

# 行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

## 高性能金屬斜撐結構系統之耐震性能研究--子計畫:特殊同心斜撐構架之斜撐構材耐震性能研究(II) 研究成果報告(完整版)

計畫類別：整合型  
計畫編號：NSC 98-2625-M-009-009-  
執行期間：98年08月01日至99年07月31日  
執行單位：國立交通大學土木工程學系(所)

計畫主持人：陳誠直

計畫參與人員：碩士班研究生-兼任助理人員：湯偉錢  
碩士班研究生-兼任助理人員：許霽琳  
碩士班研究生-兼任助理人員：朱致潔  
博士班研究生-兼任助理人員：林南交

報告附件：出席國際會議研究心得報告及發表論文

處理方式：本計畫可公開查詢

中華民國 99 年 10 月 29 日

## 摘要

特殊同心斜撐構架 (Special concentrically braced frame, SCBF) 於強震區域是一種可有效地抵抗地震力之構架系統。不同於一般的抗彎矩構架，SCBF 的非彈性變形源自斜撐受軸拉力作用降伏和受壓產生整體或局部挫屈，斜撐構材力量則透過接合板傳遞至梁、柱桿件。

本研究之目的在建立 H-型斷面斜撐與接合板之遲滯行為，探討其強度與遲滯迴圈。研究方法採用非線性之有限元素分析，建立數值模型，以接合板與斜撐構材之拉力強度比值 ( $\beta_j$ )、偏移區域長度 ( $LC$ ) 與接合板有效寬度 ( $W$ ) 等 3 組參數進行探討斜撐與接合板接合之非彈性行為；藉由有限元素分析之參數研究結果以規劃試驗計劃，設計 6 組試體，試體參數除分析採用參數外並包含偏移區域型式 ( $LC/EC$ )，以進行往復載重試驗，以探討接合板細節於遲滯行為之影響。

有限分析結果顯示，增大強度因子參數  $\beta_j$  可促使斜撐整體挫屈強度與消散能量之提昇。參數  $LC$  則顯示  $2t$  之偏移區域長度已足夠提供斜撐端部之旋轉。接合板寬度  $W$  增大下，接合板受力面積增加，較不易有應力集中產生，又相對縮短斜撐長度，於整體強度有些許提昇。試驗結果顯示 6 組試體皆具穩定非線性行為與消散能量之能力，具線性與橢圓偏移之梯形接合板皆可穩定傳遞斜撐構材力量，其遲滯迴圈可達 5%至 6%弧度之層間變位角。試體之斜撐構材面外變形量可達斜撐構材長度 15%，而接合板則可提供 2.5%斜撐構材長度之面外變形量，然而 H-型斜撐構材挫屈後強度衰減較劇。4 組具橢圓偏移 ( $EC$ ) 試體皆有接合銲道處之接合板產生局部開裂行為，但非脆性破壞，亦指出這些地方可能有著應力集中現象。

本研究所發展之梯形接合板經數值模型分析與實體載重試驗可知其已具備力量傳遞與提供斜撐構材端部凹折之能力，並可使斜撐構材於受擬地震力作用下產生受壓挫屈、受拉降伏行為，以穩定的消散地震能量，所提出之研究設計參數應可以作為接合板設計之指標。

**關鍵詞：**特殊同心斜撐構架、斜撐、梯形接合板、挫屈、有限元素分析

## ABSTRACT

Special concentrically braced frame (SCBF) is one of the effective earthquake-resisting frames used in the high seismic area. Unlike the moment-resisting frame, inelastic deformation of the SCBF originates from the braces which are designed to yield in axial tension and to buckle, globally or locally, in axial compression. The brace forces are transferred to the beam and column through gusset plates.

The purpose of this study is to establish the hysteretic behavior of H-shaped section bracing member and the gusset plate, and to investigate the strength and hysteresis. Nonlinear finite element analyses were conducted, and numerical models were established to research the inelastic hysteretic behavior of the brace and connection to gusset plate, considering three parameters: the ratio of tensile strength of the gusset plate to brace ( $\beta_j$ ), the length of the clearance ( $LC$ ), and the effective width of the gusset plate ( $W$ ). According to parametric study results, an experimental program was planned to carry out the cyclic loading test to explore the effect of gusset plate details on the hysteretic behavior. Six specimens were designed to consider the parameter of the type of clearance ( $LC/EC$ ) in addition to the parameters used in the analysis.

The results of the finite element analysis demonstrated that increasing the parameter  $\beta_j$  resulted in the increase in overall buckling strength and energy dissipation of the brace. The parameter  $LC$  showed that the clearance length  $2t$  provided adequate rotational capacity for the brace end. Increasing the gusset plate width ( $W$ ) led to the decrease of the stress concentration at the gusset plate due to larger loaded area at the gusset plate, and to enhance slightly the overall buckling strength of the brace caused by the shorter brace length. The test results showed that all six specimens possessed stable nonlinear behavior and energy dissipation. The trapezoidal gusset plate (TGP) with linear or elliptic clearance could transfer stably the brace forces to the beam and column, and the hysteresis loop could reach 5 to 6% rad. of the interstory drift angle. The out-of-plane deformation (OOPD) of the brace reached to 15% of the brace length while the gusset plate could provide the OOPD of 2.5% of the brace length. However, the strength of the H-shaped brace deteriorated significantly after buckled. Four specimens with elliptic clearance revealed local cracking, but not brittle failure, at the gusset plate near the welding zone which also pointed out the possible stress concentration.

The trapezoidal gusset plate developed in this study can possess the force transfer and rotational capacity for the brace end which have been demonstrated by the numerical model analysis and cyclic loading tests. The gusset plate can enhance the brace to stably dissipate energy exerted from earthquake excitation, by developing brace behavior of yielding in axial tension and buckling in axial compression. The proposed design parameters can be used for designing the gusset plate.

**Keywords:** Special concentrically braced frame, brace, trapezoidal gusset plate, buckling, finite element analysis.

# 目錄

摘要.....	i
ABSTRACT.....	ii
目錄.....	iii
第壹章 緒論.....	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 研究目的.....	2
1.3 研究方法.....	4
1.4 報告內容.....	5
第貳章 特殊同心斜撐構架.....	7
2.1 前言.....	7
2.2 國內外相關研究現況.....	7
2.3 斜撐構材行為.....	7
2.4 接合板行為.....	8
2.4.1 斜撐構材與接合板行為.....	13
2.4.2 斜撐構架行為.....	14
2.4.3 接合板力學行為與設計方法.....	17
2.5 梯形接合板.....	29
2.5.1 設計概念.....	29
2.5.2 設計參數.....	30
第參章 斜撐構材與接合板之有限元素分析.....	33
3.1 概述.....	33
3.2 非線性有限元素分析.....	33
3.2.1 軟體介紹與操作.....	33
3.2.2 分析模型與分析程序建立.....	36
3.2.3 基本假設與材料性質.....	40
3.2.4 行為指標.....	41
3.3 具梯形接合板之斜撐構材參數研究.....	43

3.3.1	參數 $\beta_j$ 之影響 .....	46
3.3.2	參數 $LC$ 與參數 $W$ 之影響 .....	56
3.3.3	接合板形狀之影響 .....	65
3.3.4	結語 .....	72
第肆章	反覆載重試驗 .....	74
4.1	概論 .....	74
4.2	試體設計與製作組裝 .....	74
4.2.1	試體規劃 .....	74
4.2.2	試體製作與組裝 .....	82
4.3	試驗設置與程序 .....	92
4.3.1	施力系統與側向支撐設備 .....	92
4.3.2	資料擷取系統 .....	92
4.3.3	載重位移歷時 .....	93
4.3.4	量測儀器 .....	93
4.3.5	試驗程序 .....	94
4.4	試體行為 .....	107
4.4.1	試體 TGP1 .....	107
4.4.2	試體 TGP2 .....	111
4.4.3	試體 TGP3 .....	114
4.4.4	試體 TGP4 .....	116
4.4.5	試體 TGP5 .....	119
4.4.6	試體 RGP .....	122
4.5	實驗結果與討論 .....	124
4.5.1	遲滯行為與破壞模式 .....	124
4.5.2	試體強度與面外變形關係 .....	129
4.5.3	能量消散關係 .....	135
4.5.4	結語 .....	138
第伍章	實驗模擬與分析 .....	139

5.1	前言 .....	139
5.2	具梯形接合板斜撐構材之分析評估 .....	139
5.2.1	模型建立與分析程序 .....	139
5.2.2	整體反應 .....	142
5.2.3	局部行為 .....	143
5.3	梯形接合板與斜撐之應力與應變分佈 .....	153
5.3.1	等值應力分佈 .....	153
5.3.2	等值塑性應變分佈 .....	160
5.3.3	行為指標探討 .....	167
5.4	接合板之設計建議 .....	170
第陸章	結論與建議 .....	172
6.1	結論 .....	172
6.2	建議 .....	174
	參考文獻 .....	175

## 表目錄

表 3.1 斜撐構材與接合板之挫屈強度計算.....	53
表 3.2 分析之挫屈強度與挫屈後強度之比較.....	53
表 4.1 試體設計各參數.....	76
表 4.2 試體尺寸一覽.....	76
表 4.3 斜撐構材與接合板拉力與壓力強度計算表.....	77
表 4.4 鋼材拉伸試驗結果.....	85
表 4.5 6 組試體之破壞模式.....	129
表 4.6 6 組試體最大挫屈強度與挫屈後強度表.....	131

## 圖目錄

圖 1.1 一般常見的同心斜撐構架型式 .....	3
圖 1.2 圓型鋼管、矩(方)型鋼管、角鋼或槽型鋼斜撐構材斷面 .....	3
圖 1.3 H 型鋼、H 型鋼加側板與箱型斜撐構材斷面 .....	3
圖 1.4 典型的斜撐受拉壓遲滯行為 (Tremblay 2001).....	6
圖 1.5 面外挫屈之斜撐與接合板接合細節 (AISC 2005b).....	6
圖 2.1 含 $2t$ 鉸區域長度之接合板凹折變形情況 (Astaneh-Asl et al. 1982).....	9
圖 2.2 接合板反覆載重試驗設置圖 (Astaneh et al. 1981).....	11
圖 2.3 接合板之 $2t$ 設置示意圖 (Astaneh et al. 1982).....	12
圖 2.4 採栓接與銲接之接合板有效寬度示意圖 (Astaneh et al. 1982)...	12
圖 2.5 錐形接合板之示意圖 .....	12
圖 2.6 接合板之橢圓形偏移消能區域示意圖 (Lehman et al. 2008).....	14
圖 2.7 單斜撐構架之分析模型 (Yoo et al. 2008).....	14
圖 2.8 二層樓 X 型斜撐構架圖 .....	16
圖 2.9 斜撐構架之分析模型 (Yoo et al. 2009).....	16
圖 2.10 挫屈束制斜撐之接合板產生挫屈之情況.....	18
圖 2.11 接合板拉力試驗裝置示意圖 (Whitmore 1950).....	18
圖 2.12 接合板有效寬度之概念 (Whitmore 1952).....	18
圖 2.13 Whitmore 之有效寬度示意圖.....	19
圖 2.14 接合板之降伏力計算自由體圖 (Thornton 1984).....	20
圖 2.15 接合板之擬挫屈長度示意圖 .....	21
圖 2.16 Modified Thornton Method 有效寬度示意圖 .....	22
圖 2.17 均勻力法之理論示意圖 (Thornton 1991).....	22
圖 2.18 錐形接合板之設計相關參數 (Astaneh-Asl et al. 2006).....	24
圖 2.19 不同接合下之有效寬度示意圖 (Astaneh-Asl et al. 2006).....	24
圖 2.20 接合板實際寬度 $W$ 及對應之角度 $\alpha_1$ 與 $\alpha_2$ (Astaneh-Asl et al. 2006).....	25

圖 2.21 變數 U 之決定示意圖 (Astaneh-Asl et al. 2006)	27
圖 2.22 具 2t 偏移矩形接合板之等值應力分佈圖 (陳誠直等人, 2009)	29
圖 2.23 梯形接合板之設計概念	30
圖 3.1 斜撐構材含接合板之分析模型	34
圖 3.2 分析模型組裝之步驟	37
圖 3.3 載重位移歷時圖	38
圖 3.4 層間位移角與斜撐構材軸向變形量之關係圖	38
圖 3.5 模型之邊界與載重施載	39
圖 3.6 模型挫屈模態分析結果 (Mode 1)	39
圖 3.7 ABAQUS 結構體轉置殼元素建模示意圖	40
圖 3.8 鋼材之三線性應力-應變關係	41
圖 3.9 8 組分析模型之接合示意圖	44
圖 3.10 8 組有限分析模型	45
圖 3.11 典型斜撐構材挫屈模態 (Mode 1)	46
圖 3.12 模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 之等值應力分佈圖	47
圖 3.13 模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 之接合板 PEEQ 分佈圖 (Compression)	48
圖 3.14 模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 之斜撐構材 PEEQ 分佈 圖	49
圖 3.15 3 組模型之挫屈行為 (參數 $\beta_j$ )	50
圖 3.16 3 組模型之軸向載重與層間位移角關係圖 (參數 $\beta_j$ )	53
圖 3.17 3 組模型之強度包絡線圖 (參數 $\beta_j$ )	54
圖 3.18 參數 $\beta_j$ 下 3 組模型之斜撐構材面外變形量與層間位移角關係 圖	55
圖 3.19 參數 $\beta_j$ 下 3 組模型之接合板面外變形量與層間位移角關係圖	56
圖 3.20 模型 TGP4、模型 TGP5 與模型 TGP6 之等值應力分佈圖	58
圖 3.21 模型 TGP7 之等值應力分佈圖	59

圖 3.22 模型 TGP4、模型 TGP5、模型 TGP6 與模型 TGP7 之接合板 PEEQ 分佈圖 .....	60
圖 3.23 4 組模型之斜撐構材 PEEQ 分佈圖 (4% 弧度 IDA) .....	61
圖 3.24 4 組模型之挫屈行為 (參數 $LC$ 與 $W$ ) .....	62
圖 3.25 4 組模型之軸向載重與層間位移角關係圖 (參數 $LC$ 與 $W$ ) .....	62
圖 3.26 4 組模型之強度包絡線圖 (參數 $LC$ 與 $W$ ) .....	63
圖 3.27 參數 $LC$ 與 $W$ 下 4 組模型斜撐構材面外變形量與層間位移角關 係圖 .....	63
圖 3.28 參數 $LC$ 下 3 組模型之接合板面外變形量與層間位移角關係圖 .....	64
圖 3.29 參數 $W$ 下模型 TGP7 之接合板面外變形量與層間位移角關係 圖 .....	65
圖 3.30 模型 RGP 與模型 TGP1 之等值應力分佈圖 .....	66
圖 3.31 模型 RGP 之 PEEQ 分佈圖 (Compression) .....	67
圖 3.32 模型 RGP 斜撐構材 PEEQ .....	68
圖 3.33 模型 RGP 之軸向載重與層間位移角關係圖 (接合板形狀影響) .....	69
圖 3.34 模型 RGP 與模型 TGP1 之強度包絡線圖 .....	69
圖 3.35 模型 RGP 與模型 TGP1 產生接合板挫屈 (4% 層間位移角) .....	69
圖 3.36 模型 RGP 之斜撐構材與接合板之面外變形與層間位移角關係 圖 .....	72
圖 3.37 採錐形與梯形接合板之等值應力圖 .....	72
圖 4.1 不同偏移區域設計概念 .....	75
圖 4.2 試體 TGP1 接合板尺寸圖 .....	77
圖 4.3 試體 TGP2 接合板尺寸圖 .....	78
圖 4.4 試體 TGP3 接合板尺寸圖 .....	78
圖 4.5 試體 TGP4 接合板尺寸圖 .....	79
圖 4.6 試體 TGP5 接合板尺寸圖 .....	79

圖 4.7 試體 RGP 接合板尺寸圖 .....	80
圖 4.8 斜撐構材之槽形區域示意圖 .....	81
圖 4.9 斜撐構材之塊狀剪力破壞檢核 .....	81
圖 4.10 斜撐構材淨斷面示意圖 .....	82
圖 4.11 試體 TGP1 接合板接合細部圖 .....	85
圖 4.12 梯形接合板與斜撐構材之淨斷面加勁細部 .....	86
圖 4.13 斜撐構材與接合板接合處之槽形區域設計 .....	86
圖 4.14 試體 TGP2 接合板接合細部圖 .....	87
圖 4.15 試體 TGP3 接合板接合細部圖 .....	87
圖 4.16 試體 TGP4 接合板接合細部圖 .....	88
圖 4.17 試體 TGP5 接合板接合細部圖 .....	88
圖 4.18 試體 RGP 合板接合細部圖 .....	89
圖 4.19 矩形接合板與斜撐構材之淨斷面加勁細部 .....	89
圖 4.20 試體 RGP 之斜撐構材與接合板接合處之槽形區域設計 .....	90
圖 4.21 試驗構架之各部位銲接與組裝 .....	90
圖 4.22 斜撐構材吊裝 .....	91
圖 4.23 接合板與梁、柱桿件模擬現地銲接施工與完成圖 .....	91
圖 4.24 載重試驗設置之俯視與正視圖 .....	95
圖 4.25 試驗構架之 H-型鋼柱設計圖 .....	96
圖 4.26 H-型鋼柱細部設計圖 .....	97
圖 4.27 短梁之接合設計圖 .....	98
圖 4.28 試驗試體基座設計圖 .....	99
圖 4.29 試驗基座設計圖 .....	100
圖 4.30 載重試驗構架設置圖 .....	101
圖 4.31 柱端之側向支撐系統 .....	101
圖 4.32 載重位移歷時 .....	102
圖 4.33 斜撐軸向變形之拉線式位移計設置圖 .....	103
圖 4.34 試體與基座量測儀器架設圖 .....	104

圖 4.35 斜撐與接合板各儀器架設實況.....	104
圖 4.36 斜撐構材之黏貼應變計位置圖.....	105
圖 4.37 接合板之 3 軸應變計黏貼位置圖.....	106
圖 4.38 試體石膏漆分佈情形.....	106
圖 4.39 下接合板於 30°擴散角區域石膏 45°剝落情形 (0.25% 弧度 IDA).....	108
圖 4.40 斜撐中央與接合板凹折區域之石膏剝落情形 (0.75% 弧度 IDA).....	109
圖 4.41 斜撐中央處與上下接合板偏移區域變形情況 (2% 弧度 IDA).....	109
圖 4.42 斜撐與上下接合板受壓之變形情況 (3% 弧度 IDA).....	110
圖 4.43 試體 TGP1 最終變形情況 (3% 弧度 IDA).....	110
圖 4.44 載重位移歷時之更改版本.....	112
圖 4.45 斜撐與接合板之受力情況 (0.25% 弧度 IDA).....	112
圖 4.46 斜撐整體挫屈與接合板受凹折石膏剝落情形 (0.5% 弧度 IDA).....	113
圖 4.47 試體 TGP2 最終破壞行為 (5% 弧度 IDA).....	113
圖 4.48 試體 TGP3 初始挫屈與接合板凹折紋路情形 (0.5% 弧度 IDA).....	115
圖 4.49 接合板與斜撐端部及與梁桿件銲道出現裂縫 (3% 弧度 IDA).....	115
圖 4.50 試體 TGP3 最終破壞行為 (5% 弧度 IDA).....	116
圖 4.51 試體 TGP4 產生初始挫屈之各部位變形情況 (0.5% 弧度 IDA).....	117
圖 4.52 接合板與斜撐接合填角銲道端部鋼材撕裂情形 (2% 弧度 IDA).....	118
圖 4.53 試體 TGP4 最終破壞行為 (5% 弧度 IDA).....	118
圖 4.54 斜撐初始挫屈與接合板受力行為 (0.5% 弧度 IDA).....	120
圖 4.55 斜撐挫屈與接合板凹折情形 (1% 弧度 IDA).....	120
圖 4.56 上接合板於應力集中處之母材開裂情形 (1.5% 弧度 IDA).....	121

圖 4.57 試體 TGP5 最終破壞行為 (6% 弧度 IDA).....	121
圖 4.58 試體 RGP 產生初始挫屈之各部位變形情況 (0.5% 弧度 IDA).....	123
圖 4.59 試體 RGP 之上接合板與梁接合銲道開裂情況 (4% 弧度 IDA) .....	123
圖 4.60 試體 RGP 最終破壞行為 (6% 弧度 IDA).....	124
圖 4.61 LC 系列試體之層間剪力-層間位移角關係圖 .....	126
圖 4.62 LC 系列試體之軸力-軸向變位關係圖 .....	126
圖 4.63 EC 系列試體之層間剪力-層間位移角關係圖 .....	127
圖 4.64 EC 系列試體之軸力-軸向變位關係圖 .....	128
圖 4.65 具不同偏移區域型式之接合板與斜撐構材軸向強度包絡線圖.....	131
圖 4.66 試體 TGP1 斜撐端部至中央各測點之面外變形量 .....	132
圖 4.67 試體 TGP2 斜撐端部至中央各測點之面外變形量 .....	132
圖 4.68 試體 TGP3 斜撐端部至中央各測點之面外變形量 .....	132
圖 4.69 試體 TGP4 斜撐端部至中央各測點之面外變形量 .....	133
圖 4.70 試體 TGP5 斜撐端部至中央各測點之面外變形量 .....	133
圖 4.71 試體 RGP 斜撐端部至中央各測點之面外變形量.....	133
圖 4.72 試體 TGP1 與試體 TGP2 之各測點面外變形量變化 .....	134
圖 4.73 試體 TGP3 與試體 TGP4 之各測點面外變形量變化 .....	134
圖 4.74 試體 TGP5 與試體 RGP 之各測點面外變形量變化 .....	135
圖 4.75 試體能量消散之計算示意圖 .....	136
圖 4.76 試體 TGP1 與試體 TGP2 能量累積-層間位移角關係圖 .....	136
圖 4.77 LC 系列試體能量累積-層間位移角關係圖 .....	137
圖 4.78 4 組具 EC 之試體能量累積-層間位移角關係圖 .....	137
圖 4.79 EC 系列試體能量累積-層間位移角關係圖 .....	138
圖 5.1 分析模型與網格圖 .....	140
圖 5.2 分析模型之邊界條件設定 .....	141
圖 5.3 試體 TGP1 與試體 TGP2 之挫屈模態 (Mode 1).....	141
圖 5.4 試體 TGP1 與試體 TGP2 實驗與分析之層間剪力-層間位移關係	

圖比較.....	142
圖 5.5 試體 TGP1 實驗與分析之各測點面外變形量-層間位移關係圖 比較.....	143
圖 5.6 試體 TGP2 實驗與分析之各測點面外變形量-層間位移關係圖 比較.....	143
圖 5.7 試體 TGP1 之斜撐構材試驗行為與分析結果比較.....	145
圖 5.8 試體 TGP1 斜撐構材分析模型之 PEEQ 分佈.....	147
圖 5.9 試體 TGP2 之斜撐構材試驗行為與分析結果比較.....	148
圖 5.10 試體 TGP2 斜撐構材分析模型之 PEEQ 分佈.....	150
圖 5.11 試體 TGP1 之梯形接合板實驗與分析之行為比較.....	151
圖 5.12 試體 TGP2 之梯形接合板實驗與分析之行為比較.....	152
圖 5.13 試體 TGP1 之數值模型斜撐構材等值應力分佈.....	155
圖 5.14 試體 TGP2 之數值模型斜撐構材等值應力分佈.....	156
圖 5.15 試體 TGP1 斜撐中央處翼板實驗與分析之軸向應變分佈.....	157
圖 5.16 試體 TGP2 斜撐中央處翼板實驗與分析之軸向應變分佈.....	157
圖 5.17 2 組試體斜撐 1/4 長度下翼板實驗與分析之軸向應變分佈..	157
圖 5.18 試體 TGP1 之數值模型於梯形接合板等值應力分佈.....	158
圖 5.19 試體 TGP2 之數值模型於梯形接合板等值應力分佈.....	159
圖 5.20 試體 TGP1 數值模型斜撐構材之等值塑性應變分佈 (受壓)..	161
圖 5.21 試體 TGP1 數值模型斜撐構材之等值塑性應變分佈 (受拉)...	162
圖 5.22 試體 TGP2 數值模型斜撐構材之等值塑性應變分佈 (受壓)..	163
圖 5.23 試體 TGP2 數值模型斜撐構材之等值塑性應變分佈 (受拉)..	164
圖 5.24 試體 TGP1 數值模型梯形接合板之等值塑性應變分佈.....	165
圖 5.25 試體 TGP2 數值模型梯形接合板之等值塑性應變分佈.....	166
圖 5.26 與梁接合開槽銲道處之梯形接合板初始開裂 PEEQ 分佈.....	168
圖 5.27 與梁接合開槽銲道處之梯形接合板初始開裂 RI 分佈.....	168
圖 5.28 與斜撐翼板填角銲道處之梯形接合板初始開裂 PEEQ 分佈..	169
圖 5.29 與斜撐翼板填角銲道處之梯形接合板初始開裂 RI 分佈.....	169

圖 5.30 EC6t 系列 2 組試體 PEEQ 與 RI 之分佈情形 ..... 170

# 第壹章 緒論

## 1.1 研究背景

鋼材料具有良好的強度、勁度與延展性特色，故鋼構架為近幾十年來最常見之高樓建築系統。常見的鋼骨耐震構架有特殊彎矩構架 (Special Moment Frames, SMFs)、特殊同心斜撐構架 (Special Concentrically Braced Frames, SCBFs) 與偏心斜撐構架 (Eccentrically Braced Frames, EBFs)。最新之 2005 年 AISC 耐震規範 (AISC 2005b) 則加入了挫屈束制斜撐構架 (Buckling-Restrained Braced Frames, BRBFs) 與特殊鋼板剪力牆 (Special Plate Shear Walls, SPSW) 兩種耐震系統。

同心斜撐構架主要以斜撐構材抵禦地震力，其非彈性側向反應仰賴著斜撐構材、接合與構架桿件，而構架側位移除可有效被控制外，亦比抗彎構架系統小，此為其主要優點；並且梁與柱構件的尺寸將可減小，亦有經濟上的優點。AISC 對同心斜撐構架的分類區分為二種，為特殊同心斜撐構架 (SCBF) 與普通同心斜撐構架 (Ordinary Concentrically Braced Frame, OCBF)。兩者的區別在於特殊同心斜撐構架於抵禦地震力時，期望能有可觀的非彈性變形能力。因而 SCBF 之斜撐構材受壓挫屈後則有比 OCBF 較少的強度衰減與較好的韌性行為。圖 1.1 所示為一般常見的同心斜撐構架型式。

美國同心斜撐構架的設計與國內不盡相同，尤其佔多數的為中低層建築物。此類同心斜撐構架之斜撐構材大多採用較輕型的構件，如圓型鋼管、矩(方)型鋼管、角鋼或槽型鋼，如圖 1.2 所示，故以往斜撐之試驗亦大多著重於上述輕型構件。AISC 規範亦依據此類之試驗結果而訂定。1994 年美國加州北嶺地震後發現有同心斜撐之斜撐構材挫屈與斷裂之破壞現象 (Gan 1997)。1995 年日本神戶地震與更早的 1985 年墨西哥地震亦皆有同心斜撐構架遭地震破壞的例子 (Khatib et al. 1988)。因而北嶺地震後除了對特殊彎矩構架進行大規模的研究外，同時亦積極檢討與發展各類耐震構架，對於同心斜撐構架的研究亦積極進行中。

特殊同心斜撐構架依國內建築物耐震設計規範 (2005) 結構系統之分類為構架系統，此構架系統具承受垂直載重完整之立體構架，並以斜撐構架抵禦地震力。地震時，當斜撐構架進入非彈性變形或破壞，垂直載重可由承受垂直載重完整立體構架承擔，以避免構架的倒塌。國內同心斜撐構架的設計主要為與抗彎矩構架合為一的二元結構系統。二元結構系統的特性在於以斜撐構架及抗彎矩構架抵禦地震力。抗彎矩構架與斜撐構架應設計使其能抵禦依相對勁度所分配到的地震力，其中抗彎矩構架應設計能單獨抵禦 25% 以上的設計地震力。

結構系統韌性容量  $R$  值將決定設計地震力的大小，韌性容量  $R$  值則依據結構系統進入非彈性後消散能量的能力，因此符合韌性設計的特殊抗彎矩構架 (Special Moment-resisting Frame, SMRF) 與特殊同心斜撐構架  $R$  值各為 4.8 與 3.6，然而二元結構系統的鋼造特殊同心斜撐構架具抗彎矩構架 SMRF 的  $R$  值則為 4.8。二元同心斜撐構架的設計理念為當 SCBF 達極限強度時，SMRF 還維持在彈性；亦即當 SCBF 斜撐構材因挫屈開始失去勁度時，SMRF 還可提供相當程度的勁度，提高二元系統的消能能力與耐震性能。總言之，在主要側力抵禦系統 SCBF 受損後，SMRF 可提供第二道的防線。

國內目前二元同心斜撐構架斜撐構材的設計則大多為較重型的 H 型鋼、H 型鋼加側板或箱型斷面，如圖 1.3 所示。而此類斜撐斷面之試驗資料則較為少見，且研究報告顯示，H 型鋼之斜撐構材在細長比超過 80 時挫屈後強度衰減甚為嚴重 (Lee and Bruneau 2005)；因此本研究將針對常用於國內的斜撐構材與接合進行系統的研究其耐震行為。

## 1.2 研究目的

本研究將針對國內常用於二元系統同心斜撐構架的斜撐構材與其接合板接合進行研究，探討 H-型斜撐構材與接合板接合受拉與受壓的反覆載重行為，以有限元素分析及載重實驗方法研究其遲滯迴圈、強度與韌性消能行為，並建立接合板設計與強度計算之指標參數。

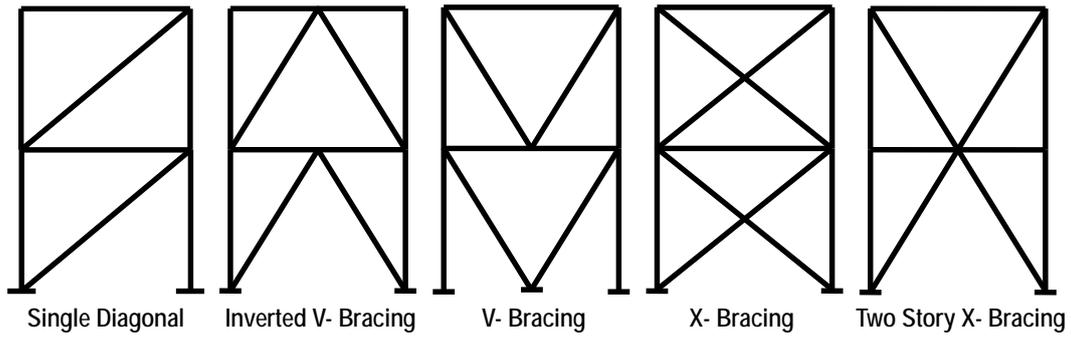


圖 1.1 一般常見的同心斜撐構架型式

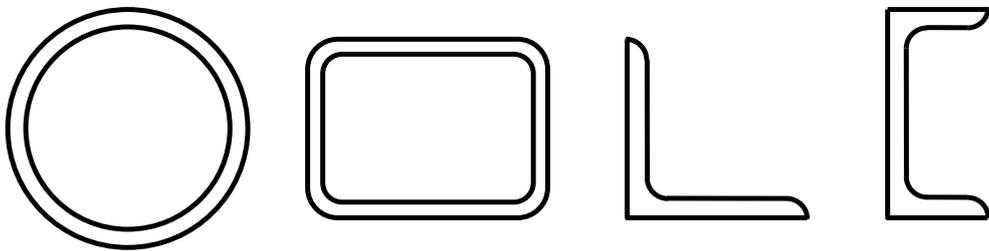


圖 1.2 圓型鋼管、矩(方)型鋼管、角鋼或槽型鋼斜撐構材斷面

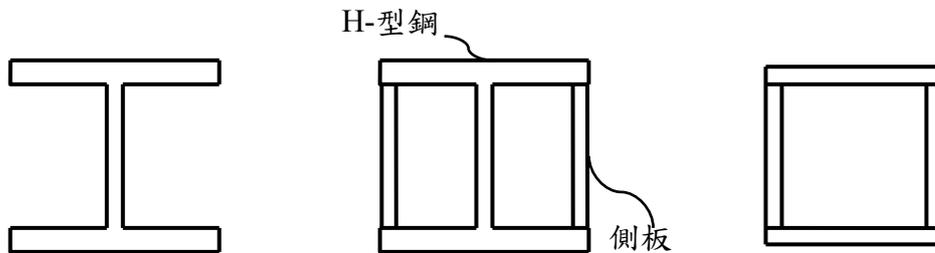


圖 1.3 H 型鋼、H 型鋼加側板與箱型斜撐構材斷面

本研究之重要性在於國內常用的 H 型鋼斜撐構材於國外較為少用，且試驗資料甚少，並且國內斜撐構材與接合板的接合亦有異於國外；然而國內的鋼構造設計規範大多參考美國的設計規範，鑒於國內鋼構造實務上之需求，本研究著重於建立國內常用斜撐構材斷面的有限分析模式與對應之遲滯迴圈，並由試體載重試驗加以驗證，以期能準確模擬含接合板之斜撐

構材耐震行為，以期對國內業界實有其必要性與重要性。

### 1.3 研究方法

耐震設計所使用的設計地震力遠小於構架遭受地震仍能維持完成彈性之作用力，此乃依據構架將有足夠的韌性以消散能量的設計理念。對於特殊同心斜撐構架要能有此韌性的性能，則依賴斜撐構材的承受反覆非彈性變形，而無嚴重的強度或勁度的衰減。特殊同心斜撐構架的斜撐構材與其接合必須承受可觀的非彈性變形，尤其是在斜撐受壓挫屈後。以往同心斜撐構架設計較重視增大斜撐的強度和勁度，所以主要的作法為採用較大的設計力以減少非彈性變形的需求。近年來，因以往同心斜撐構架在遭受地震的損壞，對韌性和消能性能的需要已更為重視。規範目前對特殊同心斜撐構架的設計理念為，期待遭受強震時能有穩定的行為與良好的韌性表現。

特殊同心斜撐構架主要受力桿件為斜撐構材，而構架的非彈性變形主要來源為斜撐構材，靠著斜撐構材的受拉降伏與受壓挫屈而消能，如圖 1.4 所示。斜撐受壓挫屈的行為包含構材的整體挫屈或局部挫屈。典型的同心斜撐構架，斜撐在中度地震作用下的層間變位角達 0.3 至 0.5% 時就會降伏或挫屈；而在強烈地震作用下，斜撐挫屈時軸向變位可達降伏變位的 10 至 20 倍 (AISC 2005a)，因而為能達到如此大的反覆變位而無過早的破壞，斜撐構材與接合必須有適當的細部設計。

影響斜撐構材反覆行為的主要設計參數有細長比、接合束制情況與斷面寬厚比。AISC 耐震設計 (1997、2002、2005) 對特殊同心斜撐構架的斜撐構材的細長比規定如下：

$$\begin{aligned} 1997 \quad Kl/r &\leq 1000 / \sqrt{F_y} & F_y : \text{ksi} \\ 2002 \quad Kl/r &\leq 5.87 \sqrt{E_s / F_y} \\ 2005 \quad Kl/r &\leq 4 \sqrt{E_s / F_y} \end{aligned} \quad (1.1)$$

其中  $K$  為有效長度係數， $l$  與  $r$  各為斜撐構材長度與迴轉半徑， $E_s$  與  $F_y$  各為斜撐彈性模數與降伏強度。1997 年與 2002 年的限制基本上是一樣

的，而 2005 年對斜撐構材的細長比限制至更小值。主要原因為較小的細長比的斜撐構材承受軸壓力時，會產生非彈性挫屈，在斷裂前可承受較多反覆的非彈性變形，消散更多的能量；所以 2005 年更嚴格的限制斜撐細長比，以增加斜撐的消能性能。

有關接合板的束制情況，相關的規範為 AISC 耐震設計 (2005b) 規定「接合板的設計需包括挫屈的考慮」。於設計上，一般皆假設斜撐構材與接合板之接合為理想的鉸接，假設  $K=1.0$ 。圖 1.5 所示為美國常用的接合細節， $2t$  的要求為提供面外挫屈的需求 (AISC 2005b)， $t$  為接合板之厚度。影響受壓構材極限強度與行為的另一重要因素為其肢材的寬厚比，若肢材的寬厚比過大，則易產生局部挫屈，在反覆載重作用力，則容易有肢材斷裂的現象。局部挫屈亦會導致構材撓曲強度的降低進而降低構材的軸向受壓強度。受壓構材的肢材寬厚比規範皆有嚴格的限制 (內政部營建署 2007, AISC 2005b)。

本計畫研究方法主要以非線性有限元素分析以及試體反覆載重試驗進行研究。非線性有限元素分析雖有其限制條件 (如對鋼構銲接之殘留應力與高入熱量之影響)，對結構複雜的行為能有效的分析，尤其是局部行為與非線性反應；並且在費用昂貴的實尺寸試驗前，可改變模型的參數，進行大量的分析。本研究以有限元素分析模擬斜撐構材與接合的行為，分析上將假設無殘留應力、銲接熱影響區等之影響。另考慮程式的分析時間與收斂性的問題，對於鋼材之模擬，採板殼元素 (Shell Element) 進行模擬，並將鋼材與銲材之應力應變曲線簡化為三線性段。模擬上欲使斜撐構材與接合板產生挫屈，構件需要有些微的不完美 (Imperfection)。有限元素分析模型將先進行一系列參數分析，進而根據有限分析之研究成果進行斜撐構材與接合板接合之試體設計，以進行反覆載重試驗並驗證有限分析結果。

## 1.4 報告內容

本研究報告之整體架構如下所述：

第壹章：詳述本研究之背景、目的與方法。第貳章：藉由探討回顧國

內外學者對於斜撐構材、其與接合板或其斜撐構架之研究成果，瞭解於斜撐構材或接合板之研究現況，闡述現行規範對於其設計與強度計算之規定；並且提出含梯形接合板之斜撐構材之設計概念與研究參數。第參章：採 ABAQUS 有限元素分析介紹，包含軟體操作方式，並針對分析方法中之基本假設、模型建立、材料及邊界設定與位移歷時加載加以解說，以及分析模型之參數研究與分析成果之討論。第肆章：根據有限元素分析之結果進行斜撐構材試體之設計與實驗設置規劃與實驗結果與討論。第伍章：實驗模擬與分析，驗證分析模型，行為指標探討。第陸章：本報告之結論及建議。

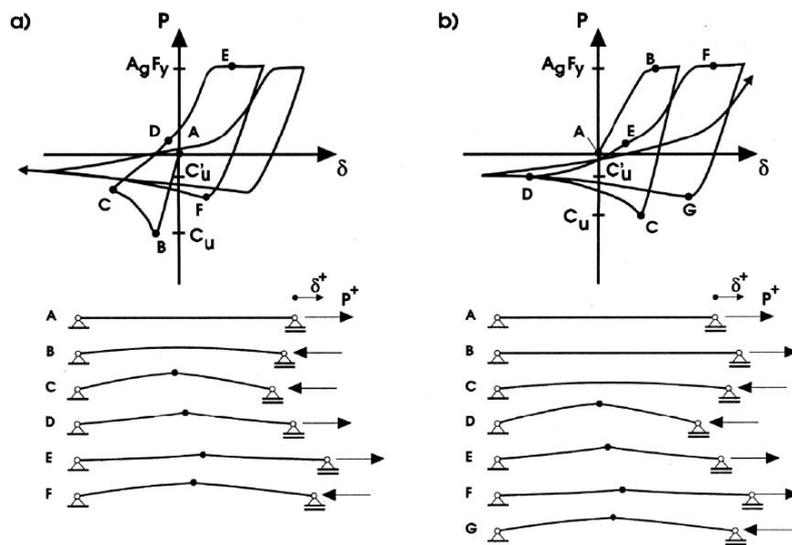


圖 1.4 典型的斜撐受拉壓遲滯行為 (Tremblay 2001)

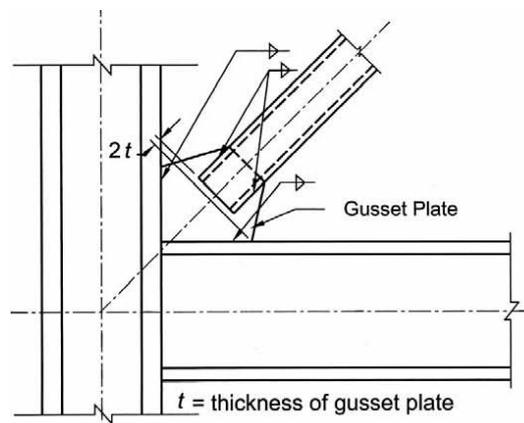


圖 1.5 面外挫屈之斜撐與接合板接合細節 (AISC 2005b)

## 第貳章 特殊同心斜撐構架

### 2.1 前言

同心斜撐構架乃由梁、柱與斜撐構材及接合板所構成，其中梁與柱為構架桿件用以抵抗垂直載重，斜撐構材為抵抗側力之主要元素，接合板為傳遞由斜撐構材至構架桿件之力量的媒介。為充分瞭解斜撐構材於地震作用下之行為與研究中所要執行模型非線性分析，先行搜集國內外學者於斜撐構材或其與接合板及斜撐構架之研究成果，以供往後研究之參考與依據。

### 2.2 國內外相關研究現況

同心斜撐構架的研究始於六〇至七〇年代，早期以抗風力為主要考量。主要研究者有 Popov 等人(1976)、Ghanaat (1980)、Black 等人 (1980)、Ghanaat (1980)、Thornton (1984)、Astaneh-Asl and Goel (1984)、Astaneh-Asl 等人(1985)。北嶺地震後已有學者重視同心斜撐構架之耐震行為 (Tremblay 等人 1995, 1996；Richards and Uang 2005；Tremblay 2000；陳正誠 2000；蔡政育 2005；簡才揚 2006)，重要之文獻回顧如下。

### 2.3 斜撐構材行為

斜撐桿件於 SCBFs 系統中扮演著重要角色，乃為提供側向抵抗、穩定的遲滯行為及非彈性變形能力以消散由地震力傳遞構架的能量，預測 SCBFs 系統之行為乃需要瞭解斜撐行為。以下就斜撐構材行為研究做一簡述。

Jain 等人 (1978) 測試 24 組斷面 1" x1" 並鐸至接合板之方形鋼管 (Hollow Structural Section, HSS) 試體及 8 組小型角鋼試體，以反覆載重下進行測試。此研究目的是探討在不一樣的桿件比例及斜撐模式，鋼斜撐桿件在軸向加載下的遲滯行為。結果顯示有效細長比是決定斜撐桿件遲滯行為最有影響的參數；斷面形狀可能是有效影響遲滯行為的參數；空心矩形鋼管有著集中降伏變形於鋼管之角落，及可能有著較早的斜撐破裂、局部

挫屈的存在，且對於一特定的斷面可能進一步地影響遲滯行為；反覆載重下之包辛格效應 (Bauschinger Effect) 可能會造成彈性模數及最大抗壓強度上的折減。

學者 Black 等人於 1980 年進行一系列單斜撐試驗，共設計 24 組試體，試體斷面包含 H-型、雙角鋼、雙槽型鋼、T 型及圓型與方型鋼管，並採用鉸接-鉸接及鉸接-固接之不同邊界及斜撐細長比等參數進行軸向反覆載重試驗，以探討其強度與遲滯行為。由試驗之載重-位移曲線發現包辛格效應及試體初始彎曲 (即初始缺陷) 對試體之影響，並用以發展於強度計算上之折減係數，且可使用於 AISC 規範中強度計算公式。

Gugerli 與 Goel 於 1982 年的研究結果顯示出細長比的增加及寬厚比的降低可延遲局部挫屈之發生，可使得於構件長度中央處的塑鉸區域之撓曲強度有較少的衰減並且有較長破裂生命 (Fracture Life) 。

## 2.4 接合板行為

接合板作為傳遞斜撐構材與梁、柱桿件之力量傳遞媒介，其重要性可想而知，接合板於地震反應下之非線性行為亦是需要深入探討的，下面就一些國外研究成果做一敘述。

Whitmore (1952) 研究接合板接合的應力分佈以決定在接合板的平均設計應力。Whitmore 從實驗中觀察到在接合板的最大正向應力發生在接合板接合最後一排螺栓之附近，並建立 Whitmore 有效寬度之可用設計方法。

Astaneh-Asl、Goel 與 Hanson 在 1982 年所執行的接合板含塑鉸區域長度 (Hinge-Zone Length) 試驗，如圖 2.1 所示，設定塑鉸區域長度各為零、 $2t$  及  $4t$ 。由試驗結果顯示含有  $2t$  或  $4t$  塑鉸區域長度之接合板於斜撐因挫屈產生面外變形時，於斜撐構材端部產生預期之反覆凹折而使整體上有較佳之韌性行為。作者提出接合板於特殊同心斜撐構架中需含有最小  $2t$  偏移長度之研究成果亦被 AISC 於 2005 年正式引入耐震設計規範中。

Chakrabarti 及 Bjorhovde (1983) 研究接合板接合含斜撐受拉之非彈性行為，而主要破壞模式是在接合板-斜撐接合的最後一排螺栓之間的淨斷面

拉力破壞。



圖 2.1 含 2t 鉸區域長度之接合板凹折變形情況 (Astaneh-Asl et al. 1982)

Thornton (1984) 研究受壓接合板之強度，其提出於決定接合板壓力挫屈強度的方法，為依據 Whitmore 寬度和有效挫屈長度來計算，並建議以平均挫屈長度為基礎的較短有效長度於預測接合板挫屈強度上更合理。

Hu 與 Cheng (1987) 以單向受壓加載於薄接合板接合以測試其彈性挫屈行為，採實驗和分析方法來研究接合板的厚度、幾何、邊界條件、偏心及加勁之影響。試驗結果顯示薄接合板產生挫屈之載重較低於以 Whitmore 方法計算所得之降伏載重很多；試驗中亦顯示斜撐與接合板之接合的旋轉束制影響接合板挫屈強度。

Brown (1988) 試驗 24 組於單向載重下之接合板試體，研究參數包括接合板厚度、斜撐桿件的傾斜角度及斜撐桿件尺寸。試驗結果顯示主要破壞模式為接合板未支撐邊產生挫屈，乃隨著大的面外變形下發生。

Yam (1994) 與 Yam 及 Cheng (2002) 以實驗及分析方法研究在非彈性區域下接合板接合之受壓行為及強度，研究參數包括接合板厚度、接合板尺寸、對角斜撐桿件之角度影響和梁與柱彎矩之效應。接合板試體為 500×400 mm 較 Hu 與 Cheng (1987) 之試體 (850×700 mm) 小，但試驗結果顯示出更多非彈性變形，因為在接合桿件和接合板之間提供面外束制所造成。試體一般的破壞模式為接合板接合挫屈，參數梁柱彎矩及斜撐桿件角度之

影響不顯著。試驗試體之數值分析發現接合桿件長度或厚度增加下，接合板之挫屈強度亦增加。

Walbridge 等人於 1998 年由有限元素分析之主要結論有：(a) 在受拉或受壓的初始施載在接合板軸向遲滯迴圈之影響甚微；(b) 在可靠位移增量下的重複反覆載重之影響是拉力及壓力抵抗之折減，且隨著初始非彈性迴圈下遲滯曲線之軟化。此會造成接合板與斜撐之能量消散之折減；(c) 當採用弱接合板-強斜撐 (Weak Gusset-Strong Brace) 之結構時，改變斜撐勁度在接合板軸向遲滯迴圈的影響甚微；(d) 弱接合板-強斜撐之組合構材有著比強接合板-弱斜撐 (Strong Gusset-Weak Brace) 之組合構材較少的束縮 (Pinching) 產生，意味著可有更多能量消散。

Nast 於 1998 年所執行接合板試體試驗，其破壞模式乃因接合板與最後一排螺旋栓產生撕裂，結果顯示於弱接合板-強斜撐受壓，增加垂直加勁板可提高壓力抵抗來增加能量消散容量，對拉力抵抗的影響甚微，故當系統以弱接合板-強斜撐系統受壓時來設計，此影響可忽略之。同樣地有加勁於自由邊 (Free Edge) 的接合板，其面外變形是會低於未加勁採弱接合板-強斜撐設計挫屈強度的試體。採有限元素分析中討論到垂直加勁板 (Edge Stiffeners) 在挫屈強度影響甚少，然而其可提高和穩定後挫屈強度，其增量與接合板厚度有關。

Astaneh-Asl (1998) 將其自 1981 到 1986 年間與多位學者 Goel 與 Hanson 等人所執行的 17 組接合板反覆載重試驗成果匯整。過去學者皆採用單向拉伸或加壓至接合板，其為第一進行接合板之反覆載重試驗，試驗設置如圖 2.2 所示，由試驗結果顯示接合板之反覆載重行為與斜撐構材之挫屈方向為構架面外或面內有強大的關係。當斜撐為面內挫屈 (In-Plane Buckle) 時，會有 3 個塑性鉸產生在斜撐構材上，即一個產生在斜撐構材中央處，另 2 個產生於接合板外之斜撐端部上，此時接合幾乎完全彈性；若斜撐為面外挫屈 (Out-of-Plane Buckle) 時，亦有 3 個塑鉸形成，除了斜撐構材中央處外，另 2 個則形成於接合板上。若塑性鉸形成於接合板上時，其必須被設計成可產生面外變形之型式，如圖 2.3 所示。學者亦提出於過去 Whitmore

Section 只適用於採螺栓接合於接合板，將其延伸應用於採銲接接合之接合板上，如圖 2.4 所示。

Sheng 等人於 2002 年進行接合板接合強度及非彈性受壓行為之參數研究。研究參數包含接合板長自由邊的長度、接合板形狀（梯形與矩形板）、接合桿件與接合板之間的接合型式（銲接和螺栓接合）、於斜撐桿件與接合板之間由斜撐桿件沿元素 X-軸提供旋轉束制、接合桿件之型式與加勁（鋼管和 T 型斷面）及接合桿件長度與自由邊加勁板。分析結果指出，當沿著自由邊發生局部挫屈時，自由邊長度增加之下試體極限載重有明顯地降低；梯形板和接合桿件型式對試體極限荷載無顯著影響；當斜撐與接合板之接合採銲接時，試體極限強度提昇 10-20%。為改善接合行為，作者建議增加中心線加勁板，並儘可能接近梁與柱之邊界及增加自由邊加勁板。

Astaneh-Asl 等人於 2006 年將其多年與多位學者於研究接合板行為與多種設計細節之研究成果彙集成冊，文中並提出一系列接合板尺寸與其接合之計算式，以供結構工程師於實務設計參考之用。所提出之接合板形狀乃採用錐形 (Tapered)，如圖 2.5 所示，而斜撐構材與接合板接合則有螺栓接合與銲接接合，並搭配各種斷面之斜撐構材，包含斜撐面外挫屈與面內挫屈之設計。

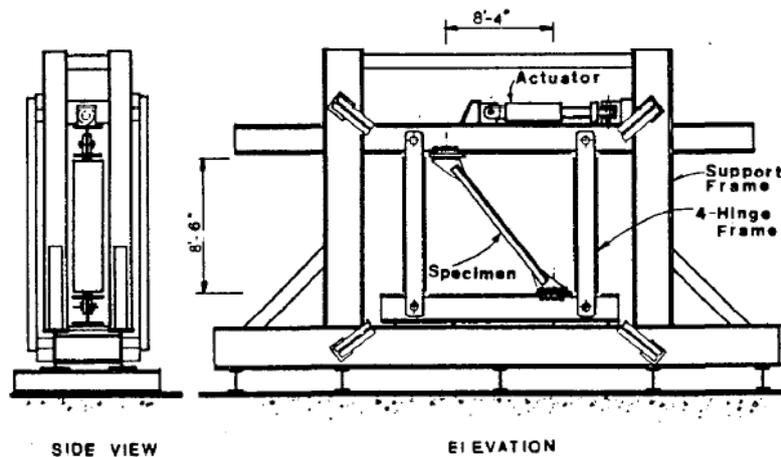


圖 2.2 接合板反覆載重試驗設置圖 (Astaneh et al. 1981)

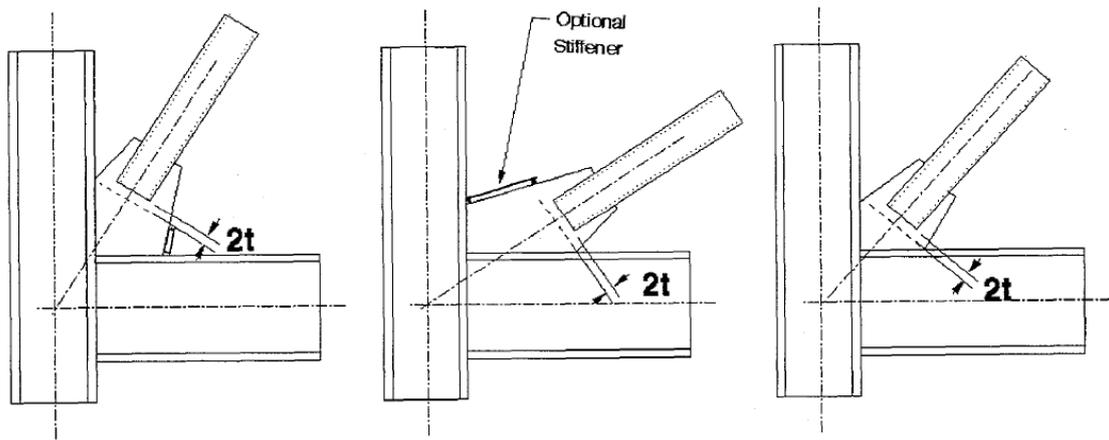


圖 2.3 接合板之  $2t$  設置示意圖 (Astaneh et al. 1982)

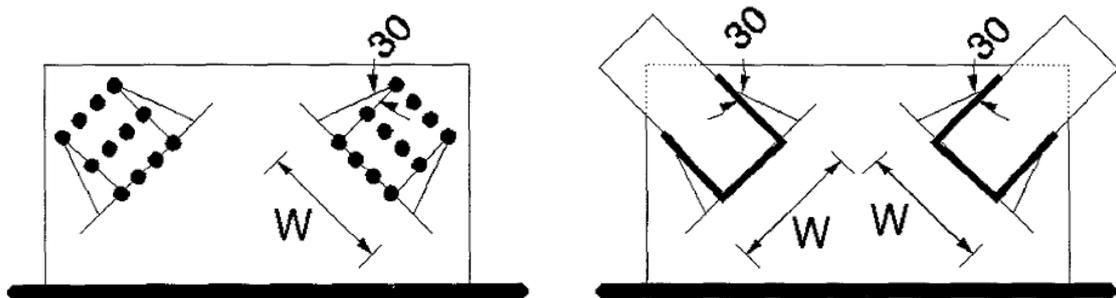


圖 2.4 採栓接與銲接之接合板有效寬度示意圖 (Astaneh et al. 1982)

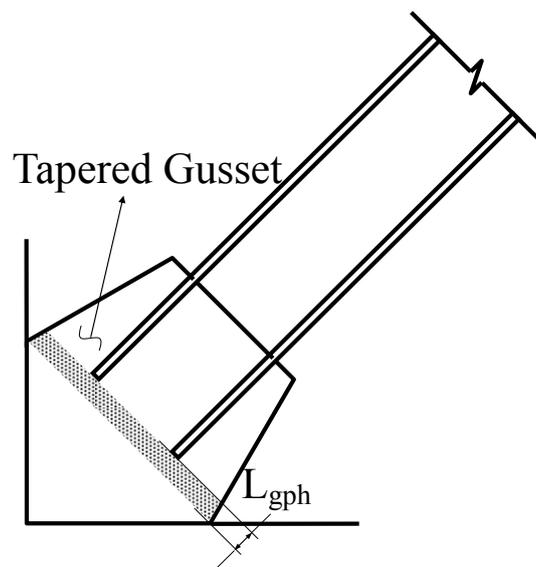


圖 2.5 錐形接合板之示意圖

總觀以上文獻可發現於以往特殊同心斜撐構架中於斜撐之接合板於早期設計理念是使其強度需大於斜撐構材，單純藉由斜撐構材受拉降伏及受壓挫屈來消能，是為一種「強接合板-弱斜撐」之設計理念。近十年來，國外學者積極研究接合板之行為探討，允許由接合板直接產生受拉降伏與受壓挫屈之機制下進行能量消散 (Cheng et al. 1994, 2000, Yam and Cheng 2002, Walbridge et al. 2005)，將斜撐設計為強元件，以傳遞力量，此為「弱接合板-強斜撐」之概念。

#### 2.4.1 斜撐構材與接合板行為

為考量斜撐與接合板於構架之確切反應以及構架中梁與柱對構架整體行為之影響，有學者進行單跨單層之斜撐構架進行反覆載重試驗及有限元素分析，以真實瞭解含接合板之斜撐構材於允許接合板產生凹折下之行為機制，詳述如下。

Lehman 等人於 2008 年進行一系列單斜斜撐構架試驗，以測試含不同接合板凹折方式之 HSS 斜撐之耐震行為與降伏機制。共設計規劃 13 組試體，主要研究參數有接合板之厚度、斜撐於接合板凹折之需求的型式 (2t 或橢圓形，如圖 2.6 所示)、銲道的型式與尺寸、錐形接合板的使用及梁的強度與勁度。試驗結果顯示採用 2t 線性凹折之試體有過早接合板與梁或柱之銲道破壞產生；採用橢圓凹折 (Elliptical Clearance) 之試體試驗中以 8 倍接合板厚度偏移量於構架整體及抗壓強度上有較優良之表現。

Yoo 等人 (2008) 以有限元素分析軟體 ANSYS 進行單層單跨之單斜撐構架之參數研究分析，其分析模型如圖 2.7 單斜撐構架之分析模型 (Yoo et al. 2008) 所示，並以試驗結果 (Lehman et al. 2008) 做一驗證，並由分析與佐證之試驗結果去發展一個預測在構架中撕裂或開裂的關鍵元素。於分析結果中以等值塑性應變 (Equivalent Plastic Strain, PEEQ) 去評估接合板與梁或柱之銲道產生撕裂或開裂之指標及斜撐產生挫屈之後的破裂指標。當銲道處 PEEQ 值達 0.054-0.065 時，會有初始開裂產生；當斜撐產生挫屈處之 PEEQ 值達 0.271-0.306 時會有破裂產生。

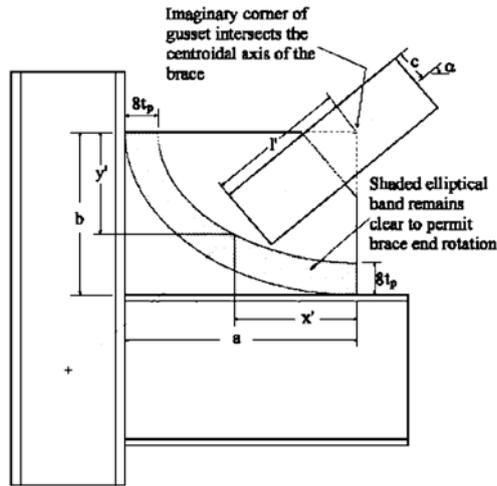


圖 2.6 接合板之橢圓形偏移消能區域示意圖 (Lehman et al. 2008)

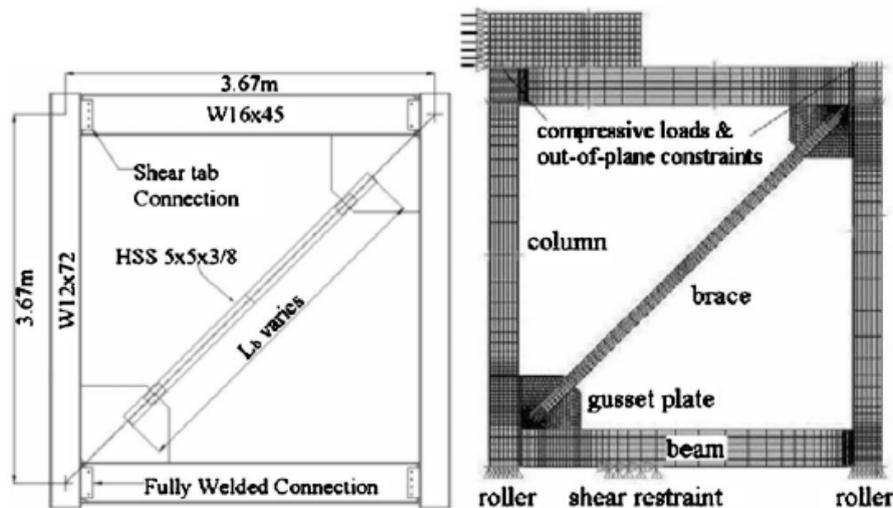


圖 2.7 單斜撐構架之分析模型 (Yoo et al. 2008)

#### 2.4.2 斜撐構架行為

Ghanaat (1980) 以震動台試驗探討三層樓 X 型斜撐構架的耐震行為，發現圓形鋼管與雙角鋼對減少構架的側向變位非常有效，在試驗過程中對角斜撐有相當程度的受壓挫屈與受拉降伏的現象。Ghanaat 亦提出斜撐的解析模式以預測構架行為，分析結果準確的預測試驗的結果。

Khatib 等人 (1988) 研究雪佛蘭斜撐構架 (倒 V 斜撐) 的行為，提出以雙層樓 X 型斜撐以改善倒 V 斜撐構架易形成弱層的缺點；另一改善方式為於倒 V 斜撐中點加一垂直連桿，而形成拉鍊式的斜撐構架 (Zipper-braced

frame) ，並以解析證明可有效的避免弱層的形成。

蔡青宜 (2008) 參與華盛頓大學於國家地震工程研究中心所進行測試之二層樓 X 型斜撐構架之試驗，如圖 2.8 所示，並利用泛用型有限元素分析軟體 ABAQUS 進行構架模擬分析。二層樓 X 型斜撐構架共進行 3 次試驗，採用二種斜撐斷面，各為 H-型與中空方型鋼管斷面，於接合板之面外凹折需求採用 2 倍線性偏差與橢圓形偏差，試驗採反覆載重試驗。經試驗後發現，X 型斜撐構架系統具有良好之消能能力，最大頂層層間位角達 3%；因採 X 型的方式設置斜撐，使得 2 個樓層之斜撐產生挫屈會相互牽動，形成一雙曲之挫屈型式，所有斜撐皆產生挫屈行為，且無弱層現象產生。由於非線性行為集中於斜撐與接合板，斜撐之面外變形可達 400 mm，於梁與柱構件上並無明顯之破壞產生，實為一優良抗側力之斜撐構架系統。採有限元素分析之結果，發現其可準確模擬構架行為，且於接合板面外變形、斜撐構材與接合板等挫屈行為亦可有效模擬。

華盛頓大學學者 Yoo 等人 2009 年執行一系列之多層樓 X 型斜撐構架之有限元素模型分析。其於 2007 年與國家地震工程研究中心合作製作與測試 2 層樓 X 型斜撐構架之實尺寸試驗，並於實驗中發現了中間層之接合板 (Midspan Gusset Plates) 皆採了垂直加勁板加勁才足以傳遞力量；就目前之研究成果裡中間層接合板與構架系統的行為，於實務中使用是有限的。因此，其抗震性能和接合設計於構架性能之影響並沒有被充分的了解。基於此，其利用 ANSYS 有限元素分析軟體進行中間層接合板之一系列分析，參數包括：(1) 提供於斜撐端部旋轉之偏移；(2) 構架桿件之尺寸影響；(3) 鋼梁加上樓板之複合梁，即樓版之效應；(4) 斜撐構材與接合板之接合銲接長度；(5) 接合板之加勁；(6) 邊板 (Edge Plate) 之使用；(7) 構架之幾何；(8) 載重之模式。分析模型如圖 2.9 斜撐構架之分析模型 (Yoo et al. 2009) 所示。分析結果顯示，中間層板之設計與其細節有著於構架抗震性能之重大影響。接合板之 8tp 橢圓形偏移模式的設計建議，其強度和勁度並與斜撐構材之挫屈與拉力降伏強度達至平衡，提供了最好的延展性和變形能力。此外，結果亦顯示，樓板、接合板加勁板和構架桿件大小於構架性能之影響，

於分析和設計系統時必須予以考慮。

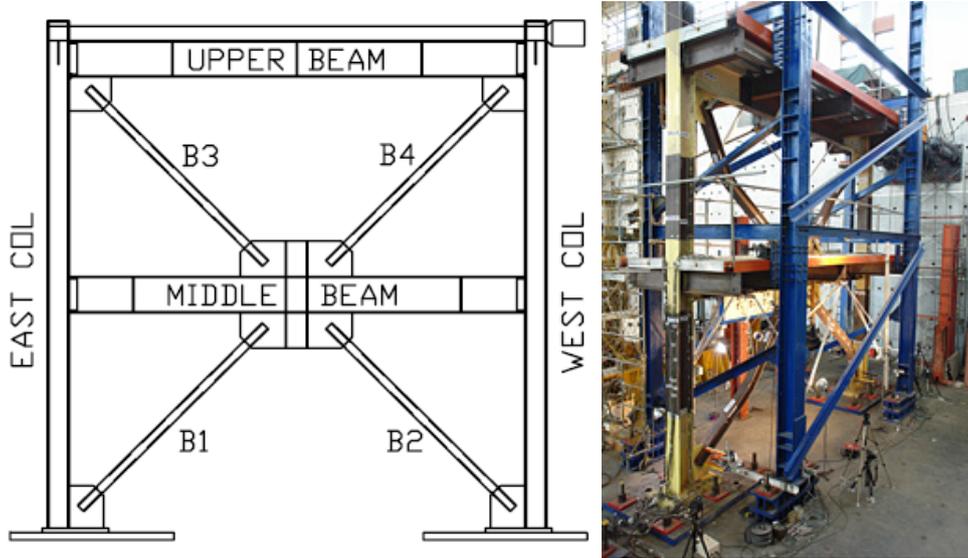
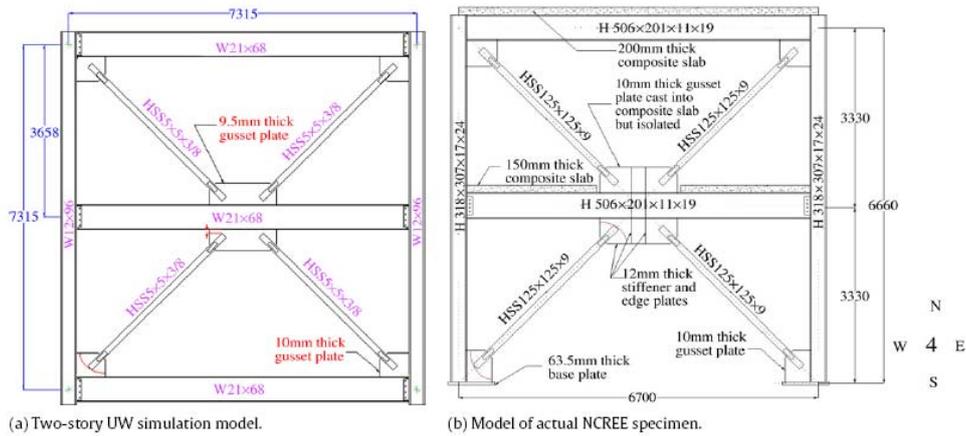
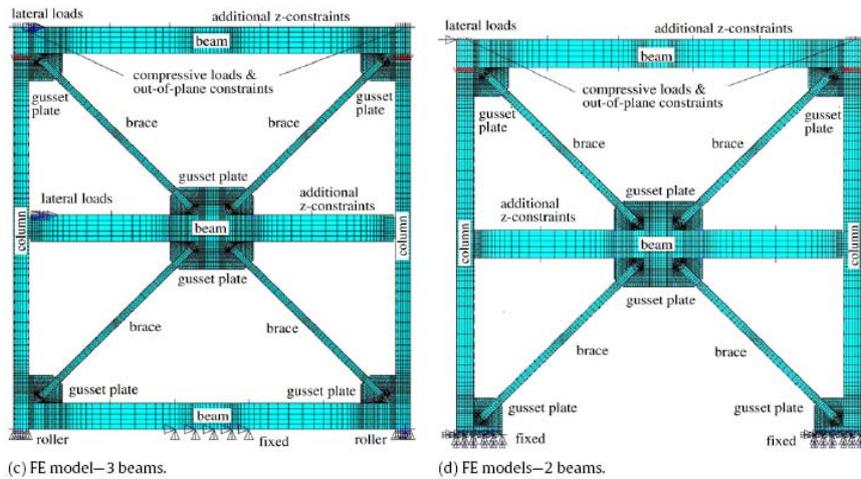


圖 2.8 二層樓 X 型斜撐構架圖



(a) Two-story UW simulation model.

(b) Model of actual NCEE specimen.



(c) FE model—3 beams.

(d) FE models—2 beams.

