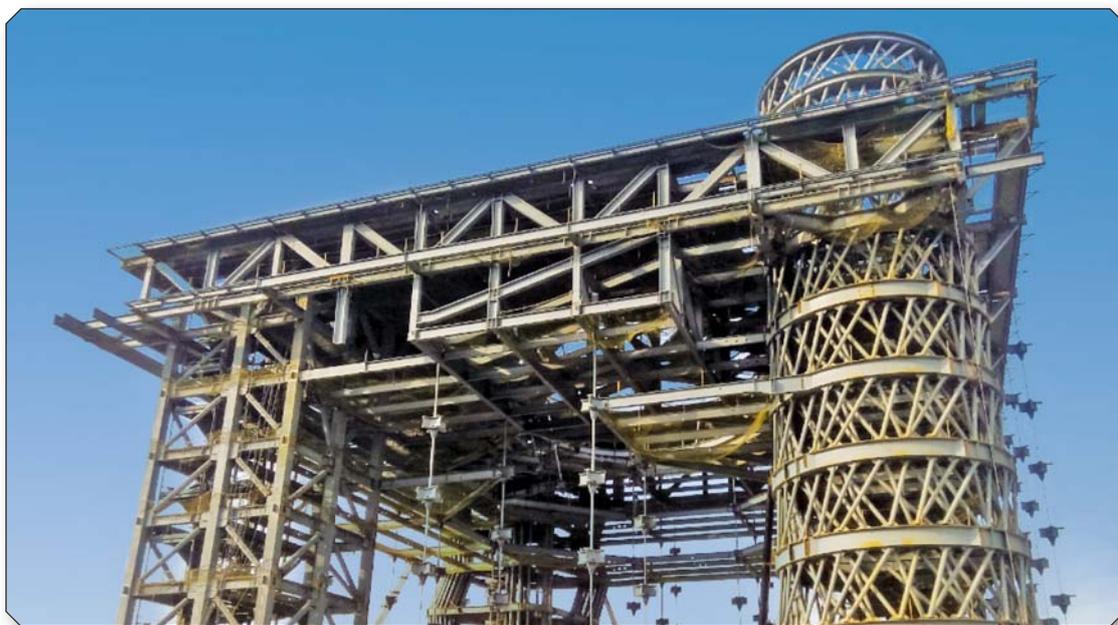


# 土木水利

*The Magazine of The Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering*

April  
2015



ISSN 0253-3804



9 770253 380006

NT\$300



Volume 42, No. 2

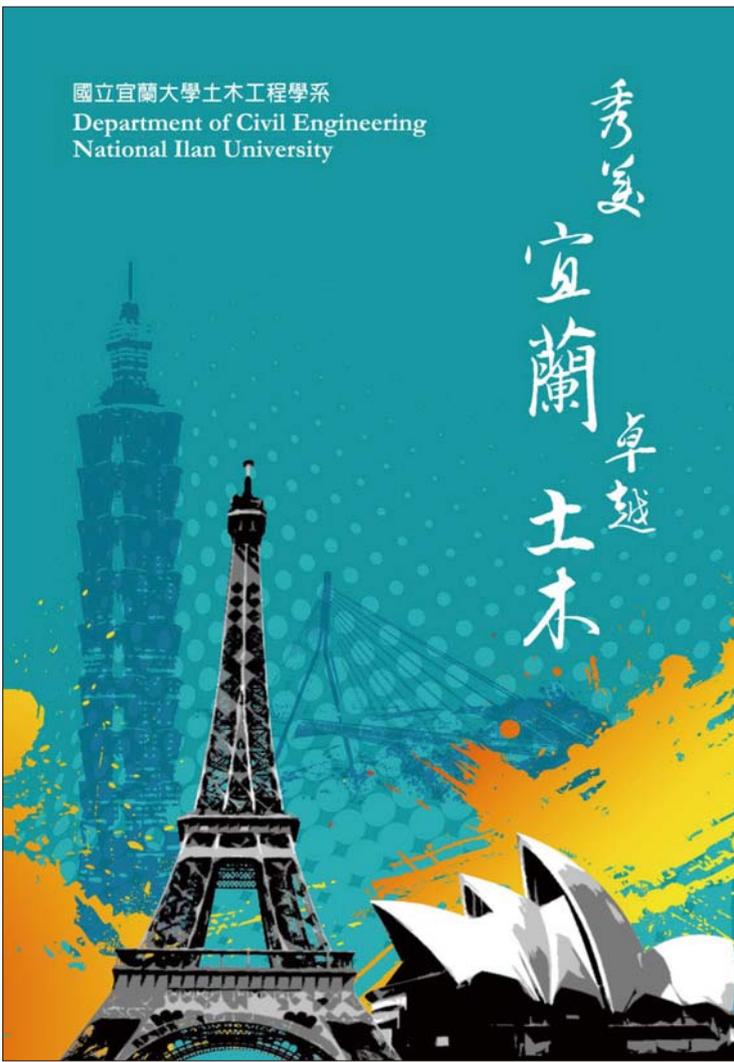
社團法人  
中國土木水利工程學會 發行  
CIVIL AND HYDRAULIC ENGINEERING

鋼結構  
創新與挑戰  
專輯

特別報導  
面對旱象  
找到契機

國立宜蘭大學土木工程學系  
Department of Civil Engineering  
National Ilan University

秀美  
宜蘭  
卓越  
土木



探索綠色園區



綠色工程材料



綠色工程多媒體



**GESM**

[www.gesm.com.tw](http://www.gesm.com.tw)

工程碳足跡



永續綠色工程資訊網

技術專欄



綠色工程案例

## 亞洲規模最大 綠色工程設計應用資訊平台

您想知道工程設計如何解決兼具安全、生態、減碳、經濟的永續目標嗎？  
最多最完整的技術及知識，都在GESM永續綠色工程資訊網！

**即日起至12/31止，只要成功加入會員，就有機會獲得精美禮品乙份。**

活動公佈所有得獎名單將公佈於GESM，如遇不可抗力之因素，GESM保有修改活動細則之權利，請留意GESM永續綠色工程資訊網。



# 達欣工程

DACIN CONSTRUCTION

智慧、創新、務實、勤奮

一步一腳印·向永續邁進





封面 上：高雄市立圖書館總館鋼樑吊裝完成。  
相片 下：台北藝術中心建築意象。



www.ciche.org.tw

### 先進工程

- 混凝土工程
- 鋼結構
- 運輸工程
- 鋪面工程
- 資訊工程
- 工程管理
- 非破壞檢測
- 先進工程

### 永續發展

- 永續發展
- 國土發展
- 水資源工程
- 大地工程
- 海洋工程
- 環境工程
- 景觀工程
- 綠營建工程
- 能源工程
- 天然災害防治工程
- 工程美化
- 營建材料再生利用

### 國際兩岸

- 國際活動及亞洲土木工程聯盟
- 兩岸活動
- 亞太工程師

### 教育學習

- 工程教育
- 終身學習
- 土木史
- 工程教育認證
- 大學教育
- 技專院校
- 學生活動

### 學會活動

- 學會選舉
- 學術活動
- 土水法規
- 介紹新會員
- 專業服務
- 學會評獎
- 學會財務
- 年會籌備
- 會務發展
- 會士審查
- 公共關係 [工程倫理]

### 出版活動

- 中國土木水利工程學刊
- 土木水利雙月刊

### 分會

- 土水學會
- 土水南部分會
- 土水中部分會
- 土水東部分會

# 土木水利

社團法人中國土木工程學會會刊



發行人：呂良正

出版人：社團法人中國土木工程學會

主任委員：宋裕祺 (國立台北科技大學土木工程系教授)、(兼總編輯)、(編輯出版委員會)

副主任委員：王華弘 (明新科技大學土木工程與環境資源管理系副教授)

委員：王昭烈、李維森、周中哲、周功台、周頌安、徐景文、高邦基、張添晉、劉格非、陳立憲 (依姓氏筆劃排序)

定價：每本新台幣300元、每年六期共新台幣1800元 (航郵另計)

繳費：郵政劃撥 00030678 號 社團法人中國土木工程學會

會址：110055 台北市中正區仁愛路二段一號四樓

電話：(02) 2392-6325 傳真：(02) 2396-4260

網址：http://www.ciche.org.tw

電子郵件信箱：service@ciche.org.tw

美編印刷：中禾實業股份有限公司

地址：22161 新北市汐止區中興路98號4樓之1

電話：(02) 2221-3160

## 社團法人中國土木工程學會第二十一屆理監事

理事長：呂良正

常務理事：曹壽民 沈景鵬 張荻薇 陳仲賢

理事：莫若楫 曾大仁 楊偉甫 歐來成 歐善惠 龔誠山 王昭烈  
李咸亨 周永暉 鄭國雄 馬俊強 黃洪才 丁澈士 張武訓  
蔡清標 吳瑞賢 陳存永 鄭文隆

常務監事：周南山

監事：楊永斌 李建中 張培義 許俊逸 黃燦輝 賴世聲

秘書長：倪惠妹

副秘書長：賴勇成

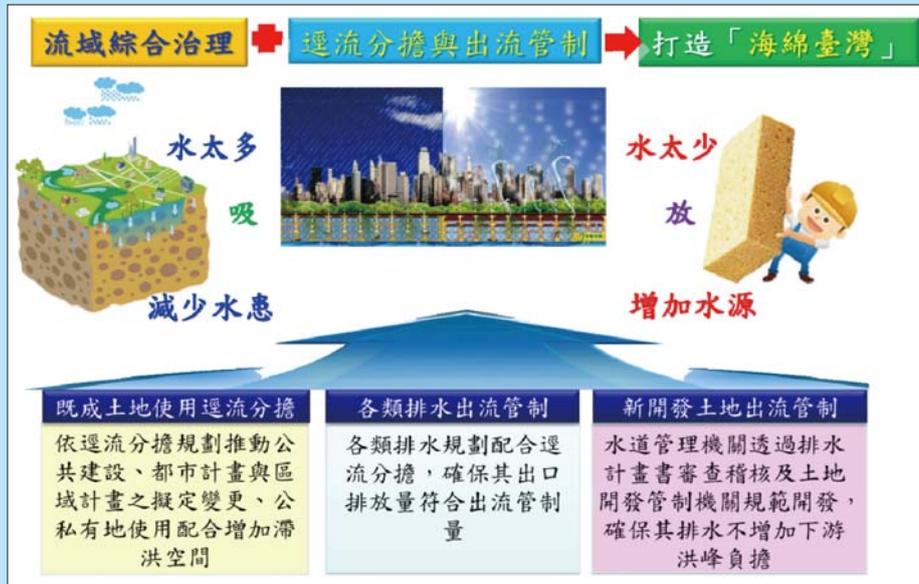
## 中國土木工程學會任務：

1. 研究土木水利工程學術。
2. 提倡土木水利最新技術。
3. 促進土木水利工程建設。
4. 提供土木水利技術服務。
5. 出版土木水利工程書刊。
6. 培育土木水利技術人才。

土木水利雙月刊已列為技師執業執照換發辦法之國內外專業期刊，土木工程、水利工程、結構工程、大地工程、測量、環境工程、都市計畫、水土保持、應用地質及交通工程科技師適用。

## 中國土木工程學會和您一起成長！

中華郵政北台字第 518 號 執照登記為雜誌 行政院新聞局出版事業登記証 局版臺誌字第 0248 號



海綿臺灣示意圖

## 104年春酒聯歡晚會



## 鋼結構創新與挑戰

📖 鋼結構創新與挑戰 — 專輯序言	周中哲	9
📖 鋼板剪力牆底層邊界柱耐震設計與試驗	蔡克銓／李弘祺／李昭賢／蘇 磊	10
📖 含T型鋼骨SRC邊柱之耐震行為	陳誠直／李健銘／翁正強	23
📖 火害後梁柱接頭十字試體反覆載重行為之研究	鍾興陽／方柏淳／胡雅鈞	28
📖 預先驗證合格之鋼梁與箱型柱耐震抗彎接合	林克強／莊勝智／林志翰／李昭賢／林德宏	33
📖 自復位隅撐鋼結構耐震行為	許協隆／楊智凱	43
📖 具自復位功能偏心斜撐構架耐震性能研究	鄭錦銅／許志宏／林克強	49
📖 斷面補強鋼斜撐構件之耐震行為研究	陳垂欣／孫肇楨	56
📖 鋼造夾型挫屈束制斜撐及雙核心自復位斜撐構架耐震設計及實驗	周中哲／鍾秉庭／吳宗翰／陳澤邦／蕭佳宏／Dinh-Hai Pham／Alexis Rafael Ovalle Beato	61
📖 全懸吊結構 高雄市立圖書總館結構設計與施工	張盈智／周辰穎／劉佳豪	72
📖 特殊造型劇院建築之隔震系統應用與鋼結構細部設計	郭錫卿／洪雅惠／謝紹松	82



全台正面臨 67 年來最嚴重的旱災，在此之時，我們應作理性探討，歸零思考進而打破迷思，凝聚共識，為提升臺灣面對水文不確定性及氣候變遷衝擊的韌性找尋出路。

# 面對旱象 找到契機

楊偉甫／經濟部常務次長、兼水利署署長、中國土木水利工程學會理事

全台正面臨 67 年來最嚴重的旱災，過去對水資源議題冷感的大部分民眾，在這次的旱象中，也激起了熱度。每一次的降雨預報，莫不懷著小確幸的心情迎接，雨聲滴滴答答，一反過去的厭煩，變成是一份寬心與舒心，然而，半年來零零落落的雨，只是短暫的滋潤大地，還不成氣候到解渴，面對氣象局今年 5 月可能會是「空梅」的評估，我們憂心，這場全台抗旱大作戰，要延燒到何時？

事實上，水焦慮正在世界蔓延，包含中國、巴西、美國和印度等地近年旱災頻傳，報導指出連續第四年出現乾旱的美國加州，甚至有居民開始出現缺水焦慮症的病情。國際專家也警告，缺水已經成為國安威脅，部分地區恐出現搶水大戰。今年 1 月的世界經濟論壇發表全球風險報告，更把「水危機」列為 10 年內影響全球穩定最迫切的危機之一。

## 近期旱象與因應作為

據統計，去（103）年 10 月到今（104）年 2 月，已打破氣象局 67 年來同時期降雨量最少的紀錄，使臺灣遭逢史上最嚴峻的乾旱；目前除翡翠水庫仍達 8 成以上蓄水率外，其餘主要水庫蓄水率皆未達 3 成，如石門水庫為 24.77%、曾文水庫為 19.52% 等。近日降雨雖帶來雨量，卻無法改善整體旱象，各地區仍需節約用水，以度過旱象。

事實上，自去年鳳凰颱風過後，降雨量未如期，經濟部為因應未來降雨可能仍不如預期，即嚴密監控各水庫蓄水率，並自去年 9 月起即要求各水庫管理機關採取水庫限量管制出水、加強區域調度用水、地面及空中人工增雨（自 103 年 11 月起，地面增雨作業合計施作 14 次，空中增雨作業與國防部合作進行 10 次（含演練 6 次））、加強水庫清淤疏濬，亦請農田水利會加強灌溉管理與完成二期稻作收割，及於 12 月起啟動夜間減壓供水，今年 2 月底起對民生用水大戶減供 20% 水量，工業用水大戶逐步調整至減供 10% 水量，隨即也在 4 月 8 日起針對水情最為嚴峻的新北市板新地區、林口區及桃園市全區採取第 3 階段限水，一切作為，只為有效管理，讓有限的水足以支持我們度過這次的旱象。



圖 1 104 年累積降雨量與近十年平均同期降雨量



圖 2 地面及空中人工增雨

## 臺灣是多雨但高缺水風險的國家

臺灣年平均降雨量雖高達約 2,500 公釐，約為世界平均值的 2.6 倍，毫無疑慮的，屬於降雨量豐沛的地區，但因面積狹小且山高坡陡流急，降雨很快流入海中，據統計，80% 降雨量蒸發或流入海，僅 20% 可留存使用，河川取水遠較其他國家不易；再則地質年輕、易破碎、處環太平洋地震帶且集水區過度開發，使蓄水設施淤積相當嚴重，其中 17 座重要水庫之 5 座水庫淤積率高達 30% 以上（17 座重要水庫合計容量為 26.5 億噸，約佔 96 座公告水庫總容量之 93%），條件不利取水與蓄水。又降雨時空分布不均且嚴重依賴颱風降雨，尤其 7 ~ 10 月降雨量占全年總降雨量的 5 成，一旦降雨不如預期即現旱象；再加上人口高度集中於主要都會區，如六都約占全臺人口總數之 69%，高耗水產業進駐高缺水地區及臺灣地區每人每日耗水量仍有進步空間（如臺灣 268 公升、日本大阪 254 公升）等因素，使得臺灣是多雨亦是高缺水風險的國家。

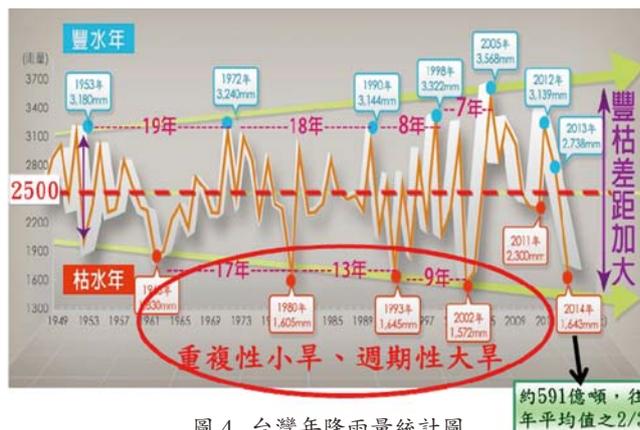


圖 4 台灣年降雨量統計圖

因應，旱災卻是退無可退、避無可避，因此在氣候變遷衝擊下，水資源問題的因應與調適將是臺灣未來發展最需嚴肅面對的課題。

## 水資源政策

隨著社會經濟發展的需求，水資源政策也歷經多次的調整。早期水資源政策以滿足利用、加強開發為主軸；70 ~ 80 年間，受產業快速發展與都市化等的影響，水資源污染、超抽地下水問題逐漸浮現，爰 85 年起開始納入生態保育、地層下陷防治等重要策略，水資源利用策略則從積極開發水源調整為以區域水資源調度為主；80 ~ 90 年間，則因環保、民意與媒體意識抬頭，95 年後各項策略內積極納入民眾參與機制，水資源利用策略調整以加強已開發水源運用為主，此外，也開始納入營造水岸環境及水文化等重要策略。

目前我國天然環境所面臨的主要關鍵問題經盤點如下：

- 水庫老化及淤積，有效蓄水量降低
- 區域地下水量減少
- 水源開發困難，水源供應能力待提升
- 水權登記量分配不合理、水權重分配困難
- 用水需求持續成長
- 水源調度機制尚待健全
- 供水調度及備援系統尚待加強
- 水質劣化降低可用水資源量
- 水源濁度易飆升，影響供水穩定
- 既有設施老舊、自來水管漏水率高

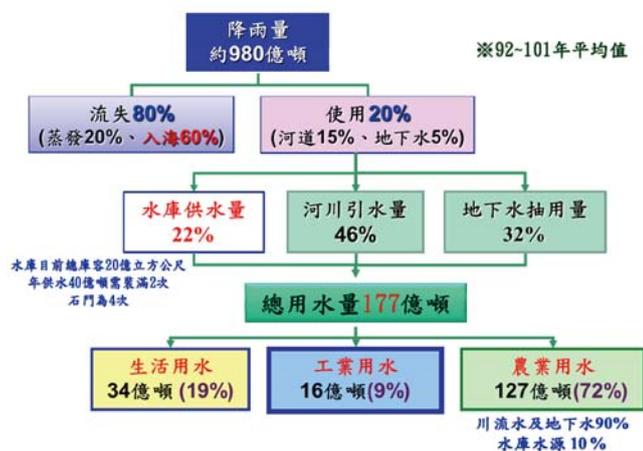


圖 3 台灣用水結構圖

## 氣候變遷衝擊使缺水情勢加劇

聯合國氣候變遷專門委員會第 5 次評估報告 (AR5)：「氣候變遷已是進行式，水資源為最重要議題之一」。事實上，從臺灣年降雨量早已於 2,500 公釐間劇烈震盪觀之，如 92 年 1,572 公釐、94 年 3,568 公釐及 103 年 1,643 公釐，氣候變遷在臺灣已是進行式，且呈現豐越豐、枯越枯極端化現象，誠如前述所說，臺灣先天環境條件不利水資源的蓄留，豐枯加劇固然造成洪、旱災害交替發生，然而，洪災可以避災、離災

- 自來水普及率尚待提升
- 水價偏低影響水資源開發與節流推動
- 人均用水節水目標尚未達成
- 工業及農業用水效率仍待提升
- 新興水源亟待持續推動
- 旱災災害應變體系尚待完善

為解決相關問題及因應氣候變遷的挑戰，水利署近年來持續採取多元化水資源政策，從開源與節流各種可能的管理措施全面執行，以期在大型水資源建設停滯後，仍能因應各方用水需求，重要工作分述如下：

### 開源部分

1. 傳統地面水及地下水資源的開發：包含水庫活化、新建與清淤、區域調配支援、地面地下水聯合運用及推動伏流水等：

- 水庫活化：如阿公店水庫自 41 年完工運轉以來，日漸淤積，影響重要設施與下游民生安全，經辦理水庫更新工程（濬渫及設施改建），除提供防洪及穩定農業灌溉用水外，並增加公共給水每年 2,900 萬噸；另外，石門水庫既有設施防淤功能改善工程完工後也發揮排放水庫底層之渾水及沉木，有效降低水庫淤積量及各進口水口堵塞損害機會之功能，並持續進行曾文、南化、烏山頭水庫之防淤功能改善工程。
- 水庫新建：湖山水庫及烏溪烏嘴潭人工湖工程計畫是近年難得仍獲支持的蓄水設施計畫，其主要提供中部地區水資源。
- 水庫清淤：全臺水庫原庫容 28.5 億噸，因地質年輕、易破碎、處環太平洋地震帶且集水區過度開

發，使蓄水設施淤積相當嚴重，迄今剩餘庫容僅 20.1 億噸。目前針對主要水庫進行供水與淤積的風險評估顯示「石門、曾文及南化屬高度風險水庫」；水庫淤積整體改善作法包含上游減淤，如森林保育、集水區水土保持、設置攔砂壩；中游導淤，如分洪排砂與陸挖；庫區排砂，如陸挖、抽泥與水力排砂；下游回歸，如河道復育與放流排砂。藉由前述作法，已達清淤最大化目標。據研究，以水力排砂效果最好，惟僅能於颱風期間執行。另現已推動石門水庫防淤工程（阿姆坪防淤隧道）及曾文南化烏山頭水庫防淤工程（曾文及南化防淤隧道），完工後，將能延長前述水庫的壽命。

- 區域調配支援：在北區部分，建立臺北、板橋及桃園供水系統之聯合供水管網與調度機制，目前已完工有板新地區供水改善第一期計畫；在中區部分，則建立苗栗、臺中、彰化供水系統之聯合供水管網，目前已完工有臺中支援彰化管線；在南區部分，將建立臺南與高雄供水系統之聯合供水管網，目前已完成有南化水庫與高屏溪攔河堰聯通管路。另亦利用農業用水、民生用水及工業用水等不同標的用水相互支援調度。
- 地面地下水聯合運用：目前部分地區地下水已超限利用，衍生地層下陷問題，未來開發利用先考量地下水補注受時空限制及坡陡流急降雨逕流迅速入海等因素，因地制宜進行地面水地下水聯合運用。
- 伏流水：目前高屏伏流水每日 10 萬噸、羅東堰伏流水每日約 0.3 萬噸等備援水源，已於此次旱災發揮功效。

### 2. 新興水源：

- 再生水：目前再生水使用量約每日 42 萬噸（生活污水再生：3 萬噸／日、工業廢水再生：39 萬噸／日），預定 120 年目標為每日 120 萬噸（生活污水：70 萬噸／日、工業廢水：50 萬噸／日）。為強化推動生活污水再生供工業使用，行政院已於 102 年核定豐原、福田、永康、安平、臨海與鳳山溪等 6 座再生水示範廠，目前正逐一進行供需媒合及推動落實中。



圖 5 水庫淤積整體改善作法

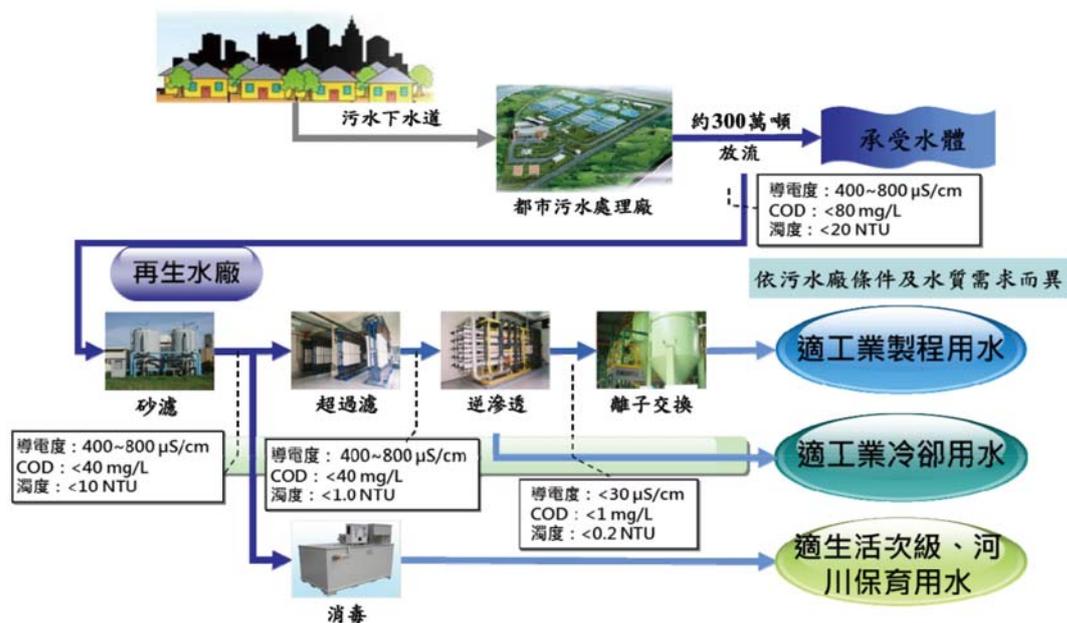


圖 6 都市污水再生與利用

- 海淡水：目前運轉中之海水淡化廠以馬祖、金門、澎湖等離島共計 18 廠，每日產水約 2 萬噸，已充分發揮離島地區供水成效；至於臺灣本島部分，目前規劃於桃園、新竹、彰濱、台南及高雄設置海淡廠，惟因企業期待水價補貼及能源限制，而影響推動期程。

## 節流部分

1. 節約用水：以節水行動常態化為目標，並採擴大減漏常態化、全民節水教育常態化、機關學校部隊節水常態化、提升用水效率常態化、省水器材使用常態化等 5 化：

- 擴大減漏常態化：如旱季夜間減壓常態化、節水風水師到府查漏等，可使自來水系統節水 1~2%。
- 全民節水教育常態化：如擴大節水愛水月宣導各級學校節水課程，可提升節水意識認知普及率 > 90%。
- 機關學校部隊節水常態化：四省方案、節水抗旱行動原則、節水獎懲原則化等，可使 104 年機關學校各單位累積節水 12%。
- 提升用水效率常態化：如雨水及生活雜排水利用、農業提昇用水效率，可提升產業節水 6%、生活節水 2%、農業節水 5.5%。

- 省水器材使用常態化：如修正自來水法、強制使用省水器材，可提升省水器材市佔率 100%、生活節水 2%。

## 2. 自來水減漏

- 台灣自來水公司自 102 年起執行降低漏水率計畫，預定投入 769 億元，採行自來水管網圖資建置、分區計量管網、檢修漏作業、汰換舊漏管線、水壓管理等 5 項措施，預定於 111 年將漏水率降至 14% 以下，每年可節省水量 1.6 億噸。
- 臺北自來水事業處自 95 年起執行供水管網改善計畫，預定投入 200 億元，預定於 114 年將漏水率降至 10% 以下，每年可節省水量 1.4 億噸。

## 3. 更精進作為

- 民生用水：推動智慧水表全面裝設，有效監測。
- 工業用水：推動產品水足跡揭露；建置產業園區各廠基本資料，利用大數據進行能資源整合回收循環運用。
- 農業用水：強化精密灌溉管理技術，以以色列滴灌為例，較噴灌節水 20%。
- 打造海綿臺灣：以流域綜合治理原則，逕流分擔與出流管制為手段，當水太多時，藉由相關設施留住水，以減少水患，待水少時，再釋放，以供水資源使用。

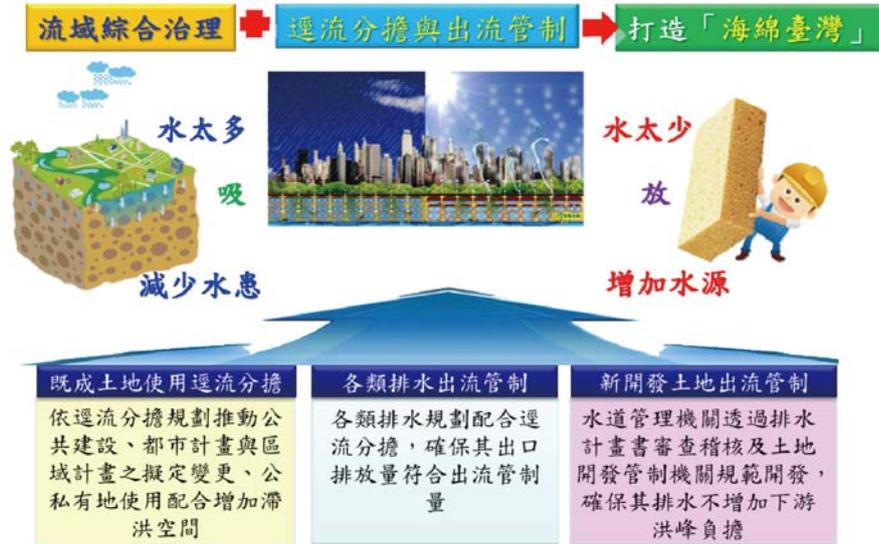


圖 7 海綿臺灣示意圖

## 危機或契機

臺灣每年的降雨量相當豐沛，平均約有 900 億噸，卻僅有 20% 約 180 億噸為我們所利用，從水資源的角度來看，若能將老天降下的雨，有效留蓄利用，臺灣不應位列高缺水風險國家，然而臺灣大小水庫（含攔河堰）總計 96 座，現總有效蓄水量約 20.1 億噸，僅約為年用水量 180 億噸的 1/9，有限的蓄水設施，在平均操作 2 次以上的壓力下，維持全年約 40 億噸的穩定供水。反觀，與臺灣水文及人文環境相近的日本擁有 2,734 座水庫，總蓄水量 300 億噸，為其年用水量 860 億噸的 1/3；美國則擁有高達 7 萬 5,591 座水庫，總蓄水量達 4,314 億噸，更占年用水量 5,600 億噸的 4/5。水庫不只有滿足用水需求的功能，事實上，當暴雨來襲時，更有蓄水防洪，減輕下游洪患的功能，與臺灣相比，美、日等國的水利工作者不論在供水與防洪工作上顯然壓力小很多。蓄水設施嚴重不足，成為臺灣旱澇交替命運的另一隻推手，然而，多年來因環保意識與環保運動的昌盛，建水庫似乎就像哈利波特中的佛地魔一樣，是個談不得、碰不得的議題，政府轉而以水資源管理、既有設施更新活化，或是以小規模的水資源開發來因應，如同前述目前正在推動中的政策。

臺灣已 20 年沒有調整水價，不僅完全沒有反映水源開發成本，也未合理反映水資源管理與供水成本。臺灣地區現行水價為每噸 10.3 元（新臺幣），相較於丹麥 182 元、法國巴黎 100 元、日本東京 65 元，新加坡 55 元等，臺灣水價過於低廉，致使不論節約用水措

施、海水淡化及廢污水回收、雨水貯留等水資源管理作為，始終成效不彰。除了價格的限制外，海水淡化及廢污水回收都是以能源換取水資源的手段，以臺灣屬高度能源進口依賴的條件，能源供應的限制及其轉嫁的造水成本也都是限制這些新興水源發展的障礙。上述水資源管理手段歷經多年，如無透過合理反應供水成本，證明終究緩不濟急，且所能增加的水量也是杯水車薪；所以每逢乾旱，最終不得已，還是都以跨部門的水資源調度為主要因應對策。

過去社會的氛圍與共識強調的是設施永續的世代公平正義與低廉水價不可調漲，但最近我們也在反思，這一代得以能有目前這些水庫的蓄豐濟枯，難道不是前人種樹的福蔭；為什麼我們這一代以保護為名而可不作為？十分低廉水價，民眾普遍不知珍惜水資源，使水資源無法有效利用，且由於水價長期偏低，造成自來水事業經營困難，為何我們不在影響民眾生計最小前提下，合理反應供水成本，如耗水費、旱季水價、水價適時調整。每一個世代有每一個世代面對的問題和解決問題的能力，每次政策調整，總有利弊，在此百年大旱之時，我們應該要理性務實的來探討各區域所需的基本水資源量，歸零思考，打破管理手段萬能、水庫是生態惡源及低廉水價的迷思，在現有作為仍無法滿足需求下，共同找尋重要且必要的水庫開發、合理反應供水成本，及臺灣的水環境條件下，水利政策、組織、制度該走向什麼方向，在科學論證基礎上理性討論取得共識，為提升臺灣面對水文不確定性及氣候變遷衝擊的韌性找尋出路。

# 鋼結構 創新與挑戰

專輯客座主編 周中哲／國立臺灣大學土木工程學系教授  
中國土木水利工程學會鋼結構主任委員

近年來地震頻繁，社會各界尤其是工程界對鋼構造減震結構設計的需求提高，經過長期的研究發展，鋼構造減震工程技術發展與應用皆有長足的進步，此專刊涵蓋最新鋼構造研究發展與工程應用，內容包含鋼骨鋼筋混凝土柱、鋼造梁柱接頭、斜撐及剪力牆的研究，以及新建台北市藝術中心與高雄市立圖書館總館結構設計與施工。同時，本專刊亦涵蓋近年來國內外創新研究的自復位結構系統，利用後拉預力的技術提供結構物受震後具有低殘餘變形的能力。🏗️



# 鋼板剪力牆底層邊界柱耐震設計與試驗

蔡克銓／國立臺灣大學土木工程學系教授

李弘祺／國立臺灣大學土木工程學系碩士

李昭賢／國家地震工程研究中心助理研究員

蘇 磊／國立臺灣大學土木工程學系碩士

## 摘要

本研究探討鋼板剪力牆底層邊界柱的耐震設計方法，首先介紹底層柱的容量設計方法，設計方法採用等效斜撐模型搭配簡算公式，邊界構件之設計需求以疊加法考慮鋼板內拉與構架側位移效應，並探討不同底層邊界柱塑性彎矩容量與其塑鉸位置之關係。本研究設計目標為當鋼板剪力牆系統承受最大考慮地震時，限制底層柱頂須保持彈性，檢核其彎矩及剪力塑鉸兩種極限狀態，但放寬柱底塑鉸至四分之一底層高。為驗證本研究建議之容量設計方法適用性，本研究在國家地震工程研究中心完成三座實尺寸兩層樓單跨鋼板剪力牆試體的反覆側推試驗，結果證實本研究建議之容量設計方法確實能控制底層柱之塑性行為，而底層柱頂產生些微或明顯降伏的試體，其邊界柱均有明顯內拉變形以及側向扭轉挫屈，但底層柱頂保持彈性的試體，其遲滯迴圈較飽滿且邊界柱無側向扭轉挫屈。

## Abstract

This research focuses on the design and experiment of the bottom column in steel plate shear walls (SPSWs). A capacity design method, using equivalent brace model and simplified analysis procedures, for the bottom column in SPSWs is proposed. The design target is to prevent either a flexural or a shear hinge from forming at top of bottom column when the SPSW is subjected to the maximum considered earthquake. The method allows the plastic zone to form approximately at the 1/4-height of the bottom column. In this paper, the design requirements are considered by superposition of

the frame sway action and panel yielding force. Cyclic test of three two-story SPSWs were conducted in Taiwan National Center for Research on Earthquake Engineering. Test results confirm that the proposed capacity design method can satisfactorily prevent the plastic hinge from forming at the top of the bottom column.

## 鋼板剪力牆系統 (SPSWs)

鋼板剪力牆系統 (steel plate shear walls, SPSWs) 為一新型之鋼結構耐震系統，在邊界梁柱構件 (boundary elements, BEs) 所構成的平面內安裝薄鋼板即能顯著的提升結構系統之側向勁度與強度，不論是在新建結構或是結構補強，已逐漸受到採用。設計恰當之鋼板剪力牆系統，地震輸入的能量可藉由鋼板降伏後發展之拉力場消散，震後可進行鋼板之拆換，而針對有眾多管線穿通結構體之建築還可設計不同的鋼板開孔形式，因此有極廣泛之應用性。由於薄鋼板剪力牆系統的總用鋼量相對於其他耐震系統更少，因此鋼板剪力牆系統可視為是一具有經濟效益之耐震系統。

臺灣耐震設計規範並未對鋼板剪力牆系統有明確規定，以致臺灣工程界對此系統尚不熟悉，雖國外<sup>[1,2]</sup>對於鋼板剪力牆系統已有規範及建議之分析方法，然而其分析方法常須由工程師建構複雜之板條模型 (Strip Model<sup>[3]</sup>) 來檢核鋼板剪力牆邊界構件，使得設計效率降低，且建議邊界柱承受地震力時保持彈性或強制塑鉸只能發生於柱底，使邊界柱抗彎能力的要求增加，往往容易設計出厚重的柱斷面，此兩點因素不利於鋼板剪力牆系統之應用與推廣。

近年台大土木系在國家地震中心完成的兩個試驗<sup>[4-9]</sup>顯示，允許底層柱塑鉸產生於四分之一柱高之鋼板剪力牆系統仍有相當良好之韌性行為，且邊界柱並無失穩之疑慮，顯示底層柱的塑性反應位置可大幅放寬，如此可有較經濟之柱斷面選擇，然而對於放寬的設計方法仍須進一步研究。因此，若能提出簡化且可靠的分析方法，搭配經濟之設計準則，必能對於鋼板剪力牆系統之應用有所助益。

本研究嘗試以等效斜撐模型設計鋼板剪力牆系統，並且以底層柱頂不產生塑鉸的情況下，對鋼板剪力牆之底層柱構件彎矩及剪力需求做更大幅度的放寬。本文首先討論邊界柱構件的受力情形，以適當參數描述內力分佈，並提出簡算公式預測系統承受最大考慮地震下底層柱頂彎矩及剪力強度需求。為驗證設計方法可行性及鋼板剪力牆受震行為，本研究設計三座實尺寸兩層樓鋼板剪力牆試體進行反覆側推試驗，後面章節將介紹試驗規劃及試驗結果、討論重要的實驗觀察結果，並以有限元素數值模型模擬試體反應，探討鋼板剪力牆的耐震設計與分析。

## 容量設計概念

在彈性階段時，鋼板剪力牆系統主要是由鋼板之剪應力來抵抗側向力，根據應力轉換剪應力可視為純拉及純壓之主應力，當剪力持續增加，鋼板主壓應力超過其挫屈應力強度後，鋼板會發生明顯之面外挫屈，若設定鋼板不得挫屈為極限狀態，往往會設計出厚重之鋼板。研究顯示<sup>[10]</sup>，鋼板雖然挫屈但主拉應力方向上強度並不會喪失，會發展成拉力場，剪力牆仍具有相當好之強度與韌性，因此各規範開始接受剪力牆挫屈之行為，以薄鋼板剪力牆來當作抗側力系統，極具經濟性。

完全發展的拉力場行為就像無限多根的二力桿件，會增加邊界構件的內力需求，因此邊界構件的設計需考慮受力變形下所形成之機構恰當與否。不恰當的機構包含軟層現象，或是因邊界梁跨中塑鉸使得拉力場無法充分地拉伸，進而降低鋼板剪力牆抵抗側力的效率，這種考慮完全降伏之拉力場增加的載重，所進行邊界構件的設計方法屬於容量設計（capacity design）的範圍。

以圖 1 兩層單跨的鋼板剪力牆系統為例，經過適當的容量設計，符合均勻降伏機構<sup>[11]</sup>或本研究建議之放寬柱底塑性行為之設計，其非線性側推（nonlinear pushover）受力變形過程可以細分如下：

- (1) 彈性階段（Elastic Level, EL）：代表當系統承受設計地震力，頂層側位移角約在 0.3% 弧度之前，系統保持彈性，但鋼板有輕微的彈性挫屈。
- (2) 初始降伏階段（Initial Yield, IY）：代表當系統受力變形至頂層側位移角介於 0.3% ~ 0.5% 弧度之間，相當系統經歷 50 年 50% 超越機率之地震時，系統初始降伏，鋼板有非彈性挫屈現象並由對角線最長距離處開始產生降伏拉力場，但邊界梁柱構件仍保持彈性。
- (3) 全面降伏階段（Uniform Yielding, UY）：當系統受側力變形至頂層側位移角介於 1% ~ 2% 弧度之間，相當系統承受 50 年 10% 超越機率之地震時，系統進入全面降伏階段，此時鋼板拉力場發展完全，邊界構件承受大量來自於鋼板內拉分量及構架變形引致的內力，邊界構件開始產生塑鉸，過去研究邊界構件容量設計的需求是以此階段的評估為主。
- (4) 應變硬化階段（Hardening level, HD）：當鋼板剪力牆系統受側力頂層側位移角超過 1.5% 弧度後，恰當的邊界梁柱構件容量設計可確保整個系統在鋼板及邊界構件塑鉸經過應變硬化後，不會另有其他的塑性行為，不致發生系統失穩或喪失載重能力。過去研究結果顯示經過恰當容量設計之鋼板剪力牆系統承受最大考慮地震時，樓層側位移角會到達 2.5% 弧度<sup>[12]</sup>，本研究以此側向變形作為系統容量設計的目標，並估算此時底層柱內力，下文分別討論系統全面降伏與應變硬化階段底層柱之撓曲與剪力需求。

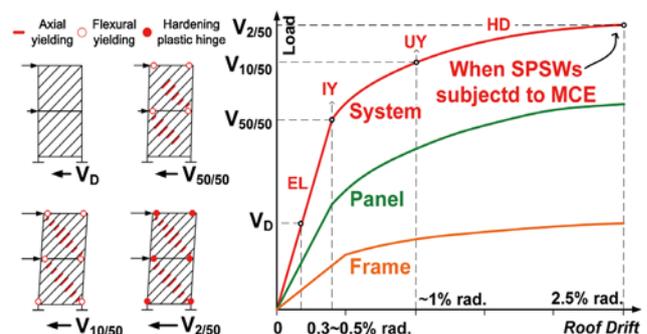


圖 1 鋼板剪力牆系統非線性側推過程

## 底層柱設計容量設計方法

### 迭加法與柱彎矩參數 $\lambda$

本研究所建議的鋼板剪力牆構架內力分析方法主要架構在疊加法 (principle of superposition) 上，迭加法首先被成功地利用於研究邊界梁的容量設計方法 [13,14]，近年來也成功地被利用於預測鋼板剪力牆全面降伏階段之底層柱彎矩分佈趨勢 [6-9]，如圖 2(a) 所示，鋼板剪力牆構架的內力分佈形式與傳統之抗彎構架不同，所受側力可視為兩個分量： $V_f$  為驅動構架變形之側向力及  $V_p$  為驅動鋼板變形之側向力，鋼板拉力場可分為垂直於邊界構件的分量及平行於邊界構件的分量，將兩者造成的內力疊加即可得鋼板剪力牆邊界構件的內力，圖 2(b) 與圖 2(c) 分別為以迭加法推估鋼板剪力牆邊界構件受側力時彎矩及剪力分佈，除了在邊界梁兩端及受拉邊界柱柱底產生塑鉸，由於彎矩與剪力在受壓邊界柱各層柱頂相加而非抵消，各層樓柱頂可能產生彎矩或剪力塑鉸，鋼板剪力牆邊界柱即是由受壓柱此兩極限狀態 (limit state) 控制。

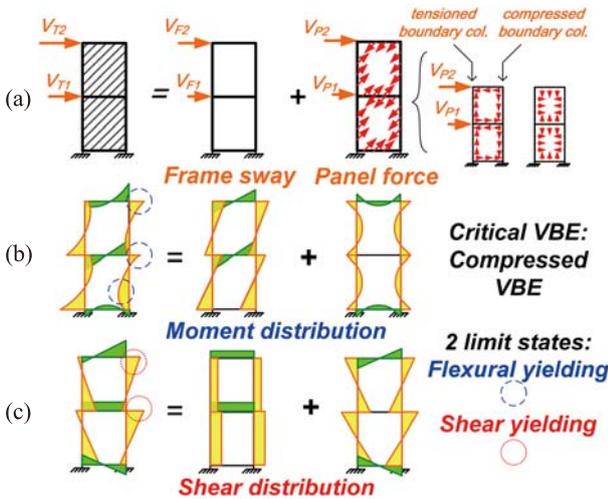


圖 2 鋼板剪力牆構架 (a) 受力分解 (b) 彎矩及 (c) 剪力分佈

當鋼板產生拉力場後可視為所有的板條均勻降伏產生均布荷重，若考慮  $F_{yp}$  為鋼板降伏應力， $t_p$  為鋼板厚度， $\alpha$  為拉力場角度，則鋼板所產生的均布荷重可以分成四個分量 [14]：

$$\begin{cases} \omega_{bvi} = F_{ypi} t_{pi} \cos^2 \alpha_i \\ \omega_{bhi} = F_{ypi} t_{pi} \cos \alpha_i \sin \alpha_i \\ \omega_{cvi} = F_{ypi} t_{pi} \cos \alpha_i \sin \alpha_i \\ \omega_{chi} = F_{ypi} t_{pi} \sin^2 \alpha_i \end{cases} \quad (1)$$

其中  $\omega_{bv}$  及  $\omega_{bh}$  分別為邊界梁所受之垂直及水平均佈載重， $\omega_{cv}$  及  $\omega_{ch}$  分別為邊界柱所受之垂直及水平均佈荷重，下標  $i$  表示  $i$  樓層之鋼板。

抗彎構架變形所引致之內力可將設計地震力施加在等效斜撐模型上 [3]，如圖 3 所示，由一般的結構分析軟體即可得知彈性階段下的邊界柱內力分佈，比起施加側力於純抗彎構架，等效斜撐模型能反映拉力場勁度對於邊界柱內力分佈之影響。由結果定義受壓底層邊界柱柱底與柱頂彎矩的比值為  $\lambda$  [5-8]，柱端彎矩比值  $\lambda$  反映邊界柱在抗彎構架受側力變形時彎矩分佈情況，此與該樓層所承受之剪力以及柱上下兩端點樑柱勁度比例有關：柱斷面尺寸越大或勁度越高，柱底所分配到的彎矩會較高，即  $\lambda$  較大，反之若柱頂的梁勁度相對較高， $\lambda$  就會變得較小。

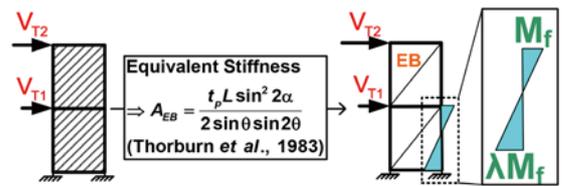


圖 3 以等效斜撐模型計算構架變形之邊界柱彎矩

需注意柱端彎矩比值  $\lambda$  由線彈性分析之結果定義，雖無法完全反映構架產生塑性變形後之彎矩分佈，然研究證實 [5-8] 假設  $\lambda$  從構架彈性進入塑性過程中保持定值，搭配簡算公式來預估鋼板剪力牆的底層柱塑性撓曲反應仍是相當準確的。

### 全面降伏階段底層柱撓曲強度控制塑鉸位置

依習見鋼結構設計規範 [1,2] 所建議之容量設計原則，邊界柱的降伏必須在鋼板全面降伏後才發生，因此可假設底層柱的上下端為固接且承受均佈載重  $\omega_{ch1}$ ，以考慮鋼板降伏後拉力場所造成之彎矩。抗彎構架受剪力側向變形所造成之柱彎矩則為線性分佈，若定義柱底的位置為  $y = 0$ ，柱高  $y$  座標向上為正，此時受壓柱彎矩沿柱高  $y$  分佈如圖 4 右側所示：

$$M_y = \underbrace{\lambda M_f \left(1 - \frac{1 + \lambda}{\lambda h_1} y\right)}_{\text{frame sway action}} + \underbrace{\frac{\omega_{ch1}}{12} (-6y^2 + 6h_1 y - h_1^2)}_{\text{panel force effect}} \quad (2)$$

其中  $M_f$  為底層柱頂受邊界構架變形效應所造成之彎矩， $h_1$  為底層樓高。此時  $M(y)$  為底層邊界柱於系統全面降伏階段之彎矩需求分佈 [6,7] 假設最大彎矩發生位置

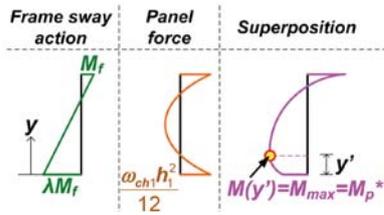


圖 4 系統全面降伏時受壓底層柱彎矩分佈

於  $y' = xh_1$  之高度如圖 4 所示， $x$  為彎矩塑鉸發生高度與底層柱高之比值，假設其範圍介於 0 到 0.5 之間，藉由彎矩一次微分為零的條件，亦即式須滿足：

$$M'(xh_1) = 0 \quad (3)$$

可求得柱內彎矩之最大值，並假設彎矩最大值發生位置與柱中彎矩塑鉸位置相同，藉此可求得控制柱中塑鉸發生位置之彎矩需求為：

$$M_{\text{require}}(xh_1) = \left[ \frac{\lambda(0.5-x)}{\lambda+1} + \frac{1}{2}x^2 - \frac{1}{12} \right] \omega_{\text{ch1}} h_1^2 \quad (4)$$

本研究依照過去實驗研究結果<sup>[9]</sup>之建議，將柱中彎矩塑鉸假設約在四分之一柱高即  $x$  為 0.25 作為試體設計之準則，這個假設反映了底層柱塑性彎矩容量較低時的塑鉸實際位置，亦即式 (2) 須滿足：

$$M' \left( \frac{1}{4} h_1 \right) = 0 \quad (5)$$

針對本研究底層柱容量設計方法設定之參數， $x$  值之設定若越大，邊界柱的彎矩容量將越小，比值  $\lambda$  也將越小，因此可藉由控制柱中彎矩塑鉸發生位置高低之條件達到設計經濟邊界柱斷面之目的。

### 應變硬化階段防止底層柱頂塑鉸之彎矩需求

本研究假設系統應變硬化階段下之彎矩需求如圖 5 所示，與全面降伏階段相比，鋼板應變硬化及構架超強會增加額外之彎矩需求，考慮增加之彎矩需求後，假設從全面降伏階段進入應變硬化階段柱中彎矩塑鉸發生位置不變，同樣以迭加法計算底層邊界柱柱頂到達之彎矩需求，亦即：

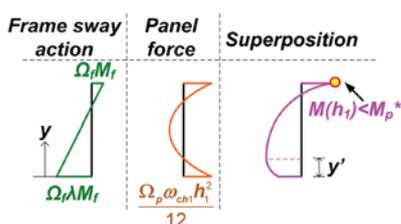


圖 5 底層柱撓曲強度與塑鉸位置

$$M_{\text{dHD}}^t = \Omega_{\text{HF}} M_{\text{fUY}}^t + \frac{\Omega_{\text{HP}} \omega_{\text{ch1}} h_1^2}{12} = \left[ \left( \frac{\Omega_{\text{HF}}}{\lambda+1} \right) (0.5-x) + \frac{\Omega_{\text{HP}}}{12} \right] \omega_{\text{ch1}} h_1^2 \quad (6)$$

其中上標  $t$  表示底層柱頂， $M_{\text{fUY}}^t$  為全面降伏階段由構架變形引致的底層柱頂彎矩， $\Omega_{\text{HF}}$  與  $\Omega_{\text{HP}}$  分別為構架超強因數及鋼板硬化因子。在本研究中定義構架超強因子 (frame overstrength factor,  $\Omega_{\text{HF}}$ ) 表示邊界構架上塑鉸的應變硬化效應，另外定義鋼板應變硬化因子  $\Omega_{\text{HP}}$  來量化應變硬化效應，以系統承受最大考慮地震時系統頂層側位移角為 2.5% 弧度作為目標，假設對應於 45° 對角線鋼板應變約為 1.25% 如圖 6 所示，因此鋼板應變硬化因子  $\Omega_{\text{HP}}$  為：

$$\Omega_{\text{HP}} = \frac{\sigma_{1.25\%}}{F_{yp}} \quad (7)$$

本研究假設底層柱第一個塑鉸發生位置在四分之一底層柱高，即  $x = 0.25$  帶入式 (6) 即可得到當系統承受最大考慮地震時，欲防止底層邊界柱柱頂發生撓曲塑鉸而必須有之彎矩容量：

$$M_p^* \geq M_{\text{dHD}}^t = \left[ \left( \frac{0.25}{\lambda+1} \right) \Omega_{\text{HF}} + \frac{\Omega_{\text{HP}}}{12} \right] \omega_{\text{ch1}} h_1^2 = \eta_{\text{HD}}^t \omega_{\text{ch1}} h_1^2 \quad (8)$$

