

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

鋼梁接 SRC 柱之梁柱接頭力學
行為之數值模擬分析

**Numerical Simulation on Mechanical Behavior
of Steel Beam to Steel Reinforced Concrete
(SRC) Column Connections**

研究生：林意晴

指導教授：翁正強 博士

中華民國九十九年四月

鋼梁接 SRC 柱之梁柱接頭力學
行為之數值模擬分析
**Numerical Simulation on Mechanical Behavior
of Steel Beam to Steel Reinforced Concrete
(SRC) Column Connections**

研究生：林意晴

Student : Y. C. Lin

指導教授：翁正強 博士

Advisor : Dr. C. C. Weng



A Thesis

Submitted to Department of Civil Engineering

National Chiao Tung University

in Partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of Master of Science

in

Civil Engineering

April 2010

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十九年四月

鋼梁接 SRC 柱之梁柱接頭力學 行為之數值模擬分析

研究生：林意晴

指導教授：翁正強 博士

國立交通大學土木工程研究所

關鍵詞：SRC、梁柱接頭、SRC 柱、鋼梁、反復載重試驗、接頭區、剪力強度、耐震性能、韌性、數值模擬、ANSYS

摘要

近年來許多大尺寸之「鋼梁接 SRC 柱」之梁柱接頭 (Steel Beam-to-Steel Reinforced Concrete Column Connections, 簡稱「S-SRC 接頭」) 的反復載重耐震試驗結果顯示, 此種梁柱接頭擁有良好的耐震能力。然而, 由於進行大尺寸試驗必須消耗相當的時間、人力與成本, 因此以數值模擬分析之方式日漸成為瞭解梁柱接頭力學行為的另一種選擇。本研究採用 ANSYS 有限元素分析軟體, 針對五組實尺寸 S-SRC 梁柱接頭之反復載重試驗結果進行數值模擬分析。首先, 依據試驗之實尺寸試體建立其數值分析模型, 其次將數值分析結果與試驗結果進行比較與討論。

分析結果顯示, 由於鋼梁插入 SRC 柱內的部份受到接頭區混凝土的有效束制, 使得鋼梁可以於 SRC 柱混凝土面外發展出良好的塑性鉸, 且其發生位置遠離梁柱接頭內部之銲道, 可有效避免銲道發生脆性破壞。研究結果顯示, 經過適當設計之 S-SRC 梁柱接頭其鋼梁端部不須經由補強或減弱(切削鋼梁翼板斷面)之方式, 即能發揮預期之強度與韌性; 同時亦因鋼梁不須切削或補強, 有助於節省梁柱接頭區之鋼梁製作成本。另一方面, ANSYS 之分析亦證實在梁柱接頭區之 H 型鋼柱腹板加銲適當之疊合板, 可有效提昇梁柱接頭區之剪力強度與抵抗剪力變形的能力, 進一步減少梁柱接頭區混凝土開裂的情形。本研究亦初步證實, 於 SRC 梁柱接頭區加銲足夠厚度之疊合板以取代接頭區之圍束箍筋大致上是可行的, 此種作法將有助於簡化接頭區箍筋施工之複雜性。整體而言, 本研究經由 ANSYS 分析 S-SRC 梁柱接頭力學行為之結果與前人之試驗結果大致相近, 顯示本研究建立之數值分析模型可得到合理的模擬結果, 並證明此種 S-SRC 梁柱接頭在適當的設計下具備良好的耐震能力。

Numerical Simulation on Mechanical Behavior of Steel Beam-to-Steel Reinforced Concrete (SRC) Column Connections

Student : Y. C. Lin

Advisor : Dr. C. C. Weng

Institute of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Keywords : SRC, Connections, SRC Column, Steel Beam, Numerical Simulation, Seismic Behavior, Panel Zone, Shear Strength, Ductility, ANSYS

Abstract

During the past decade, many test results of steel beam-to-steel reinforced concrete column (S-SRC) connections have shown satisfactory seismic performance. However, due to the fact that the cost of conducting full-scale experiment is expensive and time consuming, an alternative approach using the numerical simulation technique has become increasingly desirable. The objective of this research is to use the highly recognized finite element method (FEM) computer software ANSYS to numerically simulate the mechanical behavior of the S-SRC connections. In the first stage, a FEM model simulated the SRC test specimen were generated and analyzed. The numerical results were compared to the SRC test data to confirm the validity of the FEM model. In the second stage, the parameters related to the design of the S-SRC connections were investigated using the valid FEM model obtained from the previous stage.

The numerical results showed that the reinforced concrete in the connection zone provided “effective constraint” to the steel beam which was embedded in the SRC column. This constraint helped the steel beam to develop plastic hinge right out the SRC column face, and the welded joint can be protected from premature failure. In addition, the ANSYS analysis also confirmed that welding doubler plate on the web of the H-shaped steel can effectively promote the shear strength and reduce the concrete cracking in the connection zone. The aforementioned analysis suggested that it is feasible to substitute the doubler plate for the hoop reinforcements in the SRC connection zone. Finally, it is hoped that the results of this numerical investigation could provide further understanding on the mechanical behavior and the seismic performance of the S-SRC connections.

誌謝

本研究惠蒙吾師 翁正強教授於論文上之悉心指導，方使得本研究得以順利完成，也令學生在待人處事上有所受惠，一切感激，不及言表，特此致最深的謝意。同時，於論文口試期間承蒙本校師長 陳誠直教授以及 林昌佑教授對論文內容的不吝指正，及給予許多寶貴的意見，使本研究更臻完善，在此深表最誠摯之謝意。

研究過程中能夠順利完成，特別感謝同門學長嘉洲、景裕、祖涵、承儒、光奕、天任、學姊美婷在課業上所給予的鼓勵與指導，以及同窗 王琳與同門學弟、柏安、晟祐、學妹維莘，在研究上給予最大、最溫暖的協助。亦十分感謝學長 林鎮華與好友馬鈺婷在課業及論文內容的討論與協助，在此一併致上最由衷之謝意。

在此僅將本論文獻給我親愛的父親、母親、哥哥及男友潤身，感謝他們在我求學過程中給予的最大支持及鼓勵，若無他們默默的付出、寬容與體諒，吾人將無法如願完成碩士學業。在此，僅以小小之著作獻給最敬愛的親人。

目 錄

	頁數
中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
誌謝.....	III
目 錄.....	IV
表目錄.....	VII
圖目錄.....	VIII
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 研究動機與目的.....	2
1.3 研究內容.....	3
第二章 文獻回顧.....	4
2.1 國內外 SRC 構造相關規範.....	4
2.1.1 美國 AISC 鋼構造設計規範 (2005).....	4
2.1.2 美國 ACI 318 混凝土構造設計規範 (2008).....	5
2.1.3 日本建築學會 AIJ-SRC 構造設計規範 (2001).....	5
2.1.4 我國 SRC 構造設計規範 (2004).....	6
2.3 S-SRC 梁柱接頭相關試驗文獻.....	8
2.4 應用 ANSYS 有限元素程式分析之相關文獻.....	9
第三章 S-SRC 梁柱接頭之有限元素分析.....	11
3.1 前言.....	11
3.2 分析模型種類.....	13
3.3 元素種類.....	14
3.3.1 鋼材元素 SOLID45.....	14
3.3.2 混凝土元素 SOLD65.....	14
3.3.3 鋼筋元素 LINK8.....	15
3.3.4 配對接觸元素.....	16
3.4 材料性質.....	18

3.4.1 鋼材材料性質.....	18
3.4.2 鋼筋材料性質.....	18
3.4.3 混凝土材料性質.....	18
3.4.3.1 混凝土單軸之受力行為.....	18
3.4.3.2 混凝土雙軸之受力行為.....	18
3.4.3.3 混凝土三軸之受力行為.....	19
3.4.3.4 破壞準則.....	20
3.4.3.5 混凝土開裂壓碎之模擬.....	23
3.5 S-SRC 梁柱接頭模型之建立.....	23
3.5.1 基本假設.....	23
3.5.2 試體簡介.....	24
3.5.3 S-SRC 梁柱接頭之模型.....	24
3.5.4 邊界條件設定.....	24
3.6 ANSYS 非線性求解.....	25
第四章 有限元素分析結果與討論.....	27
4.1 收斂性分析.....	27
4.1.1 網格劃分數量.....	27
4.1.2 接觸元素參數設定.....	28
4.1.3 SOLID65 混凝土元素收斂性改善.....	29
4.2 反復載重與位移遲滯迴圈圖.....	29
4.3 梁柱接頭之變形分量.....	31
4.3.1 梁柱接頭區剪力變形計算.....	31
4.3.2 柱變形計算.....	32
4.3.3 梁變形計算.....	32
4.3.4 分析計算之變形結果.....	33
4.4 應變資料分析.....	37
4.4.1 接頭區鋼梁應變分析.....	37
4.4.2 接頭區鋼柱腹板剪應變分析.....	38
4.4.3 接頭區箍筋應變分析.....	39
第五章 結論與建議.....	40
5.1 結論.....	40
5.2 建議.....	40
參考文獻.....	42

符號說明.....45
表.....48
圖.....52



表目錄

	頁數
表 3.1 ANSYS 提供之三種網格劃分方式	48
表 3.2 本研究模擬 S-SRC 梁柱接頭試驗試體相關資料	49
表 3.3 S-SRC 梁柱接頭試體之斷面尺寸	50
表 3.4 S-SRC 梁柱接頭試體之實際材料強度	50
表 4.1 SRC 梁柱接頭試體轉角分析表	51



圖目錄

	頁數
圖 1.1 SRC 梁柱構件示意圖	52
圖 1.2 FEMA-350 建議之鋼骨梁柱接頭型式	53
圖 1.3 S-SRC 接頭區混凝土扮演「補強式接頭」之功能.....	54
圖 2.1 SRC 梁柱接頭區之有效受剪面積 A_j 示意圖	55
圖 2.2 結構受地震力作用之變形圖.....	56
圖 2.3 接頭區受力分析圖.....	56
圖 2.4 梁柱接頭區受力情形示意圖.....	57
圖 3.1 前處理之流程圖.....	57
圖 3.2 分析求解階段之流程圖.....	58
圖 3.3 後處理之流程圖.....	58
圖 3.4 SOLID45 元素示意圖.....	59
圖 3.5 SOLID65 元素示意圖.....	59
圖 3.6 LINK8 元素示意圖.....	60
圖 3.7 S-SRC 梁柱接頭區混凝土與鋼材分離示意圖	60
圖 3.8 鋼梁與混凝土交界面加入配對接觸元素前後之受力情形.....	61
圖 3.9 接觸元素設定精靈視窗.....	62
圖 3.10 CONTA174 元素幾何圖形與節點示意圖	62
圖 3.11 TARGE170 元素幾何圖形與節點示意圖	63
圖 3.12 TARGE170 元素三維切割形狀示意圖.....	63
圖 3.13 配對接觸元素相關參數設定視窗.....	64
圖 3.14 分析採用之鋼材及鋼筋應力-應變關係曲線	64
圖 3.15 混凝土單軸壓力試驗應力-應變關係曲線 (Chen 等, 1994)	65
圖 3.16 混凝土單軸壓力與拉力試驗應力-應變曲線曲線 (Chen 等, 1994)	65
圖 3.17 混凝土雙軸強度包絡線 (Nelissen, 1972)	66
圖 3.18 混凝土雙軸強度包絡線 (Kupfer 等, 1969)	66
圖 3.19 混凝土之應力-應變曲線 (Mirza 等, 1989、1991、1992)	67
圖 3.20 不同尺寸下的混凝土圓柱試體軸壓強度 (Bresler, 1974)	67
圖 3.21 混凝土應力-應變關係曲線 (Mander 等, 1998)	68
圖 3.22 ANSYS 時分析採用之混凝土應力-應變關係曲線.....	68
圖 3.23 ANSYS 中由 ξ 函數描述之混凝土破壞面.....	69
圖 3.24 主應力空間中混凝土雙軸應力狀態顯示.....	69

圖 3.25 混凝土元素 SOLID65 元素關鍵選擇視窗	70
圖 3.26 混凝土元素 SOLID65 於積分點上裂縫符號示意圖	70
圖 3.27 S-SRC 梁柱接頭模擬示意圖	71
圖 3.28 SRC1~5 柱斷面及箍筋配置圖	71
圖 3.29 S-SRC 梁柱接頭實體模型圖	73
圖 3.30 鋼筋元素 LINK8	73
圖 3.31 鋼材元素 SOLID45	74
圖 3.32 混凝土元素 SOLID65	74
圖 3.33 S-SRC 梁柱接頭整體網格模型	75
圖 3.34 接頭區使用配對接觸元素位置示意圖	75
圖 3.35 S-SRC 梁柱接頭實驗配置圖	77
圖 3.36 S-SRC 梁柱試體反復載重位移控制歷時圖	77
圖 3.37 一般增量法	78
圖 3.38 Newton-Raphson Method	78
圖 3.39 ANSYS 提供之三種 Newton-Raphson Methods 運算方法	79
圖 4.1 試體 SRC1 有限元素模型接頭區元素束量收斂圖	80
圖 4.2 試體 SRC2 至試體 SRC4 有限元素模型接頭區元素數量收斂圖	80
圖 4.3 試體 SRC5 有限元素模型接頭區元素數量收斂圖	81
圖 4.4 試體 SRC1~SRC5 梁柱接頭有限元素模型網格劃分圖	81
圖 4.5 鋼材與混凝土交界面加入接觸元素前後鋼梁翼板下方混凝土受力情形 ..	83
圖 4.6 元素滲透量與計算示意圖	84
圖 4.7 法向接觸剛度係數 (FKN) 收斂測試圖	84
圖 4.8 混凝土元素 SOLID65 是否允許產生大變形之變形比較圖	85
圖 4.9 混凝土元素 SOLID65 是否允許產生大變形之收斂性比較	85
圖 4.10 梁柱接頭試體 SRC1 之遲滯迴圈圖	86
圖 4.11 梁柱接頭試體 SRC1 載重與位移破壞包絡線	86
圖 4.12 梁柱接頭試體 SRC2 之遲滯迴圈圖	87
圖 4.13 梁柱接頭試體 SRC2 之載重與位移破壞包絡線	87
圖 4.14 梁柱接頭試體 SRC3 之遲滯迴圈圖	88
圖 4.15 梁柱接頭試體 SRC3 之載重與位移破壞包絡線	88
圖 4.16 梁柱接頭試體 SRC4 之遲滯迴圈圖	89
圖 4.17 梁柱接頭試體 SRC4 之載重與位移破壞包絡線	89
圖 4.18 梁柱接頭試體 SRC5 之遲滯迴圈圖	90
圖 4.19 梁柱接頭試體 SRC5 之載重與位移破壞包絡線	90

圖 4.20	各梁柱接頭試體之載重與位移破壞包絡線.....	91
圖 4.21	梁端變形分量示意圖.....	91
圖 4.22	梁柱接頭區剪力變形示意圖.....	92
圖 4.23	梁柱接頭區剪力變形所造成梁端變形分量示意圖.....	92
圖 4.24	本研究試體接頭區剪力變形造成之梁端變形分量示意圖.....	93
圖 4.25	柱體變形引致之梁端變形分量示意圖.....	93
圖 4.26	梁柱接頭構件量測位移位置簡圖.....	94
圖 4.27	梁變形引致之梁端變形分量示意圖.....	94
圖 4.28	試體 SRC1 彎矩與轉角分量關係圖.....	95
圖 4.29	試體 SRC2 彎矩與轉角分量關係圖.....	96
圖 4.30	試體 SRC3 彎矩與轉角分量關係圖.....	97
圖 4.31	試體 SRC4 彎矩與轉角分量關係圖.....	98
圖 4.32	試體 SRC5 彎矩與轉角分量關係圖.....	99
圖 4.33	S-SRC 梁柱接頭試體鋼梁自由端位移 $7\Delta y$ 時受力變形圖.....	100
圖 4.34	梁柱接頭試體 SRC1 之鋼梁翼板應變值變化情形.....	102
圖 4.35	梁柱接頭試體 SRC2 之鋼梁翼板應變值變化情形.....	103
圖 4.36	梁柱接頭試體 SRC3 之鋼梁翼板應變值變化情形.....	104
圖 4.37	梁柱接頭試體 SRC4 之鋼梁翼板應變值變化情形.....	105
圖 4.38	梁柱接頭試體 SRC5 之鋼梁翼板應變值變化情形.....	106
圖 4.39	梁柱接頭試體鋼梁受混凝土束制作用下應變變化情形.....	107
圖 4.40	試體 SRC2 至 SRC4 之鋼柱腹板剪應變值變化情形.....	112
圖 4.41	五組試體之鋼柱腹板剪應變值變化情形.....	112
圖 4.42	運用 ANSYS 模擬梁柱接頭試體 SRC1 圍束箍筋應變值變化情形.....	113
圖 4.43	運用 ANSYS 模擬梁柱接頭試體 SRC5 圍束箍筋應變值變化情形.....	114

第一章 緒論

1.1 前言

台灣位處歐亞板塊與菲律賓板塊之環太平洋之地震帶，地震發生相當頻繁，尤其在民國八十八年「九二一大地震」發生後，台灣中部地區許多鋼筋混凝土（Reinforced Concrete, RC）建築都因一樓的柱主筋發生挫屈而倒塌，造成許多民眾不僅在經濟上受到重大損失甚至失去寶貴性命，也因此使得民眾更加的重視建築結構的安全性以及耐震能力。

另一方面，由於台灣屬於人口密度極高的國家居住空間有限，為了在有限的土地上有有效發揮空間利用性，高樓建築即是時代下的產物，然而建築物高度不斷升高其自重相對增加，結構體的耐震能力亦顯得更為重要。近年來，台灣在建築技術層面上已大幅提升，建築型態與工法不斷創新與發展，其中鋼骨鋼筋混凝土（Steel Reinforced Concrete, SRC）構造在日本經過許多大地震考驗後發現其耐震能力頗佳，因此國內新增的工程建築案件中使用 SRC 的比例逐漸增加，舉凡公共工程（學校、政府機關、醫院、運動場館）或是民間建築工程（住宅、商業辦公大樓、飯店），顯示 SRC 建築構造日益受到建築業者與民眾的肯定。SRC 建築構造係將鋼骨（S）與鋼筋混凝土（RC）兩種材料行為不同之結構加以組合，使得它可以同時具有「S」構造與「RC」構造之特色與優點，成為一新的結構系統以達到更安全的結構體。

相對於一般鋼骨構造（S）與鋼筋混凝土構造（RC）而言，SRC 構造主要具備以下幾項優點[1]：

1. 相對於純鋼骨構造而言，SRC 構造具有較佳之勁度，可減少結構物受風力或地震力作用所產生之側向位移。以 SRC 柱而言，可有效發揮混凝土抗壓強度的優點，增加柱之抗壓能力，減少鋼骨與超厚鋼板的使用量。SRC 柱外層之混凝土可提供鋼骨適當的圍束作用，有助於降低鋼骨發生局部挫屈之現象，同時混凝土亦可扮演良好的防火被覆。
2. 相對於一般鋼筋混凝土結構而言，SRC 構造具有較佳的強度，可適度的減少柱斷面尺寸，增加建築可用的空間。此外，SRC 構造可降低混凝土的使用量，有助於減少砂石開採對生態環境的破壞。

圖 1.1 為目前台灣工程界常見的兩種 SRC 梁柱構件的配置方式[2]，分別為「鋼梁接 SRC 柱」以及「SRC 梁接 SRC 柱」之方式。對於傳統的「SRC 梁與 SRC 柱接合」之 SRC 梁柱結構而言，由實際的施工經驗過程中發現，SRC 梁在模板施工與鋼筋綁紮之方面較為複雜，特別是在 SRC 梁內鋼梁之翼板下方容易

在混凝土灌漿後產生蜂窩，而且 SRC 梁之主筋需錨定或穿越 SRC 梁柱交會處，導致在 SRC 梁柱交會處的施工也較為複雜。因此，若考慮「以鋼梁取代 SRC 梁」之方式來設計，亦即改採「鋼梁接 SRC 柱之梁柱接頭」（以下簡稱為「S-SRC 接頭」），將有助於簡化施工、縮短工期、節省成本與提高品質。這種 S-SRC 接頭主要的特點在於能發揮 SRC 柱抗壓與勁度方面的長處，又可利用鋼梁在韌性與施工方便之優點，同時避開傳統 SRC 梁施工較為複雜的缺點。

另一方面，在 1994 年美國加州洛杉磯發生規模 6.6 的北嶺地震及 1995 年日本發生規模 7.2 之阪神地震後，調查發現傳統的鋼結構梁柱接頭其塑性變形能力並不足夠，主要原因在於地震力作用時，梁柱接頭最大受力位置位於鋼梁與鋼柱之交界面，使破壞大多發生在梁柱交接面之銲道，而銲道脆性破壞將造成梁柱構件無法發展出足夠的塑性變形來消散地震能量。

為了改善鋼結構梁柱接頭之耐震性能，FEMA-350[3]乃建議梁柱接頭可採用以下兩種型式：(1)補強式接頭；(2)減弱式接頭（圖 1.2 所示）。此兩種型式之梁柱接頭藉由補強（加銲蓋板、側翼板、肋板）或減弱（切削鋼梁翼板斷面）之方式，可將接頭區鋼梁之塑鉸位置由梁柱交界面移開，使塑性角產生於梁端較中央位置，避免如傳統梁柱接頭因塑鉸位置位於梁柱交界面而使最後發生銲道破壞而產生脆性崩塌。

1.2 研究動機與目的

近十年來，S-SRC 梁柱接頭經由前人之實尺寸反復載重耐震試驗（其成果於「文獻回顧」逐一簡述）證實 S-SRC 梁柱接頭確實具備良好的耐震能力，且於施工上鋼梁尚較一般 SRC 梁簡化。但是，由於梁柱接頭區因鋼骨、鋼筋與混凝土同時存在，故其力學行為較複雜。相對於純鋼構造之梁柱接頭而言，為確保符合 FEMA-350 之要求，一般需要對鋼梁採用「補強」或「減弱」的方式處理。不過，值得注意的是，本研究探討的「S-SRC 梁柱接頭」因鋼梁與 SRC 柱相接，鋼梁插入 SRC 柱之部份受到接頭區鋼筋混凝土所包覆，其狀況與一般純鋼構有所不同，如圖 1.3 所示。由於鋼梁被接頭區之鋼筋混凝土所束制，假設在混凝土不破壞的狀態下，接頭區之鋼筋混凝土應可扮演類似「補強式接頭蓋板」的角色，使得鋼梁的塑性鉸發生於 SRC 柱外，達到與補強式接頭同樣的效果。

傳統上，為了瞭解梁柱接頭之真實力學行為，一般大多藉由大型實驗來求得結果。然而進行大型實驗雖然接近真實情況，而實際上由於製作的試體有限，難以充份考量許多參數組合的變化，相對能得到的結果數據也比較有限。因此，本研究希望能夠透過有限元素法的分析，進行 S-SRC 梁柱接頭數值模擬分析之可行性，並且將其結果與試驗結果進行比較與討論。藉由 ANSYS 有限元素套裝軟

體[4]分析之便利性，探討在各種不同的參數變化下，瞭解各項參數對於 S-SRC 梁柱接頭力學行為的影響，並可進一步了解 S-SRC 梁柱接頭其破壞模式與力學行為。如此不僅可大幅降低進行大型實驗時所消耗之人力與成本，並可有效的縮短求解時間。

1.3 研究內容

本研究主要是探討 S-SRC 梁柱接頭之力學行為，並驗證有限元素分析結果與實體模型實驗結果之相吻合度。全文共分為五章，各章節內容概要介紹如下所示：

第一章：介紹 SRC 構造之特色並闡述本研究之研究背景、研究動機、目的及研究內容。

第二章：本章首先分別針對國內外相關設計規範中，對於 SRC 梁柱接頭之設計方法作簡要說明包括美國 AISC 鋼構造設計規範，美國 ACI 318 混凝土構造設計規範、日本建築學會 AIJ-SRC 構造設計規範與我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」；最後介紹近年來與本研究相關之研究成果與相關文獻。

第三章：概述 ANSYS 有限元素分析軟體之發展與分析流程，並針對於 S-SRC 梁柱接頭組成的元素種類特性、材料性質、非線性有限元素分析理論，以及分析試體簡介與分析模型之建立、相關參數設定等說明。

第四章：將 ANSYS 非線性有限元素軟體所得之分析結果加以整理與討論，其中包括收斂性分析、試體之反復載重與位移遲滯迴圈圖、載重與位移之破壞包絡線、彎矩與轉角關係曲線、鋼梁翼板應變值之變化、鋼柱腹板剪應變值之變化，以及接頭區圍束箍筋之應變值變化等分析結果。

第五章：對本研究之研究成果與發現作一結論，並進一步提出相關之建議。

第二章 文獻回顧

2.1 國內外 SRC 構造相關規範

目前在美國與日本方面，與 SRC 構造相關的設計規範主要有(1)美國 AISC 鋼構造設計規範[5]，(2)美國 ACI 318 混凝土構造設計規範[6]，(3)日本建築學會 AIJ-SRC 構造設計規範[7]等。在國內方面，內政部於 2004 年初公告我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」[8]自 2004 年七月起正式施行，以提供國內工程師與審查機構進行 SRC 構造設計與審查之依據。以下摘要各規範對 SRC 梁柱接頭強度之要求：

2.1.1 美國 AISC 鋼構造設計規範 (2005)

美國 AISC 鋼構造設計規範[5]對於 SRC 構材之設計理念是將構材中 RC 部份所提供的強度與勁度，以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 SRC 構材之強度。

對於 SRC 梁柱接頭區之彎矩強度，AISC 鋼構造設計規範規定梁柱之彎矩強度比應滿足下式要求：

$$\frac{\sum Z_c \left[F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right]}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1.0 \quad (2.1)$$

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； P_{uc} 為所需之柱軸向受壓強度； Z_b 為梁斷面塑性模數； Z_c 為柱斷面塑性模數。

對於 SRC 梁柱接頭區之剪力強度計算，AISC 鋼構造設計規範主要考慮鋼骨部份之貢獻而將 RC 部份保守的忽略。故 SRC 梁柱接頭區之標稱剪力強度 $(V_n)_{LRFD}$ 可依下式決定之：

$$(V_n)_{LRFD} = 0.6F_{ys}d_c t_p \quad (2.2)$$

其中， F_{ys} 為鋼柱腹板之標稱降伏強度； d_c 為鋼柱斷面深度； t_p 為梁柱接頭區鋼柱腹板總厚度（包括疊合板之厚度）。Krawinkler[9]考慮鋼柱翼板對梁柱接頭區鋼柱腹板之加勁影響，提出更準確的接頭區剪力強度計算公式 $(V_n)_K$ 如下：

$$(V_n)_K = 0.55F_{ys}d_c t_p \left[1 + \frac{3.45b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (2.3)$$

其中， d_b 為梁斷面深度； d_{cf} 為柱翼板寬度； t_{cf} 為柱翼板厚度。基於 Krawinkler 之發現，AISC 耐震設計規範 (AISC-Seismic Provisions) [10] 於設計條文中建議梁柱接頭區之標稱剪力強度為：

$$(V_n)_{AISC} = 0.6F_{ys}d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (2.4)$$

2.1.2 美國 ACI 318 混凝土構造設計規範 (2008)

美國 ACI 318 混凝土構造設計規範[6]對於 SRC 構材之設計大致上承襲鋼筋混凝土之設計方法，其理念是將 SRC 構材中的鋼骨視為鋼筋來設計，並依據應變相合之假設來計算 SRC 構材的彎矩強度。

對於梁柱接頭區之彎矩強度，ACI 規範明訂應符合「強柱弱梁」之要求，如下式所示：

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_g} \geq 1.2 \quad (2.5)$$

對於梁柱接頭之剪力強度，ACI 318 規範[6]考慮接頭之圍束情況將接頭之標稱剪力強度 $(V_{nrc})_{ACI}$ 分為：

(1) 圍束接頭者： $(V_{nrc})_{ACI} = 1.7\sqrt{f'_c}A_j \quad (2.6)$

(2) 接頭三面圍束或兩對面圍束者： $(V_{nrc})_{ACI} = 1.25\sqrt{f'_c}A_j \quad (2.7)$

(3) 其他： $(V_{nrc})_{ACI} = 1.0\sqrt{f'_c}A_j \quad (2.8)$

在 SRC 構材之箍筋配置方面，ACI 318 規範並未考慮 SRC 構材中的「鋼骨對於混凝土圍束效應之貢獻」。設計者若採用 ACI 318 規範來[6]進行 SRC 構造之設計，當計算 SRC 柱之箍筋量與箍筋間距時，依然須遵循一般 RC 構造之規定，使得設計結果過於保守，且易造成 SRC 構造在施工上的不便，特別是在梁柱接頭處的箍筋配置可能更為困難。

2.1.3 日本建築學會 AIJ-SRC 構造設計規範 (2001)

日本建築學會 AIJ-SRC 構造設計規範[7]對於 SRC 構材之設計採用強度疊加法。強度疊加之方式有二：簡單疊加法 (Simple Superposed Method, SSM) 與一般化疊加法 (Generalize Superposed Method, GSM)。前者係將 SRC 構材中的鋼骨與 RC 視為獨立的個體，分別計算其強度再進行簡單的疊加，該法在計算上較為簡單但結果略偏保守；後者計算上較為複雜，但可以調整設計斷面至最經濟的組合。

在 SRC 構造設計方法上，AIJ-SRC 設計規範[7]係採用工作應力設計法 (Working Stress Design, WSD) 再輔以極限層剪力之檢核。日本 AIJ-SRC 規範之主要優點在於具有較豐富的經驗及研究成果，且該規範對 SRC 構造細則之規定較為明確。對國內工程師而言，直接使用 AIJ-SRC 規範[7]之主要困難點在於日本規範之設計邏輯及其設計公式的型式、寫法較為國人所不熟悉，因此國內一般工程師較不易正確使用。

2.1.4 我國 SRC 構造設計規範 (2004)

多年來由於我國「建築技術規則」並未明訂 SRC 構造設計相關規定，使得國內工程師在 SRC 構造設計方面缺乏依循的標準。基於此一需求，內政部乃委託結構工程學會進行 SRC 設計規範研究，並由交通大學翁正強教授擔任計劃主持人。經過研究小組多年的努力，廣泛徵詢學者專家之意見，我國「SRC 構造設計規範草案」[8]於 2003 年底經過內政部審議通過。

內政部復於 2004 年一月十六日公佈「建築技術規則」部份修正條文，在「建築技術規則」的建築構造編增列「第七章：鋼骨鋼筋混凝土構造」，由第 496 至 520 條明訂 SRC 構造設計相關規定。內政部並明訂我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」[8]自 2004 年七月一日起正式施行。從此以後，國內從事 SRC 構造設計之業者與審查機構將可以有明確的 SRC 構造設計規範可以依循。

由於我國現行的鋼結構與 RC 結構設計規範主要是參考美國 AISC 及 ACI 規範而訂定，因此我國 SRC 規範的研擬乃朝向結合 AISC 與 ACI 規範的方向進行，目的在於使國內的 S、RC、SRC 三種設計規範能夠具有一貫性。再者，我國 SRC 規範亦有兼顧國內工程教育背景之考量，因此 SRC 規範的編寫方式係以大家熟悉的型式出現，以便於工程師使用。

在 SRC 構材強度之計算方面，我國 SRC 規範研究小組經過反復討論後，建議以「強度疊加法」作為 SRC 構材強度之計算方法。該法係先將 SRC 構材中之鋼骨部份與 RC 部份，分別依照 AISC 鋼結構設計規範及 ACI 混凝土設計規範求得鋼骨與 RC 之個別強度，然後再予疊加以求得 SRC 構材之強度。此外，有鑒於 SRC 構造品質的提昇必須仰賴於合理的構造細則，因此我國 SRC 規範乃特別注意明確規定 SRC 構造中相關之配筋細則，以避免不合理的鋼筋配置損害 SRC 構造之安全性。

在 SRC 梁柱接頭的彎矩強度方面，對於採用鋼梁與 SRC 柱相接之接頭型式，為確保梁柱接頭處應力的傳遞不致發生問題，我國 SRC 規範要[8]求在梁柱接合處所有 SRC 柱中鋼骨部份的標稱彎矩強度之總合 $\sum(M_{ns})_c$ ，必須大於梁柱接合處所有鋼梁的標稱彎矩強度之總合 $\sum(M_{ns})_b$ ，亦即：

$$\frac{\sum(M_{ns})_c}{\sum(M_{ns})_b} \geq 1.0 \quad (2.9)$$

此外，我國 SRC 規範[8]規定各梁柱接頭應滿足耐震設計之「強柱弱梁」要求，如下式所示：

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_b} \geq 1.2 \quad (2.10)$$

其中， $\sum M_c$ 為連接於梁柱接頭處各柱在接頭交接面的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的標稱彎矩強度之總合。

在梁柱接頭的剪力強度方面，我國 SRC 規範[8]規定 SRC 梁柱接頭區之標稱剪力強度， $(V_n)_{j,SRC}$ 為接頭區鋼柱剪力強度 $(V_n)_s$ 與 RC 部份剪力強度 $(V_n)_{rc}$ 之和，亦即：

$$(V_n)_{j,SRC} = (V_n)_s + (V_n)_{rc} \quad (2.11)$$

其中，鋼柱部份之標稱剪力強度 $(V_n)_s$ 依公式 2.2 計算，RC 部份之剪力強度 $(V_n)_{rc}$ 依下式計算：

$$(1) \text{ 圍束接頭者：} \quad (V_n)_{rc} = 1.7\sqrt{f'_c} A_j \left[1 - \frac{A_s F_{ys}}{2(P_n)_u} \right] \quad (2.12)$$

$$(2) \text{ 接頭三面圍束或兩對面圍束者：} \quad (V_n)_{rc} = 1.25\sqrt{f'_c} A_j \left[1 - \frac{A_s F_{ys}}{2(P_n)_u} \right] \quad (2.13)$$

$$(3) \text{ 其他：} \quad (V_n)_{rc} = 1.0\sqrt{f'_c} A_j \left[1 - \frac{A_s F_{ys}}{2(P_n)_u} \right] \quad (2.14)$$

其中， f'_c 為混凝土之抗壓強度； A_j 為梁柱接頭之有效受剪面積。 A_j 之深度為沿剪力方向接頭之深度； A_j 之寬度為梁之寬度加上接頭深度或加上兩倍之梁邊至柱邊距離之較小值。當接頭處之梁為鋼梁時 A_j 之寬度同上述計算，惟不得大於接頭處垂直於剪力方向柱寬之一半，如圖 2.1 所示。式 2.12~2.14 中所指之梁被視為對梁柱接頭具有圍束作用者，該梁之寬度至少為柱寬之 3/4，而圍束接頭係指接頭之四面均受梁圍束。

2.2 梁柱接頭力學分析

當結構物受到地震力作用時，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 2.2 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。其中作用於梁之剪力會對接頭形成一彎矩 (M_{beam}) 作用，而柱之剪力會使與梁柱相

接的梁柱接頭區承受一相對剪力 (V_{col})，如圖 2.3 所示。梁柱接頭在梁彎矩作用下，可假設此彎矩以梁深為力臂的對上下梁翼產生一拉一壓之行爲，並由梁翼導入梁柱接頭區，對梁柱接頭區產生剪力作用如圖 2.4 所示。此一拉一壓之之力量扣除由柱端所傳入之柱剪力 (V_{col}) 即可知梁柱接頭區所受之剪力 V_{pz} 。

$$V_{pz} = \frac{M_{beam}}{D_b - t_{bf}} - V_{col} \quad (2.15)$$

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} 為柱剪力可由式 2.16 計算得到。

$$V_{col} = \frac{M_{beam}}{H_c} \quad (2.16)$$

其中， H_c 為梁柱接頭處上方與下方樓層高度之平均值。

2.3 S-SRC 梁柱接頭相關試驗文獻

本研究針對之五組實尺寸 S-SRC 梁柱接頭反復載重試驗，其研究成果茲簡要回顧如下：

徐振益[11]進行五組實尺寸鋼梁接 SRC 柱之梁柱接頭試體受反復載重作用之試驗，探討之主要參數為 SRC 柱中接頭區 (Panel Zone) 鋼柱腹板之剪力強度對梁柱接頭耐震能力之影響，並在梁柱接頭區加鉸疊合板 (Doubler Plate) 但不配置圍束箍筋之方式，簡化 SRC 柱接頭處箍筋的施工複雜性。實驗結果發現，在反復載重作用下，在梁柱接頭區之鋼柱腹板加鉸適當的疊合板不僅可以有效的提升接頭區之剪力強度與勁度，減少接頭區混凝土開裂的狀況，並且有助於鋼梁發會塑性變形能力，促使鋼梁於 SRC 柱混凝土表面外發展出塑性鉸。另外，亦發現鋼柱腹板加鉸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。

楊宗翰[12]進行三組實尺寸鋼梁接 SRC 柱之梁柱接頭試體受到反復載重作用試驗，主要探討梁柱接合處所有柱中鋼骨之標稱彎矩強度與梁柱接合所有梁之標稱彎矩強度之比值。此外，所有試體在 SRC 柱接頭區處均採用四支 90+135 度彎鉤隻周邊繫筋組合而成的箍筋配置方式，用以降低 SRC 梁柱接頭區箍筋施工的複雜性。實驗結果顯示，在滿足強柱弱梁的狀況下，在梁柱接頭區之鋼梁由於受到 SRC 柱的混凝土束制作用，可以有效的促使鋼梁於 SRC 柱混凝土表面外發展出塑性鉸，且梁柱接頭區之混凝土並無明顯的開裂情形。

Weng 等[13]進行了兩組實尺寸鋼梁接 SRC 柱之梁柱接頭反復載重試驗，其試體設計皆滿足強柱弱梁以及接頭區剪力強度等條件，且鋼梁未經減弱 (切削) 或補強。實驗結果顯示，由於接頭區具備足夠的剪力強度，可抑制接頭區的剪力變形，使接頭區混凝土保持完整，進而確保鋼梁受到 SRC 柱混凝土的圍束，因

此雖然鋼梁並無減弱（切削）或補強，但仍可在離開 SRC 柱面外發展出所需之塑性轉角且試體之遲滯迴圈均相當飽滿，顯示此種形式之 SRC 梁柱接頭可充分發揮良好的強度與韌性變形能力，即具備良好的耐震性能。

其它 SRC 梁柱接頭相關試驗方面：

陳勤傑[14]以特殊設計之蓋板取代鋼筋，使接頭區之 SRC 梁之塑性區域外移並且提高 SRC 梁的塑性變形能力吸收大量的能量，藉由實尺寸 SRC 接頭在反復作用下高韌性接頭之強度、勁度的表現可維持與傳統梁柱接頭相同，其韌性與施工性仍可有改善空間。

Chou 等[15]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。試驗結果顯示，在 SRC 柱中鋼骨與鋼梁（切削處）彎矩強度比滿足強柱弱梁之要求，且梁柱接頭區剪力強度也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，且都有不錯韌性。

2.4 應用 ANSYS 有限元素程式分析之相關文獻

Nie 等[16]為了研究 SRC 梁接矩形鋼管混凝土柱之梁柱接頭耐震行為，進行了十四組梁柱接頭反復載重實驗。實驗參數包含三種不同型式的梁柱接頭，並使用 ANSYS 進行非線性有限元素分析，分析時採用單向力加載及反復載重加載兩種方式進行，結果顯示其分析之力—位移曲線及剪力—變形曲線與實驗結果大致穩合。

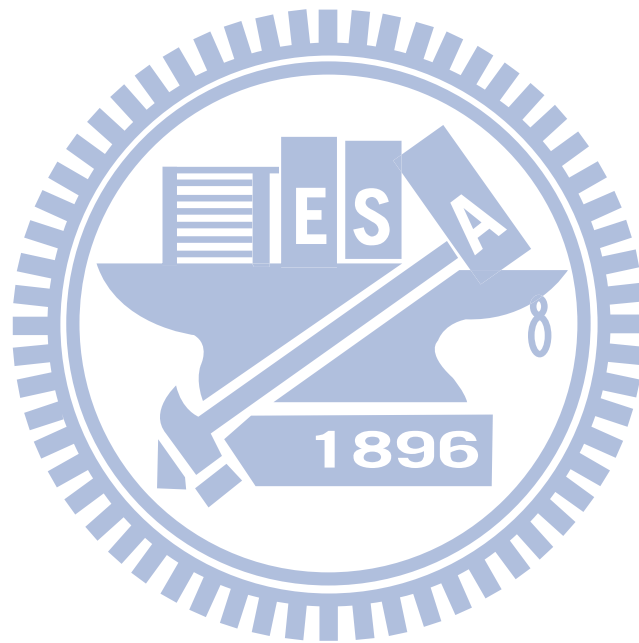
Elmrosi 等[17]以有限元素法分析鋼筋混凝土受反復載重作用下之非線性行為，其中混凝土應力—應變曲線採用 1982 年 Park 所提出之混凝土受圍壓下之應力應變曲線。

Erduran 等[18]採用整體式有限元素模型模擬鋼筋混凝土柱受反復載重作用下之情形。ANSYS 分析採用單向力加載，與實驗採用反復載重有所不同，且於模型中考慮箍筋對混凝土圍束效應之影響。分析結果顯示，當柱撓度小於 30mm 時，分析所得之載重—位移曲線與實驗曲線相符，但在撓度較大時，兩者之結果則相差較大，這是由於單向加載的分析模型並無法考慮因反復載重所引起的混凝土強度折減。

Zhou [19]進行了六組實尺寸的箱型鋼管混凝土柱接 I 型鋼梁之梁柱接頭反復載重實驗，並使用 ANSYS 在同時考慮大變形的幾何非線性、高強度螺栓面與面之接觸非線性以及各種材料非線性等三種非線性條件下，建立以實驗為基礎之有限元素理論分析模型；並根據實驗結果以及有限元素分析結果提出使梁柱接頭設計更完善之建議。

Lin[20] 進行了四組鋼管混凝土柱接鋼梁之梁柱接頭反復載重實驗，其接頭連接型式包括翼板銲接接合、翼板螺栓接合、端板加勁接合以及雙 T 板接合等四種。其後，並使用 ANSYS 進行翼板銲接及翼板螺栓兩種接合型式受到反復載重作用下之有限元素分析；然而，其分析之結果與實驗之穩合度並不理想。

陳傑等[21]為探討橋柱於預選塑性區的耐震性能，進行了一系列的結構破壞試驗，並輔以 ANSYS 進行非線性有限元素分析。其分析時採用單向力加載及反復載重加載兩種方式進行，結果顯示採用單向力加載及反復載重加載其分析之載重—位移曲線與實驗結果相似，惟採用單向力加載之分析模型其載重—位移曲線之極限強度發生點較採用反復載重加載之分析模型晚，且在極限強度後強度曲線下降較為平緩，其主要原因為採用反復載重加載分析柱板挫屈較為嚴重所致。



第三章 S-SRC 梁柱接頭之有限元素分析

3.1 前言

ANSYS 是由 ANSYS 公司所研發之泛用型有限元素軟體 (General-Purpose Finite Element Software)，利用有限元素法 (Finite element method, FEM) 求解，屬於電腦輔助工程分析 (Computer-Aided Engineering, CAE) 軟體。其發展從 1970 年迄今已有 40 年歷史，目前已廣泛的應用於學術界及業界，其可使用的範圍包括學術界與工業界如：結構應力、動態分析、振動、熱傳、流體、聲波、電磁分析等研究，且從相對簡單的線性分析到十分複雜的非線性分析均可輕鬆的解決，故在土木工程、鐵路工程、核能工程、航太工程、國防工業、造船工業、石油化工、生物醫學及日常家電等領域的應用甚廣，因此也被廣泛地認定為一功能強大的有限元素分析軟體。

在 ANSYS 的使用者介面方面，ANSYS 在前處理與後處理均具備有圖形介面 (Graphical User Interface, GUI)；使用者於 ANSYS 輸入時，可採用圖形介面的方式宣告所需的變數，如：宣告元素種類、建立模型、元素切割、宣告邊界條件等，經過求解處理後，ANSYS 會再將求得的解答，如：應力、變位等資料，經由圖形介面以不同表式的方式呈現給使用者，大大的減輕了使用者在操作上的困擾，也使得軟體在操作上更容易被使用者接受。ANSYS 之架構與一般有限元素軟體一樣，主要可區分成前處理 (Preprocessor)、分析計算 (Solution) 以及後處理 (Postprocessor) 三大部份分析流程，如圖 3.1~圖 3.3 所示，各部份之相關內容概述如下：

1. 前處理 (Preprocessor)

前處理部份主要是用以建立實體模型、元素選擇、材料性質設定以及建立有限元素網格等功能，透過圖形介面 (GUI) 操作方式可以迅速建立較複雜的結構體。

(1) 實體外型建模 (Modeling)

建立實體模型的方式端看使用者習慣，基本上皆是透過幾何元件點、線、面進而延伸至簡單四面體，並透過布林運算建立複雜之分析模型。

(2) 材料性質設定 (Material Property)

輸入分析模型中所採用的材料相關參數，包括鋼筋、鋼材、混凝土的彈性模數、波松比、應力應變曲線與混凝土材料所能抵抗的抗拉應力與抗壓應力大小。

(3) 選擇元素 (Element)

ANSYS 有限元素分析軟體提供近兩百多個元素以分析各種不同的材料行

為，其應用範圍包括五大科學領域的分析能力：結構分析、熱傳分析、流體分析、電場分析、磁場分析及耦合場分析等。因此，使用者在選擇元素時必須考量欲分析的問題進而合理的選擇適當元素。

(4) 建立有限元素網格 (Meshing)

在非線性有限元素法分析中，有限元素模型網格密度是決定結果相當重要的因素之一。網格密度劃分越高，所分析出來的結果則越接近真實數據，但所要耗費的分析時間也相對的增加不少，雖然增加網格數量固然可使分析的誤差率降低，但也不能一味提高分析模型的網格密度，因為在提高網格密度後，當多種元素共用同一節點的數量越多時，基於不同元素本身其形狀函數不同，程式在運算時容易造成無法平衡導致分析結果不正確之情況，甚至造成分析無法收斂的問題。

ANSYS 程式提供的三種網格劃分方法如表 3.1 所列，三種劃分方式皆可依使用者自行指定網格劃分或是由程式內部的網格劃分器自行分割。由於本研究分析斷面之配置較為複雜且實體模型數量又眾多，因此在網格劃分上必須指定切割元素大小，並考量配合選定之元素特性以及網格種類的分析時間與優缺點，建議採用掃成網格 (Sweeping Mesh) 之方法將實體模型建立成有限元素模型。

另外一種建立有限元素模型的方式，是先行將節點 (Node) 建立在指定位置上，再藉由各節點產生元素，但此種建模方式較適合簡單模型。建立有限元素網格並無既定的規則端看使用者如何運用。

2. 分析計算 (Solution)

分析計算部份主要是對已建立的有限元素模型進行力學分析以及有限元素求解，藉由分析類型選定、設定荷載與邊界條件，最後進行求解。其分析範圍可包括結構分析、流體力學分析、電磁場分析、聲場分析、壓電分析以及多物理場的耦合分析等。根據所施加的外力條件選擇適當的分析類型。ANSYS 提供分析的類型為：靜態分析 (Static Analysis)、暫態分析 (Transient Analysis)、模態分析 (Modal Analysis)、和諧反應分析 (Harmonic Response Analysis) 等。本研究採用之分析類型設定為靜態分析，即分析中所得之結果不受物質材料之加速度及瞬間接觸所造成暫態不穩定影響。最後進行求解階段，程式則利用有限元素法理論，透過矩陣方程式之運算求解問題之結果。

3. 後處理 (Postprocessor)

後處理部份主要是接收經過求解階段後輸出的大量分析資訊，進一步將其做數據歸納、圖形輸出或製作動畫等，以方便使用者判斷分析結果。後處理又可分為兩部份分別敘述如下：

(1) 一般後處理 (General Postprocessor, Post 1)

一般後處理是在處理某一時間點下的結構反應，可將分析結果以圖形型式顯示和輸出，如應力、應變或位移等分佈圖。

(2) 時間歷時後處理 (Time History Postprocessor, Post 26)

處理由多個時間點而成之時間段內的分析結果，可將分析後所需要的資料結果數據輸出，或是將數據結果以曲線形式加以顯示或輸出，如力與位移關係之曲線。

3.2 分析模型種類

在 ANSYS 中，對於鋼筋混凝土結構之模擬依據分析目的的不同，可利用 SOLID65 做不同型式的處理，其中普遍較常使用的分析模型可分為均佈式模型、組合式模型及分離式模型三種，簡單說明如下：

1. 均佈式模型

均佈式模型又稱整體式模型，此模型是利用 SOLID65 所提供之特有功能，透過參數設定依使用者需求最多可以定義三種不同材料性質之鋼筋，在三維空間不同方向中透過 θ 角以及 ϕ 角設定鋼筋角度、位置及配筋率等平均分配於每個元素當中，並且認為混凝土與鋼筋之間握裹力佳且沒有相對滑移，元素視為連續且均勻之材料。在此模型下元素勁度矩陣來自混凝土與鋼筋兩種材料之貢獻，但在運算時不再分別計算混凝土勁度矩陣 $[K_c]$ 與鋼筋勁度矩陣 $[K_s]$ ，而是將鋼筋轉換成等效的混凝土，然後以單一材料去計算元素勁度矩陣 $[[K]^e$ ，即 $[[K]^e = \iiint [B]^T ([D_c] + [D_s]) [B] dV$ 。此種分析模型的優點在建立十分快速且方便，元素種類減少、運算速度較快。但是，若斷面內鋼筋排列不均勻配置複雜則無法直接使用，且無法分析鋼筋之內力。因此，均佈式模型較適合應用於有大量鋼筋且鋼筋分部較為均勻的構建。

2. 組合式模型

組合式模型中最常用的方法為分層組合式模型，即在斷面分成許多混凝土層與鋼筋層，定且對斷面的應變做出某些假設。在推導元素之勁度矩陣時假設位移諧和，並且同時計算混凝土與鋼筋之勁度矩陣，而元素的勁度矩陣即為 $[[K]^e = [K_c]^e + [K_s]^e$ 。此模型之缺點為在複雜之鋼筋配置下，元素勁度計算麻煩，對於鋼筋配置不規則時，無通用公式可用需自行推導，所以，此種建立模型之方式為三種模型中較少應用的一種。

3. 分離式模型

分離式模型是將混凝土與鋼筋作為不同的單元來處理，意即混凝土元素勁度

矩陣 $[K_c]$ 與鋼筋勁度矩陣 $[K_s]$ 兩者之勁度矩陣是分別各自計算，然後再結合至整體勁度矩陣 $[K]$ 。另一方面，鋼筋和混凝土之間可以視分析之需求採用界面元素或彈簧元素來模擬鋼筋與混凝土之間的黏結和滑移的情況。此模型之優點在於不論是簡單或是較為複雜之模型皆可使用，且可依照實際鋼筋配置的情形劃分元素。

