

第一章 緒論

1.1 前言

近年來台灣經濟蓬勃發展，造成都會區人口密度急速上升，為了在有限的土地資源解決居住問題，高樓層建築逐漸被人廣泛引用。另一方面，由於台灣地處於環太平洋地震帶上，建築結構物的耐震能力一直是眾所關心的課題，921 集集大地震的發生，造成民生經濟重大的損傷，使得民眾更加重視建築結構上的安全問題，開始尋求另一種更加耐震的建築結構。此外，有越來越多的建商採用鋼骨鋼筋混凝土（Steel Reinforced Concrete, SRC）建築結構於中高樓層建築結構物上。因此有關 SRC 構造的耐震行為與韌性設計之研究成為一重要課題。

SRC 構造是由鋼骨與鋼筋混凝土兩種材料所組成之合成結構物，使得 SRC 構造可以兼具這兩種材料的優點，經由適當的設計具有以下優點：

- (1) 對於鋼筋混凝土結構而言，SRC 構造有較佳的強度，可適當增加建築結構上的空間，以達到較經濟的結合。
- (2) 對於純鋼骨構造而言，SRC 構造有較佳的勁度，可減少結構物受風力或地震力作用產生的側向位移。
- (3) SRC 構造可發揮混凝土抗壓強度的優點，減少鋼骨的使用量，且對於抵抗超高樓層建築中低層樓面的巨大軸向壓力，具有良好的效果。
- (4) 混凝土可提供鋼骨及鋼筋適當的圍束作用，有助於降低鋼骨斷面肢材發生局部挫屈之現象，同時亦是鋼骨良好的防火被覆。

由於 SRC 構造具有上述之優點，國際間已有許多國家對於 SRC 構造進行深入的研究，如日本、美國、中國大陸等，其中以日本研究之成果最為豐盛。且日本對於 SRC 構造設計規範方面，更早於 1958 年即已訂定出其國內自用的 SRC 構造設計所應依循的設計規範。台灣已逐漸的採用 SRC 建築結構，且也完成國內自用的 SRC 構造設計規範，但國內本土性 SRC 構造實驗較少，在實驗數據上較為缺乏，因此加速國內本土性的 SRC 構造相關實驗與研究，將可提供國內政府

機關及學者修訂出更適合國內的 SRC 結構設計及施工規範，以確保國內 SRC 結構上的安全。

1.2 研究動機

近十幾年來，國內已陸續的採用 SRC 建築結構，在 SRC 柱接 SRC 梁結合之構造系統上，發現 SRC 梁之鋼筋與模板施工較為複雜，且容易在混凝土灌漿後產生蜂窩（特別是在鋼梁翼板之底部），施工品質較不易控制。因此若考慮以鋼梁取代 SRC 梁將有助於簡化施工、縮短工期與提高品質，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。此種 SRC 柱與鋼梁結合之構造系統，主要是利用 SRC 柱在側向勁度與抗壓強度兩方面的優點，並避開 SRC 梁在施工方面的缺點，故本研究將採用 SRC 柱接鋼梁之新型梁柱接頭。

在我國的設計規範方面，內政部營建署所公佈「鋼骨鋼筋混凝土構造 (SRC) 設計規範與解說」(以下簡稱「SRC 構造設計規範」)，目前提供國內許多工程師在進行 SRC 構造設計與施工時之參考。在「SRC 構造設計規範」第 8.4.2 節中，有關 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭型式，規定在接合處之 SRC 柱中之鋼骨與鋼梁，其撓曲強度須符合 $\sum (M_{ns})_c \geq \sum (M_{ns})_b$ ，即梁柱接合處所有柱中鋼骨部分之標稱彎矩強度之總合必須大於梁柱接合處所有梁中鋼骨部分之標稱彎矩強度之總合。上述限制主要是由於鋼梁係直接與 SRC 柱中之鋼骨接合，因此設計者需檢討梁柱接合處柱之 RC 部分是否能可靠的傳遞鋼梁所傳來的彎矩，以確保鋼梁與 SRC 柱結合處之彎矩傳遞不致發生問題。

又此種新梁柱接頭型式，僅國內 SRC 設計規範有明確訂定出此限制；在國外規範方面，如美國 AISC-LRFD (American Institute of Steel Construction) 鋼構造設計規範[2]及美國 ACI-318 (American Concrete Institute) 鋼筋混凝土設計規範[3]等，均無明確訂定出此種梁柱接頭型式之梁柱接合處之撓曲強度比。而日

本建築學會（Architecture Institute of Japan, AIJ）SRC 規範[4]有針對 SRC 柱接 SRC 梁之梁柱接頭型式，有明確的規定 SRC 柱與 SRC 梁之彎矩強度比；但對於 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭型式，一樣無較明確的規定。因此，進行此種新型梁柱接頭之相關實驗與研究實屬必要，並進一步可驗證國內 SRC 設計規範之相關規定是否適用。

另一方面，「SRC 設計規範」第 8.5.2 節中，有關梁柱接頭處之箍筋配置方面，其 SRC 柱之箍筋所採用的型式，為 4 支 L 型鋼筋以搭接方式銲接而成。但在鋼筋銲接的施工上，由於需在工地現場施作及高空作業的影響，施工品質較不易控制，將可能使得鋼筋搭接處未能有效發揮箍筋之拉力降伏強度前便產生拉裂的情況。為避免此種情形的發生，本研究將採用四支 90+135 度彎鉤之周邊繫筋組合而成的箍筋配置方式。此種方式之特點在於無需在箍筋搭接處銲接，可以避免工地現場鋼筋銲接的品質問題，且有助於簡化施工、縮短工期與提高品質。惟箍筋之彎鉤製作（包括角度及長度）與施工監造必須確實。



1.3 研究方法

本研究係以實驗的方式，針對 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭型式，進行三支實尺寸試體之受固定軸力-反復載重試驗。主要試驗參數為梁柱接合處所有柱中鋼骨之標稱彎矩強度與梁柱接合處所有梁中之標稱彎矩強度之比值來探討。此外，所有試體在 SRC 柱接頭區處均採用四支 90+135 度彎鉤之周邊繫筋組合而成的箍筋配置方式，以深入了解其力學行為與耐震性能，並期望這些實驗結果有助於國內 SRC 設計規範之研訂及工程界之探討。

1.4 研究內容

本文共分為五章，在本章中介紹 SRC 構造在國內使用上的重要性，並簡單說明國內 SRC 設計規範上有關 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭型式的研究情形，以進

一步作更深入的研究。

第二章中，針對各國現行的 SRC 構造設計規範，包括美國 AISC-LRFD 鋼構造設計規範、美國 ACI 鋼筋混凝土設計規範，日本建築學會 AIJ-SRC 規範與國內「SRC 設計規範」作較深入的介紹與探討，最後介紹有關 SRC 梁柱接頭的相關研究文獻。

第三章中，針對試驗的設計、試體規劃及試體的製作方式作完整的介紹；再將鋼骨、鋼筋及混凝土的材料性質試驗及結果，作詳細的整理。最後在對試驗設置及加載程式的控制方法作詳盡的說明。

第四章中，將試驗所得結果作完整的討論與整理，並與規範之相關規定作比較，以驗證實驗結果的適用性。

第五章中，對於試驗研究成果作初步的結論，並提出適當之建議。



第二章 國內外相關規範與相關文獻

2.1 國內外 SRC 構造相關規範

目前國外相關的鋼骨鋼筋混凝土設計規範，主要有 (1) 美國 AISC-LRFD 鋼構造設計規範，(2) 美國 ACI-318 鋼筋混凝土設計規範，(3) 日本建築學會(AIJ) SRC 規範等。但國內外環境差異所致，在設計上的考量並不盡然相同，如日本規範所使用的設計地震力較大，相對於結構的韌性之要求也較低；歐、美各國對於 SRC 結構的使用則較少，其研究成果也較少，並不適合直接採用，使得國內的 SRC 結構設計者及相關審查之單位常有無所依循之感。在國內規範方面，翁正強等於 1997 年完成之「鋼骨鋼筋混凝土構造 (SRC) 設計規範與解說」，目前提供國內許多工程師在進行 SRC 構造設計與施工時之參考。以下將針對上述規範作簡單的介紹跟說明。

2.1.1 美國 AISC-LRFD 鋼構造設計規範

美國 AISC-LRFD 設計規範對於 SRC 構材之設計並無明確的說明，僅針對合成構材作介紹，其採用的方法大部分沿習鋼結構之公式。設計理念是將合成構件中 RC 部分所提供的強度與勁度，以其建議之修正係數轉換成等值之鋼骨，再直接以鋼結構之設計公式計算合成構材之極限強度。基本上是斷面的轉換，優點是方法簡單容易，但缺點是過於保守。AISC-LRFD 規範除對合成構材中構材部分之強度計算有較為明確的說明外，對於合成構材的耐震設計、梁柱接頭及構造細則之部分規定均不明確。但對於梁柱的彎矩強度比則規定任何梁柱接頭應滿足下列二式之一：

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1.0 \quad (2-1)$$

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)}{\sum V_n d_b H_c / (H_c - d_b)} \geq 1.0 \quad (2-2)$$

其中： A_g 為柱全斷面積； F_{yb} 為梁鋼材之標稱降伏強度； F_{yc} 為柱鋼材之標稱降伏強度； H_c 為梁柱接頭處上下樓層之平均高度； P_{uc} 為所需之柱軸向受壓強度； V_n 為梁柱腹板交會區剪力強度； Z_b 為鋼梁斷面塑性模數； Z_c 為鋼柱斷面塑性模數； d_b 為所有與該柱接合之梁之平均梁深。上述之規定是期望能使降伏發生在梁端或梁柱接頭區。

2.1.2 美國 ACI-318 鋼筋混凝土設計規範

美國 ACI-318 鋼筋混凝土設計規範對於 SRC 構材之設計，大致上承襲鋼筋混凝土設計。其設計理念是將 SRC 構材中的鋼骨視為等量連續的鋼筋來設計，並依據(1)混凝土之極限應變為 0.003；(2)應變一致性且保持線性分布；(3)鋼骨視為連續排列等量之鋼筋；(4)鋼筋之應變硬化效應省略不計；(5)以 Whitney 矩形應力塊分布求得混凝土所提供之壓力及(6)靜力平衡，來求其 SRC 構材斷面的極限軸力及彎矩強度。在主要構件（如梁及柱）之接頭處，規定其連續鋼筋之續接及終斷鋼筋之錨定均須加以圍封。且接頭之圍封應為外接構件混凝土與接頭內之閉合橫箍筋、螺箍筋或肋筋，以確保構材在反復作用下，能發揮其撓曲強度，不致發生接頭破壞。

此外，在耐震設計之特別規定中，明訂柱之撓曲強度應符合連接於接頭處各柱在接頭中心之設計撓曲強度之總合（ $\sum M_c$ ）要大於 1.2 倍連接於接頭處各梁在接頭中心之設計撓曲強度之總合（ $\sum M_g$ ），如下式所示：

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_g} \geq 1.2 \quad (2-3)$$

在耐震設計、梁柱接頭及構造細則上，ACI 規範仍依據 RC 構造來進行合成構材之設計，雖然設計上較符合實際情況，但是計算過程卻過於繁雜。此外，在箍筋配置方面，不考慮鋼骨對於混凝土的圍束效應，在計算箍筋間距時，依然得遵循一般 RC 構造之規定，使得設計將過於保守，且造成 SRC 構造在施工上的困難。

2.1.3 日本建築學會 (AIJ) SRC 規範

日本建築學會 SRC 規範對於 SRC 構材之設計，基本上是採用強度疊加法。其疊加方式有二，一為簡單疊加法 (Simple Superposed Method, SSM)。該法係將 SRC 構材中的鋼骨與 RC 視為獨立的個體，分別計算其強度，於鋼骨與 RC 受到軸力與彎矩比例限制的條件下再進行簡單的疊加。計算上簡單但結果偏於保守；另一為一般疊加法 (Generalize Superposed Method, GSM)。該法係將鋼骨與 RC 分別計算其極限強度再予以疊加，其鋼骨與 RC 所承擔的軸力與彎矩比例並沒有限制，只要兩者的軸力與彎矩之合大於結構分析所得的需求軸力與彎矩即可。計算上雖較為複雜，但可以調整設計斷面至最經濟的組合。AIJ 設計公式其優點是觀念簡單明確，缺點是設計公式較複雜，且為國人所不熟悉，國內工程師較不易使用。在 SRC 柱與 SRC 梁接合時，在梁柱彎矩強度比規定：

$$\text{鋼骨部分：} 0.4 \leq \frac{s_C M_A}{s_B M_A} \leq 2.5 \quad (2-4)$$

$$\text{RC 部分：} 0.4 \leq \frac{r_C M_A}{r_B M_A} \quad (2-5)$$

即鋼骨部分中，柱鋼骨部分之全斷面彎矩強度 ($s_C M_A$) 與梁鋼骨部分之全斷面彎矩強度 ($s_B M_A$) 的比值介於 0.4~2.5 之間；在 RC 部分中，柱 RC 部分之全斷面彎矩強度 ($r_C M_A$) 與梁 RC 部分之全斷面彎矩強度 ($r_B M_A$) 的比值要大於 0.4。此外，SRC 梁柱接頭處因有鋼骨存在，故在接頭處之箍筋配置方式採用四之 L 型箍筋組合而成的配置方式，此種 L 型箍筋在搭接處應確實銲接[5]。

2.1.4 國內鋼骨鋼筋混凝土構造 (SRC) 設計規範與解說

國內鋼骨鋼筋混凝土構造 (SRC) 設計規範與解說對於 SRC 構造之設計，基本上也是採用強度疊加法的概念，但有別於日本 (AIJ) SRC 規範。主要是將 SRC 構材中鋼骨與 RC 的強度分別依據美國 AISC-LRFD 與 ACI-318 的規定計算，再將兩者所得的強度予以疊加，以求得 SRC 構材之強度。在 SRC 柱接梁之接頭型式，若採用包覆型 SRC 柱時，梁可為鋼梁或包覆型 SRC 梁。在 SRC 柱

接 SRC 梁之接頭型式，其標稱撓曲強度應符合：

$$\text{鋼骨部分：} \frac{\sum (M_{ns})_c}{\sum (M_{ns})_b} \geq 0.6 \quad (2-6)$$

$$\text{RC 部分：} \frac{\sum (M_{nrc})_c}{\sum (M_{nrc})_b} \geq 0.6 \quad (2-7)$$

上述規定即指梁與柱接合處所有柱中鋼骨部分跟 RC 部分之標稱彎矩強度之總合（ $\sum (M_{ns})_c$ 及 $\sum (M_{nrc})_c$ ）分別與所有梁中鋼骨部分跟 RC 部分之標稱彎矩強度（ $\sum (M_{ns})_b$ 及 $\sum (M_{nrc})_b$ ）的比值均大於 0.6。

在 SRC 柱接鋼梁之接頭型式，其標稱彎曲強度則應符合 $\sum (M_{ns})_c \geq \sum (M_{ns})_b$ 之規定，即梁柱接合處所有柱中鋼骨部分之標稱彎矩強度之總合必須大於梁柱接合處所有梁中鋼骨部分之標稱彎矩強度之總合，以確保梁柱接頭處應力的傳遞不致發生問題。在耐震設計之特別規定中，規定各梁柱接頭應滿足強柱弱梁之檢核要求，如下式所示：

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_B} \geq 1.2 \quad (2-8)$$



其中： $\sum M_C$ 為連接於梁柱接頭處各柱在接頭交接面之標稱彎矩強度之總合； $\sum M_B$ 為連接於梁柱接頭處各梁在接頭交接面之標稱彎矩強度之總合。

在配筋方面，對於梁柱接頭處的箍筋配置，採用四支 L 型箍筋組合而成的圍束閉合箍筋[5]，L 型箍筋在搭接處應確實銲接，銲接長度為 10 倍的箍筋直徑以上，以確保銲接之強度應至少能發揮箍筋之降服拉力強度。此外，還建議採用一種由四支 90+180 度彎鉤之周邊繫筋與四支 90+135 度彎鉤之角落繫筋共同組合而成的箍筋配置方式，主要的特點在於無須在箍筋搭接處銲接，惟箍筋與繫筋之製作（包括角度及長度）與施工監造必須確實。

2.2 包覆型 SRC 梁柱接頭相關文獻回顧

對於 SRC 梁與 SRC 柱之接頭實驗，陳昭榮[6]曾利用類似日本半預鑄工法之

SRC 梁柱接頭試體，探討其強度與韌性行為。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，則可提供比未加剪力釘之試體更為優良的合成作用，而於極限載重後仍保有極佳的二次韌性。

朱俊星[7]則首次將高韌性接頭設計觀念用於 SRC 構造中，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、項維邦於 1995 年[8]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，在設計及製作良好之 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[9]則嘗試以特殊設計之蓋版來替代鋼筋，使梁柱接頭區之 SRC 之塑性區外移，其塑性轉角也較傳統 SRC 梁柱接頭高出許多。

在 SRC 柱接鋼梁之接頭實驗，翁正強等 [10]，進行 10 支實尺寸之 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭試驗研究，對於 SRC 柱中之彎矩強度並未滿足強柱弱梁的試體，發現當鋼梁進入非線性階段之後，梁柱接頭區表面的混凝土均產生明顯的剪力裂縫，惟並未明顯影響梁柱接頭區之極限強度及變形能力。

C.C. Chou, C.M. Uang, [11]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）彎矩強度比滿足強柱弱梁，且梁柱接頭區之剪力強度大於梁柱接頭區最大需求剪力強度，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 柱接鋼梁之梁柱接頭試驗

3.1 梁柱接頭力學行為

台灣位處於環太平洋地震帶上，建築結構物的耐震能力一直是大眾所關心的課題，而國內高樓建築耐震系統構造中最常使用的為特殊彎矩構架 (Special Moment Frame, SMF) 系統。主要是因為特殊彎矩構架系統，為耐震構架系統中最具耐震消能能力之構架系統。

SMF 主要是由梁與柱組合而成的空間構架，其特殊之處在於梁與柱之接頭需具有充分傳遞彎矩與剪力之能力，亦即梁柱接頭屬於剛性接頭。此外，該系統的耐震設計原則主要依據「強柱弱梁」來設計，即主要以梁之韌性變形能力來吸收及消散地震力所傳入之能量，避免柱在變形後可能導致較嚴重的構架不穩定問題。因此，梁柱接頭之力學行為研究乃是了解與掌握整體結構行為之首要，並可依此來掌控梁柱接頭設計之原則。

當 SMF 受水平地震力作用時，圖 3.1(a)與(b)分別顯示該構架可能產生的變形及一個外部梁柱接頭 SRC 柱中鋼骨之受力情形。一般而言，由較大的地震力所引起的梁彎矩將大於由重力荷載所產生的梁彎矩，使得 SMF 中的梁柱產生如圖 3.1(a)所示的變形狀態。此種變形狀態將造成梁柱接頭區的梁受到彎矩的作用。由圖 3.1(b)可發現，梁柱接頭接頭區鋼柱腹板 (本文以後簡稱為“接頭區鋼柱腹板”) 將受到剪力，該剪力主要是由接頭側面的梁翼板上之水平力 (梁彎矩所引致) 所引起；另一方面，柱之剪力則會使接頭區鋼柱腹板承受一相應之剪力，因此接頭區鋼柱腹板之力學行為主要受到剪力控制。此外，梁與柱的結合必須能充分達到傳遞彎矩與剪力的之功能，且不得產生脆性破壞現象。由上述可知梁柱接頭設計的主要原則在於能夠平順的傳遞剪力及彎矩，因此如何有效的訂定出梁柱接頭彎矩強度比及剪力強度比將是首要的課題。

3.2 試驗設計

本研究主要探討 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭於反復荷載下之力學行為。並假設在地震力作用下，結構在發生側向位移後，其相鄰上下樓層柱中央及相鄰兩跨梁中央為反曲點，如圖 3.1(a)所示。本研究為簡化試驗與減少變數，主要以三個鉸點模擬三個反曲點的外部梁柱接頭作為實驗之試體，且以平面構架模擬實際的立體構架，盡可能模擬此 SRC 柱接鋼梁之接頭在地震力下之受力變形行為。

本研究共進行三組實尺寸之 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭之反復載重試驗，實驗的參數為 SRC 柱中鋼骨部分之標稱彎矩強度與鋼梁之標稱彎矩強度的比值大小及梁柱接頭區的箍筋配置型式等。圖 3.2 為本研究梁柱接頭試體立體示意圖。



3.3 試驗規劃

本研究製作三組 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭，試體之編號與型式及試體之尺寸及參數如表 3.1 及表 3.2 所示。所有試體 SRC 柱斷面尺寸均為 550mm×550mm，長度為 3m，主筋採用 12 根#6 竹節鋼筋，箍筋則採用#3 竹節鋼筋，SRC 柱斷面配筋如圖 3.3 所示。所有試體 SRC 柱中的鋼柱之材質均為 A572 Gr.50，試體的鋼梁材質除試體 SRC3 的鋼梁為 A36 鋼材外，其餘試體的鋼梁之材質均為 A572 Gr.50。試體鋼柱斷面均為銲接組合 H 型鋼，長度為 3m；鋼梁斷面均為 H488×300×11×18 之銲接組合 H 型鋼，長度為 2.03m。

在 SRC 柱箍筋間距配置方面，所有試體之箍筋間距均為 150mm，接頭區箍筋以 4 支 90+135 度彎鉤之周邊繫筋組合而成的配置方式，非接頭區箍筋採用閉合型式，箍筋配置圖與箍筋型式如圖 3.4、圖 3.5 及圖 3.6 所示。而圖 3.7 及 3.8 為 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭之接頭區圍束箍筋於單邊

接梁和雙邊接梁時，採用本研究所建議之新型配筋方式之示意圖。所有試體之材料強度如表 3.3 所示。

在試驗參數方面，主要將探討 SRC 柱中之鋼柱與鋼梁之彎矩強度比 (Moment Strength Ratio)，即 $\Sigma(M_{ns})_c/(M_{ns})_b$ ，其比值介於 1.04 到 2.24 之間。若將 SRC 柱中 RC 部分之彎矩強度貢獻納入考慮，則 SRC 柱與鋼梁之彎矩強度比，即 $\Sigma(M_{nsRC})_c/(M_{ns})_b$ ，其比值則介於 1.84 到 2.84 之間。其中鋼骨部分與 RC 部分之標稱彎矩強度的計算，則依據國內 SRC 設計規範所規定計算。各試體實際彎矩強度比值如表 3.4 所示。為簡化實驗與減少參數，所有試體將接頭區鋼柱腹板總厚度均固定為 19mm。所有試體均符合國內 SRC 設計規範之規定，也均符合強柱弱梁之原則。本研究將由試驗結果觀察 SRC 柱中之鋼柱及 SRC 柱與鋼梁的彎矩強度比值對接頭行為之影響。

本研究之試體其鋼骨之接合方式係仿照托梁式接頭之銲接方法，鋼梁翼板以全滲透開槽銲，鋼梁腹板則以填角銲與鋼柱翼板銲接，詳細銲接尺寸如圖 3.9 所示。且由於托梁螺栓之接合方式主要基本原則為接合處能完整傳遞鋼梁的彎矩與剪力，在接合設計及施工上品質控制良好之下，實則與一般未續接之鋼梁無異，因此在本實驗中係直接整段鋼梁與 SRC 柱中鋼骨相接合，以模擬托梁式之接頭，並可節省鋼梁續接時之費用。

3.4 試體製作

各組試體的鋼柱與鋼梁於鋼構場分別銲接組合後，鋼柱一端先銲一柱端板。將柱主筋固定位置後銲於柱端板上，將所需數量箍筋套入，主筋與鋼柱另一端再銲接一柱端板，最後再完成鋼梁與鋼柱的銲接。所有試體於完成梁柱接頭處之銲接後，進行銲道超音波檢測，以確保銲接的品質。待鋼柱與鋼梁接頭運至交通大學土木結構大樓實驗室後，將箍筋依間距排好並固定，接頭區箍筋依圖 3.5 所示固定，如照片 3.1 所示。將預埋在混凝土內的應變計先貼好，並做好防水處

理後，隨即進行模板組裝作業（見照片 3.2）並進行混凝土灌漿，待混凝土灌漿完成後，在 28 日養生期中偶以少量水養護以模擬工地實際情形。

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。試驗配置如圖 3.10 及照片 3.3 所示。固定於反力牆上的 1000kN 之 MTS 水平油壓致動器(Actuator)用以對鋼梁施加反復作用力；每支試體之 SRC 柱將施加 $0.1(P_n)_{SRC}$ 的軸力， $(P_n)_{SRC}$ 的計算則依照國內「SRC 設計規範」；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，如照片 3.4 所示。本研究並在 SRC 柱下方設置線性變形位移感應計(LVDT)以及在接頭交會區設置 π -gage 位移計以量測接頭區的變形狀況，如圖 3.11 及 3.12 所示；而照片 3.5 及 3.6 為實驗實際架設情形。此外，為了瞭解試體受力時的應力分佈情形，本研究在接頭區的鋼梁翼板、腹板、圍束箍筋及主筋上黏貼了 12 個由 KYOWA 公司所製作的應變計，其型號是 KFG-5-120-C1-11L3M2R，應變計位置如圖 3.13 及 3.14 所示。

3.6 加載程式

本試驗以 MTS 動力試驗系統控制連接於梁端之油壓致動器，以位移控制方式 (Displacement Control) 對試體施加反復載重，油壓致動器的施力大小是由預先規劃的位移歷程來控制。為了觀測梁柱接頭區在較小位移時的行為，在 $2\ y$ 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 3.15 所示，依序為 $0.25\ y$ 、 $0.5\ y$ 、 $0.75\ y$ 、 $1.0\ y$ 、 $2.0\ y$ 、 $3.0\ y$ ，往後每一階段均增加一個 y ，如此直到試體破壞或強度折減過大時方停止試驗。 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 y 均約為 11mm。



第四章 實驗結果與討論

4.1 試驗觀察紀錄

梁柱接頭進行試驗時，定義 MTS 致動器收縮時之位移方向及載重為正值；MTS 致動器伸長時之位移方向及載重為負值。同時，為了方便觀察鋼梁的降伏情況，在鋼梁受彎矩較大區域塗上石灰，利用石灰剝落的情況來判定其降伏程度。此外，為了方便觀察混凝土的開裂情形，於 SRC 柱上粉刷白色的油漆，並於梁柱接頭區側面混凝土上刻劃 $10 \times 10 \text{cm}$ 的網格，以便觀察混凝土的裂縫分布情形。以下就針對本研究之三組試體在試驗進行中所觀察到的現象作一描述。

試體 SRC1—MR2.24

在梁端進入 $2\Delta y$ 時，SRC 柱混凝土面上沿鋼梁翼板方向出現水平細微裂縫，接頭區側面混凝土也出現細微裂縫。當位移進入 $3\Delta y$ 時，接頭區側面混凝土細微剪力裂縫數量漸增。當位移進入 $4\Delta y$ 時，沿鋼梁翼板方向之水平裂縫及接頭區側面混凝土細微裂縫明顯可見。進入 $5\Delta y$ 位移時，接頭區側面混凝土產生 X 型輕微剪力裂縫。位移進入 $6\Delta y$ 時，鋼梁翼板邊緣處之混凝土表面產生輕微剝落。而位移進入 $7\Delta y$ 時，鋼梁翼板開始產生輕微塑性變形情形，此時混凝土之裂縫發展漸趨緩和。當位移進入 $8\Delta y$ 時，鋼梁翼板已產生明顯的塑性變形。隨著迴圈增加，鋼梁翼板的塑性變形愈趨嚴重，腹板也產生明顯的鼓起現象。當位移進入 $10\Delta y$ 時，鋼梁塑性變形已非常嚴重。位移進入 $11\Delta y$ 時，梁塑性鉸已發展完善，且試體強度已下降至最大載重的 75% 以下，認定試體已破壞，停止試驗。

隨著試驗的進行當中，鋼梁翼板塑性變形的發展情形如照片 4.1 所示，鋼梁翼板處混凝土之情況，僅表面混凝土被鋼梁翼板擠壓而造成輕微剝落。此外，梁柱接頭區側面混凝土裂縫最終發展如照片 4.2 所示。而試體反復載重與位移之遲滯迴圈如圖 4.1 所示。試體之載重最大值分別為 $+743 \text{ kN}$ 與 -600 kN ，分別發生

於 $+8\Delta y$ 與 $-7\Delta y$ 。鋼梁挫屈區域長度約為 300mm，挫屈中心距 SRC 柱混凝土面大約 150mm 左右。

試體 SRC2—MR1.26

在梁端進入 $2\Delta y$ 時，SRC 柱混凝土面上沿鋼梁翼板方向出現水平細微裂縫，接頭區側面混凝土也出現細微裂縫。當位移進入 $3\Delta y$ 時，接頭區側面混凝土產生沿柱主筋方向之細微裂縫。當位移進入 $4\Delta y$ 時，沿鋼梁翼板方向之水平裂縫及接頭區側面混凝土細微裂縫明顯可見。進入 $5\Delta y$ 位移時，接頭區側面混凝土產生 X 型細微剪力裂縫。位移進入 $6\Delta y$ 時，裂縫持續發展。而位移進入 $7\Delta y$ 時，鋼梁翼板產生輕微塑性變形，裂縫發展漸趨緩和。當位移進入 $8\Delta y$ 時，鋼梁翼板已產生明顯的塑性變形，且鋼梁翼板邊緣處之混凝土表面產生輕微剝落。隨著迴圈增加，鋼梁翼板的塑性變形愈趨嚴重，腹板也產生明顯的鼓起現象。當位移進入 $10\Delta y$ 時，鋼梁塑性變形已非常嚴重。位移進入 $11\Delta y$ 時，梁塑性鉸已發展完善，且試體強度已下降至最大載重的 75% 以下，認定試體已破壞，停止試驗。

隨著試驗的進行當中，鋼梁翼板塑性變形的發展情形如照片 4.3 所示。由照片 4.4(a)及(b)可以清楚的看出試驗終止時，鋼梁翼板處混凝土之情況，僅表面混凝土被鋼梁翼板擠壓而造成輕微剝落。此外，梁柱接頭區側面混凝土裂縫最終發展如照片 4.5 所示。而試體反復載重與位移之遲滯迴圈如圖 4.2 所示。試體之載重最大值分別為 $+765\text{ kN}$ 與 -702 kN ，分別發生於 $+8\Delta y$ 與 $-8\Delta y$ 。鋼梁挫屈區域長度約為 400mm，挫屈中心距 SRC 柱混凝土面大約 200mm 左右。試體試驗結束情形如照片 4.6 所示。

試體 SRC3—MR1.04

在梁端進入 $3\Delta y$ 時，SRC 柱混凝土面上沿鋼梁翼板方向出現水平細微裂縫，接頭區側面混凝土也出現細微裂縫。當位移進入 $4\Delta y$ 時，接頭區側面混凝土

土產生沿柱主筋方向之細微裂縫。當位移進入 $5\Delta y$ 時，接頭區側面混凝土細微裂縫明顯可見，且鋼梁翼板之混凝土處產生垂直鋼梁翼板之細微裂縫。進入 $6\Delta y$ 位移時，鋼梁翼板邊緣處之混凝土表面產生輕微剝落。位移進入 $7\Delta y$ 時，鋼梁翼板產生輕微塑性變形。當位移進入 $8\Delta y$ 時，鋼梁翼板已產生明顯的塑性變形，裂縫發展漸趨緩和。隨著迴圈增加，鋼梁翼板的塑性變形愈趨嚴重，腹板也產生明顯的鼓起現象。當位移進入 $10\Delta y$ 跟 $11\Delta y$ 時，鋼梁翼板邊緣處之混凝土表面產生輕微剝落明顯可見，如照片 4.7 及 4.8 所示。當位移進入 $12\Delta y$ 時，鋼梁塑性變形已非常嚴重。位移進入 $13\Delta y$ 時，梁塑性鉸已發展完善，且試體強度已下降至最大載重的 75% 以下，認定試體已破壞，停止試驗。

隨著試驗的進行當中，鋼梁翼板塑性變形的發展情形如照片 4.9 所示；梁柱接頭區側面混凝土裂縫最終發展亦可由照片 4.9(d) 看出，僅有輕微的裂縫產生。此外，由照片 4.10(a) 及 (b) 可以清楚的看出試驗終止時，鋼梁翼板處混凝土之情況，僅表面混凝土被鋼梁翼板擠壓而造成輕微剝落。而試體反復載重與位移之遲滯迴圈如圖 4.3 所示。試體之載重最大值分別為 $+566\text{ kN}$ 與 -570 kN ，分別發生於 $+7\Delta y$ 與 $-8\Delta y$ 。鋼梁挫屈區域長度約為 400 mm ，挫屈中心距 SRC 柱混凝土面大約 200 mm 左右。試體試驗結束情形如照片 4.11 所示。

上述三支試體之鋼梁都在離開 SRC 柱混凝土面 15 至 20 公分（約 $0.3 \sim 0.5$ 倍梁深）處產生良好的塑性鉸，充分發揮韌性，且在梁柱接頭區側面混凝土並無明顯之開裂情形。其梁柱接頭區混凝土在開裂後，箍筋都發揮出良好的圍束作用，且都並未發生彎鉤脫開的現象，初步證實以 4 支 $90+135$ 度彎鉤之繫筋組成箍筋的方式是有效的。

4.2 變形能力評估

本節將實驗過程中經由 LVDT 及 π gauge 所量測到之資料，作進一步的處理與計算，以求得柱撓曲轉角、梁柱交會區（Panel Zone）剪力變形轉角、鋼梁轉

角及鋼梁塑性轉角，再分析比較各轉角之關係，以評估梁柱接頭之韌性。梁柱接頭構件量測系統配置簡圖如 4.4 所示。

符號定義：

d_b ：梁深度。

d_c ：鋼柱深度。

D ：SRC 柱深度。

H_c ：梁柱接頭處上方與下方樓層高度之平均值。

L_b ：鋼梁長。

γ ：接頭區鋼柱腹板剪力變形量。

δ_1 、 δ_2 、 δ_3 、 δ_4 ：LVDT 與 π gauge 量測之變形量（伸長為正、縮短為負）。

δ_t ：梁端總位移（包含柱、梁本身變形量）。

δ_{bt} ：梁總變形分量。

δ_{bp} ：梁塑性變形量。

δ_{ct} ：柱總變形分量（包含柱撓曲變形、梁柱交會區剪力變形量）。

δ_{cf} ：柱撓曲變形所引致的梁端變形分量。

δ_{pz} ：梁柱交會區剪力變形所引致的梁端變形分量。

θ_t ：梁柱接頭總轉角（包含柱、梁本身變形角量）。

θ_{tp} ：梁柱接頭總塑性轉角。

θ_{bt} ：梁總轉角。

θ_{ct} ：柱總變形轉角（包含柱撓曲、梁柱交會區剪力變形角量）。

θ_{cf} ：柱撓曲變形所引致的梁端變形角分量。

θ_{pz} ：梁柱交會區剪力變形所引致的梁端變形角分量。

4.2.1 梁柱交會區剪力變形

本研究中梁柱交會區剪應變 γ (Shear Strain) 的量測，如圖 4.4 所示，主要

是藉由配置於梁柱交會區對角線上的兩個可夾型位移計（ π gauge），所量測的對角線伸縮量經幾何關係換算而得的。根據[蔡克銓等 1990]的研究，欲求出梁柱接頭區腹板剪應變 γ ，可由圖 4.5 的梁柱交會區剪力變形圖，假設梁柱交會區承受剪力時，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：

$$\sqrt{(d_c + \gamma d_b)^2 + d_b^2} = \sqrt{(d_c^2 + d_b^2)} + \delta_{av} \quad (4-1)$$