其中  $\eta$  為底層柱撓曲需求係數<sup>[5,6]</sup>，由於底層柱須承受傾倒力矩所造成的軸力，因此柱彎矩容量需考慮經過軸彎互制的影響，本研究建議採用 AISC<sup>[3]</sup> 的規定：

$$M_p^* = 1.18 M_p (1 - P_u / P_y) \leq M_p \quad (9)$$

### 應變硬化階段防止底層柱頂產生剪力塑鉸之設計要求

本研究假設系統應變硬化階段下之剪力需求是由底層柱自由體中之力平衡所推導求得，如圖 7 之自由體圖所示，同樣假設從全面降伏階段進入應變硬化階段柱中彎矩塑鉸位置不變，由自由體圖中對柱中塑鉸取彎矩平衡可求得在應變硬化階段柱頂剪力強度之需求為：

$$V_{\text{dHD}}^t = \left\{ \left[ \frac{6(1-x)^2 - 1}{12(1-x)} \right] \Omega_{\text{HF}} + \left[ \frac{6(1-x)^2 + 1}{12(1-x)} \right] \Omega_{\text{HP}} \right\} \omega_{\text{ch1}} h_1 + \frac{\Omega_{\text{HP}} \omega_{\text{cv1}} d_{\text{c1}}}{2} \quad (10)$$

其中  $d_{\text{c1}}$  為底層柱深，若同樣假設底層柱彎矩塑鉸首先形成於四分之一柱高，代入式 (10) 即可得到當系統承受最大考慮地震時，底層邊界柱柱頂之剪力需求為：

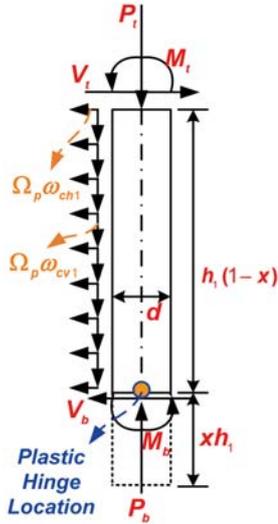


圖 7 底層柱受力自由體圖

$$V_{d-HD}^t = \left( \frac{19}{72} \Omega_{HF} + \frac{35}{72} \Omega_{HP} \right) \omega_{ch1} h_1 + \frac{\Omega_{HP} \omega_{cv1} d_{c1}}{2} \quad (11)$$

而柱剪力容量則以 Von Mises 降伏準則考慮軸應力效應：

$$V_n = V_p \sqrt{1 - (P_u / P_y)^2} \quad (12)$$

其中  $V_p = 0.6f_y (d_{c1} - 2t_{f1}) t_{w1}$ ， $t_{w1}$  與  $t_{f1}$  分別為底層柱腹板厚與柱翼板厚。

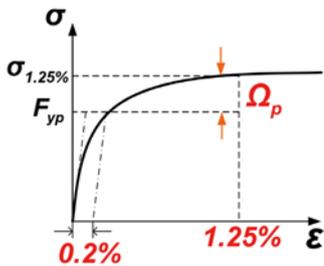


圖 6 鋼板應變硬化因子示意圖

### 軸力需求

前面已提及邊界柱構件彎矩及剪力容量須考慮柱軸力而折減，柱軸力主要來自於重力及系統承受側向力時所產生的傾倒力矩，考慮圖 8 所示之自由體圖來計算軸力，邊界梁通常會採用梁翼切削 (Reduced Beam Section, RBS) 以減低其撓曲需求<sup>[13,14]</sup>，假設各層梁翼切削斷面發展出塑鉸且鋼板全面應變硬化來計算其梁端剪力，再加上鋼板對於邊界柱拉力的垂直分量與靜活載，即可保守的估計底層柱軸力需求：

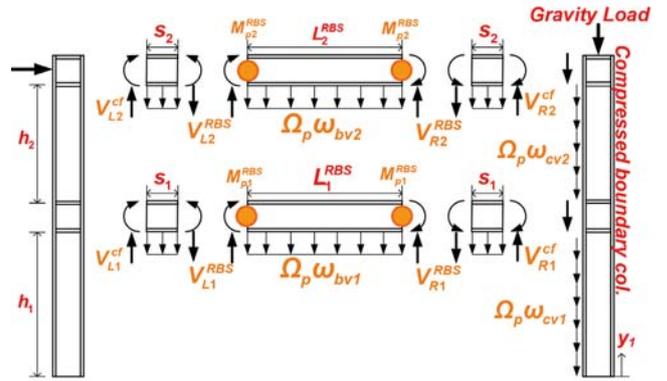


圖 8 系統應變硬化階段下柱軸力需求

$$\begin{cases} V_{Ri}^{RBS} = \frac{2M_{pi}^{RBS}}{L_i^{RBS}} + \frac{\Omega_p \omega_{bvi} L_i^{RBS}}{2} \\ V_{Ri}^{cf} = V_{Ri}^{RBS} + \Omega_p \omega_{bvi} s_i \\ P_d^{h1} = \sum_{i=1}^n V_{Ri}^{cf} + \sum_{i=2}^n \Omega_p \omega_{cv1} h_i + \text{Gravity Load} \end{cases} \quad (13)$$

其中  $M_{pi}^{RBS}$  與  $V_{Ri}^{RBS}$  為  $i$  樓層梁翼切削處的塑性彎矩及剪力， $R$  指的是圖中受壓柱側， $L_i^{RBS}$  為梁兩端梁翼切削之中心距離， $V_{Ri}^{cf}$  為邊界梁傳遞至受壓柱的剪力， $s_i$  為梁翼切削中心至柱面距離， $P_d^{h1}$  為底層柱頂軸壓力需求， $n$  為鋼板剪力牆系統總樓層數，須注意對中間梁而言  $\omega_{bvi}$  須由第  $i$  層樓垂直向下之鋼板內拉力扣除第  $i+1$  層樓垂直向上之鋼板拉力，始為作用於中間梁之垂直向淨拉力。

### 底層柱設計程式

本節建議之鋼板剪力牆底層邊界柱容量設計流程，系假設鋼板厚度以及梁的尺寸已事先設計完成才進而對底層柱做設計，設計步驟如下：

- 步驟一：挑選底層柱斷面。
- 步驟二：利用彈性結構分析方法建置等效斜撐構架模型，經由彈性側推分析可得受壓底層邊界柱柱底與柱頂彎矩的比值  $\lambda$ 。
- 步驟三：以假設之  $x$  值與步驟二所得之  $\lambda$  值代入式 (4) 檢核底層柱中彎矩塑鉸發生位置之強度是否滿足需求，若不滿足則回到步驟一重新挑選底層柱斷面。
- 步驟四：檢核應變硬化階段底層受壓柱頂之需求與容量比 (demand to capacity ratio, DCR) 是否小於 1.0，選取適合之  $\Omega_{HF}$  與  $\Omega_{HP}$  因子後，分別以式 (6) 與式 (10) 檢核底層柱柱頂之彎矩強度以及剪力強度是否滿足需求，若不滿足則回到步驟一重新挑選底層柱斷面。

### 試體設計

為驗證本研究所提出之容量設計方法之適用性，且探討不同邊界柱塑性彎矩容量對鋼板剪力牆系統受力變形行為之影響，本研究利用國家地震工程研究中心之 15 m 高反力牆與強力地板實驗系統進行三座實尺寸構架實驗，試體皆為兩層樓單跨鋼板剪力牆，以此探討多層樓系統邊界構件之耐震設計。三座試體規模均採用相同尺寸如圖 9 所示，構架跨距為 3,420 mm，兩層樓樓高皆相同為 3,820 mm，樓層寬高比接近 0.9，上下層鋼板厚度皆相同為 2.7 mm，鋼板材料採用中國鋼鐵公司贊助之低降伏點鋼板，降伏強度約為 220 MPa，每層牆體由六片鋼板組成。除鋼板外其餘構件與加勁板皆使用 A572 GR50，試體之設計原則為：根據鋼板厚度，以防止塑鉸發生于梁跨中之容量設計選取相同的邊界梁<sup>[13,14]</sup>，邊界梁端點採用符合 FEMA 350 規定<sup>[15]</sup>之梁翼切削設計，以前述不同的邊界柱容量設計準則來決定三種不同邊界柱構件，底層與二樓使用相同柱斷面，斷面尺寸同列於圖 9，所有邊界構件皆為組合斷面且符合 AISC 所規定之耐震結實斷面<sup>[3]</sup>以避免局部挫屈過早發生控制試體行為。

以下分別以表 1 材料的拉力試驗結果及本文第二章所整理邊界柱彎矩及剪力需求，以容量比 (Demand-to-Capacity Ratio, DCR) 來控制試體反應，拉力場角度以二樓為 45° 與一樓 40° 進行計算，其理由將于後文交代，DCR 計算結果如表 2 所示，其中  $P_u/P_y$  為邊界柱軸力需求與軸力容量之比值。

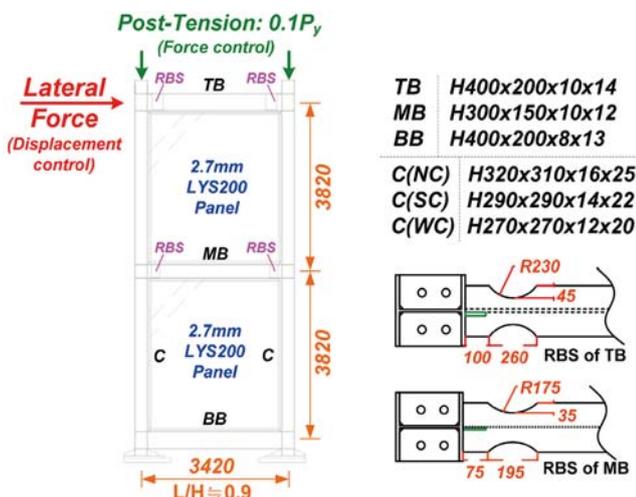


圖 9 試體規模及其斷面尺寸

表 1 拉力試片結果

Location	Section	Plate	$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)
Top Beam	H400 × 200 × 10 × 14	flange	405	537
		Web	464	561
Middle Beam	H300 × 150 × 10 × 12	flange	372	506
		Web	464	561
Bottom Beam	H400 × 200 × 8 × 13	flange	390	502
		Web	430	509
Column (NC)	H320 × 310 × 16 × 25	flange	386	547
		Web	389	564
Column (SC)	H290 × 290 × 14 × 22	flange	375	518
		Web	405	537
Column (WC)	H270 × 270 × 12 × 20	flange	390	530
		Web	372	506

表 2 試體考慮材料試驗結果之底層柱容量設計檢核

The DCRs of the 1<sup>st</sup> story column considering coupon yielding stresses

Roof drift	1.0% rad. (in UY)		2.5% rad. (MCE)		
	$P_u / P_y$	$M_d^{h/4}$	$P_u / P_y$	$M_d^{i-HD}$	$V_{d-HD}^i$
NC (23.5)	0.45	0.86	0.36	0.54	0.81
SC (9.53)	0.57	1.40	0.46	0.96	1.01
WC (6.37)	0.67	2.14	0.54	1.50	1.45

以系統全面降伏時頂梁梁翼切削斷面之塑性彎矩推估傳遞至受壓柱柱面之彎矩  $M_{R2}^{cf}$ ，以此作為二樓柱頂彎矩需求的來源，而此時由構架側變形造成之柱頂彎矩  $M_{f2}$  為：

$$M_{f2} = M_{R2}^{cf} - \frac{\omega_{ch2} h_2^2}{12} \quad (14)$$

以二樓柱端點彎矩比值  $\lambda$  及鋼板應變硬化因數考慮系統應變硬化後二樓柱頂剪力需求：

$$V_{d-HD}^{i2} = V_{f2} + \Omega_p V_{panel2} = \frac{1 + \lambda_2}{h_2} M_{f2} + \left( \frac{\omega_{ch2} h_2}{2} + \frac{\omega_{\alpha 2} d_2}{2} \right) \Omega_p \quad (15)$$

檢核二樓柱頂的結果列於表 3。以下將各試體的特色依邊界柱由強到弱分別介紹，讀者可配合圖 10 的試體行為預測圖瞭解試體設計考慮的差異。

表 3 試體考慮材料試驗結果之二樓柱頂容量設計檢核

The DCRs at top of the 2<sup>nd</sup> story column considering coupon stresses

Specimen	$M_{R2}^{cf}$	$V_{d-HD}^{i2}$
NC	0.58	0.92
SC	0.89	1.15
WC	1.13	1.59

### 試體 NC (Normal Column)

試體 NC 為三座試體中邊界柱尺寸最大者，此試體之設計目標為系統經應變硬化後，一樓邊界柱之柱頂仍不會有任何的塑性行為發生，但不強制塑鉸發生於柱底，如表 3 所列，試體 NC 以柱底塑鉸發生於 1/4 柱高之需求彎矩  $M_d^{h/4}$  檢核之需求容量比 (demand-to-capacity ratio, DCR) 小於 1.0，顯示塑鉸位置大約介於柱底與四分之一底層柱高之間，而底層柱頂並無彎矩降伏，在底層柱頂剪力需求方面，以本研究建議之需求  $V_{d-UY}^i$  及  $V_{d-HD}^i$  作為標準檢核，其需求與容量比小於 1.0，因此底層柱頂應無剪力降伏。

### 試體 SC (Small Column)

試體 SC 是以試體 NC 為標準，但縮小其邊界柱的尺寸，試體之設計目標為使其在頂層側位移 2.5% 弧度後，底層邊界柱柱頂有發生塑鉸之可能，因此控制彎矩  $M_{d-HD}^i$  及剪力  $V_{d-HD}^i$  之需求與容量比分別為 0.96 及 1.01，使其於 2.5% 弧度頂層側位移時發生彎矩及剪力塑鉸。但鋼板全面降伏時須保持彈性，因此控制全面降伏階段底層柱頂產生撓曲塑鉸之彎矩需求  $M_{d-UY}^i$  [16,17] 其需求與容量比檢核要小於 1.0，但以  $V_{d-UY}^i$  [16,17] 檢核之容量需求比為 0.91，所以預測會有輕微剪力降伏的機會。而檢核彎矩需求  $M_d^{h/4}$  為 1.11，可知柱塑鉸的位置將略高於四分之一底層柱高。二樓邊界柱部分，試體 SC 由於需求  $M_{R2}^{cf}$  與容量比檢核小於 1.0，但  $V_{d-HD}^{i2}$  的檢核為 1.15，因此預測試體 SC 在全面降伏階段下二樓柱頂無彎矩降伏，但在系統應變硬化後產生剪力降伏。

### 試體 WC (Weak Column)

與試體 NC 及試體 SC 相比，試體 WC 採更小的邊界柱尺寸，試體之設計目標為使其在鋼板全面降伏階

段時底層柱頂即發生降伏，因此設計斷面使其  $M_{d-UY}^i$  及  $V_{d-UY}^i$  的需求與容量比分別為 0.92 及 1.29，由於  $M_{d-UY}^i$  的 DCR 接近 1，故底層柱頂之彎矩塑鉸與柱跨中之彎矩塑鉸出現時機接近。而因  $M_{d-HD}^i$  及  $V_{d-HD}^i$  的檢核分別為 1.50 及 1.45，故系統經應變硬化後，應有明顯之彎矩與剪力塑鉸產生於底層柱頂。二樓邊界柱考慮鋼板應變硬化因數的剪力檢核  $V_{d-HD}^{i2}$  為 1.59 與彎矩檢核  $M_{R2}^{cf}$  為 1.13 均大於 1，故預測二樓柱頂在系統應變硬化後會有剪力與彎矩塑鉸。

## 試驗規劃

### 試驗配置

試體的側向支撐系統主要是由四支側撐柱及四支斜撐構成，如圖 11(a) 所示，四支側撐柱與試體固定在相同的錨定板上，在試體之東面，分別以斜撐接合在試體二樓柱頂及二樓柱半高位置，且同時以四支橫樑在試體一樓及二樓接合側撐柱，並透過頂層連接梁連結試體兩面側撐柱以提供二樓之面外勁度，而試體之西面以兩支斜撐接合在一樓柱頂位置，側撐柱翼板在試體之一樓與二樓高開洞以安置含滾棒之檔板，以便頂住安裝於試體梁柱接頭的側撐組件，提供側向抵抗且降低試體與側撐系統間的摩擦力，其位置可參考圖 11(b) 所示。

本試驗之施力方式採單側頂層側推配置，採用兩支軸力容量約為 980 kN 的 MTS243.70 油壓致動器，兩支致動器採相同的位移控制，以降低梁翼切削處塑鉸發生後可能的嚴重扭轉，柱頂側位移歷時分別於 0.1%、0.25%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、2.5%、3%、4% 與 4.5% 弧度各進行兩迴圈的反覆載重試驗，最大頂層側位移角 4.5% 弧度為本試驗配置之限

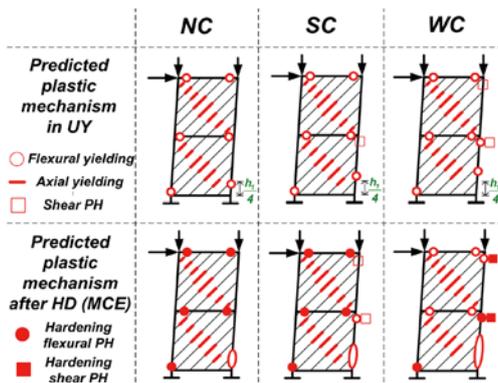


圖 10 三座試體預測之塑性行為

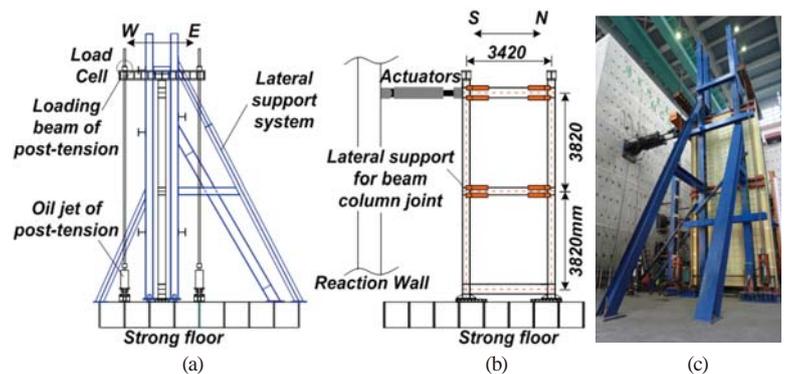


圖 11 試驗配置圖

制，因更大的位移將使施加垂直力的傳力梁與側撐柱相碰撞。為模擬重力載重對柱構件之軸力，本次試驗透過預力螺桿來載入垂直力，預力螺桿透過傳力梁將垂直力施加於柱頂上，兩邊界柱頂各施加約 10% 柱軸力容量之垂直力，螺桿上方配有荷重計可讀取每支螺桿之預力，預力螺桿與可自動修正預力損失或增加的油壓千斤頂相接，以確保試驗過程中預力的恒定，而圖 11(c) 為所有試驗系統完成配置的景象。

### 量測計畫

本次量測計畫的重點在記錄試體受拉與受壓邊界柱的詳細反應，因此在試體南北側各安裝一支參考柱，可參考圖 12(a)，將拉線式位移計沿邊界柱高度等分的配置，而南側二樓柱頂位置因油壓致動器與傳力梁連結而無法架設拉線式位移計，故此點之位移以千斤頂內建之位移計讀值取代之。本次實驗供使用 26 個角度計，量測範圍有 5° 及 14.5° 兩種規格，14.5° 配置位置主要是以可能產生塑鉸的邊界構件腹板中心位置為主，如圖 12(b) 所示，在邊界柱柱底以約一倍柱深之間距配置角度計至底層柱半高，以便量測柱底附近大範圍之塑性變形轉角，此外在邊界梁的梁翼切削中心、樑柱交會區及邊界柱的端點均有安裝角度計。前述量測儀器所傳出的訊號由可接收 50 組資料線的 TML-Switching Box SHW-50D 彙集，本次試驗所使用的頻道總數為 190，因此同時使用四台 Switching Box 接收訊號，再將資料使用 TML-THS-100 高速資料收集記錄器記錄，並配合國家地震中心新開發的實驗程式 SFQSST (Software Framework for Quasi-Static Structural Testing) [18]，同時控制油壓致動器速率與收集訊號之頻率，且 SFQSST 配有即時運算連網的功能，可將預先想觀察的實驗資料頻道輸入，實驗進行中或事後可透過網路播放觀察試體之反應。

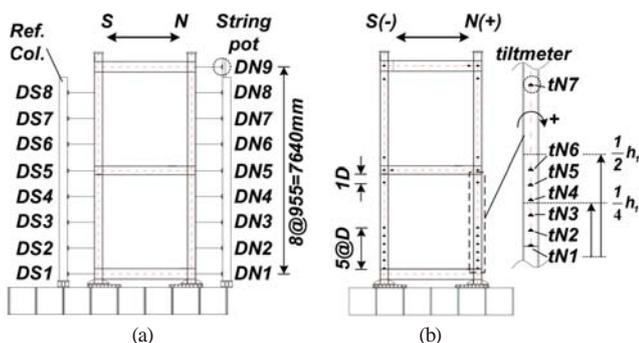


圖 12 (a) 拉線式位移計及 (b) 角度計配置位置圖

### 試驗與有限元素模型分析結果

圖 13 分別為三座試體之頂樓、一樓與二樓之受力及側移角遲滯迴圈與 ABAQUS 有限元素模型非線性側推類比比結果。由於試體並無安裝樓板，邊界梁受鋼板大量內拉軸力而有縮短的現象，兩支邊界柱的側變形並不一樣，因此圖 13 中樓層變位是以兩支柱子的位移平均而得，圖 13 比較顯示有限元素模型的初始勁度雖未能完全與試驗之反應相同，但當試體降伏後有限元素模型對於每一迴圈之尖峰強度均模擬十分良好，試體的最大側向強度分別為 NC 為 1,596 kN、SC 為 1,406 kN 以及 WC 為 1,327 kN，試體的試驗詳細反應記錄可參考「試體反應觀察」。

很多研究均已證實設計與製造恰當的薄鋼板剪力牆能有效發展拉力場效應來抵抗側向外力，側向位移增加至夠大時，鋼板可在拉力場方向發生降伏與應變硬化，鋼板在拉力場的正交向則會發生波浪狀的高模態挫屈，側力移除後結構系統會有殘餘側向位移。此時若側向位移沿反方向施加，則先前在拉力場方向發生降伏之鋼板會因沒有顯著抗壓強度，而使系統在側向反復施載下之遲滯反應迴圈有內縮之現象 (pinching)。研究證實板條模型配合僅有拉力強度的雙向桁架元素來類比鋼牆板，及習見之彈塑性梁柱元素來模擬邊界構件，就能有效類比前述系統在側向反復施載下之內縮遲滯反應 [12,13,19]。若採用非線性板殼元素的有限元素模型進行反復載入分析，更可精確地預測鋼板剪力牆系統的反復受力反應 [14,16,17,20,21]。本研究主要在探討鋼板剪力牆邊界柱之耐震

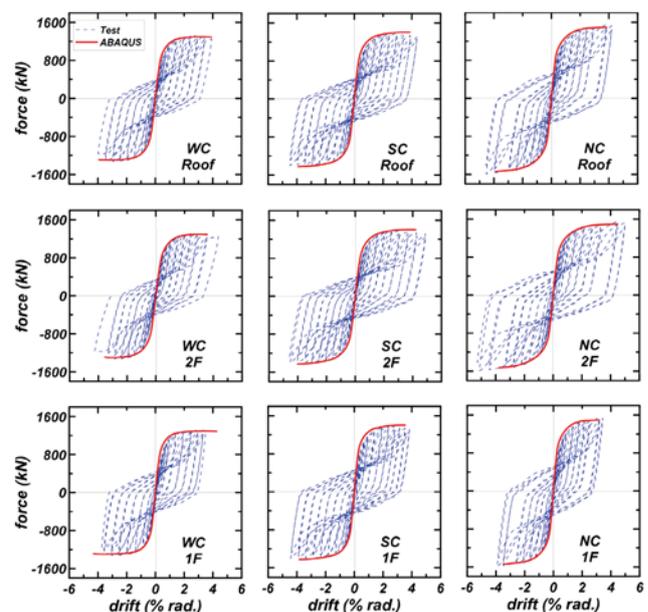


圖 13 試體試驗遲滯迴圈

設計與分析方法，利用 ABAQUS 有限元素軟體單向側推分析，即可得到系統反應之包絡曲線及試體反應。分析模型完全按照試體實際之尺寸與幾何形狀，如圖 14(a) 所示，並採用 S4R 的減積分薄殼元素，梁柱構件及鋼板材料分別以三線性模型及雙線性模型類比材料拉力試驗結果，如圖 14(b)，並給予適當的邊界條件以類比真實的試體配置，鋼板輸入前三個挫屈模態作為初始缺陷，使鋼板牆能在分析中產生面外挫屈，並設定幾何非線性側推分析至試體頂層側位移 4.0% 弧度。

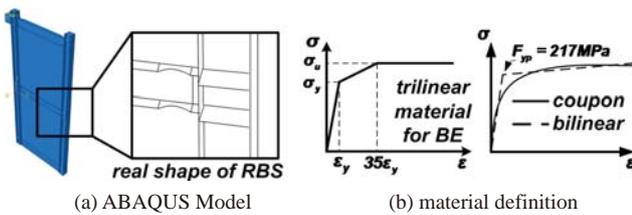


圖 14 (a) ABAQUS 模型與其 (b) 材料定義

### 試體反應觀察

三座試體在頂層側位移角達 1.0% 弧度時，均可以觀察到系統全面降伏，鋼板產生明顯皺折，在頂層側位移角超過 1.5% 弧度鋼板應變硬化後，三座試體拉力場均呈波浪狀均勻分佈，惟三者拉力場角度略有差異，將於後面章節討論，本節著重於討論邊界構件的實驗反應。

#### ● 試體 NC

試體的初始勁度為 43.5 kN/mm，試體於頂層位移 0.1% 弧度及 0.25% 弧度階段構架仍為彈性變形，無明顯石膏漆脫落。試體於 1.0% 弧度及 1.5% 弧度頂層側位移時底層柱底腹板與底梁腹板剪力石膏漆裂痕增加許多，從底層柱底至四分之一與二分之一柱高之間有較為明顯翼板石膏漆裂痕產生，顯示撓曲塑鉸已發生於此處，而頂梁切削處之上下翼板降伏之石膏漆條紋皆延伸至梁跨中。試體於頂層側位移 2.5% 弧度時，南側頂梁與中間梁切削處腹板向外凸出局部挫屈明顯，頂梁南側梁上翼板切削處發生劇烈扭轉並已開裂。兩邊界柱底層柱頂除輕微石膏漆脫落外均無任何明顯變化，如圖 15(a) 所示，而底層柱腹板出現水準裂紋直至二分之一柱高，底層柱外側翼板雖然石膏漆剝落嚴重但未超過二分之一底層高，顯示底層柱有大範圍的降伏。而直到試驗結束，亦即頂層側位移 4.5% 弧度試體仍無新增之石膏漆脫落反應方結束試驗。

#### ● 試體 SC

試體的初始勁度為 35.0 kN/mm，試體於 0.75% 弧度頂層側位移時兩底層邊界柱翼板之石膏漆折痕均勻分佈於柱底至二分之一柱高之間，同時頂梁切削處也可觀察到石膏漆裂痕，邊界構件已發生初始降伏。試體於頂層側位移 1.0% 弧度及 1.5% 弧度時底層柱翼板之石膏漆裂痕繼續往上延伸到四分之三柱高。試體頂層側位移達 2.5% 弧度時，底層邊界柱的石膏漆折痕已非常明顯，且集中於四分之一與二分之一底層高之間，顯示塑鉸位於此處。而頂梁與中間梁切削處皆有輕微的腹板挫屈，且北側底層柱頂腹板產生石膏漆剪力裂痕，應有剪力降伏產生，如圖 15(b) 所示。過了頂層側位移 3.0% 弧度後邊界柱有側向扭轉挫屈的現象，但試體強度並未明顯降低因此執行到預定之頂層位移 4.5% 弧度後結束試驗。

#### ● 試體 WC

試體的初始勁度約為 33.4 kN/mm，試體於頂層側位移 0.75% 弧度時，底層邊界柱石膏漆折痕已相當明顯且集中在柱翼板四分之一至二分之一底層高，底層及二樓之兩端邊界柱的腹板均有剪力降伏之石膏漆裂縫。而試體於頂層側位移 2.0% 弧度時，北側底層柱頂有大範圍之剪力降伏石膏漆裂痕，判斷為剪力塑鉸產生，可參考圖 15(c)，於頂層側位移 2.5% 弧度時兩邊界柱已有明顯之側向扭轉現象，而頂梁切削處石膏漆脫落不明顯只有輕微的面外挫屈，於頂層側位移 4.0% 弧度時底層以及二樓柱頂都發生剪力塑鉸，且底層二分之一高以下柱翼板的內

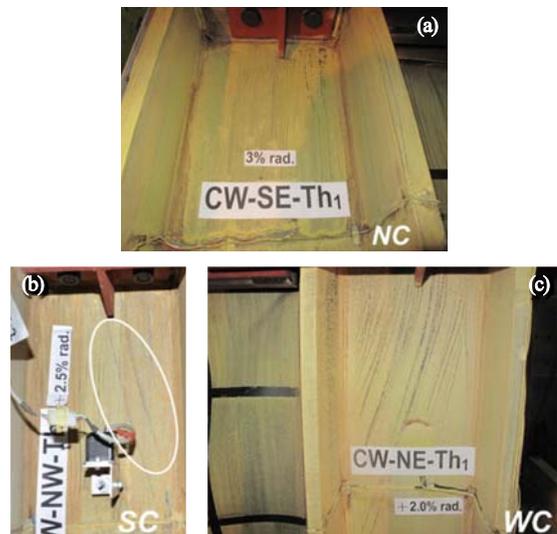


圖 15 (a) 試體 NC、(b) 試體 SC 與 (c) 試體 WC 底層柱頂降伏情況

側也有降伏，底層柱幾乎整體都有石膏漆脫落之現象，且側向扭轉甚為嚴重，如圖 16(a) 所示，造成邊界梁有外拱變形，參考圖 16(b)，由於擔心試體邊界柱與梁的側向扭轉會破壞側向支撐系統，因此中止試驗。

### ● 疲勞破壞試驗

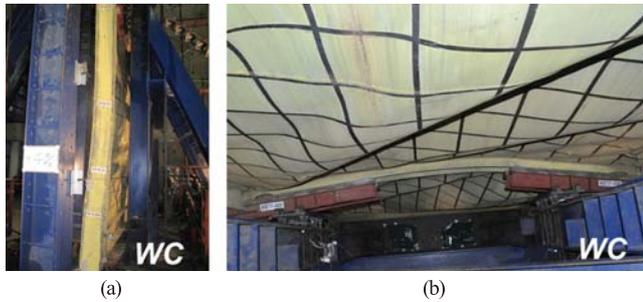


圖 16 (a) 試體 WC 邊界柱側向扭轉挫屈與 (b) 中間梁外拱之情況

在前述第一階段反覆載重試驗結束後，若試體強度並未明顯退化，則施加固定之反覆頂層側位移以及相同柱預力來進行疲勞試驗，當每個迴圈中試體尖峰強度小於第一階段試驗試體之最大強度 70% 即停止疲勞試驗。由於鋼板之殘餘變形不會消除，卸載後需再度載入到達上回的最大應變數後，才會發展其勁度及強度，此即鋼板剪力牆遲滯迴圈反應常具有之內縮特性，為觀察鋼板剪力牆系統極限強度之衰退，因此疲勞載重所設定之位移，以第一階段試驗之最大頂層位移 4.5% 弧度做為目標。由於 WC 試體在反覆載重試驗中即因邊界柱嚴重側向扭轉挫屈而判定試體失穩，因此並未將 WC 試體納入疲勞試驗中。

試體 NC 與試體 SC 分別在經歷五及六個位移迴圈後最大強度反應降至反覆載重試驗的最大強度 70%，兩試體最大強度的逐圈衰退幅度接近，如圖 17(a) 所示，而試體 NC 因於第五個迴圈時南側頂梁完全斷開而強度明顯降低，可參考圖 17(b)，而本次疲勞試驗所設定之反覆載重頂層位移 4.5% 弧度，高出前述容量設計目標承受最大考慮地震對應的 2.5% 弧度頂層側位移<sup>[12]</sup>甚多，可證明本研究設計之鋼板剪力牆系統卓越之耐震能力。圖 18 為所有試體測試後並排之景象，由遠觀即可發現試體 NC (圖 18 最右者) 的邊界柱無明顯的受鋼板內拉變形，而試體 SC (圖 18 最中者) 底層柱則有輕微內凹現象，試體 WC (圖 18 最左者) 則底層柱內凹最為嚴重，有漏斗形狀產生。

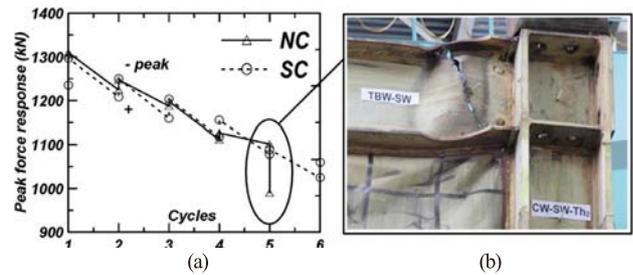


圖 17 (a) 疲勞試驗中試體之強度衰退與 (b) 試體 NC 頂梁南斷裂情形



圖 18 三座試體試驗後並排景象

### 層間位移角分配比例

圖 19(a) 為試體之層間變位角分配比例與頂層側位移之關係，層間變位角比例定義為每一受力迴圈中最大位移時一樓層間位移角除以二樓層間位移角，由南北側兩邊界柱之位移讀值平均製成，並各以多項式趨勢線標記，若  $\theta_1 / \theta_2$  的比例越高則代表試體變形越集中于一樓，反之亦然，可作為某樓層是否已有軟層現象的指標。在頂層側位移 0.75% 弧度構架降伏前，三座試體的層間位移角分配比例相近，但構架降伏後則相差甚多，邊界柱的強度越弱則一樓層間變位越大，而當 2.5% 弧度頂層側位移角後層間變位比例有減少的現象，主因為當底層柱塑鉸不發生于底部時，邊界柱受鋼板內拉作用會有內凹之現象，可以參考圖 19(b) 的受壓柱變形示意，邊界柱的內凹變形在「邊界柱塑性行為」有更定量的討論，這造成了底層柱雖然變形嚴重但是樓層變位並未相同劇烈增加。

相同樓層側位移下負側位移角 (亦即南側) 時一樓位移及力量反應均較大，主因是側向力是由南側的油壓致動器輸入，側向力不是等分的由兩邊界柱頂來驅動試體之反應，造成系統的反應並不對稱。當油壓致動器將試體推向正位移側推動時，對角線的拉力場

是透過北側邊界柱來拉伸鋼板，如圖 20(a)，然而邊界梁承受大量的鋼板內拉造成之軸力，會有明顯縮短的現象，可參考圖 20(b) 所示，因此降低北側邊界柱之位移與鋼板變形量。反之當油壓致動器將試體柱頂往負位移角驅動時，對角線的拉力場是透過南側邊界柱來拉伸鋼板，在傳力路徑上有最少之變形損失，因此鋼板拉力場所發展的拉力也較大。中間梁因為這種傳力路徑的差別，試體在負頂樓位移角時會有較大之中間梁縮短現象，如圖 20(c) 所示。而隨邊界柱強度越高，中間梁內縮越明顯，主因是較強的邊界柱不易受鋼板內拉變形，拉力場發展效率較佳，因而梁軸力較高，在大側位移下則顛倒，主因是邊界柱的側向扭轉挫屈，造成中間梁外拱之變形。

**邊界柱塑性行為**

角度計以約一倍柱深 300 mm 等間距從一樓邊界柱底分佈至柱半高，因此試驗時可以獲得這些量測點的絕對旋轉角，由材料力學梁撓曲變形理論可知，當固定的間距下相對旋轉角或曲率越大，則該處彎矩越大，亦即： $d\theta \propto Mds$ ，將角度計讀值兩兩相減獲得的相對轉角沿柱高分佈，如圖 21，再將 ABAQUS 模型非線性側推類比所得旋轉角度由淺至深上色，不同角度利用等高輪廓線區隔，若旋轉角度變化較劇烈，則等轉角輪廓線將會集中，此亦即塑鉸位置，如圖 22 所示並配合試體

頂層位移 4.0% 弧度時底層柱照片以驗證，而圖 23 為 ABAQUS 模擬所得試體降伏反應與試體在試驗結束後的照片，模型中白色區域即為以降伏之元素。

首先討論系統頂層側位移 2.5% 弧度時之反應，不論從角度計讀值或是 ABAQUS 數值分析結果，都顯示試體 NC 柱底上方的旋轉角度均勻分配，且轉角不大，最大的相對轉角發生靠近四分之一底層高下方，以控制塑鉸發生於四分之一底層樓高的彎矩需求  $M_d^{h/4}$  檢核試體 NC 底層柱需求與容量比為 0.86，表示彎矩最大值位置會略低於四分之一底層柱高，與所觀察的結果吻合，而試驗過程中 tN6 角度計失效，因此並無該處高度之轉角。試體 SC 從 ABAQUS 模擬可看到等旋轉角的輪廓線集中於較高的位置，並非如試體 NC 均勻分佈，最大相對旋轉角位於四分之一底層高上方，以  $M_d^{h/4}$  比檢核試體 SC 的 DCR 為 1.40，表示塑鉸位置會略高於四分之一底層高。而試體 WC 的 ABAQUS 模擬可看到等旋轉角輪廓線集中在高於四分之一底層高甚多，最大相對轉角在四分之一底層高上方約 20 公分，且柱頂與柱跨中的撓曲降伏時機接近，圖 23 顯示系統應變硬化後試體 NC 底層柱頂仍保持彈性，試體 SC 底層柱頂有明顯剪力降伏，而試體 WC 底層柱頂則發展出明顯剪力塑鉸，以上底層柱頂與柱跨中反應與各需求與容量比驗證結果，均證實本研究提出的容量設計方法是可行的。

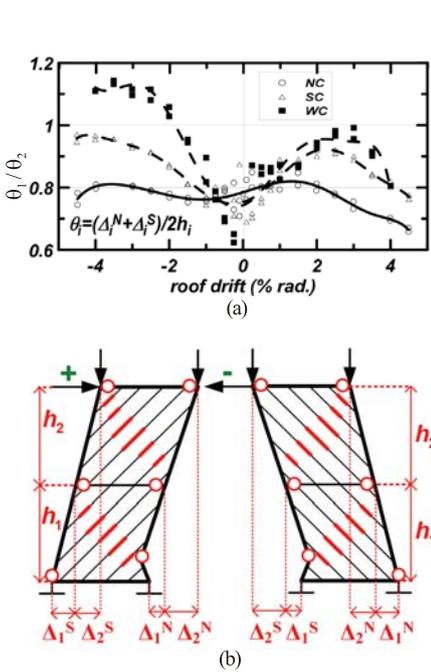


圖 19 樓層位移角分配比例

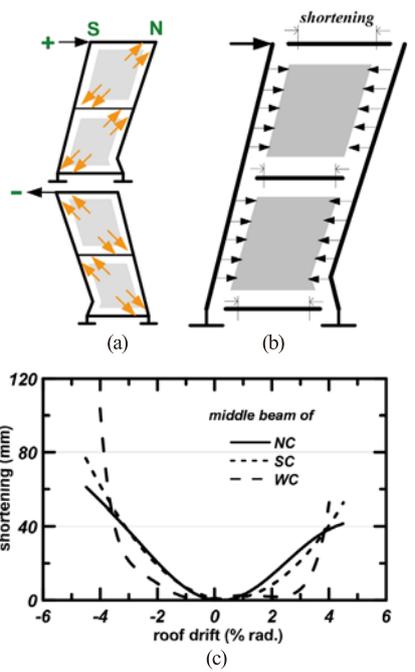


圖 20 (a) 鋼板傳力路徑中間梁 (b) 內縮現象與 (c) 內縮量

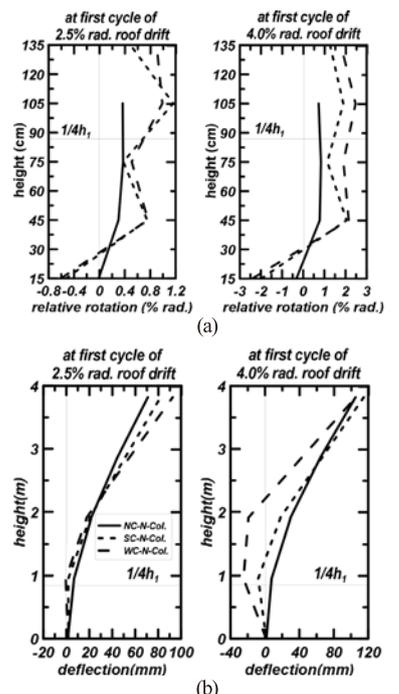


圖 21 底層柱之 (a) 相對轉角及 (b) 撓度

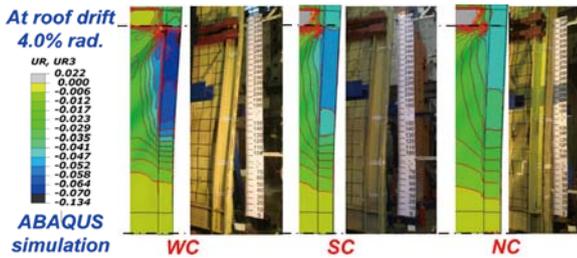


圖 22 試體北側底層邊界柱角度輪廓線及變形狀況



圖 23 試體之有限元素降伏類比

由圖 21(a) 系統頂層側位移 4.0% 弧度時之相對轉角顯示，三座試體旋轉角度並不只集中于一處，高於 45 公分底層樓高的邊界柱轉角趨於相同，顯示此區域邊界柱也進入降伏，而三座試體皆可藉由石膏漆脫落觀察到受壓底層邊界柱大範圍的降伏現象，比較圖 21(b) 試體 SC 與 WC 於 2.5% 與 4.0% 弧度頂層側位移時底層柱撓度的差異，可發現 4.0% 弧度時即因大範圍降伏而邊界柱有內凹之現象，因此讀者需注意本研究雖能預測底層邊界柱塑性鉸位置，然在大側位移下底層柱塑性區會有擴散之現象，可參考圖 22 試驗結束試體 SC 與 WC 的底層柱照片。

在試體設計時即對試體的二樓柱頂進行剪力降伏的檢核，從圖 23 同時可以觀察到試體 SC 與 WC 二樓柱頂亦有剪力降伏或剪力塑鉸產生，而試體 NC 仍保持彈性，顯示本研究以柱端彎矩比值  $\lambda$  及疊加法來估計彎矩及剪力容量同樣也適用於其他樓層。

## 結論

過去已有研究成功地以彈性模型來預估鋼板剪力牆系統系統進入非線性後的內力分佈；本研究討論的底層柱內力需求是在大側位移下，系統進入應變硬化階段的內力分佈，除了考慮應變硬化因數的疊加法以建立邊界柱容量設計方法，尚利用實驗與有限元素模型分析驗證系統內力分佈及行為，實驗與分析結果均證實本研究所建議之容量設計方法對於控制底層邊界柱塑鉸位置是可行的。

本研究已討論多種設計彎矩及剪力的設計標準，並根據不同的標準設計試體以驗證行為，目的為提供安全且經濟的鋼板剪力牆設計建議。試驗結果顯示試體的行為區別主要在於系統應變硬化後是否會在底層柱頂產生彎矩或剪力塑鉸，柱頂產生降伏或塑鉸的底層邊界柱均發生側向扭轉挫屈，反之柱頂保持彈性的試體行為良好，因此本研究建議考慮應變硬化後底層柱頂仍保持彈性作為耐震設計原則較為恰當。

隨底層邊界柱強度容量越小，系統應變硬化後柱跨中之塑性區擴散越大，且層間變位亦越集中於底層，其拉力場發展效率也較差。

鋼板剪力牆系統由彈性進入塑性後，拉力場角度有明顯的改變，本研究透過試體與 ABAQUS 有限元素模型分析證實這種現象，進行容量設計時建議底層拉力場角度可假定為 40°，其餘樓層可假設角度為 45°。

不論是利用 SAP2000 簡化的板條模型或是採 S4R 薄殼元素的 ABAQUS 模型，採用本文建議的有限元素模型設定，均可對試體的勁度與強度有效預測，使用 ABAQUS 模型分析更可瞭解試體細部反應。

## 誌謝

本研究感謝國家科學委員會與國家地震工程研究中心給予的財務支持，以及中國鋼鐵股份有限公司致贈降伏點鋼板。實驗期間作者獲得國家地震工程研究中同仁、王孔君、莊勝智、陳家乾及林志翰先生的幫忙，數值分析獲得蔡青宜小姐的協助，在此一併感謝。

## 參考文獻

1. AISC, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" (2005).
2. CSA, "Limit States Design of Steel Structures", CAN/CSA-S16-01, Canadian Standards Association, Willowdale, Ontario, Canada (2001).
3. Thorburn, L.J., Kulak, G.L. and Montogomer, C.J., "Analysis of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report No. 107, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada (1983).
4. 李昭賢、蔡克銓，「鋼板剪力牆系統之耐震設計研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREC-08-019 (2008)。
5. 蔡克銓、李昭賢、林志翰、蔡青宜、遊宜哲、朱駿魁，「未束制與束制型鋼板剪力牆邊界柱構件之耐震設計（一）：數值分析研究」，結構工程，第二十五卷，第三期，第 37-54 頁 (2010)。
6. 李昭賢、蔡克銓、林志翰、陳沛清、朱駿魁，「未束制與束制型鋼板剪力牆邊界柱構件之耐震設計（二）：試驗研究」，結構工程，第二十五卷，第四期，第 3-26 頁 (2010)。
7. Tsai, K.C., Li, C.H., Lin, C.H. and Tsai, C.Y., "Cyclic Tests of Four Two-Story Narrow Steel Plate Shear Walls. Part 1: Analytical Studies and Specimen Design", Earthquake Engng Struct. Dyn. 39(7): 775-799 (2010).

8. Li, C.H. and Tsai, K.C., "Cyclic Tests of Four Two-Story Narrow Steel Plate Shear Walls. Part 2: Experimental Results and Design Implications", *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 39(7):801-826 (2010).
9. Li, C.H, Tsai, K.C., Chang, J.T., Lin, C.H., Chen, J.C., Lin, T.H. and Chen, P.C., "Cyclic Test of A Coupled Steel Plate Shear Wall Substructure", *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 41(9):1277-1299 (2012).
10. Timler, P.A. and Kulak, G.L., "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls", *Structural Engineering Report No. 114*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada (1983).
11. Berman, J., and Bruneau, M., "Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 129, No.11, November 1, 2003, pp. 1448-1456 (2003).
12. C.H. Lin., Tsai K.C., Qu, B., Bruneau, M., "Sub-structural pseudo dynamic performance of two full-scale two-story steel plate shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, no. 12, pp. 1467-1482 (2010).
13. Vian D., Bruneau, M., Tsai, K.C. and Lin, Y.C., "Special Perforated Steel Plate Shear Wall with Reduced Beam Section Anchor Beams I: Experimental Investigation", *Journal of Structural Eng., ASCE*, Vol. 135, No. 3, March (2009).
14. Vian, D., "Steel plate shear walls for seismic design and retrofit of building structures", Ph.D. Dissertation, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University at Buffalo, Buffalo, NY (2005).
15. FEMA, "FEMA350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Building," (2001).
16. Tsai, K.C., Li, C.H. and Lee, H.C., "Seismic Design and Testing of the Bottom Vertical Boundary Elements In Steel Plate Shear Walls. Part 1: Design Methodology" *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 43(15), 2237-2259 (2014).
17. Li, C.H., Tsai, K.C. and Lee, H.C., "Seismic Design and Testing of the Bottom Vertical Boundary Elements In Steel Plate Shear Walls. Part 2: Experimental Studies" *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 43(14), 2155-2177 (2014).
18. Wang K. J., "An Integrated Environment for Structural Testing", Ph.D. Thesis, National Taiwan University, Taipei (2011).
19. A.S. Lubell, H.G.L. Prion, C.E. Ventura, and Mahmoud Rezai, "Unstiffened Steel Plate Shear Wall Performance under Cyclic Loading", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 4, pp. 453-460 (2000).
20. M.R. Behbahanifard, G.Y. Grondin and A.E. Elwi, "Experimental and numerical investigation of steel plate shear walls", *Structural Engineering Report, No. 254*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada (2003)
21. 謝旺達, 「鋼板剪力牆之有限元素分析與耐震設計研究」, 國立台灣大學土木工程學系結構組碩士論文, 蔡克銓教授指導, 臺北 (2006)。

## 歡迎參考美國 FE/PE 考試



為增強國內工程師國際化能力，中國工程師學會（CIE）與美國國家工程暨測量考試委員會（National Council of Examiners for Engineering and Surveying, NCEES）簽署合作備忘錄，於台灣舉辦 Fundamentals of Engineering（FE）考試及 Principles and Practice of Engineering（PE）考試。

NCEES 為美國 FE 及 PE 考試之專責機構，統一辦理全美各州之該兩項考試。FE 考試資格（以我國而言）為受 IIEET 認證之大學系所畢業或應屆畢業生；而參加 PE 考試前須先通過 FE 考試，且需至少有四年實務經驗者方能報考。美國 Professional Engineer 資格與我國技師相當，但欲在美國註冊 Professional Engineer 則須先通過 PE 考試後再依各州規定辦理。

中國工程師學會訂於 104 年上半年開始在台灣舉辦 FE 考試，於 104 年下半年開始在台灣舉辦 PE 考試。FE 考試為電腦考試（CBT），PE 考試則為筆試。FE 及 PE 考試均為英文試題，通過該兩項考試代表在專業及英文兩者均達一定水準。但通過 PE 考試不代表立即可取得美國 Professional Engineer 資格。因美國 Professional Engineer 證書由各州頒發，除通過 PE 筆試外另各州各有規定，不盡相同，詳 NCEES 網站。對於參加 FE 考試之詳情請參閱本網站之說明，關於參加 PE 考試之各項規定，本網站將陸續發布。

中國工程師學會與 NCEES 合作在台灣舉辦 FE 及 PE 考試乃為國內工程師提供一平台，以美國考試驗證本身之英文及專業能力。中國工程師學會鼓勵國內工程師善用此一平台踴躍報考。



# 含T型鋼骨 SRC 邊柱之耐震行為

陳誠直／國立交通大學土木工程學系教授

李健銘／國立交通大學土木工程學系碩士

翁正強／國立交通大學土木工程學系教授

## 摘要

本研究探討含 T 型鋼骨斷面之包覆型鋼骨鋼筋混凝土 (Steel Reinforced Concrete, SRC) 邊柱之耐震行為，十組試體之參數包括主筋數量、是否配置繫筋、箍筋間距、彎矩作用方向及軸力比。試驗結果顯示因鋼骨斷面不對稱，彎矩方向影響試體之耐震行為與破壞模式；額外配置縱向主筋及繫筋與良好的箍筋間距將可增加試體之彎矩強度及韌性，並有助於改善承受正負彎矩遲滯迴圈的差異性。研究結果亦顯示，ACI 及 AIJ 規範均能合理且保守地預測含偏心 T 型鋼骨 SRC 邊柱承受軸壓力時之彎矩。

## Abstract

This study aims to investigate the structural behavior of concrete-encased composite edge columns with T-shaped steel section. The parameters of 10 specimens included the amount and distribution of longitudinal bars, the spacing of transverse reinforcement, the presence of cross ties, and the axial compressive load level. The test results indicate that the cyclic behavior and failure modes of the specimens are greatly affected by the direction of the bending moment owing to the unsymmetrical cross-section. The concrete-encased composite edge columns can develop stable hysteretic response by providing cross ties and decreasing spacing of the transverse ties. The ACI and AIJ design provisions reasonably and conservatively predict the flexural strengths of the specimens under axial compression.

