

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(I) 研究成果報告(完整版)

計畫類別：整合型
計畫編號：NSC 97-2625-M-009-008-
執行期間：97年08月01日至98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：徐孟暉
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 98 年 10 月 31 日

行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告

特殊同心斜撐構架之斜撐構材耐震性能研究(I)

Seismic Performance of Bracing Members in Special Concentrically Braced Frames (I)

計畫類別：整合型計畫

計畫編號：NSC97-2625-M-009-008

執行期間：97 年 8 月 1 日至 98 年 7 月 31 日

計畫主持人：陳誠直

計畫參與人員：林南交 徐孟暉

成果報告類型(依經費核定清單規定繳交)：完整報告

本成果報告包括以下應繳交之附件：

出席國際學術會議心得報告及發表之論文各一份

執行單位：國立交通大學

中華民國 98 年 10 月 31 日

摘要

對於強震區域而言，特殊同心斜撐構架 (Special concentrically braced frame, SCBF) 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 的非彈性變形乃根據斜撐受軸拉力作用降伏和受壓產生整體或局部挫屈而設計之。在美國所使用較多之斜撐斷面大致為圓形、矩(方)形之鋼管、角鋼或是槽形鋼。然而，於國內所採用之斜撐大多是重型斷面，例如 H-型鋼或 H-型鋼加側板。在北嶺地震之後，對於特殊同心斜撐構架韌性與消能之需求更甚重視，並同時針對 SCBF 進行更進一步之研究工作。本研究採用非線性之有限元素分析，建立分析模型，以進行探討斜撐之非彈性遲滯行為和其與接合板之接合；藉由先前實驗結果驗證比較採有限元素所模擬之分析結果，顯示有限元素模型皆可有效模擬單斜撐構材與 2 層樓 X 型斜撐構架之極限載重與非線性行為。國內實務所採用之斜撐構材與接合板加垂直加勁板之接合細節，若無接合板與鉚道之破壞，於斜撐受壓強度計算上應較接近於固接，然而分析結果顯示接合板與鉚道極可能於達斜撐極限強度前破壞。本研究針對接合板所設定之研究參數，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，應可預測梯形接合板與斜撐構材之耐震行為；8 組分析模型皆具穩定非線性行為；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；但是斜撐構材挫屈後強度亦有著較劇之衰減。

關鍵詞：特殊同心斜撐構架、斜撐、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 areas. Unlike the moment-resisting frame, SCBF will behave with inelastic deformation depending on the braces which are designed to yield in axial tension and to buckle, globally or locally, in axial compression. The braces used in the Northern America are usually of sections such as pipe, rectangular tube, angle, or channel. However, the braces used in the Taiwan are generally in the form of heavy braces, e.g., H-shaped structural steels or with additional side plates. After the 1994 Northridge earthquake, the demand for the ductility and energy dissipation is seriously expected for the SCBFs and that brings the increase of the research work related to the SCBFs. This research was conducted using nonlinear finite element analysis to establish the analytical model, and to investigate the inelastic cyclic behavior of the braces and connections to gusset plates. Finite element modeling was validated by comparisons of the analysis results with previous experimental results. The results of the finite element analysis demonstrated that the modeling can effectively model the ultimate strength and nonlinear behavior for the single bracing member as well as the 2-story X-type bracing frame. The calculation of the compression strength of the braces is close to that based on the boundary condition of the fixed ends for braces practically used in the Taiwan, while the braces have the details reinforced with vertical stiffeners. Nevertheless, the analysis results indicated the gusset plate and weldment most likely failed before the braces can reach their ultimate strength. The parameters set for the gusset plate in this study can predict well the seismic behavior of the tapered gusset plate and bracing member, using the equivalent stress and equivalent plastic strain to access the local behavior of the gusset plate and fracturing of the bracing member. Eight

analysis models for the gusset plate can develop stable inelastic behavior. The tapered and rectangular gusset plates with $2t$ offset possess the ability to dissipate energy. However, the strength of the braces deteriorated significantly while the braces buckled.

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

目錄

摘要	i
Abstract.....	ii
目錄	iv
表目錄	vii
圖目錄	viii
第壹章 緒論	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究目的	4
1.3 研究方法	4
1.4 報告內容	9
第貳章 文獻回顧	10
2.1 前言	10
2.2 國內外相關研究現況	10
2.2.1 斜撐構材行為	10
2.2.2 接合板行為	11
2.2.3 斜撐構材含接合板之行為	17
2.2.4 斜撐構架行為	19
2.3 接合板力學行為與設計方法	22
2.3.1 Whitmore Method (1952).....	23
2.3.2 Thornton Method (1984).....	24

2.3.3	AISC Method (2005c).....	27
2.3.4	Astaneh-Asl Method (2006).....	29
2.3.5	Lehman Method (2008).....	34
2.3.6	結論	36
第參章	有限元素分析	37
3.1	概述	37
3.2	非線性有限元素分析	37
3.2.1	軟體介紹與操作	37
3.2.2	基本假設與設定	39
3.3	模型建立與分析步驟	43
3.4	梯形接合板之設計概念與參數研究	48
3.4.1	接合板設計概念	48
3.4.2	參數研究	49
第肆章	有限分析結果與討論	53
4.1	概論	53
4.2	有限元素分析之驗證	53
4.2.1	單斜撐構材載重分析	54
4.2.2	二層樓 X 型斜撐構架	57
4.3	斜撐構材含梯形接合板之分析結果與討論	65
4.3.1	分析模型敘述	65

4.3.2	接合板等值應力分佈	65
4.3.3	等值塑性應變 (PEEQ)分佈	67
4.3.4	反覆載重行為與面外變形	69
4.4	結論	72
第伍章	結論	98
參考文獻		100
計畫成果自評		108

表目錄

表 3.1 分析模型一覽表	51
表 3.2 分析模型各尺寸一覽	51
表 4.1 試體挫屈強度之實驗值與分析值與計算值	58
表 4.2 斜撐構材與接合板之挫屈強度計算	73
表 4.3 分析模型施力點與斜撐構材斷面之挫屈力	73
表 4.4 分析之挫屈強度與挫屈後強度之比較	73

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).....	7
圖 1.5 面外挫屈之斜撐與接合板接合細節 (AISC 2005).....	7
圖 1.6 國內常用之斜撐接合設計細節	8
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)	15
圖 2.2 接合板反覆載重試驗設置圖 (Astaneh et al. 1981).....	16
圖 2.3 接合板之 $2t$ 設置示意圖 (Astaneh et al. 1982).....	16
圖 2.4 採栓接與銲接之接合板有效寬度示意圖(Astaneh et al. 1982).....	16
圖 2.5 錐形接合板之示意圖	17
圖 2.6 接合板之橢圓形偏移消能區域示意圖 (Lehman et al. 2008).....	18
圖 2.7 單斜撐構架之分析模型 (Yoo et al. 2008).....	18
圖 2.8 二層樓 X 型斜撐構架圖	20
圖 2.9 斜撐構架之分析模型 (Yoo et al. 2009).....	21
圖 2.10 與挫屈束制支撐之接合板產生挫屈之情況.....	22
圖 2.11 接合板拉力試驗裝置示意圖 (Whitmore 1950).....	23
圖 2.12 接合板有效寬度之概念 (Whitmore 1952).....	24
圖 2.13 Whitmore 之有效寬度示意圖	24
圖 2.14 接合板之降伏力計算自由體圖 (Thornton 1984).....	26
圖 2.15 接合板之擬挫屈長度示意圖	26
圖 2.16 Modified Thornton Method 中有效寬度示意圖	29
圖 2.17 均勻力法之理論示意圖 (Thornton 1991)	29

圖 2.18 錐形接合板之設計相關參數 (Astaneh-Asl et al. 2006)	32
圖 2.19 不同接合下之有效寬度示意圖 (Astaneh-Asl et al. 2006)	33
圖 2.20 接合板實際寬度 W 及對應之角度 α_1 與 α_2 (Astaneh-Asl et al. 2006).....	33
圖 2.21 變數 U 之決定示意圖 (Astaneh-Asl et al. 2006)	34
圖 3.1 斜撐構材含接合板之分析模型	41
圖 3.2 ABAQUS 結構體轉置殼元素建模示意圖	41
圖 3.3 鋼材之雙線性應力-應變關係.....	42
圖 3.4 分析模型組裝之步驟.....	45
圖 3.5 載重位移歷時圖	46
圖 3.6 層間位移角與斜撐構材軸向變形量之關係圖	46
圖 3.7 模型之邊界與載重施載.....	47
圖 3.8 模型挫屈模態分析結果 (Mode 1).....	47
圖 3.9 梯形接合板之設計概念	52
圖 4.1 H-型斷面與圓型鋼管斷面單斜撐之分析模型圖	58
圖 4.2 不同邊界條件下之挫屈模式.....	58
圖 4.3 實驗與分析之載重-位移比較.....	59
圖 4.4 單斜撐構材與其含具凹折之接合板示意圖	60
圖 4.5 國內工程實務常用之接合板細節	60
圖 4.6 接合板具凹折與含垂直加勁板之有限模型.....	61
圖 4.7 接合板具凹折與含垂直加勁板之軸向載重-軸向位移圖	61
圖 4.8 H-型斷面斜撐之挫屈載重比之關係圖 (Lee and Bruneau 2005).....	61
圖 4.9 不同 λ 下之斜撐挫屈行為.....	62
圖 4.10 $\lambda > \lambda_{ps}$ 模型於 Drift= 0.75% 時之斜撐局部挫屈行為	63
圖 4.11 二層樓 X 型斜撐構架示意圖	63

圖 4.12 斜撐構架之模型與挫屈行為	64
圖 4.13 X 型斜撐構架有限分析與實驗之載重-位移關係比較圖	64
圖 4.14 8 組分析模型之接合示意圖	74
圖 4.15 8 組分析模型	75
圖 4.16 典型斜撐構材挫屈模態 (Mode 1)	77
圖 4.17 模型 RGP 之等值應力分佈圖	77
圖 4.18 模型 TGP1 之等值應力分佈圖	78
圖 4.19 模型 TGP2 與模型 TGP3 之等值應力分佈圖	78
圖 4.20 模型 TGP4、模型 TGP5 與模型 TGP6 之等值應力分佈圖	79
圖 4.21 模型 TGP7 之等值應力分佈圖	80
圖 4.22 模型 RGP 之 PEEQ 分佈圖 (Compression)	81
圖 4.23 模型 RGP 斜撐構材 PEEQ	82
圖 4.24 2 層樓 X 型斜撐構架之斜撐構材 PEEQ 曲線	83
圖 4.25 模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 之接合板 PEEQ 分佈圖 (Compression)	84
圖 4.26 模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 之斜撐構材 PEEQ 分佈圖	85
圖 4.27 模型 TGP4、模型 TGP5、模型 TGP6 與模型 TGP7 之接合板 PEEQ 分佈圖	86
圖 4.28 模型 TGP4、模型 TGP5、模型 TGP6 與模型 TGP7 之斜撐構材 PEEQ 分佈圖	87
圖 4.29 4 組模型之挫屈行為 (參數 β_j)	88
圖 4.30 模型 RGP 與模型 TGP1 產生接合板挫屈 (4%層間位移角)	88
圖 4.31 4 組模型之軸向載重與層間位移角關係圖 (參數 β_j)	89
圖 4.32 4 組模型之強度包絡線圖 (參數 β_j)	89
圖 4.33 參數 β_j 下 4 組模型之斜撐構材面外變形量與層間位移角關係圖	90

圖 4.34 參數 β_j 下 4 組模型之接合板面外變形量與層間位移角關係圖	91
圖 4.35 4 組模型之挫屈行為 (參數 LC 與 W)	93
圖 4.36 4 組模型之軸向載重與層間位移角關係圖 (參數 LC 與 W)	94
圖 4.37 4 組模型之強度包絡線圖 (參數 LC 與 W)	94
圖 4.38 參數 LC 與 W 下 4 組模型之斜撐構材面外變形量與層間位移角關係圖	95
圖 4.39 參數 LC 下三組模型之接合板面外變形量與層間位移角關係圖	96
圖 4.40 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	97

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, SMF)、特殊同心斜撐構架 (Special Concentrically Braced Frames, SCBF) 與偏心斜撐構架 (Eccentrically Braced Frames, EBF)。最新之 2005 年 AISC 耐震規範 (AISC 2005) 則加入了挫屈束制斜撐構架 (Buckling-Restrained Braced Frames, BRBF) 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，構架側位移將比抗彎構架系統小，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 的斜撐構材受壓而挫屈後有比 OCBF 較少的強度衰減而較好的韌性行為。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。美國中低層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。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 H 型鋼、H 型鋼加側板與箱型斜撐構材斷面所示。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。

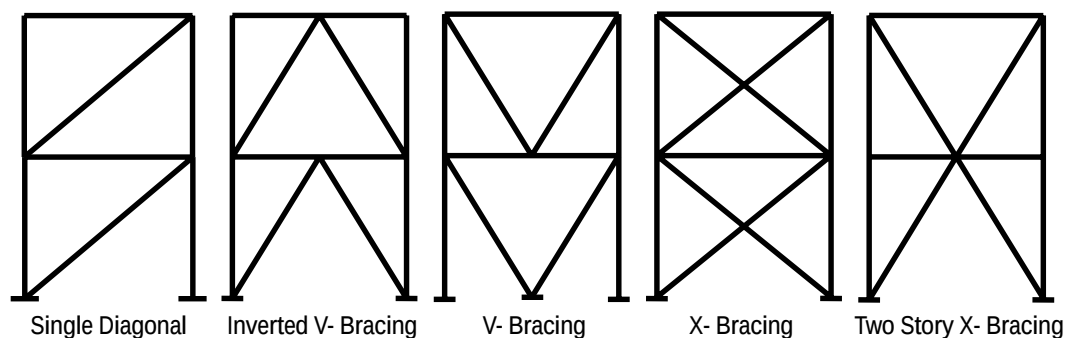


圖 1.1 一般常見的同心斜撐構架型式

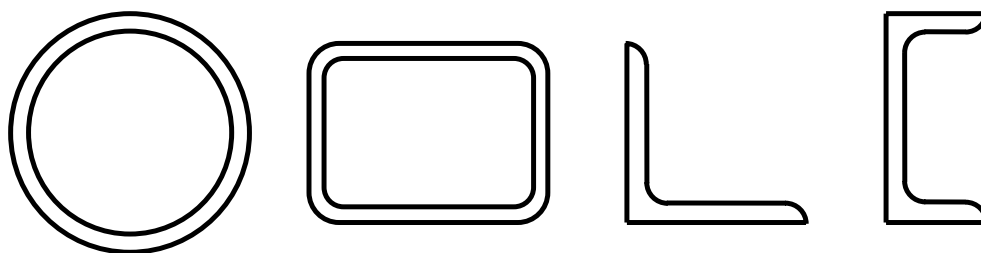


圖 1.2 圓型鋼管、矩(方)型鋼管、角鋼或槽型鋼斜撐構材斷面

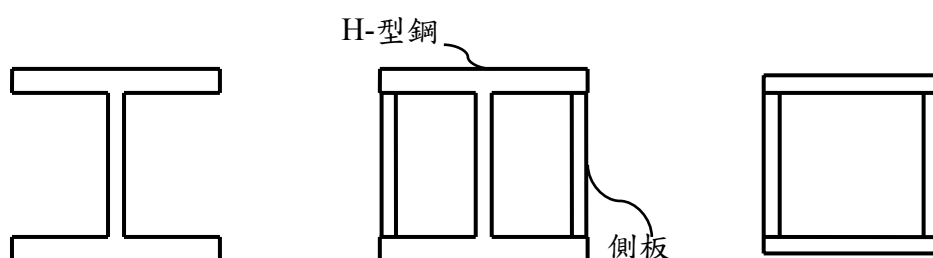


圖 1.3 H 型鋼、H 型鋼加側板與箱型斜撐構材斷面

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進行研究，探討此類斜撐構材與接合受拉與受壓的反覆載重行為，並研究斜撐構材與接合板接合的束制情況，建立斜撐構材與接合的遲滯迴圈，作為後續斜撐構材反覆載重試驗之驗證以及同心斜撐構架分析之用。

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分析模式與對應的遲滯迴圈，期能準確的模擬斜撐構材的行為，才能準確的預測同心斜撐構架的行為，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。以往的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，斜撐在中度的層間變位角 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 2005)，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：

$$1997 \quad kl/r \leq 1000 / \sqrt{F_y} \quad F_y : \text{ksi}$$

$$2002 \quad kl/r \leq 5.87 \sqrt{E_s / F_y}$$

$$2005 \quad kl/r \leq 4 \sqrt{E_s / F_y}$$

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 (2005) 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 2005)， t 為接合板之厚度。然而國內工程設計上於接合細節有多種方式。圖 1.6 所示為國內常用之斜撐接合設計細節，圖示之斜撐構材與接合板之接合甚為加

勁，其有效長度因數 K 為多少實為值得研究的重要項目之一。

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。

Richards and Uang (2005)以有限元素分析探討偏心斜撐構架連桿之翼板寬厚比於反覆轉角的影響，有限元素分析結構能準確的模擬連桿的挫屈行為與非彈性轉角的遲滯迴圈。因此本研究以有限元素分析模擬斜撐構材與接合的行為應為可行。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二線段。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) (Diciceli and Mehta 2007a, 2007b)。

斜撐構材與接合分析模型的參數應包括以下各項：

- 斜撐構材的 L/r
- 接合板的加勁與否 (影響接合板的束制情況)
- 接合板面外挫屈的允許與否 ($2t$ 的影響、垂直於接合板之加勁板的影響)

有限元素分析模型將先行與前人的試驗結果驗證，以確認分析模型的準確性。目前國家地震工程研究中心剛完成的二層樓 X 型斜撐構架將可提供甚為完整的試驗資料以與驗證本研究之分析模型。

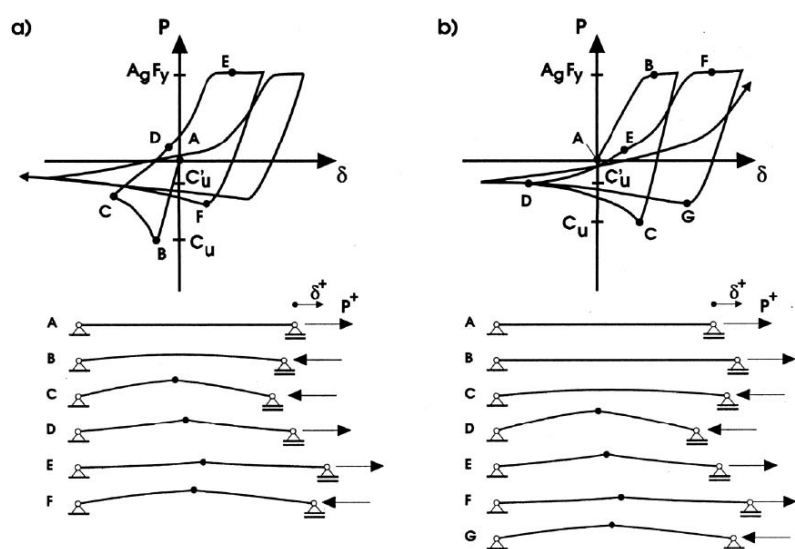


圖 1.4 典型的斜撐受拉壓遲滯行為 (Tremblay 2001)

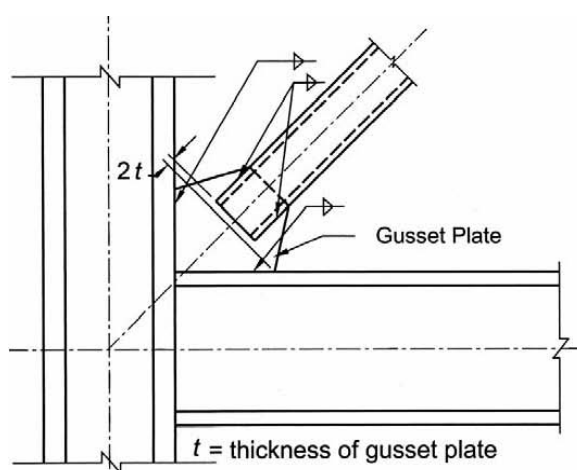


圖 1.5 面外挫屈之斜撐與接合板接合細節 (AISC 2005)

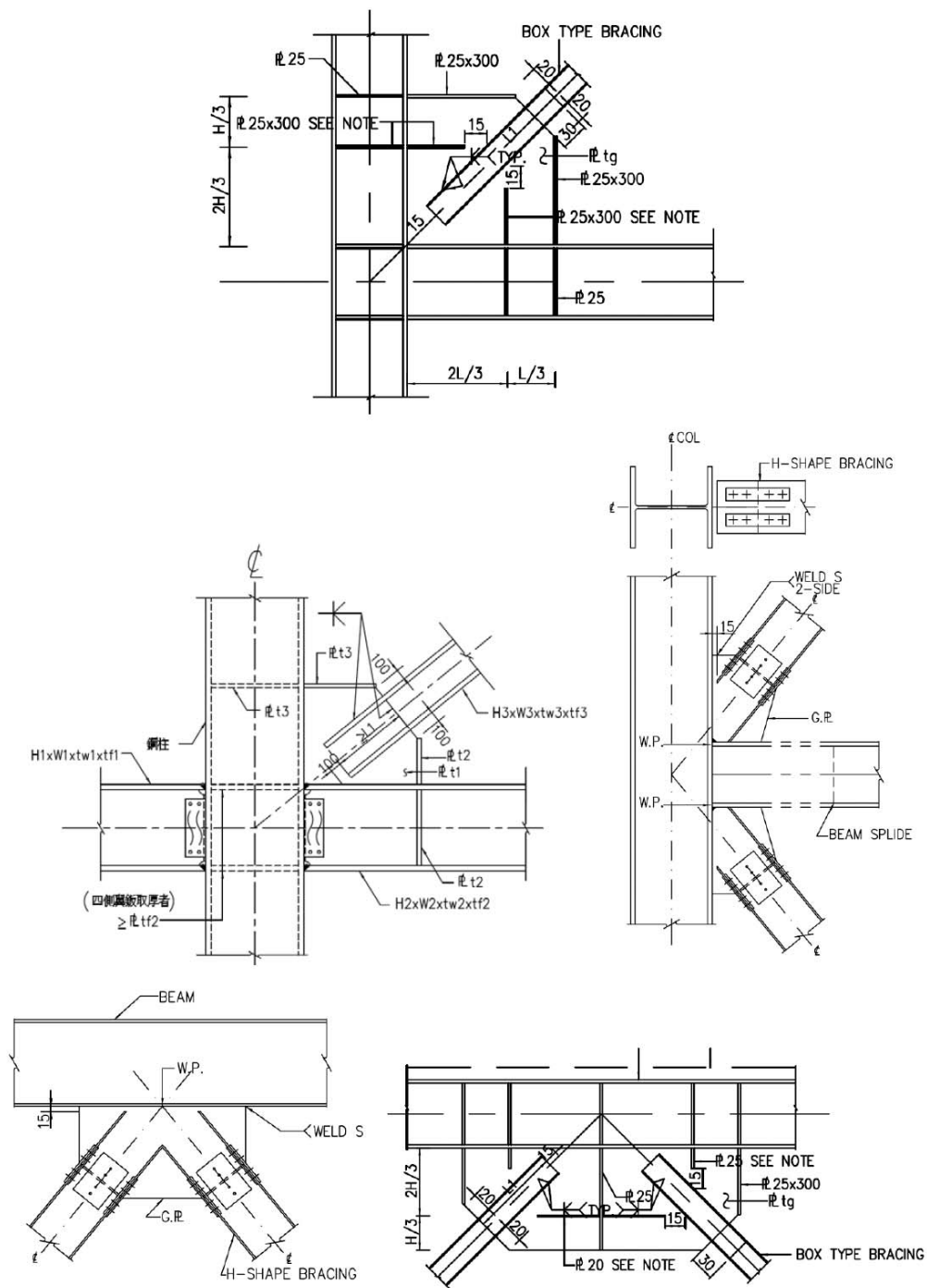


圖 1.6 國內常用之斜撐接合設計細節

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：文獻回顧，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。

第參章：有限元素分析介紹，本研究為利用泛用型有限分析軟體 ABAQUS 進行大量的模型分析，故於此章節介紹此軟體與操作方式，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作一解說。

第肆章：有限元素分析之結果與探討，並提出初步結論。

第伍章：本報告之結論及建議

第貳章 文獻回顧

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，乃需先搜集國內外學者對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，並於下節詳述。

2.2 國內外相關研究現況

國內外研究現況，國外對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。

2.2.1 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" ×1" 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)。

2.2.2 接合板行為

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。

Withmore (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。Withmore 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 Withmore 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。

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 Withmore 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 Withmore 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 將其自 1981 到 1986 年間與多位學者 Goel 與 Hanson 等人 (Astaneh et al., 1981-1986) 所執行的 17 組接合板反覆載重試驗成果匯整，並於 1998 年出刊。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。

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。



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)

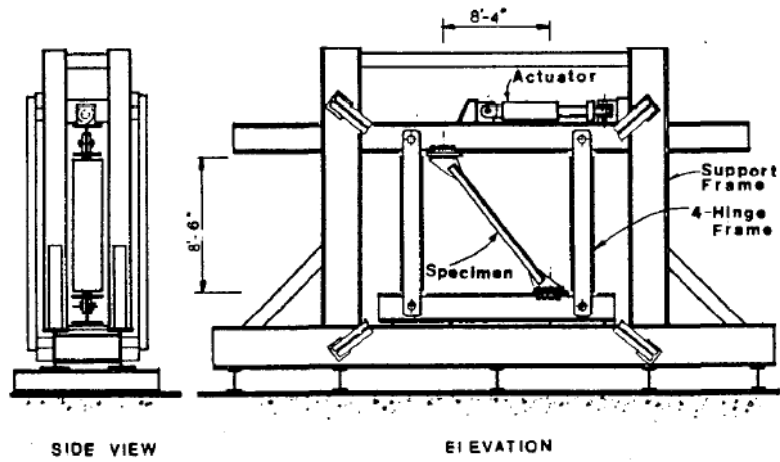


圖 2.2 接合板反覆載重試驗設置圖 (Astaneh et al. 1981)

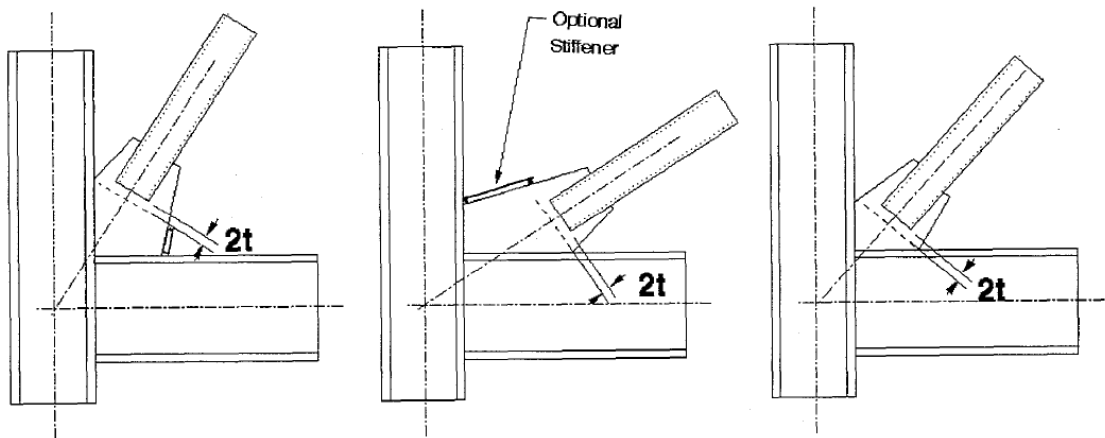


圖 2.3 接合板之 2t 設置示意圖 (Astaneh et al. 1982)

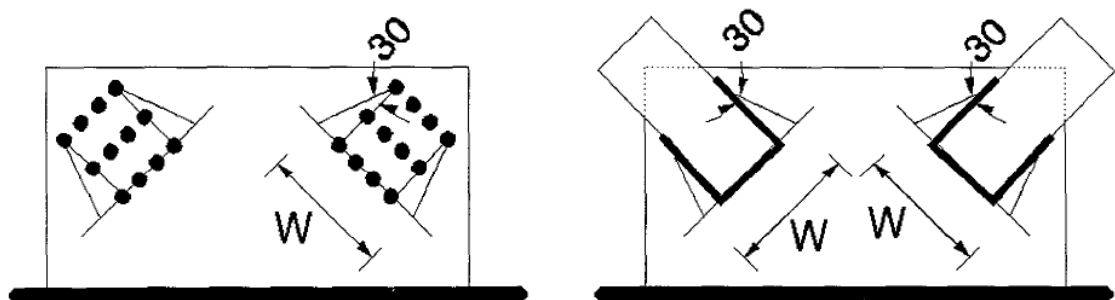


圖 2.4 採栓接與銲接之接合板有效寬度示意圖(Astaneh et al. 1982)

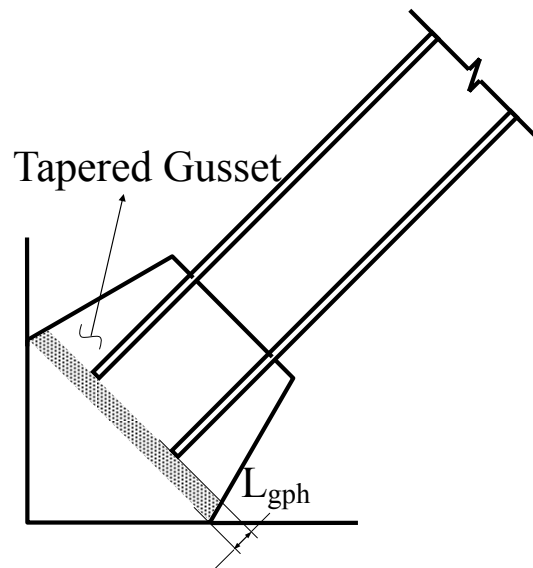


圖 2.5 錐形接合板之示意圖

2.2.3 斜撐構材含接合板之行為

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 ABAQUS 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。

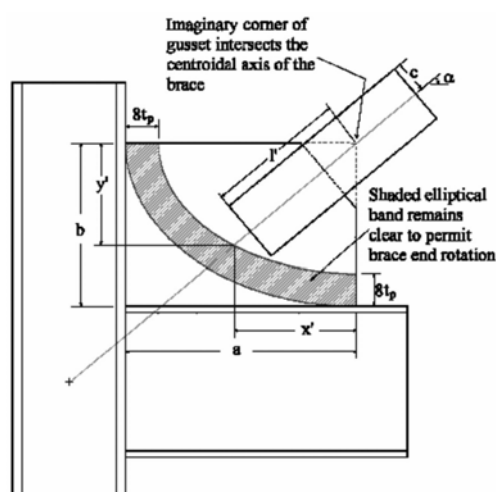


圖 2.6 接合板之橢圓形偏移消能區域示意圖 (Lehman et al. 2008)