其中 δ_{av} 為平行四邊形的對角線伸長量（ δ_3 或 δ_4 ）差值之平均值。

若將式（4.1）的高次項忽略不計可得到：

$$\gamma = \frac{\sqrt{(d_c^2 + d_b^2)}}{d_c d_b} \delta_{av} \quad (4-2)$$

4.2.2 梁端各變形分量

本研究中梁端致動器施力後的梁端總位移 δ_t 主要包括三種變形分量，如圖 4.6、4.7 所示：梁本身變形分量 δ_{bt} 、梁柱交會區剪力變形所引致的梁端變形分量 δ_{pz} 、及柱撓曲變形所引致的梁端變形分量 δ_{cf} ，其關係如下：

$$\delta_t = \delta_{bt} + \delta_{pz} + \delta_{cf} \quad (4-3)$$

分析由梁柱交會區剪力變形所引致的梁端變形分量如圖 4.8 所示。然而在真正的實驗過程中，梁柱交會區剪力變形時，柱兩端為固定不可移動之鉸接，因此將圖 4.8 所示試體，作一剛體旋轉之過程如圖 4.9 所示，則可得真正梁柱交會區剪力變形所引致的梁端變形分量 δ_{pz} 為：

$$\delta_{pz} = \gamma L_b - \frac{\gamma d_b}{H_c} \left(L_b + \frac{D}{2} \right) \quad (4-4)$$

而梁柱交會區剪力變形所引致的梁端變形角分量 θ_{pz} 為：

$$\theta_{pz} = \frac{\delta_{pz}}{L_b + \frac{D}{2}} \quad (4-5)$$

至於由柱總變形所引致的梁端變形分量，由圖 4.4 所示，利用 δ_1 與 δ_2 量測可得 θ_{ct} 。在假設梁柱交會區為剛體下，從圖 4.10 中可得柱總變形所引致之梁端變形 δ_{ct} 為：

$$\delta_{ct} = \theta_{ct} \left(L_b + \frac{D}{2} \right) \quad (4-6)$$

$$\theta_{ct} = \frac{\delta_1 - \delta_2}{d_b} \quad (4-7)$$

而本實驗中所量測到的柱總變形轉角，包含柱撓曲變形與梁柱交會區剪力變形角量；而柱總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：

$$\theta_{ct} = \theta_{pz} + \theta_{cf} \quad (4-8)$$

$$\delta_{ct} = \delta_{pz} + \delta_{cf} \quad (4-9)$$

因此柱撓曲變形所引致的梁端變形角分量及梁端變形分量如下所示：

$$\theta_{cf} = \theta_{ct} - \theta_{pz} \quad (4-10)$$

$$\delta_{cf} = \delta_{ct} - \delta_{pz} \quad (4-11)$$

梁本身變形所引致之梁端位移分量，如圖 4.7 (a) 所示，因為梁端總位移可由 MTS 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：

$$\delta_{bt} = \delta_t - \delta_{pz} - \delta_{cf} \quad (4-12)$$

而梁柱接頭總轉角可由下式計算得：

$$\theta_t = \frac{\delta_t}{(L_b + D/2)} \quad (4-13)$$

其中 θ_t 考慮梁從梁端至梁柱交會區中心之距離。則梁本身變形轉角即可用梁柱接頭總轉角減去梁柱交會區剪力變形及柱撓曲變形分別引致之轉角而得：

$$\theta_{bt} = \theta_t - \theta_{pz} - \theta_{cf} \quad (4-14)$$

至於梁塑性變形轉角是以梁本身變形轉角扣除相同載重下梁彈性變形轉角後即為梁之塑性變形轉角。

而梁柱接頭總塑性轉角可由下試計算得：

$$\theta_{tp} = \theta_t - \frac{M}{k} \quad (4-15)$$

其中 M 為梁柱交界面之外力彎矩強度； k 為由梁彎矩與梁柱接頭總轉角關係圖中，求取圖形中線性段彈性勁度可得。

4.2.3 試驗量測之結果

試體 SRC1—MR2.24

試體 SRC1 之梁彎矩與梁柱接頭總轉角、梁柱接頭總塑性轉角、梁總轉角、梁塑性轉角、柱轉角及柱總轉角的關係圖分別如圖 4.11 至 4.16 所示。由圖 4.11、圖 4.12 可看出梁柱接頭總轉角與梁柱接頭總塑性轉角，在正方向分別為 5.22 % 及 4.21 % 弧度；在負方向則分別為 5.24 % 及 4.48 % 弧度，試體的塑性變形能力相當的優良，遠超過設計所規定之 4 % 弧度最小值。而圖 4.14 可看出梁塑性轉角正方向可達 3.93 % 弧度，負方向亦可達 4.14 % 弧度，且遲滯迴圈中的曲線亦相當的飽滿，可證明試體 SRC1 有相當良好的韌性。另外由圖 4.11 亦可清楚看出試體在鋼梁產生明顯塑性變形後(當梁端位移 $9\Delta y$ 時)，試體彎矩強度有明顯的衰減現象。

在梁彎矩與柱轉角關係上，圖 4.15(b)說明柱撓曲轉角變形尚在彈性階段，並未有明顯的降伏情況。而圖 4.15(a)則可看出梁柱交會區僅有輕微降伏的現象發生，但最大轉角變形角量為 +0.39 % 及 -0.54 % 弧度，對於梁柱接頭總塑性轉角的貢獻相當有限。圖 4.16 為梁彎矩與柱總轉角的關係圖，柱總轉角即為包含柱撓曲、梁柱交會區剪力變形轉角。因為柱撓曲轉角處於彈性階段，故結果與圖 4.15(a)很接近。圖 4.16 中之最大柱總轉角變形角量為 +0.59 % 及 -0.60 % 弧度，相對於梁柱接頭總塑性轉角的貢獻亦相當有限，在柱總轉角小的情形下，試體在

接頭區側面混凝土僅產生清晰可見的輕微裂縫。

若將上述三轉角分量 θ_{bt} 、 θ_{pz} 及 θ_{cf} 取其各遲滯迴圈最大位移時之轉角分量，比較其所佔梁柱接頭總轉角之百分比，整理便可得各遲滯迴圈時，三轉角分量所佔梁柱接頭總轉角百分比之情形。圖 4.17 即為試體 SRC1 各遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量百分比圖。由圖中可以清楚的看出試體試驗開始至結束時，試體消能機制的轉換。在試驗初期的時候（1 - 3 迴圈時），消能的機制主要由三部分來分擔，但大部分的消能機制還是由梁的塑性變形來控制。試驗中期的時候（4 - 8 迴圈時），可以明顯的看出主要的消能機制已漸漸的由梁的塑性變形來控制，梁柱交會區及柱撓曲轉角分量所佔比例也漸漸的降低。試驗後期（9 - 11 迴圈時），此時梁塑性鉸已漸趨發展完善，主要的消能機制為梁的塑性鉸，梁轉角分量約佔整體轉角 90 % 以上的比例，甚至柱的撓曲轉角分量所佔比例僅約為 1 % 左右，顯示梁達到充分的塑性變形。



試體 SRC2—MR1.26

試體 SRC2 之梁彎矩與梁柱接頭總轉角、梁柱接頭總塑性轉角、梁總轉角、梁塑性轉角、柱轉角及柱總轉角的關係圖分別如圖 4.18 至 4.23 所示；圖 4.24 則為試體 SRC2 各遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量百分比圖。由圖 4.18、圖 4.19 可看出梁柱接頭總轉角與梁柱接頭總塑性轉角，在正方向分別為 5.22 % 及 4.12 % 弧度；在負方向則分別為 5.23 % 及 4.28 % 弧度，試體的塑性變形能力相當的優良，遠超過設計所規定之 4 % 弧度最小值。而圖 4.21 可看出梁塑性轉角正方向可達 4.01 % 弧度，負方向亦可達 3.99 % 弧度，且遲滯迴圈中的曲線亦相當的飽滿，可證明試體 SRC2 有相當良好的韌性。

另外由圖 4.18 亦可清楚看出試體在鋼梁產生明顯塑性變形後，試體彎矩強度有明顯的衰減現象，尤其是當梁端位移進入 $-9\Delta y$ 時，強度下降非常的顯著。主要原因由照片 4.3 鋼梁塑性變形發展情形便可清楚看出，其鋼梁產生挫屈現象

的範圍相當的大，使得鋼梁斷面要達到全斷面降伏較易，故所需力量也相對降低，因而造成梁彎矩強度有較明顯的衰減現象。

在梁彎矩與柱轉角關係上，圖 4.22(b)說明柱撓曲轉角變形尚在彈性階段，並未有明顯的降伏情況。而圖 4.22(a)則可明顯的看出梁柱交會區有輕微降伏的現象發生，主要發生於負載重行程時，但最大轉角變形角量分別為 $+0.32\%$ 及 -0.50% 弧度，兩者相差僅約為 0.2% 弧度，推測可能是因為在製作試體時混凝土搗實不均勻所產生的結果；此轉角量對於梁柱接頭總塑性轉角的貢獻亦相當有限。圖 4.23 為梁彎矩與柱總轉角的關係圖，因為柱撓曲轉角處於彈性階段，故結果將與圖 4.33(a)類似。最大柱總轉角變形角量為 $+0.48\%$ 及 -0.57% 弧度，相對於梁柱接頭總塑性轉角的貢獻亦相當有限，在柱總轉角小的情形下，接頭區側面混凝土僅產生清晰可見的輕微裂縫。

由圖 4.24 中可以清楚的看出試體試驗開始至結束時，試體消能機制的轉換。在試驗初期的時候（1 - 3 迴圈時），消能的機制主要由三部分來分擔，但大部分還是由鋼梁的塑性變形來控制。試驗中期的時候（4 - 8 迴圈時），可以明顯的看出主要的消能機制已漸漸的由鋼梁的塑性變形來控制，梁柱交會區及柱撓曲轉角分量所佔比例亦漸漸的降低。試驗後期（9 - 11 迴圈時），此時梁塑性鉸已漸趨發展完善，主要的消能機制為梁的塑性鉸，梁轉角分量約佔整體轉角 90% 以上的比例，甚至柱的撓曲轉角分量所佔比例僅約為 1% 左右。整體來說，此試體的整體表現行為與試體 SRC1 非常類似。

試體 SRC3—MR1.04

試體 SRC3 之梁彎矩與梁柱接頭總轉角、梁柱接頭總塑性轉角、梁總轉角、梁塑性轉角、柱轉角及柱總轉角的關係圖分別如圖 4.25 至 4.30 所示；圖 4.31 則為試體 SRC3 各遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量百分比圖。由圖 4.25、圖 4.26 可看出梁柱接頭總轉角與梁柱接頭總塑性轉角，在正方向分別為 6.22% 及 5.38% 弧度；在負方向則分別為 6.20% 及 5.33% 弧度，試體的塑性變形能力相當

的優越，遠遠超過設計所規定之 4 % 弧度最小值。而圖 4.28 可看出梁塑性轉角正方向達到 5.38 % 弧度，負方向亦達 5.28 % 弧度，且遲滯迴圈中的曲線相當的飽滿，涵蓋面積亦相當的廣泛，證明試體 SRC3 有相當良好的韌性。

此外，圖 4.25 中亦可清楚看出試體在鋼梁產生明顯塑性變形後（當梁端位移 $8\Delta y$ 以後），試體彎矩強度有漸漸衰減的現象，強度降緩現象較試體 SRC1 及試體 SRC2 更為緩慢，主要是因為此試體之梁為 A36 鋼材，其有較 A572 Gr.50 鋼材為佳的延展性。

在梁彎矩與柱轉角關係上，圖 4.29(a)與(b)可明顯的看出梁柱交會區與柱撓曲轉角變形尚處於彈性階段，並未有明顯的降伏情況。梁柱交會區最大轉角變形角量為 +0.30 % 及 -0.30 % 弧度，而柱撓曲轉角最大轉角變形角量則為 +0.20 % 及 -0.25 % 弧度，兩轉角量對於梁柱接頭總塑性轉角的貢獻皆相當有限。而圖 4.30 為梁彎矩與柱總轉角的關係圖，因為柱撓曲轉角與梁柱交會區轉角均處於彈性階段，故結果將與圖 4.29 相像。圖 4.30 中之最大柱總轉角變形角量為 +0.44 % 及 -0.53 % 弧度，相對於梁柱接頭總塑性轉角的貢獻亦相當有限，在柱總轉角小的情形下，試體在接頭區側面混凝土僅產生清晰可見的極輕微裂縫。

由圖 4.31 中可以清楚的看出試體試驗開始至結束時，試體消能機制的轉換。在試驗初期的時候（1-4 迴圈時），一開始 SRC 柱所分擔的比例還可高達 20 % 以上，但接下來便漸漸的由鋼梁的塑性變形來控制。試驗中期的時候（5-8 迴圈時），可以明顯的看出大部分的消能機制已漸漸的由鋼梁的塑性變形來控制，梁柱交會區及柱撓曲轉角分量所佔比例也降至更低，僅有 10 % 左右的比例。

試驗後期（9-13 迴圈時），鋼梁於第 9 迴圈時產生明顯的塑性變形，之後能量更大部分由梁的塑性鉸來消散，直至試驗終止後，梁轉角分量所佔比例竟有 95 % 以上，柱的撓曲轉角分量所佔比例僅約為 1 % 左右，梁柱交會區剪力變形轉角分量不到 4 %。整體來說，此試體的整體表現行為與試體 SRC1 及 SRC2 相似，且梁達到更充分的塑性變形，有最佳的韌性。各 SRC 梁柱接頭試體轉角分析整理如表 4.1 所示。

本研究參考美國聯邦緊急事務處理局 (Federal Emergency Management Agency, FEMA) [12]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 4.32 所示。由層間變位角之定義可發現其即為本研究所定義之試體總轉角。試體 SRC1 的梁端最大位移為 121mm，試體 SRC2 的梁端最大位移為 121mm，試體 SRC3 的梁端最大位移為 143mm，而梁端到柱中心之距離皆為 2305mm，故試體 SRC1 之 $(\theta_t)_u = 5.24$ %弧度，試體 SRC2 之 $(\theta_t)_u = 5.23$ %弧度，試體 SRC3 之 $(\theta_t)_u = 6.22$ %弧度。所有試體之破壞原因與最大層間變位角如表 4.2 所示。

而依據美國 AISC 2002[13]之規定，所有設計採反復載重試驗之耐震系統梁柱接頭都需滿足至少 4%的層間變位角，而本試驗之試體均有超過 4%弧度最小值。此外，國內鋼結構設計規範亦規定耐震系統梁柱接頭試體之塑性旋轉角至少需滿足 3%弧度，表 4.1 顯示各試體之梁塑性旋轉角皆達 3%弧度以上，故均有滿足規範之規定值。



4.3 試體勁度

圖 4.33 為各試體之力與位移破壞包絡線，由圖中可以清楚的看出各試體整體的勁度均極為接近，從一開始的初始勁度甚至到鋼梁翼板產生塑性變形後之勁度。由於試體 SRC3 的鋼梁為 A36 鋼材，故較其他試體早進入塑性變形極為合理。另外，在試體鋼梁發生良好的塑性變形後，試體強度有明顯的下降情形。

而圖 4.34 為各試體之彎矩與柱總轉角破壞包絡線，由圖中可以發現各試體之柱整體勁度均非常接近。圖中最後的回縮現象是因為梁產生良好的塑性變形後，其柱總轉角量降低所造成的；而初期的柱總轉角有時會有左右些微抖動的現象產生，主要是因為 SRC 柱為非均質構材，再加上混凝土開裂的影響所造成，不過整體的趨勢仍能可以明顯看出。若將柱總轉角分成梁柱交會區及柱撓曲轉角，如圖 4.35 之(a)與(b)，將可比較出各試體的梁柱交會區與柱撓曲勁度。圖 4.35

顯示各試體梁柱交會區與柱撓曲初使勁度均非常接近，梁柱交會區在進入塑性變形後的勁度亦相當接近。

4.4 應變計資料分析

圖 4.36 至圖 4.38 依序為試體 SRC1~3 於正載重時，受拉側之鋼梁翼板之應變趨勢。由圖中可以清楚的看出，試驗一開始，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。

由上述可以清楚的發現本研究之梁柱接合型式，鋼梁在 SRC 柱混凝土的圍束下，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，且本研究之鋼梁不需經由任何補強方法或減弱（切削）方式，有別於現今鋼結構所須使用之補強式與減弱（切削）式梁柱接頭。

圖 4.39 至圖 4.41 分別為試體 SRC1~3 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承受正負載重時，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 $8\Delta y$ 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 $8\Delta y$ 之後，鋼梁翼板開始產生較明顯的塑性變形，同時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，如照片 4.1、4.3 及 4.9 所示，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。而試體 SRC3 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 4.41 亦可以看出鋼梁腹板之整體應變趨勢。

圖 4.42 至圖 4.44 分別為試體 SRC1~3 於正負載重時，梁柱接頭區圍束箍筋

之應變趨勢。由圖中可以發現除試體 SRC3 之外，梁柱接頭區之圍束箍筋均有產生較大的應變量，主要是因為試體 SRC3 梁柱接頭區之設計剪力強度較其他試體為高，若扣除掉梁柱接頭區 RC 部分所提供之剪力強度貢獻，接頭區鋼柱腹板提供之剪力強度恰好約等於梁柱接頭區之需要剪力強度；換句話說，即使不考慮梁柱接頭區 RC 部分所提供的剪力強度，僅靠接頭區鋼柱腹板所提供之剪力強度亦足夠。

而實驗結果亦可發現試體 SRC3 梁柱接頭區之圍束箍筋的極限應變量均較小，且僅有一側圍束箍筋有達到降伏應變量（約 0.002 左右），顯示接頭區之圍束箍筋所分擔之剪力亦較小，大部分的剪力主要由接頭區鋼柱腹板來承擔。因此在接頭區鋼柱腹板所提供之剪力強度足以完全承擔梁柱接頭區之需要剪力強度時，接頭區圍束箍筋量之規定是否可以予以放寬，甚至完全不放置，值得更進一步的探討。

另一方面，試體 SRC1 與 SRC2 在梁柱接頭區側面混凝土均無較明顯的裂縫，但是試體 SRC2 的梁柱接頭區圍束箍筋卻有較大的應變量，顯示箍筋對兩者梁柱接頭區的剪力強度提供的貢獻不同。比較兩者之梁彎矩與梁柱交會區轉角圖（圖 4.15(a)與圖 4.22(a)），發現試體 SRC1 之梁柱交會區有較大的轉角及涵蓋面積，顯示試體 SRC1 主要是由接頭區鋼柱腹板區來提供剪力，而試體 SRC2 則由接頭區鋼柱腹板及圍束箍筋一起分擔。故試體 SRC1 其梁柱接頭區圍束箍筋僅在試驗初期有較大的應變量，之後便漸漸的趨於緩和；而試體 SRC2 直至試驗終止其梁柱接頭區圍束箍筋均一直提供其所能提供之剪力強度與圍束力。由上述比較可以得知，只要接頭區鋼柱腹板及 RC 部分所提供之總剪力強度足夠，則其各別提供之剪力所佔的百分比對試體整體行為並無明顯的影響。

此外，試體 SRC1 ~ SRC3 均在鋼梁產生較為明顯的塑性變形後，接頭區圍束箍筋之應變量皆隨著迴圈數的增加而變小，主要是因為鋼梁已漸漸形成塑性鉸，使得梁柱接頭區所承受之力量減弱的緣故。

4.5 彎矩強度之影響

表 4.3 為各試體梁端最大彎矩實驗值與鋼梁塑性彎矩之比較，顯示出各試體在梁端達最大載重所引致之鋼梁最大彎矩幾乎都已達塑性彎矩以上，僅試體 SRC1 於負載重行程時之鋼梁最大彎矩值較理論值小，代表各試體鋼梁均應已達應變硬化之階段，且主要消能區域均在鋼梁上。實驗結果亦顯示，所有試體之鋼梁都在遠離 SRC 柱混凝土面 15 至 20 公分處（約 0.3 ~ 0.5 倍梁深）產生了良好的塑性鉸，發揮良好的韌性。

在所有試體均滿足強柱弱梁，梁柱接頭區的剪力強度足夠，且所有梁柱接合細節均滿足規範所規定之情形下，理論上試體除了要達到其所需強度之外，鋼梁均應形成良好的塑性鉸。實驗結果顯示，試體 SRC1 ~ SRC3 均達到預期的要求。由此可驗證國內 SRC 設計規範所規定 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭型式，其 SRC 柱中之鋼柱與鋼梁之彎矩強度比， $\Sigma(M_{ns})_c / (M_{ns})_b$ ，在大於 1.0 的情形下，試體均可發揮良好的強度與韌性變形能力。

而由圖 4.17、4.24 及 4.31 之比較可以發現，在試驗初期（約 1-3 迴圈）時，其柱總轉角所佔試體總轉角之百分比與試體 SRC1 及 SRC2 比較，相對的為高，主要是因為試體 SRC3 其 SRC 柱中之鋼柱與鋼梁之彎矩強度比為最小，僅 1.04。所以在試驗開始的時候，鋼梁未產生較明顯的降伏之前，當鋼梁力量傳遞到 SRC 柱後，試體 SRC3 會有較大的柱總轉角產生。但當鋼梁產生較明顯的降伏（約 4 迴圈）後，所有試體之柱總轉角均慢慢的變小，直至鋼梁形成良好塑性鉸。

4.6 接頭區剪力強度之影響

各試體之最大載重及其所對應之最大梁彎矩見表 4.3。各試體梁柱接頭區之最大需求剪力強度理論值 $(V_u)_j$ 之計算方法為鋼梁之塑性彎矩 (M_{pb}) 除以梁深，在扣除其所對應之柱剪力 V_{col} ，其計算公式如下：

$$(V_u)_j = \left(\frac{M_{pb}}{(d_b - t_{bf})} \right) - V_{col} \quad (4-16)$$

$$V_{col} = \frac{M_p \left(L_b + \frac{D}{2} \right)}{L_b} \times \frac{1}{H_c} \quad (4-17)$$

其中： d_b 為梁之深度； t_{bf} 為梁翼之厚度； V_{col} 為柱剪力； L_b 為鋼梁之長度； D 為 SRC 柱之深度； H_c 為梁柱接頭處上方與下方樓層高度之平均值。而梁柱接頭區之最大需求剪力強度實驗值 $(V_u)_{j,test}$ 之計算方法則為實際鋼梁最大彎矩 $(M_{u,test})$ 除以梁深，在扣除其所對應之柱剪力 $V_{col,test}$ ，其計算公式如下：

$$(V_u)_{j,test} = \left(\frac{M_{u,test}}{(d_b - t_{bf})} \right) - V_{col,test} \quad (4-18)$$

$$V_{col,test} = \frac{M_{u,test} \left(L_b + \frac{D}{2} \right)}{L_b} \times \frac{1}{H_c} \quad (4-19)$$

在梁柱接頭區之標稱剪力強度 $(V_n)_j$ 之計算，其公式如下：

$$(V_n)_j = (V_{ns})_{pz} + V_{nrc} \quad (4-20)$$

其中： $(V_{ns})_{pz}$ 為梁柱接頭區之柱鋼骨腹板之標稱剪力強度，依據美國 AISC 2002 之規定計算； V_{nrc} 為鋼筋混凝土之標稱剪力強度，依據美國 ACI-318-02 之規定計算。分別如下所示：

$$(V_{ns})_{pz} = 0.6 F_y d_c t_p \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad (4-21)$$

$$V_{nrc} = 1.0 \sqrt{f'_c} A_j \quad (4-22)$$

其中： t_p 為梁柱接頭區鋼柱腹板總厚度，包括箱型鋼柱或 H 型鋼柱含腹部疊合板時之總厚度； d_b 為梁斷面深度； d_c 為鋼柱斷面深度； b_{cf} 為柱翼板寬度； t_{cf} 為柱翼板厚度； F_y 為柱腹板與疊合板之標稱降伏強度； 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。因本研究試體之梁皆為鋼梁，故 A_j 之深度為沿剪力方向接頭之深度； A_j 之寬度為接頭處柱寬之一半。

表 4.4 為各試體接頭區標稱剪力強度與最大需求剪力強度理論值及實驗值之比較。從表中可以清楚的看出試體無論在規劃設計或實驗時，其梁柱接頭區之標稱剪力強度與最大需求剪力的比值至少約為 1.0，顯示試體均能滿足規範所規定之要求。而由於本研究固定梁柱接頭區鋼柱腹板厚度，所以從圖 4.17、4.24 及 4.31 之比較亦可以發現，從試驗開始至結束，所有試體之梁柱交會區剪力變形轉角，其變形轉角量變化之趨勢均很類似。

4.7 接頭區箍筋型式之影響

由梁柱接頭區圍束箍筋的應變計資料分析後，顯示本研究在梁柱接頭區採用 4 支 90+135 度彎鉤之周邊繫筋，共同組成一個圍束箍筋的方式，在試體承受大載重後，仍然可以有效的提供接頭區所需之剪力強度。而所有試體梁柱接頭區側面混凝土均無明顯的開裂裂縫，證實本研究建議之梁柱接頭區箍筋配置方式有良好的圍束效應。因此，本研究建議之新型梁柱接頭區的圍束箍筋配置方式確實可行，此種安排並簡化了傳統 SRC 梁柱接頭處箍筋施工的複雜性，惟繫筋之製作（包括角度及長度）與施工監造必須確實。

鋼梁腹板上之箍筋孔為讓繫筋之彎鉤可以順利通過，建議開孔孔徑可為繫筋直徑之 1.5 倍。而在鋼梁腹板上之貫穿孔應在工廠內施作完成，且腹板上之貫穿孔應不損害鋼梁抵抗剪力之功能，亦不得對梁與柱之間剪力傳遞造成不利之影響。另外，本研究所建議之新式接頭區圍束箍筋，除了可以應用於單邊接梁與多邊接梁的 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭型式外，亦可以用於 SRC 柱接 SRC 梁之梁柱接頭型式上，其配置方式如圖 3.7 及 3.8 所示類似。表 4.5 則為 SRC 梁柱接頭試驗參數及試驗結果。

4.8 梁柱接頭的韌性能力

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 μ 為梁柱接頭所對應之最大層間變位角 $(\theta_t)_u$ 與梁柱接頭起始降伏轉角 $(\theta_t)_y$ 之比值，可表示如下：

$$\mu = \frac{(\theta_t)_u}{(\theta_t)_y} \quad (4-23)$$

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。

梁柱接頭之韌性比，即為其塑性變形能力，在強柱弱梁之情況下，梁柱接頭將先由梁端降伏破壞，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，可假設為梁柱接頭達降伏，此時所對應之總轉角可視為梁柱接頭起始降伏轉角，故梁柱接頭之韌性比可視為最大層間變位角 $(\theta_t)_u$ 與梁柱接頭起始降伏轉角 $(\theta_t)_y$ 之比。表 4.6 為 SRC 梁柱接頭試體之韌性比，由表中可以看出所有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

本研究經由三組實尺寸試體之實驗結果，探討 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭的耐震能力與力學行為，初步獲得以下幾點結論：

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，在適當的設計之下，可發揮良好的強度與韌性變形能力。
2. 實驗結果顯示，所有試體之鋼梁都在離開 SRC 柱混凝土面 15 至 20 公分（約 0.3 ~ 0.5 倍梁深）處產生良好的塑性鉸，充分發揮韌性，且在梁柱接頭區側面混凝土並無明顯之開裂情形。
3. 試體 SRC1、SRC2 及 SRC3，其 SRC 柱中之鋼柱與鋼梁之彎矩強度比， $\Sigma(M_{ns})_c / (M_{ns})_b$ ，依序為 2.24、1.26 與 1.04。且梁柱接頭區設計剪力強度均大於梁柱接頭區之最大需求剪力強度，其餘相關細則也均滿足國內 SRC 設計規範所規定。試體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 5.24 %、5.23 % 和 6.22 % 弧度。
4. 由實驗所得之鋼梁應變分析圖中可發現，當鋼梁受反復載重時，因其接頭區有混凝土之包覆，使其接頭區混凝土內鋼梁所受之應力較小。實驗結果顯示，所有試體之鋼梁都在離開 SRC 柱面外發展出所需的塑性轉角，充分發揮韌性，顯示此種新型 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭因接頭區混凝土之圍束，可使鋼梁塑性鉸遠離梁柱接頭之銲道。
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，有別於現今鋼結構常用之補強式與減弱（切削）式梁柱接頭。實驗結果證明本研究所使用梁柱接合型式之鋼梁不需經由任何補強方法或減弱（切削）方式，即能發揮相接桿件預期之強度，且鋼梁在 SRC 柱混凝土的圍束下，均可以有效的使鋼梁於混凝土面外發展出良好的塑性轉角。

6. 另一方面，本研究在梁柱接頭區採用 4 支 90+135 度彎鉤之周邊繫筋，共同組成一個圍束箍筋的方式。實驗結果顯示，此種方式除了可以提供梁柱接頭區混凝土良好的圍束之外，仍然可以有效的提供接頭區所需之剪力強度。因此，本研究建議之新型梁柱接頭區的圍束箍筋配置方式確實可行，此種安排並簡化了傳統 SRC 梁柱接頭處箍筋施工的複雜性。

5.2 建議

- (1) 本研究所使用之梁柱接合系統，其梁柱接頭區設計剪力強度與接頭區需要剪力強度之比值與梁柱彎矩強度比值有一定的關係存在，或可再進一步探討兩者比值的相互關係以取得更佳的设计比例。
- (2) 梁柱接頭圍束箍筋若採用本研究所建議之 4 支 90+135 度彎鉤之周邊繫筋組合而成的圍束箍筋，繫筋之製作（包括角度及長度）與施工監造必須確實。而鋼梁腹板上之箍筋孔為讓繫筋之彎鉤可以順利通過，建議開孔孔徑可為繫筋直徑之 1.5 倍。

參考文獻

1. 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。
2. AISC, “Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings,” 3rd Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 1999.
3. ACI, “Buildings Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACIR318R-02),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002.
4. 日本建築學會（2001），「鐵骨鐵筋混凝土構造計算規準・同解說」，AIJ-SRC Code, Architecture Institute of Japan（AIJ），東京。
5. 日本建築學會（1994），「鐵骨鐵筋混凝土構造配筋指針（案）・同解說」，AIJ-SRC Code, Architecture Institute of Japan（AIJ），東京。
6. 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。
7. 朱俊星，「鋼骨鋼筋混凝土樑柱接頭新工法」，碩士論文，台灣科技大學營建工程研究所，台北，1993。
8. 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。
9. 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。
10. 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研究」，內政部建築研究所研究計畫成果報告，台北，十二月，2001。
11. 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.

