

目錄

| | |
|--------------------------------------|-----|
| 摘要..... | I |
| ABSTRACT..... | II |
| 目錄..... | III |
| 第一章 介紹..... | 1 |
| 1.1 前言..... | 1 |
| 1.2 研究動機..... | 1 |
| 1.3 研究目的與內容..... | 2 |
| 1.4 論文架構..... | 2 |
| 第二章 文獻回顧..... | 3 |
| 2.1 前言..... | 3 |
| 2.2 接合板之力學行為..... | 4 |
| 2.2.1 Whitmore (1952)..... | 4 |
| 2.2.2 Thornton (1984)..... | 5 |
| 2.2.3 Astaneh-Asl (1998)..... | 6 |
| 2.2.4 AISC (2005)..... | 7 |
| 2.2.5 Astaneh-Asl et. al (2006)..... | 8 |
| 2.2.6 Lehman et. al (2008)..... | 10 |
| 2.3 結語..... | 11 |
| 第三章 TCBF 試驗..... | 12 |
| 3.1 試驗計畫..... | 12 |
| 3.1.1 試體介紹..... | 12 |
| 3.1.2 試體組裝..... | 13 |
| 3.1.3 側撐系統..... | 14 |
| 3.1.4 加載方式..... | 15 |
| 3.1.5 試驗裝置..... | 15 |
| 3.1.6 試驗材料強度試驗結果..... | 17 |
| 3.2 TCBF-HSS-8t 之試驗..... | 17 |
| 3.2.1 試體特點..... | 18 |
| 3.2.2 試驗過程..... | 18 |
| 3.2.3 試驗結果..... | 20 |
| 3.3 TCBF-WF-8t 之試驗..... | 20 |
| 3.3.1 試體特點..... | 21 |
| 3.3.2 試驗過程..... | 21 |
| 3.3.3 試驗結果..... | 22 |
| 3.4 TCBF-HSS-2t 之試驗..... | 23 |
| 3.4.1 試體特點..... | 23 |
| 3.4.2 試驗過程..... | 24 |

| | | |
|-------|-----------------------------|----|
| 3.4.3 | 試驗結果 | 25 |
| 3.5 | 結語 | 26 |
| 第四章 | 有限元素模型建置與分析方法 | 27 |
| 4.1 | 前言 | 27 |
| 4.2 | 泛用型有限元素分析軟體 ABAQUS 介紹 | 27 |
| 4.2.1 | ABAQUS/Standard 分析模組 | 27 |
| 4.2.2 | ABAQUS/CAE 主要功能 | 28 |
| 4.3 | 有限元素分析模型建置 | 28 |
| 4.3.1 | 幾何模型 | 29 |
| 4.3.2 | 材料模型 | 31 |
| 4.3.3 | 元素性質 | 33 |
| 4.3.4 | 邊界條件 | 34 |
| 4.3.5 | 網格劃分 | 36 |
| 4.3.6 | 分析類型 | 37 |
| 4.4 | 有限元素分析流程 | 38 |
| 4.5 | 結語 | 38 |
| 第五章 | TCBF 試驗結果分析 | 40 |
| 5.1 | 前言 | 40 |
| 5.2 | 有限元素模擬分析設定 | 40 |
| 5.3 | TCBF-HSS-8t 試體反應分析 | 44 |
| 5.3.1 | 分析模型 | 45 |
| 5.3.2 | 整體構架反應 | 46 |
| 5.3.3 | 局部受力行為 | 47 |
| 5.3.4 | 構架內力分析 | 47 |
| 5.4 | TCBF-WF-8t 試體反應分析 | 47 |
| 5.4.1 | 分析模型 | 47 |
| 5.4.2 | 整體構架反應 | 49 |
| 5.4.3 | 局部受力行為 | 49 |
| 5.4.4 | 構架內力分析 | 49 |
| 5.5 | TCBF-HSS-2t 試體反應分析 | 50 |
| 5.5.1 | 分析模型 | 50 |
| 5.5.2 | 整體構架反應 | 51 |
| 5.5.3 | 局部受力行為 | 51 |
| 5.5.4 | 構架內力分析 | 51 |
| 5.6 | 結語 | 52 |
| 第六章 | 結論與建議 | 53 |
| 6.1 | 結論 | 53 |
| 6.2 | 建議 | 54 |
| 參考文獻 | | 55 |

第一章 介紹

1.1 前言

同心斜撐構架 (Centrically Braced Frame, CBF) 為鋼結構中廣泛使用之耐震系統之一。由於同心斜撐構架具較高之側向勁度與施工之便利性，相較於其他結構系統而言，頗具經濟效益。同心斜撐構架主要是由梁、柱與斜撐構件組成，而斜撐與梁柱構件接合處需設置接合板。依據美國 AISC (2005a) 規範將同心斜撐系統分成普通同心斜撐構架 (Ordinary Centrically Braced Frame, OCBF) 與特殊同心斜撐構架 (Special Centrically Braced Frame, SCBF) 兩種。而在台灣的鋼結構設計規範 (2006) 中則只採用特殊同心斜撐構架系統，這是因為普通同心斜撐構架單獨存在而無特殊抗彎矩構架 (Special Moment Resisting Frame, SMRF) 與之共同使用時，在非彈性階段易產生弱層 (soft story) 現象，除了耗能容量降低之外，地震後之殘留位移亦較大，嚴重影響其耐震性能，因此不適用於高地震區之建築。而特殊同心斜撐構架有別於普通同心斜撐構架，具有較嚴格之系統配置規定與接合細部要求，因此可以承受較大之非彈性變形而可單獨用於中低層之耐震建築。

1.2 研究動機

特殊同心斜撐構架是藉由斜撐拉力降伏與壓力挫屈的行為模式，來消散地震輸入之能量。而因為特殊同心斜撐構架對於接合要求嚴格，因此過往的研究大多著重於接合板之設計研究，而忽略了整體構架系統之行為。本研究除了對於接合板設計做探討之外，另一方面也將透過試驗觀察，瞭解特殊同心斜撐構架系統之耐震行為表現，作為之後分析與設計參考。此外由於實體試驗的成本龐大以及事前準備工作眾多，並非能將每種可能之斜撐形式皆做一一試驗，因此希望能透過有限元素分析模擬方式，先建立一套標準的分析流程，確定分析模型之正確性，以供未來的參數分析與其他型式試體之設計，以彌補試驗數據不足之現況。

1.3 研究目的與內容

本研究收集國內外相關研究文獻以及利用有限元素分析軟體 ABAQUS 建立三維的兩層樓特殊同心斜撐構架模型。研究精確分析模型的建置方式，比較分析與實驗之結果，瞭解試體受載過程中之詳細反應，包括斜撐在反覆受載過程中之受力行為、斜撐面外變形量、接合板之受力行為與面外變形以及周邊梁柱構件受力行為。然後利用精確的有限元素分析模型在梁柱構件不變之情況下，探討變換斜撐斷面形式，或是更改接合板厚度、形狀、加勁板設計，以研究不同斜撐與接合板類型之受力行為反應，以作為日後實驗預測與建立設計方法之依據。

1.4 論文架構

本論文說明實尺寸兩層特殊同心斜撐構架試驗研究主要分為兩部份，其中第一部分主要介紹試驗構架之設計與預測模型之建立方式，而第二部份則是介紹試驗安排、試驗過程、試驗結果分析與建立較精確分析模型的方法。除了本章之外，其餘各章之內容如下所述：

第二章：文獻回顧。介紹特殊同心斜撐系統的基本特性，規範與其他學者對於接合板之研究，與接合板之設計方式。

第三章：TCBF 試驗。本研究之試驗介紹，包含構架介紹、構架施工、施力系統、量測系統安排與資料收集系統等試驗前之準備工作，試驗進行之過程紀錄與試驗結果討論。

第四章：有限元素模型建置與分析方法。討論特殊斜撐同心構架試體反應分析方法之建立，如何設定使用有限元素工具與建模技術。

第五章：TCBF 試驗結果分析。利用有限元素軟體分析對兩層樓特殊同心斜撐構架模型進行分析，並討論有限元素法對試驗模擬之分析結果與實驗比較。

第六章：結論與建議。對本研究之成果歸納整理成數點結論與建議。

第二章 文獻回顧

2.1 前言

特殊同心斜撐構架屬於同心斜撐構架系統，但由於特殊同心斜撐系統在受地震力作用下，必須能承受較大之非彈性變形，因此在接合細部設計上會有較嚴格之規定，對於適用的結構型式也有限制。依據 AISC 2005 可用於特殊同心斜撐構架系統之結構型式如圖 2.1 所示，圖 2.1(a)為對角型斜撐構架，由於斜撐受拉與受壓時之不同力學特性，使用對角型斜撐構架系統必須配置對稱斜撐。圖 2.1(b)與(c)為 V 型與倒 V 型斜撐構架，配置型式為兩支斜撐與一直通梁相接，當受壓斜撐挫屈後，另一側受拉斜撐之大部分拉力須由直通梁之剪力來平衡，因此梁之兩端應採用剛性接合，加大梁之勁度與強度以提高耐震性能。圖 2.1(d)為單層 X 型斜撐構架，其斜撐行為理論上與對角型斜撐類似，但需注意兩斜撐交會處之接合設計。圖 2.1(e)為多層 X 型斜撐構架，結合 V 型與倒 V 型斜撐之構架，也是本研究所採用之結構配置型式。圖 2.1(f)為添加 Zipper Column 之倒 V 型斜撐構架。

同心斜撐構架系統受單向反覆加載之基本力學行為如圖 2.2 所示，圖 2.2(a)為未加載之斜撐構架，首先施加一向右之側向力如圖 2.2(b)，則左側斜撐受拉降伏，而右側斜撐受壓挫屈，梁柱構架仍保持在彈性階段，接著換施加向左之側向力如圖 2.2(c)所示，原先承受拉力之左側斜撐變成受壓挫屈，而原受壓挫屈斜撐則轉換為受拉降伏，梁柱構架依然保持彈性。同心斜撐構架就依循此模式，受側向力作用時，靠著斜撐受拉降伏與受壓挫屈之行為來消散地震輸入之能量。

若只取單根斜撐受軸向反覆加載之力學反應則如圖 2.3 所示，圖顯示單根斜撐受軸力作用之力量與位移關係曲線，假設斜撐之軸拉力與伸長量為正，而斜撐之軸壓力與縮短量為負。對斜撐施加壓力，當到達斜撐之挫屈強度時，斜撐因挫屈現象而造成強度下降，卸載後會有殘餘變形，而反向施加拉力則斜撐會降伏，再次施加壓力時，斜撐又產生挫屈現象，但挫屈強度會下降，反向施拉力則斜撐會再次降伏，如此循環。

同心斜撐構架主要是由梁柱構件與斜撐組合而成，而斜撐與梁柱接合處則使用接合板來連結。而特殊同心斜撐構架如前述須承受較大之非彈性變形，因此在接合細部設計規定嚴謹，依斜撐挫屈型式（構架平面內挫屈或構架平面外挫屈），對於接合板設計要求也有所不同。本研究之斜撐構架是以斜撐產生構架平面外挫屈為設計原則，因此在接合板設計規定較為詳細。由於接合板設計對於特殊同心斜撐構架而言影響頗大，本章將在 2.2 節對先前學者在接合板相關之研究作簡單介紹，並說明本研究所使用之兩種接合板設計方式，其一為目前規範規定 (AISC, 2005a)，另一為美國華盛頓大學西雅圖分校之研究團隊所提出之新式接合板設計方式 (Lehman et. al, 2008)。最後 2.3 節為本章小結。

2.2 接合板之力學行為

接合板設計良否將影響斜撐構架之耐震性能，依據先前學者研究成果顯示，影響接合板強度之因素，主要為接合板形狀與大小、接合板厚度、與接合板連接之構件長度、連接構件之勁度、接合型式為栓接或焊接以及邊界條件等。由於前三項對於接合板強度影響較大，因此大多數研究著重在這三點，以下將介紹各學者之研究重點。

2.2.1 Whitmore (1952)

學者 Whitmore 於 1952 年進行之接合板拉力試驗中，提出有效寬度 (Whitmore Section) 之概念，如圖 2.4。圖 2.5 為有效寬度之示意圖，其計算方式以接合板與連接構件接合處，自第一排螺栓中心算起以 30 度分散角至最後一排螺栓中心之寬度，稱之為 Whitmore Section。接合板降伏強度計算則以此有效寬度乘上接合板之厚度與降伏應力，如式 2-1。

$$P_{gusset,W} = (W t_{gusset}) F_y = A_{gusset,W} F_y \quad (2-1)$$

t_{gusset} 為接合板之厚度， W 為有效寬度以及 $A_{gusset,W}$ 為有效寬度下之接合板面積。

2.2.2 Thornton (1984)

1984 年學者 Thornton 在接合板試驗中，找出接合板之降伏強度與挫屈強度。如式 2-2 所示，考慮接合板受複合力如軸力 (N)、剪力 (V) 與彎矩 (M) 聯合作用下之降伏強度來計算接合板在特定斷面 (Critical Section) 下是否產生降伏應力，此特定斷面如圖 2.6(a) 之雙軸式 (Chevron-Brace) 接合板上之 A-A 斷面。

$$\left(\frac{N}{\phi N_y}\right)^2 + \frac{M}{\phi M_p} + \left(\frac{V}{\phi V_y}\right)^4 = 1.0 \quad (2-2)$$

$$N_y = F_y t_{gusset} H \quad (2-3a)$$

$$M_p = \frac{F_y t_{gusset} H^2}{4} \quad (2-3b)$$

$$V_y = \frac{F_y t_{gusset} H}{\sqrt{3}} \quad (2-3c)$$

ϕ 為折減係數，2-2 式中所有折減係數值皆為 0.9。 N_y 為 A-A 斷面降伏軸力計算如式 2-3a，其中 t_{gusset} 為接合板之厚度，H 為 A-A 斷面之接合板長度。 M_p 為 A-A 斷面之塑性力矩計算如式 2-3b， V_y 為 A-A 斷面之降伏剪力計算如式 2-3c。

圖 2.6(a) 中之 A-A 斷面位置為接合板最後一排螺栓之中心連線，圖 2.6(b) 則為 A-A 斷面之自由體圖，透過力平衡可求解 A-A 斷面上之軸力 N、彎矩 M 與剪力 V，計算式如式 2-4a~2-4c。

$$N = P \cos \theta - P \cos \theta = 0 \quad (2-4a)$$

$$M = P \cos \theta \cdot d = Pd \cos \theta \quad (2-4b)$$

$$V = P \sin \theta - (-P \sin \theta) = 2P \sin \theta \quad (2-4c)$$

若將上式之 N、M 與 V 值代入式 2-2 則可得

$$\frac{Pd \cos \theta}{\phi F_y t_{gusset} H^2 / 4} + \left(\frac{2P \sin \theta}{\phi F_y t_{gusset} H / \sqrt{3}} \right)^4 = 1.0 \quad (2-5)$$

再利用試誤法可求取 P 值。挫屈強度則採用柱公式預測，此部分將稍後再介紹。

2.2.3 Astaneh-Asl (1998)

學者 Astaneh-Asl 在 1998 年將接合板之耐震行為與設計方式作一系列之回顧並整理成冊。早期學者們對於接合板只進行單向拉伸或壓力試驗，而自 1981 年開始 Astaneh-Asl、Goel 與 Hanson 等人開始對接合板進行反覆加載試驗，圖 2.7 為試驗之典型試體配置圖（含斜撐），在 1981-1986 年期間共對 17 組試體進行反覆加載試驗，由此試驗結果顯示接合板受反覆載重作用之反應，與斜撐構件挫屈方向為構架面外或面內有關，如果斜撐構件是發生構架面內挫屈，則三個塑性鉸（plastic hinge）皆會產生在斜撐構件上，若斜撐為構架面挫屈，三個塑性鉸位置則分別產生在斜撐兩端接合板與斜撐中心。