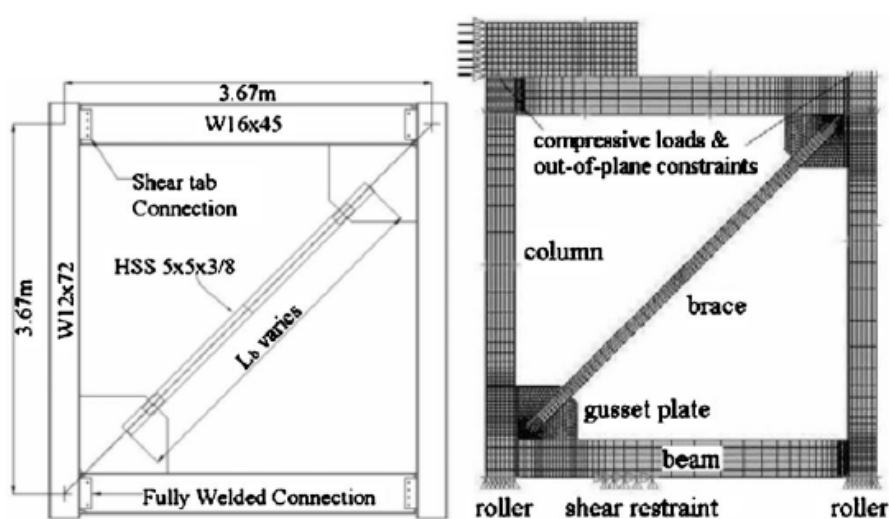


圖 2.7 單斜撐構架之分析模型 (Yoo et al. 2008)

2.2.4 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。

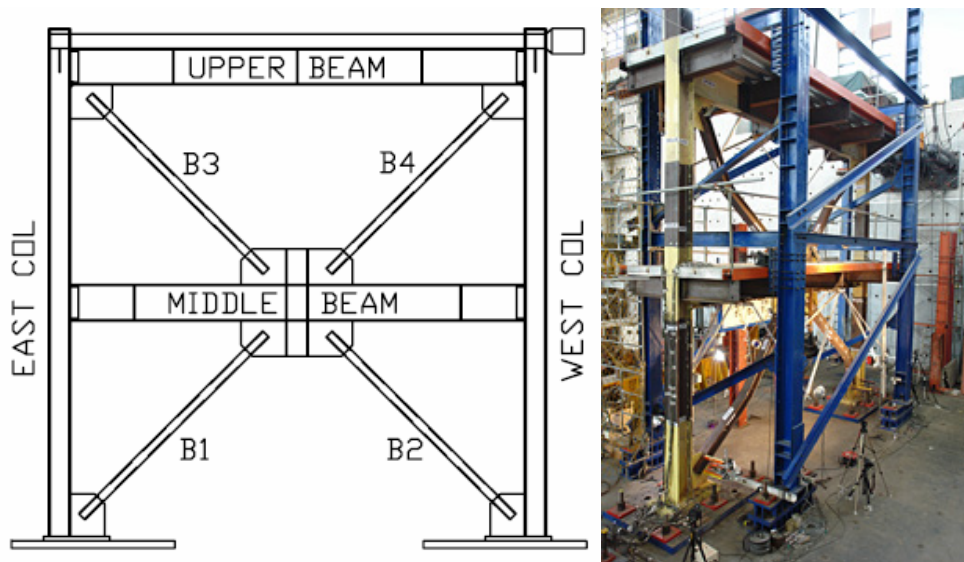
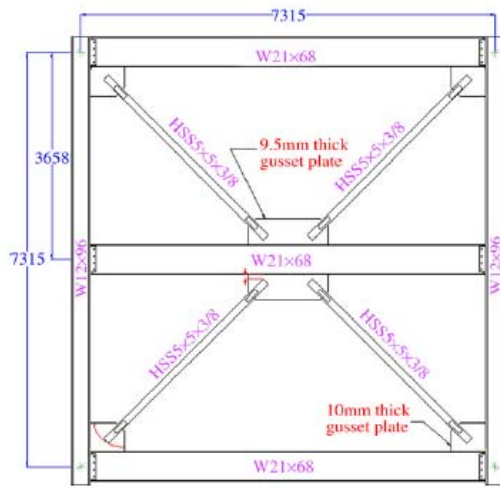
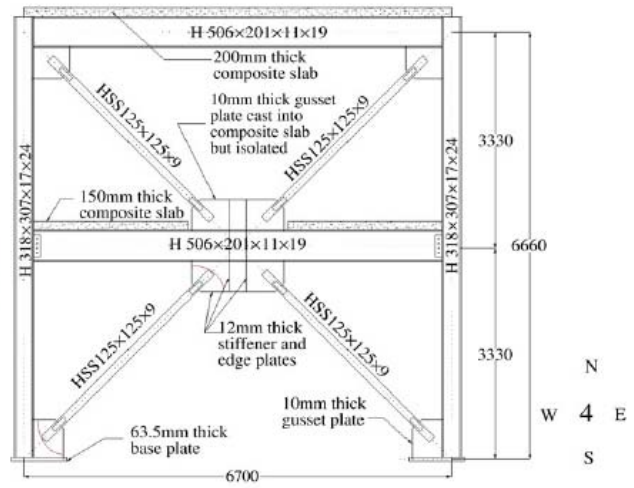


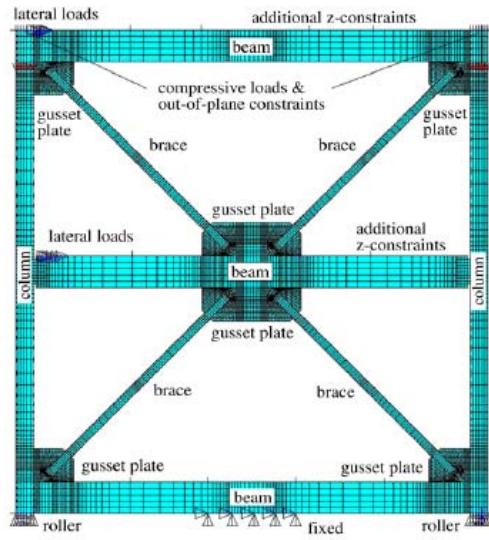
圖 2.8 二層樓 X 型斜撐構架圖



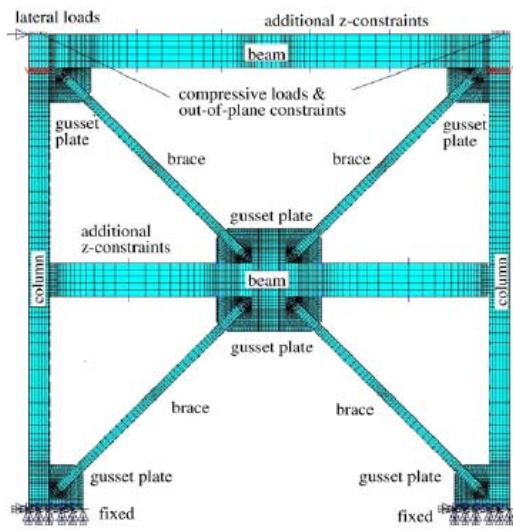
(a) Two-story UW simulation model.



(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)

2.3 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。



圖 2.10 與挫屈束制支撐之接合板產生挫屈之情況

2.3.1 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等於 Whitmore 有效寬度乘上接合板厚度，再乘上其降伏強度，如式 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。

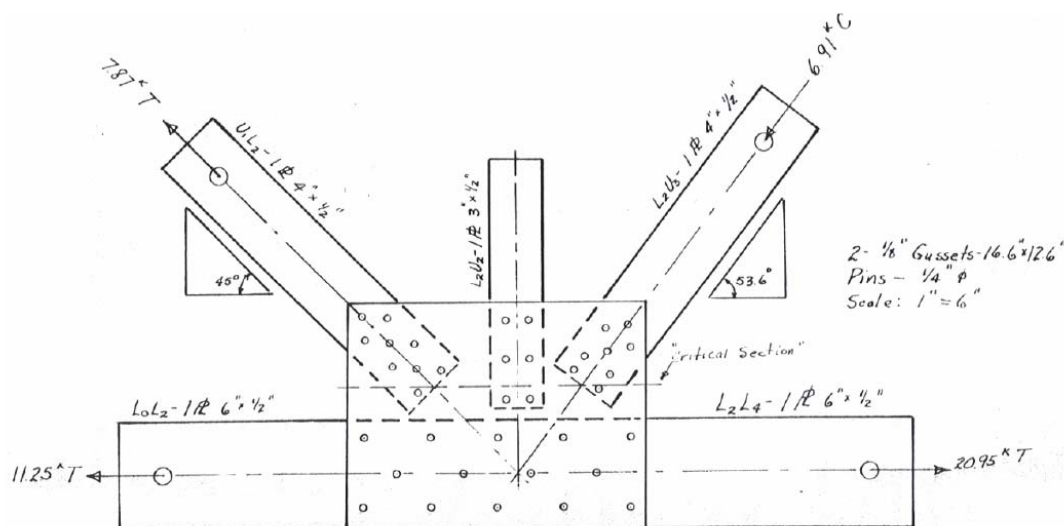


FIGURE 4. THE ALUMINUM MODEL

圖 2.11 接合板拉力試驗裝置示意圖 (Whitmore 1950)

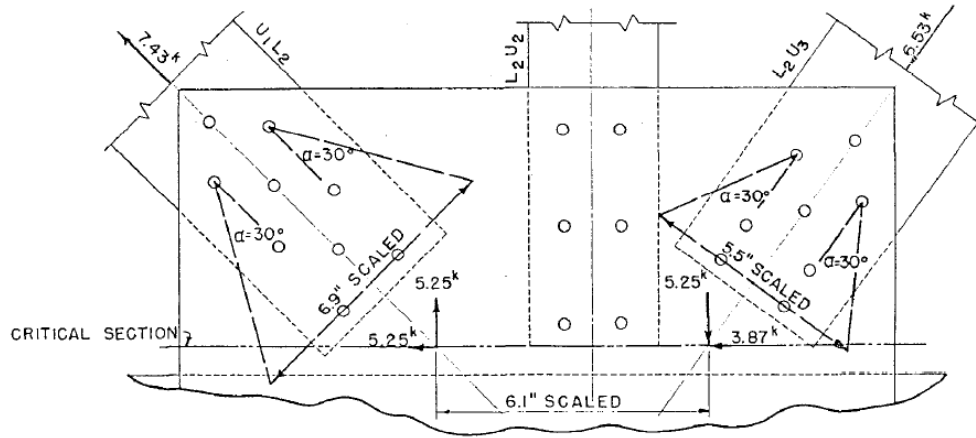


圖 2.12 接合板有效寬度之概念 (Whitmore 1952)

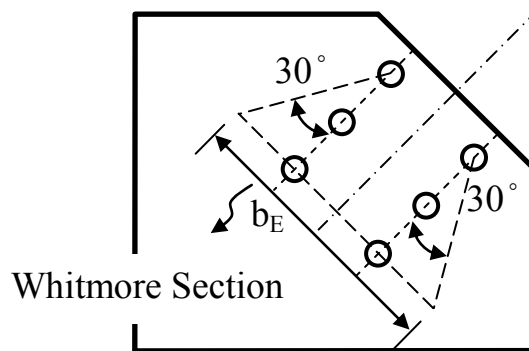


圖 2.13 Whitmore 之有效寬度示意圖

2.3.2 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，並於某一特定斷面 (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 ϕ 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，如式 2.3 至式 2.5。

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

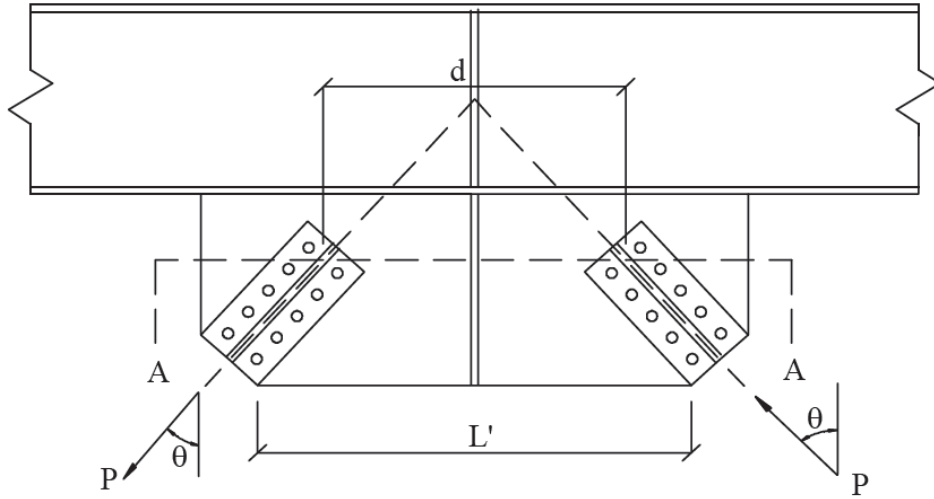
$$M = P \cos \theta \times d = P d \cos \theta \quad (2.4)$$

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

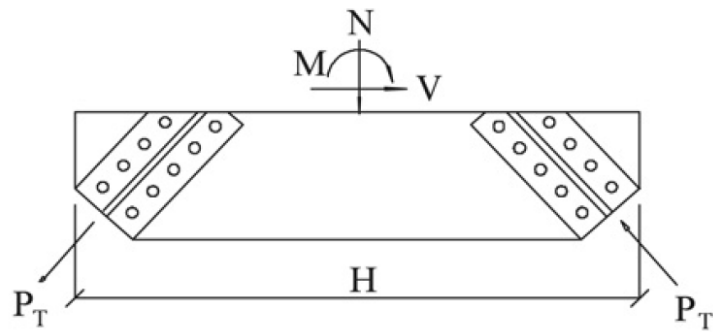
爾後將上三式所求得之 N 、 M 、 V 代入式 2.2 中可得

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

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)

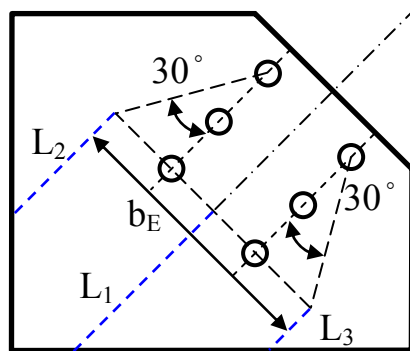


圖 2.15 接合板之擬挫屈長度示意圖

2.3.3 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° 擴散角改用 45° 替代，如圖 2.16 所示，強度公式仍延用柱挫屈公式，如式 2.7。

$$\begin{aligned} P_{cr} &= A_g F_{cr} = (b_E \cdot t_g) (0.658)^{\lambda_c^2} F_y, \text{ For } \lambda_c \leq 1.5 \\ P_{cr} &= A_g F_{cr} = (b_E \cdot t_g) \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y, \text{ For } \lambda_c > 1.5 \end{aligned} \quad (2.7)$$

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)，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，故接合板尺寸可由式 2.8 求得，式 2.8 亦可改寫為式 2.9。

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

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

其中 α 為接合板中心至柱翼板之距離， β 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。

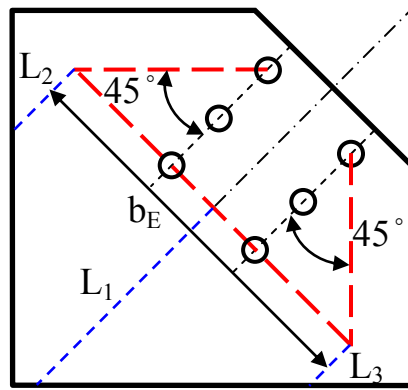
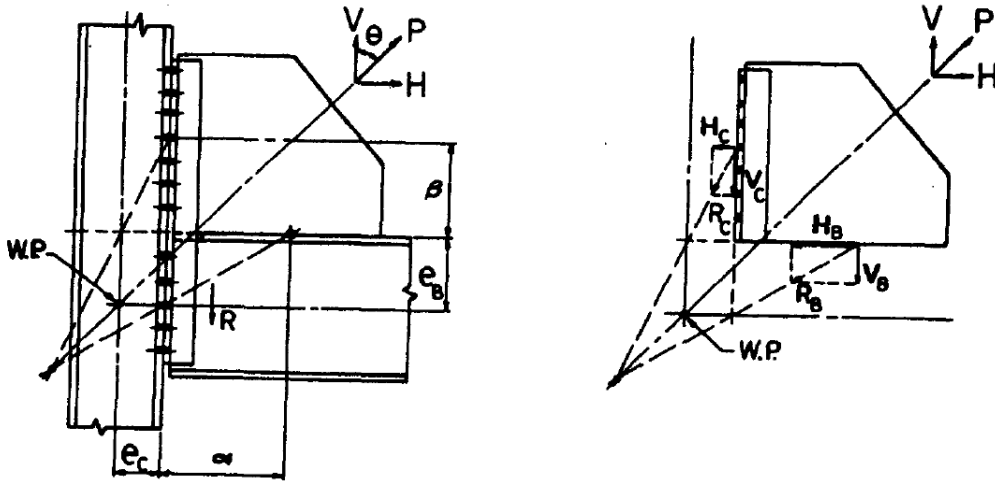


圖 2.16 Modified Thornton Method 中有效寬度示意圖



(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)

2.3.4 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； α_1 與 α_2 為接合板邊緣與斜撐軸

線之夾角； θ 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，計算方式如式 2.14。

$$\begin{aligned} W_{whitmore} &= b + 2\left(\frac{L_w}{\sqrt{3}}\right), \text{ for welded member} \\ W_{whitmore} &= b + 2\left(\frac{L_{bc}}{\sqrt{3}}\right), \text{ for bolted member} \end{aligned} \quad (2.14)$$

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。

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 α_1 與 α_2 ，建議此角度於 25° 至 30° 。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 (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 α_1 與 α_2 、塑性區域上的接合板寬度之計算如式 2.16 至式 2.20，如圖 2.20 所示。

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

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

$$W_{p1} = W_1 + L_{gph} \tan \alpha_1 \quad (2.18)$$

$$W_{p2} = W_2 + L_{gph} \tan \alpha_2 \quad (2.19)$$

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

其中 W_1 與 W_2 分別為在實際寬度 W 下 α_1 與 α_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 W.P. 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 α_1 與 α_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 如式 2.22 及式 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 。

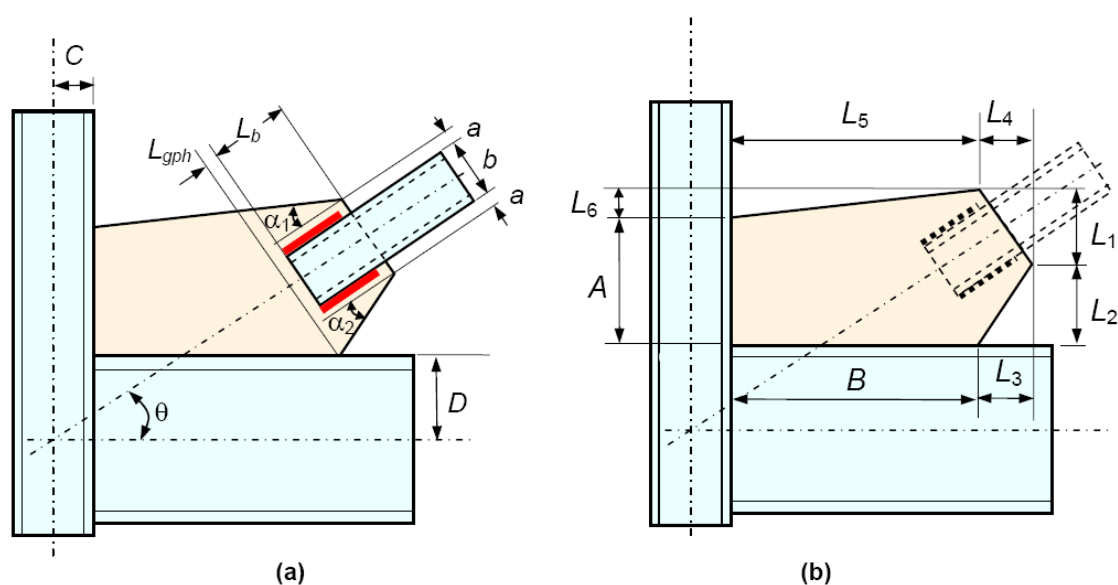


圖 2.18 錐形接合板之設計相關參數 (Astaneh-Asl et al. 2006)

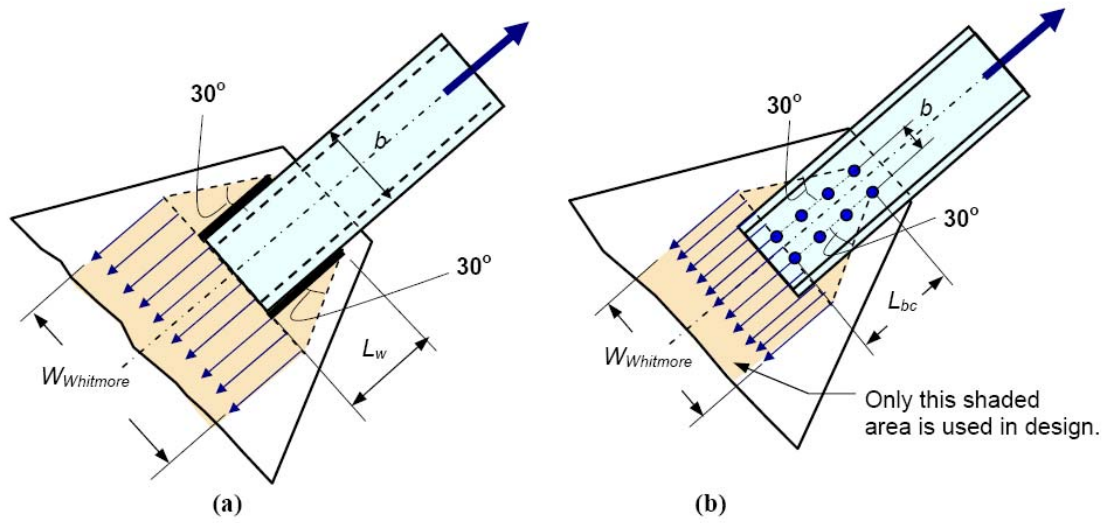


圖 2.19 不同接合下之有效寬度示意圖 (Astaneh-Asl et al. 2006)

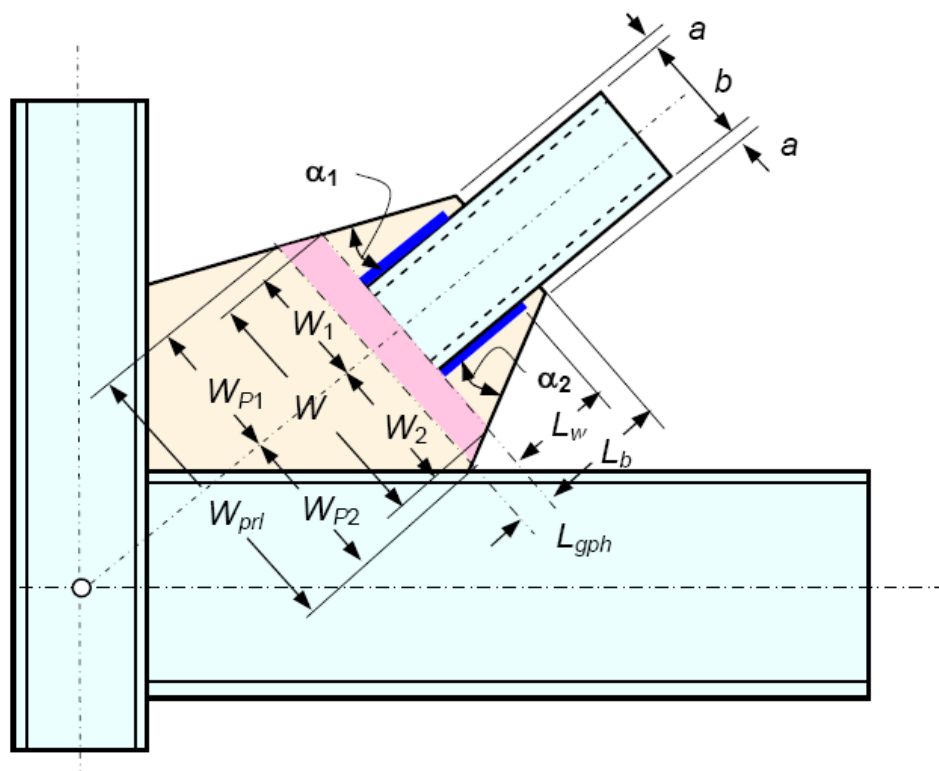


圖 2.20 接合板實際寬度 W 及對應之角度 α_1 與 α_2 (Astaneh-Asl et al. 2006)

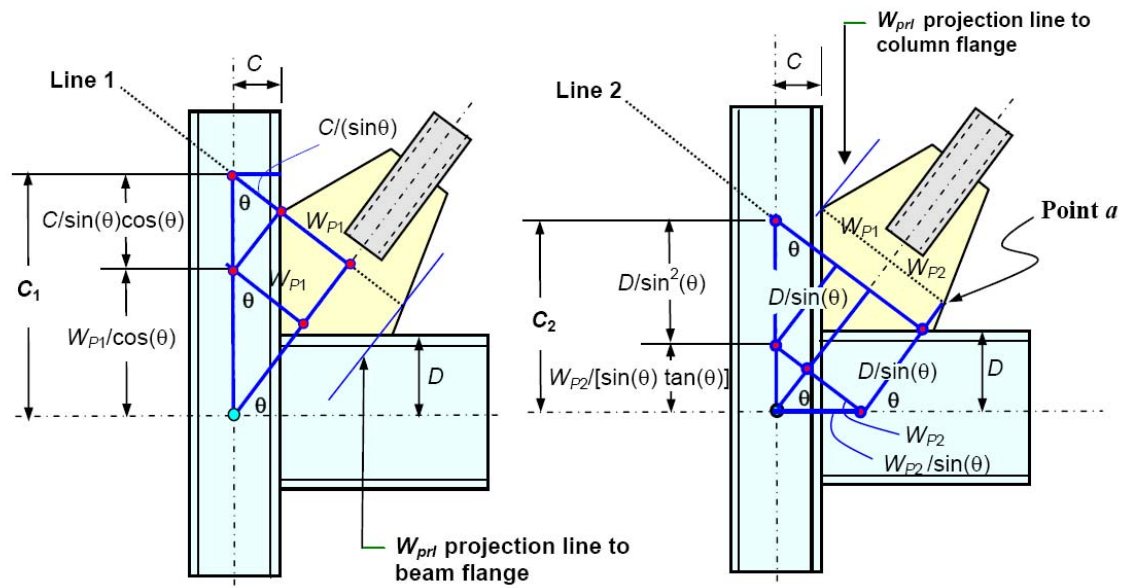


圖 2.21 變數 U 之決定示意圖 (Astaneh-Asl et al. 2006)

2.3.5 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, β_{ww}) 來設計接合板之板厚，如式 2.24，其性質相似 AISC 規範 (2005a) 中所使用之折減係數 ϕ ，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。若將式 2.24 改寫成式 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，使用式 2.26 至式 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； α 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 β ，確保斜撐構材端部之端點落於橢圓形偏移區域內。

2.3.6 結論

縱觀近四、五十年於接合板之行為研究與強度設計上，亦是精益求精狀態，為設計一性能優良兼具經濟性之接合板，國內外學者亦投入相當大之心力，設計理念則有強度設計法及平衡設計法，本研究將從中學取經驗期以發展設計出耐震性能優良亦具經濟性之含接合板斜撐構材。

第參章 有限元素分析

3.1 概述

本研究總計劃為高性能金屬斜撐結構系統之耐震性能研究，本研究擬為三年之計劃，第一年將針對斜撐構材與接合板之耐震性能採有限元素非線性分析進行探討研究。所採用之有限元素分析工具為泛用型有限元素分析軟體 ABAQUS，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

本研究所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與邊界條件與載重，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。

- 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 基本假設與設定

圖 3.1 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。模型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 3.2 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雙線性段。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 3.3 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。

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。

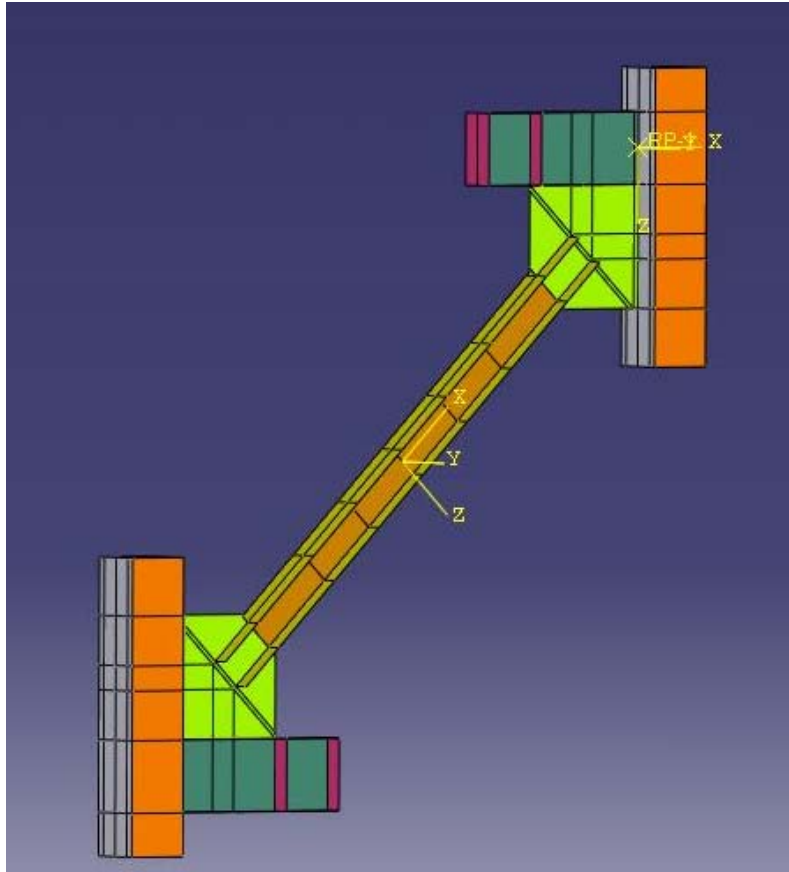


圖 3.1 斜撐構材含接合板之分析模型

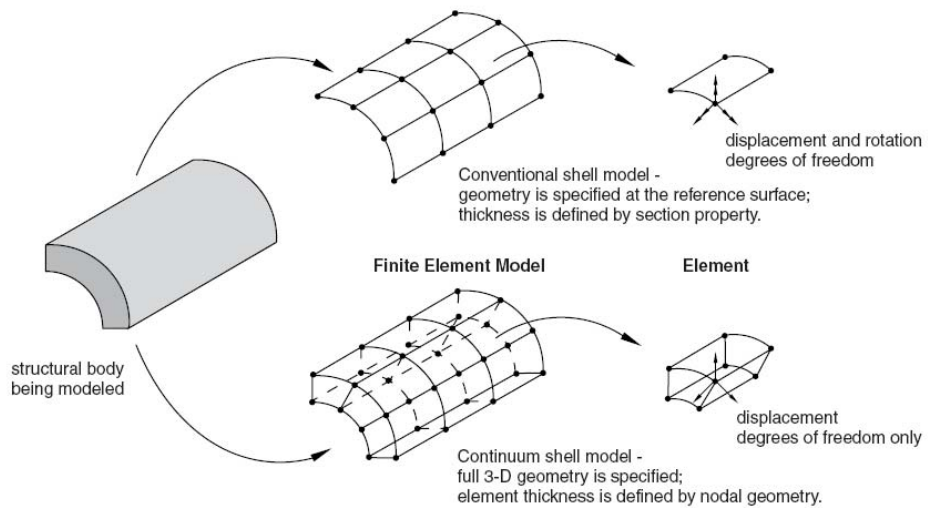


圖 3.2 ABAQUS 結構體轉置殼元素建模示意圖

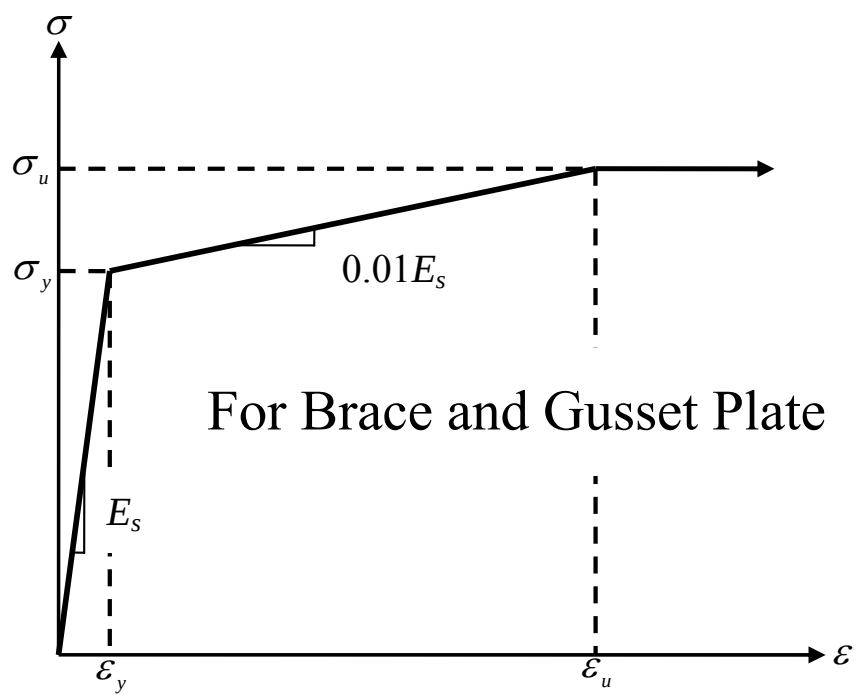


圖 3.3 鋼材之雙線性應力-應變關係

3.3 模型建立與分析步驟

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 為斜撐構材斷面，材質為 A572 Gr.50 之鋼材，接合板之材質亦是。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。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 3.4 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 3.5。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 3.6 所示，根據此關係可得知斜撐構材之軸向變形量 (Δ)。