12. 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.
13. AISC, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings," American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, May, 2002.
14. 翁正強, 「鋼骨特殊彎矩構架行為原理與耐震設計」, 結構工程, 第九卷, 第三期, pp.77-100, 九月, 1994。
15. 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。
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、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, 台北, 十二月, 1998。
21. 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, 台北, 七月, 1998。
22. 鍾立來、盧煉元、葉錦勳、吳賴雲、王遠志、黃新愷、沈東儒, 「矩形鋼管

混凝土結構梁柱接頭之耐震試驗研究」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-01-001，台北，二月，2001。

23. 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。

24. 陳宣維，「鋼骨圓弧切削梁柱接頭之耐震行為研究」，碩士論文，交通大學土木工程研究所，新竹，1997。



符號說明

A_g	柱全斷面積
A_j	接頭之有效受剪面積
A_s	非接頭區 SRC 柱中之鋼骨斷面積
A_{sj}	接頭區 SRC 柱中之鋼骨斷面積
b_{cf}	鋼柱翼板寬度
d_b	鋼梁之深度
d_c	鋼柱之深度
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_y	柱腹板與疊合板之標稱降伏強度
F_{yb}	梁鋼材之標稱降伏強度
F_{yc}	柱鋼材之標稱降伏強度
H_c	梁柱接頭處上下樓層之平均高度
I_s	鋼梁之強軸慣性矩
k	梁彎矩與梁柱接頭總轉角關係曲線圖形線性階段之彈性勁度
L_b	鋼梁之長度
M_B	梁柱接頭處各梁在接頭交接面之標稱彎矩強度
M_c	梁柱接頭處各柱在接頭中心之設計撓曲強度
M_C	梁柱接頭處各柱在接頭交接面之標稱彎矩強度
M_g	梁柱接頭處各梁在接頭中心之設計撓曲強度
M_{pb}	鋼梁之塑性彎矩
$M_{p,test}$	梁最大彎矩實驗值
$(M_{ns})_b$	梁柱接合處梁中鋼骨部分之標稱彎矩強度

$(M_{ns})_c$	梁柱接合處柱中鋼骨部分之標稱彎矩強度
$(M_{nrc})_b$	梁柱接合處梁中鋼骨部分之標稱彎矩強度
$(M_{nrc})_c$	梁柱接合處柱中鋼骨部分之標稱彎矩強度
$(M_{nSRC})_c$	SRC 柱之標稱彎矩強度
$M_{u,test}$	梁端之最大彎矩實驗值
$(P_n)_{SRC}$	SRC 柱之標稱抗壓強度
P_{uc}	柱之需要軸向受壓強度
$P_{u,test}$	梁端之最大載重實驗值
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
$r_C M_A$	梁柱接合處柱中 RC 部分之全斷面彎矩強度
$r_B M_A$	梁柱接合處梁中 RC 部分之全斷面彎矩強度
$s_C M_A$	梁柱接合處柱中鋼骨部分之全斷面彎矩強度
$s_B M_A$	梁柱接合處梁中鋼骨部分之全斷面彎矩強度
t_{bf}	鋼梁翼板之厚度
t_{cf}	鋼柱翼板厚度
t_p	梁柱接頭區鋼柱腹板總厚度 (包括箱型鋼柱或 H 型鋼柱含腹部疊合板時之總厚度)
V_{col}	柱剪力
$V_{col,test}$	柱剪力實驗值
V_n	梁柱腹板交會區剪力強度
$(V_u)_j$	梁柱接頭區之最大需求剪力強度理論值
$(V_u)_{j,test}$	梁柱接頭區之最大需求剪力強度實驗值
$(V_{ns})_{pz}$	梁柱接頭區之柱鋼骨腹板之標稱剪力強度
V_{nrc}	鋼筋混凝土之標稱剪力強度
$(V_n)_j$	梁柱接頭區之標稱剪力強度 (包括柱鋼骨腹板及鋼筋混凝土之標稱剪力強度)

Z_b	鋼梁斷面塑性模數
Z_c	鋼柱斷面塑性模數
δ_1	LVDT 量測之變形量 (伸長為正、縮短為負)
δ_2	LVDT 量測之變形量 (伸長為正、縮短為負)
δ_3	π gauge 量測之變形量 (伸長為正、縮短為負)
δ_4	π gauge 量測之變形量 (伸長為正、縮短為負)
δ_{bt}	梁總變形分量
δ_{cf}	柱撓曲變形所引致的梁端變形分量
δ_{ct}	柱總變形分量 (包含柱撓曲變形、梁柱交會區剪力變形量)
δ_{pz}	梁柱交會區剪力變形所引致的梁端變形分量
δ_{total}	梁端總位移 (包含柱、梁本身變形量)
y	鋼梁固定端開始降伏時梁端之位移量
θ_{be}	梁彈性轉角
θ_{bt}	梁總轉角
θ_{bp}	梁塑性轉角
θ_{cf}	柱撓曲變形所引致的梁端變形角分量
θ_{ct}	柱總變形轉角 (包含柱撓曲、梁柱交會區剪力變形角量)
θ_{pz}	梁柱交會區剪力變形所引致的梁端變形角分量
θ_t	梁柱接頭總轉角 (包含柱、梁本身變形角量)
θ_{tp}	梁柱接頭總塑性轉角
$(\theta_t)_u$	最大層間變位角 (即為梁柱接頭極限總轉角)
$(\theta_t)_y$	梁柱接頭起始降伏轉角
γ	梁柱交會區剪應變剪應變
μ	梁柱接頭韌性比



表 3.1 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭試體編號與型式

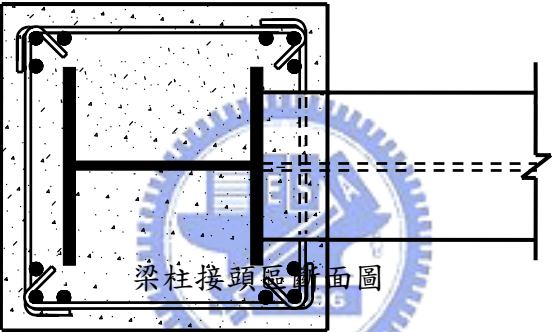
試體編號	試體型式	研究重點
SRC1-MR2.24		<ol style="list-style-type: none"> 1. 探討 SRC 柱中鋼柱與鋼梁之彎矩強度比值對接頭行為的影響 2. 探討接頭區圍束箍筋之配置方式對韌性之影響 3. 探討此種接頭之強度、勁度、韌性
SRC2-MR1.26		與破壞模式
SRC3-MR1.04		與破壞模式
<p>註解：(1) 試體編號 SRC1 ~ SRC3 後面的 MR (Moment Strength Ratio) 表示 SRC 柱中之鋼柱與鋼梁之標稱彎矩強度比，即 $\Sigma(M_{ns})_c / (M_{ns})_b$。</p> <p>(2) 試體編號 SRC1 ~ SRC3 之箍筋間距均為 150 mm，且梁柱接合處之箍筋型式均採用本研究建議 4 支 90+135 度繫筋共同組合而成之型式。</p>		

表 3.2 SRC 梁柱接頭試體之斷面尺寸與參數

試體編號	梁斷面	柱斷面		鋼骨比		SRC 柱內鋼骨之重要參數		
	鋼梁斷面 $d \times b_f \times t_w \times t_f$ (mm)	全斷面 B×D (mm)	鋼柱斷面 H 型鋼 $d \times b_f \times t_w \times t_f$ (mm)	⁽¹⁾ $\frac{A_s}{A_g}$ (%)	⁽²⁾ $\frac{A_{sj}}{A_g}$ (%)	鋼柱翼板厚 (mm)	鋼柱腹板厚度 (mm)	Panel Zone 疊合板厚度 (mm)
SRC1—MR2.24	488×300×11×18	550×550	350×350×19×28	8.3	8.3	28	19	0
SRC2—MR1.26			350×350×10×15	4.5	5.5	15	10	9
SRC3—MR1.04			350×350×06×09	2.7	4.3	9	6	13

註解：(1) A_s 代表非接頭區 SRC 柱中之鋼骨斷面積； A_g 代表 SRC 柱全斷面積。
 (2) A_{sj} 代表接頭區 SRC 柱中之鋼骨斷面積； A_g 代表 SRC 柱全斷面積。
 (3) SRC1~SRC3 之鋼梁長度均為 2.03m，SRC 柱長度為 3m。
 (4) SRC1~SRC3 之梁柱接頭區腹板總厚度均為 19mm。

表 3.3 SRC 梁柱接頭試體之材料強度

試體編號	材料強度								
	鋼骨				鋼筋				混凝土
	鋼柱 ⁽¹⁾		鋼梁 ⁽²⁾		#3 鋼筋		#6 鋼筋		
	F _y (MPa)	F _u (MPa)	F _y (MPa)	F _u (MPa)	F _y (MPa)	F _u (MPa)	F _y (MPa)	F _u (MPa)	f' _c (MPa)
SRC1-MR2.24	417	539	427	538	427	584	501	716	35.6
SRC2-MR1.26	418	543	431	546					
SRC3-MR1.04	407	524	313	432	423	595	509	703	

註解：(1) 所有試體的鋼柱材質均為 A572 Gr.50。
 (2) 除了試體 SRC3-MR1.04 之鋼梁的材質為 A36 之外，其餘試體之鋼梁材質均為 A572 Gr.50。

表 3.4 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-MR2.24	1324	1485	1878	1.12	2.24	2.84
SRC2-MR1.26	1336	842	1235	0.63	1.26	1.85
SRC3-MR1.04	971	504	895	0.52	1.04	1.84

註解：(1) (M_{ns})_b 為鋼梁之標稱彎矩強度。(M_{ns})_b = (F_{ys})_bZ_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 = (F_{ys})_cZ_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 4.1 SRC 梁柱接頭試體轉角分析表：試體梁端達最大位移時所對應之各轉角

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-MR2.24	+	5.22	4.74	0.81	3.93	0.48	0.14	0.34
	-	5.24	4.78	0.64	4.14	0.46	0.01	0.45
SRC2-MR1.26	+	5.22	4.89	0.88	4.01	0.33	0.09	0.24
	-	5.23	4.81	0.82	3.99	0.42	0.06	0.36
SRC3-MR1.04	+	6.22	5.98	0.60	5.38	0.24	0.07	0.17
	-	6.20	5.92	0.64	5.28	0.28	0.10	0.18

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(4-14)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(4-8)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 4.2 SRC 梁柱接頭試體破壞情形與最大層間變位角

試體編號	破壞情形		最大層間變位角* (θ_t) _u (% rad)
	鋼梁	接頭區混凝土	
SRC1-MR2.24	形成良好塑性鉸	輕微裂縫	5.24
SRC2-MR1.26	形成良好塑性鉸	輕微裂縫	5.23
SRC3-MR1.04	形成良好塑性鉸	極輕微裂縫	6.22

註解：* (θ_t)_u 為 SRC 梁柱接頭之最大層間變位角，係指當梁端達最大位移時所對應之梁柱接頭總轉角（參閱本文圖 4.32），亦即為梁柱接頭極限總轉角，依下式計算：

$$(\theta_t)_u = \frac{(\delta_t)_u}{L_b + D/2}$$

其中 (δ_t)_u 為梁端最大總位移； L_b 為鋼梁長； D 為 SRC 柱之斷面深度。

表 4.3 SRC 梁柱接頭試體梁端最大彎矩實驗值與鋼梁塑性彎矩之比較

試體編號	位移方向	鋼梁塑性彎矩強度 M_{pb} (kN-m)	梁端最大彎矩強度 實驗值 $M_{u,test}$ (kN-m)	彎矩強度比值 $\frac{M_{u,test}}{M_{pb}}$
SRC1-MR2.24	+	1324	1508	1.14
	-		1218	0.92
SRC2-MR1.26	+	1336	1553	1.16
	-		1425	1.07
SRC3-MR1.04	+	971	1149	1.18
	-		1157	1.19

註解：(1) M_{pb} 為鋼梁之塑性彎矩強度。 $M_{pb} = (F_{ys})_b Z_b$ ，其中： $(F_{ys})_b$ 為鋼梁實際材料之降伏強度，依據材料拉伸試驗而得； Z_b 為鋼梁斷面塑性模數。

(2) $M_{u,test}$ 為梁端之最大彎矩強度實驗值。即當梁端達最大載重時所引致之梁端最大彎矩。

表 4.4 SRC 梁柱接頭試體接頭區標稱剪力強度與最大需求剪力強度理論值及實驗值之比較

試體編號	梁柱接頭區之標稱剪力強度			梁柱接頭區之最大需求剪力強度					剪力強度比值	
				理論值		實驗值			$\frac{(V_n)_j}{(V_u)_j}$	$\frac{(V_n)_j}{(V_u)_{j,\text{test}}}$
	$(V_{ns})_{pz}^{(1)}$ (kN)	$V_{nrc}^{(2)}$ (kN)	$(V_n)_j^{(3)}$ (kN)	M_{pb} (kN-m)	$(V_u)_j^{(4)}$ (kN)	$P_{u,\text{test}}$ (kN)	$M_{u,\text{test}}$ (kN-m)	$(V_u)_{j,\text{test}}^{(5)}$ (kN)		
SRC1-MR2.24	2084	904	2988	1324	2316	743	1508	2638	1.29	1.13
SRC2-MR1.26	1787	904	2692	1336	2337	765	1553	2716	1.15	0.99
SRC3-MR1.04	1666	883	2549	971	1698	570	1157	2024	1.50	1.26

註解：(1) $(V_{ns})_{pz}$ 為梁柱接頭區之柱鋼骨腹板之標稱剪力強度，依據美國 AISC 2002 規範計算。
 (2) V_{nrc} 為梁柱接頭區之鋼筋混凝土所提供之標稱剪力強度，依據美國 ACI-318-02 規範計算。
 (3) $(V_n)_j$ 為梁柱接頭區之標稱剪力強度(包括梁柱接頭區之柱鋼骨腹板及鋼筋混凝土所提供之剪力強度)。
 (4) $(V_u)_j$ 為當鋼梁達塑性彎矩梁柱接頭區之最大需求剪力強度，其計算方式請參閱本文第 4.6 節。
 (5) $(V_u)_{j,\text{test}}$ 為實際實驗時當鋼梁達最大彎矩時梁柱接頭區之最大需求剪力強度，其計算方式請參閱本文第 4.6 節。

表 4.5 SRC 梁柱接頭試驗參數及試驗結果

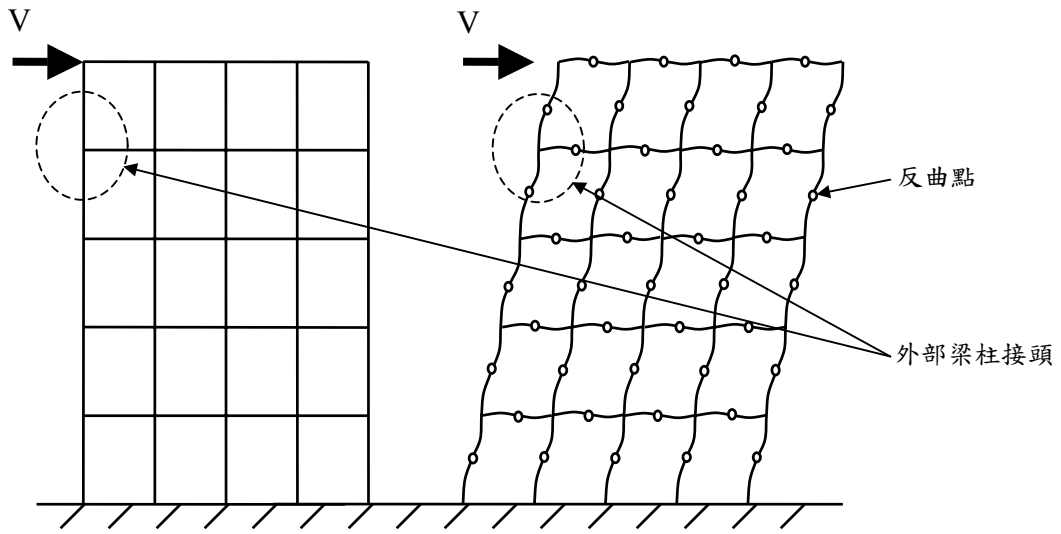
試體編號	重要參數								實驗結果		
	$\frac{\sum(M_{ns})_c}{(M_{ns})_b}$	$\frac{\sum(M_{nSRC})_c}{(M_{ns})_b}$	$\frac{(V_n)_j}{(V_u)_j}$	$\frac{(V_n)_j}{(V_u)_{j,test}}$	接頭區箍筋形式	$t_{pz}^{(1)}$		SRC 柱施加軸力 ⁽²⁾	破壞模式		最大層間變位角 $(\theta_t)_u^{(3)}$ (% rad.)
						鋼柱腹板厚度 (mm)	疊合板厚度 (mm)		鋼梁	接頭區 混凝土	
SRC1-MR2.24	2.24	2.84	1.29	1.13	4支周邊繫筋組合	19	0	0.1(P _n) _{SRC}	形成良好塑性鉸	輕微裂縫	5.24
SRC2-MR1.26	1.26	1.85	1.15	0.99	4支周邊繫筋組合	19	9	0.1(P _n) _{SRC}	形成良好塑性鉸	輕微裂縫	5.23
SRC3-MR1.04	1.04	1.84	1.50	1.26	4支周邊繫筋組合	6	13	0.1(P _n) _{SRC}	形成良好塑性鉸	極輕微裂縫	6.22

註解：(1) t_{pz} ；梁柱接頭區之柱鋼骨腹板總厚度，為鋼柱腹板厚度及疊合板厚度之總合。
 (2) (P_n)_{SRC}：SRC 柱之標稱抗壓強度，依據國內 SRC 構造設計規範計算。
 (3) $(\theta_t)_u$ ：SRC 梁柱接頭之最大層間變位角，係指當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。

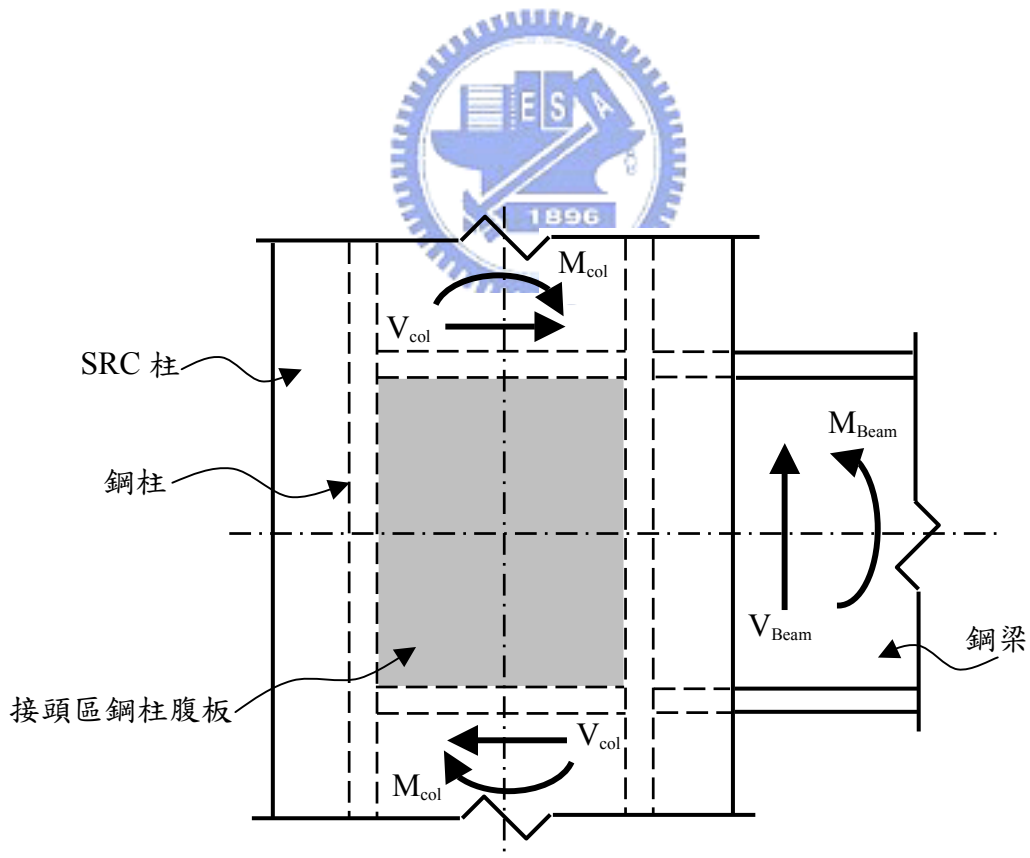
表 4.6 SRC 梁柱接頭試體之韌性比

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-MR2.24	1.47	4.14	5.24	3.56
SRC2-MR1.26	1.41	4.01	5.23	3.71
SRC3-MR1.04	1.26	5.38	6.22	4.94

註解：(1) $(\theta_t)_y$ 為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} 為鋼梁之塑性轉角，鋼梁總轉角減去鋼梁彈性轉角。
 (3) $(\theta_t)_u$ 為 SRC 梁柱接頭之最大層間變位角，係指當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 為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 4.32）。



(a)



(b)

圖 3.1 SMF 受地震力作用變形及外部梁柱接頭 SRC 柱中鋼骨之受力情形

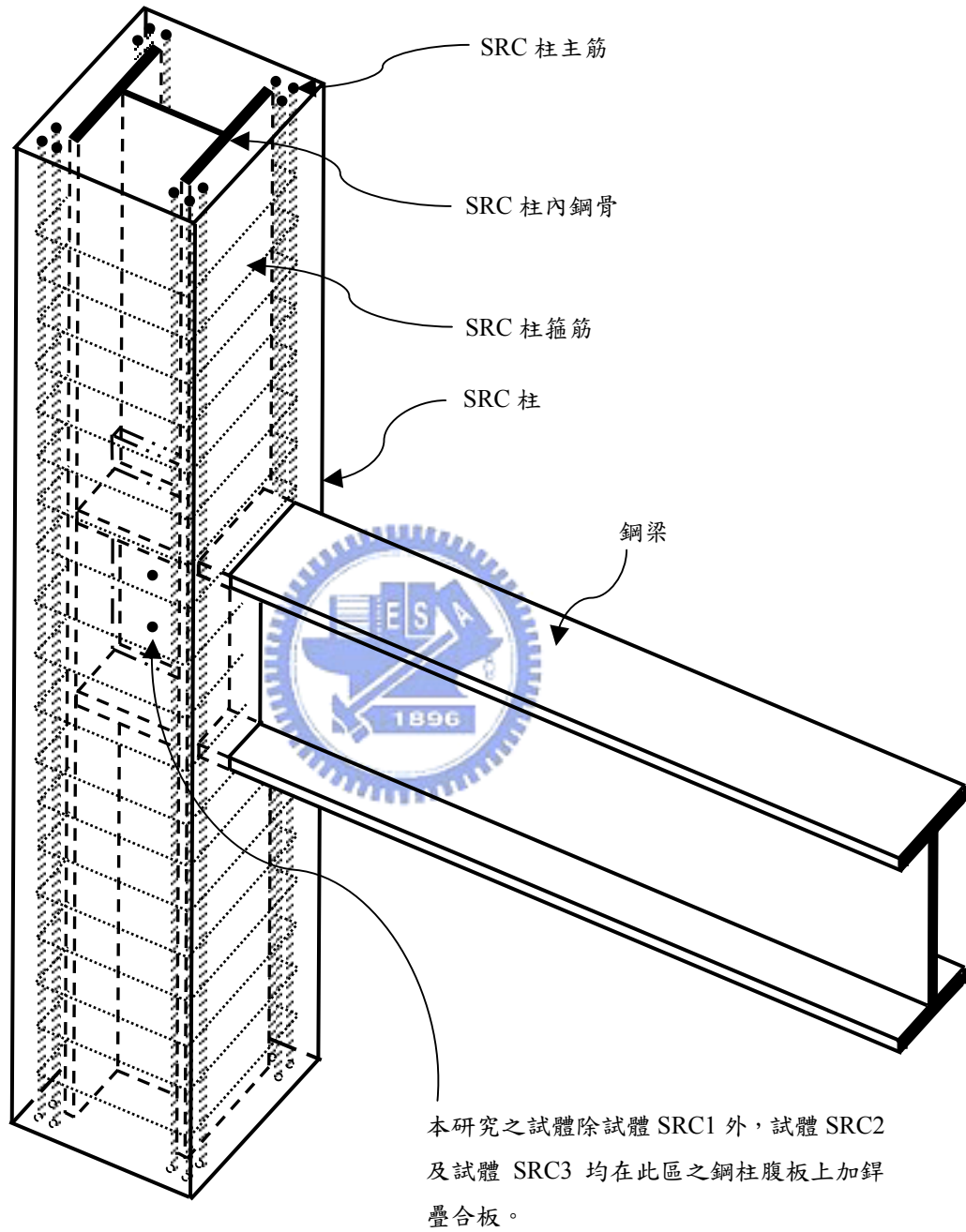


圖 3.2 本研究 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭試體立體示意圖

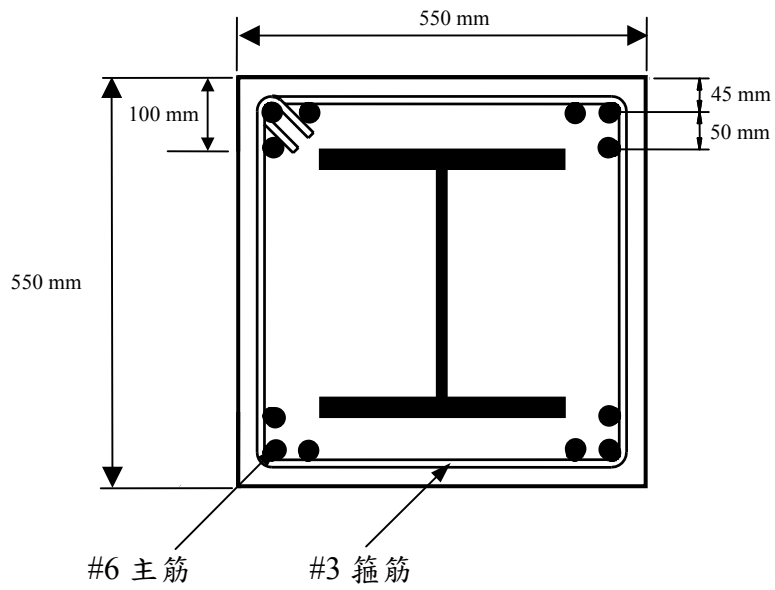
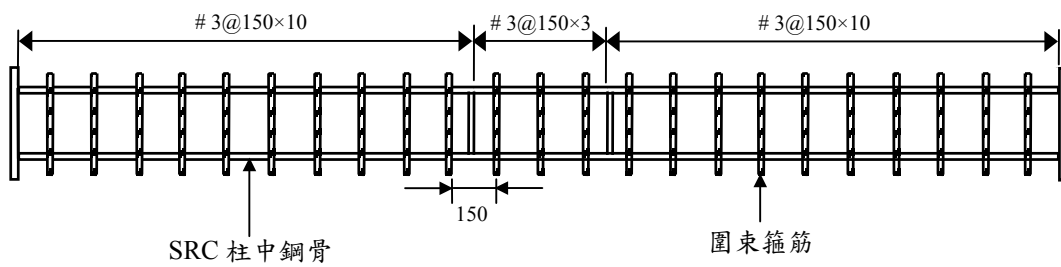


圖 3.3 SRC 柱斷面配筋圖



(箍筋間距 150 mm)

圖 3.4 SRC 柱箍筋配置圖

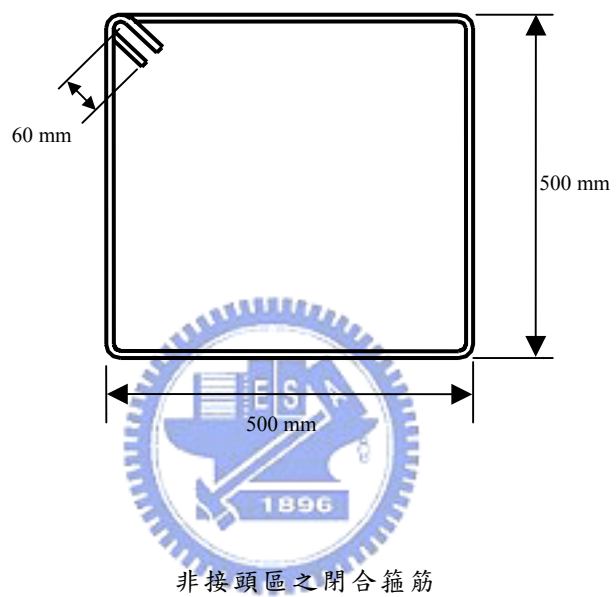
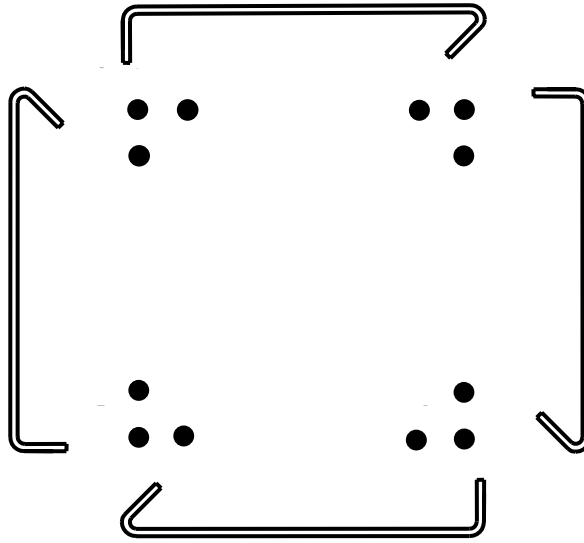
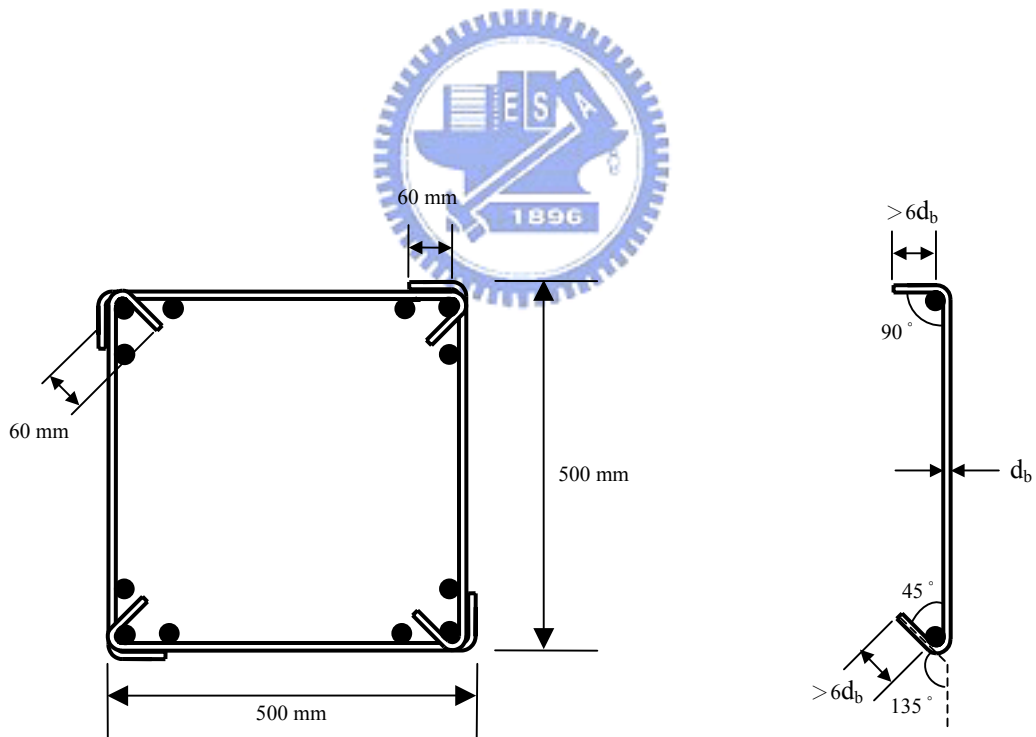


圖 3.5 SRC 柱之箍筋型式示意圖 (非接頭區)



(a) 接頭區採用四支 90+135 度繫筋共同組合而成之箍筋：組裝前



(b) 接頭區採用四支 90+135 度繫筋共同組合而成之箍筋：組裝後

圖 3.6 SRC 柱之箍筋型式示意圖 (接頭區)

