

含混凝土樓版之預力抗彎接頭的

反覆載重行為

Effects of Concrete Slab on Cyclic Behavior of Post-tensioned
Moment Connections

研究 生：王昱棋

Student : Yu-Chi Wang

指導教授：周中哲 博士

Advisor : Dr. Chung-Che Chou

國立交通大學

土木工程學系碩士班



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

September 2006

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十五年九月

含混凝土樓版之預力抗彎接頭的反覆載重行為

研究生：王昱棋

指導教授：周中哲 博士

國立交通大學土木工程學系

摘要

預力系統結合預力鋼腱與消能元件之特性，其中鋼腱中之初始預力提供自行復位的能力，並藉由消能元件之降伏產生遲滯消能行為，因此整個預力式建築兼具自行復位、殘餘變形小及擁有遲滯消能的能力。因此本研究以靜態反覆載重實驗的方式探討在鋼梁上下翼板提供不同厚度的削切鋼板以及含與不含混凝土樓版之預力梁柱接合系統的力學行為及抗震性能。實驗結果顯示(1)含樓版試體在千斤頂往正方向作用時的彎矩與未架設樓版試體接近，但在千斤頂往負方向作用時未架設樓版試體的彎矩分別約為含樓版試體的 0.72% 及 0.6%，所以預力梁柱接合系統於鋼梁上架設樓版，對預力系統自行復位的能力造成很大的影響、(2) 由預力梁柱接合系統力量與位移間的關係利用迭代方法可以預測含樓版試體的行為、及(3) 以有限元素分析程式(ABAQUS)模擬其中一組含非傳統樓版試體以探討含樓版預力接合系統在撓曲載重作用下的行為。

Effects of Concrete Slab on Cyclic Behavior of Post-tensioned Moment Connections

Student : Yu-Chi Wang

Advisor : Dr. Chung-Che Chou

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

ABSTRACT

This thesis presents the results of experimental and analytical studies on self-centering moment connections with and without composite concrete slab. Cyclic tests were conducted on four full-scale subassemblies. Two subassemblies consist of steel beams post-tensioned to a reinforced concrete column and reduced flange plates for energy dissipation. Composite concrete slab with partial debonded longitudinal reinforcement through the connection is also included in other two subassemblies in order to examine the effects of concrete slab on the self-centering behavior of the connection. Test and analytical studies indicated that (1) connection moment strengths in positive bending were similar but in negative bending were different on the order of 0.72 and 0.6 percent compared to the bare steel beam subassembly so that the self-centering behavior of the subassemblies with the composite concrete slab was not observed, (2) force-transferring mechanism in the connection proposed was able to predict the force-deformation relationship of the subassembly with the composite concrete slab, and (3) a general-purpose nonlinear finite element analysis program ABAQUS was used to perform the correlation study on the subassemblies with and without composite concrete slab.

誌 謝

在經過兩年的努力，本研究論文終於順利完成，在這兩年的時間是我求學以來最充實的兩年，感謝老師在這段論文研究期間不時的教導我何謂做研究的方法與態度，嚴謹的思維、追根究底的態度，此外更改正我做人處事的道理，磨練我的心智，令我經受更大的考驗，在此獻上最真誠的敬意。同時在論文口試期間，承蒙台灣大學 蔡克銓教授、中央大學 許協隆教授、交通大學 劉俊秀教授及陳誠直教授的蒞臨指導，以專業的知識為正本研究不足之處提供寶貴的意見，讓本研究論文更趨完善，再次感謝各位教授的指教。

另外感謝國家地震工程研究中心提供研究經費與試驗場地讓本研究能順利完成，也特別對國家地震工程研究中心的技術人員周志雄組長等人獻上謝意，多謝你們的配合。同時也非常感謝鴻舜機械公司周仁財先生等工作團隊，協助試驗的進行。

感謝學長陳俊翰，同學智堡、郁仁以及學弟智凱，不論是在做實驗或是寫論文都給我許多的幫助，沒有你們的配合論文將無法如期完成，謝謝你們陪我度過這段辛苦的日子。

另外也感謝女友祥玉，在這兩年裡遭遇了許多的困難，在我最痛苦的關頭是妳陪著我度過，在我最低落的時候是你在一旁給我鼓勵，沒有妳的關懷與陪伴我無法獨自完成這個任務，也要對你說聲抱歉，這段日子常常因為我的情緒而影響你，謝謝妳為我付出的一切，我將永遠銘記在心。

最後僅將本文獻給我的父母 王煙良先生和 李翠娟女士，以及最親愛的家人，感謝你們給我的支持與鼓勵，希望我的成就能成為你們的驕傲，這個碩士學位不只是我的也是你們的。

目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
誌謝.....	III
目錄.....	IV
表目錄.....	VII
圖目錄.....	VIII
照片目錄.....	XIV
第一章 緒論.....	1
1.1 前言	1
1.2 文獻回顧.....	1
1.3 研究動機與目的.....	2
1.4 研究內容.....	3
第二章 預力梁柱接頭行為.....	4
2.1 前言	4
2.2 預力梁柱接頭梁端彎矩與旋轉角關係.....	4
2.2.1 預力梁柱接頭勁度.....	7
2.3 預力梁柱接合試體設計	13
2.3.1 試體 1.....	14
2.3.2 試體 2	14
2.3.3 試體 3.....	15
2.3.4 試體 4.....	15
2.4 材料性質	16
2.5 試體載重歷時及梁測儀器規劃.....	17
第三章 試體試驗與結果分析.....	18

3.1 前言	18
3.2 鋼管混凝土柱試體製作與組裝	18
3.3 試體 1 實驗結果	19
3.3.1 實驗現象觀察	19
3.3.2 整體反應	20
3.3.3 局部反應	21
3.4 試體 2 實驗結果	21
3.4.1 實驗現象觀察	21
3.4.2 整體反應	22
3.4.3 局部反應	24
3.5 鋼筋混凝土柱試體製作與組裝	24
3.6 試體 3 實驗結果	25
3.6.1 實驗現象觀察	26
3.6.2 整體反應	26
3.6.3 局部反應	28
3.7 試體 4 實驗結果	28
3.7.1 實驗現象觀察	28
3.7.2 整體反應	29
3.7.3 局部反應	30
第四章 實驗結果分析與有限元素分析	32
4.1 前言	32
4.2 不含樓版試體預測模擬分析	32
4.2.1 試體 1 實驗與預測模擬分析	32
4.2.2 試體 3 實驗與預測模擬分析	33
4.3 含樓版試體實驗結果分析	34

4.3.1 試體 2 實驗與預測模擬分析.....	34
4.3.2 試體 4 實驗與預測模擬分析.....	47
4.3 有限元素分析.....	50
4.3.1 有限元素分析程式 ABAQUS 介紹.....	50
4.3.2 削切鋼板有限元素分析.....	52
4.3.3 試體 3 有限元素分析.....	53
4.3.4 試體 4 有限元素分析.....	55
4.3.5 參數研究.....	59
第五章 結論與建議.....	60
5.1 結論.....	60
5.2 建議.....	62
參考文獻.....	63



表目錄

表 2.1 試體接頭區特性.....	66
表 2.2 試體 1 與試體 3 在不同步驟下的勁度.....	66
表 2.3 剛體旋轉角與層間側位移角關係.....	66
表 2.4 試體 1 與試體 2 鋼材材料性質.....	67
表 2.5 試體 3 與試體 4 鋼材材料性質.....	67
表 2.6 鋼絲網、鋼筋及鋼承板材料性質.....	67
表 2.7 混凝土抗壓強度.....	67
表 4.1 不同步驟的勁度.....	68
表 4.2 試體實驗勁度與分析勁度比較.....	69



圖目錄

圖 1.1 預力梁柱接頭區形式	70
圖 2.1 預力梁柱接頭彎矩與旋轉角度關係.....	71
圖 2.2 預力梁柱接頭自由體圖.....	73
圖 2.3 削切鋼板力量-位移關係圖.....	74
圖 2.4 梁柱接頭試體自由體圖.....	75
圖 2.5 迭代步驟之流程圖.....	76
圖 2.6 試體 1 梁柱接合細節.....	77
圖 2.7 試體 2 梁柱接合細節.....	78
圖 2.8 試體 3 梁柱接合細節.....	79
圖 2.9 試體 4 梁柱接合細節.....	80
圖 2.10 預測試體 1 梁端彎矩.....	81
圖 2.11 預測試體 3 梁端彎矩.....	82
圖 2.12 應力-應變關係圖.....	83
圖 2.13 試體 1 測試構架.....	84
圖 2.14 試體 2 測試構架.....	84
圖 2.15 試體 3 測試構架.....	85
圖 2.16 試體 4 測試構架.....	85
圖 2.17 反覆載重歷時.....	86
圖 2.18 試體 1 量測儀器規劃圖.....	88
圖 2.19 試體 2 量測儀器規劃圖.....	90
圖 2.20 試體 3 量測儀器規劃圖.....	92
圖 2.21 試體 4 量測儀器規劃圖.....	95
圖 3.1 試體 1 梁端彎矩與梁端變位關係圖.....	96
圖 3.2 試體 1 及試體 2 彎矩與梁端位移之包絡線.....	97

圖 3.3 試體 1 千斤頂力量與鋼腱預力關係.....	97
圖 3.4 試體 1 層間位移角與鋼腱力量關係.....	98
圖 3.5 試體 1 中性軸位置關係.....	98
圖 3.6 試體 1 剛體旋轉角與層間側位移角.....	99
圖 3.7 試體預力損失比值.....	99
圖 3.8 試體殘餘變形圖.....	100
圖 3.9 試體層間位移角與鋼腱預力間關係.....	100
圖 3.10 梁柱接合區內梁端彎矩與剪應變.....	101
圖 3.11 試體 1 彎矩與梁翼板內側應變.....	102
圖 3.12 試體 1 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係.....	103
圖 3.13 試體 2 彎矩與梁端位移關係.....	104
圖 3.14 試體 2 千斤頂力量與鋼腱預力關係.....	105
圖 3.15 試體 1 及試體 2 中性軸位置與層間側位移角關係.....	105
圖 3.16 試體 1 及試體 2 剛體旋轉角與層間側位移角關係.....	106
圖 3.17 試體 2 彎矩與梁翼板內側應變.....	107
圖 3.18 試體 2 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係.....	108
圖 3.19 試體 1 與試體 2 梁下翼板內側應變沿梁身分佈關係.....	109
圖 3.20 試體 1 與試體 2 梁上翼板內側應變沿梁身分佈關係.....	110
圖 3.21 試體 2 彎矩與樓版內鋼筋應變.....	111
圖 3.22 試體 2 樓版內鋼筋應變沿小梁軸向分佈關係.....	112
圖 3.23 試體 2 樓版內鋼筋應變沿鋼梁軸向分佈關係.....	113
圖 3.24 試體 3 梁端彎矩與梁端變位關係圖.....	114
圖 3.25 試體 3 及試體 4 彎矩與梁端位移之包絡線.....	115
圖 3.26 試體 3 千斤頂力量與鋼腱預力關係.....	115
圖 3.27 試體 3 層間位移角與鋼腱力量關係.....	116

圖 3.28 試體 3 中性軸位置關係.....	116
圖 3.29 試體 3 剛體旋轉角與層間側位移角.....	117
圖 3.30 試體 3 梁端彎矩與接合區包覆鋼板應變計之剪應變.....	118
圖 3.31 試體 3 彎矩與梁翼板內側應變關係.....	119
圖 3.32 試體 3 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係.....	120
圖 3.33 試體 4 彎矩與梁端位移關係.....	121
圖 3.34 試體 4 千斤頂力量與鋼腱預力關係.....	122
圖 3.35 試體 3 及試體 4 中性軸位置與層間側位移角關係.....	122
圖 3.36 試體 3 及試體 4 剛體旋轉角與層間側位移角關係.....	123
圖 3.37 試體 4 彎矩與梁翼板內側應變.....	124
圖 3.38 試體 4 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係.....	125
圖 3.39 試體 3 與試體 4 梁下翼板內側應變沿梁身分佈關係.....	126
圖 3.40 試體 3 與試體 4 梁上翼板內側應變沿梁身分佈關係.....	127
圖 3.41 試體 4 彎矩與樓版內鋼筋應變.....	128
圖 3.42 試體 4 樓版內鋼筋應變沿小梁軸向分佈關係.....	129
圖 3.43 試體 4 樓版內鋼筋應變沿鋼梁軸向分佈關係.....	130
圖 3.44 試體 2 與試體 4 彎矩與樓版內鋼筋應變沿小梁軸向分佈.....	131
圖 3.45 試體 4 彎矩與樓版內鋼絲網應變.....	133
圖 3.46 試體 4 樓版內鋼絲網應變沿小梁軸向分佈關係.....	134
圖 3.47 試體 4 樓版內鋼絲網應變沿小梁軸向分佈關係.....	135
圖 3.48 試體 4 樓版內鋼絲網應變沿鋼梁軸向分佈關係.....	136
圖 3.49 試體 4 樓版內鋼絲網應變沿鋼梁軸向分佈關係.....	137
圖 3.50 試體 4 樓版內鋼承板應變.....	138
圖 3.51 試體 4 樓版內鋼絲網及鋼承板應變沿鋼梁軸向分佈關係.....	139
圖 4.1 試體 1 梁端彎矩.....	140

圖 4.2 試體 1 梁端彎矩.....	140
圖 4.3 試體 1 彎矩貢獻量.....	141
圖 4.4 試體 1 彎矩貢獻量.....	141
圖 4.5 削切鋼板伸長量.....	142
圖 4.6 削切鋼板壓縮量.....	142
圖 4.7 試體 3 彎矩貢獻量.....	143
圖 4.8 試體 3 梁端彎矩.....	144
圖 4.9 試體 3 梁端彎矩.....	144
圖 4.10 削切鋼板伸長量.....	145
圖 4.11 削切鋼板壓縮量.....	145
圖 4.12 試體分離彎矩與層間側位移角間關係.....	146
圖 4.13 試體 2 自由體圖.....	148
圖 4.14 力量-位移關係圖.....	149
圖 4.15 試體 2 鋼筋應變.....	150
圖 4.16 試體 2 中性軸位置與層間側位移角間關係.....	150
圖 4.17 試體 2 剛體旋轉角與層間側位移角間關係.....	151
圖 4.18 試體 2 梁端彎矩與層間側位移角間關係.....	151
圖 4.19 試體 2 彎矩貢獻量.....	152
圖 4.20 試體 2 自由體圖.....	154
圖 4.21 試體 2 鋼筋應變.....	155
圖 4.22 試體 2 中性軸位置與層間側位移角間關係.....	155
圖 4.23 試體 2 剛體旋轉角與層間側位移角間關係.....	156
圖 4.24 試體 2 梁端彎矩與層間側位移角間關係.....	156
圖 4.25 試體 2 彎矩貢獻量.....	157

圖 4.26 試體 4 彎矩貢獻量.....	158
圖 4.27 試體 4 鋼絲網、鋼筋及鋼承板應變與梁端彎矩間關係.....	159
圖 4.28 試體 4 自由體圖.....	161
圖 4.29 試體 4 鋼絲網應變.....	162
圖 4.30 試體 4 鋼承板應變.....	162
圖 4.31 試體 4 鋼筋應變.....	163
圖 4.32 試體 4 中性軸位置與層間側位移角間關係.....	163
圖 4.33 試體 4 剛體旋轉角與層間側位移角間關係.....	164
圖 4.34 試體 4 梁端彎矩與層間側位移角間關係.....	164
圖 4.35 試體 4 彎矩貢獻量.....	165
圖 4.36 試體 4 自由體圖.....	167
圖 4.37 試體 4 鋼絲網應變.....	168
圖 4.38 試體 4 鋼承板應變.....	168
圖 4.39 試體 4 鋼筋應變.....	169
圖 4.40 試體 4 剛體旋轉角與層間側位移角間關係.....	169
圖 4.41 試體 4 中性軸位置與層間側位移角間關係.....	170
圖 4.42 試體 4 梁端彎矩與層間側位移角間關係.....	170
圖 4.43 試體 4 彎矩貢獻量.....	171
圖 4.44 削切鋼板尺寸.....	172
圖 4.45 削切鋼板結構模型網格.....	173
圖 4.46 試體 1 削切鋼板之力量-位移比較.....	174
圖 4.47 試體 3 削切鋼板之力量-位移比較.....	174
圖 4.48 試體 3 整體模型.....	175
圖 4.49 試體 3 鋼腱預力與梁端位移關係.....	175
圖 4.50 試體 3 梁柱接頭應力變化.....	176

圖 4.51 試體 3 及試體 4 梁翼板應力沿梁身分佈(2% Drift).....	177
圖 4.52 試體 3 及試體 4 梁腹板應力沿梁身分佈(2% Drift).....	178
圖 4.53 試體 4 樓版透視圖	179
圖 4.54 試體 4 樓版分析模擬剖面圖.....	179
圖 4.55 試體 4 整體模型.....	180
圖 4.56 試體 4 梁端彎矩與梁端位移關係.....	181
圖 4.57 試體 4 梁端彎矩與梁端位移關係.....	181
圖 4.58 試體 4 梁柱接頭應力變化.....	182
圖 4.59 試體 4 梁翼板應力沿梁身分佈 (2% Drift)	183
圖 4.60 試體 4 梁腹板應力沿梁身分佈 (2% Drift)	183
圖 4.61 試體 4 鋼筋應變($\theta=0.02 \text{ rad}$).....	184
圖 4.62 試體 4 鋼絲網應變($\theta=0.02 \text{ rad}$).....	184
圖 4.63 試體 4 鋼承板應變($\theta=0.02 \text{ rad}$).....	185
圖 4.64 彎矩包絡線與位移關係.....	185
圖 4.65 有限元素分析各構件影響.....	186

照片目錄

照片 3.1 試體 1 施拉預力	187
照片 3.2 試體 2 施拉預力	187
照片 3.3 試體 2 搭設樓版.....	188
照片 3.4 試體 2 樓版灌漿.....	188
照片 3.5 試體 2 樓版灌漿完成.....	189
照片 3.6 試體 1 測試全景.....	189
照片 3.7 下翼板外側加勁板末端降伏 ($\theta = 0.01 \text{ rad}$)	190
照片 3.8 鋼管混凝土柱的梁柱接合區鋼管剪力降伏 ($\theta = 0.03 \text{ rad}$)	190
照片 3.9 下方的蓋板在螺栓周圍降伏 ($\theta = 0.03 \text{ rad}$)	191
照片 3.10 梁 1 下翼板挫屈($\theta = 0.04 \text{ rad}$)	191
照片 3.11 下方削切鋼板高模態挫屈 ($\theta=0.04 \text{ rad}$)	192
照片 3.12 梁 1 上下翼板挫屈($\theta = 0.04 \text{ rad}$)	192
照片 3.13 試體 2 測試全景	193
照片 3.14 柱周圍混凝土出現裂縫($\theta = 0.00375 \text{ rad}$).....	193
照片 3.15 樓版混凝土出現拉力裂縫($\theta = 0.005 \text{ rad}$).....	194
照片 3.16 受拉側柱邊混凝土出現裂縫約 2 mm($\theta = 0.015 \text{ rad}$)	194
照片 3.17 受壓側柱角落混凝土壓碎($\theta = 0.015 \text{ rad}$).....	195
照片 3.18 梁柱交會區靠近小梁處降伏($\theta = 0.02 \text{ rad}$)	195
照片 3.19 梁下翼板降伏 ($\theta = 0.02 \text{ rad}$)	196
照片 3.20 梁下翼板挫屈($\theta = 0.04\text{rad}$).....	196
照片 3.21 樓版混凝土裂縫 ($\theta = 0.04\text{rad}$)	197
照片 3.22 梁下翼板挫屈($\theta = 0.05\text{rad}$).....	197
照片 3.23 削切鋼板替換前情形	198
照片 3.24 將損壞鋼板切下並磨平.....	198

照片 3.25 新製作鋼板.....	199
照片 3.26 用 C 型夾進行假固定.....	199
照片 3.27 削切鋼板替換完成.....	200
照片 3.28 鋼筋混凝土試體施拉預力.....	200
照片 3.29 鋼承板在柱中心處分開.....	201
照片 3.30 鋼筋及鋼絲網都已鋪設完成.....	201
照片 3.31 試體 3 測試全景.....	202
照片 3.32 蓋板附近石膏漆剝落($\theta = 0.00375 \text{ rad}$).....	202
照片 3.33 梁 1 上方 4 mm 削切鋼板降伏($\theta = 0.01 \text{ rad}$).....	203
照片 3.34 梁 2 上方 4 mm 削切鋼板降伏($\theta = 0.03 \text{ rad}$)	203
照片 3.35 柱面包覆鋼板被拉開($\theta = 0.04 \text{ rad}$).....	204
照片 3.36 削切鋼板挫屈($\theta = 0.04 \text{ rad}$)	204
照片 3.37 4 mm 削切鋼板斷裂.....	205
照片 3.38 試體 4 測試全景.....	205
照片 3.39 梁端承壓板與柱面間打開($\theta=0.005 \text{ rad}$).....	206
照片 3.40 樓版混凝土出現裂縫($\theta=0.005 \text{ rad}$).....	206
照片 3.41 樓版混凝土邊板被推開($\theta=0.01 \text{ rad}$).....	207
照片 3.42 柱角落向外延伸裂縫($\theta=0.02 \text{ rad}$).....	207
照片 3.43 樓版南側 6 根鋼絲網斷裂($\theta=0.03 \text{ rad}$)	208
照片 3.44 梁下方 8 mm 削切鋼板挫屈 ($\theta=0.04 \text{ rad}$)	208
照片 3.45 樓版北側 6 根鋼絲網斷裂($\theta=0.04 \text{ rad}$)	209
照片 3.46 兩片鋼承板接合處分離($\theta=0.04 \text{ rad}$).....	209
照片 3.47 梁下方 8 mm 削切鋼板斷裂($\theta=0.05 \text{ rad}$).....	210
照片 3.48 實驗結束後樓版裂縫.....	210

第一章 緒論

1.1 前言

1994 年美國加州北嶺發生大地震，造成數百棟鋼造建築毀損，在此之前，全焊型鋼梁柱抗彎構架系統已經廣泛的應用在建築結構上，但是北嶺地震造成此類鋼構梁柱接合破壞，工程師及學者們發現這種傳統的鋼造抗彎梁柱接頭接頭產生許多非預期的破壞，所以，學者們努力地改善梁柱接合的細節，讓鋼造抗彎構架發揮其優良的韌性反應。

在眾多鋼結構接頭改良的同時，Priestley et al. (1993) 利用預力的觀念，使用預力鋼棒接合預鑄混凝土梁柱接頭，使梁柱接頭具有良好的消能能力及預力產生的自行恢復能力，在地震過後會恢復原位不會有殘留變形。基於這些優點，Ricles et al. (2002) 將預力系統之觀念導入鋼結構中，在鋼結構中使用高拉力鋼腱施拉預力接合梁柱接頭，在發生地震時藉由梁柱接合面縫隙的開啟，利用接頭上可替換的消能構件降伏提供消能效果，使結構體在受到較大變形時，梁柱能保持彈性行為，其接頭遲滯迴圈與傳統接頭不同，由預力所提供的自行恢復能力，在地震過後接頭會恢復原位，結構體沒有殘餘變位，更換消能構件即可恢復消能能力。

1.2 文獻回顧

目前國內外有關於預力鋼梁的研究 (Ricles et al. 2001, 2002, Christopoulos et al. 2002, Chou et al. 2004, 2005, 2006, Garlock et al. 2005, 蔡克銓等人, 2005) 非常有限，學者 Ricles et al. (2001, 2002) 在美國里海大學首先提出將鋼梁與鋼柱以高拉力鋼腱結合，並於梁柱接合處裝置角鋼提供消能能力，試驗結果顯示梁柱接頭在梁與柱分離前具有與傳統焊接接頭相同的勁度，其遲滯消能行為可藉由改變角鋼尺寸來控制。

學者 Christopoulos et al. (2002) 在美國加州大學聖地牙哥分校所作的研究，則是以鋼棒作為鋼造預力梁柱系統的消能元件，進行梁柱接頭的反覆載重試驗，結果顯示預力接頭系統的行為模式可以消能鋼棒的雙線性彈塑性行為模式與鋼腱雙線性行為模式疊加而成，並利用迭代演算的方法預測接頭的行為。

學者陳俊翰與周中哲 (2005) 在國家地震中心所作的研究，是將預力系統應用於鋼梁與預鑄混凝土柱上，並以三種削切鋼板 (Reduced Flange Plates) 作為消能元件，第一種為接頭區使用包覆鋼板與削切鋼板焊接接合，接頭區內並無使用箍筋[圖 1.1 (a)]，第二種是將削切鋼板埋入鋼筋混凝土柱[圖 1.1(b)]，第三種則是使用螺栓將削切鋼板與柱接合[圖 1.1(c)]，討論包括梁翼加勁板的影響、梁端中性軸預測、接頭行為預測及進行有限元素分析模擬。結果顯示可有效的對接頭行為及梁端中性軸位置進行預測且有限元素分析模擬也與實驗接近。

學者蔡克銓等人 (2005) 在國家地震中心所作的研究，除了是以鋼棒作為消能元件外，並在鋼梁上架設樓版，且樓版系統於柱心處垂直梁軸向切開，結果顯示架設於預力接頭系統上的樓版，在柱中心處垂直梁軸方向將樓版對切且不與柱面相接觸，可以確保預力系統的反應機制正常運作，但在樓版對切處會有縫隙與高差的問題產生。

1.3 研究動機與目的

先前的預力系統研究中，消能元件大多是利用金屬配件，例如：角鋼或鋼棒，並以對稱方式裝置於梁上下兩側，利用消能元件降伏產生遲滯迴圈達到消散能量的機制。

本研究中採用的消能元件為削切鋼板，有上下厚度相同與上下厚度不相同兩種形式，探討在削切鋼板厚度不同時梁柱接頭的力學行為，並在試

體上架設兩種不同形式的混凝土樓版，對含混凝土樓版的預力接合系統行為進行討論與研究。依據實驗結果，利用有限元素分析程式 ABAQUS (2003) 建立含樓版的預力梁柱接頭有限元素分析模型，以觀察樓版對於預力梁柱接頭系統的影響。

在國內外對於預力梁柱接合系統行為已有相當多的研究，但是對於含樓版的預力梁柱接合系統行為的研究仍相當少 (Chou et al.2005, 2006)，希望本研究能對於往後相關技術的研究與發展提供參考之依據。

1.4 研究內容

本研究內容共分為五個章節，除本章外，第二章介紹預力梁柱接頭行為，第三章敘述四組試體實驗與結果分析，第四章介紹實驗結果分析與有限元素分析模型的建立並與實驗結果比較，第五章為結論與建議。



第二章 預力梁柱接頭行為

2.1 前言

本章是介紹後拉式預力鋼梁與柱接頭行為及試體設計，每一組試體皆採用高拉力鋼腱將梁與柱接合，並分別在梁柱接合處上下兩側裝設削切鋼板提升梁柱接頭的消能能力，由於希望能研究樓版對於預力梁柱接合系統的影響，所以在其中兩組試體架設樓版，試體 1 與試體 2 的削切鋼板，上下兩側均為 8 mm 厚，試體 2 在鋼梁上方架設樓版。試體 3 與試體 4 的削切鋼板，在上側的為 4 mm 厚，在下側的為 8 mm 厚，試體 4 在鋼梁上方架設樓版。本章 2.2 節介紹預力梁柱接頭的力學行為，2.3 節是預力梁柱接頭試體設計，2.4 節敘述試體材料強度，2.5 節介紹試體實驗構架裝置及載重歷時。



2.2 預力梁柱接頭梁端彎矩與旋轉角關係

學者陳俊翰及周中哲(2005)已說明上下兩側削切鋼板厚度均相同時，預力梁柱接頭之梁端彎矩 M 與梁柱介面旋轉角度 θ_g 的關係，故在此僅說明上下兩側削切鋼板厚度不相同時，預力梁柱接頭之梁端彎矩 M 與梁柱介面旋轉角度 θ_g 的關係。此關係可以於圖 2.1 中正、負 7 步驟表示之，定義當千斤頂往上推時為往正方向作用，千斤頂往下拉時為往負方向作用，預力梁之抗彎能力由預力鋼腱[圖 2.1(a)]與削切鋼板[圖 2.1(b)]共同提供。當千斤頂往正方向作用時，在初始預力作用下，預力梁可承受彎矩至 M_d [圖 2.1(c)]後才與柱面分離(步驟 1)。當梁端承受之彎矩逐漸增大至步驟 2 受拉側的削切鋼板會降伏，所提供的彎矩稱為 M_y 。而受壓側的削切鋼板會於步驟 3 時才降伏，試體在步驟 4 時卸載，削切鋼板會於步驟 5 及 6 再次降伏。在千斤頂往負方向作用時，在初始預力作用下，預力梁可承受彎矩至 M'_d [圖

2.1(c)]後才與柱面分離(步驟 1')。當梁端承受之彎矩逐漸增大至步驟 2'受拉側的削切鋼板會降伏，所提供的彎矩稱為 M'_y 。受壓側的削切鋼板會於步驟 3'時才降伏，試體在步驟 4'時卸載，削切鋼板會於步驟 5'及 6'再次降伏。

圖 2.2(a)是梁在初始預力作用下的自由體圖，由於削切鋼板在施加預力後才與鋼梁栓接，在此階段並無外力作用在此鋼板上。鋼梁則會因初始預力作用，而在距柱面 L_R 的位置處縮短 Δ_{in} ：

$$\Delta_{in} = \int_0^{L_R} \frac{(T_{u,in} + T_{l,in})}{E_s \times A(x)} dx \quad (2.1)$$

其中 E_s 為鋼梁彈性模數($=200$ GPa)， $A(x)$ 為包含梁與梁翼加勁板之斷面積沿梁縱向的變化，上部鋼腱所提供的初始預力為 $T_{u,in}$ ，下部鋼腱所提供的初始預力為 $T_{l,in}$ 。壓應變 ε_f 可經由下式計算：

$$\varepsilon_f = \frac{(T_{u,in} + T_{l,in})}{E_s A_e} \quad (2.2)$$

其中 A_e 為梁端受壓側的面積，梁受剪力作用後會產生彈性變形，造成梁端一側的壓應變增加，另一側的壓應變減小，當梁端一側的壓應變為零時，梁翼即與柱面分離，因為在梁柱接頭區上方的削切鋼板厚度小於下方削切鋼板的厚度，所以在千斤頂往負方向作用的一側梁會先與柱面分離，梁柱接頭自由體如圖 2.2(b)所示，而軸壓力 C_1 ：

$$C_1 = \int_{x_{el}}^{d_t} E_s \left(2\varepsilon_f \frac{x_1}{d_t} \right) dA = T_{u,in} + T_{l,in} + T'_R - C'_R \quad (2.3)$$

此時梁端彎矩 M'_d (千斤頂往負方向作用時的分離彎矩)表示為：

$$M'_d = M'_{d,ST} + M'_R \\ = \left[\int_{x_{el}}^{d_t} E_s \left(2\varepsilon_f \frac{x_1}{d_t} \right) x_1 dA - 2T_{u,in} d'_u - 2T_{l,in} d'_l \right] + \left[C'_R \left(\frac{t_R}{2} \right) + T'_R \left(d_t + \frac{t'_R}{2} \right) \right] \quad (2.4)$$

其中 t_R 為下方削切鋼板的厚度， t'_R 為上方削切鋼板的厚度， d_t 為梁與梁翼加勁板的總深度， d'_u 為上方鋼腱至上梁翼加勁板外緣距離，而 d'_l 為下方鋼腱至上梁翼加勁板外緣距離。而千斤頂往正方向作用之梁會後與柱面分

離[圖 2.2(c)]，梁所受的軸壓力為：

$$C_2 = \int_{x_{c2}}^{d_t} E_s \left(2\varepsilon_f \frac{x_2}{d_t} \right) dA = T_u + T_l + T_R - C_R \quad (2.5)$$

梁端彎矩 M_d 則表示為：

$$\begin{aligned} M_d &= M_{d,ST} + M_{d,R} \\ &= \left[\int_{x_{c2}}^{d_t} E_s \left(2\varepsilon_f \frac{x_2}{d_t} \right) x_2 dA - 2T_u(d_u) - 2T_l(d_l) \right] + \left[C_R \left(d_t + \frac{t'_R}{2} \right) + T_R \left(\frac{t_R}{2} \right) \right] \end{aligned} \quad (2.6)$$

其中 d_u 為上方鋼腱至下梁翼加勁板外緣距離，而 d_l 為下方鋼腱至下梁翼加勁板外緣距離， T_u 及 T_l 為鋼腱之拉內力。

削切鋼板的拉力 T_R (T'_R) 與壓力 C_R (C'_R) 可由(2.1)式之 Δ_{in} 配合圖 2.3 求得。其中圖 2.3(a) 所示為鋼材之標準應力與應變關係並以一双線性近似之，將圖 2.3(a)中的降伏應力 σ_y 及極限應力 σ_u 分別乘上削切鋼板在削切處的最小斷面積 A_m ，可以計算削切鋼板的降伏強度 P_y 及極限強度 P_u ：

$$P_y = \sigma_y \times A_m = \sigma_y \times t \times b_m \quad (2.7)$$

$$P_u = \sigma_u \times A_m = \sigma_u \times t \times b_m \quad (2.8)$$

其中 b_m 為最小斷面寬度， t 為削切鋼板厚度 ($= t_R$ or t'_R)。由於削切式鋼板在削切處的斷面皆不同，因此在軸向拉力或壓力作用下，鋼板上各斷面處之軸向應力均不相同，其中圖 2.3 (b)所示沿 x 方向上的鋼板寬度 $b(x)$ ：

$$\begin{aligned} b(x) &= (2 \times R + b_m) - 2\sqrt{R^2 - x^2} & -c \leq x \leq c \\ b(x) &= b_R + 2 \cdot (x - c) \cdot \tan 60^\circ & c \leq x \leq c + b \\ b(x) &= B_R & b + c \leq x \leq a + b + c \end{aligned} \quad (2.9a)$$

$$a = 80 \text{ mm}$$

$$\text{其中 } b = \frac{B_R - b_R}{2} \cdot \cot 60^\circ \quad (2.9b)$$

$$c = R^2 - \left(R - \frac{b_R - b_m}{2} \right)^2$$

R 為削切半徑， x 為距削切鋼板最小斷面外之距離， a 、 b 及 c 代表各階段長度，各斷面於軸力 P 作用下之應力 σ 如下式所示：

$$\sigma(x) = \frac{P}{b(x) \times t} \quad (2.10)$$

將(2.10)式計算所得之應力，依據圖 2.3(a)中雙線性的鋼材應力與應變關係圖可得到削切鋼板各斷面之應變 $\varepsilon(x)$ ，沿鋼板軸向對應變積分可得到削切鋼板在相對於軸力 P 作用下的變形 Δ :

$$\begin{aligned} \Delta &= \int_{-c}^{a+b+c} \varepsilon(x) dx = \int_{-c}^{a+b+c} \frac{\sigma(x)}{E} dx = \int_{-c}^{a+b+c} \frac{P}{b(x) \times t \times E_s} dx \\ &= \frac{P}{tE_s} \left[\int_{-c}^c \frac{1}{(2R + b_m) - 2\sqrt{R^2 - x^2}} dx + \int_c^{c+b} \frac{1}{b_R + 2(x - c)\tan 60^\circ} dx + \int_{c+b}^{a+b+c} \frac{1}{B_R} dx \right] \end{aligned} \quad (2.11)$$

其中 E 為應力與應變關係下之斜率，彈性將為 E_s ，非彈性為 E_p ，圖 2.3(c) 即為根據(2.10)式計算所得之軸力與變形關係，因此藉由(2.1)式所得之 Δ_{in} 及此圖可求出相對應之力量 C_R (C'_R) 及 T_R (T'_R)。

2.2.1 預力梁柱接頭勁度

根據陳俊翰及周中哲(2005)所提出的彎矩與層間側位移角的關係，梁柱接頭試體的勁度主要由柱的勁度 K_c ，接合區的勁度 K_{PZ} ，梁的勁度 K_b ，及削切鋼板的勁度 (K_{ER} 或 K'_{ER}) 共同提供。圖 2.4 為梁柱接頭試體受力的示意圖，由於鋼筋混凝土柱保持彈性，其彈性撓曲勁度可以以下式預估:

$$K_c = \frac{6EI_{crac}}{H} \left(\frac{L_b}{L_c} \right) \left(\frac{H_c}{H} \right)^2 \quad (2.12)$$

其中 H 為鋼筋混凝土柱不含梁柱交會區的長度， H_c 為鋼筋混凝土柱上下兩個反力點的距離， L_b 為以柱面起算梁長， L_c 為以柱心起算梁長，而 EI_{crac} 為柱斷面之有效勁度，根據 ACI 318M/318RM (2002) 第 10.11.1 節當鋼筋混凝土柱未產生開裂時：

$$EI_{crac} = 0.7E_c I_g \quad (2.13)$$

其中 I_g 為鋼筋混凝土柱的慣性矩， E_c 為混凝土的彈性模數。

梁柱接頭區的剪力變形 γ_{PZ} ，可以以下式預估：

$$\begin{aligned}
\gamma_{PZ} &= \frac{\tau_{PZ}}{G_c} = \frac{V_{PZ}/A_{cv}}{G_c} \\
&\approx \frac{1}{G_c A_{cv}} \left(\frac{2M}{0.95d_b} - V_c \right) \\
&= \frac{M_b}{G_c A_{cv}} \left(\frac{2}{0.95d_b} - \frac{2L_c}{L_b H_c} \right)
\end{aligned} \tag{2.14}$$

其中 V_c 為柱剪力， G_c 為混凝土的剪力模數， A_{cv} 為混凝土的斷面積。接頭區剪力變型所造成的梁端位移 Δ_{PZ} 為：

$$\Delta_{PZ} = \gamma_{PZ} \left(\frac{L_b^2}{L_c} - \frac{d_b}{H_c} L_c \right) = \frac{M_b}{G_c A_{cv}} \left(\frac{2}{0.95d_b} - \frac{2L_b}{L_c H_c} \right) \left(\frac{L_b^2}{L_c} - \frac{d_b}{H_c} L_c \right) \tag{2.15}$$

因此接頭區勁度 K_{PZ} 為：

$$K_{PZ} = \frac{M_b}{\theta_{PZ}} = \frac{M_b}{(\Delta_{PZ}/L_c)} = \frac{G_c A_{cv}}{\left(\frac{2}{0.95d_b} - \frac{2L_b}{L_c H_c} \right) \left(\frac{L_b^2}{L_c} - \frac{d_b}{H_c} L_c \right)} \tag{2.16}$$

根據 Ricles et al. (2002) 在預力梁柱接頭研究中提出在梁翼尚未與柱面分離前可將梁視為與柱固接，如此梁勁度 K_b ：

$$K_b = \frac{3E_s I_b L_c}{L_b^2} \tag{2.17}$$

其中 I_b 為梁之二次慣性矩。

當千斤頂往負方向作用時上下削切鋼板提供的彈性撓曲勁度 K'_{ER} 為：

$$K'_{ER} = K_b \frac{M'_{d,R}}{M'_{d,ST}} \tag{2.18}$$

其中 $M'_{d,R}$ 與 $M'_{d,ST}$ 是(2.4)式削切鋼板與鋼腱在計算分離彎矩時提供的彎矩，當千斤頂往正方向作用時上下削切鋼板提供的彈性撓曲勁度 K_{ER} 為：

$$K_{ER} = K_b \frac{M_{d,R}}{M_{d,ST}} \tag{2.19}$$

其中 $M_{d,R}$ 與 $M_{d,ST}$ 是(2.5)式削切鋼板與鋼腱在計算分離彎矩時提供的彎矩。由於在受拉側之削切鋼板會較早降伏，所以在千斤頂往負方向作用時此階段上下削切鋼板提供的撓曲勁度 K'_{PRI} 可由彎矩與打開角度的增量來推

導，如圖 2.2(d)所示，彎矩的增量為：

$$\Delta M = \Delta F'_{R,t} d'_1 + \Delta F'_{R,c} d'_2 = \Delta \theta_{g1} K'_{PR1} \quad (2.20)$$

其中 $\Delta F'_{R,t}$ 為受拉側削切鋼板的拉力增量，而 $\Delta F'_{R,c}$ 則是受壓側削切鋼板的壓力增量， d'_1 為受拉側削切鋼板到中性軸的距離， d'_2 則為受壓側削切鋼板到中性軸的距離， $\Delta \theta_{g1}$ 為旋轉角增量。削切鋼板之力量增量可由圖 2.3(c) 求得：

$$\Delta F'_{R,t} = \Delta'_t K_{ap} = \Delta \theta_{g1} d'_1 K_{ap} \quad (2.21)$$

$$\Delta F'_{R,c} = \Delta'_c K_{ae} = \Delta \theta_{g1} d'_2 K_{ae} \quad (2.22)$$

其中 Δ'_t 為受拉鋼板的伸長量， Δ'_c 則為受壓側鋼板的壓縮量， K_{ap} 為削切鋼板軸向非彈性勁度， K_{ae} 為削切鋼板軸向彈性勁度。將(2.21)及(2.22)式代入(2.20)式可得：

$$\begin{aligned} \Delta M &= \Delta F'_{R,t} d'_1 + \Delta F'_{R,c} d'_2 = \Delta \theta_{g1} \left(K_{ap} (d'_1)^2 + K_{ae} (d'_2)^2 \right) \\ &= \Delta \theta_{g1} K'_{PR1} \end{aligned} \quad (2.23)$$

在千斤頂往正方向作用時此階段上下削切鋼板提供的撓曲勁度 K_{PR1} 也可由彎矩與角度的增量來推導，如圖 2.2(d)所示，彎矩的增量為：

$$\Delta M = \Delta F_{R,t} d_1 + \Delta F_{R,c} d_2 = \Delta \theta_{g2} K_{PR1} \quad (2.24)$$

其中 $\Delta F_{R,t}$ 為受拉側削切鋼板的拉力增量，而 $\Delta F_{R,c}$ 則是受壓側削切鋼板的壓力增量， d_1 為受拉側削切鋼板到中性軸的距離， d_2 則為受壓側削切鋼板到中性軸的距離， $\Delta \theta_{g2}$ 為旋轉角增量。削切鋼板之力量增量也可由圖 2.3(c) 求得：

$$\Delta F_{R,t} = \Delta_t K_{ap} = \Delta \theta_{g2} d_1 K_{ap} \quad (2.25)$$

$$\Delta F_{R,c} = \Delta_c K_{ae} = \Delta \theta_{g2} d_2 K_{ae} \quad (2.26)$$

其中 Δ_t 為受拉鋼板的伸長量， Δ_c 則為受壓側鋼板的壓縮量。將(2.25)及(2.26)式代入(2.24)式可得：

$$\begin{aligned} \Delta M &= \Delta F_{R,t} d_1 + \Delta F_{R,c} d_2 = \Delta \theta_{g2} \left(K_{ap} (d_1)^2 + K_{ae} (d_2)^2 \right) \\ &= \Delta \theta_{g2} K_{PR1} \end{aligned} \quad (2.27)$$

千斤頂持續往負方向作用當梁端承載力一直增加使得位於受壓側之削切鋼板也進入降伏，則(2.22)式可以改寫成：

$$\Delta F'_{R,c} = \Delta'_c K_{ap} = \Delta\theta_{g1} d'_2 K_{ap} \quad (2.28)$$

$$\Delta M = \Delta F'_{R,t} d'_1 + \Delta F'_{R,c} d'_2 = \Delta\theta_{g1} K_{ap} (d'^2_1 + d'^2_2) = \Delta\theta_{g1} K'_{PR2} \quad (2.29)$$

當千斤頂也持續往正方向作用時梁端承載力一直增加使得位於受壓側之削切鋼板也進入降伏，則(2.26)式可以改寫成：

$$\Delta F_{R,c} = \Delta_c K_{ap} = \Delta\theta_{g2} d_2 K_{ap} \quad (2.30)$$

$$\Delta M = \Delta F_{R,t} d_1 + \Delta F_{R,c} d_2 = \Delta\theta_{g2} K_{ap} (d^2_1 + d^2_2) = \Delta\theta_{g2} K_{PR2} \quad (2.31)$$

圖 2.2 (d) 為梁端與柱面分離後之自由體示意圖，梁柱分離後梁端中性軸的位置會隨著梁旋轉角度 θ_g 增加而改變，為了分析預力梁柱接頭彎矩與旋轉角間的關係，參考學者 Pampania et al. (2000)及 Christopoulos et al. (2002)提出的迭代方法預測中性軸位置，其步驟如下：

1. 在選定層間側位移角 (θ_1 及 θ_2) 下，假設千斤頂往正方向與負方向作用時的旋轉角 θ_{g1} 及 θ_{g2} 與兩側梁端中性軸位置距梁翼加勁板的距離 c_1 及 c_2 共四個參數

根據圖 2.2 (d) 當梁端兩側與柱面分離後，上方與下方鋼腱伸長造成力量增加：

$$T_u = T_{u,in} + \left[\frac{(\theta_{g1} \cdot d'_{ST,u} + \theta_{g2} \cdot d_{ST,u})}{L_{st}} \left(1 - \frac{4A_{st}}{A_b + 4A_{st}} \right) \right] E_{st} \times A_{st} \times 2 \quad (2.32)$$

$$T_l = T_{l,in} + \left[\frac{(\theta_{g1} \cdot d'_{ST,l} + \theta_{g2} \cdot d_{ST,l})}{L_{st}} \left(1 - \frac{4A_{st}}{A_b + 4A_{st}} \right) \right] E_{st} \times A_{st} \times 2 \quad (2.33)$$

其中 $d_{ST,u}$ 與 $d_{ST,l}$ 為千斤頂往正方向作用時上方與下方鋼腱到中性軸位置的距離， $d'_{ST,u}$ 與 $d'_{ST,l}$ 為千斤頂往負方向作用時上方與下方鋼腱到中性軸位置的距離， L_{st} 為預力鋼腱長度， A_{st} 為鋼腱單股面積， A_b 為鋼梁面積， E_{st} 為鋼腱彈性模數 (=195GPa)。

假設在千斤頂往負方向作用時梁受壓最外側的應變 ε'_{max} 為：

$$\dot{\varepsilon}_{\max} = c_1 \left(\frac{\theta_{g1}}{d_t} + \alpha \phi_d \right) \quad (2.34)$$

千斤頂往正方向作用時梁受壓最外側的應變 ε_{max} 為：

$$\varepsilon_{\max} = c_2 \left(\frac{\theta_{g2}}{d_t} + \alpha \phi_d \right) \quad (2.35)$$

其中 α 為降伏曲率放大係數 ($=M/M_d$)， c_i ($i=1, 2$) 為兩側梁中性軸位置距受壓側最外緣距離。 ϕ_d 為相對於梁彎矩 M_d 時之曲率：

$$\phi_d = \frac{2\varepsilon_f}{d_t} \quad (2.36)$$

此時千斤頂往負方向作用時梁受壓側之壓力 C_1 為：

$$C_1 = \int_0^{c_1} \sigma_x dA = \int_0^{c_1} E_s \varepsilon'_{\max} \frac{x_1}{c_1} dA = \int_0^{c_1} E_s x_1 \left(\frac{\theta_{g1}}{d_t} + \alpha \phi_d \right) dA \quad (2.37)$$

千斤頂往正方向作用時梁受壓側之壓力 C_2 為：

$$C_2 = \int_0^{c_2} \sigma_x dA = \int_0^{c_2} E_s \varepsilon_{\max} \frac{x_2}{c_2} dA = \int_0^{c_2} E_s x_2 \left(\frac{\theta_{g2}}{d_t} + \alpha \phi_d \right) dA \quad (2.38)$$

其中 σ_x 為梁受壓處之應力， x_{ci} ($i=1, 2$) 為受壓側距中性軸距離。由於梁的旋轉角度 θ_{gi} ($i=1, 2$) 會造成削切鋼板拉伸或壓縮，所以在千斤頂往負方向作用時，其變位計算方式如下：

$$\Delta'_t = \Delta_{in} + \left(d_t + \frac{t'_R}{2} - c_1 \right) \theta_{g1} \quad (2.39)$$

$$\Delta'_c = \Delta_{in} + \left(\frac{t_R}{2} + c_1 \right) \theta_{g1} \quad (2.40)$$

而在千斤頂往正方向作用時，削切鋼板的變位計算方式為：

$$\Delta_t = \Delta_{in} + \left(d_t + \frac{t_R}{2} - c_2 \right) \theta_{g2} \quad (2.41)$$

$$\Delta_c = \Delta_{in} + \left(\frac{t'_R}{2} + c_2 \right) \theta_{g2} \quad (2.42)$$

其中 Δ_t 及 Δ'_t 為削切鋼板總伸長量， Δ_c 及 Δ'_c 為削切鋼板總壓縮量。利用圖 2.3 (c) 之力量-位移關係圖即可求得削切鋼板在梁與柱面分離後所受之拉

力 T_R 及 T'_R 與壓力 C_R 及 C'_R 。

2. 利用軸向力平衡解中性軸位置 c_1 及 c_2

假設 $\alpha=1$ ，則鋼腱拉力 T_u 與 T_l 、合壓力 C_1 與 C_2 、削切鋼板拉力 T_R 、 T'_R 及壓力 C_R 、 C'_R 可分別利用(2.32)式、(2.33)式、(2.37)式、(2.38)式、(2.39)式及(2.40)式求得，利用軸向力平衡條件：

$$C_1 + C'_R = T_u + T_l + T'_R \quad (2.41)$$

$$C_2 + C_R = T_u + T_l + T_R \quad (2.42)$$

將上二式分別反覆迭代 c_1 、 c_2 直到滿足力平衡條件以求得 c_1 及 c_2 。

3. 計算梁端彎矩

由以上步驟所求的力對中性軸位置取彎矩，可以計算出千斤頂往負方向作用時的彎矩：

$$\begin{aligned} M_1 &= \left[T_u(d'_{ST,u}) + T_l(d'_{ST,l}) + C_1 \times \frac{2}{3}c_1 \right] + \left[T'_R \left(d_t + \frac{t'_R}{2} - c_1 \right) + C'_R \left(\frac{t_R}{2} + c_1 \right) \right] \\ &= M_{ST} + M'_R \end{aligned} \quad (2.43)$$

而千斤頂往正方向作用時的彎矩：

$$\begin{aligned} M_2 &= \left[T_u(d_{ST,u}) + T_l(d_{ST,l}) + C_2 \times \frac{2}{3}c_2 \right] + \left[T_R \left(d_t + \frac{t_R}{2} - c_2 \right) + C_R \left(\frac{t'_R}{2} + c_2 \right) \right] \\ &= M_{ST} + M_R \end{aligned} \quad (2.44)$$

4. 計算層間側位移角

利用彎矩和勁度間的關係可由以上二式求出的彎矩計算出千斤頂往負方向作用時的層間側位移角：

$$\bar{\theta}_1 = \frac{\left[\frac{M_1}{(K_b + K_{RFP})} \times L_b + \left(\frac{M_1}{K_c} + \frac{M_1}{K_{pz}} \right) \times L \right]}{L} + \theta_{g1} \quad (2.45)$$

其中 K_c 、 K_{pz} 、 K_b 可由(2.12)式、(2.16)式及(2.17)式求得， K_{RFP} 為削切鋼板之勁度在上下兩側削切鋼板都未降伏時為 K'_{ER} ，當受拉側削切鋼板已達降伏而受壓側削切鋼板未降伏時為 $K'_{PR,I}$ ，當受拉側與受壓側削切鋼板都已達

降伏時為 $K'_{PR,2}$ ， L_b 為鋼梁長度， L 為梁端到柱中心的長度，而千斤頂往正方向作用時的層間側位移角：

$$\overline{\theta}_2 = \frac{\left[\frac{M_2}{(K_b + K_{RFP})} \times L_b + \left(\frac{M_2}{K_c} + \frac{M_2}{K_{pz}} \right) \times L \right]}{L} + \theta_{g2} \quad (2.46)$$

其中 K_c 、 K_{pz} 、 K_b 可由(2.12)式、(2.16)式及(2.17)式求得， K_{RFP} 為削切鋼板之勁度在上下兩側削切鋼板都未降伏時為 K_{ER} ，當受拉側削切鋼板已達降伏而受壓側削切鋼板未降伏時為 $K_{PR,1}$ ，當受拉側與受壓側削切鋼板都已達降伏時為 $K_{PR,2}$ ，檢核由(2.45)式和(2.46)式所求出之層間側位移角 $\overline{\theta}_1$ 和 $\overline{\theta}_2$ 是否為所希望得到的層間側位移角 θ_1 和 θ_2 ，若不為所希望得到之層間側位移角則回到步驟 1 修改假設的旋轉角度 θ_{g1} 及 θ_{g2} 與兩側梁端中性軸位置距梁翼加勁板的距離 c_1 及 c_2 ，重複步驟 1 到步驟 4 直到求出的層間位移角相同，而此迭代步驟之流程圖如圖 2.5 所示。



2.3 預力梁柱接合試體設計

本研究試體共四組，其中兩組為鋼管混凝土(CFT)柱 (350×350) 與兩支預力鋼梁 ($W450 \times 200 \times 9 \times 14$) 接合之接頭，鋼管柱材質為 ASTM Gr.345 (50 ksi)，鋼梁為 A572 Gr.50，塑性彎矩強度 $M_{np}=558$ kN-m，CFT 柱內混凝土 28 天的標稱強度為 28 MPa。梁翼板的寬厚比是 7.1，梁腹板的寬厚比是 45。另外兩組為鋼筋混凝土柱 (650×650)，鋼梁為 A572 Gr.50 之 H 型鋼 ($500 \times 200 \times 10 \times 16$)，塑性彎矩強度 $M_{np}=723$ kN-m，梁翼板的寬厚比是 6.25，梁腹板的寬厚比是 50。

每組試體梁柱接合細節如圖 2.6 至圖 2.9 所示，試體 1 為研究鋼管混凝土柱與鋼梁組成的預力系統，在上下兩側削切鋼板厚度相同的情形下的耐震行為，試體 2 也是由鋼管混凝土柱與鋼梁組成的預力系統，但在鋼梁上加上傳統樓版，希望可以觀察出傳統樓版對於預力梁柱系統的影響，試體

3 為研究鋼筋混凝土柱與鋼梁組成的預力系統，但上下兩側的削切鋼板厚度不同的情形下的耐震行為，試體 4 也是由鋼筋混凝土柱與鋼梁組成的預力系統，上下兩側削切鋼板的厚度不同，而且在鋼梁上加上樓版，但樓版不與柱接觸且鋼承板在柱中心處切開，各組試體接頭區的細節列於表 2.1 並於下節詳述。

2.3.1 試體 1

本試體是由鋼管混凝土柱與鋼梁組成的預力系統，上下兩側的削切鋼板厚度均為 8 mm，所施拉的起始預力為 943 kN，試體 1 採用每股 4 根 13 mm ϕ ASTM A416 Grade 270 的鋼鉸線共四股，所對應的鋼鉸線起始預力為 $0.33 F_{pu}$ ，其中 F_{pu} 為鋼腱極限強度($= 1860 \text{ MPa}$)。鋼管柱材質為 ASTM Gr.345 (50 ksi)，鋼梁為 A572 Gr.50，鋼梁上梁翼加勁板材質為 A36，削切鋼板是由材質 A36，厚度 8 mm 的鋼板在工廠先行切割在以全滲透焊接方式將削切鋼板固定在鋼管混凝土柱上再進行鋼管混凝土柱灌漿，削切鋼板的型式如圖 2.6(d)所示。預測的梁端彎矩與旋轉角關係如圖 2.10 (a) 所示。試體在各步驟中勁度依據 2.2.2 節計算後列於表 2.2，預測剛體旋轉角 θ_g 與層間側位移角 θ 關係列於表 2.3，其中 θ_c 、 θ_{be} 、 θ_{pz} 為在層間側位移角 $\theta=0.04$ 弧度下之柱、梁及梁柱交會區之轉角。

2.3.2 試體 2

本試體是由鋼管混凝土柱與鋼梁組成的預力系統，上下兩側的削切鋼板厚度均為 8 mm，鋼管柱材質為 ASTM Gr.345 (50 ksi)，鋼梁為 A572 Gr.50，鋼梁上梁翼加勁板材質為 A36，削切鋼板是由材質 A36，厚度 8 mm 的鋼板在工廠先行切割在以全滲透焊接方式將削切鋼板固定在鋼管混凝土

柱上再進行鋼管混凝土柱灌漿，削切鋼板的型式如圖 2.7(d)所示，所施拉的起始預力為 944 kN，試體 2 採用每股 4 根 $13\text{ mm}\phi$ ASTM A416 Grade 270 的鋼鉸線共四股，所對應的鋼鉸線起始預力為 $0.33 F_{pu}$ ，其中 F_{pu} 為鋼腱極限強度($= 1860\text{ MPa}$)。鋼梁上所施打的剪力釘尺寸為 $\phi 22 \times 120$ 而剪力釘間距為 132 mm，鋼梁上架設傳統混凝土樓版，鋼承板為 890W BQ75-1.2，鋼承板總寬度為 2000 mm，總長度為 4060 mm，樓版內放置 6 根 3 號鋼筋，且每根鋼筋在由柱中心算起左右各 1 m 的範圍內套上塑膠管，鋼絲網為 $\phi 7 \times \phi 7 / 100 \times 100$ ，樓版內所澆置的混凝土 28 天的強度為 28 MPa。

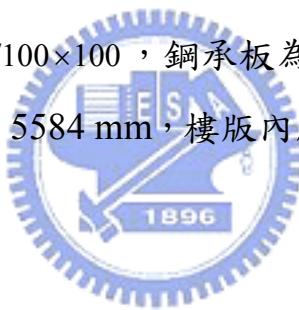
2.3.3 試體 3

本試體是由鋼筋混凝土柱與鋼梁所組成的預力系統，使用的削切鋼板在上側的為 4 mm 厚下側的為 8 mm，所施拉的起始預力為 970 kN，試體 3 採用每股 4 根 $15\text{ mm}\phi$ ASTM A416 Grade 270 的鋼鉸線共四股，所對應的鋼鉸線起始預力為 $0.23 F_{pu}$ ，其中 F_{pu} 為鋼腱極限強度($= 1860\text{ MPa}$)。由於鋼筋混凝土柱先前已經使用過，造成柱上的削切鋼板已損壞，所以於實驗場先進行削切鋼板的替換工作，新製作削切鋼板的材質為 SS400，厚度分別為 4 mm 與 8 mm 的鋼板在實驗場採用全滲透焊接與梁柱交會區的鋼套管連結，細節如圖 2.8(d)所示。鋼梁與梁翼加勁板的材質為 A572 Gr.50。預測的梁端彎矩與旋轉角關係如圖 2.10 (b) 所示。試體在各步驟中勁度依據 2.2.2 節計算後列於表 2.3，預測剛體旋轉角 θ_g 與層間側位移角 θ 關係列於表 2.4，其中 θ_c 、 θ_{be} 、 θ_{pz} 為在層間側位移角 $\theta=0.04$ 弧度下之柱、梁及梁柱交會區之轉角。

2.3.4 試體 4

本試體是由鋼筋混凝土柱與鋼梁所組成的預力系統，使用的削切鋼板

在上側的為 4 mm 厚下側的為 8 mm，所施拉的起始預力為 940 kN，試體 3 採用每股 4 根 $15 \text{ mm}\phi$ ASTM A416 Grade 270 的鋼鉸線共四股，所對應的鋼鉸線起始預力為 $0.23 F_{pu}$ ，其中 F_{pu} 為鋼腱極限強度($= 1860 \text{ MPa}$)。由於鋼筋混凝土柱如同試體 3 一樣先前已經使用過，造成柱上的削切鋼板已損壞，所以於實驗場先進行削切鋼板的替換工作，新製作削切鋼板的材質為 SS400，厚度分別為 4 mm 與 8 mm 的鋼板在實驗場採用全滲透焊接與梁柱交會區的鋼套管連結，細節如圖 2.9(d)所示。鋼梁與梁翼加勁板的材質為 A572 Gr.50。鋼梁上所施打的剪力釘為 $\phi 22 \times 120 @ 132 \text{ mm}$ ，鋼梁上所搭設的混凝土樓版與試體 2 不同之處，在本試體樓版內的鋼承板在柱中心處切開不連續，而且在柱周圍有搭設邊板使得樓版內的混凝土不會與柱接觸，樓版內放置 6 跟 3 號鋼筋，且每根鋼筋在由柱中心算起左右各 1 m 的範圍內套上塑膠管，鋼絲網為 $\phi 7 \times \phi 7 / 100 \times 100$ ，鋼承板為 890W BQ75-1.2，鋼承板總寬度為 2000 mm，總長度為 5584 mm，樓版內所澆置的混凝土 28 天的強度為 28 MPa。



2.4 材料性質

試體 1 與試體 2 之鋼管柱、鋼梁與蓋板的材質均為 ASTM Gr.345 (50 ksi)，梁翼加勁板與削切鋼板的材質為 A36 鋼材，而試體 3 與試體 4 之鋼梁、蓋板與梁翼加勁板的材質均為 A572 Gr.50 之鋼材，而削切鋼板為 SS400 鋼材，以上材料分別製作拉力試片來測試強度(表 2.4、表 2.5)，而樓版內鋼筋、鋼絲網與鋼承板也由拉力強度試驗來測試強度(表 2.6)，其中削切鋼板、鋼筋、鋼絲網和鋼承板的應力應變曲線如圖 2.11 所示，試體 2 與試體 4 樓版所使用的混凝土標稱強度均為 28 MPa，各製作 3 個混凝土圓柱抗壓試體進行抗壓試驗(表 2.7)。

本試驗所採用的預力鋼腱為 4 股一束的預力鋼鉸線，材料規格為 ASTM

A416 Grad 270，斷面直徑有 13 mm 和 15 mm，極限強度 $F_{pu} = 1860 \text{ MPa}$ 。

2.5 試體載重歷時及量測儀器規劃

本試驗共四組試體，測試構架如圖 2.12 至圖 2.15 所示，試驗過程中定義梁 1 位移向上為正方向，向下為負，將梁端千斤頂之側向位移除以梁至柱心的長度定義為層間側位移角 θ ，採用之千斤頂載重歷時如圖 2.16 所示，當達到每個新階段的層間側位移角下的最大時都將實驗暫停以進行實驗觀察及紀錄。

試體 1 至試體 4 應變計與位移計的設置如圖 2.17 至圖 2.20 所示。在試體 3 為了量測削切鋼板的位移變化量，所以於梁 2 上下削切鋼板設置位移計。實驗所採用的應變計包括：(1)單軸應變計(以 S 為標示)，量測梁翼板、腹板及加勁板之軸向應變，(2)三軸應變計(以 R 為標示)，量測梁腹板及梁柱交會區包覆鋼板之剪應變。



第三章 試體實驗與結果分析

3.1 前言

本研究共製作四組預力梁柱接合試體，試體分為兩部份，其中兩組試體為鋼管混凝土柱與鋼梁，另外兩組試體為鋼筋混凝土柱與鋼梁，四組試體都是用高拉力鋼腱沿鋼梁兩側放置並貫穿梁柱接合區，錨碇於梁的一端，並於另一端施拉預力而將梁與柱組裝而成，並在試體 2 及試體 4 上加上樓版。3.2 節介紹鋼管混凝土柱試體製作與組裝程序，3.3 及 3.4 節為鋼管混凝土柱試體實驗現象描述與數據分析，3.5 節介紹鋼筋混凝土柱試體製作與組裝程序，3.6 及 3.7 節為鋼筋混凝土柱試體實驗現象描述與數據分析。

3.2 鋼管混凝土柱試體製作與組裝

試體中的鋼管混凝土柱、鋼梁及削切型消能鋼板均是在鴻舜鋼鐵廠內進行切割及焊接。鋼管混凝土柱鋼管採兩 U 型鋼板對接，將兩片鋼板冷彎成 U 型，再以全滲透焊接對焊成鋼管柱，待鋼管柱製作完成之後以全滲透焊接將削切型消能鋼板焊接至鋼管柱上，其中上及下削切型消能鋼板為 8 mm 厚，鋼管混凝土柱尺寸為 $350 \times 350 \times 9$ ，鋼梁為 $H450 \times 200 \times 9 \times 14$ ，以上工作均完成後再將試體運至試驗場進行鋼管混凝土柱內混凝土灌漿，灌漿使用的混凝土標稱強度為 28 MPa。

首先將鋼管混凝土柱與鋼梁進行假組裝，利用剪力板將梁以螺栓固定到鋼管混凝土柱上，待鋼梁均完成定位後沿梁兩側穿上 4 股鋼腱，且於一側錨碇完成後，利用 4 支油壓制動器於梁端施拉預力，並藉由安裝在梁端上的載重計來取得施拉時之預力值。施拉預力的過程分為 4 個階段，第一階段為預緊鋼腱，第二階段施加所需壓力之一半的力量，第三階段施加另

一半的力量，最後則是個別將每一股的絞線力量補齊至所需的力量。照片

3.1 為試體 1 施拉預力時情形，照片 3.2 為試體 2 施拉預力情形。

試體 2 在施拉完預力後將試體立起，於鋼管混凝土柱的梁柱交會區內以全滲透焊接焊上兩片剪力版，並將小梁以螺栓鎖到剪力板上，在以全滲透焊接將小梁完全固定在鋼管混凝土柱上。完成後開始在鋼梁上施打剪力釘，鋼梁上剪力釘都已完成後鋪設鋼承板，鋼承板分成左右兩片放置於鋼梁上。小梁上剪力釘的部分是等到鋼承版都鋪設完成才開始施打，以確定剪力釘有貫穿鋼承版。待剪力釘都施打完成後，再把鋼筋及鋼絲網放置於鋼承版上(照片 3.3)，其中鋼筋在中間 2 m 的範圍內套上塑膠管，以避免混凝土膠結，以上作業都完成後開始進行樓版灌漿，照片 3.4 為試體 2 樓版灌漿情形。照片 3.5 為樓版灌漿完成後情形。

3.3 試體 1 實驗結果

3.3.1 實驗觀察現象



試體 1 中的削切型消能鋼板上下兩側均為 8 mm 厚，鋼梁上不含樓版，照片 3.6 為試體測試前於構架上之全景。在層間側位移角 $\theta=0.0075$ 弧度時梁柱皆保持在彈性範圍內，在層間位移角 $\theta=0.01$ 弧度時，發現在梁 2 下翼板外側加勁板末端靠近承壓板處因受到壓力產生降伏(照片 3.7)，在梁柱交會區內與鋼梁承壓板接觸的地方也因為受到壓力而產生降伏的現象，此時也可以明確的觀察到梁端的承壓版與柱面分離。在層間位移角達到 $\theta=0.02$ 弧度時，梁 2 梁下翼板內側與梁翼加勁板外側的梁上翼板皆有些許降伏現象發生。在層間位移角 $\theta=0.03$ 弧度時，觀察到鋼管混凝土柱的梁柱接合區鋼管有明顯的降伏線產生(照片 3.8)，而梁 2 的下翼板內側降伏現象更加明顯在梁 1 下方的蓋板在螺栓周圍有降伏現象產生(照片 3.9)。在層間位移角 $\theta=0.04$ 弧度時，梁 2 的腹板有降伏現象產生，梁翼加勁板外側的梁下翼板

嚴重降伏，梁 1 下翼板有明顯挫屈現象產生(照片 3.10)，也觀察到下方的削切鋼板發生高模態挫屈(照片 3.11)。在層間位移角 $\theta=0.05$ 弧度時，梁 1 上下翼板都有明顯的挫屈現象產生(照片 3.12)。

3.3.2 整體反應

圖 3.1 為梁 1 與梁 2 的彎矩與梁端變形關係圖，其中彎矩 M 為千斤頂力量乘以千斤頂中心至柱面距離， M_{np} 為梁標稱彎矩強度，在圖中 A 點為鋼梁出現挫屈，在達到層間側位移角 0.05 弧度時，因為梁有挫屈現象發生所以力量不在增加而開始下降。圖 3.2 所示為試體經歷每一次新的反覆載重歷時之彎矩包絡線，在層間側位移角 0.04 弧度時試體發揮的最大彎矩為 544 kN-m ($=0.97 M_{np}$)，預力鋼腱的力量是藉由裝置於梁末端之載重計來量測，圖 3.3 顯示千斤頂力量與鋼腱預力之關係圖，發現在初始預力作用下，千斤頂力量與鋼腱預力之關係圖會有一段平台，表示此時梁柱尚未分離，所以鋼腱力量不會增加，待鋼腱力量開始增加時可以看到圖形上開始轉折，轉折處即為梁柱分離點，待梁產生較大降伏時造成梁縮短，鋼腱預力下降如圖 3.3 所示，鋼腱初始預力已從 943 kN 下降至 874 kN。圖 3.4 為每個層間側位移角下的預力值，其中鋼腱力量的預測是根據 2.2 節所提出的迭代法求得的中性軸位置與剛體旋轉打開的角度所計算出。

根據在上下翼板內側裝置的位移計 L3 及 L4[圖 2.18]所量測到梁柱介面分離的位移，利用內差法求得在每個層間位移角下中性軸的位置與利用迭代法所計算出的中性軸位置關係如圖 3.5 所示，梁柱分離之剛體旋轉角 θ_g 可藉由 L3 及 L4[圖 2.18]所量得的位移變化量除以兩個位移計的距離所得，此剛體旋轉角與層間側位移角關係與用迭代法所計算出的剛體旋轉角與層間側位移角間關係如圖 3.6 所示。

試體 1 的預力施加的目標為 975 kN，在預力施加完成後，由於錨碇造

成預力的損失所以最後試驗時的鋼腱預力為 943 kN，試驗過程中鋼腱的初始預力會因梁降伏而造成鋼腱預力的損失，在試體經歷各階段的層間側位移角載重後，鋼腱預力與鋼腱初始預力之比值如圖 3.7 所示。試體 1 在載重歷時達 $\theta=0.05$ 弧度時鋼梁產生明顯的挫屈，以至於鋼腱預力下降到只有初始鋼腱預力的 0.32 倍，圖 3.8 為試體在經歷個階段層間側位移角歷時作用後回到力量為零時的殘餘變位，可發現試體 1 在層間側位移角 0.02 弧度之後，因為鋼梁產生降伏而有較大的殘餘變形，到鋼梁挫屈後殘餘變形的量更大幅增加。圖 3.9 為試體層間側位移角與鋼腱預力間關係，發現試體 1 及試體 2 在層間側位移角達 0.04 弧度時，因為鋼梁有挫屈現象產生所以造成鋼腱預力增量減少。

3.3.3 局部反應

圖 3.10 為梁柱接合區內梁端彎矩與剪應變關係圖，梁 2 彎矩與梁翼板內側應變計讀值的關係如圖 3.11 所示，在梁下翼板靠近柱面的應變計 (S14、S16 及 S17) 及梁上翼板靠近柱面的應變計 (S21、S23 及 S24) 都在彈性範圍內，梁下翼板應變計 (S18) 及梁上翼板應變計 (S25) 觀察到承受較靠近柱面應變計大的壓力，所以在層間側位移角 $\theta=0.05$ 弧度時讀值超過彈性範圍，在各階段之層間側位移角下試體梁上翼板和梁下翼板內應變沿梁身的分佈如圖 3.12 所示，發現因為梁翼加勁板在 1.5 倍梁深範圍內造成面積及慣性矩的增加，所以應變沿梁身的分佈在梁翼加勁板內有效的減少，在層間側位移角 $\theta=0.05$ 弧度時，梁翼板再加勁板外側的應變計 (S18) 及應變計 (S25) 都超過彈性範圍，在實驗觀察中也發現梁有挫屈現象發生。

3.4 試體 2 實驗結果

3.4.1 實驗觀察現象

試體 2 中的削切型消能鋼板均上下兩側為 8 mm 厚，鋼梁上有搭設 150 mm 厚的樓版，樓版內的鋼承板、鋼絲網和鋼筋皆為連續未切開，照片 3.13 為試體測試前於構架上之全景。在層間側位移角 $\theta=0.00375$ 弧度時受拉側鋼管柱周圍的混凝土因為受拉開始出現細微的小裂縫（照片 3.14），在層間側位移角 $\theta=0.005$ 弧度時受拉側的樓版在距柱面約 59 cm 出現拉力裂縫處，裂縫寬度約為 0.1 mm（照片 3.15），在層間側位移角 $\theta=0.0075$ 弧度時，拉側的樓版在距柱面約 113 cm 出現拉力裂縫處，裂縫寬度約為 0.5 mm，在層間側位移角 $\theta=0.01$ 弧度時受拉側柱邊的混凝土出現約 1 mm 寬的裂縫，到層間側位移角 $\theta=0.015$ 弧度時受拉側柱邊的混凝土裂縫寬度達到 2 mm（照片 3.16），而受壓側的柱角落的混凝土有壓碎現象發生（照片 3.17），此時樓版上的混凝土也有多處裂縫發生，鋼梁還沒有觀察到降伏的現象發生。在層間側位移角 $\theta=0.02$ 弧度時，梁柱交會區在靠近小梁處有些微降伏現象發生（照片 3.18），梁下翼板內側也有降伏現象產生（照片 3.19），此時受拉側柱邊混凝土裂縫寬度達 5 mm，在層間側位移角 $\theta=0.03$ 弧度時，梁下翼板內側的降伏範圍持續擴大，而且腹板也有降伏現象產生，此時受拉側柱邊混凝土裂縫寬度達 8 mm，在層間側位移角 $\theta=0.04$ 弧度時，觀察到梁下翼板有挫屈現象產生（照片 3.20），此時受拉側柱邊混凝土裂縫寬度達 10 mm（照片 3.21），在層間側位移角 $\theta=0.05$ 弧度時，梁下翼板的挫屈範圍達 25 cm（照片 3.22），此時受拉側柱邊混凝土裂縫寬度達 10 mm。

3.4.2. 整體反應

圖 3.13 為梁 1 與梁 2 的彎矩與梁端變形關係圖，可以發現受拉與受壓兩側的遲滯迴圈明顯不同，迴圈形狀不對稱，是因為在受拉側千斤頂作用下樓版對於彎矩有較大的影響，圖中 A 點為鋼梁有挫屈現象產生，圖 3.2 所示為試體經歷每一次新的反覆載重歷時之彎矩包絡線，在層間側位移角

0.03 弧度千斤頂往負方向作用時試體發揮的最大彎矩為 697 kN-m ($=1.25 M_{np}$)，千斤頂往正方向作用時試體發揮的最大彎矩為 510 kN-m ($=0.91 M_{np}$)，在層間側位移角 0.04 弧度時因為受壓側的鋼梁有挫屈現象發生，千斤頂力量不再增加所以造成彎矩下降，圖 3.14 顯示千斤頂力量與鋼腱預力之關係圖，鋼腱力量與千斤頂間的關係也因為鋼梁上的樓版使得受拉與受壓兩側的形狀不對稱，鋼腱所施拉的初始預力為 944 kN，在層間側位移角 $\theta=0.02$ 弧度時因為鋼梁有降伏現象產生，造成初始預力下降，由於試體 2 有樓版作用所以在實驗 0.05 弧度結束時預力為 645 kN，大於試體 1 實驗 0.05 弧度結束時的預力 300 kN (圖 3.3)。

與試體 1 相同利用在上下翼板內側裝置的位移計[圖 2.19]所量測到梁柱介面分離的位移來求得試體 2 中性軸位置，而試體 1 與試體 2 中性軸位置與層間側位移角間的關係如圖 3.15 所示，可以發現試體 2 在千斤頂往負方向作用時因為樓版內鋼筋、鋼絲網及鋼承板承受拉力，所以中性軸位置較試體 1 來的高。與試體 1 相同梁柱分離之剛體旋轉角 θ_g 也是由位移計所量得的位移變化量除以兩個位移計的距離所得，試體 1 與試體 2 剛體旋轉角和層間側位移角間的關係如圖 3.16 所示，試體 2 在千斤頂往負方向作用時因為樓版內的鋼筋、鋼絲網及鋼承板承受拉力所以剛體旋轉角較試體 1 小，而在千斤頂往正方向作用時之剛體旋轉角均接近。

試體 2 預力施加的目標為 975 kN，在預力施加完成後，由於錨碇造成的損失所以最後實驗時的鋼腱預力為 944 kN，在試體經歷各階段層間側位移角載重後，鋼腱預力與鋼腱初始預力的比值如圖 3.7 所示，雖然在層間側位移角 $\theta=0.02$ 弧度時鋼梁已有降伏現象產生，由於鋼梁上的樓版的作用所以預力並沒有太大的損失，直到層間側位移角 $\theta=0.04$ 弧度時，因為鋼梁挫屈才有較大的損失量，但是鋼腱預力的損失量還是比試體 1 小，在層間側位移角 $\theta=0.05$ 弧度時，還有約 0.7 倍的初始預力。

3.4.3 局部反應

圖 3.17 為梁彎矩與梁翼板內側應變計讀值的關係圖，在梁下翼板靠近柱面的應變計（S14）及梁上翼板靠近柱面的應變計（S21）都在彈性範圍內，梁下翼板應變計（S18）因受壓所以讀值超出彈性範圍，但在梁上翼板應變計（S25）因為上方有樓版抗壓所以讀值並沒有因為受壓而超出彈性範圍，各階段之層間位移角下試體梁翼板應變沿梁身分佈如圖 3.18 所示，試體 1 與試體 2 梁下翼板應變沿梁身分佈如圖 3.19 所示，發現因為試體 2 有樓版作用，所以千斤頂往負方向作用時需提供較大的力量，使得梁下翼板須承受較大的力量，造成試體 2 梁下翼板的應變大於試體 1 梁下翼板的應變。試體 1 與試體 2 梁上翼板應變沿梁身分佈如圖 3.20 所示，在千斤頂往正方向作用時，因為試體 2 在梁上方有樓版，所以梁上翼板不需要承受較多的壓力，所以試體 2 梁上翼板的應變小於試體 1 梁上翼板的應變，而在千斤頂往負方向作用時，試體 1 與試體 2 應變接近。圖 3.21 為樓版內鋼筋應變與彎矩的關係圖，所有應變計的讀值都在彈性範圍內，圖 3.22 (a) 為鋼筋應變計在千斤頂往正方向作用時各階段層間側位移角下沿小梁軸向分佈圖，圖 3.22 (b) 為鋼筋應變計在千斤頂往負方向作用時各階段層間側位移角下沿小梁軸向分佈圖，發現在最靠近鋼管柱的兩個應變計讀值大於兩側的應變計讀值，圖 3.23 (a) 為鋼筋應變計在千斤頂往正方向作用時各階段層間側位移角下沿梁軸向分佈圖，圖 3.23 (b) 為鋼筋應變計在千斤頂往負方向作用時各階段層間側位移角下沿梁軸向分佈圖，因為在鋼筋中間 2 m 的範圍內有套上塑膠管以避免混凝土的膠結，所以造成此範圍內鋼筋應變承均勻分佈。

3.5 鋼筋混凝土柱試體製作與組裝

因為先前已經試驗過的試體除了削切鋼板斷裂外並沒有明顯的損壞，所以我們 2 組鋼筋混凝土試體是將之前使用過的試體進行削切鋼板替換後重複使用，所使用的 2 組試體在進行切鋼板替換前的情形如照片 3.23 所示。首先將損壞的削切鋼板用乙炔切下並用砂輪機將切口磨平（照片 3.24），新的削切鋼板已在鴻舜鋼鐵廠內製作完成（照片 3.25），將削切鋼板放置定位後用 C 型夾將削切鋼板進行假固定（照片 3.26），接著採用全滲透焊接將削切鋼板焊接到柱面的包覆鋼板上（照片 3.27），以上作業皆完成後開始進行試體的組裝。

先將鋼筋混凝土柱與鋼梁進行假組裝，利用鋼筋混凝土柱面包覆鋼板上的剪力板將梁用螺栓鎖到定位，固定完成後沿梁兩側穿上 4 股鋼腱利用 4 支油壓制動器於梁端施拉預力，並藉由安裝在梁端上的載重計來取得施拉時之預力值。施拉預力的過程與之前兩組試體一樣分為 4 個階段，第一階段為預緊鋼腱，第二階段施加所需壓力之一半的力量，第三階段施加另一半的力量，最後則是個別將每一股的絞線力量補齊至所需的力量。照片 3.28 為試體施拉預力時情形。

試體 4 在施拉完預力後將試體立起，在鋼筋混凝土柱的梁柱交會區包覆鋼板內焊上兩片剪力板，用螺栓將小梁固定在包覆鋼板上，待以上作業完成後開始在鋼梁上施打剪力釘，但是小梁上並不施打剪力釘，之後開始鋪設鋼承版，鋼承版在柱中心處切開分為兩片（照片 3.29），鋼承版鋪設完成後將鋼絲網和鋼筋放置於鋼承版上，與試體 2 相同，在鋼筋中間 2 m 的範圍套上塑膠管，但鋼絲網及鋼筋沒有切開（照片 3.30），以上作業都完成後開始進行樓板灌漿，灌漿所使用的混凝土標稱強度為 28 MPa。

3.6 試體 3 實驗結果

3.6.1 實驗觀察現象

試體 3 中梁上翼板的削切鋼板是 4 mm 厚，梁下翼板的削切鋼板為 8 mm 厚，鋼梁不含樓版，照片 3.31 為試體測試前於構架上之全景。在層間側位移角 $\theta=0.00375$ 弧度時，梁 2 的 4 mm 削切鋼板在蓋板附近的石膏漆有些許剝落的現象（照片 3.32），在層間側位移角 $\theta=0.0075$ 弧度時，鋼筋混凝土柱面在距 4 mm 削切鋼板 60 cm 和 33 cm 處出現因受拉產生的撓曲裂縫，寬度小於 0.1 mm，此時已經可以觀察到受拉側的承壓板與柱面分離，在層間側位移角 $\theta=0.01$ 弧度時，梁 1 的 4 mm 削切鋼板因為受壓而有降伏現象產生（照片 3.33），而混凝土柱面因撓曲作用產生的拉力裂縫明顯，在層間側位移角 $\theta=0.015$ 弧度時，因為梁 1 的 8 mm 削切鋼板與梁下翼板接合的螺栓滑動而產生巨大聲響，而且聲響一直持續到實驗結束。在層間側位移角 $\theta=0.03$ 弧度時，梁 2 的 4 mm 削切鋼板因為受拉而有降伏現象產生（照片 3.34），在層間側位移角 $\theta=0.04$ 弧度時，柱面包覆鋼板被拉開（照片 3.35），削切鋼板端部外側受壓有挫屈現象產生（照片 3.36），而且 4 mm 的削切鋼板因為受拉斷裂，整個實驗進行過程中並沒有發現鋼梁有任何降伏現象產生，實驗結束後將 4 mm 削切鋼板上的蓋板拆下，以觀察削切蓋板斷裂的情形（照片 3.37）。

3.6.2 整體反應

圖 3.24 為梁 1 與梁 2 的彎矩與梁端變位關係圖，圖形在層間位移角達 0.015 弧度後開始產生部分跳動，原因為螺栓滑動所造成的影響，圖中 A 點為鋼梁上方 4 mm 厚削切鋼板斷裂。試體經歷每一次新的反覆載重歷時之彎矩包絡線如圖 3.25 所示，在層間側位移角 0.04 弧度時千斤頂往正方向作用試體發揮的彎矩為 710 kN·m ($=0.98 M_{np}$)，千斤頂往負方向作用時在接近層間側位移角 0.04 弧度 4 mm 削切鋼板斷裂前試體發揮的彎矩為 512

$\text{kN}\cdot\text{m}$ ($=0.71 M_{np}$)，鋼腱力量與千斤頂力量之關係圖如圖 3.26 所示，在經歷各階段的層間側位移角作用後因為鋼梁均無降伏產生，所以鋼腱預力並沒有明顯下降，圖 3.27 為每個層間位移角下的鋼腱預力值，鋼腱力量的預測值是根據 2.2 節中所提出的迭代法求得的中性軸位置與剛體旋轉打開角度所計算出。

根據在上下翼板內側裝置的位移計 L3 及 L4[圖 2.20]所量測到梁柱介面分離的位移，利用內差法求得在每個層間位移角下中性軸的位置與利用迭代法所計算出的中性軸位置關係如圖 3.28 所示，梁柱分離之剛體旋轉角 θ_g 可藉由位移計 L3 及 L4[圖 2.20]所量得的位移變化量除以兩個位移計的距離所得，此剛體旋轉角與層間側位移角與用迭代法所計算出的剛體旋轉角間的關係圖如圖 3.29 所示，因為在層間側位移角 0.04 弧度時鋼梁上方的 4 mm 削切鋼板斷裂，所以此時實驗值的剛體旋轉角較分析值大，且因為在千斤頂負方向作用時，4 mm 厚削切鋼板提供的拉力較千斤頂往正方向作用時，8 mm 厚削切鋼板提供的拉力小，所以造成千斤頂往負方向作用時的剛體旋轉角較千斤頂往正方向作用時的剛體旋轉角大。

試體 3 的預力施加的目標為 975 kN，在預力施加完成後，由於錨碇造成預力的損失所以最後試驗時的鋼腱預力為 970 kN，在試體經歷各階段的層間側位移角載重後，鋼腱預力與鋼腱初始預力之比值如圖 3.7 所示。因為鋼梁在整個實驗過程中並沒有明顯降伏與挫屈的現象的產生，所以鋼腱預力和鋼腱初始預力的比值也沒有太大的差異，圖 3.8 為試體在經歷個階段層間側位移角歷時作用後回到力量為零時的殘餘變位，可發現試體 3 在經歷各階段層間側位移角之後，因為鋼梁沒有降伏現象的產生，所以並沒有發現明顯的殘餘變位。

3.6.3 局部反應

圖 3.30 為梁柱接頭區內梁端彎矩與包覆鋼板上剪應變關係，各應變計皆未達降伏剪應變，由位移計計算所得的梁柱接頭區混凝土剪應變[圖 3.30 (e)]，雖然有些許雜訊產生，但是能然保持在彈性範圍，發現剪應變範圍與包覆鋼板局部剪應變一致。

梁端彎矩與梁翼板應變的關係如圖 3.31 所示，在各階段之層間側位移角下應變沿梁身分佈如圖 3.32 所示，發現因為梁翼加勁板在 1.5 倍梁深範圍內造成面積及慣性矩的增加，所以應變沿梁身的分佈在梁翼加勁板內有效的減少。梁上下翼板內側應變皆未達降伏，與試驗時的觀察結果相符合。

3.7 試體 4 實驗結果

3.7.1 實驗觀察現象

試體 4 中的削切鋼板在梁上翼板是 4 mm 厚在下梁翼板採用的是 8 mm 厚，鋼梁上含有 150 mm 後的樓版，樓版內鋼絲網和鋼筋為連續未切開，但鋼承版在柱中心處切開，照片 3.38 為試體測試前於構架上之全景。在層間側位移角 $\theta=0.005$ 弧度時，發現梁端承壓版和柱面間已有些許打開的裂縫（照片 3.39），此時樓版上的混凝土也出現因受拉造成的裂縫（照片 3.40），在層間側位移角 $\theta=0.0075$ 弧度時，樓版上的裂縫持續增加。在層間側位移角 $\theta=0.01$ 弧度時，樓版上在靠近柱面的邊板因為受壓而被推開（照片 3.41），樓版上的裂縫也一直在增加，在層間側位移角 $\theta=0.015$ 弧度時，樓版上有四條由柱四角向外延伸的裂縫最大寬度達 1.5 mm，在層間側位移角 $\theta=0.02$ 弧度時，由柱四角向外延伸的裂縫最大寬度達 2 mm（照片 3.42），在層間側位移角 $\theta=0.03$ 弧度時，樓版南側混凝土內的 6 根鋼絲網斷裂，此時裂縫寬度達 13 mm（照片 3.43），在層間側位移角 $\theta=0.04$ 弧度時，鋼梁下方 8 mm 厚的削切鋼板有挫屈現象發生（照片 3.44），而且樓版北側混凝

土內的 6 根鋼絲網斷裂，此時裂縫寬度達 11 mm (照片 3.45)，並且觀察到在柱中心兩片鋼承版的接合處分離 (照片 3.46)，在層間側位移角 $\theta=0.05$ 弧度時，鋼梁下側 8 mm 厚的削切鋼板斷裂 (照片 3.47)，實驗結束後樓版鋼絲網斷裂處的裂縫如照片 3.48 所示。

3.7.2 整體反應

圖 3.33 為梁 1 與梁 2 的彎矩與梁端變形關係圖，可以發現受拉與受壓兩側的遲滯迴圈明顯不同，迴圈形狀不對稱，是因為在受拉側千斤頂作用下樓版對於彎矩有較大的影響，圖 3.25 所示為試體經歷每一次新的反覆載重歷時之彎矩包絡線，在層間側位移角 0.02 弧度時受拉側試體發揮的最大彎矩為 763 kN-m ($=1.06 M_{np}$)，受壓側試體在層間側位移角 0.04 弧度時發揮的最大彎矩為 743 kN-m ($=1.03 M_{np}$)。如圖 3.33 (b) 所示，梁 2 在要往層間側位移角 0.03 弧度進行時 (A 點) 因為受拉側的樓版南側有 6 根鋼絲網斷裂現象發生，所以造成彎矩下降，在要往層間側位移角 0.04 弧度進行時 (B 點) 因為受拉側的樓版北側的另外 6 根鋼絲網斷裂與鋼梁上方 4 mm 厚的削切鋼板斷裂 (C 點)，所以再次造成彎矩下降。受壓側試體在要往層間側位移角 0.05 弧度前進時，因為鋼梁下方 8 mm 的削切鋼板斷裂 (D 點)，所以造成彎矩下降。圖 3.34 顯示千斤頂力量與鋼腱預力之關係圖，鋼腱力量與千斤頂間的關係也因為鋼梁上的樓版使得受拉與受壓兩側的形狀較不對稱。

與先前的試體相同利用在上下梁翼板內側裝置的位移計 [圖 2.21] 所量測到梁柱介面分離的位移來求得試體 4 中性軸位置，而試體 3 與試體 4 中性軸位置與層間側位移角間的關係如圖 3.35 所示，可以發現雖然試體 4 在鋼梁上有樓版，但是中性軸位置與試體 3 並沒有太大的差別。與之前的試體相同梁柱分離之剛體旋轉角 θ_g 也是由位移計所量得的位移變化量除以兩

個位移計的距離所得，而試體 3 與試體 4 的剛體旋轉角與層間側位移角間的關係如圖 3.36 所示，試體 3 和試體 4 剛體旋轉角與層間側位移角間的關係也相當的接近。

試體 4 預力施加的目標為 975 kN，在預力施加完成後，由於錨碇造成的損失所以最後實驗時的鋼腱預力為 940 kN，試體經歷各階段層間側位移角載重後，鋼腱預力與鋼腱初始預力的比值如圖 3.7 所示，因為鋼梁在整個實驗過程中並沒有明顯降伏與挫屈的現象的產生，所以鋼腱拉力和鋼腱初始預力的比值沒有相差太多，試體在經歷各階段層間側位移角歷時作用後回到力量為零時的殘餘變位如圖 3.8 所示，可發現試體 4 在經歷各階段層間側位移角之後，雖然鋼梁沒有明顯降伏現象的產生，但是因為有樓版的作用，樓版內的鋼筋及鋼絲網都已經達到降伏，所以有較大的殘餘變位。