圖 2.9 斜撐構架之分析模型 (Yoo et al. 2009)

### 2.4.3 接合板力學行為與設計方法

鋼構架之接合於地震力作用下有有顯著大應力及非彈性變形需求，而不良的接合板與接合之設計將導致斜撐構架於強度與勁度上明顯的損失。為改善構架性能，接合板的強度、勁度及韌性反應，必須於構架設計中直接考量。優良的設計接合板與接合設計可協助抵抗地震力及提供所需的系統韌性需求。

2003 年於國家地震工程研究中心所執行三層樓挫屈束制支撐構架 (蔡克銓、蕭博謙, 2005) 中，由於與挫屈束制支撐之接合板過早產生挫屈導致試驗停止，如圖 2.10 所示，由此可見接合板與其接合之設計之重要性所在。影響接合板強度的因子可包含：(1) 接合板形狀與大小；(2) 接合板厚度；(3) 斜撐構材與接合板之連接長度 (Splice Length) 與勁度；(4) 斜撐構材與接合板之接合型式，為螺栓接合或銲接接合；(5) 邊界條件等，以前三者對於接合板之影響較大。以下將針對斜撐構材之接合板力學行為、強度設計及計算方式作一敘述。

#### (A) Whitmore Method (1952)

學者 Whitmore 於 1950 年以一桁架構架設置進行接合板之測試，接合板材質為高強度鋁材，如圖 2.11 所示，且為首位利用應變計來量測接合板上之應力。於 1952 年，進行接合板之拉力試驗，提出了於接合板強度計算上之有效寬度 (Whitmore Section) 的概念，如圖 2.12 所示。

Whitmore 之有效寬度訂定乃由接合板與連接構材 (Splice Member) 之接合的第一排螺栓中心點起以 30 度方向擴散至最後一排螺栓中心之寬度，定為 Whitmore Section，如圖 2.13，故於計算接合板之拉力降伏強度  $P_{y,g}$  等於 Whitmore 有效寬度乘上接合板厚度，再乘上其降伏強度  $F_{y,g}$ ，如公式(2.1) 所示。

$$P_{y,g} = (b_E \cdot t_g) \cdot F_{y,g} \quad (2.1)$$

其中  $t_g$  為接合板厚度， $b_E$  為有效寬度。



圖 2.10 挫屈束制斜撐之接合板產生挫屈之情況

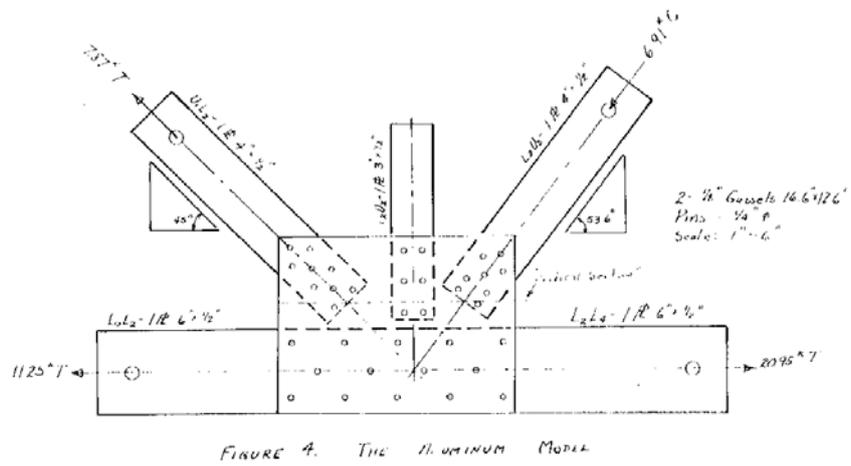


圖 2.11 接合板拉力試驗裝置示意圖 (Whitmore 1950)

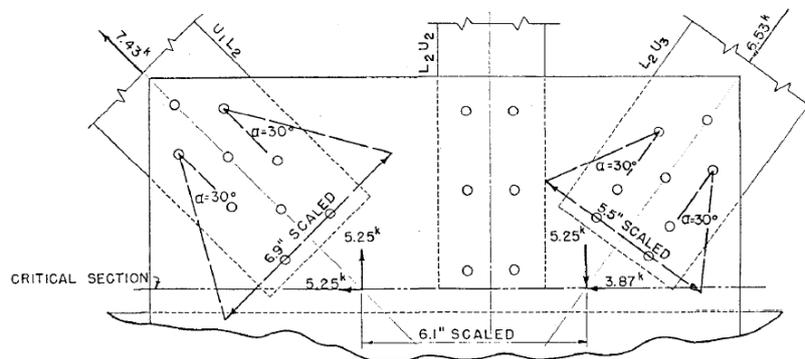


圖 2.12 接合板有效寬度之概念 (Whitmore 1952)

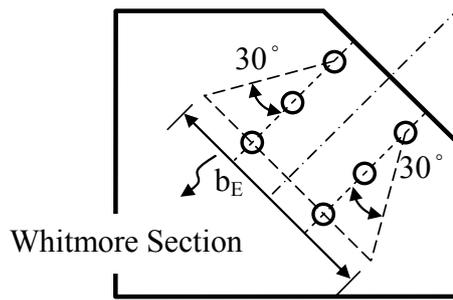


圖 2.13 Whitmore 之有效寬度示意圖

### (B) Thornton Method (1984)

學者 Thornton 於 1984 年以試驗方式對接合板進行研究，建立了接合板之降伏與挫屈強度公式。其考慮接合板之降伏強度乃於軸力 ( $N$ )、剪力 ( $V$ )、彎矩 ( $M$ ) 等多重載重作用下求得，並計算於臨界斷面 (Critical Section) 下是否有降伏應力產生，如圖 2.14 (a) 所示之雙軸式 (Chevron-Brace) 接合板之 A-A 斷面，其計算式如公式(2.2)。

$$\left(\frac{N}{\phi N_y}\right)^2 + \frac{M}{\phi M_p} + \left(\frac{V}{\phi V_y}\right)^2 = 1.0 \quad (2.2)$$

其中  $\phi$  為折減係數，其值為 0.9； $N_y = F_y t_g H$ ，為斷面 A-A 之降伏軸力； $M_p = (F_y t_g H^2)/4$ ，為斷面 A-A 之塑性力矩； $V_y = (F_y t_g H)/\sqrt{3}$ ，為斷面 A-A 之降伏剪力， $t_g$  為接合板之厚度。

根據圖 2.14 (a) 中，在取接合板最後一排螺栓中心連線下的斷面 A-A，並繪製自由體圖，如圖 2.14 (b) 所示，依據力平衡計算出此斷面上之軸力、彎矩及剪力，如公式(2.3)至(2.5)。

$$N = P \cos \theta - P \cos \theta = 0 \quad (2.3)$$

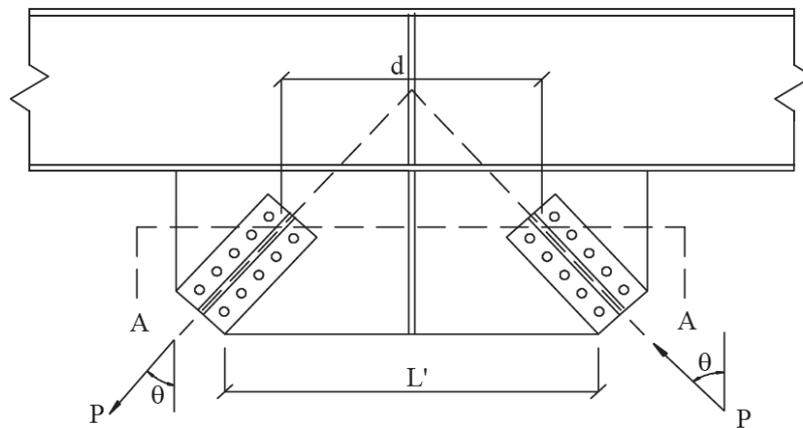
$$M = P \cos \theta \times d = P d \cos \theta \quad (2.4)$$

$$V = P \sin \theta - (-P \sin \theta) = 2P \sin \theta \quad (2.5)$$

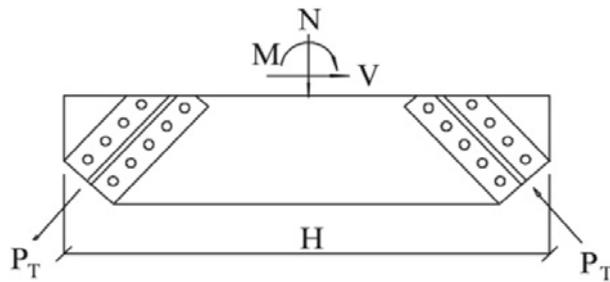
爾後將上三式所求得之  $N$ 、 $M$ 、 $V$  代入公式(2.2) 中可得

$$\frac{Pd \cos \theta}{\left( \frac{\phi \times F_y t_g H^2}{4} \right)} + \left[ \frac{2P \sin \theta}{\left( \frac{\phi \times F_y t_g H}{\sqrt{3}} \right)} \right]^4 = 1.0 \quad (2.6)$$

再利用試誤法 (Try and Error) 求得作用接合板上之力  $P$ 。接合板挫屈強度之計算乃以 AISC-LRFD (2002) 之柱公式進行預測，並以有效寬度兩端點及斜撐構材中心軸線之擬挫屈長度 (Pseudo Buckling Length)  $L_1$ 、 $L_2$ 、 $L_3$  中之最大值做為有效長度，如圖 2.15 所示，有效長度係數  $K$  為 0.65。



(a) Gusset Plate Subjected to Force  $P$



(b) Free body diagram

圖 2.14 接合板之降伏力計算自由體圖 (Thornton 1984)

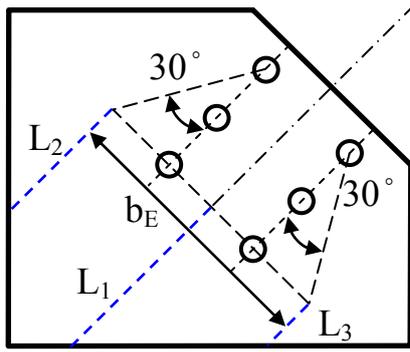


圖 2.15 接合板之擬挫屈長度示意圖

### (C) AISC Method (2005c)

2005 年的 AISC 規範對於斜撐接合板之降伏強度為依據 Whitmore Section 決定其有效寬度而求得；接合板之挫屈強度計算改採用 Modified Thornton Method，為 Yam 及 Cheng (2002) 所提出。其與 AISC-LRFD 2002 年之不同在於接合板有效寬度之訂定，其將 Whitmore Section 的  $30^\circ$  擴散角改用  $45^\circ$  替代，如圖 2.16 所示，強度公式仍延用柱挫屈公式，如公式(2.7)。

$$P_{cr} = A_g F_{cr} = (b_E \cdot t_g) (0.658)^{\lambda_c^2} F_y, \text{ For } \lambda_c \leq 1.5$$

$$P_{cr} = A_g F_{cr} = (b_E \cdot t_g) \left( \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y, \text{ For } \lambda_c > 1.5 \quad (2.7)$$

其中  $A_g$  為接合板之有效斷面積； $F_{cr}$  為鋼材之挫屈應力； $\lambda_c = [(KL_c)/\pi r] \sqrt{(F_y/E)}$ ，為接合板之細長比； $L_c$  為接合板之有效長度，乃為  $L_1$ 、 $L_2$ 、 $L_3$  中最大長度； $K$  為有效長度係數，若接合板可面外變形時可採用 1.2，其餘為 0.65， $r = t_g / \sqrt{12}$ ，為接合板之迴轉半徑。

關於接合板與梁、柱間之力量大小與傳遞乃採用 Thornton 於 1991 年所提出均勻力法 (Uniform Force Method, UFM) 來計算於接合板與梁、柱之間的作用力，用以設計接合板與梁、柱之接合 (Connection)。此法為假設梁與柱之中心線交點為接合板之工作點 (Working Point, WP)，如圖 2.17 (a) 所示，使得接合板與梁柱接合區所承受之彎矩為零，如圖 2.17 (b) 所示，接合區僅承受剪力與軸力作用，並假設所有作用力為均勻分配，作用力通

過接合區之中心，即接合板軸力方向上，故接合板尺寸可由公式(2.8)求得，公式(2.8)亦可改寫為公式(2.9)。

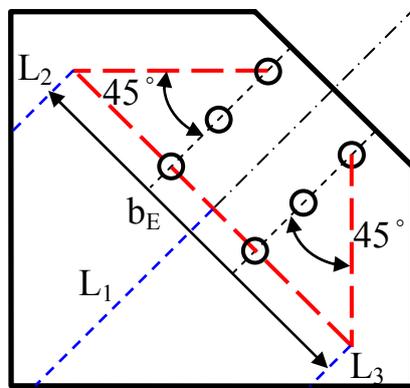
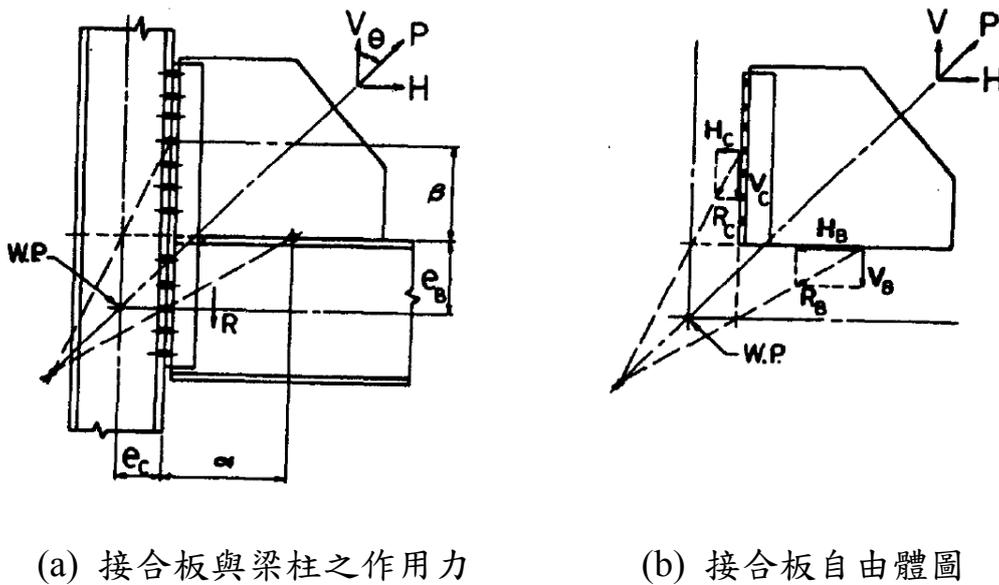


圖 2.16 Modified Thornton Method 有效寬度示意圖



(a) 接合板與梁柱之作用力

(b) 接合板自由體圖

圖 2.17 均勻力法之理論示意圖 (Thornton 1991)

$$\frac{\alpha + e_c}{\beta + e_b} = \tan \theta \quad (2.8)$$

$$\alpha - \beta \tan \theta = e_b \tan \theta - e_c \quad (2.9)$$

其中  $\alpha$  為接合板中心至柱翼板之距離， $\beta$  為接合板中心至梁翼板之距離， $e_c$  為 1/2 柱深， $e_b$  為 1/2 梁深。以公式(2.9)進行設計接合板，即可由力

平衡求得接合板之軸力與梁柱接合之力量大小如公式(2.10)至(2.13)。

$$H_b = \frac{\alpha}{r} P \quad (2.10)$$

$$V_b = \frac{e_b}{r} P \quad (2.11)$$

$$H_c = \frac{e_c}{r} P \quad (2.12)$$

$$V_c = \frac{\beta}{r} P \quad (2.13)$$

其中  $P$  為斜撐構材之最大設計力， $H_b$  與  $V_b$  為接合板與梁接合處之水平力及垂直力， $H_c$  與  $V_c$  為接合板與柱接合處之水平力及垂直力， $r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$ ，為接合板中心至工作點之距離。

#### (D) Astaneh-Asl Method (2006)

如 2.2 節中所提學者 Astaneh-Asl 等人所研究之接合板相關敘述，在此將針對其接合板之設計方法介紹之。其用以計算接合板尺寸之參數如圖 2.18(a)所示， $a$  為接合板切角端點至斜撐邊緣之距離； $b$  為斜撐構材之寬度； $C$  為一半柱深； $D$  為一半梁深； $\alpha_1$  與  $\alpha_2$  為接合板邊緣與斜撐軸線之夾角； $\theta$  為斜撐中心軸線與水平線之夾角； $L_b$  為接合板與斜撐之接合長度； $L_{gph}$  為接合板塑性區域長度，學者建議其值最小為 2 倍接合板厚度，最大不超過 4 倍。錐形接合板之各個尺寸參數 ( $A, B, L_1-L_6$ ) 定義如圖 2.18 (b) 所示。

於進行接合板設計時，首先需決定接合板之厚度，決定厚度需先計算接合板之有效寬度  $W_{whitmore}$ ，如圖 2.19 所示，計算方式如公式(2.14)。

$$W_{whitmore} = b + 2 \left( \frac{L_w}{\sqrt{3}} \right), \text{ for welded member} \quad (2.14)$$

$$W_{whitmore} = b + 2 \left( \frac{L_{bc}}{\sqrt{3}} \right), \text{ for bolted member}$$

其中  $b$  為兩銲接 (或螺栓) 中心線間之距離，即斜撐構材之寬度； $L_w$  為銲道長度， $L_{bc}$  為第一排螺栓中心至最後一排螺栓中心之距離。

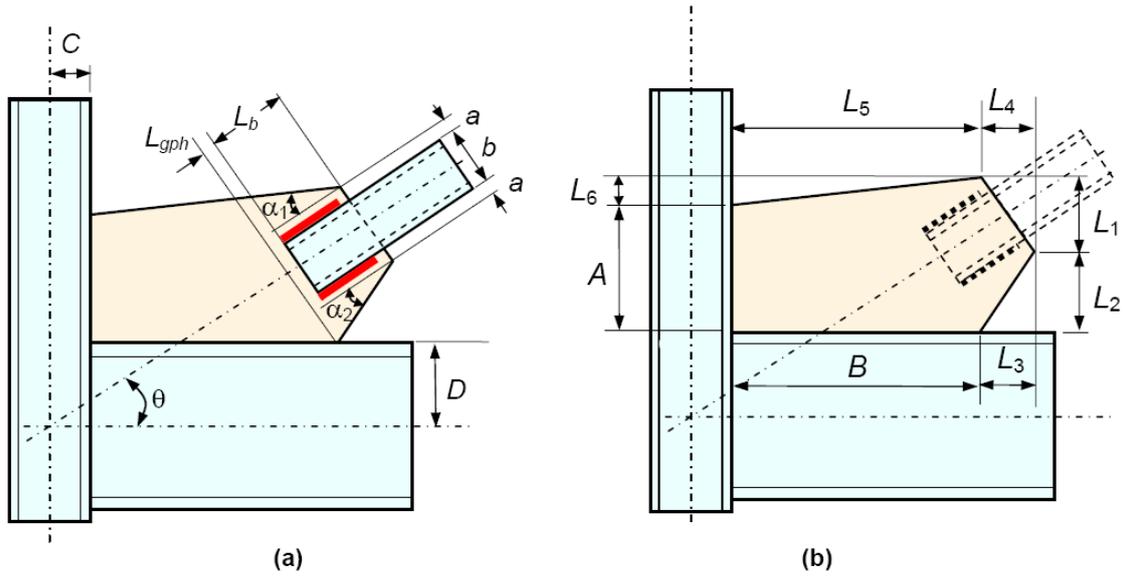


圖 2.18 錐形接合板之設計相關參數 (Astaneh-Asl et al. 2006)

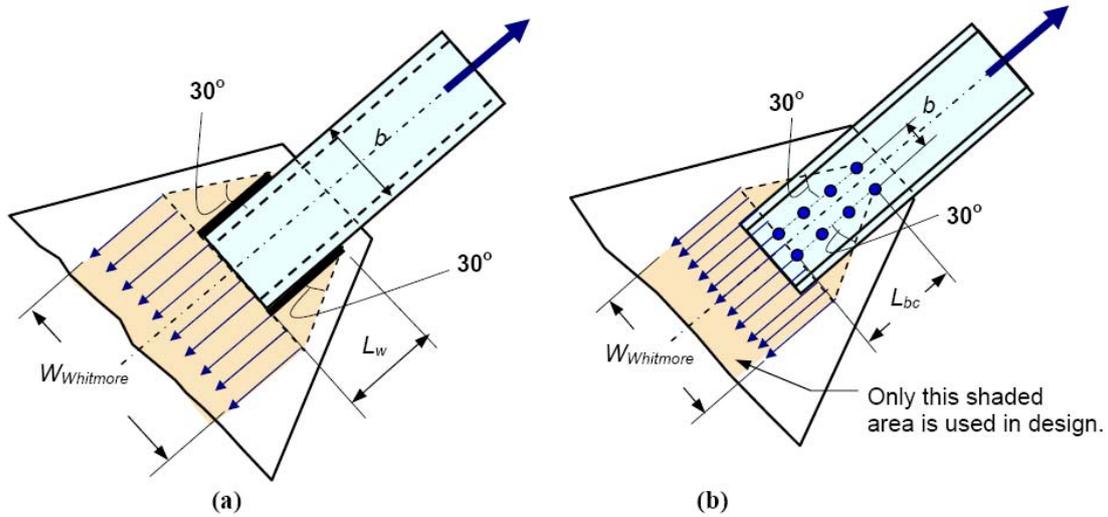


圖 2.19 不同接合下之有效寬度示意圖 (Astaneh-Asl et al. 2006)

由於實際接合板寬度 $W$ 應會小於等於 $W_{whitmore}$ ，如同接合板邊緣與斜撐軸線之夾角 $\alpha_1$ 與 $\alpha_2$ ，建議此角度於 $25^\circ$ 至 $30^\circ$ 。當實際 $W > W_{whitmore}$ 時，於Whitmore寬度以外之材料於設計時用不到，因此造成浪費，故採錐形設計之接合板與矩形板相較之下經濟些。決定 $W$ 之後，接合板之厚度 $t$ 如公式(2.15)。

$$t = \frac{T_r}{\phi_y F_{ypl} W} \quad (2.15)$$

其中  $T_r$  為最大拉力設計強度，於 AISC 耐震設計規範 (AISC 2005b) 等於  $R_y F_y A_g$ ， $R_y F_y$  為預期降伏強度， $R_y$  為材料超強因子， $A_g$  為斜撐構材之全斷面積， $\phi_y = 0.9$  為全斷面降伏之折減係數， $F_{ypl}$  為接合板之降伏應力。爾後進行  $\alpha_1$  與  $\alpha_2$ 、塑性區域上的接合板寬度如圖 2.20 所示，計算如公式(2.16) 至(2.20)。

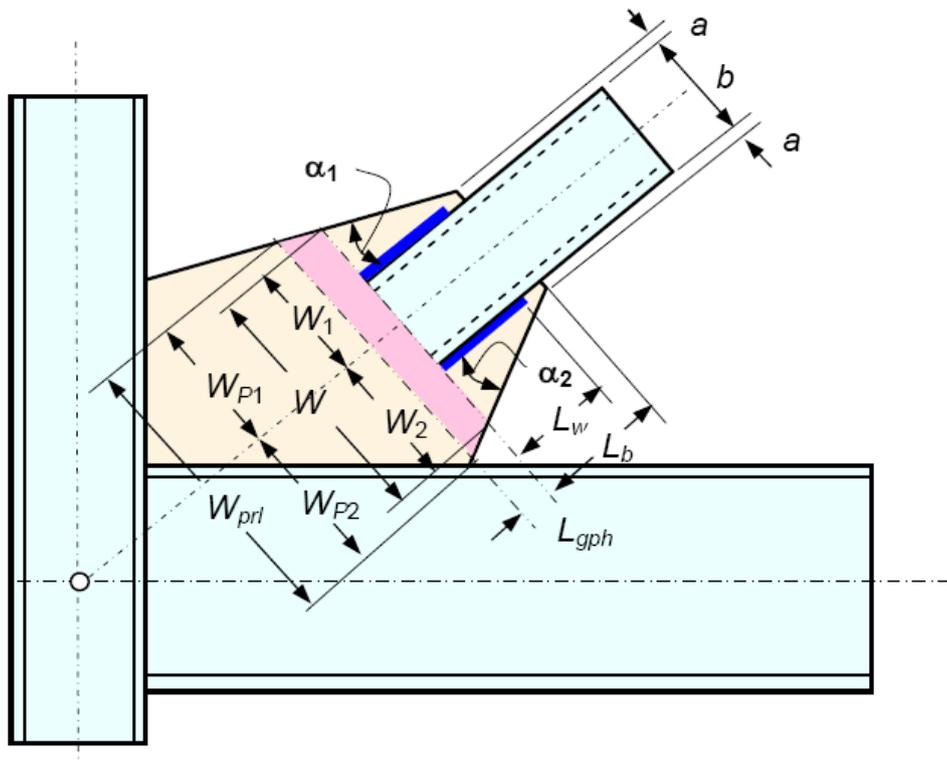


圖 2.20 接合板實際寬度  $W$  及對應之角度  $\alpha_1$  與  $\alpha_2$  (Astaneh-Asl et al. 2006)

$$\alpha_1 = \tan^{-1} \left[ \frac{(W_1 - b/2 - a)}{L_b} \right] \quad (2.16)$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1} \left[ \frac{(W_2 - b/2 - a)}{L_b} \right] \quad (2.17)$$

$$W_{P1} = W_1 + L_{gph} \tan \alpha_1 \quad (2.18)$$

$$W_{P2} = W_2 + L_{gph} \tan \alpha_2 \quad (2.19)$$

$$W_{prl} = W + L_{gph} (\tan \alpha_1 + \tan \alpha_2) \quad (2.20)$$

其中  $W_1$  與  $W_2$  分別為在實際寬度  $W$  下  $\alpha_1$  與  $\alpha_2$  所對應之寬度，若  $\alpha_1 = \alpha_2$  時，則  $W_1 = W_2$ 。 $W_{p1}$  與  $W_{p2}$  之意義與  $W_1$ 、 $W_2$  相同，其計算基準為  $W$  延斜撐中心軸線往 WP 方向延伸  $L_{gph}$  之長度後的寬度  $W_{prl}$ 。

為建立錐形之接合板尺寸  $A$ 、 $B$  與  $L_1$  到  $L_6$  之前，欲須先決定接合板之束制點 (Restraint Point) 是位於柱翼或梁翼，Astaneh-Asl 等人引入一個參數  $U$  來決定之，其與斜撐斜率、梁與柱深度、接合板傾斜角  $\alpha_1$  與  $\alpha_2$  及接合板寬度等變數有關，其式如下：

$$U = C_1 - C_2 \quad (2.21)$$

其中  $C_1$  與  $C_2$  分別為交叉線 1 及線 2 的柱中心線之垂直座標，如圖 2.21 所示。由圖 2.21 中可知，若束制點於柱翼上，再利用  $C_1$  與  $C_2$  求得接合板上對應之點  $a$ ， $C_1$  與  $C_2$  如公式(2.22)及公式(2.23)所示：

$$C_1 = \frac{C}{\sin \theta \cos \theta} + \frac{W_{p1}}{\cos \theta} \quad (2.22)$$

$$C_2 = \frac{D}{\sin^2 \theta} + \frac{W_{p2}}{\sin \theta \tan \theta} \quad (2.23)$$

其中  $C$  為柱翼最外緣至工作點之水平距離 (柱深之一半)， $D$  為梁翼最外緣至工作點之垂直距離 (一半梁深)。若  $U > 0$ ，束制線交點於柱翼； $U < 0$ ，束制線交點於梁翼，當  $U = 0$ ，束制線交點於柱翼及梁翼上。決定束制點之位置後就可依據各幾何關係求得接合板各尺寸  $A$ 、 $B$  與  $L_1$  到  $L_6$ 。

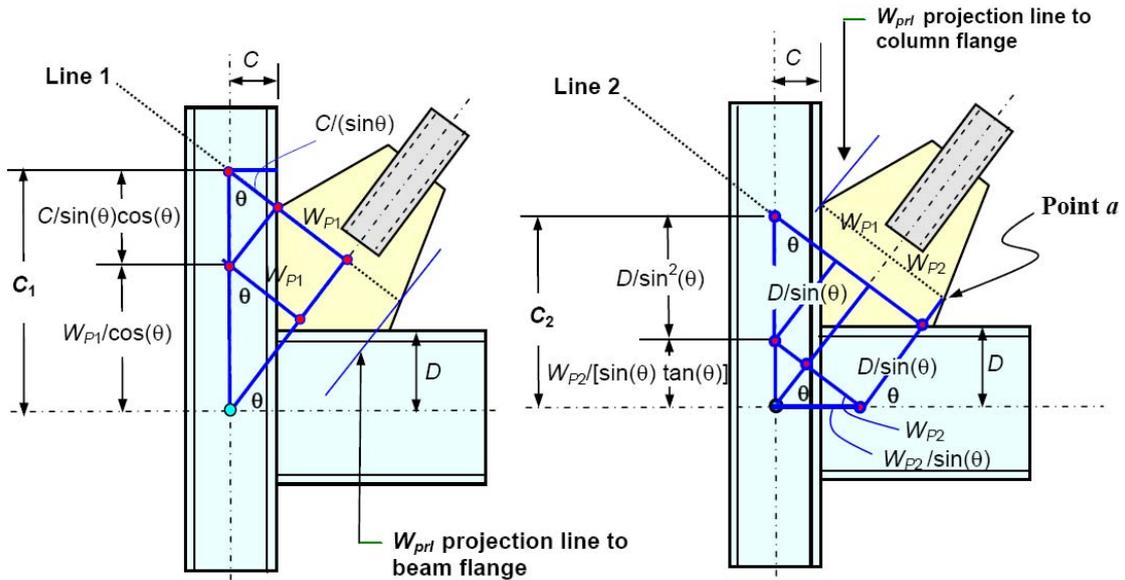


圖 2.21 變數 U 之決定示意圖 (Astaneh-Asl et al. 2006)

### (E) Lehman Method (2008)

於上述幾種接合板設計方法皆依據強度設計法之觀念，利用斜撐之最大拉力或壓力強度來設計接合板，再加上接合板具  $2t$  線性偏移區域作為斜撐構材挫屈時於構材端部產生之變形需求，以此方式所設計出來之接合板斷面尺寸往往過大較不經濟。基於改善此點，美國華盛頓大學西雅圖分校之研究團隊經多年試驗後，提出一套基於平衡設計方法 (Balanced Design Method, BDM) 且符合現行耐震性能設計需求的接合板設計方法。其發展出以橢圓形之偏移區域作為斜撐構材端部之變形需求，如圖 2.6 所示，橢圓形之偏移區域與柱、梁之間距為 8 倍接合板厚度 ( $8t_p$ )。於 BDM 中，利用一平衡係數 (Balanced Factor,  $\beta_{ww}$ ) 來設計接合板之板厚，如公式(2.24)，其性質相似 AISC 規範 (AISC 2005a) 中所使用之折減係數  $\phi$ ，但基準考量並不相同。

$$\beta_{ww} = \frac{R_{y,b} F_{y,b} A_b}{R_{y,gp} F_{y,gp} b_w t_p} \quad (2.24)$$

其中  $R_{y,b}$  與  $R_{y,gp}$  各為斜撐構材和接合板之材料超強因子， $A_b$  為斜撐構材之斷面積， $b_w$  為 Whitmore 之有效寬度， $F_{y,b}$  與  $F_{y,gp}$  各為斜撐構材和接合板

之降伏強度。若將公式(2.24)改寫成公式(2.25)，即可將其用以設計接合板厚度，就矩形接合板而言， $\beta_{ww}=1.0$ 。

$$t_p = \frac{R_{y,b} F_{y,b} A_b}{R_{y,gp} F_{y,gp} b_w \beta_{ww}} \quad (2.25)$$

求得厚度 $t_p$ 後，根據圖 2.6 之幾何關係，使用公式(2.26)至(2.31)求取具橢圓形偏移區域之接合板尺寸參數。

$$\begin{aligned} a' &= a - 8t_p; \\ b' &= b - 8t_p \end{aligned} \quad (2.26)$$

$$\rho = \frac{a'}{b'} \quad (2.27)$$

$$y' = a' \sin[\tan^{-1}(\rho \tan \alpha)] \quad (2.28)$$

$$x' = a' \sqrt{1 - \left(\frac{y'}{b'}\right)^2} \quad (2.29)$$

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{-2}{\rho} \sqrt{\frac{a'^2}{x'^2}}\right) \quad (2.30)$$

$$l' = \sqrt{x'^2 + y'^2} + \text{Corr.}, \text{Corr.} = c \sin \beta \cos \alpha \quad (2.31)$$

其中 $a$ 與 $b$ 各為接合板之長寬， $a'$ 與 $b'$ 分別為橢圓形區域之長短軸；圖 2.6 中，O 點為接合板斜角兩自由邊之延伸線交點，亦位於橢圓形區域之中心，O 點至斜撐中心線與橢圓形區域之交點的水平與垂直距離為 $x'$ 及 $y'$ ，計算 $x'$ 與 $y'$ 時乃假設斜撐無寬度的； $c$ 為斜撐構材斷面之一半深度； $\alpha$ 為斜撐中心線與水平線之夾角； $l'$ 為 O 點至斜撐端部之距離，於計算 $l'$ 時，但因斜撐本身是有寬度而非一直線，故需加上一中間計算參數 $\beta$ ，確保斜撐構材端部之端點落於橢圓形偏移區域內。

## 2.5 梯形接合板

### 2.5.1 設計概念

梯形接合板 (Trapezoid Gusset Plate, TGP) 之主要設計概念乃由執行含  $2t$  偏移矩形接合板有限元素模型分析成果之 von-Mises 等值應力分佈所觀察得之 (陳誠直等人, 2009), 如圖 2.22 所示。由圖可發現, 由斜撐構材翼板所傳遞至接合板之路徑以近  $30^\circ$  角擴展, 於此範圍 (即 Whitmore Section) 內之分佈應力較大, 為主要受力區域, 範圍以外之分佈應力皆較小, 故構想出梯形接合板之概念, 並使具  $2t$  線性偏移區域, 以提供於斜撐構材因產生挫屈後進而面外變形於端部產生之面外旋轉量。

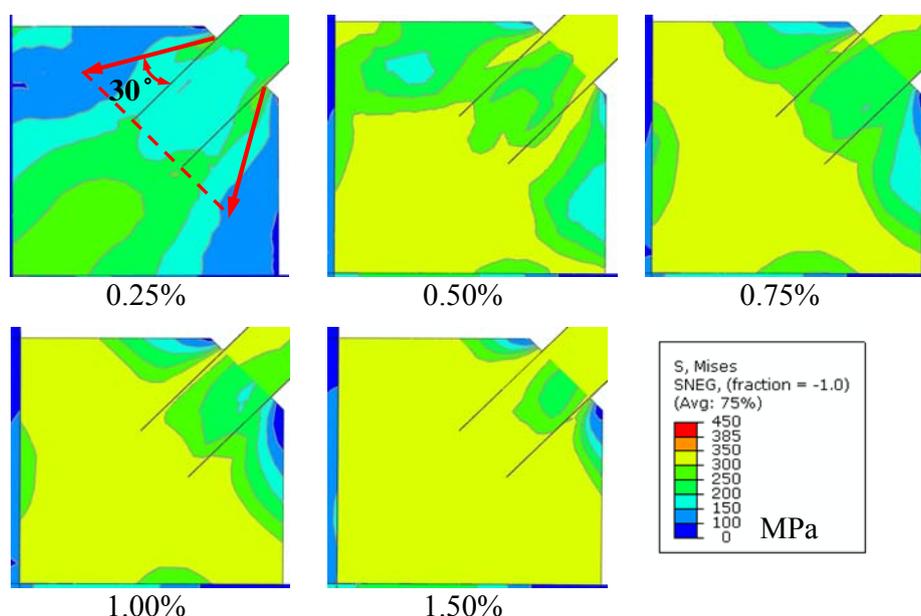


圖 2.22 具  $2t$  偏移矩形接合板之等值應力分佈圖 (陳誠直等人, 2009)

圖 2.23 為梯形接合板整個設計邏輯, 由圖 2.23 (a) 所示, 此為按照 UFM 且含  $2t$  線性偏移所設計的矩形接合板, 根據此設計方法所得之接合板尺寸通常很大較不經濟, 對其耐震行為亦不甚瞭解, 亦有可能未符合預期 (Roeder et al. 2006; Yoo et al. 2008) ; 以 Whitmore Method 訂出有效寬度並結合擬挫屈長度在計算矩形接合板之挫屈強度時, 往往於 Whitmore Section 以外之區域皆無使用到, 如圖 2.23 (b) 。基於此, 本研究擬發展梯形接合

板，並含現行 AISC 規範 (2005a)  $2t$  線性偏移規定，如圖 2.23 (c) 與 (d) 所示，其中  $L_1$ 、 $L_2$  與  $L_3$  則為計算接合板有效挫屈長度之 3 個擬挫屈長度，爾後根據圖 2.23 (d) 之梯形接合板形狀以設定研究參數進行有限元素模型分析，參數研究將於下節詳述。

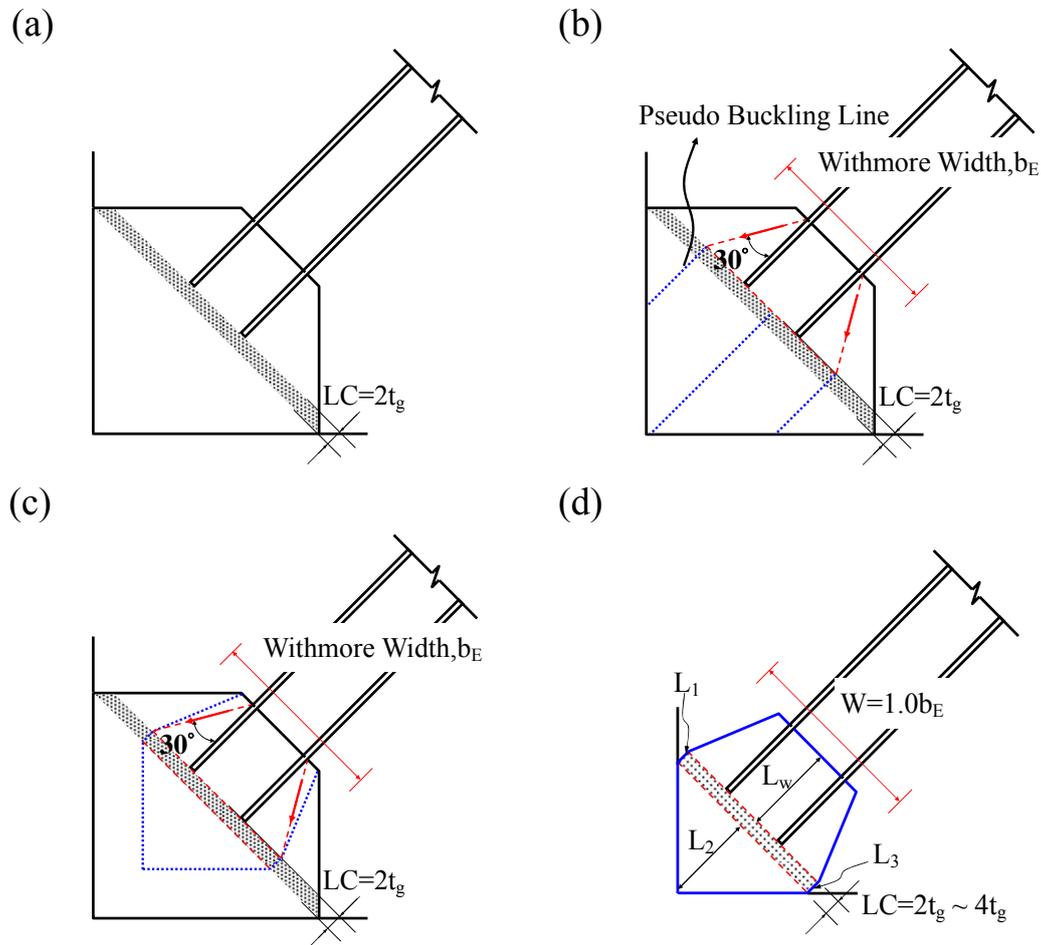


圖 2.23 梯形接合板之設計概念

## 2.5.2 設計參數

以往矩形接合板 (Rectangular Gusset Plate, RGP) 之設計方式乃依據強度設計理論而來，即以斜撐構材之最大強度來設計接合板厚，通常接合板強度遠大於斜撐，是為「強接合板-弱斜撐」概念，爾後則利用 UFM 求得接合板之尺寸以及接合板與梁、柱桿件之接合尺寸。近期國外的研究 (Roeder et al. 2006; Yoo et al. 2008; Lehman et al. 2008) 顯示，由性能設計

(Performance Design) 觀點，其建議一套平衡設計方法，利用平衡係數進行設計接合板板厚，由此法所求之接合板板厚較學者 Astaneh-Asl (2006) 所建議之設計方法所得之板厚薄。雖然此法所求得之板厚較強度設計法求得之板厚小，但經實驗證明其具相當耐震性能 (Lehman et al. 2008)。基於此，本研究採用此概念設計梯形接合板板厚，並擬為參數 1 ( $\beta_j$ )，即為接合板與斜撐構材之拉力強度比值 ( $P_{TG,max}/P_{TB,max}$ )，其表示式如式 2.32。

$$\beta_j = \frac{P_{TG,max}}{P_{TB,max}} = \frac{R_{y,gp} F_{y,gp} W t_{gp}}{R_{y,b} F_{y,b} A_b} \quad (2.32)$$

$R_{y,gp}$  與  $R_{y,b}$  各為接合板與斜撐構材之強度放大因子， $F_{y,gp}$  與  $F_{y,b}$  各為接合板與斜撐構材材料降伏強度， $A_b$  為斜撐構材之全斷面積， $W$  為接合板有效寬度， $t_{gp}$  為接合板之厚度。

接合板是否具偏移區域，將影響到其與斜撐構材之整體韌性，先前學者 (Astaneh-Asl et al. 1982) 已提出線性偏移 (Linear Clearance,  $LC$ ) 為  $LC=2t$  或  $4t$  皆可使接合板具有可觀面外變形能力，故本研究除擬定  $2t$  偏移區域長度為基本原型外，更增加  $3t$  與  $4t$  作為偏移區域長度設定，是為參數 2。

參數 3 為接合板有效寬度 (Effective Width,  $W$ )，其亦是影響強度與行為之重要變數，以探討當  $W$  提升時對於接合板之強度與行為反應之影響。預確定梯形接合板與斜撐構材之耐震行為，先執行有限元素之前導分析，共規劃包含 1 組斜撐構材具矩形接合板模型與 7 組梯形接合板與斜撐構材模型，如表 2.1 所示，分析模型各尺寸如

表 2.2 所示。

模型 TGP1 至模型 TGP3 主要變數為接合板與斜撐構材之拉力強度比，藉以探討以強度設計法 ( $\beta_j=1.2$ ) 與平衡設計法 ( $\beta_j=1.0$ ) 下，對於接合板行為與強度及對斜撐構材行為之影響，並設置一中間值  $\beta_j=1.1$ 。模型 TGP4 與模型 TGP5 是採平衡設計法下提昇接合板之偏移區域長度，各為 3 倍及 4 倍接合板厚度，以探討接合板是否可提供更好之韌性行為；模型 TGP6 為採強度設計法下將接合板偏移區域長度增大至 4 倍接合板板厚。模型 TGP7 為探討於改變 Whitmore 寬度，將其提昇是 1.25 倍，探討接合板對於

整體強度與行為之影響。模型 RGP 是矩形接合板含  $2t$  偏移區域，為與模型 TGP1 之基本對照組，而本研究主要目的為探討將矩形接合板將其改為梯形接合板，雖縮減鋼材使用量，其是否亦可提供相等或更高之耐震性能為本研究之重點項目。

表 2.1 分析模型一覽表

Specimens	$\beta_j$	W [N*b <sub>E</sub> ] (mm)	t <sub>g</sub> (mm)	Linear Clearance [N*t <sub>g</sub> ]
TGP-1	1.0	1.00	26	2
TGP-2	1.1	1.00	28	2
TGP-3	1.2	1.00	31	2
TGP-4	1.0	1.00	26	3
TGP-5	1.0	1.00	26	4
TGP-6	1.2	1.00	31	4
TGP-7	1.0	1.25	26	2
RGP	1.0	1.62	26	2

表 2.2 分析模型各尺寸一覽

Specimens	Brace Shape	Gusset PL Size (mm)	t <sub>g</sub> (mm)	L <sub>B</sub> (mm)	L <sub>B</sub> /r
TGP-1	BH-350×350×25×25	1012×962	26	6182	73
TGP-2		1015×965	28	6174	73
TGP-3		1019×969	31	6162	73
TGP-4		1031×981	26	6130	73
TGP-5		1049×999	26	6078	72
TGP-6		1063×1013	31	6038	71
TGP-7		1100×1050	26	5933	70
RGP		1269×1219	26	5455	64

## 第參章 斜撐構材與接合板之有限元素分析

### 3.1 概述

本研究之內容共分為模型之有限元素分析與實體載重試驗兩部分，於本章節將進行一系列斜撐構材與梯形接合板有限分析，斜撐構材與接合板行為之有限分析採用之分析工具為泛用型有限元素分析軟體 ABAQUS (2006)，以建置分析模型進行非線性模擬分析，以下將針對分析軟體、主要功能、模型建立、參數研究等進行介紹。

### 3.2 非線性有限元素分析

有限元素分析方法目前不僅在航空結構上被廣泛使用，亦被用於機械和土木工程之結構分析，透過一些假設的與現實的物質屬性和驗證分析模型，使得分析結果將變得更加真實。以下將敘述本研究採用之分析軟體、分析方法與模型及基本假設。

#### 3.2.1 軟體介紹與操作

本研究採用之泛用型有限元素分析軟體乃由美國公司 ABAQUS 所發展出來，其乃是一套功能強大之有限元素分析方法之工程分析軟體，其可解決由簡單之線性分析至極富挑戰性之非線性分析等各種問題，亦全球在工程界被認定是功能多樣化與分析結果最可靠之分析軟體。ABAQUS 分析軟體最主要有兩個分析模組為：通用分析模組 (ABAQUS/Standard)、顯式分析模組 (ABAQUS/Explicit)，與一個前後處理模組 (ABAQUS/CAE) 共同組成，而本研究乃利用 ABAQUS/CAE 執行分析前後處理與 ABAQUS/Standard 此模組進行模型分析，將只介紹前後處理模組與通用分析模組。

#### ABAQUS/CAE

ABAQUS/CAE (Complete ABAQUS Environment) 乃 ABAQUS 之互動

式圖形環境界面，其包括了模型建模、互動式提交作業和監控運算過程以及結果評估（及後處理）等能力。於前處理項目，透過建立或匯入所要分析架構之幾何形狀，並將其分割成若干區域設置其各材料屬性及邊界條件與載重，爾後產生網格與分析工作項目建立等，待分析項目已完成，則利用視覺化 (Visualization) 模組用以顯示分析之結果。ABAQUS/CAE 本身是由 10 個功能模組 (Module) 所組成，如圖 3.1 所示，以下茲針對此 10 個模組敘述之。

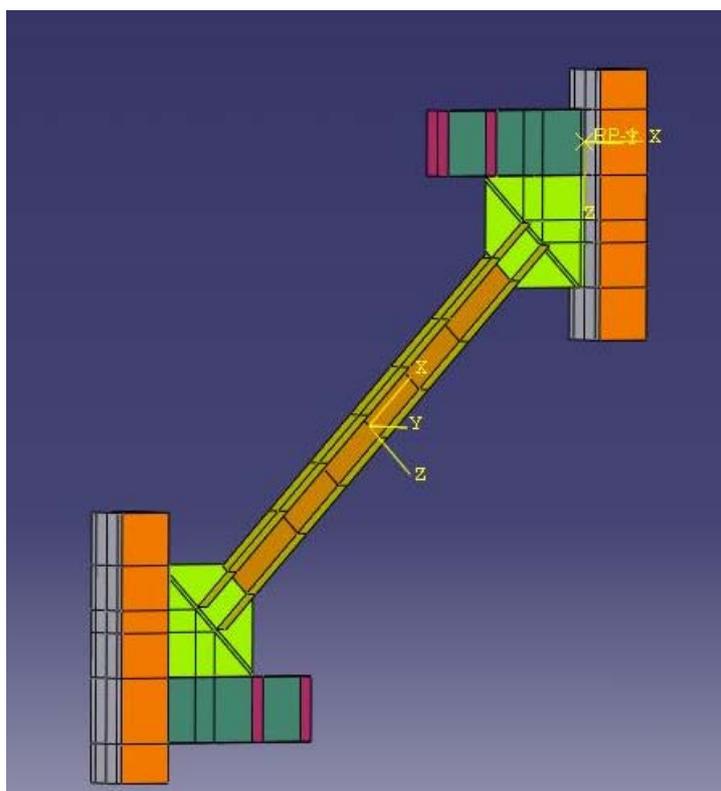


圖 3.1 斜撐構材含接合板之分析模型

- 部件 [Part]：為建立各個獨立部件之功能模組，可直接利用 ABAQUS/CAE 環境下之圖形建立工具建置部件，亦可由所支援之圖形軟體導入部件之幾何形狀。
- 性質 [Property]：是各部件之材料屬性與尺寸設置之模組，在此模組建立模型之材料性質，例如：材料之彈性、塑性、多彈性...等，偶爾賦予部件上。

- 組裝 [Assembly]：若當一個模型較複雜時，於 Part 模組下建立各獨立部件，再於 Assembly 模組下進行組裝。一個模型檔可建立許多部件，而組裝完之模型只有一個，亦是欲執行分析之模型。
- 分析步 [Step]：用以產生和構成分析步驟之模組，同時有結果輸出 (Output) 細節之設定，並定義分析之類型。
- 交互作用 [Interaction]：為設定於模型中各部件或各區域之間於熱學與力學上的交互作用，亦有束制及接觸之設置。
- 負載 [Load]：於此模組下乃設定分析模型之欲加載之各式載重型式、邊界條件與對稱條件。
- 網格 [Mesh]：為建立模型之有限元網格分割之工具，並於此模組下設定模型之元素類型，以及分析模組之選定。
- 作業 [Job]：當定義完模型之各項性質後，利用此模組建立分析工作，亦有監控模式可觀看分析過程。
- 視覺化 [Visualization]：是為後處理之介面，提供分析完成後之有限元素模型及分析結果的圖形顯示，以及結果之文字輸出，即時的曲線繪製顯示。
- 草圖 [Sketch]：應用此模組建立 2-D 圖形，定義平面部件、梁或剖面，再利用拉伸、旋轉等方式形成 3-D 部件。

### **ABAQUS/Standard**

一個完整的分析過程乃由三個明確步驟所構成：前處理、模擬計算及後處理。前處理乃由 ABAQUS/CAE 下執行，亦有上文敘述之，接下來的分析模擬計算乃由 ABAQUS/Standard 分析模組來計算與求解。ABAQUS/Standard 亦是一隱性數值的分析模組，其採用牛頓-拉法森 (Newton-Raphson Method) 之疊代-增量法則進行求解，而此作法亦會造成運算過程因進行大量疊代計算，若為一較複雜之非線性模型則會花費較多時間進行運算。其應用之範圍包括靜力、動力、構件的熱和電耦合等線性與非線性問題。

### 3.2.2 分析模型與分析程序建立

於進行模型有限元素分析前，須決定各構材尺寸，本研究之分析模型取自國內實務所採用之斜撐構材斷面尺寸，BH-350×350×25×25 (mm) 為斜撐構材斷面，箱型柱尺寸為 □600×600×30×30 (mm)，梁為 RH700×300×13×24 (mm)，接合板尺寸則因應不同參數而有所不同。為更真實模擬斜撐構材於構架之反應，分析亦建入部份梁與部份柱構件，如圖 3.1 所示，其為本研究模擬斜撐構材含接合板之結構模型，並於右上之梁中心線上施加反覆之水平位移進行加載，以模擬結構受地震力作用時之情況。

分析之模型建立流程，大致以 3.2.1 節所述功能模組之順序進行。就含接合板之斜撐構材模型而言，首先於部件模組下，建立斜撐桿件、接合板，部份梁與柱桿件等，如圖 3.2 所示。建立材料屬性並予以賦予各部件。各部件經組裝成模型後，接續進行分析步 (STEP) 之設置，本研究採靜力之反覆位移加載，故於分析步之類型選取靜力 (Static)，並於此階段設定欲做輸出文字檔之設置。分析所採用之位移歷時為依據 ATC-24 (1992) 中對於鋼構材進行反覆載重時所規定之載重歷時，如圖 3.3。本研究之分析模型為取自實務較常採用之倒 V 斜撐構架型式中之斜撐與接合部份，而水平層間位移角與斜撐構材軸向伸長或縮短量之關係如圖 3.4 所示，根據此關係可得知斜撐構材之軸向變形量 ( $\Delta$ )。

分析模型之邊界條件與載重施加乃於 Load Modules 下執行，邊界與水平位移加載如圖 3.5 所示。於網格模組下，進行分析模型之網格化，以結構的網格切割技術 (Structured Technique) 進行之，網格類型為四方型 (Quad)，為四方型網格於分析運算中較不易出現發散不收斂之情形。因斜撐構材會有拉力降伏，受壓時會產生挫屈，故於執行應力分析前須先執行斜撐挫屈模態分析 (Buckle Mode Analysis)。ABAQUS 之挫屈模態分析乃採用特徵值挫屈預測分析程序進行分析，分析出之挫屈模態如圖 3.6 所示。

正式進行靜力分析時，於作業模組下建立分析作業，此時引入挫屈模態，並利用文字編輯 (Edit Keywords) 方式輸入初始缺陷值 (Imperfection,

IMPF) ，初始缺陷值為斜撐構材長度之千分之一 (AWS D1.5 2004, Uriz et al. 2008, 陳沛均 2005, 蔡青宜 2008) ，並以不超過 1/1000 構材長度之量為原則，其比例通常介於 1/1000 至 1/2000 (Uriz et al. 2008) ，亦有斜撐構材性能研究中初始缺陷用至 1/500 構材長度如此大的初始缺陷量 (Jin and El-Tawil 2003) 。當皆執行完上述之程序後，即執行最後模型之非線性運算分析，分析結束以視覺化模組進行後處理。

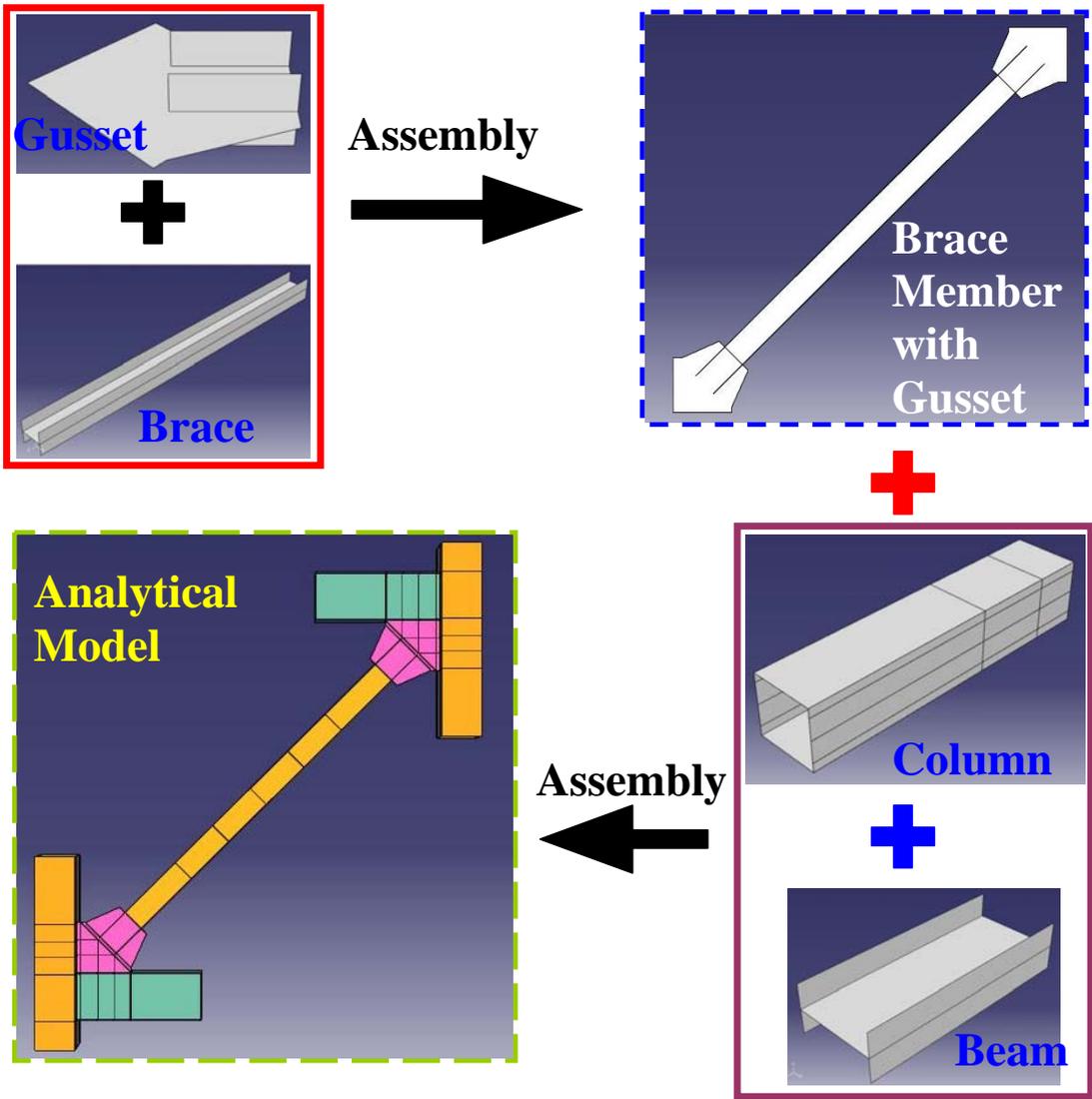


圖 3.2 分析模型組裝之步驟

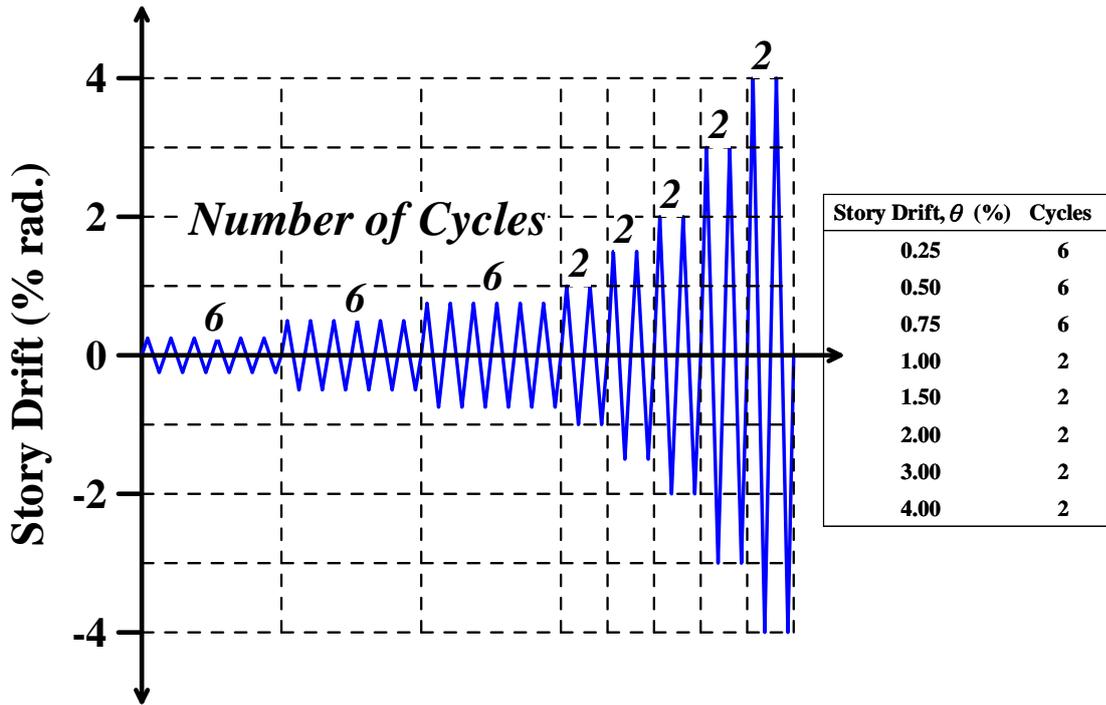


圖 3.3 載重位移歷時圖

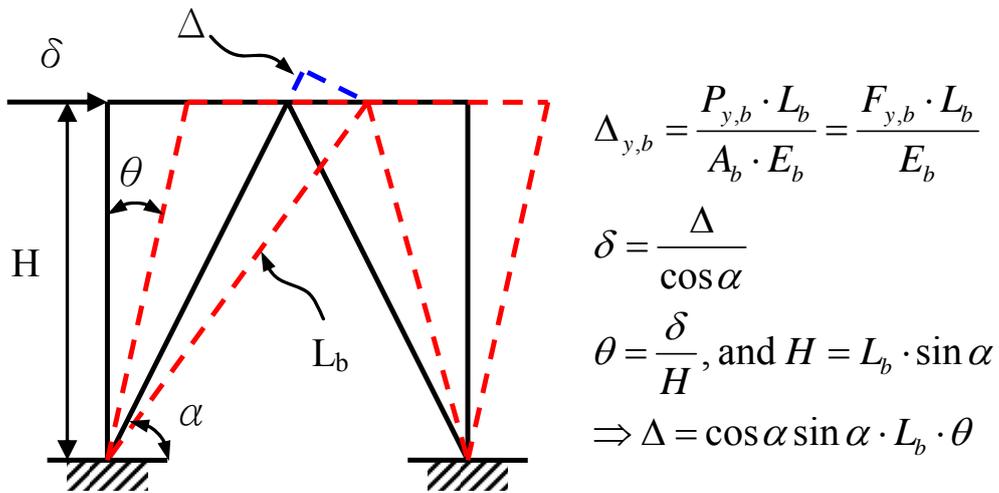


圖 3.4 層間位移角與斜撐構材軸向變形量之關係圖

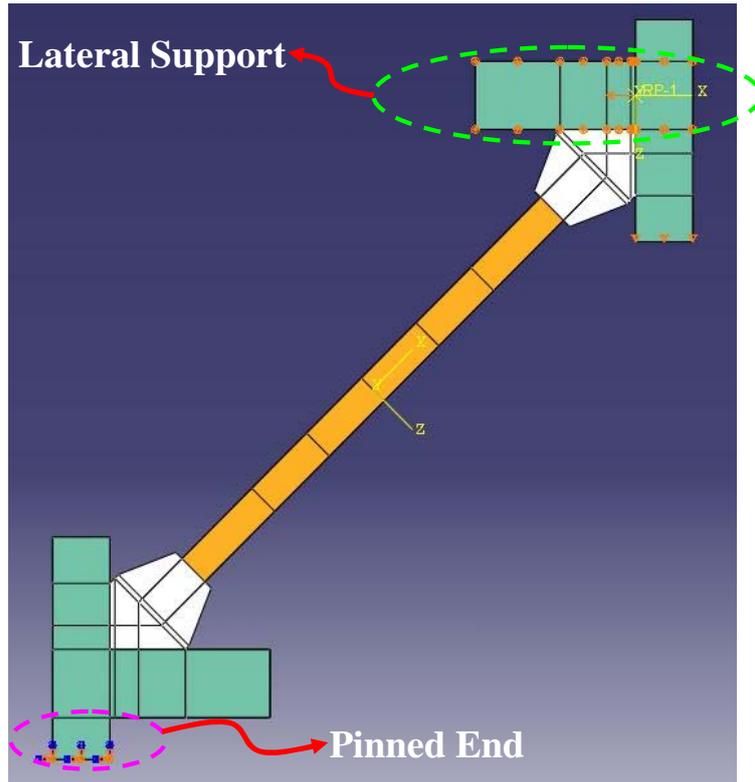


圖 3.5 模型之邊界與載重施載

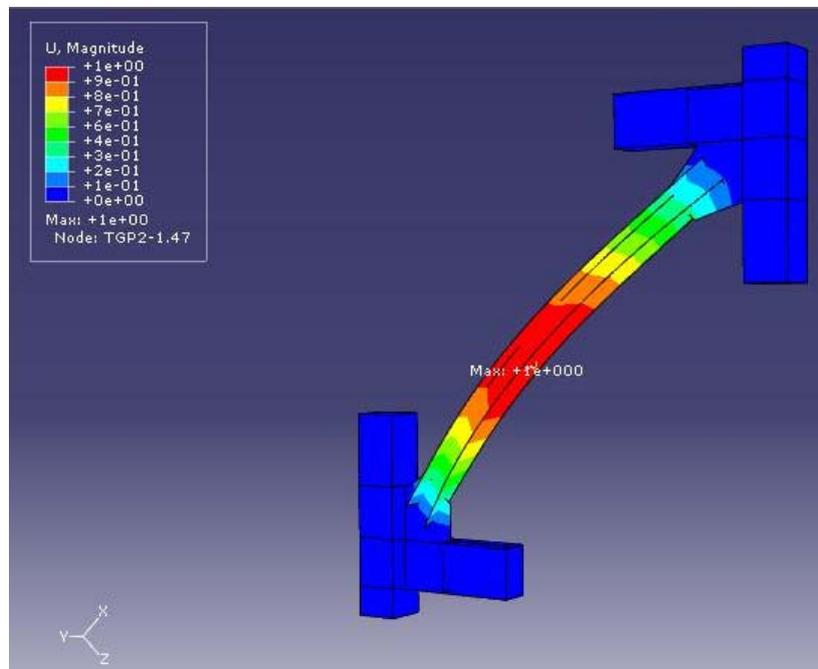


圖 3.6 模型挫屈模態分析結果 (Mode 1)

### 3.2.3 基本假設與材料性質

於執行模型有限元素分析時，常需透過適當假設以更貼切模擬其行為，故分析模型於運算過程中並不考慮鋼材銲接後存在的殘留應力、熱影響區等之影響，亦無鋼材受拉斷裂之行為。為縮短整體分析時間，本研究選取之殼元素為三維結構殼元素 (S4R) 以模擬 H-型鋼斜撐與接合板 (Richards and Uang 2005, Yoo et al. 2008, 蔡青宜 2008)，如圖 3.7 所示，這樣的模擬方式去除了鋼板厚度方向之運算，若與採固體元素相比時，於運算時間較短。殼元素之編號中 S 是 Shell Element，4 之定義為於每個元素有 4 個節點，每個節點有 6 個自由度，含有 3 個平移自由度及 3 個旋轉自由度，R 是採減積分運算法則；另考慮程式的分析時間與收斂性的問題，將鋼材與銲材之應力應變曲線簡化為三線性段。第一階段為材料彈性範圍，彈性模數  $E_s$  採用 200,000 MPa，第二階段模擬材料降伏和應變硬化的情形，鋼材之應變硬化模數  $E_{sh}$  使用  $1\%E_s$  (蔡青宜 2008)，如所圖 3.8 示。接合板與斜撐構材之接合乃假設為完全接合，且因採殼元素模擬鋼材而無厚度方向，故亦無模擬接合板與斜撐構材之銲接接合。

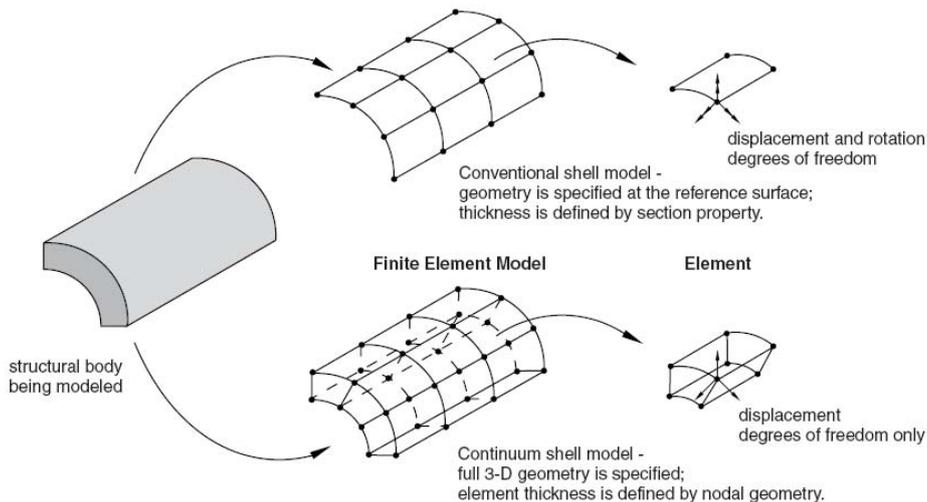


圖 3.7 ABAQUS 結構體轉置殼元素建模示意圖

ABAQUS 分析軟體中提供多種塑性應變硬化模型，較常被使用的有等向硬化模型 (Isotropic Hardening Model) 以及走動硬化模型 (Kinematic

Hardening Model)。由於本研究為模擬斜撐構材之反覆載重行為，設定材料之應變硬化模型為走動硬化，走動硬化規則主要是假設材料在塑性變形時，降伏應力面在保持大小且形狀不變之情況下於應力空間中移動，由於彈性範圍維持不變，故可用以描述反覆行為中的包辛格效應。

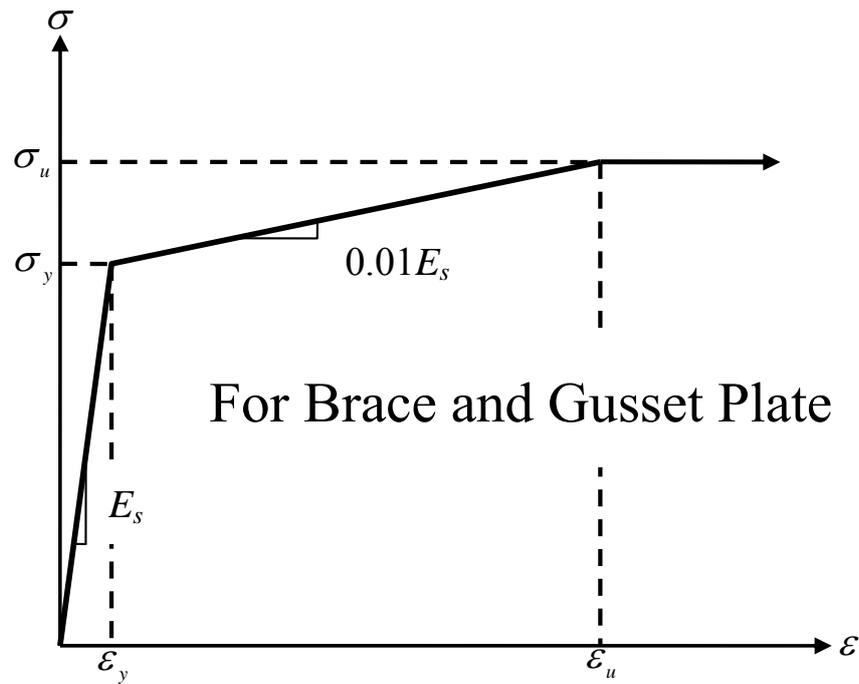


圖 3.8 鋼材之三線性應力-應變關係

### 3.2.4 行為指標

#### Mises 等值應力

關於模型行為評估，將利用 Von-Mises 降伏準則下之等值應力 (Mises Equivalent Stress) 分佈描述斜撐構材與接合板降伏情況，其定義如公式 (3.1)：

$$\sigma_{eqv} = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} \quad (3.1)$$

其中  $S_{ij} = \sigma_{ij} + p\delta_{ij}$ ， $p = -1/3\sigma_{ii}$ ， $S_{ij}$  為偏應力張量 (Deviatoric Stress Tensor)， $\sigma_{ij}$  是各應力分量， $p$  是等效壓應力， $\delta_{ij}$  為克羅內克函數 (Kronecker delta)，是一單位矩陣。亦如學者 Yoo 等人於 2008 及 2009 年所發表之期

刊報告中乃以 ANSYS 有限分析軟體所引用等值應力來顯示應力降伏分佈情況。以 A572 Gr.50 之鋼材為例，標稱降伏強度為 345 MPa，其實際材料強度為 447 MPa 等值應力近似 450 MPa (Yoo et al. 2009)。

### **等值塑性應變 (PEEQ)**

由於將鋼材與鋁材之材料性質簡化成三線性段 (參照 3.2.3 節之基本假設)，當模型進入非線性行為或塑性階段時，僅以應力之方式評估斜撐構材與接合板之行為將有可能無法完全表示降伏情形或變異處。因此本研究採用等效塑性應變 (Plastic Equivalent Strain, PEEQ) (El-Tawil et al. 1998, Yoo et al. 2008, Yoo et al. 2009) 以評估模型在非線性階段時某特定位置之應變需求，其表示  $PEEQ = \sqrt{\frac{2}{3}\varepsilon_{ij}\varepsilon_{ij}}$ ， $\varepsilon_{ij}$  為 i 與 j 方向之塑性應變；當 PEEQ 越大時，表示該處有較大的塑性應變需求。

### **破裂指數 (Rupture Index, RI)**

為等值塑性應變指標 (PEEQ Index) 與應力三軸度 (Stress Triaxiality, ST) 之比值，用以評估鋼材可能發生韌性破裂之位置，其中 ST 是考量金屬韌性破裂的一項重要性質，其定義為 Hydrostatic Stress  $\sigma_m$  與 Mises Stress  $\bar{\sigma}$  之比值 (El-Tawil et al. 1998)。當 ST 介於 0.75 與 1.5 之間，即高的三軸度，會於金屬材料造成很大破裂應變之衰減；ST 高於 1.5 時，即有著非常高的三軸度，會有脆性行為產生。RI 之表示如下：

$$\text{Rupture Index} = \frac{\text{PEEQ Index}}{\exp\left(-1.5 \frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}}\right)} \quad (3.2)$$

### **最大層間位移角**

根據 AISC 2005 耐震規範規定於特殊同心斜撐構架之斜撐構材挫屈時軸向變位可達 10 至 20 倍降伏變位，轉置層間位移角約 3 至 5% 弧度，取 4% 弧度作為評估依據，其中層間位移角之定義為樓層柱端之相對水平位移與柱高之比值。

### 3.3 具梯形接合板之斜撐構材參數研究

非線性有限元素分析方法可對結構複雜的行為做有效之分析與預測，並可依分析結構的不同需要，改變模型之設定參數，以在實尺寸試驗前對試體之行為有初步的瞭解。雖然有限元素分析仍有模擬上之限制，但透過材料性質及邊界條件合理的假設，分析結果仍有相當之可信度，其更有助於試驗後試體局部行為之分析。本研究先採用有限元素分析軟體 ABAQUS 對斜撐構材與梯形接合板進行模型模擬分析，以等值應力、等值塑性應變需求等來評估斜撐構材與接合板接合局部區域之受力變形行為。設定三個參數各為接合板與斜撐拉力強度比值 ( $\beta_j$ )、接合板之寬度 ( $W$ ) 與線性偏移區域長度 ( $LC$ ) 藉以探討其耐震性能與非線性行為，並以此分析結果作為本研究試驗試體設計之依據。

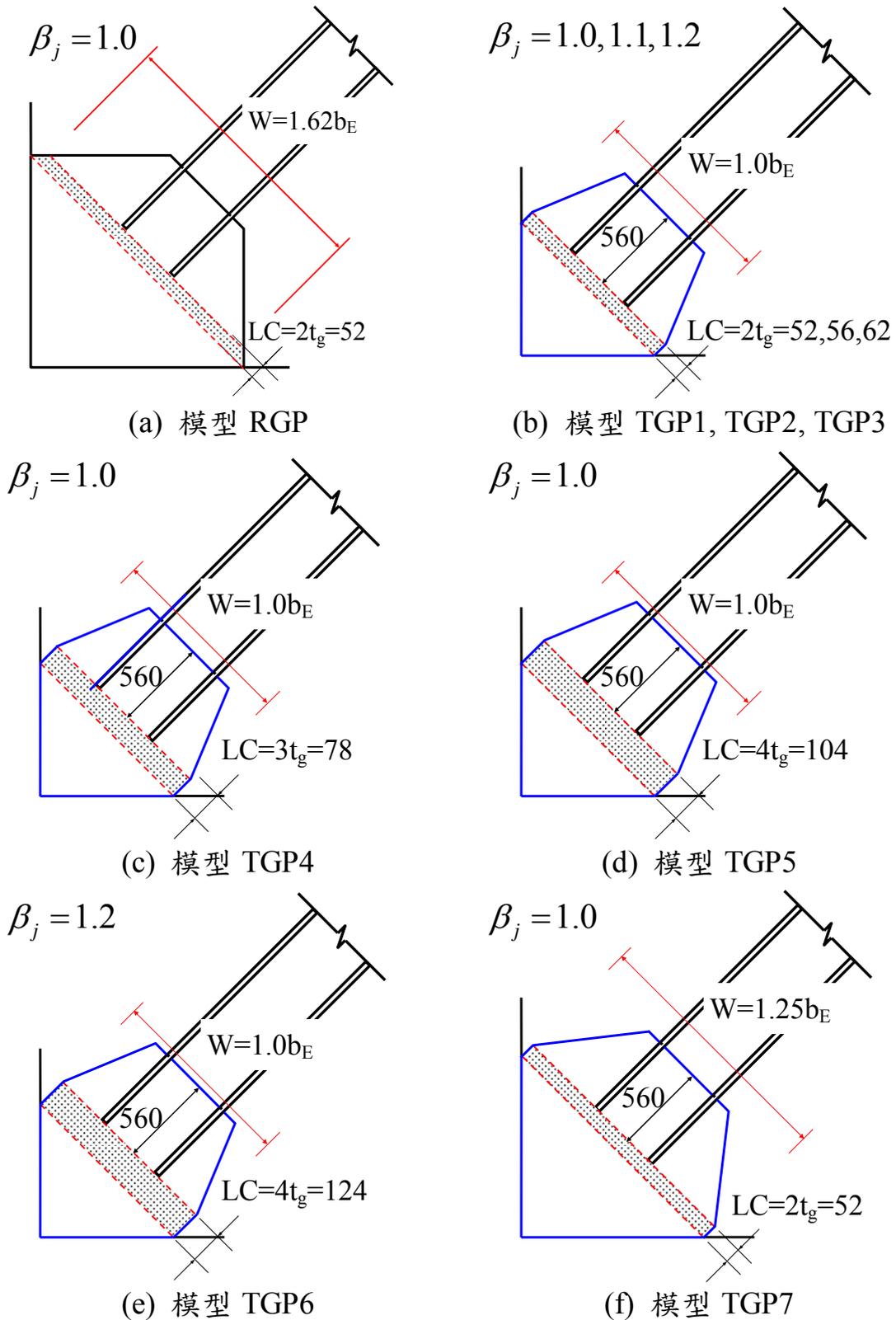


圖 3.9 8 組分析模型之接合示意圖

8 組分析模型之斜撐構材與梯形接合板接合示意圖如圖 3.9 所示，有限

分析模型如圖 3.10 所示。模型之挫屈模態分析如圖 3.11 所示，其第一個模態為斜撐構材產生單曲之面外變形模式，於中央處有著最大面外變形，亦為所預期之正確挫屈模態。正式提交分析運算時，引入挫屈模態與斜撐之初始缺陷值，IMPF 設定為斜撐構材長度 ( $L_B$ ) 之  $1/2000$ 。以下茲根據分析之結果進行討論。

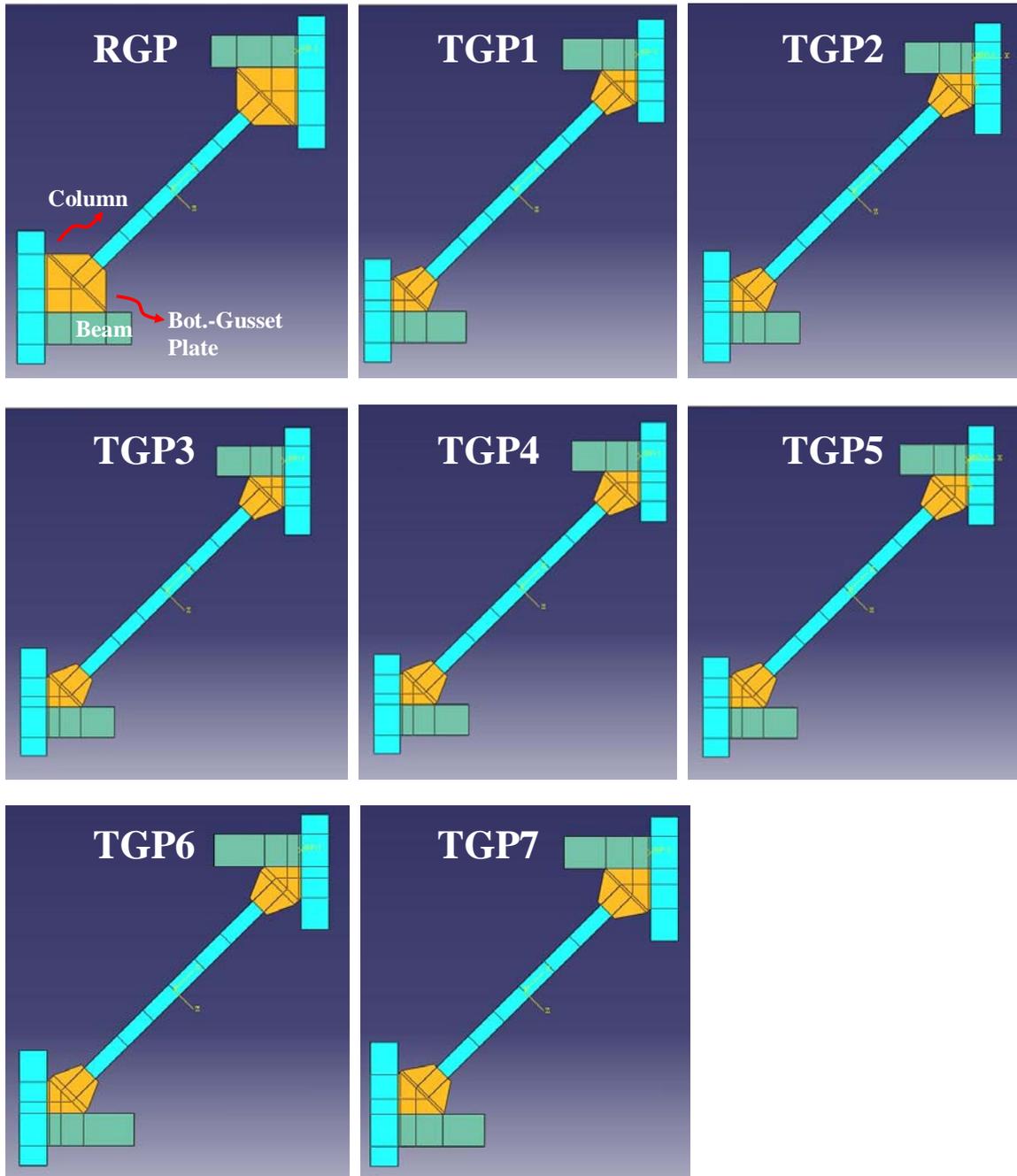


圖 3.10 8 組有限分析模型

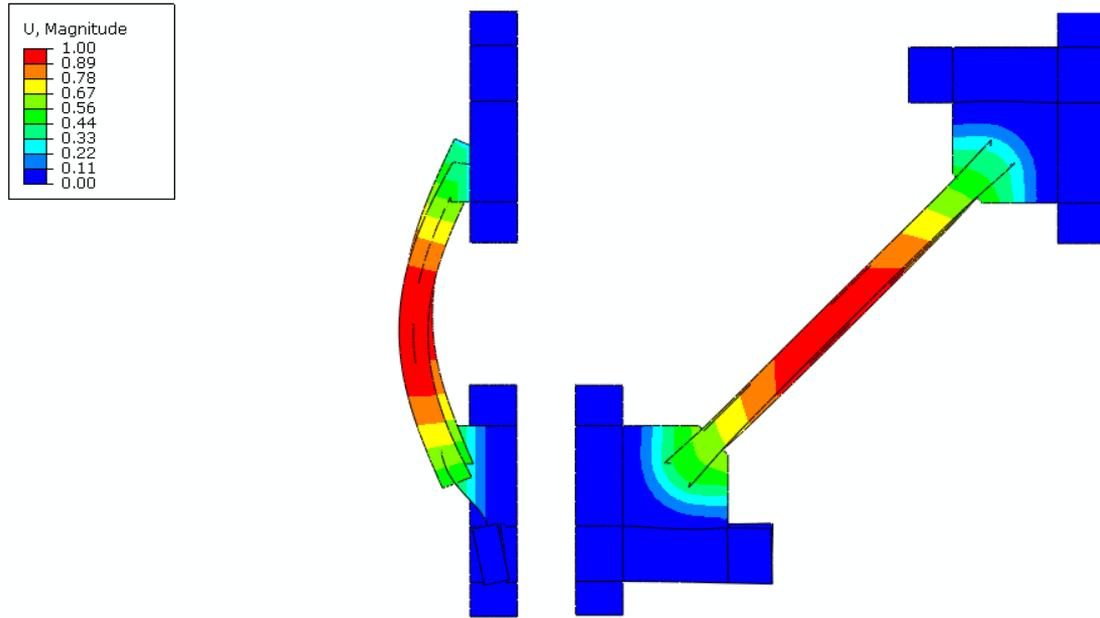


圖 3.11 典型斜撐構材挫屈模態 (Mode 1)