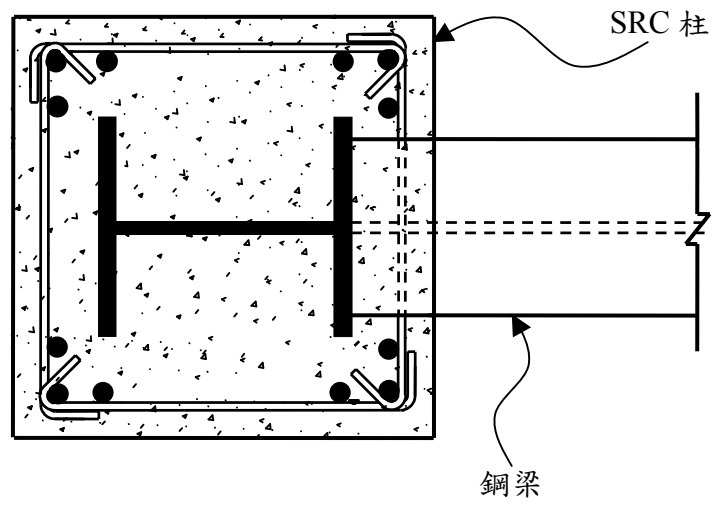


圖 3.7 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭之接頭區圍束箍筋型式示意圖（單邊接梁）

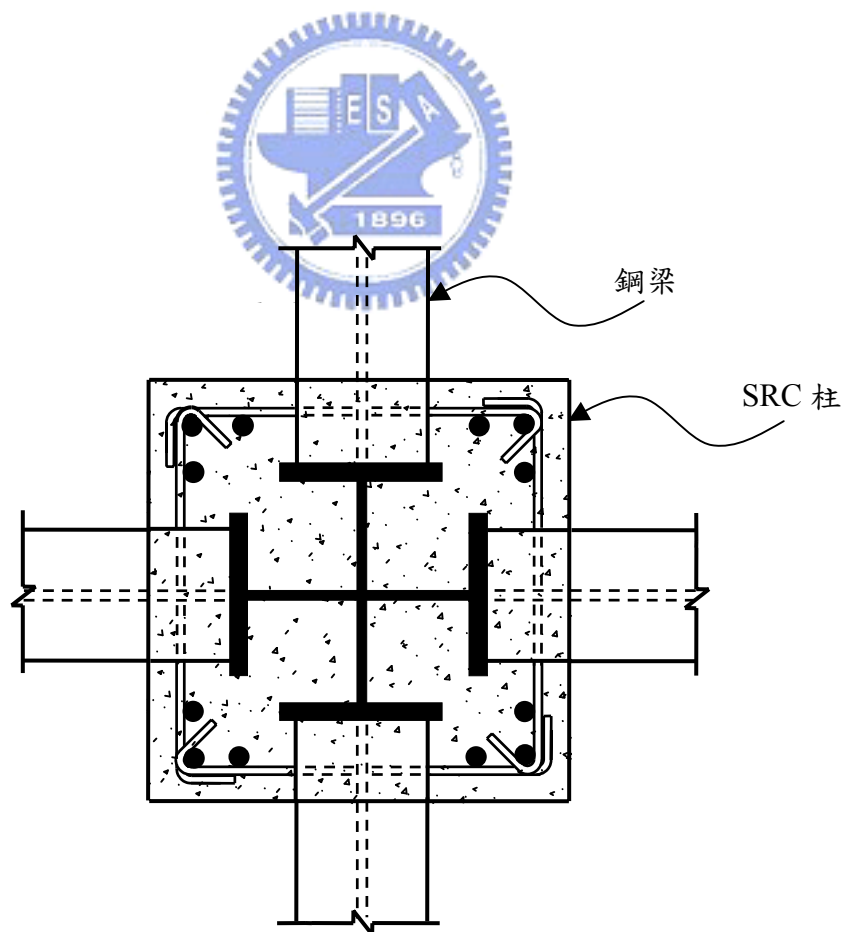


圖 3.8 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭之接頭區圍束箍筋型式示意圖（雙邊接梁）

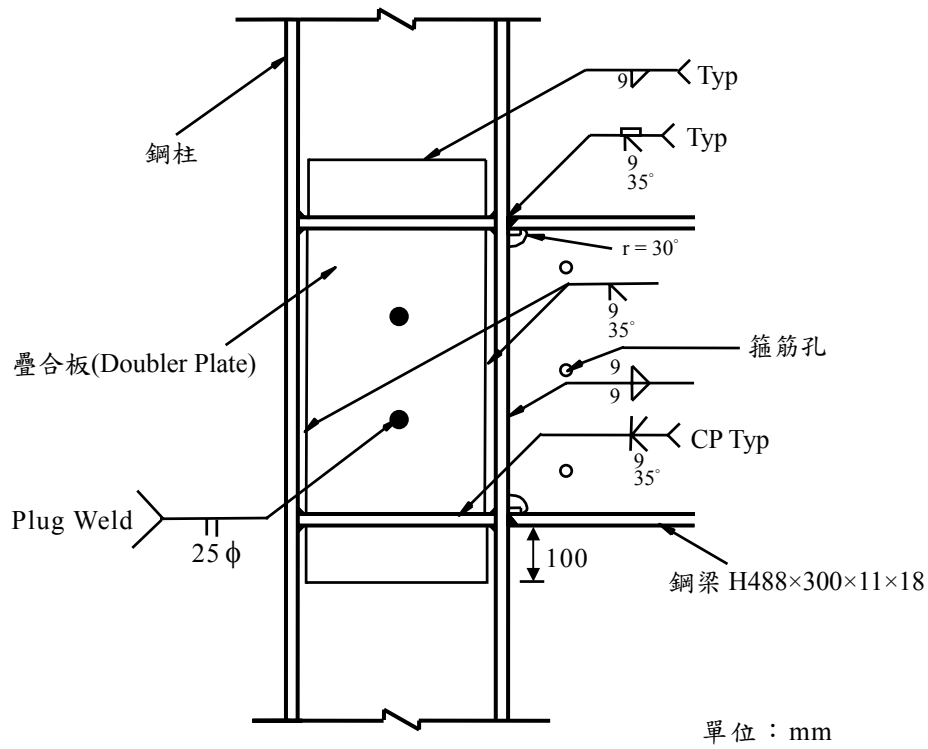


圖 3.9 包覆型 SRC 梁柱試體之鋼骨銲接示意圖

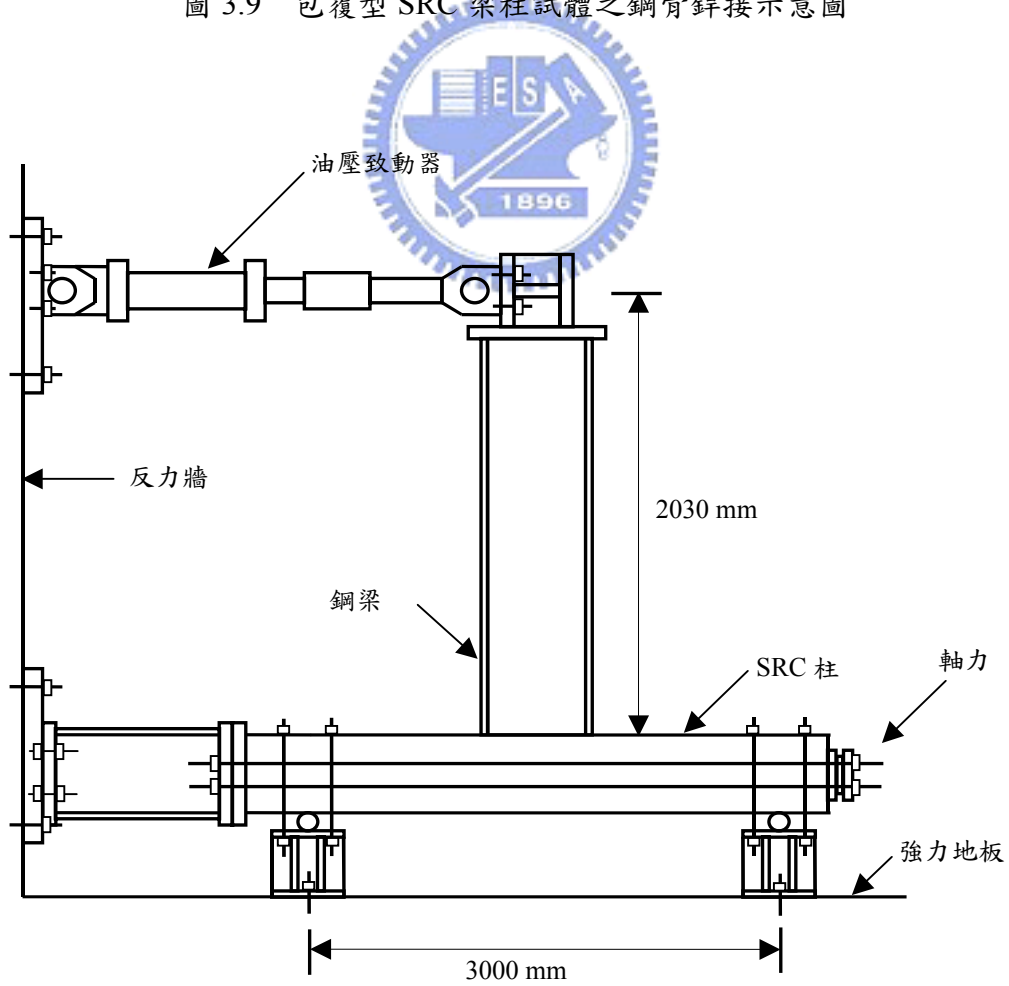


圖 3.10 SRC 梁柱接頭試驗配置圖

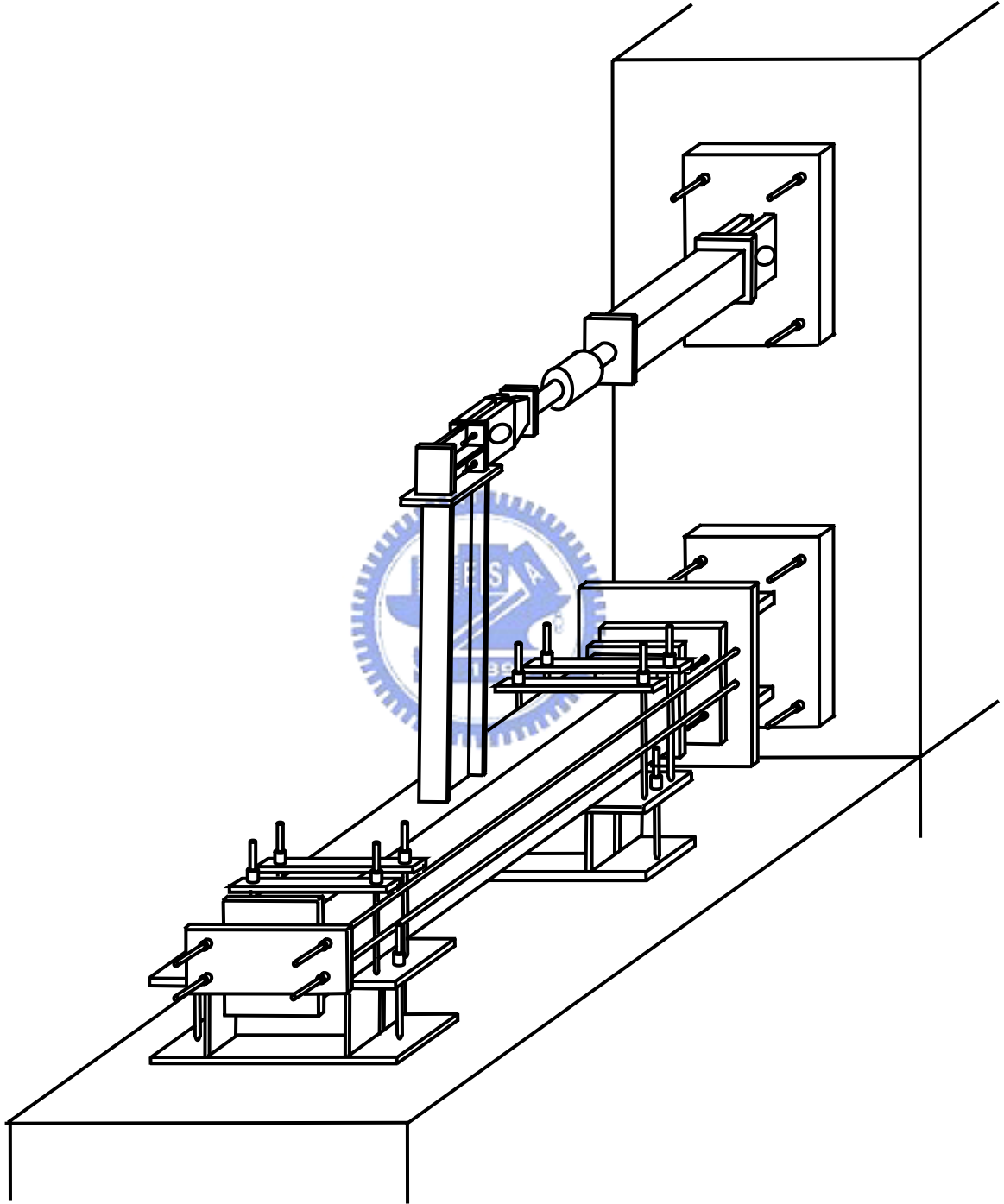


圖 3.10(續) SRC 梁柱接頭試驗配置圖

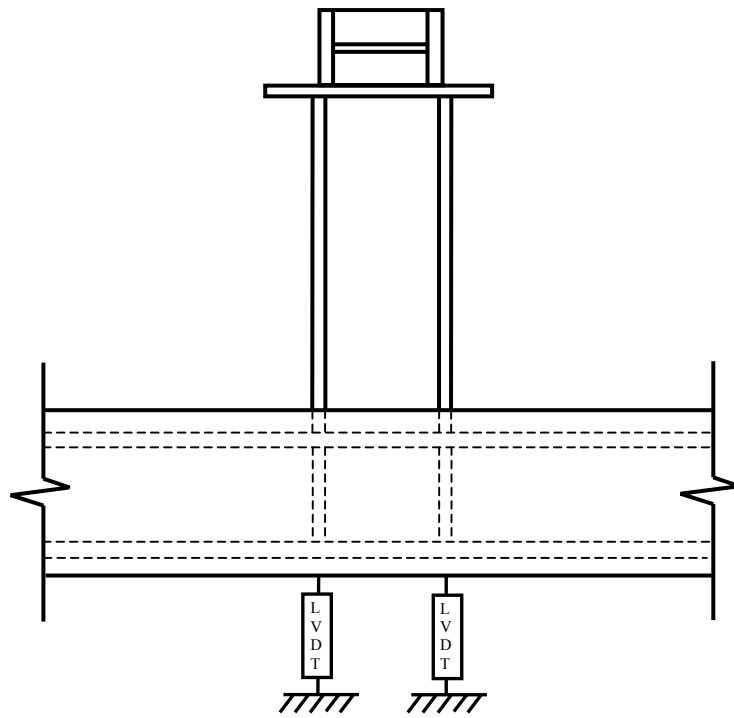


圖 3.11 位移計(LVDT)位置示意圖

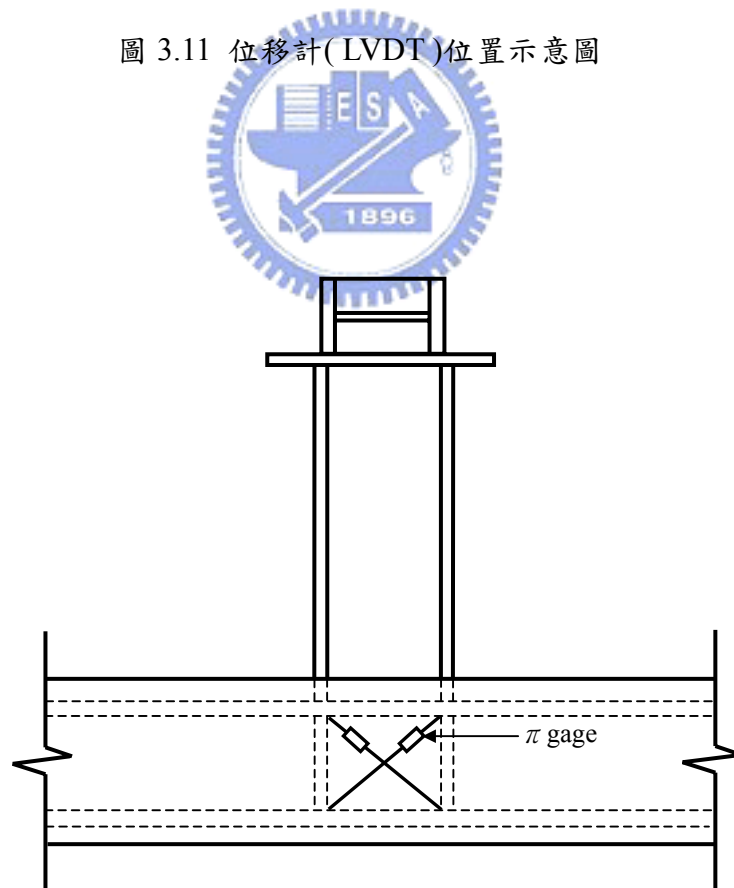
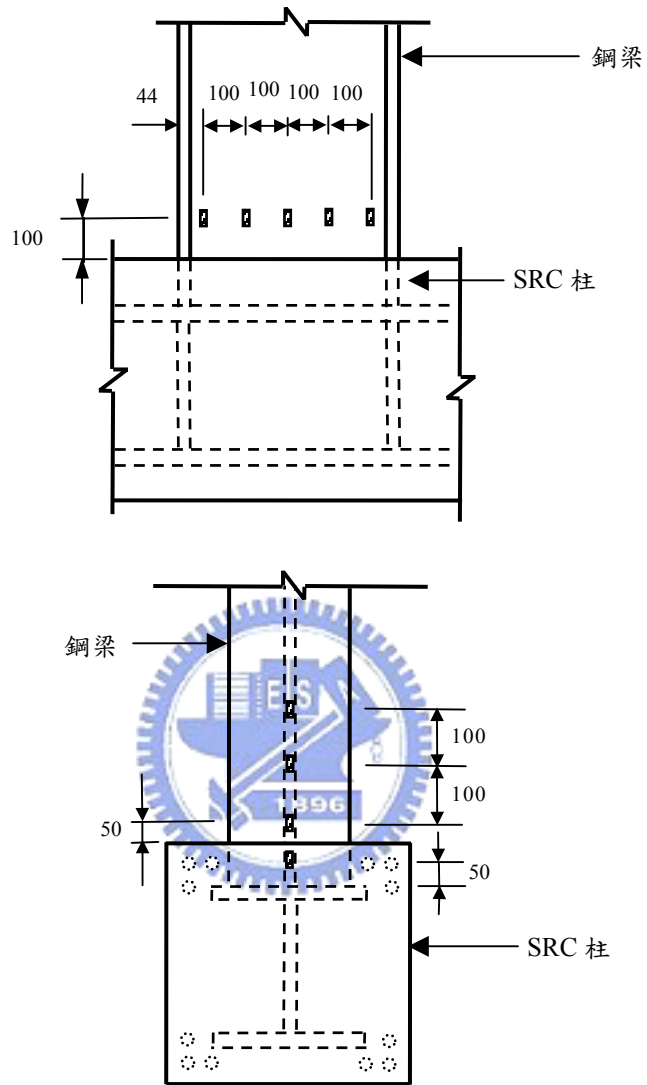


圖 3.12 π gage 位置示意圖



單位: mm
 □ : 應變計

圖 3.13 SRC 梁柱試體之鋼梁應變計配置示意圖

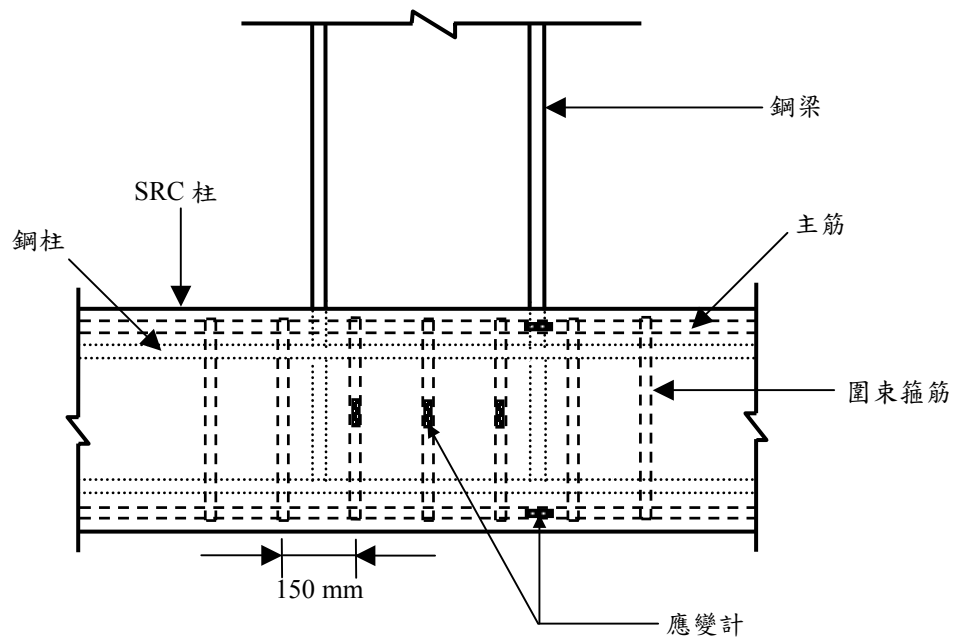


圖 3.14 SRC 梁柱試體 SRC 柱之應變計配置示意圖

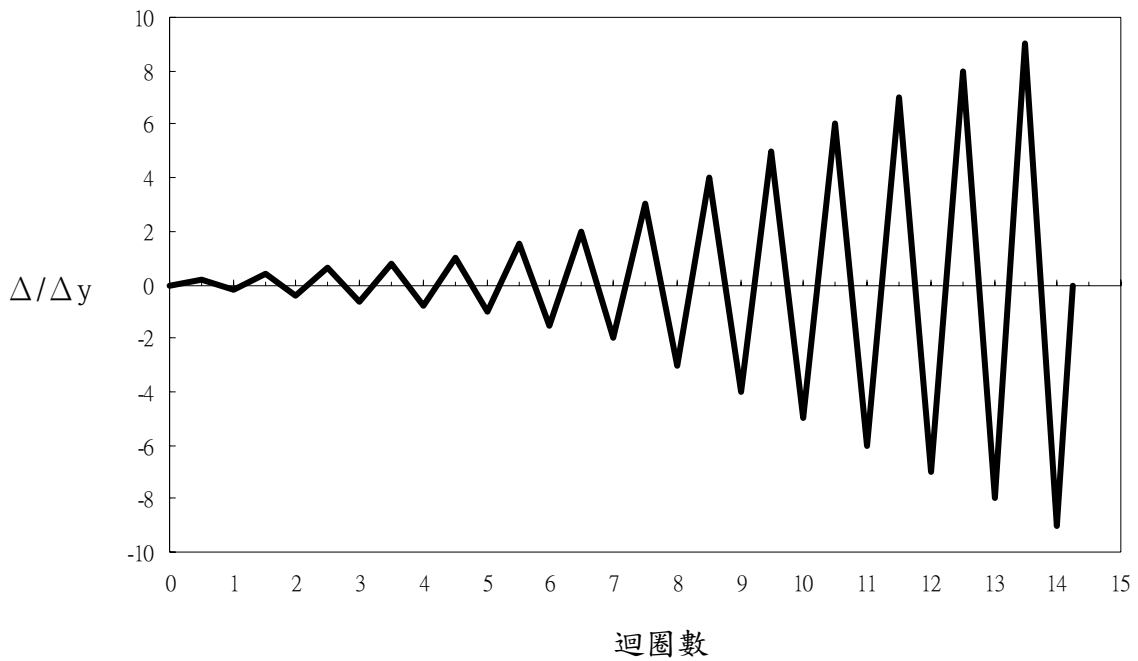


圖 3.15 反復載重之位移控制歷時圖

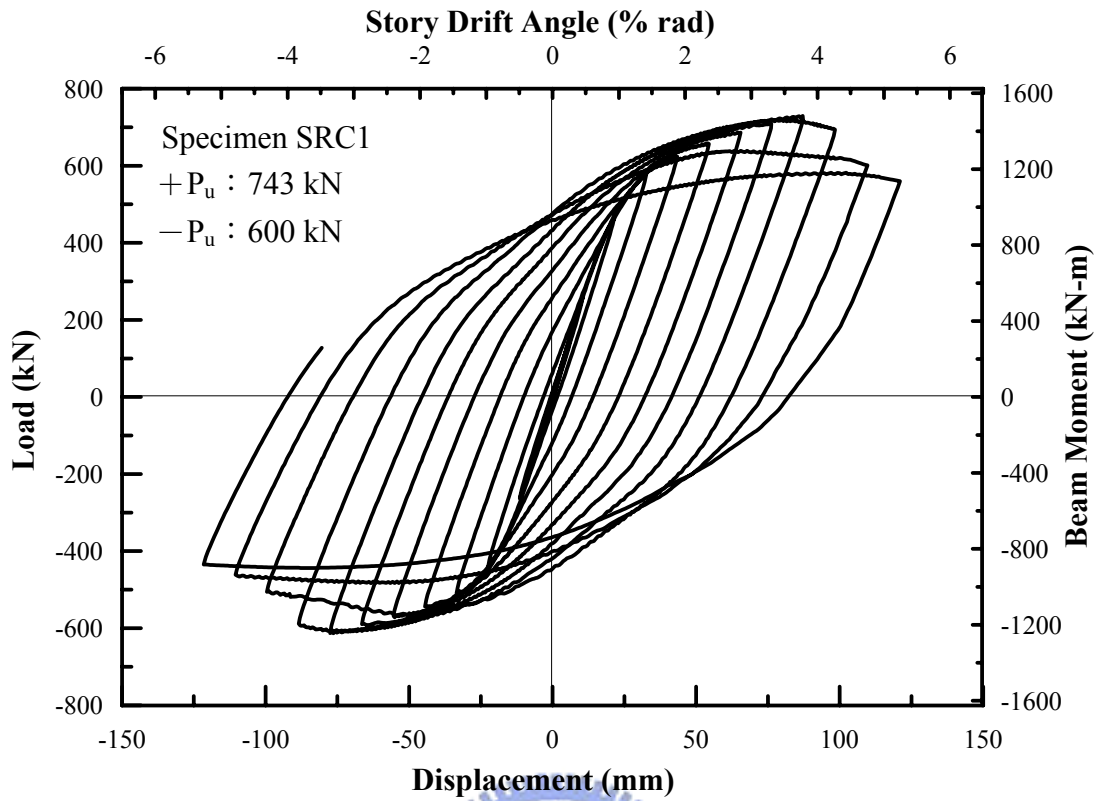


圖 4.1 試體 SRC1 反復載重與位移遲滯迴圈圖

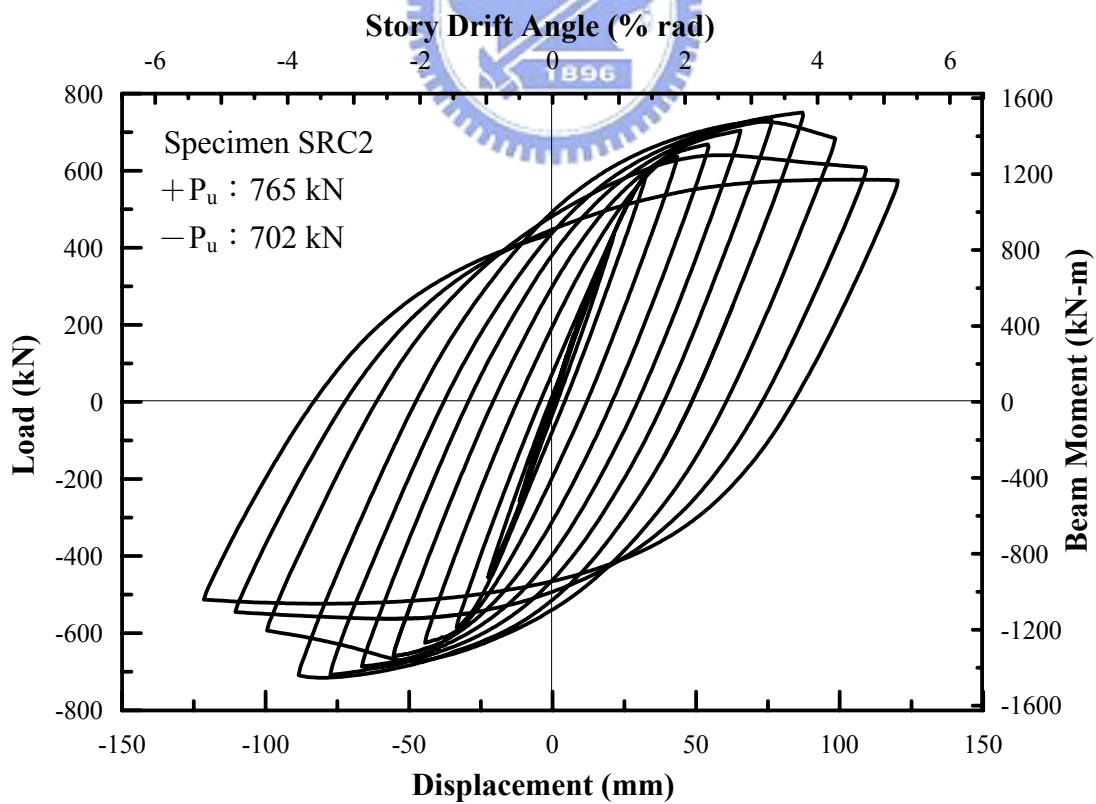


圖 4.2 試體 SRC2 反復載重與位移遲滯迴圈圖

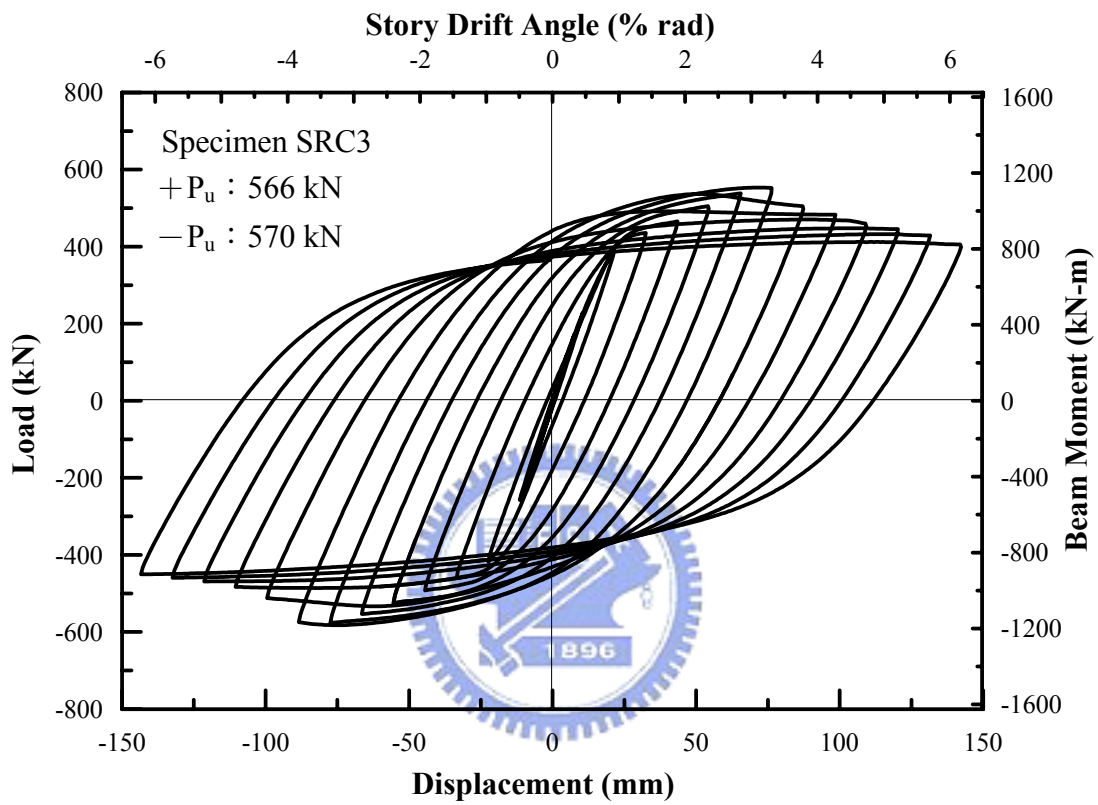


圖 4.3 試體 SRC3 反復載重與位移遲滯迴圈圖

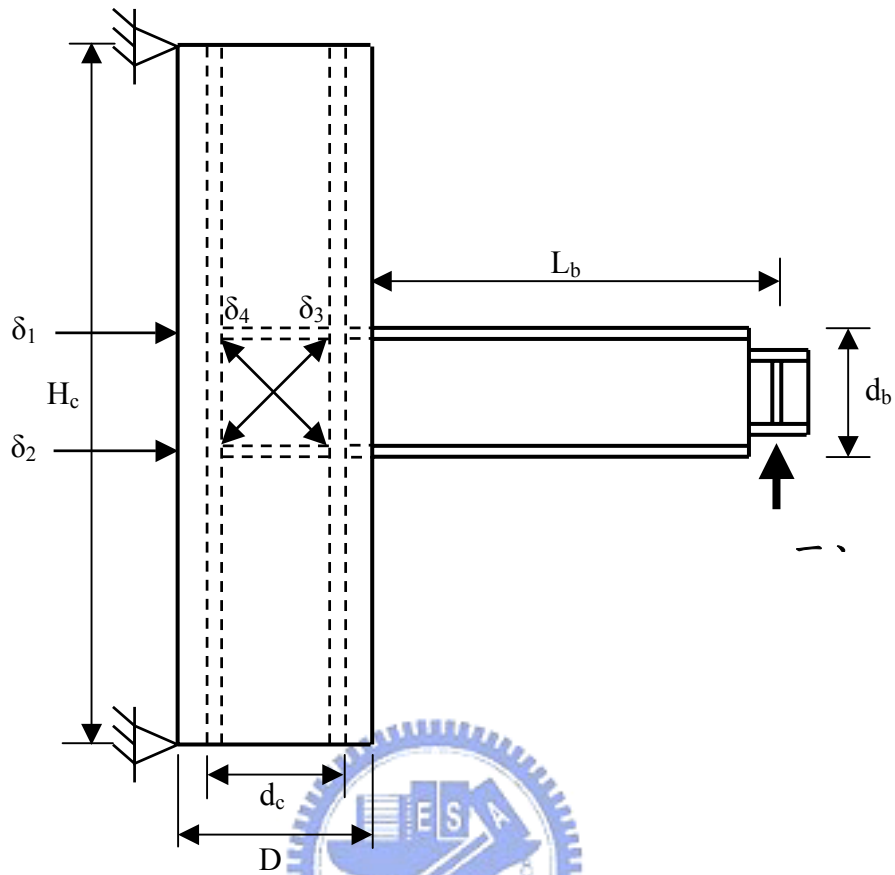


圖 4.4 梁柱接頭構件量測系統配置簡圖

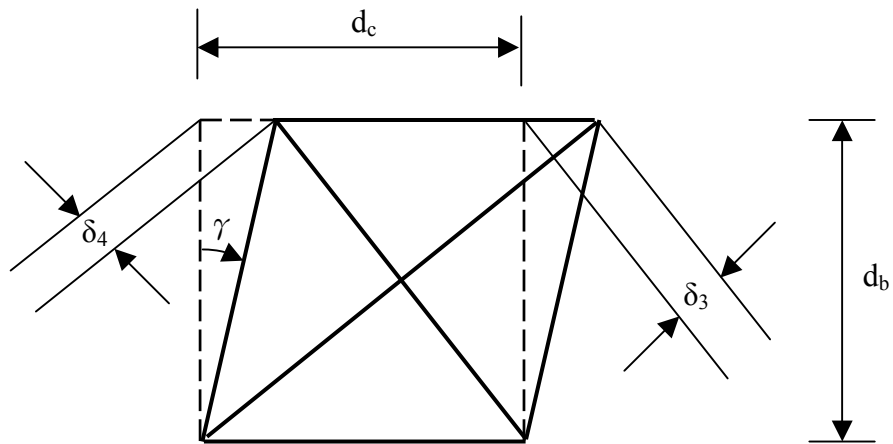


圖 4.5 梁柱交會區剪力變形圖

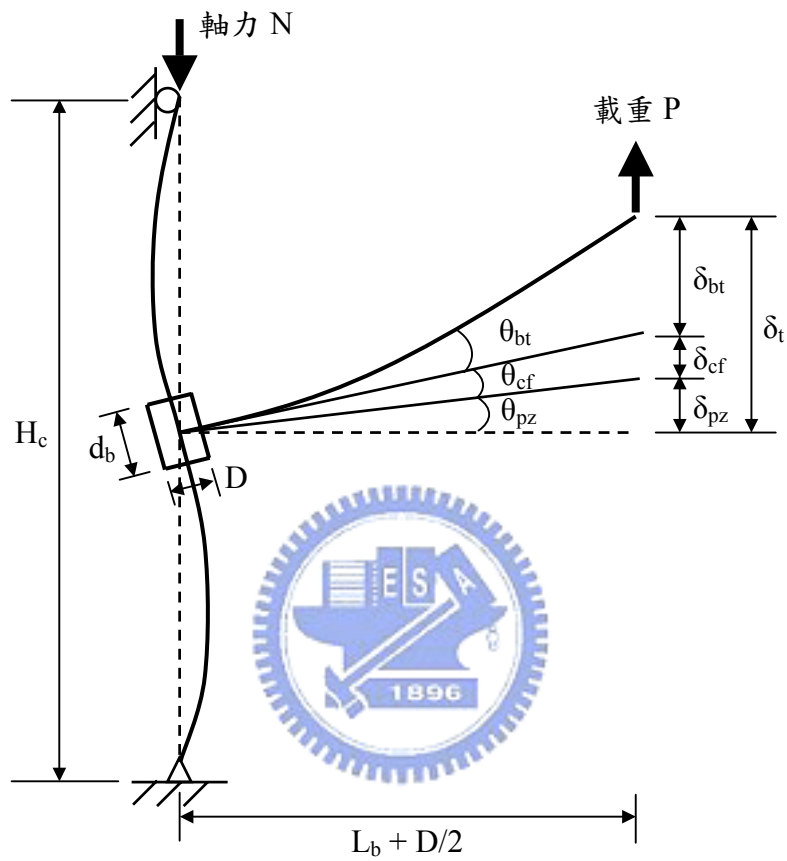
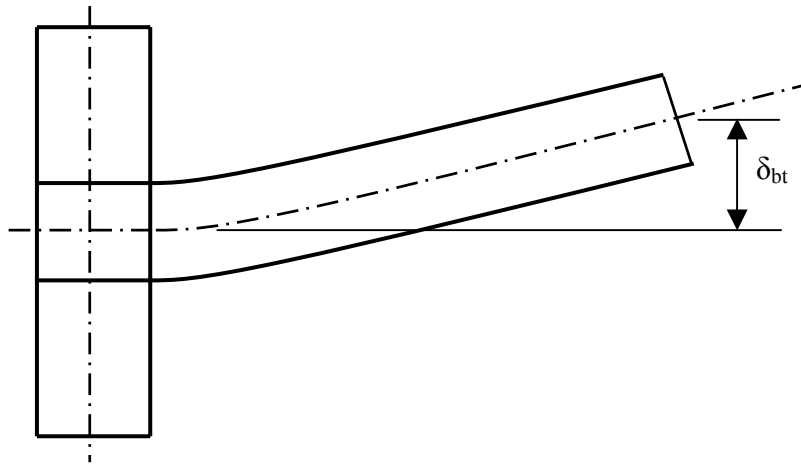
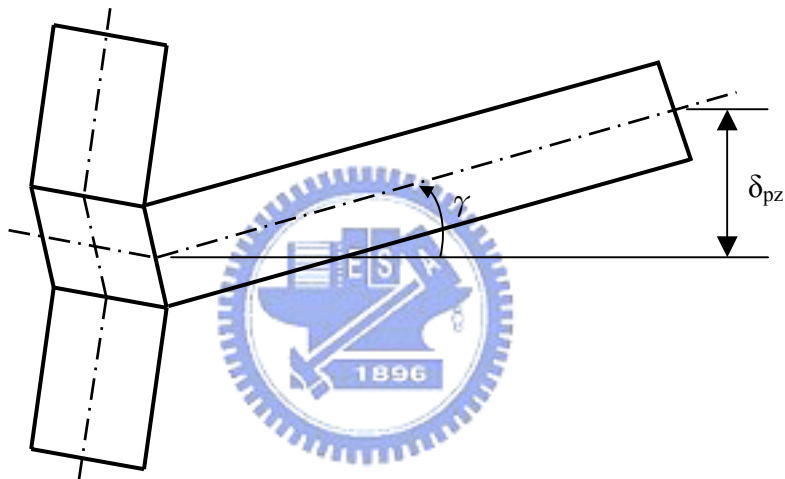