3.7.3. 局部反應



圖 3.37 為梁彎矩與梁翼板內側應變計讀值的關係圖，可觀察到在梁下翼板的應變計及梁上翼板的應變計都在彈性範圍內，與試驗觀察情形相同，各階段之層間位移角下試體梁翼板應變沿梁身分佈如圖 3.38 所示，試體 3 與試體 4 梁下翼板應變沿梁身分佈如圖 3.39 所示，而試體 3 與試體 4 梁上翼板應變沿梁身分佈如圖 3.40 所示，雖然試體 4 在鋼梁上方有樓版作用，但梁翼板應變與試體 3 並沒有相差太多，雖然試體 2 與試體 4 均在梁上架設樓版，而在試體 4 所觀察到的梁下翼板壓應變均較試體 2 小，但上翼板壓應變較試體 2 大，圖 3.41 為樓版內鋼筋應變與彎矩的關係圖，圖 3.42 為鋼筋應變計各階段層間側位移角下沿小梁軸向分佈圖，發現在 6 個應變計的讀值在層間側位移角 $\theta=0.02$ 弧度前並沒有太大的差異，呈現均勻分佈，但是因為應變計 S27 在層間側位移角 0.03 弧度之前損壞，所以圖中在

層間側位移角 0.02 弧度之後沒有值出現，圖 3.43 為鋼筋應變計在各階段層間側位移角下沿梁軸向分佈圖，在中間 2 m 套上塑膠管避免混凝土膠結的範圍內，應變計的讀值約為均勻的分佈，圖 3.44 為試體 2 與試體 4 鋼筋在各層間側位移角下沿小梁軸向分佈關係圖，觀察到試體 2 在最靠近柱面的兩根鋼筋承受較大的拉力，而試體 4 樓版內的六根鋼筋所承受的拉力接近。圖 3.45 為樓版內鋼絲網應變與彎矩的關係圖，在靠近梁 2 的 6 個應變計因為在層間側位移角 0.03 弧度之前鋼絲網斷裂，所以造成應變計損壞。圖 3.46 為在各階段層間側位移角下靠近梁 2 的鋼絲網應變計沿小梁軸向分佈圖，圖 3.47 在各階段層間側位移角下靠近梁 1 的應變計沿小梁軸向分佈圖，由於樓版上的裂縫是由柱角落開始向外延伸，且越靠近樓版邊緣裂縫越多，造成靠近樓版邊的應變計讀值會較靠近柱面的應變計讀值為大，圖 3.48 和圖 3.49 為鋼絲網應變計在各階段層間側位移角下沿梁軸向分佈圖，在因為在靠近梁 2 的柱邊有產生較大的裂縫所以造成此處的應變計讀值的最大，雖然此時梁 1 的千斤頂往正方向作用，但是在靠近梁 1 鋼絲網上的應變計讀值顯示是受到拉力作用，並可以觀察到在樓版出現較多裂縫前，在兩側梁施打剪力釘的範圍內，鋼絲網應變約為均勻分佈，圖 3.50 為樓版內鋼承板應變與彎矩的關係圖，圖 3.51 為鋼承板與鋼絲網在各階段層間側位移角下沿梁軸向分佈圖，可以觀察到鋼絲網與鋼承板應變分佈的趨勢接近，均是承受拉力。

第四章 實驗結果分析與有限元素分析

4.1 前言

由前述章節可以將四組試體進行實驗結果的分析，與四組試體預測結果進行比較。為了進一步了解梁翼板上下兩側削切鋼板厚度不同以及梁上方加上樓版對於預力接頭系統的影響，本研究使用美國 Hibbit Karlsson and Sorensen 公司所研發的 ABAQUS 有限元素分析程式（2003）進行非線性有線元素分析，再根據由有限元素分析的結果，進行含樓版試體的參數研究分析。4.2 節不含樓版試體實驗與預測模擬分析，4.3 含樓版試體實驗與預測模擬分析，4.4 節為有限元素分析。

4.2 不含樓版試體實驗預測模擬分析

4.2.1 試體 1 實驗與預測模擬分析

利用 2.2 節中所提出的迭代預測方法，可以求得試體 1 在各層間側位移角下的中性軸位置（圖 3.5）與剛體旋轉角（圖 3.6），利用中性軸位置與剛體旋轉角可以計算出在各層間側位移角下梁端彎矩值，圖 4.1 的 Analysis 削切鋼板提供的彎矩，是使用由第二章中削切鋼板計算方法得到的削切鋼板力量位移曲線（圖 4.45）計算而得，圖 4.2 中的 Analysis 削切鋼板提供的彎矩，則是使用由 ABAQUS 有限元素分析程式模擬削切鋼板得到的削切鋼板力量位移曲線（圖 4.45），兩種分析結果的彎矩貢獻量分別如圖 4.3 及圖 4.4 所示。圖 4.5 與圖 4.6 為試體削切鋼板伸長量與壓縮量比較，實驗值是由試體 1 在上下翼板內側裝置的位移計 L3 及 L4（圖 2.18）所量測到梁柱接面分離的位移，利用內差法求得在每個層間側位移角下中性軸的位置（圖 3.5），以及由 L3 及 L4 所量得的位移變化量除以兩個位移計的距離，可以求得梁柱分離之剛體旋轉角 θ_g （圖 3.6），利用剛體旋轉角乘以受拉側削切

鋼板到中性軸的距離可以求得削切鋼板的伸長量，受壓側削切鋼板的壓縮量則是用剛體旋轉角乘以受壓側削切鋼板到中性軸的距離而得，觀察到分析結果皆與實驗接近。

4.2.2 試體 3 實驗與預測模擬分析

根據試體 3 在上下翼板內側裝置的位移計 L3 及 L4（圖 2.20）所量測到梁柱接面分離的位移，利用內差法求得在每個層間側位移角下中性軸的位置（圖 3.32），而由 L3 及 L4 所量得的位移變化量除以兩個位移計的距離，可以求得梁柱分離之剛體旋轉角 θ_g （圖 3.33），削切鋼板的伸長量與壓縮量則是由裝置於削切鋼板上的位移計 L7 及 L8（圖 2.20）而得，代入由 2.2 節中計算出削切鋼板的力量一位移曲線，得到削切鋼板所提供的力，鋼腱提供的預力則是由梁端裝設的載重計得到，利用拉壓間力平衡的關係可以求得鋼梁所受的壓力，將以上所求各構件的力對中性軸取彎矩，可求得各構件的彎矩貢獻量，圖 4.7 為試體 3 彎矩貢獻量與層間側位移角間關係。亦可利用 2.2 節中所提出的迭代預測方法，計算出試體 3 在各層間側位移角下的中性軸位置（圖 3.32）與剛體旋轉角（圖 3.33），並可以計算出在各層間側位移角下的梁端彎矩值，如圖 4.8 及圖 4.9 所示。其中圖 4.8 的 Analysis 削切鋼板提供的彎矩，是使用由第二章中削切鋼板計算方法得到的削切鋼板力量位移曲線（圖 4.46），而圖 4.9 中的 Analysis 削切鋼板提供的彎矩，則是使用由 ABAQUS 有限元素分析程式模擬削切鋼板得到的削切鋼板力量位移曲線（圖 4.46）。圖 4.10 與圖 4.11 為預測分析中計算得到的試體削切鋼板伸長量和壓縮量，與實驗時由裝設於削切鋼板上的位移計得到的伸長量和壓縮量比較，發現分析計算結果與實驗接近。圖 4.12 為四組試體分離彎矩與層間側位移角間關係，發現試體 2 在千斤頂往正方向作用時，混凝土樓版會與柱面接觸承受壓力，造成分離彎矩會比試體 1 大，而且試體 1 與

試體 2 在層間側位移角達 0.04 弧度時，鋼梁有挫屈現象產生造成分離彎矩下降，而試體 3 及試體 4 在實驗過程中並沒有明顯的降伏與挫屈現象產生，所以在實驗達層間側位移角 0.04 弧度時，試體 3 及試體 4 的分離彎矩並沒有下降太多，且因為試體 3 與試體 4 鋼梁尺寸較試體 1 大，所以造成試體 3 與試體 4 的分離彎矩大於試體 1 的分離彎矩。

4.3 含樓版試體實驗與預測模擬分析

4.3.1 試體 2 實驗與預測模擬分析

圖 4.13(a)是試體 2 梁在初始預力作用下的自由體圖，鋼梁所受的壓變 ε_f 可由(2.2)式求得，當梁受剪力作用後會產生彈性變形，造成梁端一側的壓應變增加，另一側的壓應變減小，當梁端一側的壓應變為零時，梁翼即與柱面分離，在兩側梁翼與柱面分離之前整體梁柱接合行為應與傳統梁柱接合行為相同，其應變分佈應為平面保持平面，由於樓版是在施拉完預力後才架設於鋼梁上，不受初始預力的作用，所以樓版所受的應變需扣除初始預力作用的應變。試體 2 在千斤頂往正方向作用的一側梁會先與柱面分離，梁柱接頭自由體圖如圖 4.13(b)所示，此時梁端彎矩 M_d (千斤頂往正方向作用時的分離彎矩)表示為：

$$\begin{aligned} M_d &= M_{d,ST} + M_{d,R} + M_{con} + M_{wire} + M_{deck} \\ &= \left[\int_{x_{c2}}^{d_t} E_s \left(\varepsilon_d \frac{x_2}{d_t} \right) x_2 dA - 2T_{u,in}(d_u) - 2T_{l,in}(d_l) \right] + \left[C_R \left(d_t + \frac{t'_R}{2} \right) + T_R \left(\frac{t_R}{2} \right) \right] \\ &\quad + \left[\int_{d_t}^{d_{con}+d_t} E_{con} \left(\varepsilon_d \frac{x_2}{d_t} - \varepsilon_f \right) x_2 dA \right] + C_{wire}(d_w) + C_{deck}(d_d) \end{aligned} \quad (4.1)$$

其中 d_w 為鋼絲網到中性軸的距離， d_d 為鋼承版中心到中性軸距離， d_{con} 為樓版高度， t_R 為下方削切鋼板的厚度， t'_R 為上方削切鋼板的厚度， ε_d 為鋼梁承受最大壓應變， E_{con} 為混凝土彈性模數 ($= 57000\sqrt{f'_c}$)，利用與鋼梁相同曲率，平面應變保持平面的關係，可以求鋼承版及鋼絲網的應變，將應

變對應到鋼承版及鋼絲網的應力-應變曲線(圖 2.12)可得鋼承版與鋼絲網的應力，各別乘以鋼承版和鋼絲網的面積即可得到鋼承版與鋼絲網所受的力 C_{deck} 及 C_{wire} 。根據圖 4.13 (c) 此時千斤頂往正方向作用一端的梁會先與柱面分離，上方與下方鋼腱伸長造成鋼腱預力增加：

$$T_u = T_{u,in} + \left[\frac{(\theta_{g2} \cdot d_{ST,u})}{L_{st}} \left(1 - \frac{4A_{st}}{A_b + 4A_{st}} \right) \right] E_{st} \times A_{st} \times 2 \quad (4.2)$$

$$T_l = T_{l,in} + \left[\frac{(\theta_{g2} \cdot d_{ST,l})}{L_{st}} \left(1 - \frac{4A_{st}}{A_b + 4A_{st}} \right) \right] E_{st} \times A_{st} \times 2 \quad (4.3)$$

其中 $d_{ST,u}$ 與 $d_{ST,l}$ 為千斤頂往正方向作用時上方與下方鋼腱到中性軸位置的距離，而千斤頂往負方下作用之梁會後與柱面分離[圖 4.13(c)]，梁端彎矩 M'_d 則表示為：

$$\begin{aligned} M'_d &= M'_{d,ST} + M'_{d,R} + M'_{wire} + M'_{deck} \\ &= \left[\int_{x_{cl}}^{d_t} E_s \left(\varepsilon_d' \frac{x_l}{d_t} \right) x_l dA - 2T_u d'_u - 2T_l d'_l \right] + \left[C'_R \left(\frac{t_R}{2} \right) + T'_R \left(d_t + \frac{t'_R}{2} \right) \right] \\ &\quad + T_{wire} (d'_w) + T_{deck} (d'_d) \end{aligned} \quad (4.4)$$

其中 d'_w 為鋼絲網到中性軸的距離， d'_d 為鋼承版中心到中性軸距離， ε_d' 為鋼梁承受最大壓應變，亦可利用相同曲率，平面應變保持平面的關係，可以求鋼承版及鋼絲網的應變，將應變對應到鋼承版及鋼絲網的應力-應變曲線(圖 2.12)可得鋼承版與鋼絲網的應力，各別乘以鋼承版和鋼絲網的面積即可得到鋼承版與鋼絲網所受的力 T_{deck} 及 T_{wire} 。圖 4.14(a)所示為鋼筋之應力與應變關係並以一雙線性近似之，將圖中的降伏應力 σ_y 及極限應力 σ_u 分別乘上鋼筋的面積 A_{bar} ，可以計算鋼筋的降伏強度 $P_{y,bar}$ 與極限強度 $P_{u,bar}$ ：

$$P_{y,bar} = \sigma_y \times A_{bar} \quad (4.5)$$

$$P_{u,bar} = \sigma_u \times A_{bar} \quad (4.6)$$

並將圖中的降伏應變 ε_y 及極限應變 ε_u 分別乘上鋼筋上套上避免混凝土膠結塑膠管的範圍 L_{bar} ，可以計算鋼筋得降伏變形 $\Delta_{y,bar}$ 及極限變形 $\Delta_{u,bar}$ ：

$$\Delta_{y,bar} = \varepsilon_y \times L_{bar} \quad (4.7)$$

$$\Delta_{u,bar} = \varepsilon_u \times L_{bar} \quad (4.8)$$

圖 4.14(a)為以上計算所得鋼筋之軸力與變形關係。而在千斤頂往負方向作用時鋼筋提供的撓曲勁度可由彎矩與打開角度的增量推導，彎矩的增量為：

$$\Delta M = \Delta F'_{bar} d'_{bar} = \Delta \theta_{g1} K'_{e,bar} \quad (4.9)$$

其中 $\Delta F'_{bar}$ 為鋼筋的拉力增量， d'_{bar} 為鋼筋到中性軸的距離， $K'_{e,bar}$ 為鋼筋撓曲彈性勁度，鋼筋之力量增量可由圖 4.14(a)求得：

$$\Delta F'_{bar} = \Delta'_{bar} K_{ae,bar} = \Delta \theta_{g1} d'_{bar} K_{ae,bar} \quad (4.10)$$

其中 Δ'_{bar} 為鋼筋的伸長量， $K_{ae,bar}$ 為鋼筋軸向彈性勁度。將(4.10)式代入(4.9)式可得：

$$\Delta M = \Delta F'_{bar} d'_{bar} = \Delta \theta_{g1} \left[K_{ae,bar} (d'_{bar})^2 \right] = \Delta \theta_{g1} K'_{e,bar} \quad (4.11)$$

千斤頂往正方向作用時鋼筋提供的撓曲勁度可由彎矩與打開角度的增量推導，彎矩的增量為：

$$\Delta M = \Delta F_{bar} d_{bar} = \Delta \theta_{g2} K_{e,bar} \quad (4.12)$$

其中 ΔF_{bar} 為鋼筋的壓力增量， d_{bar} 為鋼筋到中性軸的距離， $K_{e,bar}$ 為鋼筋撓曲彈性勁度，鋼筋之力量增量可由圖 4.14(a)求得：

$$\Delta F_{bar} = \Delta_{bar} K_{ae,bar} = \Delta \theta_{g2} d_{bar} K_{ae,bar} \quad (4.13)$$

其中 Δ_{bar} 為鋼筋的壓縮量， $K_{ae,bar}$ 為鋼筋軸向彈性勁度。將(4.13)式代入(4.12)式可得：

$$\begin{aligned} \Delta M &= \Delta F_{bar} d_{bar} = \Delta \theta_{g2} \left[K_{ae,bar} (d_{bar})^2 \right] \\ &= \Delta \theta_{g2} K'_{e,bar} \end{aligned} \quad (4.14)$$

若千斤頂持續往負方向作用，鋼筋進入降伏階段，則(4.10)式可以改寫成：

$$\Delta F'_{bar} = \Delta'_{bar} K_{ap,bar} = \Delta \theta_{g1} d'_{bar} K_{ap,bar} \quad (4.15)$$

$$\Delta M = \Delta F'_{bar} d'_{bar} = \Delta \theta_{g1} \left[K_{ap,bar} (d'_{bar})^2 \right] = \Delta \theta_{g1} K'_{p,bar} \quad (4.16)$$

其中 $K_{ap,bar}$ 為鋼筋軸向非彈性勁度， $K'_{p,bar}$ 為鋼筋撓曲塑性勁度，當千斤頂持續往正方向作用，鋼筋進入降伏階段，則(4.13)式可以改寫成：

$$\Delta F_{bar} = \Delta_{bar} K_{ap,bar} = \Delta\theta_{g2} d_{bar} K_{ap,bar} \quad (4.17)$$

$$\Delta M = \Delta F_{bar} d_{bar} = \Delta\theta_{g2} \left[K_{ap,bar} (d_{bar})^2 \right] = \Delta\theta_{g2} K_{p,bar} \quad (4.18)$$

其中 $K_{p,bar}$ 為鋼筋撓曲塑性勁度。

圖 4.14(b)所示為鋼絲網之應力與應變關係並以一雙線性近似之，將圖中的降伏應力 σ_y 及極限應力 σ_u 分別乘上鋼絲網的面積 A_{wire} ，可以計算鋼絲網的降伏強度 $P_{y,wire}$ 與極限強度 $P_{u,wire}$ ：

$$P_{y,wire} = \sigma_y \times A_{wire} \quad (4.19)$$

$$P_{u,wire} = \sigma_u \times A_{wire} \quad (4.20)$$

並將圖中的降伏應變 ε_y 及極限應變 ε_u 分別乘上梁 1 上最靠近柱面的剪力釘到梁 2 上最靠近柱面的剪力釘間的距離 L_{wire} ($=1550$ mm)，可以計算鋼絲網的降伏變形 $\Delta_{y,wire}$ 及極限變形 $\Delta_{u,wire}$ ：

$$\Delta_{y,wire} = \varepsilon_y \times L_{wire} \quad (4.21)$$

$$\Delta_{u,wire} = \varepsilon_u \times L_{wire} \quad (4.22)$$

圖 4.14(b)為以上計算所得鋼絲網之軸力與變形關係。而在千斤頂往負方向作用時鋼絲網提供的撓曲勁度可由彎矩與打開角度的增量推導，彎矩的增量為：

$$\Delta M = \Delta F'_{wire} d'_w = \Delta\theta_{g1} K'_{e,wire} \quad (4.23)$$

其中 $\Delta F'_{wire}$ 為鋼絲網的拉力增量， d'_w 為鋼絲網到中性軸的距離， $K'_{e,wire}$ 為鋼絲網撓曲彈性勁度，鋼絲網之力量增量可由圖 4.14(b)求得：

$$\Delta F'_{wire} = \Delta'_{wire} K_{ae,w} = \Delta\theta_{g1} d'_w K_{ae,w} \quad (4.24)$$

其中 Δ'_{wire} 為鋼絲網的伸長量， $K_{ae,w}$ 為鋼絲網軸向彈性勁度。將(4.24)式代入(4.23)式可得：

$$\Delta M = \Delta F'_{wire} d'_w = \Delta\theta_{g1} \left[K_{ae,w} (d'_w)^2 \right] = \Delta\theta_{g1} K'_{e,wire} \quad (4.25)$$

千斤頂往正方向作用時鋼絲網提供的撓曲勁度可由彎矩與打開角度的增量推導，彎矩的增量為：

$$\Delta M = \Delta F_{wire} d_w = \Delta \theta_{g2} K_{e,wire} \quad (4.26)$$

其中 ΔF_{wire} 為鋼絲網的壓力增量， d_w 為鋼絲網到中性軸的距離， $K_{e,wire}$ 為鋼絲網撓曲彈性勁度，鋼絲網之力量增量可由圖 4.14(b)求得：

$$\Delta F_{wire} = \Delta_{wire} K_{ae,w} = \Delta \theta_{g2} d_w K_{ae,w} \quad (4.27)$$

其中 Δ_{wire} 為鋼絲網的壓縮量， $K_{ae,w}$ 為鋼絲網軸向彈性勁度。將(4.27)式代入(4.26)式可得：

$$\Delta M = \Delta F_{wire} d_w = \Delta \theta_{g2} \left[K_{ae,w} (d_w)^2 \right] = \Delta \theta_{g2} K_{e,wire} \quad (4.28)$$

若千斤頂持續往負方向作用，鋼絲網進入降伏階段，則(4.24)式可以改寫成：

$$\Delta F'_{wire} = \Delta'_{wire} K_{ap,w} = \Delta \theta_{g1} d'_w K_{ap,w} \quad (4.29)$$

$$\Delta M = \Delta F'_{wire} d'_w = \Delta \theta_{g1} \left[K_{ap,w} (d'_w)^2 \right] = \Delta \theta_{g1} K'_{p,wire} \quad (4.30)$$

其中 $K_{ap,w}$ 為鋼絲網軸向非彈性勁度， $K'_{p,wire}$ 為鋼絲網撓曲塑性勁度，當千斤頂持續往正方向作用，鋼絲網進入降伏階段，則(4.27)式可以改寫成：

$$\Delta F_{wire} = \Delta_{wire} K_{ap,w} = \Delta \theta_{g2} d_w K_{ap,w} \quad (4.31)$$

$$\Delta M = \Delta F_{wire} d_w = \Delta \theta_{g2} \left[K_{ap,w} (d_w)^2 \right] = \Delta \theta_{g2} K_{p,wire} \quad (4.32)$$

其中 $K_{p,wire}$ 為鋼絲網撓曲塑性勁度。

圖 4.14(c)所示為鋼承板之應力與應變關係並以一雙線性近似之，將圖中的降伏應力 σ_y 及極限應力 σ_u 分別乘上鋼承板的面積 A_{deck} ，可以計算鋼承板的降伏強度 $P_{y,deck}$ 與極限強度 $P_{u,deck}$ ：

$$P_{y,deck} = \sigma_y \times A_{deck} \quad (4.33)$$

$$P_{u,deck} = \sigma_u \times A_{deck} \quad (4.34)$$

並將圖中的降伏應變 ϵ_y 及極限應變 ϵ_u 分別乘上梁 1 上最靠近柱面的剪力釘到梁 2 上最靠近柱面的剪力釘間的距離 L_{deck} ($=1550$ mm)，可以計算鋼承

板的降伏變形 $\Delta_{y,deck}$ 及極限變形 $\Delta_{u,deck}$:

$$\Delta_{y,deck} = \varepsilon_y \times L_{deck} \quad (4.35)$$

$$\Delta_{u,deck} = \varepsilon_u \times L_{deck} \quad (4.36)$$

圖 4.14(c)為以上計算所得鋼承板之軸力與變形關係。而在千斤頂往負方向作用時鋼承板提供的撓曲勁度可由彎矩與打開角度的增量推導，彎矩的增量為：

$$\Delta M = \Delta F'_{deck} d'_d = \Delta \theta_{g1} K'_{e,deck} \quad (4.37)$$

其中 $\Delta F'_{deck}$ 為鋼承板的拉力增量， d'_d 為鋼承板到中性軸的距離， $K'_{e,deck}$ 為鋼承板撓曲彈性勁度，鋼承板之力量增量可由圖 4.14(c)求得：

$$\Delta F'_{deck} = \Delta'_{deck} K_{ae,d} = \Delta \theta_{g1} d'_d K_{ae,d} \quad (4.38)$$

其中 Δ'_{deck} 為鋼承板的伸長量， $K_{ae,d}$ 為鋼承板軸向彈性勁度。將(4.38)式代入(4.37)式可得：

$$\Delta M = \Delta F'_{deck} d'_d = \Delta \theta_{g1} \left[K_{ae,d} (d'_d)^2 \right] = \Delta \theta_{g1} K'_{e,deck} \quad (4.39)$$

千斤頂往正方向作用時鋼承板提供的撓曲勁度可由彎矩與打開角度的增量推導，彎矩的增量為：

$$\Delta M = \Delta F_{deck} d_d = \Delta \theta_{g2} K_{e,deck} \quad (4.40)$$

其中 ΔF_{deck} 為鋼承板的壓力增量， d_d 為鋼承板到中性軸的距離， $K_{e,deck}$ 為鋼承板撓曲彈性勁度，鋼承板之力量增量可由圖 4.14(c)求得：

$$\Delta F_{deck} = \Delta_{deck} K_{ae,d} = \Delta \theta_{g2} d_d K_{ae,d} \quad (4.41)$$

其中 Δ_{deck} 為鋼承板的壓縮量， $K_{ae,d}$ 為鋼承板軸向彈性勁度。將(4.41)式代入(4.40)式可得：

$$\Delta M = \Delta F_{deck} d_d = \Delta \theta_{g2} \left[K_{ae,d} (d_d)^2 \right] = \Delta \theta_{g2} K_{e,deck} \quad (4.42)$$

若干斤頂持續往負方向作用，鋼承板進入降伏階段，則(4.38)式可以改寫成：

$$\Delta F'_{deck} = \Delta'_{deck} K_{ap,d} = \Delta \theta_{g1} d'_d K_{ap,d} \quad (4.43)$$

$$\Delta M = \Delta F'_{deck} d'_d = \Delta \theta_{g1} \left[K_{ap,d} (d'_d)^2 \right] = \Delta \theta_{g1} K'_{p,deck} \quad (4.44)$$

其中 $K_{ap,d}$ 為鋼承板軸向非彈性勁度，當千斤頂持續往正方向作用，鋼承板進入降伏階段，則(4.41)式可以改寫成：

$$\Delta F_{deck} = \Delta_{deck} K_{ap,d} = \Delta \theta_{g2} d_d K_{ap,d} \quad (4.45)$$

$$\Delta M = \Delta F_{deck} d_d = \Delta \theta_{g2} \left[K_{ap,d} (d_d)^2 \right] = \Delta \theta_{g2} K_{p,deck} \quad (4.46)$$

圖 4.13(d)為試體 2 梁端與柱面分離後之自由體圖，用迭代法(方法一)預測試體 2 中性軸位置、剛體旋轉角與梁端彎矩，其步驟如下：

1.在選定層間側位移角 (θ_1 及 θ_2) 下，假設千斤頂往正方向與負方向作用時的旋轉角 θ_{g1} 及 θ_{g2} 與兩側梁端中性軸位置距梁翼加勁板的距離 c_1 及 c_2 共四個參數

根據圖 4.13 (d) 當梁端兩側與柱面分離後，上方與下方鋼腱伸長造成力量增加：

$$T_u = T_{u,in} + \left[\frac{(\theta_{g1} \cdot d'_{ST,u} + \theta_{g2} \cdot d_{ST,u})}{L_{st}} \left(1 - \frac{4A_{st}}{A_b + 4A_{st}} \right) \right] E_{st} \times A_{st} \times 2 \quad (4.47)$$

$$T_l = T_{l,in} + \left[\frac{(\theta_{g1} \cdot d'_{ST,l} + \theta_{g2} \cdot d_{ST,l})}{L_{st}} \left(1 - \frac{4A_{st}}{A_b + 4A_{st}} \right) \right] E_{st} \times A_{st} \times 2 \quad (4.48)$$

其中 $d_{ST,u}$ 與 $d_{ST,l}$ 為千斤頂往正方向作用時上方與下方鋼腱到中性軸位置的距離， $d'_{ST,u}$ 與 $d'_{ST,l}$ 為千斤頂往負方向作用時上方與下方鋼腱到中性軸位置的距離， L_{st} 為預力鋼腱長度， A_{st} 為鋼腱單股面積， A_b 為鋼梁面積， E_{st} 為鋼腱彈性模數 ($=195\text{GPa}$)。

假設千斤頂往正方向作用時梁受壓最外側的應變 ε_{max} 為：

$$\varepsilon_{max} = c_2 \left(\frac{\theta_{g2}}{d_t} + \alpha \phi_d \right) \quad (4.49)$$

ϕ_d 為相對於梁彎矩 M_d 時之曲率：

$$\phi_d = \frac{\varepsilon_d}{d_t} \quad (4.50)$$

在千斤頂往負方向作用時梁受壓最外側的應變 ε'_{max} 為：

$$\dot{\varepsilon}_{max} = c_1 \left(\frac{\theta_{g1}}{d_t} + \alpha \phi'_d \right) \quad (4.51)$$

其中 α 為降伏曲率放大係數 ($=M/M_d$)， c_i ($i=1, 2$) 為兩側梁中性軸位置距受壓側最外緣距離。 ϕ'_d 為相對於梁彎矩 M'_d 時之曲率：

$$\phi'_d = \frac{\dot{\varepsilon}_d}{d_t} \quad (4.52)$$

千斤頂往正方向作用時梁受壓側之壓力 C_2 為：

$$C_2 = \int_0^{c_2} \sigma_x dA = \int_0^{c_2} E_s \varepsilon'_{max} \frac{x_2}{c_2} dA = \int_0^{c_2} E_s x_2 \left(\frac{\theta_{g2}}{d_t} + \alpha \phi_d \right) dA \quad (4.53)$$

在千斤頂往正方向作用時與柱面接觸範圍內的樓版混凝土會承受壓力：

$$C_{con} = \int_{c_2}^{d_{con}+c_2} E_{con} \left[x_2 \left(\frac{\theta_{g2}}{d_t} + \alpha \phi_d \right) - \varepsilon_f \right] dA \quad (4.54)$$

此時千斤頂往負方向作用時梁受壓側之壓力 C_1 為：

$$C_1 = \int_0^{c_1} \sigma_x dA = \int_0^{c_1} E_s \varepsilon'_{max} \frac{x_1}{c_1} dA = \int_0^{c_1} E_s x_1 \left(\frac{\theta_{g1}}{d_t} + \alpha \phi_d \right) dA \quad (4.55)$$

其中 σ_x 為梁受壓處之應力， x_{ci} ($i=1, 2$) 為受壓側距中性軸距離。由於梁的旋轉角度 θ_{gi} ($i=1, 2$) 會造成削切鋼板拉伸或壓縮，所以在千斤頂往負方向作用時，其變位計算方式如下：

$$\Delta'_t = \Delta_{in} + \left(d_t + \frac{t'_R}{2} - c_1 \right) \theta_{g1} \quad (4.56)$$

$$\Delta'_c = \Delta_{in} + \left(\frac{t_R}{2} + c_1 \right) \theta_{g1} \quad (4.57)$$

而在千斤頂往正方向作用時，削切鋼板的變位計算方式為：

$$\Delta_t = \Delta_{in} + \left(d_t + \frac{t_R}{2} - c_2 \right) \theta_{g2} \quad (4.58)$$

$$\Delta_c = \Delta_{in} + \left(\frac{t'_R}{2} + c_2 \right) \theta_{g2} \quad (4.59)$$

其中 Δ_t 及 Δ'_t 為削切鋼板總伸長量， Δ_c 及 Δ'_c 為削切鋼板總壓縮量。利用圖 2.3 (c) 之力量-位移關係圖即可求得削切鋼板在梁與柱面分離後所受之拉力 T_R 及 T'_R 與壓力 C_R 及 C'_R 。

而樓版內鋼筋在千斤頂往正方向作用時會造成一縮短量 $\Delta_{bar,c}$ ：

$$\Delta_{bar,c} = \theta_{g2} \times (d_{bar}) \quad (4.60)$$

鋼筋在千斤頂往負方向作用時會造成一伸長量 $\Delta_{bar,t}$ ：

$$\Delta_{bar,t} = \theta_{g1} \times (d'_{bar}) \quad (4.61)$$

其中 d_{bar} 為千斤頂往正方向作用時鋼筋到中性軸的距離， d'_{bar} 為千斤頂往負方向作用時鋼筋到中性軸的距離。而此時鋼筋所受的應變為：

$$\varepsilon_{bar} = \frac{(\Delta_{bar,t} - \Delta_{bar,c})}{L_{bar}} \quad (4.62)$$

其中 L_{bar} 為鋼筋上套上避免混凝土膠結塑膠管的範圍。將鋼筋的應變對應到鋼筋的應力-應變曲線可以得到鋼筋的應力 σ_{bar} ，而此時鋼筋所承受的拉力 T_{bar} 為：

$$T_{bar} = \sigma_{bar} \times A_{bar} \quad (4.63)$$

而樓版內鋼絲網在千斤頂往正方向作用時會造成一縮短量 $\Delta_{wire,c}$ ：

$$\Delta_{wire,c} = \theta_{g2} \times (d_w) \quad (4.64)$$

鋼絲網在千斤頂往負方向作用時會造成一伸長量 $\Delta_{wire,t}$ ：

$$\Delta_{wire,t} = \theta_{g1} \times (d'_w) \quad (4.65)$$

其中 d_w 為千斤頂往正方向作用時鋼絲網到中性軸的距離， d'_w 為千斤頂往負方向作用時鋼絲網到中性軸的距離。而此時鋼絲網所受的應變為：

$$\varepsilon_{wire} = \frac{(\Delta_{wire,t} - \Delta_{wire,c})}{L_{wire}} \quad (4.66)$$

其中 L_{wire} 為梁 1 上最靠近柱面的剪力釘到梁 2 上最靠近柱面的剪力釘間的距離。將鋼絲網的應變對應到鋼絲網的應力-應變曲線可以得到鋼絲網的應力 σ_{wire} ，而此時鋼絲網所承受的拉力 T_{wire} 為：

$$T_{wire} = \sigma_{wire} \times A_{wire} \quad (4.67)$$

而樓版內鋼承板在千斤頂往正方向作用時會造成一縮短量 $\Delta_{deck,c}$:

$$\Delta_{deck,c} = \theta_{g2} \times (d_d) \quad (4.68)$$

鋼承板在千斤頂往負方向作用時會造成一伸長量 $\Delta_{deck,t}$:

$$\Delta_{deck,t} = \theta_{g1} \times (d'_d) \quad (4.69)$$

其中 d_d 為千斤頂往正方向作用時鋼承板到中性軸的距離， d'_d 為千斤頂往負方向作用時鋼承板到中性軸的距離。而此時鋼承板所受的應變為：

$$\varepsilon_{deck} = \frac{(\Delta_{deck,t} - \Delta_{deck,c})}{L_{deck}} \quad (4.70)$$

其中 L_{deck} 為梁 1 上最靠近柱面的剪力釘到梁 2 上最靠近柱面的剪力釘間的距離。將鋼承板的應變對應到鋼承板的應力-應變曲線可以得到鋼承板的應力 σ_{deck} ，而此時鋼承板所承受的拉力 T_{deck} 為：

$$T_{deck} = \sigma_{deck} \times A_{deck} \quad (4.71)$$

2.利用軸向力平衡解中性軸位置 c_1 及 c_2

假設 $\alpha=1$ ，將步驟 1 中求得的鋼腱拉力 T_u 與 T_l 、合壓力 C_l 與 C_2 、混凝土壓力 C_{con} 、削切鋼板拉力 T_R 、 T'_R 、壓力 C_R 、 C'_R 、鋼筋拉力 T_{bar} 、鋼絲網拉力 T_{wire} 及鋼承板拉力 T_{deck} ，利用軸向力平衡條件：

$$C_l + C'_R = T_u + T_l + T'_R + T_{bar} + T_{wire} + T_{deck} \quad (4.72)$$

$$C_2 + C_R + C_{con} = T_u + T_l + T_R + T_{bar} + T_{wire} + T_{deck} \quad (4.73)$$

將上二式分別反覆迭代 c_1 、 c_2 直到滿足力平衡條件以求得 c_1 及 c_2 。

3.計算梁端彎矩

由以上步驟所求的力對中性軸位置取彎矩，可以計算出千斤頂往負方向作用時得彎矩

$$\begin{aligned}
M_1 &= \left[T_u(d'_{ST,u}) + T_l(d'_{ST,l}) + C_1 \times \frac{2}{3}c_1 \right] + \left[T'_R \left(d_t + \frac{t_R'}{2} - c_1 \right) + C'_R \left(\frac{t_R}{2} + c_1 \right) \right] \\
&\quad + T_{bar}(d'_{bar}) + T_{wire}(d_w) + T_{deck}(d_d) \\
&= M_{ST} + M'_R + M_{bar} + M_{wire} + M_{deck}
\end{aligned} \tag{4.74}$$

而千斤頂往正方向作用時的彎矩：

$$\begin{aligned}
M_2 &= \left[T_u(d_{ST,u}) + T_l(d_{ST,l}) + C_2 \times \frac{2}{3}c_2 \right] + \left[T_R \left(d_t + \frac{t_R}{2} - c_2 \right) + C_R \left(\frac{t_R'}{2} + c_2 \right) \right] \\
&\quad + \left[C_{con}^*(d_{con}^*) \right] - T_{bar}(d_{bar}) - T_{wire}(d_w) - T_{deck}(d_d) \\
&= M_{ST} + M_R + M_{con} - M_{bar} - M_{wire} - M_{deck}
\end{aligned} \tag{4.75}$$

其中 C_{con}^* 為樓版內混凝土合力， d_{con}^* 為樓版混凝土合力作用的形心到中性軸的距離。

4. 計算層間側位移角

利用彎矩和勁度間的關係可由以上二式求出的彎矩計算出千斤頂往負方向作用時的層間側位移角：



$$\overline{\theta}_1 = \left[\frac{M_1}{(K_b + K_{RFP} + K_{bar} + K_{wire} + K_{deck})} \times L_b + \left(\frac{M_1}{K_c} + \frac{M_1}{K_{pz}} \right) \times L \right] + \theta_{g1} \tag{4.76}$$

其中 K_c 、 K_{pz} 、 K_b 可由(2.12)式、(2.16)式及(2.17)式求得， K_{RFP} 為削切鋼板之勁度在上下兩側削切鋼板都未降伏時為 K'_{ER} ，當受拉側削切鋼板已達降伏而受壓側削切鋼板未降伏時為 $K'_{PR,1}$ ，當受拉側與受壓側削切鋼板都已達降伏時為 $K'_{PR,2}$ ， K_{bar} 為鋼筋之勁度在鋼筋未降伏時為 $K_{e,bar}$ ，當鋼筋已達降伏時為 $K_{p,bar}$ ， K_{wire} 為鋼絲網之勁度在鋼絲網未降伏時為 $K_{e,wire}$ ，當鋼絲網已達降伏時為 $K_{p,wire}$ ， K_{deck} 為鋼承板之勁度在鋼筋未降伏時為 $K_{e,deck}$ ，當鋼承板已達降伏時為 $K_{p,deck}$ ， L_b 為鋼梁長度， L 為梁端到柱中心的長度，而千斤頂往正方向作用時的層間側位移角：

$$\overline{\theta}_2 = \left[\frac{M_2}{(K_{b1} + K_{RFP} + K_{bar} + K_{wire} + K_{deck})} \times L_b + \left(\frac{M_2}{K_c} + \frac{M_2}{K_{pz}} \right) \times L \right] + \theta_{g2} \tag{4.77}$$

其中 K_c 、 K_{pz} 可由(2.12)式及(2.16)式求得， K_{bl} 為千斤頂往正方向作用時只含混凝土部分的複合梁勁度：

$$K_{bl} = \frac{3E_s I_{bl} L_c}{L_b^2} \quad (4.78)$$

其中 I_{bl} 為只含混凝土部分的複合梁之二次慣性矩， K_{RFP} 為削切鋼板之勁度在上下兩側削切鋼板都未降伏時為 K_{ER} ，當受拉側削切鋼板已達降伏而受壓側削切鋼板未降伏時為 $K_{PR,1}$ ，當受拉側與受壓側削切鋼板都已達降伏時為 $K_{PR,2}$ ， K_{bar} 為鋼筋之勁度在鋼筋未降伏時為 $K_{e,bar}$ ，當鋼筋已達降伏時為 $K_{p,bar}$ ， K_{wire} 為鋼絲網之勁度在鋼絲網未降伏時為 $K_{e,wire}$ ，當鋼絲網已達降伏時為 $K_{p,wire}$ ， K_{deck} 為鋼承板之勁度在鋼筋未降伏時為 $K_{e,deck}$ ，當鋼承板已達降伏時為 $K_{p,deck}$ ，表 4.1 為試體各階段時不同的勁度，檢核由(4.74)式和(4.75)式所求出之層間側位移角 $\bar{\theta}_1$ 和 $\bar{\theta}_2$ 是否為所希望得到的層間側位移角 θ_1 和 θ_2 ，若不為所希望得到之層間側位移角則回到步驟 1 修改假設的旋轉角度 θ_{g1} 及 θ_{g2} 與兩側梁端中性軸位置距梁翼加勁板的距離 c_1 及 c_2 ，重複步驟 1 到步驟 4 直到求出的層間位移角相同。圖 4.15 為試體 2 鋼筋應變沿鋼梁軸向分佈情形，圖 4.16 為試體 2 中性軸位置與層間側位移角間關係，圖 4.17 為試體 2 剛體旋轉角與層間側位移角間關係，表 4.2 試體實驗勁度與分析勁度比較，其中 K_E 為打開前試體彈性勁度， K_{in} 為打開後試體勁度，觀察到在千斤頂往負方向作用時因為計算得到的勁度與實驗勁度間的誤差較大，所以由迭代法得到的中性軸位置較實驗值低，而打開角度較實驗值大，圖 4.18 為試體 2 梁端彎矩與梁端位移間關係，在層間側位移角達 0.03 弧度時，由分析預測計算得到的鋼絲網應變為 0.25%，鋼承板應變為 0.3%，鋼筋應變為 0.23%。圖 4.19 為試體 2 模擬預測得到各構件的彎矩貢獻量，發現預測結果與實驗值接近。

若將試體 2 視為複合梁，在兩側梁翼與柱面分離之後整體梁柱接合行為應仍與傳統梁柱接合行為相同，其應變分佈應為平面保持平面，則試體

2 自由體圖為圖 4.20 所示，利用相同的迭代預測方法(方法二)利用步驟 1 至 4 可以計算出試體 4 的中性軸位置、剛體旋轉角與梁端彎矩，但在步驟 1 中不需計算(4.62)式至(4.69)式，則鋼承板及鋼絲網利用與鋼梁相同曲率，平面應變保持平面的關係，計算出鋼承板及鋼絲網的應變，將應變對應到鋼承板及鋼絲網的應力-應變曲線(圖 2.12)可得鋼承板與鋼絲網的應力，各別乘以鋼承版和鋼絲網的面積即可得到鋼承版與鋼絲網所受的力 C_{deck} 、 C_{wire} 、 T_{deck} 及 T_{wire} 。則(4.71)改為：

$$C_2 + C_R + C_{con} = T_u + T_l + T_R + T_{bar} + C_{wire} + C_{deck} \quad (4.79)$$

而千斤頂往正方向作用時的彎矩計算由(4.73)式改為：

$$\begin{aligned} M_2 &= \left[T_u(d_{ST,u}) + T_l(d_{ST,l}) + C_2 \times \frac{2}{3} c_2 \right] + \left[T_R \left(d_t + \frac{t_R}{2} - c_2 \right) + C_R \left(\frac{t'_R}{2} + c_2 \right) \right] \\ &\quad + \left[C_{con}^*(d_{con}^*) \right] - T_{bar}(d_{bar}) + T_{wire}(d_w) + T_{deck}(d_d) \\ &= M_{ST} + M_R + M_{con} - M_{bar} + M_{wire} + M_{deck} \end{aligned} \quad (4.80)$$

在千斤頂往負方向作用時的層間側位移角計算由(4.76)式改為：

$$\overline{\theta}_l = \left[\frac{M_l}{(K_{b2} + K_{RFP} + K_{bar})} \times L_b + \left(\frac{M_l}{K_c} + \frac{M_l}{K_{pz}} \right) \times L \right] + \theta_{gl} \quad (4.81)$$

其中 K_{b2} 為不含混凝土複合梁勁度：

$$K_{b2} = \frac{3E_s I_{b2} L_c}{L_b^2} \quad (4.82)$$

其中 I_{b2} 為不含混凝土複合梁之二次慣性矩，而千斤頂往正方向作用時的層間側位移角計算由(4.77)式改為：

$$\overline{\theta}_2 = \left[\frac{M_2}{(K_{b3} + K_{RFP} + K_{bar})} \times L_b + \left(\frac{M_2}{K_c} + \frac{M_2}{K_{pz}} \right) \times L \right] + \theta_{g2} \quad (4.83)$$

其中 K_{b3} 為千斤頂往正方向作用時含混凝土複合梁勁度：

$$K_{b3} = \frac{3E_s I_{b3} L_c}{L_b^2} \quad (4.84)$$

其中 I_{b3} 為含混凝土複合梁之二次慣性矩。

圖 4.21 為試體 2 鋼筋應變沿鋼梁軸向分佈情形，發現預測分析結果與實驗值有較大的誤差，圖 4.22 為試體 2 中性軸位置與層間側位移角間關係，圖 4.23 為試體 2 剛體旋轉角與層間側位移角間關係，圖 4.24 為試體 2 梁端彎矩與梁端位移間關係，在預測分析中達層間側位移角 0.015 弧度時鋼絲網降伏，達層間側位移角 0.02 弧度時鋼承板降伏，達層間側位移角 0.03 弧度時鋼筋降伏，圖 4.25 為試體 2 模擬預測得到各構件的彎矩貢獻量，發現預測結果與實驗值接近。

4.3.2 試體 4 實驗與預測模擬分析

根據試體 4 在上下翼板內側及削切鋼板上裝置的位移計，可以計算出每個層間側位移角下中性軸的位置（圖 3.44）和梁柱分離之剛體旋轉角 θ_g （圖 3.45），也可得到削切鋼板的伸長量與壓縮量。將削切鋼板的伸長量與壓縮量代入由 2.2 節中計算出削切鋼板的力量一位移曲線，可得到削切鋼板所提供的力，鋼腱提供的預力則是由梁端裝設的載重計得到，分別將鋼筋、鋼絲網及鋼承板上應變計的讀值代入由鋼材拉力試驗得到的應力—應變曲線（圖 2.12）得到應力，再分別乘以鋼筋、鋼絲網及鋼承板的面積可以得到鋼筋、鋼絲網及鋼承板所提供的力，利用拉壓間力平衡的關係可以求得鋼梁所受的壓力，將以上所求各構件的力對中性軸取彎矩，可求得各構件的彎矩貢獻量，圖 4.26 為試體 4 彎矩貢獻量與層間側位移角間關係，因為在實驗過程中，試體在達層間側位移角 0.03 弧度時，鋼絲網斷裂造成鋼絲網及鋼承板應變計損壞，所以在層間側位移角 0.03 及 0.04 弧度時，沒有鋼絲網及鋼承板的貢獻量。圖 4.27 為試體 4 樓版內鋼絲網、鋼筋及鋼承板在達層間側位移角 0.0075 弧度前梁端彎矩與應變關係，觀察到在試體 4 還未打開前，在千斤頂往正方向作用時，樓版內鋼絲網及鋼承板均是承受壓力，

直到試體 4 打開後，樓版內鋼絲網及鋼承板才承受拉力。

圖 4.28 為試體 4 梁柱接頭自由體圖，因為試體 4 混凝土樓版與柱面間有空隙，在千斤頂往正方向作用時混凝土樓版不會與柱面接觸，所以將(4.1)式改為：

$$\begin{aligned} M_d &= M_{d,ST} + M_{d,R} + M_{wire} + M_{deck} \\ &= \left[\int_{x_{c2}}^{d_t} E_s \left(\varepsilon_d \frac{x_2}{d_t} \right) x_2 dA - 2T_u(d_u) - 2T_l(d_l) \right] + \left[C_R \left(d_t + \frac{t'_R}{2} \right) + T_R \left(\frac{t_R}{2} \right) \right] \\ &\quad + C_{wire}(d_w) + C_{deck}(d_d) \end{aligned} \quad (4.85)$$

與試體 2 相同的迭代預測方法(方法一)利用步驟 1 至 4 可以計算出試體 4 的中性軸位置、剛體旋轉角與梁端彎矩，但是在千斤頂往正方向作用時混凝土樓版不會與柱面接觸，所以不需計算(4.54)式，則(4.73)式改為：

$$C_2 + C_R = T_u + T_l + T_R + T_{bar} + T_{wire} + T_{deck} \quad (4.86)$$

千斤頂往正方向作用時的彎矩計算由(4.73)式改為：

$$\begin{aligned} M_2 &= \left[T_u(d_{ST,u}) + T_l(d_{ST,l}) + C_2 \times \frac{2}{3} c_2 \right] + \left[T_R \left(d_t + \frac{t_R}{2} - c_2 \right) + C_R \left(\frac{t'_R}{2} + c_2 \right) \right] \\ &\quad - T_{bar}(d_{bar}) - T_{wire}(d_w) - T_{deck}(d_d) \\ &= M_{ST} + M_R - M_{bar} - M_{wire} - M_{deck} \end{aligned} \quad (4.87)$$

而千斤頂往正方向作用時的層間側位移角計算由(4.77)式改為：

$$\overline{\theta}_2 = \left[\frac{M_2}{(K_b + K_{RFP} + K_{bar} + K_{wire} + K_{deck})} \times L_b + \left(\frac{M_2}{K_c} + \frac{M_2}{K_{pz}} \right) \times L \right] + \theta_{g2} \quad (4.88)$$

圖 4.29 為試體 4 鋼絲網應變沿鋼梁軸向分佈關係，圖 4.30 為試體 4 鋼承板應變沿鋼梁軸向分佈關係，圖 4.31 為試體 4 鋼筋應變沿鋼梁軸向分佈關係，觀察到由迭代預測得到的結果與實驗應變計讀值接近，圖 4.32 為試體 4 剛體旋轉角與層間側位移角間關係，因為實驗在層間側位移角達 0.03 弧度時鋼絲網斷裂，在層間側位移角達 0.04 弧度時 4 mm 厚削切鋼板斷裂，但在迭代預測中仍有計算鋼絲網及削切鋼板部分，所以由預測分析得到的剛體旋轉角會較實驗值小。圖 4.33 為試體 4 中性軸位置與層間側位移角關係，

觀察到預測分析結果與實驗接近，圖 4.34 為試體 4 梁端彎矩與梁端位移間關係，其中 \overline{ABC} 為在層間側位移角達 0.03 弧度以後如果鋼絲網、鋼承板及削切鋼板未斷裂所計算出的彎矩，而 \overline{ADE} 則是在計算層間側位移角達 0.03 弧度彎矩時不考慮鋼絲網和鋼承板所提供的力，在計算層間側位移角達 0.04 弧度彎矩時不考慮鋼絲網及 4 mm 厚削切鋼板所提供的力，圖 4.35 為試體 4 彎矩貢獻量與層間側位移角間關係，在層間側位移角達 0.03 弧度及 0.04 弧度時左側是為 \overline{ABC} 的彎矩貢獻量，右側是為 \overline{ADE} 的彎矩貢獻量，發現由預測分析得到的結果與實驗接近。

若將試體 4 視為複合梁，在兩側梁翼與柱面分離之後整體梁柱接合行為應仍與傳統梁柱接合行為相同，其應變分佈應為平面保持平面，則試體 4 自由體圖為圖 4.36 所示，利用與先前相同的迭代預測方法(方法二)利用步驟 1 至 4 可以計算出試體 4 的中性軸位置、剛體旋轉角與梁端彎矩，但在步驟 1 中不需計算(4.64)式至(4.71)式，則鋼承板及鋼絲網利用與鋼梁相同曲率，平面應變保持平面的關係，計算出鋼承板及鋼絲網的應變，將應變對應到鋼承板及鋼絲網的應力-應變曲線(圖 2.12)可得鋼承板與鋼絲網的應力，各別乘以鋼承版和鋼絲網的面積即可得到鋼承版與鋼絲網所受的力 C_{deck} 、 C_{wire} 、 T_{deck} 及 T_{wire} 。因為試體 4 混凝土樓版與柱面間有空隙，在千斤頂往正方向作用時混凝土樓版不會與柱面接觸，則(4.79)改為：

$$C_2 + C_R = T_u + T_l + T_R + T_{bar} + C_{wire} + C_{deck} \quad (4.89)$$

而千斤頂往正方向作用時的彎矩計算由(4.80)式改為：

$$\begin{aligned} M_2 &= \left[T_u(d_{ST,u}) + T_l(d_{ST,l}) + C_2 \times \frac{2}{3}c_2 \right] + \left[T_R\left(d_t + \frac{t_R}{2} - c_2\right) + C_R\left(\frac{t'_R}{2} + c_2\right) \right] \\ &\quad - T_{bar}(d_{bar}) + T_{wire}(d_w) + T_{deck}(d_d) \\ &= M_{ST} + M_R - M_{bar} + M_{wire} + M_{deck} \end{aligned} \quad (4.90)$$

在千斤頂往負方向作用時的層間側位移角計算由(4.81)式改為：

$$\overline{\theta}_l = \left[\frac{M_l}{(K_{b4} + K_{RFP} + K_{bar})} \times L_b + \left(\frac{M_l}{K_c} + \frac{M_l}{K_{pz}} \right) \times L \right] + \theta_{g1} \quad (4.91)$$

其中 K_{b4} 為不含混凝土複合梁勁度：

$$K_{b4} = \frac{3E_s I_{b4} L_c}{L_b^2} \quad (4.92)$$

其中 I_{b4} 為不含混凝土複合梁之二次慣性矩，而千斤頂往正方向作用時的層間側位移角計算由(4.83)式改為：

$$\overline{\theta}_2 = \left[\frac{M_2}{(K_{b4} + K_{RFP} + K_{bar})} \times L_b + \left(\frac{M_2}{K_c} + \frac{M_2}{K_{pz}} \right) \times L \right] + \theta_{g2} \quad (4.93)$$

圖 4.37 為試體 4 鋼絲網應變沿鋼梁軸向分佈情形，圖 4.38 為試體 4 鋼承板應變沿鋼梁軸向分佈情形，發現由預測分析得到的值較實驗值高出許多，圖 4.39 為試體 4 鋼筋應變沿鋼梁軸向分佈情形，圖 4.40 為試體 4 剛體旋轉角與層間側位移角間關係，發現在千斤頂往負方向作用時，預測分析的剛體旋轉角會大於實驗值，圖 4.41 為試體 4 中性軸位置與層間側位移角間關係，發現預測分析的中性軸位置會較實驗值高，圖 4.42 為試體 4 梁端彎矩與梁端位移間關係，其中 \overline{ABC} 為在層間側位移角達 0.03 弧度以後如果鋼絲網、鋼承板及削切鋼板未斷裂所計算出的彎矩，而 \overline{ADE} 則是在計算層間側位移角達 0.03 弧度彎矩時不考慮鋼絲網和鋼承板所提供的力，在計算層間側位移角達 0.04 弧度彎矩時不考慮鋼絲網及 4 mm 厚削切鋼板所提供的力，圖 4.43 為試體 4 模擬預測得到各構件的彎矩貢獻量，在層間側位移角達 0.03 弧度及 0.04 弧度時左側是為 \overline{ABC} 的彎矩貢獻量，右側是為 \overline{ADE} 的彎矩貢獻量，發現因為由模擬預測得到的鋼絲網及鋼承板應變大於實驗應變計得到的應變，所以預測的彎矩會大於實驗值。

4.3 有限元素分析

4.3.1 有限元素分析程式 ABAQUS 介紹

在 ABAQUS 中眾多的分析模組中，本次分析內容所使用的模組主要是 ABAQUS/CAE 及 ABAQUS/Standard 與 Viewer, ABAQUS/CAE 是 ABAQUS 的互動式圖形環境。透過產生或匯入將要分析架構的幾何形狀，並將其分解為便於網格劃分的若干區域，應用它可以方便而快捷地構造模型，然後對產生的幾何體賦予物理和材料特性、負載以及邊界條件。ABAQUS/Standard 是用於模擬計算，求解在 ABAQUS/CAE 輸入檔案中所定義的數值模型，而 ABAQUS/Viewer 是 ABAQUS/CAE 的子模組，具有將模組視覺化的後處理功能。

ABAQUS/CAE 中有多項功能模組，用於分析物件的模型建立、定義元素的特性、束制條件的給定、網格劃分及資料傳輸等，每一個模組只包含與模擬作業的某一指定部分相關的一些工具。下面將對 ABAQUS/CAE 中各模組做簡單描述：

Part (部件)：用於建立各個單獨的構件，繪製三維幾何形狀，並建立分析模型構件。

Property (特性)：定義包括整個部件或部件中某一部分特性的資料，例如與該部分相關的材料性質或橫截面幾何形狀。

Assembly (裝配)：將所有的模型構件透過垂直與水平移動或旋轉的方式，將所有的結構構件組合成完整的分析模型。

Step (分析步)：應用此模組產生和構成分析步驟，並與輸出需求聯繫起來。分析步程序為實現模擬過程的變化（如負載和邊界條件的變化）提供了方便的途徑；根據需要，在分析步之間可以改變輸出變數。

Interaction (交互作用)：在此模組裡，可以指定模型各區域之間或者模型的一個區域與周圍區域之間在熱學和力學上的交互作用，除非在此模組中

指定接觸，否則 ABAQUS/CAE 不會自動識別部件實體之間或一個裝配件的各區域之間的力學接觸關係。

Load (負載)：在模組中指定負載和邊界條件，負載和邊界條件與分析步相關，所以比須指定負載和邊界條件在哪些分析步中起作用。

Mesh (網格)：模組中包含了 ABAQUS/CAE 為裝配件建立有限元網格分割工具，利用所提供的各個層次上的自動分割和控制工具，可以產生滿足分析需要的網格

Job (作業)：一旦完成了所有定義模型的工作，便可以用此模組分析計算模型。

在 ABAQUS 程式中建立幾何模型所採用的元素有實體元素、殼元素、樑元素以及桁架元素等幾種形式，而本研究中所採用的則是實體元素。

4.3.2 削切鋼板有限元素分析

建立試體 1 及試體 3 中使用的削切鋼板（圖 4.44）結構模型，比較削切鋼板在第二章中所使用的計算方式與利用有限元素分析程式所得到的力量位移反應，圖 4.45 則是試體 1 及試體 3 削切鋼板結構模型之網格。

結構模型

削切鋼板的模型構件是採用 8 個節點的實體元素 (C3D8R) 來模擬，每個節點有 3 個位移自由度。在與柱接合端的節點皆束制其 3 個方向的自由度，另一端在分析實施加單方向的漸進位移，以求得力量一位移曲線。

材料性質

鋼材的波松比為 0.3，分析中所使用的應力—應變曲線是採用鋼材拉力試驗得到的結果，塑性行為採用等向硬化規則 (Isotropic Hardening)，並假設受拉降伏應力與受壓降伏應力相等，即降伏面的中心不移動，但降伏面為等方向性變大。

試體實驗與預測分析模擬

根據 2.2 節中的計算方法，材料性質採用鋼材拉力試驗所得之應力—應變曲線，計算試體 1 及試體 3 削切鋼板受到力量作用後之力量一位移曲線如圖 4.46 與圖 4.47 所示，其中經由積分法所得之力量一位移曲線假設為雙線性，其降伏強度為最窄處面積乘以降伏應力而得，極限強度亦以相同方法來計算，可發現有限元素分析模型得到的結果大於由積分法所得的結果。

4.3.3 試體 3 有限元素分析

結構模型

在試體 3 的結構模型中，分別建立包含削切鋼板的鋼筋混凝土柱、鋼梁及鋼腱等分析模型構件，以上構件均採用 8 個節點的實體元素 (C3D8R) 來模擬，每個節點有 3 個位移自由度，模型中共有 6888 個元素與 12130 個節點。在整體結構模型中，柱頂的節點束制其 3 個方向的位移自由度，而柱底的節點也束制其 3 個方向的位移自由度，使柱在分析中不會移動，分析採用在梁端施加漸增位移的方式來模擬千斤頂的載重。

材料性質

混凝土彈性模數 E_c 為 29370MPa ($= 57000\sqrt{f'_c}$)， f'_c 採用 34.5MPa，波松比為 0.2，因為鋼筋混凝土柱在實驗時仍保持彈性，所以在此梁柱接頭分析模型中不考慮非彈性範圍及混凝土開裂的效應。鋼梁與削切鋼板的波松比為 0.3，鋼材之應力—應變曲線採用鋼材拉力試片試驗結果所得的應力—應變曲線，塑性行為採用等向硬化規則 (Isotropic Hardening)，並假設受拉降伏應力與受壓降伏應力相等，即降伏面的中心不移動，但降伏面為等方向性變大。且根據 DSF 所提供的資料，鋼腱的彈性模數為 195000MPa，波松比為 0.3。

行為模擬

由於鋼腱必須提供預力，在建立模型時未將鋼腱接合，中間留有一段間距 Δ_{si} ，計算方式為：

$$\Delta_{si} = \frac{T_{in} L_{ST}}{A_{ST} E_{ST}} + \frac{N_{ST} T_{in} L_b}{A_b E_s} \quad (4.94)$$

其中 T_{in} 為每股鋼鍵的初始預力， L_{ST} 為鋼腱長度， L_b 為鋼梁長度， A_{ST} 為每股鋼腱之截面積， A_b 為鋼梁之面積， E_{ST} 為鋼腱的彈性模數， E_s 為鋼梁之彈性模數， N_{ST} 為鋼腱股數，在分析時在 Step (分析步) 中設定一步驟將鋼腱接合，為了使兩端接合如同一體，所以在 Interaction (交互作用) 中使用硬性接觸(Hard Contact)來定義兩端間的接觸關係，兩端介面間的摩擦性質設定為粗糙(Rough)，表示介面摩擦力極大，不會造成滑動，且定義在接觸後不會分離的性質，以確保接觸後的介面不會因為滑動而分離。

由於預力梁柱接合系統的特色是梁與柱接合處會產生分離，因此在梁與柱兩構件間的接觸採用硬性接觸 (Hard Contact)，所以在梁端承壓板與柱面設定硬性接觸，而介面的摩擦設定為粗造 (Rough)，來避免滑動情形發生，在梁與柱間會因為受到拉力而分離，所以定義在介面接觸後會分離的性質。在梁柱接頭實驗試體中梁與削切鋼板是採用螺栓接合，且在實驗過程中不會與梁分離，所以分析模型中梁與削切鋼板間的接觸採用硬性接觸 (Hard Contact)，介面的摩擦設定為粗造 (Rough)，且定義接觸後不會分離的性質，將削切鋼板與梁緊密接合。

在試體 3 實驗中為了防止削切鋼板因受壓產生挫屈現象，所以在削切鋼板上加上防挫屈的蓋板，且在削切鋼板與蓋板間塗上油，使兩者間的摩擦降到最低，所以在分析模型中將蓋板有效範圍內之梁與削切鋼板間採用硬性接觸 (Hard Contact)，將介面間的摩擦使用無摩擦 (Frictionless)，以確保梁與削切鋼板能產生滑動，且定義接觸後不會分離的性質。由於在試驗時，削切鋼板是在施拉完預力後才以螺栓與鋼梁接合，所以在有限元素

分析模擬時，分析步中削切鋼板與梁間介面接觸的設定均是在施拉完鋼腱預力後的步驟才開始作用。

圖 4.48 為試體 3 的整體模型，希望能由整體模型的反應來觀察在梁翼板上下兩側的削切鋼板厚度不同時，預力梁柱接頭系統的受力行為，由有限元素分析模擬得到的梁端彎矩與梁端位移關係如圖 4.8 所示，因為此模型並無法模擬削切鋼板斷裂的行為，所以在層間側位移角 0.04 弧度時，有限元素模擬的彎矩值會大於實驗值，在圖中的 A 點是表示 4 mm 削切鋼板的最小斷面處應變，達到由鋼材拉力試驗所得應力—應變曲線中極限應變，圖 4.49 為鋼腱力與梁端位移關係圖，可以觀察到有限元素模擬所得與實驗值接近，圖 4.50 (a) 為在梁端初始預力作用下撓曲應力分佈，圖 4.50 (b) 為分析模型在層間側位移角 $\theta=0.02$ 弧度時應力的分佈情形，可以觀察到梁腹板最大的應力產生在腹板與承壓板交界處，圖 4.51 (a) 為分析模型梁翼板應力沿梁身分佈圖，圖 4.51 (b) 為梁翼板應變沿梁身分佈圖，觀察到實驗應變計所量測到的應變與分析模型得到的結果接近，圖 4.52 (a) 為分析模型梁腹版應力沿梁身分佈圖，圖 4.52 (b) 為梁腹板應變沿梁身分佈圖，發現實驗應變計所量測到的應變與分析模型結果接近。

4.3.4 試體 4 有限元素分析

結構模型

試體 4 與試體 3 相同在結構模型中均採用實體元素來建立所有的模型構件，除了建立包含削切鋼板的鋼筋混凝土柱、鋼梁及鋼腱等分析模型構件外，還建立一樓版模型構件，每個節點有 3 個方向的位移自由度，模型中共有 45532 個元素與 60784 個節點。在結構模型中，柱頂的節點束制其 3 個方向的位移自由度，而柱底的節點也束制其 3 個方向的位移自由度，使柱在分析中不會移動，分析採用在梁端施加漸增位移的方式來模擬千斤

頂的載重。

並且在樓版構件中採用 Partition Cell (分割實體) 將鋼承板、鋼絲網及鋼筋建立於樓板構件中，在此模型中只有模擬長向的鋼絲網，實驗試體中樓版的鋼筋在中間 2 m 的範圍內有套上塑膠管避免與混凝土膠結，在模型構件中則是將在此範圍內的混凝土元素挖除以模擬此情形，圖 4.53 為試體分析模型中樓版的透視圖，其中紅色部分為套上塑膠管的鋼筋部分，在實驗試體中，南、北兩側各有 3 根鋼筋放置於樓板內，而在分析模型中鋼筋面積為 3 根鋼筋面積的總和，模擬的位置在實驗試體中 3 根鋼筋中心的位置。而鋼絲網在實驗試體中於南、北兩側內則各有 6 根長向的鋼絲網，在分析模型中鋼絲網的面積為 6 根鋼絲網面積的總和，模擬的位置在實驗試體中 6 根鋼絲網中心的位置如圖 4.54 所示。

材料性質



混凝土彈性模數 E_c 為 29370 MPa ($= 57000\sqrt{f'_c}$)， f'_c 採用 34.5 MPa，波松比為 0.2，因為鋼筋混凝土柱在實驗時仍保持彈性，所以在此梁柱接頭分析模型中不考慮非彈性範圍及混凝土開裂的效應。鋼梁、削切鋼板、鋼筋、鋼絲網及鋼承板的波松比為 0.3，鋼材之應力—應變曲線均是採用鋼材拉力試片試驗結果所得的應力—應變曲線，塑性行為採用等向硬化規則 (Isotropic Hardening)，並假設受拉降伏應力與受壓降伏應力相等，即降伏面的中心不移動，但降伏面為等方向性變大。且根據 DSI 所提供的資料，鋼腱的彈性模數為 195000 MPa，波松比為 0.3。樓版內混凝土彈性模數 E_c 為 24865 MPa ($= 57000\sqrt{f'_c}$)， f'_c 採用 28 MPa，因為樓版在實驗觀察中於層間側位移角 $\theta=0.005$ 弧度時，在兩側梁上剪力釘範圍內的混凝土已經出現裂縫 (照片 3.40)，而且在整個實驗過程中大部分的裂縫均出現在此範圍內，所以在分析模型中將此範圍內的混凝土材料性質定義為僅能承受很小的拉力 (0.28 MPa)，而此範圍外兩側的混凝土在實驗觀察中僅有些許的裂

縫產生，所以在分析模型中此範圍內的混凝土不考慮非彈性範圍及混凝土開裂的效應。

行為模擬

與試體 3 相同鋼腱必須提供預力，所以在建立模型時未將鋼腱接合，由 (4.94) 式來計算鋼腱間的距離 Δ_{si} ，直到分析步時再設定一步驟將鋼腱接合，使用兩端介面間接觸也是採用硬性接觸 (Hard Contact)，介面間的摩擦性質也是設定為粗糙(Rough)，讓介面間摩擦力極大，不會造成滑動，且定義接觸後不會分離的性質。

為了使梁與柱接合處會產生分離，梁與柱兩構件間的接觸採用硬性接觸 (Hard Contact)，所以在梁端承壓板與柱面設定硬性接觸，而介面的摩擦設定為粗造 (Rough)，來避免滑動情形發生，而且在梁與柱間介面有受到拉力時會分離的特性，所以定義介面在接觸後會分離的性質。梁柱接頭實驗試體中梁與削切鋼板是採用螺栓接合，在分析模型中梁與削切鋼板間的接觸採用硬性接觸 (Hard Contact)，介面的摩擦設定為粗造 (Rough)，梁與削切鋼板間的介面設定採用介面接觸後不分離的特性，將削切鋼板與梁緊密接合。

在試體 4 實驗中為了防止削切鋼板因受壓產生挫屈現象，所以在削切鋼板上加上防挫屈的蓋板，且在削切鋼板與蓋板間塗上油，使兩者間的摩擦降到最低，所以在分析模型中將蓋板有效範圍內之梁與削切鋼板間採用硬性接觸 (Hard Contact)，將介面間的摩擦使用無摩擦 (Frictionless)，以確保梁與削切鋼板能產生滑動，且定義接觸後不會分離的性質。由於在試驗時，削切鋼板是在施拉完預力後才以螺栓與鋼梁接合，所以在有限元素分析模擬時，分析步中削切鋼板與梁間介面接觸的設定均是在施拉完鋼腱預力後的步驟才開始作用。

實驗試體是在施拉完預力且將削切鋼板與梁接合之後才將樓版架設上

去，所以在分析模型中的樓版在 Assembly (裝配) 時，是將樓版構件放置距鋼梁上方 1 cm 的地方，在分析步中直到施拉完預力和削切鋼板與梁間的接觸作用均完成後的步驟才將樓版與梁接合，而樓版與梁間的接面接觸也是採用硬性接觸 (Hard Contact)，介面間的摩擦設定為粗造 (Rough)，來避免滑動情形發生，且介面間設定採用介面接觸後不分離的特性，將樓版與梁緊密接合，此範圍由柱面起 700 mm，相當於剪力釘的範圍。

圖 4.55 為試體 4 整體模型，希望能由整體模型的反應來觀察在梁上架設樓版時，預力梁柱接頭系統的受力行為，圖 4.56 為梁端彎矩與梁端位移關係圖，因為有限分析無法模擬削切鋼板與鋼絲網斷裂的行為，所以在層間側位移角 0.02 弧度之後，有限元素模擬的彎矩值會大於實驗值，在圖中 A 點表示為實驗中南側鋼絲網斷裂，在圖中的 B 點則是表示在梁上施打剪力釘範圍內的樓版混凝土，所受的應力已經超過混凝土受拉時的破壞應力，圖 4.57 為鋼腱力與梁端位移關係圖，可以觀察到有限元素模擬所得與實驗值接近，圖 4.58 (a) 為在梁端初始預力作用下撓曲應力分佈，圖 4.58 (b) 為分析模型在層間側位移角 $\theta=0.02$ 弧度時應力的分佈情形，可以觀察到梁腹板最大的應力產生在腹板與承壓板交界處，圖 4.59 為分析模型梁翼板應力沿梁身分佈圖，圖 4.51 (b) 為梁翼板應變沿梁身分佈圖，觀察到實驗應變計所量測到的應變與分析模型得到的結果接近，圖 4.60 為分析模型梁腹版應力沿梁身分佈圖，圖 4.52 (b) 為梁腹板應變沿梁身分佈圖，發現實驗應變計所量測到的應變與分析模型結果接近，圖 4.59 與 4.60 為了較方便觀察梁上應變分布情形，所以僅畫出梁與柱的部件，圖 4.61 為在層間側位移角 $\theta=0.02$ 弧度時分析模型中鋼筋應變沿梁軸向的分佈情形，觀察到實驗應變計所量測到的應變與分析模型得到的結果接近，因為應變計 S34 位於樓版混凝土開裂處，所以實驗值會較分析值為大，圖 4.62 為在層間側位移角 $\theta=0.02$ 弧度時分析模型中鋼絲網應變沿梁軸向的分佈情形，由於實

驗應變計 S37 位於樓版混凝土開裂最大處（照片 3.42），造成有應力集中的現象，所以在此處應變計的值會大於分析模型所得到的值，圖 4.63 為在層間側位移角 $\theta=0.02$ 弧度時分析模型中鋼承板應變沿梁軸向分佈情形，因為鋼承板在柱中心處切開，所以鋼承板應變在接近柱中心處會有應力集中現象。

4.3.5 參數研究

結構模型

為了研究樓版內鋼承板、鋼筋及鋼絲網對於整體行為的影響，所以分別建立 3 組分析模型，其中 Model 1 是不包含鋼承板，Model 2 是不包含鋼承板與鋼絲網，Model 3 是不包含鋼絲網。

圖 4.64 為梁端彎矩包絡線與梁端位移關係圖，其中由 Model 1 與試體 4 兩條曲線間的差距可觀察到鋼承板的影響（圖 4.65），由 Model 2 與試體 3 兩條曲線間的差距觀察到鋼筋的影響，由 Model 3 與試體 4 間的差距可以觀察到鋼絲網所提供的影響，在圖中的 A 點則是表示在梁上施打剪力釘範圍內的樓版混凝土，所受的應力已經超過混凝土受拉時的破壞應力。

第五章 結論與建議

5.1 結論

本研究共試驗四組試體，其中兩組為鋼管混凝土柱試體，柱尺寸為 350×350 ，鋼梁尺寸為 $H450 \times 200 \times 9 \times 14$ ，梁上翼板上側與梁下翼板下側的削切鋼板厚度均為 8 mm ，並於試體 2 的鋼梁上架設傳統樓版；另兩組試體採鋼筋混凝土柱柱尺寸為 650×650 ，鋼梁尺寸為 $H500 \times 200 \times 10 \times 16$ ，由於此兩組試體先前已經試驗過，但僅有削切鋼板斷裂，所以在實驗進行前先將此兩組試體的削切鋼板進行替換，而梁上翼板上側的削切鋼板為 4 mm 厚，梁下翼板下側的削切鋼板為 8 mm 厚，並於試體 4 的鋼梁上架設樓版，但在小梁上不施打剪力釘。四組試體在相同的載重歷時下進行反覆載重試驗，以觀察消能元件厚度不對稱及樓版對於預力梁柱接合系統的影響。針對實驗現象與結果分析，可歸納出以下幾點結論：

1. 因為試體 3 在梁上翼板上側的削切鋼板厚度為 4 mm ，梁下翼板下側削切鋼板的厚度為 8 mm ，所以在千斤頂往負方向作用時彎矩的遲滯迴圈較千斤頂往正方向作用時小，造成正向與負向的遲滯迴圈形狀不對稱。
2. 由於試體 2 在千斤頂往負方向作用時，鋼筋、鋼絲網及鋼承板承受拉力，所以造成中性軸位置較試體 1 高（圖 3.15），但是剛體旋轉角較試體 1 小（圖 3.16）。且在梁端彎矩貢獻量中（圖 4.19）發現鋼筋、鋼絲網及鋼承板均佔有不小的比例，所以造成遲滯迴圈與試體 1 明顯不同，迴圈形狀不對稱。雖然在層間側位移角 $\theta = 0.02$ 弧度時，鋼梁已有降伏現象產生，造成預力的損失，初始預力下降，在完成 0.05 弧度層間側位移角的靜態載重歷時後，由於試體 2 有樓版的作用，因此殘留的預力大於試體 1 的預力。

3. 由於試體 4 在千斤頂往負方向作用時，雖然鋼筋、鋼絲網及鋼承板承受拉力，但是中性軸位置與剛體旋轉角均與試體 3 接近（圖 3.35 及圖 3.36）。且由有限元素模擬分析發現鋼筋、鋼絲網及鋼承板均佔有不小的比例，所以造成遲滯迴圈與試體 3 明顯不同，迴圈形狀不對稱。
4. 利用有限元素分析程式 ABAQUS (2003) 則可模擬試體 3 梁翼板上下兩側削切鋼板厚度不同時的整體行為，且梁端彎矩與梁端位移間的關係（圖 4.8）及梁中的應變分佈（圖 4.51 及圖 4.52）與實驗結果接近。有限元素分析程式 ABAQUS (2003) 亦可模擬試體 4 含樓版的整體行為，而得到的梁端彎矩與梁端位移間的關係（圖 4.56）、梁中的應變分佈（圖 4.51 及圖 4.52）以及鋼筋、鋼絲網和鋼承板應變（圖 4.60 至圖 4.62）與實驗結果接近。
5. 利用迭代法中的方法一來預測試體 2，雖然得到的中性軸位置與層間側位移角間關係及剛體旋轉角與層間側位移角間關係和實驗結果有較明顯的誤差，但整體趨勢與實驗結果接近，而同樣利用迭代法中的方法一來預測試體 4，得到的中性軸位置與層間側位移角間關係、剛體旋轉角與層間側位移角間關係以及彎矩皆和實驗結果接近，而由迭代法計算出的樓版內鋼筋、鋼絲網及鋼承板應變也與實驗應變計量測到的結果接近。
6. 利用迭代法中的方法二來預測試體 2，雖然得到的中性軸位置與層間側位移角間關係及剛體旋轉角與層間側位移角間關係和實驗結果有較明顯的誤差，但與方法一相同整體趨勢與實驗結果接近，但是同樣利用迭代法中的方法二來預測試體 4，得到的中性軸位置與層間側位移角間關係、剛體旋轉角與層間側位移角間關係以及彎矩皆和實驗結果有明顯的誤差，而由迭代法計算出的樓版內鋼筋、鋼絲網及鋼承板應變也與實驗應變計量測到的結果有較大的差異。

5.2 建議

預力梁柱接合系統具有在經歷地震後自行復位的能力，可以減少地震過後結構物修復的成本，但在預力梁柱系統中架設樓版會對於自行復位的能力造成影響，依據本研究可提出以下幾點建議：

1. 本次研究中使用的削切鋼板有 A36 及 SS 400 兩種材質，但發現 SS 400 鋼材韌性不佳，在較大的層間側位移角下易斷裂，所以在之後的研究中削切鋼板應採用 A36 或韌性較佳鋼材，使削切鋼板在較大的層間位移角下，仍可提供消能能力。
2. 於預力梁柱接合系統中架設傳統樓版，會對於預力系統自行復位的能力造成相當大的影響，雖然改變梁上翼板上側的削切鋼板厚度，並在小梁上不施打剪力釘，能減少樓版對於預力系統自行復位的能力，但樓版內鋼絲網斷裂造成樓版毀損仍是一需克服的問題。



參考文獻

1. AISC. (2002). *Seismic provisions for structural steel buildings*. AISC, Chicago. IL.
2. ACI. (2002). *Building Code and Commentary*. ACI 318M-02/318RM-02.
3. Cheok, G. and Lew, H. (1993). "Model precast concrete beam-to-column connections subject to cyclic loading." *PCI J.*, 38 (4), 80-92.
4. Cheok, G. and Stone, W. (1994). "Performance of 1/3 scale model precast concrete beam-column connections subjected to cyclic inelastic loads—Report No. 4," *Rep. No. NISTIR 5436*, National Institute of Standards and Technology, NIST, Gaithersburg, Md.
5. Chou, C. C. and Uang, C. M. (2002). "Cyclic performance of a type of steel beam to steel-encased reinforced concrete column moment connection." *J. Constructional Steel Research*, 58, 637-663.
6. Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C. M., and Folz, B. (2002). "Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames." *J. Struct. Eng., ASCE*, 128(9), 1111–1120.
7. Christopoulos, C., Filiatrault, A., and Folz, B. (2002). "Seismic response of self-centring hysteretic SDOF systems." *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 31, 1131–1150.
8. Chou, C. C., Chen, J. H., Chen, Y. C., (2004) "Performance evaluation of posttensioned steel connections for moment-resisting frames" *6th Korea-Japan-Taiwan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures, Taiwan*.
9. Chou, C. C. and Chen, Y. H. (2005). "Cyclic tests of post-tensioned precast CFT segmental bridge columns with unbonded strands." *Earthquake Eng. Struct. Dyn. (Accepted)*
10. Chou, C. C., Chen, J. H., Chen, Y. C., and Tsai, K. C. (2005). "Experimental and Analytical Studies of Self-Centering Steel Connections." *US-Taiwan Workshop on Self-Centering Structural Systems, NCREE Report No:05-004*, Taipei, Taiwan.
11. Chou, C. C., Tsai, K. C., Chen, J. H., Chen, Y. C., and Chuang, S. C. (2005) "Cyclic Behavior of Post-tensioned Steel Connections with Reduced Flange Plate and Slab." *1st International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, Nagoya, Japan.
12. Chou, C. C., Chen, J. H., Chen, Y. C., and Tsai, K. C. (2006). "Evaluating Performance of Post-tensioned Steel Connections with Strands and Reduced Flange Plates" *Earthquake*

- Engineering and Structural Dynamics*, 35(9), pp. 1167-1185.
13. Deierlein, G. G. and Noguchi, H. (2004). "Overview of U.S.-Tapan Research on the Seismic Design of Composite Reinforced Concrete and Steel moment frame Structures." *J. Struct. Eng. ASCE*, 130(2), 361-367.
 14. Englekirk, R. E. (1996). "An innovative design solution for precast prestressed concrete buildings in high seismic zones." *PCI J.*, 41(4), 44–53.
 15. Englekirk, R. E. (2002). "Design-construction of the paramount – a 39-story precast prestressed concrete apartment building." *PCI J.*, 47(4), 56–71.
 16. Garlock, M., Ricles, J. M., Sause, R. (2005). "Experimental studies of full-scale posttensioned steel connections." *J. Struct. Eng.*, 131(3), 448–448.
 17. Hews J. T. and Priestley, M. T. N. (2002). "Seismic design and performance of precast concrete segmental bridge columns." *Rep. NO. SSRP 2001/25*, University of California, San Diego, La Jolla. CA.
 18. Nakaki, S. D., Stanton, J. F., and Sritharan, S. (1999). "An overview of the PRESSS five-story precast test building." *PCI J.*, 44(2), 26–39.
 19. Nishiyama, M., Watanabe, F., and Muaguruma, H. (1991). "Seismic performance of prestressed concrete beam-column joint assemblages." *Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand*, 217–228.
 20. Park, R., and Thompson, K. J. (1977). "Cyclic load tests on prestressed and partially prestressed beam-column joints." *PCI J.*, 22(5), 84–100.
 21. Pampanin, S., Priestley, M. J. N., and Sritharan, S. (1999). "Frame direction modeling of the five-story PRESSS precast test building." *Rep. No. SSRP 99/20*, University of California, San Diego, La Jolla, CA.
 22. Priestley, M. J. N., and Tao, J. R. (1993). "Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons." *PCI J.*, 38(1), 58–66.
 23. Priestley, M. J. N., and MacRae, G. A. (1996). "Seismic tests of precast beam-to-column joint subassemblages with unbonded tendons." *PCI J.*, 41(1), 64–81.
 24. Priestley, M. J. N. (1996). "The PRESSS program-current status and proposed plans for phase III." *PCI J.*, 41(2), 22–40.
 25. Ricles, J. M., Sause, R., Garlock, M. M., and Zhao, C. (2001). "Posttensioned

- seismic-resistant connections for steel frames.” *J. Struct. Eng., ASCE*, 127(2), 113–121.
- 26.Ricles, J. M., Sause, R., Peng, S. W., and Lu, L. W. (2002). “Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections.” *J. Struct. Eng., ASCE*, 128(7), 850–859.
- 27.Rojas, P., Ricles, J. M., Sause, R. (2005). “Seismic performance of post-tensioned steel moment resisting frames with friction devices.” *J. Struct. Eng., ASCE*, 131(4), 529–540.
- 28.Uang, C. M. and Bonded, D. (1996). ”Static Cyclic Testing of Pre-Northridge and haunch repaired Steel moment Connections.” *SSRP 96/102*, University of California, Sau Diego, CA.
- 29.Watanabe, F., Okamoto, S., Hiraishi, H. (2000). ”Development of the Structural design and construction guideline for high-rise PC buildings Japanese PC project.” *12WCEE*.
- 30.蔡克銓，周中哲，楊文嘉 (2005)「鋼造預力接頭梁柱行為研究」，*NCREE-05-015*，國家地震工程研究中心。
- 31.陳俊翰(2005)「預力鋼梁與鋼筋混凝土柱自行復位接頭之耐震行為研究」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文，指導教授 周中哲。



表 2.1 試體接頭區特性

Specimen No.		1	2	3	4
Slab		No	Yes	No	Yes
No. of Strands		16	16	16	16
t_R (mm)	Top	8	8	4	4
	Bottom	8	8	8	8
Initial Post-tensing Force (kN)		970	944	975	940

表 2.2 試體 1 及試體 3 在不同步驟下的勁度

Specimen No.	1	3	
		Positive Bending	Negative Bending
K_c (kN-m)	300000	748725	748725
K_{pz} (kN-m)	691736	634737	634737
K_b (kN-m)	72740	115805	115805
K_{ER} (kN-m)	25500	14529	27822
K_{PRI} (kN-m)	2158	1733	1523
K_{PR2} (kN-m)	1127	1297	652

表 2.3 剛體旋轉角與層間位移角關係

Specimen		θ_c (rad)	θ_{be} (rad)	θ_{pz} (rad)	θ_g (rad)	θ_t (rad)
1		0.0019	0.0073	0.0008	0.029933	0.04
3	Positive	0.0009	0.0055	0.00113	0.032476	0.04
	Negative	0.0008	0.004	0.0009	0.034342	0.04

表 2.4 試體 1 與試體 2 鋼材材料性質

Item	Beam		Column	RFP
	Web	Flange		
Grade	A572	A572	A572	A36
t (mm)	9	14	9	8
F _y (MPa)	437	377	397	243
F _u (MPa)	523	491	516	319

表 2.5 試體 3 與試體 4 鋼材材料性質

Item	Beam			RFP	
	Web	Flange	FRP		
Grade	A572	A572	A572	SS400	
t (mm)	10	16	9	4	8
F _y (MPa)	400	393 ⁴⁹⁶	418	301	316
F _u (MPa)	517	496	545	418	411

表 2.6 鋼絲網、鋼筋及鋼承版材料性質

Item	Wire Mesh	No.3 Bar	Metal Deck
F _y (MPa)	339	356	249
F _u (MPa)	470	480	294

表 2.7 混凝土抗壓強度

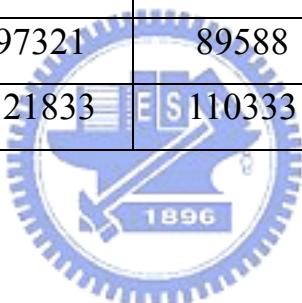
Cylinder No	1	2	3	Average
Specimen 2	28	28	26	27
Specimen 4	29	30	28	29

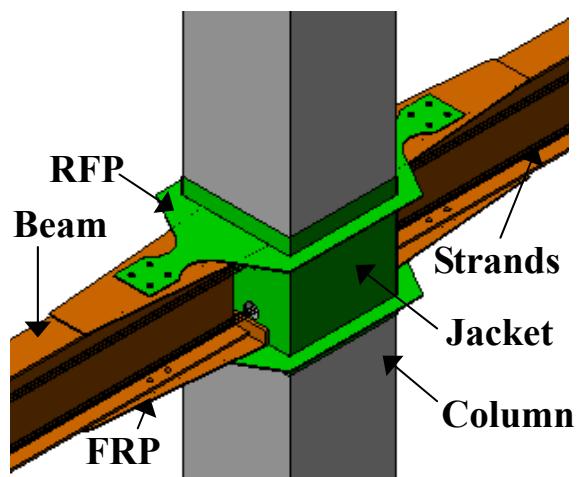
表 4.1 試體不同步驟的勁度

Specimen No.		2	4
$K_b(kN\cdot m)$		72740	115805
$K_{b1}(kN\cdot m)$		110443	
$K_{b2}(kN\cdot m)$		83626	
$K_{b3}(kN\cdot m)$		166072	
$K_{b4}(kN\cdot m)$			150683
$K_{pz}(kN\cdot m)$		691736	634737
$K_c(kN\cdot m)$		150000	748725
$K_{ER}(kN\cdot m)$	Positive	16374	5391
	Negative	24421	15527
$K_{PR1}(kN\cdot m)$	Positive	2458	3644
	Negative	4338	1748
$K_{PR2}(kN\cdot m)$	Positive	1127	3483
	Negative	583	1277
$K_{e,bar}(kN\cdot m)$	Positive	102	156
	Negative	3597	7174
$K_{p,bar}(kN\cdot m)$	Positive	0.6	1.4
	Negative	36	64
$K_{e,wire}(kN\cdot m)$	Positive	490	544
	Negative	4512	6336
$K_{e,deck}(kN\cdot m)$	Positive	77	116
	Negative	12516	13238

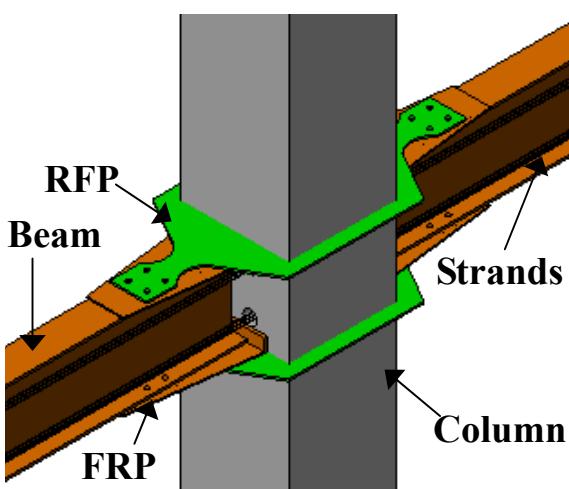
表 4.2 試體實驗勁度與分析勁度比較

Specimen		K_E (kN-m)		K_{in} (kN-m)	
		Test	Analysis	Test	Analysis
1		46237	54670	6570	5540
2	Positive	61237	64032	3657	4134
	Negative	49656	54429	19221	24552
3	Positive	83051	94485	7092	6770
	Negative	84016	94652	8740	8917
4	Positive	97321	89588	7931	7776
	Negative	121833	EIS 110333	35263	32991