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 3.7 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 3.8 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 $1/500$ 構材長度如此小的量 (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。

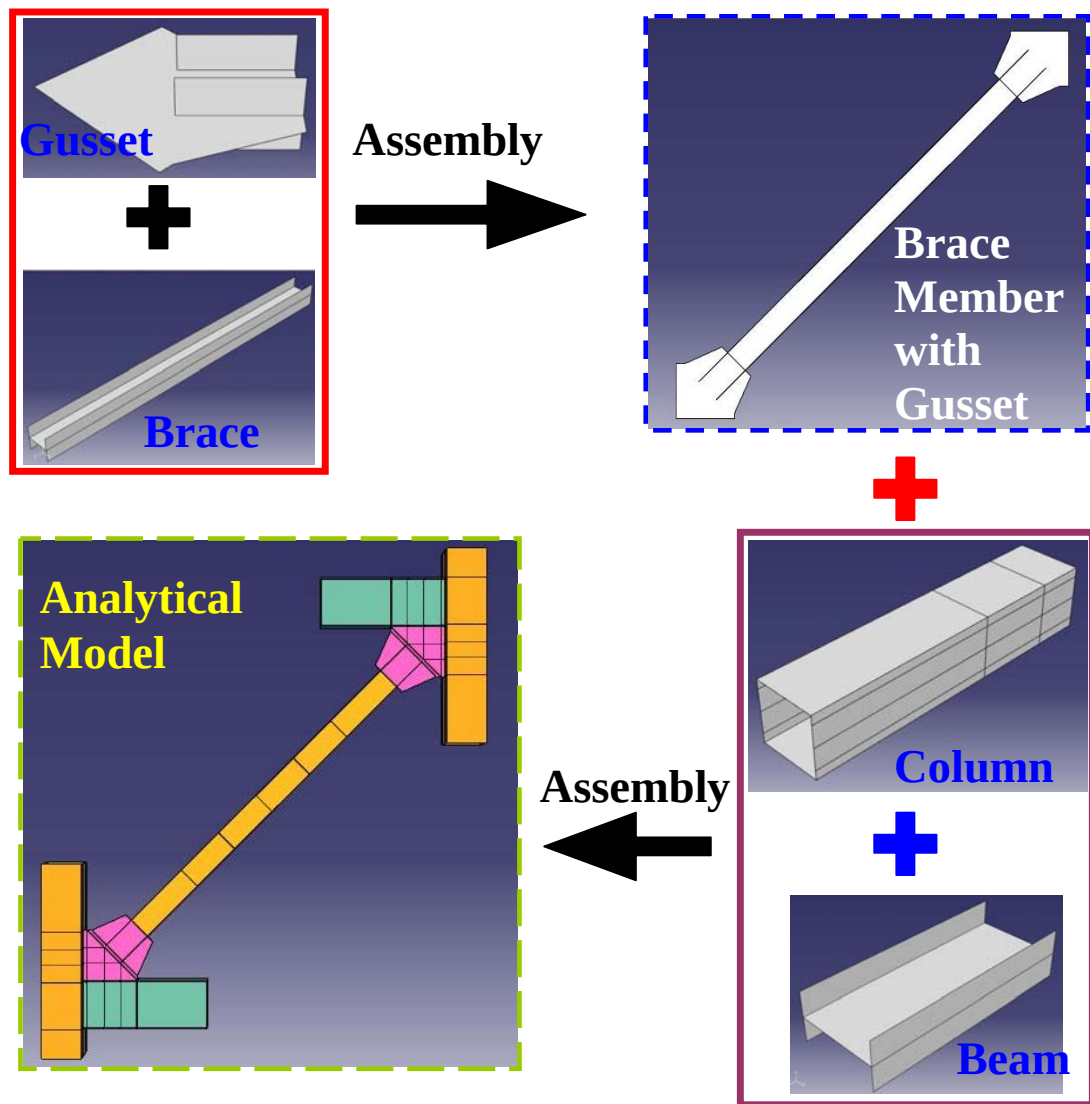


圖 3.4 分析模型組裝之步驟

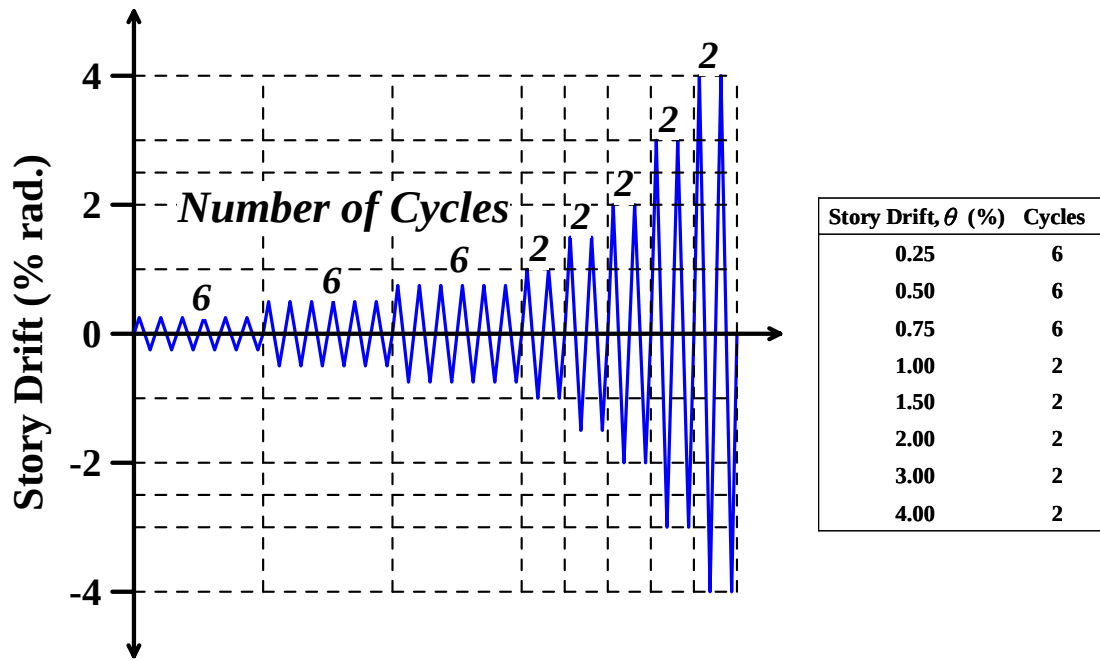


圖 3.5 載重位移歷時圖

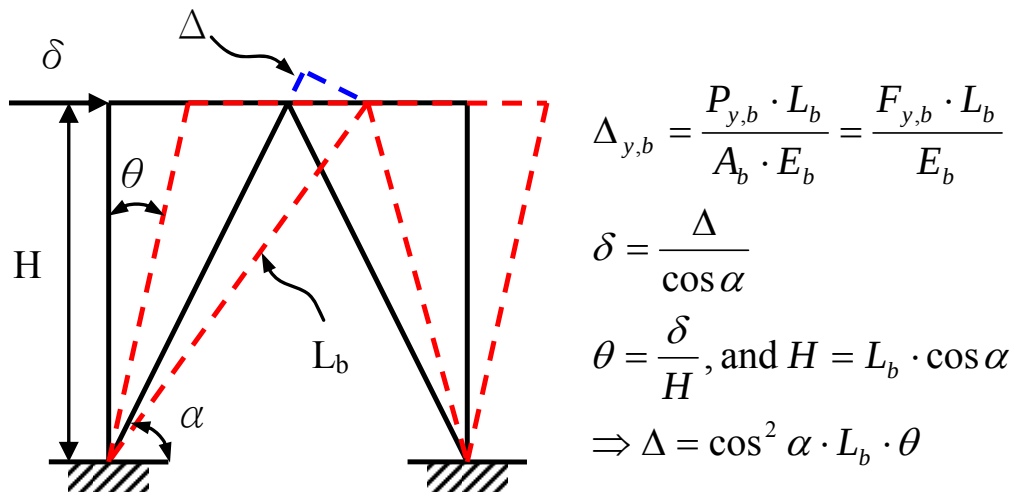


圖 3.6 層間位移角與斜撐構材軸向變形量之關係圖

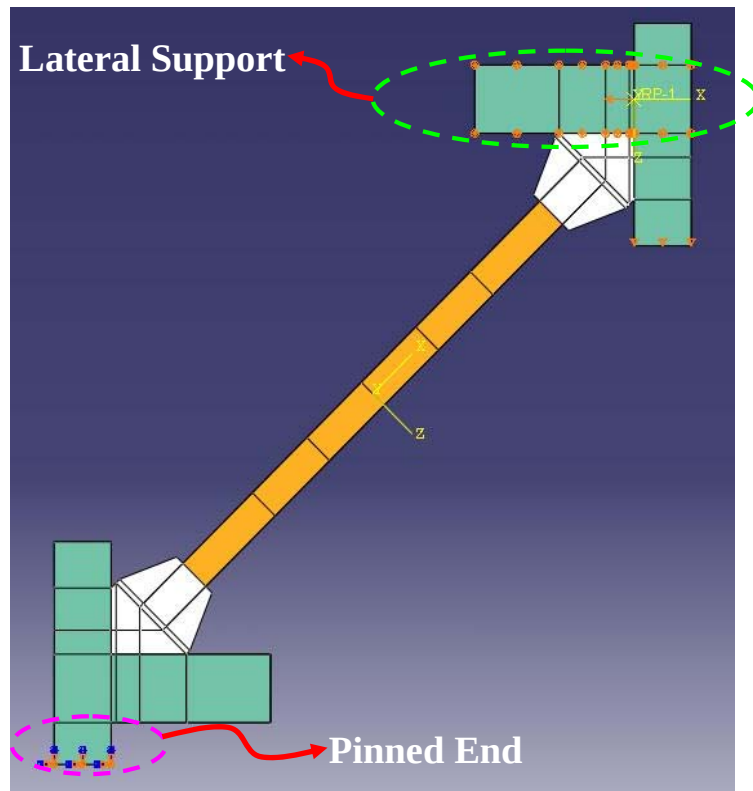


圖 3.7 模型之邊界與載重施載

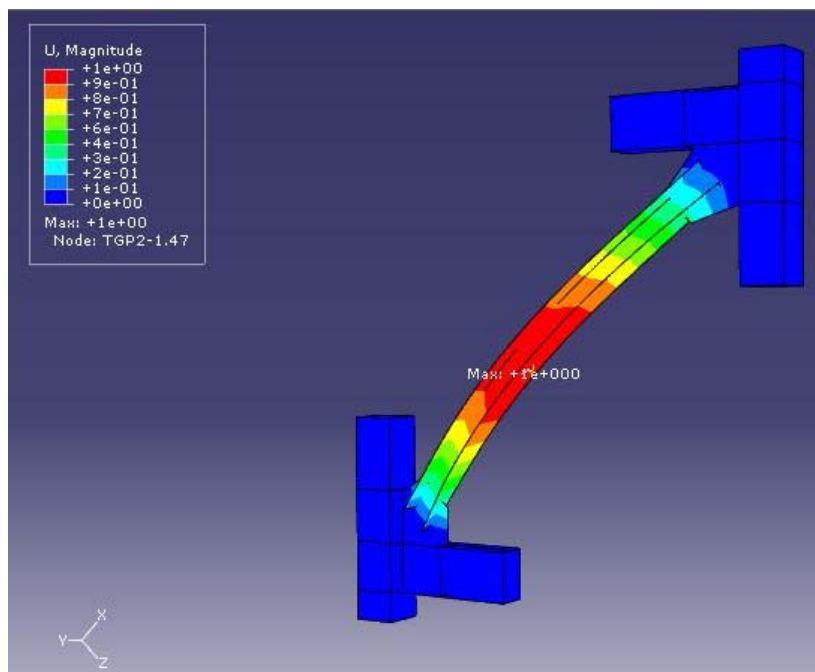


圖 3.8 模型挫屈模態分析結果 (Mode 1)

3.4 梯形接合板之設計概念與參數研究

以往矩形接合板 (Rectangular Plate) 之設計方式乃依據強度設計理論所設計出來，即利用斜撐構材之最大強度來設計板厚，通常接合板之強度遠大於斜撐，而後則利用 UFM 求得接合板之尺寸。然而，根據近期國外的研究 (Roeder et al. 2006; Yoo et al. 2008; Lehman 2008) 顯示，其所建議之平衡設計方法，利用一個平衡係數 β_{ww} 進行設計接合板板厚，由此法所求之接合板板厚較學者 Astanekh-Asl 所建議之設計方法所得之板厚較小。雖然此法所求得之板厚較強度設計法求得之板厚小，但其耐震性能亦不容小覷。基於此，本研究亦採用此概念進行設計梯形接合板 (Trapezoid Gusset Plate) 板厚。

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。本研究利用有限元素分析軟體 ABAQUS 對斜撐構材與接合板進行數值模擬分析，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。

3.4.1 接合板設計概念

本文所提出一梯形接合板，乃由 Whitmore Section 加上 $2t$ 線性偏移等概念設計而來。如圖 3.9 (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 方法訂出有效寬度加上擬挫屈長度以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 3.9(b)。基於此，本研究擬發展一梯形接合板，含現行 AISC 規範 (2005a)之 2 倍板厚線性偏移規定，如圖 3.9(c)與(d)所示，並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。

3.4.2 參數研究

本節將對斜撐構材含梯形接合板進行初步之有限元素分析，模型所採用之斜撐構材尺寸為 RH350×350×25×25 (mm)，接合板尺寸則因應不同參數而有所不同，箱型柱尺寸為 □600×600×30×30 (mm)，梁為 BH700×300×13×24 (mm)，鋼材皆為 A572 Gr.50。所設定之變數有：(1) 接合板之寬度 (W)；(2) 偏移長度 (Linear Clearance, *LC*)與方向；(3) 接合板與斜撐構材之拉力強度比值 (β_j)做為研究參數，共包含 1 組矩形接合板與斜撐構材模型與 8 組梯形接合板與斜撐構材模型，如表 3.1 所示，分析模型各尺寸如表 3.2 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。

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 Strain) 分佈描述斜撐構材與接合板降伏情況，其定義如式 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)， σ_{ij} 是各應力分量， p 是等效壓應力， δ_{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)。

由於將鋼材與鋁材之材料性質簡化成二線段 (參照 3.2.2 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 $PEEQ = \sqrt{\frac{2}{3}\epsilon_{ij}\epsilon_{ij}}$ ， ϵ_{ij} 為某特定點 i 與 j 方向之塑性應變分量；當 PEEQ 越大時，表示該處需較大的塑性應變產生。最後，8 組分析結果與討論將於下個章節進行敘述。

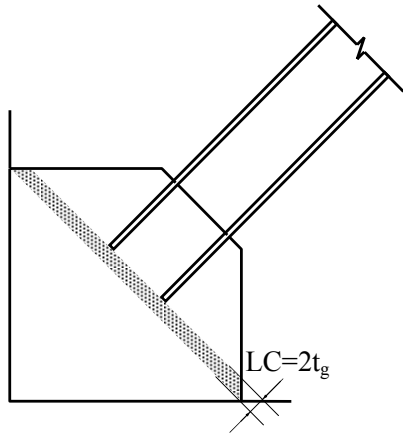
表 3.1 分析模型一覽表

Specimens	β_j	W [N*b _E] (mm)	t _g (mm)	Linear Clearance [N*t _g]
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

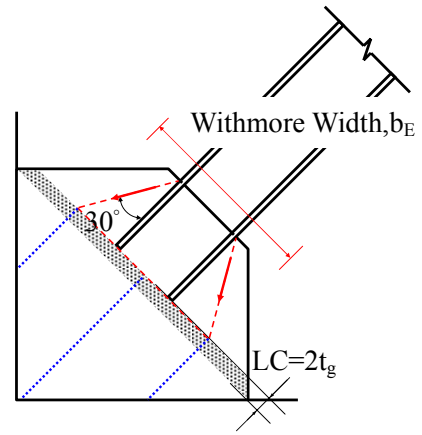
表 3.2 分析模型各尺寸一覽

Specimens	Brace Shape	Gusset PL Size (mm)	t _g (mm)	L _B (mm)	L _B /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

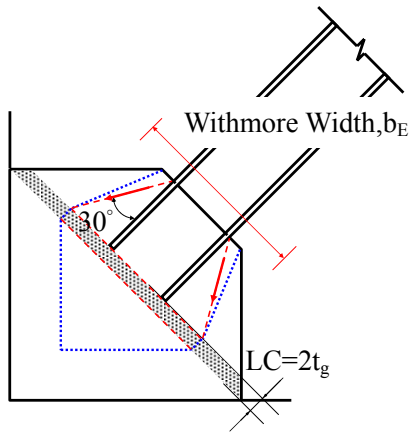
(a)



(b)



(c)



(d)

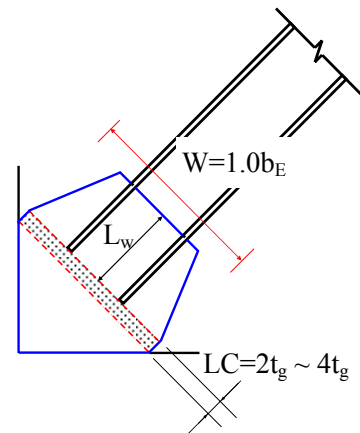


圖 3.9 梯形接合板之設計概念

第肆章 有限分析結果與討論

4.1 概論

有限元素分析之方法於今已被應用之領域亦慢慢擴展中，採用泛用型有限元素分析軟體-ABAQUS 於實體試驗前進行大量分析，亦被各研究所採用之，其最大優點可於真正試驗之前於合理假設下即可預測試體之各反應與行為，因無須大量製作試體試驗，亦可節省研究經費。本章節將針對為驗證有限元素分析模型之準確性，以文獻 (Black et al. 1980) 中之單斜撐構材於反覆載重試驗與國家地震工程研究中心與華盛頓大學及柏克萊大學於 2006 年合作進行二層樓 X 型斜撐構架實驗 (蔡青宜 2008) 等實驗資料，以 ABAQUS 建立有限模型進行分析，以探討分析方法與建立模型之程序的準確性。本研究利用學者 Black 等人之試體與試驗方式加上國內工程實務上之接合板設計細節，進行探討斜撐構材含接合板於有效長度係數值 (K)。

本研究所設計之梯形接合板與斜撐構材之非線性行為，其利用 ABAQUS 之分析軟體所執行之分析結果與所設計之參數影響亦於此章節進行探討，並以此分析結果作為本研究第 2 年計劃內之試驗試體設計之依據。

4.2 有限元素分析之驗證

以下將針對學者 Black 等人之單斜撐構材非彈性載重實驗與於國家地震工程研究中心進行二層樓 X 型斜撐構架實驗進行有限分析與驗證模型準確性。

4.2.1 單斜撐構材載重分析

模擬分析

Black 等人於 1980 年進行一系列單斜撐反覆載重之斜撐試驗，依其試體進行有限元素分析，所引用之斜撐構材斷面包含 H-型之重型斷面與圓型鋼管斷面，模型建立如圖 4.1 所示，於不同邊界設定 (鉸接-鉸接或鉸接-固接)下，利用特徵值挫屈預測分析進行單斜撐之挫屈模式建立，並引入分析模型裡，試體最終挫屈之情形如圖 4.2 所示。分析結果如圖 4.3 所示，於不同細長比 ($KL/r = 80, 120$)及不同邊界條件及二種斷面之分析下，ABAQUS 皆可有效模擬其行為 (圖 4.3 所示為在相同的 x 與 y 軸座標刻度，重疊本研究之分析結果與文獻試驗結果)。各試體挫屈強度之實驗值與分析值如表 4.1 所示，其顯示 ABAQUS 於試體強度預測亦有準確之模擬，更說明了挫屈模態之特徵值挫屈預測分析搭配輸入試體之初始缺陷值此方法可有效模擬斜撐構材之非線性行為與其極限載重。

斜撐構材有效長度係數探討

由表 4.1 中，於第 4 欄位中為採用容許應力法規範 (AISC-ASD 1989) 之挫屈強度計算值，於有效長度係數 K 為鉸接-鉸接邊界型式採用 1.0，鉸接-固接邊界型式採用 0.7 所計算而得。就學者 Black 等人所執行之斜撐構材載重試驗中乃將其邊界設置成完全為鉸接接合，此型式於工程實務上並不可見。於斜撐構架中，斜撐構材是藉由接合板以傳遞力量，故若將斜撐構材加入了接合板且允許接合板可於斜撐端部提供面外之變形，如圖 4.4 所示；就國內實務上，斜撐構材之接合板是有加上垂直加勁板，如圖 4.5 所示，而此二種模式其計算斜撐挫屈強度之有效長度係數亦需加以探討。

本研究為探究斜撐構材含接合板以及含接合板有垂直加勁板之挫

屈強度計算所採用之有效長度係數 K ，採用學者 Black 等人之試體 Strut3 為例，並加上含偏移區域之接合板與採用實務上之接合板含垂直加勁板，利用分析軟體 ABAQUS 進行模型建立與有限分析運算，如圖 4.6 所示。分析結果如圖 4.7 所示，圖 4.7(a)為試體 Strut3 之試驗軸向載重-位移曲線圖；圖 4.7(b)為斜撐構材含具凹折之接合板的軸向載重-位移曲線圖，顯示當斜撐構材含具凹折之接合板，其挫屈強度與邊界設置為鉸接之試體 Strut3 相同大小，故當斜撐構材含具凹折之接合板時，其有效長度係數仍為 1.0，相似之論述亦可由文獻 (Lehman et al. 2008)提及；圖 4.7(c)為採國內工程實務之接合板細節，接合板含垂直加勁板，由分析之載重-位移曲線顯示斜撐構材之挫屈強度由 852 kN 提昇至 968 kN，增加 14%之抗壓強度，故以 AISC-ASD 之挫屈強度計算公式進行運算時，其有效長度係數 K 並不能代 1.0，且應小於 1.0。若以有限模型所分析出來之挫屈載重為真值 (Exact)，進而反推斜撐構材之 K 值時， K 值近似為 0.6，亦比邊界為固接時設計所建議之 K 值 0.65 略小。然而分析結果顯示接合板與銲道極可能於達斜撐極限強度前破壞。縱觀上述，當斜撐構材含具可凹折之接合板，於挫屈強度估算之 K 值可採用 1.0 進行計算；國內實務所採用之斜撐構材與接合板加垂直加勁板之接合細節，若無接合板與銲道之破壞，於斜撐強度計算上應較接近於固接，然而分析結果顯示接合板與銲道極可能於達斜撐極限強度前破壞。

斜撐構材之細長比影響

於本文第一章之研究方法中將探討斜撐構材之細長比 (KL/r)與寬厚比 ($\lambda=b/t$)對於其強度與行為之影響。於現行鋼結構規範 (AISC 2005a)與耐震設計規範(AISC 2005b)對其皆有嚴厲之規定，以降伏強度為 345 MPa (50 ksi)為例，其 $KL/r \leq 113$ ；對於 SCBF 而言，於耐震設計

乃要求斜撐構材之細長比需大於 $4.0\sqrt{E_s/F_y}$ ，乃因斜撐構材之細長比太小，相對提昇斜撐之整體強度，於鄰接桿件斷面尺寸亦被相對增加，實為不經濟之設計。國外之研究報告 (Tang and Goel 1989, Goel and Lee 1992, Lee and Bruneau 2005) 皆有顯示當斜撐構材之細長比增加時，對於其挫屈後反覆破裂生命 (Post-Buckling Cyclic Fracture Life) 有明顯之提昇，如圖 4.8 所示。以 H-型斷面為例， KL/r 介於 40-80 時，斜撐構材挫屈後強度衰減較平緩，當 KL/r 大於 80 時，但其值未超過耐震規範設計值，其挫屈後強度卻有衰減急遽之現象，此亦說明耐震設計規範對細長比之限制對於斜撐構材之抗壓有效性 (即挫屈後強度) 較不相關，乃直接影響斜撐構材之整體抗壓強度，此現象於本研究進行單斜撐構材之反覆載重分析中亦發現之。

斜撐構材之寬厚比

回顧斜撐構材於地震力作用之行為反應，通常為長度中央處產生整體挫屈後即造成強度衰減且較無韌性可言，且此處所發生之局部挫屈 (Local Buckling) 有著大應變產生，最後引致過早的破裂。由一些研究成果 (Gugerli and Goel 1982, Goel 1989, Hassan and Goel 1991, Goel 1992) 顯示採用結實斷面之斜撐於局部挫屈產生前具有更多之韌性行為。結實或非結實斷面之判定為斷面之寬厚比，因其為主要影響構材受壓時產生局部挫屈之韌性行為，故於耐震設計 (AISC 2005b) 中，規定 λ 需大於 λ_{ps} ，就 H-型斷面之翼板而言， $\lambda_{ps} \leq 0.30\sqrt{E_s/F_y}$ 。

斷面寬厚比對於斜撐構材之影響性可有許多豐碩之研究成果 (Gugerli and Goel 1982, Tremblay 2000) 中可看到，故本研究除採利用收集文獻來應證寬厚比對斜撐構材之非線性行為影響外，亦執行二組模型分析。二組模型之斜撐斷面尺寸各為 BH-350 × 350 × 25 × 25

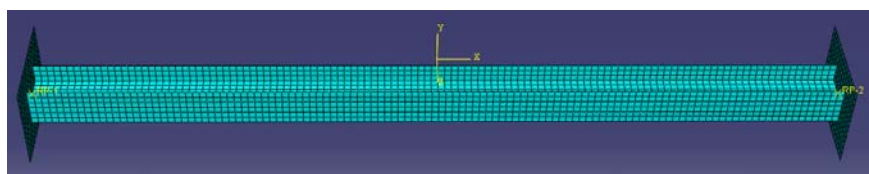
($\lambda=7.0 < \lambda_{ps}=7.22$)；RH-350×350×12×19 ($\lambda=9.21 > \lambda_{ps}=7.22$)。圖 4.9 為二組斜撐模型之挫屈行為，由圖 4.9(b)中可清楚發現 λ 大於 λ_{ps} 之模型於構材長度中央處之局部挫屈較劇，且產生局部挫屈於層間變位角 0.75%時即產生，如圖 4.10 所示，因此大大降低斜撐構材之整體韌性，故對於 SCBFs 而言，斜撐構材為抵抗側力與消散能量，為兼具強度與韌性下其寬厚比更顯得重要。

4.2.2 二層樓 X 型斜撐構架

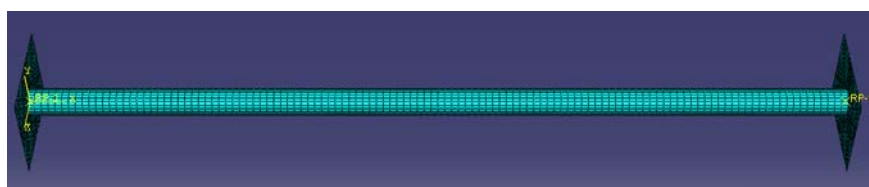
國家地震工程研究中心與華盛頓大學及柏克萊大學於 2006 年合作進行二層樓 X 型斜撐構架實驗 (蔡青宜 2008)，其構架示意圖如圖 4.11 所示。採用有限元素分析軟體 ABAQUS 建立分析模型，如圖 4.12(a)所示；進行分析運算後所得構架斜撐構材產生挫屈變形之行為，如圖 4.12(b)所示。構架載重與位移關係圖如圖 4.13 所示，由載重-位移曲線比較圖可知 ABAQUS 對於斜撐構架於反覆載重之整體行為模擬上亦有相當的準確性。

表 4.1 試體挫屈強度之實驗值與分析值與計算值

Specimens	P_{cr}^{EXP} (kN)	P_{cr}^{ABAQUS} (kN)	P_{cr}^{ASD} (kN)	$\frac{P_{cr}^{ABAQUS}}{P_{cr}^{EXP}}$	$\frac{P_{cr}^{ASD}}{P_{cr}^{EXP}}$
Strut3	899	852	813	0.95	0.90
Strut6	498	499	412	1.00	0.83
Strut19	1068	1030	993	0.96	0.93
Strut23	734	736	599	1.00	0.82
Strut14	507	483	492	0.95	0.97
Strut24	378	508	409	1.34	1.08