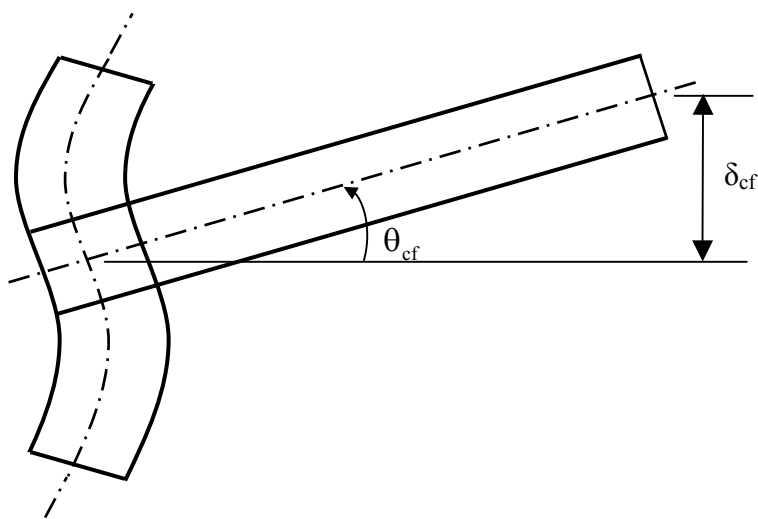
圖 4.6 梁端總變形分量示意圖



(a) 梁本身變形所引致之梁端變形分量



(b) 梁柱交會區剪力變形所引致之梁端變形分量



(c) 柱撓曲變形所引致之梁端變形分量

圖 4.7 梁端總變形三分量示意圖

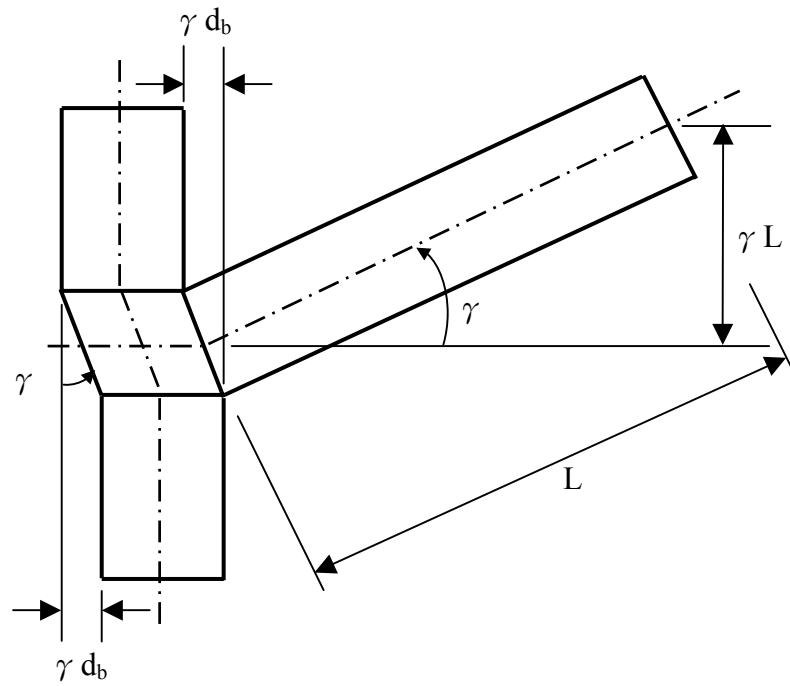


圖 4.8 真實建築構架中梁柱交會區剪力變形所造成之梁端變形分量圖

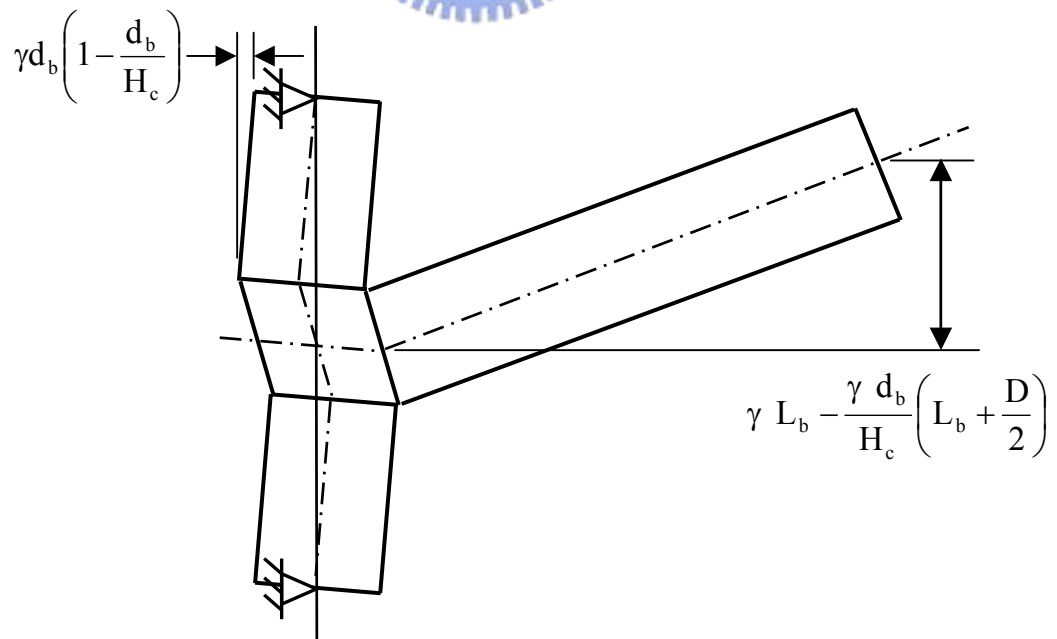


圖 4.9 本研究試體梁柱交會區剪力變形所造成之梁端變形分量圖

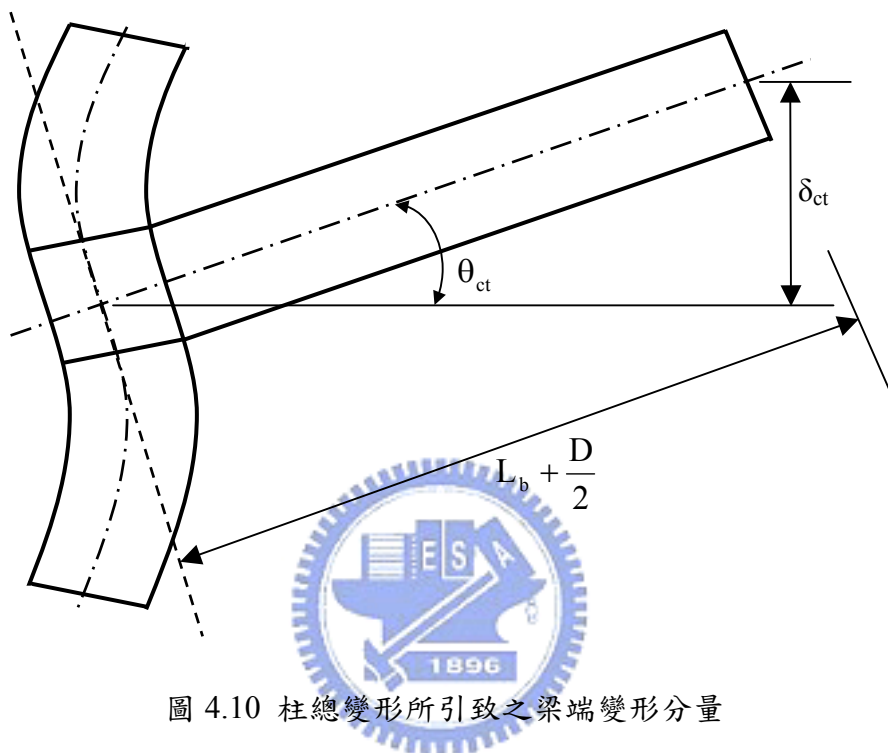


圖 4.10 柱總變形所引致之梁端變形分量

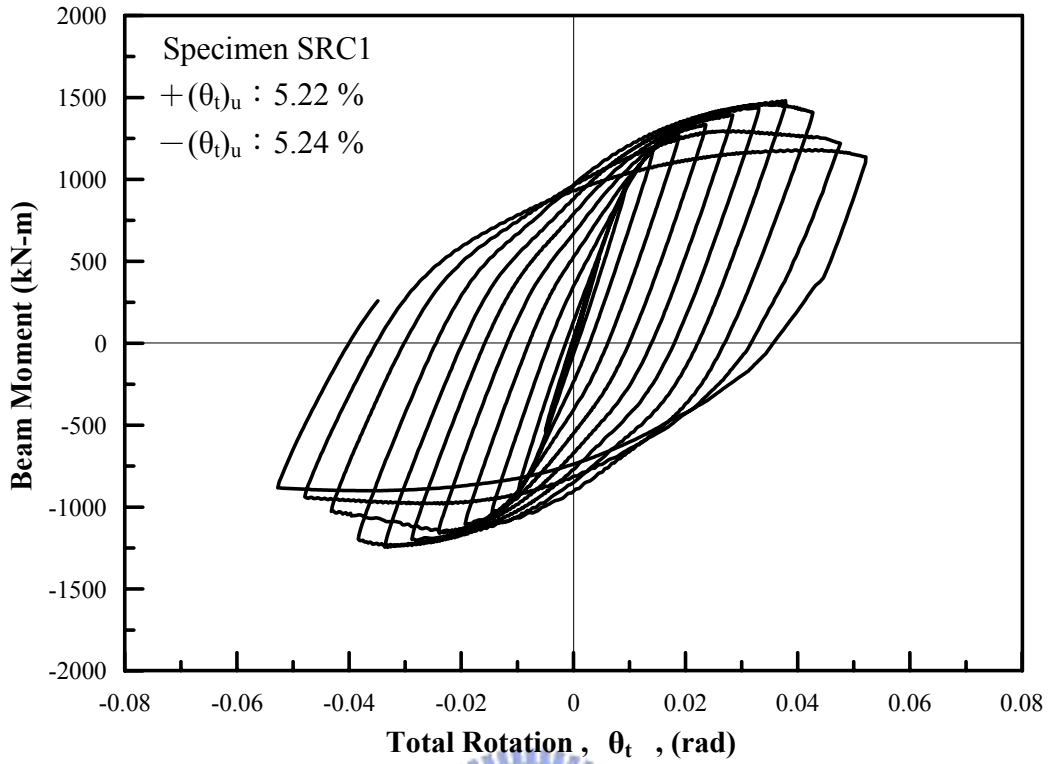


圖 4.11 試體 SRC1 之梁彎矩與梁柱接頭總轉角關係圖

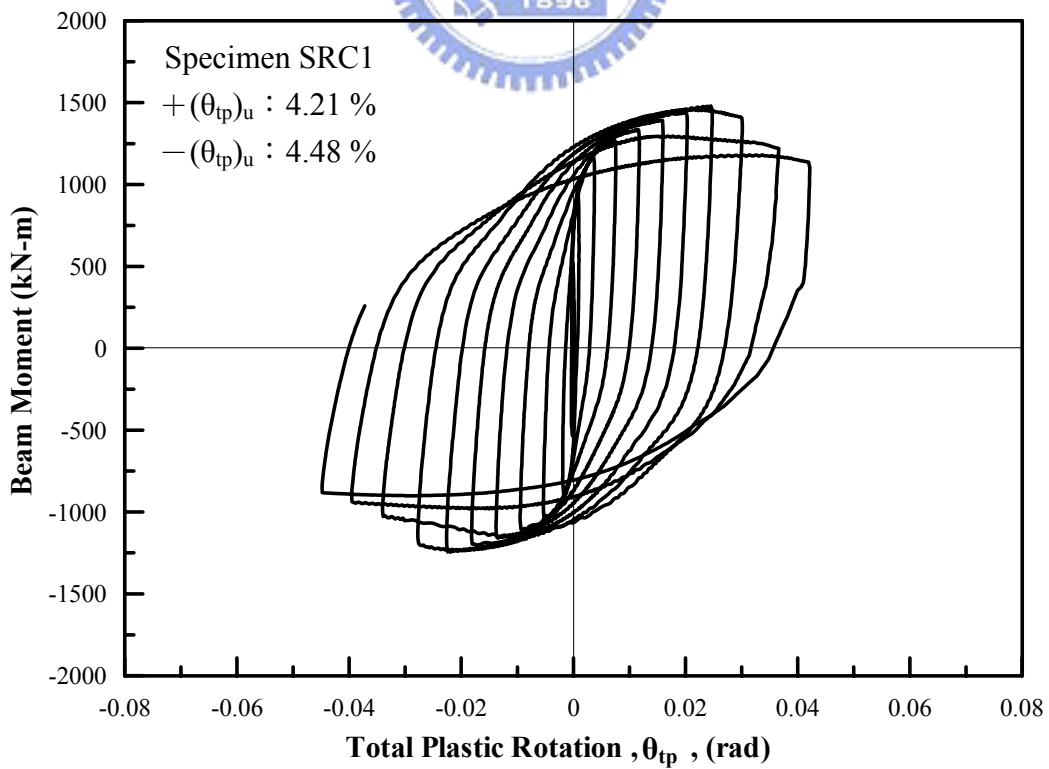


圖 4.12 試體 SRC1 之梁彎矩與梁柱接頭總塑性轉角關係圖

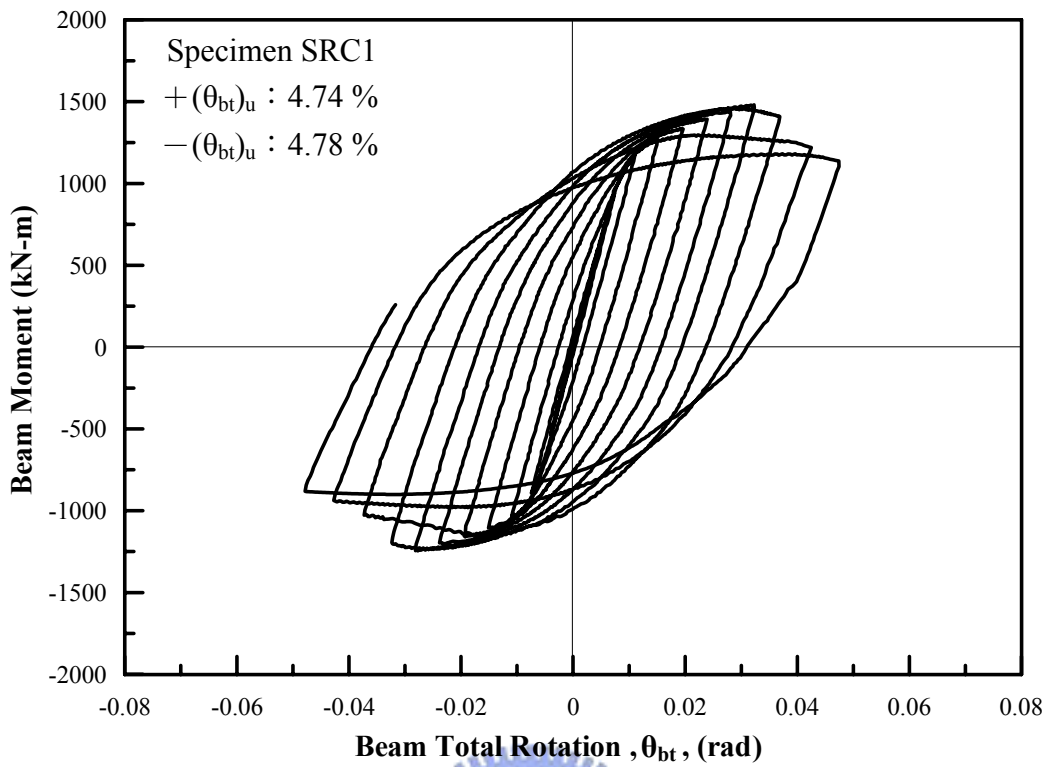


圖 4.13 試體 SRC1 之梁彎矩與梁總轉角關係圖

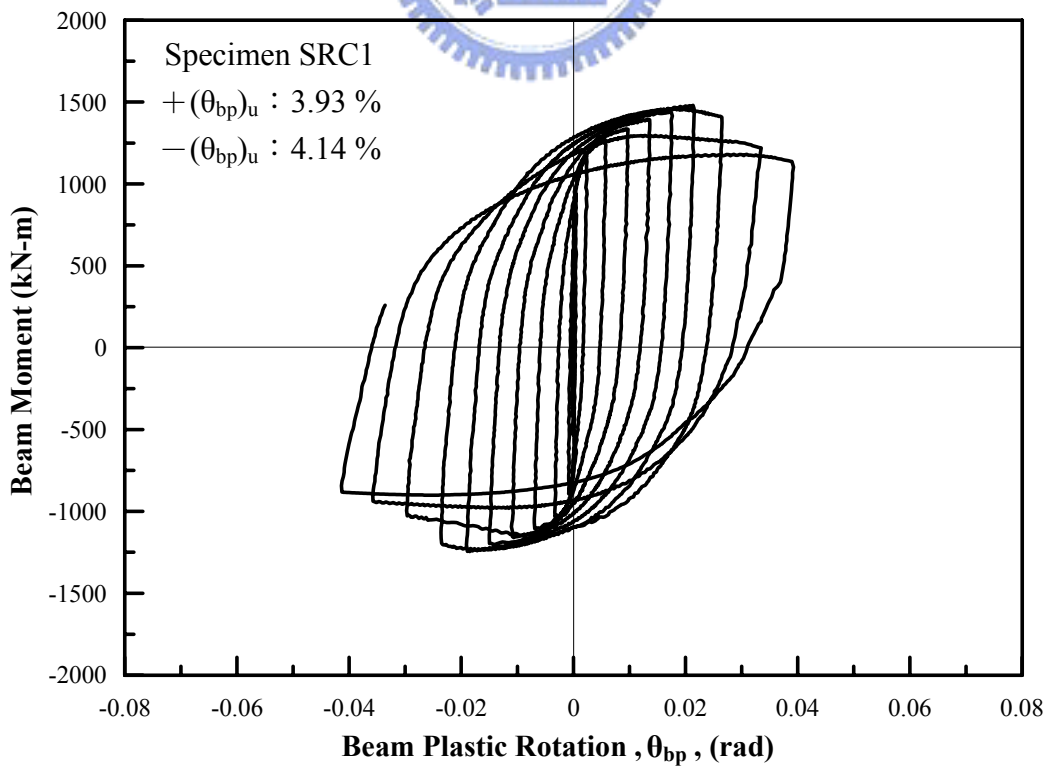
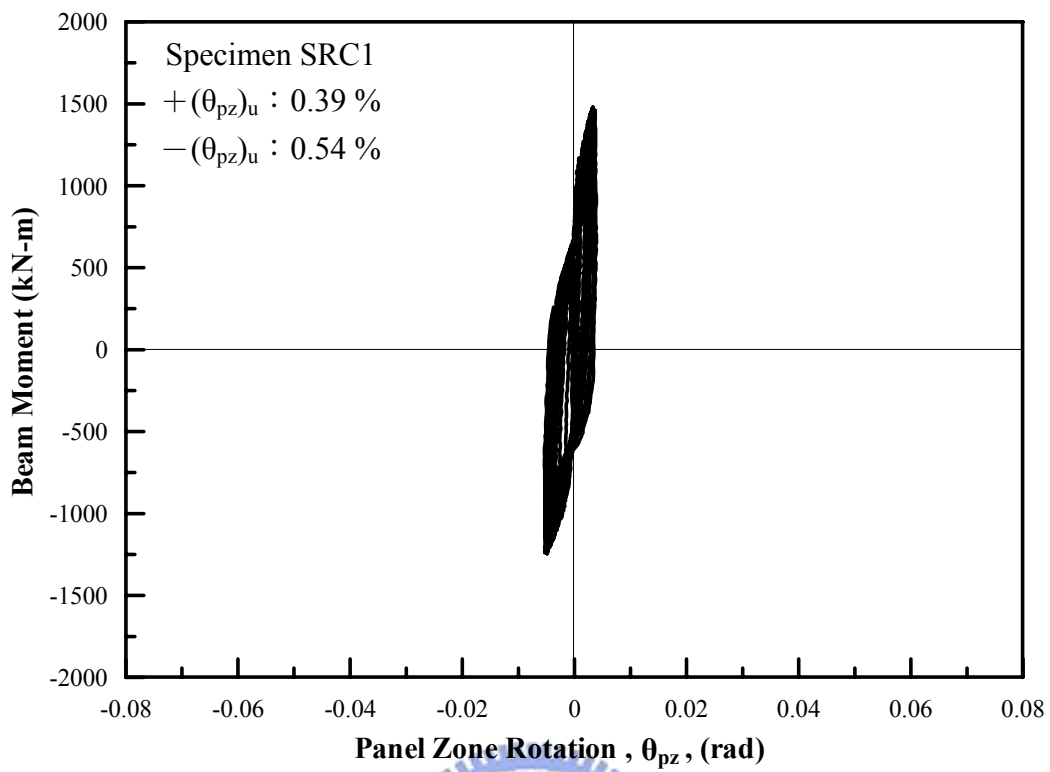
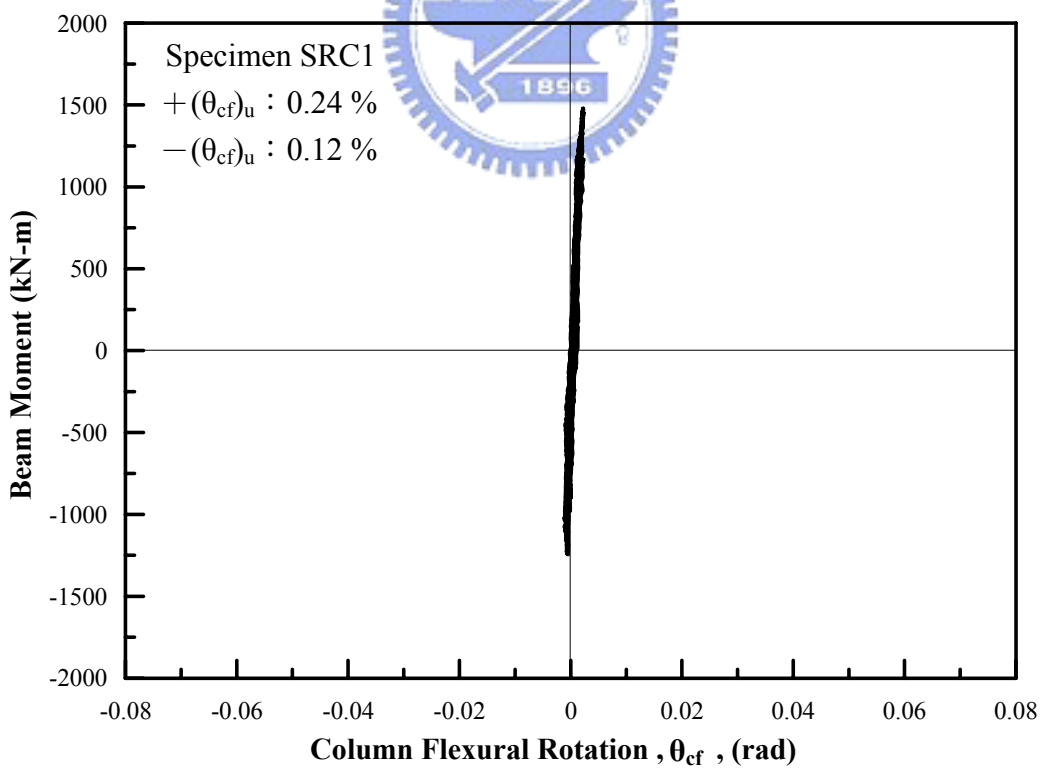