由於考量在 S-SRC 梁柱接頭區內有多種材料之結合配置上較為複雜，因此本研究採用分離式方法建立分析模型。而本研究的重點在於整體結構的受力狀況，忽略混凝土與鋼筋之間有黏結和滑移之問題，假設鋼筋與混凝土之間具有良好握裹能力。

3.3 元素種類

ANSYS 有限元素分析軟體提供近兩百多個元素以分析各種不同的材料行為，其應用範圍包括五大科學領域的分析能力：結構分析、熱傳分析、流體分析、電場分析、磁場分析及耦合場分析等等。因此，在使用上必須慎選元素型號，並了解元素於應用上有何條件與限制，進而再針對欲分析的問題在合理的選擇適當元素前提下，分析結果可較準確。本研究為 S-SRC 梁柱接頭分析，使用材料為鋼材、鋼筋以及混凝土三種，分別採用之元素種類及編號為 SOLID45、LINK8、SOLID65 以及於鋼梁與混凝土交接面加入配對接觸元素（CONTA174、TARGE170）元素來模擬，以下則針對本研究使用的元素加以說明介紹其性質與使用方法。

3.3.1 鋼材元素 SOLID45

SOLID45 (3-D Structural Solid) 是用以建立三維實體結構的最基本元素，具有 8 個節點每節點有三個自由度，分別在 X、Y、Z 三個方向的平移自由度元素，此元素支援線彈性 (Linear Elastic)、塑性 (Plastic)、潛變 (Creep) 等材料非線性模式，以及大變形 (Large Deflection)、大應變 (Large Strain) 等幾何非線性功能。SOLID45 其形狀通常是一三維六面體，然而 ANSYS 在自動切割網格時，必須使用到三角柱 (Prism) 或四面體 (Tetrahedral) 形式時，會將部份節點重疊使之退化成角柱或四面體之形狀，如圖 3.4 所示。

3.3.2 混凝土元素 SOLD65

SOLID65 (3-D Reinforced Concrete Solid) 是 ANSYS 分析軟體中專門針對混凝土、岩石等抗壓能力遠大於抗拉能力的非均質性材料所開發之元素，同時也可為建立鋼筋混凝土結構的元素，因此亦稱為三維鋼筋混凝土元素。SOLID65 的開發是建立在 SOLID45 基礎之上，其的幾何形狀、節點位置、座標系與

SOLID45 相同，皆為具有 8 個節點的三維六面立體模型元素，每個節點分別有 X、Y、Z 三個方向的平移自由度，並且可使用於非線性分析，亦可分析線彈性、塑性、膨脹、潛變及大變形等問題。

有別於 SOLID45 元素，SOLID65 元素主要差異在於可用以模擬混凝土因承受壓力產生壓碎 (Crush) 和張力產生開裂 (Crack) 之行為。另外，SOLID65 元素不僅可模擬單純之混凝土，也可選擇使用元素內建之功能模擬鋼筋混凝土的力學行為。若分析鋼筋混凝土時，依使用者需求最多可以定義三種不同材料性質之鋼筋，在三維空間不同方向中透過 θ 角以及 ϕ 角設定鋼筋角度、位置及配筋率等參數，如圖 3.5 所示。SOLID65 在使用上之基本假設與限制說明如下[4]：

1. 元素之體積不可為零。
2. 每個積分點允許在 X、Y、Z 三個主軸方向發生開裂，但開裂位置只允許發生於積分點上。
3. 當開裂發生於積分點時，混凝土模組僅調整其材料性質，將裂縫模擬成“破碎帶” (Smearred Band)，而非混凝土分離破壞 (Discrete Cracks)。
4. 混凝土材料最初是假設為均質且等向性，當混凝土結構受力發生破壞，混凝土材料性質經過修正，則呈現非等向性材料。
5. 當使用內建鋼筋元素時，其鋼筋是假設為穿過元素。因此，模擬的鋼筋僅能承受張力與壓力，並無法模擬混凝土與鋼筋之剪力行為。
6. 模擬混凝土開裂破壞與壓碎破壞行為時，亦可同時考慮混凝土塑性變形。分析時是先判斷混凝土是否塑性降伏，再進行混凝土材料開裂破壞及壓碎破壞之檢核。

3.3.3 鋼筋元素 LINK8

LINK8 (3-D Spar or Truss) 為三維 2 節點的連桿元素，每個節點具有 X、Y、Z 三個位移方向的自由度，與混凝土採用的 SOLID65 元素之自由度相同因此可配合使用無須在自由度上做調整，如圖 3.6 所示。此元素可以模擬塑性、潛變、膨脹、應力強化、大變形等特性，其應用範圍依各類工程問題狀況而定，例如模擬鋼索、桁架、鋼筋、纜線以及彈簧等。LINK8 在三維空間中僅可承受單軸張力與壓力之元素無法承受彎矩，而本研究在非線性分析中，由於鋼筋佔總斷面積的比例相對較小，且主要是承受軸向抗拉與抗壓之力量，鋼筋本身的抗彎勁度對整體分析而言影響不大，因此選用 LINK8 模擬鋼筋材料。

LINK8 在使用上之基本假設與限制說明如下[4]：

1. 元素假設為一全桿材料特性均勻之直桿，在元素兩端點承受軸向力量。
2. 元素之長度必須大於零，所以元素中兩節點不能重合。

3. 元素之截面積必須大於零。
4. 假設溫度隨桿件長度呈線性變化。
5. 位移函數顯示桿承受均勻之應力。

3.3.4 配對接觸元素

本研究考量梁柱接頭區在受力時鋼梁與 SRC 柱之混凝土間產生分離現象，形成一微小縫隙的情形，如圖 3.7 所示，因此在分析上必須考量接觸問題。接觸分析之概念是基於在兩物體之間相互接觸時，倘若沒有在接觸面上給予條件限制則會發生物體「貫穿」的情形，導致兩物體發生相互穿透的不合理現象，如圖 3.8。因此，在兩物體之接觸面之間必須加入一種特殊元素並給予參數設定避免上述不合理現象發生。

ANSYS 是利用「配對接觸元素 (Contact Pair)」來模擬接觸面之行為，接觸區域一旦建立接觸元素，ANSYS 於計算分析時就會考慮到此種「不可貫穿」的條件。在 ANSYS 中提供三大類型的配對接觸元素，分別為點對點(Node-to-Node) 類型、點對面 (Node-to-Surface) 類型、面對面 (Surface-to-Surface) 類型，各類型概述如下：

1. 點對點 (Node-to-Node) 類型

此類型元素包括適用於二維問題的 CONTA12，適用於三維問題的 CONTA52、CONTA178。主要適用於模擬點對點的接觸行為，使用此類型接觸元素必須預先知道具體的接觸位置，且通常適用於接觸面之間相對滑動較小的情形。

2. 點對面 (Node-to-Surface) 類型

此類型元素有 CONTA26、CONTA48、CONTA49 用於模擬點對面的接觸行為。而此類型接觸元素不須預先知道確切的接觸位置，並且允許較大相對滑動。

3. 面對面 (Surface -to- Surface) 類型

此類型元素主要是根據兩個體間接觸關係的不同兩相鄰面可分為接觸面 (Contact Surface) 與目標面 (Target Surface) 兩種，由兩者合稱為配對接觸元素 (Contact Pair)，元素依其所在位置可分別定義為接觸元素與目標元素。在 ANSYS 中接觸元素有二維的 CONTA171、CONTA172 與三維的 CONTA173、CONTA174，目標元素有二維的 TARGE169 以及三維的 TARGE170 元素。

本研究之接觸對象為混凝土表面與鋼材表面之接觸行為，故採用面對面類型之配對接觸元素。然而，在面對面接觸類型的接觸問題中，判定物體表面作為接觸面或目標面的基本原則，是基於兩接觸物體相對彈性模數 E 值之大小予以選擇， E 值較小者其表面設定為接觸面， E 值較大者其表面設定為目標面。因此，

本研究視混凝土表面為接觸面，於表面附著接觸元素 (Contact Element)，鋼材表面則為目標面，於表面附著目標元素 (Target Element)。

設定接觸元素可透過手動方式進行設定，但其設定過程較為複雜且繁瑣，在 ANSYS 中提供一種 GUI 的建立方法，以「接觸元素設定精靈」(Contact Wizard)，如圖 3.9 所示，其功能可自動判斷分析問題適用的接觸元素與目標元素，並且可快速建立起適當的配對接觸元素，其步驟為：(1) 開啟「接觸元素設定精靈」(2) 設定目標面 (3) 設定接觸面 (4) 參數設定 (5) 完成。

藉由「接觸元素設定精靈」之輔助本研究經程式自動判定於混凝土面上定義接觸元素 CONTA174，而在鋼材表面上搭配使用目標元素 TARGE170。以下對於分析所使用的接觸元素 CONTA174 與目標元素 TARGE170 加以說明：

(a) 接觸元素 CONTA174

CONTA174 是使用於描述三維非線性的行為與 TARGE170 搭配使用。此元素為三維 8 節點四邊形單元，可以退化為 6 節點的三角型元素，其幾何圖形及節點位置，如圖 3.10 所示。

(b) 目標元素 TARGE170

TARGE170 是一種可以用來模擬三維剛性目標面的目標元素，目標元素在建立時 ANSYS 會自動偵測所附著的元素性質，判定其幾何形狀與維度，如圖 3.11 至圖 3.12 為 TARGE170 元素三維切割形狀與其節點位置圖，在三維問題裡常與接觸元素 CONTA174 成對使用。

透過「接觸元素設定精靈」功能快速建立適用的接觸元素與目標元素後，須設定接觸分析相關參數。本研究係採用面對面方式之配對接觸元素，於 ANSYS 中透過 FKN 法向接觸剛度係數 (Normal Contact Stiffness Factor) 與 FTOLON 滲透容許係數 (Penetration Tolerance Factor) 兩參數給予接觸條件限制，如圖 3.13 所示說明如下：

(a) FKN 法向接觸剛度係數 (Normal Contact Stiffness Factor)

在接觸問題分析中必須設定接觸剛度係數，兩表面之間的穿透量大小取決於接觸剛度，接觸剛度越大則兩物體穿透量較小也越接近真實接觸情況，FKN 之內定值為 1，其值設定越大相對計算分析上收斂較為困難，因此並非將 FKN 無限制放大。換言之，接觸剛度會影響答案的合理性與計算收斂性，若 FKN 設定過小則會發生兩物體穿透量太大造成不合理的計算結果；反之，若太大雖然較接近真實情況，但容易造成計算不易收斂。

(b) FTOLN 滲透容許係數 (Penetration Tolerance Factor)

在求解接觸分析時，兩物體的滲透量必須小於滲透容許係數，而 ANSYS 在疊代計算過程即使滿足力平衡和位移增量收斂準則，若兩物體間滲透量大於此值

則視為未收斂處理。FTOLN 之內定值為 0.1，其值表示兩物體間滲透量越小亦越接近真實接觸行為，但過小的滲透容許係數相對收斂性較差，甚至造成計算疊代次數過多或不收斂情形。

3.4 材料性質

3.4.1 鋼材材料性質

本研究鋼材之材料模型是採用多線性之彈塑性 (Multilinear Elastic-Plastic) 模型模擬，如圖 3.14 所示。 $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$ ，波松比設定為 0.3，各點對應之材料強度依鋼材拉伸試驗所得代入。

3.4.2 鋼筋材料性質

本研究鋼筋之材料模型與鋼材之材料模型相同，採用多線性之彈塑性 (Multilinear Elastic-Plastic) 模型模擬，如圖 3.14 所示。 $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$ ，波松比設定為 0.3，各點對應之材料強度依鋼材拉伸試驗所得代入。

3.4.3 混凝土材料性質

3.4.3.1 混凝土單軸之受力行為

依混凝土單軸壓力試驗結果，圖 3.15 為典型的混凝土應力-應變曲線可區分為三階段：第一階段在 $0.3 f_c'$ 範圍內，此階段保持在線彈性行為；第二階段超過曲線 $0.3 f_c'$ 之彈性極限至 $0.75 \sim 0.9 f_c'$ 左右，其間混凝土在受單軸壓力過程中開始出現微裂縫使得曲線之斜率逐漸衰減，而後曲線之斜率達水平時為其最大抗壓強度 f_c' ；第三階段超過混凝土裂縫增多且更為明顯，使得應力-應變曲線呈現軟化現象直至混凝土開裂破壞發生，此時之混凝土應變為極限應變。另一方面混凝土材料在受單軸拉力試驗下，其應力應變曲線與單軸受壓曲線形狀相似，但最大抗拉強度 f_t 遠小於 f_c' ，其強度為 7~10% 左右，如圖 3.16 所示。

3.4.3.2 混凝土雙軸之受力行為

混凝土在雙軸受力之下其應力-應變行為有別於單軸時之受力情況，隨著受到不同雙軸應力組合而有所不同，圖 3.17 為混凝土受到不同雙軸應力組合下混凝土的各種破壞模式。當混凝土在受到雙軸壓應力時，雙軸應力大小比值 σ_1/σ_2 為 0.5 時，可提升最大軸壓強度約 25%，當雙軸應力大小比值 $\sigma_1/\sigma_2 = 1$ 時最大軸壓強度提升約 16%，而當試體其中一軸受到壓應力與另一軸受拉應力之組合下，混凝土抗壓強度則隨其施加所拉應力增加而明顯呈現線性折減，圖 3.18 為

受到不同雙軸應力比例下之強度包絡線。

3.4.3.3 混凝土三軸之受力行為

當混凝土的三軸受力狀態屬於三軸接受壓應力時，混凝土的單軸抗壓強度將比雙軸受力狀態下之混凝土高出許多。國內外有許多學者將混凝土三軸受力之試驗結果提出不同混凝土三軸圍束理論，利用公式描述混凝土之應力－應變關係曲線，其中Mirza等[25~27]係針對包覆H型SRC柱進行研究，試驗結果發現SRC柱中之鋼骨可對核心混凝土提供良好之圍束效果，提出考慮包覆H型鋼骨SRC柱中之混凝土受到高度圍束作用、普通圍束作用以及未受圍束作用之情形時的應力－應變關係曲線，如圖3.19所示。

本研究之混凝土抗壓強度 f'_c 係依據混凝土標準圓柱試體抗壓試驗所得，根據Bresler[28]之研究認為混凝土圓柱試體抗壓強度會因尺寸的增加而逐漸降低，稱之尺寸效應（Size Effect），如圖3.20所示。因此，本研究為模擬實尺寸S-SRC試體下混凝土之真實狀況乃參考Bresler提出之建議，將混凝土抗壓強度予以修正約為 $0.85f'_c$ 。本研究描述混凝土材料的應力-應變曲線係採用Mander等[23]所提出之混凝土三軸圍束理論進行分析，如圖3.21所示。由於本研究旨探討梁柱接頭之受力行為，因此於ANSYS中輸入之混凝土之材料強度曲線係採用未圍束混凝土曲線予以模擬，其計算公式如下：

$$f_c = \frac{f_{co}'xr}{r-1+x'} \quad (3.1)$$

其中， f_{co}' 及 ε_{co} 為未圍束混凝土強度及對應之應變，一般假設 $\varepsilon_{co} = 0.002$ 。式3.1 相關參數計算如下：

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \quad (3.2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.4)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{co}'}{\varepsilon_{co}} \quad (3.5)$$

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} \quad MPa \quad (3.6)$$

根據Mander提出之混凝土三軸圍束理論，其混凝土彈性模數 $E_c = 5000\sqrt{f'_c}$ 但本研究考量目前ACI 318規範[6]之規定對混凝土彈性模數 E_c 予以適當調整為 $E_c = 4730\sqrt{f'_c} MPa$ 進行分析。一般而言，實際上混凝土之極限應變約介於0.003~0.004之間，然而分析過程中混凝土若達極限應變後，容易造成收斂性不佳的狀況。因此，本研究在不影響分析結果之前提下，將混凝土極限應變取至0.01以改善分析收斂性，如圖3.22所示。

3.4.3.4 破壞準則

在單軸應力狀態下，混凝土材料破壞條件較為容易且明確，而在非線性分析中混凝土受到不同應力狀態時其破壞條件之建立較為複雜，歷年來有許多學者已提出混凝土多參數破壞準則，用以描述不同受力狀態下混凝土的破壞條件。在 ANSYS 中對於混凝土 SOLID65 係採用 Willam-Warnke[30]所提出之破壞理論為混凝土之破壞準則，透過五參數描述主應力空間中的破壞面，當材料之應力狀態達到破壞面時即視為破壞。在 ANSYS 中混凝土材料是否達到破壞面的判斷以式 3.7 為依據[4]：

$$\frac{F}{f_c'} - S \geq 0 \quad (3.7)$$

其中，F 為主應力 (σ_{xp} 、 σ_{yp} 、 σ_{zp}) 狀態之函數，S 為破壞面， f_c' 為單軸抗壓強度。混凝土破壞依其主應力狀態 (壓力或拉力) 可分為以下四種型式：

1. 混凝土應力狀態 $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (壓、壓、壓)
2. 混凝土應力狀態 $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (拉、壓、壓)
3. 混凝土應力狀態 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ (拉、拉、壓)
4. 混凝土應力狀態 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ (拉、拉、拉)

以上四種型式分別對應四個主應力狀態函數 ($F_1 \sim F_4$) 以及四種破壞面 ($S_1 \sim S_4$)。以下為各分區的破壞面定義：

- (1) 混凝土應力狀態 $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (壓、壓、壓)

此區域之混凝土三軸應力狀態下皆為承受壓力，其主應力狀態函數 F 表示為式 3.8 混凝土破壞面 S 定義為式 3.9，此區之破壞曲面，如圖 3.23 所示：

$$F = F_1 = \frac{1}{\sqrt{15}} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.8)$$

$$S = S_1 = \frac{2r_2(r_2^2 - r_1^2)\cos\theta + r_2(2r_1 - r_2)[4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\theta + 5r_1^2 - 4r_1r_2]^{\frac{1}{2}}}{4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\theta + (r_2 - 2r_1)^2} \quad (3.9)$$

式 3.9 中之參數由式 3.10~3.12 計算可得。

$$\cos\theta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (3.10)$$

$$r_1 = a_0 + a_1\xi + a_2\xi^2 \quad (3.11)$$

$$r_2 = b_0 + b_1\xi + b_2\xi^2 \quad (3.12)$$

式 3.11~3.12 中 $\xi = \sigma_h/f_c'$ ， σ_h 為淨水壓作用下之應力狀態可表示為式 3.13。其中，

a_0 、 a_1 、 a_2 與 b_0 、 b_1 、 b_2 可由式 3.14 至式 3.15 求解得到。

$$\sigma_h = \frac{1}{3}(\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp}) \quad (3.13)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{F_1}{f_c'}(\sigma_1 = f_1, \sigma_2 = \sigma_3 = 0) \\ \frac{F_1}{f_c'}(\sigma_1 = 0, \sigma_2 = \sigma_3 = -f_{cb}') \\ \frac{F_1}{f_c'}(\sigma_1 = \sigma_{ah}, \sigma_2 = \sigma_3 = -\sigma_{ah} - f_1) \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} 1 & \xi_t & \xi_t^2 \\ 1 & \xi_{cb} & \xi_{cb}^2 \\ 1 & \xi_1 & \xi_1^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{Bmatrix} \quad (3.14)$$

其中， $\xi_t = \frac{f_t}{3f_c'}$ 、 $\xi_{cb} = -\frac{2f_{cb}'}{3f_c'}$ 、 $\xi_1 = -\frac{\sigma_{ah}}{f_c'} - \frac{2f_1}{3f_c'}$ 。式 3.14 中 f_t 為混凝土抗拉強度； f_{cb}' 為混凝土雙軸抗壓強度； σ_{ah} 為靜態圍束壓應力； f_1 為靜態圍壓狀態下之雙軸抗壓強度。

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{F_1}{f_c'}(\sigma_1 = \sigma_2 = 0, \sigma_3 = -f_c') \\ \frac{F_1}{f_c'}(\sigma_1 = \sigma_2 = -\sigma_{ah}, \sigma_3 = -\sigma_{ah} - f_2) \\ 0 \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} 1 & -\frac{1}{3} & \frac{1}{9} \\ 1 & \xi_2 & \xi_2^2 \\ 1 & \xi_0 & \xi_0^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \end{Bmatrix} \quad (3.15)$$

其中， f_2 為靜態圍壓狀態下之單軸抗壓強度； $\xi_2 = -\frac{\sigma_{ah}}{f_c'} - \frac{f_2}{3f_c'}$ 。

(2) 混凝土應力狀態 $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (拉、壓、壓)

$$F = F_2 = \frac{1}{\sqrt{15}} [(\sigma_2 - \sigma_3)^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2]^{\frac{1}{2}} \quad (3.16)$$

$$S = S_2 = \left(1 - \frac{\sigma_1}{f_t}\right) \frac{2p_2(p_2^2 - p_1^2)\cos\theta + p_2(2p_1 - p_2)[4(p_2^2 - p_1^2)\cos^2\theta + 5p_1^2 - 4p_1p_2]^{\frac{1}{2}}}{4(p_2^2 - p_1^2)\cos^2\theta + (p_2 - 2p_1^2)} \quad (3.17)$$

其中， $p_1 = a_0 + a_1x + a_2x^2$ 、 $p_2 = b_0 + b_1x + b_2x^2$ 、 $x = (\sigma_2 + \sigma_3)/3$ 。當應力狀態達到此區之破壞面時，則判定此時裂縫發生於垂直主應力 σ_1 之平面上。

(3) 混凝土應力狀態 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ (拉、拉、壓)

$$F = F_3 = \sigma_i, \quad i=1,2 \quad (3.18)$$

$$S = S_3 = \frac{f_t}{f_c'} \left(1 + \frac{\sigma_3}{f_c'}\right), \quad i=1,2 \quad (3.19)$$

此時滿足破壞準則 $i=1$ 或 2 時，裂縫將發生於垂直主應力 σ_1 或 σ_2 之平面上。

若同時滿足破壞準則 $i=1$ 以及 $i=2$ 時，裂縫將發生於垂直主應力 σ_1 與 σ_2 之平面上。

(4) 混凝土應力狀態 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ (拉、拉、拉)

$$F = F_4 = \sigma_i, \quad i = 1, 2, 3 \quad (3.20)$$

$$S = S_4 = \frac{f_t}{f_c}, \quad i = 1, 2, 3 \quad (3.21)$$

若滿足破壞準則 $i=1$ 時，裂縫將發生於垂直主應力 σ_1 之平面上。滿足破壞準則 $i=1$ 或 2 時，裂縫將發生於垂直主應力 σ_1 或 σ_2 之平面上。若同時滿足破壞準則 $i=1$ 、 $i=2$ 以及 $i=3$ 時，裂縫將發生於垂直主應力 σ_1 、 σ_2 、 σ_3 之平面上。在主應力空間中，如圖 3.24 為混凝土雙軸應力狀態示意圖，當 σ_{zp} 等於零或接近為零之破壞面時混凝土為壓碎破壞，當 σ_{zp} 大於零時則將產生拉裂或壓碎破壞。

對於混凝土元素 SOLID65 須設定以下混凝土性質參數以結合 Willam-Warnke[30]所提出之破壞準則，判斷元素是否已達破壞，參數如下：

1. 混凝土開裂剪力傳遞係數 (Open Shear Transfer Coefficients)
2. 混凝土閉合剪力傳遞係數 (Closed Shear Transfer Coefficients)
3. 單軸抗拉強度 (Uniaxial Cracking Stress)
4. 單軸抗壓強度 (Uniaxial Crushing Stress)
5. 雙軸抗壓強度 (Biaxial Crushing Stress)
6. 靜水壓 (Hydrostatic Pressure)
7. 靜水壓下之雙軸抗壓強度 (Hydrostatic Biaxial Crushing Stress)
8. 靜水壓下之單軸抗壓強度 (Hydrostatic Uniaxial Crushing Stress)
9. 拉應力折減係數 (Tensile Crack Factor)

參數 1 與參數 2 其值設定範圍為 0~1，0 表示完全無剪力傳遞，1 則表示剪力完全傳遞，一般設定其值不超過 0.5，而參數 2 設定範圍為 0.9~1.0，本研究設定參數 1 與參數 2 分別為 0.5、1。參數 3 與參數 4 分別為單軸抗拉強度及單軸抗壓強度，其值依試驗所得之混凝土強度 f_c' 輸入，單軸抗拉強度為 $0.1 f_c'$ ，若設定為 -1，表示不考慮混凝土受拉開裂或壓碎行為。參數 5~8 將由程式自動計算並自行訂定。參數 9 為混凝土受拉開裂後應力折減係數，程式內定值為 0.6。此參數設定於 SOLID65 元素關鍵選擇 (Key Option) 中，調整 K7 為包含混凝土開裂後應力折減的狀況，開啟此項設定將有助於改善混凝土發生開裂後之收斂狀況，如圖 3.25 所示。

3.4.3.5 混凝土開裂壓碎之模擬

ANSYS 對於混凝土開裂及壓碎之行為，係採用混凝土元素 SOLID65 模擬。透過元素積分點之運算，當混凝土產生裂縫時，主要是經由主應力來判斷是否產生裂縫，若主應力超過混凝土的極限抗拉強度時，即在積分點上顯示為一圓形符號，裂縫標記方向垂直於主應力的方向，如圖 3.26 所示。裂縫發生之後，主應力平行方向上的混凝土元素其彈性模數將歸於零。因此，當元素三軸主應力皆超越其極限值時，元素將失去作用而無法傳遞任何應力；壓碎現象將發生於所有主應力皆為受壓且其承受的壓應力值超越三維破壞面所能忍受的最大值。此時在所有方向上的彈性模數皆為零，且元素失去作用無法傳遞任何應力。

本研究初期對於混凝土之開裂及壓碎模擬，係採用混凝土 SOLID65 所提供之模擬功能。經由分析測試後發現，當 SOLID65 判定混凝土壓碎時元素達其極限抗壓強度後，程式將會判定該元素已壓碎失效，元素失去作用將無法繼續承受或是傳遞任何應力，使得該元素之應力值急速下降至零，此種狀況無法模擬真實情形中混凝土達最大抗壓強度後混凝土軟化之現象。此外，於分析過程中發現部份混凝土尚未達最大抗壓強度時，則已被判定為元素壓碎。另一方面，由於元素一旦被判定為壓碎後，程式將對混凝土元素之勁度矩陣予以修正，將其彈性模數修正為零，使得程式於計算過程中必須經由不斷的疊代及運算以達到收斂。由分析測試過程中發現，若採用混凝土 SOLID65 所提供之壓碎功能，在程式運算量上相當龐大，計算時間相對冗長。

本研究考量分析計算之收斂性及結果合理性，對於混凝土係採用主應力值大小判定是否達最大抗壓強度而產生壓碎，並不使用 SOLID65 所提供之壓碎功能。又由於本研究重點在於 S-SRC 梁柱接頭之整體力學行為，且於實際 S-SRC 梁柱接頭試驗中發現，非接頭區之混凝土皆未產生明顯的開裂或壓碎狀況，因此本研究對於非接頭區之混凝土，係假設混凝土不發生開裂及壓碎的狀況模擬。

3.5 S-SRC 梁柱接頭模型之建立

本研究運用 ANSYS 模擬進行實尺寸之 S-SRC 梁柱接頭之反復載重試驗，為瞭解 S-SRC 梁柱接頭於地震反復載重下之行為，以實際建築結構中 S-SRC 之外部梁柱接頭斷面為模擬對象，如圖 3.27 所示。

3.5.1 基本假設

1. 分析模型不考慮實際試體鋼材存在之殘餘應力。
2. 忽略混凝土與鋼筋之間有黏結和滑移之問題，假設鋼筋與混凝土之間具有良好握裹能力。

3.5.2 試體簡介

本研究包含五組實尺寸 S-SRC 梁柱接頭反復載重試驗之模擬，分析試體包括徐振益[11]、楊宗翰[12]與 Weng 等[13]人之試驗成果，試體之編號及參數整理如表 3.2。梁柱試體所採用之 SRC 柱包含包覆 H 型 SRC 柱與包覆箱型 SRC 柱，並符合強柱弱梁之設計。試驗主要探討梁柱接頭處 SRC 柱中接頭區鋼骨腹板標稱剪力強度與該接頭區最大需求剪力強度之比值的影響，以及 SRC 柱中鋼骨部份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情形等。

表 3.3 為 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭試體之斷面尺寸，SRC 柱全斷面尺寸為 $550 \times 550 \text{mm}$ ，長度為 3m 。SRC1 柱中鋼柱斷面為 $\square 488 \times 300 \times 11 \times 18 \text{mm}$ 之鉸接組合箱型斷面，且混凝土部份僅包覆於箱型鋼管柱之外部，鋼管內部未填充混凝土。SRC2~SRC5 鋼柱斷面皆為鉸接組合 H 型鋼，SRC2~SRC4 斷面大小為 $H350 \times 350 \times 12 \times 19 \text{mm}$ ，SRC5 鋼柱斷面為 $H350 \times 350 \times 10 \times 15 \text{mm}$ 。除 SRC1 之外，其餘試體皆在接頭區鋼柱腹板加鉸疊合板。所有試體之鋼梁斷面為 $H488 \times 300 \times 11 \times 18 \text{mm}$ 之鉸接組合 H 型鋼，長度為 2.03m 。主筋部份採用 12 根 #6 竹節鋼筋，箍筋則採用 #3 鋼筋，SRC 柱斷面與配筋型式如圖 3.28 所示，SRC1 與 SRC5 兩組 SRC 柱試體之箍筋間距均為 150mm ，SRC2~SRC4 於接頭區則不配置箍筋，而在非接頭區之箍筋間距為 150mm 。

S-SRC 梁柱接頭試體之實測材料強度，如表 3.4 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。

3.5.3 S-SRC 梁柱接頭之模型

本研究對 S-SRC 梁柱接頭採用的建模方式為分離式建模，因此分別將模型中的主筋、箍筋、鋼材以及混凝土分別各自建立，以試體 SRC2 為例，圖 3.29 為透過布林運算建 S-SRC 梁柱接頭之實體外觀模型，將其網格化後建立有限元素分析模型，如圖 3.30 至圖 3.32 所示分別為鋼筋、鋼材、混凝土各材料網格化之元素圖形，將各元素疊加後可得一實尺寸 S-SRC 梁柱接頭之有限元素模型，如圖 3.33 所示，圖 3.34 為配對接觸元素使用之位置，附著於混凝土面使用接觸元素 CONTA174，而附著於鋼梁表面則使用目標元素 TARGE170。

3.5.4 邊界條件設定

本研究為模擬反復載重試驗裝置，如圖 3.35 所示，於 SRC 柱上方所有節點在 X-Z 方向位移量設定為 0，並於 SRC 柱上方中心節點 Y 方向位移量設定為 0。

在 SRC 柱下方所有節點設置 X、Z 方向位移量為 0。之後在模型中鋼梁二分之一處之節點增加 Z 方向上位移量為 0，用以模擬試驗時，於鋼梁中間處裝置一組側向支撐鋼架，為了避免鋼梁在承受大載重時發生平面外變形。除 SRC1 外，試體 SC2~SRC5 均於 SRC 柱施加 $0.1P_n$ 之軸力， P_n 之計算則依照國內「SRC 設計規範」之規定。最後，於鋼梁自由端上所有節點其加載方式採用位移控制對試體施加反復載重，如圖 3.36。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，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 ，直到試體破壞或強度下降至 80% 極限彎矩強度以下為止。 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：

$$\Delta_y = \frac{P_y L_b^3}{3E_s I_s} \quad (3.22)$$

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。依上式計算，本研究所有試體之 Δ_y 均為 11mm。

3.6 ANSYS 非線性求解

有限元素法分析對於非線性問題的求解，是將外力荷載切割為多個載重增量階段稱增量法 (Incremental Method)，每一階段都假設為線性分析以求得近似非線性解，如圖 3.37 所示。外力 F 分成多個階段施加，在每一個增量階段求解完成後，新的階段接著前一階段分析，且程式會將模型的勁度矩陣會適當的予以調整以反應結構勁度的非線性變化，而後繼續進行下一個載重增量。增量法的求解方式雖然簡單且直接，但其缺點在於單純使用增量法的方式進行求解，最終不可避免的是隨著每一階段的載重增量所造成的累積誤差，使得分析計算失去平衡無法得到合理的結果。

為解決上述的缺點 ANSYS 所採用的非線性分析解題方法是使用 Newton-Raphson 平衡疊代法來解決此問題，此法主要差別是在每一個增量階段所得求解最終必須達平衡收斂，意即每階段所得之結果必須滿足在容許誤差範圍之內。圖 3.38 說明 Newton-Raphson 平衡疊代法的基本概念，假設欲計算外力 F 作用下所產稱的位移量 D，在線性假設下求得第一階段位移量 D_1 此時實際外力為應為 F_1 而非 F，因此必須再以 D_1 重新計算 F_1 ，接著再以重新計算之 (F_1, D_1) 為新的起始點繼續運算找到下一階段的 (F_2, D_2) ，之後重複步驟直到找到 (F, D) 為止。

由上述可之 Newton-Raphson 平衡疊代法是經由不疊代求得目標解，在 ANSYS 中 Newton-Raphson 平衡疊代法又可分為 Full Method、Modified Method

以及 Initial Method 三種，如圖 3.39 所示。Full Method 在每一次疊代下都會重新計算其勁度矩陣；Modified Method 在同一外力加載階段下，進行疊代時是使用同樣的勁度矩陣；Initial Method 則是都採用相同的勁度矩陣運算，因此就計算量而言雖然是由左至右遞減，但其精確性與收斂性亦是由左至右遞減。

另一方面，在 ANSYS 程式中收斂容許值 (Convergence Tolerance) 是用來判斷每一階段疊代步驟是否完成的重要依據，容許值以百分比 (%) 表示，經由多次疊代後所得到的分析值在此百分比範圍內，則程式即判斷為收斂並進行下一階段之分析。ANSYS 中內定之收斂容許值為 0.1%，以力量平衡為其收斂標準而言，使用者控制加載至 100N 時程式分析之結果應落在 100.1N 之內始為收斂。然而，對土木工程而言，收斂容許值訂於 0.1% 為其收斂標準太過於嚴苛，且較低之容許值所耗費的分析計算時間相對龐大。較大的容許值雖然可較容易達到收斂，但是其收斂後造成分析上的累積誤差，使得分析結果可信度不高，設定較小的容許值雖然可以得到較高的準確度，卻必須透過多次疊代進行運算不僅降低分析效率甚至造成無法收斂的狀況。本研究考慮在一合理範圍取收斂容許值為 5% 為標準。

此外，ANSYS 也提供很多其他功能來增強求解的收斂性，例如自動時間加載法 (Automatic Time Stepping) 透過程式來預測和控制每一階段加載的載重大小，若求解過程式收斂性較佳，則程式會自動將載重增量放大，而當求解產生無法收斂的時候，則將載重增量二等分稱之為二等分法 (Bisection)，直到使用者所設定的最小載重步驟為止；線性搜索 (Line Search) 的方法此流程在觀念上可以視為兩個主要步驟的重複疊代，首先是利用 Newton-Raphson 法去尋找求解方向，然後沿著這個方向去尋找解。由於本研究主要進行非線性行為分析，因此採用 Newton-Raphson 平衡疊代法進行求解並使用自動時間加載法幫助分析之收斂。

第四章 有限元素分析結果與討論

4.1 收斂性分析

非線性分析計算主要是透過反復疊代的方法以求得近似解，如何有效改善收斂問題一直是我們所要面臨的重要問題，收斂的速度不僅是影響分析時間的長短，有時甚至影響分析結果的合理性。為了在有限的時間內快速求得分析結果，對於改善收斂性的方法，除了調整 ANSYS 在求解階段所提供的求解功能，如放寬收斂容許值、使用自動加載法以及開啟線性搜索等之外，仍必須有效控制影響收斂性的相關參數，因此本研究針對網格數量、配對接觸元素參數設定、SOLID65 混凝土元素設定等方面進行收斂性測試。

4.1.1 網格劃分數量

在非線性有限元素法分析中，模型網格密度是決定分析結果相當重要的因素之一。網格劃分密度越高，分析出來的結果則越接近真實數據，但所要耗費的分析時間也相對的增加不少。增加分析網格數量固然可使分析誤差降低，但也不能一味提高分析模型的網格密度，因為提高網格密度後始得共用同一節點的元素數量增加，在分析求解時不同的元素其形狀函數亦不相同，因此程式在運算時容易造成無法平衡導致分析結果不正確的情況，甚至造成分析無法收斂的問題。

本研究分析 S-SRC 梁柱接頭主要為混凝土、鋼筋與鋼材多種材料之結合，非線性材料的分析計算須要耗分析相當多的時間，尤其是混凝土此種非線性材料在收斂性方面往往是需要龐大的計算量與時間。因此，必須先對欲分析的試體進行有限元素模型的收斂性測試，求得適當的元素總數量。

為了找出有限元素分析模型其適當之元素總量，本研究之收斂性測試是基於材料為線彈性階段進行分析。劃分元素數量之方式乃先固定 SRC 柱斷面之元素數量，再進一步於接頭區沿柱長方向劃分不同數量之網格。由圖 4.1 至圖 4.3 可看出 S-SRC 梁柱接頭模型其切割之元素總量由少至多增加，當元素達某種程度之數量時，取鋼梁自由端反力發現結果會收斂趨近於一定值。

本研究分析之 S-SRC 梁柱接頭有限元素模型，其接頭區元素總量 SRC1 試體柱中鋼骨為箱型斷面，接頭區元素總量為 6158；SRC2~SRC4 試體柱中鋼骨為 H 型斷面，接頭區未配置圍束箍筋，接頭區元素總量為 7746；SRC5 試體柱中鋼骨為箱型斷面，接頭區元素總量為 7654。圖 4.4 為本研究分析之 S-SRC 梁柱接頭之有限元素模型，所有試體皆於梁柱接頭區劃分之元素數量較多，圖 4.4 為試體 SRC1~SRC5 柱斷面之網格劃分圖。

4.1.2 接觸元素參數設定

本研究初期假設鋼材與混凝土之間沒有相對位移，因此在建立有限元素模型時，鋼材與混凝土採用相同之節點進行分析。然而，接頭區之鋼梁與混凝土交界面若亦採用此一方式進行模擬，會發現分析結果與試驗結果並不吻合，其原因在於鋼梁受外力加載時，因鋼材與混凝土採取節點共用之方式，鋼梁翼板下方（受拉側）混凝土因與鋼梁節點共用，受拉側的混凝土對鋼梁產生牽制的作用，使得分析結果誤差較大。本研究基於考量實際試驗情形，鋼梁自由端受到反復載重用時，接頭區之鋼梁與混凝土交界面會產生分離現象，因而在鋼梁與混凝土間會形成微小縫隙。因此，本研究考量鋼梁插入至 SRC 柱內受到鋼筋混凝土保護部份，於鋼梁與混凝土之交界面加入配對接觸元素。

由圖 4.5(a)可發現，若鋼材與混凝土之交界面未加入接觸元素之前，由於在交界面採節點共用之方式，造成鋼梁翼板下方混凝土，因鋼梁位移而受到拉力作用造成混凝土發生開裂的狀況，此種狀況並不合理。

反之，在鋼材與混凝土交界面加入接觸元素後，當鋼梁受到加載位移時受拉側混凝土與鋼梁翼板產生分離而形成一為小縫隙，此現象使得受拉側混凝土不因鋼梁自由端位移受到拉力作用，因而呈現圖 4.5(b)之應力狀態。觀察前人之試驗結果發現，五組試體受拉側之混凝土無明顯的開裂狀況，表示收拉側的混凝土實際上無受到拉力作用。顯示本研究於鋼梁與混凝土之交界面加入接觸元素之分析方法，可得到較合理結果且較符合實際試驗的行為。

另一方面，針對需加入配對接觸元素之區域，以「接觸元素設定精靈」設定完接觸元素與目標元素後，尚須設定 FKN (法向接觸剛度係數) 以及 FTOLN (滲透容許係數)。由於 FKN 以及 FTOLN 其值大小並沒有既定的範圍，欲分析的對象不同或是網格劃分方法改變時，FKN 與 FTOLN 設定的大小亦不相同。因此，在分析完整結構前須先作一收斂性測試決定兩參數的大小值，較能得到合理的結果。

本研究之收斂性測試基於材料為線彈性階段，採用實尺寸之 S-SRC 梁柱接頭有限元素模型進行收斂性測試分析，首先決定 FTOLN 之值並計算滲透量，圖 4.6 為滲透量的計算方法，滲透量的大小取決於被附著接觸元素 CONTA174 之元素深度乘以 FTOLN。本研究 FTOLN 採用 0.005 表示元素間之滲透量須小於元素深度之千分之五程式才判定為收斂。而 FKN 經由收斂性測試之結果，如圖 4.7 所示，取鋼梁自由端受外力作用下之載重與位移關係曲線可看出，當 FKN 較小時與實驗結果誤差較大，當 FKN 其值界於 100~500 之間時，其分析結果已相當接近幾乎重疊，此時稱之為收斂結果，因此本研究採用之 FKN 設定為 100。

4.1.3 SOLID65 混凝土元素收斂性改善

混凝土元素 SOLID65 的開發是建立在 SOLID45 基礎之上，不過對於用來模擬混凝土材料的 SOLID65 元素而言，由於混凝土是脆性材料，其力學特性與用來模擬金屬材料之 SOLID45 元素有明顯不同，因此在元素關鍵選擇(Key Option)方面須予以適當調整，如圖 3.25 所示。關鍵選擇中第一項 (Key Option 1，以下簡稱 K1)，此項設定主要是控制元素於分析計算時是否包含額外的形狀函數 (Extra Displacement Shapes Function) 用以描述材料非線性的變形行為，換言之其物理意義則表示材料是否可產生較大的應變值反應材料變形情況。當使用 SOLID45 元素模擬鋼梁、板、薄殼結構等可發生彎曲的結構時，倘若設定 K1 為 Exclude 則表示 SOLID45 在變形過程中低估應變值大小，使元素一直保持為線性元素，所以在模擬鋼梁彎曲變形時使得分析勁度往往高估許多。因此，為解決前述問題，使 SOLID45 得以合理的模擬金屬材料之彎曲行為，在使用 SOLID45 模擬金屬材料時，須將 K1 設定為 Include，意即 SOLID45 於非線性求解運算時，可產生較大的應變量以反應鋼梁等結構發生彎曲變形的現象。

然而，對於 SOLID65 混凝土元素而言，混凝土是脆性材料不同於延展材料是不可彎曲的，且其極限應變值大小遠小於金屬材料，所以對於用來模擬混凝土材料的 SOLID65 元素而言，相較於模擬金屬材料之 SOLID45 元素有明顯不同，因此 K1 須予以調整為 Exclude，使 SOLID65 較符合混凝土材料之實際行為。

由圖 4.8(a)發現當混凝土元素 SOLID65 設定 K1 為 Include，即混凝土材料允許產生較大應變時，混凝土發生不合理的變形狀況行為近似金屬材料，而當 K1 設定為 Exclude，即混凝土材料不可產生較大應變時，混凝土則未發生不合理的變形狀況，如圖 4.8(b) 所示。然而，試體 SRC1 就收斂性方面來看，鋼梁自由端以位移控制加載之方式，觀察在相同位移量下兩種設定之收斂狀況，如圖 4.9 所示。測試結果顯示，混凝土元素 SOLID65 允許產生大應變設定 K1 為 Include 時，於分析求解過程中累積疊代次數遠大於 K1 為 Exclude，累積疊代次數變化呈級數成長，且於鋼梁自由端位移量超過 55mm 時程式發散無法繼續求解，反觀 K1 為 Exclude 則可繼續加載進行求解，且其累積疊代次數仍維持在較小的範圍內成長。

2.2 反復載重與位移遲滯迴圈圖

圖 4.10 與圖 4.11 分別顯示為梁柱接頭試體 SRC1 受反復載重作用之載重與位移遲滯迴圈圖 (Hysteretic Loop)、載重與位移破壞包絡線 (Envelope)。結果顯示於初始線性階段梁端位移量約為 $2\Delta_y$ 時，ANSYS 分析與試驗結果部份趨勢皆相當吻合。運用 ANSYS 模擬試體 SRC1 所得之正、負最大載重 $P_{u,ANSYS}$ 分別為 736kN 與 -754kN，試驗所得之正、負最大載重分別為 +741kN 與 -782kN 分析結果與

試驗結果 $P_{u,test}$ 為736kN相比平均誤差範圍在2%之內。

圖4.12與圖4.13分別顯示為梁柱接頭試體SRC2受反復載重作用之載重與位移遲滯迴圈圖、載重與位移破壞包絡線。結果顯示於初始線性階段梁端位移量約為 $2\Delta_y$ 之前，ANSYS分析與試驗結果部份趨勢皆相當吻合。運用ANSYS模擬試體SRC1所得之正、負最大載重 $P_{u,ANSYS}$ 分別為+567kN與-569kN，試驗所得之正、負最大載重 $P_{u,test}$ 分別為+578kN與-591kN，分析結果與試驗平均誤差範圍於3%之內。

圖4.14與圖4.15分別顯示為梁柱接頭試體SRC3受反復載重作用之載重與位移遲滯迴圈圖、載重與位移破壞包絡線。結果顯示於初始線性階段梁端位移量約為 $2\Delta_y$ 之前，ANSYS分析與試驗結果部份趨勢皆相當吻合。運用ANSYS模擬試體SRC1所得之正、負最大載重 $P_{u,ANSYS}$ 分別為+570kN與-565kN，試驗所得之正、負最大載重 $P_{u,test}$ 分別為+586kN與-578kN，分析結果與試驗平均誤差範圍於2%之內。

圖4.16與圖4.17分別顯示為梁柱接頭試體SRC4受反復載重作用之載重與位移遲滯迴圈圖、載重與位移破壞包絡線。結果顯示於初始線性階段梁端位移量約為 $2\Delta_y$ 之前，ANSYS分析與試驗結果部份趨勢皆相當吻合。運用ANSYS模擬試體SRC1所得之正、負最大載重 $P_{u,ANSYS}$ 分別為+590kN與-581kN，試驗所得之正、負最大載重 $P_{u,test}$ 分別為+605kN與-599kN，分析結果與試驗平均誤差範圍於3%之內。

圖4.18與圖4.19分別顯示為梁柱接頭試體SRC5受反復載重作用之載重與位移遲滯迴圈圖、載重與位移破壞包絡線。結果顯示於初始線性階段梁端位移量約為 $2\Delta_y$ 之前，ANSYS分析與試驗結果部份趨勢皆相當吻合。運用ANSYS模擬試體SRC1所得之正、負最大載重 $P_{u,ANSYS}$ 分別為+722kN與-693kN，試驗所得之正、負最大載重 $P_{u,test}$ 分別為+765kN與-702kN，分析結果與試驗平均誤差範圍於5%之內。

由圖4.10至圖4.19中可看出運用ANSYS模擬分析之結果與試驗結果相近。而在遲滯迴圈圖中第二與第四象限上其束縮（Pinching）現象較不明顯，原因在於實際試驗中鋼梁受到反復載重時，鋼梁與SRC柱交接處之混凝土會受到鋼梁翼板的擠壓產生開裂或是剝落的情形，然而ANSYS程式對於混凝土剝落的行為或是裂縫寬度的模擬，目前尚未有較佳的結果，因此造成分析結果遲滯迴圈之束縮現象較不明顯。

整體而言，由ANSYS分析所得之試體強度 P_u 與試驗結果相近，其平均誤差皆落於5%範圍內，顯示本研究分析之方法對於S-SRC梁柱接頭受反復載重作用下，對於正、負最大載重可擁有良好的模擬與預測效果。圖4.20為五組梁柱接頭試體之載重與位移破壞包絡線，由圖中可以看出所有試體位移量在

11mm 範圍之內線條幾乎重疊，表示其初始彈性勁度相同。

4.3 梁柱接頭之變形分量

本研究於 ANSYS 中採用位移控制予鋼梁端施加位移量造成梁柱接頭區、SRC 柱及鋼梁產生變形，梁端總位移 δ_t 主要包括三種變形分量，如圖 4.21 所示，分別為梁柱接頭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。

4.3.1 梁柱接頭區剪力變形計算

梁柱接頭區剪應變 (shear strain) γ 的量測，於試驗中主要由配置於梁柱接頭區對角線上的位移計 (π -gauge) 所量測，讀取其所量測到的是對角線伸長與縮短量 (δ_1 與 δ_2)，而在 ANSYS 分析中由於無法直接讀取對角線之伸長與縮短量，必須以結點各方向之位移量換算求得，最後再由接頭區變形幾何關係推算得知的。欲求出梁柱接頭區剪力變形量 γ ，可由圖 4.22 的接頭區剪力變形圖，假設接頭區承受剪力時，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一關係式：

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

其中 d_c 、 d_b 分為鋼柱深與鋼梁深； γ 為接頭區之剪應變； δ_{av} 為平行四邊形對角伸長量與縮短量差值之半，即 $(\delta_1 - \delta_2) / 2$ 。考慮微小變形及忽略高次項後，式 4.2 可化簡為：

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

求出接頭區剪力變形後，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 4.23 所示。在實際試驗過程中，如圖 4.24 所示 A 點與 B 點為鉸接，當接頭區發生剪力變形時柱兩端均被束制使得水平位移為零只容許發生旋轉，因此並非如圖 4.23 之結果必須加以修正，將圖 4.23 所示之試體作一剛體旋轉，其旋轉角為 $\gamma d_b / H_c$ ，其中 H_c 為上下柱中心點之距離， L_b 為梁端施力點至柱面之距離。而實際由接頭區剪力變形所引致的梁端變形分量 δ_{pz} 為：

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

其中梁柱接頭區剪力變形所引致的梁端變形轉角分量 θ_{pz} 為：

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

4.3.2 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 4.25 所示。此外，於 ANSYS 中讀取該位置位移量 δ_3 與 δ_4 可得梁柱接頭區柱整體變形所引致的梁端變形轉角分量 θ_{ct} ，如圖 4.26 所示，如此可得柱整體變形所引致之梁端變形 δ_{ct} 為：

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

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

然而，梁柱接頭區在梁端受力時，會承受相當大的剪力而產生剪力變形，因此式 4.7 所得之柱整體變形轉角則包含柱撓曲變形所引致的梁端變形轉角分量 θ_{cf} 、梁柱接頭區剪力變形轉角量 θ_{pz} ；而柱整體變形所引致的梁端變形分量 δ_{ct} 也包含柱撓曲變形所引致的梁端變形分量 δ_{cf} 與梁柱接頭區剪力變形量 δ_{pz} ，其關係如下：