## 探討非對稱鋼骨斷面 SRC 柱

台灣地處於環太平洋地震帶，因此高樓建築的耐震能力顯得十分重要。鋼骨鋼筋混凝土 (Steel Reinforced Concrete, SRC) 結構逐漸受到重視及採用。日本於 SRC 結構的使用甚多，然而日本規範的設計地震力較大，相對的對韌性之要求也較低；歐美各國於 SRC 的使用則較少，研究的成果也較少。包覆型 SRC 柱之研究著重於軸壓強度、軸壓與單軸彎矩或雙軸彎矩之行為<sup>[1-7]</sup>。

建築工程實務上，SRC 邊柱可採用單對稱的 T 型斷面，如圖 1 所示，然而不對稱的包覆型 SRC 柱研究甚少<sup>[8]</sup>。國內外的設計規範，如美國 ACI<sup>[9]</sup> 與日本的 AIJ<sup>[10]</sup>，對於非對稱鋼骨斷面並沒有使用上的限制；美國 AISC<sup>[11]</sup> 則規定必須為雙對稱鋼骨斷面。國內 SRC 規範<sup>[12]</sup> 則規定於受軸力與彎矩共同作用之構材，構材須為雙對稱或單對稱斷面。基於設計上的限制及工程實務上的使用性，非對稱鋼骨斷面之 SRC 柱實有深入研究的必要性。因此本研究規劃一系列的 T 型鋼骨斷面 SRC 邊柱，以實驗方式探討其彎矩強度與耐震行為<sup>[13]</sup>。

## 實驗計畫

本研究係以實驗的方式，探討非對稱 T 型鋼骨斷面 SRC 邊柱受固定軸力於反覆彎矩載重下之耐震

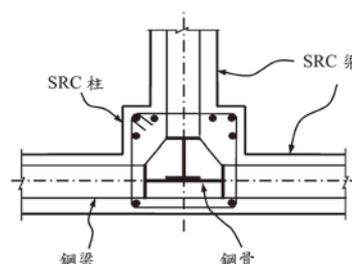


圖 1 含 T 型鋼骨 SRC 邊柱之斷面

行為。實驗規劃以主筋數量、箍筋間距、是否配置繫筋、彎矩作用方向及軸力比為試體參數，探討參數於耐震行為之影響。

### 試體設計

規劃十組 SRC 邊柱試體，試體編號與參數詳見表 1。試體之斷面尺寸、長度、鋼骨比均為固定。斷面尺寸詳見圖 2，斷面尺寸皆為 300 mm × 300 mm，長為 2350 mm。T 型鋼骨斷面鋼骨比為 5%，為 H175 × 90 × 5 × 8 及 H100 × 100 × 6 × 8 兩種熱軋型鋼斷面銲接組合而成，T 型鋼骨形心與全斷面之幾何中心在 y 方向上均有 34 mm 之偏心量。鋼骨標稱強度為 247 MPa (A36 鋼材)。

表 1 試體表

試體編號	主筋與數量	繫筋	箍筋間距 (mm)	軸力比 (% of $P_{squash}$ )
R4-S7-P4	4-#5	-	75	40
R4-S12-P4	4-#5	-	125	40
R8N-S7-P2	8-#5	-	75	20
R8N-S7-P4	8-#5	-	75	40
R8N-S12-P2	8-#5	-	125	20
R8N-S12-P4	8-#5	-	125	40
R8T-S7-P2	8-#5	#3	75	20
R8T-S7-P4	8-#5	#3	75	40
R8T-S12-P2	8-#5	#3	125	20
R8T-S12-P4	8-#5	#3	125	40

試體配置縱向鋼筋均為 5 號竹節鋼筋。因 T 型鋼骨之偏心，R8 系列試體加入額外縱向鋼筋，以降低試體在正負向彎矩強度的差異性。箍筋及繫筋均為 3 號竹節鋼筋，標稱強度為 274 MPa (Gr. 40)。以變化箍筋間距及加入繫筋的方式，探討試體於韌性上的差異。試體之箍筋間距如圖 3 所示。箍筋間距於試體長度方向的配置上分為圍束區及非圍束區，圍束區之箍筋間距 S7 系列試體為 75 mm，S12 系列試體採 125 mm；於非圍束區之箍筋間距則所有試體皆為 150 mm。

軸力比為施加之軸力大小與  $P_{squash}$  之比值，其中

$$P_{squash} = 0.85f'_c A_c + f_{yr} A_r + f_{ys} A_s \quad (1)$$

式中  $f'_c$ 、 $f_{yr}$ 、 $f_{ys}$  分別為混凝土抗壓強度及鋼筋、鋼骨材料之實際降伏強度， $A_c$ 、 $A_r$ 、 $A_s$  分別為混凝土、鋼筋、

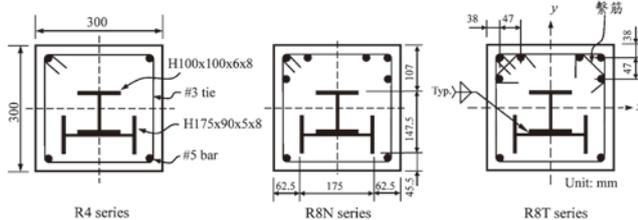


圖 2 試體斷面

S7 series

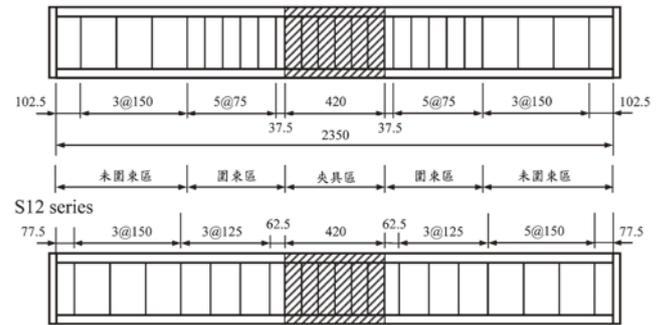


圖 3 橫向鋼筋配置

鋼骨之斷面積。實驗時將依試體規劃分別施以 0.2 與 0.4 之軸力比。

### 材料性質

混凝土採用標稱抗壓強度 24 MPa 之高流動性的高性能混凝土，28 天抗壓強度為 30 MPa，試體實驗期間混凝土抗壓強度為 34.5 MPa。鋼骨、鋼筋及繫筋標稱及實際降伏及極限強度如表 2 所示。鋼骨強度由兩種型鋼之拉力試片強度依面積大小計算，降伏強度為 358 MPa，極限強度為 455 MPa。

表 2 鋼骨、鋼筋及繫筋強度

	規格	標稱降伏強度 (MPa)	實際降伏強度 (MPa)	實際極限強度 (MPa)
鋼骨	H175 × 90 × 5 × 8	247	356	456
	H100 × 100 × 6 × 8	247	360	455
主筋	#5	274	406	594
繫筋	#3	274	430	615

### 實驗設置

試驗設置如圖 4 所示，試體兩端為滾支承模擬柱之反曲點，間距為 2,450 mm。於試體兩端施軸向壓力，中央處施加一側向力。

### 側向位移歷程

側向位移歷程如圖 5 所示，縱座標代表側向位移韌性 (Displacement Ductility)，即  $\mu = \Delta/\Delta_y$ ，其中  $\Delta$  表示試體之加載位移， $\Delta_y$  則為斷面受純彎矩作用下鋼筋降伏時之試體側向位移，此位移為以實際材料強度計

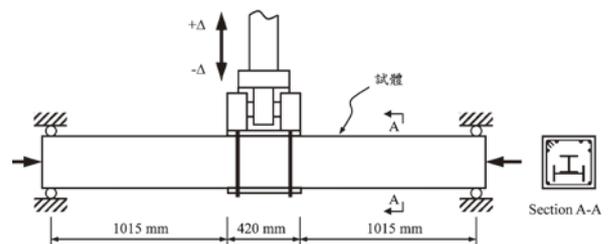


圖 4 實驗設置示意圖

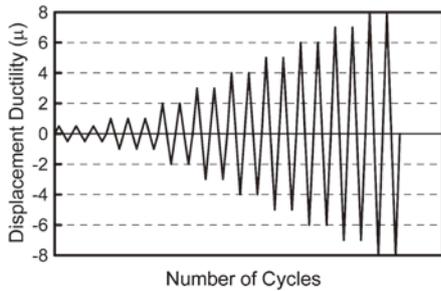


圖 5 側向位移歷程

算所得之理論值。於  $\mu = \pm 0.5$  及  $\pm 1$  時，加載迴圈數為 3 個完整的迴圈，於  $\mu = \pm 2$  後之加載迴圈數則為 2 個完整的迴圈。

## 試驗結果與討論

為描述試體之行為，定義正負彎矩方向如圖 6 所示。正彎矩作用於斷面時，試體之側向力及側向位移亦定義為正值，負彎矩方向則反之。

### 破壞行為

試驗開始之後，各試體於  $\mu = \pm 0.5$  時，混凝土已有些許微小裂縫產生，且約發生在箍筋位置的附近，P2 系列試體之裂縫較 P4 系列試體為多。R8 系列試體之兩側裂縫發展較為均勻，而 R4 系列試體則由於其中一側之鋼筋及鋼骨量不足，使其裂縫發展快速。P4 系列試體由於高軸力的影響，隨著各試體變數上的影響，分別於  $\mu = \pm 2$  至  $\pm 3$  間發生負彎矩作用下之混凝土壓力區壓碎，載重並隨之下降，且 R4 系列試體破壞情形較 R8 系列試體嚴重。P2 系列試體由於軸力造成的二次彎矩效應影響較小，並隨著各試體變數上的影響，使試體於  $\mu = \pm 3$  至  $\pm 5$  之間發生負彎矩作用下之壓力區壓碎。各試體於負彎矩方向側向載重下降後，正彎矩方向之壓力區於載重位移迴圈延遲 1 至 2 倍隨之碎裂。隨著混凝土壓力區破壞的擴大，載重亦持續下降，主筋亦開始有挫屈的情形，隨後箍筋彎鉤逐漸被撐開，鋼骨產生局部挫屈。P4 系列試體主筋及鋼骨挫屈情形較為嚴重，R8T 系列及 S7 系列之試體主筋挫屈情形較為遲緩。試體破壞情形如圖 7 所示。

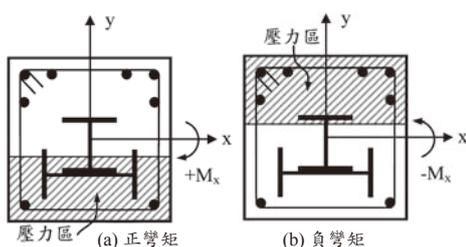


圖 6 彎矩方向

### 遲滯迴圈

試體彎矩-側向位移遲滯迴圈圖如圖 8~10 所示。P2 系列試體受正彎矩作用時，遲滯迴圈較為飽滿，整體行為接近於純鋼骨結構梁柱的行為，主要是由於壓力區有足夠的鋼骨承受壓力，並且於壓力區內的鋼骨幾何型式能有效提供混凝土圍束作用；拉力區的鋼筋及鋼骨亦能維持足夠的拉力強度，使得全斷面材料均能有效發揮。然而當試體受負彎矩作用時，遲滯迴圈均有束縮現象，整體行為與鋼筋混凝土梁柱的行為相近，主要因主筋挫屈後，於箍筋圍束區內的混凝土隨即不斷剝落，且鋼骨未能有效提供壓力區混凝土圍束作用，使得側向力明顯下降，且側向勁度不斷地衰減。

### 彎矩強度

表 3 為試體之斷面彎矩極限強度，斷面彎矩極限強度的計算為側向力所造成的彎矩，再加上固定軸力與側向位移所造成的二次彎矩效應。

#### ● R4 系列與 R8N(T) 系列

比較 R4 系列與 R8N(T) 系列同樣承受 0.4 軸力比的試體，由於 R4 系列只有 4 根主筋，因此其正負彎矩之極限強度均較 R8N(T) 系列為低。於 R4 及 R8N(T) 系列中，負彎矩方向的行為表現較接近於脆性的壓力破壞的情況，而正彎矩方向的行為表現較接近於韌性的拉力破壞的情況，當試體達到破壞臨界點時，由於承受高軸力的狀態下，使得負彎矩強度下降迅速，因此極限正彎矩強度均要比極限負彎矩強度大。

#### ● R8N 系列與 R8T 系列

8 根主筋試體的極限強度並未受到繫筋的影響。

#### ● S7 系列與 S12 系列

箍筋的功能大多在提供 RC 或 SRC 構件良好的圍束作用，增加其韌性行為，但由於 T 型鋼骨斷面的不對稱性，使得緊密的箍筋亦能圍束混凝土提高其強度，試體 S7 系列的極限正負彎矩強度平均可比試體 S12 系列高出 4%~8%。



(a) Specimen R8N-S12-P2



(b) Specimen R8N-S12-P4



(c) Specimen R8T-S7-P2

圖 7 試體破壞情況

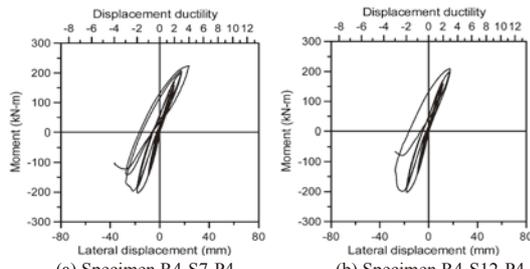
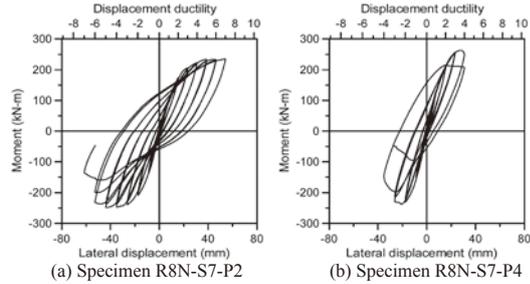
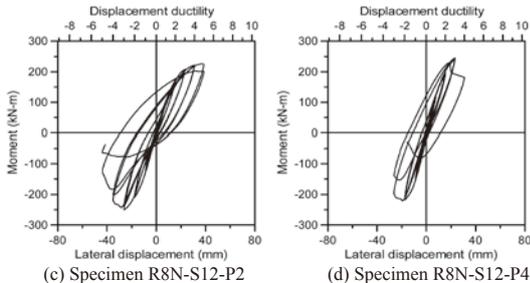


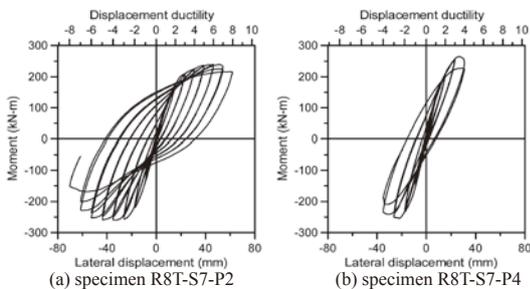
圖 8 R4 系列試體彎矩—側向位移遲滯迴圈圖



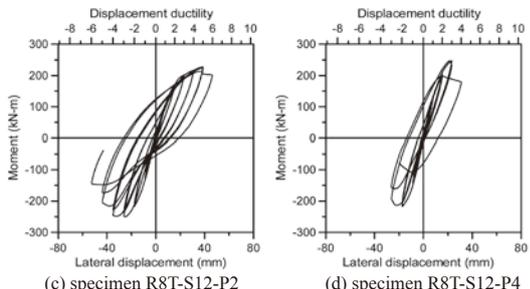
(a) Specimen R8N-S7-P2 (b) Specimen R8N-S7-P4



(c) Specimen R8N-S12-P2 (d) Specimen R8N-S12-P4  
圖 9 R8N 系列試體彎矩—側向位移遲滯迴圈圖



(a) specimen R8T-S7-P2 (b) specimen R8T-S7-P4



(c) specimen R8T-S12-P2 (d) specimen R8T-S12-P4  
圖 10 R8T 系列試體彎矩—側向位移遲滯迴圈圖

● P2 系列與 P4 系列

P2 系列試體之極限負彎矩強度均比極限正彎矩強度為高；而 P4 系列試體之極限正彎矩強度則均比極限負彎矩強度為高。承受 0.4 軸力比的試體由於正負方向破壞行為的不同，高軸力造成試體於負方向的壓力

表 3 試體極限彎矩強度

Specimen	Axial force (kN)	Maximum positive moment (kN-m)	Maximum negative moment (kN-m)
R4-S7-P4	1656	223.8	-202.9
R4-S12-P4	1656	209.2	-202.2
R8N-S7-P2	882	234.9	-248.5
R8N-S7-P4	1764	263.3	-237.5
R8N-S12-P2	882	225.5	-250.8
R8N-S12-P4	1764	245.2	-220.8
R8T-S7-P2	882	238.8	-260.1
R8T-S7-P4	1764	264.6	-254.9
R8T-S12-P2	882	227.6	-250.8
R8T-S12-P4	1764	247.8	-217.1

破壞更為嚴重，且高軸力亦將導致較大的二次彎矩效應，因此 P4 系列試體的極限正彎矩強度均要比極限負彎矩強度為高。而承受 0.2 軸力比的試體受到軸力及二次彎矩效應的影響較小，使得脆性壓力破壞側的強度將仍比韌性拉力破壞側的強度為高，因此其極限負彎矩強度較極限正彎矩強度為高。

試驗結果分別與美國 ACI 規範及日本 AIJ 規範中的一般疊加法比較，表 4 為試體試驗值與規範預測值的比較結果。可發現 ACI 及 AIJ 規範均能合理且保守地預測出含 T 型鋼骨之 SRC 柱的軸力-彎矩值。ACI 規範的預測值較 AIJ 規範的為低。

表 4 試體實驗值與規範值之比較

Specimen	$M_{ACI}/+M_x$	$M_{ACI}/-M_x$	$M_{AIJ}/+M_x$	$M_{AIJ}/-M_x$
R4-S7-P4	0.82	0.72	0.99	0.77
R4-S12-P4	0.87	0.72	1.06	0.78
R8N-S7-P2	0.86	0.84	0.96	0.98
R8N-S7-P4	0.79	0.76	0.90	0.85
R8N-S12-P2	0.90	0.83	1.00	0.97
R8N-S12-P4	0.85	0.81	0.97	0.91
R8T-S7-P2	0.85	0.80	0.94	0.94
R8T-S7-P4	0.79	0.70	0.89	0.79
R8T-S12-P2	0.89	0.83	0.99	0.97
R8T-S12-P4	0.84	0.83	0.96	0.93
Mean	0.85	0.78	0.97	0.89

位移韌性

表 5 為試體之位移韌性值，其中  $\mu$  值取決於當每一次的側向位移到達極限時，正負兩方向的斷面彎矩值均必須至少大於 0.8 倍的極限斷面彎矩強度。

試體於正彎矩的  $\mu$  值將會大於負彎矩的  $\mu$  值大約 0 ~ 1，主要原因在於 T 型鋼骨斷面及其偏心的影響，造成試體於負彎矩方向上傾向脆性壓力破壞。以下將簡述各參數對位移韌性值的影響。

● R4 系列與 R8N(T) 系列

比較 R4 系列與 R8N(T) 系列皆為承受 0.4 軸力比之試體，由於 T 型鋼骨偏心，使得 R4 系列試體於負彎矩方向為明顯的脆性壓力破壞，再加上高軸力的影響，使得 R4 系列試體的  $\mu$  值為 2 ~ 3。而 R8N(T) 系列試體

表 5 試體位移韌性

Specimen designation	Positive displacement ductility	Negative displacement ductility	Displacement ductility capacity
R4-S7-P4	4	3	3
R4-S12-P4	3	2	2
R8N-S7-P2	7	6	6
R8N-S7-P4	4	3	3
R8N-S12-P2	5	4	4
R8N-S12-P4	3	3	3
R8T-S7-P2	8	7	7
R8T-S7-P4	4	4	4
R8T-S12-P2	6	5	5
R8T-S12-P4	3	3	3

由於額外增加主筋以彌補鋼骨偏心於行為上的缺陷，使其於正負彎矩方向行為表現上的差異性較能均衡，故於高軸力的作用下，其  $\mu$  值可達 3 至 4 之間。

#### ● R8N 系列與 R8T 系列

繫筋將能適當增加試體之側向位移韌性行為。承受軸力比為 0.2 的有繫筋 R8T 系列試體而言，正負彎矩方向的  $\mu$  值將可較無繫筋的 R8N 系列試體增加 1 至 2；而承受軸力比為 0.4 的 R8T 系列試體而言，正負彎矩方向的  $\mu$  值增加則較不明顯，但彎矩-側向位移遲滯迴圈的消能面積已有明顯提昇。

#### ● S7 系列與 S12 系列

箍筋間距為影響試體側向位移韌性行為的主要因素，箍筋間距較小者，將可有效提供及維持試體核心混凝土的強度，且將可更增加箍筋與鋼骨間對混凝土的圍束能力。承受軸力比為 0.2 的試體而言，S7 系列試體正負彎矩方向的  $\mu$  值將可較 S12 系列試體增加 2；而承受軸力比為 0.4 的試體而言，R8N-S7 系列與 R8N-S12 系列之  $\mu$  值增加較不明顯，但若為 R8T-S7 系列試體，則將可較 R8T-S12 系列試體提高 1 個  $\mu$  值。S7 系列試體的遲滯迴圈的消能面積均比 S12 系列試體為優，顯示箍筋間距將有效的影響韌性能力。

#### ● P2 系列與 P4 系列

軸力的大小除了影響二次彎矩效應外，試體受到高軸力作用將會加速混凝土的壓碎，因此 P4 系列試體的  $\mu$  值將低於 P2 系列試體的  $\mu$  值。P2 系列試體於正彎矩方向上的  $\mu$  值與 P4 系列試體可相差到 2 到 4。而由於負彎矩方向上的脆性壓力破壞行為，P2 系列試體的  $\mu$  值與 P4 系列試體的  $\mu$  值相差 1 至 3，較正彎矩方向的為低。

## 結論

含偏心 T 型鋼骨 SRC 邊柱耐震行為之實驗結果，結論如下。

1. 因 T 型鋼骨之偏心，適當的配置縱向主筋，將可有

效降低試體於正負極限彎矩強度及韌性上的差異；適當配置箍筋間距及繫筋，將能有效增加試體的位移韌性。

2. 試體於受正彎矩作用時，遲滯迴圈較為飽滿，整體行為接近於純鋼骨結構梁柱的行為；而當試體於受負彎矩作用時，遲滯迴圈均有束縮現象，整體行為與鋼筋混凝土梁柱的行為相近。
3. 低軸力作用的試體，由於軸力所造成的二次彎矩效應影響較受高軸力者低，故韌性上的表現亦能較受高軸力試體者為優；且於正彎矩作用的韌性行為較負彎矩作用的為佳。
4. ACI 及 AIJ 規範均能合理且保守地預測試體的軸力-彎矩值。

## 誌謝

本研究承蒙內政部建築研究所經費補助，在此敬表謝忱。

## 參考文獻

1. El-Tawil, S., and Deierlein, G.G., "Strength and ductility of concrete encased composite columns," *Journal of Structural Engineering*, 125(9), pp. 1009-1019 (1999).
2. Mirza, S.A., Hyttinen, V., and Hyttinen, E., "Physical tests and analyses of composite steel-concrete beam-columns," *Journal of Structural Engineering*, 122(11), pp. 1317-1326 (1996).
3. Ricles, J.M., and Paboojian, S.D., "Seismic performance of steel-encased composite columns," *Journal of Structural Engineering*, 120(8), pp. 2474-2494 (1994).
4. Wang, Y.C., "Tests on slender composite columns," *Journal of Constructional Steel Research*, 49, pp. 25-41 (1999).
5. Li, L., and Matsui, C., "Effects of axial force on deformation capacity of steel encased reinforced concrete beam-columns," *Proceedings of 12th World conference on earthquake engineering*, Paper no. 1075 (2000).
6. Morino, S., Matsui, C., and Watanabe, H., "Strength of biaxially loaded SRC columns," *Composite and mixed construction*, *Proceedings of the U.S./Japan joint seminar*, pp. 185-194 (1984).
7. Munoz, P.R., and Hsu, C.T.T., "Behavior of biaxially loaded concrete-encased composite columns," *Journal of Structural Engineering*, 123(9), pp. 1163-1171 (1997).
8. Roik, K., and Bergmann, R., "Design method for composite columns with unsymmetrical cross-sections," *Journal of Constructional Steel Research*, 15, pp. 153-168 (1990).
9. American Concrete Institute. *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)*. Detroit (2002).
10. AIJ, "AIJ Standards for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures," *Architectural Institute of Japan*, Tokyo (1991).
11. American Institute of Steel Construction. *Manual of steel construction: Load and resistance factor design*. 3rd ed. Chicago (IL) (2001).
12. 「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」，營建署 (2011)。
13. Chen, C.C., Li, J.M., and Weng, C.C., "Experimental behaviour and strength of concrete-encased composite beam-columns with T-shaped steel section under cyclic loading," *Journal of Constructional Steel Research*, 61(7), pp. 863-881 (2005).

# 火害後 梁柱接頭 十字試體 反覆載重行為 之研究

鍾興陽／國立成功大學土木工程學系副教授

方柏淳、胡雅鈞／國立成功大學土木工程學系研究生

## 摘要

為了研究火害後梁柱接頭銲接區於反覆載重作用下的力學行為與破壞模式，本研究製作三組簡化的梁柱接頭十字試體，每種試體分別以三種不同的溫度處理（即：未受火害、受 900°C 高溫後空氣冷卻、受 900°C 高溫後水中冷卻）來模擬鋼構建築之梁柱接頭受到火害高溫前後，其母材與銲材可能造成的材質變化，此三組梁柱接頭十字試體先進行硬度試驗，了解火害前後十字試體於梁柱接頭銲接區的硬度（強度）變化，再進行反覆載重實驗，藉以探討火害前後梁柱接頭銲接區的巨觀機械性質與破壞模式。本研究發現：水冷的十字試體斷裂於銲道或銲道附近的熱影響區，其原因為十字試體的受到  $A_1$  變態溫度（723°C）以上高溫後淬火，其銲道強度反而低於母材強度。

## Abstract

In order to study the post-fire mechanical behaviors and failure modes of the steel beam-to-column welded joints under cyclic loadings, this research fabricated three beam-to-column welded cruciform joint specimens. The three specimens experienced three different temperature treatments, which were room-temperature treating, air-cooling after reaching 900°C and water-cooling after reaching 900°C, respectively to simulate the possible material property variations of weld metal and base metal in the beam-to-column welded connections of steel buildings after fire. We conducted hardness test and cyclic loading test for the three specimens to investigate macro mechanical properties and failure modes of the pre-fire and post-fire

beam-to-column welded joints. This research found that the water-cooled specimen fractured at the weld metal or the HAZ. The reason is that the weld metal strength was lower than the base metal strength after the beam-to-column welded cruciform joint specimen with the temperature higher than  $A_1$  transformation temperature (723°C) was water-quenched.

## 火害後的梁柱接頭耐震能力如何？

「鋼構建築的梁柱接頭受到火害侵襲後，若梁柱接頭外觀並無明顯變形或破壞，此火害後的梁柱接頭耐震能力如何？」此問題一直是工程界在鋼構大樓火災後進行結構安全鑑定時常遭遇到且想要解決的重要課題，尤其是在鋼構建築數量日益增加且地震頻繁的我國，此課題更顯重要。一般來說，鋼構建築遭遇到火害後的降溫方式不外乎有兩種，一是自然冷卻到常溫，一是受到消防水柱澆灌後急速冷卻到常溫，事

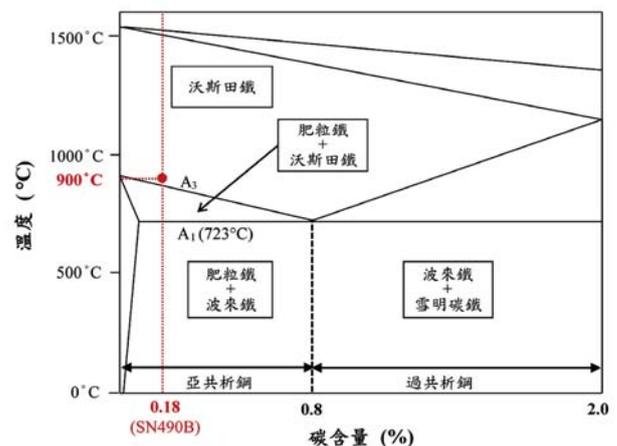


圖 1 鐵碳平衡圖

實上，如圖 1 的鐵碳平衡圖所示，結構用鋼材（如：SN490B 鋼材）在 A3 溫度以上的火場高溫時，鋼材內部已變態為沃斯田鐵組織，由沃斯田鐵組織自然冷卻到常溫肥粒鐵與波來鐵組織的過程，類似於熱處理（Heat Treatment）中的退火（Annealing）或正常化（Normalizing），將使鋼材軟化，另外，如果鋼材在 A<sub>3</sub> 溫度以上火害高溫，受到消防水柱的澆灌而急速冷卻，這種過程將類似熱處理中的淬火（Quenching），淬火後的鋼材強度雖然提高，但是材質變硬且脆，韌性也變差。因此，梁柱接頭的鋼材或銲道於火害後有可能受到類似退火或正常化的作用而變軟，也可能受到類似淬火的作用而變硬變脆，這些材質上的變化將嚴重影響到梁柱接頭未來的耐震能力。

為了研究火害後梁柱接頭（特別是銲接區）於反覆載重作用下的行為與破壞模式，本研究製作三組簡化的梁柱銲接接頭十字試體，每種試體分別以三種不同的溫度處理（即：未受火害、受 900°C 高溫後空氣冷卻、受 900°C 高溫後水中冷卻）來模擬梁柱接頭受到火害高溫前後，其母材與銲材可能造成的材質變化，再將此三組十字試體進行硬度試驗與單軸反覆載重實驗，藉以探討火害前後梁柱接頭銲接區的巨觀機械性質與破壞模式，國外文獻如：Kaufmann 和 Fisher<sup>[1]</sup>、Kaufmann 等人<sup>[2]</sup>、Ricles 等人<sup>[3]</sup>曾採用類似的梁柱銲接接頭拉板（pull-plate）試體進行單軸快速拉伸實驗，來研究常溫梁柱接頭銲道區於動力作用下的韌性與破壞模式。

## 梁柱銲接接頭十字試體製作

本研究依照國內常見的 H 型梁與箱型柱的梁柱接頭銲接方式，製作梁柱銲接接頭十字試體來研究梁柱接頭銲接區於火害前後承受反覆載重行為之差異，梁柱銲接接頭十字試體是由梁柱銲接接頭簡化試體切割製成，如圖 2 所示，梁柱銲接接頭簡化試體由內隔板、柱板、梁翼板三部份依照國內 H 型梁與箱型柱的銲接方法製作組成，內隔板與柱板採用電熱熔渣銲（Electroslag Welding, ESW）銲接，梁翼板與柱板則採用包藥銲線電弧銲（Flux-Cored Arc Welding, FCAW）的全滲透銲接，梁柱銲接接頭簡化試體之內

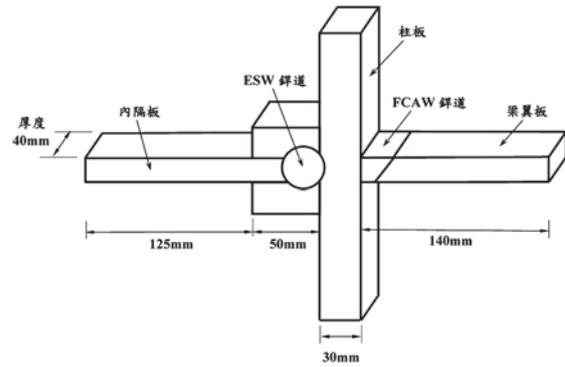


圖 2 梁柱銲接接頭十字試體示意圖

隔板、柱板、梁翼板皆為國內常用的建築結構用耐震鋼材 SN490B，試體之內隔板與柱板的 ESW 銲道以 PS-56 銲線搭配 YF-15i 銲藥銲接完成，而試體梁翼板與柱板的 FCAW 全滲透銲道以 SFC-71 包藥銲線銲接完成，本研究由簡化試體切割製成三組十字試體以因應後續熱處理與實驗所需。

三組梁柱銲接接頭十字試體分別施予三種不同的溫度處理，藉以模擬梁柱接頭在火場中可能經歷的升溫與降溫過程，第一組 N-R2 試體不做任何溫度處理，是為未受火害的對照組，第二組 N-A9 試體將升溫至 900°C，持溫 1 小時後，靜置於空氣中冷卻至常溫，藉以模擬梁柱接頭於火害後於火場自然冷卻，第三組 N-W9 試體將升溫至 900°C，持溫 1 小時後，迅速置於水中冷卻至常溫，藉以模擬梁柱接頭於火害後受到消防水柱噴灑而急速冷卻，三組十字試體的編號與溫度處理方式如表 1 所示。

表 1 試體編號與溫度處理方式

試體編號	溫度處理方式
N-R2	未受火害之常溫梁柱銲接接頭十字試體
N-A9	受 900°C 高溫火害後空氣冷卻之梁柱銲接接頭十字試體
N-W9	受 900°C 高溫火害後水中冷卻之梁柱銲接接頭十字試體

## 梁柱銲接接頭十字試體之硬度試驗與單軸反覆載重實驗

三組梁柱銲接接頭十字試體先進行硬度試驗，再進行單軸反覆載重實驗，硬度試驗與單軸反覆載重實驗過程簡述如下。

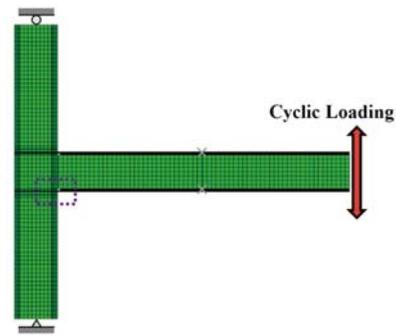
### 硬度試驗

由於金屬材料的硬度與其抗拉強度有正比的關係，因此常對金屬材料進行硬度試驗，以間接獲得其材料強度，本研究採用可攜型里氏硬度計（Leeb Hardness Tester）來對三組十字試體進行里氏硬度試驗，里氏硬度試驗是一種回彈式的硬度試驗，此種硬度試驗是將材料性質已知的小撞錘以一定速度撞擊待測材料表面，撞錘的回彈高度或速度越高代表受測材料硬度越高，本研究使用的可攜型里氏硬度計攜帶方便且操作簡便，不需切割試體，可維持試體完整性。每支十字試體的里氏硬度試驗步驟如下：

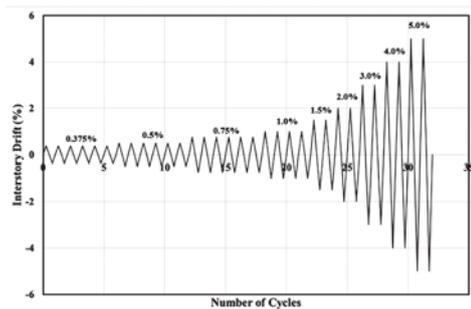
- 將十字試體表面以 60 號、120 號、180 號、220 號砂紙研磨除銹。
- 於十字試體表面之中心線（即：由梁翼板中心線通過 FCAW 銲道、柱板、ESW 銲道至內隔板中心線）標記硬度計加載點位。
- 依照步驟 (2) 標記點位，以可攜型里氏硬度計逐一加載點位並記錄每個點位的里氏硬度值。
- 將十字試體拍照。

### 單軸反覆載重實驗

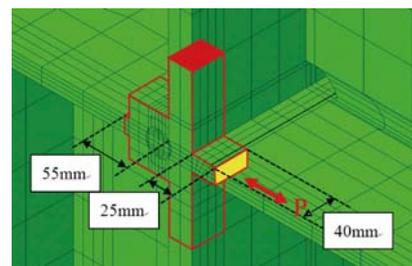
本研究以較經濟的梁柱接頭十字試體單軸反覆載重實驗取代實尺寸梁柱接頭試體的反覆載重實驗，來研析火害前與火害後梁柱接頭銲接區於反覆載重作用下強度與破壞模式的變化，在進行十字試體單軸反覆載重實驗前，吾人先透過實尺寸梁柱接頭試體之三維非線性有限元素數值模型（如圖 3(a) 所示）進行反覆載重分析，分析時以「位移控制」方法於梁之自由端加載，加載歷程採用美國 AISC 2010 年耐震規定<sup>[4]</sup>中梁柱接頭反覆載重實驗的層間位移角（Interstory Drift Angle）歷時圖（如圖 3(b) 所示），待梁柱接頭試體的反覆載重數值分析完成後，取出梁柱接頭試體模型中與十字試體相同部位所受到的單軸反覆加載歷程（如圖 3(c) 所示），並將此單軸反覆加載歷程施加於實際十字試體中，以「力量控制」的方式來進行十字試體的單軸反覆載重試驗（如圖 3(d) 所示），當十字試體承受壓力而有挫屈之虞時，隨即停止施加壓力，直接將十字試體拉至斷裂。



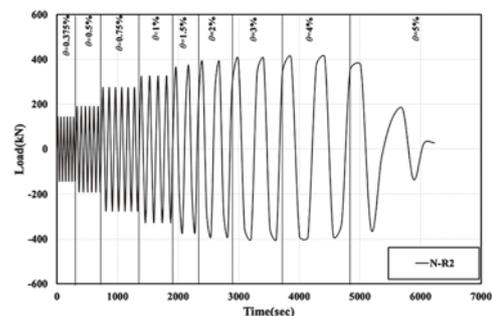
(a) 建立實尺寸梁柱接頭試體模型



(b) 梁柱接頭試體反覆載重模擬之層間位移角歷時圖



(c) 梁柱接頭試體之十字銲接區取力示意圖



(d) 十字試體之單軸反覆載重實驗之加載歷時圖



(e) 十字試體單軸反覆載重實驗

圖 3 梁柱銲接接頭十字試體示意圖

## 實驗結果

### 硬度試驗結果

由於鋼材與鐸道的硬度值與其抗拉強度值成正比關係，因此鋼材與鐸道的硬度變化亦可視為鋼材與鐸道的抗拉強度變化，本研究採用可攜型里氏硬度計，由十字試體的梁翼板端至內隔板端，沿著中心線，每隔固定距離以里氏硬度計施打試體表面，並記錄每一施打點的里氏硬度值，三組未受火害與受火害十字試體的硬度值如圖 4(a) 至圖 4(c) 所示，圖 4(d) 為三組未受火害與受火害十字試體之里氏硬度值比較圖，比較結果顯示：火害前 FCAW 鐸道與 ESW 鐸道的強度皆高於母材強度，受到 900°C 高溫後空冷，雖然鐸道強度仍略大於母材強度，但是整體鐸道與母材強度皆已下降，且鐸道強度下降幅度較大，受到 900°C 高溫後水冷，十字試體的母材因淬火造成其強度劇幅上升，使得母材強度遠高於鐸道強度，因此，梁柱鐸接頭之母材與鐸道受 900°C 火害高溫侵襲後，材料性質皆會受到影響，且不同的降溫方式對結構用鋼材的材料機械性質影響甚大。

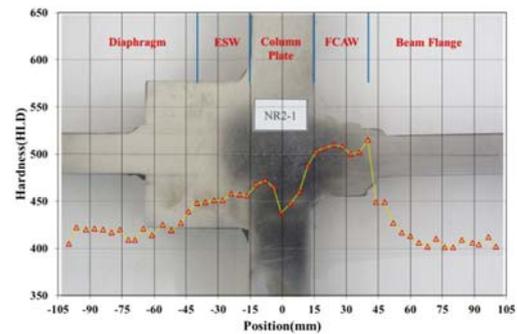
### 單軸反覆載重實驗結果

除了 NR2 試體在反覆載重過程中斷裂，其餘 NA9 試體與 NW9 試體因為在反覆載重過程中有挫屈之虞，因此在試體到達最大壓力後，隨即於下一個迴圈之拉力加載時直接拉至斷裂，圖 5 顯示三組十字試體單軸反覆載重實驗之遲滯迴圈結果與破壞模式，圖 6 顯示三組十字試體反覆載重實驗遲滯迴圈之拉力包絡線圖，表 2 則是整理出圖 6 中每組試體包絡線的最大拉力值  $P_{max}$ 、最大延伸位移  $\Delta_{max}$ 、韌性模數  $U_T$ ，以為後續比較之用，三組十字試體反覆載重實驗之結果可以歸納如下：

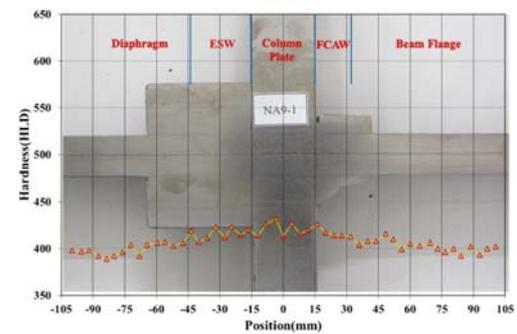
1. 未受火害的 NR2 試體與受 900°C 空冷的 NA9 試體在反覆載重過程中有棘輪現象發生，兩組試體在反覆加載後期，每承受一個迴圈的加載，試體就累積延伸的塑性變形，受 900°C 水冷的 NW9 試體之棘輪現象較不明顯。
2. 相較於未受火害的 NR2 試體，受 900°C 空冷的 NA9 試體有軟化且延伸率與韌性變佳的現象，其最大拉力值  $P_{max}$  較 NR2 試體略為減少 1.7%，但是其最大延伸位移  $\Delta_{max}$  較 NR2 試體大幅增加 43.5%，其韌性模數  $U_T$  較 NR2 試體大幅增加 35.8%。
3. 受 900°C 火害空冷的 NA9 試體與未受火害的 NR2 試體皆斷裂於母材，圖 4(d) 的硬度值比較顯示，其

原因為 NA9 試體的 ESW 鐸道與 FCAW 鐸道在受 900°C 高溫空冷後，其強度仍略高於母材，故拉伸斷裂於母材處，觀察 NA9 試體與 NR2 試體之斷口，皆有頸縮後斷裂現象，是為韌性斷裂。

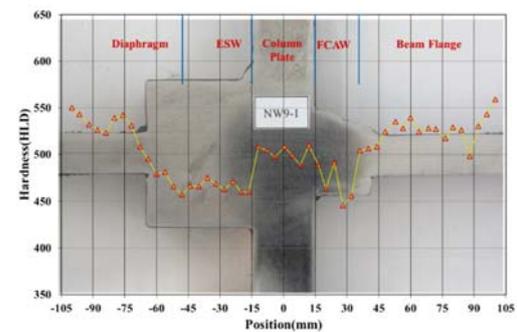
4. 相較於未受火害的 NR2 試體，受 900°C 水冷的 NW9 試體有強化但延伸率與韌性變差的現象，其最大拉



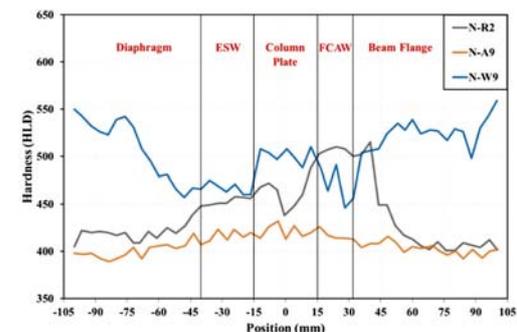
(a) 未受火害之 NR2 試體



(b) 受 900°C 高溫後空冷之 NA9 試體

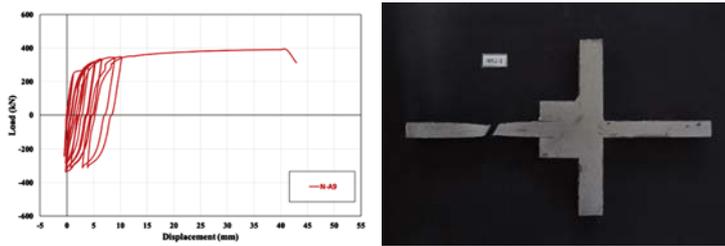


(c) 受 900°C 高溫後水冷之 NW9 試體

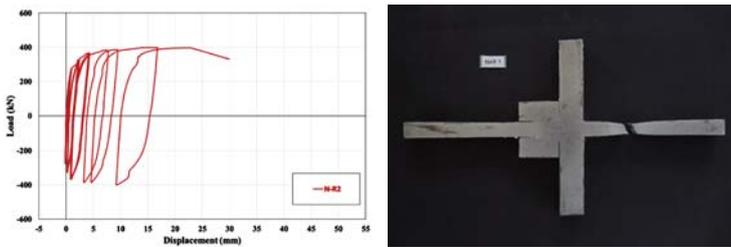


(d) 三組十字試體硬度值比較

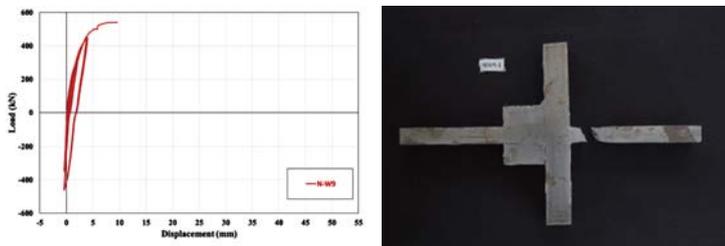
圖 4 三組梁柱鐸接頭十字試體之硬度試驗結果



(a) 未受火害之 NR2 試體



(b) 受 900°C 高溫後空冷之 NA9 試體



(c) 受 900°C 高溫後水冷之 NW9 試體

圖 5 三組十字試體反覆載重實驗之力—位移遲滯迴圈圖與試體破壞圖

力值  $P_{max}$  較 NR2 試體大幅增加 35.9%，但是其最大延伸位移  $\Delta_{max}$  較 NR2 試體驟減 67.2%，其韌性模數  $U_r$  較 NR2 試體亦大幅減少 63.9%。

5. 不同於 NR2 試體與 NA9 試體，受 900°C 火害水冷的 NW9 試體斷裂於 FCAW 銲道，由圖 4(d) 的硬度值比較顯示，其原因為 NW9 試體在受 900°C 高溫水冷後母材強度大幅增加，已高於 ESW 銲道與 FCAW 銲道之強度，FCAW 銲道強度甚至比火害前還低，故拉伸斷裂於 FCAW 銲道處，觀察 NW9 試體之斷口，是為脆性斷裂。

## 結論與建議

本研究的結果顯示：梁柱接頭銲接區受到  $A_1$  變態點溫度 (723°C) 以上的火害溫度後空冷，相當於正常化處理，使得母材與銲道皆軟化，然銲道強度仍大於母材，故斷裂破壞發生於母材區；梁柱接頭銲接區受到  $A_1$  變態點溫度 (723°C) 以上的火害溫度後水冷，是最危險的，因為受到此種升溫與降溫的梁柱銲接頭十字試體斷裂在銲道或在銲道附近的熱影響區，其原因可由圖 4 的硬度分佈

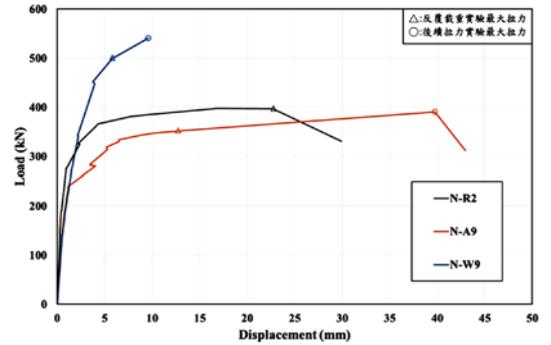


圖 6 三組十字試體反覆載重實驗之遲滯迴圈拉力包絡線圖

表 2 試體編號與溫度處理方式

試體編號	$P_{max}$ (kN)	$\Delta_{max}$ (mm)	$U_r$ (MPa)	斷裂位置
N-R2	397.80	29.92	125.32	內隔板
N-A9	390.87	42.93	170.15	梁翼板
N-W9	540.78	9.57	45.19	FCAW 銲道

圖看出，在火害前，梁柱接頭銲接區的銲材強度皆高於母材強度，但是梁柱接頭銲接區在受到  $A_1$  變態點溫度 (723°C) 以上的火害後水冷，反而會造成母材強度大於銲材強度，其原因在於母材的含碳量較銲材為高，因此受到高於  $A_1$  變態點的溫度後急速降溫，如同淬火，會使母材生成較多的麻田散鐵組織，麻田散鐵組織强度高、質硬且脆，因而造成母材強度大幅提升，反而使得火害後銲材強度低於母材強度，可能會造成梁柱接頭在受到地震力作用時，斷裂在銲道，如此將不利於火害後鋼結構建築的耐震能力。

## 誌謝

本研究承蒙行政院國家科學委員會 (現為科技部) 專題研究計畫之補助 (計畫編號: NSC 102-2221-E-006-158)，作者在此謹誌謝意。

## 參考文獻

- Kaufmann, E.J. and Fisher, J.W., "A Study of the Effects of Materials and Welding Factors on Moment Frame Weld Joint Performance Using a Small-Scale Tension Specimen," SAC Technical Report 95-08, pp. 2-1-2-29 (1995).
- Kaufmann, E.J., Xue, M., Lu, L.-W. and Fisher, J.W., "Achieving Ductile Behavior of Moment Connections," Modern Steel Construction, 36, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL (1996).
- Ricles, J.M., Mao, C., Kaufmann, E.J., Lu, L.-W. and Fisher, J.W., "Dynamic Tension Tests of Simulated Welded Beam Flange Connections, Report No. SAC/BD-00/07, SAC Joint Venture, Sacramento, California (2000).
- AISC Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, (2005).

