

圓形鋼管混凝土柱之梁柱接頭區 細部設計與耐震行為研究

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 101 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

PG10102-0737

101301070000G0025

圓形鋼管混凝土柱之梁柱接頭區 細部設計與耐震行為研究

期末報告

受委託者：國立台灣科技大學營建系

研究主持人：歐昱辰

協同主持人：陳正誠

協同主持人：李宏仁

研究助理：蔡維瀚

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 101 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

ARCHITECTURE AND BUILDING RESEARCH INSTITUTE

MINISTRY OF THE INTERIOR

Seismic behavior and detailing of
steel beam to CFT column
connections

BY

Yu-Chen Ou

Cheng-Cheng Chen

Hung-Jen Lee

Wei-Han Tsai

December, 2012

目次

目次	I
表次	III
圖次	V
照片次	VII
摘要	XI
第一章 緒論	1
第一節 研究緣起與背景	1
第二節 研究目的	4
第三節 研究方法與過程	5
第二章 文獻回顧	9
第一節 文獻資料之蒐集及分析	9
第三章 試體設計製作與載重試驗	21
第一節 梁柱接頭區接合型式	21
第二節 構思梁柱接頭施工流程	23
第三節 試體設計規劃與製作	26
第四節 試體架設	32
第五節 量測系統與實驗程序	34
第六節 變位分析	41
第四章 實驗結果討論與分析	47
第一節 試體材料強度試驗	47
第二節 試體實驗行為	51
第三節 實驗數據分析	86
第四節 台灣 S R C 規範對於 CFT 梁柱接頭區剪力強度之計算 100	
第五節 梁柱接頭區剪力模型	104
第六節 結果數據比較	112
第七節 設計建議	113
第五章 結論與建議	117
第一節 結論	117
第二節 建議	120
參考書目	123
附錄一 期初評選會議紀錄	127

附錄二 專家座談會會議紀錄與簽到表	133
附錄三 期中審查會議紀錄	139
附錄四 期末審查會議紀錄	147
附錄 A 試體設計圖	157
附錄 B 試體壓力灌漿相關照片	165
附錄 C 組裝銲接鋼梁施工相關照片	171
附錄 D 銲道超音波檢測(UT 檢測)相關照片與其報告書	177
附錄 E 各試體之應變計與位移遲滯迴圈圖	183
附錄 F 以本研究所研擬之剪力模型計算接頭區剪力強度之流程 ..	197
附錄(a) 試體 FP2S 於各階段試驗照片	219
附錄(b) 試體 FP2CS 於各階段試驗照片	233
附錄(c) 試體 FP2C 於各階段試驗照片	249
附錄(d) 試體 FP3CS 於各階段試驗照片	265

表次

表 1 1 執行進度表	6
表 3. 1 試體編號與規劃	26
表 3. 2 試體之變異參數	27
表 4. 1 混凝土於各階段之強度	49
表 4. 2 鋼材抗拉強度	50
表 4. 3 試體實驗所得最大力量與接頭區剪力	87
表 4. 4 接頭區之剪力強度(規範)	103
表 4. 5 本研究研擬之剪力模型下接頭區之剪力強度	111
表 4. 6 剪力強度比較整理表	112
表 4. 7 各有效承剪面積與實際強度之比較表	114
表 4. 8 假設之試體 FP2CS*剪力強度比較表	115

圖次

圖 1. 1 SRC 結構示意圖	2
圖 1. 2 研究流程圖	5
圖 2. 1 簡單式接頭 (Schneider and Alostaz 1998).....	10
圖 2. 2 橫隔板式接頭 (Schneider and Alostaz 1998)	10
圖 2. 3 橫隔板式接頭(森田耕次等 1991).....	11
圖 2. 4 鉚接鋼筋埋入式接頭 (Schneider and Alostaz 1998)	12
圖 2. 5 合式接頭 (Ricles et al. 1996)	12
圖 2. 6 翼板貫入式接頭 (Schneider and Alostaz 1998)	13
圖 2. 7 腹板埋入式接頭(Schneider and Alostaz 1998).....	14
圖 2. 8 鋼梁埋入式接頭 (Schneider and Alostaz 1998)	14
圖 2. 9 合式接頭 (Ricles et al. 1996)	15
圖 2. 10 複合 T 型加勁及鋼棒穿透式接頭 (Kang et al. 2001).....	16
圖 2. 11 柱外夾型橫隔板加勁之 CFT 柱梁接頭 (林克強、蔡克銓 2001)	16
圖 2. 12 外橫隔板加勁之圓形鋼管混凝土柱梁接頭耐震性能(Cheng and Chung 2003).....	17
圖 2. 13 貫穿式翼板圓形鋼管混凝土梁柱接頭 (陳誠直 2002)	18
圖 2. 14 混凝土面積轉換 (陳誠直 2002)	19
圖 2. 15 接頭區壓桿模型 (陳誠直 2002)	19
圖 3. 1 初步研究之構思接合形式	21
圖 3. 2 最終決定之構思接合形式	22
圖 3. 3 梁柱接頭區上視圖	22
圖 3. 4 圓形鋼管柱示意圖	23
圖 3. 5 貫穿板與圓形鋼管連接示意圖	23
圖 3. 6 腹板連接板與圓形鋼管連接示意圖	24
圖 3. 7 兩方向貫穿板及腹板連接板與圓形鋼管連接示意圖	24
圖 3. 8 完整試體完成示意圖	25
圖 3. 9 試體 FP2S 與 FP2CS 梁柱接頭細部設計圖	28
圖 3. 10 試體 FP2C 梁柱接頭細部設計圖	29
圖 3. 11 試體 FP3CS 梁柱接頭細部設計圖	30
圖 3. 12 模擬結構邊柱示意圖	32
圖 3. 13 試體架設示意圖	33
圖 3. 14 試體位移器架設示意圖	34
圖 3. 15 OPTOTRAK Certus HD System.....	36

圖 3. 16 NDI marker 裝設位置示意圖	37
圖 3. 17 單軸應變計裝設位置示意圖	38
圖 3. 18 三軸應變計裝設位置示意圖	39
圖 3. 19 載重歷程示意圖	40
圖 3. 20 接頭區各角落 NDI marker 相對位置圖	41
圖 3. 21 接頭區 NDI marker 相對位移分量示意圖	42
圖 3. 22 接頭區變形示意圖(一).....	42
圖 3. 23 接頭區變形示意圖(二).....	43
圖 3. 24 接頭區剪力變形示意圖	44
圖 4. 1 各試體層間位移與加載力量遲滯迴圈	86
圖 4. 2 各試體層間位移與接頭區平均垂直及水平應變遲滯迴圈	88
圖 4. 3 各試體層間位移與接頭區平均曲率遲滯迴圈	89
圖 4. 4 各試體層間位移與接頭區平均剪應變遲滯迴圈	90
圖 4. 5 試體 FP2S 接頭區局部剪應變遲滯迴圈及分布圖	91
圖 4. 6 試體 FP2CS 接頭區局部剪應變遲滯迴圈及分布圖	92
圖 4. 7 試體 FP2C 接頭區局部剪應變遲滯迴圈及分布圖	93
圖 4. 8 試體 FP3CS 接頭區局部剪應變遲滯迴圈及分布圖	94
圖 4. 9 各試體接頭區局部垂直應變包絡圖	95
圖 4. 10 試體 FP2S 接頭區兩側之各項垂直變位圖	96
圖 4. 11 試體 FP2CS 接頭區兩側之各項垂直變位圖	97
圖 4. 12 試體 FP2C 接頭區兩側之各項垂直變位圖	98
圖 4. 13 試體 FP3CS 接頭區兩側之各項垂直變位圖	99
圖 4. 14 圓形鋼管截面應力分布圖	101
圖 4. 15 CFT 梁柱接頭區剪力模型示意圖	104
圖 4. 16 混凝土圍束應力應變圖	106
圖 4. 17 鋼管對於內灌混凝土圍束示意圖	106
圖 4. 18 CFT 梁柱接頭區混凝土斜向壓桿示意圖	107
圖 4. 19 壓桿節點面於鋼梁方向 (Face 1) 受壓區示意圖	108
圖 4. 20 壓桿節點面於柱長 (Face 2) 受壓區示意圖	109
圖 4. 21 壓桿節點面於壓桿方向 (Face 3) 受壓區示意圖	110
圖 4. 22 接頭區混凝土有效承剪面積示意圖	113
圖 4. 23 接頭區與入料閥面積示意圖	115

照片次

照片 3.1 試體內藏加勁板塞鐸填平	28
照片 3.2 試體灌漿孔入料閥	30
照片 3.3 模擬工地現場組合鐸接鋼梁施工	31
照片 3.4 鐸道超音波檢驗(UT 檢測)	31
照片 3.5 試體架設完成圖	33
照片 3.6 LVDT 架設情形	35
照片 3.7 Dial Gauge 架設情形	35
照片 3.8 Rotation Gauge 架設情形	36
照片 3.9 NDI marker 經鐵片輔助黏貼於試體照	37
照片 3.10 應變計裝設情形	39
照片 4.1 混凝土圓柱抗壓試體蓋平情形	47
照片 4.2 混凝土圓柱抗壓試體破壞情形	48
照片 4.3 鋼材拉力試片與其監測位移系統架設情形	48
照片 4.4 鋼材拉力試片破壞情形	49
照片 4.5 試體 FP2S 於 1.5% drift 時貫穿板與鐸道分離之情形	51
照片 4.6 試體 FP2S 於 2% drift 時貫穿板產生降伏線	52
照片 4.7 試體 FP2S 於 -2% drift 時接頭區變形情形	52
照片 4.8 試體 FP2S 於 3%~4% drift 鐸道處開裂、內凹加劇情形	53
照片 4.9 試體 FP2S 於 5% drift 貫穿板下方及加勁板鐸道處開裂情形	53
照片 4.10 試體 FP2S 於 6% drift 貫穿板鐸道開裂與擠壓鋼管情形	54
照片 4.11 試體 FP2S 於 7% drift 貫穿板分離與灌入鋼管情形	54
照片 4.12 試體 FP2S 於 7% drift 接頭區破壞情形	55
照片 4.13 試體 FP2S 於 -7% drift 接頭區破壞情形	55
照片 4.14 實驗結束接頭區柱管鋼皮切除	56
照片 4.15 試體 FP2S 實驗結束內藏加勁板外部破壞情形	57
照片 4.16 試體 FP2S 實驗結束內藏加勁板內部情形	57
照片 4.17 試體 FP2CS 於 1% 及 1.5% drift 貫穿板降伏線情形	58
照片 4.18 試體 FP2CS 於 3% drift 貫穿板鐸道開裂與降伏情形	59
照片 4.19 試體 FP2CS 於 3% drift 接頭區變形情形	59
照片 4.20 試體 FP2CS 於 4% drift 貫穿板與梁翼板降伏情形	60
照片 4.21 試體 FP2CS 於 4% drift 貫穿板鐸道開裂情形	60
照片 4.22 試體 FP2CS 於 5% drift 接頭區變形情形	61
照片 4.23 試體 FP2CS 於 5% drift 貫穿板鐸道開裂與擠壓柱壁情形	

.....	61
照片 4.24 試體 FP2CS 於 6% drift 貫穿板與柱體開裂分離情形 ...	62
照片 4.25 試體 FP2CS 於 7% drift 貫穿板銲道開裂與擠壓柱體情形	62
.....	62
照片 4.26 試體 FP2CS 於 7% drift 銲道開裂延伸至柱體並溢出遭壓碎混凝土粉末之情形	63
照片 4.27 試體 FP2CS 於 7% drift 接頭區變形情形	63
照片 4.28 試體 FP2CS 於 8% 及 9% drift 貫穿板分離柱體情形	64
照片 4.29 試體 FP2CS 於 8% 及 9% drift 銲道開裂延伸至柱體並溢出遭壓碎混凝土粉末之情形	64
照片 4.30 試體 FP2CS 於 9% drift 接頭區變形情形	65
照片 4.31 試體 FP2CS 實驗結束內藏加勁板外部破壞情形	66
照片 4.32 試體 FP2CS 實驗結束接頭區內部混凝土情形	66
照片 4.33 試體 FP2C 貫穿板降伏情形	67
照片 4.34 試體 FP2C 於 2% drift 貫穿板銲接區輕微開裂情形	67
照片 4.35 試體 FP2C 於 3% drift 貫穿板降伏與銲接區寬度方向輕微開裂情形	68
照片 4.36 試體 FP2C 於 3% drift 接頭區變形情形	68
照片 4.37 試體 FP2C 於 4% drift 貫穿板銲接區開裂情形	69
照片 4.38 試體 FP2C 於 4% drift 貫穿板銲接區受壓區內凹情形 ..	69
照片 4.39 試體 FP2C 於 5% drift 貫穿板銲接區受壓區內凹情形 ..	70
照片 4.40 試體 FP2C 於 5% drift 接頭區變形情形	70
照片 4.41 試體 FP2C 於 6% drift 貫穿板銲接區撕裂情形	71
照片 4.42 試體 FP2C 於 6% drift 貫穿板切入柱體與接頭區變形情形	71
.....	71
照片 4.43 試體 FP2C 於 7% drift 貫穿板撕裂柱體與混凝土溢出情形	72
.....	72
照片 4.44 試體 FP2C 於 7% drift 西側下方貫穿板灌入與分離柱體之情形	72
照片 4.45 試體 FP2C 於 8% drift 西側下方貫穿板灌入與混凝土大量溢出之情形	73
照片 4.46 試體 FP2C 於 8% drift 西側上方貫穿板分離柱體之情形	73
.....	73
照片 4.47 試體 FP2C 於 9% drift 接頭區破壞情形	74
照片 4.48 試體 FP2C 實驗結束貫穿版熱影響區開裂情形	75
照片 4.49 試體 FP2C 實驗結束接頭區內部混凝土情形	75
照片 4.50 試體 FP3CS 於 0.75% drift 貫穿板降伏之情形	76
照片 4.51 試體 FP3CS 於 1.5% drift 貫穿板與梁翼板降伏之情形 ..	76

照片 4.52 試體 FP3CS 於 3% drift 貫穿板與梁翼板降伏之情形 ...	77
照片 4.53 試體 FP3CS 於 4% drift 貫穿板大量降伏與銲道輕微開裂之情形	77
照片 4.54 試體 FP3CS 於 4% drift 接頭區變形情形	78
照片 4.55 試體 FP3CS 於 5% drift 貫穿板銲接區開裂擠壓鋼管情形	78
照片 4.56 試體 FP3CS 於 5% drift 接頭區變形情形	79
照片 4.57 試體 FP3CS 於 6% drift 貫穿板銲道開裂情形	79
照片 4.58 試體 FP3CS 於 6% drift 下方內藏加勁板塞銲開裂情形	80
照片 4.59 試體 FP3CS 於 7% drift 貫穿板銲道開裂延伸至柱體與內藏加勁板塞銲開裂情形	80
照片 4.60 試體 FP3CS 於 7% drift 接頭區變形情形	81
照片 4.61 試體 FP3CS 於 8% drift 貫穿板銲道開裂與擠壓柱壁情形	81
照片 4.62 試體 FP3CS 於 8% drift 下方內藏加勁板塞銲開裂情形	82
照片 4.63 試體 FP3CS 於 9% drift 接頭區變形情形	83
照片 4.64 試體 FP3CS 於 9% drift 下方內藏加勁板受拉突出與受壓擠入柱體之情形	83
照片 4.65 試體 FP3CS 於 10% drift 接頭區破壞之情形(一).....	84
照片 4.66 試體 FP3CS 於 10% drift 接頭區破壞之情形(二).....	84
照片 4.67 試體 FP3CS 實驗結束內藏加勁板外部破壞情形	85
照片 4.68 試體 FP3CS 實驗結束接頭區內部混凝土情形	85

摘要

關鍵字：填充型鋼管混凝土柱；梁柱接頭；翼板貫入式；剪力強度；
混凝土剪力強度、翼板加勁板；翼板寬

一、研究緣起及方法

填充型鋼管混凝土柱具高強度高韌性之優良特性，即使承受火害其核心混凝土不易喪失垂直承載力，故可降低其防火被覆需求，加上鋼管材料比較容易回收，具有環保優勢。填充型鋼管混凝土柱可分為組合箱型、矩形及圓形鋼管斷面，組合箱型柱及矩形鋼管推廣應用已行之有年，圓形鋼管混凝土柱則因其與 H 型鋼梁在梁柱接頭交會區施工不易，應用上受到限制。

近年來隨著都市更新，都市建築有高層化趨勢，超高層建築基底樓層之柱必須承受較高的軸壓力，使用鋼管混凝土柱填充混凝土由於鋼管可提供混凝土極佳的圍束力以提升其強度及韌性，具有一定的優勢，故本研究團隊以梁翼板貫入梁柱接頭方式研擬一簡單可行之接合型式，並且設計 4 組試體，分別以內灌混凝土、內藏加勁板與翼板寬作為變異參數，研究接頭剪力強度，藉此除了驗證接頭細部設計之可行性，並對內灌混凝土、加勁板與翼板寬之影響作進一步之研究。

二、重要發現

實驗結果顯示本研究所研擬之接合方式安全、經濟便利可行，接頭內灌混凝土對於接頭之剪力強度有顯著之提昇，內藏加勁板與增加梁寬對於接頭剪力強度貢獻亦為顯著。實驗結果數據與規範比對發現，

以現行 SRC 規範之條款計算此種接頭之剪力強度，結果保守安全，但於混凝土抗剪貢獻之部分有嚴重低估之情形，本研究團隊提出規範改善建議，並以軟化壓桿模型提出一套可準確計算接頭混凝土剪力強度之模型，為後續研究或規範修改之參考。本研究亦根據實驗觀察，對梁寬提出上下限之建議，以確保接頭灌漿施工性與梁剪力傳遞至接頭之有效性。本研究亦針對外柱之情形，提出梁翼板貫入接頭端加鉚加勁版之設計建議。

三、 主要建議事項

建議一：

立即可行建議：改良翼板貫穿式梁柱接頭應用之推廣

主辦機關：內政部建築研究所、營建署

協辦機關：建築師公會、土木技師公會、結構技師公會

本研究就過去文獻改良研擬之梁柱接頭，其接合細部之施作過程，經由本實驗試體製作過程中，證明其為一經濟、安全、便利可行之梁柱接頭，並且依實驗數據中發現內藏加勁板於強度、極限位移上都有不錯之貢獻，因此建議可推廣此種梁柱接頭於工程中使用。

建議二：

立即可行建議：翼板貫穿式梁柱接頭使用於鋼管混凝土柱時，接頭區剪力強度之修正

主辦機關：內政部建築研究所、營建署

協辦機關：建築師公會、土木技師公會、結構技師公會

就本實驗數據中發現，於貫穿式翼板梁柱接頭上將翼板增寬，對於接頭區剪力強度及極限位移都有著一定程度之增強，但就以現有SRC規範中之條例計算接頭區之剪力強度時，增加翼板寬度並不影響接頭區混凝土之剪力強度，並且有明顯低估之情形。就此原因建議規範於此種接合型式之接頭區混凝土之剪力強度可以適當的放寬標準，本研究所提供以軟化壓桿理論所提出之接頭區剪力模型可提供做為參考。

建議三：

立即可行建議：進行使用貫穿式翼板梁柱接頭之相關實驗研究

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：各大學土木及營建相關科系

經本年度研究成果顯示，貫穿式翼板梁柱接頭為一經濟、安全並且施作便利之接頭，就本研究觀察及過去文獻證明其可順利於梁端產生塑鉸，並且於本研究研擬之接頭區剪力模型，與實驗結果數據相符，故建議可增加後續相關此種梁柱接頭之結構實驗研究，進一步改善及瞭解其抗剪機制，如貫穿翼板內置剪力釘、改變其內灌混凝土強度及大型構架之動力行為等相關實驗。

Abstract

Keywords: concrete-filled tube column, beam-to-column joint, beam flange through type, shear strength, concrete shear strength, flange stiffeners, flange width.

Concrete filled steel tubular (CFT) columns have advantages in strength and ductility. Even under fire attacks, the core concrete could maintain its axial load capacity and thus the strict requirement for fire proof may be liberated. Furthermore, recycling of steel tubes is relatively easy. Typical CFT columns are in the form of square tubes or circular pipes as required by architectural restrictions. Unlike the widely-used box-section columns, the use of circular CFT columns has been limited due to the complexity of the connections to such columns.

Recently, skylines in modern cities continue to rise because of urban renewal. The columns in the lower stories in a high-rise building have to sustain high axial load and bending moment. CFT columns have advantages over conventional I and RC columns because the steel tube serves as formwork and offers superior confinement to the infilled concrete, thus improving its strength and ductility under high axial load. However, the complex design and detailing for moment connections have to be further improved, simplified, and verified with experiments.

This research proposed a beam-flange-through-type beam-column joint connection for CFT columns and tested four beam-column joint specimens to examine the effect of infilled concrete, beam flange stiffeners, and width of beam on the joint shear strength. Construction of the specimens showed that the proposed connection details are practical and easy to be implemented. Cyclic loading test results showed that the infilled concrete significantly increases the joint shear strength.

The use of beam-flange stiffeners and increasing the beam width also have significant contribution to joint shear strength. Current shear strength provisions in the SRC code can be conservatively used to estimate the shear strength of the proposed beam-column joint. However, the shear strength contribution from concrete is significant under-estimated. This research proposed a strut-and-tie joint shear strength model for concrete joint shear strength. Comparison with the test results showed that the proposed model can accurately estimate the shear strength contribution from concrete of the proposed beam-column joint. However, the shear strength contribution from concrete is significantly under-estimated. This research proposed a softened-strut joint shear strength model for concrete joint shear strength. Comparison with the test results showed that the proposed model can accurately estimate the shear strength contribution from concrete of the proposed beam-column joint. Based on experimental observations and analytical studies, modification to the current code provision on joint shear strength contribution from concrete is proposed. Moreover, the upper and lower limits on the width of the beam flange are proposed to address the constructibility issue related to concrete infilling and shear transfer from the beam to the joint. Furthermore, design suggestions on the beam flange stiffeners are proposed.

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景

面對全球環境變遷，二氧化碳氣體排放過多等環境保護難題，各個領域需要共同來關心與努力，降低經濟發展對環境所產生的衝擊，而建築結構領域也應該要有所作為。藉由高性能材料之使用及新工法或構材之研發與推廣，可以對降低環境衝擊有所助益，尤其是新工法或構材之研發，不但可以降低結構材料的使用量，也可以提升材料回收再利用的效率，是有利於降低環境衝擊的方法。

一直以來鋼筋混凝土結構(Reinforced Concrete, RC)以及鋼結構(Steel Structure)為土木工程中的兩大方向，兩者各有其優缺點，鋼筋混凝土結構有著成本低廉、結構勁度較大及防火性較高的優點，但卻有著自重較大、工期過長及耐震韌性能力不足之缺點。而鋼結構則正好與其相反，有著高耐震韌性、高施工便利性的優點，但卻有著較高成本、結構勁度不足及低防火性之缺點。近來中高層樓建築逐漸普遍，房屋結構對於其耐震性能及居住性的要求更勝過去，因此鋼骨鋼筋混凝土結構(Steel Reinforced Concrete, SRC)開始受到注目。

鋼骨鋼筋混凝土中較常見的有包覆型 SRC 結構以及填充型鋼管混凝土(Concrete Filled Tube, CFT)如 圖 1.1 所示，其中包覆型 SRC 結構以型鋼外加上鋼筋主筋及箍筋再以混凝土包覆，其雖然有著鋼筋混凝土結構以及鋼結構之優勢，但其成本更高、施工更複雜。而填充型鋼管混凝土則不同，不但有著兩者之優勢，因其鋼管可做為混凝土澆置之模板且不用拆除，故其施工性相較於包覆型 SRC 結構便利許

多，其成本相對也較低。

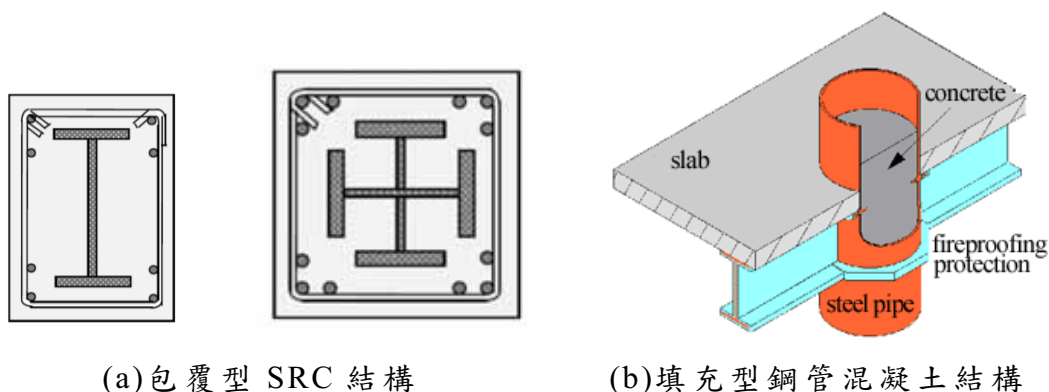


圖 1.1 SRC 結構示意圖

(資料來源：參考書目 [3]、NAKANO Corp.)

現行填充型鋼管混凝土柱可分為組合箱型、矩形及圓管斷面，組合箱型、矩形斷面已普遍使用於各種工程上，而圓管則因其梁柱接頭區施工不易，所以在應用上受到限制。但鋼管可以提供其內灌混凝土極佳之圍束力，對其強度及韌性都有著顯著的提升，而內灌混凝土則提供鋼管側向之支撐，降低鋼管向內局部挫屈之產生，使得結構形成一個高強度高韌性之結構。但現行填充型圓型鋼管混凝土柱在其梁柱接頭區設計都較複雜以至於無法普遍被採用，故此研究目的在於改良既有梁柱接頭區設計，進一步開發更為簡單且經濟的梁柱接頭型式，並經由相關一系列的試驗驗證其可行性及其可靠性。

本研究針對圓型鋼管混凝土柱之梁柱接頭進行研究，內容包括：

(1)求取材料之基本力學性質；(2)經由圓形鋼管混凝土柱之梁柱接頭試體之反覆載重實驗，提升國內對圓形鋼管混凝土柱之梁柱接頭之耐震行為更進一步的認知；(3)根據實驗及數據分析之成果，評估現行規範之適用性，必要時提出修改之建議，強化設計施工標準；(4)建議簡單、經濟、可行之梁柱接合設計及其細部，並藉由實驗驗證所研

提之細部設計，以利 SRC 結構建築發展應用。

填充型鋼管混凝土柱(Concrete Filled Tube Column，簡稱 CFT Column)具高強度高韌性之優良特性，由於填充於鋼管中之混凝土受鋼管包覆圍束，具有高承壓能力，加上混凝土可抑制鋼管往內挫屈，使鋼管具有高強度、高韌性之優點，兩者結合成為具有高經濟性，應用中高樓層建築結構，妥善設計亦可有效節省鋼材用量頗受工程界青睞，加上其承受火害其核心混凝土不易喪失垂直承載力，故其防火被覆需求或許可以降低，加上鋼管材料比較容易回收，具有環保優勢。

第二節 研究目的

國內外已有不少鋼管混凝土梁柱接頭研究，亦發展出許多接頭型式。填充型鋼管混凝土柱可分為組合箱型、矩形及圓形鋼管斷面，箱型柱推廣應用已行之有年，過去有較多研究者致力於研究發展組合箱型柱或矩形鋼管與鋼梁接合之接頭型式，而圓形鋼管混凝土柱由於接頭施工較為複雜，加上接合行為的研究相對較少，應用上受到限制。

近年來隨著都市更新，都市建築有高層化趨勢，超高層建築基底樓層柱必須承受較高的軸壓力及彎矩，基於結構或建築考量，局部使用圓形鋼管混凝土柱填充高強度混凝土具有一定的優勢，並且就效能上來說，圓形鋼管斷面因其圍束力較好，使用於柱結構時除了可提供較大的軸力強度，並且更可有效抑制局部挫屈及側向扭轉挫屈之產生，進而增加室內可用空間，在這寸土寸金的時代裡，此項尤其重要，惟須改良既有梁柱接頭區設計，進一步研究開發更簡單且經濟可行的梁柱接頭型式，並經實驗驗證其細部設計使接頭區具有足夠之剪力強度，以利發揮整體結構之耐震行為，且建立一接頭區剪力模型，以研擬配套之設計規範條款以利工程界參考使用。

第三節 研究方法及過程

圓形鋼管混凝土柱有著高強度高韌性之種種優點，但其梁柱接頭區設計不易，因此若能研擬出一兼具施工便利及耐震性能之接頭，則可在中高層樓建築上普遍使用此種結構，以達到居住安全之同時兼顧節省成本之目的。

本研究案研究方法包括：(1) 文獻之收集與整理；(2) 圓形鋼管混凝土柱之梁柱接頭試體之反覆載重實驗；(3) 鋼板及混凝土基本材料實驗；(4) 規範條文適用性評估；(5) 舉辦專家座談會，邀請產、官、學各界參與討論，檢視所研擬機制的可行性及周延性；(6) 報告及期刊論文之撰寫。本研究預定之進度表如表 1 1 所示，流程如圖 1. 2 所示。

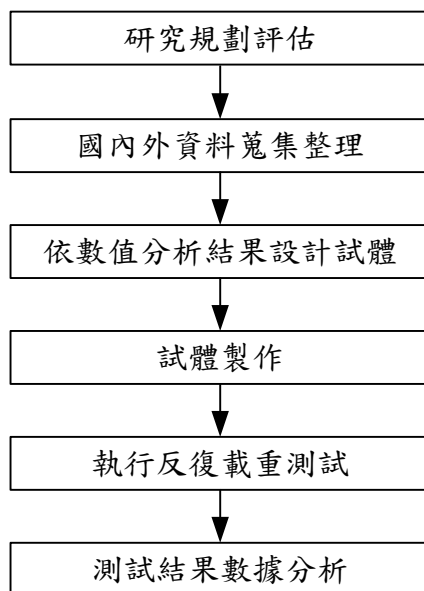


圖 1. 2 研究流程圖

(資料來源：本研究整理)

表 1 1 執行進度表

月次	第 1 月	第 2 月	第 3 月	第 4 月	第 5 月	第 6 月	第 7 月	第 8 月	第 9 月	第 10 月	第 11 月	第 12 月	備註
研究規劃													
資料蒐集整理													
試體設計													
期中報告													
試體製作													
執行測試													
數據分析													
期末報告													
成果報告													
預定進度 (累積數)	0	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	

(資料來源：本研究整理)

本研究首先蒐集國內外相關文獻，一方面避免本研究之內容與現有成果重複，一方面所收集之資料可作為分析模型建立及規範檢討的參考或補充資料。至今已蒐集國內外相關文獻數篇，並加以歸類整理彙整其結果於第二章，經過文獻之分析探討發現，由陳誠直教授於 2002 年所提出之貫穿式翼板鋼管混凝土梁柱接頭有較好之性能發揮，故本研究以此為雛型進行研究。

本研究除了研擬一經濟可行之梁柱接頭設計，並加以研究梁柱接頭區之剪力強度，由於梁柱接頭區受梁端彎矩傳來之剪力直至破壞階段期間，牽涉到材料與幾何之非線性反應，其中行為非常複雜，故須採用大型結構實驗方式來探討其行為。實驗將採用”強梁弱柱”設計

試體以檢測其接頭區之剪力強度，試體將由柱端施以一固定軸力，再由梁端施以反覆彎矩載重，經由實驗觀察及數據分析，對其接頭區剪力行為做個探討，並由結果建立其力學理論模型。

經期初、期中審查委員之建議，以及於 5 月份招開之專家座談會時，產、官、學各界之專家委員給予之建議，試體設計已於 7 月份完成製作，並且於 10 月份完成所有實驗。期初審查會議紀錄、專家座談會及期中、期末審查會議紀錄分別於報告後所附上之**附錄一、附錄二、附錄三及附錄四**。

而試體材料之基本應力-應變關係曲線，用於建立材料分析模型。基本材料包括混凝土及各種厚度的鋼板，混凝土量測各階段齡期之抗壓強度以及試驗當天之抗壓強度，鋼板則量測受拉情況之應力-應變曲線。

規範條文應該要符合安全結構設計的精神，根據實驗及分析結果檢討規範的適用性，必要時提出修改建議，以利後續之推廣工作。現行 SRC 規範中對於接頭區剪力強度之規定是依強度疊加原理去計算，將其中鋼骨部分及混凝土部分之貢獻分別計算後疊加，但其中鋼骨部分並未對圓形鋼管承受剪力區域做出定義，混凝土部分也並未對鋼管圍束加強部分作考慮，故其適用性仍有待評估。

根據以上因素本研究首先檢核研發出之梁柱接頭其細部設計是否合理，其次檢核此設計是否能有效提供耐震消能之能力並利於施工，再則依據實驗結果檢討接頭區之剪力強度是否適合採用規範之規定計算之，最後則依實驗分析之數據建立合理的力學模型供規範參考修改。

本研究包含兩次報告之撰寫，第一次為期中報告，在執行第 5 個

月時說明本案之執行進度。第二次為期末報告，在執行第 11 個月時完成本案之研究報告。本研究將於繳交研究成果報告之一個月內，向中華民國建築學報或其他具有國內 TSSCI 同等水準以上之學報(刊)投稿，並副知內政部建築研究所。

第二章 文獻回顧

第一節 文獻資料之蒐集及分析

本研究計畫之目的除了預測接頭區之剪力強度外，並研發更簡單且經濟之 CFT 梁柱接頭，以利未來營建上之應用，故本章將介紹已蒐集之文獻，並扼要說明專家座談會之討論內容以及說明梁柱接頭試體反覆載重行為試驗。

回顧國外既有的鋼管混凝土柱與鋼梁接合型式研究，大致上可分為兩大類：一為外壁接合式，即鋼梁直接或藉由橫隔板與鋼管柱外壁接合；另一與穿透埋入式，即鋼梁整體或局部直接穿透鋼管柱，其他型式之接頭則為此兩大類的改良型。相關收集的資料如下：

(A)外壁簡單式接頭(Simple Connection)一型式如 圖 2.1 所示，鋼梁與連接板銲接，連接板直接銲接在鋼管表面。此接頭型式在接合區翼板外緣熱影響區易發生管壁撕裂，無法發展塑性彎矩，故不宜作為抗彎接頭(Schneider and Allostaz 1998)。

(B)外橫隔板式接頭(External Diaphragm Connection)一型式如 圖 2.2 所示，以外橫隔板銲於鋼管之周圍，讓鋼梁接合遠離鋼管柱表面，如此可改善外壁簡單式接頭應力集中，增加外橫隔板鋼管之銲道長度，又不破壞管壁之連續性，以避免管壁撕裂之現象。此型式翼板的力量可由鋼管周圍之橫隔板傳遞，故梁之彎矩強度可充分發展(Schneider and Allostaz 1998)，但韌性尚有不足。惟外橫隔板式接頭影響建築外觀為應用上之障礙。

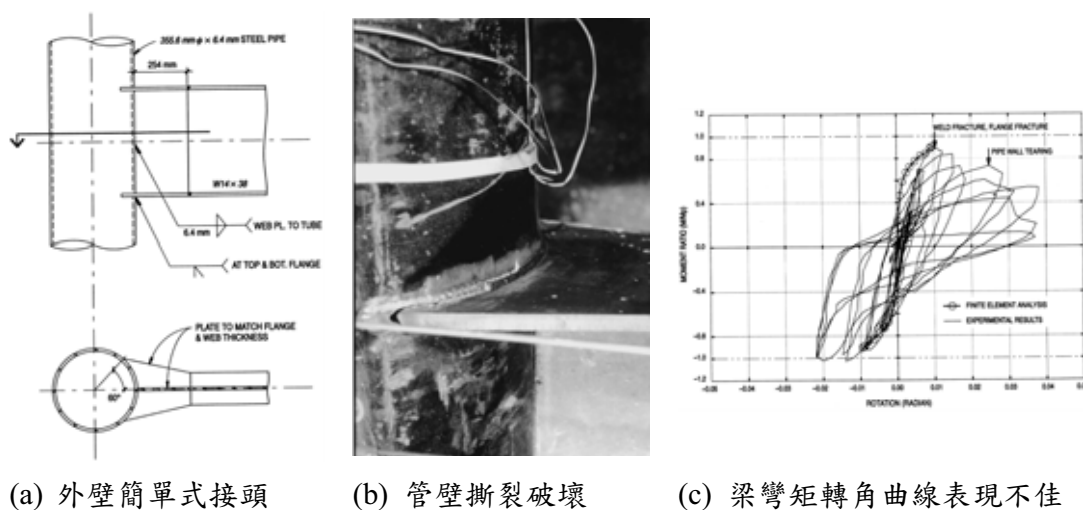


圖 2.1 簡單式接頭 (Schneider and Alostaz 1998)

(資料來源：參考書目 [20])

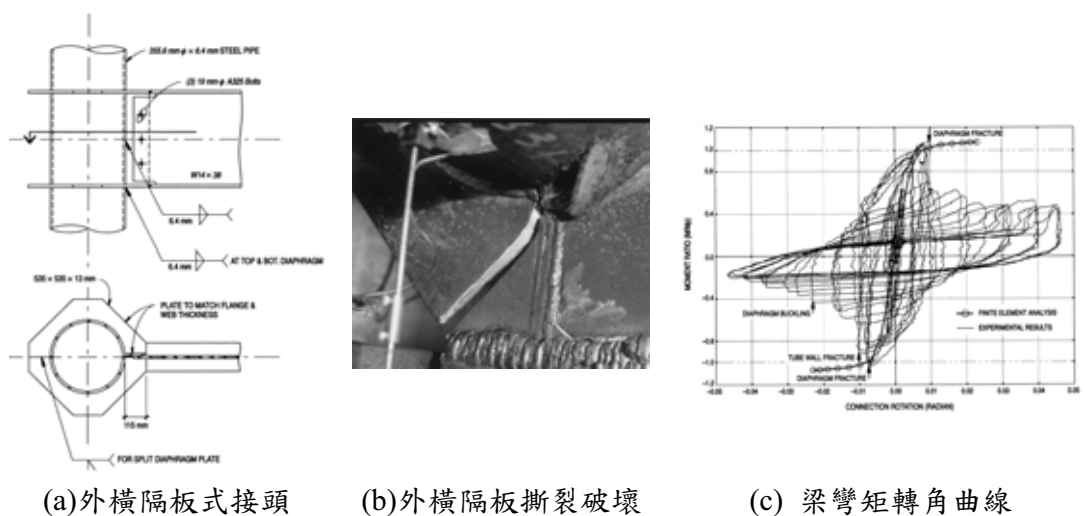


圖 2.2 橫隔板式接頭 (Schneider and Alostaz 1998)

(資料來源：參考書目 [20])

(C)內橫隔板式接頭(Interior Diaphragm Connection)一如圖 2.3 所示，以內橫隔板將鋼管分成上層柱、下層柱及接合區三段。該接頭型式行為表現較外橫隔板佳，但內橫隔板之施作較外橫隔板複雜，製造

成本高。考慮應力傳遞，柱內橫隔板與梁翼板同高，並採全滲透銲接合，其銲接熱影響區容易發生斷裂破壞，加上鋼管內需填充混凝土，因此內橫隔板需要開孔，而開孔大小也將影響接頭區應力傳遞效果。此型式接頭係應用在方形鋼管或箱型柱，不利於圓形鋼管應用。

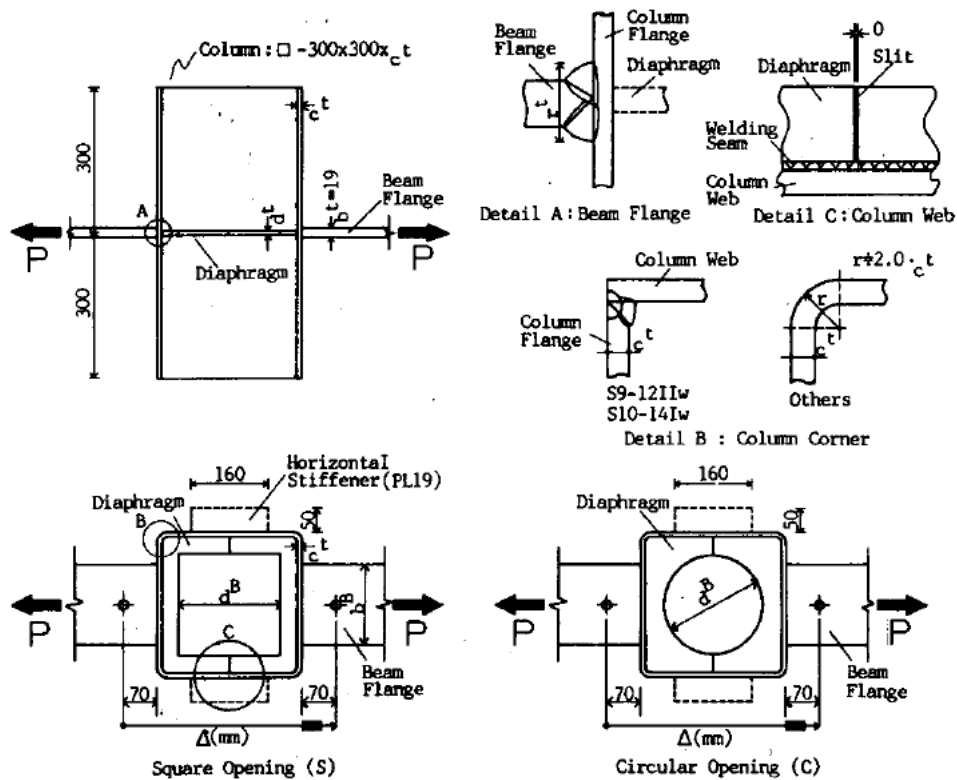


圖 2.3 橫隔板式接頭(森田耕次等 1991)

(資料來源：參考書目 [10])

(D) 銲接鋼筋埋入式接頭(Connection with Welded Deformed Bars)一型式如圖 2.4 所示，此接頭型式與簡單接頭相似，但是在梁上下翼板加銲鋼筋，鋼筋埋入鋼管混凝土。如此鋼筋可透過握裹力將梁翼板應力傳遞至柱混凝土核心，舒緩鋼管外壁應力集中現象，接頭表現較佳(Schneider and Allostaz 1998)。惟此型式僅為研究參考，在工程實務上未有被採用。

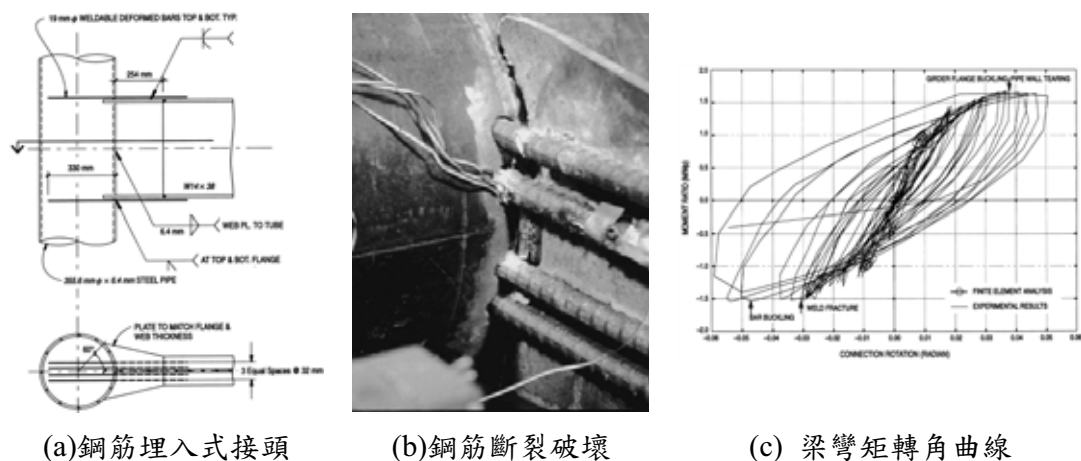


圖 2.4 鉚接鋼筋埋入式接頭 (Schneider and Alostaz 1998)

(資料來源：參考書目 [20])

(E) 內置剪力釘式接頭一型式如圖 2.5 所示，與簡單式接頭相似，但在接頭處上下梁翼端之鋼管內側加鉚剪力釘，或是梁腹貫穿至鋼管內，於腹板兩側加鉚剪力釘。剪力釘可減輕管壁應力集中，但剪力釘鉚接之數量則受到翼板寬度或腹板長度之限制，由於鋼梁無法發揮至塑性轉角，故不宜作為抗彎接頭(Alostaz and Schneider 1996)。

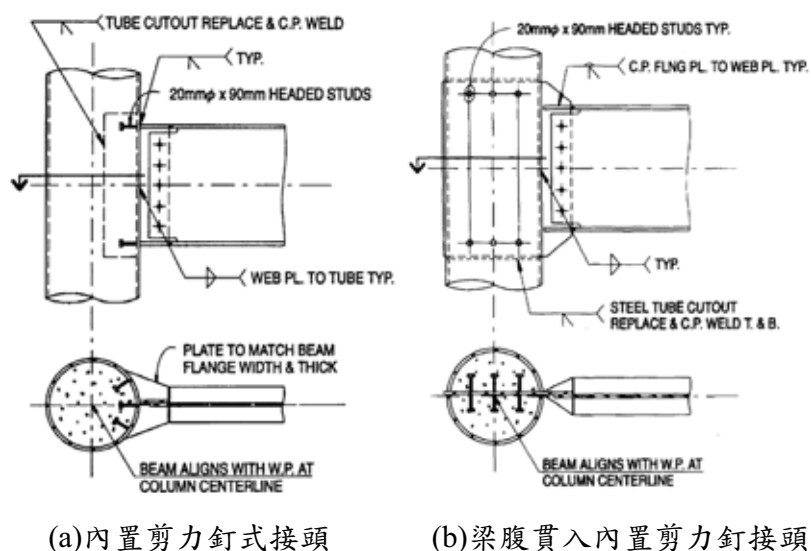


圖 2.5 合式接頭 (Ricles et al. 1996)

(資料來源：參考書目 [13])

(F) 翼板埋入式接頭(Continuous Flange Connection)—型式如 **圖 2.6** 所示，僅梁翼板穿透埋入鋼管，由於埋入鋼管之翼板與混凝土核心無法充分握裹，故當翼板受力時，力量無法完全傳遞至混凝土核心，造成翼板撕裂管壁現象，影響彎矩-轉角遲滯迴圈表現，如 **圖 2.6(c)** 所示 (Schneider and Allostaz 1998)。

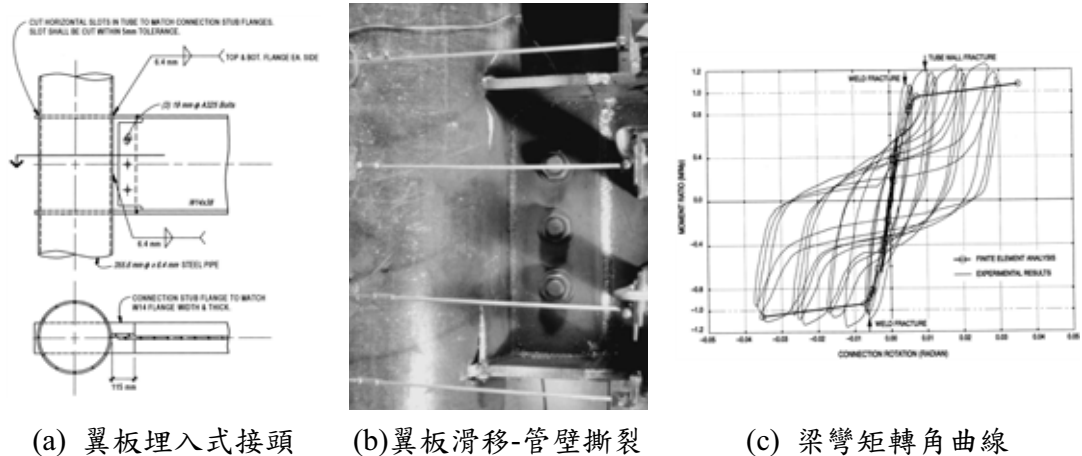


圖 2.6 翼板貫入式接頭 (Schneider and Allostaz 1998)

(資料來源：參考書目 [20])

(G) 腹板埋入式接頭(Continuous Wed Connection)—型式如 **圖 2.7** 所示，將梁腹板貫穿埋入鋼管內，雖可有效地將梁之剪力傳至混凝土核心，但梁翼板力量傳遞仍然不完全，破壞模式為管壁撕裂及梁腹板撕裂 (Schneider and Allostaz 1998)。

(H) 鋼梁埋入式接頭(Continuous Girder Connection)—型式如 **圖 2.8** 所示，鋼梁全斷面連續貫穿埋入鋼管內。此型式接頭較接近剛性接頭，遲滯迴圈較飽滿但塑性轉角能力不足，試驗破壞模式為梁塑鉸區梁翼板腹板挫屈後斷裂 (Schneider and Allostaz 1998)。究其原因，梁塑鉸區沒有特別的處理或補強是主要原因。又此種接合方式施工難度高，雙向構架時並不可行。

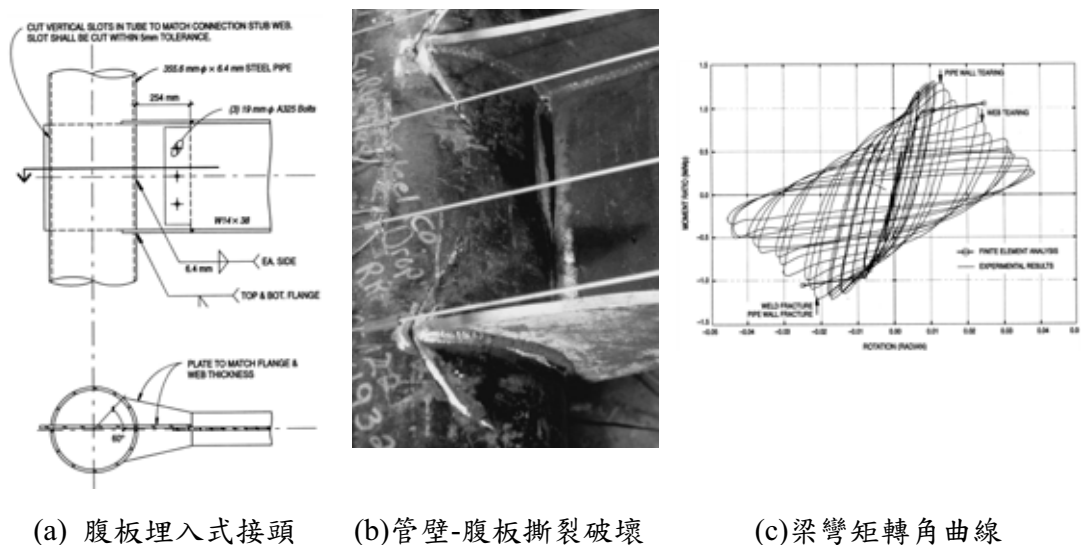


圖 2.7 腹板埋入式接頭(Schneider and Alostaz 1998)

(資料來源：參考書目 [20])

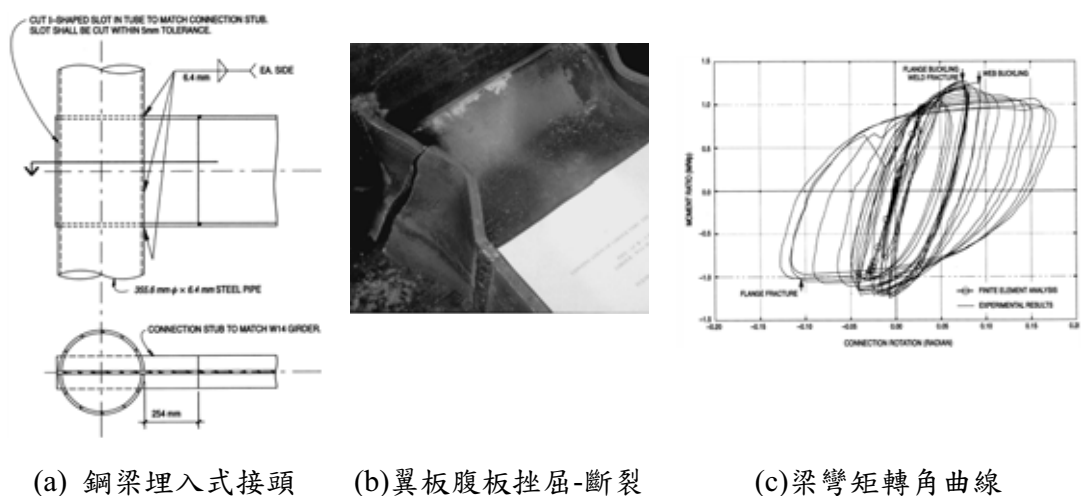


圖 2.8 鋼梁埋入式接頭 (Schneider and Alostaz 1998)

(資料來源：參考書目 [20])

(I) 複合式接頭(Hybrid Connection)—Ricles 等人(1996)研究採用內橫隔板及梁腹板對應矩形鋼管內壁裝設剪力釘等型式，如圖 2.9 所示。此種型式對於屬於內橫隔板式之改良型式，可適用於矩形或箱型斷面，不適合圓形鋼管混凝土柱。

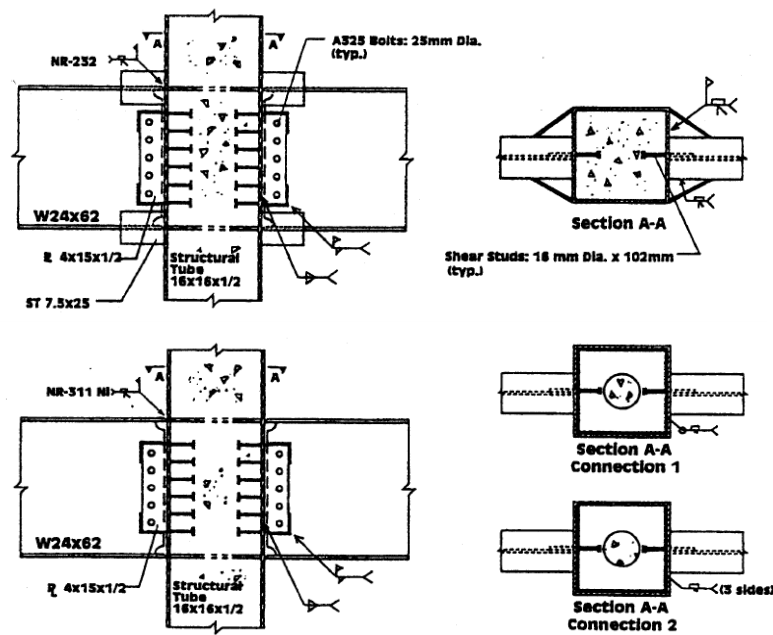


圖 2.9 合式接頭 (Ricles et al. 1996)

(資料來源：參考書目 [19])

另 Kang 等人(2001)研究採用 T 型加勁板，如圖 2.10 所示，附加鋼棒或板貫穿矩形鋼管混凝土柱式接頭，實驗結果指出該研究之接頭型式能有效增加試體抗彎強度與勁度，以 ABAQUS 有限元素分析結果與實驗結果相當符合(Kang et al. 2001)。惟 Kang 等人(2001)研究之接頭型式，其 T 型加勁板並不適合圓形鋼管柱，施工亦複雜。

國內相關研究情況

台大林克強博士與蔡克銓教授(2001)研究以柱外夾型橫隔板加勁之矩形鋼管混凝土柱梁接頭型式，如圖 2.11 所示，共測試 6 組試體，試驗以橫隔板寬度、橫隔板與梁翼填角銲長度為參數。經實驗證實此新型式梁柱接頭可以順利發展塑鉸，所有試體破壞均為梁翼板與橫隔板破裂，屬於韌性破壞模式。其鋼梁與接頭之填角銲銲道均無破壞，且若於填角銲末端施予回頭銲接，可避免接頭脆性破壞發生。試體彎

深入之研究，可供引用作為接頭設計及模擬之參考。

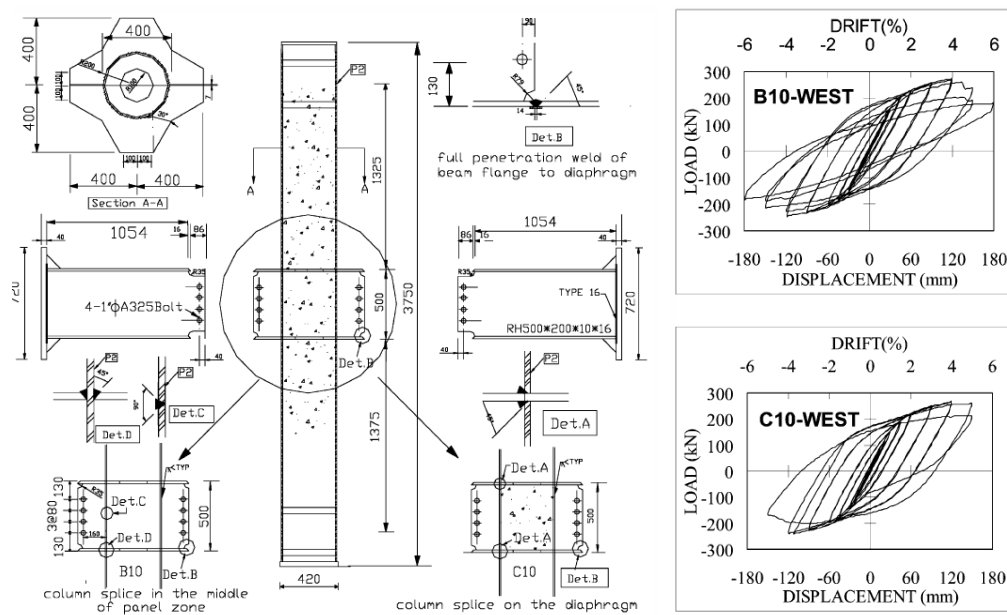


圖 2.12 外橫隔板加勁之圓形鋼管混凝土柱梁接頭耐震性能 (Cheng and Chung 2003)

(資料來源：參考書目 [17])

台大吳賴雲等人(吳賴雲等 2005, Wu et al. 2007)另外針對矩形鋼管混凝土柱開發雙向螺栓式接頭可應用於雙向構架，該型式接頭應用於圓形鋼管還有待研究。

交通大學陳誠直與林南交(2003)對於矩形鋼管混凝土柱與 H 型鋼梁抗彎接頭行為之研究成果亦可供本研究參考。陳誠直教授指導之李鴻利(2001)及羅勝宏(2002)則針對圓形鋼管混凝土柱與鋼梁之接合作有限元素分析及耐震行為測試。交大研究團隊提出之接頭型式如圖 2.13 所示。

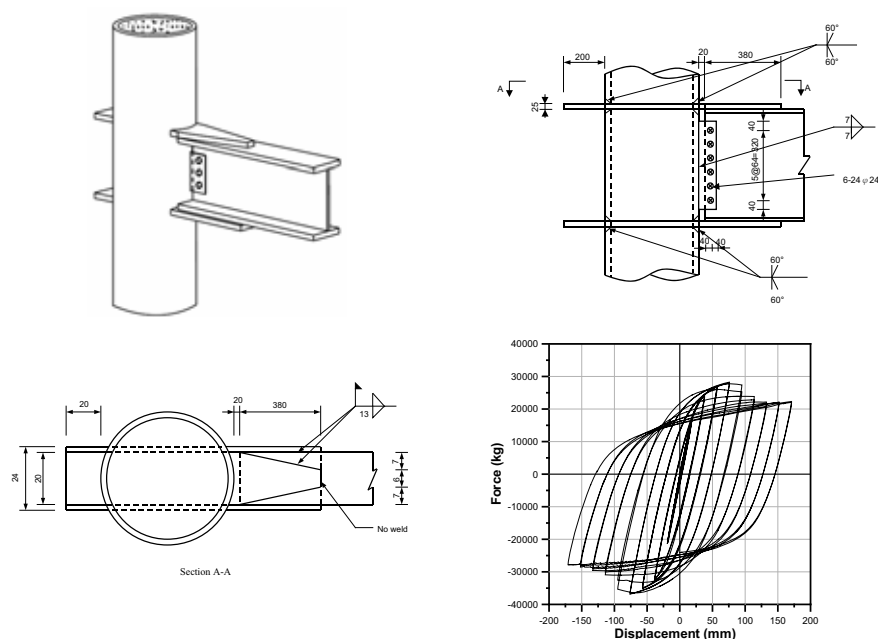


圖 2.13 貫穿式翼板圓形鋼管混凝土梁柱接頭 (陳誠直 2002)

(資料來源：參考書目 [12])

陳誠直教授於 2002 年，採用貫穿式翼板 (Flange Plate) 鋼管混凝土梁柱接頭，如 **圖 2.13** 所示，有效將梁翼應力傳遞至混凝土核心，避免柱面應力集中現象，塑鉸於貫穿翼板末端形成，以利塑性彎矩強度發展。試驗結果顯示具有穩定遲滯迴圈，塑性旋轉角均達到 3% 弧度以上。其翼板貫穿鋼管並以開槽鉚與鋼管接合，而貫穿翼板延伸出柱面段則與鋼梁填角鉚接。採此接合細節乃藉翼板貫穿鋼管傳遞應力導入接頭區，避免梁柱交接面之應力集中；由柱面延伸段補強梁翼板斷面，並於延伸段末端形成塑鉸以消散地震能量。但其中對於接頭區對角壓桿，因夾形鋼板貫穿鋼管對其之影響，而將混凝土之面積由圓形轉換成矩形如 **圖 2.14** 所示，及其將壓桿強度直接近似為接頭區混凝土之剪力強度如 **圖 2.15** 所示，略為過於簡化。

