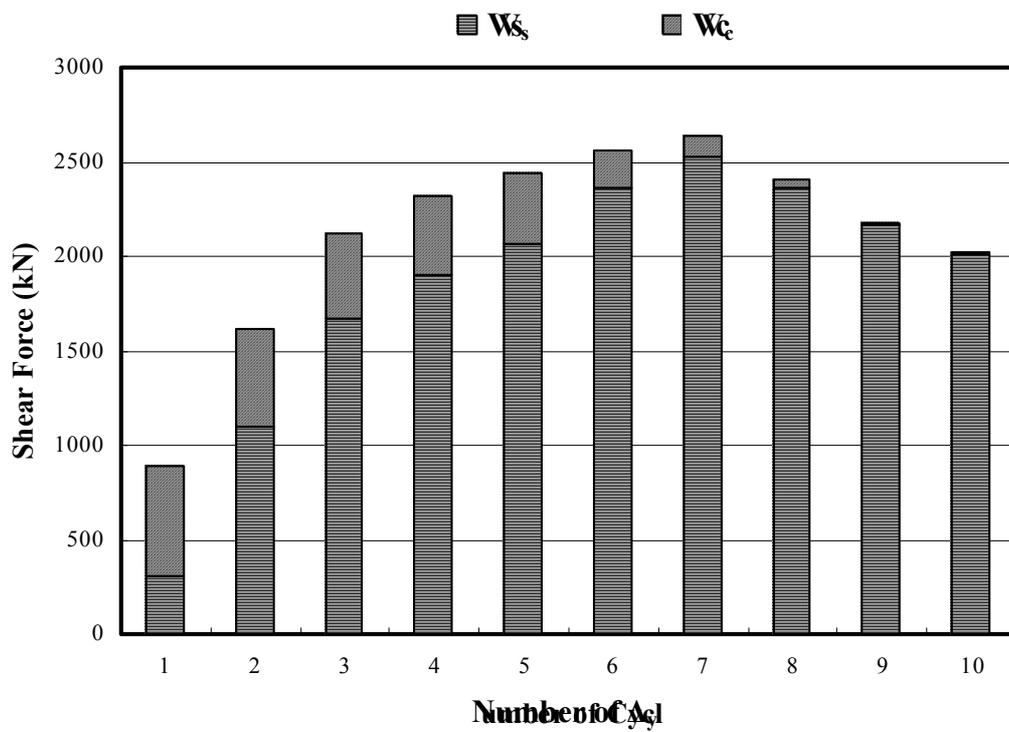


圖 4.70 試體 SRC1-VR1.38 梁柱交會區剪力分配圖

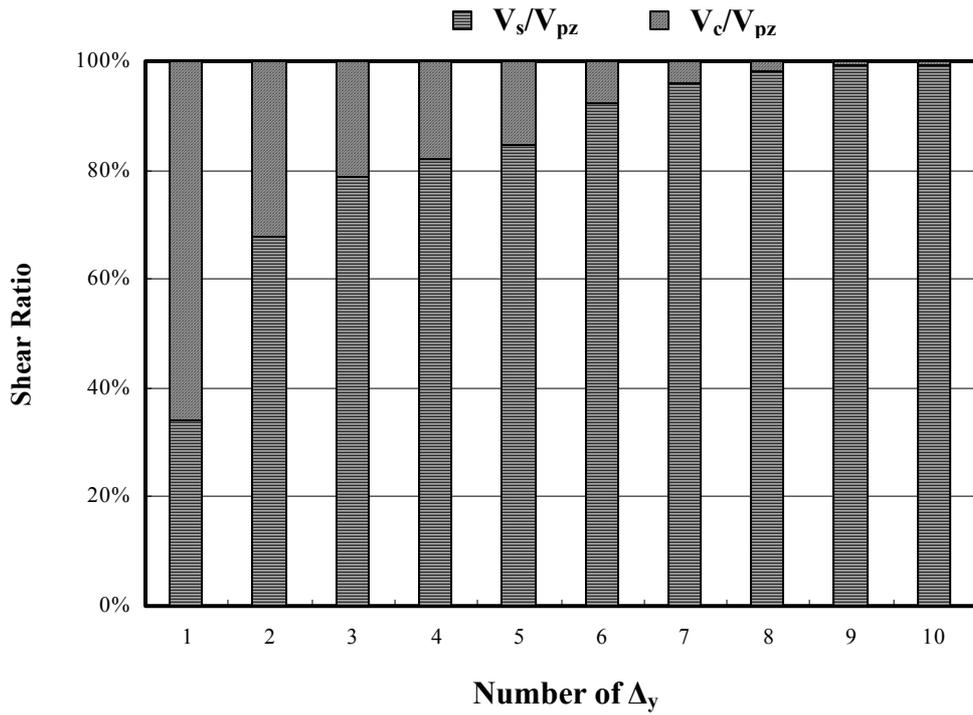


圖 4.71 試體 SRC1-VR1.38 梁柱交會區剪力分配百分比圖

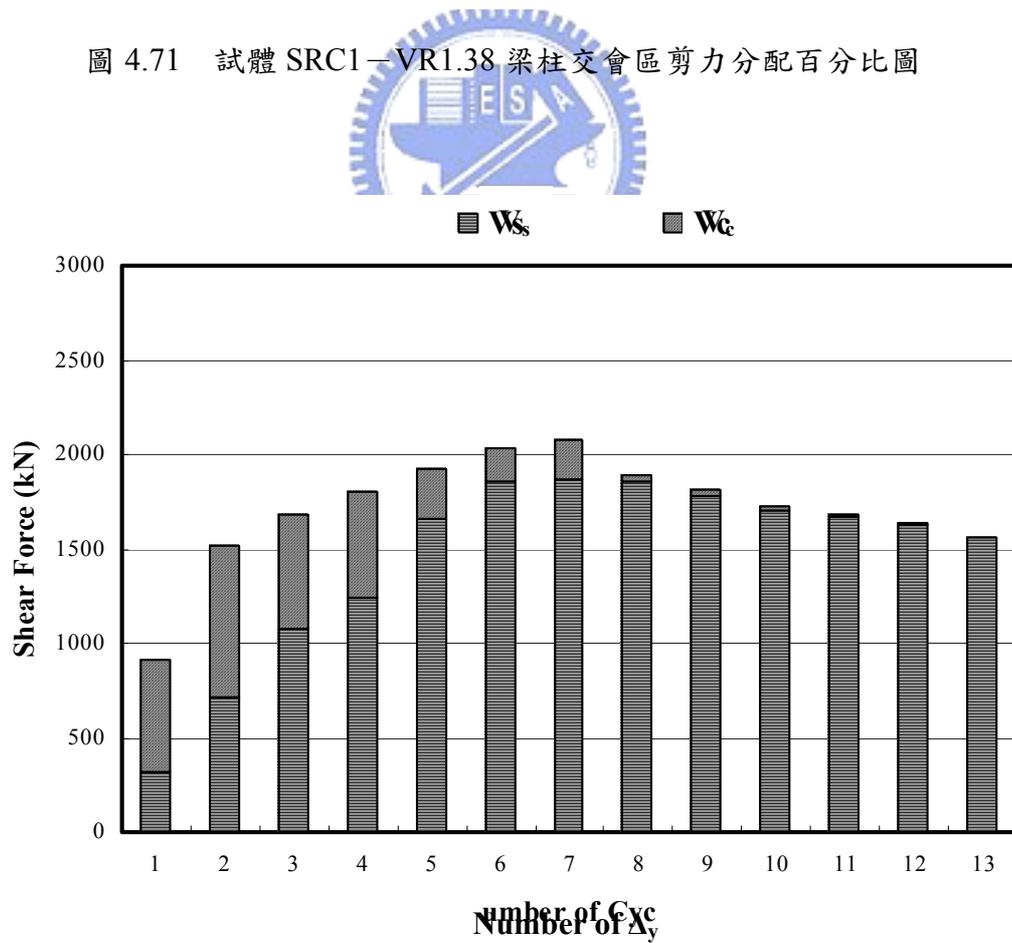


圖 4.72 試體 SRC2-VR1.15 梁柱交會區剪力分配圖

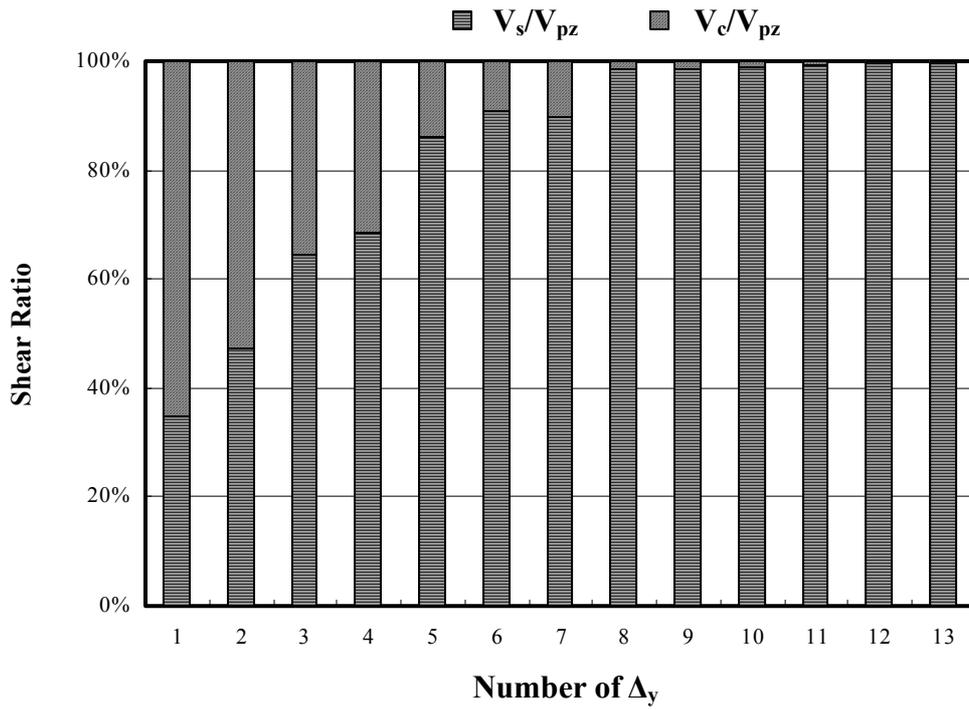


圖 4.73 試體 SRC2-VR1.15 梁柱交會區剪力分配百分比圖

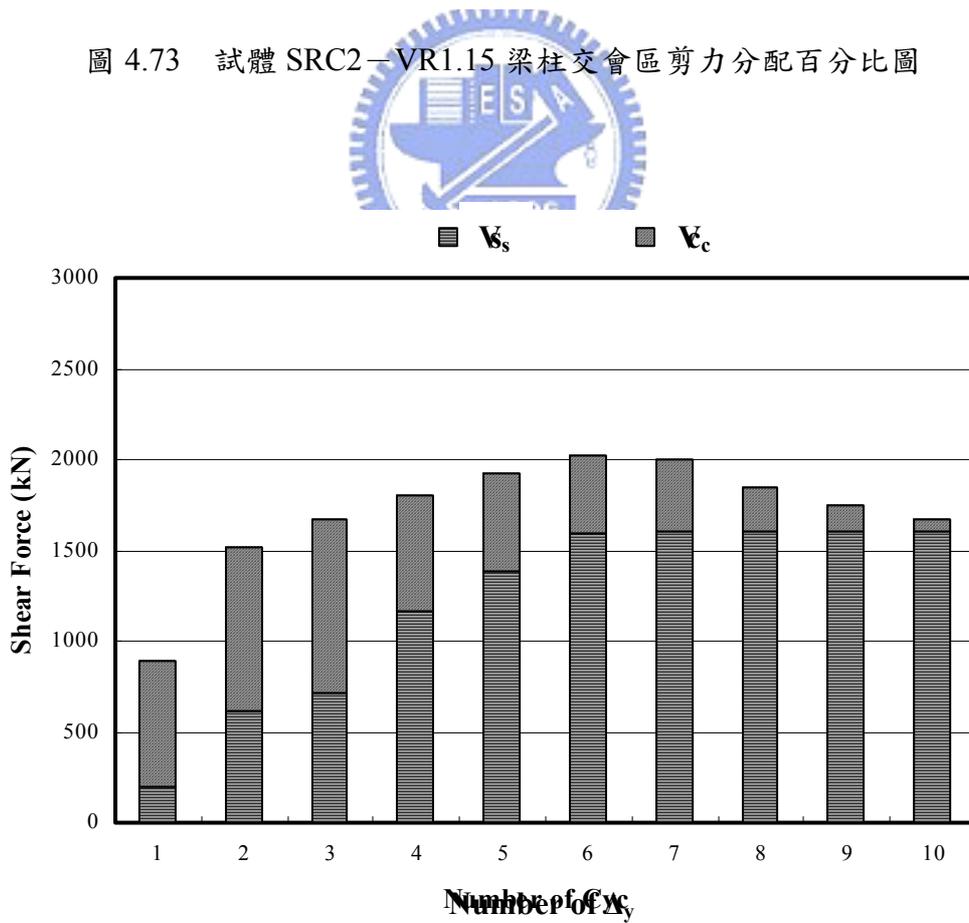


圖 4.74 試體 SRC3-VR0.98 梁柱交會區剪力分配圖

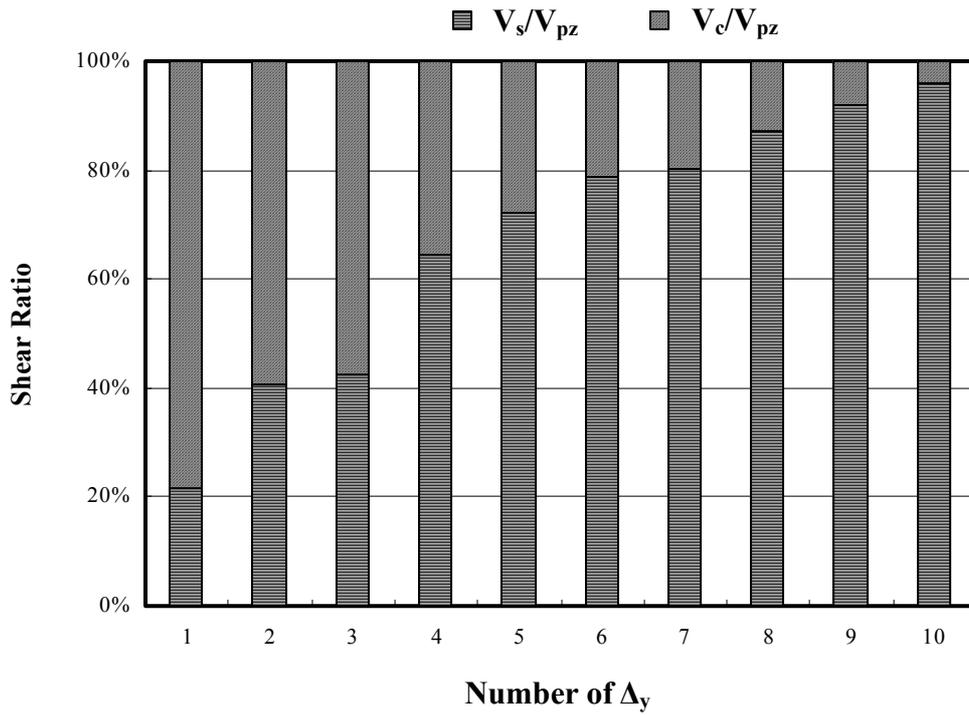


圖 4.75 試體 SRC3-VR0.98 梁柱交會區剪力分配百分比圖

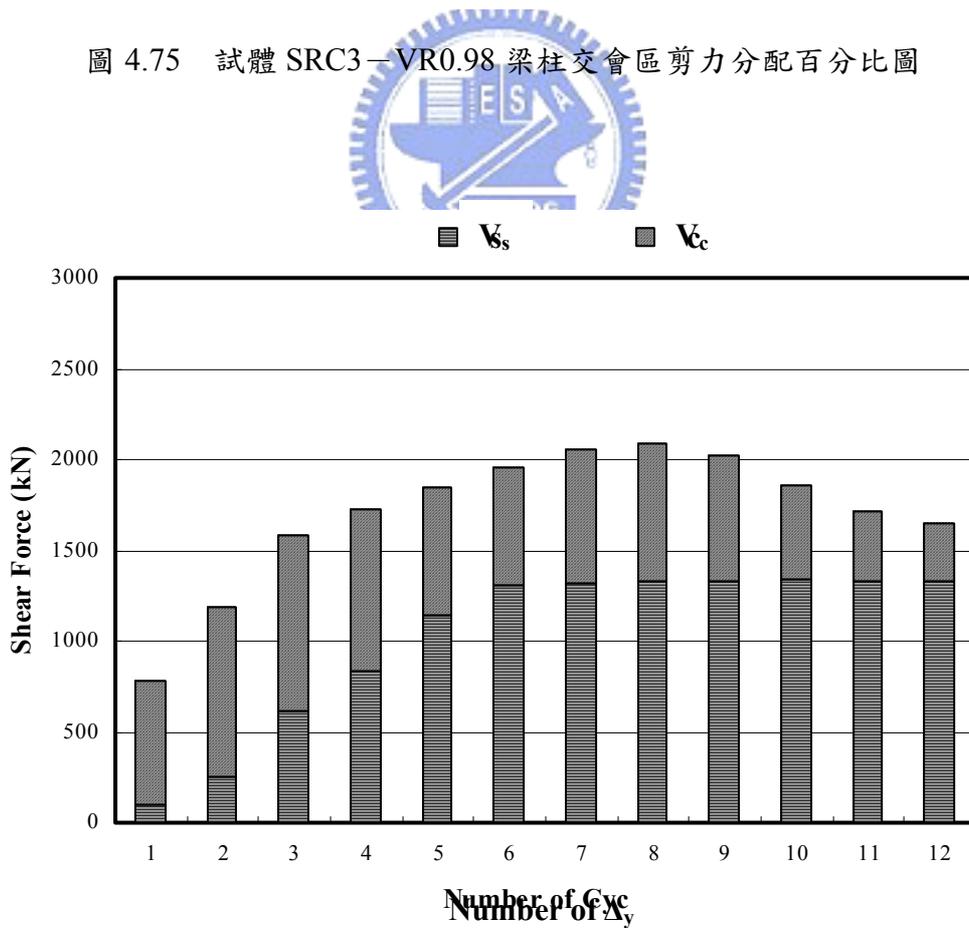


圖 4.76 試體 SRC4-VR0.82 梁柱交會區剪力分配圖

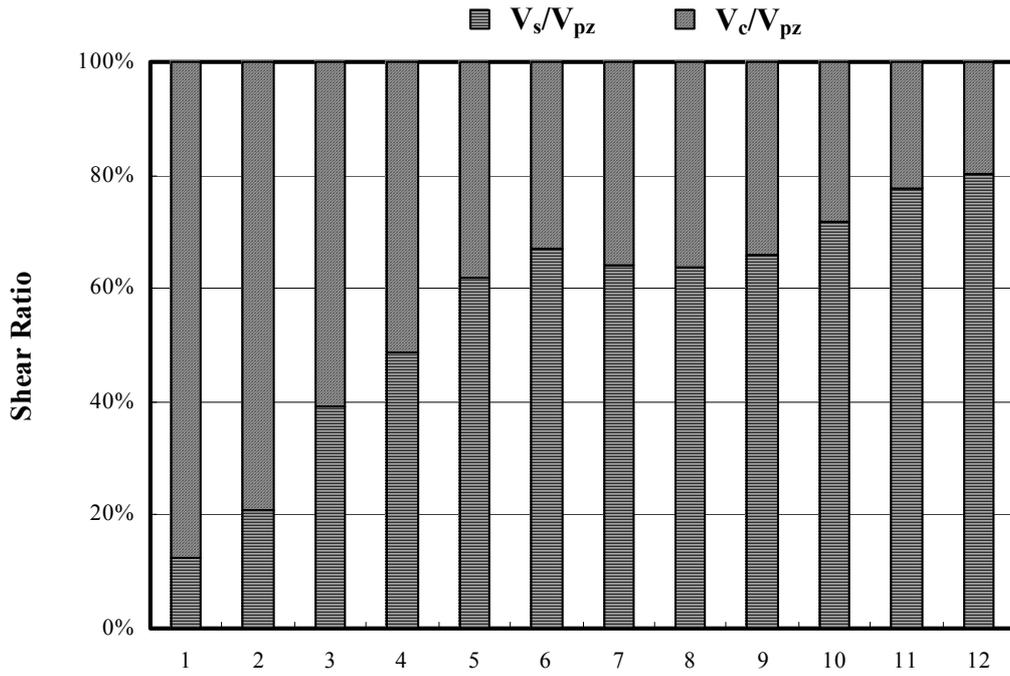


圖 4.77 試體 SRC4-VR0.82 梁柱交會區剪力分配百分比圖