# 預先驗證合格之

# 鋼梁與箱型柱耐震抗彎接合

林克強／國家地震工程研究中心研究員

莊勝智、林志翰、李昭賢、林德宏／國家地震工程研究中心助理研究員

## 摘要

本文主要介紹鋼骨梁接箱型柱銲接型耐震抗彎接合，目的在建立國內預先驗證合格的鋼骨箱型柱梁接合資料庫，提供國內工程師進行實際梁柱接合設計時，有更多元的梁柱接合型式做為評估與選擇。此預先驗證合格之梁柱接合共包括九種耐震梁柱接合型式，區分為三類，包括接合細節改良型梁柱接合、強度減弱型梁柱接合與強度增強型梁柱接合，其變形容量均滿足台灣或美國規範對特殊抗彎構架系統之梁柱接合要求。為獲得應用於箱型柱之銲接型梁柱接合具有穩定耐震性能，其梁柱接合之銲接扇形開孔應避免採用 1/4 圓形式，選擇有助於降低應力集中效應之扇形開孔形式，並須以銑孔之機械加工方式製作，避免手工焰切施作之不平整與局部入熱，導致應力集中效應加劇；同時也應落實箱型柱內橫隔板電熱熔渣銲道製作與檢驗的品質管控。

## 抗彎構架梁柱接合之耐震情形

在建築結構系統中，抗彎構架系統（moment resisting frame system, MRF）因符合建築之大範圍空間應用與構造形狀特性，且受重力與側向力之能力較為穩定且可靠，為建築構造系統中應用最普遍的結構系統之一。同時抗彎構架系統在與所有建築耐震構架系統比較，許多建築物耐震設計規範均給予最高的耐震容量評價。規範中也規定，對於其他抵抗側向力效能較高之斜撐或剪力牆系統，可與特殊抗彎構架系統（special moment resisting frame, SMRF）複合使用，共同組成二元系統（dual system），此二元系統也可獲得規範認定

為最高的結構系統韌性容量，其中所謂二元抵抗側向力系統者，就現行規範規定（ASCE<sup>[1,2]</sup>；內政部營建署<sup>[3,4]</sup>）之規定，抗彎構架必須提供至少 25% 之結構物地震總橫力。但無論如何，就抗彎構架而言，系統之耐震性能取決於梁柱接合（beam-to-column connection）之韌性容量，因此在符合強柱弱梁（strong column-weak beam）之耐震設計原理下，系統消散地震輸入之能量由梁端彎矩塑鉸提供，而梁柱接合應能提供梁端順利發展彎矩降伏，且達預期變形能力下之應變硬化強度，故梁柱接合為抗彎構架系統中之主要關鍵元件。

台灣地處地震帶，在耐震需求、結構勁度與製作成本的考量下，部分或完全採用抗彎構架為抵抗側向力系統之高層或超高層鋼結構建築，其主要梁與柱構件之接合型式大多選用梁翼銲接之完全剛性接合為主。同時為使整體結構抵抗側向力之構架均佈化，以獲得較佳之位移控制，並增加靜不定贅餘度（redundancy），柱構件斷面儘可能提供兩向大且均勻之撓曲勁度與強度，因此具有雙向強軸之箱型柱（box column）構件廣泛受到採用。此與美、加等國之建築結構設計實務有明顯之差翼。以美國為主之建築結構系統，在剛性樓版的基本假設下，僅於部分構架設計為抵抗側向力構架，且大多安排此柱構件僅單向承受側向力，故在此部分構架之柱構件，可配置僅需單向提供主要強度與勁度之重型寬翼熱軋 H 型鋼（heavy wide-flange hot-rolled H shape steel）柱構件，此可適當地簡化柱構件的設計程序，並降低平面兩向抵抗水平力構件與柱構件接合的複雜性。由於在此結構設計實務上的差異，使得台灣鋼造之中高層建築結構柱構件，大多採用以四片鋼板組成之箱型柱構件，而美加地

區大多採用重型寬翼熱軋 H 型鋼柱構件，如圖 1 所示。

1994 年美國北嶺地震事件 (Northridge Earthquake Event) 對鋼造建築結構造成嚴重破壞，震害調查結果<sup>[5]</sup>及相關震害文獻<sup>[6,7]</sup>顯示，許多傳統梁腹栓接—梁翼鉚接 (bolted web-welded flange, BWWF) 之現場鉚接梁柱接合 (詳圖 2 所示) 發生破壞，且變形能力明顯不如預期，部分接合甚至在未發展塑鉸前即發生不如預期之脆性破壞。大多數之梁柱接合破壞發生於梁下翼板與柱翼板相接之節點上，其破壞模式分類詳「鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊與參考圖」<sup>[8]</sup>一書，分析造成上述破壞之主要原因分別為：(1) 鉚材衝擊韌性不足；(2) 梁翼板鉚接背墊板與柱面間之天然裂縫，在梁端承受彎矩載重下引致顯著之應力集中效應 (特別在下翼板更為明顯)；(3) 梁翼板在腹板扇形開孔 (weld access hole) 尖端處，因斷面急遽變化所造成之應力集中效應；(4) 柱翼板厚度內之瑕疵所造成。除此之外，鋼材之拉力強度與

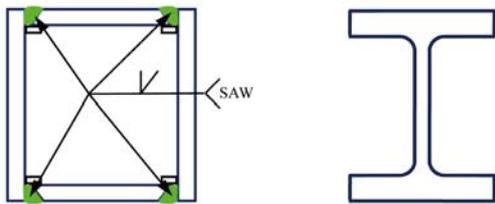
降伏強度比不足，導致梁塑鉸進入降伏後不久即達極限強度而斷裂，亦被認為是造成北嶺地震前梁柱接合 (pre-Northridge beam-to-column connection) 破壞的原因之一。

在 1994 年美國北嶺地震發生前，所有相關設計規範，包括美國鋼結構協會 (AISC) 當時最新於 1992 年出版之鋼結構設計規範耐震特別規定<sup>[9]</sup>，均未要求抗彎構架梁柱接合之變形容量需求。然而一般在進行建築結構設計時，抗彎構架梁柱接合之耐震變形容量，大多以 1.5% 弧度 (當時規定之最大彈性層間位移角 0.5% 弧度的 3 倍) 做為梁柱接合塑性變形能力的需求基準。自 1994 年北嶺地震發生後，AISC 分別於 1997、2002、2005 及 2010 年版之耐震特別規定<sup>[10-12,2]</sup>均規定，特殊抗彎構架之梁柱接合必須具有 4% 弧度之層間位移角變形容量。而台灣在 1999 及 2007 年版之鋼結構設計規範<sup>[13,14,3,4]</sup>中，對韌性抗彎構架梁柱接合也提出與美國規範相同等級之變形容量需求，在未進行更進一步結構分析下，梁柱接合應至少能提供 3% 弧度之塑性轉角變形容量。

經過北嶺地震的慘痛教訓後，全球在此相關領域的研究人員競相投入梁柱抗彎梁接合之研發，提出更具耐震能力之接合型式，成果極為豐碩。其研發的梁柱接合型式眾多，且各種接合型式均有個別的設計方法或接合細節，部分型式也藉由實尺寸試驗驗證能發揮 4% 弧度的層間位移角變形容量。

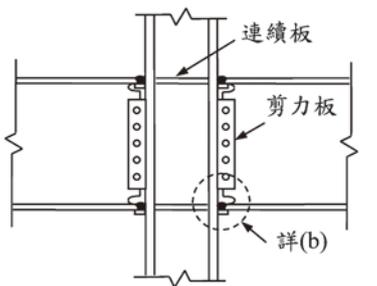
由過去震害調查結果<sup>[5-7]</sup>，與國內實尺寸梁柱接合試體試驗結果<sup>[15]</sup>顯示，梁翼鉚接型抗彎梁柱接合之破壞，大多發生在梁翼板靠近梁腹板因鉚接所需之扇形開孔 (weld access holes) 附近，對於採用傳統 1/4 圓形式之腹板扇形開孔，因在梁構件與柱面接合高應力區之斷面形狀急遽變化，而造成梁翼板在靠近扇形開孔尖端附近應力高度集中而發生斷裂 (如圖 3 所示)，此破壞大多在未達規範要求之變形容量前發生。因此為使鉚接型之梁柱接合能提供足夠的變形容量，不外乎使用下列兩種設計手段：(1) 在不變量梁端彎矩強度下，降低因腹板扇形開孔所引致之翼板應力集中現象，(2) 調整梁端彎矩強度，將梁塑鉸遠離柱面，降低柱面強度需求。故梁柱接合可依梁端強度調整的不同區分為三類：(1) 接合細節改良型梁柱接合，(2) 強度減弱型梁柱接合，與 (3) 強度增強型梁柱接合。

本文所收集之梁柱接合中，是以梁翼鉚接型之抗彎梁柱接合為主，並應用於箱型柱構件者，而收集之原則如下：

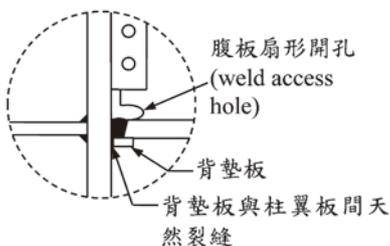


(a) 台灣廣泛採用以四塊鋼板鉚接組成之箱型柱構件 (box column) (b) 歐美廣泛採用之重型寬翼熱軋 H 型鋼柱構件

圖 1 鉚接組合箱型柱構件與寬翼熱軋 H 型柱構件斷面



(a) Pre-Northridge BWWF 接合細節



(b) 梁下翼板接合細節

圖 2 1994 年北嶺地震發生前傳統梁腹栓接—梁翼鉚接之梁柱接合



圖 3 梁翼板在腹板銲接扇形開孔尖端附近發生斷裂破壞<sup>[8]</sup>

- 發表於公開場合，可獲得相關試驗條件與成果者；
- 實尺寸試驗研究成果者；
- 變形容量滿足美國或台灣規範要求者；
- 有明確設計邏輯與方法，足以提供做為設計依據者。

本文欲藉由收集各類型符合規範變形容量之梁柱接合，建立國內鋼結構韌性抗彎梁柱接合之預先驗證合格接合“prequalification connection”資料庫，提供國內工程師在選用梁柱接合型式時有更多元的選擇，並節省進行重覆梁柱接合試驗之工程成本。

## 現行規範之韌性梁柱接合彎矩強度與變形容量規定

台灣（2007 年版）<sup>[3,4]</sup> 與美國 AISC（2010 年版）<sup>[1,2]</sup> 現行鋼結構耐震設計規範，有關鋼骨韌性抗彎構架系統之梁柱接合彎矩強度與變形容量的相關規定分別敘述如下。

### 國內現行鋼結構設計規範

台灣鋼構造建築物鋼結構設計技術規範<sup>[3,4]</sup> 對韌性抗彎構架系統梁柱接頭之梁彎矩強度與與塑性變形容量有明確規定。在強度方面：採用反覆載重試驗評定梁柱接頭變形能力者，梁柱接頭之最大塑性轉角容量，以試驗最大彎矩強度之 90% 所對應的塑性轉角認定之；在變形方面：梁柱接頭所需塑性轉角（ $\theta_p$ ）以下列三式之一決定之：

- 0.03 弧度。
- 非線性動力分析所得之最大塑性轉角加上 0.005 弧度。
- $\theta_p = 1.1 (R - 1) \theta_E$

其中 R：結構系統韌性容量

$\theta_E$ ：在設計地震力 E 作用下之最大層間變位角

## 美國 AISC 2010 耐震特別規定

AISC 於 2010 年出版之鋼結構耐震特別規定<sup>[2]</sup> 中，針對特殊抗彎構架（Special Moment Frames, SMF）系統之梁柱接頭變形與撓曲強度有下列二項規定：

- 梁柱接頭須能提供至少 0.04 弧度的層間位移角（inter-story drift angle）。
- 層間位移角達 0.04 弧度時，梁柱接合強度須達 80% 梁標稱塑性彎矩強度以上。

兩者規範最主要之差異，在於梁柱接合試驗之變形容量的認定有所不同，台灣規範規定，當梁柱接合試體之彎矩強度不低於試驗最大彎矩強度之 90% 時，其變形容量才被認定有效；而美國規範規定，梁柱接合試體之梁端強度應大於梁構件標稱彎矩強度之 80%，其變形容量即認定有效。很明顯地，在變形容量的認定上國內規範較美國規範嚴格許多。

## 設計原理

在本文所分類之三種銲接型梁柱接合中，其基本設計原理分別敘述如下：

1. 接合細節改良型梁柱接合：此類接合不調整梁柱接合之梁構件強度，故梁塑鉸預期發生於梁柱交接處，此接合之變形能力乃利用更講究之接合細節提供，在所提出之改善接合細節中，大多集中在改善梁與柱構件接合處之應力集中效應，此應力集中效應主要來自梁腹板因電銲梁翼板而需配置之扇形開孔所導致者。因此此類接合之設計原理主要著重於腹板扇形開孔施工細節的精進，以避免引致不利的應力集中效應。
2. 強度減弱型梁柱接合：此類接合是在梁端離柱面適當距離處選擇一段區域減弱梁斷面強度，強迫梁塑鉸發生於此強度減弱區域，提供梁柱接合塑性變形發展之主要來源。一般梁構件強度的減弱可藉由削減梁翼板或腹板面積等手段達成。雖然不同形式之強度減弱型梁柱接合有其個別之設計方法，但基本之力學設計原理可以圖 4 之梁彎矩需求與彎矩容量關係圖說明。典型抗彎構架在水平地震力作用下，梁與柱構件之反曲點約分別發生於構件中點，在強柱弱梁的耐震設計基本原則要求下，抗彎構架系統之塑鉸預期發生於梁端，當進行梁端與柱之彎矩接合時，其梁彎矩需求可假設梁中點彎矩為零，並往梁柱接頭方向依線性比例

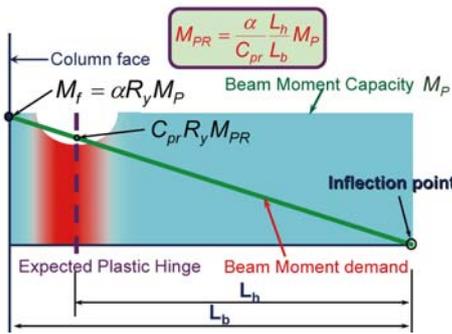


圖 4 強度減弱型梁柱接合之梁彎矩需求與彎矩容量關係圖

增加之彎矩梯度決定之，如圖 3 所示。在「梁塑鉸遠離柱面，降低柱面強度需求」之設計原則要求下，就強度減弱型梁柱接合而言，梁端在遠離柱面一特定距離處之區段，應利用適當方法減弱梁斷面之彎矩強度容量，提供梁塑鉸的發展。為確保所設計之梁柱接合能順利發展完整之塑鉸彎矩強度，其彎矩需求應考慮塑鉸處材料變異性與應變硬化之超強效應，其斷面減弱後之彎矩強度為  $C_{pr} R_y M_{PR}$ ，如圖 4 中所示，其中  $C_{pr}$  為鋼材之應變硬化因子，可根據 FEMA-350<sup>[16]</sup> 建議，其應變硬化應力取材料降伏應力與極限應力之平均值，所以  $C_{pr} = (F_y + F_u) / 2 F_y$ ； $R_y$  為材料超強因子，即材料實際與標稱降伏強度的比值。就梁彎矩容量而言，因強度減弱型梁柱接合之梁構件若為整段相同材質，梁構件在柱面之彎矩容量，可以實際塑性彎矩強度  $R_y M_P$  考慮之，其中  $M_P$  為梁構件在柱面處標稱彎矩強度。為降低柱面處應力，梁構件在塑鉸處考慮材料變異性與應變硬化效應所引致之柱面應力大小，可利用  $\alpha$  值調整之，此  $\alpha$  值表示在柱面處彎矩需求與實際彎矩容量之比值，設計時建議  $\alpha$  值不小於 0.85 且不大於 1.0。依圖 4 之需求彎矩梯度，強度減弱型梁柱接合之梁構件在斷面減弱區域中點的標稱彎矩強度需求  $M_{PR}$  可由下式求得。

$$M_{PR} = \frac{\alpha}{C_{pr}} \frac{L_h}{L_b} M_P \quad (1)$$

其中  $L_b$  與  $L_h$  分別為梁反曲點至柱面與塑鉸間距離。

3. 強度增強型梁柱接合：此類接合是在梁端從柱面起選擇一段區域增加梁斷面強度，迫使梁塑鉸位於補強段遠離柱面之端點，以提供做為梁柱接合之塑性變形發展來源。一般梁構件強度的增強可藉由增加梁構件深度或斷面積的方法達成。雖然不同形式之強度減弱型梁柱接合有其個別之設計方法，但基本

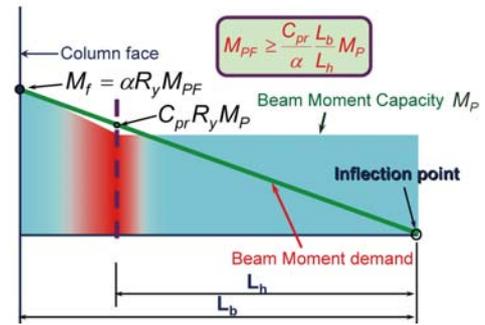


圖 5 強度增強型梁柱接合之梁彎矩需求與彎矩容量關係圖

之力學設計原理可以圖 5 之梁彎矩需求與彎矩容量關係圖說明。

強度增強型梁柱接合之設計原理與強度減弱型梁柱接合者相同，在梁與柱構件之反曲點約分別發生於構件中點的假設，及強柱弱梁的耐震設計基本原則要求下，抗彎構架系統之塑鉸預期發生於梁端，當進行梁端與柱之彎矩接合時，其梁彎矩需求可假設梁中點彎矩為零，並往梁柱接頭方向依線性比例增加之彎矩梯度決定之，如圖 5 所示。在「梁塑鉸遠離柱面，降低柱面強度需求」之設計原則要求下，就強度增強型梁柱接合而言，梁端從柱面起一特定距離內，利用適當方法增加梁斷面之彎矩強度容量，使塑鉸位於強度增強段遠離柱面之端點，以提供梁塑鉸變形。為確保所設計之梁柱接合能順利發展完整之塑鉸彎矩強度，其彎矩需求應考慮塑鉸處材料變異性與應變硬化之超強效應，其斷面減弱後之彎矩強度為  $C_{pr} R_y M_{PR}$ ，如圖 5 中所示，其中  $C_{pr}$  為鋼材之應變硬化因子，可根據 FEMA-350<sup>[16]</sup> 建議，其應變硬化應力取材料降伏應力與極限應力之平均值，所以  $C_{pr} = (F_y + F_u) / 2 F_y$ ； $R_y$  為材料超強因子，即材料實際與標稱降伏強度的比值。就梁彎矩容量而言，若增強型梁柱接合之梁構件在柱面與塑鉸間之補強材料採用與梁構件相同之材質，梁構件在柱面處補強後彎矩容量，可以考慮與塑鉸處相同材料變異性之實際塑性彎矩強度  $R_y M_{PF}$  設計之，其中  $M_{PF}$  為梁構件在柱面處補強後之標稱彎矩強度。為降低柱面處應力，梁在塑鉸處考慮材料變異性與應變硬化效應所引致之柱面應力大小，可利用  $\alpha$  值調整之，此  $\alpha$  值表示在柱面處彎矩需求與實際彎矩容量之比值，設計時建議  $\alpha$  值不大於 1.0。依圖 5 之需求彎矩梯度，強度增強型梁柱接合之梁構件在柱面處經補強後之斷面標稱彎矩強度需求  $M_{PR}$  可由下式求得。

$$M_{PF} = \frac{C_{pr} L_b}{\alpha L_h} M_P \quad (2)$$

其中  $L_b$  與  $L_h$  分別為梁反曲點至柱面與塑鉸間距離， $M_P$  為塑鉸發生處梁斷面之標稱彎矩強度。

在進行梁柱接合設計時，對於典型建築結構而言，一般由重力載重所造成之彎矩效應較地震力所造成者不顯著，故在結構設計實務上，可簡化依單純地震力所造成之線性彎矩梯度，做為梁構件之強度需求，進行增強或減弱型梁柱接合之塑鉸初步設計，以取代來自不同方向之地震力與不同重力載重類型等作用下複雜的組合載重彎矩需求。但應特別注意，若作用於梁構件上之重力載重效應相對顯著時，其考慮重力載重後之塑鉸位置，將明顯地在考慮地震力作用下之塑鉸位置隨著不同組合載重的影響前後移動，因此應考慮重力效應之影響。

## 試驗驗證合格之梁柱耐震接合

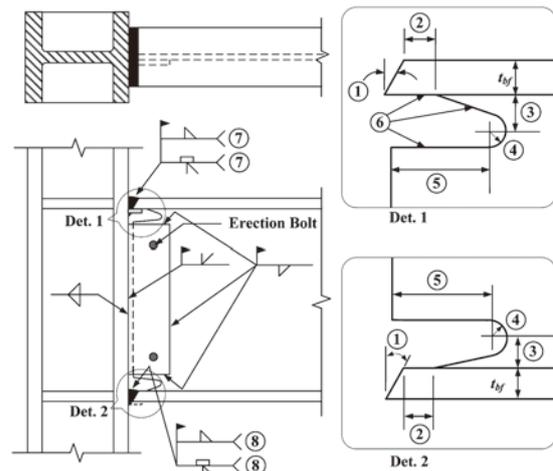
本文所收錄之三類梁柱接合型式，其主要目的是降低當梁柱接合在梁端發展最大預期之塑鉸彎矩強度後，於柱面所引致之應力。除細節改良型梁柱接合是希望藉由採用減少梁斷面劇烈變化之細節，以降低接合處應力集中效應外，強度減弱型與強度增強型梁柱接合，均採用強迫方式將梁塑鉸移出柱面，達到降低梁與柱構件接合應力之目的。當然將強度減弱型或強度增強型之梁柱接合，同時複合採用細節改良型接合之細節，其梁柱接合可獲得更良好的變形容量。

### 接合細節改良型梁柱接合

為避免梁腹板因鉚接所需扇形開孔之應力集中效應所造成之破壞，過去相關研究可分為兩方向，一者將扇形開孔在與梁翼相交側平滑處理，避免幾何形狀之突然變化，進而降低應力集中效應；另一者則取消扇形開孔的開設，以阻隔因扇形開孔所造成之應力集中效應。後者之接合不利於現場鉚接施工，故大多用於工廠鉚接之拱頭式梁柱接合。本節介紹兩種細節改良型梁柱接合，包括特殊鉚接扇形開孔型梁柱接合與無鉚接扇形開孔型梁柱接合。

#### ● 特殊鉚接扇形開孔型梁柱接合

此接合是由 Ricles 等人<sup>[17]</sup>在 SAC Steel Project 架構下，提出有效提升鉚接式抗彎接合變形能力之鉚接扇形開孔改善細節（如圖 6 所示，本文簡稱為美式扇形開



- ① 開槽角度依不同之全滲透鉚程序，須符合 AWS D1.1 節之規定。
- ② 此長度取梁翼厚度  $t_{bf}$  或 13 mm (1/2 in.) 之大值 (可加上 1/2 tbf 或減掉 1/4  $t_{bf}$ )。
- ③ 此高度取距梁翼內緣  $3t_{bf}/4$  至  $t_{bf}$ ，或 19 mm (3/4 in.)  $\pm$  6.5 mm (1/4 in.)，取大者。
- ④ 圓弧半徑應大於 9.6 mm (3/8 in.)。
- ⑤ 此長度為  $3t_{bf}$  ( $\pm$ 13 mm (1/2 in.))。
- ⑥ 此處之切割方法與表面平滑需求，請參照 FEMA-353 之規定。
- ⑦ 上翼板背墊板不須移除，在背墊板與柱翼板加鉚填角鉚。
- ⑧ 下翼板背墊板須移除、挖鑿、磨光，再以鉚道填滿，並加鉚填角鉚。

圖 6 特殊鉚接扇形開孔細節型接合

孔)，針對此鉚接扇形開孔改善接合，進行非線性有限元素分析與實尺寸梁柱接合試驗研究。試驗結果顯示，沒有任何一組試體之破壞是由扇形開孔處開始發展，且不論是單梁或雙梁試體均具有 0.03 弧度以上之塑性轉角變形能力。由於單純採用此講究之特殊扇形開孔細節，而不必增強或減弱梁端彎矩強度，即可大幅提升梁柱接合之變形能力，達到美國鋼結構設計規範耐震特別規定特殊抗彎構架梁柱接合 ANSI/AISC 341-10<sup>[2]</sup> 之變形需求，故被 ANSI/AISC 358<sup>[1]</sup> 收錄為符合特殊抗彎構架系統梁柱接合變形需求之預先驗證合格接合。雖然此接合型式僅在應用於 H 型柱時經驗證具有充分的變形能力，但一般認為此接合細節應用於箱型柱時，也能大幅降低因鉚接扇形開孔所造成之應力集中效應。

#### ● 無鉚接扇形開孔細節型接合

日本部分相關研究學者，致力於研發無腹板鉚接扇形開孔 (no scallop) 的接合細節，在日本鋼構造建築結構工程實務中，此接合細節大多應用於工廠製作之拱頭式梁柱接合。真喜志卓教授等人在 1993 年針對此無鉚接扇形開孔梁柱接合之研究成果<sup>[18]</sup> 顯示，採用無鉚接扇形開孔之接合細節，且配合梁腹全滲透鉚接之 H 型梁接鋼管柱接合，具有 3.5% 弧度以上之接合變形能力。故此無鉚接扇形開孔之接合細節已被收錄於日本「鐵骨工事技術指針·工場製作編」<sup>[19]</sup> 之施工技術標準中。

國內相關研究成果<sup>[20]</sup> 也針對無鉚接扇形開孔之實

尺寸梁與箱型柱接合試體進行試驗研究，試體梁以拱頭型式預先於工廠以銲接與箱型柱接合。梁與柱構件之接合細節（如圖 7），此乃基於前述日本無銲接扇形開孔之接合細節為基礎，以避免因銲接扇形開孔的存在而引致應力集中效應。梁柱接合之主要特徵與細節詳「鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊」<sup>[8]</sup>。試驗結果顯示，即使未對梁端強度做任何調整，此採用拱頭式且無銲接扇形開孔之全電銲型廠銲梁柱接合（詳圖 7 所示），可提供 4% 弧度以上之總變形轉角及 3% 弧度以上之塑性轉角能力。

### 強度減弱型梁柱接合

強度減弱型梁柱接合是在梁構件上距柱面適當距離處，以減少梁斷面積之方法降低梁彎矩強度，確保梁塑鉸能在斷面減弱區順利發展，進而降低柱面處的應力需求，使梁柱接合能發揮足夠的韌性。本文收集三種強度減弱型梁柱接合，如圖 8 所示，包括：

- (a) 梁翼圓弧切削減弱型接合；
- (b) 梁翼梯形切削減弱型接合；
- (c) 梁翼鑽孔減弱型接合。

對於此類梁柱接合之特徵分別概述如下，其餘有關材質、構件斷面型式及製作方法、試體規模及接合細節、與梁柱接合試驗性能，及相關接合與施工細節參考圖說，參閱文獻「鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊與參考圖」<sup>[8]</sup>一書。

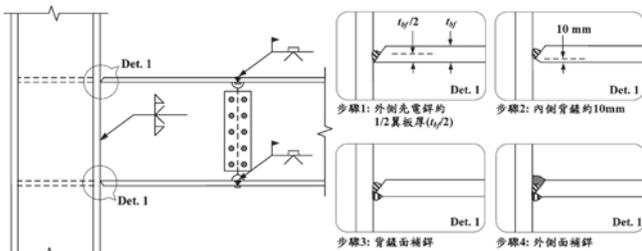
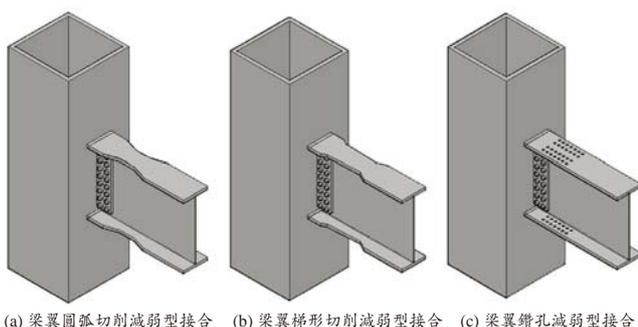


圖 7 無銲接扇形開孔細節型接合參考圖



(a) 梁翼圓弧切削減弱型接合 (b) 梁翼梯形切削減弱型接合 (c) 梁翼鑽孔減弱型接合  
圖 8 強度減弱型梁柱接合

#### ● 梁翼圓弧切削減弱型接合

梁翼圓弧切削減弱型梁柱接合，如圖 8(a) 所示，乃是在梁構件上離柱面一適當距離處，於梁上下翼板之適當區域內採圓弧形狀對稱切削，使得梁柱接合在地震力作用下所產生的塑性轉角主要集中在切削區，並預期在柱面接合區的需求彎矩不超過其塑性彎矩強度，避免銲接處因材料不連續所造成的脆性破壞。美國 Engelhardt 教授研究團隊之研究成果<sup>[21]</sup>證實，採用梁翼圓弧切削的梁柱接合，其強度與變形能力均能達到設計預期，且其非線性變形能力顯著優於北嶺地震前之傳統梁柱接合者。在 2000 年，美國 FEMA 350 文件<sup>[16]</sup>對新建鋼骨抗彎構架建築之耐震設計準則建議中，將梁翼圓弧切削減弱型梁柱接合列為預先驗證合格之耐震梁柱接合，此梁柱接合亦收錄於美國規範 ANSI/AISC 358-10<sup>[1]</sup>中，為符合特殊抗彎構架變形需求之法定預先驗證合格梁柱接合。在 FEMA 350 與 ANSI/AISC 358-10 中，梁翼圓弧切削細節被命名為 reduced beam section，簡稱 RBS。由於梁翼圓弧切削的設計與施工製作簡單，在工程界頗受歡迎，全球已有大量的應用案例。

#### ● 梁翼梯形切削減弱型接合

梁翼梯形切削減弱型梁柱接合，如圖 8(b) 所示，在梁構件上距柱面一適當距離的範圍，對梁上下翼板依線性漸變之形式進行對稱切削，此線性漸變之梯形切削區，是依據梁彎矩需求梯度變化而切割，確保梁柱接合在地震力作用下所產生的塑性轉角集中於整段切削區內，形成一擴大塑性區，以期控制柱面接合處之應力發展，進而有效降低脆性破壞的發生機率。此強度減弱型梁柱接合型式是由陳生金教授主持之研發團隊提出，並在相關研究成果<sup>[22]</sup>中建議，切削範圍內的梁翼切削量應依極限需求彎矩折減 5~10% 設計之，以確保梁構件在柱面處不會發生顯著的非線性行為。由於此接合的設計與施工製作簡單，目前在國內業界已有大量的使用案例。

#### ● 梁翼鑽孔減弱型接合

梁翼鑽孔減弱型梁柱接合，如圖 8(c) 所示，乃是在梁構件上離柱面一適當距離處，對特定範圍內之梁上下翼板，利用鑽孔降低此範圍之彎矩強度，以期梁柱接合在地震力作用下所產生的塑性變形集中在鑽孔區，降低梁構件傳遞至柱面接合處的彎矩需求，進而減少接合處發生脆性破壞的機率。梁翼鑽孔減弱型梁柱接合雖未被收錄在 FEMA 350 文件<sup>[16]</sup>中，但過去國內相關的實

尺寸梁柱接合試驗結果<sup>[23,24]</sup>顯示其仍具有不錯的韌性表現。就孔徑分布而言，沿梁軸向方向，孔徑可分為相同直徑、亦可採用非相同直徑以符合彎矩梯度分布。但使用非相同孔徑時，應考慮其施作的可行性。

## 強度增強型梁柱接合

強度增強型接合是在梁構件上從柱面至距柱面適當距離範圍內，以增加梁斷面積之方法，提高該範圍之梁彎矩強度，以符合梁塑鉸遠離柱面，降低柱面應力需求之設計原理，確保梁塑鉸在補強區遠離柱面端部或補強區內預期發生處發生，以發揮足夠的非線性變形，使梁柱接合能符合規範要求之變形需求。本文收集四種強度增強型梁柱接合，如圖 9 所示，包括：

- (a) 梁翼蓋板增強型接合；
- (b) 梁擴翼板增強型接合；
- (c) 加長單肋板增強型接合；
- (d) 梁翼內側板或加勁板增強型接合。

對於此類梁柱接合之特徵分別概述如下，其餘有關材質、構件斷面型式及製作方法、試體規模及接合細節、與梁柱接合試驗性能，及相關接合與施工細節參考圖說，參閱文獻「鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊與參考圖」<sup>[8]</sup>一書。

### ● 梁翼蓋板增強型接合

在利用增加梁端彎矩強度提升變形能力之梁柱接合型式中，增加梁翼板斷面積為直接增加梁彎矩強度最有效率的方法之一，因此在梁上下翼板外緣直接貼鉚鋼

板，除可有效提升梁彎矩強度外，對於建築使用空間的影響較為有限，同時可調整此貼鉚鋼板形狀，以符合梁構件在與柱接合附近範圍內之彎矩梯度，達到降低梁柱接合界面之應力，有效將塑鉸移出柱面之目的，此接合稱為「梁翼蓋板增強型梁柱接合」，詳圖 9(a)。過去國內外相關研究<sup>[25-27]</sup>也證實，採用適當的設計方法與接合細節，蓋板增強型梁柱接合具有韌性能力佳的特性。

### ● 梁擴翼板增強型接合

梁擴翼板增強型接合即利用增加梁翼板寬度以增加梁構件斷面彎矩容量。採用此方法之梁柱接合，是在梁構件從柱面起選擇一補強段，在此補強段額外增加梁翼板寬度，梁翼板所增加之寬度尺寸可依地震力之彎矩需求設計，以達到降低柱面應力需求，迫使梁塑鉸遠離柱面之強度設計原則。本文介紹兩類分別為切割擴翼板增強型梁柱接合與鉚接擴翼板增強型梁柱接合，如圖 9(a)、9(b) 所示，主要差異是在梁擴翼板之製作方式與形狀不同，前者擴翼板以較大面積之鋼板切割而得，後者擴翼板則在原梁構件翼板寬度方向兩側各額外增鉚鋼板。在採用切割型擴翼板之梁柱接合中，文獻<sup>[28,29]</sup>稱擴翼板增強部份為 widened flange，在擴翼部份由一平行段與圓弧曲線斷組成。在採用鉚接型擴翼板之梁柱接合中，相關文獻<sup>[25,20]</sup>稱此擴翼增強鉚接鋼板為 wing plate，該文獻中擴翼增強部份採用直線轉換。從施工性的角度而言，切割型擴翼板較適用於組合型 (built-up) 鋼梁，為考慮節省鋼材使用量，較適合工廠鉚接組合之拱頭式接合。鉚接式擴翼板可容易以鋼板鉚接製作而成，因此適用組合型式熱軋型 (hot-rolled) 鋼梁斷面，同時也適用現場鉚接接合或工廠鉚接之拱頭式接合。但無論如何，擴翼板的幾何特性對建築設備常配置於柱邊所需之管道空間的影響較大。

### ● 加長單肋板增強型接合

傳統梁腹栓接、梁翼鉚接 (BWFF) 之梁柱接合，在過去震害調查與試驗研究經常發現，梁翼板在梁腹鉚接扇形開孔附近發生破壞，其原因為梁翼板在梁柱接合處附近，因梁腹傳統 1/4 圓鉚接扇形開孔造成較高之應力集中效應所致。因此陳誠直教授為改善梁腹鉚接扇形開孔附近梁翼板之應力集中效應，且改進 Anderson and Duan<sup>[30]</sup>採用三角形單肋板之補強型式，提出加長單肋板增強型梁柱接合<sup>[31]</sup>，如圖 9(d) 所示。單肋板可配置與梁腹板及柱腹板於同一平面，因此可有效降低梁翼在鉚接扇形開孔附近之應力集中效應。但在三角形肋板末端之

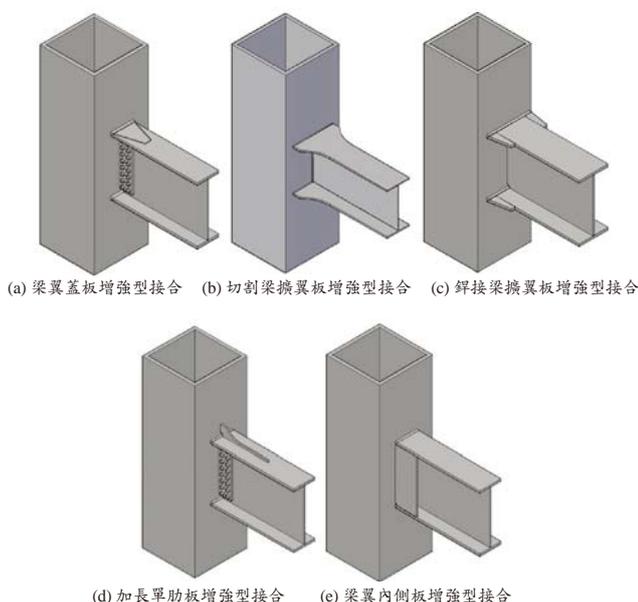


圖 9 強度增強型梁柱接合

梁翼板處也將產生可觀的集中應力，因此採用加長單肋板將三角形垂直單肋板之末端延長，將梁彎矩需求一容量比降低至一定比例，避免發生不符預期之翼板破壞。

● 梁翼內側板增強型接合

美國北嶺地震發生後，世界各地研究學者研發許多強度增強型之梁柱接合，許多強度增強型之梁柱接合，普遍於梁之上下翼板外側加裝各種不同型式的鋼板，但若欲對既有鋼構造建築物進行耐震補強，或其梁柱接合於施工完成後需進行強度提升時，因有 RC 樓板的存在，採用前述減弱型或增強型之梁柱接合，其施工難度相對較高。有鑑於此，為克服上述補強施工的困難，周中哲教授針對箱型柱梁柱接合提出在梁翼板內側配置鋼板<sup>[32]</sup>之梁柱補強接合型式，稱之為梁翼內側板增強型接合，如圖 9(e) 所示，提升補強施工之便利性。雖然此接合因補強工程而研發，但其耐震能力仍適用於新建工程。

銲接扇形開孔 (weld access hole) 細節

根據北嶺地震後針對抗彎構架鋼結構建築結構之震害調查報告發現，部分採用傳統 1/4 圓銲接扇形開孔 (weld access hole) 之梁柱接合 (如圖 10(a))，在梁翼板靠近梁腹板因銲接所需之扇形開孔附近發生斷裂。因此，美國現行鋼結構建築設計規範，為確保特殊耐震抗彎構架中所採用之梁柱接合能發揮足夠之耐震性能，對此梁柱接合之要求極為謹慎，無論梁柱接合採用增強型或減弱型，工地現場銲接之梁柱接合必須同時配合改良細節，其細節包括：(a) 腹板扇形開孔在與梁翼板之接合角度須採用平緩之開孔細節，(b) 梁下翼板與柱翼板銲接之背墊板 (backup bar) 必須背剷移除且挖鑿，並銲接填滿與增加填角銲，(c) 梁上翼板之銲接背墊板與柱翼板間增銲填角銲。此細節除避免力學行為不良的銲接扇形開孔形式外，也消除梁翼銲接背墊板與柱板間之天然裂縫，現在已成為美國鋼造特殊抗彎構架梁柱接合之標準細節，是從北嶺地震事件慘痛的教訓中學習而得。

而在台灣鋼結構建築工程實務中，因鋼構廠製造技術與施工成本無法取得平衡，因此過去常使用 1/4 圓之梁腹板扇形開孔，近年來，隨著機械自動開孔技術的進步，雙圓弧扇形開孔 (如圖 10(b) 所示) 之自動開孔設備的研發成功與應用普及，此扇形開孔之製作成本較美式扇形開孔者 (如圖 10(c) 所示) 大幅降低，且有助於梁柱接合在梁塑鉸彎矩作用下，舒緩扇形開孔附近之梁翼因幾何形狀

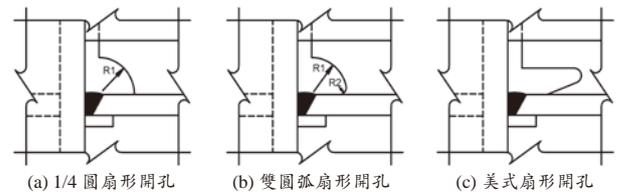


圖 10 梁腹板扇形開孔

大幅變化所造成之應力集中效應。過去針對台灣鋼結構工程實務所製作之 22 組實尺寸鋼梁接箱型柱梁柱接合試體的試驗結果<sup>[15]</sup>顯示，採用 1/4 圓之腹板扇形開孔，即使用於強度減弱型之梁柱接合，仍然使得梁翼板在扇形開孔尖端附近，在未達規範要求之變形容量前即發生斷裂，此破壞為所有破壞模式中發生比例最高，分別占有所有試體組數與發生破壞試體組數的 23% 與 38%。因此建議國內結構工程師，不論在採用上述減弱型或增強型梁柱接合時，其腹板因銲接所需之銲接扇形開孔應避免使用 1/4 圓之形式。同時在無法採用比雙圓弧更講究之扇形開孔時，雙圓弧扇形開孔為適當的扇形開孔選項，惟在製作此雙圓弧扇形開孔時，建議以機械銑具自動化一次同時開孔，避免採用人工焰切施作或兩圓弧分別加工。

箱型柱內橫隔板電熱熔渣銲製作

在台灣鋼構造建築結構常用之箱型柱構件一般採用由四塊鋼板組合而成，此箱型柱為順利傳遞梁端彎矩，一般在梁柱接合區之箱型柱內部於梁翼板所對應之高程處配置橫隔板 (diaphragms)，橫隔板與箱型柱四片鋼板之接合，習慣上一組相互面對之兩接合面採用全滲透銲 (fully penetration weld, FP)，另一組採用電熱熔渣銲 (electroslag welding, ESW) 或電熱氣體電弧銲接 (electro gas welding, EGW)，如圖 11 所示。

過去相關研究<sup>[15,25,27]</sup>顯示，箱型柱內橫隔板之 ESW 銲道可能發生銲道偏斜，而導致與此銲道接合之梁柱接合造成明顯韌性不足的脆性破壞，詳圖 12。基於現行 NDT 技術與經濟因素之考慮，UT 垂直檢測法為檢測鋼骨箱型柱內橫隔板 ESW 銲道最常見的檢測方法。但研究成果<sup>[33]</sup>顯示，採用台灣國家標準 CNS 12618 附件 A

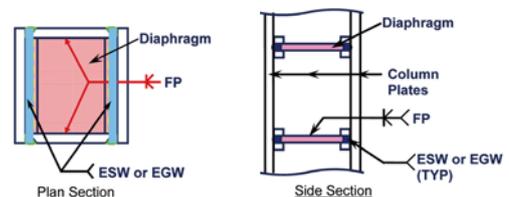
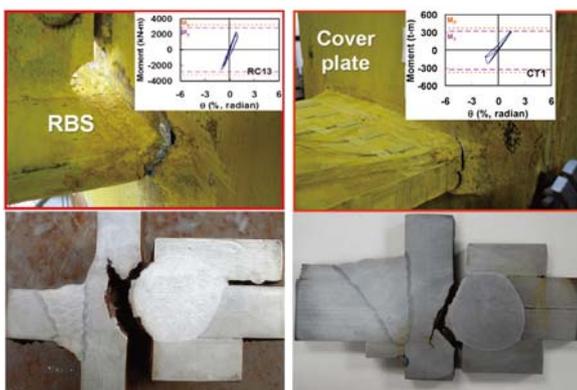


圖 11 箱型柱與柱內橫隔板製造示意圖

「鋼結構箱形斷面超音波直束檢測法」<sup>[34]</sup> 規定之探頭，無法獲得準確之 ESW 銲道熔幅檢測結果，且現行 ESW 銲接程序不易得到穩定的銲道品質，同時高入熱量之單道 ESW 銲接嚴重導致熱影響區的脆化現象。因此為確保箱型柱內橫隔板之 ESW 銲道有足夠之熔幅，文獻 [33] 針對箱型柱內橫隔板之 ESW 銲道的銲接細節、UT 垂直檢測程序與檢驗合格標準提出以下建議：

1. 採用如圖 13 之 ESW 側視板細節或其他可行之製作細節，增加 ESW 銲道與柱板熔接寬度，建議大於橫隔板梁側各至少 5 mm。
2. UT 檢測 ESW 銲道熔幅時，務必確實依據 CNS 12618 附件 A 之「鋼結構箱形斷面超音波直束檢測法」，將柱內橫隔板邊緣位置引至柱板外側，如圖 14 所示，做為檢測 ESW 銲道熔幅是否符合規定之依據。
3. 建議採用與日本建築學會<sup>[35]</sup> 規定相同之直徑 10 mm/ 頻率 5 MHz 探頭，做為 UT 檢測箱型柱內橫隔板 ESW 銲道熔幅之探頭。
4. 建議箱型柱內橫隔板 ESW 銲道熔幅邊界應超出內橫隔板厚度外 3 mm，做為 UT 熔幅檢測之合格標準。

關於箱型柱內橫隔板電熱熔渣銲道對梁柱接合之影響，詳見文獻 [33]。



(a) 梁翼切削減弱型梁柱接合 (b) 梁翼加蓋板增強型梁柱接合

圖 12 箱型柱內橫隔板電熱熔渣銲道破壞情形<sup>[27]</sup>

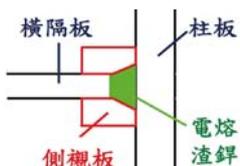


圖 13 本研究建議之熔渣銲側視板倒角細節<sup>[27]</sup>



圖 14 箱型柱電熱熔渣銲道之熔填池邊緣引至柱板外側並打點標定<sup>[23]</sup>

## 結論與建議

本文主要介紹鋼骨梁接箱型柱之預先驗證合格的抗彎耐震接合資料庫，所有梁柱接合均須符合下列原則：

- (1) 發表於公開場合，可獲得相關試驗條件與成果者、
- (2) 實尺寸試驗研究成果者、
- (3) 強度及變形容量符合美國或台灣規範要求者、
- (4) 有明確設計邏輯與方法，足以提供做為設計依據者，使所收集之梁柱接合能更客觀且具公信力。以下提出幾點結論與建議。

1. 現行台灣與美國鋼結構建築設計規範，對韌性抗彎構架系統之梁柱接合變形需求規定略有不同。台灣規範採用性能設計之概念，可考慮彈性靜力或非線性動力分析結果，可以獲得不大於最大 3% 弧度之塑性轉角 (plastic rotation angle) 決定之變形需求；就美國規範而言，則要求每個梁柱接合均須至少具有 4% 弧度之層間位移角 (story drift angle) 容量。雖然變形轉角定義不同，但對於建築結構常用之構件尺寸規模，彈性變形約為 1% 弧度，因此，就塑性轉角 3% 弧度與層間位移角 4% 弧度而言，兩者之變形需求等級大致相同。
2. 對於上述變形需求之梁柱接合試驗強度認定，台灣規範要求其試驗強度衰減至最大試驗強度 90% 以上之變形認定有效，而美國規範則規定其試驗強度衰減至標稱強度 80% 以上之變形認定有效。就此認定有效變形之強度而言，台灣規範的認定標準較美國規範者嚴格。
3. 本文共收集九種耐震梁柱接合型式，其變形容量均滿足台灣或美國規範對 SMF 系統之要求，接合型式區分為三類，分別為：
  - (a) 接合細節改良型梁柱接合：包括特殊銲接扇形開孔型梁柱接合與無銲接扇形開孔型梁柱接合；
  - (b) 強度減弱型梁柱接合：包括梁翼圓弧切削減弱型接合、梁翼梯型切削減弱型接合、與梁翼鑽孔減弱型接合；
  - (c) 強度增強型梁柱接合：梁翼蓋板增強型接合、梁擴翼增強型梁柱接合、加長單肋板增強型接合、與梁翼內側板增強型接合。

提供工程師進行實際梁柱接合設計時，有更多元的梁柱接合型式做為評估與選擇。

1. 建議梁柱接合之銲接扇形開孔應避免採用 1/4 圓形式，應選擇有助於降低應力集中效應之扇形開孔形式，並須以銑孔之機械加工方式製作，勿以手工焰切方式施作，避免手工切割之不平整與局部入熱，

導致應力集中效應加劇。

- 應落實箱型柱內橫隔板電熱熔渣鐸道製作與檢驗的品質控制與管制，以確保本文所介紹之預先驗證合格之梁柱接合能完全有效地應用於箱型柱構件。

## 參考文獻

- AISC (2010a), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, ANSI/AISC 358-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC (2010b), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- 內政部營建署 (2007a), 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範 — 鋼結構容許應力設計法規範及解說」, 內政部營建署, 台北。
- 內政部營建署 (2007b), 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範 — 鋼結構極限設計法規範及解說」, 內政部營建署, 台北。
- Youssef, N.F.G., Bonowitz, D., and Gross, J.L. (1995), "A survey of steel moment-resisting frame, buildings affected by the 1994 Northridge Earthquake," Report No. NISTIR 5625, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- Tremblay, R., Timler, P., Bruneau, M. and Filiatrault, A. (1995), "Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake," Canadian Journal of Civil Engineering, 22(2), pp. 338-360.
- Krawinkler, H. (1996), "Earthquake design and performance of steel structures," Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 29(4), pp. 229-241.
- 中華民國結構學會 (2013), 「鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊與參考圖」, 科技圖書公司, 台北。
- AISC (1992), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC (1997), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-97, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC (2002), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-02, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC (2005), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- 內政部營建署 (1999a), 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範 — 鋼結構容許應力設計法規範及解說」, 內政部營建署, 台北。
- 內政部營建署 (1999b), 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範 — 鋼結構極限設計法規範及解說」, 內政部營建署, 台北。
- 林克強、莊勝智、張福全、張柏彥 (2008), 「台灣典型鋼梁與箱型柱採梁翼切削或梁翼加蓋板抗彎接頭之破壞模式」, 鋼結構耐震設計與分析研討會 (台南場次) 論文集, 國家地震工程研究中心, 研究報告 NCREE-08-037。
- FEMA (2000), "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings," FEMA Report No. 350, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- Ricles, J.M., Mao, C., Lu, L.W. and Fisher J.W. (2000), "Development and evaluation of improved ductile welded unreinforced flange connections," Report No. SAC/BD-00/24, SAC Joint Venture, Sacramento, California.
- 真喜志卓、筒井茂行、上森博、森田耕次、山本昇、藤沢一善、石井匠 (1993), 「ノンスカラップ梁端溶接接合部の変形能力に

関する実験：その1. 実験計画」, Summaries of technical papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan. Structures II, 1257-1258, 1993-07-25. (in Japanese)

- 日本建築學會 (2007), 「鉄骨工事技術指針・工場製作編」, 日本建築學會, 東京。(in Japanese)
- 林克強、莊勝智、林志翰 (2013), 「拱頭式鋼骨抗彎梁柱接合耐震性能研究」, 國家地震工程研究中心, 研究報告 NCREE-13-018。
- Engelhardt, M.D., Winneberger, T, Zekany, A.J., and Potyraj, T.J. (1998) "Experimental investigation of dogbone moment connections," Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 35, No. 4, pp. 128-139, Fourth Quarter.
- 陳生金、陳舜田、葉禎輝、周作隆 (1996), 「強裂地震下鋼骨結構梁柱接頭之破壞及高韌性接頭之開發」, 結構工程, 第十一卷, 第四期, 第 19-37 頁。
- 陳嘉有 (1995), 「韌性鋼骨梁柱接頭行為研究」, 國立台灣大學土木工程學系碩士論文, 蔡克銓教授指導。
- 林克強、莊勝智、林志翰 (2013), 「梁翼鑽孔式與無加勁式鋼骨梁柱接合耐震性能研究」, 國家地震工程研究中心, 研究報告 NCREE-13-019。
- Tsai K.C. and Lin, K.C. (1992), "Effect of flange stiffeners on seismic beam-to-box column connections," Report No. NTU/CEER R81-01, Center for Earthquake Engineering Research, National Taiwan University. Project No.: NSC-81-0414-p-002 -10-B.
- Engelhardt, M.D. and Sabol, T.A. (1998), "Reinforcing of steel moment connections with cover plates: benefits and limitations," Engineering Structures, 20(4-6), pp. 510-520.
- 林克強、莊勝智 (2010), 「箱型柱與梁翼加蓋板補強抗彎接頭之韌性行為與設計方法」, 結構工程, 第二十五卷, 第二期, 第 75-92 頁。
- Chen, C.C., Lin, C.C. and Lin, C.H. (2006), "Ductile moment connections used in steel column-tree moment-resisting frames," Journal of Constructional Steel Research, 62(8), pp. 793-801.
- Chen, C.C. and Lin, C.C. (2013), "Seismic performance of steel beam-to-column moment connections with tapered beam flanges," Engineering Structures, 48, pp. 588-601.
- Anderson, J.C., and Duan, X. (1998), "Repair/Upgrade Procedures for Welded Beam to Column Connection," Report No. PEER98-03, University of Southern California.
- 陳誠直、呂正安、王亭復 (2003), 「以加長型單肋板提昇鋼構造梁柱接頭之耐震性能」, 結構工程, 第十八卷, 第三期, 第 19-34 頁。
- 周中哲、蔡克銓、汪永宇、饒智凱 (2010), 「鋼造梁柱側板補強接頭耐震設計及行為」, 中國土木工程學刊, 第二十二卷, 第一期, 第 85-97 頁。
- 林克強、莊勝智、李昭賢、林志翰 (2014), 「鋼骨箱型柱內橫隔板電熱熔渣鐸道檢測方法與製作細節建議」, 第八屆海峽兩岸及香港結構技術交流會, 台北, 台灣, 6-7 November, 2014。
- CNS (2000), CNS 12618, 「鋼結構鐸道超音波檢測法」, 附件 A 鋼結構箱形斷面超音波直束檢測法, 中國國家標準, 台灣, 民國 89 年 7 月 29 日。
- AIJ (2008), 鋼構造建築溶接部の超音波探傷檢查規準・同解説, 日本建築學會。

# 自復位隅撐鋼結構耐震行為

許協隆／國立中央大學土木工程學系教授

楊智凱／國立中央大學土木工程學系碩士

## 摘要

隅撐抗彎構架可有效改善抗彎構架勁度不足之問題，然因隅撐構件受軸壓力時會產生挫屈現象，造成結構強度降低，為改善此問題，本研究以具有不同摩擦消能機制之自復位梁柱接頭與自復位隅撐配置於抗彎構架，並針對其進行反覆載重試驗，界定其耐震性能。研究結果顯示，同時配置自復位梁柱接頭與自復位隅撐之構架，不僅可有效降低梁柱接頭之受力，亦可增加構架之強度及消能能力。研究結果亦證實，同時具自復位梁柱接頭與自復位隅撐之構架系統可藉良好之預力結合及有效之消能機制，達到提升結構耐震性能之目的。

## Abstract

Knee braced moment resisting frame (KBRF) has been demonstrated to be effective structural form for earthquake-resistant purposes. This study focused on the performance enhancement of KBRFs by combining the self-centering knee braces and the self-centering beam-to-column connections. A series of cyclic loading tests on the self-centering KBRF structures with various magnitudes of post-tension in the brace members and beam-to-column connections were conducted. It was found from the tests that the strength and deformation capabilities of the self-centering KBRFs were effectively sustained. It is also observed from the tests that the energy dissipation of the KBRFs was significantly enhanced which justified the effectiveness of the proposed method in earthquake-resistant design.