對於以上文獻分析探討之結果發現，陳誠直教授的貫穿式翼板 (Flange Plate) 鋼管混凝土梁柱接頭，擁有較好的力量傳遞途徑，可

以有效的將梁端之力量傳入接頭區以產生混凝土壓桿，並有著較良好的遲滯迴圈以消散能量，唯大梁吊裝不易，且剪力行為有待釐清。故本研究將基於此種貫穿式翼板接頭，開發新型、施工便利之接合形式，研究其剪力行為，提出完整施工與設計方法。

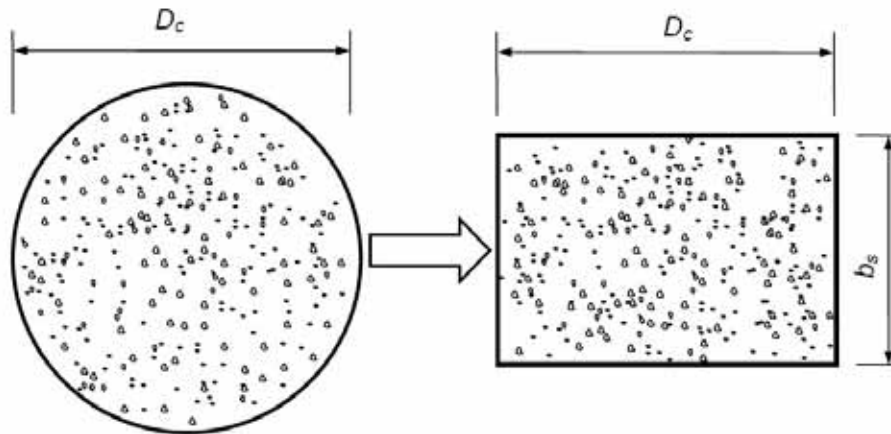


圖 2.14 混凝土面積轉換 (陳誠直 2002)

(資料來源：參考書目 [12])

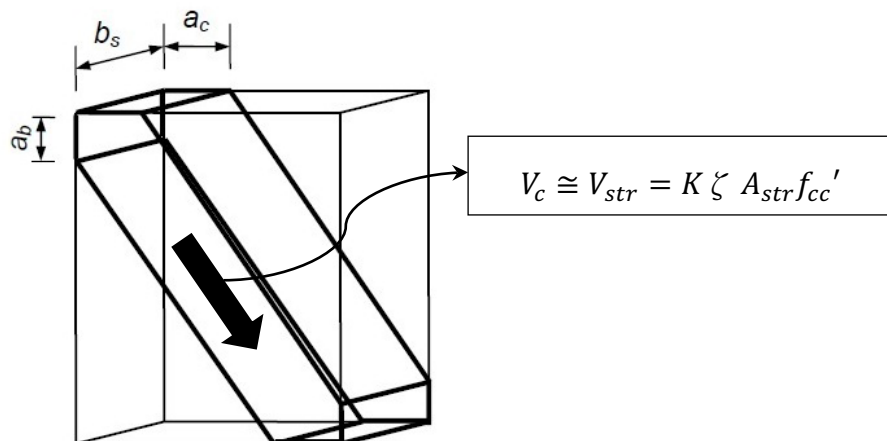


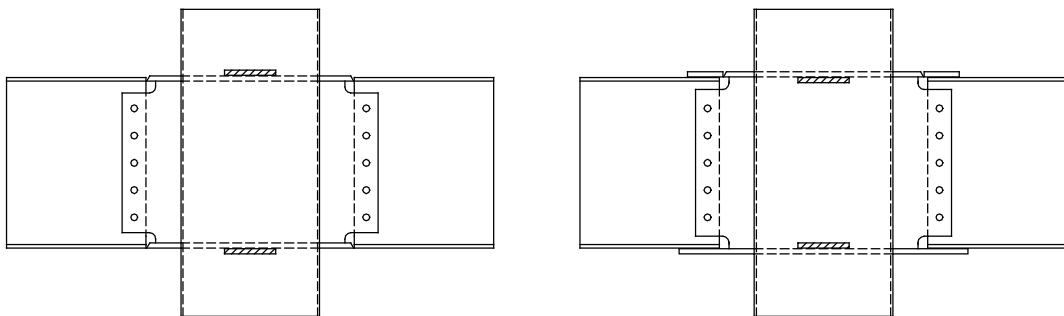
圖 2.15 接頭區壓桿模型 (陳誠直 2002)

(資料來源：參考書目 [12])

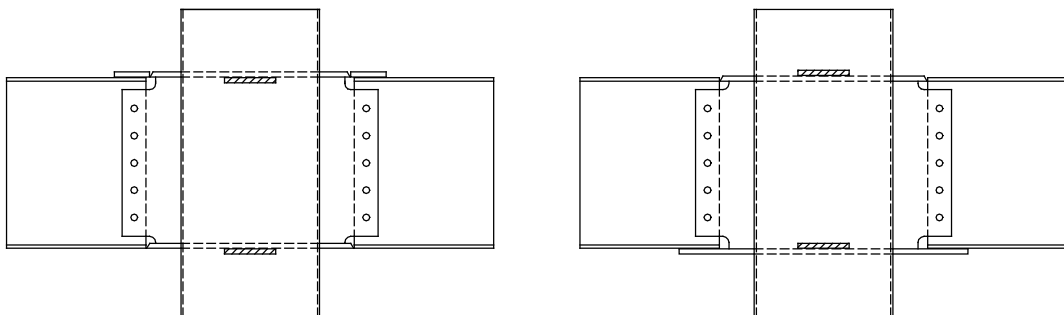
第三章 試體設計製作與載重試驗

第一節 梁柱接頭區接合型式

因為兩方向之貫穿板須交疊於梁柱接頭區中，因而會使得連接鋼梁後，造成樓板施工時有一板差，為了解決這問題，本研究團隊利用蓋板接合方式使兩方向鋼梁高程一致，如圖 3.1 中之 (a) (b) 接合形式所示。但在專家座談會時，由各專家討論建議下，得知現在工程界中已有一套施工流程來應對此問題，相對需於梁端使用蓋板接合，此問題較容易解決，故本研究團隊擬增接合形式 (c) 如圖 3.2 所示，將鋼梁直接連接於接頭區上，並於製作試體時採用此接合形式，並以切削式高韌性梁柱接頭將塑鉸移出柱面圖 3.3 所示。



Connection Type (a)



Connection Type (b)

圖 3.1 初步研究之構思接合形式

(資料來源：本研究繪製)

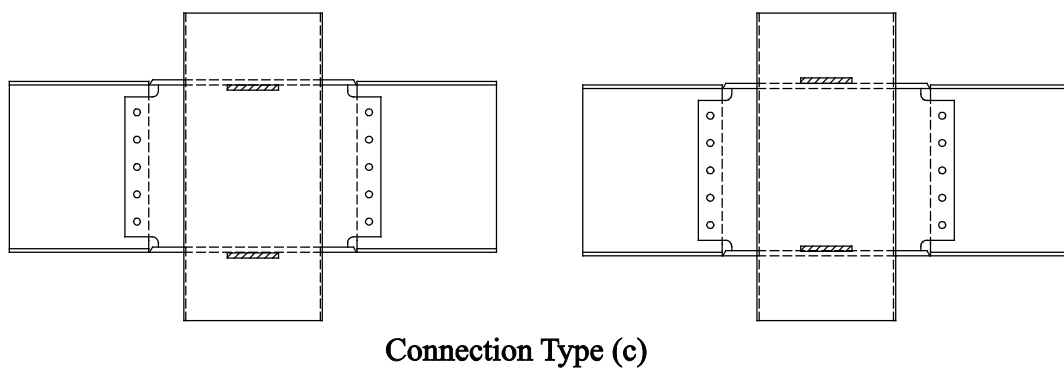


圖 3.2 最終決定之構思接合形式

(資料來源：本研究繪製)

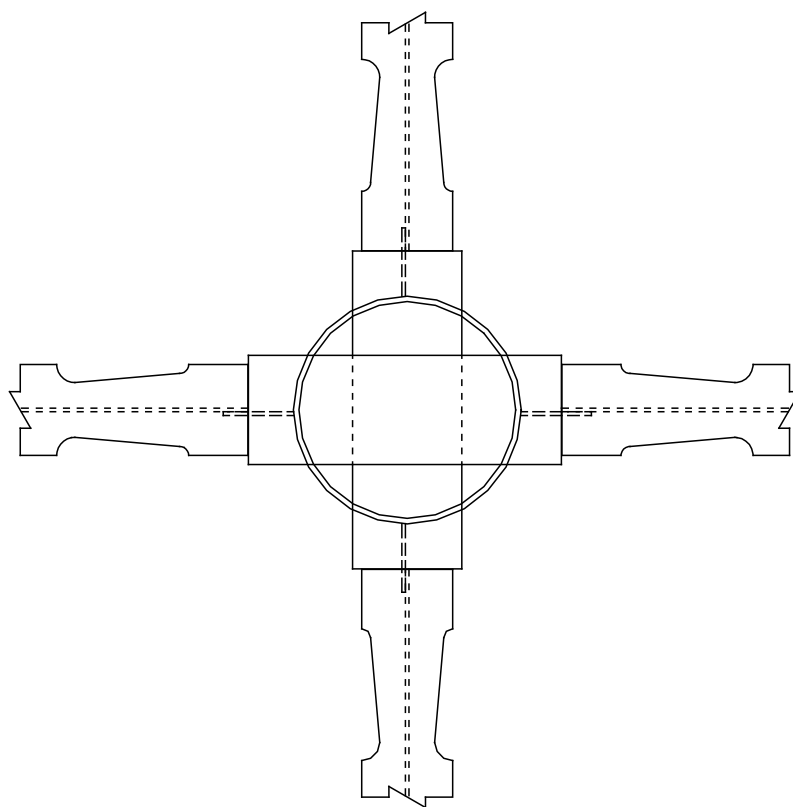


圖 3.3 梁柱接頭區上視圖

(資料來源：本研究繪製)

第二節 構思梁柱接頭施工流程

本研究提出之梁柱接頭施工流程如圖 3.4 所示為一圓型鋼管柱，首先先將縱向加勁板鐸於貫穿板上，再將圓形鋼管開孔，由開孔位置將貫穿板送入並以全滲透鐸接合，如圖 3.5 所示。接下來將腹板連接板以全滲透鐸接於柱面上如圖 3.6 所示。接著在另一方向以相同之步驟將貫穿板及腹板連接板鐸接於柱體上如圖 3.7 所示。



圖 3.4 圓形鋼管柱示意圖

(資料來源：本研究繪製)

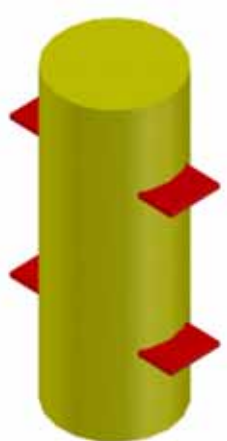


圖 3.5 貫穿板與圓形鋼管連接示意圖

(資料來源：本研究繪製)

待兩方向之貫穿板及腹板連接板皆與圓鋼管柱組裝完成後，接下來將兩方向之鋼梁以翼板全滲透銲接、腹板螺栓接合方式連接於試體上再將混凝土灌入如 圖 3.8 所示。

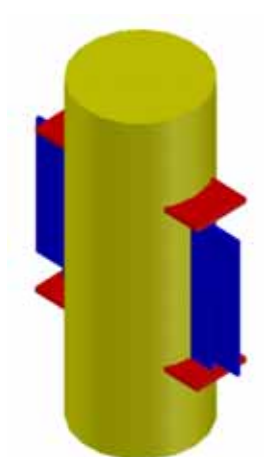


圖 3.6 腹板連接板與圓形鋼管連接示意圖

(資料來源：本研究繪製)

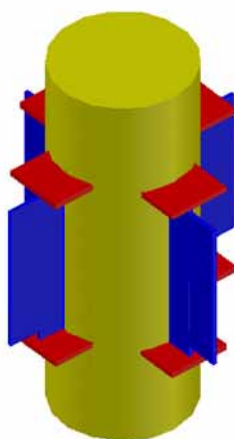


圖 3.7 兩方向貫穿板及腹板連接板與圓形鋼管連接示意圖

(資料來源：本研究繪製)

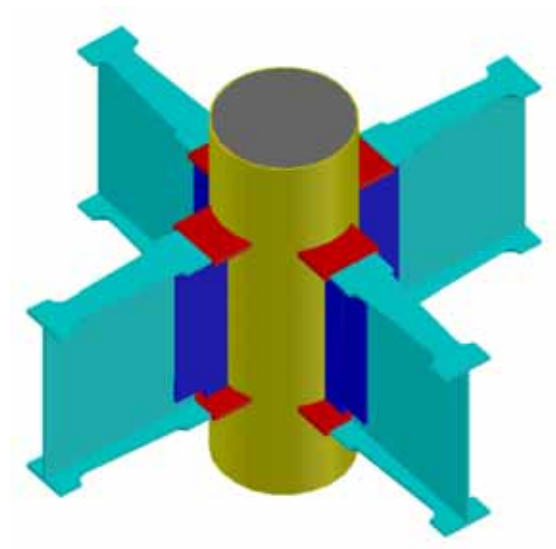


圖 3.8 完整試體完成示意圖

(資料來源：本研究繪製)

第三節 試體設計規劃與製作

本研究除研擬改良一便利可行之梁柱接合型式，另一目標為研究接頭區之剪力行為，並以實驗所得之數據，求取接頭區鋼管及混凝土協同作用下之剪力強度及混凝土壓桿之範圍，因此本研究設計接頭區剪力破壞之試體，目的就是希望整體試體塑鉸產生於梁柱接頭區，以求得接頭區之實際剪力強度。

4 組試體編號如表 3.1 所示，其中”FP”所代表的是接頭形式採用翼板灌入(Flange Penetration)方式製作梁柱接頭，隨後之數字”2”及”3”分別代表著翼板之寬度為 280 mm 及 350 mm。最後的”C”代表的是有內灌混凝土(Concrete filled)之意思。而”S”代表著的是有內藏加勁板(with Stiffener)的意思。

表 3.1 試體編號與規劃

試體編號	鋼管柱 A36	鋼梁 A572 Gr.50	貫穿板 A572 Gr.50
FP2S	Ø 508×8	BH 350×280×12×30	PL 658×280×30
FP2CS	Ø 508×8	BH 350×280×12×30	PL 658×280×30
FP2C	Ø 508×8	BH 350×280×12×30	PL 658×280×30
FP3CS	Ø 508×8	BH 350×350×12×30	PL 658×350×30

(資料來源：本研究整理)

(mm)

4 組試體規劃如表 3.1 所示，試驗試體之鋼管柱皆使用直徑為 508 mm 厚度為 8 mm 之圓形鋼管，鋼梁方面 FP2 系列之 3 組試體皆採用組合 H 型鋼 BH 350×280×12×30，相對於使用貫穿板為 PL 658×280×30 之鋼板，而 FP3 系列之試體則採用組合 H 型鋼 BH 350×350×12×30，相對於使用貫穿板為 PL 658×350×30 之鋼板。鋼材方面，圓形鋼管採

用 A36 之鋼材，鋼梁及貫穿板則皆採用 A572 Gr.50 之鋼材。

所有試體皆模擬邊柱型式以單方向製作，並於梁柱接頭區皆以翼板貫穿之方式製作梁柱接頭，且因設計預期於接頭區產生塑鉸，梁端之彎矩須充分傳入接頭區，故在梁柱接頭區不做切削之處理，避免於梁端產生塑鉸消散能量，以至於力量無法順利進入接頭區。

除了前面所述 4 組試體在翼板上有差異外，如表 3.2 所示尚有內藏加勁板與內灌混凝土之差異，內藏加勁板設置於無連接鋼梁面，預先縱向鉚於貫穿板上後送入柱體內再塞鉚填平，如照片 3.1 所示，加勁板採用 PL 75×75×15 之鋼板，鋼材為 A572 Gr.50。試體接頭區設計細部如圖 3.9、圖 3.10 及圖 3.11 所示。試體完整設計圖於附錄 A 中附上。

表 3.2 試體之變異參數

試體編號	翼板寬(mm)	內藏加勁板	內灌混凝土
FP2S	280	有	無
FP2CS	280	有	有
FP2C	280	無	有
FP3CS	350	有	有

(資料來源：本研究整理)

內灌混凝土設計使用標稱強度為 21 MPa 之混凝土，並為了確保混凝土可以順利通過貫穿於柱內之翼板，設定混凝土之坍度須達 20 cm 以上最大粒徑小於 15 mm，且採用以壓力灌漿由柱底逆打之方式灌入混凝土，並且於灌漿過程中敲打接頭區以確保混凝土不至於此區產生空洞或骨材不均之現象。為使用此方式灌漿，製作鋼管柱時，



照片 3.1 試體內藏加勁板塞鉚填平

(資料來源：本研究拍攝)

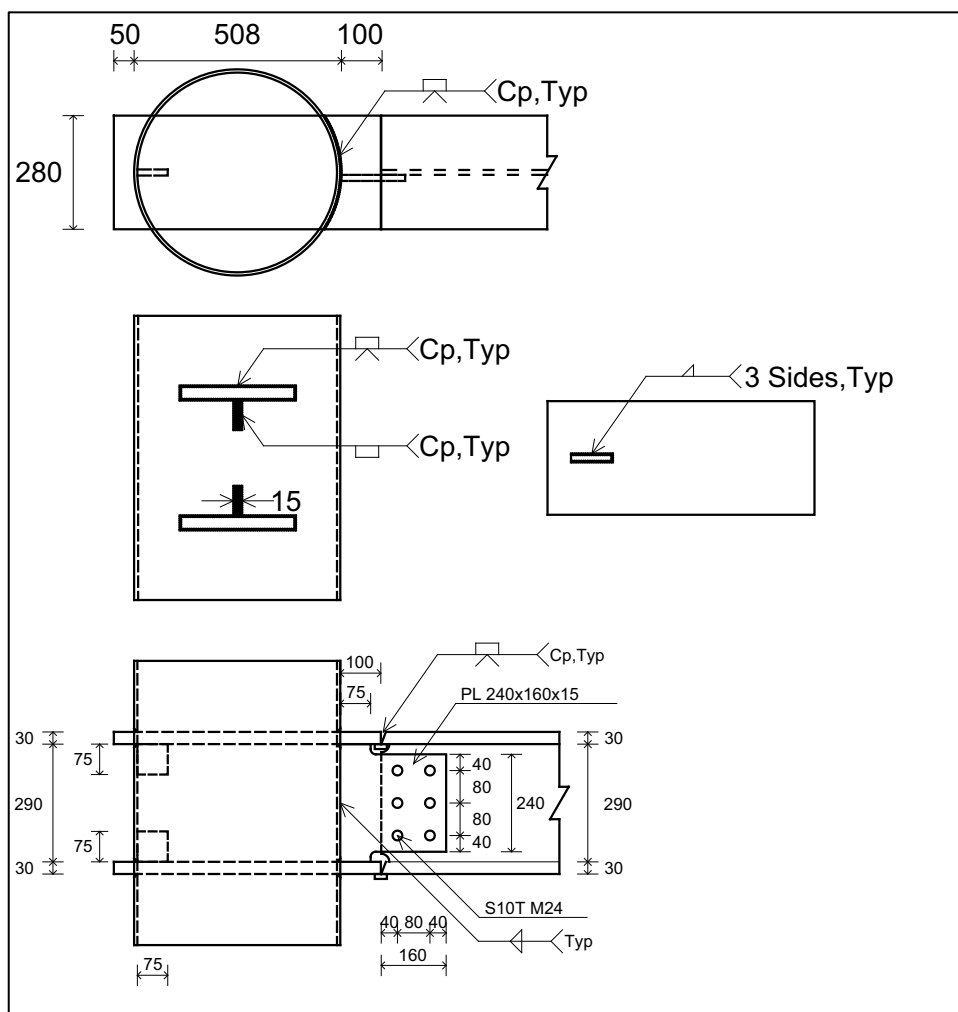


圖 3.9 試體 FP2S 與 FP2CS 梁柱接頭細部設計圖

(資料來源：本研究繪製)

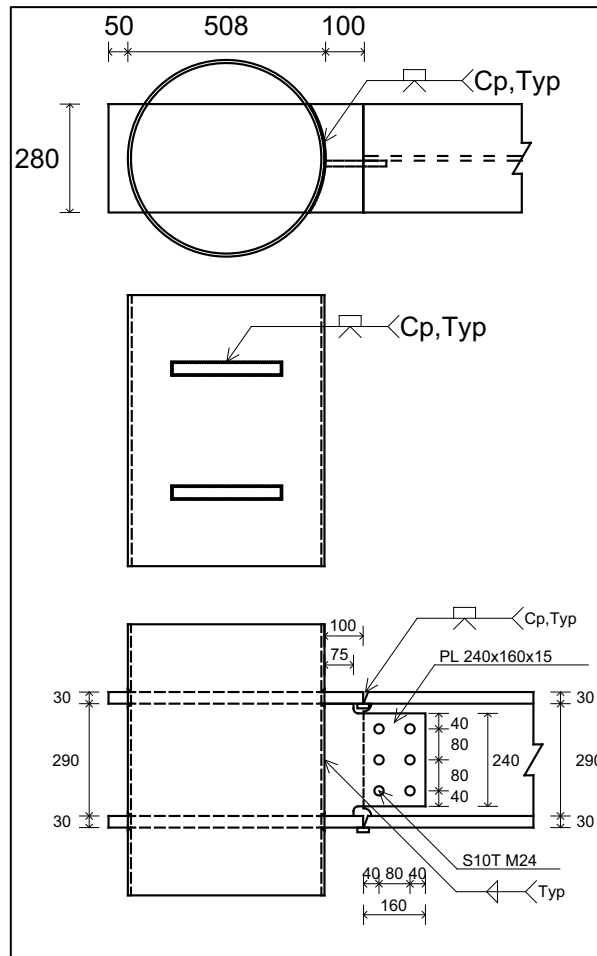


圖 3.10 試體 FP2C 梁柱接頭細部設計圖

(資料來源：本研究繪製)

預先於柱底起算向上 500 mm 處開一直徑為 100 mm 之灌漿孔如照片 3.2 所示。並於灌漿當日測試坍度以及製作直徑為 15 cm 高度為 30cm 之抗壓試體，以利後續測試混凝土之抗壓強度，灌漿當日之相關照片於附錄 B 中附上。

本研究設計之梁柱接頭預想於鋼構廠完成貫穿板等梁柱接頭區之施工，再送至工地現場組裝銲接鋼梁，故試體也模擬此方式施工，現場組裝銲接鋼梁如照片 3.3 所示，於銲接完成後委託”中國非破壞檢驗有限公司”進行銲道超音波檢驗(UT 檢測)如照片 3.4 所示，附錄 C 及附錄 D 中將組裝鋼梁相關照片、UT 檢測報告及相關照片附上。

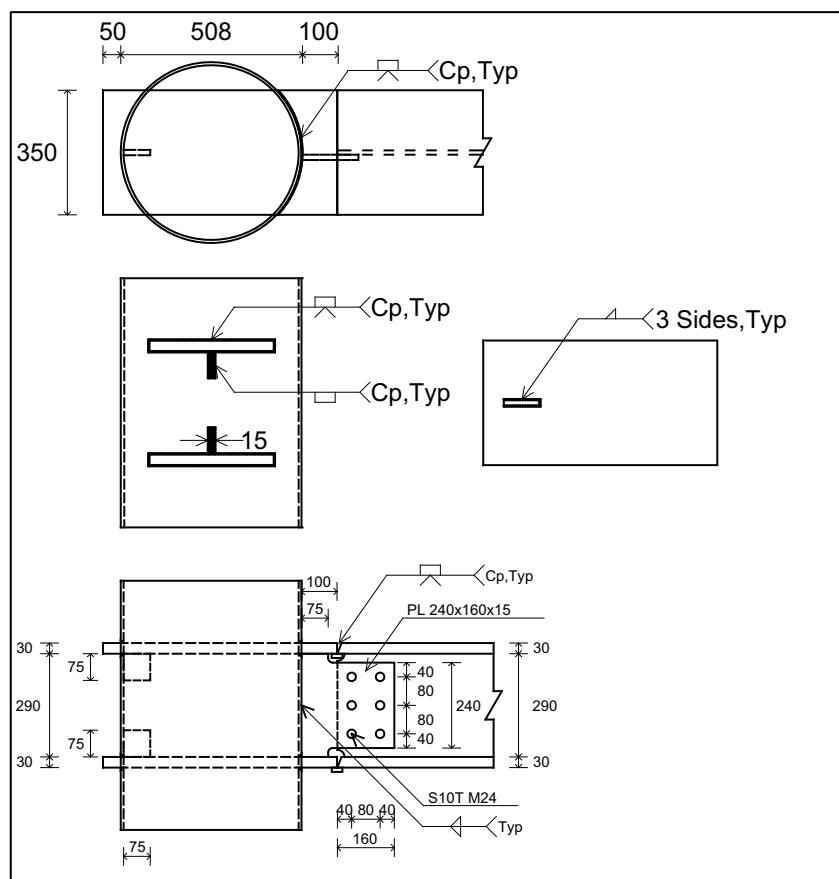


圖 3.11 試體 FP3CS 梁柱接頭細部設計圖

(資料來源：本研究繪製)



照片 3.2 試體灌浆孔入料閥

(資料來源：本研究拍攝)



照片 3.3 模擬工地現場組合銲接鋼梁施工

(資料來源：本研究拍攝)



照片 3.4 銲道超音波檢驗(UT 檢測)

(資料來源：本研究拍攝)

第四節 試體架設

由於試體設計如圖 3.12 所示以模擬結構體中邊柱型式設計，試體柱長為實際結構之柱長，兩端各為上樓層柱長中心到下樓層柱長中心，故架設試體時需模擬實際情況，兩端為鉸支承型式，彎矩必須為零，故試體架設方式如圖 3.13 所示，將試體柱兩端上下皆以一組滾支承組透過螺桿固定於地梁上，一方面束制其上下移動之行為，一方面釋放其彎矩束制能力，左右再各以一三角支承座固定以束制其左右移動之行為，最後再由柱端以油壓千斤頂模擬柱所承受之軸力施於柱上，此次試驗除了 FP2S 試體因無內灌混凝土，施以 400 kN 之固定軸力，其於試體接施以 600 kN 之固定軸力，再將油壓制動器連接至鋼梁以螺桿固定，最後為避免鋼梁產生側向扭轉挫屈以至於影響實驗結果，於鋼梁上以兩組角鋼分別給予鋼梁側向支撐，試體架設完成如照片 3.5 所示。

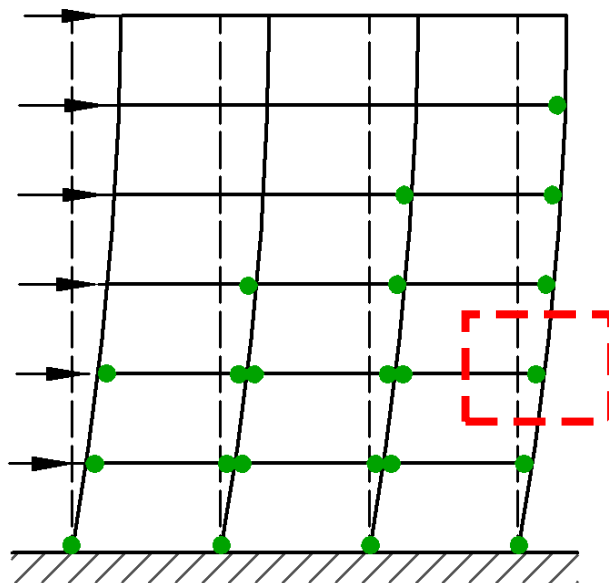


圖 3.12 模擬結構邊柱示意圖

(資料來源：本研究繪製)

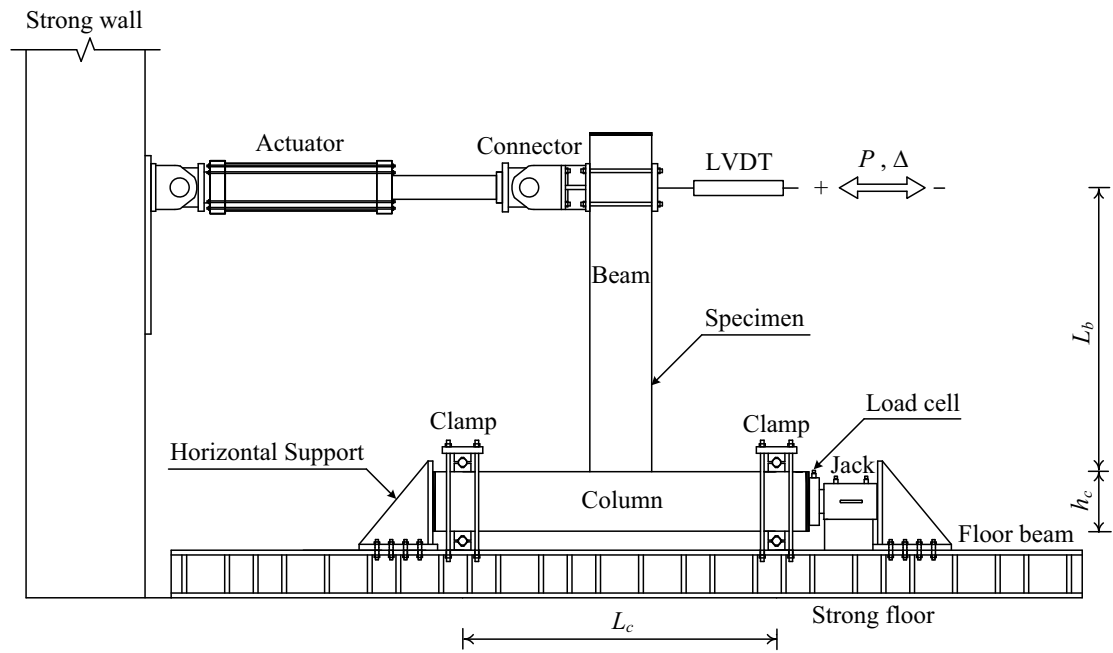


圖 3.13 試體架設示意圖

(資料來源：本研究繪製)



照片 3.5 試體架設完成圖

(資料來源：本研究拍攝)

第五節 量測系統與實驗程序

為測得梁端之位移，如圖 3.14 所示由梁端欲加載連接油壓制動器位置架設一位移感測器 LVDT (Linear Variable Differential Transformer)，並且在兩柱端架設一垂直向度盤式指示器 Dial Gauge，用以監測在柱端支承處於實驗中是否有垂直向之位移，於西側柱端架設一水平向度盤式指示器 Dial Gauge，用以監測試體於實驗中整體之水平向位移，以修正梁端所測得之位移數據。實際架設情形如照片 3.6 及照片 3.7 所示。並於油壓制動器上放置 2 組角度計 Rotation Gauge 如照片 3.8 所示，用以修正油壓制動器所得到之力量及位移數據。

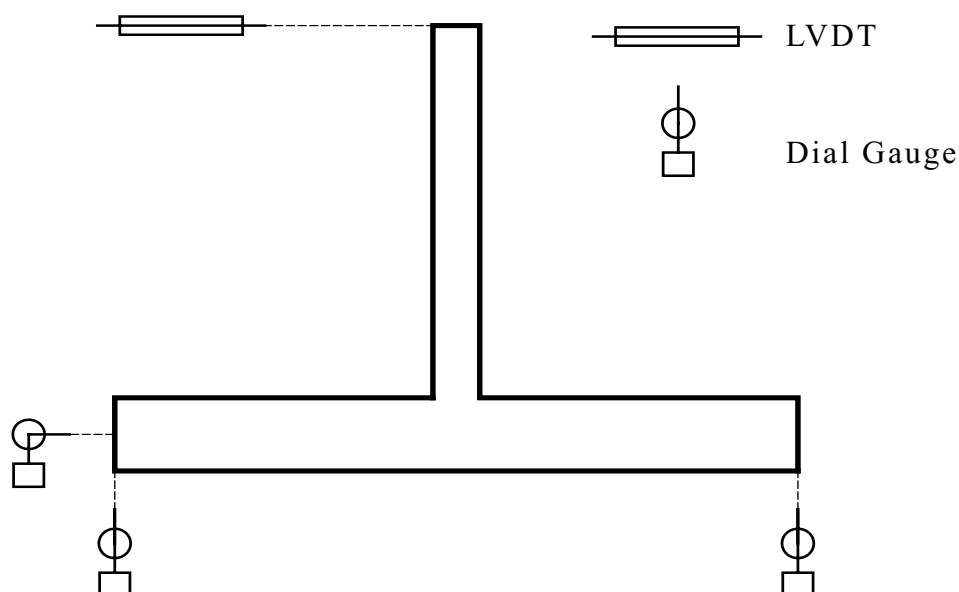


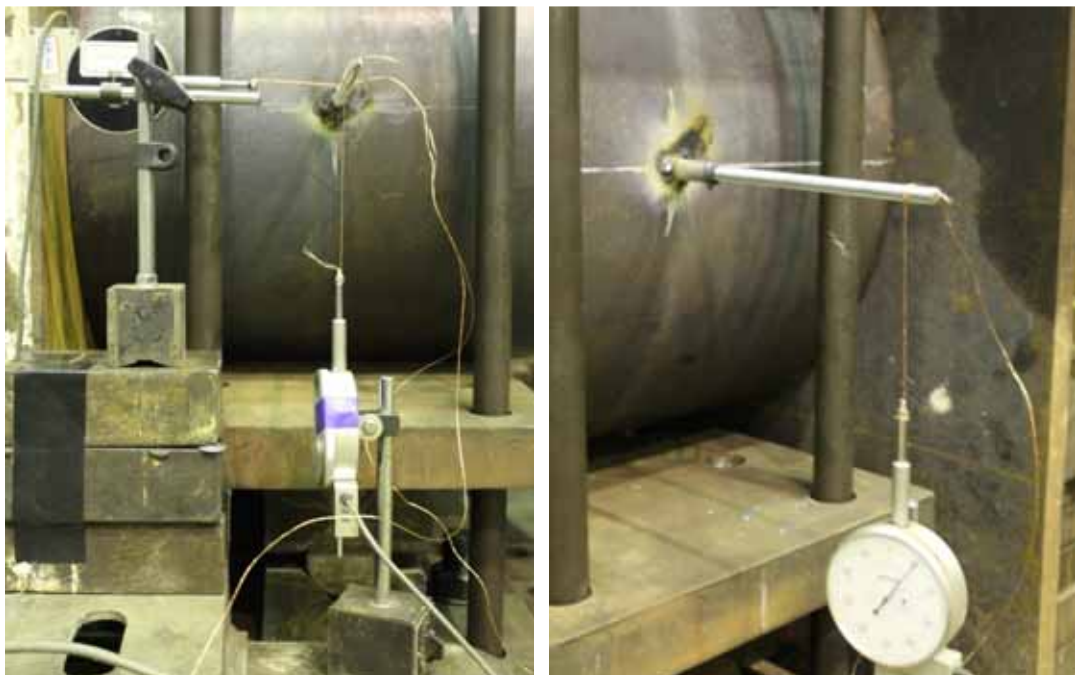
圖 3.14 試體位移器架設示意圖

(資料來源：本研究繪製)



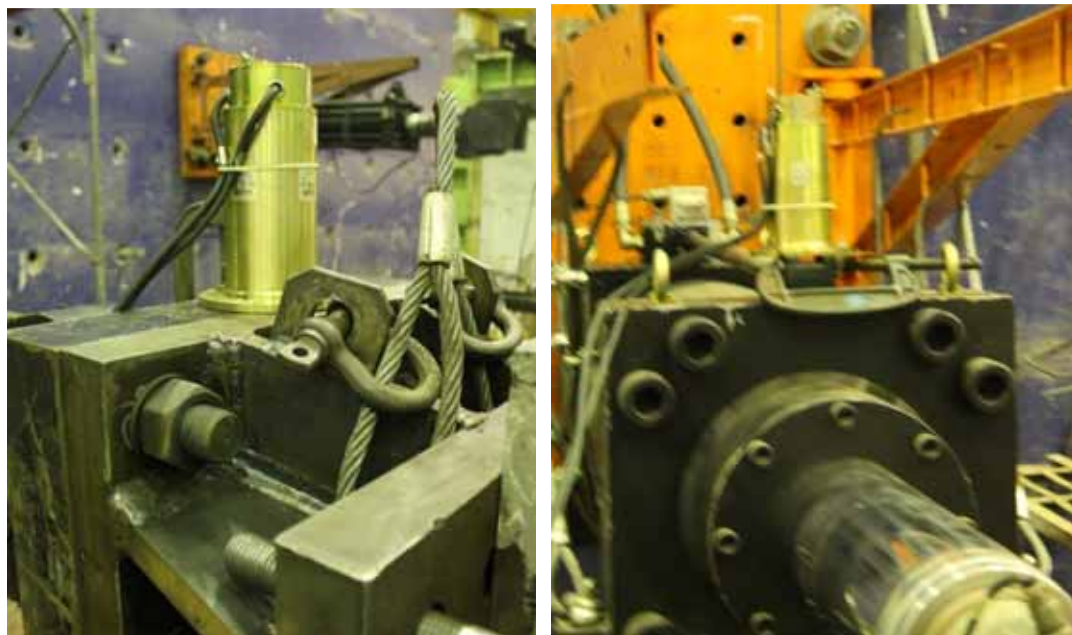
照片 3. 6 LVDT 架設情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 3. 7 Dial Gauge 架設情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 3. 8 Rotation Gauge 架設情形

(資料來源：本研究拍攝)

除以上所述之量測系統，本次實驗同時使用如 圖 3. 15 由 NDI (Northern Digital Inc.) 公司所生產之 OPTOTRAK Certus HD System 紅外線光學量測系統，裝置 NDI marker 之位置如 圖 3. 16 所示，共裝設 39 個 marker 以監測接頭區、鋼梁及鋼管柱在實驗中所產生之變形，除了編號 21 到 28 之 marker 直接黏貼於鋼梁上，以及編號 35 到 39



圖 3. 15 OPTOTRAK Certus HD System

(資料來源：本研究拍攝)

直接黏貼於圓鋼管柱上，其餘 marker 因柱體表面形狀為圓弧，故如照片 3.9 所示預銲一 13 mm × 13 mm 厚度為 2 mm 之小鐵片於柱體上，以利黏貼之 marker 順利將紅外線發射回主機。

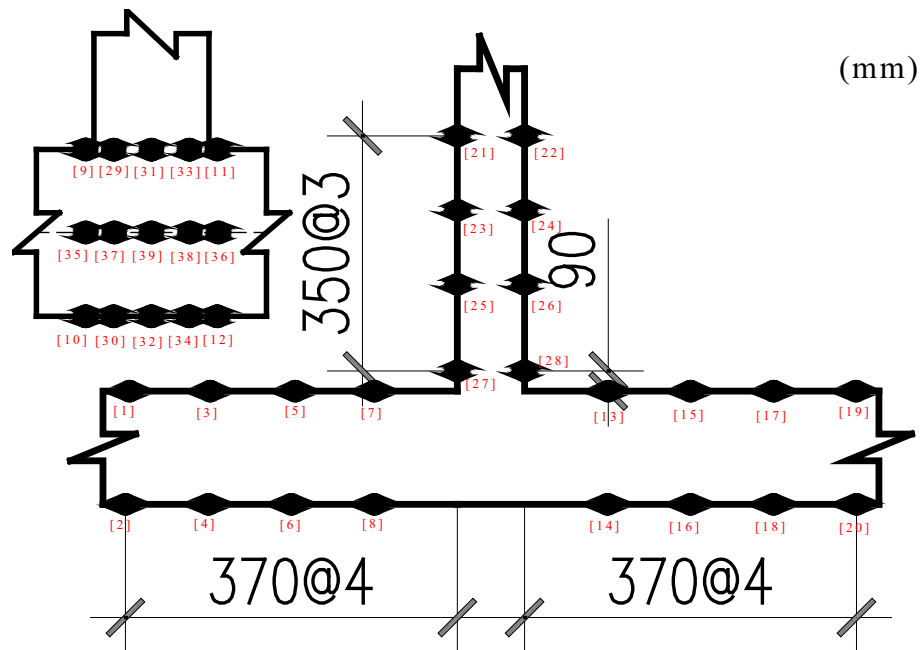
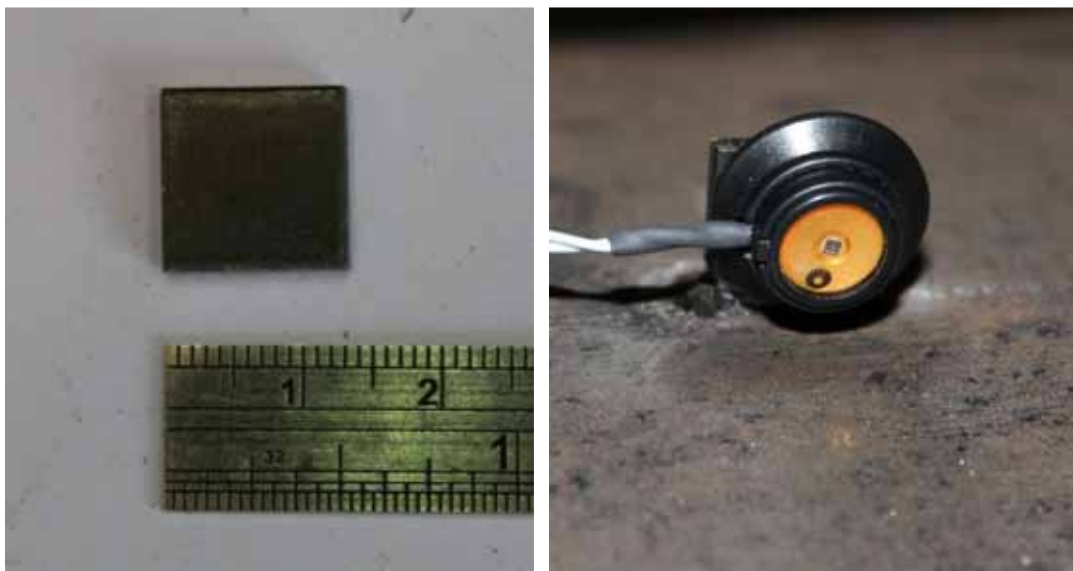


圖 3.16 NDI marker 裝設位置示意圖

(資料來源：本研究繪製)



照片 3.9 NDI marker 經鐵片輔助黏貼於試體照

(資料來源：本研究拍攝)

應變計方面則以單向應變計監測鋼梁位於銲道兩側之翼板及貫穿板是否有降伏行為，以及力量傳遞是否平順，相同以單向應變計黏貼於柱體接近接頭區之位置，以監測鋼管柱於實驗中是否有降伏之行為，單向應變計黏貼位置如圖 3.17 所示。

接頭區部分則以三向應變計分別黏貼於南面 3 組及北面 1 組，其配置位置如圖 3.18 所示裝設於兩面接頭區中心水平於 0 度理論剪力最大之位置，並於南面接頭區向上向下 30 度之位置各增設一組三向應變計，黏貼角度為 0 度、45 度及 90 度。分別可以監測接頭區在水平、垂直及 45 度方向鋼管壁是否有降伏行為，並將其轉換為局部剪應變觀察是否有剪力降伏之行為。應變計裝設於試體之實際情形如照片 3.10 所示。

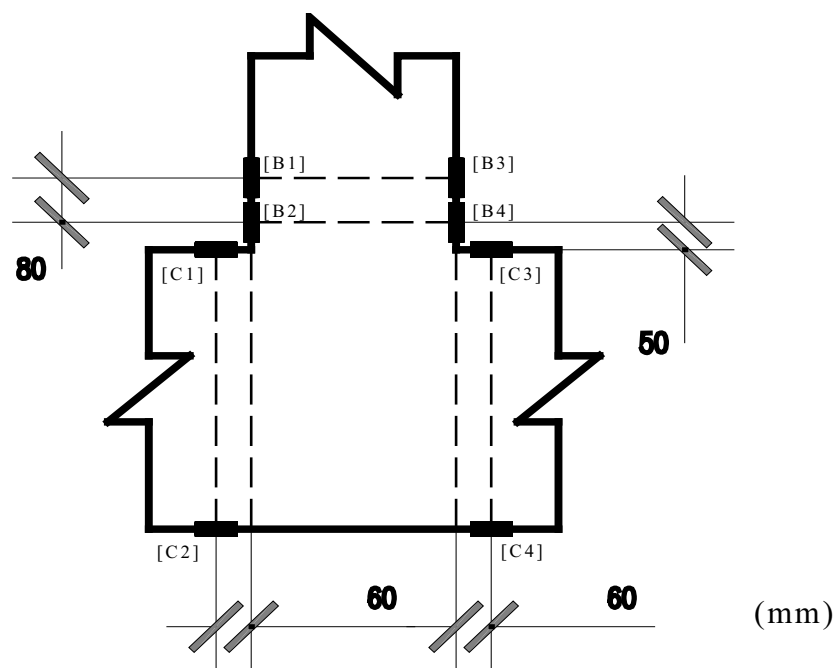


圖 3.17 單軸應變計裝設位置示意圖

(資料來源：本研究繪製)

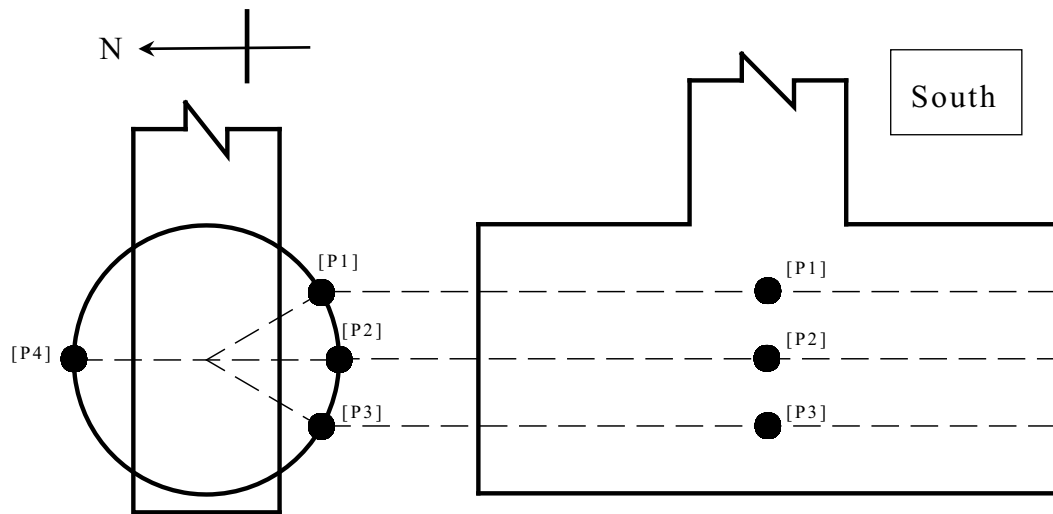
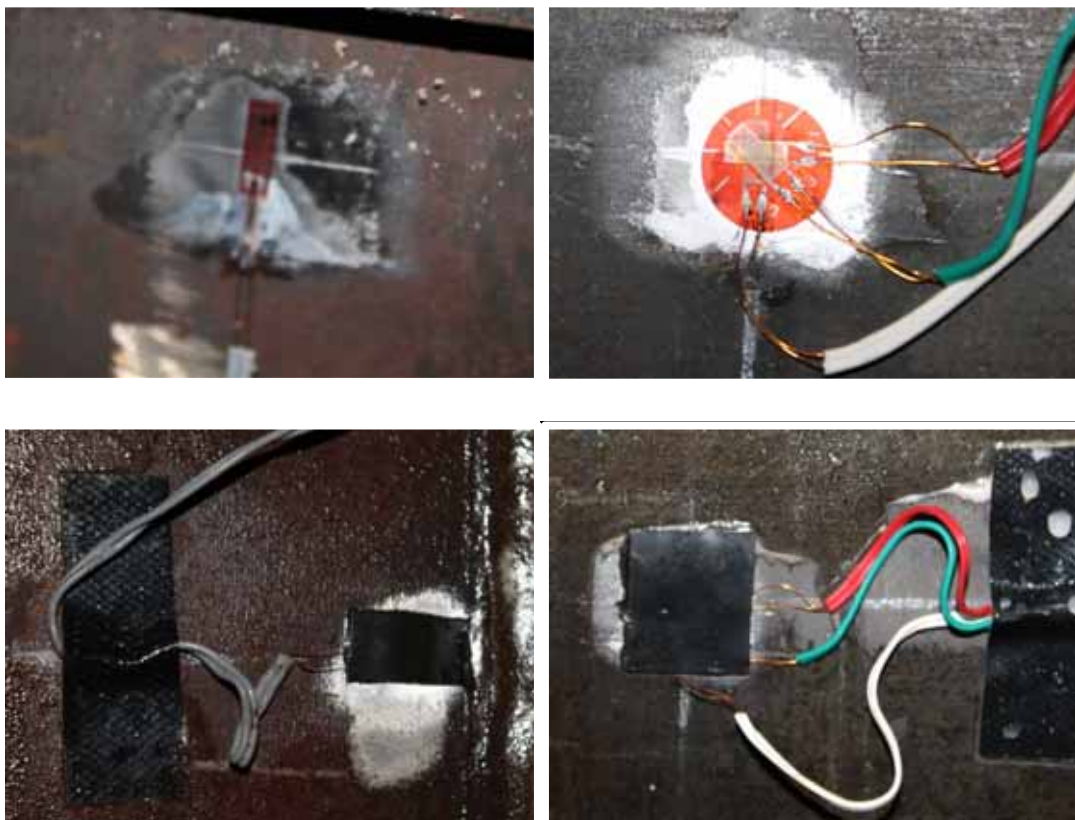


圖 3.18 三軸應變計裝設位置示意圖

(資料來源：本研究繪製)



照片 3.10 應變計裝設情形

(資料來源：本研究拍攝)

實驗之載重歷程如圖 3.19 所示，在 0.375% 到 0.75% 層間位移間，每個階段之層間位移皆做 6 個迴圈之反覆載重。至 1% 層間位移時，做 4 個迴圈之反覆載重。其餘之後每階段之層間位移皆做 2 個迴圈之反覆載重。本實驗每 1% 之層間位移為 28.41 mm。

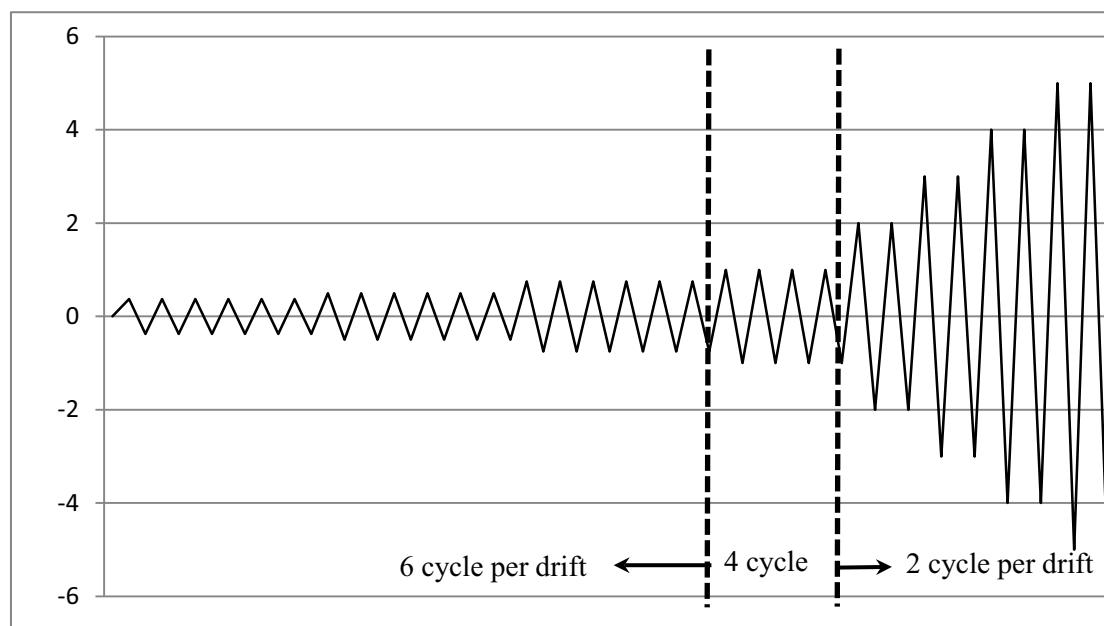


圖 3.19 載重歷程示意圖

(資料來源：本研究繪製)

第六節 變位分析

本研究主要針對接頭區剪力行為作深入之探討，故接頭區之各變形分量尤其重要，由接頭區各角落所黏貼之 NDI marker(編號 29、30、33、34 號)於實驗中所得之相對位移，可以一一求得。

如圖 3.20 所示接頭區高度為 h 寬度為 b 對角長度為 $d = \sqrt{h^2 + b^2}$ ，29 號和 33 號之相對位移為 ΔT 、30 號和 34 號之相對位移為 ΔB ，分別表示接頭區上方以及下方之伸長縮短量，29 號和 30 號之相對位移為 ΔW 、33 號和 34 號之相對位移為 ΔE ，分別表示接頭區西方以及東方之伸長縮短量，30 號和 33 號之相對位移為 ΔD ，則表示接頭區對角線之伸長縮短量。各位移分量如圖 3.21 所示。

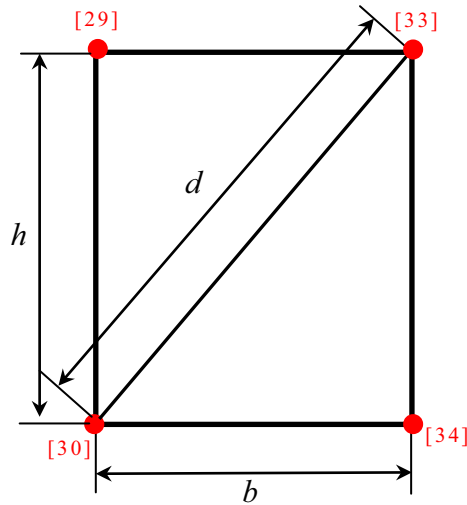


圖 3.20 接頭區各角落 NDI marker 相對位置圖

(資料來源：本研究繪製)

如圖 3.22 中之(a)所示接頭區之垂直變形量為 Δv ， Δv 可以 (3.6.1) 式求得。

$$\Delta v = \frac{(\Delta W + \Delta E)}{2} \quad (3.6.1)$$

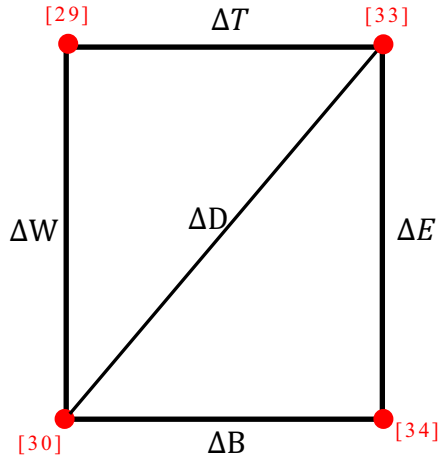
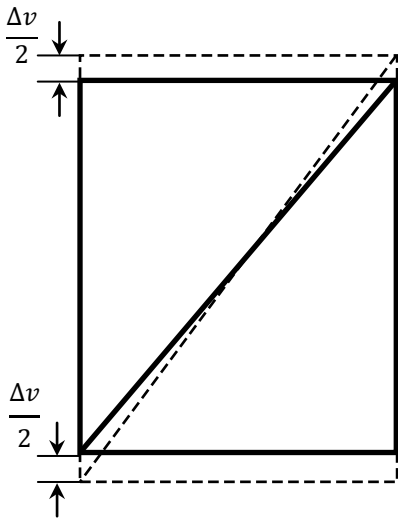


圖 3.21 接頭區 NDI marker 相對位移分量示意圖

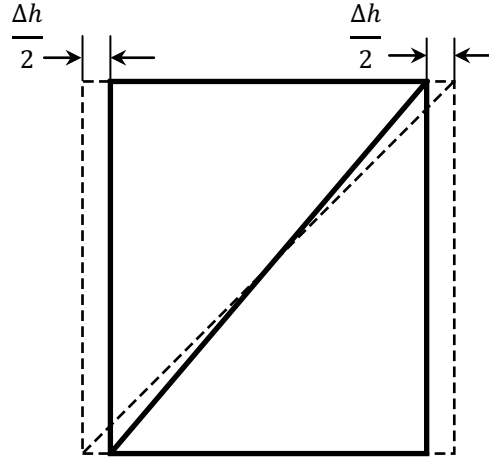
(資料來源：本研究繪製)

則平均垂直應變 $\bar{\epsilon}_v$ 則可以 (3.6.2) 式表示之。

$$\bar{\epsilon}_v = \frac{\Delta v}{h} \quad (3.6.2)$$



(a) 垂直向變形



(b) 水平向變形

圖 3.22 接頭區變形示意圖(一)

(資料來源：本研究繪製)

如圖 3.22 中之 (b) 所示接頭區之水平變形量為 Δh ， Δh 可以 (3.6.3)

式求得。

$$\Delta h = \frac{(\Delta T + \Delta B)}{2} \quad (3.6.3)$$

則平均水平應變 $\bar{\varepsilon}_h$ 則可以(3.6.4)式表示之。

$$\bar{\varepsilon}_h = \frac{\Delta h}{b} \quad (3.6.4)$$

接頭區之撓曲變形分為柱端之撓曲變形及梁端之撓曲變形，如圖 3.23 中之(a)所示，柱方向(以柱延伸線為曲率中心)之撓曲旋轉角 θ_c 可以(3.6.5)式求之。

$$\theta_c = \frac{(\Delta W - \Delta E)}{b} \quad (3.6.5)$$

則柱方向之平均曲率則可以(3.6.6)式表示之。

$$\bar{\phi}_c = \frac{\theta_c}{h} \quad (3.6.6)$$

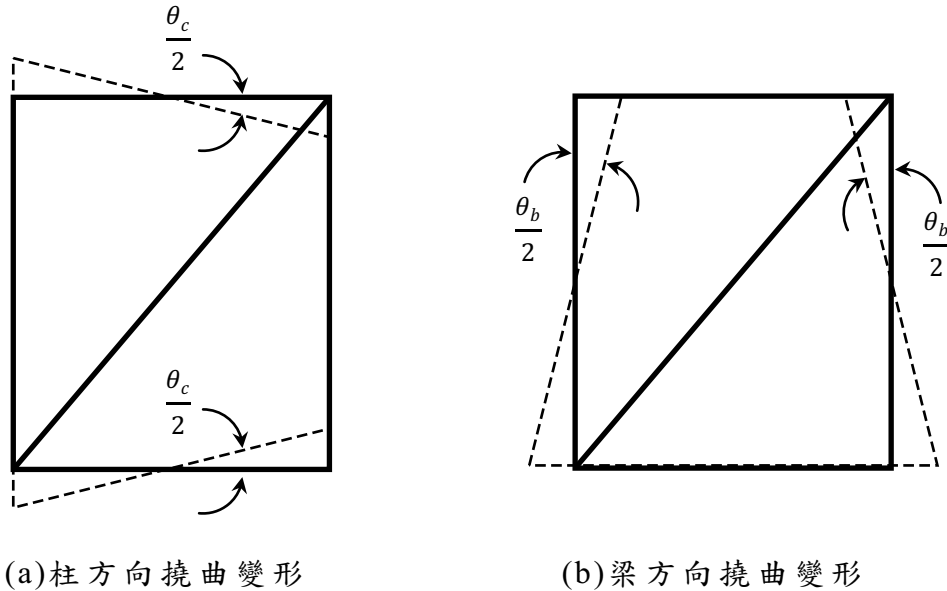


圖 3.23 接頭區變形示意圖(二)

(資料來源：本研究繪製)

如圖 3.23 中之(b)所示，梁方向(以梁延伸線為曲率中心)之撓曲

旋轉角 θ_b 可以(3.6.5)式求之。

$$\theta_b = \frac{(\Delta B - \Delta T)}{h} \quad (3.6.7)$$

則梁方向之平均曲率則可以(3.6.6)式表示之。

$$\bar{\phi}_b = \frac{\theta_b}{b} \quad (3.6.8)$$

接頭區中除了剪力變形會造成對角線之伸長縮短，同時垂直及水平之變形也會造成對角線上之變化，垂直及水平變形對於對角線所造成之影響 ΔD_{vh} 可以(3.6.7)式表示之。

$$\Delta D_{vh} = \sqrt{(b + \Delta h)^2 + (h + \Delta v)^2} - d \quad (3.6.9)$$

因此真正由剪力變形所造成對角線之長度變形 ΔD_s 如下式(3.6.8)。

$$\Delta D_s = \Delta D - \Delta D_{vh} \quad (3.6.10)$$

如圖 3.24 所示接頭區之剪應變則可由下式(3.6.9)得知。

$$\gamma = \frac{\sqrt{(d + \Delta D_s)^2 - (h + \Delta v)^2} - (b + \Delta h)}{h + \Delta v} \quad (3.6.11)$$