### 3.3.1 參數 $\beta_j$ 之影響

圖 3.12 為模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 之梯形接合板 Mises 等值應力分佈，模型之鋼材降伏強度為 350 MPa，故 Mises 等值應力為 350 MPa。分析結果顯示，模型 TGP1 於 1% 弧度層間變位前已有接合板局部降伏產生 (<350 MPa 之橘色區域)，隨  $\beta_j$  增加，局部降伏情況亦減少。故於  $\beta_j$  提昇下，梯形接合板可承受之容量增大，模型 TGP3 因軸向拉力強度大於斜撐構材 1.2 倍，等值應力值於接合板上分佈程度較模型 TGP1 同於 1% 弧度層間變位時較小，受力情況較均勻分佈，參數  $\beta_j$  對接合板之強度影響大。

圖 3.13 為模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 梯形接合板之 PEEQ 分佈圖，由圖顯示，模型 TGP1 於 0.50% 弧度層間位移角時，梯形接合板與柱翼銲道之 PEEQ 超出學者 Yoo 等人提出之門檻值 (PEEQ>0.065)，顯示此處有銲道初始開裂之可能；模型 TGP2 與模型 TGP3 於此階段下，因梯形接合板之  $\beta_j > 1.0$  下，與柱翼銲道之 PEEQ 尚未超出門檻值，但隨層間變位增至 0.75% 弧度時，與柱翼銲道之 PEEQ 已超過門檻值，顯示此處之塑性變形需求越來越大，亦有銲道產生開裂之可能。圖 3.14 為模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 斜撐構材之 PEEQ 分佈圖，其顯示於最大層間位移角 4%

弧度 (Fell et al. 2009) 下，斜撐構材於受拉或受壓時其 PEEQ 值皆未超出 2.83 (陳誠直等人 2009)，故應可判定斜撐構材於接合板提供凹折，與其同時面外變形，分擔其塑性變形，使其於最大層間位移角下可能尚未產生斷裂。

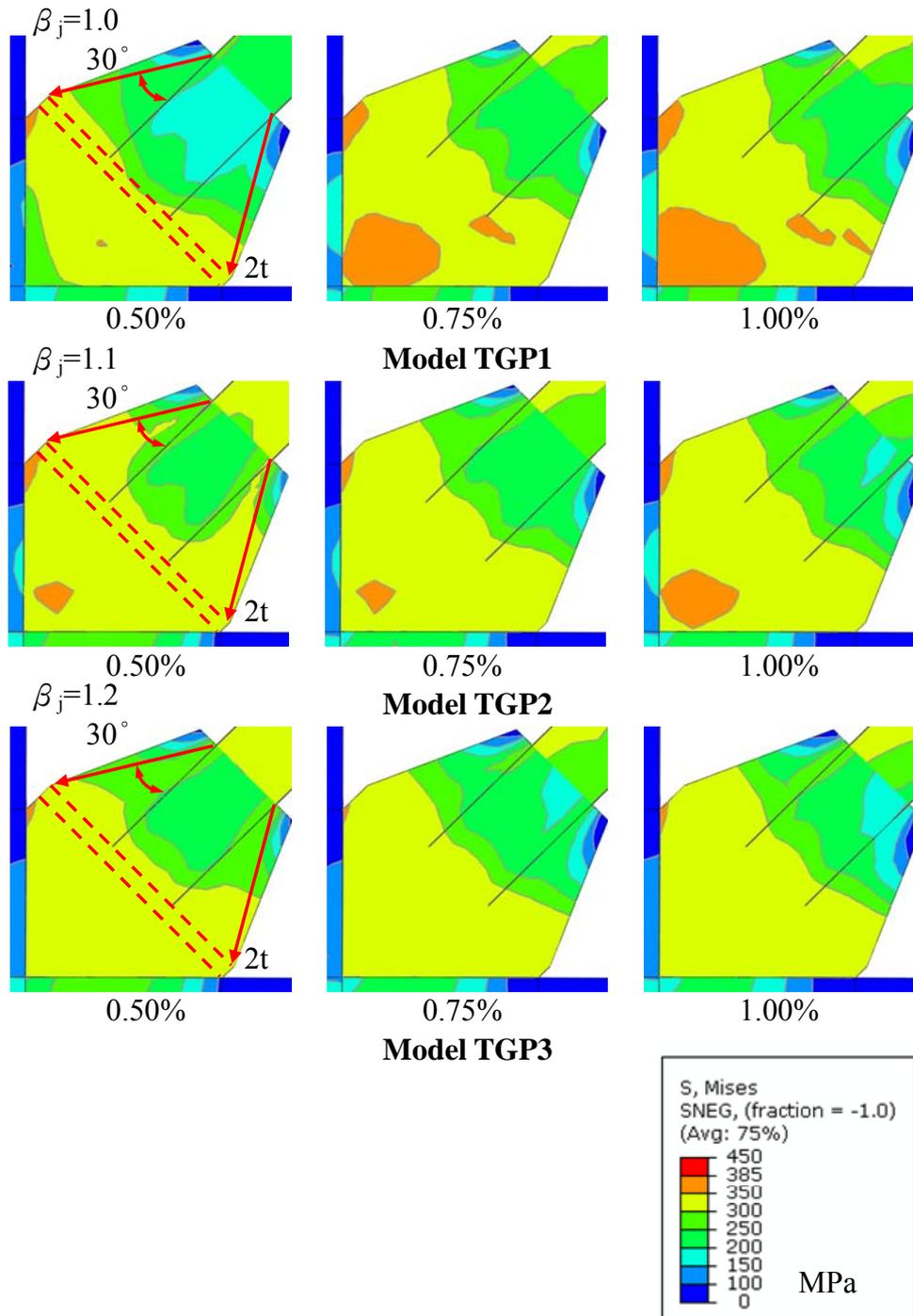


圖 3.12 模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 之等值應力分佈圖

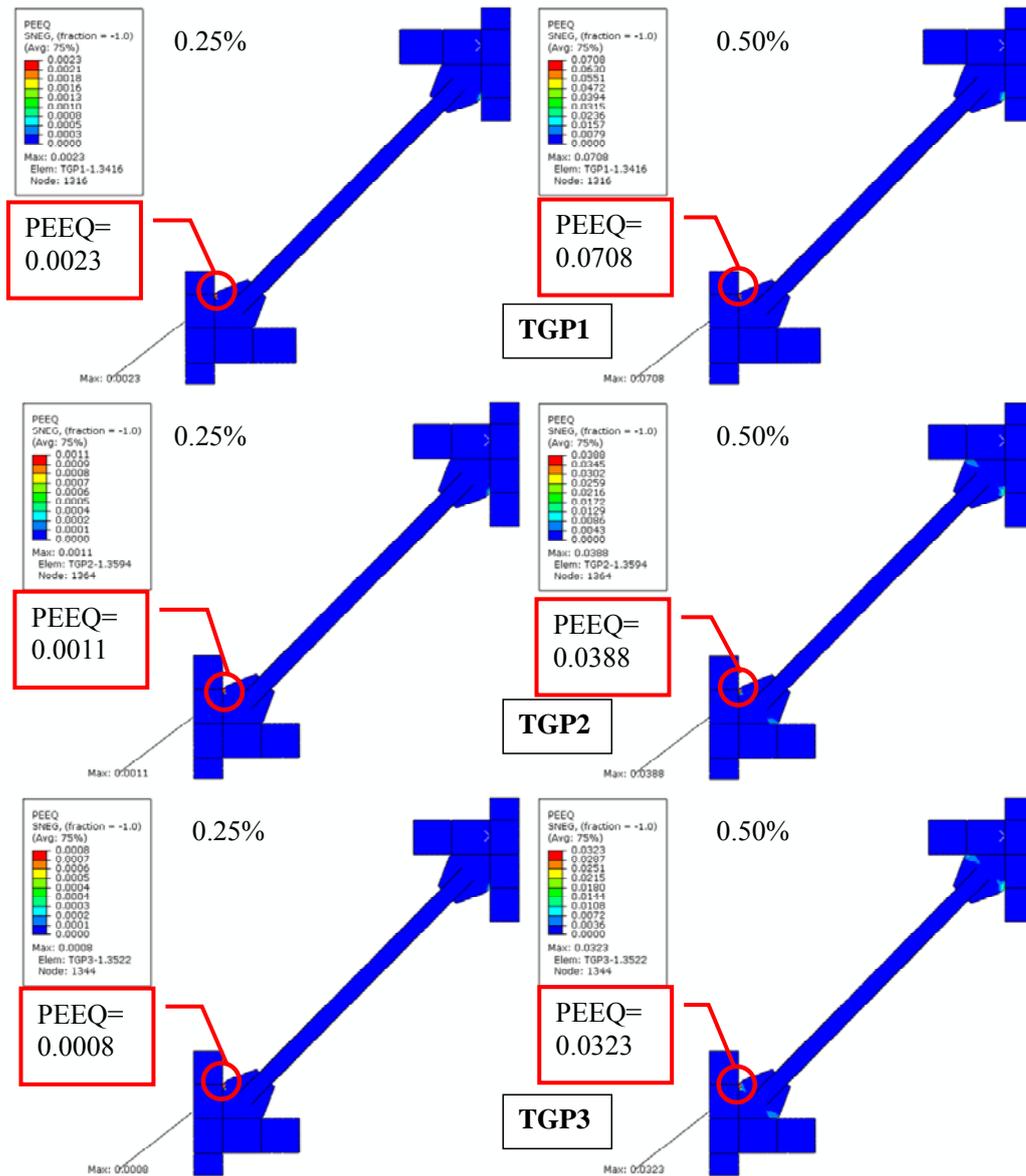


圖 3.13 模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 之接合板 PEEQ 分佈圖  
(Compression)

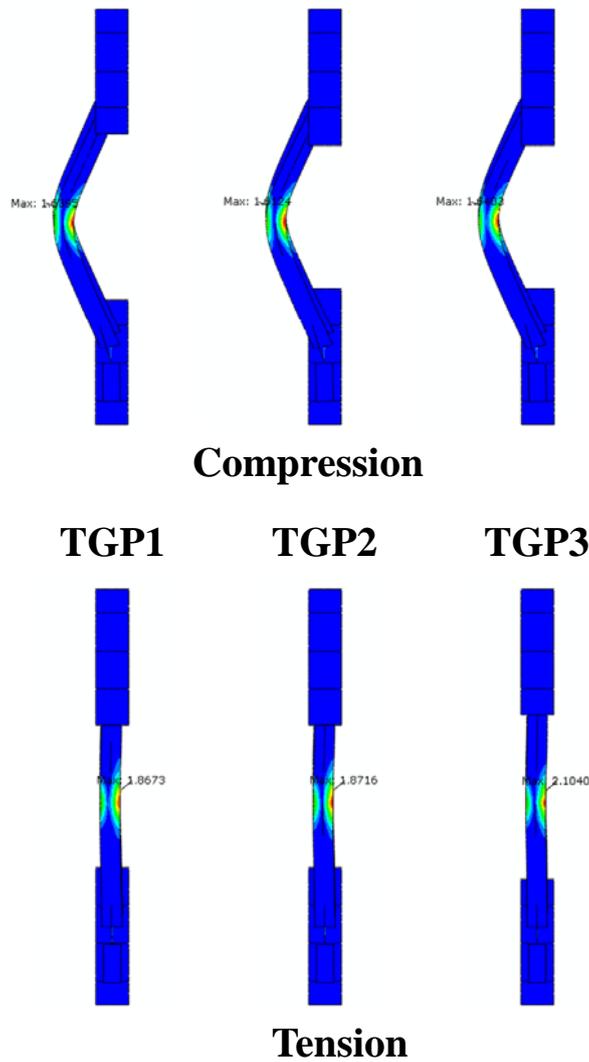


圖 3.14 模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 之斜撐構材 PEEQ 分佈圖

現行耐震設計規範 (AISC 2005b) 於接合板設計之規定，為使接合板不產生過早破壞或破裂而造成構架系統性能不佳 (Yoo et al. 2007)，故接合板之預期拉力或壓力強度需大於斜撐構材之預期拉力或壓力強度。本研究之模型 TGP2 ( $\beta_j = 1.1$ ) 與模型 TGP3 ( $\beta_j = 1.2$ ) 其梯形接合板厚度乃基於此所設計而來，由於梯形接合板拉力強度大於斜撐構材拉力強度，乃由斜撐構材先行受拉降伏進而受壓挫屈，此時接合板尚未有降伏，非線性行為皆集中於斜撐構材中央處，此作法於所設定之最大層間位移角 4% 弧度下，因接合板之軸力載重容量 (Axial Capacity) 大於斜撐構材，其可承載斜撐構材之軸力，接合板隨斜撐構材產生挫屈而有穩定面外變形，於斜撐端部形

成塑性鉸，藉而提昇整體韌性，如圖 3.15 所示。由圖 3.16 軸向載重-層間位移角圖顯示 3 組梯形接合板模型皆有斜撐構材典型非線性之遲滯迴圈行為，皆於 0.5% 弧度層間位移角下產生整體挫屈，有著最大挫屈載重。

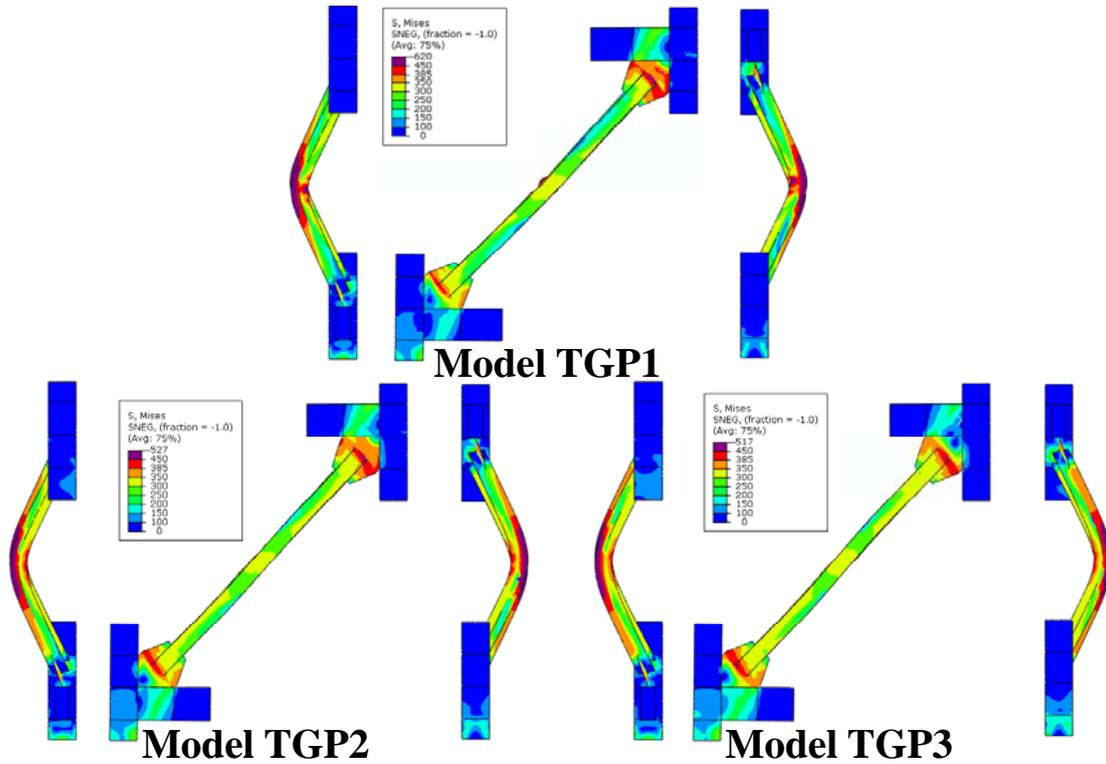
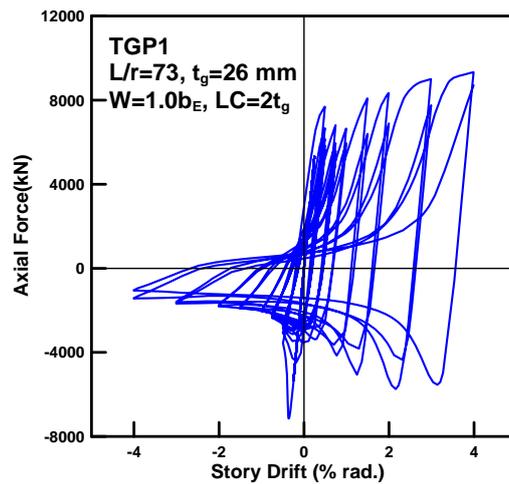


圖 3.15 3 組模型之挫屈行為 (參數  $\beta_j$ )



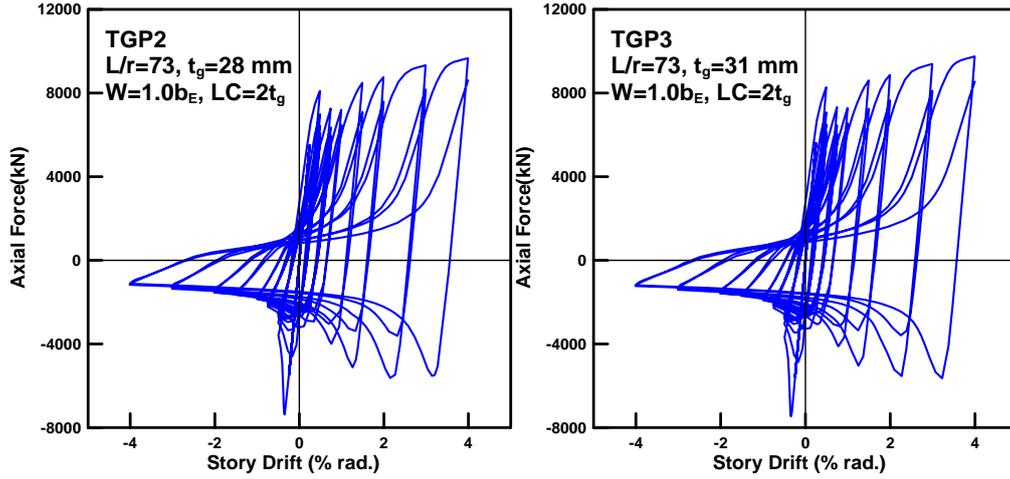


圖 3.16 3 組模型之軸向載重與層間位移角關係圖 (參數  $\beta_j$ )

表 3.1 為斜撐構材與接合板之挫屈強度採 AISC-LRFD 規範計算，斜撐構材挫屈強度為依據 2005 年之 AISC-LRFD 規範，接合板之挫屈強度計算則延用 2002 年 AISC-LRFD 規範，其斜撐構材軸向強度計算表示式如公式 (3.3) 所示：

$$P_{cr,b} = F_{cr,b} A_g \quad (3.3)$$

其中  $P_{cr,b}$  為斜撐最大挫屈強度， $F_{cr,b}$  為撓曲挫屈應力， $A_g$  為構材全斷面積。 $F_{cr,b}$  之計算則分非彈性挫屈與彈性挫屈，表示如公式 (3.4) 所示：

$$\text{For } \frac{KL_B}{r_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (\text{or } F_e \geq 0.44F_y)$$

$$F_{cr,b} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (3.4)$$

$$\text{For } \frac{KL_B}{r_y} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{or } F_e < 0.44F_y)$$

$$F_{cr,b} = 0.877F_e$$

其中彈性挫屈應力  $F_e = \pi^2 E_s / (KL_B / r_y)^2$ ， $E_s$  為彈性模數。由於接合板可提供面外變形，斜撐端部邊界條件近似鉸接，故斜撐構材細長比 ( $KL_B / r_y$ ) 之計算所採用之  $K=1.0$ 。接合板挫屈強度之計算如式 3.5 所示：

$$P_{cr,g} = F_{cr,g} A_E \quad (3.5)$$

其中  $P_{cr,g}$  為接合板最大挫屈強度， $F_{cr,g}$  為接合板撓曲挫屈應力， $A_E$  為接合板有效斷面積。 $F_{cr,g}$  之計算依據 AISC-LRFD 2002 規範亦以細長比  $\lambda_c$  分為非彈性挫屈應力與彈性挫屈應力，表示如公式(3.6)所示：

$$\begin{aligned}
 &\text{For } \lambda_c \leq 1.5 \\
 &F_{cr,g} = \left[ 0.658^{\lambda_c^2} \right] F_y \\
 &\text{For } \lambda_c > 1.5 \\
 &F_{cr,g} = \left[ \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y
 \end{aligned} \tag{3.6}$$

其中接合板之有效細長比  $\lambda_c = (KL_c / \pi) \sqrt{E_s / F_y}$ ，其所採用之  $K$  為 1.2 (接合板可提供面外變形) 以計算接合板挫屈強度。由表顯示模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 於相同細長比之下，隨  $\beta_j$  增加，即接合板強度增加時，於整體強度亦有明顯提昇。

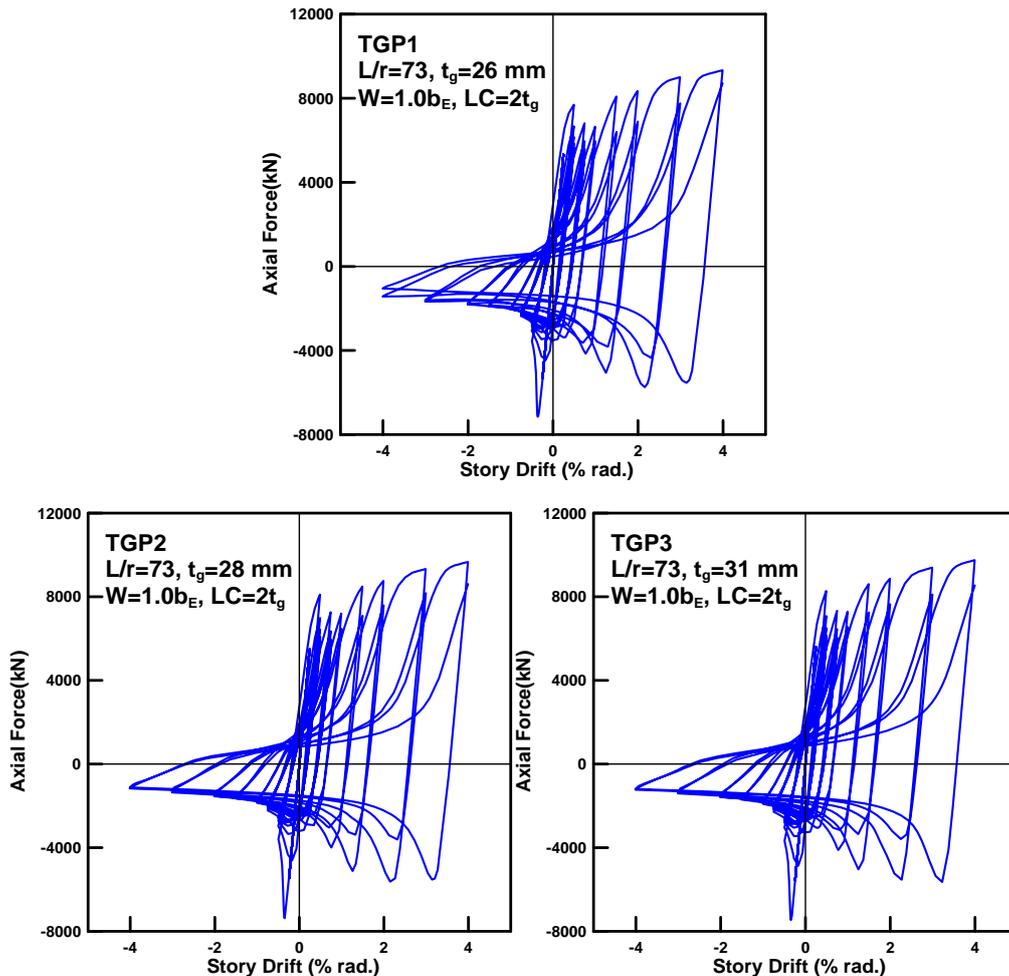


圖 3.16 3 組模型之軸向載重與層間位移角關係圖 (參數  $\beta_j$ )

表 3.1 斜撐構材與接合板之挫屈強度計算

Specimens	$\frac{KL}{r}$	$P_{cr,B}^{LRFD}$ (kN)	$P_{cr,TGP}^{LRFD}$ (kN)	$\frac{P_{cr,TGP}^{LRFD}}{P_{cr,B}^{LRFD}}$
TGP1	73	5837	8015	1.37
TGP2	73	5843	8735	1.49
TGP3	73	5852	9807	1.68
TGP4	73	5876	7819	1.33
TGP5	72	5914	7608	1.29
TGP6	71	5943	9365	1.58
TGP7	70	6020	6956	1.16
RGP	68	6364	4505	0.71

圖 3.17 為模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 之強度包絡線圖，可發現 3 組模型之包絡圖皆相似，模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 之細長比同為 73，隨  $\beta_j$  之增加，整體強度亦隨之增加。表 3.2 為挫屈載重與挫屈後載重之比較，由 Lee 與 Bruneau (2005) 提出當 H-型鋼之斜撐構材細長比超過 80 時後挫屈強度衰減甚為嚴重之結果，於本研究中亦發現於 3 組模型之挫屈後強度已下降至最大挫屈強度的 15.2% 至 16.5%。由分析之斜撐構材面外變形量與層間位移角圖 3.18，3 組模型之斜撐至 4% 弧度層間位移角下皆有近 900 mm 之面外變位，約佔斜撐構材長度之 15%。由接合板之面外變形量與層間位移角關係圖 3.19 顯示，由於模型 TGP1 之上接合板因產生挫屈而造成面外量衰減，其餘皆有 200 mm 左右之面外變形量，約佔 3.2% 的斜撐構材長度。

表 3.2 分析之挫屈強度與挫屈後強度之比較

Specimens	$P_{cr,Brace}^{ABAQUS}$ (kN)	$P_{cr,Post-Buckling}^{ABAQUS}$ (kN)	$\frac{P_{cr,Post-Buckling}^{ABAQUS}}{P_{cr,Brace}^{ABAQUS}}$ (%)
TGP1	7150	1100	15.2
TGP2	7279	1169	15.9
TGP3	7256	1235	16.5

TGP4	7138	1071	14.8
TGP5	7132	1070	14.8
TGP6	7307	1206	16.2
TGP7	7318	1214	16.4
RGP	7308	1198	16.2

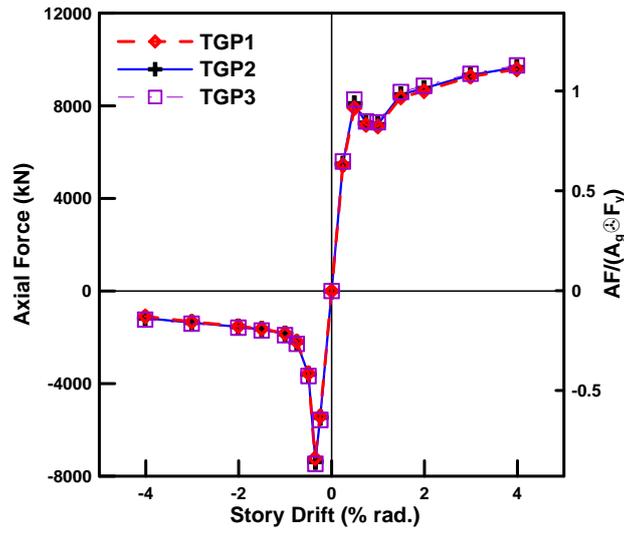
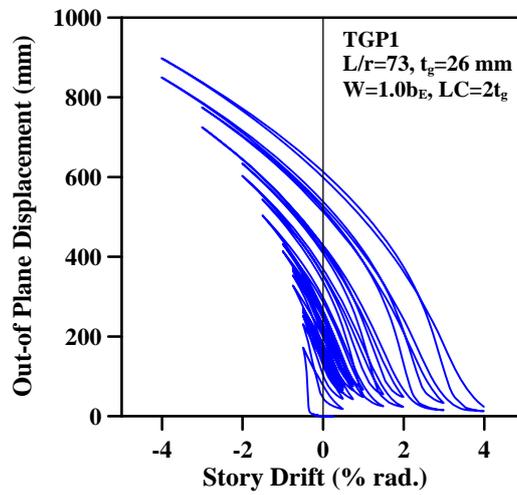


圖 3.17 3 組模型之強度包絡線圖 (參數  $\beta_j$ )



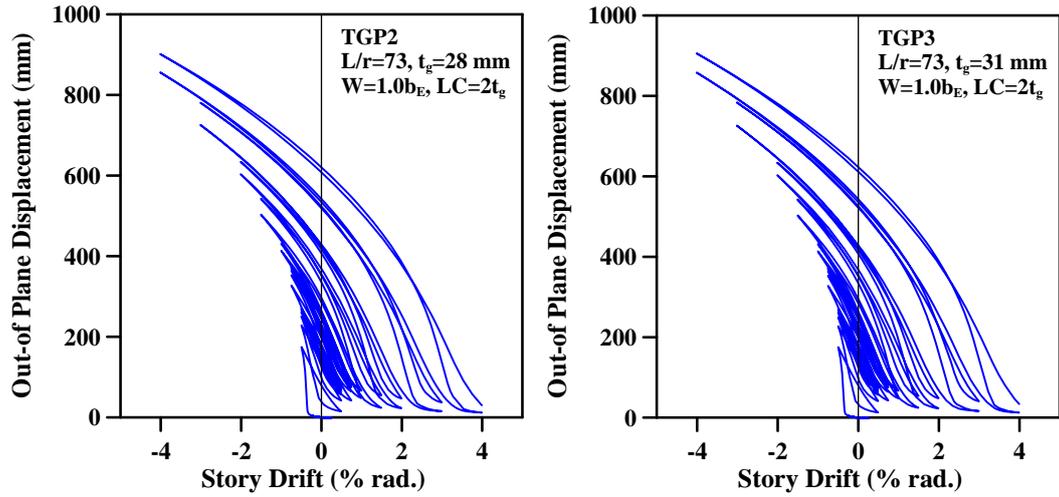
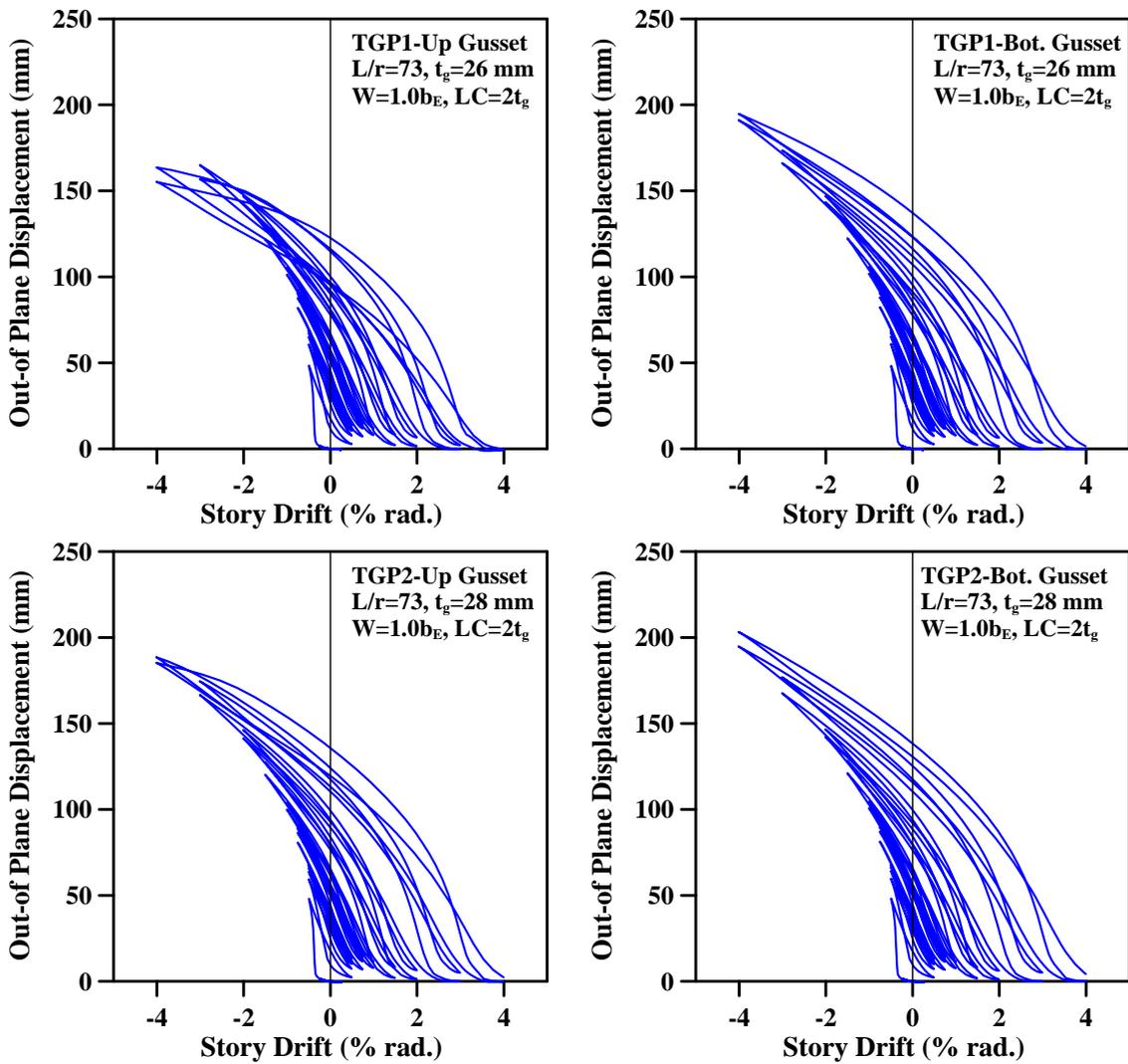


圖 3.18 參數  $\beta_j$  下 3 組模型之斜撐構材面外變形量與層間位移角關係圖



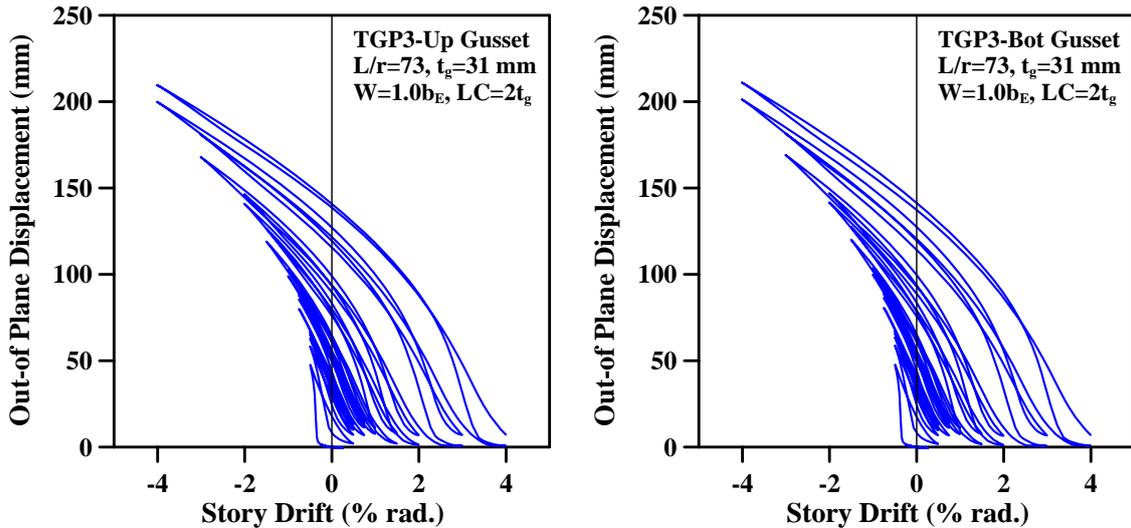


圖 3.19 參數  $\beta_j$  下 3 組模型之接合板面外變形量與層間位移角關係圖

### 3.3.2 參數 $LC$ 與參數 $W$ 之影響

模型 TGP4、模型 TGP5 與模型 TGP6 之等值應力分佈情形為圖 3.20 所示，層間位移角達 0.50% 弧度至 1.00% 弧度時模型 TGP4 與模型 TGP5 ( $\beta_j=1.0$ )  $LC$  增至  $4t$ ，其梯形接合板皆有較多之局部降伏情形產生 (橘色區塊)，由此可見參數  $LC$  對接合板之影響並不顯著，於整體強度提昇有限。將模型 TGP5 之  $\beta_j$  增為 1.2 即為模型 TGP6，於相同  $LC$  下，模型 TGP6 於 1% 弧度層間變位時尚未有降伏之區域產生。模型 TGP7 之等值應力分佈如圖 3.21 所示，與模型 TGP1 相較下，接合板應力因接合板之寬度  $W$  增加下，於層間位移角 1.50% 弧度前，梯形接合板尚未有降伏產生。基於上述，可得到當接合板形狀非矩形時，接合板之偏移區域長度最小採 2 倍接合板厚度即可提供斜撐構材產生面外變形於端部旋轉變位；於梯形接合板之有效寬度增加，相對提昇接合板之強度。

圖 3.22 為模型 TGP4 至模型 TGP7 之梯形接合板 PEEQ 分佈圖，顯示模型 TGP4 與模型 TGP5 於 0.5% 弧度層間位移角下，接合板與柱翼之接合銲道處 PEEQ 已超出門檻值。就參數  $LC$  而言，當  $LC$  增加為  $3t$  和  $4t$  時，接合板與柱翼之接合銲道處之塑性需求亦隨之增大，PEEQ 由模型 TGP1 ( $LC=2t$ ) 的 0.0708 增加至 0.0823，代表增加  $LC$  於梯形接合板上之應用並

無改善接合板與柱翼接合銲道之塑性需求。模型 TGP6 為  $\beta_j=1.2$ ， $LC=4t$ ，在  $\beta_j$  增加下，於 0.50% 弧度層間位移角時，接合板與柱翼之接合銲道處 PEEQ 尚在門檻值內，但層間位移角增至 0.75% 弧度時，此處 PEEQ 已增至 0.23，故  $\beta_j$  之增加可延遲接合板與柱翼之接合銲道產生初始開裂。圖 3.23 為模型 TGP4、模型 TGP5、模型 TGP6 與模型 TGP7 斜撐構材之 PEEQ 分佈圖，其顯示於最大層間位移角 4% 弧度下，斜撐構材於受拉或受壓時其 PEEQ 值皆未超出 2.83，應亦無斷裂產生。

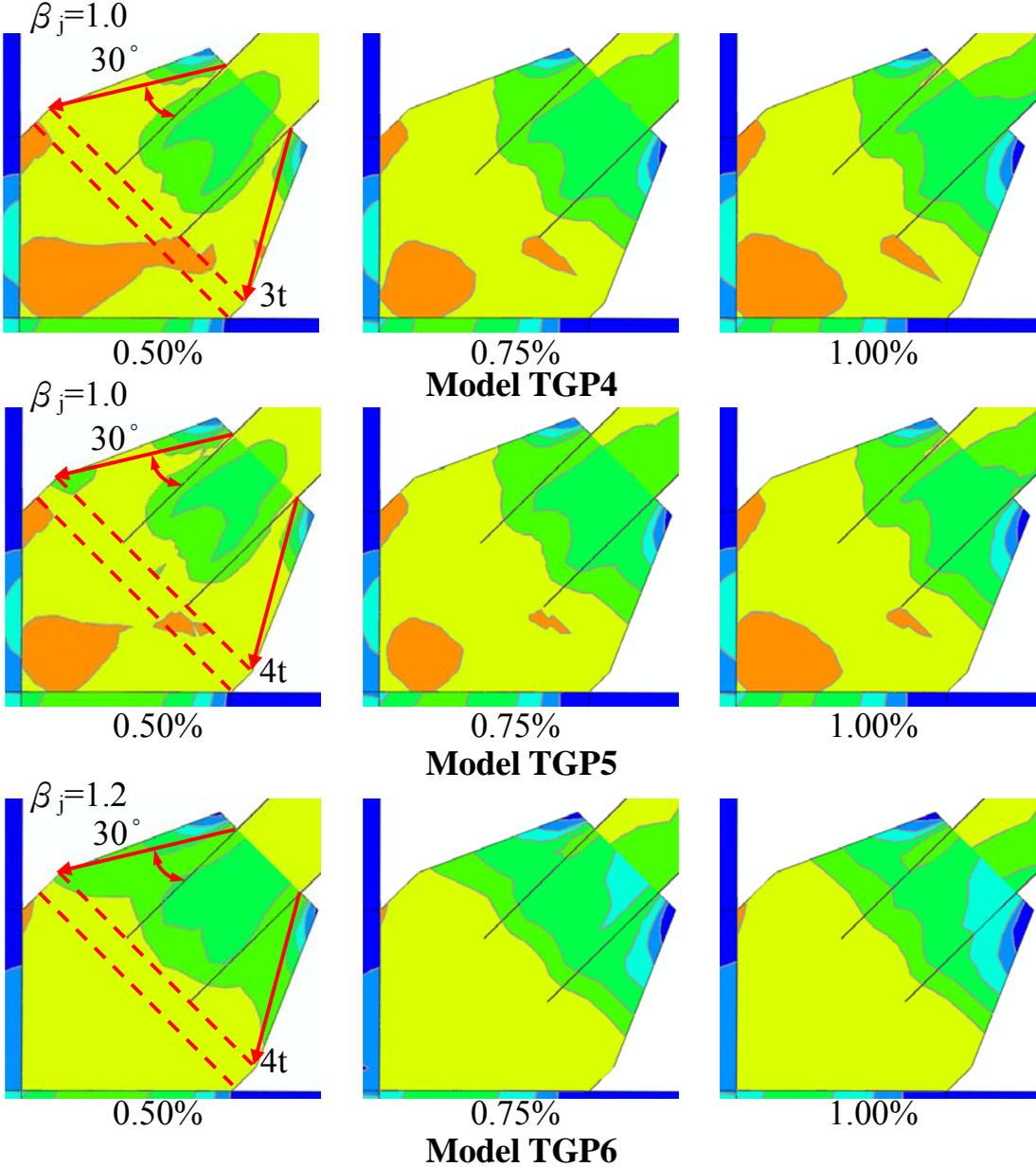


圖 3.20 模型 TGP4、模型 TGP5 與模型 TGP6 之等值應力分佈圖

圖 3.24 為模型 TGP4、模型 TGP5、模型 TGP6 與模型 TGP7 以等值應力表示之挫屈行為，可發現有 3 個塑性鉸產生，1 個於斜撐構材中央處，另 2 個發生於上下接合板上。由於接合板皆提供凹折，使斜撐構材皆有穩定非線性行為。以軸向載重與層間位移角及強度包絡線圖 3.25 與圖 3.26 來看， $LC$  增長確實於強度貢獻有限，即接合板有提供偏移區域，於本研究中區域長度只要適中皆可提昇斜撐構材之韌性行為；增大  $W$  則可有效提昇整體強度，對於接合板局部行為亦較佳。圖 3.27 為 4 組模型面外變形量與層間位移角關係圖，亦可發現其面外變形量皆可達約斜撐構材長度之 15% 以上。圖 3.28 與圖 3.29 為接合板之面外變形量與層間位移角圖，可發現模型 TGP4、模型 TGP5 與模型 TGP7 於最大層間位移角時有發生變形量衰減現象，其可能因為接合板局部應力集中於斜撐端部產生局部挫屈而產生，亦有約 3.2% 斜撐構材長度之面外變形量，模型 TGP6 因  $\beta_j$  之提昇下接合板有穩定之行為。如表 3.2 所示，此 4 組模型於最大層間位移角 4% 弧度時之挫屈後強度約為最大挫屈強度之 14.8% 至 16.2%。

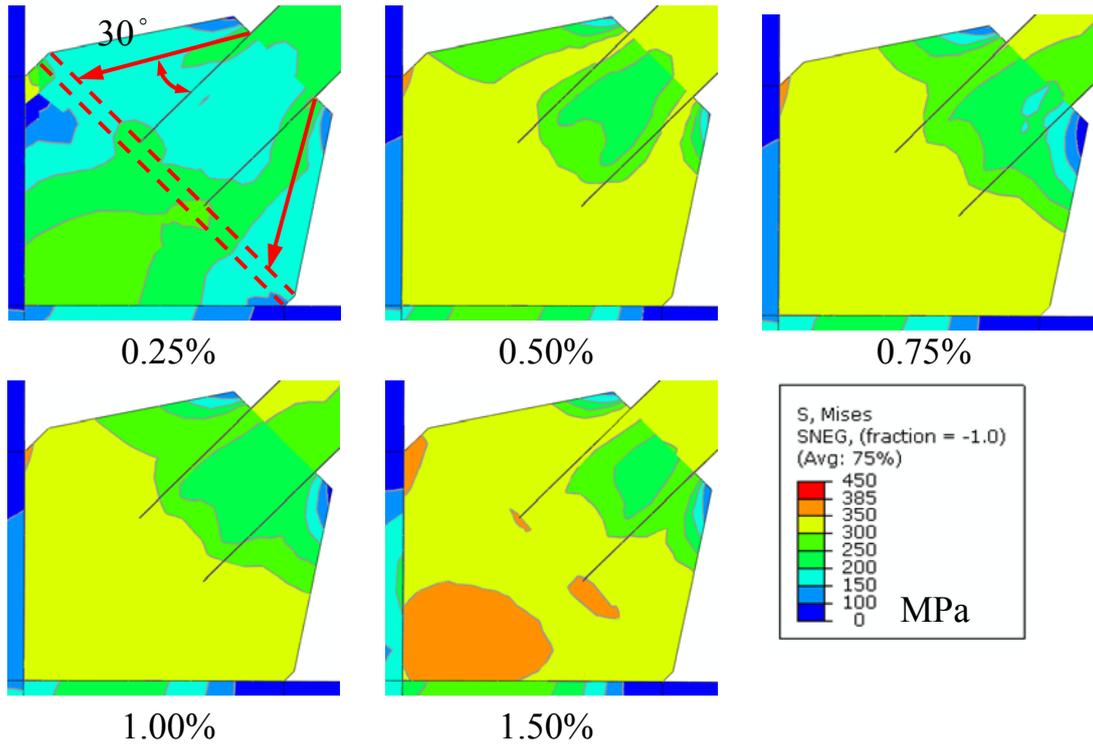


圖 3.21 模型 TGP7 之等值應力分佈圖

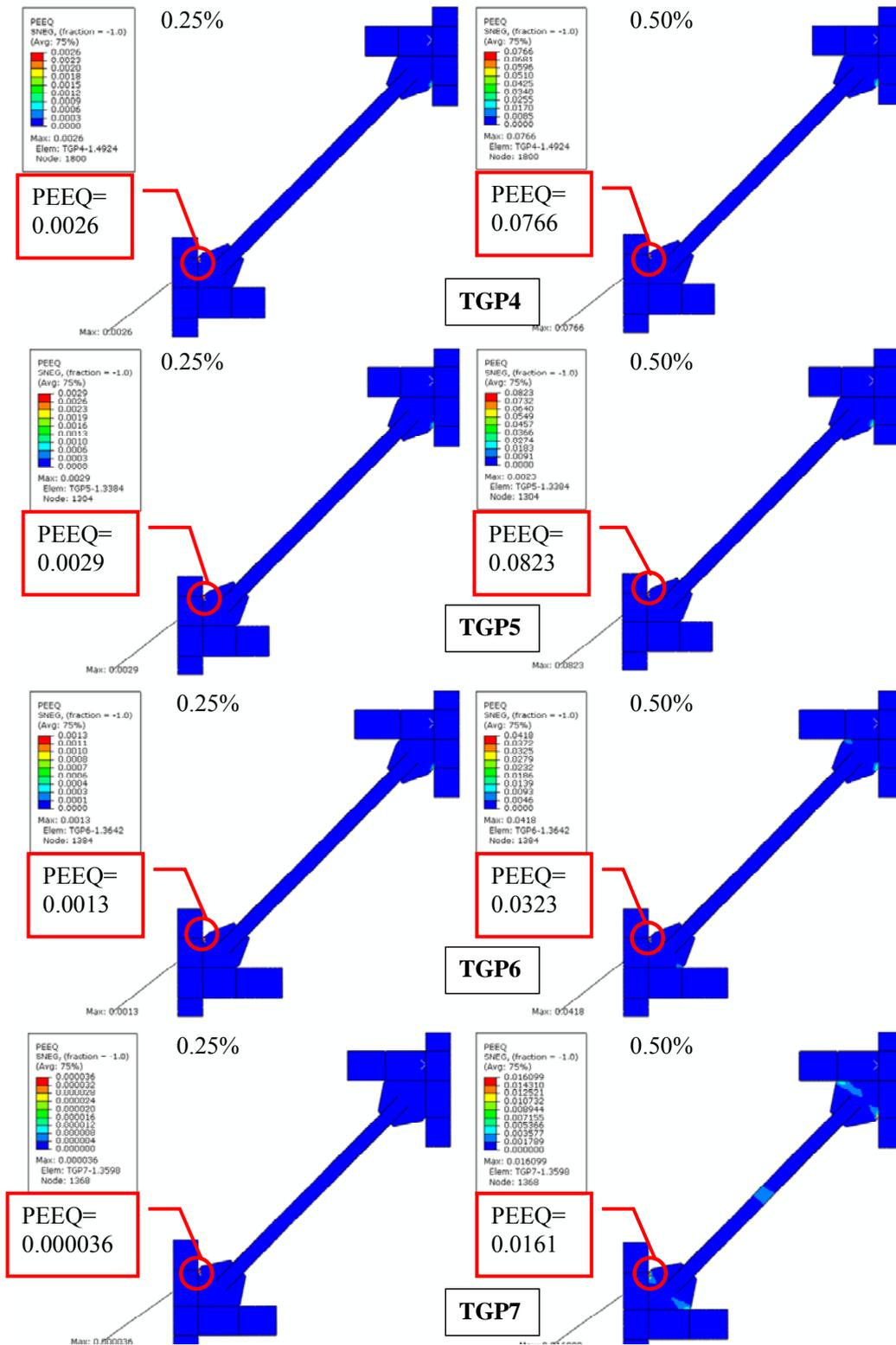


圖 3.22 模型 TGP4、模型 TGP5、模型 TGP6 與模型 TGP7 之接合板 PEEQ 分佈圖

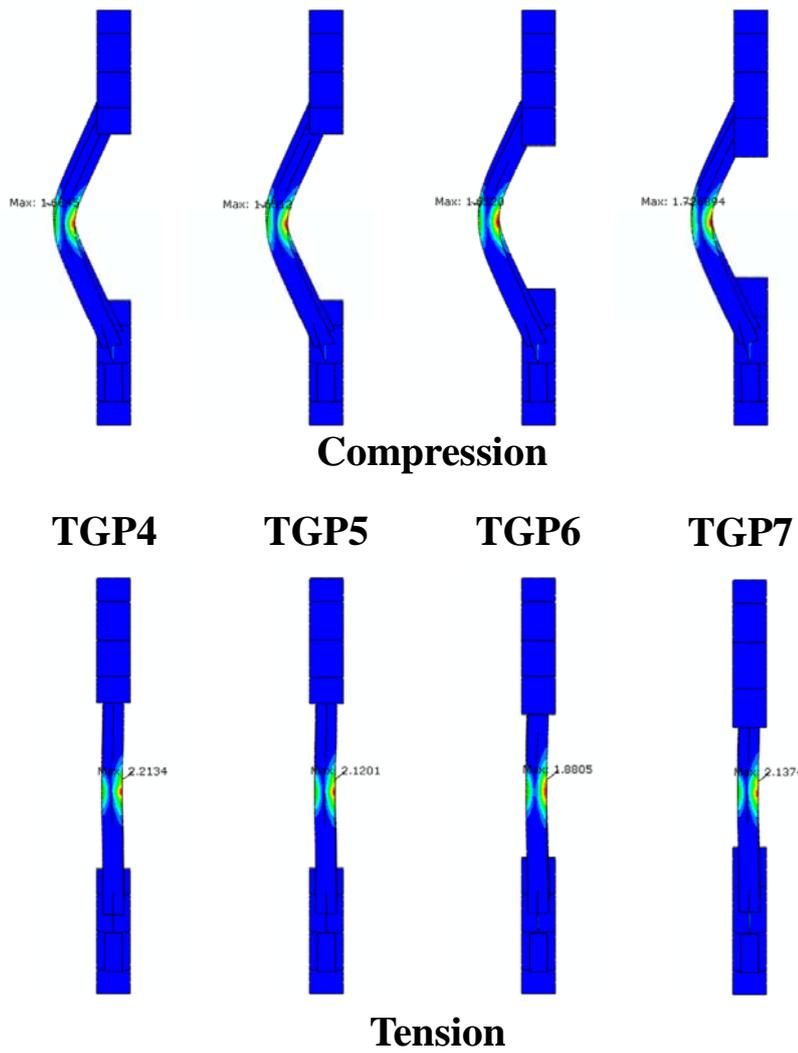


圖 3.23 4 組模型之斜撐構材 PEEQ 分佈圖 (4% 弧度 IDA)

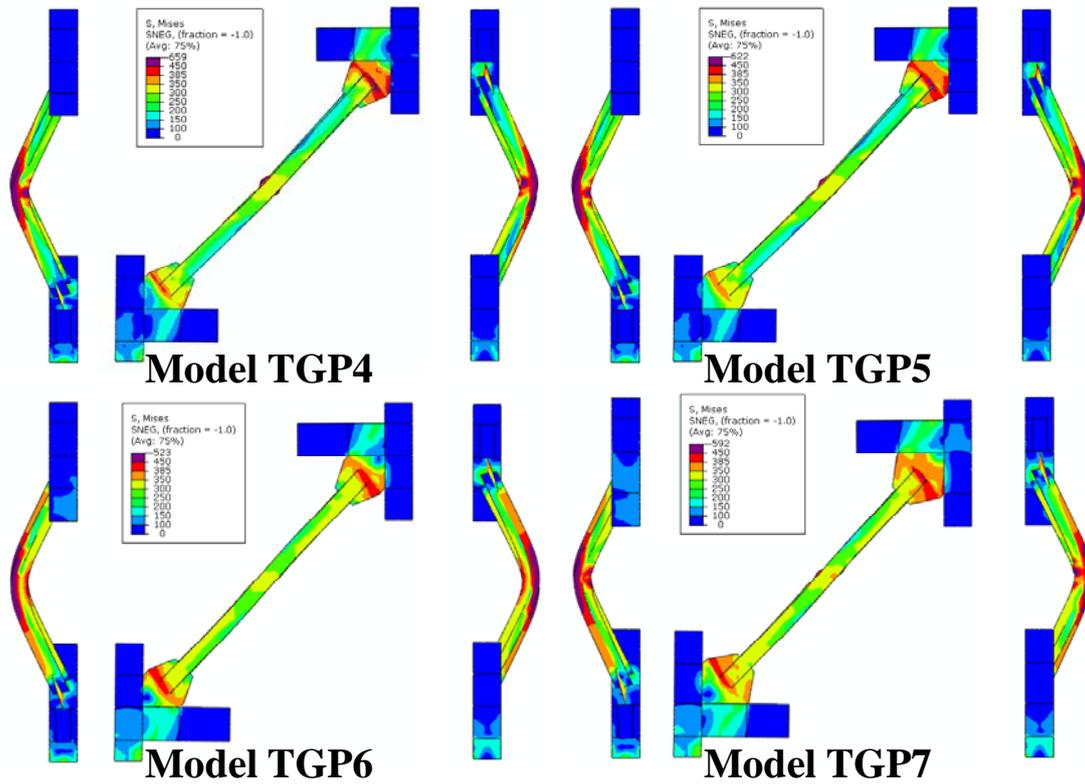


圖 3.24 4 組模型之挫屈行為 (參數  $LC$  與  $W$ )

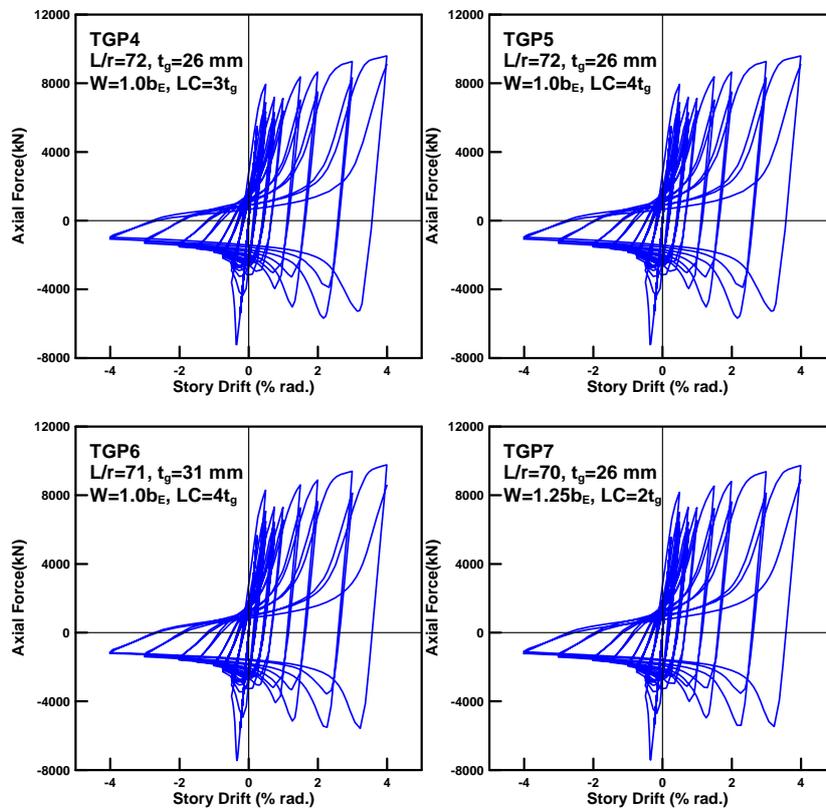


圖 3.25 4 組模型之軸向載重與層間位移角關係圖 (參數  $LC$  與  $W$ )

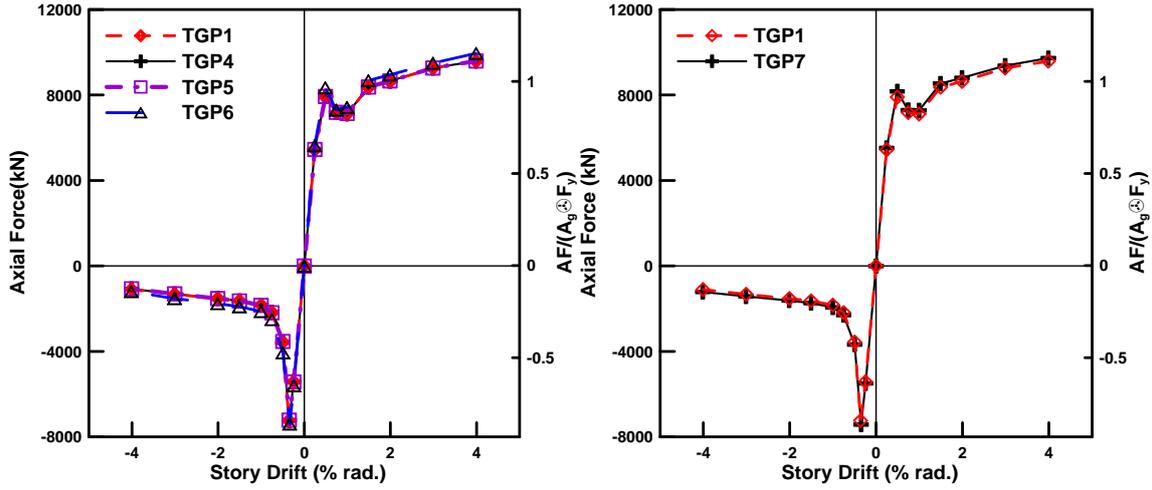


圖 3.26 4 組模型之強度包絡線圖 (參數  $LC$  與  $W$ )

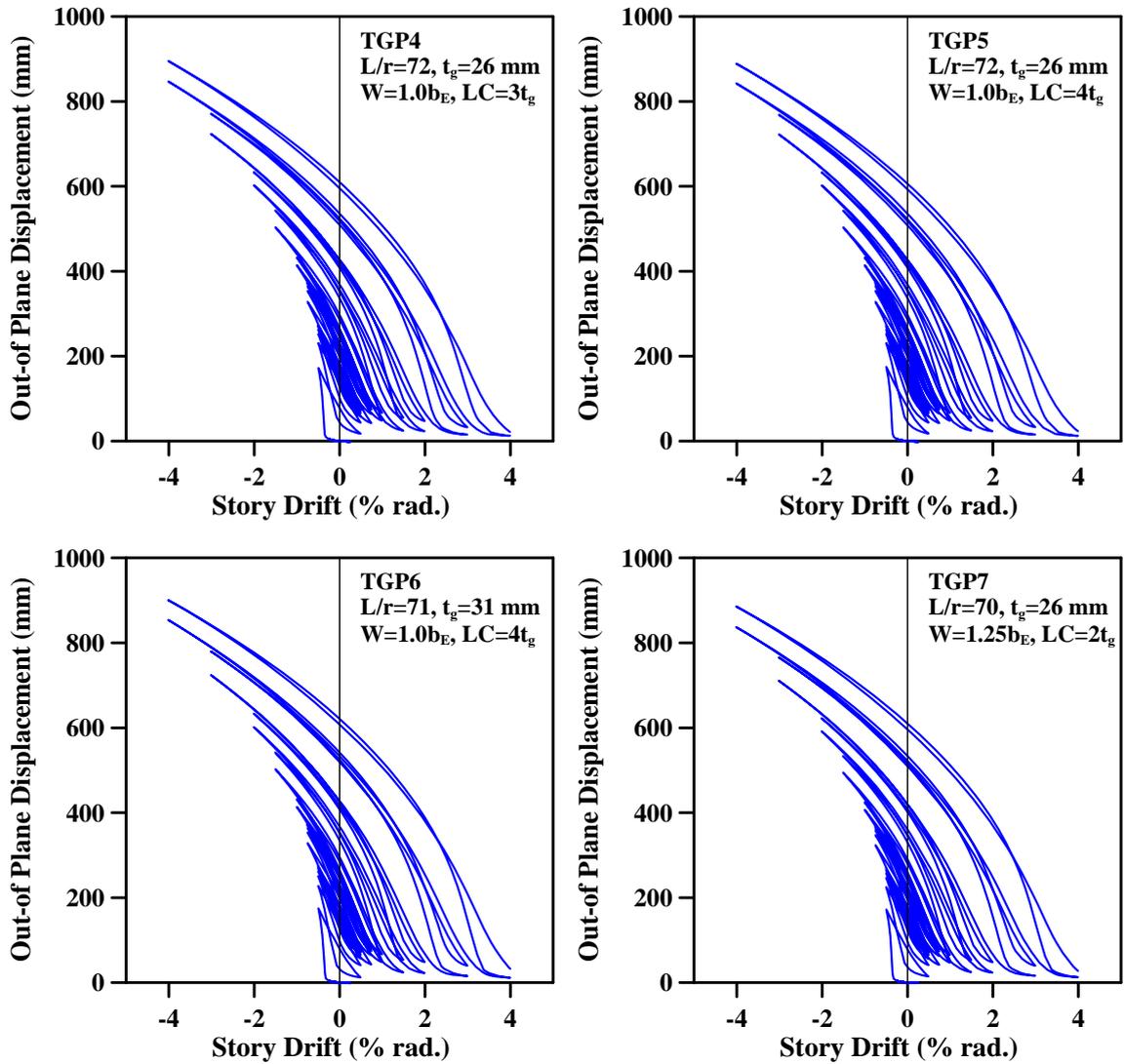


圖 3.27 參數  $LC$  與  $W$  下 4 組模型斜撐構材面外變形量與層間位移角關係圖

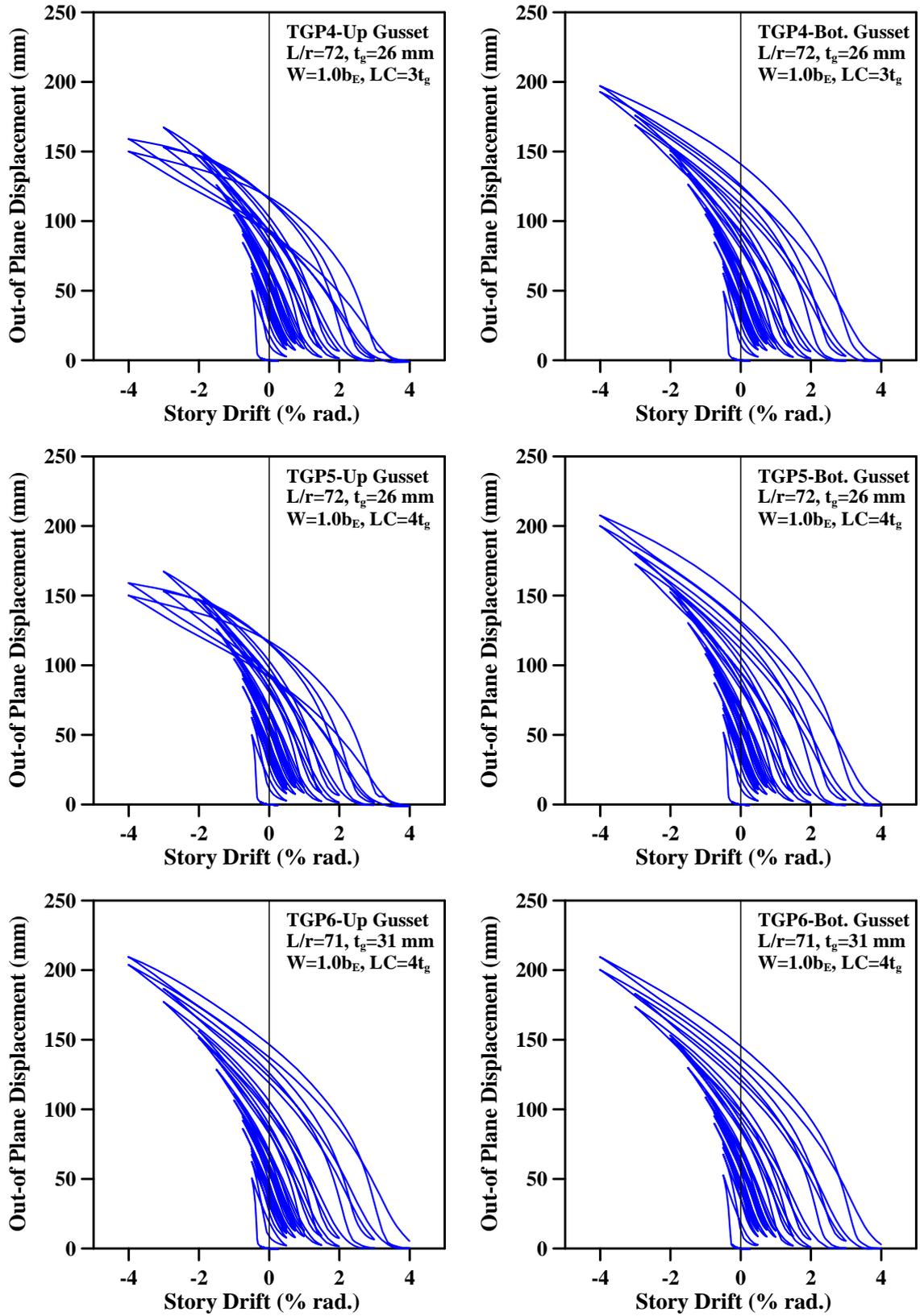


圖 3.28 參數  $LC$  下 3 組模型之接合板面外變形量與層間位移角關係圖

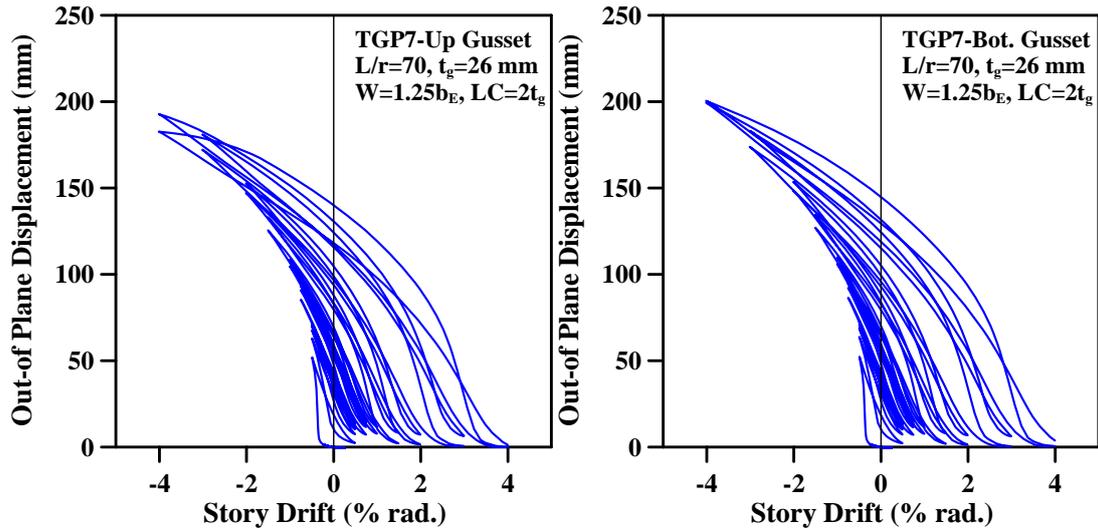


圖 3.29 參數 $W$ 下模型 TGP7 之接合板面外變形量與層間位移角關係圖

### 3.3.3 接合板形狀之影響

模型 RGP 與模型 TGP1 為相同的  $\beta_j$  ( $=1.0$ ) 與  $LC$  ( $=2t$ ) 下的矩形接合板與梯形接合板，其等值應力分佈如圖 3.30 所示，於 0.50%層間位移角時，梯形接合板受拉力之等值應力分佈情況與矩形接合板相似，皆位於 Whitmore Section 內，但因梯形接合板面積較小而受力較集中於 Whitmore Section 的情況下，在此範圍內應力隨層間位移角增加下較模型 RGP 稍大，於 1.00%層間位移角時已較多區域達降伏狀態（即應力值大於 350 MPa，於圖中橘色區塊），即於相同層間位移角下，相同接合板板厚，梯型接合板因本身承受應力較集中於所設定之 Whitmore Section 內，故降伏程度亦較矩形接合板集中，由此亦發現梯形設計之接合板已足夠提供斜撐構材於其端部之面外變形以增加其韌性行為。

圖 3.31 為模型 RGP 於每個層間位移角下的 PEEQ 分佈，由圖可看到 PEEQ 於 0.50%層間位移角時在斜撐與接合板之接合銲道端部有著最多塑性變形需求；矩形接合板與柱翼之銲道於 0.75%層間位移角之後已達初始開裂門檻指標，代表銲道有可能產生開裂而造成接合板局部破壞。層間位移角來到 4.00%，PEEQ 於斜撐翼板上達 2.41，如圖 3.32 所示，尚未超出 2.83，可判定斜撐構材應無斷裂之可能產生。

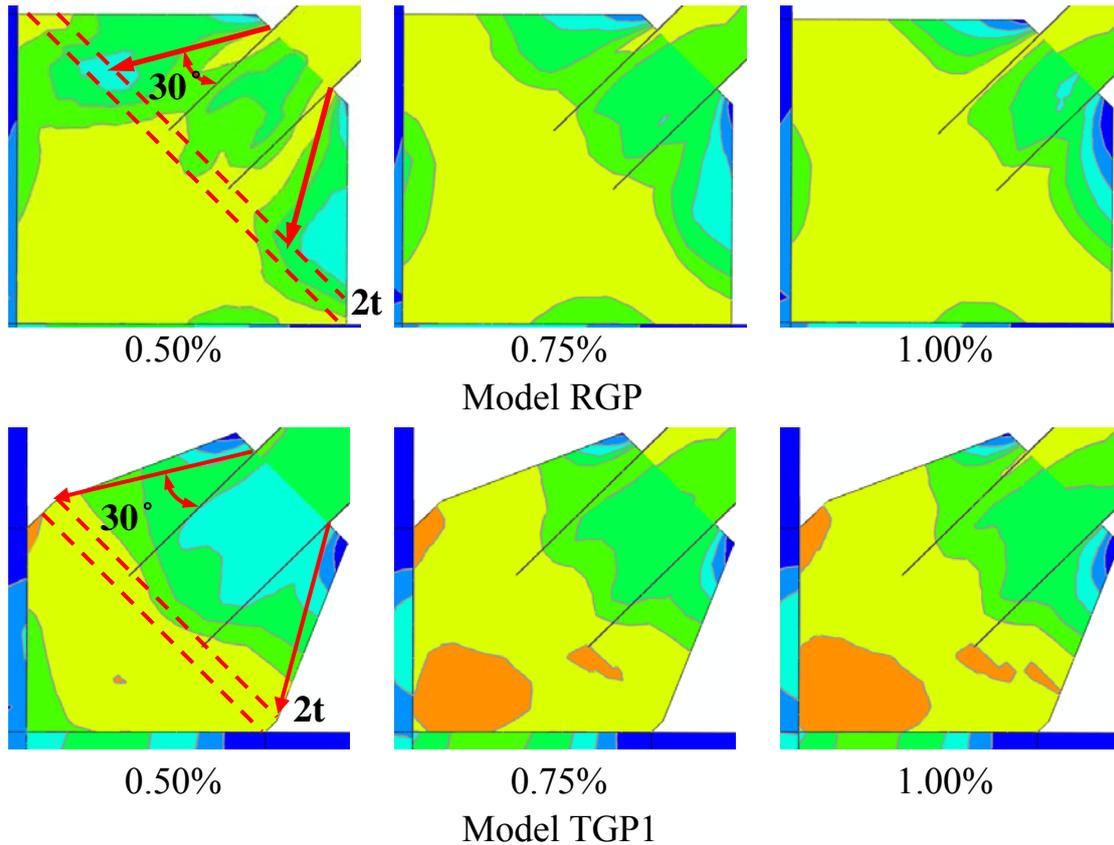


圖 3.30 模型 RGP 與模型 TGP1 之等值應力分佈圖

整體行為來說，模型 TGP1 之梯形接合板與模型 RGP 的矩形接合板皆可提供可觀之面外變形，進而延遲斜撐構材產生挫屈後之低韌性行為，以提高斜撐構材整體韌性，如圖 3.33 所示，可發現斜撐構材皆可發展良好非線性行為；以斜撐之細長比來看，模型 RGP 因本身接合板尺寸較大下，相對壓縮斜撐構材長度，細長比亦較大 ( $KL/r=68$ )，斜撐長度較 TGP 系列之模型 ( $KL/r=70\sim73$ ) 短，由強度包絡線圖 3.34 可知模型 RGP 之整體挫屈強度大於模型 TGP1，而模型 RGP 則因細長比較小，於受拉時的鋼材應變硬化影響下造成整體拉力強度亦大於模型 TGP1；如圖 3.35 所示，發現於最大層間位移角時，模型 RGP 之斜撐構材翼板挫屈產生劇烈扭曲，接合板因其之擬挫屈長度較長使得挫屈強度較低造成接合板挫屈；而模型 TGP1 之接合板則可能因受力過於集中 Whitmore Section 內而於最大層間位移角下產生挫屈。