## 具有自復位機制之梁柱及隅撐接合

台灣位於歐亞板塊與菲律賓海板塊交界處，地震活動頻仍，鋼結構具有良好之韌性、材料性質均勻、結

構强度高、重量較輕以及工期短等特性，因此廣泛運用於結構物耐震設計。傳統鋼建築結構係以塑性鉸的遲滯行為做為消能機制，但此種方法會使結構體產生殘餘變形，降低結構物之使用性。為改善鋼結構承載效能，本研究研擬一改善方案，以具有自復位機制之梁柱及隅撐接合形成自復位隅撐構架，使用預力鋼棒做為梁、柱及隅撐間之結合，一方面利用鋼材受拉行為較佳的優點，改善傳統隅撐因受壓而挫屈的現象；另一方面藉由預力的施加來降低結構物的殘餘變形，使建築物在地震發生後仍能回復其初始狀態，以提高結構物之使用性。

就結構承載行為而言，當其受到一側向地震力時，梁柱接頭會有較大之彎矩產生，然在隅撐抗彎構架（如圖 1 所示）中，因使用隅撐作為傳力構件，其不僅可有效降低梁柱接頭之受力，亦同時增加系統勁度，提升結構物之承載性能。Hsu 及 Jean<sup>[1]</sup>曾針對不同角度配置之隅撐構架進行探討，其研究結果顯示，當隅撐構件於梁柱角隅處之角度配置為 45°，且隅撐和梁接合處為 1/4 有效梁長時為最佳配置，此配置之隅撐構架系統側向勁度可提高 1.3 ~ 1.8 倍。另為避免隅撐系統之破壞發生於隅撐和梁接合處，周誌桓<sup>[2]</sup>曾以切削之鋼板做為可替換之消能裝置，將其裝設於梁構件最大彎矩處，其研究結果顯示，除可有效維持梁、柱構件之完整性，亦可提升構架勁度與強度。

由歷年之研究顯示，當隅撐構架於隅撐發生挫屈時，會有一強度遞減之現象，為了提升結構之耐震性能，本研究以已獲證實有效之摩擦及預力結合<sup>[3-6]</sup>設計雙重自復位機制，並將之應用於隅撐抗彎構架之設計（如圖 2 所示）。此設計中包含具有不同摩擦消能機制之自復位梁柱接頭與自復位隅撐，研究中並藉由一系列構架反覆載重試驗，以界定自復位隅撐結構之耐震性能。

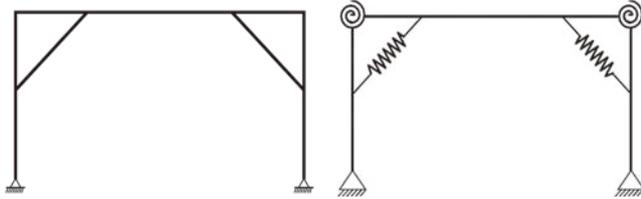


圖 1 隅撐抗彎構架

圖 2 雙重自復位隅撐構架簡化模型

## 結構承載行為

### 預力梁柱接頭接合強度

預力梁柱接合之開角行為可以雙線性模型表示之<sup>[5]</sup>，其彎矩與轉角關係如圖 3 所示。當結構中僅含預力構件時，其結構行為如圖 3(a) 所示，圖中 A 點表示初始預力於結構所產生之接頭結合彎矩，當外力所形成之彎矩小於此結合彎矩時，梁柱接頭尚未開角 (gap opening)，當外力所形成之彎矩大於結合彎矩，此時梁柱介面開角，其勁度來自於預力構件，此形成一雙線性之特性。若結構中僅含消能系統時，其結構遲滯行為如圖 3(b) 所示，圖中 B 點表示消能元件的降伏點， $K_2$  及  $K_3$  分別為消能構件降伏前、後的勁度。若結構同時含有預力系統及消能系統時，其結構遲滯行為如圖 3(c) 所示。

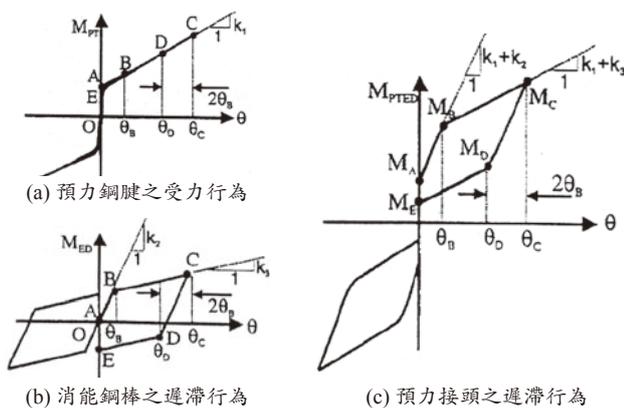


圖 3 預力梁柱接頭遲滯行為<sup>[5]</sup>

本研究探討之自復位梁柱接頭係由預力系統及消能系統共同提供，因此其關係如下：

$$M_{PTED} = M_{PT} + M_{ED} \quad (1)$$

其中： $M_{PTED}$  = 自復位梁柱接頭可承受之彎矩強度， $M_{PT}$  = 預力構件所提供之彎矩強度， $M_{ED}$  = 消能構件所提供之彎矩強度。

### 摩擦機制承載行為

摩擦消能機制係於接頭介面開角後，以一穩定之形式進行，如圖 4(a) 所示<sup>[6]</sup>，設計上可於梁上下翼板設置開槽鋼板提供摩擦機制，如圖 4(b) 所示，接頭所承受之彎矩  $M$  為：

$$M = P \cdot d_2 + F_f \cdot d_1 \quad (2)$$

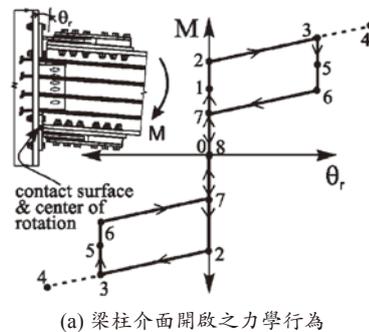
其中， $P$  = 預力系統之合力， $d_1$  = 開角支點至摩擦力的距離， $d_2$  = 開角支點至梁之中心線的距離， $F_f$  = 摩擦力。

$$F_f = 2 \cdot \mu \cdot N \quad (3)$$

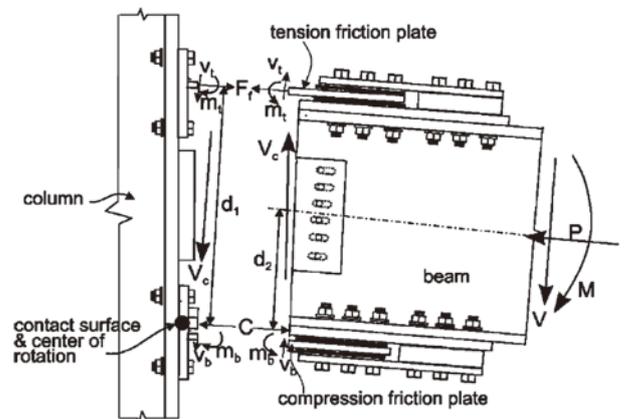
其中， $\mu$  = 摩擦係數， $N$  = 螺栓正向力。將其整理後， $P$  之大小可簡化為下式：

$$P = T_0 + 2d_2 \left( \frac{k_b k_s}{k_b + k_s} \right) \cdot \theta_{d_2} \quad (4)$$

公式 (4) 中， $k_b$  = 梁之勁度， $k_s$  = 預力系統之勁度， $T_0$  = 預力系統之初始預力。由此式可知，在梁柱介面開角前，梁柱間之結合力  $P$  約等於  $T_0$ ，當梁柱介面開角後，其恢復力會因開角角度增大而增加。



(a) 梁柱介面開啟之力學行為



(b) 接頭受力之內力分佈圖

圖 4 摩擦消能接頭示意圖<sup>[6]</sup>

### 具摩擦機制之自復位梁柱接頭強度

本研究研擬之自復位梁柱接頭配置如圖 5 所示，預力系統係由預力鋼棒提供，消能系統則由消能鋼棒及黃銅摩擦來提供，依配置之不同，其強度可由以下公式表示：

當梁柱接頭介面尚未開角時，系統之側向強度  $P$  為：

$$P = \frac{2}{L} \cdot (F_p + F_E) \cdot (d_1 + d_2) + \frac{F_f \cdot D}{L} \quad (5)$$

其中， $P$  = 系統所受側向力， $F_p$  = 初始預拉力， $F_E$  = 消能鋼棒初始拉力（如初始無施加可忽略）， $d_1$ 、 $d_2$  = 鋼棒至支點距離， $F_f$  = 摩擦力（如無施加可忽略）， $D$  = 梁有效深度， $L$  = 側向力至接頭試驗區之距離。

當梁柱接頭開角後，可利用相似三角形（如圖 6 所示），推求鋼棒間之變形關係及鋼棒受力：

$$X_1 = \frac{d_1}{d_2} \cdot X_2 \quad (6)$$

$$F_1 = \frac{d_1}{d_2} \cdot F_2 \quad (7)$$

由此可以求得介面開角後達降伏之強度  $P_y$  為：

$$P_y = \frac{2}{L} \cdot (F_{p_y} + F_{E_y}) \cdot \left( \frac{d_1^2 + d_2^2}{d_2} \right) + \frac{F_f \cdot D}{L} \quad (8)$$

其中， $P_y$  = 系統降伏強度， $F_{p_y}$  = 預力鋼棒降伏強度， $F_{E_y}$  = 消能鋼棒降伏強度。

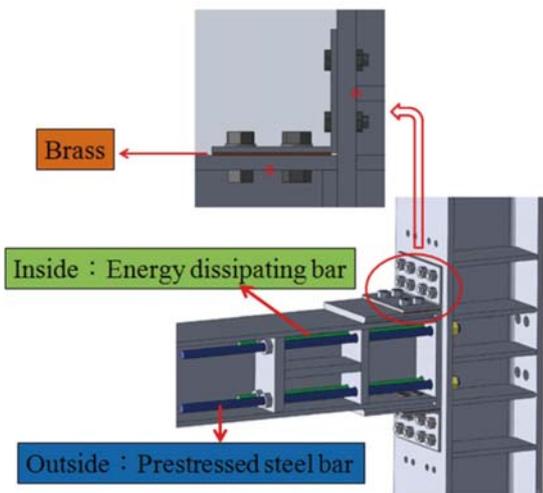


圖 5 自復位梁柱接頭

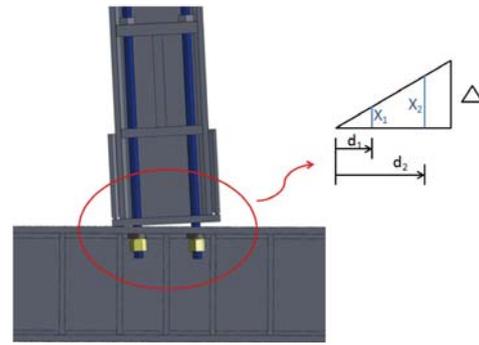


圖 6 介面開角後之相似三角形

### 試驗計畫

本研究共包含不同接合強度之自復位梁柱接頭構件試驗及 7 組單層單跨構架試驗，構件材質均為 A36，柱構件為 H250 × 250 × 9 × 14，梁構件為 H200 × 200 × 8 × 12，構架有效柱高為 2,520 mm，有效跨度為 4,744 mm，隅撐構件使用 H125 × 125 × 6.5 × 9 斷面製作，提供自復位機制之鋼棒為 A490 高拉力鋼棒，提供消能機制之鋼棒為 A307 鋼棒，摩擦機制使用 C2600 黃銅片進行摩擦消能。自復位梁柱接頭構件試驗之試體位移比為施力點之位移與施力點至接頭試驗區高度（2,511 mm）之比值，單層單跨構架試驗中之位移比則為施力點位移與有效柱高（2,520 mm）之比值，自復位隅撐之設計如圖 7 所示。

為瞭解不同自復位機制與消能機制之組合於地震力作用下對結構遲滯行為之影響，本研究首先針對自復位梁柱接頭進行構件試驗，包含 SS 系列、SL 系列、LL 系列及 F 系列四種，自復位梁柱接頭試驗之試體編號可參考圖 8。其後，由上述接頭構件試驗中求取適合之梁柱接頭配置於構架試驗，並與不同之消能機制組合，探討其對地震作用下結構承載行為及破壞模式之影響，構架試體配置如表 1 所示，構架試驗編號說明詳如圖 9 所示。自復位梁柱接頭與自復位構架試驗之實驗設置如圖 10 及圖 11 所示。試驗採漸增位移控制，加載歷時如圖 12 所示。

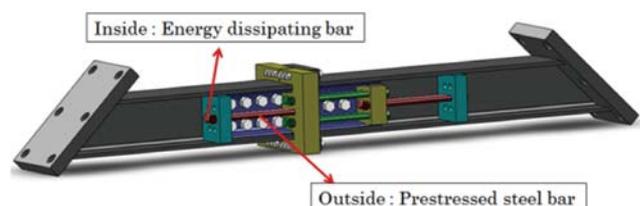


圖 7 自復位隅撐示意圖

表 1 構架試驗試體配置說明

構架編號	自復位梁柱接頭配置		自復位梁柱接頭配置	
	預力鋼棒尺寸	每一鋼棒預力大小 (tf)	預力鋼棒尺寸	每一鋼棒預力大小 (tf)
FN-NN-nn	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
FB-NN-ss	N.A.	N.A.	D10	1
FC-SS-nn	D18	6.5	N.A.	N.A.
FC-LL-nn	D20	10	N.A.	N.A.
FD-SS-ss	D18	6.5	D10	1
FD-LL-ss	D20	10	D10	1
FD-LL-II	D20	10	D13	1.4



圖 8 自復位梁柱接頭試驗之試體編號說明

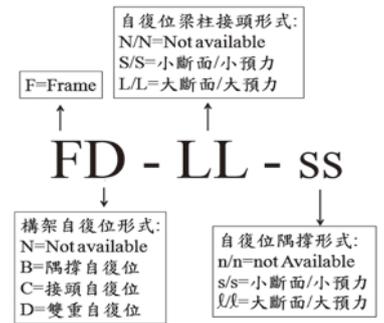


圖 9 單層單跨構架試驗之試體編號說明

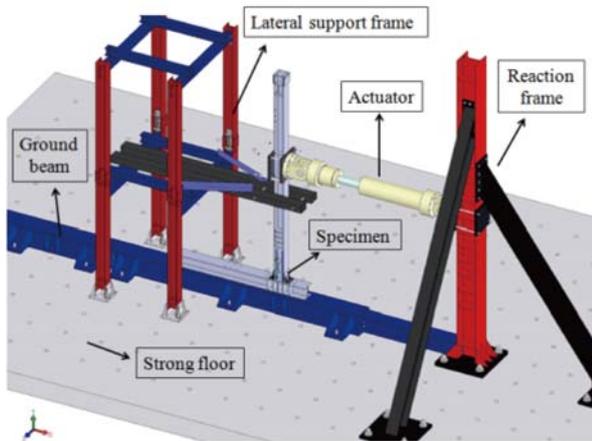


圖 10 自復位梁柱接頭試驗設置

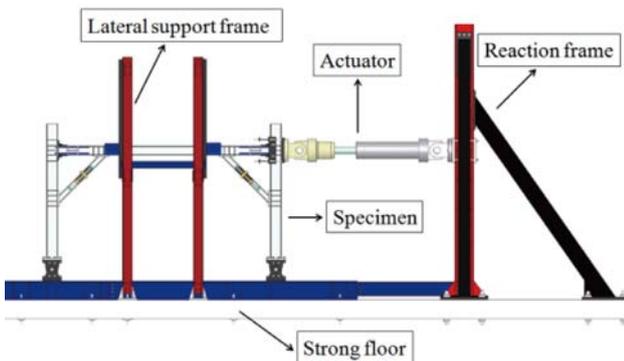
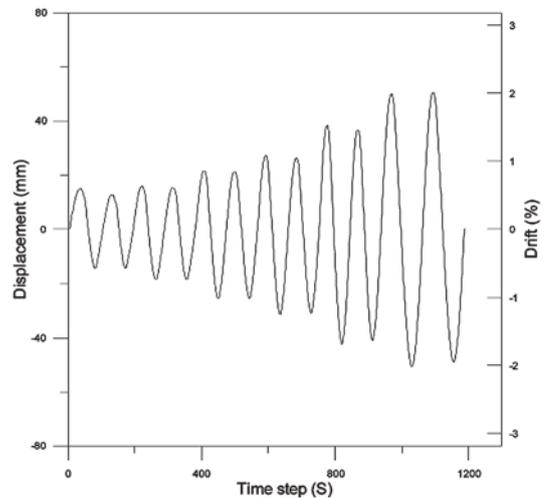
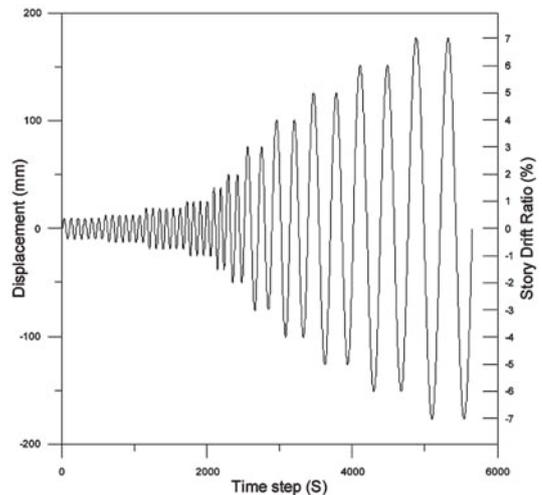


圖 11 自復位構架之試驗設置



(a) 自復位梁柱接頭



(b) 單層單跨構架

圖 12 試驗加載歷時圖

## 試驗結果分析與討論

### 自復位梁柱接頭試驗

圖 13 所示為不同結合強度下，自復位梁柱接頭之力與位移關係圖。由實驗結果得知，當接頭僅含預力系統時，結構雖有良好之自復位能力，然其無法提供有效之消能能力；若自復位梁柱接頭配置消能鋼棒作為消能機制，其消能能力僅有部分增加；然而當自

復位梁柱接頭同時配置摩擦裝置作為消能機制時，其消能能力獲有效提升，能量消散效率較使用消能鋼棒為佳。圖 14 所示為前述自復位梁柱接頭試驗之結果比較，試驗結果顯示，在相同之介面開角下，較短鋼棒

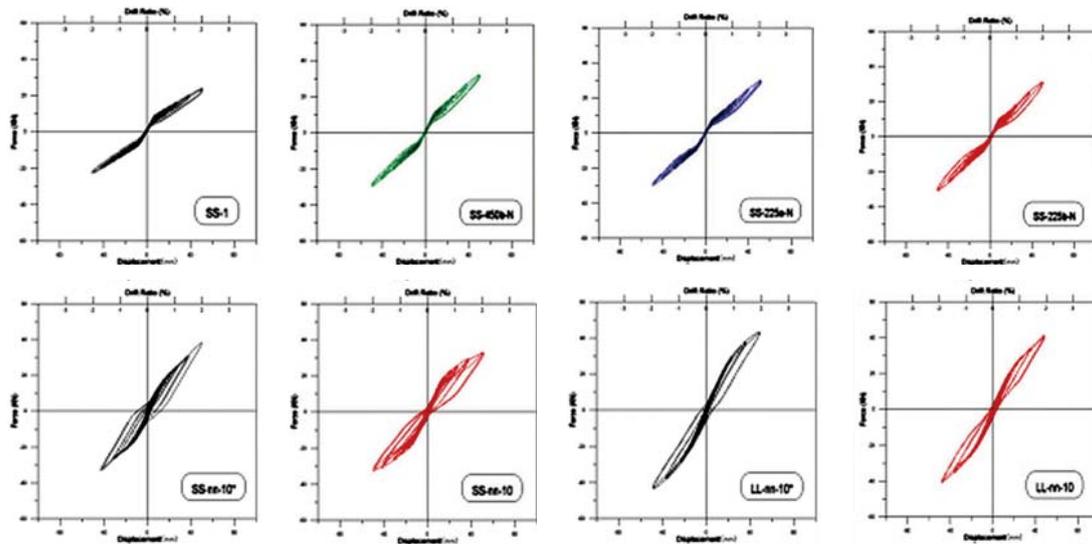


圖 13 自復位梁柱接頭載重位移關係曲線

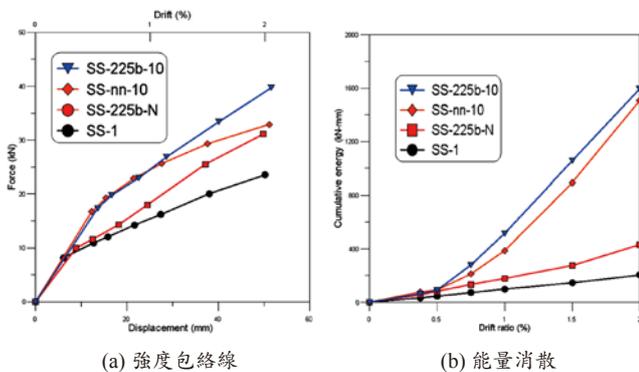


圖 14 自復位梁柱接頭試驗之結果比較

因應變較大，能量消散較大，然因其容許之伸長量較小，因此，斷裂發生時機亦較早。另就不同摩擦介面試體之試驗結果而言，由於鐵對鐵之摩擦係數較大，因此在相同預力系統下，其所提供之摩擦消能量較黃銅對鐵為高，惟其因摩擦損耗較高，遲滯穩定性反較後者為低。就有效之自復位梁柱接頭設計而言，應慎選適當之預力結合及摩擦消能機制。因此，後續之構架反覆載重試驗中，即以摩擦消能與自復位梁柱接頭及自復位隅撐共同提供結構有效之性能提升機制。

### 自復位構架試驗

本研究中另由自復位梁柱接頭構件試驗結果中，選取承載行為較佳之設計配置於構架試驗中，藉以評估自復位隅撐構架之耐震性能。圖 15 所示為抗彎構架及各種不同自復位梁柱接頭及隅撐配置之構架遲滯迴圈。由實驗結果可知，當構架裝置自復位隅撐後，相較於抗彎

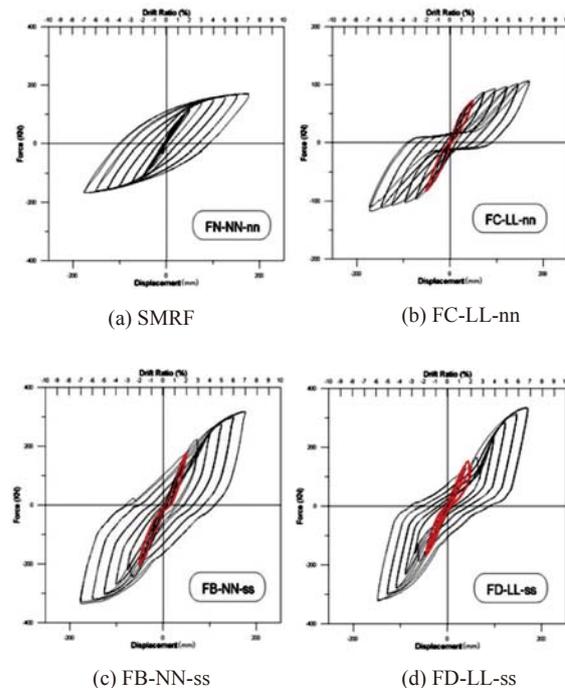


圖 15 構架試驗遲滯迴圈

構架其結構強度與勁度皆有明顯提升。圖中紅色區域表結構尚處於彈性階段，在此加載位移內，結構均不產生殘餘變形。圖 16 所示為配置不同自復位機制之構架強度及能量消散比較，由圖中可觀察到，當構架配置自復位隅撐後，其強度及能量消散均較相同構架尺度之抗彎構架提升甚多。另由試驗結果進一步比較可知，構架中配置之自復位隅撐對其承載強度提升甚多，惟若自復位隅撐強度過大，與隅撐相交處之梁斷面可能達到降伏或

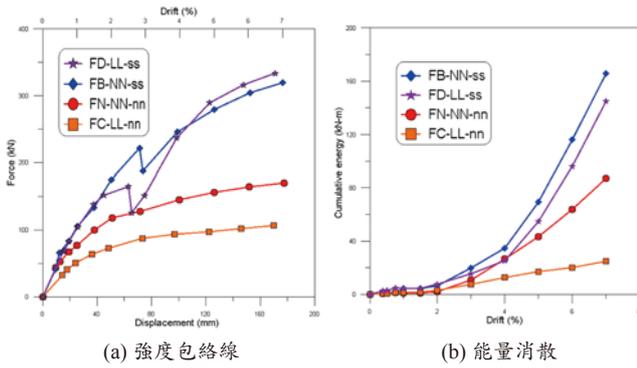


圖 16 構架試驗之結果比較

局部挫屈，造成結構自復位性能之減損，因此，在自復位隅撐結構設計中，應適度調整梁柱構件與自復位隅撐之強度比，以獲得較佳之承載效能。

### 結論

本研究針對自復位隅撐結構之耐震性能進行探討，由試驗結果得知，構架裝置自復位隅撐及自復位梁柱接合後，可有效降低梁柱接頭受力，延後梁端塑性鉸之形成，其結構強度與能量消散能力皆有明顯提升，因此應為適當之耐震設計方案。試驗結果亦顯示，消能機制中摩擦消能較鋼棒消能為佳，摩擦機制中，鐵對鐵之摩擦係數較大，其雖可獲得較大之消能

能量，但其摩擦損耗較快，對結構自復位性能有所影響；另黃銅對鐵摩擦之消能能量雖然略少，然其可提供穩定的自復位機制，有效降低結構之殘餘變形，應屬較佳之設計選擇。

### 誌謝

本研究承蒙國家地震工程研究中心提供試驗試體補助，謹此致謝。

### 參考文獻

1. Hsu, H.L. and Jean, S.Y., "Improving Seismic Design Efficiency of Petrochemical Facilities, Practice Periodical on Structural Design and Construction, Vol. 8, No. 2, pp. 107-117 (2003).
2. 周誌桓 (2009), 隅撐鋼結構耐震行能研究, 國立中央大學土木工程學系碩士論文, 2009。
3. Priestley, M.J.N. and Tao, J. R., "Seismic Response of Precast Prestressed Concrete frames with partially Debonded Tendons", PCI Journal, Jan.-Feb., pp. 58-66 (1993).
4. Ricles, J. M., Sause, R., Peng, S. W. and Lu, L. W., "Experimental Evaluation of Earthquake Resistant Posttensioned Steel Connections", Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 7, pp. 850-859 (2002).
5. Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C. M. and Folz, B., "Post-tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 9, pp. 1111-1120 (2002).
6. Rojas, P., Ricles, J. M. and Sause, R., "Seismic Performance of Post-Tensioned Steel Moment Resisting Frames With Friction Device", Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No. 4, pp. 529-540 (2005).



社團法人  
中國土木水利工程學會  
CIVIL AND HYDRAULIC ENGINEERING

電話：(02) 2392-6325  
傳真：(02) 2396-4260  
e-mail: service@ciche.org.tw

一個凝聚產官學土木專業知識的團體  
一個土木人務必加入的專業學術團體  
一個國際土木組織最認同的代表團體  
一個最具歷史且正轉型蛻變中的團體



歡迎加入學會

<http://www.ciche.org.tw>  
請上網下載入會申請表

**秘書處報告** 學會將利用電子郵件信箱作為聯絡會員的管道。請各位會員記得向秘書處登記或更新您的 email 信箱。謝謝！

# 具自復位功能 偏心斜撐構架

## 耐震性能研究

鄭錦銅／國立高雄第一科技大學營建工程系教授  
 許志宏／國立高雄第一科技大學營建工程系研究生  
 林克強／國家地震工程研究中心研究員

### 摘要

一般而言，偏心斜撐構架（Eccentrically Braced Frame）透過連桿梁（Link）之塑性變形來消散地震能量。但是偏心斜撐構架於震後會產生過大之殘留變形，造成結構修復困難。故本文研究具自復位（Self-centering）功能偏心斜撐構架（Eccentrically Braced Frame）之可行性。過去具自復位功能結構皆將分離界面設計於梁接柱面上，而本文將之設計於連桿梁（Link）與相鄰梁，並於梁端施加預力來提供自復位性能以降低地震過後之殘留變形。此外，因連桿梁界面上比梁柱界面有更大變形角，故於此加裝消能元件以增強構架之耐震性能。

因此，本文建造一座大型單跨單層斜撐構架進行橫向反覆載重試驗。研究參數包含加裝在連桿梁（Link）界面上之消能元件種類如摩擦鉸與角鋼，以及施加不同正向力之摩擦鉸與兩種不同角鋼厚度等。試驗結果發現，在加裝不同消能元件之偏心斜撐構架皆可發揮自復位（Self-centering）效能，且能有效提高構架之耐震性能。其中，摩擦鉸消能元件之消能效果未如角鋼優異，但由於角鋼是透過本身之塑性變形來達到消能效果，故於震後必須更新。雖然實驗過程中發現構架在連桿梁（Link）與梁交接處有面外旋轉現象，但是本文所提之理論模式可以大致模擬構架之力變形關係。

### Abstract

Generally seismic energy of Eccentrically Braced Frame (EBF) is dissipated through the plastic deformation of link beam. However, large residual deformation after earthquakes makes the structure difficult to repair. Therefore, this paper

investigates the possibility of applying self-centering function on EBF to reduce the residual deformation after earthquakes. Unlike literatures that separated the beam and column, allowed beams rock on the column face without inducing any damage during earthquakes. In this research, the link beam and adjacent beams are separated and post-tensioned to provide the self-centering function. In addition, energy dissipaters were installed in the interfaces to enhance the seismic performance of the EBF due to larger interstory deformation.

To validate the proposed idea, a full-size one-storey-one-span EBF was constructed and tested under cyclic reversed loads. Investigation parameters include types of energy dissipation devices such as frictional hinge damper or steel angle, and various clamping force on the dampers and thickness of steel angles. Test results show that the self-centering effect on EBF can be achieved with little residual deformations and better seismic performance. And it is found that energy dissipation by steel angles was more than that of frictional hinge damper. However, steel angles must be replaced after earthquakes due to large plastic deformation. Although out of plane rotations were found in the link beam, the proposed model can reasonably predict the tested force-deformation relation of the self-centering designed EBF.

### 具自復位功能的偏心斜撐構架

地震是人類長久以來所面臨最嚴重之天然災害之一，因此建築結構之耐震性能廣受位處地震帶上各國所重視。如何完成一棟兼具安全性、經濟性、舒適性的結構物，一直是各方學者及結構工程師們所共同努力的目標，因此各種不同之耐震結構系統也不斷出現。理想之建築結構物除了在地震來襲時能發展充分的韌性消能力外，為了防止層間變位過大造成非結構體之破壞及與

鄰房碰撞之發生，故勁度亦是耐震設計中所不可忽略的一環，勁度不足將導致層間變位過大。在鋼結構建築設計中所常用的結構系統為抗彎矩構架及斜撐構架系統，此兩種結構系統各有其優缺點。抗彎構架系統主要由梁端產生塑性鉸來消散地震輸入之能量。但是，如前述由於較高層的建築結構行為係由樓層之變位所控制，若仍使用傳統抗彎構架，將不符合經濟效益。若此時轉而採用斜撐構架系統，可讓大部分構架所承擔之地震力轉由斜撐承擔，而且因斜撐之存在使構架之彈性勁度大幅提高以改善純抗彎矩構架（SMRF）勁度不足或位移過大之問題。故斜撐構架可以達到位移控制目的，方便進行性能設計。再者，因為地震力大部分由斜撐承擔，可以促使主構架輕量化。

傳統之斜撐構架可分為同心斜撐構架（CBF）與偏心斜撐構架（EBF）兩大類，過去研究顯示傳統之 CBF 常會因受到過大之軸向壓力而產生挫屈，此一現象嚴重地影響到 CBF 韌性變形的能力，是故為了改善斜撐易受壓挫屈之行為，而有了挫屈束制斜撐（BRB）之產生。在 EBF 方面，其斜撐桿件刻意地將一端偏離梁柱接頭，而產生一連桿梁，此連桿梁成為 EBF 重要之消能元件，其有如保險絲一般<sup>[1]</sup>，當大地震來臨時扮演消能者之工作，不過由於地震後連桿處過大之殘留變形將使樓板開裂，修復與補強工程通常相當浩大且費時，對使用者常常造成不便，反而成為其主要缺點之一。因此，本文研發具自復位性能之偏心斜撐構架，預計將連桿梁與相鄰梁分開，並施加預力提供自復位性能以減少地震殘留變形，再加上安裝消能元件於連桿梁界面以增加構架耐震性能。

有關自復位功能（Self-Centering）研究，2002 年 Christopoulos<sup>[2]</sup> 針對施加預力於鋼梁之鋼結構梁柱接頭進行試驗與模型分析。實驗結果顯示由於預力鋼棒高強度特性，提供接頭自復位能力，並未有殘留變位產生，而且裝設挫屈束制消能鋼棒（GR60）也發揮遲滯消能作用。但是 Christopoulos 也指出預力構件之遲滯迴圈呈雙扇形其消能能力比傳統彈塑性飽滿之消能構件差。里海大學學者 Ricles<sup>[3]</sup> 針對預力鋼梁與 CFT 柱之接合進行試驗與研究，此接頭利用施加於梁中之預力來提供自復位功能，再輔以角鋼之韌性提供遲滯消能能力，試驗結果顯示接頭具有良好彈性勁度、韌性與強度，且有自復位與無殘留變形特性。另外，Ricles 也對角鋼厚度進行研究，研究發現消能裝置厚度與消能能力成正

比。但是如角鋼厚度太厚，螺栓將無法承受太大拉力而損壞。蔡克銓<sup>[4]</sup> 及 Ricles<sup>[5]</sup> 等人則在研究自回復（Self-Centering）系統時於梁與柱連接之處使用高強度螺栓及 Belleville 墊片所構成之摩擦消能機制，以增加自回復系統受地震力後之搖擺過程中之消能能力。

## 實驗規劃

### 試體設計

為驗證偏心斜撐自復位功能，製作一單跨單層偏心斜撐構架如圖 1 所示，其高度與跨度分別為 3.2 m、5.15 m，其中柱斷面尺寸選用型鋼 400 × 400 × 13 × 21 mm，梁與連桿梁尺寸分別為 600 × 200 × 11 × 17 mm 與 400 × 200 × 8 × 13 mm，連桿梁長度為 2 m。構架中梁柱接合使用梁端板以螺栓與柱接合。梁與連桿梁分離，再以兩組 DSI6807G270 預力鋼鍵於梁腹貫穿，鉗錠於兩端柱外面。柱下端焊接兩塊厚度 200 mm 鋼板，將利用填角焊方式與斜撐做接合，斜撐尺寸為 150 × 150 × 7 × 10 mm。連桿梁安座於角鋼上，梁與連桿梁間將加裝摩擦鉸消能阻尼器或以安座角鋼做為消能器使用，來增加構架之耐震性能。

本構架共安裝四顆摩擦消能阻尼器，每顆由四塊直徑 150 mm 厚度 20 mm 之圓盤形黃銅板、兩片直徑 160 mm 厚度 20 mm 之圓形鋼板、兩片長寬分別為 205 mm 與 160 mm 之鋼板交叉相疊，利用高拉力螺栓串接方式組成。藉由梁與連桿梁在開合同時，透過方形拉管帶動 205 mm 鋼板，使鋼板與黃銅板間發生摩擦來消散地震能量，摩擦鉸消能阻尼器配件設計圖如圖 2 所示。於實驗中將變換高拉力螺栓拉力 N 來改變其消能能力。

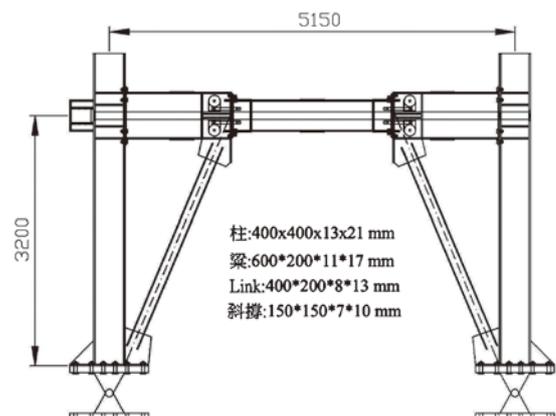


圖 1 整體構架圖

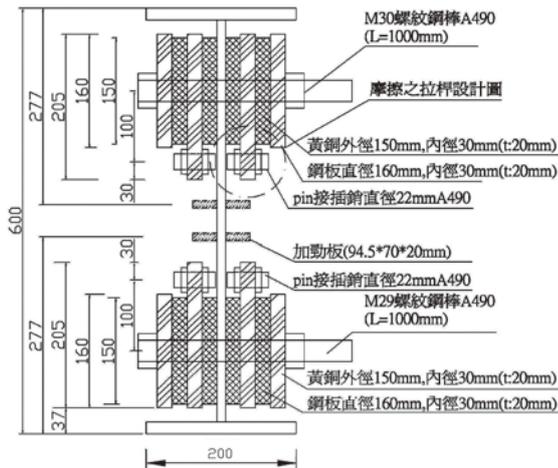


圖 2 摩擦鉸消能阻尼器設計圖與照片

而角鋼消能器裝置在梁與連桿梁開合部位，因連桿梁與鄰近梁所剩的梁深高度有限，故角鋼尺寸則選用長度 110 mm 之  $75 \times 75 \times 9$  mm 與  $75 \times 75 \times 13$  mm 兩種，利用四根 M22 螺絲將連桿梁與鄰近梁做接合。當連桿梁與鄰近梁開合時，以角鋼之塑性變形來達到消能效果，角鋼消能器設計如圖 3 所示。

## 參數研究

過去研究發現在設計偏心斜撐構架方面，通常將連桿梁當做非常重要之消能元件，故主要設計參數將以連桿梁之塑性彎矩強度  $M_p$  作為指標強度，如表 1 所示。初始預力設計原則應大至有足夠空間讓構架消能回到原點時承载力仍大於零，不會有殘留位移；但也不應太大致使構架達到目標設計位移時，讓鋼鍵降服，故經詳細設計後梁端初始預力彎矩  $M_{pti}$  與連桿梁之塑性彎矩強度  $M_p$  比值定為 0.21，相對初始預力為每組 DSI6807 鋼鍵施加 260 kN。表 1 最後一欄為目標層間位移達到 0.02rad 時鋼鍵預力與鋼鍵降服預力比值。摩擦鉸消能阻尼最主要參數為改變正向力，分別為正向力 200 kN 與 250 kN（即組別 F20 與 F25）。至於角鋼消能器主



圖 3 角鋼消能器

要參數為角鋼厚度  $t$ ，分別為厚度 9 mm、13 mm（即組別 A9 與 A13）。表 2.1 中  $M_{ED}$  為摩擦消能彎矩， $M_D$  連桿梁開口打開之彎矩值， $M_{0.02}$  為目標層間位移達到 0.02rad 時之梁端彎矩。

表 1 各類消能元件之參數研究表

組別	$M_{pti} / M_p$	$M_{ED} / M_p$	$M_D / M_p$	$M_{0.02} / M_p$	$F_{pt0.02} / F_{PT}$
F0	0.21	0.00	0.21	0.61	0.63
F20	0.21	0.07	0.28	0.67	0.63
F25	0.21	0.08	0.30	0.69	0.63
A9	0.21	0.14	0.36	0.76	0.63
A13	0.21	0.23	0.44	0.94	0.63

## 試驗配置與試驗程序

圖 4 顯示此實驗在國家地震工程研究中心反力牆之配置圖。由於實驗過程預計最大水平推力未超過 1,000 kN，故選用 1,000 kN 致動器施加橫向反復載重，載重施加方式以位移漸增三角波控制，如圖 5 所示，載重施加速度固定為每秒 1 mm。除了致動器內已有之荷重與位移外，實驗感測器包含兩顆 1,000 kN 荷重計，裝置於柱外預力鋼鍵錨錠端，以量測連桿梁在進行開合所造成的預力變化量。另外，裝置五支拉線試位移計，四支分別裝置連桿梁翼板端部，以量測連桿梁之開合量，另一支則架設在相對於致動器另一端柱外上方監控梁位移。再者，在測試摩擦消能阻尼時，則需另外配置四支 500 kN 荷重計於摩擦消能阻尼器之高拉力螺桿上，以隨時監控摩擦消能阻尼器之正向力變化。

## 試驗結果

本文共計完成五組不同參數試驗，試驗過程中發現在各種不同參數試驗下，結構本體均保持彈性，且皆無任何破壞發生。其中使用摩擦阻尼器試體，只要改變摩擦阻尼器之正向力即可重複再試驗，而角鋼消

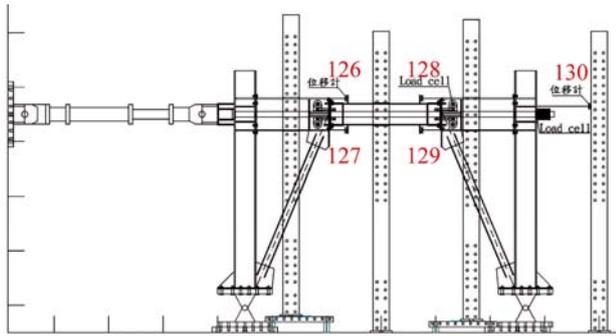


圖 4 感測器配置圖

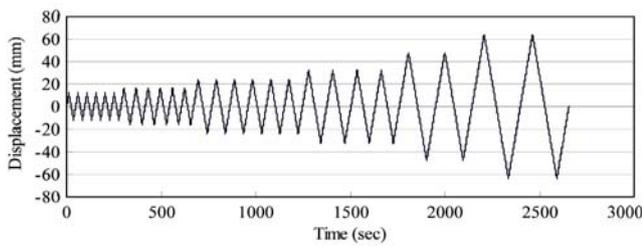


圖 5 致動器模擬層間位移圖

能器因為角鋼進入塑性變形，試驗後需重新安裝新的角鋼即可再次試驗。圖 6 顯示五次試驗之遲滯迴圈結果，可以看出各組遲滯迴圈之消能面積皆不太大。摩擦鉸阻尼器在相同位移循環載重下第一與第二迴圈試驗結果（橫向承载力）皆相同；相對而言，角鋼消能器第二迴圈之承载力會比第一迴圈略為下降，應該是角鋼發生塑性變形強度下降關係（Baushinger effect）。再者，摩擦鉸阻尼器在進行實驗時，在層間位移到達 1.0% 時，雖然如圖 4 構架配置有三個側撐，但是兩個連桿梁介面仍然發生面外旋轉現象（一左一右），導致預力鋼腱力量上不去而使勁度略為降低，此面外位移現象在致動器施加推力時比施加拉力更為顯著，致使遲滯迴圈圖發生不對稱現象，推比拉需要克服來自側撐之更大面外摩擦力。從圖 6 比較摩擦鉸阻尼器與角鋼消能器之遲滯迴圈圖，發現角鋼消能器之面外位移現象比摩擦鉸阻尼器較為輕微，主要因為角鋼螺栓對連桿梁之面外位移多少有束制關係，相對而言，摩擦鉸阻尼器則完全未予束制。

如將圖 6 每組試驗之遲滯迴圈圖累積計算每圈之消能面積，如圖 7 所示。由圖可以看出角鋼消能效果比摩擦鉸阻尼器好，但是缺點是由於角鋼透過塑性變形來吸收地震能量，故每次實驗過後都必須更換。因為構架殘留變形很小，不致於造成施工困難。再者，如將每組試驗之遲滯迴圈圖減去空構架遲滯圖（試驗 F0），剩下為各消能元件之橫力貢獻，再與預力鋼鍵貢獻之橫力值作疊加，可得圖 8，為各組扣除斜撐構架

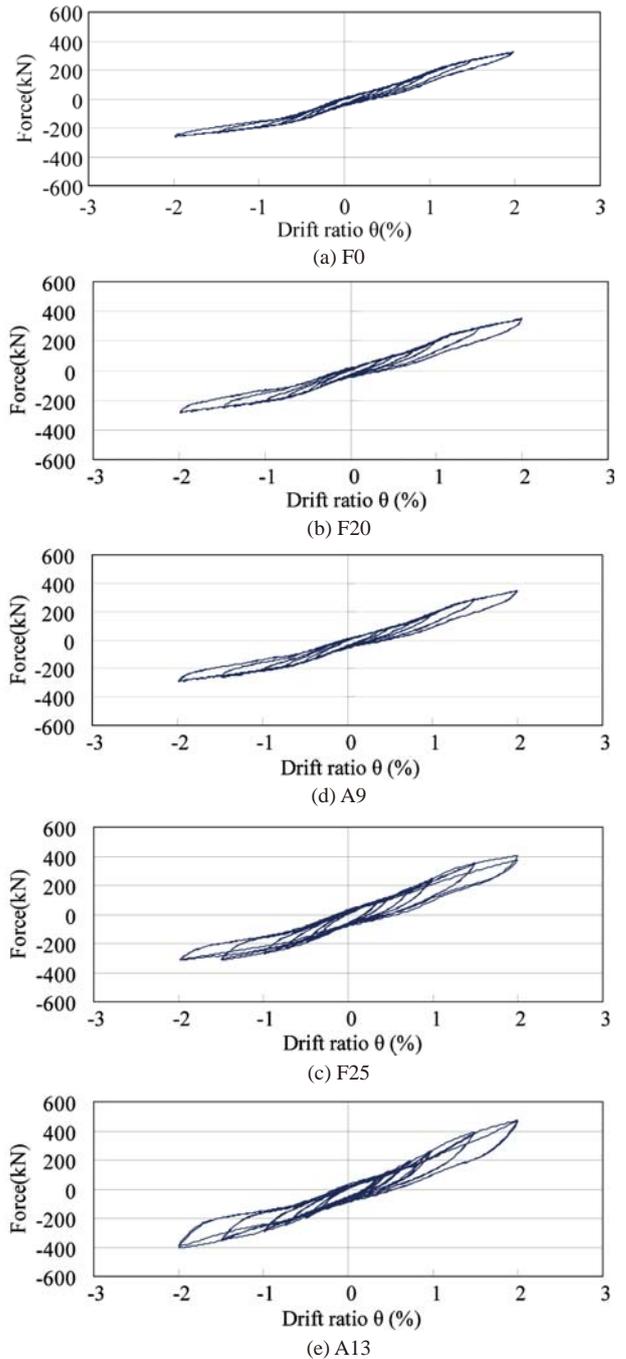


圖 6 各組試驗之整體構架遲滯迴圈圖

貢獻後之連桿梁消能遲滯迴圈圖。從圖可發現兩種消能元件，皆未有殘留位移發生，亦即當位移回到原點時，其橫向力皆大於零，而且推拉兩向結果相當沒有圖 6 橫向力不對稱問題。比較兩者之遲滯迴圈圖，可以發現角鋼消能效果還是比摩擦鉸阻尼器好。

## 理論介紹與數值擬合

由於偏心斜撐系統之消能機制在於連桿梁，其耐震性能得依賴連桿梁在受地震力下產生塑性變形。如

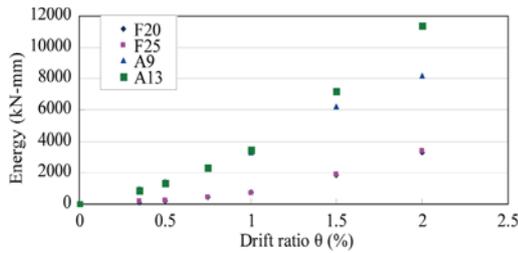
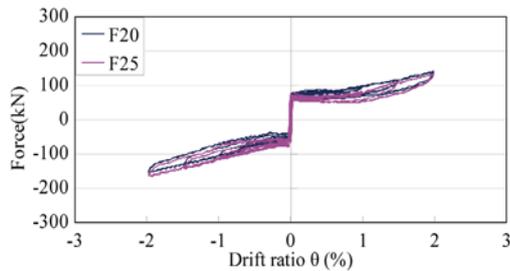
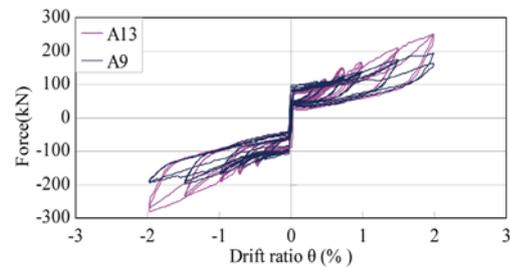


圖 7 各元件累積消能面積比較



(a) 摩擦鉸消能元件



(b) 角鋼消能元件

圖 8 各組試驗之連桿梁消能遲滯迴圈圖

圖 9 所示，依偏心斜撐構架受力後所造的幾何變形關係，可知構架層間位移轉角  $\theta$  與連桿梁開口轉角  $\gamma$  將有比例為  $\gamma = \frac{L}{e} \theta$ 。

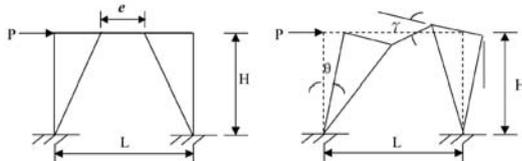


圖 9 偏心斜撐構架連桿梁開口示意

### 各消能元件理論評估

圖 10 顯示摩擦鉸消能阻尼器構架彎矩與變形關係，當連桿梁受力小於  $M_a$  點，梁端未開啟，其勁度來自斜撐勁度，如圖 10(a) 所示。斜撐構架勁度可表示為

$$K = \frac{E_s A_s}{L} \cos(\alpha)^2 \quad (1)$$

其中  $\alpha$  為斜撐與水平夾角， $A_s$  為斜撐斷面積， $E_s$  為鋼材彈性模數， $L$  為斜撐長度。當梁受力大於  $M_a$  點後梁端開啟，其勁度來自後拉預力鋼鍵束制， $M_a$  點為未加

裝阻尼器時連桿梁介面開始開啟之點。此時預力鋼鍵與摩擦鉸依其位置幾何關係發生變形，由此變形幾何關係可以推算後拉預力鋼鍵與摩擦鉸之應變與應力，進而可計算梁端之力變形關係。預力鋼鍵之應變為

$$\varepsilon_{PT} = \varepsilon_0 + \left[ \frac{(d_b / 2 - c) \cdot \gamma}{L_{PT}} \right] \left( 1 - \frac{A_{PT}}{A_b} \right) \quad (2)$$

其中  $\varepsilon_{PT}$  為預力鋼鍵應變， $\varepsilon_0$  為預力鋼鍵初始應變， $d_b$  為連桿梁深， $c$  為連桿梁斷面中性軸高度， $L_{PT}$  為預力鋼鍵錨錠長度， $\gamma$  為連桿梁開口轉角， $A_{PT}$  與  $A_b$  分別為預力鋼鍵與梁斷面面積。 $A_{PT}$  與  $A_b$  比例為考慮因梁端開口預力增加造成梁縮短之預力鋼鍵應力損失。因為預力鋼鍵維持彈性，所以鋼鍵預力與梁端彎矩可依據鋼鍵彈性模數評估之

$$F_{PT} = A_{PT} E_s \varepsilon_{PT} \quad (3)$$

$$M_{PT} = F_{PT} \left( \frac{d_b}{2} - c \right) \quad (4)$$

圖 10(b) 則顯示摩擦鉸遲滯消能行為。圖 10(c) 為圖 10(a) 與 10(b) 構架抗彎能力之總和。摩擦鉸每面抵抗扭矩  $T_f$  可假設將圓盤切割成許多環狀  $d_p$ ，如圖 11 所示，對圓心作力矩積分

$$T_f = \int_0^r \mu \frac{N}{\pi r^2} 2\pi \rho d\rho \cdot \rho = \frac{2\mu N r^3}{3} \quad (5)$$

其中  $N$  為摩擦鉸所施加之正向力， $\mu$  為黃銅圓盤半徑 (75 mm)， $m$  為黃銅與鋼材摩擦係數，經由陳福林研究 [6] 黃銅與鋼材摩擦係數為 0.184。Brian G. Morgen [7] 等人研究摩擦係數約介於 0.17 ~ 0.22 之間。盧煉元教授 [8] 等人研究摩擦係數為 0.2 左右，故  $\mu$  值取為 0.2。

摩擦鉸總抵抗扭矩  $F_f$  為

$$F_f = T_f n_b n_f \quad (6)$$

其中  $n_f$  為摩擦面， $n_b$  為螺栓顆數。

$$M_f = \frac{F_f}{h_f} \times \frac{d_b}{2} \quad (7)$$

其中  $h_f$  為黃銅盤中心至拉桿距離 (100 mm)，則連桿梁可承載彎矩可表示為

$$M = M_{PT} + M_f \quad (8)$$

如果使用角鋼作為消能裝置的話，角鋼抵抗彎矩與變形關係將利用 Ricles [3] 所試驗結果來評估，如圖 12 所示兩背對之相同角鋼之拉力抵抗  $V_{AP}$  可表示為

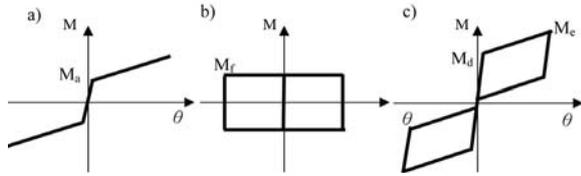


圖 10 加裝摩擦鉸阻尼器構架彎矩與變形關係

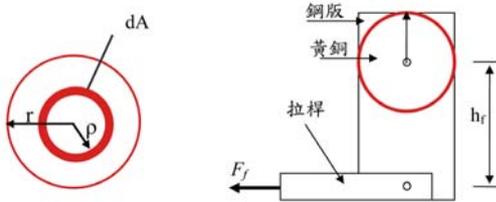


圖 11 摩擦鉸示意圖

$$V_{AP} = \beta V_p = \beta \times \frac{2M_{pa}}{g} \quad (9)$$

其中  $\beta$  為超強度因子 (overstrength factor) 乃根據角鋼變形依圖 12 決定其值、 $V_p$  為角鋼力學強度、 $M_{pa}$  為角鋼單腳撓曲容量、 $g$  為固定螺栓外緣至角鋼底邊上緣距離，如圖 13 所示。因文獻 [3] 中角鋼為  $200 \times 200 \times 15.9$  mm，而本研究採用  $75 \times 75 \times 110 \times 9$  與  $75 \times 75 \times 110 \times 13$  mm，所以利用圖 14 所示之剪力 ( $V$ ) 與位移 ( $\Delta$ ) 關係加以正規化，轉換成本研究適用值。其中各角鋼之剪力  $V$  以式 (9) 來正規化，因連桿梁共安裝四片角鋼，故角鋼彎矩  $M_{ag}$  為

$$M_{ag} = 2 \times V_{AP} \quad (10)$$

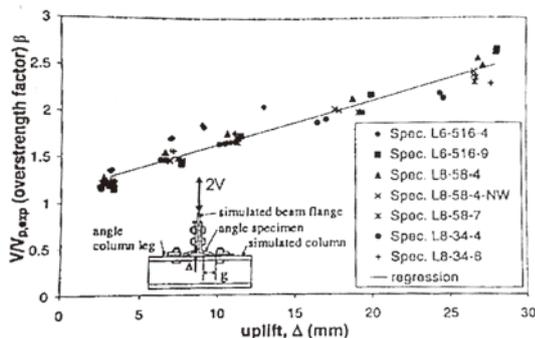


圖 12 角鋼測試結果圖 [3]

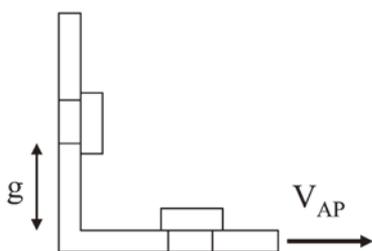


圖 13 角鋼 g 位置示意圖

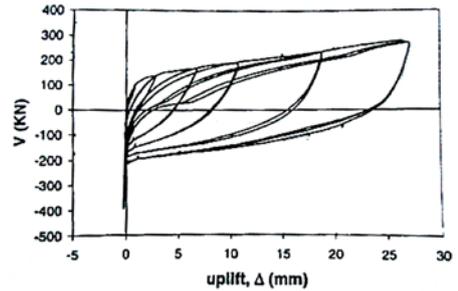


圖 14  $200 \times 200 \times 15.9$  mm 角鋼 P- $\Delta$  圖 [3]

加裝角鋼消能器構架彎矩與變形關係如圖 15 所示，其中構架回復力由梁中預力提供如圖 15(a) 所示。圖 15(b) 則顯示角鋼抵抗彎矩與構架變形關係，而圖 15(c) 則為兩者之相加。當構架變形回到零時，正彎矩仍然大於零代表沒有殘餘變形發生，結構回到原位。故斷面可承載彎矩可表示為

$$M = M_{pt} + M_{ag} \quad (11)$$

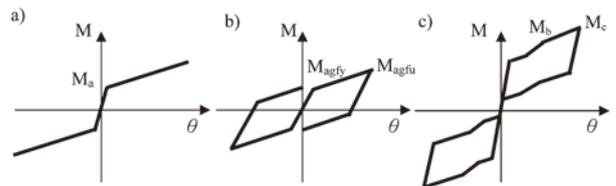


圖 15 加裝角鋼消能器構架彎矩與變形關係

### 各消能元件理論與試驗數值擬合

利用上節理論模式可以預測整體構架力變形關係，如圖 16 所示。由圖可以發現初始階段理論勁度偏高，可能原因為構架試驗時，構架各元件之間隙產生滑動，勁度上不來，當構架位移增加間隙被頂住時勁度方得以提升。如圖當構架承受拉力時，構架理論承載力與試驗值較為接近。但是當構架承受推力時，由於連桿梁發生面外旋轉現象較為顯著，構架與側撐間有較大摩擦力，故試驗值大於理論承載力如圖所示。

圖 17 顯示試驗與理論層間位移轉角與連桿梁開合轉角比較，其中理論值為依圖 9 之幾何關係計算而得。由圖可以看出各組試驗結果，左邊比較靠近致動器端連桿梁介面之開口皆明顯接近或略高於理論值，而右邊遠離施力點之連桿梁介面開口則均低於理論值。再者，比較致動器施加推力或拉力時表現差異，發現當致動器施加拉力時連桿梁介面開口比施加推力效率高 (接近理論值)，主要原因為致動器施加推力時連桿梁有較大之面外旋轉量之故。

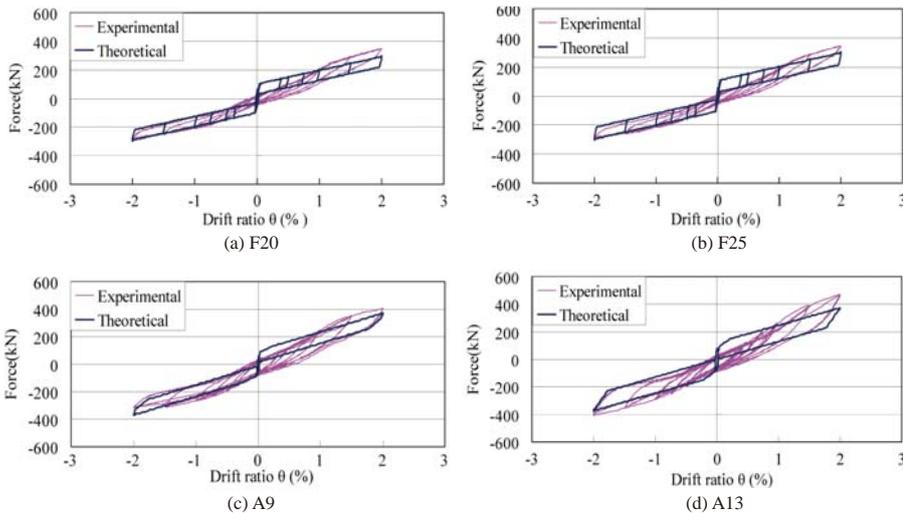


圖 16 整體構架理論與實驗遲滯迴圈比較圖

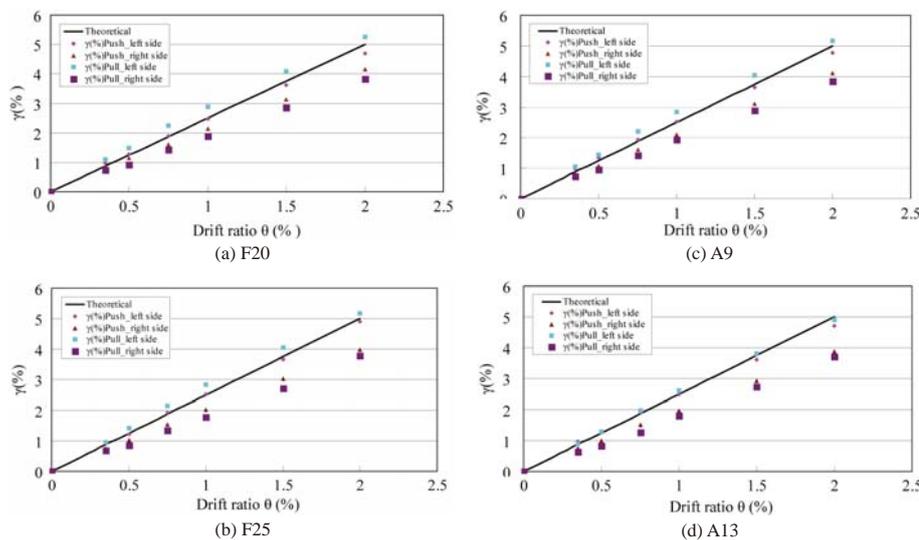


圖 17 層間位移轉角與連桿梁開合轉角比較

大致模擬構架力變形關係，但是由於滑動間隙關係致使構架實驗初始勁度偏低。當構架承受推力時，由於連桿梁發生面外旋轉現象致使構架與側撐間有較大摩擦力，發生試驗橫力高於理論值現象。

## 誌謝

本文承蒙國家科學委員會研究計畫 NSC98-2625-M-327-003 之經費補助，以及國家地震工程研究中心提供試體製作經費，並在試體試驗上承蒙周志雄與陳安志先生大力協助，謹申謝忱。

## 參考文獻

- 翁世強，「高層鋼骨建築偏心斜撐構架 (EBF) 耐震設計：行為與原理 (上)」，結構工程，中華民國結構工程學會，第十一卷，第二期，第 117-135 頁。(1996)
- Christopoulos, C., Filiatrault, F., Uang, C.M. and Folz, B. "Post-tensioned energy dissipating connections for moment resisting steel frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(9), pp. 1111-1120. (2002)
- Ricles, J.M., Sauce, R., Peng, S.W. and Lu, L.W. "Experimental evaluation of earthquake resistant post-tensioned steel connections", Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(7), pp. 850-859. (2002)
- Tsai, K.C., Chou, C.C., Lin, C.L., Chen, P.C. and Jhuang, S.J. "Seismic self-centering steel beam-to-column moment connections using bolted friction devices," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 37, pp. 627-645. (2008)
- Wolski, M., Ricles, J.M., Sause, R., and Lee, K.S. "Energy dissipation for self-centering steel MRFs: bottom flange friction device," US-Taiwan Workshop on Self-centering Structural System Report, NCRE-05-004, Taipei, Taiwan. (2005)
- 陳福林「搖擺橋柱加裝摩擦阻尼器之振動台試驗」，國立高雄第一科技大學營建工程系碩士論文，民國九十七年七月。(2008)
- Brian G. Morgen and Yahya C. Kurama "A Friction Damper for Post-Tension Precast Concrete Beam-To-Column Joints", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C, Canada, August 1-6, 2004, Paper NO. 3189 (2004)
- 盧煉元、劉彥緯、陳乙震、林錦隆，「結構消能摩擦材料之摩擦性能測試」，結構工程，第二十二卷，第四期，第 3-35 頁。(2007)

## 結論與建議

- 試驗過程中發現偏心斜撐構架在各種參數試驗下，結構本體均保持彈性，且皆未有任何破壞發生，構架雖有少量摩擦所致殘留變形，但是預力鋼鍵明顯發揮自復位功能，故同一試體得以重複進行多次不同參數試驗。
- 雖然摩擦角阻尼器之耗能效果不如角鋼耗能來的好，但是摩擦角阻尼器的材料耗損比透過塑性耗能之角鋼來的低，且又能穩定發揮應有的耗能效果。但是單獨使用摩擦角阻尼器易有連桿梁面外旋轉問題，建議可同時使用兩種耗能裝置以提高其耐震性能，並藉由角鋼束制降低連桿梁面外旋轉問題。
- 由理論與實驗擬合結果，發現本文所提理論模式可

# 斷面補強鋼斜撐構件之耐震行為研究

陳垂欣／交通大學土木工程學系助理教授

孫肇楨／交通大學土木工程學系研究生

## 摘要

鋼結構特殊同心斜撐構架系統在過去的地震中發生許多破壞現象，主要因傳統斜撐構件的耐震能力不佳。本研究擬以簡單的斷面補強方式改善斜撐構件的耐震能力，並探討不同補強方式對斜撐構件行為的影響，實驗規劃四組寬翼斷面斜撐構件，在斜撐中間段翼板上圓弧切削與腹板上補強，透過圓弧切削使受壓挫屈行為集中於此處，腹板上的補強則使此段受拉應變大為降低，使消能區分散，進而改善斜撐構件之韌性行為。研究並比較不同切削、補強長度對斜撐行為的影響。靜態往覆加載實驗結果顯示，補強長度過短會使斜撐在補強板的兩側造成應力集中，並在該處斷裂，而翼板切削且腹板補強長度越長，可使最大受拉強度增量增加但對累積消能容量則無明顯影響，翼板未切削但腹板補強的試體則可避免切削造成的應力集中，能提升斜撐在斷裂前的的累積消能容量。

## Abstract

The damages of special concentrically braced frame (SCBF) system have been commonly observed in the past earthquakes. To improve the seismic behavior of braces, we apply section reinforcement to the conventional brace members by adding steel plates and/or reducing section areas to elongate the energy dissipation range of the braces. Static cyclic loading tests of four specimens which are wide-flange section with different reinforcing dimensions are conducted. The test results show that the specimen with short range of section reinforcement is subjected to stress concentration. Longer range of reducing section and web reinforcement is able to increase the maximum tension strength, but less obvious to increase the

cumulative energy dissipation capacity. Differently, the specimen without reducing section but with longer range of web reinforcement shows less stress concentration, and larger cumulative energy dissipation capacity until the rupture of brace.

