

第四章 試驗結果與討論

4.1 試驗觀察紀錄

試體 JBC-SRC1

照片 4.1 為試體 JBC-SRC1 試驗前之情形。當層間變位角(Interstory Drift Angle) θ 在 1.5%弧度之前，鋼梁尚處於彈性狀態，如圖 4.1 所示。當 θ 達 1.0%弧度時，SRC 梁柱接頭區側面混凝土表面出現細微裂縫，如照片 4.2 所示。當 θ 達 1.5%弧度時，由於鋼板實際降伏應變約為 0.002，所以此時塗在鋼梁上之石灰因為鋼梁翼板降伏而有開始掉落的現象。當 θ 達 2.0%弧度時，鋼梁翼板的石灰掉落情形更趨明顯，如照片 4.3 所示。當 θ 達 3.0%弧度時，鋼梁翼板發生輕微的塑性變形，此時鋼梁上的石灰產生放射狀掉落，且鋼梁腹板亦產生輕微鼓起變形，如照片 4.4 所示。當 θ 達 4.0%弧度之後，鋼梁翼板的塑性變形愈趨明顯，且發展出明顯的塑性鉸，如照片 4.5 所示。當 θ 達 5.0%弧度時，鋼梁翼板因塑性變形而更加明顯的扭曲現象，此時鋼梁與 SRC 柱交接處之混凝土表面僅有輕微裂縫。值得注意的是，當 θ 達 5.0%弧度時，鋼梁在托梁續接處之鉸道仍然保持良好，且 SRC 梁柱接頭區之混凝土並無明顯開裂的現象，如照片 4.6 至 4.8 所示。

試體 JBC-SRC2

照片 4.9 為試體 JBC-SRC2 試驗前之情形。當層間變位角 θ 達 1.0%弧度時，此時 SRC 梁之混凝土產生延著梁深方向之張力裂縫，如照片 4.10 所示。當 θ 達 2.0%弧度時，SRC 梁之混凝土除了張力裂縫持續增大外並且產生斜向裂縫，且接頭區側面混凝土亦有細微的 45°剪力裂縫產生，如照片 4.11 所示。當 θ 達 3.0%弧度之後，SRC 梁之混凝土除了張力裂縫持續增大外，接頭區側面的剪力裂縫易變得較為明顯，如照片 4.12 所示。當 θ 達 4.0%弧度時，SRC 梁端部之混凝土開始剝落，不過此時在 SRC 梁之混凝土二次灌漿交界面並無明顯之裂縫，如照片 4.13 所示。當 θ 達 5.0%弧度時，SRC 梁端剝落更多混凝土，如照片 4.14 所示。當試驗於 θ 達 5.0%弧度結束時，SRC 梁柱接頭之強度並未有突然下降之趨勢，顯示其抗震能力良好，如照片 4.15 所示。

試體 JBC-SRC3

照片 4.16 為試體 JBC-SRC3 試驗前之情形。當層間變位角 θ 達 1.0%弧度時，此時接頭區之側面混凝土表面出現細微裂縫，SRC 梁之混凝土產生延著梁深方向之張力裂縫，如照片 4.17 所示。當 θ 達 2.0%弧度時，SRC 梁之混凝土除了張力裂縫持續增大外並且產生斜向裂縫，如照片 4.18 所示。當 θ 達 3.0%弧度之後，SRC 梁之混凝土除了張力裂縫持續增大外，接頭區側面混凝土的剪力裂縫亦變得較為明顯，如照片 4.19 所示。當 θ 達 4.0%弧度時，SRC 梁端部之混凝土開始剝落，不過此時在 SRC 梁之混凝土二次灌漿交界面並無明顯之裂縫，如照片 4.20 所示。當 θ 達 5.0%弧度時，SRC 梁端剝落更多混凝土，如照片 4.21 所示，此時發生強度驟減現象，SRC 梁之彎矩強度下降至約 7 成左右，乃終止試驗。當試驗於 θ 達 5.0%弧度結束時，如照片 4.22 所示。

本研究兩組採用 SRC 梁之試體 (JBC-SRC2、JBC-SRC3) 其鋼梁上翼板並未加鋸剪力釘，實驗結果發現 SRC 梁之混凝土並無嚴重開裂的現象。由於一般設計之鋼梁上翼板會加鋸剪力釘，以便與鋼承板(Steel Deck)緊密結合。一般而言，如果未加鋸剪力釘之 SRC 梁可以表現良好，則加鋸剪力釘之後應可表現得更好。此外，本研究之半預鑄 SRC 梁的頂部混凝土採用二次灌漿的方式澆置，在進行反復載重試驗過程中並未發生沿著混凝土澆注交界面開裂之情形。

4.2 SRC 梁柱接頭之遲滯迴圈

圖 4.1、圖 4.3 及圖 4.5 分別為三組試體受反復載重作用時之遲滯迴圈圖，圖 4.2、圖 4.4 及圖 4.6 分別為三組試體受反復載重作用時之遲滯迴圈包絡線圖。試驗結果顯示，試體最大層間變位角 θ 皆可滿足美國 AISC 耐震設計規範 (2005) 最小須達 4.0%弧度，且層間變位角達 4.0%弧度時，在柱面上梁彎矩仍大於梁 80% 極限彎矩強度，亦即梁柱接頭在很大的變形狀態下並沒有強度驟然衰減的情形。