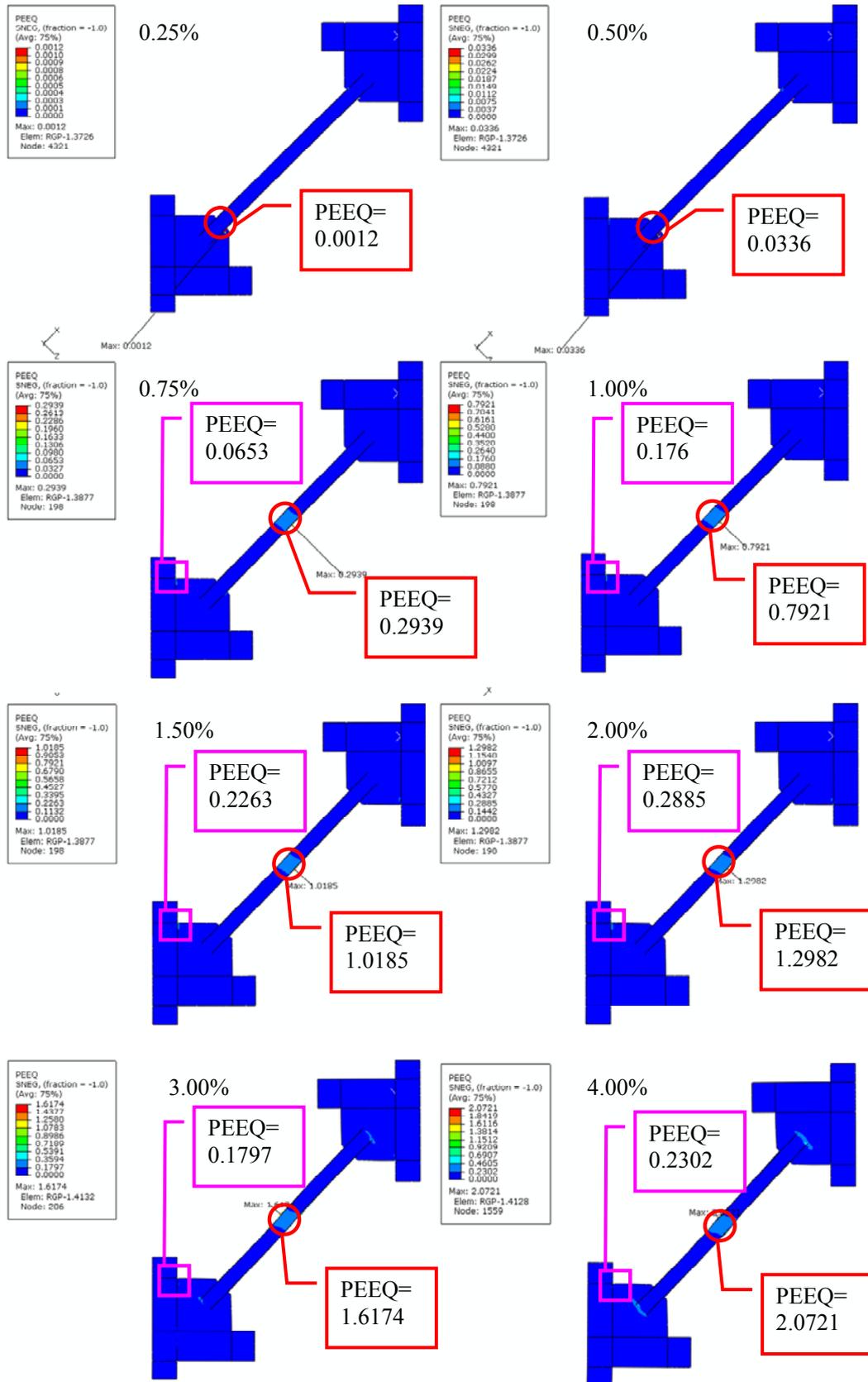


圖 3.31 模型 RGP 之 PEEQ 分佈圖 (Compression)

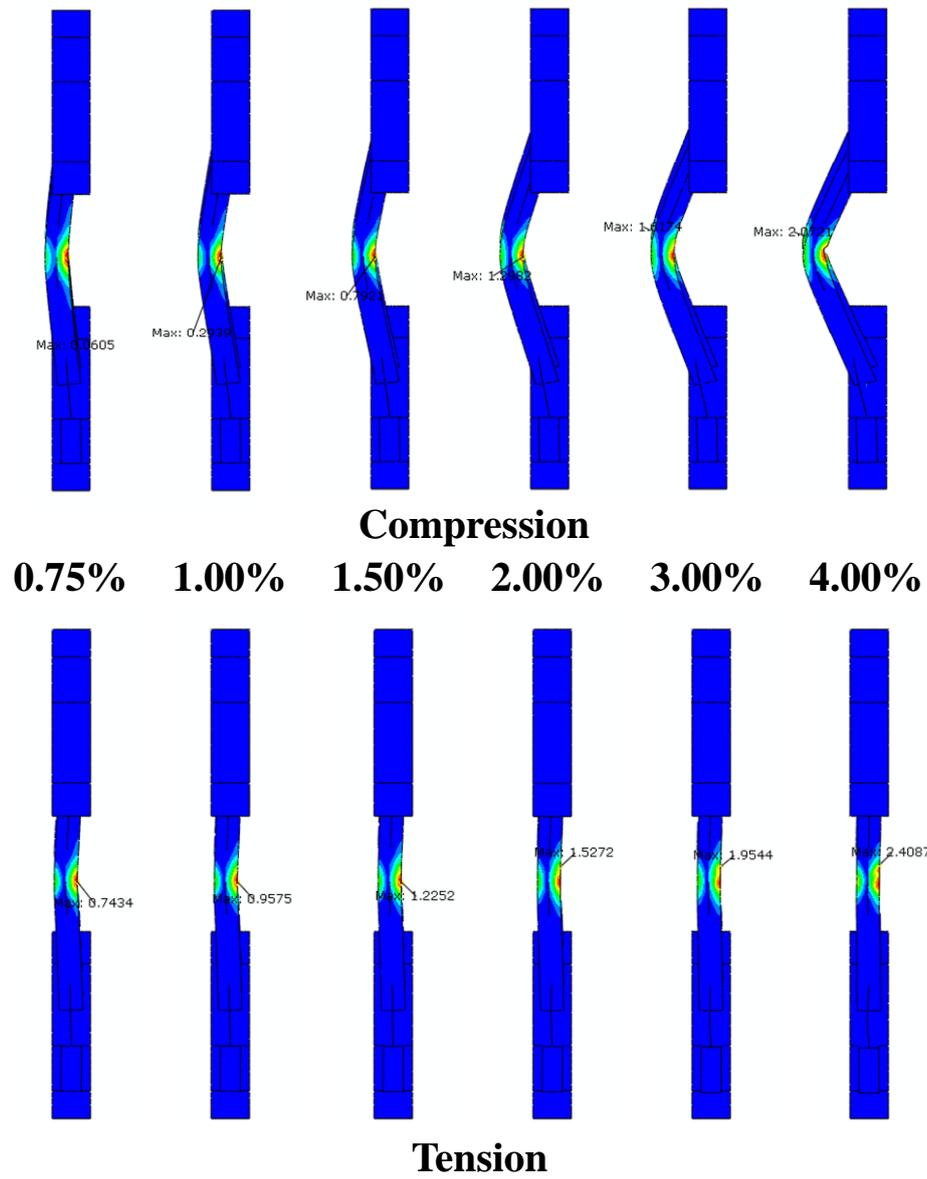


圖 3.32 模型 RGP 斜撐構材 PEEQ

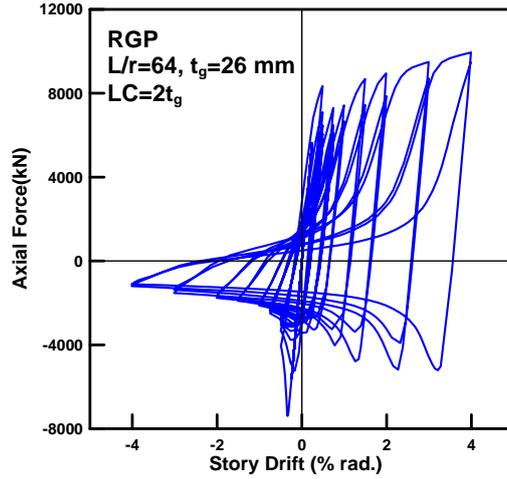


圖 3.33 模型 RGP 之軸向載重與層間位移角關係圖 (接合板形狀影響)

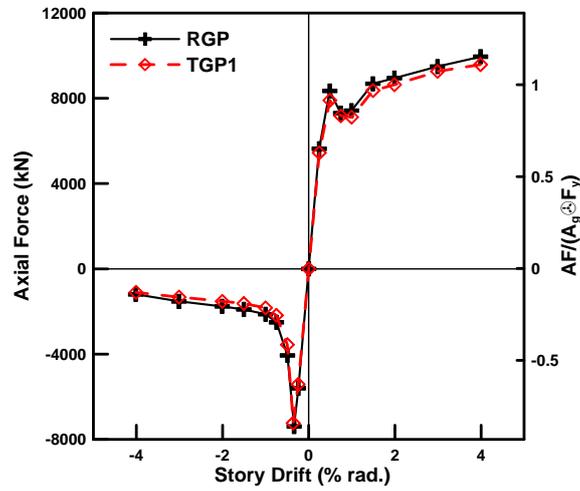


圖 3.34 模型 RGP 與模型 TGP1 之強度包絡線圖

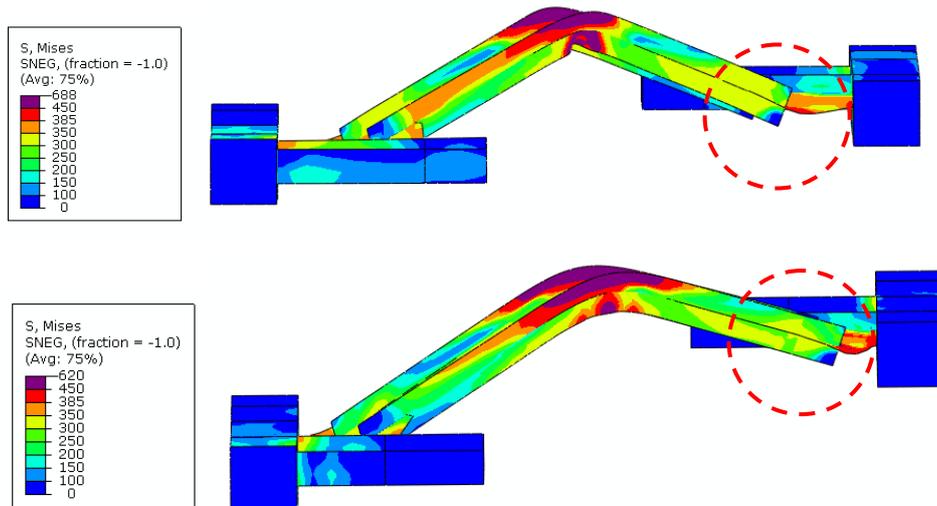
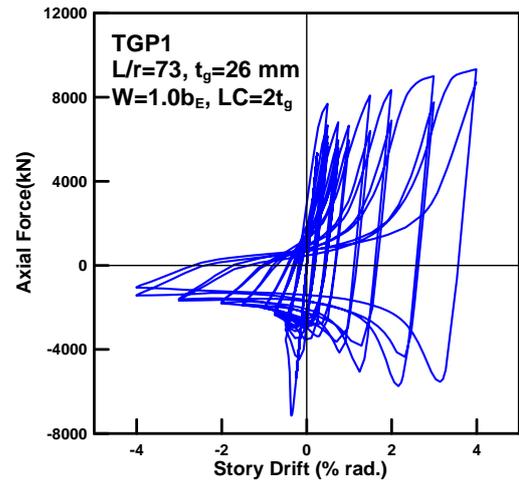


圖 3.35 模型 RGP 與模型 TGP1 產生接合板挫屈 (4%層間位移角)

模型 RGP 與模型 TGP1 乃根據接合板拉力強度等於斜撐構材拉力強度來設計板厚 ( $\beta_j = 1.0$ )，即平衡設計之理念。此作法乃使接合板於斜撐構材產生拉力降伏時，接合板亦產生降伏，同時產生非線性行為。於學者 Lehman 等人 2008 年之研究報告中所提出之平衡設計方法，其所設定平衡係數( $\beta_{ww}$ )於矩形接合板時建議採用為 1.0，其定義亦與  $\beta_j$  相同，其亦建議接合板若為錐形 (Taper) 接合板時， $\beta_{ww}$  值應低於 1.0。本研究於分析結果中，於設定之最大層間位移角 4% 時，此 2 組模型於受壓時接合板產生挫屈。因此，個



別計算其接合板與斜撐構材之挫屈強度，

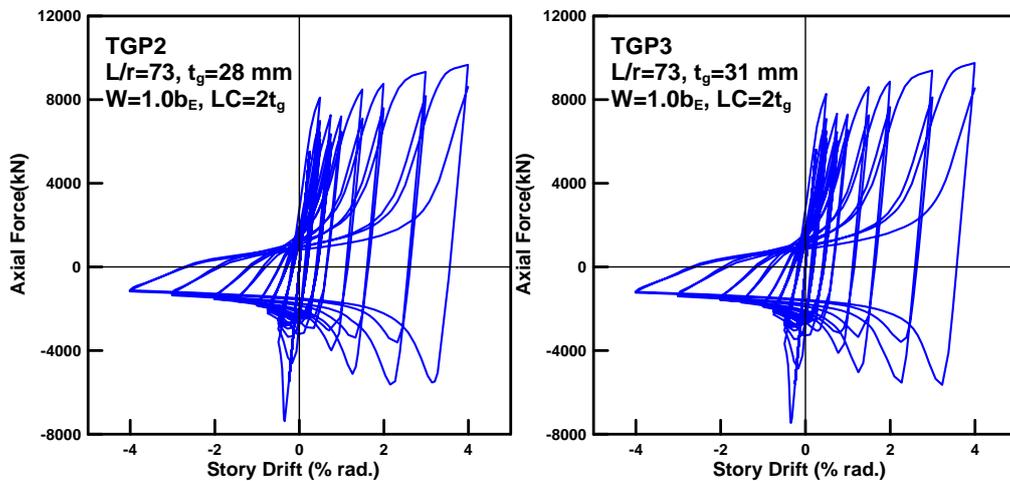
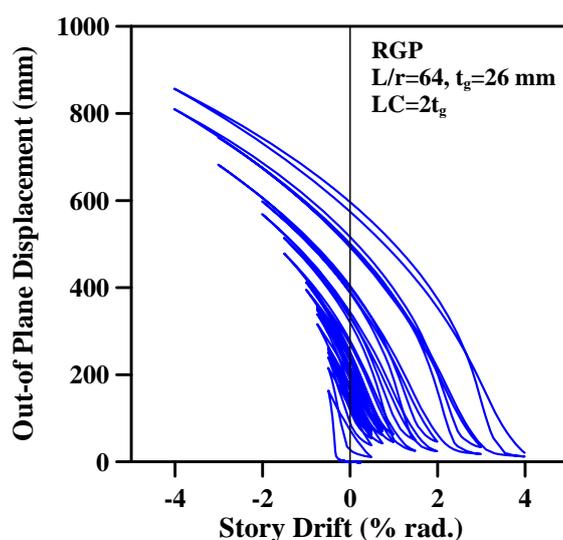


圖 3.16 3 組模型之軸向載重與層間位移角關係圖 (參數  $\beta_j$ )

表 3.1 所示，發現模型 RGP 之接合板與斜撐構材挫屈強度比值低於 1.0 (以 AISC-LRFD 規範為例)，即接合板之挫屈強度小於斜撐構材挫屈強度，但由於含 2t 偏移區域下，可有效消散與傳遞斜撐構材之力量及斜撐端部之凹折，於最大層間位移角下才受壓挫屈；而模型 TGP1 之接合板挫屈強度雖大於斜撐構材之挫屈強度 37%，亦於 4% 層間位移角下產生接合板挫屈，實

為注意之處。雖此 2 組模型有產生接合板挫屈行為，亦於最大層間位移角之下所發生，若斜撐構材於此行為發生前產生破裂，此接合板亦可能通過試驗。如表 3.2 所示，模型 RGP 與模型 TGP1 因接合板形狀不一樣，而細長比較小之模型 RGP 有著較大之挫屈強度與挫屈後強度；模型 RGP 與模型 TGP1 於 4%層間位移角時，其斜撐構材中央處約有 15%斜撐構材長度之面外變形量，接合板之面外變位因上接合板發生挫屈導致面外變形量衰減，下接合板則有近 3.2%斜撐構材長度之變形量，如圖 3.36 所示。

本研究所提出之梯形接合板與 Astaneh-Asl 所提出錐形接合板之形狀類似，於後期分析中將梯形接合板與梁、柱桿件相接處採垂直線延伸，故亦製作分析 1 組錐形接合板模型分析進行比較。分析結果顯示，如圖 3.37 所示，其為最大層間變形角 4%受壓時接合板之 Mises 等值應力分佈，可發現採錐形接合板於與梁桿件之接合板端部有著較高應力集中於此處，可能會有接合處銲道非預期破壞產生；本研究所提出之梯形接合板於近梁與柱桿件處採與其垂直線處理，此作法可將接合板之臨界斷面位置提高，遠離梁桿件與接合板之接合處，使接合板接合銲道受力較不劇烈，以避免接合板與梁桿件接合之銲道破壞。本研究之接合板形狀最終採用此形狀，並設計規劃進行載重試驗。



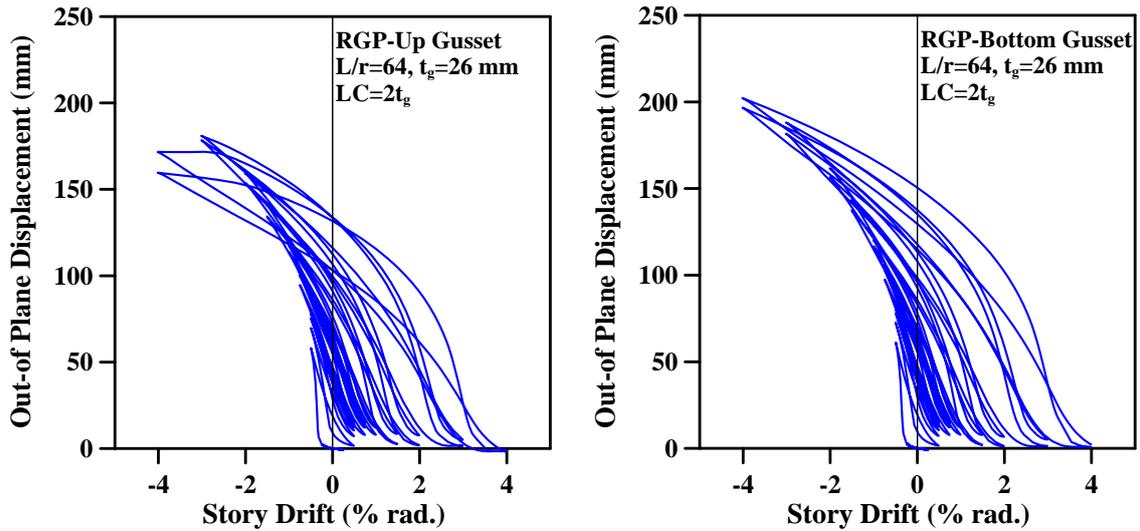


圖 3.36 模型 RGP 之斜撐構材與接合板之面外變形與層間位移角關係圖

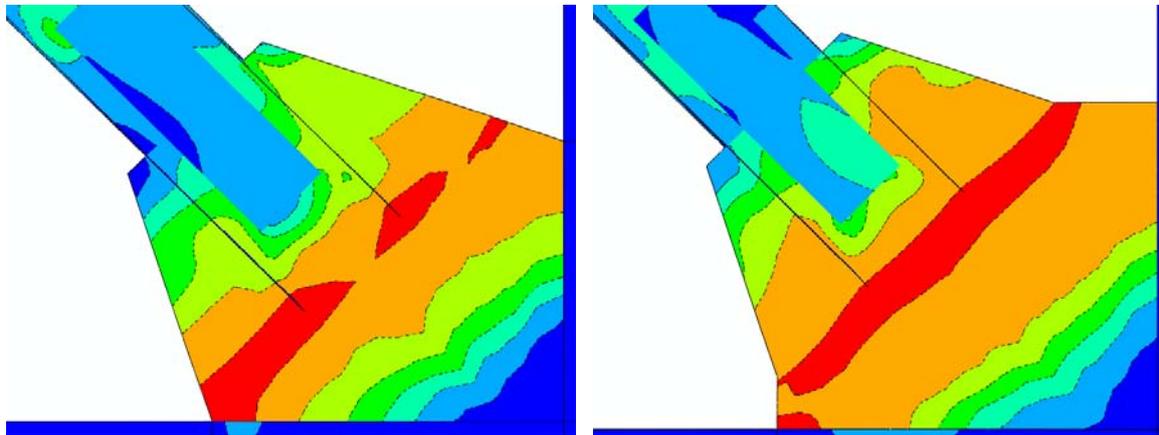


圖 3.37 採錐形與梯形接合板之等值應力圖

### 3.3.4 結語

縱觀以上三小節所述，本研究所設定之研究參數用於所採用之斜撐構材含梯形接合板上，皆有效反應斜撐構材之非線性行為。參數  $\beta_j$  與  $W$  對於整體強度與局部行為之影響與貢獻較大，參數  $LC$  則影響有限，只要接合板提供足夠偏移區域長度即可以有效承受斜撐構材之端部旋轉變位，增其韌性。於採用等值應力與等值塑性應變去評估接合板局部行為與斜撐構材是否有斷裂產生，並依據國外學者之研究成果，應可預測梯形接合板與斜撐構材之耐震行為。梯形接合板與矩形接合板在具  $2t$  偏移區域下皆有穩定消能行為。斜撐構材挫屈後強度亦如學者 Lee 與 Bruneau 所提出之成果所述，

有著較劇之衰減。8 組分析模型皆具穩定非線性行為，斜撐構材面外變形量約佔斜撐構材長度之 15%。分析模型於最大層間位移角 4% 時之斜撐構材挫屈後強度約為最大挫屈強度之 14.8% 至 16.5%，強度衰減甚劇。後期分析所提出之梯形接合板因可將接合板之臨界斷面提昇至接合板內，而非位於接合板與梁桿件之接合銲道處，可使接合銲道較不易產生應力集中於此，可避免接合板與梁桿件接合銲道之破裂，而後續之試體設計亦採用此形狀進行設計之。

## 第肆章 反覆載重試驗

### 4.1 概論

依據本研究所發展梯形接合板經採有限元素分析所得之結果，進行試體設計與反覆載重試驗，試驗目的旨在測驗所設計之梯形接合板耐震性能與斜撐構材之遲滯行為，並加以探討所設定之參數對試體行為與強度之影響。本章節將針對試體設計與製作、試驗設置與程序、試體行為及實驗結果討論進行敘述之。

### 4.2 試體設計與製作組裝

#### 4.2.1 試體規劃

##### 試體尺寸決定

本試驗之試體尺寸設計為根據試驗構架而來，構架斷面尺寸與試體強度設計則依循 2 支 100 噸油壓致動器，共 200 噸試驗容量（實際載重容量為 1922 kN）以設計斜撐構材斷面尺寸，斜撐構材最大設計拉力強度  $P_{TB,max}$  如公式(4.1)所示：

$$P_{TB,max} = R_y F_y A_g \quad (4.1)$$

其中  $R_y$  為斜撐構材之強度放大因子，其值為 1.1， $F_y$  為材料降伏強度， $A_g$  為斜撐構材之全斷面積，故依此所設計斷面為 BH-175×175×10×15 (mm) 之 H-型組合斷面，由  $P_{TB,max}$  轉置至油壓致動器之水平側力為 184 噸 (1805 kN)，弱軸旋轉半徑 ( $r_y$ ) 為 44.7 mm，斜撐構材之翼板寬厚比 ( $(b/t)_f$ ) 為 5.8，小於 AISC 規範 (2005a) 之規定值 7.2 ( $(b/t)=0.30\sqrt{E_s/F_y}$ )，斜撐構材之細長比 ( $\lambda_c = K L_B/r_y$ ) 則因與其接合之接合板尺寸不同而有所不同，亦皆小於 AISC 耐震設計規範 (2005b) 之規定值 96 ( $\lambda_c = 4\sqrt{E_s/F_y}$ )。

接合板之設計，本研究規劃 2 個系列共 6 組 H-型斜撐構材與接合板試體，系列 1 為具線性偏移區域 (Linear Clearance, LC)，LC 長度為 2 倍接合板厚度，主要變數為接合板之寬度 ( $W$ )，有  $W = 1.0b_E$  及  $W = 1.25b_E$ ， $b_E$  為

採 Whitmore 有效寬度，是為試體 TGP1 與試體 TGP2；系列 2 為具橢圓形偏移區域 (Elliptical Clearance, EC)，使接合板之凹折區域由線性轉為類似橢圓偏移之作法為利用接合板之凹折線 (Bending Line) 將斜撐端部延伸負 2 倍接合板厚度而形成，如圖 4.1 所示，EC 長度設定為 2、4、6 倍接合板厚度等 3 組試體，是為試體 TGP3、試體 TGP4 與試體 TGP5；爾後設計一組矩形接合板具 6 倍接合板厚度之橢圓形偏移區域，為試體 RGP，以探討 EC 設計方法之適用性，如表 4.1 所示。

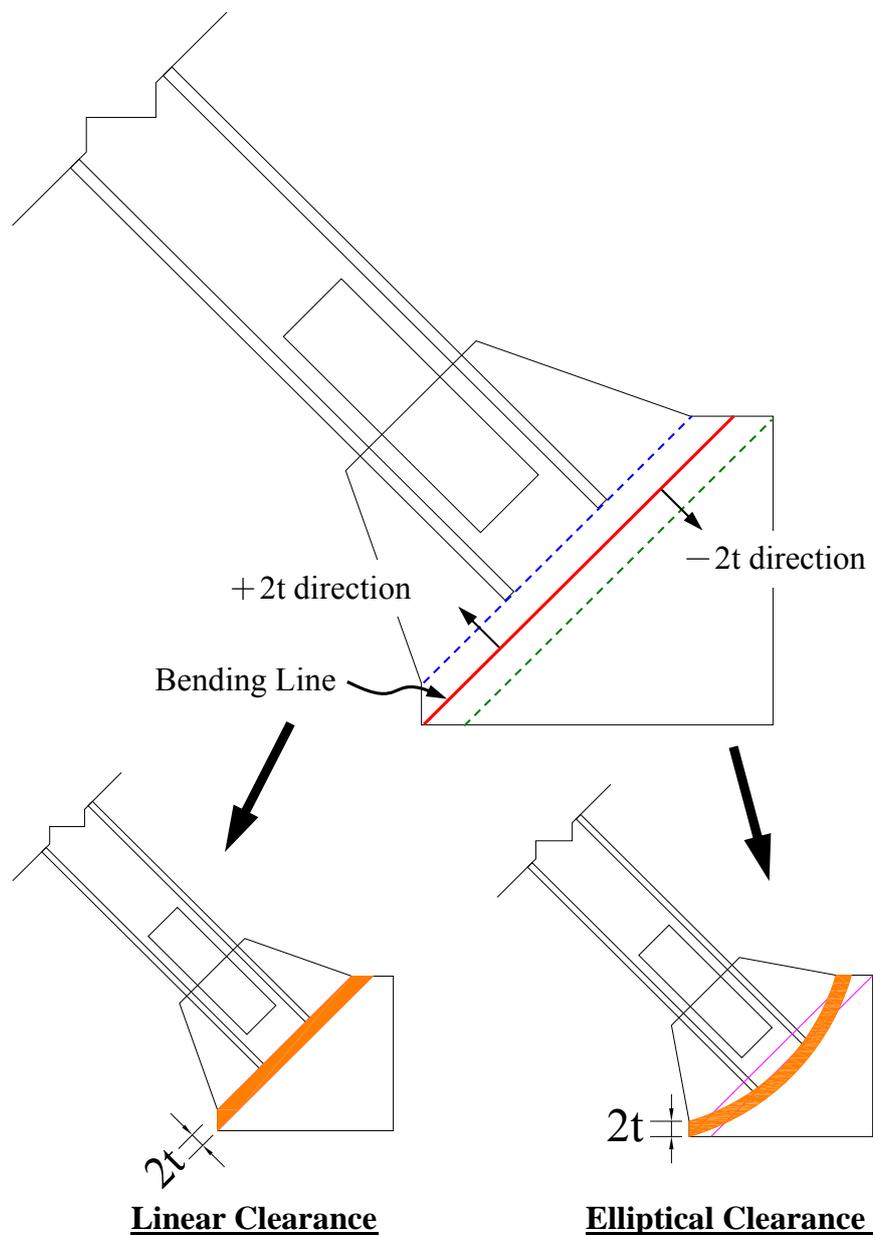


圖 4.1 不同偏移區域設計概念

試體之接合板厚度設計乃根據強度設計與平衡設計等 2 種方法，於非矩形之接合板厚度設計採用接合板拉力強度為斜撐構材拉力強度比值 ( $\beta_j = P_{TG,max} / P_{TB,max}$ ) 進行設計， $\beta_j = 1.2$ ，是為強度設計；於矩形板之厚度設計則採用  $\beta_j$  為 1.0 進行設計，是為平衡設計概念，試體所有設計之尺寸表 4.2，各試體之斜撐構材與接合板拉力與挫屈強度計算如表 4.3 所示，斜撐構材之挫屈強度  $P_{cr,B}$  採 AISC-LRFD (2005a) 規範計算，接合板之挫屈強度  $P_{cr,G}$  採用 AISC-LRFD (2002) 規範計算。6 組試體接合板尺寸設計圖如圖 4.2 至圖 4.7，斜撐構材與接合板皆採用 A572 Gr. 50 之鋼材。

表 4.1 試體設計各參數

Specimens	強度因子 $\beta_j$	接合板寬度 W	接合板厚度 $t_g$ (mm)	Clearance Type	Clearance Length
TGP1	1.2	1.00 $b_E$	18	Linear	2.0 $t_g$
TGP2	1.2	1.25 $b_E$	18	Linear	2.0 $t_g$
TGP3	1.2	1.00 $b_E$	18	Elliptic	2.0 $t_g$
TGP4	1.2	1.00 $b_E$	18	Elliptic	4.0 $t_g$
TGP5	1.2	1.00 $b_E$	18	Elliptic	6.0 $t_g$
RGP	1.0	1.16 $b_E$	15	Elliptic	6.0 $t_g$

表 4.2 試體尺寸一覽

Specimens	Brace Shape	Gusset PL Size (mm)	$L_B$ (mm)	$L_B/r$
TGP1	BH175×175×10×15	521×471	4031	90
TGP2		562×512	3916	88
TGP3		471×421	4177	94
TGP4		481×431	4145	93
TGP5		499×449	4094	92
RGP		522×472	4034	90

Note :  $(L_B/r)_{limit} = 96$



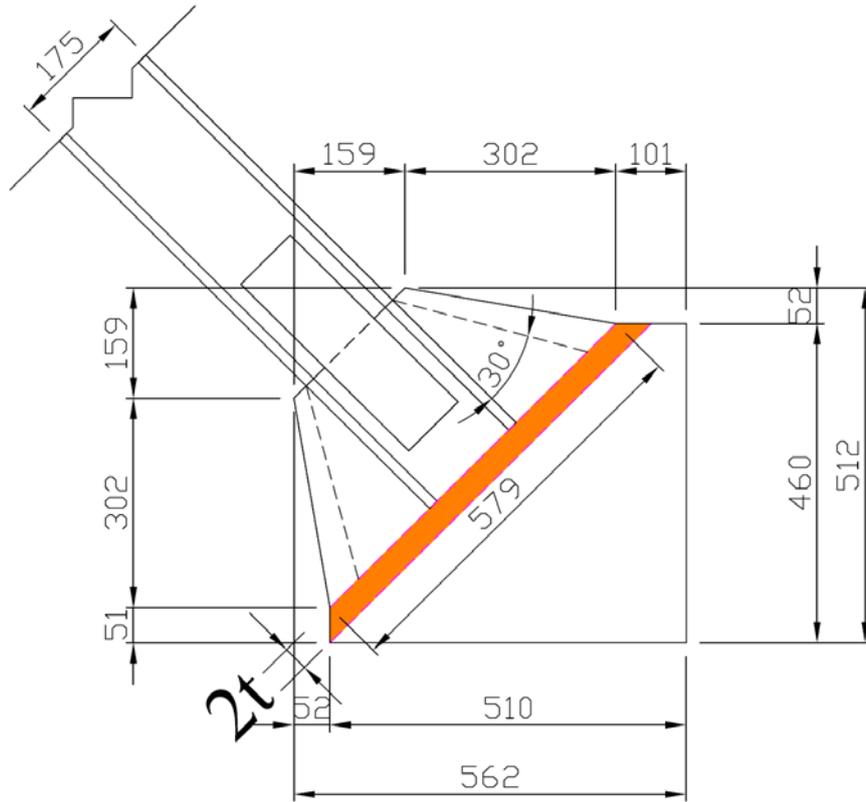


圖 4.3 試體 TGP2 接合板尺寸圖

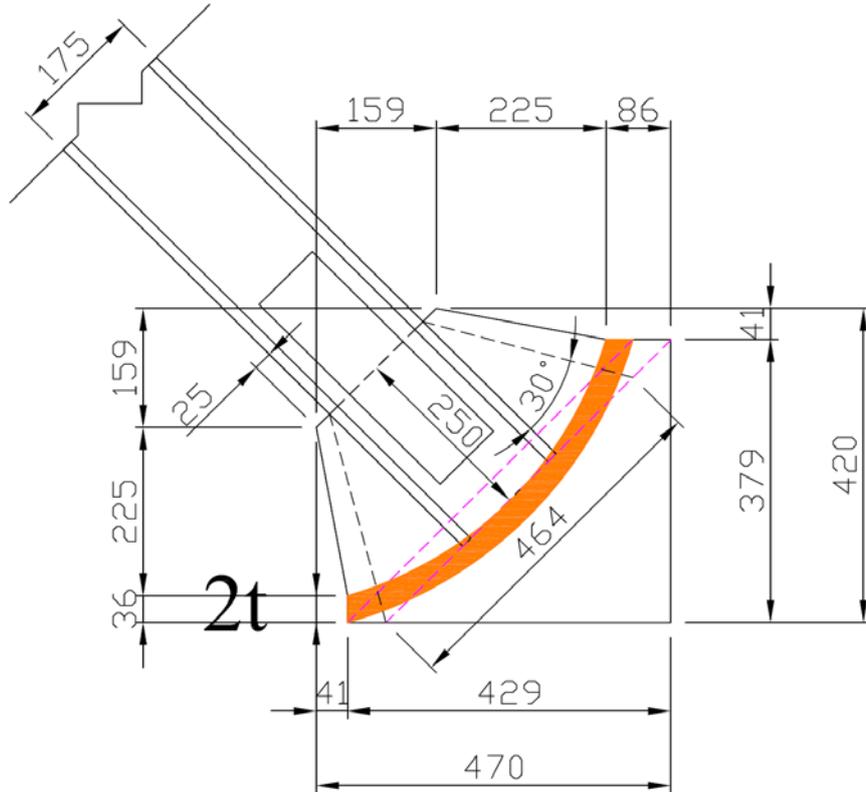


圖 4.4 試體 TGP3 接合板尺寸圖

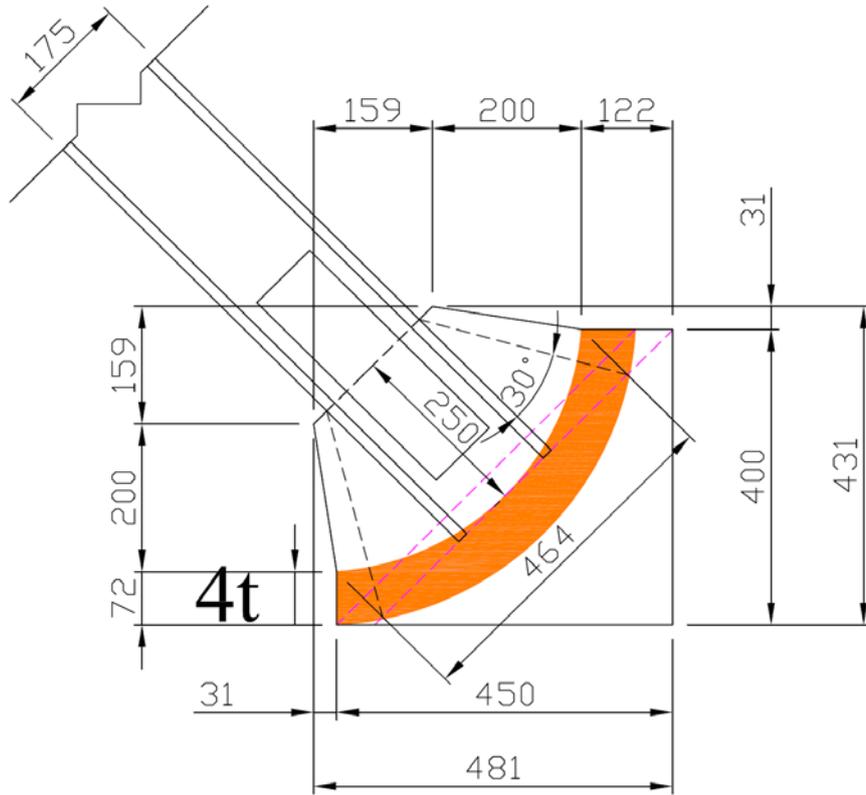


圖 4.5 試體 TGP4 接合板尺寸圖

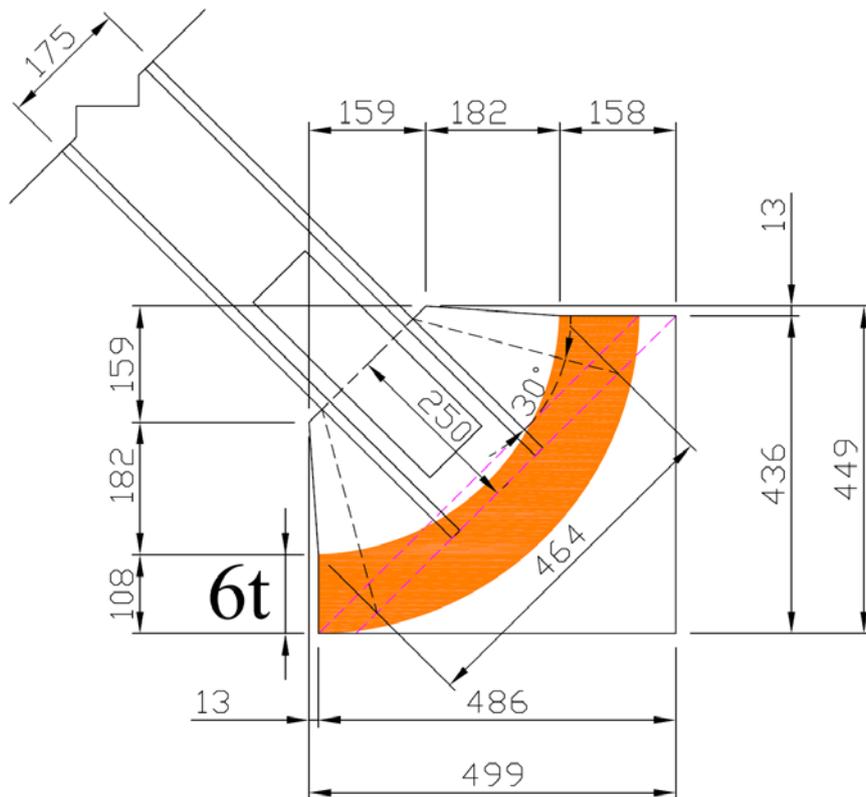


圖 4.6 試體 TGP5 接合板尺寸圖

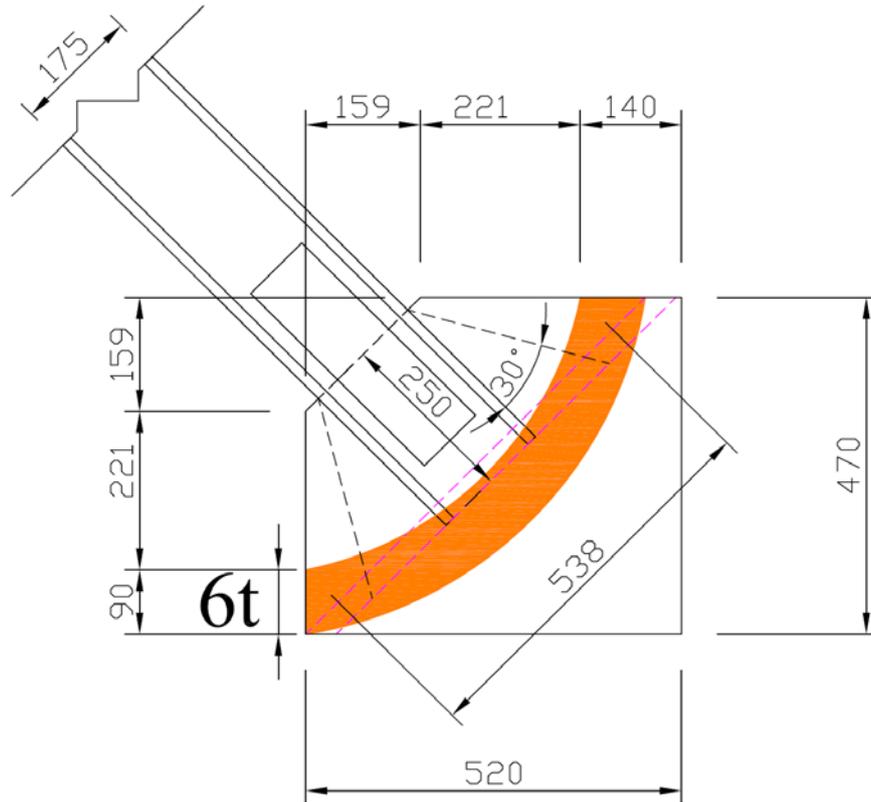


圖 4.7 試體 RGP 接合板尺寸圖

### 塊狀剪力破壞檢核

斜撐構材與接合板之接合為於斜撐構材上切割出欲與接合板接合之適當槽形區域，如圖 4.8 所示，為確保此處接合不產生提早破壞須進行核斜撐構材塊狀剪力破壞，進而決定斜撐構材與接合板接合最小相接之長度 ( $L_w$ )，如圖 4.9 所示，計算如公式(4.2)與(4.3)所示。

$$\phi P_n = 0.75 \left\{ U_{bs} A_{nt} R_t F_u + \min \left[ 0.6 A_{nv} R_t F_u, 0.6 A_{gv} R_y F_y \right] \right\} \quad (4.2)$$

$$\phi P_n \geq P_{TB, \max}$$

其中  $\phi P_n$  為所提供之塊狀剪力強度， $U_{bs}$  為折減係數，表示塊狀剪力於斜稱端部之拉應力分佈，用於斜撐拉力作用接合板上，其拉應力為均勻分佈，值為 1.0 (AISC 2005a Comm. J4.3)， $A_{nt}$  為拉力淨斷面積，於此狀態下其值為零， $A_{nv}$  為剪力淨斷面積， $A_{gv}$  為剪力全斷面積， $A_{nv} = A_{gv} = 4L_w t_f$ ， $R_t F_u$  為最大拉力強度， $R_y F_y$  為預期降伏強度，爾後將值代入公式(4.2)，表示如公

式(4.3)：

$$0.75[4L_w t_f \times 0.6R_y F_y] \geq R_y F_y A_g \quad (4.3)$$

$$\Rightarrow L_w \geq \frac{0.557A_g}{t_f}$$

其中  $t_f$  為斜撐構材翼板厚度，計算所得斜撐構材與接合板之最小接合長度為 248.8 mm，取 250 mm。

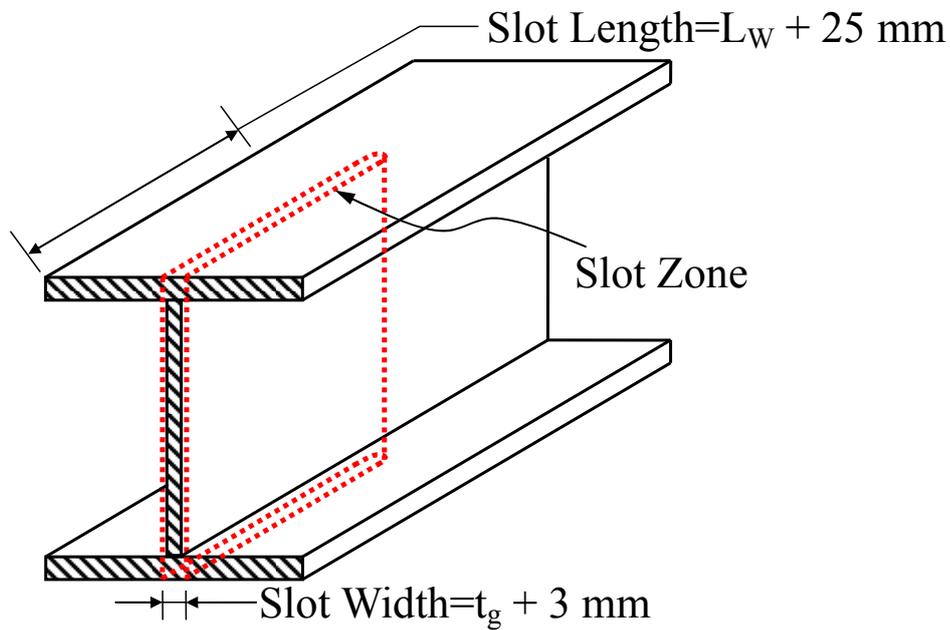


圖 4.8 斜撐構材之槽形區域示意圖

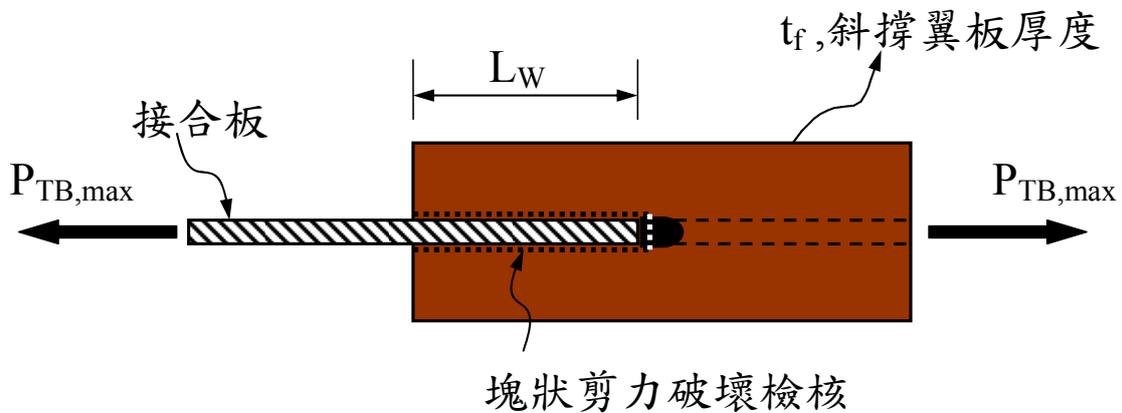


圖 4.9 斜撐構材之塊狀剪力破壞檢核

### 斜撐淨斷面破壞檢核

於斜撐構材所切割出槽形區域長度為 $L_w$ 加上 25 mm，寬為接合板厚度加上 3 mm，由於斜撐斷面經因與接合板接合之需求而切除所需之槽形斷面，故斜撐構材之淨斷面積是小於全面積，而此淨斷面亦必須可發展斜撐最大拉力強度，不可於斜撐構材產生全斷面降伏前產生破壞，使得斜撐構材可發展塑性變形之韌性能力，故需執行淨斷面破壞檢核，斜撐淨斷面如圖 4.10 所示。斜撐淨斷面破壞須於極限狀態下進行檢核，採用斜撐構材之最大軸拉強度作為淨斷面破壞計算的需求強度，可由公式(4.4)所示：

$$\begin{aligned}\phi A_e (R_t F_u) &\geq R_y F_y A_g \\ \Rightarrow A_e &= \frac{R_y F_y}{\phi (R_t F_u)}\end{aligned}\quad (4.4)$$

其中 $\phi=0.75$ ， $A_e$ 為有效淨斷面積。經計算，每組試體於淨斷面處需加勁，須加貼鋼板，鋼板尺寸為 $365\times 100\times 6$  mm，共 2 塊。加勁鋼板之接合採最小填角銲尺寸進行銲接。由於接合板與斜撐腹板厚度不一，故須於加銲加勁板時於斜撐腹板處以墊板補足厚度。

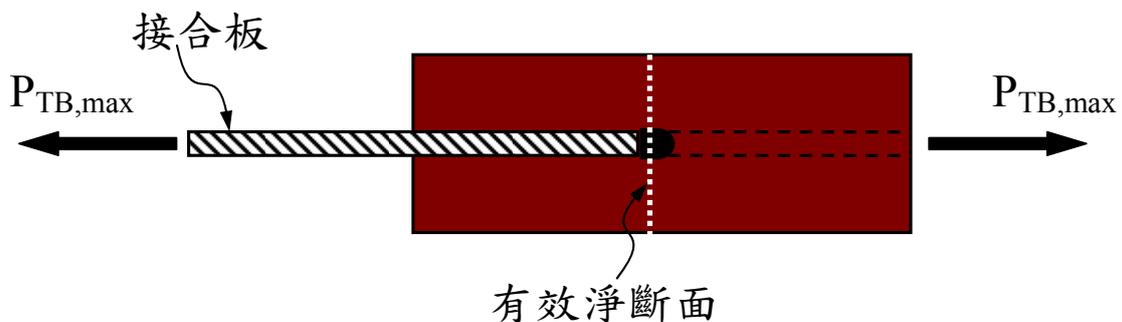


圖 4.10 斜撐構材淨斷面示意圖

#### 4.2.2 試體製作與組裝

本試驗之試體與試驗構架所採用之 H-型斷面大都為組合斷面，由鋼板進行切割，爾後再執行組裝銲接，故於銲接品質要求甚高，於斜撐構材與接合板接合採用填角銲接，共 8 道填角銲道；接合板與梁、柱桿件之接合

銲道採 V 型開槽銲接，銲道尺寸採用 UFM 進行設計與檢核，6 組試體各接合細部如圖 4.11 至圖 4.20 所示。本試驗試體製作與組裝為鴻舜鋼鐵公司所承包，關於試驗構架之 H-型鋼柱、構架之基座與試體基座為廠內製作組裝與銲接，如圖 4.21 所示；H-型斜撐構材與接合板亦於工廠製作完成，爾後再運至國家地震工程研究中心實驗場地組裝與測試。

試驗試體為現場組裝與銲接，第一組試體試驗前需將試驗構架組裝，組裝程序為鉸座與試驗基座之定位並施加預力，試驗基座之預力共採用 6 支  $\phi 49$  mm 與 2 支  $\phi 63.5$  mm 預力螺桿，其材質為 A490 ( $F_y=130$  ksi,  $F_u=150$  ksi)，共施加 1070 噸之預力，以磨擦係數為 0.2 進行估算可抵抗側力之磨擦力為 214 噸 > 200 噸。H-型立柱與鉸座以 24 支  $\phi 33$  mm 高張力螺栓進行接合，試體基座與試驗基座之螺栓接合設計考慮拉力與剪力共同作用下，以極限設計方法進行計算所需之螺栓數量，經算以 24 支  $\phi 39$  mm 高張力螺栓鎖至試驗基座。於試驗構架組立完成後，先將上下接合板於梁與柱桿件上定位並點銲，將斜撐構材吊起將預切割好之槽形孔嵌入接合板內後再定位與點銲，再將斜撐腹板加勁板定位並施以填角銲接，如圖 4.22 所示。最後，進行斜撐與接合板之填角銲接以及接合板與梁、柱桿件之開槽銲接，試體組裝完成，如圖 4.23 所示，填角銲道尺寸以斜撐構材最大拉力強度之 1.2 倍進行設計之。爾後 5 組試體皆於斜撐、腹板加勁板與接合板先行銲接組裝，再吊裝定位於試驗構架，施行接合板與梁、柱桿件開槽銲接。組裝完成後，則進行載重試驗前的前置作業，將於下節說明。

為瞭解試體所用鋼材之真實強度，故於試體製作時，於各部位所使用之鋼材在每種厚度各製作 2 片拉力試片，爾後進行拉伸試驗以得知材料之實際強度，以便於試體強度計算與模擬分析中使用，於數值分析中可確切的得知各試體之整體強度與局部行為之反應，並與試驗結果進行驗證與比較，試體各部位之材料強度如

表 4.4 所示。



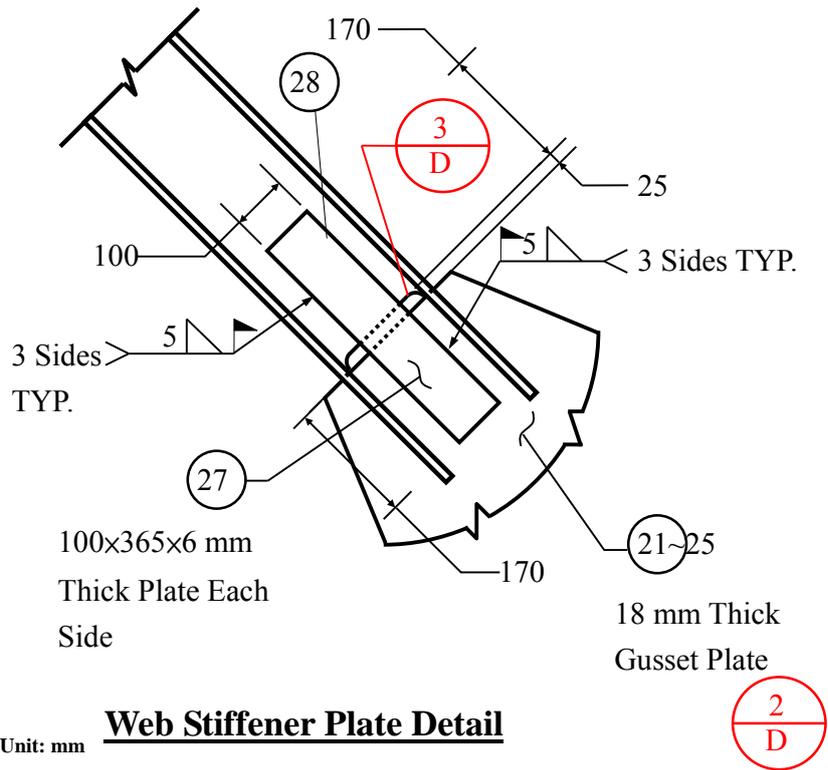


圖 4.12 梯形接合板與斜撐構材之淨斷面加勁細部

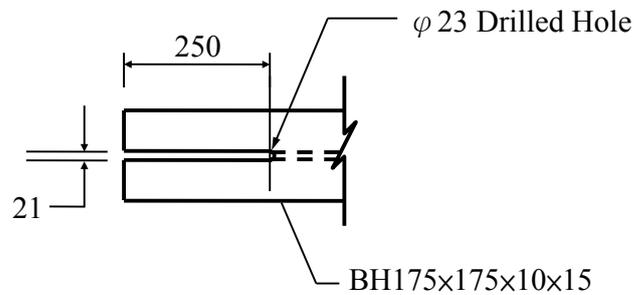


圖 4.13 斜撐構材與接合板接合處之槽形區域設計

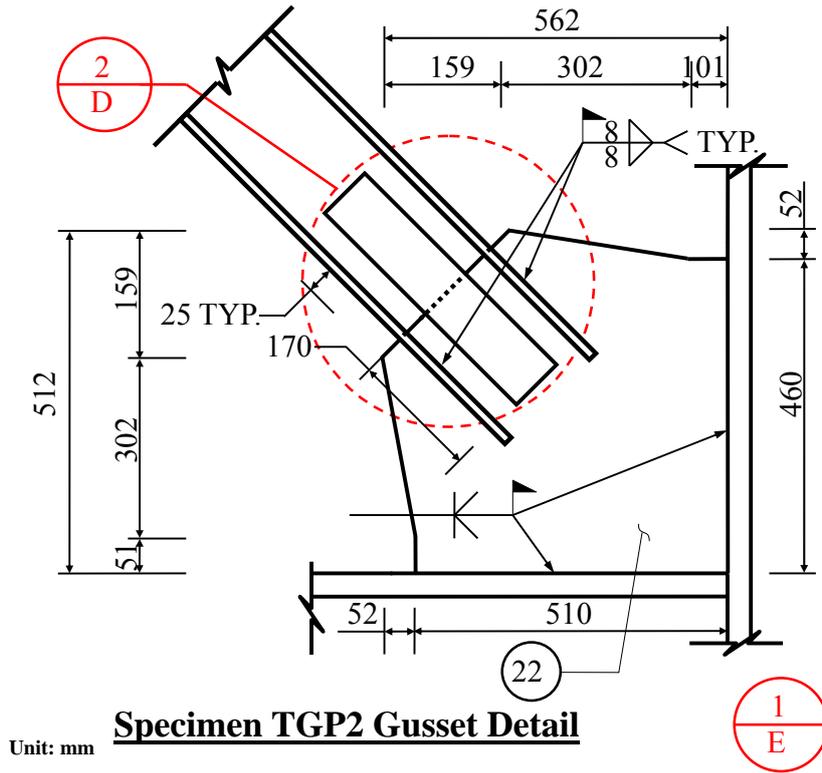


圖 4.14 試體 TGP2 接合板接合細部圖

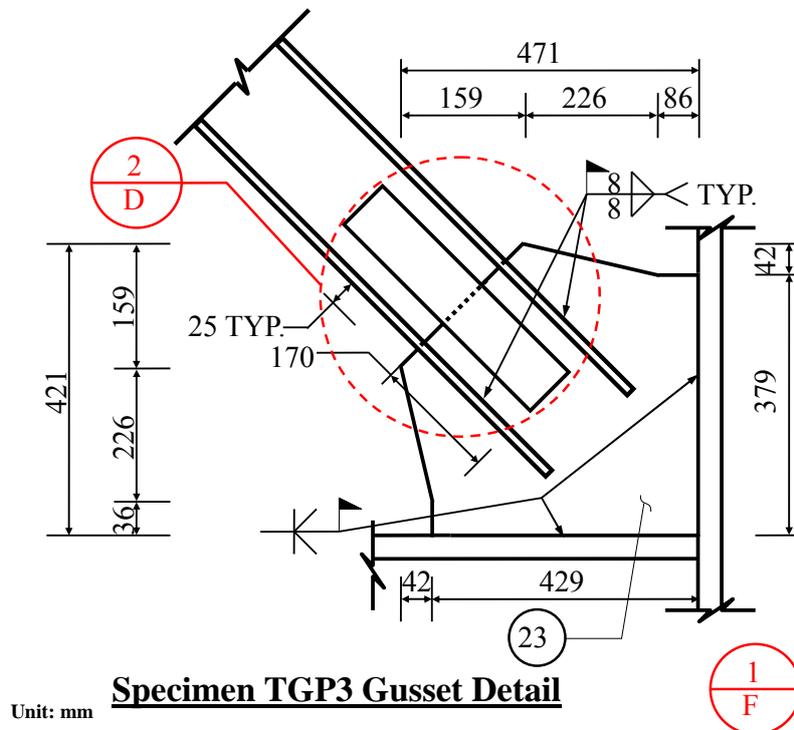


圖 4.15 試體 TGP3 接合板接合細部圖

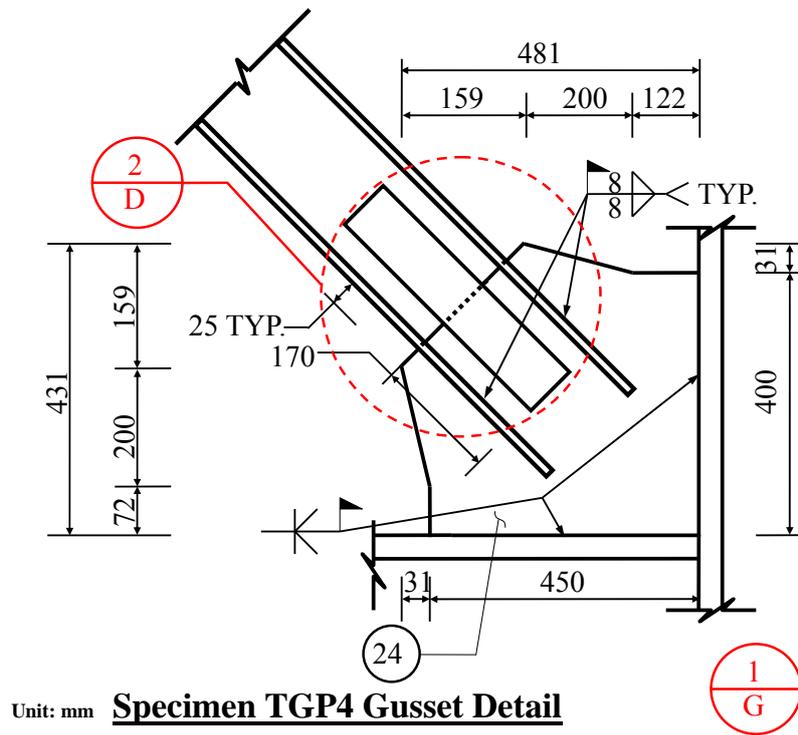


圖 4.16 試體 TGP4 接合板接合細部圖

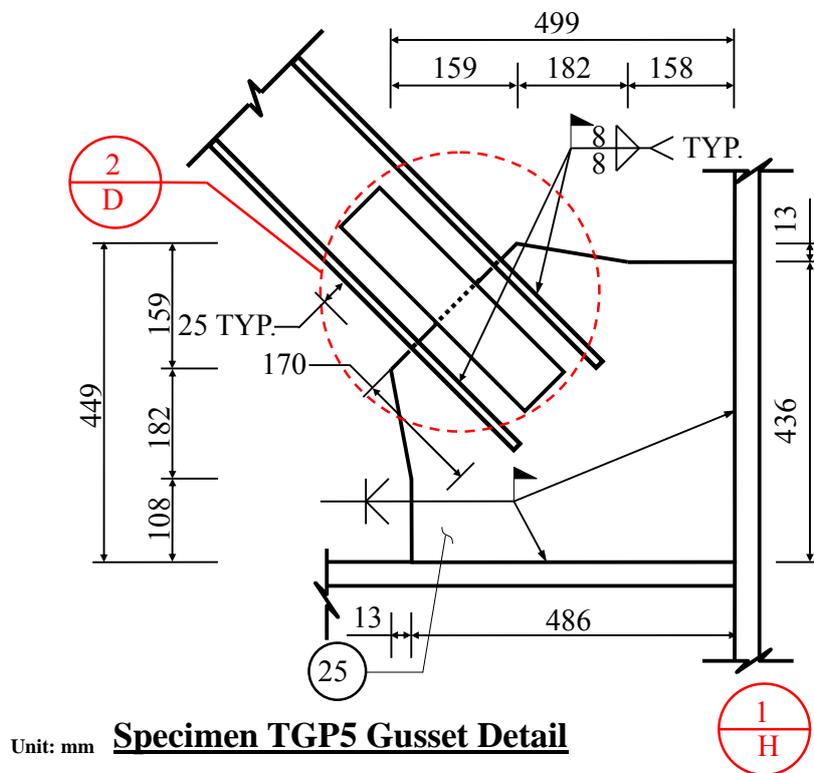


圖 4.17 試體 TGP5 接合板接合細部圖

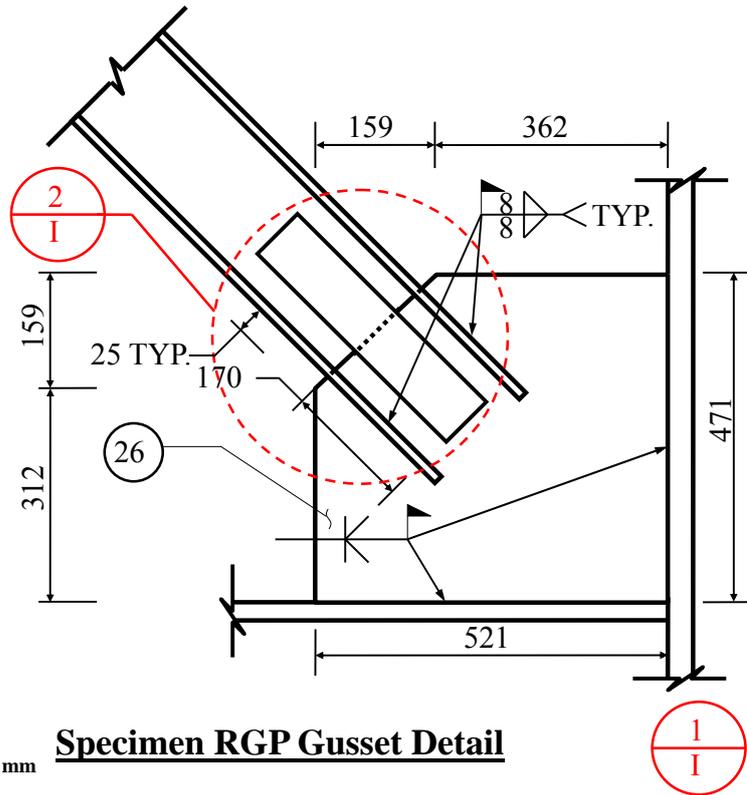


圖 4.18 試體 RGP 合板接合細部圖

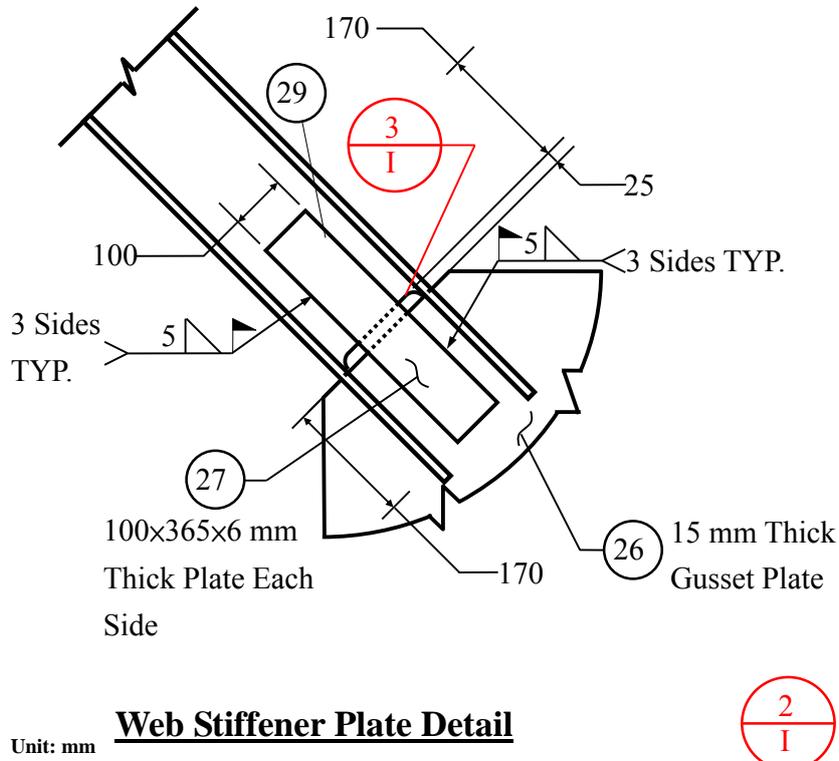
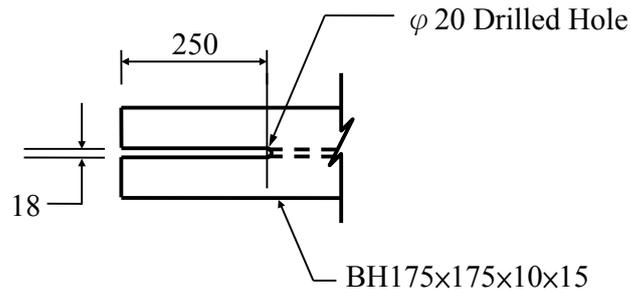


圖 4.19 矩形接合板與斜撐構材之淨斷面加勁細部



Unit: mm

**Typical Brace Slot Detail**



圖 4.20 試體 RGP 之斜撐構材與接合板接合處之槽形區域設計



H-型鋼柱與短梁



試驗基座



試體基座

圖 4.21 試驗構架之各部位銲接與組裝



圖 4.22 斜撐構材吊裝



圖 4.23 接合板與梁、柱桿件模擬現地銲接施工與完成圖

### 4.3 試驗設置與程序

本研究之試驗於國家地震工程研究中心所執行，載重試驗構架設計圖如圖 4.24 所示，其為仿照同心斜撐構架之半構架方式進行測試斜撐構材與梯形接合板，施力端之 H-型鋼柱底邊界為鉸支承，以傳遞水平力轉置斜撐軸向之軸力作用於斜撐構材與接合板。試驗構架各部位設計圖如圖 4.25 至圖 4.29，構架實體構架與試驗安裝完成如圖 4.30 所示，試驗之施力系統與試驗資料擷取設備等將分節敘述。

#### 4.3.1 施力系統與側向支撐設備

本試驗側向載重系統由 2 組載重容量 100 噸及位移容量 $\pm 500$  mm 之油壓致動器所構成，總施力為 1922 kN，由施加之側向載重以轉置斜撐軸向受力方向，致動器接至 H-型立柱後之水平向位移可前推 305 mm 往後拉 695 mm。試驗之加載速率為 0.655 mm/sec，試驗時先前推，斜撐構材受壓，力量與位移為正，後拉時斜撐構材受拉，力量與位移顯示為負值。為使保持油壓致動器之施力方向維持在載重方向上，利用 2 組 H-型鋼梁與 2 組小梁組合成框架以束制施加於 H-型柱端之施載方向，如圖 4.31 所示。

#### 4.3.2 資料擷取系統

此試驗中所有資料的傳遞皆由電腦與 THS-1100 高速資料集錄盒連接，每秒可收集 1000 組資料，搭配一可接組數據之高速 Switch Box SHW-50D 切換器來擷取各個量側系統所量測得到之資料，再經由電腦之伺服器控制致動器與油壓千斤頂力量或位移，即可隨時觀察試體在每個歷程時之變化。實驗中所控制資料擷取速率為含 0.75% 弧度 IDA 在內是 1 次/sec，1.0% 弧度 IDA 至 2% 弧度 IDA 之取樣頻率為 0.5 次/sec，3% 弧度 IDA 之皆採 0.25 次/sec 之取樣頻率，以控制資料筆數為 5000 筆左右。

### 4.3.3 載重位移歷時

反覆載重試驗採位移控制，根據 ATC-24 (1992) 對於鋼構架與子結構測試所規定之載重歷時作為本實驗之位移歷時，如圖 4.32 所示，所施加之層間位移角 (Interstory Drift Angle, IDA) 從 0.25% 弧度 (rad.) 開始，至 IDA 為 0.75% rad. 皆執行 6 個迴圈，IDA 由 1% 弧度開始皆採 2 個迴圈。由於載重位移為施加於柱端之層間位移值  $\delta$ ，其值等於層間位移角  $\theta$  乘以柱高  $H$ ，斜撐構材之伸長或縮短量  $\Delta$  則為  $\delta \cos \alpha$ ， $\alpha$  為斜撐構材角度，又柱高  $H$  與斜撐長度  $L_B$  之三角關係為  $H = L_B \sin \alpha$ ，則  $\Delta$  與  $\theta$  之關係可由公式(4.5)表示：

$$\Delta = \cos \alpha \sin \alpha \cdot L_B \cdot \theta \quad (4.5)$$

### 4.3.4 量測儀器

為擷取斜撐構材之軸向與面外變形量，因斜撐挫屈方向亦屬不易預測，故於斜撐上設置 2 個拉線式位移計 (String Pot)，位移容量為  $\pm 250$  mm，以擷取斜撐構材受壓、拉時的軸向變形量，由於拉線式位移計之線材長度不足以直接量測斜撐軸向變形量，則將其線材串連硬質較不具韌性之釣魚線，其設置如圖 4.33 所示；於斜撐長度中央處之腹板處設置 1 個拉線式位移計，其容量為  $\pm 1000$  mm，用以量測斜撐構材因產生整體挫屈所產生之面外變形量；於接合板設置 1 個拉線式位移計與針盤式位移計 (Dial Gage) 以量取其由斜撐構材之面外變形所引致之接合板與接合板於斜撐端部之面外變形量；並於鉸座與試驗基座設置 2 個針盤式位移計以觀測基座滑動與否，各位移計設置情形如圖 4.34 與圖 4.35 所示。

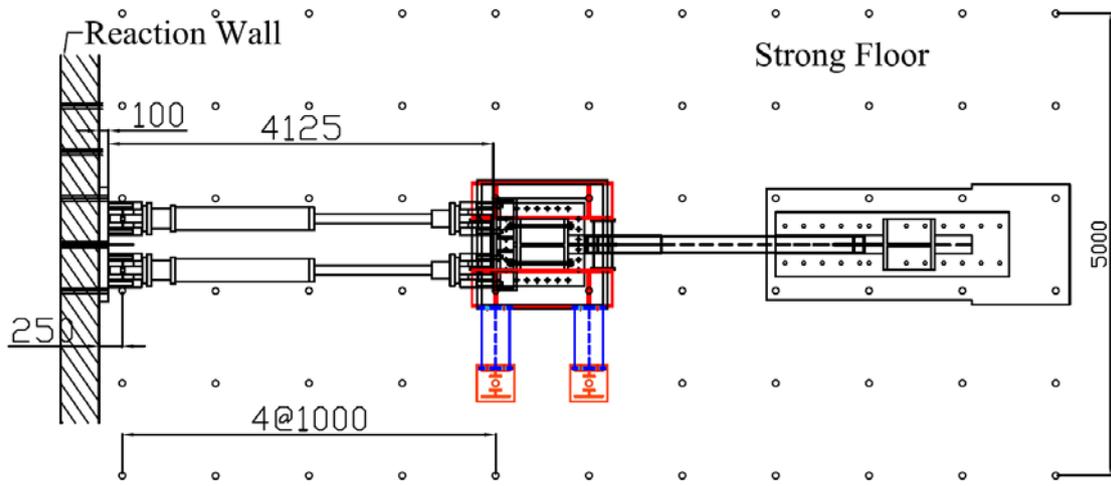
為探討斜撐構材與梯形接合板受軸力作用之局部應變反應，於斜撐長度 1/2 處之上、下翼板各黏貼 3 個單軸應變計，腹板處黏貼 1 個單軸應變計；於斜撐長度 1/4 處上翼板黏貼 3 個單軸應變計腹板處黏貼 1 個單軸應變計，如圖 4.36 所示。此黏貼位置除可探討斜撐構材中央處於受力之橫向應變分佈，以及與 1/4 斜撐長度處之縱向應變分佈情況。於接合板黏貼 5 個 3 軸應變計，以瞭解接合板之剪應變分佈及縱向與橫向之軸向應變分佈情況，黏

貼位置圖如圖 4.37 所示。

#### 4.3.5 試驗程序

於試體組裝、應變計黏貼、上石膏漆、接線及量測儀器架設等正式實驗之前置作業完成後即可進行試體載重試驗，根據所輸入之位移歷時施載於柱端，藉以傳遞軸力量至接合板與斜撐構材。本實驗過程中為了可清楚辨識於每個層間變位下試體受載重做用時變形與破壞，於斜撐中央處 1/4 長度範圍、斜撐端部 1/8 長度範圍與上下接合板上塗佈摻用黃色色母之石膏漆，均勻塗抹，此作用在藉塗佈於斜撐與接合板的石膏剝落可直接清楚觀察其受力變形時所產生之 45 度石膏剝落紋路及斜撐、接合板產生降伏或挫屈情形，如圖 4.38 所示。

試驗進行中，於每個目標層間位移的第 1 個迴圈正負峰值 (Peak) 達到時，試體整體與下接合板進行拍攝，於卸載至載重接近為零時，試驗暫停予以進入試驗場所內觀察試體變形情況與拍照，直至實驗完畢。於實驗開始進行後，試驗過程中以表格、照片記錄試體試驗過程之行為、斜撐構材與接合板所塗佈於表面之石膏是否有剝落、試體有發生斷裂或嚴重挫屈等情形。若實驗中試體有發生斷裂時，則停止實驗。