## 改善斜撐構架耐震行為

既有的鋼結構建築結構系統中，有許多方式可供工程師選擇，其中同心斜撐構架系統設計方式較為直接，由結構構件承受的力量即可決定構件尺寸，且結構具有優良的勁度，可有效抵抗風力、地震力、外來振動等作用於結構上之側向力，也適用於需控制變形量的特殊需求建築結構（如科技產房等），在結構物進行性能設計（Performance-Based Design）時，較易滿足中低等級地震危害度設計位移的需求。

然而，相關研究顯示<sup>[1,2]</sup>，同心斜撐構架之耐震性能在較為劇烈的地震危害度下仍需加以改善，主要問題在於斜撐構件的行為。由於斜撐構件在同心斜撐構架中除了是提供側向勁度與強度的主要構件外，在結構系統進入非線性行為後，也扮演系統主要消能之角色，因此在較大地震下將會有大量的非線性行為發生於斜撐構件上，而較為常見的缺點包含了受壓之挫屈強度過低、低週期疲勞壽命不足（low-cycle fatigue life）以至於因韌性不足而過早發生斷裂，甚至引發斜撐周圍之接合角隅板與梁柱接頭破壞，或引發梁、柱構件發生扭轉等不穩定的破壞情況。許多研究<sup>[3-10]</sup>提出改善斜撐耐震行為的方法，大多是將斜撐切割為若干段，以特別設計之消能元件連接這些斜撐段，消能元件之材料、強度、勁度與韌性則經過特別設計，使斜撐構件在受力變形時消能元件能作為保險絲，避免傳統挫屈斜撐常出現的缺點。

傳統斜撐挫屈時以兩端之接合角隅板及靠近斜撐中點為變形與消能集中的三個塑鉸區；斜撐兩端接合角隅板的行為是鋼板的凹折，具有很好的變形能力，在角隅板的設計中，需要特別保留斜撐變形時角隅板彎折的空間，但是因為角隅板的抗彎強度弱，所以產生的塑鉸後的消能能力並不理想，在數值模擬上，常將角隅板行為簡化為鉸接的形式；而靠近斜撐中點的塑鉸區，在設計上常保留斜撐的斷面，使其具有該斷面固有的強度與勁度，在斜撐變形時，該區域為主要消能區，在破壞發生前具有消能能力，但在往覆變形作用下，該區域容易低週期疲勞破壞而導致斜撐斷裂。

本研究是將斜撐受壓消能區與受拉消能區分開，除了讓斜撐有更大的消能區域增加消能能力外，也能舒緩局部區域往覆拉壓下之應變範圍 (strain range)，進而增加斜撐的低週期疲勞壽命，避免斜撐切削斷面處因受壓挫屈後又受拉而形成大量塑性變形集中。研究主要目的在研究韌性斜撐的削弱與補強細節，包括切削與補強的位置與幾何形狀。在斜撐斷面上的切削位置關係著斜撐局部變形時是否容易形成應變集中的現象，切削的幾何則將選擇能避免應變集中的形狀。切削處須考慮斷面面積 (A)、斷面強弱軸之慣性矩 ( $I_{x,y}$ ) 與迴轉半徑 (J) 變化之關係，在適當範圍與斷面位置給予補強，提升斜撐構件之韌性；藉由刻意控制斜撐挫屈與降伏的位置與範圍，以及在這些位置施予削弱、加勁與補強，使斜撐構件發揮應有的穩定消能能力。

## 補強斷面斜撐試體設計

### 斷面類型選擇

常用於斜撐的斷面有寬翼斷面、方管與圓管斷面，而本研究希望透過簡單的補強方式 (如挖洞、切削或銲上補強板等) 來提升斜撐的消能行為，因此選擇寬翼斷面，方管與圓管斷面補強後的行為則較為複雜，若施加挖洞或切削，則斷面將從封閉斷面變為開口斷面，其抗扭勁度將大量減少，進而使補強段與未補強段之斷面性質差異過大，造成交界處容易破壞而降低其消能能力，而寬翼斷面在其翼板邊緣適度的切削，即可在不大幅改變其抗扭勁度的情況下降低其慣性矩，而達到將挫屈行為集中於此段的目的，且補強段與未補強段也不會有過大的斷面性質差異，較能避免變形集中而導致消能行為不佳的情形。

## 試體設計

由於目前規範並無針對斜撐補強細節的明確規定，因此試體設計主要參考 AISC [11] 的基本規定及梁柱斷面補強的相關研究，所選擇的斜撐斷面為 RH148 × 100 × 6 × 9，長度為 2 m，細長比 ( $\lambda_{slender}$ ) 為 83.5，其斷面性質如表 1 所示，斜撐材料之性質如表 2 所示，受拉降伏強度為 909.1 kN。本文中討論四組實驗試體，試體編號分別為 UR、W10C、W35C、W35，斜撐與角隅板相接採用斜撐腹板與角隅板對接而翼板嵌入角隅板 (knife plate) 的方式銲接而成，為簡化試體製作，角隅板尺寸在四組試體中皆使用相同規格。

表 1 斜撐斷面性質

Specimen	Area ( $\text{cm}^2$ )	Moment of Inertia ( $\text{cm}^4$ )		Plastic Sectional Modulus ( $\text{cm}^3$ )	
	A	$I_x$	$I_y$	$Z_x$	$Z_y$
RH148 × 100 × 6 × 9	26.35	1000	150	154	46

表 2 斜撐材料性質

Specimen	$F_y$ (MPa)	$P_y$ (kN)	$F_u$ (MPa)	$P_u$ (kN)
RH148 × 100 × 6 × 9	345	909.1	469	1235.8

本研究對翼板進行圓弧切削以降低其慣性矩，使挫屈發生並集中於此區域，但斜撐斷面因此而減少斷面積，故施工方式需同時增加腹板之面積，使翼板切削區 (同時也是腹板補強區) 受拉力時所承受之應力降低，在斜撐承受較大受力與變形的情况下，斜撐中段在受壓時為挫屈段、在受拉時中間段由於受力面積較大，因此受拉降伏段為中間段外側，如圖 1 所示，這樣將可使應變與挫屈消能區分散，避免中間段往覆加載後疲勞破壞。

本文探討 W10C、W35C、W35 三組試體，其中 W35 試體只有在斜撐中段腹板上加勁，翼板上並未切削，是為了觀察翼板上的切削對斜撐行為的影響。

試體設計主要檢討面積增量 ( $A_i$ ) 及慣性矩增量 ( $I_i$ )，圖 2 為斜撐中間段斷面示意圖，圖中  $c$  是切削深度、 $t_d$  是補強板厚度、 $t_w$  是腹板厚度、 $t_f$  是翼板厚度、 $b_f$  是翼板寬度、 $d$  是腹板深度；並假設補強板與腹板沒有縫隙。依圖顯示，其面積增量比值 ( $A_i$ ) 為：

$$A_i = \frac{d(t_w + t_d) + 2(b_f - 2c - t_w - t_d)t_f}{dt_w + 2(b_f - t_w)t_f} \quad (1)$$

慣性矩增量比值 ( $I_i$ ) 為：

$$I_i = \frac{2t_f(b_f - 2c)^3 + (d - 2t_f)(t_w - t_d)^3}{2t_f b_f^3 + (d - 2t_f)t_w^3} \quad (2)$$

面積增量比值 ( $A_i$ ) 主要增加腹板之面積，其比值需大於 1.0；慣性矩增量比值 ( $I_i$ ) 則為減少慣性矩將挫屈集中發生於此，其比值需小於 1.0。而最後再由極慣性矩增量  $J_i$

$$J_i = \frac{2(b_f - 2c)t_f^3 + (d - 2t_f)(t_w - t_d)^3}{2b_f t_f^3 + (d - 2t_f)t_w^3} \quad (3)$$

給定一組  $A_i$  與  $I_i$ ，將求得之  $t_d$  與  $c$ ，將其帶入公式 (3) 使  $J_i$  大於等於 1.0，以確保補強後斷面的扭轉穩定性。

試體之圓弧切削深度由公式 (1) 與公式 (2) 決定，依應力集中程度來改變切削長度，補強板補強長度 ( $L_d$ ) 則取略長於切削長度 ( $L_c$ )，避免斷面變化集中於一處而產生過大的應力集中，本研究所採用之參數如表 3 所示，其中長度參數示於圖 3。圖 4 為各試體詳細設計圖。

表 3 斜稱構件試體參數表

Specimen	$A_i$	$I_i$	$t_d$ (mm)	$c$ (mm)	$L_c$ (mm)	$L_d$ (mm)
UR	1.0	1.0	0	0	0	0
W10C	1.5	0.8	12	7	140	200
W35C	1.5	0.8	12	7	620	680
W35	1.5	1.0	12	0	0	680

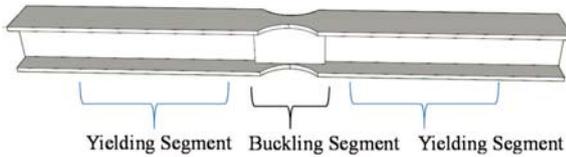


圖 1 韌性挫屈消能斜撐示意圖

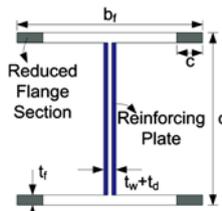


圖 2 斜撐中點斷面示意圖

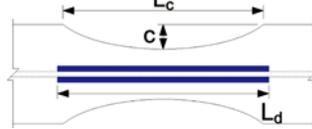


圖 3 圓弧切削參數示意圖

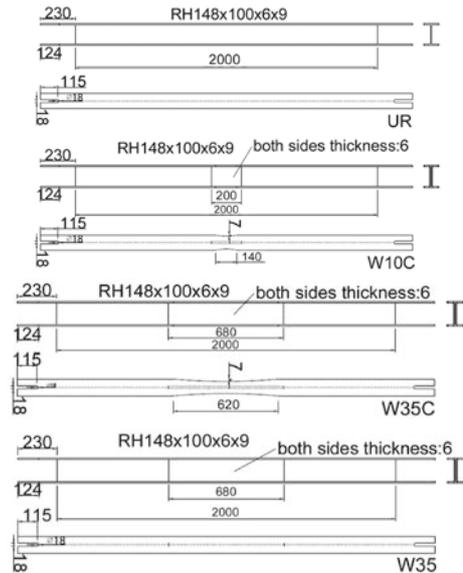
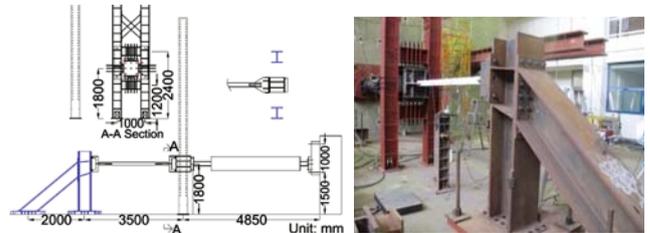


圖 4 各試體詳細設計圖



(a) 實驗試體架設圖

(b) 實驗試體架設照片

圖 5 實驗試體架設

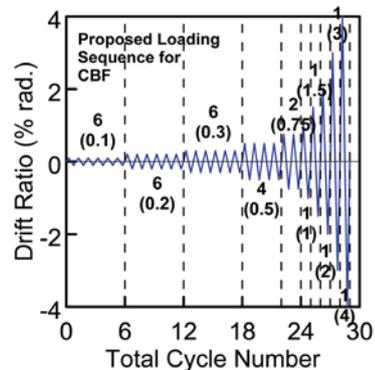


圖 6 分析加載歷時圖 [12,13]

## 補強斜撐反覆載重試驗

### 實驗構架

本試驗於交通大學大型結構實驗室進行，其南端為施力端，北端為固定端，實驗構架如圖 5 所示，試體北端設置一個 A 架提供斜撐端部支撐，以提供試體適當反力。試體南端以側向支撐提供油壓致動器施力軌道以維持施力方向。

### 實驗靜態往覆加載歷時

本實驗所使用的加載歷時與前人 [12,13] 相同，如圖 6 所示，此外，在既定的加載歷時後增加疲勞測試，參考 [14]

的作法，在最後加上 5% Drift Ratio 十圈，並視斜撐整體情況決定是否繼續做到斜撐斷裂。由於實驗將只對斜撐構件進行軸向往覆載重，因此須將層間位移角經過計算變為斜撐構件之軸向變形，本研究假設斜撐與樓板之間的角度為 45°，斜撐長度佔梁柱中心線交點間斜邊長的 70%，依這些參數將樓層位移角轉換為斜撐軸向變形。

### 各試體行為與比較

實驗過程中各試體之重要事件整理於表 4，結果顯示試體 W35 之行為較為接近試體 UR，且比較試體

W35 與試體 W35C 可知，在翼板上圓弧切削會提早局部挫屈發生，比較試體 W10C 與試體 W35C 可知，圓弧切削的長度將影響整體與局部挫屈的發生位置與時機，試體 W10C 發生於補強段兩端外側，試體 W35C 發生於補強段中點，值得注意的是，兩試體在 5% 層間位移角十圈時，挫屈點之翼板皆已開裂，試體 W10C 在 5% 層間位移角十二圈時斷裂，而試體 W35C 卻到 5% 層間位移角二十五圈時還未斷裂，經觀察發現是補強段補強板之影響，當斜撐本身斷裂時，補強板仍能提供強度與勁度，進而增加斜撐斷裂前的韌性消能能力。

表 4 各試體重要事件一覽表

Specimen	Global Buckle		Local Buckle		Test Stop DR (rad.)	Fracture or Not
	DR (rad.)	Axial Disp. (mm)	DR (rad.)	Axial Disp. (mm)		
UR	0.75%	10.6	5% 10th circle	70.7	5% 10th circle	Not
W10C	0.75%	10.6	5%	70.7	5% 12th circle	Fracture
W35C	0.5%	7.1	3%	42.4	5% 25th circle	Not
W35	0.5%	7.1	5% 10th circle	70.7	5% 10th circle	Not

## 實驗結果分析與討論

圖 7 為四組試體斜撐軸向變形與軸力關係遲滯迴圈圖，因每組試體所進行的迴圈數不同，故以試體 UR 停止時的 5% 層間位移角十圈為比較基準，迴圈數超過試體 UR 迴圈數的試體則遲滯迴圈圖繪至 5% 層間位移角十圈，提早破壞的試體則繪至破壞為止。

四組試體之遲滯迴圈反應，為典型斜撐行為，其非彈性行為為斜撐受拉降伏後勁度降低並維持為正值，受壓挫屈時斜撐軸向強度達到受壓最大值，勁度由正轉成負，而後受壓勁度漸漸由負趨近於零，直到受壓卸載時勁度才再由負轉正，當斜撐開裂時，強度

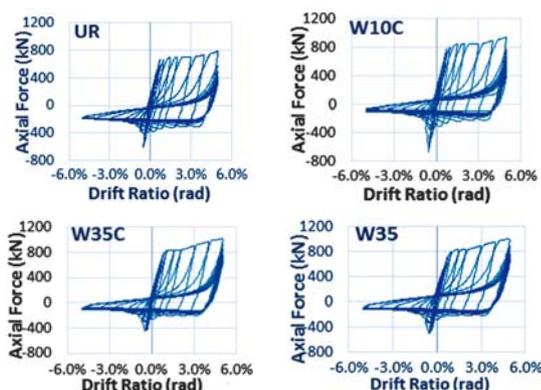


圖 7 各試體斜撐軸向變形與軸力關係圖

下降，而完全斷裂時，強度則下降至接近零。

由試體之遲滯迴圈反應可以發現，四組試體受拉強度在降伏後，其後所施加之迴圈，在相同受拉位移量下，其強度皆小於第一次達到該位移之強度，顯示斜撐強度在往覆變形作用下，有明顯強度折減行為，若施加位移量持續增加，則斜撐受拉強度因應變硬化將超過前一迴圈之最大值。四支斜撐構件試體在斜撐構件受壓時，挫屈強度在第一次整體挫屈即達到最大值，而隨著受壓位移量遞增，挫屈強度持續遞減。

表 5 所示為各試體的強度，包括降伏強度 ( $P_y$ )、挫屈強度 ( $P_{cr}$ ) 與最大受拉強度 ( $P_{tmax}$ )，各試體的降伏強度與試體 UR 的降伏強度之比值皆在 1.2 左右，而各試體的最大受拉強度與試體 UR 的最大受拉強度之比值在 1.19 ~ 1.31，隨著補強長度加長而增加。

實驗結果顯示試體 W35C 與 W35 的挫屈強度明顯下降，試體 W10C 的挫屈強度則略高於試體 UR，挫屈強度不同的原因，除了斷面變化的影響外，可能也受到邊界條件以及試體預拱程度不同的影響，預拱程度則可能因為試體製作上的細微誤差或是因為大範圍切削所造成。

表 5 各試體指標強度與比值列表

Specimen	$P_y$ (kN)	$P_y / P_y, UR$	$P_{tmax}$ (kN)	$P_{tmax} / P_{tmax, UR}$	$P_{cr}$ (kN)	$P_{cr} / P_{cr, UR}$
UR	701.76	1	781.03	1	616.26	1
W10C	844.08	1.20	930.49	1.19	670.60	1.09
W35C	836.27	1.19	1020.82	1.31	440.17	0.71
W35	846.41	1.21	1006.48	1.29	500.43	0.81

圖 8 為各試體在不同樓層位移角時的累積消能情形，此累積消能計算至 5% 層間位移角第一圈，圖中顯示各試體在不同變形量時之累積消能無明顯差別，且各試體累積消能的速度也相近，表示不同斷面的斜撐構件在往覆變形作用下強度與勁度折減的程度沒有

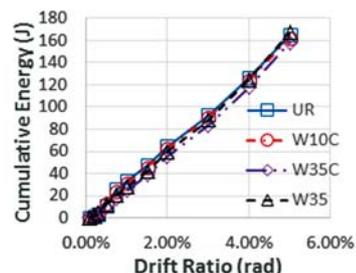


圖 8 各試體樓層位移角與累積消能圖

太大變化，因此對應的遲滯消能行為差異不大，但若比較各試體在實驗終止前的的累積消能容量（圖 9 所示），則與試體的韌性容量有關，試體 W35 由於腹板補強板的作用，能發揮較高的韌性及消能能力，其累積消能容量比試體 UR 超過 13%。



圖 9 各試體累積消能容量比較圖

## 結論

本文以斷面補強方式探討 RH148 × 100 × 6 × 9 的斜撐構件在往覆載重作用下的行為，研究中以四組試體比較不同補強細節對斜撐行為的影響，根據試驗結果，歸納出以下幾點結論：

1. 實驗結果顯示，所有試體完全斷裂的情形，皆發生在斜撐受拉時，即使斜撐構材已經開裂，受損斷面仍然能夠承受受壓變形不至惡化，並維持到下個迴圈受拉時才斷裂。
2. 斜撐試體在往覆變形作用下，強度開始折減，試體破壞前強度折減速度越來越快。斜撐在相同位移量之迴圈中，其受拉強度皆以第一圈為最大，但當位移量增加至下一迴圈時，則因為斜撐材料之應變硬化，使其受拉強度大於前一迴圈之最大值。而斜撐於受壓之挫屈強度，在第一次發生整體挫屈時即達到最大值，此後之挫屈強度持續遞減。
3. 試體 UR、W35C、W35 斷裂於斜撐中央，試體 W10C 則斷裂於中間補強段的兩側，此一結果顯示補強長度過短容易造成應力與應變集中在斷面變化較劇烈的地方，使斜撐斷裂處偏移至補強板的兩側。
4. 觀察各試體遲滯迴圈圖，可看出各試體遲滯迴圈相似，皆先發生挫屈後才降伏，降伏點發生於 1.45 ~ 1.5 % rad、挫屈點發生於 0.4 ~ 0.6 % rad 之間。依實驗時觀察發現，越快產生局部挫屈的試體，最終越早斷裂於局部挫屈處，顯示局部應變累積越到達一定程度後，試體即可能發生斷裂。
5. 由實驗結果得知，補強長度對各試體的降伏強度增

量無明顯影響，但可能因邊界條件及預拱的關係而有不同。而斜撐最大受拉強度則隨著補強長度增加而變大。

6. 觀察各試體累積消能圖可以發現，計算至 5% 層間位移角第一圈為止，各試體無論在總累積消能容量與累積消能速度上皆無明顯差別。但若比較試體斷裂前的累積消能容量，則試體 W35 比試體 UR 增加 13% 的累積消能容量。

## 參考文獻

1. Uriz, P and Mahin, S., Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures, PEER-2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA (2008).
2. Chen, C.H., Performance-Based Seismic Design Assessment of Concentrically Braced Steel Frame Buildings, Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley (2010).
3. Khatib, F., Mahin, S. A., and Pister, K. S., Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames, UCB/EERC-88/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA (1988).
4. Yoo, J.H., Roeder, C.W., and Lehman, D.E., "FEM Simulation and Failure Analysis of Special Concentrically Braced Frame Tests," ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.134, No. 6, pp. 881-889 (2008).
5. Rezaei, M., Prion, H., Tremblay R., Boutatay, N. and Timler P., "Seismic Performance of Brace Fuse Elements for Concentrically Steel Braced Frames." Behaviour of steel structures in seismic areas: proceedings of the third International Conference STESSA 2000, 21-24 August 2000, Montreal, Canada, Taylor & Francis, p. 39 (2000).
6. De Oliveira, J.C., Packer, J.A., Christopoulos, C. "Cast steel connectors for circular hollow section braces under inelastic loading," Journal of Structural Engineering, 134(3), pp. 374-383 (2008).
7. Bonetti, S., Ductile Fuses for Special Concentrically Braced Frames, Ph.D. Dissertation, University of Kansas (2008).
8. Wang, Y. P. and Chang Chien C. S., "A Study on Using Pre-Bent Steel Strips as Seismic Energy-Dissipative Devices," Earthquake Engineering and Structural Dynamic, V38, pp. 1009-1026 (2009).
9. Gray, M.G., Christopoulos, C., and Packer, J.A., "Cast Steel Yielding Fuse for Concentrically Braced Frames," Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, July 25-29 2010, Toronto, Ontario, Canada. Paper No. 595 (2010).
10. Federico, G., Fleischman, R.B. and Ward, K.M., "Buckling Control of Cast Modular Ductile Bracing System for Seismic-Resistant Steel Frames," Journal of Constructional Steel Research, 71, pp. 74-82 (2012).
11. AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL (2010).
12. 胡懷國, 「鋼結構同心斜撐構架系統之靜態往覆載重實驗加載歷時評估」, 國立交通大學土木工程學系碩士論文 (2012)。
13. 王耀緯, 「靜態往覆載重實驗加載歷時對鋼結構同心斜撐構架系統之影響」, 國立交通大學土木工程學系碩士論文 (2013)。
14. Fell, B. V., Kanvinde, A. M., Deierlein, G. G., and Myers, A. T., "Experimental Investigation of Inelastic Cyclic Buckling and Fracture of Steel Braces." ASCE, J. Struc. Eng., 135(1), pp. 19-32 (2009).

# 鋼造夾型挫屈束制斜撐及 雙核心自復位斜撐構架耐震設計及實驗

周中哲／國立臺灣大學土木工程學系教授、國立臺灣大學地震工程研究中心主任、  
國家地震工程研究中心兼任研究員

鍾秉庭／國立臺灣大學地震工程研究中心助理

吳宗翰、陳澤邦、蕭佳宏／國立臺灣大學土木工程學系研究生

Dinh-Hai Pham、Alexis Rafael Ovalle Beato／國立臺灣大學土木工程學系研究生

## 摘要

本研究設計及試驗一種可提升結構物抗震能力的鋼造夾型挫屈束制斜撐構架及雙核心自復位斜撐構架，挫屈束制斜撐（BRB）提供飽滿的能量消散但會產生大的殘餘變形，雙核心自復位斜撐在反覆載重下具有旗幟型自復位的消能行為，可有效減少殘餘變形。本文首先介紹此兩種斜撐的力學行為，並以動力分析模擬三層樓構架在 20 組地震下之平均最大變形與殘餘變形，並首次進行鋼造夾型挫屈束制斜撐及雙核心自復位斜撐之構架設計和實驗，結果顯示此兩種斜撐構架在試驗過程均保持良好的耐震能力。

## Abstract

Traditional seismic resisting systems in a large earthquake can experience significant damage and residual drifts due to energy dissipation of some structural members, which leads to difficult or expensive to repair after earthquakes. A steel dual-core self-centering brace (DC-SCB), which utilizes three steel bracing members, two friction devices, and two sets of tensioning elements that are in a parallel arrangement for doubling its axial deformation, has been proposed and validated to provide both the energy dissipation and self-centering properties to seismic resisting systems. A prototype three-story steel dual-core self-centering braced frame (DC-SCBF) was designed, and its full-scale one-bay DC-SCBF was tested to

validate the system response. The DC-SCB was then replaced by the sandwiched buckling-restrained brace (SBRB) in a full-scale two-story frame, so the seismic performance of the DC-SCBF and the special mixed braced frame (SMBF) that has both the DC-SCB and SBRB in a frame could be evaluated. The full-scale two-story DC-SCBF, SMBF and BRBF subassembly specimen performed well up to an interstory drift of 2% after multiple tests. Nonlinear time history analyses were also performed on the prototype braced frames to obtain seismic demands.

## 鋼造結構物受震後的兩大課題

鋼造建築物中常見的制震系統以抗彎構架及斜撐構架為主，均利用結構構件非線性韌性行為降低結構物承受之地震力，但反覆的非線性行為易產生結構破壞與殘餘變形，使結構物修復的困難度大幅增加，因此 (1) 如何提升結構物在地震下的自復位能力以降低結構物受震後的修復費用，及 (2) 提升結構物在大地震後的抗震能力以承受接下來之地震是一項重要課題。同心鋼斜撐構架藉由斜撐提供高勁度與消能行為，但由於斜撐挫屈會導致結構破壞集中於特定樓層。作者等人<sup>[1-3]</sup>曾發展夾型挫屈束制斜撐（SBRB），此種新式挫屈束制斜撐將核心構件與兩組獨立分離之圍束構件利用螺栓栓接組合而成，斜撐耐震行為遠高於 AISC<sup>[4]</sup> 要求，地震過後亦可將圍束構件與核心構件相接之螺栓直接鬆開分離，檢查斜撐之核心構件是否發生破壞，

加速震後檢測及更換機制，達到節省成本及永續環保目的。雖然挫屈束制斜撐之良好遲滯行為能加強斜撐構架之耐震性能<sup>[5-10]</sup>，但結構物在地震作用下會因斜撐消釋能量而造成結構物產生殘餘變形<sup>[11-17]</sup>。

為減少結構物因地震災害造成之殘餘變形，亦有使用記憶合金製成之自復位斜撐被提出<sup>[18,19]</sup>，但記憶合金斜撐過於昂貴且難以根據結構物受大地震力作設計。因此學者 Christopoulos 等人<sup>[13]</sup>提出單核心自復位斜撐 (SCED)，由兩組鋼受壓構件、一組消能構件及施加於斜撐構件預力之拉力構件所組成，此自復位斜撐可承受軸向變形，並提供一穩定之能量消散與自復位之能力，但由於該自復位斜撐之變形量受制於所使用之拉力構件應變能力，因此對拉力構件線彈性應變需求極高，也無法使用於大變形需求下之斜撐構件。學者周中哲與陳映全<sup>[20-22]</sup>發展雙核心自復位斜撐 (DC-SCB)，利用增加一組鋼受壓構件與一組拉力構件改變斜撐中的傳力機制，在相同拉力構件應變下，使雙核心自復位斜撐變形量可達單核心自復位斜撐變形量的兩倍，或是在相同斜撐變形量下大幅降低對拉力構件彈性應變需求<sup>[3,15-17,20-27]</sup>。學者周中哲與鍾秉庭<sup>[10]</sup>進一步發展交錯型雙核心自復位斜撐，改變前一代雙核心自復位斜撐之兩組拉力構件與三組鋼受壓構件的配置，減少外圍斷面尺寸，且拉力構件所需施拉預力的數量僅為前一代雙核心自復位斜撐之拉力構件所需施拉預力數量的一半<sup>[27]</sup>。

本文首先介紹鋼造夾型挫屈束制斜撐 (SBRB) 及雙核心自復位斜撐 (DC-SCB) 之力學行為和工程應用實例，接著設計三層樓單跨雙核心自復位斜撐構架 (DC-SCBF) 與特殊抗彎構架 (SMRF)，利用 20 組地震歷時在設計地震層級地震力 (DBE) 與最大地震層級地震力 (MCE) 下對構架進行非線性動力歷時分析，探討構架之平均最大變形與殘餘變形的差異，並首次將預力自復位鋼造斜撐及夾型挫屈束制斜撐一起搭配應用於構架系統中，進行一層樓單跨 DC-SCBF 和二層樓單跨 DC-SCBF、二層樓單跨特殊混合斜撐構架 (SMBF) 及二層樓單跨 BRBF 之實尺寸構架耐震試驗，其中 SMBF 構架為 DC-SCB 及 SBRB 共同使用於單一斜撐構架中，實驗目的在於驗證不同斜撐構架之變形能力、消能能力、殘餘變形與耐用性能。

## 夾型挫屈束制斜撐及雙核心自復位斜撐之力學行為及試驗

### 夾型挫屈束制斜撐 (SBRB)

挫屈束制斜撐是一種韌性消能斜撐，作者等人研發的夾型挫屈束制斜撐 (圖 1(a))，主要由一組核心構件及兩組相同的圍束構件以螺栓夾合的方式組成<sup>[1]</sup>，此種 SBRB 的兩組圍束構件是由槽鋼鉚接於鋼板組成，內部可填或不填充水泥砂漿或混凝土，易於工廠內組裝，也易於現地拆解，提供建築物震後檢查核心構件的機會，也提供震後可更換損壞的核心構件機制，由於圍束構件可重複使用，因此具環保及永續使用功能，此種 SBRB 可以單或雙接合板與構架相接，雙接合板面外穩定度較單接合板高<sup>[2,3,15-17]</sup>。

作者等人於過去的研究中共計測試 15 種不同尺寸的夾型挫屈束制消能斜撐 (SBRB)，在臺灣已實驗過的 SBRB 最大長度為 8,660 mm，最大降伏力 5,200 kN，最大軸壓力 6,800 kN<sup>[8,9]</sup>，研究顯示此種 SBRB 的耐震性能 (圖 1(b) 與 1(c)) 遠優於美國 AISC<sup>[4]</sup> 耐震規範的各項要求，且最大軸力拉壓差比可小於 5%；11 m 長的夾型挫屈束制斜撐也曾於中國同濟大學大型實驗室進行反覆載重測試，斜撐反應非常良好，也遠優於中國耐震規範對挫屈束制斜撐的嚴格要求，試體測試結束經檢視也未發生破壞。

此種夾型挫屈束制斜撐分別於 2014 年使用於臺灣高雄市立圖書館新建工程及中國甘肅省科技館新建

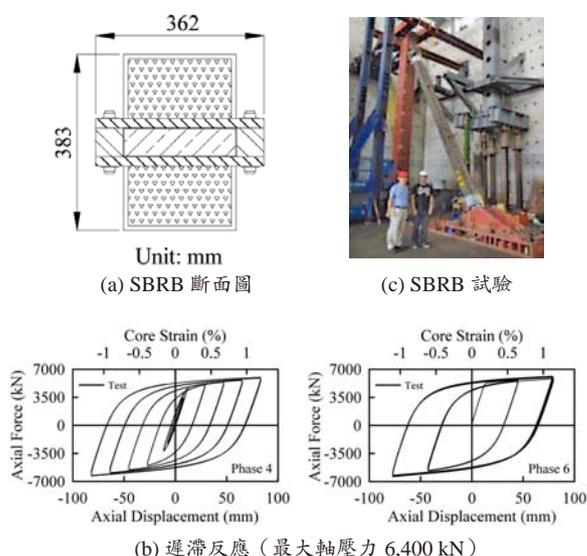


圖 1 7.56 m 長夾型挫屈束制斜撐 (SBRB) 試驗

工程的主要抗震消能機制(圖2),其中約6 m長且構件最大外斷面尺寸362 mm × 342 mm的夾型挫屈束制斜撐使用於高雄市立圖書館,並於2013年在內政部營建署建築研究所進行實尺寸測試,測試之最大軸拉力及軸壓力分別約為6,550 kN及6,800 kN(最大拉壓力差約4%),穩定的消能行為遠優於美國AISC<sup>[4]</sup>及臺灣耐震規範對BRB的要求<sup>[28]</sup>。

### 雙核心自復位斜撐(DC-SCB)

雙核心自復位斜撐(Dual-Core Self-Centering Brace, DC-SCB)不但能減低建築物在地震下的最大側向變形,並同時具自復位的能力以降低斜撐及建築物於地震後的側向殘餘變形(Residual Deformation)。周中哲與鍾秉庭於2014年發展交錯型雙核心自復位斜撐,其組成包含三組鋼受壓構件、兩組拉力構件、兩組消能構件及四片端板,其中第一核心構件、第二核心構件及外層構件均為一方形鋼管,外層構件將第一核心構件、第二核心構件及兩組拉力構件包覆其中,內端板固定於第二核心構件兩側,外端板放置於第一核心構件與外層構件之兩側。在斜撐端部由第一核心構件伸出之鋼板與外層構件之角鋼間利用螺栓固定,藉由界面之相對位移產生摩擦消能。

DC-SCB之力學行為如圖3所示,當軸拉力未超過消能構件與預力所提供之力量時,斜撐不會有明顯的變形量,當軸拉力超過消能構件與預力所提供之力量 $F_{dt}$ 時,斜撐發揮消能效果:



(a) 高雄市立圖書館



(b) 甘肅科技館

圖2 夾型挫屈束制斜撐(SBRB)在臺灣及中國大陸之工程應用案例

$$F_{dt} = P_{dt} + P_f = \frac{n}{2} T_{in} + P_f \quad (1)$$

其中 $n/2$ 為一組拉力構件之數量(內外層拉力構件數量皆為 $n/2$ ), $T_{in}$ 為單支拉力構件之初始預力, $P_f$ 為摩擦力。斜撐受軸拉時的開啟力 $F_{dt}$ 對應到開啟位移 $\Delta_{dt}$ :

$$\Delta_{dt} = \frac{P_{ob,in} + P_f}{K_{ob}} \quad (2)$$

其中 $P_{ob,in}$ 為外層構件在初始預力時所分配到的力量, $K_{ob}$ 為外層構件之軸向勁度。斜撐受軸拉時,斜撐之初始彈性勁度為 $K_{m,ti}(=F_{dt}/\Delta_{dt})$ ,而後彈性勁度 $K_{m,pt}$ 由軸向力量所經過的兩組拉力構件與第二核心構件之軸向勁度串聯而得:

$$K_{m,pt} = \frac{1}{\frac{1}{\frac{n}{2}K_{ten}} + \frac{1}{K_{2c}} + \frac{1}{\frac{n}{2}K_{ten}}} \quad (3)$$

其中 $K_{ten}$ 與 $K_{2c}$ 分別為單支拉力構件與第二核心構件之軸向勁度。當斜撐受軸拉時,外層構件會頂著右側外端板向方移動(圖3b),藉由外層拉力構件將力量從右側外端板傳至左側內端板,並由第二核心構件將力量傳至右側內端板,再由內層拉力構件將力量傳至左側外端板,此時斜撐之伸長量 $2\delta$ 為內層與外層拉力構件之伸長量( $\delta$ )之合,顯示拉力構件有 $\delta$ 的伸長量,整體斜撐會有 $2\delta$ 變形量。拉力構件之伸長量造成的額外拉力便可在斜撐卸載時將兩受壓構件拉回至初始位置,擁有自復位能力(圖3(c))。當斜撐受軸壓時,會有類似力學行為。

圖4為7.95-m長DC-SCB於國家地震工程研究中心進行六階段試驗,使用兩支油壓千斤頂施力於連接柱與斜撐的傳力梁上(圖4(a)),斜撐角度為 $26^\circ$ ,並利用雙接合板將梁柱與斜撐連結,此雙接合板因配置在斜撐端部兩側,距斜撐中心軸遠,造成雙接合板斷面慣性矩較傳統單接合板大,所以不易挫屈<sup>[3,15-17]</sup>。斜撐之鋼材使用ASTM A572 Gr. 50、兩組拉力構件使用12支ASTM A416 Gr. 270高強度鋼絞線及使用4顆M20 F10螺栓施加力量於C2680黃銅作為斜撐摩擦消能,DC-SCB的第一核心構件斷面尺寸為 $T250 \times 280 \times 8$  mm之方型鋼管,第二核心構件斷面尺寸為 $T210 \times 240 \times 10$  mm之方型鋼管,外層構件斷面尺寸為 $T340 \times 340 \times 8$  mm之方型鋼管(圖4(b))。本斜撐共進行六階段試驗,Phase 1為標準載重試驗,是為由小至大的層間側位移角(0.09%、



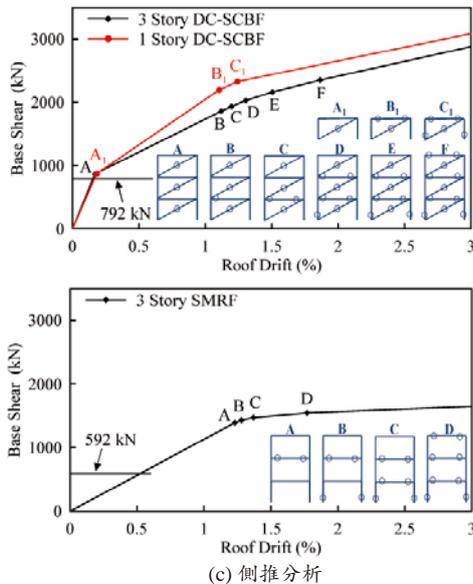
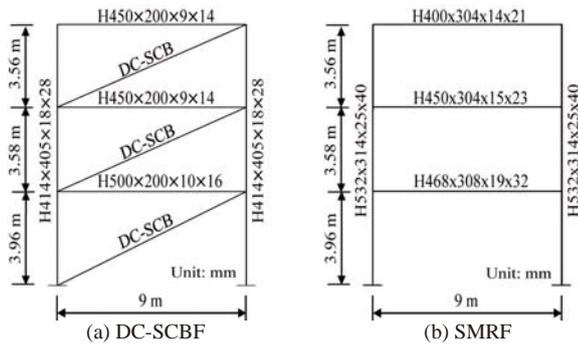


圖 5 三層樓單跨 DC-SCBF 及 SMRF 之構架尺寸和側推分析

大係數  $C_d$  為 5 (DC-SCBF) 和 5.5 (SMRF)，系統贅餘力的可靠係數  $\rho$  為 1.5 (DC-SCBF 和 SMRF)，結構物週期公式採用 ASCE [29] 耐震設計準則：

$$T_a = C_t h^x \quad (4)$$

其中  $C_t$  為 0.0731 (DC-SCBF) 和 0.0724 (SMRF)， $x$  為 0.75 (DC-SCBF) 和 0.8 (SMRF)， $h$  為結構物高度。因此三層樓單跨 DC-SCBF 和 SMRF 之設計參數如表 1 所示，三層樓單跨 DC-SCBF 及 SMRF 之電腦分析模型第一模態週期  $T_1$  分別為 0.47 秒及 1.02 秒。

三層樓單跨 DC-SCBF 及 SMRF 和一層樓單跨 DC-SCBF 利用電腦模擬分析軟體 PISA [30] 進行側推分析 (圖 5c)，圖中顯示 DC-SCBF 及 SMRF 在各頂層側位移角下之梁、柱及斜撐等各構件的降伏位置，可知三層樓單跨 DC-SCBF 及一層樓單跨 DC-SCBF 之構架初始勁度幾乎相同，且構架初始降伏力均大於設計基底剪力 792 kN (DC-SCBF) 及 592 kN (SMRF)。

表 1 三層樓單跨 DC-SCBF 及 SMRF 設計參數

構架類型	$C_s$	重量 (kN)	設計基底剪力 (kN)	第一模態週期, $T_1$ (sec)	規範週期, $1.4T_a$ (sec)
DC-SCBF	0.125	4222	792	0.47	0.62
SMRF	0.093	4222	592	1.02	0.69

### 三層樓單跨 DC-SCBF 與 SMRF 構架於地震下的反應

本研究挑選 20 個美國加州或臺灣的強地動地震紀錄進行動力歷時分析，地震紀錄規模從 6.7 至 7.3 不等，土壤類型為 C 或 D，挑選的紀錄不受近斷層效應影響，並以設計地震層級 (DBE) 下地震歷時放大 1.5 倍以探討構架在最大地震層級 (MCE) 下之耐震需求。由圖 6 可知，三層樓單跨 DC-SCBF 及 SMRF 之兩組構架系統在 20 組地震歷時下的設計地震反應譜及反應平均值，DC-SCBF 的層間側位移角反應明顯小於 SMRF 反應，且 DC-SCBF 在 MCE 地震層級下沒有如 SMRF 有明顯的殘餘變形產生。

### 鋼造夾型挫屈束制斜撐及雙核心自復位斜撐之構架試驗

本研究在 2014 年 3 月使用前述三層樓 DC-SCBF 中的一樓進行一層樓單跨實尺寸 DC-SCBF 構架試驗，並在 2014 年 12 月進行二層樓單跨實尺寸 DC-SCBF 構架試驗，接著將二樓之 DC-SCB 換成 SBRB 進行二層

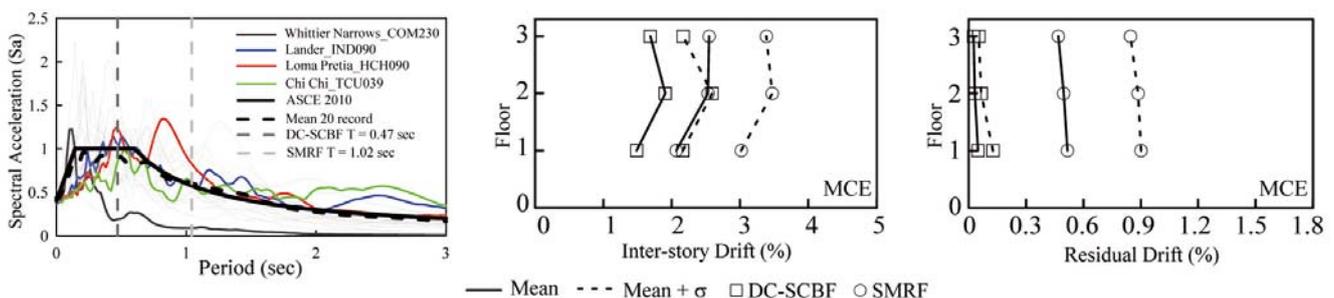


圖 6 三層樓單跨 DC-SCBF 和 SMRF 在 20 組遠斷層地震歷時之平均最大及殘餘變形角

樓單跨實尺寸 SMBF 構架試驗，試驗完成後則將一樓之 DC-SCB 換成 SBRB，進行二層樓單跨實尺寸 BRBF 構架試驗，構架試驗均在國家地震工程研究中心實驗室進行測試，目的在瞭解自復位斜撐構架與挫屈束制斜撐構架的耐震性能、側向勁度、消能能力與側向變形等行為。構架組成為 ASTM A572 Gr. 50 鋼材之一樓梁 (H500 × 200 × 10 × 16 mm)、二樓梁 (H500 × 200 × 9 × 14 mm)、柱 (H414 × 405 × 18 × 28 mm) 及接合板，一層樓及二層樓單跨實尺寸構架試驗均使用四支油壓千斤頂施力於連接構架試驗的傳力梁上，並利用雙接合板將梁柱與斜撐連結，此雙接合板因配置在斜撐端部兩側，距斜撐中心軸遠，造成雙接合板斷面慣性矩較傳統單接合板大，所以不易挫屈<sup>[3,15-17]</sup>。

本研究之四組構架試驗分別使用兩組夾型挫屈束制斜撐 (SBRB) 及兩組雙核心自復位斜撐 (DC-SCB)，兩組 SBRB 之核心構件消能段斷面積均為 55 mm × 18 mm，核心構件鋼材材質均為 SN490B，設計降伏力為 386 kN，並根據周中哲與陳昇陽<sup>[1]</sup>所提出的建議作設計準則；兩組 DC-SCB 之三組鋼受壓構件均使用 ASTM A572 Gr. 50 鋼材，拉力構件均使用 12 支 ASTM A416 Gr. 270 高強度鋼鉚線及使用 4 顆 M20 F10 螺栓施加力量於 C2680 黃銅作為斜撐摩擦消能，並根據以往的研究結果<sup>[10,21,22]</sup>作為斜撐的設計準則，因此 DC-SCB 之初始預力及摩擦力的設計參數如表 2 所示。

表 2 三層樓單跨 DC-SCBF 之斜撐在各樓層的設計參數

樓層	雙核心自復位斜撐特性					2% 層間側位移角	
	需求力量 (kN)	設計軸力 (kN)	鉚線預力 (kN)	摩擦力 (kN)	鉚線數量	最大軸力 (kN)	鉚線最大應變 (%)
3	349	400	277	123	8	941	0.75
2	630	700	416	284	12	1492	0.75
1	729	800	416	384	12	1597	0.76

## 一層樓單跨實尺寸 DC-SCBF 構架試驗

### ● 一層樓單跨實尺寸 DC-SCBF 試驗規劃

本研究<sup>[7-10]</sup>進行一層樓單跨實尺寸 DC-SCBF 構架試驗的標準反覆加載歷時是參考美國耐震規範 AISC<sup>[4]</sup>針對挫屈束制斜撐構架所建議之加載歷時，層間側位移角由小至大分別為 0.09%、0.18%、0.36%、0.5%、1%、1.5% 及 2%，除此之外，本研究也利用 20 組地震歷時針對所設計的三層樓單跨雙核心自復位斜撐構架進行非線性動力歷時分析，並依據設計地震反應譜

的相似度，挑選 IND090 與 TCU039 兩組地震分別在 DBE 層級與 MCE 層級下的一層樓位移反應歷時進行構架試驗的位移歷時控制。

為了檢驗一層樓單跨實尺寸 DC-SCBF 之變形能力、消能能力、殘餘變形及耐用性能，本研究共進行八階段試驗的反覆載重，各階段試驗分述如下。

1. 第 1 階段試驗 (無摩擦消能階段試驗)：由小至大的反覆加載 2 圈位移歷時至層間側位移角 0.5%，以檢驗初始預力。
2. 第 2 階段試驗 (無摩擦消能階段試驗)：由小至大的反覆加載 2 圈位移歷時至層間側位移角 2%，以檢驗 DC-SCBF 在斜撐無摩擦消能下的行為。
3. 第 3 階段試驗 (標準試驗)：由小至大的反覆加載 2 圈位移歷時至層間側位移角 2%，以檢驗 DC-SCB 在斜撐含有摩擦消能下的行為。
4. 第 4 階段試驗 (地震歷時試驗)：使用 IND090 DBE 層級之三層樓構架的一樓位移歷時作為 DC-SCBF 實驗的位移控制歷時。
5. 第 5 階段試驗 (地震歷時試驗)：使用 IND090 MCE 層級之三層樓構架的一樓位移歷時作為 DC-SCBF 實驗的位移控制歷時。
6. 第 6 階段試驗 (地震歷時試驗)：使用 TCU039 DBE 層級之三層樓構架的一樓位移歷時作為 DC-SCBF 實驗的位移控制歷時。
7. 第 7 階段試驗 (地震歷時試驗)：使用 TCU039 MCE 層級之三層樓構架的一樓位移歷時作為 DC-SCBF 實驗的位移控制歷時。
8. 第 8 階段試驗 (疲勞試驗)：固定層間側位移角 1.5% 下，重複加載 10 圈的位移歷時。