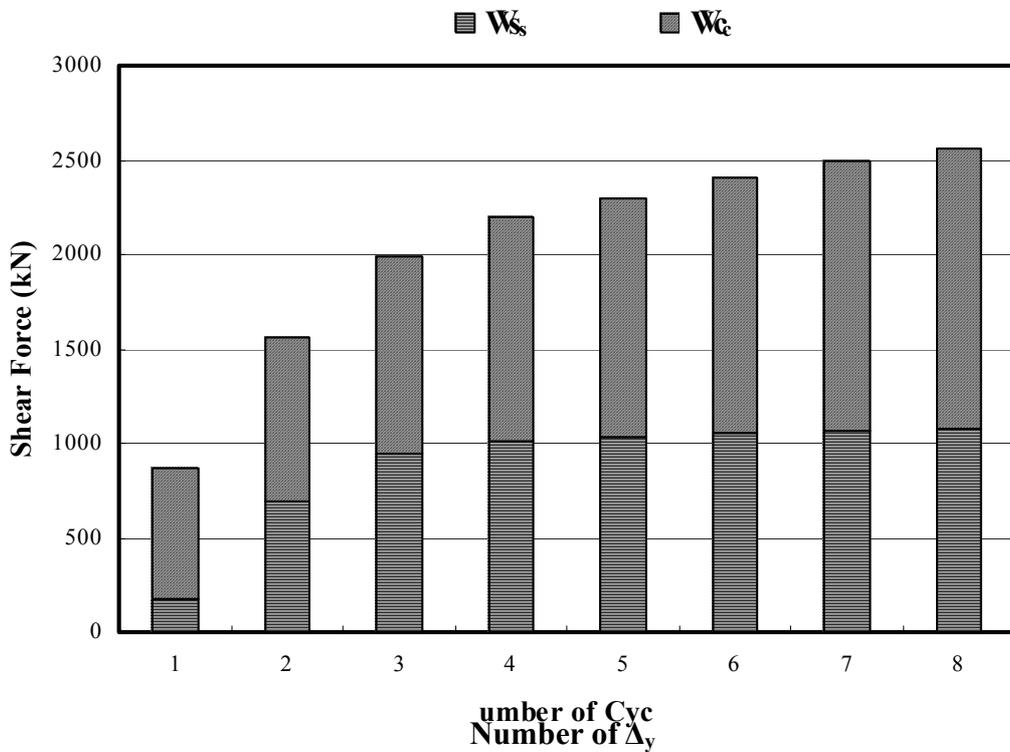


圖 4.78 試體 SRC5-VR0.58 梁柱交會區剪力分配圖

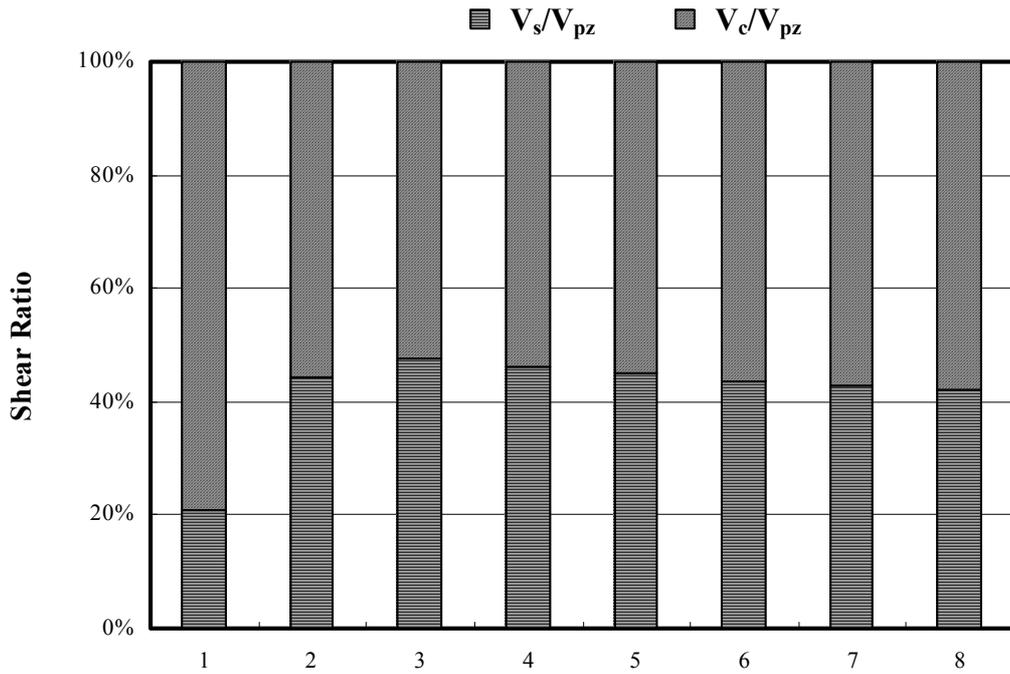


圖 4.79 試體 SRC5-VR0.58 梁柱交會區剪力分配百分比圖

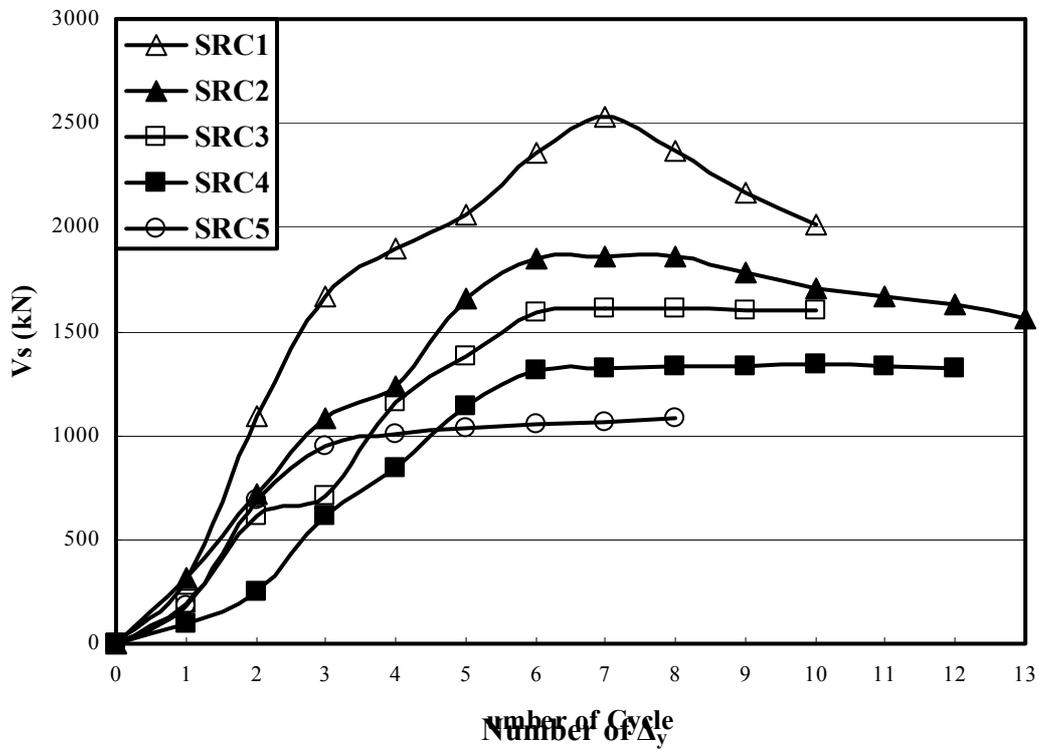


圖 4.80 五支 SRC 試體梁柱交會區之鋼柱腹板部分所提供之剪力比較圖

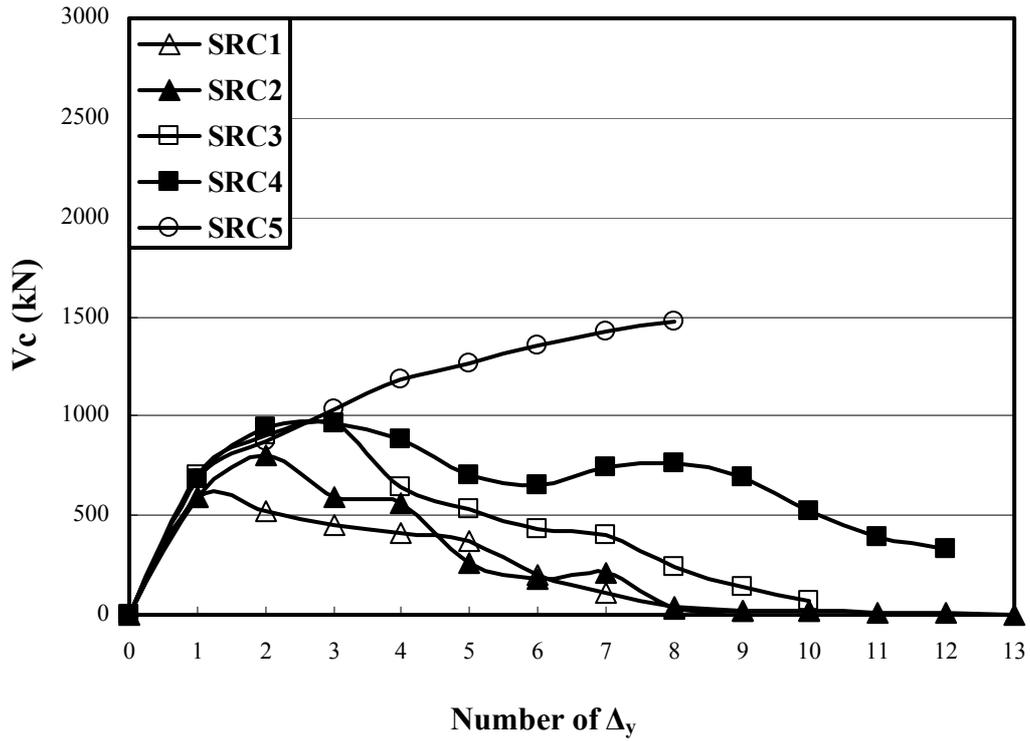


圖 4.81 五支 SRC 試體梁柱交會區之混凝土部份所提供之剪力比較圖

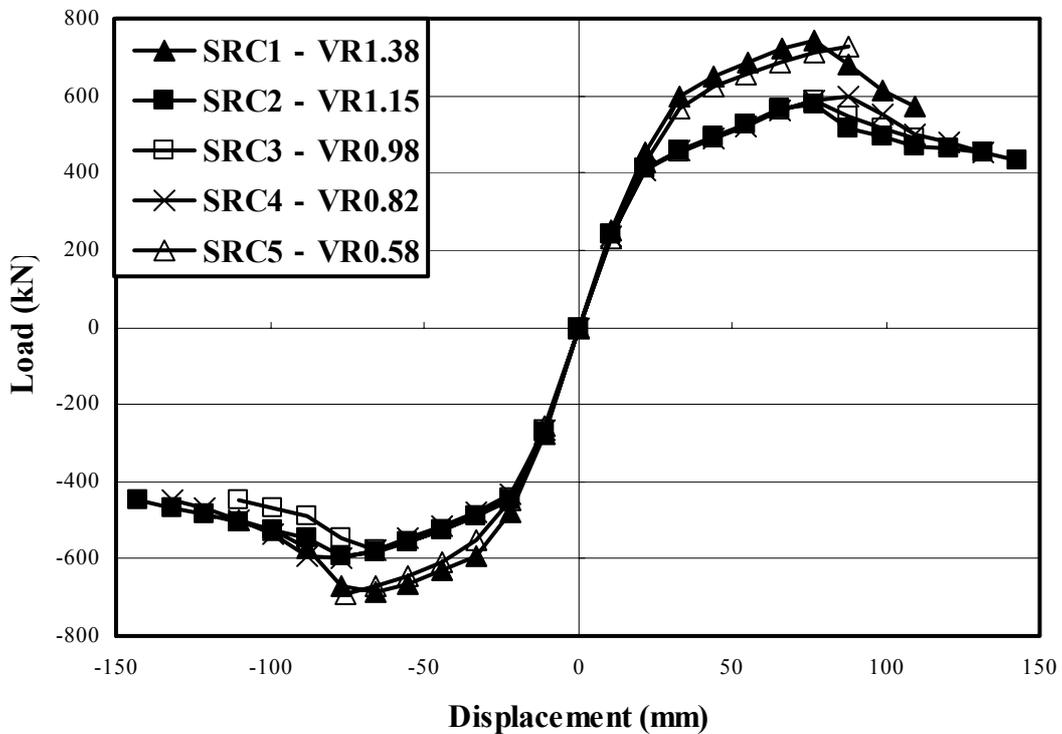


圖 4.82 五支 SRC 試體載重位移包絡曲線圖

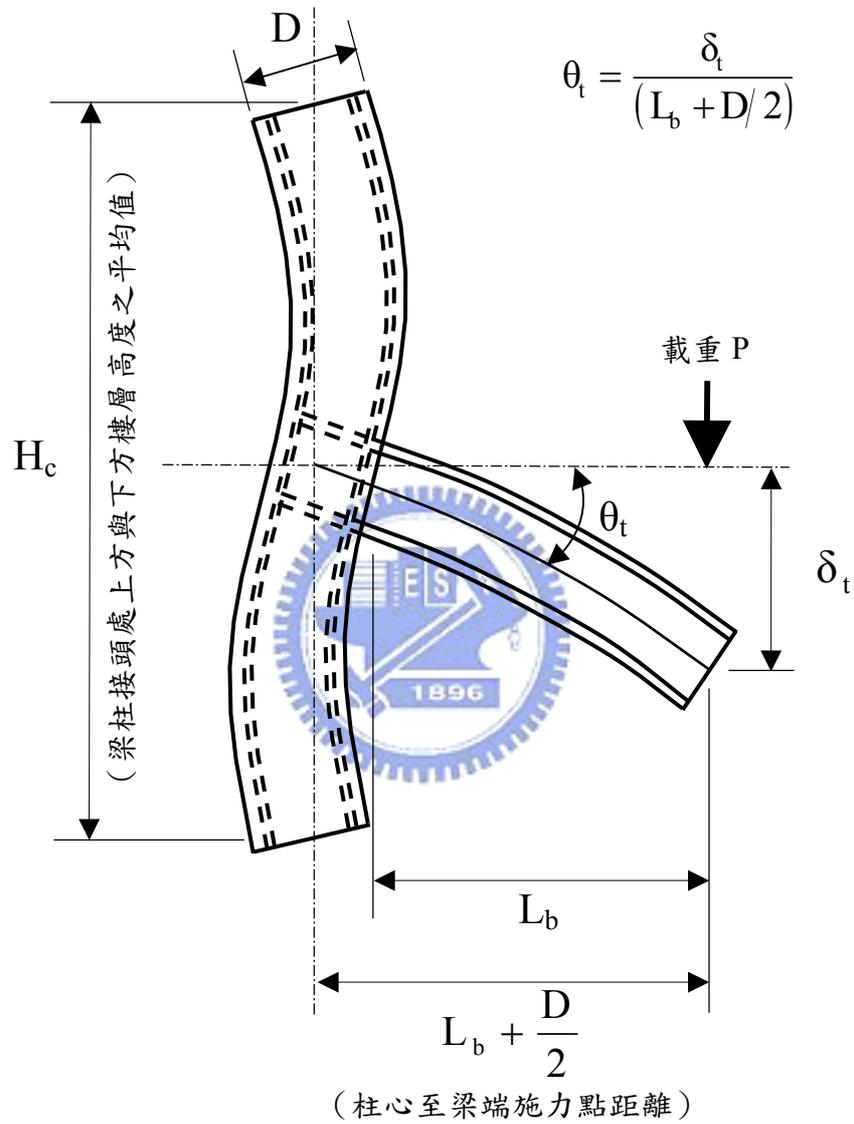


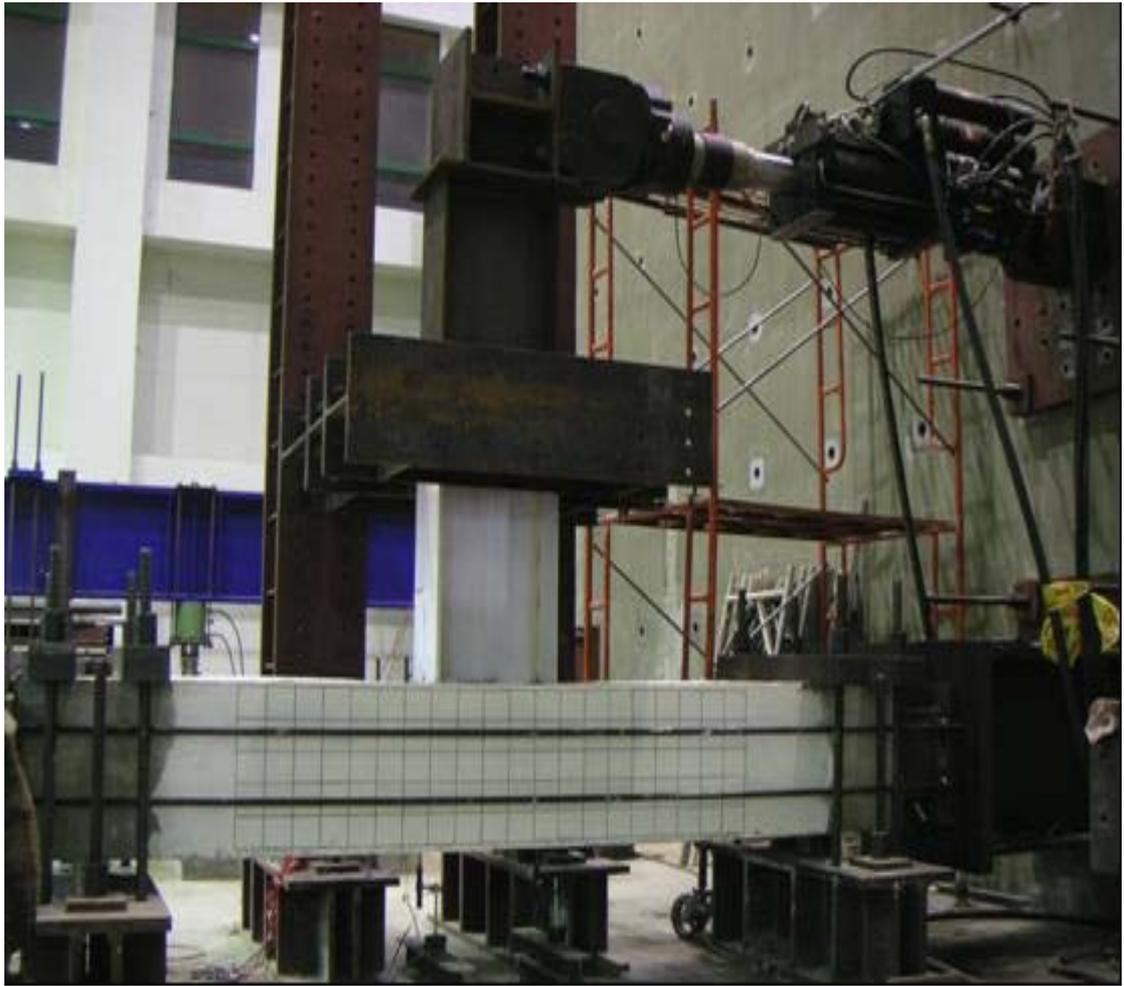
圖 4.83 層間變位角 (Story Drift Angle) θ_t



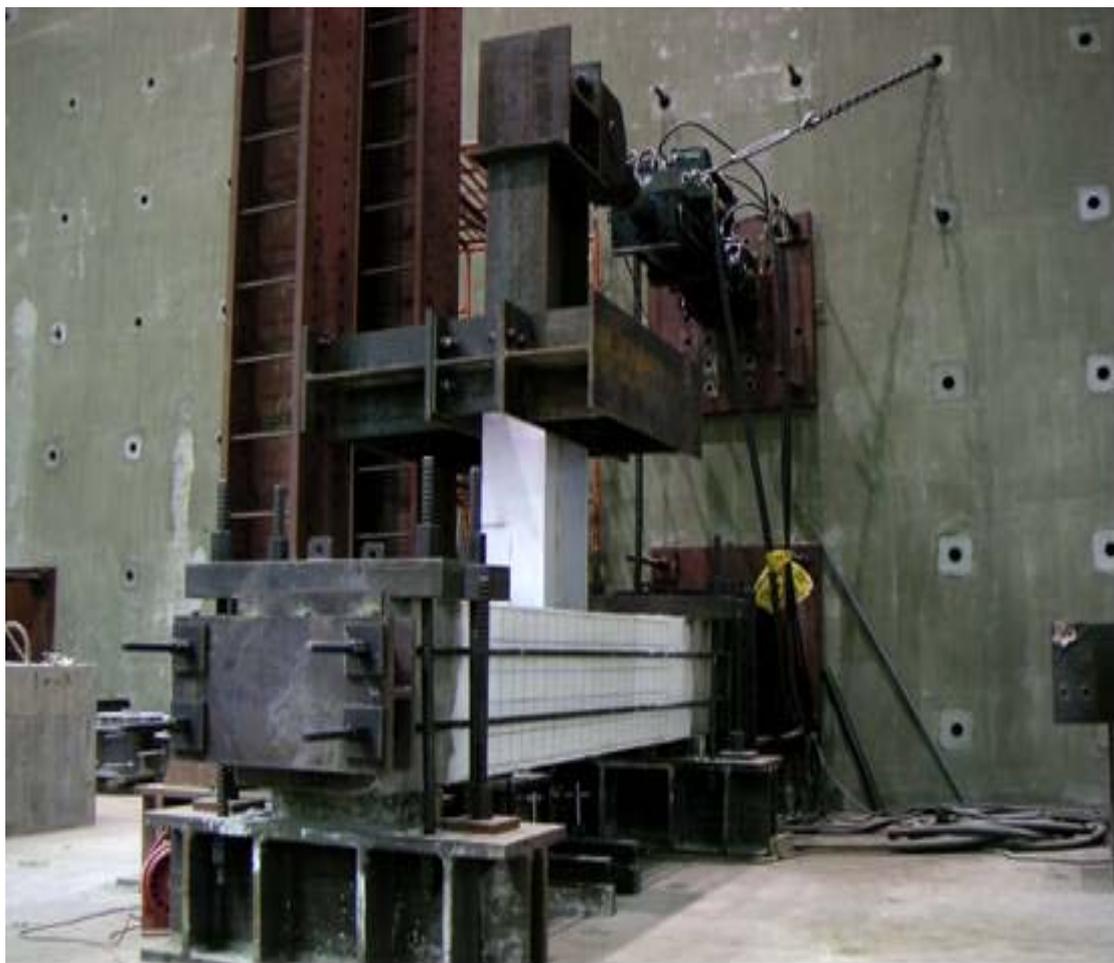
照片 3.1 疊合板銲接情形



照片 3.2 模板組裝作業情形



照片 3.3 試體試驗裝置



照片 3.4 試體試驗裝置全貌



照片 3.5 π gauge 架設情形