Actuator mid. 3930 mm ( $\pm 500$  mm)  
 可推305 mm，拉695 mm

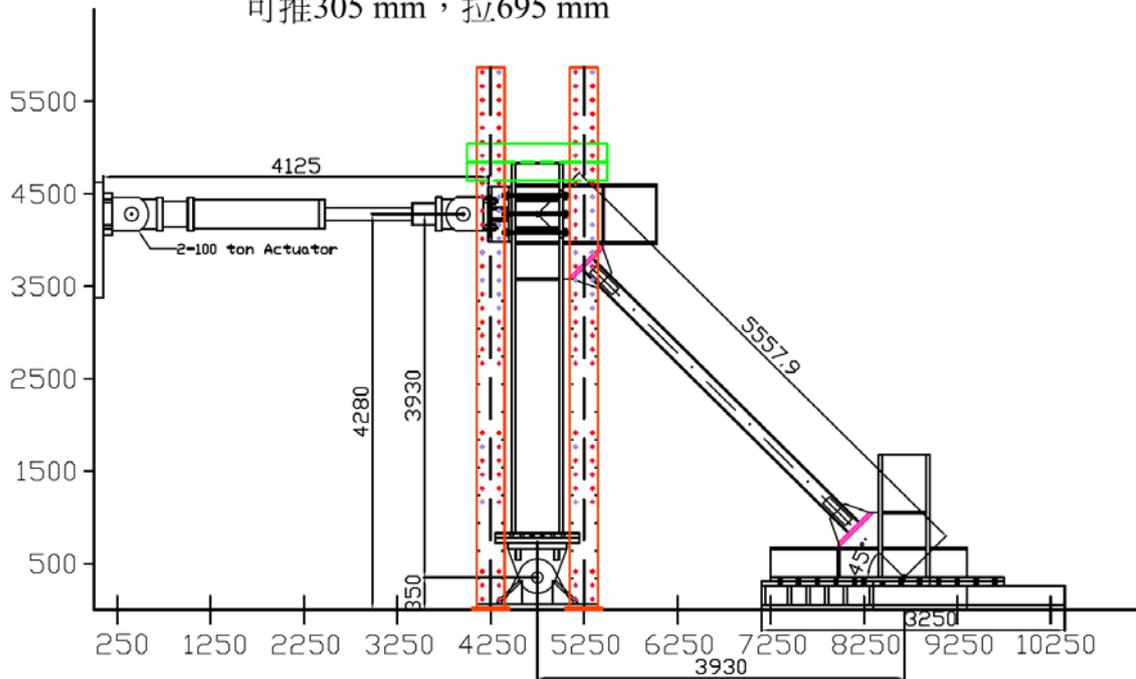
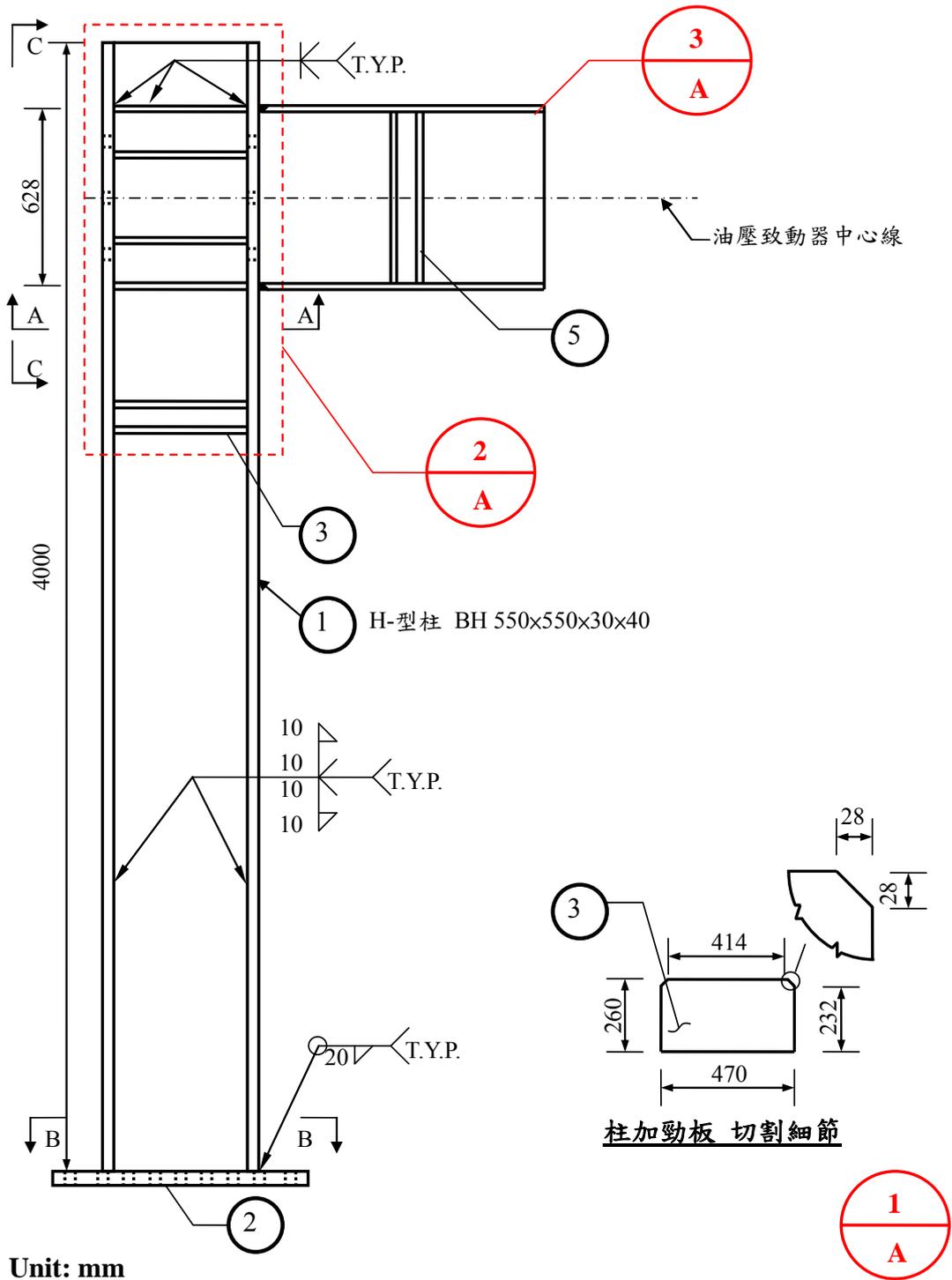
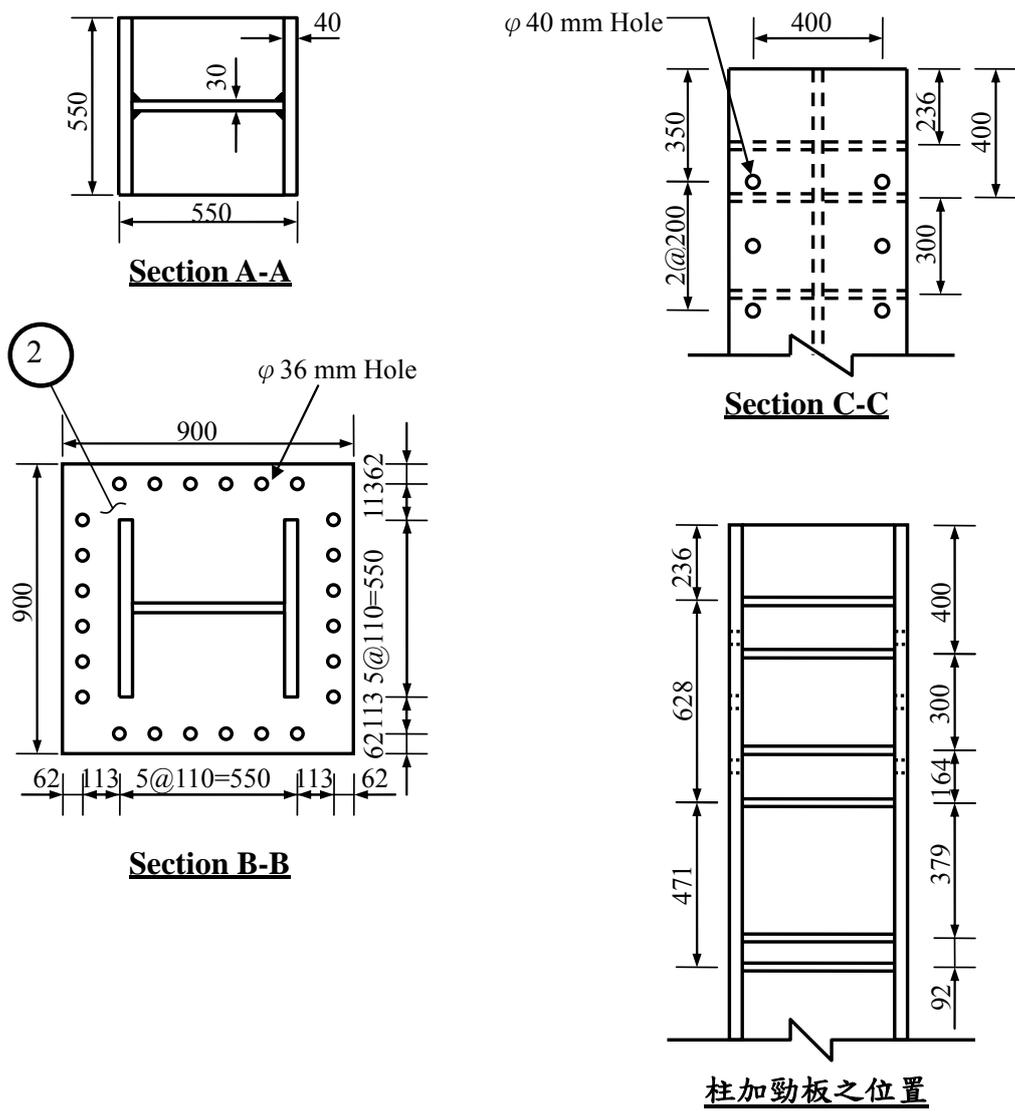


圖 4.24 載重試驗設置之俯視與正視圖





Unit: mm

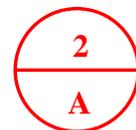
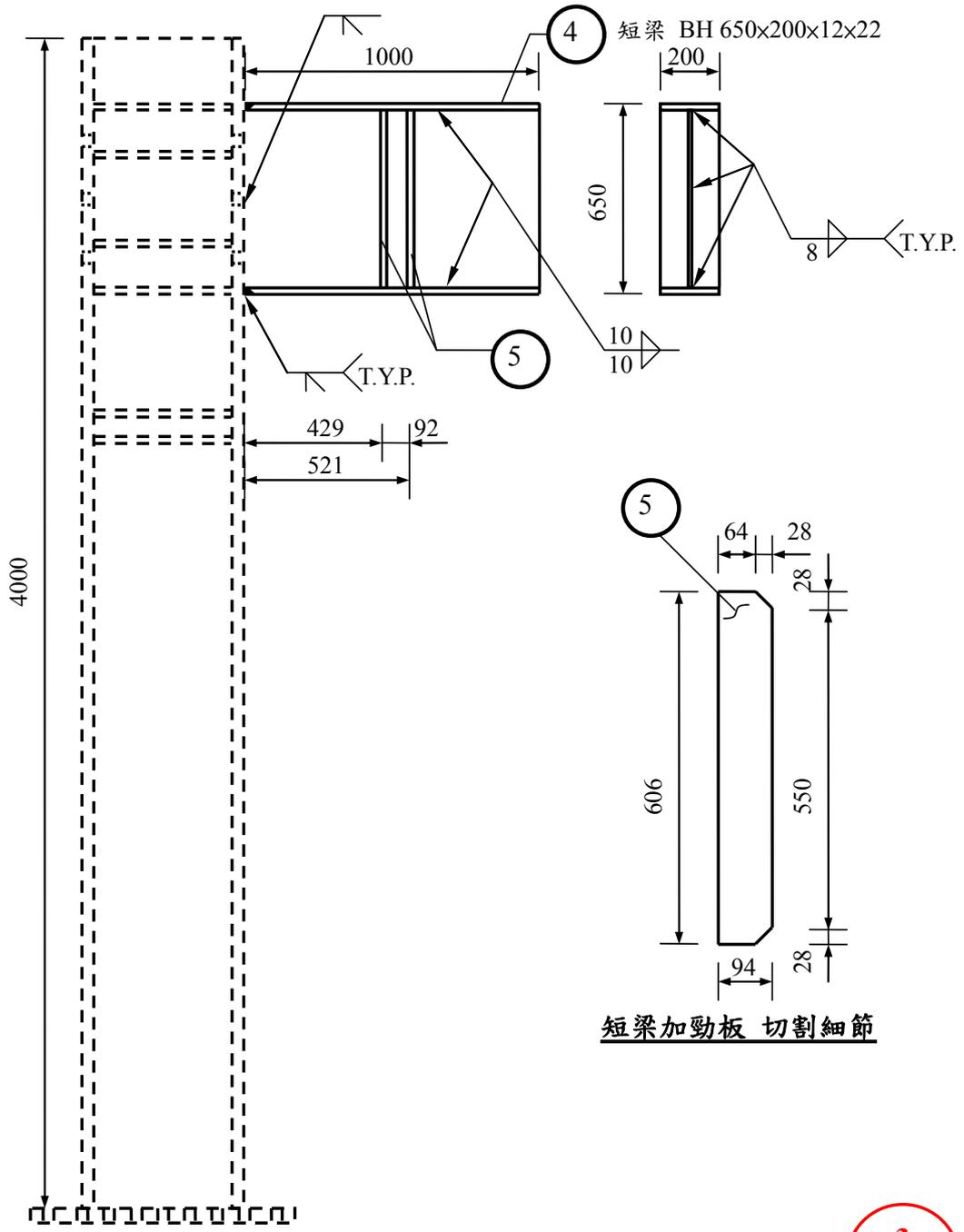
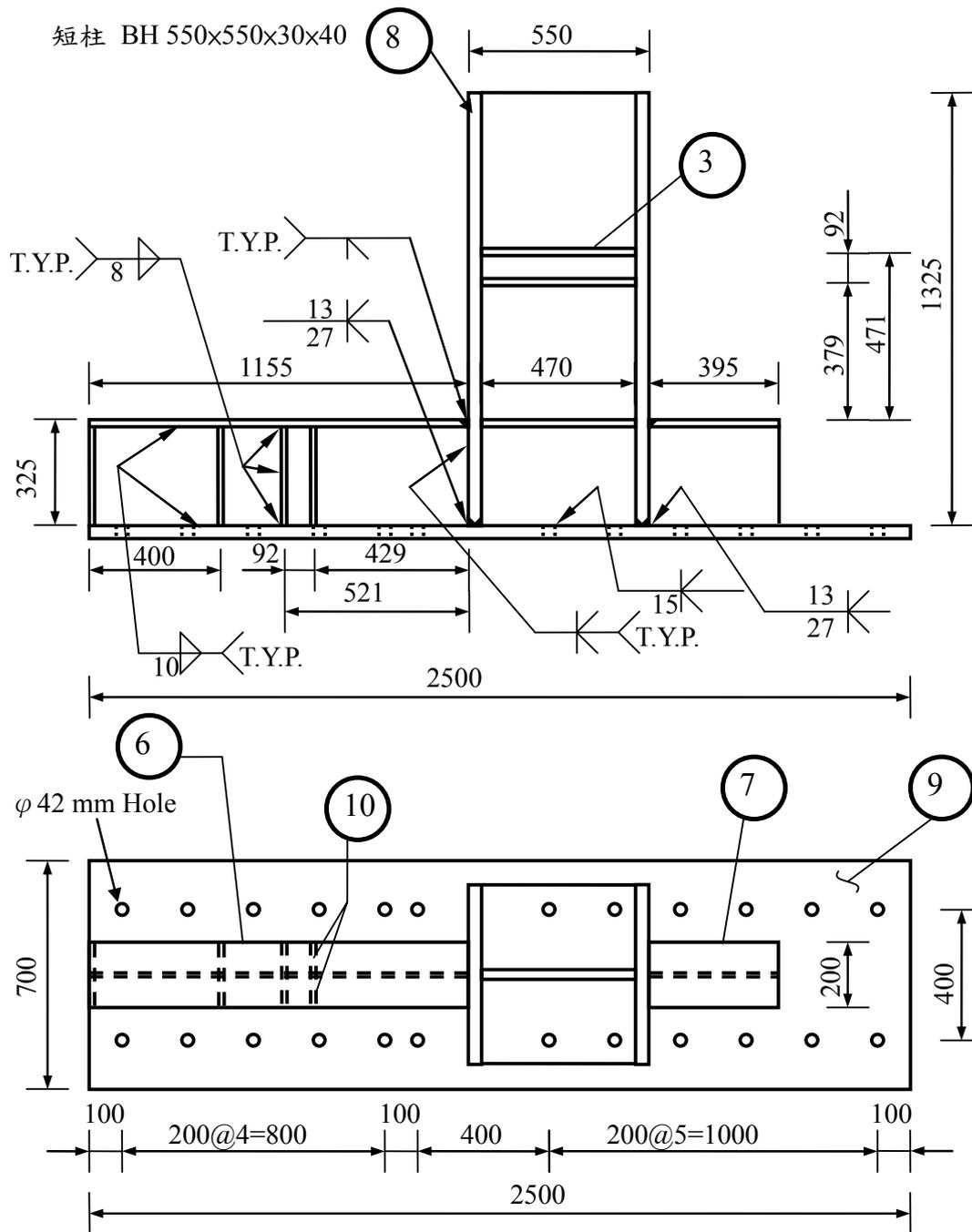


圖 4.26 H-型鋼柱細部設計圖



Unit: mm

圖 4.27 短梁之接合設計圖



Unit: mm

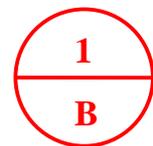


圖 4.28 試驗試體基座設計圖





圖 4.30 載重試驗構架設置圖



圖 4.31 柱端之側向支撐系統

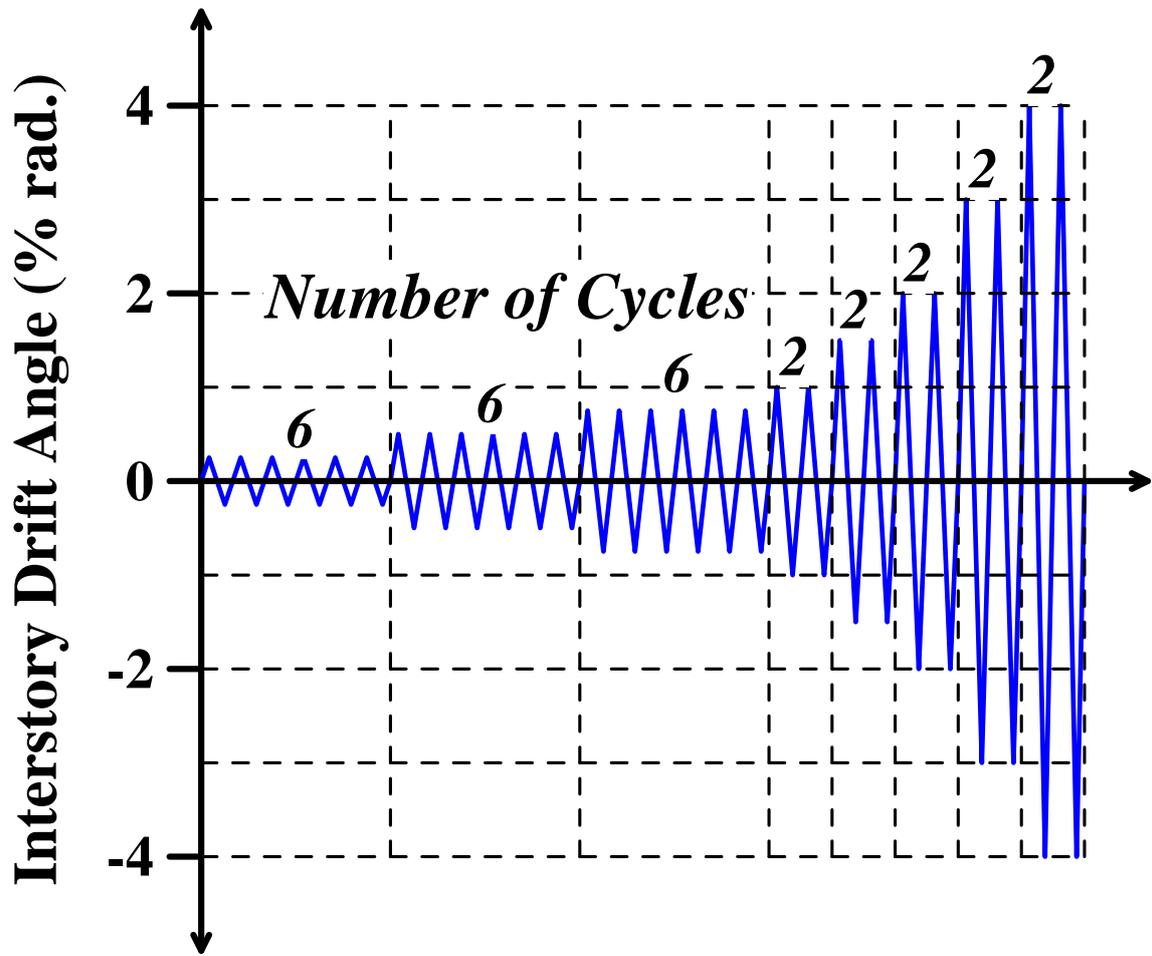


圖 4.32 載重位移歷時

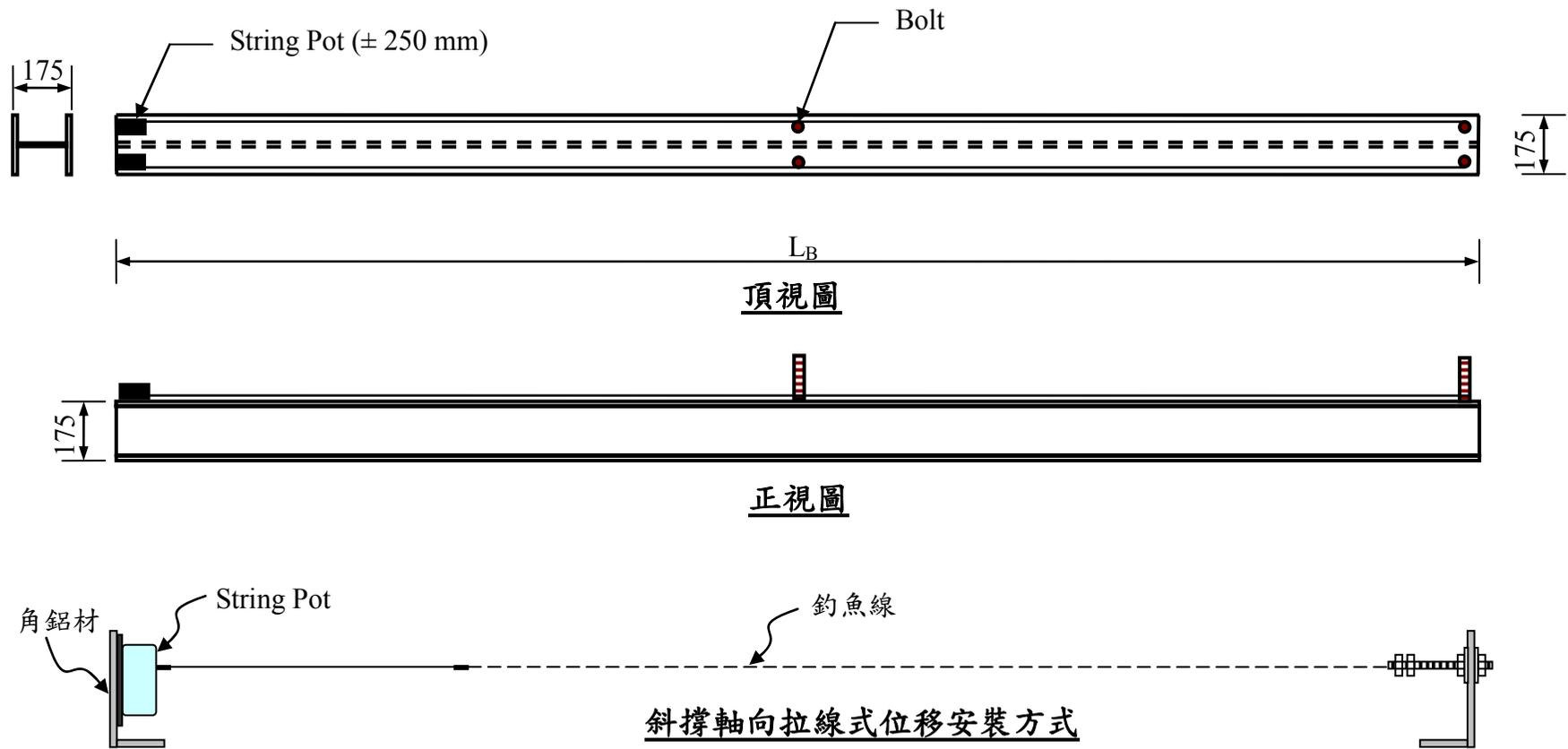


圖 4.33 斜撐軸向變形之拉線式位移計設置圖

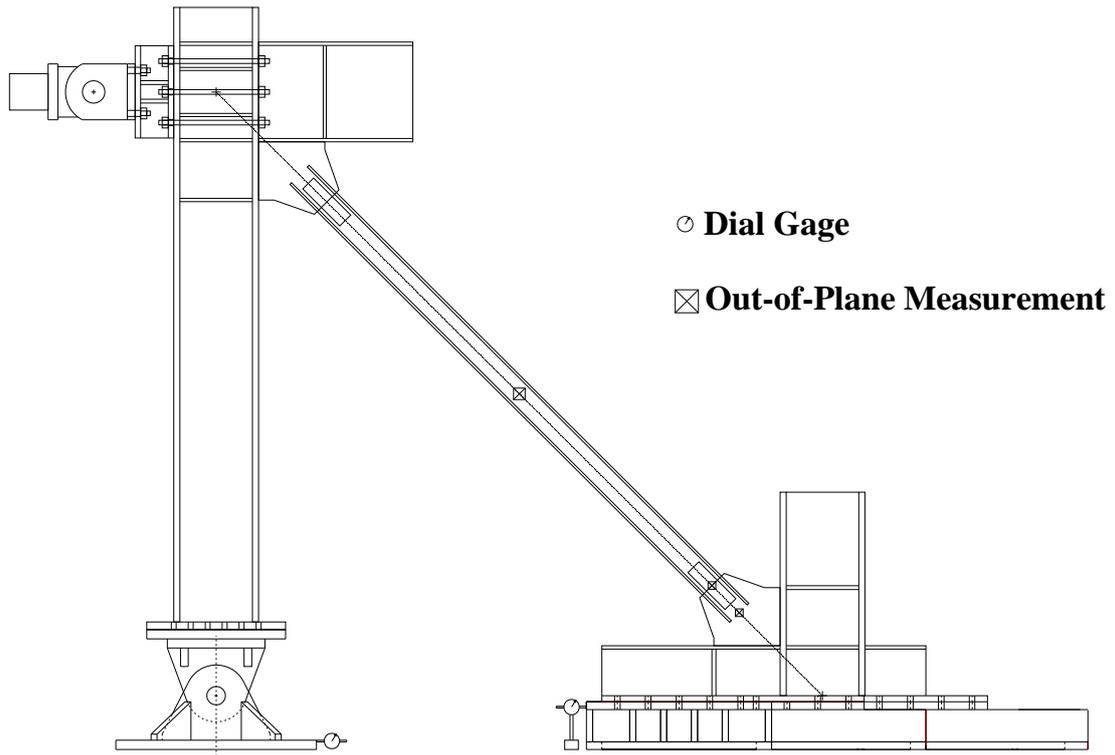


圖 4.34 試體與基座量測儀器架設圖



圖 4.35 斜撐與接合板各儀器架設實況

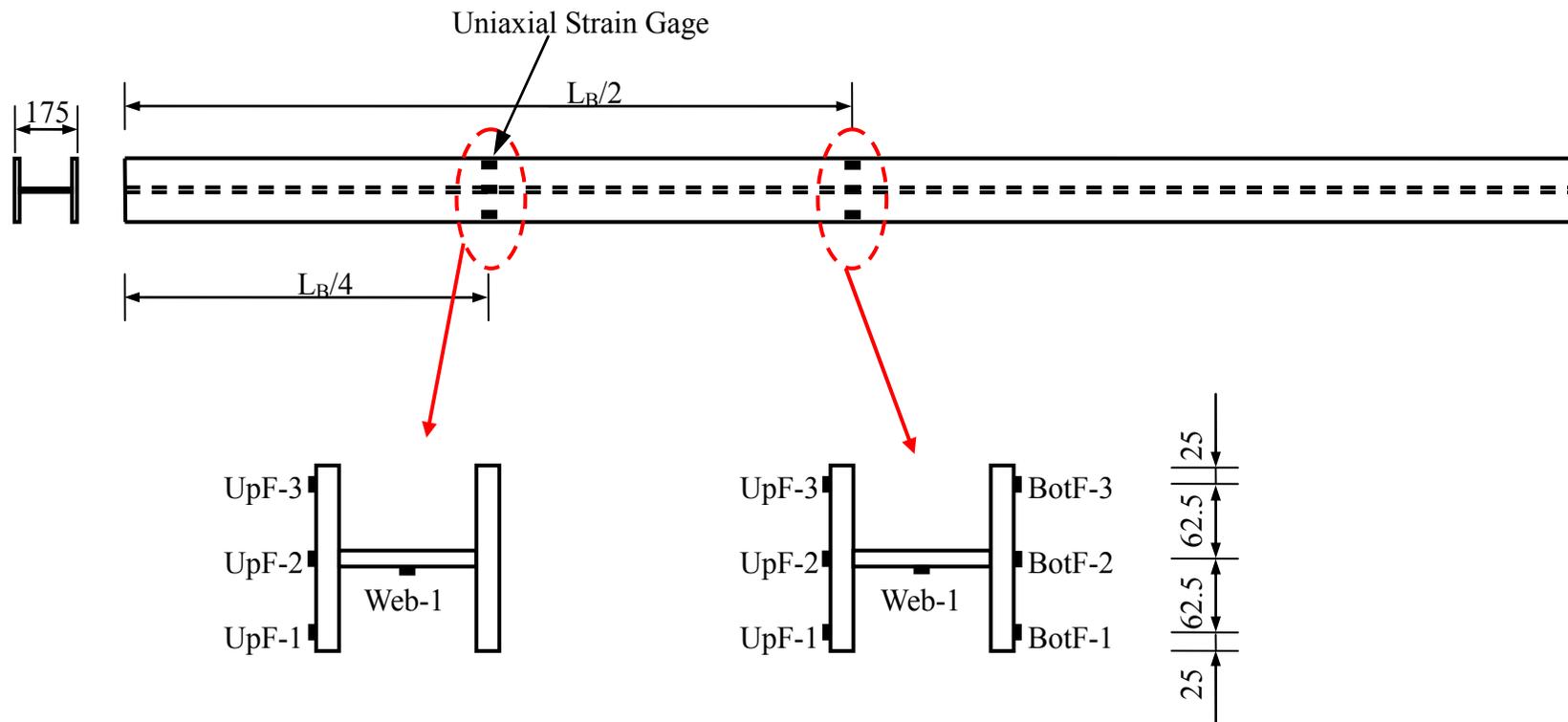


圖 4.36 斜撐構材之黏貼應變計位置圖

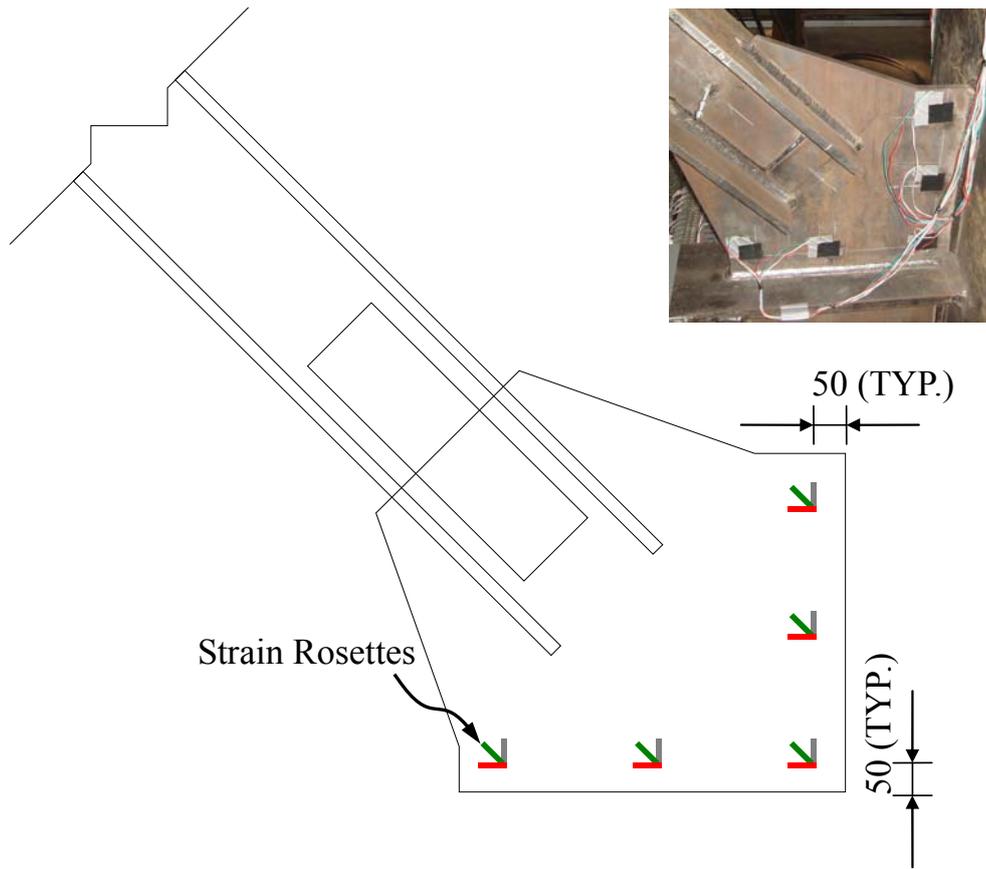


圖 4.37 接合板之 3 軸應變計黏貼位置圖



圖 4.38 試體石膏漆分佈情形

## 4.4 試體行為

本節針對所設計與測試之 5 組具梯形接合板及 1 組矩形接合板之 H-型斜撐構材載重試驗過程與行為詳述之。

### 4.4.1 試體 TGP1

試體 TGP1 為梯形接合板具  $LC$  且  $W = 1.0b_E$  之斜撐構材試體。試驗開始由致動器往前推，斜撐首先受壓，於 0.25% 弧度 IDA 時，斜撐構材與接合板之力量傳遞路徑可由上下接合板之 Whitmore 之  $30^\circ$  擴散角之區域中明顯發現所塗佈之石膏有  $45^\circ$  紋路剝落，如圖 4.39 所示；在斜撐翼板之槽形孔於拉壓過程中有著應力傳遞現象，呈現  $45^\circ$  交叉紋路，而此階段的載重-位移為彈性階段，由斜撐中央處之面外變形量測中亦量得 -4.06 mm 之斜撐構材初始缺陷值 (偏向南邊)，約為構材長度之千分之 1。0.50% 弧度 IDA 受壓時，斜撐產生整體挫屈，挫屈方向為向南，上下接合板於凹折區域有著明顯石膏剝落，此時斜撐中央受壓處有大量石膏剝落並呈現  $45^\circ$  及與斜撐長度方向垂直之紋路，於受拉處則呈現  $45^\circ$  交叉剝落，已有降伏現象產生，如圖 4.40 所示，此時致動器所顯示之最大挫屈載重為 1159 kN (最大軸向挫屈強度為 1639 kN)。達 0.75% 弧度 IDA 時，可發現梯形接合板與梁之接合銲道處端部有些許石膏剝落，應力集中於此；上下接合板之偏移區域內石膏剝落亦明顯，與預期之線性凹折設定相符合。至 1.00% 弧度 IDA (層間位移 = 39.3 mm)，接合板之偏移區域內石膏剝落趨於顯著，有往斜撐方向與梁、柱方向擴散，亦有降伏行為產生，此現象隨著 IDA 增加而更趨明顯。IDA = 1.50% 弧度，發現上接合板與梁之接合銲道端部些許表面石膏剝落，此時試體受拉載重達 1923.4 kN，已接近致動器之最大載重容量。當達 2.00% 弧度 IDA 時，斜撐受壓時之面外變形量達近 400 mm (約 10% 之斜撐構材長度)；斜撐受拉時，上接合板與梁之接合銲道端部應力集中現象往柱方向延伸，此時斜撐與接合板之石膏剝落情況如圖 4.41 所示。3.00% 弧度 IDA 時，斜撐構材受壓時中央處石膏剝落嚴重，面外變形達 466 mm，佔 12% 之

斜撐構材長度，於上下接合板偏移區域則形成塑性鉸以提供斜撐構材挫屈後端部面外旋轉，如圖 4.42 所示；於執行受拉時，發現致動器以達其最大載重容量，此時並未達 3.00% 弧度目標層間位移角，此時試驗提前終止，試體 TGP1 最終破壞行為乃為斜撐構材整體挫屈而於翼板有些許局部挫屈，上下接合板於線性 2t 偏移區域中形成塑鉸提供斜撐端部面外變形之凹折，如圖 4.43 所示。



圖 4.39 下接合板於 30°擴散角區域石膏 45°剝落情形 (0.25% 弧度 IDA)

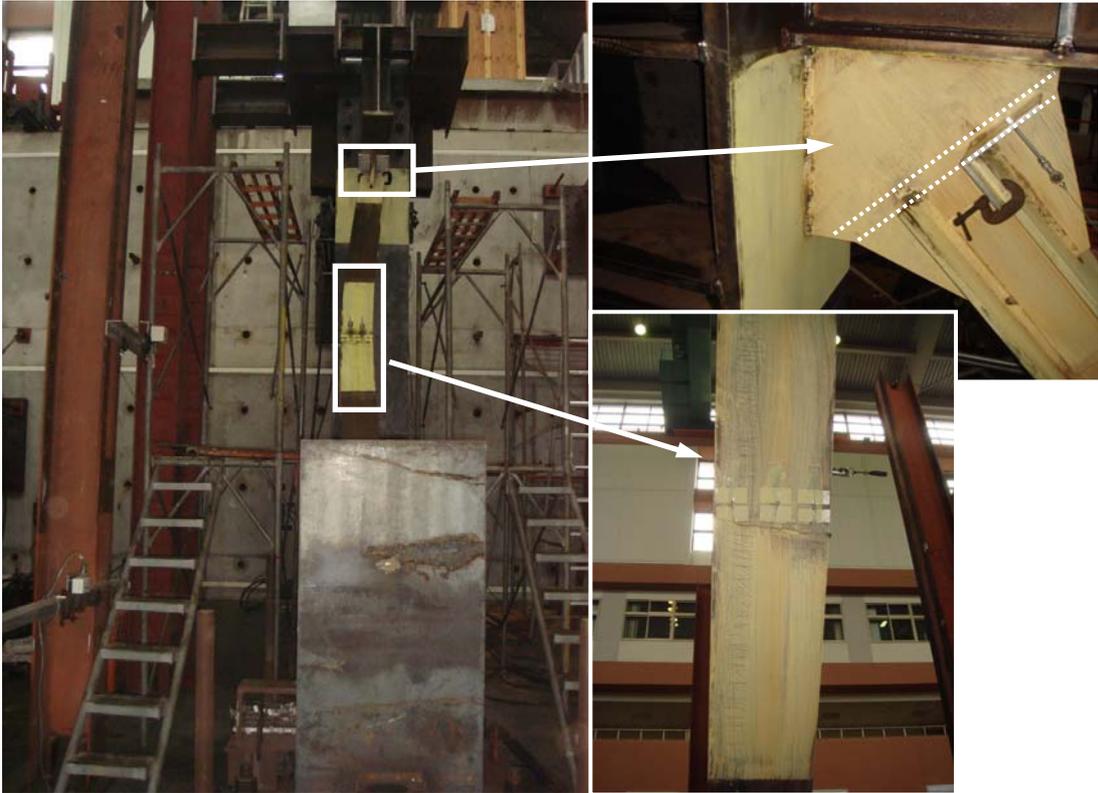


圖 4.40 斜撐中央與接合板凹折區域之石膏剝落情形 (0.75% 弧度 IDA)



圖 4.41 斜撐中央處與上下接合板偏移區域變形情況 (2% 弧度 IDA)

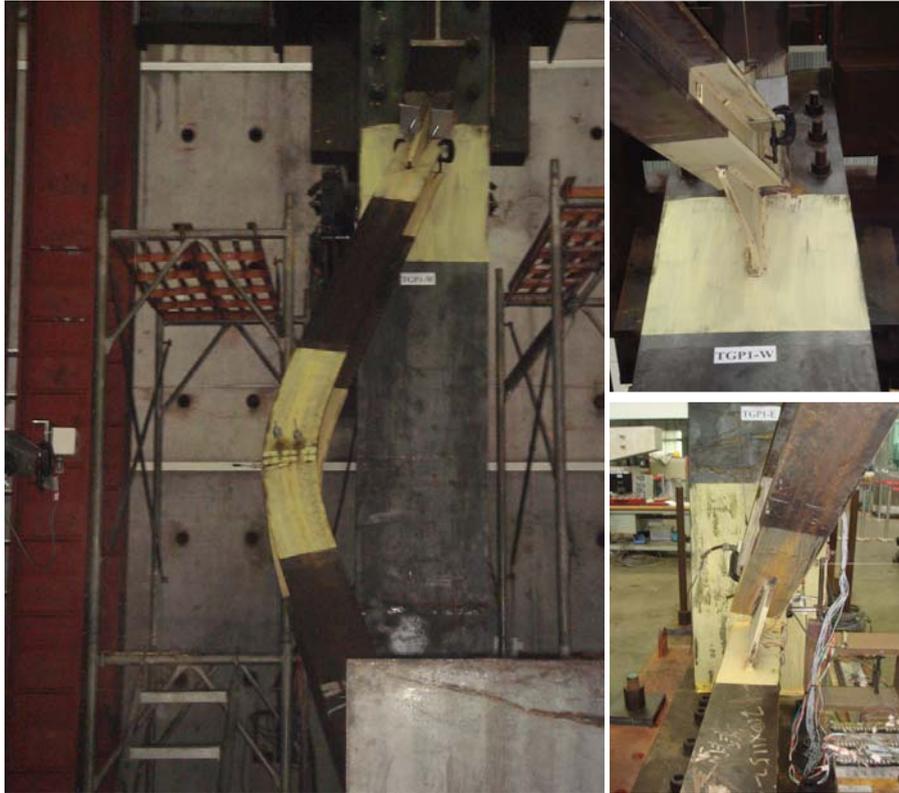


圖 4.42 斜撐與上下接合板受壓之變形情況 (3% 弧度 IDA)

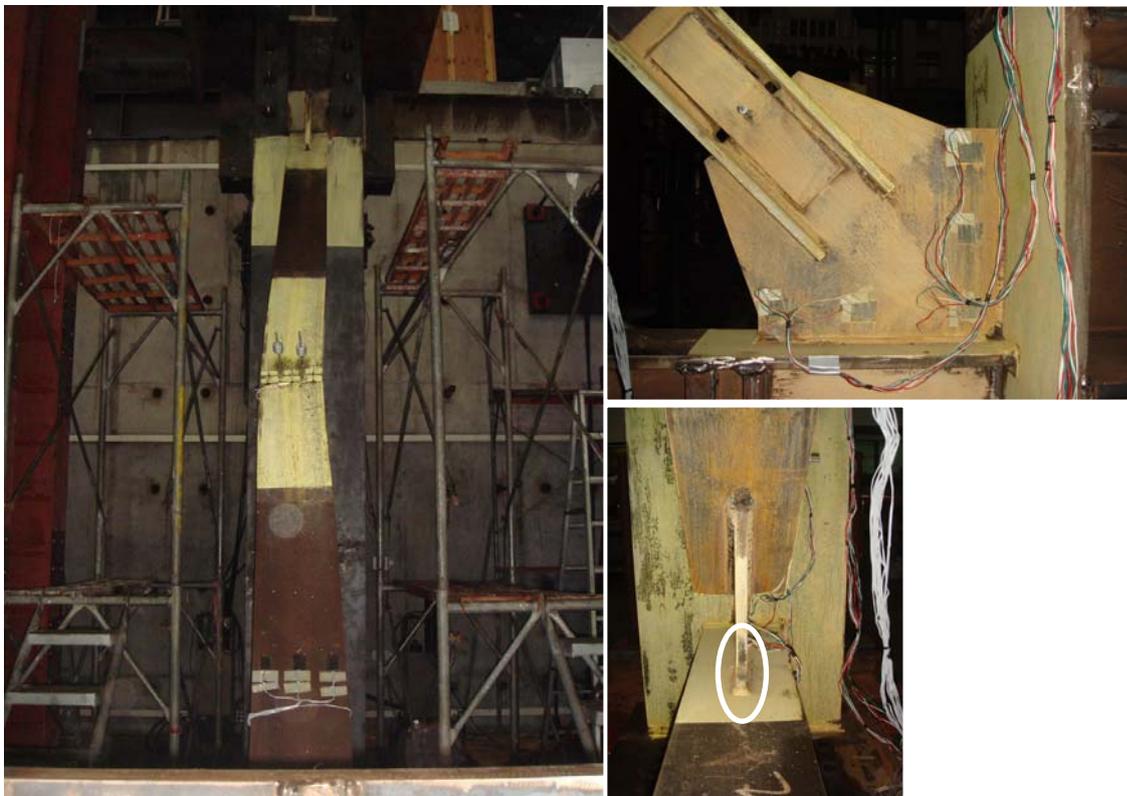


圖 4.43 試體 TGP1 最終變形情況 (3% 弧度 IDA)

#### 4.4.2 試體 TGP2

試體 TGP2 為其接合板具  $LC$  且  $W = 1.25b_E$  之斜撐構材試體，因接合板之寬度  $W$  增大，其接合板尺寸亦變大，相對之斜撐長為 6 組試體中最短。於正式試驗前，為避免試體 TGP1 所發生之情況，並依據接合板可能產生之破壞模式 (Asraneh-sl 1998)，又本試驗目的主要為測試梯形接合板之耐震性能，故就藉由斜撐產生整體挫屈後產生具大面外變形，以探討接合板變形能力，載重歷時更改為於斜撐構材受拉只至 2% 弧度 IDA，持續使斜撐受壓至 5% 弧度 IDA 甚至是 6% 弧度 IDA，如圖 4.44 所示。

試驗開始由致動器向前推，試體受壓，0.25% 弧度 IDA 時，可明顯發現接合板受力方向經斜撐與接合板之填角銲接接合端部傳入，此處有  $45^\circ$  紋路剝落，於試體受拉時，斜撐翼板槽孔處則有水平紋路產生，如圖 4.45 所示，而隨著斜撐受拉與受壓過程中產生  $45^\circ$  交叉紋路，此時初始缺為 4.06 mm (偏向北邊)。於 0.50% 弧度 IDA 時，斜撐產生整體挫屈，方向向北，此時斜撐中央塗佈之石膏漆於受壓側有著大量  $45^\circ$  及水平紋路產生，於受拉側則為  $45^\circ$  交叉紋路；上下接合板於  $30^\circ$  擴散角之區域中出現明顯  $45^\circ$  紋路石膏剝落，偏移區域中則出現與斜撐方向垂直之水平剝落紋路；於與梁、柱接合銲道端部之接合板及斜撐端部皆有出現些許應力集中所產生之不同紋路，如圖 4.46 所示，最大挫屈載重為 1154 kN (最大軸向挫屈強度為 1632 kN)。隨著 IDA 之增加，上、下梯形接合板偏移區域內之石膏剝落紋路越趨明顯，亦並向斜撐及梁柱方向擴散，持續隨著斜撐面外變形而凹折；斜撐中央處之石膏紋路隨著面外變形愈大剝落甚劇；於 IDA=5% 弧度時，發現接合板因巨大面外變形則有局部挫屈產生為最終破壞行為，如圖 4.47 所示，斜撐最大面外變形量達 574 mm，約佔斜撐構材長度之 15%，挫屈後強度已衰減為最大挫屈強度 17.4%，此時實驗終止，試驗之層間位移角已超過規範規定之最大層間位移角 4.00% 弧度。

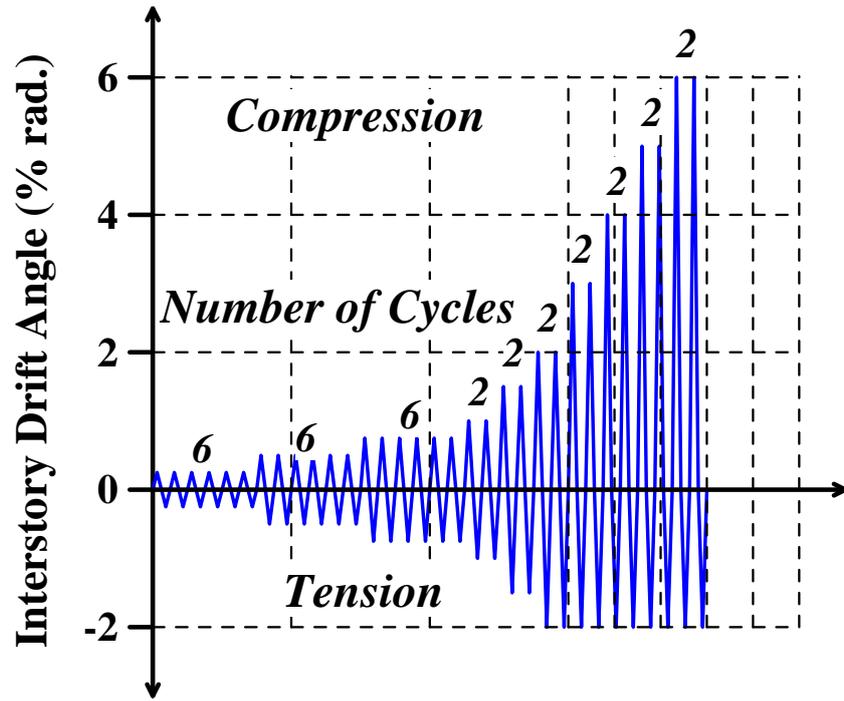


圖 4.44 載重位移歷時之更改版本



圖 4.45 斜撐與接合板之受力情況 (0.25% 弧度 IDA)



圖 4.46 斜撐整體挫屈與接合板受凹折石膏剝落情形 (0.5% 弧度 IDA)



圖 4.47 試體 TGP2 最終破壞行為 (5% 弧度 IDA)

#### 4.4.3 試體 TGP3

試體 TGP3 為梯形接合板具  $EC$ ，橢圓偏移長度為  $2t$  且  $W = 1.0b_E$  之斜撐構材試體，此試體接合板尺寸是最小的，又因採橢圓偏移使斜撐更深入梯形接合板，斜撐長度亦最長。試體於 0.25% 弧度 IDA 受壓時，斜撐傳遞至接合板之力量路徑直接由接合板之  $30^\circ$  擴散角區域內  $45^\circ$  石膏紋路發現之；受拉時，斜撐翼板即出現水平的石膏紋路，此時由斜撐中央處之面外變形達  $-3.86\text{ mm}$  (方向向南)。層間位移角達 0.50% 弧度時，斜撐構材向著南邊產生整體挫屈，此時最大挫屈載重為  $1150\text{ kN}$  (最大軸向挫屈強度為  $1626\text{ kN}$ )，上、下接合板則因斜撐端部及其與梁、柱接合處端部凹折出橢圓之偏移效果；斜撐中央處受壓側顯現水平與  $45^\circ$  紋路石膏剝落，受拉側則呈現  $45^\circ$  紋路剝落，如圖 4.48 所示。接合板之橢圓凹折區域內之石膏隨著層間位移角增加愈趨明顯，1.00% 弧度 IDA 時，發現上接合板出現些許局部挫屈行為，接合板與梁之接合銲道處端部因面外凹折則有應力集中現象。達 3.00% 弧度 IDA 時，由於臨界面位於接合板與梁之接合處，下接合板與斜撐填角接合銲道處之接合板出現初始開裂，上接合板除了填角接合銲道出現初始裂縫外，與梁之接合銲道出現近  $2\text{ cm}$  之裂縫，而這些出現裂縫的地方亦隨著層間位移之增加下，裂縫持續擴大，如圖 4.49 所示。接合板上之裂縫隨層間位移角增加持續延伸，延伸方向為向著與梁或柱桿件接合銲道端部延展，試體達 5.00% 弧度 IDA 時，上接合板與梁之接合銲道裂縫已開裂擴展至  $5\text{ cm}$ ，接合板產生局部挫屈，斜撐翼板亦產生些許局部挫屈下，則為最終破壞行為，此時斜撐最大面外變形量達到  $576\text{ mm}$ ，約佔 14% 斜撐構材長度，挫屈後強度已衰減至最大挫屈載重 16.9%，如圖 4.50 所示。



圖 4.48 試體 TGP3 初始挫屈與接合板凹折紋路情形 (0.5% 弧度 IDA)

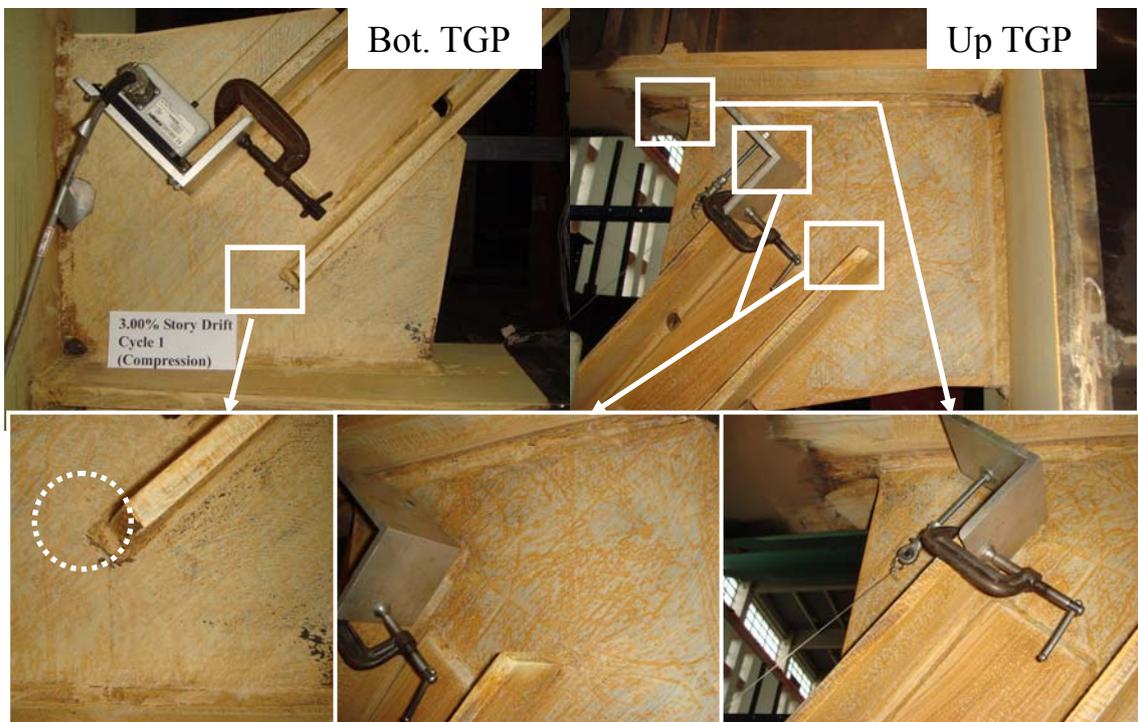


圖 4.49 接合板與斜撐端部及與梁桿件銲道出現裂縫 (3% 弧度 IDA)

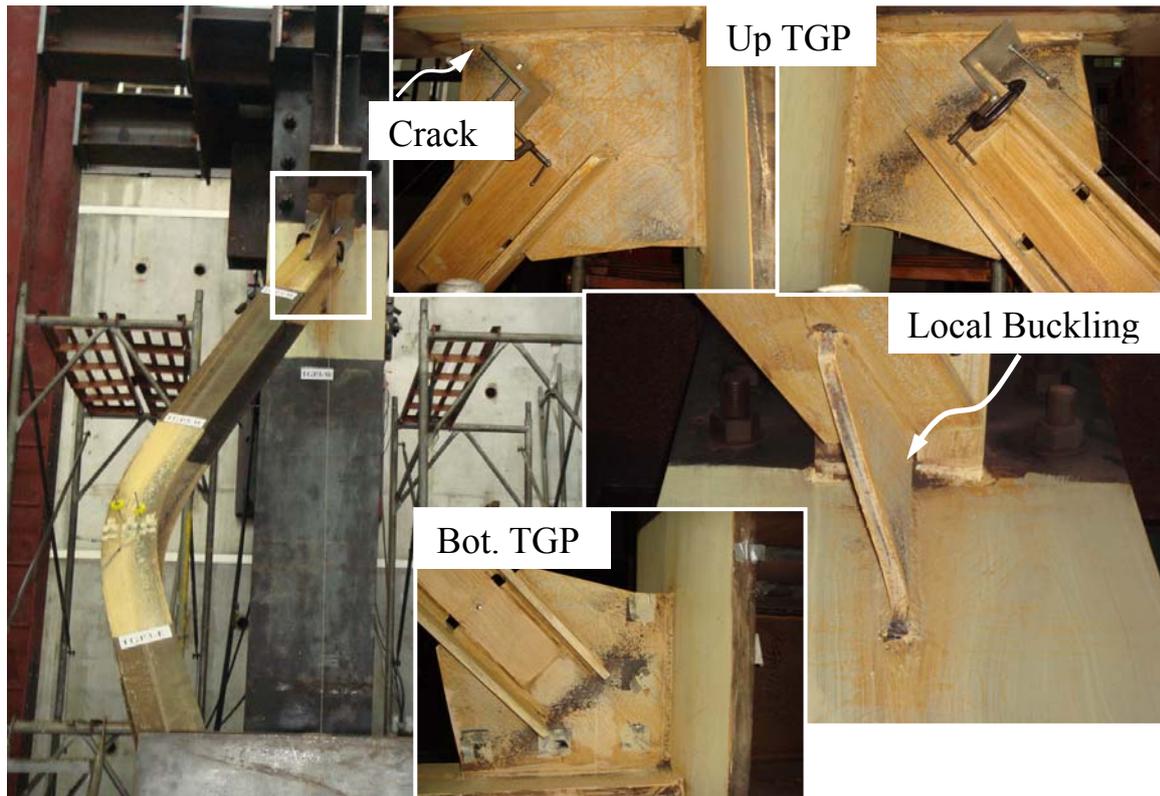


圖 4.50 試體 TGP3 最終破壞行為 (5% 弧度 IDA)

#### 4.4.4 試體 TGP4

試體 TGP4 為梯形接合板具  $EC$ ，橢圓偏移長度為  $4t$  且  $W = 1.0b_e$  之斜撐構材試體。試驗開始，於 0.25% 弧度 IDA 時，試體首先受壓，力量藉由斜撐翼板與接合板相接淨斷面處傳入上、下接合板，而接合板則以  $30^\circ$  擴散角將傳入，故於斜撐翼板槽形孔處及接合板與斜撐填角銲道起始端部的接合板皆有石膏剝落之紋路產生，於試體受拉亦是相同的力量傳遞路徑，此時所斜撐中央處之拉線式位移計量得初始缺陷為  $-5.69 \text{ mm}$  (偏向南邊)。當 0.50% 弧度 IDA 受壓時，斜撐構材立即產生整體挫屈，方向偏南，此時最大挫屈載重為  $1232 \text{ kN}$  (最大軸向挫屈強度為  $1742 \text{ kN}$ )，於上、下梯形接合板於  $EC$  範圍內產生大量  $45^\circ$  與弧線之紋路剝落，如圖 4.51 所示；發現梯形接合板因產生橢圓形偏移使得在與斜撐填角接合端部及與梁、柱之開槽銲道端部則有應力集中現象；由斜撐之挫屈，於中央處受壓之翼板有著  $45^\circ$  與水平交錯之剝落紋路。梯形接合板橢圓偏移區域之石膏剝落亦隨著層間

位移增加而更顯著，斜撐中央處受拉側亦出現  $45^\circ$  交叉紋路。當達 1.50% 弧度 IDA 受拉時，發現於應力集中處的斜撐與接合板填角接合銲道處發生了些微初始裂縫產生，此裂縫乃延著銲道邊緣開裂。2.00% 弧度 IDA 受拉時，即發現產生初始開裂之接合板與斜撐填角銲道處裂縫在持續凹折過程中而趨於明顯，如圖 4.52 所示，此時亦發現上接合板與梁之接合板端部延著銲道邊緣出現初始裂縫。隨著層間位移角達 5.00% 弧度時，產生開裂處於拉壓過程中亦更加明顯，亦是接合板產生應力集中的部位，而這些開裂處皆產生於接合板上而非接合銲道本身，是種緩慢的鋼材開裂行為；上接合板與梁接合銲道則有近 5 cm 以上之開裂，斜撐翼板則有些微局部挫屈產生，斜撐構材則有極大的面外變形量達 577 mm，約佔斜撐構材長度 14%。試體最終破壞行為則為上、下接合板與梁之開槽銲道處母材開裂，如圖 4.53 所示，試體挫屈後強度則衰減至 16.1% 之最大挫屈強度。



圖 4.51 試體 TGP4 產生初始挫屈之各部位變形情況 (0.5% 弧度 IDA)

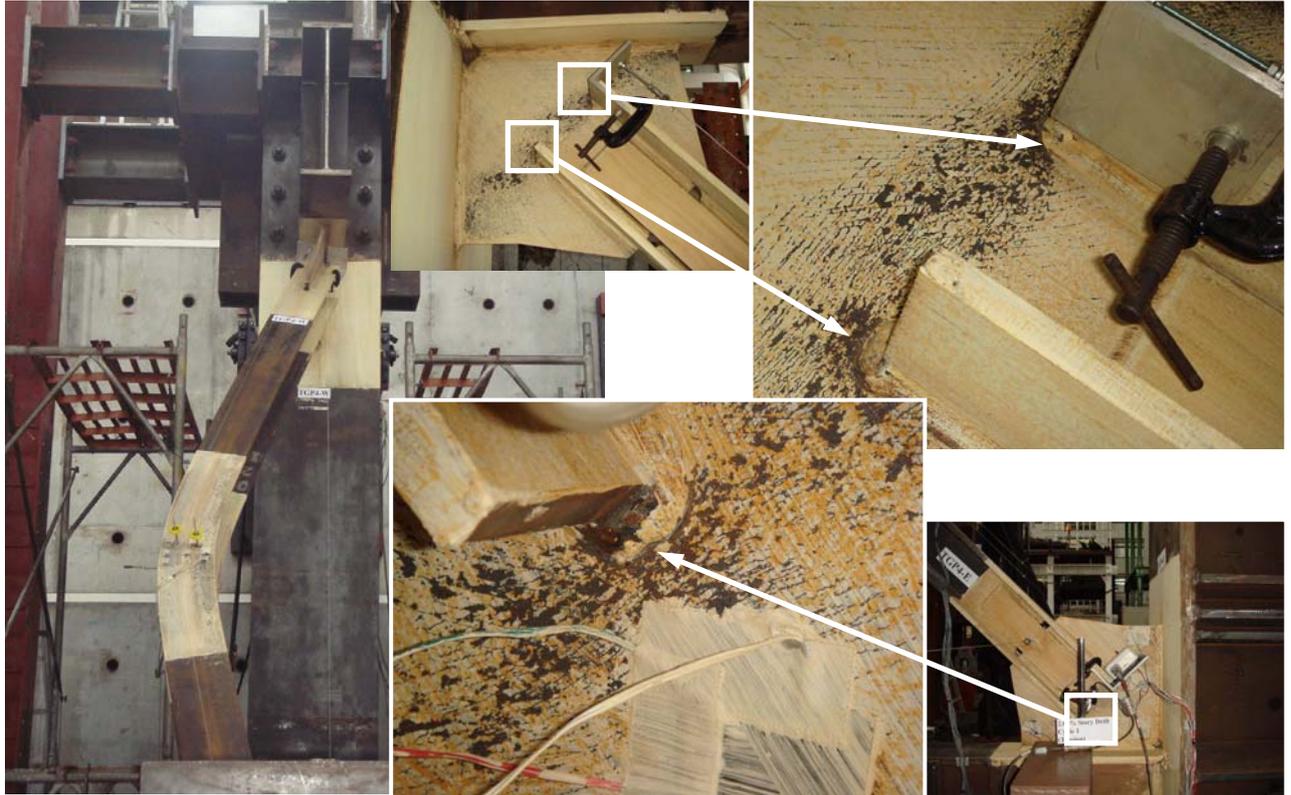


圖 4.52 接合板與斜撐接合填角鋸道端部鋼材撕裂情形 (2% 弧度 IDA)

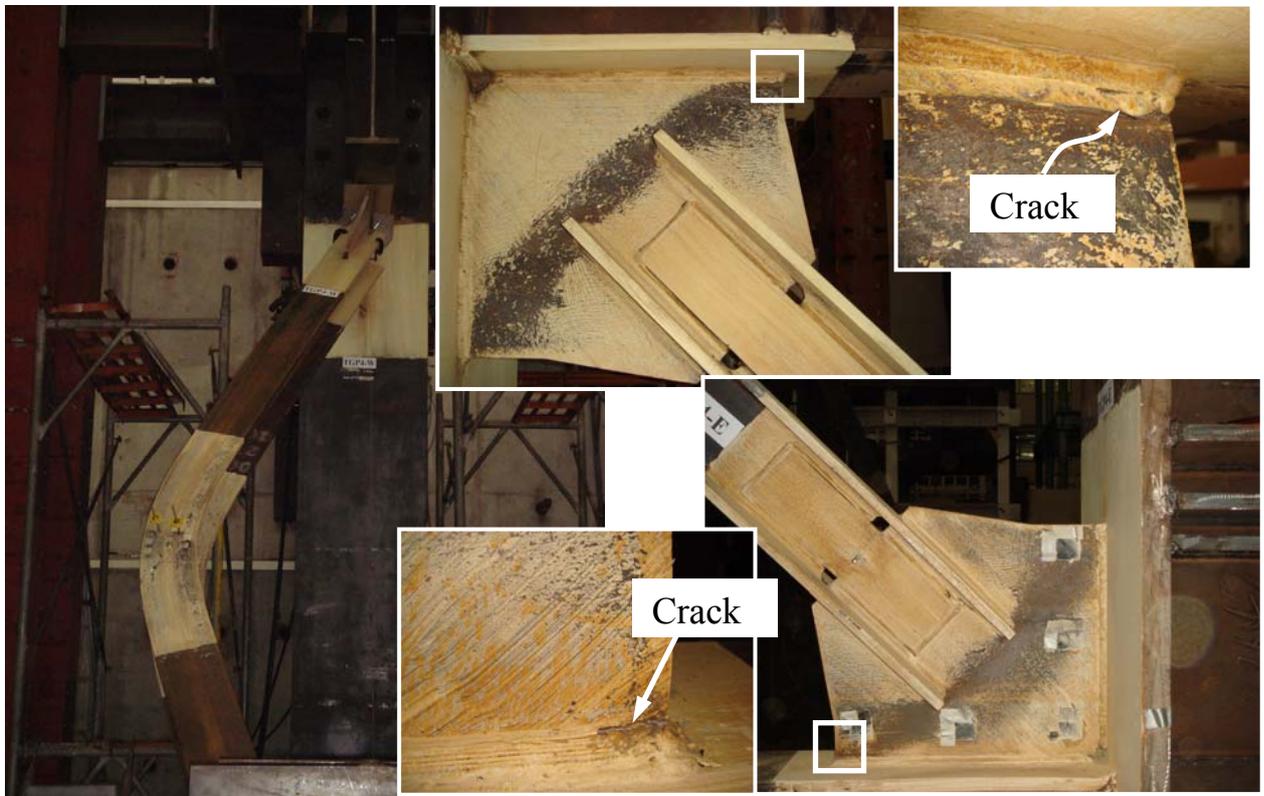


圖 4.53 試體 TGP4 最終破壞行為 (5% 弧度 IDA)

#### 4.4.5 試體 TGP5

根據文獻 (Lehman et al. 2008) 所提出若矩形接合板具  $6t-8t$  的橢圓偏移區域長度，於其行為較佳，故本研究亦從梯形接合板中以此概念進行設計與測試其具橢圓偏移時之耐震行為。試體 TGP5 為梯形接合板具  $EC$ ，橢圓偏移長度為  $6t$  且  $W = 1.0b_E$  之斜撐構材試體。試體於 0.25% 弧度 IDA 呈現彈性階段，致動器之力量亦由上接合板傳遞至斜撐構材再傳入下接合板，傳遞路徑如前幾組試體相似，此時斜撐中央處之面外變形量則有  $-6.7$  mm (方向為南)。當 0.50% 弧度 IDA 時，斜撐構材產生整體挫屈，最大挫屈載重為 1251 kN (最大軸向挫屈強度為 1769 kN)；接合板之凹折區域於受壓時則橢圓形紋路剝落，斜撐構材亦於受壓側產生許多水平與  $45^\circ$  紋路剝落，如圖 4.54 所示。接合板之  $EC$  區域中石膏剝落則隨著斜撐面外變形愈大而愈明顯，達到 1.00% 弧度 IDA，就因接合板凹折為橢圓偏移，使得斜撐端部、與梁及柱之接合銲道處接合板應力集中現象則由石膏剝落情形持續增長可看出，如圖 4.55 所示。IDA 達 1.50% 弧度時，發現斜撐與接合板之填角接合銲道處母材出現初始裂縫，如圖 4.56 所示，而此處之裂縫亦隨著層間位移增大下亦有擴展之現象。達 5.00% 弧度 IDA 時，上接合板與梁之開槽銲道端部之母材出現近 1.5 cm 之裂縫；斜撐與接合板之填角銲道端部之裂縫則有向梁、柱方向兩端些微擴展現象產生，爾後層間位移角達 6.00% 弧度時，上接合板與梁之接合銲道處母材已有 2.5 cm 開裂，而斜撐構材因面外變形量達 617 mm，約佔 15% 斜撐長度，斜撐中央處翼板有明顯之局部挫屈產生，此為試體最終破壞行為，如圖 4.57 所示，試驗挫屈後強度已衰減至最大挫屈強度之 16.0%。



圖 4.54 斜撐初始挫屈與接合板受力行為 (0.5% 弧度 IDA)

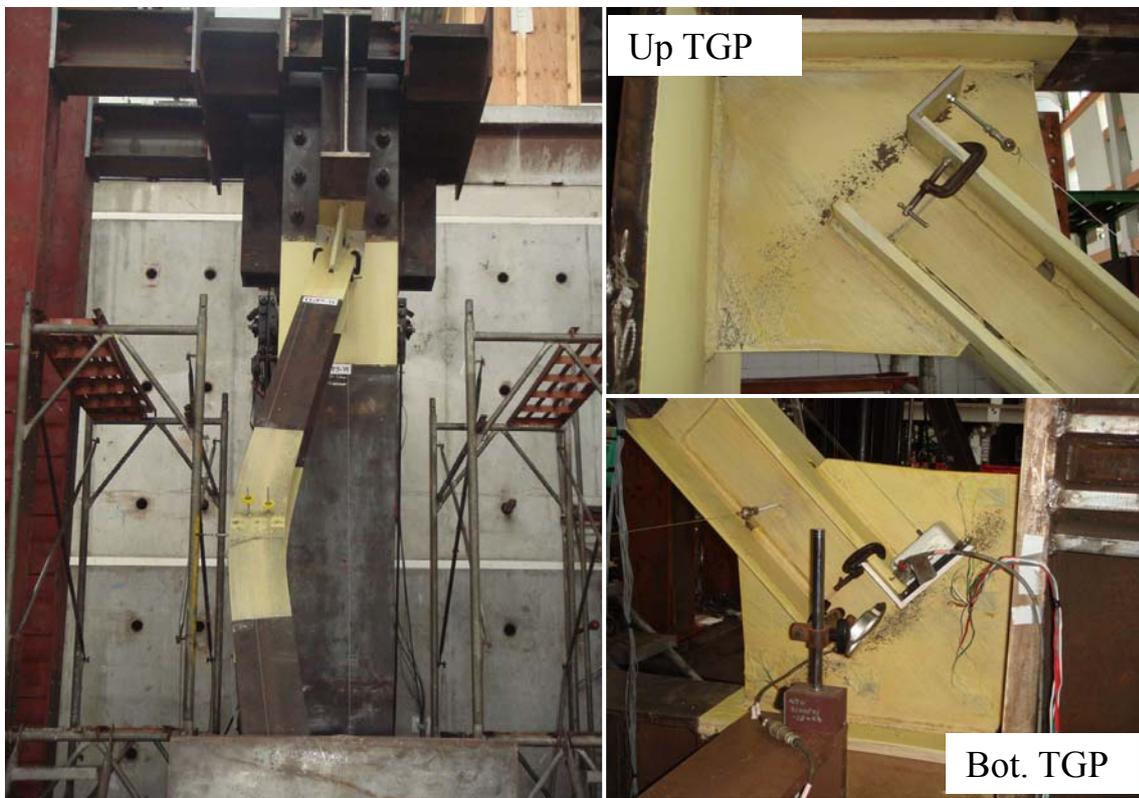


圖 4.55 斜撐挫屈與接合板凹折情形 (1% 弧度 IDA)

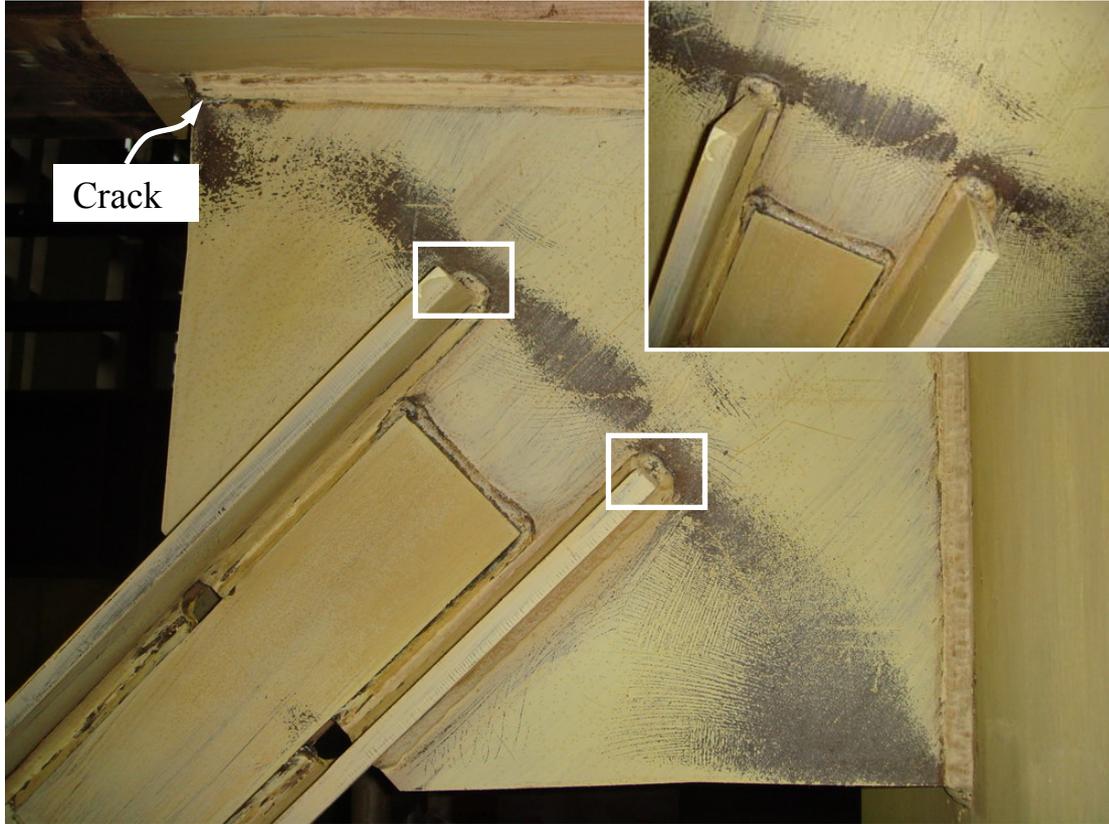


圖 4.56 上接合板於應力集中處之母材開裂情形 (1.5% 弧度 IDA)



圖 4.57 試體 TGP5 最終破壞行為 (6% 弧度 IDA)

#### 4.4.6 試體 RGP

試體 RGP 為矩形接合板具 *EC*，橢圓偏移長度為  $6t$ ，而 *W* 因非梯形型式故於相同橢圓偏移長度下無法維持接合板寬度同等於 Whitmore 有效寬度，採接合板拉力強度等於斜撐構材拉力強度之試體。試驗開始，0.25% 弧度 IDA 受壓，於近接合板端部之斜撐翼板由於力量傳遞下產生  $45^\circ$  紋路；受拉時，由斜撐中央處之拉線式位移計讀得初始面外變形量有  $-6.9\text{mm}$  (偏南)。進入 0.5% 弧度 IDA，於第一迴圈受壓斜撐明顯整體挫屈，挫屈方向向南，最大挫屈載重為  $1119\text{ kN}$  (最大軸向挫屈強度為  $1582\text{ kN}$ )，此時斜撐中央處因受擠壓，於翼板有大量  $45^\circ$  與水平剝落紋路產生，受拉側則有些微  $45^\circ$  石膏剝落紋路，面外變形量達  $-106\text{ mm}$ ；於上、下接合板可發現於偏移區域中明顯凹折紋路與  $45^\circ$  剝落紋路，於 Whitmore Section 中有則出現  $30^\circ$  紋路，偏移區域外則有水平與垂直紋路剝落產生，於接合板之斜撐翼板端部與梁桿件接合鐸道處之剝落則較劇烈，有應力集中之現象發生，如圖 4.58 所示。於 0.75% 弧度 IDA 時，實驗中開始有出現鋼材發出聲響，由於接合板厚度較薄，其受斜撐面外變形所引致之面外變形有雙曲變形產生，斜撐中央受拉側之  $45^\circ$  紋路剝落明顯，而上、下接合板之橢圓凹折區域剝落紋路則隨層間位移增大亦趨明顯。達 4.00% 弧度 IDA 下，上接合板與梁接合板處之母材產生近  $8\text{ cm}$  的明顯開裂，即產生聲響的地方，接合板與斜撐填角鐸道處於受拉力作用下亦有初始開裂產生，如圖 4.59 所示。6.00% 弧度 IDA 時，上接合板之開裂處已明顯撕裂，接合板與斜撐填角鐸道處皆明顯開裂，即為試體 RGP 最終破壞行為，如圖 4.60 所示，斜撐受壓之最大面外變形量達  $612\text{ mm}$ ，約佔 15% 斜撐構材長度，挫屈後載重衰退至 17.6% 之最大挫屈載重。