圖 4.1 為試體 JBC-SRC1 受反復載重作用之遲滯迴圈圖，由圖中可看出 θ 在 1.5%弧度之前尚為線性狀態。當 θ 達 1.5%弧度之後，此時由於鋼梁發生降伏而曲線進入非線性階段，且鋼梁逐漸產生塑性變形來消耗能量。由圖中可得知，當 θ 達 4.0%弧度時，試體之最大正、負水平載重分別為 +451kN 與 -404kN。整體而言，試體 JBC-SRC1 之遲滯迴圈十分飽滿，其層間變位角(Drift Angle)可以達

到 5.0% 弧度，且可保持穩定的強度。

圖 4.3 為試體 JBC-SRC2 受反復載重作用之遲滯迴圈圖，由圖中可看出 θ 在 1.0% 弧度之前尚為線性狀態。當 θ 達 1.5% 弧度之後，此時 SRC 梁混凝土之裂縫有增加的現象，SRC 梁中鋼梁漸漸降伏及混凝土慢慢開裂使得曲線上升趨於平緩。試體在試驗結束前並無強度驟然下降之情形，顯示梁柱接頭具有良好之耐震性能。由圖中可得知，當 θ 達 5.0% 弧度時，試體之最大正、負水平載重分別為 +387kN 與 -358kN。試體之遲滯迴圈並沒有一般 RC 構材之緊縮效應(Pinch Effect)現象，且遲滯迴圈十分飽滿，顯示試體具有良好耐震消能之能力。

圖 4.5 為試體 JBC-SRC3 受反復載重作用之遲滯迴圈圖，由圖中可看出 θ 在 1.0% 弧度之前尚為線性狀態。當 θ 達 1.5% 弧度之後，SRC 梁混凝土之裂縫有增加的現象，SRC 梁中鋼梁漸漸降伏及混凝土慢慢開裂使得曲線上升趨於平緩。由圖中可得知，當 θ 達 4.0% 弧度時，試體之最大正、負水平載重分別為 +367kN 與 -372kN。試體之遲滯迴圈並沒有一般 RC 構材之緊縮效應現象，且遲滯迴圈十分飽滿，顯示試體具有良好耐震消能之能力。

圖 4.7 為三組試體受反復載重作用下之遲滯迴圈包絡線(Envelope)比較圖。由圖中可觀察出，試體 JBC-SRC2 與試體 JBC-SRC3 在層間變位角 θ 到達 4.0% 弧度之前，兩者的遲滯迴圈包絡線圖大致保持一致。不過，當 θ 達 5.0% 弧度時，試體 JBC-SRC3 發生強度驟降的現象，如圖中星號曲線所示。由圖 3.5 中可知兩組 SRC 梁柱接頭之設計斷面皆相同，但接合方式不同(試體 JBC-SRC2 採用托梁接合設計，試體 JBC-SRC3 採用傳統接合設計)。試驗結果顯示，在韌性的表現上，採用托梁接合設計的試體 JBC-SRC2 略優於採用傳統接合設計的試體 JBC-SRC3。

4.3 SRC 梁柱接頭之強度評估

表 3.3 及表 3.4 分別顯示本研究三組 SRC 梁柱接頭試體中之 SRC 柱、SRC 梁及鋼梁的標稱彎矩強度與剪力強度。在試體之彎矩強度方面，本研究三組試體均滿足強柱弱梁之耐震設計原則，表 3.3 中分別列出 SRC 柱中鋼柱與鋼梁之彎矩強度比值， $(M_{ns})_c/(M_{ns})_b$ ，SRC 柱與鋼梁之彎矩強度比值， $(M_{nsr})_c/(M_{ns})_b$ ，以及 SRC 柱與 SRC 梁之彎矩強度比值， $(M_{nsr})_c/(M_{nsr})_b$ 。試體 JBC-SRC1 之 $(M_{ns})_c/(M_{ns})_b$ 及 $(M_{nsr})_c/(M_{ns})_b$ 分別為 0.58 及 1.38；試體 JBC-SRC2 及 JBC-SRC3 之 $(M_{ns})_c/(M_{ns})_b$ 及

$(M_{nsr})_c/(M_{nsr})_b$ 分別為 1.16 及 1.76。

在試體之剪力強度方面，表 3.4 中列出梁柱接頭區鋼柱腹板之標稱剪力強度與交會區需求剪力強度之比值， $(V_n)_s/(V_u)_j$ ，以及接頭區整體標稱剪力強度與交會區需求剪力強度之比值， $(V_n)_{src}/(V_u)_j$ 。如表中所示，試體 JBC-SRC1 之 $(V_n)_s/(V_u)_j$ 值為 1.29，其值大於 1.0。這主要是由於該試體 SRC 柱內之鋼骨採用箱型斷面 (Box Section)，因此只需靠箱型鋼柱平行剪力方向之兩片腹板即可提供接頭區之抗剪強度。試驗結果顯示，由於箱型鋼柱可以提供充分的剪力強度，並可抑制接頭區的剪力變形，使接頭區之混凝土保持良好狀態而無明顯開裂，進而確保插入 SRC 柱的鋼梁受到接頭區之混凝土有效的束制，亦使得鋼梁的塑性變形可以遠離鋸道 (換言之，SRC 梁柱接頭區的混凝土具有保護梁柱接頭內部鋸道的功能)，最終在 SRC 柱之混凝土面外約 15 至 20 公分處發展出良好的塑性鉸。