圖 4.14 試體 SRC1 之梁彎矩與梁塑性轉角關係圖



(a) 梁柱交會區



(b) 柱撓曲轉角

圖 4.15 試體 SRC1 之梁彎矩與柱轉角關係圖

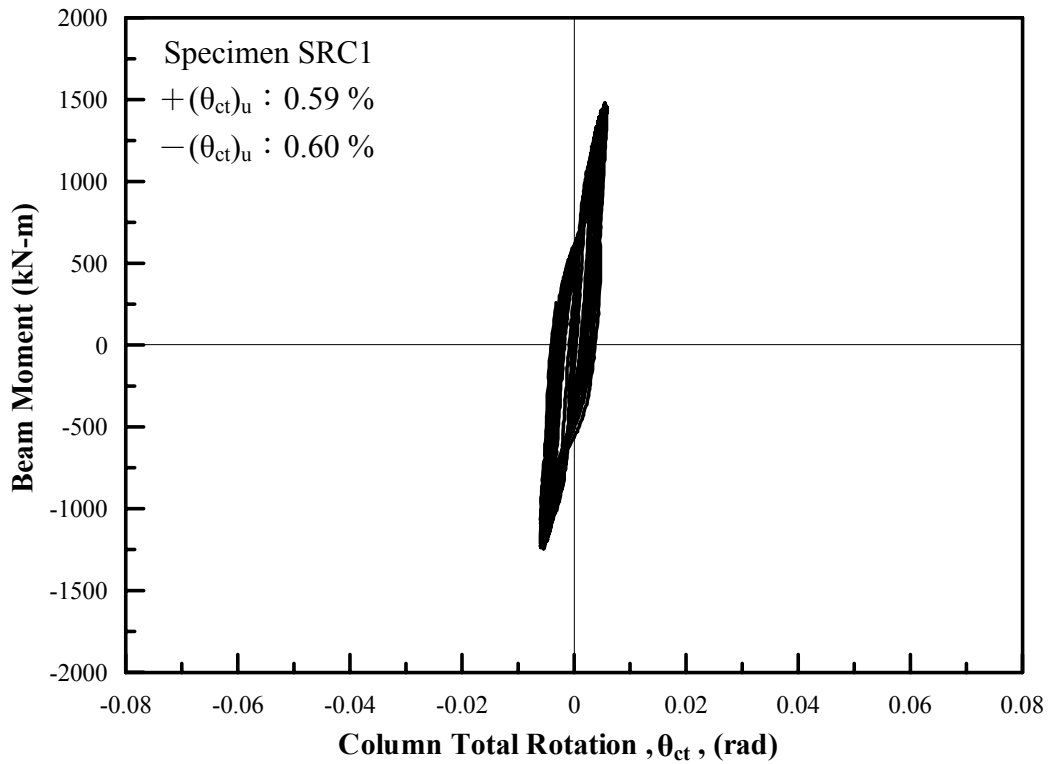


圖 4.16 試體 SRC1 之梁彎矩與柱總轉角關係圖

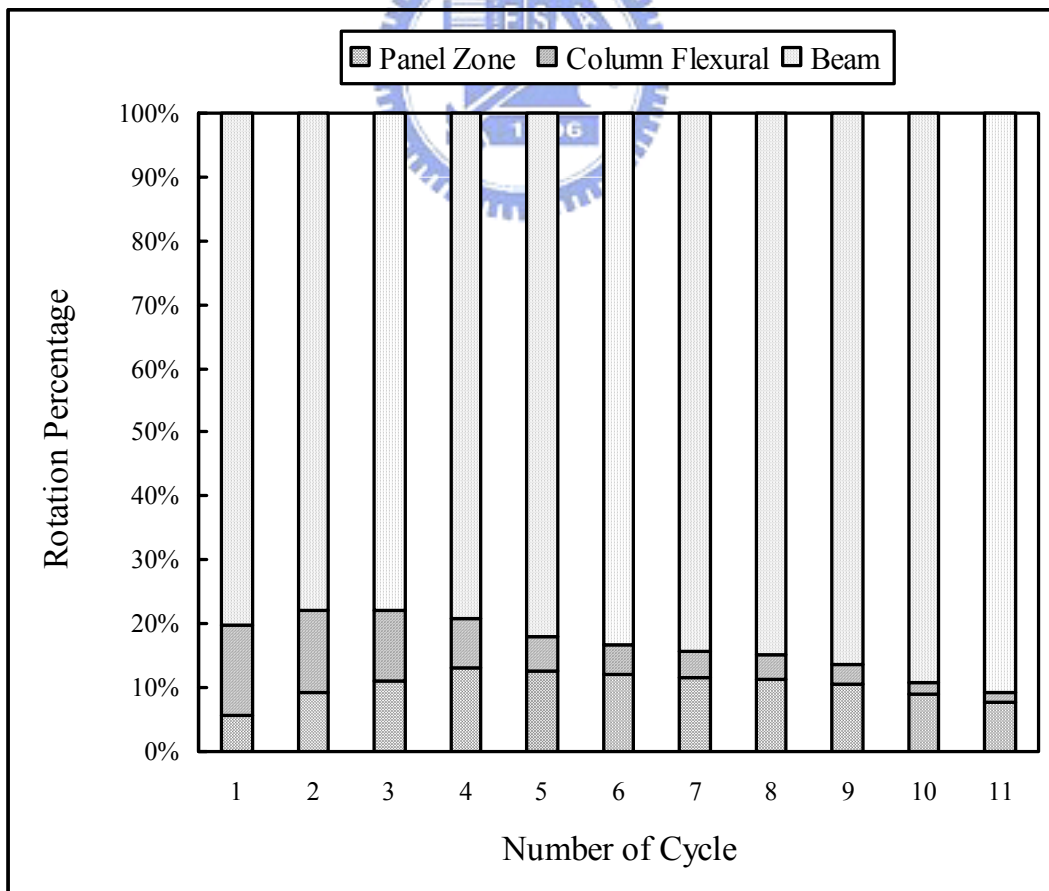


圖 4.17 試體 SRC1 各遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量百分比圖

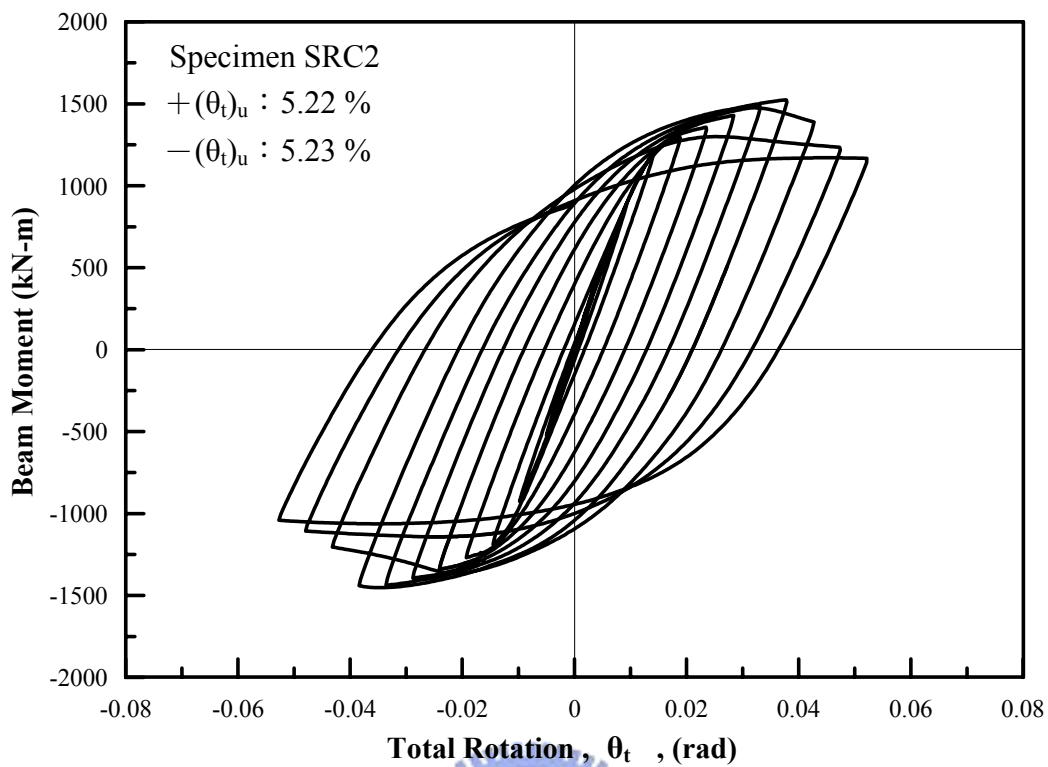


圖 4.18 試體 SRC2 之梁彎矩與梁柱接頭總轉角關係圖

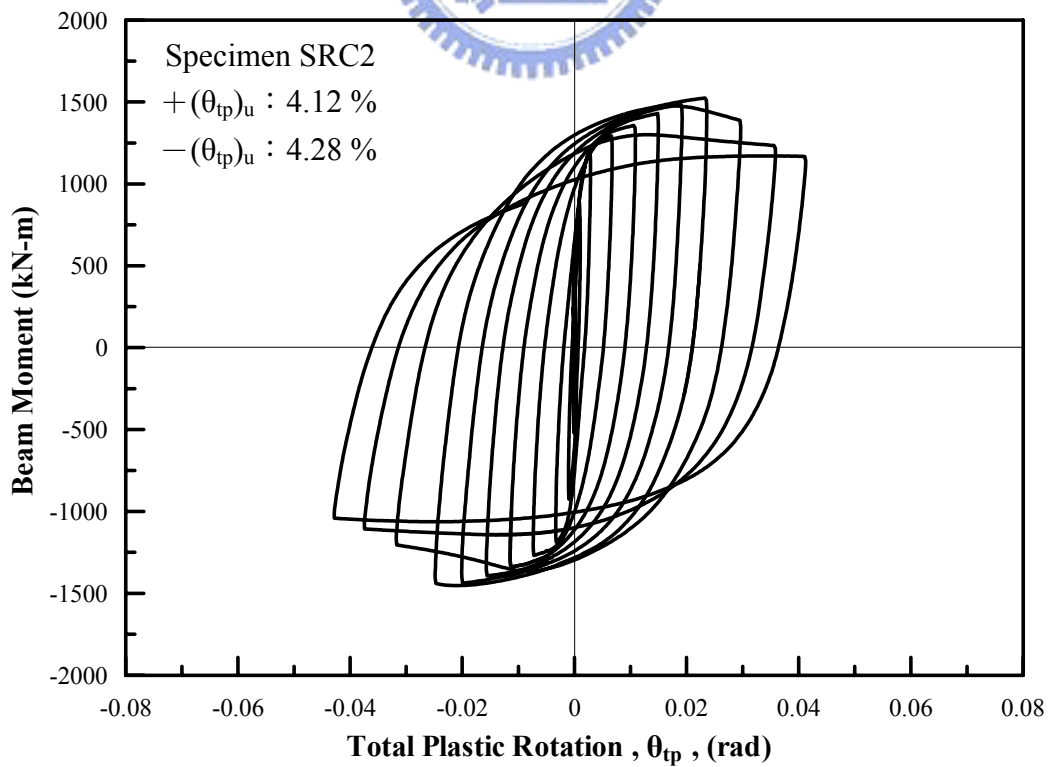


圖 4.19 試體 SRC2 之梁彎矩與梁柱接頭總塑性轉角關係圖

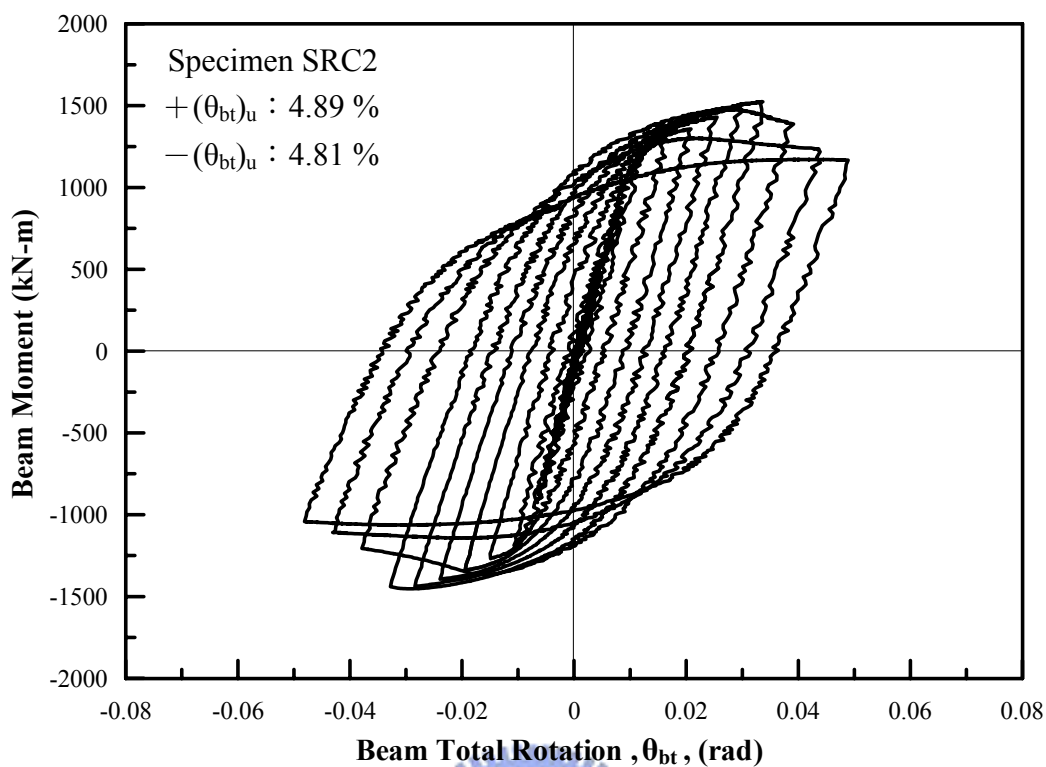


圖 4.20 試體 SRC2 之梁彎矩與梁總轉角關係圖

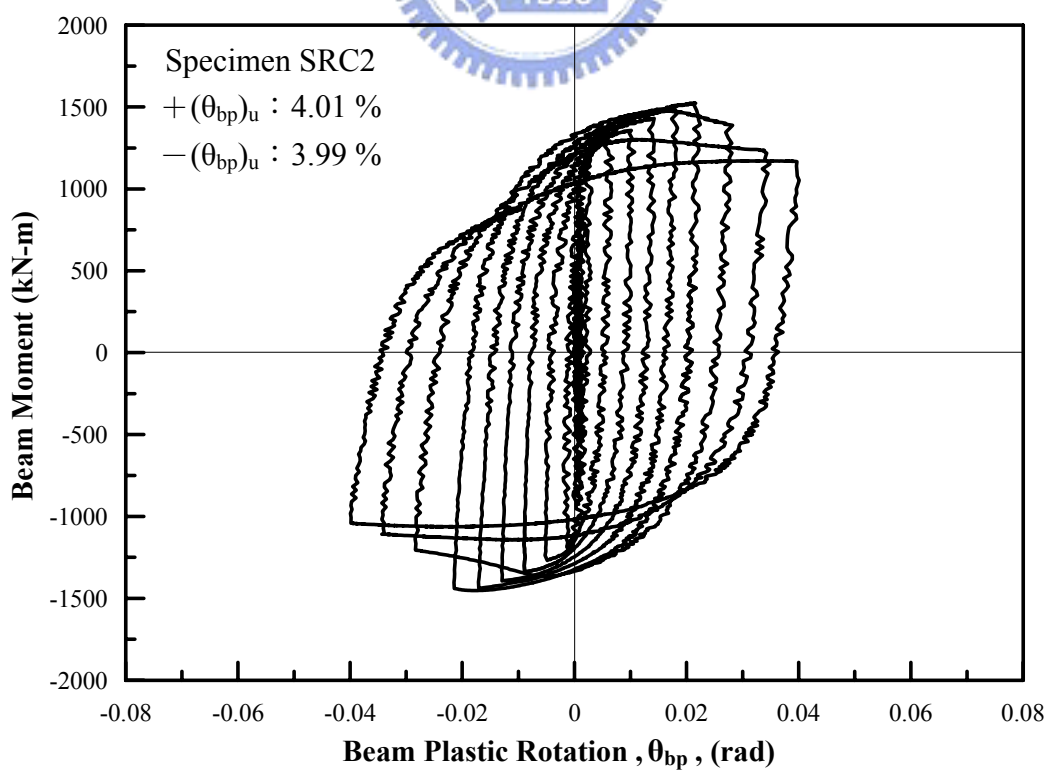
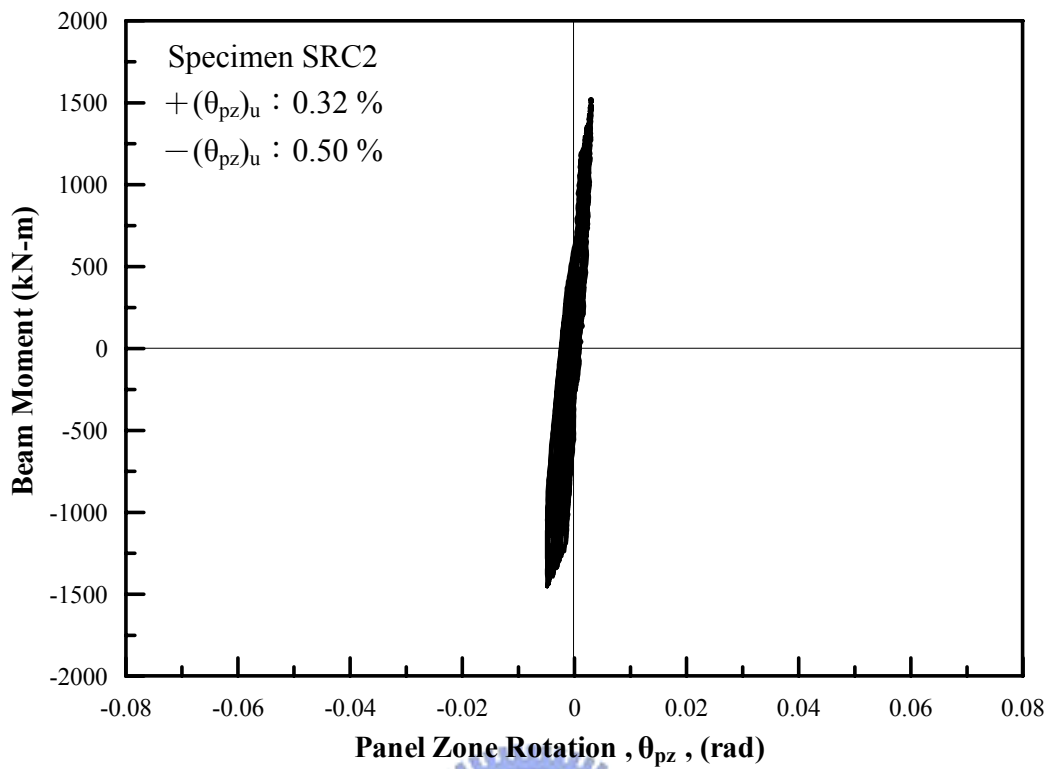
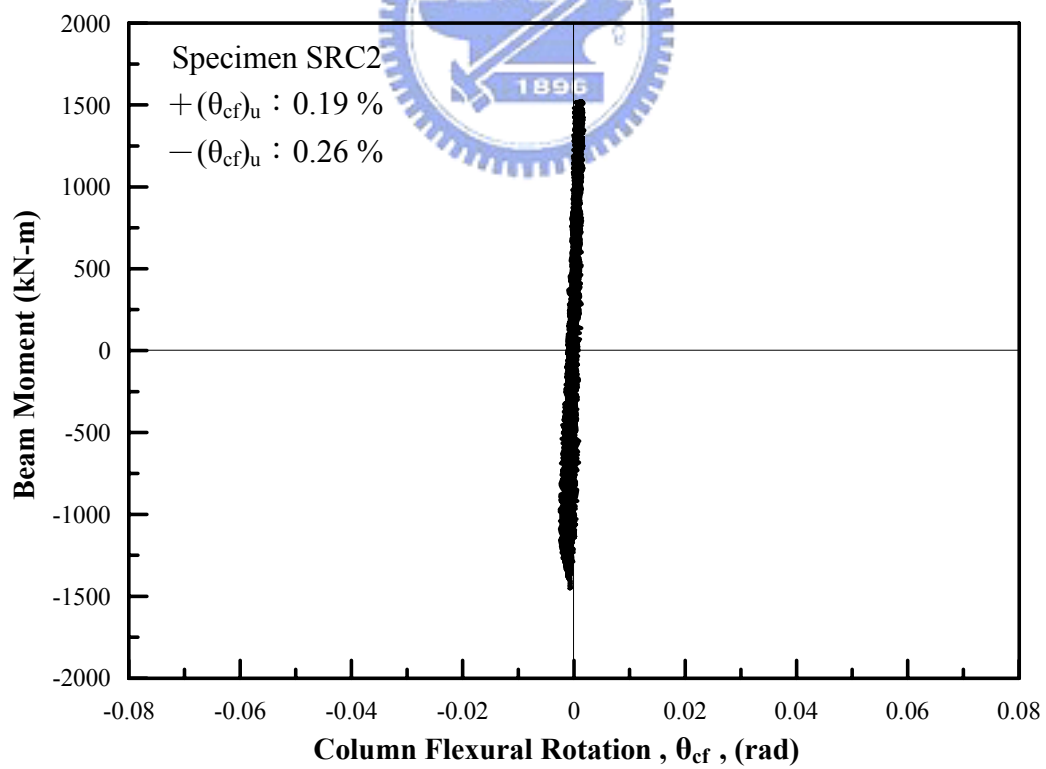


圖 4.21 試體 SRC2 之梁彎矩與梁塑性轉角關係圖



(a) 梁柱交會區



(b) 柱撓曲轉角

圖 4.22 試體 SRC2 之梁彎矩與柱轉角關係圖

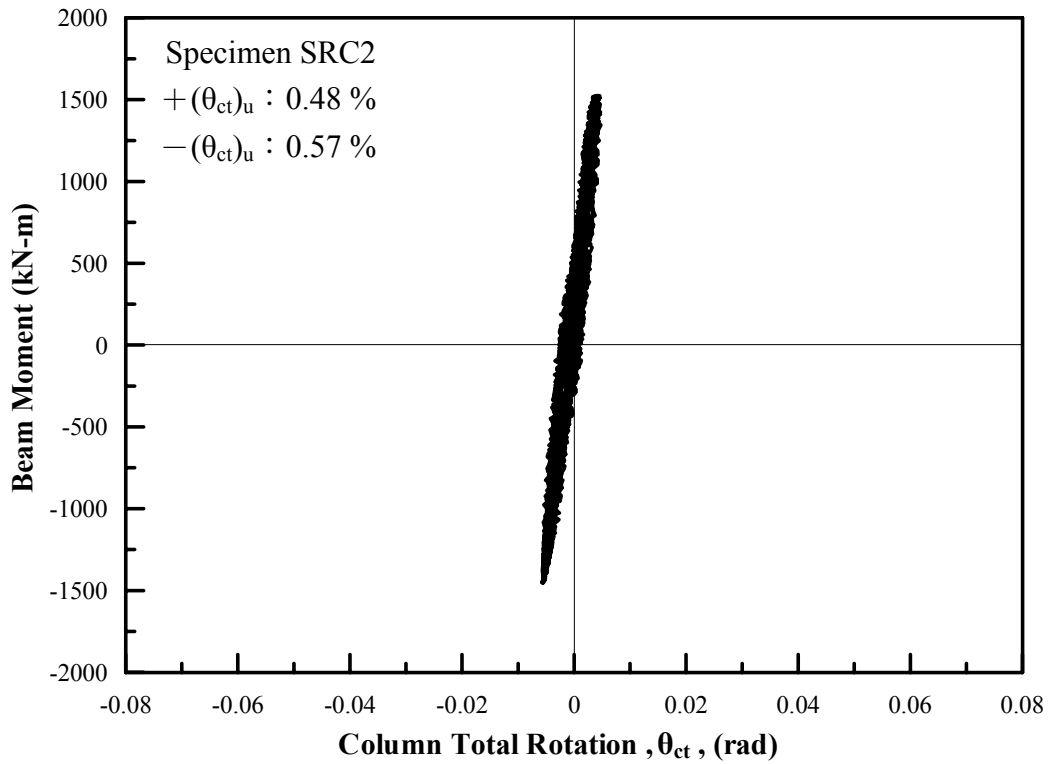


圖 4.23 試體 SRC2 之梁彎矩與柱總轉角關係圖

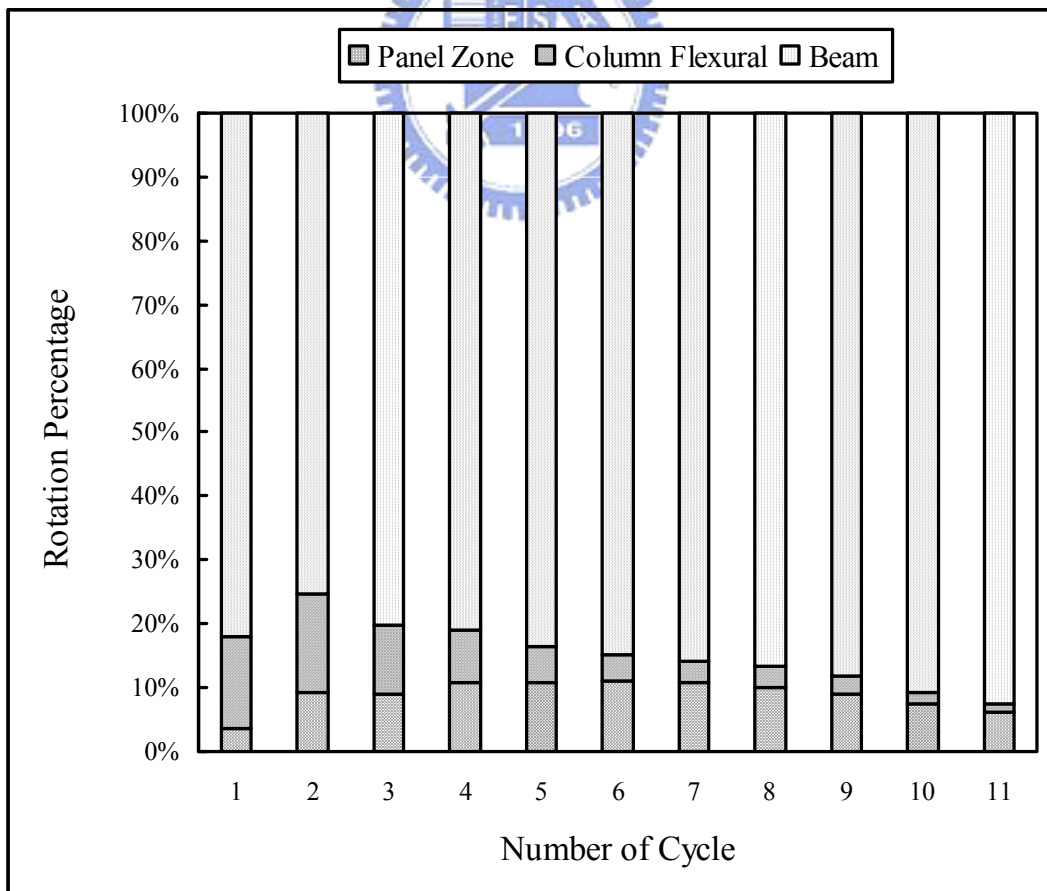


圖 4.24 試體 SRC2 各遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量百分比圖

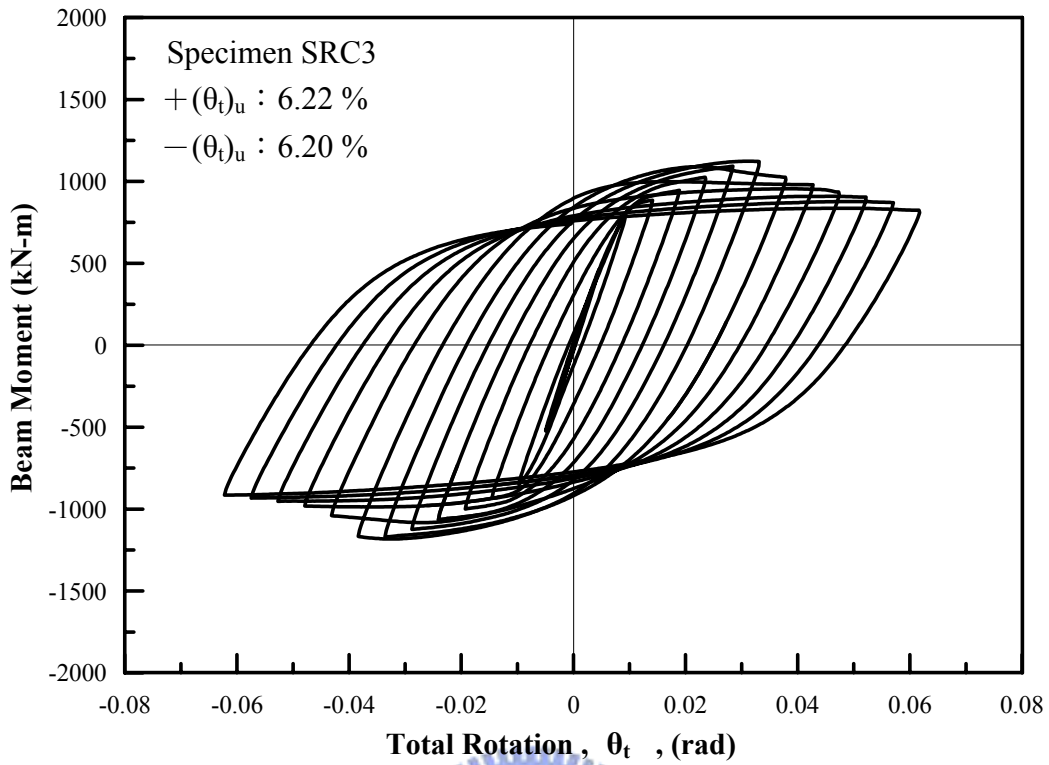


圖 4.25 試體 SRC3 之梁彎矩與梁柱接頭總轉角關係圖

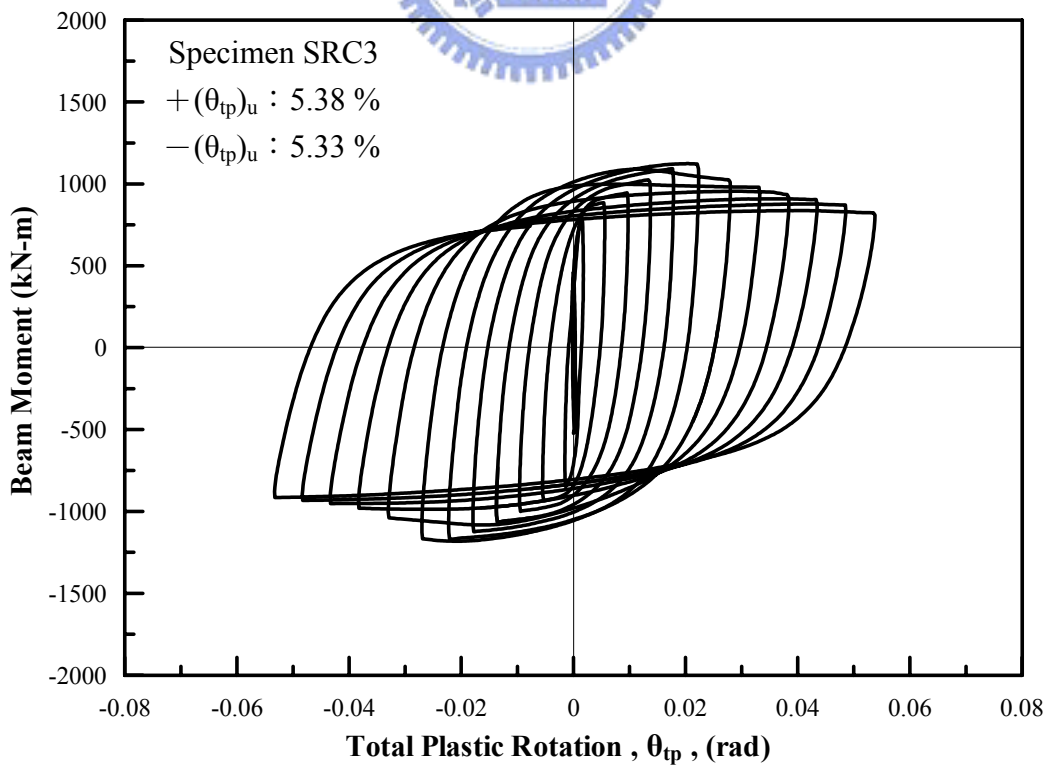


圖 4.26 試體 SRC3 之梁彎矩與梁柱接頭總塑性轉角關係圖

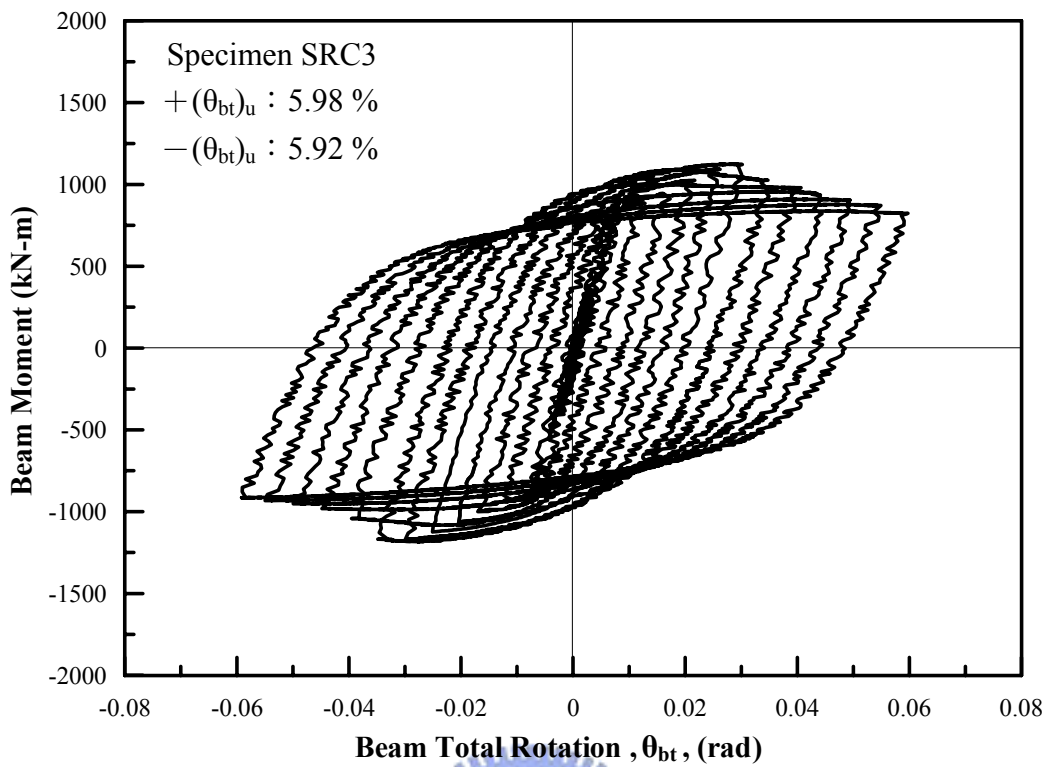


圖 4.27 試體 SRC3 之梁彎矩與梁總轉角關係圖

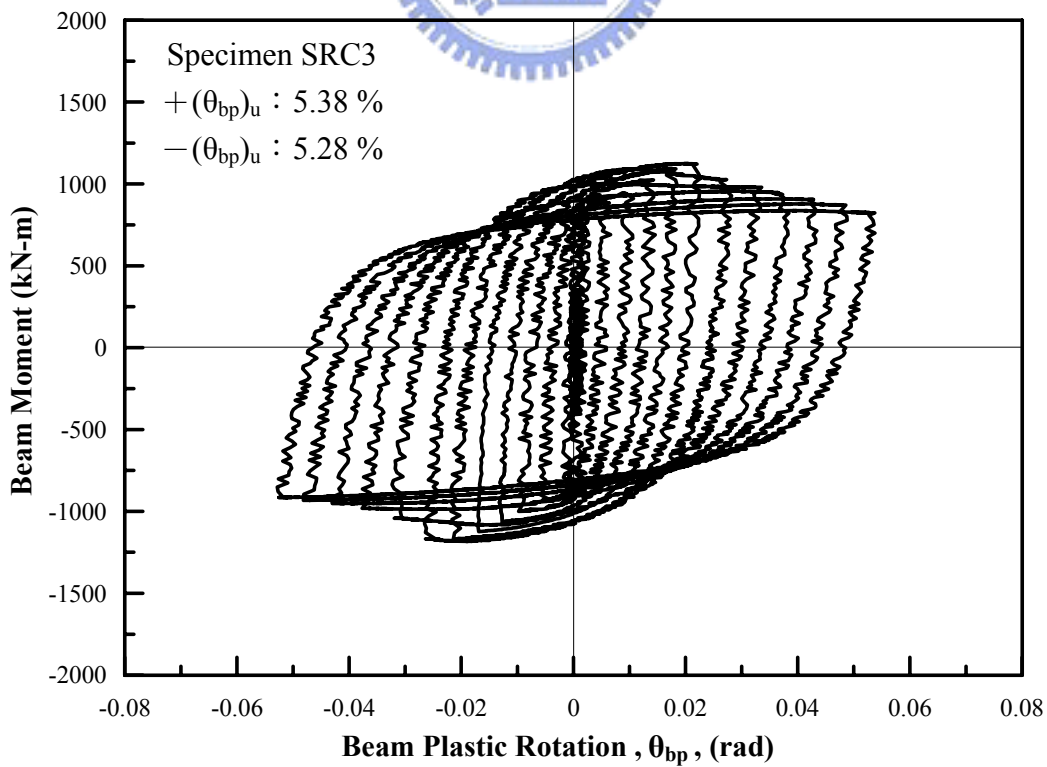
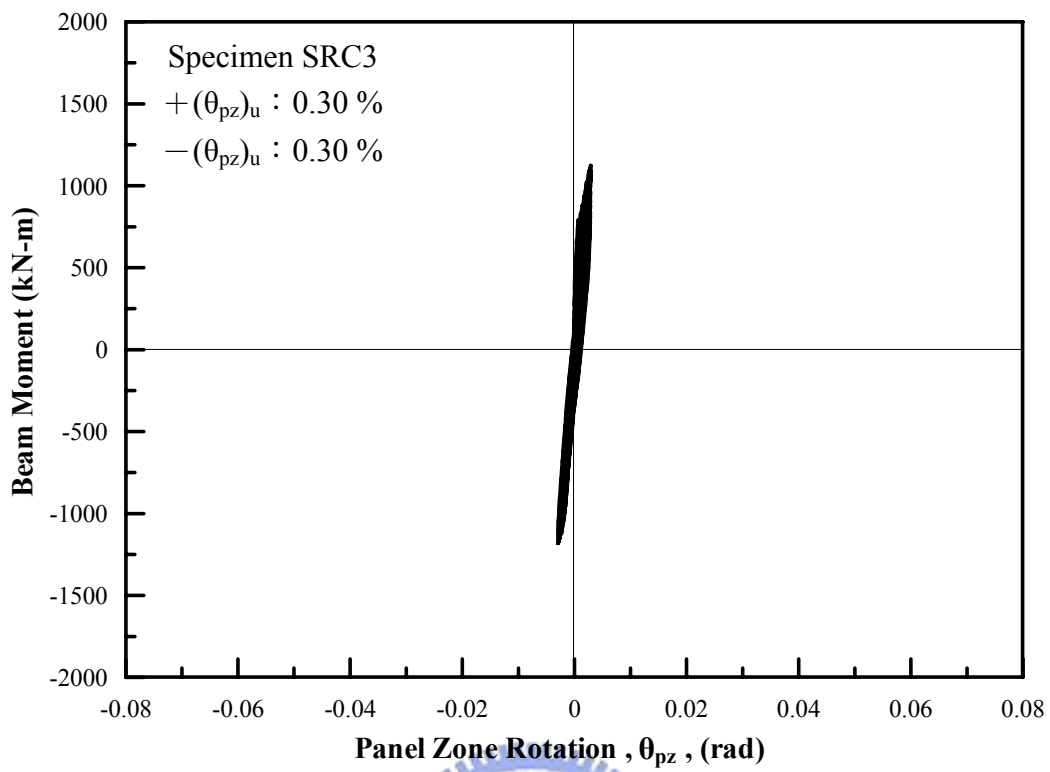
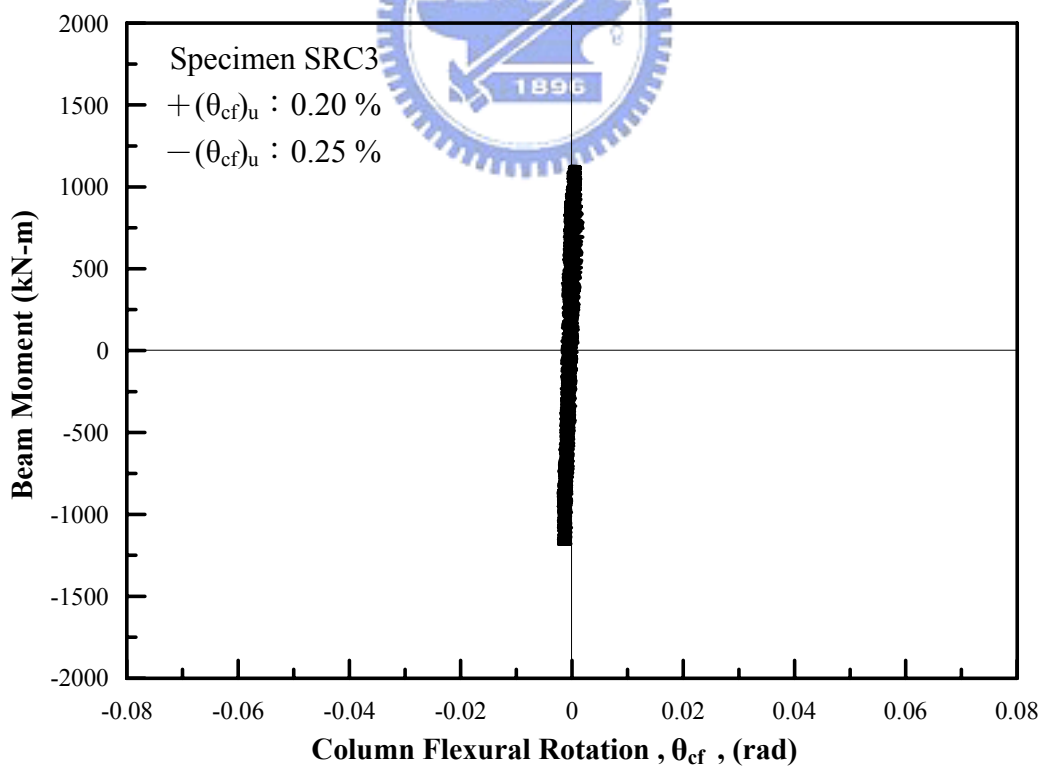