H-型斷面



圓型鋼管斷面

圖 4.1 H-型斷面與圓型鋼管斷面單斜撐之分析模型圖

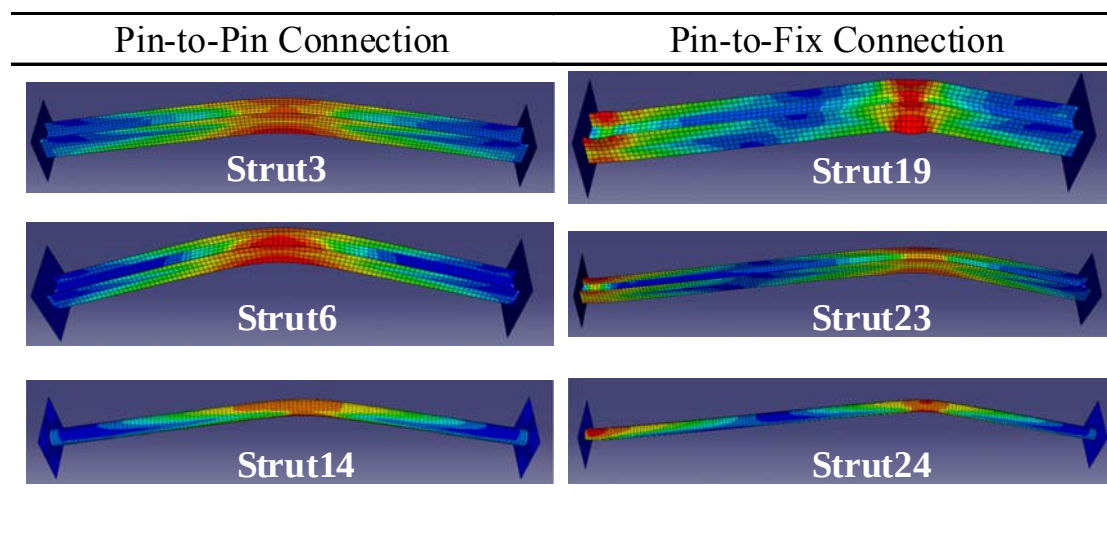


圖 4.2 不同邊界條件下之挫屈模式

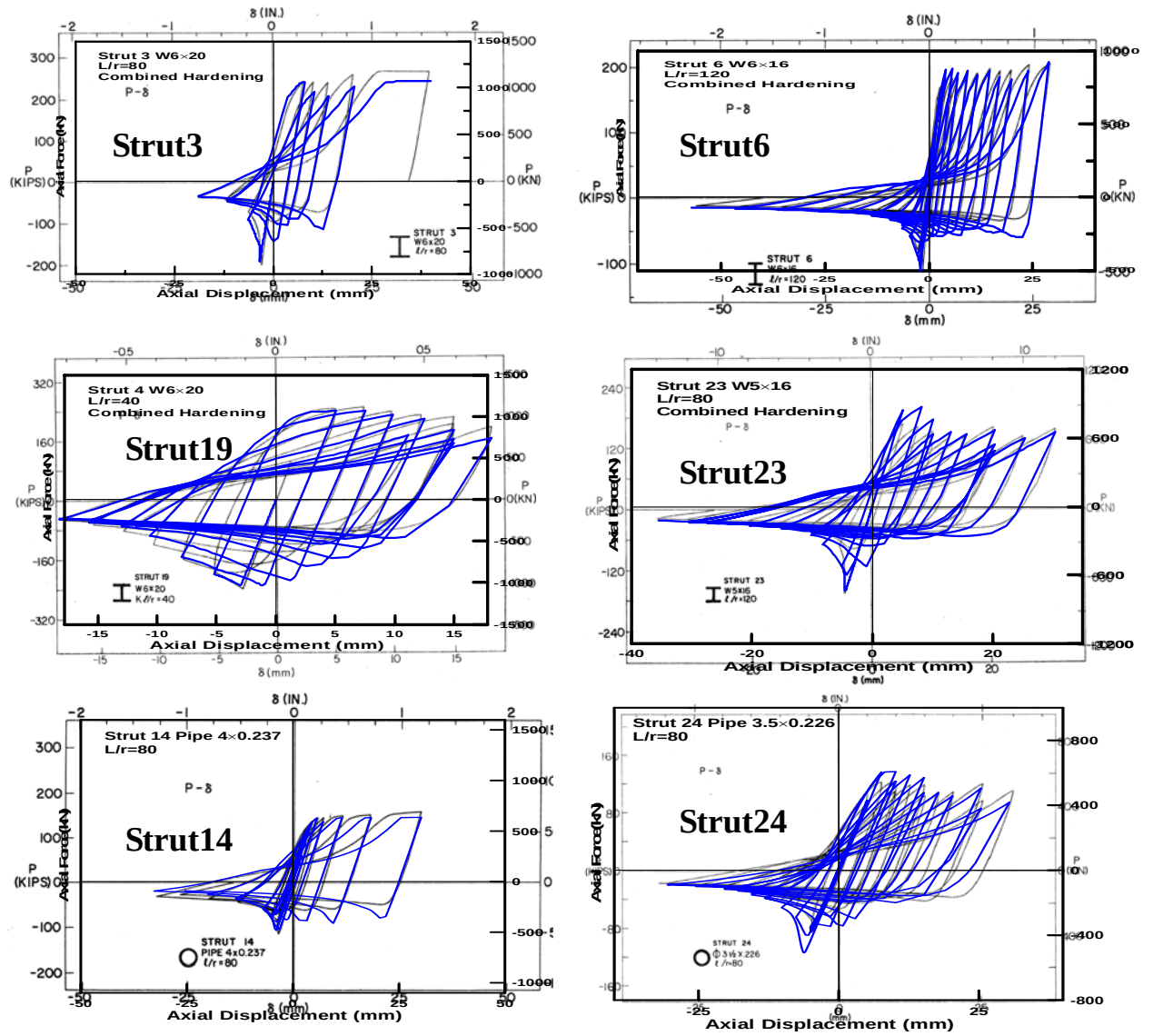


圖 4.3 實驗與分析之載重-位移比較

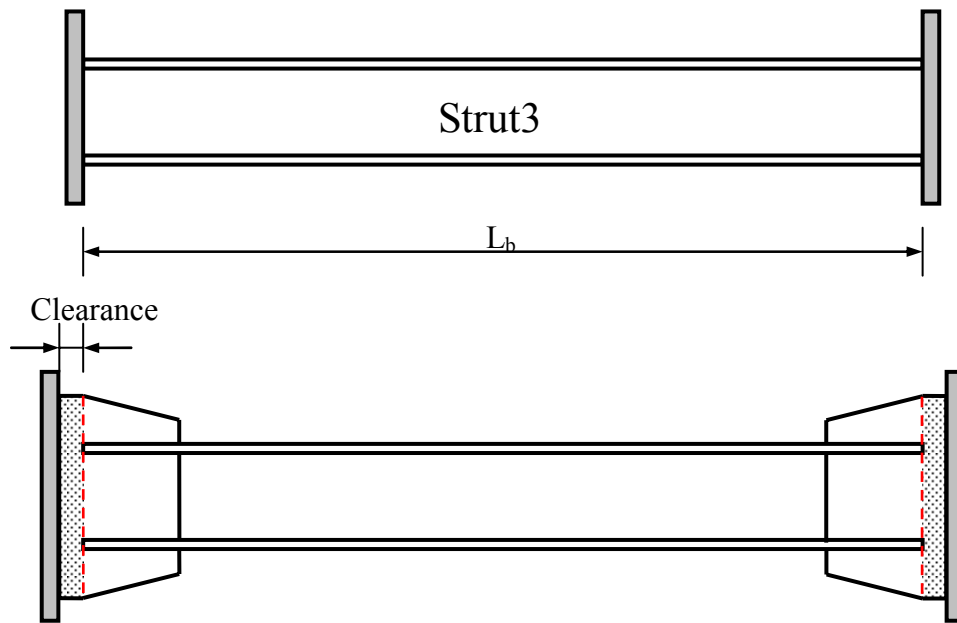


圖 4.4 單斜撐構材與其含具凹折之接合板示意圖

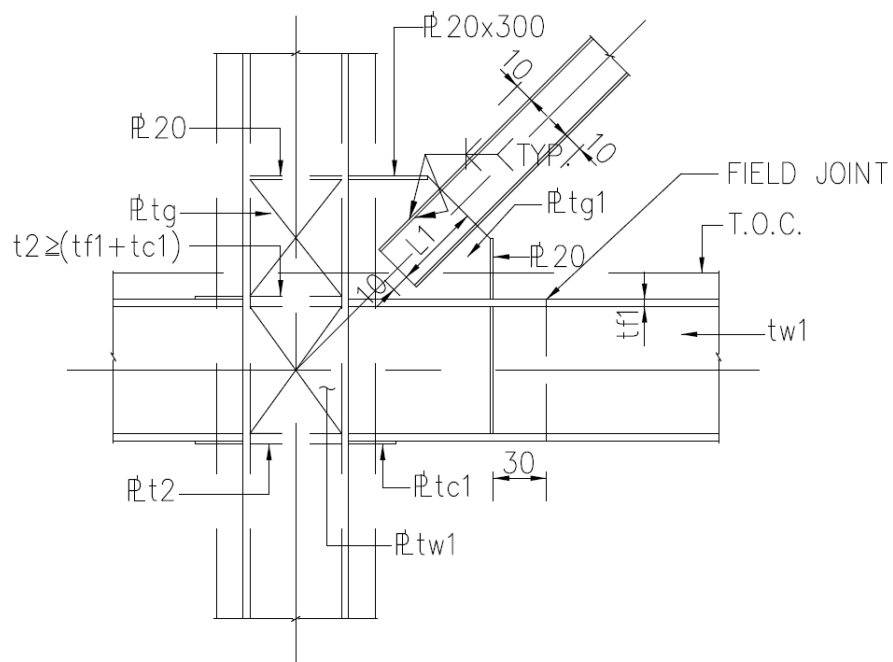


圖 4.5 國內工程實務常用之接合板細節

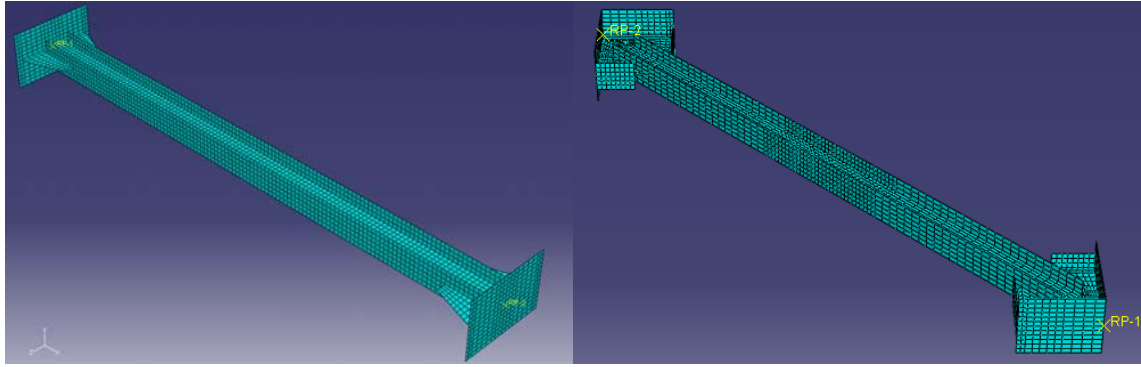


圖 4.6 接合板具凹折與含垂直加勁板之有限模型

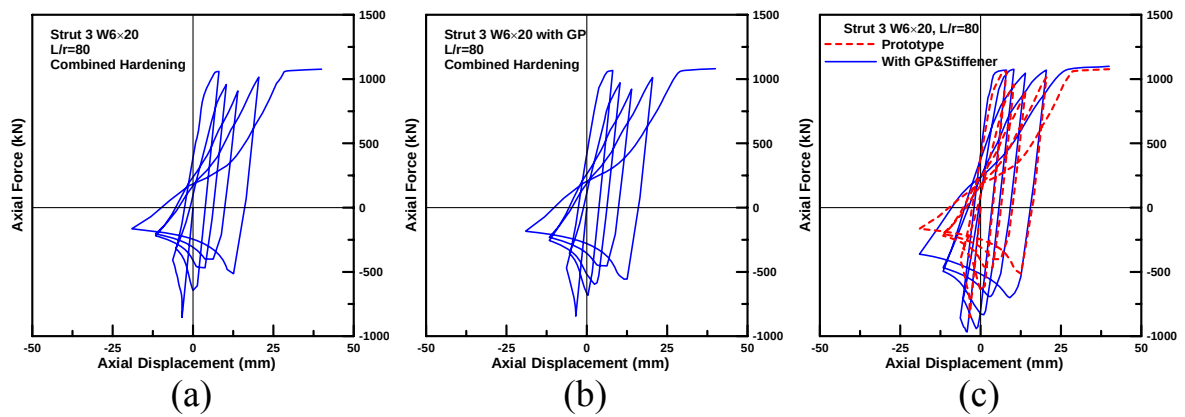


圖 4.7 接合板具凹折與含垂直加勁板之軸向載重-軸向位移圖

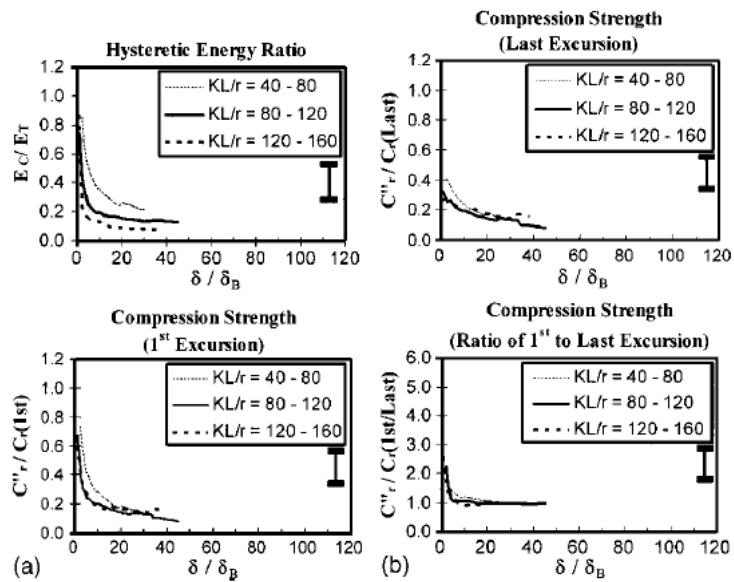
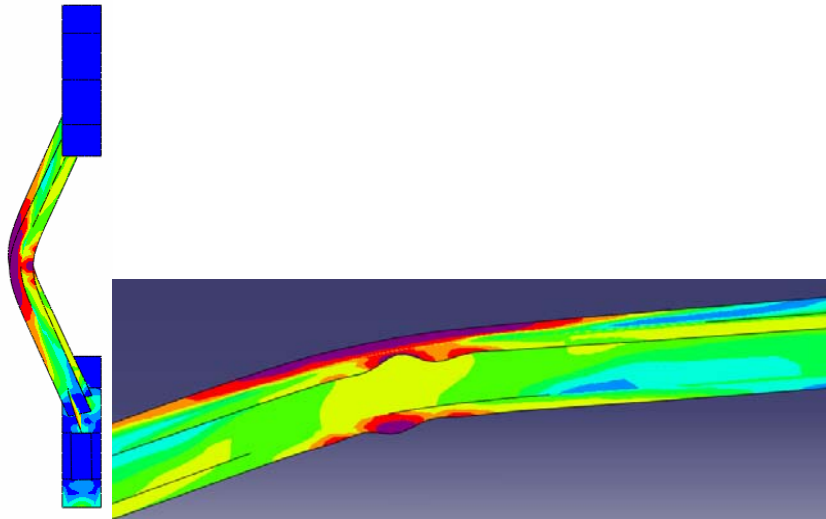
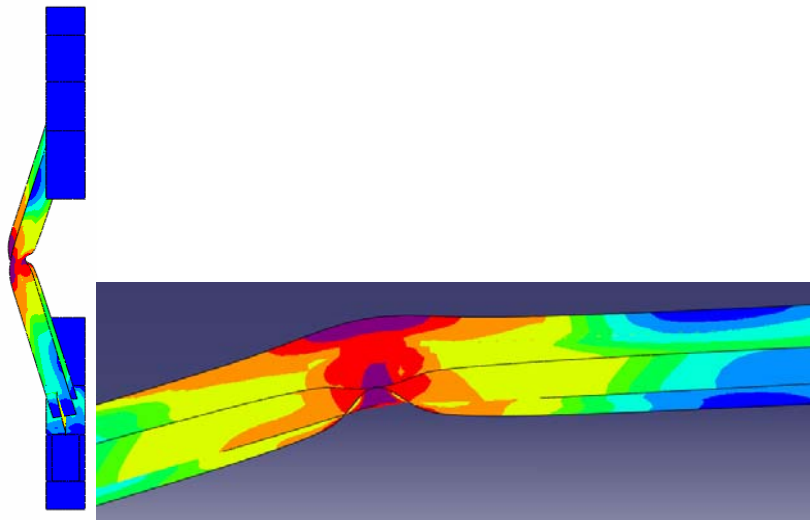


圖 4.8 H-型斷面斜撐之挫屈載重比之關係圖 (Lee and Bruneau 2005)



(a) $\lambda < \lambda_{ps}$ 模型 (Drift= 4.0%)



(b) $\lambda > \lambda_{ps}$ 模型 (Drift= 3.0%)

圖 4.9 不同 λ 下之斜撐挫屈行為

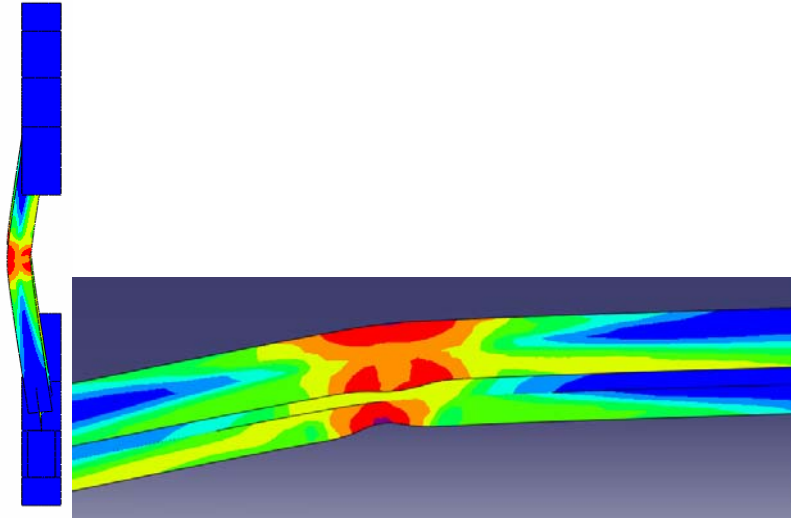


圖 4.10 $\lambda > \lambda_{ps}$ 模型於 Drift= 0.75% 時之斜撐局部挫屈行為

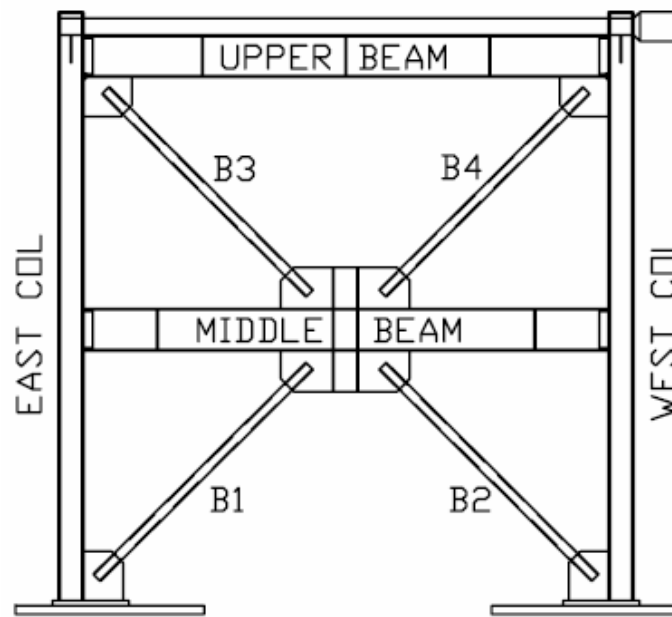
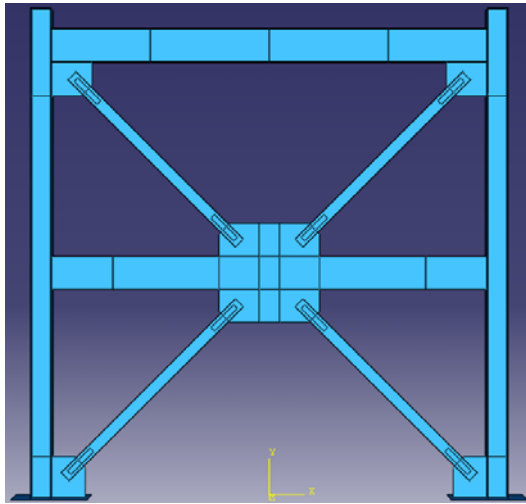
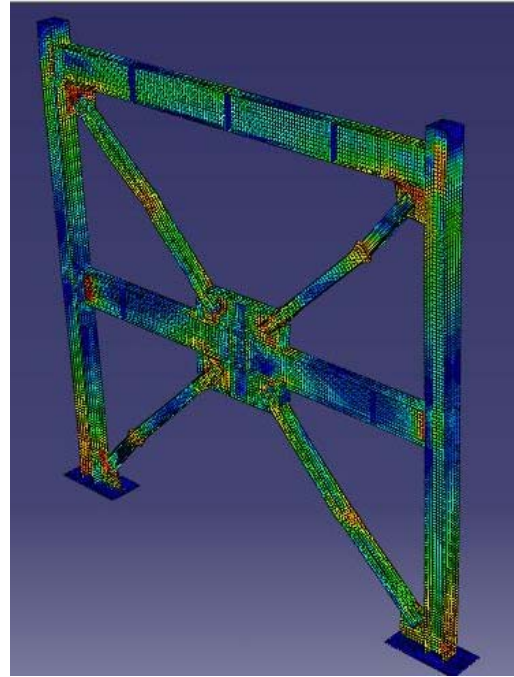


圖 4.11 二層樓 X 型斜撐構架示意圖



(a) X 型斜撐構架模型



(b) 構架挫屈行為

圖 4.12 斜撐構架之模型與挫屈行為

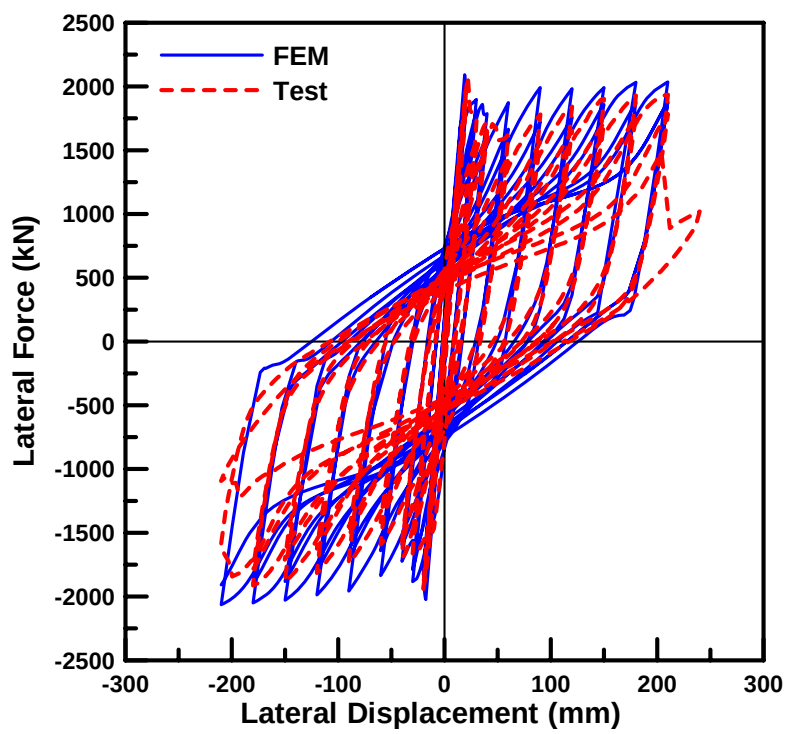


圖 4.13 X 型斜撐構架有限分析與實驗之載重-位移關係比較圖

4.3 斜撐構材含梯形接合板之分析結果與討論

組成斜撐構架之重要元件，除了承載垂直載重之梁與柱桿件，用於抵抗側力且擔任於整體構架力量的傳遞與消散地震能量的斜撐構材與接合板更顯其重要。本節將針對所發展之梯形接合板與斜撐構材接合之耐震行為，以有限分析軟體 ABAQUS 進行分析模型建立與運算所得之結果進行探討。

4.3.1 分析模型敘述

本研究規劃三個參數進行 8 組斜撐構材含接合板模型之有限元素分析，依據 4.2 節所執行之有限模型驗證，亦可證明本研究之有限分析模型具有相當之準確性。8 組分析模型之斜撐構材與接合板接合示意圖如圖 4.14 所示，有限分析模型如圖 4.15 所示。各模型之邊界與載重設定如圖 3.7 所示，載重歷時如圖 3.5 所示。所擬之三個變數為接合板與斜撐強度比值 (β_j)、接合板之寬度 (W)與偏移區域長度 (LC)藉以探討其耐震性能與非線性行為。模型之挫屈模態分析如圖 4.16 所示，其第一個模態為斜撐構材中央處產生非線性之塑性鉸，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。

4.3.2 接合板等值應力分佈

由於斜撐構材之非線性性能研究已有成熟之研究成果，故此小節將針對接合板之等值應力分佈做探討。本研究設計之梯形接合板乃由分析矩形接合板 (模型 RGP)的成果中藉由 Mises 等值應力分佈加上接合板挫屈強度公式之觀念而發展出來。圖 4.17 為模型 RGP 等值應力分佈圖，

由其所示，可發現當接合板受拉力作用時，其應力由斜撐構材翼板傳入接合板內，以 30 度角度擴散至斜撐端部處，所形成之寬度即 Whitmore Section (Whitmore 1952)。於 Whitmore Section 以外之區域之等值應力值不大，基於此發現，本研究之梯形接合板因此發展出來，並具 $2t$ 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 4.18 為模型 TGP1 之等值應力分佈圖，於 0.25% 層間位移角時，梯形接合板受拉力之等值應力分佈情況與模型 RGP 接合板位於 Whitmore Section 內相似，但因接合板面積較小的情況下，在此範圍內應力較模型 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，梯形接合板因本身承受應力較高，故降伏程度亦較矩形接合板集中。模型 TGP2 與模型 TGP3 之梯形接合板因軸向拉力強度較斜撐構材大，皆較模型 TGP1 於 1% 層間變位下的等值應力較小，降伏情況較均勻分佈，如圖 4.19 所示。

模型 TGP4、模型 TGP5 與模型 TGP6 之等值應力分佈情形為圖 4.20 所示，層間位移角達 0.50% 時梯形接合板之偏移區域已有較大範圍之降伏情形產生 (黃色區塊)，隨層間位移角之增加，於達 1.00% 之層間位移角時降伏區域已往梁柱方向擴展，因凹折區域長度增加亦有更大範圍之降伏。模型 TGP5 之梯形接合板強度較小於模型 TGP6，於相同 LC 下，模型 TGP5 於 1% 層間變位時已超過降伏強度之區域產生。模型 TGP7 之等值應力分佈如圖 4.21 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，模型 TGP7 於層間位移角 1% 時，仍於降伏均勻分佈。基於上述，可得到當接合板形狀非矩形時，接合板之拉力強度需

設計大於斜撐構材，可使得斜撐構材整體強度與韌性予以提昇。

4.3.3 等值塑性應變 (PEEQ)分佈

等值塑性應變早期被應用於具韌性之梁柱接頭(El-Tawil 1998)上，用以判定於構材的塑性需求處。近期於斜撐構材與接合板之研究(Yoo 2006, 2007, 2008, 2009)中亦使用 PEEQ 來判定斜撐構材產生破裂或接合板與梁、柱桿件之接合銲道產生初始開裂 (Initial Cracking)，其採實驗所觀察搭配有限元素分析訂定出 HSS 斷面之斜撐構材產生破裂行為及梁、柱和接合板之銲道產生初始開裂之門檻值。當 PEEQ 達 0.271~0.306 時，可能產生破裂行為；PEEQ 值介於 0.033 至 0.055 之間，梁翼與接合板之銲道有初始開裂產生；PEEQ 達 0.054~0.065 時，柱翼與接合板銲道開始有開裂產生。基於上述，本研究亦採用 PEEQ 來評估所設計之接合板與斜撐構材接合銲道有初始開裂與斜撐構材是否有破裂之行為產生。

圖 4.22 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達 0.036 尚在產生初始開裂門檻值內；層間位移角來到 0.75%，PEEQ 於斜撐翼板上達 0.294，如圖 4.23 所示，已在學者所建立斜撐構材產生破裂之門檻值內，但由於學者 Yoo 等人所執行之研究中斜撐斷面為 HSS，而本研究斜撐斷面為 H-型斷面，學者所建立之判定斜撐構材破裂產生之門檻是否適用則有待評估。本研究所進行 2 層樓 X 型斜撐構架驗證分析中，其斜撐斷面為 H-型，根據分析結果擷取 H-型斜撐產品破裂進而斷裂時的 PEEQ 值，如圖 4.24 所示。由研究報告 (蔡青宜 2008)得知，斜撐構材產生斷裂於 4% 層間位移角之後，造成斜撐斷裂為翼板於受拉時產生開裂進而被拉斷裂，此時由本分析所擷取之 PEEQ 值為 2.83，即 PEEQ 超過 2.83 時，H-型斷面之斜撐有產生斷裂之行為。基於此，模型 RGP 於

最大層間位移角時，受拉 PEEQ 達 2.41 尚未超出 2.83，可判定斜撐構材應無斷裂之可能產生。由圖 4.22 顯示，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。

- 參數 β_j

圖 4.25 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% 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，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% 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 4.26 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% (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，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。

- 參數 LC 與參數 W

圖 4.27 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% 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 β_j 增加下，於 0.50% 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% 時，此處 PEEQ 已增至 0.23，故 β_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 4.28 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% 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。

模型 TGP7 與模型 TGP1 相比只差於將接合板之寬度 W 增為 1.25 倍之 Whitmore 有效寬度。在 W 增加下，則有效降低接合板與柱翼之接合銲道於 0.75% 層間變位之前的 PEEQ 值（其值為 0.0161），由於層間變位達 0.75% 時，斜撐構材之面外變形已較大，亦增加接合板與柱翼之接合銲道之塑性變形需求，綜觀 8 組模型皆於 0.75% 層間變位下接合板與柱翼之接合銲道塑性變形需求增加。

4.3.4 反覆載重行為與面外變形

- 參數 β_j

本研究所擬定接合板與斜撐構材之拉力強度比值 β_j ，乃基於現行耐震設計規範 (AISC 2005b) 之規定與近期學者 (Roeder et al. 2006, Lehman et al. 2008) 所提出之平衡設計法來設計接合板板厚，並加以探討。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 4.29 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，發現於最大層間位移角時，模

型 RGP 之挫屈情形較為嚴重。

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(β_{ww})於矩形接合板時建議採用為 1.0，其定義亦與 β_j 相同，其亦建議接合板若為錐形 (Taper) 接合板時， β_{ww} 值應低於 1.0。本研究於分析結果中，於所設定之最大層間位移角 4% 時，此 2 組模型於受壓時有接合板產生挫屈，如圖 4.30 所示。因此，個別計算其接合板與斜撐構材之挫屈強度，如表 4.2 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。

現行耐震設計規範 (AISC 2005b) 於接合板設計之規定，乃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%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。由圖 4.31 軸向載重-層間位移角圖顯示 4 組模型皆有典型斜撐構材非線性之遲滯迴圈行為，皆於 0.5%層間位移角下產生整體挫屈，有著最大挫屈載重。表 4.3 為擷取模型施力點之挫屈力與斜撐構材斷面挫屈力之比較，其顯示模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 於相同細長比之下，隨 β_j 增加，整體強度亦有提昇。

圖 4.32 為模型 RGP、模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 之強度包絡線圖，可發現 4 組模型之包絡圖皆相似，模型 RGP 與模型 TGP1 因接合板尺寸不一樣，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 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 有著相同細長比，隨 β_j 之增加，整體強度亦隨之增加。表 4.4 為挫屈載重與挫屈後載重之比較，由 Lee 與 Bruneau (2005)所提出當 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成果，亦發現於 8 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%，其細長比介於 68-73。由分析之斜撐構材面外變形量與層間位移角圖 4.33 所示，4 組模型之斜撐至 4%層間位移角下皆有近 900 mm 之變形量。由接合板之面外變形量與層間位移角關係圖 4.34 顯示，除模型 RGP 與模型 TGP1 於 4%層間位移角時因上接合板發生挫屈導致面外變形量衰減下來，其餘皆有 200 mm 左右之面外變形量。