斜撐若產生面外挫屈對於接合板而言，必須設計成可凹折之型式，因此 1982 年 Astaneh-Asl 等人提出了現行規範 AISC 2005 採用斜撐末端延伸 2 倍接合板厚度之線性間距為凹折需求，如圖 2.8 所示。另一方面，並將原本 Whitmore (1952) 提出只適用於栓接式接合板之有效寬度概念（圖 2.9(a)），延伸應用於斜撐與接合板採用焊接之型式，如圖 2.9(b)。

Astaneh-Asl 學者在 1991 年對圖 2.10 所示，雙軸式接合板進行含斜撐之接合板試驗，為防止反覆加載下產生端部局部挫屈現象（edge buckling of gusset plate），接合板自由端長度須滿足式 2-6。

$$\frac{L'}{t_{gusset}} \leq 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2-6)$$

其中 L' 為接合板長自由端之長度， t_{gusset} 為接合板之厚度。

2.2.4 AISC (2005)

AISC (2005c)中有關斜撐接合板之降伏強度乃採用 Whitmore (1952) 提出的有效寬度計算，而關於挫屈強度則使用 Yam 與 Cheng (2002) 提出 Modified Thornton Method，利用柱子的觀念來計算接合板之挫屈強度，但將 Whitmore Section 中原本 30 度之分散角，改成 45 度分散角來計算接合板挫屈時之有效寬度，如圖 2.11。

$$\begin{aligned} \text{For } \lambda_c \leq 1.5, P_{cr} &= (0.658)^{\lambda_c^2} A_g F_y \\ \text{For } \lambda_c > 1.5, P_{cr} &= \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) A_g F_y \end{aligned} \quad (2-7)$$

$$\lambda_c = \frac{KL_c}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (2-8a)$$

$$L_c = \{L_1 + L_2 + L_3\}/3 \quad (2-8b)$$

$$r = t_{gusset} / \sqrt{12} \quad (2-8c)$$

式 2-7 為用來計算接合板面外挫屈強度之柱強度公式。 r 為接合板之迴轉半徑， A_g 為接合板挫屈強度之有效斷面積， L_1 、 L_2 與 L_3 如圖 2.11 所示。 K 為挫屈有效長度係數，若接合板可發生面外挫屈則 K 可採用 1.2，其餘 K 採用 0.65。柱長 L_c 則採用挫屈強度之有效寬度兩端與中間平行斜撐軸線延伸至梁柱邊緣 L_1 、 L_2 與 L_3 之平均長度。

接合板與梁柱間之力量傳遞，則以學者 Thornton 在 1991 年提出之 Uniform Force Method (UFM) 計算接合板與梁、柱接合區之力量。UFM 主要假設接合板之工作點 (working point) 為梁柱中心線交點如圖 2.12(a)，欲使接合板與梁柱接合區承受之彎矩為零如圖 2.12(b)，即接合區僅受剪力及軸力作用，假設接合區所有力均勻分配，作用力通過接合區中心 (接合板軸力方向上)，則接合板尺寸符合式 2-9a。或可將式 2-9a 改寫成式 2-9b 之型式。

$$\frac{\alpha + e_C}{\beta + e_B} = \tan \theta \quad (2-9a)$$

$$\alpha - \beta \tan \theta = e_B \tan \theta - e_C \quad (2-9b)$$

α 為接合板中心至柱翼之距離， β 為接合板中心至梁翼之距離， e_B 為梁之一半深度， e_C 為柱之一半深度。

若接合板設計符合式 2-9b，則可由力平衡求解得接合板軸力與梁柱接合處之力量關係（圖 2.12(b)）為下列各式：

$$H_B = \frac{\alpha}{r} P \quad (2-10a)$$

$$V_B = \frac{e_B}{r} P \quad (2-10b)$$

$$V_C = \frac{\beta}{r} P \quad (2-10c)$$

$$H_C = \frac{e_C}{r} P \quad (2-10d)$$

$$r = \sqrt{(\alpha + e_C)^2 + (\beta + e_B)^2} \quad (2-10e)$$

接合板與梁接合處之水平力為 H_B ，垂直力為 V_B 。接合板與柱接合處之水平力為 H_C ，垂直力為 V_C 。

2.2.5 Astaneh-Asl et. al (2006)

2006 年學者 Astaneh-Asl 等人將接合板之設計細節整理成一參考手冊，並且配合製作成接合板尺寸設計之試算表形式，以供一般設計使用。此研究報告之接合板設計形式為錐形 (tapered)，而接合板與斜撐連結方式有栓接與焊接兩方式，由於在本研究中皆採用焊接形式，因此以下僅介紹此報告中之焊接設計部分。

圖 2.13(a) 為設計接合板尺寸所需要用到之參數， a 為斜撐表面至接合板

邊緣距離， b 為斜撐寬度， C 為柱之一半深度， D 為梁之一半深度， L_b 為斜撐與接合板接合長度， L_{pgh} 為接合板之塑性區長度，最小為 2 倍接合板厚度，最大不超過 4 倍之接合板厚， α_1 與 α_2 為接合板邊緣與斜撐軸線之夾角， θ 為斜撐軸線與水平線之夾角。圖 2.13(b) 則為定義接合板尺寸之參數。

在定義接合板形狀前必須先依式 2-11 計算接合板之有效寬度 $W_{whitmore}$ ，如圖 2.14(a) 所示受力只作用在此有效寬度下之接合板，由於錐形接合板為較經濟之設計接合板形式，實際之寬度 W (圖 2.14(b)) 會小於或等於有效寬度，因此產生 α_1 與 α_2 兩參數。此外須先計算接合板之厚度如式 2-12，由斜撐之拉力強度作為接合板之設計需求，以實際接合板寬度算出對應之接合板厚度。

$$W_{whitmore} = b + 2(L_w / \sqrt{3}) \quad (2-11)$$

$$t_{gusset} = R_y F_y A_g / \phi_y F_{ypl} W \quad (2-12)$$

其中 L_w 為實際焊接長度， R_y 為斜撐之材料超強因子， F_y 為斜撐降伏應力， A_g 為斜撐全斷面積，拉力強度折減因子 $\phi_y=0.9$ ， F_{ypl} 為接合板之降伏應力。

$$\alpha_1 = \tan^{-1}[(W_1 - b/2 - a)/L_b] \quad (2-13a)$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1}[(W_2 - b/2 - a)/L_b] \quad (2-13b)$$

$$W_{P1} = W_1 + L_{gph} \tan(\alpha_1) \quad (2-14a)$$

$$W_{P2} = W_2 + L_{gph} \tan(\alpha_2) \quad (2-14b)$$

$$W_{prl} = W + L_{gph} (\tan(\alpha_1) + \tan(\alpha_2)) \quad (2-14c)$$

上式 2-13a 與 2-13b 為 α_1 與 α_2 兩參數之計算方式，若兩個夾角不相等，相差之度數以不超過 2 度為原則。而圖 2.14(b) 中塑性區上之接合板寬度則由式 2-14a~式 2-14c 計算。當圖 2.13(a) 之參數皆求得後，則可由幾何關係求出圖 2.14(b) 定義接合板尺寸之參數 A、B 及 $L_1 \sim L_6$ 。

2.2.6 Lehman et. al (2008)

前面介紹之接合板是以強度設計法為基礎，由斜撐的拉力強度與壓力強度來設計接合板，採用 2 倍接合板厚之線性間距作為斜撐端部凹折線，但利用此法設計常會計算出較大且不經濟之接合板斷面，因此美國華盛頓大學西雅圖分校研究團隊提出一套新的接合板設計方式，採用 Balanced Design Method 為設計基礎以符合耐震性能設計要求，斜撐端部凹折需求使用橢圓線設計，如圖 2.14 所示，橢圓線與梁、柱間距為 8 倍接合板厚度。Balanced Design Method 使用 β 調和係數 (balance factor)，與 AISC 2005 中使用折減係數 ϕ 性質相似，但是兩者的考量基準不同。若以有效寬度 $W_{whitmore}$ 之觀念計算接合板拉力強度，調和係數 β_{ww} 可表示成式 2-15a，左右參數交換成式 2-15b 則可計算出接合板之厚度 t_p 。

$$\beta_{ww} = \frac{R_{y,b} F_{y,b} A_b}{R_{y,gp} F_{y,gp} W_{whitmore} t_p} \quad (2-15a)$$

$$t_p = \frac{R_{y,b} F_{y,b} A_b}{R_{y,gp} F_{y,gp} W_{whitmore} \beta_{ww}} \quad (2-15b)$$

其中 $R_{y,b}$ 與 $R_{y,gp}$ 分別為斜撐與接合板之材料超強因子， A_b 為斜撐斷面積，對矩形接合板而言 $\beta_{ww}=1.0$ 。式 2-12 與式 2-15b 兩種決定接合板厚度之方式，若同樣採用矩形接合板，則由 2-15b 設計之接合板厚度較小。

計算接合板厚度後，則可用下列各式決定圖 2.14 中定義接合板尺寸之各參數：

$$a' = a - 8t_p; b' = b - 8t_p \quad (2-16a)$$

$$\rho = \frac{a'}{b'} \quad (2-16b)$$

$$y' = a' \sin(\tan^{-1}(\rho \tan(\alpha))) \quad (2-16c)$$

$$x' = a' \sqrt{1 - \left(\frac{y'}{b'}\right)^2} \quad (2-16d)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{-2}{\rho} \sqrt{\frac{a'^2}{x'^2}} \right) \quad (2-16e)$$

$$l' = \sqrt{x'^2 + y'^2} + c \sin(\beta) \cos(\alpha) \quad (2-16f)$$

由圖 2.14 可知接合板兩自由端延伸之交點會在斜撐中心線上，將此交點定義為 O，O 點亦為橢圓線之中心。a 與 b 為矩形接合板之長寬，a' 及 b' 為橢圓線之長短軸，斜撐中心線與橢圓線在接合板上之實際交點到 O 點之水平距離定義為 x'，垂直距離定義為 y'。α 為斜撐中心線與水平線之夾角，c 為斜撐之一半寬度，由於斜撐是有寬度的，使用中間計算參數 β，以確保斜撐不會超出橢圓線外，計算 O 點至斜撐端部之距離 l'。

2.3 結語

本研究之試體乃採用 AISC 2005 規定 2 倍接合板厚之線性間距，以及 Lehman 等人提出之橢圓線使用 8 倍接合板厚為間距兩種方式來設計接合板尺寸，有關試體實際之尺寸會在稍後再加以介紹。

第三章 TCBF 試驗

3.1 試驗計畫

同心斜撐構架 (Concentrically Braced Frame, CBF) 系統為經濟效益相當優良之結構系統，但先前的研究顯示目前的設計要求容易導致弱層 (soft stories) 現象、非預期的破壞模式與斜撐構件過早破壞，為了滿足工程需求，必須發展下一代的抗震系統。

本研究的試驗是個國際合作計畫，目的是為了研發新一代的同心斜撐構架系統，英文稱為 Tomorrow's Concentrically Braced Frame (TCBF)。參與此試驗計畫的國際合作團隊，包括美國華盛頓大學 (University of Washington, UW)，美國加州大學柏克萊分校 (University of California, Berkeley, UCB)，美國明尼蘇達大學 (University of Minnesota, UM)，台灣國家地震研究中心，與一些日本和加拿大的研究人員。

此構架試驗之試體是一座實尺寸兩層 X 型斜撐型式、單跨度的特殊同心斜撐構架系統。試體的設計與預測模型分析主要是由美國華盛頓大學負責，試驗則是在國家地震中心九公尺反力牆與強力地板試驗區進行，總共進行三次試驗。第一次試驗是在 2007 年 12 月 11 日與 12 日完成，第二次試驗是在同月的 18 日完成，第三次試驗則是在 2008 年 4 月 10 日完成。

本研究目的之一是透過試驗觀察與結果分析，以建立較佳反應實際結構行為之有限分析模型，這個部份將會在後面兩章詳細介紹，本章會以介紹試驗的安排、試驗過程與試驗結果為主。

此試驗計畫總共進行三次試驗，三次試驗的實驗構架都是相同的，不同的是變換斜撐型式。因此本章一開始會先介紹試驗中共同的部份，構架試體介紹、量測裝置與加載型式。接著 3.2 節至 3.4 節分別說明三次試驗的特點與試驗過程和結果分析，最後 3.5 節則是本章的小結。

3.1.1 試體介紹

此構架試驗之試體是一座實尺寸兩層樓、單跨度含多層 X 型斜撐型式

(一樓為倒 V 型，二樓為 V 型) 之構架系統，單跨間距是 6.7 公尺，樓層高度是 3.33 公尺，總高度為 6.66 公尺。圖 3.1 是未包含斜撐的試驗構架立面圖，圖示此構架是由兩根柱與兩根梁構成框架，梁柱皆使用寬翼斷面 (wide-flange section, WF) 或稱 H 型斷面，使用的材料為 A572，梁斷面尺寸為 H506x201x11x19，柱則是使用 H318x307x17x24。圖 3.2 為梁柱接合型式，一樓梁柱接頭是採用鉸接方式 (pinned connection)，而二樓梁柱接頭則為抗彎接合 (moment connection)，實際接合情形如照片 3.1。柱底先與柱底板 (base plate) 焊接，再透過預力鋼棒與錨定板 (anchor plate) 錨定於強力地板之上，關於柱底板細節可參照圖 3.3。此外在各樓層皆有配置 2.26 公尺寬的混凝土樓板，各樓層所採用之混凝土強度分別為：一樓使用混凝土強度為 3000psi 與 150mm 厚度的樓板，二樓使用混凝土強度為 5000psi (加入鋼纖) 與 200mm 厚度之樓板，圖 3.4 為樓板的設計細節。有關詳細的斷面尺寸請參照表 3.1。

本試驗共進行了三次試驗，依據使用之斜撐型式及第二章說明的接合板設計需求，可將三次試驗命名為：TCBF-HSS-8t、TCBF-WF-8t 與 TCBF-HSS-2t。第一次試驗使用之斜撐斷面為結構用方型鋼管 (Hollow Structural Section, HSS)，而接合板是採用美國華盛頓大學研究團隊目前研究之新式接合設計，此設計之斜撐末端可凹折間距為接合板厚度之八倍，將其命名 TCBF-HSS-8t，有關斜撐接合詳細的細節稍後會在 3.2 節介紹。第二次試驗是將 TCBF-HSS-8t 試驗中的斜撐換成寬翼斷面型式，接合設計方式不變，命名為 TCBF-WF-8t，細節稍後在 3.3 節再介紹。第三次試驗則是採用與 TCBF-HSS-8t 完全相同的斜撐，但接合板的設計改成現行規範 AISC2005 (AISC, 2005a) 規定之兩倍接合板厚度的線性間距需求，命名為 TCBF-HSS-2t，關於細節則在 3.4 節中介紹。

3.1.2 試體組裝

試驗中所有鋼材構件皆在工廠中製作完成，再運送到國家地震工程研究中心組裝。在工廠會先完成某些構件間之固定焊接，例如：中間接合板會先焊到中間梁上 (照片 3.2)，梁腹板上之加勁板也會先固定到梁上。柱

與柱底板及接合板之固定（照片 3.3），與柱相接之接合板與剪力連接板（shear tab）同樣會先完成焊接工作。本研究進行了三次試驗，但第二次與第三次試驗皆是使用原本的構架，只是將破壞的斜撐構件與接合板移除，替換新的斜撐與接合板。因此本小節介紹的試體組裝會以第一組試驗為主，至於第二次與第三次試驗則在之後 3.3 節與 3.4 節再詳細介紹斜撐安裝過程。