圖 4.28 試體 SRC3 之梁彎矩與梁塑性轉角關係圖



(a) 梁柱交會區



(b) 柱撓曲轉角

圖 4.29 試體 SRC3 之梁彎矩與柱轉角關係圖

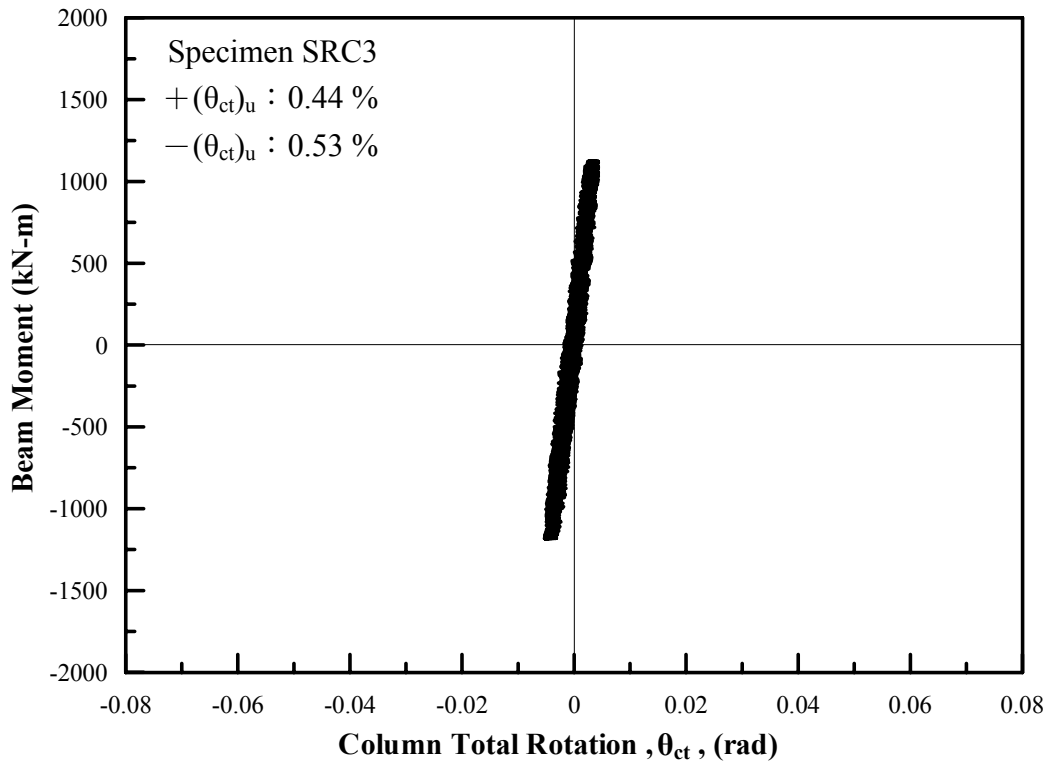


圖 4.30 試體 SRC3 之梁彎矩與柱總轉角關係圖

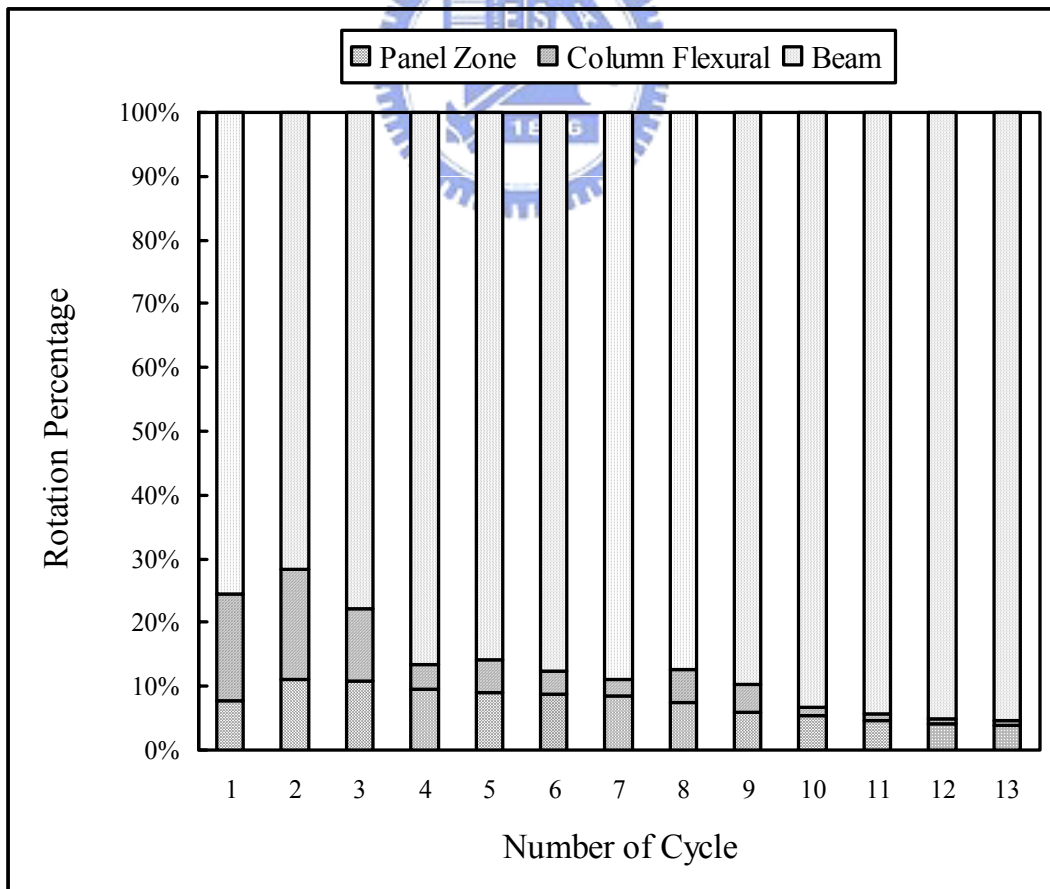


圖 4.31 試體 SRC3 各遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量百分比圖

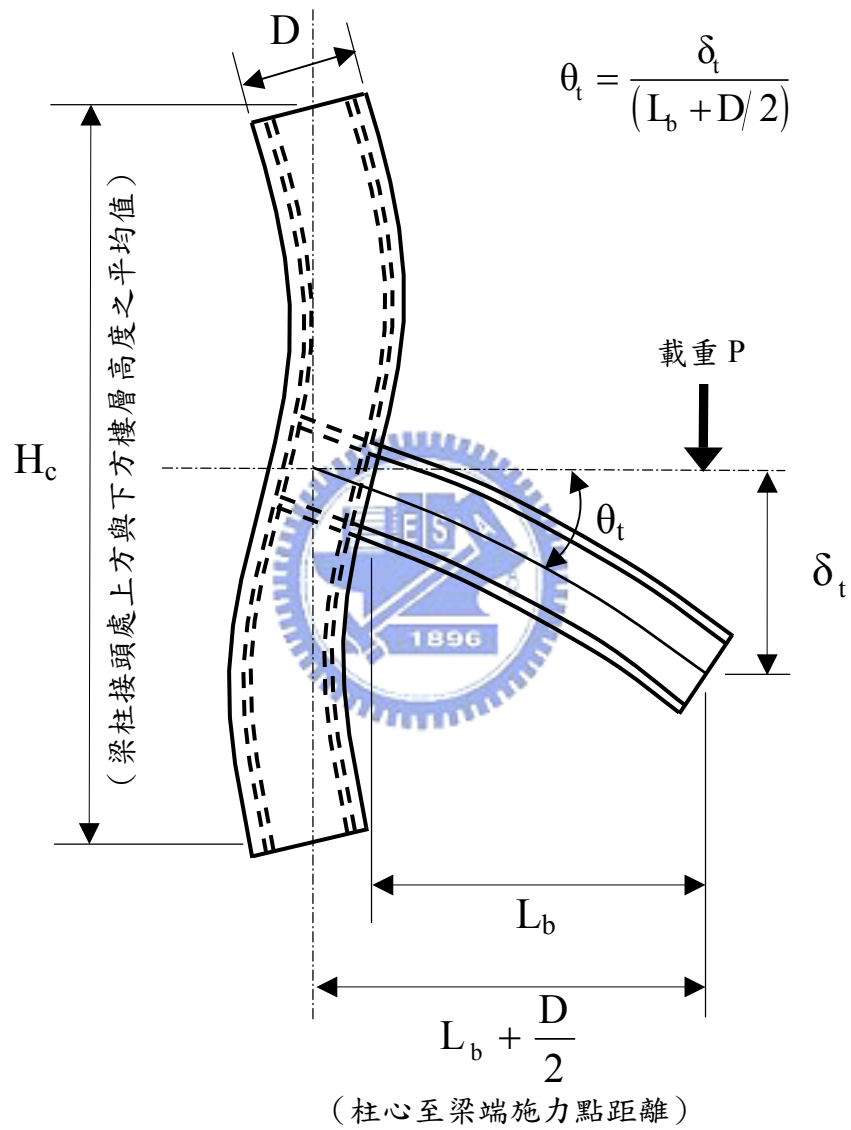


圖 4.32 層間變位角 θ_t

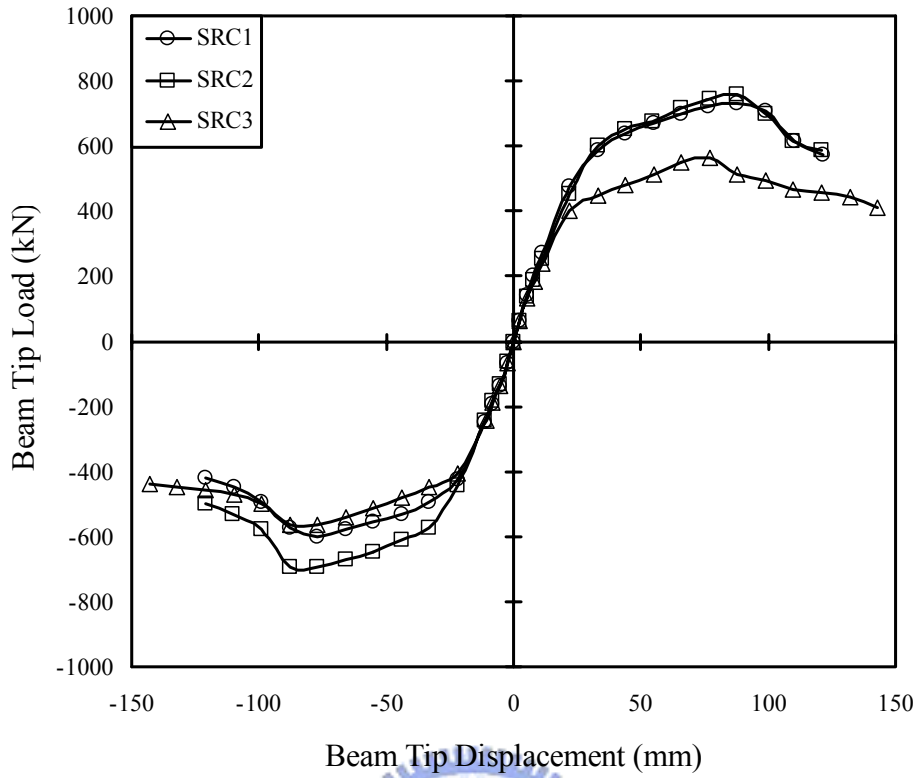


圖 4.33 SRC 試體之力與位移破壞包絡曲線圖

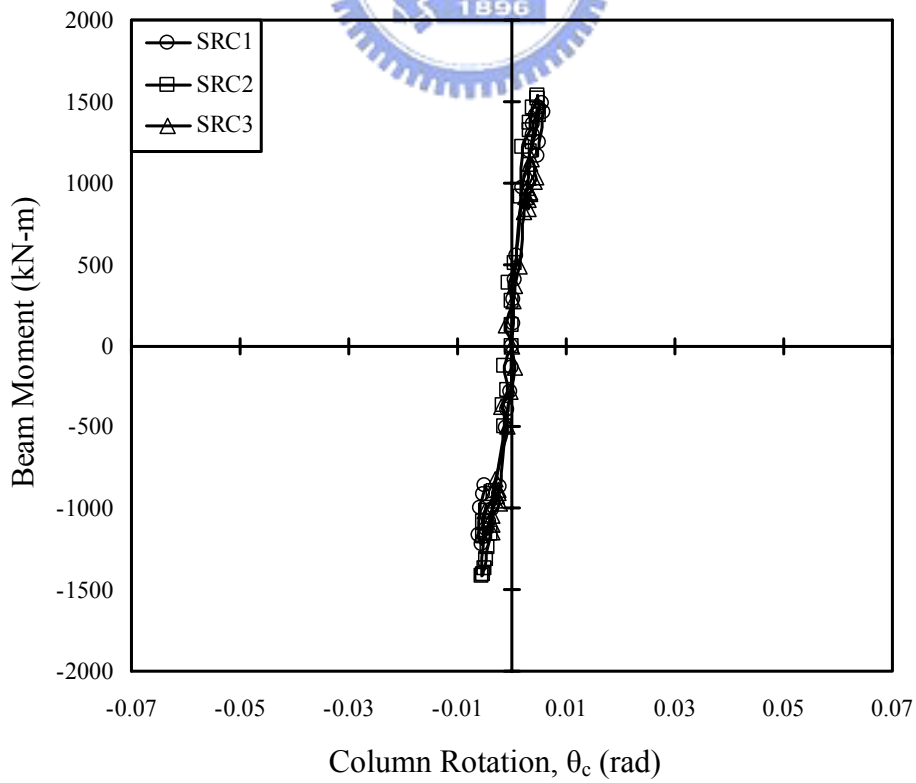
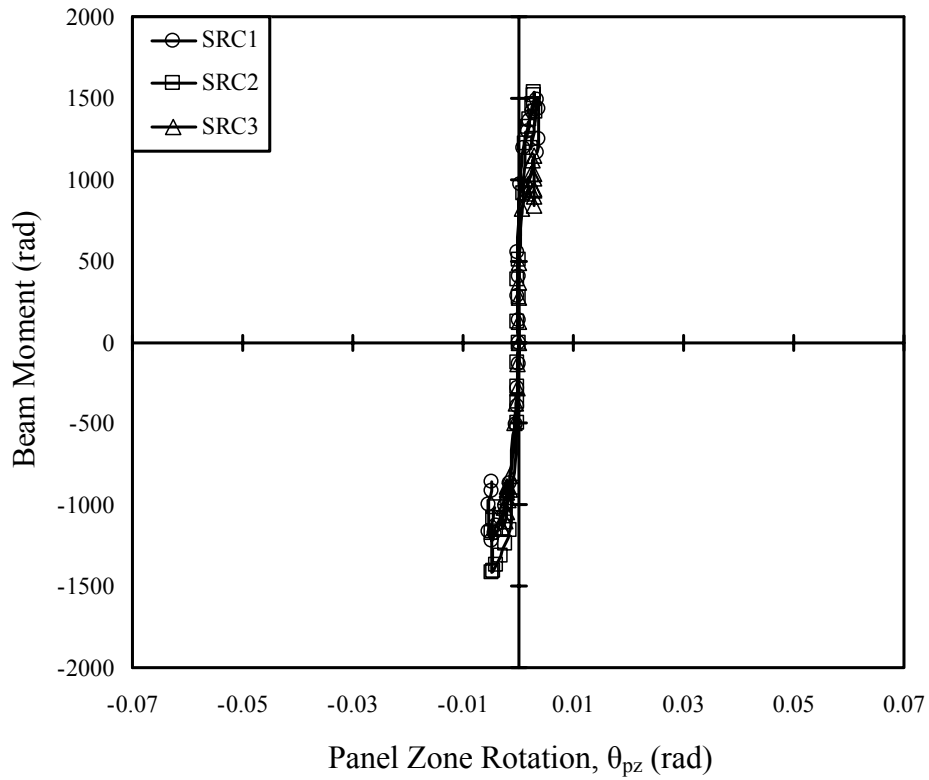
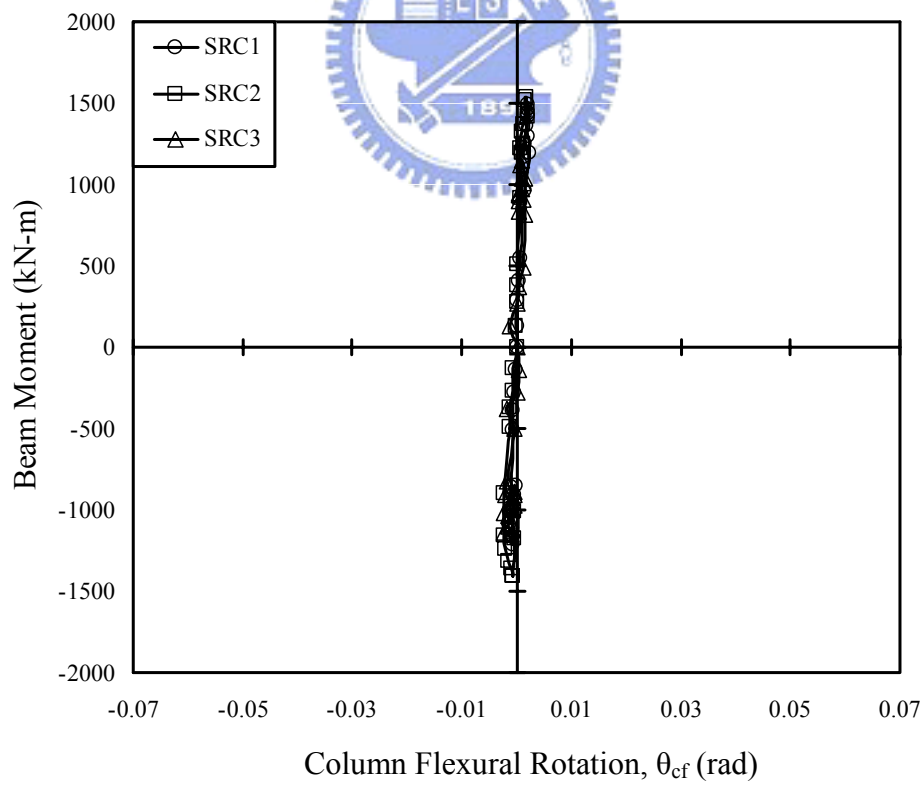


圖 4.34 SRC 試體之梁彎矩與柱總轉角破壞包絡曲線圖



(a) 梁柱交會區



(b) 柱撓曲轉角

圖 4.35 SRC 試體之梁彎矩與柱轉角破壞包絡曲線圖

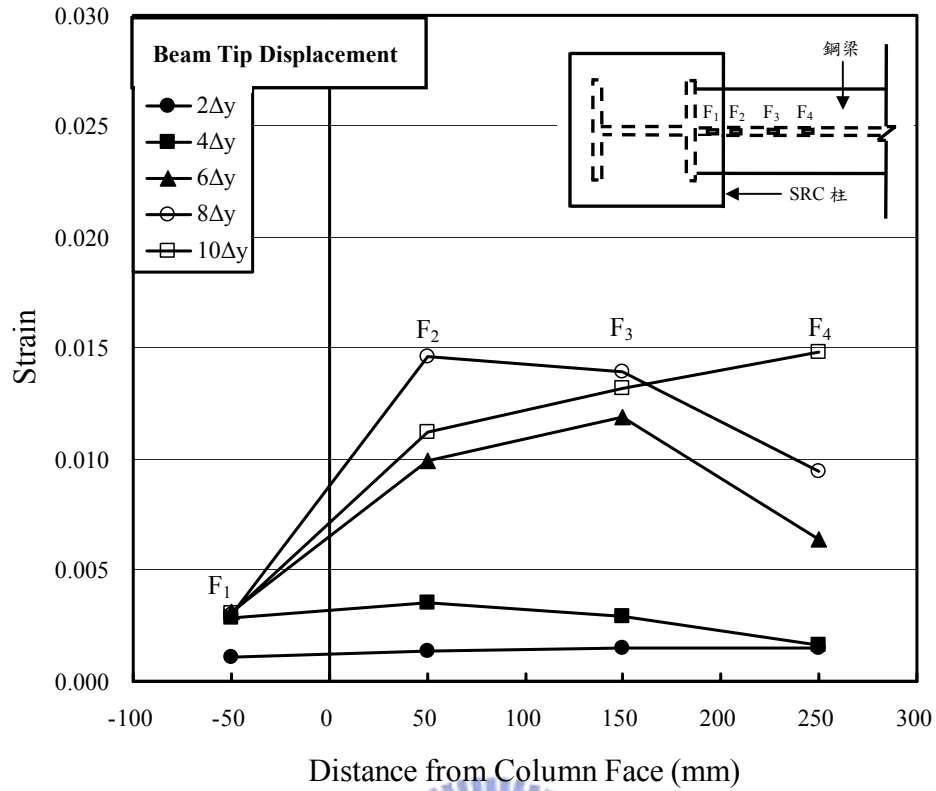


圖 4.36 試體 SRC1 正向載重時鋼梁翼板 (受拉側) 之應變趨勢

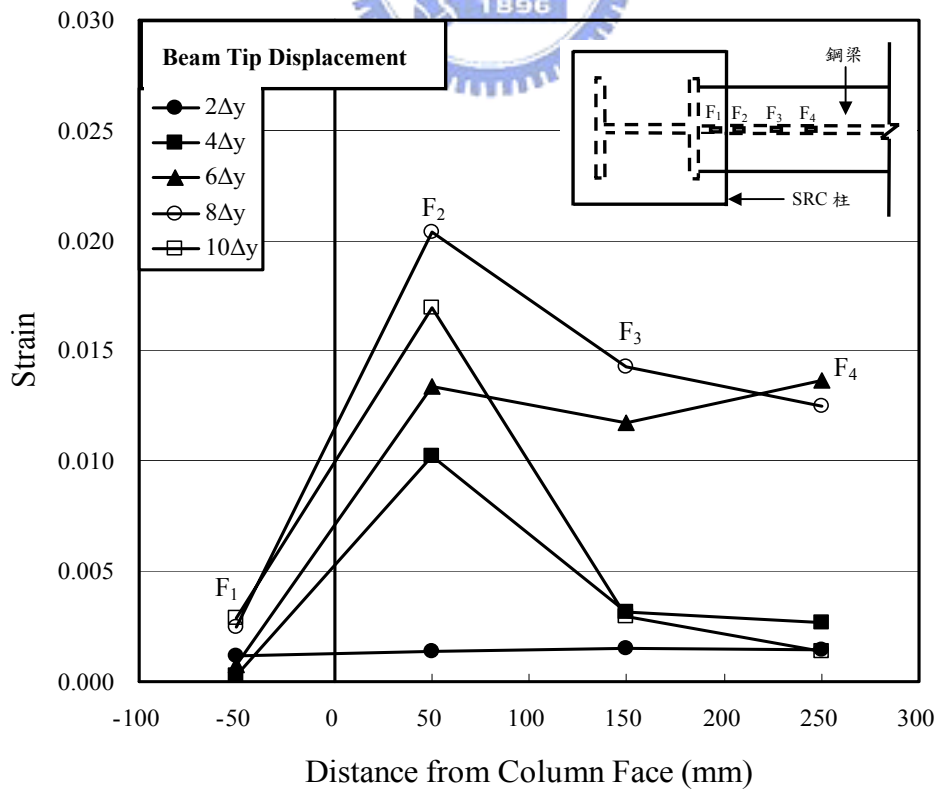
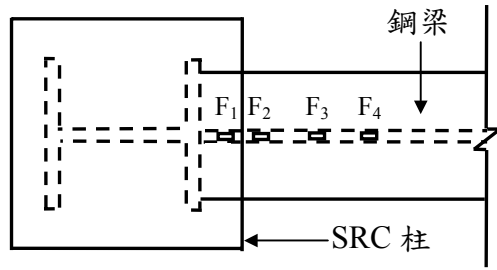
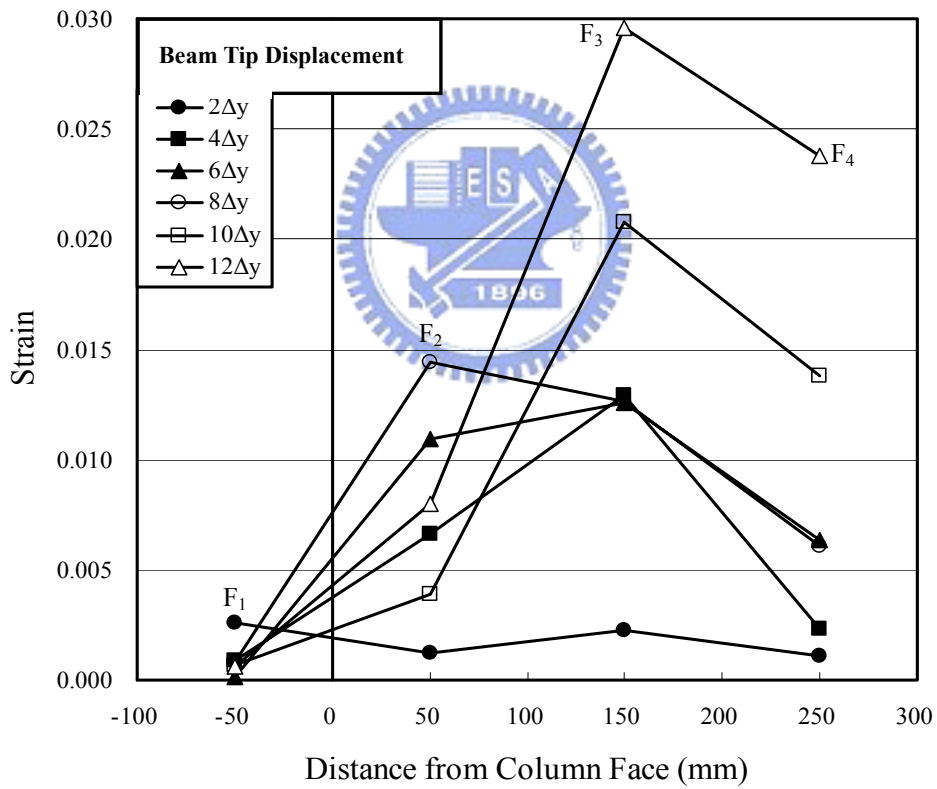


圖 4.37 試體 SRC2 正向載重時鋼梁翼板 (受拉側) 之應變趨勢

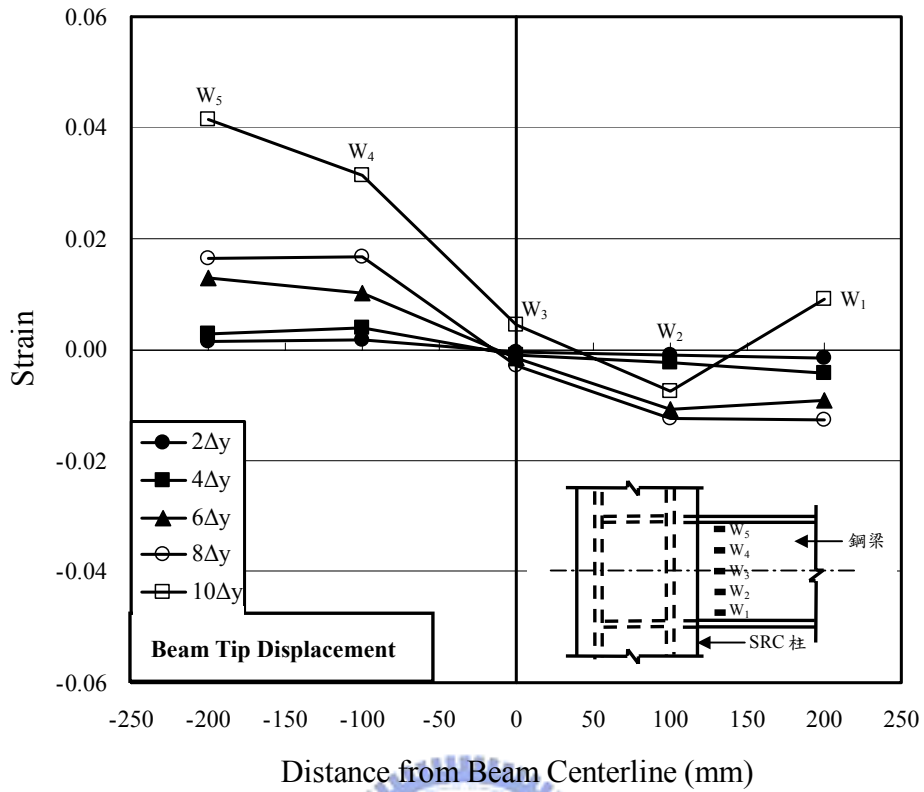


(a)

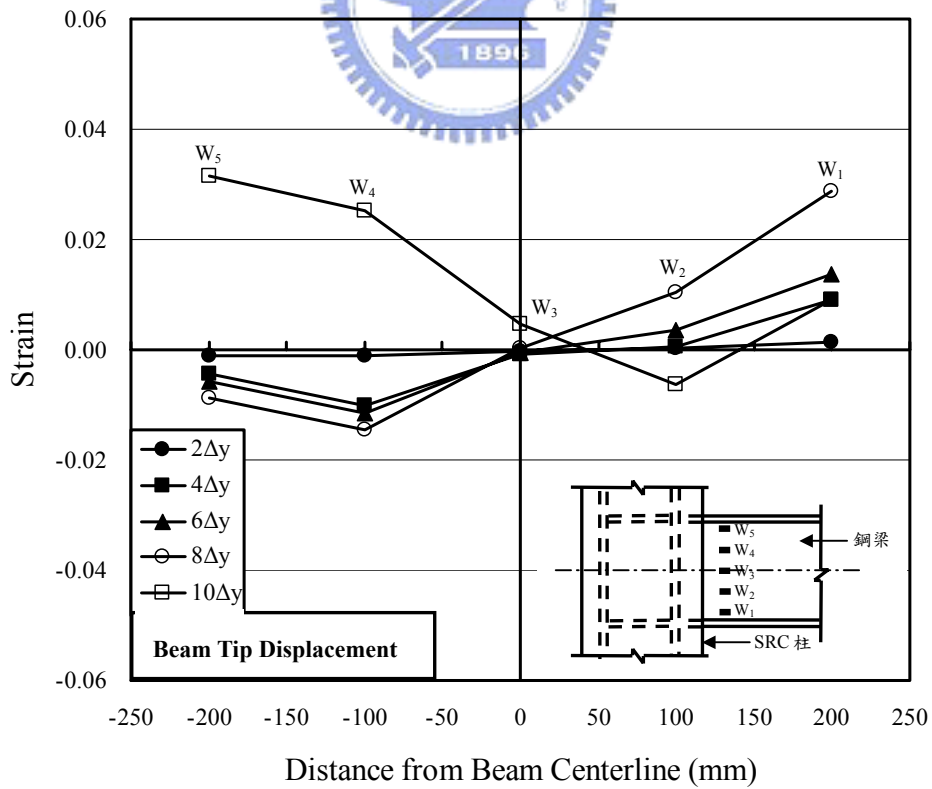


(b)

圖 4.38 試體 SRC3 正向載重時鋼梁翼板 (受拉側) 之應變趨勢

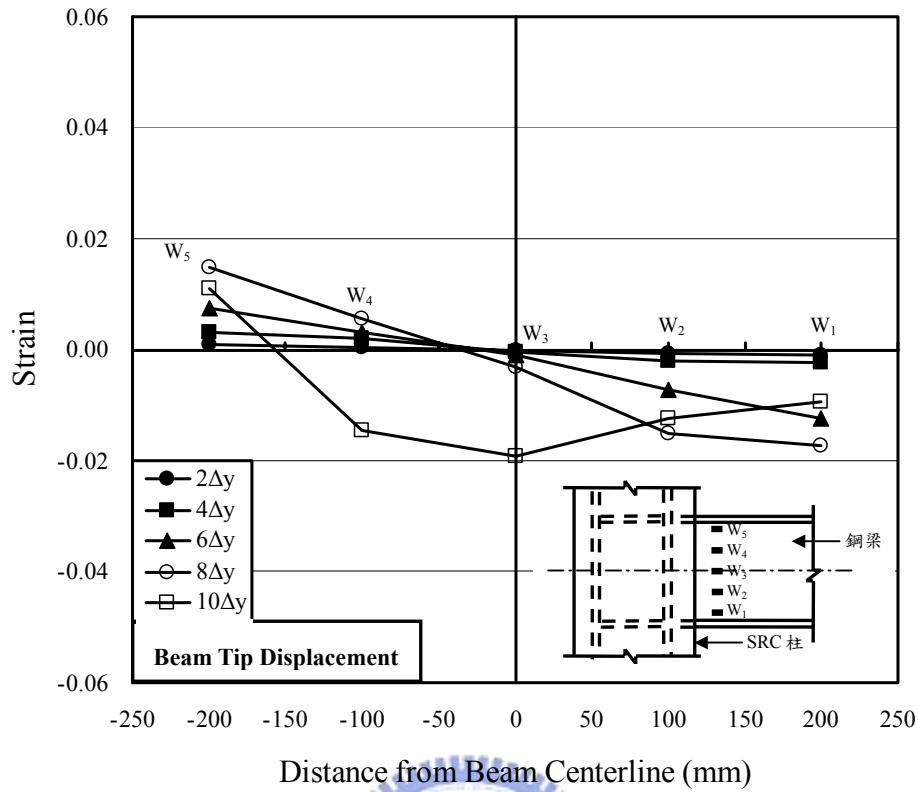


(a) 正向載重

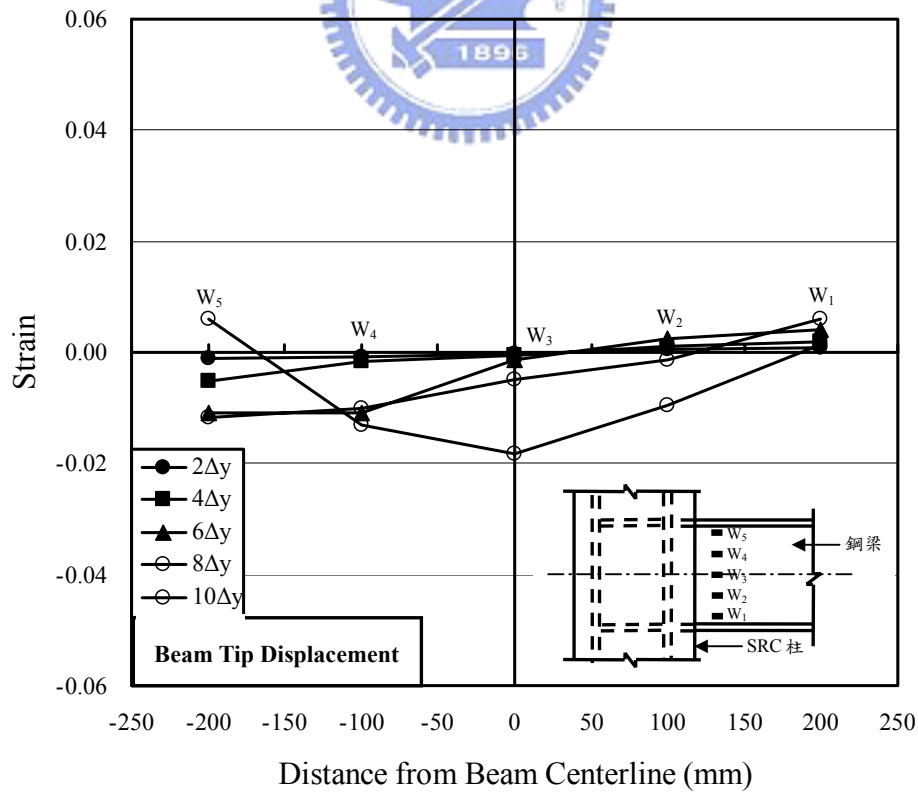


(b) 負向載重

圖 4.39 試體 SRC1 正負向載重時鋼梁腹板之應變趨勢



(a) 正向載重



(b) 負向載重

圖 4.40 試體 SRC2 正負向載重時鋼梁腹板之應變趨勢

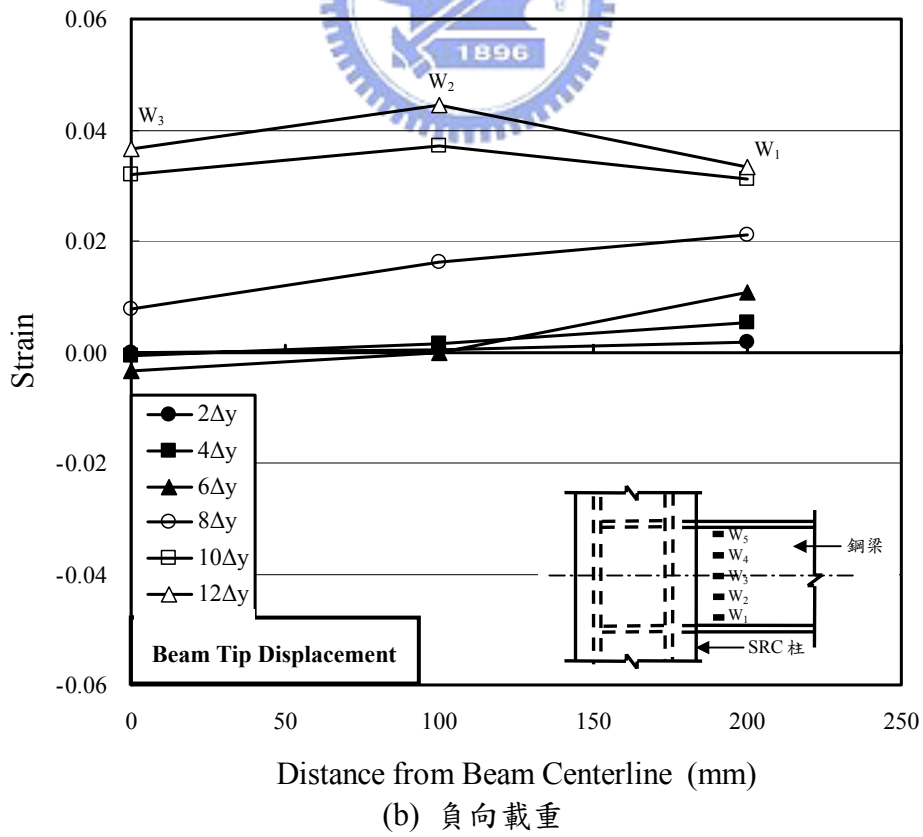
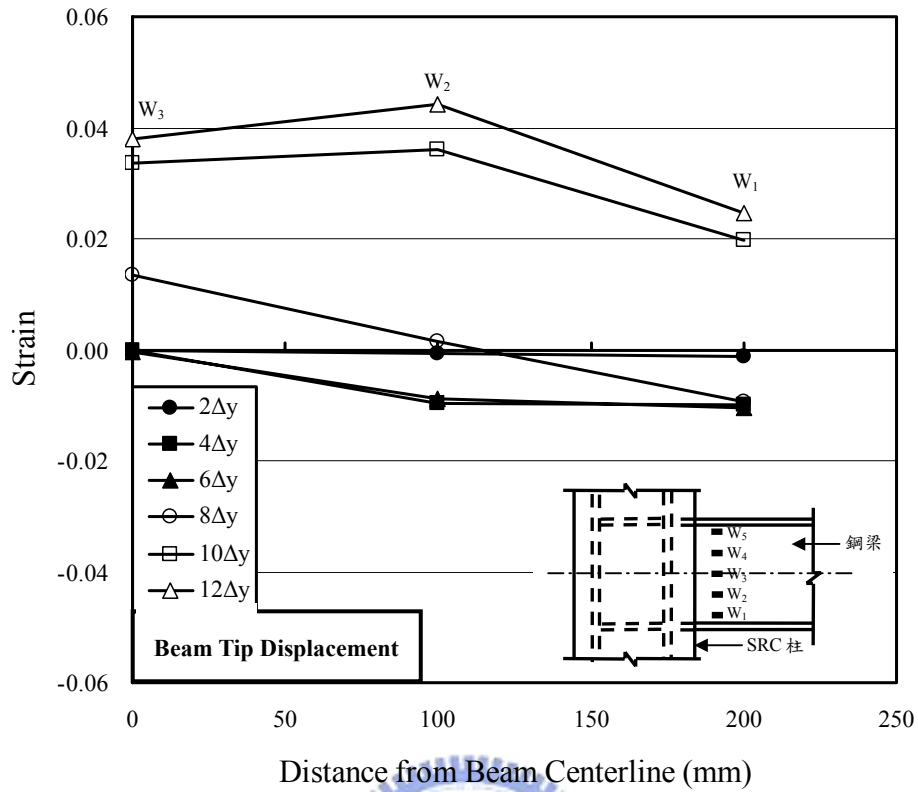
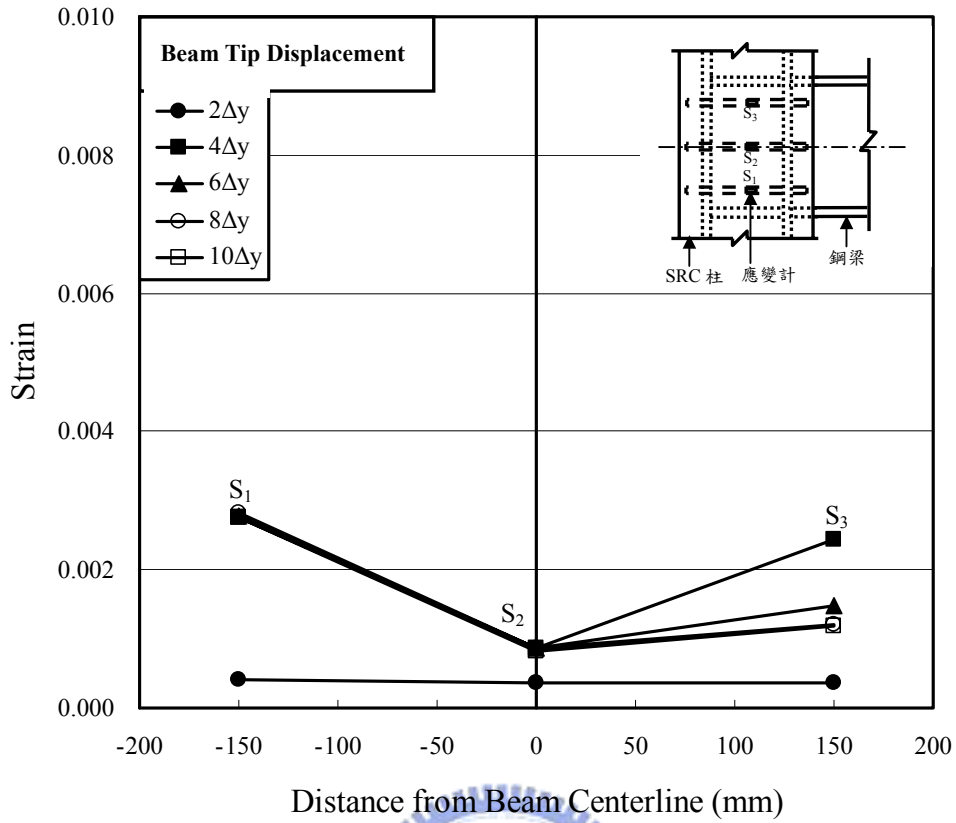
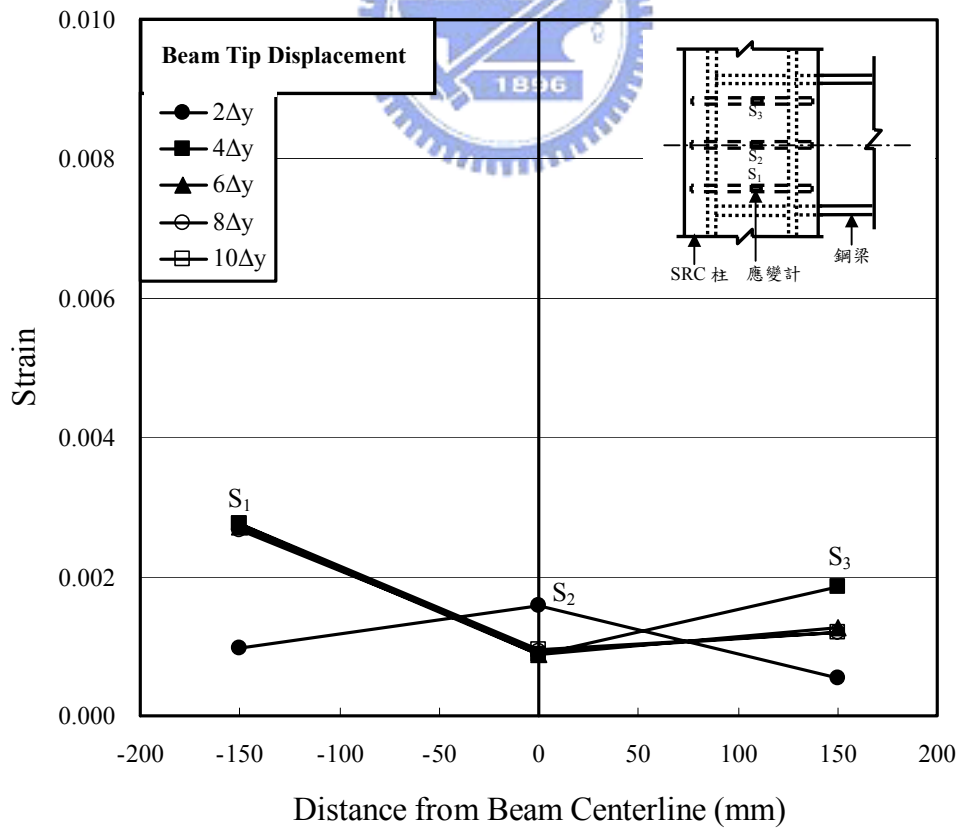