### ● 一層樓單跨實尺寸 DC-SCBF 試驗結果

不含摩擦消能裝置之雙核心自復位斜撐為一雙線性彈性行為，使得構架 DC-SCBF 在層間側位移角 0.5% 之前保持雙線性彈性行為，DC-SCBF 在第 1 與第 2 階段試驗可求得斜撐之初始預力為 440 kN，層間側位移角 1% 時梁近柱端降伏。在第 2 階段試驗之層間側位移角 1.5% 時，靠近千斤頂側之梁端翼板發生局部挫屈，此現象並無在梁柱與斜撐接合處發生，在第 2 階段試驗結束後，將梁端進行梁翼內側加勁板補強，使用 4 片 12 mm 厚的 ASTM A572 Gr. 50 鋼材銲接在易發生梁局部挫屈處的梁翼內部，加強千斤頂側之梁端抵抗局部挫屈的能力，此種梁翼內側加勁技術在過去也

進行過多組梁柱接頭實驗，證明此梁柱抗彎接頭具有在多次大變形實驗下仍能滿足美國及臺灣最新耐震規範的要求<sup>[31-33]</sup>。

第3階段試驗之加載歷時和第2階段試驗相同，但此階段斜撐使用 M20 F10 螺栓施力於 C2680 黃銅上而使斜撐提供摩擦消能。圖7為一層樓單跨實尺寸 DC-SCBF 在第3、第7及第8階段試驗之千斤頂側力與側位移關係圖，在第3階段試驗之層間側位移角1.3%時，靠近千斤頂側的梁端發生降伏，在層間側位移角2%時，靠近千斤頂側之梁端局部挫屈因梁翼內側加勁板而成功遠離柱面，且梁挫屈變形量小於第2階段試驗時之情形（圖8）。

圖9(a)為雙核心自復位斜撐（DC-SCB）和梁柱構架（MRF）之側力比，柱剪力由黏貼於柱腹板之三軸應變計轉換而得，斜撐軸力可由千斤頂側力減去柱剪力再和斜撐與水平夾角關係轉換而得，斜撐軸向變形

由架設於斜撐端部之位移計而得。由圖可知在第3階段試驗時，斜撐裝上消能裝置，使得斜撐所佔的側力比明顯高於梁柱構架的側力比。圖9(b)為 DC-SCB 和 MRF 之能量消散，顯示 DC-SCB 在第8階段試驗的消散能量和第3階段試驗的消散能量相似，且遠超過 MRF 的能量消散。圖9(c)為 DC-SCBF 在各階段試驗之斜撐的預力與摩擦力變化，圖中顯示斜撐預力在第2階段試驗時略為損失，之後均不再變化，多次試驗後則導致黃銅表面耗損而使得摩擦力逐漸減少，即斜撐提供的消散能量也會些許下降。

### 二層樓單跨實尺寸 DC-SCBF、SMBF 及 BRBF 三組構架試驗

#### ● 二層樓單跨實尺寸 DC-SCBF、SMBF 及 BRBF 三組構架試驗規劃

本研究進行二層樓單跨實尺寸 DC-SCBF、SMBF 及 BRBF 三組構架試驗的標準反覆加載歷時也是參考

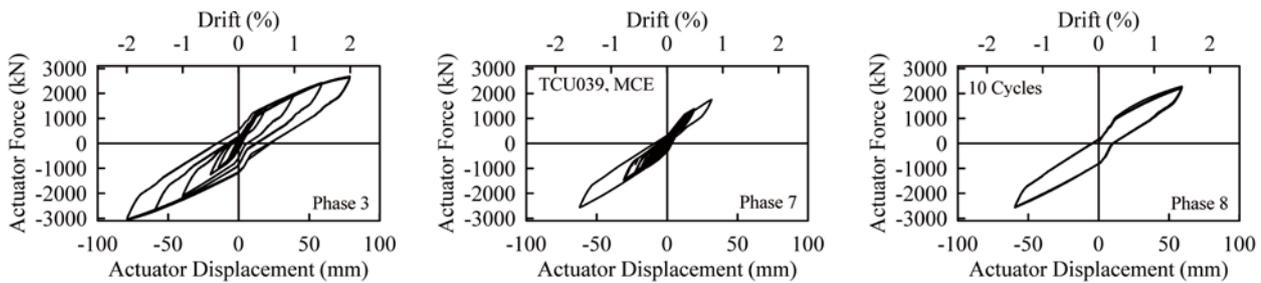


圖7 一層樓 DC-SCBF 之千斤頂側力與側位移關係圖（第3、第7及第8階段試驗）



圖8 一層樓 DC-SCBF 在層間側位移角2%之實驗情形（第3階段試驗）

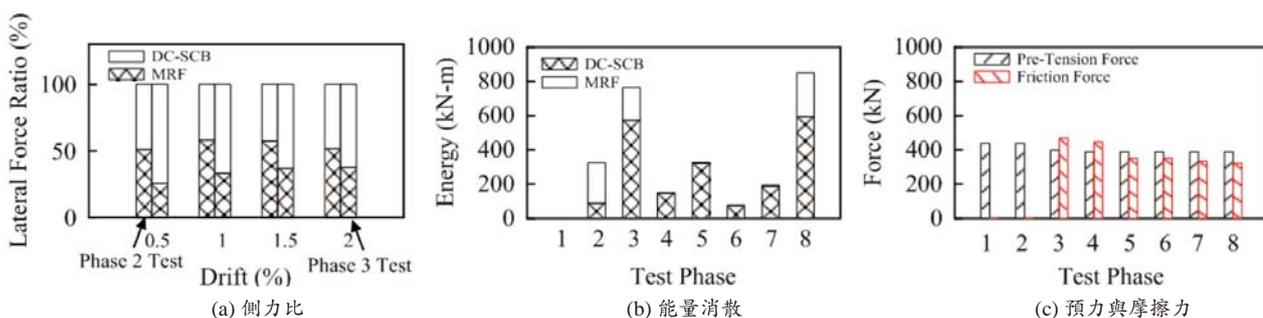


圖9 一層樓 DC-SCBF 在8次試驗下的比較

美國耐震規範 AISC<sup>[4]</sup> 針對挫屈束制斜撐構架所建議之加載歷時，二樓頂層側位移角分別為 0.05%、0.1%、0.2%、0.4%、0.8%、1.2% 及 1.6%，在二樓頂層側位移角達 1.6% 時，二樓的樓層間位移角可達 2%，一樓的層間位移角可達 1.2%。本研究也利用 20 組地震歷時針對所設計的三層樓雙核心自復位斜撐構架在 IND090 與 CNP196 兩組地震下 (MCE 層級) 之二樓頂層位移反應歷時進行構架位移控制試驗。

為了檢驗二層樓單跨實尺寸 DC-SCBF、SMBF 及 BRBF 之變形能力、消能能力、殘餘變形及耐用性能，本研究共進行六階段試驗的反覆載重，各階段試驗分述如下：

1. 第 1 階段試驗 (無摩擦消能階段試驗)：由小至大的反覆加載 2 圈位移歷時至二樓頂層側位移角 0.4%，以檢驗初始預力。
2. 第 2 階段試驗 (無摩擦消能階段試驗)：由小至大的反覆加載 2 圈位移歷時至二樓頂層側位移角 1.6%，以檢驗 DC-SCBF 構架在斜撐無摩擦消能時的反應。
3. 第 3 階段試驗 (標準試驗)：由小至大的反覆加載 2 圈位移歷時至二樓頂層側位移角 1.6%，以檢驗 DC-SCBF 構架在斜撐具摩擦消能時的反應。
4. 第 4 階段試驗 (地震歷時試驗)：使用 IND090 MCE 層級之三層樓構架的二樓位移歷時作為二層樓構架的位移控制歷時實驗。

5. 第 5 階段試驗 (地震歷時試驗)：使用 CNP196 MCE 層級之三層樓構架的二樓位移歷時作為二層樓構架的位移控制歷時實驗。

6. 第 6 階段試驗 (疲勞試驗)：固定二樓頂層側位移角 1.2% 下，重複加載 10 圈的位移歷時實驗。

● 二層樓單跨實尺寸 DC-SCBF、SMBF 及 BRBF 三組構架試驗結果

DC-SCBF 在第 1 階段試驗時，二樓層間側位移角達 0.14% 時二樓之 DC-SCB 達開啟力。DC-SCBF 在第 2 階段試驗時，二樓頂層側位移角 1.2% 之千斤頂側的柱底翼板降伏，二樓頂層側位移角 1.6% (二樓層間側位移角 2% 時) 之一樓及二樓梁端均產生些微降伏。DC-SCBF 在六階段試驗結束後，僅發現柱底、一樓和二樓梁端及接合板些許降伏，沒有發生挫屈或破壞現象。

DC-SCBF 在第 3 階段試驗之加載歷時和第 2 階段試驗相同，但此階段斜撐使用 M20 F10 螺栓施力於 C2680 黃銅上而使得 DC-SCB 斜撐提供摩擦消能能力。圖 10 為二層樓單跨實尺寸 DC-SCBF 在第 3 及第 6 階段試驗之千斤頂側力與側位移關係圖，整體構架反應穩定且力量對稱，並有良好的自復位消能行為。在第 3 階段試驗時，構架最大側力 2,074 kN，對應一樓及二樓斜撐最大軸力分別為 1,467 kN 與 1,633 kN (圖 11)，此圖也顯示二樓斜撐軸向變形大於一樓斜撐軸向變形，符合分析預期。

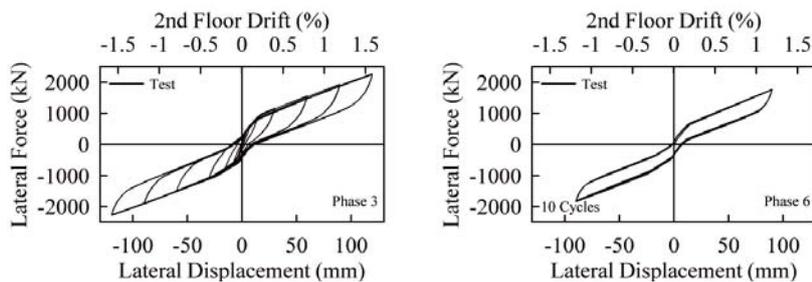


圖 10 二層樓 DC-SCBF 之千斤頂側力與側位移關係圖 (第 3 及第 6 階段試驗)

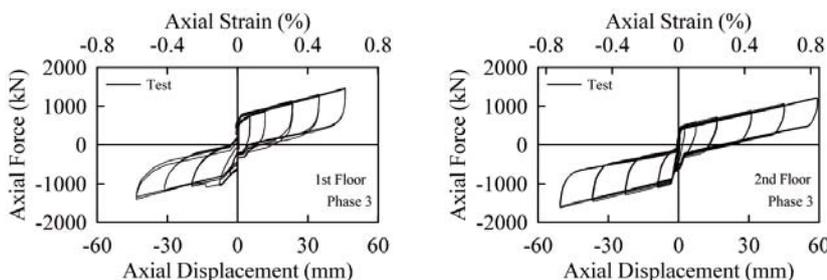


圖 11 二層樓 DC-SCBF 之斜撐軸力與軸位移關係圖 (第 3 階段試驗)



DC-SCBF 構架試驗結束後，將二樓 DC-SCB 換成 SBRB，接著進行和 DC-SCBF 相同的六階段 SMBF 構架試驗（圖 12(a)），SMBF 在前 4 階段試驗下的耐震行為均很好，在第 5 階段試驗結束後，發現靠近千斤頂側之二樓梁端下翼板與接合板焊接處發生些微裂縫，修補開裂處後進行第 6 階段試驗，SMBF 在第 6 階段試驗結束後，各構件沒有發現任何破壞及挫屈。SMBF 構架試驗結束後，將一樓 DC-SCB 也換成 SBRB，接著進行和 DC-SCBF 相同六階段的 BRBF 構架試驗（圖 12(b)），BRBF 在第 3 階段試驗之二樓頂層側位移角 1.6% 時（二樓層間側位移角 2% 時），靠近千斤頂側之二樓梁端發生輕微局部挫屈，第 3 階段試驗結束後，一樓上側接合板、二樓下側接合板與一樓梁端接合處鉚道發生輕微裂縫，經過修補後則進行後面三階段試驗。這些鉚道接合的裂縫皆起因於二層樓斜撐構架經歷過多次大變形的反覆載重測試造成鉚材及構件間的疲勞破壞，並不影響其耐震性能評估。

圖 13 為二層樓單跨 DC-SCBF、SMBF 及 BRBF 在第 3 階段試驗之千斤頂側力與側位移比較圖，在第 3 階段試驗之二樓頂層側位移角 1.6%（二樓層間側位移角 2%）時，DC-SCBF、SMBF 及 BRBF 之構

架最大側力分別為 2274 kN、1764 kN 及 1507 kN，顯示 DC-SCBF 擁有較大的最大側力與較小的殘餘變形，而 BRBF 則有較小的最大側力與較大的殘餘變形。圖 14(a) 為三組二層樓單跨構架之能量消散比較，圖中顯示在第 3 階段試驗時，DC-SCBF 所消散的能量為 168 kN-m，SMBF 與 BRBF 之消散能量分別為 DC-SCBF 的 1.3 倍與 1.2 倍，DC-SCBF 在六階段試驗後所消散的全部能量為 806 kN-m，SMBF 及 BRBF 之全部消散能量分別為 DC-SCBF 的 1.1 倍與 0.9 倍，雖然 DC-SCBF 擁有較大的最大側力，但第 3 階段試驗及全部能量消散反而是 SMBF 較多，而非 BRBF 較多。

圖 14(b) 為三組二層樓單跨構架之側向勁度比較，DC-SCBF 之側向初始彈性勁度為 43 kN/mm，SMBF 與 BRBF 之側向初始彈性勁度分別為 DC-SCBF 的 0.8 倍與 0.6 倍，DC-SCBF 之側向非彈性勁度為 21 kN/mm，SMBF 與 BRBF 之側向非彈性勁度分別為 DC-SCBF 的 0.8 倍與 0.7 倍，顯示雙核心自復位斜撐提供構架有較大的側向勁度。圖 14(c) 為三組二層樓單跨構架之側向殘餘變形比較，實驗也驗證雙核心自復位斜撐（DC-SCB）提供構架最佳的自復位能力。



(a) SMBF



(b) BRBF

圖 12 二層樓 SMBF 及 BRBF 在二樓頂層側位移角 1.6%（二樓層間側位移角 2%）下之實驗情形（第 3 階段試驗）

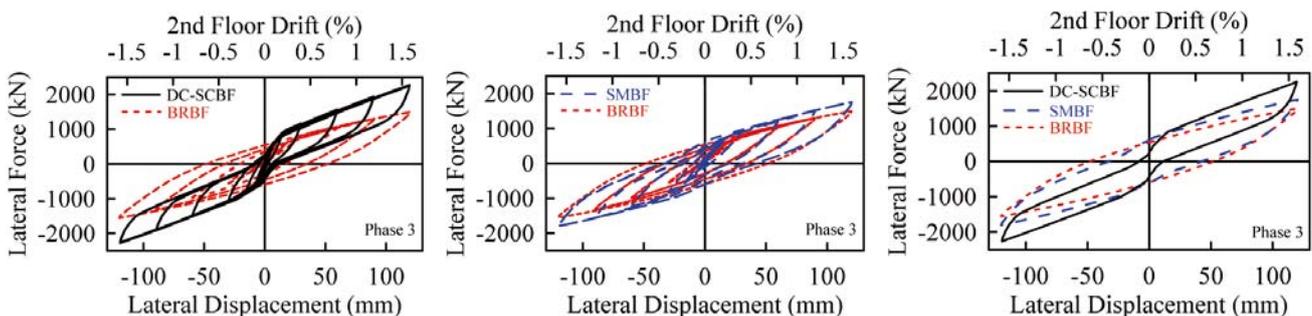


圖 13 二層樓 DC-SCBF SMBF 及 BRBF 之千斤頂側力與側位移關係（第 3 階段試驗）

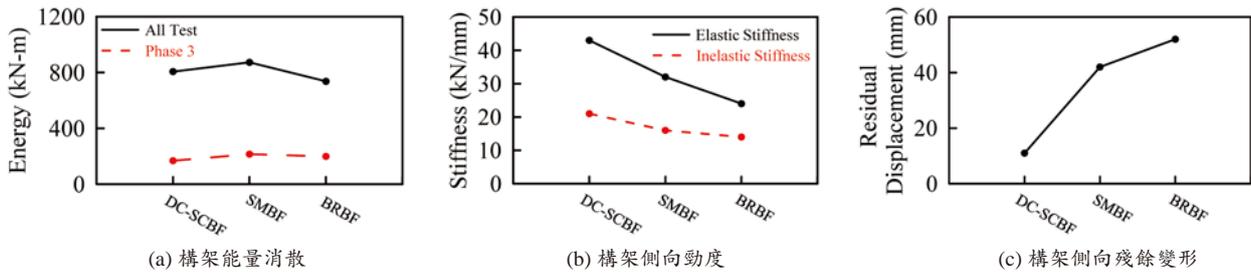


圖 14 二層樓 DC-SCBF、SMBF 及 BRBF 間實驗行為比較 (第 3 階段試驗)

## 結論

本篇文章首先介紹過去發展的夾型挫屈束制斜撐 (SBRB) 耐震性能與應用, 此種 SBRB 將核心構件與兩組獨立分離之圍束構件利用螺栓栓接組合而成, 易於工廠內銲接及組裝, 也易於現地拆解, 提供結構物震後檢查 BRB 核心構件的機會, 地震過後亦可將圍束構件與核心構件相接之螺栓直接鬆開分離, 並提供震後可只需更換損壞的核心構件機制<sup>[1,34,35]</sup>, 目前此種實驗過的夾型挫屈束制斜撐最大長度 11 m, 最大降伏力 5,200 kN, 最大軸壓力 6,800 kN, 最大拉壓力差可控制在 4%, 試驗數據顯示此種 BRB 的耐震性能遠優於美國 AISC<sup>[4]</sup>、中國及臺灣耐震規範的各項要求, 並實際應用於中國及臺灣的建築物中。

近年來為了要更進一步地發展兼具消散地震能量及自復位能力的抗震消能斜撐, 本文介紹新發展的雙核心自復位斜撐 (DC-SCB), 斜撐試驗結果顯示在反覆載重下有良好的旗幟型自復位遲滯迴圈之力學消能行為, 在層間側位移角 2.5% 時, 此種斜撐之最大軸力可達 6,500 kN<sup>[25-27]</sup>, 驗證雙核心自復位斜撐之整體變形能力可藉由兩組拉力構件串聯排列, 達拉力構件伸長量之兩倍, 並有優異的耐震性能, 且拉力構件可採用傳統的高強度鋼絞線或高分子複合材料纖維棒製成。

本研究也設計三層樓單跨雙核心自復位斜撐構架 (DC-SCBF) 與特殊抗彎構架 (SMRF), 利用 20 組地震歷時在設計地震層級地震力 (DBE) 與最大地震層級地震力 (MCE) 下對構架進行非線性動力歷時分析, 發現 DC-SCBF 之自復位及消能能力可達到較 SMRF 小的最大層間側位移角及殘餘變形, 過去研究也證實其最大層間側位移角及殘餘變形也較 BRBF 小<sup>[14,25-27]</sup>。

本研究亦進行一層樓單跨實尺寸 DC-SCBF 和二層樓單跨實尺寸 DC-SCBF、SMBF 及 BRBF 之耐震試

驗, 試驗結果顯示一層樓單跨實尺寸 DC-SCBF 在八階段試驗下所消散的總能量為 AISC<sup>[4]</sup> 標準反覆載重試驗 (第 3 階段試驗) 的 3.5 倍。二層樓單跨 DC-SCBF、SMBF 及 BRBF 在第 3 階段試驗之二樓層間側位移角 2% 時, 顯示 DC-SCBF 擁有較大的最大側力與較小的殘餘變形。在第 3 階段試驗時, DC-SCBF 所消散的能量為 168 kN-m, SMBF 與 BRBF 之消散能量分別為 DC-SCBF 的 1.3 倍與 1.2 倍, DC-SCBF 在共六階段試驗後所消散的全部能量為 806 kN-m, SMBF 及 BRBF 之全部消散能量分別為 DC-SCBF 的 1.1 倍與 0.9 倍, 累積能量顯示不同斜撐構架間之差距不大。同時, DC-SCBF 之側向初始彈性勁度為 43 kN/mm, SMBF 與 BRBF 之側向初始彈性勁度分別為 DC-SCBF 的 0.8 倍與 0.6 倍, DC-SCBF 之側向非彈性勁度為 21 kN/mm, SMBF 與 BRBF 之側向非彈性勁度分別為 DC-SCBF 的 0.8 倍與 0.7 倍, 顯示雙核心自復位斜撐提供構架有較佳的彈性及非彈性側向勁度, 使用 1 支 DC-SCB 取代 1 支 BRB 可使 2 層樓 BRBF 構架實驗時的側向勁度提高約 20%, 本研究也證實雙核心自復位斜撐構架有足夠的能量消散能力及降低構架受地震後殘餘變形之能力。

## 誌謝

本研究承蒙科技部補助三年期 (2013 ~ 2016) 的優秀年輕學者研究計畫及國立臺灣大學三年期 (2013 ~ 2016) 的桂冠型研究計畫, 使得鋼造夾型挫屈束制斜撐及雙核心自復位斜撐構架設計及 3 組實尺寸斜撐構架耐震實驗工作順利進行, 並感謝國家地震工程研究中心提供實驗方面的協助, 本研究科技部計畫編號: NSC-102-2221-E-002-101-MY3, 臺灣大學桂冠型研究計畫編號: 102R7771、103R7771、104R7771。

## 參考文獻

- 周中哲、陳昇陽 (2010)「可更換核心板之挫屈束制消能支撐耐震試驗及有限元素分析」, 結構工程, 第二十五卷, 第一期, 第 43-70 頁。
- 周中哲、劉佳豪 (2011)「挫屈束制消能斜撐構架接合板耐震設計及試驗分析」, 結構工程, 第二十六卷, 第四期, 第 91-100 頁。
- 周中哲、劉佳豪 (2012)「可更換核心板之挫屈束制消能斜撐實尺寸構架耐震試驗：單與雙接合板設計及驗證」, 結構工程, 第二十七卷, 第二期, 第 95-114 頁。
- AISC. 2010. Seismic provisions for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- 陳正誠 (2000)「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, 第 53-78 頁。
- 蔡克銓、賴俊維 (2002)「鋼骨消能支撐構架之耐震研究」, 結構工程, 第十七卷, 第二期, 第 3-32 頁。
- 周中哲、吳宗翰, Alexis Rafael Ovalle Beato, 鍾秉庭, 陳映全, 周志雄 (2014)「新型鋼造雙核心自復位斜撐構架設計與耐震試驗行為」, 研究報告編號：NCREE No. 14-029, 國家實驗研究院國家地震工程研究中心。
- 周中哲、鍾秉庭、范廷海、鄭宇岑、陳映全 (2014)「夾型挫屈束制斜撐及雙核心自復位斜撐減震技術發展與應用」, 減震技術通訊, 第一期, 第 15-20 頁, 中國。
- 周中哲、陳映全、范廷海、鍾秉庭、張武明 (2014)「鋼造雙核心自復位斜撐實驗分析與韌性斜撐構架之動力歷時行為」, 結構工程, 第二十九卷, 第三期, 第 81-104 頁。
- 周中哲、鍾秉庭 (2014)「交錯型雙核心自復位斜撐發展驗證：耐震試驗及有限元素分析」, 結構工程, 第二十九卷, 第二期, 第 82-103 頁。
- Fahnestock, L.A., Sause, R., and Ricles, J., 2003. Analytical and experimental studies on buckling restraint braced composite frames, Proc. Int. Workshop on Steel and Concrete Composite Construction, Rep. No: NCREE-03-026, National Taiwan University, Taiwan.
- Uang, C.M. and Kiggins, S., 2003. Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames, Int. Workshop on Steel and Concrete Composite Construction, Report No. NCREE-03-026, National Taiwan University, Taiwan.
- Christopoulos, C., Tremblay, R., Kim, H.J., and Lacerte, M., 2008. Self-centering energy dissipative bracing system for the seismic resistance of structures: development and validation, J. Structural Engineering, ASCE, 134(1), pp. 96-107.
- Tremblay, R., Lacerte, M., and Christopoulos, C., 2008. Seismic response of multistory buildings with self-centering energy dissipative steel braces, J. Structural Engineering, ASCE, 134, pp. 108-120.
- Chou, C.C., Liu, J.H., and Pham, D.H., 2012. Steel buckling-restrained braced frames with single and dual corner gusset connections: seismic tests and analyses, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 7(41), pp. 1137-1156.
- Chou, C.C. and Liu, J.H., 2012. Frame and brace action forces on steel corner gusset plate connections in buckling-restrained braced frames, Earthquake Spectra, 28(2), pp. 531-551.
- Chou, C.C., Liu, G.S., and Yu, J.C., 2012. Compressive behavior of dual-gusset-plate connections for buckling-restrained braced frames, J. Constructional Steel Research, 76, pp. 54-67.
- Filiatrault, A., Tremblay, R., and Kar, R., 2000. Seismic evaluation of friction spring seismic damper, J. Structural Engineering, ASCE, 126, pp. 491-499.
- Sheliang, W., Xindong, Z., Wang, S., and Junqiang, Z., 2004. The seismic response analysis of isolation structure with shape memory alloy re-centering dampers, in Proc. 10th JSSI Symp. On Performance of Response Controlled Buildings, Yokohama, Japan.
- 周中哲、陳映全、鍾秉庭 (2012)「雙核心預力拉伸自復位消能支撐裝置」, 中國、美國、日本及臺灣發明專利。
- 周中哲、陳映全 (2012)「鋼造雙核心自復位斜撐發展與耐震實驗：應用複合纖維材料棒為預力構件」, 土木工程學報, 第四十五卷, 第二期, 第 202-206 頁, 中國。
- 周中哲、陳映全 (2012)「預力雙核心自復位斜撐發展與耐震實驗」, 結構工程, 第二十七卷, 第三期, 第 108-126 頁。
- 周中哲、羅盛威、劉俊秀 (2012)「翼型鋼柱與鋼梁內加勁接頭耐震設計與試驗分析」, 結構工程, 第二十七卷, 第四期, 第 51-69 頁。
- Chou, C.C. and Chen, Y.C., 2013. Development of steel dual-core self-centering braces: quasi-static cyclic tests and finite element analyses, Earthquake Spectra. (available online, September 2013).
- Chou, C.C., Chen, Y.C., Pham, D.H., and Truong, V.M., 2014. Steel braced frames with dual-core SCBs and sandwiched BRBs: mechanics, modeling and seismic demands, Engineering Structures, 72, pp. 26-40.
- Chou, C.C., Chung, P.T., and Cheng, Y.T., 2014. Seismic tests of large-scale energy dissipating braces: dual-core self-centering brace and sandwiched buckling-restrained brace, 5th Asia Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.
- Chou, C.C. and Chung, P.T., 2014. Development of cross-anchored dual-core self-centering braces for seismic resistance, J. Constructional Steel Research, 101, pp. 19-32.
- 張盈智、周辰穎、劉佳豪 (2014)「高雄市立圖書館總館全懸吊結構之設計」, 第三屆海峽兩岸建築減震技術交流會議, 5 月 15 日, 臺北市, 臺灣。
- ASCE Standard, Minimum Design Loads for Building and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 2010.
- Tsai, K.C. and Lin, B.Z., 2003. Development of an object-oriented nonlinear static and dynamic 3D structural analysis program, Center for Earthquake Engineering Research, National Taiwan University, Taiwan.
- 周中哲、饒智凱 (2008)「鋼骨梁柱梁翼內側加勁板補強接頭耐震行為」, 結構工程, 第二十三卷, 第四期, 第 101-123 頁。
- Chou, C.C. and Jao, C.K., 2010. Seismic rehabilitation of welded steel beam-to-box column connections utilizing internal flange stiffeners, Earthquake Spectra, 26(4), pp. 927-950.
- Chou, C.C., Lo, S.W., and Liou, G.S., 2013. Internal flange stiffened moment connections with low-damage capability under seismic loading, J. Constructional Steel Research, 87, pp. 38-47.
- Chou, C.C. and Chen, S.Y., 2010. Subassembly tests and finite element analyses of sandwiched buckling-restrained braces, Engineering Structures, 32, pp. 2108-2121.
- Chou, C.C. and Chen, P.J., 2009. Compressive behavior of central gusset plate connections for a buckling-restrained braced frame, J. Constructional Steel Research, 65(5), pp. 1138-1148. 

# 全懸吊結構

## 高雄市立圖書館總館結構設計與施工

張盈智／築遠工程顧問有限公司結構設計專案總負責人暨總工程師

周辰穎／築遠工程顧問有限公司結構設計專案經理

劉佳豪／築遠工程顧問有限公司結構設計專案副理

### 摘要

高雄市立圖書館，地上結構以座落於四角落之巨型柱與八樓巨型桁架層組成巨型構架作為主要抗側力及垂直力系統，並利用鋼材受拉最有效率之設計原則，採高張力鋼棒懸吊三樓至七樓之樓版，有效縮小柱斷面尺寸，創造最佳之空間使用，同時實現了地面層無柱之開放空間。地下層則以經濟性最佳之鋼筋混凝土梁柱構造為主。本工程於完工後亦針對整體結構及樓版作微震測量與分析，以驗證理論分析與實體建物之震動頻率差異，及樓版震動之舒適性。

### Abstract

Kaohsiung Public Library is supported by 4 mega columns and a one-story high mega truss at eighth floor, forming both vertical and lateral-resisting systems. The third to seventh floor plates were suspended by high-strength tension rod connecting to the truss system of eighth floor. The structure performs the most efficient way of steel structure by subjecting to tensile force transference, and creates a maximum open space. The basement structure is reinforced concrete frame. In addition, tests and analysis of micro-vibrations were adopted to verify the differences between analysis and reality, and to confirm the comfort due to floor vibrations.

### 具空間穿透性的高雄市立圖書館總館

高雄市立圖書館總館基地北側臨 80 米寬新光路，南側臨 20 米寬之林森路，西行直連通並貫穿國際會展中心之中央內街可直達水岸。業主為高雄市政府文化局；建築設計：劉培森建築師事務所。

本工程所為創造地面層之空間穿透性，實現一層平面上不落柱的結構特色；利用四角落之服務核，以鋼構箱型柱、圓管柱、挫屈束至斜撐（BRB）等構件組成巨型柱（Mega Column），配合八樓之桁架層組成三維立體巨型構架（Mega Frame），形成本工程之主要結構系統，並將三樓至七樓圖書館使用空間懸吊於主結構系統下方；此外，就「安全管理」及「空間使用性」層面，本工程亦利用鋼材受拉效率最高之材料特性，以直徑 6 公分 ~ 12 公分的鋼棒取代傳統的結構柱斷面（90 cm × 90 cm），大幅提升室內空間之之視覺通透性，有效增進了使用空間之管理便利性。

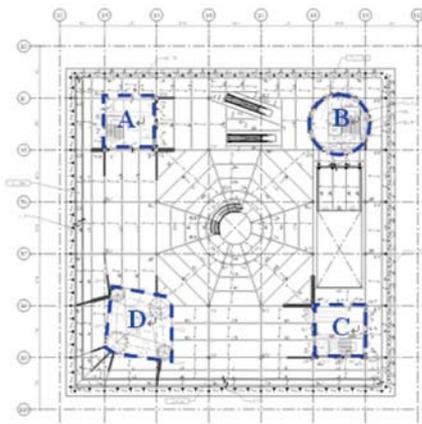
### 結構設計概要

#### 結構系統

本工程結構量體為地上八層，地下一層之鋼構造建物。圖 1(a) 為圖書館結構透視圖，主要結構系統可分為巨型柱、八樓巨型桁架層、鋼棒及格子梁系統，以懸吊系統之傳力方式，藉由高張力鋼棒將垂直載重向上傳遞至桁架層，再透過巨型柱將力量傳遞至基礎。巨型柱依平面配置（圖 1(b)）及使用情形可分為定義為四種型態（Core A-D），除作為整棟建築垂直方向之動線連結外，亦為本建物主要維生管線之配置空間；圖 2 為巨型柱與巨型構架 3D 示意圖，其亦為本工程主要之抗垂直力、側力之結構系統。八樓桁架層，空間使用需求為辦公室、會議室及演講廳等。於本層空間內配置有多組一層樓高之巨型桁架，以滿足吊掛 3F ~ 7F 樓板所需之強度需求，且各組桁架均跨於上述主要巨型柱上，組成完整之巨型構架，提供整體結構抗震及耐風之側向力設計需求。



(a) 結構透視圖



(b) 三樓結構平面圖

圖 1 高雄市立圖書館結構透視圖與平面圖

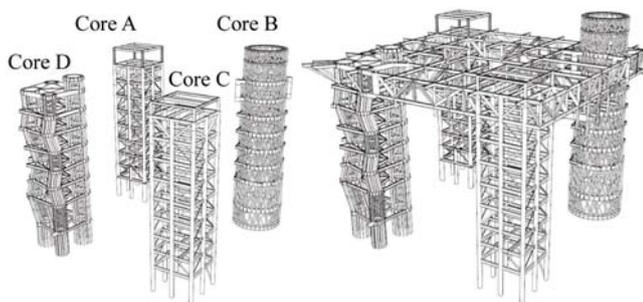


圖 2 巨型柱與巨型構架

## 構造材料

### ● 鋼筋與混凝土

本工程使用之混凝土，除 Core A、C 於 B1F ~ 2F 之柱內灌漿混凝土使用為  $420 \text{ kgf/cm}^2$ ，以及打底用混凝土使用為  $140 \text{ kgf/cm}^2$  外，其餘如主體結構、基礎... 等皆採用為  $280 \text{ kgf/cm}^2$  之混凝土；另因本案鄰近海邊，故於地下室（含一樓版）以下之混凝土採用 CNS 61 TYPE II 之卜作嵐水泥，其餘為 TYPE I。鋼筋依據尺寸區分材料規格，D13（4 號）及以上採用 CNS 560 SD420W  $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ，D10（3 號）及以下須符合 CNS 560 SD280W  $f_y = 2,800 \text{ kgf/cm}^2$ 。

### ● 鋼骨

本工程使用之鋼材依尺寸及使用用途作區分，如柱及其加勁板、接合板，以及桁架層之大梁，使用 SN490 B/YC 之鋼材，標準層大梁與斜撐（BRB）之鋼材則為 ASTM A572 Gr50，小梁以 ASTM A36 或 A572 Gr50 作為鋼材之選用，鋼棒部份則選用 SCM 440 ( $f_y = 8,500 \text{ kgf/cm}^2$ ) 之超高強度鋼材。

## 主樓構件概述

### ● 基礎結構及開挖工法

本工程開挖深度分別約為 5.7 m（超挖區），及 6.7、8.5 m（高樓區），由於基地面積廣大，在工期及地下室施工性之考量下，採用無內支撐工法。基地南北向因腹地較大，規劃採 1:1 斜坡明挖，可有效減少開挖費用及時間；東西向腹地較小，規劃採雙排型鋼配合橫版條作為懸臂擋土系統。

基礎型式採用高剛性之筏式基礎，地梁深度為 3.0 m。局部地梁依建築、機電需求，深度 4.8 m。筏基頂版與底版厚為 0.2 m 及 0.6 m；惟四核心柱底因結構需求高，因此規劃 3.0 m 厚之實心厚版。超挖區為抵抗地下水造成之上浮力，故回填低強度混凝土。

### ● 樓版

本工程一樓室內採用 25 cm RC 樓版，室外（超挖區）為抵抗浮力，因此使用 40 cm 之 RC 樓板壓重，其餘地上樓層以 12.5 cm 之鋼承版複合樓版為主，所有樓層均可符合 2 小時防火時效之要求而未噴覆防火批覆，並於樓版上方架設高架地版。

### ● 梁

本工程一樓以下採用場鑄鋼筋混凝土梁柱。二樓（含）以上主結構梁均為純鋼骨，柱、大梁與小梁之選用均為熱軋或組合 H 型鋼。

### ● 柱配置規劃

本工程主要結構柱為四個巨型柱，圖 3 為巨型構架立面圖。巨柱向下延伸至地下一樓，直接坐落於 3.0 m 實心基礎厚版上，依平面配置及使用情形可分別定義為 Core A-D。分別簡述如下：

1. Core A：由鋼構立面 BRB 斜撐構架組成立體之巨型柱。
2. Core B：各層交錯之圓形鋼管組成直徑 14.4 m（1F）~ 8.4 m（R2F）漸變筒狀結構。
3. Core C：由鋼構立面 BRB 斜撐構架組成立體之巨型柱。

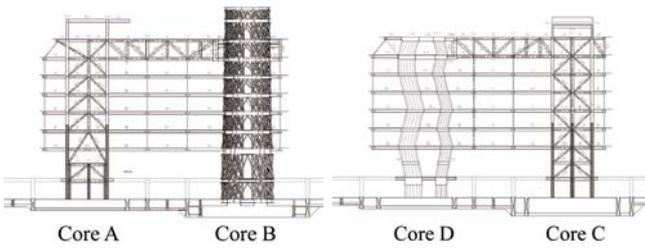


圖 3 巨型構架立面圖

4. Core D：由四支各自獨立之筒狀圓柱組成，直徑分別為 3 m 兩座與 4.4 m 兩座。

● 斜撐 (BRB)

本工程於 Core A 與 Core C 內配置 BRB 斜撐。

● 鋼棒配置及規劃

本工程之懸吊系統，採用高張力鋼棒，由八樓之巨型桁架層向下吊放，於室內標準區採 10.5 m × 10.5 m 之方形網狀配置；並配合中庭 (天井區) 作倒錐形環狀配置 (圖 4(a))。在各鋼棒接頭間，皆使用 H 型鋼作連接，組成 10.5 m × 10.5 m 之格子梁系統配置 (圖 4(b))。

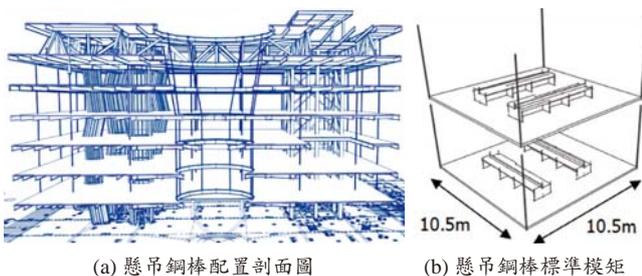
## 結構設計說明

### 動力特性

主樓地上層之結構體重量約為 18674 tf，考慮 P-D 效應下之結構體前 3 個自然震動週期分別為 1.052 秒 (Y 向)、0.957 秒 (X 向) 及 0.750 秒 (扭轉)。雖然主體結構中，四個巨柱 (Core A ~ Core D) 幾何配置上並不相同，為使動力行為良好，因此設計上針對各巨柱勁度作適度之調整，最終分析結果顯示，結構主模態 (mode 1、2) 以正向平移為主，且扭轉模態 (mode 3) 與平移模態有明顯之區隔。

### 耐震設計

由於台灣地區位處歐亞大陸板塊與菲律賓板塊之複雜交接地帶。在台灣的東北部，菲律賓海板塊由南向北



(a) 懸吊鋼棒配置剖面圖 (b) 懸吊鋼棒標準模矩  
圖 4 鋼棒配置圖 (劉培森建築師事務所提供)

沿著琉球海溝向下嵌入歐亞大陸板塊下方，而在台灣東南部，歐亞板塊則又引沒入菲律賓板塊而一直向東延伸至馬尼拉海溝。因此不同規模的地震發生頻繁，本工程針對耐震設計與分析，採用以下兩種作法。

● 法規設計地震力

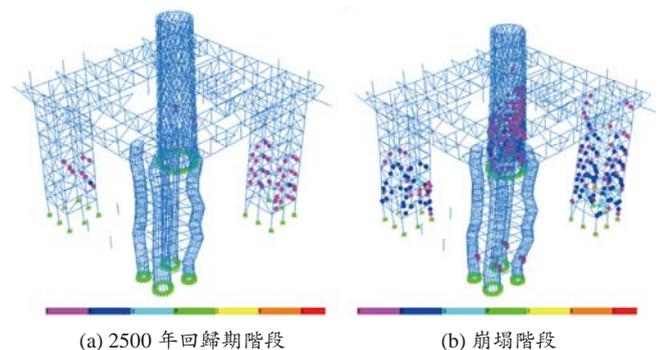
本工程設計法採用鋼構極限設計法 (AISC LRFD)，並依照內政部 100 年所頒布之耐震設計規範；計算得本工程之 X 向地震基底剪力為 0.1826W = 3410 tf，Y 向地震基底剪力為 0.1683W = 3143 tf 並將反應譜分析所得之地震力放大至前述之基底剪力，據以進行動力分析設計。

● 非線性側推分析

本工程除參考內政部所頒布之耐震設計規範外，並使用結構分析軟體 ETABS 進行非線性側推分析，整個分析架構參照 FEMA-273 所敘述的方式進行。並利用分析過程觀察到之塑鉸發生順序及分佈情形，對結構性能進行評估並檢核有無弱層的現象。圖 5(a) 對應 2500 年回歸期地震力時 (屋頂位移 17.8 cm)，主要消能機制由 BRB 提供，此時塑鉸主要分佈於 Core A、C 之 BRB 上，以及 Core B 桿件 (模擬特殊同心斜撐 (SCB) 行為之鋼管) 上。主因配合建築外觀之要求，Core B 及 Core D 之幾何較為複雜，結構行為相對較難掌握，因此希望 Core B 及 Core D 可採較保守之設計。圖 5(b) 對應崩塌前之階段 (屋頂位移 34.22 cm)，此時結構仍屬穩定。

### 柱配置及分析設計

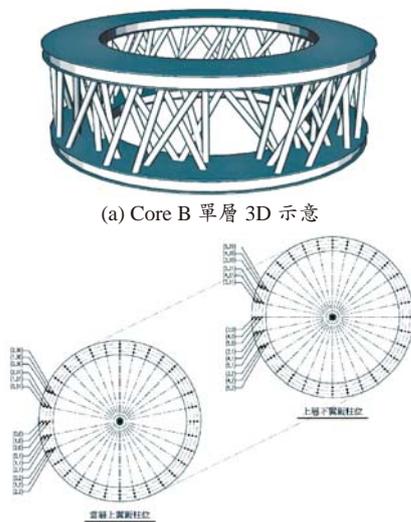
本工程抗側向力系統主要以四個巨型柱 (Core A ~ Core D) 組成，其中 Core A、C 為一般箱型柱與 BRB 斜撐所組成，Core B 為放射狀 SCB 鋼管所組成，Core D 由環狀陣列之組合方管串接而成。以下對 Core B 及 Core D 之鋼柱設計作介紹。



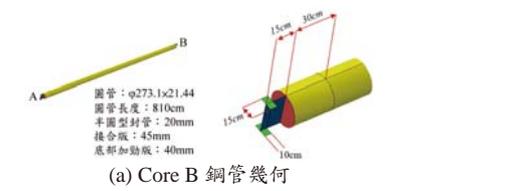
(a) 2500 年回歸期階段 (b) 崩塌階段  
圖 5 非線性側推分析塑鉸分佈圖

● Core B 鋼管

Core B 由放射狀鋼管與環狀鋼梁串接而成 (圖 6(a))，每層鋼管由 32 組 × 3 列之交錯連線配置而成 (圖 6(b))，標準層鋼管尺寸為  $\phi 219$ ，1F & B1F 則採用  $\phi 273$  之鋼管尺寸，由於接合型式較特別，因此鋼管及接合之設計，除了在設計地震力下保持彈性之外，亦需檢核其在極限應力狀態下，仍有足夠之銲道強度以避免脆性破壞之行為。極限應力之分析為藉由有限元素軟體建立之單一桿件之模型幾何，推估鋼管在極限應力狀態下，其接合端之應力值 (圖 7)，以確保任何單一圓管之破壞不發生於接頭端。



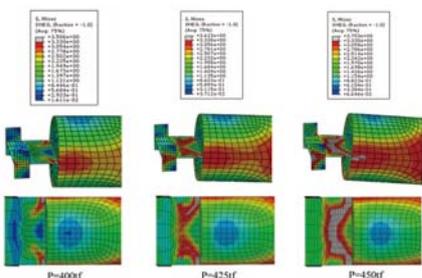
(a) Core B 單層 3D 示意  
(b) Core B 平面示意  
圖 6 Core B 細部圖示



(a) Core B 鋼管幾何



(b) Core B 鋼管挫屈應力分析



(c) Core B 鋼管接合處應力分佈

圖 7 Core B 桿件幾何及應力分析圖

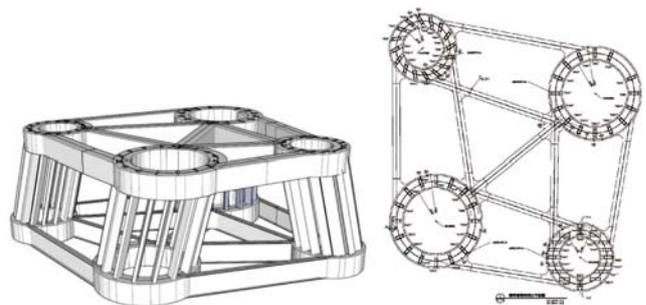
● Core D 組合方管

Core D 為配合建築立面造型，由四支各自獨立之筒狀圓柱，單一筒狀圓柱是由 16 支尺寸為 TUBE450 × 175 之組合方管，環狀排列而成 (圖 8(a)、8(b))。Core D 之組合方管除了要滿足在設計地震力下保持彈性外，由前述之側推分析可知，在最大考量地震力 (2500 年回歸期) 下，所有桿件均未降伏，因此可確認 Core D 同時具備高勁度及高強度之特性；此結果亦與原設計之目標一致。

BRB 分析設計

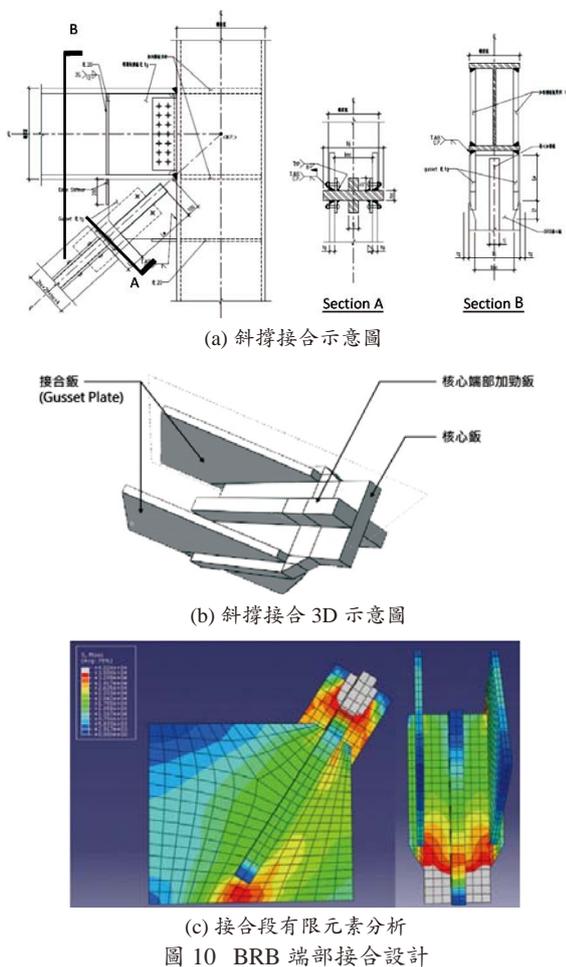
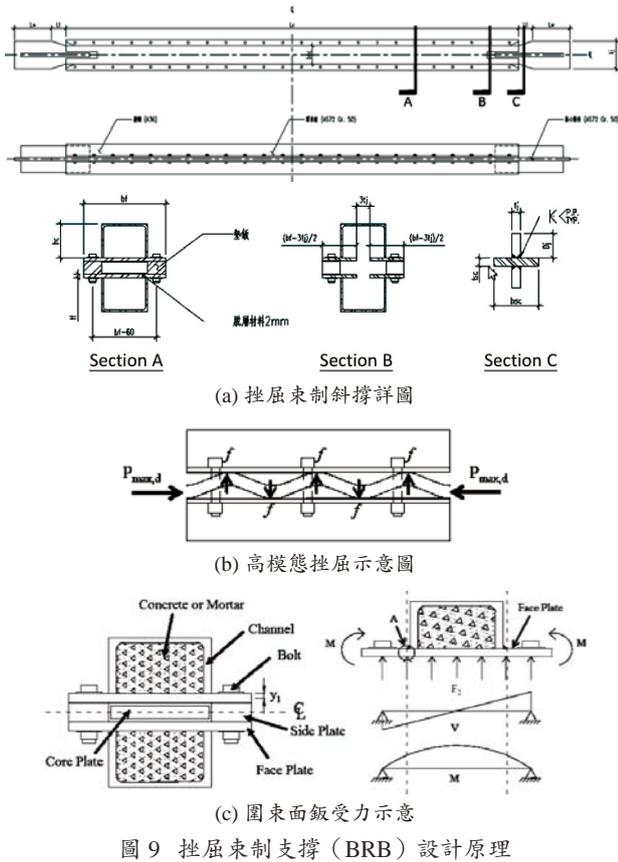
本工程之 BRB 參照可更換核心鈹之挫屈束制支撐 (周中哲及陳昇陽 2008,2010) 之內容作設計，圖 9(a) 為本工程所採用之 BRB 設計圖，如圖 Top View 所示為本工程 BRB 標準圖，核心單元皆由單一核心鈹構成，並於核心鈹端部銲接垂直加勁鈹，使其成十字形斷面 (SECTION C)，以提供端部穩定；圍束單元是由兩組獨立的圍束構件利用墊鈹及螺栓栓接組合而成 (SECTION A、B)，而任一組圍束構件是由鋼鈹與長槽形鋼構件銲接後，將內部澆置無收縮水泥砂漿組合而成，且圍束單元及螺栓強度設計如圖 9(b)、9(c) 所示。在高模態挫屈下，可求得核心與圍束構材之接觸力，並以此作為設計螺栓及圍束構材之需求；脫層單元採用 2 mm 之矽膠，主要目的為降低 BRB 極限軸壓及軸拉力強度上的差異。

另本工程 BRB 之接合型式為核心端鈹以水平方式插入雙片接合鈹 (圖 10(a))，並且事先於 BRB 端鈹銲上假固定用連接鈹，以螺栓假固定後，方可完成接合鈹與 BRB 間之銲接。由於此處接合鈹之設計需滿足斜撐發揮極限強度下仍保持彈性，因此以有限元素分析驗證其在此極限狀態下仍符合設計需求 (圖 10(b)、(c))。



(a) Core D 單層 3D 示意  
(b) Core D 平面示意

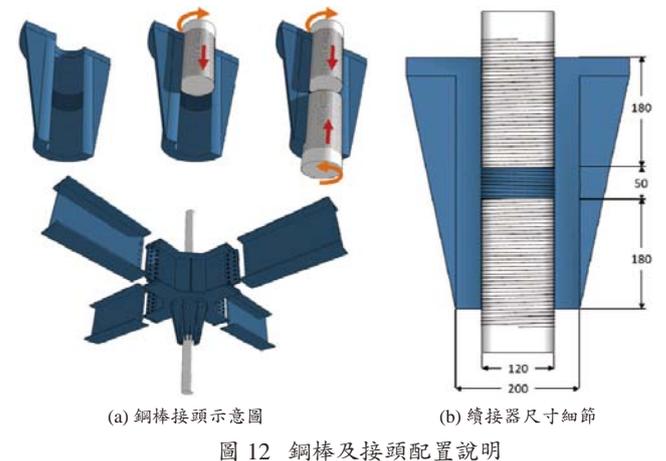
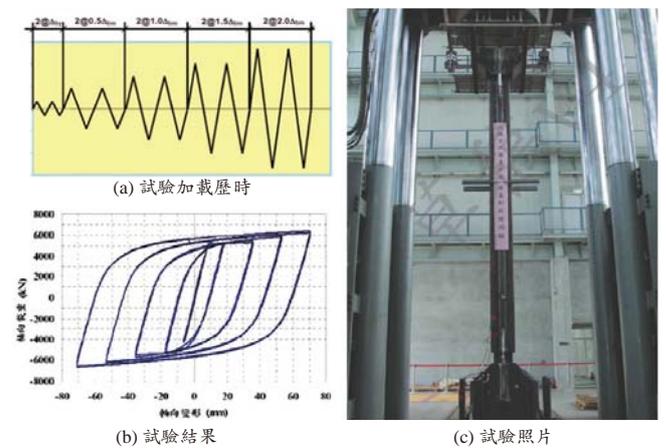
圖 8 Core D 細部圖示



挫屈束制支撐為本工程之主要消能元件，因此於內政部營建署臺北實驗室進行實尺之 BRB 軸向試驗 (圖 11)，試驗之 BRB 噸數採 600 tf，加載歷時如圖 11(a)，試驗結果 (圖 11(b)) 可觀察出斜撐在非彈性狀態下，可發展出飽滿、穩定之遲滯行為。

### 鋼棒分析設計

懸吊系統為本案設計要點，本工程鋼棒標準模矩採 10.5 m × 10.5 m 之配置，上下層鋼棒採續接器 (圖 12(a)) 之方法作串接。配合正反向車牙，亦可於有限範圍內調整梁頂高程。續接器之材料與鋼棒相同，採用符合 CNS G3063 之 SCM 440 (同 JIS 4051 標準， $f_y = 8.5t/cm^2$ ) 以上進行設計。以直徑為 12 cm 之鋼棒為例，使用 M120 × 6 之螺紋，旋合長度 18 cm (1.5 倍鋼棒直徑配置)。鋼棒斷面積為 113.09 cm<sup>2</sup>，續接器尺寸設計 (圖 12(b)) 採用同材質外徑為 20 cm 之圓鋼棒車牙製造，其斷面積為 201.06 cm<sup>2</sup>，為鋼棒斷面積之 1.77 倍。