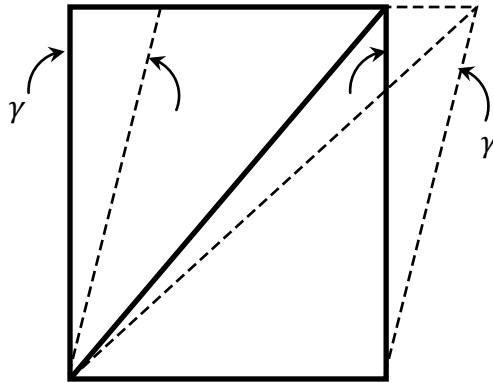


圖 3.24 接頭區剪力變形示意圖

(資料來源：本研究繪製)

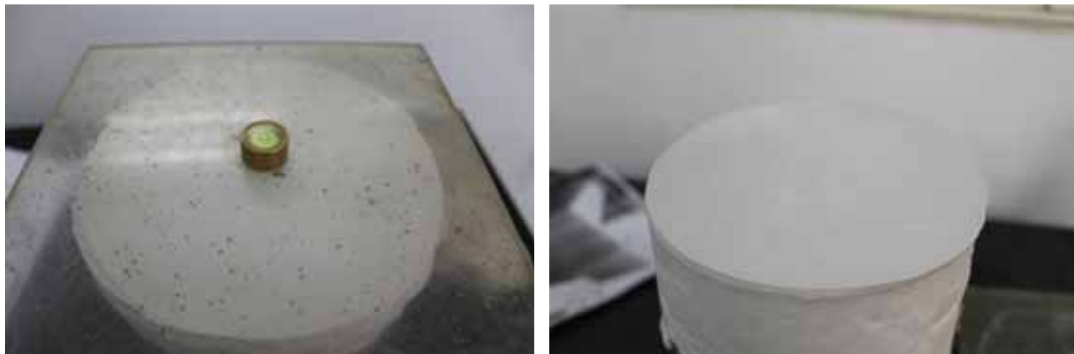
本研究預計將以以上所述方式處理 NDI 所收到之數據，及將其座標數據分析繪製成變形示意圖，並且將各層間變位之變形示意圖製

成連續之影片，以觀察試體加載中之變化。以上所述之分析已於第四章中提出，連續變形示意圖也於期末審查簡報中呈現出。

第四章 實驗結果討論與分析

第一節 試體材料強度試驗

本研究於試體壓力灌漿當天製作 9 組混凝土圓柱抗壓試體，模擬內灌混凝土以保鮮膜密封方式養護圓柱試體，並且在反覆載重試驗開始前，於 9 天齡期及 17 天齡期各進行一組抗壓試驗以監測其強度之變化，而在試驗當天試驗進行 2 組圓柱試體之抗壓試驗，於試驗前先將圓柱試體兩平面以石膏蓋平如照片 4.1 所示，其測試結束混凝土破壞情形如照片 4.2 所示。各別測試之強度如表 4.1 所示。



照片 4.1 混凝土圓柱抗壓試體蓋平情形

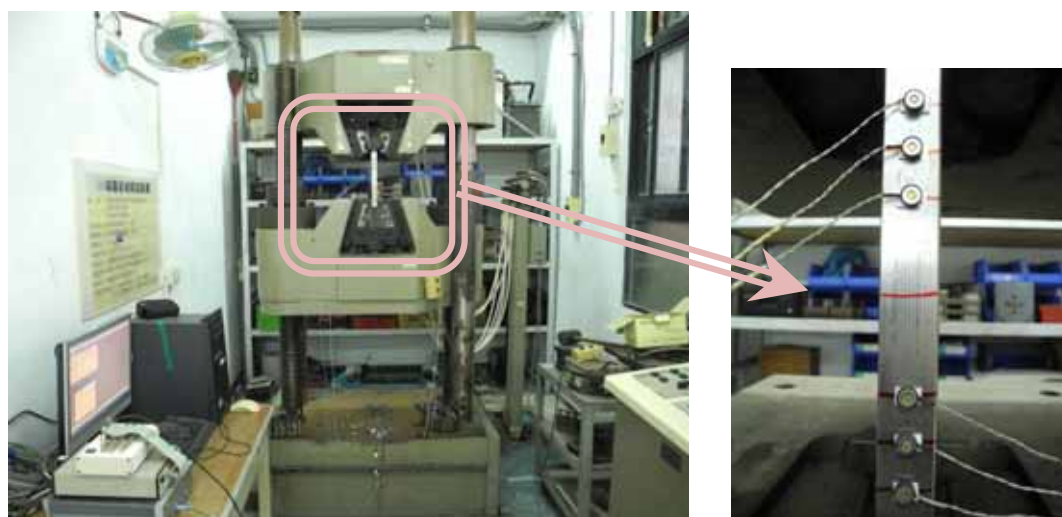
(資料來源：本研究拍攝)

在試體製作之時，本研究委託廠商將試體柱體鋼管、鋼梁翼板(貫穿板)及腹板同批鋼材，加工製作成拉力試片各三組並於拉力試驗前於試片中心起算，分別向外 100 mm、150 mm 及 200 mm 各黏貼一對 NDI marker 如所示以監測其測試間之位移如照片 4.3 所示，其鋼材試片破壞情形如照片 4.4 所示。強度如表 4.2 所示。



照片 4.2 混凝土圓柱抗壓試體破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.3 鋼材拉力試片與其監測位移系統架設情形

(資料來源：本研究拍攝)



(a)柱管鋼材

(b)梁腹板鋼材

(c)梁翼板鋼材

照片 4.4 鋼材拉力試片破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)

表 4.1 混凝土於各階段之強度

混凝土齡期	強度(MPa)	平均強度(MPa)
9 天	20	--
17 天	27	--
28 天(10/1)	30	30
28 天(10/2)	31	
28 天(10/4)	28	

(資料來源：本研究整理)

表 4.2 鋼材抗拉強度

監測位置	鋼管柱(A36)		梁腹板(A572)		梁翼板(A572)	
10 cm	344.995	(平均)	407.956	(平均)	373.731	(平均)
	342.462		406.846		373.12	
	344.147		408.109		372.606	
	344.985		409.525		370.967	
15 cm	336.4	(平均)	442.152	(平均)	370.434	(平均)
	331.729		445.334		369.859	
	333.56		443.484		370.842	
	332.551		442.965		372.234	
20 cm	313.326	(平均)	433.831	(平均)	366.594	(平均)
	313.853		436.12		369.872	
	313.904		434.004		368.837	
	314.534		432.062		370.044	
(資料來源：本研究整理)						
(MPa)						

第二節 試體實驗行為

(a). 試體 FP2S：

此組試體中無內灌混凝土，故不需於實驗當天做混凝土圓柱試體抗壓試驗，架設完成即可開始實驗。試體在進行實驗時，一直從 0.375% 至 1% 層間位移時，試體皆無太大之變化。直至 1.5% 層間位移時，試體貫穿板與柱管銲接位置沿貫穿板厚度方向開始有輕微銲道分離與石膏剝落的情形如照片 4.5 所示。在層間位移達到 2% 的第一個正迴圈時，試體發出鋼材破裂的聲音，經檢查外觀除了貫穿板上出現降伏線石膏剝落之情形如照片 4.6 外，估計是內藏之加勁板塞銲熱影響區有裂縫產生(因試體架設方式不易觀察)。當達到 2% 之負迴圈時，接頭區開始有輕微之剪力變形，並且於柱體上方受貫穿板拉力處沿貫穿板厚度方向之銲道裂縫增大，受壓力處柱面有內凹之情形如照片 4.7。

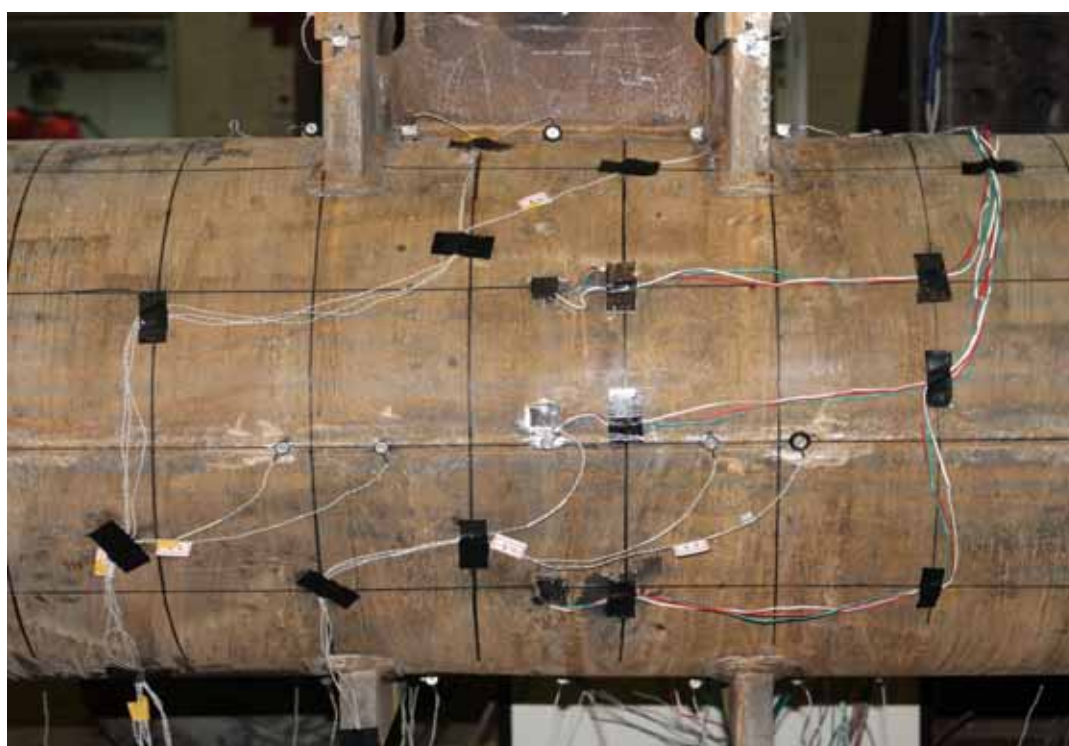


照片 4.5 試體 FP2S 於 1.5% drift 時貫穿板與銲道分離之情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.6 試體 FP2S 於 2% drift 時貫穿板產生降伏線
(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.7 試體 FP2S 於 -2% drift 時接頭區變形情形
(資料來源：本研究拍攝)

當試體層間變位達到 3% 時達到最大力量，正迴圈為 152.7 kN、負迴圈為 -145.4 kN。在 3% 至 4% 層間位移過程中，試體外表柱體受貫穿板拉力處沿貫穿板厚度方向之鉚道裂縫及受壓力處柱面內凹之

情形，隨著層間位移之增加而持續加重如照片 4.8 所示，接頭區之剪力變形也隨之明顯。



照片 4.8 試體 FP2S 於 3%~4% drift 鉚道處開裂、內凹加劇情形
(資料來源：本研究拍攝)

在層間位移達到 5% 時，除了上方貫穿板與柱體間鉚道區之開裂與內凹情形更嚴重外，下方貫穿板鉚道區也開始有開裂情形，且內藏之加勁板塞鉚區也有開裂之情形如照片 4.9 所示，但此時正迴圈及負迴圈之力量分別為 146.4 kN 及 -137.3 kN，都尚有 95% 之最大力量。



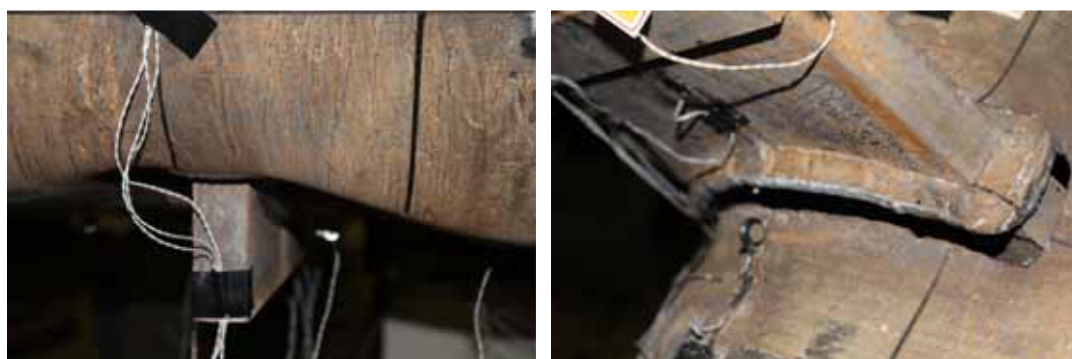
照片 4.9 試體 FP2S 於 5% drift 貫穿板下方及加勁板鉚道處開裂情形
(資料來源：本研究拍攝)

當層間位移達到 6% 時，受拉貫穿板與柱體間鉚接區之裂縫已持續加大延伸至貫穿板寬度方向，受壓處則因鉚道範圍之關係仍然擠壓著鋼管壁如照片 4.10 所示，因此即使是受拉處已經幾近分離，此時之力量仍然有 129.6 kN 及 -120 kN，仍維持著 85% 之最大力量。

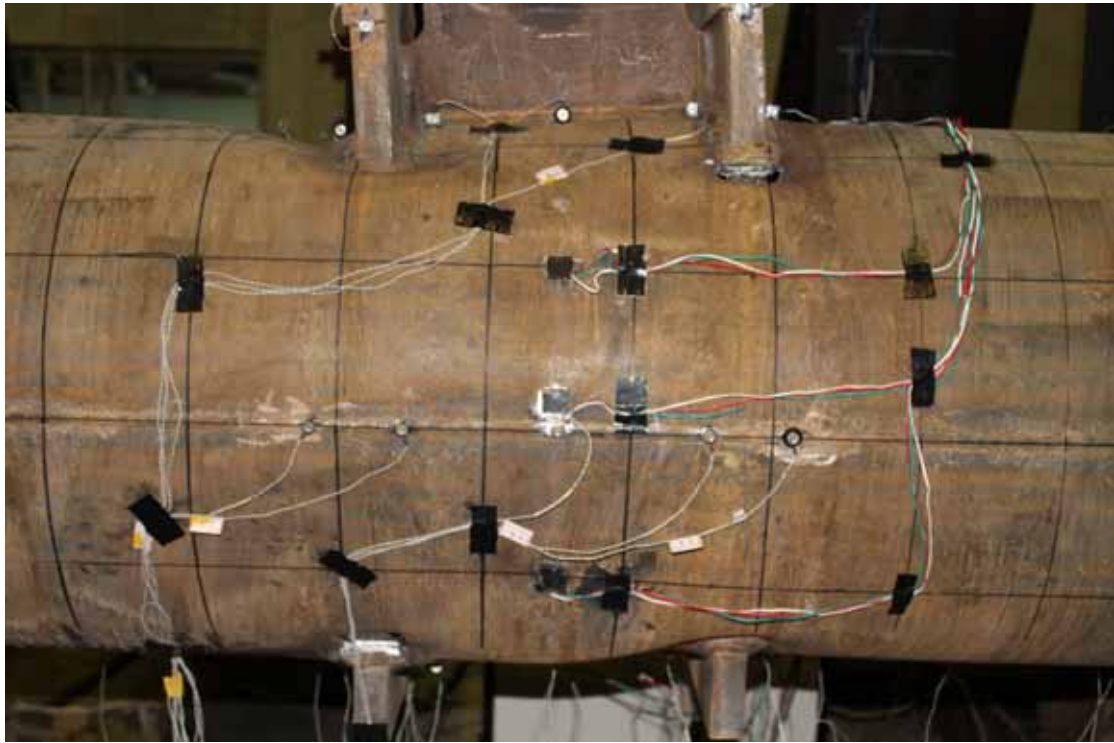


照片 4.10 試體 FP2S 於 6% drift 貫穿板銲道開裂與擠壓鋼管情形
(資料來源：本研究拍攝)

試體在到達 7% 層間位移時，貫穿板與柱體銲接區，於柱體受壓處銲道已陷入鋼管中，導致於貫穿板被抽出如照片 4.11 所示，已可清楚看見原本位於柱內之貫穿板，此時力量僅剩 87.4 kN 及 -74.9 kN，只有最大力量之 55% 左右，實驗於層間位移 7% 第一個迴圈完成後結束，接頭區變形情形如照片 4.12 所示。試體於 7% 層間位移之破壞情形如照片 4.12 及照片 4.13 所示。

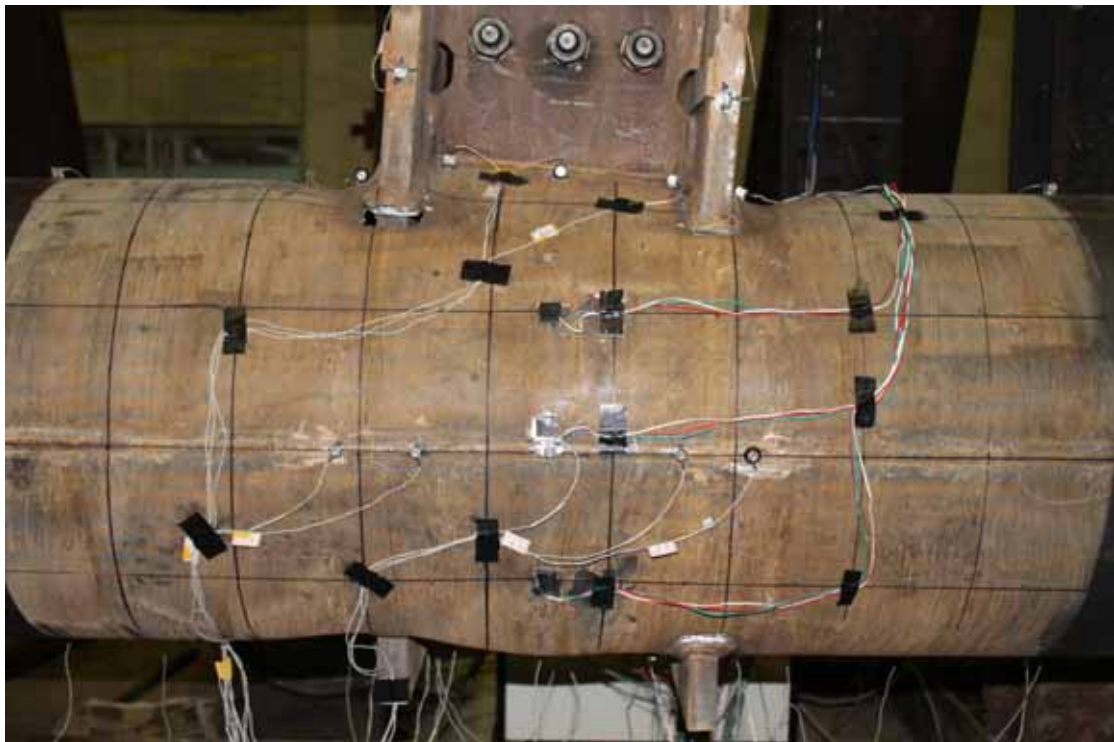


照片 4.11 試體 FP2S 於 7% drift 貫穿板分離與灌入鋼管情形
(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.12 試體 FP2S 於 7% drift 接頭區破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.13 試體 FP2S 於 -7% drift 接頭區破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)

於實驗結束後如照片 4.14 將試體接頭區之柱管鋼材切開，以觀察內藏加勁板外部以及內部之情形，外部破壞情形如照片 4.15 所示於塞鉚熱影響區有開裂情形，而內部情形如照片 4.16 所示，加勁板邊緣並無任何開裂情形。



照片 4.14 實驗結束接頭區柱管鋼皮切除

(資料來源：本研究拍攝)





照片 4.15 試體 FP2S 實驗結束內藏加勁板外部破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.16 試體 FP2S 實驗結束內藏加勁板內部情形

(資料來源：本研究拍攝)

(b). 試體 FP2CS

實驗開始時層間位移由 0.375% 至 0.75% 階段皆無太大之變化，直至層間位移達到 1% 的第一個正迴圈時，試體發出鋼板破裂之聲音，經觀察後除西側貫穿板上有降伏線出現石膏剝落之情形如照片 4.17 所示外，並無任何鋼材破壞開裂之情形，估計是內藏之加勁板塞鉚熱影響區有裂縫產生(因試體架設方式不易觀察)。但一直到層間位移達到 1.5%，接頭區皆無任何可肉眼觀察出之剪力變形，僅有貫穿板降伏線稍微增多之情形如照片 4.17 所示。



(a) 1% drift



(b) 1.5% drift

照片 4.17 試體 FP2CS 於 1% 及 1.5% drift 貫穿板降伏線情形

(資料來源：本研究拍攝)

實驗一直進行從層間位移 2% 至 3% 間皆無太大之變化，直至層間位移達到 3% 時，試體貫穿板與柱體鉚道沿貫穿板厚度方向有輕微開列情形，及貫穿板內側有降服線產生石膏剝落之情形如照片 4.18 所示，且接頭區開始有稍明顯之剪力變形產生如照片 4.19 所示。

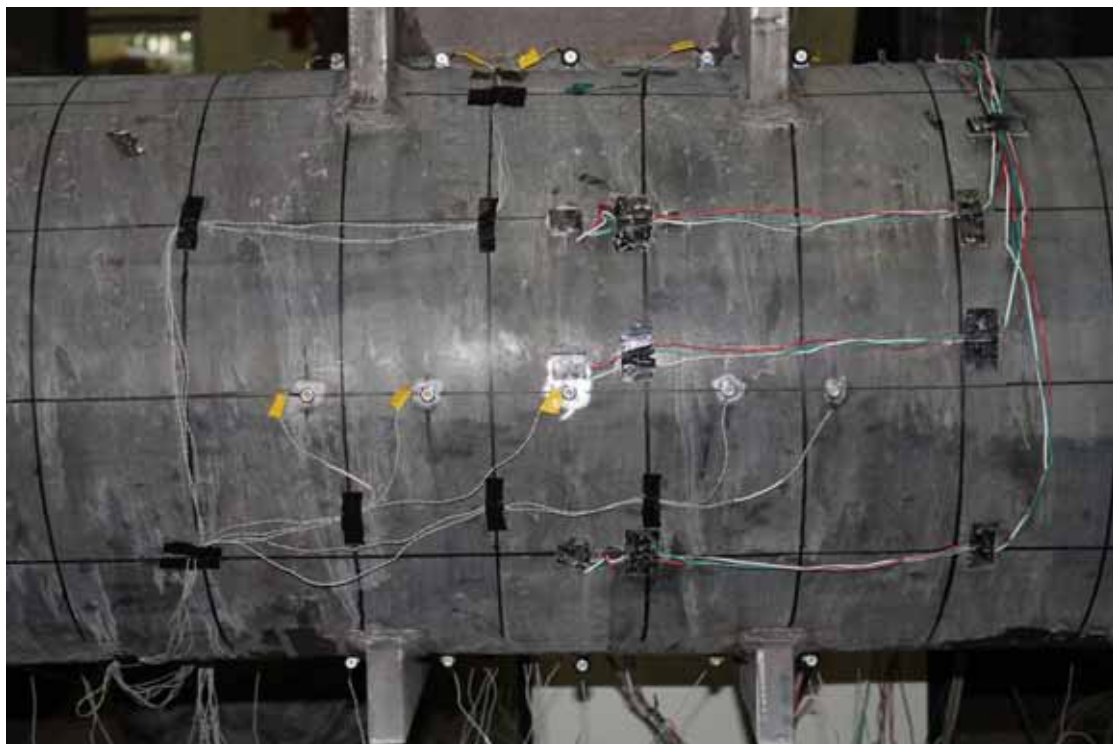
當試體達到層間位移 4% 時，降伏線由貫穿板上延伸至鋼梁上如照片 4.20 所示，而貫穿板與柱體鉚接區不但沿貫穿板厚度方向裂縫增大，沿寬度方向也開始產生裂縫如照片 4.21 所示，此時也達到試

驗中之最大力量，正負迴圈力量分別為 381 kN 及 -391 kN。



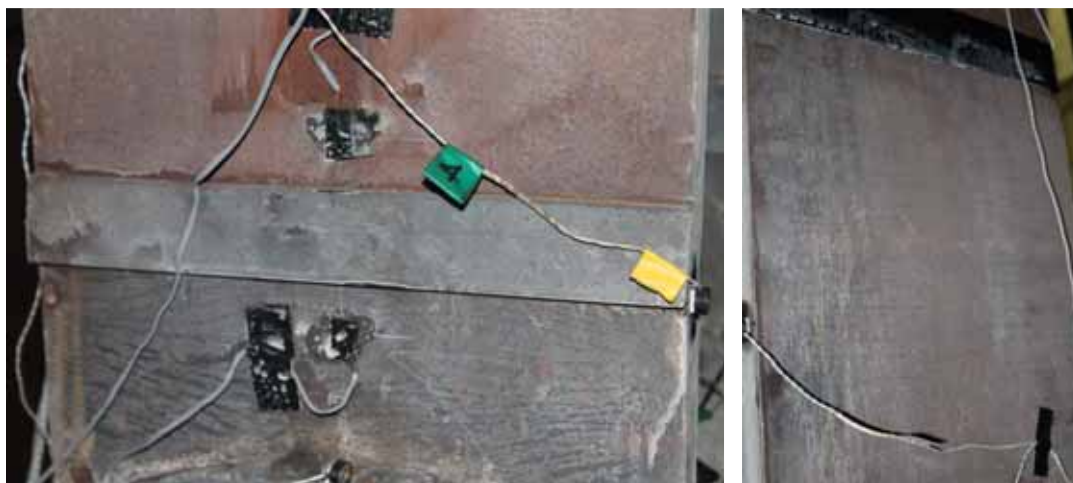
照片 4.18 試體 FP2CS 於 3% drift 貫穿板銲道開裂與降伏情形

(資料來源：本研究拍攝)

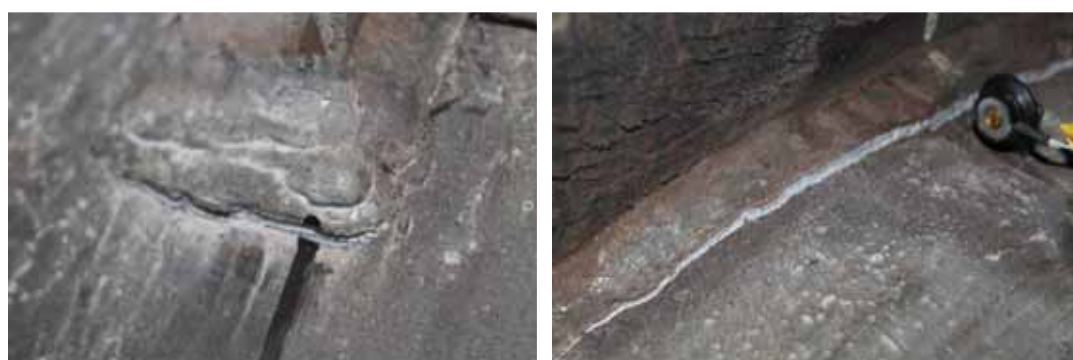


照片 4.19 試體 FP2CS 於 3% drift 接頭區變形情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.20 試體 FP2CS 於 4% drift 貫穿板與梁翼板降伏情形
(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.21 試體 FP2CS 於 4% drift 貫穿板銲道開裂情形
(資料來源：本研究拍攝)

當試體達到 5% 層間位移時，接頭區開始有明顯的剪力變形如照片 4.22 所示，而貫穿板與柱體銲接區受拉處之裂縫持續增大，受壓處外表則有明顯鋼管被擠壓內凹，以致推擠壓碎內灌混凝土至受壓區外鋼管壁凸出之情形如照片 4.23 所示。此時之正負迴圈力量分別為 351 kN 及 -365 kN，都還有 90% 以上之最大力量。

實驗進行至層間位移達到 6% 時，貫穿板與柱體銲接區受拉處裂縫增大，開始有與柱體分離之行為產生如照片 4.24 所示，而受壓部分仍然藉由著銲道邊緣範圍經由鋼管壁擠壓著內灌之混凝土，以至於

此時力量仍有著 337 kN 及 -357 kN，為最大力量之 90%左右。



照片 4.22 試體 FP2CS 於 5% drift 接頭區變形情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.23 試體 FP2CS 於 5% drift 貫穿板鉚道開裂與擠壓柱壁情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.24 試體 FP2CS 於 6% drift 貫穿板與柱體開裂分離情形

(資料來源：本研究拍攝)

試體實驗達到 7% 層間位移時，貫穿板與柱體銲接區受拉力部分已經產生 13 mm 左右之裂縫，而受壓部分仍然經由銲道範圍藉著管壁擠壓著混凝土來承受壓力如照片 4.25 所示，而沿貫穿板厚度方向之裂縫曾大致撕裂部份附近之管壁，並且帶著些許混凝土被壓碎之粉末溢出如照片 4.26 所示，而接頭區變形情形如照片 4.27 所示，此時之力量正負迴圈分別為 305 kN 及 -308 kN，尚有 80% 左右之最大力量。



照片 4.25 試體 FP2CS 於 7% drift 貫穿板銲道開裂與擠壓柱體情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.26 試體 FP2CS 於 7% drift 鉚道開裂延伸至柱體並溢出遭壓
碎混凝土粉末之情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.27 試體 FP2CS 於 7% drift 接頭區變形情形

(資料來源：本研究拍攝)

在實驗到達 8% 及 9% 層間位移時，先前所造成之破壞均有增大趨勢，下方貫穿板與柱體銲接區受壓力部分，經由銲道擠壓使鋼管壁嚴重扭曲凹陷，以至於同貫穿板上方受拉處開裂分離將近 30 mm 如照片 4.28 所示，並且銲道沿厚度方向之裂縫延伸至柱體加大，長度延伸進 50 mm，溢出之混凝土亦相同增多如照片 4.29 所示，實驗直至層間位移達 9% 第一迴圈完成後結束，此時正負迴圈力量分別為 275 kN 及 -278 kN，尚有 70% 以上最大力量。最終接頭區變形情形如照片 4.30 所示。



照片 4.28 試體 FP2CS 於 8% 及 9% drift 貫穿板分離柱體情形
(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.29 試體 FP2CS 於 8% 及 9% drift 銲道開裂延伸至柱體並溢出
遭壓碎混凝土粉末之情形
(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.30 試體 FP2CS 於 9% drift 接頭區變形情形

(資料來源：本研究拍攝)

於實驗結束後觀察內藏加勁板之外部破壞情形如照片 4.31 所示，於東邊塞鉚熱影響區有破裂情形，於鋼皮切除後接頭區內部混凝土情形如照片 4.32 所示，接頭區之混凝土斜向壓桿有順利產生，並且於連接鋼梁方向之節點面有壓碎之情形。



照片 4.31 試體 FP2CS 實驗結束內藏加勁板外部破壞情形
(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.32 試體 FP2CS 實驗結束接頭區內部混凝土情形
(資料來源：本研究拍攝)

(c). 試體 FP2C

實驗開始從 0.375% 之層間位移至 0.5% 之層間位移皆無任何明顯之變化於試體上，一直至層間位移達到 0.75% 時，開始有輕微降伏線出現石膏剝落之情形於東側貫穿板上，至 1% 層間位移時西側之貫穿板也開始產生輕微降伏線之情形，一直到了 1.5% 層間位移皆僅有降伏線增加之情形產生，如照片 4.33 所示降伏情形。



(a) 0.75% drift



(b) 1.5% drift

照片 4.33 試體 FP2C 貫穿板降伏情形

(資料來源：本研究拍攝)

當試體達到層間位移 2% 時，貫穿板與柱體銲接區沿貫穿板厚度方向有輕微撕裂情形如照片 4.34 所示，其餘並無太大變化，接頭區之剪力變形也較難以肉眼觀察出。

**照片 4.34 試體 FP2C 於 2% drift 貫穿板銲接區輕微開裂情形**

(資料來源：本研究拍攝)

當實驗進行到層間位移 3% 時，試體於貫穿板部分產生更多之降伏線，以及於銲接區沿貫穿板寬度方向有輕微開裂之情形如照片 4.35 所示，此時接頭區更有較明顯之剪力變形如照片 4.36 所示。



照片 4.35 試體 FP2C 於 3% drift 貫穿板降伏與銲接區寬度方向輕微開裂情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.36 試體 FP2C 於 3% drift 接頭區變形情形

(資料來源：本研究拍攝)

試體進入 4% 層間位移時，如照片 4.37 所示貫穿板與柱體銲接區承受拉力處已經有明顯開裂分離之情形，並且因此造成受壓處有較明顯管壁被擠壓內凹之情形如照片 4.38 所示。此時亦達到實驗中之最大力量，其正負迴圈之最大力量分別為 355 kN 及 -345 kN。



照片 4.37 試體 FP2C 於 4% drift 貫穿板銲接區開裂情形
(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.38 試體 FP2C 於 4% drift 貫穿板銲接區受壓區內凹情形
(資料來源：本研究拍攝)

實驗直至 5% 層間位移時，如照片 4.39 所示貫穿板與柱體銲接區於之前被撕裂及擠壓鋼管壁內凹之情形加劇，接頭區之剪力變形也相對增大如照片 4.40 所示，此時之力量正負迴圈分別為 317 kN 及 -308 kN，尚有 89% 之力量。



照片 4.39 試體 FP2C 於 5% drift 貫穿板銲接區受壓區內凹情形
(資料來源：本研究拍攝)

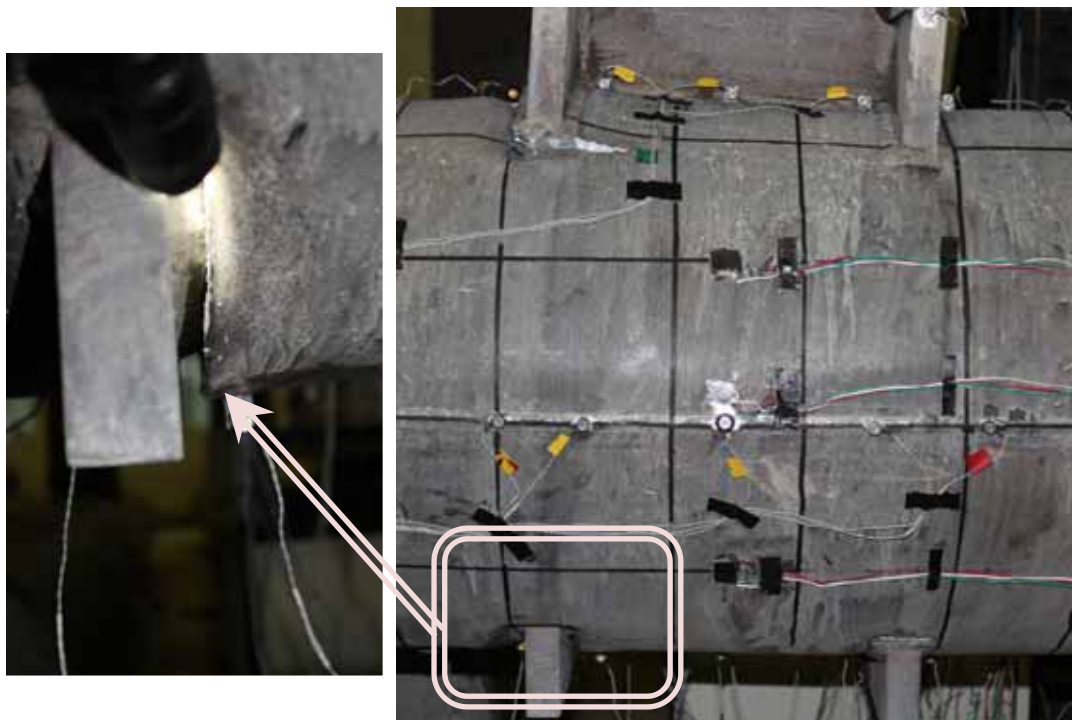


照片 4.40 試體 FP2C 於 5% drift 接頭區變形情形
(資料來源：本研究拍攝)

當實驗進行至 6% 層間位移時，貫穿板與柱體銲接區受拉力處撕裂情形更加嚴重，沿貫穿板厚度方向之裂縫延伸至柱體達 50 mm，沿寬度方向跟柱體分離達 20 mm 以上如照片 4.41 所示，更於最後一個負迴圈時，接頭區西側下方受壓區之貫穿板及其銲道邊緣整個切入柱體中如照片 4.42 所示，因此此時力量正負迴圈差距較大，正負迴圈力量分別為 290 kN 及 -236kN，分別為最大力量之 82%與 68%。



照片 4.41 試體 FP2C 於 6% drift 貫穿板銲接區撕裂情形
(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.42 試體 FP2C 於 6% drift 貫穿板切入柱體與接頭區變形情形
(資料來源：本研究拍攝)

試體進入 7% 層間位移時，貫穿板撕裂與灌入試體更加明顯，並帶著部分被擠碎之混凝土溢出試體如照片 4.43 所示，並且在西側左下方之貫穿板於受壓時鉸道邊緣部分完全貫入試體中，受拉時則完全分離柱體如照片 4.44 所示。此時正負迴圈之力量分別為 273 kN 及 -157kN，分別為最大力量之 77% 與 46%。



照片 4.43 試體 FP2C 於 7% drift 貫穿板撕裂柱體與混凝土溢出情形
(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.44 試體 FP2C 於 7% drift 西側下方貫穿板灌入與分離柱體之情形
(資料來源：本研究拍攝)

實驗進入層間位移 8%及 9%時，由於西側之貫穿板嚴重破壞，導致於正負迴圈之力量差距已達 1 倍，8%層間位移正負迴圈力量分別為 266 kN 及 -130kN，分別為最大力量之 75%與 38%，而 9%層間位移正負迴圈力量分別為 244 kN 及 -104kN，分別為最大力量之 69%與 30%。照片 4.45 及照片 4.46 表示層間位移 8%之破壞情形，實驗於 9%層間位移第一個迴圈完成時停止，最終破壞情形如照片 4.47 所示。



照片 4.45 試體 FP2C 於 8% drift 西側下方貫穿板灌入與混凝土大量溢出之情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.46 試體 FP2C 於 8% drift 西側上方貫穿板分離柱體之情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.47 試體 FP2C 於 9% drift 接頭區破壞情形

(資料來源：本研究拍攝)

於實驗結束後觀察背部貫穿版破壞情形如照片 4.48 所示，於貫穿版熱影響區開裂情形嚴重，內部混凝土情形如照片 4.49 所示，由於西側下方貫穿版有貫入試體之情形，因此導致一邊之斜向壓桿無法順利產生。



照片 4.48 試體 FP2C 實驗結束貫穿版熱影響區開裂情形
(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.49 試體 FP2C 實驗結束接頭區內部混凝土情形
(資料來源：本研究拍攝)

(d). 試體 FP3CS

實驗開始從 0.375%至 0.5%層間位移時，試體皆無任何較大之變化，直至層間位移達到 0.75%時，東側上方之貫穿板開始出現輕微石膏剝落，產生降伏線之情形如照片 4.50 所示。



照片 4.50 試體 FP3CS 於 0.75% drift 貫穿板降伏之情形

(資料來源：本研究拍攝)

當層間位移一直達到 1%時試體也並無太大改變，接頭區也無較明顯之變形情形，但當進入 1.5%層間位移時，試體發出鋼材斷裂之聲音，經觀察試體外觀除了如照片 4.51 所示貫穿板降伏情形增加，以及梁翼板開始有輕微降伏石膏剝落情形外，並無太大之變化，估計是內藏加勁板破壞之聲音。



照片 4.51 試體 FP3CS 於 1.5% drift 貫穿板與梁翼板降伏之情形

(資料來源：本研究拍攝)

試體層間位移於 2% 及 3% 時試體外觀僅有原本產生降伏之部分有降伏情形稍加增加之情形如照片 4.52 所示，此外試體外觀及接頭區並無其他較明顯之變化產生。



照片 4.52 試體 FP3CS 於 3% drift 貫穿板與梁翼板降伏之情形

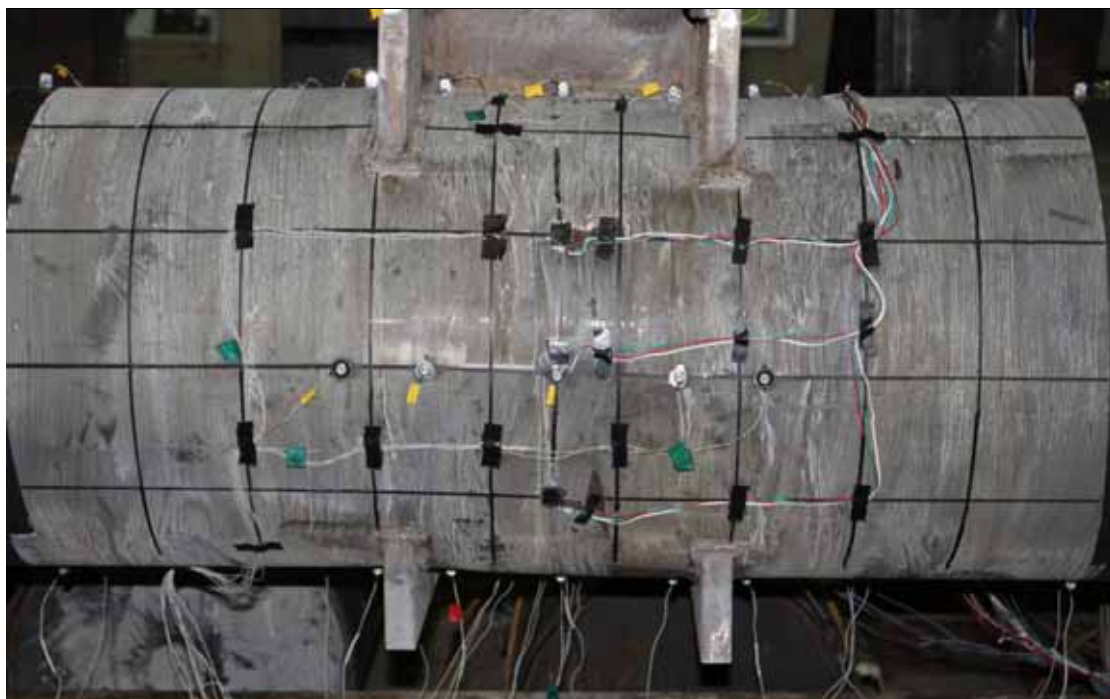
(資料來源：本研究拍攝)

實驗進入 4% 層間位移時，貫穿板上開始有大量降伏情形產生，並且於貫穿板與柱體銲接區厚度方向及寬度方向皆有輕微銲道開裂之情形如照片 4.53 所示，此時試體接頭區也可觀察出稍明顯之剪力變形如照片 4.54 所示。此時亦達到實驗中之最大力量，其正負迴圈之最大力量分別為 438 kN 及 -445 kN。



照片 4.53 試體 FP3CS 於 4% drift 貫穿板大量降伏與銲道輕微開裂之情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.54 試體 FP3CS 於 4% drift 接頭區變形情形

(資料來源：本研究拍攝)

層間位移從 4% 到達 5% 時，貫穿板與柱體銲接區受拉部分，沿貫穿板寬度方向有明顯開裂之情形如照片 4.55 所示，而受壓區則經由銲道之範圍藉著鋼管壁擠壓著內灌混凝土，使此範圍有內凹現象，並有將內部混凝土壓碎推擠至旁邊之情形，此時之接頭區變形如照片 4.56 所示。此時之正負迴圈之最大力量分別為 437 kN 及 -438 kN，都還保有最大力量。



照片 4.55 試體 FP3CS 於 5% drift 貫穿板銲接區開裂擠壓鋼管情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.56 試體 FP3CS 於 5% drift 接頭區變形情形

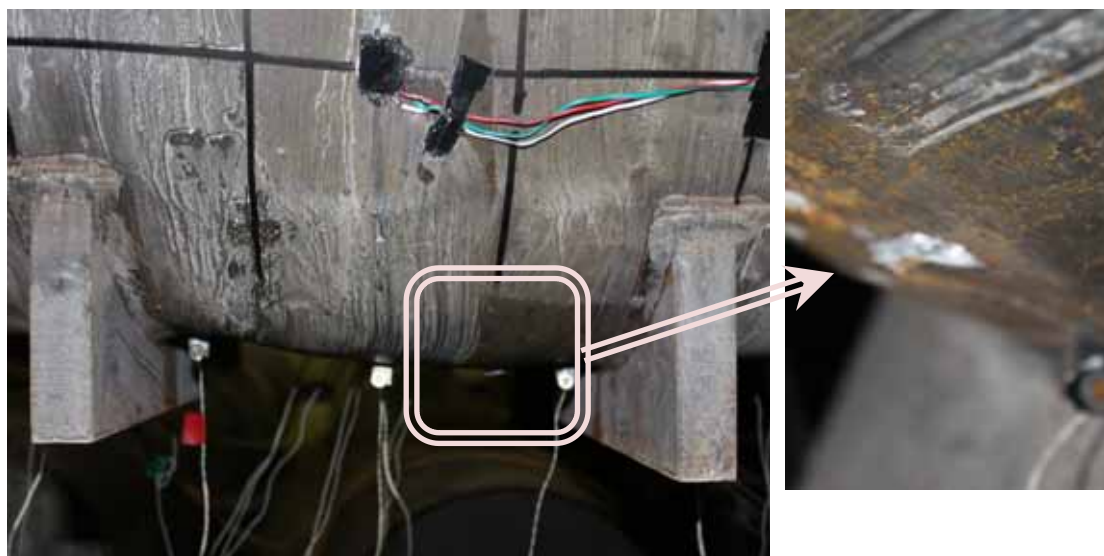
(資料來源：本研究拍攝)

試體於 6% 層間位移時，貫穿板銲接於柱體之銲道區開裂增大，跟之前幾組試體不同的是，此組試體此區開裂情形以沿貫穿板寬度方向較嚴重，並且觀察開裂是由寬度方向延伸至厚度方向如照片 4.57 所示，並且接頭區下方發現東側內藏加勁板塞銲區有開裂之情形如照片 4.58 所示。此時正負迴圈之力量分別為 393 kN 及 -385 kN，分別為最大力量之 90% 與 87%。



照片 4.57 試體 FP3CS 於 6% drift 貫穿板銲道開裂情形

(資料來源：本研究拍攝)



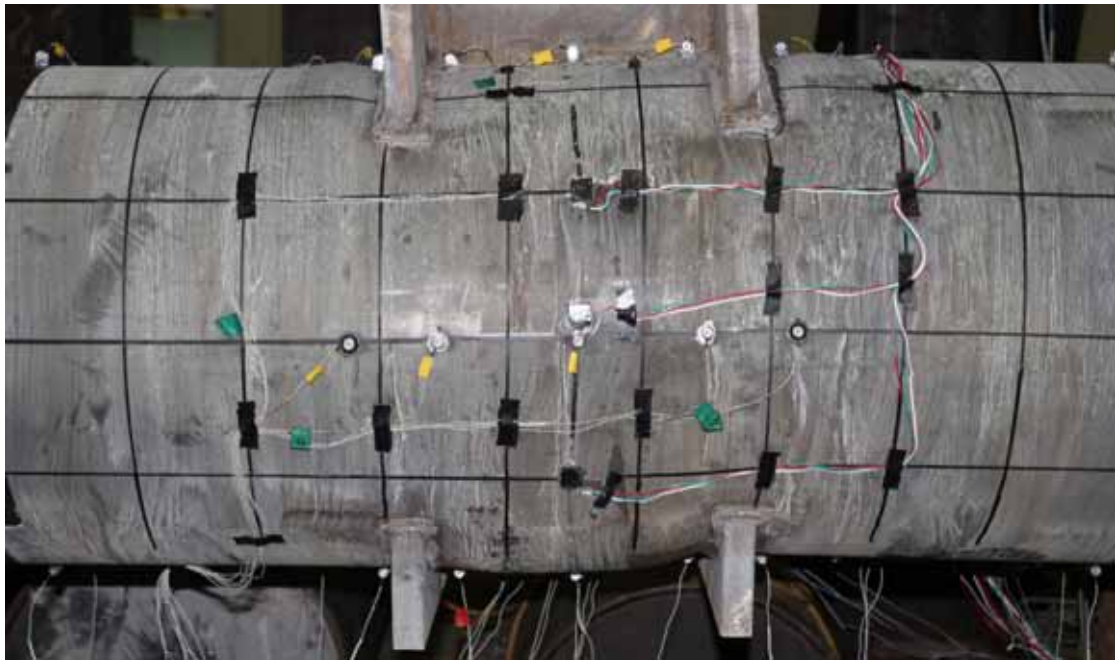
照片 4.58 試體 FP3CS 於 6% drift 下方內藏加勁板塞鐸開裂情形
(資料來源：本研究拍攝)

實驗進入 7% 層間位移時，由於位移量之增加，先前所發生之開裂以及變形之情形皆有加劇之情形，貫穿板與柱體鐸道區受拉力開裂部分有撕裂柱體鋼管壁達 15 mm 之情形，與下方兩邊內藏加勁板塞鐸區都有開裂情形如照片 4.59 所示，接頭區變形情形如照片 4.60 所示，此時正負迴圈之力量分別為 356 kN 及 -369 kN，分別為最大力量之 81% 與 83%。



照片 4.59 試體 FP3CS 於 7% drift 貫穿板鐸道開裂延伸至柱體與內
藏加勁板塞鐸開裂情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4. 60 試體 FP3CS 於 7% drift 接頭區變形情形

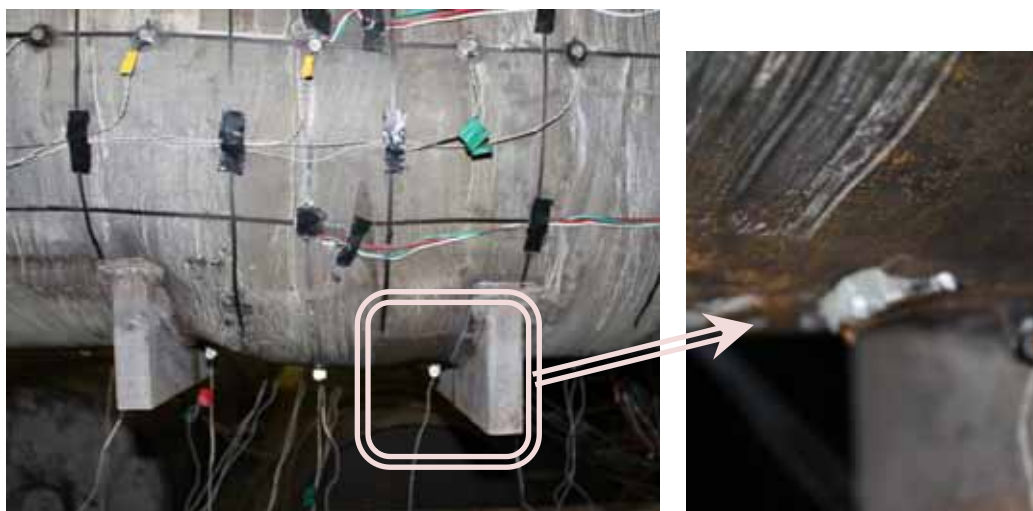
(資料來源：本研究拍攝)

層間位移達到 8%時，貫穿板與柱體銲道區之分離與擠壓柱體之情形越見嚴重如照片 4. 61 所示，並且於下方內藏加勁板之部分已經有部分加勁板穿過塞銲部分露出柱體外如照片 4. 62 所示，此時正負迴圈之力量分別為 341 kN 及 -352 kN，分別為最大力量之 78%與 79%，接還保有將近 80%之最大力量。



照片 4. 61 試體 FP3CS 於 8% drift 貫穿板銲道開裂與擠壓柱壁情形

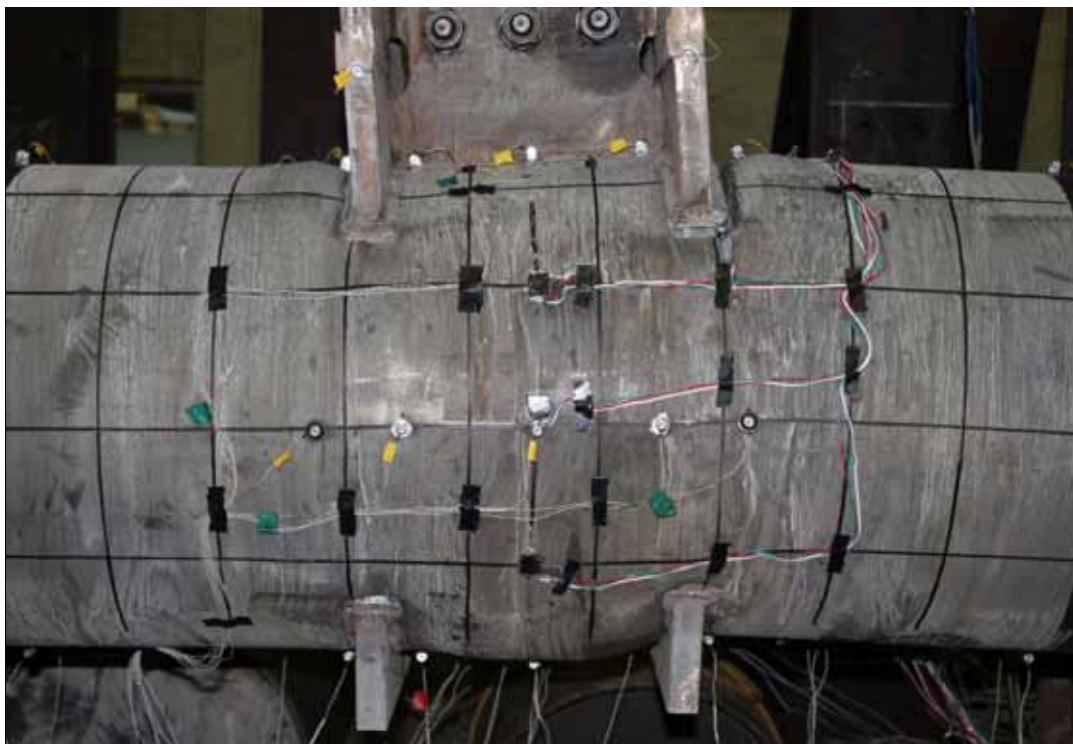
(資料來源：本研究拍攝)



照片 4. 62 試體 FP3CS 於 8% drift 下方內藏加勁板塞鉚開裂情形
(資料來源：本研究拍攝)

實驗到達 9% 層間位移時，因為大量的梁端位移，牽動著整個接頭區產生嚴重之變形如照片 4. 63 所示，由照片中可見貫穿板與柱體鉚接區，受拉部分已經嚴重分離，但受壓部分仍然經由鉚道邊緣藉著管壁擠壓著內灌之混凝土，以至於外觀已經有如此大之變形與開裂，此時力量仍然有著 306 kN 及 -287 kN，分別為最大力量之 70% 與 64%。但於下方東側之內藏加勁板鉚道邊緣已經嚴重開裂，以至於受壓時加勁板有擠入柱體之情形，而受拉時則可明顯看見部分原本於柱內之加勁板被抽離柱體如照片 4. 64 所示。

實驗於層間位移 10% 第一迴圈完成後結束，其試體接頭區破壞情形如照片 4. 65 及照片 4. 66 所示，此時力量正負迴圈之力量分別為 268 kN 及 -240 kN，分別為最大力量之 61% 與 54%。



照片 4. 63 試體 FP3CS 於 9% drift 接頭區變形情形

(資料來源：本研究拍攝)

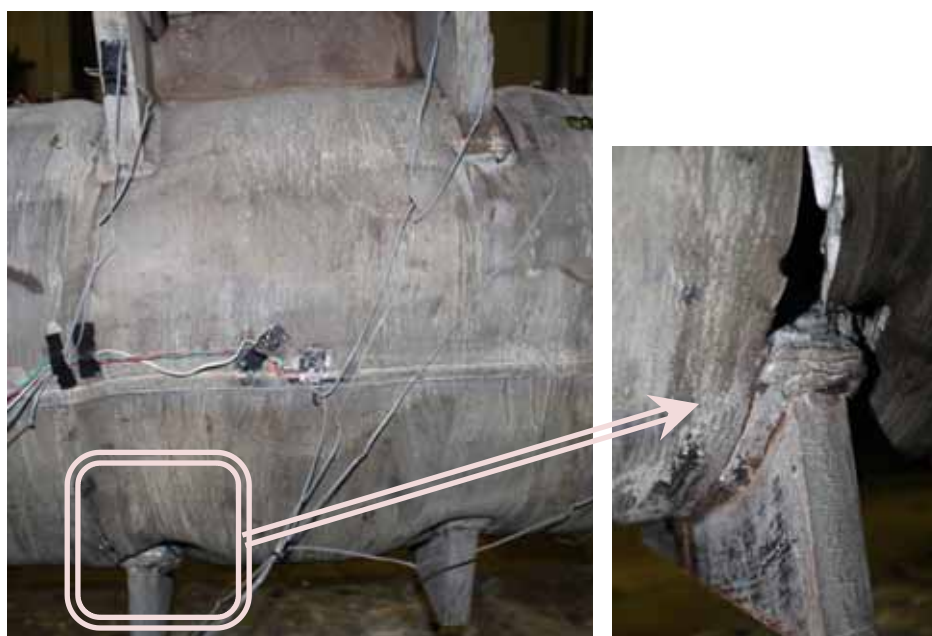


照片 4. 64 試體 FP3CS 於 9% drift 下方內藏加勁板受拉突出與受壓擠入柱體之情形

(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.65 試體 FP3CS 於 10% drift 接頭區破壞之情形(一)
(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.66 試體 FP3CS 於 10% drift 接頭區破壞之情形(二)
(資料來源：本研究拍攝)

由於試體 FP3CS 實驗直至 10%層間位移才停止實驗，因此接頭區之破壞情形皆較嚴重，如照片 4.67 所示塞鉚之熱影響區有嚴重開裂情形，接頭區內部情形如照片 4.68 所示，斜向壓桿皆有順利產生，並且因為實驗至 10%層間位移，故有大量混凝土被壓碎崩落。



照片 4.67 試體 FP3CS 實驗結束內藏加勁板外部破壞情形
(資料來源：本研究拍攝)



照片 4.68 試體 FP3CS 實驗結束接頭區內部混凝土情形
(資料來源：本研究拍攝)

第三節 實驗數據分析

圖 4.1 中為 4 組試體層間位移與梁端加載力量之遲滯迴圈，由數據中指出 4 組試體除了無內灌混凝土的試體 FP2S 於 3% 層間位移時達到最大力量外，其餘試體皆於層間位移為 4% 時達到實驗中的最大力量，試體各最大力量與其轉換為接頭區之最大剪力如表 4.3 所示。

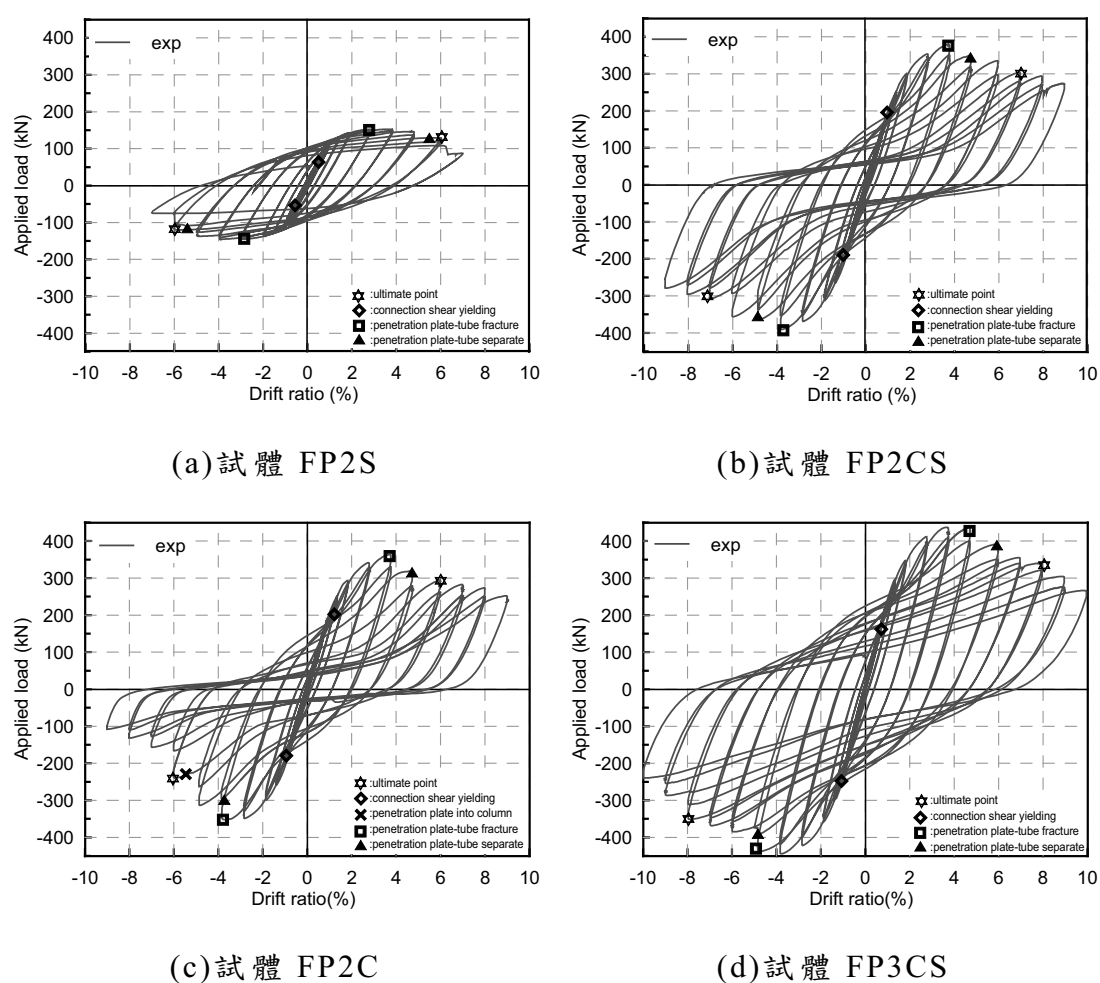


圖 4.1 各試體層間位移與加載力量遲滯迴圈

(資料來源：本研究繪製)