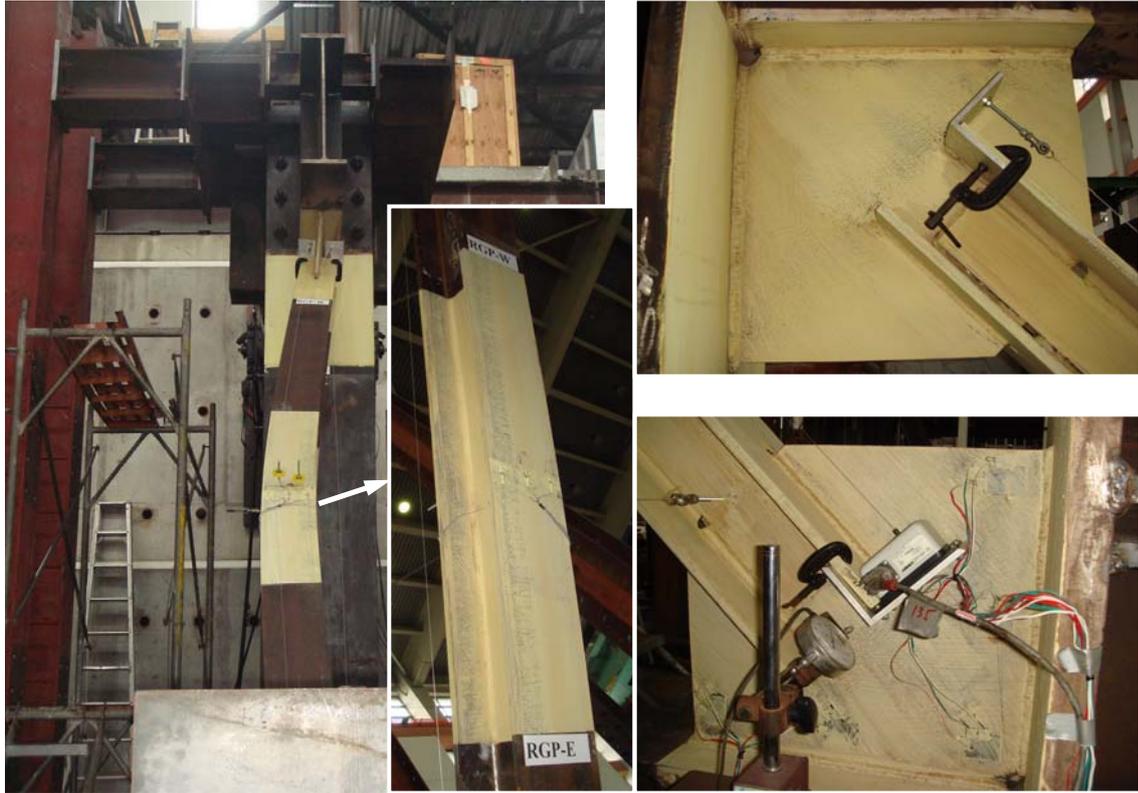


圖 4.58 試體 RGP 產生初始挫屈之各部位變形情況 (0.5% 弧度 IDA)

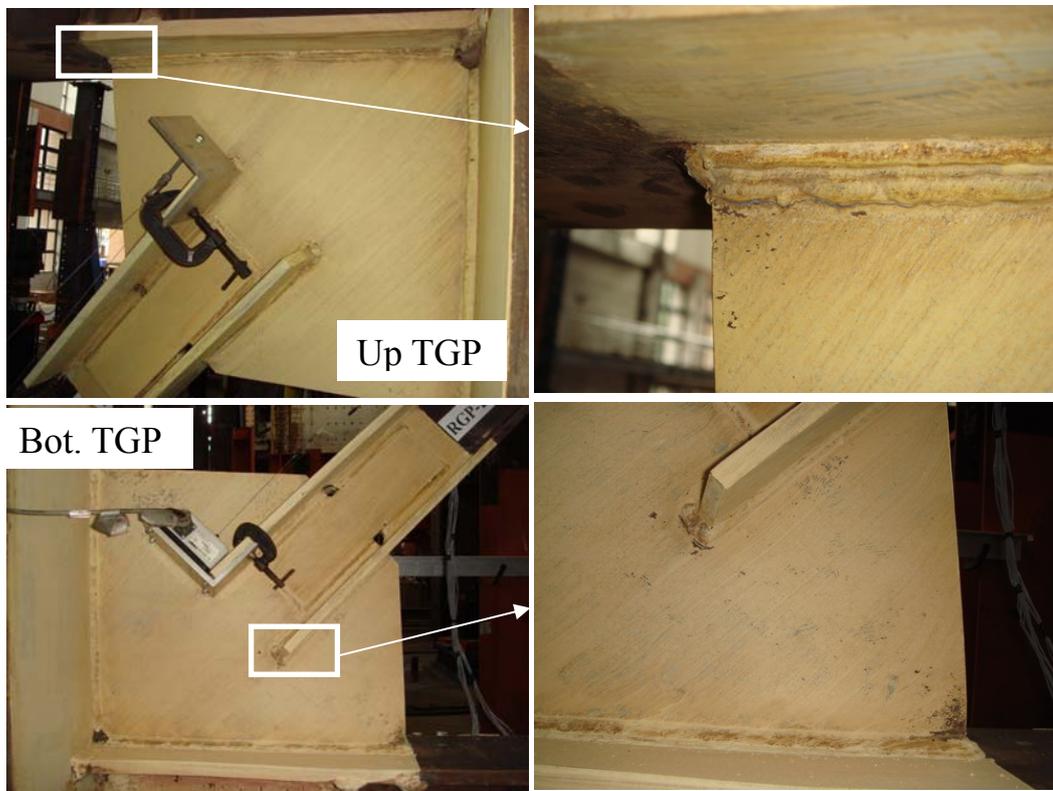


圖 4.59 試體 RGP 之上接合板與梁接合銲道開裂情況 (4% 弧度 IDA)

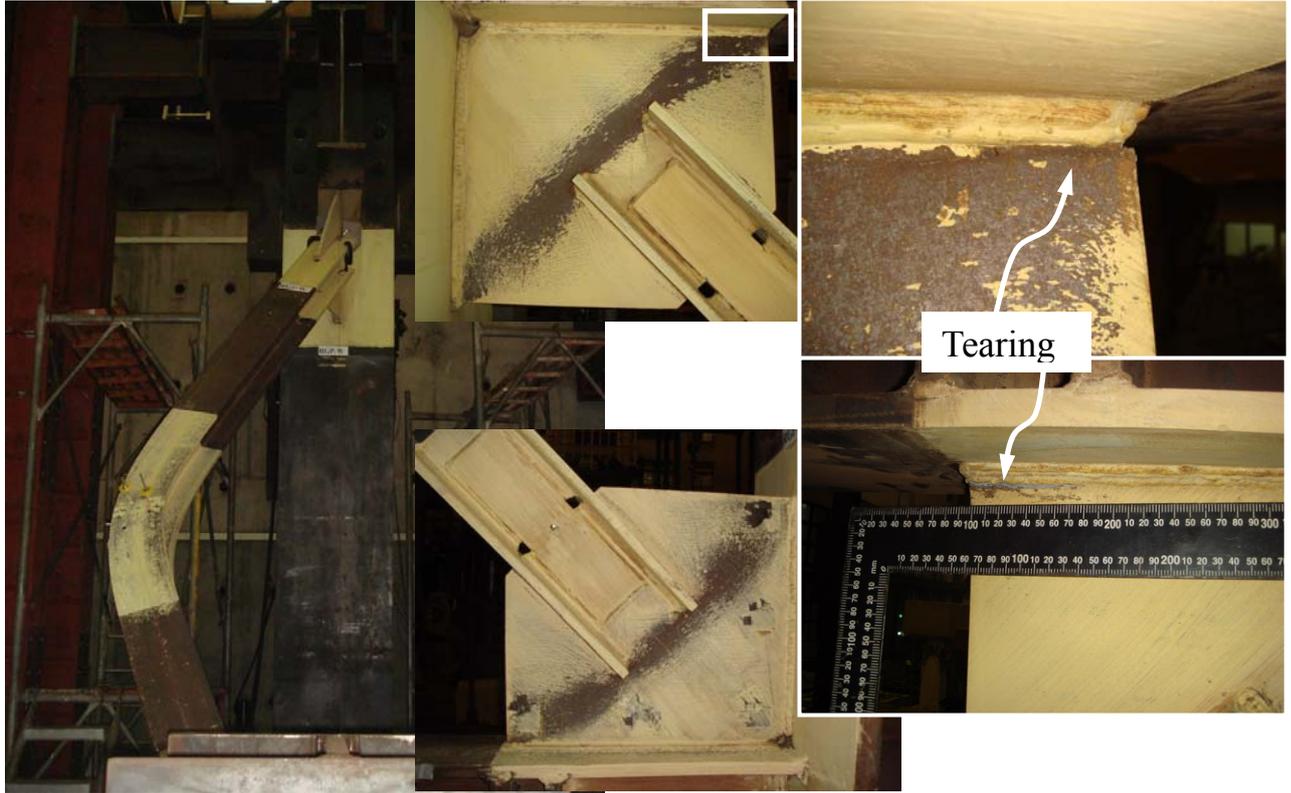


圖 4.60 試體 RGP 最終破壞行為 (6% 弧度 IDA)

## 4.5 實驗結果與討論

本節將根據具梯形接合板之斜撐構材試體進行反覆載重之試驗結果，並分節探討設計參數對於各試體之載重遲滯行為、破壞模式、挫屈強度、面外變形量與能量消散等影響。

### 4.5.1 遲滯行為與破壞模式

圖 4.61 為具線性偏移區域之梯形接合板與 H-型斜撐之層間剪力與層間位移關係圖，由於在執行試體 TGP1 載重試驗中發生非預期的狀況，故只執行至 3.00% 弧度 IDA。由圖可發現 2 組試體於 4% 弧度 IDA 前之遲滯行為皆相似，亦為典型斜撐構材之遲滯行為，並可發現斜撐最大挫屈載重發生於 0.30% 弧度 IDA，其挫屈後強度於 3.00% 弧度 IDA 後持平，不再持續衰減。圖 4.62 為此 2 組試體軸力與軸向變形量之關係圖，軸力直接採層間剪力乘上  $\sqrt{2}$  倍而來，此為兩者之三角關係，軸向變形量則由架於斜撐端部

的拉線式位移計所直接量得，由圖中顯示 2 組試體於 2.00 弧度 IDA 受拉時之軸向變形量為 41 mm，受壓則因殘留變形影響則有 73 mm 之變形量；以 3.00% 弧度 IDA 為基準下，2 組試體之軸向變形量皆達 104 mm；試體 TGP2 於最終 5.00% 弧度 IDA 受壓時則有 168 mm 之軸向變形量，由於試體細長比接近，亦無法明顯顯示其對軸向變形之影響；因非預期情況產生，試體 TGP1 則無執行至與試體 TGP2 相同之載重行程，參數  $W$  之影響亦無法顯示出來。

圖 4.63 為具橢圓偏移區域之梯形與矩形接合板與 H-型斜撐之層間剪力與層間位移關係圖，可發現此 3 組梯形接合板試體皆具相似之遲滯行為，試體 TGP3 與試體 TGP4 因於 5.00% 弧度 IDA 受壓時於與梁接合之接合板處已有較大之開裂行為，故試驗終止；試體 TGP5 與 RGP 則因有較大偏移區域長度 ( $EC=6t$ ) 而延緩其破壞處之開裂行為，故於執行至 6.00% 弧度 IDA 才因產生之接合板與開槽鉸道撕裂過大而終止試驗，由圖 4.64 之軸力-軸向變形關係圖亦發現 4 組試體皆有類似遲滯行為，亦說明了本研究所設計之梯形接合板在於斜撐構架中可扮演著穩定傳遞斜撐構材力量之角色，應用於矩形板上具相同之成效。

6 組試體之破壞模式如表 4.5 所示，可發現 TGP2 雖具 2t 偏移區域長度但因接合板尺寸為最大之試體，於 5.00% 弧度 IDA 受壓時產生了局部凹折挫屈；具橢圓形偏移區域之 4 組試體則皆有與梁開槽鉸道處之接合板延著鉸道邊緣開裂行為，及延著與斜撐填角鉸道端部邊緣開裂行為，代表著這些地方之應力集中現象，而此產生撕裂或開裂之位置皆非產生於接合鉸道上，雖為局部破壞，但並無脆性破壞之產生。

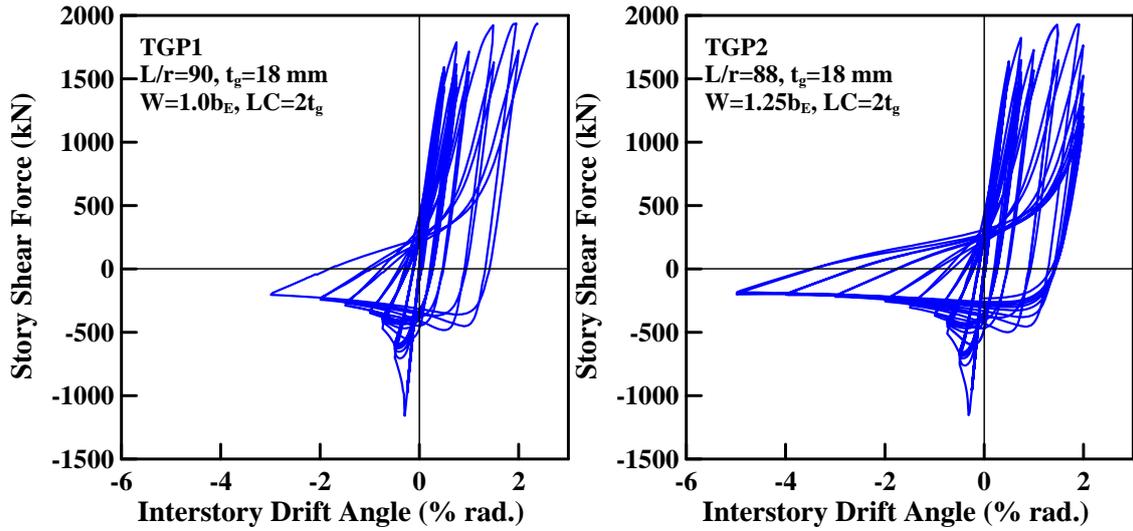


圖 4.61 LC 系列試體之層間剪力-層間位移角關係圖

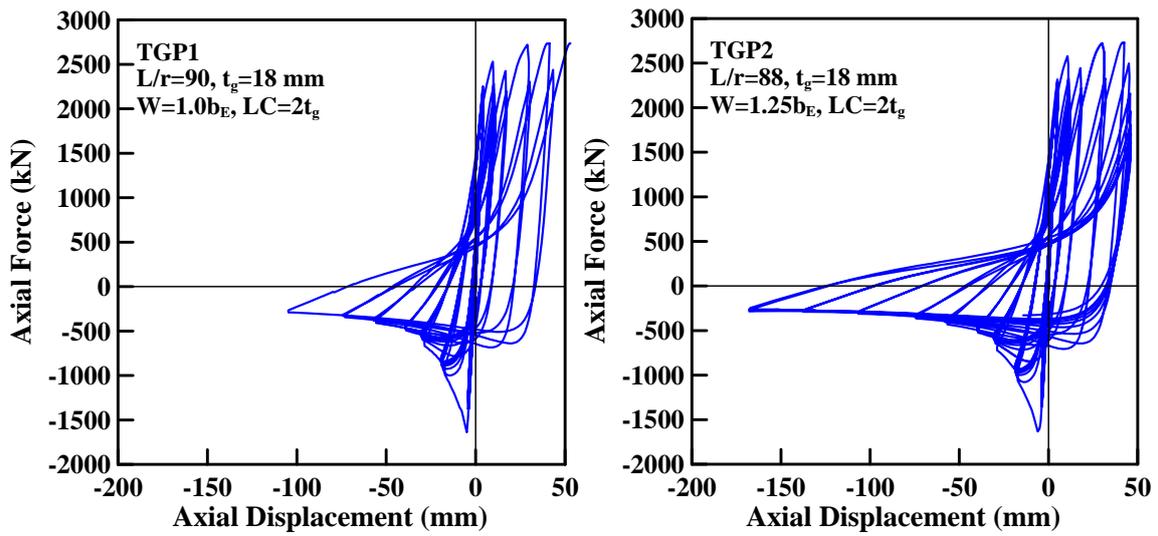


圖 4.62 LC 系列試體之軸力-軸向變位關係圖

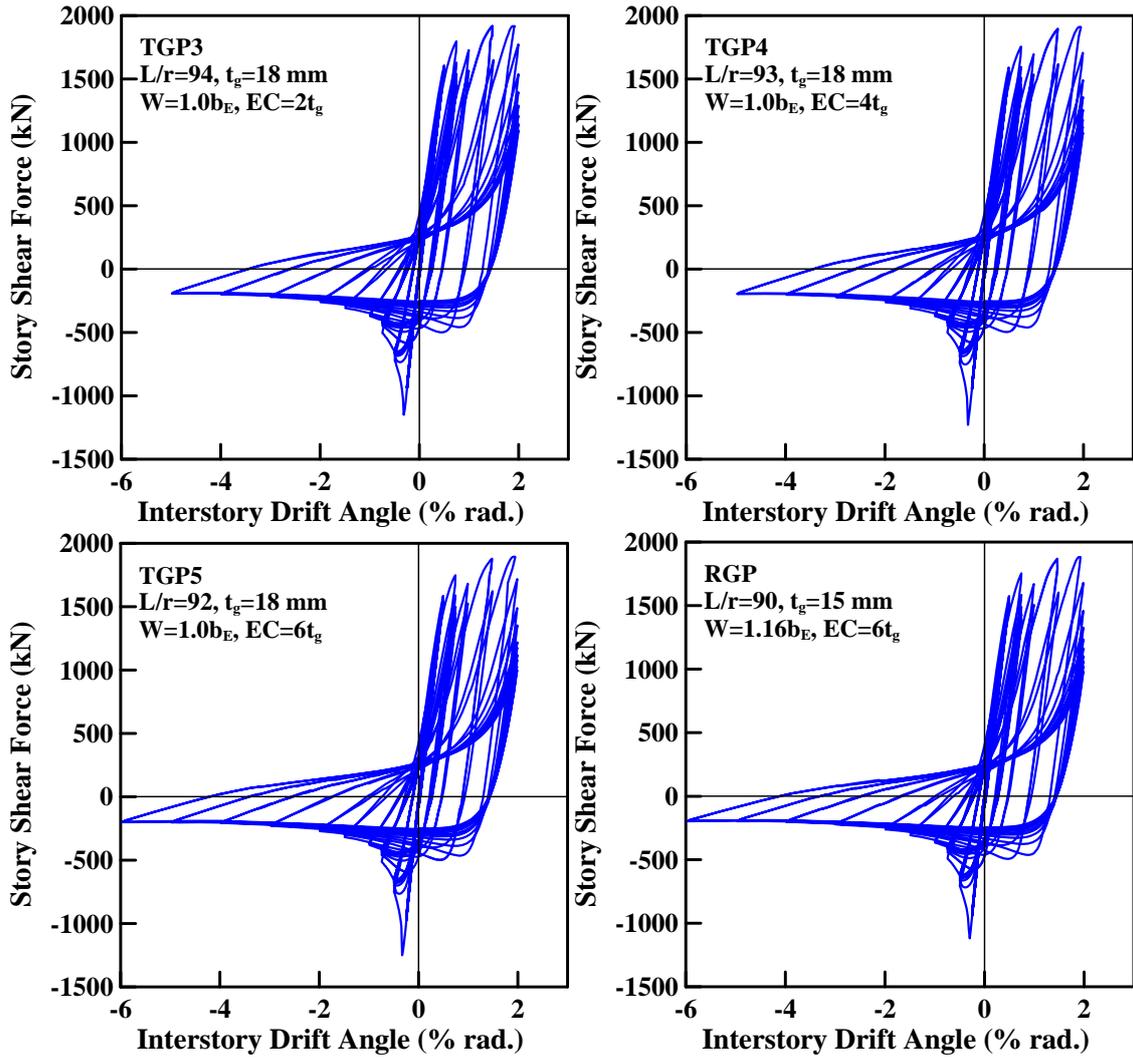


圖 4.63 EC 系列試體之層間剪力-層間位移角關係圖

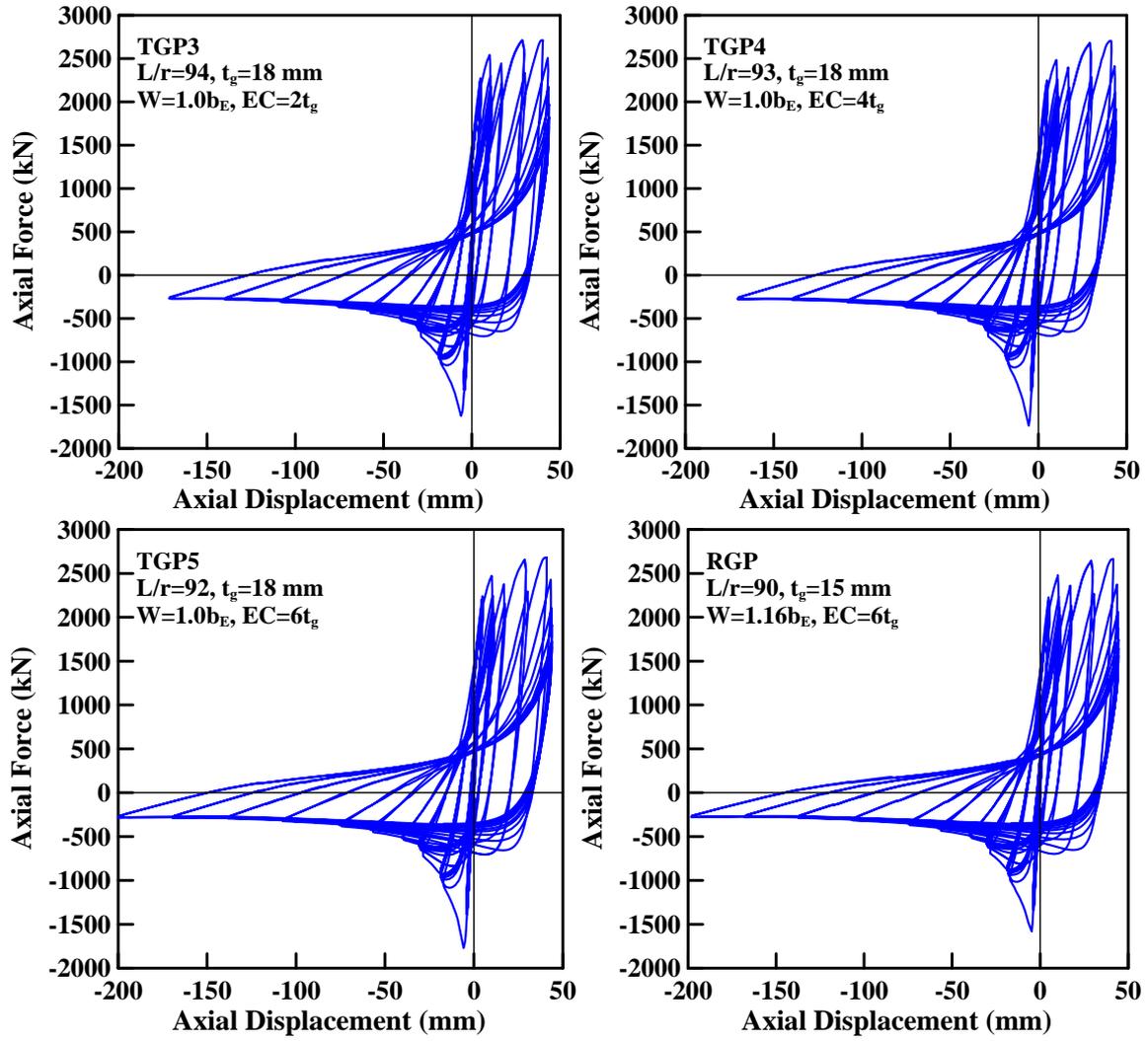


圖 4.64 EC 系列試體之軸力-軸向變位關係圖

表 4.5 6 組試體之破壞模式

試體	偏移型式	接合板寬度 (W)	破壞模式
TGP1	LC-2t	1.00 $b_E$	斜撐拉力強度設計過小，導致試驗提前終止；斜撐翼板些微局部挫屈
TGP2	LC-2t	1.25 $b_E$	接合板局部挫屈；斜撐翼板局部挫屈
TGP3	EC-2t	1.00 $b_E$	接合板與梁之開槽銲道處之母材開裂； 接合板與斜撐填角銲道處之母材開裂； 接合板局部挫屈；斜撐翼板局部挫屈
TGP4	EC-4t	1.00 $b_E$	接合板與梁之開槽銲道處之母材開裂； 接合板與斜撐填角銲道處之母材開裂； 斜撐翼板局部挫屈
TGP5	EC-6t	1.00 $b_E$	接合板與梁之開槽銲道處之母材開裂； 接合板與斜撐填角銲道處之母材開裂； 斜撐翼板局部挫屈
RGP	EC-6t	1.16 $b_E$	接合板與梁之開槽銲道處之母材撕裂； 接合板與斜撐填角銲道處之母材開裂； 斜撐翼板局部挫屈

#### 4.5.2 試體強度與面外變形關係

本試驗共設定 3 組參數與 2 種不同偏移區域型式以探討於反覆載重作用下之影響，圖 4.65 為 2 種不同偏移區域型式之接合板與斜撐構材強度包絡線圖，由 LC 系列之強度包絡線圖中可看出接合板之寬度對於整體挫屈強度上之影響並不明顯，雖試體 TGP2 因接合板寬度增加下尺寸增大相對縮減斜撐長度，但試驗出來之最大挫屈強度卻與試體 TGP1 相差不大；EC 系列 4 組試體，主要變數為偏移區域長度由 2t 增至 6t，由試驗中亦發現偏移長度提昇有助延緩接合板發生開裂或撕裂處之產生，EC 為 6t 之試體 TGP5 與試體 RGP 甚至可執行至 6.00% 弧度 IDA 受壓下，接合板還無更劇烈行為產生，只有接合板局部產生破壞，而於強度包絡線圖中 4 組試體皆具相似之強度反應，試體 RGP 因採  $\beta_j = 1.0$  於拉力強度上則略小於其餘 3 組試體。表 4.6 為 6 組試體之最大挫屈載重與軸向受壓強度表， $H_{cr,TEST}$  為由油壓致動器所得之挫屈載重， $P_{cr,TEST}$  為試體軸向之挫屈載重， $P_{cr,post}$  為試體挫屈後軸

向載重。由表顯示出具線性凹折之 2 組試體最大挫屈強度幾乎一樣，此結果與先前有限分析結果有些許差異，接合板寬度對於整體挫屈強度之提昇於此試驗中並不顯著；於採橢圓凹折之 4 組試體之最大挫屈強則有隨細長比變小而強度變大之趨勢，而其所試驗之強度較具線性凹折之 2 組試體來得大，其因在於接合板凹折為橢圓形時則相對需要較大之力量，因此則反應於試體整體挫屈強度上，亦可從具相同細長比之試體 TGP1 與試體 RGP 中發現接合板於整體挫屈強度之貢獻。各試體挫屈後軸向載重比則介於 16%~17.6%。

圖 4.66 至圖 4.71 為本試驗所設置量測接合板與斜撐面外變形量之測點與 6 組試體各測點之面外變形量與層間位移之關係，由斜撐端部之接合板所測得之面外變形量於具線性偏移區域之試體有著較多的變形量，達 12 mm，約佔斜撐構材長度之 0.3%，於具橢圓偏移區域之試體其所測得面外變形量則介於 4 mm~8 mm，約佔斜撐構材長度之 0.2%。於接合板端部之面外變形，2 組具 *LC* 之試體亦有較大之變形量，試體 TGP2 已達 110 mm，約佔斜撐構材長度之 2.8%，由試驗中倒是測試出在接合板寬度增加下，接合板本身面外變形亦較大，亦有助於斜撐之韌性發展；4 組具 *EC* 試體則無因偏移長度增加下而增加面外變形量，於接合板端部之面外變形量皆近於 80 mm，約佔斜撐構材長度之 2%。反觀於斜撐中央處之面外變形量除試體 TGP1 於 3.00 弧度 IDA 達近 500 mm 變形量外，其餘 5 組試體於最終層間變位下皆達到 600 mm 之面外變形量，約佔斜撐構材長度之 15%，由圖 4.72 至圖 4.74 更可看出各測點於每個層間變位下所量得面外變形量之變化。

表 4.6 6 組試體最大挫屈強度與挫屈後強度表

Specimens	$L_B/r_y$	$H_{cr,TEST}$ (kN)	$P_{cr,TEST}$ (kN)	$P_{cr,post}$ (kN)	$\frac{P_{cr,post}}{P_{cr,TEST}}$ (%)
TGP1	90	1159	1639	289	17.6
TGP2	88	1154	1632	284	17.4
TGP3	94	1150	1626	194	16.9
TGP4	93	1230	1740	279	16.1
TGP5	92	1251	1770	284	16.0
RGP	90	1119	1582	278	17.6

$H_{cr,TEST}$  : 油壓致動器之挫屈載重

$P_{cr,TEST}$  : 試體軸向之挫屈載重

$P_{cr,post}$  : 試體挫屈後軸向載重

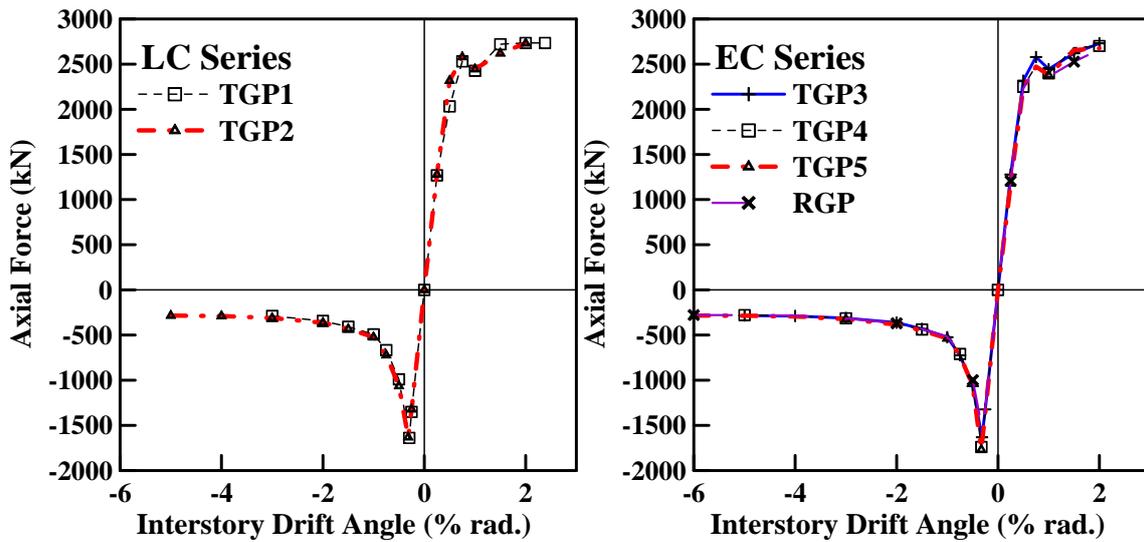


圖 4.65 具不同偏移區域型式之接合板與斜撐構材軸向強度包絡線圖

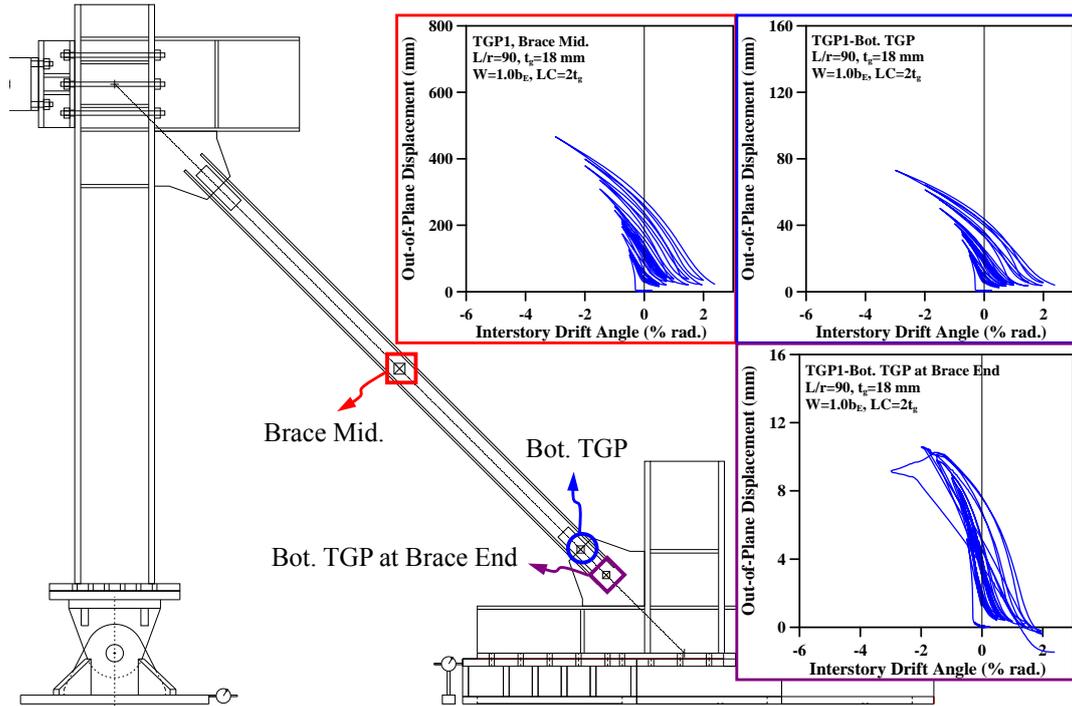


圖 4.66 試體 TGP1 斜撐端部至中央各測點之面外變形量

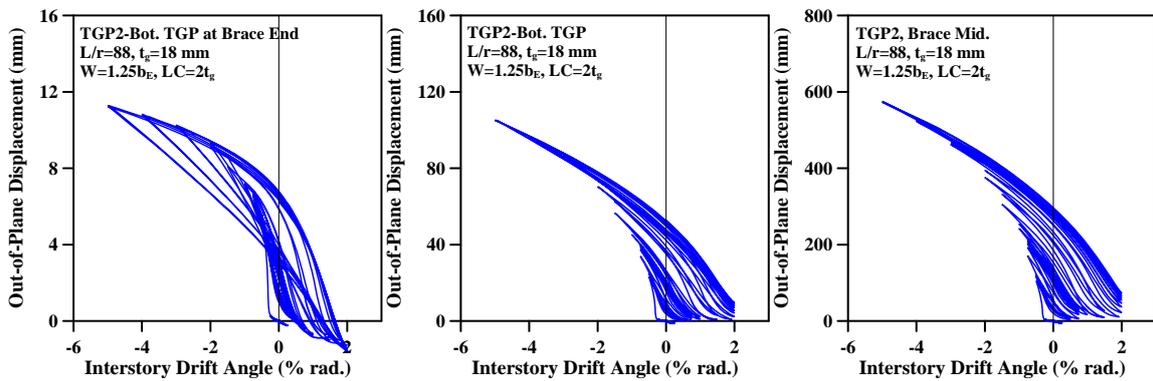


圖 4.67 試體 TGP2 斜撐端部至中央各測點之面外變形量

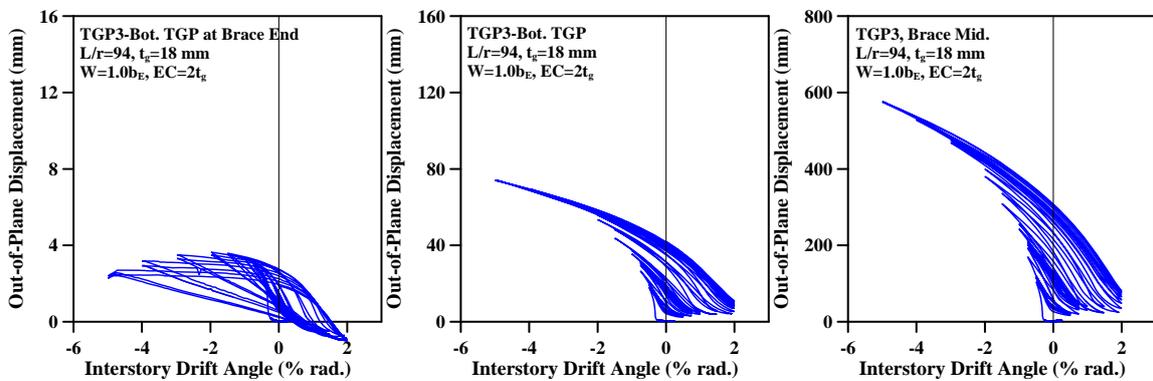


圖 4.68 試體 TGP3 斜撐端部至中央各測點之面外變形量

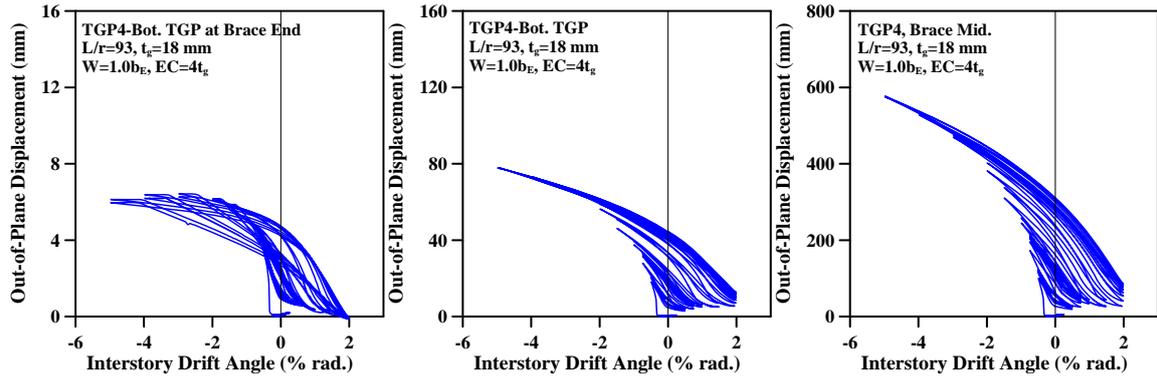


圖 4.69 試體 TGP4 斜撐端部至中央各測點之面外變形量

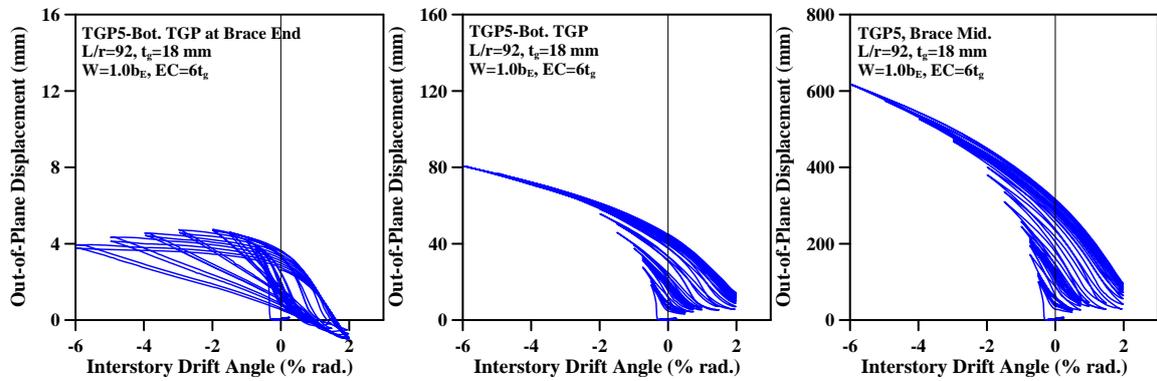


圖 4.70 試體 TGP5 斜撐端部至中央各測點之面外變形量

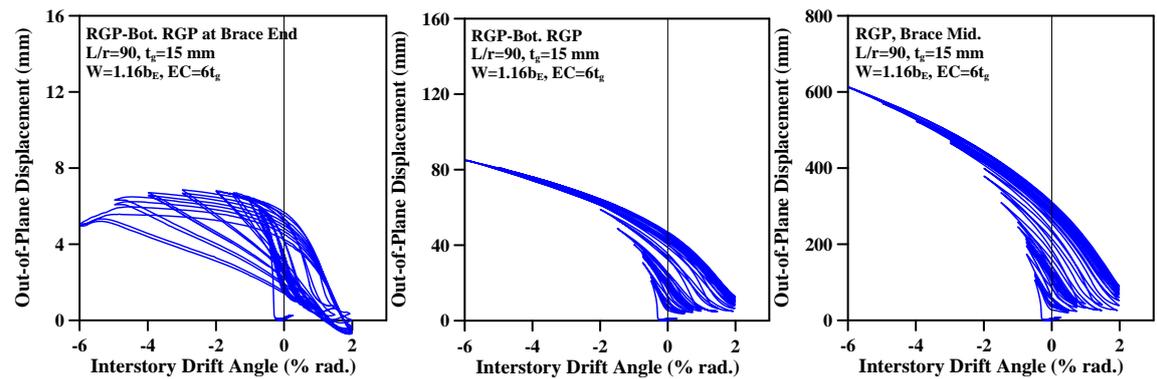


圖 4.71 試體 RGP 斜撐端部至中央各測點之面外變形量

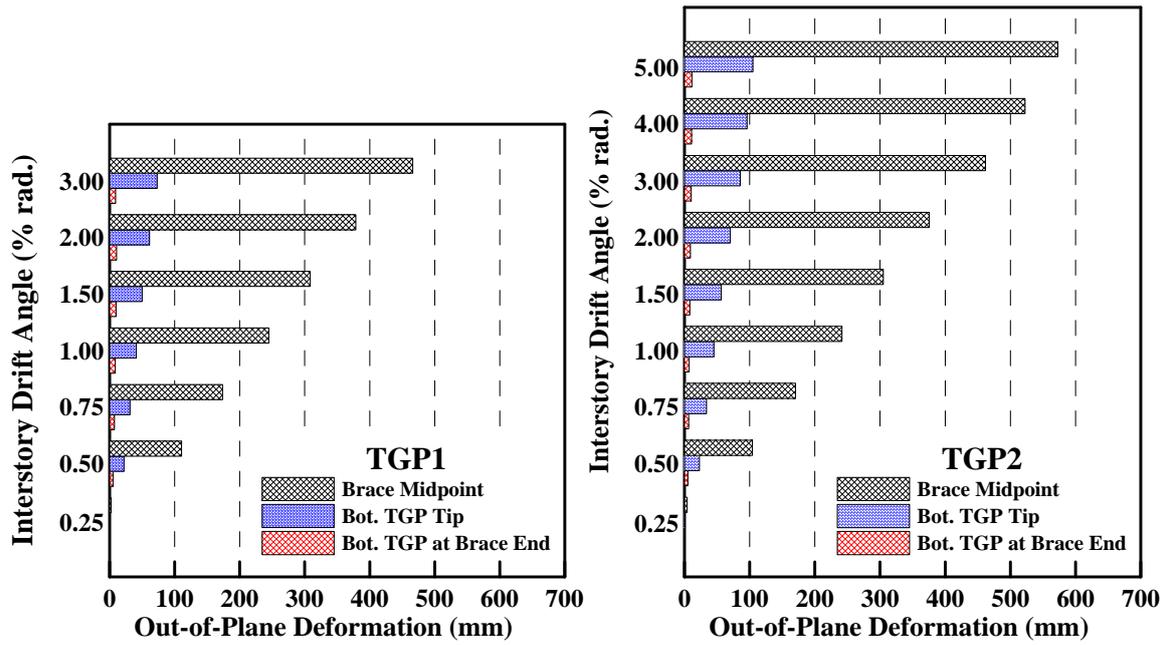


圖 4.72 試體 TGP1 與試體 TGP2 之各測點面外變形量變化

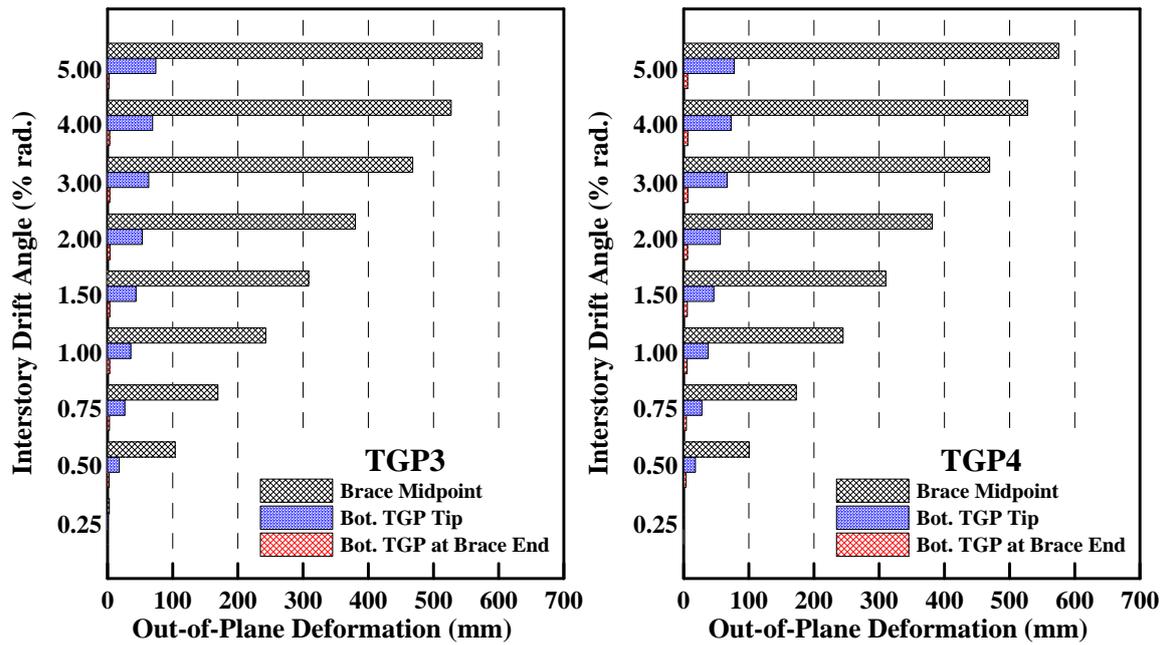


圖 4.73 試體 TGP3 與試體 TGP4 之各測點面外變形量變化

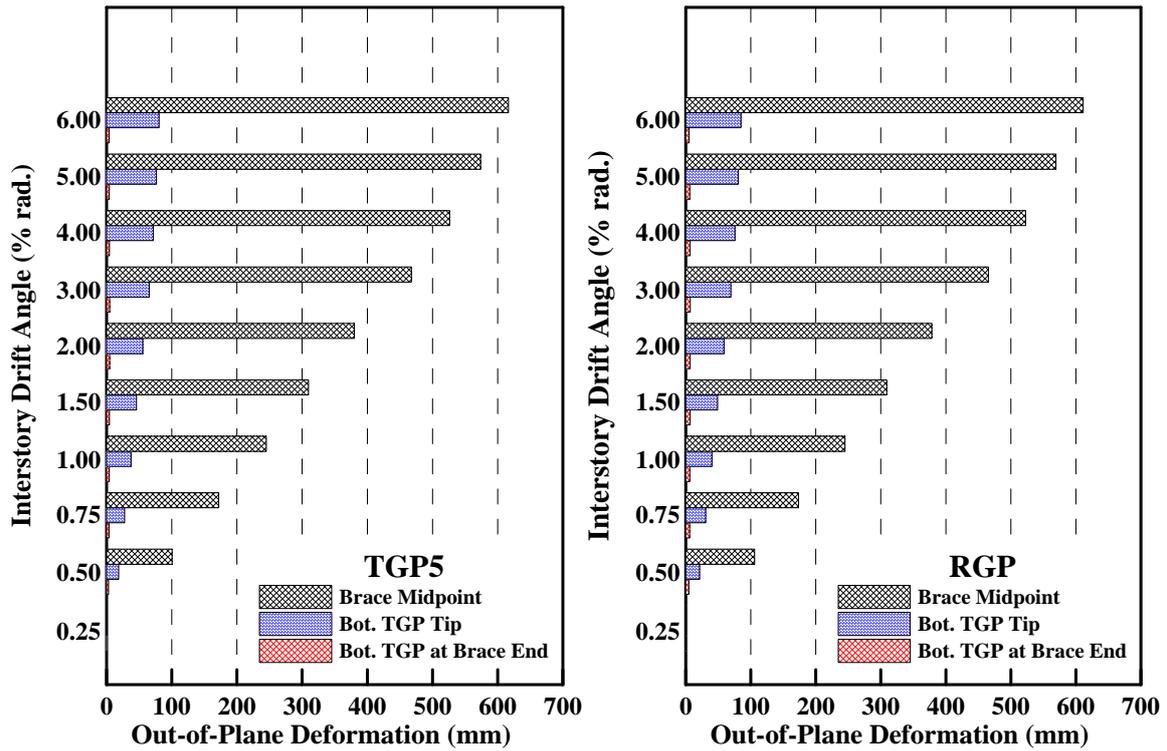


圖 4.74 試體 TGP5 與試體 RGP 之各測點面外變形量變化

### 4.5.3 能量消散關係

本節藉由計算各試體之遲滯迴圈所累積能量消散，以探討不同參數下之影響。各試體之能量計算方式如圖 4.75 所示，於計算遲滯迴圈下所包覆之面積則為該迴圈下所消散之能量大小，爾後再根據每個層間位移所設定執行迴圈數相加以代表該層間位移下所消散能量之總和，最後再累計則為圖 4.76 至圖 4.79 所示。由圖 4.76 與圖 4.77 顯示具線性偏移區域之試體能量消散從斜撐開始產生整體挫屈而面外變形開始累積能量，於 3.00% 弧度 IDA 所累計消散能量皆相同；圖 4.78 與圖 4.79 中可知具橢圓偏移區域之試體於 5.00% 弧度 IDA 所累計能量消散亦皆相同，可發現 6 組試體所消散能量機制大多為斜撐構材所提供，接合板亦有些許貢獻，所設定之接合板寬度 ( $W$ ) 與不同偏移型式 ( $LC/EC$ ) 等 2 組參數於能量消散之影響並無明顯差異，接合板拉力強度與斜撐拉力強度比值之參數  $\beta_j$  增大則於能量消散反應上則有明顯差距。

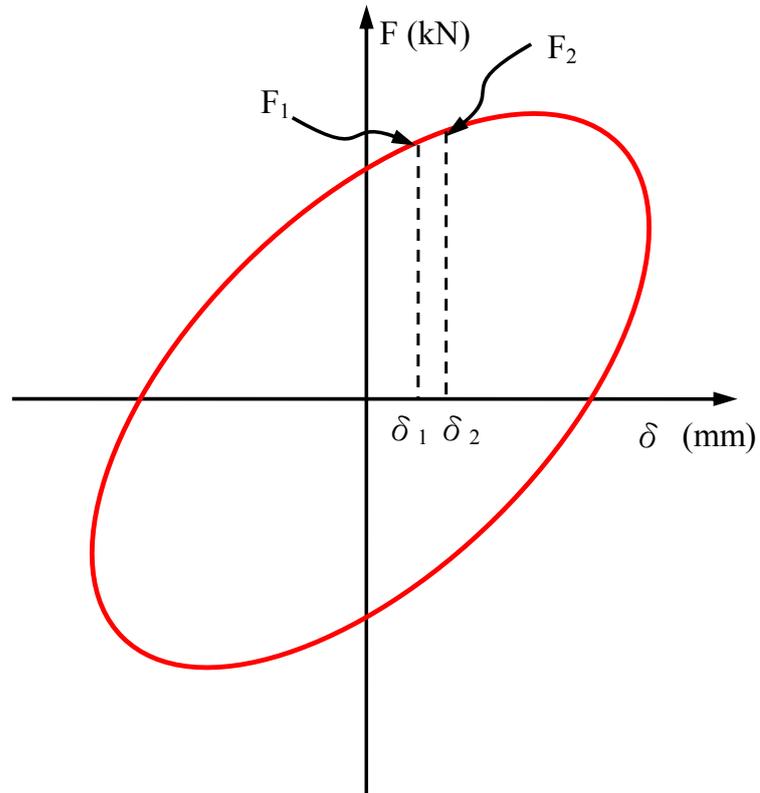


圖 4.75 試體能量消散之計算示意圖

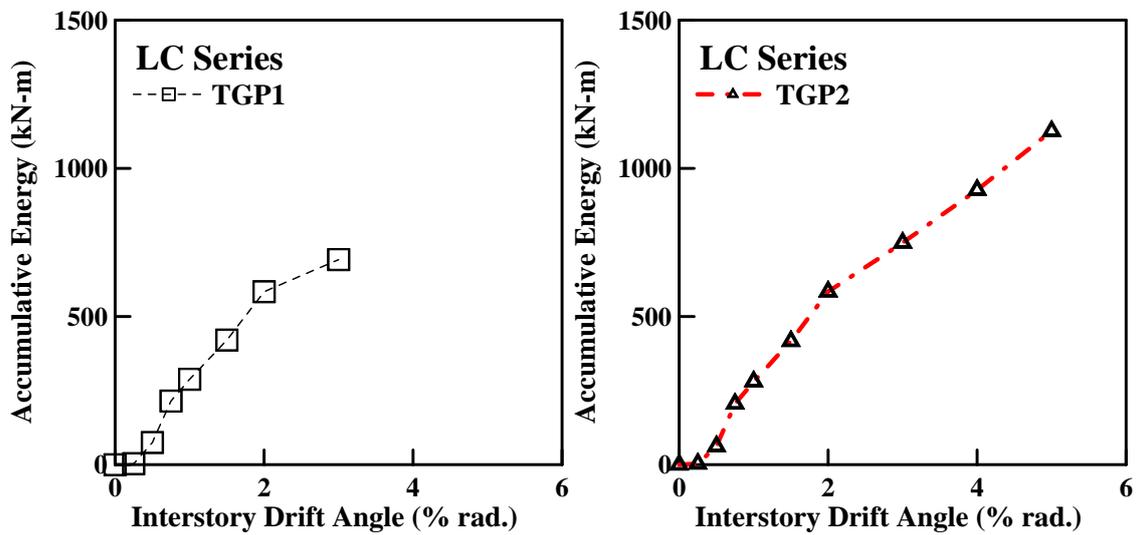


圖 4.76 試體 TGP1 與試體 TGP2 能量累積-層間位移角關係圖

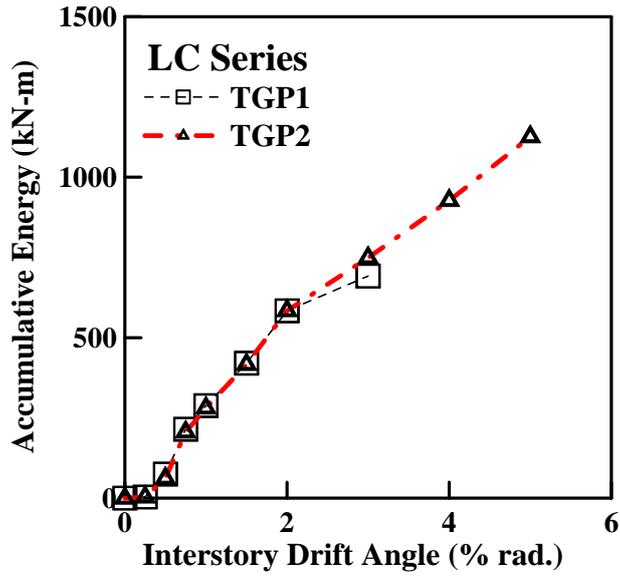


圖 4.77 LC 系列試體能量累積-層間位移角關係圖

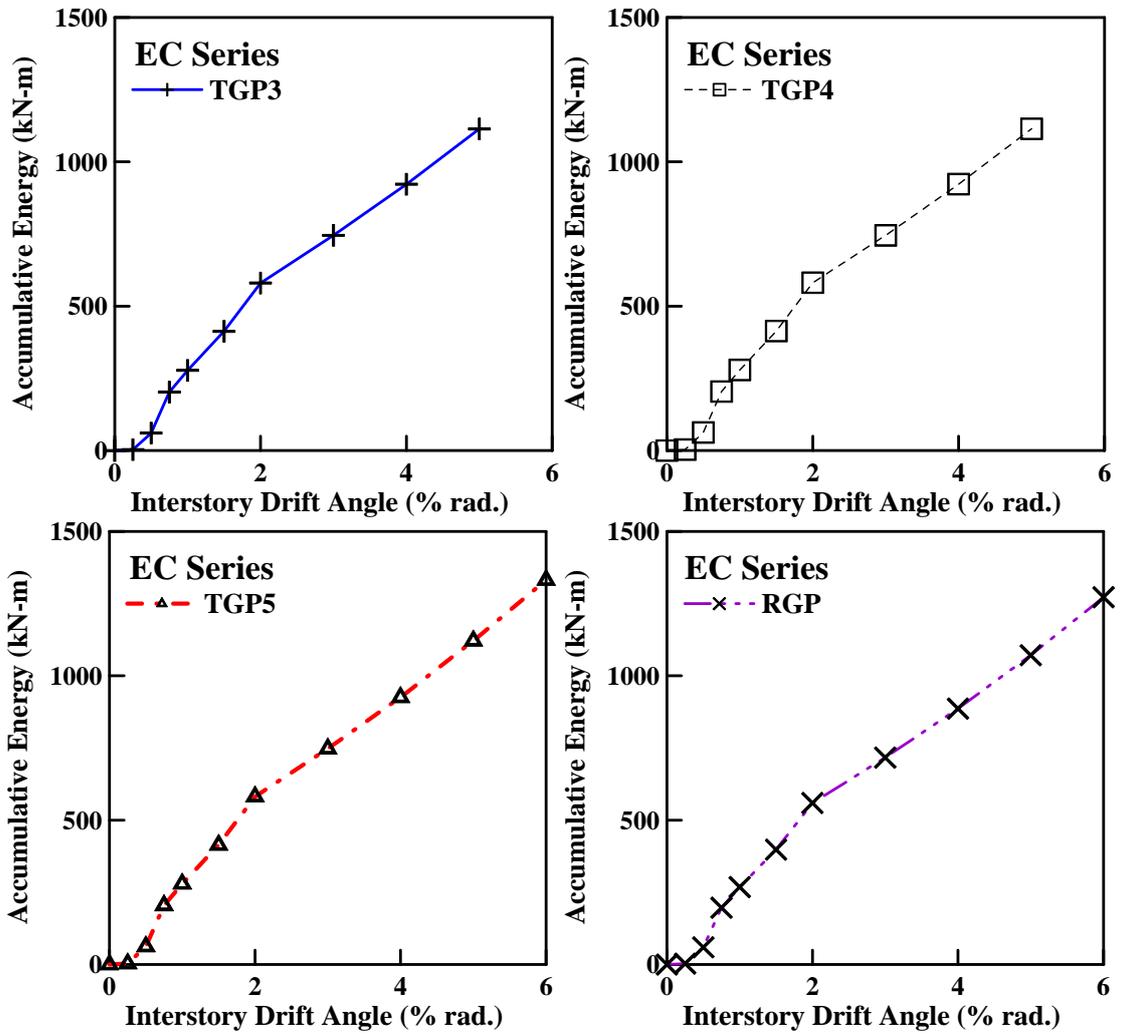


圖 4.78 4 組具 EC 之試體能量累積-層間位移角關係圖

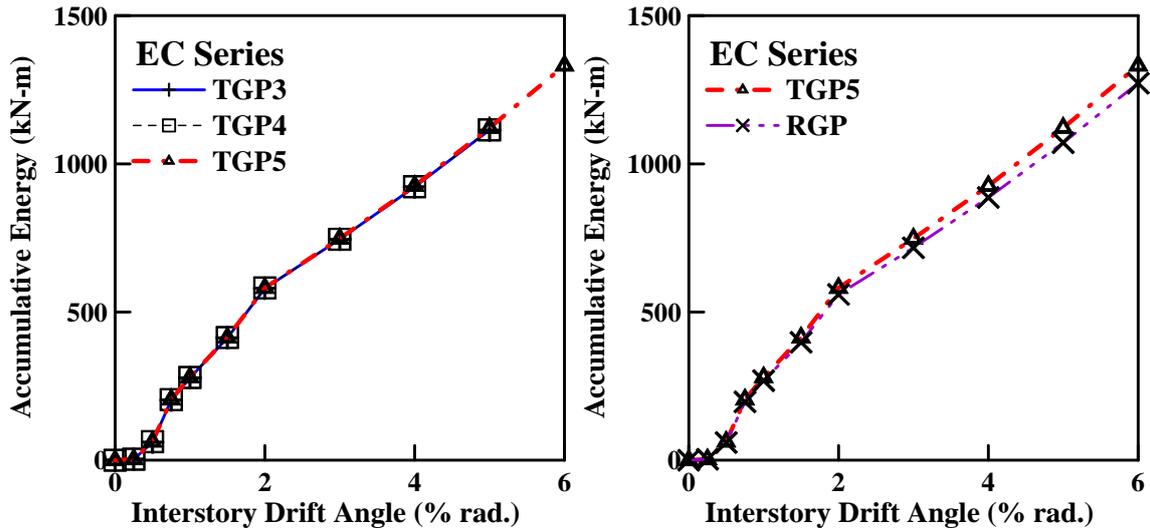


圖 4.79 EC 系列試體能量累積-層間位移角關係圖

#### 4.5.4 結語

縱觀已執行完成 6 組試體反覆載重試驗，所設計之梯形接合板與 H-型斜撐構材在於擬地震力作用過程中可穩定變形與遲滯行為，以及消散能量；所設定 3 個研究參數：(1) 接合板與斜撐拉力強度比值 ( $\beta_j$ )；(2) 接合板之寬度 ( $W$ )；(3) 不同偏移區域型式與長度 ( $LC/EC$ ) 於試驗結果亦有如預期之遲滯行為，6 組試體於 5.00% 弧度 IDA 下皆達近 60 cm 之面外變形量，約佔斜撐構材長度之 15%，梯形接合板之變形能力皆可提供超過於規定最大層間位移角 4.00% 弧度下斜撐的面外變形。最重要者，所研究之梯形接合板足以穩定傳遞斜撐構材與梁、柱構件之力量，當斜撐構材產生整體面外挫屈時，斜撐端部旋轉量則由梯形接合板之偏移區域提供其面外凹折，以提昇斜撐構材之整體韌性，於矩形接合板之適用性亦具相當之效益。

## 第五章 實驗模擬與分析

### 5.1 前言

為觀察試體於載重試驗過程之各部位降伏情形、變形情況與局部應力集中情形，藉由塗佈各部份鋼材表面之石膏漆在受力時所造成表面紋路之剝落以得知其降伏狀況；而在有限元素模擬分析中，則藉由分析模擬試體漸進式的產生降伏與塑性情形以瞭解試體受力狀況行為。本章將藉由有限分析結果與實驗結果進行評估與驗證，並針對接合板和斜撐之整體與局部反應加以探討。

### 5.2 具梯形接合板斜撐構材之分析評估

#### 5.2.1 模型建立與分析程序

根據第 4 章所規劃測試之 6 組試體，於本章節將藉由 ABAQUS 建立有限元素分析模型以執行反覆載重，比較試驗與分析結果，並驗證分析結果。分析模型尺寸與試驗試體一致，所有鋼材採殼元素 S4R 模擬，鋼材之應力-應變曲線採三線性段模擬，材料強度為實際鋼材強度，應變硬化模型採用走動硬化模擬反覆載重作用下之行為。為更貼切與準確模擬試驗試體，模型中並將試驗基座與施力端之 H-型立柱皆建立其中，分析模型與試體網格圖如圖 5.1 所示。

模型之邊界條件設定，於試驗設置中 H-型立柱之鉸支承座模擬則利用 ABAQUS CAE 中 Interaction 模組下所內建連接桿 (Connector) 之剛性桿件連結鉸支承軸心，軸心之設置則利用設立參考點 (Reference Point, RP) 之方式建立，爾後將立柱底板之端點由剛性桿件相接至所設置之 RP 上，並於 RP 設定束制其 3 個方向之位移及 X 與 Z 方向之旋轉；試體基座為採螺栓接合鎖定試驗基座上，其間不具相對滑移行為，故於模擬其邊界採固定支承 (Fixed End)，載重位移則施加於工作點 (Working Point) 上，如圖 5.2 所示，分析之載重位移歷時則採用圖 4.44 之版本。

分析模型與材料性質等前置處理設定完成後，於正式執行應力分析前則利用挫屈特徵值分析以獲得正確之挫屈模態，如圖 5.3 所示。正式分析執行前將所得之挫屈模態引入應力分析程序中，並輸入初始缺陷值，斜撐構材之 IMP 為構材長度之 1/1000，爾後正式提交應力分析。採用試體 TGP1 與試體 TGP2 執行有限元素分析，並將針對斜撐構材與接合板之等值應力分佈與等值塑性應變 (PEEQ) 探討，以及試驗結果與分析結果之比較與驗證。

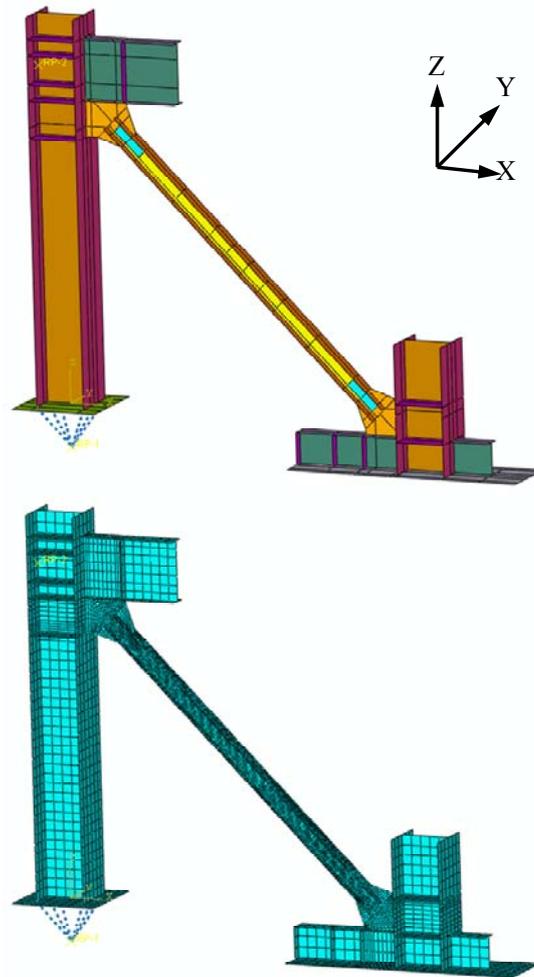


圖 5.1 分析模型與網格圖

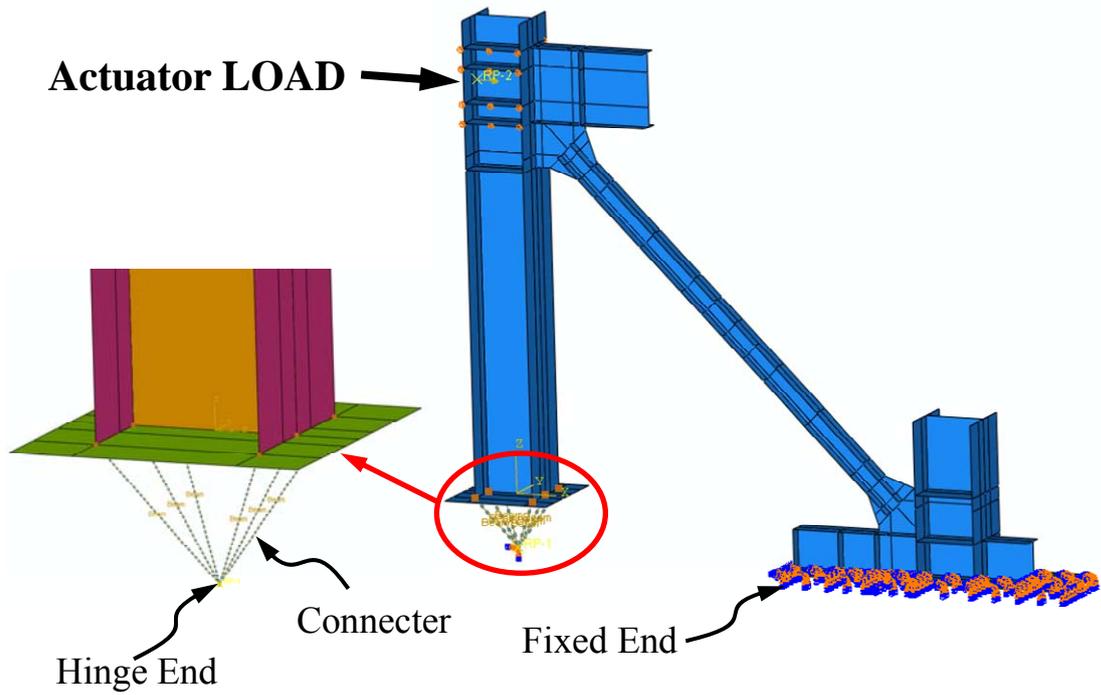


圖 5.2 分析模型之邊界條件設定

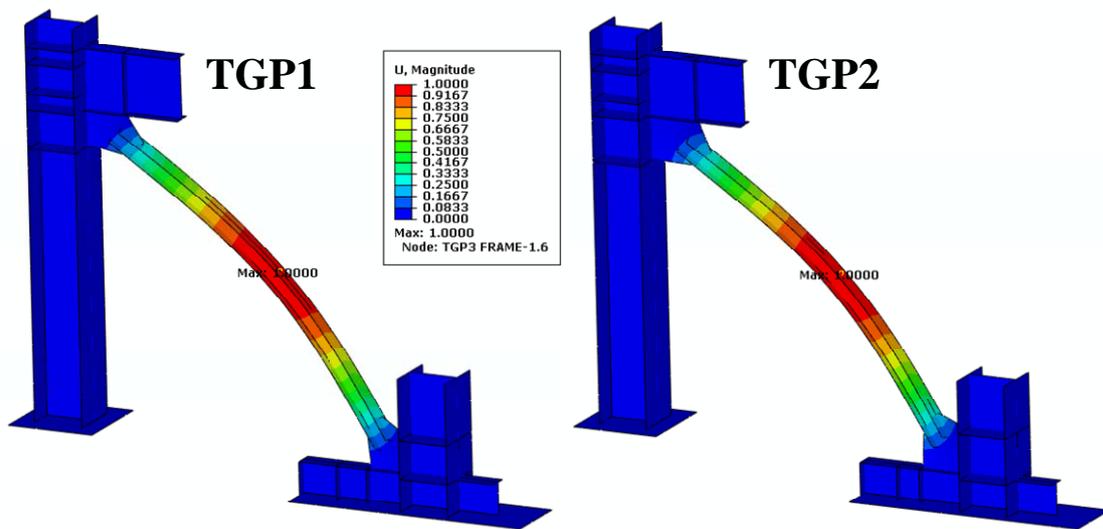


圖 5.3 試體 TGP1 與試體 TGP2 之挫屈模態 (Mode 1)

### 5.2.2 整體反應

試體之整體反應乃以具梯形接合板之斜撐構材試體之遲滯迴圈與各測點之面外變形量與層間位移關係圖來表示。圖 5.4 為試體 TGP1 與試體 TGP2 實驗與分析之層間剪力-層間位移遲滯迴圈結果比較圖，顯示採 ABAQUS 所建立之分析模型於試體最大挫屈載重與其發生挫屈時機皆可有效模擬，於 2 組試體於受拉、壓力加載時之迴圈與試驗曲線幾乎疊合，然而於受拉力加載後卸載之行為則與試驗有所偏差，推測之原因可能於分析模型所採用材料應變硬化曲線為簡化三線性段行為。

圖 5.5 與圖 5.6 為試體 TGP1 與試體 TGP2 實驗與分析於各測點面外變形量-層間位移關係比較圖，於試體 TGP2 在斜撐構材端部之接合板面外變形量之分析結果與實驗值則有較明顯之偏差量外，推測原因為量測儀器針盤式位移計之架設誤差所致，整體上分析結果大致與實驗所測得之面外變形量相吻合。由此，根據 2 組試體之試驗結果驗證所分析之結果，可發現採 ABAQUS 所建立之分析模型與分析程序與方法可有效模擬 H-型斜撐構材具梯形接合板接合之遲滯行為與斜撐挫後之面外變形關係。

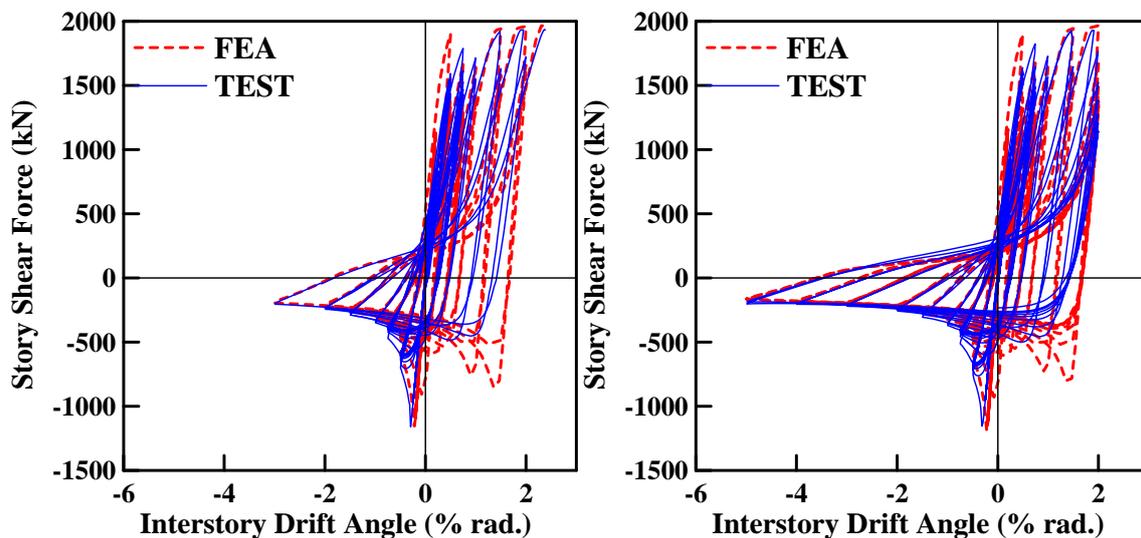


圖 5.4 試體 TGP1 與試體 TGP2 實驗與分析之層間剪力-層間位移關係圖比較

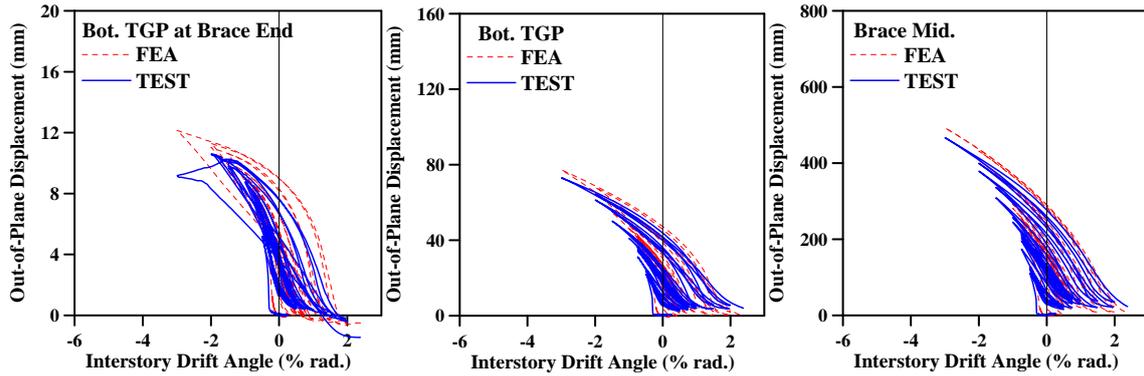


圖 5.5 試體 TGP1 實驗與分析之各測點面外變形量-層間位移關係圖比較

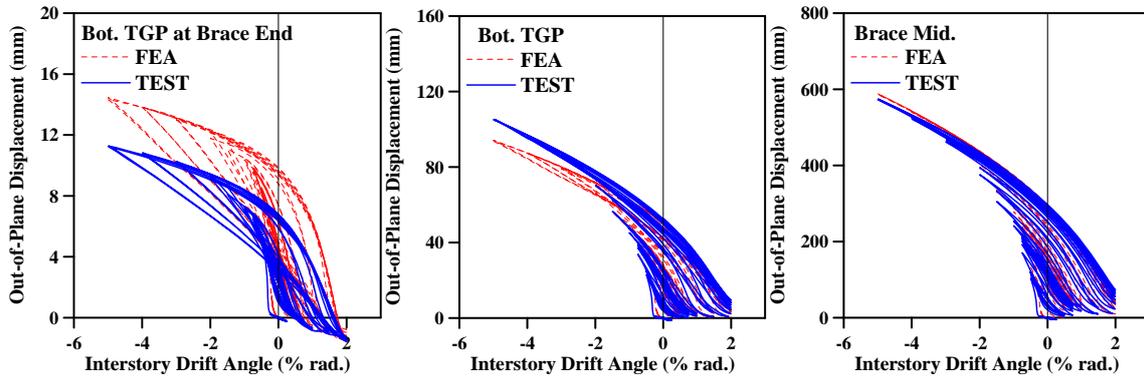


圖 5.6 試體 TGP2 實驗與分析之各測點面外變形量-層間位移關係圖比較

### 5.2.3 局部行為

#### 斜撐構材

上節已藉由實驗結果驗證分析模型準確性，本節將利用以 von-Mises 降伏準則下的等值應力與等值塑性應變來探討斜撐構材與接合板之局部行為與反應。經實驗測試，試體 TGP1 之面外挫屈方向與分析之挫屈模態 1 所得之結果相反，又由於挫屈行為乃依據挫屈模態下之面外變形乘上一比例係數，此係數即為引導斜撐挫屈之初始缺陷值，故為使應力分析之正負號與實驗相符，於引入初始缺陷值為負值，即可得到與挫屈模態相反方向之挫屈行為。圖 5.7 為試體 TGP1 於 0.25% 弧度 IDA 至 3.00% 弧度 IDA 受壓下之試驗行為與分析結果比較圖，由圖顯示斜撐構材中央翼板邊緣之等值應力於 0.25% 弧度 IDA 時已有達降伏應力 401 MPa (即為等值應力值指標)，於 0.30% 弧度 IDA 左右產生整體挫屈，已有明顯降伏現象出現，等