另一方面，試體 JBC-SRC2 之 $(V_n)_s/(V_u)_j$ 與 $(V_n)_{src}/(V_u)_j$ 之比值分別為 0.58 與 1.15。不過值得注意的是，由於試體 JBC-SRC2 及 JBC-SRC3 之 SRC 柱採用十字型鋼骨斷面，因此除了鋼骨腹板之外，若考慮十字型鋼骨平行剪力方向之兩片翼板亦可以提供一部分之剪力強度，則採用十字型鋼骨之 SRC 柱其接頭區之抗剪強度將可大幅提高。基於上述之初步構想，表 3.4 中括號內所列之值係假設除了十字型鋼柱腹板之外，亦嘗試考慮平行剪力方向之鋼柱翼板可以提供 50% 之剪力強度。因此試體 JBC-SRC2 及 JBC-SRC3 經過考慮鋼柱翼板之抗剪強度後，其 $(V_n)_s/(V_u)_j$ 之比值乃由 0.58 提高至 1.01，亦即只需靠十字型鋼骨斷面即可提供梁柱接頭區足夠之剪力強度。不過由於現階段本研究之試體數量有限，上述之初步構想是否可行尚待後續研究作更深入之探討。

表 4.1 顯示本研究三組 SRC 梁柱接頭試體的實測抗彎強度與預測值之比較結果。如表中所示， $(M_y)_{test}$ 與 $(M_{max})_{test}$ 分別為實驗中所測得之試體降伏抗彎強度與最大抗彎強度，三組試體之 $(M_y)_{test}$ 與 $(M_{max})_{test}$ 之值可由圖 4.1、圖 4.3 及圖 4.5 的遲滯迴圈曲線求得。

此外，表 4.1 中亦分別計算出試體之抗彎強度預測值，包括降伏抗彎強度 $(M_y)_{cal}$ 與最大抗彎強度 $(M_{max})_{cal}$ 。這兩組強度值係依據各試體之鋼梁或 SRC 梁之斷面尺寸與材料強度計算出來的。 $(M_y)_{cal}$ 係指鋼梁或 SRC 梁達到初始降伏時的抗彎強度，採用表 3.2 中之鋼骨及鋼筋的降伏應力， f_{ys} 及 f_{yr} ，來計算。 $(M_{max})_{cal}$ 係指鋼梁或 SRC 梁達到極限狀態時的最大抗彎強度，此時試體已經達到應變硬化階段

(觀察圖 4.1、圖 4.3 及圖 4.5 中之 M_{max} 值可以發現此現象)，故其材料強度採用表 3.2 中之鋼骨及鋼筋的極限應力， f_{us} 及 f_{ur} ，來計算。表中所列 SRC 梁之預測抗彎強度係依據我國 SRC 設計規範(2004)規定，由鋼骨部分之抗彎強度加上 RC 部分之抗彎強度而求得。

由表 4.1 最後兩欄的比較結果可以發現，本研究三組 SRC 梁柱接頭試體的降伏抗彎強度(M_y)_{test} 與最大抗彎強度(M_{max})_{test} 可以合理的被預測出來。表中三組試體的的(M_y)_{test}/(M_y)_{cal} 比值分別為 1.03、0.97 及 1.05，而(M_{max})_{test}/(M_{max})_{cal} 的比值則分別為 0.98、1.10 及 1.04，顯示預測值與實測抗彎強度頗為接近。

4.4 梁柱接頭之變形量測與分析

4.4.1 梁端位移與接頭轉角

如圖 4.8 所示，梁柱接頭之梁端總位移 δ_t 之來源主要包括二種變形分量，分別為 SRC 柱變形所造成的梁端變形分量 δ_{ct} 及梁本身的變形分量 δ_{bt} [33]：

$$\delta_t = \delta_{ct} + \delta_{bt} \quad (4-1)$$

相對於梁端總位移為 δ_t 時之梁柱接頭總轉角 θ_t 為：

$$\theta_t = \delta_t / (L_b + D/2) \quad (4-2)$$

其中 L_b 為 SRC 柱混凝土面至 MTS 油壓致動器中心點之距離； D 為 SRC 柱斷面深度。

另一方面，根據配置於 SRC 柱接頭區的兩支 LVDT (如圖 3.25 所示) 所量測之位移 δ_1 與 δ_2 ，可計得 SRC 柱變形所引致的梁端變形轉角分量 θ_{ct} ：

$$\theta_{ct} = \frac{\delta_1 - \delta_2}{d_b} \quad (4-3)$$

故可求出 SRC 柱變形所引致之梁端變形量 δ_{ct} 為：

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

梁本身變形所造成之梁端位移分量 δ_{bt} 近似一懸臂梁自由端受集中荷重所造成之變位，梁端總位移可由 MTS 油壓致動器之位移計讀出，將梁端總位移減去柱變形引致之梁端位移分量即可求得 δ_{bt} ：

$$\delta_{bt} = \delta_t - \delta_{ct} \quad (4-5)$$

由梁變形所造成之試體變形轉角 θ_{bt} 可由梁柱接頭總變形轉角 θ_t 減去SRC柱變形所引致之試體轉角分量 θ_{ct} 而得：

$$\theta_{bt} = \theta_t - \theta_{ct} \quad (4-6)$$

梁之塑性轉角 θ_{bp} 可以由梁總轉角 θ_{bt} 扣除梁之彈性轉角 θ_{be} 計得：

$$\theta_{bp} = \theta_{bt} - \theta_{be} \quad (4-7)$$

其中 $\theta_{be} = M_b / k$ ； M_b 為梁彎矩； k 為根據梁彎矩與梁柱接頭總轉角 θ_t 之關係曲線求取圖形線性階段之彈性勁度。

4.4.2 試體之變形轉角量測與結果分析

表 4.2 顯示本研究三組SRC梁柱接頭試體之變形轉角的量測與分析結果，表中所列之值係指梁之自由端達到最大位移時(極限狀態)所對應之各種轉角。表中顯示各梁柱接頭試體於極限狀態時之梁柱接頭總轉角 θ_t 、梁總轉角 θ_{bt} (包含彈性轉角 θ_{be} 、塑性轉角 θ_{bp})與SRC柱轉角 θ_{ct} 。