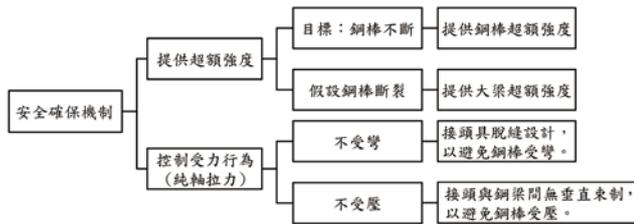
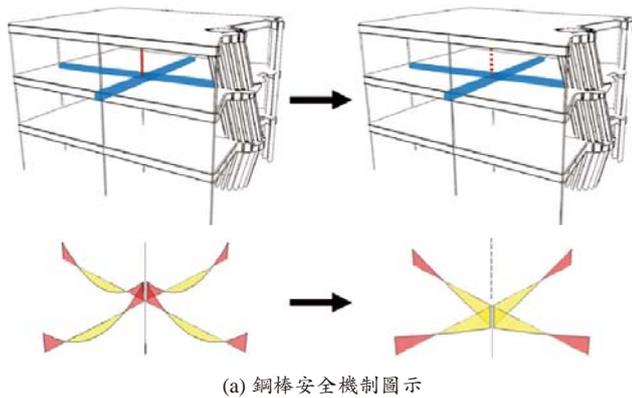
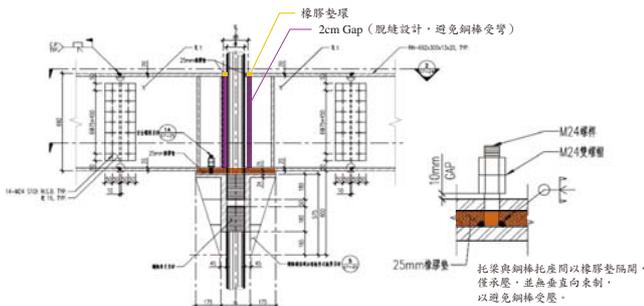


圖 13 鋼棒懸吊系統設計理念



(a) 鋼棒安全機制圖示



(b) 鋼棒接合詳圖

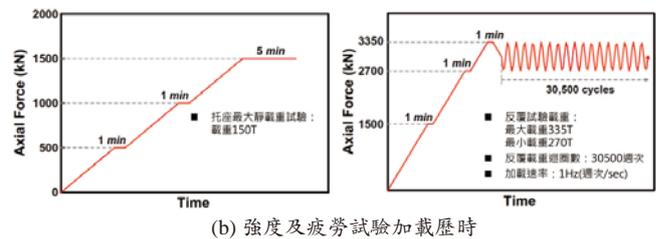
圖 14 鋼棒懸吊系統安全機制說明

本工程鋼棒之設計理念為使用受純軸拉力、具超額強度之鋼棒，搭配具超額強度之鋼梁組成網狀懸吊系統，設計上提供一安全機制（圖 13）。除鋼棒接頭本身具有超額強度外，亦考慮在任一樓層任一支鋼棒破壞之情況下，原本 10.5 m × 10.5 m 之連續梁行為改變成 21.0 m × 21.0 m 之十字梁（圖 14(a)），即使在此條件下，鋼梁仍能滿足設計之強度需求，結構安全無虞。另外在接頭細節（圖 14(b)）上，於鋼棒與十字托梁間採脫縫設計（避免鋼棒受彎）；且十字托梁與鋼棒托座間僅以橡膠墊隔開，無垂直束制（避免鋼棒受壓）。

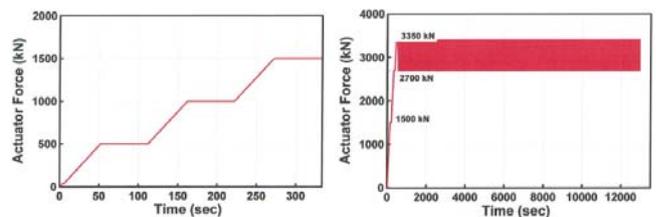
為證實本工程懸吊鋼棒及其接合之安全性及永續性，亦於財團法人國家地震中心進行實尺寸之鋼棒接頭試驗，含鋼棒、托座接頭及十字托梁（圖 15(a)），試驗之鋼棒直徑為 100 mm，加載歷時如圖 15(b)，試驗結果（圖 15(c)）皆滿足設計需求。



(a) 實尺寸鋼棒接頭組試驗照片



(b) 強度及疲勞試驗加載歷時



(c) 試驗結果

圖 15 鋼棒接頭試驗說明

### 施工流程說明

本工程招標採異質最有利標，得標施工廠商為春原營造（鋼構部份由春源鋼鐵負責）。一般建物構築方式，為由基礎循序而上，各層立柱施作完成後再施作當層梁、版結構；由於本工程採懸吊系統，故樓版之施作時機需待懸吊鋼棒完成後方能施作。在工序上概分為 (1) 四角落巨柱組立，(2) 巨型桁架層吊裝，(3) 鋼棒吊裝固定，(4) 吊裝各層梁版。

巨柱組立部分 Core A、Core C 為規則之單跨梁柱及斜撐構架，吊裝方式不予贅述，其中 Core B 由環梁與各鋼管在空間中交錯組成，考慮單元運送之困難度下，選擇採用以桿件單元現場組立之方式完成。工序上先由基礎層內埋置鋼環，並架設臨時支撐（詳圖 16-1），接著依編號安裝放射狀鋼管（詳圖 16-2），同時間地組各層環梁（詳圖 16-3），並以之作為下一層放射狀鋼管之放樣基準，以此施工順序由下而上完成 Core B 巨柱之施作（詳圖 16-4 ~ 圖 16-7）。



圖 16 Core B 施工流程說明 (春源鋼鐵提供)

Core D 則由四座在空間中扭轉之筒狀巨柱所組成，每座巨柱單元均在工廠內分別組立完成運送至現場，現場則依序吊裝各巨柱，為確保單一巨柱單元之穩定性，除架設臨時支架外，兩兩巨柱完成後均立刻以環梁連接 (詳圖 17-1)，再進行下一個巨柱吊裝，待當層四個巨柱完成後，再進行下一樓層吊裝 (詳圖 17-3 ~ 圖 17-6)，以此順序由下而上完成 Core D 巨柱之施作。Core B 及 Core D 之施工照片可詳圖 18、圖 19。

四角落巨柱完成後，為避免架設臨時構台影響日後之施工動線，桁架層採用類似鋼橋之懸臂施工方式，以巨柱作為支撐，大跨距桁架段均採地組後直接吊裝，並焊接於巨柱上 (詳圖 20)。

鋼棒吊裝之工法選擇上，施工單位為減少空中接合之次數，規劃鋼棒與接頭採地面組立後成串吊裝；而為避免成串吊裝時對鋼棒及接頭產生之額外彎矩，另外由施工單位 (春源鋼鐵) 設計了一組臨時支撐架 (詳圖 21)，將各層之鋼棒與接頭在支撐架上結合後再以吊車將整組支撐架吊起固定 (詳圖 22)，這樣的施工方式有效的將空中接合次數由 272 次降低為 50 次。此外為提高施工期間鋼棒串之穩定性，所有鋼棒串均以臨時鋼索束制於一樓地板上，如圖 23 為鋼棒吊裝完成全景。待鋼棒吊裝完成後，則分別由上至下組裝各層鋼梁及樓版。另外，於天井區鋼棒施工詳圖可另詳圖 24。

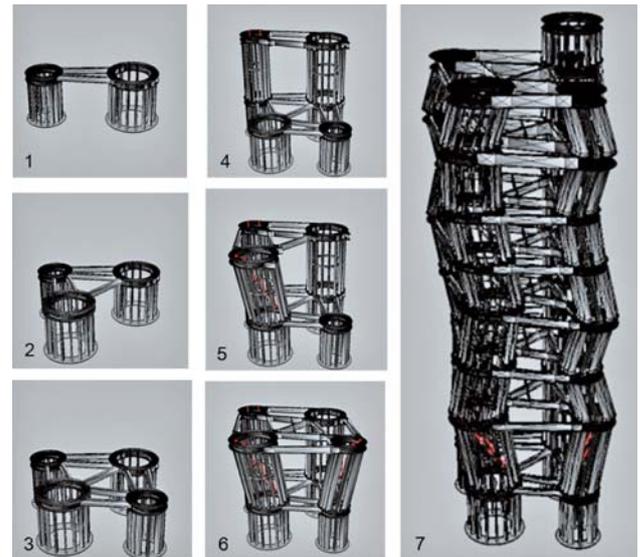


圖 17 Core D 施工流程說明 (春源鋼鐵提供)



圖 18 Core B 施工實景照片 (春源鋼鐵提供)

本工程整體之懸吊施工流程全景可詳圖 25，圖中顯示了巨柱、頂層桁架之組立順序，及鋼棒及各層樓版之吊裝、由下而上之施工特色。

### 微震試驗分析

本工程於完工後，為驗證理論分析與實務之差異性及樓版震動之舒適性，亦進行微震試驗及分析評



(1) 低板台實際運輸情況

(2) 環標立柱及吊裝



(3) 環標吊裝-1

(4) 環標吊裝-2



(5) 節次完成

(6) 末節環標僅能使用吊車本桿吊裝



(7) 末節環標吊裝實際情況-1

(8) 末節環標吊裝實際情況-2

圖 19 Core D 施工實景照片 (春源鋼鐵提供)



圖 20 屋頂桁架層吊裝施工照片 (春源鋼鐵提供)

估，實驗儀器採用日本 Tokyo Sokushin Co. Ltd. 製造，型號 VSE-15D 之微震感應器（為一速度計），歷時記錄系統則採用型號 SPC-51 之攜帶型記錄器（詳圖 26），以及 CV-374V 三軸速度規。

整體結構微震測量試驗以屋頂作為試驗區域，於屋頂配置三組三軸速度規同時測量，以便量測該結構物之 X 方向、Y 方向以及結構物本身的扭轉頻率。樓版微震測量試驗以三樓樓版作為試驗區域，因該層樓主要以鋼棒懸吊，故在四根鋼棒中間量測以了解該樓板之垂直震動頻率，相關佈置儀器點位如圖 27 所示。

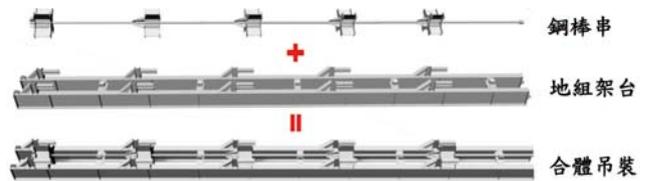


圖 21 鋼棒地組安裝說明 (春源鋼鐵提供)



圖 22 鋼棒地組及吊裝施工照片 (春源鋼鐵提供)



圖 23 鋼棒吊裝完成施工全景照片



圖 24 鋼棒於天井區施工照片



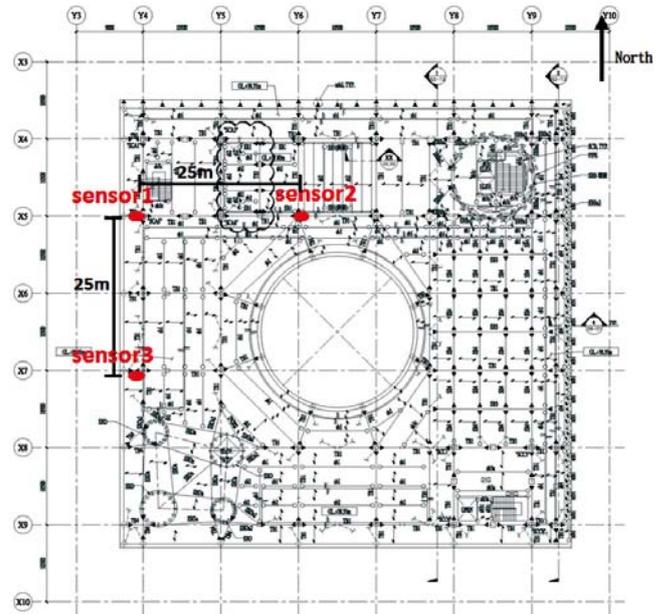
圖 25 施工流程說明照片



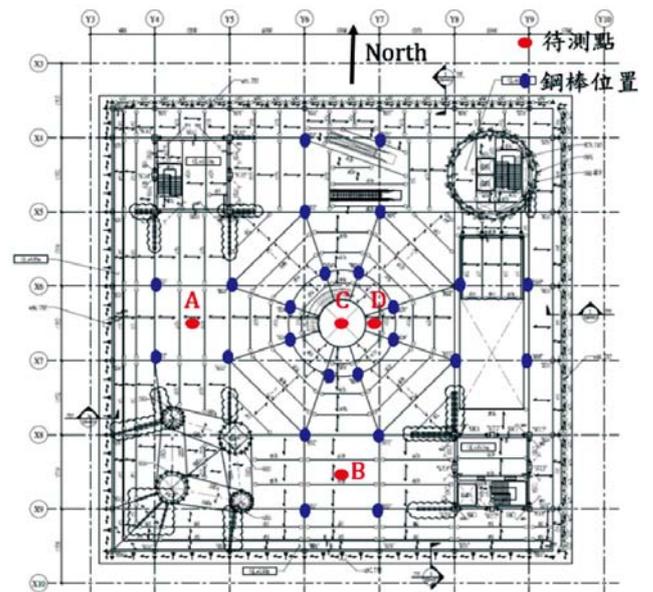
圖 26 微震試驗儀器

整體結構自然頻率之試驗結果，即屋頂各測點軸向震動 FFT 震幅圖如圖 28 所示，由圖可知 X 軸方向之三個感測器第一模態頻率為 1.053 Hz、1.053 Hz 以及 0.99 Hz，Y 軸方向三個感測器第一模態頻率皆為 1.057 Hz，且扭轉頻率 X 軸以及 Y 軸皆有兩個相同模態頻率 0.987 Hz 以及 1.307 Hz。

樓版垂直震動測量試驗結果，即三樓樓版各測點垂直向震動 FFT 震幅圖如下圖 29，由各震幅圖可以得到 A 點頻率為 6.167 Hz，B 點頻率為 6.082 Hz，C 點較不明顯，頻率值分別為 2.537 Hz、6.377 Hz 以及 10.27



(a) 屋頂層儀器佈置



(b) 三樓儀器佈置

圖 27 微震試驗儀器佈置

Hz，D 點頻率值為 2.563 Hz 以及 6.417 Hz。

各試驗比較結果如圖 30，比較歸納之結果後可觀察出，整體結構物頻率之試驗值可貼近模型分析值；另外，關於樓版震動之部份，由於國內目前尚無相關規範，因此引用中國國家標準（GB50010-2010- 混凝土結構設計規範），利用頻率限值之方式對建築物作自震頻率之驗算，即住宅（> 5 Hz）、辦公大樓及旅館（> 4 Hz）、大跨度公共建築（> 3 Hz），又本案樓版垂直震動頻率約 6.1 Hz 左右，因此可滿足舒適性之要求。

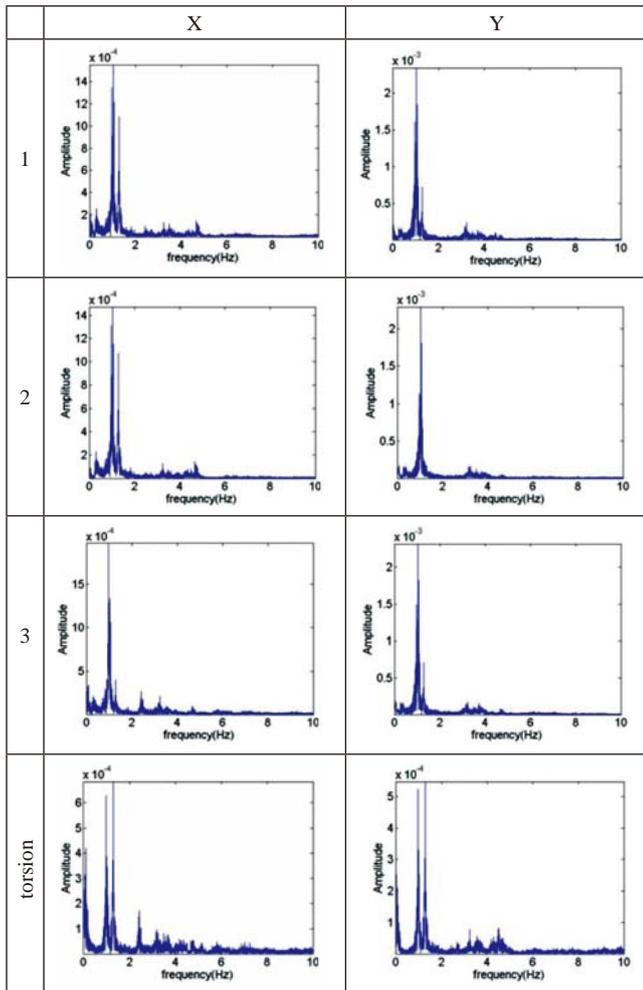


圖 28 屋頂自然頻率試驗結果

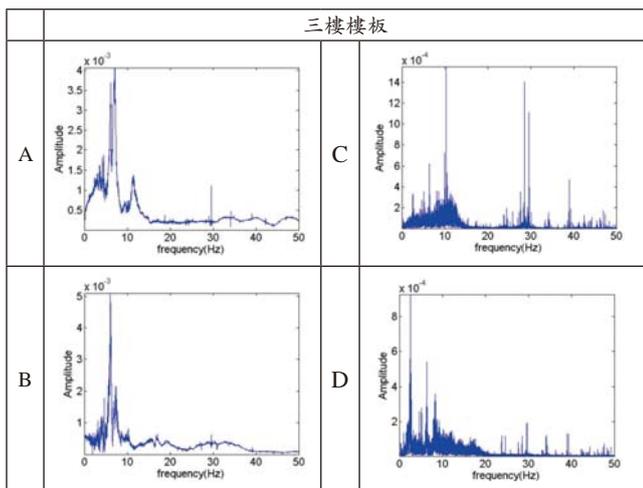


圖 29 三樓樓版垂直頻率試驗結果

### 結語

本工程以建造一棟創新觀念的圖書館為目標。結構設計當然也需以最嚴謹的態度為之，然而如何完成一棟兼具使用性及安全性的高效結構新地標，卻需要

	X-Dir.	Y-Dir.	Torsion
微震量測	1.053	1.057	1.307
Etabs Model	1.045	0.951	1.333

(a) 整體結構自然頻率比較 (Hz)

	A	B	C	D
微震量測	6.167	6.082	6.377	6.417

頻率限值要求：住宅及公寓 > 5 Hz 辦公室及旅館 > 4 Hz 大跨度公共建築 > 3 Hz (GB50010-2010)

(b) 局部樓版震動頻率比較 (Hz)

圖 30 微震試驗結果歸納

所有設計、監造單位與施工單位共同努力始可順利達成，創新的工法及學術研發單位所開發的新設計，亦成為本工程得以順利進展的幕後功臣。本文謹提出高雄市立圖書館結構的設計概念，及各施工階段之流程說明，以供工程界參考之用。

### 誌謝

本工程在前期規畫階段，首先感謝國立台灣大學蔡克銓教授提供許多寶貴的意見；於細設審查階段，亦承蒙台大地震中心之審查委員：周中哲教授、陳俊杉教授、洪宏基教授、羅俊雄教授、黃燦輝教授之指導；完工後亦感謝台灣大學土木系主任呂良正教授協助進行微震試驗及分析，最後對於所有提供協助的相關人員，致上最由衷的謝意。

### 參考文獻

1. 「建築技術規則」，內政部，99，3
2. 「結構混凝土設計規範」，內政部，100，7
3. 「建築物耐震設計規範及解說」，內政部，100，7
4. 「建築物耐風設計規範及解說」，內政部，96，1
5. 「建築物基礎構造設計規範」，內政部，90，10
6. 「鋼構造建築物鋼結構設計規範與解說」，內政部，96，9
7. Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-05, by American Concrete Institute (ACI).
8. Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design, AISC.
9. Chou, C. C., Chen, S. Y. (2010). "Subassembly Tests and Finite Element Analyses of Sandwiched Buckling-restrained Braces." Engineering Structures, 32, pp. 2108-2121.
10. Chou, C. C., Liu, J. H., Pham D. H. (2012). "Steel Buckling-Restrained Braced 11. Frames with Single and Dual Corner Gusset Connections: Seismic Tests and Analyses." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 7(41), pp. 1137-1156.
11. GB50010-2010，中華人民共和國國家標準 — 混凝土結構設計規範。

# 特殊造型劇院建築之 隔震系統應用與鋼結構細部設計

郭錫卿／永峻工程顧問股份有限公司協理

洪雅惠／永峻工程顧問股份有限公司專案經理

謝紹松／永峻工程顧問股份有限公司董事長

## 摘要

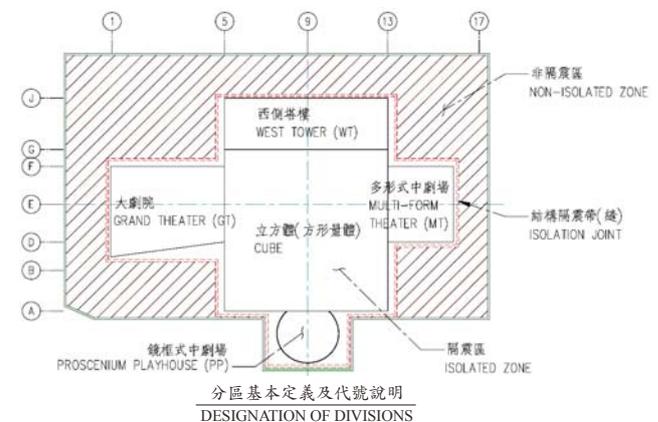
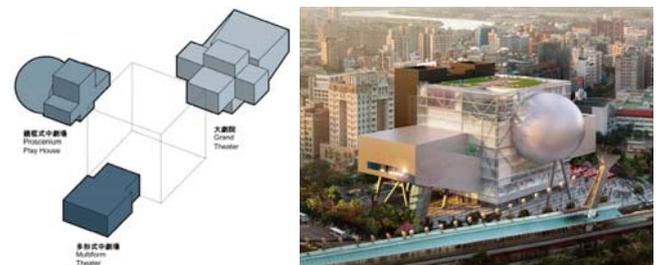
本文主要介紹台北藝術中心之工程設計案例，其基地位置位於台北市北側，鄰近士林夜市與捷運劍潭站，為一地上十二層、地下一層之劇院建築。建築量體主要包括一個大劇院、兩個中型劇院以及對應的排練室、辦公室及工作間。建築總樓地板面積約為 58,650 m<sup>2</sup>，基地面積為 20,750 m<sup>2</sup>。

本案建築結構採用基礎隔震系統，相較於傳統結構，採用隔震系統可以顯著降低結構體的地震力，適用於本案複雜而不規則之建築結構形式。隔震裝置則採用首次應用於台灣之摩擦單擺型滑動支承（Friction Pendulum Isolation System）。隔震層上方主體結構則主要由箱型之梁、柱、跨層大斜撐及多組桁架系統組成的鋼骨造結構。

## 台北藝術中心建築概要

本計畫為興建以各類大型表演及戲劇演出為主軸的表演藝術中心，其建築各部之主要組成分述如下：

- 方形量體：約為 55 m 高，50 m 長、50 m 寬，包括了所有舞臺、後臺等設施，大廳、辦公室及排練室。
- 三個劇院：分別為大劇院（GT：1,500 席）、多形式中劇場（MT：800 席）、鏡框式中劇場（PP：800 席）。觀眾席則自方形量體向外延伸並透過結構柱支撐其載重。建築理念上最大的要點是大劇院與多形式中劇院尚可整合為超級大劇院從而提供更多元與彈性的使用自由度。
- 停車場和建築設備室位於在單層地下室。  
建築意象與分區之基本定義如圖所示。



## 結構設計目標

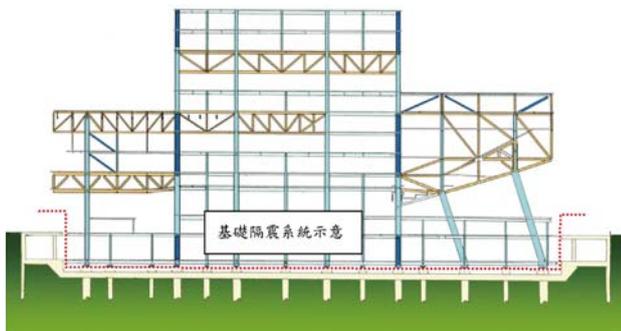
依據業主（台北市政府文化局）針對本案於技術設計準則中之要求，「結構計算之抗震係數需達醫院建築之抗震標準」，且其基本原則為「減少人員及室內財物之損傷，並確保於最短時間內恢復使用」，依此作為規劃本案結構系統之主要準則。

## 結構系統

本案建築結構採用基礎隔震系統，除了能符合上述業主設定之結構設計目標外，另一考量為因應本案在平面與立面均屬不規則性之結構，傳統耐震基本結

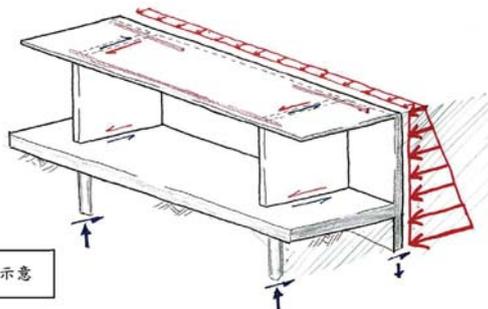
構系統所定義之韌性容量 R 不易直接認定為本案結構之所需，故採行隔震系統使上部結構在設計地震下仍能維持結構體之彈性，同時亦降低了非結構構材之損壞程度。

隔震區範圍涵蓋所有主要之上部結構柱，隔震層則設置在 B1F 下方，高度需求為 2.7 m。隔震層上方結構為地下一層及地上十二層之鋼骨造結構，系統規劃主要區分立方體區（含西側塔樓）、大劇院、多形式中劇場及鏡框式中劇場分述於後；非隔震區則為 RC 結構。



本案基礎型式採用樁基礎，配合基地承載層變化之走勢載重由基樁底部點承力及表面摩擦力共同承擔。在載重較輕之區域，抗拔樁則結合基礎平板抵抗上浮力。橫向力主要通過基樁之剪力傳導到地下。

土壓力藉由地下室周圍之連續壁抵抗，在局部開挖較深區域採用複壁加勁。另因上部隔震結構與地下室隔離而不傳遞任何土壓力，規劃地下連續壁與非隔震區一樓樓版結合，並與垂直於地下連續壁的剪力牆（作用如扶壁）作為永久抵抗土壓力之構造。在局部與隔震縫相鄰之地下連續壁，則設置外扶壁加勁。

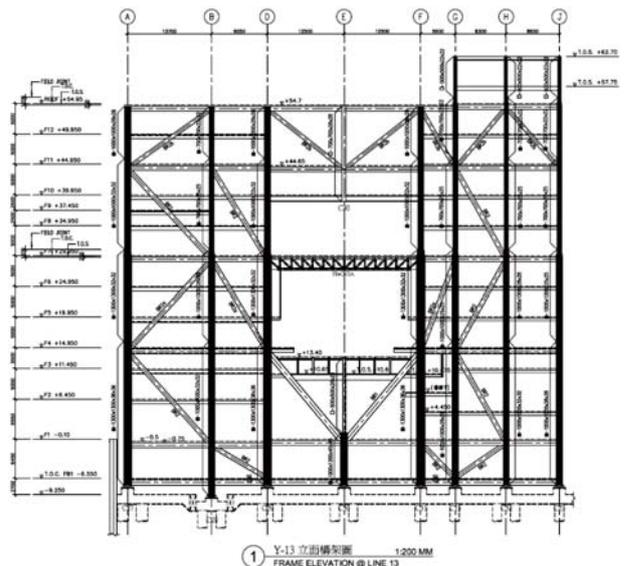


上部結構系統說明如下：

● 立方體區 (CUBE)

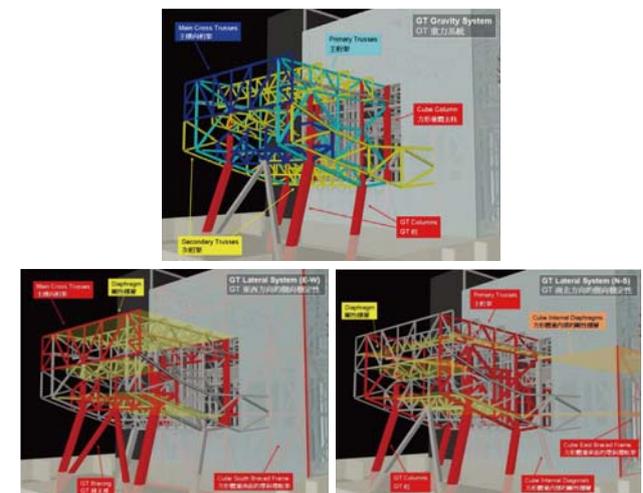
立方體區之結構配置主要係在四面軸線 X-A、X-G、Y-5、Y13 設置跨層之大斜撐，提供主體結構良好之側向及抗扭穩定性（如下圖以 Y-13 為例）；並考量在 B1F、1F、4F、7F、11F 及 RF 等樓層之大梁與柱及

斜撐剛接，構成整體之斜撐構架系統，且上述樓層因具較為完整之樓板，可提供作為剛性樓板之作用。



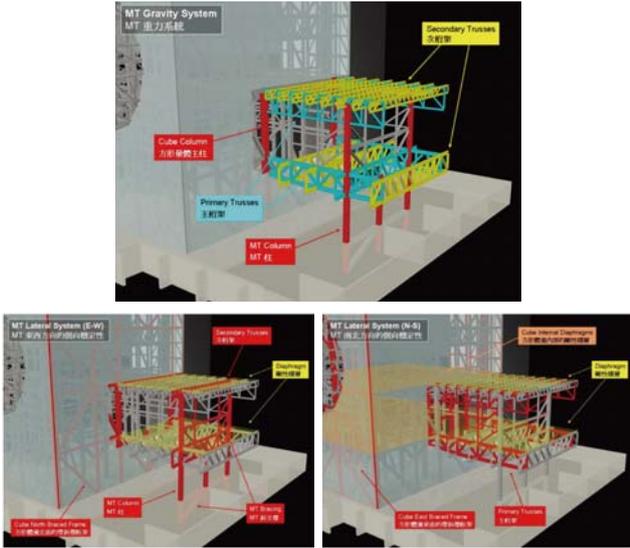
● 大劇院 (GT)

大劇院（以下簡稱 GT）長 37 m，寬 39 m。從立方體區 (CUBE) 3 樓到 8 樓南側延伸出來。主構架位於大劇院觀眾席兩側，由全高南北向的桁架和四根斜柱所組成。主桁架與 CUBE 內轉換桁架構成連續桁架。水平載重和垂直載重即藉由主桁架傳遞至斜柱與 CUBE 之主斜撐構架系統。



● 多形式中劇場 (MT)

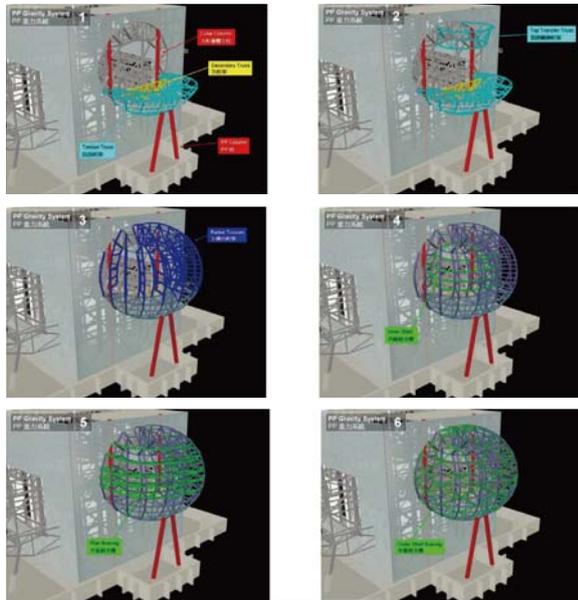
多形式中劇場（以下簡稱 MT）約 29 m 長，31 m 寬。從 CUBE 北側 3 樓到 7 樓延伸出來。整體構造與大劇院相似，透過東西向桁架支撐樓板垂直載重並傳遞至南北向主桁架與 CUBE 內轉換桁架相連接。水平載重和垂直載重即藉由主桁架傳遞至外部 3 支垂直柱與 CUBE 之主斜撐構架系統。



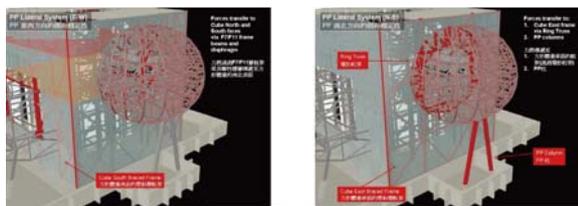
● 鏡框式中劇場 (PP)

鏡框式中劇場 (以下簡稱 PP) 觀眾席為半橢球型結構，從 CUBE 東側 5 樓到 12 樓突出約 26 m。

PP 主構造為立體鋼桁架，由 CUBE 主柱和外部倒 V 柱 (Λ) 支撐。與 CUBE 連接的環形桁架可使重力載重通過立體桁架傳遞到主柱，而鋼構件組成之薄殼體則提高了結構系統之靜不定度，移除個別構件並不致影響系統的整體性，藉此使得內外殼體間可以具備更大之彈性作為通道，動線和燈光等設備及開孔之用。



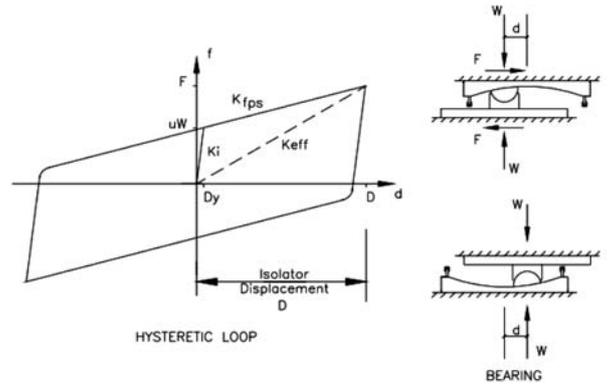
PP - 重力系統



PP - 側向系統

摩擦單擺型滑動支承之適用性

設計邏輯與主要特點



Definitions

- u = Dynamic Friction
- W = Vertical Load
- R = Radius of Curvature
- Ki = Initial Stiffness =  $\frac{uW}{Dy}$
- Kfps = Stiffness of FP Bearing =  $\frac{W}{R}$
- D = Design Displacement
- F =  $uW + \left[\frac{W}{R}\right]D$
- T = Bearing Period =  $2\pi\sqrt{\frac{R}{g}}$
- Keff = Effective Stiffness =  $\frac{F}{D}$
- Teff = Effective Period =  $2\pi\sqrt{\frac{W}{Keff \cdot g}}$
- B = Effective Damping =  $\frac{2}{\pi} \left[\frac{u}{u+D/R}\right]$
- Dy = 0.10 in.

主要特點說明如下：

- 隔震周期與垂直載重無關 (independent)

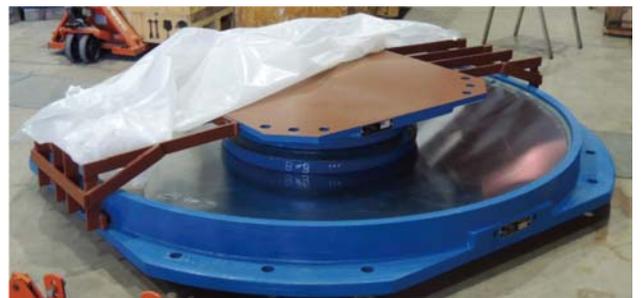
$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{eff} g}} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{\left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D}\right) g}}$$

- 隔震器水平向勁度與垂直載重成正比，隔震層剛心與建築物質心自然重合。

$$k_e = \frac{F}{D} = \left(\frac{W}{R}\right) + \left(\frac{\mu W}{D}\right)$$

基本設計參數

- 動摩擦係數標準值 (Nominal Dynamic Friction Coefficient)  $\mu_{dyn} = 0.06$
- 等值滑動面曲率半徑 (Equivalent Pendulum Length of Each Device) R = 6,200 mm



## 本案適用性

- 隔震周期與垂直載重無關 (independent)，有利於本案對載重之高度變動要求。
- 隔震器水平向勁度與垂直載重成正比，可使隔震層剛心與建築物質心自然重合，適用於本案複雜及不規則之建築配置。
- 高面壓之承受力，有助於本案部分主柱極大之承載需求。

## 結構分析說明

### 地震力說明

本基地位處台北盆地，屬地震台北二區，依據建築物耐震設計規範及解說，相關地震參數為：

設計反應譜 ( $S_{ad}$ )

$T \leq 0.2 T_0^D$	$0.2 T_0^D \leq T \leq T_0^D$	$T \geq T_0^D$
$S_{ad} = S_{DS} (0.4 + 3T/T_0^D)$	$S_{ad} = S_{DS}$	$S_{ad} = S_{DS} T_0^D / T$

最大考量地震反應譜 ( $S_{aM}$ )：

$T \leq 0.2 T_0^M$	$0.2 T_0^M \leq T \leq T_0^M$	$T \geq T_0^M$
$S_{aM} = S_{MS} (0.4 + 3T/T_0^M)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{MS} T_0^M / T$

式中：

$S_{DS}$  = 工址短週期設計水準譜加速度係數，

$S_{D1}$  = 工址 1 秒週期設計水準譜加速度係數

$S_{MS}$  = 工址短週期最大水準譜加速度係數

$S_{M1}$  = 工址 1 秒週期最大水準譜加速度係數

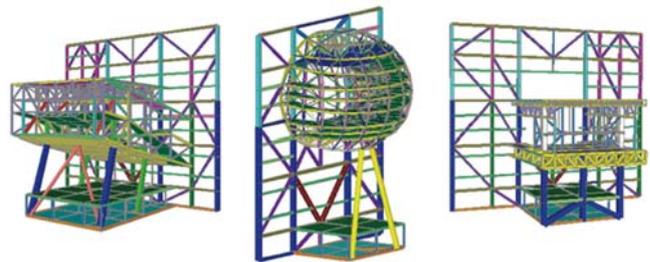
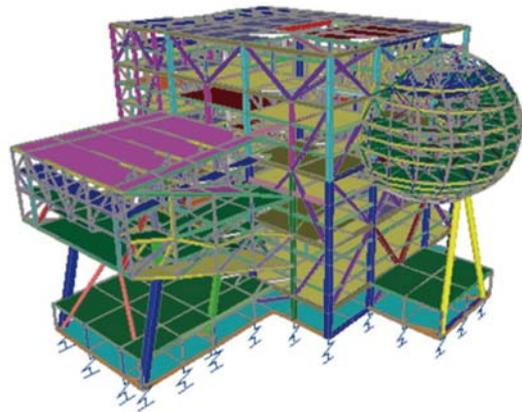
$T$  = 建築物基本震動週期 (秒)

微分區	$S_{DS}$	$S_{MS}$	$T_0^D$ 與 $T_0^M$ (秒)
臺北一區	0.6	0.8	1.60
臺北二區	0.6	0.8	1.30
臺北三區	0.6	0.8	1.05

另本案除參考我國最新耐震設計規範之規定，為更周延檢討設計地震，特別委託「財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心」對本案工址之地震危害度進行相關分析，研擬設計地震歷時，包含篩選實測地震紀錄與分析人造地震歷時。

### 3D 分析模式建立

本案主體之結構分析主要採用 SAP2000 程式，建立之 3D 分析模式如下圖所示。



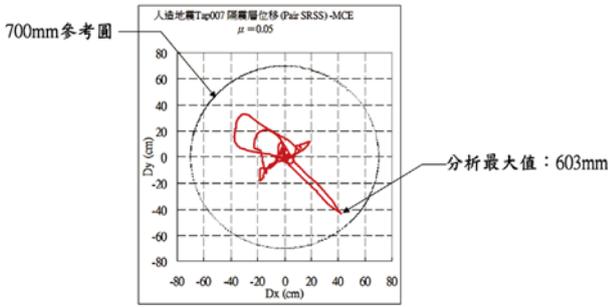
### 結構分析成果

本案之設計除了以  $\mu = 0.06$  作為標準值外，另考慮  $\mu = 0.07$  及  $\mu = 0.05$  分別為其上下限進行參數敏感度之檢討，確認設計力及設計位移之需求。針對在設計地震 (DBE) 及最大考量地震 (MCE) 下摩擦單擺隔震器不同摩擦係數  $\mu$  之靜力設計結果比較整理如下表所示。

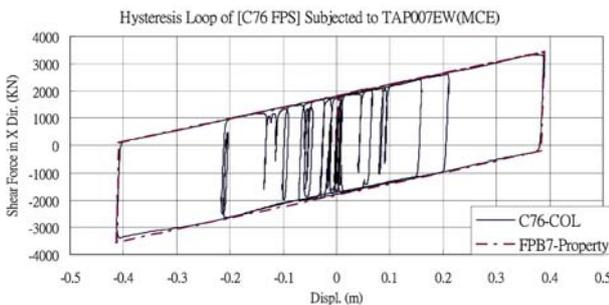
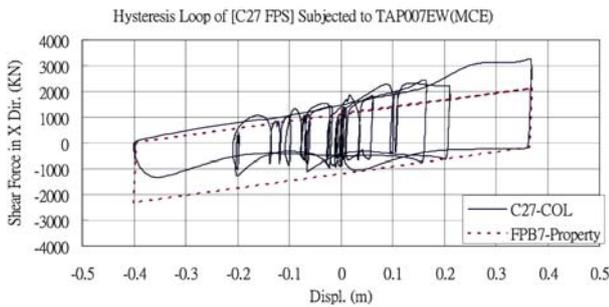
		$\mu = 0.05$	$\mu = 0.06$	$\mu = 0.07$
DBE	等效週期 (sec)	3.900	3.682	3.470
	等效阻尼比	24.9%	29.2%	32.8%
	設計位移 (m)	0.483	0.440	0.407
	設計橫力 (ton)	0.128W	0.131W	0.135W
MCE	等效週期 (sec)	4.183	4.013	3.837
	等效阻尼比	19.1%	22.6%	26.0%
	設計位移 (m)	0.726	0.675	0.629

其中，在 MCE 地震條件下， $\mu = 0.05$  之設計位移 0.726 m 較預計留設之 0.7 m 隔震縫稍大，此部分輔以非線性動力歷時分析之成果進行更精確之分析。歷時資料採用了前述國家地震中心所製作提供之地震歷時，包括實測地震歷時資料 3 組及人造地震歷時資料 4 組，確認位移結果在 MCE 地震下均小於留設之 0.7 m 隔震縫。茲以測站 TAP007 (大龍國小站) 在 921 地震之紀錄為內涵所製作與設計反應譜相符之人造地震為例，圖示其分析位移如下。

另取 C27 及 C76 柱下之隔震器編號 FPB7 在 TAP007EW 的 MCE 地震歷時下的 X 向剪力-位移遲滯曲線圖與 FPB7 本身之隔震器性能模擬曲線（降伏剪力以  $1.0LL + 0.25LL$  計算，忽略地震軸力影響）比較如下，以驗證摩擦單擺隔震器的非線性特性。



C27 柱為最外跨柱，故其軸向力受地震力影響大，相對其摩擦剪力亦受影響。C76 柱為內跨柱其軸力受地震影響較小，其摩擦剪力較不受影響。



## 鋼結構細部設計檢討

### 柱底垂直承載力傳遞檢討

本案採用摩擦單擺隔震器（FPS）系統，由於 FPS 承載核心尺寸通常小於上方柱尺寸，尤其針對本案部分柱尺寸為 BOX-1,500 mm × 1,500 mm（無內灌混凝土），故採用 ANSYS 分析程式對此形式之軸力傳遞執行進一步之檢討。

分析模型：以 GC1 為例，柱尺寸  $\square 1,500 \times 1,500 \times 60$  ( $A_s = 0.3456 \text{ m}^2$ )

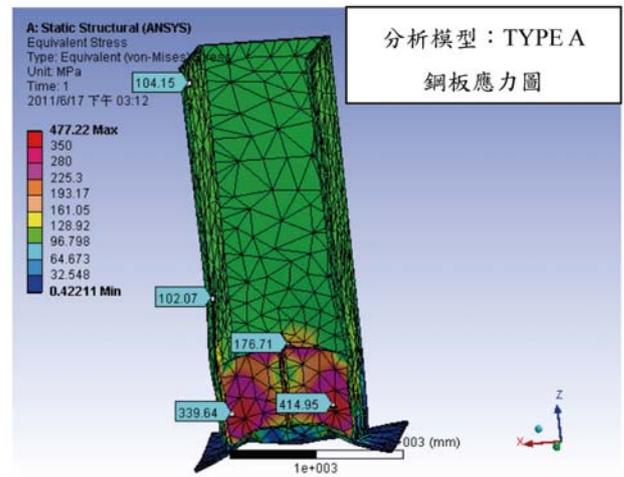
TYPE A：柱底增加十字形加勁板（PL40）高度 1 M（梁柱接頭區）

TYPE B：柱底增加十字形加勁板（PL40）高度 1 M 且增加柱內灌漿（ $f'_c = 56 \text{ Mpa}$ ）高度 1.0 M（梁柱接頭區）+ 1.8 M（B1F）

設計軸向載重：3,600 ton  $\approx 3.6E7 \text{ N}$

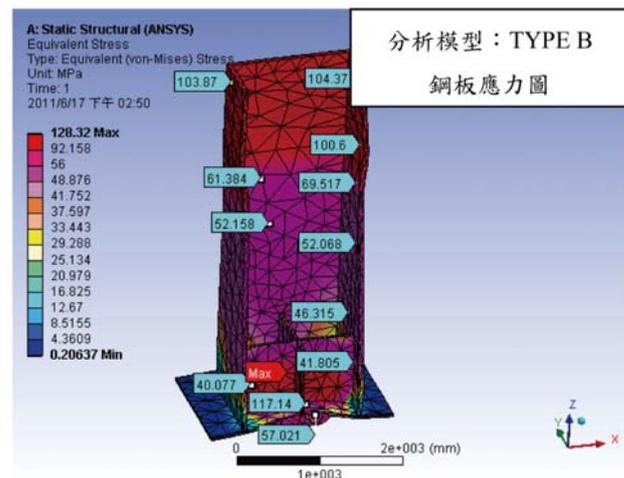
#### ● TYPE A 分析結果：

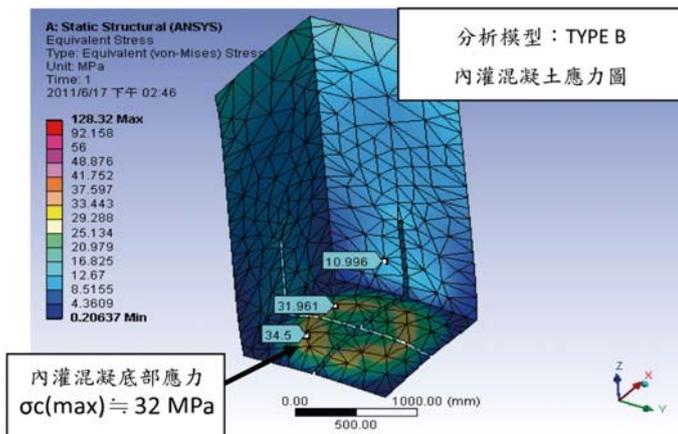
由 ANSYS 分析結果可知，TYPE A 鋼板應力已超過降伏強度（ $f_y = 330 \text{ MPa}$ ），故 GC1 柱底僅以十字鋼板加勁，對軸力無法滿足強度需求。



#### ● TYPE B 分析結果：

TYPE B 分析結果如下列二圖，上圖為將鋼板應力單獨繪製，下圖為將內灌混凝土之應力單獨繪製。由下列二圖可知增加柱內灌漿後鋼板應力明顯低於 TYPE A 之鋼板應力，且小於降伏強度（ $f_y = 330 \text{ MPa}$ ）。另混凝土抗壓強度亦低於  $0.85 f'_c$ ，故 TYPE B 軸力傳遞安全無虞，本案採用此方式施做。



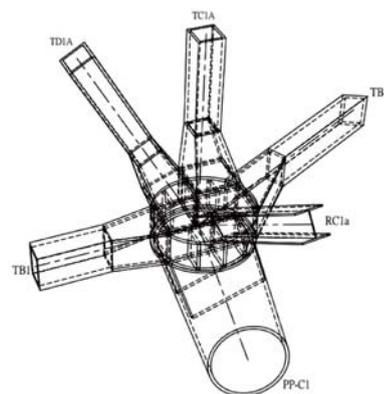


### 構件接合細部檢討

由於本案有為數甚多之不同角度多桿件接合於一處，故需輔以 3D 之繪圖軟體進行設計與施工可行性之檢討，配合建築師之共用平台整合檢討，本案選用 Rhino 軟體進行整體 3D 結構之繪製，如下為鏡框式中劇場（PP）倒 V 柱（ $\wedge$ ）與上方底部抗扭桁架之接合細部示意。

### 結論

1. 本工程結合劇院功能及建築造型之特殊需求，配置合理之結構系統，力求在複雜不規則的建物中，理出清晰明確的結構邏輯與力系傳遞路徑予以因應。
2. 藉由立方體區周邊的四面主軸線箱型梁、柱及跨多層大斜撐所建構的箱體結構，提供了整體抗扭穩定之所需，從而解放了內部無柱的舞台空間。
3. 基礎隔震系統的選擇，引進了最新性能式設計的概念，不只對結構體提昇了其性能指標，同時也對劇院設備、機電管線、帷幕外牆等非結構構材提供了進一步的防護。
4. 首度引用於台灣大型建案的摩擦單擺型滑動支承，充分發揮其周期與垂直載重無關之特點，對於載重高度變異之劇院建築，實為最佳之隔震型式選擇。
5. 透過建構 3D 分析與繪圖模型進行細部檢討，除整合設計端之建築／機電／劇場界面，也控管了施工端之鋼構製造精度與品質。



### 誌謝

本案設計執行階段與 OVE ARUP & PARTNERS 國際團隊充分合作，特此致謝。

### 參考文獻

1. 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，臺北藝術中心興建工程工址設計地震參數分析，民國九十九年四月。

# 「土木水利」雙月刊 廣告價目表

(費率單位：新台幣元)

刊登地位	金額 (新台幣元)	敬請勾選
封面全頁 彩色	60,000	
內頁中間跨頁 彩色	80,000	
封底全頁 彩色	50,000	
封面裏/封底裏 全頁彩色	40,000	
內頁全頁 彩色 (直式)	30,000	
內頁半頁 彩色 (橫式)	15,000	
內頁 1/4 頁 彩色 (直式)	8,000	
折扣	3 期 9 折， 4 期以上 8.5 折	

茲附上廣告式樣一則  
請按下列地位刊登於貴會出版之「土木水利」雙月刊

此致

社團法人中國土木工程學會

刊登月份：

○ 42.3 ○ 42.4 ○ 42.5 ○ 42.6 ○ 43.1 ○ 43.2 共 次  
(6月) (8月) (10月) (12月) (2月) (4月)

註：稿件請提供設計完稿之廣告稿；  
相片、圖片等請提供清楚原件或電腦檔。

上項廣告費計新台幣 元整

隨單繳送請查收摺據  
請於刊登後檢據洽收

機構名稱： (請蓋公司印)

商號

負責人：

地 址：

廣告聯絡人：

電 話：

廣告訂單連絡：社團法人中國土木工程學會 電話：(02) 2392-6325 email: service@ciche.org.tw

98-04-43-04

## 郵政劃撥儲金存款單

收款 帳號	0	0	0	3	0	6	7	8	金額 新台幣 (小寫)	仟	萬	佰	萬	拾	萬	仟	佰	拾	元
----------	---	---	---	---	---	---	---	---	-------------------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

通訊欄 (限與本次存款有關事項)

報名費

繳納 研討會  
報名費 元

繳納會費

常年會員年費 1,500 元  
 初級會員年費 300 元

訂閱土木水利雙月刊，一年六期

新台幣 1,800 元  
自第 卷第 期起， 年期雙月刊 份

訂閱中國土木工程學刊，一年四期

國內·會員 新台幣 800 元  
 國內·非會員及機關團體 新台幣 1,800 元  
 國外·個人 美金 40 元  
 國外·機關團體 美金 100 元  
自第 卷第 期起 年期學刊 份

收款戶名	社團法人中國土木工程學會	
姓名	寄 款 人	
地	主 管：	
址	經辦局收款戳	
電話		

虛線內備供機器印錄用請勿填寫

◎ 寄款人請注意背面說明

◎ 本收據由電腦印錄請勿填寫

## 郵政劃撥儲金存款收據

收款帳號戶名	
存款金額	
電腦紀錄	
經辦局收款戳	





# 電子計算機於 2015 土木水利工程 應用研討會



2015 Conference on Computer Applications in Civil and Hydraulic Engineering

會議日期

**104.9.3 四 ~ 9.4 五**

會議地點

國立中興大學土木工程學系(台中市南區國光路250號)

主辦單位

中國土木水利工程學會、國立中興大學土木工程學系

大會主題

**創新資訊技術在工程實務之整合與應用**

研討會網站

<http://140.120.26.13/CCACHE2015>

## 重要日期

- 論文摘要徵稿開始 : 104.3.09 一
- 論文摘要徵稿截止 : 104.5.15 五
- 論文摘要審查通知 : 104.6.01 一
- 線上優惠報名開始 : 104.6.15 一
- 線上優惠報名截止 : 104.7.31 五
- 論文全文上傳截稿 : 104.7.31 五
- 線上公告會議時程 : 104.8.17 一
- 研討會及現場報名 : 104.9.03 四 ~  
104.9.04 五

聯絡人

■ 蔡榮得教授兼系主任

電話 : (04)2287-2221 轉 213 傳真 : (04)2286-2857

E-mail : [jdtsai@nchu.edu.tw](mailto:jdtsai@nchu.edu.tw)

■ 閻菁菁小姐

電話 : (04)2287-2221 轉 223

E-mail : [cgyen@mail.nchu.edu.tw](mailto:cgyen@mail.nchu.edu.tw)