照片 3.6 位移計 (LVDT) 架設情形



照片 4.1 試體 SRC1-VR1.38 位移 $4\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=1.91\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=0.57\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.2 試體 SRC1-VR1.38 位移 $4\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=1.91\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=0.57\%$) 鋼梁之降伏情況



照片 4.3 試體 SRC1-VR1.38 位移 $6\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=2.86\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=1.31\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.4 試體 SRC1-VR1.38 位移 $7\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=3.34\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=1.89\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.5 試體 SRC1-VR1.38 位移 $7\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=3.34\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=1.89\%$) 鋼梁之塑性變形情況



照片 4.6 試體 SRC1-VR1.38 位移 $8\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=3.82\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=2.63\%$) 鋼梁之塑性變形情況



照片 4.7 試體 SRC1-VR1.38 位移 $9\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=4.30\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=3.25\%$) 鋼梁之塑性變形情況



照片 4.8 試體 SRC1-VR1.38 位移 $10\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=4.77\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=3.74\%$) 鋼梁之塑性變形情況



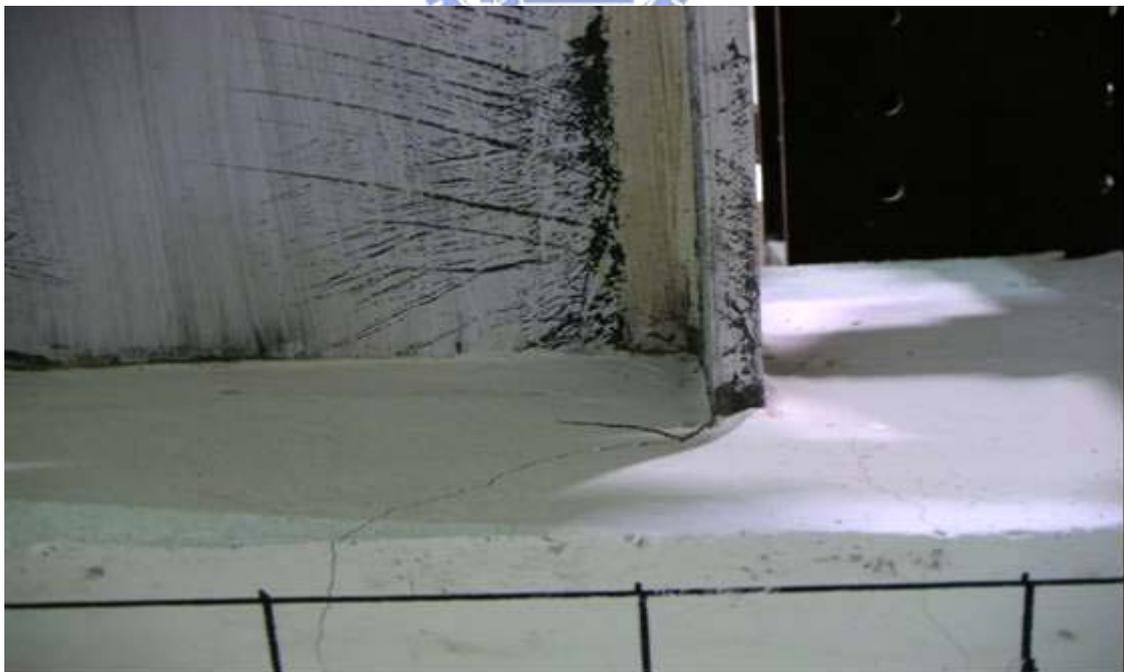
照片 4.9 試體 SRC2-VR1.15 位移 $3\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=1.43\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=0.63\%$) 鋼梁之降伏情況



照片 4.10 試體 SRC2-VR1.15 位移 $4\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=1.91\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=1.05\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.11 試體 SRC2-VR1.15 位移 $4\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=1.91\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=1.05\%$) 鋼梁之降伏情況