此外，本研究三組SRC梁柱接頭之梁塑性轉角 θ_{bp} 之曲線如圖 4.11、圖 4.14 及圖 4.17 所示。圖中可看出三組塑性轉角 θ_{bp} 的遲滯迴圈曲線皆相當飽滿，顯示三組試體皆具有良好的耐震性能。

在美國 AISC 耐震設計規範 (2005) 中規定，梁柱接頭耐震試驗的層間變位角 θ 最小須達 4.0%弧度以上，且層間變位角 θ 達 4.0%弧度時，梁之彎矩強度仍需維持大於 80%極限彎矩強度。由表 4.2、圖 4.1、圖 4.3 及圖 4.5 的遲滯迴圈可以發現，本研究三組試體均可滿足美國 AISC 耐震設計規範之要求。

試體 JBC-SRC1

試體JBC-SRC1 在極限狀態時，最大層間變位角 θ 達 5.0%弧度。梁柱接頭之柱轉角 θ_{ct} 與鋼梁塑性轉角 θ_{bp} 在正方向分別為 0.65%及 3.70%弧度，在負方向則分別為 0.22%及 4.08%弧度，顯示試體具有優良之塑性變形能力。試驗結果顯示，相對於梁柱接頭最大層間變位角 θ 而言，SRC柱之轉角 θ_{ct} 甚小，如圖 4.9 所示，梁柱接頭之非彈性變形主要發生在鋼梁上，因此試體JBC-SRC1 在接頭區之混凝土並未有明顯開裂現象。本試體的層間變位角滿足AISC耐震設計規範之要求，且鋼梁之塑性轉角 θ_{bp} 大於 3.0%弧度。

試體 JBC-SRC2

試體JBC-SRC2 在極限狀態時，最大層間變位角 θ 達 5.0%弧度。梁柱接頭之柱轉角 θ_{ct} 與SRC梁塑性轉角 θ_{bp} 在正方向分別為 0.68%及 3.78%弧度，在負方向則分別為 0.47%及 3.90%弧度，顯示試體具有優良之塑性變形能力。同樣的，相對於試體最大層間變位角 θ 而言，SRC柱之轉角 θ_{ct} 甚小，如圖 4.12 所示，梁柱接頭之非彈性變形主要發生在SRC梁上，因此試體JBC-SRC2 在接頭區之混凝土並未有明顯開裂現象。本試體的層間變位角滿足美國AISC耐震設計規範之要求，且SRC梁之塑性轉角 θ_{bp} 大於 3.0%弧度。

試體 JBC-SRC3

試體JBC-SRC3 在極限狀態時，最大層間變位角 θ 達 4.0%弧度。梁柱接頭之柱轉角 θ_{ct} 與SRC梁塑性轉角 θ_{bp} 在正方向分別為 0.30%及 3.02%弧度，在負方向則分別為 0.35%及 3.05%弧度，顯示試體具有良好的塑性變形能力。與前兩組試驗相似，相對於試體最大層間變位角 θ 而言，SRC柱之轉角 θ_{ct} 甚小，如圖 4.15 所示，梁柱接頭之非彈性變形主要發生在SRC梁上，因此試體JBC-SRC3 在接頭區之混凝土並未有明顯開裂現象。本試體的層間變位角滿足美國AISC耐震設計規範之要求，且SRC梁之塑性轉角 θ_{bp} 大於 3.0%弧度。

4.5 應變計分析與討論

4.5.1 鋼梁翼板

圖 4.18 至圖 4.20 分別記錄三組 SRC 梁柱接頭試體受反復載重作用時，鋼梁翼板之應變計讀數變化情形。

圖 4.18 為試體 JBC-SRC1 受到反復載重作用過程中，鋼梁翼板之應變計讀數變化圖。由於鋼梁插入 SRC 柱中的部分受到接頭區混凝土良好的圍束，使得應變計 F1 之應變值讀數一直維持在很小的範圍以內(鋼板之降伏應變值約為 0.002，由圖中可知應變計 F1 尚處於線性階段)。觀察 SRC 柱混凝土面外之應變計(應變計 F2 至 F6)之讀數可發現，當層間變位角 θ 進入 1.5%弧度之後，應變值隨著迴圈數增加而逐漸變大，此時主要由 SRC 柱混凝土面外之鋼梁翼板產生塑性變形來消散能量。試體最大應變值出現於層間變位角到達 4.0%弧度時，且柱混凝土面外的應變計讀數(如圖中之星形符號所示)皆遠大於柱內的應變計

F1 之讀數，顯示 SRC 柱之混凝土可有效的束制插入混凝土中之鋼梁，使得此區之應變值皆未達降伏。由於插入接頭區的鋼梁受到混凝土良好的保護，間接使得鋼梁與鋼柱的鍛道可以保持完好，不致於產生過早破壞(Premature Failure)的問題。此一現象顯示，SRC 梁柱接頭區之混凝土除了有束制鋼板的作用，並可發揮保護接頭內部鍛道之功能，亦有助於梁的塑性鉸穩定的發展出來。