試體組裝順序是由中間接合板與斜撐構件開始安裝，將中間梁與結合板之構件組平放，陸續將四根斜撐移動至中間接合板定位安裝，接著進行其中一根柱與中間梁及斜撐之安裝，先安裝柱底接合板與斜撐至定位，再將柱吊至與中間梁接合處進行安裝，如照片 3.4 所示，完成中間梁與柱安裝後將與頂層接合板相接之斜撐安裝至定位。接著進行另一根柱之安裝，安裝步驟同上。最後將頂梁吊至定位安裝，即完成主要構架之安裝程序，完成結果如照片 3.5。然後再進行樓板構件安裝，首先安裝小梁至定位，接著裝上 H 型斷面傳力梁，之後翻轉試體進行另一面樓板構件安裝，安裝完成如照片 3.6。鋼構架主體結構組立完成後，先將錨定板安置定位，再將鋼構架吊至定位安裝，接著安裝轉接梁至頂樓樓板邊梁位置，然後進行各接合部份之焊接施工，焊接完成後安裝鋼承板與鋼絲籠，接著進行側向支撐系統組立（照片 3.7），最後進行樓板灌漿，試體施工完成結果如照片 3.8。

3.1.3 側撐系統

在一般的建築結構中，同心斜撐構架在面外方向會有構架與其相連，然而在本研究中，只會針對單方向的同心斜撐構架試驗，因此若無適當的側向支撐系統提供其面外勁度，試體易在反覆側推的過程中，發生嚴重的面外傾倒現象，不僅造成實驗失真，更可能造成危險。

本試驗之側撐系統主要是由四根柱構件與斜撐構成的側撐構架，每根柱構件分別透過轉接梁鎖在強力地板上，如照片 3.7 所示柱構件間透過斜撐連結組合成一組四面皆為對角型斜撐構架。而側撐系統柱構件在對應於試體一樓高與二樓高處設有側稱擋板，透過側稱擋板與試體各樓層之樓板邊梁接觸，如照片 3.9。

3.1.4 加載方式

此構架試驗的施力系統使用 MTS 公司所出產之靜態油壓伺服致動器 (static actuator)，總共裝置四支油壓伺服致動器於試體西側之九公尺反力牆上。每支油壓伺服致動器最大施力為 $\pm 961\text{kN}$ ，其最大衝程為 $\pm 500\text{mm}$ 。四支油壓致動器共同固定於一根 H 型轉接梁上，之後轉接梁再利用一轉接元件與試體連接。

本試驗採用位移控制方法，僅於頂層樓板施加側力，圖 3.5 為本次試驗之加載歷時，由圖中可看出，疲勞載重各圈之目標位移以及預測之斜撐初始降伏位移點，而此加載歷時是依據 ATC-24 與 SAC 之建議擬定，參照表 3.2。施力方式採用單向施力，僅施力於面內方向（東西向，往東為推力，往西為拉力），且只對二樓頂施力。力量傳遞方式是由伺服致動器施加位移，透過轉接梁先傳到樓板兩側邊梁，再傳遞至抗側力構架。

油壓伺服致動器採用主從控制的方式來進行試驗，如照片 3.10 所示由右到左分別將四根油壓致動器編號為 1、2、3 與 4，由架設於試體東側頂樓上的 Temposonics（之後 3.1.4 節會介紹）之位移量，作為編號 1 主動油壓致動器位移控制輸入，而編號 4 的從動油壓致動器則跟隨編號 1 油壓致動器本身的位移量做位移控制，其餘兩根從動油壓致動器則採用力量控制方式，一直跟隨著兩根位移控制的油壓致動器所回饋的力量訊號，編號 2 從動油壓致動器是追隨編號 4 油壓致動器，編號 3 從動油壓致動器則跟隨編號 1 油壓致動器。（控制示意圖如圖 3.6）

3.1.5 試驗裝置

試驗中為了準確的記錄各種結構的細部行為，並用量化的方式記錄這些變化情形，則必須裝置適當的量測儀器，以期能得到欲觀察之結果，本試驗所使用之裝置詳述如下：

(1) 位移轉換器 (LVDT、Dial gauge、String pot)

本試驗所使用之位移轉換器可分為三個類別，若以作用原理來分則可

分成兩種：第一種是以圓柱型鋼棒之移動取得量測點之變形，有 LVDT (Linear Variable Differential Transformer) 與 Dial gauge 兩類；另一種則是透過彈簧轉軸將拉線捲進輪轂，由拉線的伸出量量測位移，稱為拉線式位移計 (String pot)。

由於設計原理的關係，拉線式位移計可量測範圍比 LVDT 與 Dial gauge 廣泛，本試驗使用 $\pm 500\text{mm}$ 與 $\pm 250\text{mm}$ 兩種拉線式位移計。LVDT 為一種線性位移計，可將線性位移量轉換成電訊號，使用量測範圍有 $\pm 150\text{mm}$ 、 $\pm 100\text{mm}$ 、 $\pm 50\text{mm}$ 與 $\pm 25\text{mm}$ 四種。Dial gauge 則是針盤式位移計，量測範圍為 $\pm 25\text{mm}$ 。

拉線式位移計之量測範圍較大，主要應用於量測斜撐之面外變形 (最大可量測範圍為 800mm) 與斜撐軸向之伸縮量 (照片 3.11)，而 LVDT 與 dial gauge 則多用於試體柱底、接頭以及接合板 (照片 3.12) 等部位，以記錄試體構架受反覆載重下之反應，此外上述之位移轉換器同時也用於監控試體邊界條件之變化，以確保試體承受側力時，不致產生非預期之變形與滑動，主要之監控部位有試體錨定板、柱底板、側向支撐面外變形以及致動器底部是否有異常滑動 (照片 3.13)，詳細的位移轉換器之分佈情形詳見圖 3.7。

(2) Temposonics

架設於整體構架之東側，即裝置油壓致動器之另一側，每樓層各裝設兩個 Temposonics，用來量測各樓層之側向位移情形，儀器本身架設於試驗構架以外東側的鋼架上，其量測的一端固定於各樓層之樓板中間位置，以量測各樓層之實際側位移。詳細的 Temposonics 配置位置如圖 3.7、圖 3.8 與照片 3.14。

(3) 傾斜儀 (Tilt meter)

傾斜儀的功用是用來量測某一定點的絕對傾斜旋轉量，安裝方式須透過螺桿及鋁座固定於量測的位置點上。在前兩次試驗中並沒有使用傾斜儀，但由實驗觀察發現中間樓板會有翻轉現象，為了校正樓板翻轉角度，在第三次試驗中多加設 7 個傾斜儀來量測中間層的轉動角度。詳細的傾斜儀配置如圖 3.8。

(4) 應變計 (Strain gauge)

應變計主要功能是用來量測定點之應變量值。本試驗使用之應變計主要分為兩種，一種是貼在鋼表面上，主要分布位置為梁、柱與斜撐之上，另外一種則是預埋於混凝土之應變計（照片 3.15），目的為監控樓板受力情況。

柱的部分是在每根樓層柱的上端與下端選定一個水平位置，分別在柱之翼板外側中央貼設上下向之單向應變計，如圖 3.9。梁的部分則是在同一組梁切面，在梁的上翼板內側兩端與下翼板外側中央各貼置一個東西向單向應變計，如圖 3.10。斜撐的部分則因為斜撐型式不同在斷面配置的位置會有些差異，但貼設的位置皆是自中間接合板斜撐末端算起斜撐長度之四分之一位置，如圖 3.11。

(5) 資料收集系統

本試驗使用的資料收集系統為 THS-1100 高速資料收集記錄盒，每分鐘約可以收集 1000 組數據，配合可接收 50 組數據線的高速 Switching Box SHW-50D 切換器，以及擷取資料軟體 Visual Log-Static Measurement Software，可接收到各種量測儀器所傳回之數據資料。本試驗所裝置的量測裝置總數超過 150，依據所需的資料收集頻道（channel）數目，選擇使用 4 台的 Switching Box 供資料收集之用。

3.1.6 試驗材料強度試驗結果

此試驗構架構成之主要材料可以分為鋼材與混凝土兩部分，針對其中主要結構部份之材料做強度試驗，以了解各種材料強度大小，作為各項分析研究之材料依據。在鋼材方面，梁、柱與鋼板皆採用 A572 材料，斜撐構件方型鋼管是使用 STKR400 材料，而 H 型斜撐則是使用 A36 材料，材料拉伸強度試驗結果如表 3.3。

3.2 TCBF-HSS-8t 之試驗

TCBF-HSS-8t 是本研究的第一組試驗，採用之斜撐構材為方型鋼管形式，而接合板之設計是依據美國華盛頓大學所提出橢圓線斜撐末端可凹折間距，此間距通常為接合板厚度之倍數，在本試驗中是採用接合板厚度之八倍，為設計原則。

3.2.1 試體特點

TCBF-HSS-8t 試體使用方型鋼管作為斜撐構材，使用之四根斜撐尺寸大小相同，皆為 HSS125x125x9，材料使用 STKR400。TCBF-HSS-8t 之試體立面圖請參照圖 3.12。接合板設計依據第二章介紹之美國華盛頓大學所提出之以橢圓線為斜撐末端可凹折間距需求，接合板形狀為矩形接合板，接合板之設計厚度為 10mm，使用 A572 材料。如圖 3.13 與圖 3.14 所示，共有三種形式之接合板（底部角落、中間、頂部角落），斜撐與接合板採用焊接方式，而斜撐接合處為了滿足有效斷面積需求，在斜撐上下各貼設一塊 15mm 厚之加勁板（長 420mm，寬 80mm），如圖 3.14。而在中間接合板的部份，由於使用之接合厚度較薄（10mm），且必須考慮樓板作用以及梁與接合處可能發生扭轉現象之影響，為了避免梁與接合板焊接處過早破壞，在接合板之設計上需要增加額外的強度與勁度，因此中間接合板邊緣皆貼置 12mm 厚之加勁板，如照片 3.16 所示。

3.2.2 試驗過程

照片 3.17 為試驗前試體照片，在頂層位移 20mm（0.28%弧度頂層側位移角）時，發現東側底部接合板有輕微降伏之現象，如照片 3.18，此外一樓西側斜撐開始往北面挫屈，如照片 3.19。在頂層位移 30mm（0.43%弧度頂層側位移角）第一循環之正位移頂點時，側撐系統發生破壞，如照片 3.20 在靠近反力牆側之二樓側撐桿件接合螺栓斷裂，試驗暫時停止，此時二樓西側斜撐開始往北面挫屈。推測造成側稱系統破壞原因可能是由於承受面外力量過大，使側撐桿件之接合螺栓發生斷裂。

之後進行側撐系統之修復與補強，將螺栓斷裂位置改以焊接方式連接，修復後試驗繼續進行。由於試驗中止時，只進行至頂層位移 30mm 第

一循環之正位移頂點，因此繼續試驗時，先進行一次頂層位移 20mm (0.28% 弧度頂層側位移角) 循環，才重新開始頂層位移 30mm (0.43% 弧度頂層側位移角) 循環，這時一樓東側斜撐也開始往南面挫屈，如照片 3.21。在頂層位移 40mm (0.57% 弧度頂層側位移角) 時，一樓東側斜撐明顯往南側挫屈 (照片 3.22)，但在此循環的第一個負位移頂點時，試體再度發生非預期性破壞，轉接梁與試體接合之螺栓斷裂，如照片 3.23，造成試驗再度停止，當日試驗中止，進行更換新的螺栓安裝於此連接部位後，隔天再繼續進行試驗。

隔天接續原本頂層位移 40mm 循環，二樓東側頂部接合板發生明顯的降伏現象 (照片 3.24)，一樓北側中間接合板與加勁板也發現降伏現象 (照片 3.25)，二樓北面西側頂梁也有降伏現象 (照片 3.26)，而此時一樓西側斜撐中間量測往北面變形之拉線式位移計已歸零，因此拆除此位移計。在頂層位移 60mm (0.86% 弧度頂層側位移角) 時，發現二樓東側斜撐開始往南面挫屈，如照片 3.27。而頂層位移 90mm (1.28% 弧度頂層側位移角) 時，一樓柱底部翼板降伏，而各挫屈斜撐挫屈現象更為明顯，接合板降伏現象也越來越顯著。

頂層位移 120mm (1.71% 弧度頂層側位移角) 時，一樓西側斜撐開始發生局部挫屈現象，接著一樓東側斜撐也產生局部挫屈，然後換二樓東側斜撐，照片 3.28 是依照局部挫屈發生之先後順序排列，而底部接合板發生塑性挫屈現象。頂層位移 150mm (2.14% 弧度頂層側位移角) 時，一樓斜撐局部挫屈現象更為明顯，而二樓兩柱周圍之樓板皆產生混凝土碎裂情形 (照片 3.29)，在此循環過第一個負位移頂點後，一樓東側斜撐在局部挫屈處發生破裂現象 (照片 3.30)，且中間梁西側梁柱接頭發生螺栓剪斷情形 (照片 3.31a)。在頂層位移 180mm (2.57% 弧度頂層側位移角) 循環的上升段途中，一樓靠西側之斜撐受拉斷裂 (照片 3.32)，中間梁西側梁柱接頭發生第二次螺栓剪斷 (照片 3.31b)。而當頂層位移由正位移頂點下降至負位移頂點時，中間梁西側梁柱接頭處之螺栓第三次剪斷 (照片 3.31c)，接著一樓東側斜撐也受拉斷裂 (照片 3.33)，到達頂層位移 180mm 負位移頂點時，東側梁柱接頭螺栓也發生剪斷的現象 (照片 3.31d)，擔心剩餘螺栓可能因施加载重再度發生斷裂，考慮安全性因素，第一階段試驗到此停止。

3.2.3 試驗結果

試驗結束後，檢查試體情況，四根斜撐均有明顯面外變形發生，此外與其連接之接合板同樣有相同情形，但在構架梁柱上，除前述之螺栓斷裂外，並未再發現有其他破壞發生，經研判此框架仍可應用，故更換已破壞之斜撐，準備進行第二階段試驗，這部份將在 3.3 節再詳細介紹。

由實驗結果得知 TCBF-HSS-8t 試體反應如預期一樣，斜撐藉由受拉降伏與受壓挫屈兩種進入非線性行為來消散能量，並且整體構架之頂層側位移角可到達正負 2% 以上，破壞模式為斜撐挫屈中心受拉時斷裂。如圖 3.15 為試驗各樓層的遲滯行為，左邊為樓層剪力與樓層側位移關係，右邊為樓層剪力與樓層側位移角關係圖，在斜撐受拉破壞前，整體構架遲滯反應良好。若比較各樓層遲滯行為如圖 3.16，由樓層側位移來看一樓比較大，但若是看樓層側位移角則一二樓反應類似。

此外由試驗過程中可看出，隨著頂層位移的加大，斜撐與接合板之面外變形亦隨之增加，如圖 3.17 為各斜撐中心在反覆加載下之面外變形關係曲線，由圖顯示四根斜撐的面外變形量都很類似，但實驗後由拍攝之照片觀察中間層扭轉現象明顯，而一樓斜撐之面外變形量測儀器是架設在固定在中間層樓板邊梁上之延伸鋁桿上，所以儀器讀值應該比實際的面外變形來的小，這部份之後要在做修正。

圖 3.18、圖 3.19 與圖 3.20 為貼設在柱、梁與斜撐上的應變計讀值之歷時曲線，由梁柱上之應變讀值來看，梁柱大部分都保持在彈性範圍內，二樓西側柱上下與頂梁西側都發生應變讀值忽然增大現象，這應該是試驗中發生兩次非試體破壞之影響。而斜撐的應變計讀值在斜撐挫屈之後，開始出現不對稱反應。有關實驗其他局部行為之後會在第五章中與分析結果一起討論。

3.3 TCBF-WF-8t 之試驗

TCBF-WF-8t 是本研究第二組試驗，採用之斜撐構材為 H 型鋼形式，

而接合板之設計與 TCBF-HSS-8t 試驗相同，依據美國華盛頓大學所提出橢圓線斜撐末端可凹折間距，在本試驗中採用接合板厚度之八倍為設計原則。

3.3.1 試體特點

TCBF-WF-8t 試體使用 H 型鋼作為斜撐構材，使用之四根斜撐尺寸大小相同，皆為 H175x175x7.5x11，材料使用 A36。TCBF-WF-8t 之試體立面圖請參照圖 3.21。接合板設計依據同 TCBF-HSS-8t 也是以橢圓線為斜撐末端可凹折間距需求，接合板形狀為矩形接合板，接合板之設計厚度為 10mm，使用 A572 材料。如圖 3.22 與圖 3.23 所示，共有三種形式之接合板，斜撐與接合板採用焊接方式，而斜撐接合處為了滿足有效斷面積需求，斜撐腹板兩面各貼一塊 11mm 厚加勁板（如圖 3.23，長 475mm，寬 76mm）。而在中間接合板部份，由於使用之接合板厚度較薄（10mm），且必須考慮樓板作用以及梁與接合處可能發生扭轉現象之影響，為了避免梁與接合板焊接處過早破壞，在接合板之設計上需要增加額外的強度與勁度，因此中間接合板外緣皆貼置 12mm 厚之加勁板，如照片 3.34 所示。