- 參數 LC 與參數 W

圖 4.35 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 4.36 與圖 4.37 來看， LC 增長似乎提供之貢獻有限，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 4.38 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 900 mm 以上。圖 4.39 與圖 4.40 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，其面外變形量亦皆有 200 mm 左右，模型 TGP6 因 β_j 之提昇下接合板有穩定之行為。如表 4.4 所示，此 4 組模型於最大層間位移角 4% 時之挫屈後強度約為最大挫屈強度之 14.8% 至 16.2%。

4.4 結論

縱觀以上三節所述，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。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可達 900 mm 以上。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。

表 4.2 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)	$\frac{P_{cr,TGP}^{LRFD}}{P_{cr,B}^{LRFD}}$	$\frac{P_{cr,TGP}^{LRFD}}{P_{cr,B}^{ASD}}$
RGP	68	6364	4505	0.71	0.64
TGP1	73	5837	8015	1.37	1.21
TGP2	73	5843	8735	1.49	1.32
TGP3	73	5852	9807	1.68	1.48
TGP4	73	5876	7819	1.33	1.18
TGP5	72	5914	7608	1.29	1.14
TGP6	71	5943	9365	1.58	1.40
TGP7	70	6020	6956	1.16	1.03

表 4.3 分析模型施力點與斜撐構材斷面之挫屈力

Specimens	$P_{cr,Brace}^{ABAQUS}$ (kN)	$P_{cr,ACT}^{ABAQUS}$ (kN)	$\frac{P_{cr,ACT}^{ABAQUS} - P_{cr,Brace}^{ABAQUS}}{P_{cr,Brace}^{ABAQUS}}$ (%)
RGP	7308	7395	1.19
TGP1	7150	7233	1.16
TGP2	7279	7372	1.28
TGP3	7256	7464	2.87
TGP4	7138	7223	1.19
TGP5	7132	7218	1.21
TGP6	7307	7445	1.89
TGP7	7318	7419	1.38

表 4.4 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)	$\frac{P_{cr,Post-Buckling}^{ABAQUS}}{P_{cr,Brace}^{ABAQUS}}$ (%)
RGP	7308	1198	16.2
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

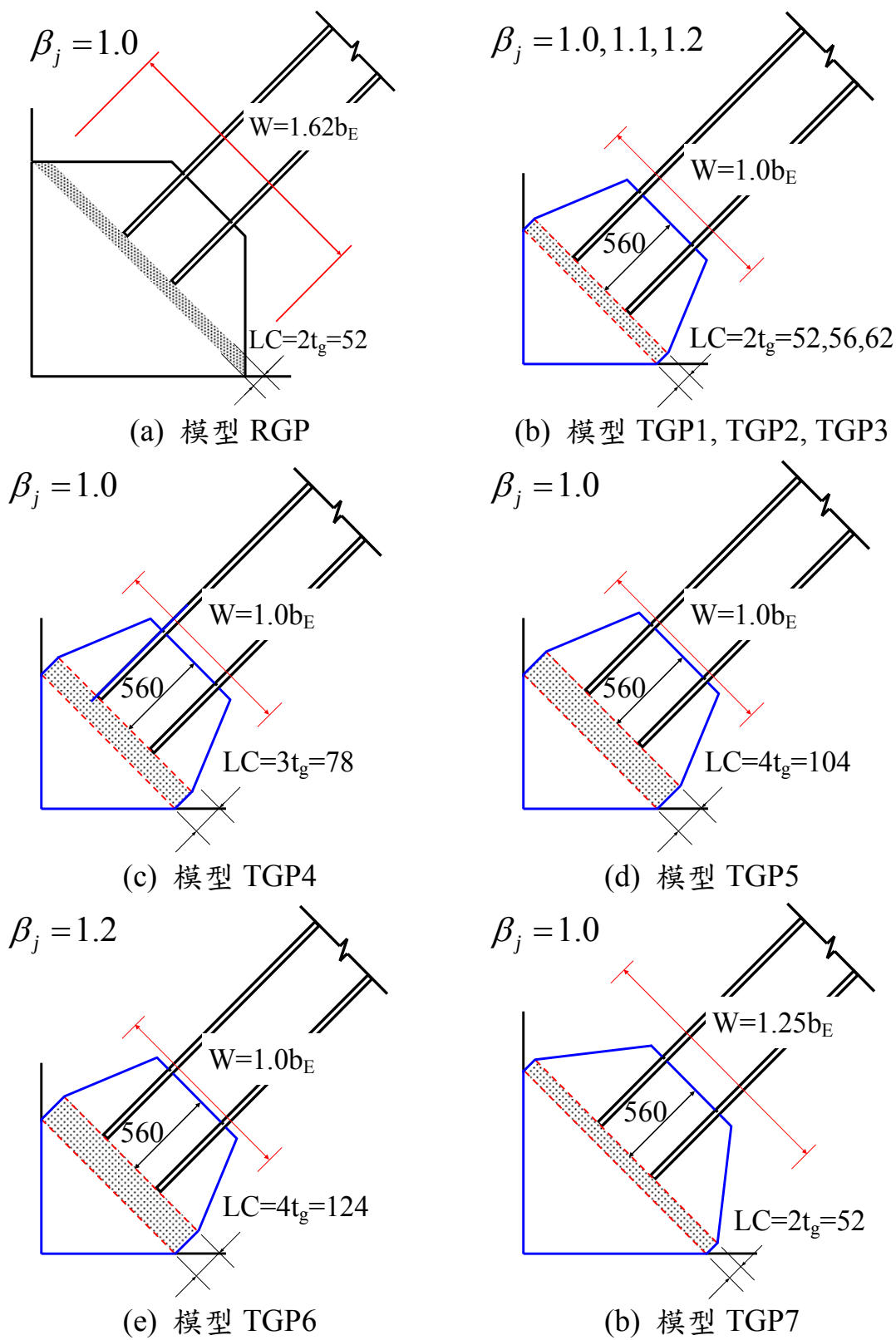


圖 4.14 8 組分析模型之接合示意圖

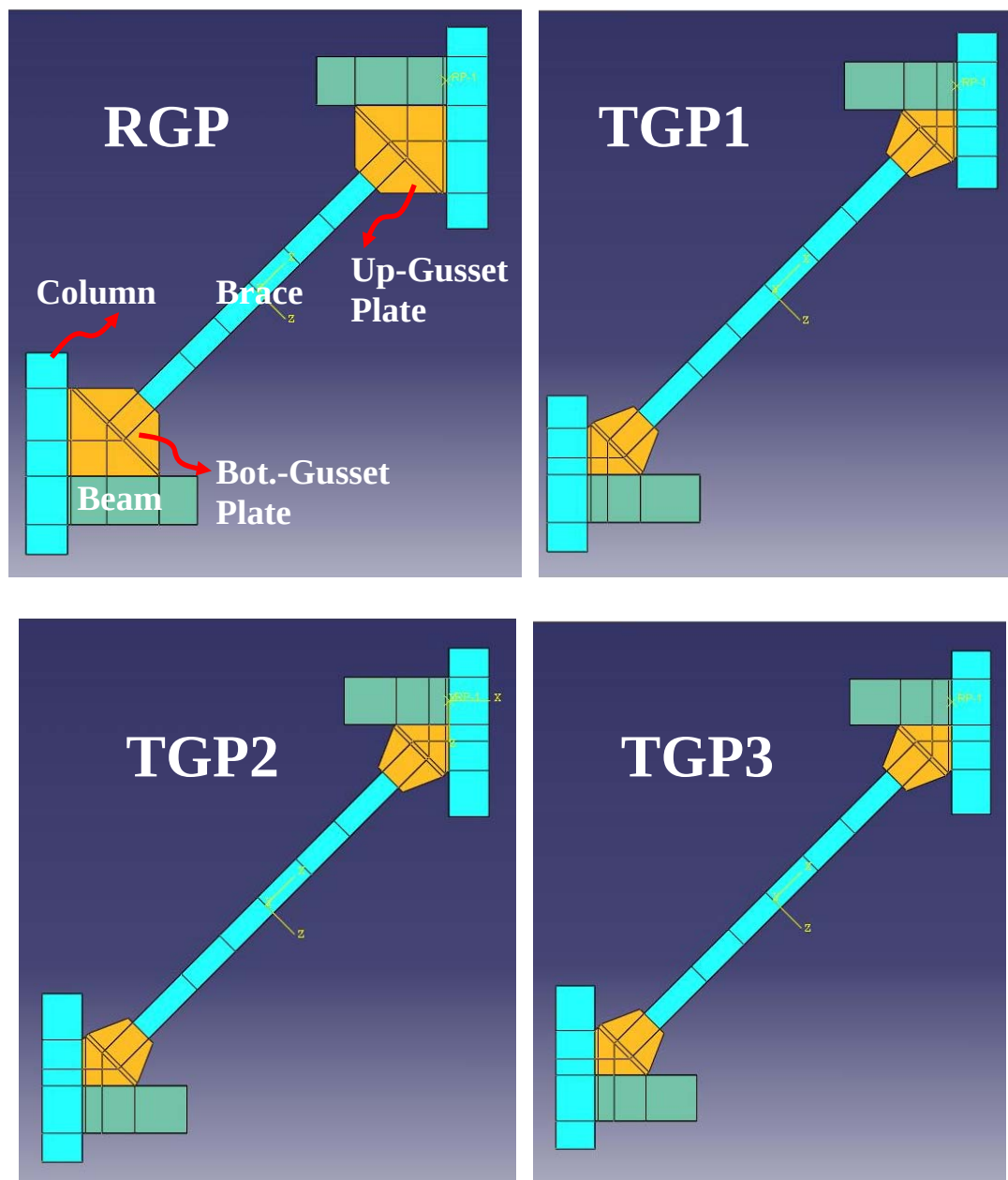


圖 4.15 8 組分析模型

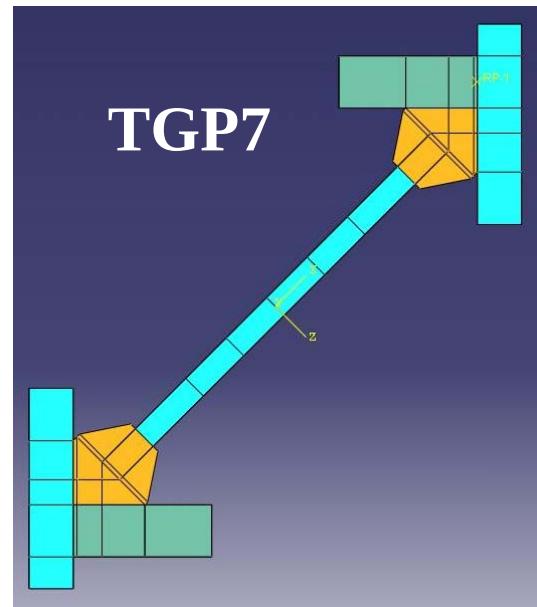
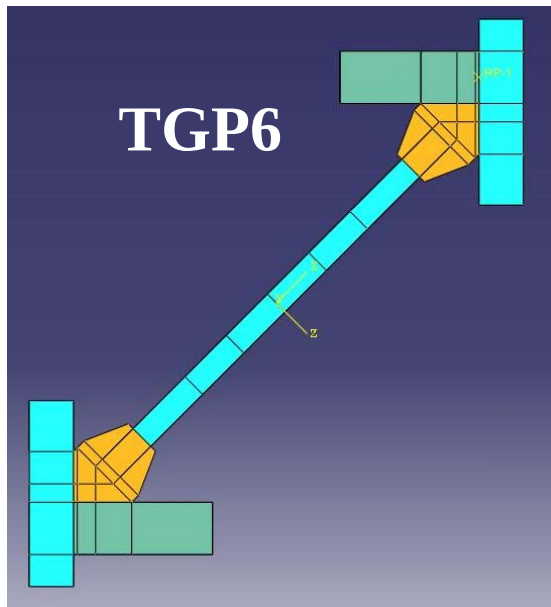
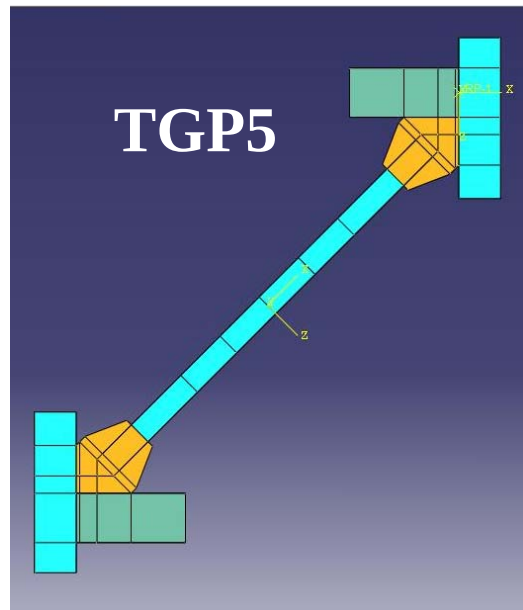
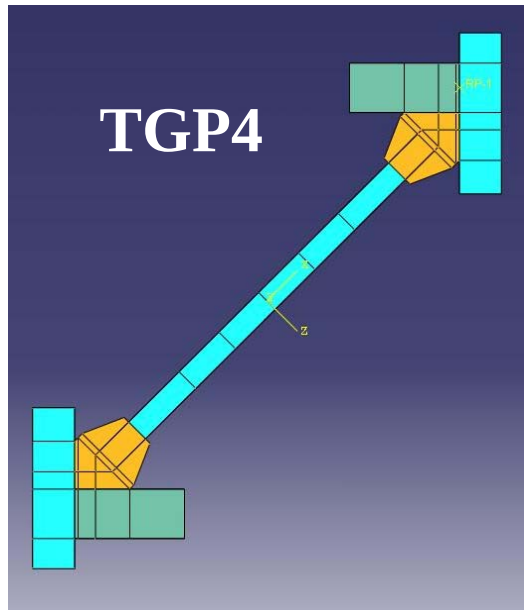


圖 4.15 8 組分析模型 (續)

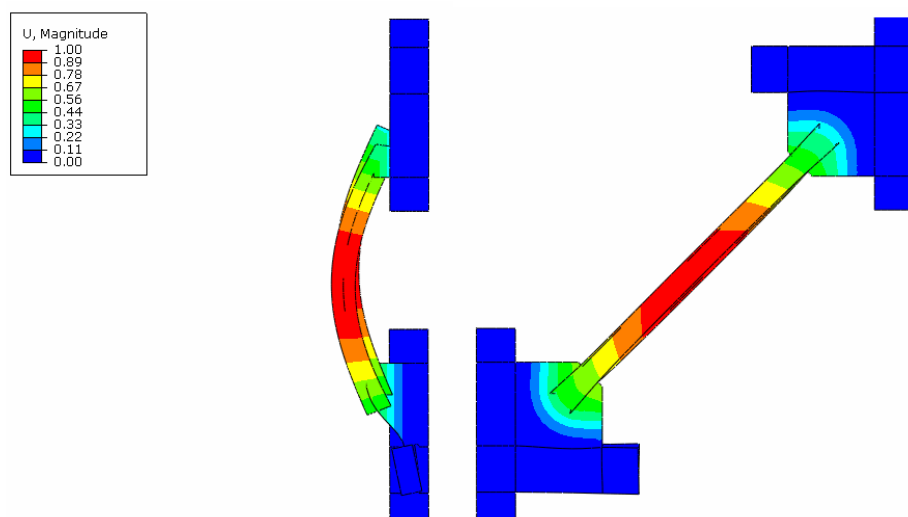


圖 4.16 典型斜撐構材挫屈模態 (Mode 1)

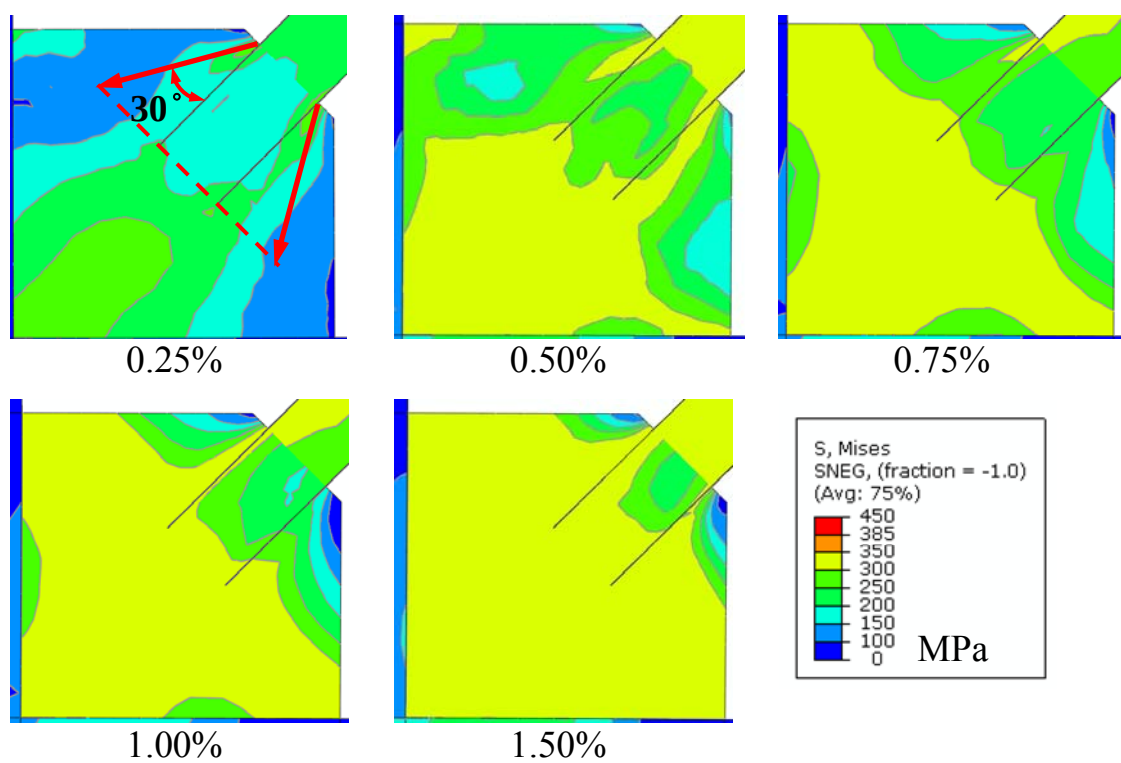


圖 4.17 模型 RGP 之等值應力分佈圖

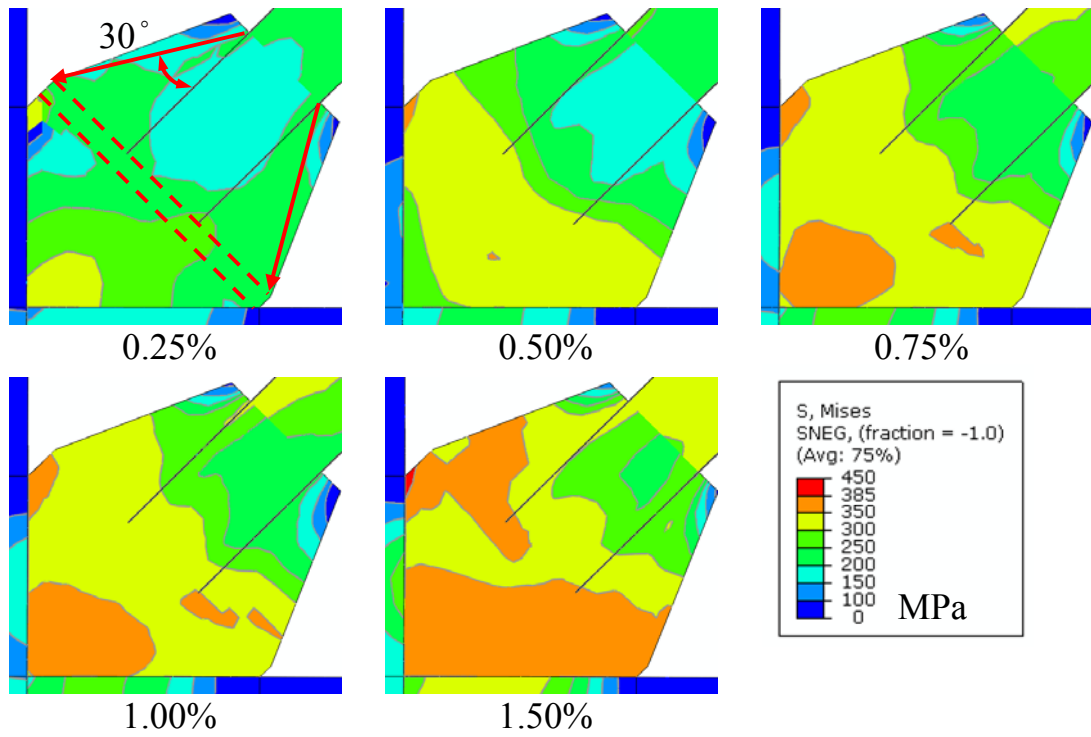


圖 4.18 模型 TGP1 之等值應力分佈圖

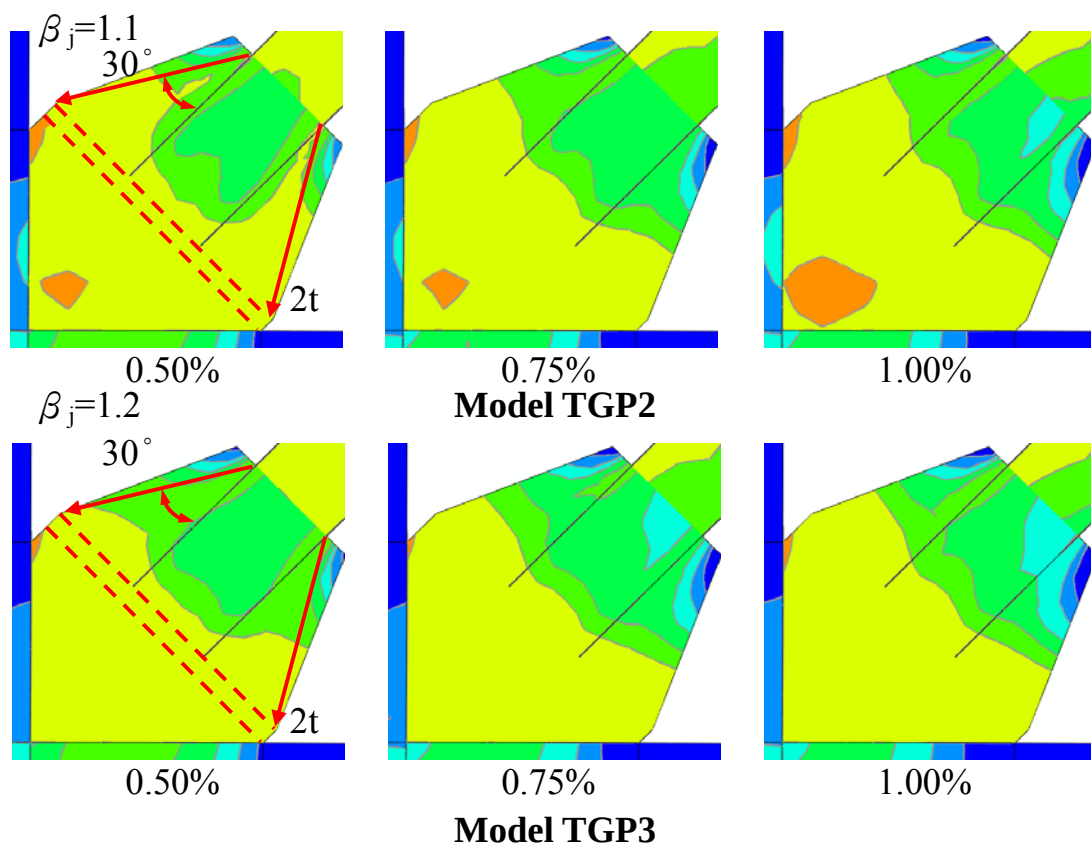


圖 4.19 模型 TGP2 與模型 TGP3 之等值應力分佈圖

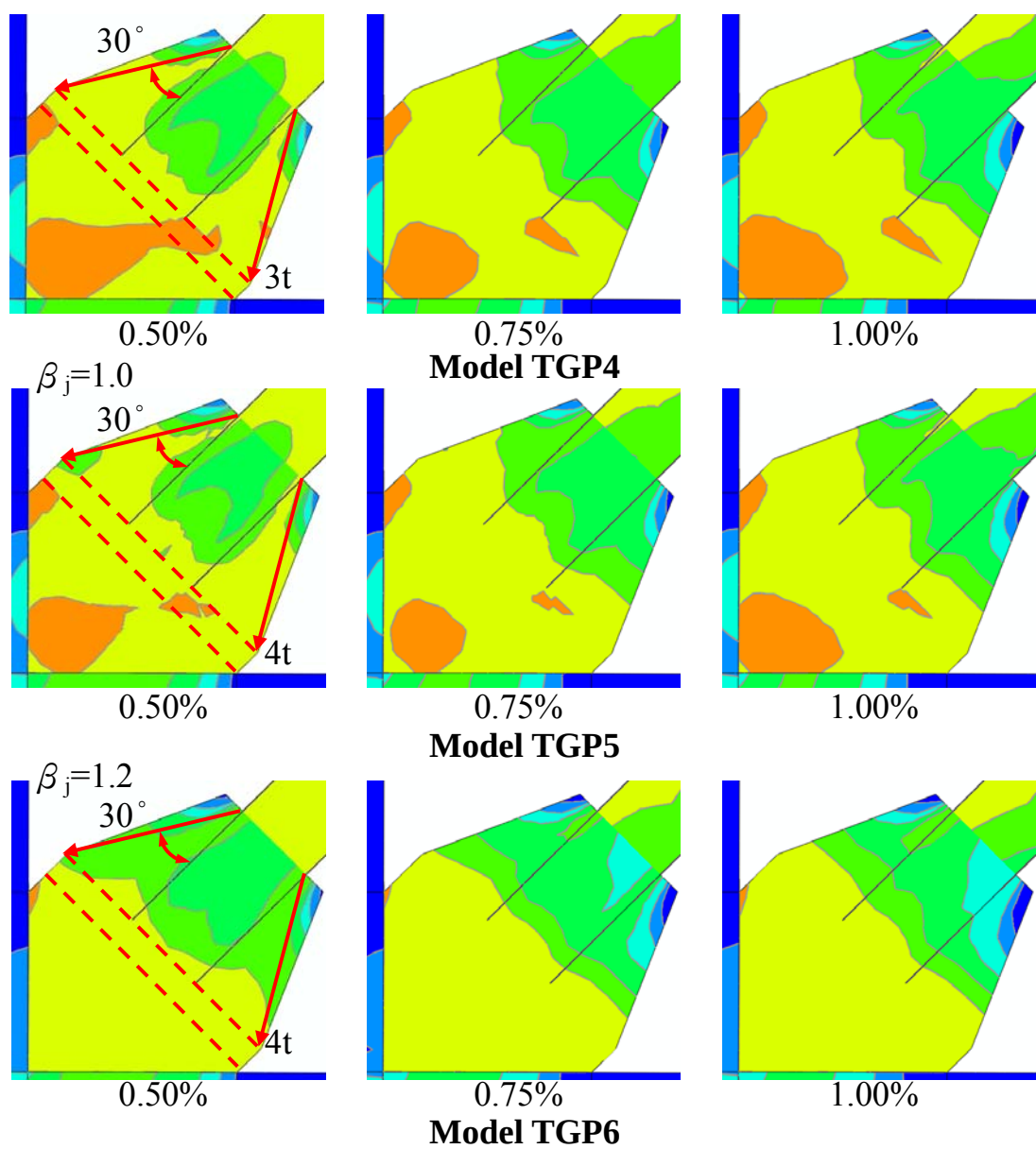


圖 4.20 模型 TGP4、模型 TGP5 與模型 TGP6 之等值應力分佈圖

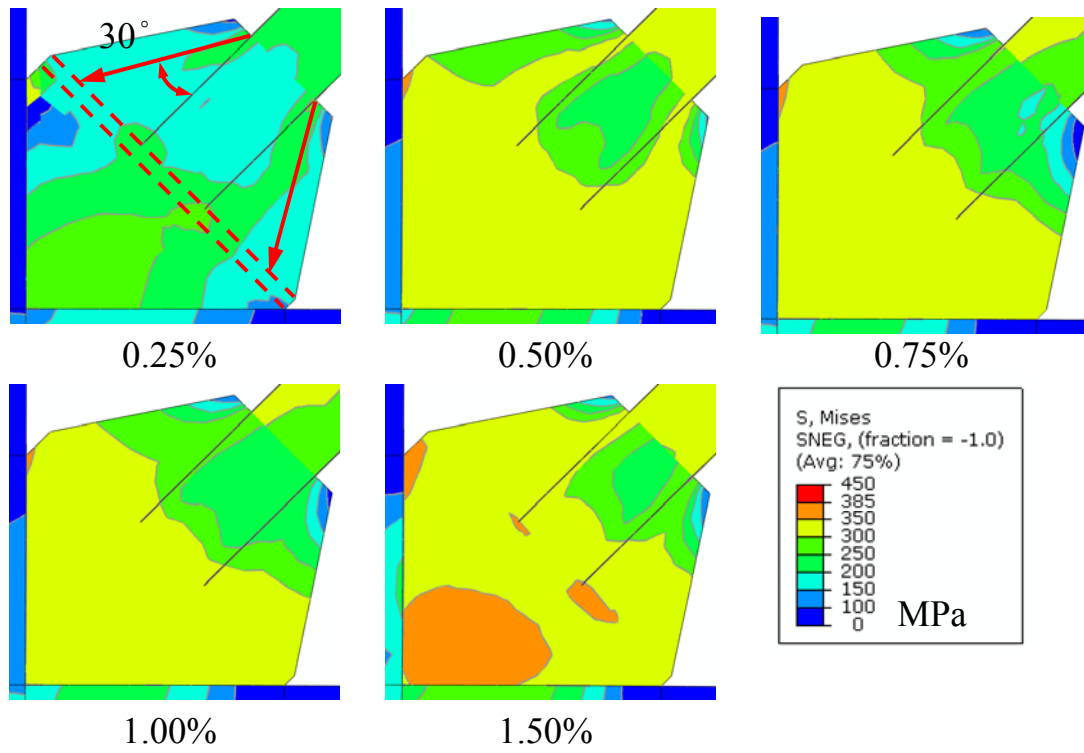


圖 4.21 模型 TGP7 之等值應力分佈圖

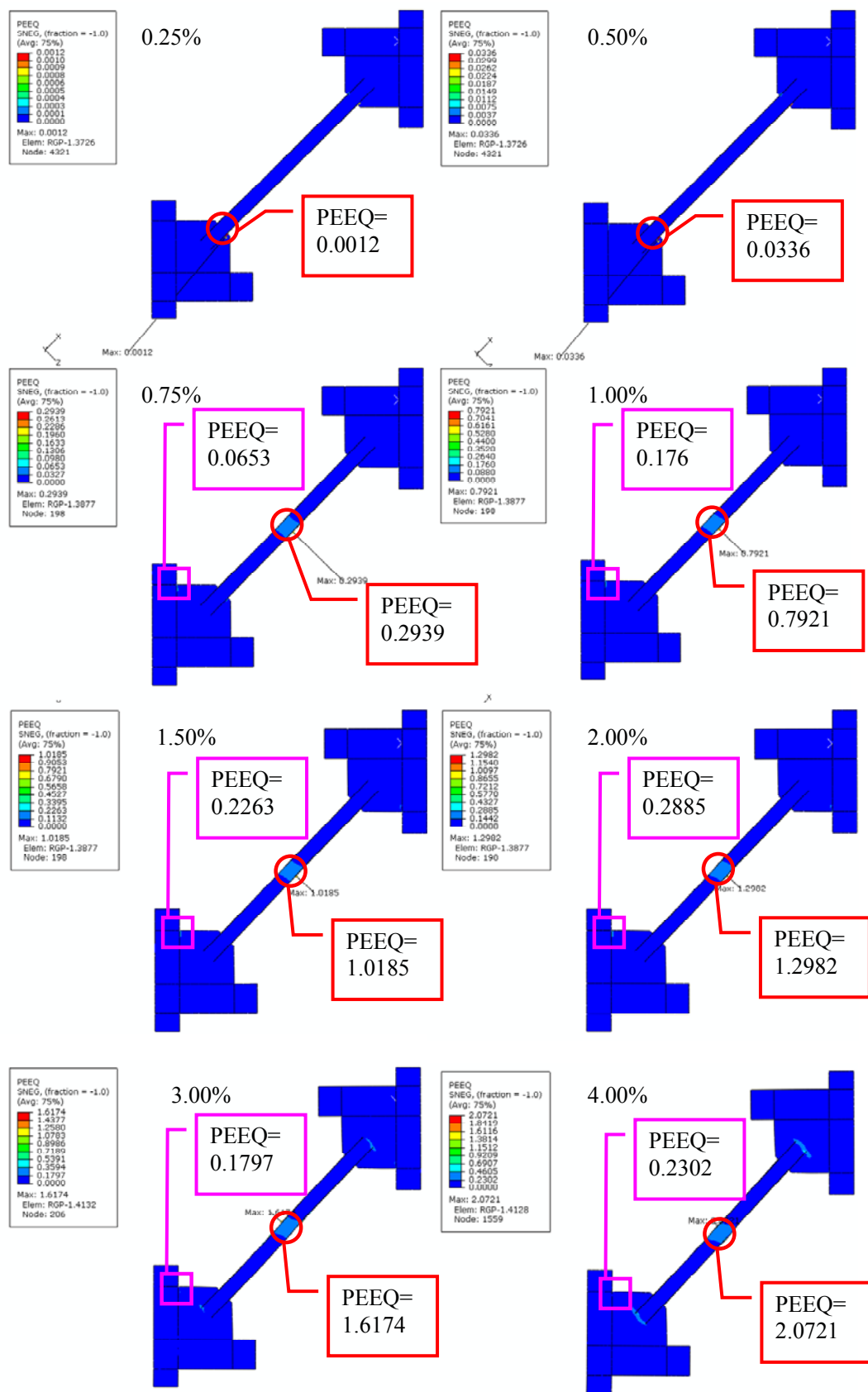


圖 4.22 模型 RGP 之 PEEQ 分佈圖 (Compression)