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

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

因此，柱撓曲變形所引致的梁端變形轉角分量 θ_{cf} 為：

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

4.3.3 梁變形計算

梁本身變形所造成之梁端位移分量，如圖 4.27 所示，而梁端總位移為可於 ANSYS 中讀出，將梁端總位移減去梁柱接頭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由式 4.12 計算得：

$$\theta_t = \frac{\delta_t}{\left(L_b + \frac{D}{2}\right)} \quad (4.12)$$

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接頭區剪力變形與柱撓曲變形分別引致之轉角而得：

$$\theta_{bt} = \theta_t - \theta_{pz} - \theta_{cf} \quad (4.13)$$

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} 計算如式 4.14：

$$\theta_{bp} = \theta_{bt} - \theta_{be} \quad (4.14)$$

其中， $\theta_{be} = M/k$ ， 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 θ_t 之關係曲線，求取圖形線性階段之彈性勁度而得。

梁柱接頭總塑性變形轉角由式 4.15 計算求得：

$$\theta_{tp} = \theta_t - M/k \quad (4.15)$$

4.3.4 分析計算之變形結果

試體 SRC1 之分析變形結果，梁彎矩與梁柱接頭總轉角 θ_t 、柱總轉角 θ_{ct} 、梁總轉角 θ_{bt} 、梁柱接頭區轉角 θ_{pz} 、柱撓曲轉角 θ_{cf} 、梁柱接頭總塑性轉角 θ_{tp} 及梁塑性轉角 θ_{bp} 之關係，以及試體 SRC1 遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量百分比圖，如圖 4.28 所示；各轉角分量整理於表 4.1。

圖 4.28(a) 為彎矩與梁柱接頭總轉角關係圖，比較圖 4.28 (b) 中最大柱總轉角量於正、負加載方向分別為 0.22% 弧度及 0.23% 弧度，以及圖 4.28 (c) 鋼梁總轉角量 +3.12% 弧度及 -3.11% 弧度，可知梁柱接頭總轉角之貢獻大部份來自於鋼梁部份。由圖 4.28 (d) 可看出梁柱交會區轉角變形角量為 +0.11% 弧度及 -0.09% 弧度，而在梁彎矩與柱轉角關係上，圖 4.28 (e) 可看出柱撓曲轉角變形上在彈性範圍，並無明顯降伏情況最大轉角分量分別為 +0.11% 弧度及 -0.14% 弧度，顯示上述兩者轉角分量對於梁柱接頭總塑性轉角的貢獻相當有限。而圖 4.28 (b) 為梁彎矩與柱總轉角的關係圖，由於柱撓曲轉角與梁柱交會區轉角均處於彈性階段，因此圖型與圖 4.28 (d)、(e) 相似。由圖 4.28 (f) 與 (g) 比較可得，梁柱接頭總塑性轉角與鋼梁塑性轉角達最大彎矩 M_u 時於正方向分別為 2.27% 弧度及 2.06% 弧度；在負方向分別為 2.26% 弧度及 2.04% 弧度，顯示梁柱接頭總塑性轉角大部份由梁塑性轉角所提供。

由圖 4.28 (h)遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量 (θ_{bt} 、 θ_{pz} 、 θ_{cf}) 百分比圖中可看出，各試體轉角大部份由鋼梁所提供，柱與接頭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 96% 左右，可知試體之消能與變形大部份由鋼梁所提供。

試體 SRC2 之分析變形結果，梁彎矩與梁柱接頭總轉角 θ_t 、柱總轉角 θ_{ct} 、梁總轉角 θ_{bt} 、梁柱接頭區轉角 θ_{pz} 、柱撓曲轉角 θ_{cf} 、梁柱接頭總塑性轉角 θ_{tp} 及梁塑性轉角 θ_{bp} 之關係，以及遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量百分比圖，如圖 4.29 所示。

圖 4.29 (a)為彎矩與梁柱接頭總轉角關係圖，比較圖 4.29 (b)、(c)中最大柱總轉角量於正、負加載方向分別為 0.12% 弧度及 0.14% 弧度，鋼梁總轉角量 +3.20% 弧度及 -3.22% 弧度，可知梁柱接頭總轉角之貢獻大部份來自於鋼梁部份。圖 4.29 (d)可看出梁柱交會區轉角變形角量為 +0.09% 弧度及 -0.09% 弧度，而在梁彎矩與柱轉角關係上，圖 4.29 (e)可看出柱撓曲轉角變形上在彈性範圍，並無明顯降伏情況最大轉角分量分別為 +0.03% 弧度及 -0.05% 弧度，顯示上述兩者轉角分量對於梁柱接頭總塑性轉角的貢獻相當有限。而圖 4.29 (b)為梁彎矩與柱總轉角的關係圖，由於柱撓曲轉角與梁柱交會區轉角均處於彈性階段，因此圖型與圖 4.29 (d)、(e)相似。由圖 4.29 (f)與(g)比較可得，梁柱接頭總塑性轉角與鋼梁塑性轉角達最大彎矩 M_u 時於正方向分別為 2.89% 弧度及 2.78% 弧度；在負方向分別為 2.89% 弧度及 2.76% 弧度，顯示梁柱接頭總塑性轉角大部份由梁塑性轉角所提供。

由圖 4.29 (h)遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量 (θ_{bt} 、 θ_{pz} 、 θ_{cf}) 百分比圖中可看出，各試體轉角大部份由鋼梁所提供，柱與接頭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 95% 左右，可知試體之消能與變形大部份由鋼梁所提供。

試體 SRC3 之分析變形結果，梁彎矩與梁柱接頭總轉角 θ_t 、柱總轉角 θ_{ct} 、梁總轉角 θ_{bt} 、梁柱接頭區轉角 θ_{pz} 、柱撓曲轉角 θ_{cf} 、梁柱接頭總塑性轉角 θ_{tp} 及梁塑性轉角 θ_{bp} 之關係，以及遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量百分比圖，如圖 4.30 所示。

圖 4.30 (a)為彎矩與梁柱接頭總轉角關係圖，比較圖 4.30 (b)、(c)中最大柱總轉角量於正、負加載方向分別為 0.12% 弧度及 0.14% 弧度，鋼梁總轉角量 +3.22% 弧度及 -3.20% 弧度，可知梁柱接頭總轉角之貢獻大部份來自於鋼梁部份。圖 34(d)可看出梁柱交會區轉角變形角量為 +0.11% 弧度及 -0.11% 弧度，而在梁彎矩與柱轉角關係上，圖 4.30 (e)可看出柱撓曲轉

角變形上在彈性範圍，並無明顯降伏情況最大轉角分量分別為+0.01%弧度及-0.03%弧度，顯示上述兩者轉角分量對於梁柱接頭總塑性轉角的貢獻相當有限，而圖 4.30 (b)為梁彎矩與柱總轉角的關係圖，由於柱撓曲轉角與梁柱交會區轉角均處於彈性階段，因此圖型與圖 4.30 (d)、(e)相似。由圖 4.30 (f)與(g)比較可得，梁柱接頭總塑性轉角與鋼梁塑性轉角達最大彎矩 M_u 時於正方向分別為 2.44%弧度及 2.39%弧度；在負方向分別為 2.44%弧度及 2.38%弧度，顯示梁柱接頭總塑性轉角大部份由梁塑性轉角所提供。

由圖 4.30 (h)遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量 (θ_{bt} 、 θ_{pz} 、 θ_{cf}) 百分比圖中可看出，各試體轉角大部份由鋼梁所提供，柱與接頭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 95%左右，可知試體之消能與變形大部份由鋼梁所提供。

試體 SRC4 之分析變形結果，梁彎矩與梁柱接頭總轉角 θ_t 、柱總轉角 θ_{ct} 、梁總轉角 θ_{bt} 、梁柱接頭區轉角 θ_{pz} 、柱撓曲轉角 θ_{cf} 、梁柱接頭總塑性轉角 θ_{lp} 及梁塑性轉角 θ_{bp} 之關係，以及遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量百分比圖，如圖 4.31 所示。

圖 4.31 (a)為彎矩與梁柱接頭總轉角關係圖，比較圖 4.31 (b)、(c)中最大柱總轉角量於正、負加載方向分別為 0.13%弧度及 0.14%弧度，鋼梁總轉角量+3.21%弧度及-3.20%弧度，可知梁柱接頭總轉角之貢獻大部份來自於鋼梁部份。圖 4.31 (d)可看出梁柱交會區轉角變形角量為+0.10%弧度及-0.10%弧度，而在梁彎矩與柱轉角關係上，圖 4.31 (e)可看出柱撓曲轉角變形上在彈性範圍，並無明顯降伏情況最大轉角分量分別為+0.03%弧度及-0.04%弧度，顯示上述兩者轉角分量對於梁柱接頭總塑性轉角的貢獻相當有限。而圖 4.31 (b)為梁彎矩與柱總轉角的關係圖，由於柱撓曲轉角與梁柱交會區轉角均處於彈性階段，因此圖型與圖 4.31 (d)、(e)相似。由圖 4.31 (f)與(g)比較可得，梁柱接頭總塑性轉角與鋼梁塑性轉角達最大彎矩 M_u 時於正方向分別為 2.87%弧度及 2.34%弧度；在負方向分別為 2.86%弧度及 2.32%弧度，顯示梁柱接頭總塑性轉角大部份由梁塑性轉角所提供。

由圖 4.31 (h)遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量 (θ_{bt} 、 θ_{pz} 、 θ_{cf}) 百分比圖中可看出，各試體轉角大部份由鋼梁所提供，柱與接頭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 95%左右，可知試體之消能與變形大部份由鋼梁所提供。

試體 SRC5 之分析變形結果，梁彎矩與梁柱接頭總轉角 θ_t 、柱總轉角 θ_{ct} 、

梁總轉角 θ_{bt} 、梁柱接頭區轉角 θ_{pz} 、柱撓曲轉角 θ_{cf} 、梁柱接頭總塑性轉角 θ_{lp} 及梁塑性轉角 θ_{bp} 之關係，以及遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量百分比圖，如圖 4.32 所示。

圖 4.32 (a) 為彎矩與梁柱接頭總轉角關係圖，比較圖 4.32 (b)、(c) 中最大柱總轉角量於正、負加載方向分別為 0.23% 弧度及 0.24% 弧度，鋼梁總轉角量 +3.59% 弧度及 -3.58% 弧度，可知梁柱接頭總轉角之貢獻大部份來自於鋼梁部份。圖 4.32 (d) 可看出梁柱交會區轉角變形角量為 +0.15% 弧度及 -0.15% 弧度，而在梁彎矩與柱轉角關係上，圖 4.32 (e) 可看出柱撓曲轉角變形上在彈性範圍，並無明顯降伏情況最大轉角分量分別為 +0.07% 弧度及 -0.09% 弧度，顯示上述兩者轉角分量對於梁柱接頭總塑性轉角的貢獻相當有限。而圖 4.32 (b) 為梁彎矩與柱總轉角的關係圖，由於柱撓曲轉角與梁柱交會區轉角均處於彈性階段，因此圖型與圖 4.32 (d)、(e) 相似。由圖 4.32 (f) 與 (g) 比較可得，梁柱接頭總塑性轉角與鋼梁塑性轉角達最大彎矩 M_u 時於正方向分別為 2.72% 弧度及 2.63% 弧度；在負方向分別為 2.71% 弧度及 2.62% 弧度，顯示梁柱接頭總塑性轉角大部份由梁塑性轉角所提供。

由圖 4.32 (h) 遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量 (θ_{bt} 、 θ_{pz} 、 θ_{cf}) 百分比圖中可看出，各試體轉角大部份由鋼梁所提供，柱與接頭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 94% 左右，可知試體之消能與變形大部份由鋼梁所提供。

整體而言，於彎矩與柱轉角關係上，可看出接頭區轉角與柱撓曲轉角變形皆處於彈性範圍；各試體梁柱接頭總塑性轉角大部份由梁塑性轉角所提供；此外，國內鋼結構設計法規範與解說中，第 13.6.1 節中規定耐震系統梁柱接頭之塑性變形轉角至少須滿足 3% 弧度之規定，分析結果顯示所有試體於梁端彎矩達 M_u 達最大時，其接頭總塑性轉角皆已極為接近規範之規定值，顯示此種 S-SRC 梁柱接頭具有優良之塑性變形能力，試體之消能與變形大部份係由鋼梁所提供。

由遲滯迴圈最大梁端位移時之各轉角分量 (θ_{bt} 、 θ_{pz} 、 θ_{cf}) 百分比圖中可看出，各試體轉角大部份由鋼梁所提供，柱與接頭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 95% 左右，可知試體之消能與變形大部份由鋼梁所提供。圖 4.33 為採用 ANSYS 分析之梁柱接頭試體於鋼梁自由端位移量達 $7\Delta_y$ 時受力變形圖，由圖中可看出梁端位移達 $7\Delta_y$ 時，靠近 SRC 柱面之鋼梁翼板開始產生塑性變形，變形區域之長度約為 250mm 與試驗結果趨勢相同。

4.4 應變資料分析

4.4.1 接頭區鋼梁應變分析

圖 4.34 至圖 4.38 為五組 S-SRC 梁柱接頭試體施加反復載重時，鋼梁翼板於受拉側及受壓側之應變變化情形。對應五組前人試驗中應變計黏貼之位置，於 ANSYS 分析模擬中讀取對應位置應變值，應變計位置為距 SRC 柱表面內 50mm 以及距 SRC 柱表面外間隔 50mm 為距離，以下為各試體分析之結果描述。

圖 4.34(a)為試體 SRC1 實際試驗結果圖 4.34(b)、(c)乃運用 ANSYS 模擬分析所得結果。比較可以看出鋼梁位移量達 $3\Delta_y$ 後試驗與分析之鋼梁翼板應變值皆明顯提高，而 SRC 柱混凝土面內之應變值仍維持在一定的範圍之內（約 0.005 以下），而距離 SRC 柱混凝土面外 50、100、150mm 的鋼梁之翼板讀數皆隨著迴圈數的增加有明顯增加與試驗結果趨勢吻合，應變最大值發生於 SRC 柱面外約為 100mm 之位置，此現象顯示力量已移轉至 SRC 柱混凝土面外之鋼梁，藉由 SRC 柱混凝土面外的鋼梁翼板產生塑性變形來消散。

圖 4.35(a)為試體 SRC2 實際試驗結果圖 4.35(b)、(c)為運用 ANSYS 模擬分析所得結果。比較可以看出鋼梁位移量達 $3\Delta_y$ 後試驗與分析之鋼梁翼板應變值皆明顯提高，而 SRC 柱混凝土面內之應變值仍維持在一定的範圍之內（約 0.005 以下），而距離 SRC 柱混凝土面外 50、100、150mm 的鋼梁之翼板讀數皆隨著迴圈數的增加有明顯增加與試驗結果趨勢吻合，應變最大值發生於 SRC 柱面外約為 50mm 之位置。

圖 4.36(a)為試體 SRC3 實際試驗結果圖 4.36(b)、(c)係運用 ANSYS 模擬分析所得結果。比較可以看出鋼梁位移量達 $3\Delta_y$ 後試驗與分析之鋼梁翼板應變值皆明顯提高，而 SRC 柱混凝土面內之應變值仍維持在一定的範圍之內（約 0.005 以下），而距離 SRC 柱混凝土面外 50、100、150mm 的鋼梁之翼板讀數皆隨著迴圈數的增加有明顯增加與試驗結果趨勢吻合，應變最大值發生於 SRC 柱面外約為 50mm 之位置。

圖 4.37(a)為試體 SRC4 實際試驗結果圖 4.37(b)、(c)乃運用 ANSYS 模擬分析所得結果。比較可以看出鋼梁位移量達 $3\Delta_y$ 後試驗與分析之鋼梁翼板應變值皆明顯提高，而 SRC 柱混凝土面內之應變值仍維持在一定的範圍之內（約 0.005 以下），而距離 SRC 柱混凝土面外 50、100、150mm 的鋼梁之翼板讀數皆隨著迴圈數的增加有明顯增加與試驗結果趨勢吻合，應變最大值發生於 SRC 柱面外約為 50~100mm 之位置。

圖 4.38(a)為試體 SRC5 實際試驗結果圖 4.38(b)、(c)乃運用 ANSYS 模擬分析所得結果。比較可以看出鋼梁位移量達 $3\Delta_y$ 後試驗與分析之鋼梁翼板應變值皆明

顯提高，而 SRC 柱混凝土面內之應變值仍維持在一定的範圍之內（約 0.005 以下），而距離 SRC 柱混凝土面外 50、100、150mm 的鋼梁之翼板讀數皆隨著迴圈數的增加有明顯增加與試驗結果趨勢吻合，應變最大值發生於 SRC 柱面外約為 50mm 之位置。

整體而言，由圖 4.34 至圖 4.38 可看出，於梁端位移 $3\Delta_y$ 之前，鋼梁翼板應變變化情形較為一致，當位移進入 $4\Delta_y$ 之後，由於鋼梁受到接頭區混凝土的有效束制，使得插入接頭區內之鋼梁翼板之應變開始趨於緩和（應變值一直維持在 0.005 以下），遠小於 SRC 柱混凝土面外之鋼梁翼板應變值。由圖 4.39 可看出梁端位移 $3\Delta_y$ 之前，鋼梁翼板應變變化情形較為一致，應變值仍維持在一定範圍內。當位移達 $7\Delta_y$ 時，由於鋼梁插入至 SRC 柱內之部份受到接頭區混凝土的有效束制，使得鋼梁翼板之最大應變值於 SRC 柱面外開始發展，且鋼梁翼板應變值大小明顯大於柱內受到混凝土束制之翼板應變。鋼梁翼板應變值距 SRC 柱混凝土面外 250 mm 範圍內，各試體之應變值變化情形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。

研究結果顯示，經過適當設計的 S-SRC 梁柱接頭具備良好的耐震能力。在梁柱接頭區，鋼梁由於受到 SRC 柱混凝土的圍束下，鋼梁可以在不需經由任何補強或減弱（切削）的狀況下，有效的於 SRC 柱混凝土面外發展出所充分的塑性轉角。

4.4.2 接頭區鋼柱腹板剪應變分析

圖 4.40 為 SRC2~SRC4 鋼柱腹板之剪應變變化趨勢圖，分析結果顯示接頭區在未配置圍束箍筋的情況下，當接頭區 H 型鋼柱腹板厚度增加時，接頭區鋼柱腹板之剪應變值隨鋼柱腹板厚度之增加而減小。換言之，藉由在梁柱接頭區之 H 型鋼柱腹板加鉚適當之疊合板之方式，可有效降低接頭區之剪力變形，進一步使梁柱接頭區之混凝土開裂狀況得以降低。

圖 4.41 為五組試體之鋼柱腹板之剪應變變化趨勢圖，圖中顯示當接頭區鋼柱腹板之標稱剪力強度與最大需求剪力強度比值越大時所造成的剪應變值相對較小，其中試體 SRC1 其 $(V_{ns})_{SRC} / (V_u)_{SRC}$ 之比值為 1.76 遠大於 1.0，顯示箱型鋼管斷面因在 X 與 Y 向各有兩片腹板，可提供接頭區充裕的抗剪強度。值得注意的是，試體 SRC2 $(V_{ns})_{SRC} / (V_u)_{SRC}$ 之比值為 1.15 亦大於 1.0，但其接頭區為未配置圍束箍筋，而由鋼柱腹板剪應變變化趨勢圖可發現其抗剪能力仍有不錯的表現。因此本研究認為於接頭區之鋼柱腹板加鉚足夠厚度之疊合板，用以取代 SRC 梁柱接頭區

之圍束箍筋大致上是可行的。

4.4.3 接頭區箍筋應變分析

圖 4.42、圖 4.43 分別為 SRC1 與 SRC5 接頭區箍筋應變值變化情形，分析結果顯示梁柱接頭區之為束箍筋的應變量均維持在一彈性範圍內作變化，其應變量皆小於降伏應變量（約 0.002 左右），顯示接頭區之圍束箍筋所分擔之剪力較小。比較 SRC1 與 SRC5 之應變值大小，可發現 SRC5 之應變值較高，推估由於 SRC1 其柱鋼骨為箱型斷面腹板總厚度為 44mm，而 SRC5 其柱鋼骨為 H 型雖有加鉸疊合板，但其腹板總厚度為 19mm 小於前者，腹板厚度較高者可承擔較多之剪力，進而使圍束箍筋所需分擔之剪力可降低，圍束箍筋之應變量可相對減小。

因此，本研究初步證實，於 SRC 梁柱接頭區之鋼柱腹板加鉸足夠厚度之疊合板，用以取代梁柱接頭區之圍束箍筋大致上是可行的，此法將可簡化 SRC 柱接鋼梁其梁柱接頭處箍筋施工之複雜性。



第五章 結論與建議

5.1 結論

本研究採用 ANSYS 有限於素分析軟體，針對五組實尺寸 SRC 梁柱接頭試體之往復載重實驗結果進行數值模擬分析，主要在探討鋼梁接 SRC 柱之梁柱接頭（簡稱 S-SRC 接頭）的力學行為與耐震能力。茲依研究結果歸納整理出以下幾點結論：

1. 本研究於 ANSYS 數值模型中使用 SOLID45、SOLID65、LINK8 等元素分別模擬鋼材、混凝土與鋼筋，以進行 S-SRC 梁柱接頭之反復載重之數值分析，研究顯示 ANSYS 之分析結果與前人之試驗結果相近。
2. 在 SRC 梁柱接頭區，基於考量鋼梁位移時與混凝土之間會形成一微小縫隙，本研究乃於分析模型中局部區域（鋼梁與 SRC 柱混凝土交界面）加入配對接觸元素（Contact Element）。分析結果顯示，加入接觸元素有助於使鋼梁呈現較為合理的變形，亦有助於提昇分析結果之準確度。
3. 在本研究之數值模擬結果顯示，S-SRC 接頭之鋼梁可於離開 SRC 柱混凝土面 5 至 15 公分處產生良好的塑性鉸。這主要是由於鋼梁插入混凝土的部份受到接頭區鋼筋混凝土之有效束制，使得鋼梁塑性鉸產生之位置可以遠離梁柱接頭內部之銲道，有效的避免銲道發生脆性破壞。
4. ANSYS 分析結果證明，經過適當設計的 S-SRC 梁柱接頭，其鋼梁之端部可以不須經由補強(加銲蓋板、側翼板、肋板)或減弱(切削鋼梁翼板)方式，亦能發揮適當之強度與充分的韌性，顯示此種 S-SRC 梁柱接頭具備優良的耐震能力。
5. 分析結果亦顯示，在 SRC 梁柱接頭區之 H 型鋼柱腹板加銲適當之疊合板可有效降低接頭區之剪力變形，進一步使梁柱接頭區之混凝土開裂狀況得以減緩。再者，由於鋼柱腹板可承擔之剪力隨之提升，使得接頭區之圍束箍筋所需分擔之剪力相對降低。本研究初步證實，於接頭區之鋼柱腹板加銲疊合板，以取代接頭區之圍束箍筋大致上是可行的，此法將有助於簡化 SRC 梁柱接頭箍筋施工之複雜性。
6. 整體而言，本研究運用 ANSYS 分析所得到的各組 SRC 梁柱接頭試體之遲滯迴圈、載重與位移之包絡線、彎矩與轉角關係曲線、鋼梁翼板之應變值變化、鋼柱腹板之剪應變值變化，以及接頭區圍束箍筋之應變值變化等項目之分析結果，大致上皆與試驗結果之趨勢吻合，顯示本研究建立之 ANSYS 數值分析模型可以合理的模擬實尺寸 S-SRC 梁柱接頭於反復載重作用下之力學行為。

5.2 建議

1. 在接觸元素的使用方面，本研究之梁柱接頭有限元素模型僅於局部區域（鋼梁與 SRC 柱混凝土交界面）加入配對接觸元素，未來可考量對全區域之鋼材與混凝土之間加入配對接觸元素，使模擬之行為更接近真實情況。
2. 本研究分析之五組 S-SRC 梁柱接頭皆為 SRC 柱單邊接鋼梁之建築物外部梁柱接頭，未來可進一步擴展模擬 SRC 柱左右兩側接鋼梁之建築物內部接頭。
3. 考量研究時間的因素，本研究係針對 ANSYS 有限元素分析程式模擬 S-SRC 梁柱接頭作可行性分析，若要更進一步深入了解梁柱接頭力學行為，可透過改變不同參數進行模擬與討論，藉由有限元素套裝軟體分析之便利性，降低進行大型實驗時所消耗之人力與成本縮短研究時程。



參考文獻

1. 翁正強 (2004), 「鋼骨鋼筋混凝土構造設計教材」, 內政部建築研究所, 十二月, 台北。
2. 翁正強 (2005), 「我國鋼骨鋼筋混凝土構造 (SRC) 設計規範之發展」, 結構工程, 中華民國結構工程學會, 第二十卷, 第一期, pp. 3-30, 三月, 台北。
3. FEMA-350, (2000), 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.
4. ANSYS Inc., (2007) "Release 11.0 Documentation for ANSYS," ANSYS Inc, Canonsburg, Pennsylvania.
5. AISC, (2005) "Specification for Structural Steel Buildings," American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
6. ACI, (2008) "Buildings Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
7. AIJ, (2001) "Standards for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures," Architectural Institute of Japan, Tokyo.
8. 內政部 (2004), 「鋼骨鋼筋混凝土構造 (SRC) 設計規範與解說」, 內政部營建署, 七月, 台北。
9. Krawinkler, H., (1978) "Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames," Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, 3rd Quarter.
10. AISC, (2005) "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings," American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
11. 徐振益 (2004), 「交會區鋼骨剪力強度對 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭耐震性能影響之研究」, 碩士論文, 交通大學, 土木工程研究所, 新竹。
12. 楊宗翰 (2004), 「鋼骨彎矩強度對 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭耐震性能影響之研究」, 碩士論文, 交通大學, 土木工程研究所, 新竹。
13. Weng, C.C., Yin, Y.L., Wang, H.S. and Yang, C.H., (2008) "Experimental Study on Seismic Performance of Steel Beam to SRC Column Connections," Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 31, No. 2, pp. 239-252.
14. 陳勤傑 (1996), 「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。
15. Chou, C.C., Uang, C.M. (2002) "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.
 16. Nie, J.G., Qin, K. and Cai, C.S., (2008) "Seismic Behavior of Connections Composed of CFSSTCs and Steel-concrete Composite Beams-Finite Element Analysis," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64, June, pp. 680-688.
 17. Elmorsi, M., Reza Kianoush, M. and Tso W.K., (1998) "Nonlinear Analysis of Cyclically Loaded Reinforced Concrete Structures," *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 66, November, pp. 725-739.
 18. Erduran, E. and Yakut, A., (2004) "Drift Based Damage Functions for Reinforced Concrete Columns," *Computers and Structures*, Vol. 82, January, pp. 121-130.
 19. Zhou, T.H., (2004) "Study on Seismic Behavior and Load-carrying Capacity of Concrete-filled Square Tubular Column to Steel Beam Connection," Ph.D. dissertation, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an, Shaanxi.
 20. Lin, J., (2004) "Experimental Study on Seismic Performance of Rectangular Concrete-filled Steel Tubular Column to Steel Beam Connections," Master thesis, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian.
 21. 陳傑 (2008), 「預選塑性區鋼橋柱耐震行為之研究」, 博士論文, 國立臺灣科技大學, 營建工程研究所, 台北。
 22. Chen, W. F. and Saleeb, A. F., (1982) "Constitutive Equations for Engineering Materials, Vol. 1, Elasticity and Modelling," John Wiley & Sons, New York.
 23. Nelissen, L.J.M., "Biaxial Testing of Normal Concrete, (1972)" *HERON*, Vol.18, No. 1.
 24. Kuper, H., Hilsdorf, H. K., and Rusch, H., (1969) "Behavior of Concrete under Biaxial Stress," *Journal of American Concrete Institute*, Vol. 66, No. 8, pp. 656-666.
 25. Mirza, S.A., (1989) "Parametric Study of Composite Column Strength Variability," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 14, No. 2, pp. 121-137.
 26. Mirza, S.A., and Skrabek, B.W., (1991) "Reliability of Short Composite Beam-Column Strength Interaction," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 117, No. 8, pp. 2320-2339.

27. Mirza, S.A., and Skrabek, B.W., (1992) "Statistical Analysis of Slender Composite Beam-Column Strength," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No.5, pp. 1312-1332.
28. Bresler, B., (1974) "Reinforced Concrete Engineering: Volume I - Materials, Structural Elements, Safety," John Wiley & Sons, New York.
29. Mander, J.B., Priestley, M. J. N. and Park, R., (1998) "Theoretical Stress-strain Model for Confined Concrete," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No.8, pp. 1804-1826.
30. Willam K. J., and Warnke, E. P., (1974) "Constitutive Models for the Triaxial Behavior of Concrete," Proceeding, International Association of Bridge and Structural Engineering, Vol. 19, ISMES, Bergamo Italy, pp. 174.



符號說明

A_g	SRC 柱之全斷面積
A_j	梁柱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
b	鋼梁翼板寬度
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_c	混凝土之彈性模數
E_s	鋼梁之彈性模數
f_1	靜態圍壓狀態下之混凝土雙軸抗壓強度
f_2	靜態圍壓狀態下之混凝土單軸抗壓強度
f'_c	混凝土之抗壓強度
f'_{c0}	未圍束混凝土之強度
f'_{cb}	混凝土雙軸抗壓強度
f_t	混凝土之抗拉強度
$F_1 \sim F_4$	主應力狀態函數
F_y	鋼材實際材料之降伏強度
F_u	鋼材實際材料之極限強度
F_{yb}	鋼梁之標稱降伏強度
F_{yc}	鋼柱之標稱降伏強度
F_{ys}	鋼柱腹板與疊合板之標稱降伏強度
G_s	鋼之剪力模數
h	剪力方向之柱深
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
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
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_c	連接於梁柱接頭處各柱在梁柱接頭交接面的標稱彎矩強度
M_b	連接於梁柱接頭處各柱在梁柱接頭交接面的標稱彎矩強度
$(M_{ns})_b$	鋼梁標稱彎矩強度
$(M_{ns})_c$	SRC 柱中鋼骨之標稱彎矩強度
$(M_{nSRC})_c$	SRC 柱標稱彎矩強度
P_n	SRC 柱標稱抗壓強度
P_{uc}	所需之柱軸向受壓強度
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
$P_{u,ANSYS}$	運用 ANSYS 分析所得之梁端最大載重
$S_1 \sim S_2$	主應力狀態組成之破壞面
t_{cf}	鋼柱翼板厚度
t_p	梁柱接頭區鋼柱腹板總厚度 (包含疊合板之厚度)
t_w	鋼骨腹板厚度
V_{col}	柱剪力
V_{pz}	接頭區所受之剪力
$(V_{nrc})_{ACI}$	美國 ACI 318 鋼筋混凝土設計規範梁柱接頭標稱剪力強度
$(V_n)_{AISC}$	美國 AISC 耐震設計規範梁柱接頭區標稱剪力強度
$(V_n)_K$	Krawinkler 提出之梁柱接頭區標稱剪力強度
$(V_n)_{LRFD}$	美國 AISC-LRFD 設計規範梁柱接頭區標稱剪力強度
$(V_n)_{rc}$	國內 SRC 構造規範鋼筋混凝土標稱剪力強度
$(V_n)_{j,SRC}$	國內 SRC 構造規範梁柱接頭區標稱剪力強度
$(V_n)_s$	國內 SRC 構造規範鋼骨標稱剪力強度
$(V_n)_{SRC}$	梁柱接頭區之標稱剪力強度
$(V_u)_{SRC}$	梁柱接頭區之最大需求剪力強度
Z_b	鋼梁斷面塑性模數
Z_c	鋼柱斷面塑性模數
γ	梁柱接頭區剪應變
δ_1	梁柱接頭區對角線之變形量 (伸長為正、縮短為負)
δ_2	梁柱接頭區對角線之變形量 (伸長為正、縮短為負)
δ_3	柱體位移量 (伸長為正、縮短為負)
δ_4	柱體位移量 (伸長為正、縮短為負)
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}	柱撓曲變形所引致的梁端變形分量
δ_{pz}	梁柱接頭區剪力變形所造成之梁端變位
δ_t	試體之梁端位移
Δ_y	鋼梁開始降伏時梁端之位移量
ε_{c0}	未圍束混凝土之應變
ε_y	鋼材降伏應變
ε_u	鋼材極限應變
θ_{be}	鋼梁彈性轉角
θ_{bt}	鋼梁總轉角
θ_{bp}	鋼梁塑性轉角
θ_{cf}	柱撓曲轉角
θ_{ct}	柱總轉角
θ_{pz}	梁柱接頭區剪力變形轉角
θ_t	梁柱接頭總轉角
θ_{tp}	梁柱接頭總塑性轉角
$(\theta_t)_u$	試驗所得最大層間變位角
$(\theta_t)_{Mu}$	梁柱接頭試體之梁端達最大彎矩時對應之梁柱接頭總轉角
σ_{ah}	靜態圍束壓應力

表 3.1 ANSYS 提供之三種網格劃分方式

網格劃分方式 特性	自由網格 (Free Mesh)	映射網格 (Mapped Mesh)	掃成網格 (Sweeping Mesh)
元素外型	三角錐之四面體元素 (建議使用 10 節點四面體元素, 避免使用 4 節點四面體元素)	六面體元素	六面體元素
建立網格時間	建立網格較快, ANSYS 可自動幫使用者完成網格; 較適用於複雜外型	須自行設定網格化條件, 花費較長時間建立網格; 對於複雜外型較不適用	建立網格時間介於自由網格與映射網格之間; 較適用於複雜外型
建立網格優缺點	ANSYS 自動幫使用者完成之網格未必符合使用者需求; 容易形成過度扭曲或大細長比的三角錐元素, 造成分析誤差	以手動方式控制網格大小與分佈, 可合乎使用者需求	以手動方式控制網格大小與分佈, 可合乎使用者需求
分析時間	10 節點四面體元素構成之有限元素模型, 節點和元素總量較多, 分析時間相對較長	元素和節點總數較自由網格少, 分析時間亦較快 (尤其針對非線性)	元素和節點總數較自由網格少, 分析時間亦較快 (尤其針對非線性)

表 3.2 本研究模擬 S-SRC 梁柱接頭試驗試體相關資料 [11, 12, 13]

試體編號	參考文獻	原始文獻 試體編號	試驗重要參數					試驗結果			
			$\frac{\sum(M_{ns})_c}{(M_{ns})_b}$	$\frac{\sum(M_{nSRC})_c}{(M_{ns})_b}$	$\frac{(V_{ns})_{SRC}}{(V_u)_{SRC}}$	接頭區 鋼梁處理方式	接頭區 箍筋型式	試體破壞模式		最大層 間變位 角(θ_l) _u (%)	鋼梁塑 性轉角 θ_{bp} (%)
								鋼梁	接頭區 混凝土		
SRC1	Weng 等 (2008)[13]	SRC1-BOX-N	2.23	2.84	1.72	未減弱 及補強	4支L型 箍筋	鋼梁上形成 良好塑性鉸	保持良好	6.20	5.35
SRC2	徐振益 (2004)[11]	SRC2-VR1.15	1.87	2.62	1.15	未減弱 及補強	接頭區無 配置箍筋	鋼梁上形成 良好塑性鉸	輕微裂縫	6.20	5.48
SRC3		SRC3-VR0.82	1.88	2.60	0.98					4.77	3.81
SRC4		SRC4-VR0.82	1.91	2.64	0.82				微裂縫	5.73	4.78
SRC5	楊宗翰 (2004)[12]	SRC2-MR1.26	1.26	1.85	0.76	未減弱 及補強	4支周邊 繫筋組合	鋼梁上形成 良好塑性鉸	輕微裂縫	5.23	3.99

註解：(1) $(M_{ns})_c$ 為 SRC 柱中鋼骨之標稱彎矩強度
 (2) $(M_{ns})_b$ 為鋼梁之標稱彎矩強度
 (3) $(M_{nSRC})_c$ 為 SRC 柱之標稱彎矩強度
 (4) $(V_{ns})_{SRC}$ 為梁柱接頭區之鋼柱腹板（含疊合板）之標稱剪力強度
 (5) $(V_u)_{SRC}$ 為梁柱接頭區之最大需求剪力強度

表 3.3 S-SRC 梁柱接頭試體之斷面尺寸[11, 12, 13]

試體 編號	梁斷面	柱斷面					SRC 柱斷面鋼骨比	
	鋼梁斷面	全斷面 $B \times D$ (mm)	鋼骨 型式	疊合板 厚度 (mm)	非接頭區鋼骨斷面	接頭區鋼骨斷面	非接頭區	接頭區
	$d_b \times b_f \times t_w \times t_f$ (mm)				$d_c \times b_{cf} \times t_w \times t_{cf}$ (mm)	$d_c \times b_{cf} \times t_p \times t_{cf}$ (mm)	$A_{sc} / A_g^{(1)}$ (%)	$A_{sj} / A_g^{(2)}$ (%)
SRC1	488×300×11×18	550×550	箱型	0	350×350×22×22		9.5	
SRC2			H 型	12	350×350×12×19	350×350×24×19	5.63	6.87
SRC3			H 型	8		350×350×20×19	5.63	6.46
SRC4			H 型	4		350×350×16×19	5.63	6.05
SRC5			H 型	9	350×350×10×15	350×350×19×15	4.50	5.50

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，包含鋼柱腹板之「疊合板」斷面積。

表 3.4 S-SRC 梁柱接頭試體之實際材料強度[11, 12, 13]

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_y (MPa)	F_u (MPa)	F_y (MPa)	F_u (MPa)	F_y (MPa)	F_u (MPa)	f'_c (MPa)
SRC1	403	529	415	535	427	584	502	716	35.1
SRC2	408	533	350	473	423	595	509	703	33.9
SRC3	410	527	352	475					
SRC4	424	528	357	480					
SRC5	418	543	431	546	427	584	501	716	35.6

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 4.1 SRC 梁柱接頭試體轉角分析表：試體梁端達最大彎矩時對應之各轉角

試體 編號	位移 方向	梁柱接頭 總轉角 (θ_t) _{Mu} (%rad)	鋼梁轉角			SRC 柱轉角		
			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)	接頭區轉角 θ_{pz} (% rad)
			(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
SRC1	+	3.34	3.12	1.07	2.06	0.22	0.11	0.11
	-	3.34	3.11	1.07	2.04	0.23	0.14	0.09
SRC2	+	3.34	3.20	0.44	2.78	0.12	0.03	0.09
	-	3.34	3.22	0.44	2.76	0.14	0.05	0.09
SRC3	+	3.34	3.22	0.83	2.39	0.12	0.01	0.11
	-	3.34	3.20	0.82	2.38	0.14	0.03	0.11
SRC4	+	3.82	3.21	0.88	2.34	0.13	0.03	0.10
	-	3.82	3.20	0.87	2.32	0.14	0.04	0.10
SRC5	+	3.82	3.59	0.96	2.63	0.23	0.07	0.15
	-	3.82	3.58	0.96	2.62	0.24	0.09	0.15

註解：(1) 本表各轉角之單位均為：% radian。

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

(3) 本表中之(θ_t)_{Mu}、 θ_{ct} 為 ANSYS 中取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。

(4) (θ_t)_{Mu}為 SRC 梁柱接頭試體之梁端達最大彎矩時所對應之梁柱接頭總轉角。

(5) θ_{bt} 為鋼梁之總轉角，包含鋼梁彈性轉角及鋼梁塑性轉角，依式 4.13 計算。

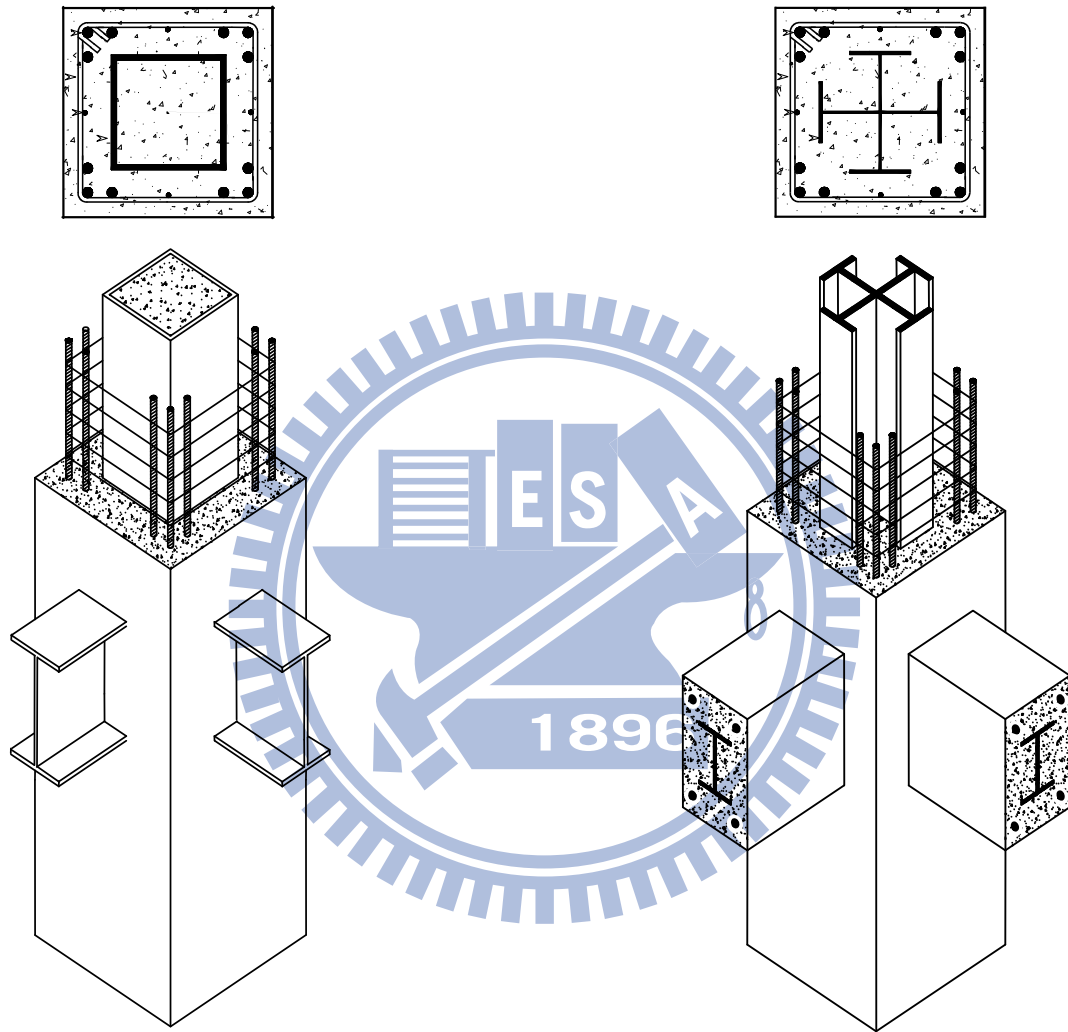
(6) θ_{bp} 為鋼梁之塑性轉角，由鋼梁總轉角減去鋼梁彈性轉角。

(7) $\theta_{be} = M/k$ ，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。

(8) θ_{ct} 為柱之總轉角，包含柱撓曲轉角及接頭區轉角，依式 4.7 計算。

(9) θ_{cf} 為柱撓曲變形轉角，依式 4.10 計算。

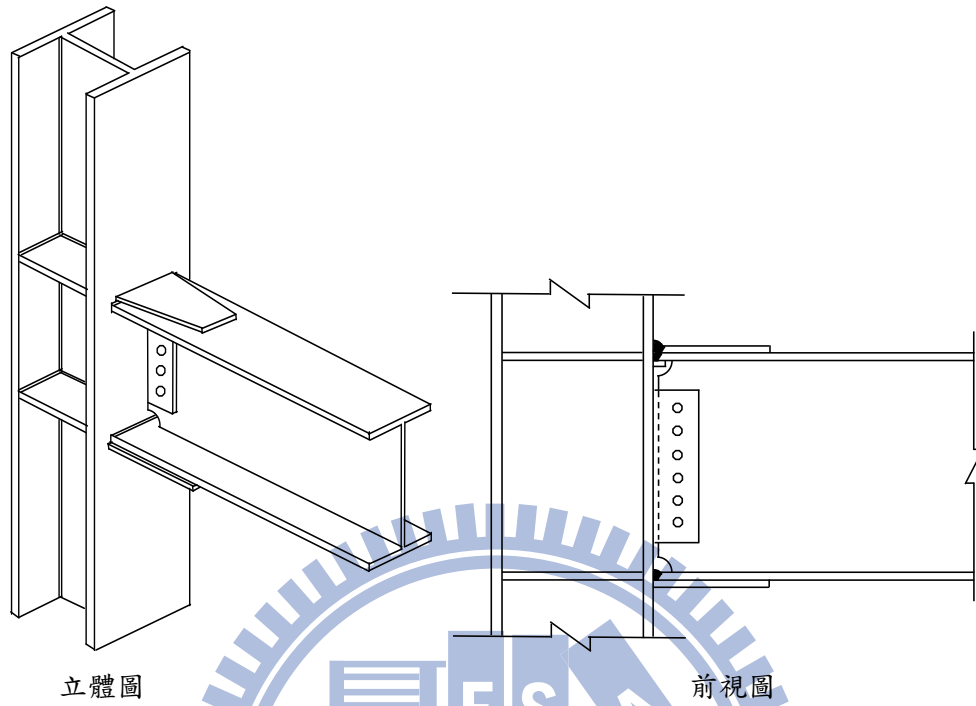
(10) θ_{pz} 為梁柱接頭區剪力變形轉角，依式 4.5 計算。



(a) 鋼梁接 SRC 柱

(b) SRC 梁接 SRC 柱

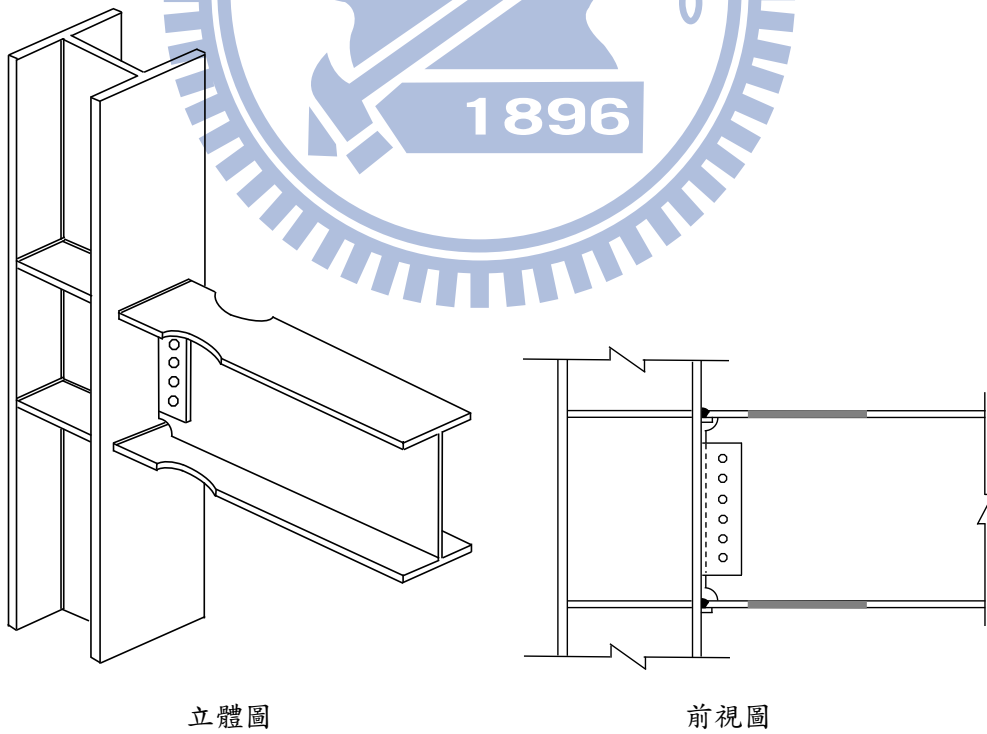
圖 1.1 SRC 梁柱構件示意圖[2]



立體圖

前視圖

(a) 補強式接頭



立體圖

前視圖

(b) 減弱式接頭

圖 1.2 FEMA-350 建議之鋼骨梁柱接頭型式[3]