值應力已超過 414 MPa (60 ksi)，於 IDA=3.00% 弧度時最大等值應力已達 601 MPa，此時斜撐中央翼板已有些微局部挫屈產生。再由圖 5.8 斜撐構材 PEEQ 分佈中可看出產生初始整體挫屈時之斜撐中央處翼板 PEEQ 為 0.0147 已大於翼板降伏應變 ( $\varepsilon_{yf} = 0.002$ ) 亦表示其狀態已由降伏進入塑性，此處有極大的塑性變形需求；3.00% 弧度 IDA 時斜撐中央處翼板之 PEEQ 已達 1.45 ( $725 \varepsilon_{yf}$ )，但未達 H-型斷面斜撐構材產生斷裂或撕裂行為之門檻值 2.83 (陳誠直等人，2009)，故不會有斷裂之行為產生，試驗結果亦是如此。

圖 5.9 為試體 TGP2 之斜撐構材實驗行為與分析結果比較，分析結果與試體 TGP1 類似，IDA=0.25%~0.50% 時斜撐構材中央處即產生降伏後整體挫屈，當於 5.00% 弧度 IDA 時，此時斜撐構材中央處翼板之等值應力達 631 MPa。由試體 TGP2 斜撐構材分析模型之 PEEQ 分佈，如圖 5.10 所示，斜撐構材中央處翼板初始挫屈產生時之 PEEQ 為 0.0158，是  $\varepsilon_{yf}$  之 7.9 倍；5.00% 弧度 IDA 下，此處之 PEEQ 已達 2.319 ( $1159.5 \varepsilon_{yf}$ )，亦未達構材破裂之門檻值，亦如實驗後只產生些許翼板局部挫屈之結果相符。

### 梯形接合板

圖 5.11 為試體 TGP1 之梯形接合板於 3.00% 弧度 IDA 受壓下之石膏剝落紋路與分析模型之等值應力與 PEEQ 分佈比較，由圖顯示實驗中接合板偏移區域有著大量剝落紋路產生，代表此處有著降伏現象產生，經等值應力分佈中亦顯示此區域之等值應力已超過 401 MPa，等值應力已介於 414 MPa~483 MPa (70 ksi)；PEEQ 分佈中顯示著偏移區域亦有塑性之需求，梯形接合板則隨著斜撐構材挫屈產生之面外變形於斜撐端部提供凹折，3 個塑鉸機制則分別於上、下接合板凹折區域與斜撐構材中央區域。圖 5.12 為試體 TGP2 之梯形接合板於 5.00% 弧度 IDA 受壓下之石膏剝落紋路與分析模型分別於 0.50% 弧度 IDA 與 5.00% 弧度 IDA 之等值應力與 PEEQ 分佈比較，由圖可發現於 0.50% 弧度 IDA 之等值應力分佈中可看出梯形接合板之偏移區域於斜撐一產生整體挫屈後即有降伏行為產生，而梯形接合板與梁之接合鉸道端部則有較大應力集中於此，這些行為與實驗過程相吻合；

IDA=5.00% 弧度時，由等值應力分佈圖可看來 2t 偏移區域中等值應力雖已大於 414 MPa 但尚未有破壞產生，其耐震性能已超過 4% 弧度的最大層間位移角。由 PEEQ 分佈亦顯示出梯形接合板凹折區域具有塑性需求。

縱觀以上之結果，採 ABAQUS 分析軟體所建立之有限分析模型對於 H-型斜撐構材與梯形接合板接合之試驗整體反應與局部行為模擬皆具相當準確性，採等值應力探討降伏行為及以 PEEQ 判斷各部位塑性需求與斜撐破裂行為由實驗結果驗證下具有相當之可信度。

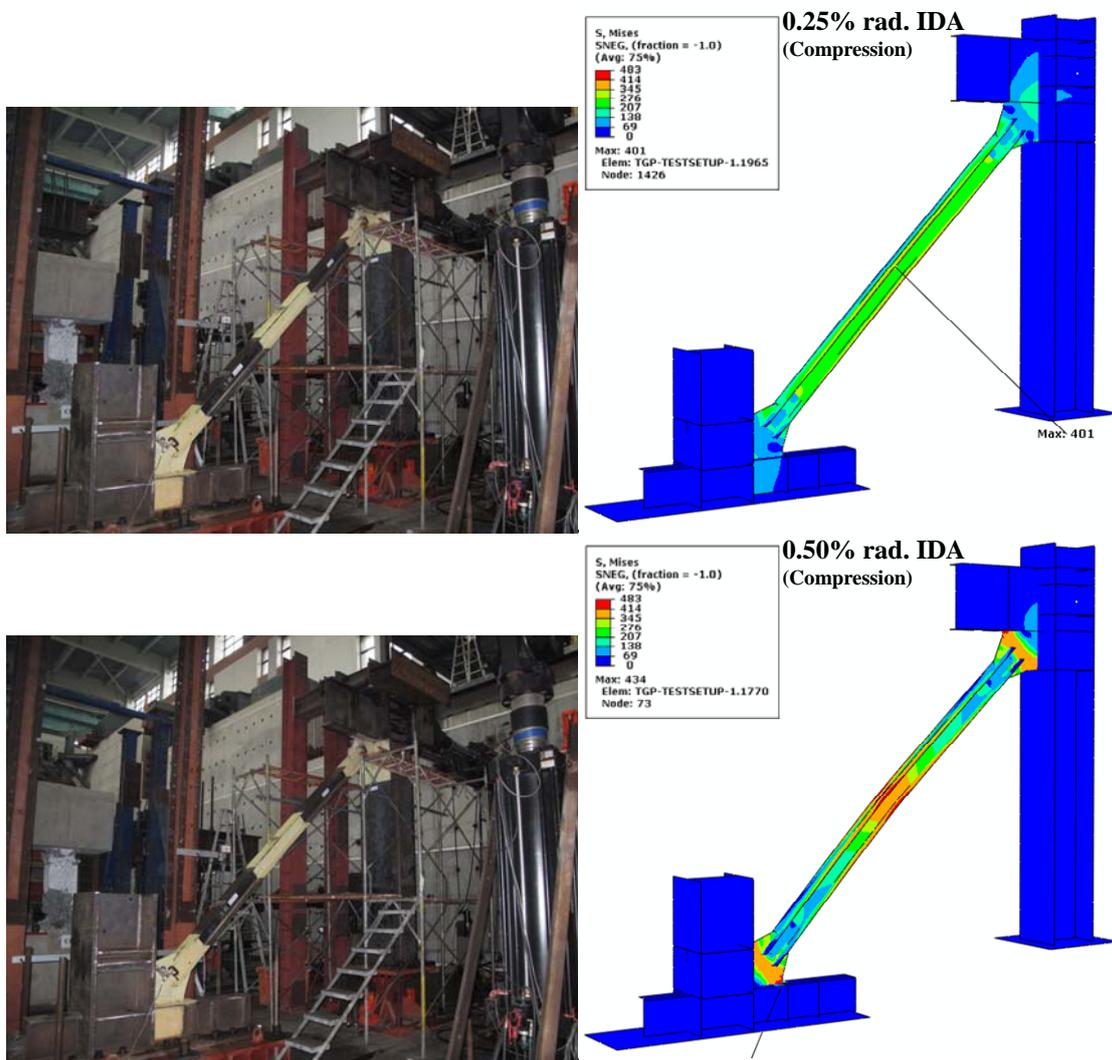


圖 5.7 試體 TGP1 之斜撐構材試驗行為與分析結果比較

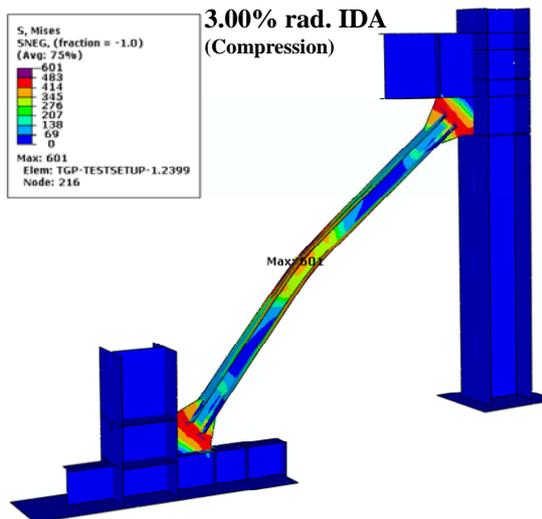
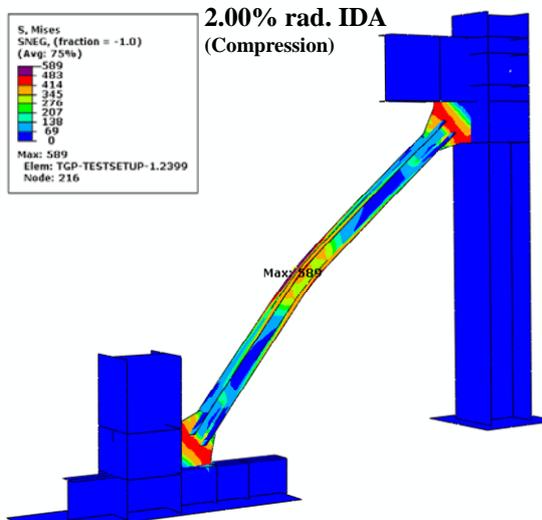
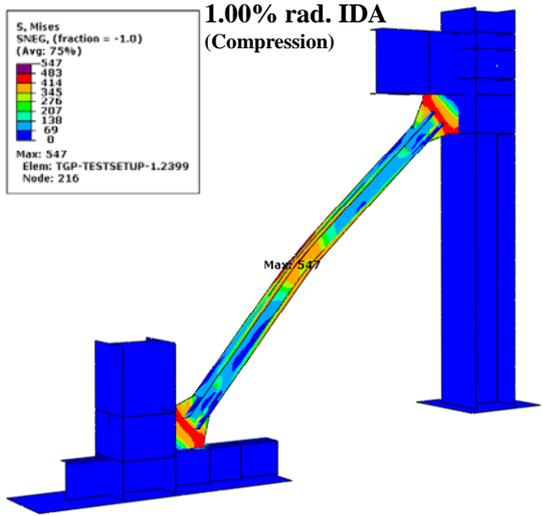


圖 5.7 試體 TGP1 之斜撐構材試驗行為與分析結果比較 (續)

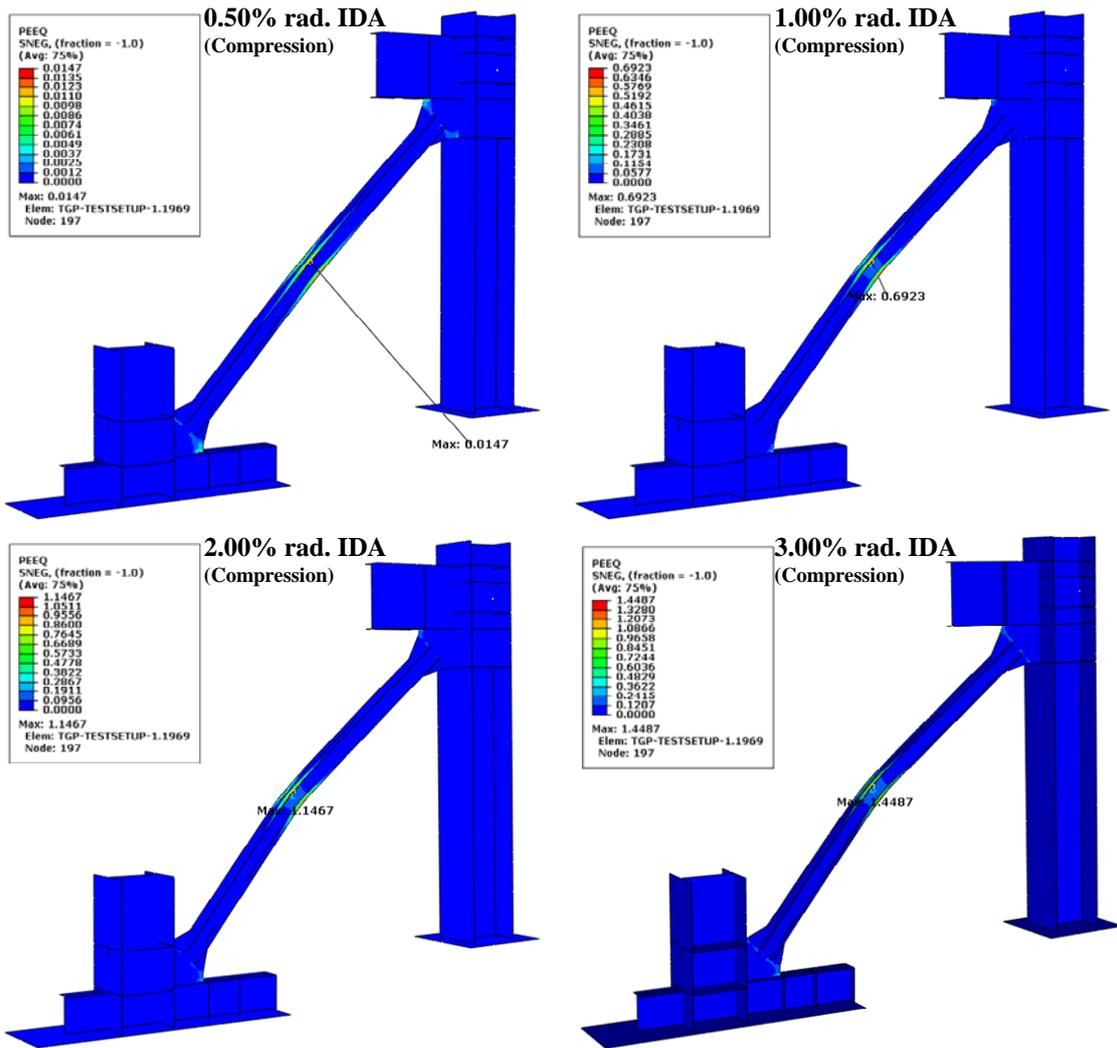


圖 5.8 試體 TGP1 斜撐構材分析模型之 PEEQ 分佈

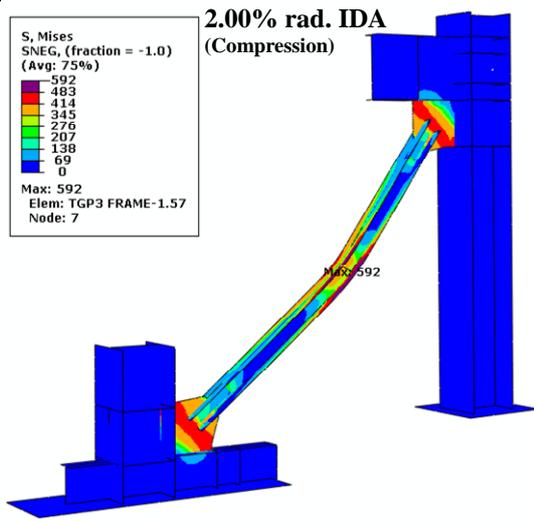
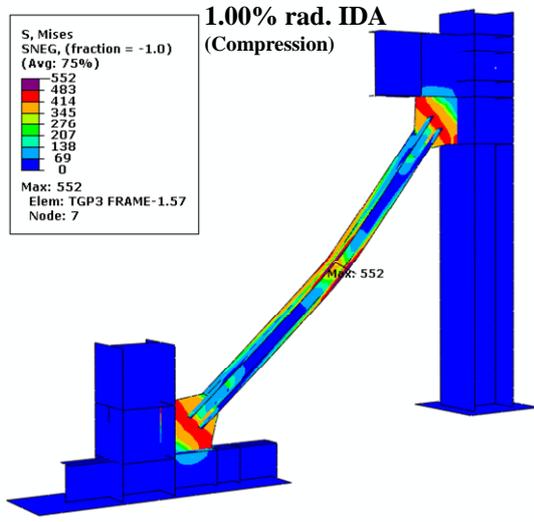
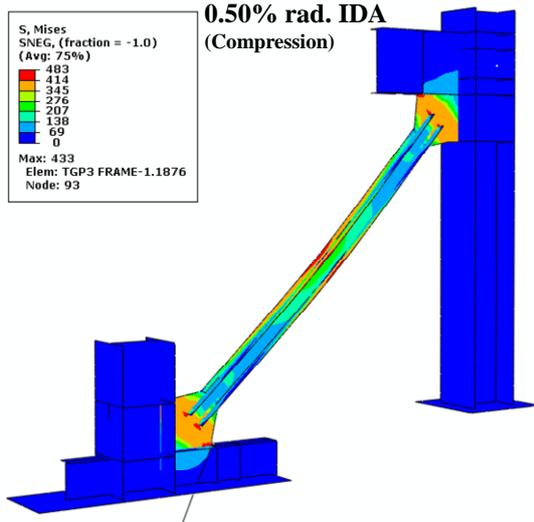


圖 5.9 試體 TGP2 之斜撐構材試驗行為與分析結果比較

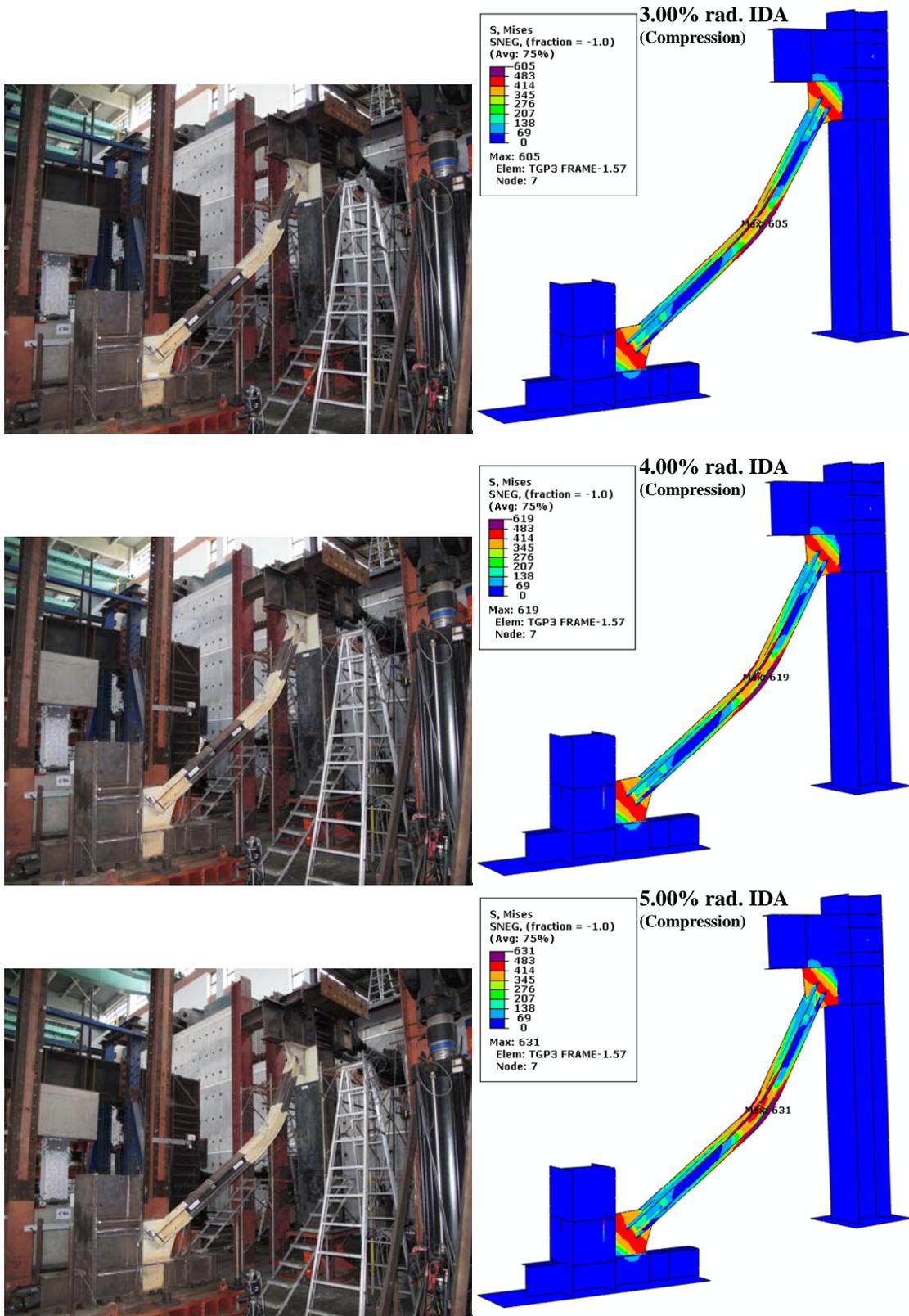


圖 5.9 試體 TGP2 之斜撐構材試驗行為與分析結果比較 (續)

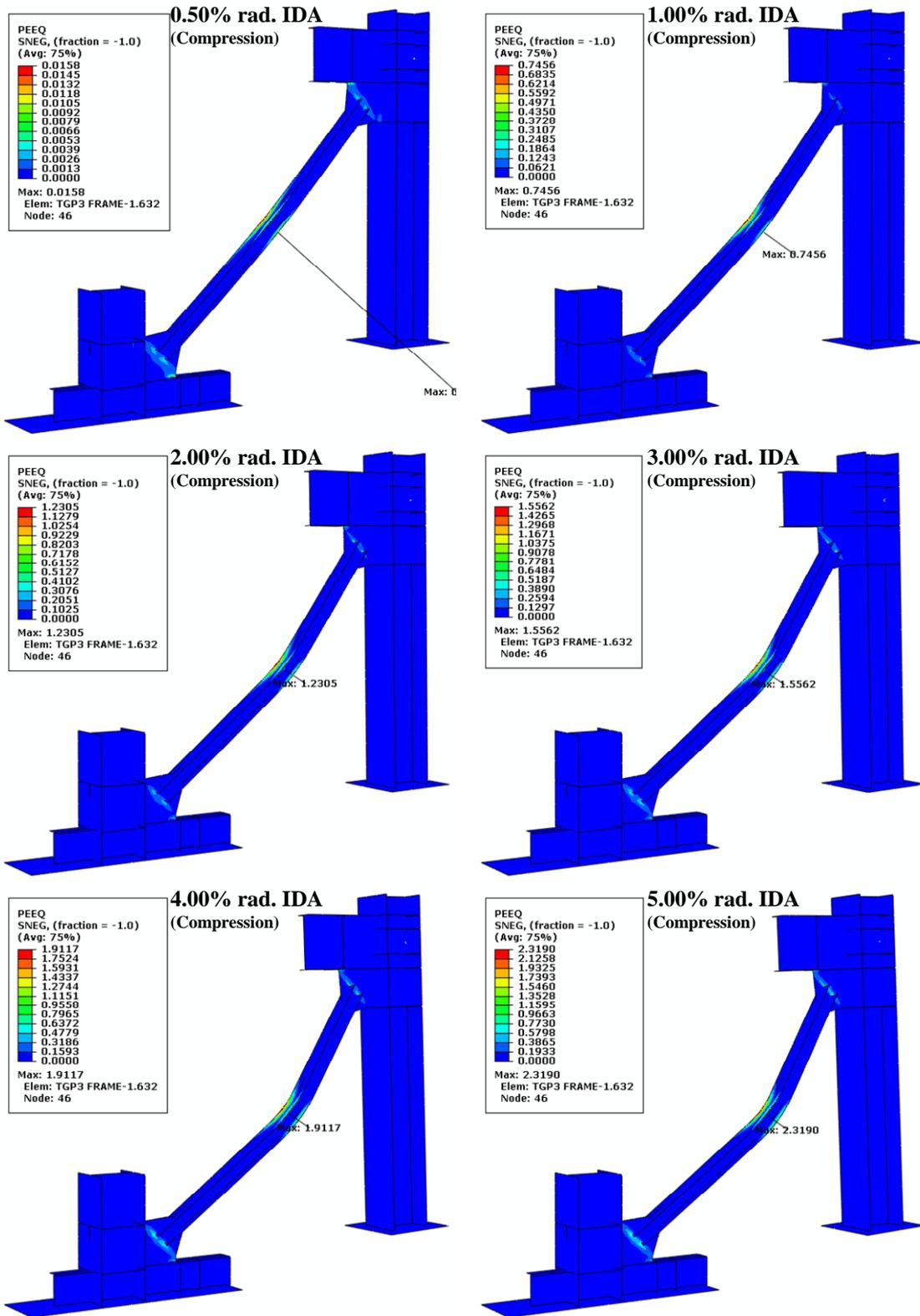


圖 5.10 試體 TGP2 斜撐構材分析模型之 PEEQ 分佈

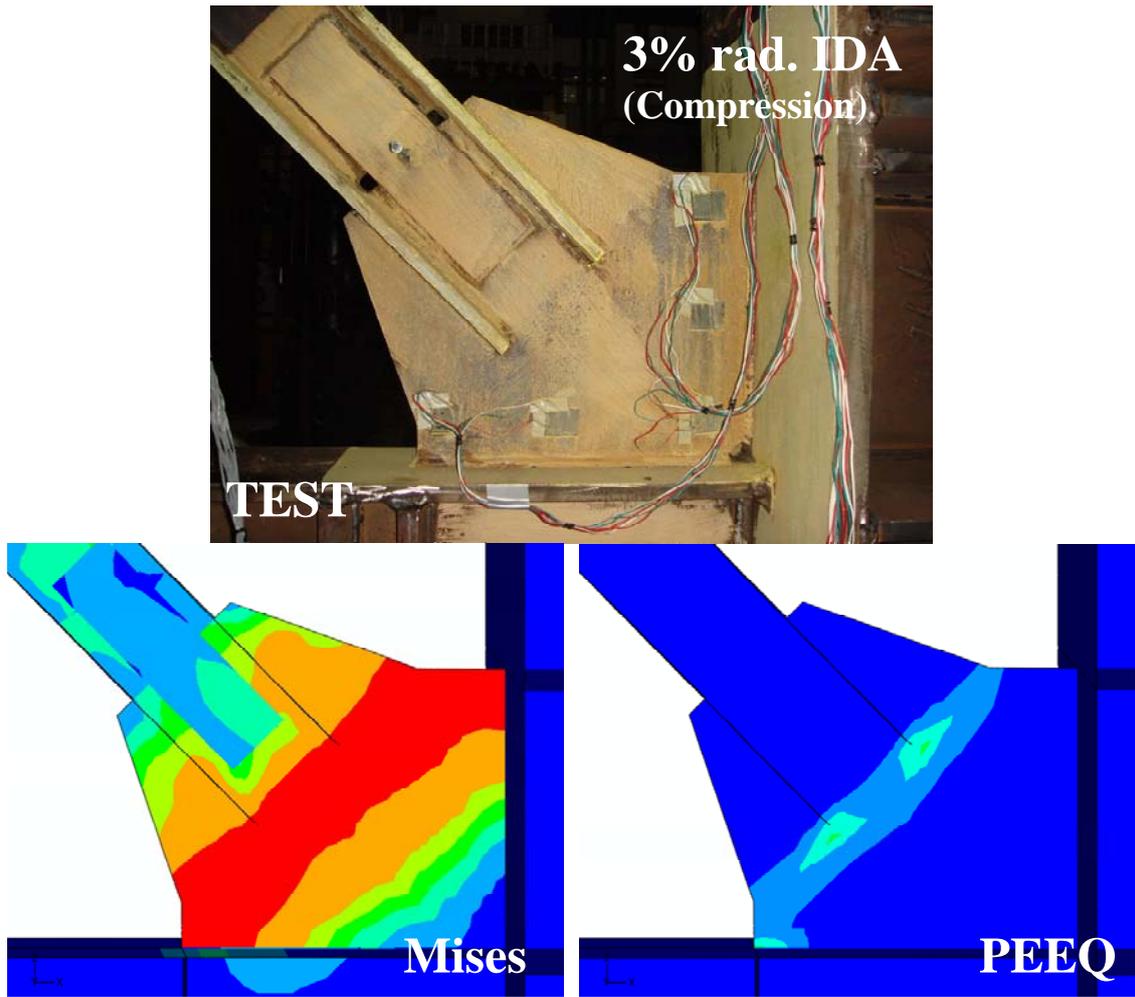


圖 5.11 試體 TGP1 之梯形接合板實驗與分析之行為比較

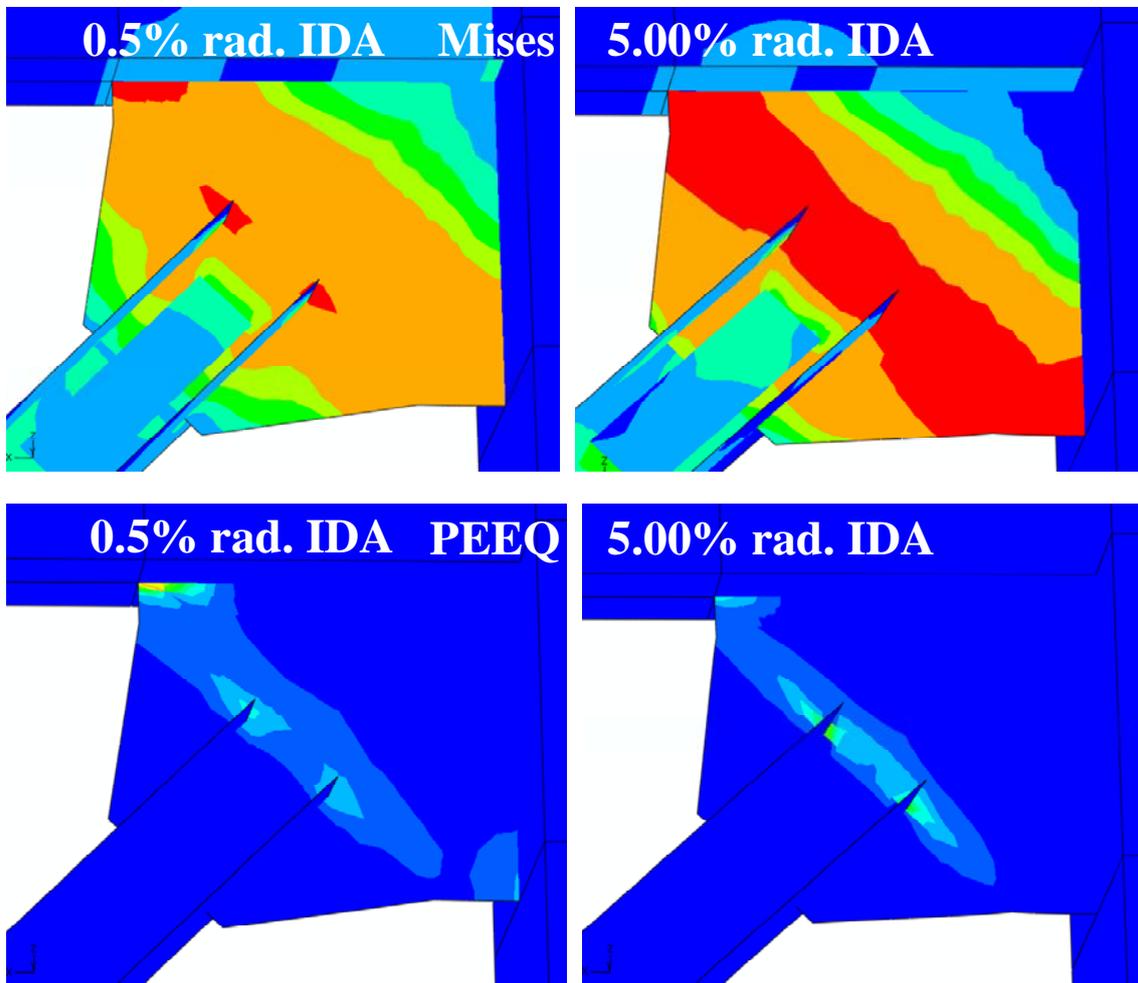
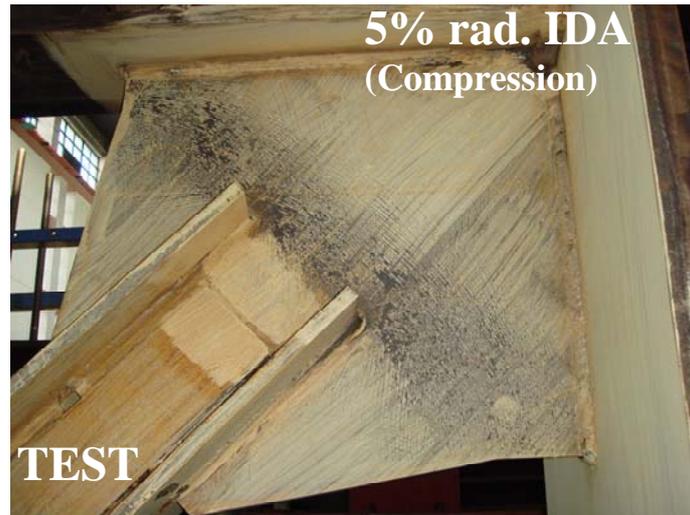


圖 5.12 試體 TGP2 之梯形接合板實驗與分析之行為比較

### 5.3 梯形接合板與斜撐之應力與應變分佈

經上節針對實驗結果驗證分析結果所得之準確性，於此節將藉由試體 TGP1 與試體 TGP2 之數值模型加以探討斜撐構材之力量傳遞行為與接合板受力機制，並藉由黏貼於斜撐構材上之應變計加以探討斜撐受力之應變分佈情形。

#### 5.3.1 等值應力分佈

##### 斜撐構材

根據 2 組試體之數值模型分析結果，於斜撐構材受壓力作用之行為，如圖 5.13 與圖 5.14 所示。可發現於 0.25% 弧度 IDA 下，斜撐中央處翼板外緣等值應力已達斜撐翼板之降伏應力值，隨著層間變位增加下中央處翼板之等值應力分佈在試體 TGP1 是呈現左側受拉右側受壓之現象，於試體 TGP2 則是呈現左側受壓右側受拉，而此現象由擷取斜撐構材中央處翼板之縱向應變分佈中可發現之，本實驗於此區域亦有黏貼單軸向應變計，並將分析結果與實驗所量測得之軸向應變做一比較，如圖 5.15 與圖 5.16 所示。圖中縱軸為採正規化之應變表示，定義壓應變為正值，受拉之應變則以負值表示，橫軸為以斜撐構材一半寬度為中心線之量測距離，由圖之分析曲線可發現此區域兩側之縱向應變於 0.50% 弧度 IDA (即斜撐產生整體挫屈) 後隨之大量增長，中心線處之縱向應變則上受壓方向偏移；由軸向應變計所測得之值亦有與分析結果相似之趨勢，亦說明所建立之數值模型有著較佳可靠度。圖 5.17 為於斜撐 1/4 長度下之縱向應變分佈圖，其趨勢亦如中央區域之分佈情形，但於應變計之分佈則不像分析結果於 3.00% 弧度 IDA 後有著持續增長之現象。

##### 梯形接合板

圖 5.18 與圖 5.19 各為試體 TGP1 與試體 TGP2 梯形接合板數值分析之等值應力分佈，由圖顯示出於 0.25% 弧度 IDA 時，斜撐構材受力後由其接

合端部傳入梯形接合板內，其力量擴散角度大約為  $30^\circ$ ；於斜撐構材產生初始挫屈時 (即 0.50% 弧度 IDA)，梯形接合板於與梁桿件之接合處於此階段有著最大等值應力產生，亦指出於斜撐構材產生初始挫屈時會造成此處應力集中現象，而此現象亦可由實驗過程中發現之，於所設定偏移長度為  $2t$  之偏移區域內則有降伏現象產生。隨層間變位增加，偏移區域內之等值應力趨於穩定並均勻分佈其中，並跟隨斜撐構材巨大面外變形而提供斜撐端部之面外凹折。圖 5.18 之試體 TGP1 在 3.00% 弧度 IDA 時梯形接合板於斜撐端部則出現較大之應力集中現象，於 4.00% 弧度 IDA 時此處應力集中現象則向梁、柱桿件之接合銲道方向延伸；圖 5.19 之試體 TGP2 為接合板寬度為 1.25 倍 Whitmore 有效寬度，在寬度擴展下接合板於斜撐構材端部並無較大應力產生，偏移區域內之等值應力分佈至 5.00% 弧度 IDA 時皆呈穩定與均勻分佈現象，可說明梯形接合板於寬度增大則有助於斜撐端部之接合板不會有較大應力集中於此，可均勻且穩定提供凹折變形行為。

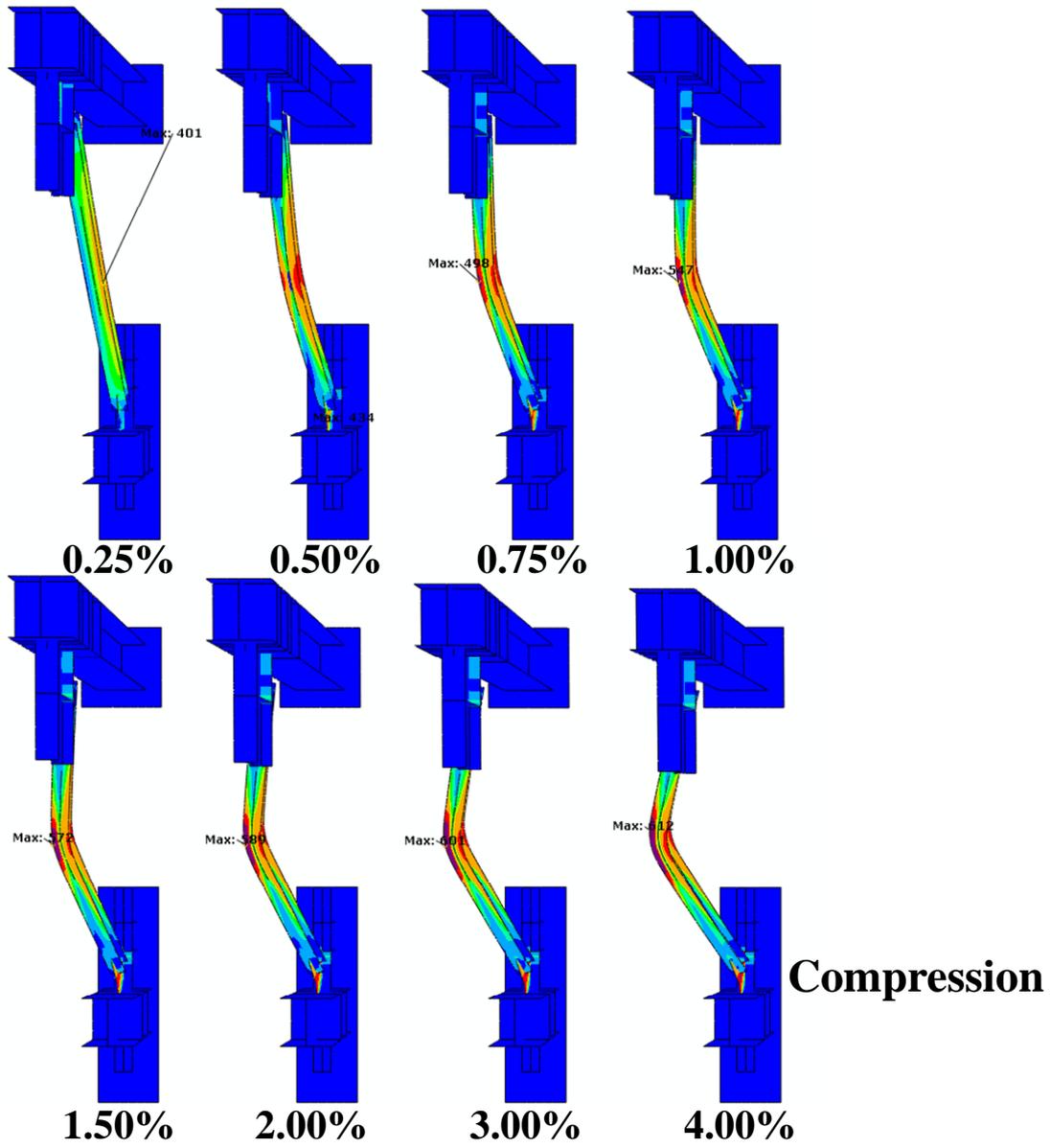


圖 5.13 試體 TGP1 之數值模型斜撐構材等值應力分佈

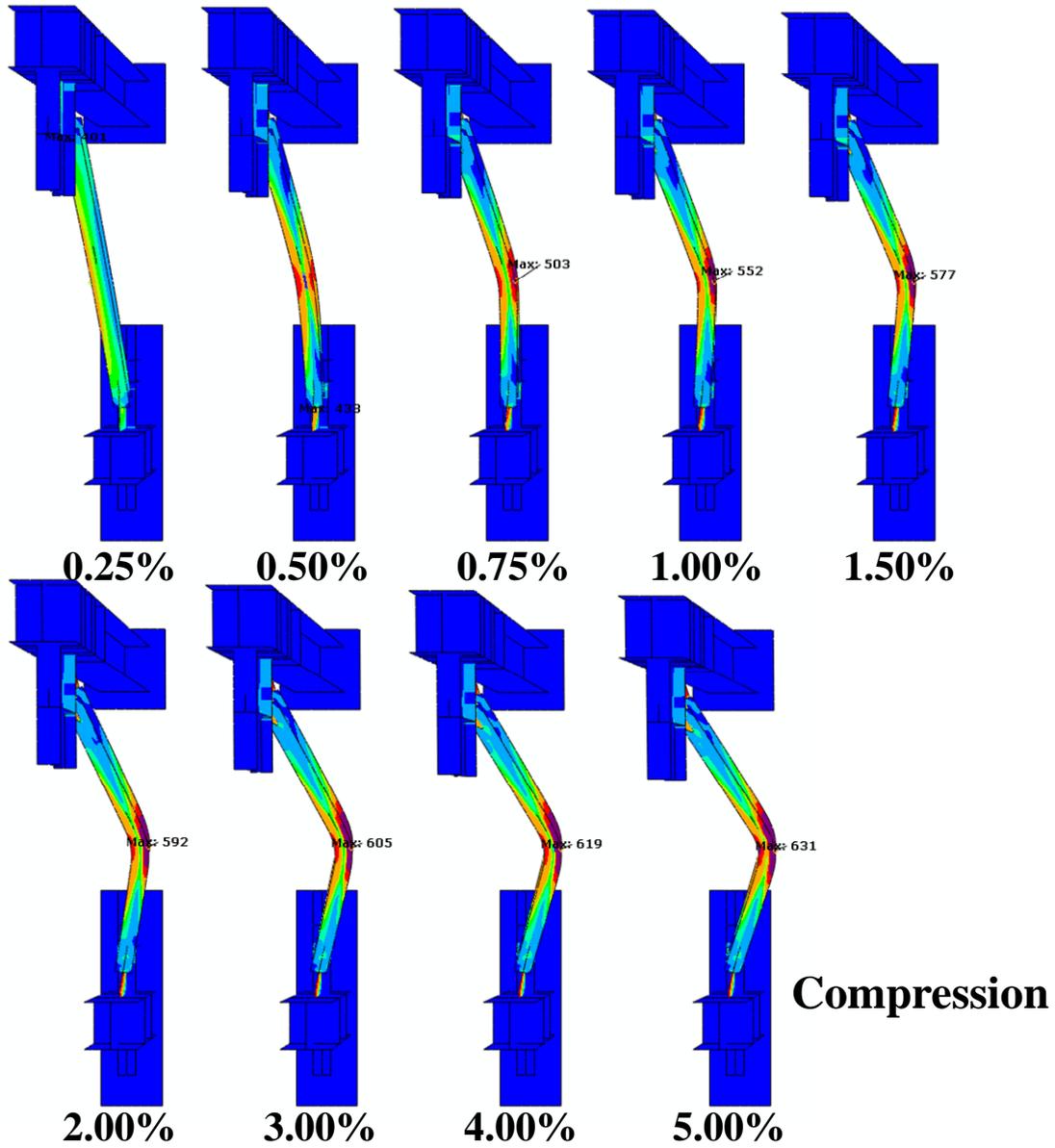


圖 5.14 試體 TGP2 之數值模型斜撐構材等值應力分佈

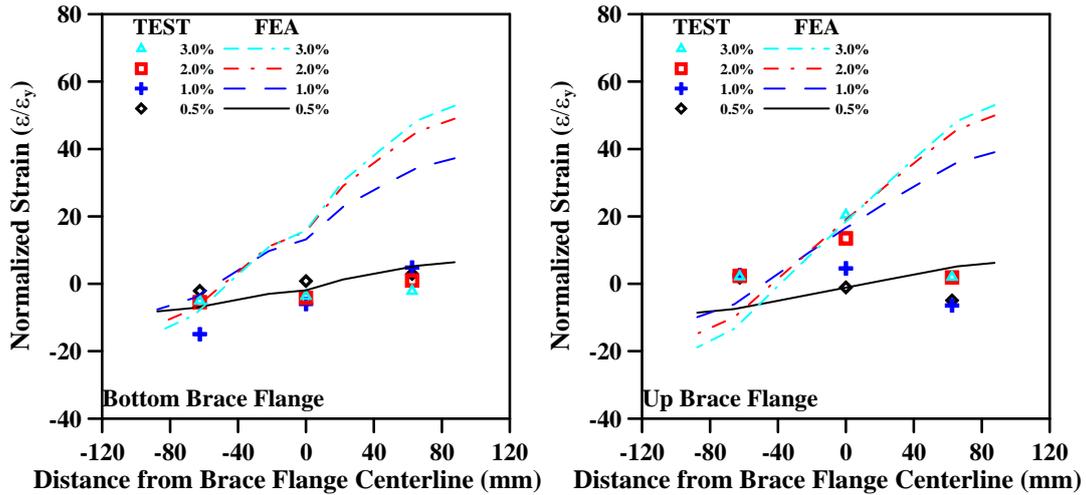


圖 5.15 試體 TGP1 斜撐中央處翼板實驗與分析之軸向應變分佈

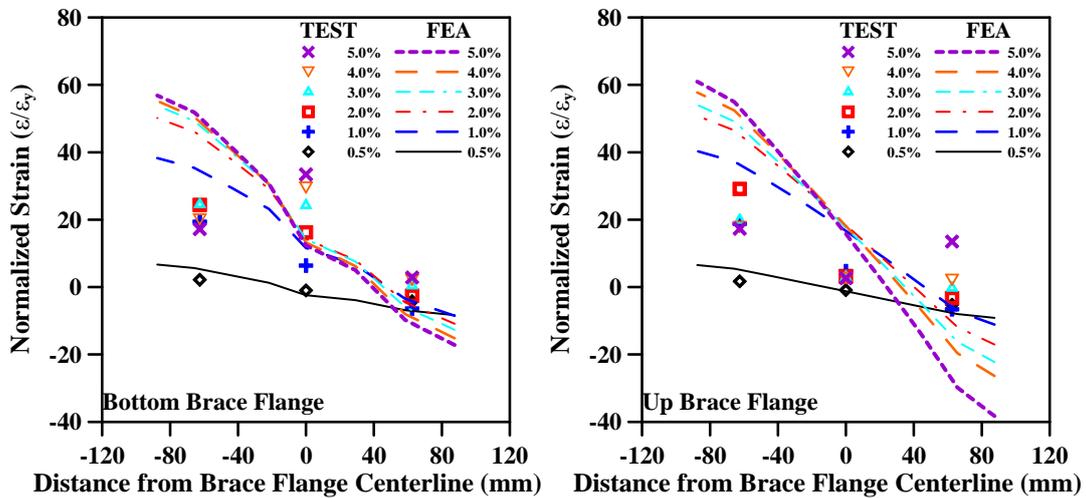


圖 5.16 試體 TGP2 斜撐中央處翼板實驗與分析之軸向應變分佈

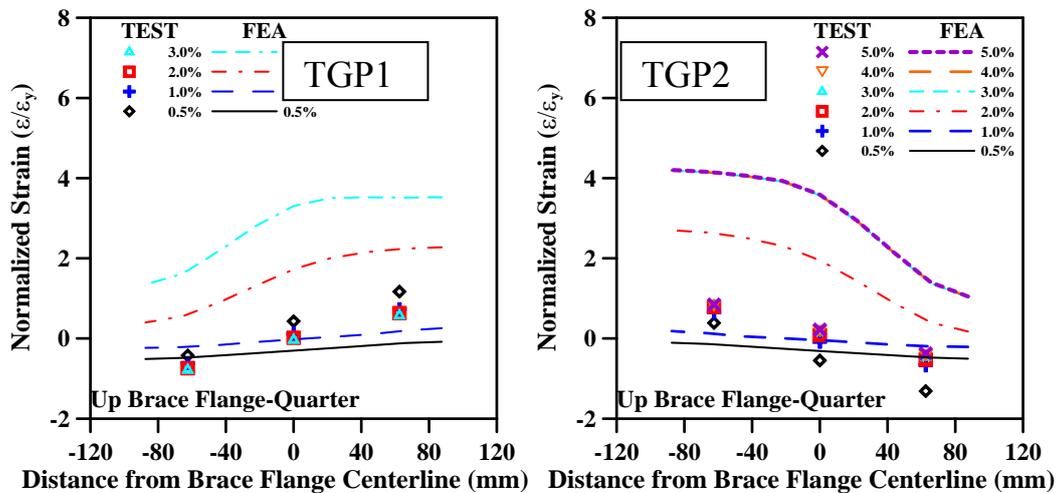
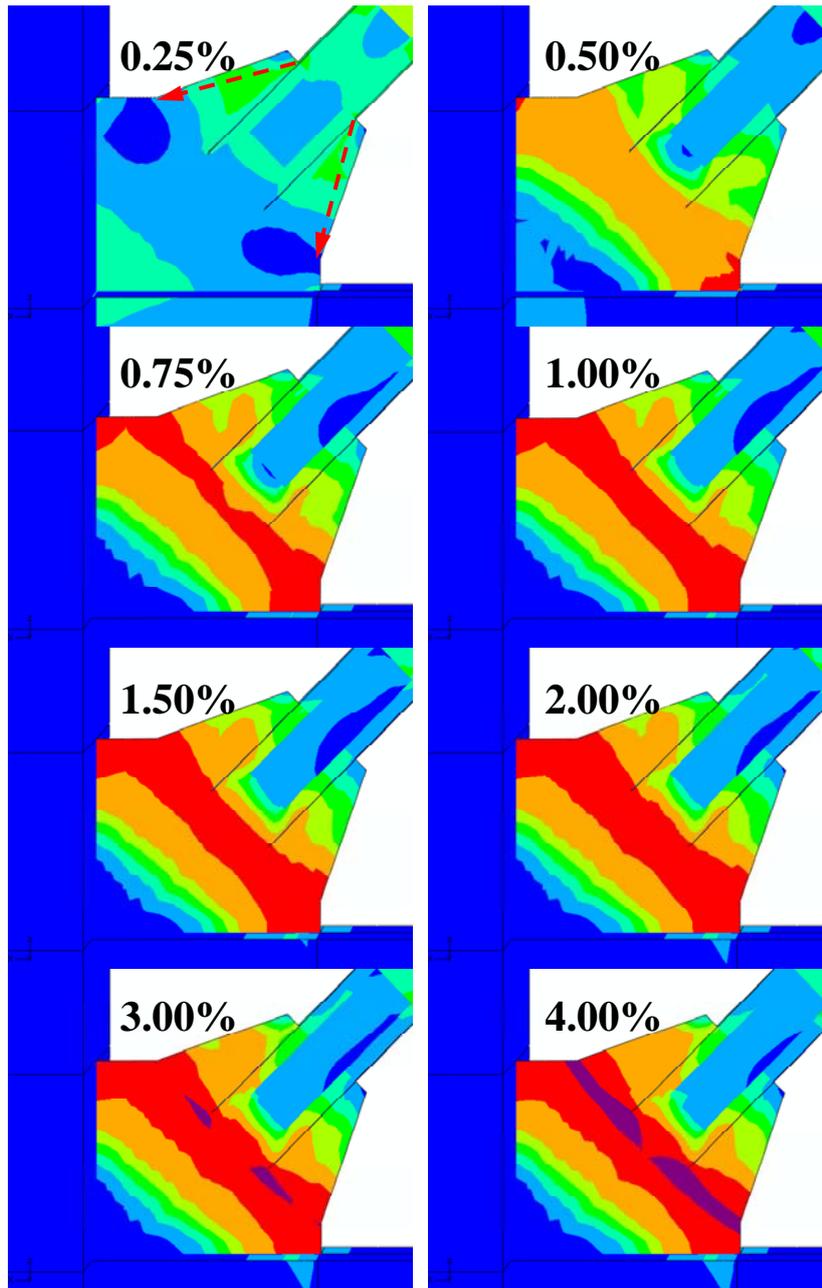


圖 5.17 2 組試體斜撐 1/4 長度下翼板實驗與分析之軸向應變分佈



**Compression**

圖 5.18 試體 TGP1 之數值模型於梯形接合板等值應力分佈

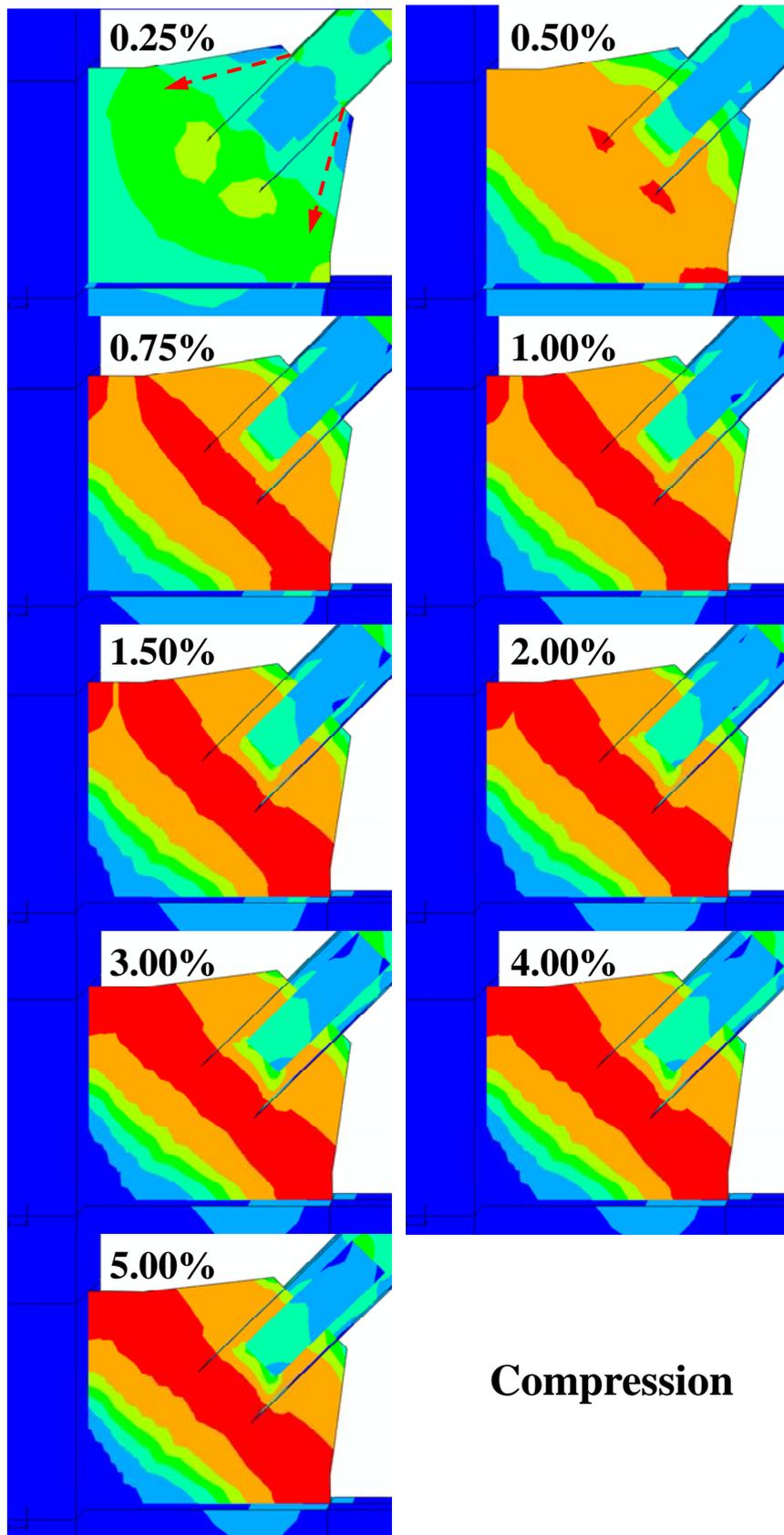


圖 5.19 試體 TGP2 之數值模型於梯形接合板等值應力分佈

### 5.3.2 等值塑性應變分佈

#### 斜撐構材

根據 2 組試體之實驗結果，其斜撐構材皆無擠壓皺摺開裂進而受拉斷裂行為產生，由圖 5.20 至圖 5.23 之試體 TGP1 與試體 TGP2 斜撐於受壓、受拉狀態下之 PEEQ 分佈情形，由圖顯示出 2 組試體在 0.25% 弧度 IDA 時於斜撐中央處翼板受壓側即有塑性變形需求，隨層間變位增加下，塑性應變需求持續增長。試體 TGP1 於達 4.00% 弧度 IDA 時，斜撐中央處翼板於受壓時之最大 PEEQ 值達 1.81，受拉力作用則達 1.91；試體 TGP2 在 5.00% 弧度 IDA 受壓力作用下斜撐中央處翼板最大 PEEQ 值等於 2.32，於受拉時達 2.43，若依據先前研究報告 (陳誠直等人，2009) 2 層樓 X-型斜撐構架之分析結果中所擷取採 H-型斷面斜撐構材於產生斷裂前之 PEEQ 值則為 2.83，即若此區域之 PEEQ 值大於此值即有可能產生斜撐斷裂行為，而 2 組試體皆無此行為產生；由圖亦可發現斜撐塑性變形需求區域長度大約為 1/4 斜撐構材長度。

#### 梯形接合板

圖 5.24 與圖 5.25 為 2 組試體之梯形接合板 PEEQ 分佈，當斜撐構材產生體整挫屈時，梯形接合板於線性偏移區域內即出現大量的塑性變形需求，並有塑性變形需求集中於與梁桿件之接合銲道端部，隨層間位移增大下，較多塑性變形則集中於斜撐構材中央區域，梯形接合板之線性偏移區域內的與梁翼接合銲道及斜撐端部因接合板受凹折則出現較多塑性需求於這些地方。依據學者 Yoo 等人 (2008) 所提出接合板與梁、柱桿件接合銲道產生初始開裂之門檻值來檢驗，其中與梁接合銲道產生初始開裂之 PEEQ 值介於 0.033~0.055 之間，梯形接合板與梁之接合銲道端部之 PEEQ 值於 0.50% 弧度 IDA 試體 TGP1 達 0.0131，試驗 TGP2 為 0.0125，於達 0.75% 弧度 IDA 時試體 TGP1 此處 PEEQ=0.0949，試體 TGP2 則為 0.0857 皆已超過學者所提出產生接合銲道初始開裂之門檻值，但於試驗中 2 組試體於此處

皆無有開裂行為產生，故學者所提出之門檻值應用於本試驗則有待更進一步評估；比較 2 組具 2t 線性偏移試體，試體 TGP2 在接合板寬度提昇下則有效降低與梁接合銲道處之塑性需求。

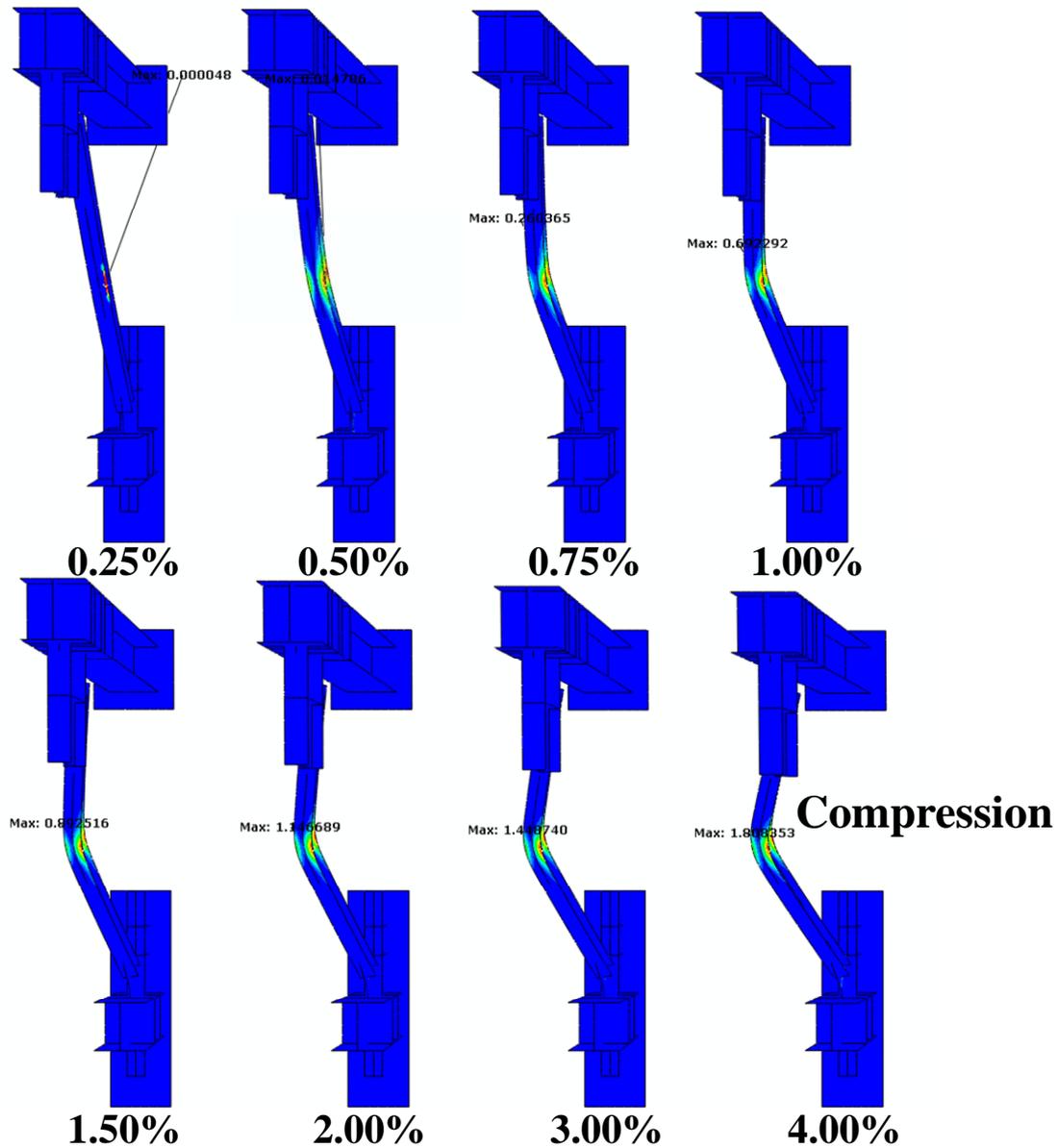


圖 5.20 試體 TGP1 數值模型斜撐構材之等值塑性應變分佈 (受壓)

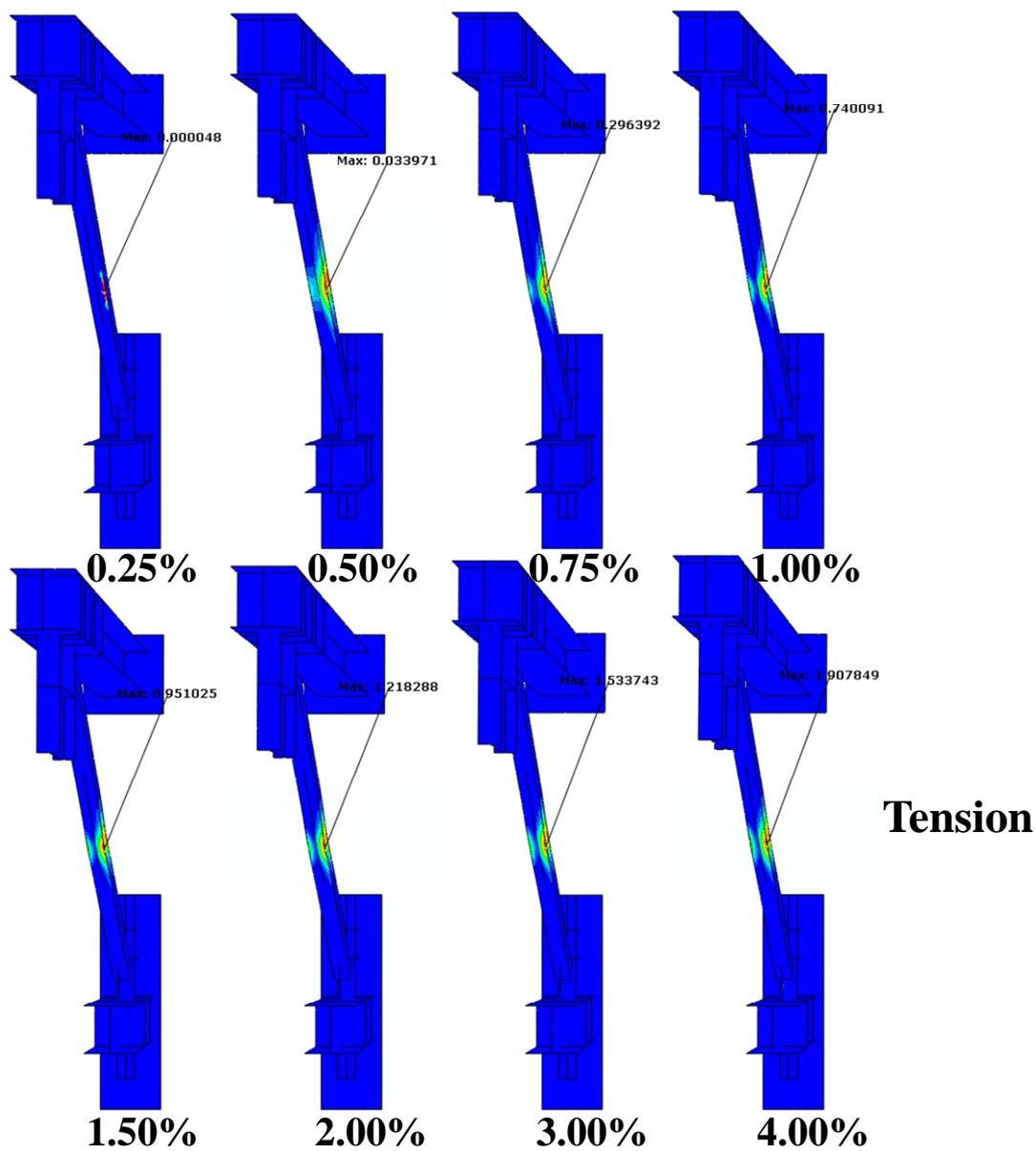


圖 5.21 試體 TGP1 數值模型斜撐構材之等值塑性應變分佈 (受拉)

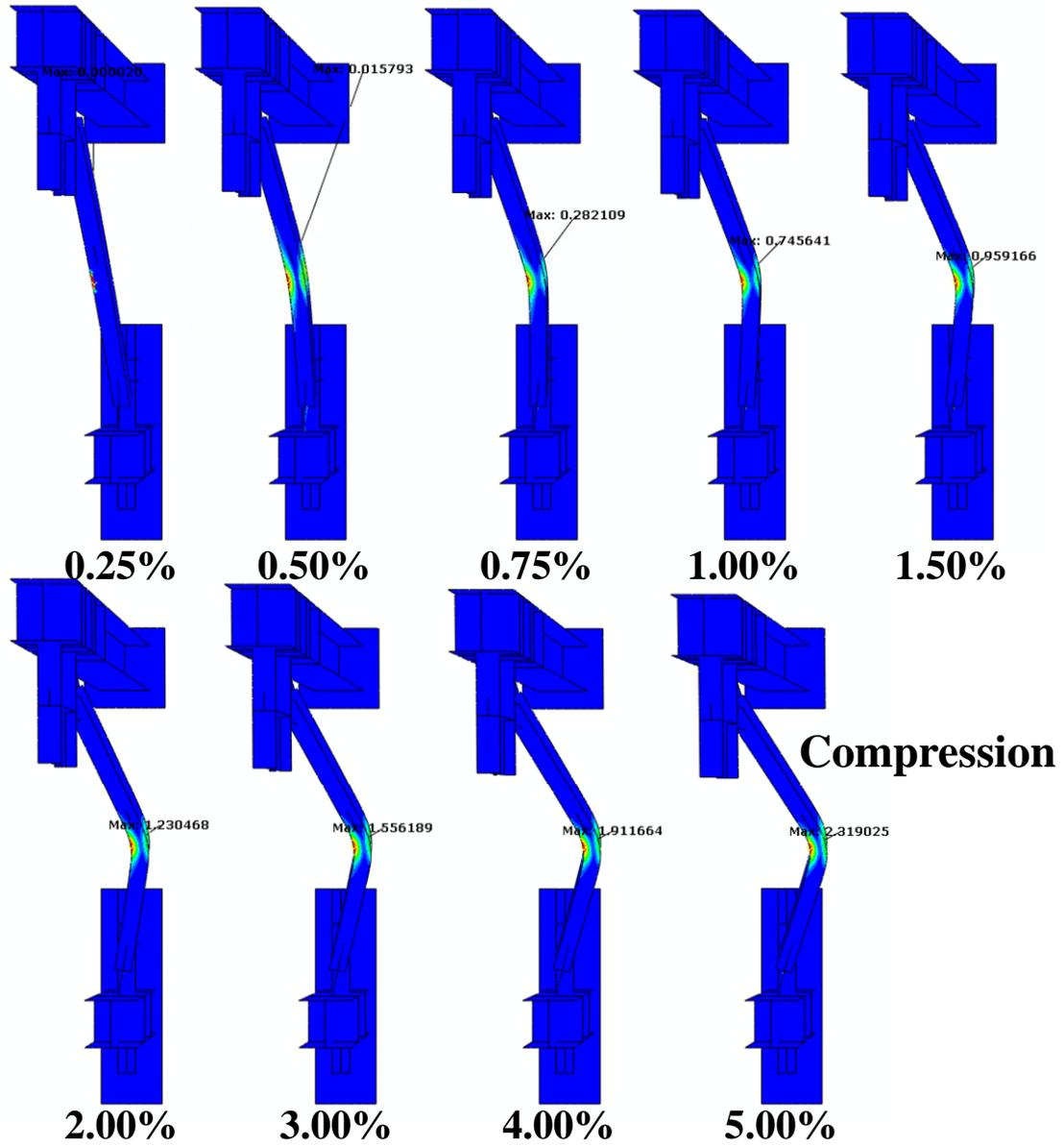


圖 5.22 試體 TGP2 數值模型斜撐構材之等值塑性應變分佈 (受壓)

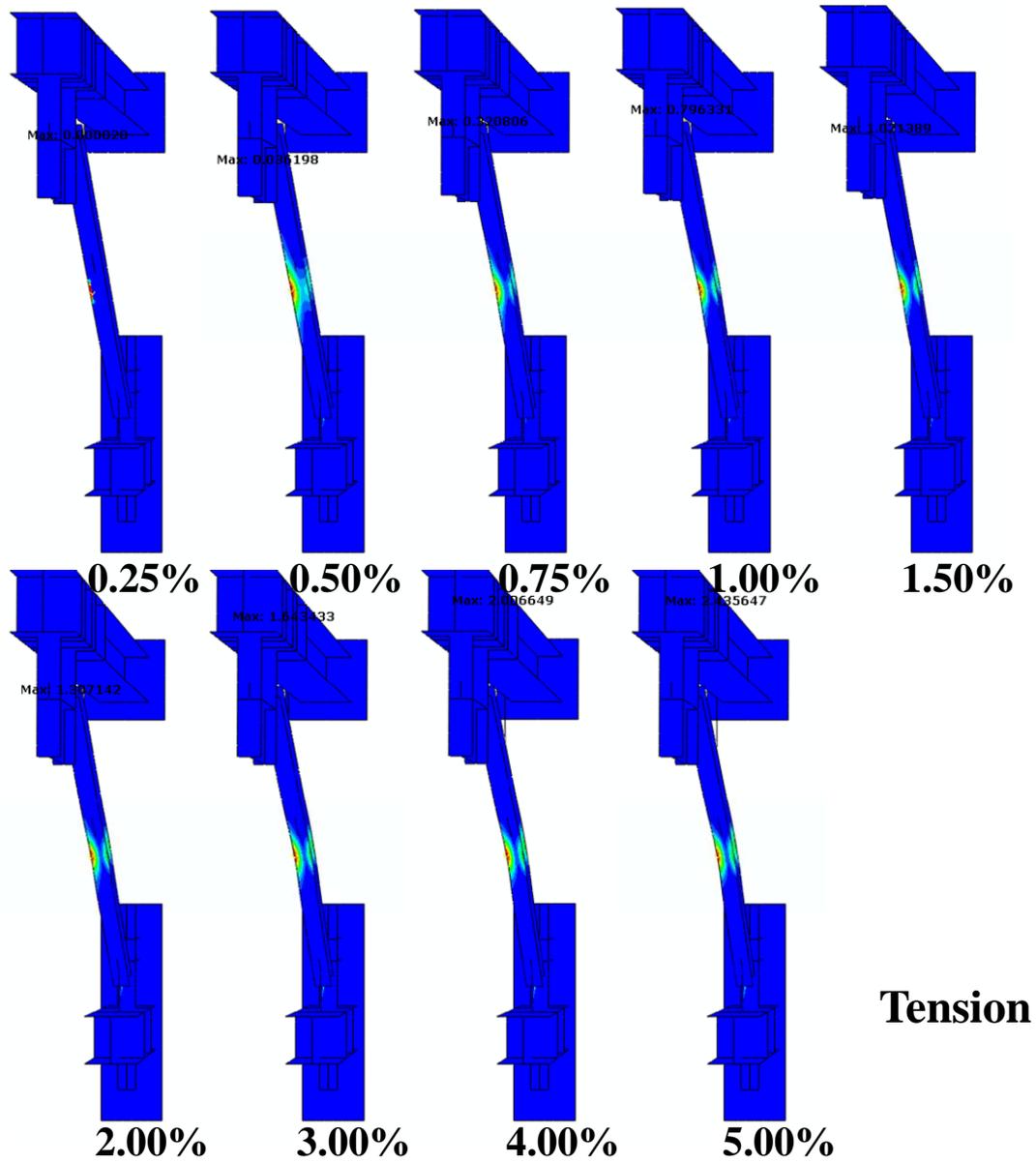


圖 5.23 試體 TGP2 數值模型斜撐構材之等值塑性應變分佈 (受拉)