圖 4.19 為試體 JBC-SRC2 受到反復載重作用過程中，鋼梁翼板之應變計讀數變化情形。應變計 F2 之應變值在 θ 為 1.0% 弧度之前尚處於線性狀態(應變值小於 0.002)。當 θ 在 2.0% 弧度之後，因為混凝土開裂逐漸變大而使 SRC 梁逐漸產生塑性變形來消散能量。圖中可看出 SRC 梁之鋼梁翼板的最大應變值出現在層間變位角 θ 達 4.0% 弧度時。當 θ 達 3.0% 弧度時，此時 F2 應變值明顯變大，此狀況可解釋在 θ 達 3.0% 弧度後之變形已慢慢轉移由 SRC 梁端產生塑性變形來消散能量。此時應變計 F1 之應變值逐漸變小，由此現象可推知，鋼梁在試體之接頭區中受到混凝土良好的圍束，使得鋼板在反復受力時只會產生沿著翼板縱向的伸長或縮短變形，而不致於發生局部挫屈的現象。同樣的，此一現象顯示 SRC 梁柱接頭區之混凝土除了有束制鋼板的作用，並可發揮保護接頭內部鍛道之功能，亦有助於梁的塑性鉸穩定的發展出來。

圖 4.20 為試體 JBC-SRC3 在反復載重過程中，鋼梁翼板之應變計讀數變化情形。基本上，應變計 F1 之應變值的變化趨勢大致與試體 JBC-SRC2 相似，並不受該試體之梁柱接頭採用傳統接合設計之影響，顯示接頭區之混凝土確實可以適當的束制插入混凝土中之鋼梁，使得應變計 F1 之應變值相對較小。由圖 4.20 亦可看出在層間變位角 θ 達 1.0% 弧度之前，SRC 柱面以外之應變計 F2 的應變值尚處於線性狀態(如圖中之圓形符號所示，其應變值小於鋼板之降伏應變 0.002)。當 θ 超過 1.0% 弧度之後，F2 的應變值顯示鋼梁翼板已發生降伏，而此現象亦可由圖 4.5 的遲滯迴圈觀察出來，圖中遲滯迴圈之曲線在 θ 大於 1.0% 之後逐漸趨於平緩。當 θ 超過 2.0% 弧度時，F2 應變值明顯變大，顯示試體逐漸由 SRC 梁產生塑性變形來消散能量。

4.5.2 主筋與箍筋

圖 4.21 至圖 4.23 分別記錄三組預鑄 SRC 梁柱接頭試體受反復載重過程中，梁柱主筋及箍筋之應變計讀數變化情形。

圖 4.21 為試體 JBC-SRC1 受反復載重過程中，梁柱主筋及箍筋應變計讀數變化圖。由圖 4.9 中可觀察出 SRC 柱轉角甚小，且梁柱接頭區之混凝土開裂並不明顯，因此梁柱接頭區之柱箍筋(C-C1 及 C-C2)應變計讀數皆處於線性階段，如圖 4.21 所示。另一方面，由圖 4.21 中亦可觀察出 SRC 柱主筋(C-R1)之應變計尚處於線性狀態(如圖中之方形符號所示，其最大應變計值小於鋼筋降伏應變值 0.0023)，因此可知 SRC 柱在層間變位角達 4.0% 弧度下仍可處於線性狀態。

圖 4.22 為試體 JBC-SRC2 受反復載重過程中，梁柱主筋及箍筋應變計讀數變化圖。由圖 4.12 中可發現 SRC 柱轉角甚小，且梁柱接頭區之混凝土開裂並不明顯，因此梁柱接頭區之柱箍筋(C-C1 及 C-C2)應變計讀數皆處於線性階段，如圖 4.22 所示。另一方面，由圖 4.22 中亦可觀察出 SRC 柱主筋(C-R1)之應變計在層間變位角 4.0% 弧度下尚處於線性狀態(如圖中之方形符號所示，其最大應變計值小於鋼筋降伏應變值 0.0023)。再者，由圖 4.19 中可觀察出層間變位角在 1.0% 弧度時鋼梁翼板上應變計 F2 之應變值為 0.0017，且由圖 4.22 中亦可發現此時 SRC 梁主筋之應變值為 0.002。因此，由上述鋼梁翼板及梁主筋之應變值可充分顯示出 SRC 梁在層間變位角為 1.0% 弧度之前尚處於線性階段，且鋼梁翼板及梁主筋之應變值滿足材料力學中平面保持平面之力學性質。由圖 4.3 所示，試體 JBC-SRC2 遲滯迴圈圖亦可觀察出層間變位角在 1.0% 弧度之前尚處於線性狀態。再者，由圖 4.22 中可觀察出 SRC 梁箍筋(B-T1)之應變值在反復作用過程中處於線性狀態(如圖中之星形符號所示，其最大應變計值小於鋼筋降伏應變值 0.0023)，由此可知 SRC 梁採用我國 SRC 規範所設計之圍束箍筋可使 SRC 梁端產生塑性鉸後，箍筋內混凝土仍有良好之圍束。