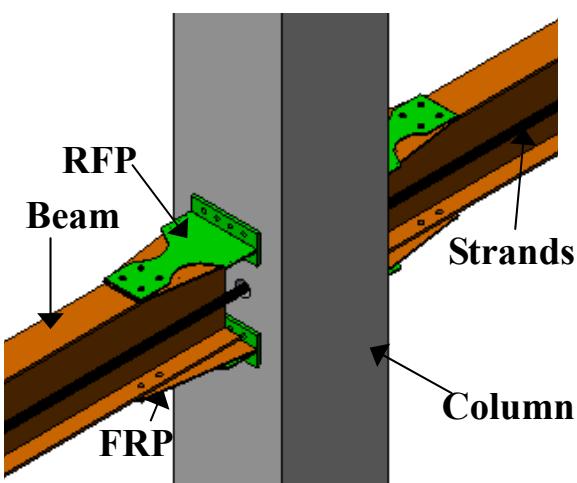




(a) Welded RFP

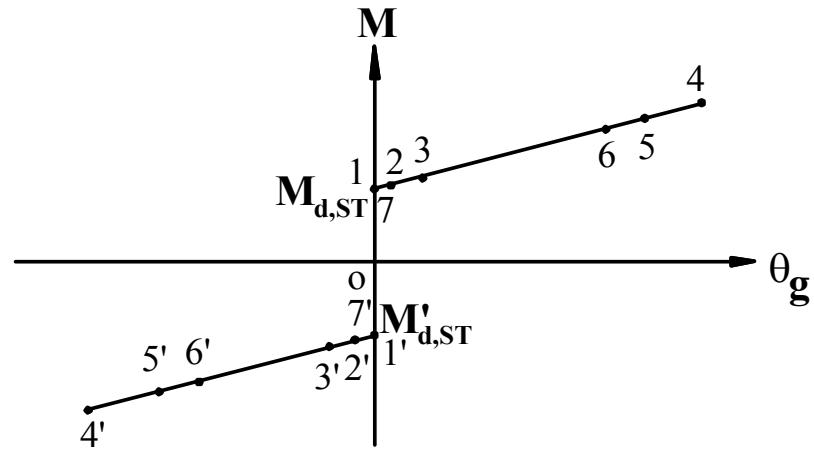


(b) Embedded RFP

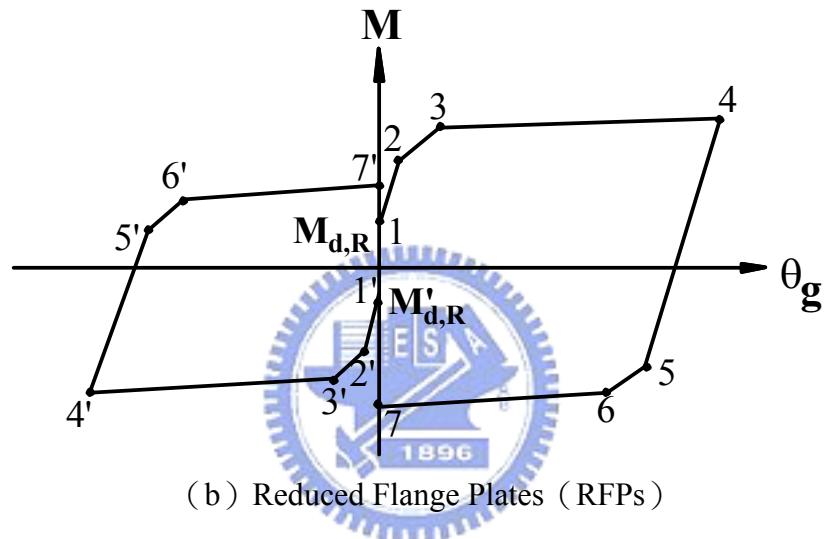


(c) Bolted RFP

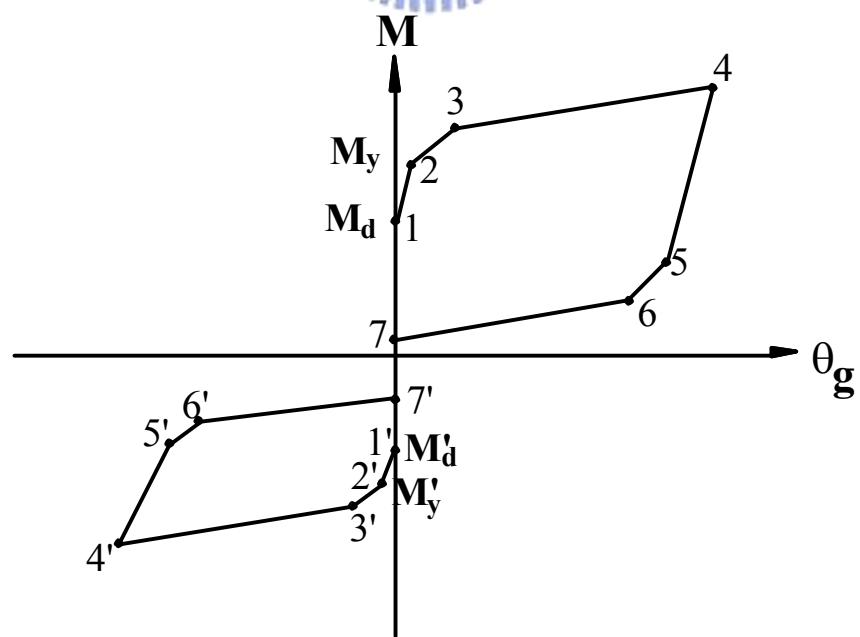
圖 1.1 預力梁柱接頭區形式



(a) Strands

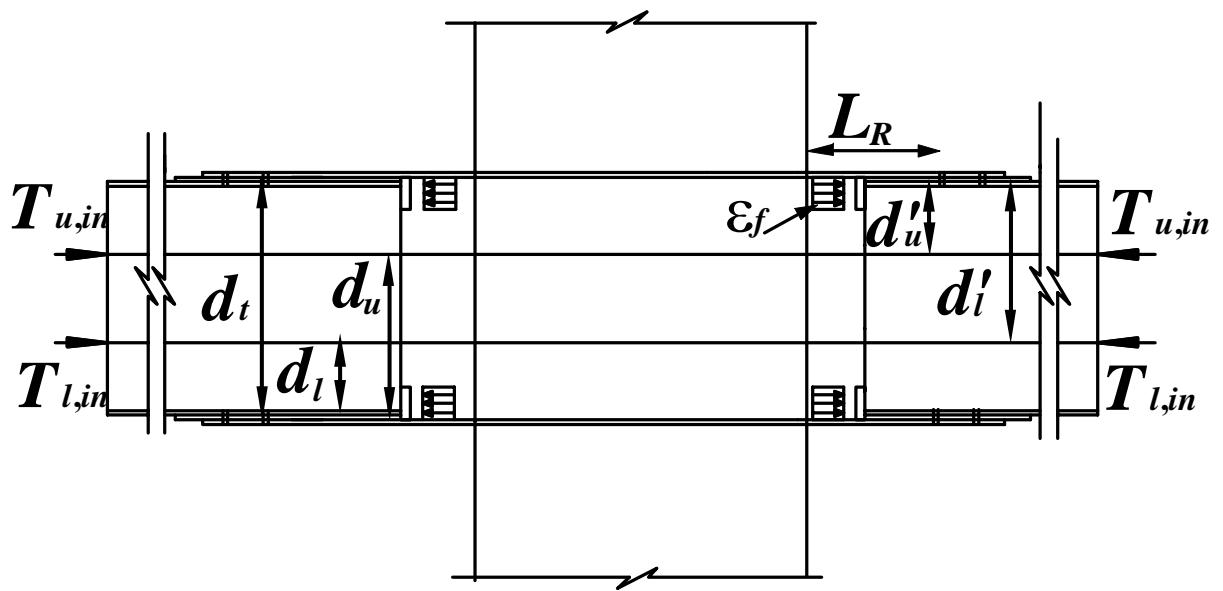


(b) Reduced Flange Plates (RFPs)

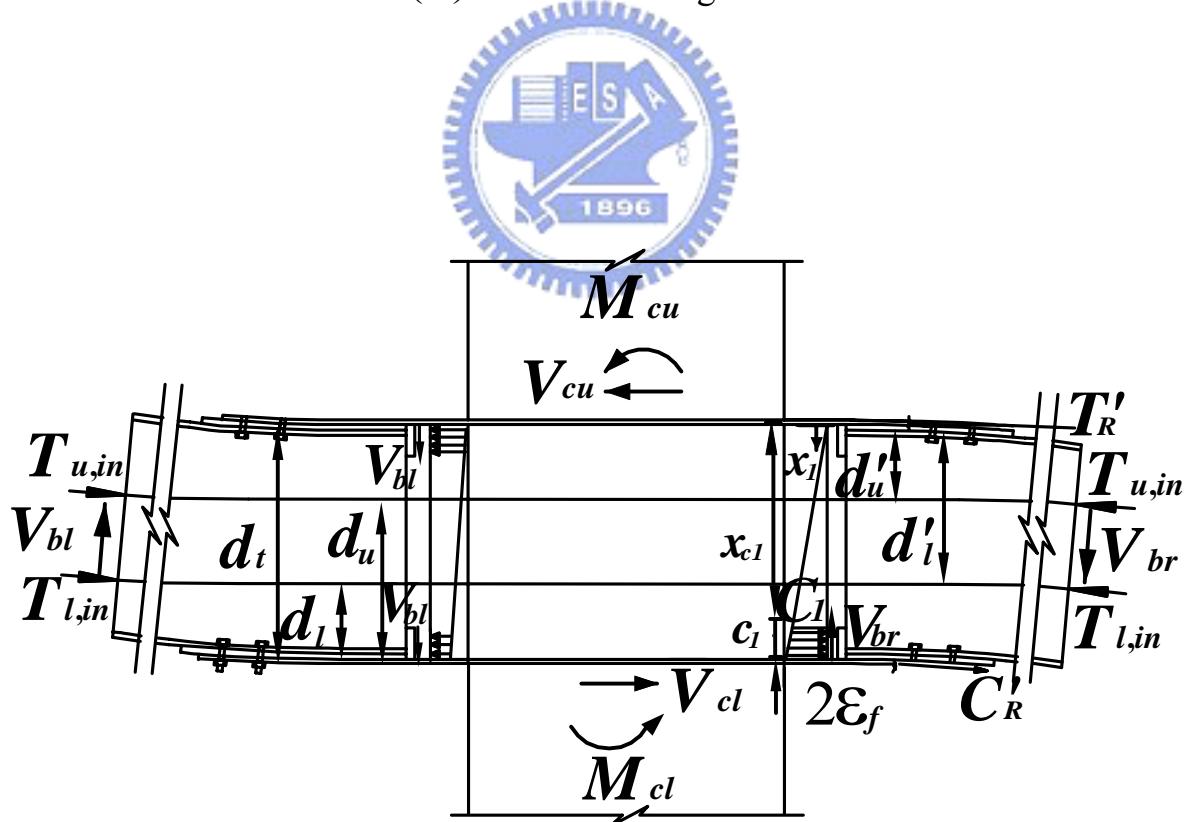


(c) Strands+RFPs

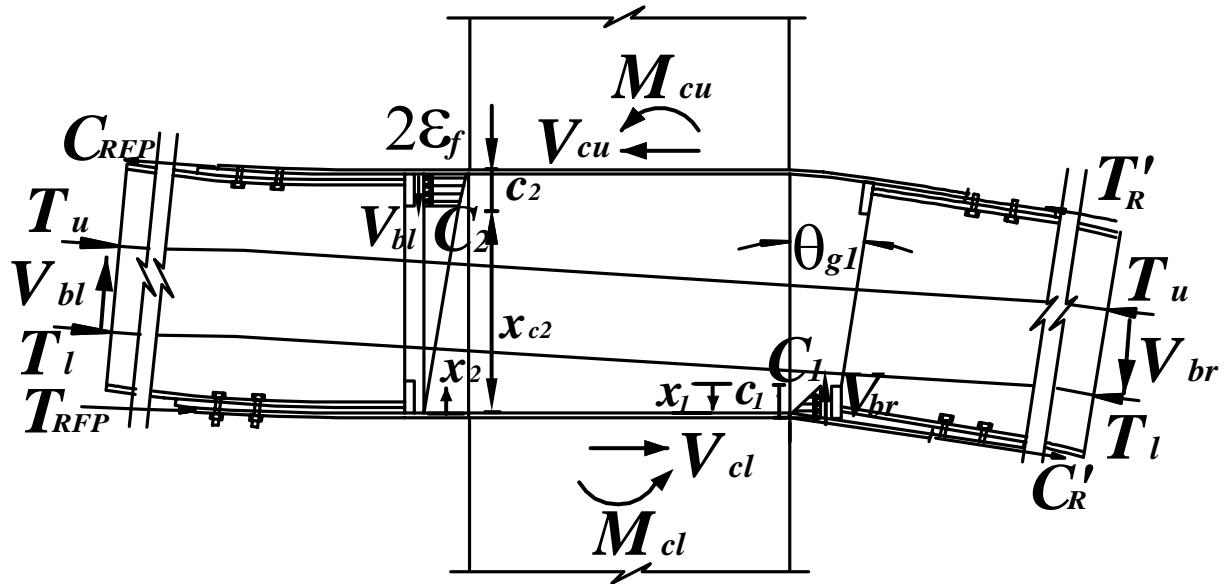
圖 2.1 預力梁柱接頭彎矩與旋轉角度關係



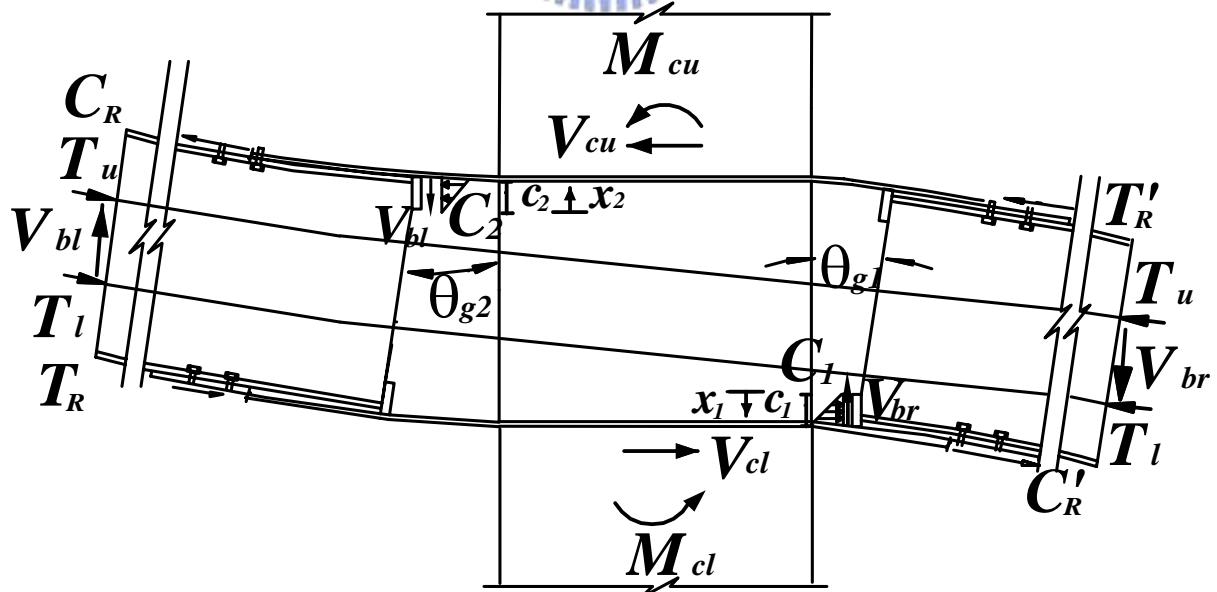
(a) Post-tensioning State



(b) Before Decompression (Negative Bending)

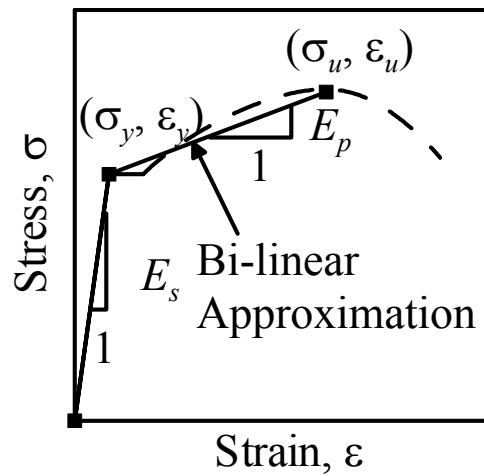


(c) Before Decompression (Positive Bending)

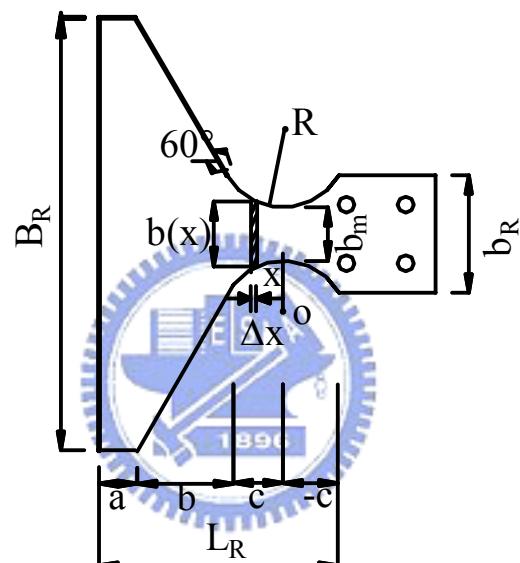


(d) Decompression

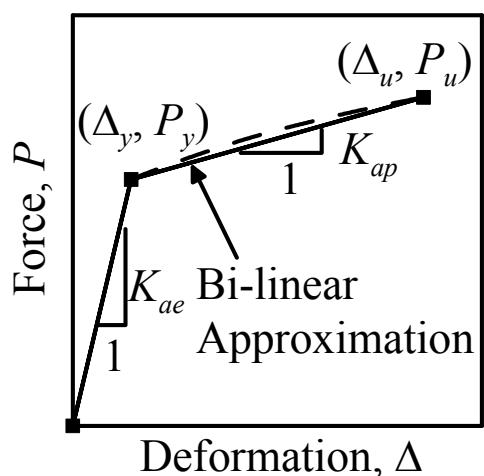
圖 2.2 預力梁柱接頭自由體圖



(a) Stress-Strain Relationship



(b) RFP Dimension



(c) Force – Deformation Relationship

圖 2.3 削切鋼板力量-位移關係圖

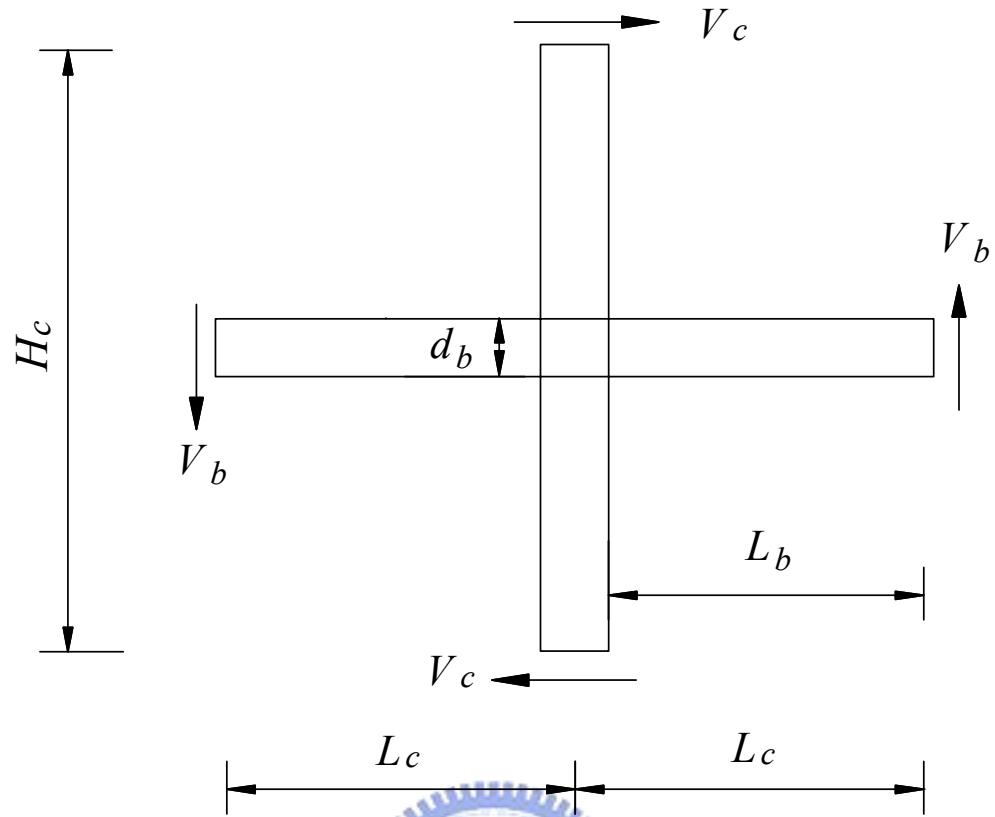


圖 2.4 梁柱接頭試體自由體圖



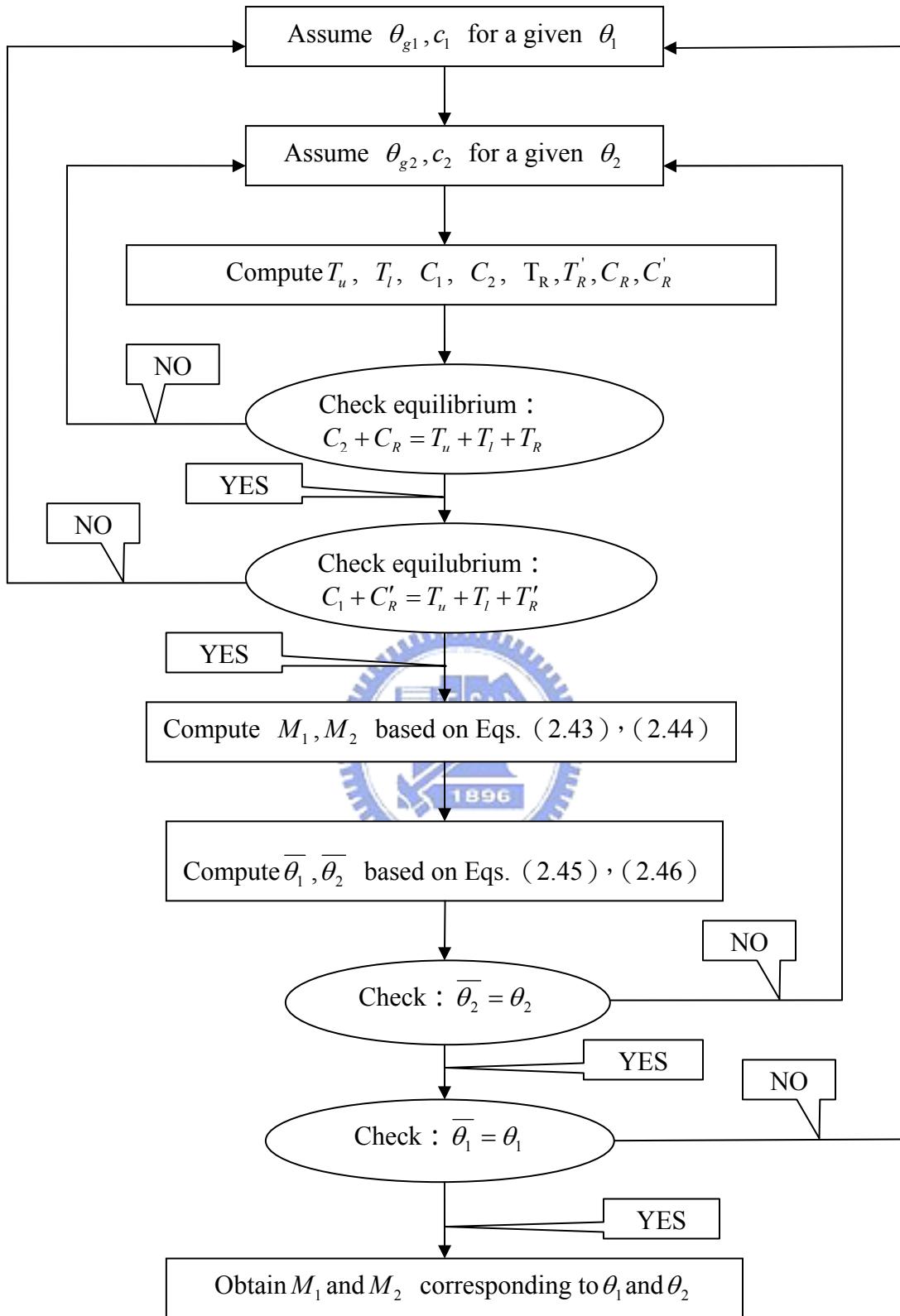


圖 2.5 迭代步驟之流程圖

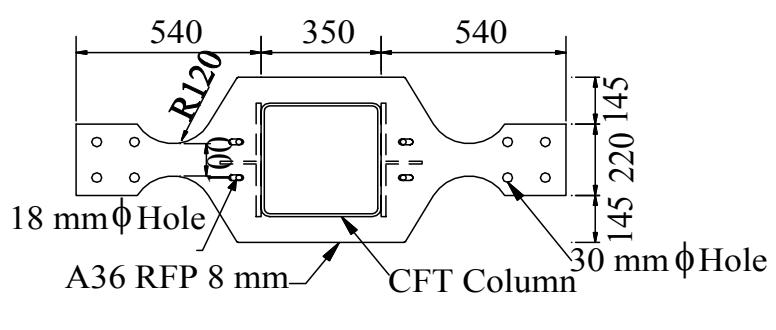
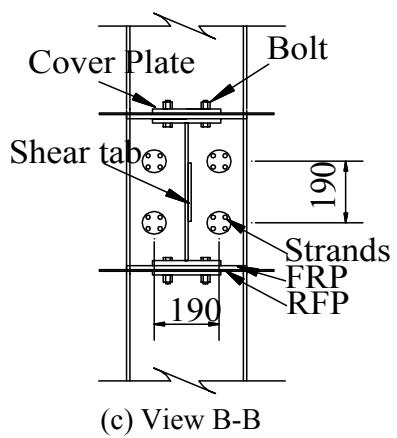
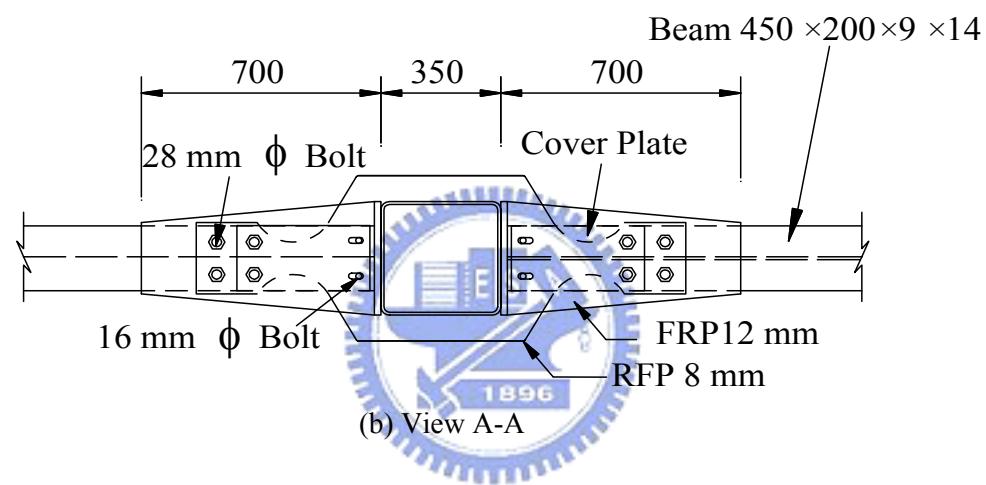
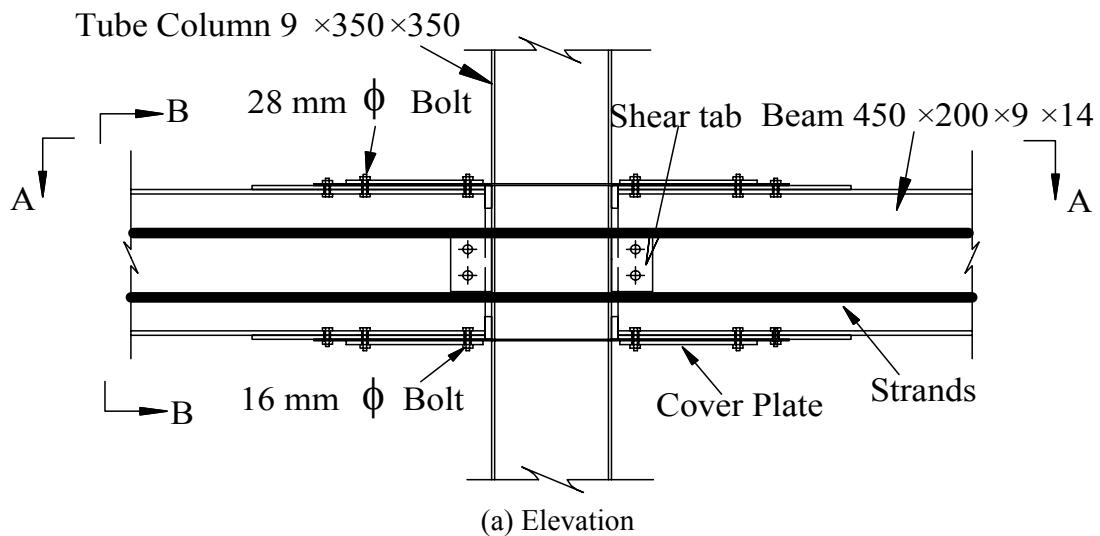
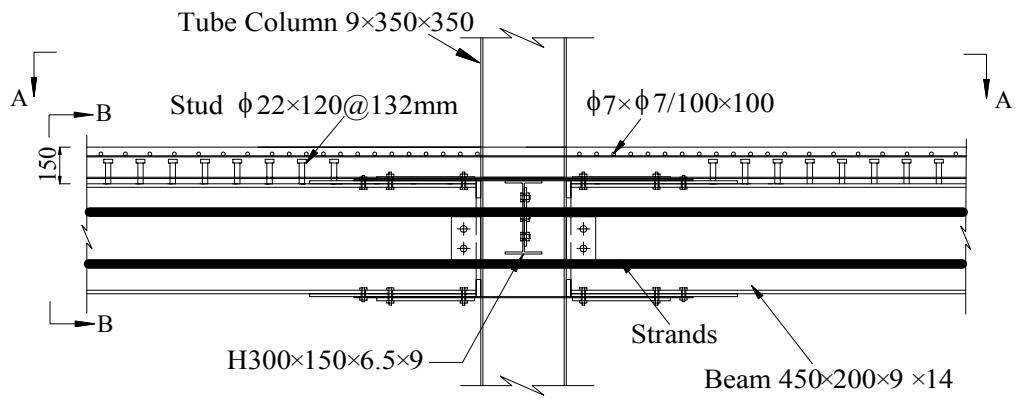
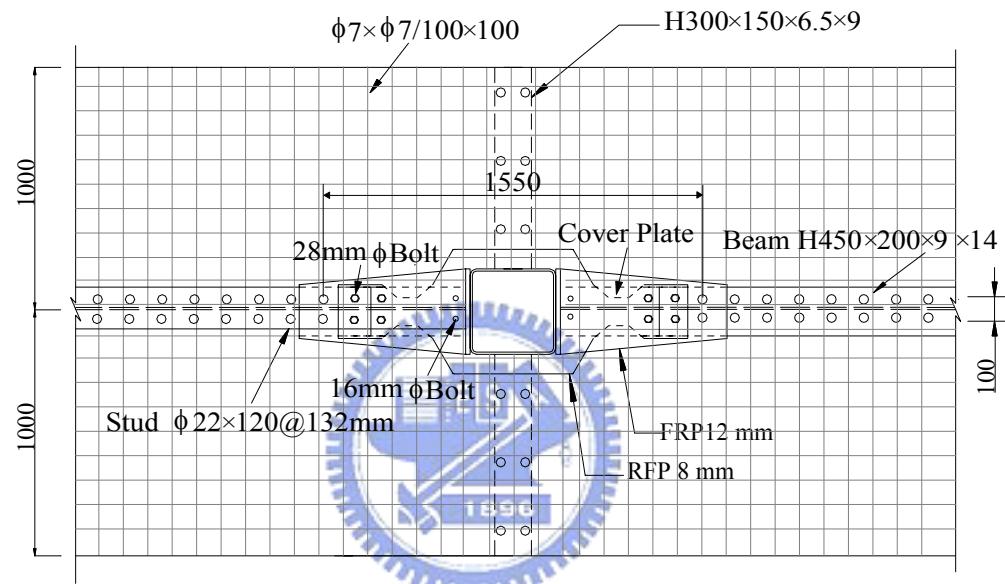


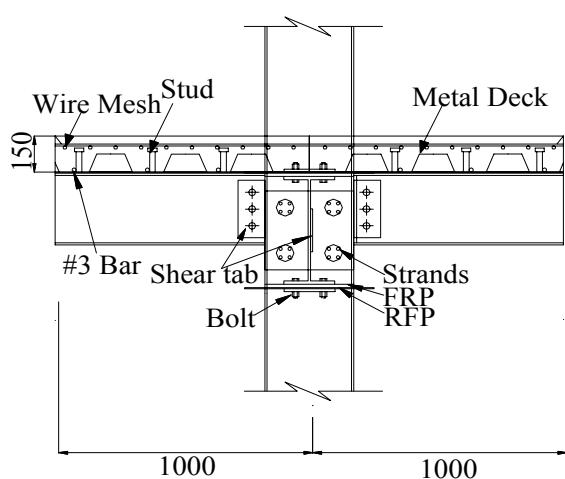
圖 2.6 試體 1 梁柱接合細節



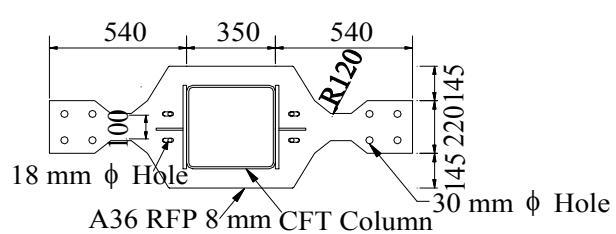
(a) Elevation



(b) View A-A



(c) View B-B



(d) RFP Details

圖 2.7 試體 2 梁柱接合細節

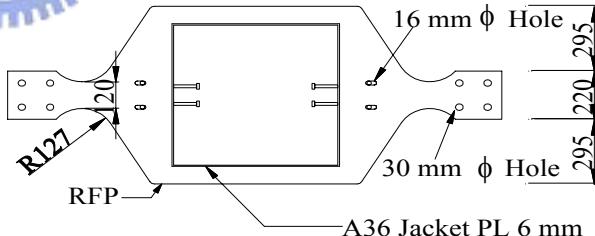
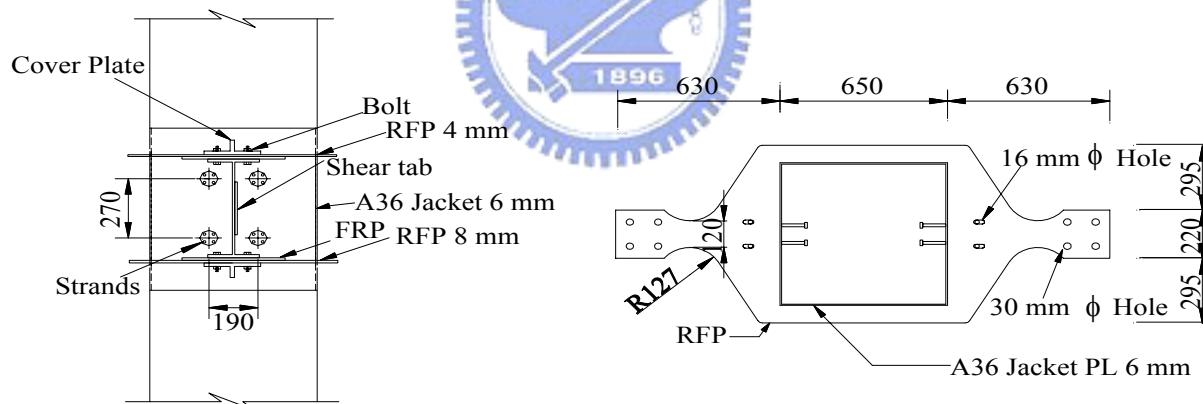
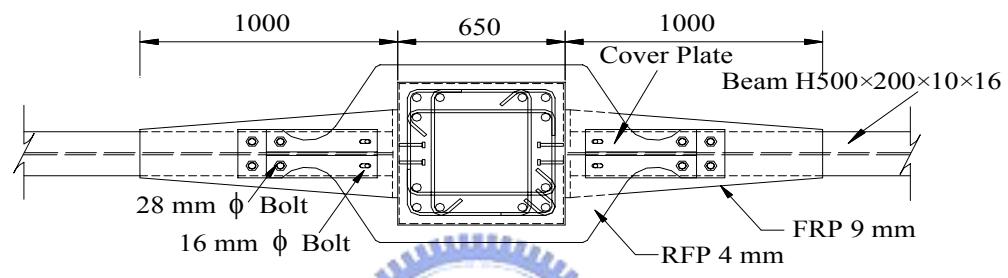
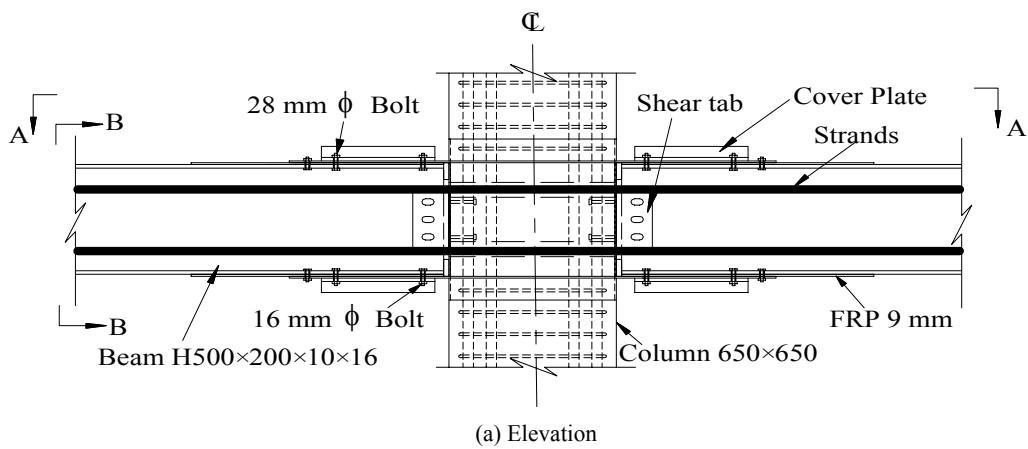


圖 2.8 試體 3 梁柱接合細節

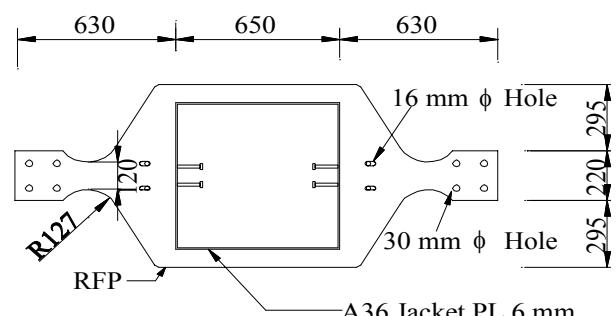
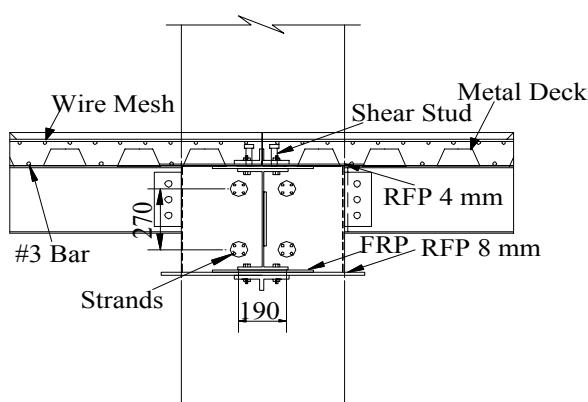
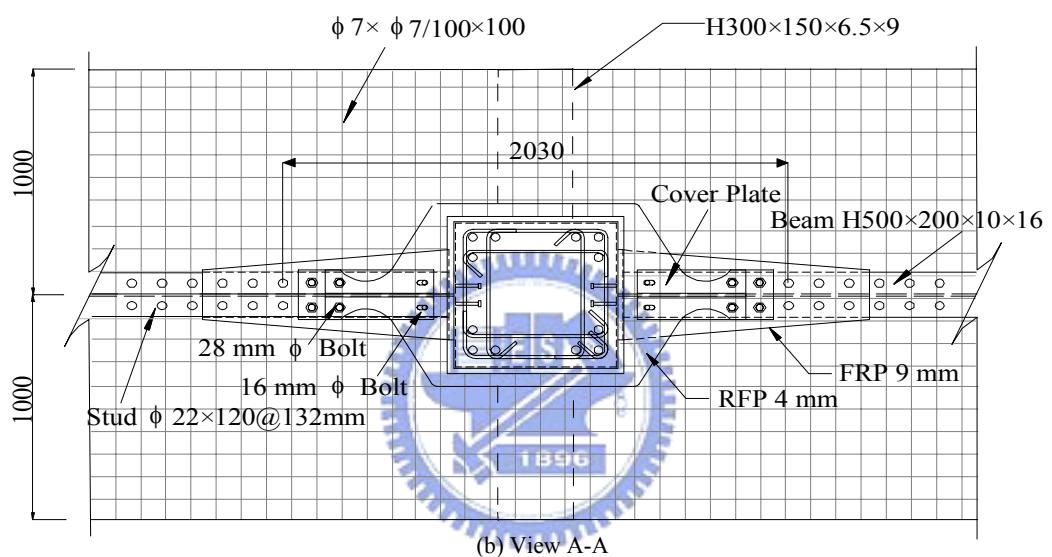
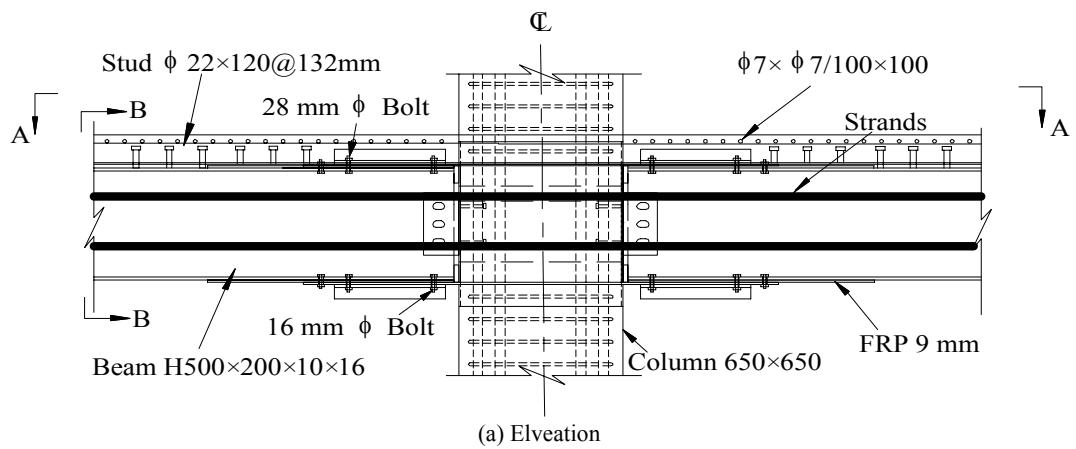
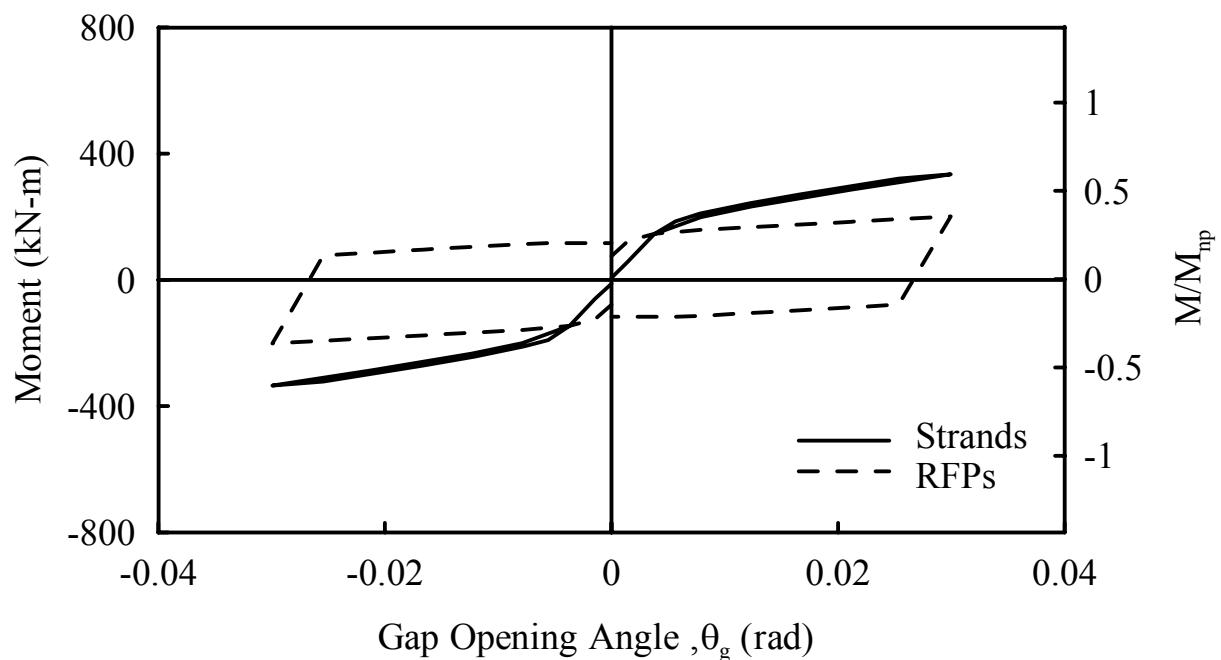
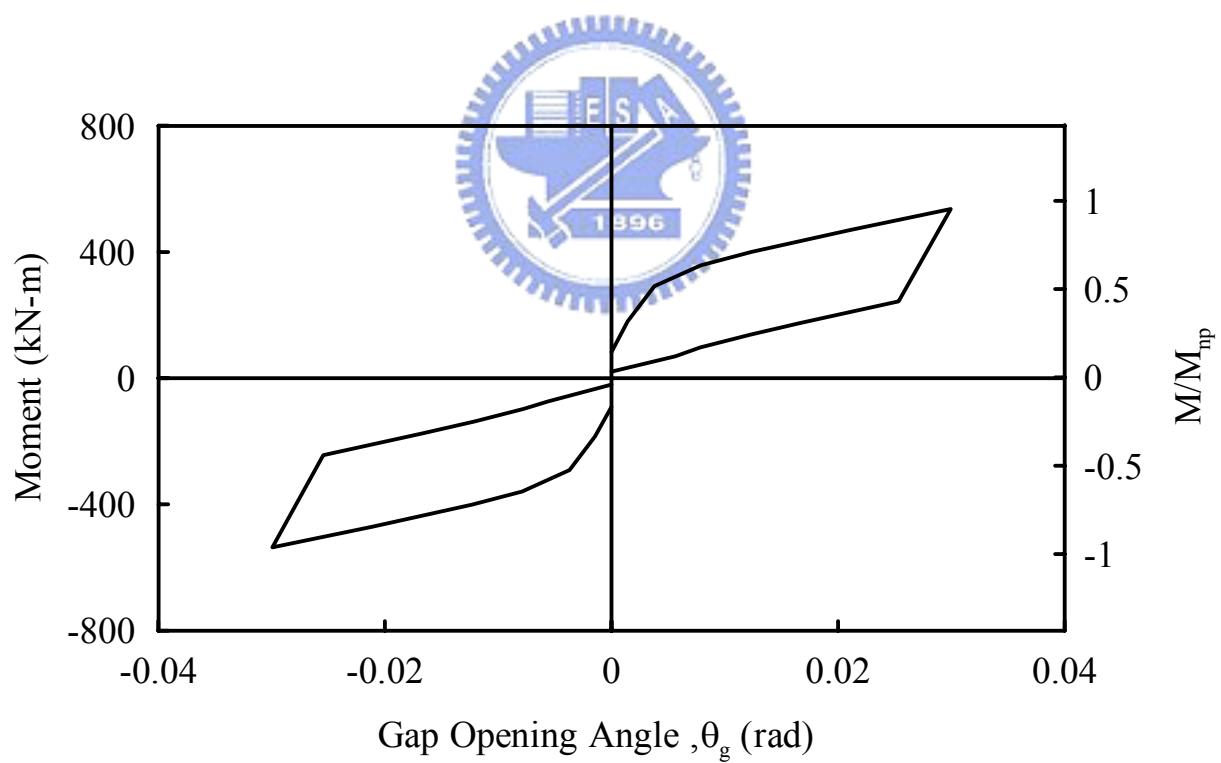


圖 2.9 試體 4 梁柱接合細節

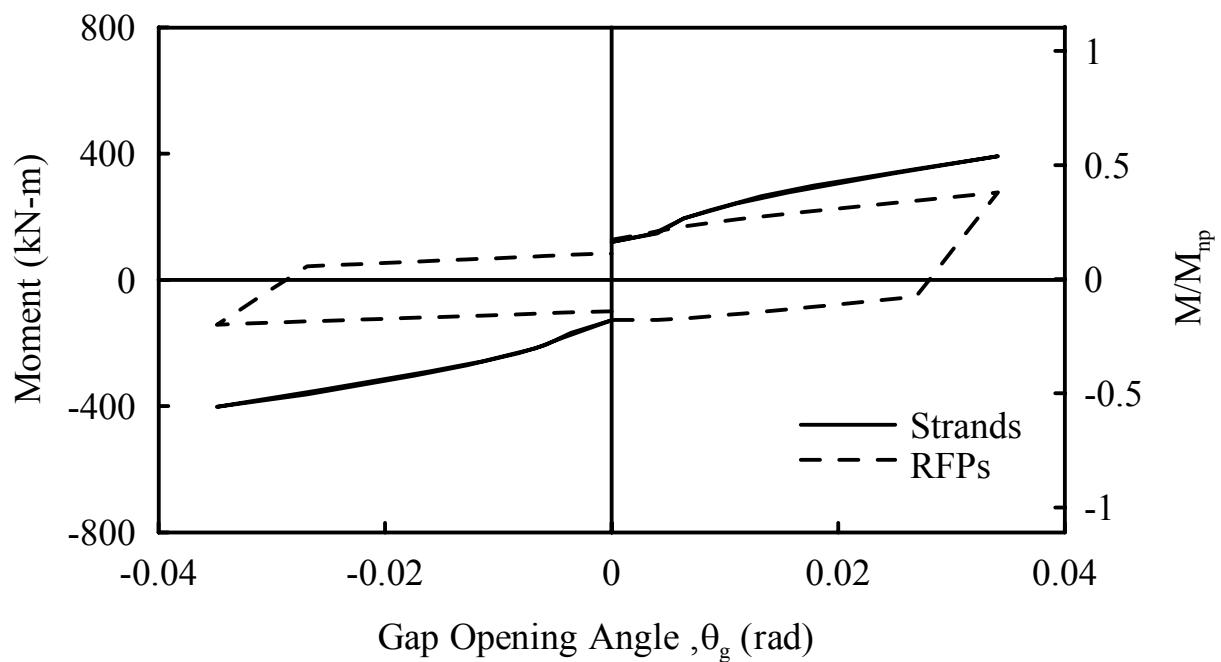


(a) Component

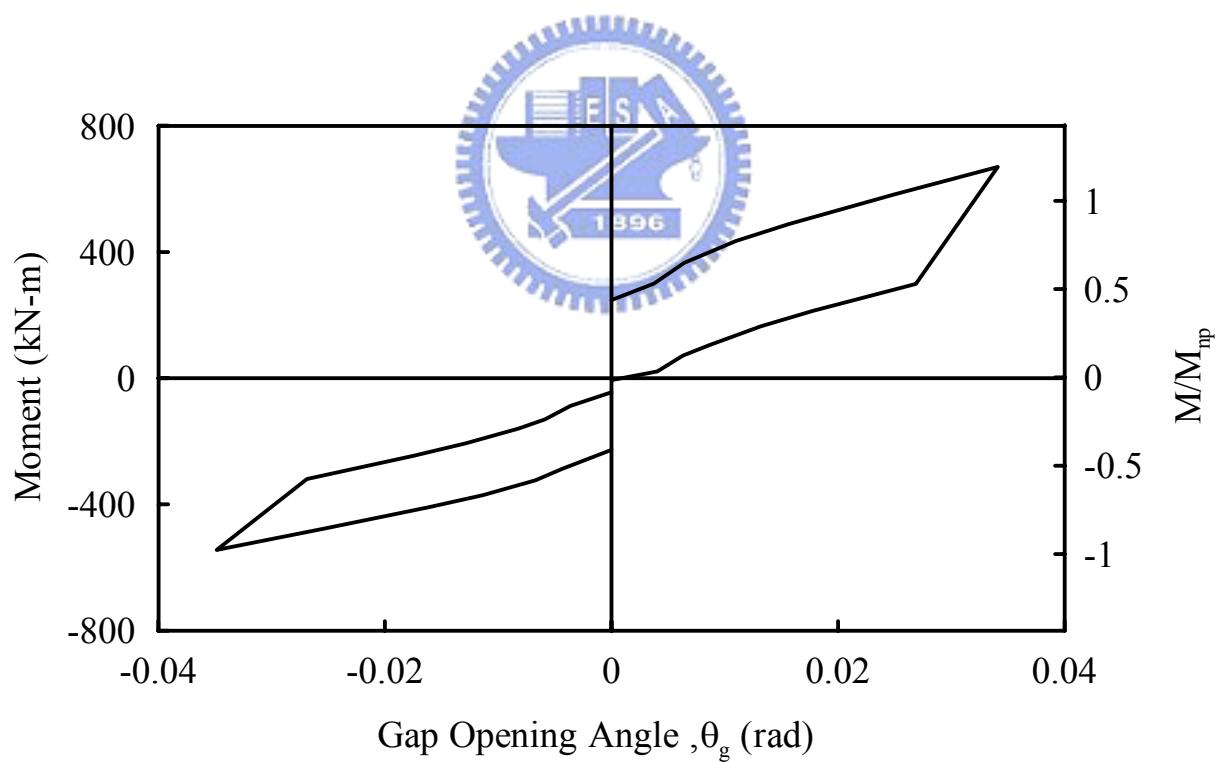


(b) RFPs+Strands

圖 2.10 預測試體 1 梁端彎矩

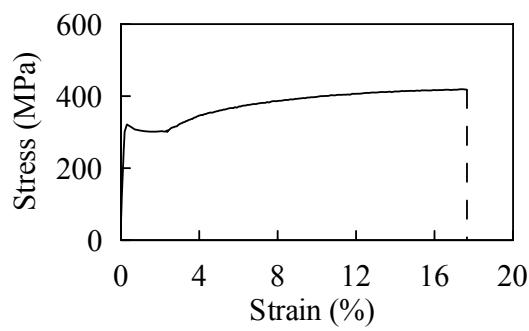


(a) Component

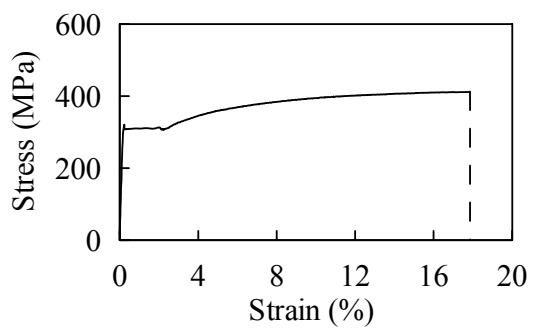


(b) RFPs+Strands

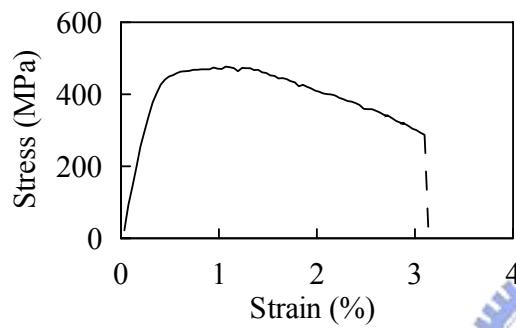
圖 2.11 預測試體 3 梁端彎矩



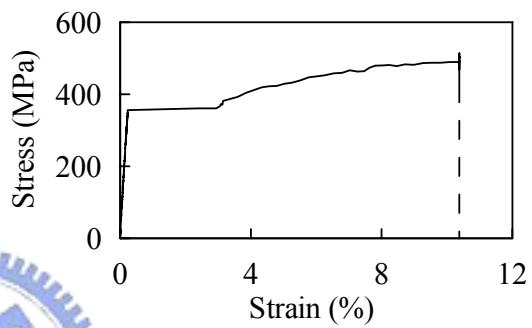
(a) 4 mm RFP (SS400)



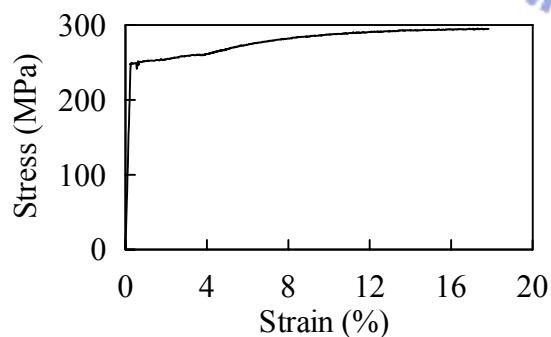
(b) 8 mm RFP (SS400)



(c) Wire Mesh



(d) #3 Bar



(e) Metal Deck

圖 2.12 應力-應變關係圖

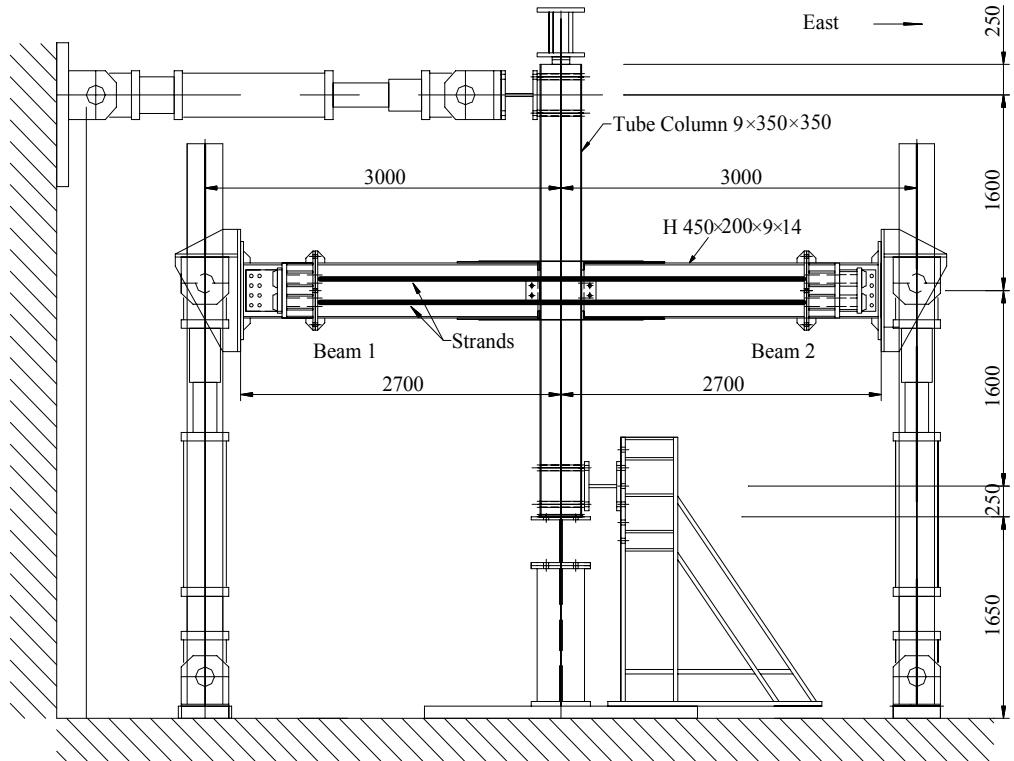


圖 2.13 試體 1 測試構架

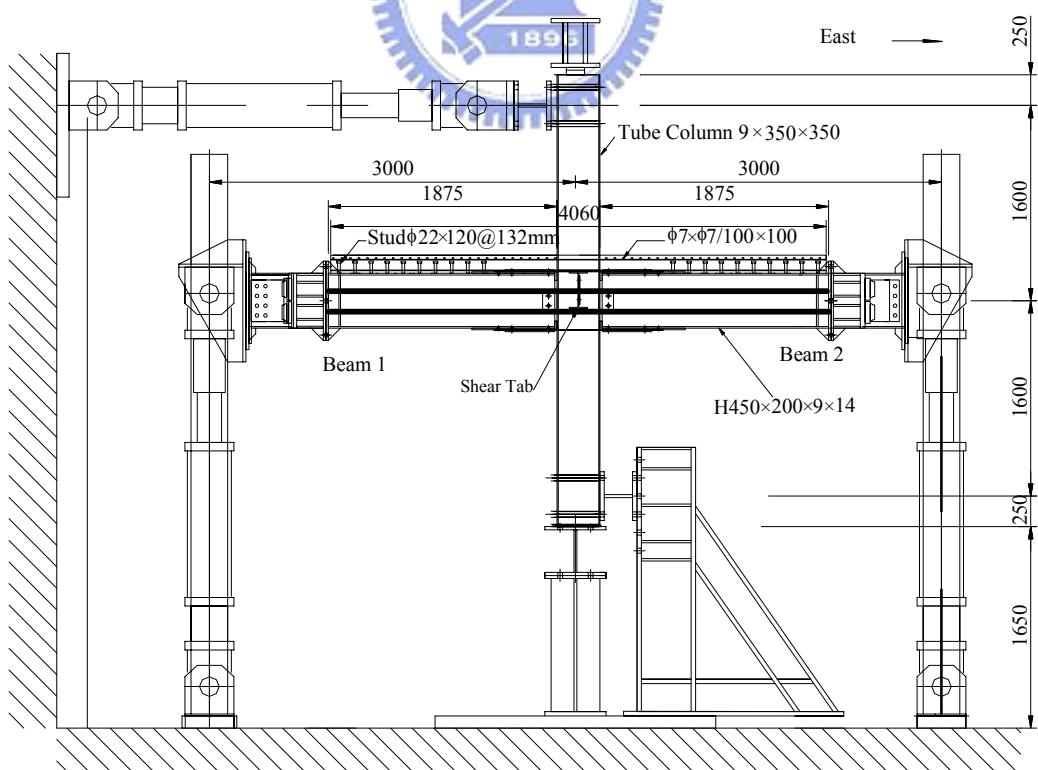


圖 2.14 試體 2 測試構架

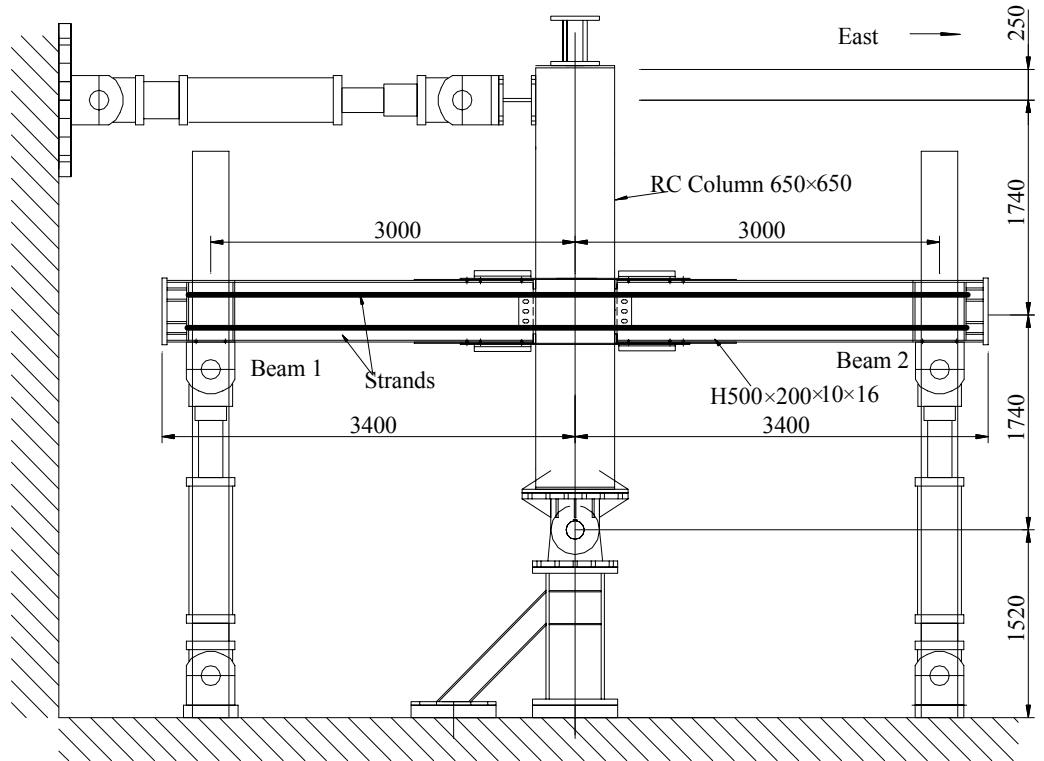


圖 2.15 試體 3 測試構架

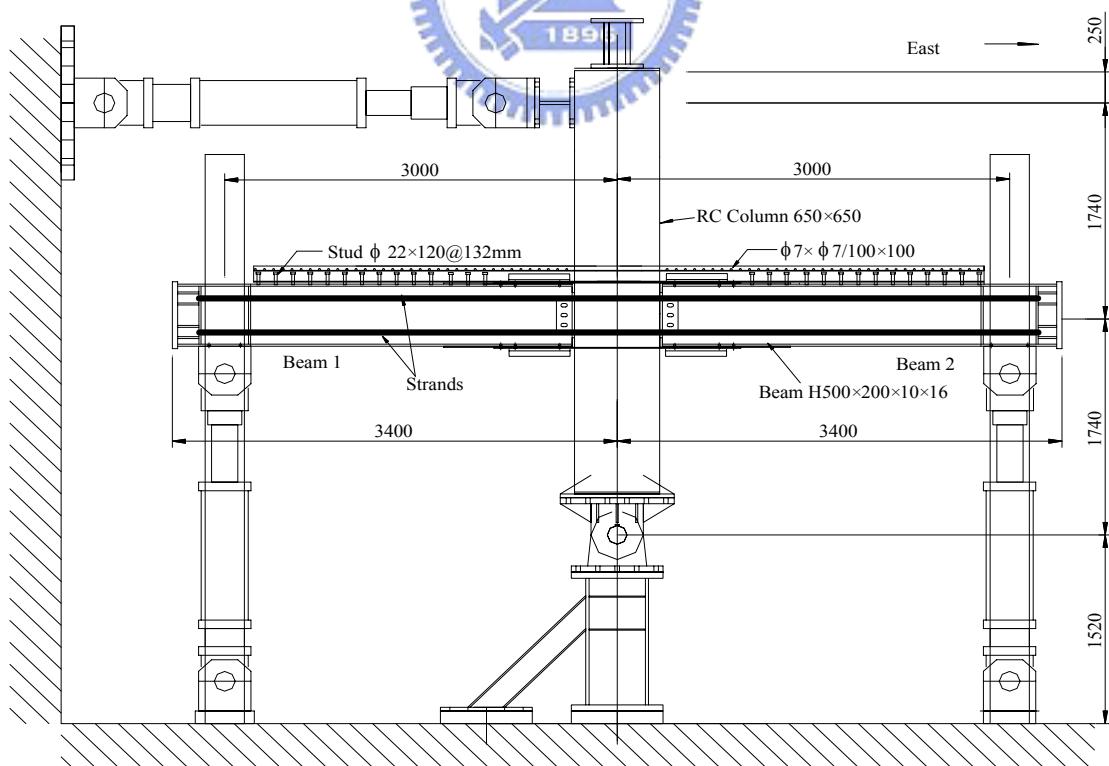


圖 2.16 試體 4 測試構架

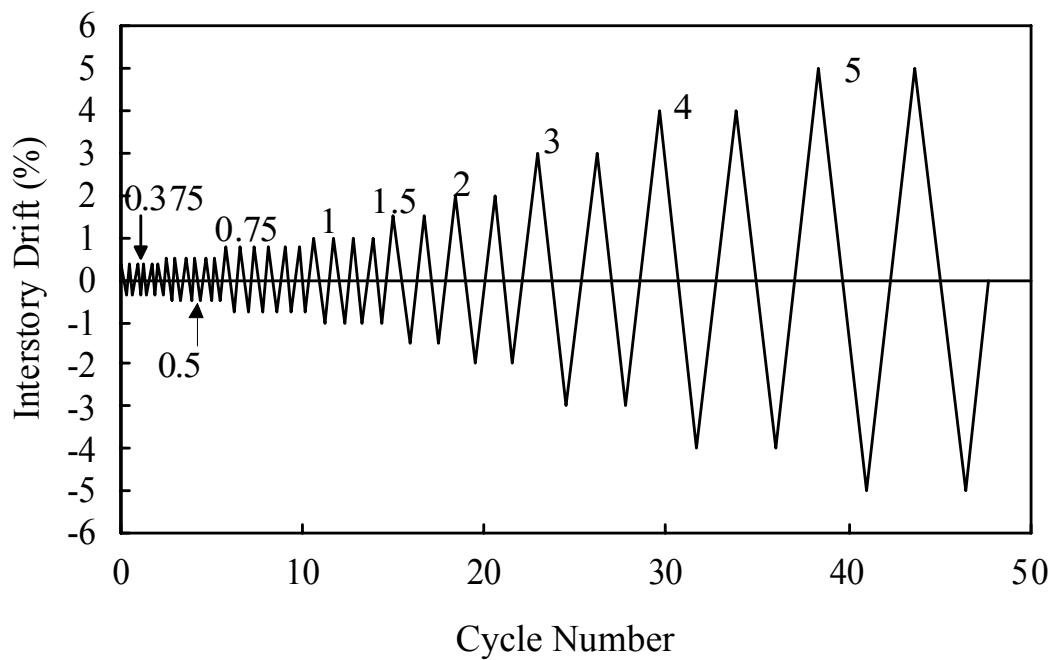
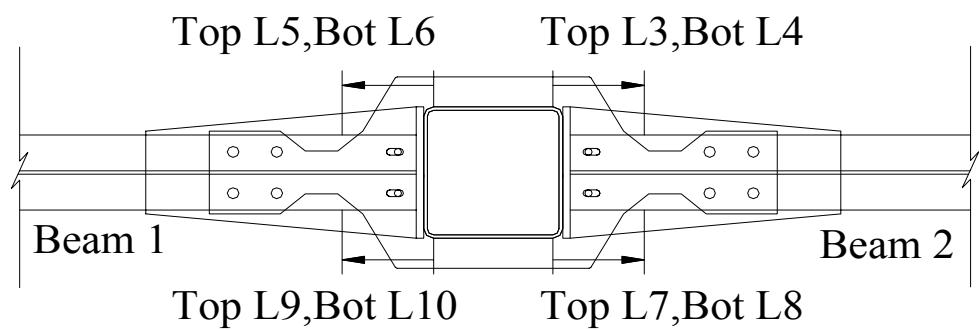
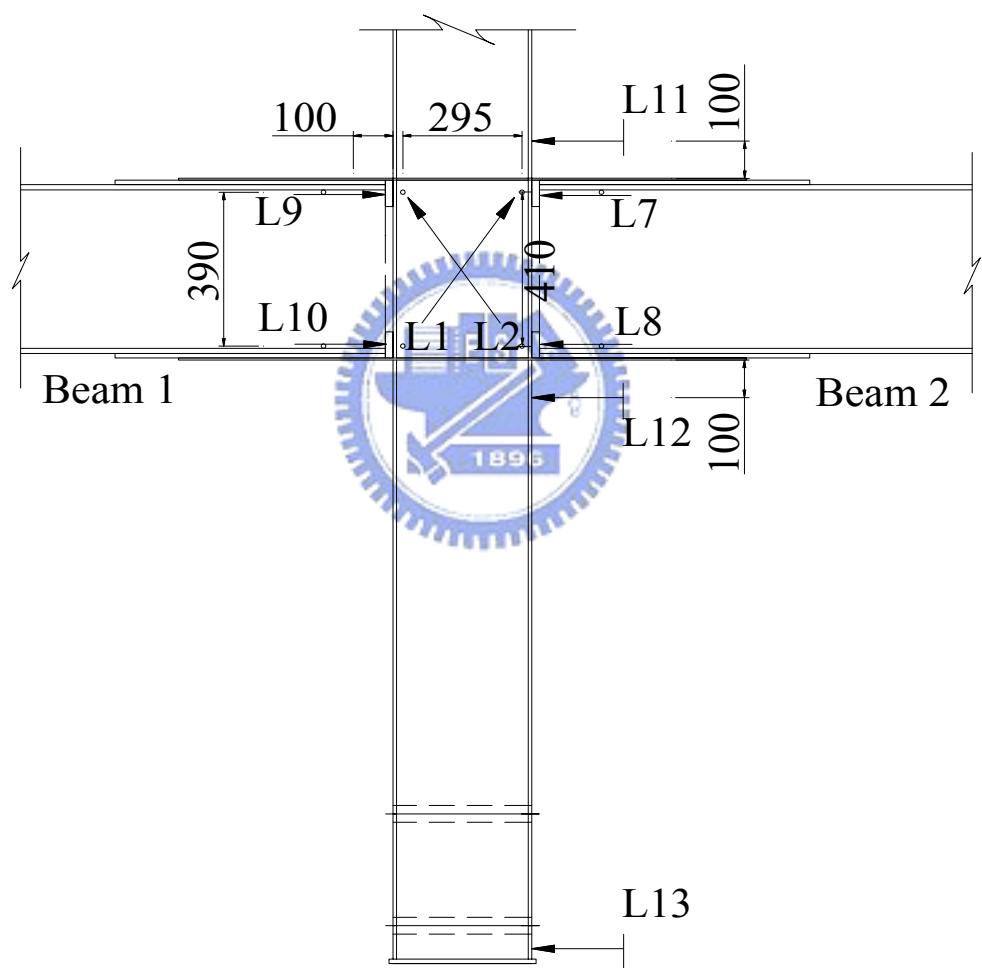


圖 2.17 反覆載重歷時



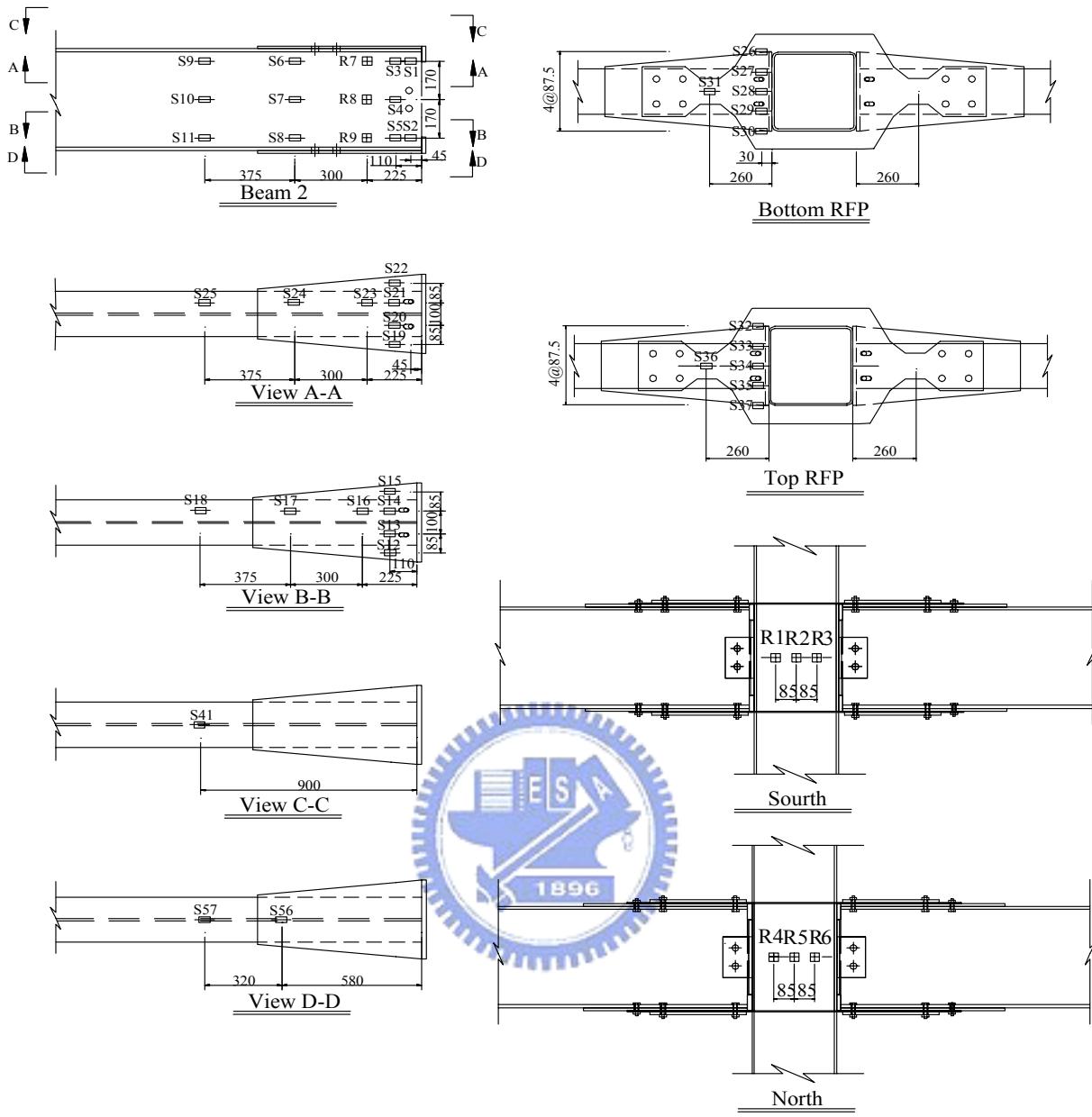


(a) Top View



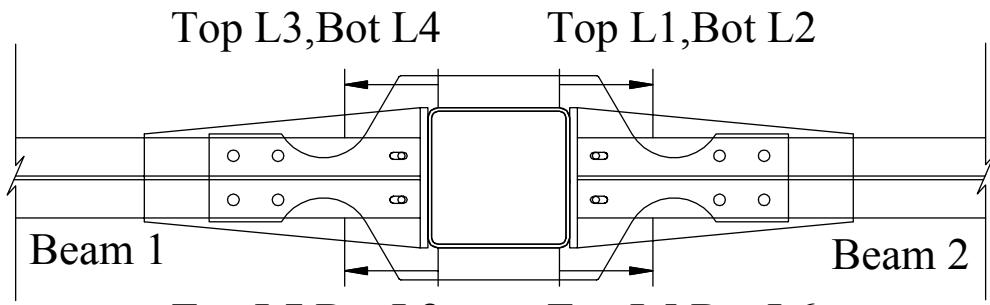
(b) Elevation

圖 2.18 試體 1 量測儀器規劃圖

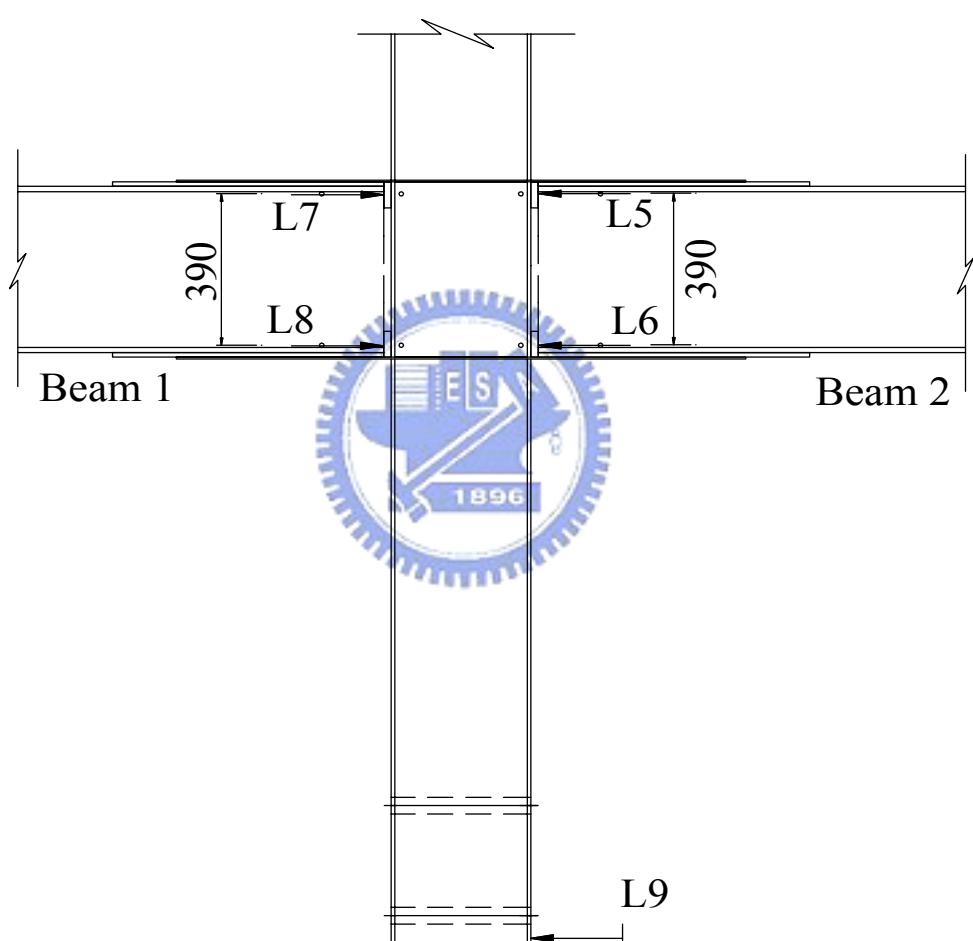


(c) Gauge Location

圖 2.18 試體 1 量測儀器規劃圖 (續)

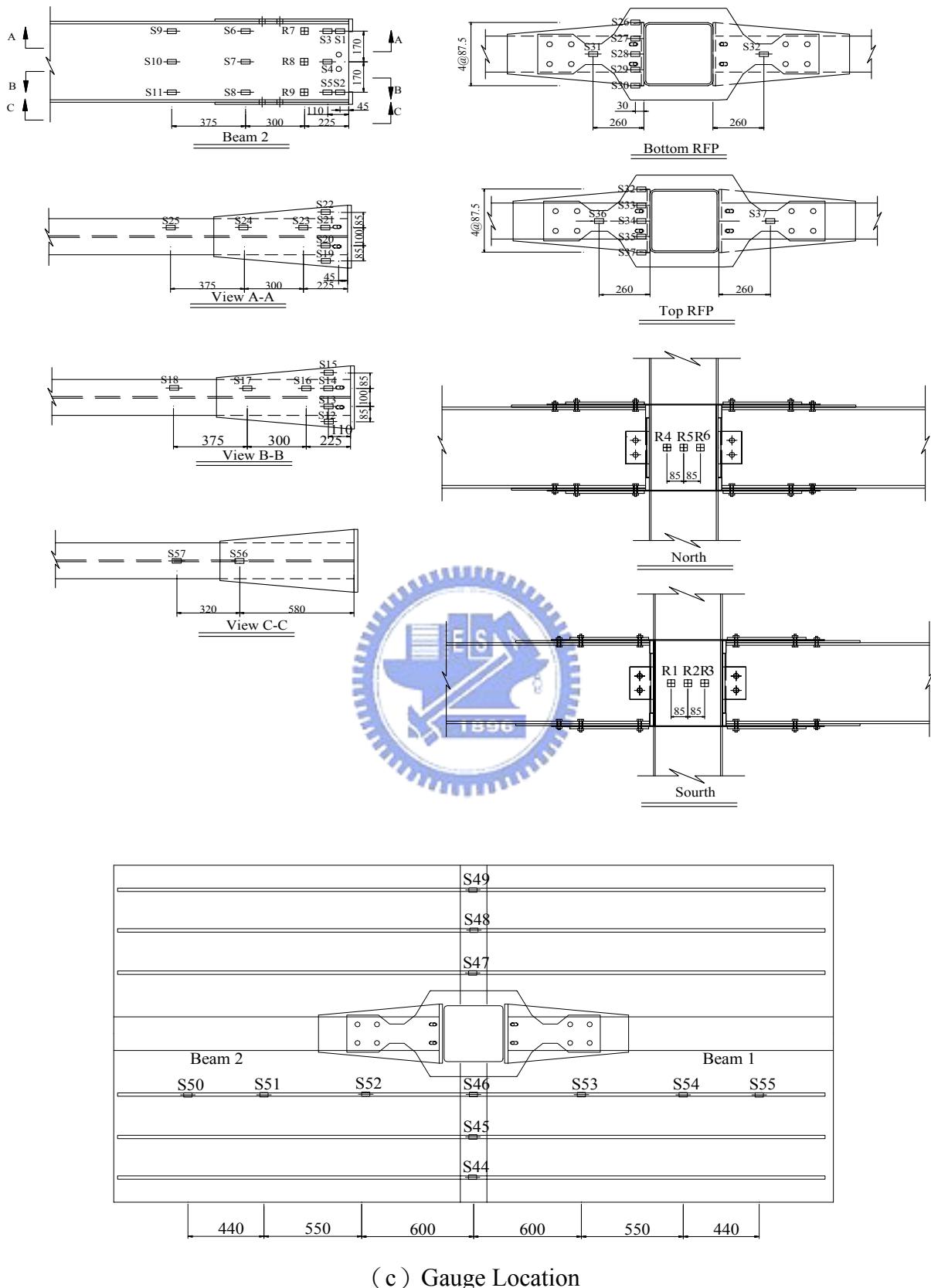


(a) Top View



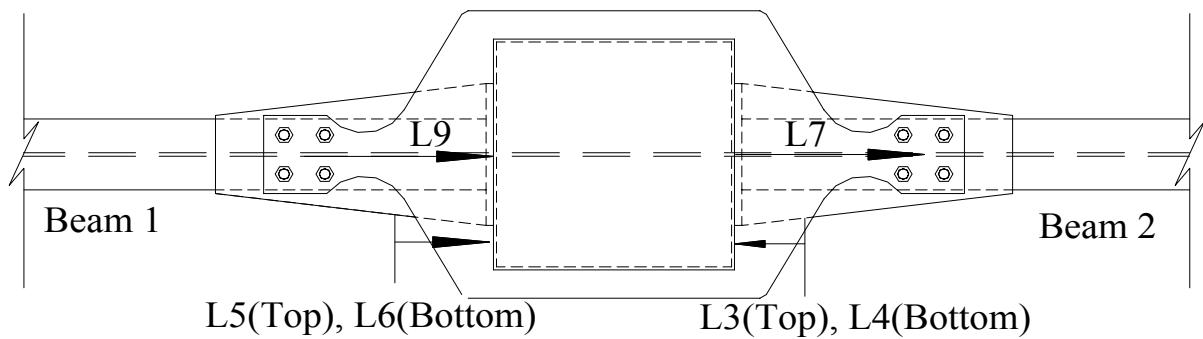
(a) Elevation

圖 2.19 試體 2 量測儀器規劃

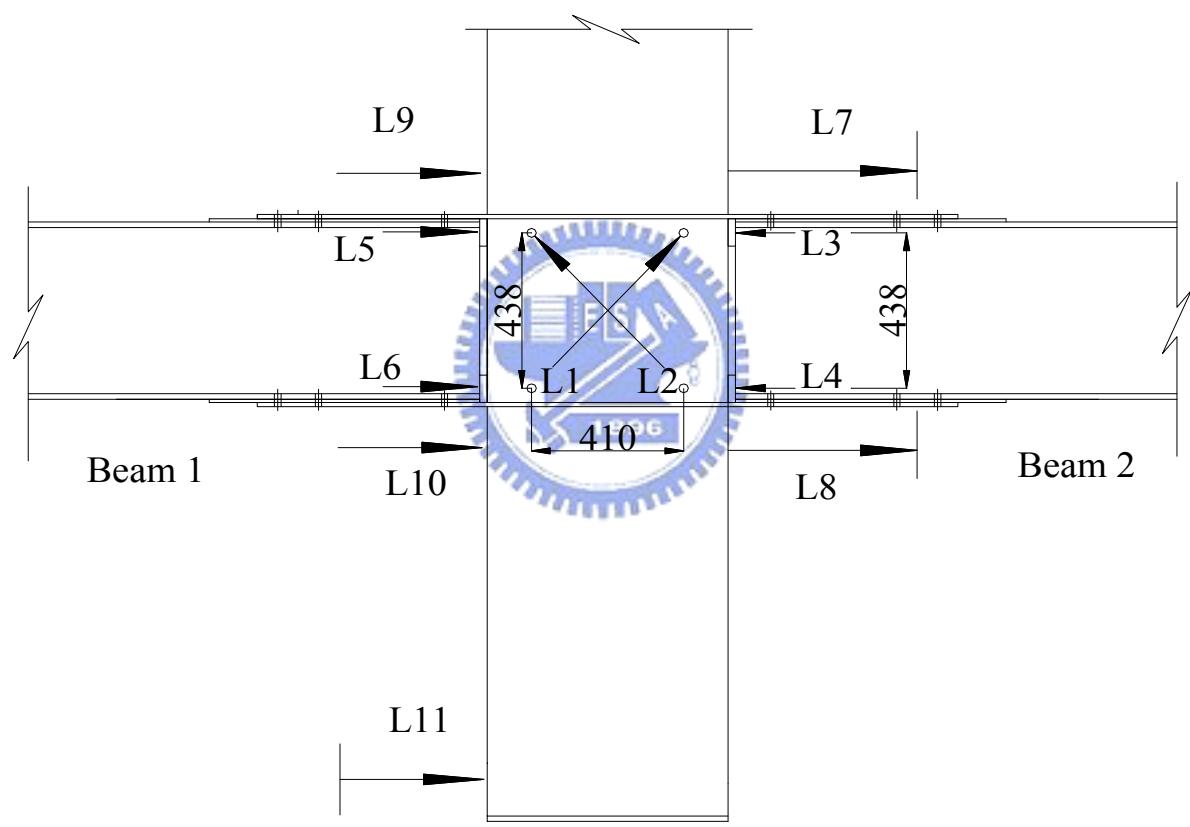


(c) Gauge Location

圖 2.19 試體 2 量測儀器規劃 (續)