TCBF-WF-8t 試體是使用 TCBF-HSS-8t 試驗過後之構架，替換原本的斜撐與接合板，過程如下（照片 3.35）：先切除接合板與梁柱焊接處，在中間結合板部分要分成三次切除，當全部接合板與斜撐都移除後，在安裝新的接合板與斜撐。

3.3.2 試驗過程

此階段試驗，其試驗配置、施力與量測系統以及施載程序均與 TCBF-HSS-8t 試驗相同，試驗前的裝置與狀態如照片 3.36，試驗進行至頂層位移 20mm（0.28%弧度頂層側位移角）循環時，中間與底部接合板均有降伏現象產生，如照片 3.37。試驗進行至頂層位移 30mm（0.43%弧度頂層側位移角）的第一循環正位移頂點時，試體承受之側力有衰減現象，並可明顯看出一樓東側斜撐開始往北面挫屈，照片 3.38(a)，此時一樓中間接合板靠東側部分也產生面外變形。當頂層位移到達 30mm 負位移頂點時，一樓西側斜撐開始往北面挫屈，照片 3.38(b)，一樓中間接合板靠西側部分與

西側底部接合板也產生面外變形，如照片 3.39。在頂層位移 40mm (0.57% 弧度頂層側位移角) 第一循環的正位移頂點，中間接合板靠東側之加勁板焊道發現裂縫 (照片 3.40)，而在第一循環的負位移頂點時，觀察到梁翼板在與中間接合板東西兩側的加勁板接合處有輕微變形現象。

當頂層位移達到 60mm (0.86% 弧度頂層側位移角) 第一循環正位移頂點時，二樓西側斜撐開始往南側挫屈 (照片 3.41(a))，此時中間梁上翼版降伏，之後在負位移頂點時，同樣發現二樓東側斜撐開始往南面挫屈 (照片 3.41(b))。頂層位移 90mm (1.28% 弧度頂層側位移角) 時，因為兩層樓斜撐皆已挫屈，此時開始兩樓層之層間側位移角之差距也逐漸減少。進行至頂層位移 120mm (1.71% 弧度頂層側位移角) 第一循環正位移頂點時，一樓東側底部之接合板沿焊道方向有撕裂情況，如照片 3.42。而頂層位移達到 150mm (2.14% 弧度頂層側位移角) 第一循環正位移頂點時，一樓東側底部接合板開裂長度約 50mm，而此一樓東側斜撐翼板發生局部現象，照片 3.43。當進行到頂層位移 150mm 第一循環負位移頂點，一樓西側底部之接合板於同樣位置亦發現裂痕，如照片 3.44，而二樓東側頂部接合板則有 80mm 長度之裂痕，如照片 3.45 所示。頂層位移 180mm (2.57% 弧度頂層側位移角) 第一循環正位移頂點，一樓東側底部之接合板焊道邊緣持續開裂長度約 80mm，而一樓東側斜撐與二樓西側斜撐上下翼板均有局部挫屈現象 (照片 3.46)，在第一循環負位移頂點時，一樓西側底部接合板持續開裂，一樓西側斜撐與二樓東側斜撐上下翼板有局部挫屈現象，照片 3.47。

頂層位移 210mm (3.00% 弧度頂層側位移角) 在第一循環正位移頂點，東西兩側底部結合板持續開裂，東側開裂長度 120mm，西側開裂長度 50mm，當到達第一循環負位移頂點時，一樓東側斜撐挫屈位置開裂一半，如圖 3.48，當頂層位移過 210mm 第二循環負位移頂點往頂層位移 240mm 爬升時，在位移 0mm 一樓斜撐完全斷裂，如照片 3.49。試驗進行至頂層位移 240mm (3.42% 弧度頂層側位移角) 第一循環正位移頂點時，二樓東側斜撐也完全斷裂 (照片 3.50)，一樓西側斜撐挫屈中心發現細微開裂，此外中間梁東側梁柱接頭處之第一顆螺栓亦發生剪斷 (照片 3.51)，試驗至此結束。

3.3.3 試驗結果

試驗結束後，檢查試體情況，與 TCBF-HSS-8t 試驗相同，四根斜撐均有明顯面外變形發生，此外與其連接之接合板同樣有相同情形，此次試驗角落接合板與梁柱焊接處均都發生焊道開裂情形，其中以二樓東側接合板開裂最為嚴重，如照片 3.52 所示。但在構架梁柱上，除前述之螺栓斷裂外，並未再發現有其他破壞發生，經研判此框架仍可應用，故更換已破壞之斜撐，準備進行第三階段試驗，這部份將在 3.4 節再詳細介紹。

由實驗結果得知 TCBF-WF-8t 試體反應如預期一樣，斜撐藉由受拉降伏與受壓挫屈兩種進入非線性行為來消散能量，並且整體構架之頂層側位移角可到達正負 2% 以上，破壞模式為斜撐挫屈中心受拉時斷裂。如圖 3.24 為試驗各樓層的遲滯行為，左邊為樓層剪力與樓層側位移關係，右邊為樓層剪力與樓層側位移角關係圖，在斜撐受拉破壞前，整體構架遲滯反應良好。若比較各樓層遲滯行為如圖 3.25，由樓層側位移來看一樓略大一點，但若是看樓層側位移角則一二樓反應類似。

此外由試驗過程中可看出，隨著頂層位移的加大，斜撐與接合板之面外變形亦隨之增加，如圖 3.26 為各斜撐中心在反覆加載下之面外變形關係曲線，由圖顯示三撐的面外變形量都很類似，但實驗後由拍攝之照片觀察中間層扭轉現象明顯，但是二樓西側斜撐可能量測儀器有問題，所以無法得到類似結果。

圖 3.27、圖 3.28 與圖 3.29 為貼設在柱、梁與斜撐上的應變計讀值之歷時曲線，由梁柱上之應變讀值來看，梁柱大部分都保持在彈性範圍內。而斜撐的應變計讀值則是在斜撐挫屈之後，開始出現不對稱反應。有關實驗其他局部行為之後會在第五章中與分析結果一起討論。

3.4 TCBF-HSS-2t 之試驗

TCBF-HSS-2t 是本研究的第三組試驗，採用之斜撐構材為方型鋼管形式，而接合板之設計是依據現行規範規定之線性斜撐末端可凹折間距，在本試驗中採用接合板厚度之二倍，為設計原則。

3.4.1 試體特點

TCBF-HSS-2t 試體使用方型鋼管作為斜撐構材，使用之四根斜撐尺寸大小相同，皆為 HSS125x125x9，材料使用 STKR400。TCBF-HSS-8t 之試體立面圖請參照圖 3.30。接合板設計依據現行規範 AISC2005 規定之線性平移間距為斜撐末端可凹折需求，接合板形狀為錐形 (Tapered) 接合板，接合板之設計厚度為 20mm，使用 A572 材料。如圖 3.31 與圖 3.32 所示，共有三種形式之接合板，斜撐與接合板採用焊接方式，而斜撐接合處為了滿足有效斷面積需求，在斜撐上下各貼設一塊 15mm 厚加勁板 (長 420mm，寬 80mm)，如圖 3.32。

TCBF-HSS-2t 試體延續使用 TCBF-WF-8t 試驗過後之構架，先將原本構架上面的斜撐與接合板切除之後，再將新的斜撐與接合板焊接到原本的位置。因為這次的接合板型式為錐形，且中間接合板的部分沒有加勁板，因此再安裝新斜撐與接合板，與先前有所不同，不需要先將斜撐焊到接合板上，試體組裝順序如下：首先先將各個接合板安裝到定位，之後再將斜撐焊接到接合板，如照片 3.53。

3.4.2 試驗過程

本次試驗，其試驗配置、施力以及施載程序均與前兩次試驗相同。但因為本次試驗距離上次試驗有段時間，在試體準備工作上面比較充裕，對量測系統有做些微更動，移除梁柱上面原有的應變計，再重新裝設新的應變計到原本位置，並且多加設了傾斜儀來量測中間層因為斜撐面外挫屈造成的扭轉現象。而為了能清楚觀察到鋼材降伏情形，原本塗抹在構架上的石膏漆，全部清洗乾淨之後，再重新塗一次，避免因為重複塗抹，造成石膏漆太厚而無法觀測到細微現象。

照片 3.54 為試驗前試體，試驗進行至頂層位移 20mm (0.28% 弧度頂層側位移角) 時，沒有明顯的反應出現，當試驗進行至頂層位移 30mm (0.43% 弧度頂層側位移角) 第一循環正位移頂點時，可明顯看出一樓東側斜撐往北面挫屈 (照片 3.55)，並且在其底部接合板可觀察斜撐挫屈造成的線性折痕與降伏現象，進行到第一循環負位移頂點時，一樓西側斜撐開始往北面挫屈 (照片 3.55)，其底部接合板亦可觀察斜撐挫屈造成的線性折痕與降伏

現象，如照片 3.56 所示，此時二樓中間接合板中間兩片加勁板附近有降伏現象產生，照片 3.57。頂層位移 40mm (0.57%弧度頂層側位移角) 第一循環正位移頂點，二樓西側頂部接合板降伏如照片 3.58，當到達第一循環負位移頂點時，二樓東側斜撐開始往南面挫屈 (照片 3.59)，其上下兩片接合板皆降伏，在第二循環正位移頂點時，如照片 3.59 二樓西側斜撐也開始往南面挫屈。

當頂層位移達到 60mm (0.86%弧度頂層側位移角) 時，二樓西側頂部與中間接合板降伏，挫屈斜撐面外變形越來越大。頂層位移 90mm (1.28%弧度頂層側位移角) 時，二樓東西兩側頂部接合板降伏裂紋明顯，如照片 3.60，在第一循環負位移頂點時，如照片 3.61 二樓西側柱周圍樓板碎裂，裂縫寬度大約 28mm。進行至頂層位移 120mm (1.71%弧度頂層側位移角) 第一循環正位移頂點時，二樓東側柱周圍樓板也發生碎裂情形，裂縫寬度 15mm 如照片 3.62。

而頂層位移達到 150mm (2.14%弧度頂層側位移角) 第一循環正位移頂點時，一樓東側底部接合板與柱之間的焊道有些微撕裂現象，如照片 3.63，而一樓東側斜撐發生局部挫屈現象，之後一樓西側斜撐也發生局部挫屈。進行至頂層位移 180mm (2.57%弧度頂層側位移角) 第一循環正位移頂點時，二樓東側頂梁下翼板上緣降伏，如照片 3.64，一樓東側斜撐局部挫屈明顯，如照片 3.65，到達負位移頂點時，一樓西側斜撐與二樓東側斜撐均有明顯局部挫屈 (照片 3.66 與照片 3.67)。當試驗進行至頂層位移 210mm (3.00%弧度頂層側位移角) 第一循環正位移頂點時，如照片 3.68 二樓西側斜撐發生破裂，而二樓東側斜撐有拉裂紋出現，如照片 3.69，由於混凝土樓板持續碎裂，柱與樓板之間裂縫會掉落混凝土碎屑。當試驗進行到 210mm 負位移頂點時，一樓東側斜撐完全斷裂，照片 3.70，試驗繼續進行，在二樓東側斜撐完全斷裂之後，試驗至此結束，本階段之試體破壞情況如照片 3.71 所示。

3.4.3 試驗結果

試驗結束後，檢查試體情況，與先前兩次試驗相同，四根斜撐均有明

顯面外變形發生，此外與其連接之接合板同樣有相同情形。但在構架梁柱上，並未發現有其他破壞發生，也沒有發生前兩次螺栓剪斷的情形，經研判此框架仍可應用，不過柱周圍樓板有嚴重碎裂情形，因此可能要先做混凝土補強工作，之後可再做其他試驗。

由實驗結果得知 TCBF-HSS-8t 試體反應也如預期一樣，斜撐藉由受拉降伏與受壓挫屈兩種進入非線性行為來消散能量，並且整體構架之頂層側位移角可到達正負 2% 以上，破壞模式為斜撐挫屈中心受拉時斷裂。如圖 3.33 為試驗各樓層的遲滯行為，左邊為樓層剪力與樓層側位移關係，右邊為樓層剪力與樓層側位移角關係圖，在斜撐受拉破壞前，整體構架遲滯反應良好。若比較各樓層遲滯行為如圖 3.34，由樓層側位移來看一樓略大一點，但若是看樓層側位移角則一二樓反應類似。

此外由試驗過程中可看出，隨著頂層位移的加大，斜撐與接合板之面外變形亦隨之增加，如圖 3.35 為各斜撐中心在反覆加載下之面外變形關係曲線，由圖顯示四根斜撐皆有類似的面外變形反應，而面外變形量同一樓層也大略相同。

圖 3.36、圖 3.37 與圖 3.38 為貼設在柱、梁與斜撐上的應變計讀值之歷時曲線，由梁柱上之應變讀值來看，梁柱大部分都保持在彈性範圍內。而斜撐的應變計讀值則同樣也是在斜撐挫屈之後，開始出現不對稱反應。有關實驗其他局部行為之後會在第五章中與分析結果一起討論。

3.5 結語

試驗結果顯示此種同心斜撐系統具有良好且穩定的消能能力，且試體在強度與勁度上之表現也算穩定，此外試體雖在單層斜撐先產生挫屈，但可藉由 X 型斜撐分佈驅動另一層斜撐產生面外挫屈的行為，可避免弱層現象的發生，為一可用耐震消能系統。不過由 TCBF-HSS-8t 試驗觀察到，中間樓層會因為同一樓層挫屈方向不同，而造成中間梁帶動樓板一起扭轉現象，這可能在之後設計上需要加入考量。

第四章 有限元素模型建置與分析方法

4.1 前言

本研究主要是使用有限元素分析軟體將第三章試驗介紹的試體，建置成有限元素分析模型進行模擬分析，因此本章在 4.2 節會先介紹所使用的分析軟體與功能組，接著 4.3 節是說明有限元素分析模型的建置方式，4.4 節則整理與介紹有限元素分析流程，最後 4.5 節是本章小結。

4.2 泛用型有限元素分析軟體 ABAQUS 介紹

本研究所使用泛用型有限元素分析軟體 ABAQUS 是由美國 ABAQUS 公司在 1978 年推出，目前在全球工業界被認為是功能最強與分析結果最可靠的軟體。ABAQUS 是一套先進通用有限元素程式系統，發展軟體的目的是對固體和結構的力學問題進行數值計算分析。不但可分析複雜的力學、熱學和材料力學問題，分析的範圍可從簡單的線性分析到非常複雜的非線性分析，特別是能夠精確地分析非常龐大的模型和模擬非線性問題。

ABAQUS 包含完整的有限元素分析模組，由三大模組 ABAQUS/CAE、ABAQUS/Standard 與 ABAQUS/Explicit 組成。其中 ABAQUS/CAE 是前後處理模組，ABAQUS/Standard 是隱式求解模組，ABAQUS/Explicit 是顯式求解模組。

本研究主要是透過前後處理模組 ABAQUS/CAE 建立分析模型，再透過隱式求解模組 ABAQUS/Standard 進行分析。以下將介紹所使用的分析模組：

4.2.1 ABAQUS/Standard 分析模組

ABAQUS/Standard 是 ABAQUS 中的通用分析模組，可求解廣泛的線性與非線性問題。使用牛頓-拉法森 (Newton-Raphson) 的增量-疊代求解技術為隱式數值求解法，對於靜力、動力、熱流與土壤力學問題都有相當良好的分析運算能力。不過因為運算過程會進行大量疊代計算，因此對於較複雜之非線性模型會花費較多時間。