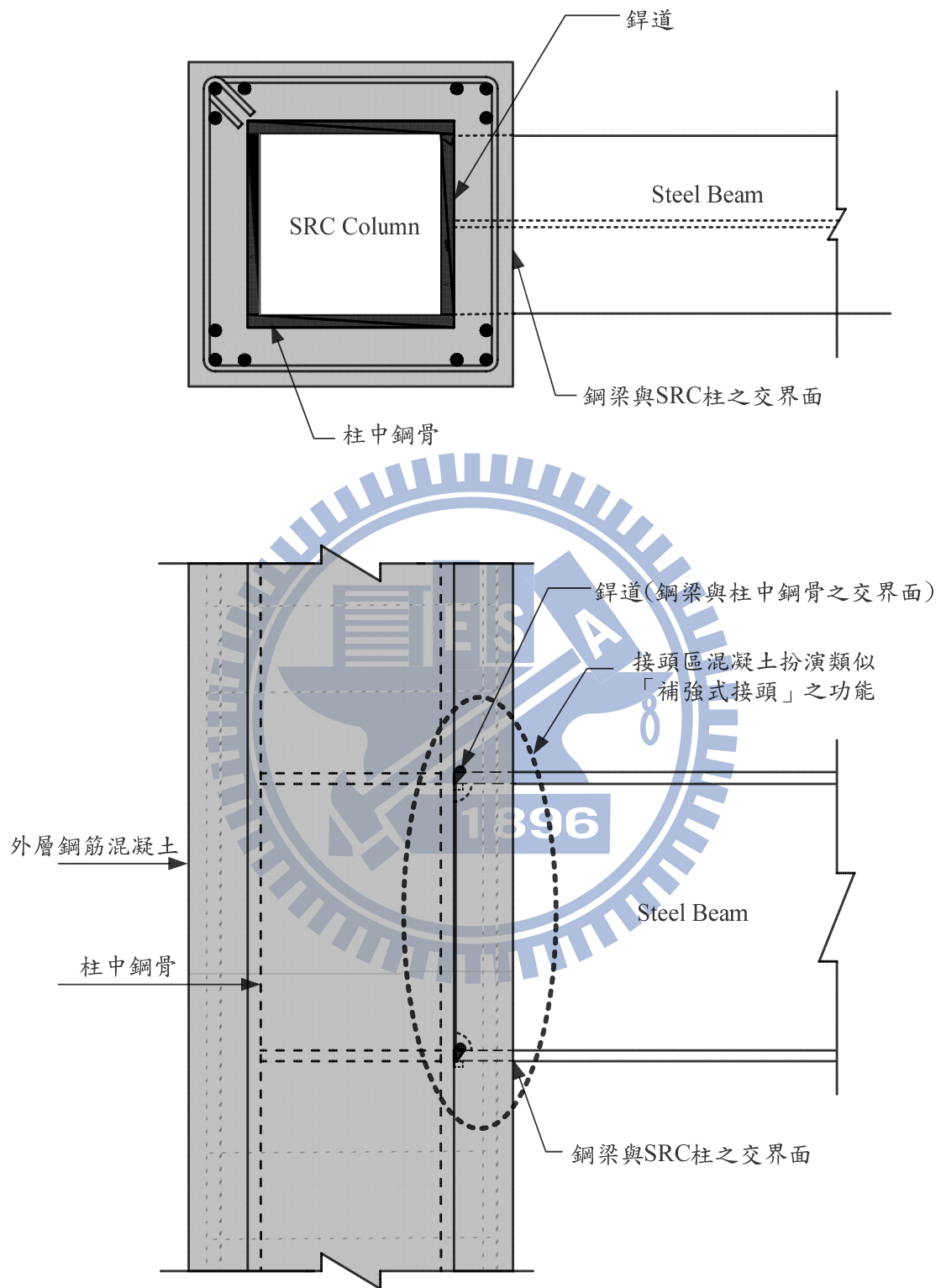


圖 1.3 S-SRC 接頭區混凝土扮演「補強式接頭」之功能

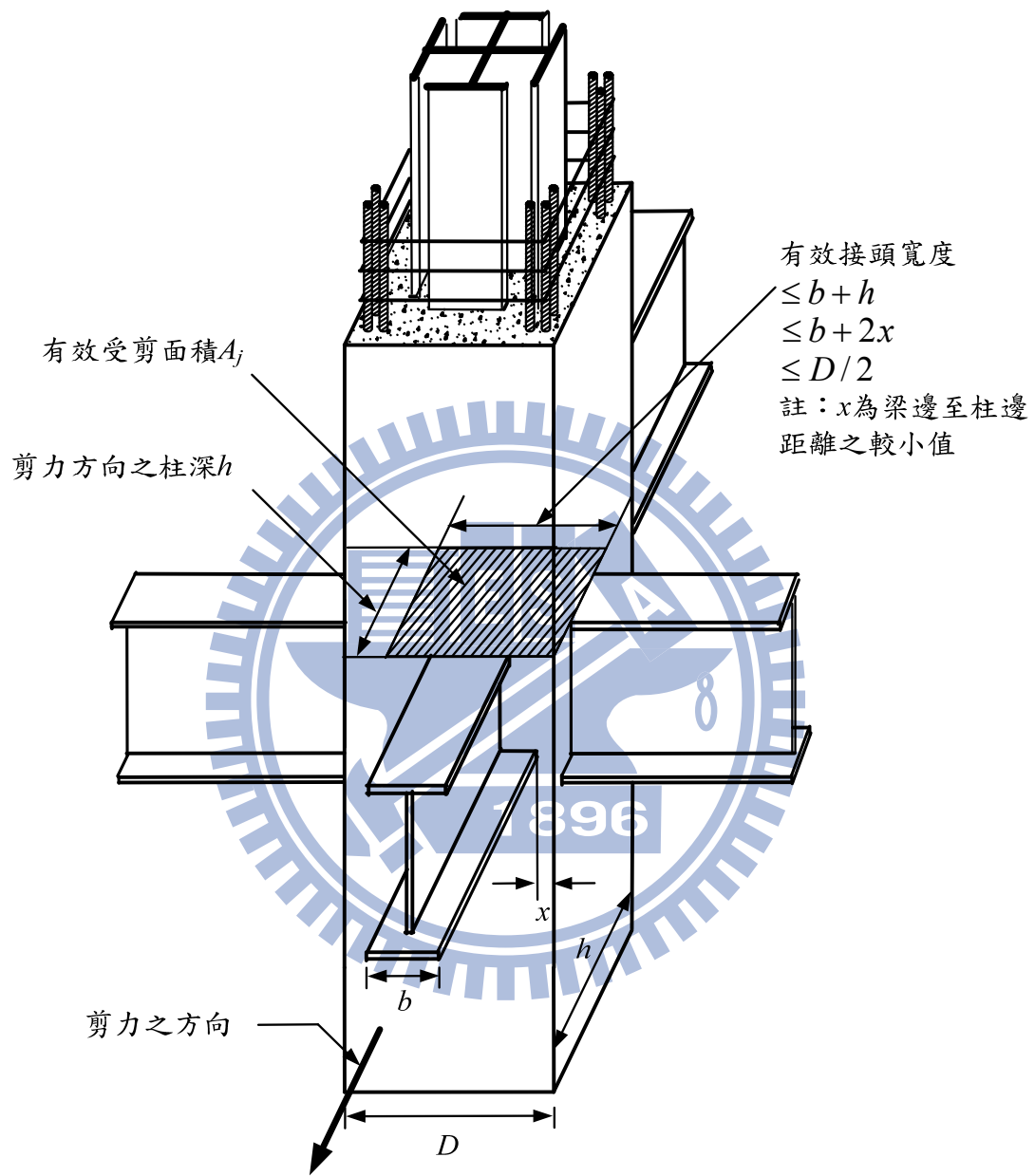


圖 2.1 SRC 梁柱接頭區之有效受剪面積 A_j 示意圖[8]

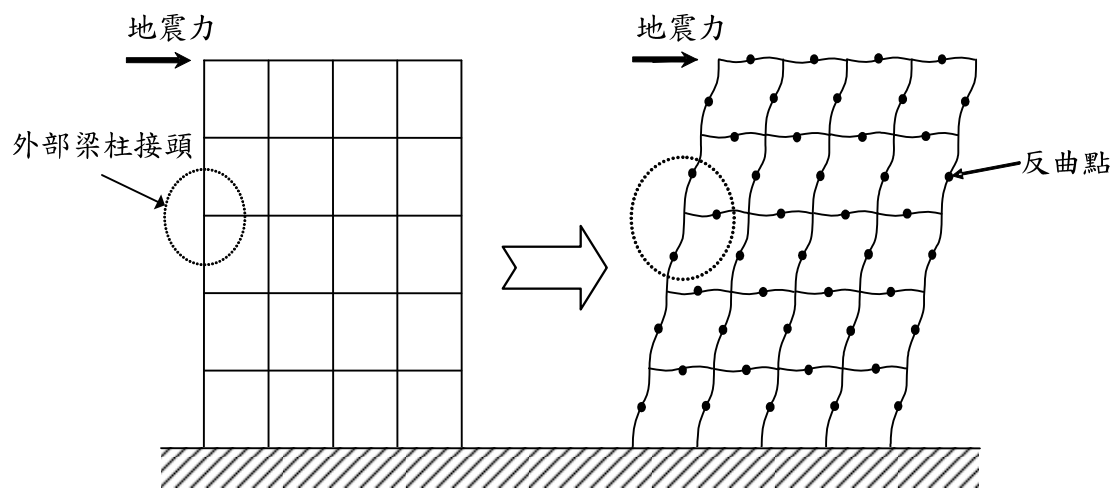


圖 2.2 結構受地震力作用之變形圖

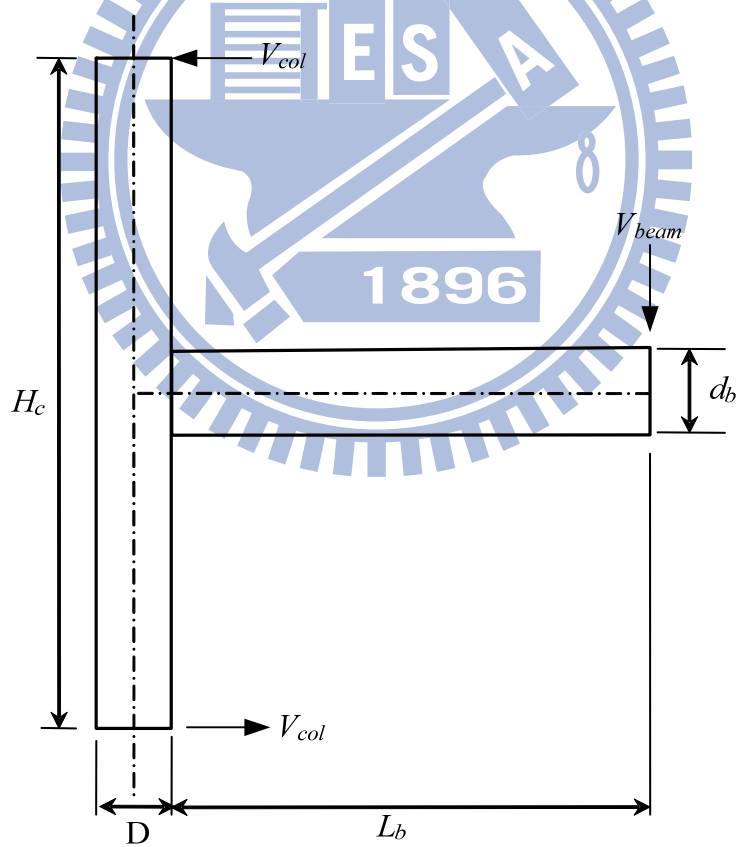


圖 2.3 接頭區受力分析圖

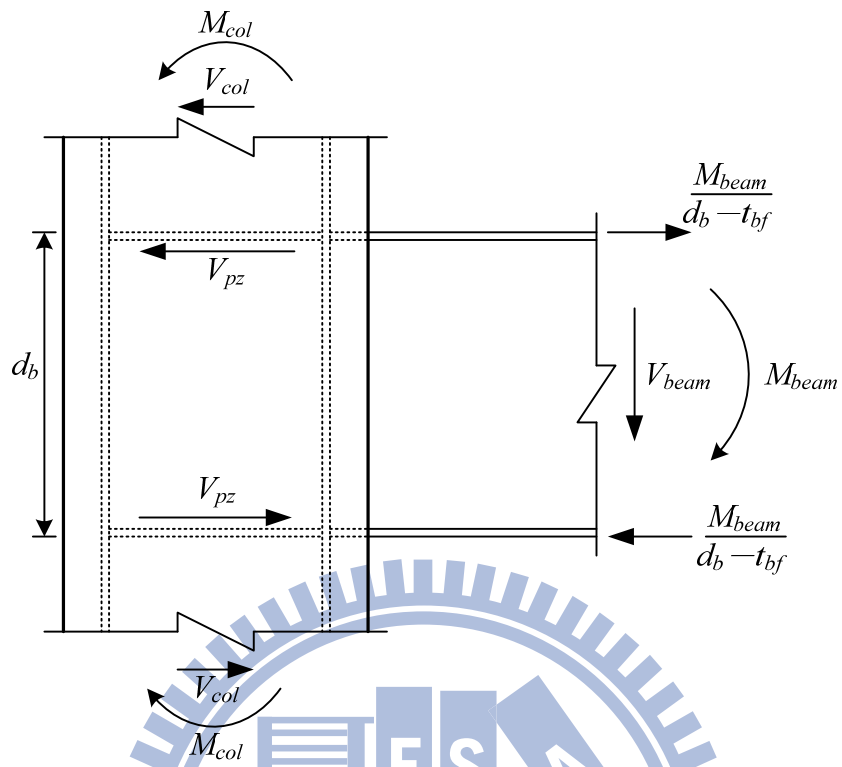


圖 2.4 S-SRC 梁柱接頭區受力情形示意圖

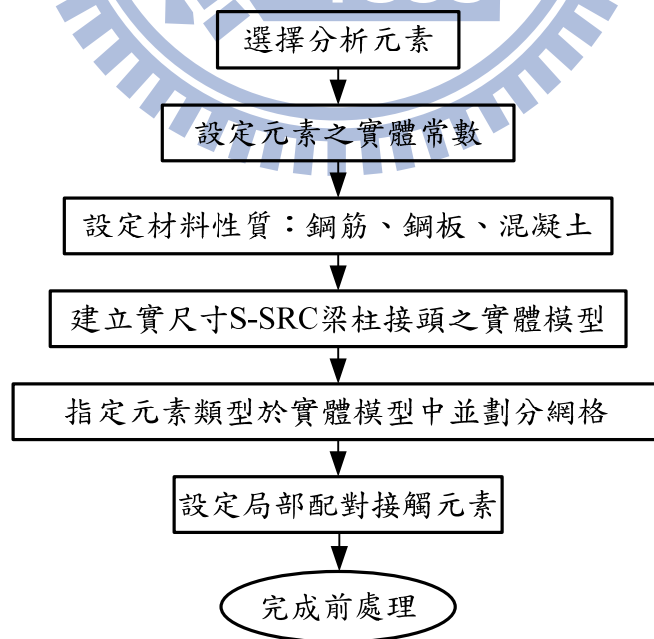


圖 3.1 前處理之流程圖

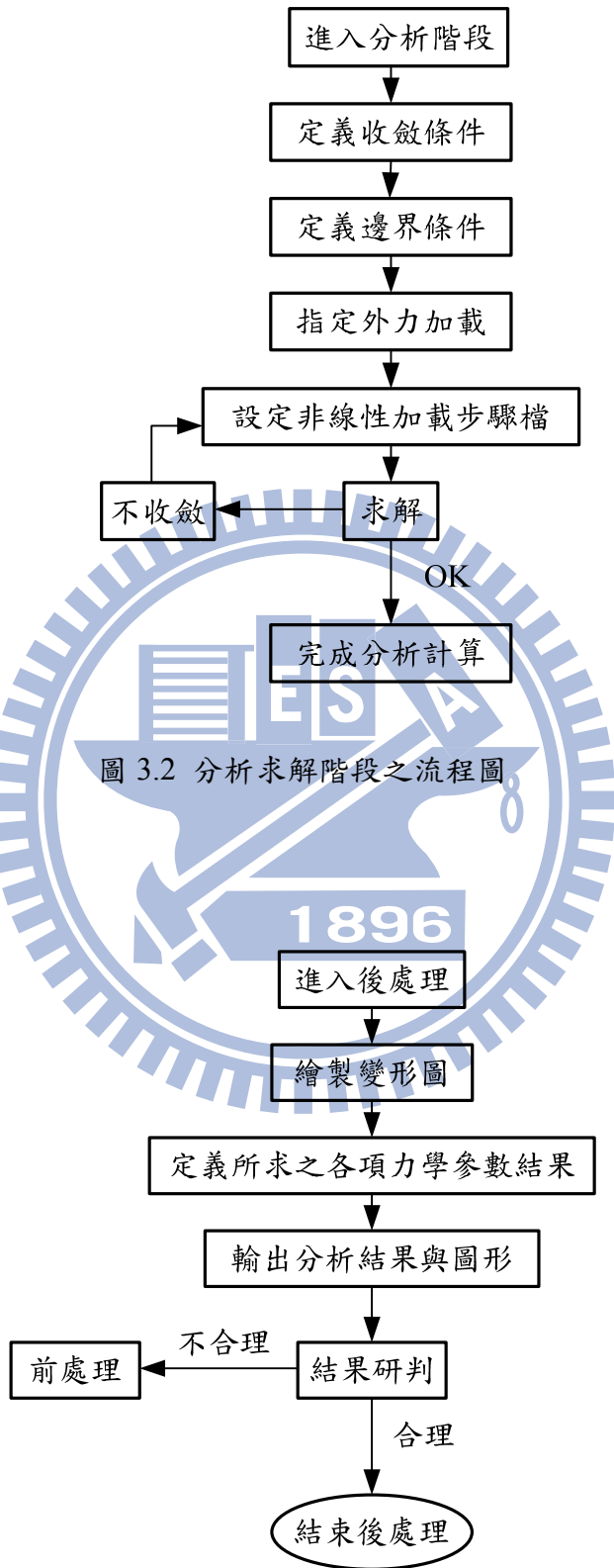


圖 3.2 分析求解階段之流程圖

圖 3.3 後處理之流程圖

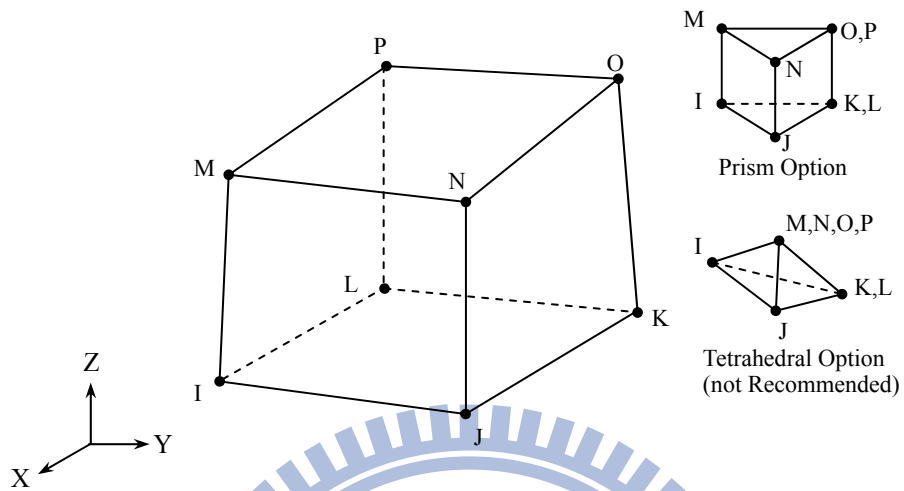


圖 3.4 SOLID45 元素示意圖[4]

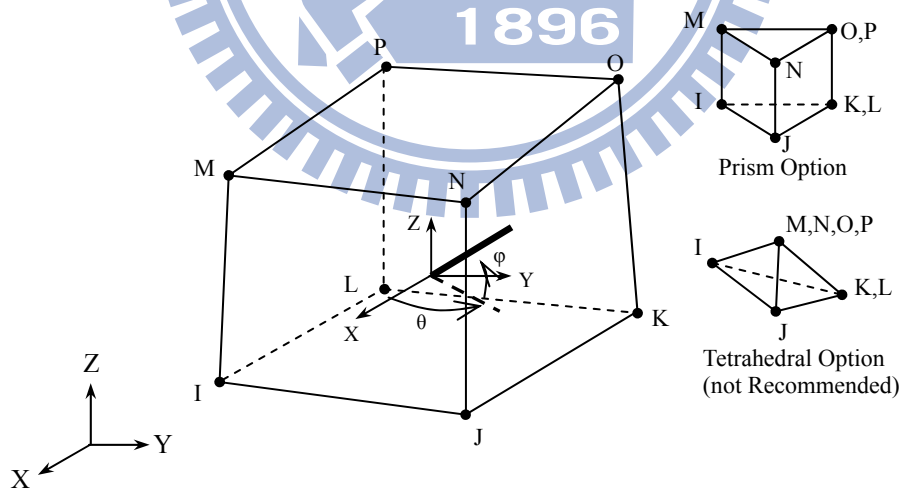


圖 3.5 SOLID65 元素示意圖[4]

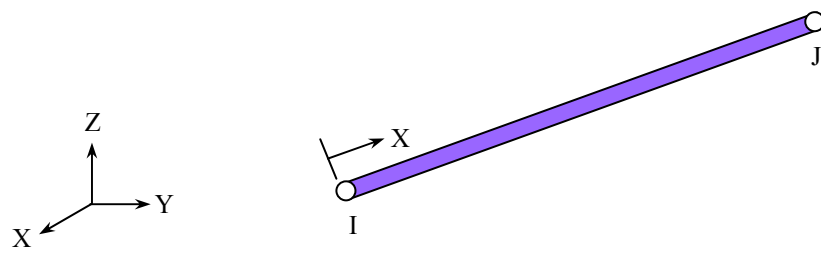


圖 3.6 LINK8 元素示意圖[4]

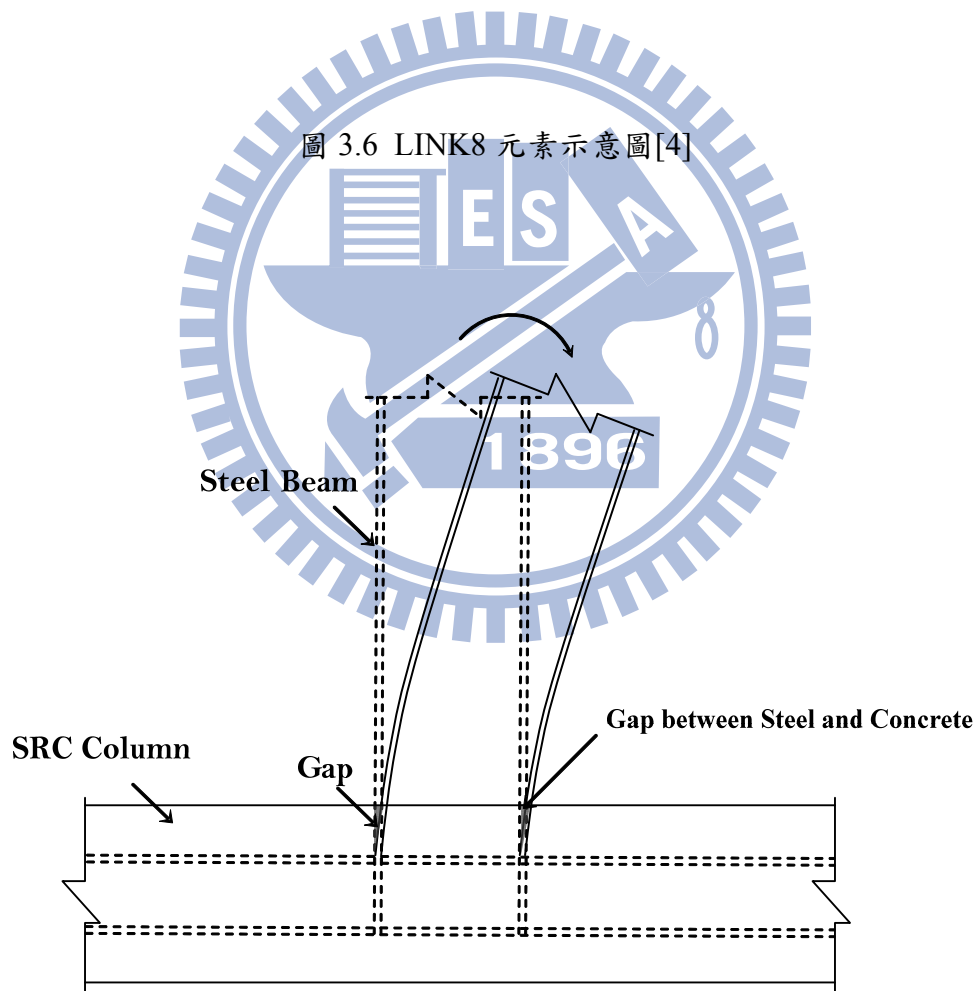
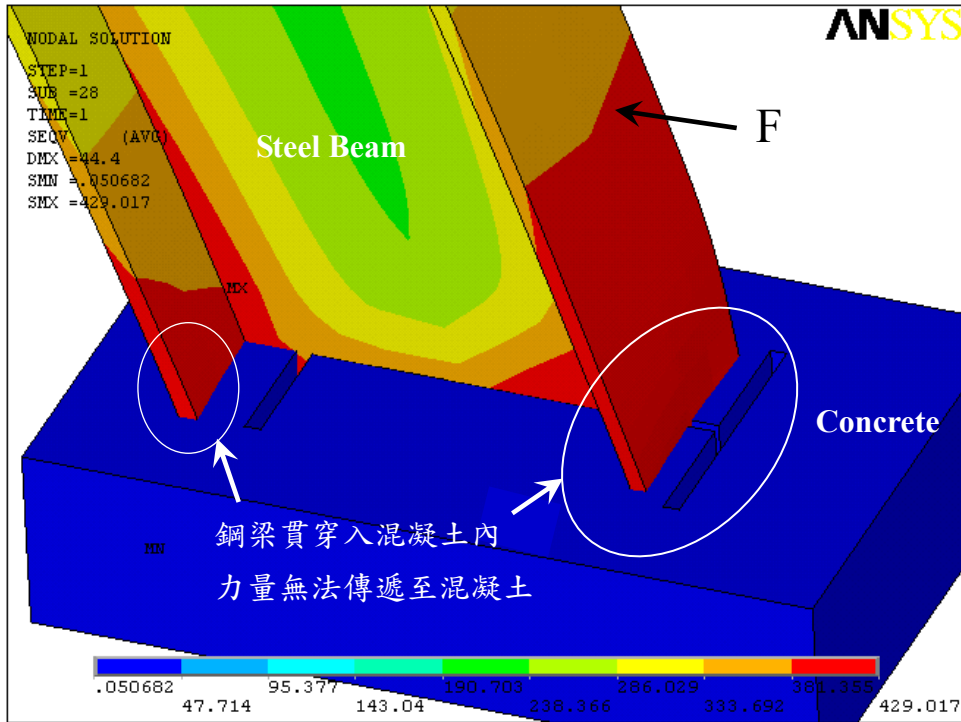
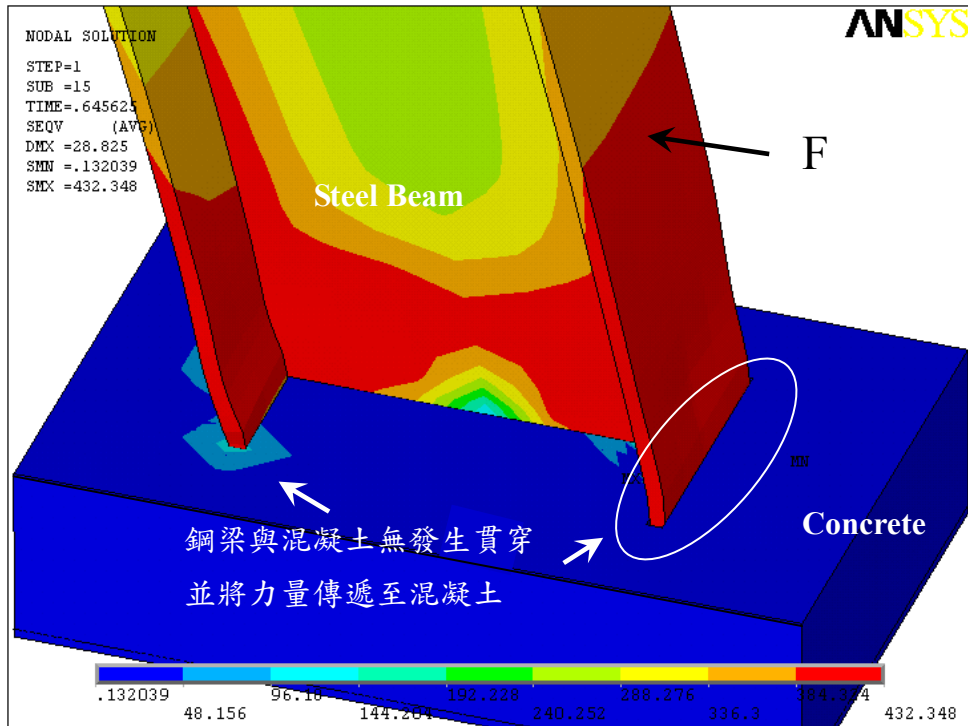


圖 3.7 S-SRC 梁柱接頭區混凝土與鋼材分離示意圖



(a) 未加入配對接觸元素發生貫穿現象



(b) 加入配對接觸元素未貫穿現象

圖 3.8 鋼梁與混凝土交界面加入配對接觸元素前後之受力情形

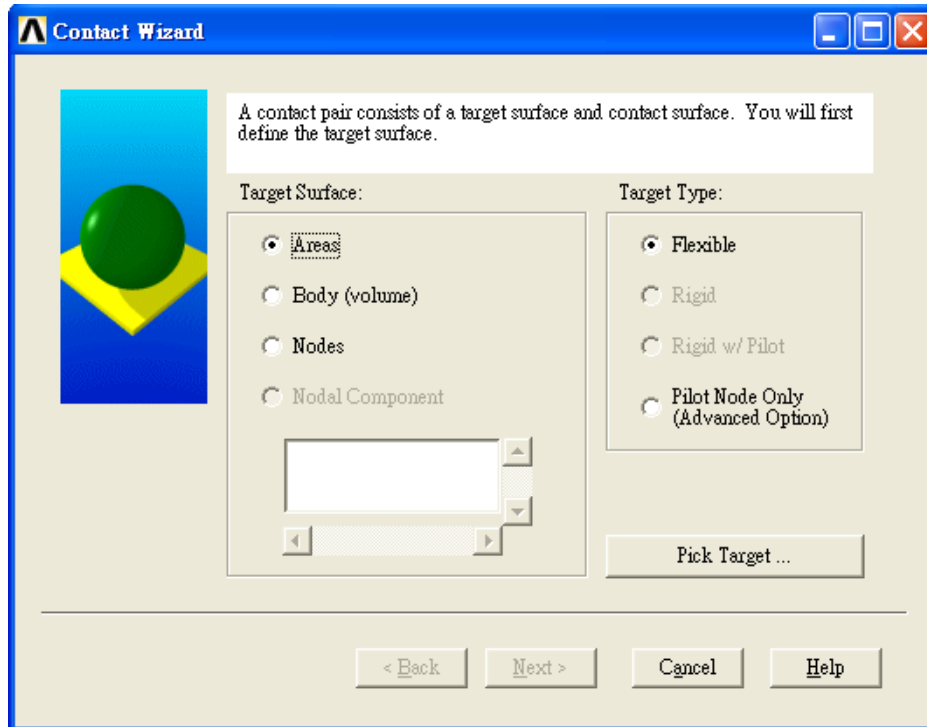


圖 3.9 接觸元素設定精靈視窗

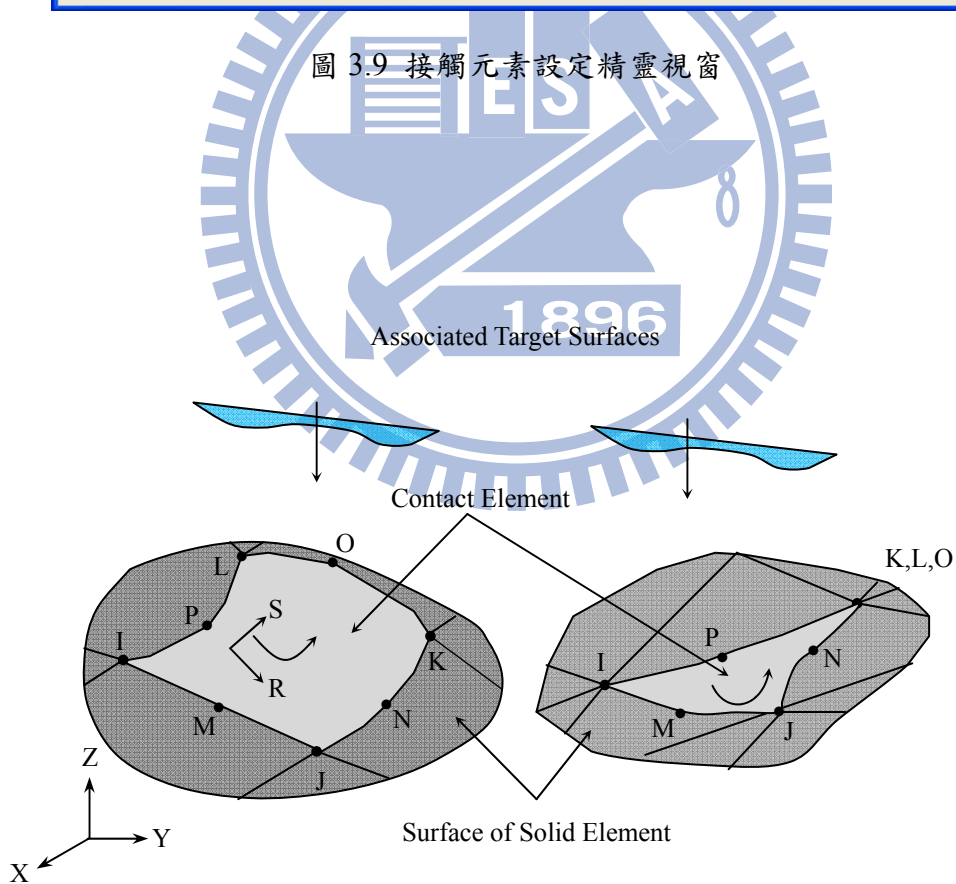


圖 3.10 CONTACT174 元素幾何圖形與節點示意圖[4]

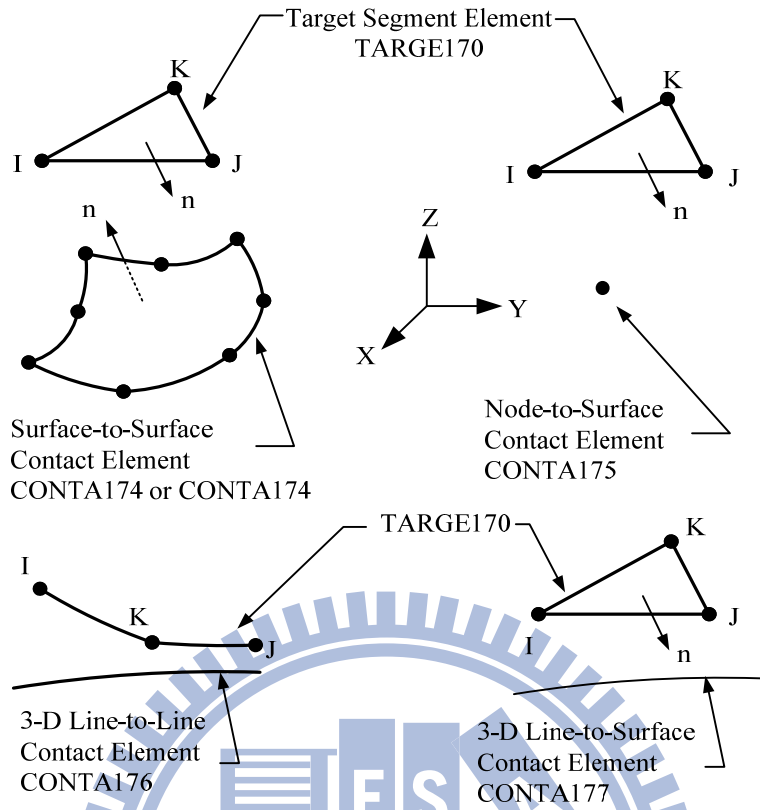


圖 3.11 TARGE170 元素幾何圖形與節點示意圖[4]

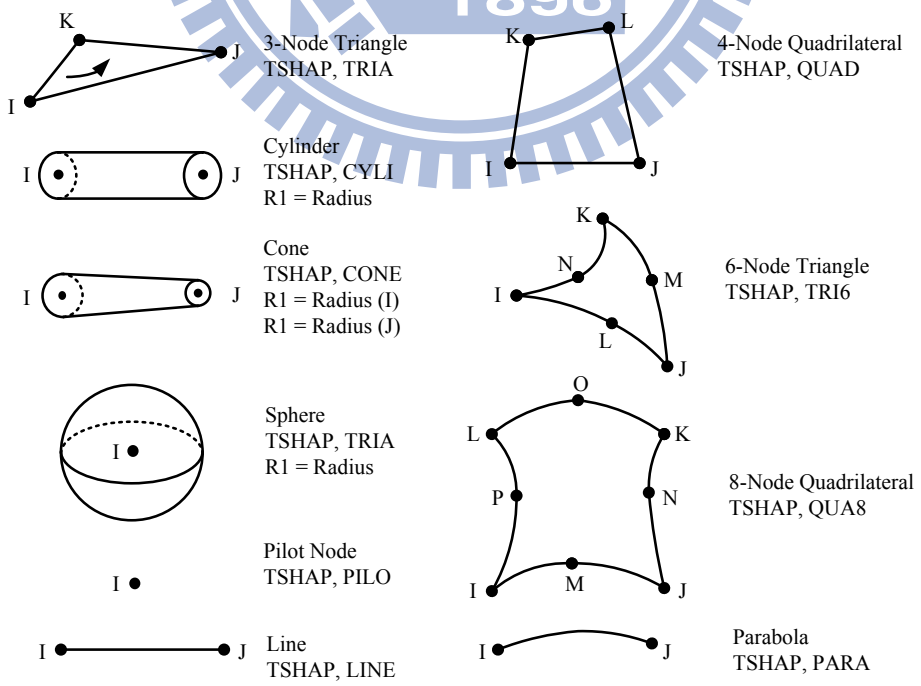


圖 3.12 TARGE170 元素三維切割形狀示意圖[4]

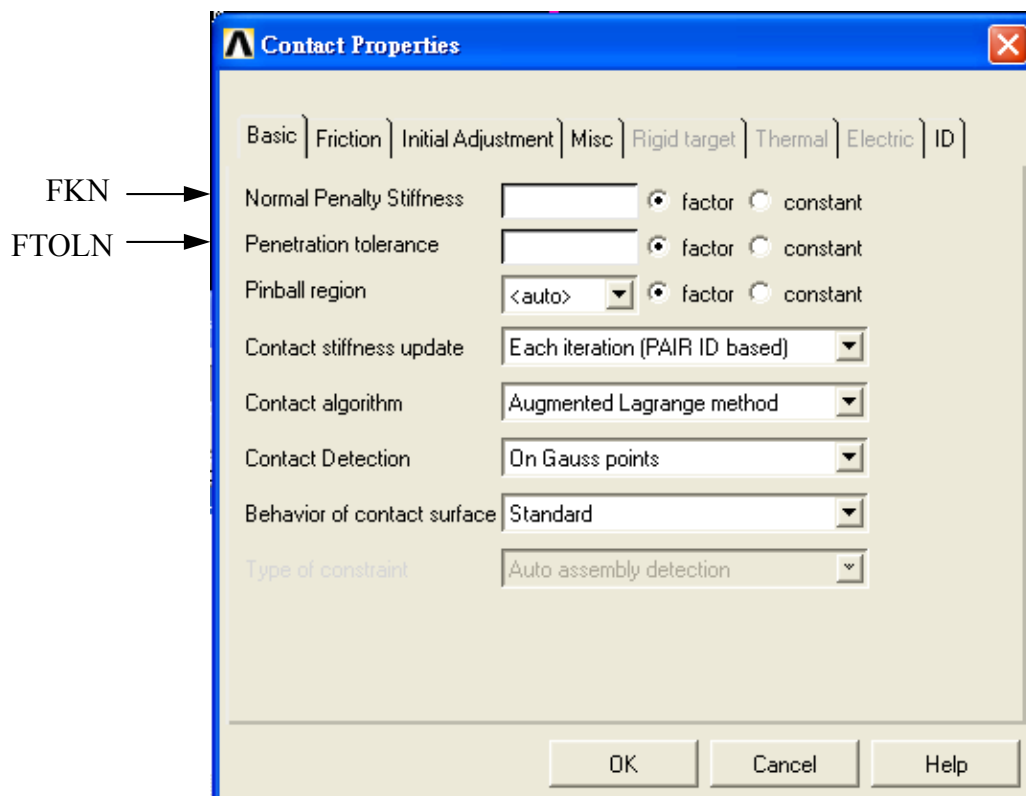


圖 3.13 配對接觸元素相關參數設定視窗

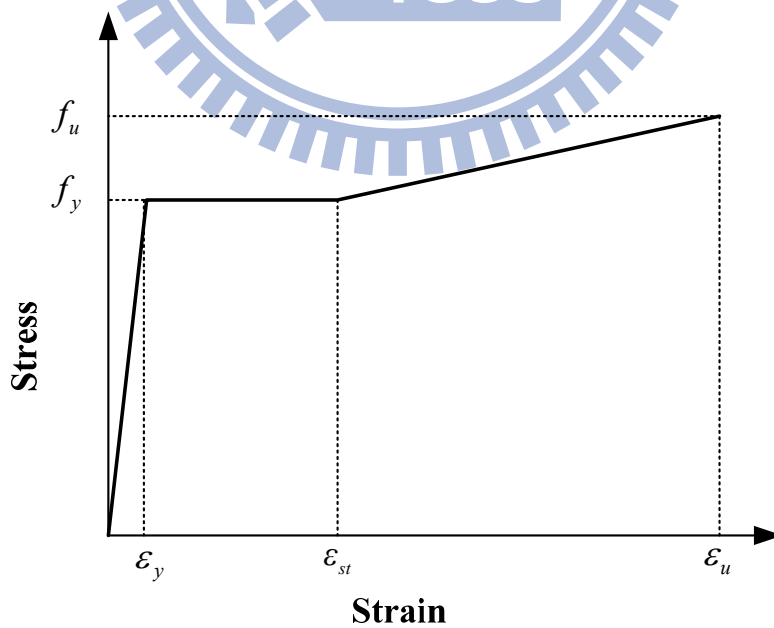


圖 3.14 分析採用之鋼材及鋼筋應力-應變關係曲線

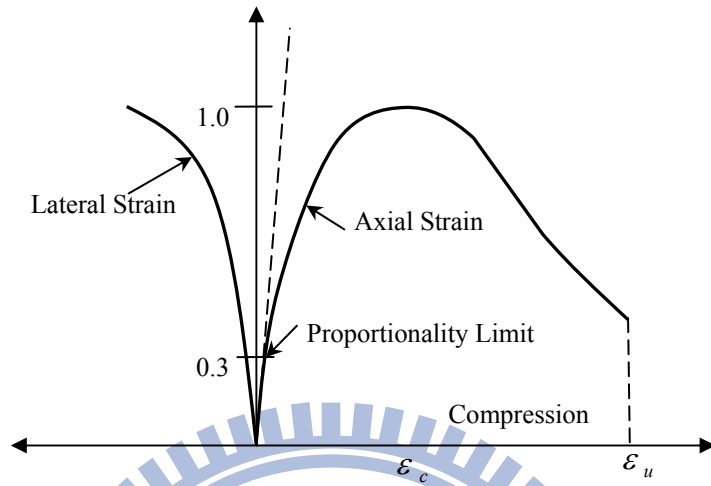


圖 3.15 混凝土單軸壓力試驗應力-應變關係曲線 (Chen 等, 1994) [22]

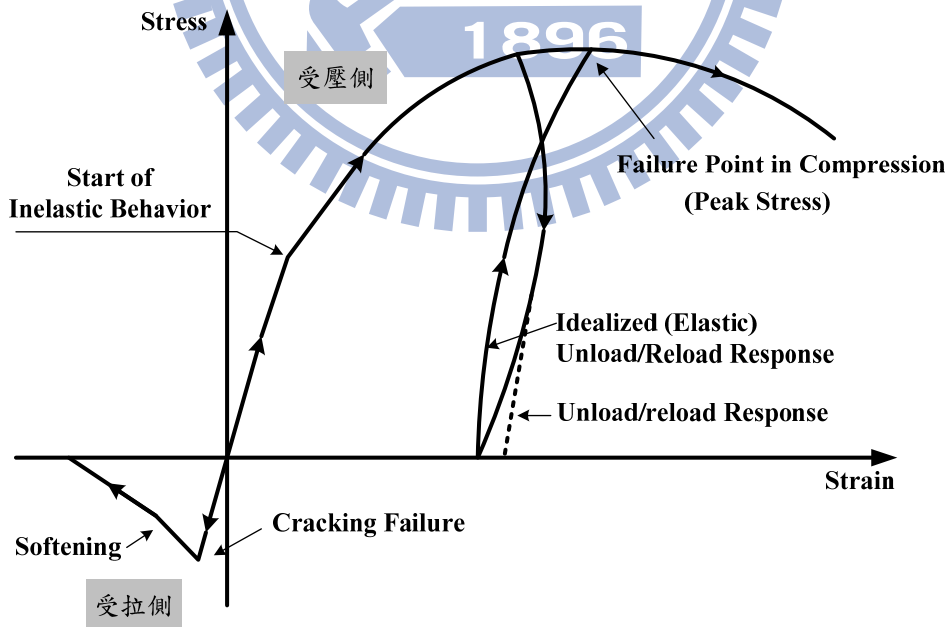


圖 3.16 混凝土單軸壓力與拉力試驗應力-應變曲線 (Chen 等, 1994) [22]

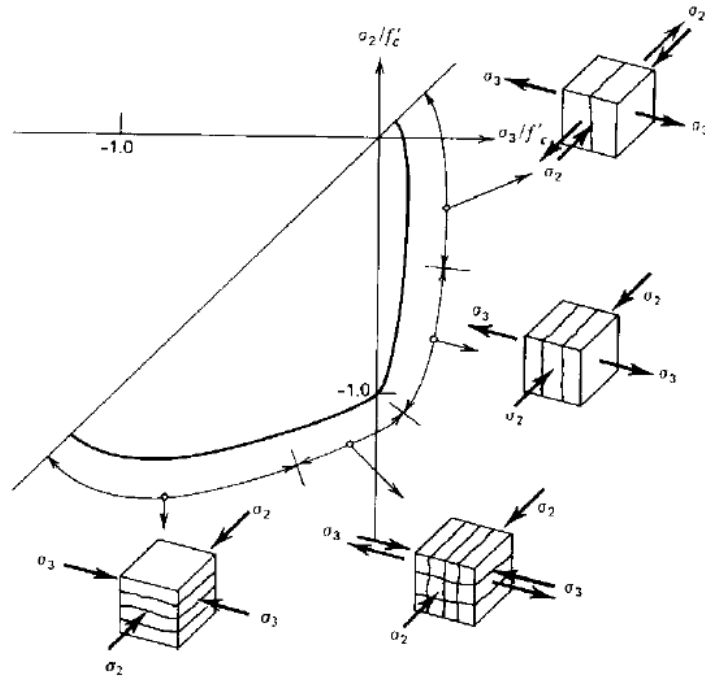


圖 3.17 混凝土雙軸強度包絡線 (Nelissen, 1972) [23]

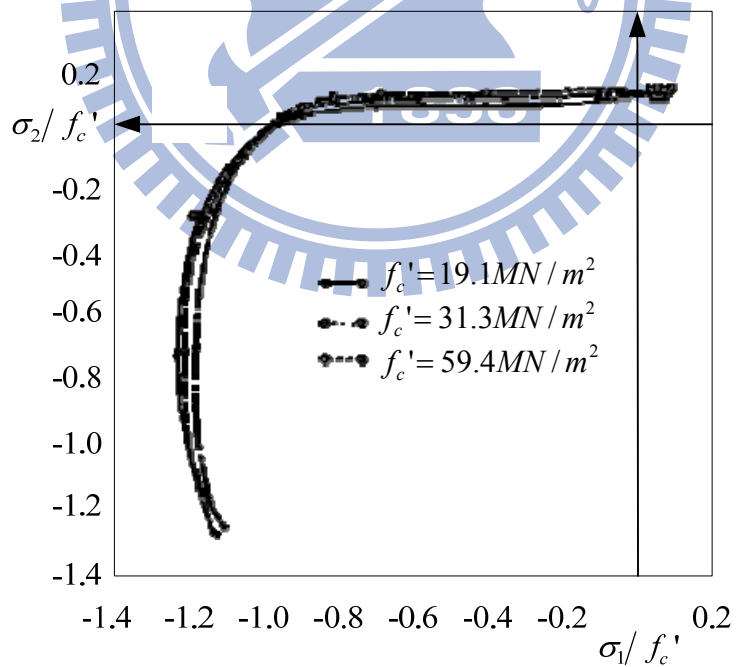


圖 3.18 混凝土雙軸強度包絡線 (Kupfer 等, 1969) [24]

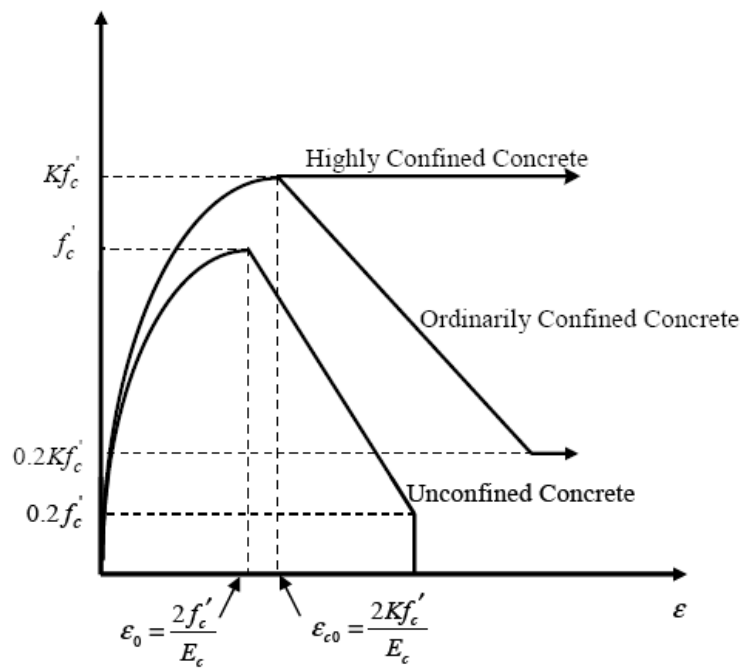


圖 3.19 混凝土之應力-應變曲線 (Mirza 等, 1989、1991、1992) [25~27]

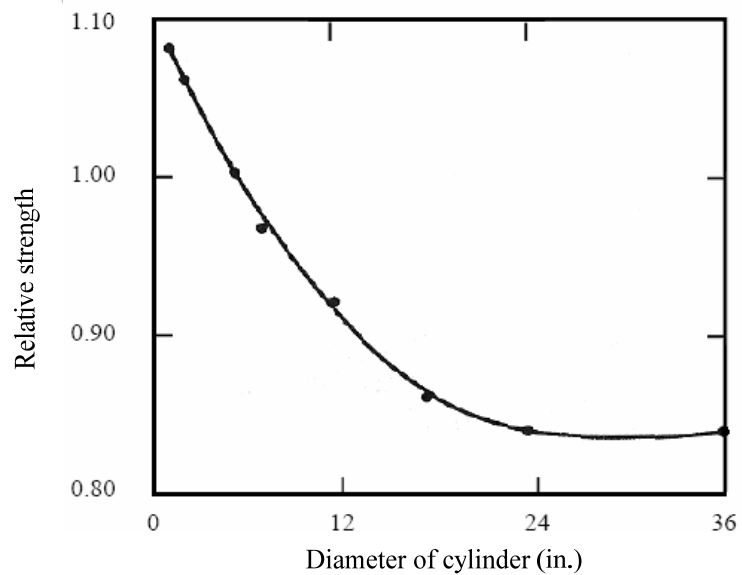


圖 3.20 不同尺寸下的混凝土圓柱試體軸壓強度 (Bresler, 1974) [28]