由試體 FP2S 之層間位移與加載力量之遲滯迴圈與實驗過程中，可觀察出此種接頭形式在無內灌混凝土的情形下，接頭區仍然可以剪

力變形保持良好的消能能力，直至銲接區產生破裂分離時，力量才開始明顯下降。

而試體 FP2CS 可觀察出內灌之混凝土明顯提高接頭區之剪力強度，並且提升其極限位移，銲道開裂後雖然遲滯迴圈有頸縮之現象，但仍然有著不錯之消能效果。

表 4.3 試體實驗所得最大力量與接頭區剪力

試體編號	最大梁端加載力量	接頭區之剪力
FP2S	153 kN	1131 kN
FP2CS	391 kN	2889 kN
FP2C	355 kN	2623 kN
FP3CS	445 kN	3289 kN

(資料來源：本研究整理)

試體 FP2C 之遲滯迴圈可觀察出，雖然仍保有一定之最大力量，但其極限位移有降低現象與遲滯迴圈頸縮情形加劇，明顯消能效果較試體 FP2CS 來的差。

最後一組試體 FP3CS 之遲滯迴圈可發現，各方面能力都有大幅度之上升，其接頭區之剪力強度與行為皆為所有試體中表現最優異之試體，尤其其遲滯迴圈頸縮情形大幅減緩，使其擁有非常良好之消能效果。

由本報告第三章第六節所提出之方式分析接頭區各種應變與層間位移之遲滯迴圈圖如 圖 4.2、圖 4.3 及 圖 4.4 所示。

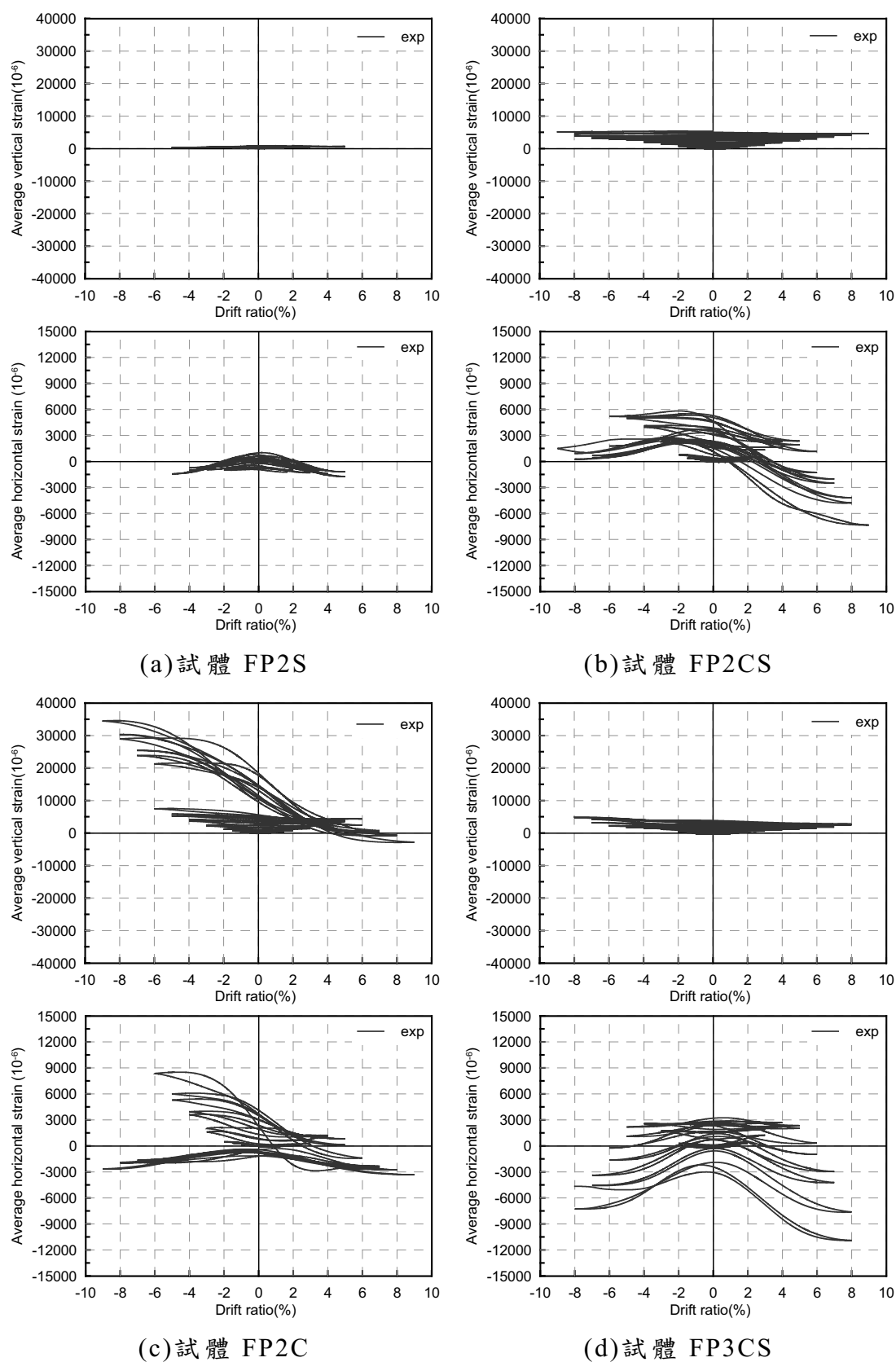
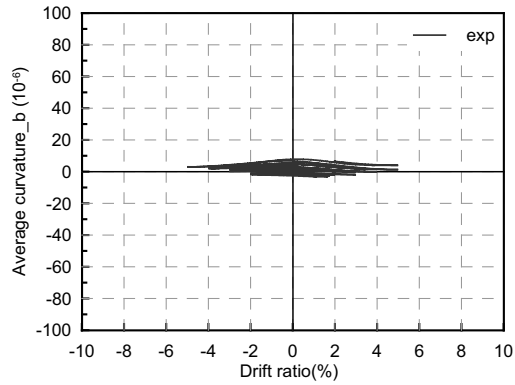
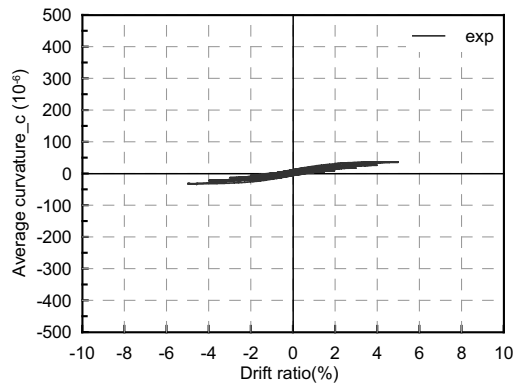
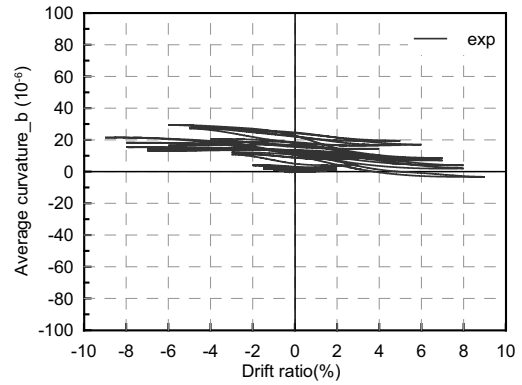
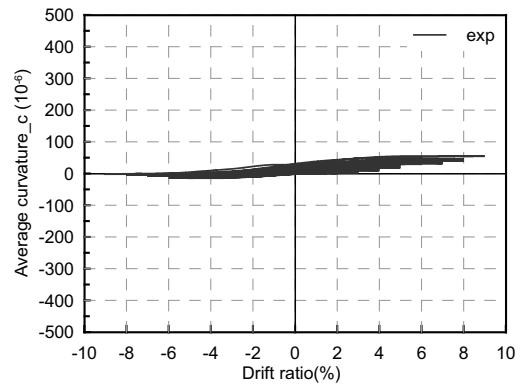


圖 4.2 各試體層間位移與接頭區平均垂直及水平應變遲滯迴圈

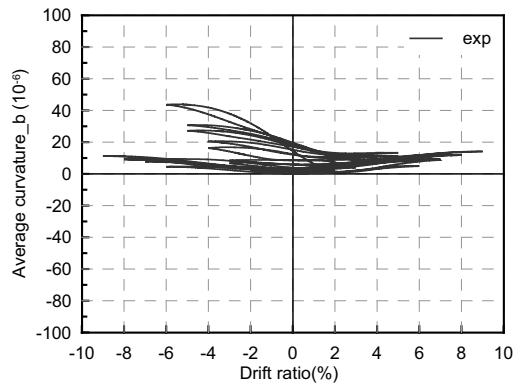
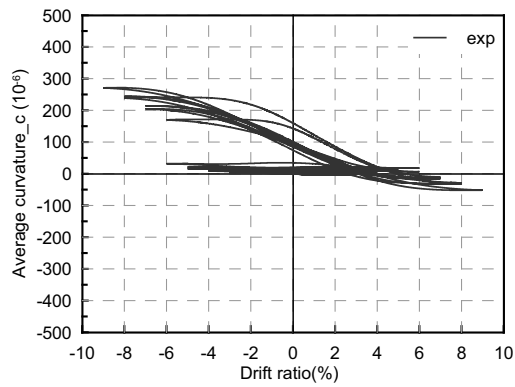
(資料來源：本研究繪製)



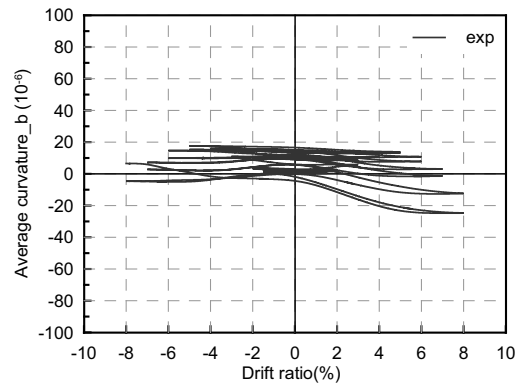
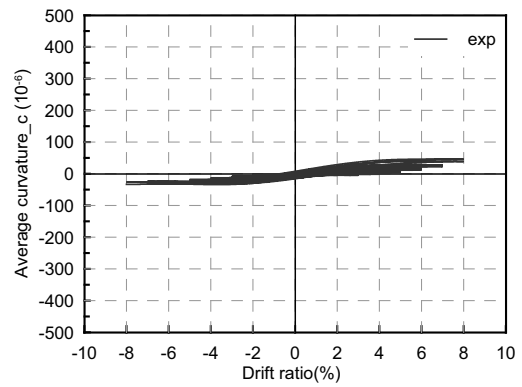
(a) 試體 FP2S



(b) 試體 FP2CS



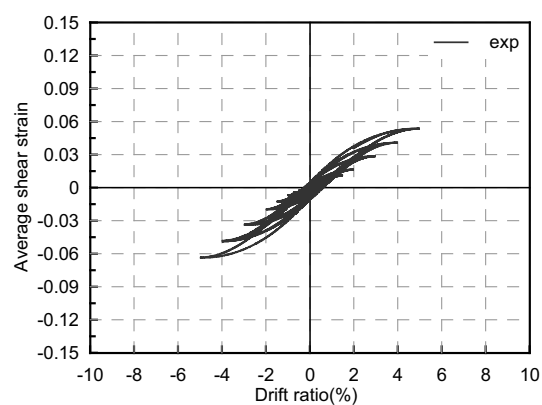
(c) 試體 FP2C



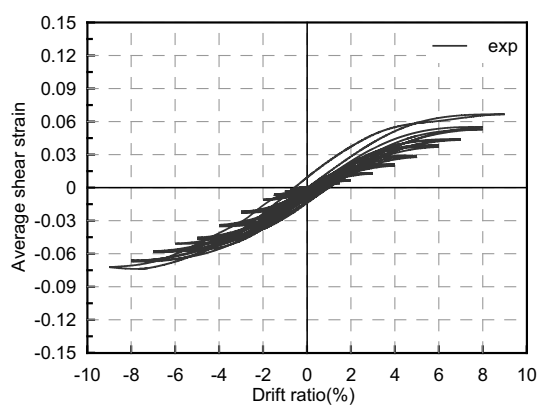
(d) 試體 FP3CS

圖 4.3 各試體層間位移與接頭區平均曲率遲滯迴圈

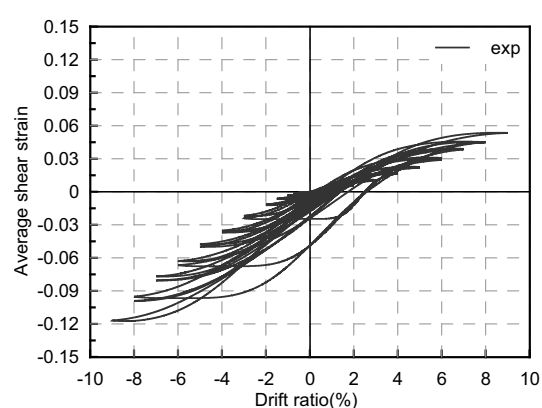
(資料來源：本研究繪製)



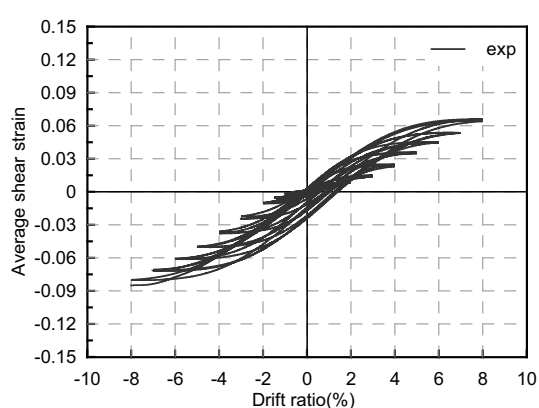
(a) 試體 FP2S



(b) 試體 FP2CS



(c) 試體 FP2C

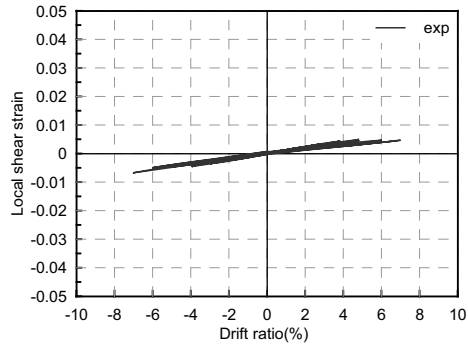


(d) 試體 FP3CS

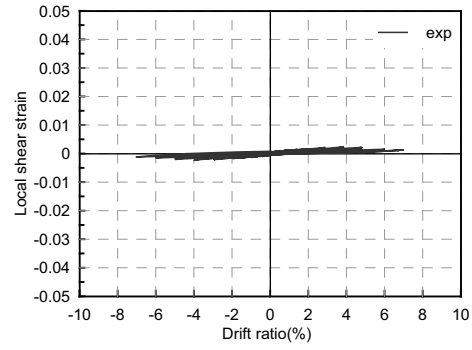
圖 4.4 各試體層間位移與接頭區平均剪應變遲滯迴圈

(資料來源：本研究繪製)

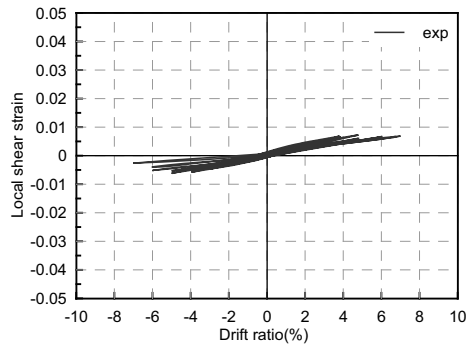
由貼於各試體接頭區的 4 組三軸應變計之數據，可經由材料力學中之平面應變公式轉換為該點之局部剪應變，各試體之層間位移與局部剪應變之遲滯迴圈圖及其分部情形如 圖 4.5、圖 4.6、圖 4.7 及 圖 4.8 所示。



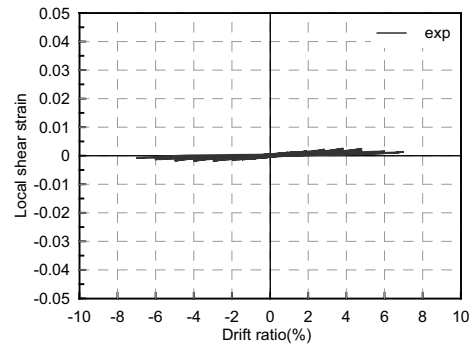
(a)P1 應變計



(b)P2 應變計



(c)P3 應變計



(d)P4 應變計

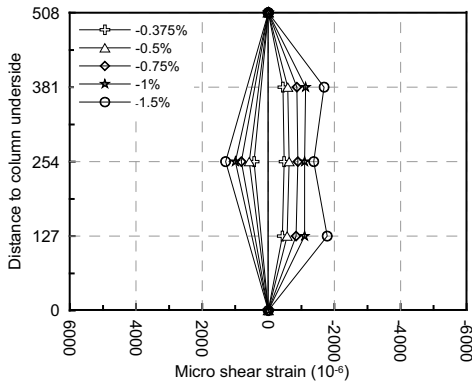
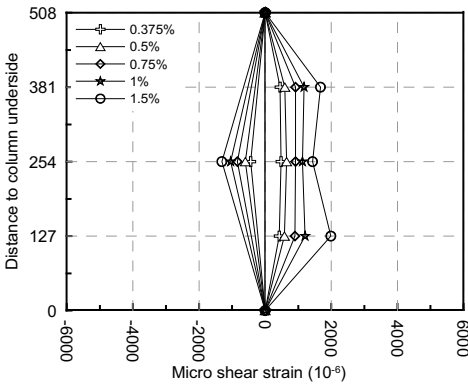
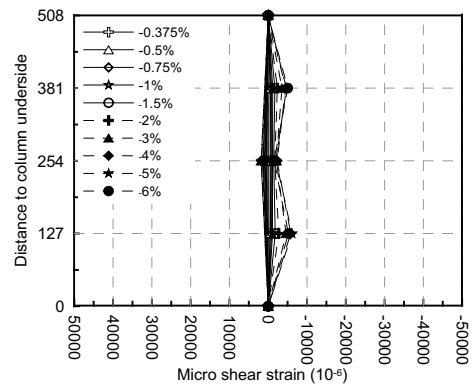
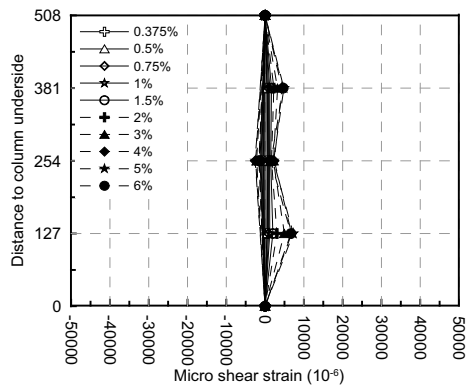
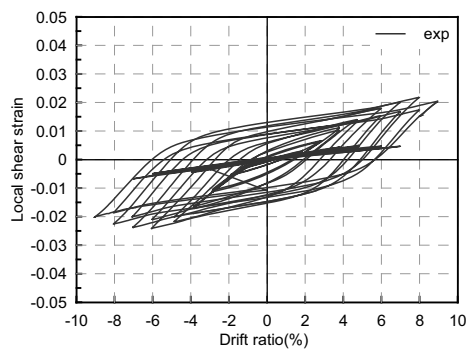
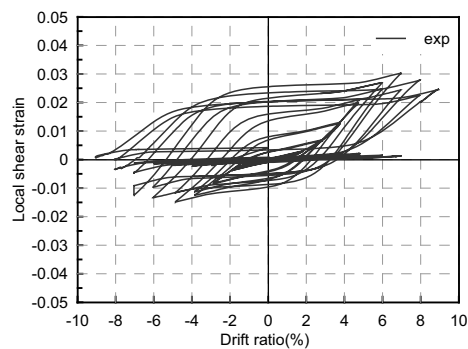


圖 4.5 試體 FP2S 接頭區局部剪應變遲滯迴圈及分布圖

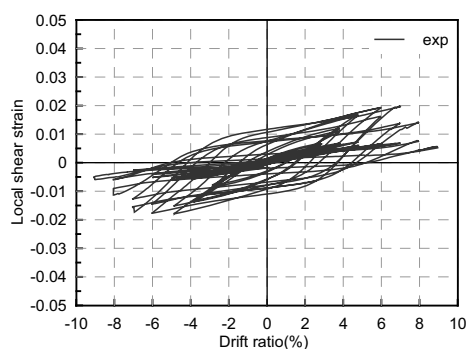
(資料來源：本研究繪製)



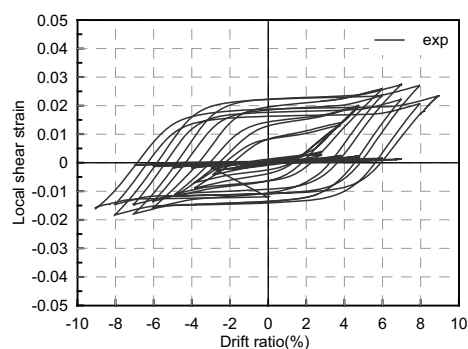
(a)P1 應變計



(b)P2 應變計



(c)P3 應變計



(d)P4 應變計

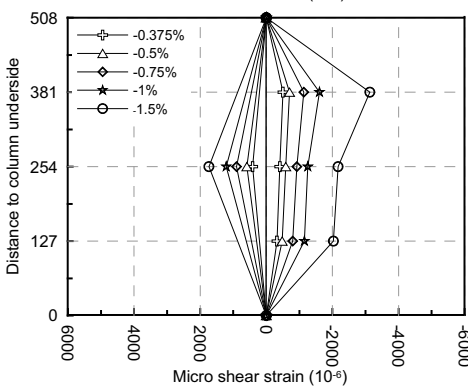
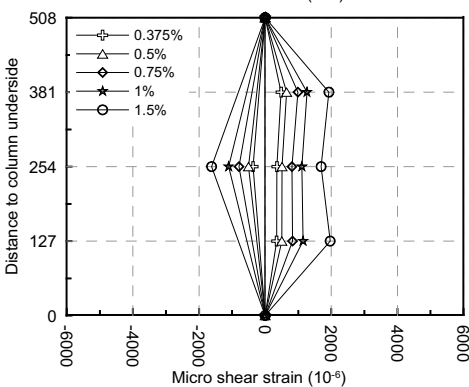
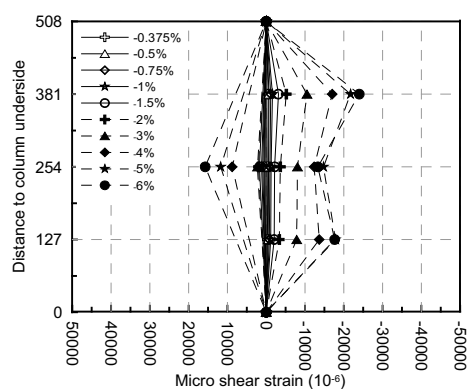
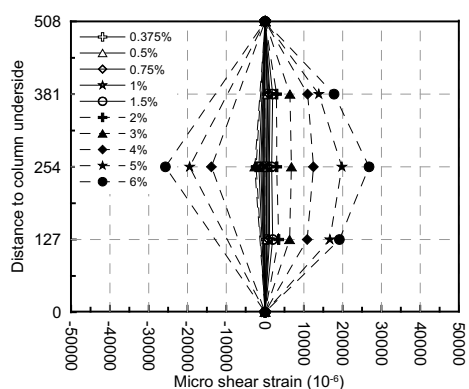
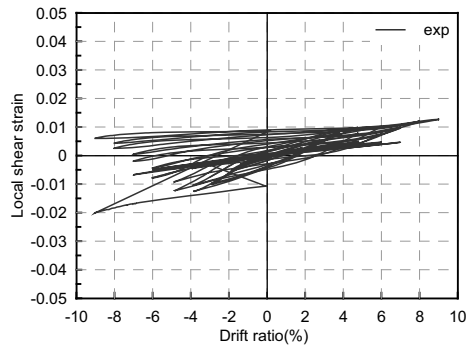
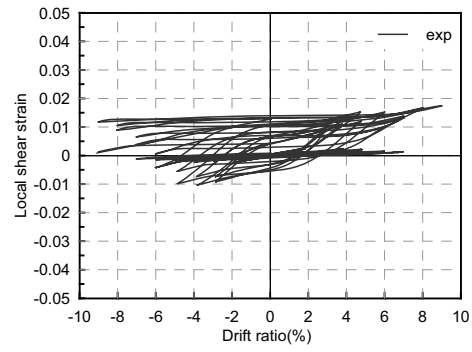


圖 4.6 試體 FP2CS 接頭區局部剪應變遲滯迴圈及分布圖

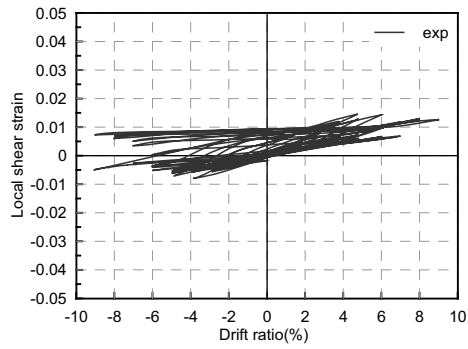
(資料來源：本研究繪製)



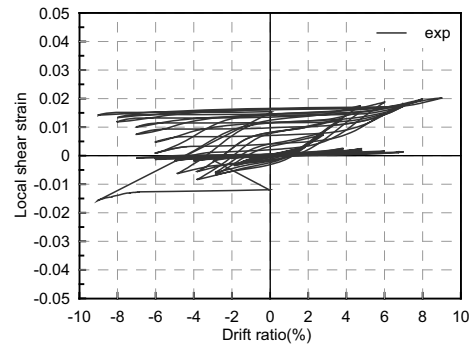
(a)P1 應變計



(b)P2 應變計



(c)P3 應變計



(d)P4 應變計

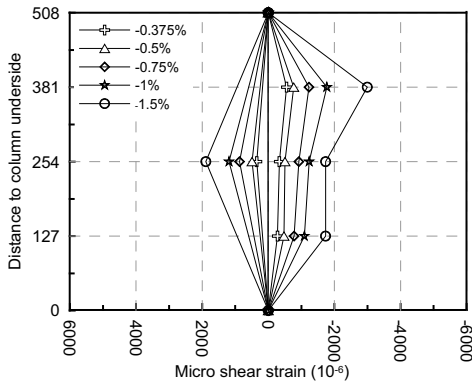
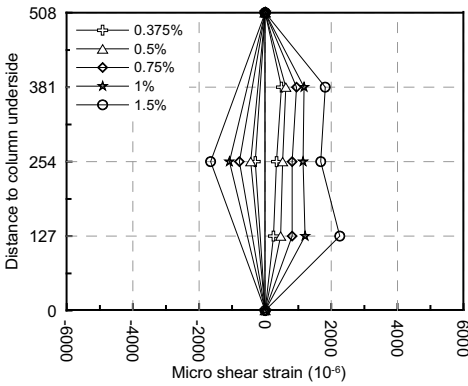
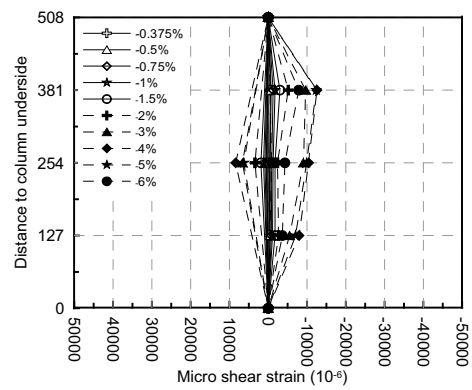
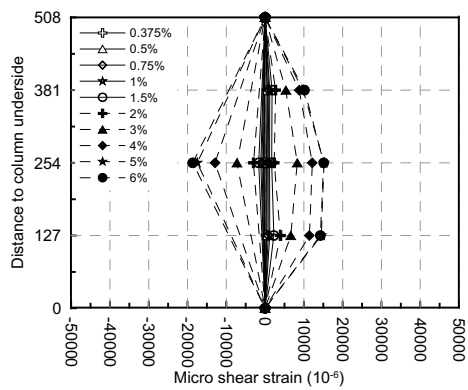
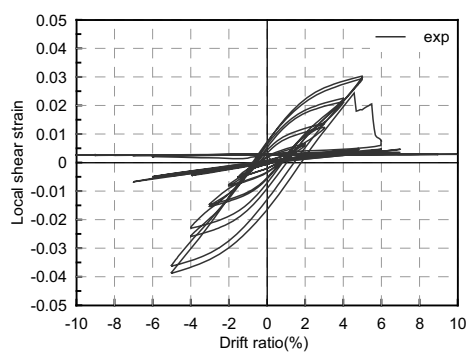
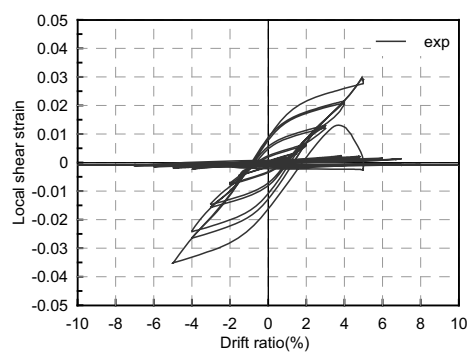


圖 4.7 試體 FP2C 接頭區局部剪應變遲滯迴圈及分布圖

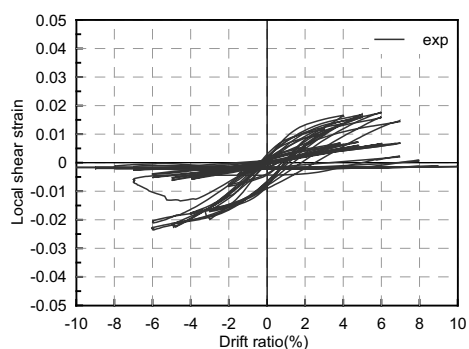
(資料來源：本研究繪製)



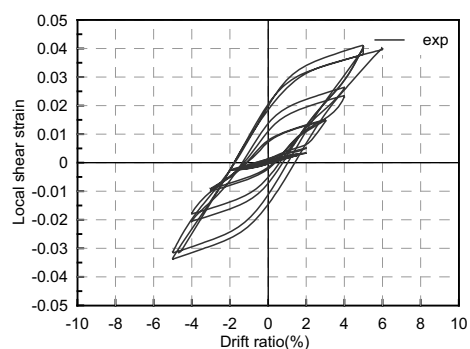
(a)P1 應變計



(b)P2 應變計



(c)P3 應變計



(d)P4 應變計

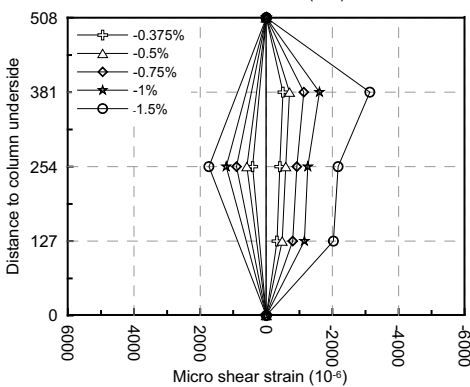
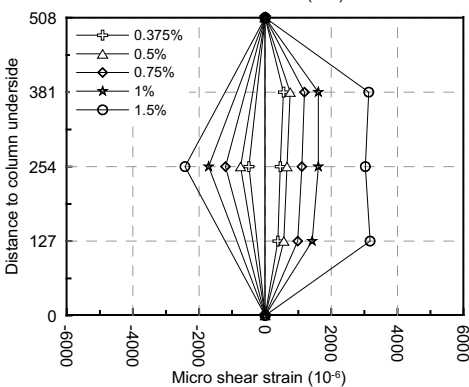
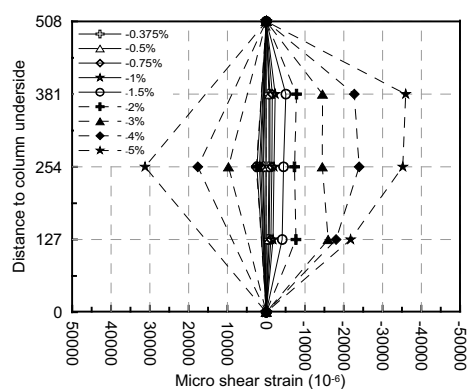
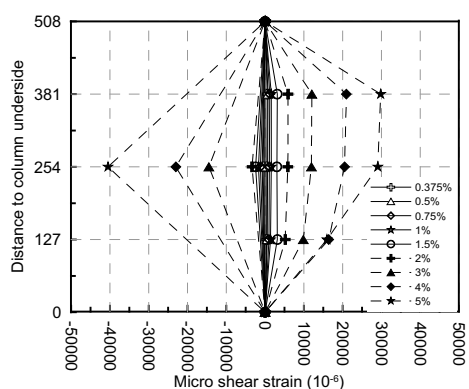
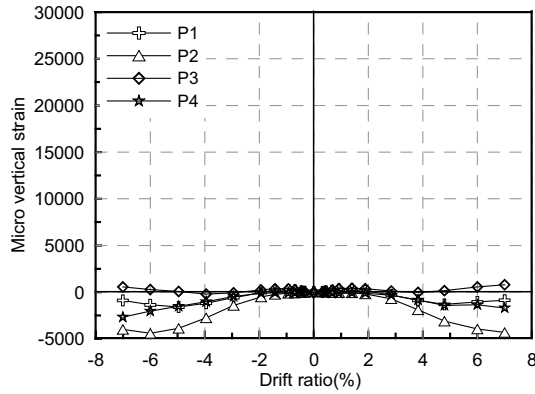


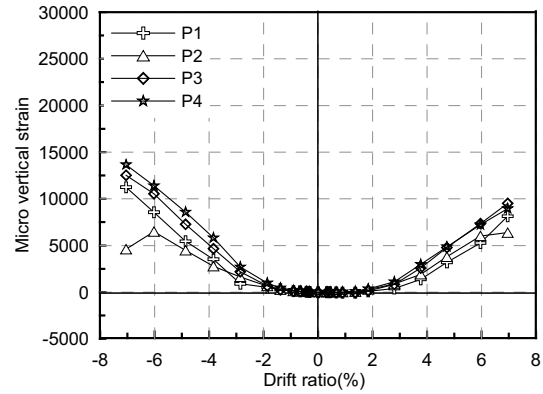
圖 4.8 試體 FP3CS 接頭區局部剪應變遲滯迴圈及分布圖

(資料來源：本研究繪製)

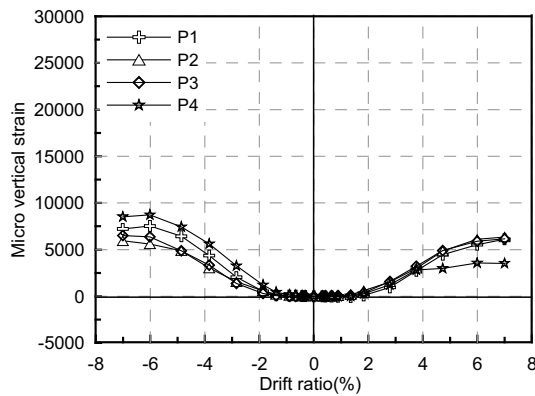
由接頭區上之三軸應變計之 90 度方向(垂直於柱管)之局部垂直應變與層間位移之包絡線圖如圖 4.9 所示，由數據中可看出有內灌混凝土之試體皆有順利產生圍束效應，使鋼管向外膨脹造成鋼管上之垂直應變提升，並且可由圖中發現有內藏加勁板及加寬翼板可使鋼管產生較佳之圍束效果。



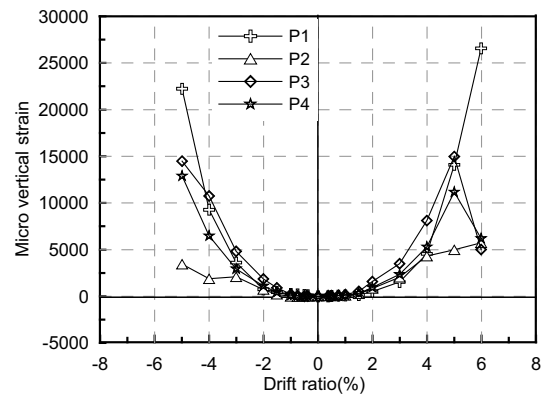
(a) 試體 FP2S



(b) 試體 FP2CS



(c) 試體 FP2C

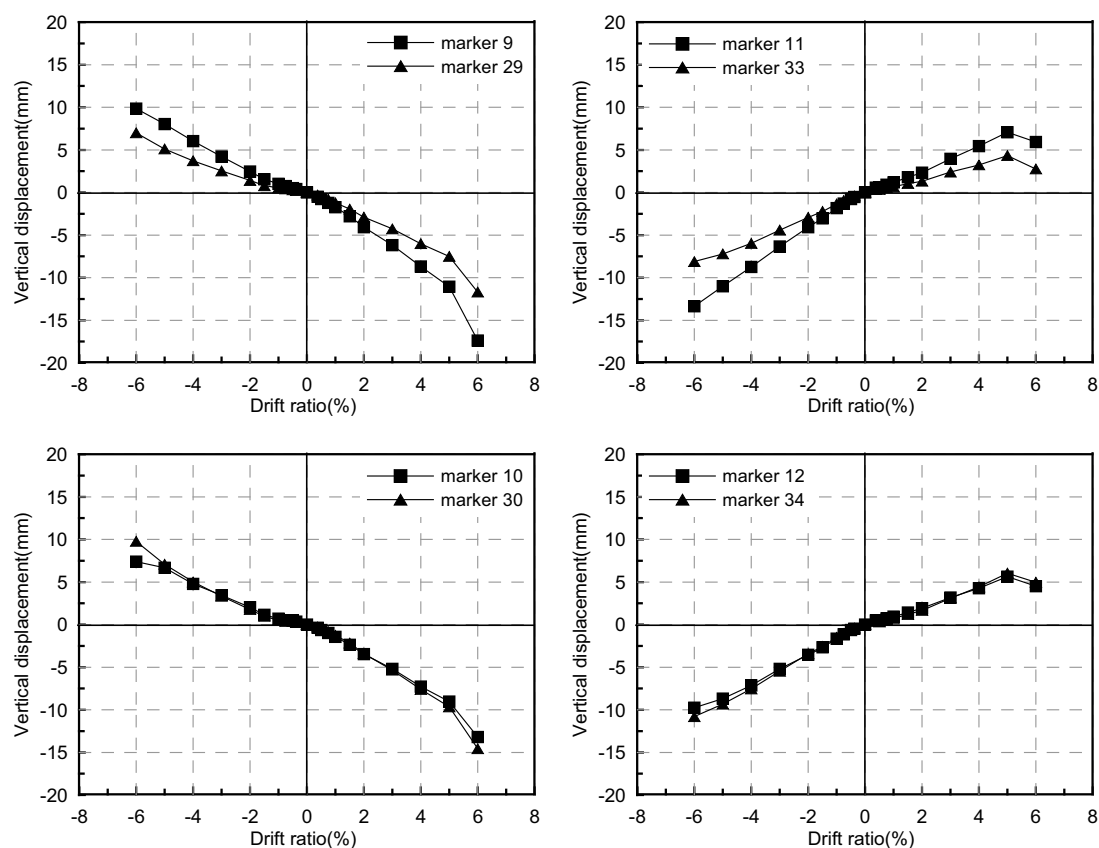


(d) 試體 FP3CS

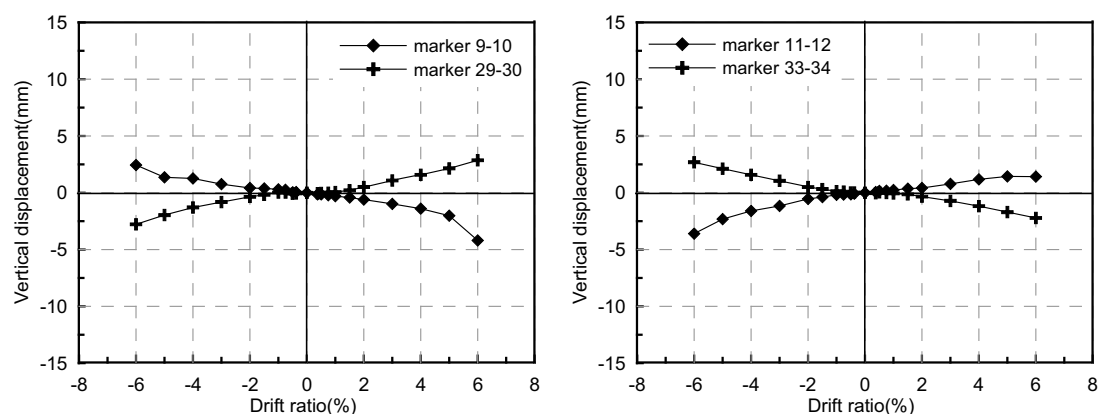
圖 4.9 各試體接頭區局部垂直應變包絡圖

(資料來源：本研究繪製)

由圖 3.16 中之 9、10、11、12、29、30、33 及 34 號 marker 之間之垂直位移及相對伸長縮短量如圖 4.10、圖 4.11、圖 4.12 及圖 4.13 所示，由圖中可觀察出貫穿版熱影響區開裂之時間，並可發現有內灌混凝土之試體於接頭區兩側之伸長縮短量較一致。



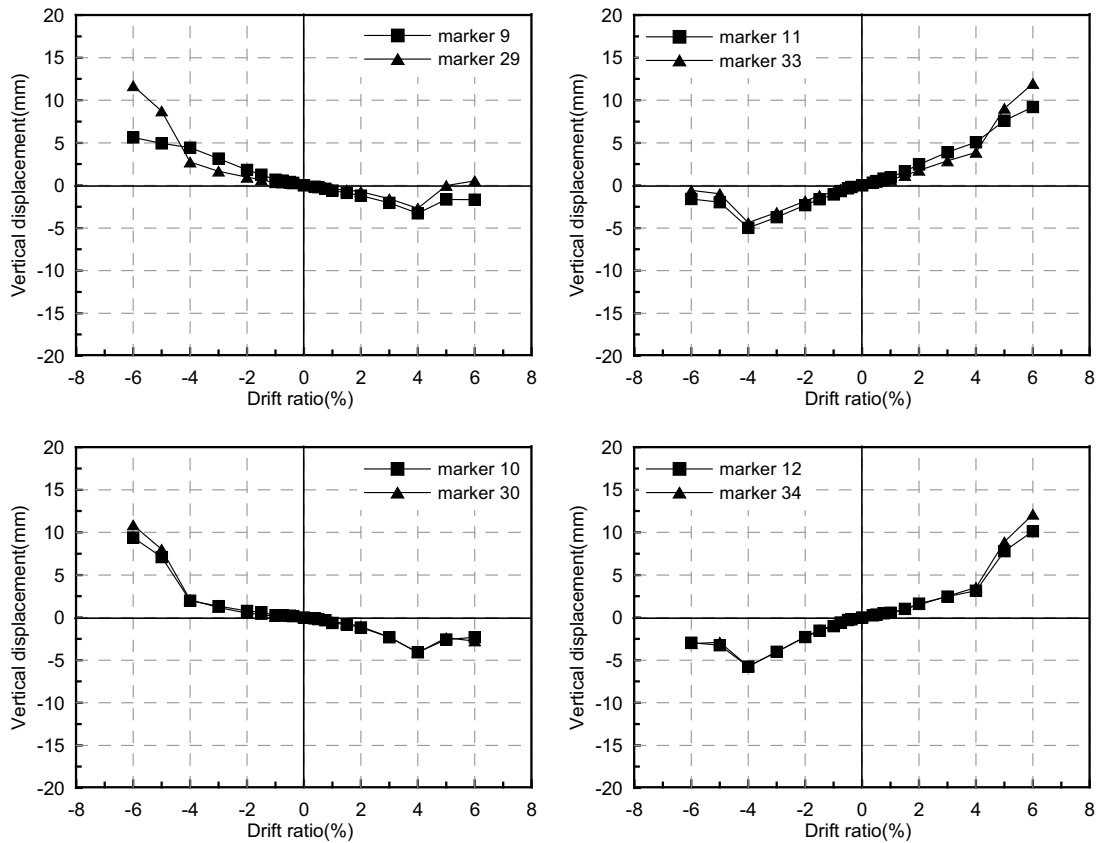
(a) marker 於各層間位移時之垂直位移



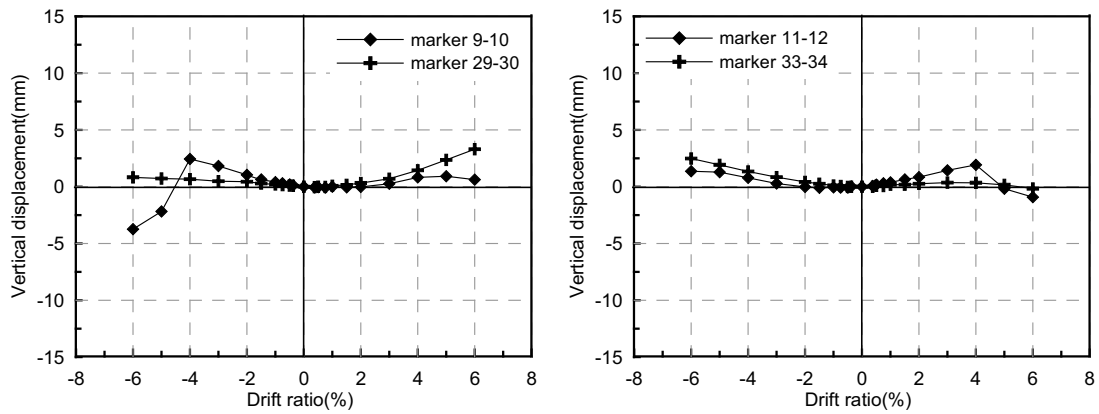
(b) 於各層間位移時 marker 間之相對伸長縮短量

圖 4.10 試體 FP2S 接頭區兩側之各項垂直變位圖

(資料來源：本研究繪製)



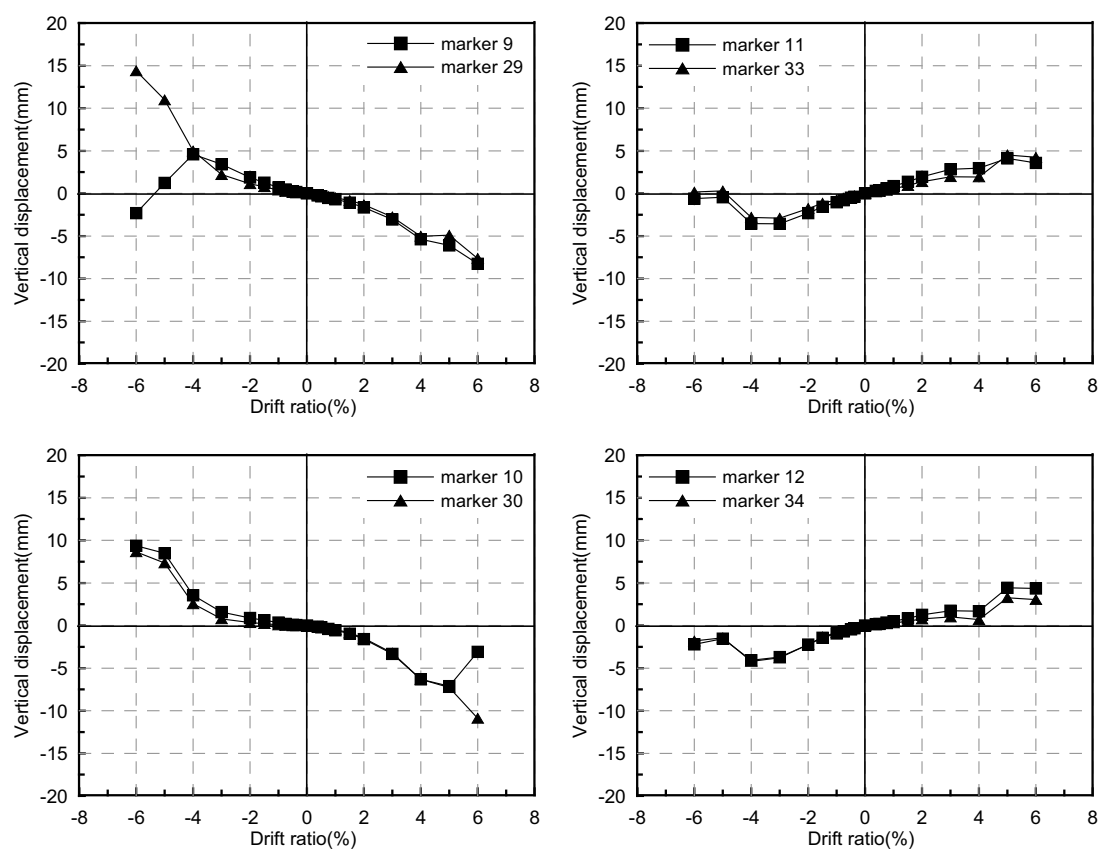
(a)marker 於各層間位移時之垂直位移



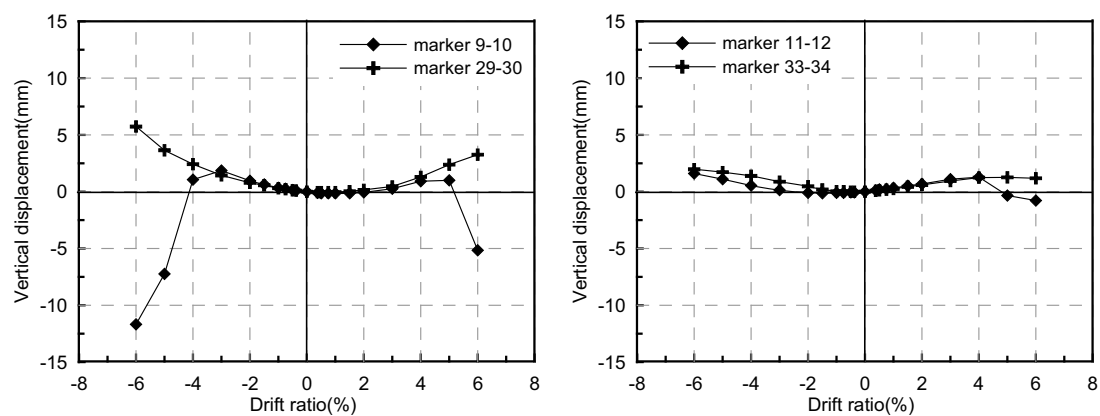
(b)於各層間位移時 marker 間之相對伸長縮短量

圖 4.11 試體 FP2CS 接頭區兩側之各項垂直變位圖

(資料來源：本研究繪製)



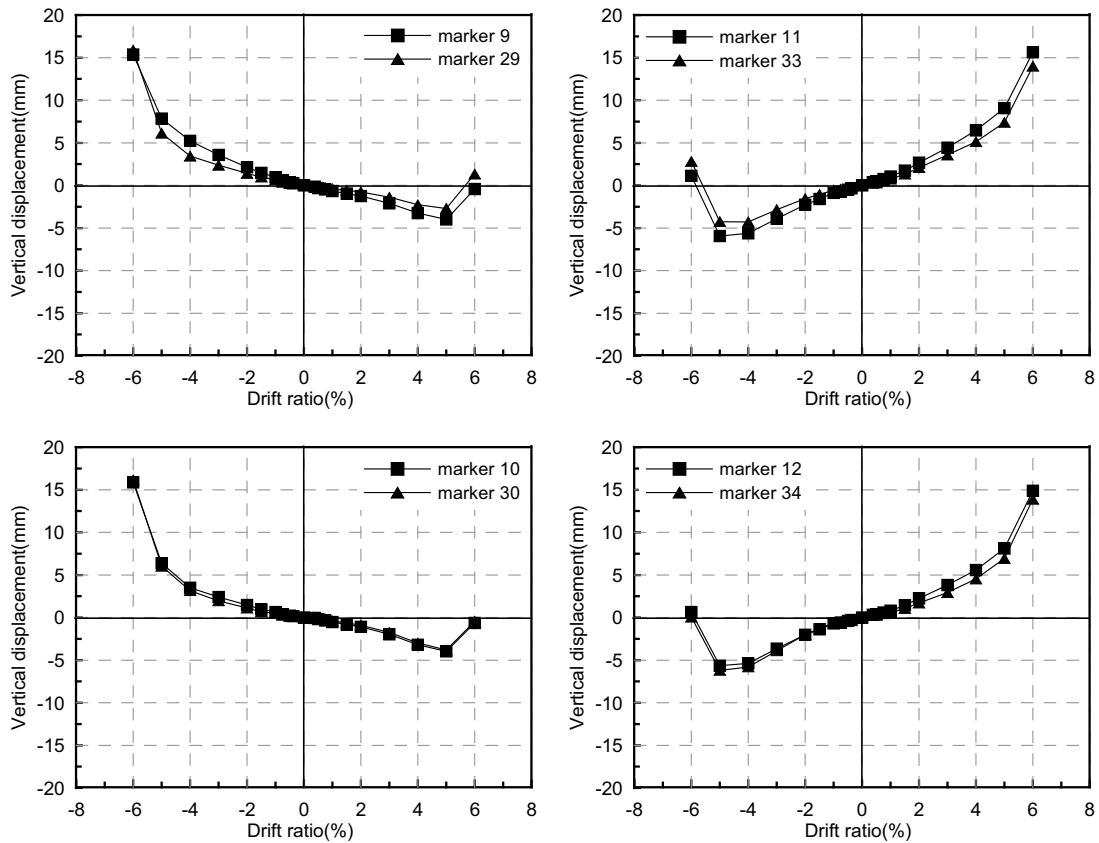
(a)marker 於各層間位移時之垂直位移



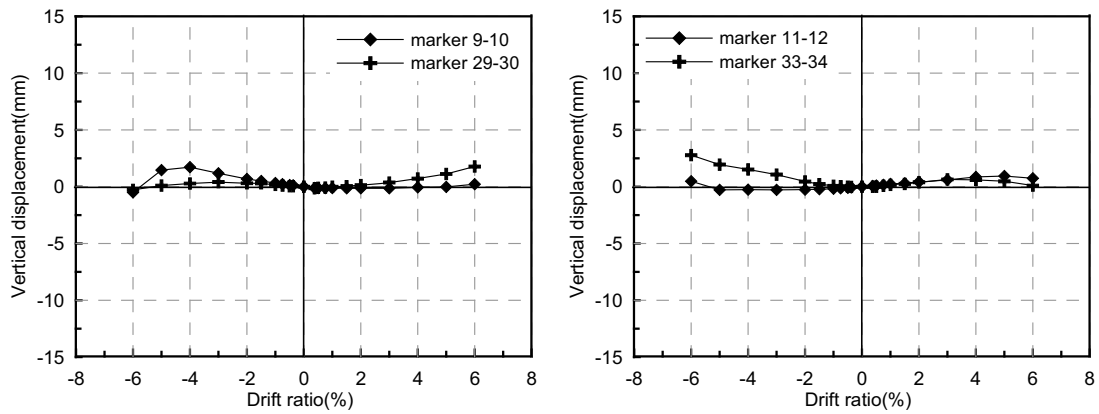
(b)於各層間位移時 marker 間之相對伸長縮短量

圖 4.12 試體 FP2C 接頭區兩側之各項垂直變位圖

(資料來源：本研究繪製)



(a)marker 於各層間位移時之垂直位移



(b)於各層間位移時 marker 間之相對伸長縮短量

圖 4.13 試體 FP3CS 接頭區兩側之各項垂直變位圖

(資料來源：本研究繪製)

第四節 台灣 S R C 規範對於 CFT 梁柱接頭區

剪力強度之計算

圓形鋼管混凝土柱梁柱接頭區之剪力強度計算，依照 SRC 規範(參考書目[3])中第 9 章耐震設計中第 7 節梁柱接頭之設計要求之解說中提出，有關 SRC 梁柱接頭區設計剪力強度之計算係基於強度疊加之原理計算。其計算公式如同節中提出如下(4.4.1)式：

$$\phi_v V_n = \phi_{vs} V_{ns} + \phi_{vrc} V_{nrc} \quad (4.4.1)$$

其中 $\phi_v V_n$ 為梁柱接頭區之設計剪力強度，而 $\phi_{vs} V_{ns}$ 及 $\phi_{vrc} V_{nrc}$ 分別為鋼管及內灌混凝土所提供之剪力強度， $\phi_{vs} = 0.9$ ， $\phi_{vrc} = 0.75$ 。

A. 鋼管部分：

由 SRC 規範(參考書目[3])中第 9 章耐震設計中第 7 節梁柱接頭之設計要求之中(9.7.1)提出，鋼骨鋼筋混凝土柱中鋼骨部分之梁柱接頭區設計剪力強度 $\phi_{vs} V_{ns}$ 應依內政部所定之「鋼結構極限設計法規範及解說」相關規定決定之。

由鋼結構極限設計法規範及解說(參考書目[1])中第 13 章耐震設計中第 6.1 節中提出，梁柱接頭區之設計剪力強度 V_{ns} 可依下列(4.4.2)式決定之：

$$V_{ns} = 0.6 F_{ys} d_c t_p \quad (4.4.2)$$

其中 F_{ys} 為柱腹板與疊合板之標稱降伏強度， d_c 為柱斷面深度， t_p 為梁柱接頭區柱腹板總厚度，包括箱型柱兩腹板或 H 型柱含腹部疊合板時之總厚度。

由(4.4.2)式可知，剪力強度是由承受剪力之腹板全斷面積乘上 $0.6F_{ys}$ 來決定，而規範中並未對圓形鋼管之腹板區域有明確之界定，故在此假設如 **圖 4.14** 所示，由一半斷面積承受剪力。

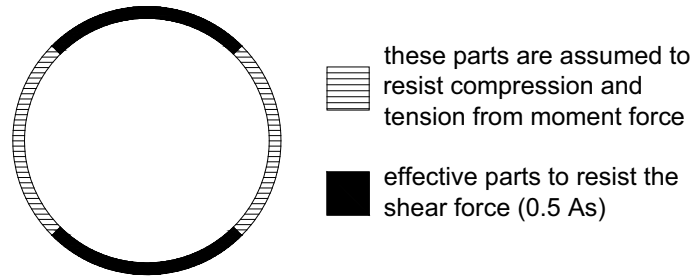


圖 4.14 圓形鋼管截面應力分布圖

(資料來源：本研究繪製)

故其剪力強度 V_{ns} 可改寫為(4.4.3)式：

$$V_{ns} = 0.6F_{ys} \cdot 0.5A_s \quad (4.4.3)$$

其中 A_s 為圓形鋼管之斷面積。

B. 填充混凝土部分：

由 SRC 規範(參考書目[3])中第 9 章耐震設計中第 7 節梁柱接頭之設計要求之中(9.7.1)提出，常重混凝土接頭區標稱剪力強度 V_{nrc} 不得大於下列(4.4.4~4.4.6)式所示之值：

(a). 圍束接頭：

$$V_{nrc} = 5.3\sqrt{f'_c}A_j \left[1 - \frac{A_s F_{ys}}{2(P_n)_u} \right] \quad (4.4.4)$$

(b). 接頭三面或兩對面受圍束：

$$V_{nrc} = 4.0\sqrt{f'_c}A_j \left[1 - \frac{A_s F_{ys}}{2(P_n)_u} \right] \quad (4.4.5)$$

(c). 其他：

$$V_{nrc} = 3.2\sqrt{f'_c}A_j\left[1 - \frac{A_sF_{ys}}{2(P_n)_u}\right] \quad (4.4.6)$$

其中 f'_c 為混凝土標稱抗壓強度， A_j 為接頭區 RC 部分之有效受剪面積， $(P_n)_u = A_sF_{ys} + 0.85f'_cA_c + F_{yr}A_r$ ， A_c 為混凝土之面積， F_{yr} 及 A_r 分別為鋼筋之標稱強度及總面積。