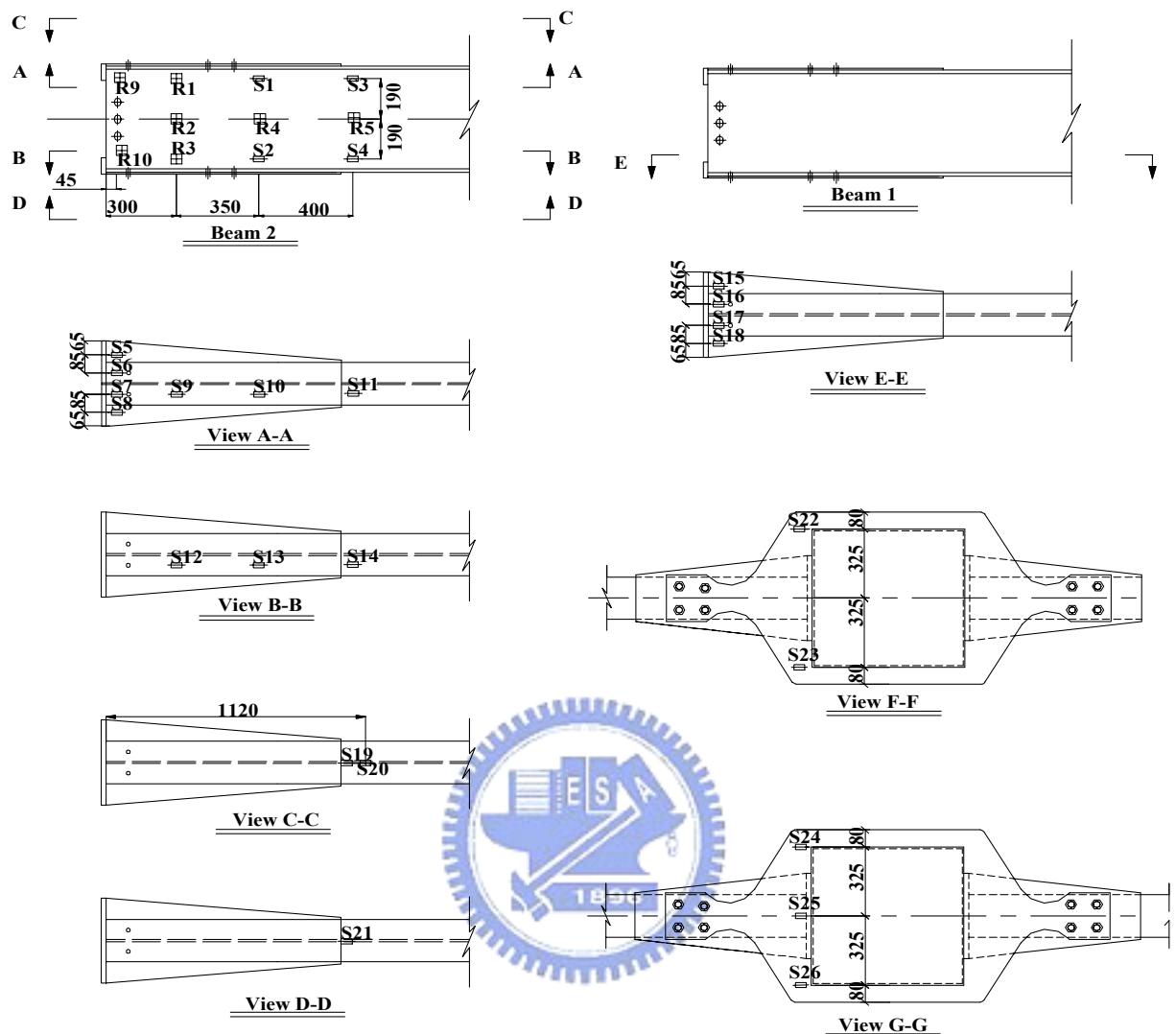


(a) Top View



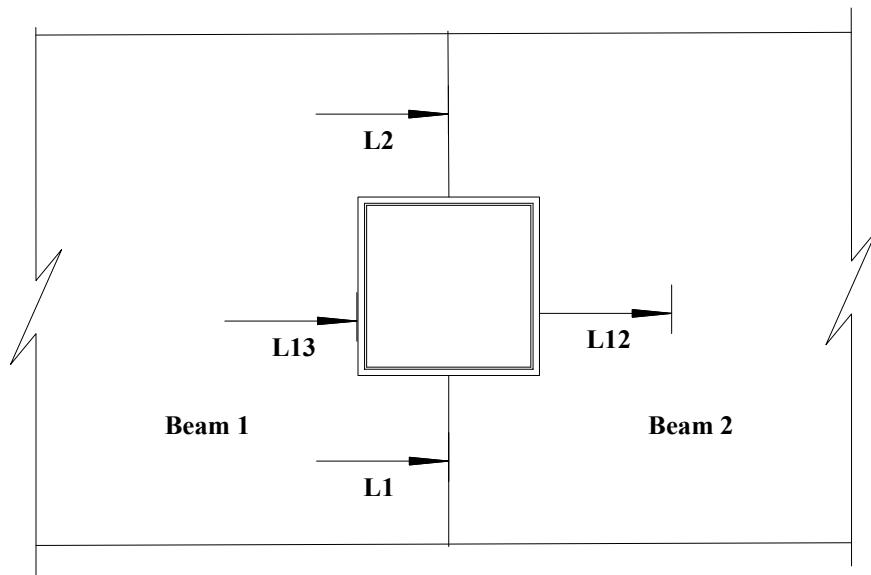
(b) Elevation

圖 2.20 試體 3 量測儀器規劃圖

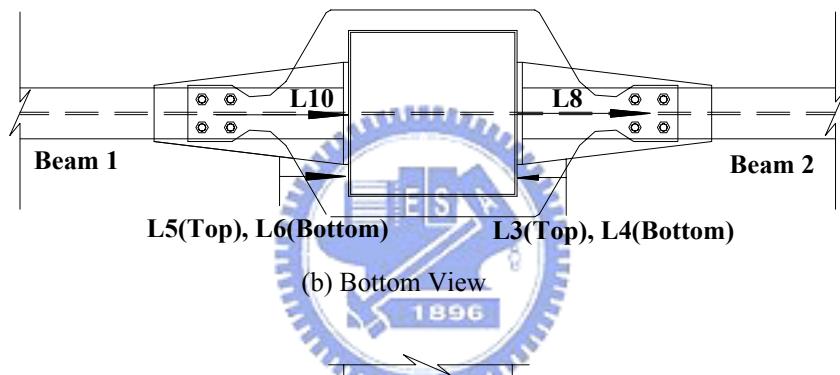


(c) Gauge Location

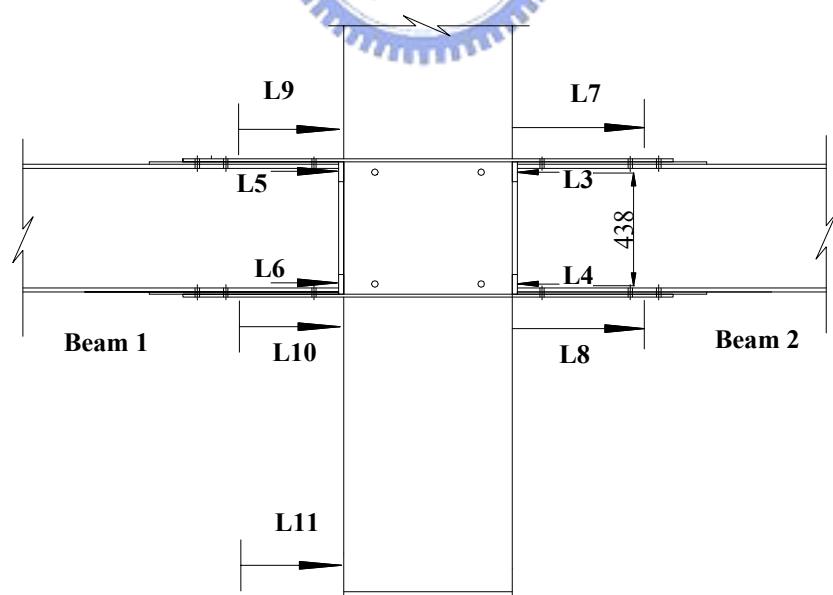
圖 2.20 試體 3 量測儀器規劃圖（續）



(a) Slab Instrumentation



(b) Bottom View



(c) Elevation

圖 2.21 試體 4 量測儀器規劃圖

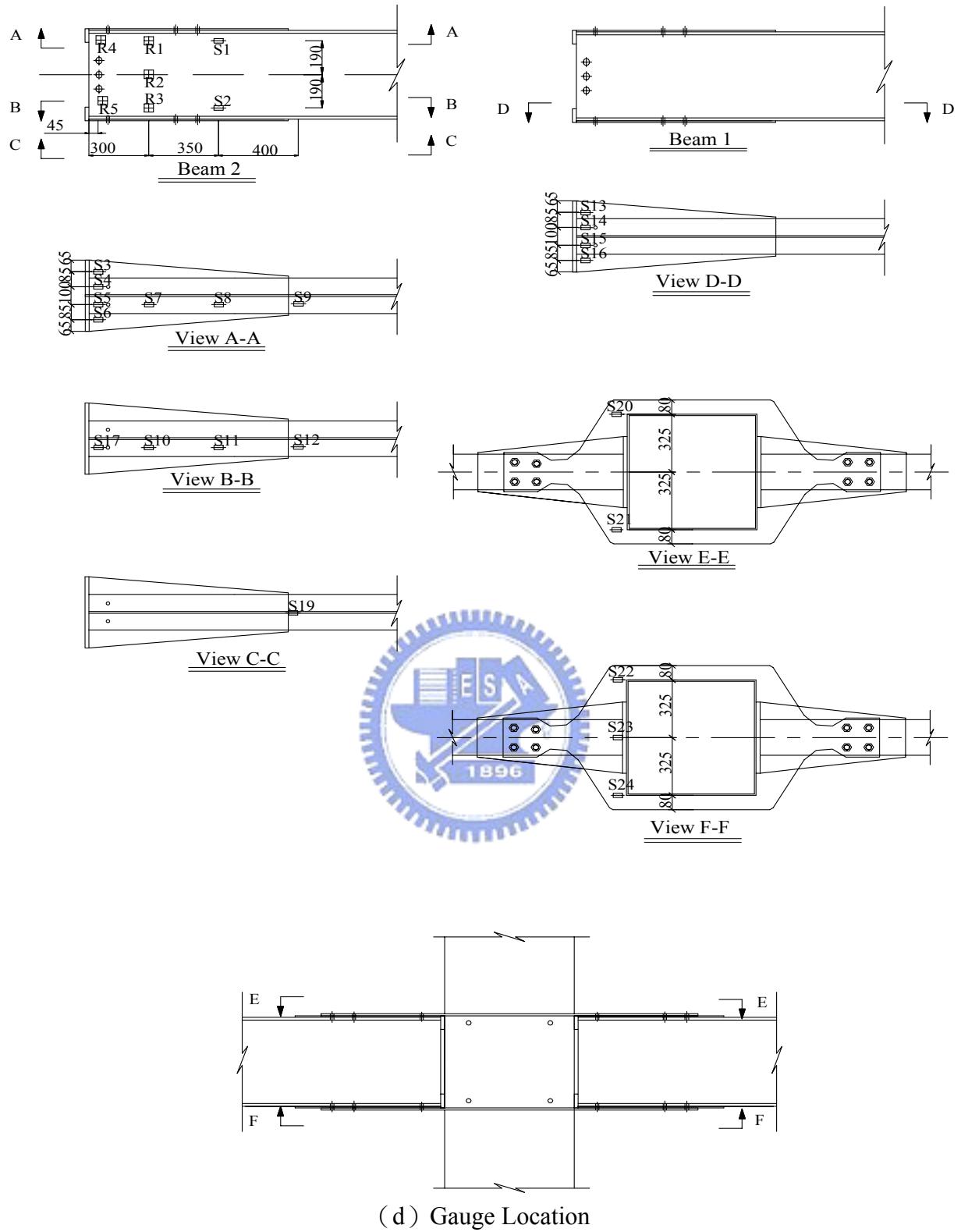
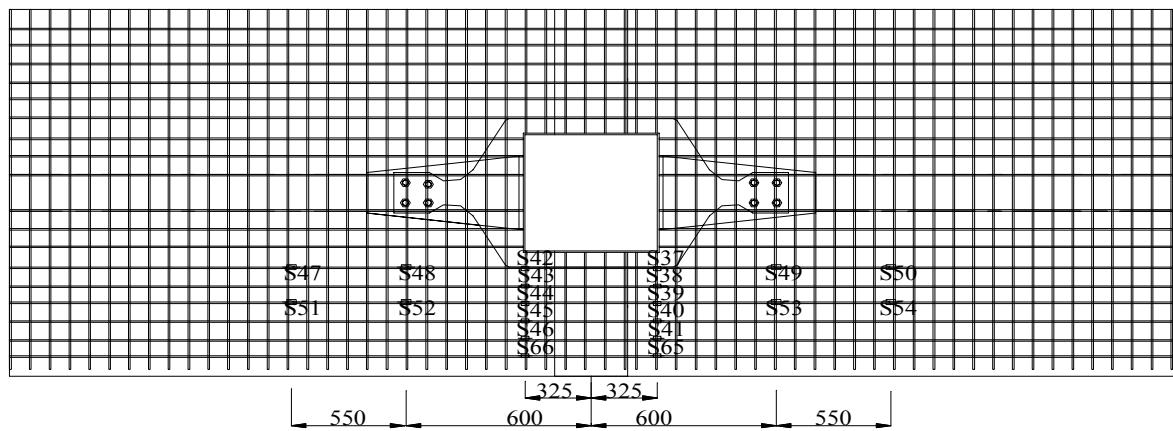
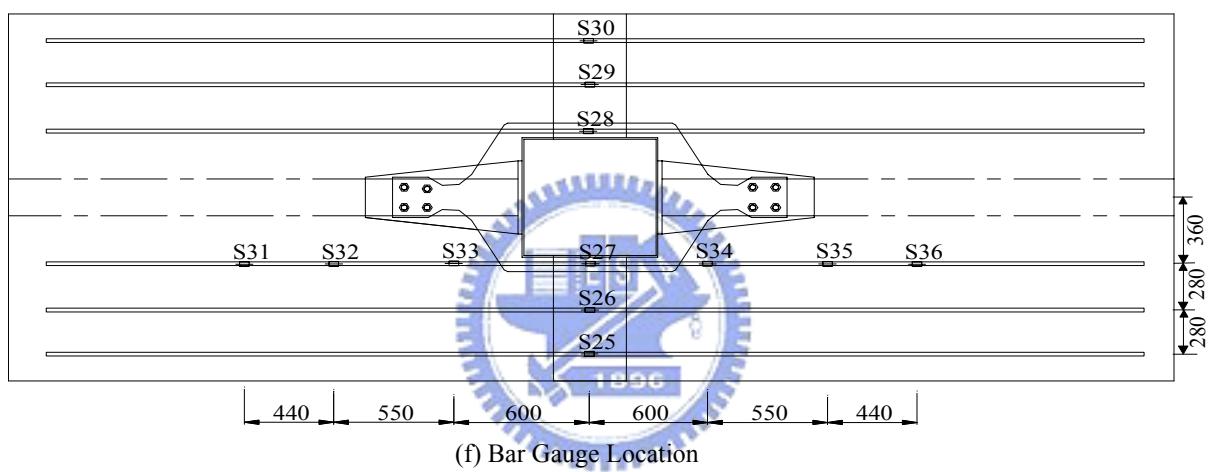


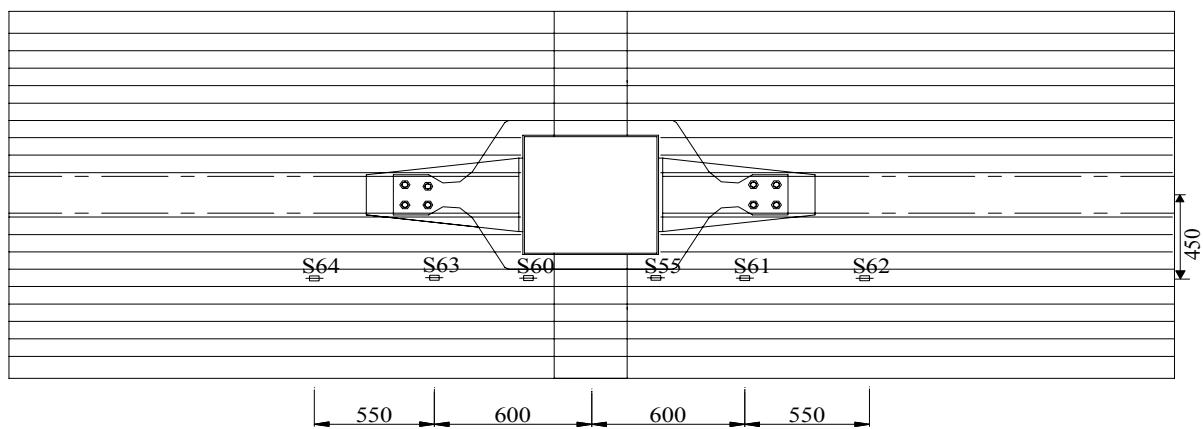
圖 2.21 試體 4 量測儀器規劃圖（續）



(e) Wire Mesh Gauge Location



(f) Bar Gauge Location



(g) Metal Deck Gauge Location

圖 2.21 試體 4 量測儀器規劃圖

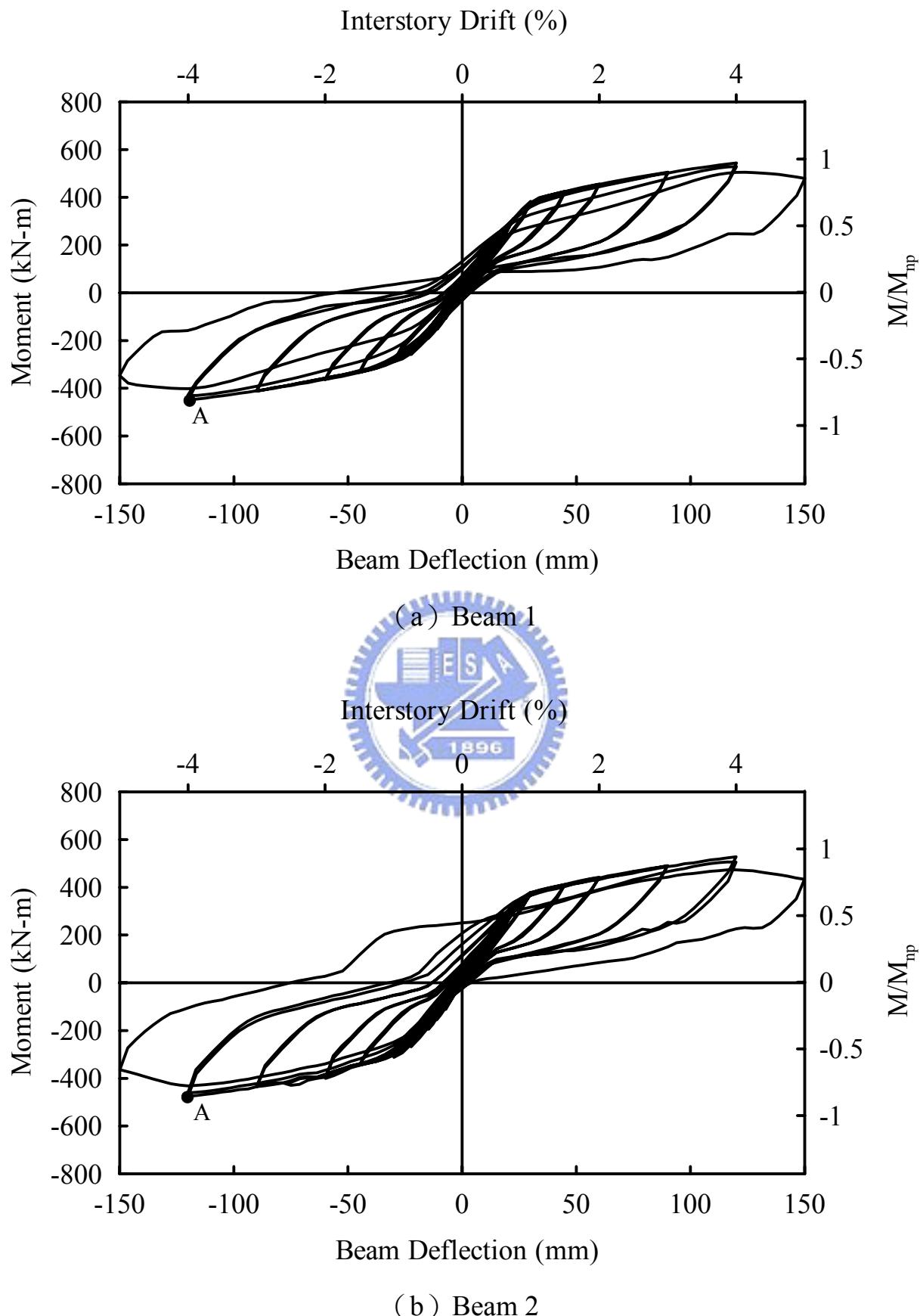


圖 3.1 試體 1 梁端彎矩與梁端變位關係圖

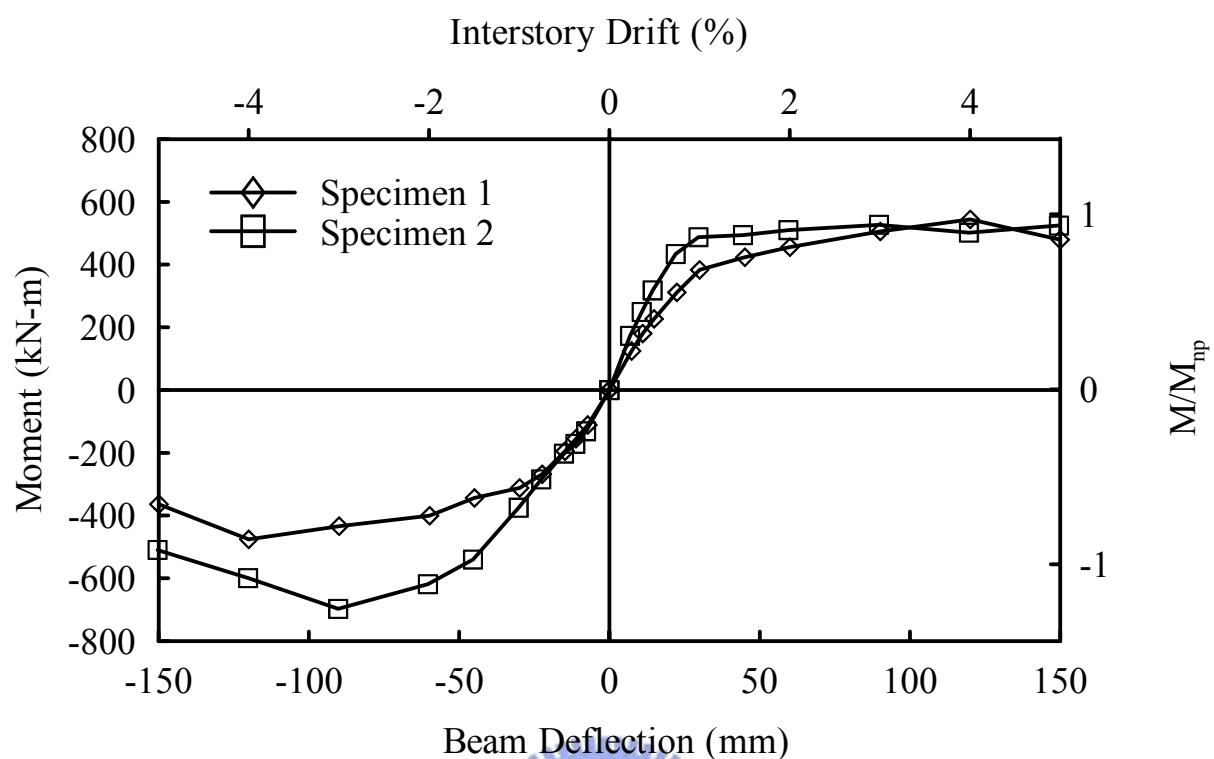


圖 3.2 試體 1 及試體 2 彎矩與梁端位移之包絡線

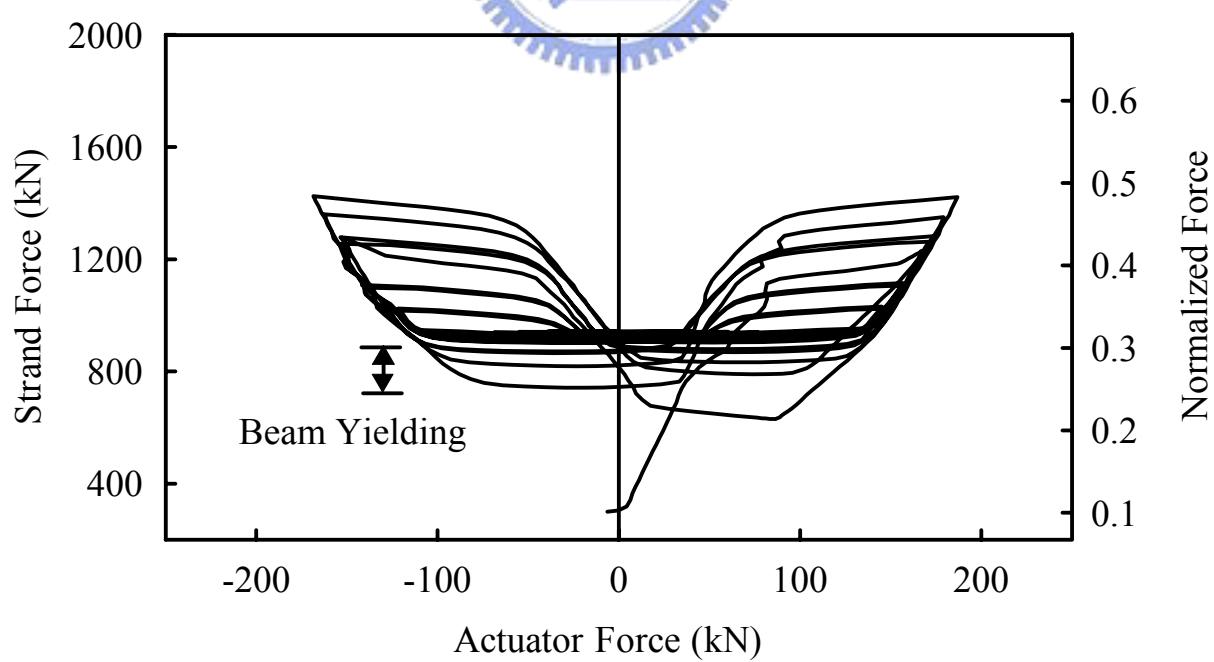


圖 3.3 試體 1 千斤頂力量與鋼腱預力關係

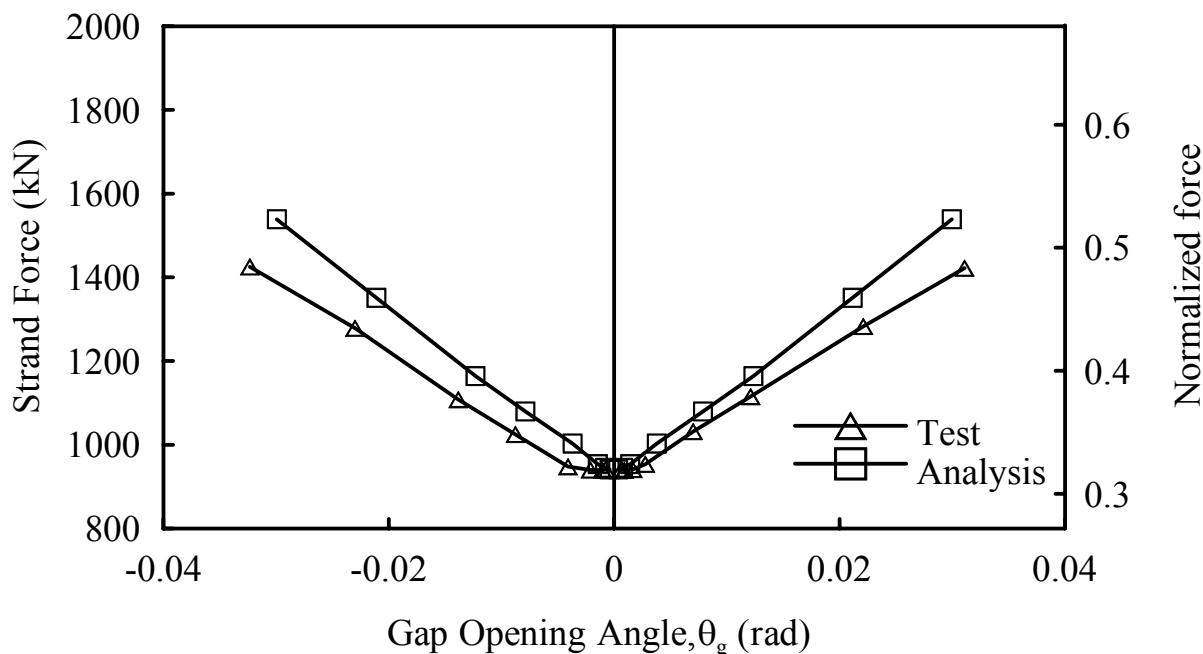


圖 3.4 試體 1 層間位移角與鋼腱力量關係

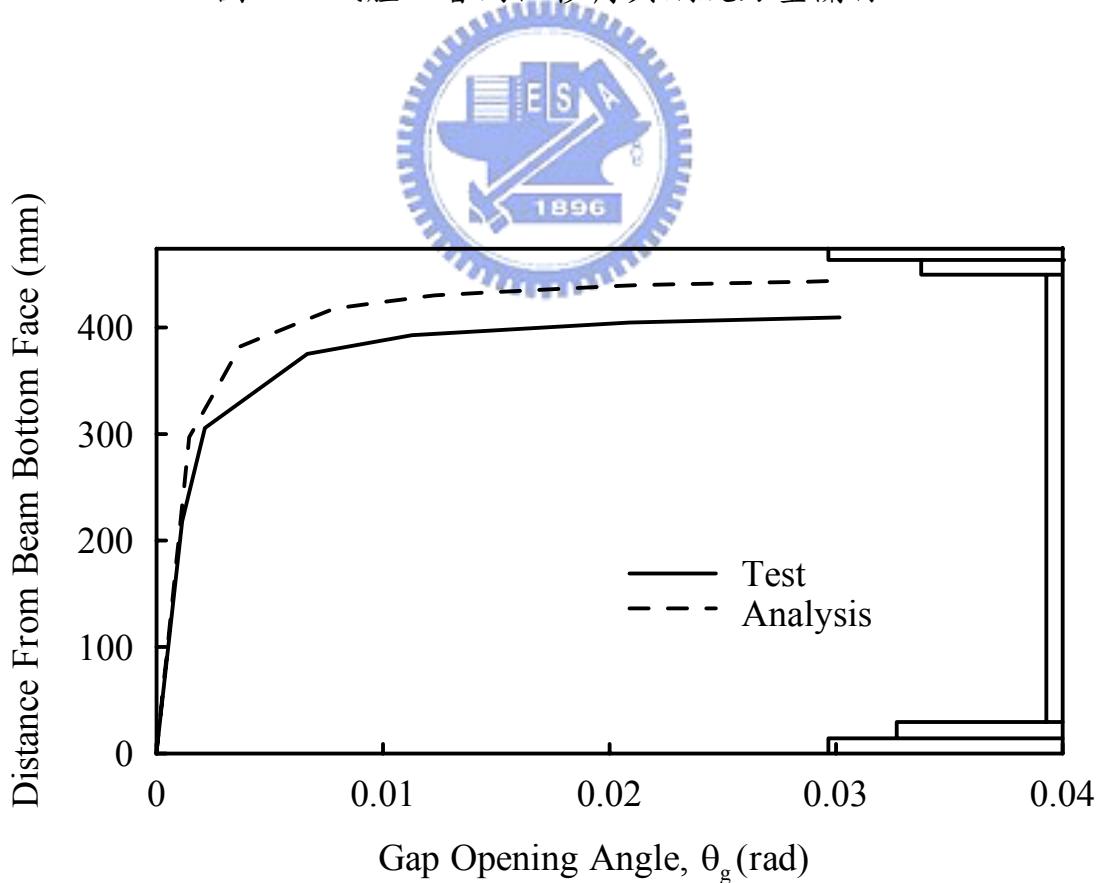


圖 3.5 試體 1 中性軸位置關係

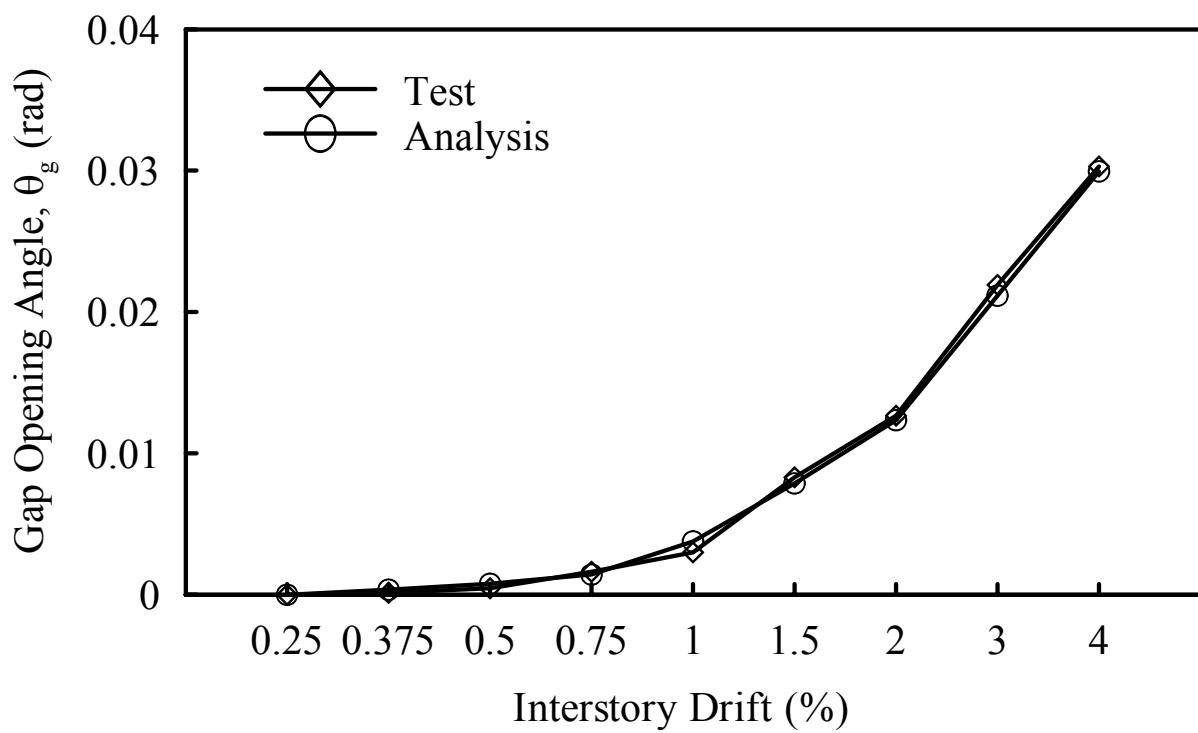


圖 3.6 試體 1 剛體旋轉角與層間側位移角

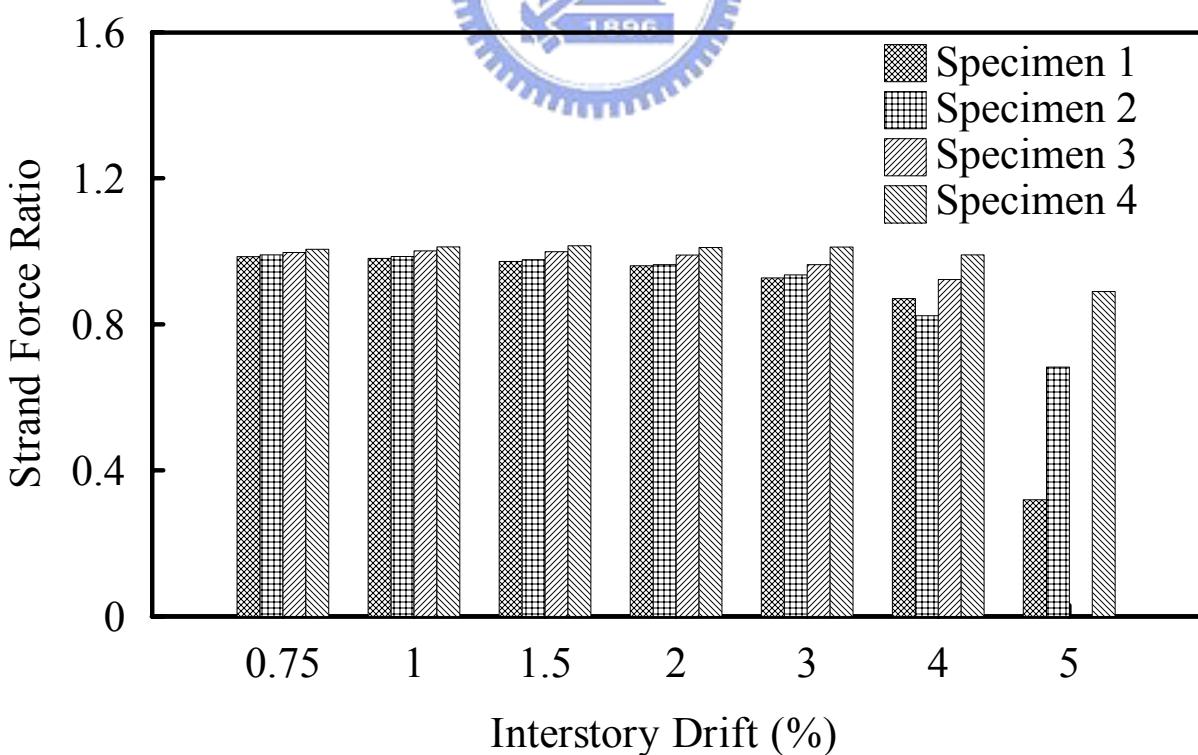


圖 3.7 試體預力損失比值

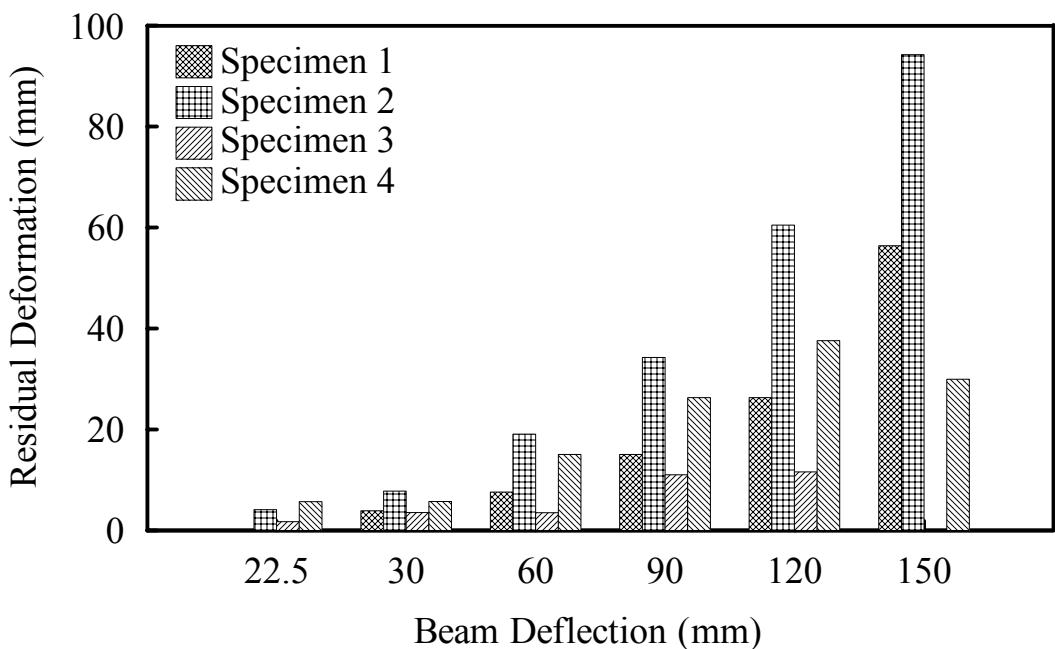


圖 3.8 試體殘餘變形圖

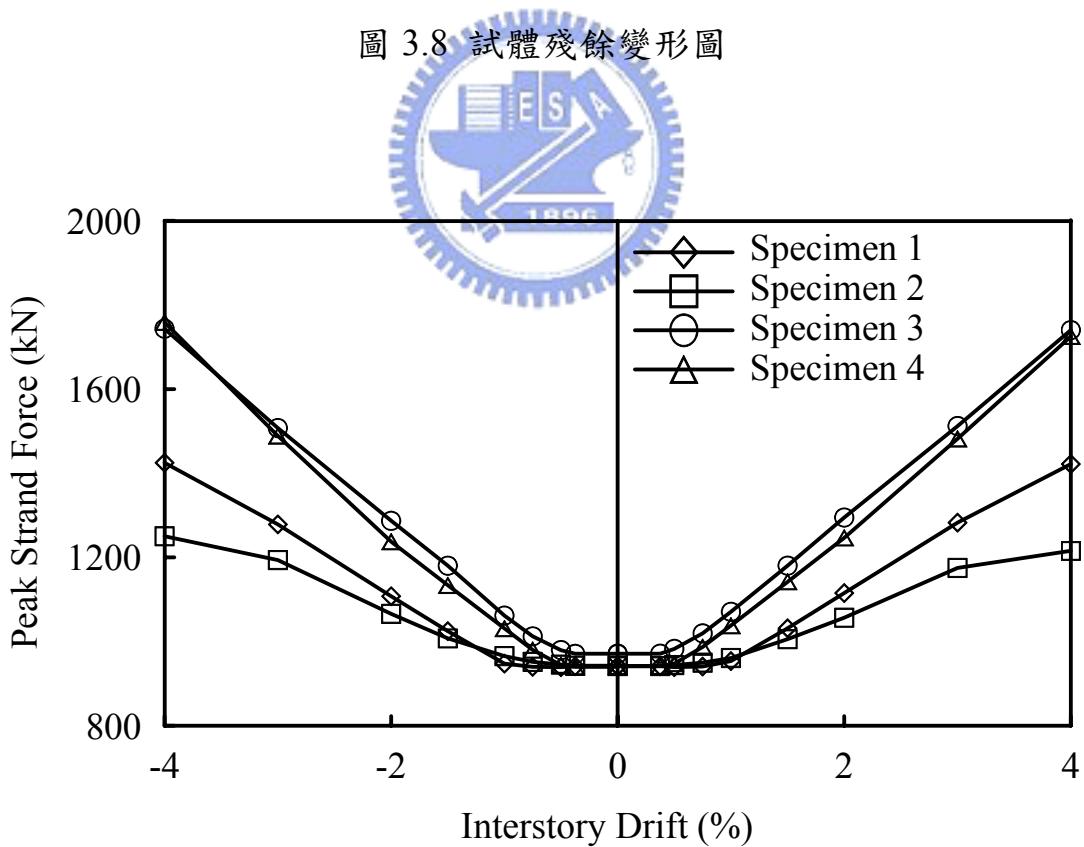


圖 3.9 試體層間側位移角與鋼腱預力間關係

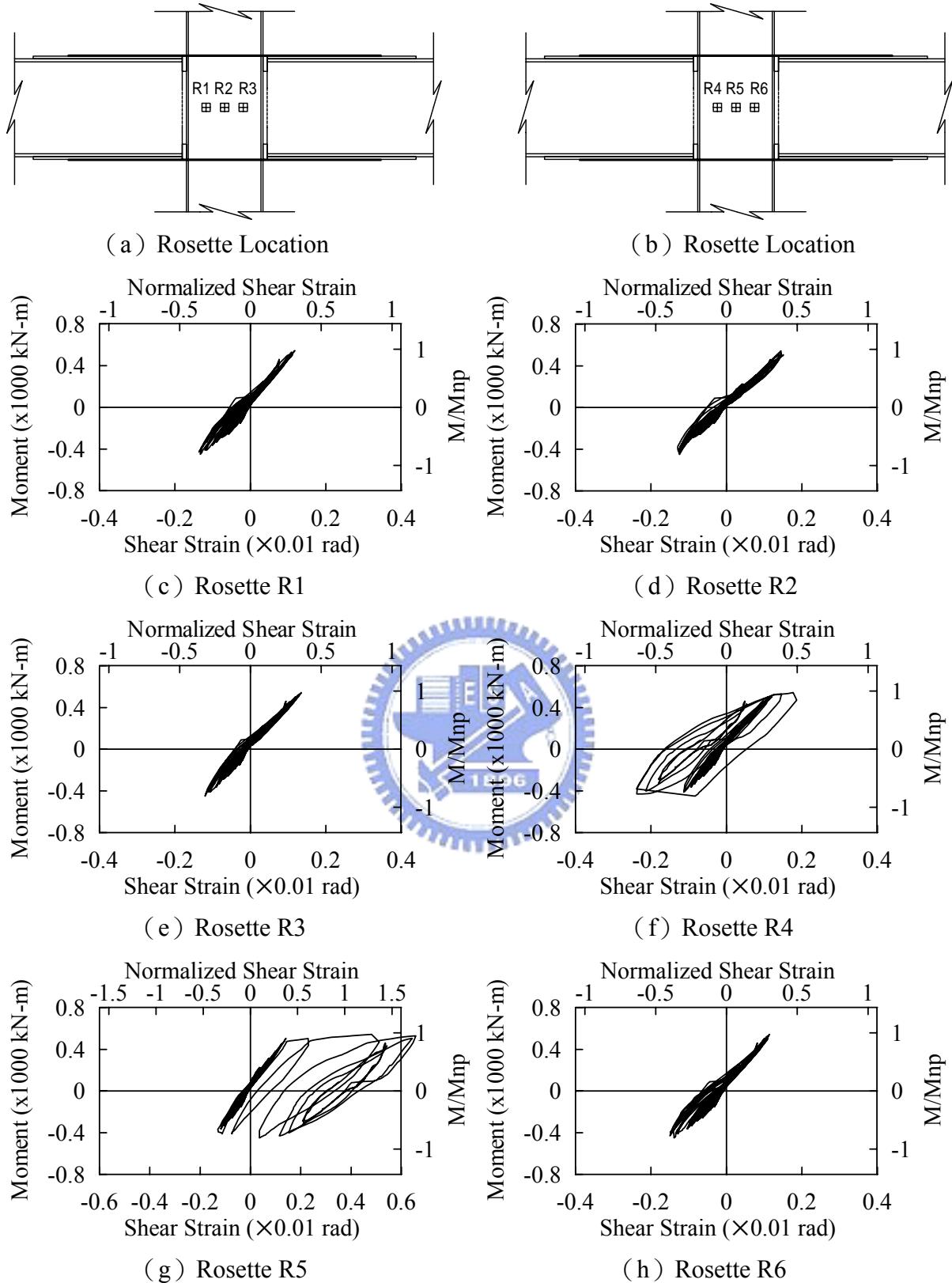


圖 3.10 梁柱接合區內梁端彎矩與剪應變

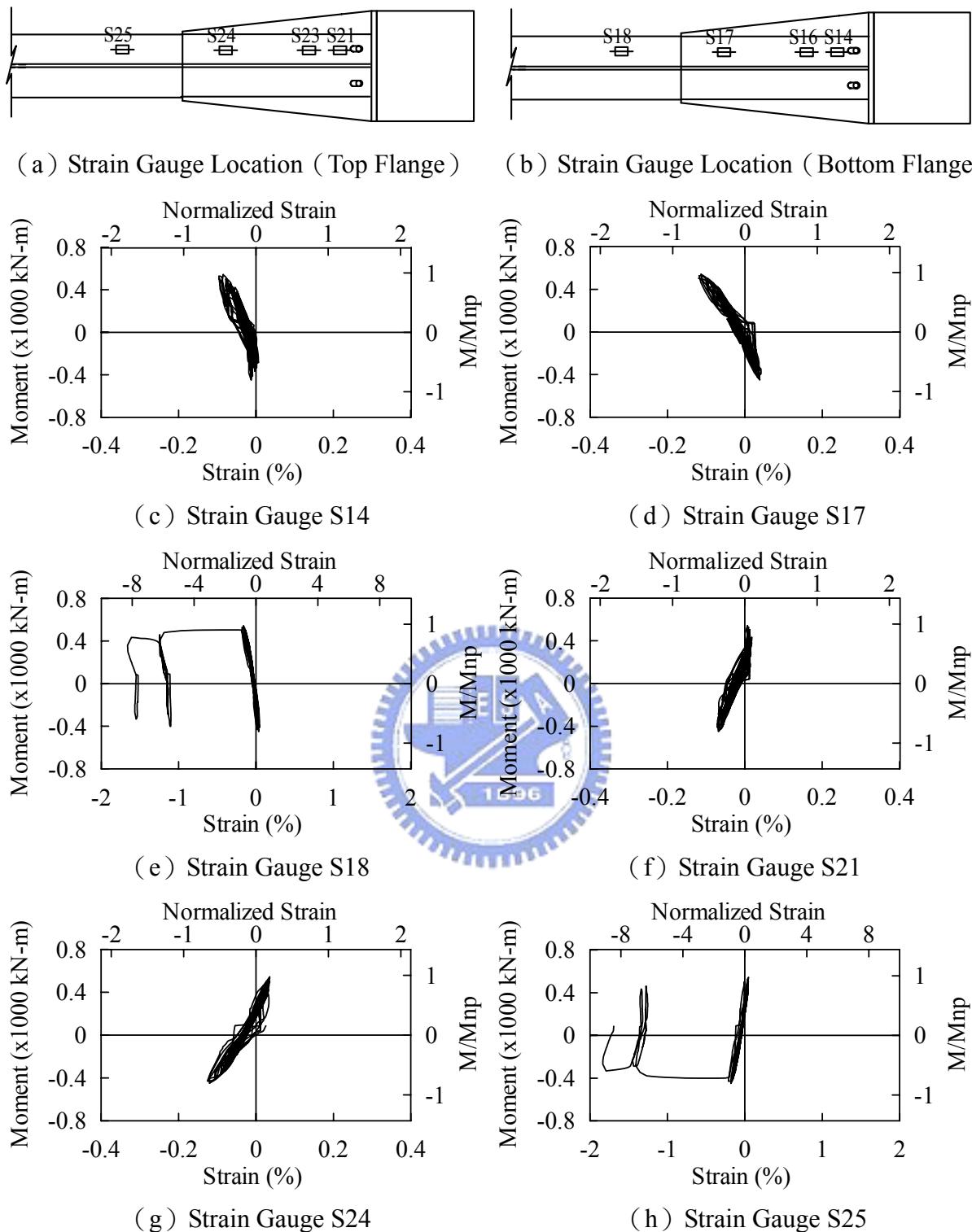
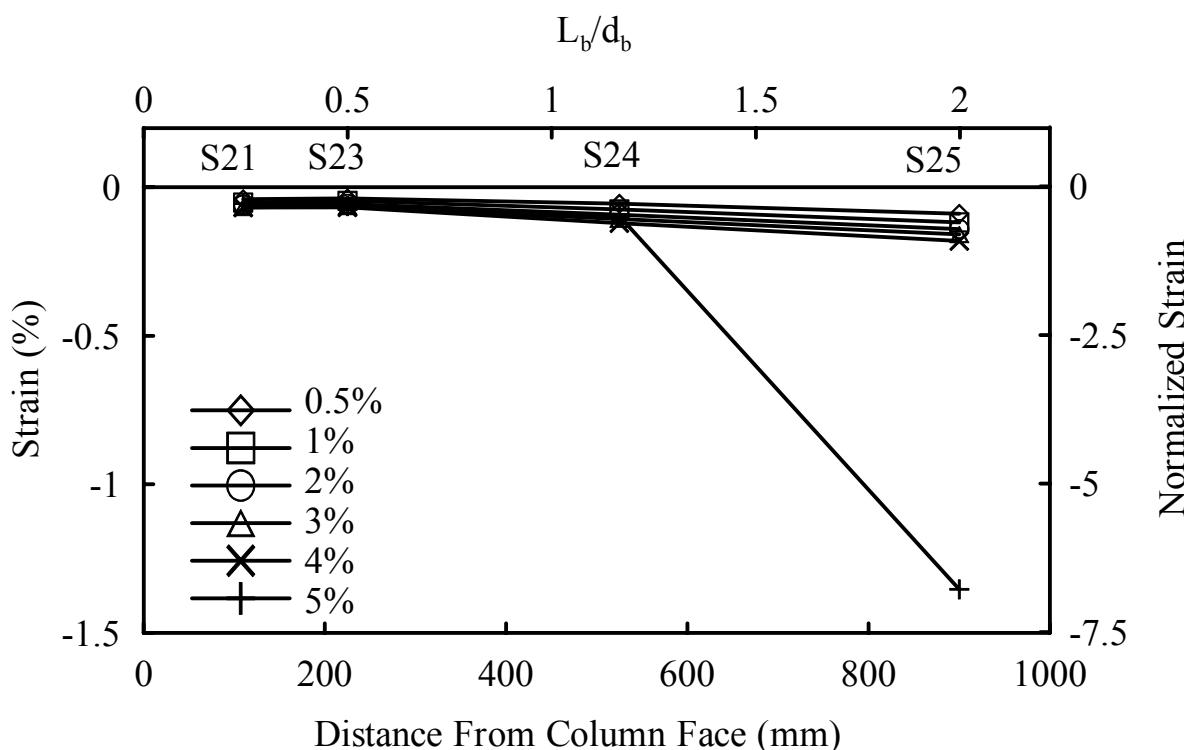
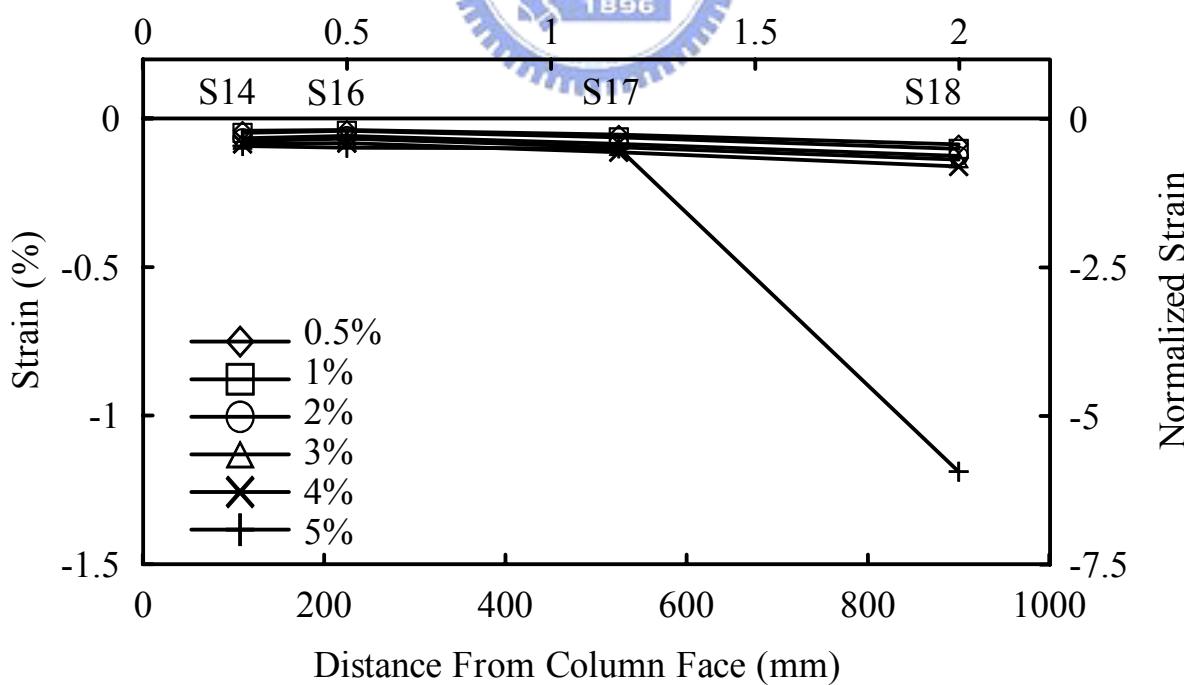
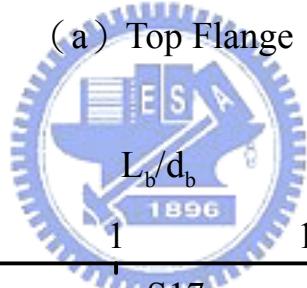


圖 3.11 試體 1 彎矩與梁翼板內側應變關係



(a) Top Flange



(b) Bottom Flange

圖 3.12 試體 1 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係

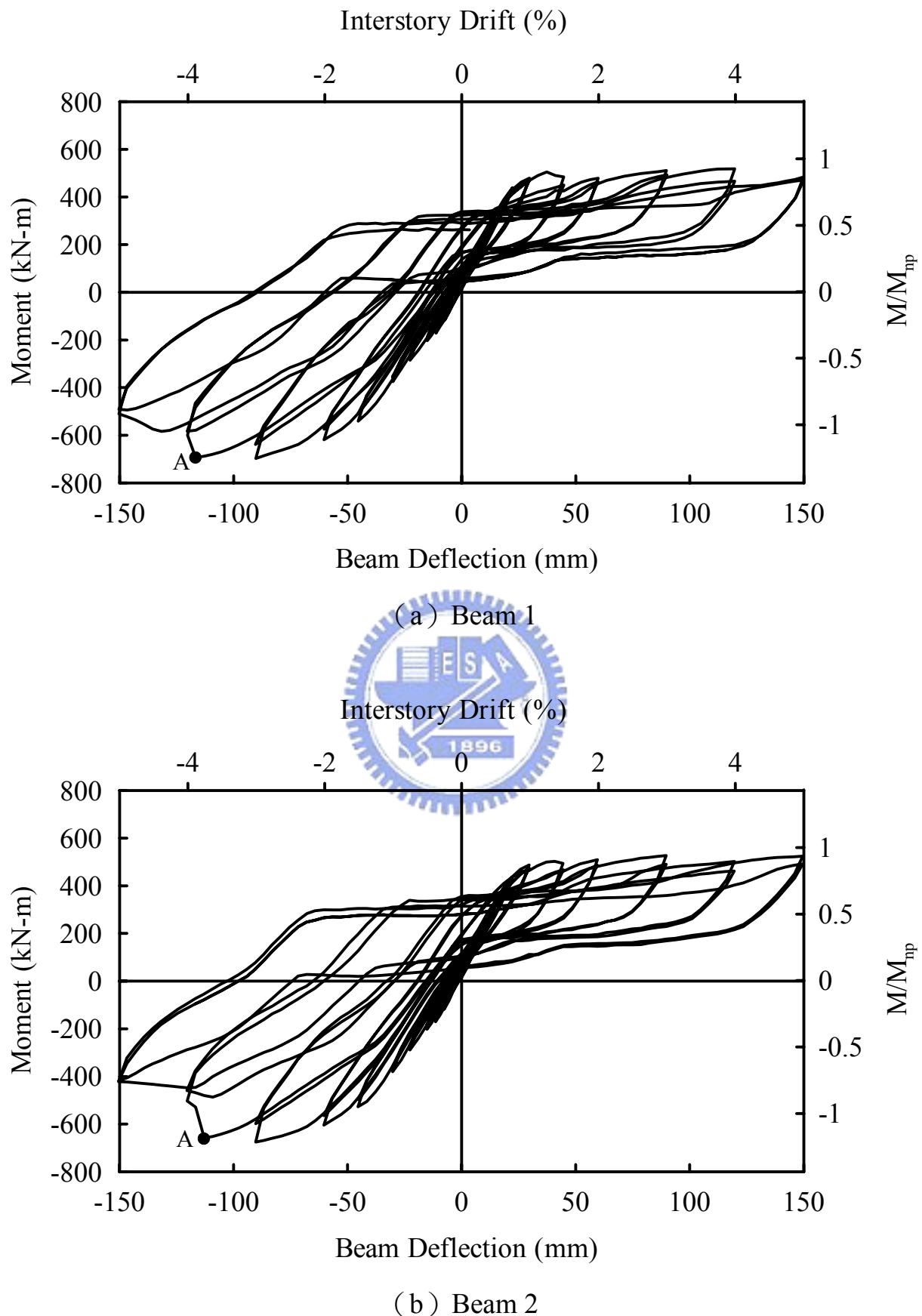


圖 3.13 試體 2 彎矩與梁端位移關係

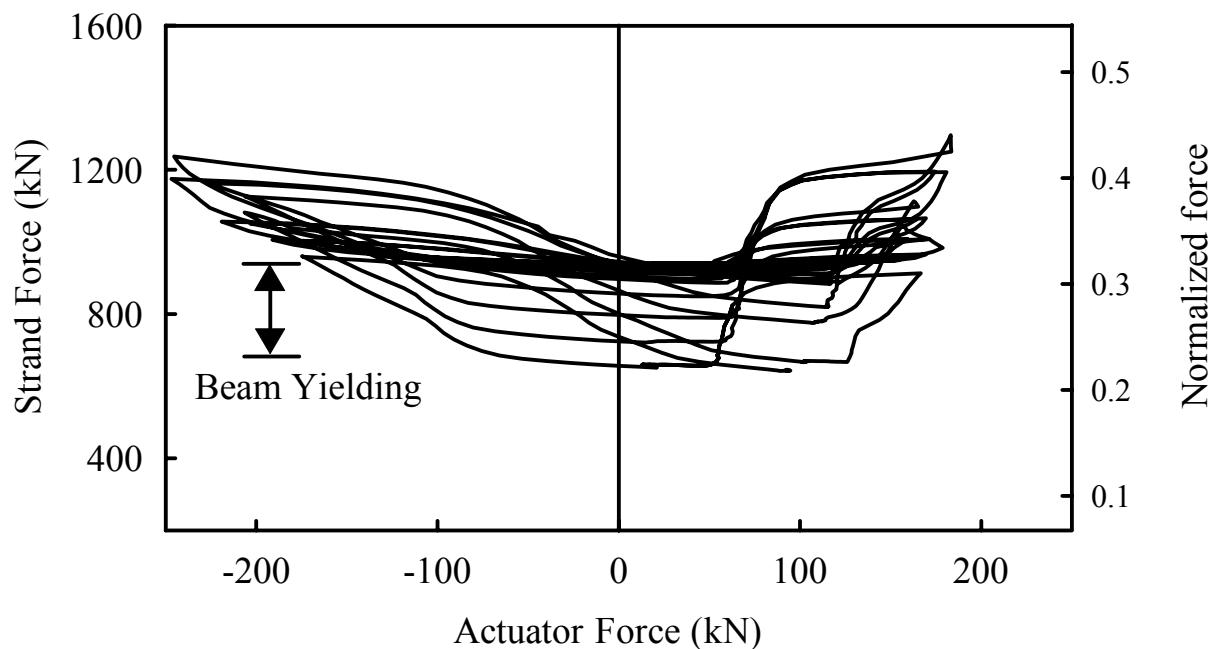


圖 3.14 試體 2 千斤頂側向力量與鋼腱力量關係

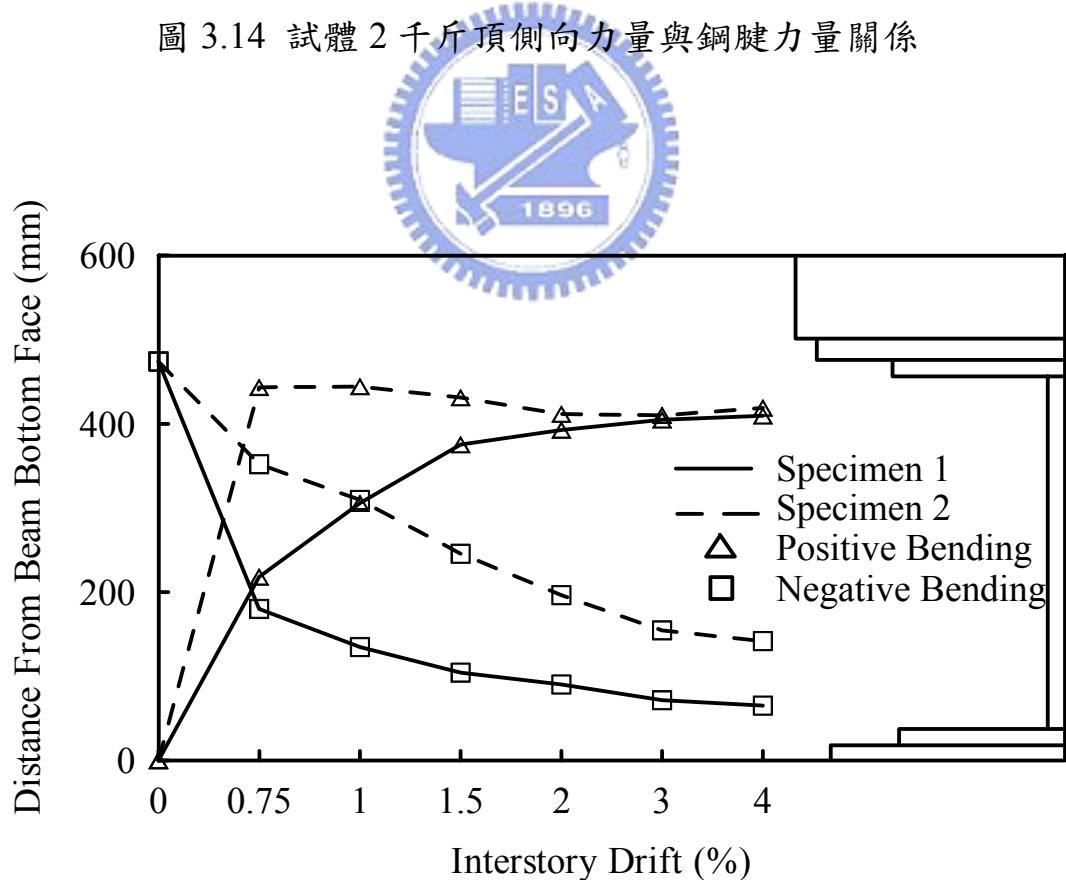


圖 3.15 試體 1 與試體 2 中性軸位置與層間側位移角關係

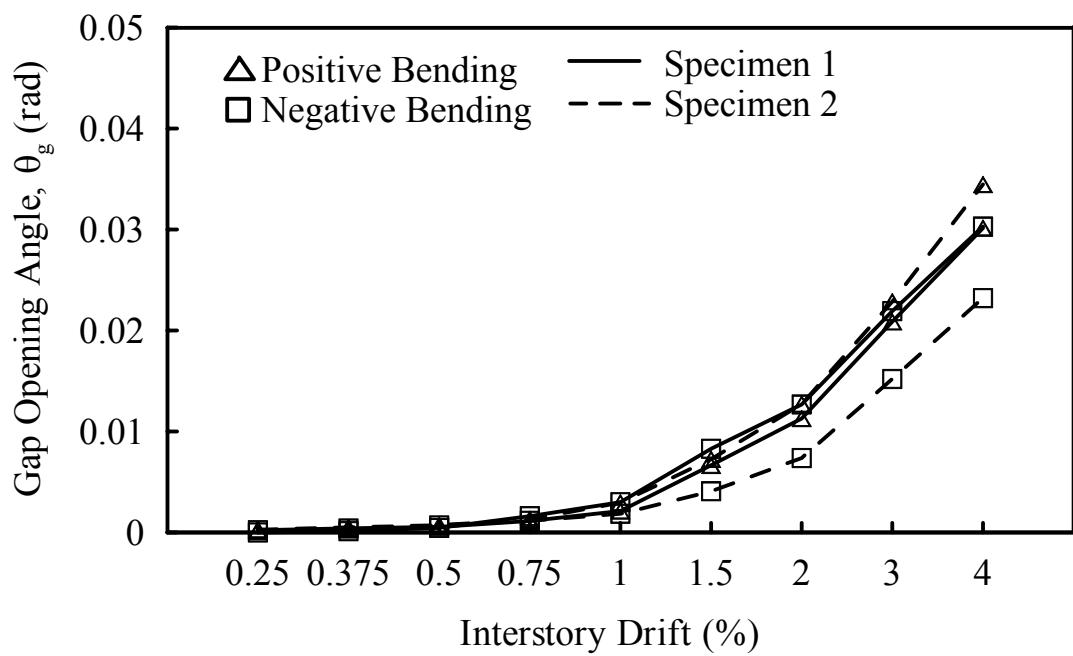


圖 3.16 試體 1 及試體 2 剛體旋轉角與層間位移角關係



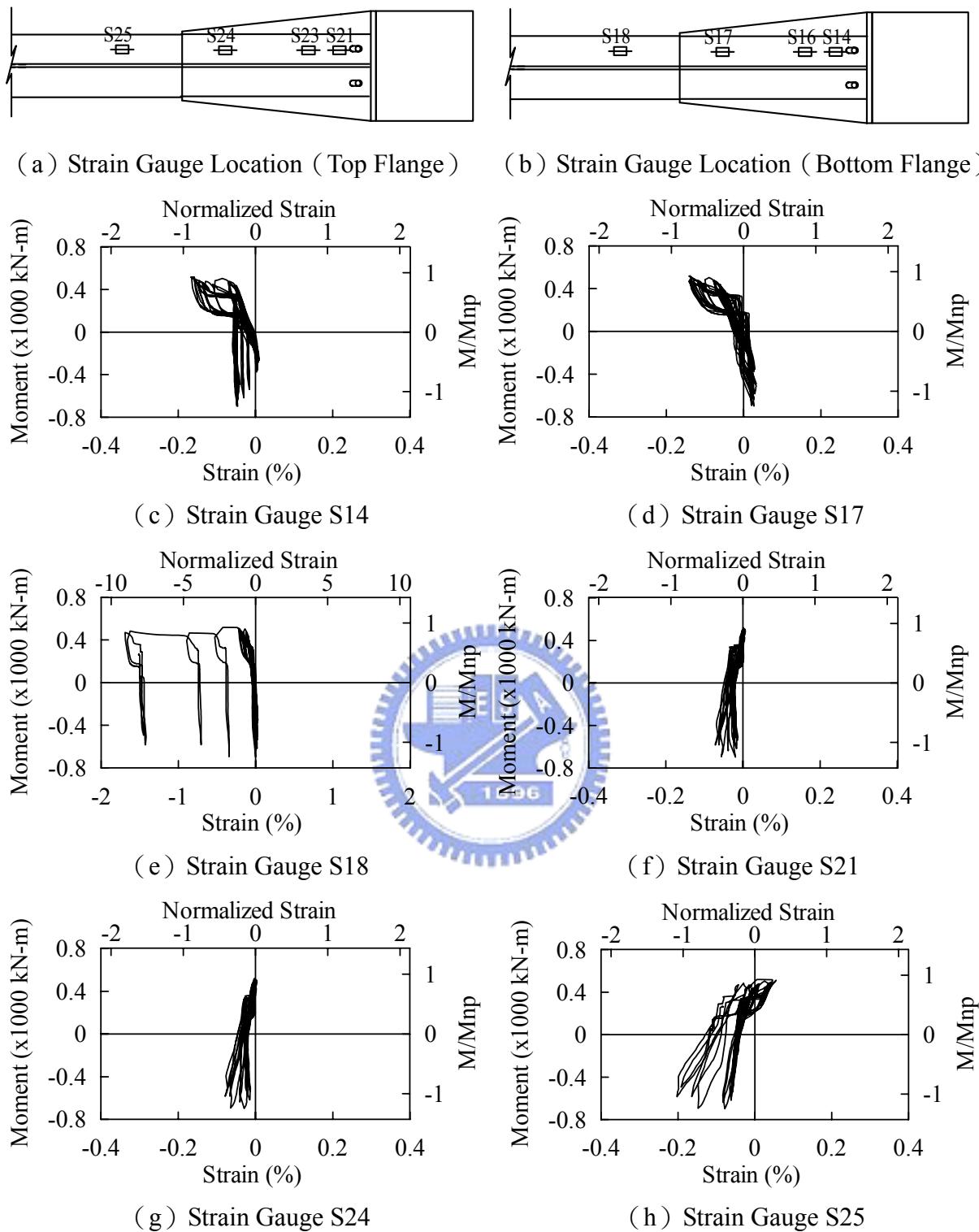
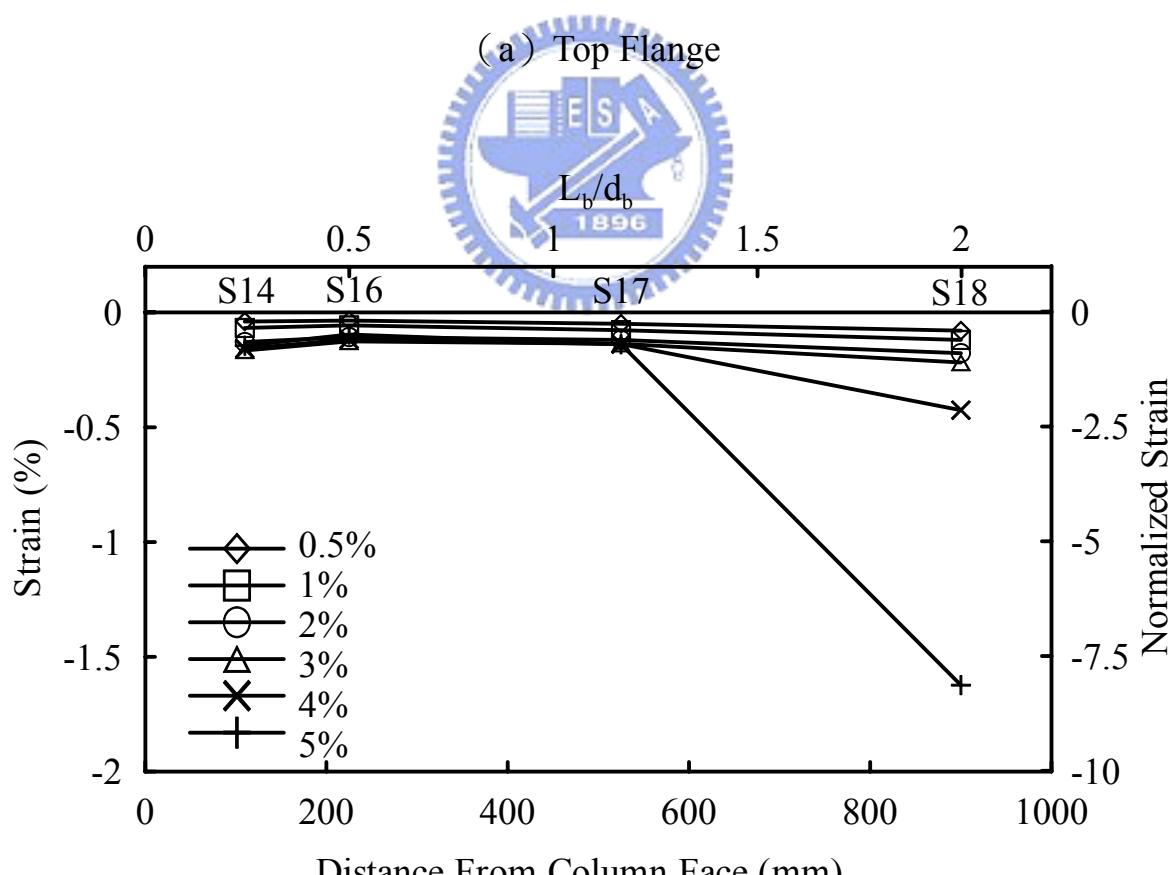
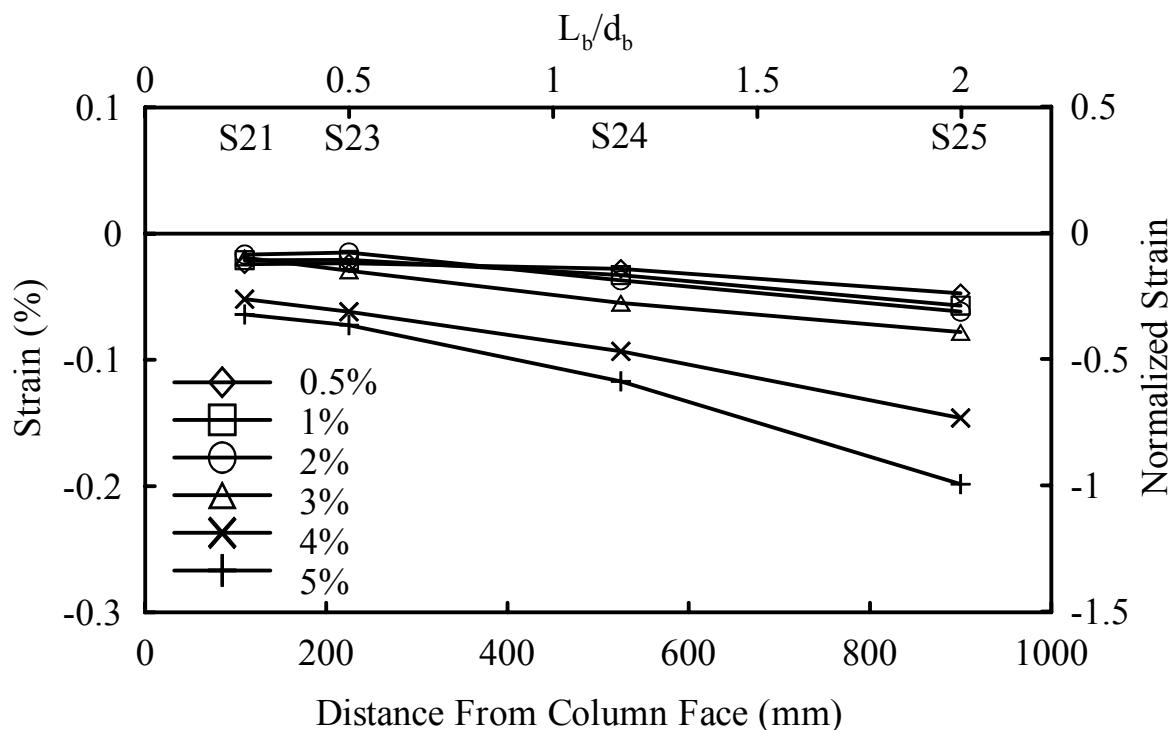
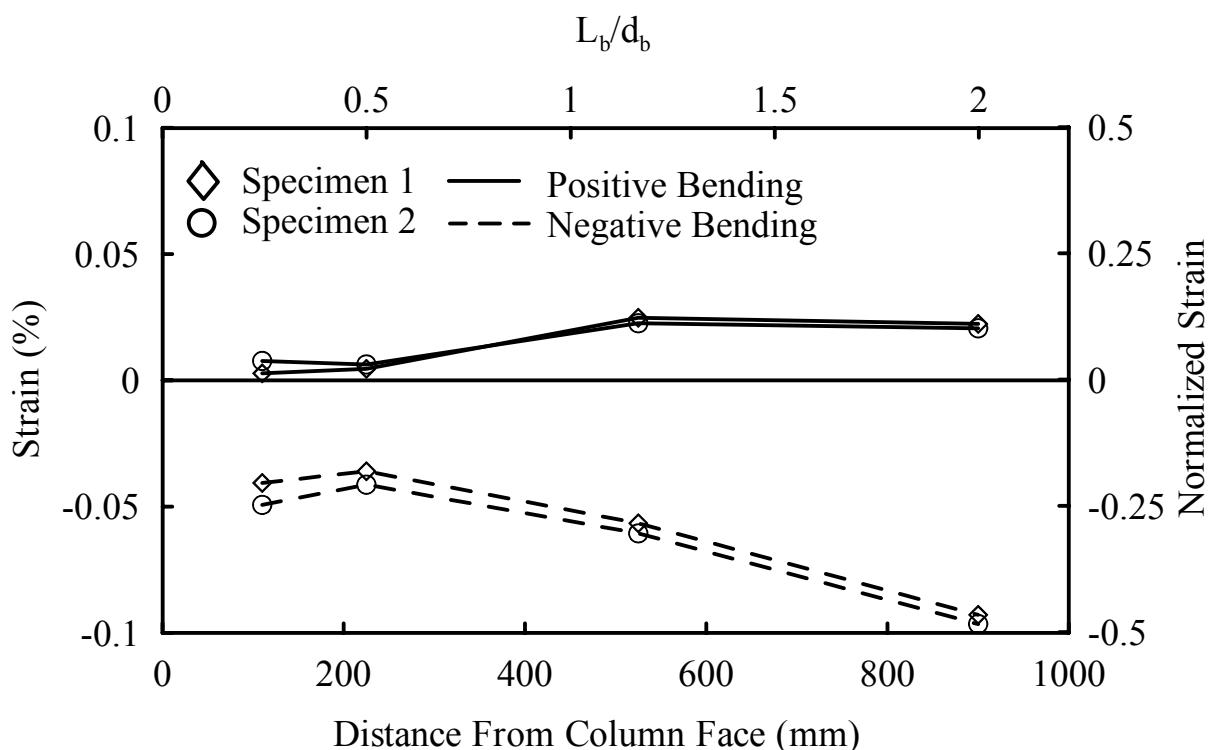


圖 3.17 試體 2 彎矩與梁翼板內側應變關係

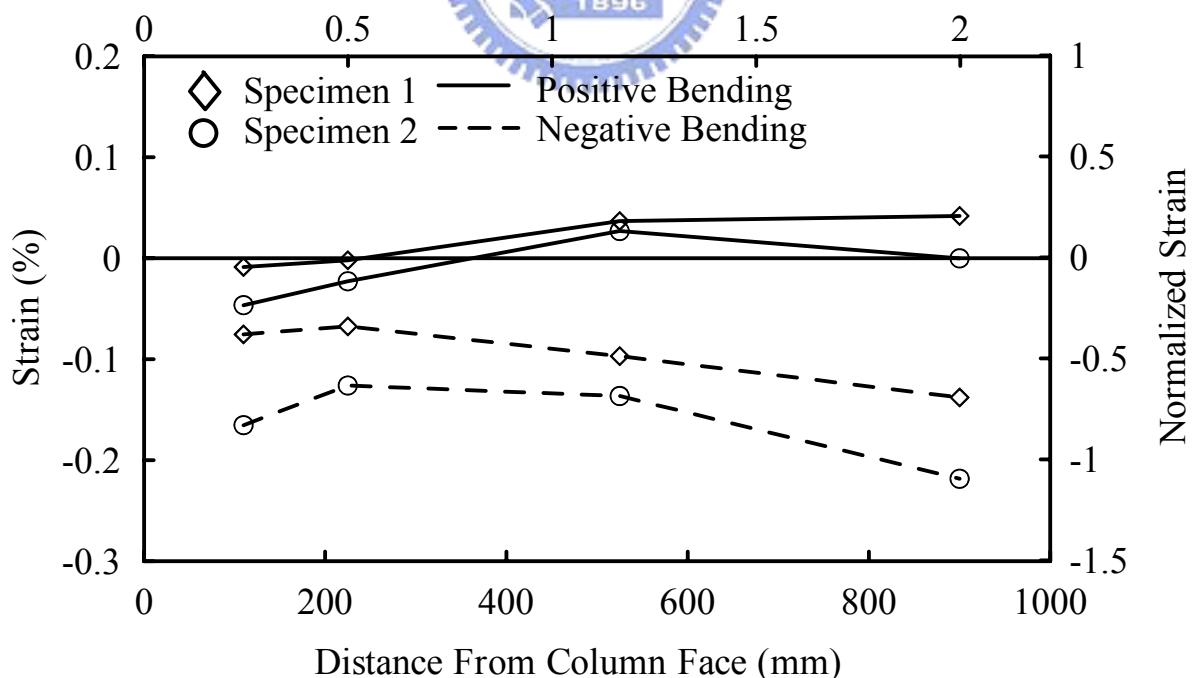


(a) Bottom Falnge

圖 3.18 試體 2 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係



(a) $\theta=0.0075$ rad



(b) $\theta=0.03$ rad

圖 3.19 試體 1 與試體 2 梁下翼板內側應變沿梁身分佈關係

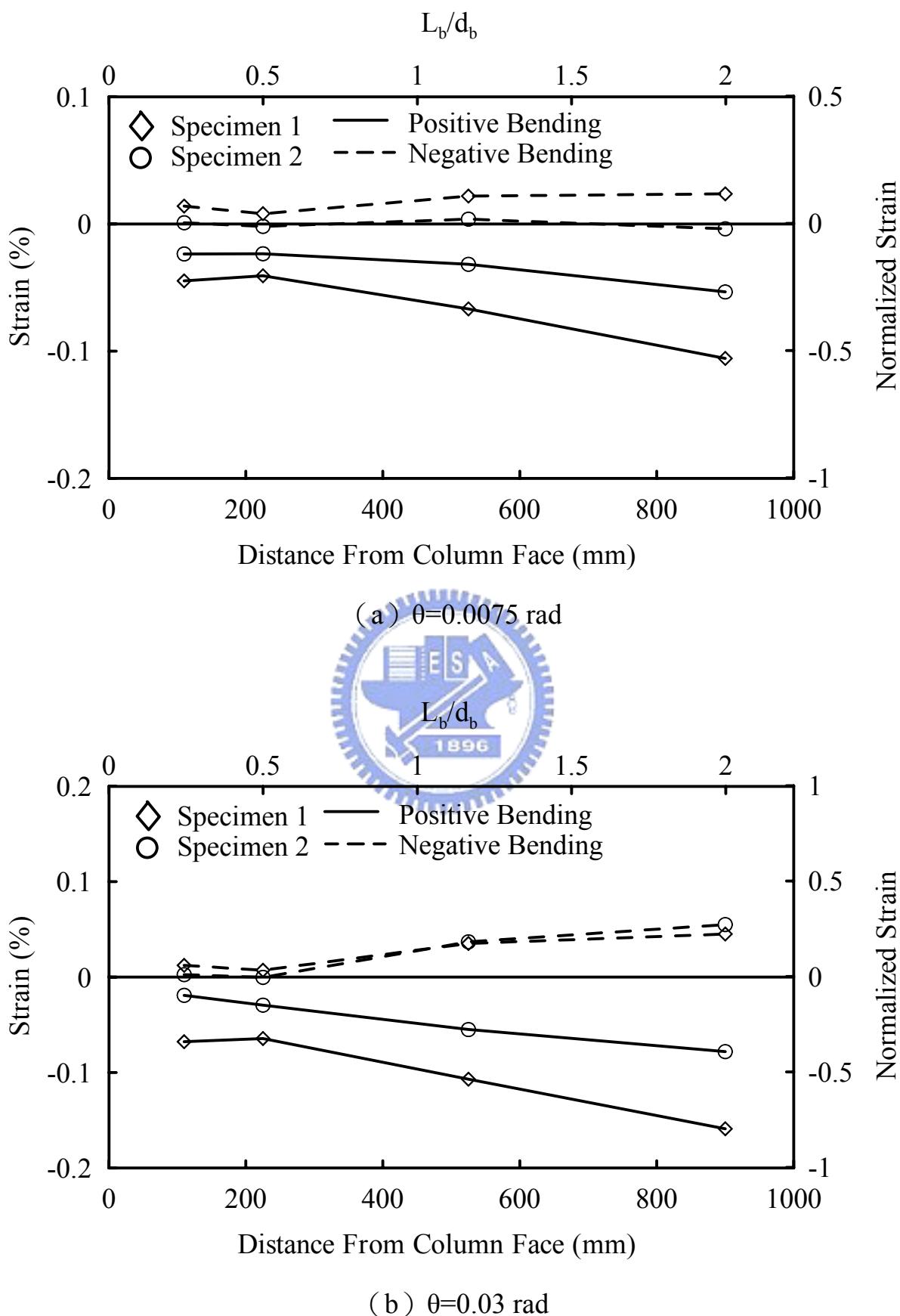
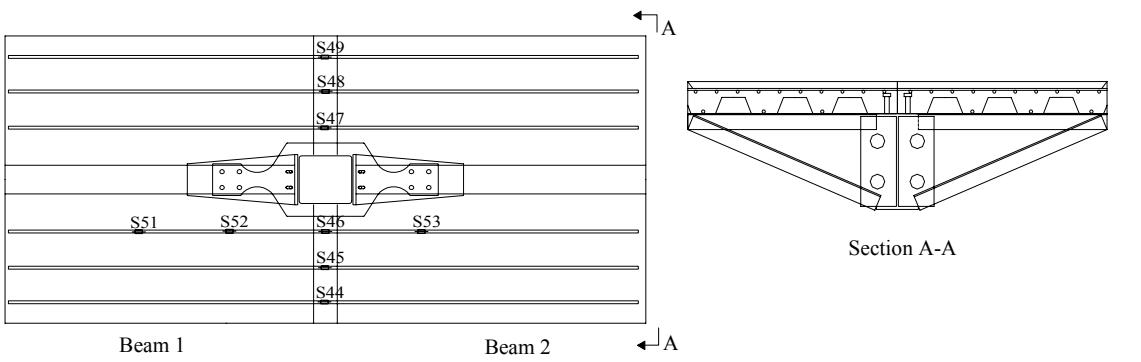