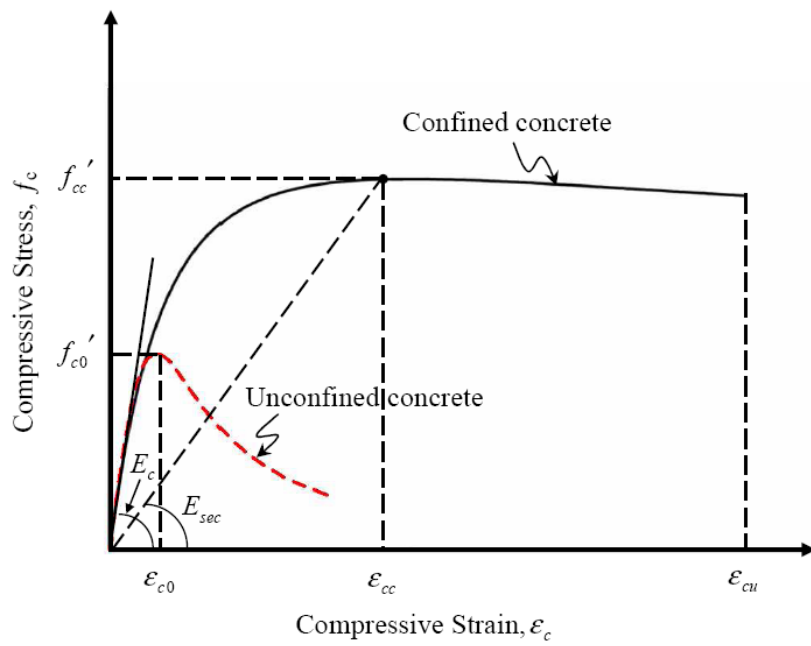


圖 3.21 混凝土應力-應變關係曲線 (Mander 等, 1998) [29]

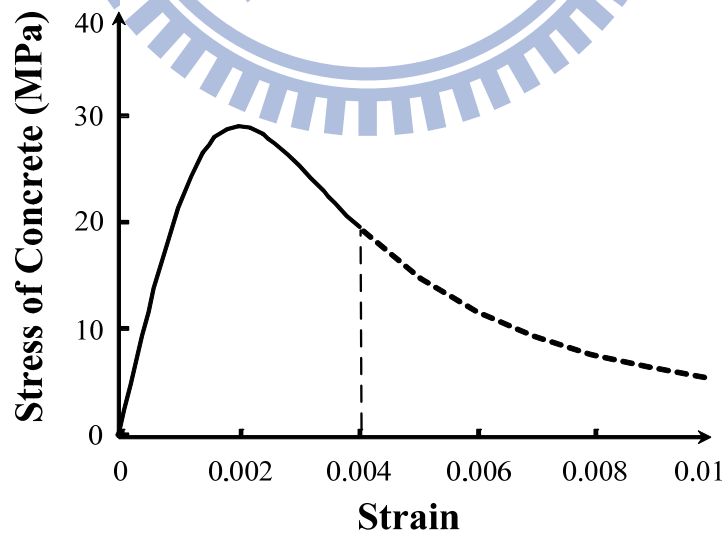


圖 3.22 ANSYS 時分析採用之混凝土應力-應變關係曲線

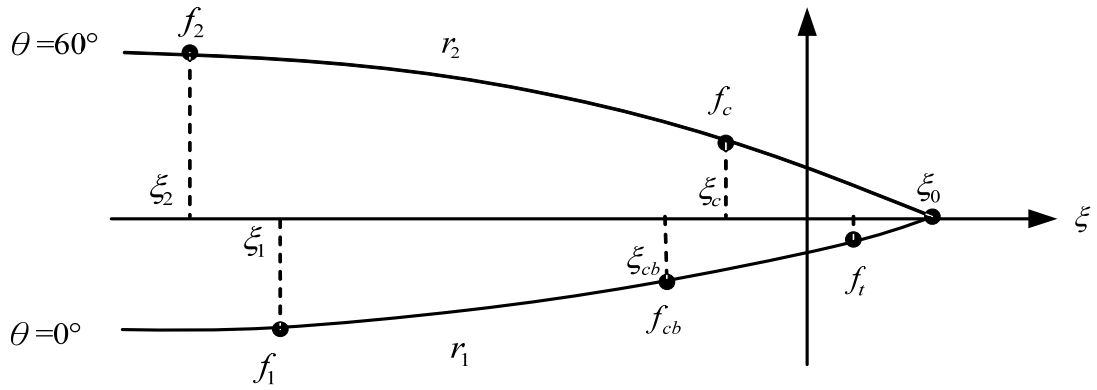


圖 3.23 ANSYS 中由 ξ 函數描述之混凝土破壞面[4]

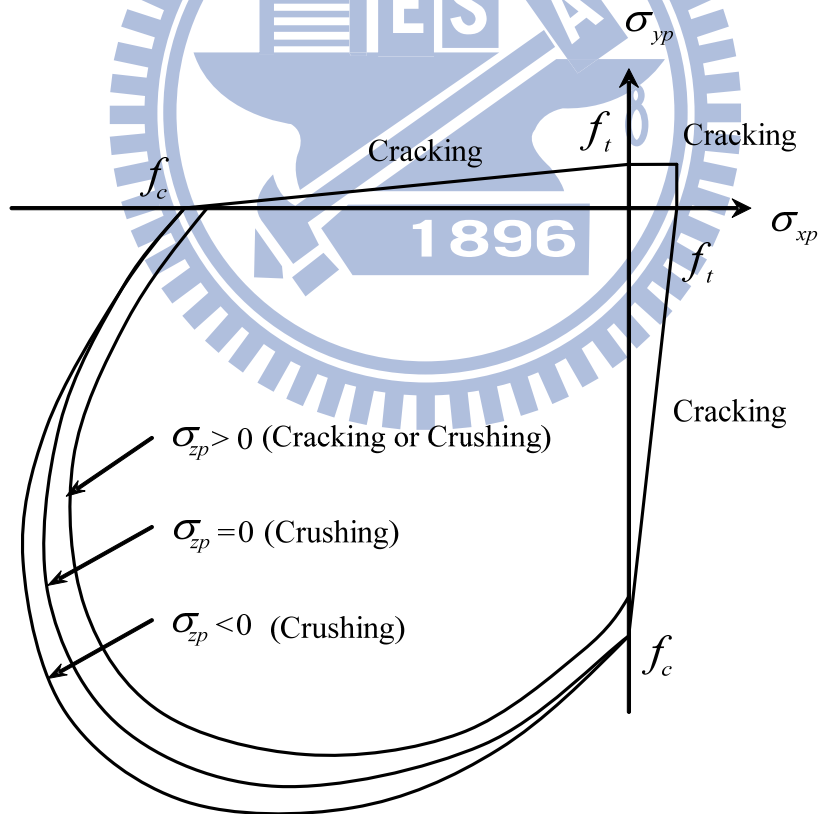


圖 3.24 主應力空間中混凝土雙軸應力狀態顯示[4]

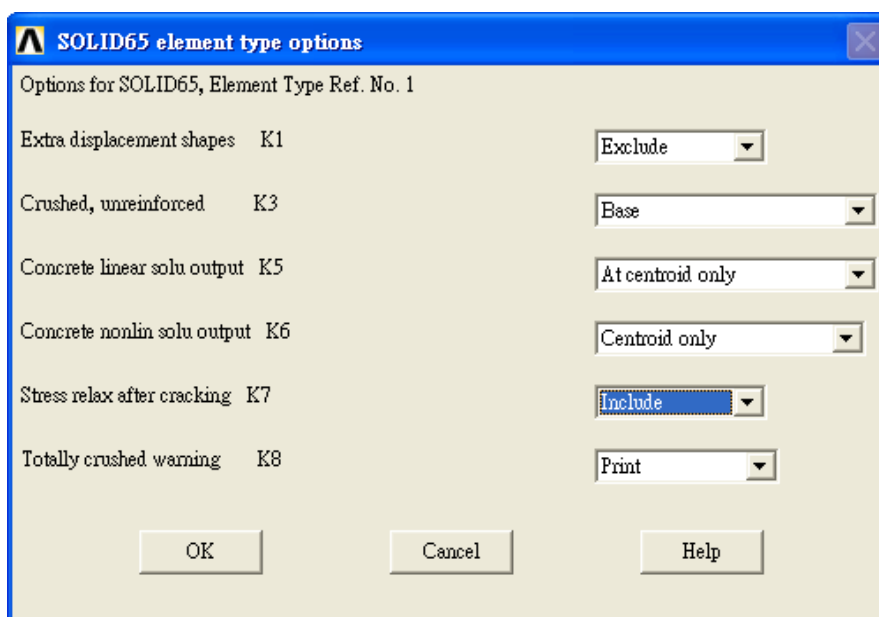


圖 3.25 混凝土元素 SOLID65 元素關鍵選擇視窗

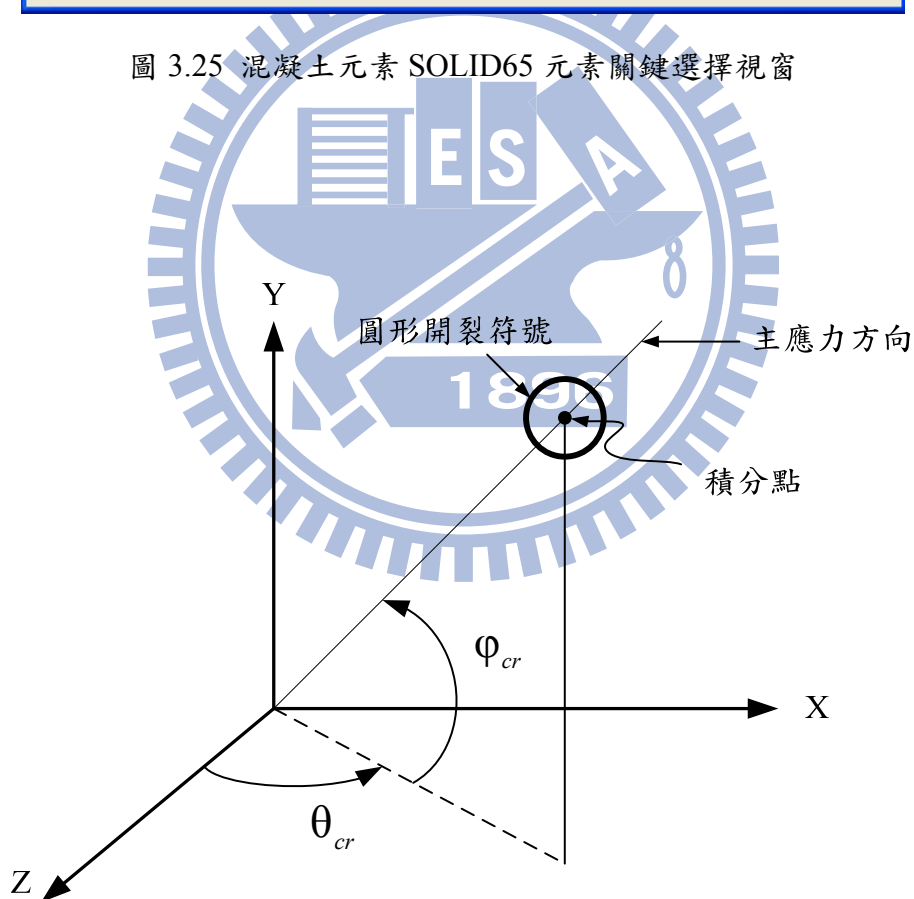


圖 3.26 混凝土元素 SOLID65 於積分點上裂縫符號示意圖[4]

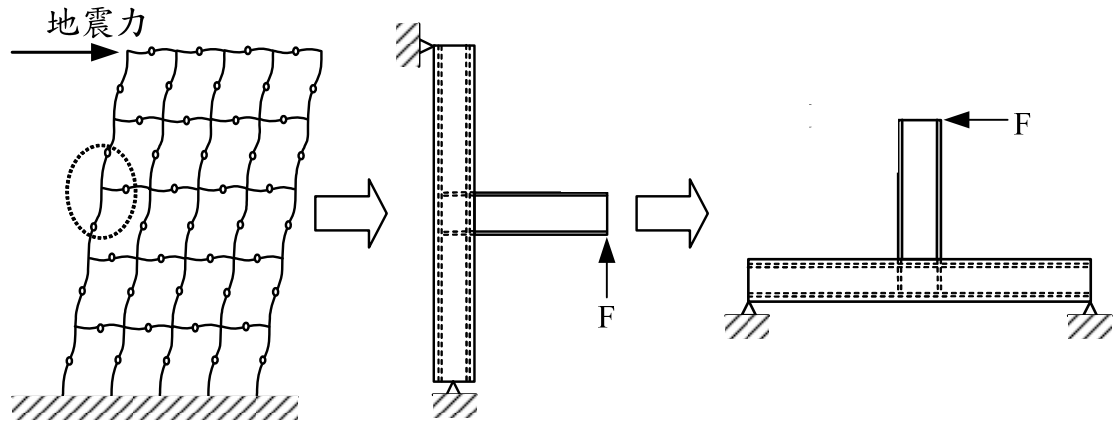
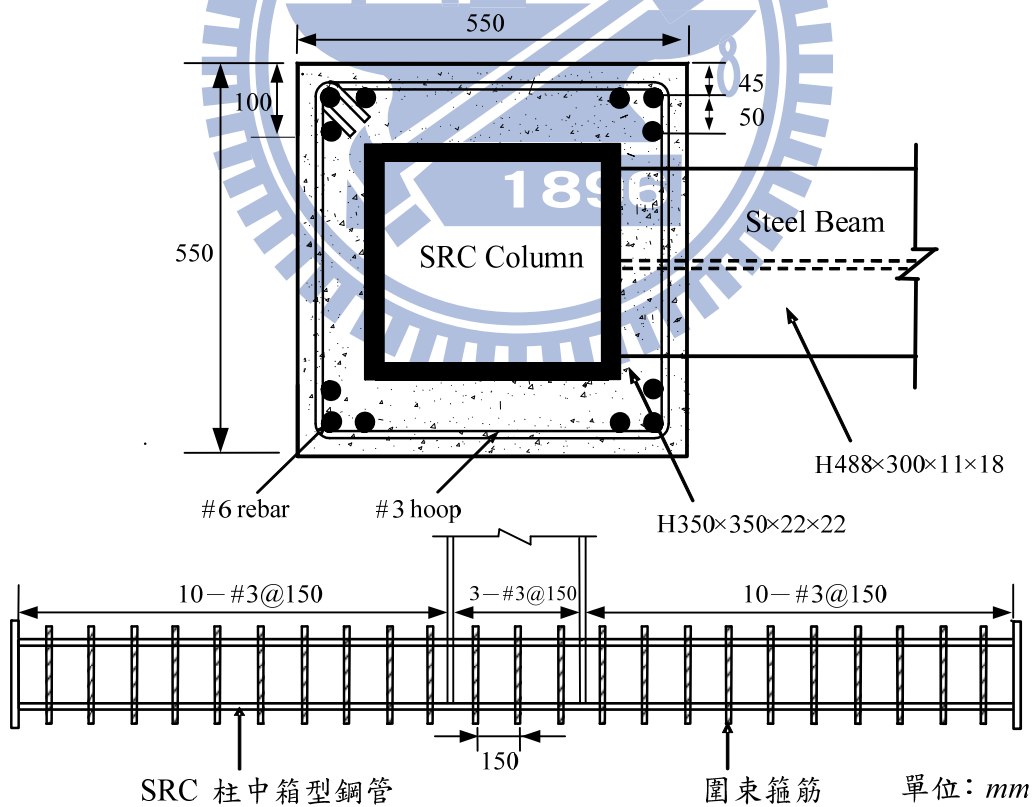
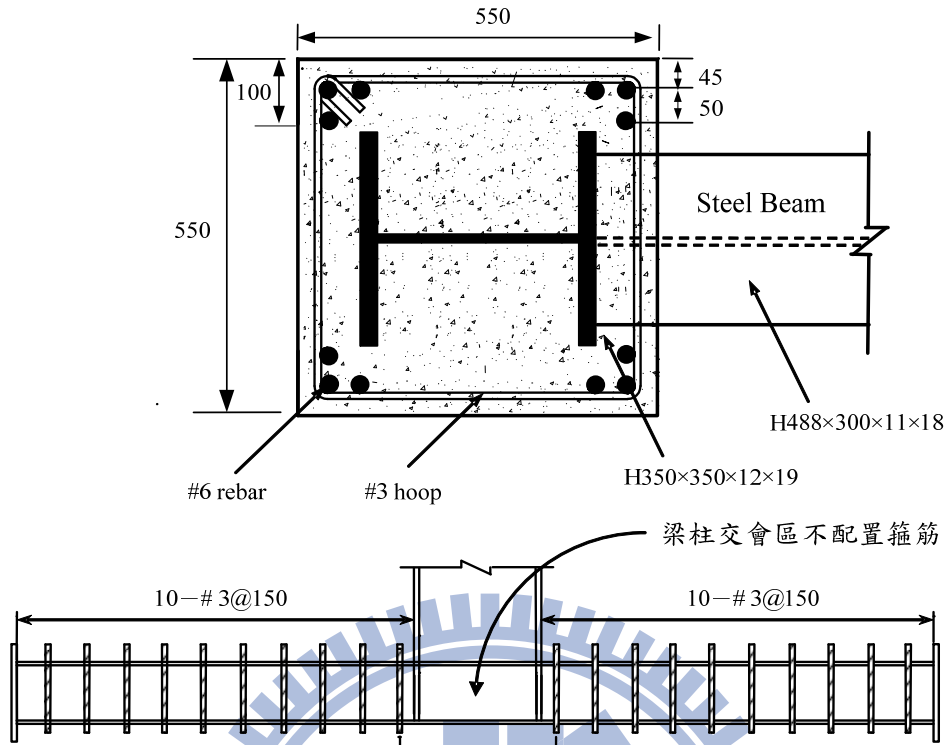


圖 3.27 S-SRC 梁柱接頭模擬示意圖

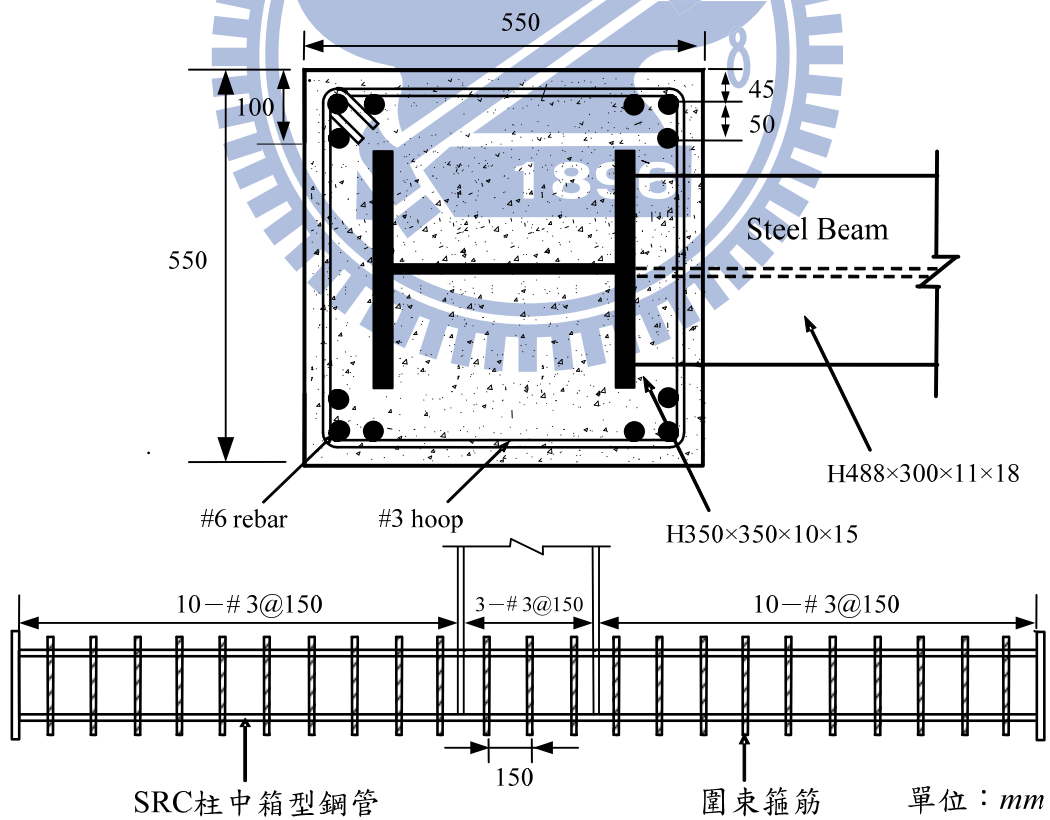


(a) SRC1 柱斷面及箍筋配置圖 (Weng 等, 2008) [13]

圖 3.28 試體 SRC1~SRC5 柱斷面及箍筋配置圖



(b) SRC2~SRC4 柱斷面及箍筋配置圖 (徐振益, 2004) [11]



(c) SRC5 柱斷面與箍筋配置圖 (楊宗翰, 2004) [12]

圖 3.28 試體 SRC1~SRC5 柱斷面及箍筋配置圖 (續)

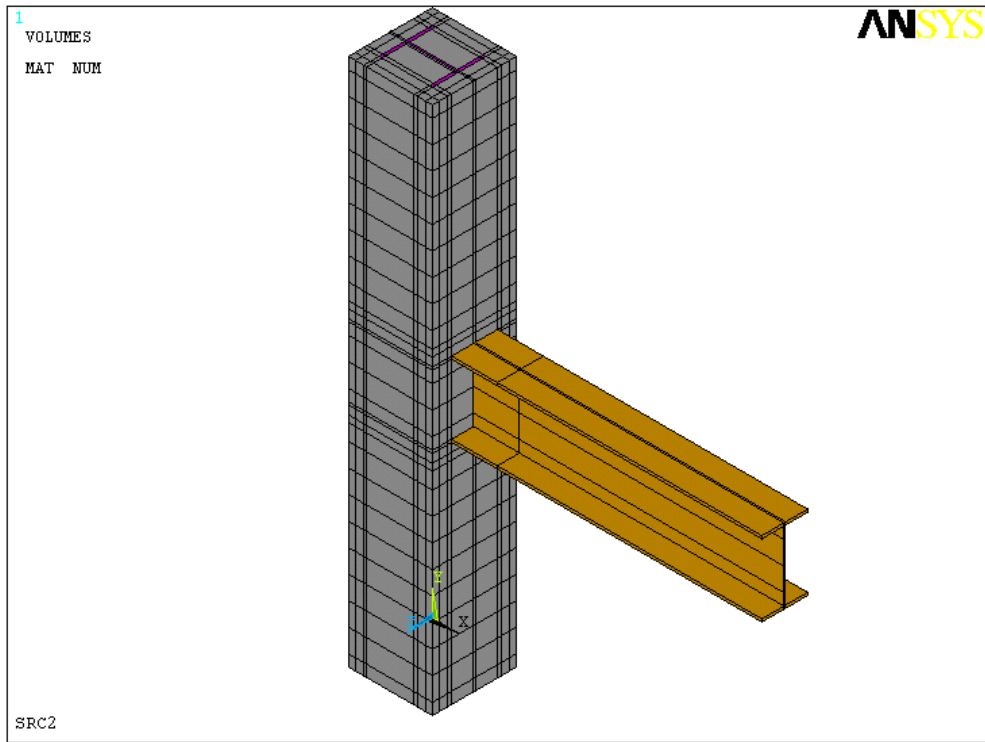


圖 3.29 S-SRC 梁柱接頭實體模型圖

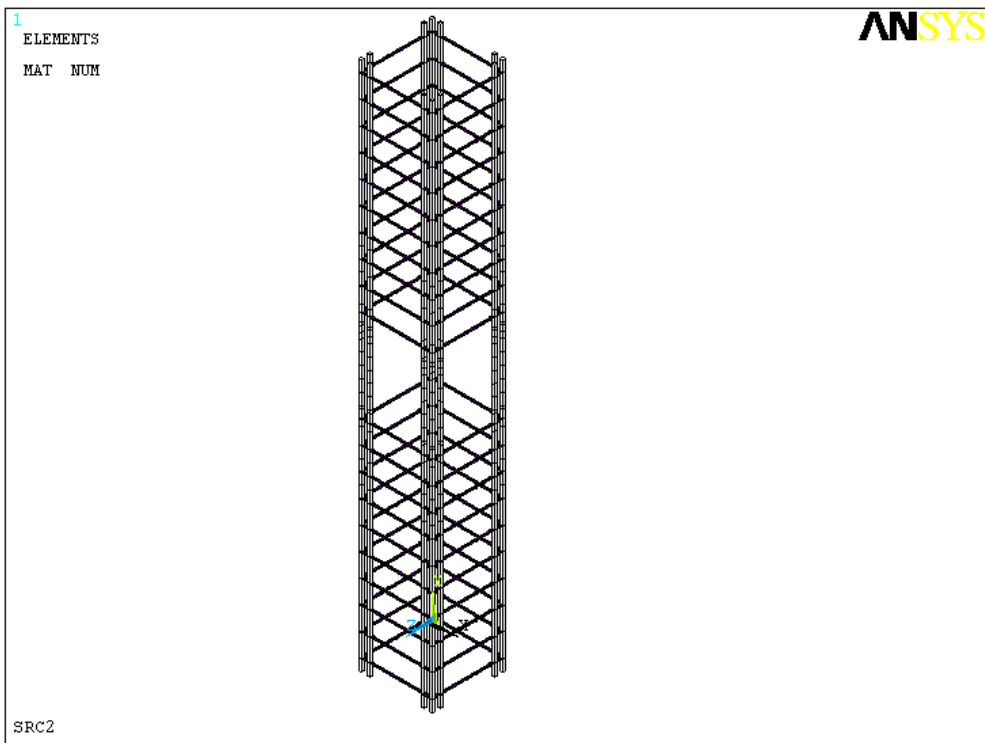


圖 3.30 鋼筋元素 LINK8

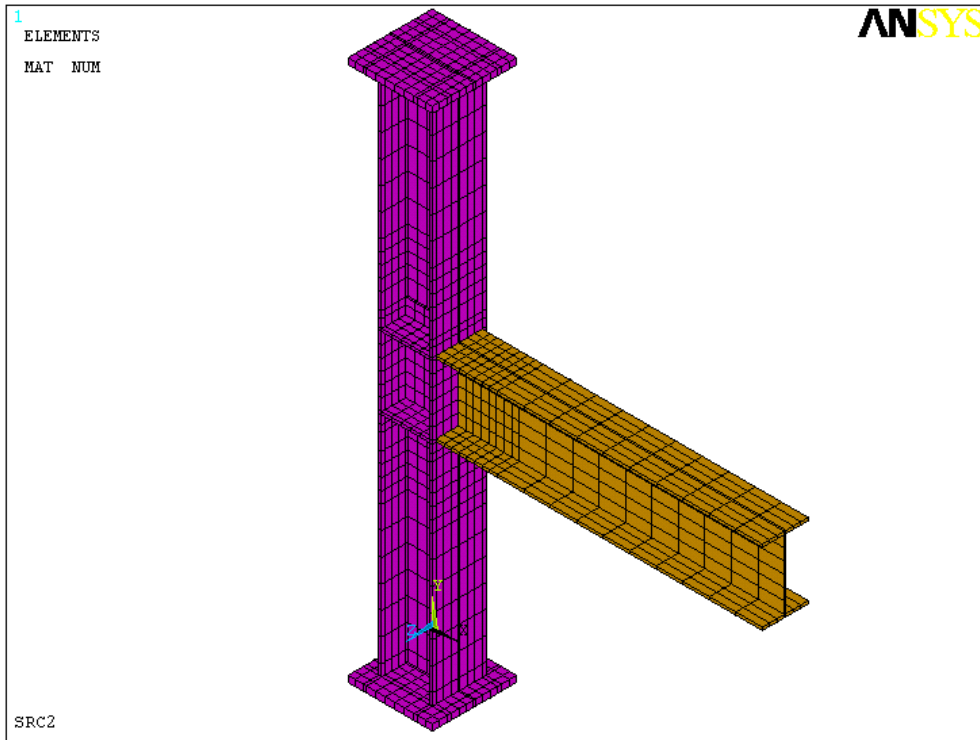


圖 3.31 鋼材元素 SOLID45

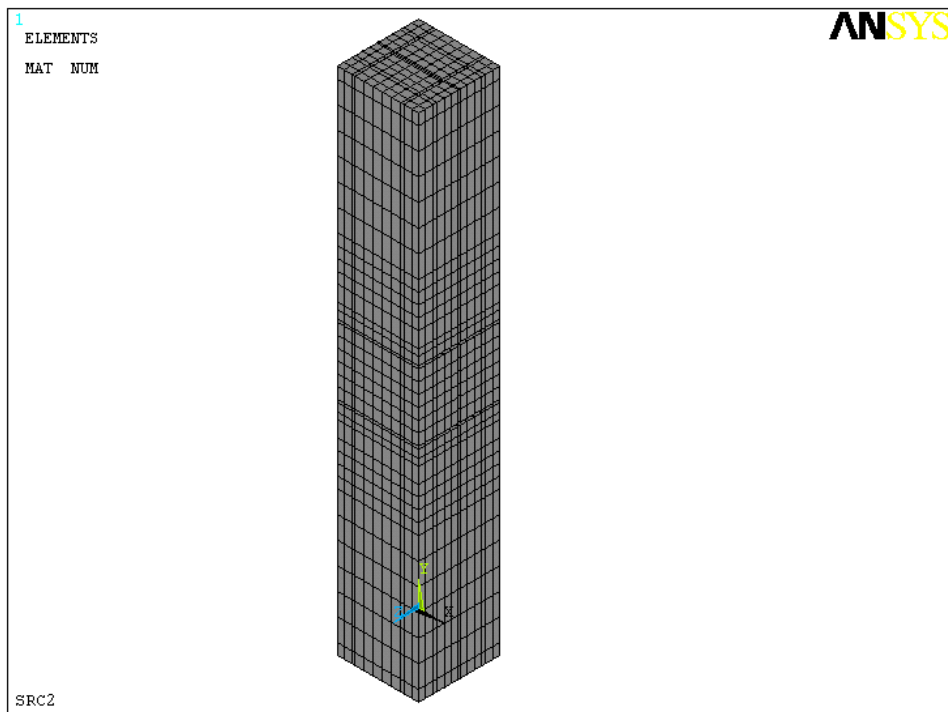


圖 3.32 混凝土元素 SOLID65

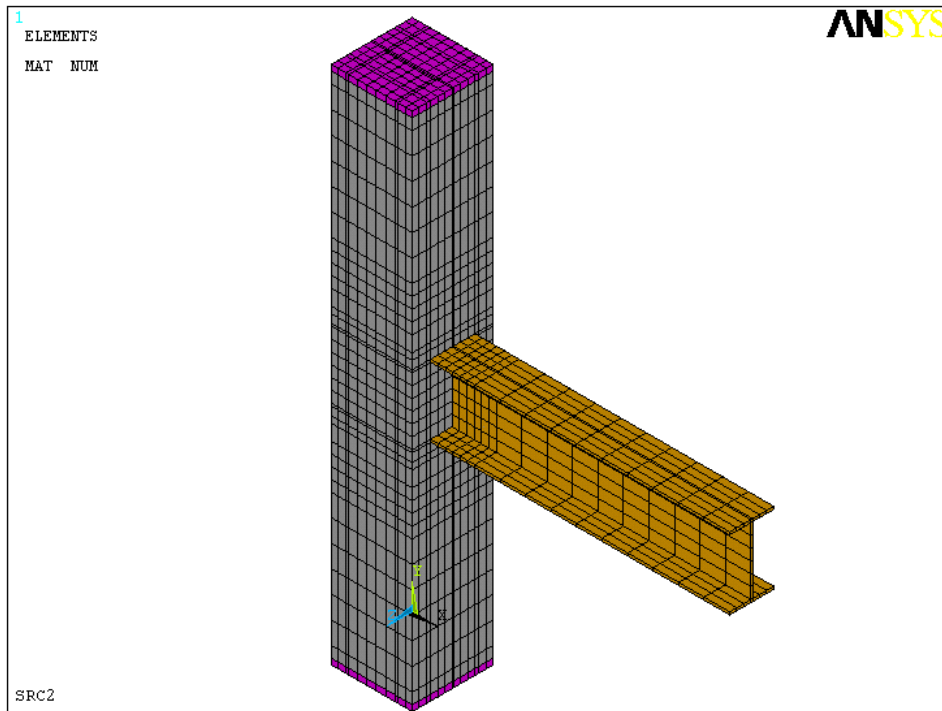


圖 3.33 S-SRC 梁柱接頭整體網格模型

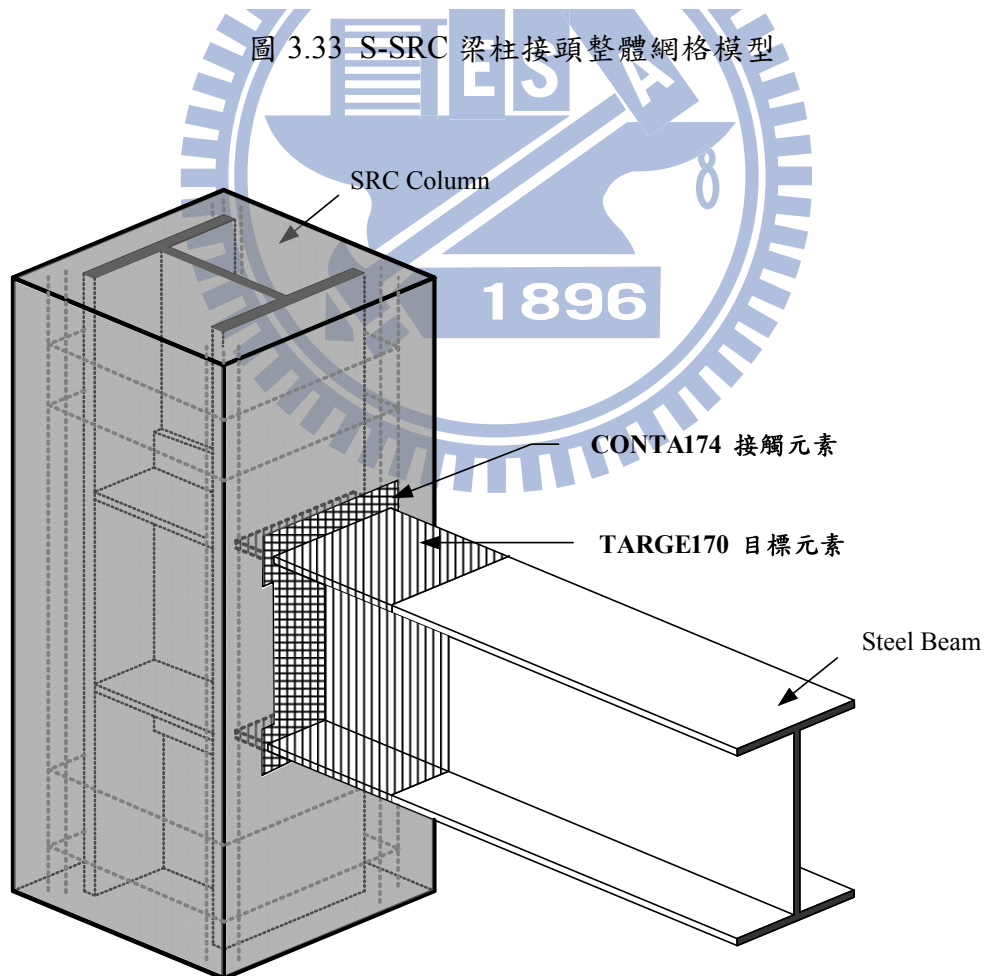


圖 3.34 接頭區使用配對接觸元素位置示意圖

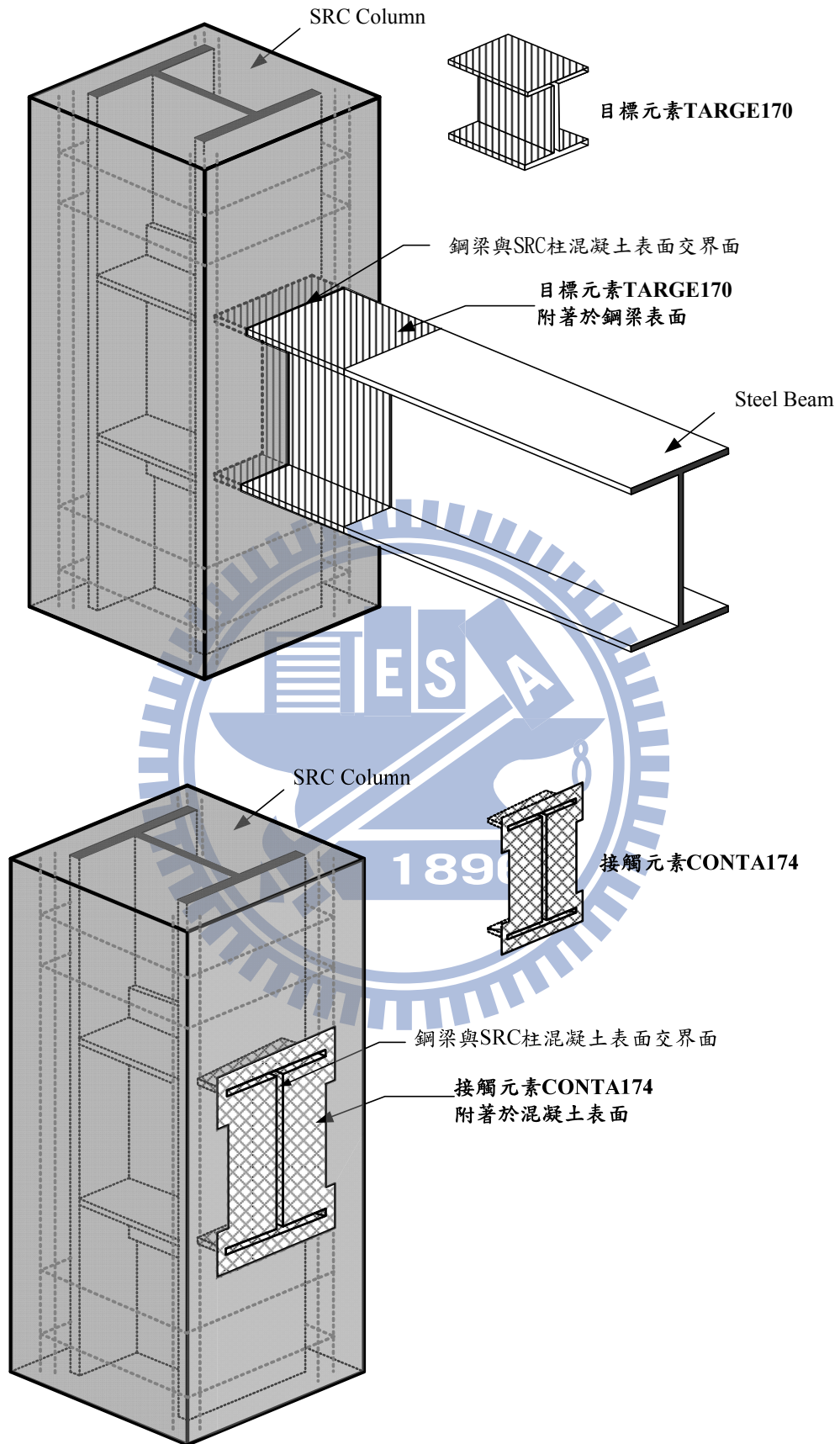


圖 3.34 接頭區使用配對接觸元素位置示意圖 (續)

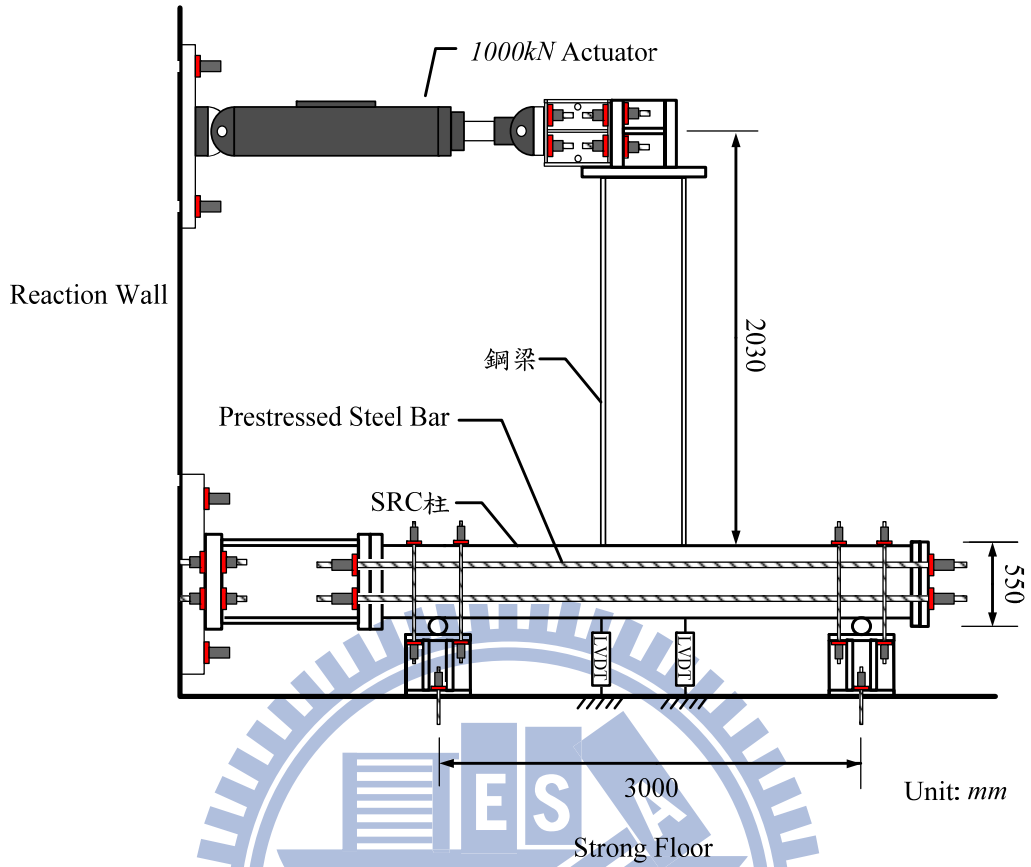


圖 3.35 S-SRC 梁柱接頭實驗配置圖

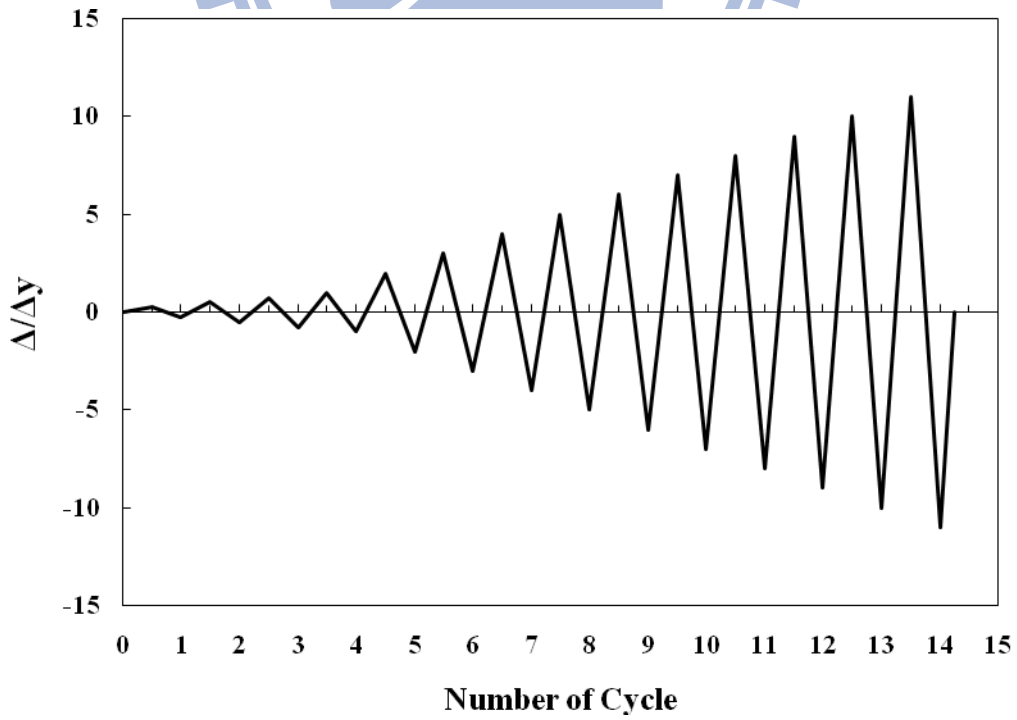


圖 3.36 S-SRC 梁柱試體反復載重位移控制歷時圖

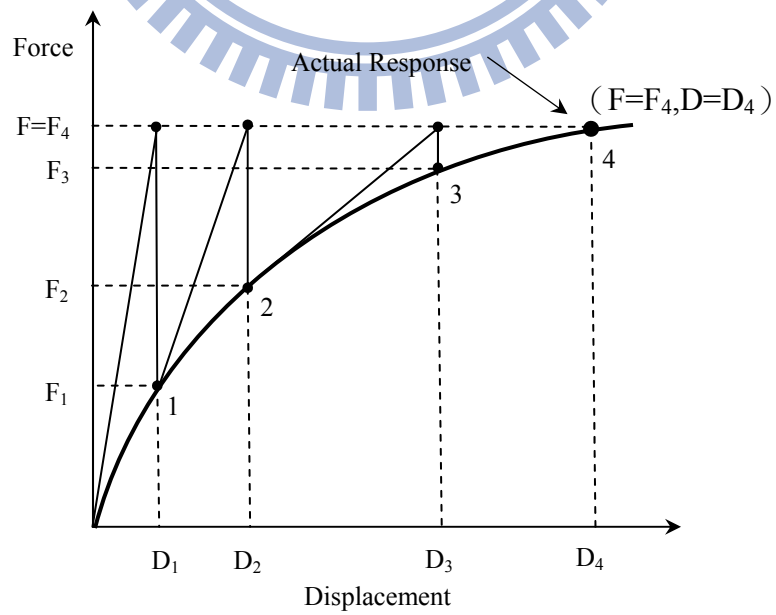
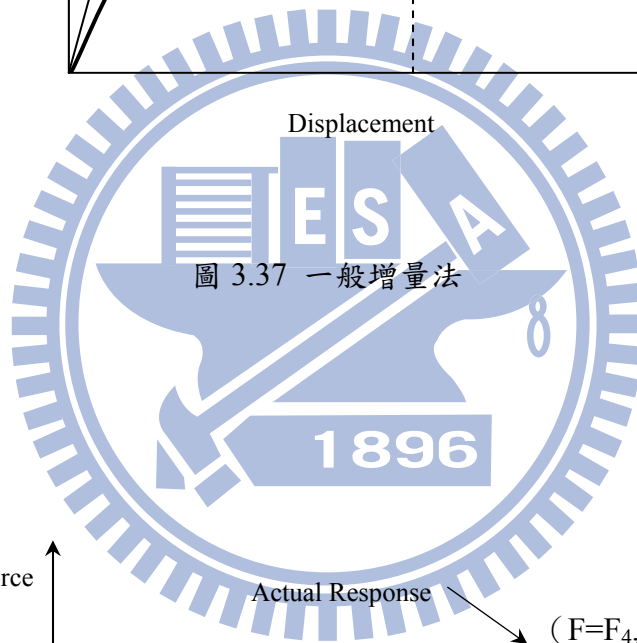
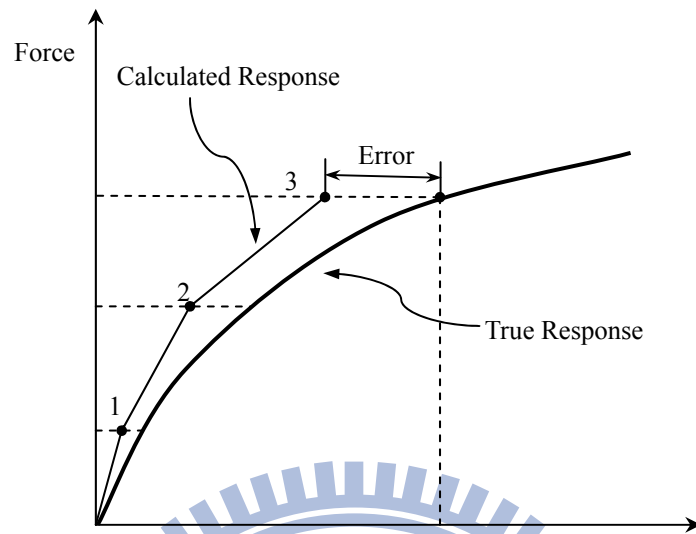