於 SRC 規範(參考書目[3])同節中提出接頭處之梁為鋼梁時：有效受剪面積 A_j 之深度為沿剪力方向接頭之深度； A_j 之寬度為梁之寬度加上接頭深度或加上兩倍之梁邊至柱邊距離之較小值，上述二者取小值。惟不得大於接頭處垂直於剪力方向柱寬之一半。因此，就以上敘述以正常設計範例以及本研究試體規劃來看，皆以柱寬之一半為控制因素，故若以圓形鋼管柱之範例來說 A_j 可以以下(4.4.7)式求得。

$$A_j = \left(\frac{\pi}{12} + \frac{\sqrt{3}}{4}\right) \times (d_c - 2t_c)^2 \quad (4.4.7)$$

其中 d_c 為圓形鋼管柱之直徑， t_c 為圓形鋼管柱之管壁厚。

在圓形鋼管混凝土柱其中並無鋼筋在內，所以 $(P_n)_u = A_sF_{ys} + 0.85f'_cA_c$ ，並考慮本研究係以邊柱型式為設計，則可將圓形鋼管混凝土柱接頭區混凝土之剪力強度 V_{nrc} 以下(4.4.8)式表示：

$$V_{nrc} = 3.2\sqrt{f'_c}A_j\left[1 - \frac{A_sF_{ys}}{2(A_sF_{ys} + 0.85f'_cA_c)}\right] \quad (4.4.8)$$

C. 鋼管及混凝土之設計剪力強度之疊加：

由以上分別計算圓形鋼管及混凝土之剪力強度，並疊加後即為圓形鋼管混凝土柱接頭區之設計剪力強度，如下(4.4.9)式所示：

$$\phi_v V_n = \phi_{vs} 0.6F_{ys} \cdot 0.5A_s + \phi_{vrc} 3.2\sqrt{f'_c}A_j\left[1 - \frac{A_sF_{ys}}{2(A_sF_{ys} + 0.85f'_cA_c)}\right] \quad (4.4.9)$$

其中 $\phi_{vs} = 0.9$ ， $\phi_{vrc} = 0.75$ 。

D. 本次實所驗設計之試體剪力強度計算(規範)

依以上(4.4.9)式中所求出試體強度如表 4.4 所示，

表 4.4 接頭區之剪力強度(規範)

試體編號	接頭區剪力強度(規範)
FP2S	1184 kN
FP2CS	1682 kN
FP2C	1682 kN
FP3CS	1682 kN

(資料來源：本研究整理)

第五節 梁柱接頭區剪力模型

由本研究團隊以軟化壓拉桿理論模擬接頭區之混凝土，研擬一套辦法計算貫穿式翼板梁柱接頭區剪力強度，如圖 4.15 所示由鋼管及混凝土之剪力強度疊加如下(4.5.1)式所示：

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.5.1)$$

其中 V_n 為接頭區剪力強度， V_c 為內填充混凝土所提供之強度， V_s 為圓形鋼管所提供之剪力強度。

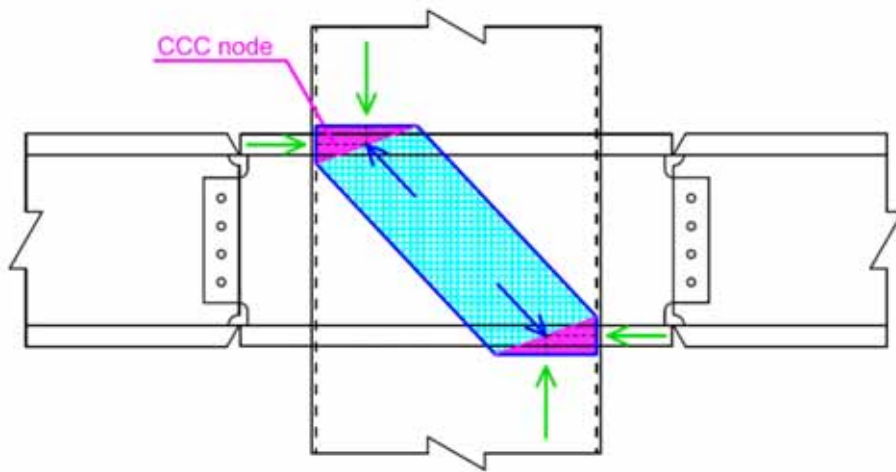


圖 4.15 CFT 梁柱接頭區剪力模型示意圖

(資料來源：本研究繪製)

鋼管依據 von Mises 降伏準則，平均剪力降伏強度為 $F_{yc}/\sqrt{3}$ ，並假設在其受力時，主要由鋼管外側一半之面積承受剪應力，另一半承受撓曲應力如圖 4.14 所示，則鋼管所提供之剪力強度可由以下(4.5.2)式求得：

$$V_s = \frac{A_s \cdot F_{yc}}{2\sqrt{3}} \quad (4.5.2)$$

其中 A_s 為鋼管截面積， F_{yc} 為鋼管之強度。

混凝土強度部分首先由 Mander(1988)等人所提出之圍束混凝土理論評估內填充之混凝土強度，其應力應變關係如圖 4.16 所示，並以下(4.5.3)~(4.5.9)式表示其中之關係：

$$f_c = \frac{f_{cc}' x^r}{r - 1 + x^r} \quad (4.5.3)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.5.4)$$

$$f_{cc}' = K f_c' \quad (4.5.5)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (4.5.6)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}'}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.5.7)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}'}{f_c'} - 1 \right) \right] \quad (4.5.8)$$

$$K_c = 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l'}{f_c'}} - \frac{2 \cdot f_l'}{f_c'} - 1.254 \quad (4.5.9)$$

其中 f_{cc}' 圍束混凝土最大抗壓強度 (MPa)， ε_{cc} 為圍束混凝土最大抗壓強度所得混凝土應變量， K_c 為混凝土圍束放大因子， E_c 為混凝土之彈性模數 $= 5000 \sqrt{f_c' (\text{MPa})} = 15000 \sqrt{f_c' (\text{kgf/cm}^2)}$ ， $\varepsilon_{co} = 0.002$ ， f_l' 為有效之圍束力， f_c' 為混凝土標稱抗壓強度。

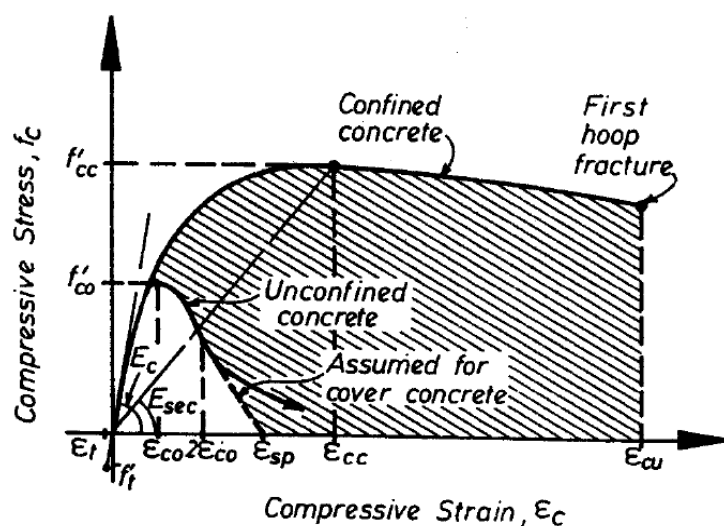


圖 4.16 混凝土圍束應力應變圖

(資料來源：Mander(1988)等人所提出之圍束混凝土理論)

如圖 4.17 所示，因圓形鋼管之圍束效果較好，故其有效圍束因子 $k_e = 1.0$ ，則可依以圖示關係及以下(4.5.10)及(4.5.11)式求解其有效圍束力：

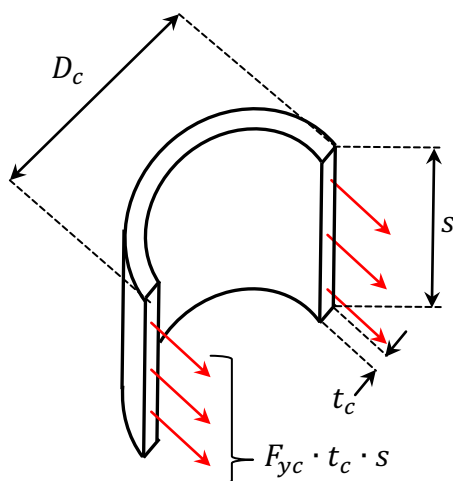


圖 4.17 鋼管對於內灌混凝土圍束示意圖

(資料來源：本研究繪製)

$$f_l = \frac{2 \cdot F_{yc} \cdot t_c}{D_c} \quad (4.5.10)$$

$$f'_l = k_e \cdot f_l = f_l \quad (4.5.11)$$

其中 D_c 為圓形鋼管之外直徑， f_l 為鋼管提供混凝土之圍束力。

接頭區混凝土斜向壓桿如圖 4.18 所示，此節點之類型介於 C-C-C Node 與 C-C-T Node 之間，就設計上來說應該採取 C-C-T Node 來檢核較保守，但本研究因要研究接頭區剪力行為，需設計接頭區產生剪力破壞之試體，故在此如下(4.5.12)式以節點為 C-C-C Node 做假設來檢核。

$$\beta_n = 1$$

$$f_{ce} = 0.85\beta_n \cdot f'_{cc} \quad (4.5.12)$$

其中 β_n 為壓桿 C-C-C Node 因子， f_{ce} 為節點有效抗壓應力。

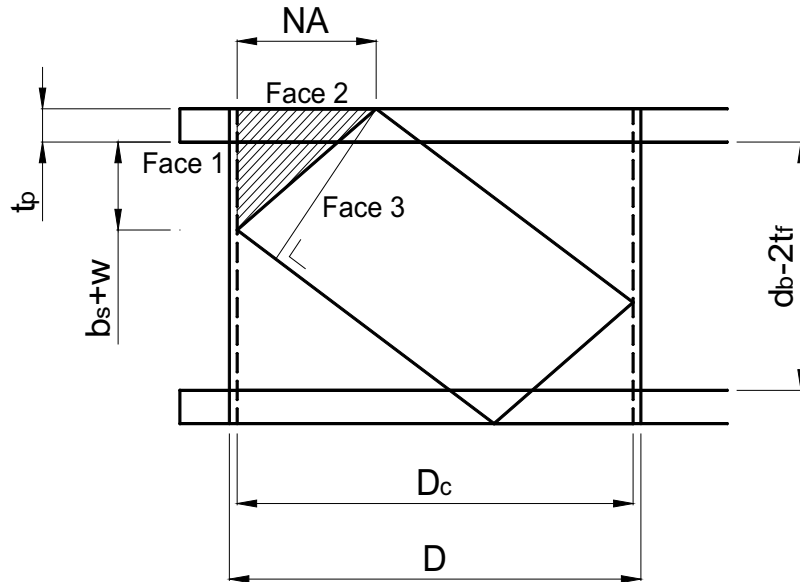


圖 4.18 CFT 梁柱接頭區混凝土斜向壓桿示意圖

(資料來源：本研究繪製)

其中壓桿節點面於鋼梁方向 (Face 1)，經實驗中觀察發現銲道的厚度對於此面受壓面積有很大之影響，故重新建立此區之壓桿節點抗壓面積 A_1 及強度 F_{nn1} 如 **圖 4. 19** 可以以下 (4.5.13) 及 (4.5.14) 式表示。

$$A_1 = (b_1 h_1 + b_{s1} h_{s1}) - (b_p t_p + b_s t_s) \quad (4.5.13)$$

$$F_{nn1} = f_{ce} \cdot A_1 \quad (4.5.14)$$

其中 w 表示銲道之厚度、 b_p 及 t_p 分別表示貫穿板之寬度及厚度、 b_s 及 t_s 分別表示內藏加勁板之寬度及厚度、 t_c 則表示鋼管柱之厚度。

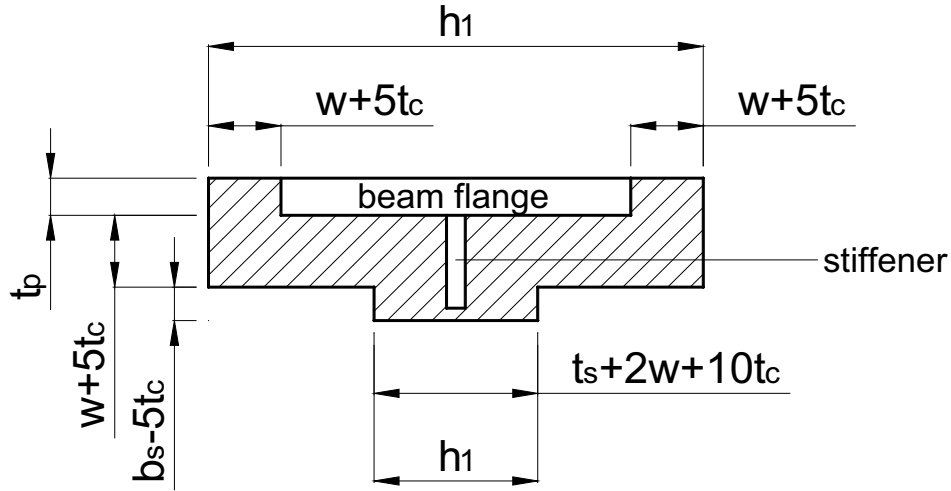


圖 4. 19 壓桿節點面於鋼梁方向 (Face 1) 受壓區示意圖

(資料來源：本研究繪製)

如 **圖 4. 20** 所示壓桿節點於柱長 (Face 2) 之抗壓面積 A_2 與強度 F_{nn2} 如下：

$$A_2 = \left[\int_{-\frac{h_1}{2}}^{\frac{h_1}{2}} \sqrt{\left(\frac{D_c}{2}\right)^2 - y^2} dy \right] - \left[\left(\frac{D_c}{2} - NA\right) \cdot h_1 \right] \quad (4.5.15)$$

$$F_{nn2} = f_{ce} \cdot A_2 \quad (4.5.16)$$

其中 D_c 表示鋼管柱直徑、 NA 為圓柱之中性軸深度。

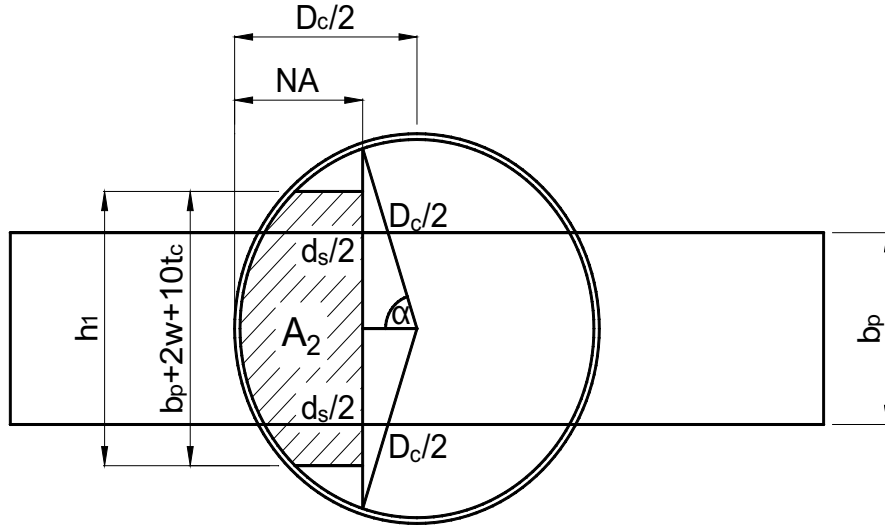


圖 4.20 壓桿節點面於柱長 (Face 2) 受壓區示意圖

(資料來源：本研究繪製)

如圖 4.21 所示壓桿節點於壓桿方向 (Face 3) 之抗壓面積 A_3 與強度 F_{nn3} 如下：

$$A_3 = 2 \left[\left[(y_3 - y_1) \cdot \frac{b_c}{2} \right] + \int_{y_3}^{y_2} \sqrt{b^2 - \frac{b^2 y^2}{a^2}} dy \right] \quad (4.5.17)$$

$$F_{nn3} = f_{ce} \cdot A_3 \quad (4.5.18)$$

如圖 4.18 所示斜向壓桿之抗壓強度 F_{ns} 如下：

$$\beta_s = 0.75 \quad (4.5.19)$$

$$f_{ce_s} = 0.85 \cdot \beta_s \cdot f'_{cc} \quad (4.5.20)$$

$$F_{ns} = f_{ce_s} \cdot A_3 \quad (4.5.21)$$

其中 β_s 為瓶狀壓桿因子， f_{ce_s} 為壓桿有效抗壓應力。

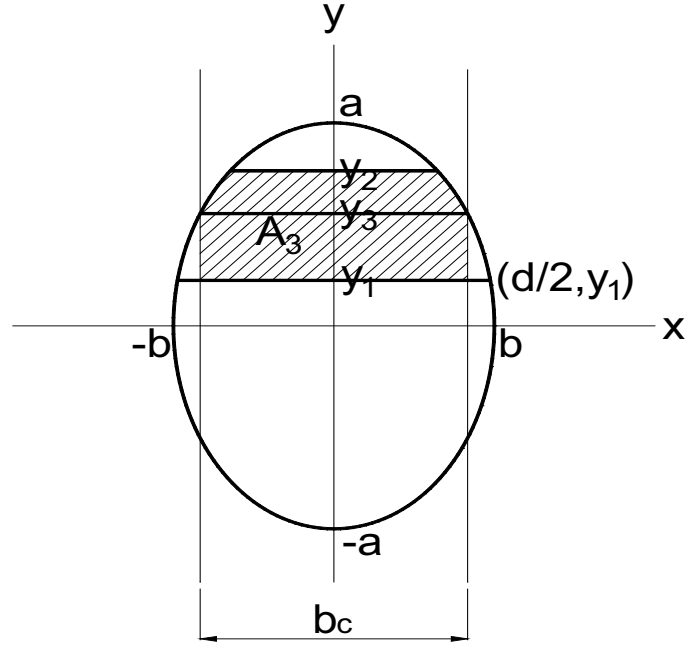


圖 4.21 壓桿節點面於壓桿方向 (Face 3) 受壓區示意圖

(資料來源：本研究繪製)

由以上所求壓桿各節點 (F_{nn1} 、 F_{nn2} 及 F_{nn3}) 及壓桿強度 (F_{ns})，其中各項所對應之接頭剪力強度 V_{nn1} 、 V_{nn2} 、 V_{nn3} 及 V_{ns} 中，最弱之部分即為接頭區混凝土所提供之剪力強度如下(4.5.21)式，而中性軸深度之決定也為此部分破壞時所對應彎矩分析而得。

$$V_c = \min\{V_{nn1}, V_{nn2}, V_{nn3}, V_{ns}\} \quad (4.5.21)$$

以本實驗試體計算比較發現，最弱之一環為壓桿節點面於鋼梁方向 (Face 1)，假設其所對應之彎矩為 M ，則梁端之最大加載力 P 、及試體接頭區及整體之各分量可以式(4.5.22)~(4.5.26)所示。

$$P = \frac{M}{L_b} \quad (4.5.22)$$

$$T_n = \frac{M}{d_b - t_f} \quad (4.5.23)$$

$$V_{col} = \frac{P \cdot \left(L_b + \frac{D}{2}\right)}{H_c} \quad (4.5.24)$$

$$V_{pz} = T_n - V_{col} \quad (4.5.25)$$

$$M_{xx} = \frac{M}{2} \quad (4.5.26)$$

其中 T_n 為接頭區所受之拉力分量， V_{col} 為柱端支承之反力， V_{pz} 為接頭區之剪力強度， M_{xx} 為接頭區柱端之彎矩。

依以上方式計算本次實驗設計之試體接頭區之剪力強度與各力量之分量關係如表 4.5 所示。詳細計算流程如附錄 F 中列出。

表 4.5 本研究研擬之剪力模型下接頭區之剪力強度

	FP2S	FP2CS	FP2C	FP3CS
H-Beam (mm)	350x280x12x30	350x280x12x30	350x280x12x30	350x350x12x30
Neutral Axis (mm)	-	185	185	186
M_{xx} (C-C-C node) (kN-m)	210	479	448	517
Face 1 area (mm ²)	-	24900	22000	28400
V_c (C-C-C node) (kN)	-	1537	1358	1753
V_s (kN)	1201	1201	1201	1201
Joint shear strength at joint failure (kN)	1201	2738	2559	2954
Joint shear at beam failure (kN)	3402	3402	3402	4172
F_{nn1} (kN)	-	1537	1358	1753
F_{nn2} (kN)	-	3705	3701	4017
F_{nn3} (kN)	-	4436	4433	5262
F_{ns} (kN)	-	3327	3352	3946
P (kN)	163	371	346	400

(資料來源：本研究整理)

第六節 結果數據比較

由前面依規範、本研究建立之剪力模型與實驗所得之接頭區剪力強度如表 4.6 所示。由規範所得剪力強度在試體 FP2S 上可得一安全接近之強度，而剪力模型中雖然略為高估，但其差距不大，顯示二分之一支鋼管截面承受剪力之假設是合理的。

而於有內灌混凝土之試體中，本研究修正後之剪力模型則可得到與真實強度接近之數值，但規範所得之強度有低估之情形，本研究團隊針對此點於下節提出設計之建議。表 4.6 中顯示出內藏加勁板與加寬翼板皆有明顯增加強度及極限位移之功效。

表 4.6 剪力強度比較整理表

試體編號	實驗	規範	剪力模型	極限位移
FP2S	1131	1184	1201	6%drift
FP2CS	2889	1682	2738	7%drift
FP2C	2623	1682	2559	5%drift
FP3CS	3289	1682	2954	8%drift
(資料來源：本研究整理)				(kN)

第七節 設計建議

經本研究實驗證實由本研究團隊所提出之接頭安全經濟可行，因此於本節針對此種接頭提出細部之建議，以供未來工程使用上之參考，主要設計建議部分有接頭區之有效混凝土承剪面積、貫穿板寬度之上下限、內藏加勁板之大小以及貫穿版設計之建議如下。

如圖 4.22 所示其中(a)、(b)、(c)項規定為台灣現行 SRC 規範中之規定，有效寬度為其中取最小者，其中(a)項於 CFT 柱中常會超出範圍不會是控制其面積之因素，故在此不對此項作考慮，而(b)(c)項中代表的分別是柱寬及一半柱寬，皆無法反映貫穿板寬之影響，而本研究實驗指出，貫穿板寬確實會對其強度產生影響，因此增列由 ACI 352R-02 規範中所提出之(d)項，其代表的是梁寬加柱寬之一半。

- 接頭區混凝土有效承剪面積 A_j
有效深度: h
有效寬度:
(a) $b + h$
(b) $b + 2x$
(c) $(b + 2x)/2$
(d) $(2b + 2x)/2$

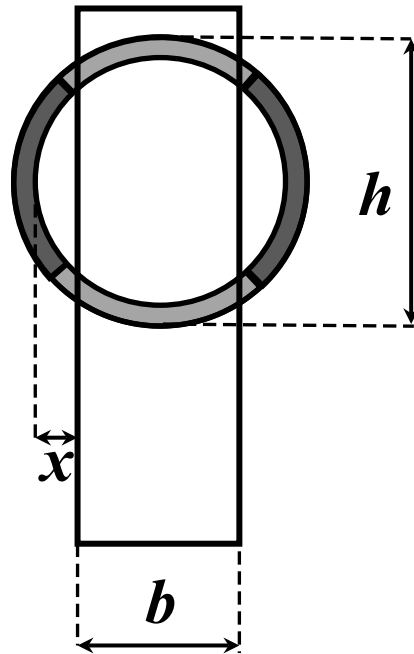


圖 4.22 接頭區混凝土有效承剪面積示意圖

(資料來源：本研究繪製)

經由以上(b)、(c)及(d)項規定所計算出試體接頭區剪力強度與實

驗數據之比較如表 4.7 所示。由表中可發現，當貫穿板寬 b_b 與柱寬 b_c 之比值 b_b/b_c 越小時所計算出之剪力強度就會越接近真實實驗強度，設計會越危險。反之 b_b/b_c 越大時，設計就越安全，但增加貫穿板寬在雙向構架時會造成混凝土灌入之施工困難。

表 4.7 各有效承剪面積與實際強度之比較表

FP2CS	V_{ns}	V_{nrc}	V_n	V_{text}	V_n/V_{text}
(b)	1184	818	2002	2852	70%
(c)	1184	498	1682	2852	59%
(d)	1184	723	1907	2852	67%

FP3CS	V_{ns}	V_{nrc}	V_n	V_{text}	V_n/V_{text}
(b)	1184	818	2002	3251	62%
(c)	1184	498	1682	3251	52%
(d)	1184	764	1949	3251	60%

(資料來源：本研究整理) (kN)

因此本研究團隊對於梁寬之上限提出 2 項建議，一為依 RC 規範中規定兩鋼筋間之淨間距為 1.33 倍之骨材最大粒徑之條款，來確定如圖 4.23 中之(a)所示每一角落所留下之面積可供骨材順利通過。以及如圖 4.23 所示為顧及壓力灌漿入料順暢，因此四個角落所遺留下來之總面積，需大於等於入料閥之斷面積。設計貫穿板之寬度時應同時滿足以上兩項之條件，方可使灌漿施工順利進行。以本研究之柱管尺寸來說，貫穿寬最大限制為 320 mm。本研究將貫穿寬增至 350 mm 是為了研究貫穿寬之影響，而將貫穿之寬度做較大幅度之提升。

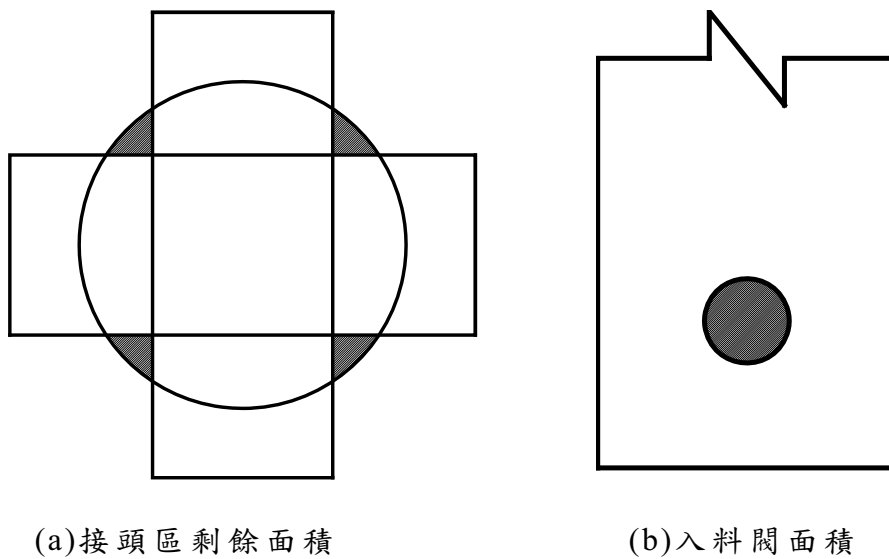


圖 4.23 接頭區與入料閥面積示意圖

(資料來源：本研究繪製)

表 4.8 假設之試體 FP2CS*剪力強度比較表

FP2CS*	V_{ns}	V_{nrc}	V_n	V_{text}	V_n/V_{text}
(b)	1184	818	2002	2510	80%
(c)	1184	498	1682	2510	67%
(d)	1184	684	1868	2510	74%

(資料來源：本研究整理)

(kN)

而翼板寬之下限則因實驗數據有限，所以依現有 2 組不同梁翼板寬之試體，將貫穿板寬及實驗測得知實際強度做等比例之縮小，得一假設之試體為貫穿板寬 224 mm，接頭區實驗剪力強度 2510 kN，由以上之數據來做計算比較如表 4.8 所示。由表中得知以台灣規範計算此試體之強度已達 67%，而若以(d)項規定計算則有 74%，而由第二節實驗行為觀察以及後續數據分析，發現當試體達到 80%最大力量時接頭區已有剪力降伏行為，並且於銲接熱影響區有輕微開裂產生，因

此計算接頭區強度以其 80% 實際最大強度以下為較安全之標準。因此以此假設之貫穿版寬度當作下限，即 b_b/b_c 需大於 0.45。

經本實驗證實內藏加勁版安裝方便，不但使整體結構行為更安全，也對接頭區剪力強度有一定程度上之提升，故本研究團隊建議於外柱設計時，於無鋼梁連接部分在兩貫穿版上，各加鐸一長寬至少為梁深三分之一，厚度至少與剪力連接板同寬之加勁版，並於貫穿版送入柱體後塞鐸填平。

除以上之貫穿版上下限之限制，本研究團隊還建議在計算接頭區有效承剪面積時採用由 ACI 352R-02 規範中所提出之(d)項規定，此項規定就能反映出貫穿版寬之影響，並且所計算出之強度落在 60%~75% 之間，同時兼顧經濟性及安全性。以及在設計貫穿版厚度及鋼材時，應以貫穿版於梁端產生塑鉸時，仍保持在彈性範圍為原則，這樣可減少接頭區鐸接之熱影響區開裂之危險。

第五章 結論與建議

第一節 結論

在試體設計時，構想中預定接頭施作於鋼構廠完成後，於工地現場組裝銲接鋼梁，完成發包後，將試體施作流程及要求告知廠商後，定時監督試體製作進度發現，其間過程順暢皆無任何施工不便，及廠商對於施工流程有意見之情形，也於銲接及灌漿皆無瑕疵發生，由此可知，本研究團隊研擬之 CFT 梁柱接頭型式為一方便、可行之設計。

由實驗結果顯示，於貫穿板與柱體銲接區之破壞為主要之破壞模式，但在銲接區被撕裂分離柱體後試體卻能保有一定強度，隨著層間位移之增加而緩慢下降，於實驗過程中觀察發現是因為承壓區之貫穿板，藉由銲道之範圍經柱體管壁擠壓著內灌之混凝土，使接頭區產生混凝土斜向壓桿，故其尚能保有其承壓能力使得整體強度不致驟降。

因此銲接區之銲道對於貫穿板傳遞至柱體的壓力區域之大小有很大之關係，銲道邊緣大幅增加其壓桿節點之面積，與內藏加勁板或剪力連結板，共同形成一 T 型壓桿節點面，並且抑制著貫穿板不至於被強大之壓力推擠至柱內，本研究也針對此種現象進行分析，修改原先提出之剪力模型於第四章中提出。

在試體 FP2CS 與試體 FP2C 實驗過程與數據中可以發現，內藏加勁板之貢獻不可小闕，其對於強度之提升 10%，由此可見其對於壓桿之形成及其強度有著一定之影響，並且在 FP2CS 試體歷程過最大力量後，到了 7%層間位移時力量才降至 8 成，而在 FP2C 試體則是在 5%層間位移時，就因下方貫穿板有貫入柱內之情形而使力量降至 8

成以下，由此可見內藏之加勁板不但提供了強度上之提升，並且對於其極限位移有著極大之貢獻。本研究建議於外柱設計時，於無鋼梁連接部分在兩貫穿版上，各加鐸一長寬至少為梁深三分之一，厚度至少與剪力連接板同寬之加勁版。

由試體 FP2CS 與試體 FP3CS 實驗過程與結果數據中可發現，增加 25% 之翼板寬度，不但提升了強度 14%，並且增加了極限位移，由此可見，翼板對於內灌混凝土壓桿之範圍與強度有著密切之關係，並且由實驗過程中顯示其延緩了鐸道開裂之情形。

依照實驗後之數據與現行規範計算比對後發現，對於以翼板貫穿式製作梁柱接頭之圓形鋼管混凝土柱之接頭區剪力強度，基於結構設計需站在安全保守為第一之優先考量，以規範條款所算出之接頭區剪力強度皆在實際之剪力強度之下，因此在設計時，以現有 SRC 規範設計此種梁柱接頭之接頭區剪力強度，是可以保障結構之安全性的。

如前所述經由規範計算接頭區剪力強度時，發現其中之條款對於接頭區有效承受剪力混凝土之面積之規定，其承受剪力面積寬度，最後大多都是由柱寬之一半決定，但經由前述試體 FP2CS 與試體 FP3CS 實驗結果之比對，發現在此種接合型式下，翼板之寬度影響著接頭區承受剪力混凝土之面積甚多，因此規範中此條款用於此種梁柱接頭時，有著不合理的因素存在，本研究建議規範加入以梁寬加柱寬之半評估接頭區混凝土有效承剪面積。

由試體 FP2S 與試體 FP2CS 之實驗過程與結果數據中可發現，內灌之混凝土可提供之剪力強度並不亞於鋼管所可以提供之強度，甚至更高於其強度，但就規範中之規定計算出之混凝土之剪力強度，僅估得其實際強度之三分之一，甚至於試體 FP3CS 時僅預估至其四分之

一之強度，會有此落差，是因為圓形鋼管可以對於內灌之混凝土提供極為良好之圍束力，就 Mander 等人所提出之混凝土圍束效應理論可知，以本實驗之試體鋼管厚度僅 8 mm 即可以對於其中之內灌混凝土提升其強度達 2 倍以上，此強度之提升明顯影響接頭區混凝土之剪力強度。

考量鋼管填充混凝土之施工性，本研究對於梁寬之上限提出 2 項建議，一為梁翼板貫入鋼管柱四周角落之空隙，皆需大於或等於 1.33 倍粗粒料之直徑，另一為四個角落空隙之總面積，需大於或等於入料閥之斷面積。對於梁寬之下限，則建議梁寬與柱寬比例需大於或等於 0.45，以使梁剪力能充分傳遞至梁柱交會區。

第二節 建議

建議一：

立即可行建議：改良翼板貫穿式梁柱接頭應用之推廣

主辦機關：內政部建築研究所、營建署

協辦機關：建築師公會、土木技師公會、結構技師公會

本研究就過去文獻改良研擬之梁柱接頭，其接合細部之施作過程，經由本實驗試體製作過程中，證明其為一經濟、安全、便利可行之梁柱接頭，並且依實驗數據中發現內藏加勁板於強度、極限位移上都有不錯之貢獻，因此建議可推廣此種梁柱接頭於工程中使用。

建議二：

立即可行建議：翼板貫穿式梁柱接頭使用於鋼管混凝土柱時，

接頭區剪力強度之修正

主辦機關：內政部建築研究所、營建署

協辦機關：建築師公會、土木技師公會、結構技師公會

就本實驗數據中發現，於貫穿式翼板梁柱接頭上將翼板增寬，對於接頭區剪力強度及極限位移都有著一定程度之增強，但就以現有SRC規範中之條例計算接頭區之剪力強度時，增加翼板寬度並不影響接頭區混凝土之剪力強度，並且有明顯低估之情形。就此原因建議規範於此種接合型式之接頭區混凝土之剪力強度可以適當的放寬標準，本研究所提供以軟化壓桿理論所提出之接頭區剪力模型可提供做為參考。

建議三：

立即可行建議：進行使用貫穿式翼板梁柱接頭之相關實驗研究

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：各大學土木及營建相關科系

經本年度研究成果顯示，貫穿式翼板梁柱接頭為一經濟、安全並且施作便利之接頭，就本研究觀察及過去文獻證明其可順利於梁端產生塑鉸，並且於本研究研擬之接頭區剪力模型，與實驗結果數據相符，故建議可增加後續相關此種梁柱接頭之結構實驗研究，進一步改善及瞭解其抗剪機制，如貫穿翼板內置剪力釘、改變其內灌混凝土強度及大型構架之動力行為等相關實驗。

參考書目

- [1] 內政部營建署(2010)，「鋼結構極限設計法規範及解說」。
- [2] 內政部營建署(2011)，「混凝土結構設計規範」。
- [3] 內政部營建署(2011)，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」。
- [4] 吳賴雲、鍾立來、盧建帆、黃國倫、沈東儒 (2005)，「鋼管混凝土結構雙向螺栓式梁柱接頭之力學行為與耐震驗證」，結構工程，第二十卷，第二期，第 43-74 頁。
- [5] 李鴻利，(2001)「圓形鋼管混凝土梁柱接頭之有限元素分析」，碩士論文，國立交通大學土木工程研究所，新竹市。
- [6] 林克強，(2000)「具上下夾型之柱外橫隔板之鋼管混凝土柱梁接頭行為研究」，博士論文，國立台灣大學土木工程研究所，台北。
- [7] 林克強、蔡克銓，(2001)「鋼梁與鋼管混凝土柱含柱外夾型橫隔板接頭之抗彎矩構架系統」，土木技術，第四卷，第二期，第 76-89 頁。
- [8] 林衍宏，(2001)「圓形鋼管混凝土梁柱接頭之剪力傳遞行為」，碩士論文，國立高雄第一科技大學營建工程系碩士班，高雄市。
- [9] 陳誠直、林南交(2003)，「矩形鋼管混凝土柱與 H 型鋼梁抗彎接頭行為之研究(II)」，國科會專題研究計畫成果完整報告，NSC91-2625-Z-009-002.
- [10] 森田耕次，橫山幸夫，川又康博，松村弘道，“コンクリート充て

ん角形鋼管柱：鉄骨はり接合部の内ダイアフラム補強に関する研究,” 日本建築学会構造系論文報告集, No. 422, 1991-04-30, 1991, pp. 85-96.

- [11]黃柏軒，(2000)「圓形鋼管混凝土柱與鋼梁接頭之耐震研究」，碩士論文，國立高雄第一科技大學營建工程系碩士班，高雄市。
- [12]羅勝宏，(2002)「鋼梁接圓形鋼管混凝土柱接頭耐震行為」，碩士論文，國立交通大學土木工程研究所，新竹市。
- [13]Allostaz, Y. M. and Schneider, S. P., (1996) “Analytical Behavior of Connections to Concrete-Filled Steel Tubes,” *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 40, No. 2, pp. 95-127.
- [14]Azizinamini, A., Shekar, Y., and Saadeghvaziri, M. A. (1995), "Design of through beam connection detail for circular composite columns," *Engineering Structures*, Vol. 17, No. 3, 209-213.
- [15]Chen, C. C., and Lin, N. J. (2004) “Experimental investigation of flange plate connections between concrete-filled tube column and steel beam,” *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, Paper No. 476.
- [16]Chen, S. J., and Chao, Y. C. (2001), "Effect of Composite Action on Seismic Performance of Steel Moment Connections with Reduced Beam Sections," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, No. 4, 417-434.
- [17]Cheng, C.-T., and Chung, L.-L. (2003), "Seismic performance of

- steel beams to concrete-filled steel tubular column connections,"
Journal of Constructional Steel Research, Vol. 59, No. 3, 405-426.
- [18]Kang, C.-H., Shin, K.-J., Oh, Y.-S., and Moon, T.-S. (2001),
“Hysteresis behavior of CFT column to H-beam connections with
external T-stiffeners and penetrated elements,” Engineering
Structures, Vol. 23, No. 9, 1194-1201.
- [19]Ricles, J. M., Lu, L. W., Sooi, T. K., Vermaas, G. W., and Graham,
W. W. (1996), “Experimental performance of moment connections
in CFT column-WF beam structural systems under seismic loading,”
Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake
Engineering, Acapulco, Mexico, June 23-28, Paper No. 1224.
- [20]Schneider, S. P., and Alostaz, Y. M. (1998), "Experimental Behavior
of Connections to Concrete-Filled Steel Tubes," Journal of
Constructional Steel Research, Vol. 45, No. 3, 321-352.
- [21]Wu, L.Y., Chung, L.L., Tsai, S.F., Lu, C.F., Huang, G.L. (2007),
“Seismic behavior of bidirectional bolted connections for CFT
columns and H-beams,” Engineering Structures, Vol.29, pp.
395-407.

附錄一 期初評選會議紀錄

內政部建築研究所

101 年度「圓形鋼管混凝土柱之梁柱接頭區細部設計
與耐震行為研究」委託研究計畫採購評選委員會會議
紀錄

一、時 間：101 年 2 月 21 日（星期二）上午 10 時 00 分

二、地 點：大坪林聯合開發大樓 15 樓第 4 會議室（新北市新店區
北新路三段
200 號 15 樓）

三、主 席：林召集人組長
詹鎧慎

記錄：

四、出席及請假委員：（如簽到單）

出席：林建宏、曾慶祥、呂秋水、陳正平、王勇智、
陶其駿、厲妮妮

請假：無

五、主持人報告：本委託研究案共聘委員 7 人，目前會場中出席之外
聘專家學者委員 4 人及本所委員 3 人，合計 7 人，
超過委員總額二分之一，外聘之專家學者委員人數
亦超過出席委員人數之三分之一，宣布會議正式開
始。

六、主辦單位報告：

（一）本委託研究計畫招標案自 101 年 2 月 8 日公告招標訊息，並於
101 年 2 月 17 日下午 5 時截止投標收件，計有 1 家廠商投標；
經 101 年 2 月 17 日下午 5 時 10 分資格審查，資格合於規定
之投標廠商共計 1 家，為國立臺灣科技大學。

（二）本案於 101 年 2 月 21 日上午 10 時 00 分，召開工作小組初審
會議，經審查投標廠商所送之服務建議書規格，符合招標及
投標規定。

七、投標受評廠商簡報：略。

八、委員發言重點與投標受評廠商回應（依發言順序）：

委員	審查委員意見	廠商回應
曾委員慶祥	1. 請說明本案 4 組試體的詳細尺寸及柱、梁配置。包括：鋼管柱、梁、尺寸、材料強度。 2. 本案試體將採用切削式斷面設計，將來實際使用時是否需付專利費用。	1. 本案試體詳細配置、尺寸與材料強度，將於期中報告內容詳加說明。 2. 本案試體之梁柱接頭型式，可搭配任何種類之韌性梁端消能接頭，此採陳生金老師的專利接頭，僅為舉例說明。
呂委員秋水	1. 應考慮梁柱跨間塑鉸消能。 2. 本案實驗指標應更明確訂立。 3. 本案試體之試驗組數與其參數，應詳細列表討論。 4. 本案臨時工資編列似乎不足。	1. 遵照辦理。 2. 遵照辦理。 3. 遵照辦理。 4. 本案研究團隊，有許多外籍研究生、大學部專題生幫忙，因此臨時工編列不需太多，且因外籍生已有領取學校之獎學金，不可再擔任研究助理。
陳委員正平	1. 本案試體梁柱接頭 2 側有梁時，以下翼板而言，一側為受壓，另一側為受拉，受拉側會脫離混凝土，需藉橫隔板拉至另側，因此 2 片翼板之力量總和混凝土很難承受，若此種模式之強度小於外梁，則弱點成為存在於接頭。 2. 本案試體之梁柱接頭，梁腹板用螺栓與柱相接，腹板螺栓於後期有滑動可能，翼板會承受彎矩及剪力，建議納入考量。	1. 本案參考資料中，交通大學陳誠直教授研究結果顯示「鋼管管壁亦可承擔剪力」，至於承擔之百分比有待本研究釐清，前述研究亦顯示，此種接頭是可以確保梁端產生優良韌性消能塑鉸。 2. 遵照辦理。
王委員勇智	1. 本案服務建議書中，圖 14 應再畫詳細，如銲接細部。 2. 請說明加載循環，如本案	1. 遵照辦理。 2. 本案依循 AISC 的試驗加載歷程，考量 1% 以前為彈性區間，所以將原有 6 次改為 3

	服務建議書圖 17，在 1% drift ratio 以前為 3 次，而 1% 為 2 次，是否應有相關規定作參考。 3. 研究助理過少，是否考慮增加？ 4. 梁柱接頭填充材料，是否考量其他非傳統混凝土之材料，以利抗剪與施工性。	次，1% 以後則都跟 AISC 的試驗加載歷程相同，都為 2 次。 3. 因有外籍生在此案內，但外籍生不可擔任研究助理(學校已有獎學金)。 4. 遵照辦理。
厲委員妮妮	1. 本案服務建議書第 18 頁所提，有關部分測試佈設及夾具需另訂製之情事，請儘早提出需求，並配合本所招標採購程序。 2. 依據招標需求說明，要求提出配套之 SRC 構造規範修正建議，請補列於本案服務建議書第 19 頁「研究步驟」中。 3. 本案研究人員位於台北及雲林 2 地，可酌編差旅費用。	1. 遵照辦理。 2. 遵照辦理。 3. 遵照辦理。
陶委員其駿	1. 請說明本案試體規劃梁柱(圓柱)接頭區，其剪力破壞控制之設計邏輯為何？未來請述明試體銲道之細部。 2. 本案服務建議書中，提及箍筋用量為試體設計之參數，請問圍束箍筋之細部為何？建議本案本年度宜先著重於進行 CFT 柱連接鋼梁部分之探討。 3. 請再確切檢討試驗架設細部之實際需求。	1. 本案試體會確保梁塑鉸產生前之剪力小於接頭區剪力強度。 2. 箍筋型式可能為單螺箍或雙螺箍，會與其他研究團隊人員詳加討論。 3. 遵照辦理。
林委員建宏	1. 本案因採購時程因素，至研究期程縮短，進度須妥	1. 遵照辦理。 2. 輔以文獻回顧(過去相關研

	為掌握進度表所列期末報告，應修正為 10 月。 2. 本案規劃 4 組試體，其結果是否足供規範修正之提出？ 3. 專家座談會招開時機，建議在試體規劃設計完成、製作前，以徵詢各方意見。除討論試體設計妥適性外，應就試驗細節提供建議。	究)與分析，應可有適當之建議。 3. 遵照辦理，專家座談會將會在試體設計完成後、製作前召開。
--	---	--

九、討論事項與臨時動議：無。

十、會議結論：

(一)本案投標受評廠商國立臺灣科技大學經評選結果名次加總分數為 7 分(平均分數為 82.14 分)。並符合評選須知第 4 點第 1 款「須有過半數評選委員評定達 70 分(含)以上者方列入名次之排定」之規定。依所得名次加總，名次累積最低者國立臺灣科技大學為優勝廠商序位為第 1 位。

(二)請主辦單位將評選結果簽報機關首長或其授權人員核定。並請廠商於得標後，配合採購評選委員意見修正計畫書內容，俾以納入契約文件中。

十一、出席委員確認會議記錄：本會議紀錄經出席委員確認，無異議通過。

十二、散 會：上午 11 時 10 分整。

附錄二 專家座談會會議紀錄與簽到表

圓形鋼管混凝土柱之梁柱接頭區細部設計 與耐震行為研究

第一次專家座談會會議紀錄

會議時間：101 年 5 月 23 號（星期三）下午 3:00~4:30

會議地點：台灣科技大學工程二館 E2-222 會議室

主持人：歐昱辰副教授

記錄：蔡維瀚研究助理

出席委員：

永峻工程顧問公司 甘錫澄總工程師

台聯工程顧問公司 柯鎮洋總經理

中鼎工程公司 曾慶祥副總工程師

聯邦工程顧問公司 陳煥煒副總（依姓氏筆劃排序）

【內政部建築研究所】 陶其駿主任 吳明昌簡任研究員

列席人員：

協同主持人 陳正誠教授

內政部建築研究所 詹鎧慎研發替代役研究員

研究助理 蔡維瀚

研究助理 韋昀孜

會議議程：

1. 主持人進行簡報，簡報內容於後附上。
2. 座談與討論。
3. 散會。

座談內容概要：

	專家意見	研究團隊回應
甘錫澄 總工程師	1. 雖然國內圓柱較少被使用，但確實有些工程會有需要，以現常用之方法為外加勁，但常常在邊柱上就不知該如何處理外凸之外加勁裝置，因此我覺得此研究的確有其價值，可解決這問題。 2. 有貫穿板接頭於柱內，佔了大部分斷面，是否會影響混凝土之灌入？	1. 感謝委員給予肯定。 2. 本實驗因主要研究接頭區之剪力行為，故設計上梁之尺寸較大，實際情形所佔比例不會這麼高。未來灌漿將採由下往上之壓力灌漿，因兩方向翼板上下交疊，便利混凝土填充接頭區，且現今混凝土皆具優良流動性，應可避免混凝土填充不確實之問題。

	3. 構思接合形式（一）中為了使兩方向梁同高使用了蓋板，而蓋板兩端都有銲道，經由此區傳力略有不當。 4. 位於背面柱內側之兩小塊加勁板施工方式為何？ 5. 兩方向翼板不同高在工程界以普遍被接受，並且已有相關配套措施處理，故可不需為了使翼板同高而增加其施作難度。	3. 此構思中所使用的是”蓋板接合”，並非”蓋板補強式接頭”，非主要韌性來源，另有切削式韌性接頭提供韌性。並且此方式接合在國外已有許多成功的使用實例。 4. 先將加勁板銲於貫穿板上，在於柱面上開一 T 型孔，再將板穿入後塞銲填平。 5. 列入考慮，增列為構思接合形式（三）。
柯鎮洋 總經理	1. 構思接合形式（一）中之蓋板接合區會有偏心的力量產生，是否會使試體造成非預期的破壞？ 2. 工程界中已對於翼板不同高有相關處理方式，此實驗為了使翼板同高增加施做難度可能反而會造成較大之施工抗性。 3. 日本現在有一種專利鑄鋼一體成形式的接頭，是否考慮其作法。	1. 此構思中所使用的是”蓋板接合”，並非”蓋板補強式接頭”，非主要韌性來源，另有切削式韌性接頭提供韌性。並且此方式接合在國外已有許多成功的使用實例。 2. 列入考慮，增列為構思接合形式（三）。 3. 日本工程大多以統包形式進行，其尺寸固定，可能沒辦法應付台灣工程上所需之多樣的尺寸。
曾慶祥 副總工程師	1. 柱和梁之間接合在柱上需開四個長孔，須注意其尺寸之搭配。 2. 是否考慮比較無加銲柱內那兩塊加勁板之差別，若差別不大是否可考慮不加此加勁板。	1. 感謝委員提醒。 2. 因圓管壁厚較薄，為了使內灌混凝土之壓桿順利產生，故可能還是需要此加勁板。委員之意見本研究團隊會考慮列為未來之研究。
陳煥煒 副總	1. 圓管尺寸大多無法製作太長，是否考慮改以斷柱內接橫隔板設計？這樣兩方向不會有板差也較利施工。 2. 不考慮此種方式原因為何？ 3. 柱內之兩塊加勁板是否可以銲於柱外？以減少施工難度。或者考慮以外加銲兩弧形貼片做為加勁處理。	1. 委員所建議之方法在阪神地震時有很多柱銲道破壞的例子，並且以此方法橫隔板上會受一面外之力量，再加上會有 4 道全滲透銲，會使成本提高。 2. 本研究定位主要針對中低樓層，大約是 12 樓左右，柱的斷面不會太大，圓鋼管連續鍛

		造可以長達 12 公尺。所以不考慮斷柱，而是主要以鋼管內灌混凝土，利用混凝土之壓桿承受剪力，故以貫穿板設計。 3. 感謝委員意見，但就空間美觀上之考量，本研究還是採用加鉸加勁板於柱內之設計方向。
陶其駿 主任	1. 因近期建研所實驗較多，所以試體之相關施作地點及試驗時間地點可否早點決定，以利配合。	1. 感謝委員提醒，會盡早協調相關事宜。

圓形鋼管混凝土柱之梁柱接頭區細部設計與耐震行為研究

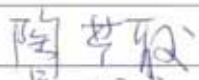
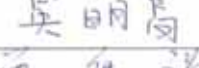
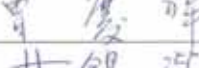
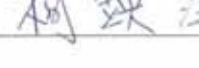
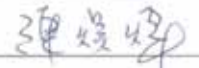
第一次專家座談會簽到單

會議時間：101 年 5 月 23 日（星期三）下午 3：00～4：30

會議地點：台灣科技大學工程二館 2 樓-E2-222 會議室

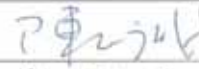
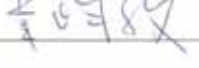
主持人：歐昱辰副教授 

出席委員簽到：

出席單位與人員	簽到
內政部建築研究所 陶其駿主任	
內政部建築研究所 吳明昌簡任研究員	
中鼎工程公司 曾慶祥副總工程師	
永峻工程顧問公司 甘錫澄總工程師	
台聯工程顧問公司 柯鎮洋總經理	
東建工程顧問公司 蔡東和總經理	
聯邦工程顧問公司 陳煥煒副總	

（依公司筆劃排序）

列席人員簽到：

列席單位與人員	簽到
協同主持人 陳正誠教授	
內政部建築研究所 詹鎧慎研發替代役研究員	
國立台灣科技大學營建工程系 蔡維瀚研究助理	
國立台灣科技大學營建工程系 韋昀孜研究助理	

附錄三 期中審查會議紀錄

內政部建築研究所

101 年度協同研究「梁主筋腐蝕位置對桿件韌性行為的影響」
暨委託研究「圓形鋼管混凝土柱之梁柱接頭區細部設計與耐
震行為研究」、「混合式耦合剪力牆耐震系統之研發」等 3 案
期中審查會議紀錄

一、時 間：101 年 7 月 6 日（星期五）上午 9 時 30 分

二、地 點：大坪林聯合開發大樓 15 樓第 4 會議室（新北市新店區
北新路 3 段 200 號）

三、主持人：林組長建宏

記錄：黃國倫

四、出席人員：（如簽到單）

五、主席致詞：（略）

六、承辦單位報告：（略）

七、研究單位簡報：（略）

八、出席人員審查意見（依發言順序）：

（一）「梁主筋腐蝕位置對桿件韌性行為的影響」案：

中華民國全國建築師公會曹建築師昌勝

1. 不同型號如#10、#8 鋼筋之腐蝕速率，如何影響強度？
2. 老舊建築之鋼筋腐蝕速率可否由本次實驗模擬找出部分數據？

曾技師慶祥

1. 拉力筋位置考慮握裹，以彈簧元素模擬滑移作用，是模擬全長或局部？
2. 主筋有彎鉤錨定，作如上之模擬結果是否會太保守？
3. 簡報檔 P.27 所示“彈簧受力面積”是否代表腐蝕率？

陳技師正平

1. 腐蝕通常單側較嚴重，是否可反應此因素。
2. 建議研究納入混凝土強度不足之影響。

馬技師一龍

1. 是否能考慮梁端部主筋及中央下層主筋對構架抗震強度之影響。
2. 能否考慮較低之混凝土強度以 $100\sim 150 \text{ kgf/cm}^2$ 進行實驗。

王技師亭復

1. 本研究案構架及試驗方式相當清楚，唯擬採用二維桁架模型分析可能較繁複且均為線性彈簧模型是否正確，有待各參數建立及試驗數據的配合。
2. 在試驗前，應對所使用主鋼筋及箍筋做拉力試驗，以求取各種鋼筋之應力-應變曲線，至少應含降伏應變 ε_y 、硬化應變 ε_{sh} 、最大應變 ε_{su} 及其相對應力等。2-25 節之 Fukuura module 是否適合台灣產製鋼筋，宜以試驗證明。
3. 文獻回顧第一節，已述及混凝土材料之非圍束及圍束之壓應力-壓應變之曲線關係-Mander module，並利用上述之鋼筋試驗之應力-應變曲線，則梁構材之三階段組成率可求得，再以一般材料力學方法求取該構材之彎矩-曲率曲線，進而求取構材之耐震性能韌性容量。(美國加州耐震性能設計規範規定採此法)。鋼筋經腐蝕、混凝土裂化強度降低亦可比照應用。
4. (2-33)式中 (w'_i) 應為 $(w'_i)^2$ 之誤。

研究單位回應（陳教授君弢）：

1. 本年度試驗並無將鋼筋號數作為實驗之變數，可用其腐蝕模型進行預測。
2. 針對老舊建築，由於自然腐蝕環境與通電腐蝕有所不同，此部分在實驗較屬於保守。
3. 本年度試驗由於時間關係，目前以下層鋼筋腐蝕作考慮。
4. 通常實際的情況並不會發生混凝土強度不足，在研究方面可用模型作測試。混凝土強度在後續研究可列入考慮，在剪力方面有較大之影響，但在構件行為上較無影響。
5. 梁端部主筋及中央下層主筋對構架抗震強度之影響，在後續

研究會盡量使用變化加載的方式試驗。

(二)「圓形鋼管混凝土柱之梁柱接頭區細部設計與耐震行為研究」

案：

中華民國全國建築師公會曹建築師昌勝

1. 簡報檔 P.18 之剪力模型傳遞方式假設為三角形。是否應考慮 Z 軸剪力作用，可能形成偏心力。
2. 角柱或中間柱是否有不同效果。

曾技師慶祥

1. 試體尺寸比例：鋼管為 6 mm，梁翼板厚 45 mm，此種配比在實務應用應不多，試驗結果是否會與實際狀況有差異？

陳技師正平

1. 翼板及鋼管厚度會影響研究成果甚大，建議分各種厚度進行研究。
2. 如何檢視在經歷大地震後之可再用性。

馬技師一龍

1. 圓形鋼管混凝土柱為經濟、有效之構造，建議能提出接頭（如穿透埋入式翼板）之混凝土品質配比之建議。

王技師亭復

1. 早在民國 60 年代 G-Column 已在台灣應用，在台北市的數棟中層(36m 高)建築物迄今相對無顯現老化現象。
2. 本研究試驗所用鋼梁翼板厚度達 45 mm 而鋼管柱壁厚僅 6 mm，均非市場所軋製生產者，是否為銲接鋼梁 BH 及冷軋壓製鋼管。鋼梁之彎曲強度較鋼管柱者高一倍以上，是否足以傳遞梁之最大塑性應力。
3. 本計畫宜先設計鋼梁及填充混凝土鋼管之構材尺寸，然後再

按照研究目的以理論分析其擬採用之梁柱接頭區(如柱內連接板、柱內填充混凝土當 panel zone)。

4. 載重試驗之加載為何，至少應包括柱之 $0.1 A_g f'_c \sim 0.2 A_g f'_c$ 垂直荷重。試驗之梁構件是否含其翼緣切削在內，切削點若離梁柱接面太遠則遲滯圈會產生強度及勁度減低現象，致降低其韌性及消能之可靠性。
5. P.29 頁第 2 公式宜註明其出處，又圖 2.24 之梁腹板接頭比較不常用且費工(高空作業)。

研究單位回應（歐教授昱辰）：

1. 簡報檔 P.18~P.26 有詳細將剪力模型之建立及其形狀模擬，並且本研究試體之梁與柱為心到心交會，故假定其無偏心產生，後續會經由實驗之結果數據證明其假設。
2. 本研究所研擬之梁柱接頭在內、外及角柱皆適合使用，而本研究選定強度最低之情形（外柱）進行實驗，使其結果可保守預估其他情形之強度。
3. 本研究主要目的之一為建立 CFT 柱梁柱接頭區之剪力模型，因此試體之設計，需確保極限狀態為剪力破壞，這造成試體設計尺寸的選擇上，採用較不尋常之比例。從本研究目前所發展的剪力模型理論來看，所選用的尺寸對於驗證模型的適用性而言，影響不顯著。
4. 本研究目前主要的研究參數包括翼板寬度、鋼管有無填充混凝土、翼板管內加勁板有無。受限於預算，本研究設計參數無法包含翼板與鋼管厚度。又本研究為確保接頭區剪力破壞，鋼管厚度需小，翼板厚度需大，目前兩種厚度皆已接近實務極限，不易再針對此兩參數進行研究。
5. 經文獻及本研究初步發現，CFT 柱梁柱接頭區之剪力強度非常高，若以強柱弱梁之原則做設計，並配以良好之消能方式，原則上是不會在接頭區產生剪力破壞。
6. 本研究試體混凝土之澆置預計採以壓力灌漿，並配合利用

SCC 等較高流動性之混凝土，會於期末報告敘明此方式之效果，並依結果提出較適合之澆置方法及混凝土類型。

7. 本研究鋼梁將訂製鋼板銲接而成，鋼管將採遠東機械產製之規格品（規格品含 6 mm 壁厚）。本研究試體的破壞模式設計為接頭區剪力破壞，因此梁與柱的設計需配合接頭區剪力強度設計，以驗證本研究所提出的剪力模型，當剪力破壞發生時，梁端、柱端皆保持彈性。梁保持彈性，因此梁構件將不採切削。

（三）「混合式耦合剪力牆耐震系統之研發」案：

中華民國全國建築師公會曹建築師昌勝

1. 應考慮施工便利性。

曾技師慶祥

無

陳技師正平

1. 低降伏鋼板耦合梁既有上、下翼板及腹板，即可直接連接鋼筋與剪力釘，是否可省略 T 型鋼之設計。

馬技師一龍

1. 建議未來能否在耦合剪力牆之低降伏鋼耦合剪力梁，有不同斷面之選擇（如：BOX、I 型等）之行為表現。
2. 建議對耦合剪力梁與 RC 牆界面接頭之混凝土品質配比之建議。

王技師亭復

1. 本案進度有落後現象，宜盡速補充試體設計及測試工作。

研究單位回應（陳教授正誠）：

1. 改善傳統鋼筋混凝土耦合剪力梁的施工便利性是本研究的主要目的。
2. 選擇以二分之一 I 型鋼作力量傳遞的介面，主要原因有三：第一方便施工組裝；第二分散力量分佈以避免應力集中現象；

另外，腹板上預留孔可以傳遞剪力，不需額外設計剪力傳遞機制以節省材料成本，I 型鋼尺寸為 400×200×8×13，翼板寬度刻意選擇與牆寬一致，剪力牆灌漿時可作為模板使用。

3. 低降伏鋼耦合剪力梁不同斷面之選擇可以作為未來研究的主題。
4. 試體施作會評估混凝土接頭的施工情形，並提出適當建議。
5. 會於近期開始試體的施作，注意未來計畫時程。

九、結論：

- (一) 本次會議 3 案期中報告，經審查結果原則通過。請將與會專家學者及出席代表意見，詳實紀錄，供研究團隊參採，並於期末報告作適當回應。
- (二) 請掌握研究時程及進度，委託研究計畫請依規定辦理第 2 期經費核撥；協同研究計畫請研究團隊注意控制經費核銷進度。