圖 3.20 試體 1 與試體 2 梁上翼板內側應變沿梁身分佈



(a) Strain Gauge Location

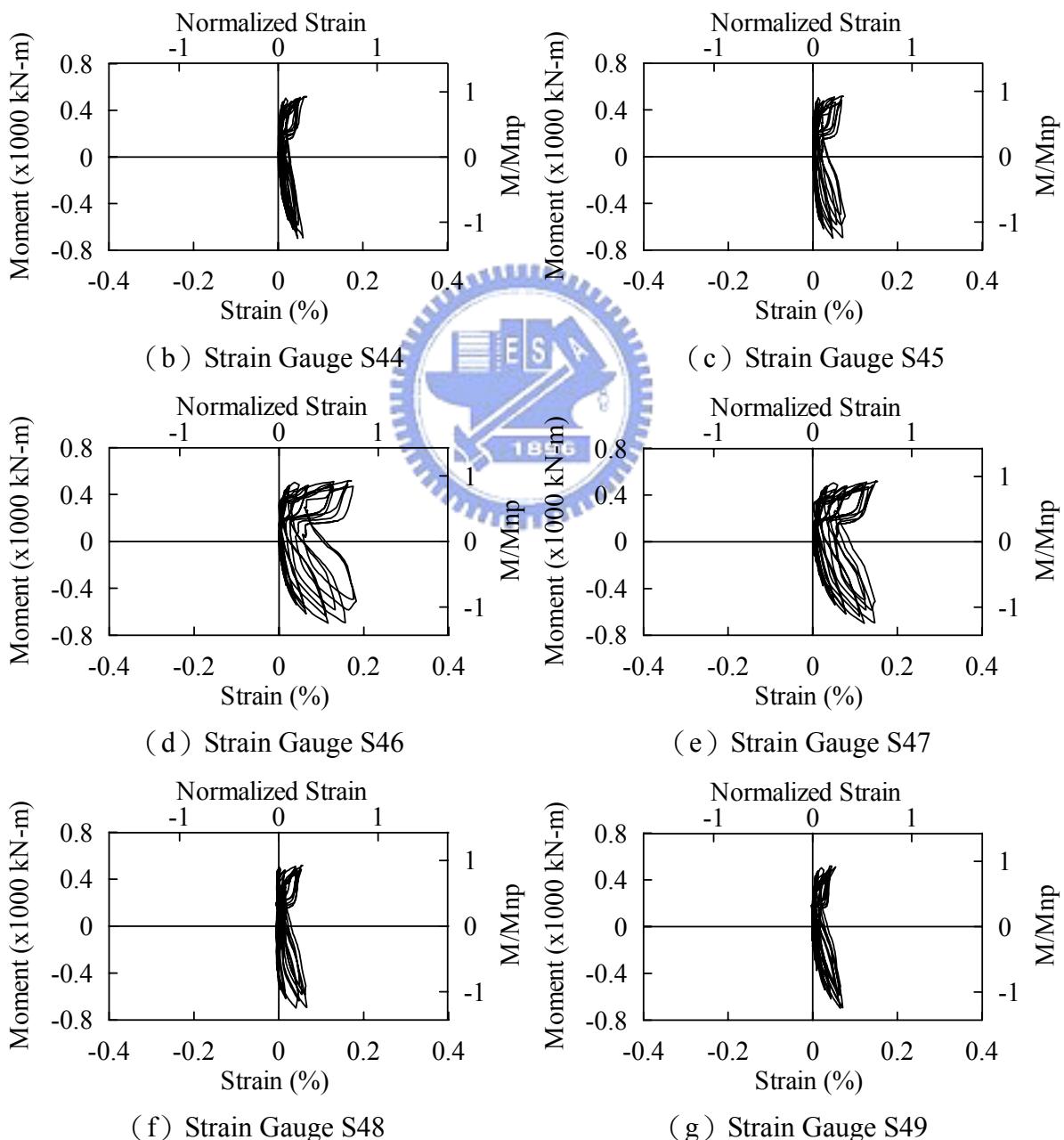
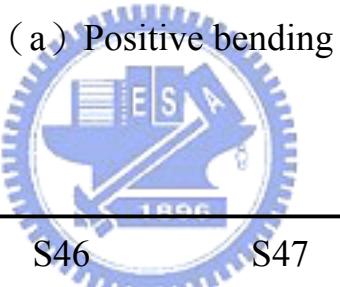
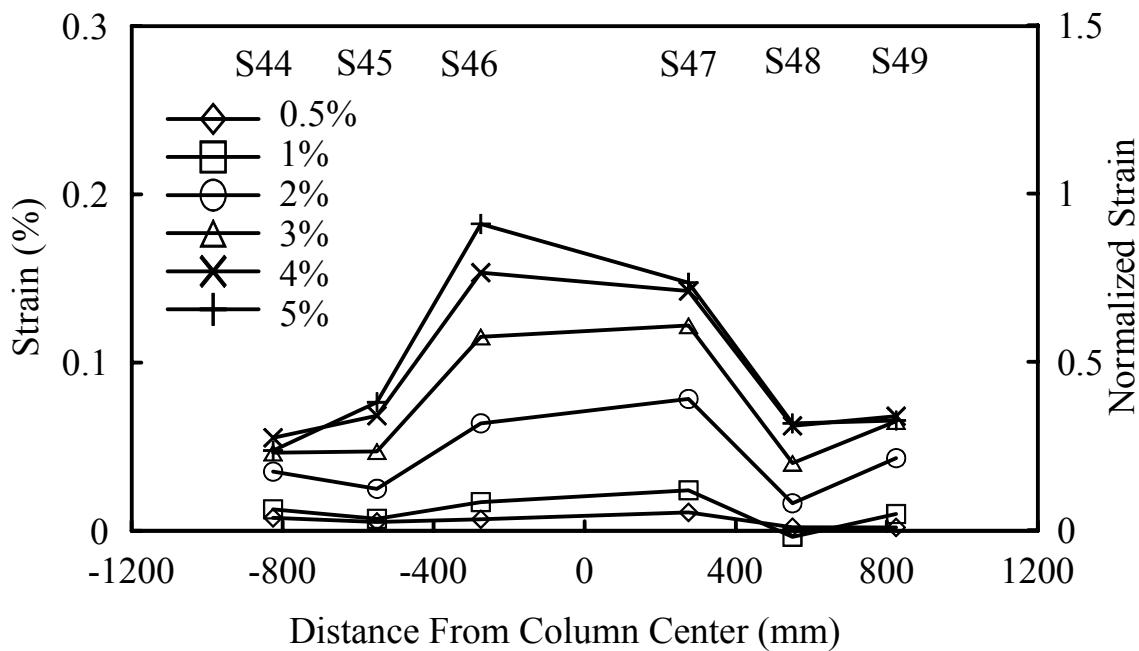
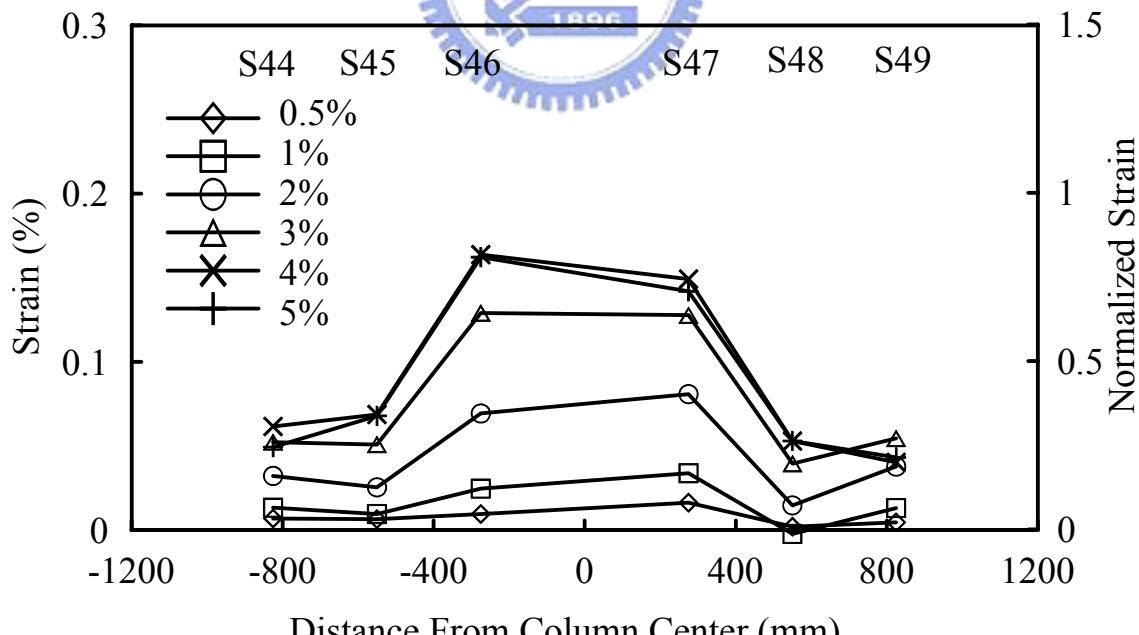


圖 3.21 試體 2 彎矩與樓版內鋼筋應變關係

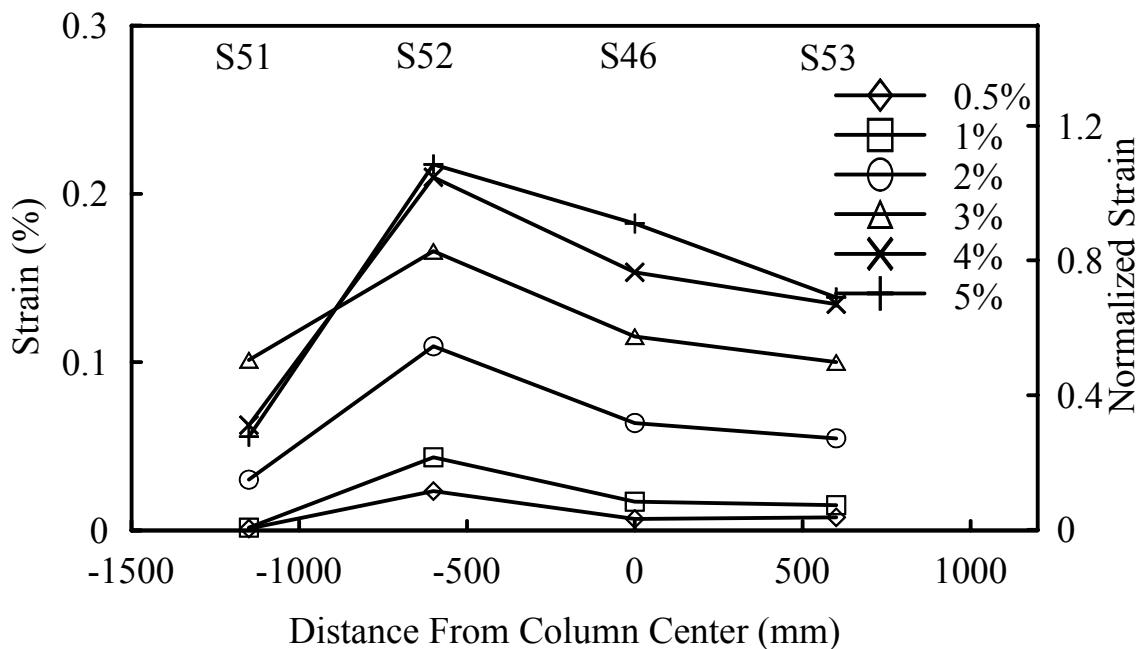


(a) Positive bending

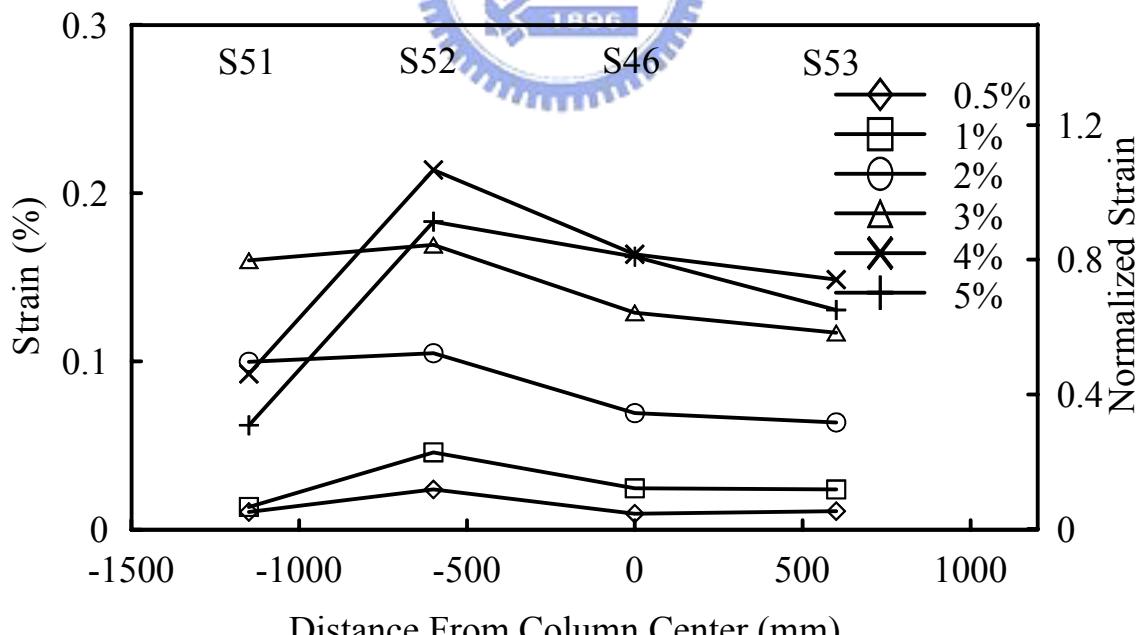
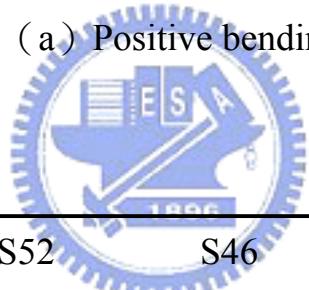


(b) Negative bending

圖 3.22 試體 2 樓版內鋼筋應變沿小梁軸向分佈關係



(a) Positive bending



(b) Negative bending

圖 3.23 試體 2 樓版內鋼筋應變計沿鋼梁軸向分佈關係

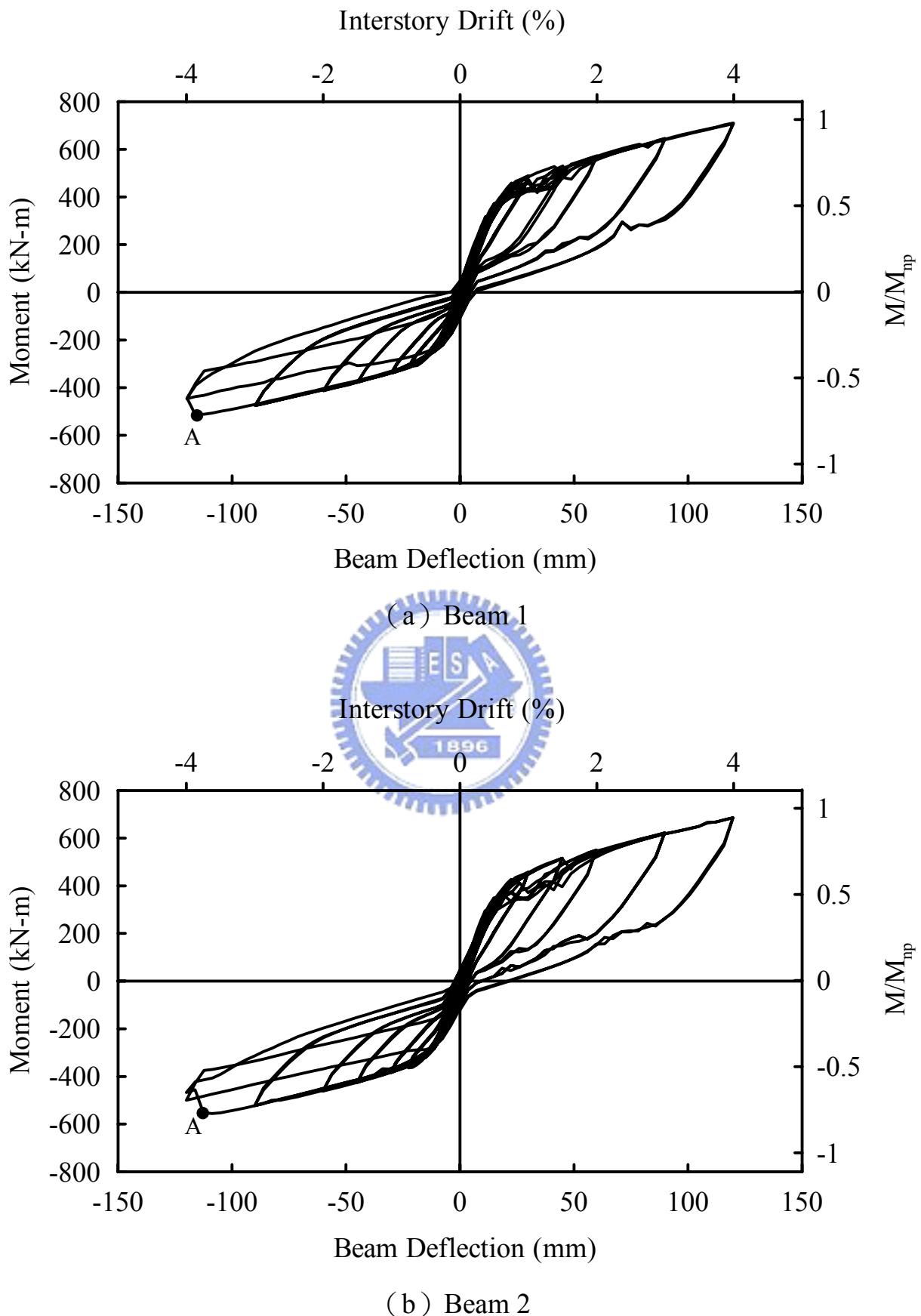


圖 3.24 試體 3 彎矩與梁端位移關係

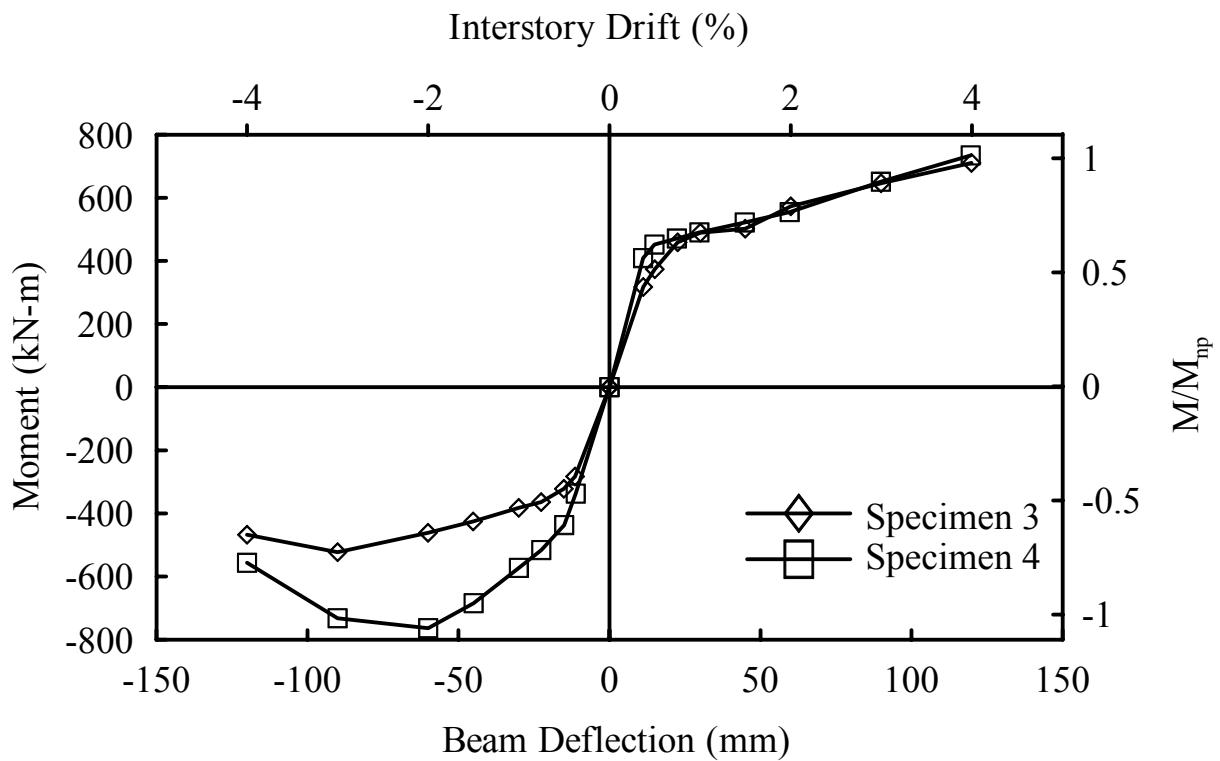


圖 3.25 試體 3 與試體 4 彎矩與梁端位移之包絡線

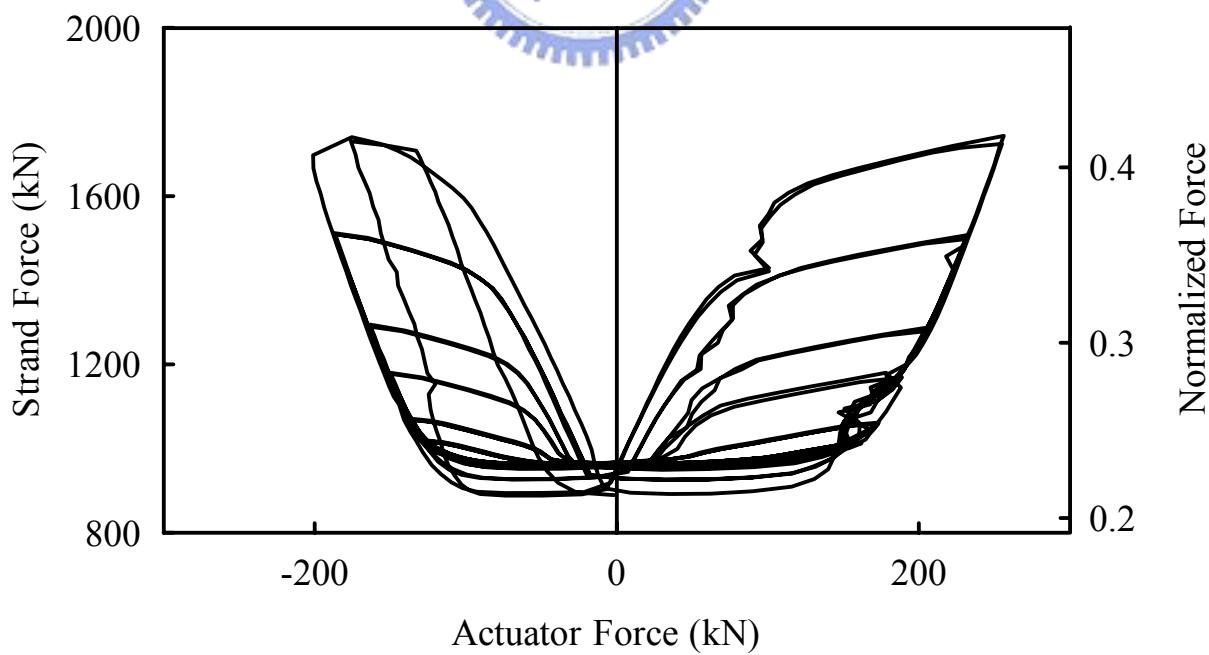


圖 3.26 試體 3 千斤頂力量與鋼腱預力關係

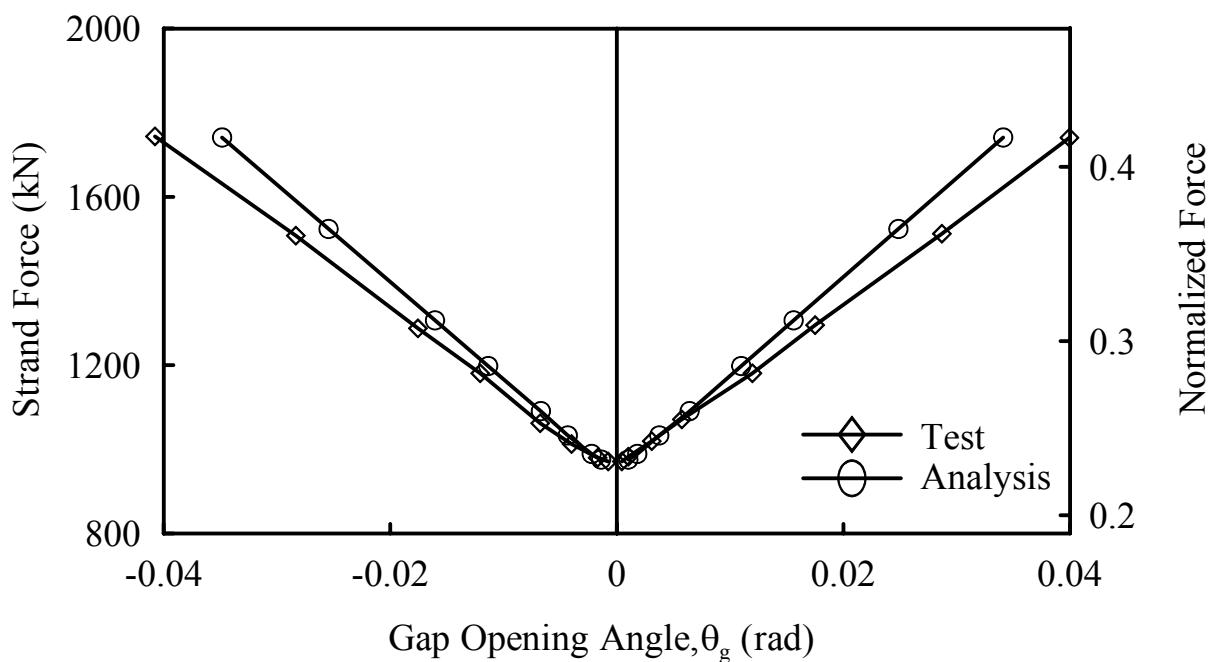


圖 3.27 試體 3 層間側位移角與鋼腱力量關係

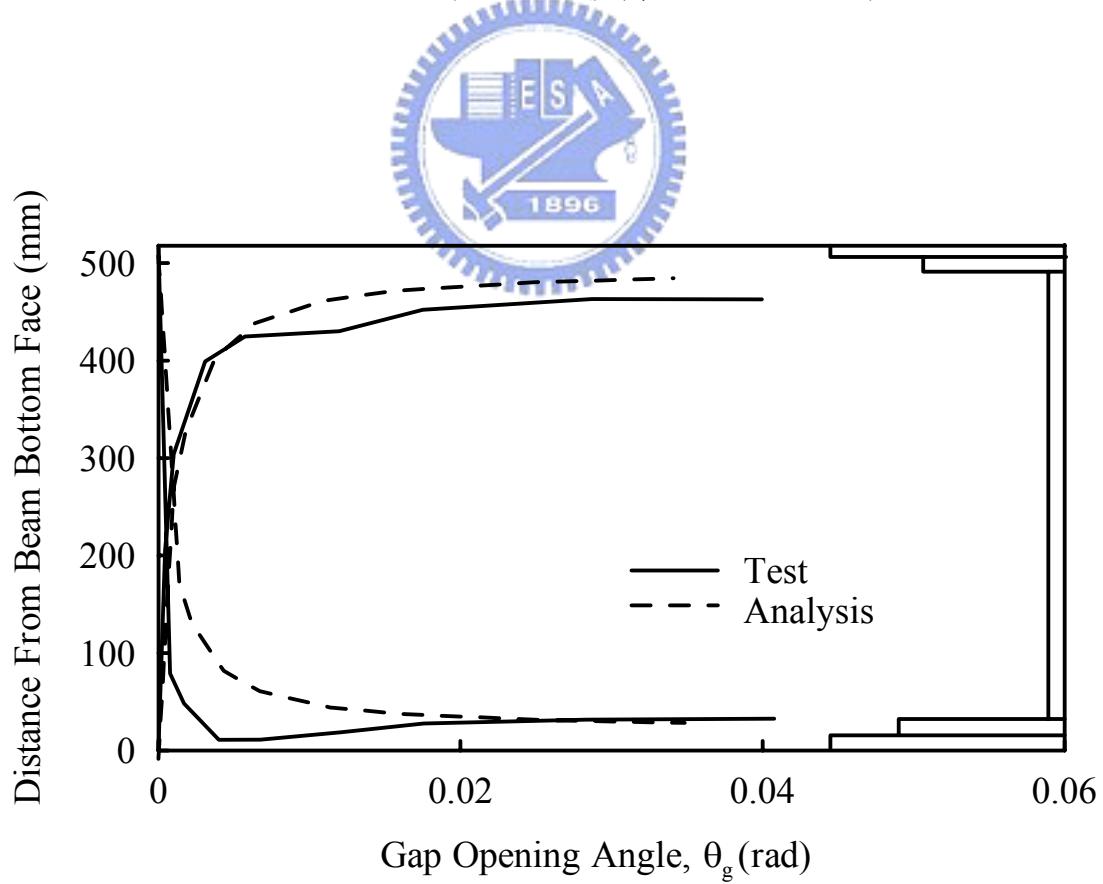


圖 3.28 試體 3 層間位移角與中性軸位置關係

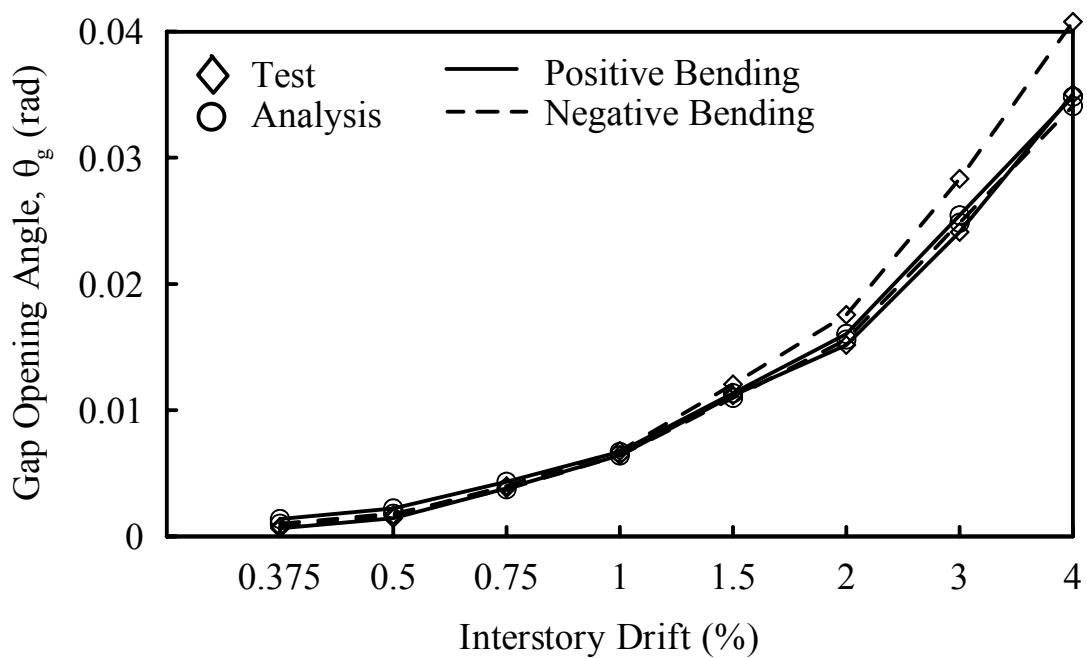
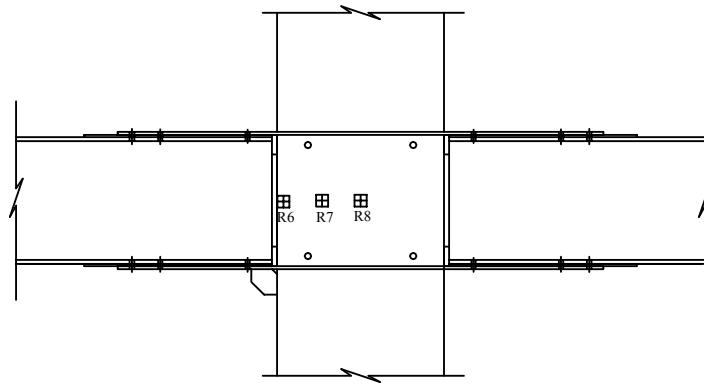


圖 3.29 試體 3 剛體旋轉角與層間側位移角關係





(a) Rosette Location

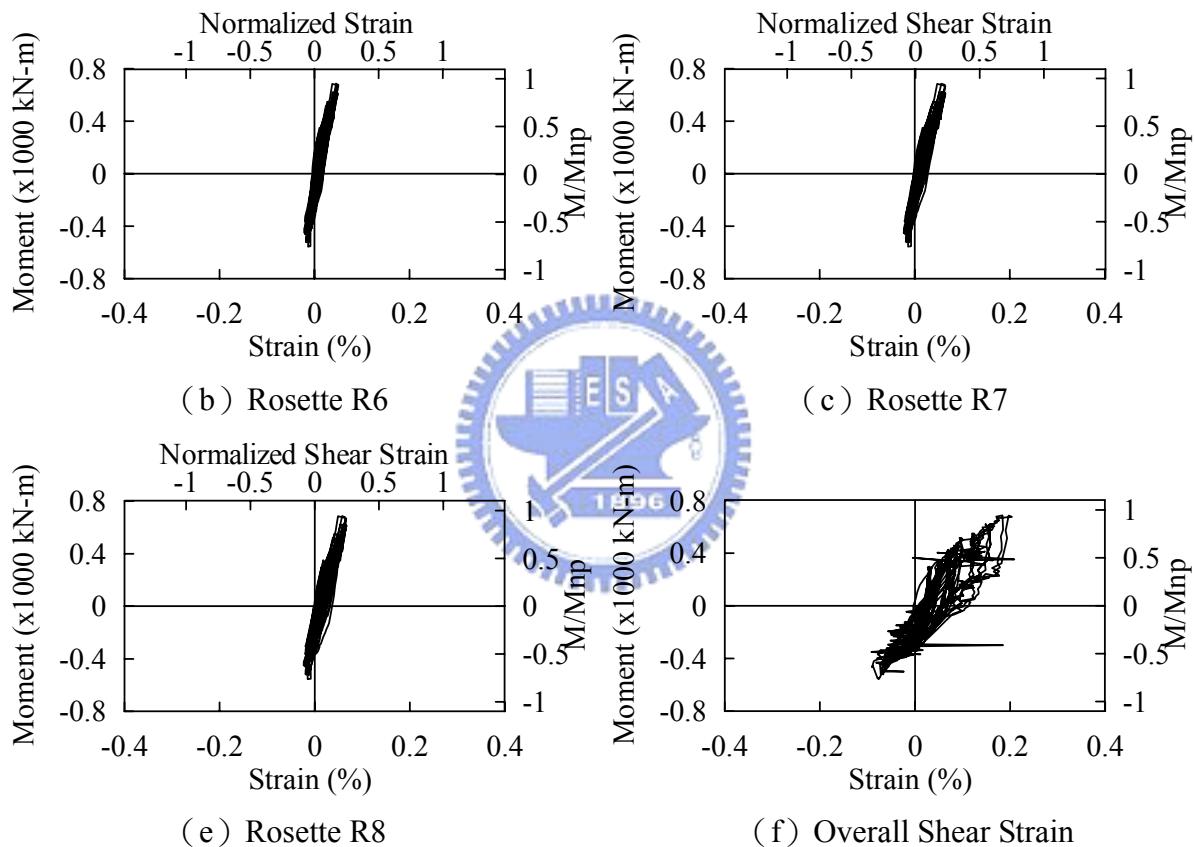


圖 3.30 試體 3 梁端彎矩與接合區包覆鋼板應變計之剪應變

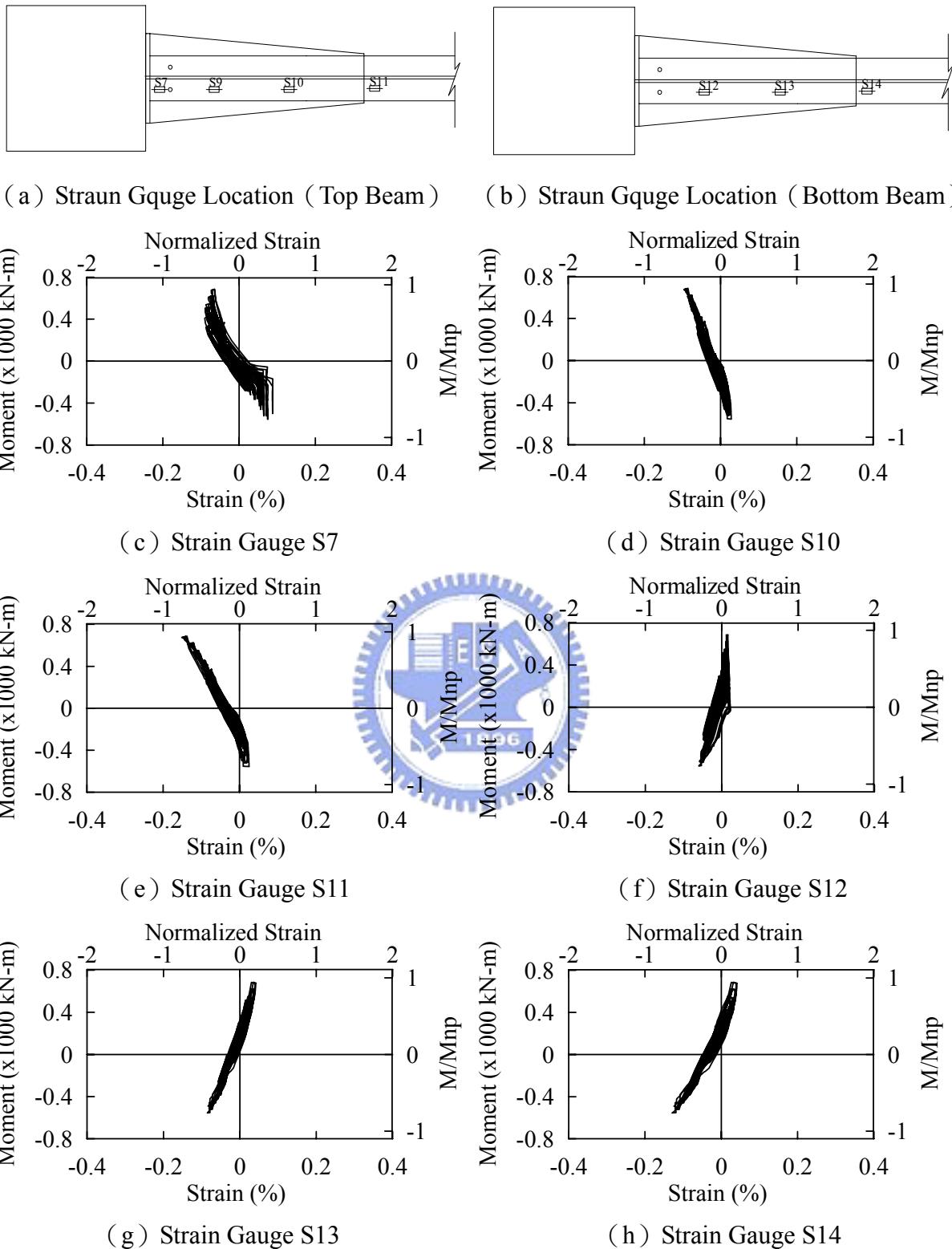
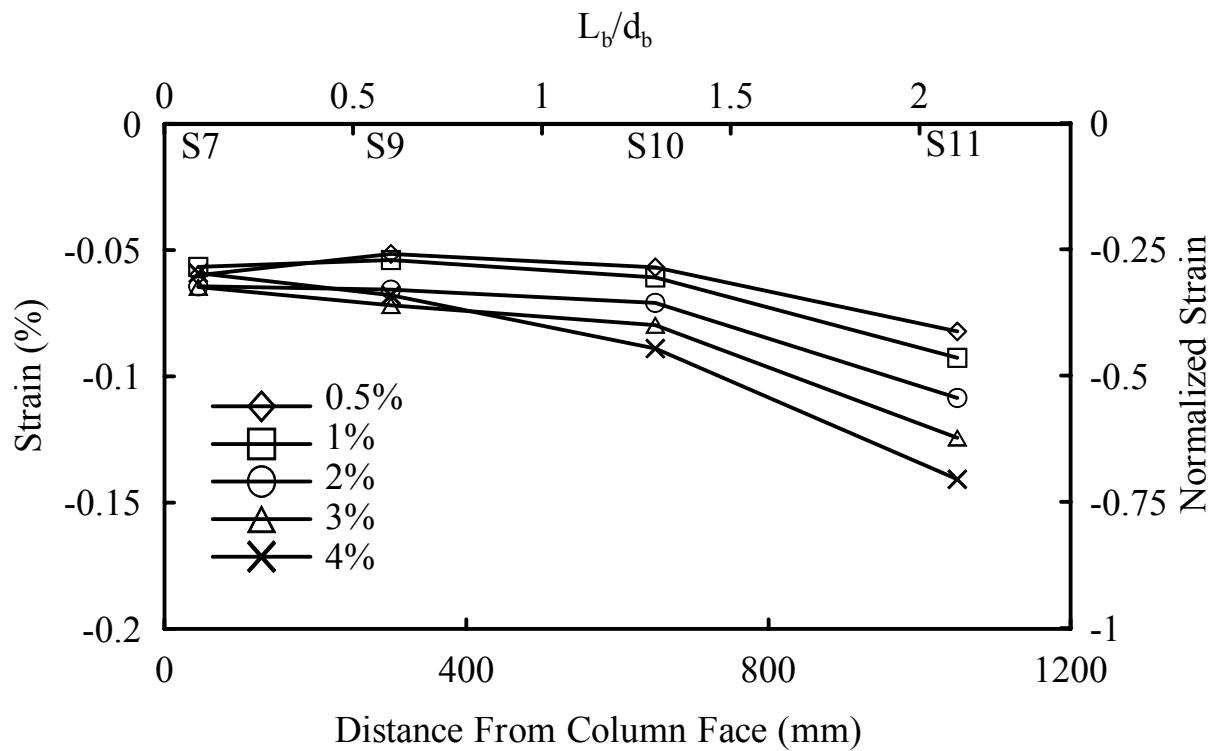
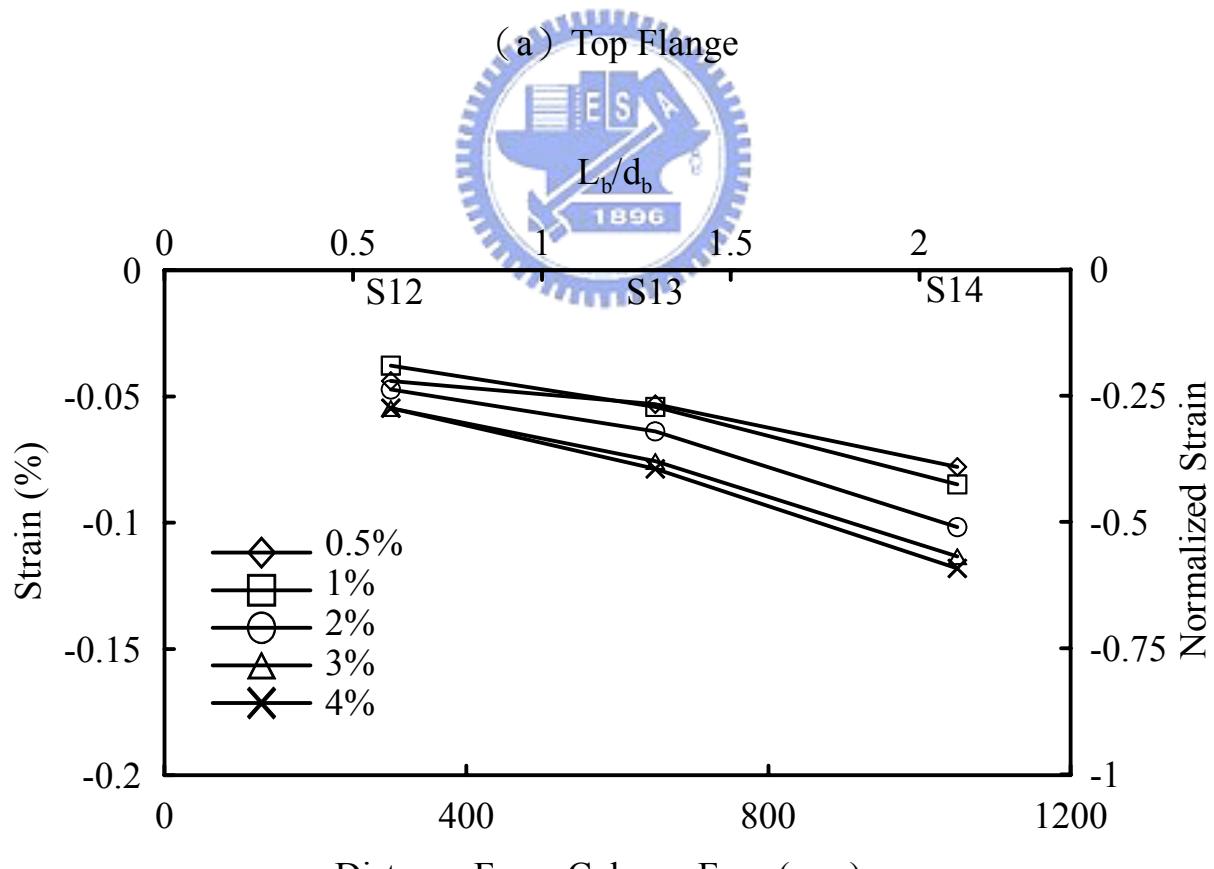


圖 3.31 試體 3 梁端彎矩與梁翼板內側應變關係



(a) Top Flange



(b) Bottom Flange

圖 3.32 試體 3 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係

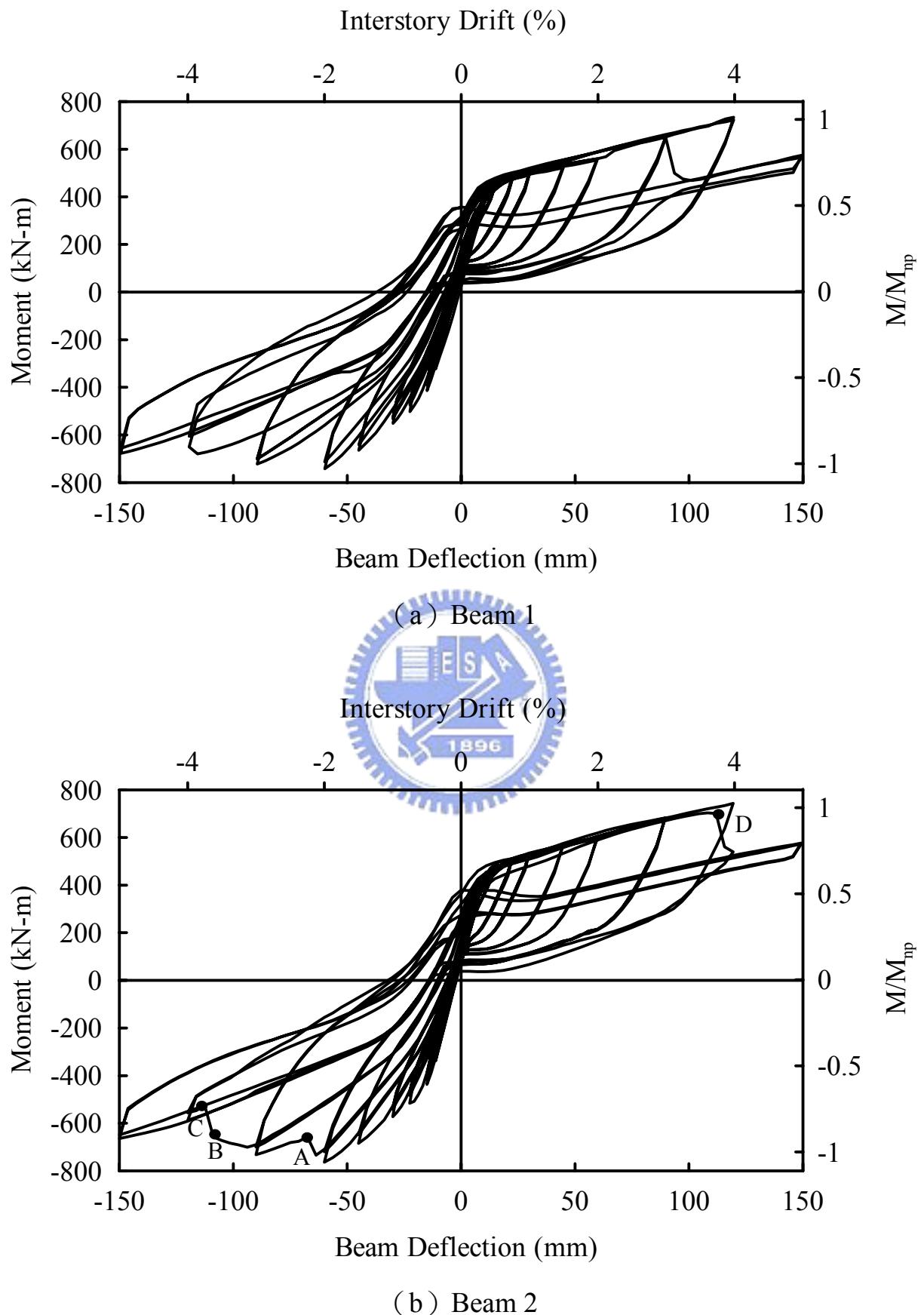


圖 3.33 試體 4 彎矩與梁端位移關係

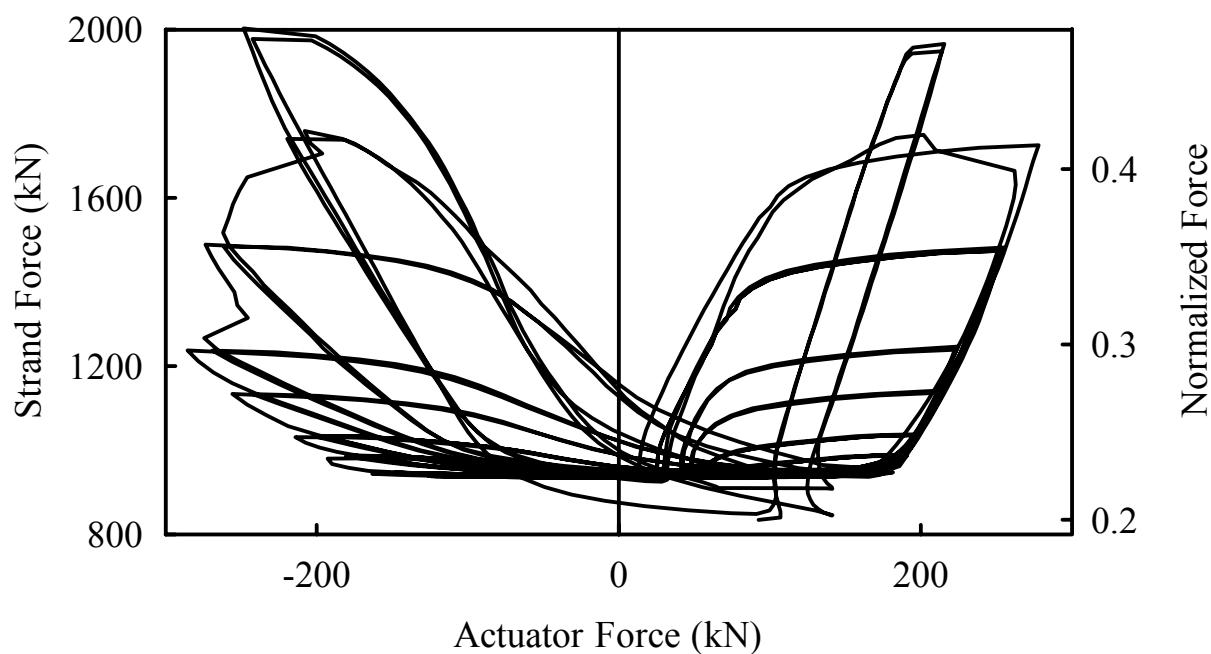


圖 3.34 試體 4 千斤頂力量與鋼腱預力關係

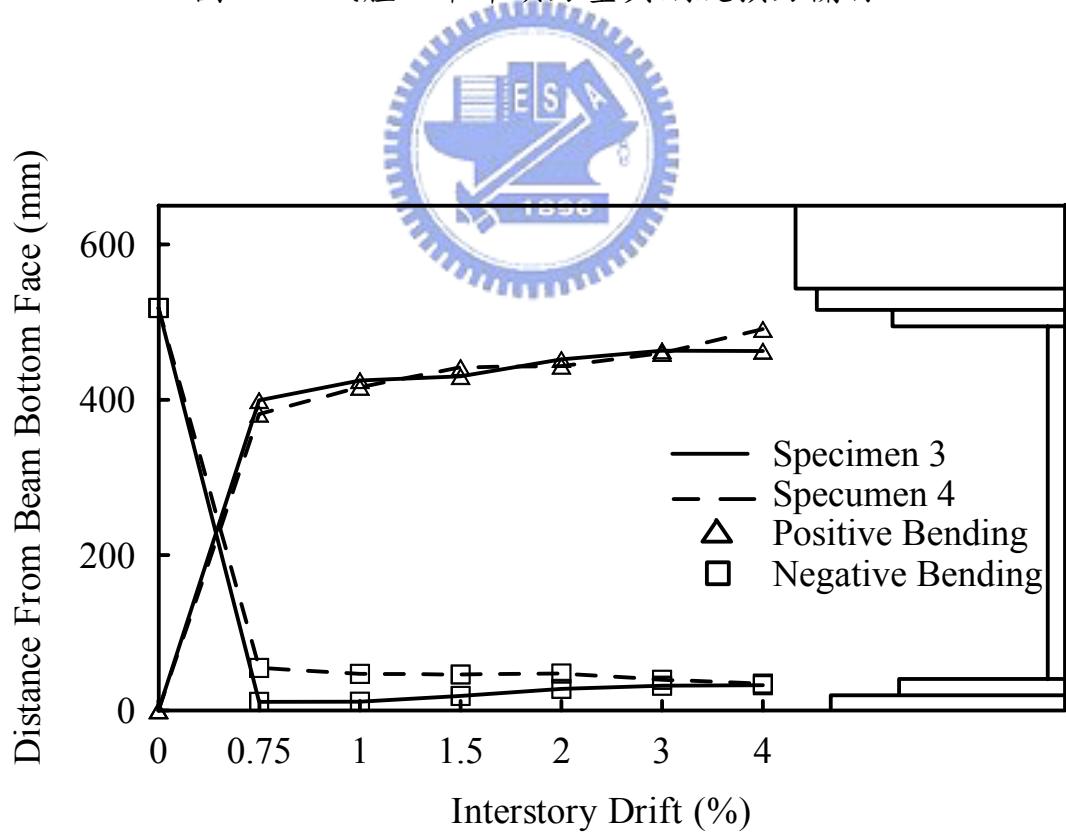


圖 3.35 試體 3 及試體 4 中性軸位置與層間側位移角關係

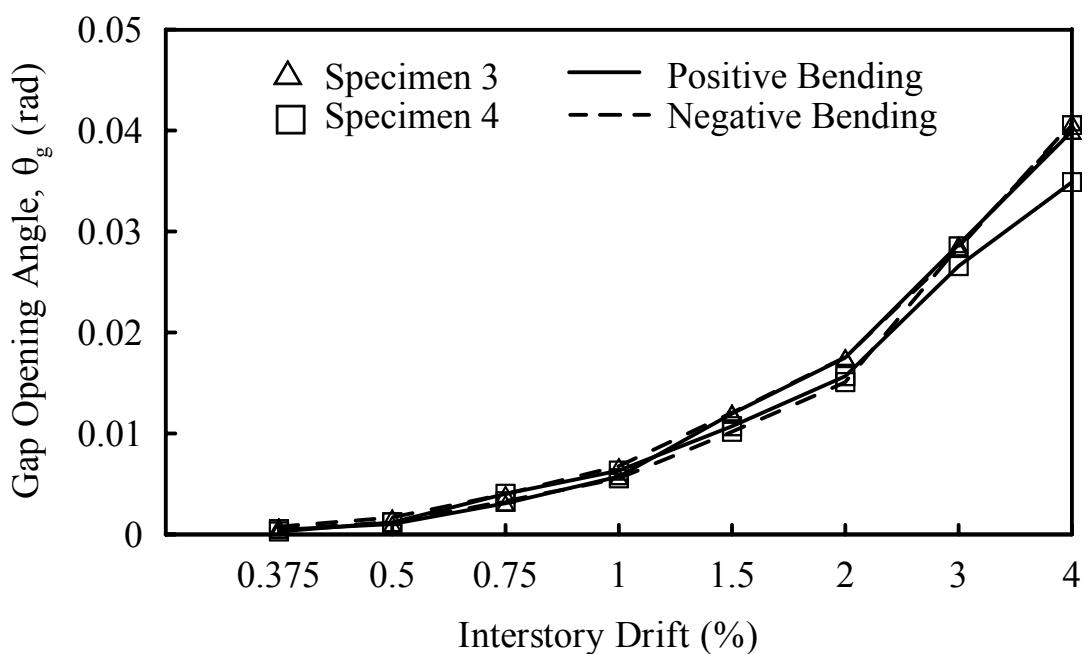


圖 3.36 試體 3 及試體 4 剛體旋轉角與層間側位移角關係



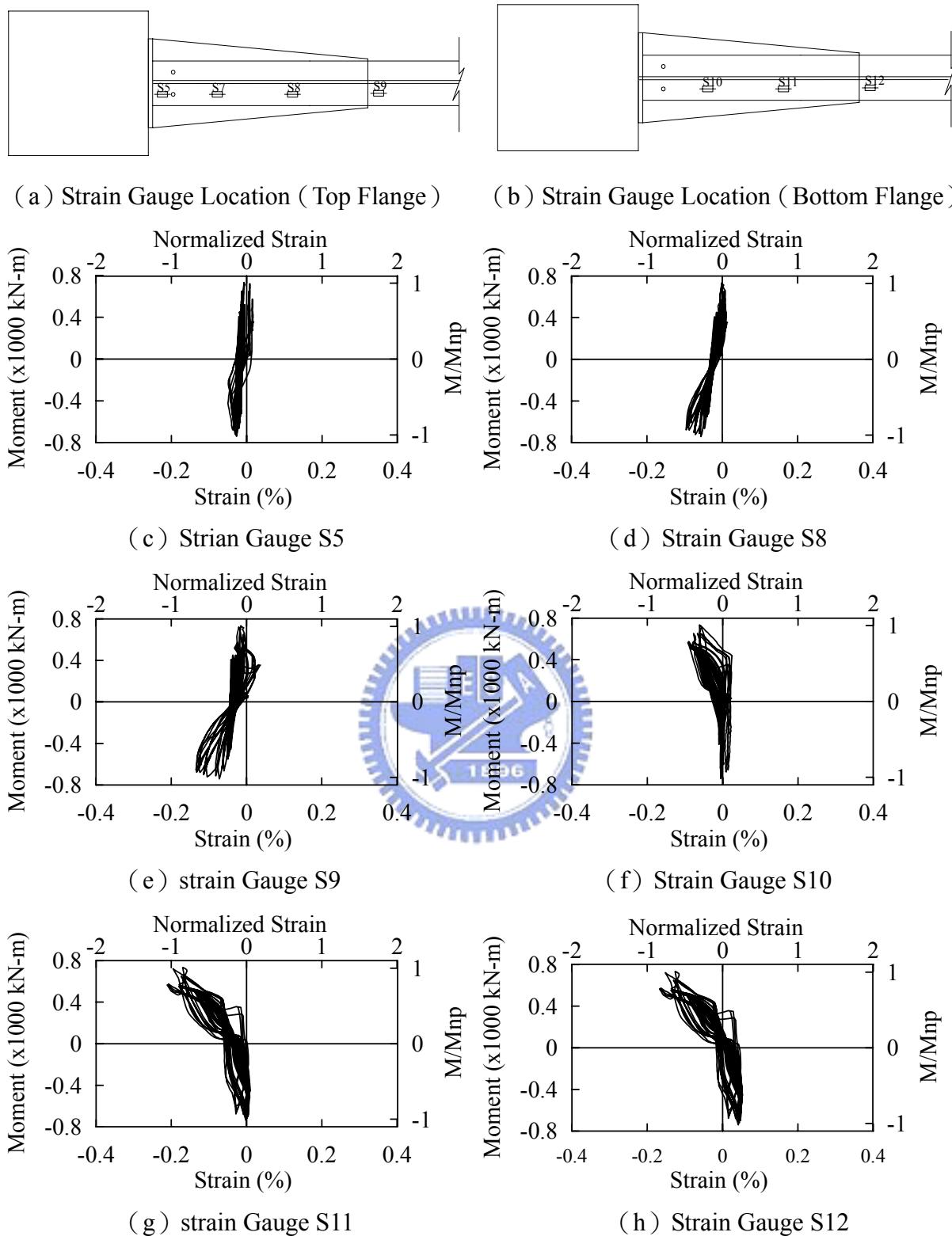
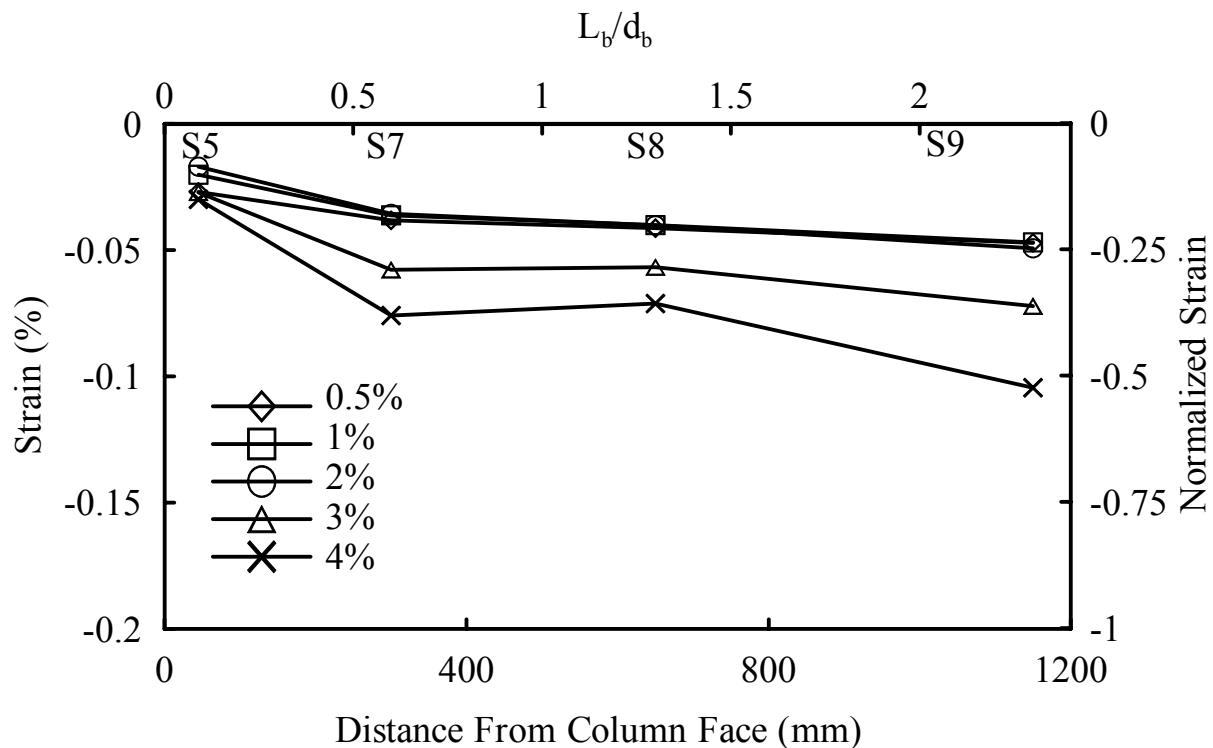
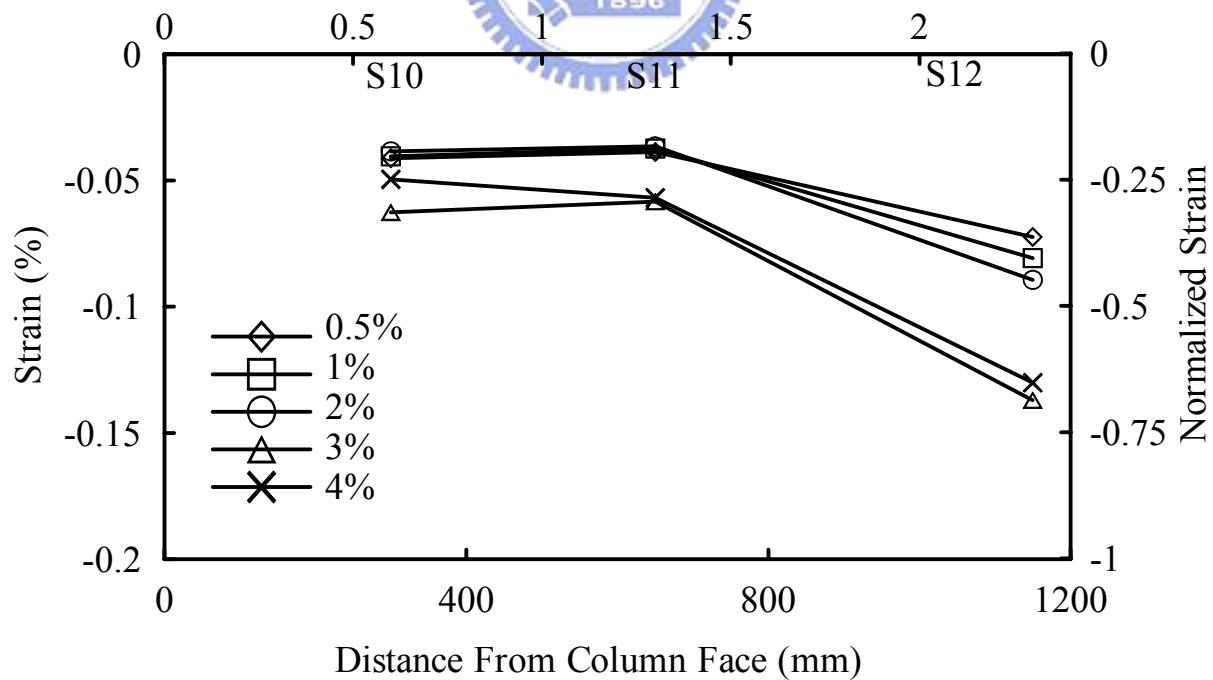