照片 4.12 試體 SRC2-VR1.15 位移 $5\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=2.39\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=1.35\%$) 柱上方鋼梁附近混凝土之開裂情況



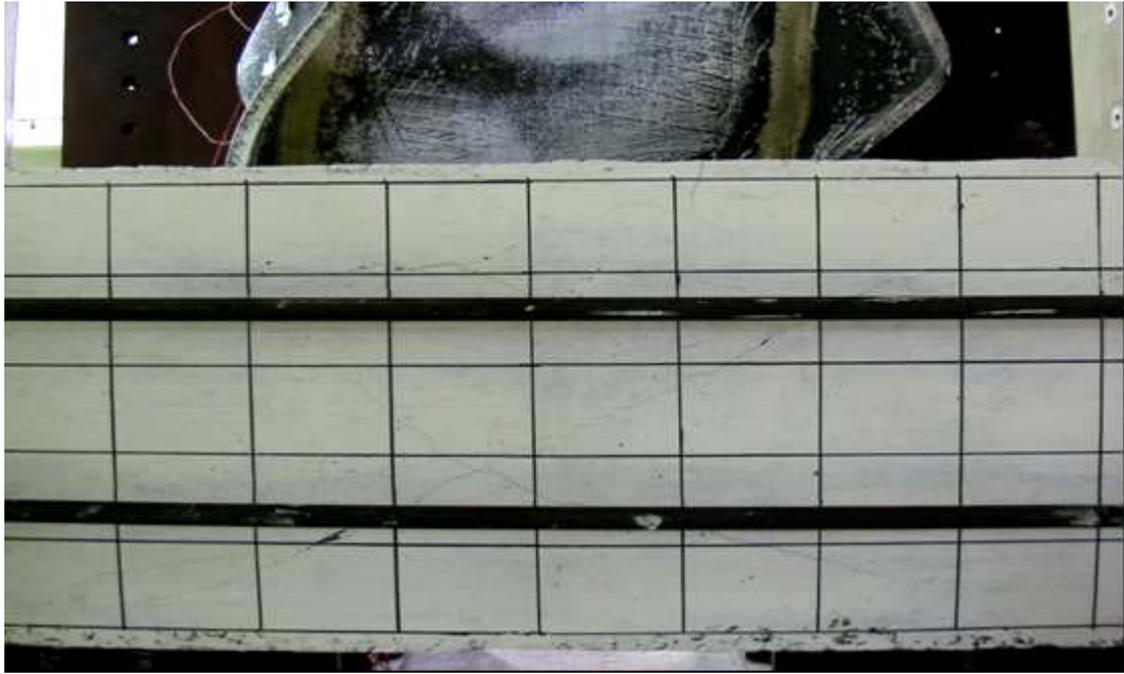
照片 4.13 試體 SRC2-VR1.15 位移 $7\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=3.34\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=2.30\%$) 鋼梁之塑性變形情況



照片 4.14 試體 SRC2-VR1.15 位移 $8\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=3.82\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=2.85\%$) 鋼梁之塑性變形情況