圖 3.38 Newton-Raphson Method

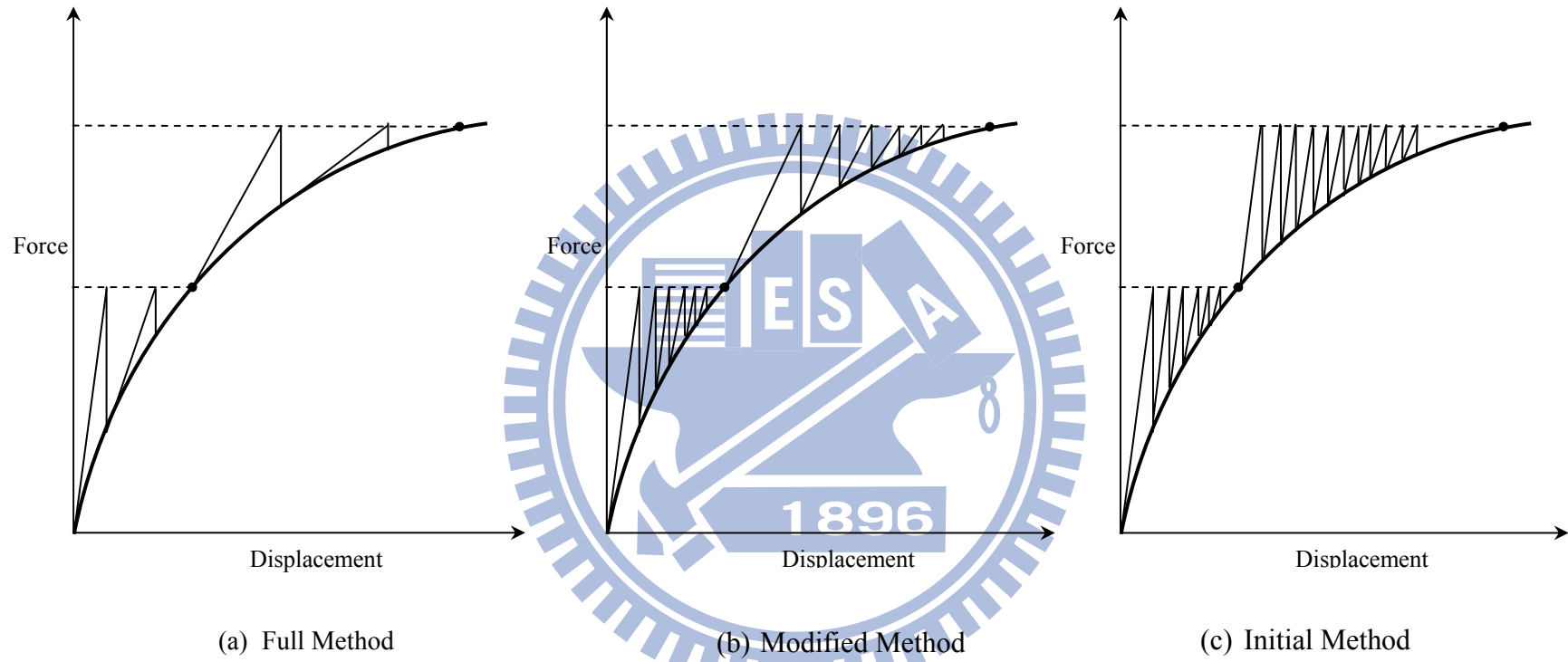


圖 3.39 ANSYS 提供之三種 Newton-Raphson Methods 運算方法

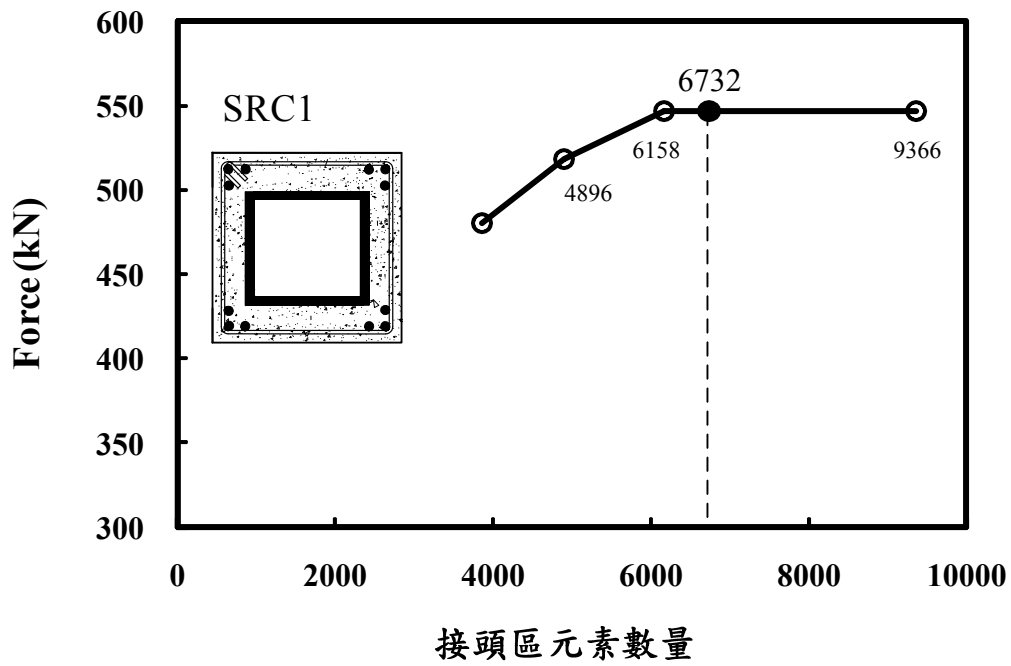


圖 4.1 試體 SRC1 有限元素模型接頭區元素數量收斂圖

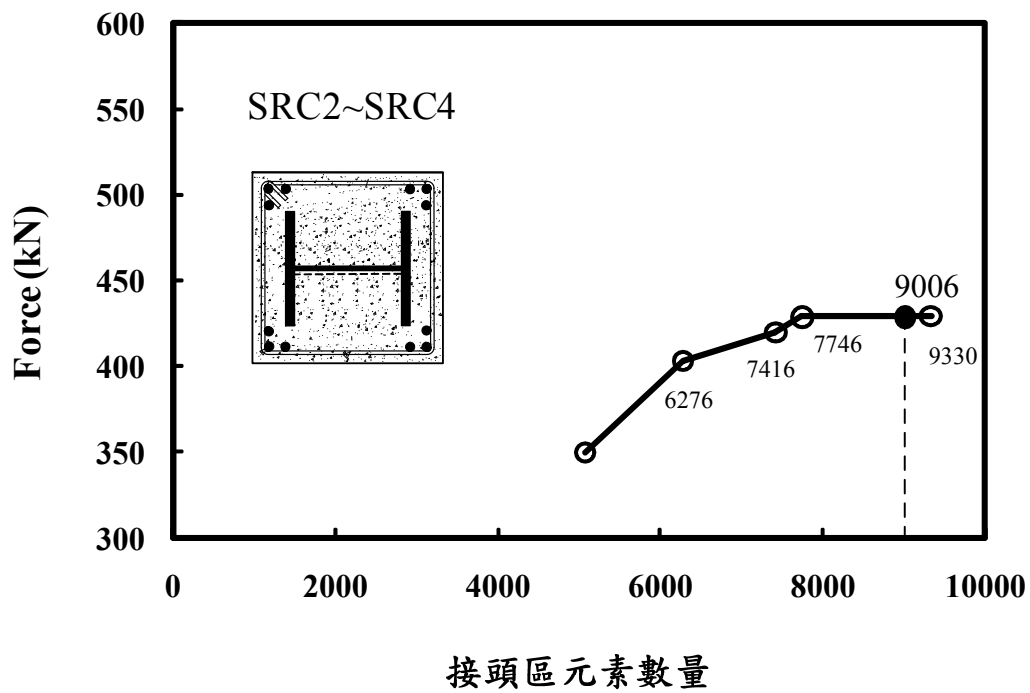
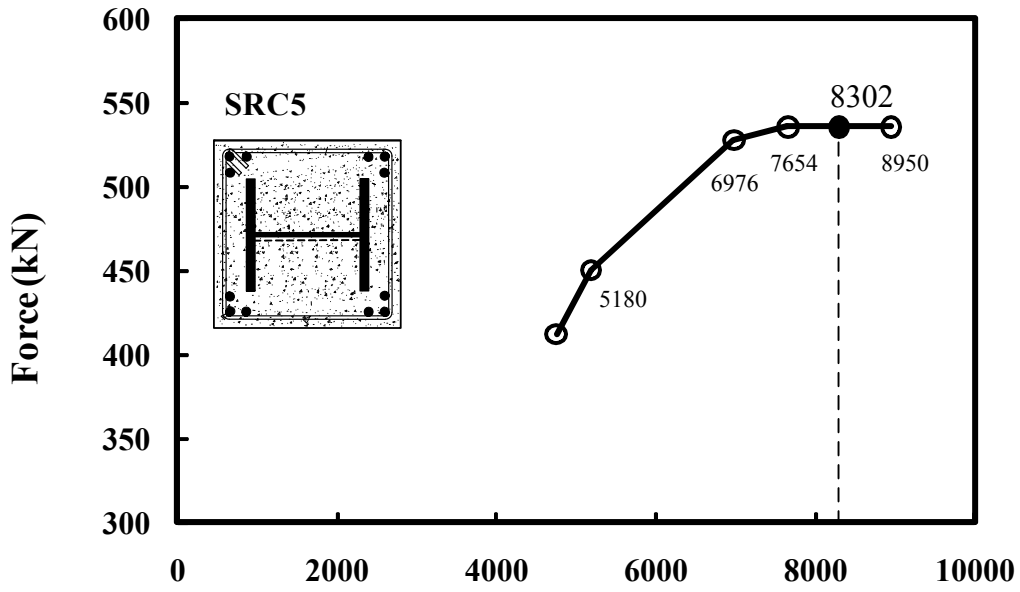
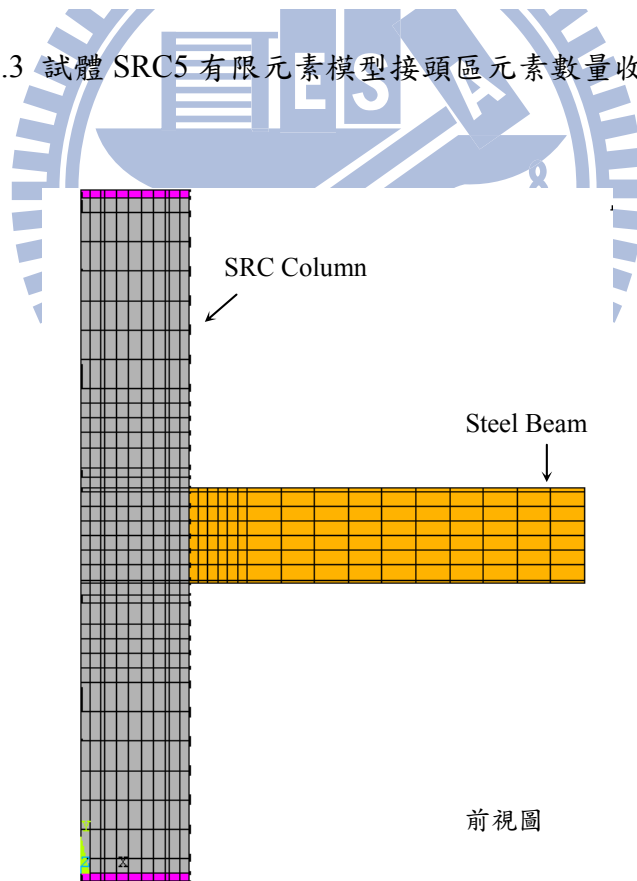


圖 4.2 試體 SRC2 至試體 SRC4 有限元素模型接頭區元素數量收斂圖



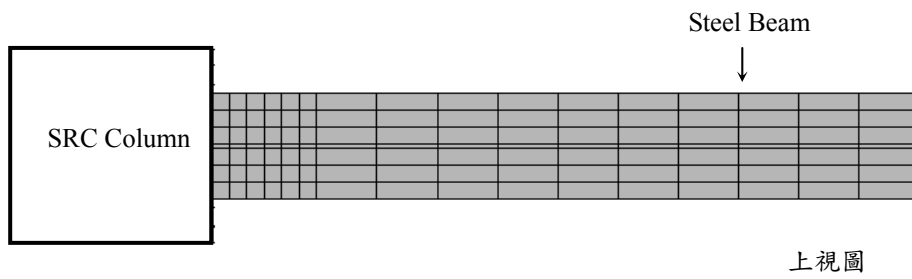
接頭區元素數量

圖 4.3 試體 SRC5 有限元素模型接頭區元素數量收斂圖

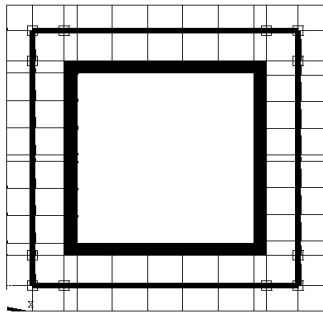


(a) 試體 SRC1~SRC5 梁柱接頭網格劃分圖

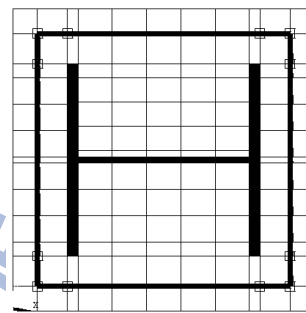
圖 4.4 試體 SRC1~SRC5 梁柱接頭有限元素模型網格劃分圖



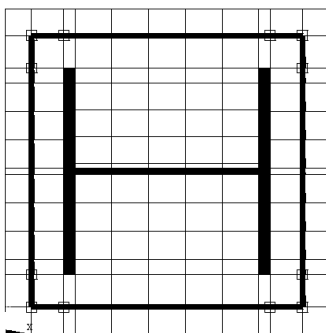
(b) 試體 SRC1~SRC5 鋼梁網格劃分圖



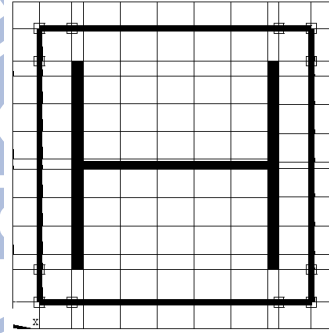
(c) 試體 SRC1 柱斷面網格劃分圖



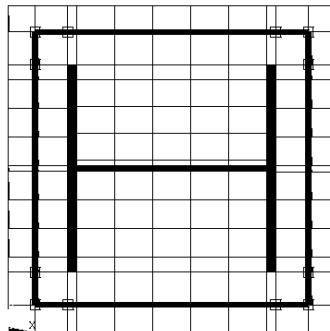
(d) 試體 SRC2 柱斷面網格劃分圖



(e) 試體 SRC3 柱斷面網格劃分圖

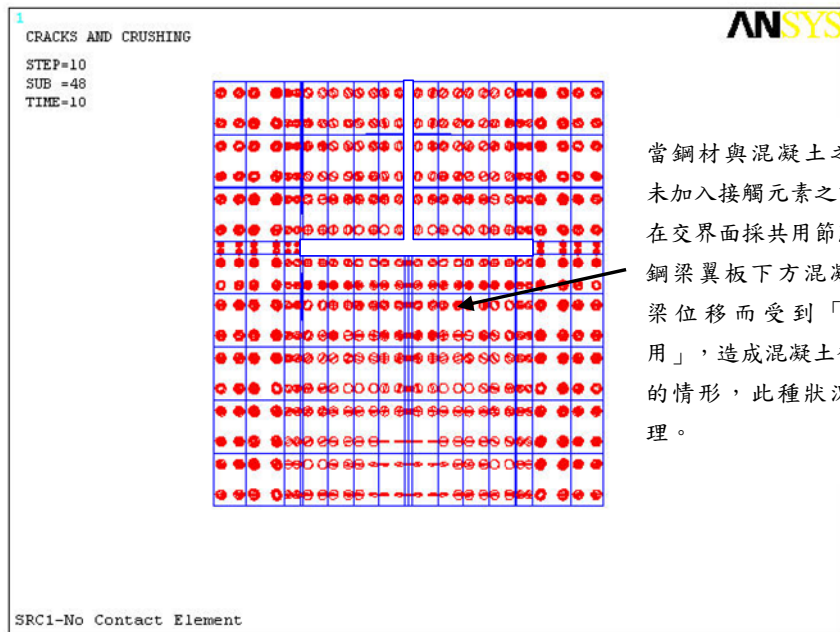


(f) 試體 SRC4 柱斷面網格劃分圖

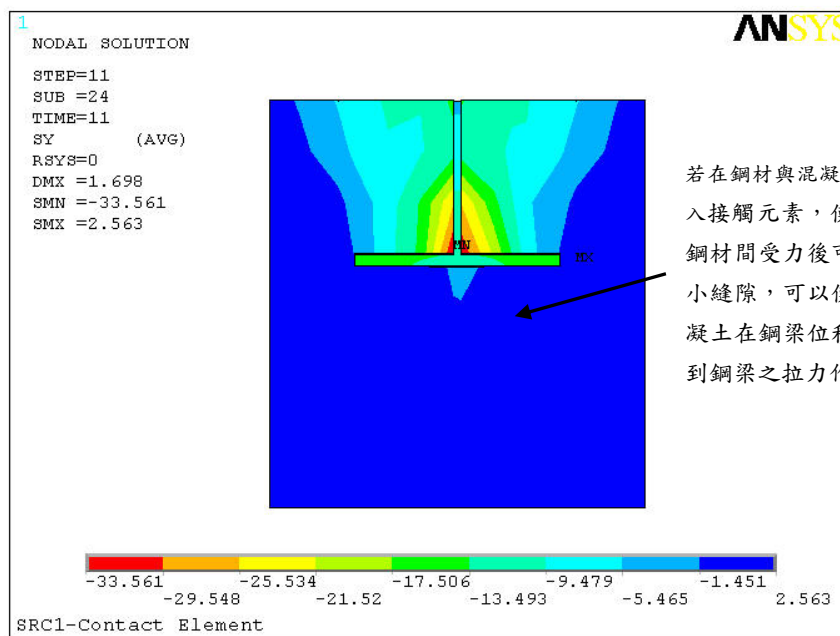


(g) 試體 SRC5 柱斷面網格劃分圖

圖 4.4 試體 SRC1~SRC5 梁柱接頭有限元素模型網格劃分圖 (續)



(a) 加入接觸元素前鋼材與混凝土交界面採共用節點時之混凝土開裂狀況



(b) 鋼材與混凝土交界面加入接觸元素後之混凝土之受力情形

圖 4.5 鋼材與混凝土交界面加入接觸元素前後鋼梁翼板下方混凝土受力情形

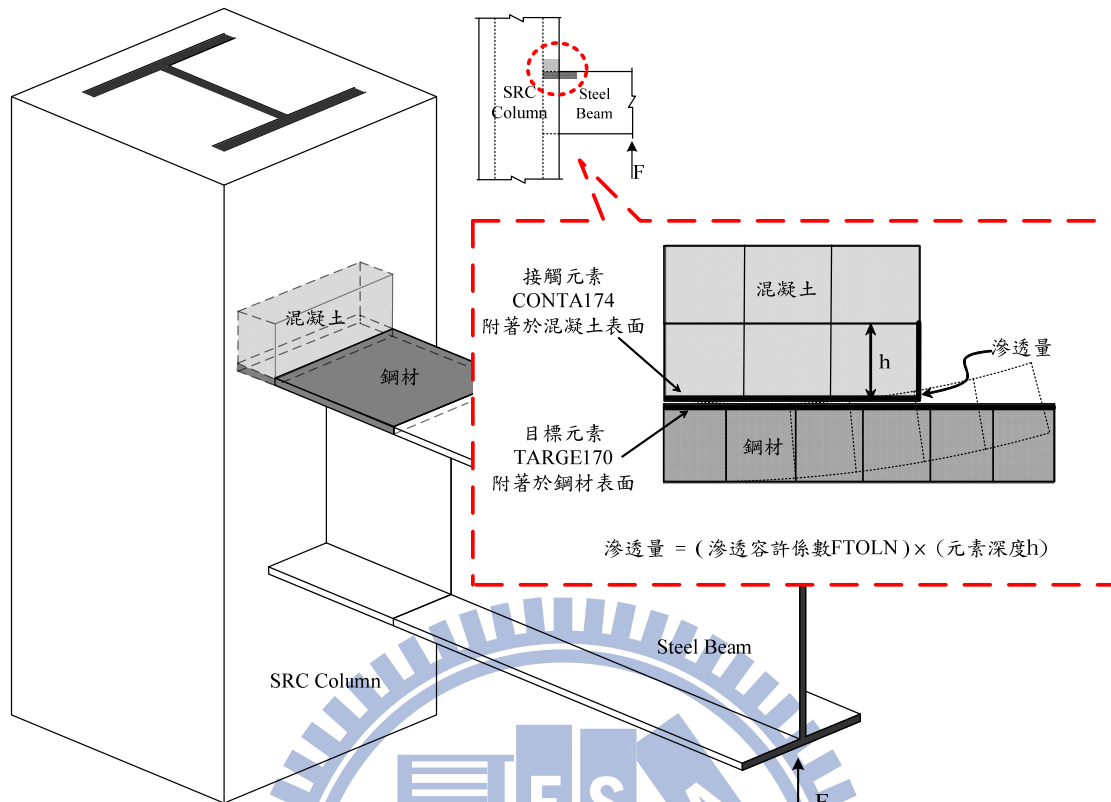


圖 4.6 元素滲透量與計算示意圖

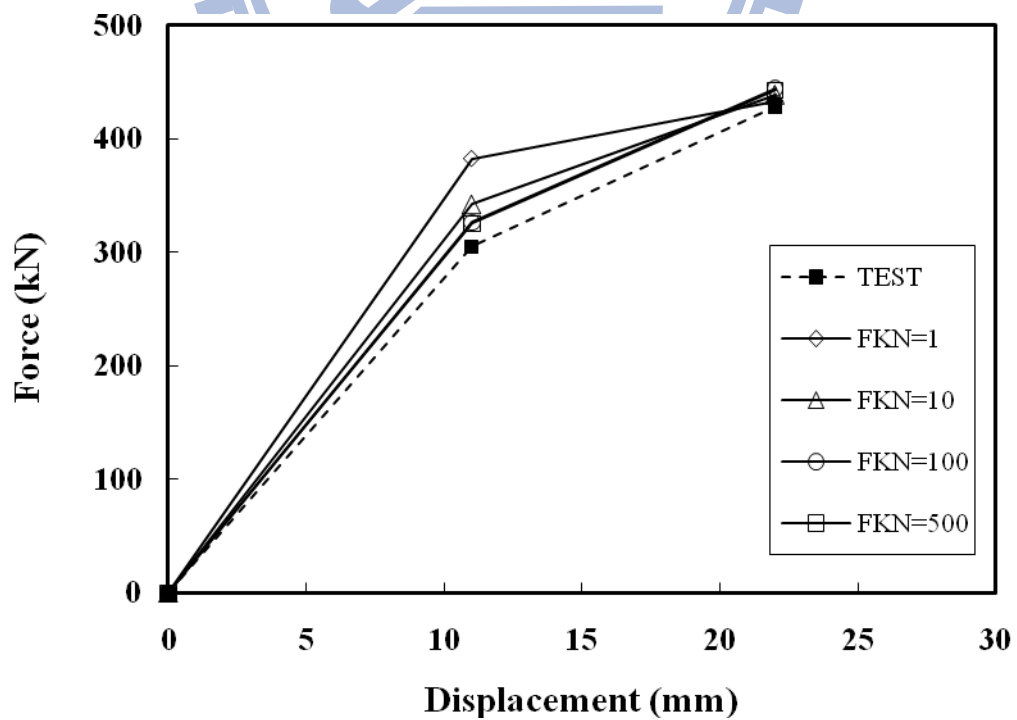
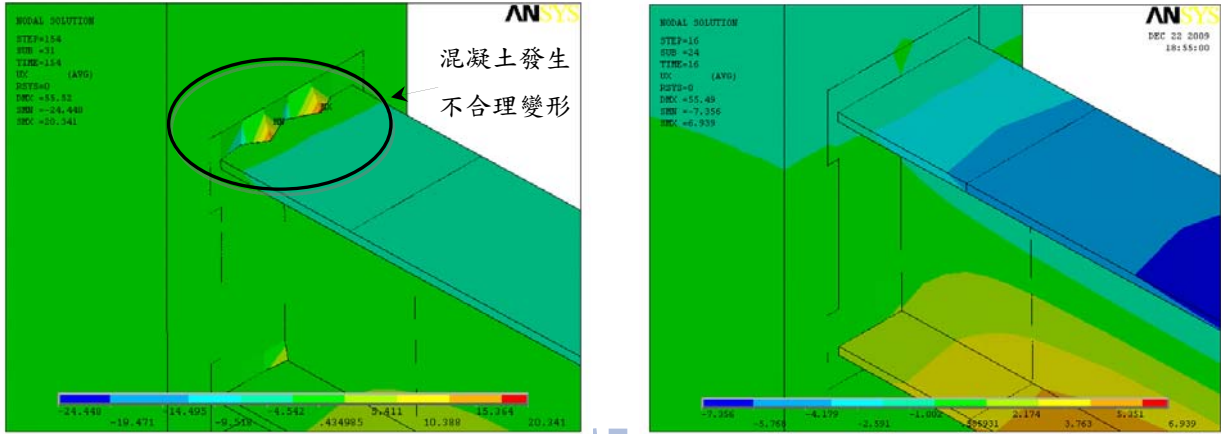


圖 4.7 法向接觸剛度係數 (FKN) 收斂測試圖



(a) 允許產生大變形 (K1=Include) (b) 不允許產生大變形 (K1=Exclude)