十、散會：上午 11 時 10 分。

附錄四 期末審查會議紀錄

內政部建築研究所

101 年度協同研究「梁主筋腐蝕位置對桿件韌性行為的影響」
暨委託研究「圓形鋼管混凝土柱之梁柱接頭區細部設計與耐
震行為研究」、「混合式耦合剪力牆耐震系統之研發」等 3 案
期末審查會議紀錄

一、時 間：101 年 11 月 16 日（星期五）上午 9 時 30 分

二、地 點：本所討論室（二）（新北市新店區北新路 3 段 200 號 13
樓）

三、主持人：陳組長建忠

記錄：黃國倫、詹鎧

慎、周楷峻

四、出席人員：（如簽到單）

五、主席致詞：（略）

六、承辦單位報告：（略）

七、研究單位簡報：（略）

八、出席人員審查意見（依發言順序）：

（一）「梁主筋腐蝕位置對桿件韌性行為的影響」案：

中華民國全國建築師公會莊建築師金生：

若能簡易預估鋼筋腐蝕量，則實用性甚高。

王技師亭復：

1. 本研究之研究程序無論文獻回顧、耐震性能試驗之前置作業、梁試體設計、腐蝕模型置作及驗證工作均甚完整且嚴謹，惟期末報告內容有部分電腦打字重複錯誤，宜予校核。
2. 期末報告第二章文獻回顧，有些符號未表示清楚，例如 ϵ_d 、 w_{cr} 、 w_{cr} 等宜予補充。又公式(2-33)之 (w_i) ，應為 $(w_i)^2$ 之誤，及第 28 頁出現 2 次 f_{lx}/f'_c ，應有一為 f_{ly}''/f'_c f_{ly}/f'_c ，圖 2-15 應非始自李秉乾(2004)之研究等，宜予修訂。
3. 第四章腐蝕梁分析以有限元素法，在應用上太複雜且採用較

不為一般工程師採用之 ANSYS 軟體，是否可再依彎矩-曲率 ($M-\Phi$) 法，求取腐蝕梁之耐震容量，再予比較(可由 SAP2000 或手算分析)。

4. 鋼筋應力-應變曲線宜採用試驗結果之曲線，圖 4-12 之 Fukuura 模型，並不適合 CNS 產製。

陳技師正平：

本研究受到鋼筋腐蝕位置單側較嚴重，且相鄰鋼筋亦不同，腐蝕位置不一等因素，不易得到很明確的影響程度，故本研究困難度甚高。補強實務上，均以恢復原設計強度為原則，因此建議結論能包含如何估計韌性行為折減所需補強之比例，以後工程師可有定量之數據，進行補強設計。

馬技師一龍：

1. 主筋腐蝕至一定程度即伴隨混凝土剝落，本研究是否已考慮滑移量及混凝土剝落因素？
2. 宜註明試驗中下排鋼筋是拉力區或壓力區。
3. 請說明箍筋腐蝕速率，對梁剪力強度及裂縫之影響。
4. 主筋鏽腐會伴隨混凝土剝落，可能失去 RC 複合材料行為，主筋外混凝土是無效的，除了滑移外，裂縫及剝落是重要因素。

曾技師慶祥：

1. 期末報告第 12 頁圖 2-5 應不是試體腐蝕圖，更正為接電示意圖？
2. 期末報告第 13 頁倒數第 6 行，「...與『主筋』直徑...」，是否有誤？
3. 期末報告第 16 頁，請再詳細說明「橫向鋼筋已腐蝕時，極限強度只降 10%」與「橫向鋼筋重量損失 10%無法滿足塑性轉角 0.025」；「橫向鋼筋重量損失 12%無法滿足塑性轉角 0.02」

與「橫向鋼筋重量損失 35%無法滿足塑性轉角 0.01」之關係。

4. 期末報告第 20 頁倒數第 7 行，「因腐蝕試體保護層有著左右厚度不對稱的誤差」，意指為何？有無圖示。
5. 期末報告第 21 頁表 2-4，最後兩行建議加「腐蝕後」。
6. 期末報告第 51 頁，最後一行「較」無，意指為何？
7. 期末報告第 73 頁，倒數第 6 行，出現參照錯誤，第 80、81、82 與 83 頁亦同。
8. 期末報告第 111 頁圖 4-11，屬於抗壓或是抗拉？

研究單位回應（陳教授君弢）：

1. 本研究利用固定時程進行非破壞性方式檢測鋼筋腐蝕速率，試驗發現腐蝕速率與時間成正比之關係，並可預估腐蝕量，但受到保護層厚度、含水量等技術因素而有所影響，目前可加入係數修正腐蝕量，腐蝕倍率影響將列入明年度計畫中探討。
2. 本研究非屬大量試驗，在分析上採用較簡易的模型，來模擬有限試驗資料下之情況，在實用性方面，現有耐震評估內，已結合使用 SAP 來進行腐蝕塑鉸修正，於未來的耐震能力評估內供工程師使用；本研究針對細部行為之探討，因此仍利用 ANSYS 來模擬。
3. 目前本研究利用非破壞性的方式來檢測腐蝕量，並代入模型進行性能折減的預測，在補強實務上將列入後續研究課題之一。
4. 於橫向鋼筋腐蝕較嚴重時，可發現仍屬撓剪破壞之行為，因此腐蝕率低至高的情況下，其強度皆為撓曲強度，橫向鋼筋腐蝕之增減對於韌性有較顯著之影響，在強度上則不明顯；但腐蝕若超過 35%以上或橫向鋼筋配置量較少時，才可能產生主筋降伏前之剪力破壞，此破壞模式下之強度，則較有顯著減少之情形。

5. 試體於模板組立時之施工誤差，將於成果報告中進行補充。
6. 模型內已有考慮混凝土剝落情況，根據經驗公式判斷，約略在 5% 以下，將不考慮外層混凝土，並在內部箍筋腐蝕對於圍束區之混凝土抗壓強度方面，則進行相對應之折減。
7. 載重試驗部分，由於本研究進行屬於反覆載重程序，上排鋼筋與下排鋼筋，將同時承載壓力及拉力。
8. 基於腐蝕速率屬非定值，因此無法確切斷定速率對於梁減力強度之影響，但箍筋一旦腐蝕可發現因鏽蝕情形而產生之腐蝕裂縫，會造成混凝土開裂及鋼筋承载力下降，梁剪力強度亦下降。

(二)「圓形鋼管混凝土柱之梁柱接頭區細部設計與耐震行為研究」案：

中華民國全國建築師公會莊建築師金生：

若能藉由增加以下三項(1)鋼管的厚度(2)內灌混凝土之強度(3)管外梁連接腹板之厚度及長度，來取代將梁翼板深入管內的施工方式，則施工上將更為方便。

王技師亭復：

1. 本研究計畫程序及方法甚為嚴謹，說明甚為明晰。
2. 就施工可行性而言，因本研究試體僅為單方向，若實際接頭為雙方向梁柱接頭，則柱有被切斷之虞。亦就是梁柱接頭區為一組組合構件，再與柱身及梁身接合(日本手冊曾有此方式)，但其遲滯迴圈表現如何，則尚待研究。
3. 期末報告圖 4.1(b)至圖 4.1(d)之遲滯迴圈，其產生迴圈之強度及勁度弱化、緊縮以及迴圈內之強度弱化相當明顯，宜以迴圈本身能量比較分析說明。
4. 期末報告表 4.6 中，試體 FP2CS、FP2C 及 FP3CS 依規範計算之剪力強度，是否需考慮圍束混凝土剪力強度貢獻？

陳技師正平：

1. 本研究提供鋼管柱接頭施工困難的解決方案。
2. 接頭區混凝土壓力桿兩端處，翼板貫穿板之加勁板可改善柱板及翼板貫穿板容易變形的問題。
3. 建議可提供規定鋼管柱最小板厚之建議。
4. 翼板貫穿板之加勁板若在梁腹板兩側設置，應可進一步減少柱板變形，但加勁板太多可能造成此種接頭失去競爭力。

馬技師一龍：

考慮梁柱接頭灌漿可靠度，請建議柱鋼管內之翼板貫穿板所佔柱斷面積比例。

曾技師慶祥：

1. 依本研究成果，請進一步提出並說明對現行設計規範修訂之建議構想。
2. 請增列接頭製作詳圖，並說明施工順序。
3. 梁翼板越寬越有利，但也要考慮灌漿需求，請提供桿件各部份尺寸設計建議、設計流程及設計範例，供業界參考。

研究單位回應（歐教授昱辰）：

1. 鋼管柱尺寸厚度之決定，牽涉到整體結構中柱、梁及梁柱接頭相互間之力學行為，並且由設計載重需求控制。本研究所研擬之接頭區剪力模型，鋼管柱厚度會影響壓桿節點面之大小，進而影響混凝土斜向壓桿之強度。而最小板厚之限制，還需要後續研究來釐清。
2. 就本研究數據指出，既使翼板寬加至 350 mm 時，一片加勁板已足夠發揮功效，至於何時該增加加勁板或改變其設置位置，仍需要後續研究，進行相關有限元素分析研究，觀察增加加勁板及改變設置位置，係由應力傳遞分布之影響來決定。

3. 雙向構架時，柱內扣除貫穿版後，角落所留下來面積之決定，首先由 RC 規範規定兩鋼筋間之淨間距為骨材最大粒徑 1.33 倍之條款，以確定每一角落所留下之面積，可供骨材順利通過，以及為顧及壓力灌漿入料順暢，因此 4 個角落所遺留下來之總面積，需大於等於入料閥之斷面積。以本研究之柱管尺寸來說，翼板寬最大限制為 320 mm。本研究將翼板寬增至 350 mm，是為了研究翼板寬之影響，而將翼板寬度做較大幅度之提升。
4. 本研究所研擬之梁柱接合型式，其中雙向貫穿版高程不同，既使翼板寬度較寬，接頭也不會有被切斷之問題，且翼板寬度為顧及混凝土灌置之施工性，有其上限，只為柱寬之一部分。
5. 本研究為研究接頭區之剪力行為，並進一步求取其剪力強度，因此將試體設計為接頭區剪力破壞之試體，因此當接頭區產生剪力破壞時，牽涉到內灌混凝土之破壞，所以就遲滯迴圈上來看，會有弱化及緊縮之情形，實務設計上會以梁端產生塑鉸以消散能量。

(三)「混合式耦合剪力牆耐震系統之研發」案：

中華民國全國建築師公會（莊建築師金生）：

建議提供適當耦合剪力梁間隔與適當梁斷面，以發揮最佳並聯剪力牆成效。

王技師亭復：

1. 本研究尚未進入試驗階段，尚無研究成果，宜加緊速度。
2. 期中報告指出目前美國設計規範，在設計鋼筋混凝土剪力牆搭配鋼梁耦合剪力梁的設計參數，建議考慮(1)二元系統以及(2)特殊剪力牆的設計參數。
3. 並聯剪力牆分為對稱與非對稱兩種，本研究屬於前者，期待試驗完成能有好的結果。

陳技師正平：

1. 本研究可解決斜向鋼筋施工困難的問題，又配合低降伏鋼的使用，可提高韌性，且必要時可拆除置換，可行性極高。
2. 本研究對於耦合梁較長之時，則可能因對角鋼筋角度平緩，而造成效果不佳的情形，因此適用性極高。

馬技師一龍：

1. 建議後續可考慮不同接頭為可拆裝式，以方便施工及維護，並可搭配其他消能元件進行研究。
2. 請加速後續試驗及成果彙整。

曾技師慶祥：

施工性很重要，本研究使用很多銲接量，施工性較差，有無改善對策。

研究單位回應（陳教授正誠）：

1. 在實際設計中，耦合剪力梁的尺寸與位置大部分是由建築師決定，最佳耦合效應比隨著不同案件而改變，建議未來比較可行的方式，宜由建築師與結構技師在設計階段一同討論，共同決定最佳梁斷面與位置。
2. 試體在施工與架設過程複雜，研究團隊已克服大部分問題，會儘快完成試體的測試。
3. 本研究目前僅針對並聯剪力牆系統的耐震設計參數做研究，二元系統或搭配其他消能元件，可以規劃為日後研究的主題。

九、結論：

- (一) 本次會議審查3項研究計畫期末報告之審查，原則通過。
- (二) 審查委員及機關團體代表所提意見，請承辦同仁詳實記錄，

並請各研究團隊除於本會議綜合回應外，應於成果報告書中提出詳細回覆，並另建回應表。

- (三) 研究成果報告書請確實依本部規定之格式撰寫，並於成果報告初稿完成後，先送本所承辦同仁協助檢視，確認無誤後再印製。

十、散會：下午 12 時 30 分。

附錄 A 試體設計圖

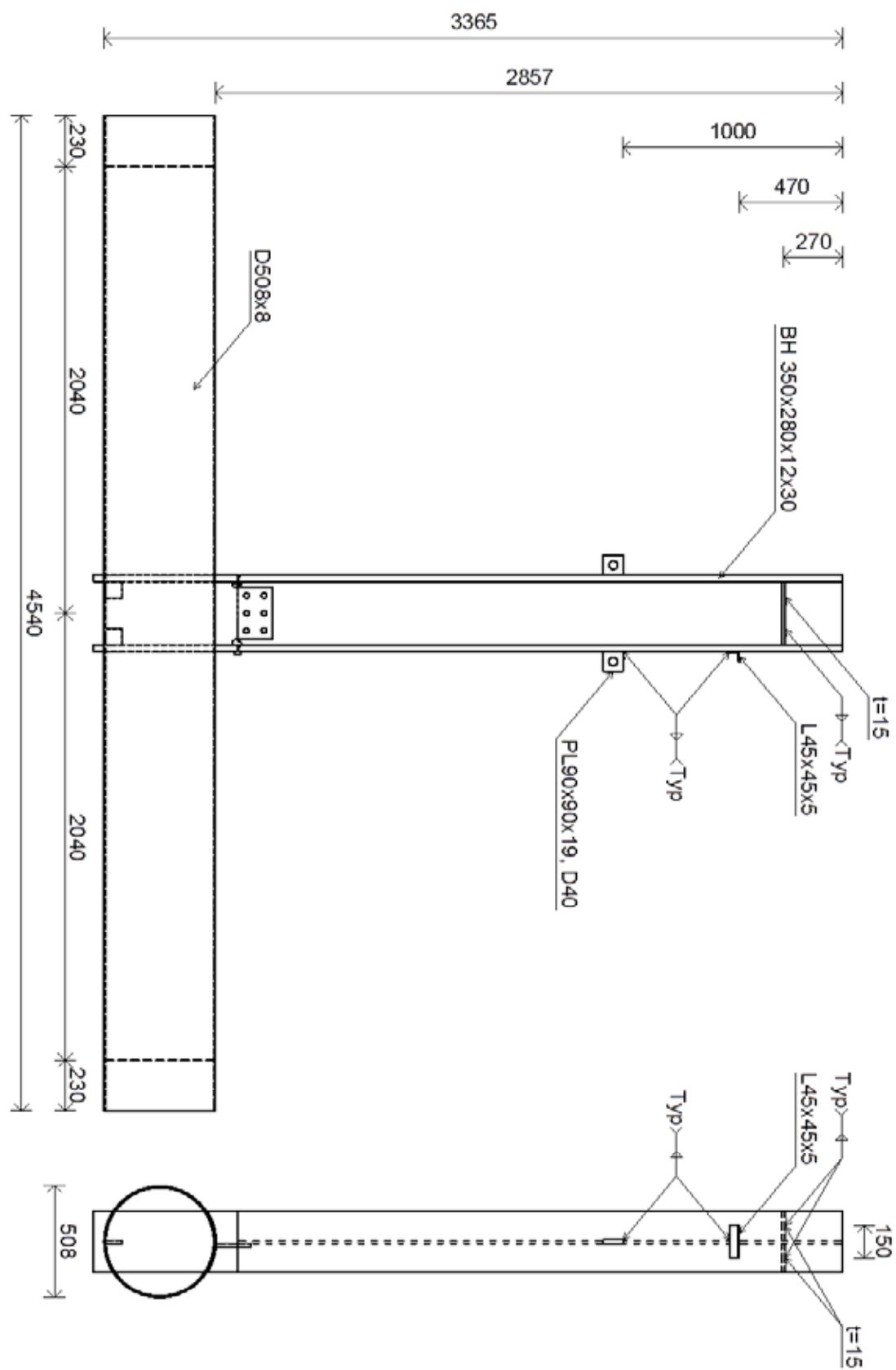


圖 A.1 試體 FP2S 及 FP2CS 設計圖(一)

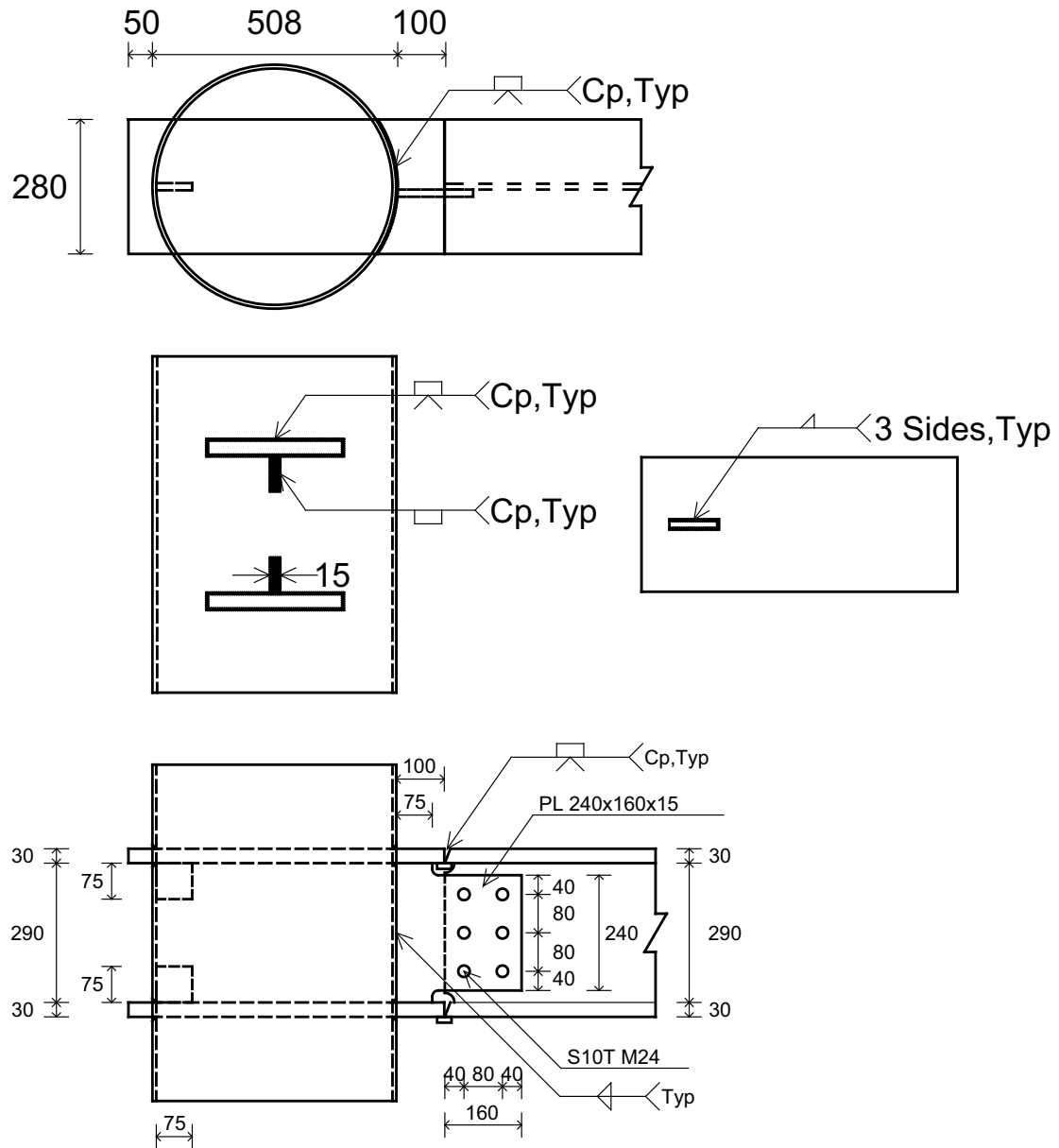


圖 A.2 試體 FP2S 及 FP2CS 設計圖(二)

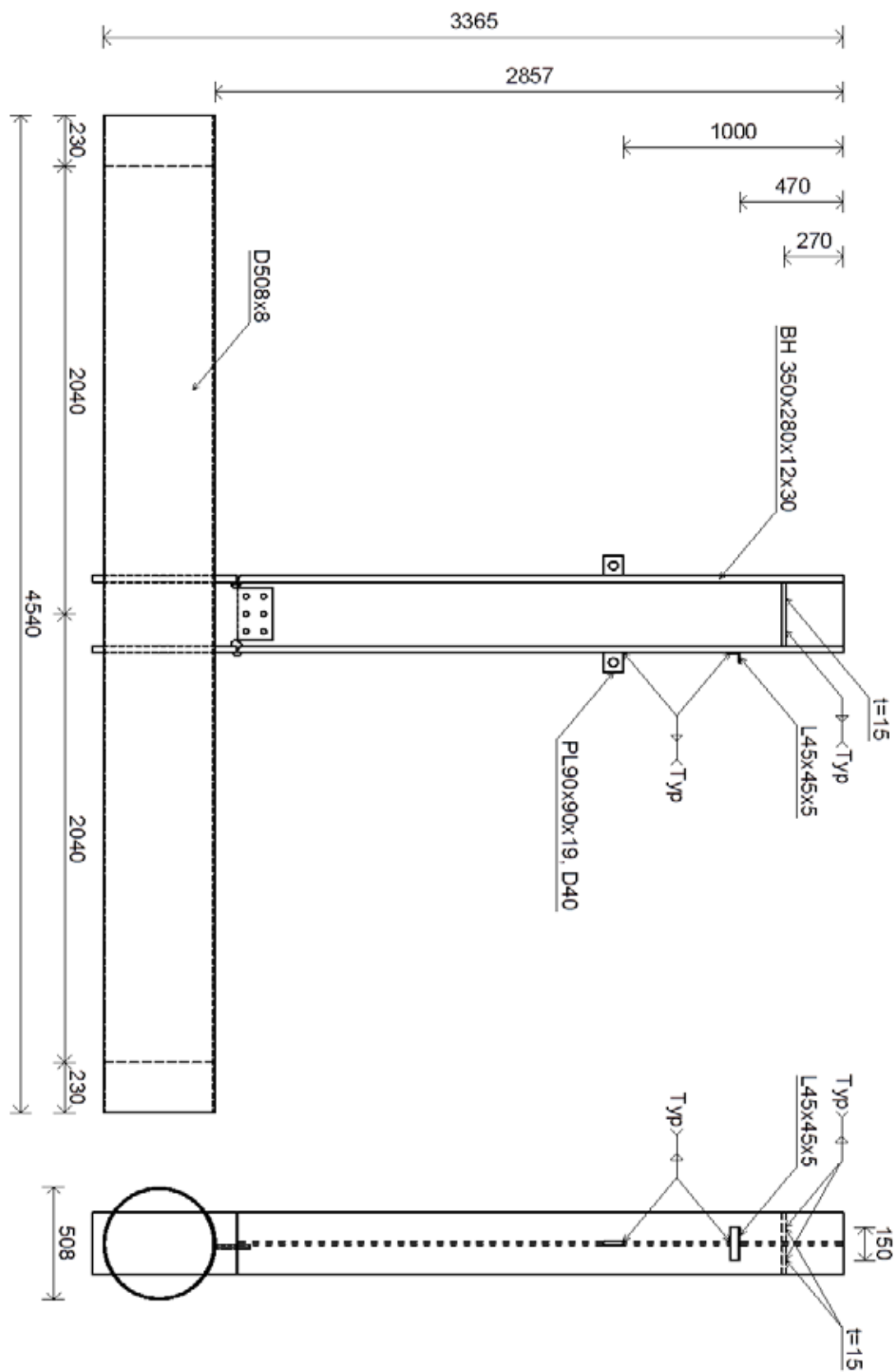


圖 A.3 試體 FP2C 設計圖(一)

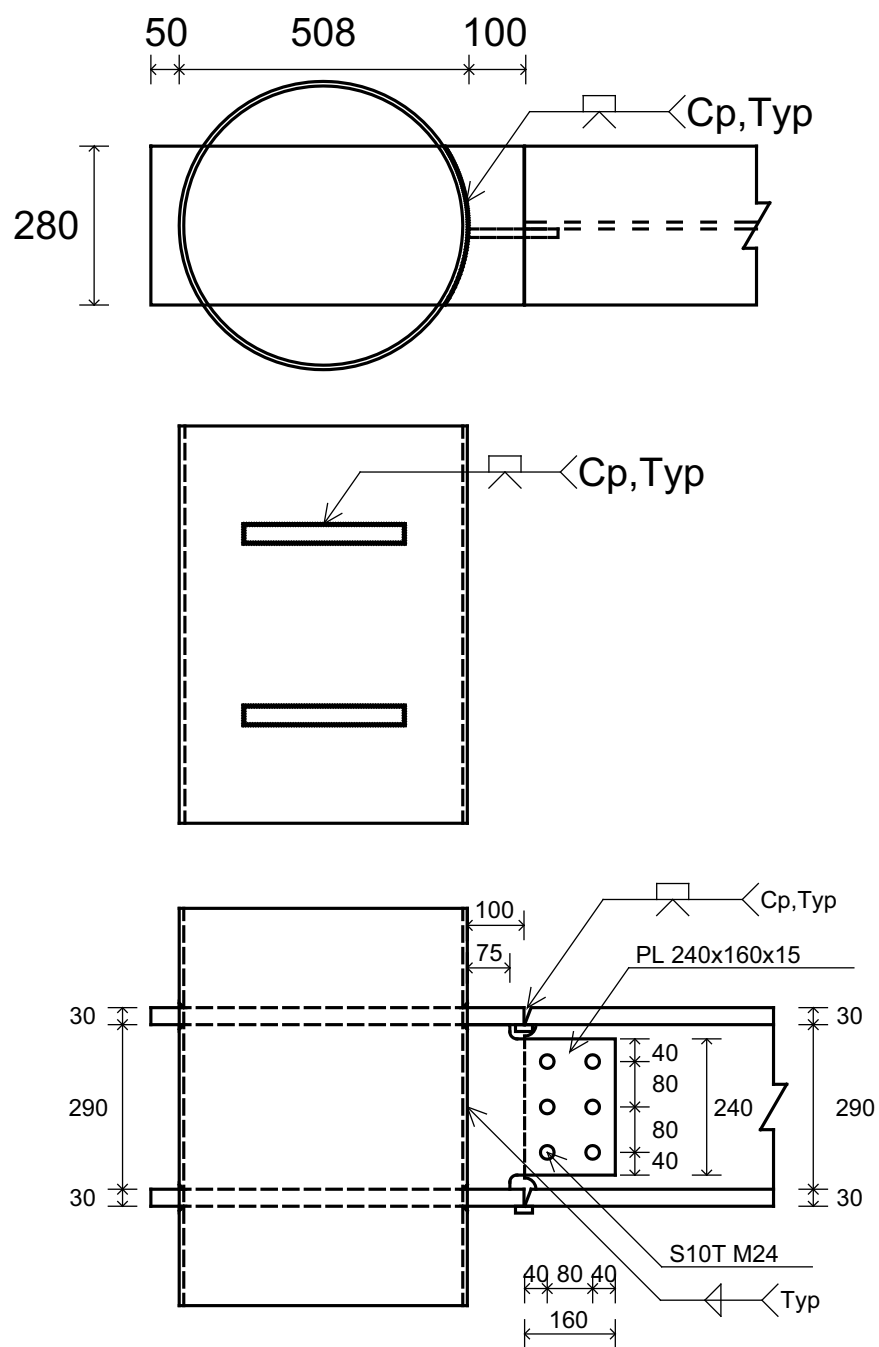


圖 A. 4 試體 FP2C 設計圖(二)

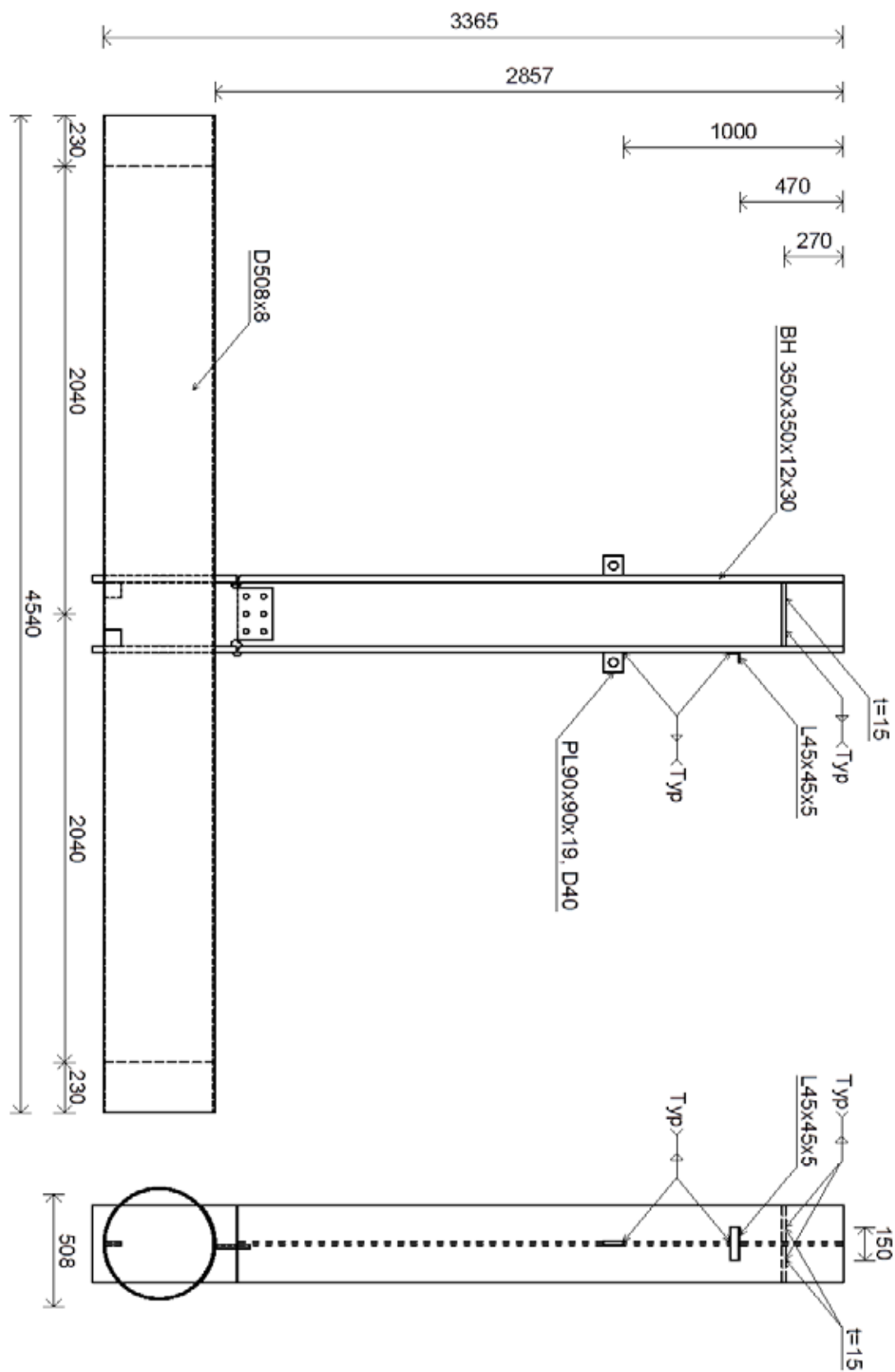


圖 A. 5 試體 FP3CS 設計圖(一)

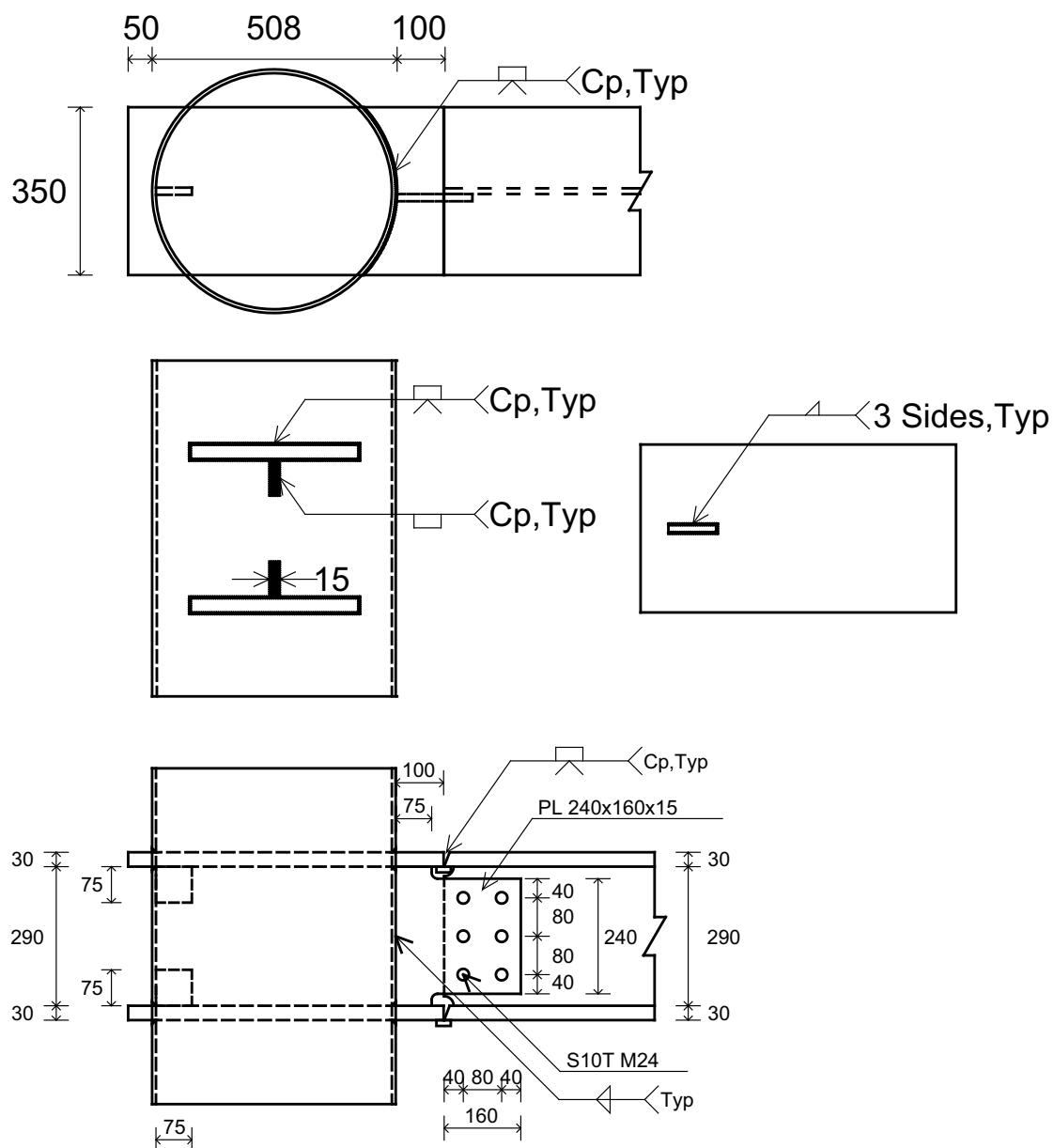


圖 A. 6 試體 FP3CS 設計圖(二)

附錄 B 試體壓力灌漿相關照片



照片 B. 1 壓力灌漿入料閥



照片 B. 2 現場坍度試驗照



照片 B.3 混凝土圓柱抗壓試體製作照



照片 B.4 混凝土泵送管連接置入料閥



照片 B. 5 於壓力灌漿時敲打接頭區

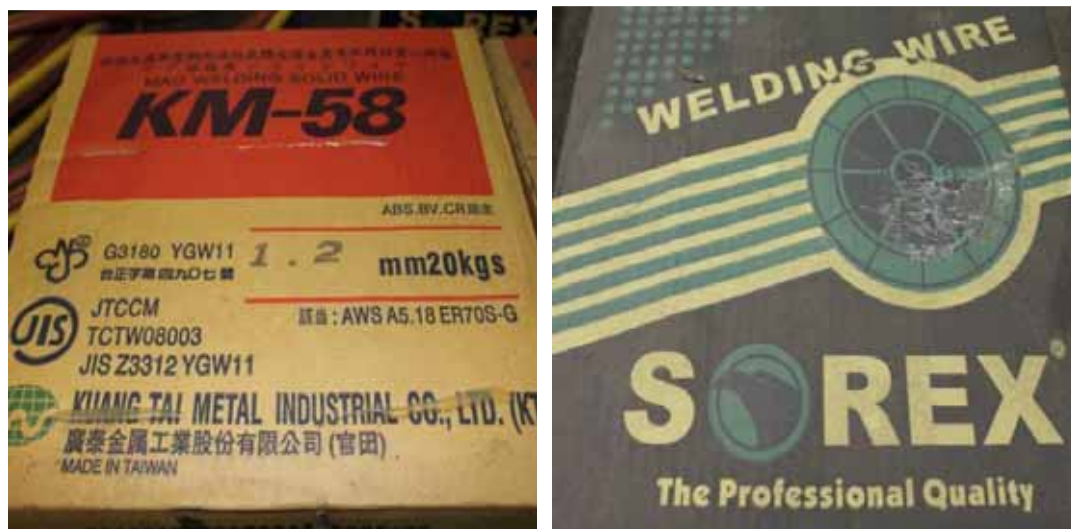


照片 B. 6 灌漿完成入料閥關閉



照片 B. 7 灌漿完成試體吊至定位固定完成照

附錄 C 組裝銲接鋼梁施工相關照片



照片 C.1 鐸接所使用之鐸材



照片 C.2 二氧化碳氬鐸機



照片 C.3 鋼梁定位腹板栓接施工照



照片 C.4 背墊板表面刨平施工照



照片 C. 5 背墊板固定完成照



照片 C. 6 現場銲接施工照



照片 C.7 銲接完成照(未剷平前)



照片 C.8 銲道邊緣剷平施工照



照片 C. 9 鋼梁組合銲接完成照



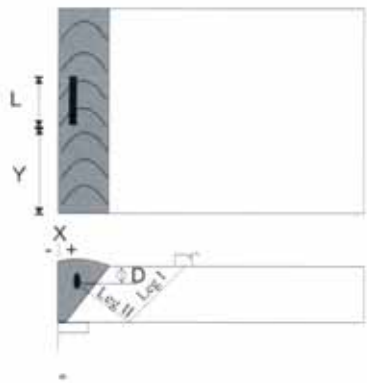
照片 C. 10 柱頂預留灌漿排氣管敲除照

附錄 D 銲道超音波檢測(UT 檢測)相關 照片與其報告書

中國非破壞檢驗有限公司 CHINA NON-DESTRUCTIVE INSPECTION CO., LTD. 鐳道超音波檢驗報告 Ultrasonic Inspection of Welds Report		中 CND 檢 編號：鴻舜-0102-UT-1001 頁次：第 1 頁，共 3 頁
--	---	---

鴻舜機械有限公司 CFT 樑柱接頭 鐳道超音波檢驗
--

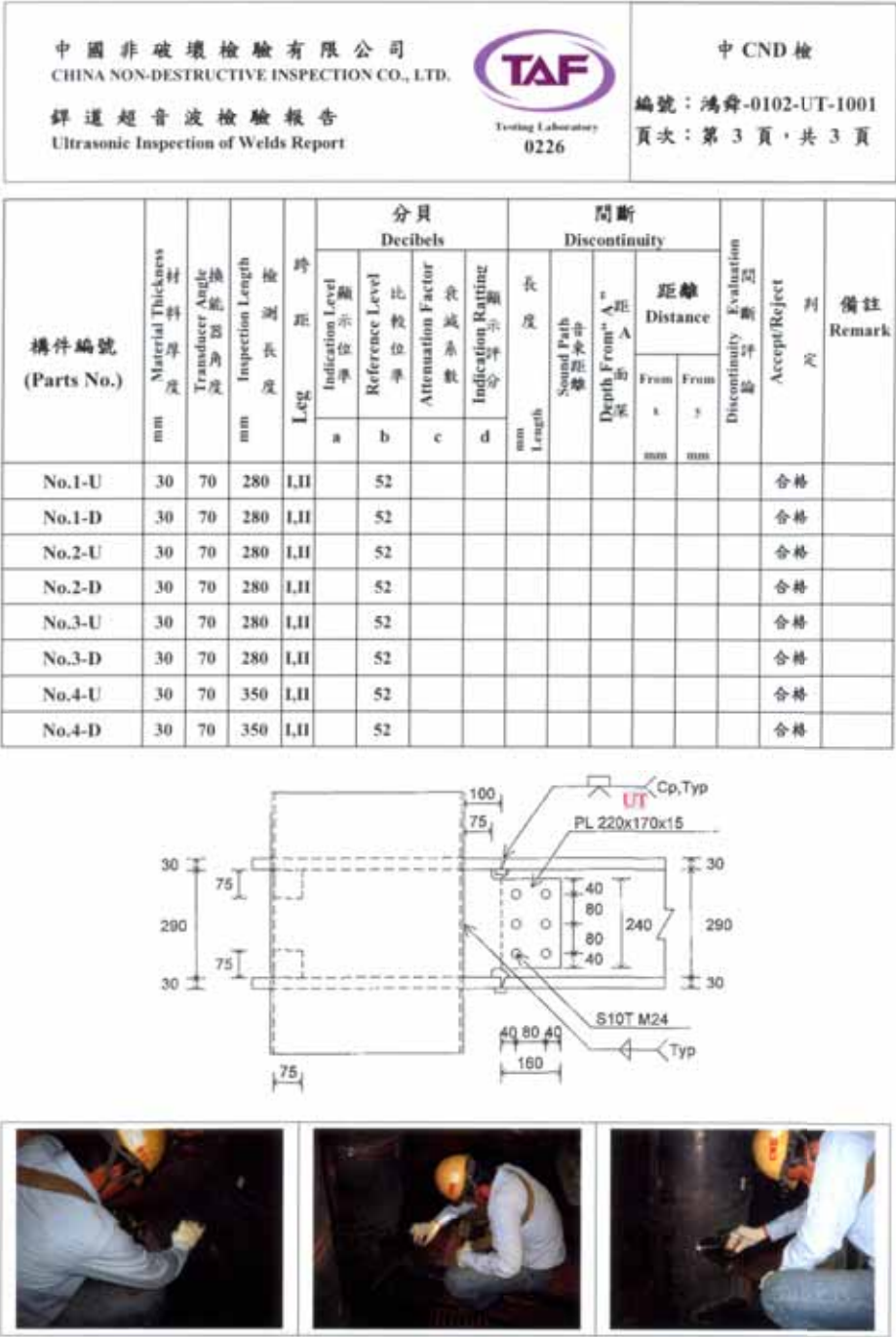
實驗室編號 Accreditation Number	0226
實驗室名稱 Accreditation Name	中國非破壞檢驗有限公司非破壞實驗室 China Non-Destructive Inspection Co., Ltd. NDT Laboratory
認證依據 Accreditation Criteria	ISO/IEC 17025 : 2005
認證範圍 Accredited Scope	測試領域 - 非破壞檢測 Testing Field - NDT
初次認證日期 Originally Accredited	85/02/01 February 01, 1996
實驗室地址 Accreditation Address	台北市忠孝東路七段六二九號 629 SECTION 7 CHUNG-HSIAO EAST ROAD TAIPEI, TAIWAN 115
實驗室電話傳真 Accreditation Tel. & Fax	TEL : (02) 2782-5551, 2783-9343 FAX : (02) 2782-9706
實驗室 Web & E-mail Accreditation Web & E-mail	Web : http://www.china-ndt.com.tw E-mail : chinandt@www.china-ndt.com.tw

中國非破壞檢驗有限公司 CHINA NON-DESTRUCTIVE INSPECTION CO., LTD. 鐸道超音波檢驗報告 Ultrasonic Inspection of Welds Report				中 CND 檢 編號：鴻舜-0102-UT-1001 頁次：第 2 頁，共 3 頁	
客 戶：鴻舜機械有限公司 (Customer)		檢測日期：101/09/14 (Inspection Date)			
工程名稱：CFT 標柱接頭 (Job Title) 鐸道超音波檢驗		檢測地點：臺科大營建系結構試驗室 (Inspection Site) 臺北市大安區基隆路4段43號			
檢測規範：AWS D1.1 -2010 (Inspection Code) Structural Welding Code - Steel		程序書編號／版次：CND-UT-T08/04版 (Procedure／Ver.)			
儀器型式／編號：德國KK USN-58L (Equipment No.) 序號：OOY3HB		換能器型式／編號：KGK5C20N/MN1376 (Probe No.) KGK2C20X20 A70/SA3753			
接觸媒質：CMC (Couplant)		表面狀況：AS ROLLED (Surface Condition)			
感 度：IIW TYPE II, 1.5 ϕ ：40% (Sensitivity)		水平全尺度：250 mm (Sweep Range)			
瑕疵位置圖：(Sketch of Indication Location)					
					
會驗者簽名 (Witness)		余金賢 高／中級檢測師 (Level III / II Inspector)		林晨隆 中／初級檢測師 (Level II / I Inspector)	

註：(1) 除非獲得本實驗室書面同意，報告不得摘錄複製。

This report shall not be reproduced, without the written approval of CND.

(2) 檢測結果僅對被檢樣品有效。The testing results only to the items tested.