照片 4.15 試體 SRC2-VR1.15 位移 $9\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=4.30\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=3.35\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.16 試體 SRC2-VR1.15 位移 $13\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=6.20\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=5.48\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



(a) 試體 SRC2-VR1.15 位移 $8\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=3.82\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=2.85\%$) 柱上方鋼梁附近混凝土之開裂情況



(b) 試體 SRC2-VR1.15 位移 $11\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=5.25\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=4.44\%$) 柱上方鋼梁附近混凝土之開裂情況



- (c) 試體 SRC2-VR1.15 位移 $12\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=5.73\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=4.81\%$) 柱上方鋼梁附近混凝土之開裂情況



- (d) 試體 SRC2-VR1.15 位移 $13\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=6.20\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=5.48\%$) 柱上方鋼梁附近混凝土之開裂情況
照片 4.17 試體 SRC2-VR1.15 柱上方鋼梁附近混凝土之開裂情況



照片 4.18 試體 SRC2-VR1.15 位移 $13\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=6.20\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=5.48\%$) 鋼梁之塑性變形情況



照片 4.19 試體 SRC3-VR0.98 位移 $3\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=1.43\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=0.51\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.20 試體 SRC3-VR0.98 位移 $3\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=1.43\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=0.51\%$) 鋼梁之降伏情況



照片 4.21 試體 SRC3-VR0.98 位移 $4\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=1.91\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=0.83\%$) 鋼梁腹板之降伏情況



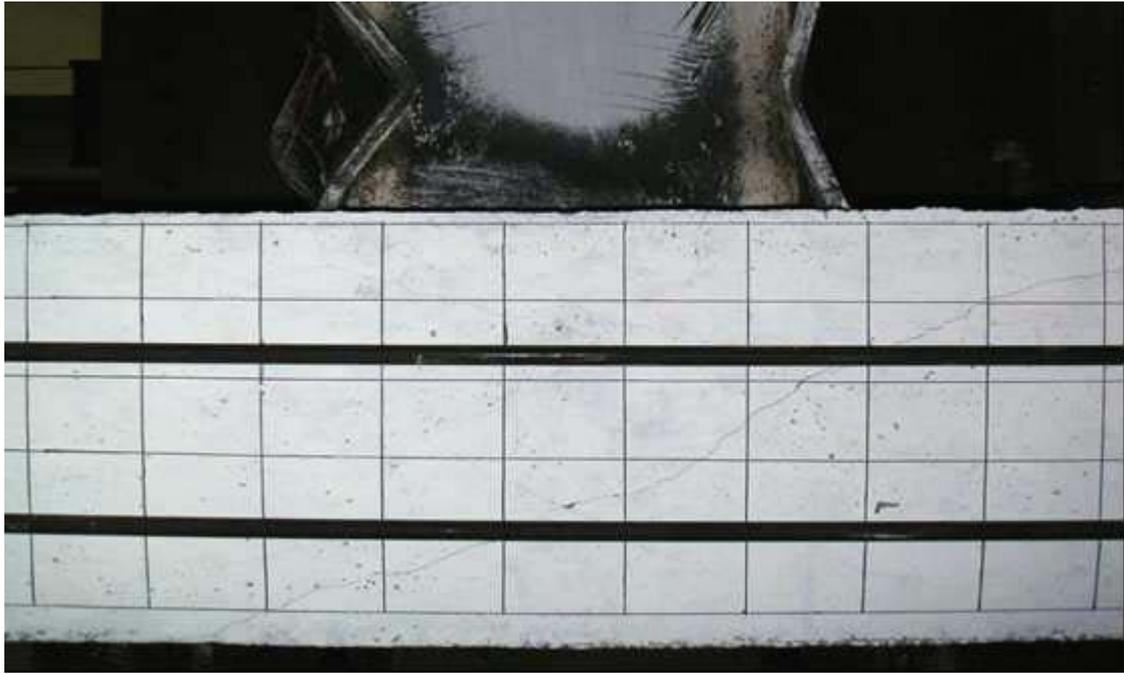
照片 4.22 試體 SRC3-VR0.98 位移 $6\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=2.86\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=1.67\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.23 試體 SRC3-VR0.98 位移 $7\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=3.34\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=2.08\%$) 鋼梁之塑性變形情況



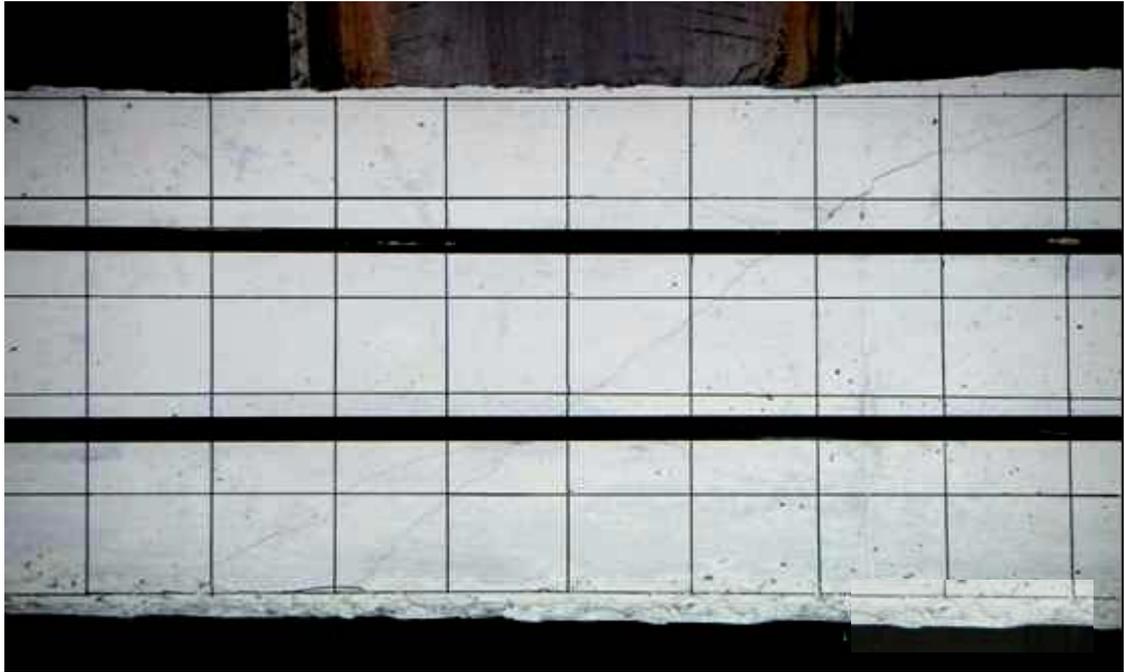
照片 4.24 試體 SRC3-VR0.98 位移 $8\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=3.82\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=2.72\%$) 鋼梁之塑性變形情況



照片 4.25 試體 SRC3-VR0.98 位移 $10\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=4.77\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=3.81\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.26 試體 SRC3-VR0.98 位移 $10\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=4.77\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=3.81\%$) 鋼梁之塑性變形情況



照片 4.27 試體 SRC4-VR0.82 位移 $3\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t = 1.43\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp} = 0.55\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.28 試體 SRC4-VR0.82 位移 $3\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=1.43\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=0.55\%$) 鋼梁之降伏情況



照片 4.29 試體 SRC4-VR0.82 位移 $5\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=2.39\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=1.30\%$) 鋼梁腹板之降伏情況