圖 4.8 混凝土元素 SOLID65 是否允許產生大變形之變形比較圖

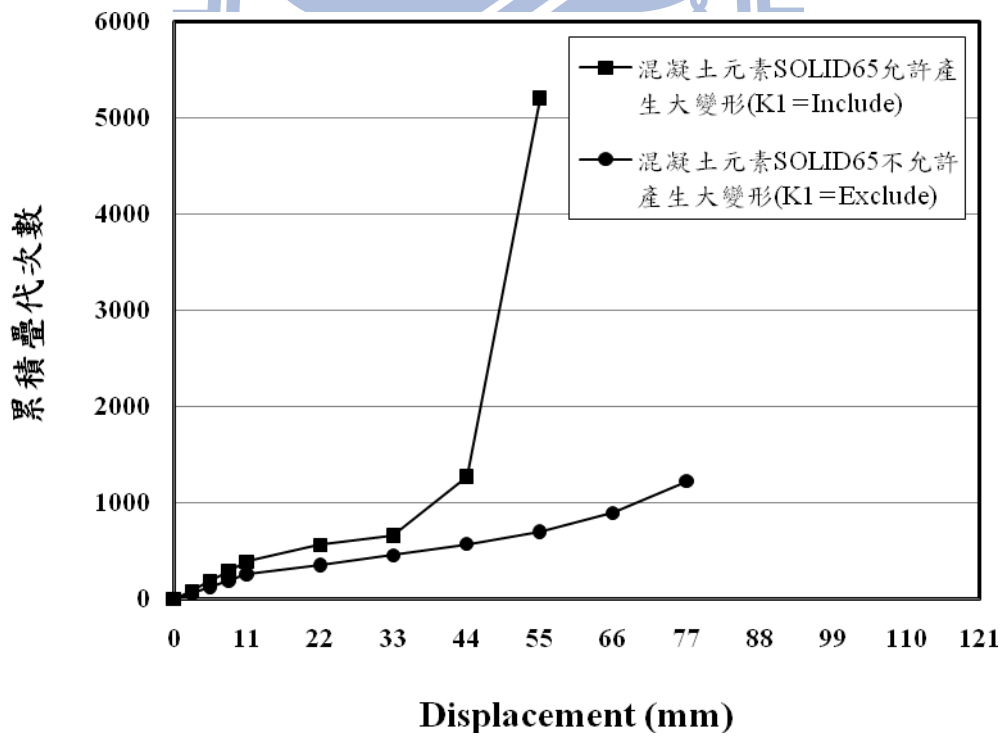


圖 4.9 混凝土元素 SOLID65 是否允許產生大變形之收斂性比較

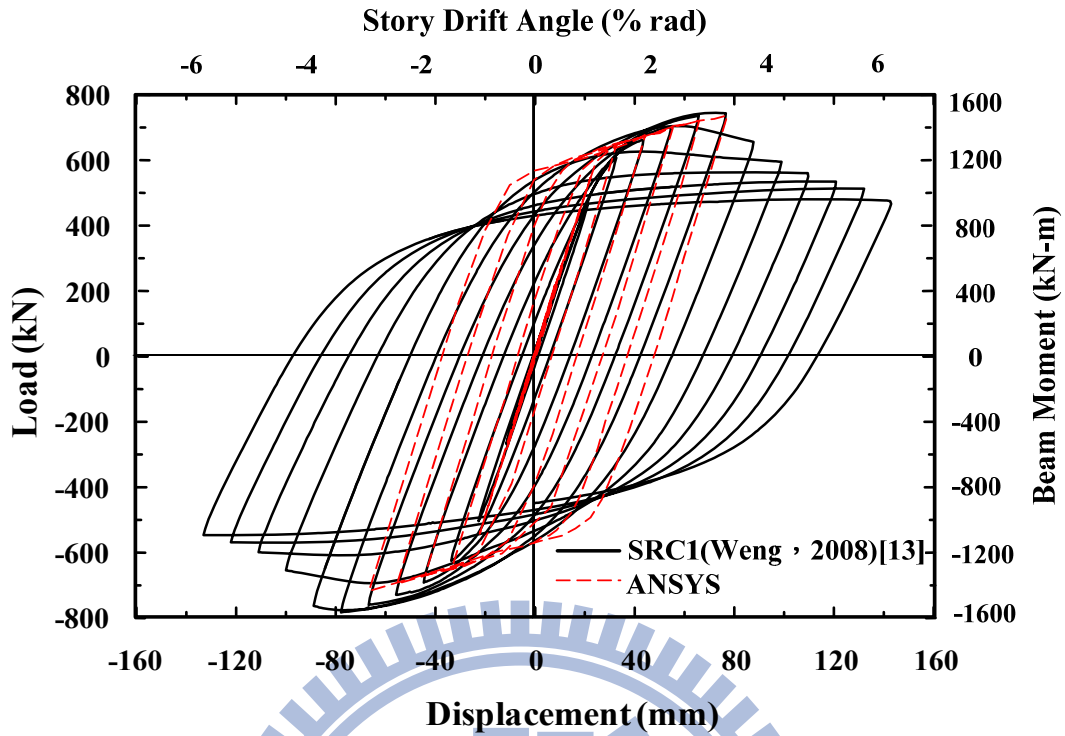


圖 4.10 梁柱接頭試體 SRC1 之遲滯迴圈圖

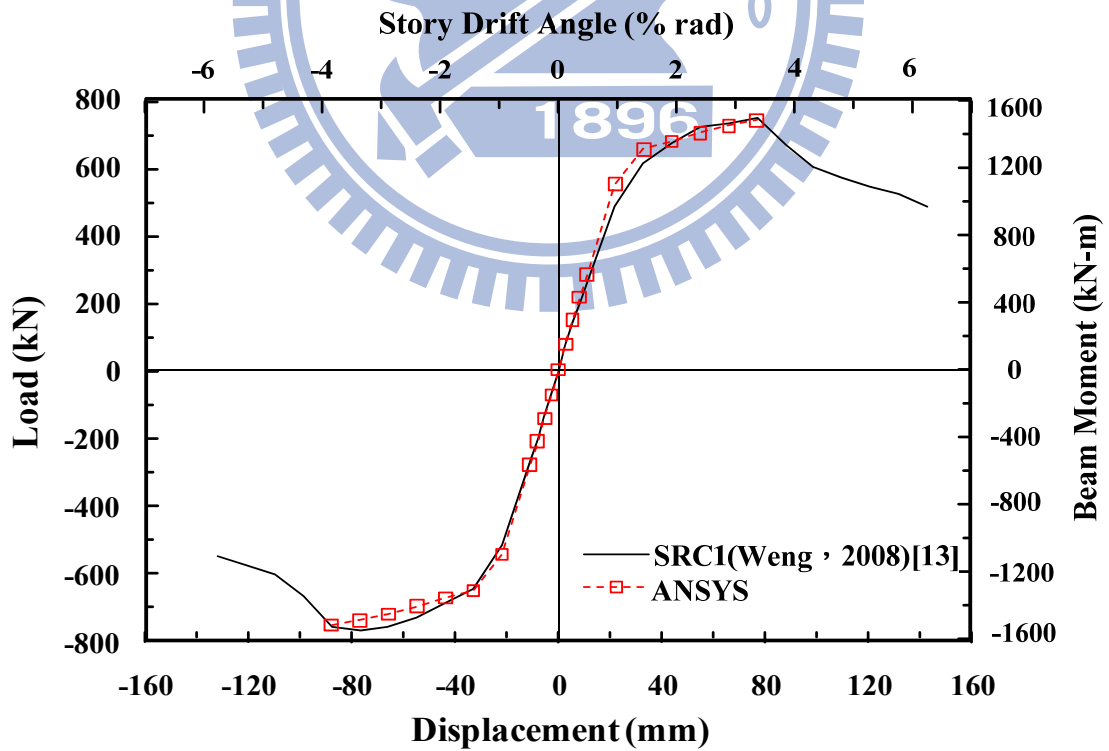


圖 4.11 梁柱接頭試體 SRC1 載重與位移破壞包絡線

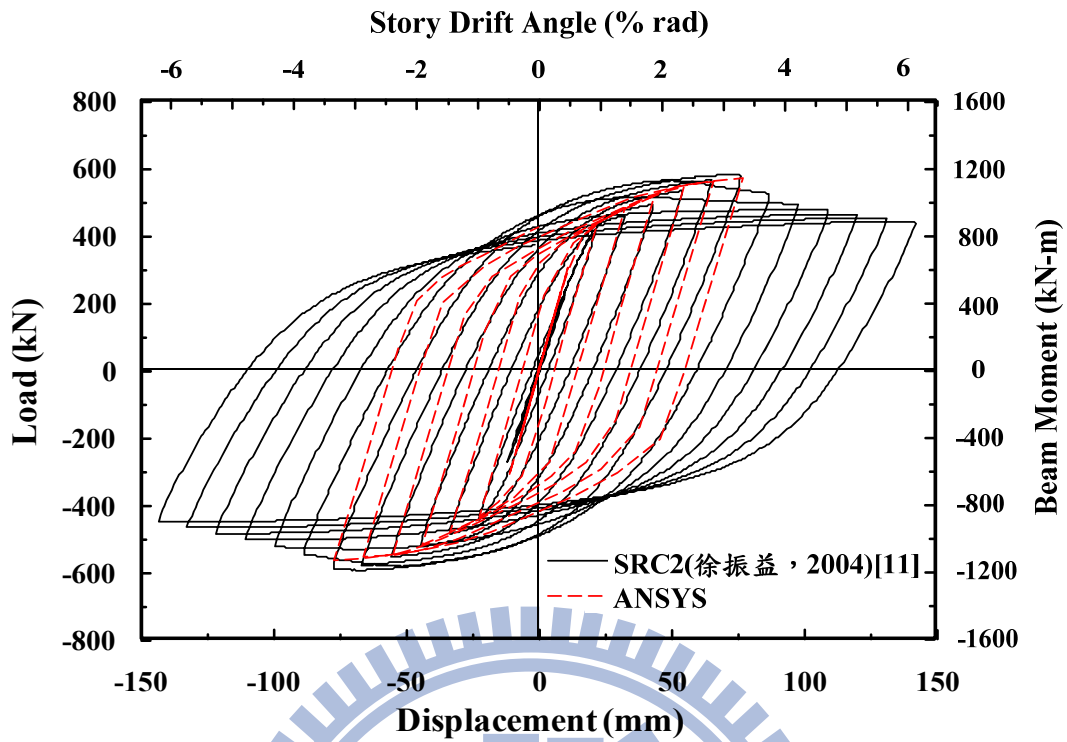


圖 4.12 梁柱接頭試體 SRC2 之遲滯迴圈圖

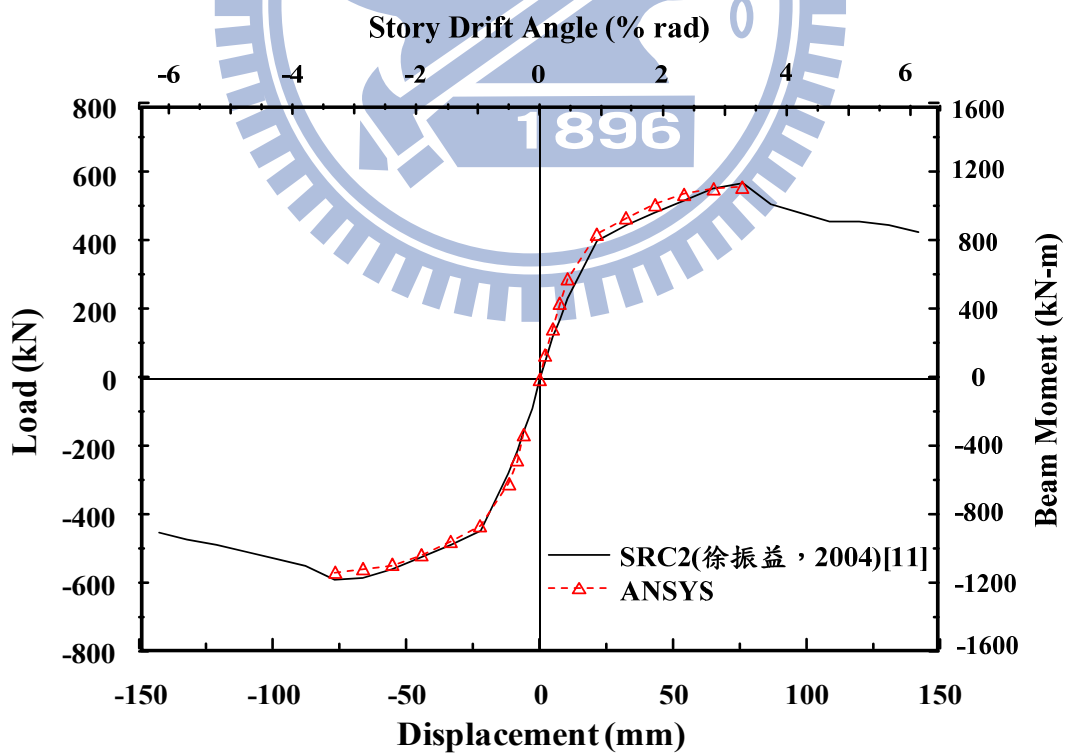


圖 4.13 梁柱接頭試體 SRC2 之載重與位移破壞包絡線

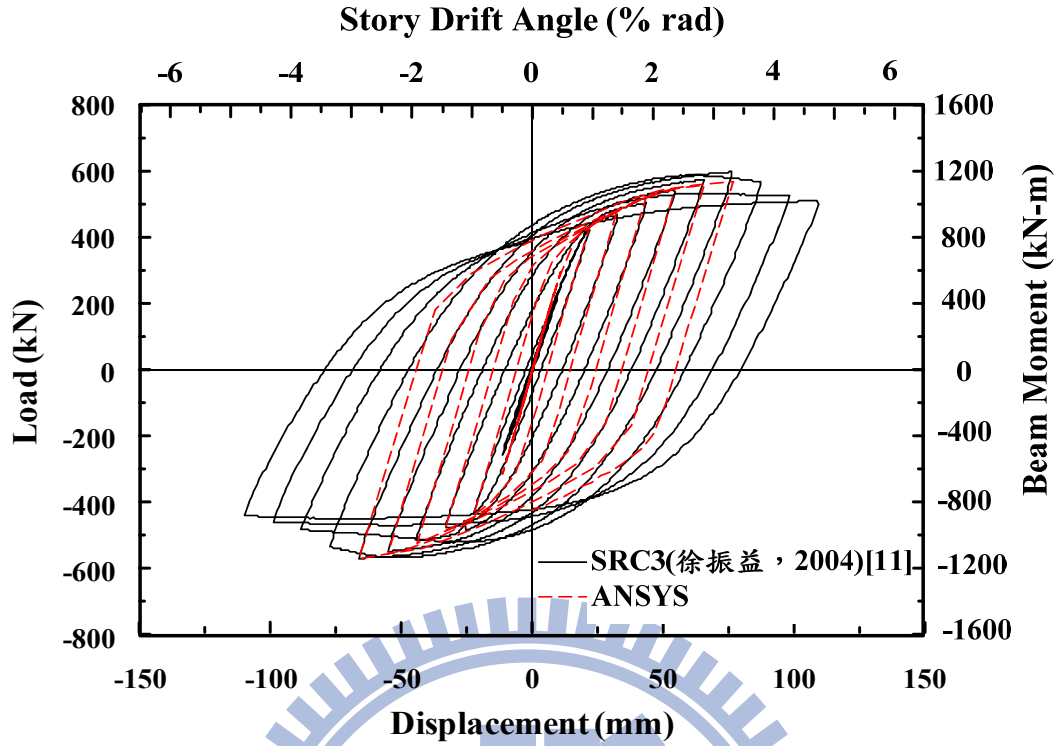


圖 4.14 梁柱接頭試體 SRC3 之遲滯迴圈圖

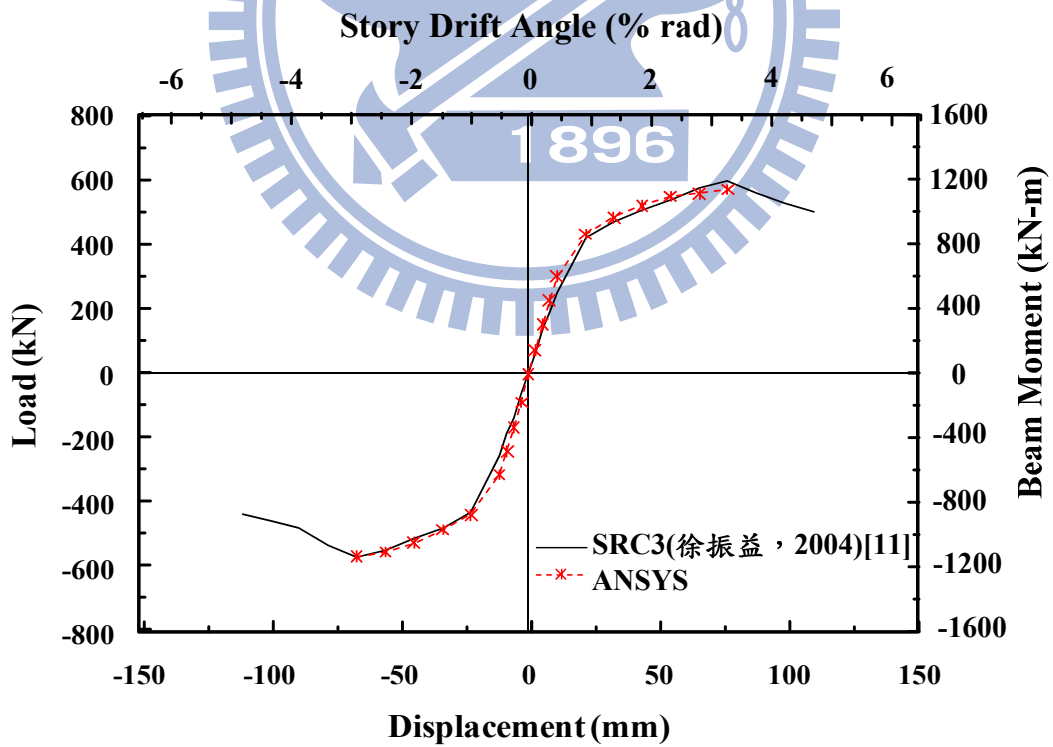


圖 4.15 梁柱接頭試體 SRC3 之載重與位移破壞包絡線

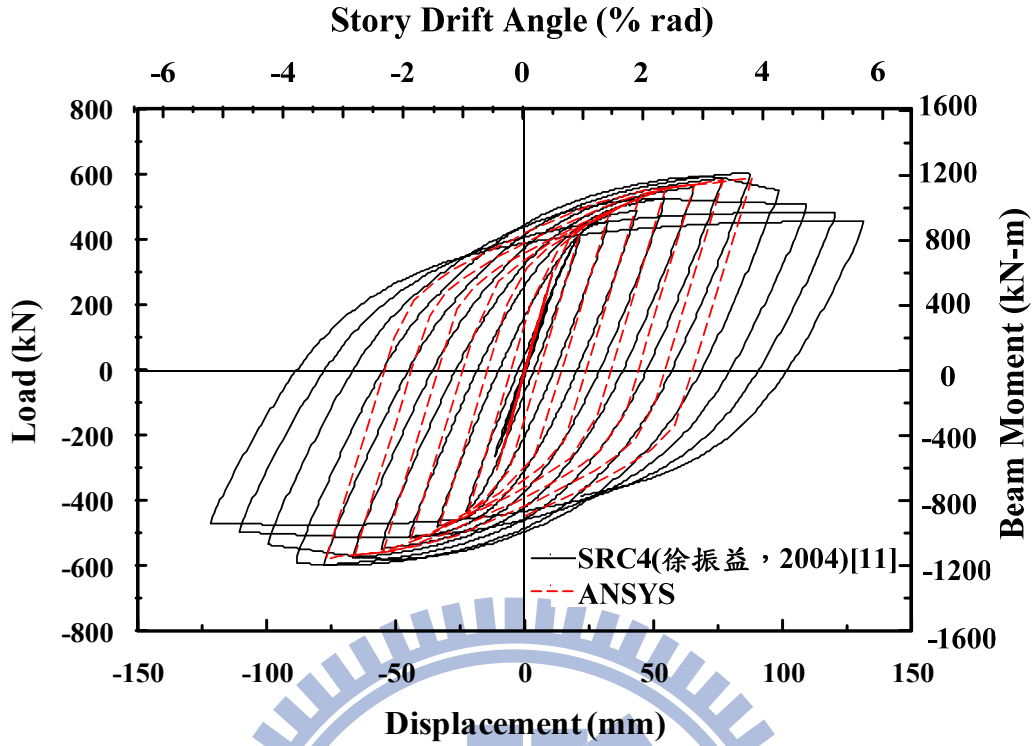


圖 4.16 梁柱接頭試體 SRC4 之遲滯迴圈圖

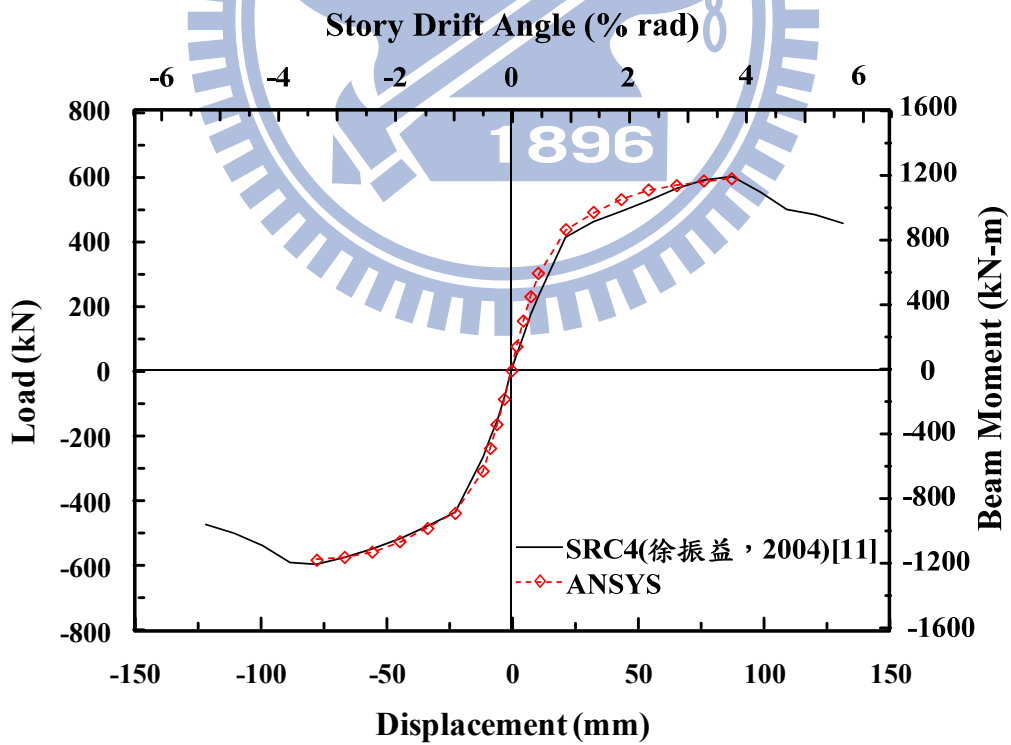


圖 4.17 梁柱接頭試體 SRC4 之載重與位移破壞包絡線

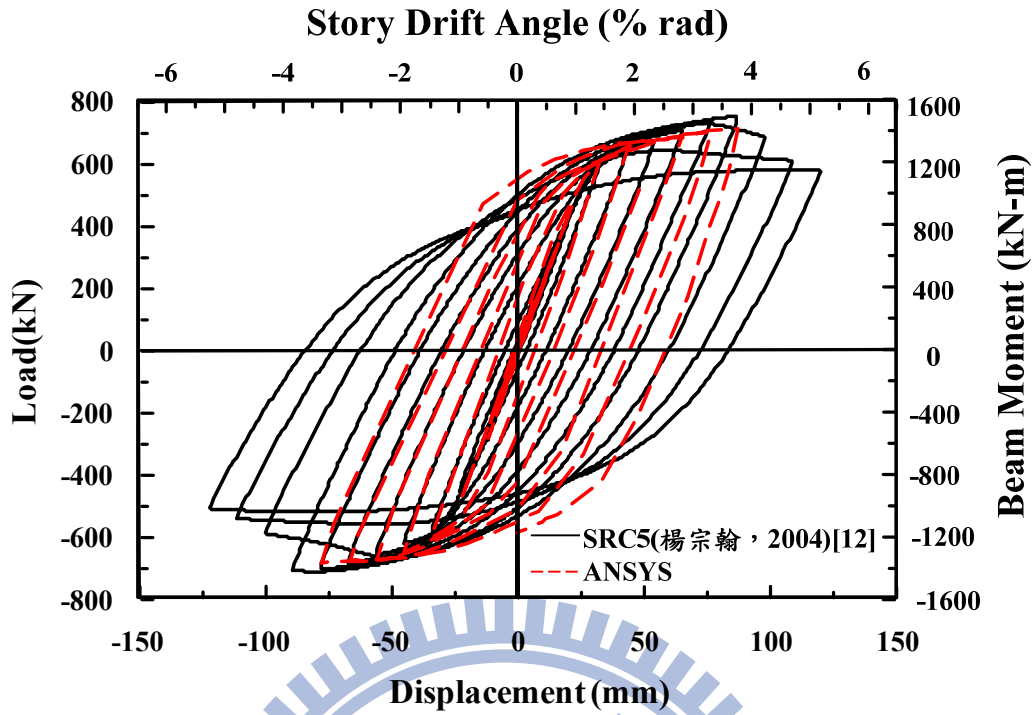


圖 4.18 梁柱接頭試體 SRC5 之遲滯迴圈圖

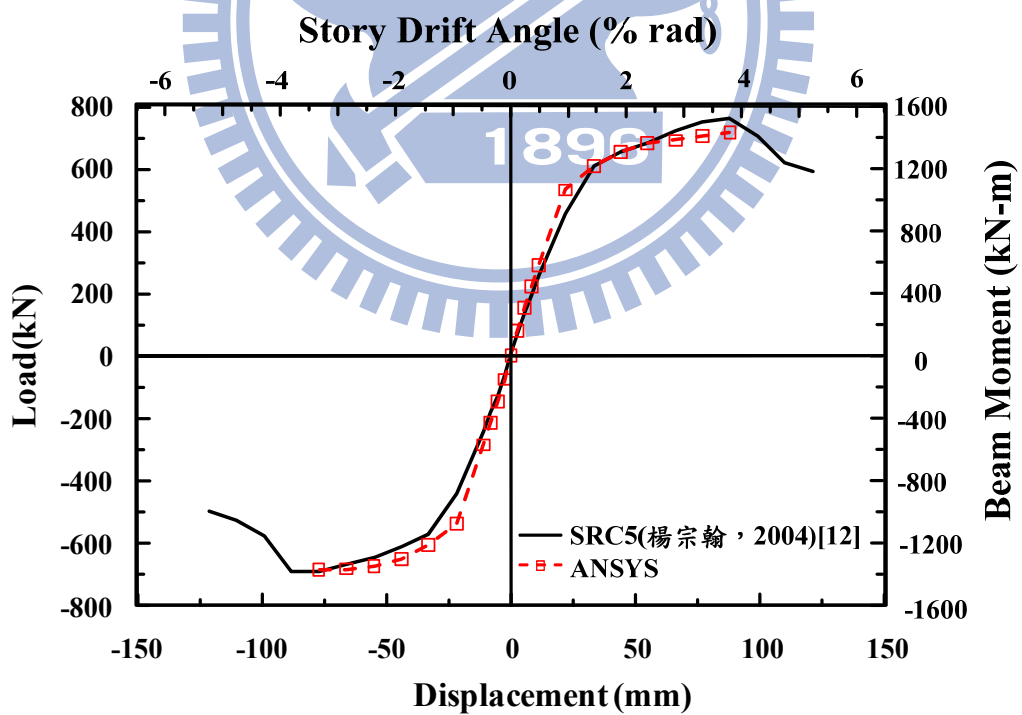


圖 4.19 梁柱接頭試體 SRC5 之載重與位移破壞包絡線

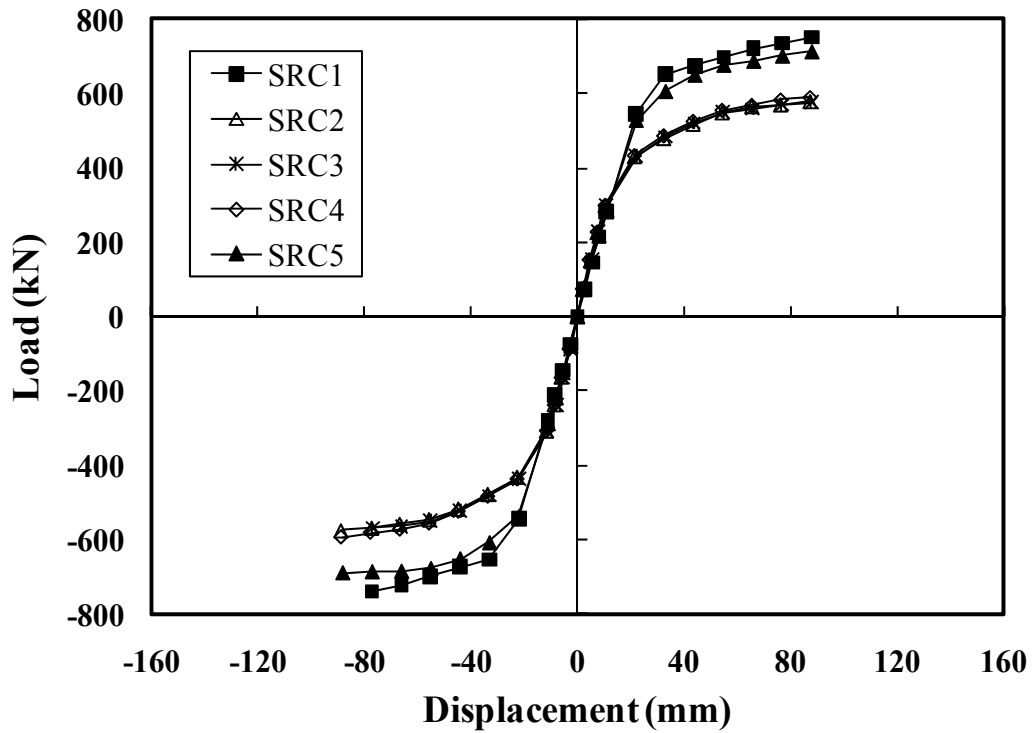


圖 4.20 各梁柱接頭試體之載重與位移破壞包絡線

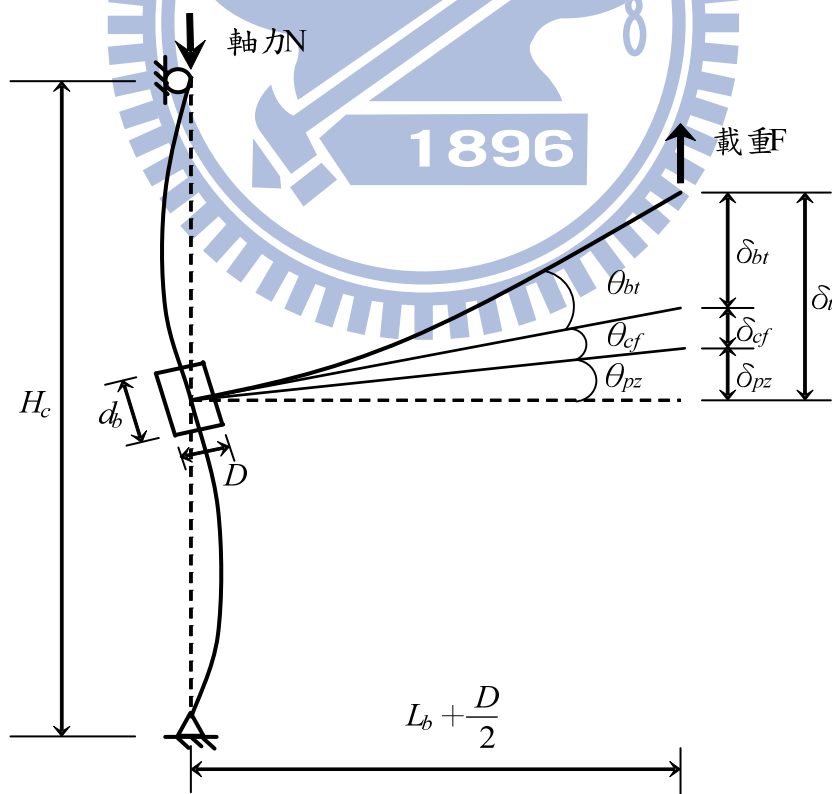


圖 4.21 梁端變形分量示意圖

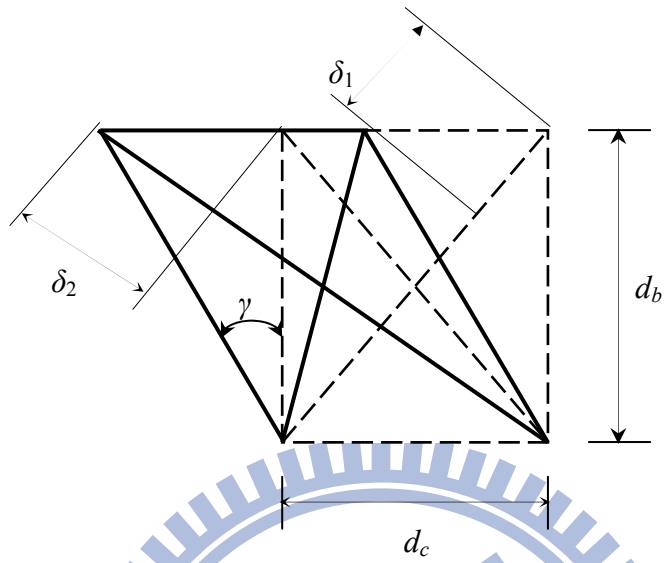


圖 4.22 梁柱接頭區剪力變形示意圖

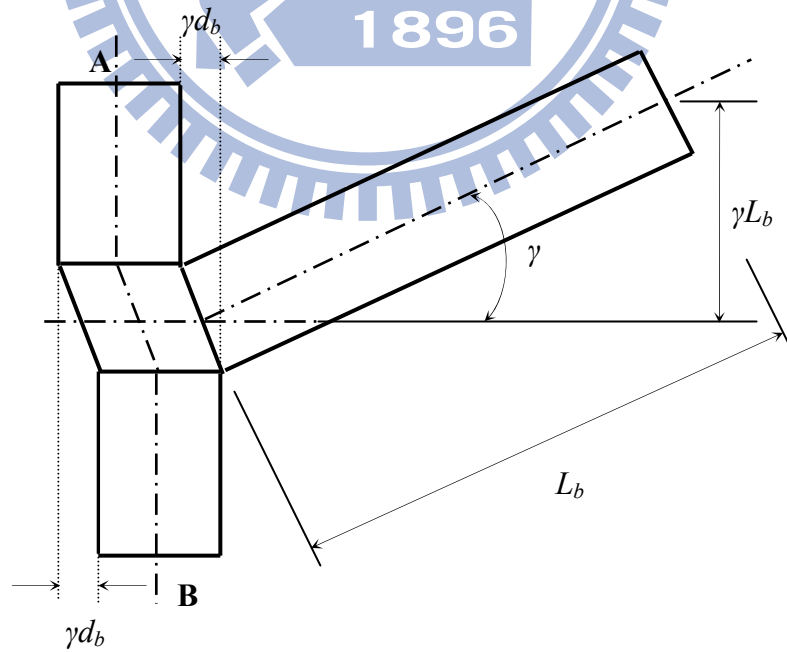


圖 4.23 梁柱接頭區剪力變形所造成梁端變形分量示意圖

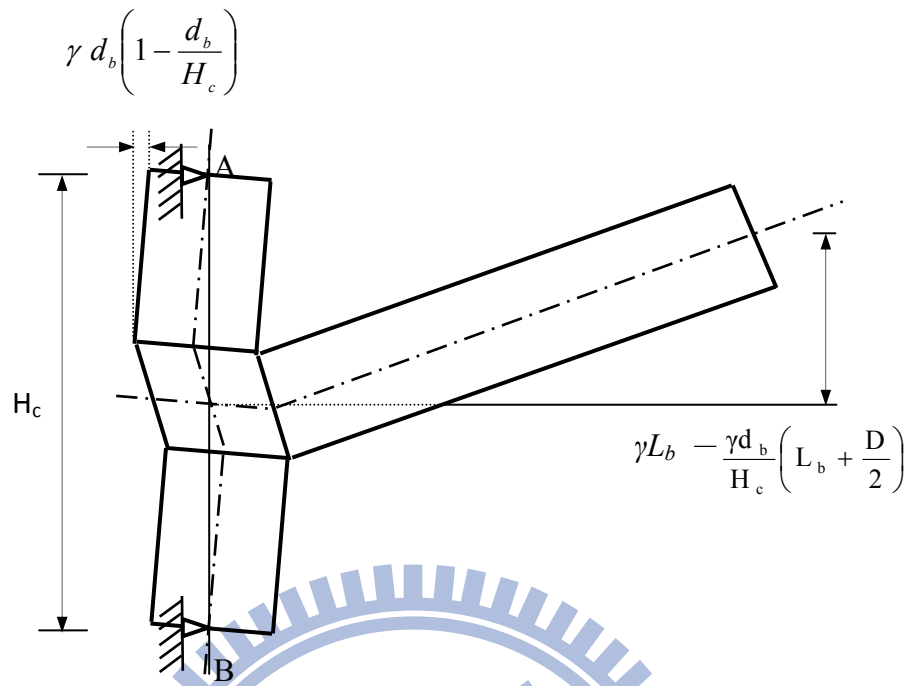


圖 4.24 本研究試體接頭區剪力變形造成之梁端變形分量示意圖

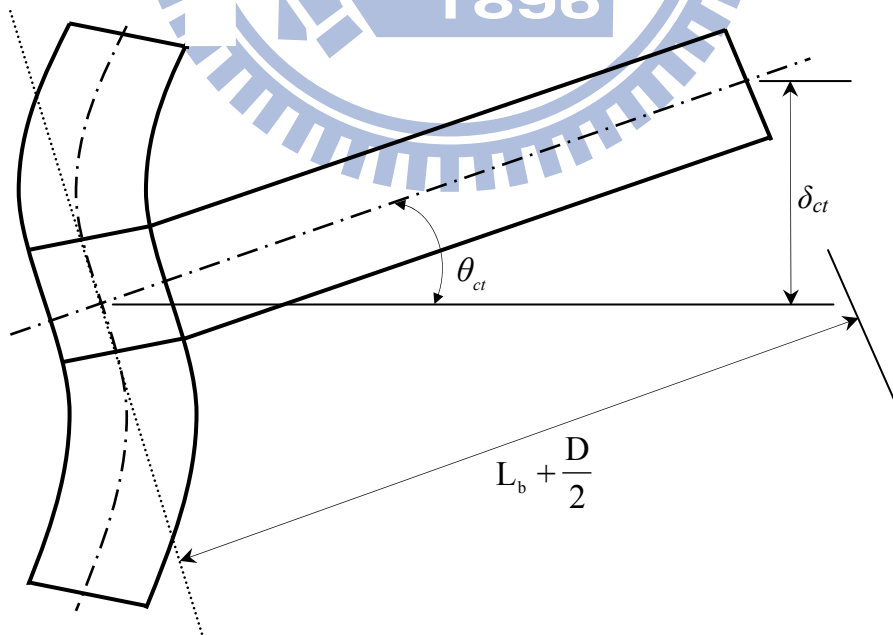


圖 4.25 柱體變形引致之梁端變形分量示意圖

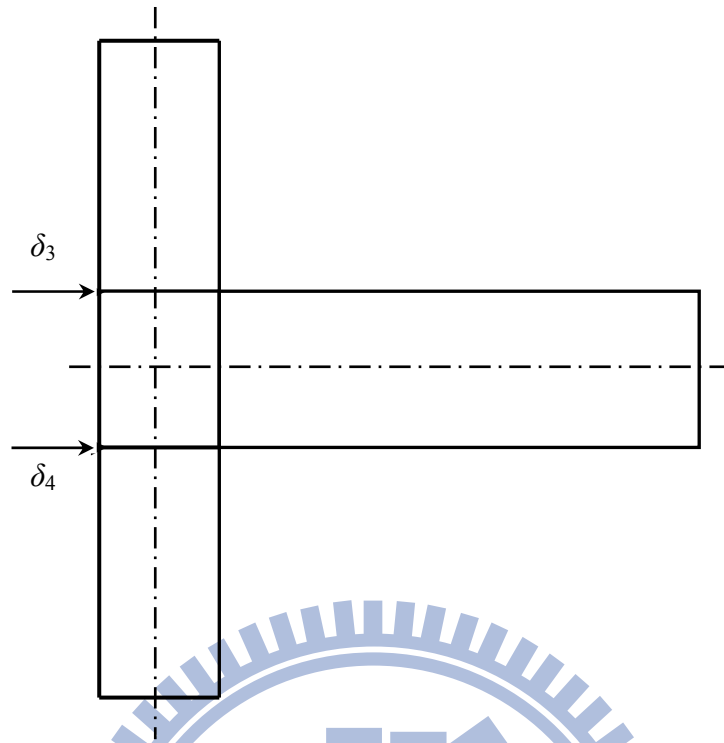


圖 4.26 梁柱接頭構件量測位移位置簡圖

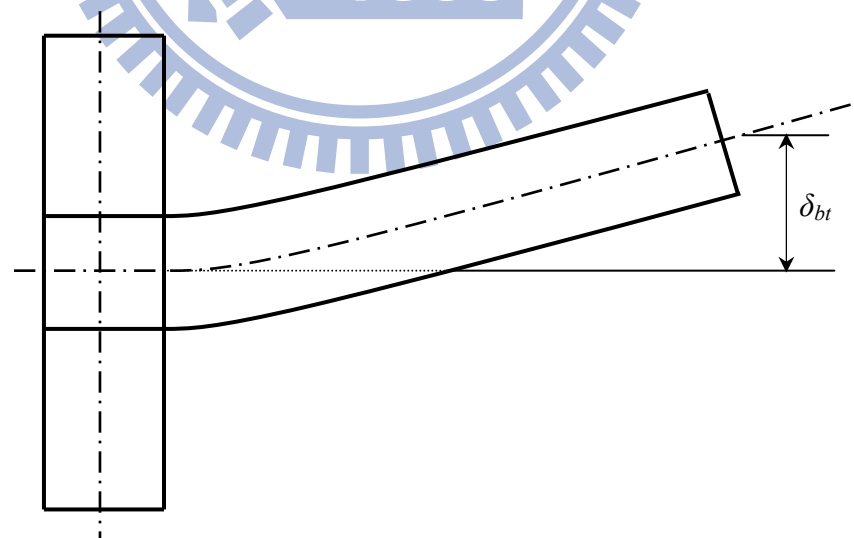


圖 4.27 梁變形引致之梁端變形分量示意圖

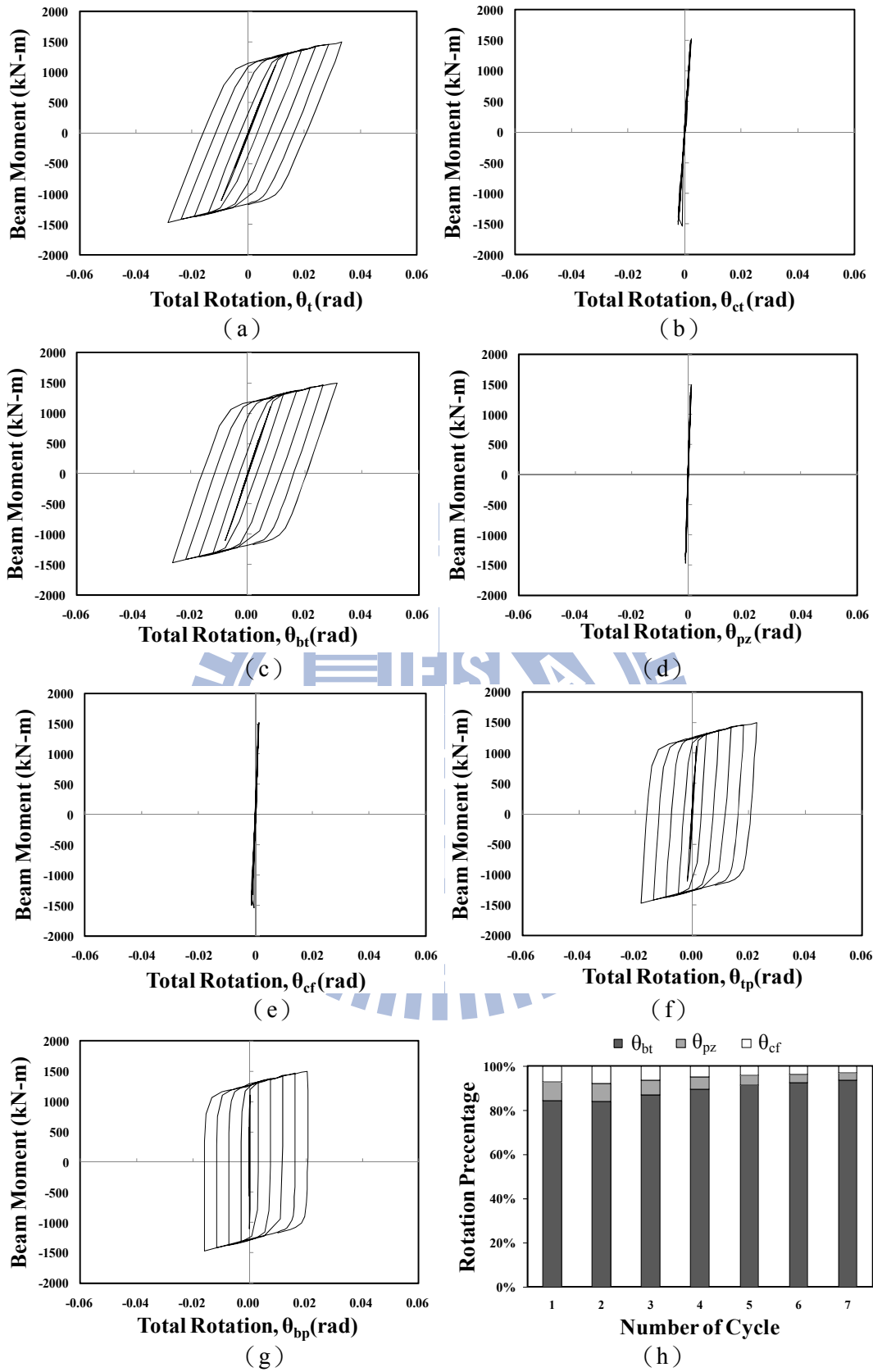


圖 4.28 試體 SRC1 彎矩與轉角分量關係圖

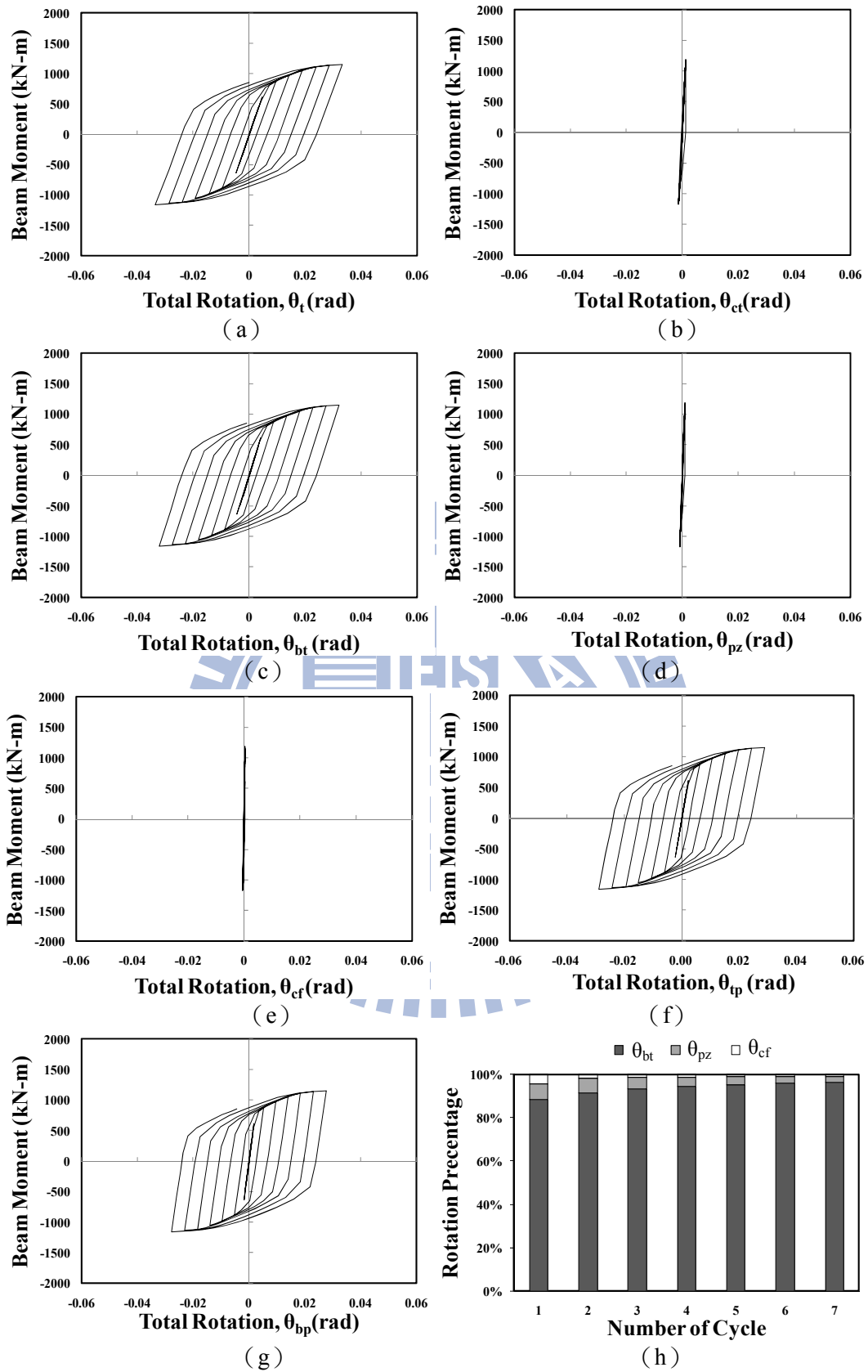


圖 4.29 試體 SRC2 彎矩與轉角分量關係圖

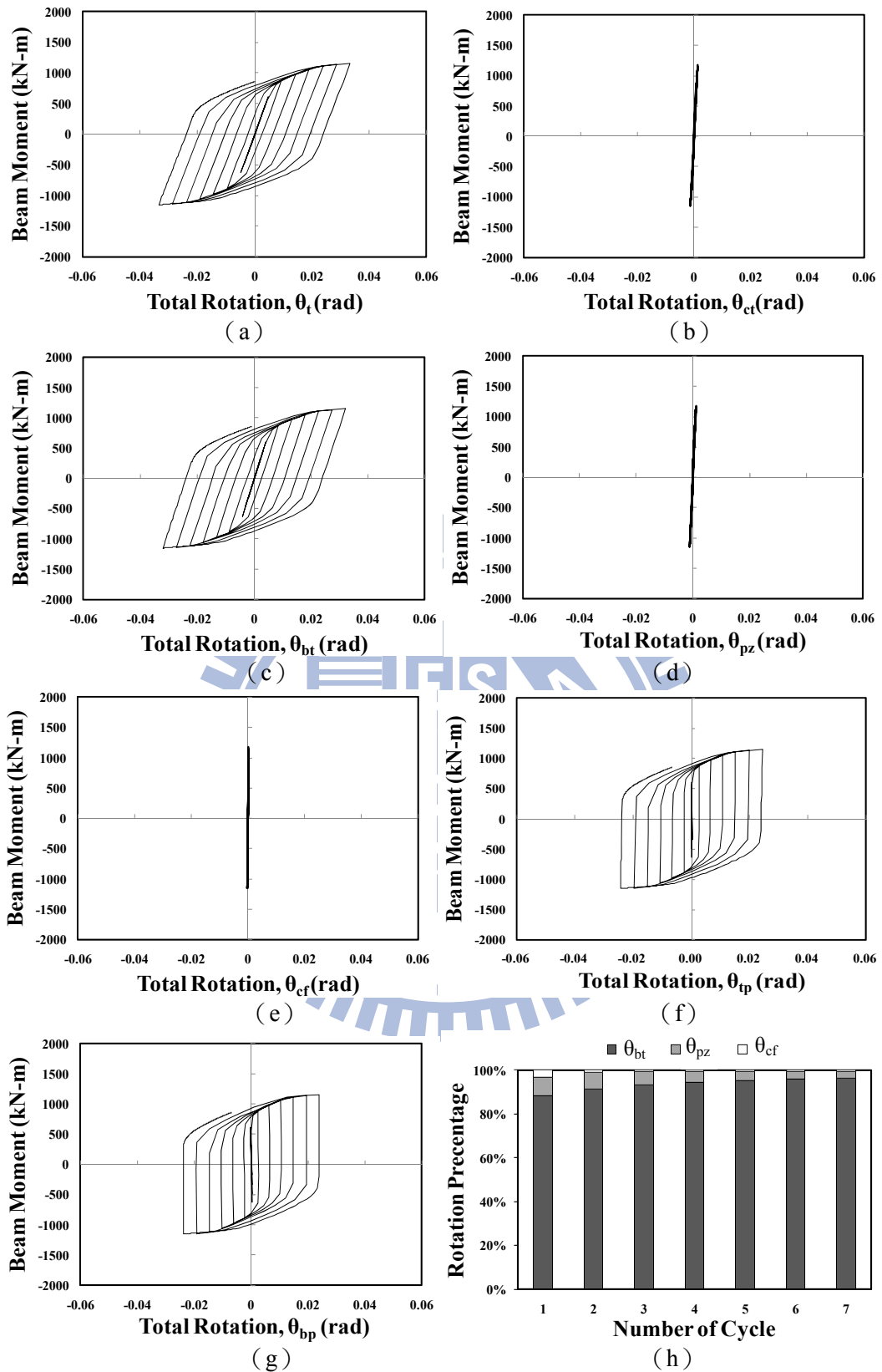


圖 4.30 試體 SRC3 彎矩與轉角分量關係圖

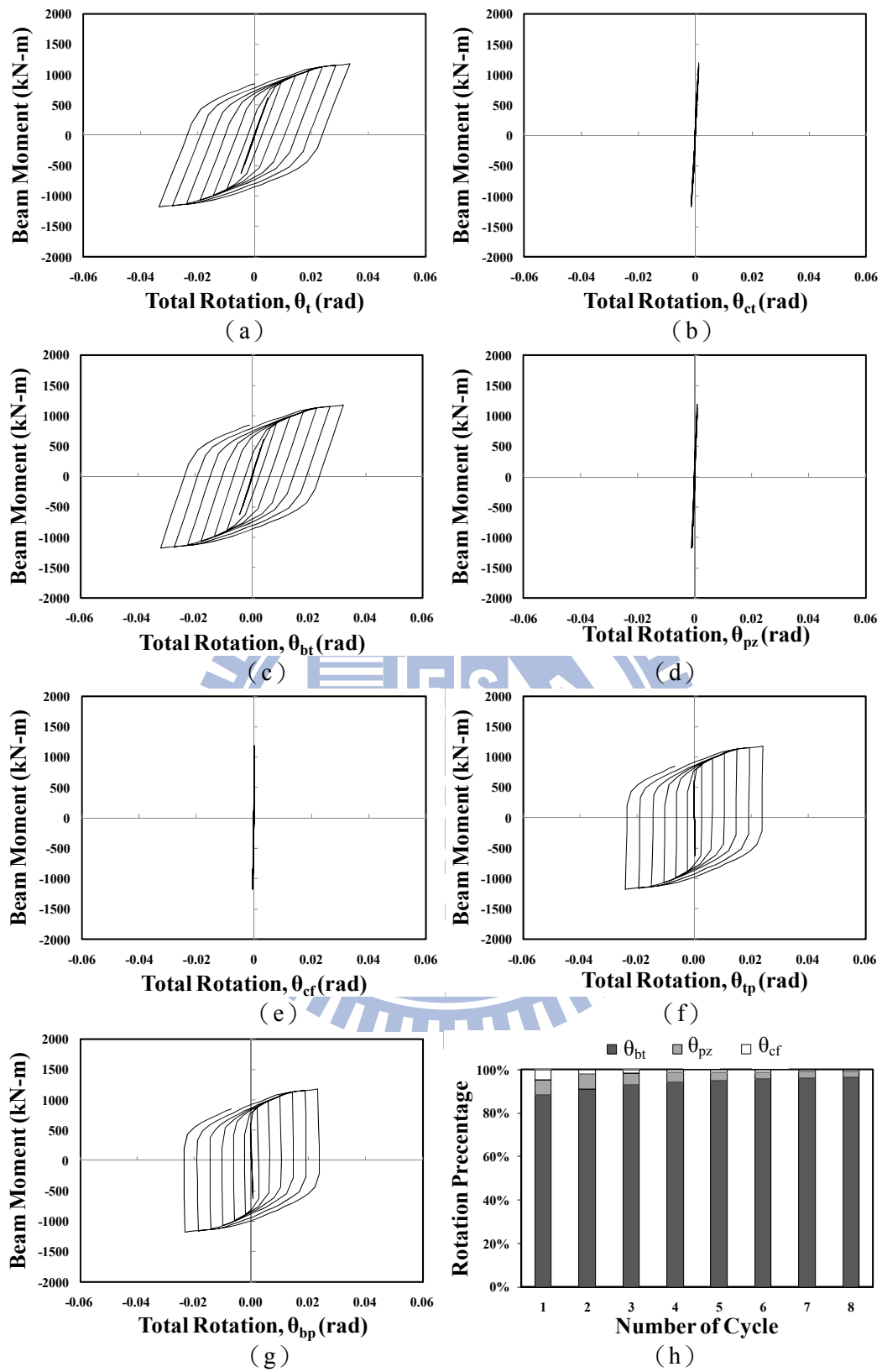


圖 4.31 試體 SRC4 彎矩與轉角分量關係圖

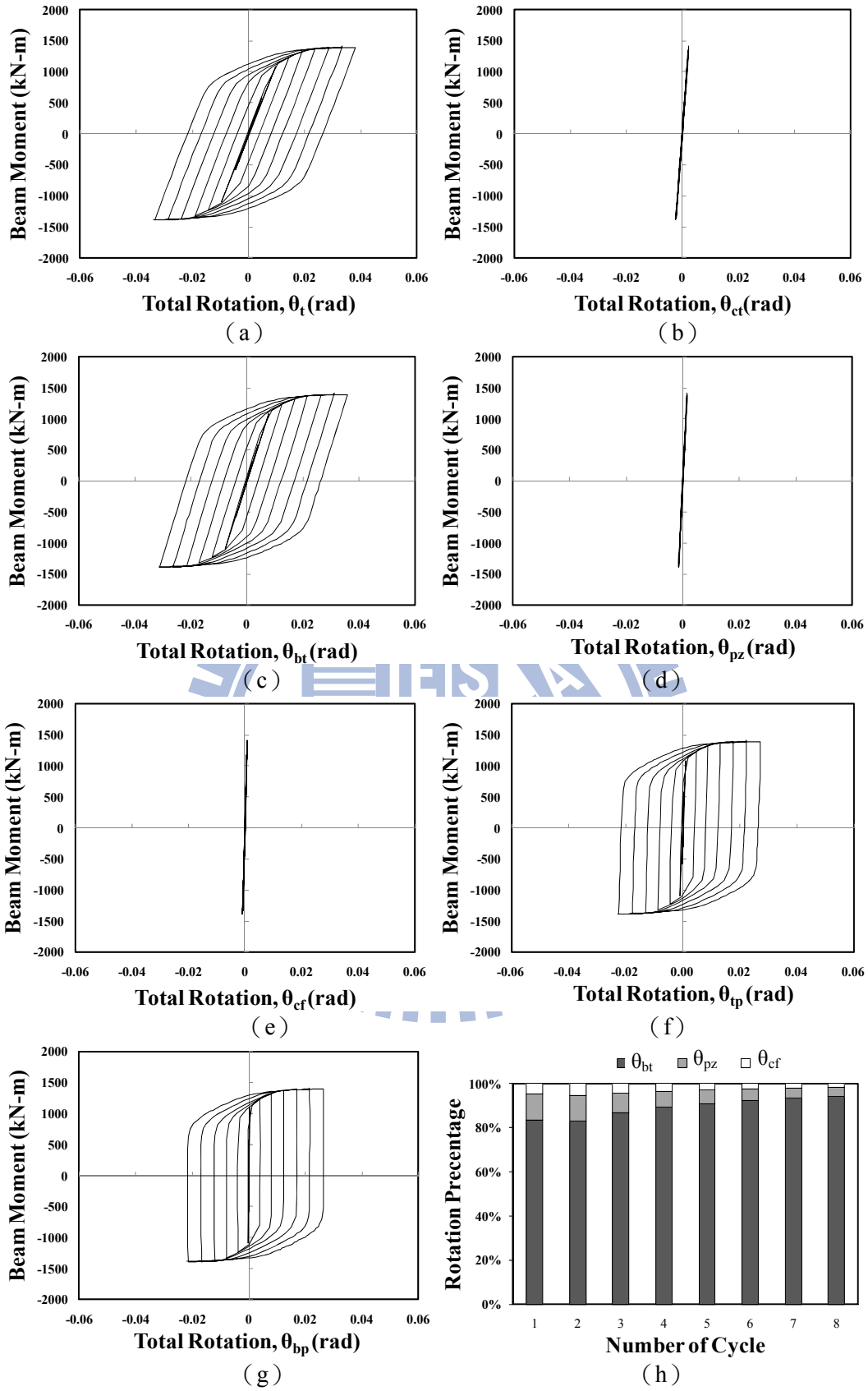
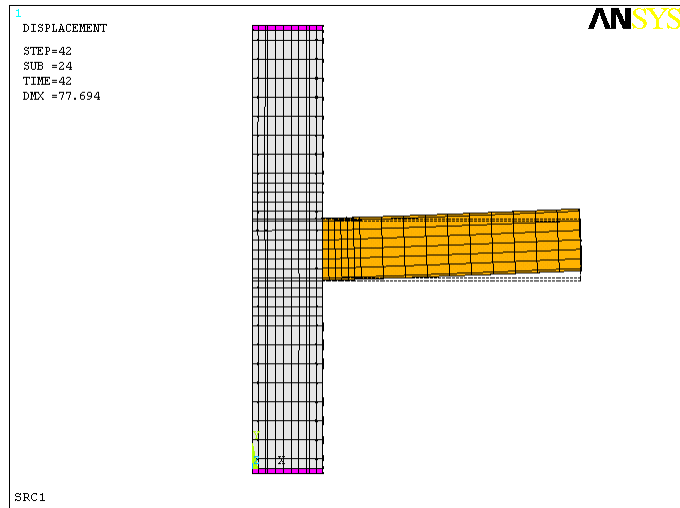
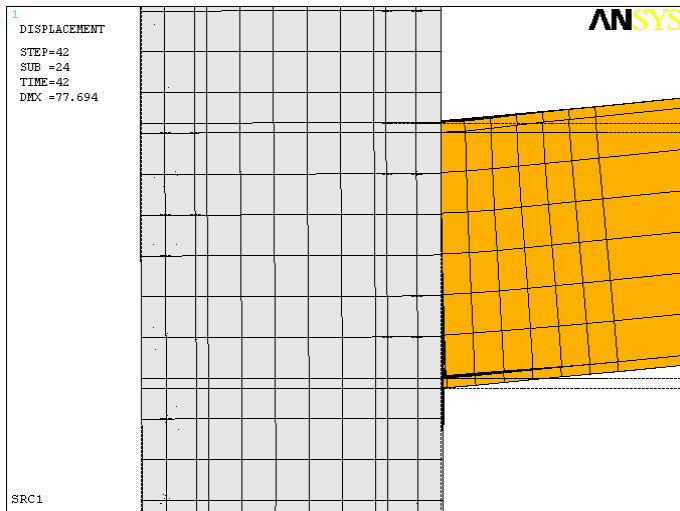


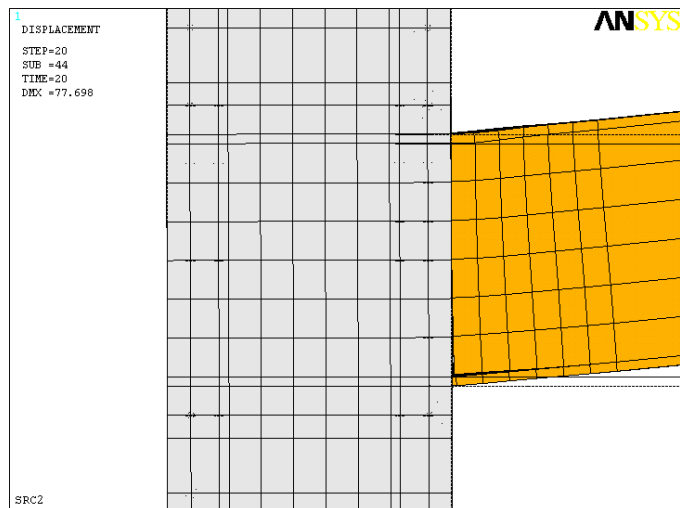
圖 4.32 試體 SRC5 彎矩與轉角分量關係圖



(a) 試體 SRC1 鋼梁自由端位移 $7\Delta_y$ 時梁柱接頭整體變形圖

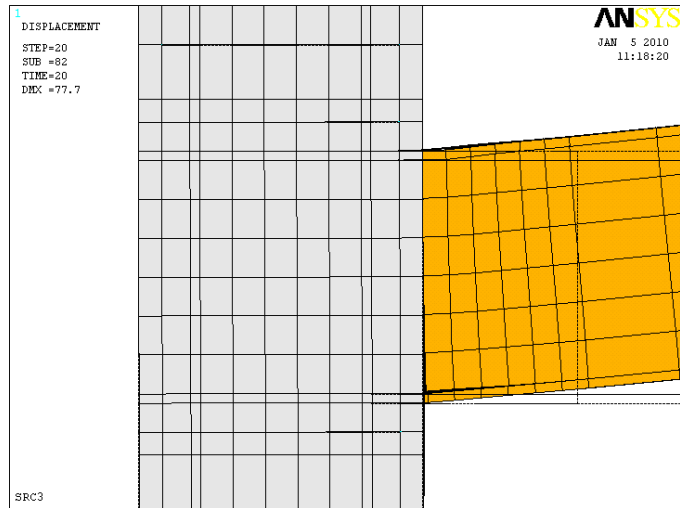


(b) 試體 SRC1 鋼梁自由端位移 $7\Delta_y$ 時梁柱接頭區變形圖

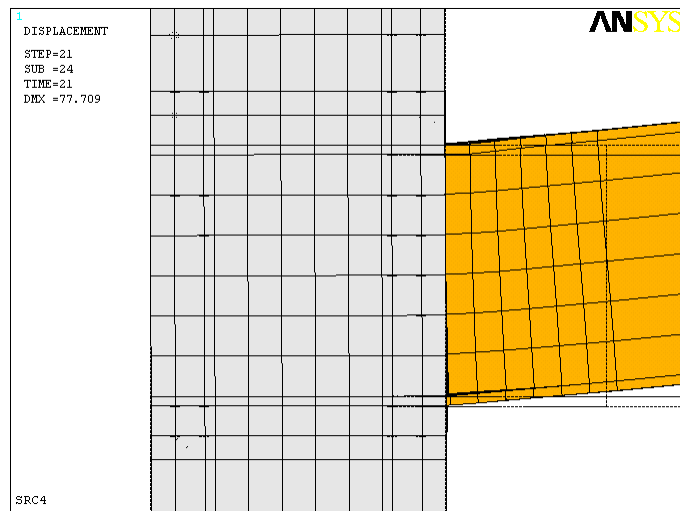


(c) 試體 SRC2 鋼梁自由端位移 $7\Delta_y$ 時梁柱接頭區變形圖

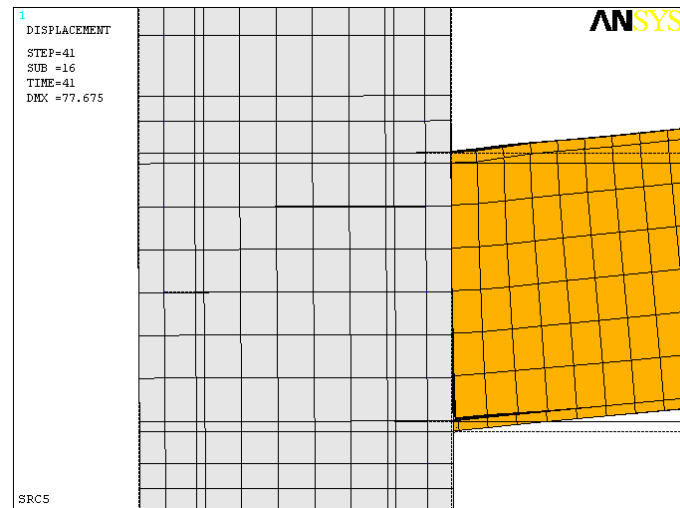
圖 4.33 S-SRC 梁柱接頭試體鋼梁自由端位移 $7\Delta_y$ 時受力變形圖



(d) 試體 SRC3 鋼梁自由端位移 $7\Delta y$ 時梁柱接頭區變形圖

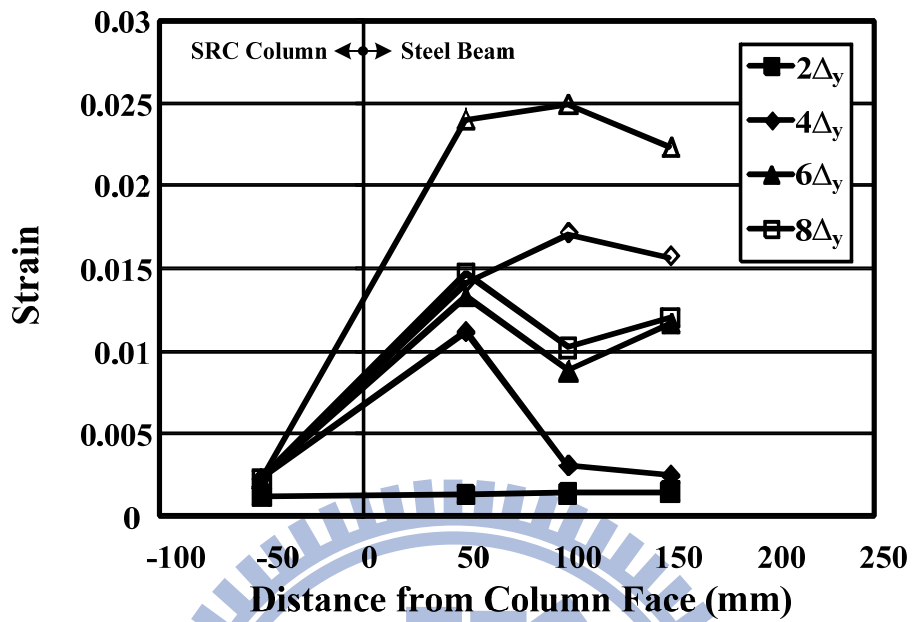


(e) 試體 SRC4 鋼梁自由端位移 $7\Delta y$ 時梁柱接頭區變形圖

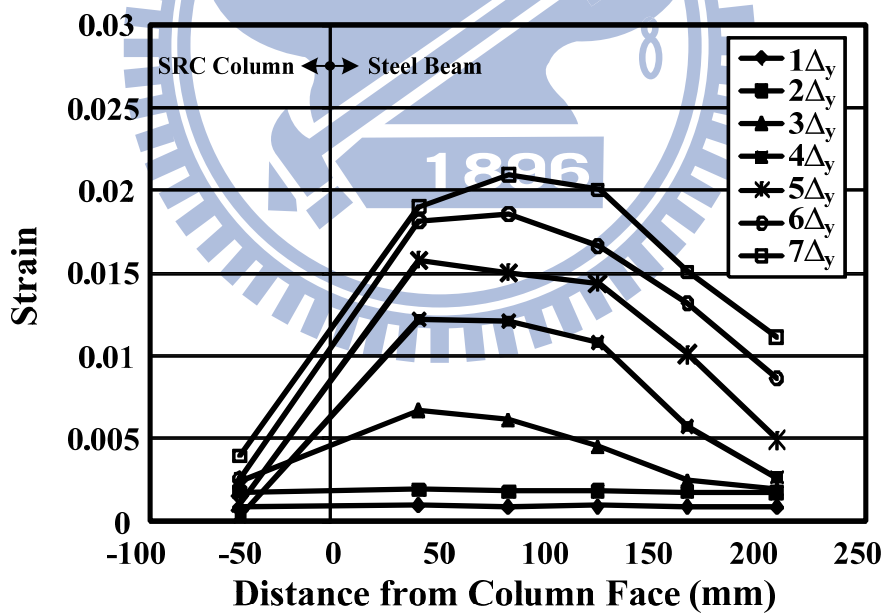


(f) 試體 SRC5 鋼梁自由端位移 $7\Delta y$ 時梁柱接頭區變形圖

圖 4.33 S-SRC 梁柱接頭試體鋼梁自由端位移 $7\Delta y$ 時受力變形圖 (續)

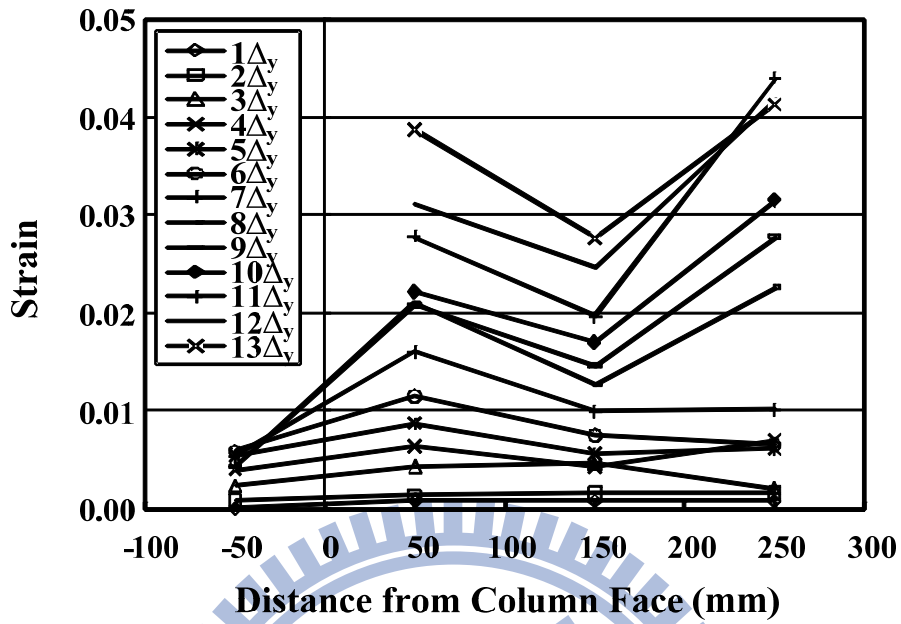


(a) 實驗所得試體 SRC1 之鋼梁翼板應變值變化情形 (Weng 等, 2008) [13]

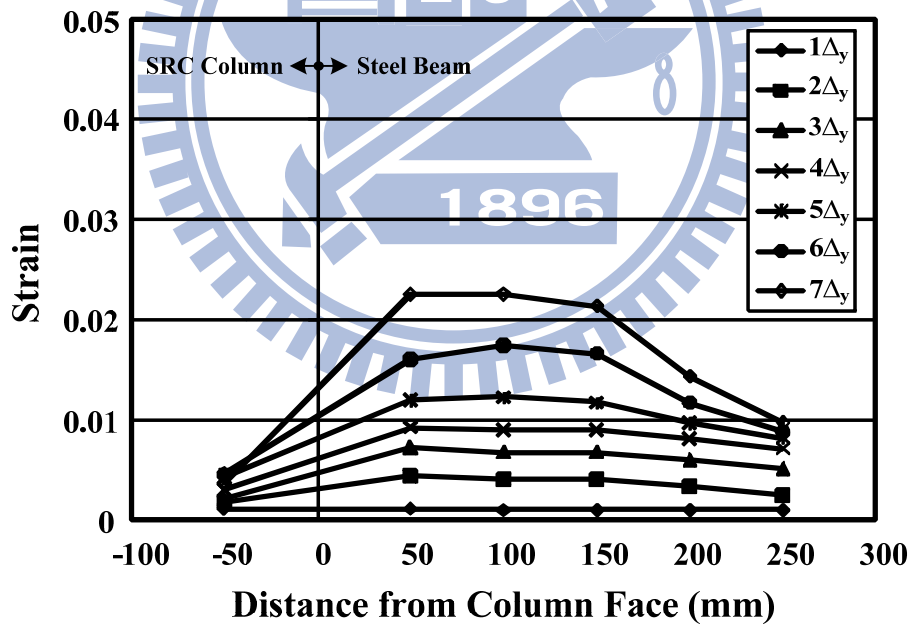


(b) ANSYS 模擬試體 SRC1 之鋼梁翼板應變值變化情形

圖 4.34 梁柱接頭試體 SRC1 之鋼梁翼板應變值變化情形

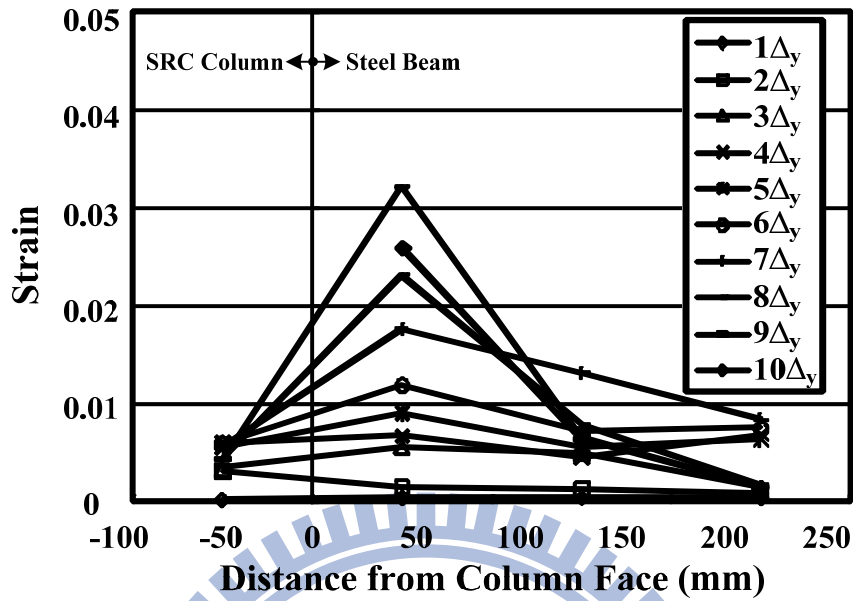


(a) 實驗所得試體 SRC2 之鋼梁翼板應變值變化情形 (徐振益, 2004) [11]