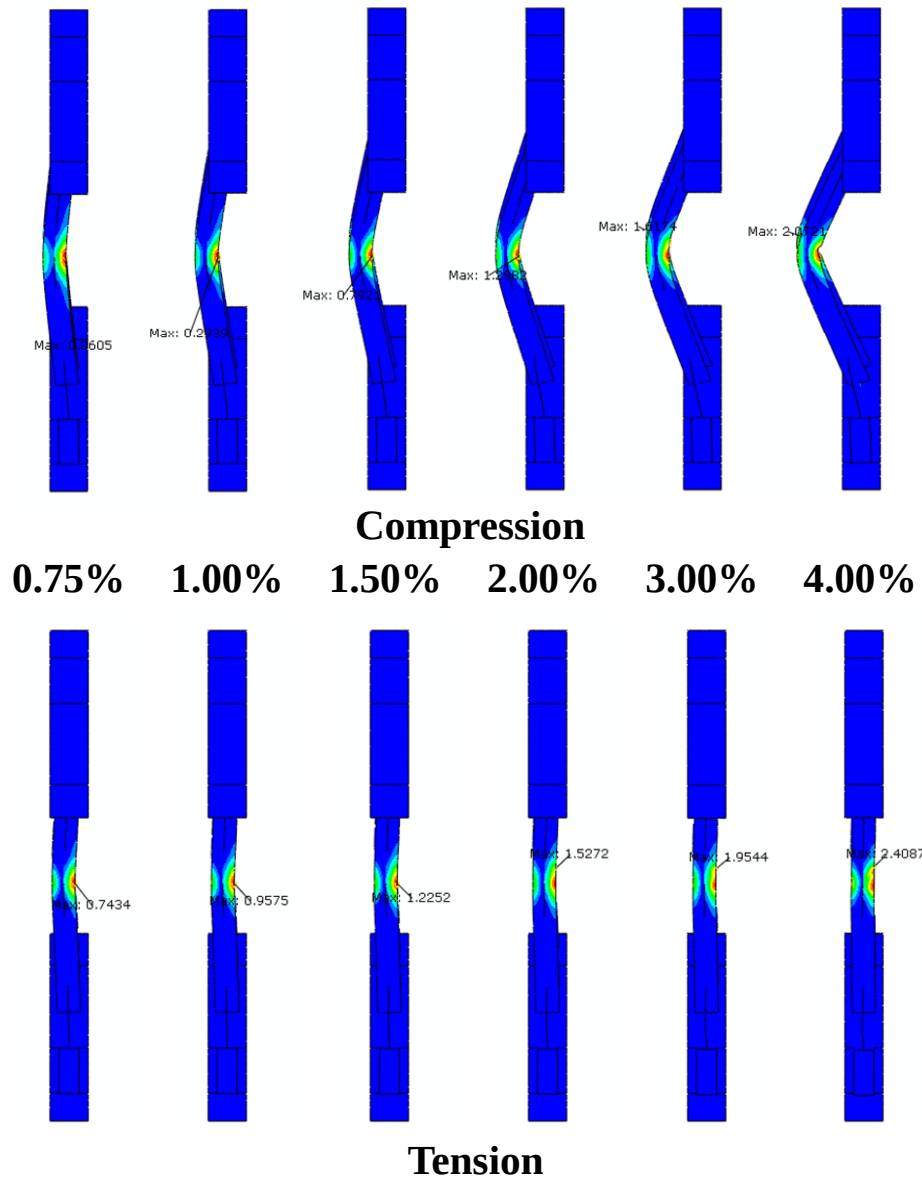


圖 4.23 模型 RGP 斜撐構材 PEEQ

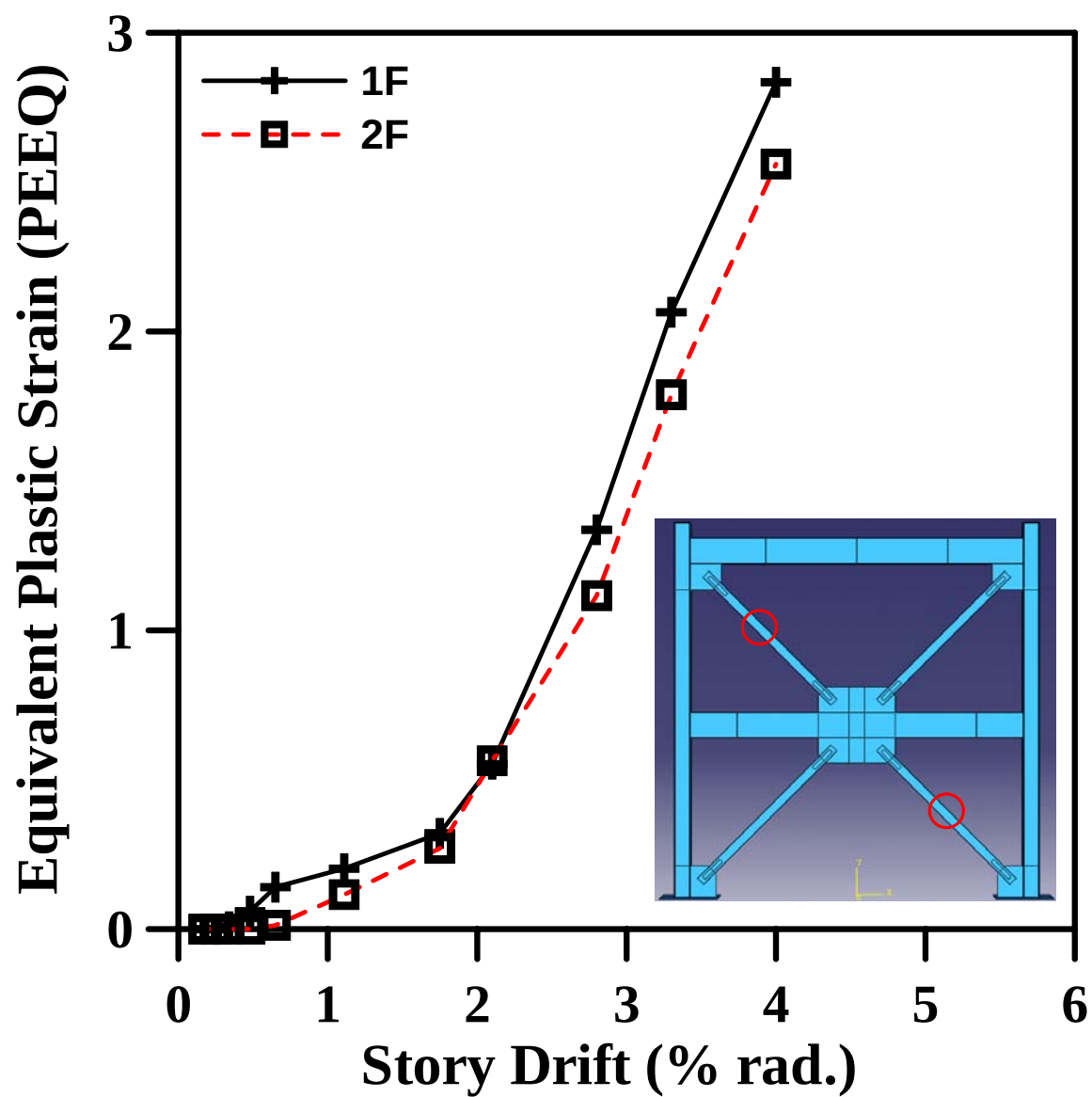


圖 4.24 2 層樓 X 型斜撐構架之斜撐構材 PEEQ 曲線

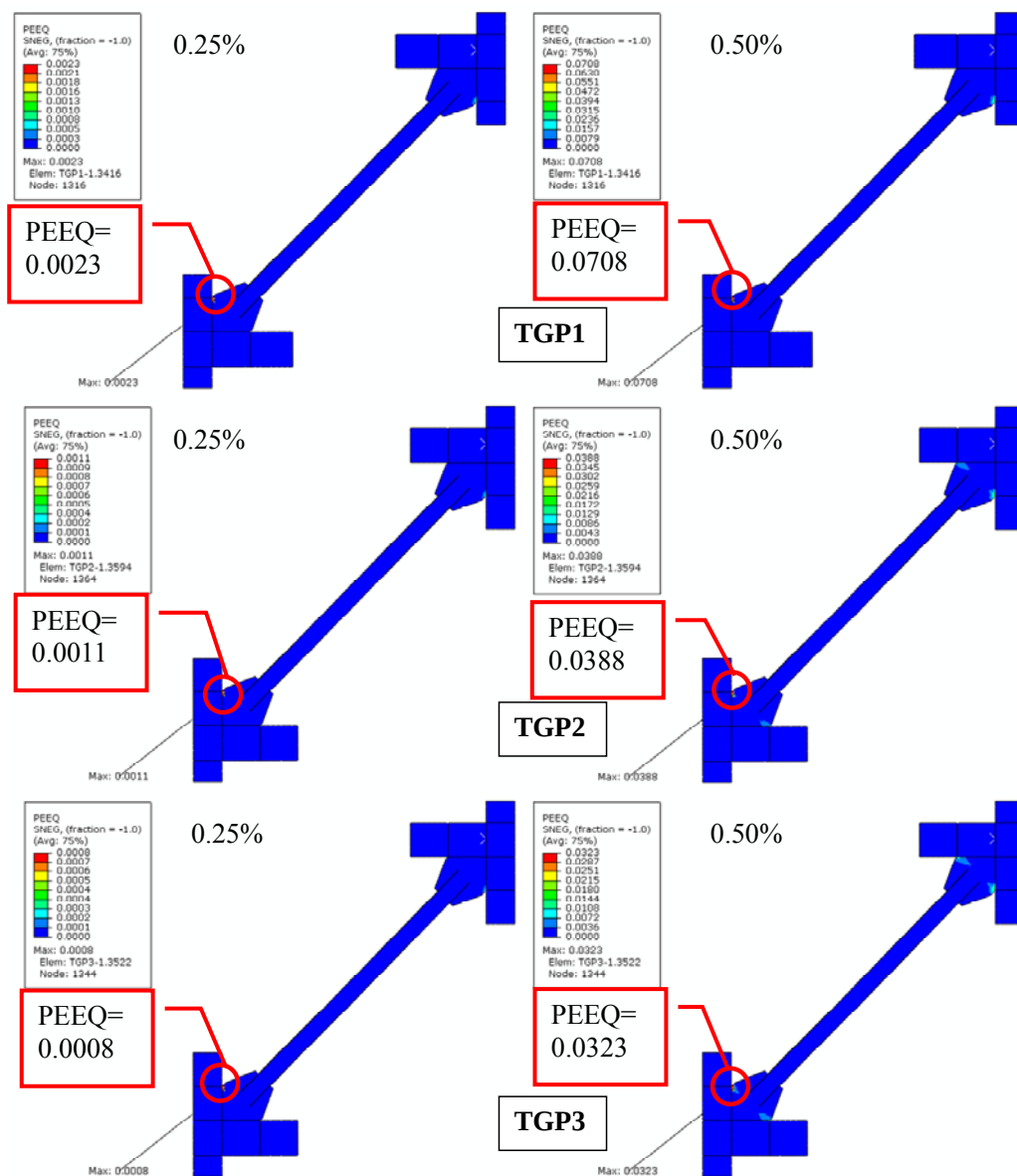


圖 4.25 模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 之接合板 PEEQ 分佈圖
(Compression)

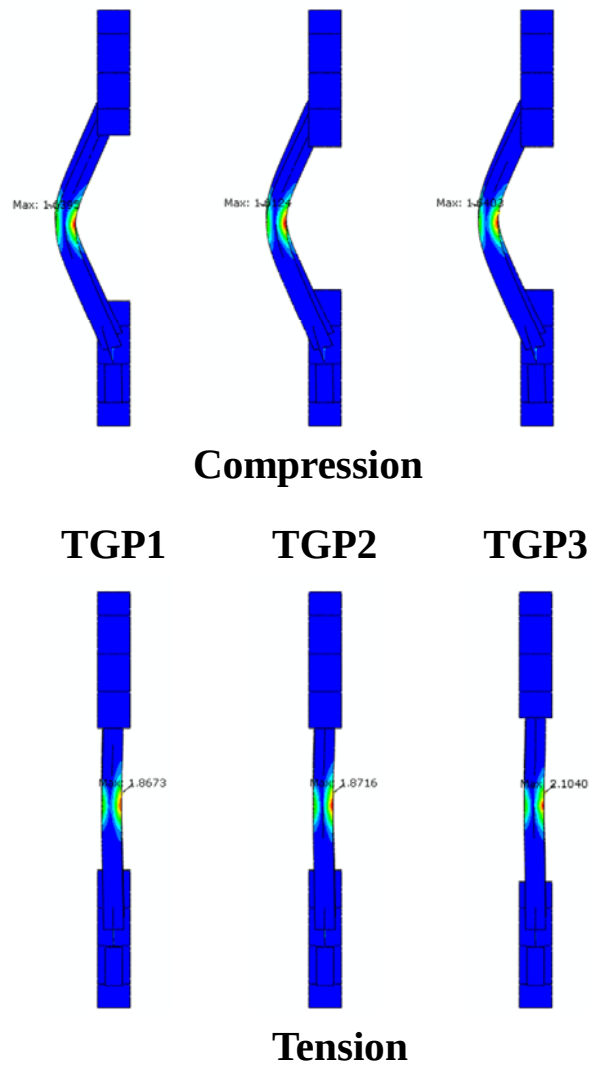


圖 4.26 模型 TGP1、模型 TGP2 與模型 TGP3 之斜撐構材 PEEQ 分佈圖

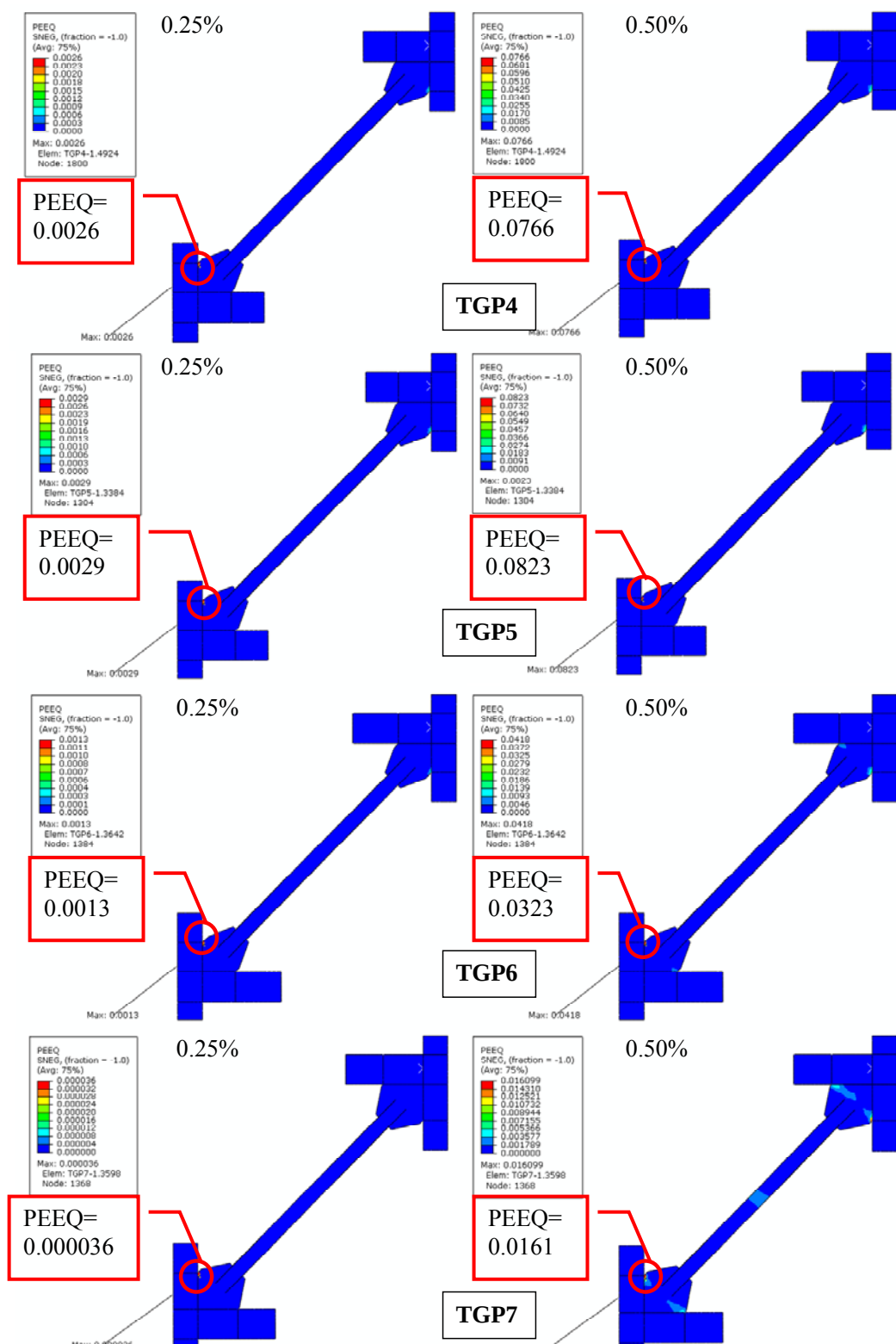


圖 4.27 模型 TGP4、模型 TGP5、模型 TGP6 與模型 TGP7 之接合板 PEEQ 分佈圖

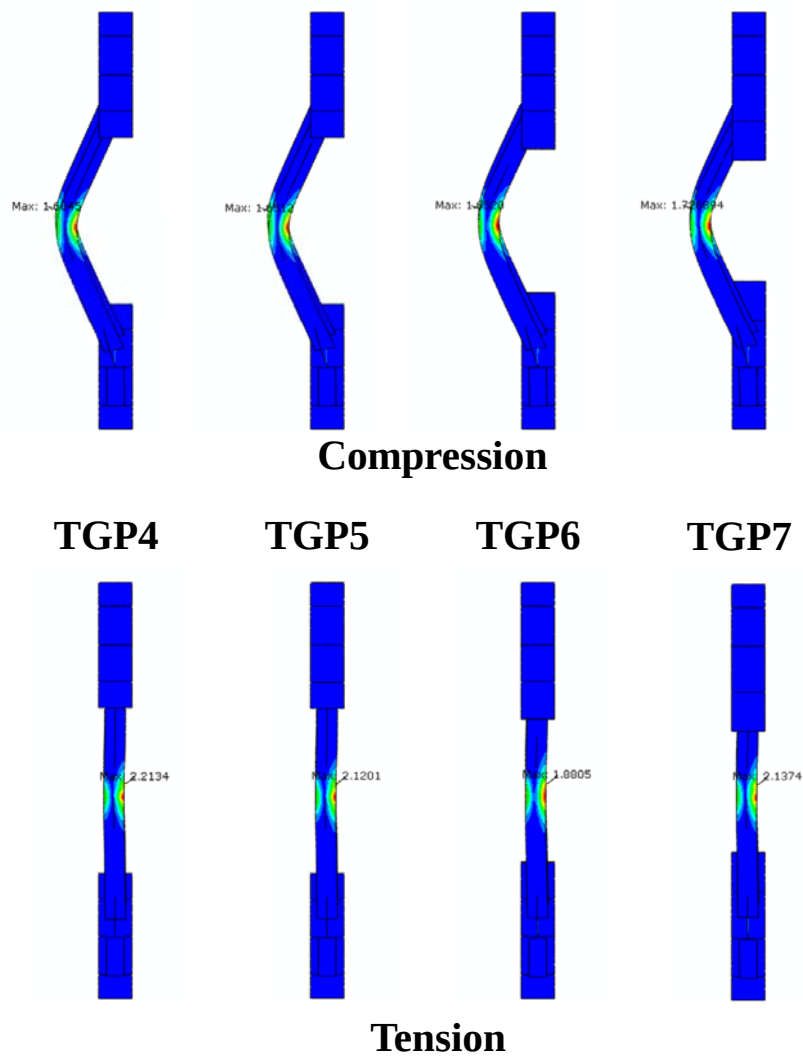


圖 4.28 模型 TGP4、模型 TGP5、模型 TGP6 與模型 TGP7 之斜撐構材
PEEQ 分佈圖

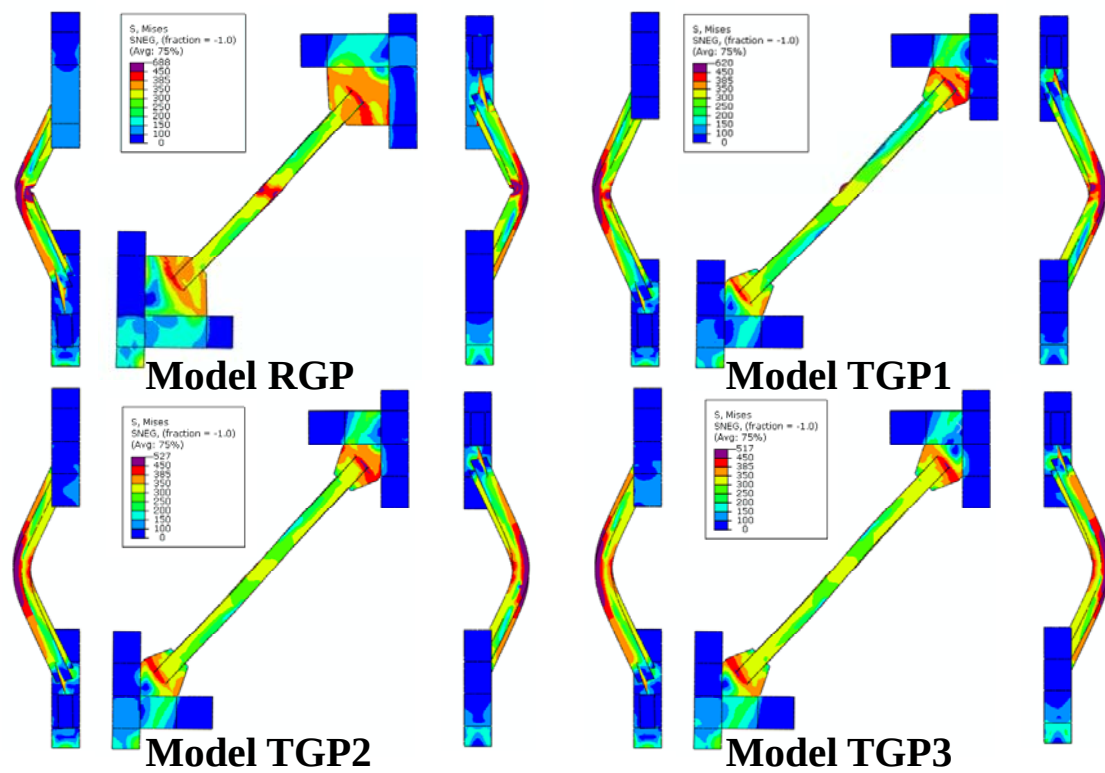


圖 4.29 4 組模型之挫屈行為 (參數 β_j)

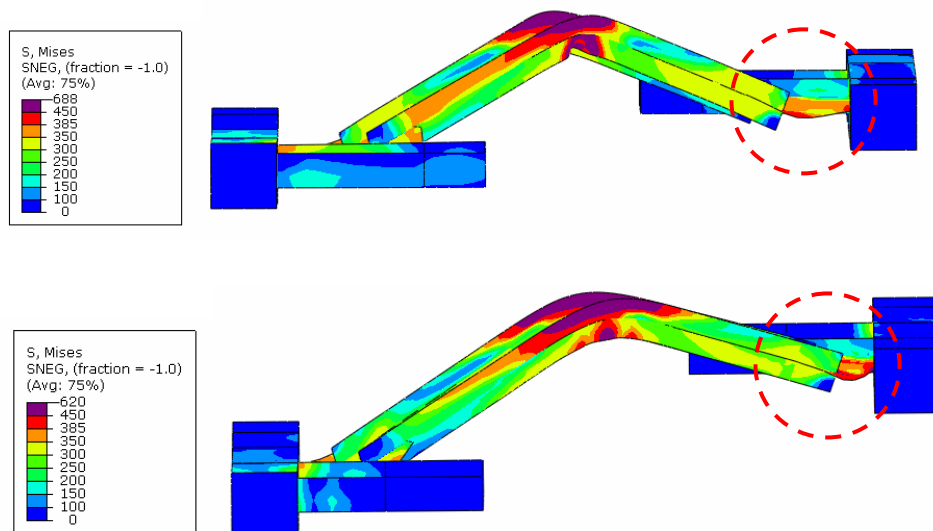


圖 4.30 模型 RGP 與模型 TGP1 產生接合板挫屈 (4%層間位移角)

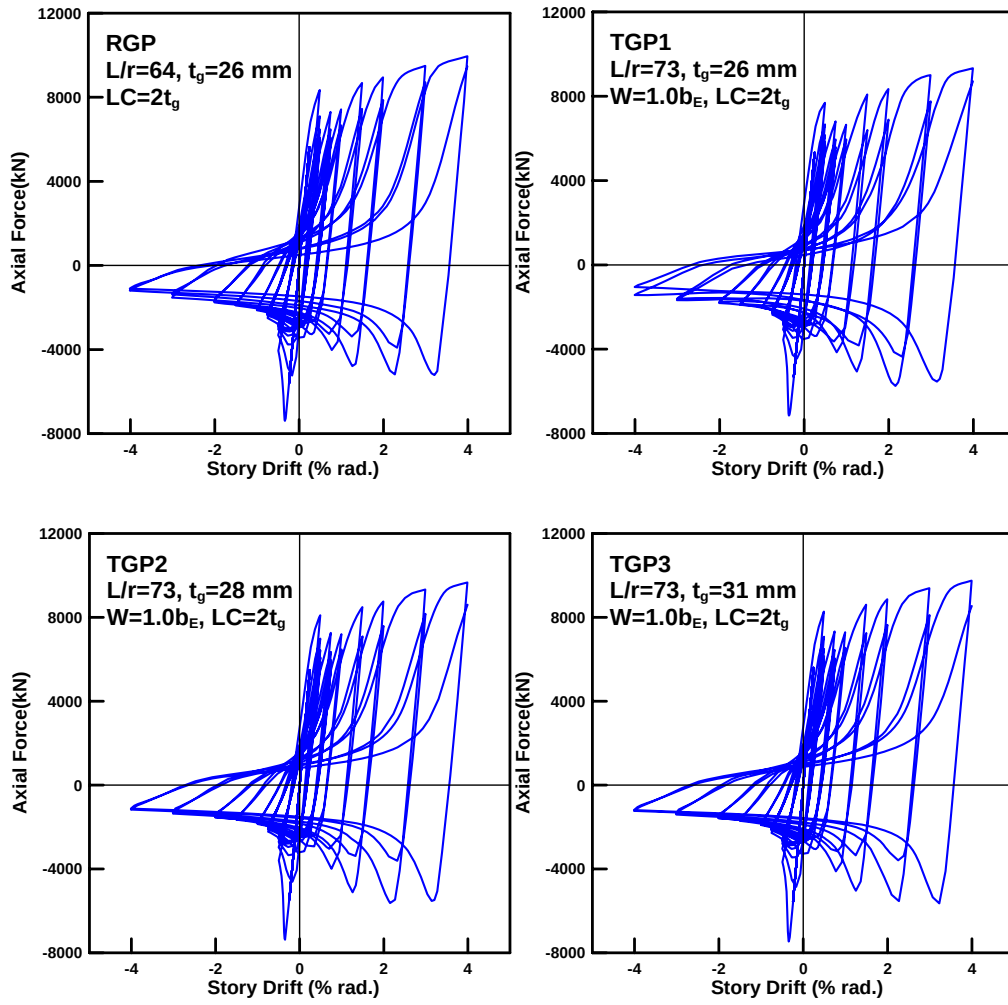


圖 4.31 4 組模型之軸向載重與層間位移角關係圖 (參數 β_j)