4.2.2 ABAQUS/CAE 主要功能

ABAQUS/CAE (Complete ABAQUS Environment) 是 ABAQUS 的圖形使用介面，用於分析物件的建模、賦予屬性及約束條件，產生網格與資料讀取等等，其核心是由多個功能模組構成，以下對各模組做簡單說明（愛發，2007）：

- (1) **草圖模組 (Sketch)**：提供二維圖形繪製介面，分析模型的幾何形狀基本上是以二維圖形為基礎，再透過拉伸、旋轉等方式生成三維部件。
- (2) **部件模組 (Part)**：建立個別部件的幾何形狀。
- (3) **屬性模組 (Property)**：定義材料與斷面尺寸。
- (4) **組裝模組 (Assembly)**：導入在部件模組 (Part) 中建立的各個獨立部件，透過移動與旋轉的方式組裝成完整的分析模型，一個 ABAQUS 模型可以有各種不同的部件，但只有一個組裝模型。
- (5) **交互作用模組 (Interaction)**：定義模型各區域之間在熱學與力學上的交互作用關係，例如兩作用面之間的接觸行為等。
- (6) **網格模組 (Mesh)**：網格配置，可以在部件組裝前完成網格劃分，亦可等組裝模型合成後才執行。
- (7) **分析步模組 (Step)**：定義分析類型，設定分析相關參數與輸出變數。一次分析可以只包含一個分析步的單步分析，也可以為多步分析。
- (8) **負載模組 (Load)**：定義邊界條件，指定荷載與場變數。
- (9) **作業模組 (Job)**：提交分析，完成分析模型各項定義後，即可將其提交計算。
- (10) **視覺化模組 (Visualization)**：後處理介面，顯示有限元素模型與分析結果。

4.3 有限元素分析模型建置

本節主要是敘述如何建置有限元素分析模型，一組有限元素分析模型約可分成下列幾個部分：幾何模型、賦與材料與斷面、網格配置、給定邊界條件和載重與設定分析步。在開始建置任何模型前，必須要先確定採用的單位系統，表 4.1 為 ABAQUS 中常用單位系統，本研究使用 SI (mm)對

應的單位系統。

4.3.1 幾何模型

幾何模型主要是描繪分析對象的形狀與尺寸。建立有限元素幾何模型是以實際結構體的外觀形狀為基礎，再依據其具體特徵、形狀大小進行必要的簡化與處理。因此幾何模型不一定與原結構物完全相同，可能因簡化處理而有差異。

ABAQUS 模擬物理結構的基本幾何形狀是由有限元素與節點定義的。模型的每一個元素都代表結構體的離散部分，當許多相鄰元素一起就組成結構體，而元素之間是透過共同節點相互連結，因此節點座標與所屬元素即構成幾何形狀。網格 (Mesh) 是模型中所有節點與元素的集合。在 ABAQUS 中產生網格是以幾何模型為基礎，而為了實現自動分網格功能，就必須先建立幾何模型，關於網格劃分的部分稍後在 4.3.5 節會介紹。

建立幾何模型時，對於實際結構物的形狀作適當簡化處理是很重要的，因為越複雜的幾何形狀在分割網格時就越複雜，所以使用合理簡化後的幾何形狀，不但可保持分析精度，也可簡化網格劃分過程與計算量。

如圖 4.1 所示，(a) 是一塊有開螺栓孔的柱底板，如果直接建與原本幾何形狀一樣模型，在網格化後就會變成 (b) 的型式 (元素個數：811)，但因柱底板在整個模型中只是用來做邊界約束，不須太多計算量，可以將螺栓孔移除重劃網格後得到 (c) 的型式 (元素個數：190)，明顯看出適當簡化模型對於之後產生網格的影響。

ABAQUS 中提供兩種建模機制：一種是直接建模法，直接在文字檔中定義節點與元素；另一種是實體建模法，透過 ABAQUS/CAE 提供的工具，利用繪圖方式建立幾何模型的平面與立體特徵，此外也可從其他繪圖軟體導入部件的幾何形狀。在本研究中是使用 ABAQUS/CAE 內建繪圖功能來建立幾何模型。

ABAQUS 為不同的幾何模型提供多種可使用的元素族：實體元素 (Solid)、殼元素 (Shell)、梁元素 (Beam) 與桁架元素 (Truss) 等等，本研究是使用殼元素來分析，關於元素的特性稍後會在 4.3.3 節中介紹。

筆者建置幾何模型的方式分成兩個階段：第一階段是先分別將梁、柱、斜撐等不同的構件，在部件模組 (Part) 中建立完成，這時會產生多個部件；第二階段是在組裝模組 (Assembly) 中引入部件模組 (Part) 產生的各部件裝配成完整結構體，再利用組裝模組下的合成功能 (Merge) 將結構體合成一個新的完整部件。以下會分別說明兩個階段的建置方式與特點。

第一階段：建立獨立的部件

首先，將欲分析的複雜結構體拆解成數個獨立的構件，參照圖 3.12 是欲分析結構之立面圖，如圖所示我們可將其分解為梁、柱、斜撐、接合板、加勁板與基礎板等部分。其中梁、柱與斜撐為寬翼斷面或方型管，共通點就是斷面各自的規律性，因此在建立這種型鋼構件時，可利用部件模組中拉伸功能 (Extrude)。當使用拉伸功能時，會進入二維的草圖模式 (Sketch)，此時利用提供的繪圖工具畫出欲建立的構件斷面圖，之後再輸入拉伸長度，即可完成型鋼構件。本研究使用殼元素建模，在厚度方向做簡化，因此在繪製斷面時必須注意一點，如圖 4.2 使用殼模型時，所建立的斷面尺寸是圖中虛線的部分，而不是實線。而圖中的虛線都是在每塊板的中心，會在 4.3.3 節解釋。

當型鋼構件建立完成後，剩下的接合板、加勁板與柱底板，共通點都是板狀，則可利用平面功能 (Planner)，同樣進入二維草圖模式，畫出板構件的尺寸即可。此時要注意一點，此功能下繪製的幾何形體必須是閉合的，否則會出現錯誤訊息而無法建立平面部件。

第二階段：組合成單一部件

當個別獨立構件都建立完成，接著可切換到組裝模組 (Assembly) 下，分別引入所需構件對應的部件，以圖 3.12 為例，是由兩根柱與兩根梁組成主構架，柱下各有一柱底板，四根斜撐與梁柱以接合板相接，中間的接合板邊緣有貼加勁板，將各個部件組裝成跟圖示一樣的形式後，使用合成功能 (Merge) 將其轉成一個新的部件 (Part)，程式會自動將新合成的部件取代原本由多部件組合的結構模型。如果不使用合成功能，直接利用多個部件組成的結構模型也可以，但這會產生一個問題：不同部件之間的接觸，

必須要另外在交互作用模組 (Interaction) 中定義。如果只是簡單的梁柱模型，接觸面不多，在定義交互作用時可能不會有什麼困難，分析時也可不出錯。但如果是圖 3.12 這樣複雜的模型，全部要定義的接觸共有七十組，光是設置上就有困難，且在實際分析時容易因為接觸面的定義不正確，而易造成錯誤訊息出現。

因此筆者建議，如果兩個物體間的接觸不是研究的主軸，應盡量利用合成功能將其轉變成一體，不但可簡化模型也可減少計算所需時間，因為一旦多了接觸的定義，也代表了要解的方程式增多。

4.3.2 材料模型

屬性模組 (Property) 是 ABAQUS 中定義材料與斷面性質的功能模組，除了可定義模型的材料，與斷面構件材料的等向性，也可在此設定總體與局部的座標關係，用於判斷斷面表面的正負法線方向，以及定義模型網格局部座標方向。

在 ABAQUS 中定義塑性資料時，要注意輸入的資料必須是真實應力 (true stress) 和真實應變 (true strain)。材料試驗的結果通常是以變形前之每單位面積上受力計算得到的工程應力或標稱應力 (nominal stress)，與由變形前之每單位長度變化計算得到的標稱應變 (nominal strain) 的形式給定。在這種情況下，可利用下述的公式將塑性材料性質由標稱應力與應變的關係換算成真實應力與應變關係。

(1) 為了建立真實應變與標稱應變的關係，先將標稱應變表示為：

$$\varepsilon_{nom} = \frac{l-l_0}{l_0} = \frac{l}{l_0} - \frac{l_0}{l_0} = \frac{l}{l_0} - 1 \quad (4-1)$$

其中 l 為受力變形後的長度， l_0 為初始長度， ε_{nom} 為工程應變或標稱應變。

(2) 將(4-1)式兩邊同時加上 1，取自然對數可得到真實應變與標稱應變關係：

$$\varepsilon = \ln\left(\frac{l}{l_0}\right) = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (4-2)$$

其中 ε 為真實應變或對數應變 (logarithmic strain)。

(3) 考慮塑性變形的不可壓縮性，假設彈性變形也是不可壓縮，即受力變形前後體積不變的情況下，建立真實應力與標稱應力關係：

$$l_0 A_0 = V_0 = V = lA \quad (4-3)$$

其中 A 為受力後的面積， V 為受力後的體積， A_0 為初始面積與 V_0 為初始體積。

(4) 將(4-3)轉換成受力變形後的面積與初始面積的關係：

$$A = A_0 \frac{l_0}{l} \quad (4-4)$$

(5) 真實應力的定義為變形後每單位面積上的受力，將(4-4)式代入可轉換成真實應力與標稱應力的關係：

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{F}{A_0} \frac{l_0}{l} = \sigma_{nom} \left(\frac{l_0}{l} \right) \quad (4-5)$$

其中 σ 為真實應力， F 為施加在材料上的力， σ_{nom} 為標稱應力，若將(4-1)式轉換後代入(4-5)式可得：

$$\sigma = \sigma_{nom} (1 + \varepsilon_{nom}) \quad (4-6)$$

在 ABAQUS 中，典型金屬塑性模型可定義大部分金屬的後降伏特性。利用直接給定應力與應變資料點的形式，透過一連串直線段平滑地逼近金屬材料的應力與應變關係。塑性反應資料將材料的真實降伏應力定義為真實塑性應變的函數，而給定的第一筆應力應變資料定義材料初始降伏應力，因此塑性應變應為零。然而由材料試驗得到的應變，並非就可用來定義材料模型的塑性應變，因為是材料的總應變，所以將總應變分解成彈性應變與塑性應變。若圖 4.3 為真實應力與真實應變的關係圖，圖所示總應變為彈性應變與塑性應變的總和，因此由總應變減去彈性應變，即可得到塑性應變。彈性應變的定義是楊氏模數 (Young's Modulus) 除真實應力。

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{total} - \varepsilon_{el} = \varepsilon_{total} - \frac{\sigma}{E} \quad (4-7)$$

其中 ε_{pl} 為塑性應變， ε_{total} 為總應變， ε_{el} 為彈性應變， E 為楊氏模數。

ABAQUS 提供了多種材料模型，本研究是使用線性走動硬化之彈塑性材料模型 (Linear Kinematic Cyclic Monotonic Hardening Model)，可簡稱為雙線性 (Bilinear) 材料模型，考慮線性辛格效應 (Ziegler Hardening Law)，使用常數化的塑性硬化模數，簡化材料拉伸試驗所得的應力與應變關係曲線，來模擬鋼材降伏前後的材料行為。設定方式只需輸入兩組降伏應力與對應之塑性應變，第一組是材料初始降伏應力與之對應的塑性應變，第二組應力與應變資料則是為了計算應變硬化常數。材料初始降伏應力值是由材料拉伸試驗的結果依(4-6)式轉換而來，假設材料的應變硬化為 1%，利用材料試驗得到的極限拉伸強度，即可反推出欲輸入第二組資料對應的塑性應變值。

4.3.3 元素性質

參考 ABAQUS 提供的分析建議 (ABAQUS 2006)，若欲模擬的結構體在某一個方向的尺度 (厚度) 遠小於其他方向的尺度，即可忽略沿厚度方向的應力，則可利用殼元素模擬。本研究因此採用殼元素分析，以下將介紹殼元素之特性。

殼元素的輸出變數，是以局部材料方向的形式定義的，而在進行結構大位移分析時，殼面上的局部材料坐標軸會隨著各積分點上材料的平均運動而轉動。ABAQUS 預設的局部材料座標軸 1 與軸 2 的方向位於殼面內，預設局部座標軸 1 的方向是整體座標軸 1 在殼面上的投影，而局部座標軸 2 方向垂直於殼面中的局部座標軸 1 方向，因此局部座標軸 1、軸 2 和殼體表面的正法線構成右手座標系，如圖 4.4 所示。如果整體座標軸 1 垂直於殼面，則局部座標軸 1 是整體座標軸 3 在殼面上的投影。

使用殼元素模擬，是由厚度來描述殼體的橫截面，因此需要定義殼體厚度。為了模擬非線性材料行為，ABAQUS 採用數值積分法，沿厚度方向的每個截面積分點 (Section Point) 獨立計算應力和應變值。例如彈塑性材料的殼元素在內部截面積分點還保持彈性時，其外部截面積分點可能已達降伏階段。參照圖 4.5，對於均勻的殼元素，ABAQUS 預設在厚度方向上

取 5 個截面積分點，這應符合大部分非線性分析的需求。若是較複雜的結構就必須採用更多的積分點，使用者可自行設定積分點個數（任意奇數），以滿足分析需求。對於線性問題只需 3 個截面積分點，即可得到沿厚度方向的精確積分。

殼元素的參考面是由法線與節點所定義的，預設參考面是在殼元素的中面。但有時候建模不是以中面為參考面，而是底面或是頂面，此時就要利用參考面的偏置設定功能，指出該參考面與殼體中面對應的位置。定義偏置量可設為從殼中面到參考表面之間的殼體厚度的比值，如圖 4.6 所示，若要設定粗線的部分為參考面，則設定偏置量為 0.5。

殼元素連接節點的方式定義了正法線的方向，如圖 4.7。對於三維殼元素，依右手定則圍繞節點前進，定義出正法線的方向。殼元素的頂表面是在正法線方向的表面，稱為 SPOS 面，而底表面則是負法線的方向，稱 SNEG 面。在相鄰元素的法線必須是一致的。

分析上使用殼元素，需要考慮薄膜作用或含有彎曲模式沙漏的問題，以及具有平面彎曲的問題，當希望得到更精確分析結果時，可使用 ABAQUS/Standard 中的線性、有限薄膜應變、完全積分的四邊形殼元素（S4）。但基本上線性、有限薄膜應變、減積分的四邊形殼元素（S4R）可滿足大部分的需求。縮減積分（reduced integration）是比完全積分在每個方向上少用一個積分點，因此線性縮減積分元素只在中心有一個積分點，如圖 4.8 中的 S4R。

本研究使用的 S4R 元素，每個節點有六個自由度，如圖 4.9 所示，分別是三個位移自由度（DOF1, DOF2, DOF3）與三個轉動自由度（DOF4, DOF5, DOF6）。S4R 元素允許張力變形和旋轉，並可以考慮厚度的變化，因此可藉由設定材料的 Poisson's ratio 來做適當的大應變分析。

4.3.4 邊界條件

模型中的邊界條件（boundary condition）與負載（loads），是可與分析步相關的，可以指定邊界條件或負載在哪組分析步開始或結束作用。如果已經在分析步模組（Step）中定義好分析步驟，則可在負載模組（Loads）

中定義欲施加的條件，本節主要說明施加條件的設定，有關在分析步模組中設定分析步驟的部分，稍後會在 4.3.6 節介紹。

結構分析中，邊界條件可以是施加在模型中的已知位移或轉角。在模擬中，施加邊界條件的區域可以透過約束作用，保持固定位移或轉角，也可指定非零位移或轉角。適當的邊界條件會使得分析的準確性提高，邊界的約束條件將會影響分析結果。三維模型中相對位移與轉角的約束，是對節點相對位移關係的限制。以下將討論在本研究中使用位移與轉角相關位移約束的形式：