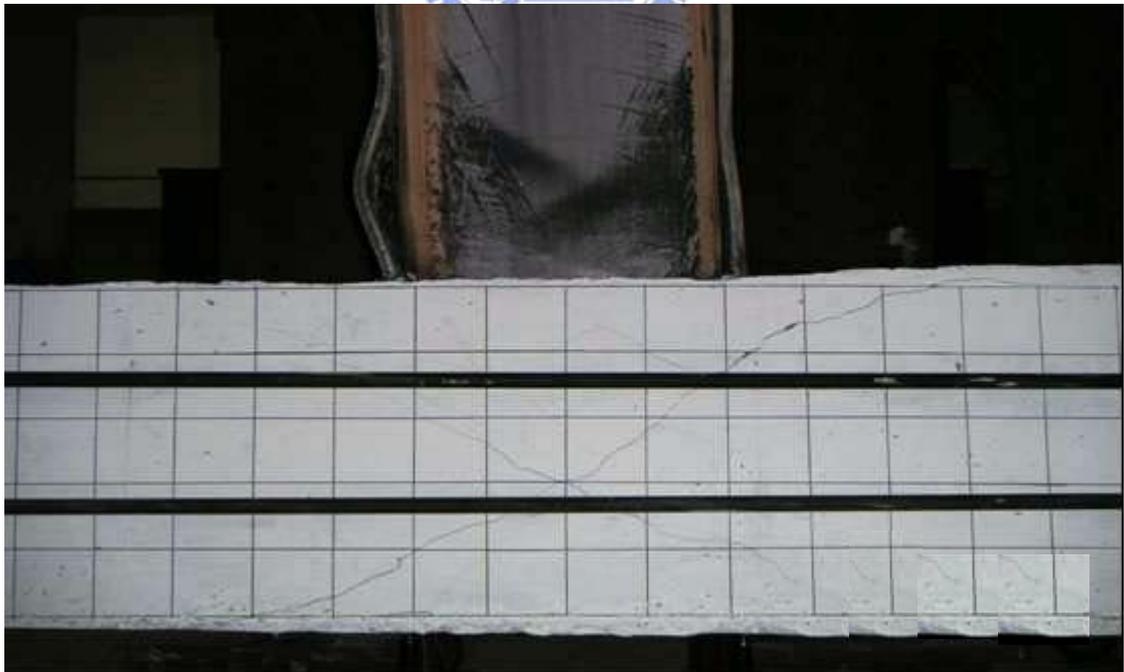
照片 4.30 試體 SRC4-VR0.82 位移 $6\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=2.86\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=1.68\%$) 柱上方混凝土之擠壓情況



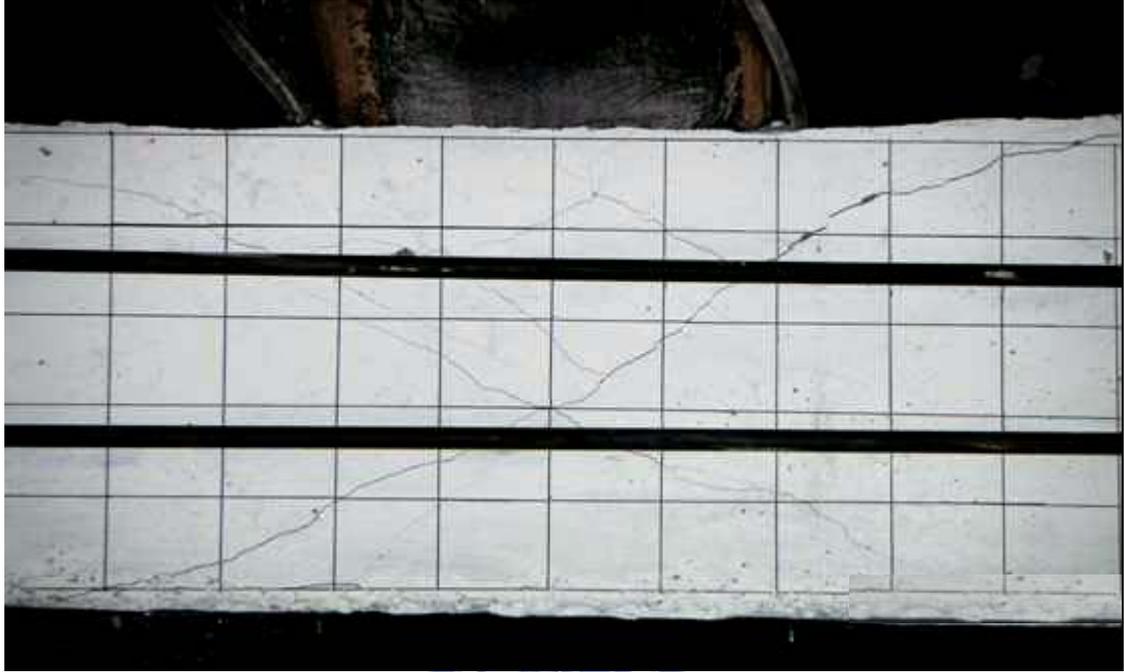
照片 4.31 試體 SRC4-VR0.82 位移 $8\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=3.82\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=2.54\%$) 鋼梁之塑性變形情況



照片 4.32 試體 SRC4-VR0.82 位移 $9\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=4.30\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=3.09\%$) 鋼梁之塑性變形情況



照片 4.33 試體 SRC4-VR0.82 位移 $9\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=4.30\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=3.09\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.34 試體 SRC4-VR0.82 位移 $12\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=5.73\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=4.78\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.35 試體 SRC4-VR0.82 位移 $12\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=5.73\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=4.78\%$) 柱上方混凝土之裂縫發展情況



照片 4.36 試體 SRC4-VR0.82 位移 $12\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=5.73\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=4.78\%$) 鋼梁之塑性變形情況



照片 4.37 試體 SRC5-VR0.58 位移 $3\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=1.43\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=0.40\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.38 試體 SRC5-VR0.58 位移 $3\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=1.43\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=0.40\%$) 鋼梁之降伏情況



照片 4.39 試體 SRC5-VR0.58 位移 $6\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=2.86\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=1.35\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.40 試體 SRC5-VR0.58 位移 $6\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=2.86\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=1.35\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.41 試體 SRC5-VR0.58 位移 $6\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=2.86\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=1.35\%$) 鋼梁之降伏情況

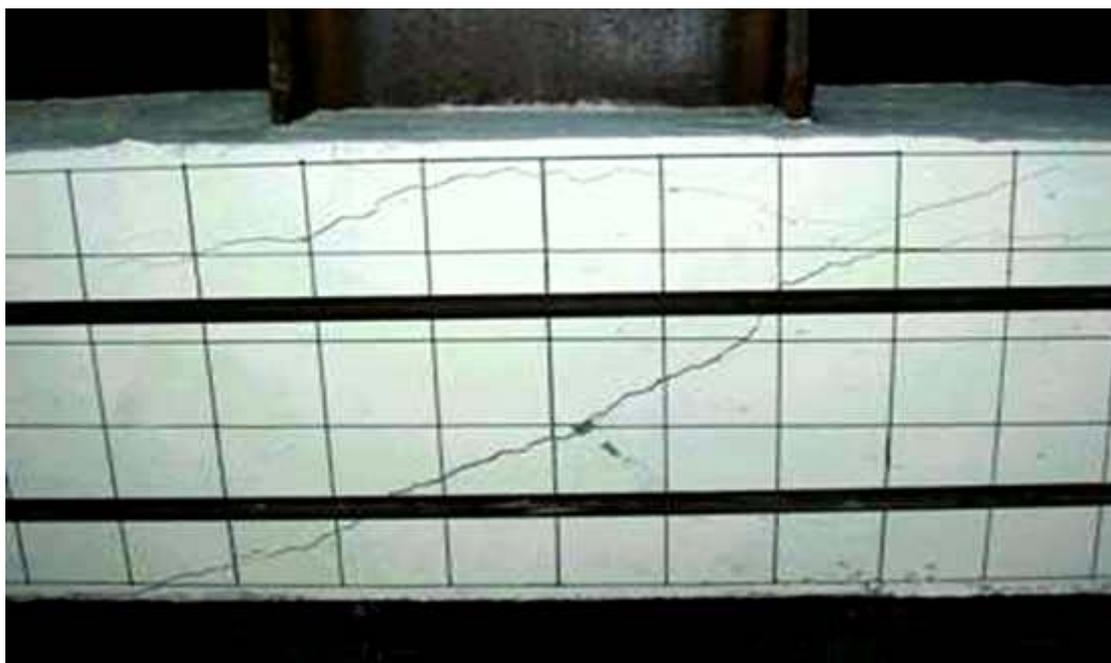


照片 4.42 試體 SRC5-VR0.58 位移 $7\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=3.34\%$, Beam

Plastic Rotation $\theta_{bp}=1.75\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.43 試體 SRC5-VR0.58 位移 $7\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=3.34\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=1.75\%$) 鋼梁之降伏情況



照片 4.44 試體 SRC5-VR0.58 位移 $8\Delta_y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t=3.82\%$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp}=2.27\%$) 接頭區混凝土之裂縫發展情況



照片 4.45 試體 SRC5-VR0.58 鋼梁斷裂





照片 4.46 試體 SRC5-VR0.58 鋼梁 V 型斷裂





照片 4.47 試體 SRC1-VR1.38 鋼梁之塑性鉸產生位置



照片 4.48 試體 SRC2-VR1.15 鋼梁之塑性鉸產生位置





照片 4.49 試體 SRC3-VR0.98 鋼梁之塑性鉸產生位置



照片 4.50 試體 SRC4-VR0.82 鋼梁之塑性鉸產生位置



照片 4.51 試體 SRC5-VR0.58 交會區變形造成接頭區混凝土之對角開裂