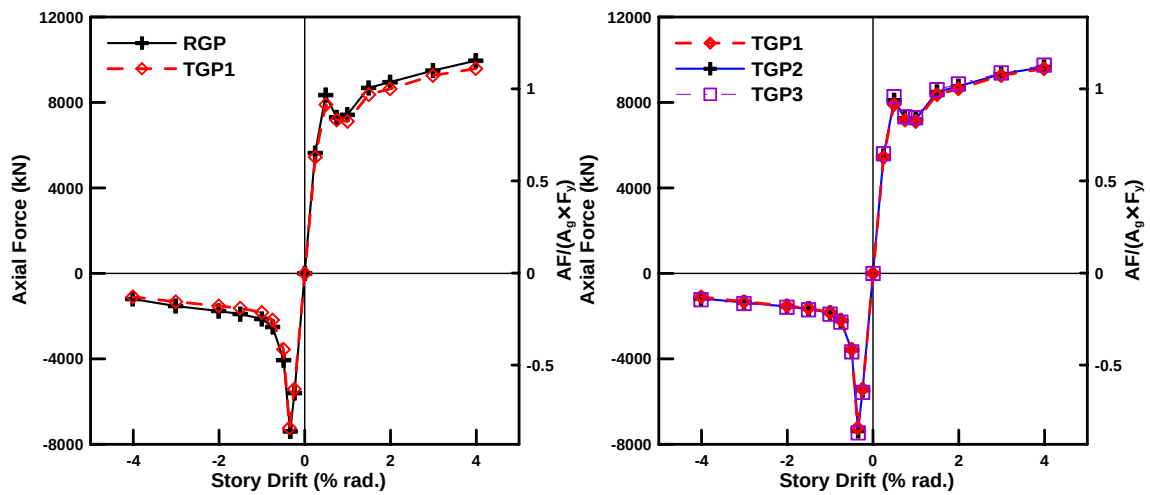


圖 4.32 4 組模型之強度包絡線圖 (參數 β_j)

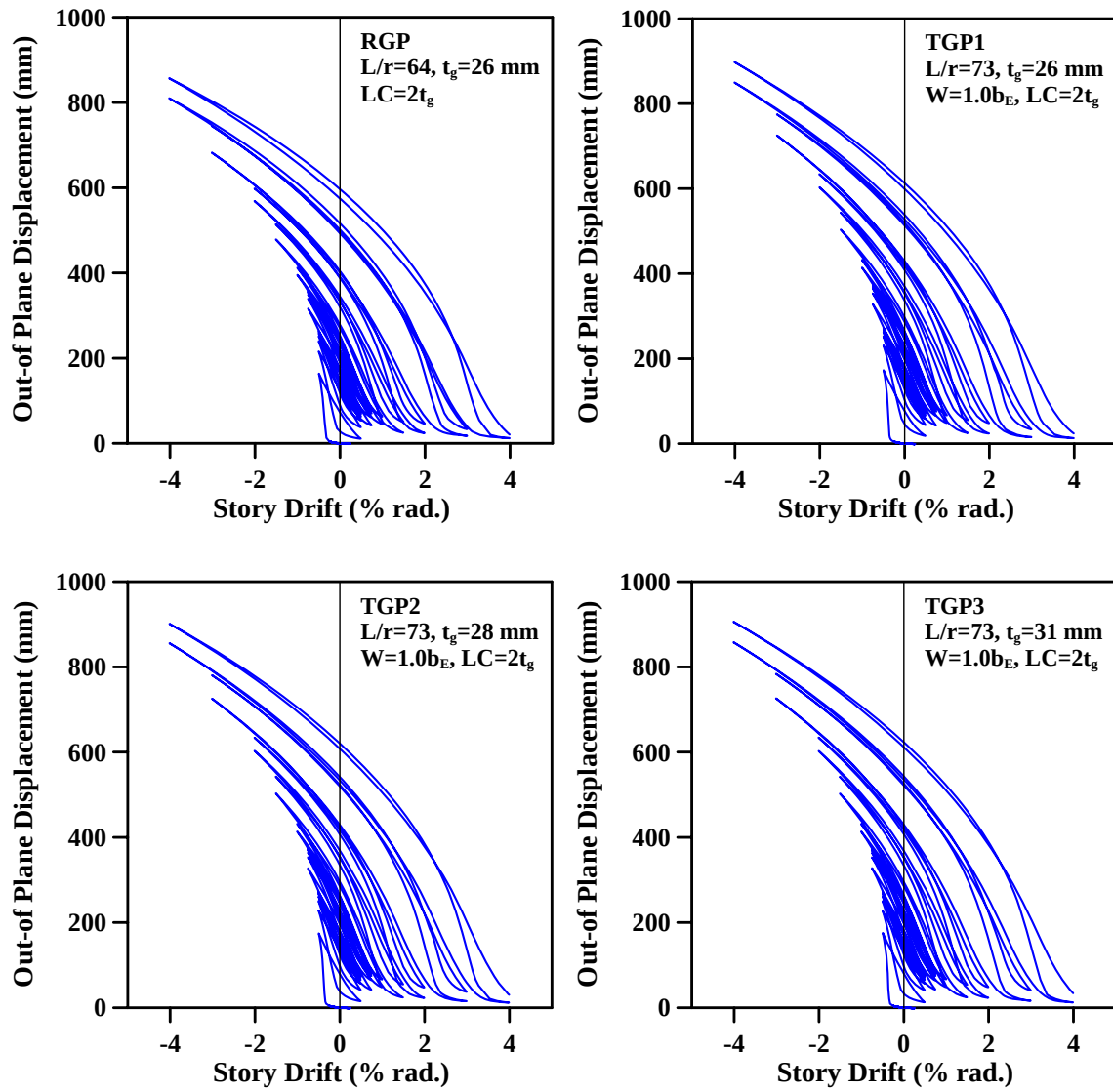


圖 4.33 參數 β_j 下 4 組模型之斜撐構材面外變形量與層間位移角關係圖

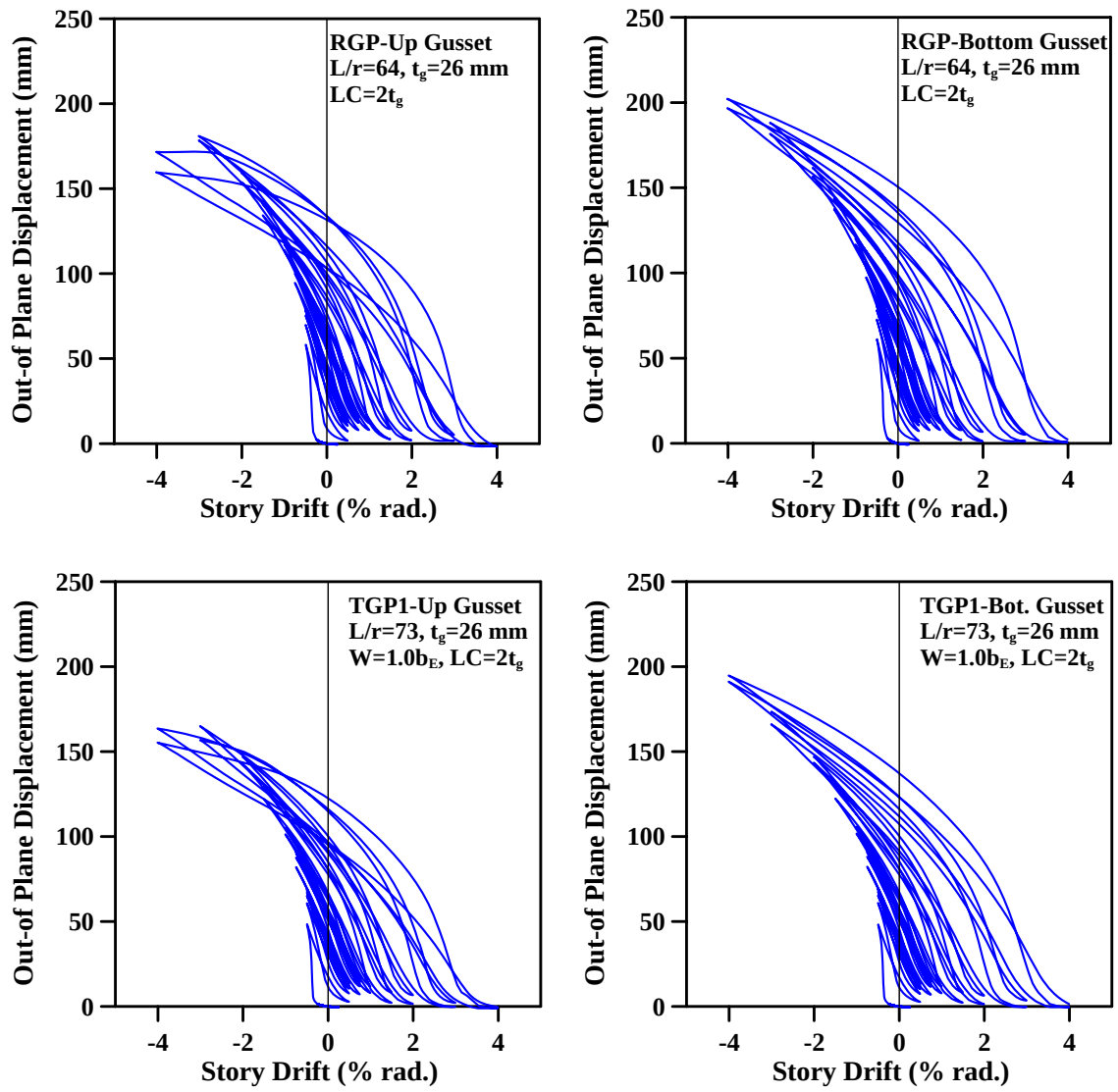


圖 4.34 參數 β_j 下 4 組模型之接合板面外變形量與層間位移角關係圖

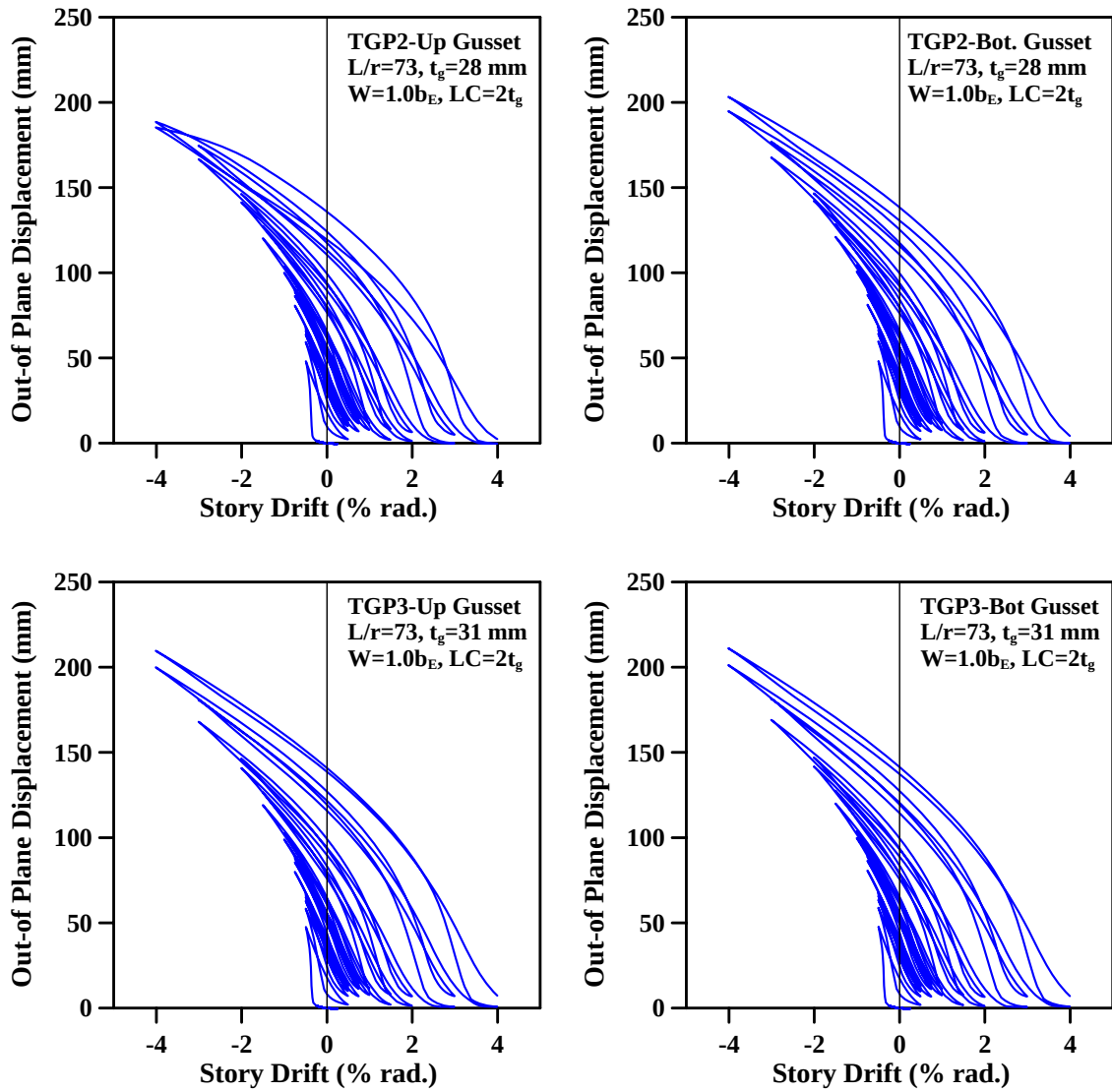


圖 4.34 參數 β_j 下 4 組模型之接合板面外變形量與層間位移角關係圖

(續)

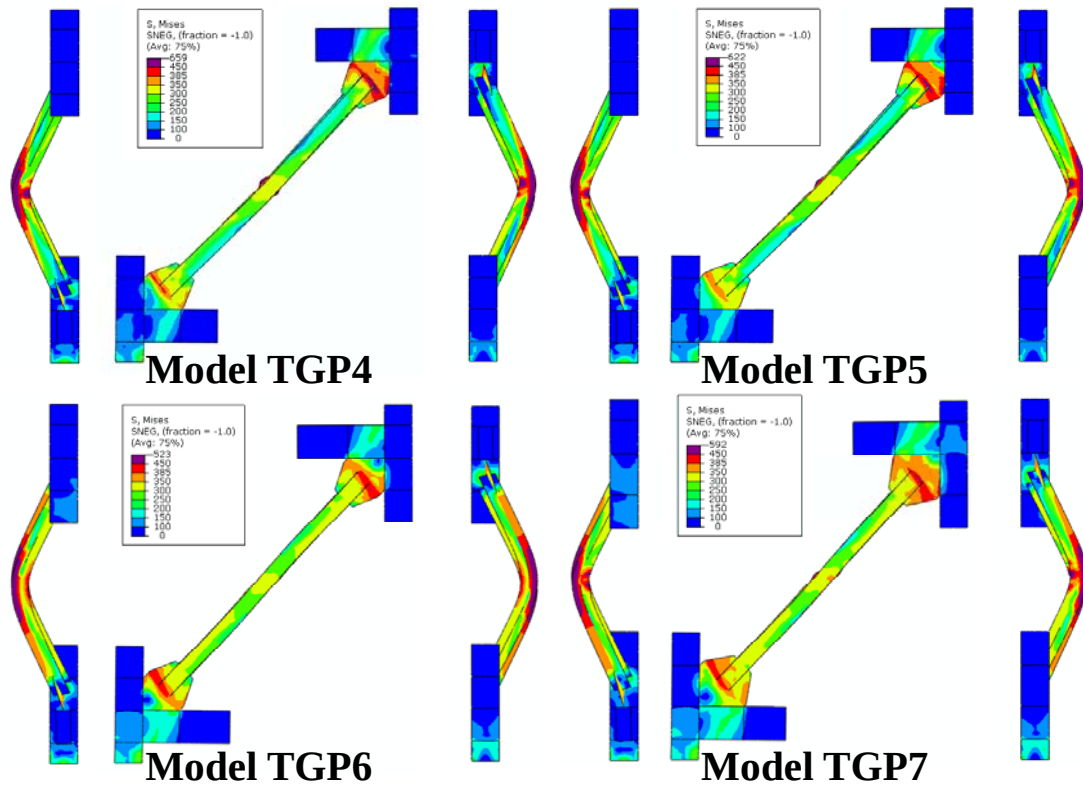


圖 4.35 4 組模型之挫屈行為 (參數 LC 與 W)

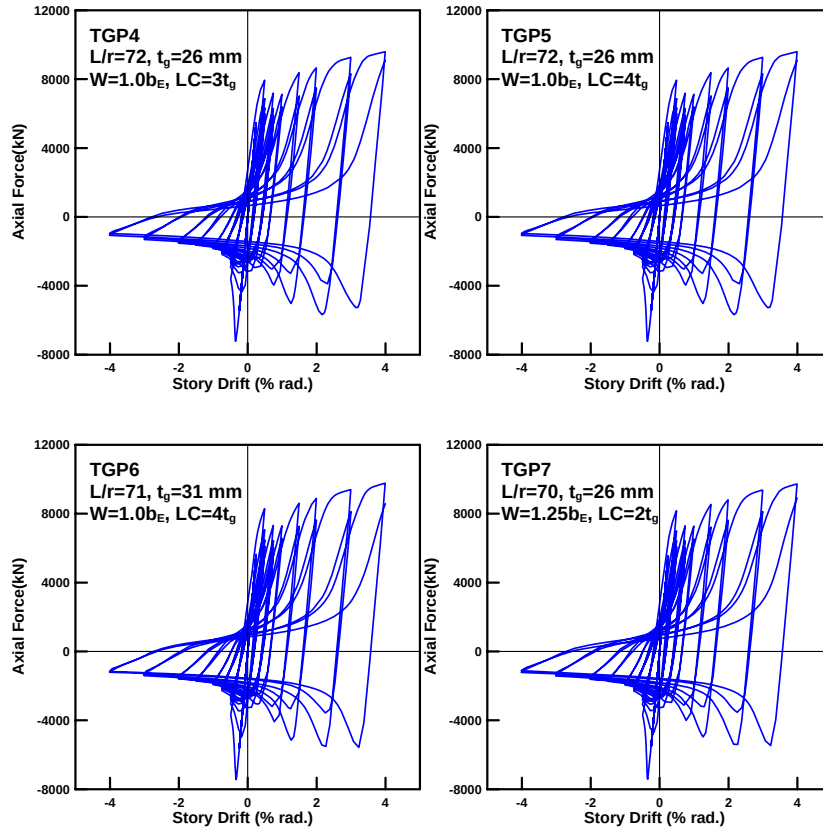


圖 4.36 4 組模型之軸向載重與層間位移角關係圖 (參數 LC 與 W)

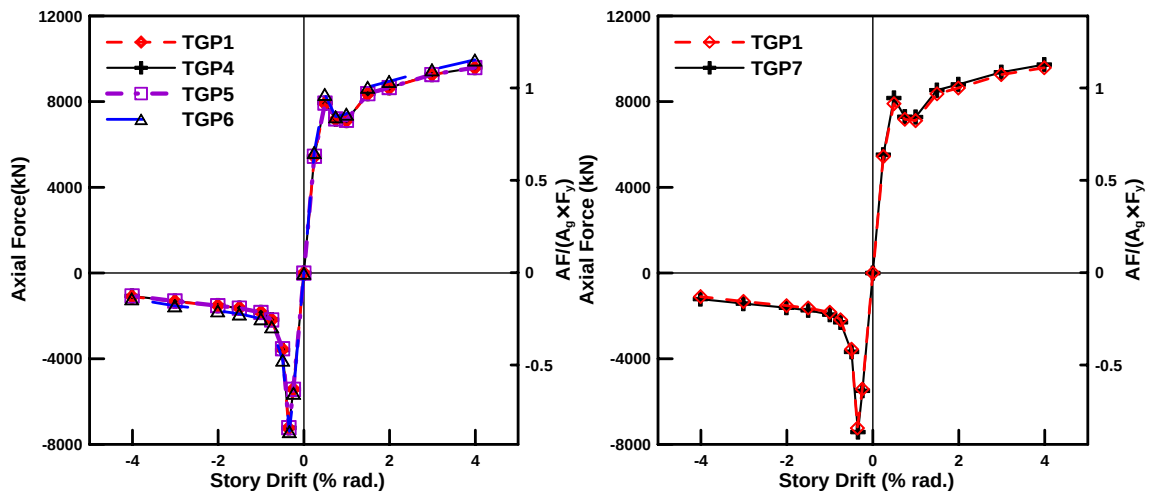


圖 4.37 4 組模型之強度包絡線圖 (參數 LC 與 W)

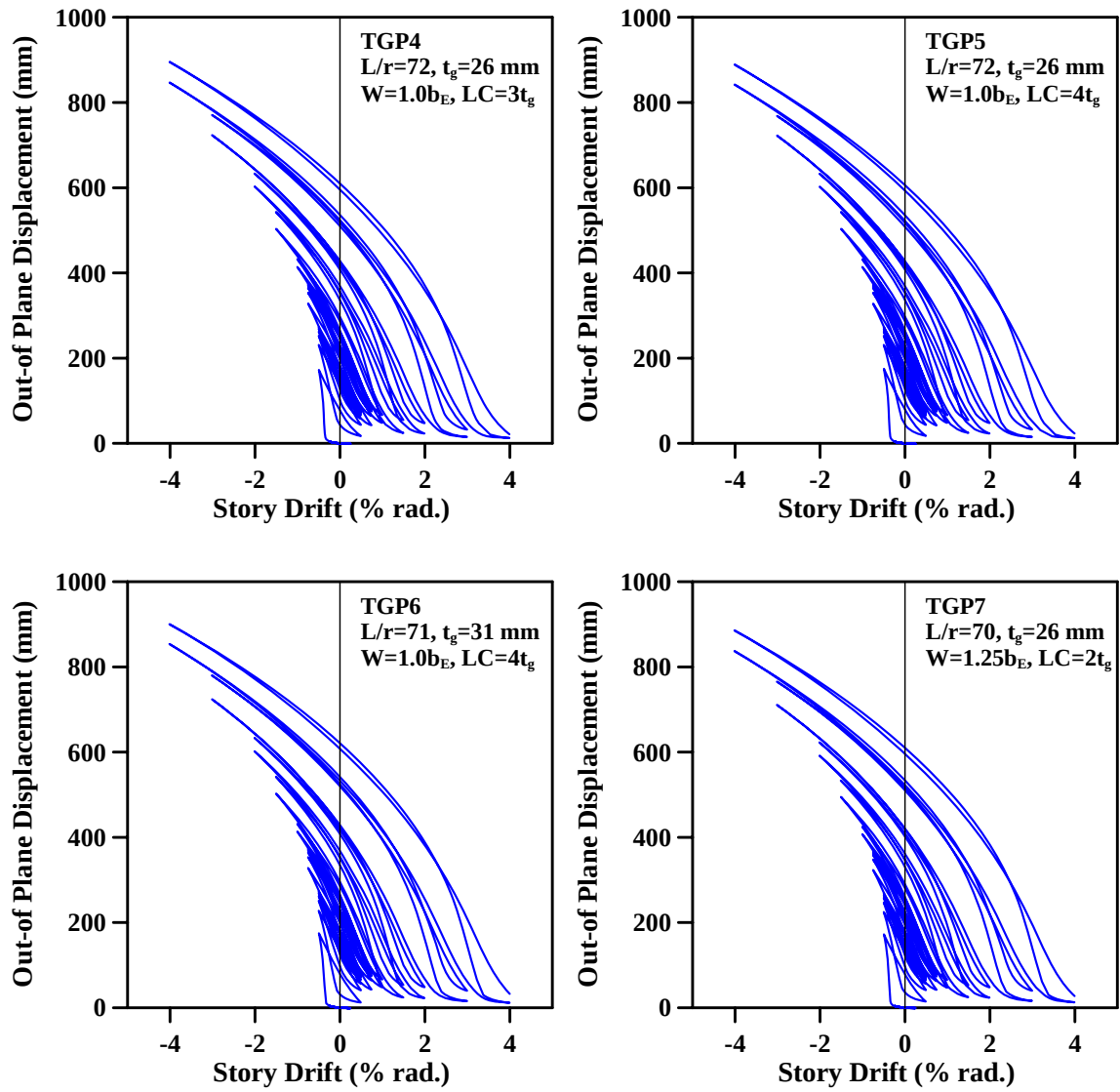


圖 4.38 參數 LC 與 W 下 4 組模型之斜撐構材面外變形量與層間位移角關係圖

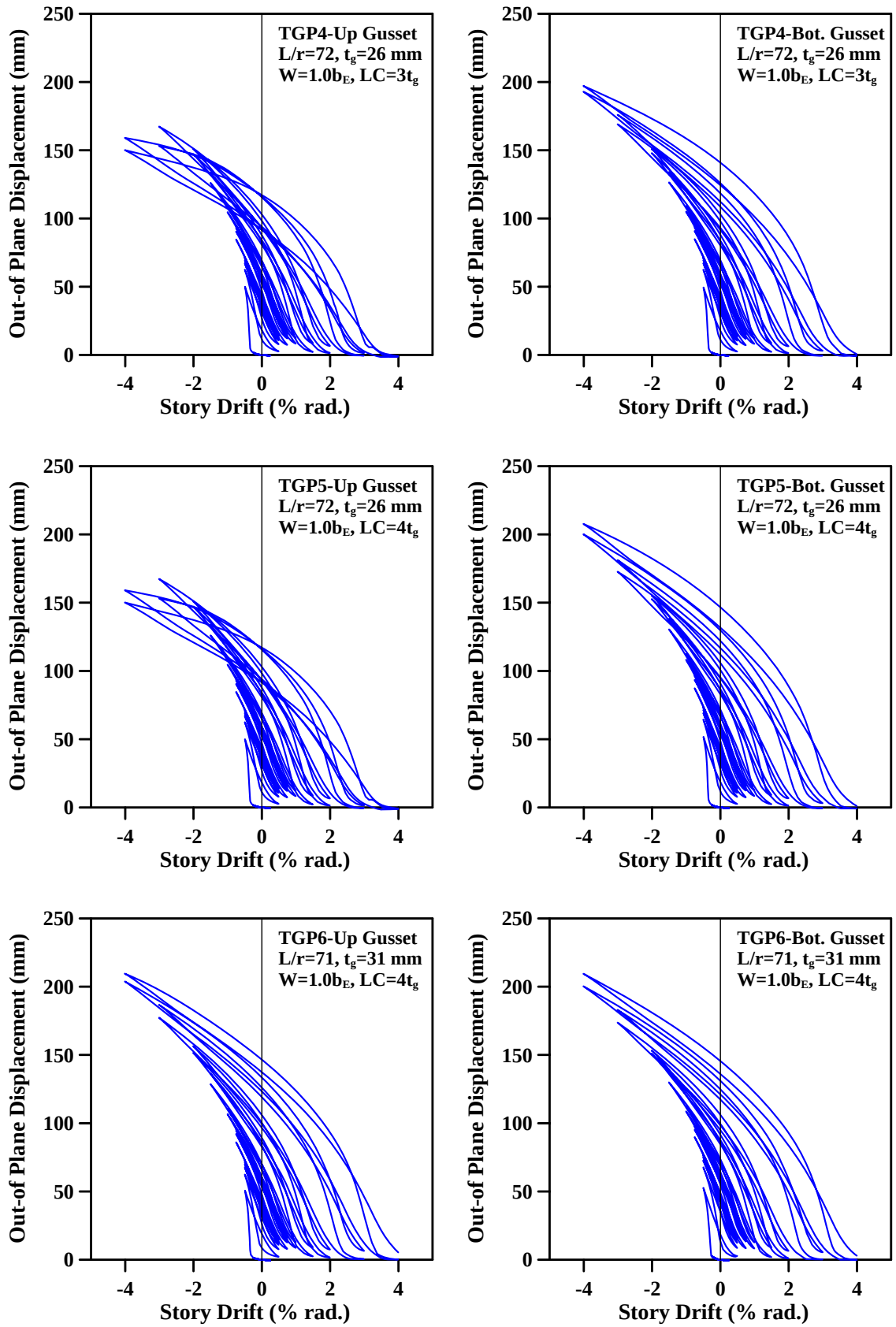


圖 4.39 參數 LC 下三組模型之接合板面外變形量與層間位移角關係圖

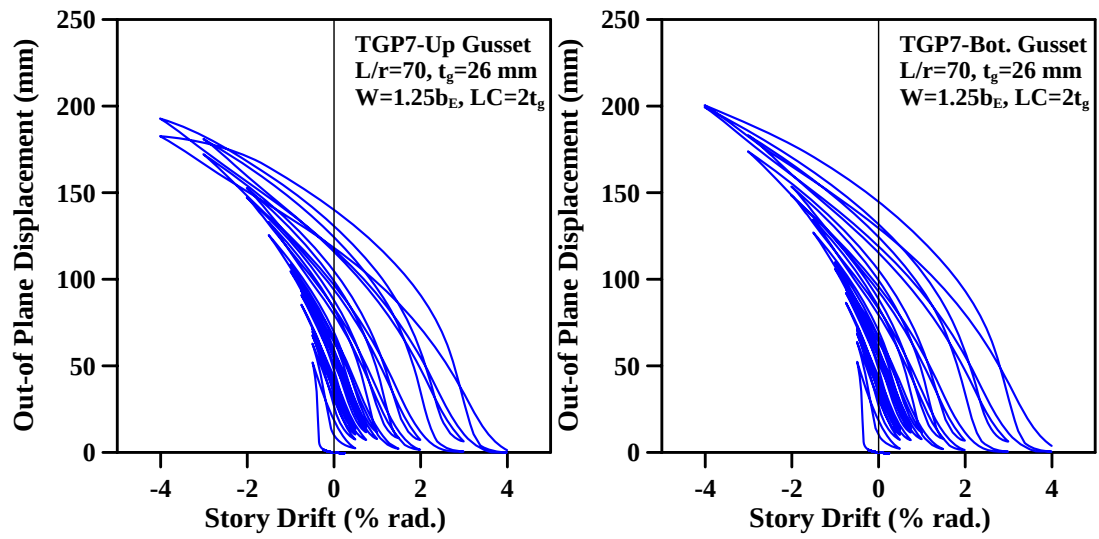


圖 4.40 參數 W 下模型 TGP7 之接合板面外變形量與層間位移角關係圖

第伍章 結論

本研究採用泛用型非線性有限元素分析程式 ABAQUS，進行探討分析特殊同心斜撐構架之斜撐構材與接合板之耐震行為。斜撐構材分析模型採工程實務之常用斷面尺寸，利用 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分析模型建立與模擬運算，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。研究成果可對採 H-型斷面之斜撐構材之耐震行為提供參考依據，在此綜合本文前述章節之研究成果提出以下結論：

1. 本研究收集實驗資料 (Black et al 1980, 蔡青宜 2008)進行有限元素分析方法之驗證，由分析結果與實驗進行比對，有限元素模型皆可有效模擬單斜撐構材與 2 層樓 X 型斜撐構架之極限載重與非線性行為。
2. 當斜撐構材含具可凹折之接合板，於挫屈強度估算之 K 值可採用 1.0 進行計算；國內實務所採用之斜撐構材與接合板加垂直加勁板之接合細節，若無接合板與鉚道之破壞，於斜撐強度計算上應較接近於固接，然而分析結果顯示接合板與鉚道極可能於達斜撐極限強度前破壞。
3. 由矩形接合板所改良而發展之梯形接合板與 H-型斷面斜撐構材組合，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。接合板具 $2t$ 偏移區域長度可有效提昇斜撐構材之韌性。
4. 本研究擬三個研究參數，經非線性有限元素分析後之結果顯示：參數接合板與斜撐構材之拉力強度比值 β_j 之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 $\beta_j=1.2$ ；參數 LC 為線性偏移區域長度， LC 增長對於強度上較無提昇， $LC=2t$ 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。

5. 本研究採等值應力進行降伏區域之判斷，利用等值塑性應變加上學者 Yoo 等人所訂定之 PEEQ 之門檻值進行接合板與柱翼之接合銲道初始開裂之產生，以及由 2 層樓 X 型斜撐構架分析所擷取 H-型斜撐構產生破裂進而斷裂之 PEEQ 值的性能評估。由等值應力分佈發現接合板之拉強度等於斜撐構材之模型，當斜撐構材降伏時接合板亦產生降伏； $\beta_j > 1.0$ 之模型因降伏較斜撐構材晚，進而可提供些許軸向強度，模型整體強度較高；8 組分析模型中， $\beta_j = 1.0$ 之模型皆於 0.50% 層間位移角下已有接合板與柱翼之接合銲道初始開裂產生，雖有初始開裂產生，是否可穩定發展斜撐構材之性能則需要更一步的深入探討。
6. 由 PEEQ 分佈之結果顯示 8 組模型之斜撐構材翼板 PEEQ 值皆小於 2.83，斜撐構材可能不會產生斷裂。斜撐構材之面外變形量可達 900 mm 以上；接合板具 2t 偏移區域長度可提供 200 mm 之面外變形量。由軸載重之包絡線圖可知 H-型斜撐構材於最大層間位移角 4% 時產生挫屈後之強度衰減甚劇。

參考文獻

- 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. 13th 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.