(1) 耦合約束 (Coupled Constraint)：

將一組節點與一個獨立節點在相關自由度方向上，將這些節點自由度耦合在一起，當獨立節點沿該方向發生位移時，其餘耦合在一起的節點也將沿同一方向移動同樣大小的位移。耦合約束可用於連接重合節點，如果任兩個節點重合且位移狀態相同，則可利用耦合約束將它們剛性的「捆」住，這可以使用在交互作用模組 (Interaction) 下直接連結 (Tie) 指定完成。Tie 指令用於定義兩個獨立面間的連接，使它們之間沒有相對移動，可以使兩個區域緊密的融合在一起，也可連接兩個截然不同區域的網格劃分。

本研究在剛開始建模時，是使用 Tie 指令完成不同部件間的接合，但因為使用過多的約束條件，反而造成模型在計算上的障礙，因此最後改採 4.3.1 節中介紹的 Merge 功能將各個部件合成一體，而不使用 Tie 來定義交界面。

(2) 剛體約束 (Rigid Body Constraint)

剛體運動是由單一節點控制，此節點為剛性體的參考點。參考點有平移和旋轉的自由度，對於每個剛性體必須給予唯一的定義。除了參考點外，離散的剛性體還包含指定到剛性體上的元素和節點產生的集合，有兩種類型：一是只包含平移自由度的銷釘節點 (Pin)，另一是有平移及轉動自由度的束縛節點 (Tie)。

本研究使用剛體約束來模擬施加的位移控制，圖 3.1 是欲分析結構的立面圖，施力時是由右側千斤頂施加位移，透過轉接梁先傳到樓板兩側邊梁再至抗側力構架，在模擬時不模擬實際樓板，但使用添加面外束制的方式

來控制樓板對大梁的面外位移束制的效應。施加位移位置在頂梁中間，另利用剛體約束來加載位移，稍後在 5.2 節會再詳細介紹。

4.3.5 網格劃分

為了讓分析的結果具有足夠的精度，使用適當的網格尺寸是非常重要的。但有時因為幾何模型和邊界條件的複雜性，在網格產生前還難以對網格提出完善規劃。理論上在不同的應力梯度區域要採用不同的網格密度，才能同時滿足計算精度需求與節省計算成本。但分析之前常未能完全了解整個結構體的應力分布，因此可能造成在應力梯度大的地方採用了較粗糙的網格，導致計算不精確；同樣的也可能在應力梯度小的區域採用過度細緻的網格，增加多餘的計算量。對於複雜的三維模型，可用的電腦資源常常限制所採用的網格密度，所以必須非常小心地確認分析結果。粗糙的網格是可以用來預測趨勢，與比較不同結構概念之間的主要表現差異，但其計算所得到的位移與應力的具體數值則必須謹慎確認。

ABAQUS/CAE 提供多種網格建構技術來應付不同拓樸的模型建構網格，有以下三種不同類型的網格建構技術：

- (1) **結構型網格建構技術 (Structured Meshing)**：應用預建型網格型態於某些特定的模型拓樸上，對於複雜的分析模型，則必須先分割成簡單形狀才可使用此技術。
- (2) **掃掠型網格建構技術 (Swept Meshing)**：沿著掃掠路徑在內部擠伸出網格，或是將之繞著一根旋轉軸迴旋來產生網格，同樣只適用於特定的拓樸模型。
- (3) **自動型網格建構技術 (Free Meshing)**：是最具彈性的網格建構技術，不需先定義網格型態，幾乎可用於任何形狀的模型。

在進入網格劃分模組 (Mesh) 時，程式會依照可以用的網格建構技術來顯示區況的顏色。綠色代表可以使用結構型網格建構技術，黃色代表可使用掃掠型網格建構技術，粉紅色代表可使用自動型網格建構技術，然而當出現橘色區塊時，表示該區域無法使用任何一種網格建構技術來劃分，因此必須對該區域先做分割處理。

本研究的有限元素模型是屬於可利用自動型網格建構技術來產生網格，只要指定總體性的零件種子（Seed）大小，即可產生出網格。初步分析後，查看應力分布情形，再對應力集中的部分做適當的網格密度調整。

4.3.6 分析類型

在分析步模組（Step）中可以設置分析過程。通常一個單一事件只需要單一分析步就可模擬，在此情況下整個分析是由兩個分析步驟所組成：第一個初始步（Initial Step）是用來定義分析結構體的初始狀態，這是由 ABAQUS 自動產生；其次是欲分析步（Analysis Step），這就必須利用 Step 模組自行定義。對於多步驟分析，則是建立多組自行定義的分析步。

ABAQUS 中分析步分成兩種類型：一般分析步（General Analysis Steps），定義的是一個接一個順序的分析流程，可用來分析線性或是非線性的反應，前一個通用分析步的結束狀態是下一個通用分析步的初始狀態。而線性攝動分析步（Linear Perturbation Steps），分析基礎狀態的線性反應，而基礎狀態是前溯最近的通用分析步，只能用來分析線性問題，下一個分析步跟線性攝動分析步沒有關係。在本研究中使用了一般分析步中的通用靜態分析（General Static）與線性攝動分析步中的特徵值挫屈分析（Buckle）。

ABAQUS 是使用時間度量，每個通用分析步須定義分析步時間步長（Step time），而整個分析的總時間（Total time）則是所有分析步的時間步長總合。在與速率無關的靜態分析中，時間只是方便遞增的增量負載度量方式。模擬的總負載歷程會與分析總步長相等，增量（Increments）是分析步中的一部分，為了求解非線性路徑，將總負載切割成較小的增量，疊代（Iterations）則是每個增量負載之內為了求出平衡解的方式。

通用靜態分析步主要是用來做反覆加載分析或是單向側推分析，在設定上必須定義分析步總時間步長，是否考慮幾何非線性，定義初始增量值、最小增量值與最大增量值。其中初始增量值不可大於最大增量值，分析時如果增量小於定義的最小增量值則會中止分析，如果大於最大增量值則會以最大增量值當成增量。特徵值挫屈分析則只須設定輸出特徵值個數，與

使用 Lanczos 法或是子空間疊代 (Subspace) 求解特徵值。有關分析的詳細設定，稍後在 5.2 節會在介紹。

4.4 有限元素分析流程

在 4.3 節已說明有限元素分析模型的建置方式，本節將有限元素分析的流程整理如下：(相關流程請參閱圖 4.10)

- (1) **定義分析類型**：首先要先了解欲解決的問題類型，選擇適當的分析類型並且準備好建模所需要用到的資料，例如模型的幾何尺寸，使用的材料參數與斷面尺寸等。
- (2) **建立幾何模型**：依據實際結構體的幾何形狀與特性，建立有限元素分析的幾何模型。
- (3) **賦予相關屬性**：選擇使用的材料模型並設定相對應的材料參數，再將材料賦予到建立的斷面屬性中，最後將斷面性質加到幾何模型上。接著產生網格化的幾何型體，並檢查網格的疏密度、細長比與網格角度是否符合分析需求。
- (4) **設定分析步驟**：選擇適當的分析步，定義分析步的相關參數，並且設定輸出變數。依照需求可將一步分析分成多步分析，以滿足不同位移歷程的增量大小。
- (5) **定義邊界條件**：完成分析步設定後，即可定義各分析步的邊界條件。
- (6) **提交分析計算**：完成上述各項設定後，即可進入有限元素軟體的運算工作，此時可監控軟體的計算過程，一方面可知道計算進度，另一方面也可注意是否計算上有遇到障礙。
- (7) **查看分析結果**：分析完成後，檢查分析與比較結果。
- (8) **模型修正或完成分析**：如果不滿意分析結果，則對上述步驟做些微修正，再重新執行分析；若是接受分析結果，則可完成分析。

4.5 結語

有限元素分析軟體 ABAQUS 可以用於解決各種非線性分析，應用範圍

非常廣泛，因此在開始使用階段，可先從較簡單的模型下手，了解其運作原理後，再建立較複雜的分析模型。

第五章 TCBF 試驗結果分析

5.1 前言

本章將對第三章介紹之 TCBF 實驗試體建立三維有限元素分析模型進行模擬分析，並探討分析與實驗結果之差異。在 5.2 節時會先說明本研究有限元素分析之設定方式，此部分會沿用第四章介紹之有限元素功能與分析流程，詳細解釋在本研究中關於有限元素建模設定。然後 5.3 節是 TCBF-HSS-8t 試體反應分析，會介紹 TCBF-HSS-8t 之有限元素模型，比較試驗與分析之整體構架反應以及局部受力行爲，接著會由分析結果討論試驗構架之內力分布。5.4 節是介紹 TCBF-WF-8t 試驗反應分析，而 5.5 節則介紹第三組試驗 TCBF-HSS-2t 之試驗反應分析，最後 5.6 節為本章之小結。

5.2 有限元素模擬分析設定

在本研究之有限元素分析模型的建置方式分成兩個階段，第一階段先建立除了斜撐構件與接合板之外的梁柱構架模型；第二階段則分別建立各組試驗之斜撐與接合板於第一階段已建立完成之構架模型中，以下將詳細敘述各階段建模步驟。

第一階段：

在此階段先在第四章介紹之部件模組 (Part) 中建立試體的周邊梁柱構架，包含：柱構件與柱頂蓋板 (圖 5.1)、梁構件與梁腹加勁板 (圖 5.2)、柱底板。由於本研究使用殼體 (Shell) 模型分析，因此在建立梁柱構件斷面時，選擇如圖 4.2 所示斷面中心線構成之斷面為分析模型。

完成各獨立部件之後，在組裝模組 (Assembly) 中，依照圖 3.1 完成試體構架模型之組裝程序，此時各個部件仍為獨立構件，需要經過合成功能 (Merge) 將所有部件轉成一個單獨的部件 (圖 5.3)，完成構架之有限元素分析幾何模型。然後賦予構架模型材料與斷面屬性，方法如第四章介紹，依表 3.3 將試體材料拉伸強度試驗結果採用雙線型材料模型模擬 (圖 5.4)，斷面尺寸設定則輸入實際厚度。

如圖 5.5 將分析模型劃分網格，並賦予 S4R 元素。接著設定分析步驟，由於此部分只包含構架，不需要先進行挫屈分析，且屬於較簡易之分析模型，可設定為一步分析，將試驗之加載歷時透過表格方式輸入到程式中。完成分析步設定之後，則可定義邊界條件，在本試驗中試體是透過柱底板鎖在錨定板上，因此假設柱底板是剛接於強力地板上（圖 5.6）。然而實際構架中有樓板的存在，但在本研究分析時，將樓板效應改採用面外約束的形式模擬，而添加樓板效應之面外約束位置為各樓層小梁、頂梁上翼板兩側以及中間梁上翼板中心，如圖 5.7 所示。

實驗時為了使試驗過程更接近真實結構之受力情況，因此試驗時千斤頂施力是由轉接梁傳遞到樓板兩側之邊梁，再由樓板邊梁傳至整體構架，試體以此種方式模擬真實結構受反覆側推之反應。而本研究中並沒有建立實際的樓板模型，為了模擬真實施力系統之施力行為，假設樓板是均勻傳力，因此在分析模擬施力方式選擇施加位移控制在頂梁中間斷面，利用第四章介紹過之約束設定（Constraint）的設定方法，先設置一參考點於頂梁斷面中心之形心位置，再將頂梁中心斷面其餘各點與此參考點連結，則可透過參考點控制其餘節點之自由度，再將位移歷時施加在此參考點上，如圖 5.8。

綜合以上敘述，以及參考圖 3.10，可將此階段分析流程整理如下：

(1) 建立幾何形體。

設定步驟：首先建立各獨立的部件，如：梁構件與梁腹加勁板、柱構件與柱頂蓋板以及柱底板。接著進行部件組裝，組裝完成後使用 Merge 功能將個別獨立的部件合成一個單獨的部件。

(2) 定義材料與斷面性質。

材料屬性設定步驟：首先在定義材料彈性性質，輸入彈性模數與 Poisson's ratio，然後定義材料塑性性質，選擇線性走動硬化數據表，輸入應力應變數據。

斷面屬性設定步驟：將已定義材料賦予到殼體元素對應之斷面模型，輸入殼體厚度，決定斷面積分方式與積分點個數。

(3) 劃分網格。

設定步驟：先決定整體之網格尺寸，選擇使用之元素類型，完成幾何形體

之網格劃分程序。

(4) 建立分析步。

設定步驟：定義分析步時間步長，使用自動時間步長，輸入初始步長、最小步長、最大步長與最大步數。

(5) 定義邊界條件。

設定步驟：選擇預定義之邊界條件類型，設定邊界約束自由度之種類，選取邊界條件位置，賦予邊界條件設定。

(6) 建立加載方式。

設定步驟：首先建立位移加載之數據表，此數據表為時間與位移關係，注意總時間需與分析步定義之時間步長吻合，透過邊界條件之設定方式，將位移歷時加載到施力點。

(7) 進行分析。

設定步驟：完成上述程序之後，在 Job 模組中，將分析模型提交計算，並開啟監測視窗，查看詳細之分析情況，注意計算過程是否有警告或是錯誤訊息。

第一階段分析結果：

圖 5.9 為此階段之遲滯迴圈，由圖所示單純空構架受反覆載重之反應為相當飽滿的，在最大頂層側位移 240mm 時，基底剪力為 690kN，此遲滯反應圖可作為之後含斜撐構架之構架反應的比對基準。

構架在單向反覆側推下之受力行為並非只受單方向應力，因此需使用降伏判斷準則來定義材料在受多軸應力情況下之彈性限度，如同材料受單軸拉伸試驗之彈性極限應力 σ 及剪力試驗之降伏剪應力等均由試驗來定義，一般材料之降伏準則也須由材料試驗決定。在三軸應力空間中，可依不同假設定義多種應力降伏曲面。而在材料受多軸應力達降伏時，可將其表示為各主軸應力之函數關係。

$$\sigma_v = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} \quad (5-1)$$

其中 σ_1 、 σ_2 與 σ_3 為三方向之主應力。

在本研究中使用之材料降伏判斷準則是以材料受力之塑性功為基準，使用 Von Mises 應力推導式（公式 5-1），在 ABAQUS 軟體中利用主軸應力計算殼元素積分點處之 Von Mises 應力。圖 5.10 為最大頂層側位移 240mm 時之 Von Mises 應力圖，圖中將應力集中處用紅色虛圈標示，如圖所示應力主要集中在梁柱接頭以及柱底位置。

第二階段：

由第一階段確定大致模型建置方式，而透過第一階段分析也測試了分析步設定之可行性，因此可以進行下一階段的模型建置。此階段是分別將各次試驗之斜撐構件與接合板模型建入第一階段建置的空構架模型中。在此部份只會針對模型的建置方式做說明，關於各試驗的完整模型則會在稍後各節再介紹。

模型建置方式：

先建立接合板部件模型，每次試驗皆有三種尺寸之接合板，先分別建立這三種尺寸接合板的部件模型，其中中間接合板的部份需包含周邊加勁板，當完成接合板部件模型後，在 Assembly 中加入接合板部件到正確位置，再利用 Merge 功能將其合成一個新的部件。

由於斜撐部份有角度旋轉問題，因此不採用合成功能的方式建立，而直接在 Part 模組中使用第四章介紹過之拉伸功能建立斜撐模型到構架中，在建立斜撐模型前須先在中間接合板上劃分斜撐與接合板接合的位置，之後才能快速利用拉伸功能建立斜撐於正確位置。當依序建立四根斜撐於構架中後，因斜撐與接合板接合段有設置加勁貼板，本研究有考慮貼板效應，因此須在斜撐上劃分加勁貼板區域，透過給定與斜撐本身不同之厚度模擬加勁貼板效應。

接合板與斜撐構件建立完成後，由於經過 Merge 程序之後產生的部件是一個新的部件，因此關於原本已設定好之各項參數，須重複第一階段之步驟，再重新設定，才完成完整構架模型。

第二階段分析中加入斜撐構件，而斜撐在受到壓力作用下，會發生挫屈行為。因此在分析步設定上，需要考慮斜撐挫屈後之後挫屈反應。然而要進行後挫屈分析，則需在挫屈發生之分析步前施加初始缺陷