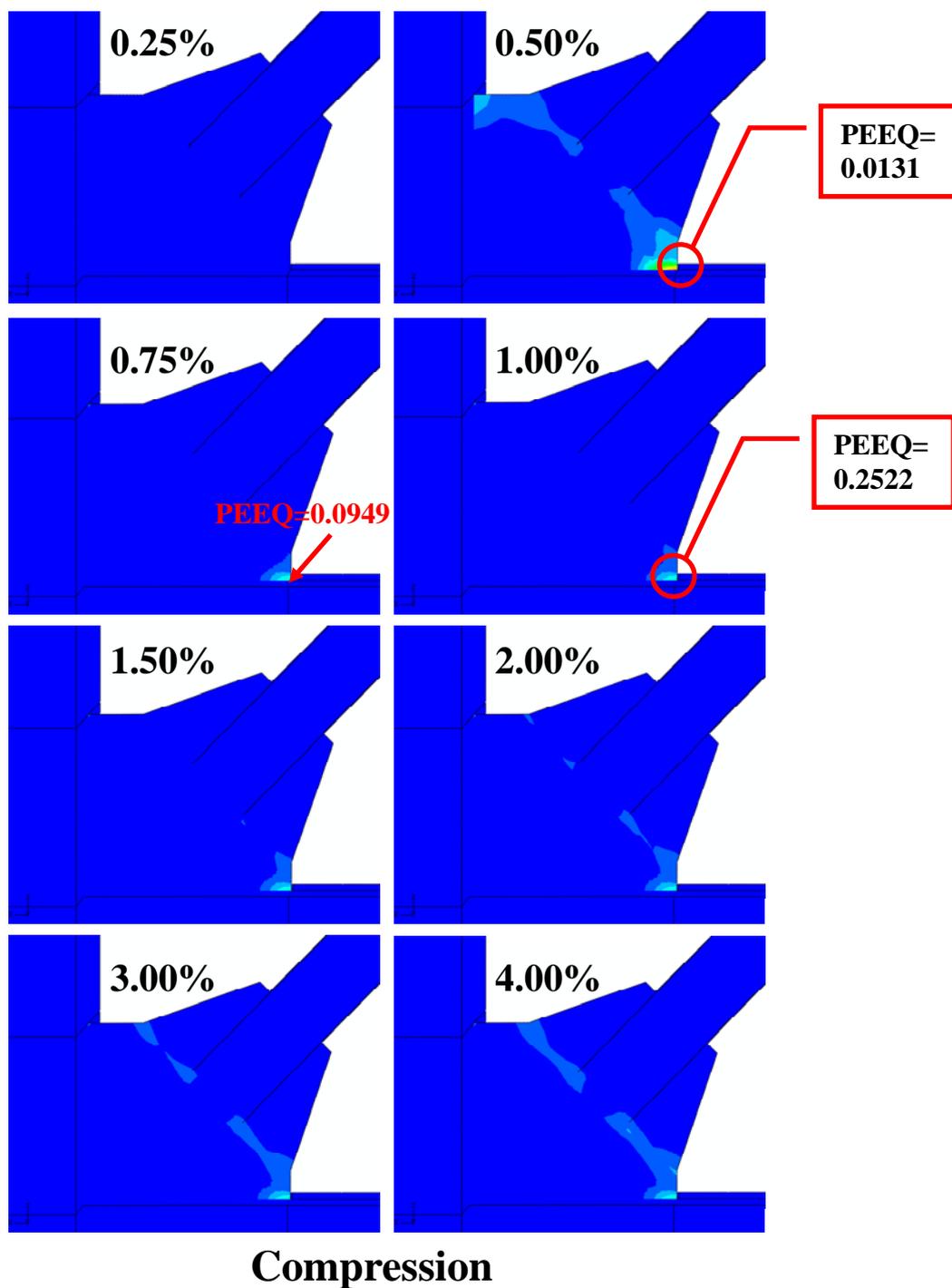


圖 5.24 試體 TGP1 數值模型梯形接合板之等值塑性應變分佈

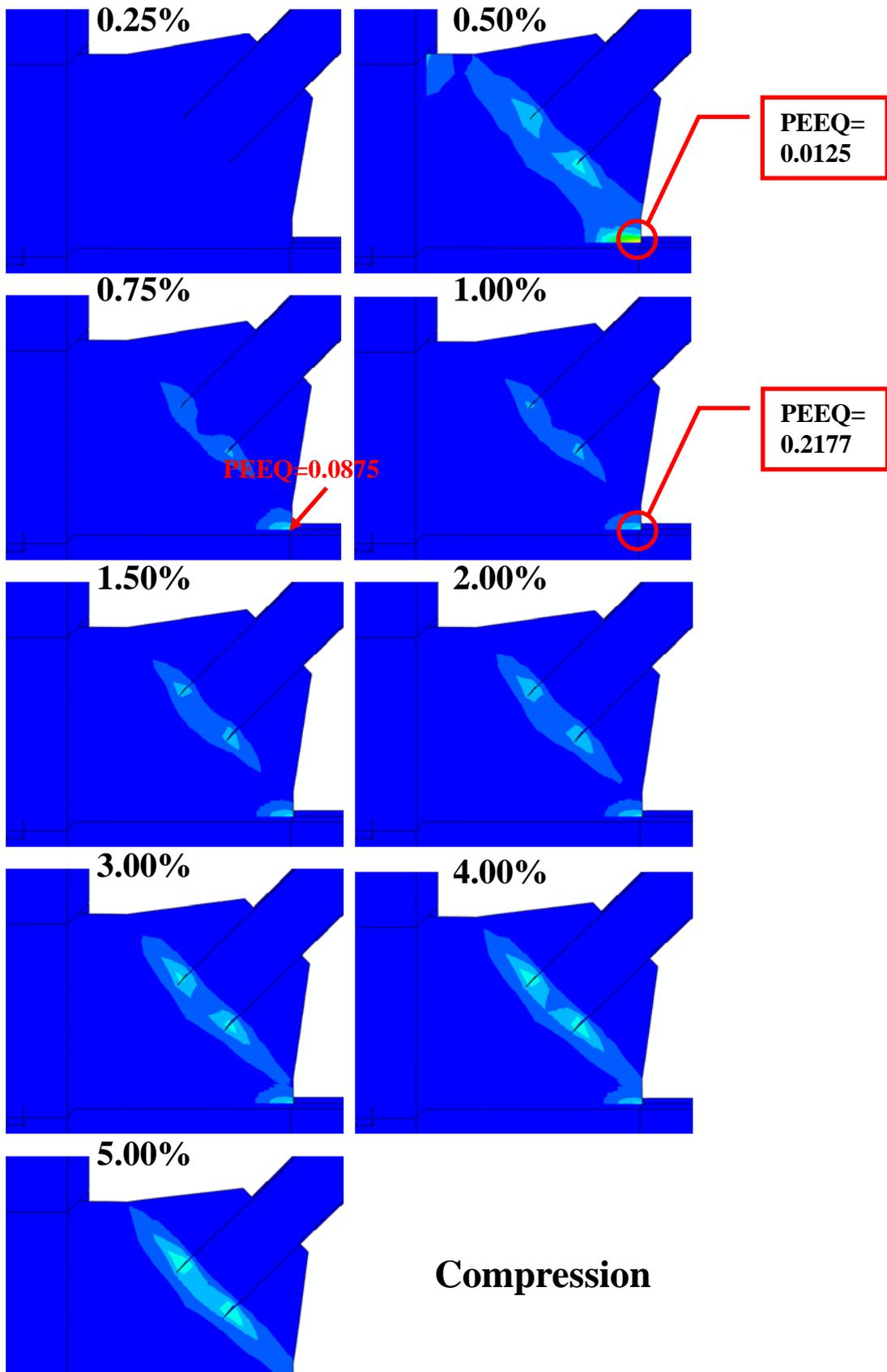


圖 5.25 試體 TGP2 數值模型梯形接合板之等值塑性應變分佈

### 5.3.3 行為指標探討

依據實驗結果顯示具橢圓形偏移區域之 4 組試體皆產生與梁桿件及斜撐構材翼板接合銲道處之接合板局部開裂行為，故以經實驗結果驗證後之數值模型探討接合板局部開裂之行為指標。

圖 5.26 為試體 TGP3、試體 TGP4 與 TGP5 與梁接合開槽銲道處之梯形接合板初始開裂 PEEQ 分佈情形，並藉由實驗中所觀察到接合板產生初始開裂之層間變位註記於圖上，由圖 5.26 (a) 可發現試體 TGP3 與試體 TGP4 皆於 3.00% 弧度層間變位角時於與梁接合開槽銲道處之接合板有初始開裂行為產生，此時 PEEQ 則介於 1.04 與 1.41 之間；而試體 TGP5 則於 2.00% 弧度層間變位角下有初始開裂產生，PEEQ 值為 0.56，並亦發現偏移區域長度增加下，是有效降低此處塑性變形需求；圖 5.26 (b) 則顯示未產生開裂行為之試體 TGP1 與試體 TGP2 於 5.00% 弧度層間變位角亦未超過試體 TGP5 於 2.00% 弧度層間變位角產生初始開裂之 PEEQ 值，亦說明與梁桿件接合開槽銲道處之接合板初始開裂行為產生之 PEEQ 臨界值為 0.56。圖 5.27 為此 3 組試體與梁接合開槽銲道處之梯形接合板初始開裂 RI 值分佈情況，由圖顯示破裂模數指標 RI 則介於 123~303。

與斜撐翼板填角銲道處之梯形接合板初始開裂 PEEQ 分佈如圖 5.28 所示，由圖顯示斜撐上、下翼板填角銲道處梯形接合板產生初始開裂之 PEEQ 臨界值各為 0.31~0.51 與 0.38~0.46，由此可建立此處接合板產生初始開裂之 PEEQ 值為 0.31~0.51。由圖 5.29 之 RI 分佈圖顯示斜撐上、下翼板填角銲道處梯形接合板產生初始開裂之 RI 臨界值介於 61~101 與 76~93，即斜撐上、下翼板填角銲道處梯形接合板產生初始開裂之 RI 臨界值為 61~101。圖 5.30 為 EC6t 系列 2 組試體 PEEQ 與 RI 之分佈情形，可發現具橢圓偏移區域長度為 6t 時產生初始開裂行為之 PEEQ 值與 RI 值各為 0.56 與 0.74 及 123 與 165，並由此發現在偏移區域長度增大下，雖可降低此處塑性變形之需求，但初始開裂行為卻較試體橢圓偏移長度為 2t 與 4t 之試體 TGP3 與試體 TGP4 過早發生，故此處產生初始開裂之行為指標於橢圓偏移長度 6t 時則有需進

一步探討。

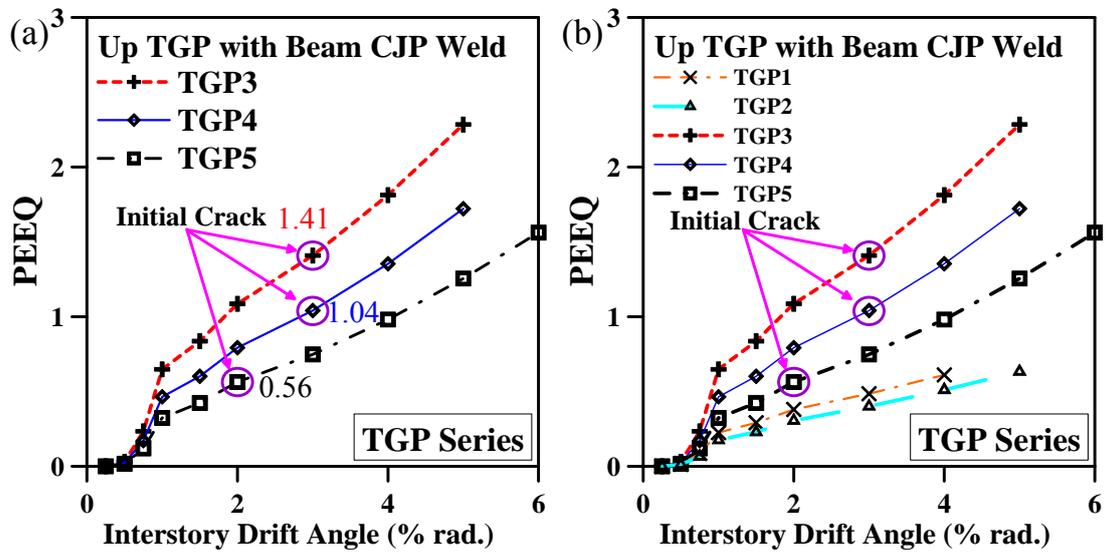


圖 5.26 與梁接合開槽銲道處之梯形接合板初始開裂 PEEQ 分佈

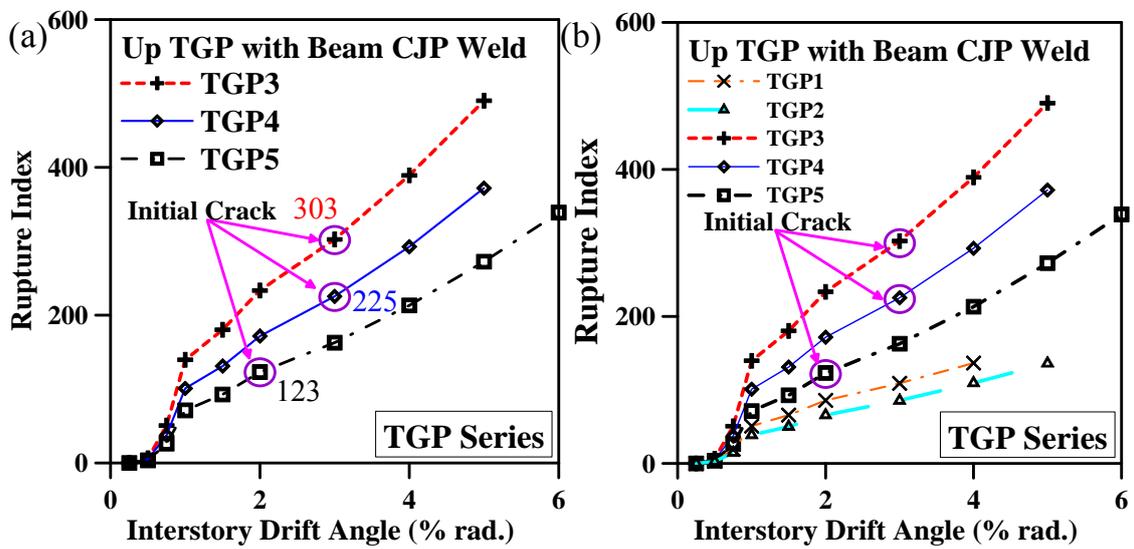


圖 5.27 與梁接合開槽銲道處之梯形接合板初始開裂 RI 分佈

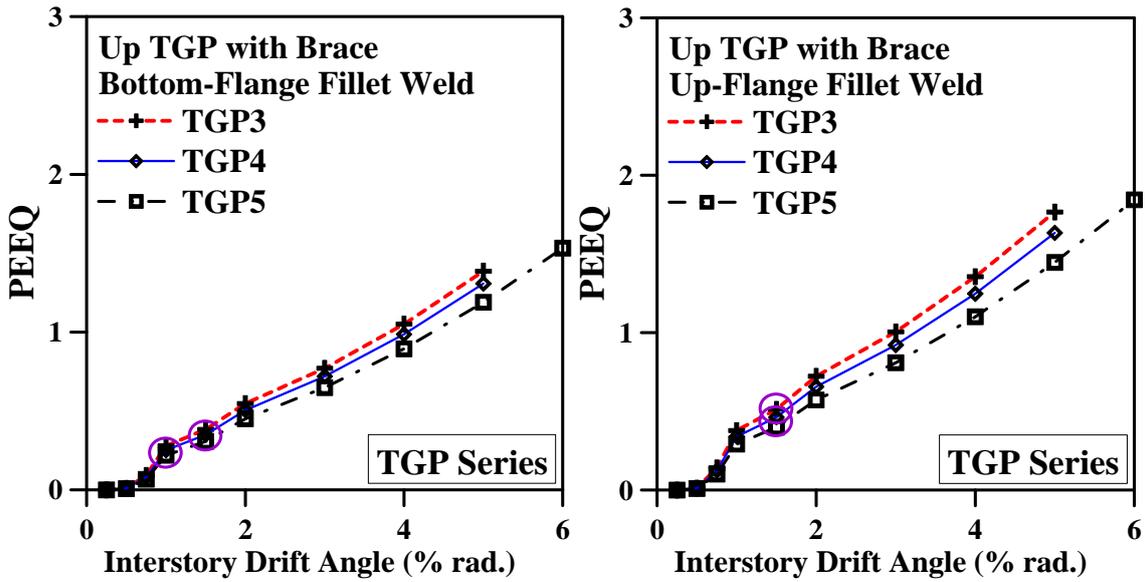


圖 5.28 與斜撐翼板填角銲道處之梯形接合板初始開裂 PEEQ 分佈

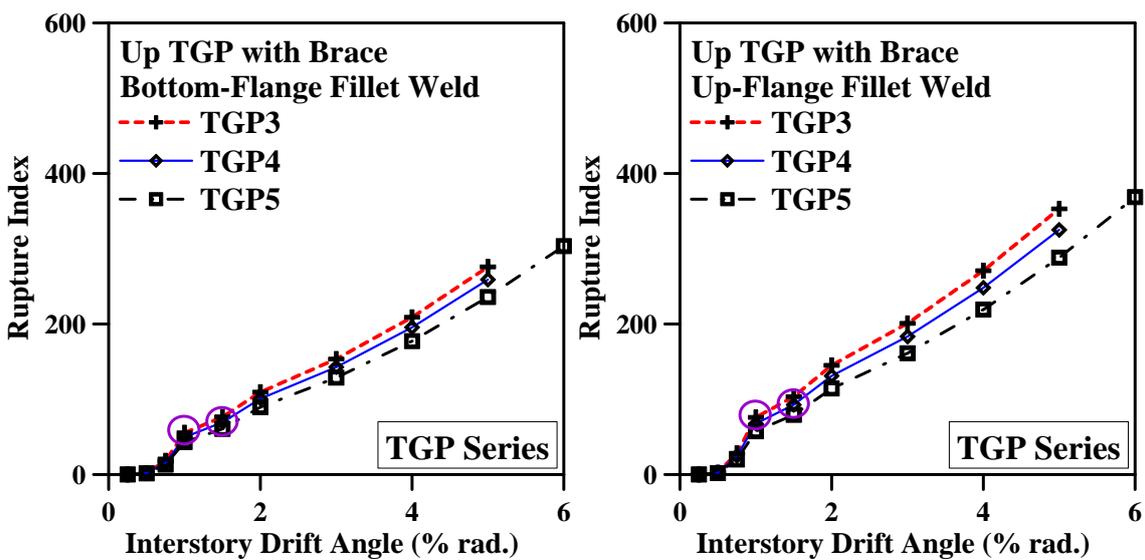


圖 5.29 與斜撐翼板填角銲道處之梯形接合板初始開裂 RI 分佈

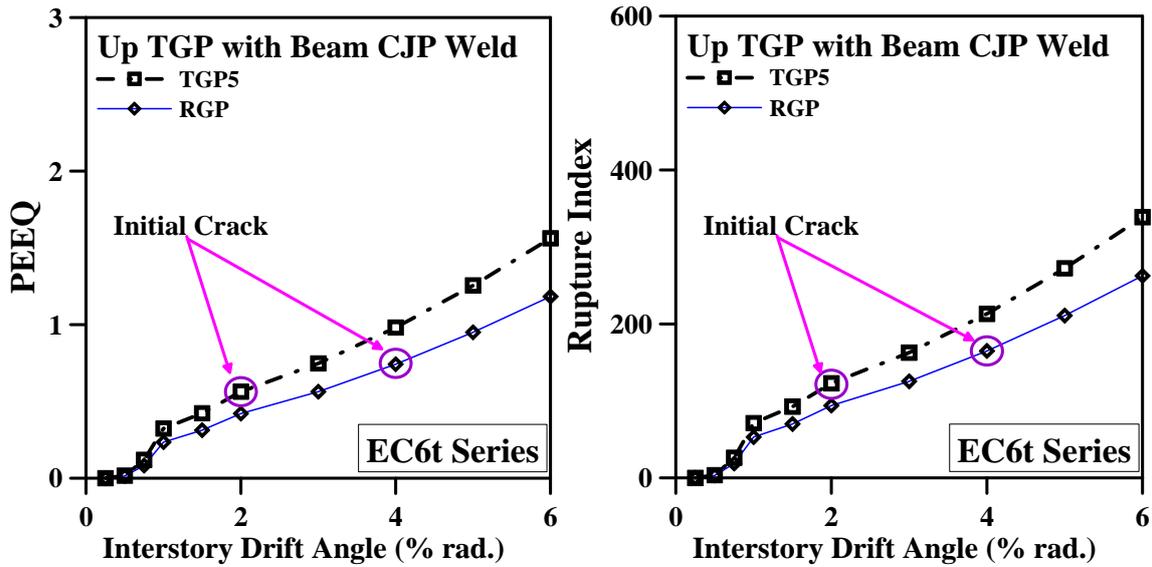


圖 5.30 EC6t 系列 2 組試體 PEEQ 與 RI 之分佈情形

#### 5.4 接合板之設計建議

根據數值模型有限分析與試體載重試驗之結果顯示，本研究所發展設計之梯形接合板於斜撐構架中扮演著力量傳遞媒介與提供斜撐端部凹折之角色，以下將針對接合板設計建議之。

- 接合板寬度

接合板之寬度 ( $W$ ) 為其強度計算中佔有最重要之位子，其有效寬度乃以 Whitmore 所提出之  $30^\circ$  擴散角所得到，由本研究之研究結果顯示接合板寬度等於 Whitmore 有效寬度 ( $b_E$ ) 時即可擔任傳遞斜撐構材力量之媒介，其計算式如下：

$$W = b_E = d + 2 \frac{L_w}{\sqrt{3}} \quad (5.1)$$

其中  $d$  為斜撐構材之深度。

- 接合板之偏移區域長度

採梯形接合板具線性偏移 ( $LC$ ) 者，其偏移區域長度採 2 倍接合板厚度即足夠提供斜撐構材產生面外變形所引致之端部凹折變形；具橢圓偏移

(EC) 者，則偏移區域之長度則建議使用 2 倍接合板以上之厚度，而偏移區域長度增大則可以減緩斜撐端部翼板及梁桿件與接合板之接合銲道的應力集中現象。採矩形板具橢圓偏移，亦建議採用 6 倍或 6 倍以上厚度的偏移區域長度。

- 接合板厚度計算

依據學者 Lehman 等人 (2008) 之研究成果與本研究之結果，採非矩形之接合板厚度計算時，接合板之拉力強度需大於斜撐拉力強度，本研究建議梯形接合板厚度  $t_{TGP}$  計算採其比值為 1.2；採矩形之接合板的厚度  $t_{RGP}$  計算則可採用接合板拉力強度等於斜撐構材拉力強度，即其比值為 1.0，其表示式如下。

$$\begin{aligned}
 t_{TGP} &= \beta_j \frac{R_{y,gp} F_{y,gp} W}{R_{y,b} F_{y,b} A_b} = 1.2 \frac{R_{y,gp} F_{y,gp} W}{R_{y,b} F_{y,b} A_b} \\
 t_{RGP} &= 1.0 \frac{R_{y,gp} F_{y,gp} W}{R_{y,b} F_{y,b} A_b}
 \end{aligned} \tag{5.2}$$

## 第陸章 結論與建議

### 6.1 結論

為探討特殊同心斜撐構架之斜撐構材與梯形接合板之耐震性能，本研究採用泛用型非線性有限元素分析程式 ABAQUS 建立分析模型進行參數研究，以參數研究之成果設計試驗試體以反覆載重測試之。斜撐構材分析模型採工程實務之常用 H-型斷面，利用均勻力法 (UFM) 進行設計接合板尺寸，依據矩形接合板之分析進而發展之梯形接合板進行數值模型建立與參數研究，以等值應力與等值塑性應變進行模型整體非線性行為與局部行為評估。以參數研究之成果設計規劃 6 組試體進行反覆載重試驗，目的在於建立具梯形接合板之斜撐構材之載重遲滯行為、強度與韌性消能行為。實驗結果再藉以驗證數值模型準確性，爾後藉由數值模型分析進行試驗試體之性能評估。在此綜合本文前述章節之研究成果提出以下結論：

1. 由矩形接合板所改良而發展之梯形接合板與 H-型斷面斜撐構材接合，經有限元素分析運算之結果顯示皆具穩定非線性遲滯行為。梯形接合板具  $2t$  線性偏移區域長度已可有效提昇斜撐構材之韌性。
2. 本研究所進行梯形接合板之參數研究，研擬 3 個研究參數，經非線性有限元素分析後之結果顯示：接合板與斜撐構材之拉力強度比值之參數  $\beta_j$  增加可有效提昇斜撐構材之整體強度，於梯形接合板之使用上，建議採用  $\beta_j$  為 1.2；參數  $LC$  為線性偏移區域長度， $LC$  增長對於強度上較無提昇， $LC$  為  $2t$  已足夠提供斜撐構材端部因挫屈所引致之面外變形；接合板之寬度參數  $W$  之增加有明顯強度提高，然而有接合板局部挫屈之行為；梯形接合板與錐形接合板之形狀影響，數值分析顯示梯形接合板可將接合板臨界面遠離接合銲道，以降低此區域之應力集中現象。
3. 本研究規劃 6 組試體進行反覆載重試驗，試驗結果顯示試體皆可執行至 5% 弧度層間變位角，試體 TGP5 與試體 RGP 甚至達 6% 弧度層間變位角。具橢圓凹折接合板試體之破壞模式較集中於接合板與斜撐填

角銲道端部及與梁之開槽銲道端部的開裂行為，線性偏移之試體則無此現象產生。設計之梯形接合板在斜撐構架中可扮演著穩定傳遞斜撐構材力量之角色。

4. 6 組試體之斜撐構材面外變形量可達斜撐構材長度之 15% 以上；接合板具線性偏移區域與橢圓偏移區域則可提供斜撐構材長度之 2.5% 面外變形量。由軸向載重之包絡線圖可知 H-型斜撐構材於產生挫屈後之強度衰減甚劇。由能量消散圖顯示主要能量消散集中於斜撐構材，接合板亦有些許貢獻，參數  $\beta_j$  增大對於強度與消散能量皆具有效之提昇。
5. 以有限元素分析軟體 ABAQUS 建立之數值模型，分析結果經實驗結果之驗證顯示，數值模型於試體整體反應與局部行為皆可有效之模擬，亦證明所執行模型之分析程序亦準確無誤。以等值應力可描述試體整體與局部降伏行為；採等值塑性應變以評估試體之塑性變形需求，經分析與實驗結果相互比對下，亦具相當之準確性。
6. 根據 Yoo 等人 (2008) 所提出接合板與梁接合銲道產生初始開裂之 PEEQ 門檻值，經數值模型分析與實驗結果相較驗證下，梯形接合板與梁桿件之接合開槽銲道處 PEEQ 值雖超過門檻值，但試體此區域並無開裂行為產生，故梯形接合板與梁接合開槽銲道產生初始開裂之 PEEQ 臨界值則須進一步深入評估與探討。
7. 由數值模型與實驗結果所建立與梁桿件開槽銲道處之接合板初始開裂指標值為當 PEEQ 達 0.56 與 RI 為 123 以上則有開裂行為之可能，斜撐構材之接合銲道初始開裂指標值各為 PEEQ 介於 0.31~0.51 及 RI 介於 61~101 時則有初始開裂產生。
8. 所建立之接合板研究參數應可作為設計之建議與參考，接合板之有效寬度可採 Whitmore 有效寬度設計。為線性偏移時，其長度採用 AISC 所建議之 2 倍接合板厚度即可提供斜撐端部面外變形需求；採橢圓偏移時，偏移長度則採 2 倍接合板厚度以上，偏移長度提昇相對降低凹折區域內塑性變形需求。接合板之厚度計算於梯形接合板下建議採 1.2 倍斜撐構材最大拉力強度設計之，於矩形接合板則採用對等之斜撐構材

最大拉力強度進行設計。

## 6.2 建議

以下提出幾點建議以供後續研究與探討：

1. 本研究之梯形接合板與 H-型斷面斜撐構材之載重遲滯已獲建立，若採梯形接合板與其他重型斷面做接合，其載重遲滯迴圈、整體強度與韌性行為建立亦是重要研究項目。
2. 本試驗試體之斜撐構材皆採構架面外挫屈型式，若採構架面內挫屈之型式，其相關接合細部設計則有需要更進一步研究與發展。
3. 特殊同心斜撐構架之斜撐構材為主要消能桿件，為使斜撐構材可穩定發展消能行為，其擔任力量傳遞者之接合板則需透過強度檢核與接合細部設計以及斜撐端部面外凹折之變形提供，若直接針對斜撐構材本身端部進行凹折變形之提供，則應有不同之行為產生，以及簡化與梁、柱桿件接合設計亦是值得進行深入研究。

## 參考文獻

- ABAQUS. ABAQUS analysis user's manual. ABAQUS Inc., Version 6.6. 2006.
- AISC. Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL. 1997.
- AISC. Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL. 2002.
- AISC. Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL. 2005a.
- AISC. Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL. 2005b.
- AISC. Steel construction manual. 13<sup>th</sup> Edition, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL. 2005c.
- AISC. Allowable stress design manual of steel construction. American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL. 1989.
- ATC. Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures. ATC-24, Applied Technology Council, Redwood City, CA. 1992.
- AWS. Structural welding code steel. ANSI/AWS D1.1:2004, American Welding Society, Miami, FL. 2004.
- Astaneh-Asl A, Goel SC. Cyclic in-plane buckling of double-angle bracing. *Journal of Structural Engineering* 1984; 109:2036-2055.
- Astaneh-Asl A, Goel SC, Hanson RD. Cyclic out-of-plane buckling of double-angle bracing. *Journal of Structural Engineering* 1985; 111:1135-1153.
- Astaneh-Asl A. Cyclic behavior of gusset plate connections in V-braced steel frames. In stability and ductility of steel structures under cyclic loading. Fukumoto, Y., and Lee G editors, CRC Press, Ann Arbor, 63-74 1992.
- Astaneh-Asl A. Seismic behavior and design of gusset plates. Steel TIPS Report,

- Structural Steel Education Council, Moraga, CA, December, 1998.
- Astaneh-Asl A, Cochran, M L, Sabeli R. Seismic detailing of gusset plate for special concentrically braced frames. Steel TIPS Report, Structural Steel Education Council, Moraga, CA, December, 2006.
- Black RG, Wenger WA, Popov EP. Inelastic buckling of steel struts under cyclic load and reversal. Rep. No. UCB/EERC-80/40, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, Calif. 1980.
- Brown VLS. Stability of gusseted connections in steel structures. Doctorial Dissertation, University of Delaware 1988.
- Bjorhovde R, Chakrabarti SK. Test of full size gusset plate connections. Journal of Structural Engineering, ASCE 1983;111(3):667-684.
- Cheong-Siat-Moy F. K-factors for braced frames. Engineering Structures 1997; 19(9):760-763.
- Cheng JJR, Yam MCH, Hu SZ. Elastic buckling strength of gusset plate connections. Journal of Structural Engineering, ASCE 1994;120(2):538-559.
- Dicleli M, Mehta A. Seismic performance of chevron braced steel frames with and without viscous fluid dampers as a function of ground motion and damper characteristics. Journal of Constructional Steel Research 2007a; 63:1102-1115.
- Dicleli M, Mehta A. Effect of near-fault ground motion and damper characteristics on the seismic performance of chevron braced steel frames. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2007b; 36:927-948.
- El-Tawil S, Mikesell T, Vidaersson E, Kunnath S K. Strength and ductility of FR welded-bolted connections. Rep. NO. SAC/BD-98/01, SAC Joint Venture, Sacramento, CA 1998.
- FEMA. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building. FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC 2000.

- Fell B V, Kanvide A M, Deierlein G G, Myers A T. Experimental investigation of inelastic cyclic buckling and fracture of steel braces. *Journal of Structural Engineering*, ASCE 2009; 135(1):19-32.
- Gan W. Earthquake response of steel braced and braced steel frames. Dissertation. California Institute of Technology. 1997.
- Ghanaat Y. Study of X-braced steel frame structures under earthquake simulation. Report no. UCB/EERC-80/08. Earthquake Engineering Research Centre; 1980.
- Grigorian CE, Tany TS, Popov EP. Slotted bolted connection energy dissipations. Report no. UCB/EERC-92/10. Earthquake Engineering Research Centre; 1992.
- Gugerli H, Goel SC. Inelastic cyclic behaviour of steel bracing members. Report No. UMEE 82R1, Department of Civil Engineering, The University of Michigan, Ann Arbor, Michigan 1982.
- Hardash SG, Bjorhovde R. New design criteria for gusset plates in tension. *Engineering Journal*, AISC 1985; 22(2):77-94.
- Hu SZ, Cheng JJR. Compressive behavior of gusset plate connections. Structural Engineering Report No.153, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta 1987.
- Jain AK, Goel SC, Hanson RD. Inelastic response of restrained steel tubes. *Journal of Structural Division*, ASCE 1978; 106(8):897-910.
- Jin J, El-Tawil S. Inelastic cyclic model for steel braces. *Journal of Engineering Mechanics* 2003; 129(5): 548-557.
- Khatib IF, Mahin SA, Pister KS. Seismic behavior of concentrically braced steel frames. Report no. UCB/EERC-88/01. Earthquake Engineering Research Centre; 1988.
- Kishi N, Chen WF, Goto Y, Komuro M. Effective length factor of columns in flexibly jointed and braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*

- 1998; 47:93-118.
- Lee KL, Bruneau M. Energy dissipation of compression members in concentrically braced frames: review of experimental data. *Journal of Structural Engineering* 2005; 131(4): 552-559.
- Lehman DE, Roeder CW, Herman D, Johnson S, Kotulka B. Improved seismic performance of gusset plate connections. *Journal of Structural Engineering* 2008; 134(6):890-901.
- Nakashima M, Inoue K, Tada M. Classification of damage to steel buildings observed in the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake. *Engineering Structures* 1998; 20(4-6):271-281.
- Nast TE, Grondin GY, Cheng JJR. Cyclic behaviour of stiffened gusset plate-brace member assemblies. *Structural Engineering Report No.229*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta 1998.
- Perotti F, Scarlassara GP. Concentrically braced frames under seismic actions: Nonlinear behavior and design coefficients. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1991; 20(5):409-427.
- Popov EP, Takanashi K, Roeder CW. Structural steel bracing systems: behavior under cyclic loading. Report no. UCB/EERC-76/17. *Earthquake Engineering Research Centre*, 1976.
- Popov EP, Black RG. Steel struts under severe cyclic loadings. *Journal of the Structural Engineering Division. ASCE* 1981;107(9):1857-1881.
- Rabinovitch JS, Cheng JJR. Cyclic behaviour of steel gusset plate connections. *Structural Engineering Report No.191*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta,1993.
- Richards PW, Uang CM. Effect of flange width-thickness ratio on eccentrically braced frames link cyclic rotation capacity. *Journal of Structural Engineering* 2005; 131(10):1546-1552.

- Roeder CW, Lehman DE, Johnson S, Herman D, Yoo JH. Seismic performance of SCBF braced frame gusset plate connections. 4th International Conference on Earthquake Engineering 2006; paper No.80.
- Sabelli R, Mahin S, Chang C. Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces. *Engineering Structures* 2003; 25(5):655–666.
- Shaback B. HSS brace behaviour under cyclic loading. M.S. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Calgary, Calgary, Alberta 2001.
- Shaback B, Brown T. Behavior of square hollow structural steel braces with end connections under reversed cyclic axial loading. *Canadian Journal of Civil Engineering* 2003; 58(4):745-753.
- Thornton WA. Bracing connections for heavy construction. *Engineering Journal, AISC* 1984; 21(3):139-148.
- Tremblay R. Seismic behavior and design of concentrically braced steel frames. *Engineering Journal* 2001; third quarter:148-166.
- Tremblay R, Robert N. Seismic performance of low- and medium-rise chevron braced steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering* 2001; 28(4):699-714.
- Tremblay R, Timler P, Bruneau M, Filiatrault A. Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering* 1995; 22(2):338-360.
- Tremblay R, Bruneau M, Nakashima M, Prion HGL, Filiatrault A, DeVall R. Seismic design of steel buildings: Lessons from the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering* 1996; 23:727-756.
- Uriz P, Filippou F C, Mahin S A. Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces. *Journal of Structural Engineering* 2008; 134(4):619-628.
- Walbridge SS, Grondin GY, Cheng JJR. An analysis of the cyclic behaviour of steel gusset plate connections. *Structural Engineering Report No.225*,

- Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta 1998.
- Walbridge SS, Grondin GY, Cheng JJR. Gusset plate connections under monotonic and cyclic loading. *Canadian Journal of Civil Engineering* 2005; 32:981-995.
- Whitmore R.E. Experimental Investigation of Stresses in Gusset Plates. Masters Thesis, University of Tennessee, Knoxville 1950.
- Whitmore R.E. Experimental Investigation of Stresses in Gusset Plates. University of Tennessee Engineering Experiment Station Bulletin No. 16 1952.
- Yam MCH. Compressive behavior and strength of steel gusset plate connections. Doctorial Dissertation, University of Alberta 1994.
- Yam MCH, Cheng JJR. Behavior and design of gusset plate connections in compression. *Journal of Constructional Steel Research*, 2002;58:1143-1159.
- Yoo JH. Analytical Investigation on the seismic performance of special concentrically braced frames. A dissertation submitted impartial fulfillment of the Ph.D. degree. Seattle (Washington): Department of Civil Engineering, University of Washington 2006.
- Yoo JH, Roeder CW, Lehman DE. Analytical performance simulation of special concentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering* 2008; 134(6):881-889.
- Yoo JH, Lehman DE, Roeder CW. Influence of connection design parameters on the seismic performance of braced frames. *Journal of Constructional Steel Research* 2008; 64:607-623.
- Yoo JH, Roeder CW, Lehman DE. Simulated behavior of multi-story X-braced frames. *Engineering Structures* 2009; 31:182-197.
- 內政部營建署，建築物耐震設計規範及解說，2005。
- 內政部營建署，鋼構造建築物鋼結構設計技術規範（二）鋼結構極限設計

法規範及解說，2007。

陳正誠，「韌性同心斜撐構架與韌性斜撐構材之耐震行為與設計」，結構工程第十五卷第一期，2000，53-78。

蔡政育，「實尺寸兩層樓挫屈束制支撐子結構雙向受震擬動態試驗與分析」，國立臺灣大學土木工程學研究所碩士論文，2005，指導教授蔡克銓。

陳沛均，「鋼骨斜撐構架系統之接合板壓力強度參數研究與設計方法」，國立交通大學土木工程學系碩士論文，2005，指導教授周中哲。

簡才揚，「鋼骨斜撐構架接合板之耐震消能行為」，國立臺灣科技大學營建工程系碩士論文，2006，指導教授陳生金。

林德宏，「多自由度多功能構件試驗系統 (MATS) 分析與設計」，國立臺灣大學土木工程學系碩士論文，2007，指導教授蔡克銓。

蔡青宜，「實尺寸兩層特殊同心斜撐鋼構架試驗與分析研究」，國立臺灣大學土木工程學系碩士論文，2008，指導教授蔡克銓。

陳誠直、林南交、徐孟暉 (2009)，「特殊同心斜撐構架之斜撐構材耐震性能研究(I)」，NSC97-2625-M-009-008，行政院國家科學委員會完整報告。

林南交，「特殊同心斜撐構架之斜撐構材耐震性能」，國立交通大學土木工程學系博士論文，2010，指導教授陳誠直。

# 國科會補助專題研究計畫項下出席國際學術會議心得報告

日期：99年10月2日

計畫編號	NSC98-2625-M-009-009		
計畫名稱	高性能金屬斜撐結構系統之耐震性能研究 子計畫:特殊同心斜撐構架之斜撐構材耐震性能研究(II)		
出國人員姓名	陳誠直	服務機構及職稱	交通大學土木系教授
會議時間	98年12月3日至 98年12月5日	會議地點	日本京都市
會議名稱	(中文) 第十一屆韓國-台灣-日本建築結構地震工程聯合研討會 (英文) Eleventh Korea-Taiwan-Japan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures		
發表論文題目	(中文) 鋼骨箱型柱內橫隔板電熱熔渣焊之有限元素分析 (英文) Finite Element Analysis of Electro-Slag Welding for Diaphragms in Steel Box Column		

## 一、參加會議經過

台灣、韓國與日本三個國家為增進建築結構地震工程研究之學者與專家彼此間之學術交流，於2001年起開始舉辦聯合研討會，該次為第三屆的建築結構地震工程聯合研討會。爾後每年舉辦一次，由日本、韓國與台灣輪流舉辦，基本上每個國家有10篇邀請論文發表。此次研討會由日本舉辦，為第十一屆，在日本京都市舉辦，由京都大學建築與建築工程學系主辦，並由京都大學的 Global for Education and Research on Human Security Engineering for Asian Megacities 資助。兩天的會議型式為論文發表，共有30篇邀請論文發表，參加人員有五十餘人。

筆者為此次台灣方面的聯絡人，並已負責前兩次的台灣聯絡人，且已於2007

年負責舉辦第九屆日本-韓國-台灣建築結構地震工程聯合研討會，於國立交通大學圓滿完成。此次研討會聯絡人主要負責會議進行的安排、事務協調與論文集的出版等。

## 二、與會心得

台灣地處環太平洋地震帶，不可避免的建築結構物將遭受強烈地震的侵襲，因此建築結構地震工程的研究極為重要。參加本次研討會的心得有下列幾點：

1. 因傳統上皆僅規劃一會議場地且參與者皆為會議主題相關領域之學者，於論文發表之討論甚為踴躍。
2. 論文發表之議題皆為有關建築結構地震工程之研究成果與相關技術，與會者較為有興趣全程參加。
3. 論文發表鼓勵資淺之學者，讓與會的資淺學者有學習的機會。大會並設有最佳論文獎以鼓勵資淺學者。
4. 日本論文發表的研究題目較為先進且質量較佳，原因為日本於地震工程有豐富的研究經驗，且有充裕的研究經費、設備與研究人力等。
5. 韓國發表的論文品質較以往已有明顯進步且深入，此亦可由國際期刊投稿數量之增加看出端倪。
6. 此次研討會首次邀請 keynote 演講，韓國為 Dr. Dong-Guen Lee 教授演講採用超元素的有效分析建築結構，與台灣黃世建教授演講台灣校舍鋼筋混凝土建築物的耐震補強，皆有深入剖析研究過程與成果。
7. 此次研討會的論文主題主要有鋼與複合結構、鋼筋混凝土結構、系統控制、火害研究、計算與網路等，皆獲與會者熱烈的討論。

筆者發表的論文為「鋼骨箱型柱內橫隔板電熱熔渣焊之有限元素分析」，主要探討影響結構行為之銲接缺陷參數。發表後有多位學者發問，顯示對此研究的興趣。發表之文章為探討銲接瑕疵於鋼骨箱型柱板破裂行為之影響，採有限元素分析，以裂縫尖端開口位移、應力三軸度與破裂指數等行為指標，以評估柱板破裂之可能性。

綜合有限元素之參數研究結果顯示，裂縫尖端開口位移(CTOD)、應力三軸度與破裂指數可顯示出電熱熔渣焊接缺陷所引起可能的破壞位置；較小的電熱熔渣焊接之熔入半徑將使 CTOD 值增大，而增大電熱熔渣焊道開裂之可能；較大之電熱熔渣焊道水平或垂直偏心將增大 CTOD 值、應力三軸度與破裂指數，更會增加柱板破裂之可能性，由最大主軸應力分佈亦可發現此現象；側墊板間隙及鋼梁翼板相對於內橫隔板的偏心則非影響電熱熔渣焊接力傳遞機制之關鍵參數。定義之位於側墊板與柱板間隙處，電熱熔渣焊熔接線至內橫隔板的距離越小會有越大的行為指標值，而造成柱板的破裂。

### 三、考察參觀活動(無是項活動者略)

無

### 四、建議

此次研討會日本因為主辦國，有較多的研究生參加；韓國亦有多位博士研究生參加，而台灣方面並無研究生出席。國內對於研究生出國參加學術研討會應能積極鼓勵並予以經費之補助，提昇國內研究生之水平與國際觀。

### 五、攜回資料名稱及內容

第十一屆韓國-台灣-日本建築結構地震工程聯合研討會論文集一冊、光碟一片。

筆者亦於 2010 年 6 月 2 至 4 日參加第六屆結構火害國際研討會 (Six International Conference on Structures in Fire)於美國密西根州 East Lansing 市舉辦，由密西根州立大學主辦。此系列之研討會每兩年舉辦一次，首次於 2000 年於丹麥哥本哈根市舉辦，之後為 2002 年於紐西蘭、2004 年於加拿大、2006 年於葡萄牙、2008 年於新加坡舉辦。

由於近一、二十年來大型建築結構務遭受火害之案例不少，也引起學者廣泛的興趣。研討會主題主要有抗火材料的受溫與溫度模擬、結構於火害下的數值模擬、實驗研究、高溫下材料行為、火害案例研究等，論文發表的材料領域包括鋼、混凝土、磚、木材、鋁與複合結構。因為著重於建築結構於火害之行為，結構火害之國際研討會較少，與會人員超過 200 餘人。國內於此領域上已有一些學者有多年研究經驗，且國內內政部建築研究所有防火實驗中心，有各樣大型火害試驗設備，惟尚待更多有興趣的學者與專家深入研究，可提升我國於此領域的國際地位。

攜回資料名稱及內容：第六屆結構火害國際研討會論文集一冊。

## FINITE ELEMENT ANALYSIS OF ELECTRO-SLAG WELDING FOR DIAPHRAGMS IN STEEL BOX COLUMN

Cheng-Chih CHEN<sup>1</sup>, Chien-Lin LAI<sup>2</sup>, and Ker-Chun LIN<sup>3</sup>

### SUMMARY

Electro-slag welding for diaphragms is the necessary welding procedure to build-up a steel box column which can resist bending in both axes of the cross section. Electro-slag welding (ESW) locates nearby the beam-to-column interface, and minor welding defect in the ESW could result in a brittle failure before plastic behavior is developed in the connection. Finite element analysis was conducted to study the effects of the welding defect on the behavior of the connection through the investigation of performance indices, such as crack tip opening displacement, stress triaxiality, and rupture index. The analysis results of the parametric study show that the variables of the backing plate slit and the deviation of the beam flange with respect to the diaphragm have little effect on connection behavior. However, a smaller distance between slit tip and the edge of the diaphragm due to the eccentricity of the fusion results in a larger CTOD, stress triaxiality, and rupture index, that could be detrimental to connection behavior.

*Keywords:* Electro-Slag Welding; ESW; box column; crack tip opening displacement; CTOD.

### INTRODUCTION

The Northridge earthquake in 1994 damaged numerous beam-to-column moment connections used in steel moment frames. Many connections failed in a brittle manner during the earthquake. Various improved connection details have been proposed in the aftermath of the Northridge earthquake. The columns used are mostly in the shape of wide flange, with H-shaped cross section. In addition to the H-shaped cross section, box columns are also frequently used in high seismic area. The box column section is built-up from steel plates, in the form of a rectangular or a square cross section. The advantage of using the box column is to attain strong axes in both axes of the cross section. In order to effectively transfer the beam forces to the box column and prevent the failure of the column flange, diaphragms inside the box column are needed. To weld the diaphragm, the welding process of the electro-slag welding (ESW) is generally employed. However, the ESW is difficult to be performed to attain a reliable welding quality.

Since the 1994 Northridge earthquake, hundred of large-scale beam-to-column moment connections have been conducted to verify their seismic behavior. Some of the moment connections designed for the box column experienced the failure occurred at the full penetration weld of the beam flange, the root of the weld access hole, and electro-slag welding of the diaphragm. Because of associate with the heat affected zone, the failure of the ESW lead to a brittle failure of the moment connection and caused that the beam could not develop its plastic flexural strength. This study investigates the effects of the electro-slag welding on the force transferred mechanism and the behavior of the beam-to-column connection. Three-dimensional finite element models were established to incorporate possible welding defect of the ESW, and nonlinear finite element analysis was conducted to correlate the welding defect and the connection behavior.

---

<sup>1</sup> Professor, National Chiao Tung University, Taiwan, e-mail: chrischen@mail.nctu.edu.tw

<sup>2</sup> Former Graduate Student, National Chiao Tung University, Taiwan, e-mail: chienlin.cv94g@nctu.edu.tw

<sup>3</sup> Associate Research Fellow, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taiwan, e-mail: kclin@ncree.org.tw

## ELECTRO-SLAG WELDING

As illustrated in Fig. 1, the diaphragms have to be welded inside a welded box column by the electro-slag welding in order to deliver the connection forces more effective. The electro-slag welding process is developed specially for welding thicker metal plates, especially for installing diaphragms in built-up box columns or bridge piers. A non-consumable nozzle, filled suitable fluxes and wires, is utilized in the narrow gaps between a diaphragm and column plates, as shown in Fig. 2. During the ESW welding process, base metal and wires between the diaphragm and the column plates are melted continuously to weld the diaphragm to the column plates efficiently and quickly. The welding integrity of the diaphragm deeply influences the performance of the beam-column connection. Therefore, ultrasonic testing is certainly required proving the quality of the ESW.

The connection failure associated with the ESW was observed in the test of Chen et al. (2004a). One of the specimens, with rib-reinforced moment connection designed for box column, revealed the unexpected failure owing to a welding defect of the ESW of the diaphragm, and caused the beam flange fracturing. Similar ESW welding defect caused connection failure was also observed in the test of Chen et al. (2004b). The ESW to join the diaphragm to the column plate is crucial to the transfer of the beam forces to the column. The behavior and strength of the connections depends greatly on the integrity of the ESW, diaphragm and column plates. Fig. 3 shows a failure phenomenon in the ESW region.

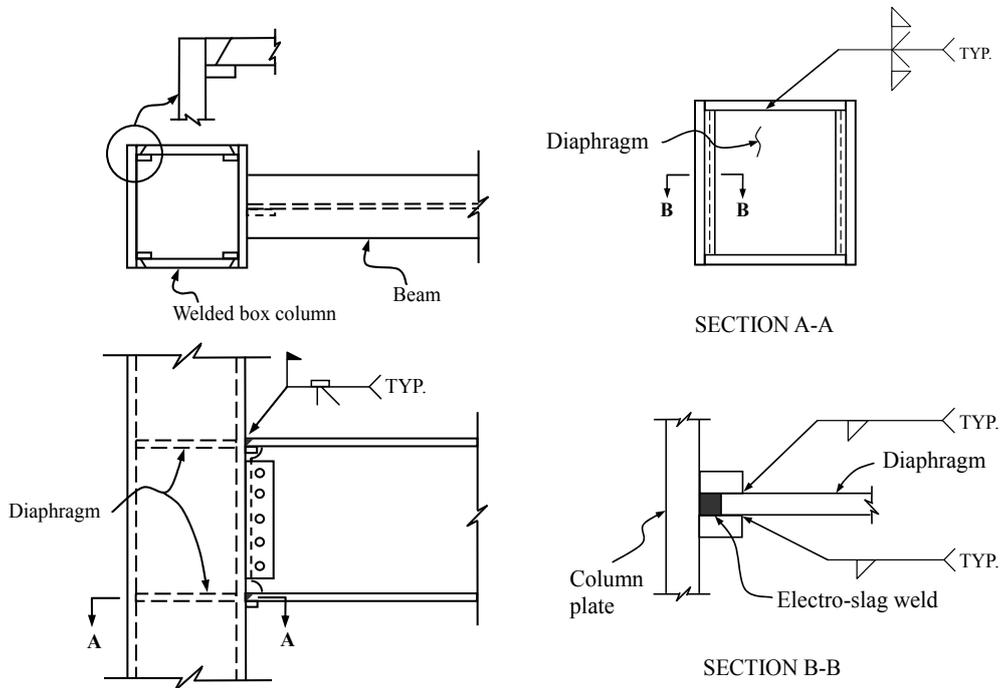


Fig. 1 Typical moment connection detail between steel beam and welded box column

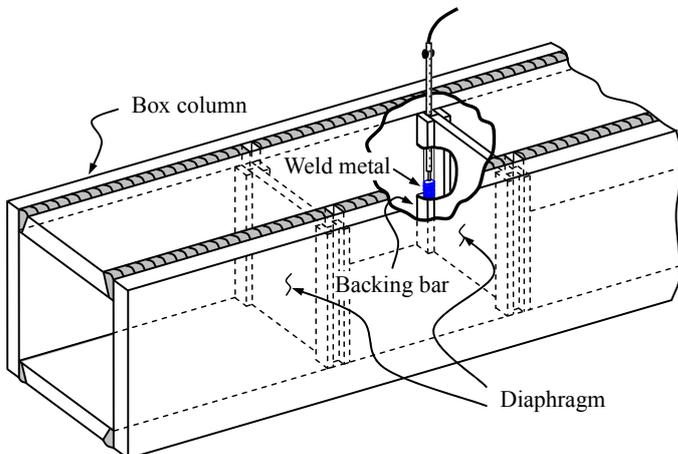


Fig. 2 Illustration of the electro-slag welding



Fig. 3 Failure at the electro-slag welding

## FINITE ELEMENT ANALYSIS

### Performance Indices

To evaluate the analysis results and to determine the location having the highest fracture potential, three performance indices were used which were the crack tip opening displacement (CTOD), stress triaxiality, and rupture index because the plasticization was not significant in the region near the ESW as demonstrated in the finite element modeling and validation.

ASTM E1290 (1999) regulates a test method for fracture toughness measurement which is evaluated in terms of the crack tip opening displacement and the approach has been used by Chi et al. (2000). The CTOD can be determined by directly measuring the deformed opening at the crack tip as indicated in Fig. 4.

Stress triaxiality is the ratio of hydrostatic stress ( $\sigma_m$ ) to von Mises Stress ( $\bar{\sigma}$ ). Stress triaxiality in the range of  $0.75 < ST < 1.5$  can result in a reduction of the rupture strain while the stress triaxiality greater than 1.5 will cause the fracture of the material (El-Tawil et al. 2000, and Zhang and Dong 2000).

$$\text{Stress Triaxiality (ST)} = \frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}} \quad (1)$$

The rupture index is used to evaluate the potential location of ductile fracture initiation. The rupture index is defined as follows.

$$\text{Rupture Index (RI)} = \frac{\varepsilon_p / \varepsilon_y}{\exp\left(-1.5 \frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}}\right)} \quad (2)$$

where  $\varepsilon_p$  is the effective plastic strain, and  $\varepsilon_y$  is the yield strain.

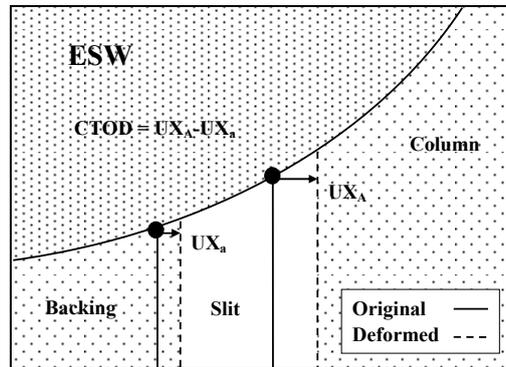


Fig. 4 CTOD measurement

### Finite Element Modeling and Validation

This study employed the finite element analysis program ABAQUS for model analysis. A finite element model was generated and validated by comparing the analysis results with test results. An eight-node, three-dimensional solid element with 24 nodal degrees of freedom was used to model the specimen tested before, as shown in Fig. 5. Bilinear stress-strain relations with strain hardening were assumed for the structural steel and the ESW weldment. The residual stress induced by the welding and the effects of the heat affected zone were not considered in the model. The von Mises yield criteria were used to specify the plasticization. As presented in Fig. 6, global hysteresis behavior and local strain distribution of the analysis and experimental results were compared to validate the modeling accuracy, and good correlation was obtained.

In order to set the critical quantity for three performance indices, a previously tested specimen was selected and analyzed. The specimen developed satisfactory ductile behavior and flexural strength, and failed at 4% story drift angle due to the welding defect in the ESW. Simulating the test of the specimen, the analysis results disclosed the critical quantity of 0.027 mm of CTOD, 1.46 of stress triaxiality, and 39.3 of rupture index which will be used to evaluate the performance done in the parametric study.

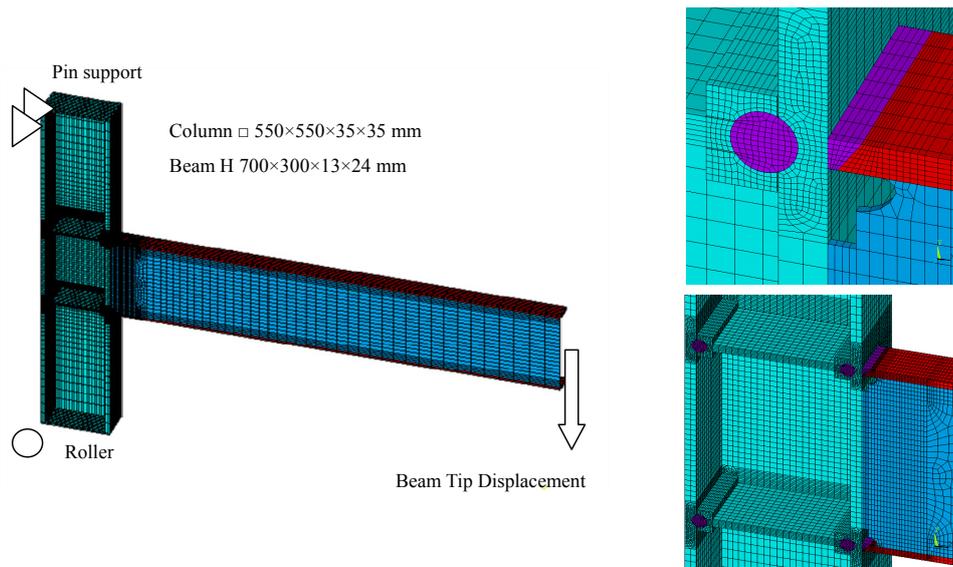


Fig. 5 Three-dimensional finite element modeling

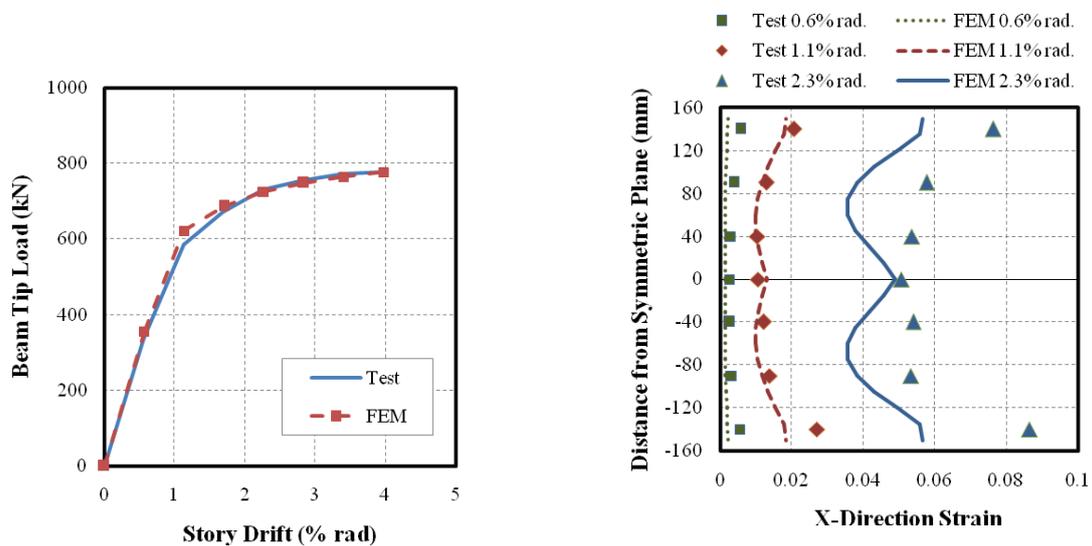


Fig. 6 Verification of the hysteresis curves and strain distributions

### Parametric Study

A parametric analysis was performed to study the effects of the ESW welding defect variables on the connection behavior. Considering the possible welding defects, five variables were established to investigate the possible cracking/fracturing location through the performance indices.

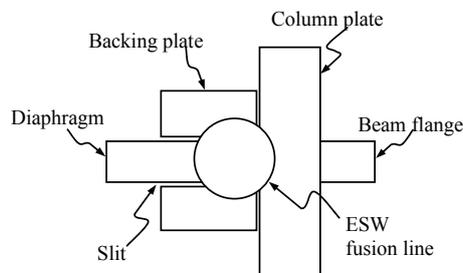


Fig. 7 Details of the ESW region

As indicated in Fig. 7, the variables are ESW melted radius (M-series), slit between backing plate and diaphragm/column plate (S-series), horizontal eccentricity of the fusion (HE-series), vertical eccentricity of the

fusion (VE-series), and the deviation of the beam flange apart from the diaphragm (BE-series). The control model was designed to have melted radius of 24 mm, 1 mm slit between backing plate and diaphragm/column plate, zero eccentricity of the fusion, and zero deviation of the beam flange. The details showing the models with variables are presented in Fig. 8.

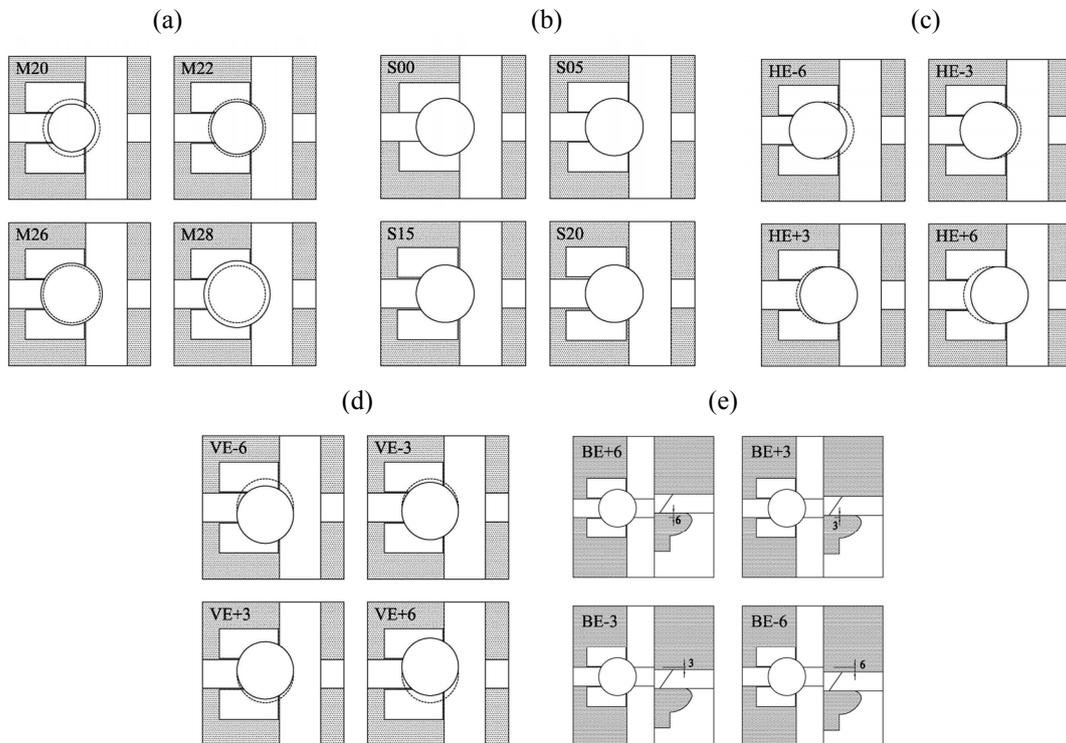


Fig. 8 Details showing the models with variables

### Discussion of the Analysis Results

Fig. 9 presents the effects of the melted radius on CTOD, stress triaxiality, and rupture index. The results reveal that the small melted radius increases CTOD and increases susceptibility to the fracture in the ESW, especially at a story drift angle of 4% rad. Results of the stress triaxiality indicate that stress triaxiality becomes a concern after at 2.3% rad story drift angle. Nevertheless, the variable of the melted radius has insignificant effect on the rupture index.

Fig. 10 shows the effects of the backing plate slit on the performance indices. It is obvious that the initial backing plate slit is not a critical variable affecting the ESW force transferred mechanism.

The effects of the horizontal eccentricity of the fusion on CTOD, stress triaxiality, and rupture index are illustrated in Fig. 11. The results show that when the fusion is apart from the column plate, the CTOD becomes large, 0.034 at 4% rad story drift angle for HE-6 model. It is clearly indicated that the small area of the ESW fused on the column plate will increase the potential of the fracture.

Fig. 12 shows the effects of the vertical eccentricity of the fusion. The effects are consistent that the larger vertical eccentricity of the fusion results in larger CTOD, stress triaxiality, and rupture index. While the vertical eccentricity of the fusion reaches 6 mm, the CTOD is greater than 0.03 and the rupture index is 53.5 at a story drift angle of 4.0% rad.

Fig. 13 presents the effects of the deviation of the beam flange with respect to the diaphragm. It is clear that the effects are minor because the deviation does not alter the performance index.

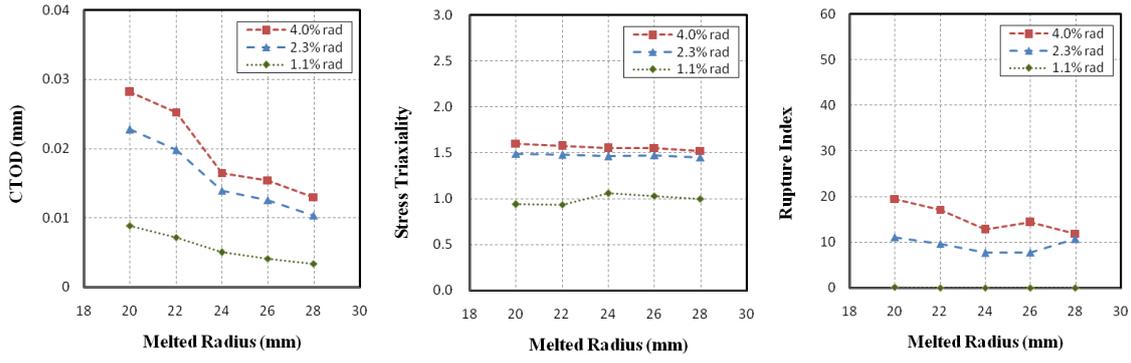


Fig. 9 Effects of the fusion radius

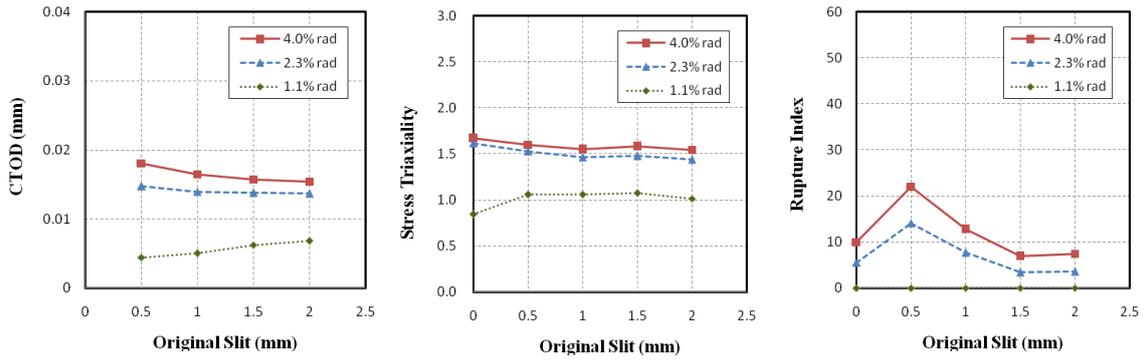


Fig. 10 Effects of the backing plate slit

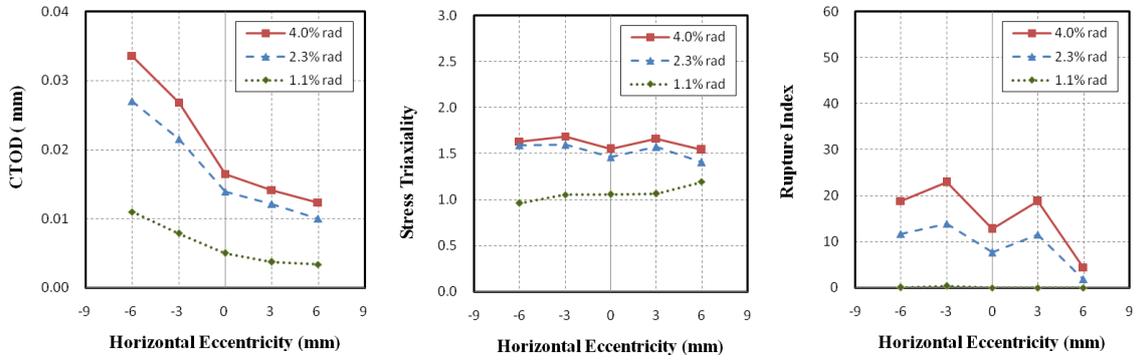


Fig. 11 Effects of the horizontal eccentricity

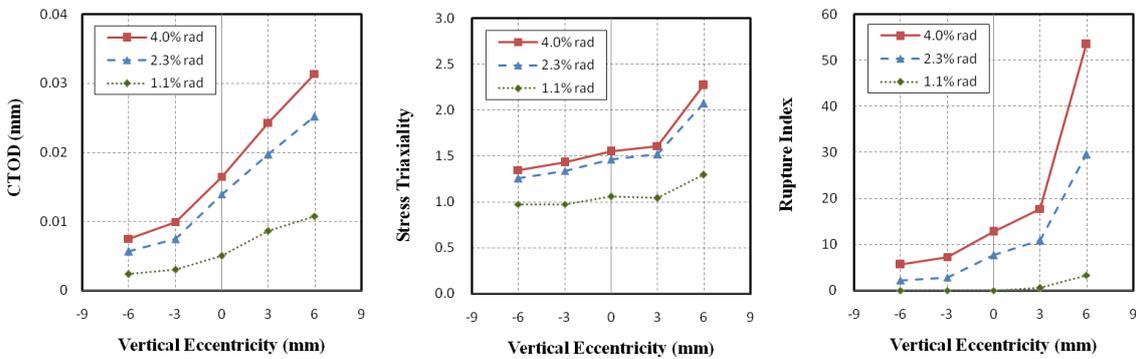


Fig. 12 Effects of the vertical eccentricity

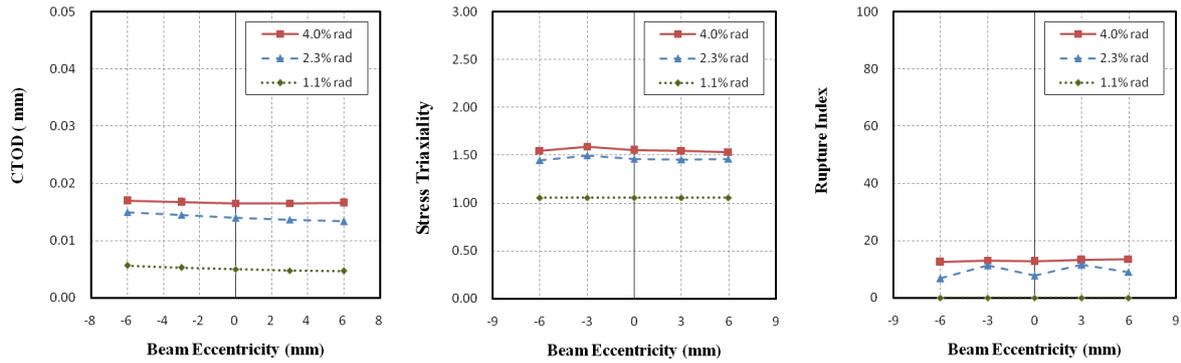


Fig. 13 Effects of the deviation of the beam flange

## CONCLUSIONS

The following conclusions can be obtained on the basis of the analysis results of the parametric study conducted by the finite element analysis. Analysis results show the performance indices such as crack tip opening displacement (CTOD), stress triaxiality, and rupture index can reveal the potential location of the fracture near the electro-slag welding caused by the welding defect. The small melted radius increases CTOD and increases susceptibility to the fracture in the ESW. The larger horizontal or vertical eccentricity of the fusion results in larger CTOD, stress triaxiality, and rupture index, and will increase the potential of the fracture. The backing plate slit and the deviation of the beam flange with respect to the diaphragm are not a critical variable affecting the ESW force transferred mechanism.

## REFERENCES

- ASTM, "Standard Test Method for Crack-Tip Opening Displacement (CTOD) Fracture Toughness Measurement." *American Society for Testing and Materials*, 1999.
- Chen, C.-C., Lin, C.-C., Tsai, C.-L. "Evaluation of reinforced connections between steel beams and box columns." *Engineering Structures*, 26(13), 1889-1904, 2004a.
- Chen, C.-C., Lin, C.-C., Chen, T.-H., and Chang, H.-T. "Experimental investigation of eccentric connections between box columns and steel beams." *Proceeding of the 7th National Conference on Structure Engineering*, Taiwan, 2004b. (in Chinese)
- Chi, W. M., and Deierlein, G. G. and Ingrassia, A., "Fracture toughness demands in welded beam-column moment connections." *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 126(1), 88-97, 2000.
- El-Tawil, S., Mikesell, T., and Kunnath, S. K., "Effect of local details and yield ratio on behavior of FR steel connections." *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 126(1), 79-87, 2000.
- Zhang, J., and Dong, P., "Residual stresses in welded moment frames and implications for structural performance." *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 126(3), 306-315, 2000.

無衍生研發成果推廣資料

98 年度專題研究計畫研究成果彙整表

計畫主持人：陳誠直		計畫編號：98-2625-M-009-009-					
計畫名稱：高性能金屬斜撐結構系統之耐震性能研究--子計畫：特殊同心斜撐構架之斜撐構材耐震性能研究(II)							
成果項目		量化			單位	備註（質化說明：如數個計畫共同成果、成果列為該期刊之封面故事...等）	
		實際已達成數（被接受或已發表）	預期總達成數(含實際已達成數)	本計畫實際貢獻百分比			
國內	論文著作	期刊論文	0	0	100%	篇	
		研究報告/技術報告	1	1	100%		
		研討會論文	1	1	100%		
		專書	0	0	100%		
	專利	申請中件數	0	0	100%	件	
		已獲得件數	0	0	100%		
	技術移轉	件數	0	0	100%	件	
		權利金	0	0	100%	千元	
	參與計畫人力（本國籍）	碩士生	3	3	100%	人次	
		博士生	1	1	100%		
		博士後研究員	0	0	100%		
		專任助理	0	0	100%		
國外	論文著作	期刊論文	0	1	100%	篇	
		研究報告/技術報告	0	0	100%		
		研討會論文	0	1	100%		
		專書	0	0	100%	章/本	
	專利	申請中件數	0	0	100%	件	
		已獲得件數	0	0	100%		
	技術移轉	件數	0	0	100%	件	
		權利金	0	0	100%	千元	
	參與計畫人力（外國籍）	碩士生	0	0	100%	人次	
		博士生	0	0	100%		
		博士後研究員	0	0	100%		
		專任助理	0	0	100%		

<p>其他成果 (無法以量化表達之成果如辦理學術活動、獲得獎項、重要國際合作、研究成果國際影響力及其他協助產業技術發展之具體效益事項等，請以文字敘述填列。)</p>	<p>無</p>
--	----------

	成果項目	量化	名稱或內容性質簡述
科 教 處 計 畫 加 填 項 目	測驗工具(含質性與量性)	0	
	課程/模組	0	
	電腦及網路系統或工具	0	
	教材	0	
	舉辦之活動/競賽	0	
	研討會/工作坊	0	
	電子報、網站	0	
	計畫成果推廣之參與(閱聽)人數	0	



# 國科會補助專題研究計畫成果報告自評表

請就研究內容與原計畫相符程度、達成預期目標情況、研究成果之學術或應用價值（簡要敘述成果所代表之意義、價值、影響或進一步發展之可能性）、是否適合在學術期刊發表或申請專利、主要發現或其他有關價值等，作一綜合評估。

1. 請就研究內容與原計畫相符程度、達成預期目標情況作一綜合評估

達成目標

未達成目標（請說明，以 100 字為限）

實驗失敗

因故實驗中斷

其他原因

說明：

2. 研究成果在學術期刊發表或申請專利等情形：

論文： 已發表  未發表之文稿  撰寫中  無

專利： 已獲得  申請中  無

技轉： 已技轉  洽談中  無

其他：（以 100 字為限）

3. 請依學術成就、技術創新、社會影響等方面，評估研究成果之學術或應用價值（簡要敘述成果所代表之意義、價值、影響或進一步發展之可能性）（以 500 字為限）

本研究所發展之梯形接合板經數值模型分析與實體載重試驗證實已具備斜撐構材耐震之能力，可使斜撐構材於受地震力作用下產生受壓挫屈、受拉降伏行為，以穩定的消散地震能量。於學術上可發表研討會論文與期刊論文，於實務工程上可提供斜撐構材與接合板設計之參考。