- Fukomoto, 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, Kanvade 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研究所碩士論文，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。

計畫成果自評

本計畫之執行，研究內容與原計畫相符，達成預期研究目標。研究成果將應用於第二年之研究計畫，並可發表研討會論文，俟與第二年之研究成果整合將可發表於學術期刊。

出席國際學術會議心得報告

第14屆世界地震工程研討會

The 14th World Conference on Earthquake Engineering

Beijing, China

October 12-17, 2008

陳誠直教授

國立交通大學土木工程學系

一、參加會議經過

此次舉辦之第14屆世界地震工程研討會(World Conference on Earthquake Engineering) 為每四年舉辦一次的大型國際研討會，上次第13屆於2004年在加拿大溫哥華市舉辦。此次舉辦地點在中國北京市，時間為2008年10月12日至17日，由中國地震局工程力學研究所與黑龍江恢先地震工程學基金會主辦。本次國際研討會主要目的為提供各領域專家學者彼此間對於地震工程領域專業知識上交流的機會，參與人員有來自學術界、研究單位與業界等，深受此領域人員之熱烈參與，有超過2000人參加。會議議程包括有專題演講、論文發表、壁報論文展示與廠商展示。大會開幕式首先由中國國務院副總理致詞，強調地震工程須加強國際合作、技術交流，與提高工程的抗震能力。接著由中國工程學會主席報告四川汶川地震災害造成的原因。

二、與會心得

本次世界地震工程研討會的研討主題包含廣泛的地震工程領域，在會議的議題中，針對筆者興趣的學術議題，就下列領域敘述重

點如下：

(一) 鋼構造特殊同心斜撐構架斜撐之耐震行為

於強震區域，特殊同心斜撐構架 (Special concentrically braced frame, SCBF) 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 的非彈性變形乃根據斜撐受軸拉力作用降伏和受壓產生整體或局部挫屈而設計之。分析與試驗研究顯示，採有限元素分析之結果，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。斜撐構架系統具有良好之消能能力，斜撐構架承受側向力作用時，斜撐皆產生挫屈行為，非線性行為集中於斜撐與接合板，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。

(二) 地震引起火害之研究

地震造成建築物倒塌地震造成建築物倒塌極易引起大火，建築材料尤其是鋼構造耐火塌極易引起大火，建築材料尤其是鋼構造耐火能力極為重要。當鋼材受到高溫加熱時，其強度將會降低，尤其當溫度超過 500°C 時，鋼材的強度會大幅下降，而一般火災的環境溫度約 1000°C 左右，故鋼構造必須進行防火被覆材施工，以確保結構物的安全。然而因地震倒塌之建築物其火場之傳播不同於無倒塌之建築物，建立地震倒塌建築物火場之傳播則有賴於分析模式的建立。論文發表亦包括建築物因地震與火害之影響。

(三) 汶川地震

中國於1978年前並無耐震規範，然而造成汶川震害嚴重原因有震度大、經濟發展快速與救災困難。汶川震區發現學校建築受損害程度遠較政府建築嚴重，其原因之一為學校建築主要為砌體結構，且建築上因需求考量有較大跨距、大門窗而無耐震設計，然

而政府建築多為框架構造，因而受損較輕。學校建築受損嚴重原因另有施工品質之問題，如施工上的偷工減料、施工程序上的不合理等，使得震害更為嚴重。

(四)中國抗震特色

因應日益增多與增強的地震，中國於抗震上亦採取多樣措施，有如 (1) 加強地震監測預報(設立500多個測站)，規劃長、中、短與即時預報；(2) 藉由評估地震危害，提高建物抗震能力；(3) 規範舊有建物、農村、重大建設 (如三峽大壩、青康藏鐵路、鳥巢體育館等) 等地震法規；(4) 成立地震緊急管理系統與救難隊。

三、筆者論文發表

筆者發表之論文題目為「Experimental Study of Steel Reinforced Concrete Beams with Web Opening」，為國科會補助研究計劃研究成果。論文發表內容摘要為建築結構體因埋設空調、機電、供水、消防等管路，而導致梁腹板開孔，藉由鋼骨鋼筋混凝土 (Steel Reinforce Concrete)梁腹板開孔試驗，探討不同開孔形狀與不同彎矩-剪力交互作用下之力學行為。實驗以13組實尺寸之SRC開孔梁試體，試驗參數為開孔形狀、彎矩-剪力之比值。實驗結果顯示，彎矩-剪力比值較大之試體，因箍筋與鋼骨對混凝土之圍束，試體延展性較佳，在持續變形下能維持其強度；彎矩-剪力比值較小之試體，當剪力裂縫擴寬強度即開始下降。當剪力強度部份採用鋼骨與RC之剪力線性疊加，SRC開孔梁彎矩-剪力呈現交互作用關係。論文報告後有多位學者提問研究有關之細節。

四、結語

於目前地震頻率愈多且地震強度愈大之時期，地震工程之研究愈

顯得重要。台灣因位處歐亞大陸版塊交接處，地震頻繁，於地震工程領域有許多研究者投入研究。學術研究上亦有許多研究成果，於國際地位上亦有其重要性。於上次第13屆世界地震工程研討會也申請舉辦第14屆世界地震工程研討會，惟不幸輸給中國。往後仍應基於優越的研究成果，再次爭取世界地震工程研討會的主辦權。

五、攜回資料名稱及內容

研討會會議議程光碟一片。

論文集光碟一片。

附件 發表之論文

EXPERIMENTAL STUDY OF STEEL REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH WEB OPENINGS

C.-C. Chen¹, C.-Y. Li² and M.-C. Kuo²

¹ Professor, Dept. of Civil Engineering, Chiao Tung University, Hsinchu, Chinese Taiwan

² Graduate student, Dept. of Civil Engineering, Chiao Tung University, Hsinchu, Chinese Taiwan

Email: chrischen@mail.nctu.edu.tw

ABSTRACT

The openings in the webs of beams in building are necessary for the passage of utility ducts. This study aims to investigate the behavior of steel reinforced concrete (SRC) beams with an opening, including the effects of various opening shapes and different values of moment to shear ratio on the strength. Thirteen full-scale SRC beams were designed to have different opening shapes and tested at different moment to shear ratios. Test results indicate specimens with high moment to shear ratio demonstrated ductile behavior due to the confinement attributed to the stirrup and structural steel. Specimens with low moment to shear ratio failed owing to the shear cracking. An interaction between bending and shear was examined for tested SRC beams.

KEYWORDS: web opening, steel reinforced concrete, shear failure, interaction, SRC

1. INTRODUCTION

The transverse holes in the webs of beams in buildings are necessary for the passage of service ducts and piping in order to minimize the story height and to attain economic requirements. The web openings of the beam result in the decrease of flexural and shear strengths, flexural stiffness, and the increase of the deflection. The reinforcement at the opening is needed to ensure the proper strength and stiffness of the beams.

Numerous experimental and analytical studies have been conducted to investigate the strength of reinforced concrete flexural members with openings. The design for a flexural member with a large opening had been proposed that the top and bottom cross members of the opening could be assumed to behave like a vierendeel panel. The top and bottom chord members were expected to carry shear and axial force acted from the bending moment (Nasser et al. 1967; Mansur et al. 1985). Further, ACI design provisions specify that the openings in the web of a member can reduce the shear strength, and the effect of any openings on the shear strength shall be considered (ACI 318 2005).

Meanwhile, numerous studies for structural steel beams, including steel beams supporting a reinforced concrete slab, with web openings have been carried out and design provisions have been recommended. AISC specifications specify that the effect of web openings on the nominal shear strength of beams shall be determined, and adequate reinforcement shall be provided if necessary (AISC 2005). Several strength limit states may control the design of a flexural member with web openings, such as local buckling of the compression flange or the web, yielding or local buckling of the tee-shaped compression zone, and moment-shear interaction. Moreover, the design procedure is given in the literature (ASCE 1999; Darwin 1990).

Although many investigations have been conducted on reinforced concrete and structural steel beams with opening, there is very little information on the behavior for concrete-encased steel beams, or so called steel reinforced concrete (SRC) beams, with web opening (Hsu and Lee 2002; Sugimoto et al. 2000; Arata et al. 2000). This paper presents experiments of SRC beams containing openings of various shapes under different moment to shear ratios. Tests were conducted on 13 SRC beams and test results are presented and discussed.

2. EXPERIMENTAL PROGRAM

This experiment was conducted to study the behavior of the SRC beams with various opening shapes under combined bending and shear at the location of the opening. Thirteen specimens were designed and fabricated. All the specimens consisted of the same amount and arrangement of reinforcement and structural steel shape. Specimens were well instrumented to collect the global and detailed deformation during the testing.

2.1. Test Specimens

Thirteen specimens were designed to have the test variables of opening shape and the values of moment to shear ratio at the opening. The SRC beams used in this study consisted of structural steel shape and reinforced concrete. The cross-sectional dimensions of the beams were 30×50 cm. All the specimens had the same design: H300×150×6.5×9 structural steel, four No. 8 (25 mm-diameter) longitudinal bars at each corner of the cross section, No. 3 (10 mm-diameter) transverse bars at a center-to-center spacing of 12 cm, and 13 mm-diameter shear studs at 15 cm spacing. Additional four No. 6 (19 mm-diameter) longitudinal bars were reinforced at the four corners of the opening. The structural steel confirmed to ASTM A36 material. The longitudinal bars were Grade 60, while the stirrups were Grade 40. The configuration of the beams and details of the reinforcement at the opening are presented in Figure 1. All the openings located at the mid-depth of the cross section.

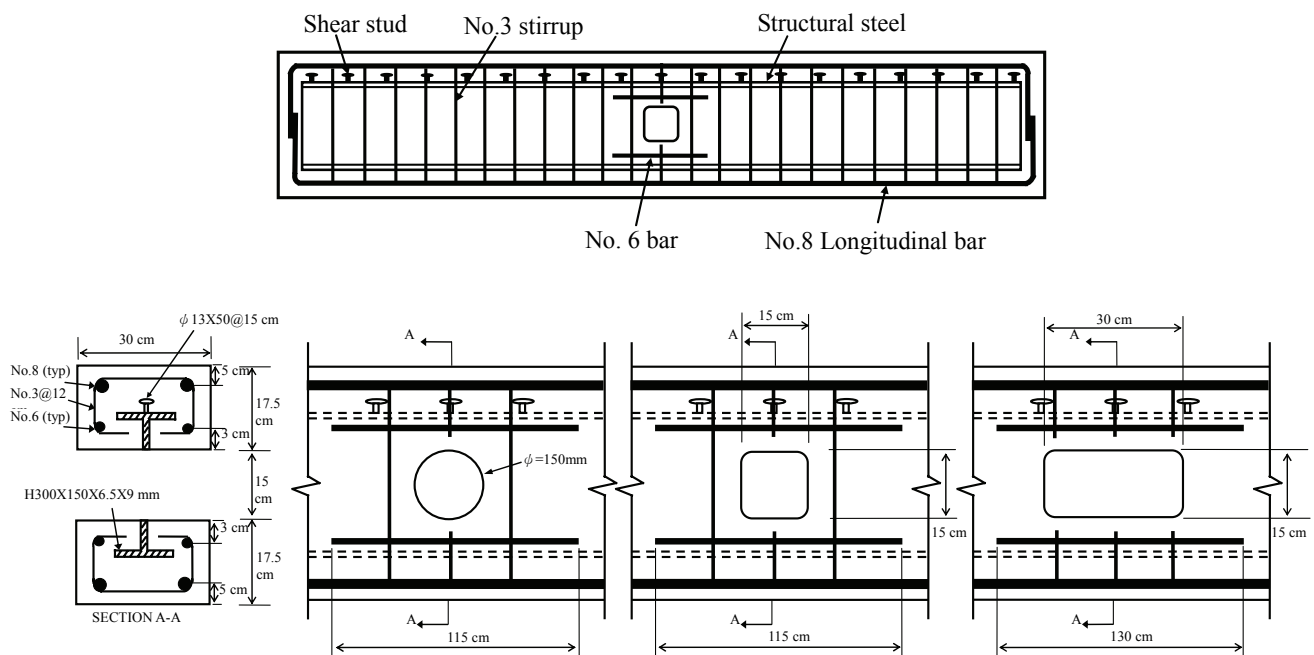


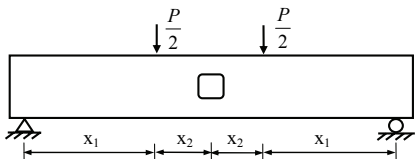
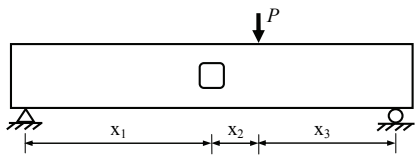
Figure 1 Configuration and details of the reinforcement of the specimens

In the labeling of the specimens, alphabetic characters N, C, S and R refer to the specimens without opening, and specimens with an opening of circular, square and rectangular hole, respectively. The second character was numbered to reflect the variable of moment to shear ratio at the opening, with 1 referring to pure bending, and others referring to different moment to shear ratio. The openings for C-, S- and R-series specimens were 15 cm-diameter circular hole, 15×15 cm square hole, and 15×30 cm rectangular hole, respectively.

2.2. Test setup

To achieve the beams subjected to different combination of bending and shear, the locations of applied load and supports were varied to obtain various values of the moment to shear ratio. Table 1 tabulates the loading configuration for the specimens.

Table 1 Loading configuration

Specimen	x_1 (cm)	x_2 (cm)	x_3 (cm)	M/V (m)	Loading configuration
N1	145	50	-	∞	
C1	145	50	-	∞	
S1	145	50	-	∞	
R1	145	50	-	∞	
C2	120	30	150	1.20	
C3	40	20	100	0.40	
C4	20	20	175	0.20	
S2	120	30	150	1.20	
S3	50	20	200	0.50	
S4	20	20	80	0.20	
R2	195	30	165	1.95	
R3	90	40	165	0.90	
R4	27	27	80	0.27	

The test setup is shown in Figure 2. The beams were simply supported and subjected to concentrated loads. The specimens were loaded monotonically by a hydraulic actuator through stroke control to attain the test data during the post-peak range. Testing was terminated until the applied load dropped significantly.

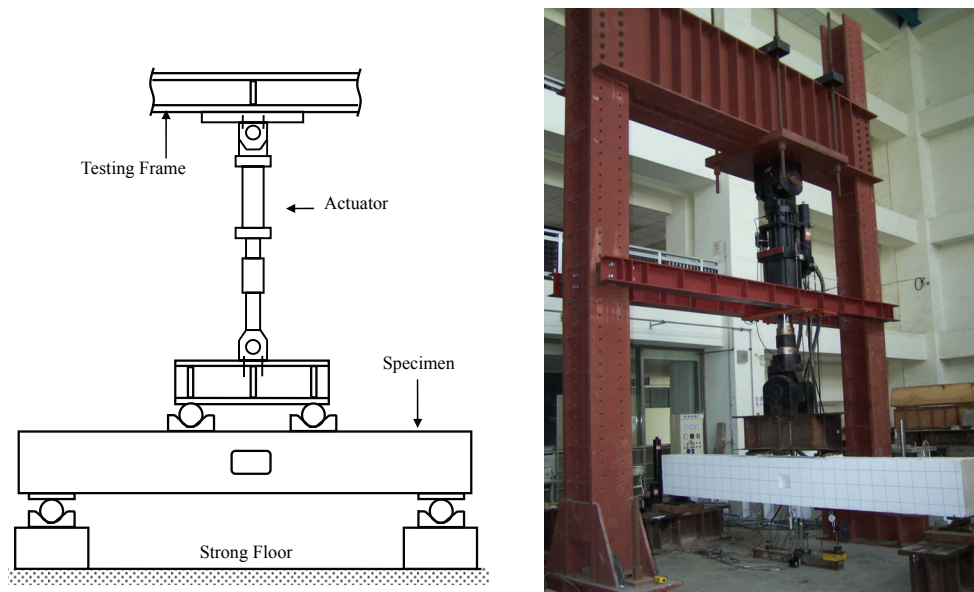


Figure 2 Test setup

2.3. Instrumentation

Test specimens were well instrumented in addition to the installation of strain gauges on the structural steel, longitudinal bars, and transverse stirrups. Beam deflections at various locations were recorded during the test. Meanwhile, the distortion of the openings was calculated by measuring the diagonal elongation or shortening.

3. EXPERIMENTAL RESULTS AND DISCUSSION

Concrete cylinder compressive test and steel coupon test were conducted to obtain the actual material strengths. The concrete cylinder strength was 24.9 MPa measured during the time of testing. The yield and ultimate strengths for structural steel and reinforcement are tabulated in Table 2. General behavior, mode of failure and bending-shear interaction are presented in this section.

Table 2 Material strengths

Material	Yield strength (MPa)	Ultimate strength (MPa)
Steel flange	330	435
Steel web	382	441
No. 8 bar	476	624
No. 6 bar	538	651
No. 3 bar	420	532

3.1. Specimens Subjected to Pure Bending

The behavior of specimens N1, C1, S1 and R1 subjected to pure bending was quite similar. While the specimens were loaded, flexural cracks appeared initially on the bottom of the beams. The beams behaved linearly until cracks were observed at the concrete cover within the midspan which subjected to the maximum pure bending. Peak load was developed when the concrete cover in the compression zone started to be crushed, accompanied with the wider flexural cracks. After the beams reached peak strength, the load dropped quickly but only a small amount, and the beams maintained at that strength even though the deformation of the beams was continued to increase. Further, owing to the confinement effect attributed primarily to the transverse reinforcement and the structural steel, the beams developed increasing strength, and the applied load was gradually raised. Except for specimen R1, the beams reached strength even higher than the peak load.

Specimen N1, without opening, reached highest post-peak load as well as the ductile behavior. Because of the wide opening, specimen R1 could not develop strength higher than the peak load during the post-peak range. The ultimate failure of the specimens subjected to pure bending was the complete spalling of the concrete cover, buckling of the longitudinal bars, and local buckling of the steel top flange at the compression zone. A progressive damage and deformed shape of the specimen S1 are presented in Figure 3. The load versus midspan deflection curves for specimens subjected to pure bending are illustrated in Figure 4.

3.2. Specimens Subjected to Combined Bending and Shear

For specimens under combined bending and shear, the behavior and mode of failure depended on the values of the moment to shear ratio. As presented in Figure 5, the progressive damage of specimens S2, S3 and S4 indicate that specimen S2 failed due to the combined flexural and shear cracking. Specimens S3 and S4 were mostly damaged by the shear cracks occurred at the corners of the opening. The failure of the specimen S4 mainly caused by the shear cracking at the opening. Severe shear deformation occurred at the opening can be seen from Figure 6 which indicates the rhombic shape of the steel web after removal of the concrete. Load versus deflection curves for specimens C-, S- and R-series are presented in Figure 7.

The failure of R-series specimens under bending and shear was in a completely different mode from others, as observed from the tests. When the R-series specimens failed, the shear deformation at the opening was evident due to the wide opening. Shear strength was much lower than those of the specimens with other opening shape, which led to the considerable decrease of the applied load, as indicated in Figure 7. It is evident that for a wider opening width in the web of the structural steel section, a larger reduction factor needed to be considered for the shear strength (Darwin 1990).

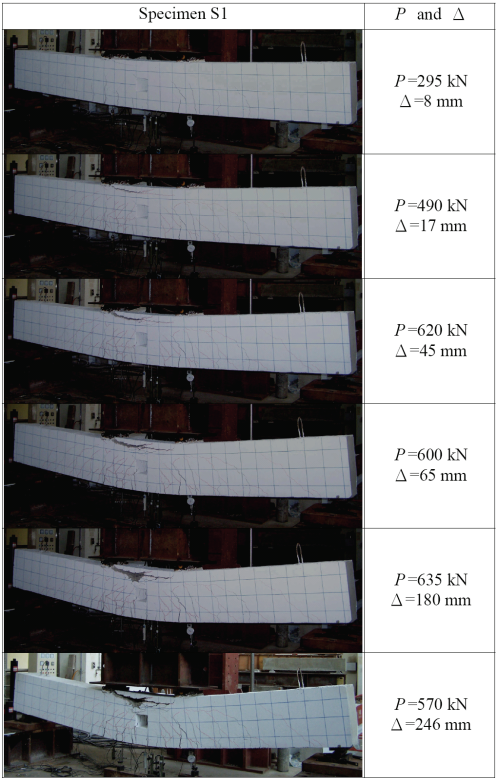


Figure 3 Progressive damage of specimen S1

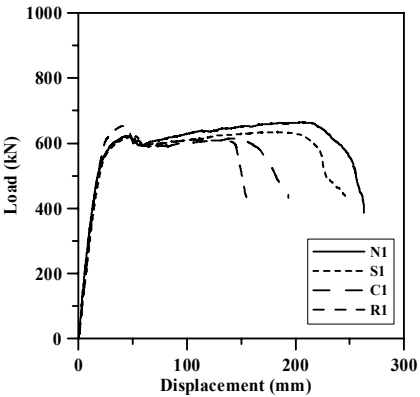


Figure 4 Load versus midspan deflection for specimens subjected to pure bending

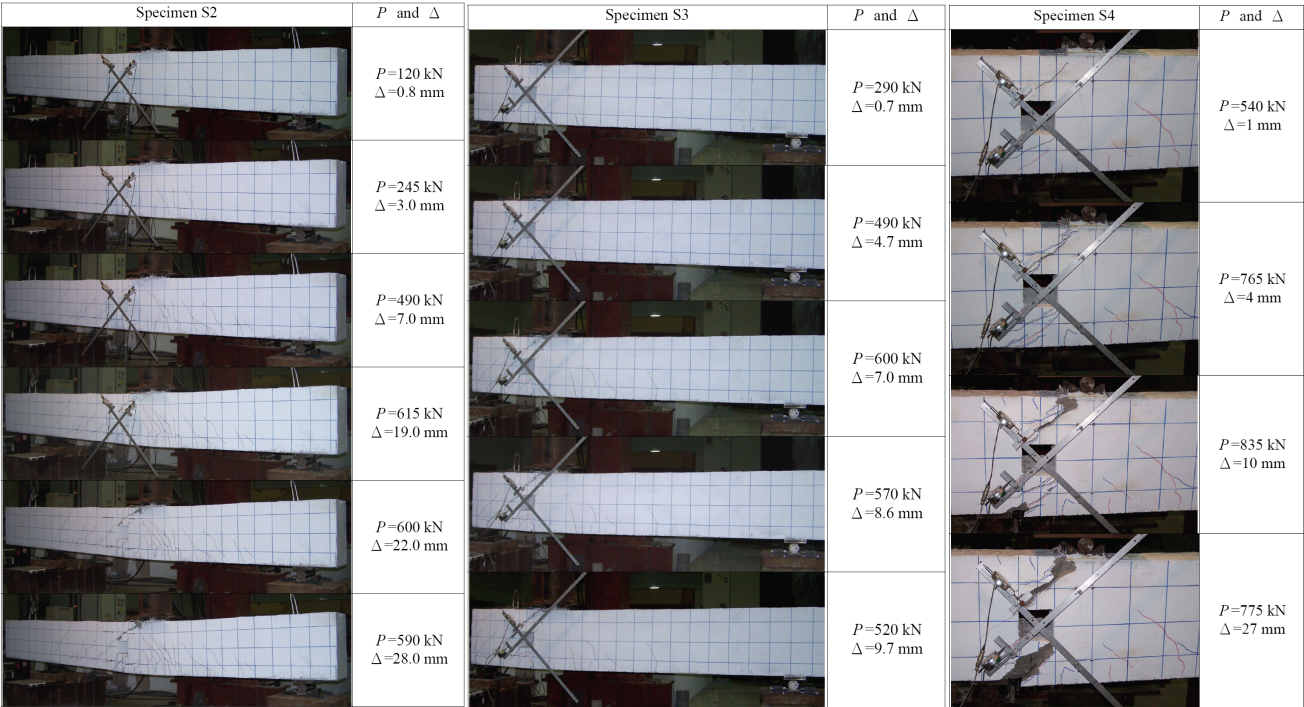


Figure 5 Progressive damage of specimens S2, S3 and S4



Figure 6 Shear deformation of the steel web of specimen S4

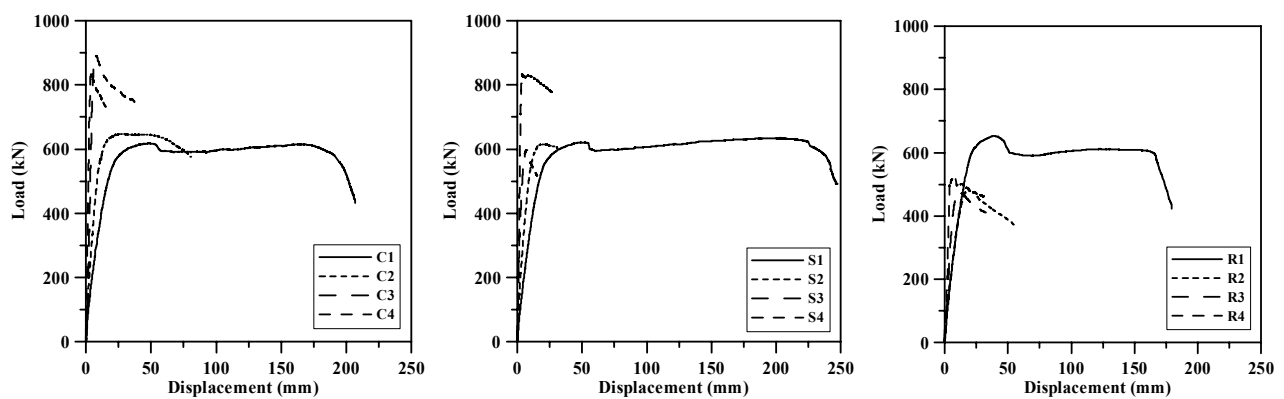


Figure 7 Load versus deflection curves for specimens C-, S- and R-series

3.3. Mode of Failure

The beams subjected to high moment to shear ratio, predominant bending, developed minor shear cracks at the corners of the opening in addition to flexural cracks occurred on the bottom of the beams close to the load applied region, and the failure was primarily attributed to the flexural failure associated with minor shear cracking. Nonetheless, shear failure at the opening was the major cause of the beam subjected to low moment to shear ratio, predominant shear.

Compared to reinforced concrete (RC) beams, steel reinforced concrete beams have additional structural steel encased in the concrete, which made the behavior of SRC beams different from the RC beams, when the beams subjected to combined bending and shear. In the SRC beams, the strength decreased gradually after the beams reached the ultimate strength, and it is because the structural steel provided additional shear strength while the reinforced concrete failed in shear.

3.4. Interaction of Bending and Shear

Moment-shear interaction was proposed for the structural steel section with openings (Darwin 1990). At the web opening, bending and shear interact and result in lower strengths than when the forces act alone. However, the interaction between bending and shear is not distinct. Therefore, the interaction between the design bending and shear strengths, ϕM_n and ϕV_n , for structural steel was proposed as

$$\left(\frac{\phi M_n}{\phi M_m} \right)^3 + \left(\frac{\phi V_n}{\phi V_m} \right)^3 = 1 \quad (3.1)$$

where M_m and V_m are the maximum nominal bending and shear capacity at the location of an opening, respectively. Figure 8 shows the relations of moment versus shear at the web opening which the specimens developed during the test. As indicated in the figure, the moment-shear interaction of the tested SRC beams did not agree to Eqn. (3.1), proposed for the structural steel, except R-series specimens. Due to the wide opening, R-series specimens had the lowest shear strength among the specimens.

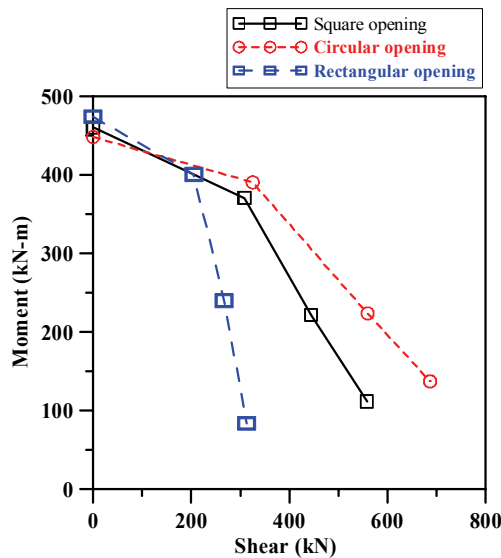


Figure 8 Moment-shear interaction of test specimens

4. CONCLUSIONS

Behavior and strength of the steel reinforced concrete beams with various opening shapes subjected to combined bending and shear were studied. The tests conducted on 13 SRC beams are presented. Test results indicated that the SRC beams with a small opening subjected to pure bending can develop flexural strength as much as the beam without opening. The SRC beams under predominant bending failed primarily attributed to the flexural failure. Nevertheless, the beams subjected to predominant shear failed mainly owing to shear failure at the location of the opening. The moment-shear interaction of the tested SRC beams with openings did not agree to the interaction proposed for the structural steel with an opening.

REFERENCES

- ACI. (2005). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318-05). American Concrete Institute.
- AISC. (2005). Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, IL.
- Arata, T., Sugimoto, H., Tanaka, H., Kikumoto, K. and Sato, T. (2000). Experimental study on strengthening effects of steel reinforced concrete beams with an opening (part 5). *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting*, Architectural Institute of Japan. 1129-1130.
- ASCE. (1999). Specification for structural steel beams with web openings. SEI/ASCE 23-97. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- Darwin, D. (1990). Steel and composite beams with web openings. AISC Steel Design Guide Series No. 2. American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, IL.
- Hsu, H.-L. and Lee, J.-H. (2002). Cyclic behavior of steel reinforced concrete members with web opening. *Proceedings of the 6th Conference on Structural Engineering*. Kenting, Chinese Taiwan.
- Mansur, M.A., Tan, K.H. and Lee, S.L. (1985). Design method for reinforced concrete beams with large openings. *ACI Journal* **82-46**. 517-524.

- Nasser, K.W., Acavalos, A. and Daniel, H.R. (1967). Behavior and design of large openings in reinforced concrete beams. *ACI Journal* **64-3**. 25-33.
- Sugimoto, H., Arata, T., Tanaka, H., Kikumoto, K. and Sato, T. (2000). Experimental study on strengthening effects of steel reinforced concrete beams with an opening (part 4). *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting*, Architectural Institute of Japan. 1127-1128.