圖 4.23 為試體 JBC-SRC3 受反復載重過程中，梁柱主筋及箍筋應變計讀數變化圖。由圖 4.15 中可發現 SRC 柱轉角甚小，且梁柱接頭區之混凝土開裂並不明顯，因此梁柱接頭區之 SRC 柱箍筋(C-C1 及 C-C2)應變計讀數皆處於線性階段，如圖 4.23 所示。圖 4.23 中亦可觀察出柱主筋(C-R1)之應變計在層間變位角 4.0% 弧度下尚處於線性狀態(如圖中之方形符號所示，其最大應變計值小於鋼筋降伏應變值 0.0023)。另一方面，由圖 4.23 中可觀察出梁箍筋(B-T1)之應變值在反復作用過程中處於線性狀態(如圖中之星形符號所示，其最大應變計值小於鋼筋降伏應變值 0.0023)，由此可知 SRC 梁採用我國 SRC 規範所設計之圍束箍筋可使 SRC 梁端產生塑性鉸後，箍筋內混凝土仍有良好之圍束。

由試驗結果可知，三組梁柱接頭試體之皆能在梁端產生明顯之塑性鉸，可是 SRC 柱卻處於線性的狀態，由此可知三組試體皆可滿足「強柱弱梁」之設計原則，藉由梁端產生塑性鉸來吸收地震力所造成之外力。另一方面，由圖 4.21 至 4.23 中可觀察出接頭區 SRC 柱中之大小螺箍及柱主筋應變值皆在線性階段之內。再者，三組試體梁柱接頭區之混凝土因為沒有明顯的開裂現象，而使得梁柱接頭區之大小螺箍的應變值一直處於線性階段。值得一提的是，對於配置新型「五螺箍」矩形 SRC 柱之 SRC 梁柱接頭試體，由於柱中心區域的混凝土受到「鋼骨翼板」與「五螺箍」的「雙重圍束作用（Dual Confinement Effect）」，因此 SRC 柱中的混凝土將因為受到良好的圍束作用而提高強度，此一現象亦有助於此新型 SRC 梁柱接頭之耐震性能。

4.6 擬曲剛度(EI)

由於 SRC 為鋼結構與鋼筋混凝土之複合斷面結構，兩者彈性模數不同且物理性質也不相似。當 SRC 構材混凝土產生開裂時，在不同層間變位角下之鋼構、鋼筋混凝土之剛度折減係數 α_s 及 α_{rc} 值，我國 SRC 規範並無相關之規定，因此本節將針對 SRC 構材在不同層間變位角 θ 下之擬曲剛度折減係數進行探討。不過，由於本研究之數量有限且 SRC 構材之擬曲剛度變化較為複雜，本節之內容僅屬於初步探討階段，尚待將來進一步深入研究。

若將 SRC 梁柱接頭試體之梁視為一懸臂梁，其自由端受一集中載重，則梁之側向位移彈性勁度 K 為：

$$K = \frac{3EI}{L^3} \quad (4-8)$$

其中 EI 為 SRC 構材之擬曲剛度， L 為 SRC 構材之長度。

側力與位移關係之起始斜率即為 SRC 構材之側向彈性勁度 K ，SRC 構材之擬曲剛度 EI 如下：

$$EI = \frac{KL^3}{3} \quad (4-9)$$

4.6.1 有效擬曲剛度 (Effective flexural stiffness, EI_{eff})

蔡克銓等[27]在文中探討 SRC 梁之等效彈性勁度，依據美國 ACI-318 設計規範中，受壓複合構材之等效彈性勁度計算公式如下所示：

$$EI_{\text{eff}} = \frac{(E_c I_g / 5)}{(1 + \beta_d)} + E_s I_s \quad (4-10)$$

由於 SRC 構材模擬受地震力之反復載重為短期載重，因此可令 $\beta_d = 0$ 。將公式(4-10)簡化為 $EI_{\text{eff}} = 0.2E_c I_g + E_s I_s$ ，並可將 0.2 視為一個折減係數 α ，蔡克銓等 [27]研究顯示出 α 之值皆小於 0.2。

文中提出鋼筋混凝土折減係數 α 值與拉力筋及鋼骨兩者斷面積比例 A_{rs}/A_s 之比值存有某種關係，因此提出折減係數之近似值公式，如下所示：

$$\bar{\alpha} = \frac{0.2}{\left(1.82 - \frac{A_{rs}}{A_s}\right)} \quad (4-11)$$

其中 A_{rs} 為拉力筋斷面積； A_s 為鋼骨斷面積。

Mirza [35]在文中探討持續載重係數 β_d 對於 RC 柱之有效撓曲剛度 EI_{eff} 之影響，並且提出以下公式：

$$EI_{\text{eff}} = \frac{\alpha E_c I_g + E_s I_{se}}{(1 + \beta_d)}, \quad \beta_d \geq 0 \quad (4-12)$$

其中 $\alpha = \left[0.27 + 0.003 \left(\frac{\ell}{h} \right) - 0.3 \left(\frac{e}{h} \right) \right] \geq 0$

$$\alpha = \left[0.3 - 0.3 \left(\frac{e}{h} \right) \right] \geq 0$$

$(f'_c \leq 6000 \text{psi} ; \rho_{rs} \geq 1 ; \frac{\ell}{h} \leq 30 ; \frac{e}{h} \geq 0.1)$

Mirza 等[36]對於複合混凝土柱(SRC)在強軸彎矩下之有效撓曲剛度 EI_{eff} 提出以下公式如下：

$$EI_{\text{eff}} = \left[\frac{\alpha E_c (I_g - I_{ss})}{(1 + \beta_d)} + 0.8 E_s (I_{ss} + I_{rs}) \right] \geq E_s I_{ss} \quad (4-13)$$

其中 $\alpha = \left[0.27 + 0.003 \left(\frac{\ell}{h} \right) - 0.2 \left(\frac{e}{h} \right) \right] \geq 0, \frac{\ell}{h} \leq 10$

$$\alpha = \left[0.3 - 0.2 \left(\frac{e}{h} \right) \right] \geq 0, \frac{\ell}{h} \geq 10$$