圖 3.37 試體 4 梁端彎矩與梁翼板應變關係

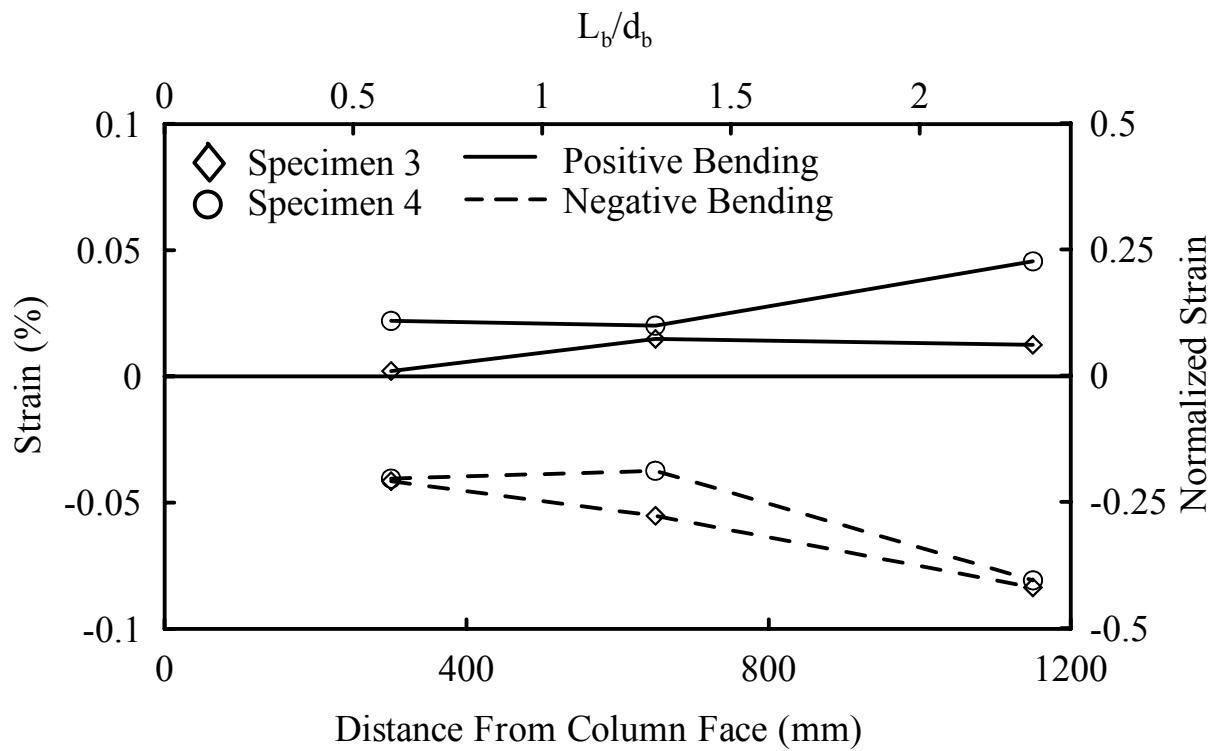


(a) Top Flange

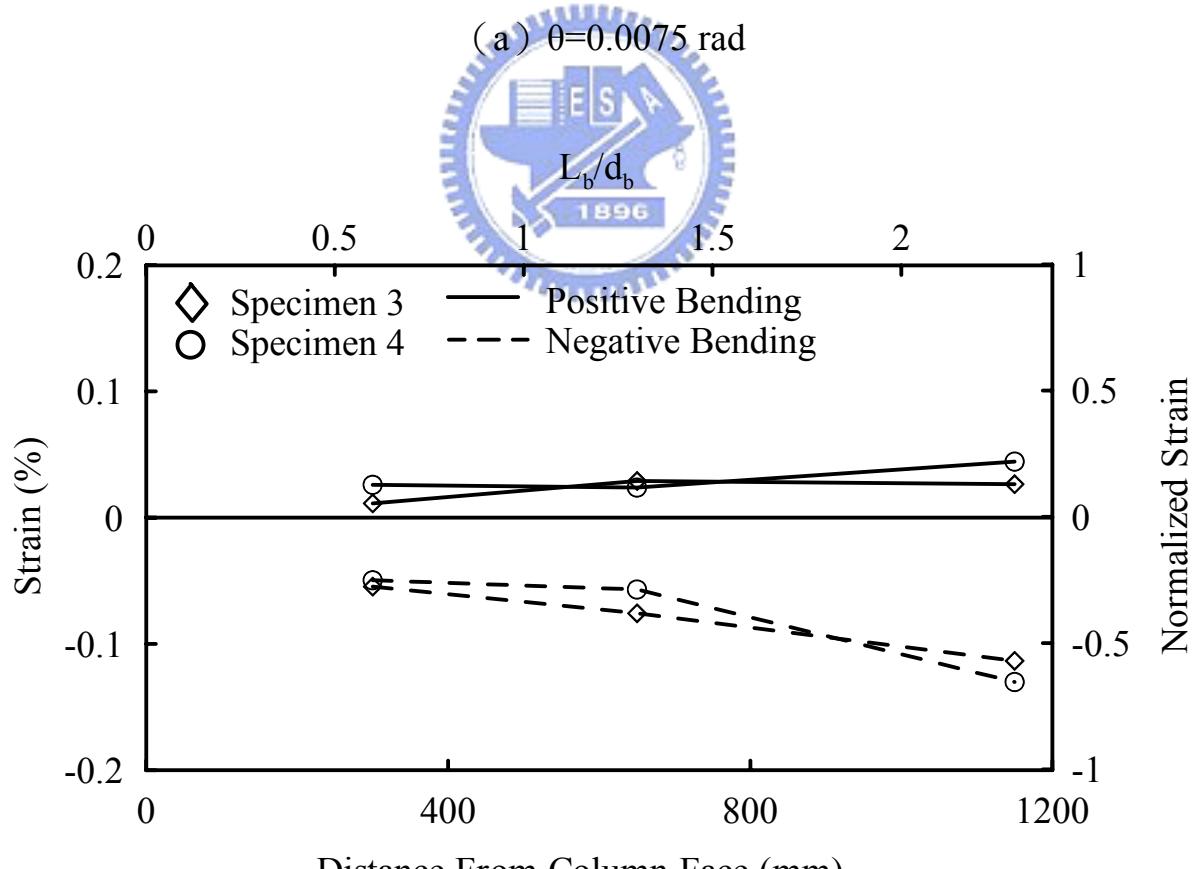


(b) Bottom Flange

圖 3.38 試體 4 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係

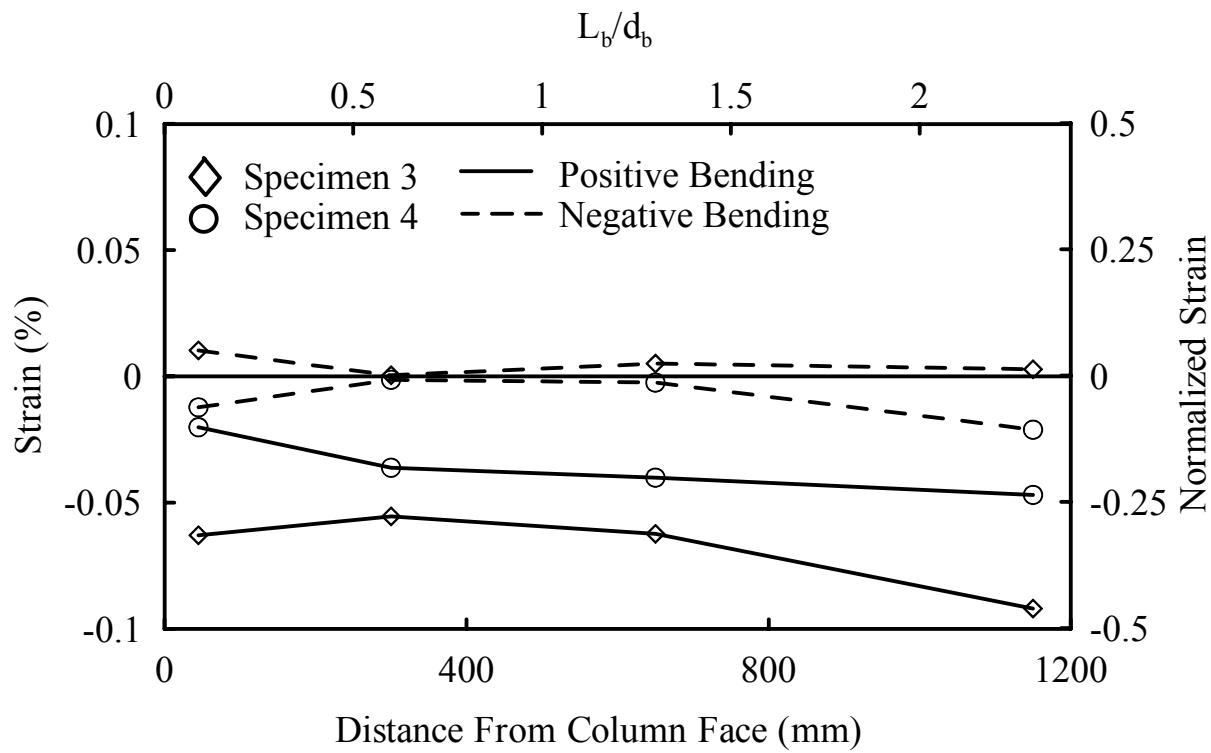


(a) $\theta=0.0075 \text{ rad}$

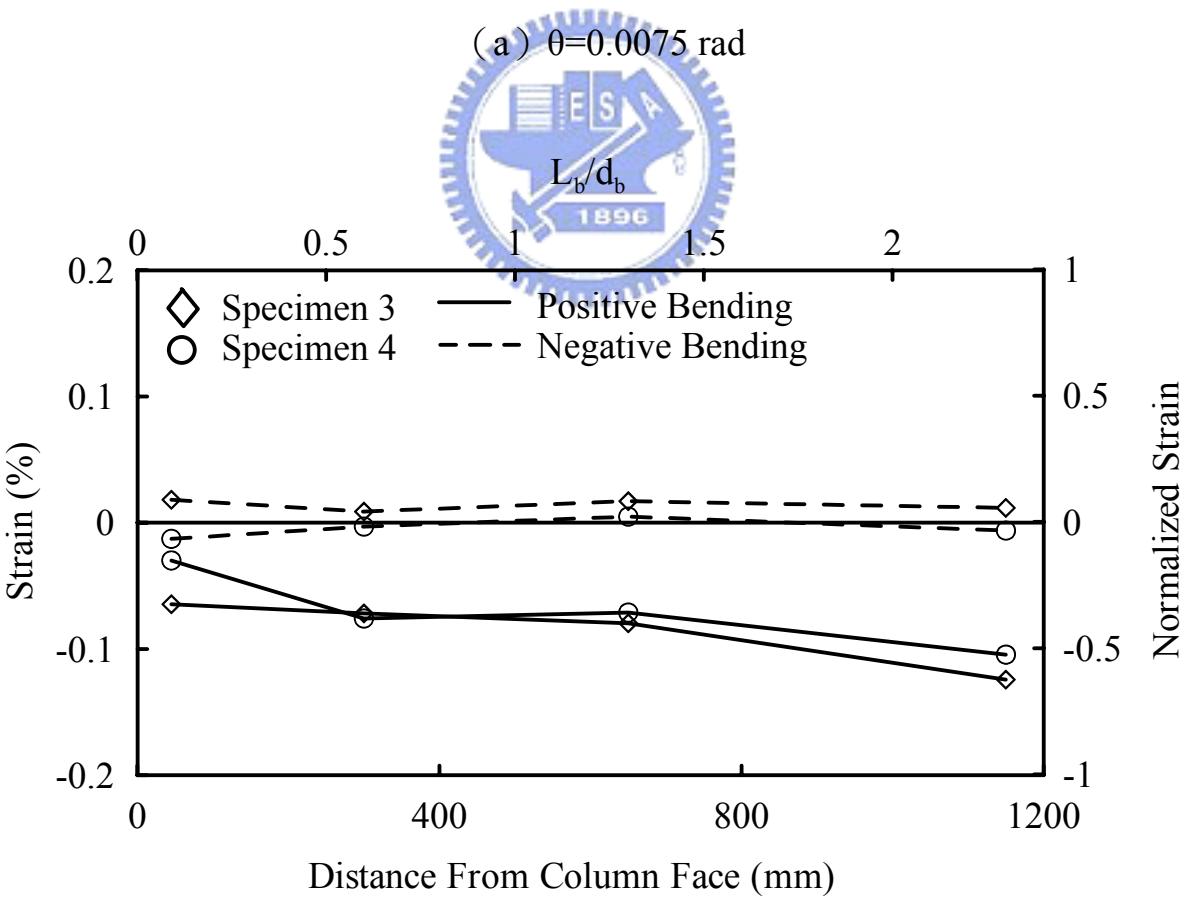


(b) $\theta=0.03 \text{ rad}$

圖 3.39 試體 3 與試體 4 梁下翼板內側應變沿梁身分佈關係

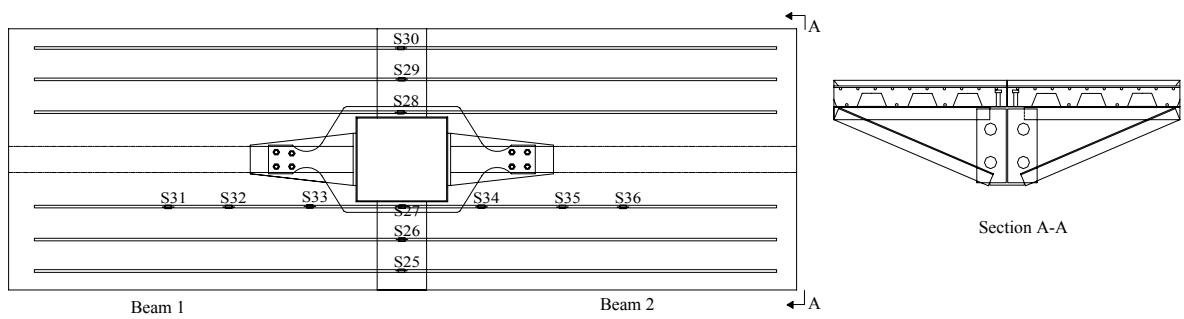


(a) $\theta=0.0075 \text{ rad}$

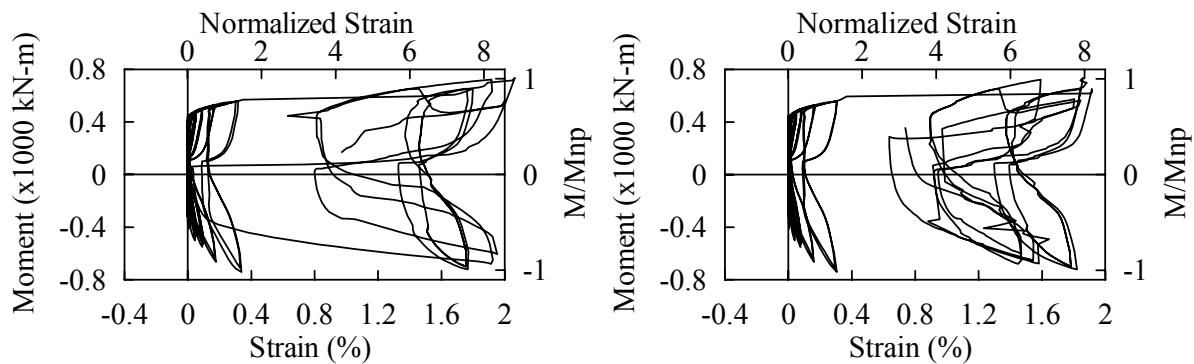


(b) $\theta=0.03 \text{ rad}$

圖 3.40 試體 3 與試體 4 梁上翼板內側應變沿梁身分佈關係

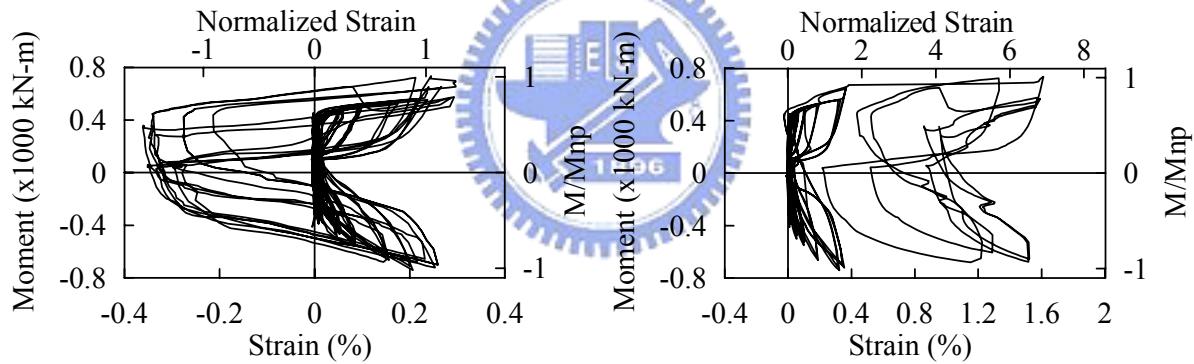


(a) Strain Gauge Location



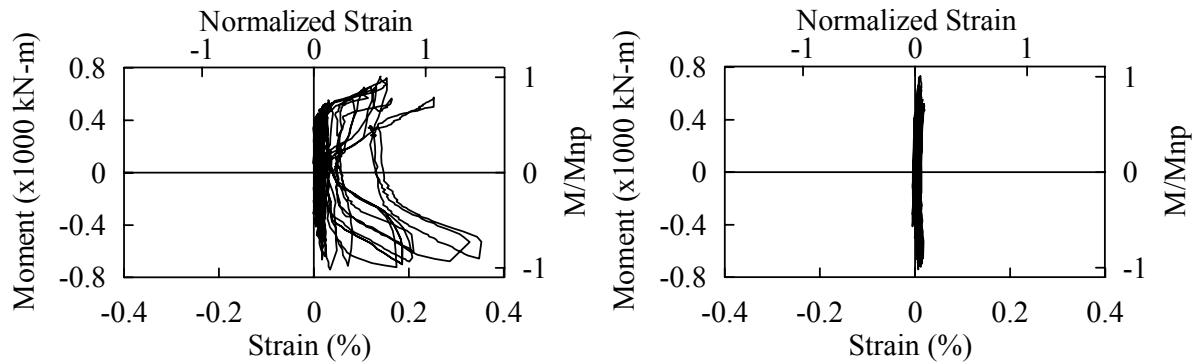
(b) Strain Gauge S28

(c) Strain Gauge S29



(d) Strain Gauge S30

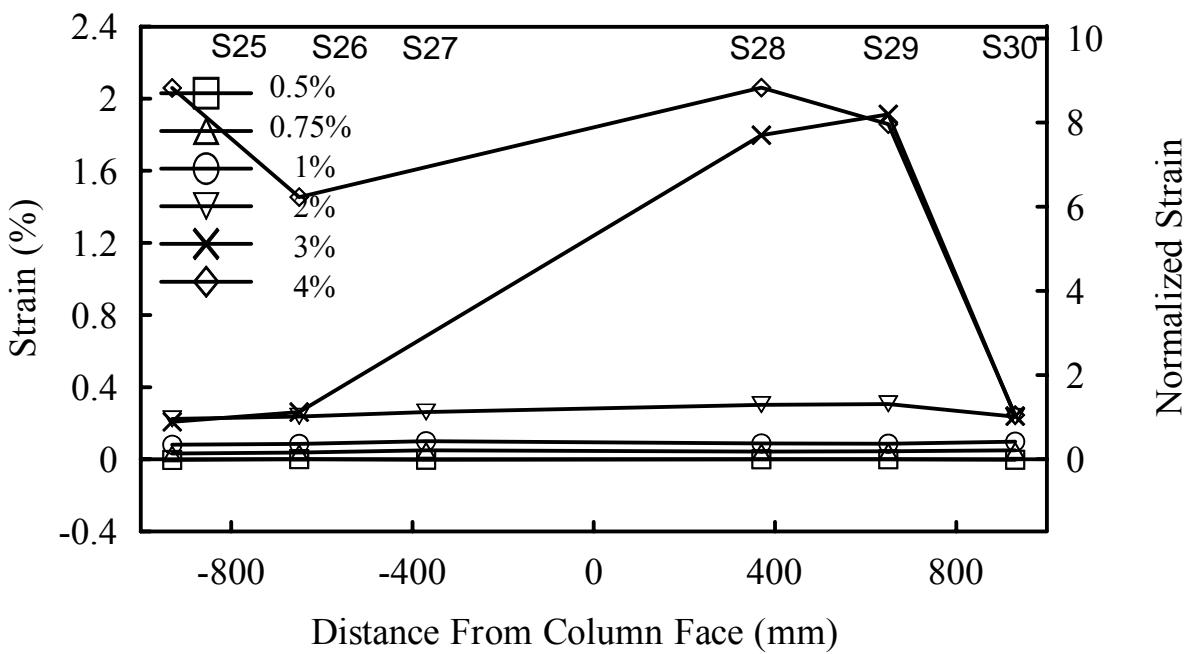
(e) Strain Gauge S34



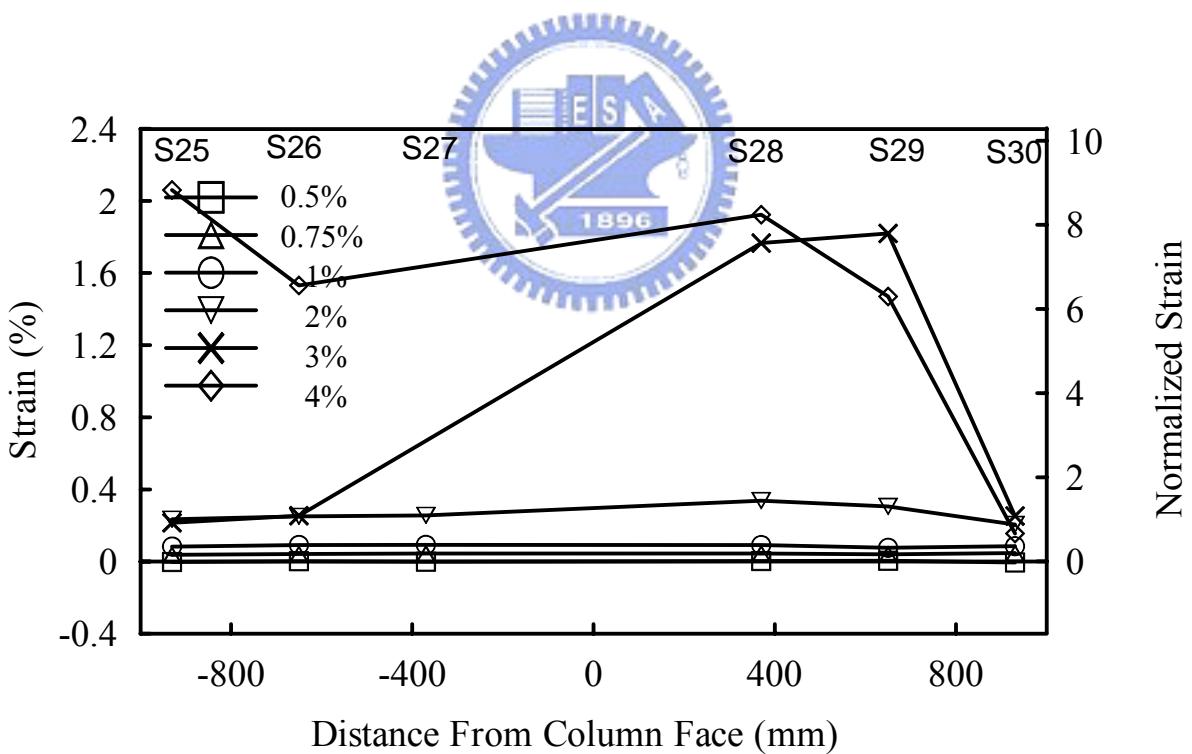
(b) Strain Gauge S35

(c) Strain Gauge S36

圖 3.41 試體 4 梁端彎矩與樓板內鋼筋應變關係

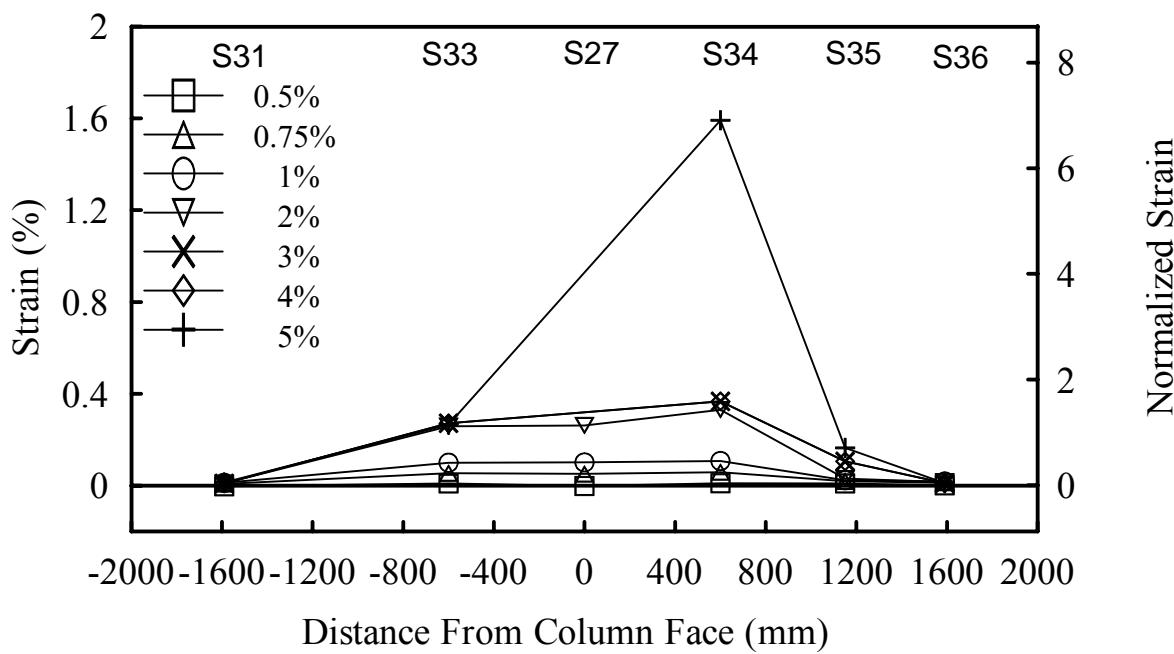


(a) Positive Bending

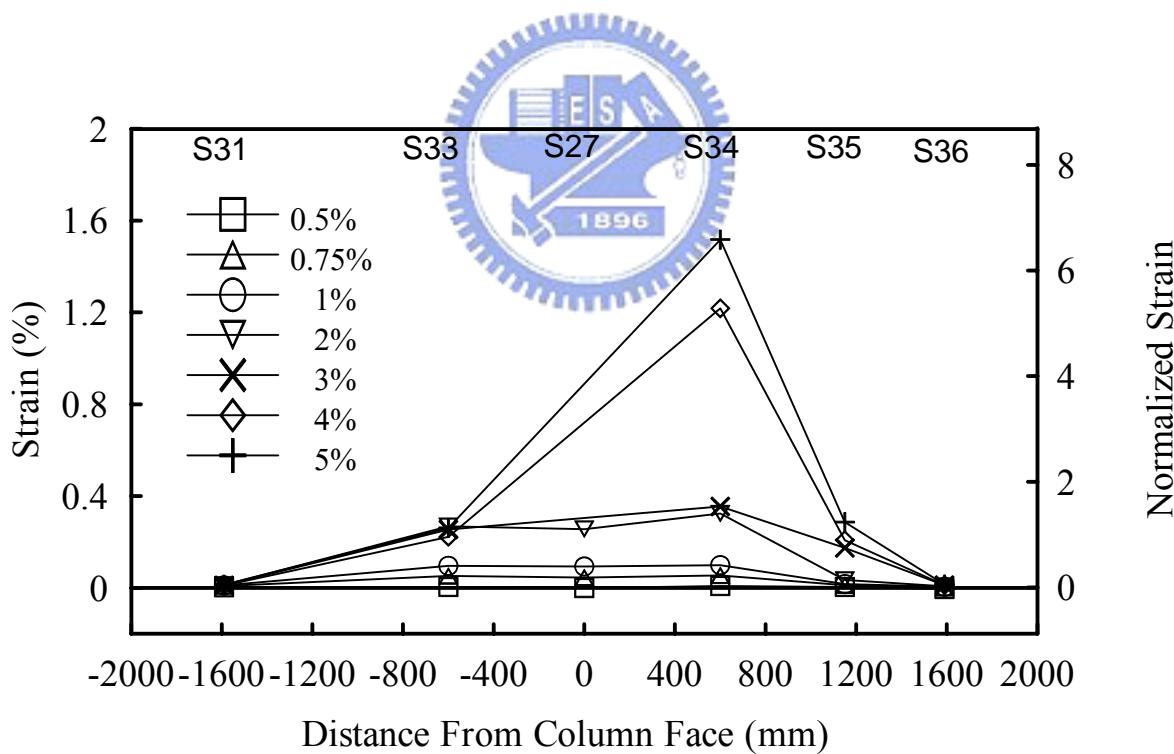


(b) Negative Bending

圖 3.42 試體 4 樓版內鋼筋應變沿小梁軸向分佈關係

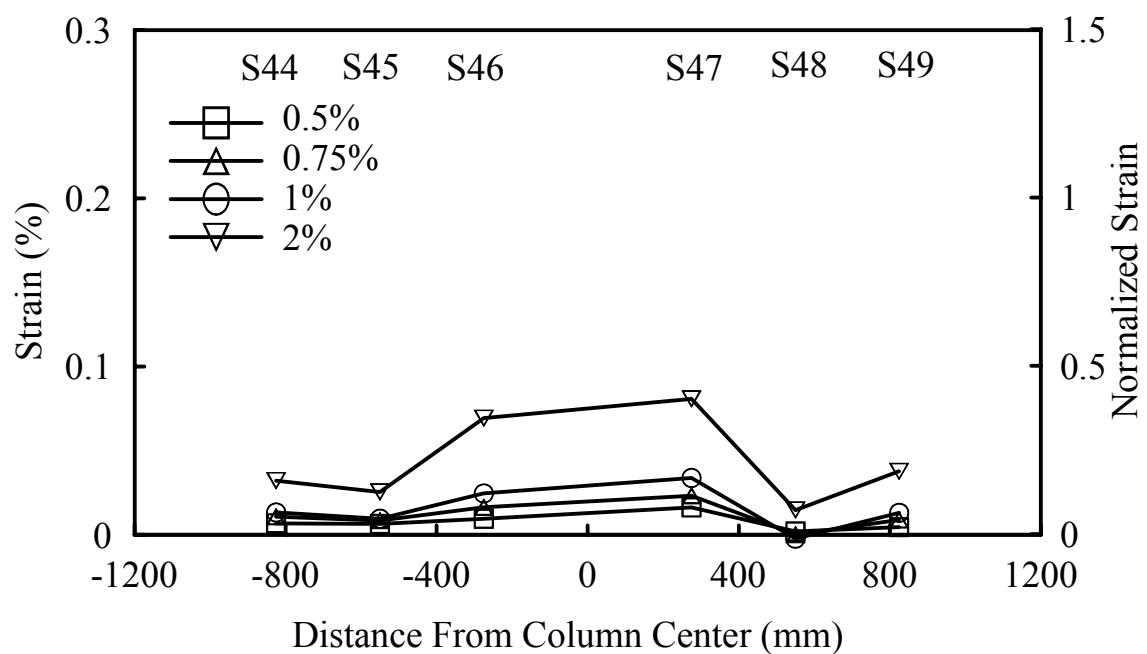


(a) Positive Bending

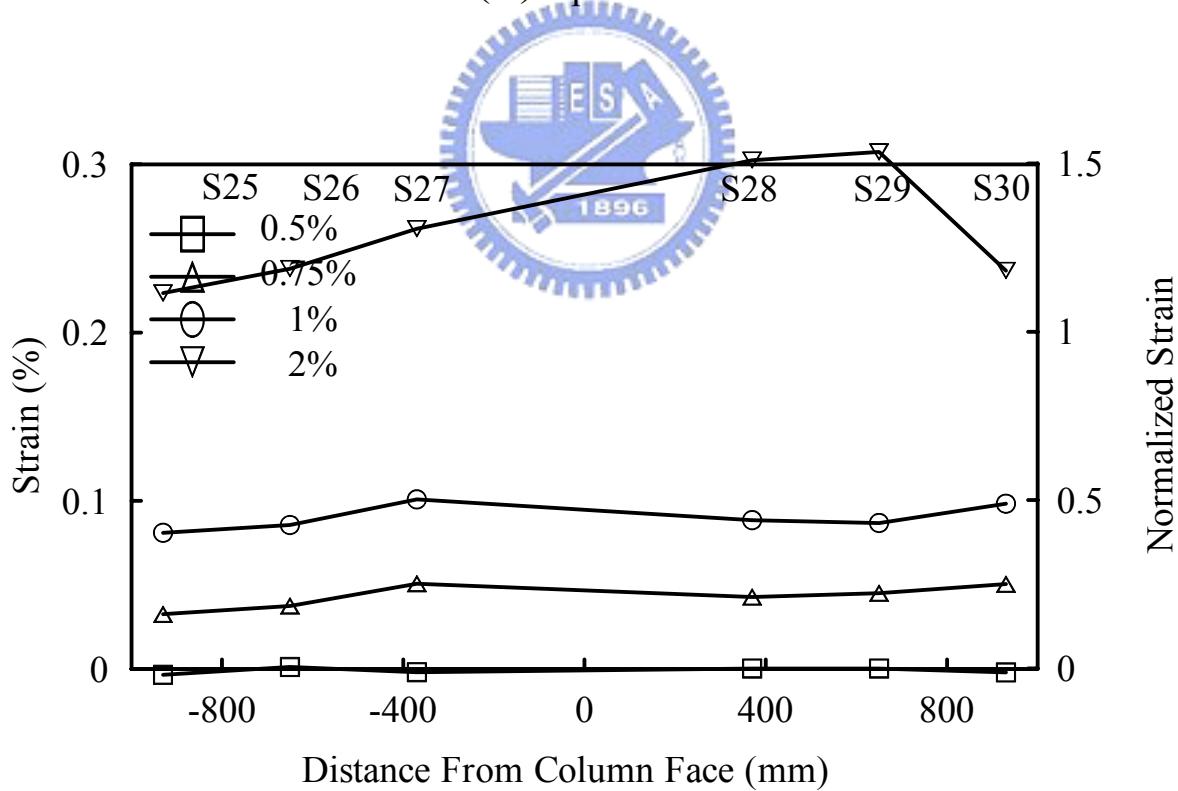


(b) Negative Bending

圖 3.43 試體 4 樓版內鋼筋應變沿鋼梁軸向分佈關係

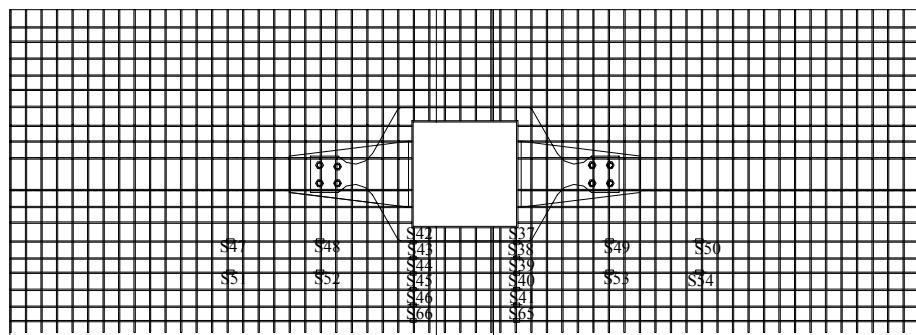


(a) Specimen 2



(b) Specimen 4

圖 3.44 試體 2 與試體 4 樓版內鋼筋應變沿小梁軸向分佈關係



(a) Strain Gauge Location

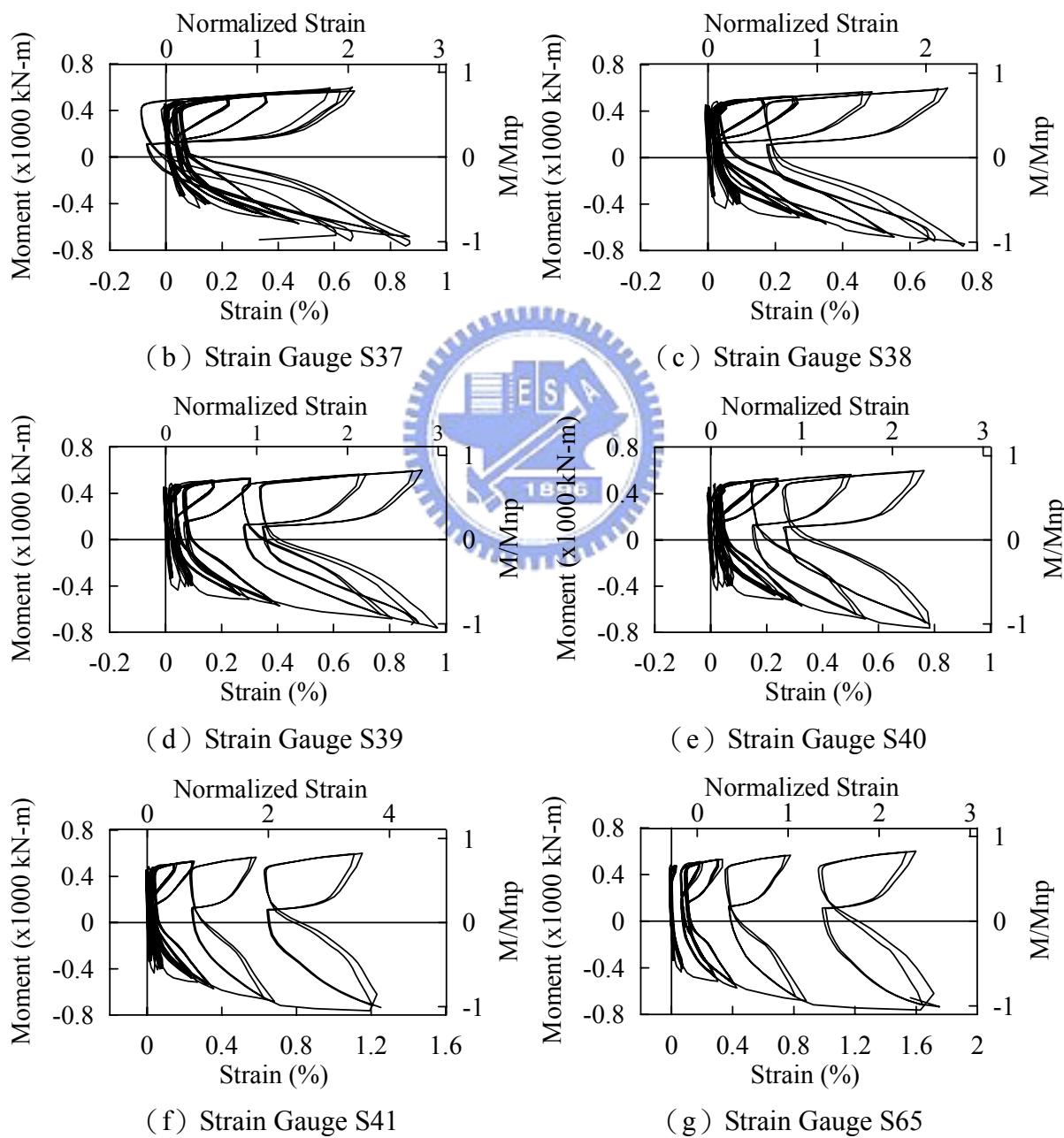


圖 3.45 試體 4 梁端彎矩與樓版內鋼絲網應變關係

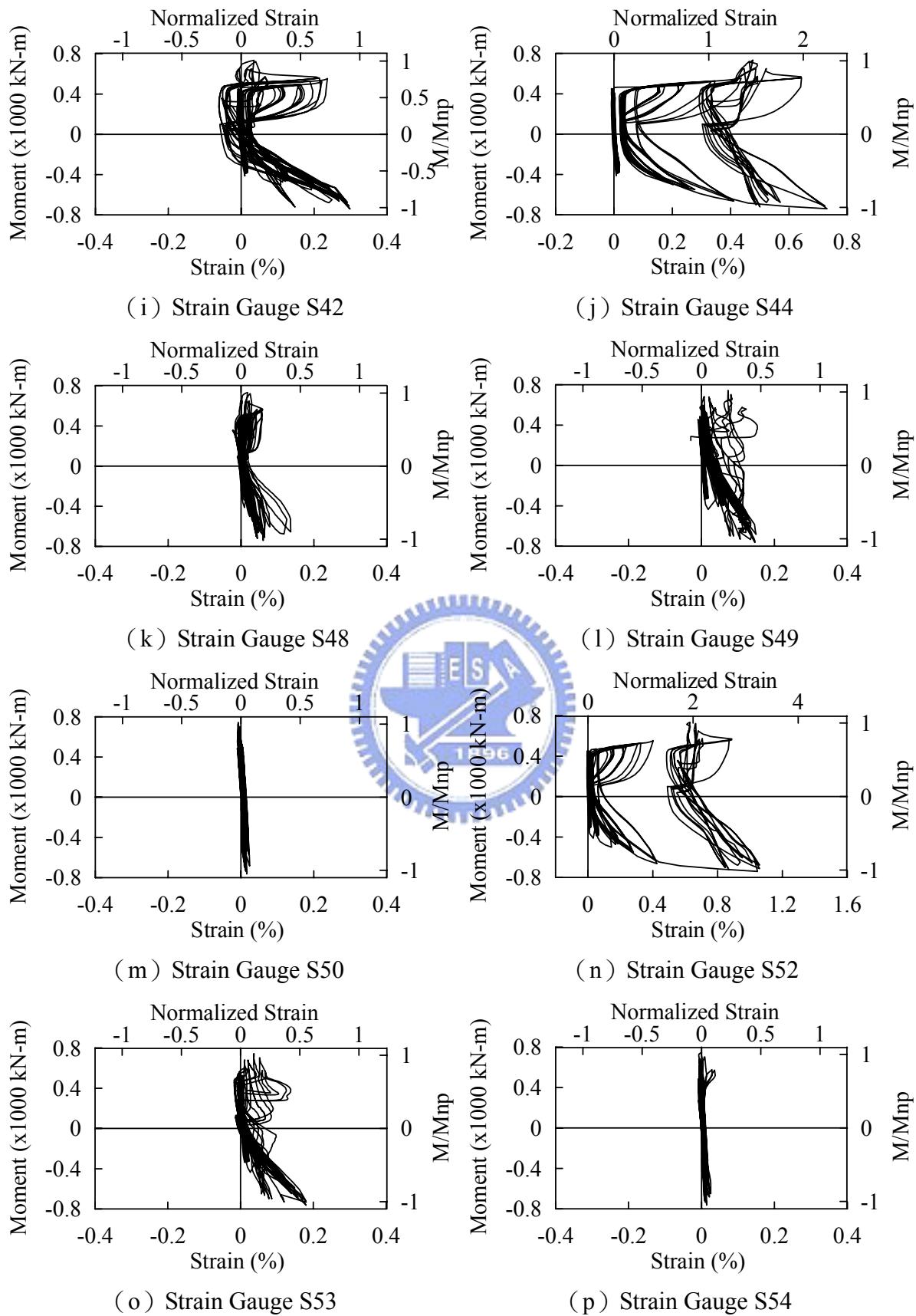


圖 3.45 試體 4 梁端彎矩與樓版內鋼絲網應變關係（續）

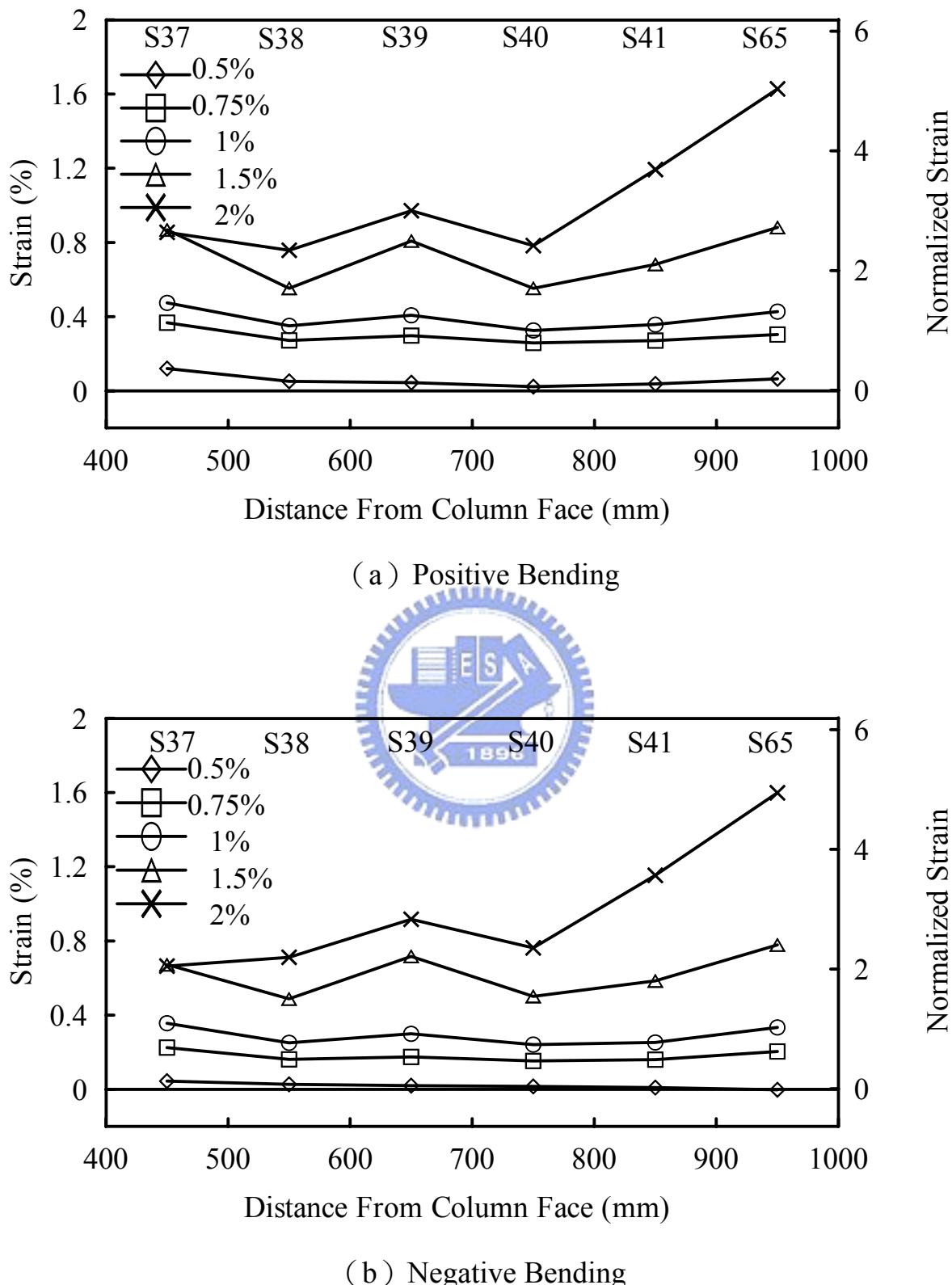


圖 3.46 試體 4 樓版內鋼絲網應變沿小梁軸向分佈關係

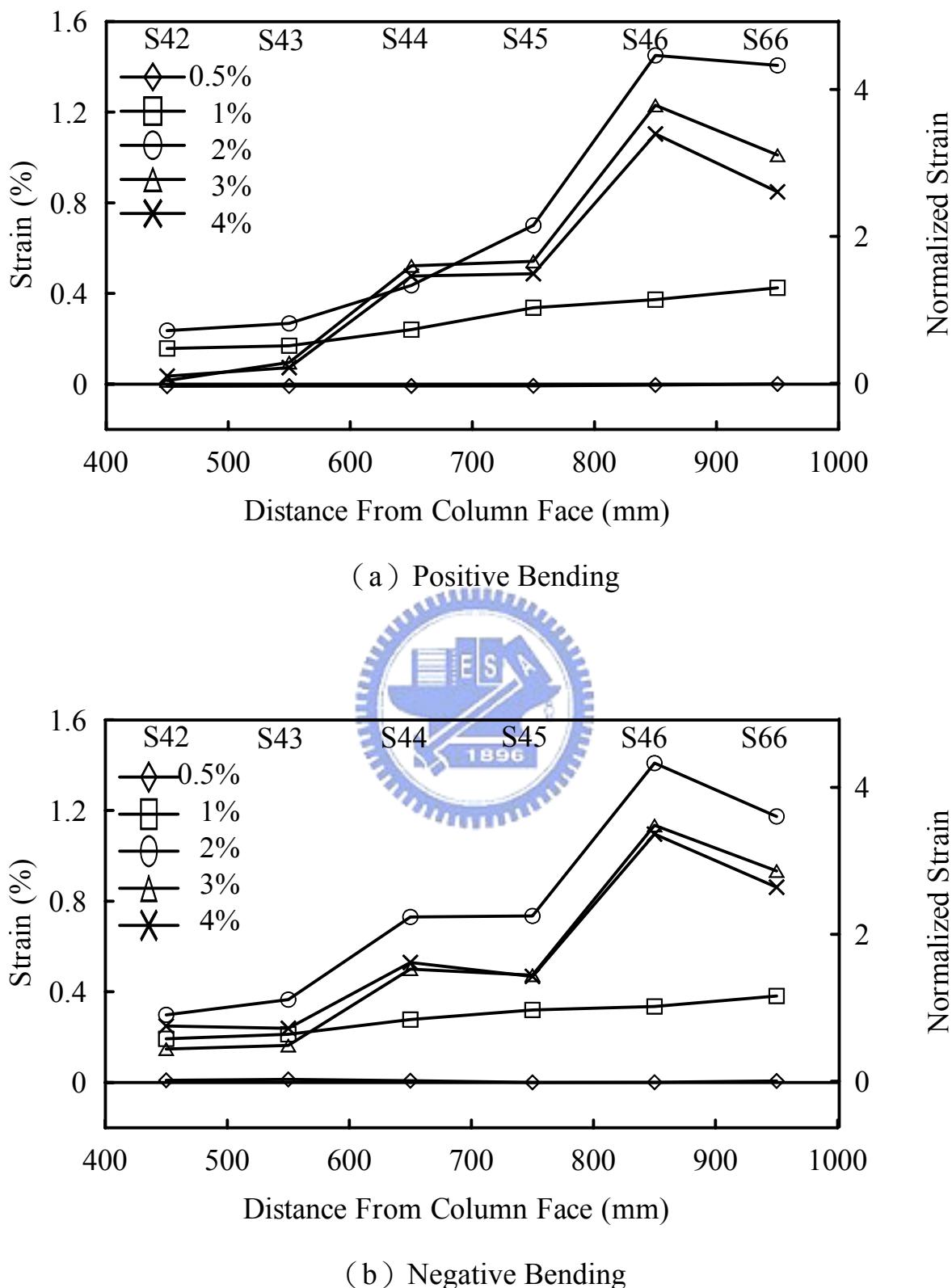


圖 3.47 試體 4 樓版內鋼絲網應變沿小梁軸向分佈關係

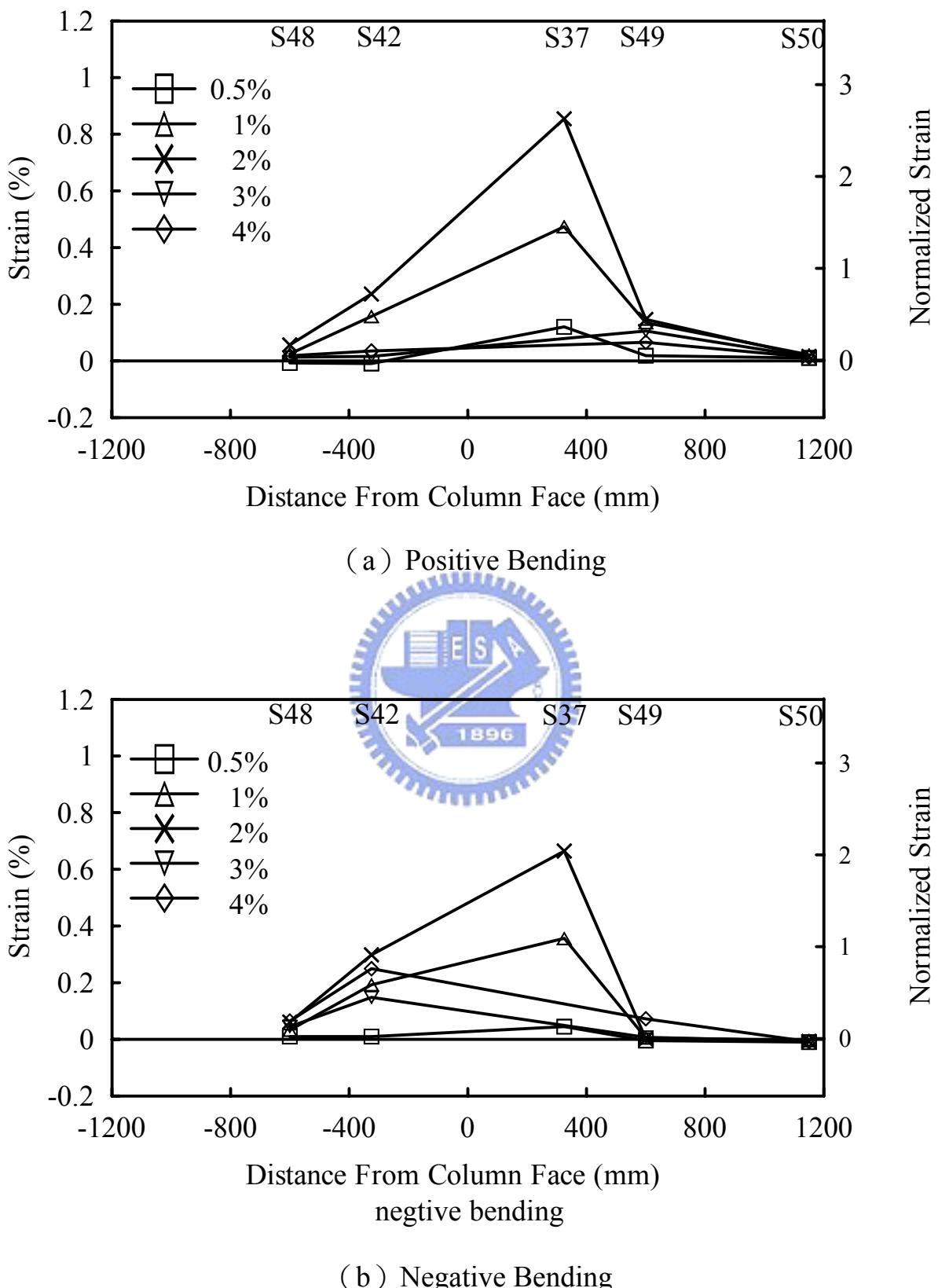


圖 3.48 試體 4 樓版內鋼絲網應變沿鋼梁軸向分佈關係

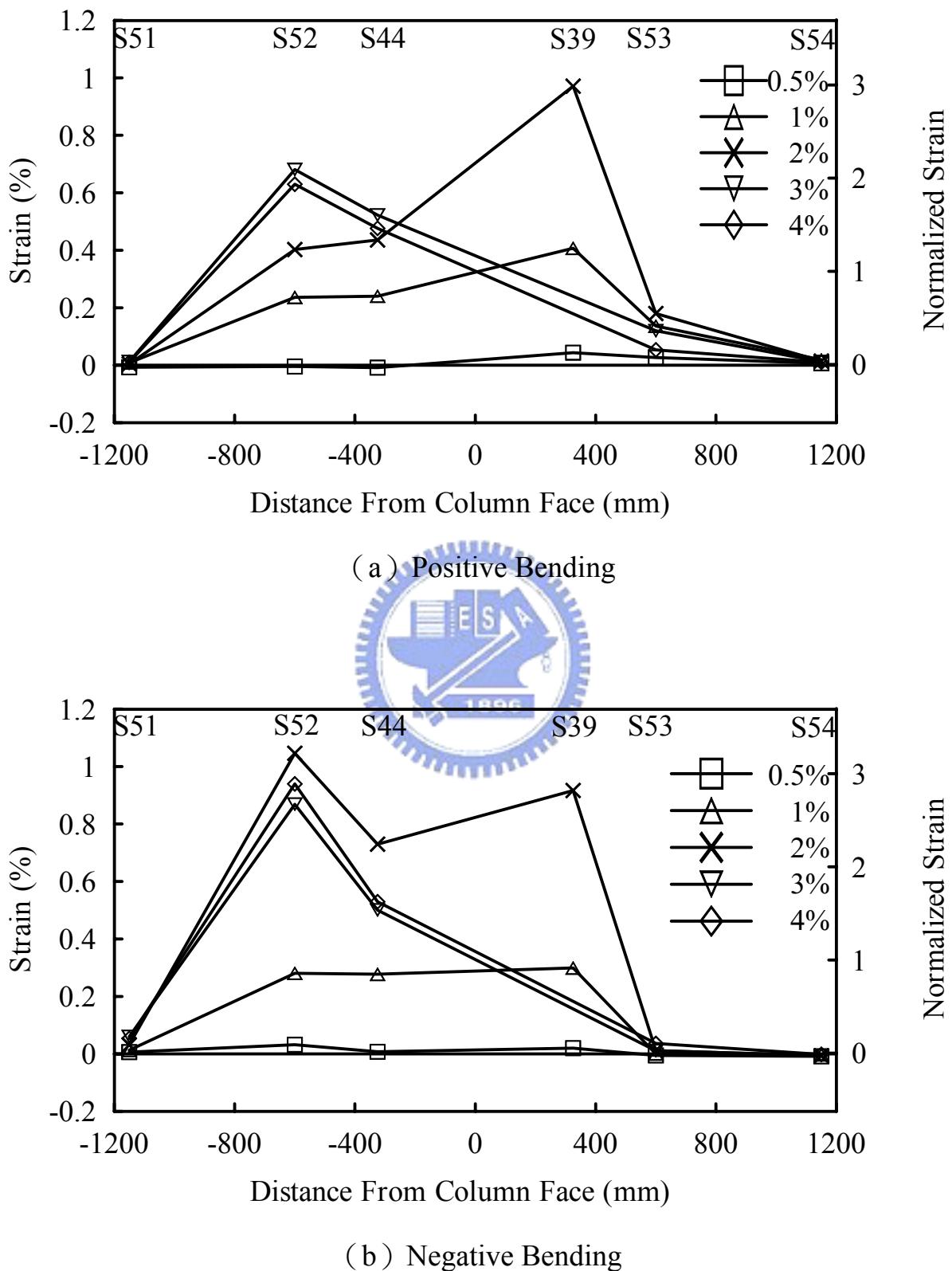
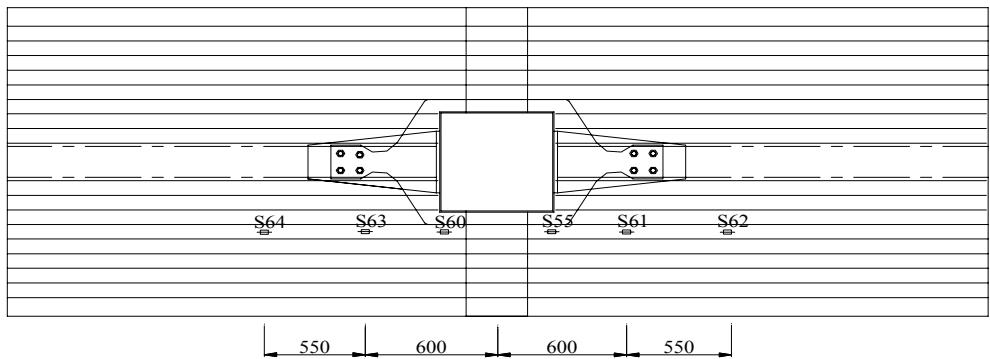


圖 3.49 試體 4 樓版內鋼絲網應變沿鋼梁軸向分佈關係



(a) Strain Gauge Location

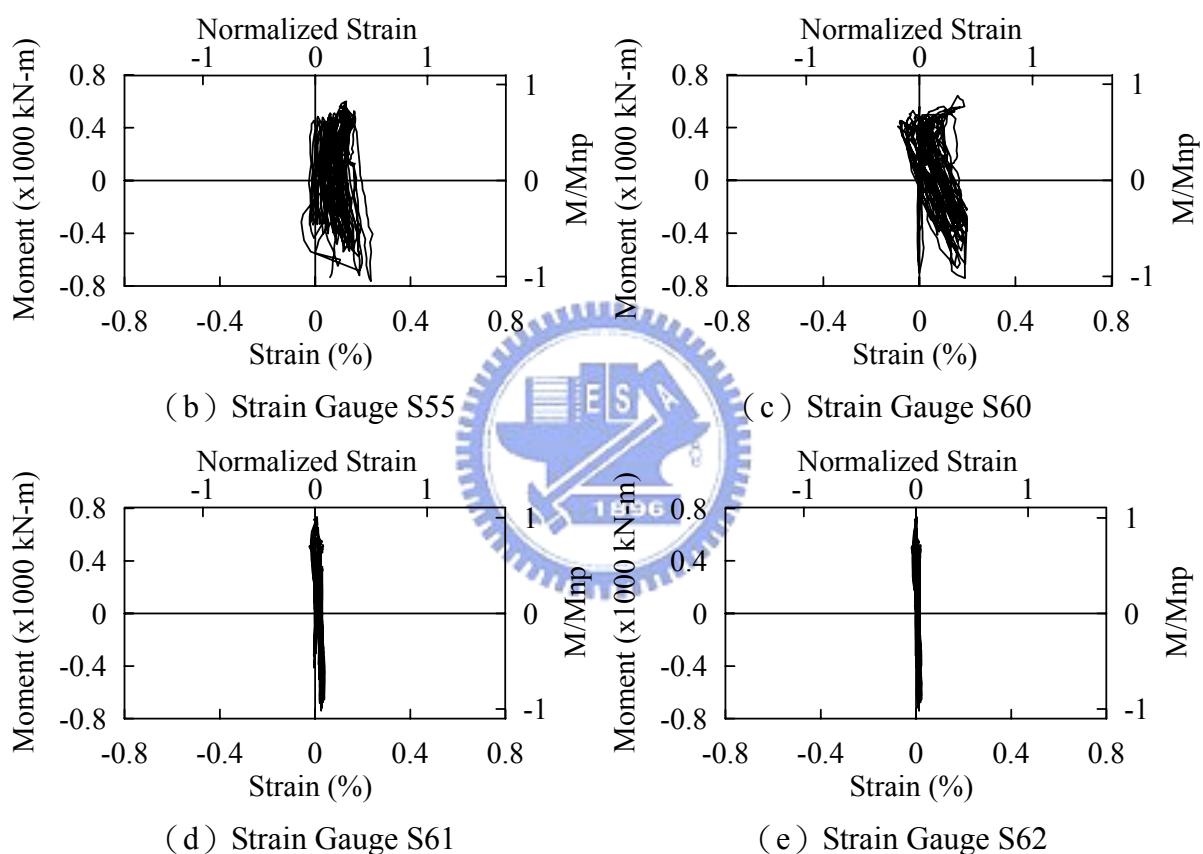
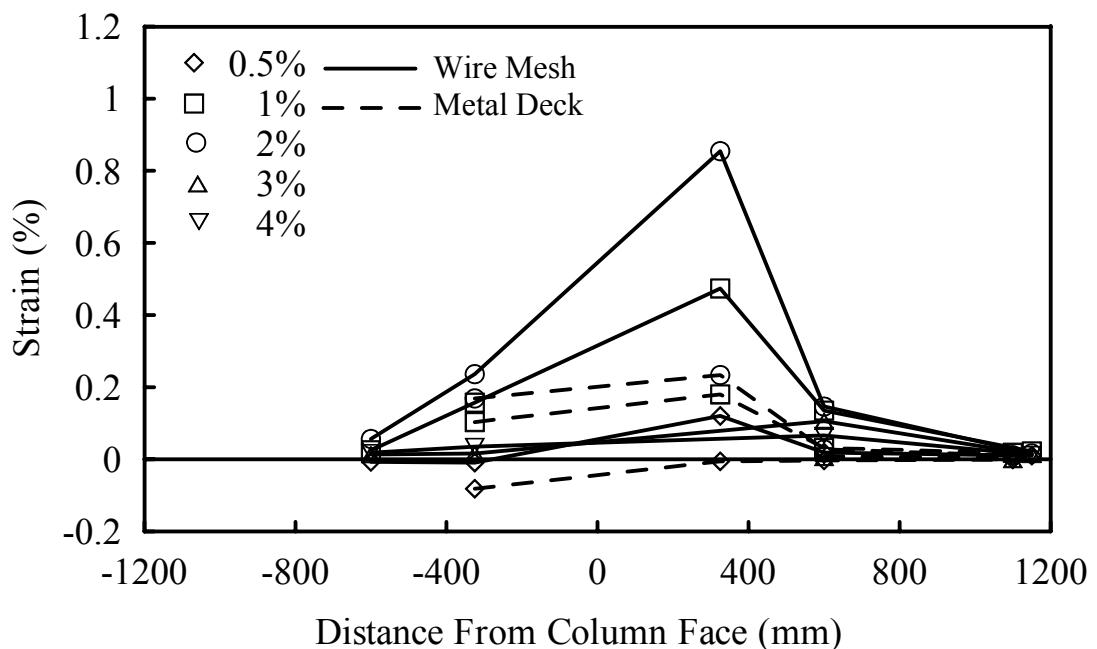
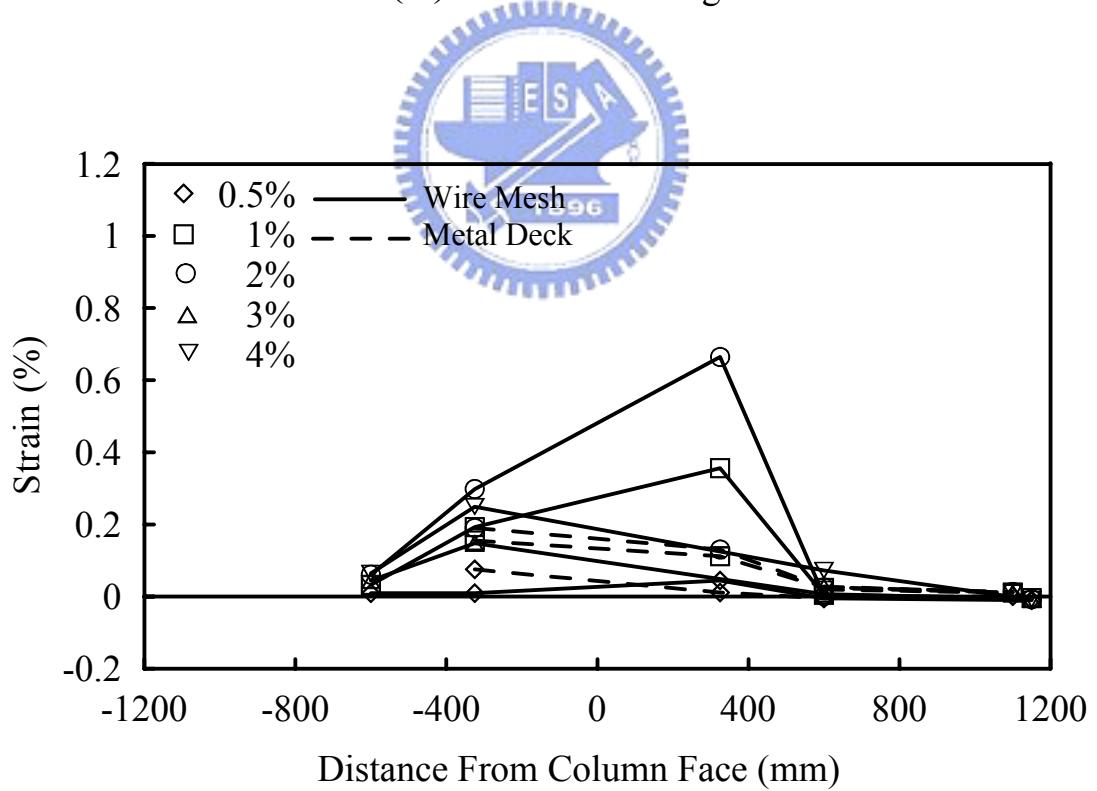


圖 3.50 試體 4 梁端彎矩與樓板內鋼承板應變關係



(a) Positive Bending



(b) Negative Bending

圖 3.51 試體 4 樓版內鋼絲網及鋼承板應變沿鋼梁軸向分佈關係

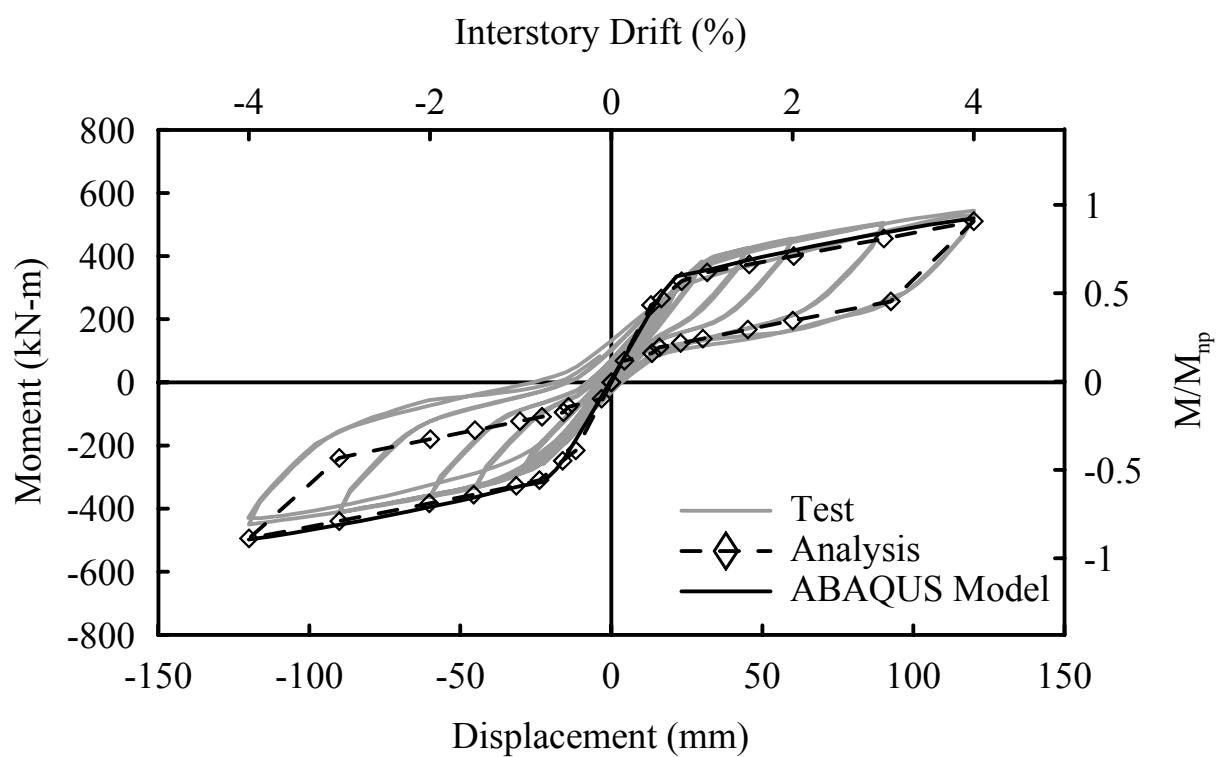


圖 4.1 試體 1 梁端彎矩

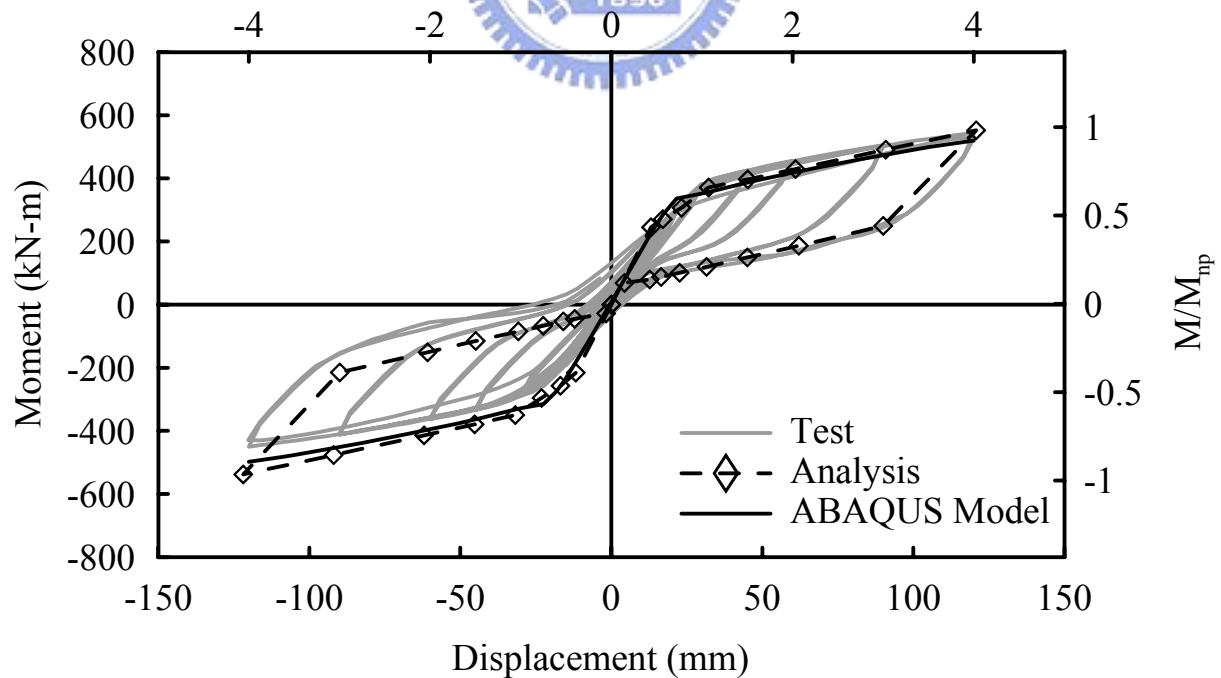


圖 4.2 試體 1 梁端彎矩

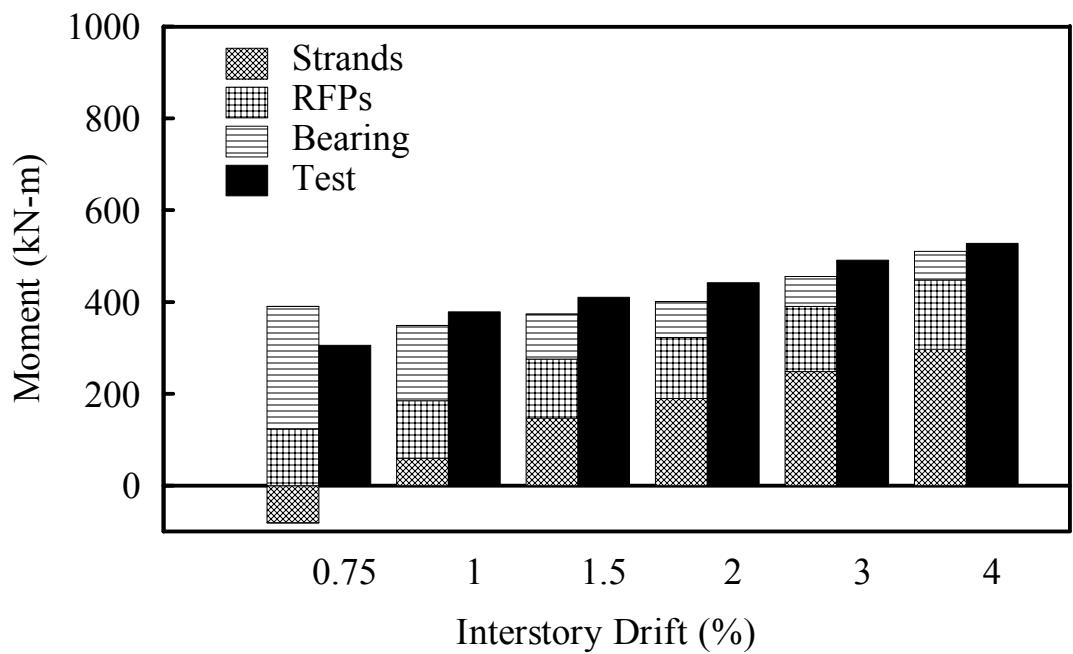


圖 4.3 試體 1 彎矩貢獻量

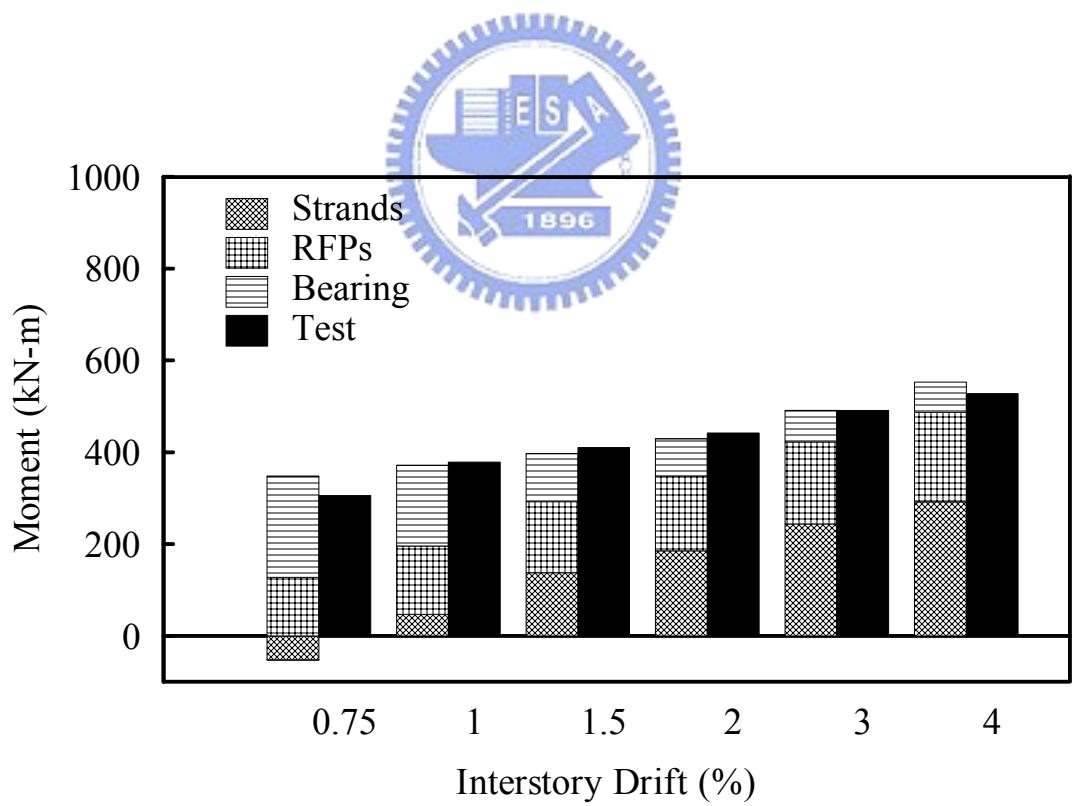


圖 4.4 試體 1 彎矩貢獻量

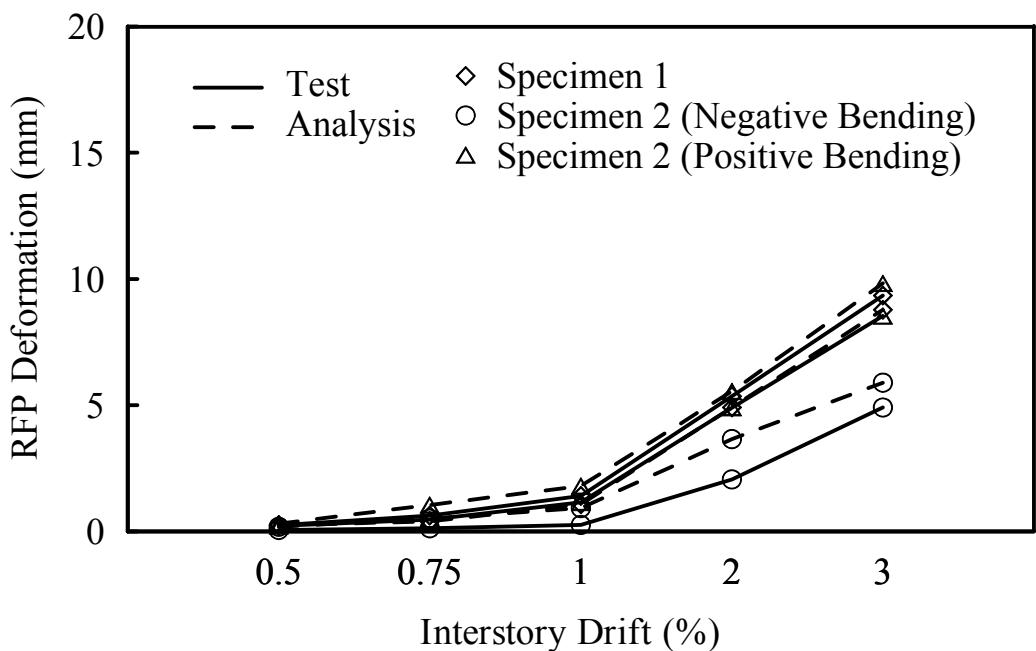


圖 4.5 削切鋼板伸長量

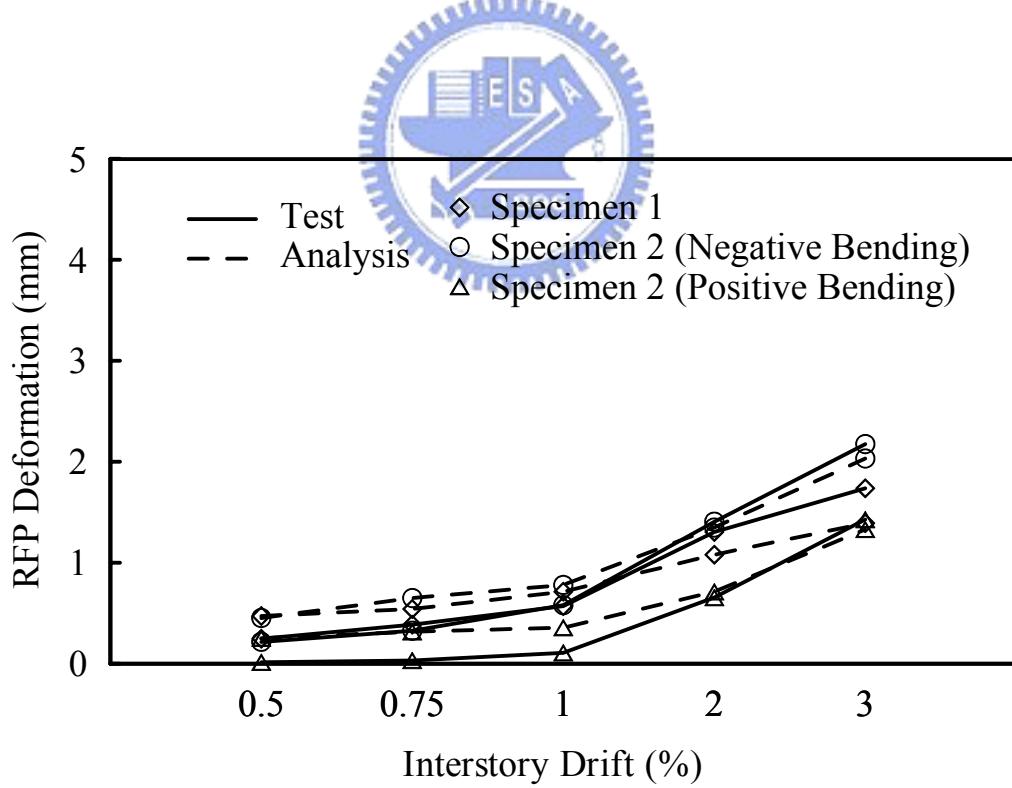
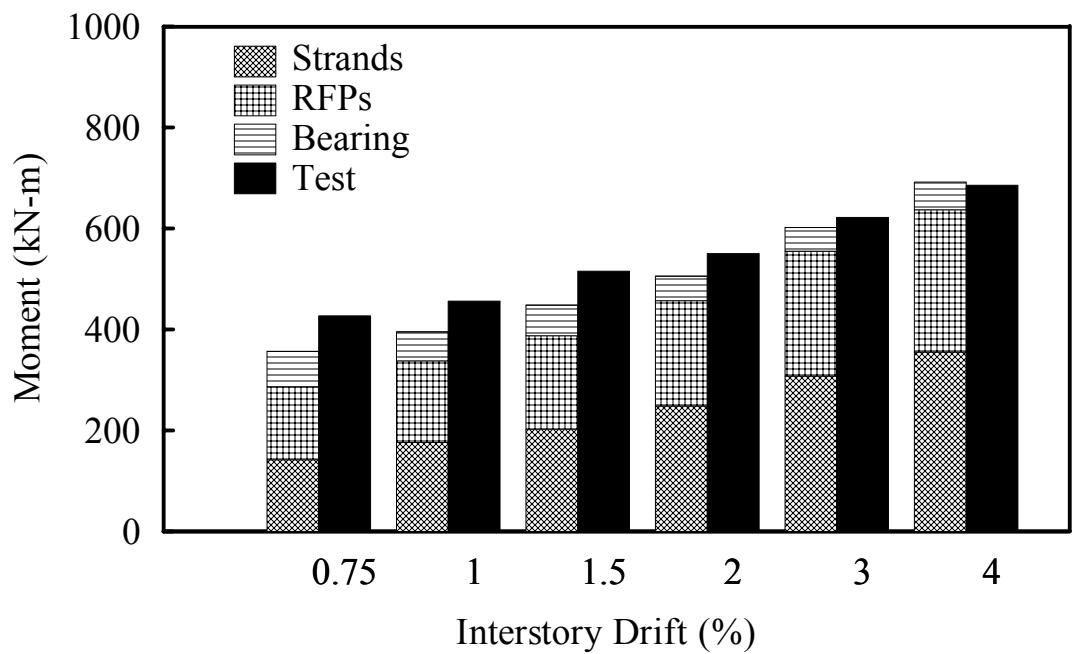
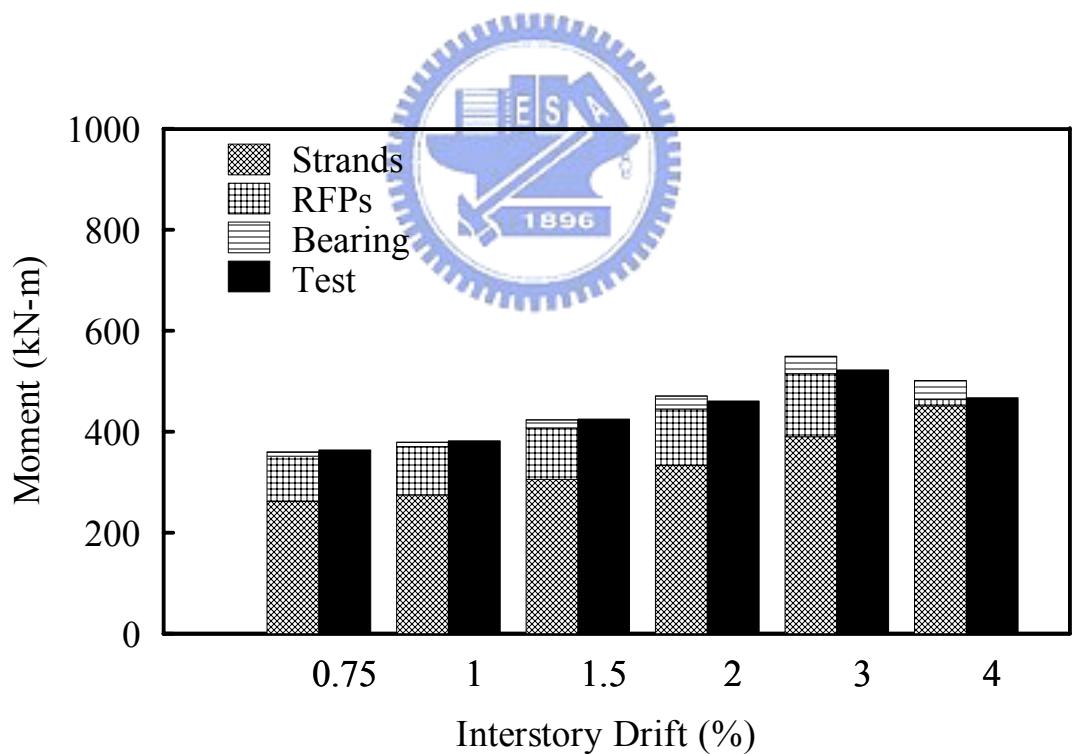


圖 4.6 削切鋼板壓縮量



(a) Positive bending



(b) Negative Bending

圖 4.7 試體 3 彎矩貢獻量

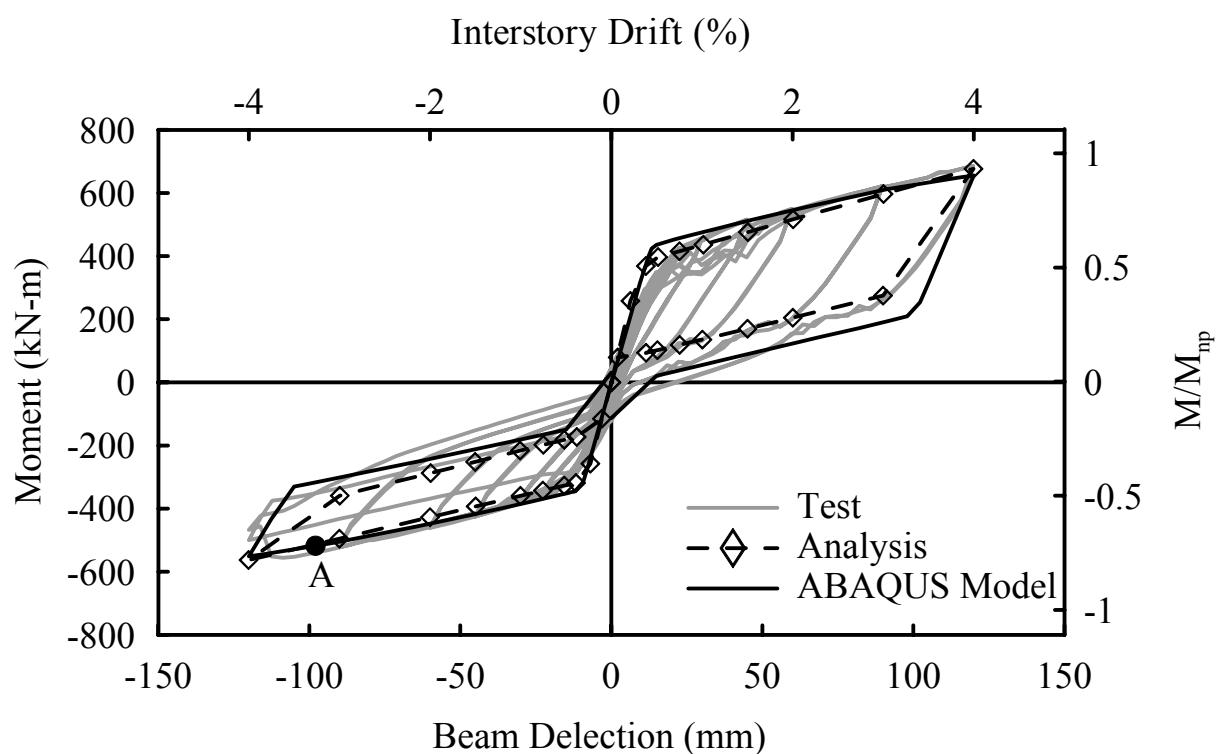


圖 4.8 試體 3 梁端彎矩

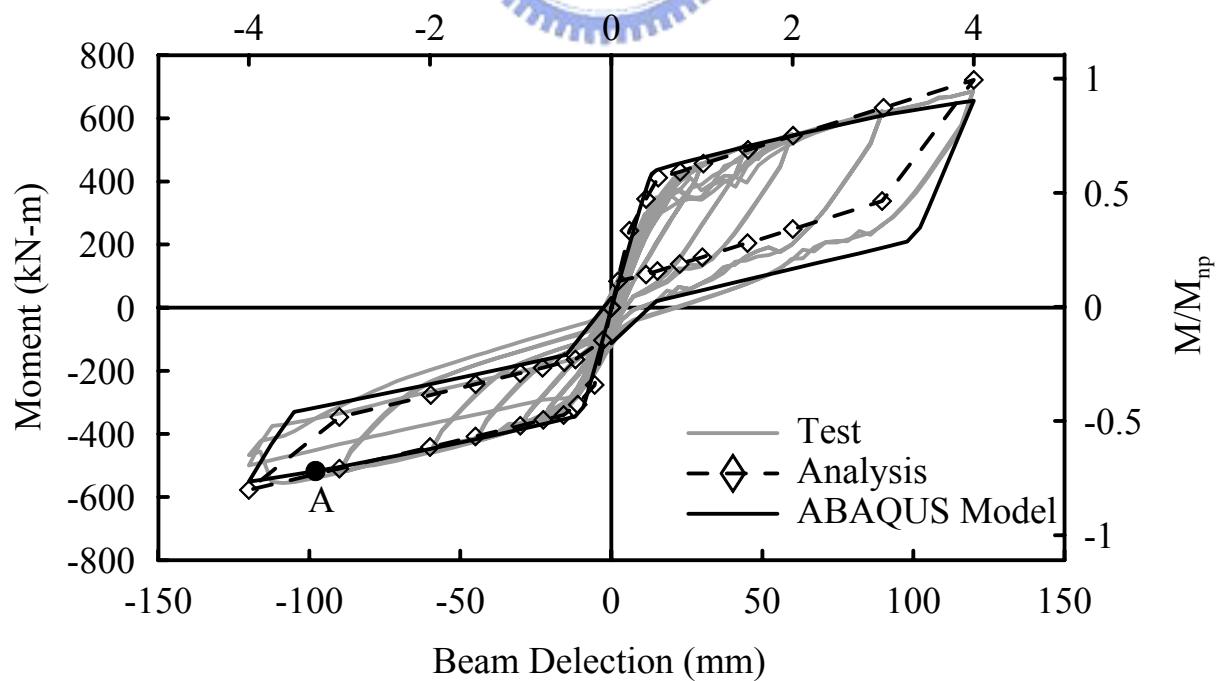


圖 4.9 試體 3 梁端彎矩

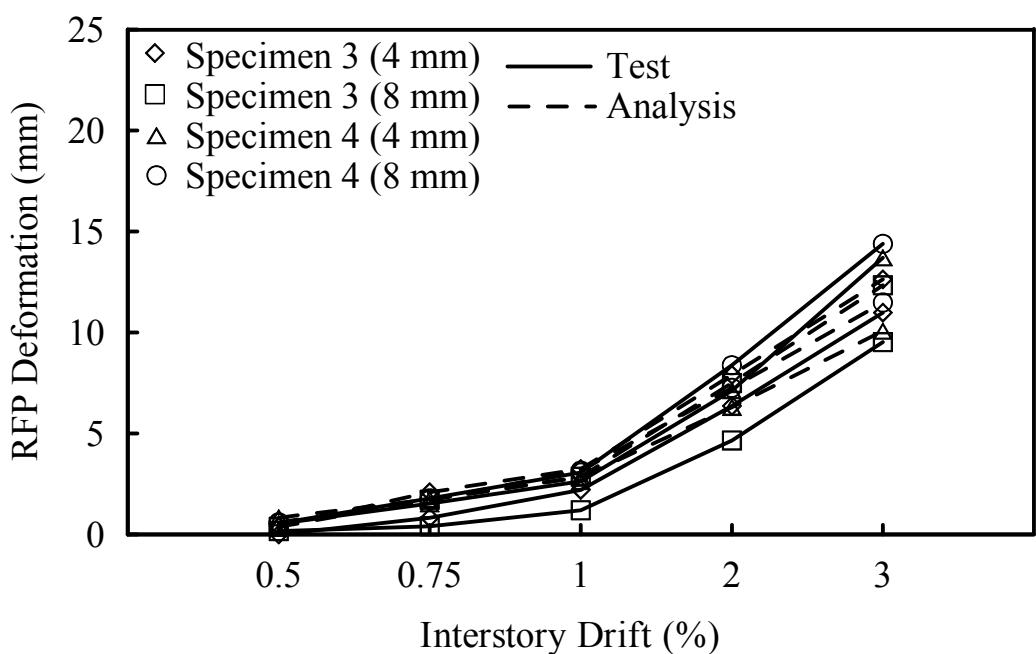


圖 4.10 削切鋼板伸長量

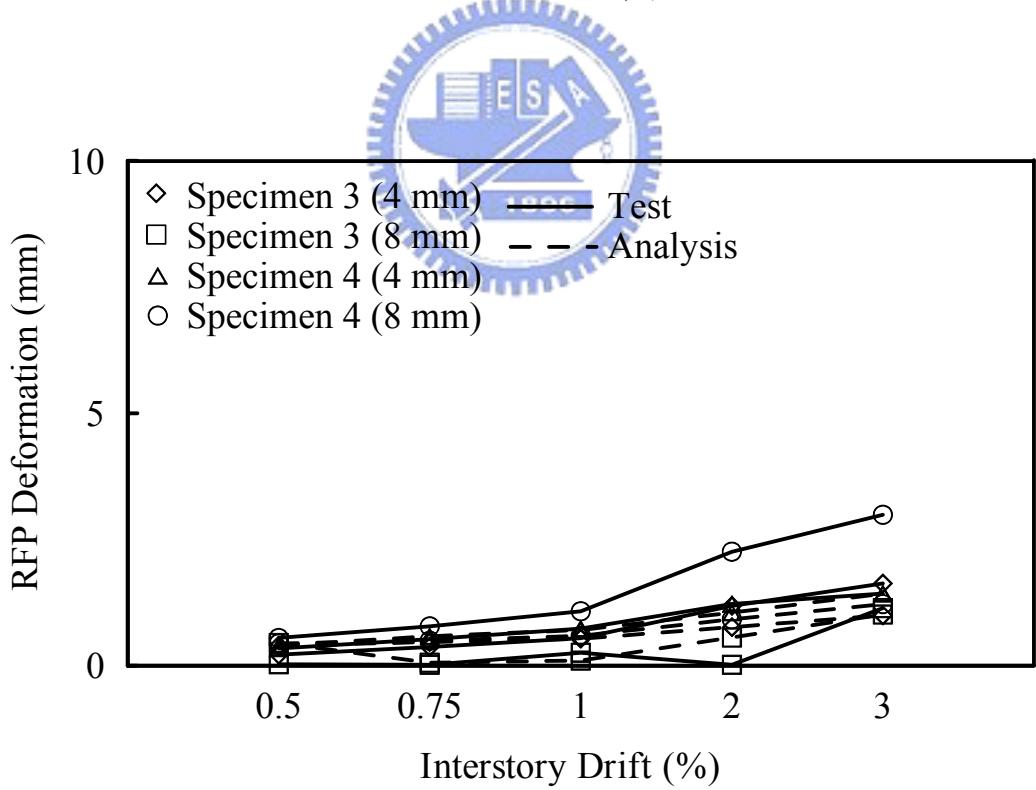
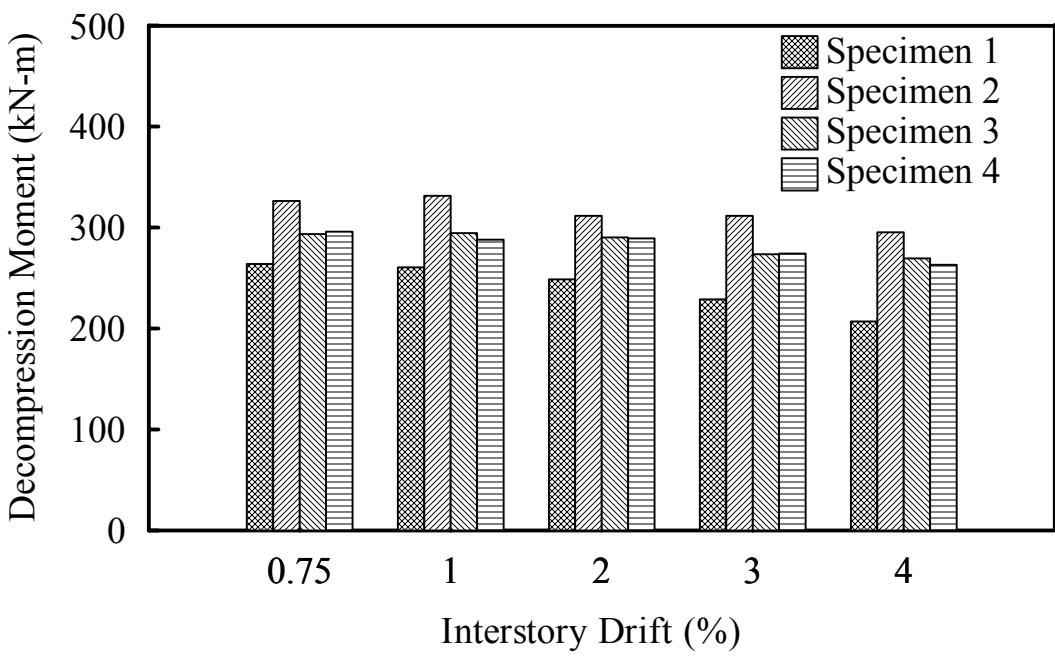
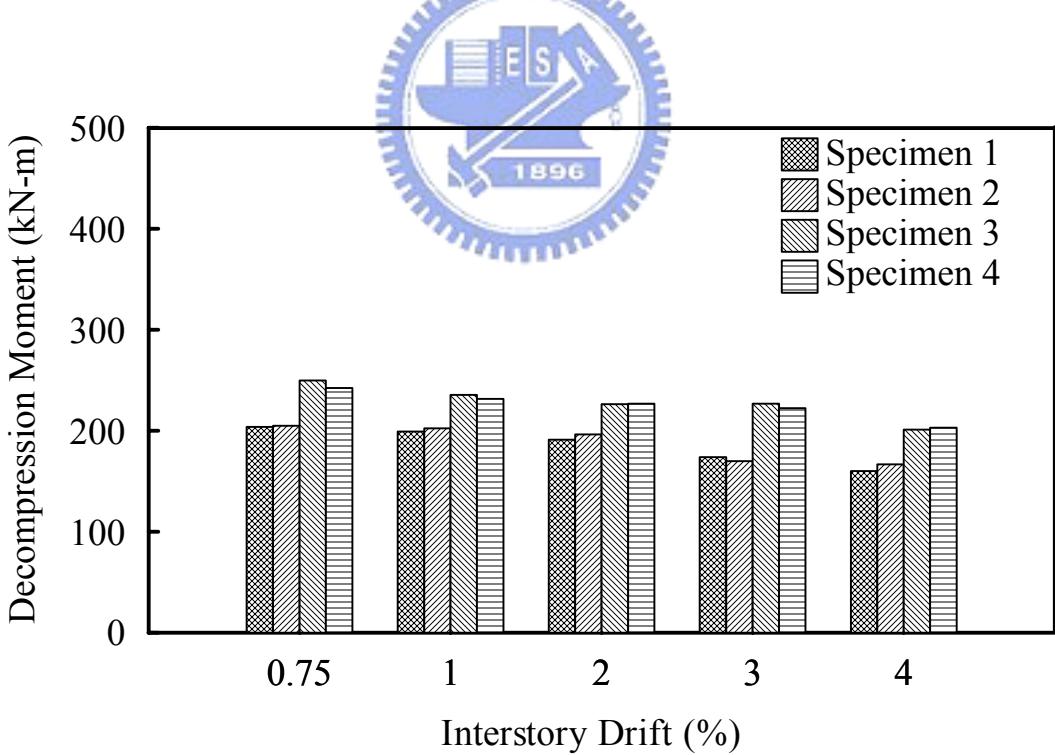


圖 4.11 削切鋼板壓縮量

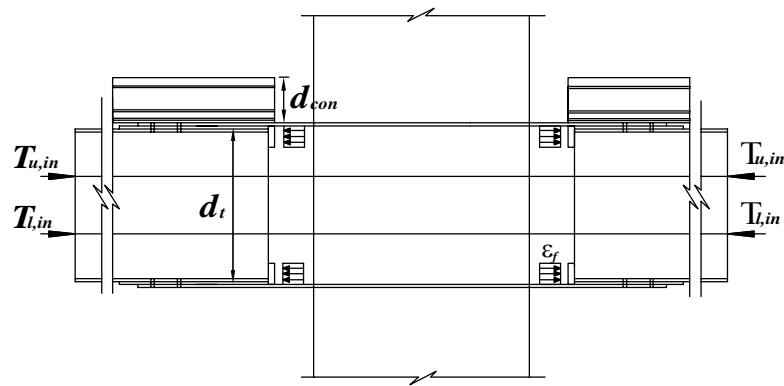


(a) Positive Bending

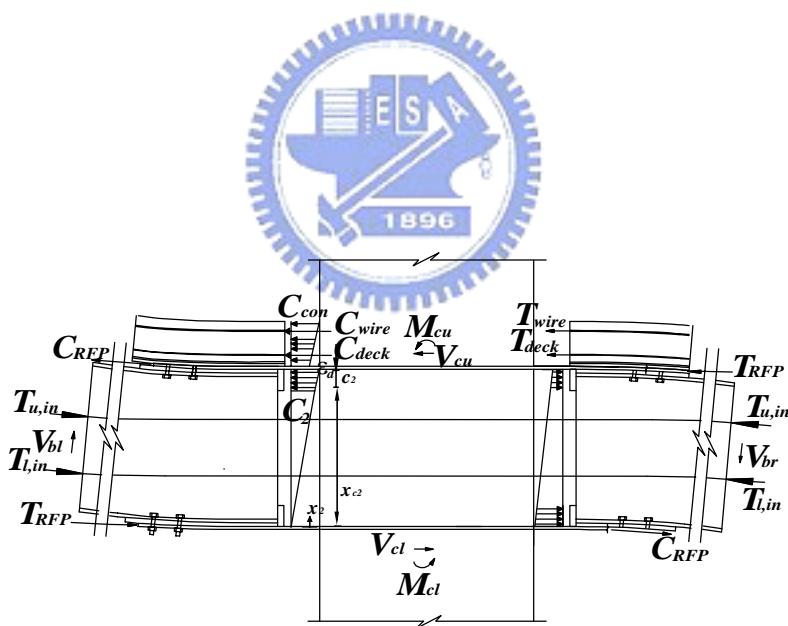


(b) Negative Bending

圖 4.12 試體分離彎矩與層間側位移角間關係

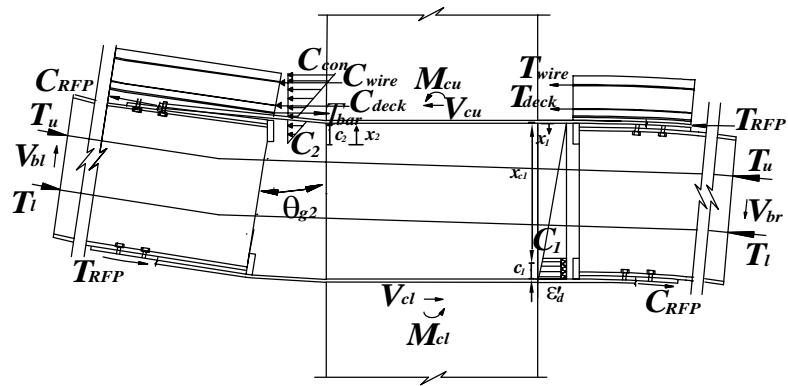


(a) Post-tensioning State

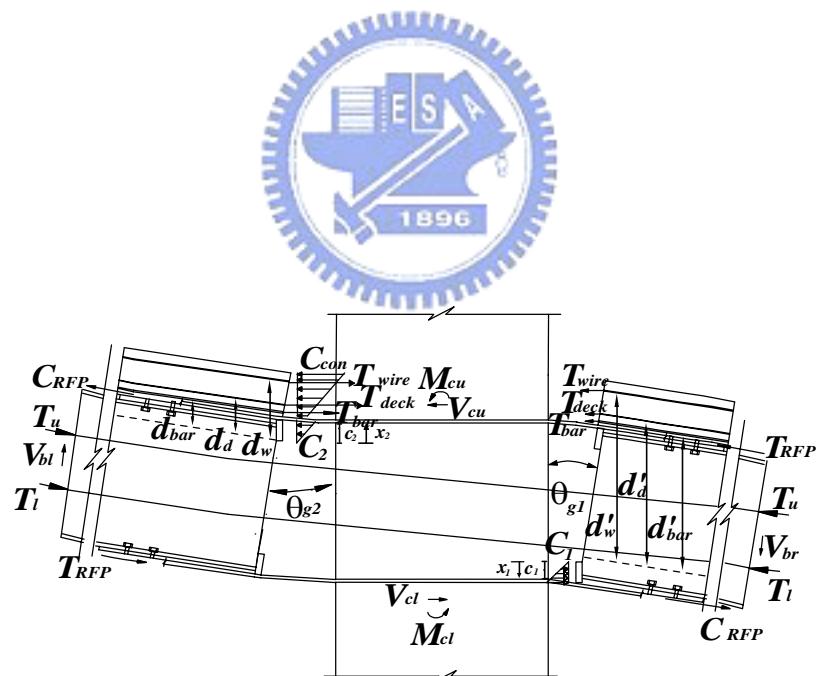


(b) Before Decompression (Positive Bending)

圖 4.13 試體 2 自由體圖

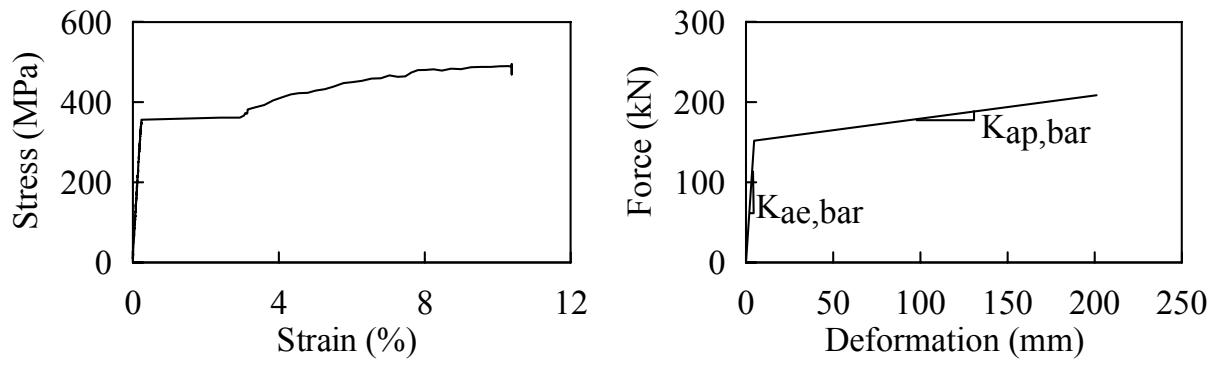


(c) Before Decompression (Negative Bending)

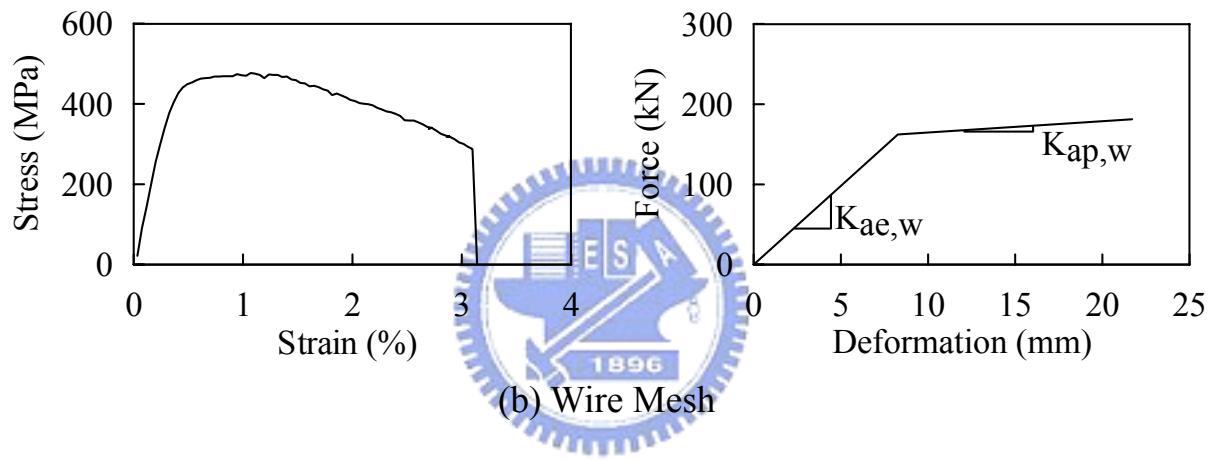


(d) Decompression

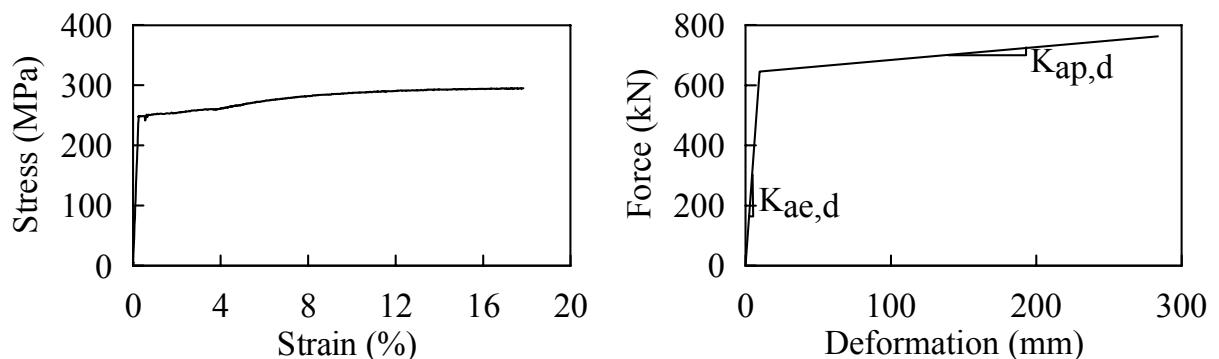
圖 4.13 試體 2 自由體圖(續)