(imperfection)。初始缺陷是考慮實際結構體在施作或運送過程中，因為受熱或外力作用造成結構體並非完美理想的幾何形狀，可能在某一尺度上會有偏差現象，然而在建立分析模型時，建立之幾何形體都是完美無缺的，如果在進行挫屈分析時不考慮初始缺陷，計算分析時會因幾何太完美無法產生正確之挫屈模態，亦會造成強度高估之現象，因此需要在分析模型中引入幾何初始缺陷。

對於初始缺陷的施加方式，可採用兩種設定方式：第一種只要進行一次分析計算，直接在原本設定之分析步前面，多設置一分析步施加初始缺陷量；另一種則是需要進行兩次分析計算，先執行一次預分析，產生檔案名稱爲.fil的結果文件，再利用文字指令輸入檔方式施加初始缺陷後，才執行原本預定之分析。第一種方式主要是將挫屈構件之面外變形量利用邊界條件設定方式，添加到分析模型中，此時要注意在 ABAQUS 程式中使用第四章介紹之通用分析步時，第二個分析步會繼承第一個分析步之相關設定，因此透過此種方式添加初始缺陷，必須將後續分析之有關初始缺陷的邊界條件設定取消，才可提交分析。而第二種方式需要先進行一次預分析，這個預分析可以是挫屈模態分析，也可為一般的通用分析，使用挫屈模態分析在設定上需要設置外力作用，程式會依據給定的外力大小計算出對應之模態特徵值，將給定的外力大小乘以模態特徵值即是此模態之挫屈強度，而採用通用分析則與第一種方式設定相似，差別只在於此時只有單一步分析。使用第二種方式在進行預分析時必須設定特定輸出檔 (.fil)，以供後面分析可透過關鍵字編輯 (Keyword Edit)，引入初始缺陷量。詳細設定請參考下列各節。

5.3 TCBF-HSS-8t 試體反應分析

本小節針對 3.2 節介紹之 TCBF-HSS-8t 試驗所作之分析模擬，將詳細介紹試體分析模型，分析與試驗結果比較，包含試體整體遲滯行為反應、斜撐挫屈之面外變形量、接合板挫屈、柱之單向應力，然後透過分析結果找出斜撐與構架分別佔樓層剪力之比例。

5.3.1 分析模型

使用 5.2 節介紹方法建立 TCBF-HSS-8t 試驗之分析模型，先建立三種型式之接合板部件如圖 5.11，在中間接合板上需先劃分斜撐接合之位置，完成接合板部件模型建立後，將所有接合板引入上一節之空構架模型中，並調整至適當位置後，先使用 Merge 功能將接合板與空構架合成一體，然後在透過新增拉伸部件之功能依序將各斜撐建立到分析模型中，並重新賦予材料與斷面屬性，組立完成之分析模型如圖 5.12。

分析步則採用多步分析方式，雖然也可只用單一分析步完成反覆加載歷時分析，但此分析步之最大時間步長就必須設定成較小的值才可保持整體分析計算之精度，因此需要較大計算成本，另一方面在進行非線性分析問題時，為了能較便捷且有效地求解問題，通常會採用 ABAQUS/Standard 中提供的自動增量控制，程式會自動調整時間步長增量來符合分析收斂需求，如只採用單一步分析，使用共同之時間步長設定，容易產生不收斂問題，造成分析計算過早中止。採用多步分析則可配合每個目標位移，調整各目標位移所需之最大時間步長，減少分析計算成本。

由於上述因素，本研究對於反覆加載歷時分析採用多步分析方式，其設定方式與單一步分析相同，將原本的加載歷時切割成表 3.2 型式，每組目標位移設成一個分析步，而每組分析步包含目標位移之兩次循環，而依據 TCBF-HSS-8t 試驗結果只進行至頂層位移 180mm 之第一循環負位移頂點，因此在分析部分同樣只做到與試驗相同之目標位移。

5.2 節介紹過進行挫屈分析時需要施加初始缺陷，否則易產生非預期之挫屈模態，而初始缺陷設置有兩種方式，本研究一開始是使用第一種直接分析方式，但此方法只適用於單向側推分析，對於反覆加載而言必須採用第二種方式，先進行一組預分析，得到斜撐面外變形型式，再進行反覆側推分析。

TCBF-HSS-8t 試驗之分析流程：

(1) 挫屈模態分析：

先進行試體之挫屈模態分析，瞭解試體挫屈型式。經過挫屈模態分析，得

到試體挫屈之第一階至第十階的面外變形結果，經由結果觀察，第一階至第四階模態主要為試體四根斜撐之面外挫屈，如圖 5.13 與圖 5.14。因此可知試體之挫屈模式是由斜撐挫屈控制，而四根斜撐中同樓層之挫屈強度相同，一樓斜撐挫屈會早於二樓之斜撐。經由挫屈分析可知，在後續分析中可選擇前四階挫屈分析之面外變形結果，因為挫屈模態分析輸出之面外變形量為正規化後的值，需乘上一定比例係數之後，可當成試體之初始缺陷量。

(2) 給定初始缺陷分析：

由於進行分析前，已完成 TCBF-HSS-8t 之試驗，因此也可由試驗結束後，觀察每根斜撐實際挫屈位置，當成添加初始缺陷之位置。由(1)可知試體挫屈主要由斜撐控制，因此可將實際量到的挫屈位置對應到分析模型上，再透過邊界條件設定方式，調整成試體挫屈形狀。關於初始缺陷的大小，參考 AISC (2005b) 建議桿件平整度為最大長度之 1/1000，因此添加最大之初始缺陷量以不超過各斜撐長度之 1/1000 為原則，依斜撐實際挫屈先後，調整各斜撐之初始缺陷大小。本研究在 TCBF-HSS-8t 試體之分析，是採用實際斜撐挫屈位置，當成初始缺陷添加位置，再進行一般通用分析得到初始缺陷之面外變形結果，如圖 5.15 所示。

(3) 反覆側推分析：

將初始缺陷透過 ABAQUS 提供之關鍵字編輯功能，使用關鍵字 Imperfection 引入後續分析模型中，設定初始缺陷比例，進行反覆側推分析。

5.3.2 整體構架反應

TCBF-HSS-8t 反覆側推分析結果與試驗相同，四根斜撐皆有產生挫屈現象，由於給定初始缺陷時就設定成試驗之挫屈形狀，因此分析結果與實驗一樣，同壓力作用之斜撐會往不同方向挫屈，但此組分析模型並不能完全模擬試驗結果，因為試驗時同層樓之斜撐也往不同方向挫屈，雖然初始缺陷設定為試驗最終之挫屈形狀，而分析模型一開始挫屈之斜撐也是與初始缺陷設定相同，但在目標位移為 60mm 之循環時，二樓的斜撐挫屈並非依循初始缺陷之方向，而同受壓之斜撐會彼此牽制，造成原本按初始缺陷給定方向挫屈之一樓斜撐也往反方向挫屈，圖 5.16 為完成目標位移 180mm

循環回到位移為 0mm 的試體分析之挫屈形狀。而與試驗相同，當四根斜撐皆挫屈之後，挫屈形狀就不會再改變，但每根斜撐之面外變形量都會持續增大。圖 5.17 為分析與試驗結果之遲滯行為比較，由圖顯示有限元素分析之結果與試驗相似。

5.3.3 局部受力行為

圖 5.18 為各斜撐分析與試驗之面外變形量比較，由 TCBF-HSS-8t 試驗觀察結果發現因斜撐挫屈方向造成中間層有大幅扭轉現象，然而有些量測斜撐面外變形之儀器是架設在中間層之延伸鉛桿上，因此會與中間層一起扭轉，如圖 5.19 造成量測結果小於實際斜撐之面外變形量。圖 5.20 為斜撐挫屈形狀與試驗結果之比較圖。而有限元素分析亦可模擬出斜撐局部挫屈情形，如圖 5.21。圖 5.22 為典型接合板之降伏應力分布與實驗結果比較。圖 5.23 為接合板面外挫屈形狀。

5.3.4 構架內力分析

針對分析結果將各樓層斜撐與構架之剪力分離，斜撐承受之剪力是由斜撐軸力轉換而得，各斜撐軸力如圖 5.24 所示，而圖 5.25 為構架系統之總剪力、斜撐剪力以及構架剪力關係圖，由圖可知斜撐剪力有縮減現象，但由於構架剪力持續增長，因此系統總剪力仍持續上升。圖 5.26 為剪力分離與系統總剪力之關係圖。

5.4 TCBF-WF-8t 試體反應分析

本小節針對 3.3 節介紹之 TCBF-WF-8t 試驗所作之分析模擬，將詳細介紹試體分析模型，分析與試驗結果比較，包含試體整體遲滯行為反應、斜撐挫屈之面外變形量、接合板挫屈、柱之單向應力，然後透過分析結果找出斜撐與構架分別佔樓層剪力之比例。

5.4.1 分析模型

使用 5.2 節介紹方法建立 TCBF-WF-8t 試驗之分析模型，先建立三種型

式之接合板部件如圖 5.27，在中間接合板上需先劃分斜撐接合之位置，完成接合板部件模型建立後，將所有接合板引入上一節之空構架模型中，並調整至適當位置後，先使用 Merge 功能將接合板與空構架合成一體，然後在透過新增拉伸部件之功能依序將各斜撐建立到分析模型中，並重新賦予材料與斷面屬性，組立完成之分析模型如圖 5.28。

反覆加載歷時分析採用多步分析，其設定方式與單一步分析相同，將原本的加載歷時切割成表 3.2 型式，每組目標位移設成一個分析步，而每組分析步包含目標位移之兩次循環，TCBF-WF-8t 試驗結果進行至頂層位移 240mm 之第一循環負位移頂點，而分析部分只完成目標位移 210mm 完整循環。

5.2 節介紹過進行挫屈分析時需要施加初始缺陷，否則易產生非預期之挫屈模態，而初始缺陷採用第二種方式設定，先進行一組預分析，得到斜撐面外變形型式，再進行反覆側推分析。

TCBF-WF-8t 試驗之分析流程：

(1) 挫屈模態分析：

先進行試體之挫屈模態分析，瞭解試體挫屈型式。經過挫屈模態分析，得到試體挫屈之第一階至第十階的面外變形結果，由結果觀察，第一階至第四階模態主要為試體四根斜撐之面外挫屈，如圖 5.29 與圖 5.30。試體挫屈模式是由斜撐挫屈控制，而四根斜撐中同樓層之挫屈強度相同，一樓斜撐挫屈會早於二樓之斜撐。

(2) 給定初始缺陷分析：

由於進行分析前，已完成 TCBF-WF-8t 之試驗，因此可由試驗結束後，觀察每根斜撐實際挫屈位置，當成添加初始缺陷之位置。由(1)可知試體挫屈主要由斜撐控制，因此可將實際量到的挫屈位置對應到分析模型上，再透過邊界條件設定方式，調配成試體挫屈情形。關於初始缺陷的大小，參考 AISC (2005b) 建議之桿件平整度為最大長度之 1/1000，因此添加最大之初始缺陷量以不超過各斜撐長度之 1/1000 為原則，依斜撐實際挫屈先後，調整各斜撐之初始缺陷大小。

本研究在 TCBF-WF-8t 試體之分析，是採用實際斜撐挫屈位置，當成初始

缺陷添加位置，再進行一般通用分析得到初始缺陷之面外變形結果，如圖 5.31 所示。

(3) 反覆側推分析：

將初始缺陷透過 ABAQUS 提供之關鍵字編輯功能，使用關鍵字 Imperfection 引入後續分析模型中，設定初始缺陷比例，進行反覆側推分析。

5.4.2 整體構架反應

TCBF-WF-8t 反覆側推分析結果與試驗相同，四根斜撐皆有產生挫屈現象，由於給定初始缺陷時就設定成試驗之挫屈形狀，因此分析結果與實驗一樣，同壓力作用之斜撐會往不同方向挫屈，圖 5.32 為完成目標位移 210mm 循環回到位移為 0mm 的試體分析之挫屈形狀。分析結果與試驗相同，當四根斜撐皆挫屈之後，挫屈形狀就不會再改變，但每根斜撐之面外變形量都會持續增大。圖 5.33 為分析與試驗結果之遲滯行為比較，由圖顯示有限元素分析之結果與試驗相似，但峰值剪力略大於試驗結果。

5.4.3 局部受力行為

由圖 5.34 可知分析與實驗之斜撐中點面外變形量相似，而二樓因儀器問題讀值有誤，所以僅列分析之結果。圖 5.35 為斜撐挫屈形狀與試驗結果之比較圖。斜撐局部挫屈情形，如圖 5.36。圖 5.37 為典型接合板之降伏應力分布與實驗結果比較。圖 5.38 為接合版面外挫屈之形狀。

5.4.4 構架內力分析

針對分析結果將各樓層斜撐與構架之剪力分離，斜撐承受之剪力是由斜撐軸力轉換而得，各斜撐軸力如圖 5.39 所示，而圖 5.40 為構架系統之總剪力、斜撐剪力以及構架剪力關係圖，由圖可知斜撐剪力有縮減現象，但由於構架剪力持續增長，因此系統總剪力仍持續上升。圖 5.41 為剪力分離與系統總剪力之關係圖。圖 5.42 則是將拉力斜撐與壓力斜撐分離之比較，由圖可知受拉力之斜撐承受剪力大小都維持在一定值，但受壓力之斜撐可承受剪力值一直在遞減，而遞減的差額就由構架來彌補。

5.5 TCBF-HSS-2t 試體反應分析

本小節針對 3.4 節介紹之 TCBF-HSS-2t 試驗所作之分析模擬，將詳細介紹試體分析模型，分析與試驗結果比較，包含試體整體遲滯行為反應、斜撐挫屈之面外變形量、接合板挫屈、柱之單向應力，然後透過分析結果找出斜撐與構架分別佔樓層剪力之比例。

5.5.1 分析模型

使用 5.2 節介紹方法建立 TCBF-HSS-2t 試驗之分析模型，先建立三種型式之接合板部件如圖 5.43，在中間接合板上需先劃分斜撐接合之位置，完成接合板部件模型建立後，將所有接合板引入上一節之空構架模型中，並調整至適當位置後，先使用 Merge 功能將接合板與空構架合成一體，然後在透過新增拉伸部件之功能依序將各斜撐建立到分析模型中，並重新賦予材料與斷面屬性，組立完成之分析模型如圖 5.44。

採用多步分析方式分析反覆加載歷時，其設定方式與單一步分析相同，將原本的加載歷時切割成表 3.2 型式，每組目標位移設成一個分析步，而每組分析步包含目標位移之兩次循環，而依據 TCBF-HSS-2t 試驗結果只進行至頂層位移 210mm 之第一循環負位移頂點，因此在分析部分只完成 180mm 完整循環。

TCBF-HSS-2t 試驗之分析流程：

(1) 挫屈模態分析：

先進行試體之挫屈模態分析，瞭解試體挫屈型式。經過挫屈模態分析，得到試體挫屈之第一階至第十階的面外變形結果，經由結果觀察，第一階至第四階模態主要為試體四根斜撐之面外挫屈，如圖 5.45 與圖 5.46。因此可知試體之挫屈模式是由斜撐挫屈控制，而四根斜撐中同樓層之挫屈強度相同，一樓斜撐挫屈會早於二樓之斜撐。由挫屈分析可知，後續分析中可選擇前四階挫屈分析之面外變形結果當成初始缺陷，而挫屈模態分析輸出之面外變形量為正規化後的值，需乘上一定比例係數之後，則可當成試體之初始缺陷量。此次試體由於試驗時間較晚，在試驗前有先做試驗預測分析，

所以初始缺陷添加方式只採用挫屈模態分析結果，而試驗結果顯示各斜撐挫屈位置與挫屈模態相同，皆在斜撐正中心位置（但 2FEB 有稍微偏離 10cm），因此後續分析只有調整各模態的比例參數，配合斜撐先後挫屈順序，而沒有做實際試驗挫屈位置之初始缺陷預分析。