$(f'_c \leq 8000 \text{psi} ; \rho_{rs} \geq 1\% ; \rho_{ss} \geq 4\% ; \frac{\ell}{h} \leq 30 ; \frac{e}{h} \geq 0.1)$

Mirza 等[37]進一步針對複合混凝土柱(SRC)在強軸彎矩下之有效撓曲剛度

EI_{eff} 提出之非線性公式如下：

(1) Propose Design Equation for Short-Term Loads:

$$EI_{eff} = \alpha_c E_c (I_g - I_{ss}) + 0.8 E_s (I_{ss} + I_{rs}) \geq E_s I_{ss} \quad (4-14)$$

$$\alpha_c = 0.5 - 3.5 \frac{e}{h} \left(\frac{1}{1 + 9.5 \frac{e}{h}} \right) \geq 0 \quad (4-15)$$

$$(\rho_{rs} \geq 1\% ; \rho_{ss} \geq 4\% ; \frac{\ell}{h} \leq 30 ; \frac{e}{h} \geq 0.1)$$

(2) Design Application for Columns in Frames Subjected to Sustained Loads:

$$EI_{eff} = \left[\frac{\alpha_c E_c (I_g - I_s)}{(1 + \beta_d)} + 0.8 E_s (I_s + I_{rs}) \right] \geq E_s I_s \quad (4-16)$$

$$\alpha_c = \left[0.47 - 3.5 \frac{e}{h} \left(\frac{1}{1 + 9.5 \frac{e}{h}} \right) + 0.003 \frac{\ell}{h} \right] \geq 0 \quad (4-17)$$

$$(\rho_{rs} \geq 1\% ; \rho_{ss} \geq 4\% ; \frac{\ell}{h} \leq 30 ; \frac{e}{h} \geq 0.1)$$

其中

$(EI_{src})_{eff}$: SRC 構材之有效撓曲剛度

E_s 、 E_c : 分別為鋼骨及混凝土之彈性模數

α_s 、 α_c : 分別為鋼骨及鋼筋混凝土之折減係數

ρ_{rs} 、 ρ_{ss} : 分別為主筋比及鋼骨比

$\frac{\ell}{h}$: 為 SRC 構材之跨深比

$\frac{e}{h}$: 為 SRC 構材之偏心率

I_s 、 I_g : 分別為鋼骨部分之慣性矩與 SRC 全斷面積之慣性矩

β_d : 持續載重係數，為最大設計軸向靜載重與設計軸向全載重之比值

美國 ACI-318 設計規範公式(10-21)和公式(10-12)對 RC 構材之撓曲剛度定義

如下：

$$EI_{eff} = \frac{0.2 E_c I_g}{(1 + \beta_d)} + E_s I_s \quad (4-18)$$

$$EI_{\text{eff}} = \frac{0.4E_c I_g}{(1+\beta_d)} \quad (4-19)$$

其中

EI_{eff} : RC 構材之有效撓曲剛度

E_s 、 E_c : 分別為鋼骨及混凝土之彈性模數

I_s 、 I_g : 分別為鋼骨部分之慣性矩與 SRC 全斷面積之慣性矩

β_d : 持續載重係數，為最大設計軸向靜載重與設計軸向全載重之比值

當載重為短時間(如地震、風力)所造成之反復載重，此時之持續載重係數 β_d 為 0，公式(4-18)與(4-19)可簡化成公式(4-20)與公式(4-21):

$$EI_{\text{eff}} = 0.2E_c I_g + E_s I_s \quad (4-20)$$

$$EI_{\text{eff}} = 0.4E_c I_g \quad (4-21)$$

由於持續載重引起的潛變將增加柱之側向變位而造成彎矩之增大，因此近似設計將構材勁度 EI 值除以 $1+\beta_d$ 予以降低，且公式(4-18)與(4-19)均可用來計算 EI 值。

在 Mirza 等[35]文中提出，公式(4-19)為公式(4-18)之簡化近似公式，並可以假設持續載重係數 β_d 為 0.6，將公式(4-19)再簡化如公式(4-22):

$$EI_{\text{eff}} = \alpha_{rc} E_c I_g = 0.25E_c I_g \quad (4-22)$$

本研究擬參考 Mirza [36,37]所提出之公式，並且提出公式(4-23)及公式(4-24)做作為剛度折減係數之分析，並且依據試驗結果試著提出 SRC 構材在不同階段層間變位角 θ 下，鋼骨與鋼筋混凝土之剛度折減係數 α_s 、 α_{rc} 值：

$$(M_u)_s = \frac{\alpha_s E_s I_s}{\alpha_s E_s I_s + \alpha_{rc} E_c I_g} (M_u)_{src,test} \quad (4-23)$$

$$(M_u)_{rc} = \frac{\alpha_{rc} E_c I_g}{\alpha_s E_s I_s + \alpha_{rc} E_c I_g} (M_u)_{src,test} \quad (4-24)$$

其中

$(M_u)_{src,test}$: SRC 構材在不同層間變位角 θ 下，遲滯迴圈之實際彎矩強度

$(M_u)_s$: 鋼骨所分擔之彎矩強度，經由鋼骨翼板實際應變值計算求的之實際分擔彎矩

$(M_u)_{rc}$: 鋼筋混凝土所分擔之彎矩強度，經由 SRC 構材主筋、混凝土之極限應變值($\varepsilon_{cu}=0.003$)求的之實際分擔彎矩