圖 4.41 試體 SRC3 正負向載重時鋼梁腹板之應變趨勢

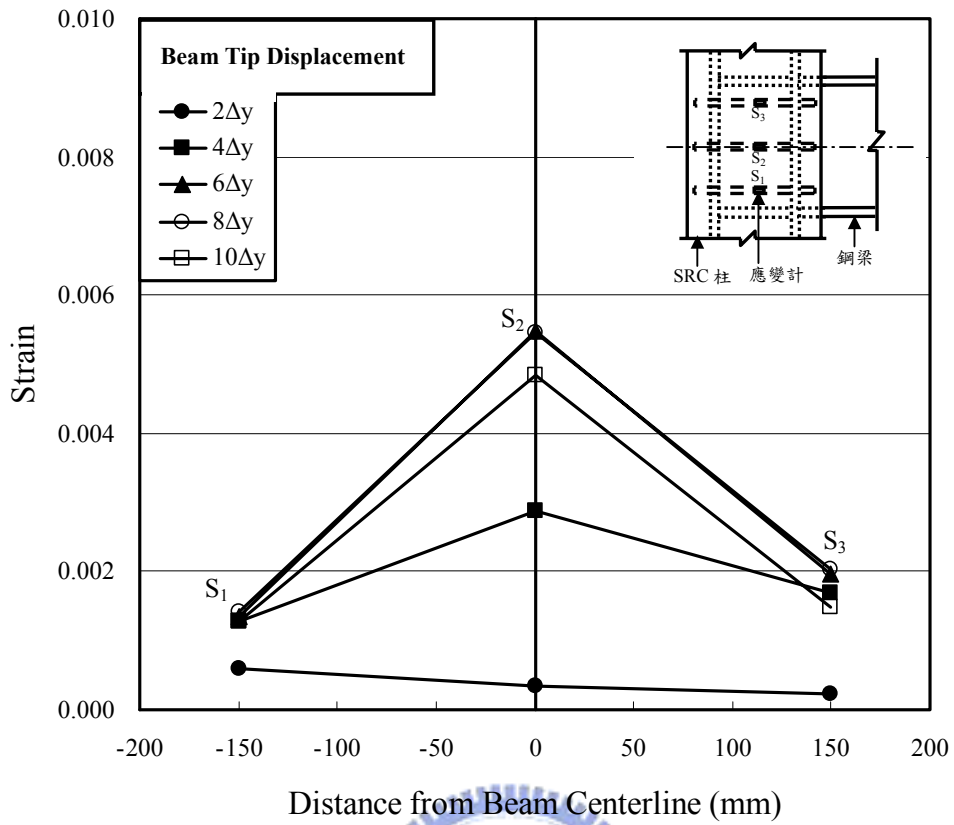


(a) 正向載重

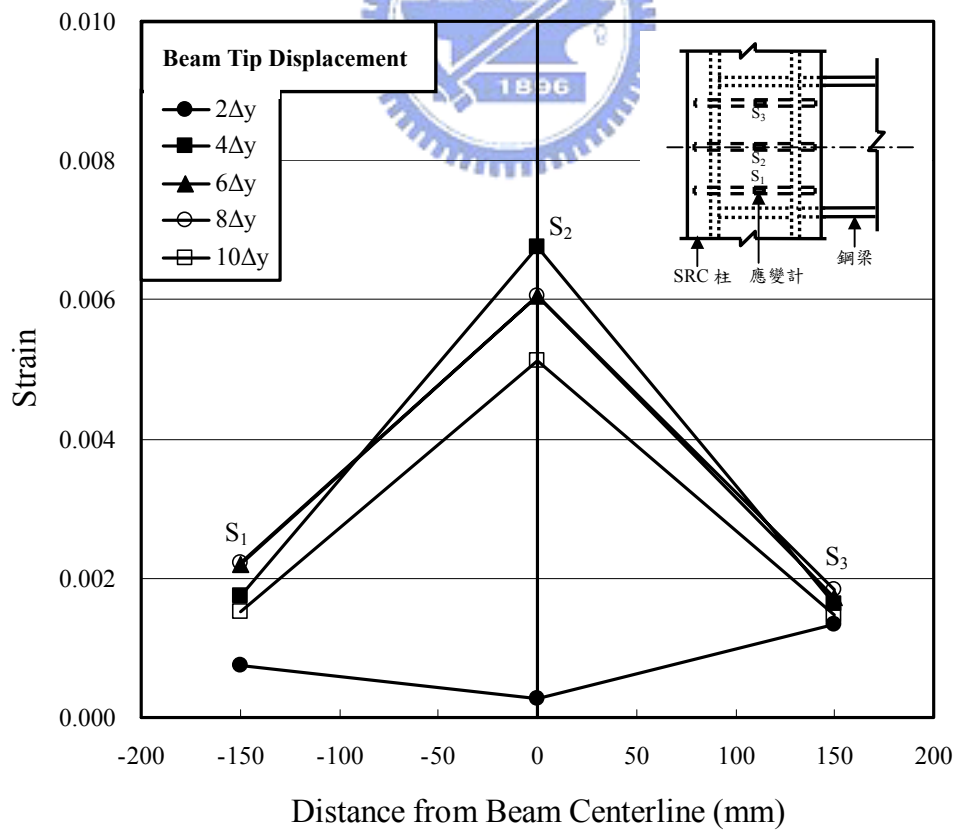


(b) 正向載重

圖 4.42 試體 SRC1 正負向載重時梁柱接頭圍束箍筋之應變趨勢

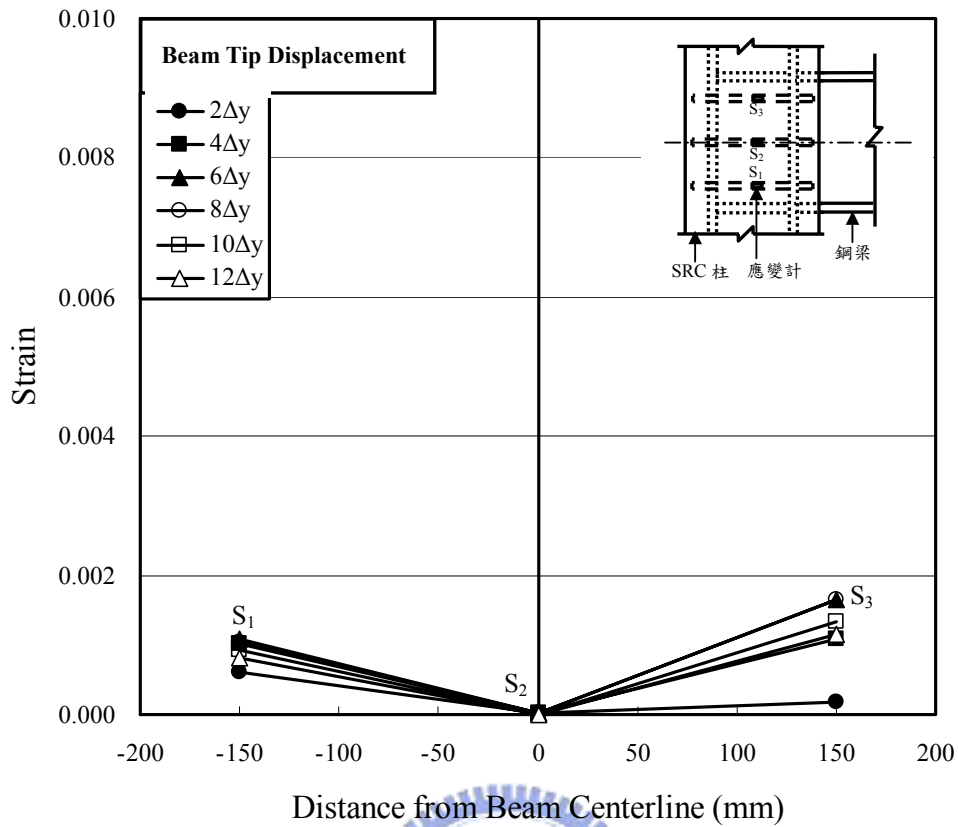


(a) 正向載重

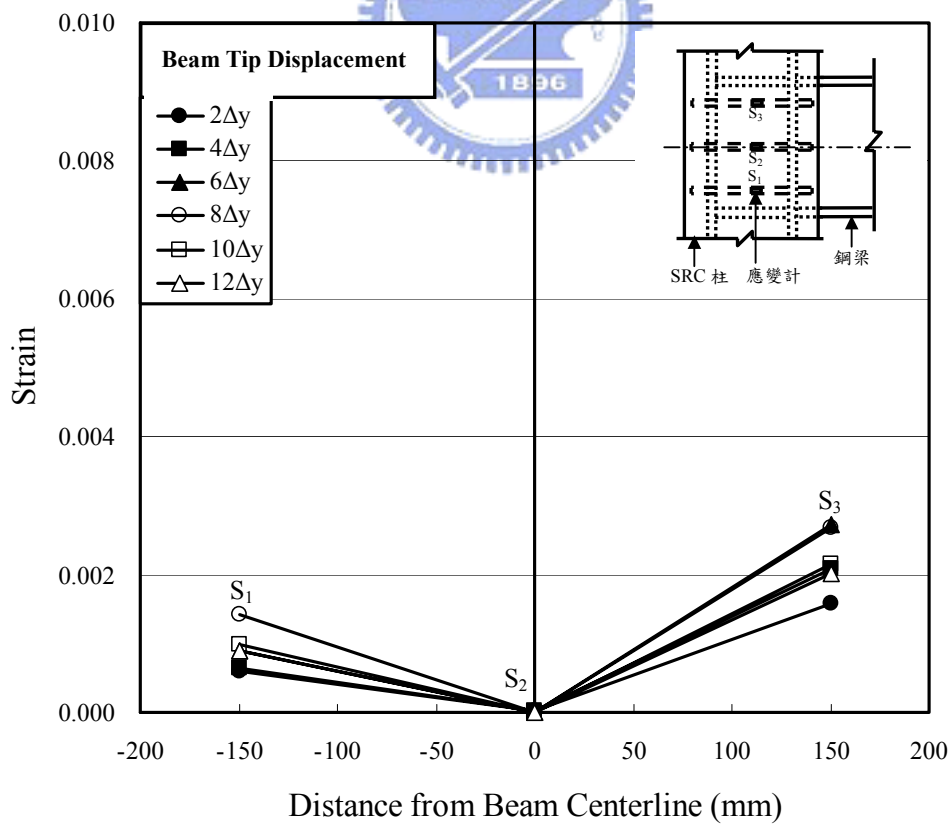


(b) 負向載重

圖 4.43 試體 SRC2 正負向載重時梁柱接頭圍束箍筋之應變趨勢



(a) 正向載重



(b) 負向載重

圖 4.44 試體 SRC3 正負向載重時梁柱接頭圍束箍筋之應變趨勢



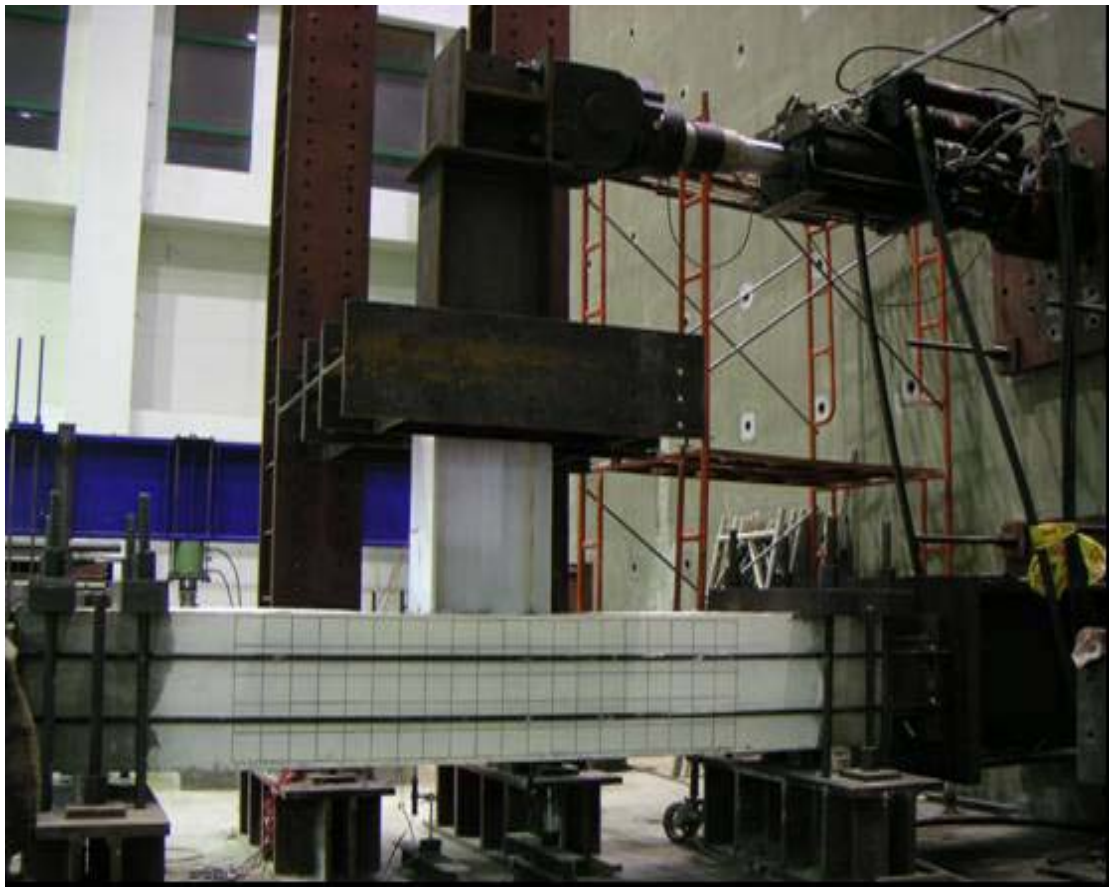
照片 3.1 梁柱接頭區圍束箍筋實際配置及疊合板銲接情形



照片 3.2 試體模板實際組裝情形



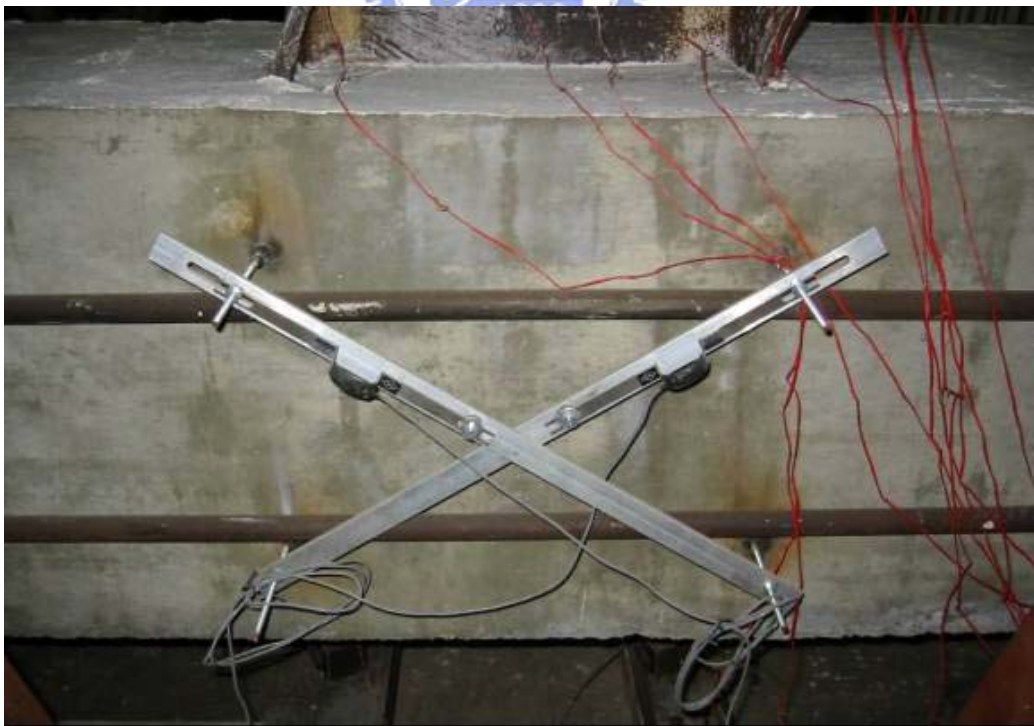
照片 3.3 SRC 梁柱接頭實驗架設全貌



照片 3.4 SRC 梁柱接頭實驗實際配置情形



照片 3.5 SRC 柱下方設置線性變形位移感應計(LVDT)



照片 3.6 梁柱接頭交會區設置 π -gage 位移計



(a) 位移 $7\Delta y$ 時(Story Drift Angle $\theta_t = 3.34\% \text{ rad}$,
Beam Plastic Rotation $\theta_{bp} = 1.74\% \text{ rad}$)



(b) 位移 $8\Delta y$ 時(Story Drift Angle $\theta_t = 3.82\% \text{ rad}$,
Beam Plastic Rotation $\theta_{bp} = 2.15\% \text{ rad}$)

照片 4.1 試體 SRC1 之鋼梁塑性變形發展情形



(c) 位移 $9\Delta y$ 時(Story Drift Angle $\theta_t = 4.30\% \text{ rad}$,
Beam Plastic Rotation $\theta_{bp} = 2.65\% \text{ rad}$)



(d) 位移 $11\Delta y$ 時(Story Drift Angle $\theta_t = 5.24\% \text{ rad}$,
Beam Plastic Rotation $\theta_{bp} = 4.14\% \text{ rad}$)

照片 4.1(續) 試體 SRC1 之鋼梁塑性變形發展情形



照片 4.2 試體 SRC1 之梁柱接頭區側面混凝土開裂最終發展情形



(a) 位移 $8\Delta y$ 時(Story Drift Angle $\theta_t = 3.82\% \text{ rad}$,
Beam Plastic Rotation $\theta_{bp} = 2.14\% \text{ rad}$)



(b) 位移 $9\Delta y$ 時(Story Drift Angle $\theta_t = 4.30\% \text{ rad}$,
Beam Plastic Rotation $\theta_{bp} = 2.82\% \text{ rad}$)

照片 4.3 試體 SRC2 之鋼梁塑性變形發展情形



(c) 位移 $10\Delta y$ 時(Story Drift Angle $\theta_t = 4.77\% \text{ rad}$,
Beam Plastic Rotation $\theta_{bp} = 3.43\% \text{ rad}$)



(d) 位移 $11\Delta y$ 時(Story Drift Angle $\theta_t = 5.23\% \text{ rad}$,
Beam Plastic Rotation $\theta_{bp} = 3.99\% \text{ rad}$)

照片 4.3(續) 試體 SRC2 之鋼梁塑性變形發展情形

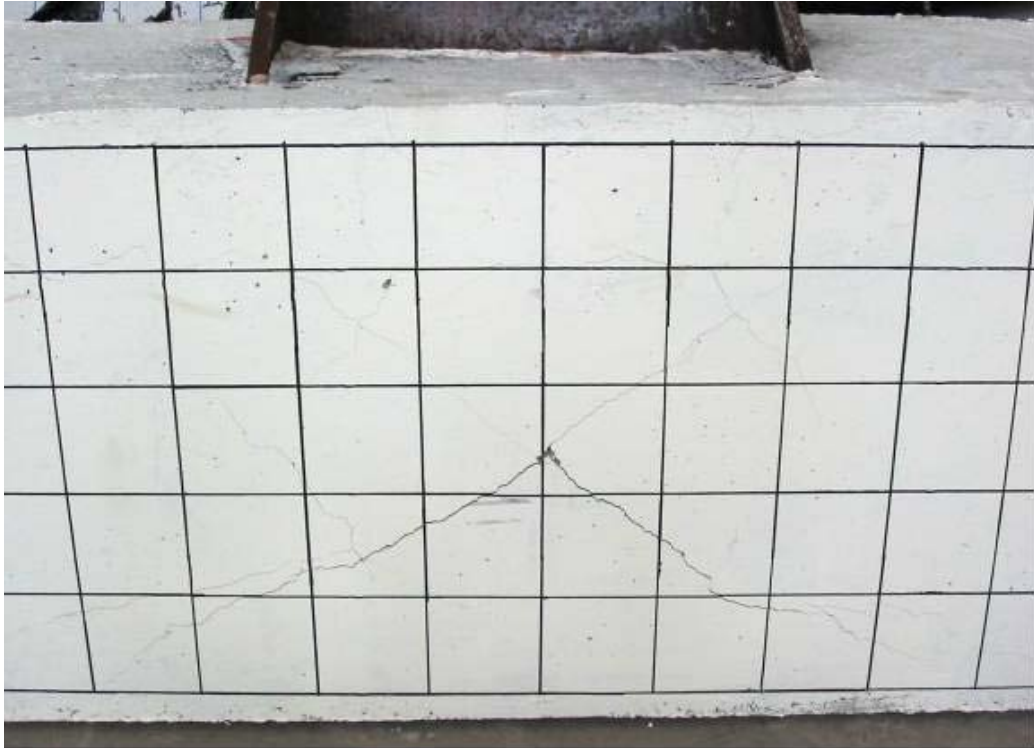


(a)



(b)

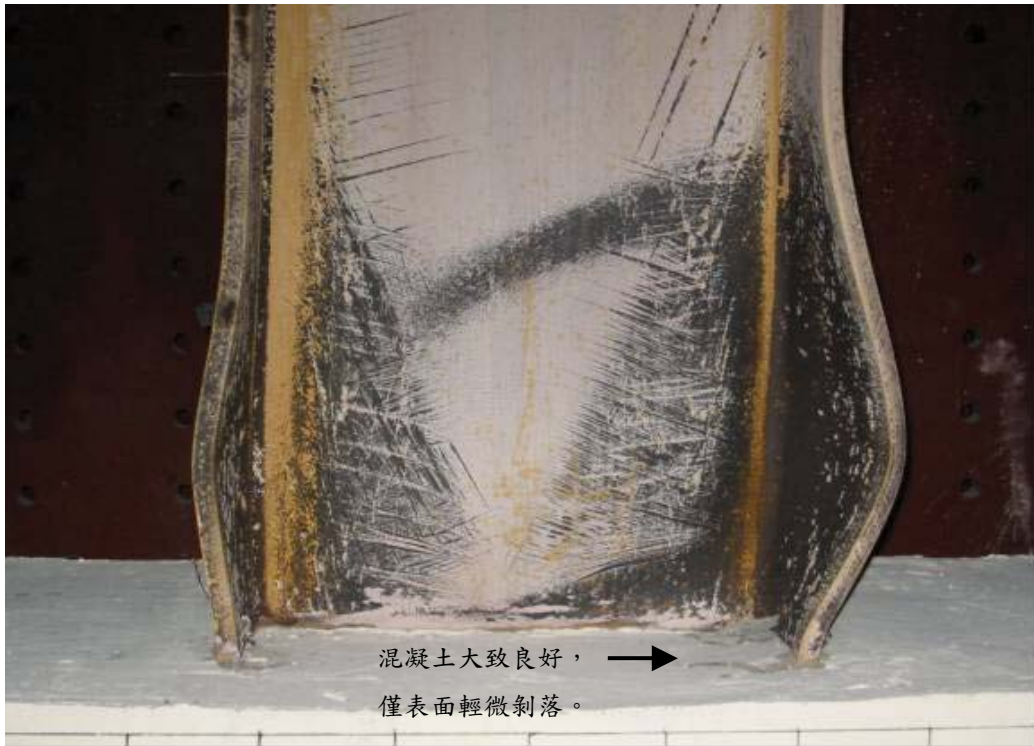
照片 4.4 試驗終止時試體 SRC2 鋼梁翼板處混凝土之情形



照片 4.5 試體 SRC2 之梁柱接頭區側面混凝土開裂最終發展情形



照片 4.6 試體 SRC2 之試驗結束情形



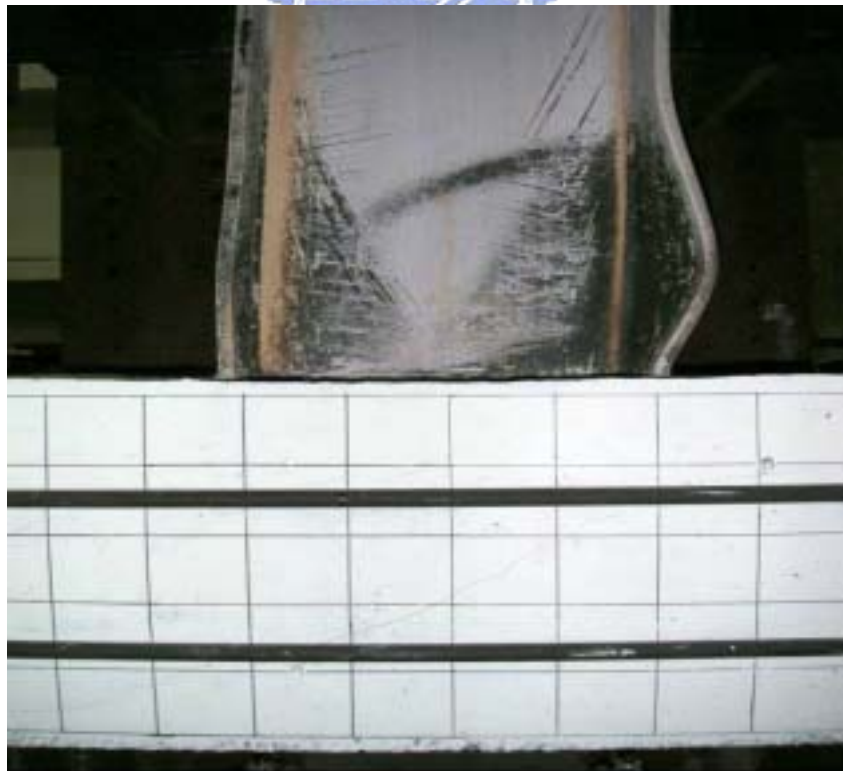
照片 4.7 試體 SRC3 鋼梁翼板邊緣情形：位移 $10\Delta y$ 時(Story Drift Angle $\theta_t = 4.76\% \text{ rad}$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp} = 3.75\% \text{ rad}$)



照片 4.8 試體 SRC3 鋼梁翼板邊緣情形：位移 $11\Delta y$ 時(Story Drift Angle $\theta_t = 5.25\% \text{ rad}$, Beam Plastic Rotation $\theta_{bp} = 4.28\% \text{ rad}$)



(a) 位移 $7\Delta y$ 時(Story Drift Angle $\theta_t = 3.34\% \text{ rad}$,
Beam Plastic Rotation $\theta_{bp} = 2.12\% \text{ rad}$)

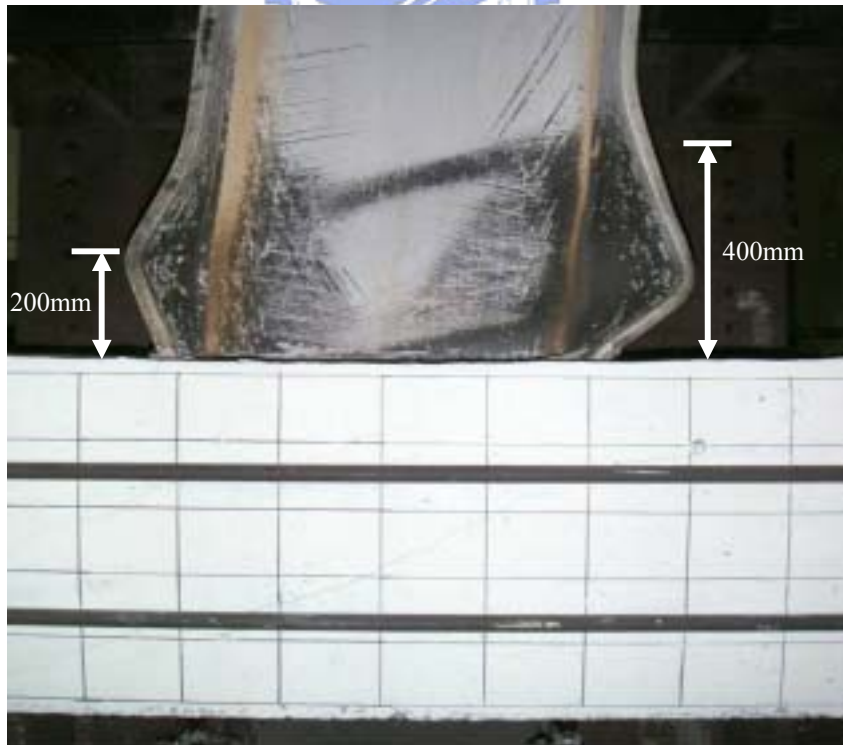


(b) 位移 $9\Delta y$ 時(Story Drift Angle $\theta_t = 4.30\% \text{ rad}$,
Beam Plastic Rotation $\theta_{bp} = 3.36\% \text{ rad}$)

照片 4.9 試體 SRC3 之鋼梁塑性變形發展情形

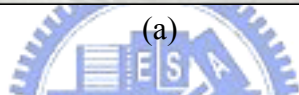


(c) 位移 $11\Delta y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t = 5.25 \% \text{ rad}$,
Beam Plastic Rotation $\theta_{bp} = 4.28 \% \text{ rad}$)

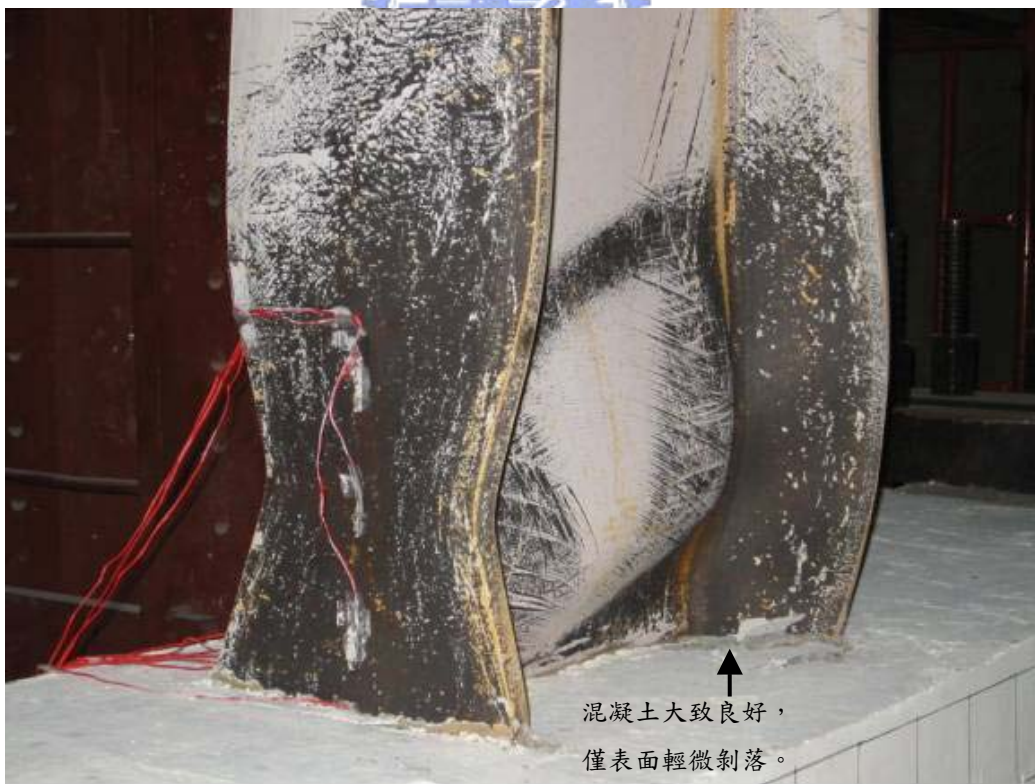


(d) 位移 $13\Delta y$ 時 (Story Drift Angle $\theta_t = 6.22 \% \text{ rad}$,
Beam Plastic Rotation $\theta_{bp} = 5.38 \% \text{ rad}$)

照片 4.9(續) 試體 SRC3 之鋼梁塑性變形發展情形



(a)



(b)

照片 4.10 試驗終止時試體 SRC3 鋼梁翼板處混凝土之情形



照片 4.11 試體 SRC3 之試驗結束情形