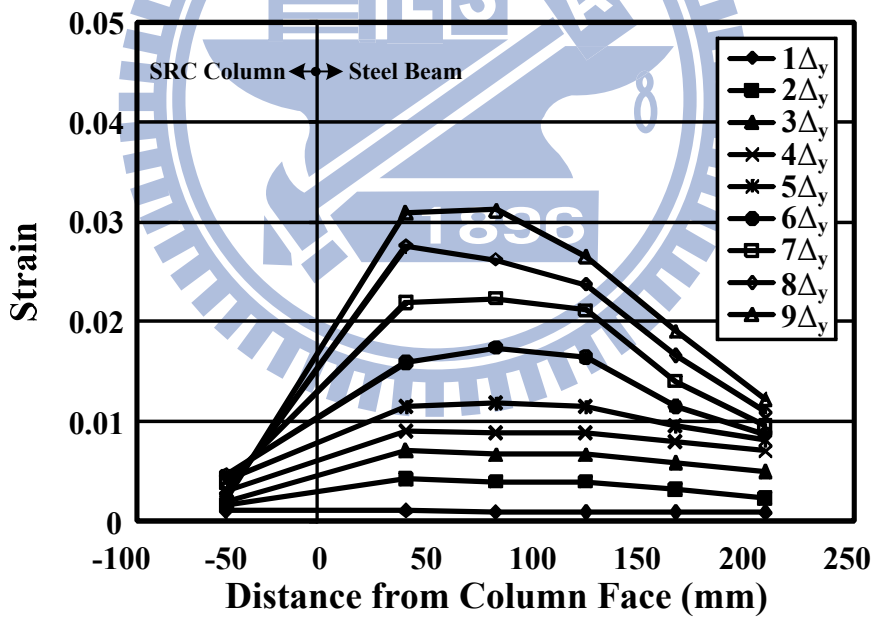


(b) ANSYS 模擬試體 SRC2 之鋼梁翼板應變值變化情形

圖 4.35 梁柱接頭試體 SRC2 之鋼梁翼板應變值變化情形

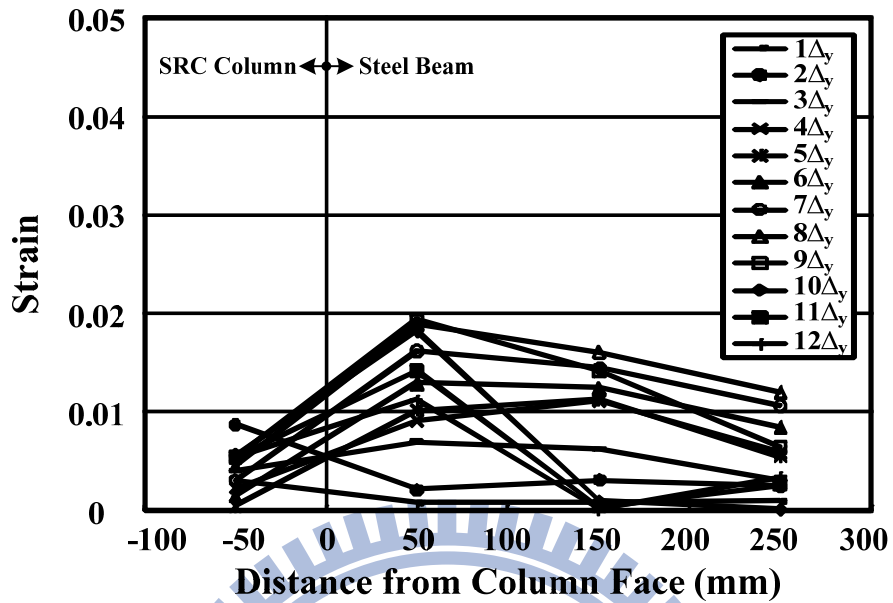


(a) 實驗所得試體 SRC3 之鋼梁翼板應變值變化情形 (徐振益, 2004) [11]

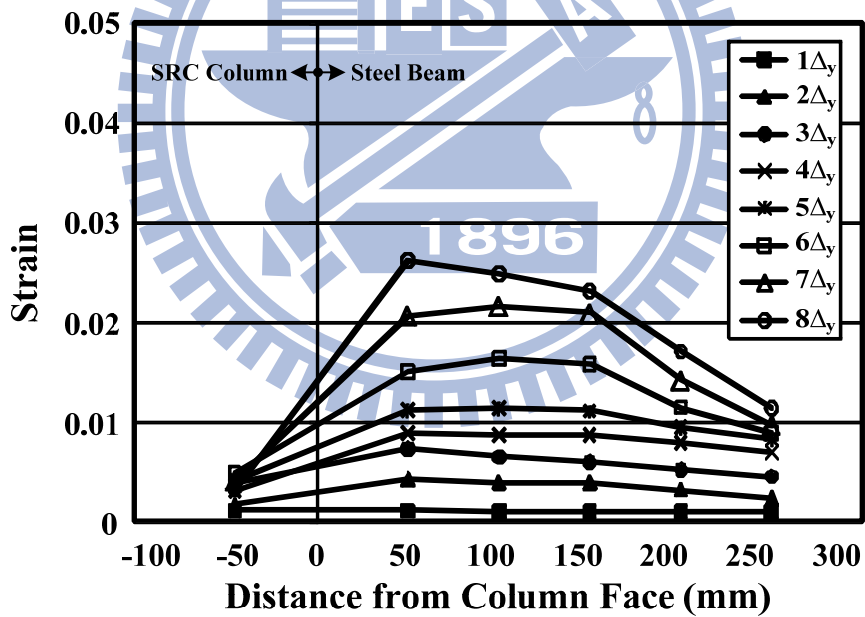


(b) ANSYS 模擬試體 SRC3 之鋼梁翼板應變值變化情形

圖 4.36 梁柱接頭試體 SRC3 之鋼梁翼板應變值變化情形

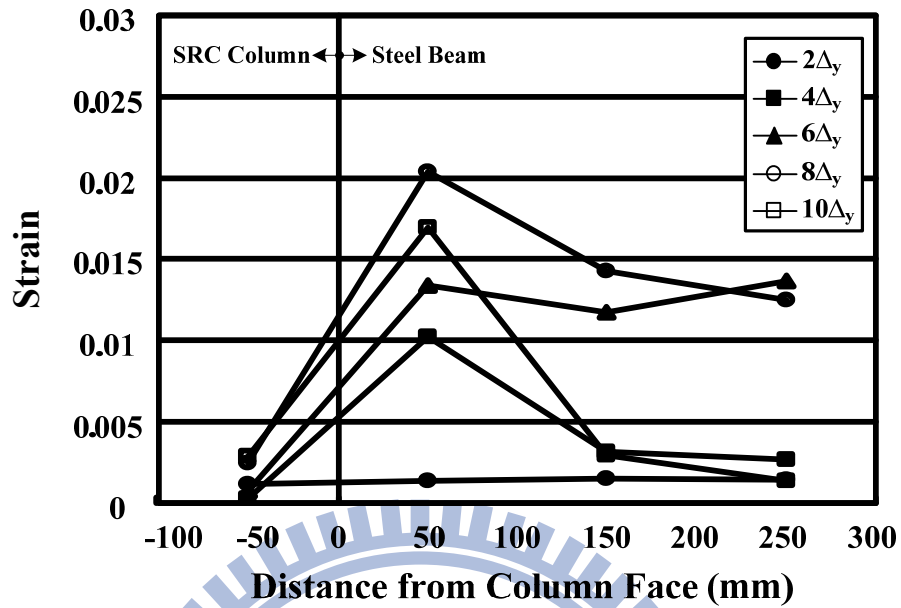


(a) 實驗所得試體 SRC4 之鋼梁翼板應變值變化情形 (徐振益, 2004) [11]

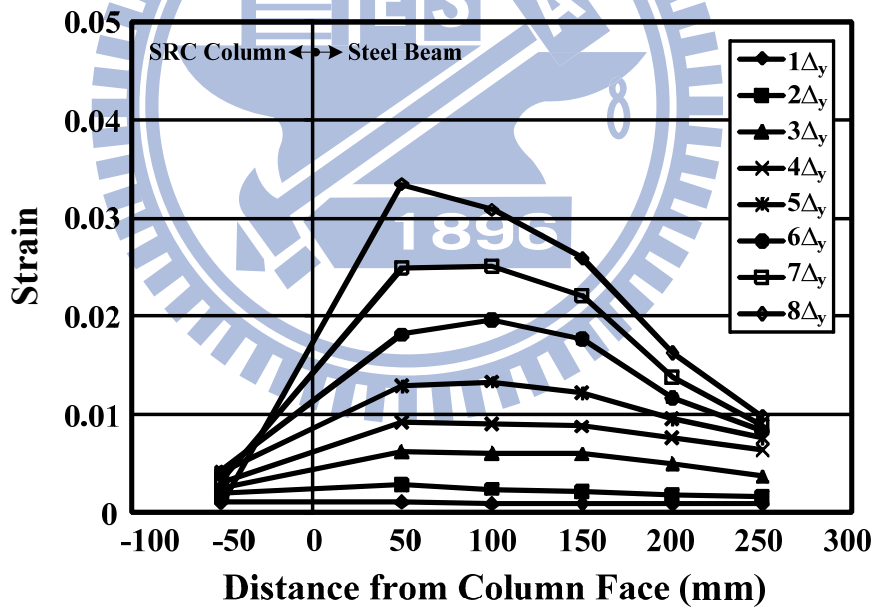


(b) ANSYS 模擬試體 SRC4 之鋼梁翼板應變值變化情形

圖 4.37 梁柱接頭試體 SRC4 之鋼梁翼板應變值變化情形

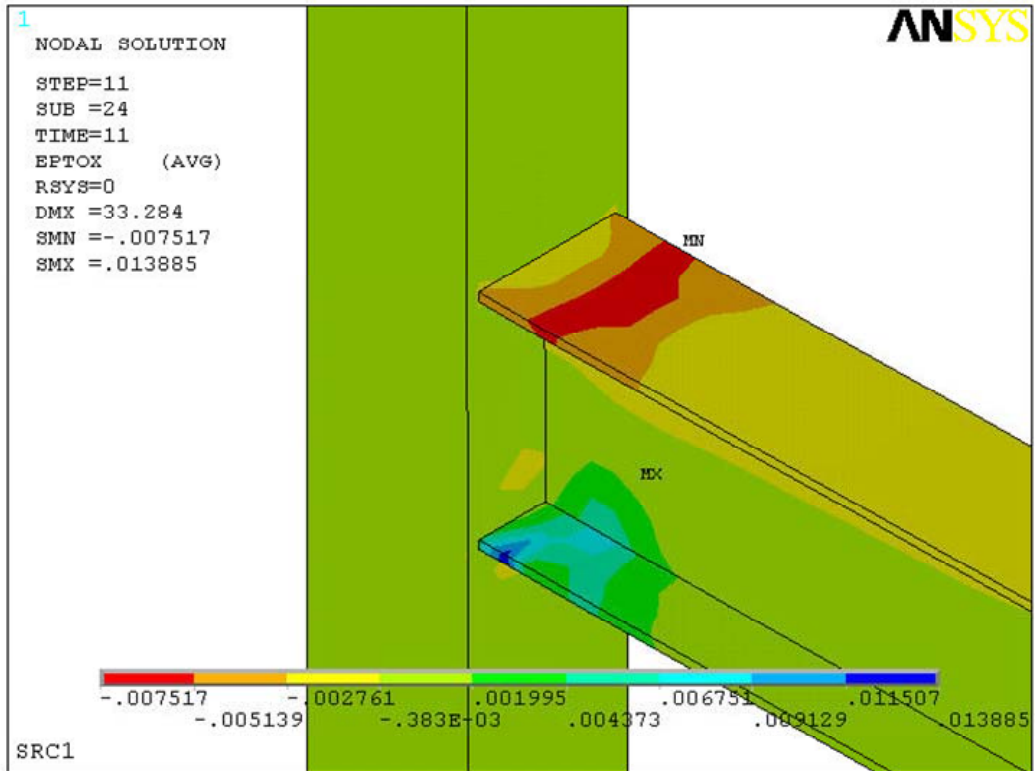


(a) 實驗所得試體 SRC5 之鋼梁翼板應變值變化情形 (楊宗翰, 2004) [12]

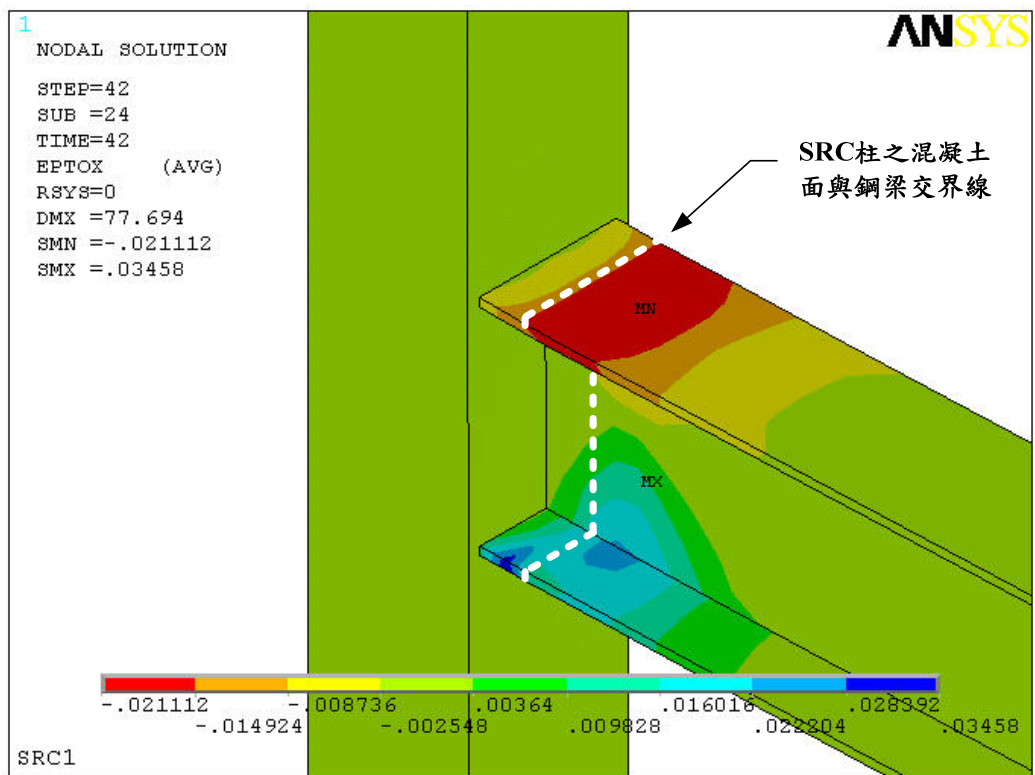


(b) ANSYS 模擬試體 SRC5 之鋼梁翼板應變值變化情形

圖 4.38 梁柱接頭試體 SRC5 之鋼梁翼板應變值變化情形

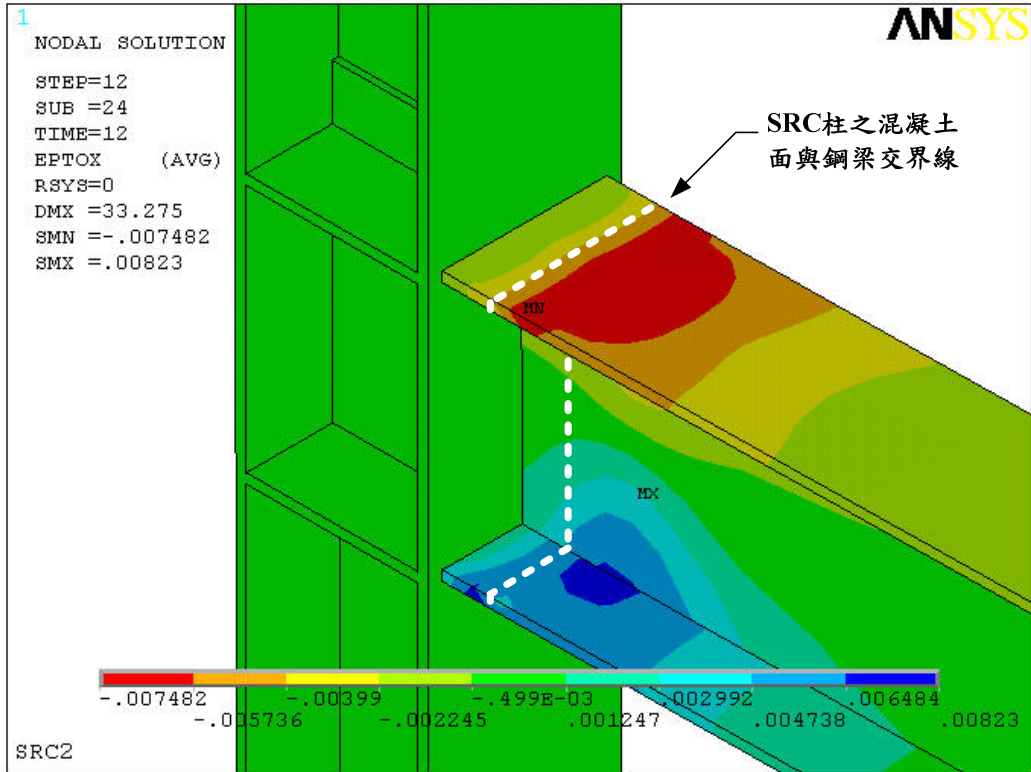


(a) 試體 SRC1 鋼梁自由端位移 $3\Delta y$ 時

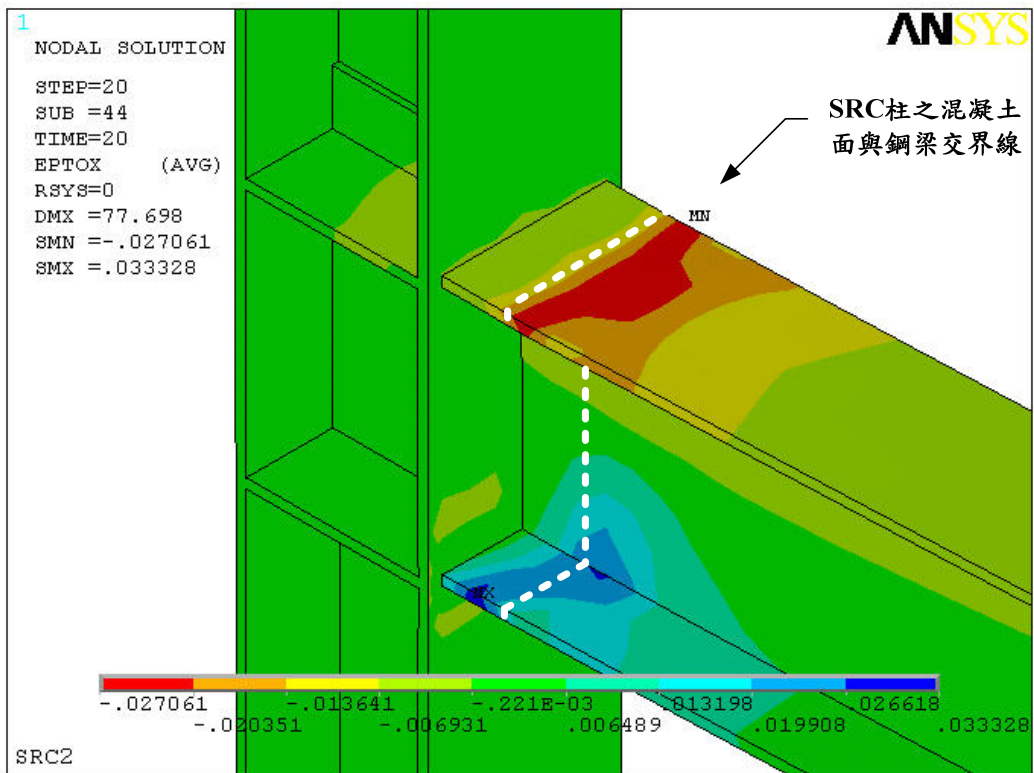


(b) 試體 SRC1 鋼梁自由端位移 $7\Delta y$ 時

圖 4.39 梁柱接頭試體鋼梁受混凝土束制作用下應變變化情形

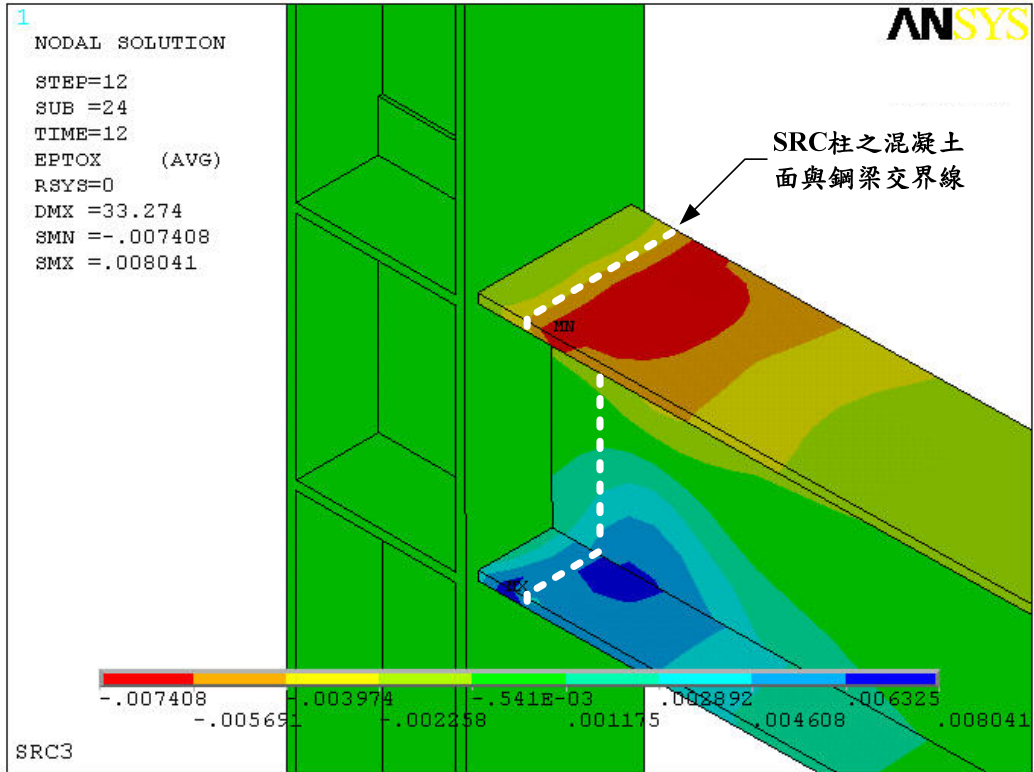


(a) 試體 SRC2 鋼梁自由端位移 $3\Delta y$ 時

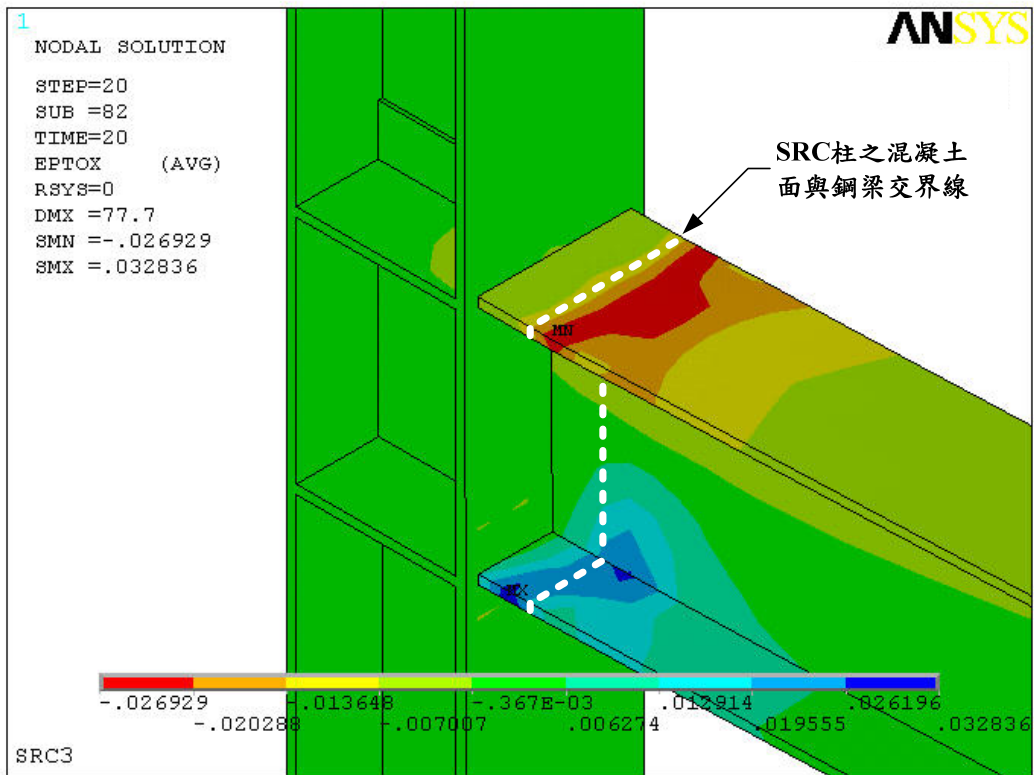


(b) 試體 SRC2 梁自由端位移 $7\Delta y$ 時

圖 4.39 梁柱接頭試體鋼梁受混凝土束制作用下應變變化情形 (續)

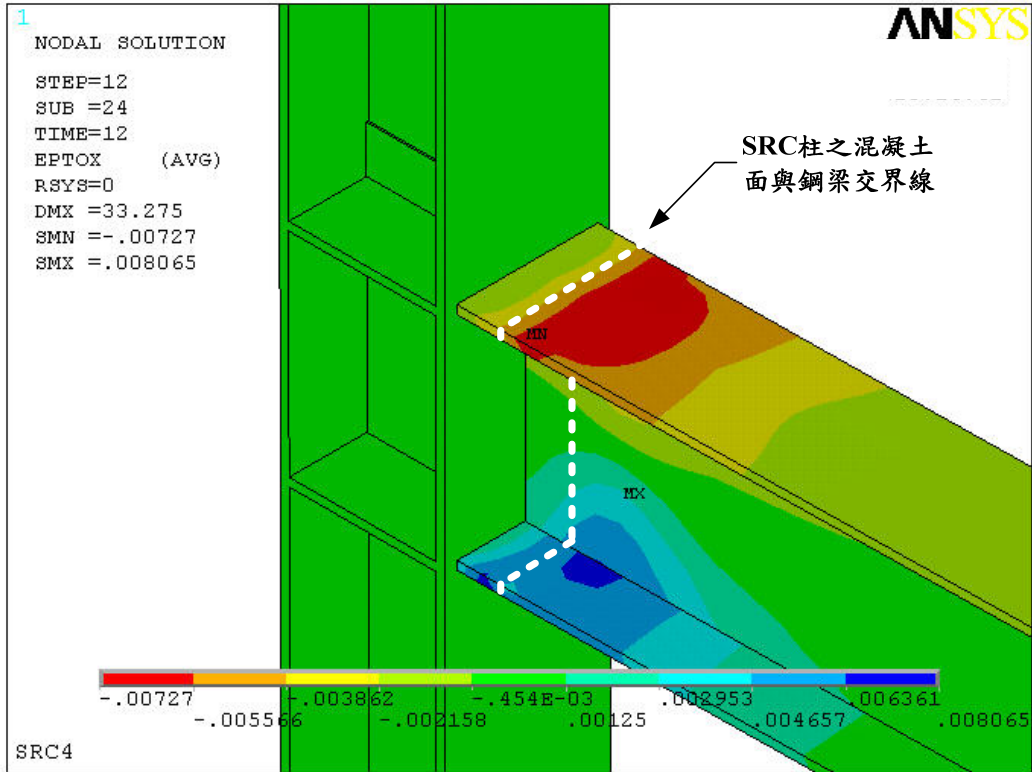


(a) 試體 SRC3 梁自由端位移 $3\Delta y$ 時

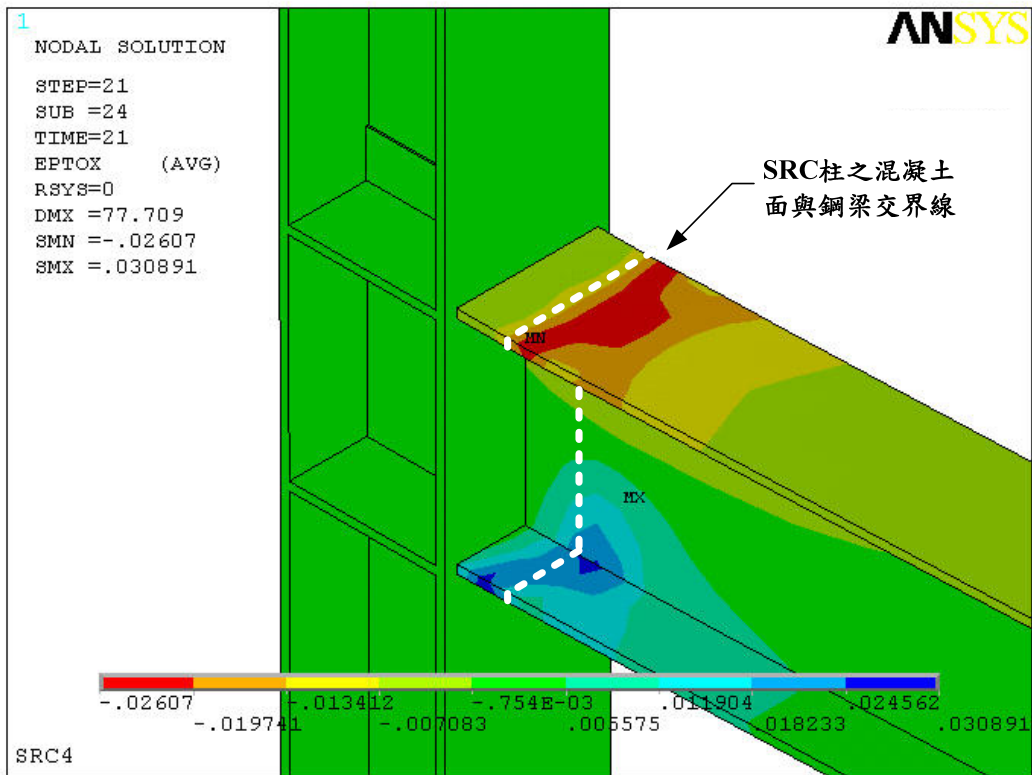


(b) 試體 SRC3 梁自由端位移 $7\Delta y$ 時

圖 4.39 梁柱接頭試體鋼梁受混凝土束制作用下應變變化情形 (續)

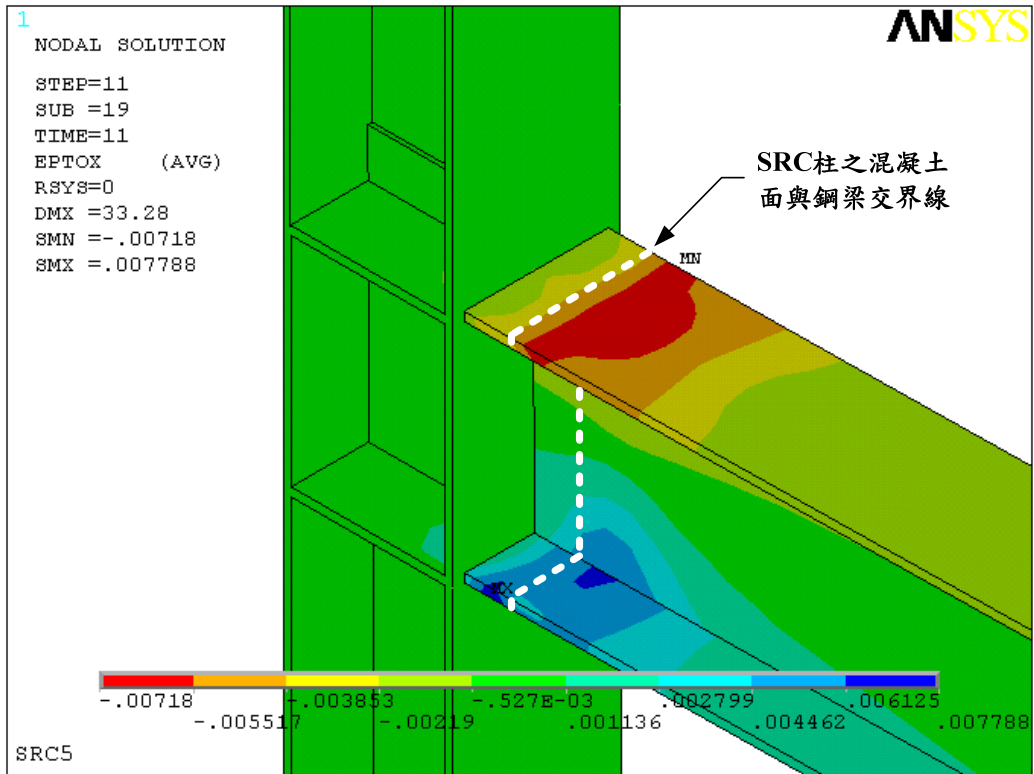


(a) 試體 SRC4 梁自由端位移 $3\Delta y$ 時

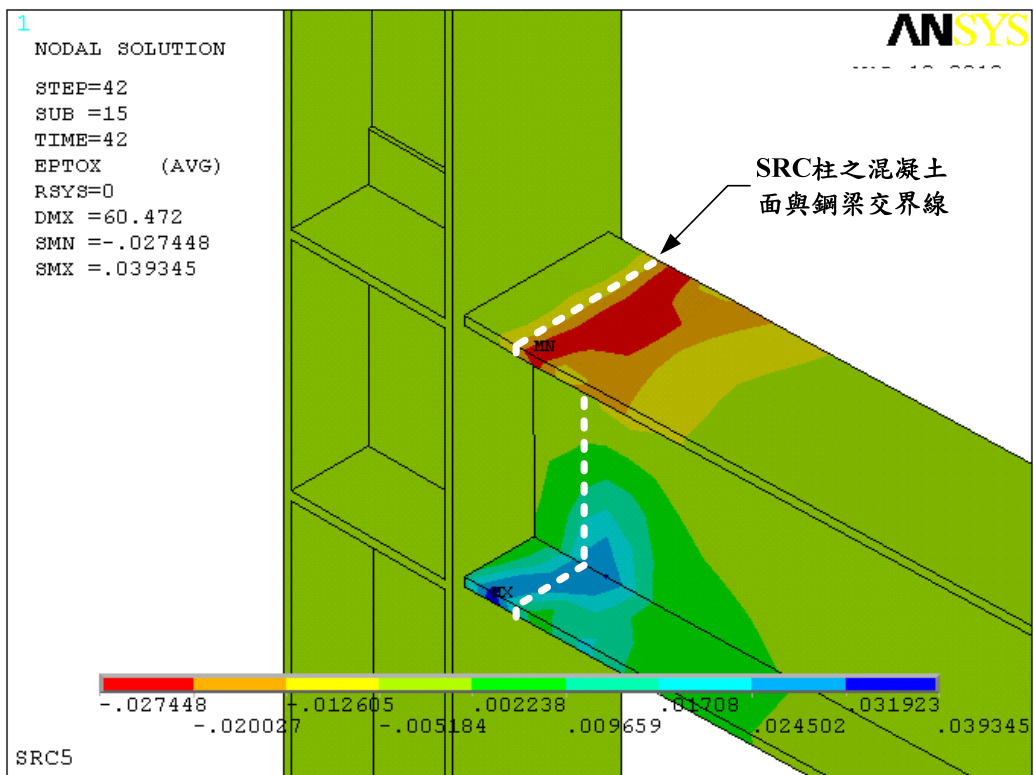


(b) 試體 SRC4 梁自由端位移 $7\Delta y$ 時

圖 4.39 梁柱接頭試體鋼梁受混凝土束制作用下應變變化情形 (續)



(a) 試體 SRC5 梁自由端位移 $3\Delta y$ 時



(b) 試體 SRC5 梁自由端位移 $7\Delta y$ 時

圖 4.39 梁柱接頭試體鋼梁受混凝土束制作用下應變變化情形 (續)

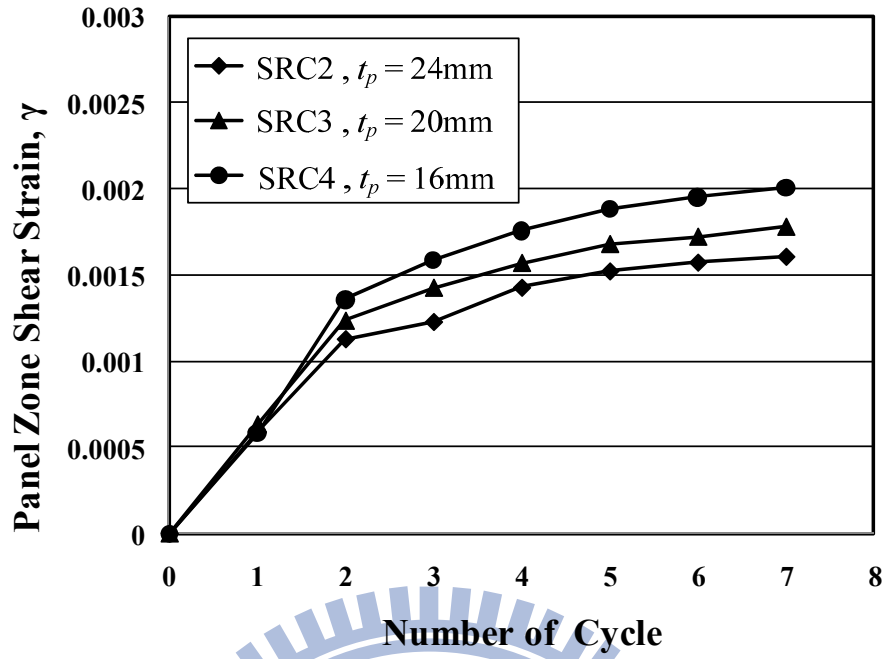


圖 4.40 試體 SRC2 至 SRC4 之鋼柱腹板剪應變值變化情形

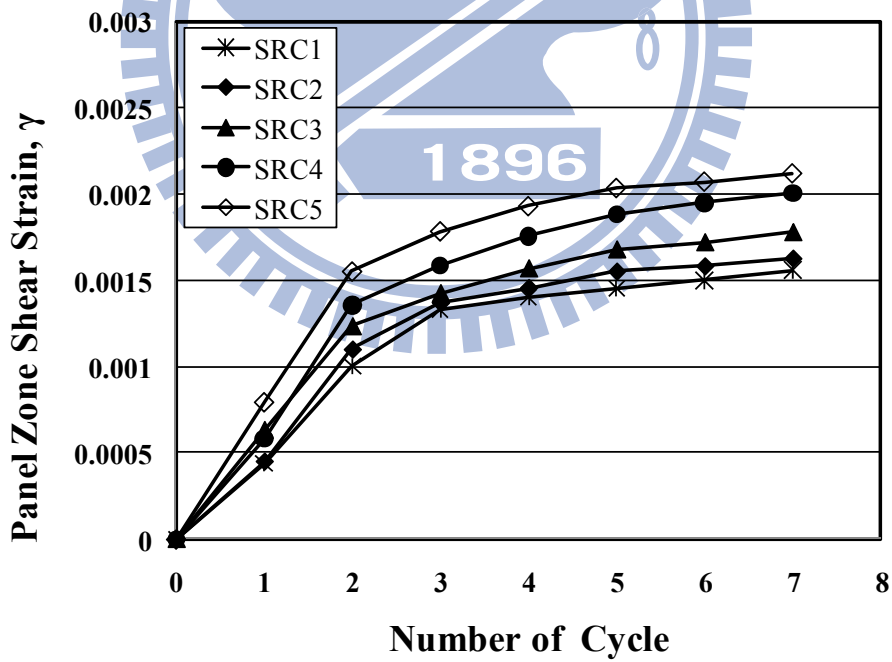
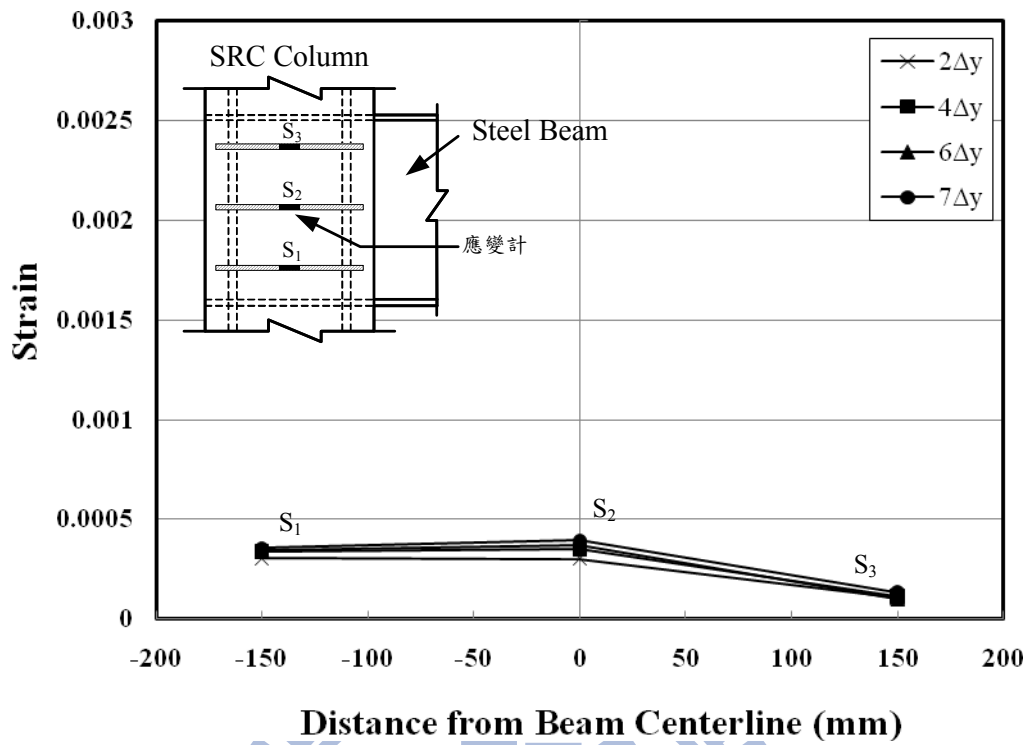
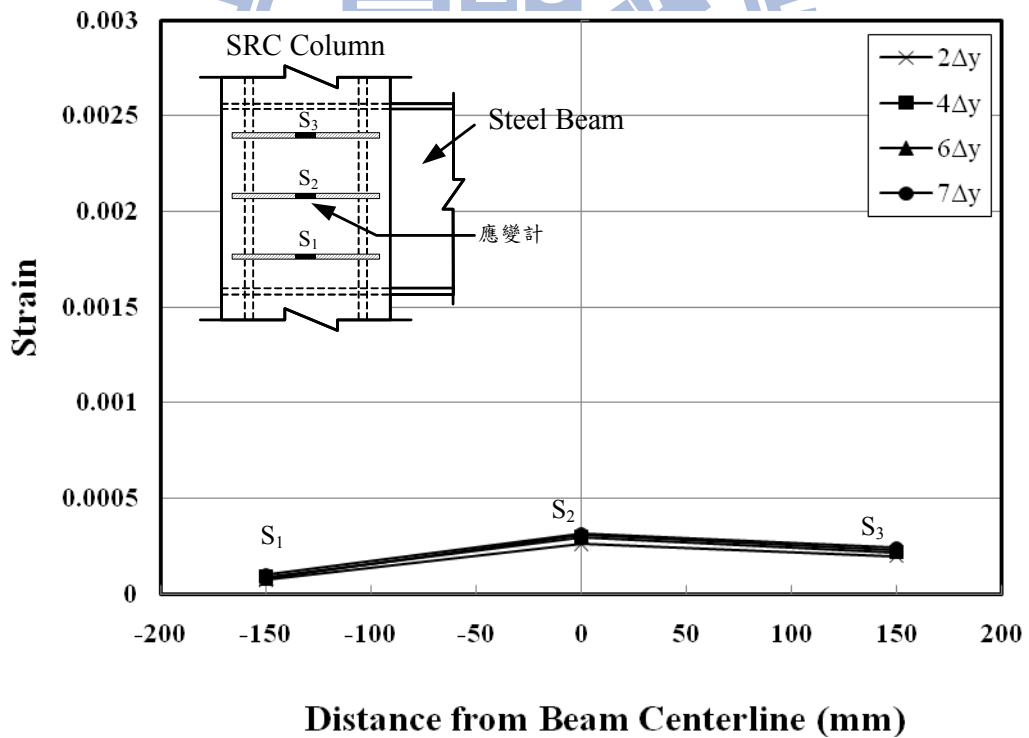


圖 4.41 五組試體之鋼柱腹板剪應變值變化情形

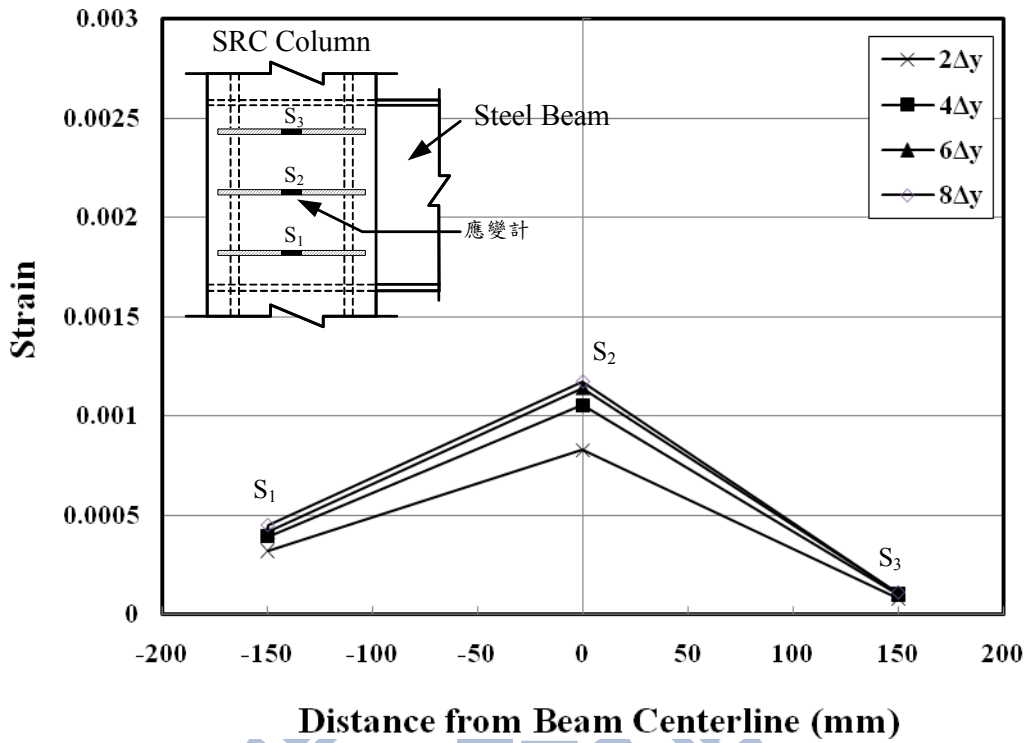


(a) 正向加載

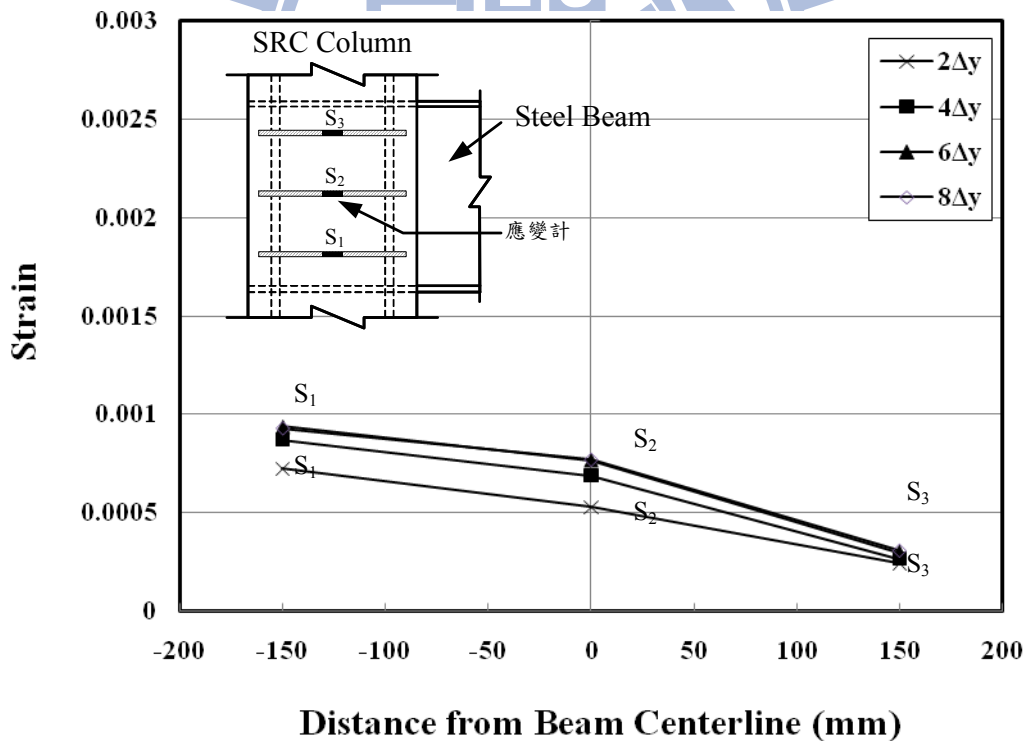


(b) 負向加載

圖 4.42 運用 ANSYS 模擬梁柱接頭試體 SRC1 圍束箍筋應變值變化情形



(a) 正向加載



(b) 負向加載

圖 4.43 運用 ANSYS 模擬梁柱接頭試體 SRC5 圍束箍筋應變值變化情形