照片 D. 1 上翼板超音波檢測照



照片 D. 2 下翼板超音波檢測照

附錄 E 各試體之應變計與位移遲滯迴

圈圖

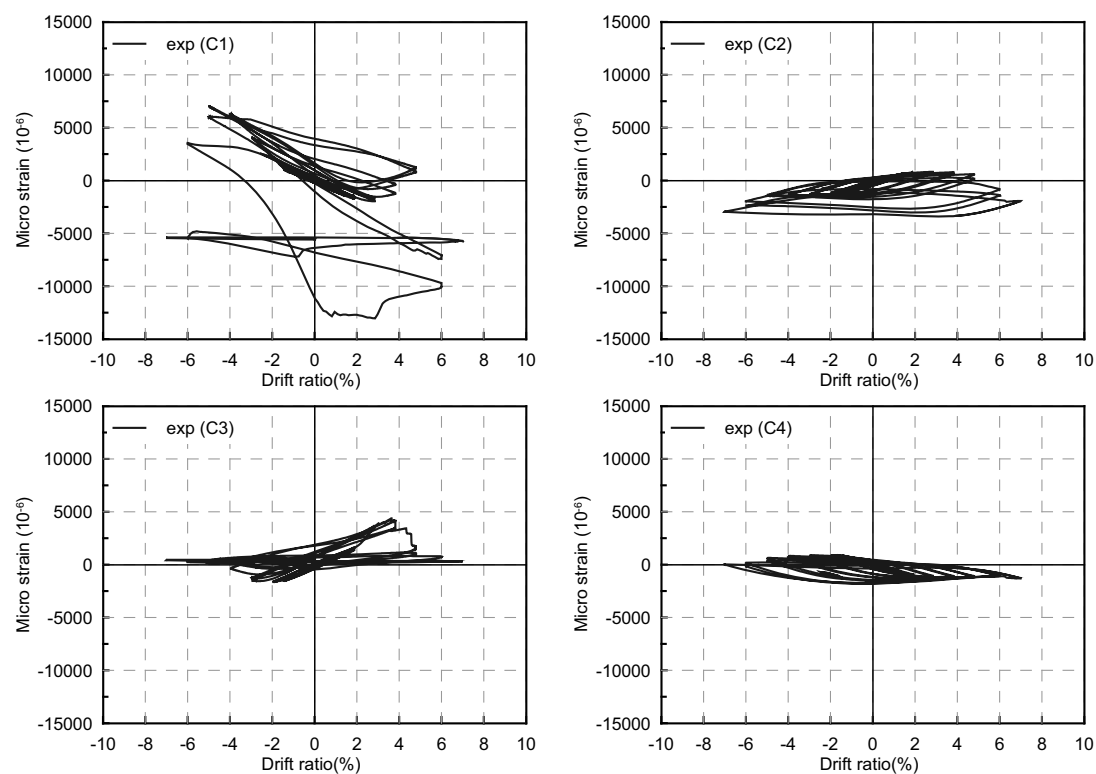


圖 E. 1 試體 FP2S 柱面之應變計讀數與位移遲滯迴圈圖

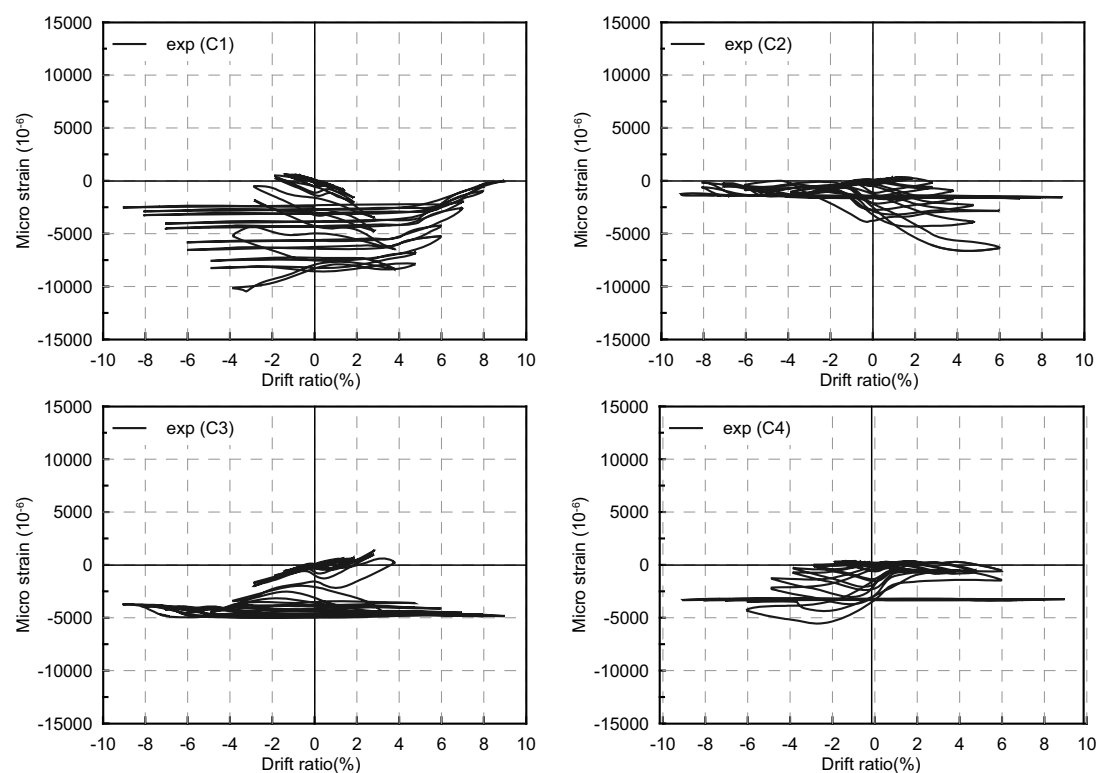


圖 E. 2 試體 FP2CS 柱面之應變計讀數與位移遲滯迴圈圖

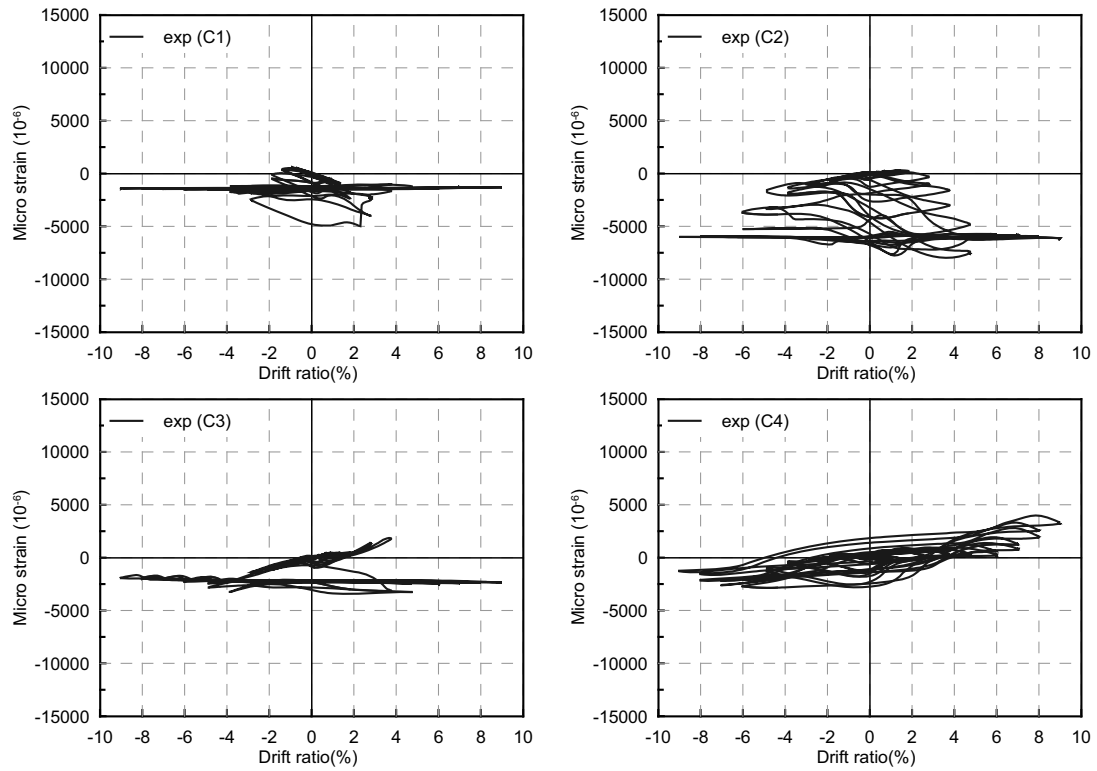


圖 E. 3 試體 FP2C 柱面之應變計讀數與位移遲滯迴圈圖

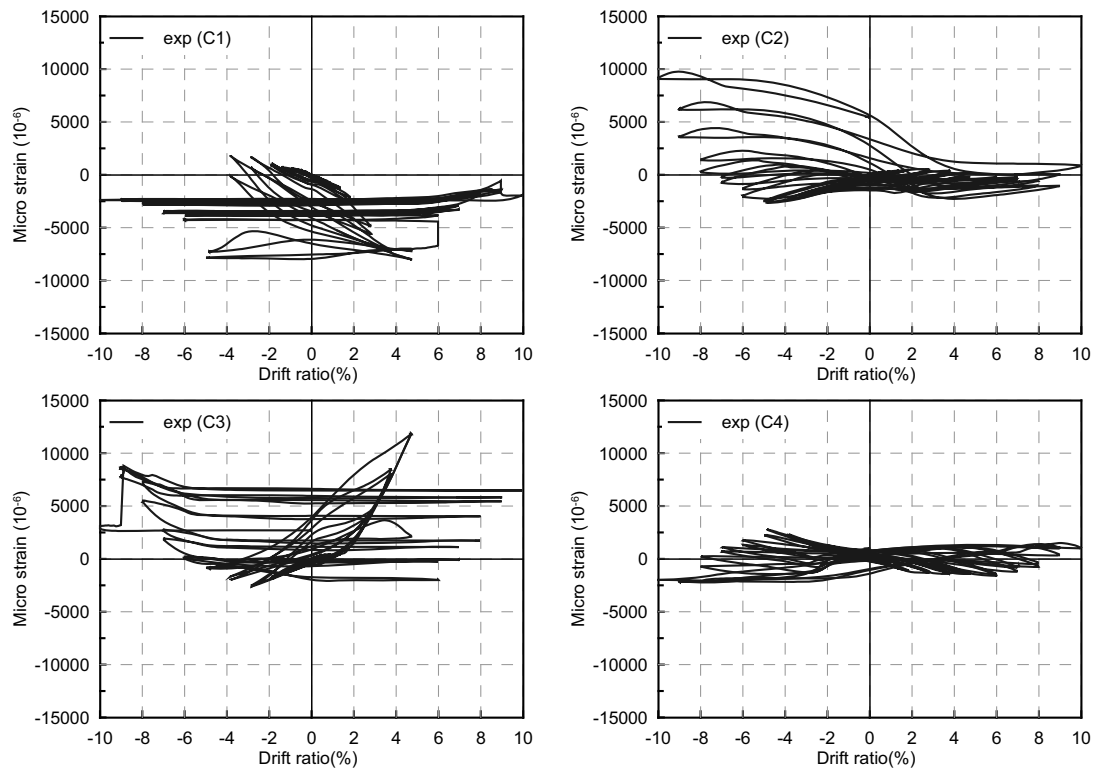


圖 E. 4 試體 FP3CS 柱面之應變計讀數與位移遲滯迴圈圖

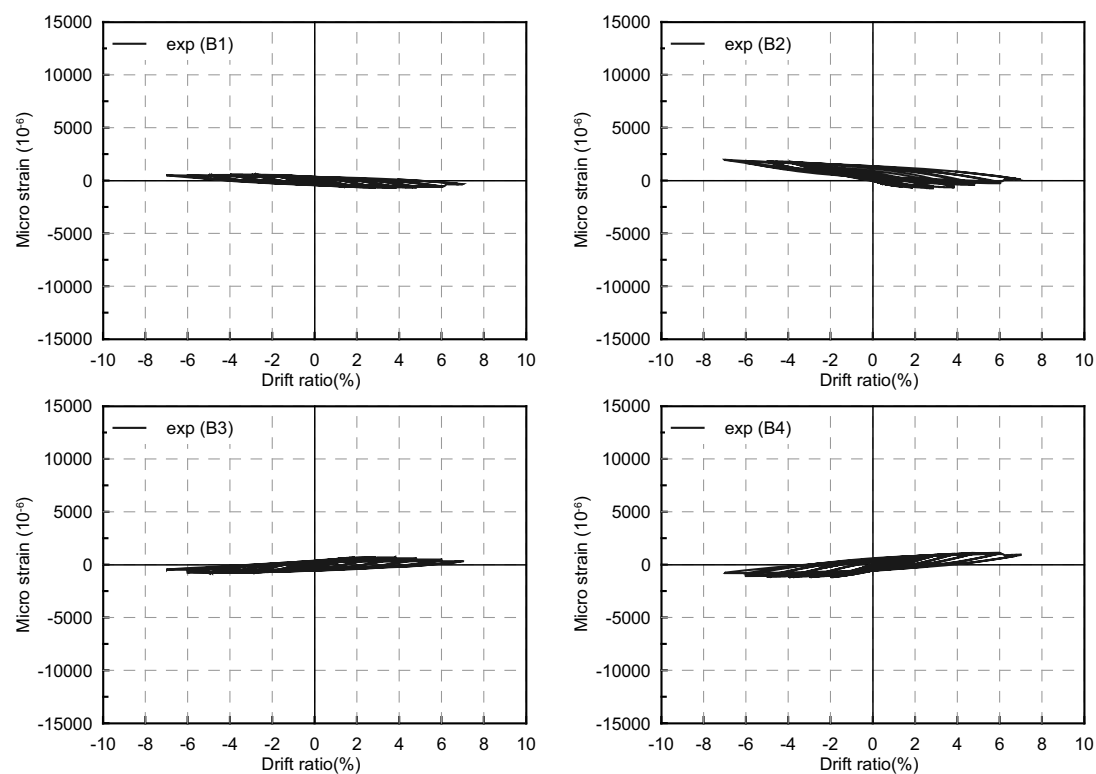


圖 E. 5 試體 FP2S 梁端之應變計讀數與位移遲滯迴圈圖

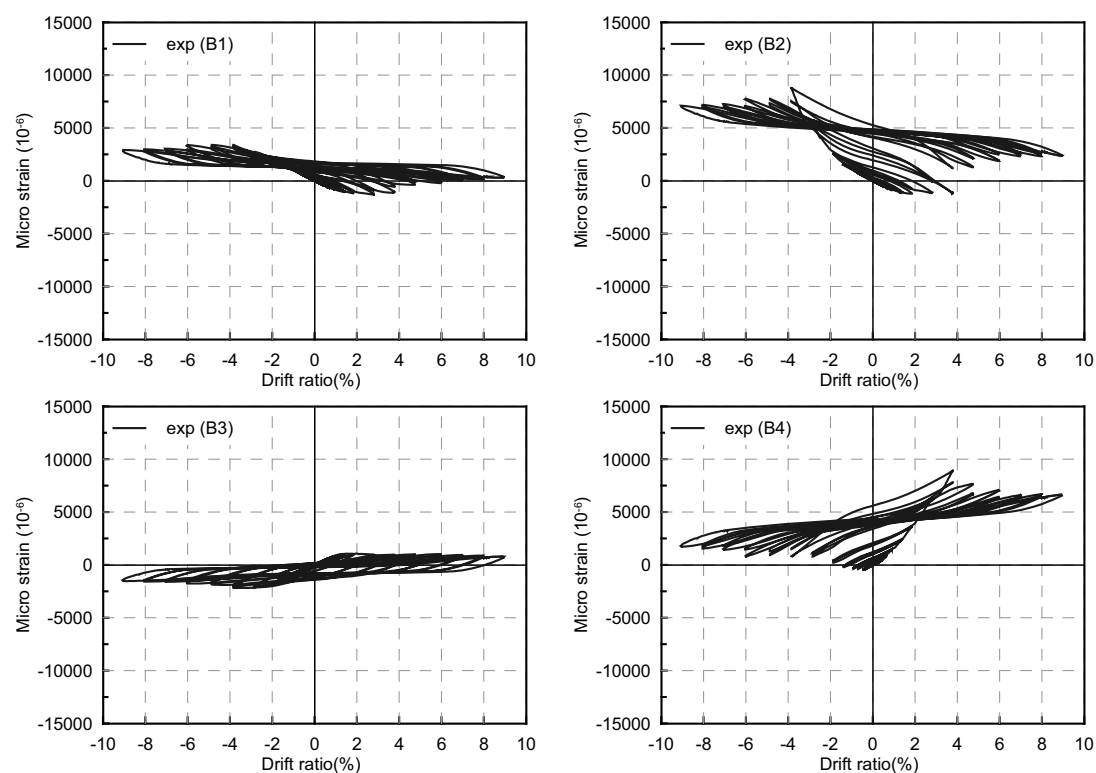


圖 E. 6 試體 FP2CS 梁端之應變計讀數與位移遲滯迴圈圖

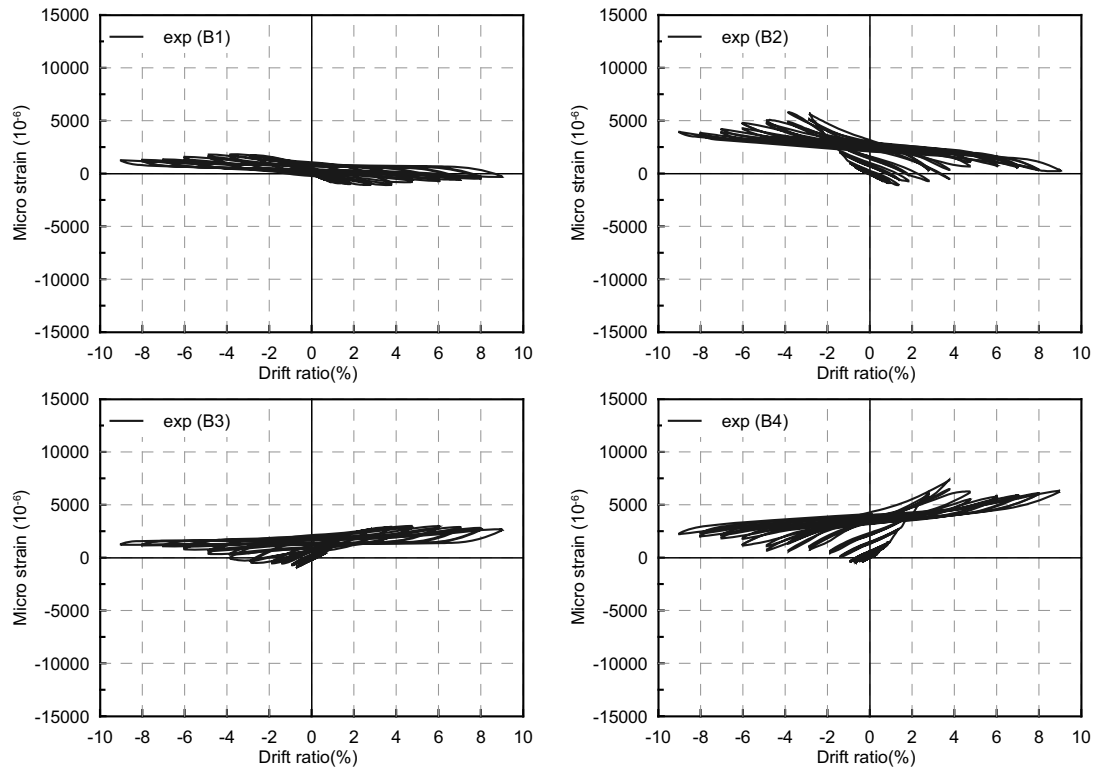


圖 E. 7 試體 FP2C 梁端之應變計讀數與位移遲滯迴圈圖

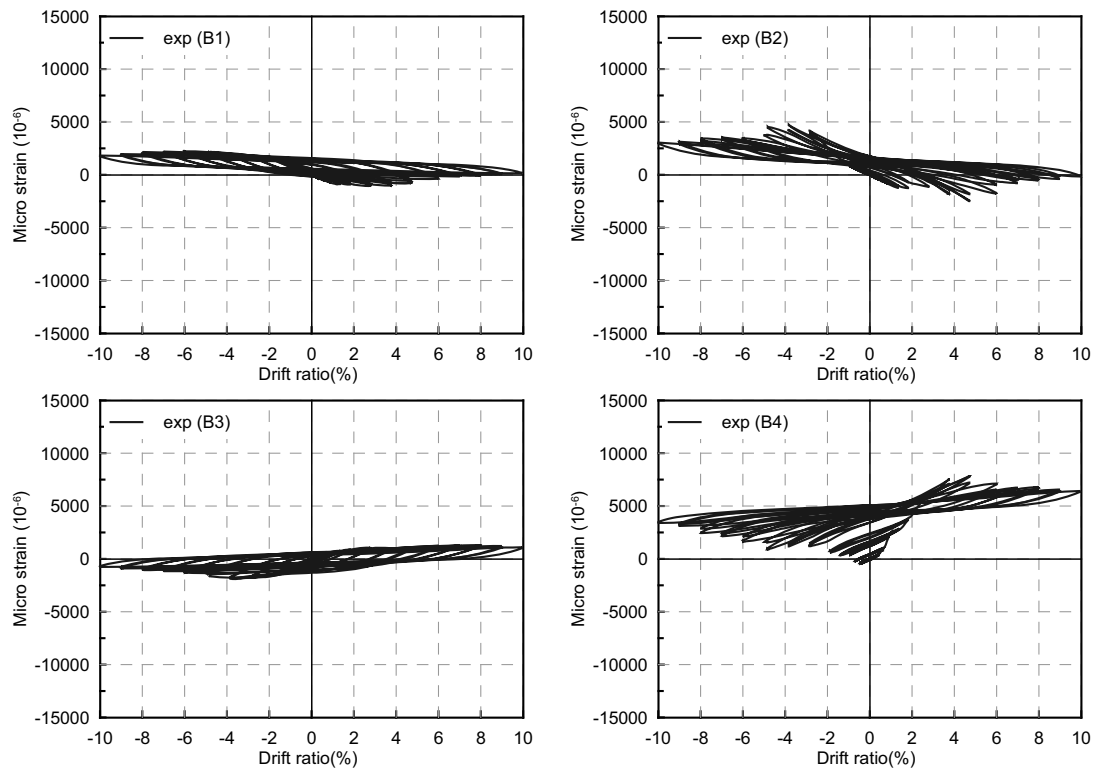


圖 E. 8 試體 FP3CS 梁端之應變計讀數與位移遲滯迴圈圖

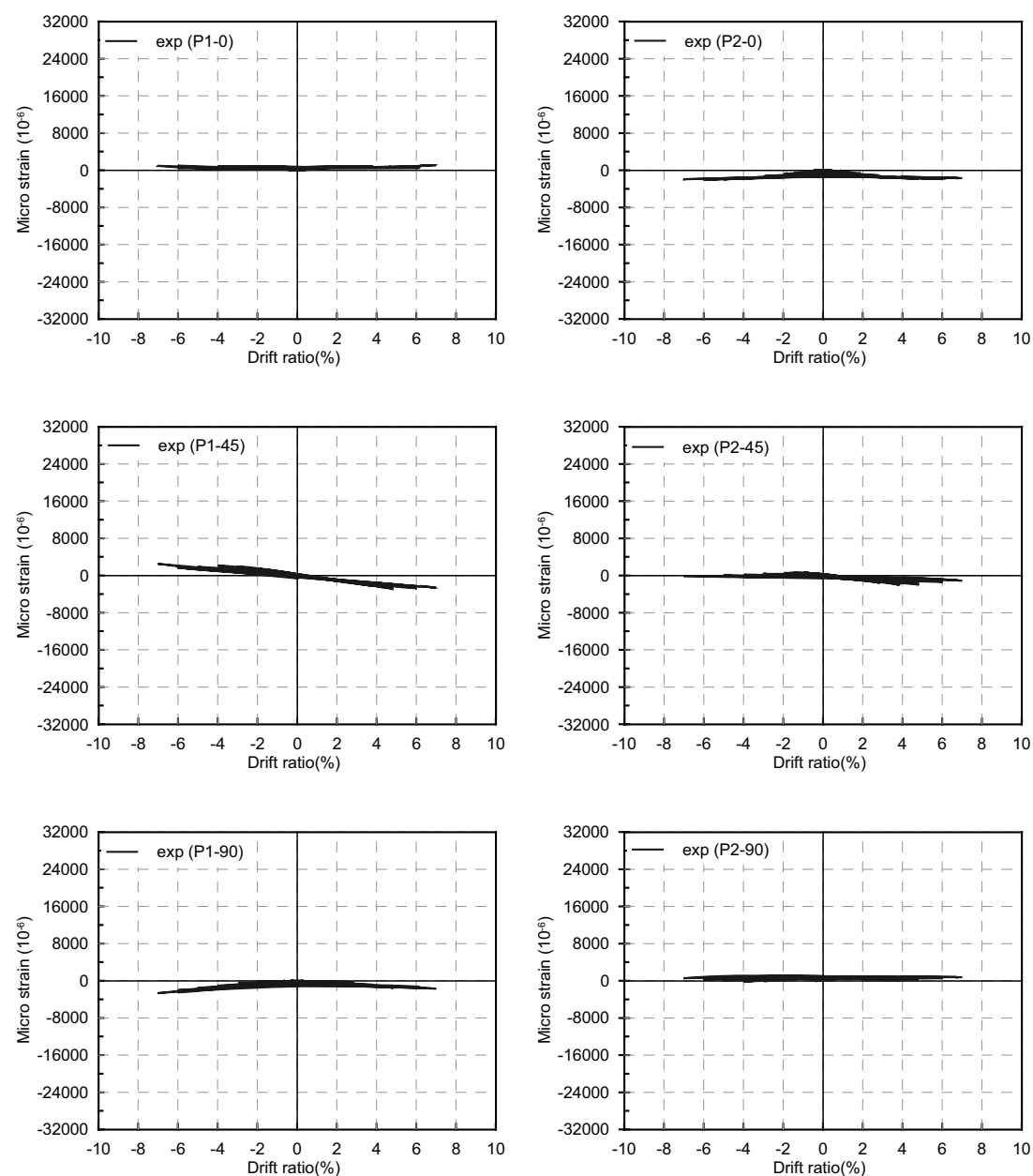


圖 E. 9 試體 FP2S 接頭區三軸應變計讀數與位移遲滯迴圈圖(P1&P2)

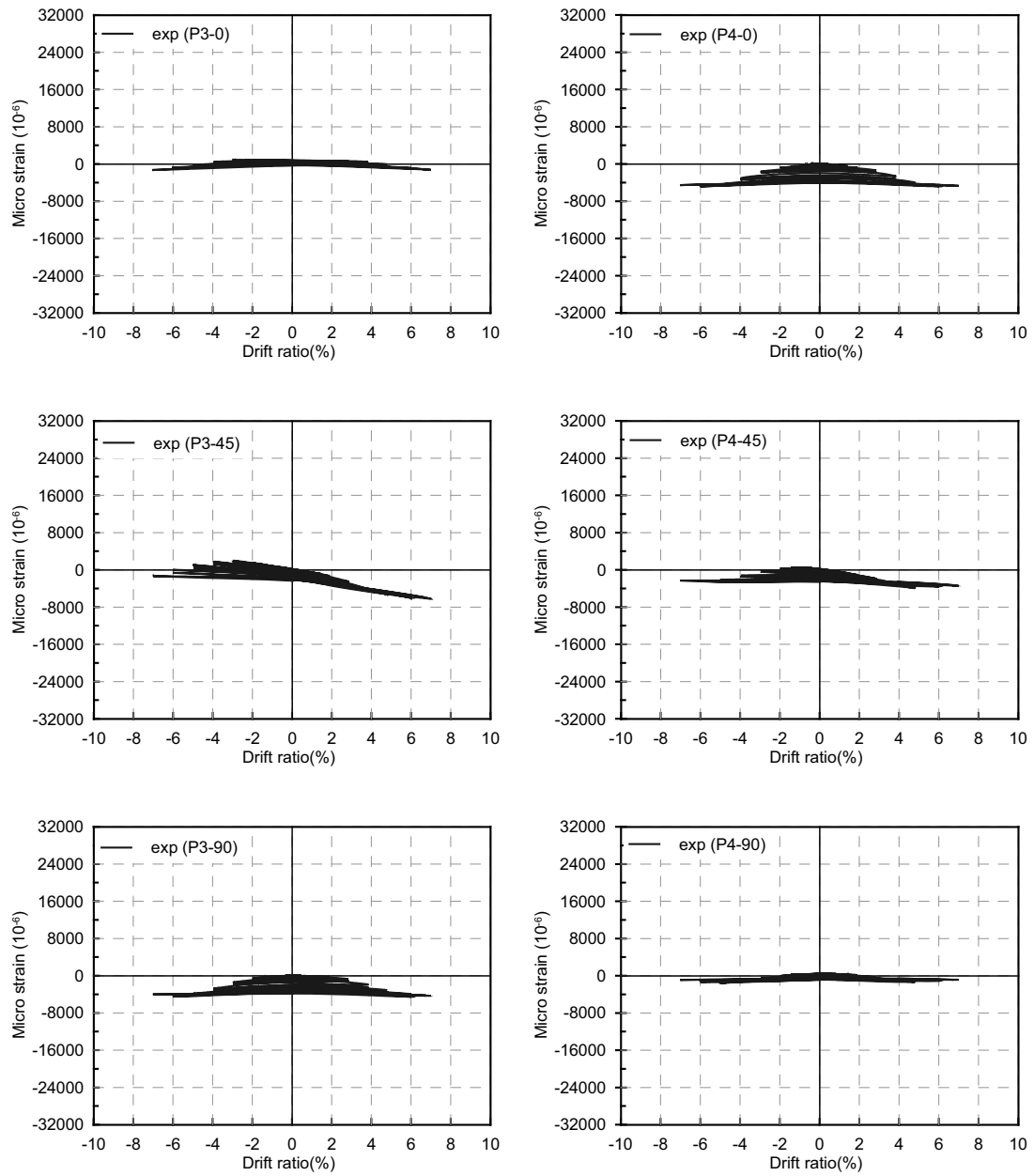
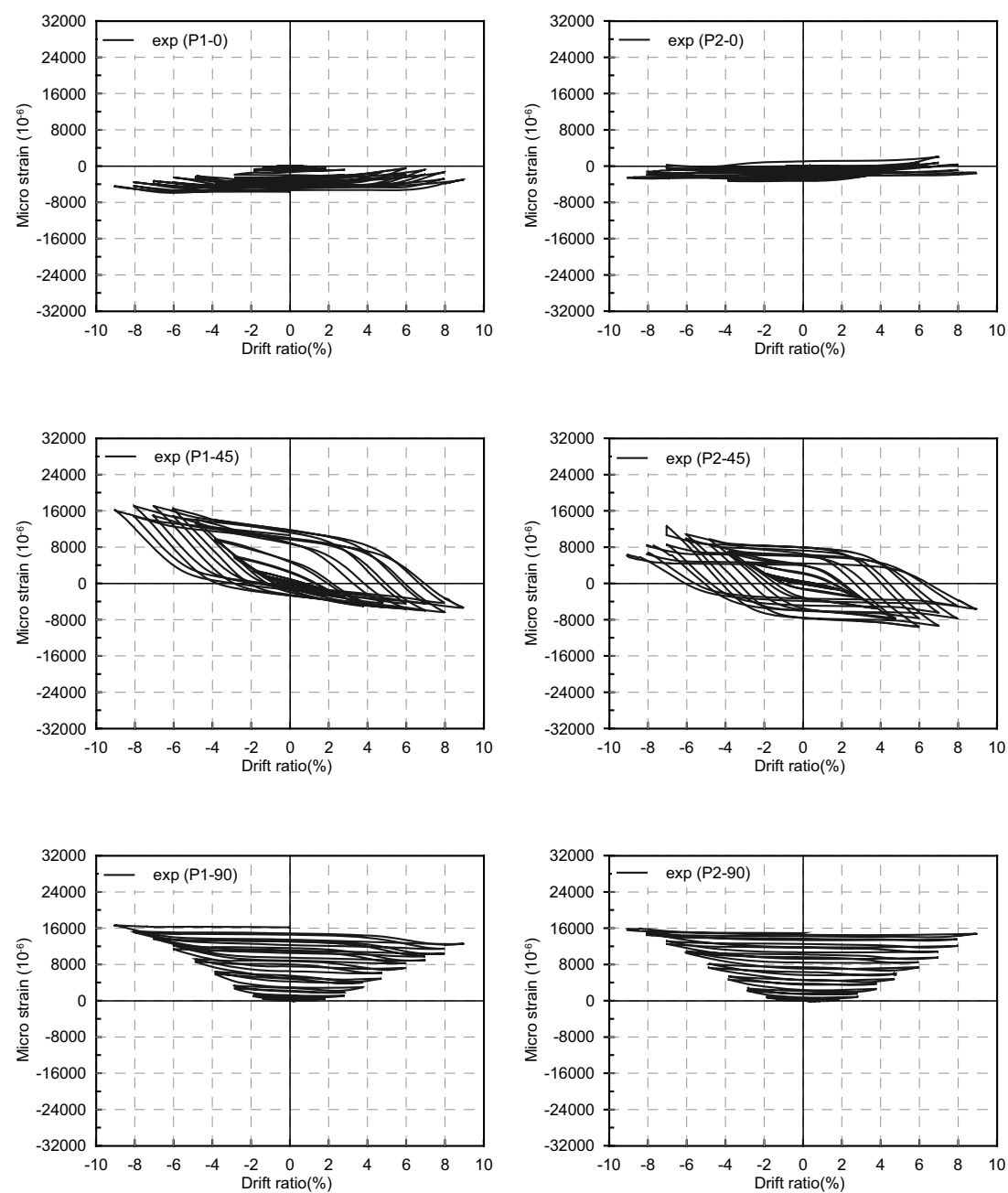


圖 E. 10 試體 FP2S 接頭區三軸應變計讀數與位移遲滯迴圈圖(P3&P4)



**圖 E. 11 試體 FP2CS 接頭區三軸應變計讀數與位移遲滯迴圈圖
(P1&P2)**

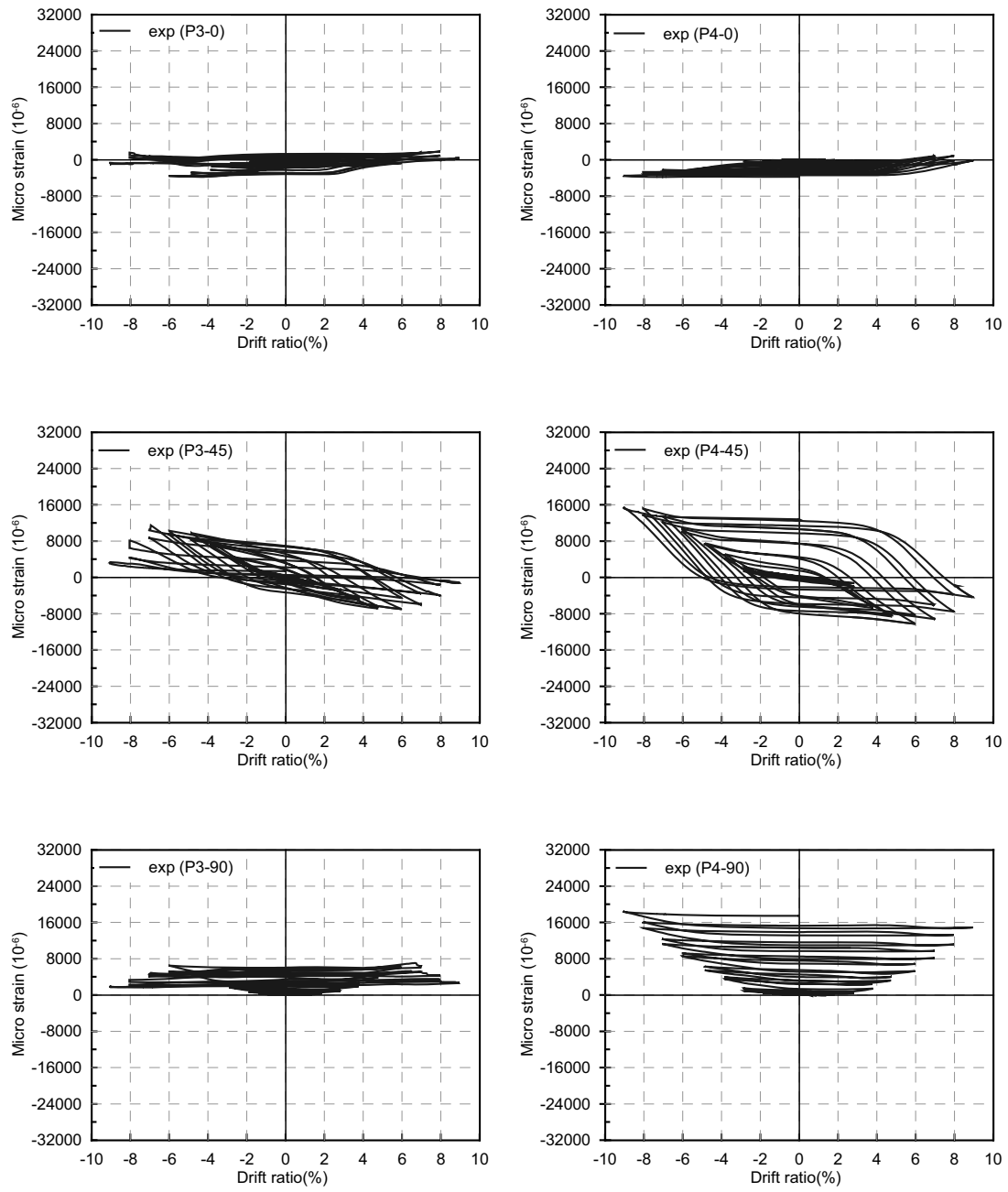
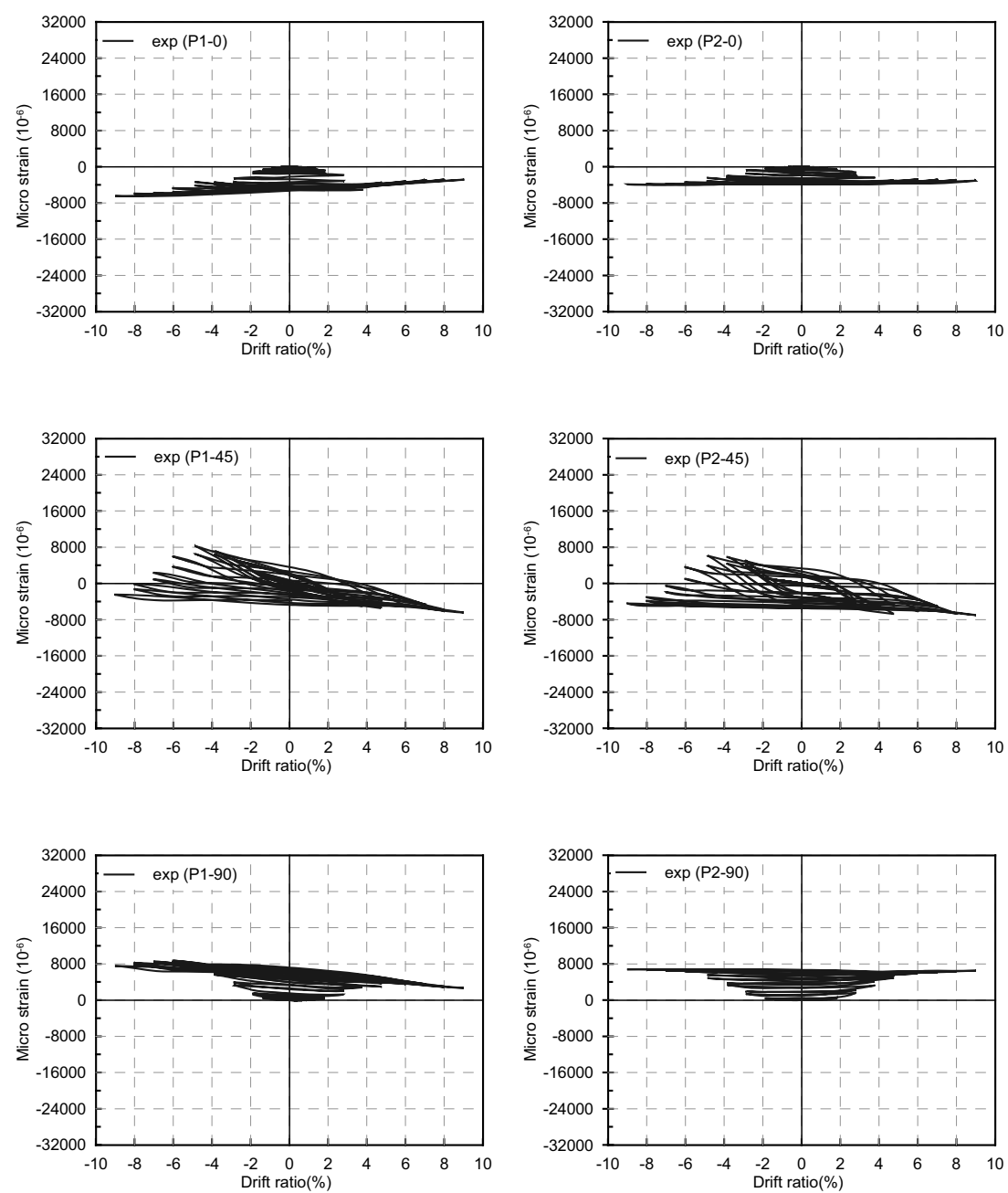
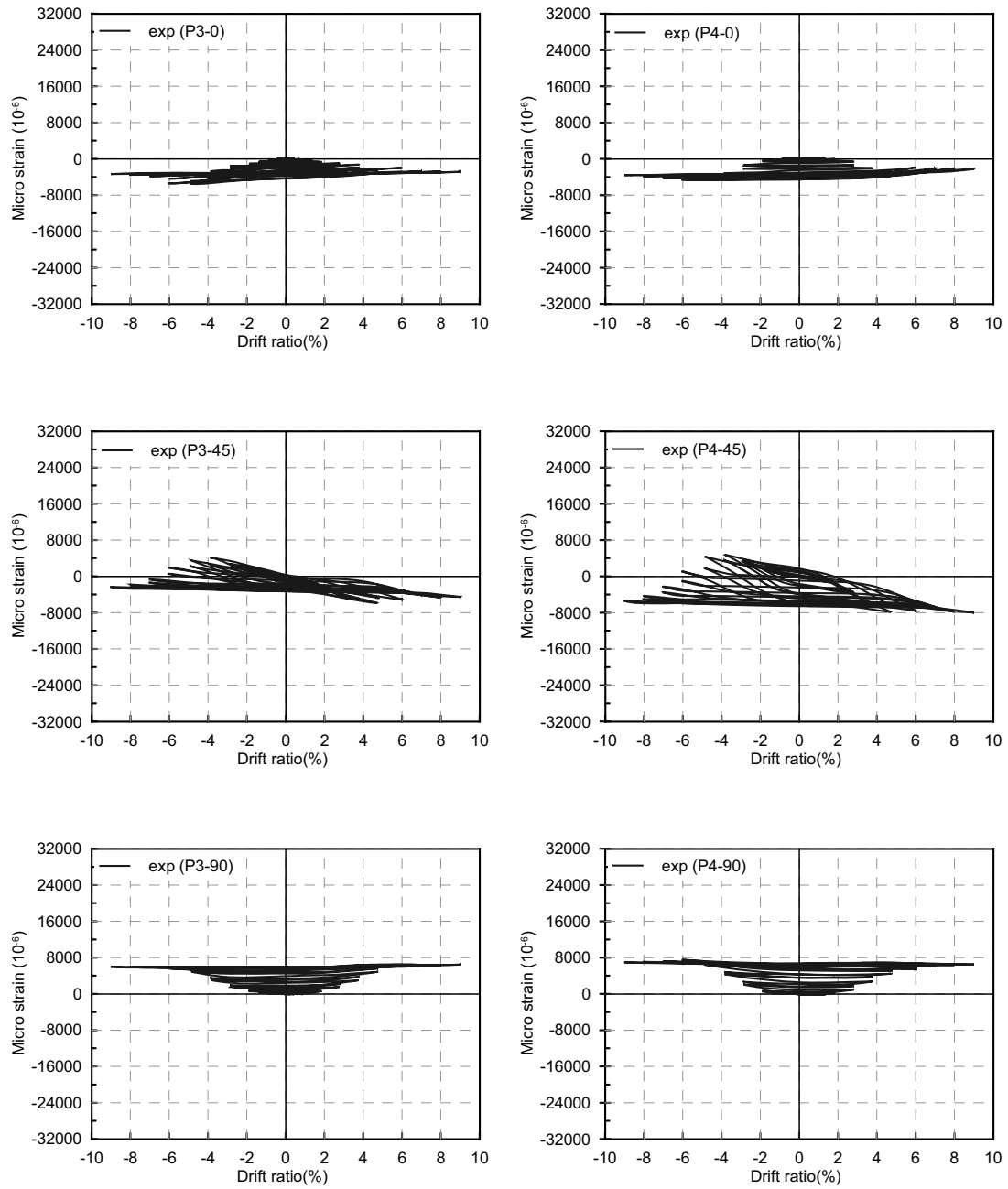


圖 E. 12 試體 FP2CS 接頭區三向應變計讀數與位移遲滯迴圈圖

(P3&P4)



**圖 E. 13 試體 FP2C 接頭區三軸應變計讀數與位移遲滯迴圈圖
(P1&P2)**



**圖 E. 14 試體 FP2C 接頭區三軸應變計讀數與位移遲滯迴圈圖
(P3&P4)**

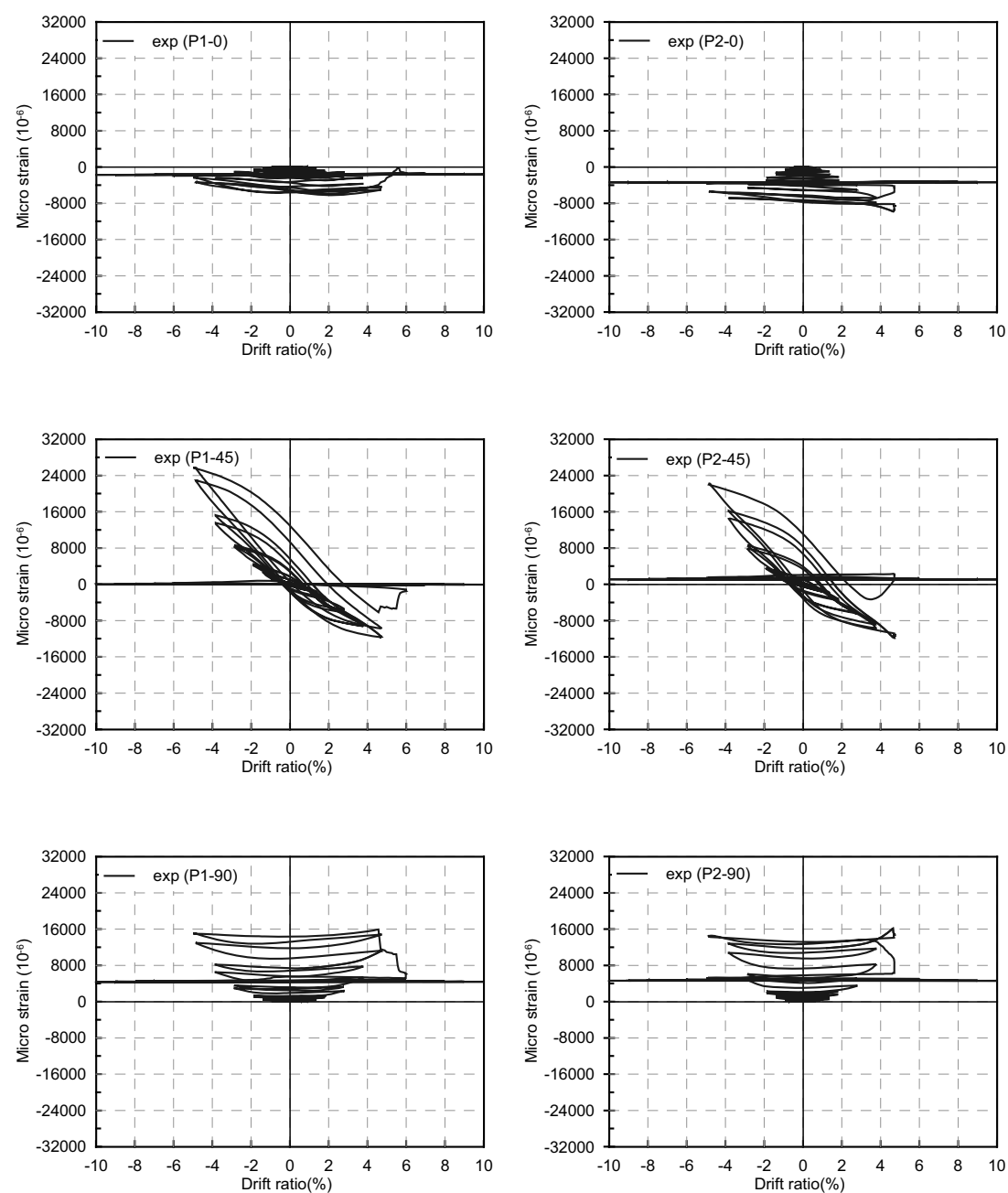


圖 E. 15 試體 FP3CS 接頭區三軸應變計讀數與位移遲滯迴圈圖
(P1&P2)

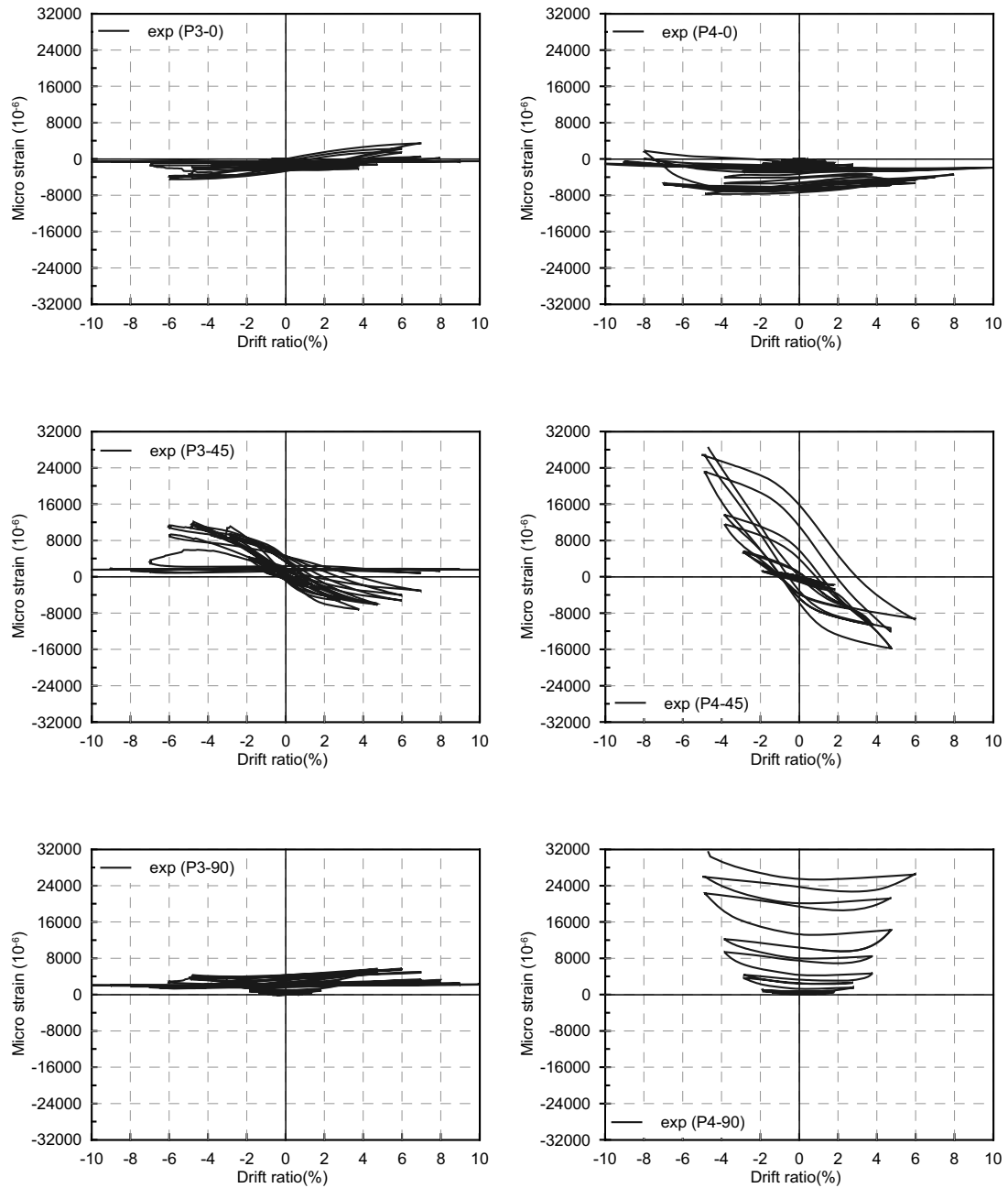


圖 E. 16 試體 FP3CS 接頭區三軸應變計讀數與位移遲滯迴圈圖

(P3&P4)

(P4-45)及(P4-90)實驗後段因應變過大發生故障，故數據僅到 6%層間位移為止。

附錄 F 以本研究所研擬之剪力模型計算 接頭區剪力強度之流程

B.1 Calculation steps of Specimen FP2S

Steel beam

$$d_b = 350 \text{ mm}$$

$$b_f = 280 \text{ mm}$$

$$t_w = 12 \text{ mm}$$

$$t_f = 30 \text{ mm}$$

$$L_b = 2587 \text{ mm}$$

$$F_{y_b} = 429 \text{ MPa}$$

$$F_{y_p} = 371 \text{ MPa}$$

Steel pipe column

$$D = 508 \text{ mm}$$

$$t_c = 8 \text{ mm}$$

$$D_c = D - 2t_c = 492 \text{ mm}$$

$$r_1 = \frac{D}{2} = 254 \text{ mm}$$

$$r_2 = \frac{D_c}{2} = 246 \text{ mm}$$

$$Q = 2 \frac{(r_1^3 - r_2^3)}{3} = 1 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$A_{st} = \pi \frac{(r_1^2 - r_2^2)}{2} = 6.283 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$d = \frac{Q}{A_{st}} = 159.169 \text{ mm}$$

$$Z_{x_c} = \pi \frac{(D^2 - D_c^2)}{4} d = 2 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$H_c = 4080 \text{ mm}$$

$$F_{y_c} = 331 \text{ MPa}$$

Clamping plate

$$L_p = 100 \text{ mm}$$

$$b_p = 280 \text{ mm}$$

$$t_p = 30 \text{ mm}$$

$$F_{y_p} = 371 \text{ MPa}$$

Moment strength**Beam**

$$M_b = 1.105 \times 10^3 \text{ kNm}$$

Steel tube column

$$M_{pc} = Z_{x_c} \cdot F_{y_c} = 662.056 \text{ kNm}$$

Beam (plastic hinge)

$$P_b = \frac{M_b}{L_b - L_p - \left(\frac{d_b}{4}\right)} = 460.513 \text{ kN}$$

Shear strength**Beam**

$$M_{cb} = P_b \cdot L_b = 1.191 \times 10^3 \text{ kNm}$$

$$T_b = \frac{M_{cb}}{d_b - t_f} = 3.723 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$V_{col_b} = \frac{P_b \cdot \left(L_b + \frac{D}{2}\right)}{H_c} = 320.666 \text{ kN}$$

$$V_b = T_b - V_{col_b} = 3.402 \times 10^3 \text{ kN}$$

Steel shear strength

$$A_s = \pi \frac{(D^2 - D_c^2)}{4} = 1.257 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_s \cdot F_{y_c}}{2\sqrt{3}} = 1.201 \times 10^3 \text{ kN}$$

Joint shear strength at joint failure

$$M = 420.4 \text{ kNm}$$

$$P = \frac{M}{L_b} = 162.505 \text{ kN}$$

$$T_n = \frac{M}{d_b - t_f} = 1.314 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$V_{col} = \frac{P \cdot \left(L_b + \frac{D}{2}\right)}{H_c} = 113.156 \text{ kN}$$

$$V_{pz} = T_n - V_{col} = 1.201 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$M_{xx} = \frac{M}{2} = 210.2 \text{ kNm}$$

Joint shear strength at beam failure

$$V_b = 3.402 \times 10^3 \text{ kN}$$

Force

$$P = 162.505 \text{ kN}$$

B.2 Calculation steps of Specimen FP2CS

Steel beam

$$d_b = 350 \text{ mm}$$

$$b_f = 280 \text{ mm}$$

$$t_w = 12 \text{ mm}$$

$$t_f = 30 \text{ mm}$$

$$L_b = 2587 \text{ mm}$$

$$F_{y_b} = 429 \text{ MPa}$$

$$F_{y_p} = 371 \text{ MPa}$$

Steel pipe column

$$D = 508 \text{ mm}$$

$$t_c = 8 \text{ mm}$$

$$D_c = D - 2t_c = 492 \text{ mm}$$

$$r_1 = \frac{D}{2} = 254 \text{ mm}$$

$$r_2 = \frac{D_c}{2} = 246 \text{ mm}$$

$$Q = 2 \frac{(r_1^3 - r_2^3)}{3} = 1 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$A_{st} = \pi \frac{(r_1^2 - r_2^2)}{2} = 6.283 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$d = \frac{Q}{A_{st}} = 159.169 \text{ mm}$$

$$Z_{x_c} = \pi \frac{(D^2 - D_c^2)}{4} d = 2 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$H_c = 4080 \text{ mm}$$

$$F_{y_c} = 331 \text{ MPa}$$

Clamping plate

$$L_p = 100 \text{ mm}$$

$$b_p = 280 \text{ mm}$$

$$t_p = 30 \text{ mm}$$

$$F_{y_p} = 371 \text{ MPa}$$

Concrete

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

Moment strength

Beam

$$M_b = 1.105 \times 10^3 \text{ kNm}$$

Steel tube column

$$M_{pc} = Z_{x_c} \cdot F_{y_c} = 662.056 \text{ kNm}$$

Beam (plastic hinge)

$$P_b = \frac{M_b}{L_b - L_p - \left(\frac{d_b}{4}\right)} = 460.513 \text{ kN}$$

Confined concrete strength

$$k_e = 1$$

$$f'_l = k_e \cdot f_l = k_e \cdot \frac{2 \cdot F_{y_c} \cdot t_c}{D} = 10.425 \text{ MPa}$$

$$K = 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f'_c} - \frac{2 f_l}{f'_c}} - 1.254 = 2.421$$

$$f'_{cc} = f'_c \cdot K = 72.636 \text{ MPa}$$

Shear strength**Beam**

$$M_{cb} = P_b \cdot L_b = 1.191 \times 10^3 \text{ kNm}$$

$$T_b = \frac{M_{cb}}{d_b - t_f} = 3.723 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$V_{col_b} = \frac{P_b \cdot \left(L_b + \frac{D}{2}\right)}{H_c} = 320.666 \text{ kN}$$

$$V_b = T_b - V_{col_b} = 3.402 \times 10^3 \text{ kN}$$

Result from Xtract

$$as_c = 3.397 \times 10^{-4}$$

$$K_{xx} = 5.591 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

$$NA = \frac{D_c}{2} - \frac{as_c}{K_{xx}} = 185.249 \text{ mm}$$

Check nodal zone**C-C-C node**

$$\beta_n = 1$$

$$f_{ce} = 0.85 \cdot \beta_n \cdot f'_{cc} = 61.740 \text{ MPa}$$

Side face (Face 1)

$$w = 10 \text{ mm}$$

$$b_s = 75 \text{ mm}$$

$$t_s = 15 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_1 &= [(b_p + 2w + 2 \cdot 5t_c)(t_p + w + 5t_c) + (b_s - 5t_c)(t_s + 2w + 2 \cdot 5t_c)] - [b_p t_p + b_s t_s] \\ &= 2.490 \times 10^4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$F_{nn_1} = f_{ce} \cdot A_1 = 1.537 \times 10^3 \text{ kN}$$

Top face (Face 2)

$$A_2 = \left[\int_{-\frac{b_p+2w+2 \cdot 5t_c}{2}}^{\frac{b_p+2w+2 \cdot 5t_c}{2}} \sqrt{\left(\frac{D_c}{2}\right)^2 - y^2} dy \right] - \left[\left(\frac{D_c}{2} - NA\right) \cdot (b_p + 2w + 2 \cdot 5t_c) \right]$$

$$= 6.001 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn_2} = f_{ce} \cdot A_2 = 3.705 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{D_c - NA}{d_b - 2t_f + t_p} \right) = 0.764 \text{ rad}$$

$$d_s = 2 \sqrt{\left(\frac{D_c}{2}\right)^2 - \left(\frac{D_c}{2} - NA\right)^2} = 476.761 \text{ mm}$$

$$F_2 = \frac{F_{nn_1}}{\tan \theta} = 1.604 \times 10^3 \text{ kN}$$

Diagonal face (Face 3)

$$h_s = t_p + w + 5t_c = 80 \text{ mm}$$

$$i = \cos \theta \cdot NA + \sin \theta \cdot h_s = 189.090 \text{ mm}$$

$$j = \frac{NA}{\cos \theta} = 256.615 \text{ mm}$$

$$k = \frac{D_c - NA}{\cos \theta} = 424.926 \text{ mm}$$

$$n = j + k = 681.542 \text{ mm}$$

$$b = \frac{D_c}{2} = 246 \text{ mm}$$

$$a = \frac{n}{2} = 340.771 \text{ mm}$$

$$y_1 = a - j = 84.156 \text{ mm}$$

$$y_2 = y_1 + i = 273.246 \text{ mm}$$

$$x = \sqrt{\left(1 - \frac{y_2^2}{a^2}\right)} b = 146.993 \text{ mm}$$

$$b_c = b_p + 2w + 2 \cdot 5t_c = 380 \text{ mm}$$

$$y_3 = \sqrt{\left(1 - \frac{x^2}{b^2}\right) a^2} = 273.246 \text{ mm}$$

$$A_3 = 2 \left[\left[(y_3 - y_1) \cdot \frac{b_c}{2} \right] + \int_{y_3}^{y_2} \sqrt{b^2 - \frac{b^2 y^2}{a^2}} dy \right] = 7.185 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn3} = f_{ce} \cdot A_3 = 4.436 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$F_3 = \frac{F_{nn1}}{\sin \theta} = 2.222 \times 10^3 \text{ kN}$$

Check the strength of the strut

$$\beta_s = 0.75$$

$$f_{ce_s} = 0.85 \cdot \beta_s \cdot f'_{cc} = 46.305 \text{ MPa}$$

$$F_{ns} = f_{ce_s} \cdot A_3 = 3.327 \times 10^3 \text{ kN}$$

Steel shear strength

$$A_s = \pi \frac{(D^2 - D_c^2)}{4} = 1.257 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_s \cdot F_{y_c}}{2\sqrt{3}} = 1.201 \times 10^3 \text{ kN}$$

Joint shear strength at joint failure

$$M = 958.6 \text{ kNm}$$

$$P = \frac{M}{L_b} = 370.545 \text{ kN}$$

$$T_n = \frac{M}{d_b - t_f} = 2.996 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$V_{col} = \frac{P \cdot \left(L_b + \frac{D}{2}\right)}{H_c} = 258.019 \text{ kN}$$

$$V_{pz} = T_n - V_{col} = 2.738 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$M_{xx} = \frac{M}{2} = 479.3 \text{ kNm}$$

Joint shear strength at beam failure

$$V_b = 3.402 \times 10^3 \text{ kN}$$

Concrete shear strength

$$V_c = V_{pz} - V_s = 1.537 \times 10^3 \text{ kN}$$

Force

$$P = 370.545 \text{ kN}$$

B.3 Calculation steps of Specimen FP2C

Steel beam

$$d_b = 350 \text{ mm}$$

$$b_f = 280 \text{ mm}$$

$$t_w = 12 \text{ mm}$$

$$t_f = 30 \text{ mm}$$

$$L_b = 2587 \text{ mm}$$

$$F_{y_b} = 429 \text{ MPa}$$

$$F_{y_p} = 371 \text{ MPa}$$

Steel pipe column

$$D = 508 \text{ mm}$$

$$t_c = 8 \text{ mm}$$

$$D_c = D - 2t_c = 492 \text{ mm}$$

$$r_1 = \frac{D}{2} = 254 \text{ mm}$$

$$r_2 = \frac{D_c}{2} = 246 \text{ mm}$$

$$Q = 2 \frac{(r_1^3 - r_2^3)}{3} = 1 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$A_{st} = \pi \frac{(r_1^2 - r_2^2)}{2} = 6.283 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$d = \frac{Q}{A_{st}} = 159.169 \text{ mm}$$

$$Z_{x_c} = \pi \frac{(D^2 - D_c^2)}{4} d = 2 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$H_c = 4080 \text{ mm}$$

$$F_{y_c} = 331 \text{ MPa}$$

Clamping plate

$$L_p = 100 \text{ mm}$$

$$b_p = 280 \text{ mm}$$

$$t_p = 30 \text{ mm}$$

$$F_{y_p} = 371 \text{ MPa}$$

Concrete

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

Moment strength

Beam

$$M_b = 1.105 \times 10^3 \text{ kNm}$$

Steel tube column

$$M_{pc} = Z_{x_c} \cdot F_{y_c} = 662.056 \text{ kNm}$$

Beam (plastic hinge)

$$P_b = \frac{M_b}{L_b - L_p - \left(\frac{d_b}{4}\right)} = 460.513 \text{ kN}$$

Confined concrete strength

$$k_e = 1$$

$$f'_l = k_e \cdot f_l = k_e \cdot \frac{2 \cdot F_{y_c} \cdot t_c}{D} = 10.425 \text{ MPa}$$

$$K = 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f'_c} - \frac{2 f_l}{f'_c}} - 1.254 = 2.421$$

$$f'_{cc} = f'_c \cdot K = 72.636 \text{ MPa}$$

Shear strength

Beam

$$M_{cb} = P_b \cdot L_b = 1.191 \times 10^3 \text{ kNm}$$

$$T_b = \frac{M_{cb}}{d_b - t_f} = 3.723 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$V_{col_b} = \frac{P_b \cdot \left(L_b + \frac{D}{2}\right)}{H_c} = 320.666 \text{ kN}$$

$$V_b = T_b - V_{col_b} = 3.402 \times 10^3 \text{ kN}$$

Result from Xtract

$$as_c = 3.178 \times 10^{-4}$$

$$K_{xx} = 5.217 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

$$NA = \frac{D_c}{2} - \frac{as_c}{K_{xx}} = 185.077 \text{ mm}$$

Check nodal zone

C-C-C node

$$\beta_n = 1$$

$$f_{ce} = 0.85 \cdot \beta_n \cdot f'_{cc} = 61.740 \text{ MPa}$$

Side face (Face 1)

$$w = 10 \text{ mm}$$

$$A_1 = (b_p + 2w + 2 \cdot 5t_c)(t_p + w + 5t_c) - (b_p t_p) = 2.2 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn_1} = f_{ce} \cdot A_1 = 1.358 \times 10^3 \text{ kN}$$

Top face (Face 2)

$$\begin{aligned} A_2 &= \left[\int_{-\frac{b_p+2w+2 \cdot 5t_c}{2}}^{\frac{b_p+2w+2 \cdot 5t_c}{2}} \sqrt{\left(\frac{D_c}{2}\right)^2 - y^2} dy \right] - \left[\left(\frac{D_c}{2} - NA\right) \cdot (b_p + 2w + 2 \cdot 5t_c) \right] \\ &= 5.995 \times 10^4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$F_{nn2} = f_{ce} \cdot A_2 = 3.701 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{D_c - NA}{d_b - 2t_f + t_p} \right) = 0.765 \text{ rad}$$

$$d_s = 2 \sqrt{\left(\frac{D_c}{2} \right)^2 - \left(\frac{D_c}{2} - NA \right)^2} = 476.674 \text{ mm}$$

$$F_2 = \frac{F_{nn1}}{\tan \theta} = 1.416 \times 10^3 \text{ kN}$$

Diagonal face (Face 3)

$$h_s = t_p + w + 5t_c = 80 \text{ mm}$$

$$i = \cos \theta \cdot NA + \sin \theta \cdot h_s = 188.947 \text{ mm}$$

$$j = \frac{NA}{\cos \theta} = 256.446 \text{ mm}$$

$$k = \frac{D_c - NA}{\cos \theta} = 425.278 \text{ mm}$$

$$n = j + k = 681.724 \text{ mm}$$

$$b = \frac{D_c}{2} = 246 \text{ mm}$$

$$a = \frac{n}{2} = 340.862 \text{ mm}$$

$$y_1 = a - j = 84.416 \text{ mm}$$

$$y_2 = y_1 + i = 273.362 \text{ mm}$$

$$x = \sqrt{\left(1 - \frac{y_2^2}{a^2} \right) b^2} = 146.950 \text{ mm}$$

$$b_c = b_p + 2w + 2 \cdot 6t_c = 380 \text{ mm}$$

$$y_3 = \sqrt{\left(1 - \frac{x^2}{b^2} \right) a^2} = 273.362 \text{ mm}$$

$$A_3 = 2 \left[\left[(y_3 - y_1) \cdot \frac{b_c}{2} \right] + \int_{y_3}^{y_2} \sqrt{b^2 - \frac{b^2 y^2}{a^2}} dy \right] = 7.180 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn3} = f_{ce} \cdot A_3 = 4.433 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$F_3 = \frac{F_{nn1}}{\sin \theta} = 1.962 \times 10^3 \text{ kN}$$

Check the strength of the strut

$$\beta_s = 0.75$$

$$f_{ce_s} = 0.85 \cdot \beta_s \cdot f'_{cc} = 46.305 \text{ MPa}$$

$$F_{ns} = f_{ce_s} \cdot A_3 = 3.325 \times 10^3 \text{ kN}$$

Steel shear strength

$$A_s = \pi \frac{(D^2 - D_c^2)}{4} = 1.257 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_s \cdot F_{yc}}{2\sqrt{3}} = 1.201 \times 10^3 \text{ kN}$$

Joint shear strength at joint failure

$$M = 896 \text{ kNm}$$

$$P = \frac{M}{L_b} = 346.347 \text{ kN}$$

$$T_n = \frac{M}{d_b - t_f} = 2.8 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$V_{col} = \frac{P \cdot \left(L_b + \frac{D}{2}\right)}{H_c} = 241.170 \text{ kN}$$

$$V_{pz} = T_n - V_{col} = 2.559 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$M_{xx} = \frac{M}{2} = 448 \text{ kNm}$$

Joint shear strength at beam failure

$$V_b = 3.402 \times 10^3 \text{ kN}$$

Concrete shear strength

$$V_c = V_{pz} - V_s = 1.358 \times 10^3 \text{ kN}$$

Force

$$P = 346.347 \text{ kN}$$

B.4 Calculation steps of Specimen FP3CS

Steel beam

$$d_b = 350 \text{ mm}$$

$$b_f = 350 \text{ mm}$$

$$t_w = 12 \text{ mm}$$

$$t_f = 30 \text{ mm}$$

$$L_b = 2587 \text{ mm}$$

$$F_{y_b} = 429 \text{ MPa}$$

$$F_{y_p} = 371 \text{ MPa}$$

Steel pipe column

$$D = 508 \text{ mm}$$

$$t_c = 8 \text{ mm}$$

$$D_c = D - 2t_c = 492 \text{ mm}$$

$$r_1 = \frac{D}{2} = 254 \text{ mm}$$

$$r_2 = \frac{D_c}{2} = 246 \text{ mm}$$

$$Q = 2 \frac{(r_1^3 - r_2^3)}{3} = 1 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$A_{st} = \pi \frac{(r_1^2 - r_2^2)}{2} = 6.283 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$d = \frac{Q}{A_{st}} = 159.169 \text{ mm}$$

$$Z_{x_c} = \pi \frac{(D^2 - D_c^2)}{4} d = 2 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$H_c = 4080 \text{ mm}$$

$$F_{y_c} = 331 \text{ MPa}$$

Clamping plate

$$L_p = 100 \text{ mm}$$

$$b_p = 280 \text{ mm}$$

$$t_p = 30 \text{ mm}$$

$$F_{y_p} = 371 \text{ MPa}$$

Concrete

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

Moment strength

Beam

$$M_b = 1.355 \times 10^3 \text{ kNm}$$

Steel tube column

$$M_{pc} = Z_{x_c} \cdot F_{y_c} = 662.056 \text{ kNm}$$

Beam (plastic hinge)

$$P_b = \frac{M_b}{L_b - L_p - \left(\frac{d_b}{4}\right)} = 564.701 \text{ kN}$$

Confined concrete strength

$$k_e = 1$$

$$f'_l = k_e \cdot f_l = k_e \cdot \frac{2 \cdot F_{y_c} \cdot t_c}{D} = 10.425 \text{ MPa}$$

$$K = 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f'_c} - \frac{2 f_l}{f'_c}} - 1.254 = 2.421$$

$$f'_{cc} = f'_c \cdot K = 72.636 \text{ MPa}$$

Shear strength

Beam

$$M_{cb} = P_b \cdot L_b = 1.461 \times 10^3 \text{ kNm}$$

$$T_b = \frac{M_{cb}}{d_b - t_f} = 4.565 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$V_{col_b} = \frac{P_b \cdot \left(L_b + \frac{D}{2}\right)}{H_c} = 393.215 \text{ kN}$$

$$V_b = T_b - V_{col_b} = 4.172 \times 10^3 \text{ kN}$$

Result from Xtract

$$as_c = 3.651 \times 10^{-4}$$

$$K_{xx} = 6.046 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

$$NA = \frac{D_c}{2} - \frac{as_c}{K_{xx}} = 185.602 \text{ mm}$$

Check nodal zone

C-C-C node

$$\beta_n = 1$$

$$f_{ce} = 0.85 \cdot \beta_n \cdot f'_{cc} = 61.740 \text{ MPa}$$

Side face (Face 1)

$$w = 10 \text{ mm}$$

$$b_s = 75 \text{ mm}$$

$$t_s = 15 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_1 &= [(b_p + 2w + 2 \cdot 5t_c)(t_p + w + 5t_c) + (b_s - 5t_c)(t_s + 2w + 2 \cdot 5t_c)] - [b_p t_p + b_s t_s] \\ &= 2.840 \times 10^4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$F_{nn_1} = f_{ce} \cdot A_1 = 1.753 \times 10^3 \text{ kN}$$

Top face (Face 2)

$$A_2 = \left[\int_{-\frac{b_p+2w+2 \cdot 5t_c}{2}}^{\frac{b_p+2w+2 \cdot 5t_c}{2}} \sqrt{\left(\frac{D_c}{2}\right)^2 - y^2} dy \right] - \left[\left(\frac{D_c}{2} - NA\right) \cdot (b_p + 2w + 2 \cdot 5t_c) \right]$$

$$= 6.507 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn_2} = f_{ce} \cdot A_2 = 4.017 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{D_c - NA}{d_b - 2t_f + t_p} \right) = 0.764 \text{ rad}$$

$$d_s = 2 \sqrt{\left(\frac{D_c}{2}\right)^2 - \left(\frac{D_c}{2} - NA\right)^2} = 476.941 \text{ mm}$$

$$F_2 = \frac{F_{nn_1}}{\tan \theta} = 1.831 \times 10^3 \text{ kN}$$

Diagonal face (Face 3)

$$h_s = t_p + w + 5t_c = 80 \text{ mm}$$

$$i = \cos \theta \cdot NA + \sin \theta \cdot h_s = 189.386 \text{ mm}$$

$$j = \frac{NA}{\cos \theta} = 256.963 \text{ mm}$$

$$k = \frac{D_c - NA}{\cos \theta} = 424.203 \text{ mm}$$

$$n = j + k = 681.166 \text{ mm}$$

$$b = \frac{D_c}{2} = 246 \text{ mm}$$

$$a = \frac{n}{2} = 340.583 \text{ mm}$$

$$y_1 = a - j = 83.620 \text{ mm}$$

$$y_2 = y_1 + i = 273.006 \text{ mm}$$

$$x = \sqrt{\left(1 - \frac{y_2^2}{a^2}\right) b^2} = 147.079 \text{ mm}$$

$$b_c = b_p + 2w + 2 \cdot 5t_c = 450 \text{ mm}$$

$$y_3 = \sqrt{\left(1 - \frac{x^2}{b^2}\right) a^2} = 273.006 \text{ mm}$$

$$A_3 = 2 \left[\left[(y_3 - y_1) \cdot \frac{b_c}{2} \right] + \int_{y_3}^{y_2} \sqrt{b^2 - \frac{b^2 y^2}{a^2}} dy \right] = 8.522 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn3} = f_{ce} \cdot A_3 = 5.262 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$F_3 = \frac{F_{nn1}}{\sin \theta} = 2.535 \times 10^3 \text{ kN}$$