(a) Reinforcement



(b) Wire Mesh



(c) Metal Deck

圖 4.14 力量-位移關係圖

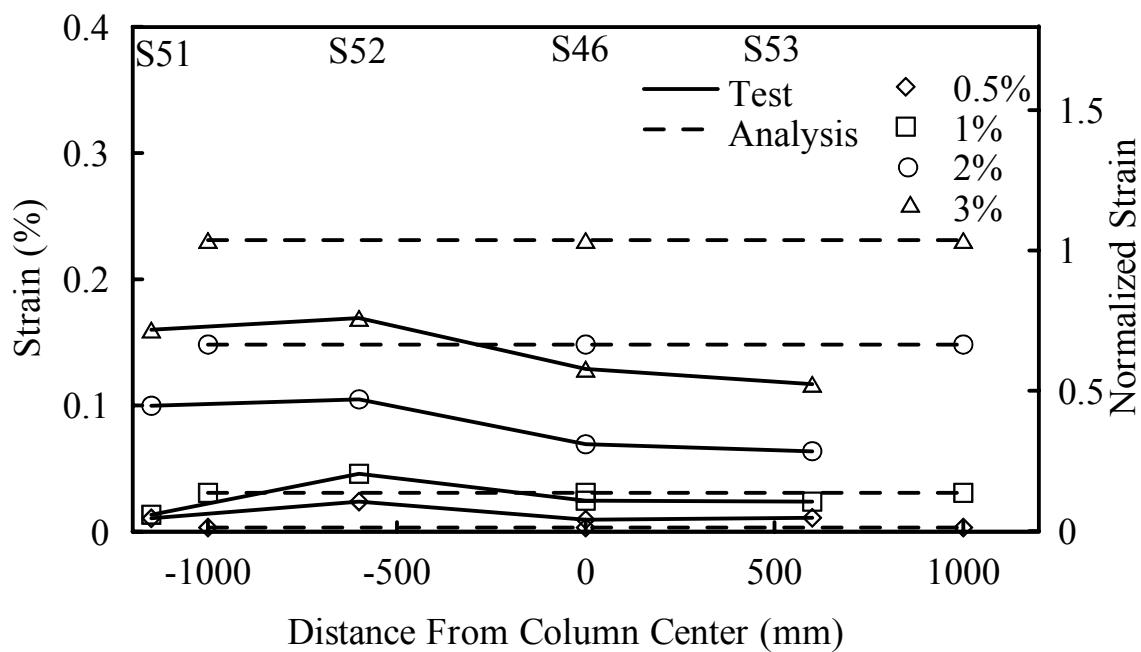


圖 4.15 試體 2 鋼筋應變

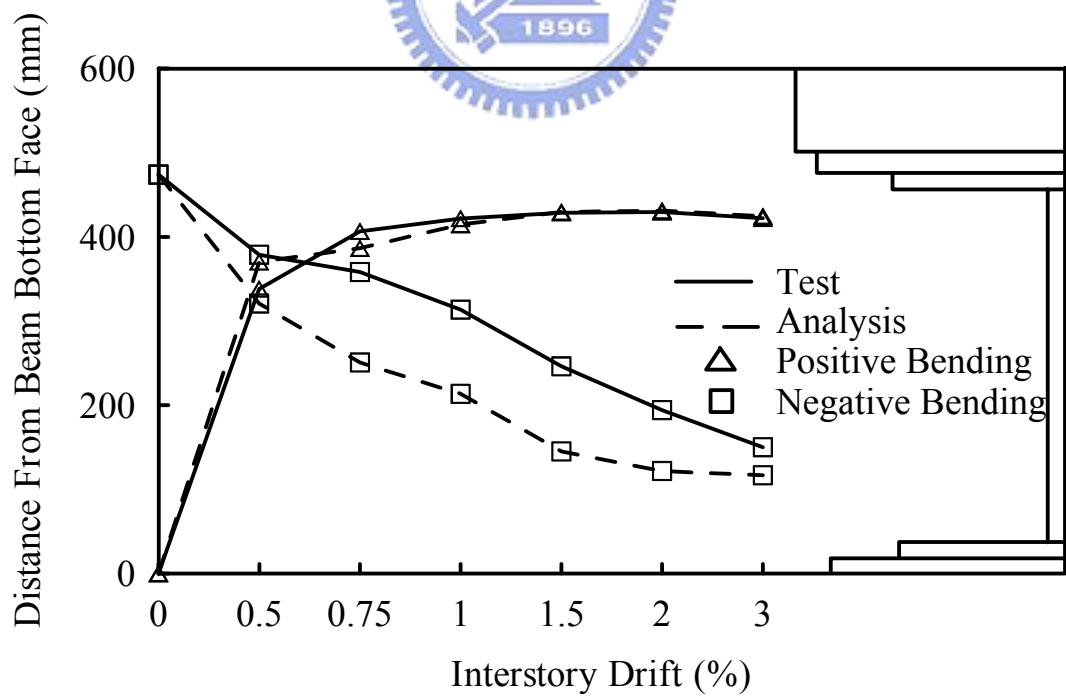


圖 4.16 試體 2 中性軸位置與層間側位移角關係

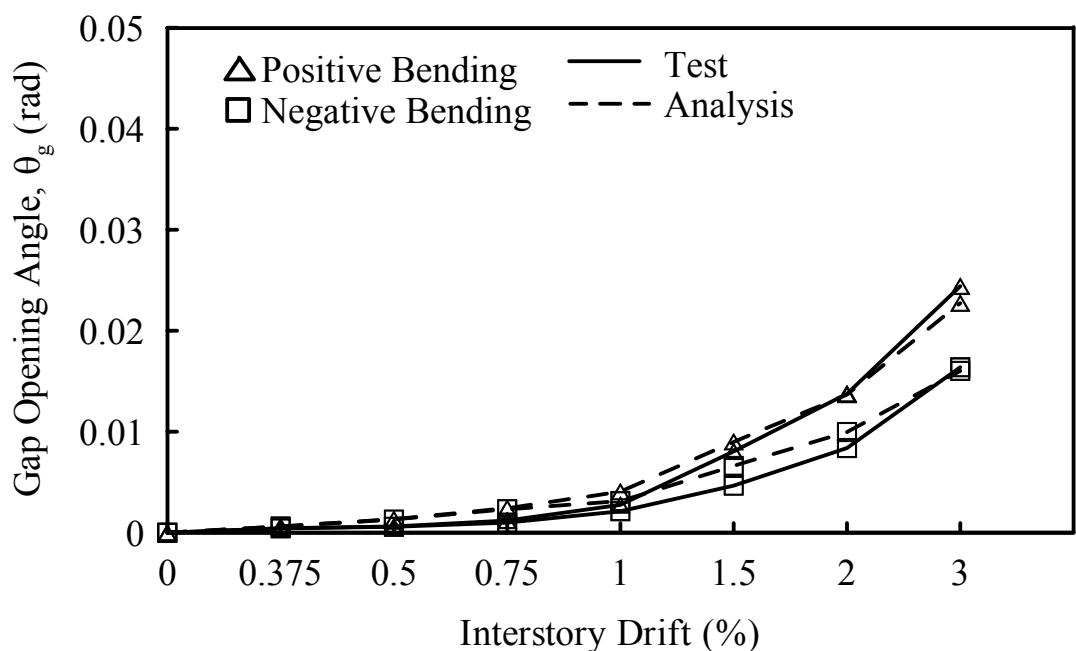


圖 4.17 試體 2 剛體旋轉角與層間側位移角關係

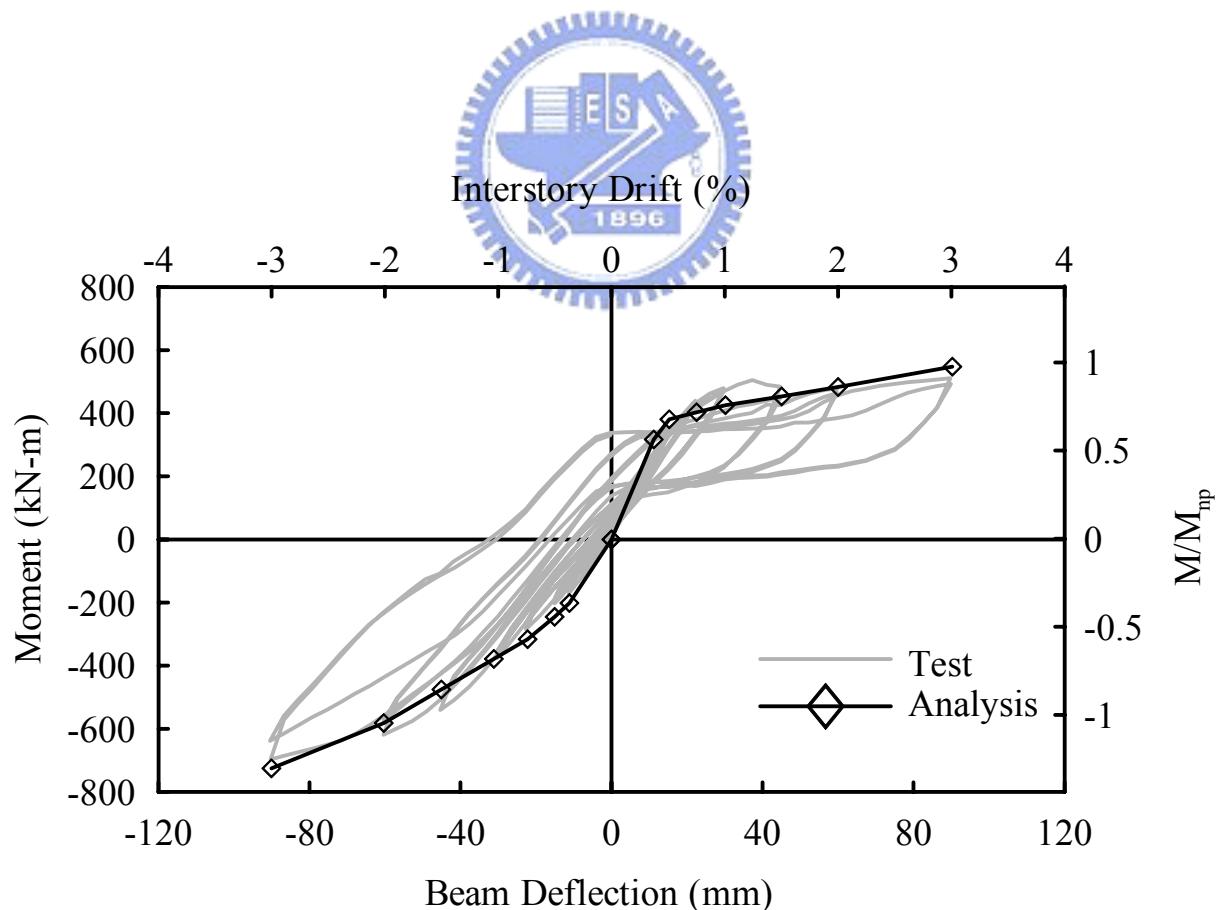
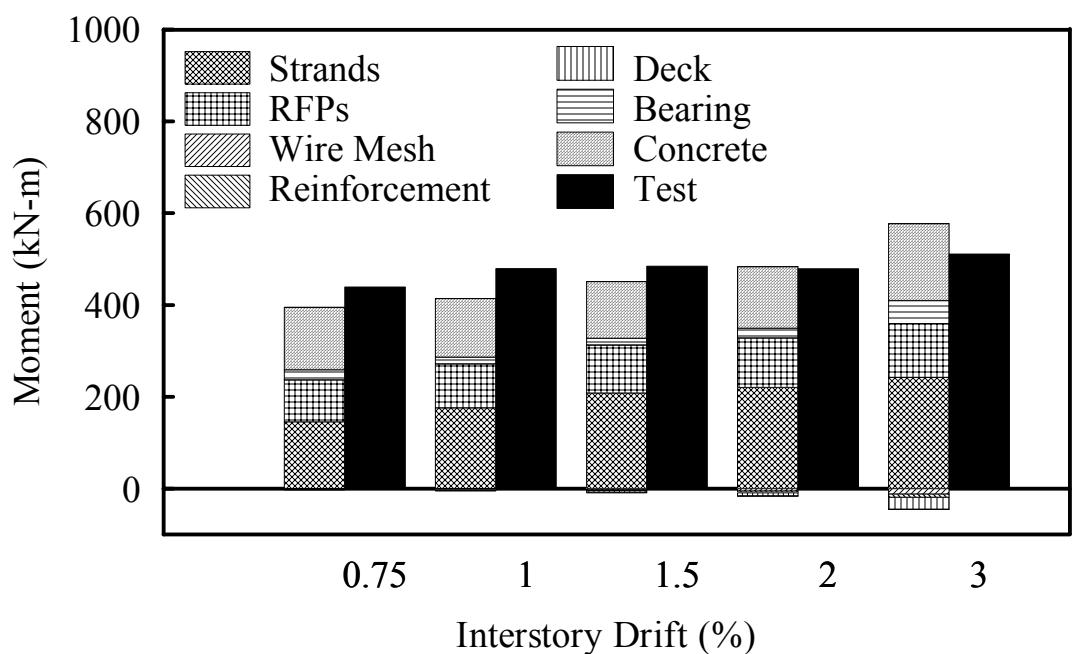
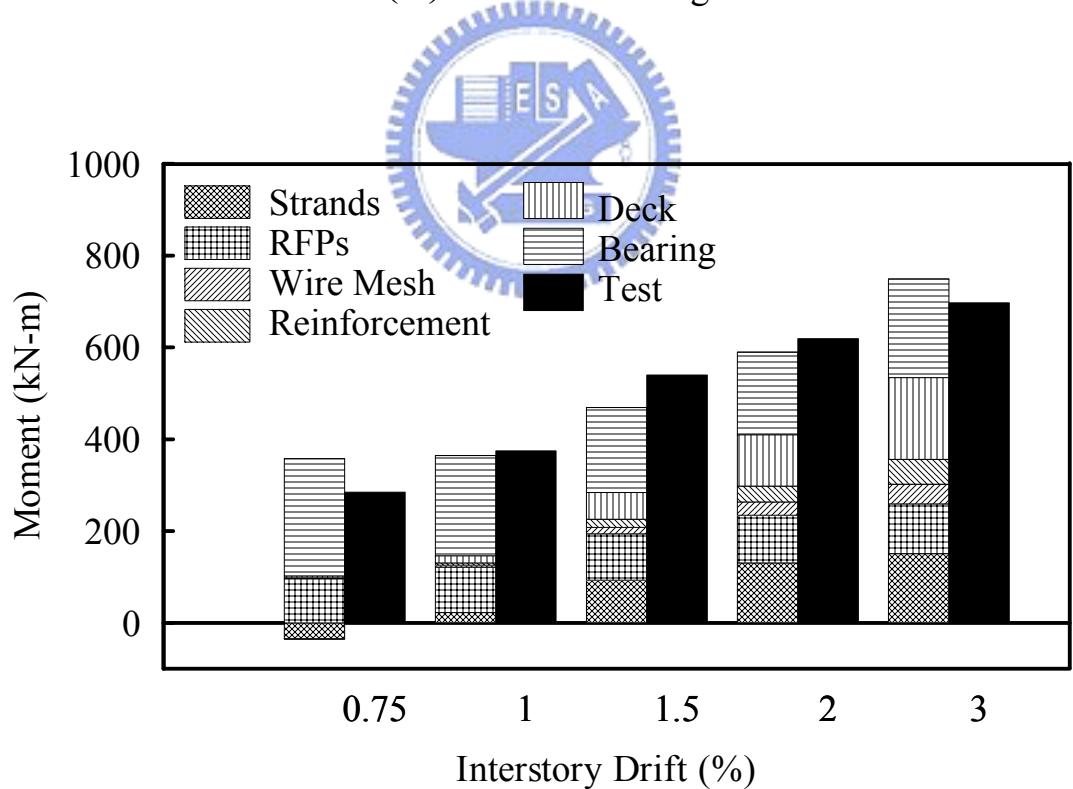


圖 4.18 試體 2 梁端彎矩與梁端位移關係

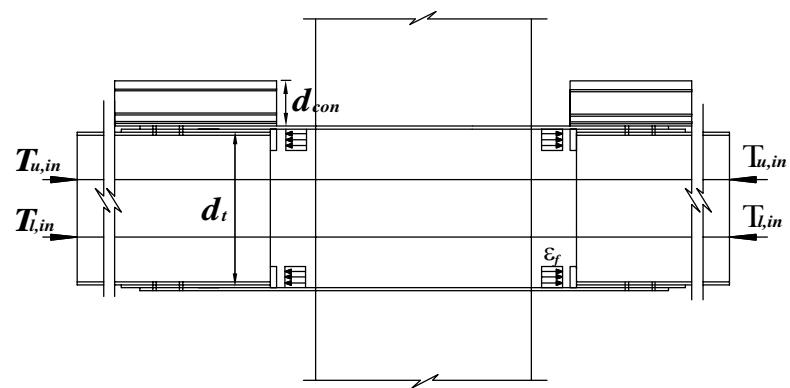


(a) Positive bending

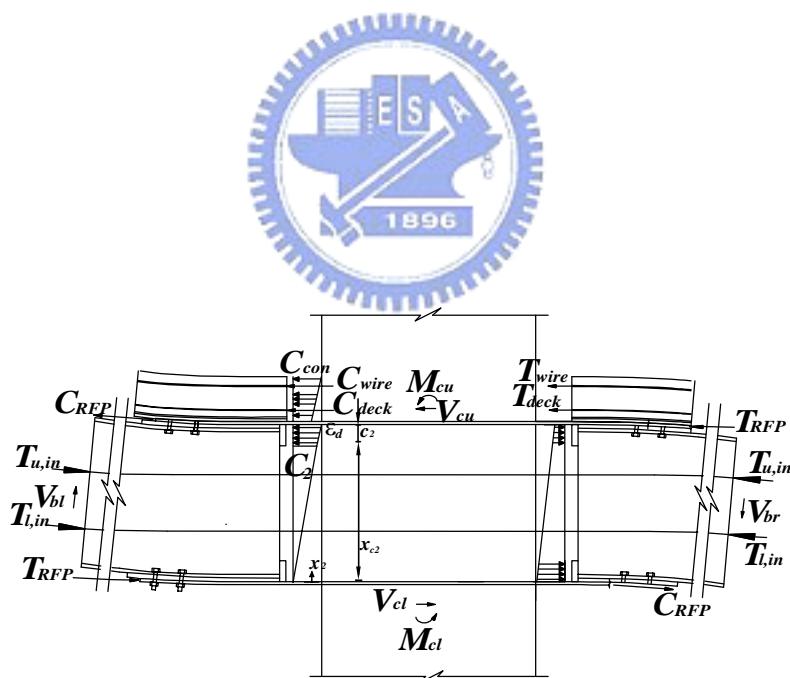


(b) Negative Bending

圖 4.19 試體 2 彎矩貢獻量

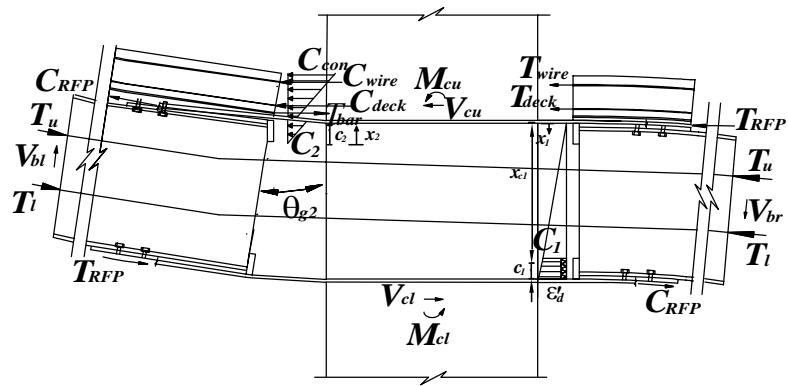


(a) Post-tensioning State

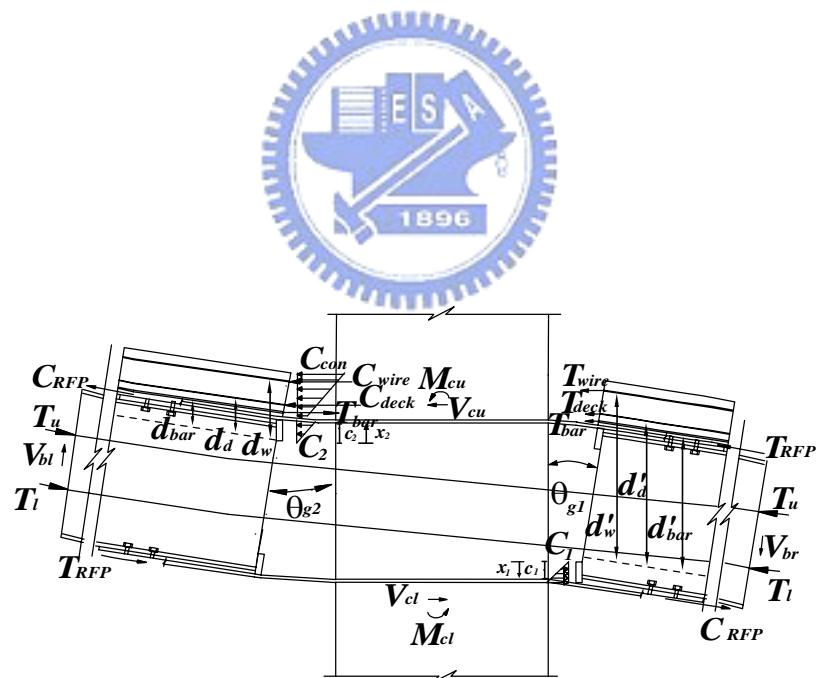


(b) Before Decompression (Positive Bending)

圖 4.20 試體 2 自由體圖



(c) Before Decompression (Negative Bending)



(d) Decompression

圖 4.20 試體 2 自由體圖(續)

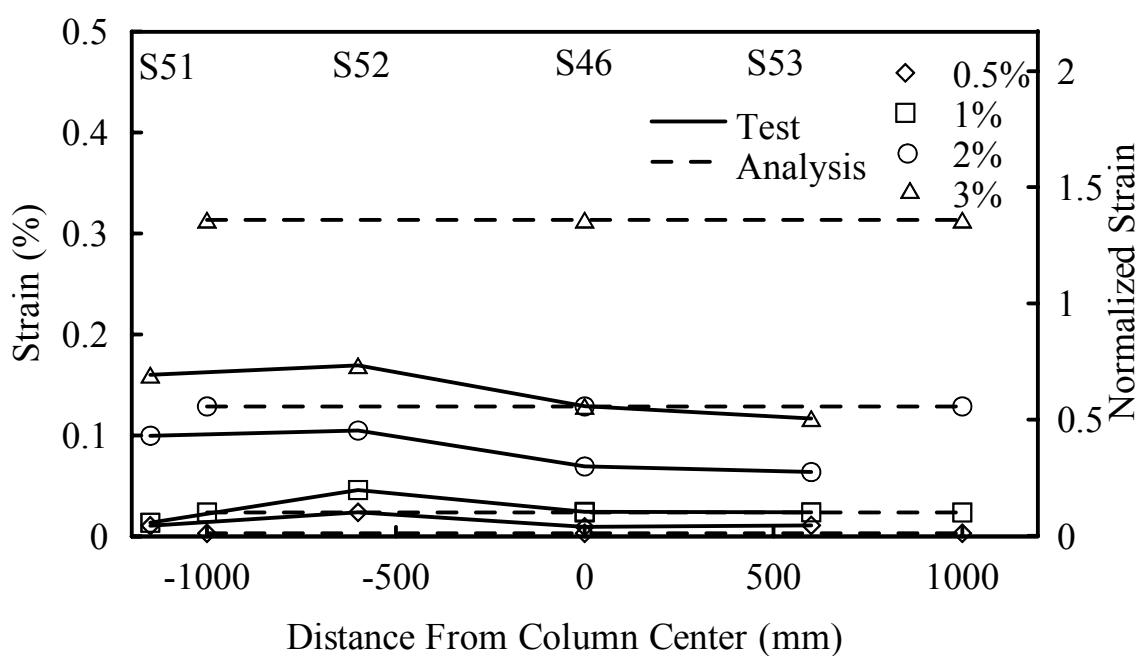


圖 4.21 試體 2 鋼筋應變

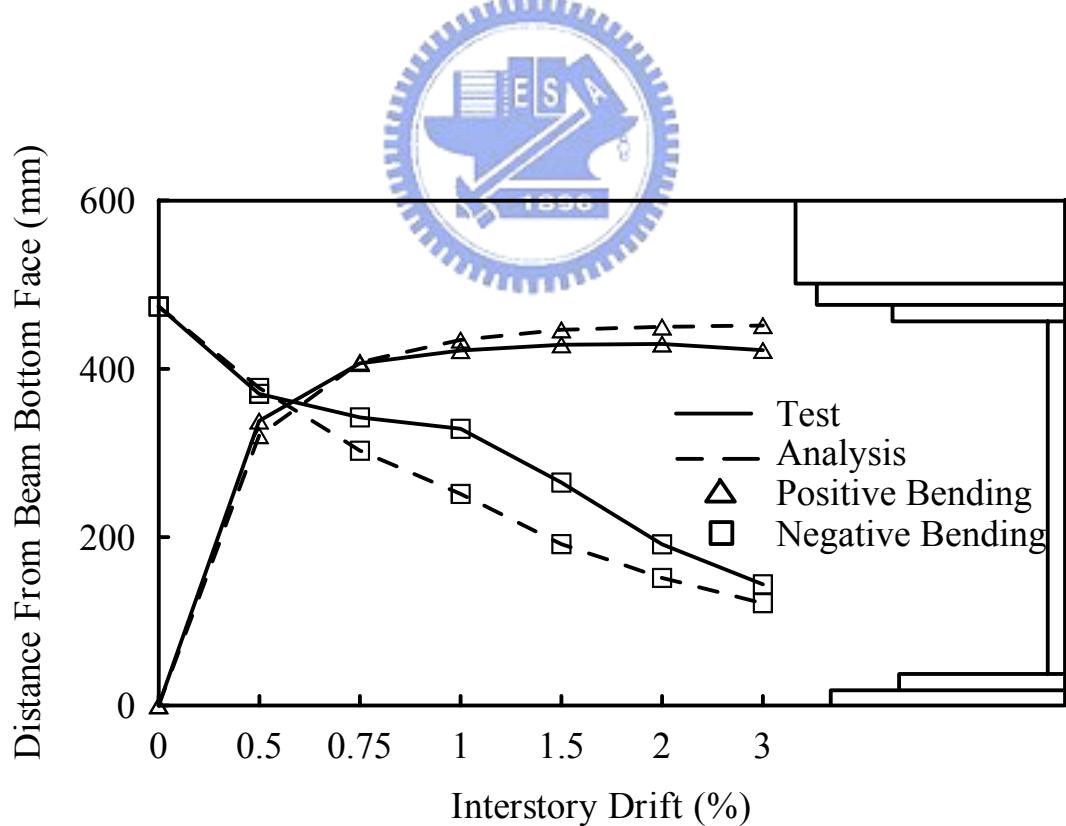


圖 4.22 試體 2 中性軸位置與層間側位移角關係

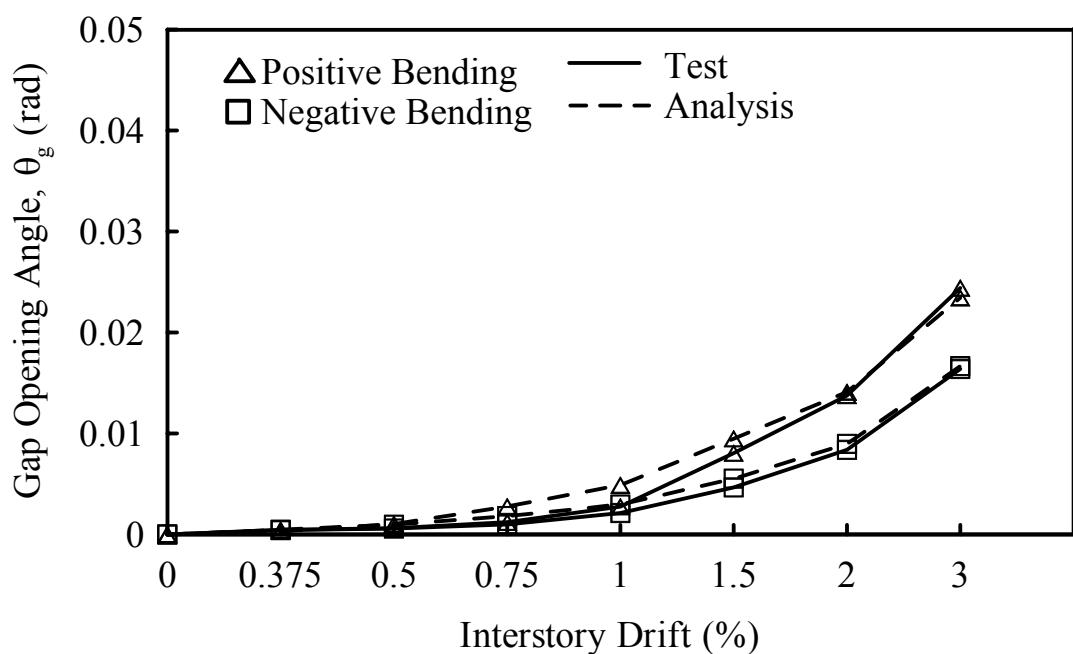


圖 4.23 試體 2 剛體旋轉角與層間側位移角關係

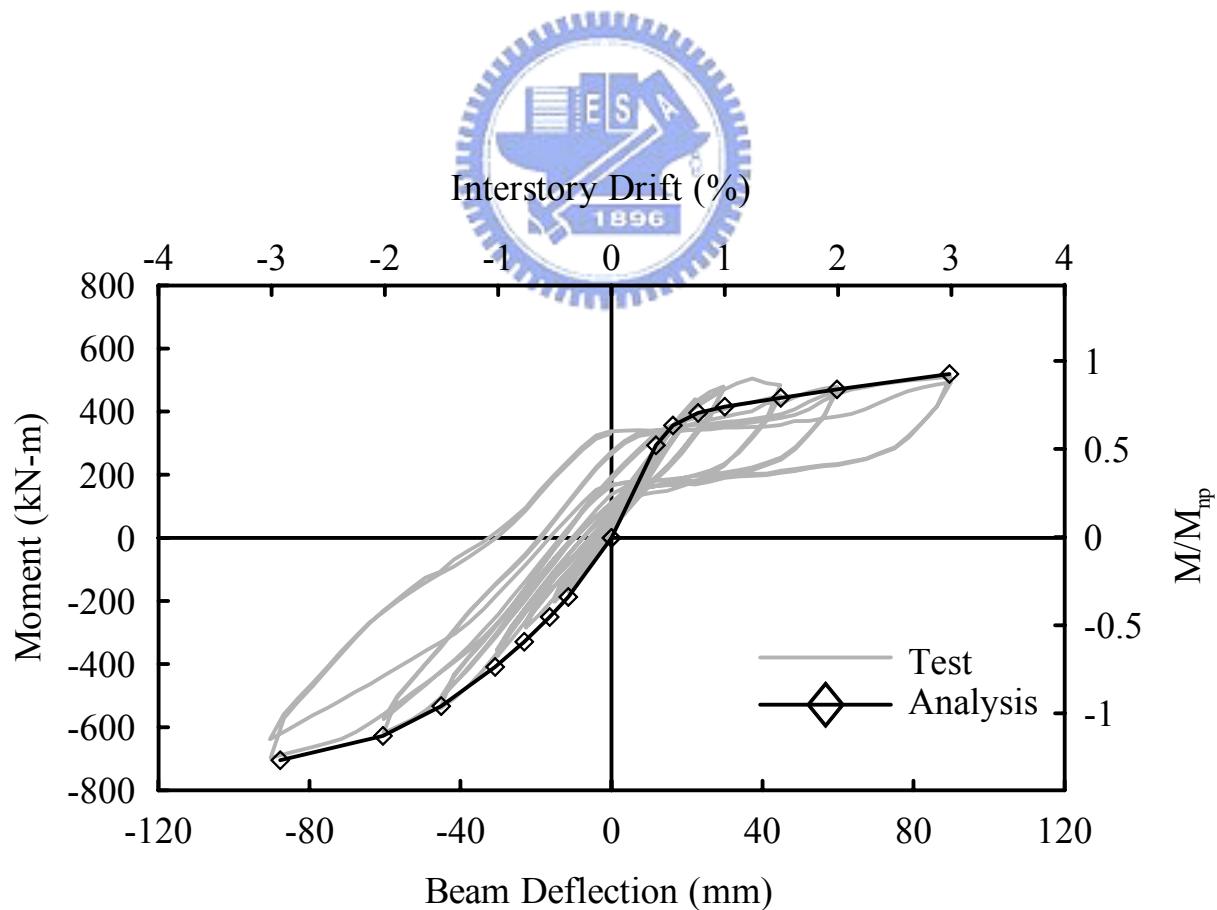
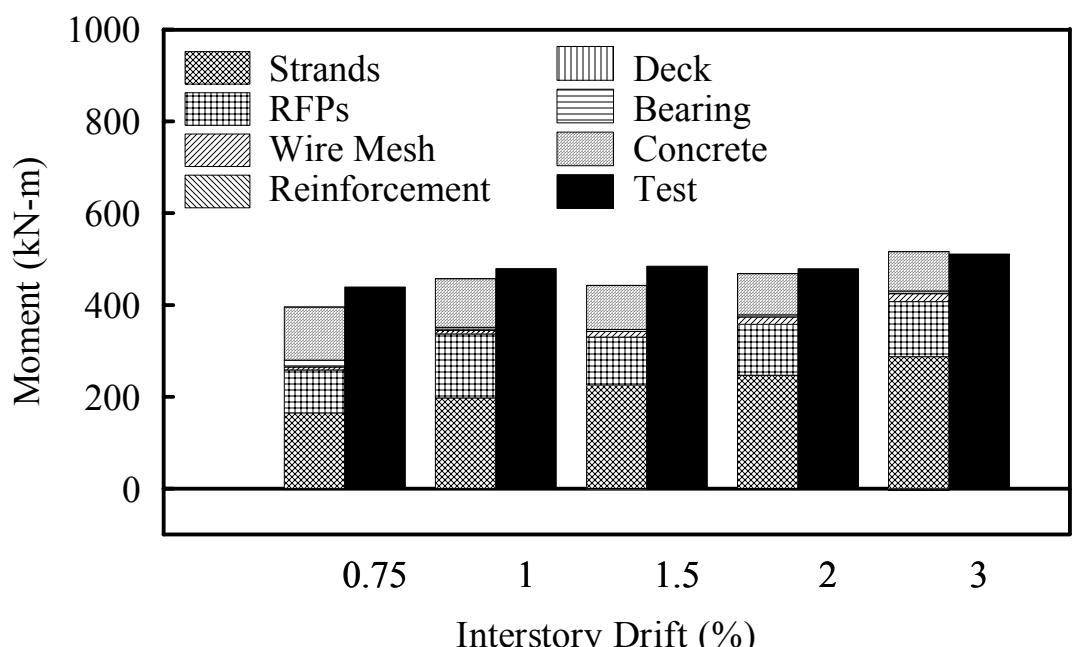
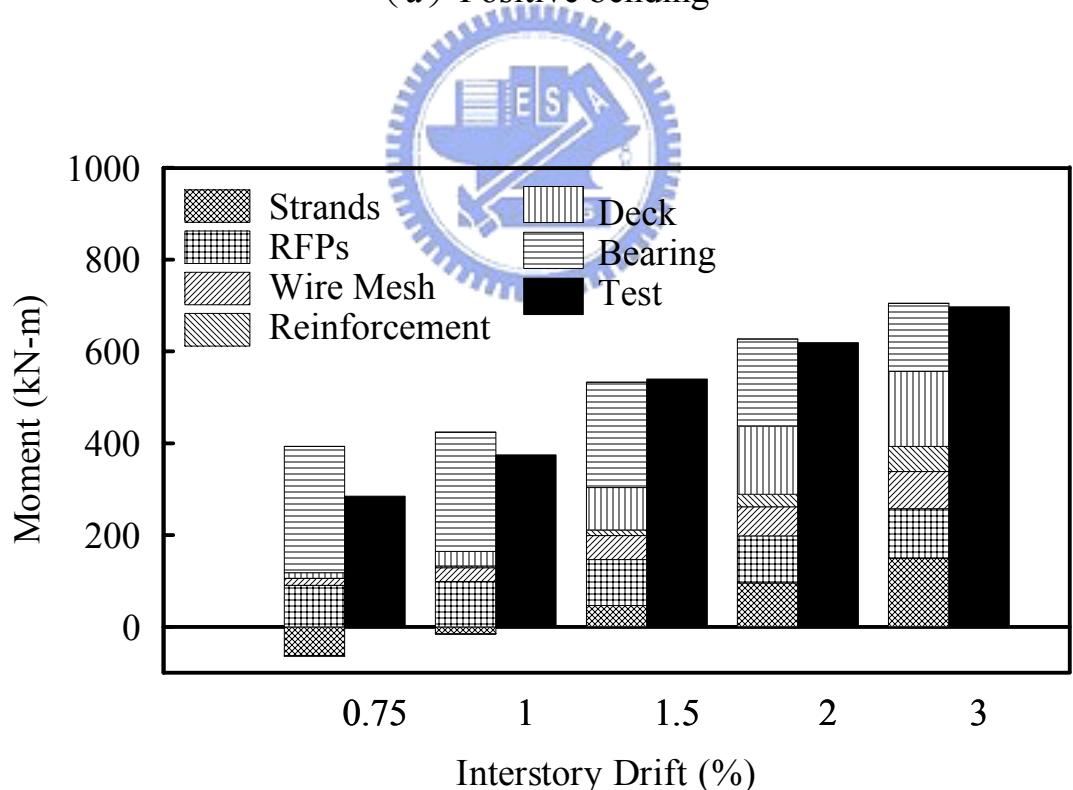


圖 4.24 試體 2 梁端彎矩與梁端位移關係

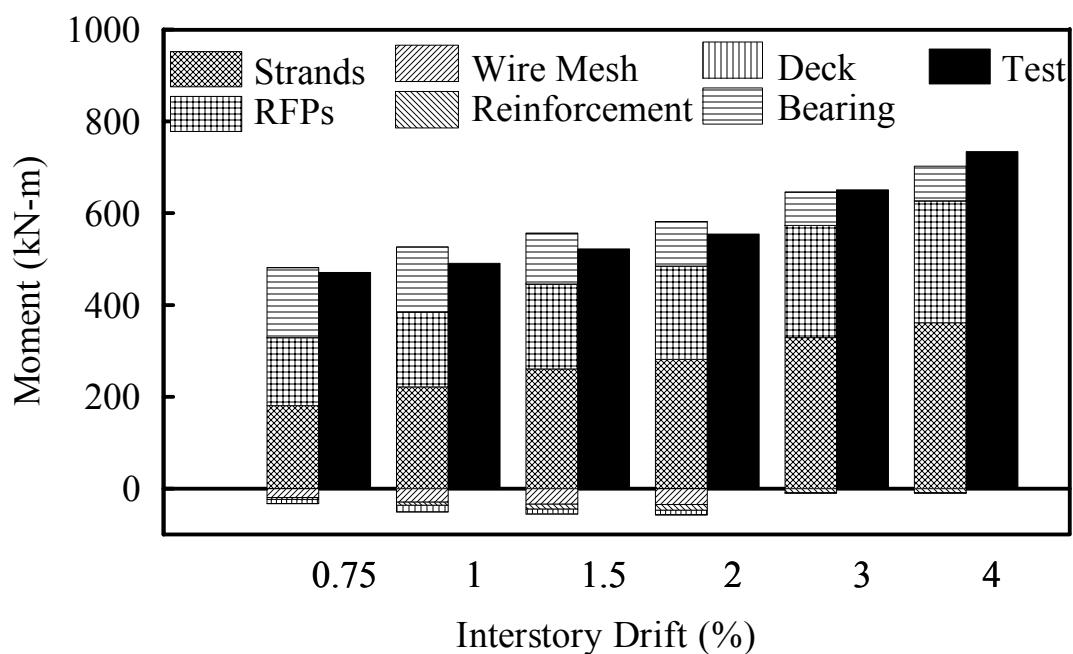


(a) Positive bending

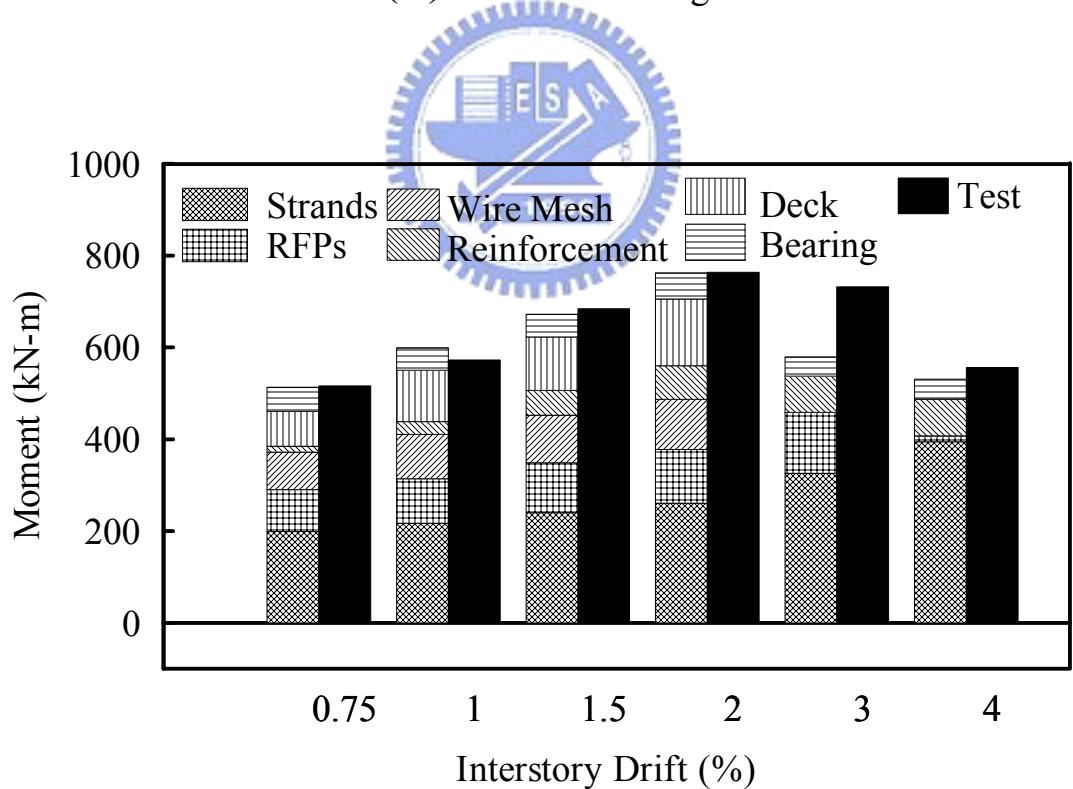


(b) Negative Bending

圖 4.25 試體 2 彎矩貢獻量

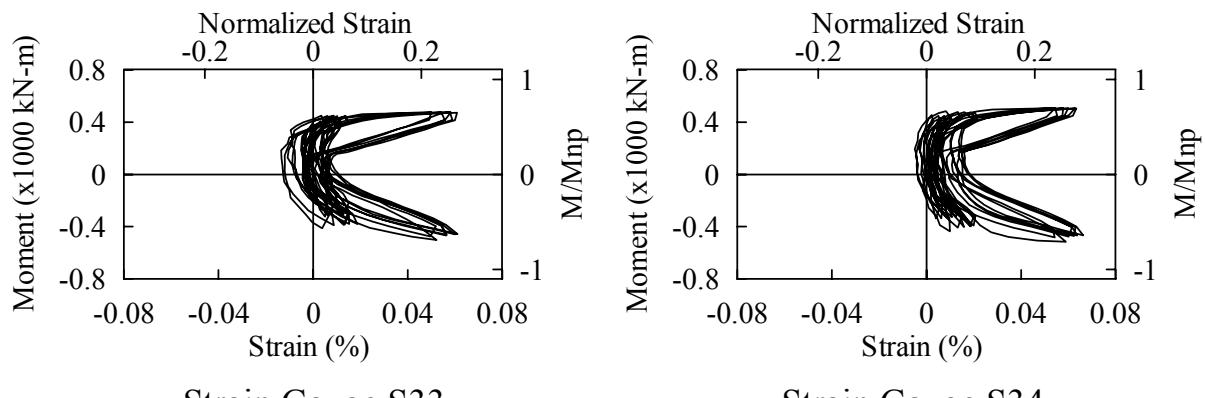


(a) Positive bending

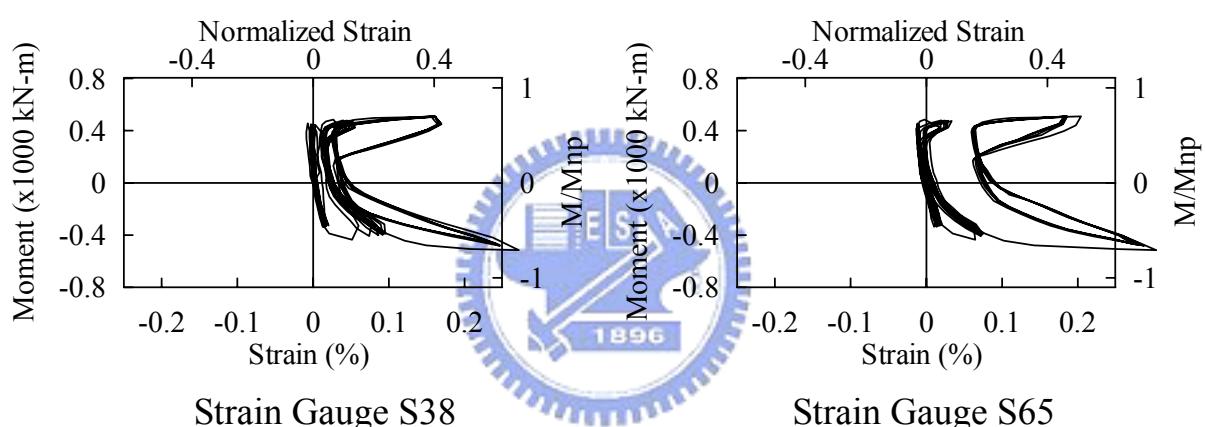


(b) Negative Bending

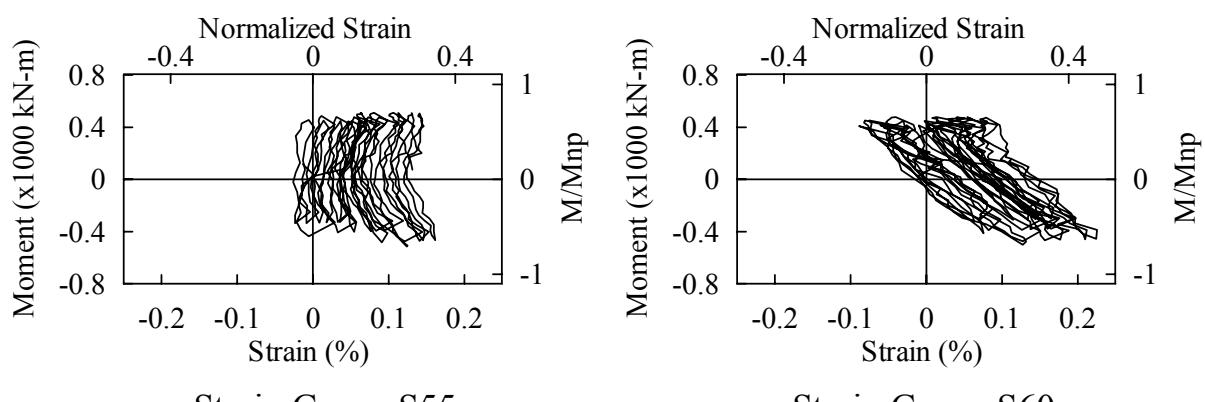
圖 4.26 試體 4 彎矩貢獻量



(a) Reinforcement

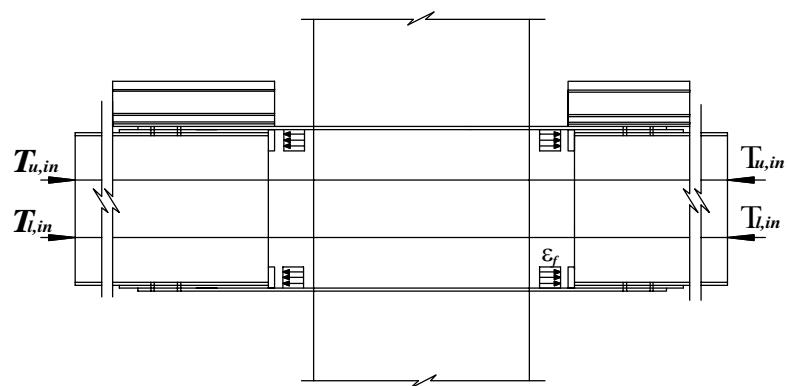


(b) Wire Mesh

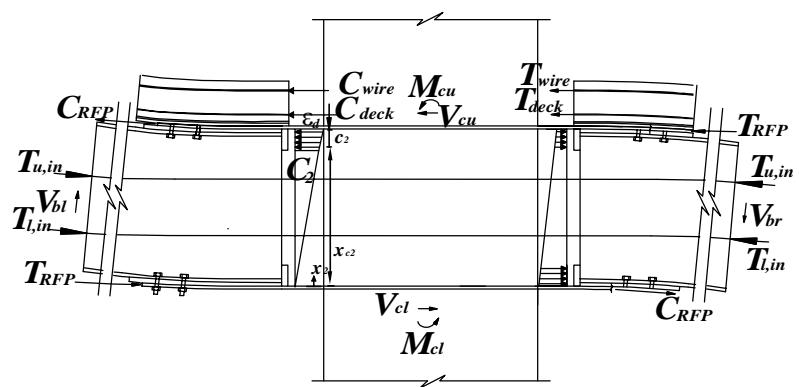


(c) Metal Deck

圖 4.27 試體 4 鋼絲網、鋼筋及鋼承板應變與梁端彎矩間關係

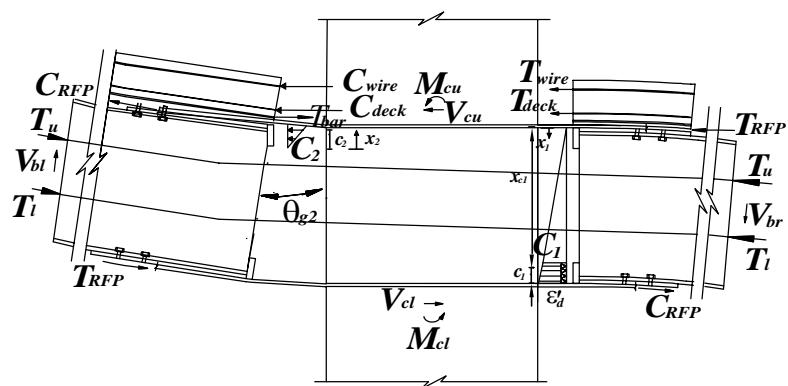


(a) Post-tensioning State

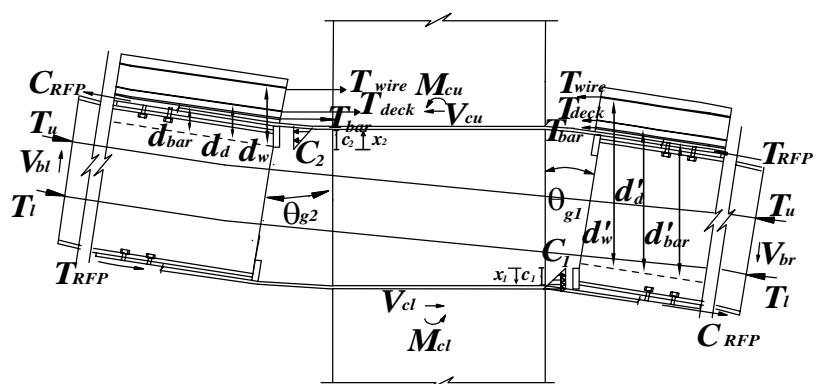


(b) Before Decompression (Positive Bending)

圖 4.28 試體 4 自由體圖



(c) Before Decompression (Negative Bending)



(d) Decompression

圖 4.28 試體 4 自由體圖(續)

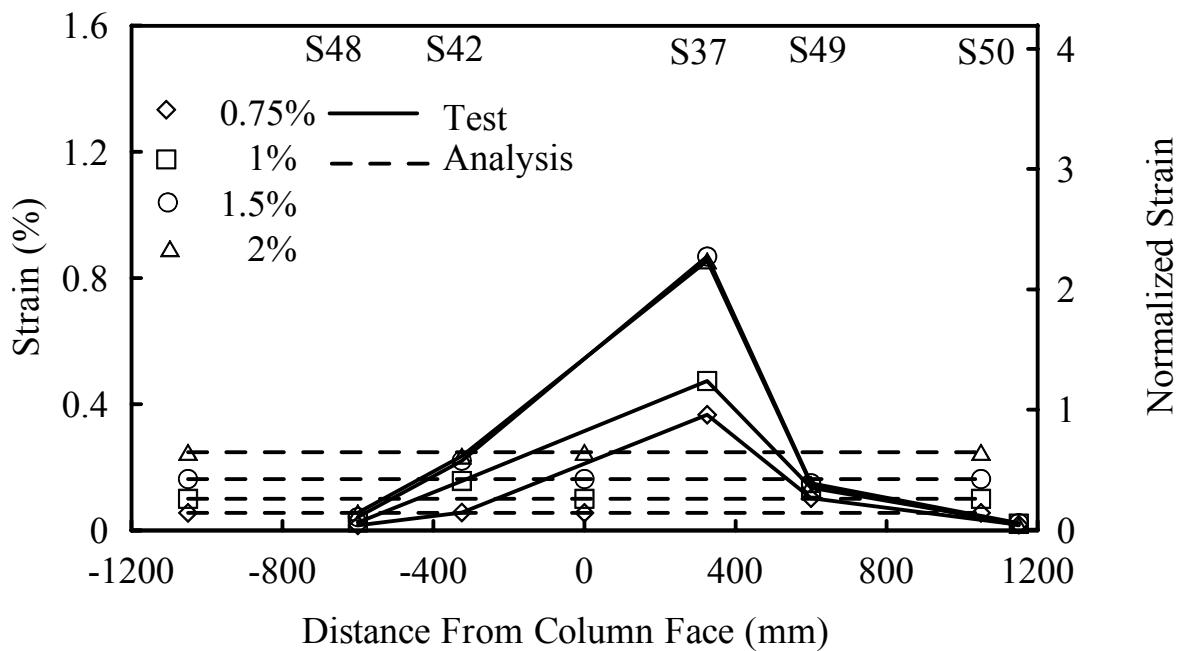


圖 4.29 試體 4 鋼絲網應變

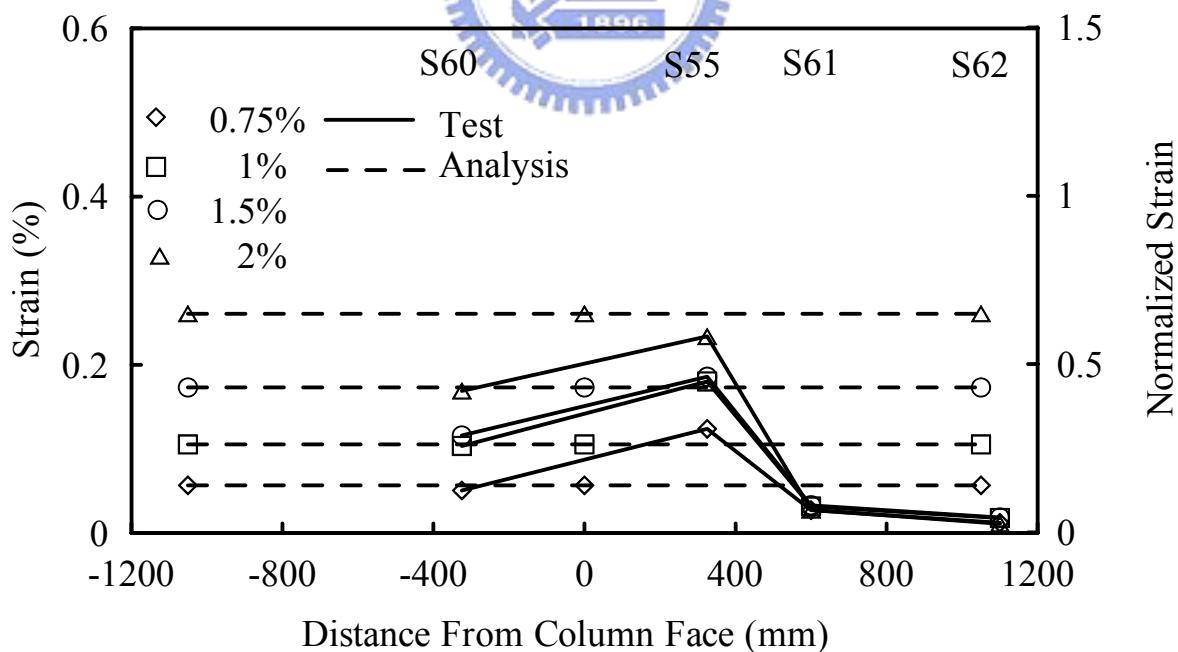


圖 4.30 試體 4 鋼承板應變

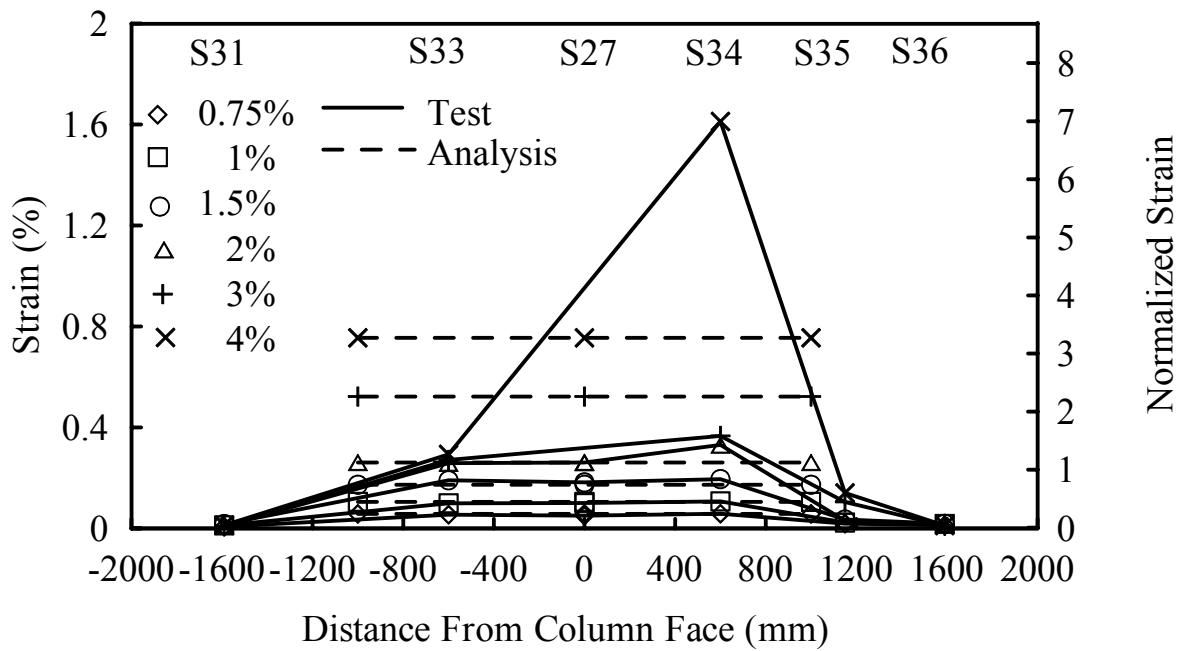


圖 4.31 試體 4 鋼筋應變

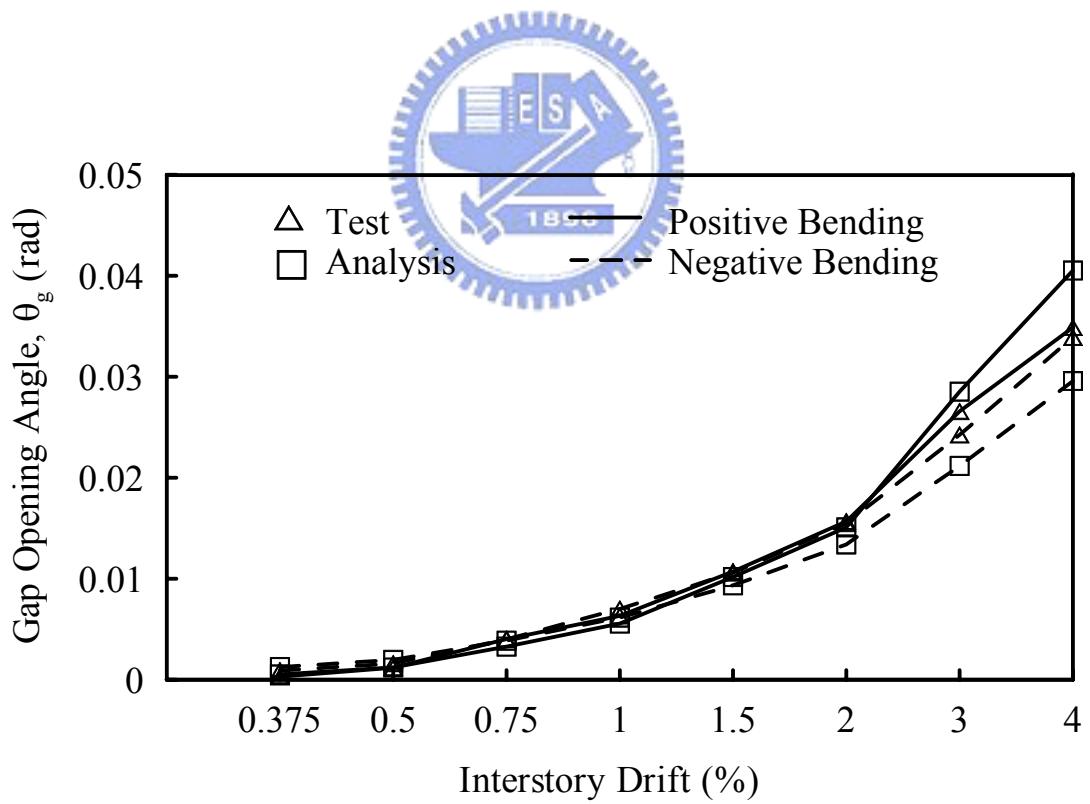


圖 4.32 試體 4 剛體旋轉角與層間側位移角間關係

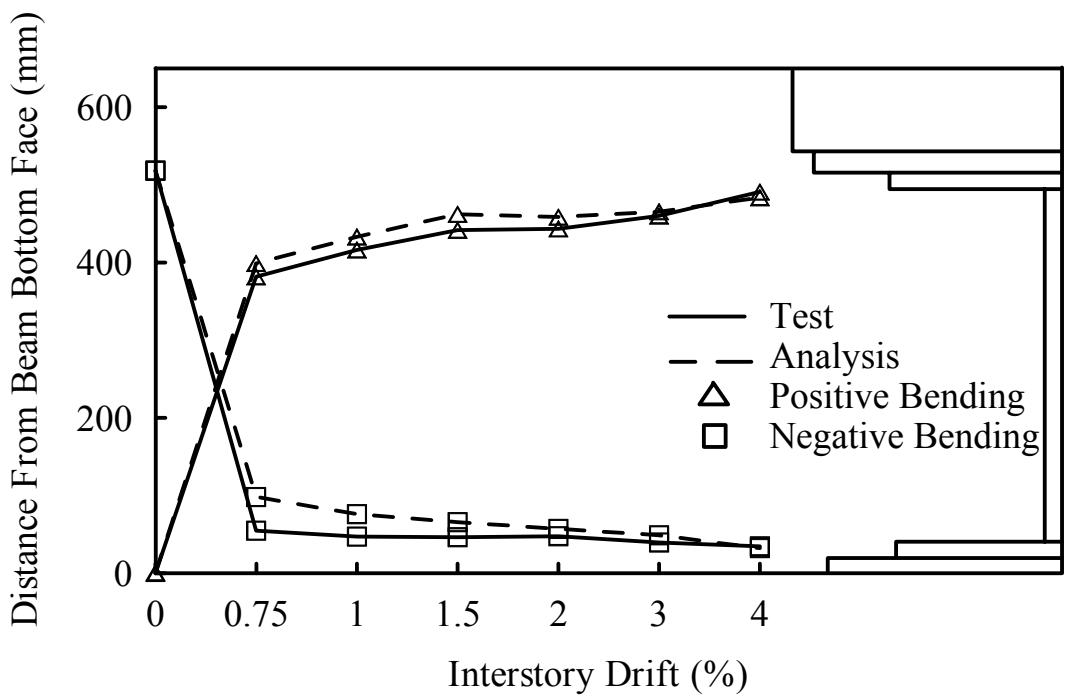


圖 4.33 試體 4 中性軸位置與層間側位移角間關係

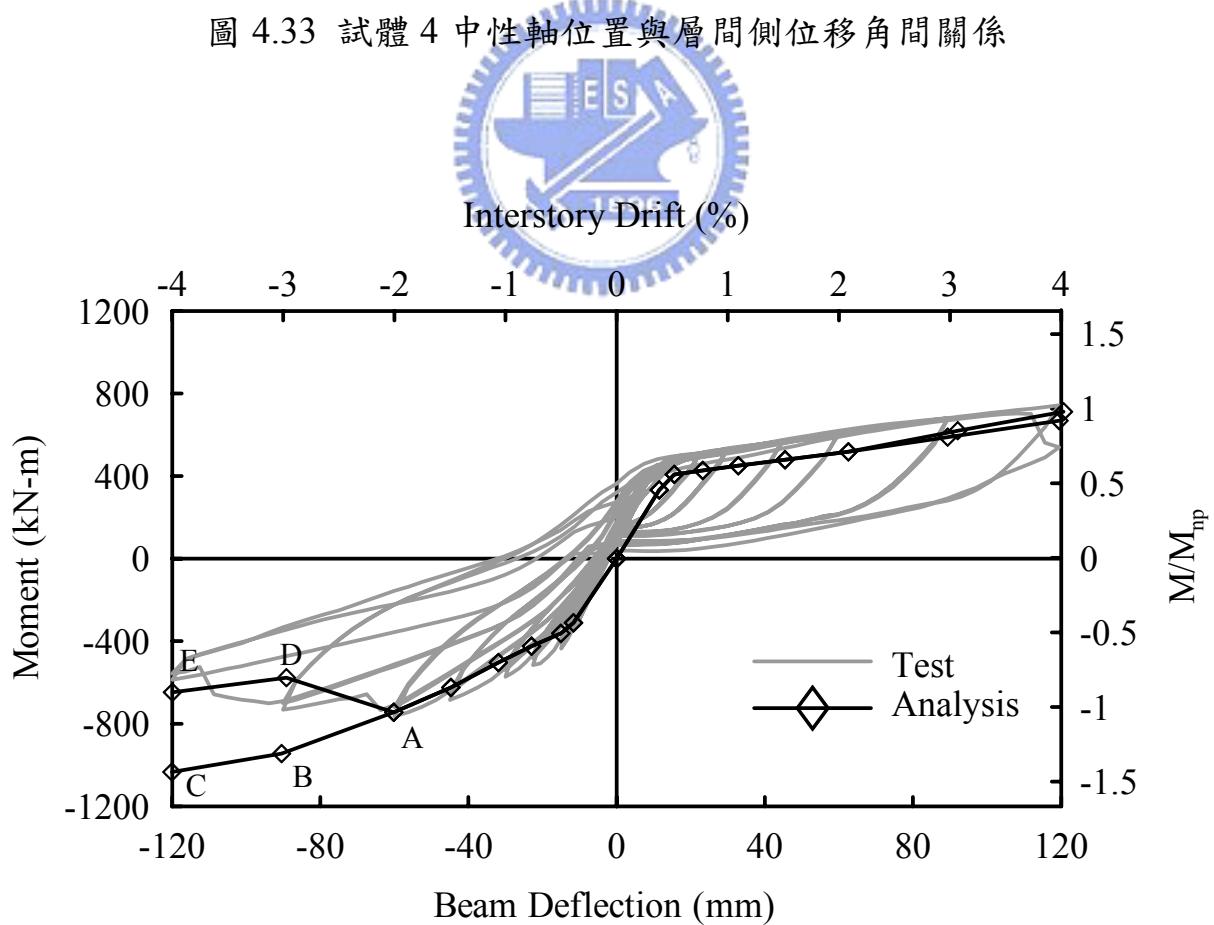
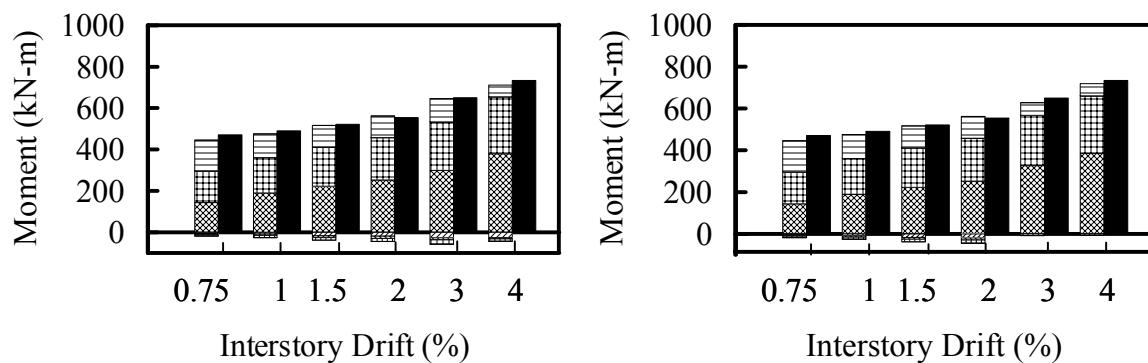
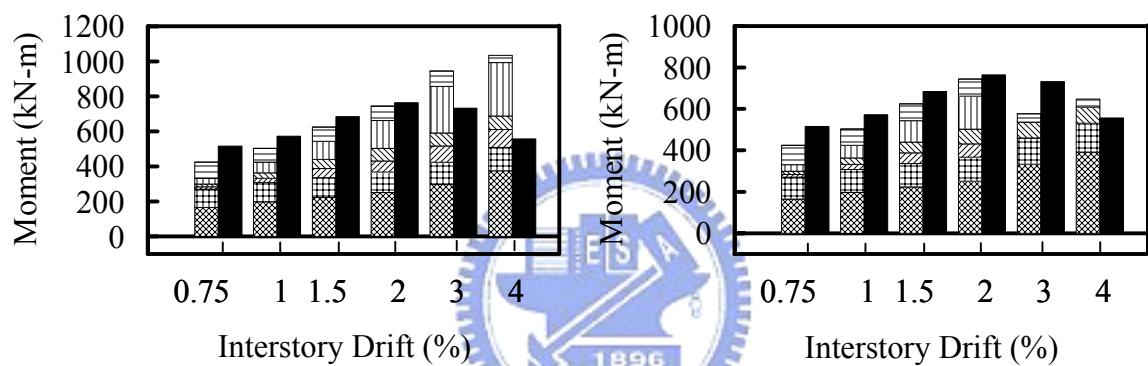


圖 4.34 試體 4 梁端彎矩與梁端位移間關係



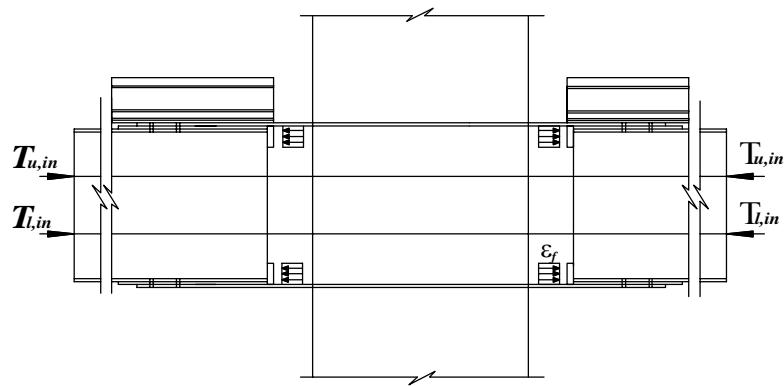
(a) Positive bending



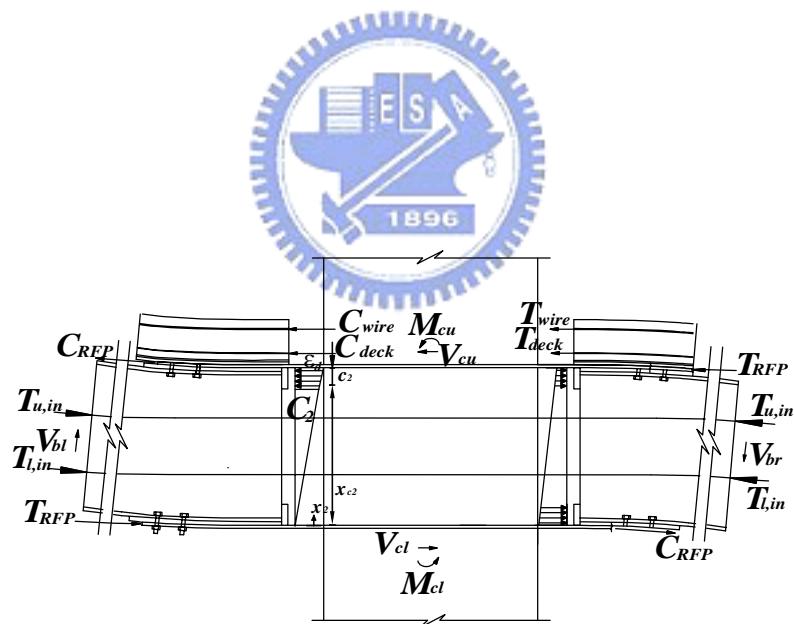
(b) Negative Bending

Strands	Wire Mesh	Deck	Test
RFPs	Reinforcement	Bearing	

圖 4.35 試體 4 彎矩貢獻量

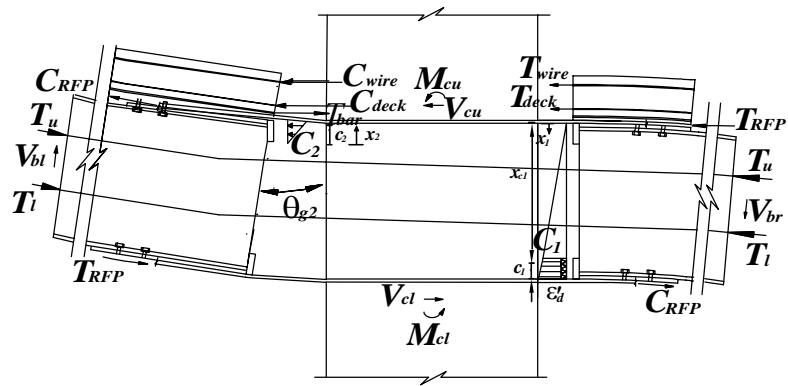


(a) Post-tensioning State

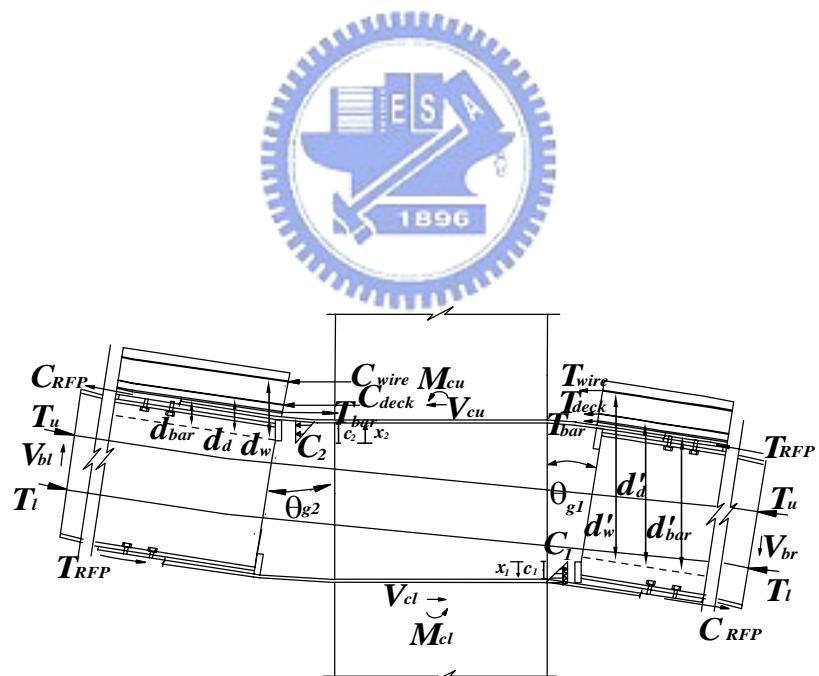


(b) Before Decompression (Positive Bending)

圖 4.36 試體 4 自由體圖



(c) Before Decompression (Negative Bending)



(d) Decompression

圖 4.36 試體 4 自由體圖(續)

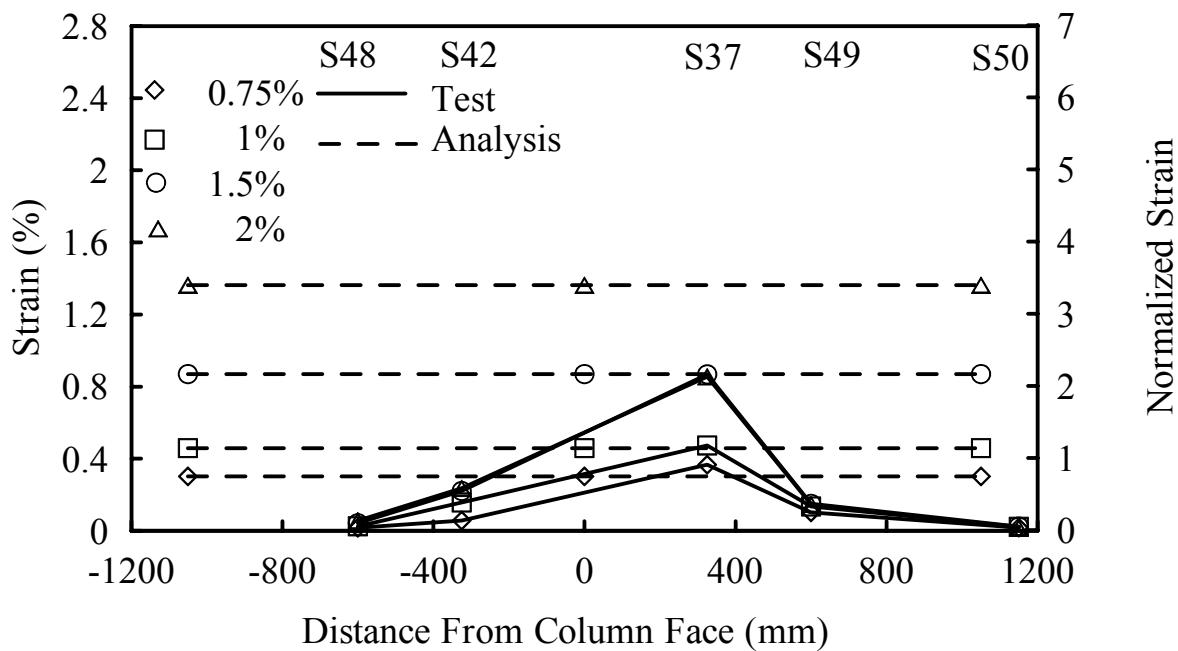


圖 4.37 試體 4 鋼絲網應變

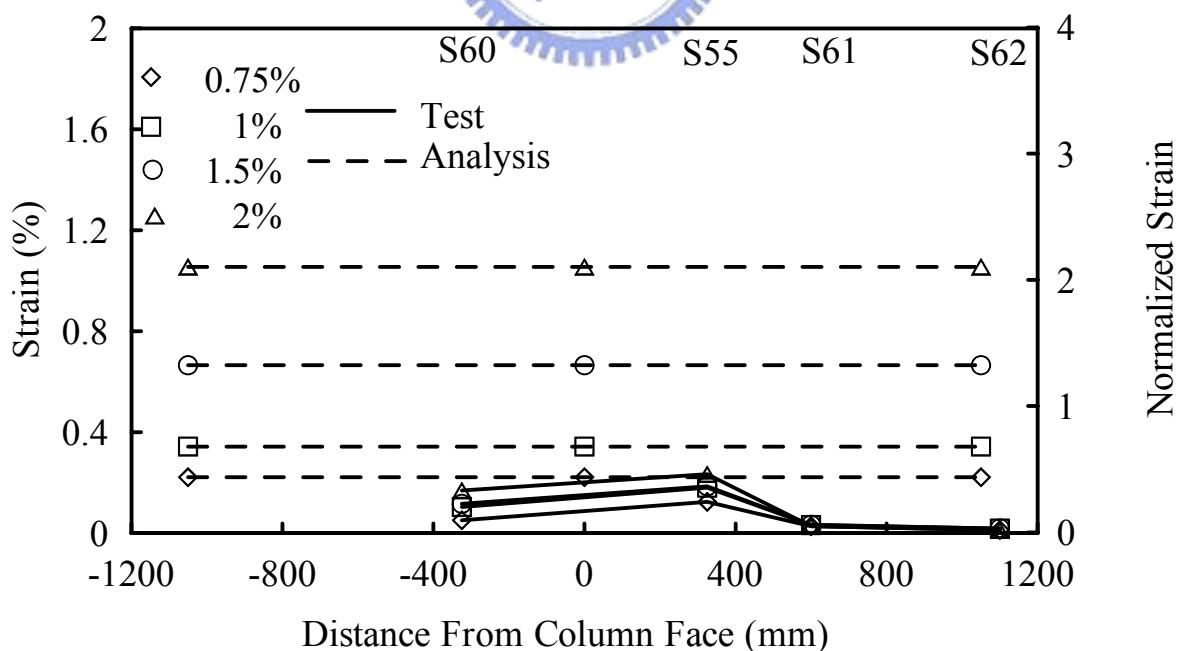


圖 4.38 試體 4 鋼承板應變

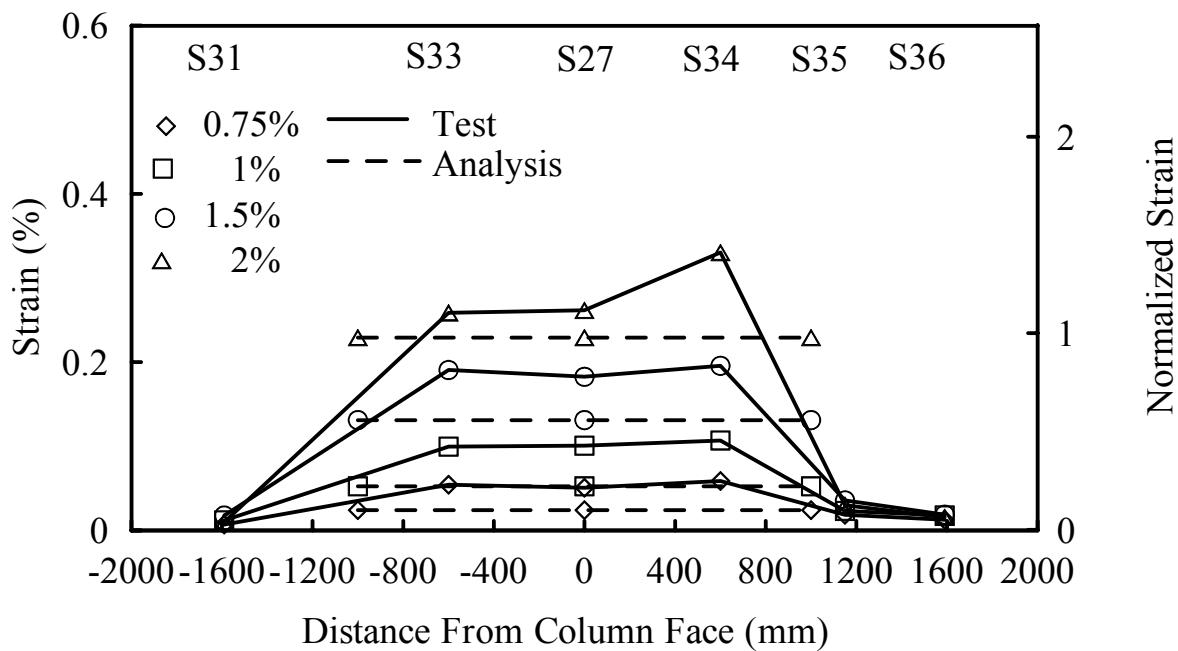


圖 4.39 試體 4 鋼筋應變

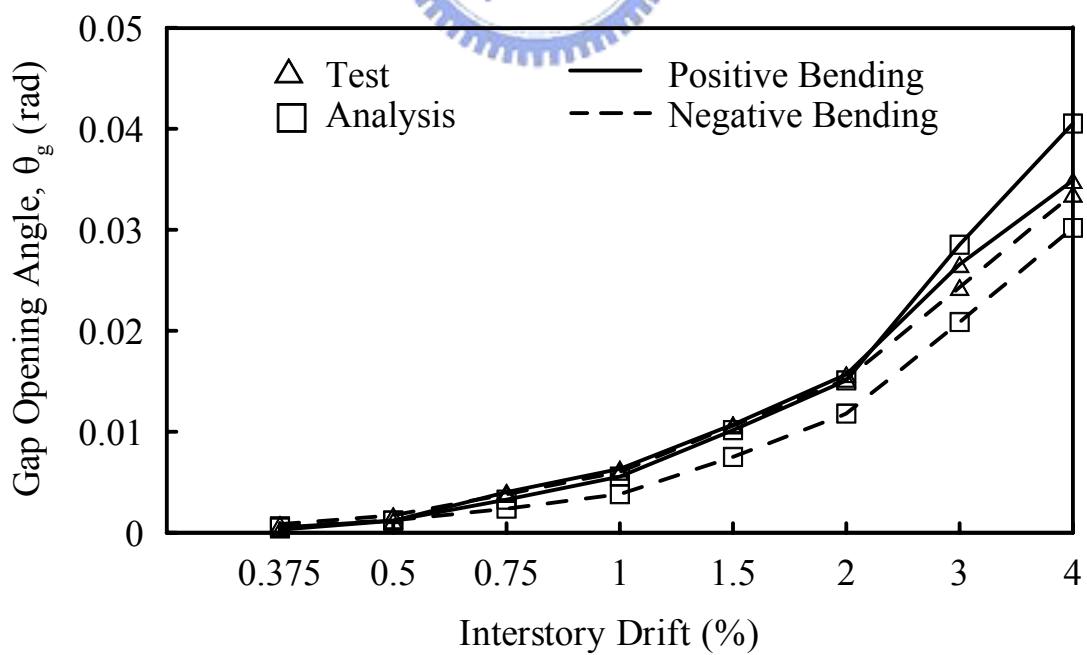


圖 4.40 試體 4 剛體旋轉角與層間側位移角間關係

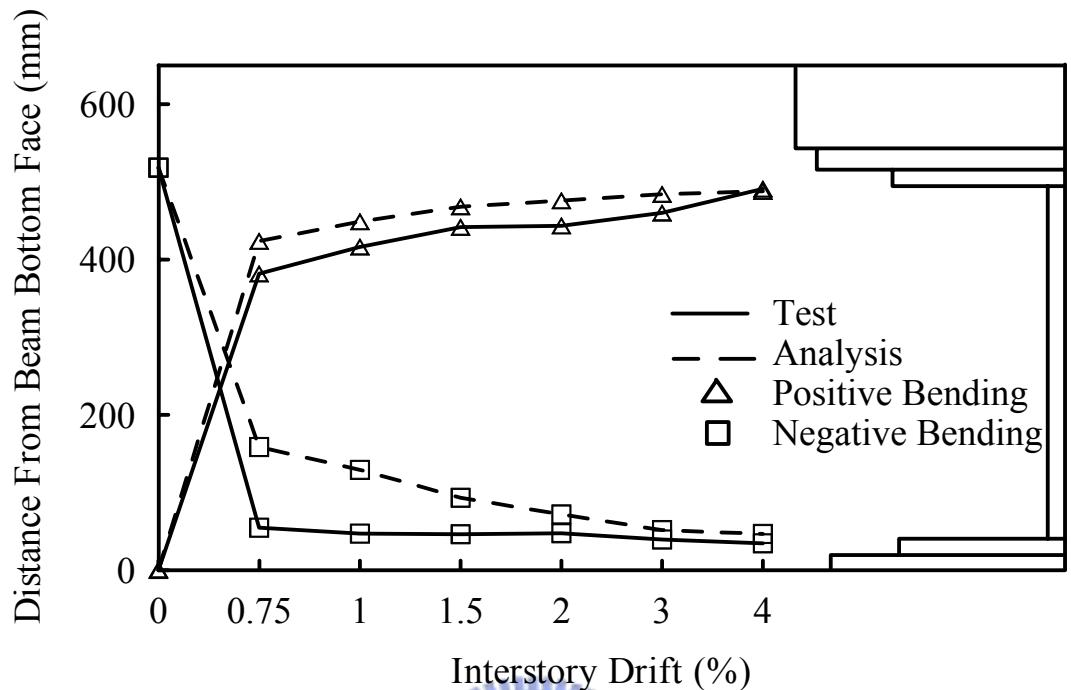


圖 4.41 試體 4 中性軸位置與層間側位移角間關係

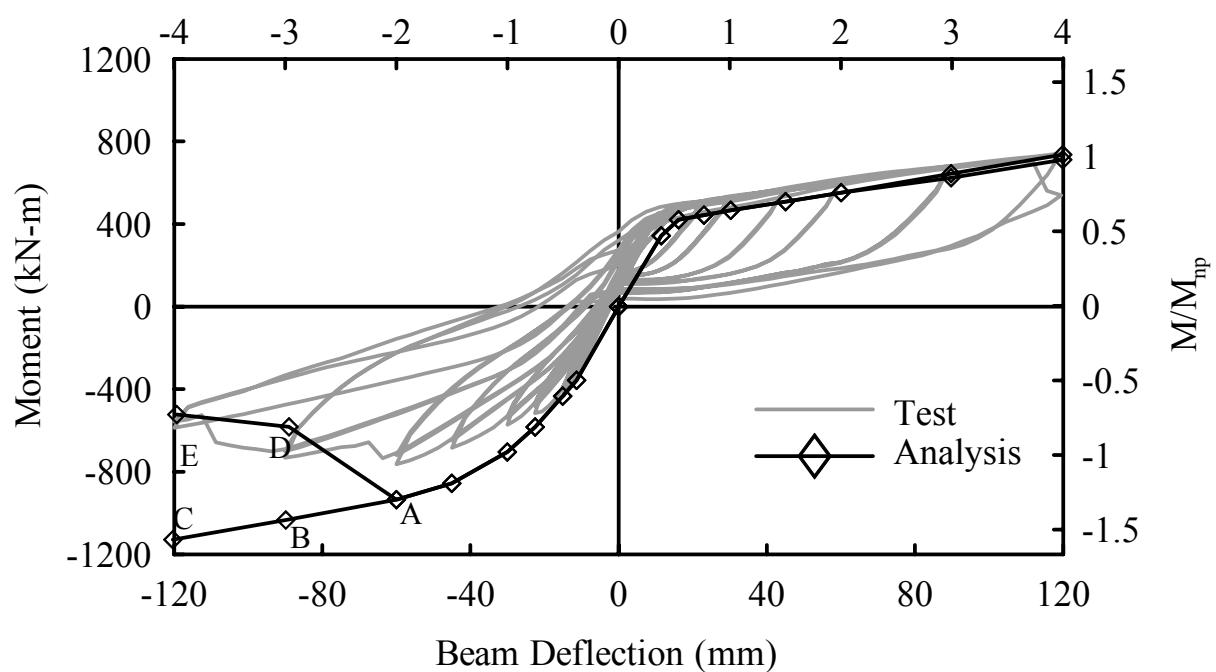
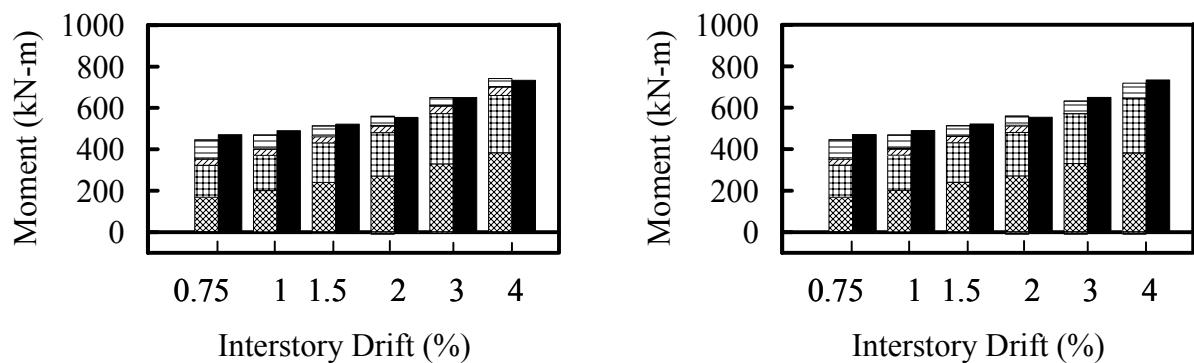
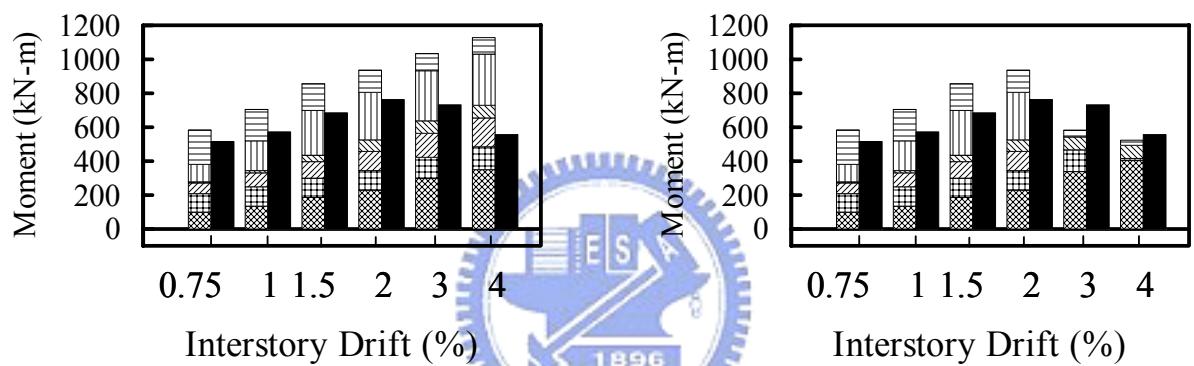