(2)反覆側推分析：

將初始缺陷透過 ABAQUS 提供之關鍵字編輯功能，使用關鍵字 Imperfection 引入後續分析模型中，設定初始缺陷比例，進行反覆側推分析。

5.5.2 整體構架反應

TCBF-HSS-2t 反覆側推分析結果與試驗相同，四根斜撐皆有產生挫屈現象，由於給定初始缺陷時就設定成試驗之挫屈形狀，因此分析結果與實驗一樣，同壓力作用之斜撐會往不同方向挫屈，圖 5.47 為完成目標位移 180mm 循環回到位移為 0mm 的試體分析之挫屈形狀。分析結果與試驗相同，當四根斜撐皆挫屈之後，挫屈形狀就不會再改變，但每根斜撐之面外變形量都會持續增大。圖 5.48 為分析與試驗結果之遲滯行為比較，由圖顯示有限元素分析之結果與試驗相似，但峰值剪力略大於試驗結果。

5.5.3 局部受力行爲

由圖 5.49 可知分析與實驗之斜撐中點面外變形量相似，圖 5.50 為斜撐挫屈形狀與試驗結果之比較圖。斜撐局部挫屈情形，如圖 5.51。圖 5.52 為典型接合板之降伏應力分布與實驗結果比較。圖 5.53 為接合版面外挫屈之形狀。

5.5.4 構架內力分析

針對分析結果將各樓層斜撐與構架之剪力分離，斜撐承受之剪力是由斜撐軸力轉換而得，各斜撐軸力如圖 5.54 所示，而圖 5.55 為構架系統之總剪力、斜撐剪力以及構架剪力關係圖，由圖可知斜撐剪力有縮減現象，但由於構架剪力持續增長，因此系統總剪力仍持續上升。圖 5.56 為剪力分離與系統總剪力之關係圖。

5.6 結語

由本章分析之結果，驗證有限元素模型之可用性與準確性，對於斜撐構架分析而言，有限元素法可模擬構架整體之行為，對於構件局部行為也能有效反應，確定本研究之使用有限元素分析軟體模擬特殊同心斜撐構架系統之程序是可行的，往後可採用相同分析方法，建立其他分析模型。

由分析結果分析構架內力，發現在彈性階段構架系統之樓層剪力幾乎都由斜撐來承受，而當斜撐開始挫屈後，斜撐所承受之樓層剪力開始下降，而在同受壓力作用之斜撐如未挫屈，則會承受較大的剪力，以彌補已挫屈斜撐下降之強度。將三次分析結果比較，如圖 5.57 所示，斜撐佔總剪力之比例最後會趨近於 60%，而構架所佔總剪力之比例則會提升至接近 40%。

第六章 結論與建議

6.1 結論

依照上述各章之研究結果，本章將歸納出幾點結論如下：

1. 由實驗結果得知，此種多層 X 型配置之特殊同心斜撐構架系統的位移角容量可達正負 0.02 弧度以上。在頂層側位移角正負 0.02 弧度之間(斜撐尚未斷裂前)，試體尚能提供穩定的強度與勁度，並未明顯受到斜撐與接合板面外變形的影響。
2. 由三次試驗結果觀察，多層 X 型配置特殊同心斜撐構架之同受壓挫屈斜撐，由於中間接合板的牽動效應，上下層之斜撐會往不同方向挫屈。
3. HSS-8t 試體由於中間接合板設計較為剛性，且其在同樓層之斜撐挫屈形式為相反方向，造成中間層出現明顯之扭轉現象，而 HSS-2t 中間接合板配置形式，則較不易牽動整個樓層產生扭轉。
4. 由實驗結果得知，在樓層側位移角達正負 0.02 弧度時，挫屈斜撐之最大面外變形量可達 30cm，且在斜撐尚未斷裂之前，挫屈斜撐之最大面外變形量可達 40cm。
5. 本研究分析之結果顯示，利用有限元素分析軟體 ABAQUS，可模擬構架整體之行為，對於構件局部行為也能有效反應，確定本研究之有限元素分析模擬程序是可行的，往後亦可採用相同分析方式，建立其他分析模型。
6. 在 ABAQUS 中使用文字檔方式，添加初始缺陷有兩種方式：一是進行挫屈模態分析；另一是由實驗結果觀察斜撐實際產生塑鉸之位置，進行一般步分析。兩種方式皆與實驗結果相似，若未做實驗前可使用挫屈模態分析方式進行，若實驗已完成，則可使用實際塑鉸位置之方式較為簡便。
7. 由分析結果之樓層剪力分佈情形觀察，樓層側位移角小於 0.028 弧度之

彈性狀態下，斜撐至少承受 90%之系統總剪力。而當樓層側位移角超過 0.02 弧度後，斜撐仍可承受 60%之系統總剪力。

6.2 建議

1. 有限元素分析建置過程較為複雜，對於一般設計使用較不方便。但由於分析結果與實驗反應類似，可知有限元素分析之可信度。因此可將對單根 ABAQUS 斜撐挫屈分析結果，作為簡化分析模型之材料或構件參數，進行 PISA3D 或 SAP2000 分析。
2. 由於本研究分析模型透過簡化方法模擬樓板效應，即利用面外束制的邊界條件來控制面外變形，與實際樓板之效應有所不同，也許之後可建立包含樓板之分析模型，以得到更接近真實情況之分析結果。
3. 由於目前使用之分析模型無法模擬出斜撐斷裂之情形，因此可先計算試體斜撐實際斷裂時，對應於 ABAQUS 分析模型中之等效塑性應變量，作為材料失效模型判斷依據，再透過 ABAQUS/Explicit 分析模組，進行斜撐斷裂預測或模擬分析。
4. 由於試驗所需成本龐大並且較為耗時，未來試驗結果與實驗設計若能以分析模型加以輔佐，透過數值模擬或參數分析，對於試驗改良與試體設計助益良多。

參考文獻

- [1] ABAQUS (2006), “ABAQUS Analysis User’s Manual”, ABAQUS Inc., Version 6.6.
- [2] AISC (2005a), “Seismic Provisions for Steel Buildings”, AISC/ANSI Standard 341-05, *American Institute of Steel Construction*, Chicago, IL.
- [3] AISC (2005b), “Specification for Structural Steel Buildings”, AISC/ANSI Standard 360-05, *American Institute of Steel Construction*, Chicago, IL.
- [4] AISC (2005c), “Steel Construction Manual”, 13th Edition, *American Institute of Steel Construction*, Chicago, IL.
- [5] Astaneh-Asl, A. (1998), “Seismic Behavior and Design of Gusset Plates”, *Steel TIPS Report*, Structural Steel Education Council, Moraga, CA, December.
- [6] Astaneh-Asl, A., Cochran, M. L. and Sabelli, R. (2006), “Seismic Detailing of Gusset Plate for Special Concentrically Braced Frames”, *Steel TIPS Report*, Structural Steel Education Council, Moraga, CA, December.
- [7] Chen, C.H., Lai, J.W. and Mahin, S. (2008), “Numerical Modeling and Performance Assessment of Concentrically Braced Steel Frames”, *Proceedings*, ASCE SEI 2008 Structures Congress, Vancouver, Canada.
- [8] Cheng, J.J. R., Grondin, G. Y. and Yam, M. C.H. (2000), “Design and Behavior of Gusset Plate Connections”, Fourth International Workshop on Connections in Steel Structures, Roanoke, Virginia, USA, pp.307-317.
- [9] Cochran, M. L. and Honeck, W. C. (2004), “Design of Special Concentric Braced Frames (with Comments on Ordinary Concentric Braced Frames)”, *Steel TIPS Report*, Structural Steel Education Council, Moraga, CA, May.
- [10] Lehman, D. E., Roeder, C. W., Herman, D., Johnson, S. and Kotulka, B. (2008), “Improved Seismic Performance of Gusset Plate Connections”, ASCE, *Journal of Structural Engineering*, Vol.134, No. 6, Reston, VA, pp.890-901.

- [11]Mahin, S. A. and Uriz, P. (2003), “Seismic Performance Assessment of Special Concentrically Braced Steel Frames”, *Proceedings, the International Workshop on Steel and Concrete Composite Construction (IWSCCC-2003)*, Taipei, Taiwan, October, Vol. 1, pp.1-13.
- [12]Mahin, S. and Uriz, P. (2004), “Performance-based Seismic Design of Steel Braced Frame Buildings”, *Proceedings, 3rd International Conference on Earthquake Engineering*, Nanjing, China, October, pp.26-32.
- [13]Moon, J., Yoon, K.Y., Han, T.S. and Lee, H.E. (2008), “Out of Plane Buckling and Design of X-bracing Systems with Discontinuous Diagonals”, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 64, Issue 3, pp.285-294.
- [14]Mullin, D. T. and Cheng, J.J. R. (2004), “Ductile Gusset Plates-Tests and Analyses”, NASCC 2004 Pacific Structural Steel Conference.
- [15]Powell, J., Clark, K., Tsai, K.C., Roeder, C. and Lehman, D. (2008), “Test of a Full Scale Concentrically Braced Frame with Multi-story X-bracing”, *Proceedings, ASCE SEI 2008 Structures Congress*, Vancouver, Canada.
- [16]Roeder, C.W., Lehman, D.E. and Yoo, J.H. (2004), “Performance-Based Design of Gusset-Plate Braced Frame Connections”, *Proceedings, Fifth International Workshop on Connections in Steel Structures*, Amsterdam, The Netherlands, pp.167-176.
- [17]Roeder, C.W., Lehman, D. E., Johnson, S., Herman, D. and Yoo, J.H. (2006), “Seismic Performance of SCBF Braced Frame Gusset Plate Connections”, *Proceedings, 4th International Conference on Earthquake Engineering (4ICEE)*, Taipei, Taiwan.
- [18]Thornton, W. A. (1984), “Bracing Connections for Heavy Constructions”, *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Third Quarter, pp.139-148.
- [19]Thornton, W. A. (1991), “On the Analysis and Design of Bracing Connections”, *Proceedings, National Steel Construction Conference*, AISC, Chicago, IL.
- [20]Thornton, W. A. (2001), “Seismic Design of Connections in Concentrically

- Braced Frames”, *Cives Steel Company Paper*, Georgia.
- [21] Whitmore, R.E. (1952), “Experimental Investigation of Stresses in Gusset Plate”, University of Tennessee Engineering Experiment Station Bulletin No. 16, May.
- [22] Yam, M. C.H. and Cheng, J.J. R. (2002), “Behavior and Design of Gusset Plate Connections in Compression”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.58, pp.1143-1159.
- [23] Yoo, J.H., Roeder, C. W. and Lehman, D. E. (2006), “Finite Element Simulation of Special Concentrically Braced Frame Tests”, *Proceedings*, STESSA 2006-Fifth International Conference, Yokohama, Japan.
- [24] Yoo, J.H., Lehman, D. E. and Roeder, C. W. (2007), “Influence of Connection Design Parameters on the Seismic Performance of Braced Frames”, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 64, pp.607-623.
- [25] Yoo, J.H., Roeder, C.W., and Lehman, D.E. (2008), “Analytical Performance Simulation of Special Concentrically Braced Frames”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.134, No. 6, Reston, VA, pp.881-889.
- [26] 內政部營建署 (2006), 「鋼結構極限設計法規範與解說」。
- [27] 愛發股份有限公司 (2007), 「ABAQUS 實務入門引導」, 第二版, 全華圖書股份有限公司, 台北。
- [28] 陳沛均 (2005), 「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研究所碩士論文, 周中哲教授指導。

表 3.1 斷面尺寸表

| | Member | Material | Section |
|--------------------|-------------------|----------|-----------------|
| Frame | Column | A572 | H318x307x17x24 |
| | Girder | A572 | H506x201x11x19 |
| | Beam | A572 | H346x174x6x9 |
| | 2F Slab Edge Beam | A572 | H194x150x6x9 |
| | RF Slab Edge Beam | A572 | H200x200x8x12 |
| TCBF-HSS-8t | Brace | STKR400 | HSS125x125x9 |
| | Gusset Plate | A572 | Thickness=10mm |
| | Reinforce Plate | A572 | Thickness=15mm |
| TCBF-WF-8t | Brace | A36 | H175x175x7.5x11 |
| | Gusset Plate | A572 | Thickness=10mm |
| | Reinforce Plate | A572 | Thickness=11mm |
| TCBF-HSS-2t | Brace | STKR400 | HSS125x125x9 |
| | Gusset Plate | A572 | Thickness=20mm |
| | Reinforce Plate | A572 | Thickness=15mm |

表 3.2 試驗位移控制之歷時

| Step | Cycle # | Cumulative Cycle # | Top Level Displacement (mm) | Expected Bottom Story Drift % | ATC Type Benchmark for Most Damaged Level | Average Drift Ratio at top |
|------|---------|--------------------|-----------------------------|-------------------------------|---|----------------------------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | |
| 1 | 2 | 2 | 10 | | | |
| 2 | 2 | 4 | 15 | | | |
| 3 | 2 | 6 | 20 | 0.34 | Anticipated Initial Yielding | 1.0 |
| 4 | 2 | 8 | 30 | 0.48 | Approx 1.5 Δy | 1.5 |
| 5 | 2 | 10 | 40 | 0.65 | Approx 2.0 Δy | 2.0 |
| 6 | 2 | 12 | 60 | 1.11 | Approx 3.0 Δy | 3.0 |
| 7 | 2 | 14 | 90 | 1.75 | Approx 5.3 Δy | 4.5 |
| 8 | 2 | 16 | 120 | 2.10 | Approx 6.4 Δy | 6.0 |
| 9 | 2 | 18 | 150 | 2.80 | Approx 8.4 Δy | 7.5 |
| 10 | 2 | 20 | 180 | 3.30 | Approx 10 Δy | 9.0 |
| 11 | 2 | 22 | 210 | 4.00 | Approx 12 Δy | 10.5 |
| 12 | 2 | 24 | 240 | 4.70 | Approx 14 Δy | 12.0 |

表 3.3 材料強度試驗結果

| | Positions of Sampling | | Fy (MPa) | Fu (MPa) |
|-------------|-----------------------|---------------|----------|----------|
| Frame | Column | Flange (24mm) | 405 | 535 |
| | | Web (17mm) | 413 | 523 |
| | Girder | Flange (19mm) | 398 | 511 |
| | | Web (11mm) | 420 | 522 |
| | Beam | Flange (9mm) | 342 | 457 |
| | | Web (6mm) | 416 | 501 |
| | 2F Slab Edge Beam | Flange (9mm) | 312 | 437 |
| | | Web (6mm) | 330 | 436 |
| | RF Slab Edge Beam | Flange (12mm) | 334 | 455 |
| | | Web (8mm) | 333 | 448 |
| | Girder Web Stiffener | 12mm | 395 | 499 |
| TCBF-HSS-8t | Brace | 9mm | 447 | 508 |
| | Gusset Plate | 10mm | 404 | 514 |
| | Reinforce Plate | 15mm | 370 | 523 |
| TCBF-WF-8t | Brace | Flange (11mm) | 305 | 437 |
| | | Web (7.5mm) | 336 | 453 |
| | Gusset Plate | 10mm | 407 | 522 |
| | Reinforce Plate | 11mm | 389 | 496 |
| TCBF-HSS-2t | Brace | 9mm | 442 | 478 |
| | Gusset Plate | 20mm | 347 | 492 |
| | Reinforce Plate | 15mm | 396 | 511 |

表 4.1 ABAQUS 使用單位系統

| | SI | SI (mm) | US (ft) | US (inch) |
|---------|------------------------|---------------------|----------------------|--------------------------------------|
| Length | m | mm | ft | in |
| Force | N | N | lb | lb |
| Mass | kg | ton | slug | lb sec ² /in |
| Time | sec | sec | sec | sec |
| Stress | Pa (N/m ²) | MPa | lb/ft ² | psi(lb/in ²) |
| Energy | J | mJ | ft lb | in lb |
| Density | kg/m ³ | ton/mm ³ | slug/ft ³ | lb sec ² /in ⁴ |