E_s 、 E_c ：分別為鋼骨及混凝土之彈性模數

α_s 、 α_{rc} ：分別為鋼骨及鋼筋混凝土之折減係數

I_s 、 I_g ：分別為鋼骨部分之慣性矩與 SRC 全斷面積之慣性矩

SRC 構材之分析中，可由 SRC 構材在實驗中擷取之主筋降伏應變值(0.003)及鋼骨降伏應變值(0.002)以及混凝土之極限應變值(0.003)做為分析參考。 $(M_u)_s$ 及 $(M_u)_{rc}$ 藉由鋼骨翼板實際應變值以及鋼筋混凝土之主筋應變達極限彎矩(M_u)值，並藉由混凝土之力學行為及 SRC 構材之遲滯迴圈圖，求出在不同階段層間變位角 θ 下之鋼骨、鋼筋混凝土之剛度折減係數 α_s 、 α_{rc} 值。

SRC 長柱而言，由圖 4.24 至圖 4.27 可看出 SRC 柱在層間變位角 θ 為 1.0% 弧度之前大致為線性階段，當層間變位角 θ 超過 1.0% 弧度之後才進入非線性階段(此時鋼梁翼板漸漸降伏)，此時遲滯迴圈曲線漸趨平緩。由表 4.3 和表 4.6 可看出，鋼柱在層間變位角 θ 介於 0 至 1.0% 弧度之間的 α_s 為 1.0，層間變位角 θ 大於 1.0% 弧度之 α_s 為 0.9；鋼筋混凝土方面，當層間變位角 θ 達 1.0% 弧度之 α_{rc} 為 0.25，且層間變位角 θ 於 1.0% 弧度之後為 0.20。

圖 4.28 依公式(4-15)所繪出，此公式適用在載重為短時間作用下之鋼筋混凝土剛度折減係數 α_{rc} 值，影響參數有偏心率(e/h)。由 SRC 長柱試驗[3]可求得偏心率(e/h)為 0.214，由公式(4-15)可計算得鋼筋混凝土剛度折減係數 α_{rc} 為 0.25。由表 4.3 至表 4.6 可知複合混凝土柱(SRC 柱)在強軸彎矩下，鋼筋混凝土折減係數 α_{rc} 與公式(4-15)所求得大致相符。

圖 4.29 依公式(4-17)所繪出，此公式適用在載重為持續載重作用下之鋼筋混凝土剛度折減係數 α_{rc} 值，影響參數有偏心率(e/h)、跨深比(l/h)為 5.4。由 SRC 長柱試驗[3]可求得偏心率(e/h)為 0.214、跨深比(l/h)為 5.4，由公式(4-17)可計算得 α_{rc} 為 0.24。

由於考慮及持續載重對於整體房屋構架的靜載重狀況作探討，公式(4-17)求得的 α_{rc} 應再除以 $(1+\beta_d)$ 來考慮持續載重作用下所造成構材之影響。由 Mirza[35] 中提出當載重為短時間(如地震、風力)所造成之反復載重，此時之持續載重係數 β_d 為 0。本實驗之反復加載歷程，因為模擬真實地震來臨狀況施加載重，屬於短時間之載重，因此持續載重係數 β_d 可令為 0，所以由公式(4-16)所計算之鋼筋混凝

土折減係數 α_{rc} 依舊為 0.24。同理，由表 4.3 至表 4.6 可知複合混凝土柱(SRC 柱)在強軸彎矩下，鋼筋混凝土折減係數 α_{rc} 與公式(4-17)所求得大致相符。

由公式(4-17)可繪出 SRC 長柱之偏心率與鋼筋混凝土係數之關係曲線圖，如圖 4.30 所示。

4.6.2 剛度折減係數

經由初步的分析與討論結果，本研究擬試著提出 SRC 構材在不同層間變位角 θ 下，鋼骨部分與鋼筋混凝土部分之撓曲剛度折減係數 α_s 及 α_{rc} 初步建議值如下：

(1) 當層間變位角 θ 介於 0 和 1.0% 弧度之間

$$(M_u)_s = \frac{\alpha_s E_s I_s}{\alpha_s E_s I_s + \alpha_{rc} E_c I_g} (M_u)_{src,test}$$

$$(M_u)_{rc} = \frac{\alpha_{rc} E_c I_g}{\alpha_s E_s I_s + \alpha_{rc} E_c I_g} (M_u)_{src,test}$$

其中： $\alpha_s = 1.0$ ， $\alpha_{rc} = 1.0$



(2) 當層間變位角 θ 介於 1.0% 至 2.0% 弧度之間

$$(M_u)_s = \frac{\alpha_s E_s I_s}{\alpha_s E_s I_s + \alpha_{rc} E_c I_g} (M_u)_{src,test}$$

$$(M_u)_{rc} = \frac{\alpha_{rc} E_c I_g}{\alpha_s E_s I_s + \alpha_{rc} E_c I_g} (M_u)_{src,test}$$

其中： $\alpha_s = 0.95$ ， $\alpha_{rc} = 0.30$

(3) 當層間變位角 θ 大於 2.0% 弧度

$$(M_u)_s = \frac{\alpha_s E_s I_s}{\alpha_s E_s I_s + \alpha_{rc} E_c I_g} (M_u)_{src,test}$$

$$(M_u)_{rc} = \frac{\alpha_{rc} E_c I_g}{\alpha_s E_s I_s + \alpha_{rc} E_c I_g} (M_u)_{src,test}$$

其中： $\alpha_s = 0.9$ ， $\alpha_{rc} = 0.20$