圖 4.42 試體梁端彎矩與梁端位移間關係



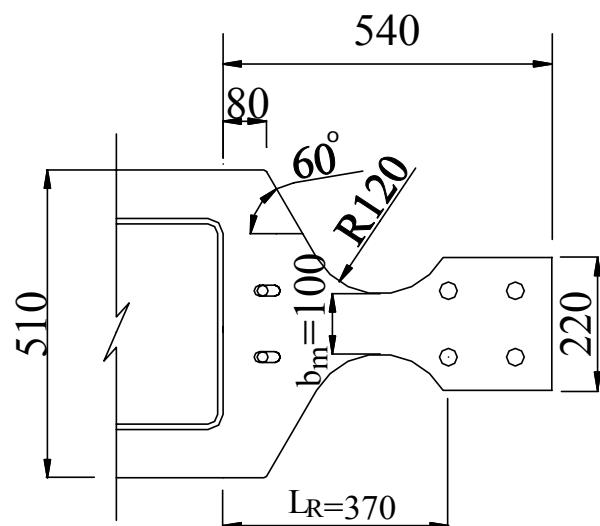
(a) Positive bending



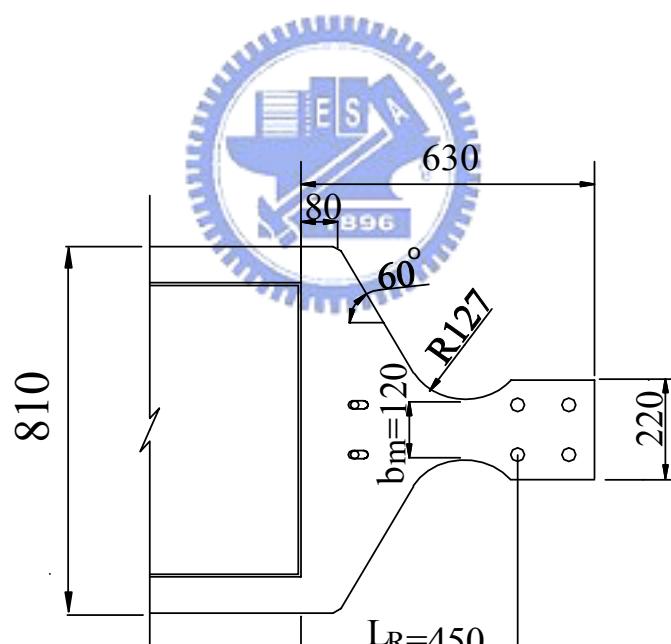
(b) Negative Bending

Strands	Wire Mesh	Deck	Test
RFPs	Reinforcement	Bearing	

圖 4.43 試體 4 彎矩貢獻量

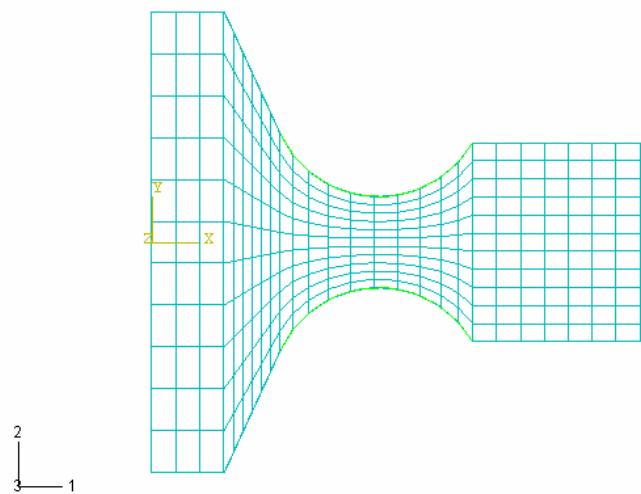


(a) Specimen 1

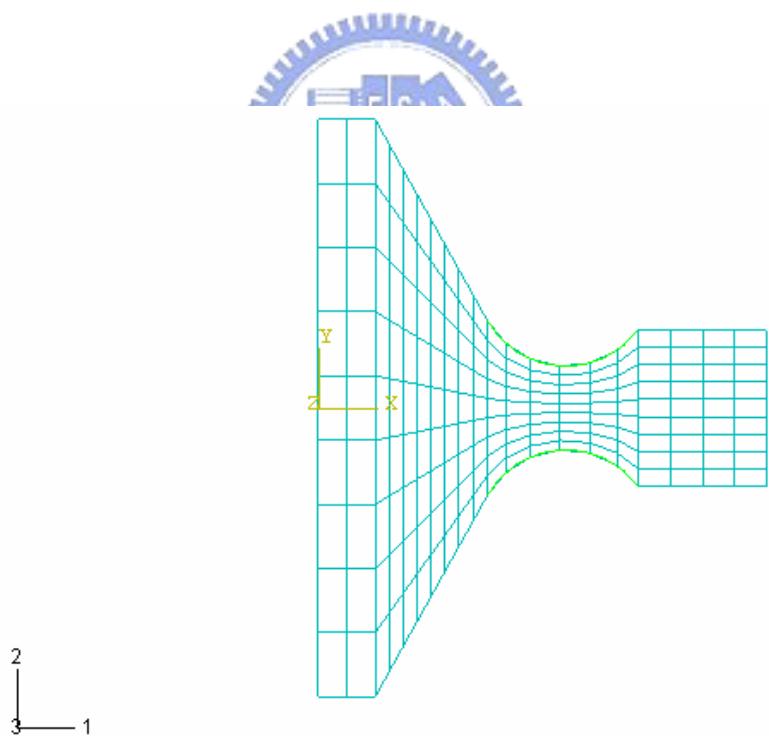


(b) Specimen 3

圖 4.44 削切鋼板尺寸



(a) Specimen 1



(b) Specimen 3

圖 4.45 削切鋼板結構模型網格

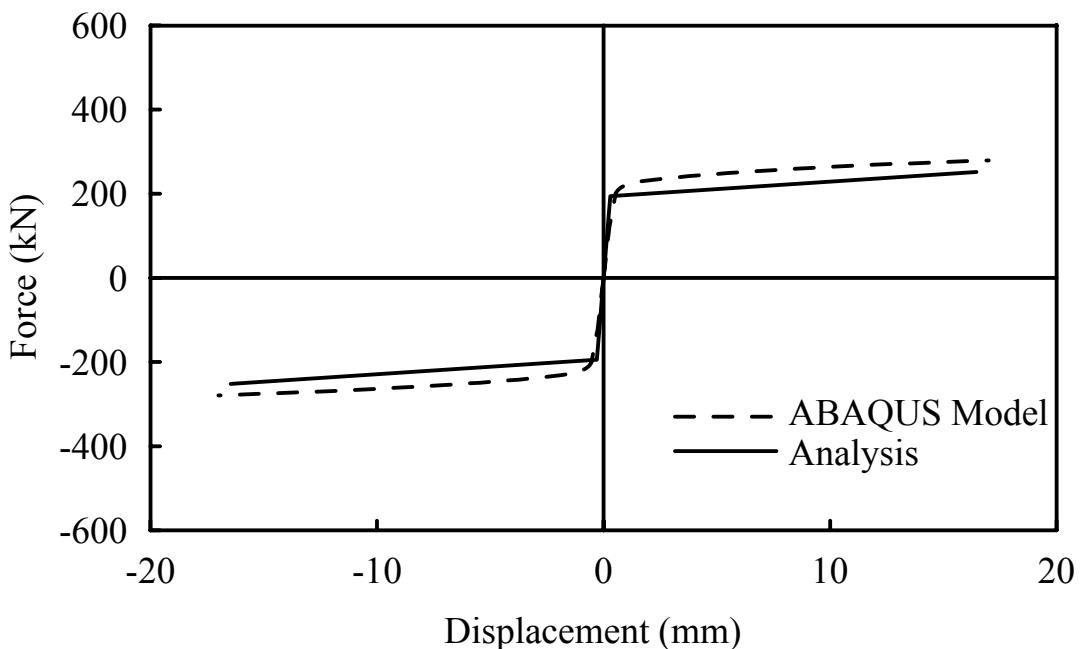


圖 4.46 試體 1 削切鋼板之力量一位移比較

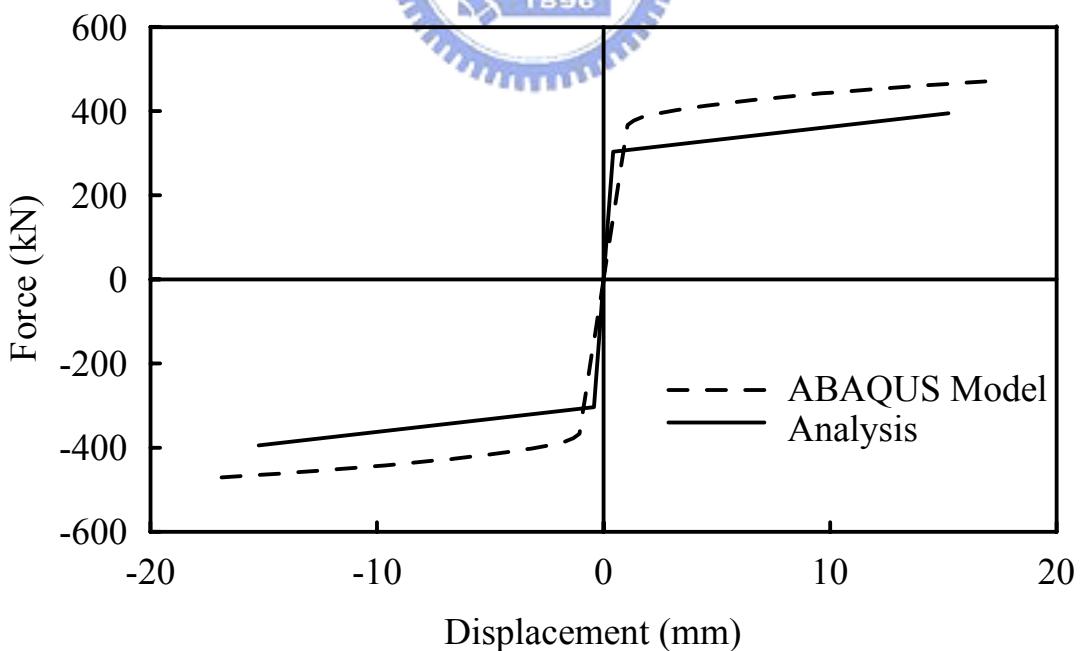


圖 4.47 試體 3 削切鋼板之力量一位移比較

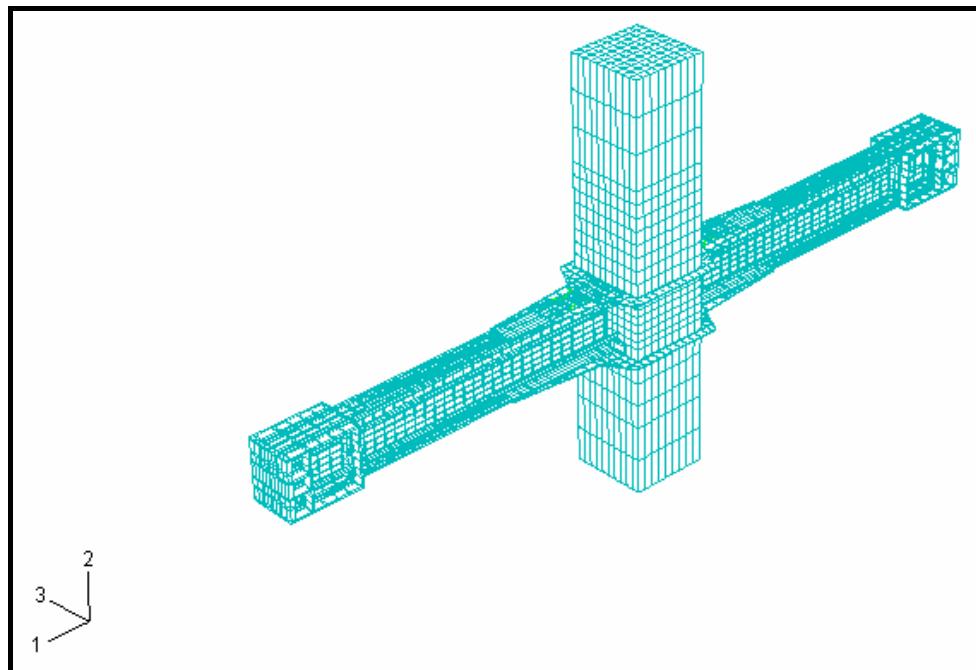


圖 4.48 試體 3 整體模型

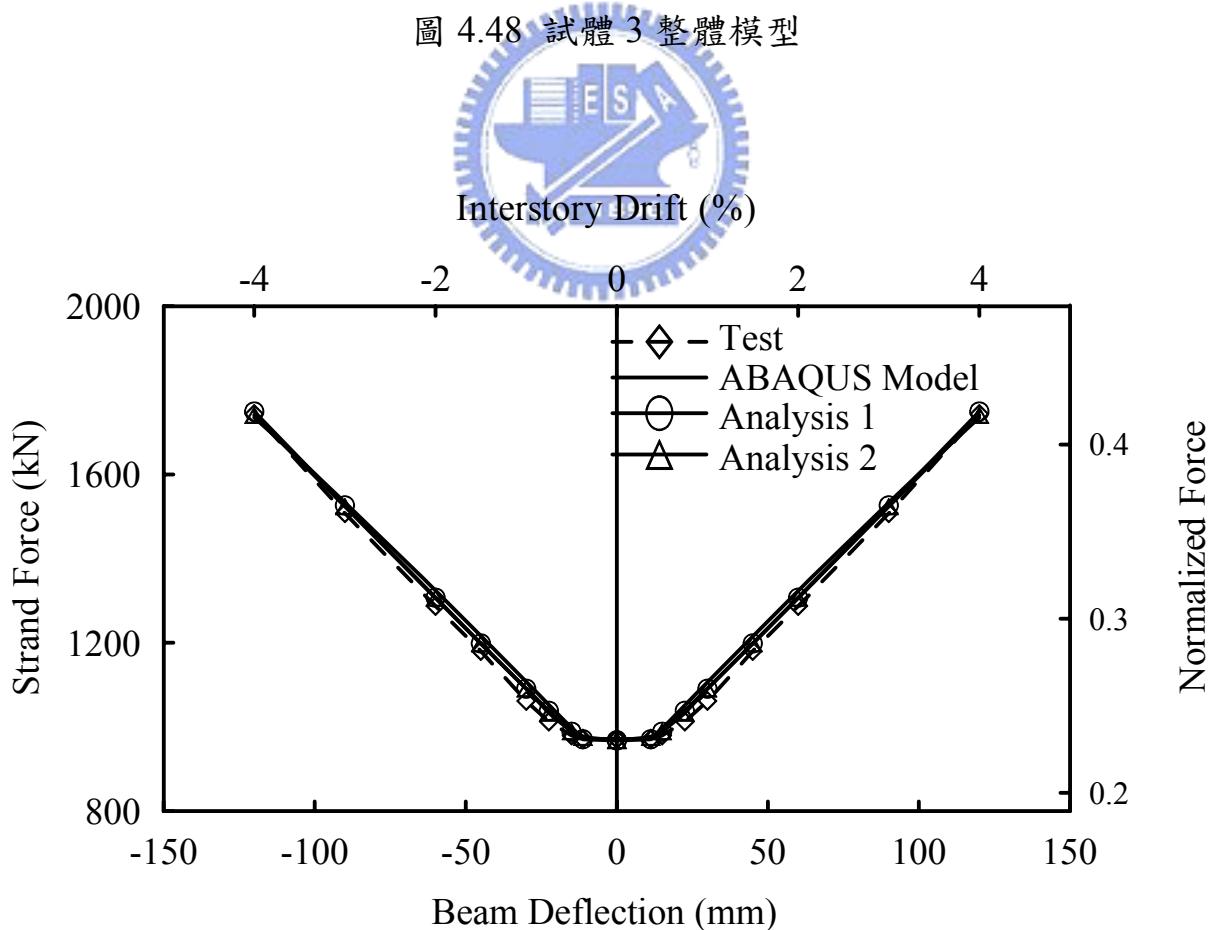
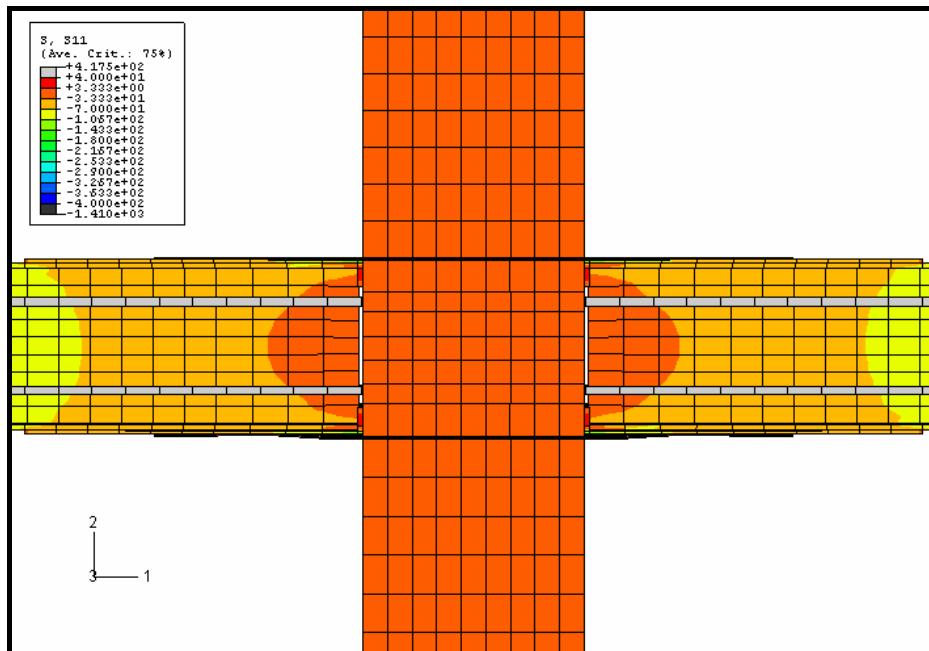
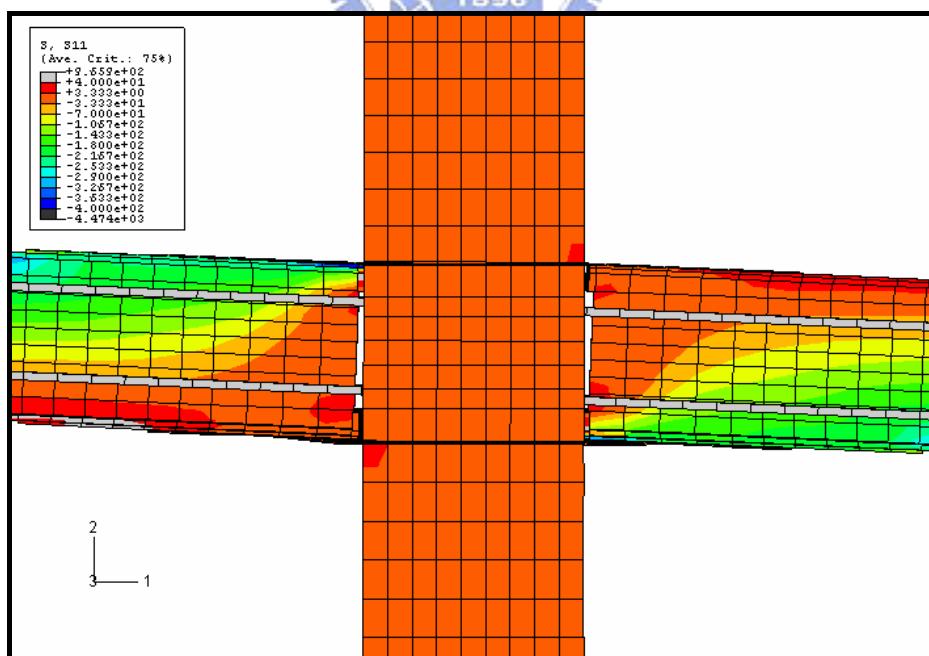


圖 4.49 試體 3 鋼腱預力與梁端位移關係

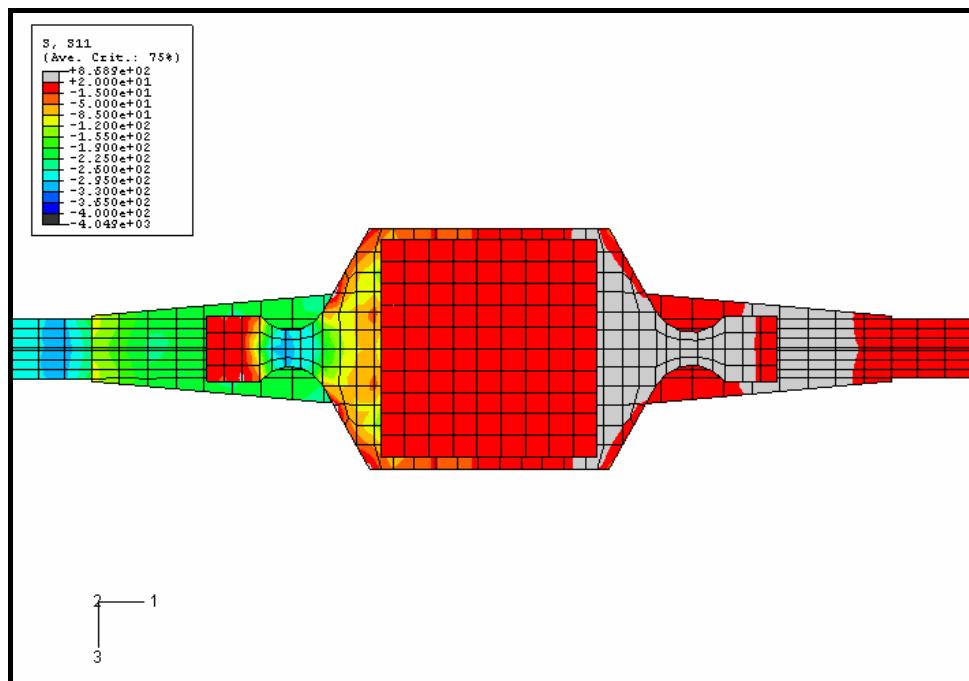


(a) Post-tension State

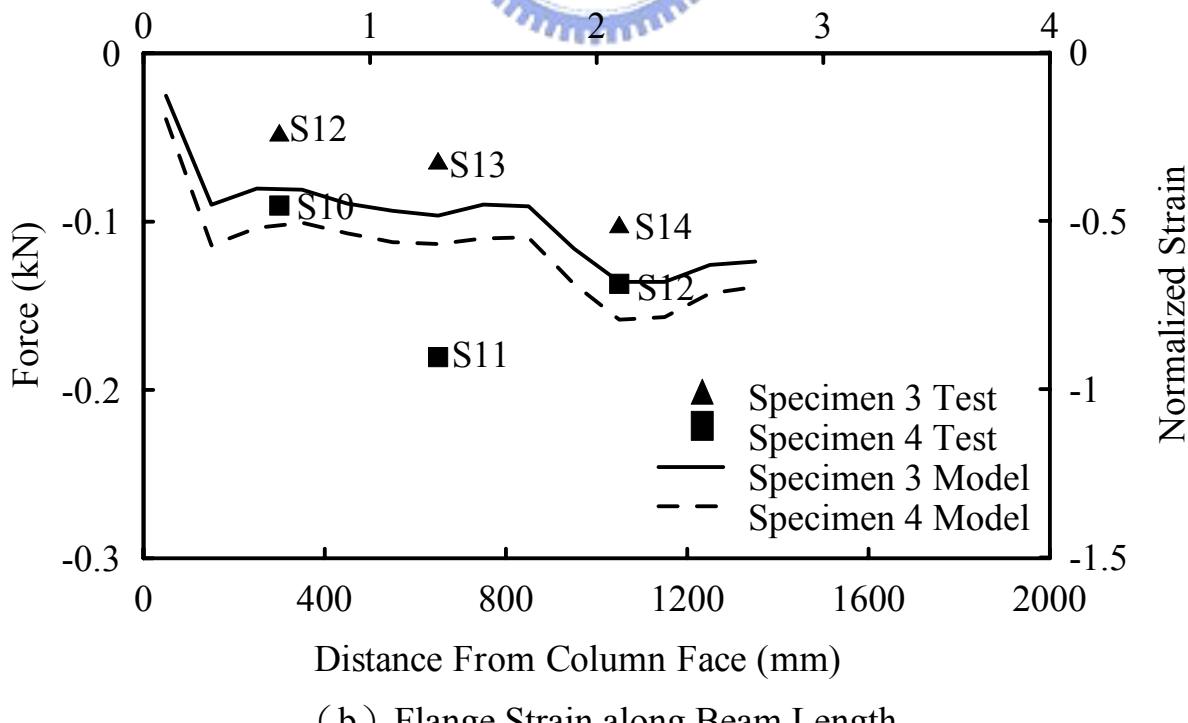


(b) 2% Drift

圖 4.50 試體 3 梁柱接頭應力變化

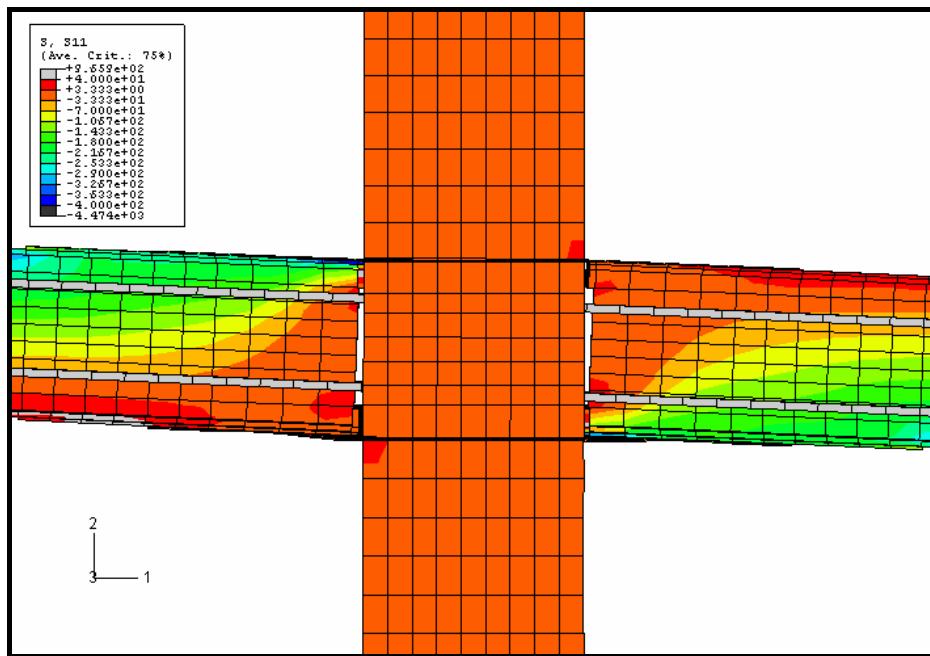


(a) Longitudinal Stress Contour

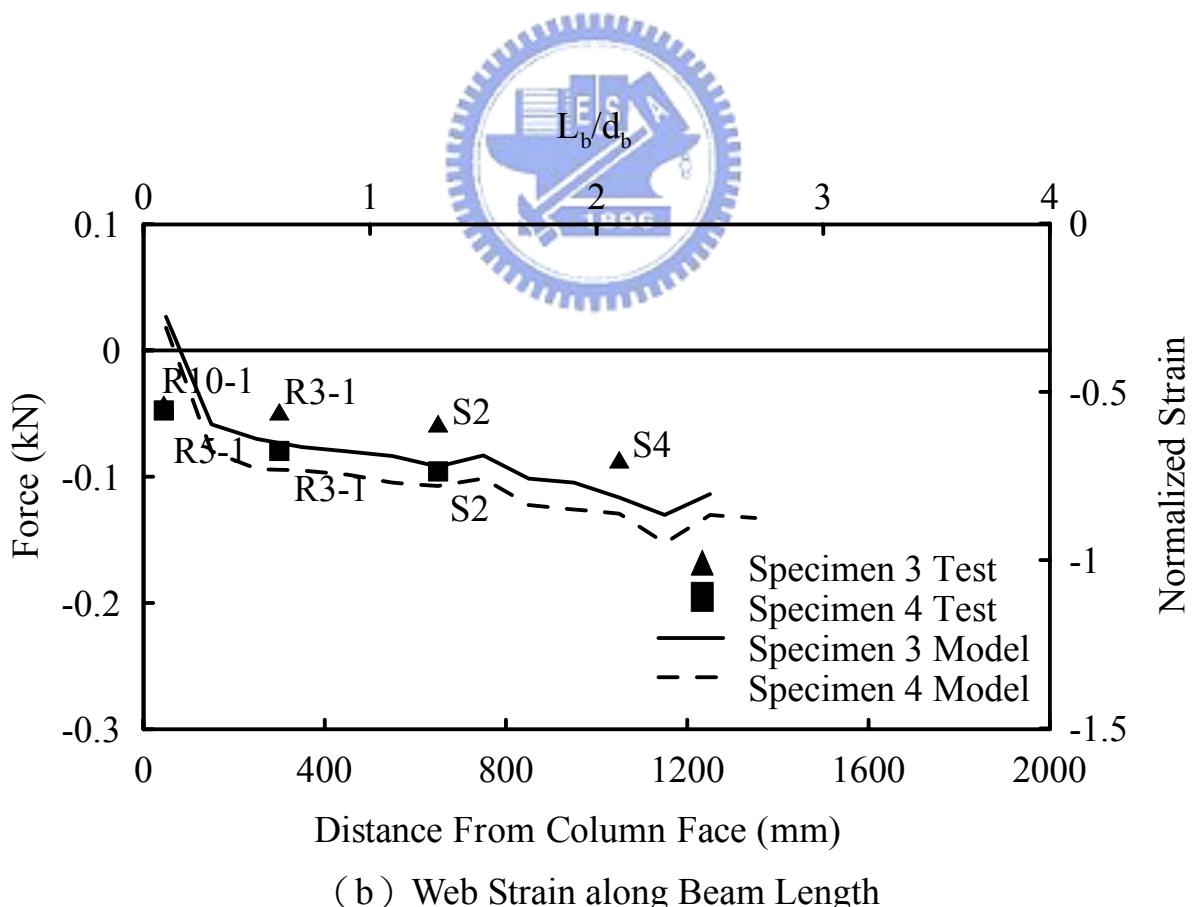


(b) Flange Strain along Beam Length

圖 4.51 試體 3 及試體 4 梁翼板應力沿梁身分佈



(a) Web Stress Contour



(b) Web Strain along Beam Length

圖 4.52 試體 3 及試體 4 梁腹板應力沿梁身分佈

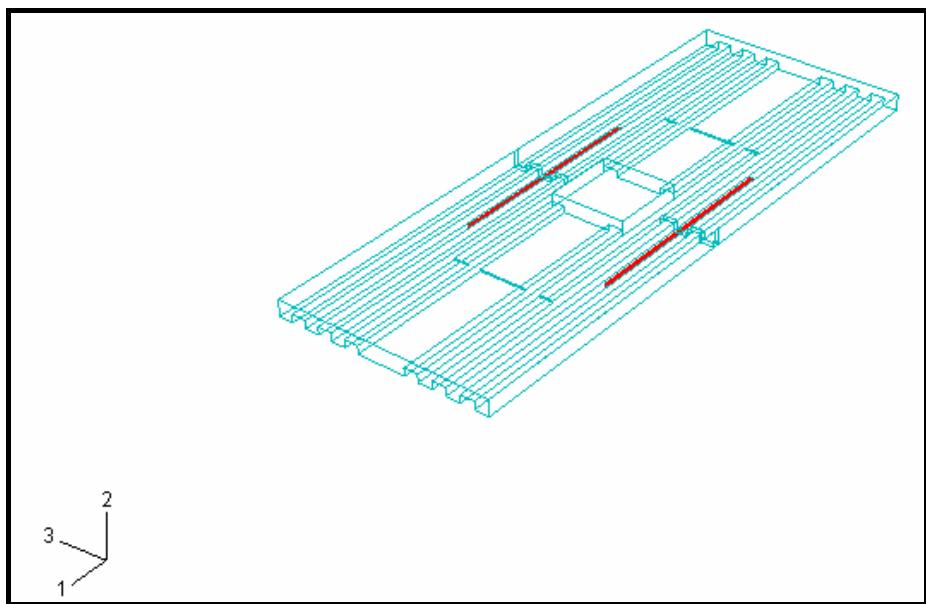


圖 4.53 試體 4 樓版透視圖

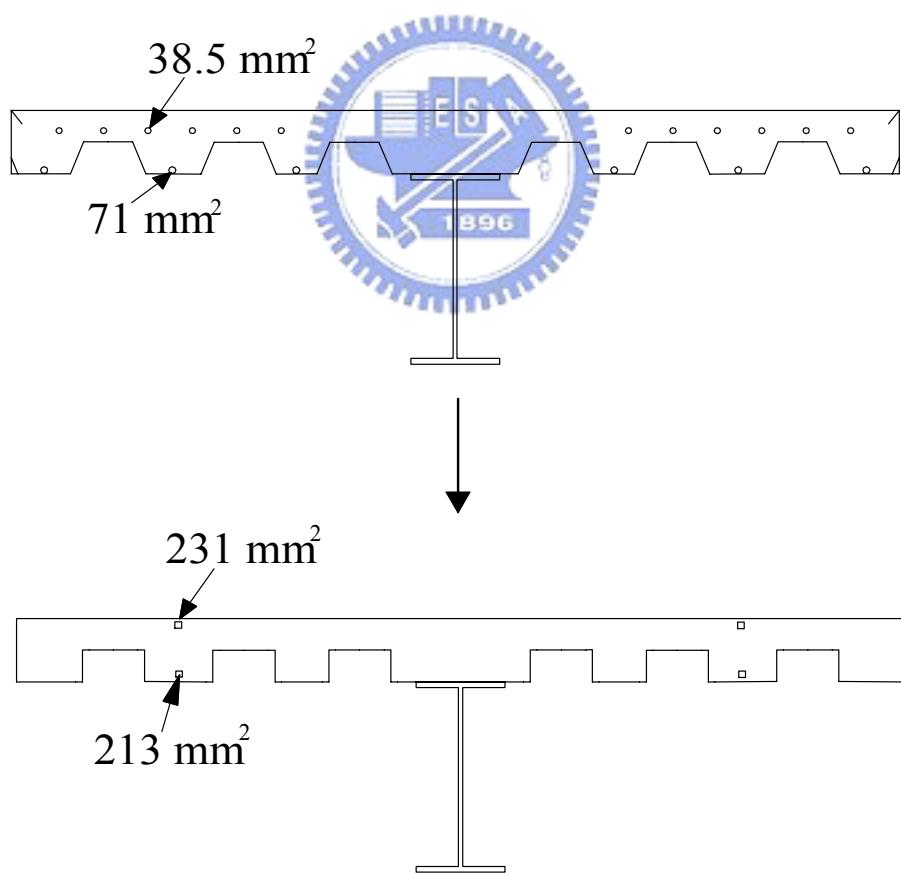


圖 4.54 試體 4 樓版分析模擬剖面圖

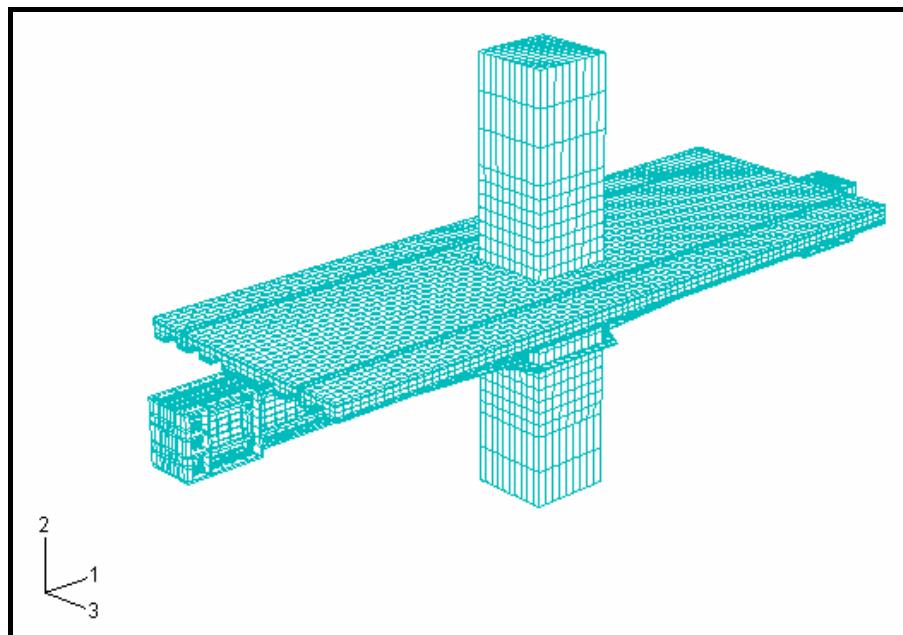


圖 4.55 試體 4 整體模型



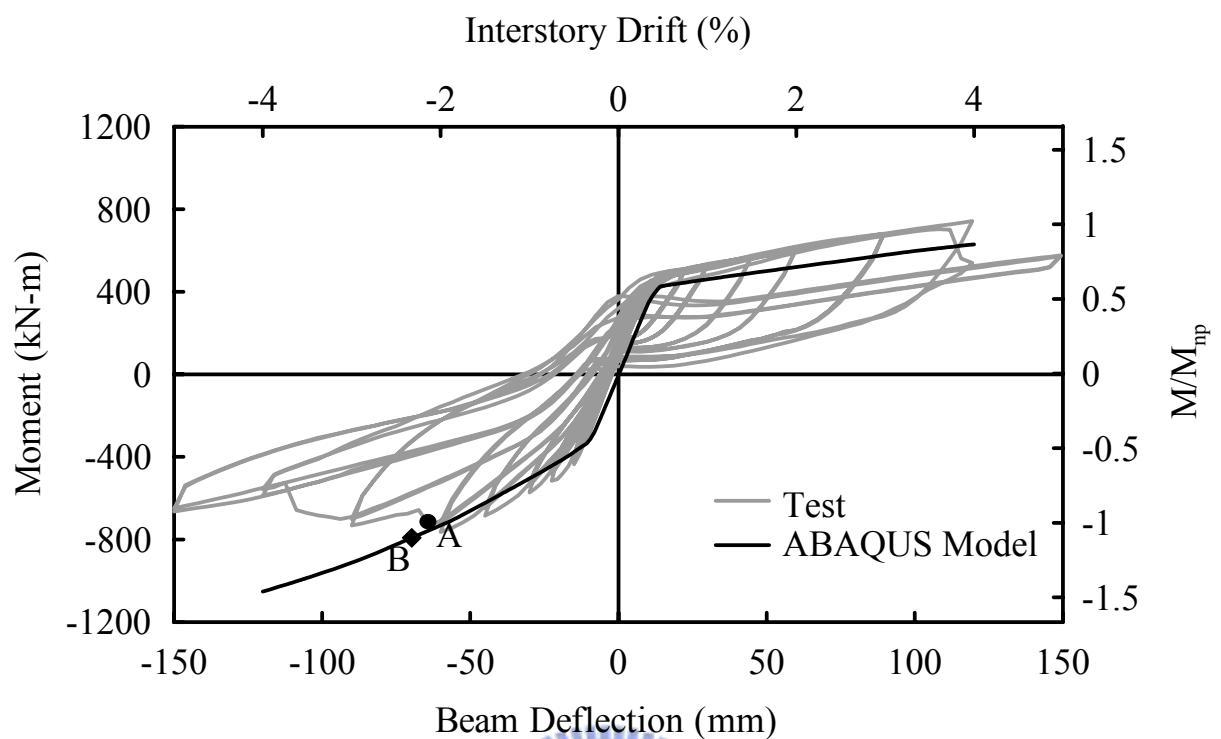


圖 4.56 試體 4 梁端彎矩與梁端位移關係

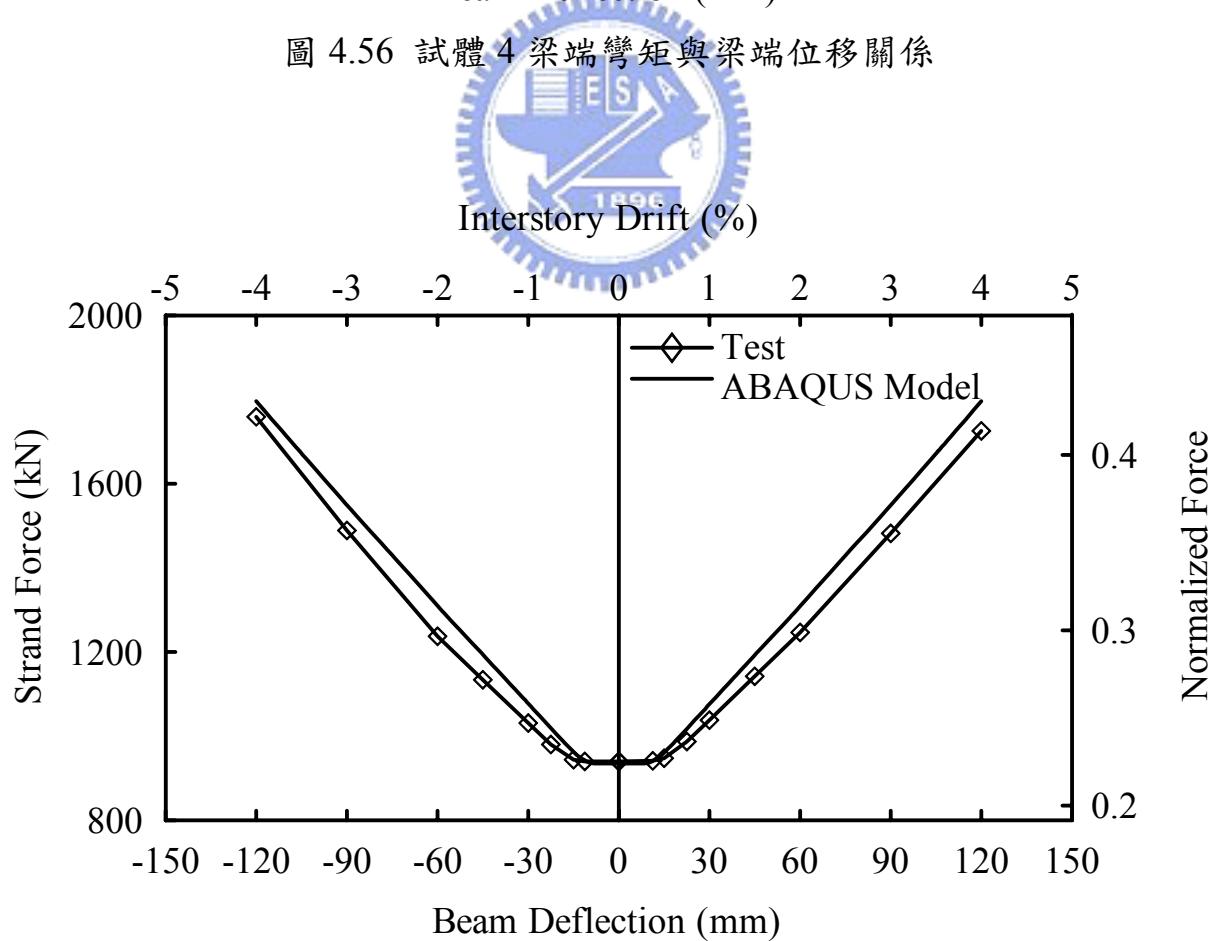
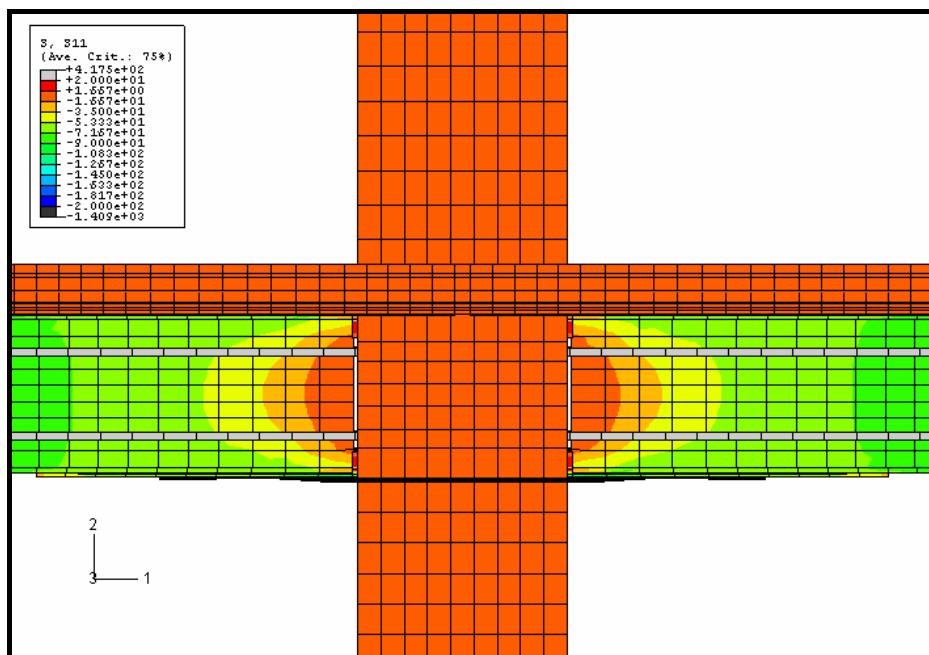
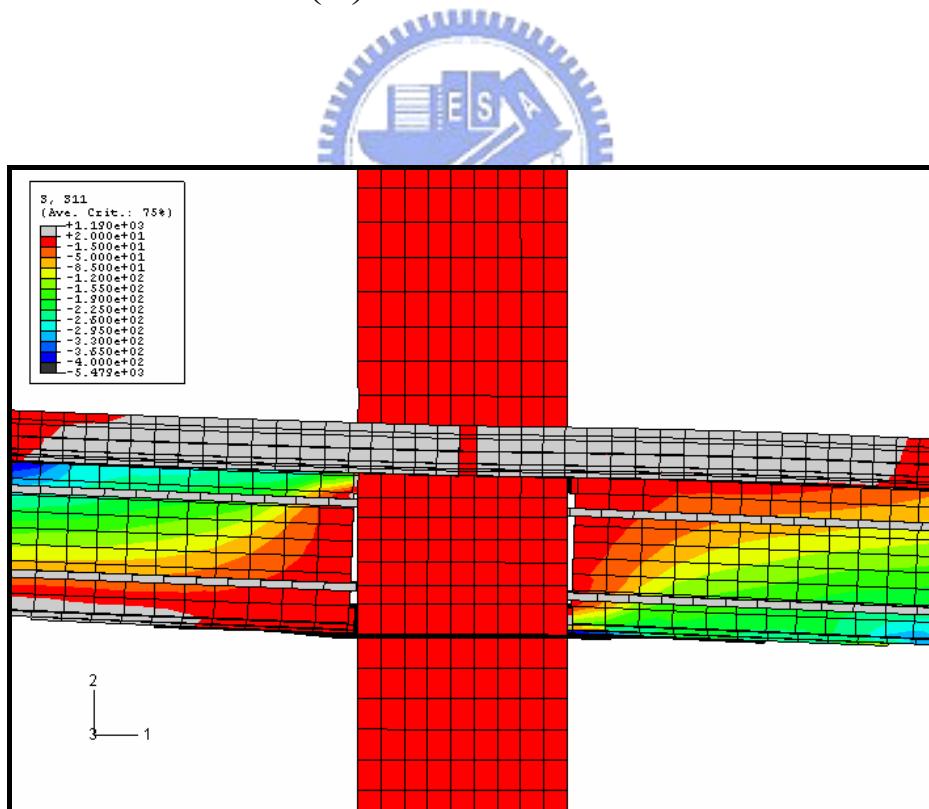


圖 4.57 試體 4 鋼腱預力與位移關係



(a) Post-tension State



(b) 2% Drift

圖 4.58 試體 4 梁柱接頭應力變化

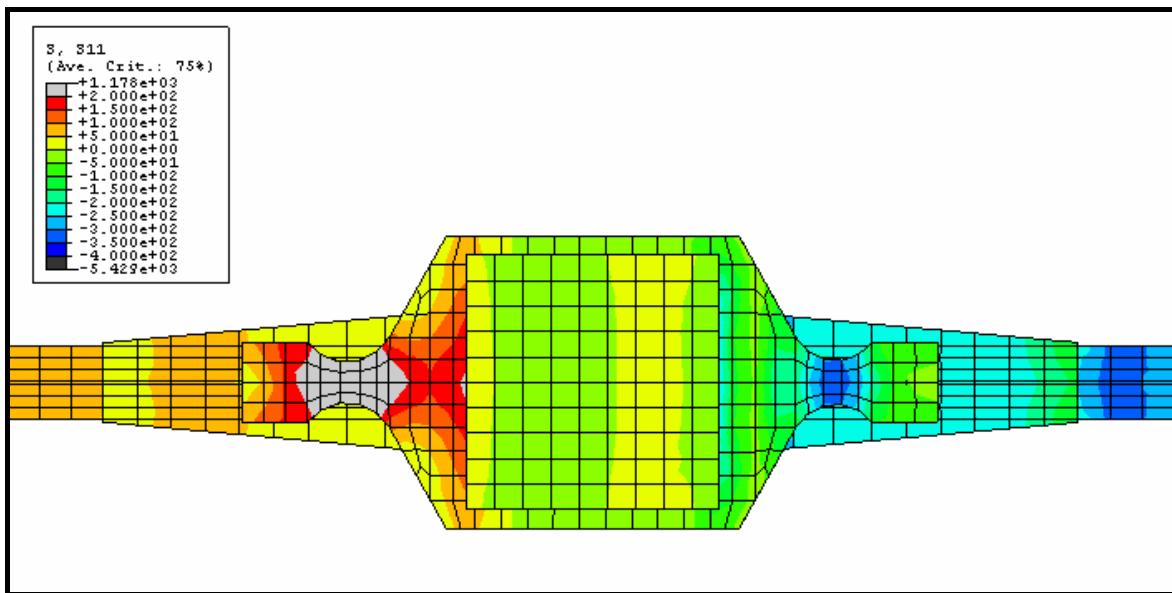


圖 4.59 試體 4 梁翼板應力沿梁身分佈

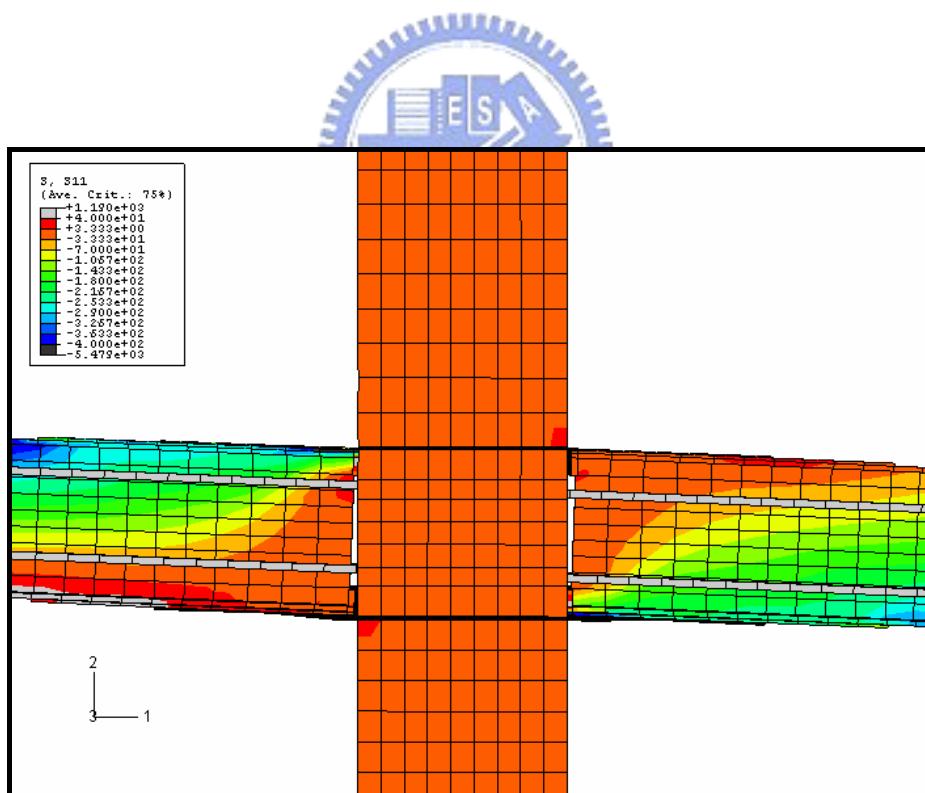


圖 4.60 試體 4 梁腹板應力沿梁身分佈

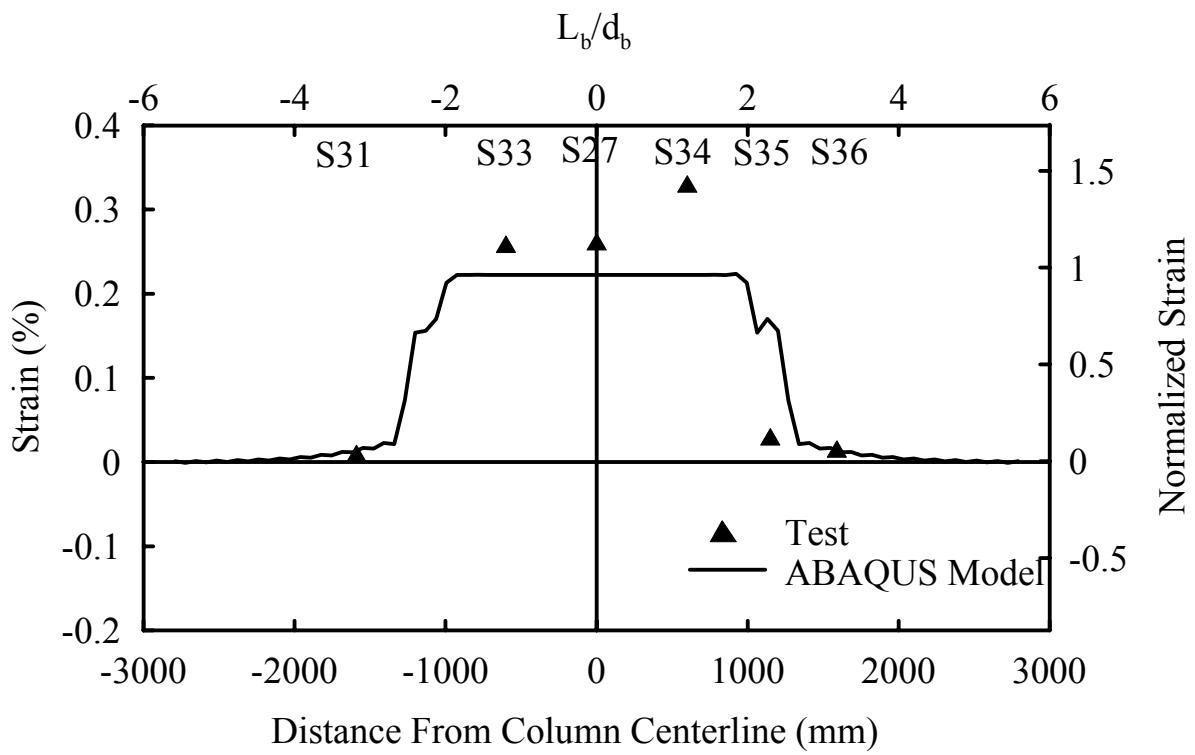


圖 4.61 試體 4 鋼筋應變 ($\theta=0.02 \text{ rad}$)

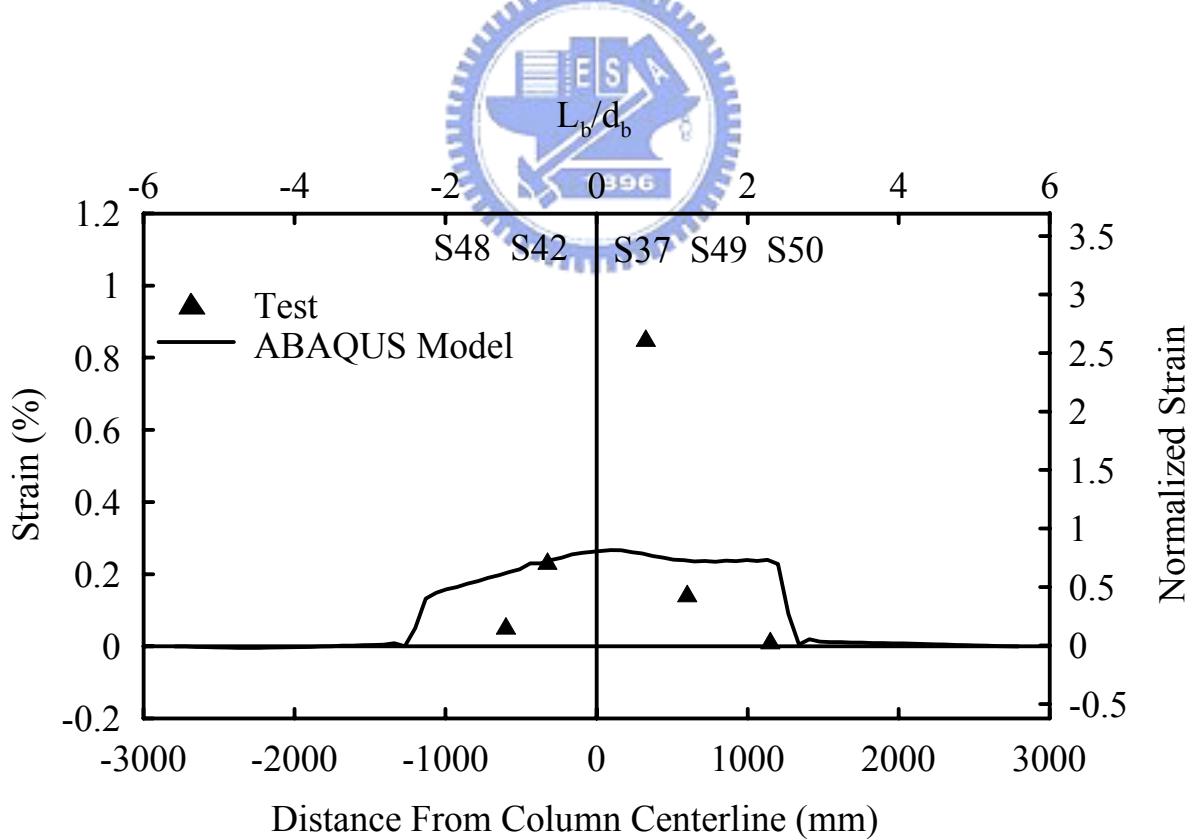


圖 4.62 試體 4 鋼絲網應變 ($\theta=0.02 \text{ rad}$)

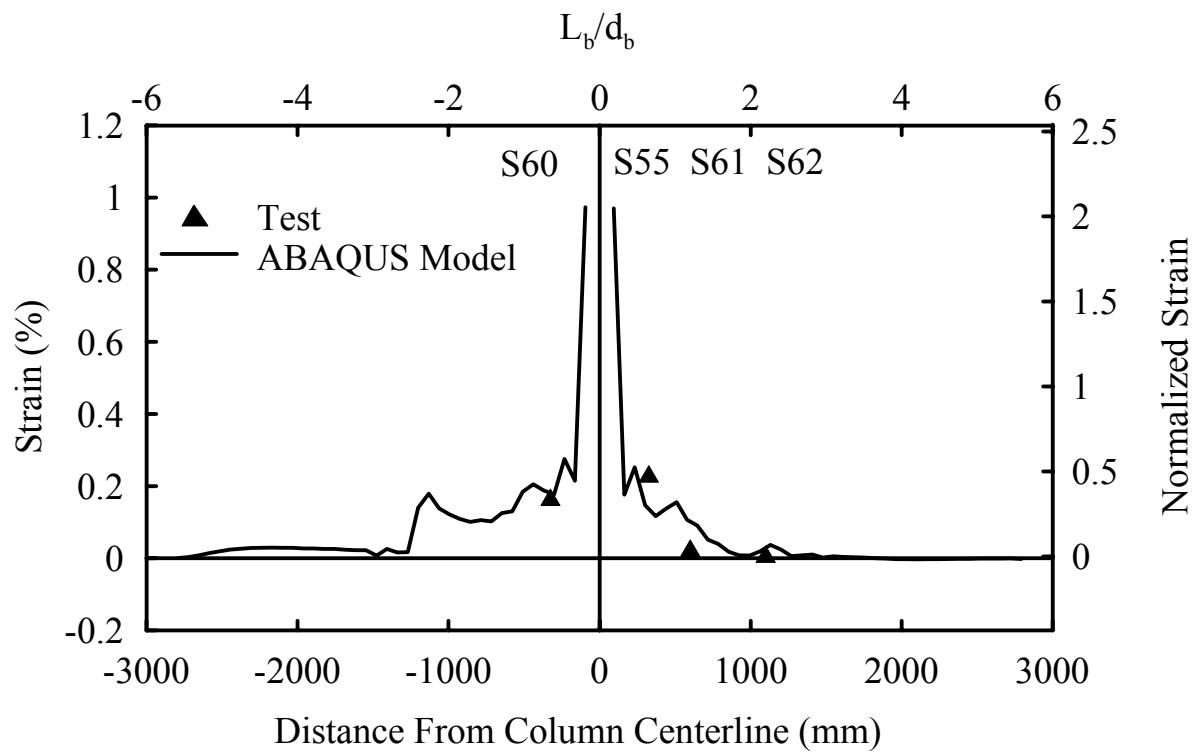


圖 4.63 試體 4 鋼承板應變 ($\theta=0.02 \text{ rad}$)

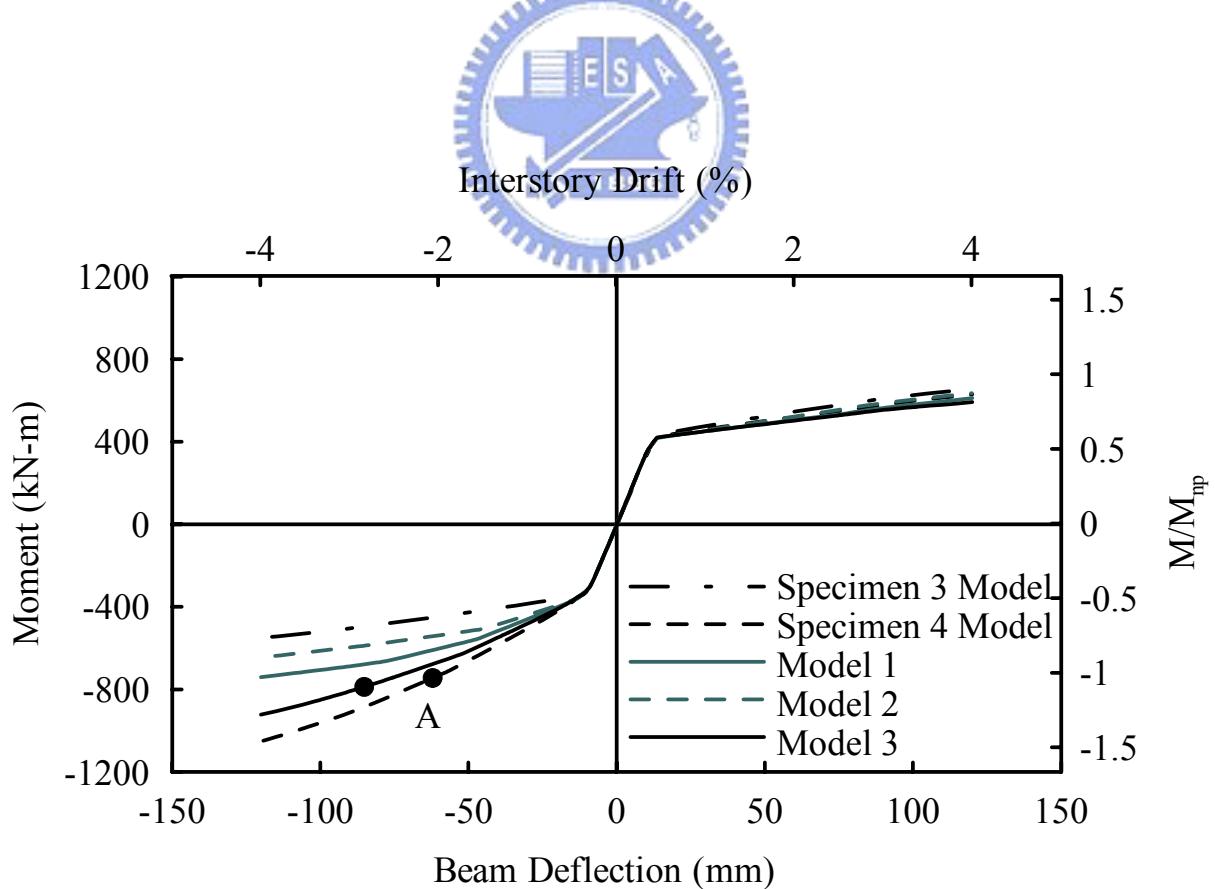


圖 4.64 彎矩包絡線與位移關係

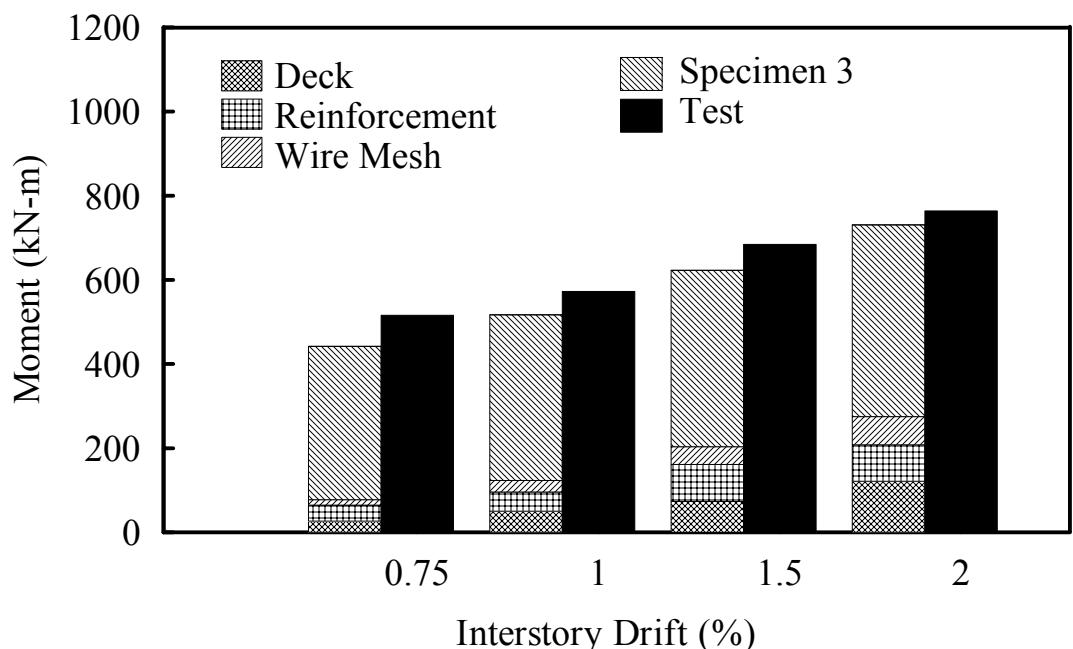
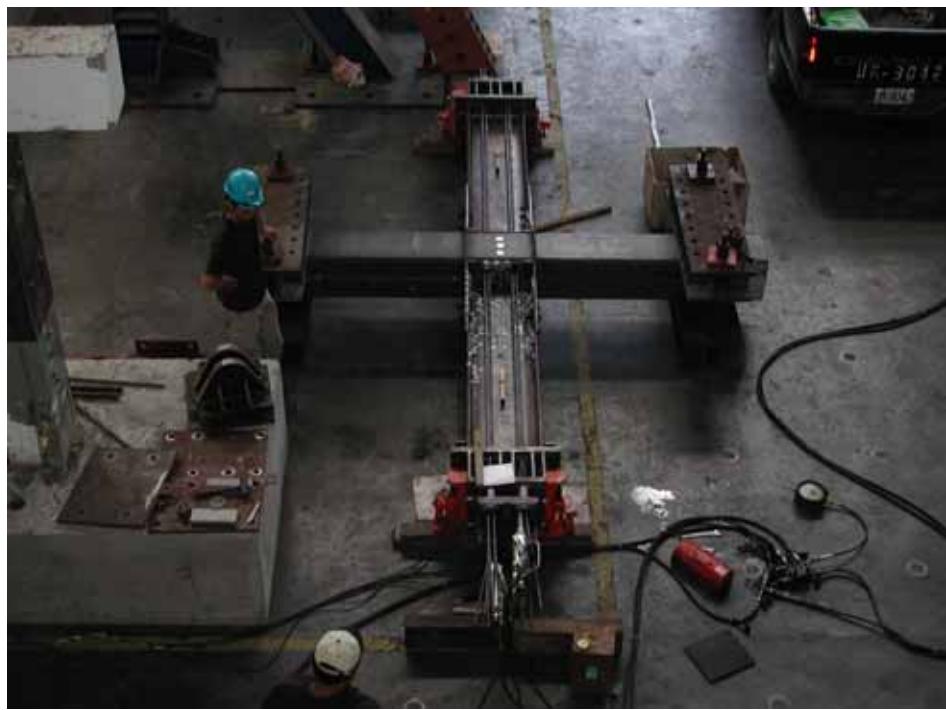


圖 4.65 有限元素分析各構件影響





照片 3.1 試體 1 施拉預力



照片 3.2 試體 2 施拉預力



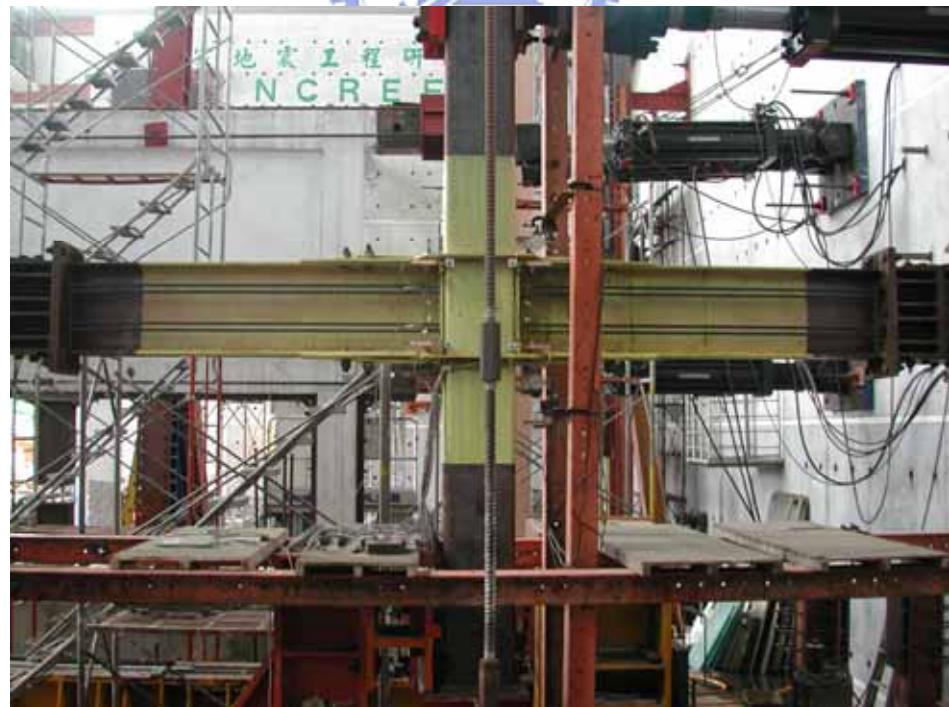
照片 3.3 試體 2 搭設樓版



照片 3.4 試體 2 樓版灌漿



照片 3.5 試體 2 樓版灌漿完成



照片 3.6 試體 1 測試全景



照片 3.7 下翼板外側加勁板末端降伏 ($\theta=0.01 \text{ rad}$)



照片 3.8 鋼管混凝土柱的梁柱接合區鋼管剪力降伏 ($\theta=0.03 \text{ rad}$)



照片 3.9 下方的蓋板在螺栓周圍有降伏 ($\theta=0.03 \text{ rad}$)



照片 3.10 梁 1 下翼板挫屈 ($\theta=0.04 \text{ rad}$)



照片 3.11 下方削切鋼板高模態挫屈 ($\theta=0.04 \text{ rad}$)



照片 3.12 梁 1 上下翼板挫屈 ($\theta=0.04 \text{ rad}$)



照片 3.13 試體 2 測試全景



照片 3.14 柱周圍混凝土出現裂縫 ($\theta=0.00375 \text{ rad}$)



照片 3.15 樓版混凝土出現拉力裂縫 ($\theta=0.005 \text{ rad}$)



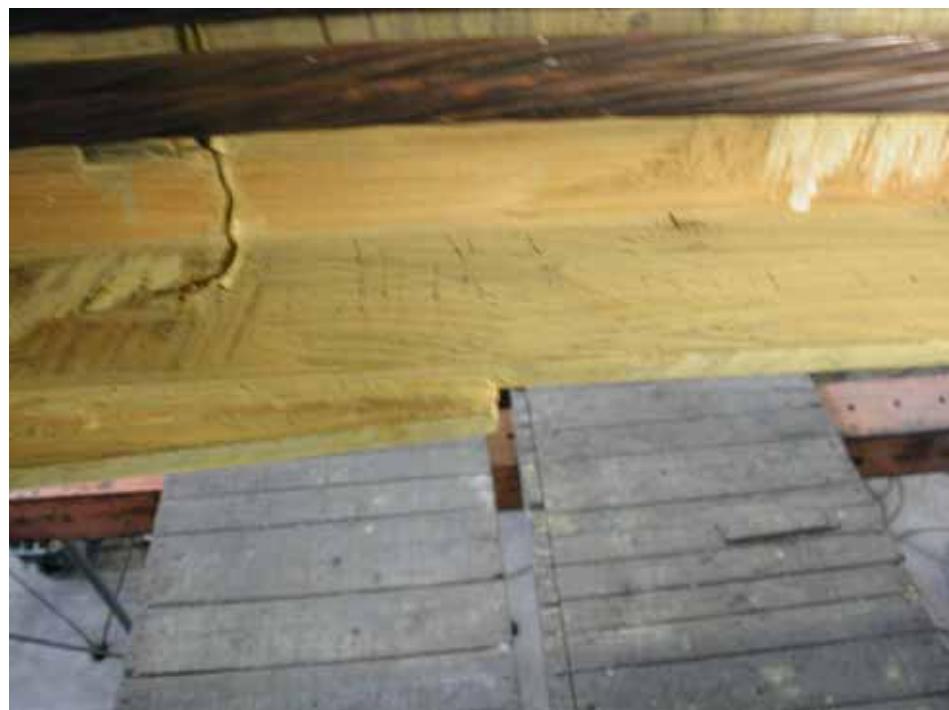
照片 3.16 受拉側柱邊混凝土裂縫約 2 mm ($\theta=0.015 \text{ rad}$)



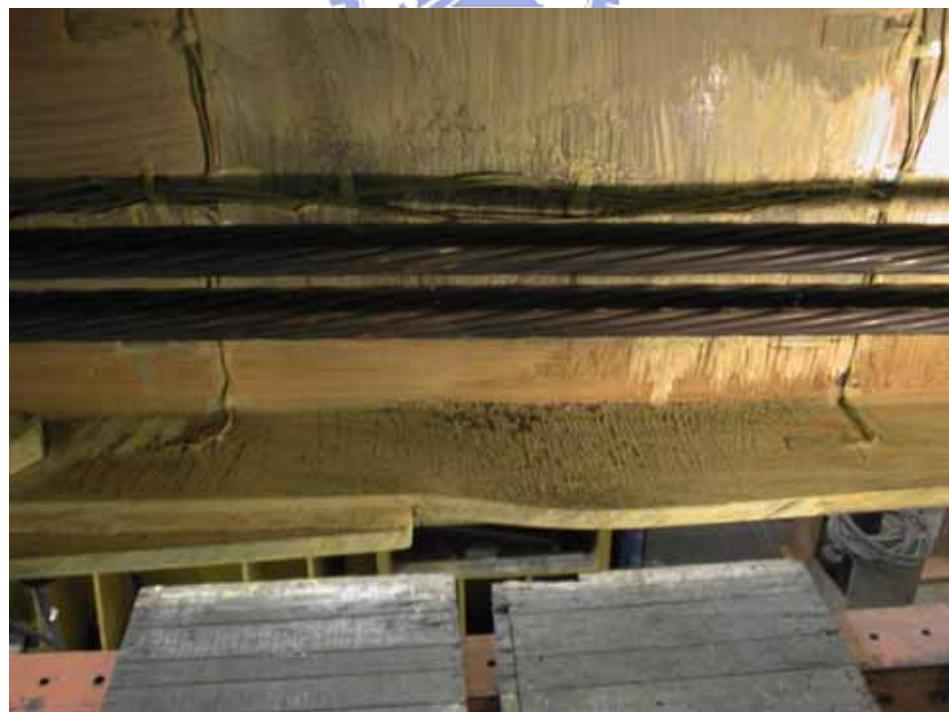
照片 3.17 受壓側柱角落混凝土壓碎 ($\theta=0.015 \text{ rad}$)



照片 3.18 梁柱交會區靠近小梁處降伏 ($\theta=0.02 \text{ rad}$)



照片 3.19 梁下翼板降伏 ($\theta=0.02 \text{ rad}$)



照片 3.20 梁下翼板挫屈 ($\theta=0.04 \text{ rad}$)



照片 3.21 樓版混凝土裂縫 ($\theta=0.04 \text{ rad}$)



照片 3.22 梁下翼版挫屈 ($\theta=0.05 \text{ rad}$)



照片 3.23 削切鋼板替換前情形



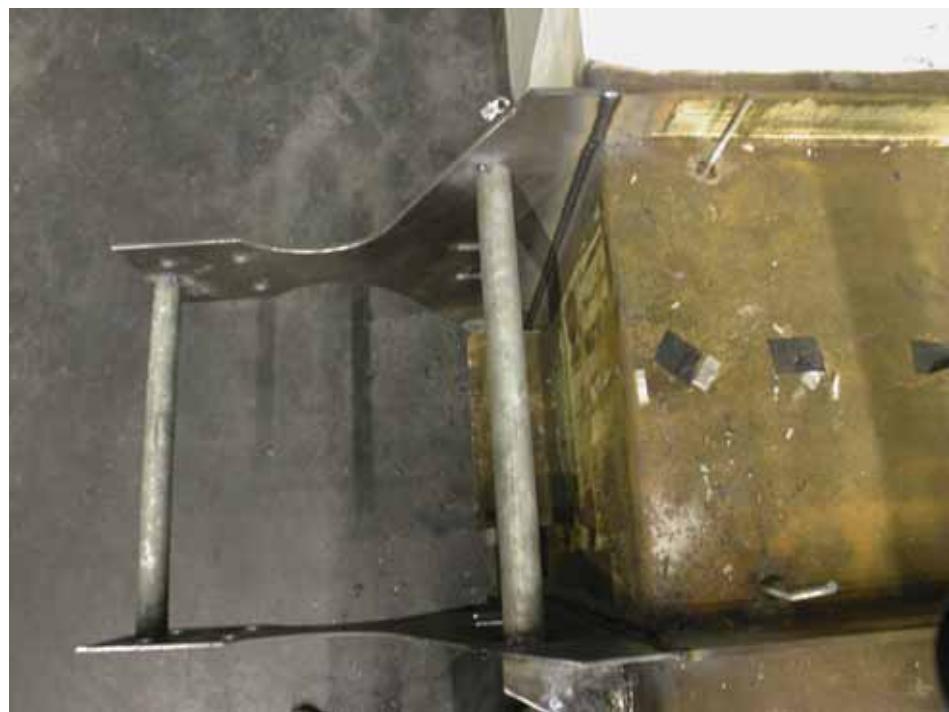
照片 3.24 將損壞鋼板切下並磨平



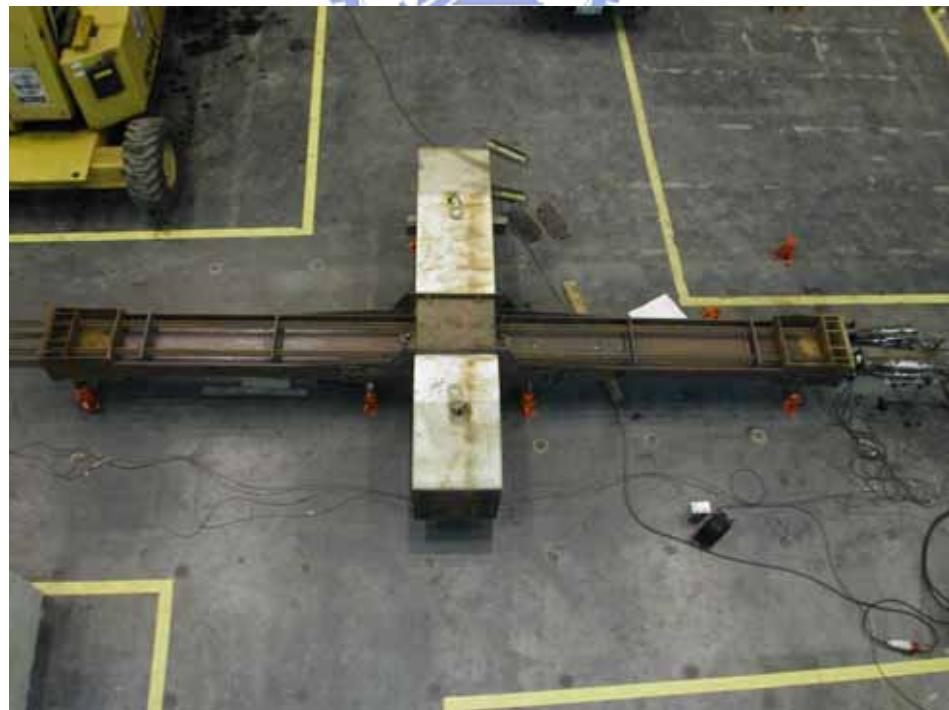
照片 3.25 新製作削切鋼板



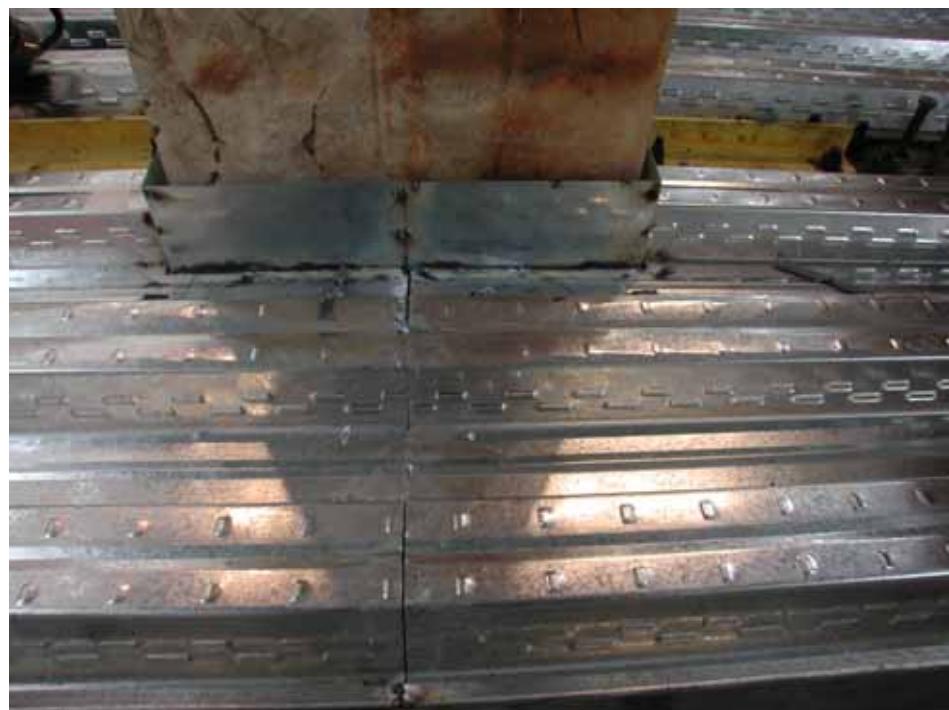
照片 3.26 用 C 型夾進行假固定



照片 3.27 削切鋼板替換完成



照片 3.28 鋼筋混凝土試體施拉預力



照片 3.29 鋼承版在柱中心處分開



照片 3.30 鋼筋及鋼絲網都已鋪設完成



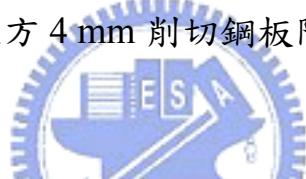
照片 3.31 試體 3 測試前全景



照片 3.32 蓋板附近石膏漆剝落照片 ($\theta=0.00375 \text{ rad}$)



照片 3.33 梁 1 上方 4 mm 削切鋼板降伏 ($\theta=0.01 \text{ rad}$)



照片 3.34 梁 2 上方 4 mm 削切鋼板降伏 ($\theta=0.03 \text{ rad}$)



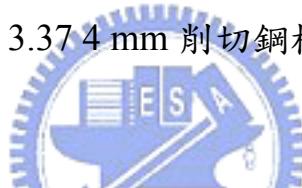
照片 3.35 柱面包覆鋼板被拉開 ($\theta=0.04$ rad)



照片 3.36 削切鋼板挫屈 ($\theta=0.04$ rad)



照片 3.37 4 mm 削切鋼板斷裂



照片 3.38 試體 4 測試前全景



照片 3.39 梁端承壓版與柱面間打開 ($\theta=0.005 \text{ rad}$)



照片 3.40 樓版混凝土出現裂縫 ($\theta=0.005 \text{ rad}$)



照片 3.41 樓版混凝土邊板被推開 ($\theta=0.01 \text{ rad}$)



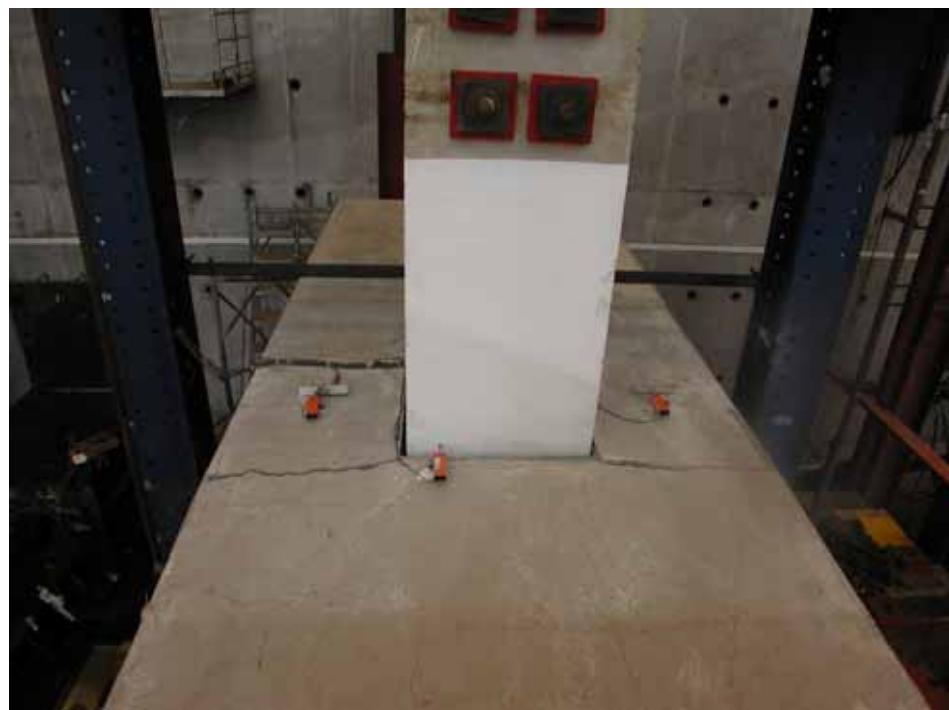
照片 3.42 柱角落向外延伸裂縫 ($\theta=0.02 \text{ rad}$)



照片 3.43 樓版南側 6 根鋼絲網斷裂 ($\theta=0.03 \text{ rad}$)



照片 3.44 梁下方 8 mm 削切鋼板挫屈 ($\theta=0.04 \text{ rad}$)



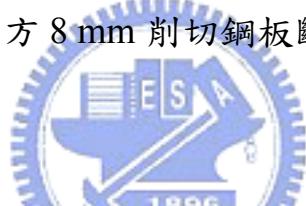
照片 3.45 樓版北側 6 根鋼絲網斷裂 ($\theta=0.04 \text{ rad}$)



照片 3.46 兩片鋼承版接合處分離 ($\theta=0.04 \text{ rad}$)



照片 3.47 鋼梁下方 8 mm 削切鋼板斷裂 ($\theta=0.05 \text{ rad}$)



照片 3.48 實驗結束後樓版裂縫