Check the strength of the strut

$$\beta_s = 0.75$$

$$f_{ce_s} = 0.85 \cdot \beta_s \cdot f'_{cc} = 46.305 \text{ MPa}$$

$$F_{ns} = f_{ce_s} \cdot A_3 = 3.946 \times 10^3 \text{ kN}$$

Steel shear strength

$$A_s = \pi \frac{(D^2 - D_c^2)}{4} = 1.257 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_s \cdot F_{y_c}}{2\sqrt{3}} = 1.201 \times 10^3 \text{ kN}$$

Joint shear strength at joint failure

$$M = 1034.4 \text{ kNm}$$

$$P = \frac{M}{L_b} = 399.845 \text{ kN}$$

$$T_n = \frac{M}{d_b - t_f} = 3.232 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$V_{col} = \frac{P \cdot \left(L_b + \frac{D}{2}\right)}{H_c} = 278.422 \text{ kN}$$

$$V_{pz} = T_n - V_{col} = 2.954 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$M_{xx} = \frac{M}{2} = 517.2 \text{ kNm}$$

Joint shear strength at beam failure

$$V_b = 4.172 \times 10^3 \text{ kN}$$

Concrete shear strength

$$V_c = V_{pz} - V_s = 1.753 \times 10^3 \text{ kN}$$

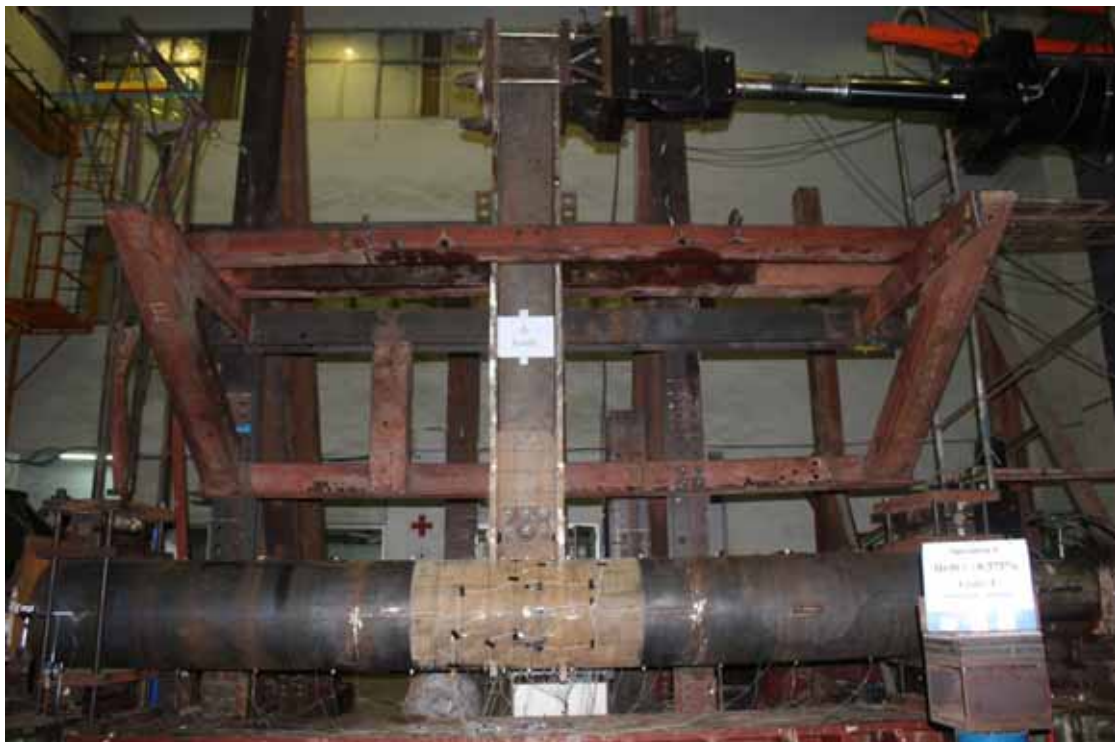
Force

$$P = 399.845 \text{ kN}$$

附錄(a) 試體 FP2S 於各階段試驗照片



照片(a). 1 試體 FP2S 於 0.375%drift 照



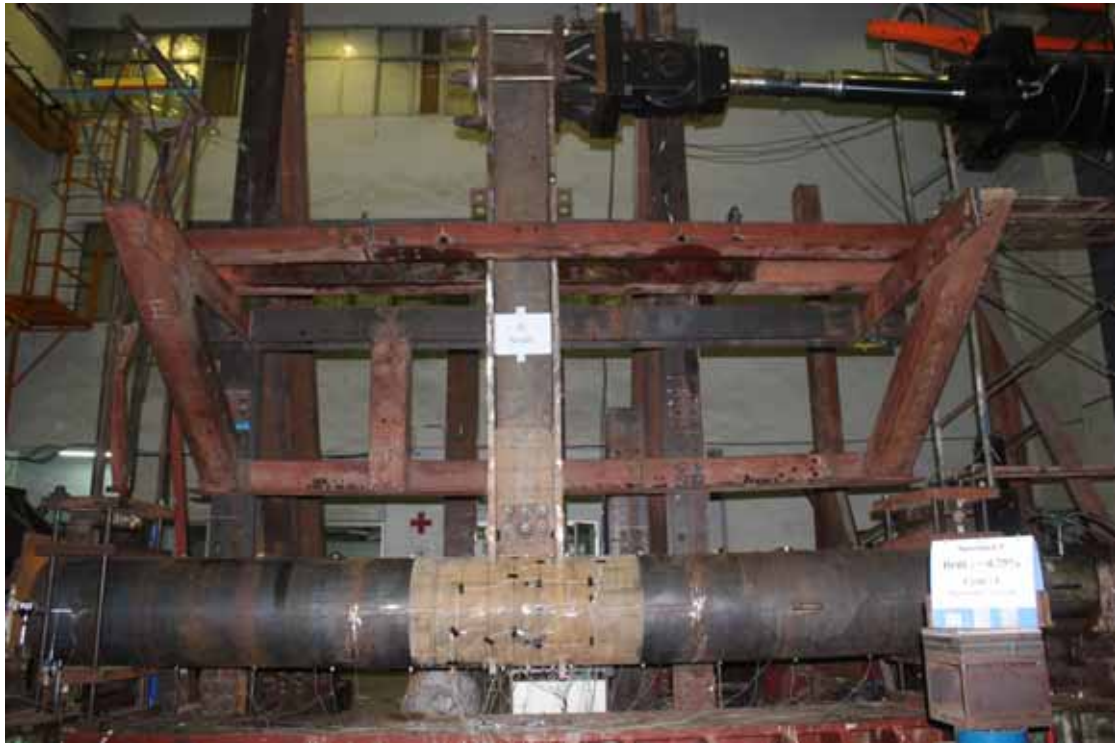
照片(a). 2 試體 FP2S 於 -0.375%drift 照



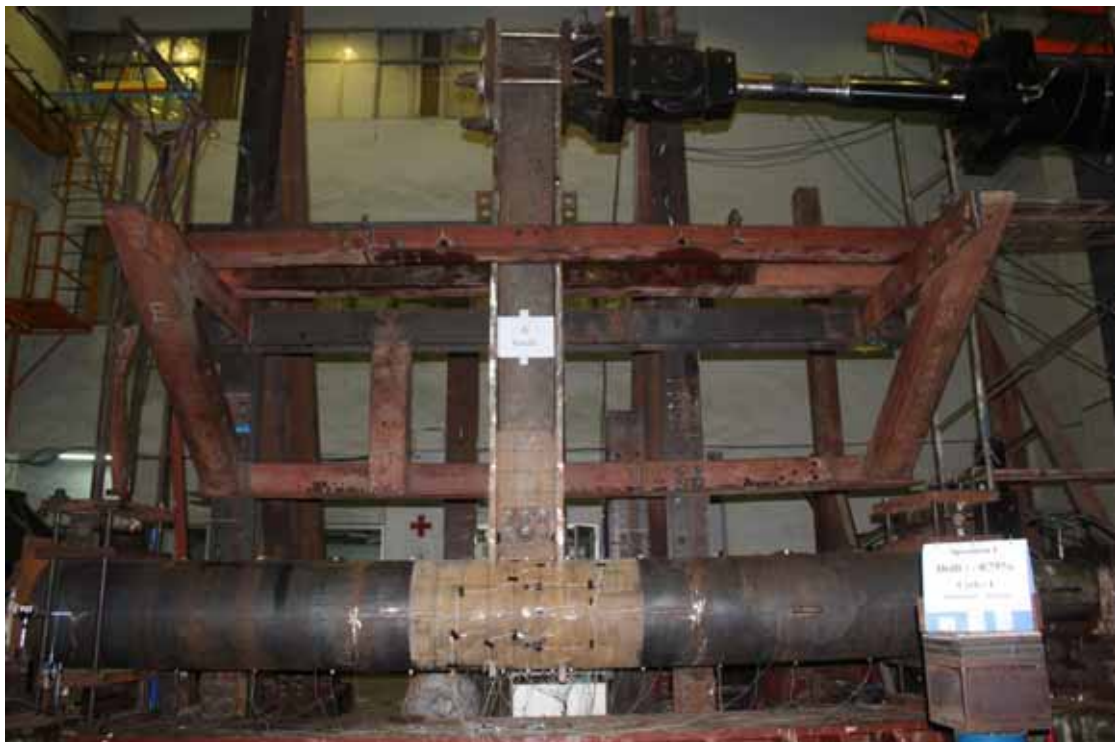
照片(a). 3 試體 FP2S 於 0.5%drift 照



照片(a). 4 試體 FP2S 於 -0.5%drift 照



照片(a). 5 試體 FP2S 於 0.75%drift 照



照片(a). 6 試體 FP2S 於 -0.75%drift 照



照片(a). 7 試體 FP2S 於 1%drift 照



照片(a). 8 試體 FP2S 於 -1%drift 照



照片 (a). 9 試體 FP2S 於 1.5%drift 照



照片 (a). 10 試體 FP2S 於 -1.5%drift 照



照片(a). 11 試體 FP2S 於 2%drift 照



照片(a). 12 試體 FP2S 於 -2%drift 照



照片 (a). 13 試體 FP2S 於 3%drift 照



照片 (a). 14 試體 FP2S 於 -3%drift 照



照片(a). 15 試體 FP2S 於 4%drift 照



照片(a). 16 試體 FP2S 於-4%drift 照



照片 (a). 17 試體 FP2S 於 5%drift 照



照片 (a). 18 試體 FP2S 於 -5%drift 照



照片(a). 19 試體 FP2S 於 6%drift 照



照片(a). 20 試體 FP2S 於 -6%drift 照



照片 (a). 21 試體 FP2S 於 7%drift 照



照片 (a). 22 試體 FP2S 於 -7%drift 照



照片(a). 23 試體 FP2S 於實驗結束照

附錄(b) 試體 FP2CS 於各階段試驗照片



照片 (b). 1 試體 FP2CS 於 0.375%drift 照



照片 (b). 2 試體 FP2CS 於 -0.375%drift 照



照片(b). 3 試體 FP2CS 於 0.5%drift 照



照片(b). 4 試體 FP2CS 於 -0.5%drift 照



照片 (b). 5 試體 FP2CS 於 0.75%drift 照



照片 (b). 6 試體 FP2CS 於 -0.75%drift 照



照片(b). 7 試體 FP2CS 於 1%drift 照



照片(b). 8 試體 FP2CS 於 -1%drift 照



照片(b). 9 試體 FP2CS 於 1.5%drift 照



照片(b). 10 試體 FP2CS 於 -1.5%drift 照



照片(b). 11 試體 FP2CS 於 2%drift 照



照片(b). 12 試體 FP2CS 於 -2%drift 照



照片(b). 13 試體 FP2CS 於 3%drift 照



照片(b). 14 試體 FP2CS 於 -3%drift 照



照片(b). 15 試體 FP2CS 於 4%drift 照



照片(b). 16 試體 FP2CS 於 -4%drift 照



照片(b). 17 試體 FP2CS 於 5%drift 照



照片(b). 18 試體 FP2CS 於 -5%drift 照



照片(b). 19 試體 FP2CS 於 6%drift 照



照片(b). 20 試體 FP2CS 於 -6%drift 照



照片(b). 21 試體 FP2CS 於 7%drift 照



照片(b). 22 試體 FP2CS 於 -7%drift 照



照片(b). 23 試體 FP2CS 於 8%drift 照



照片(b). 24 試體 FP2CS 於-8%drift 照



照片(b). 25 試體 FP2CS 於 9%drift 照

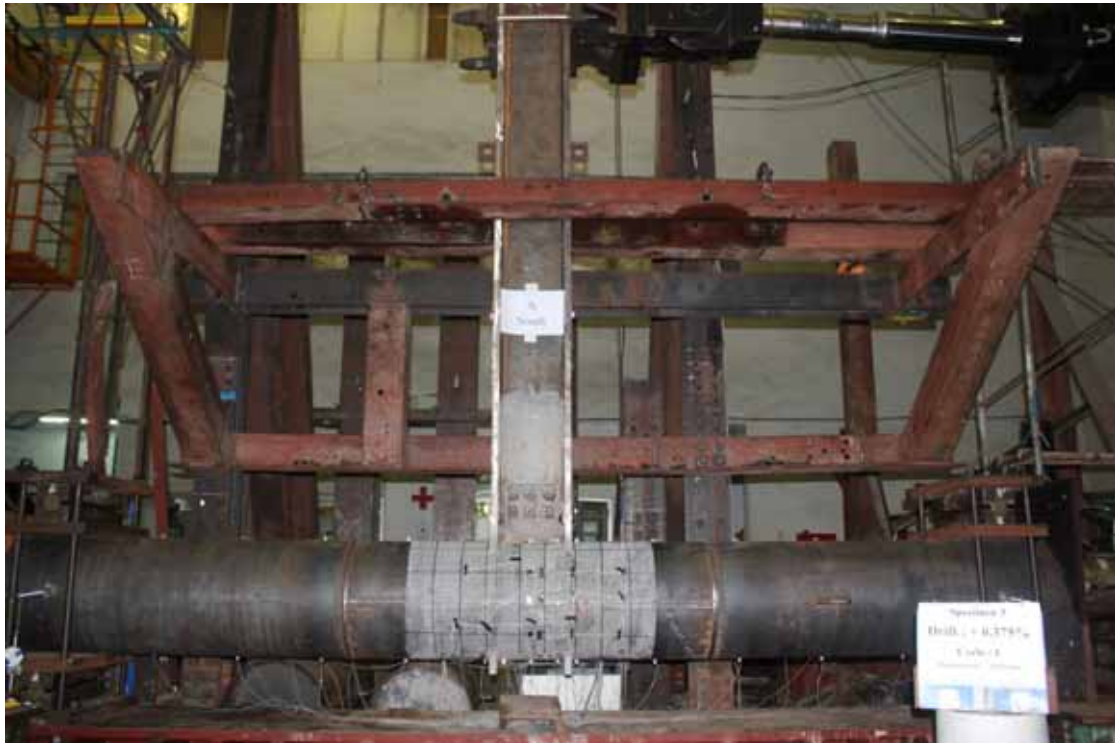


照片(b). 26 試體 FP2CS 於 -9%drift 照

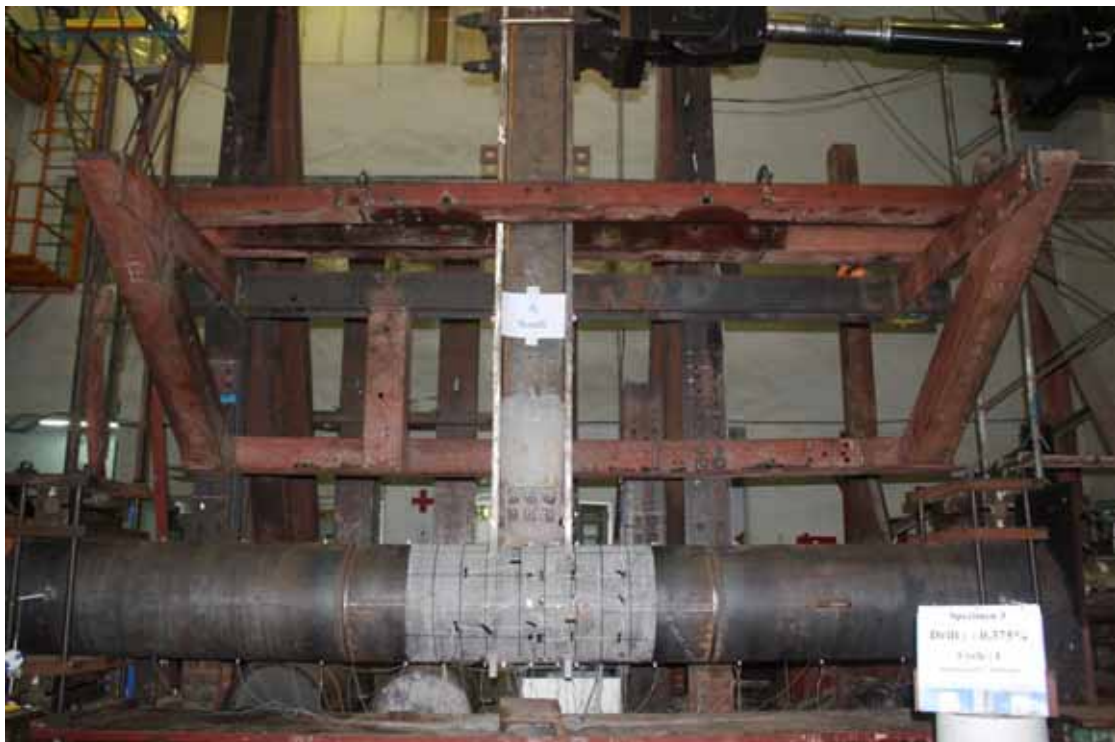


照片(b). 27 試體 FP2CS 於實驗結束照

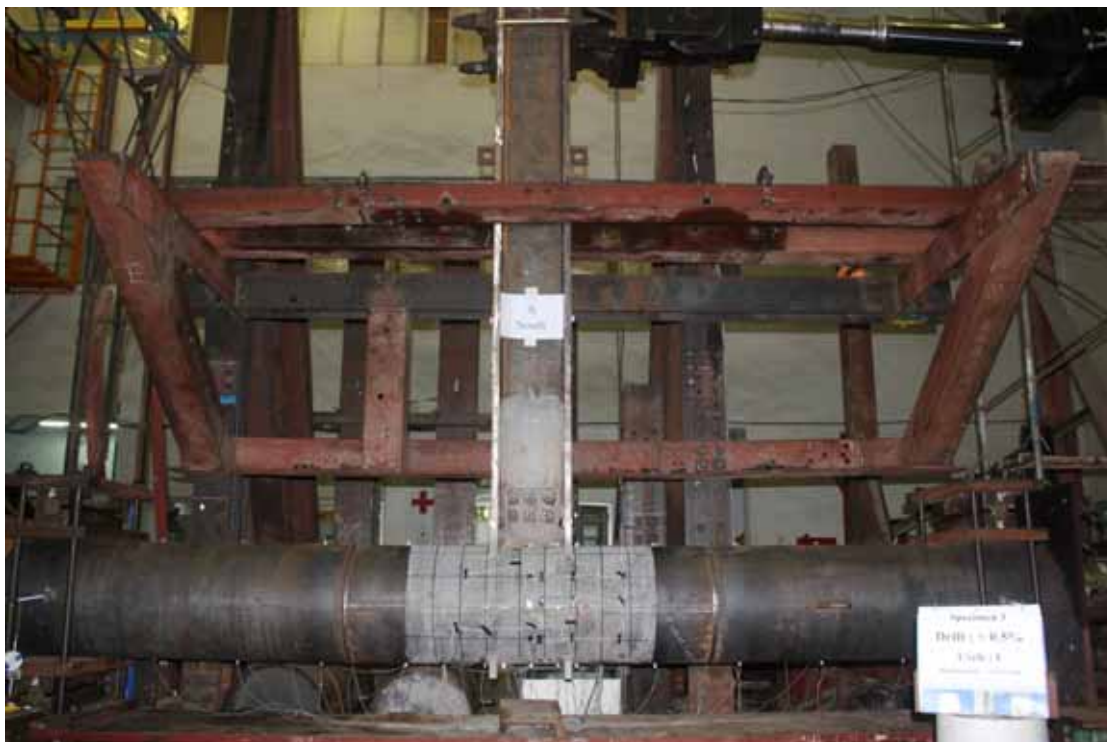
附錄(c) 試體 FP2C 於各階段試驗照片



照片(c). 1 試體 FP2C 於 0.375%drift 照



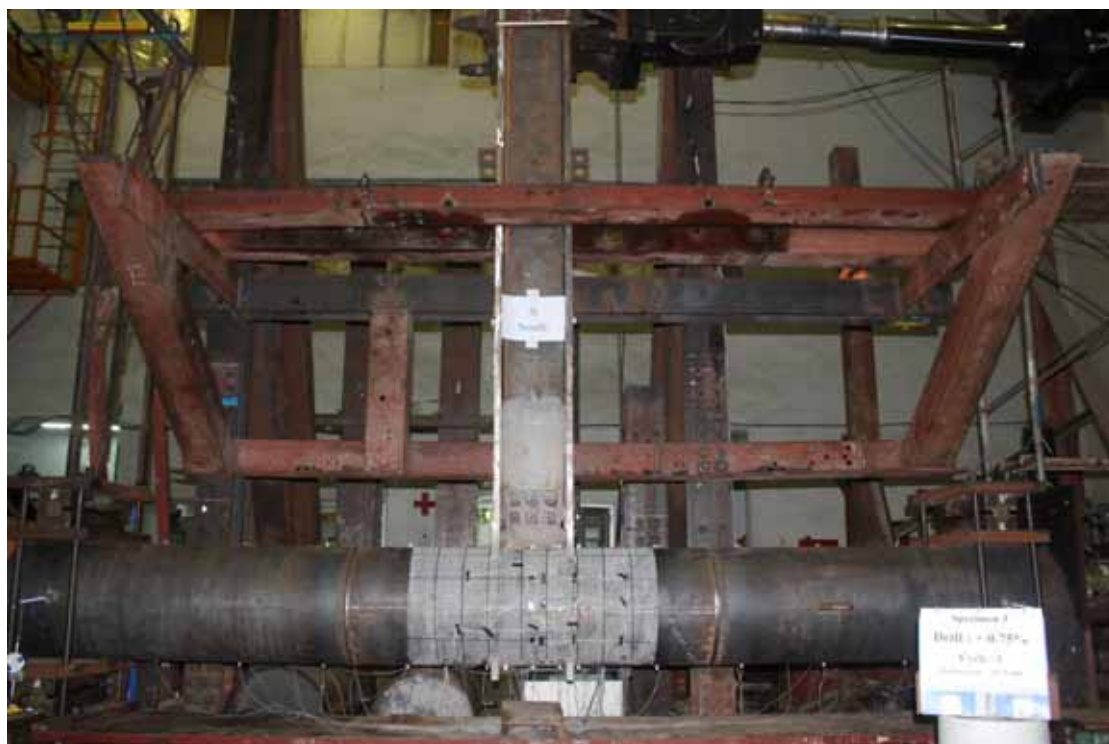
照片(c). 2 試體 FP2C 於 -0.375%drift 照



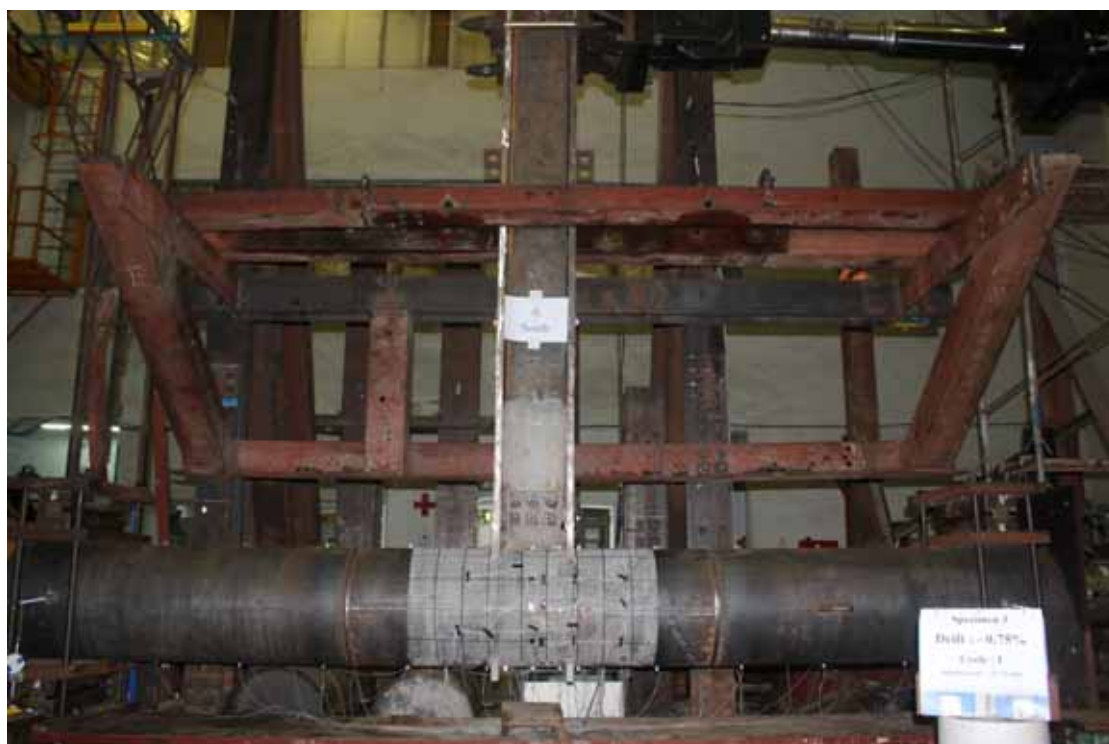
照片(c). 3 試體 FP2C 於 0.5%drift 照



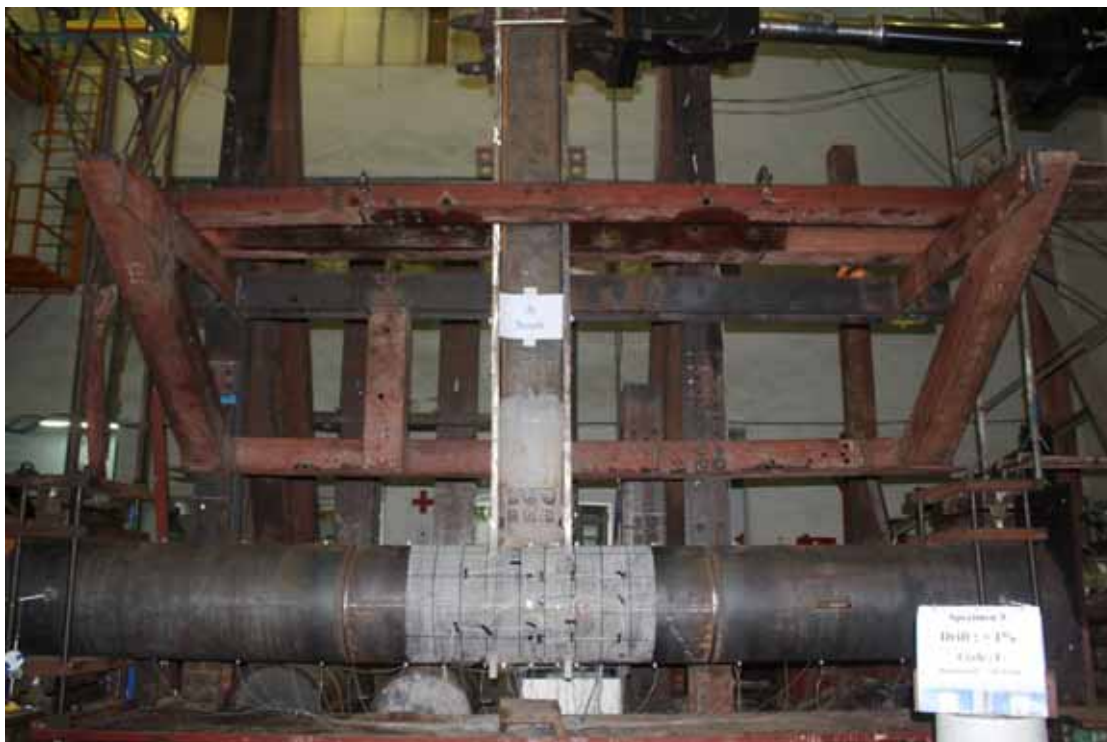
照片(c). 4 試體 FP2C 於 -0.5%drift 照



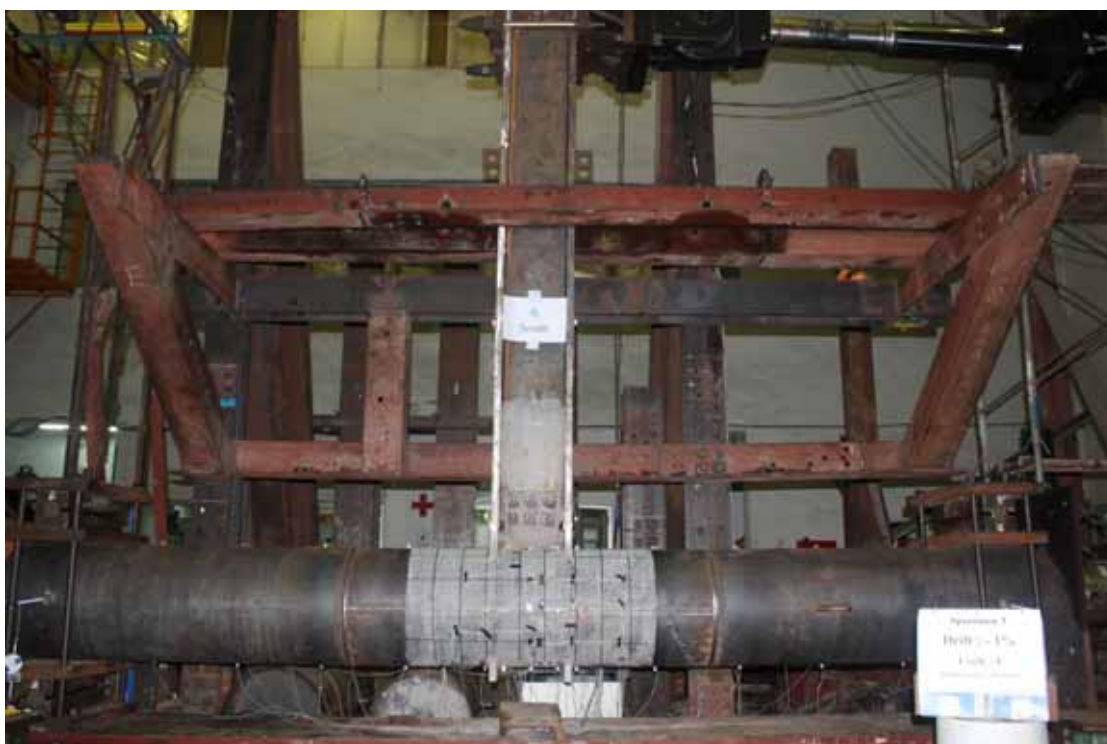
照片(c). 5 試體 FP2C 於 0.75%drift 照



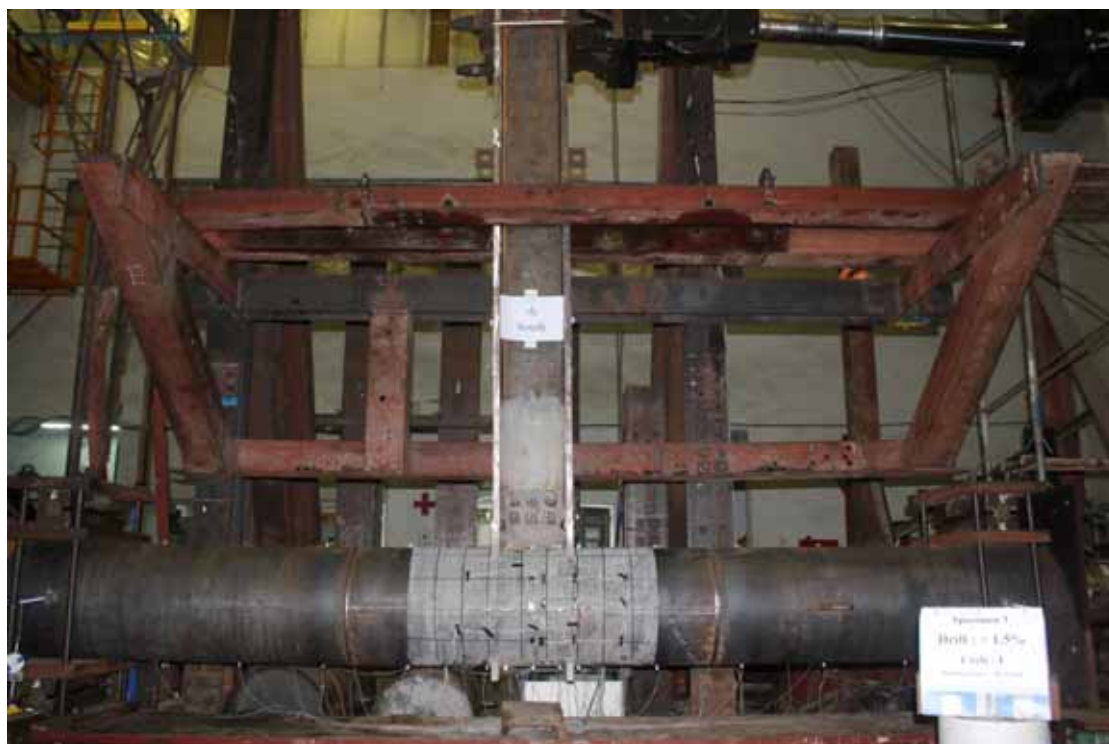
照片(c). 6 試體 FP2C 於 -0.75%drift 照



照片(c). 7 試體 FP2C 於 1%drift 照



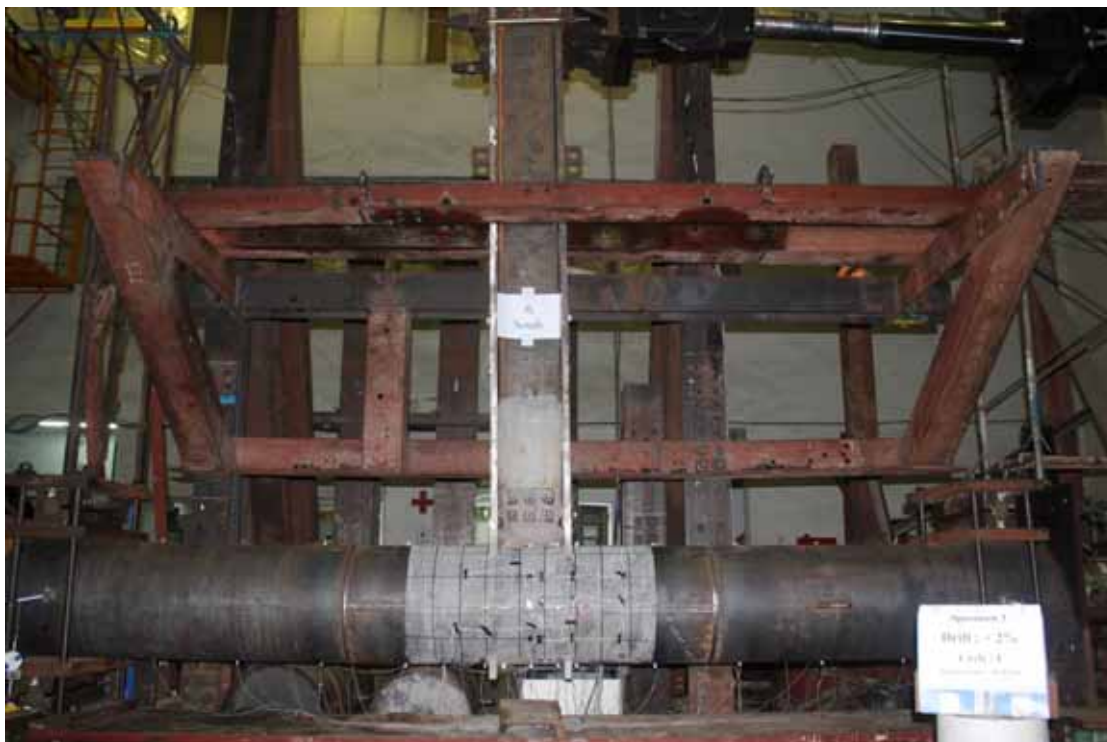
照片(c). 8 試體 FP2C 於 -1%drift 照



照片(c). 9 試體 FP2C 於 1.5%drift 照



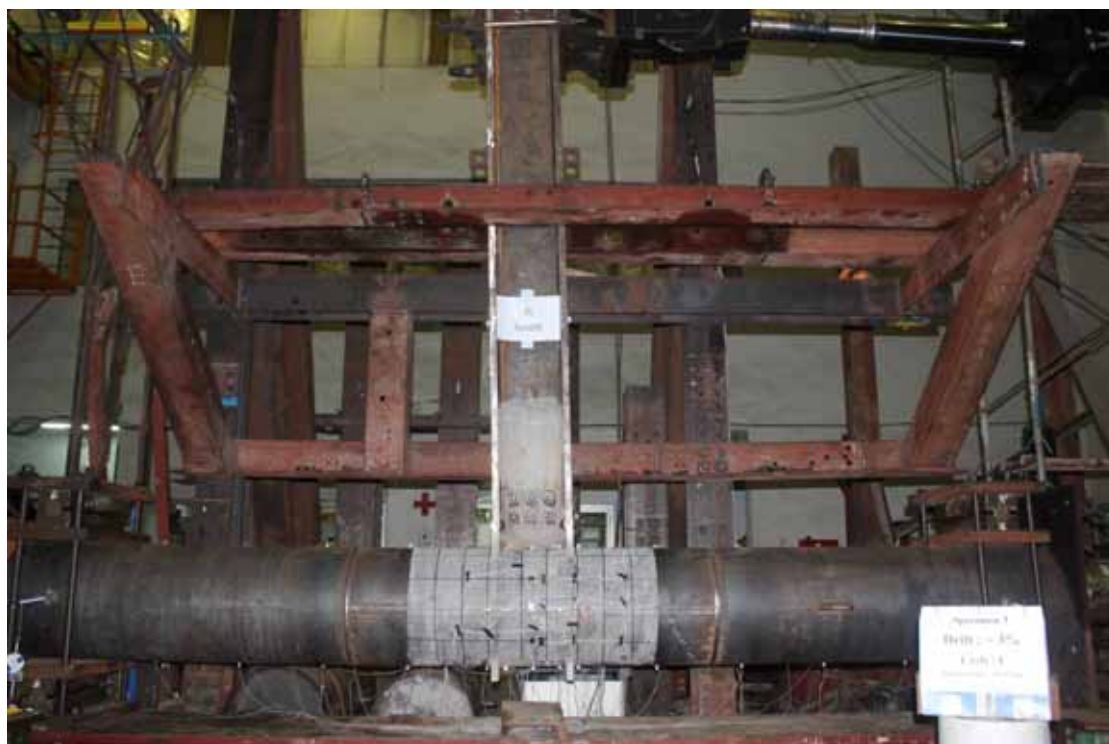
照片(c). 10 試體 FP2C 於 -1.5%drift 照



照片(c). 11 試體 FP2C 於 2%drift 照



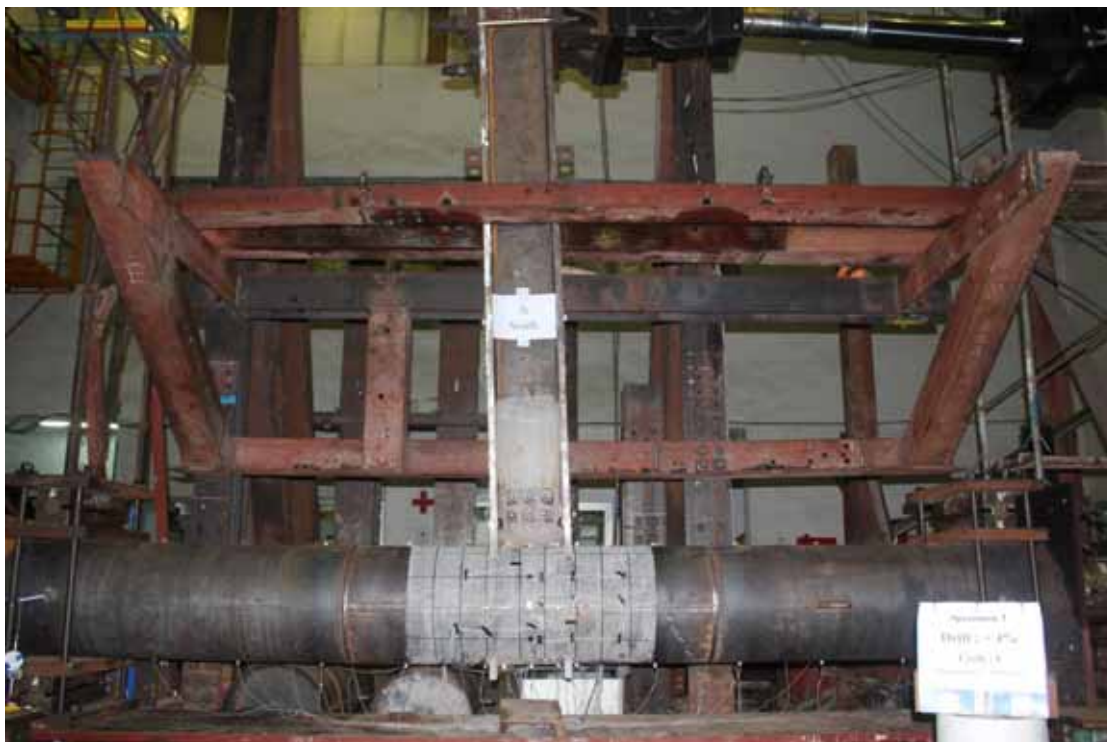
照片(c). 12 試體 FP2C 於 -2%drift 照



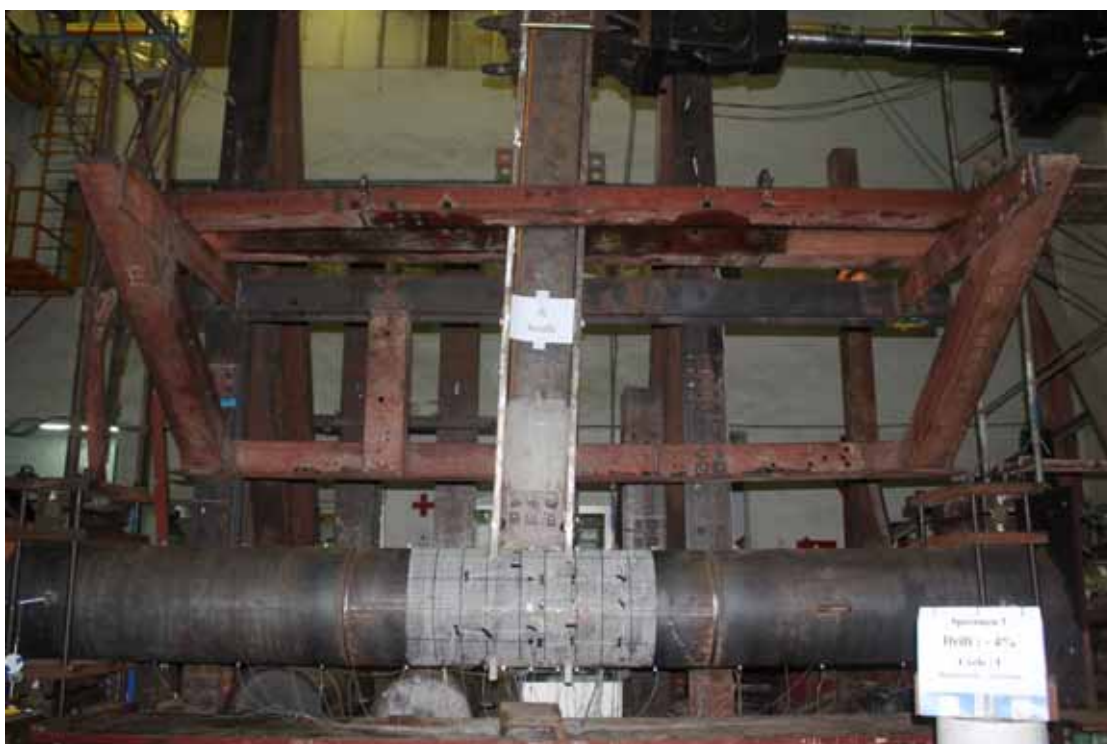
照片(c). 13 試體 FP2C 於 3%drift 照



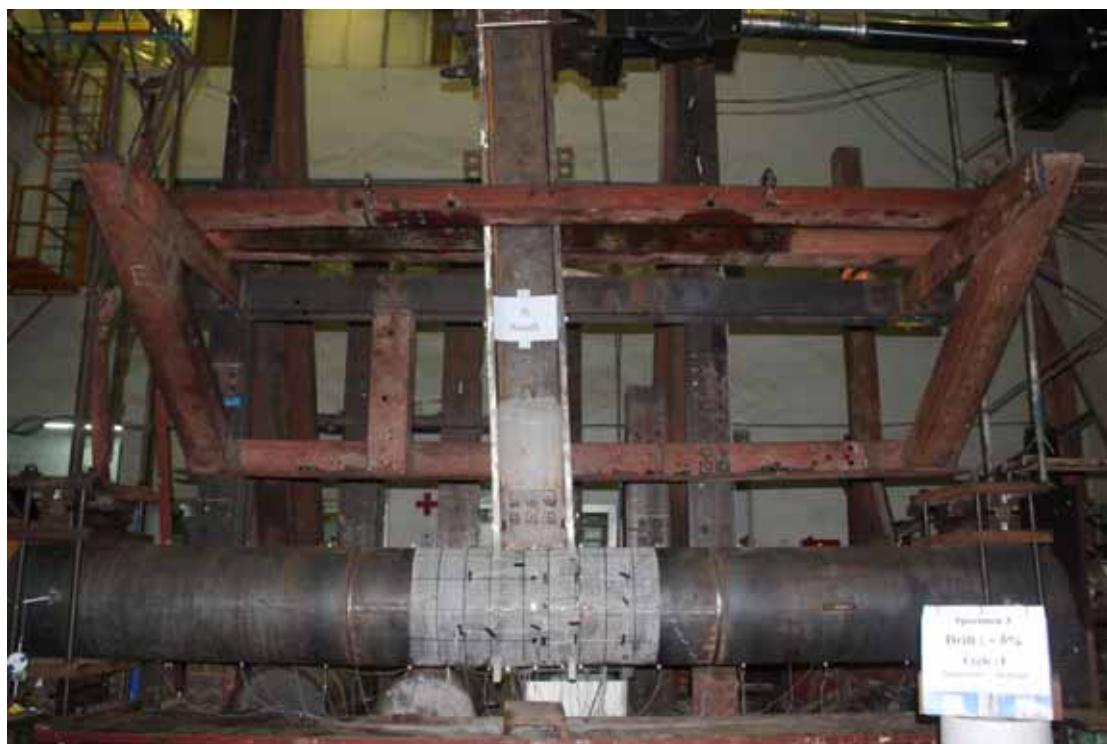
照片(c). 14 試體 FP2C 於 -3%drift 照



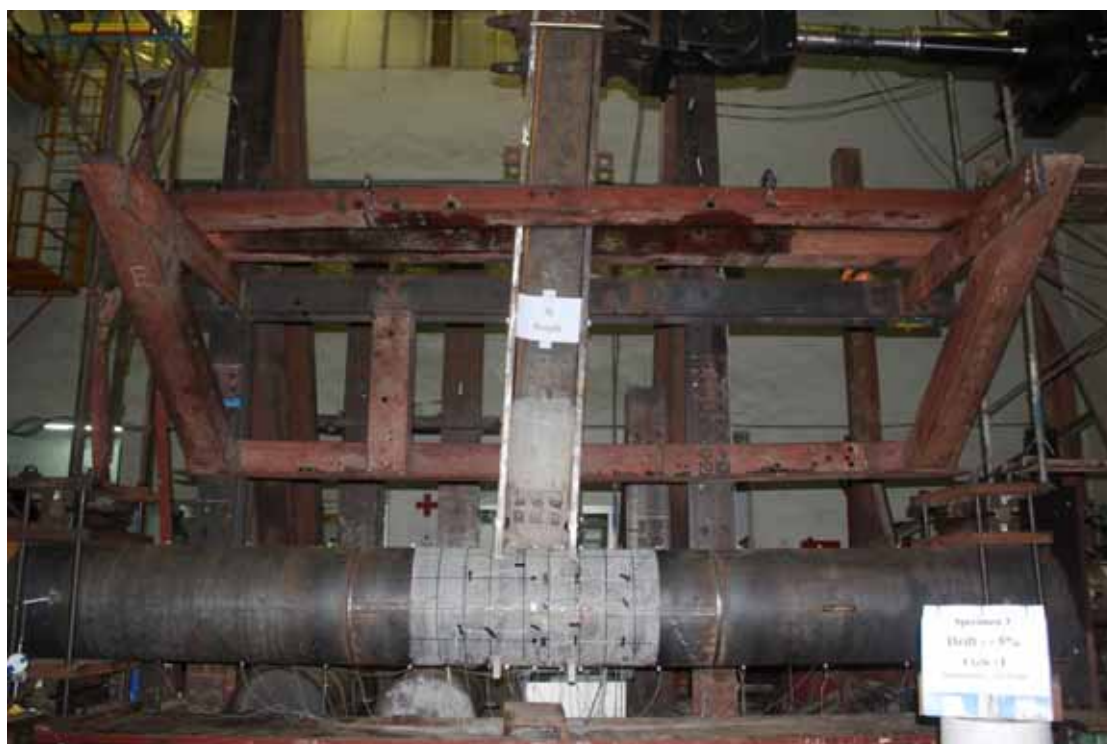
照片(c). 15 試體 FP2C 於 4%drift 照



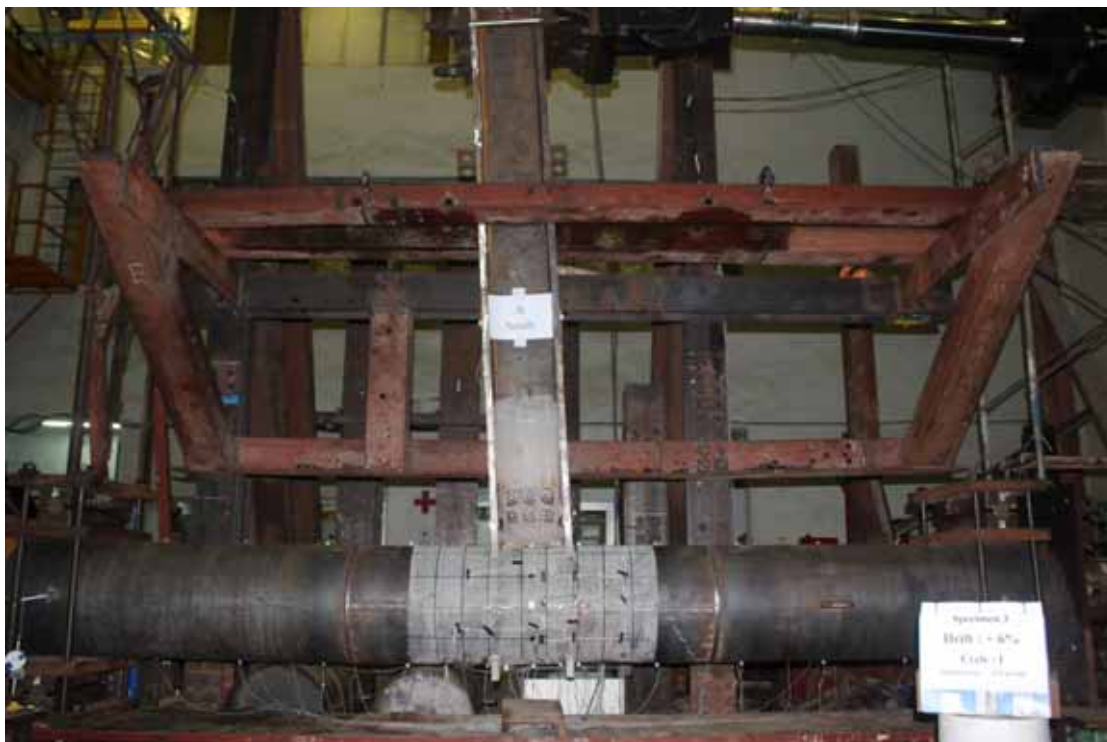
照片(c). 16 試體 FP2C 於 -4%drift 照



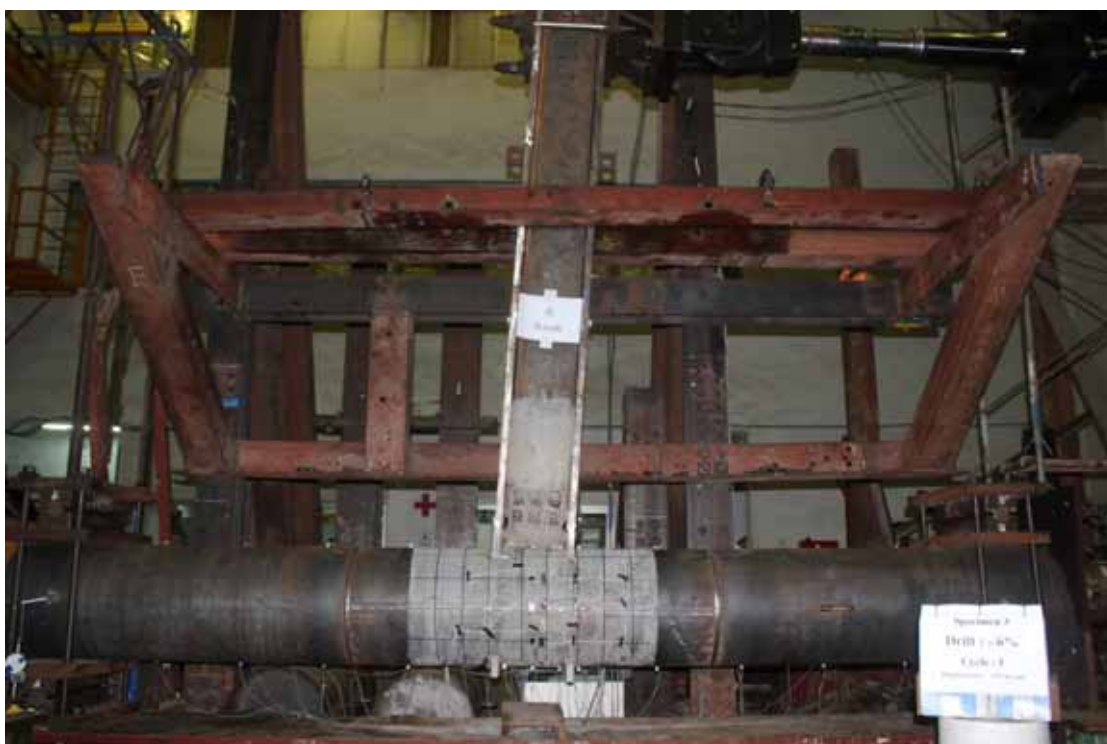
照片(c). 17 試體 FP2C 於 5%drift 照



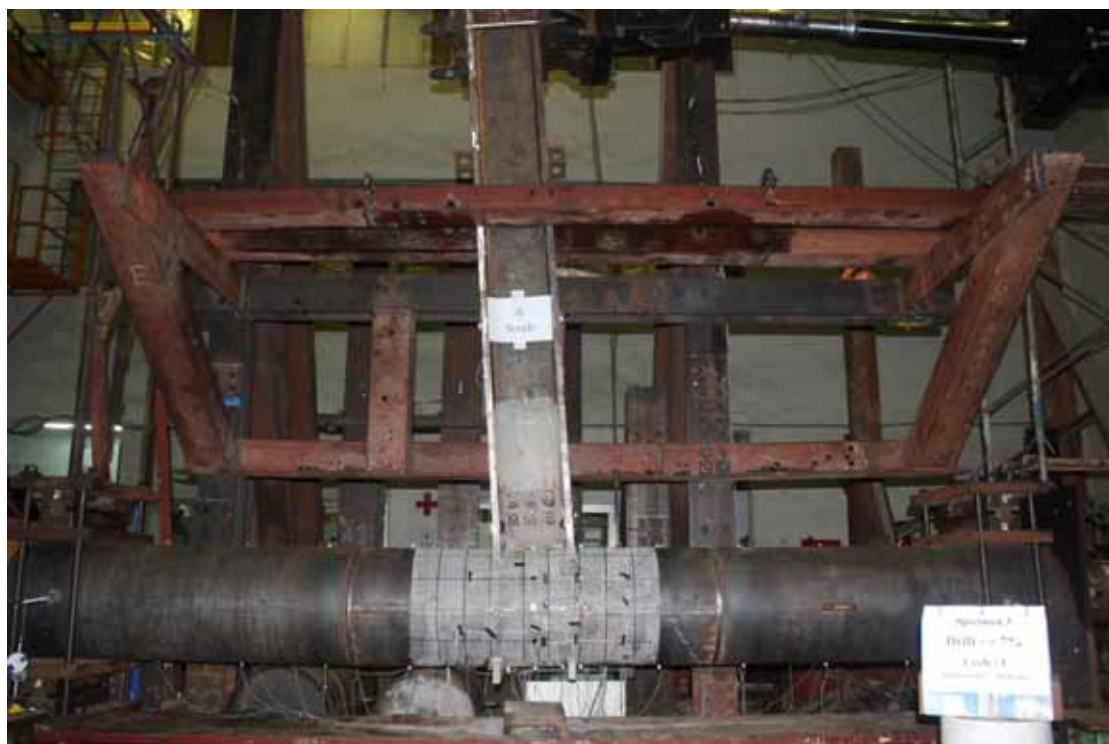
照片(c). 18 試體 FP2C 於 -5%drift 照



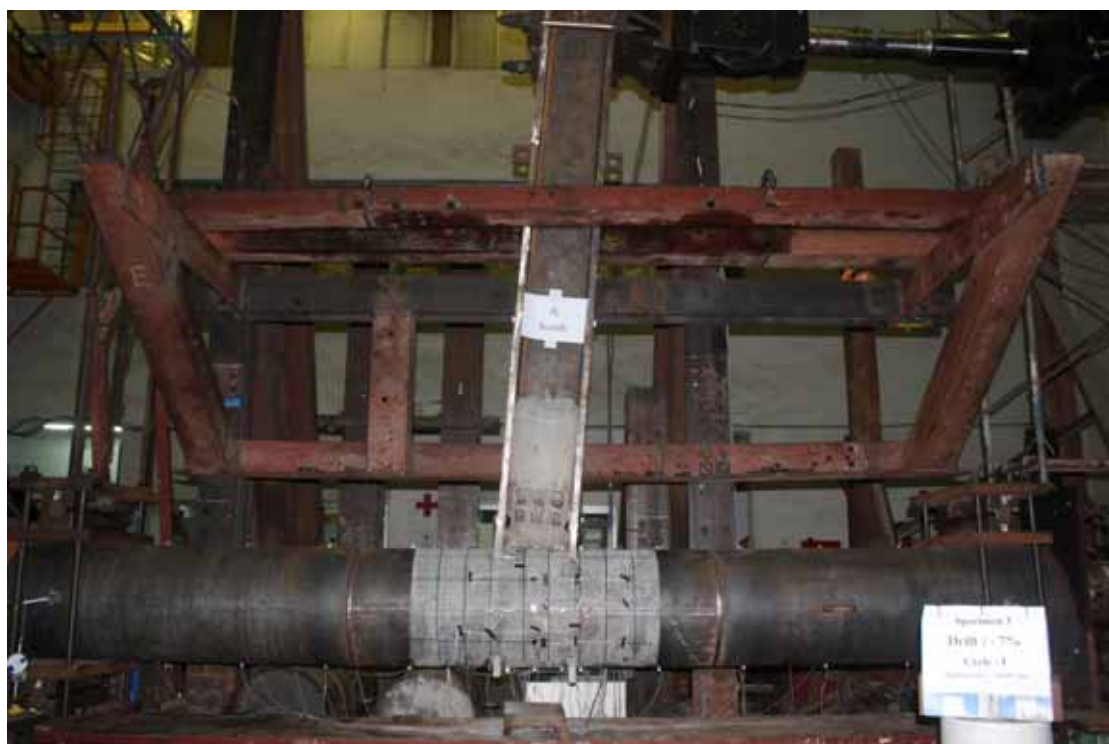
照片(c). 19 試體 FP2C 於 6%drift 照



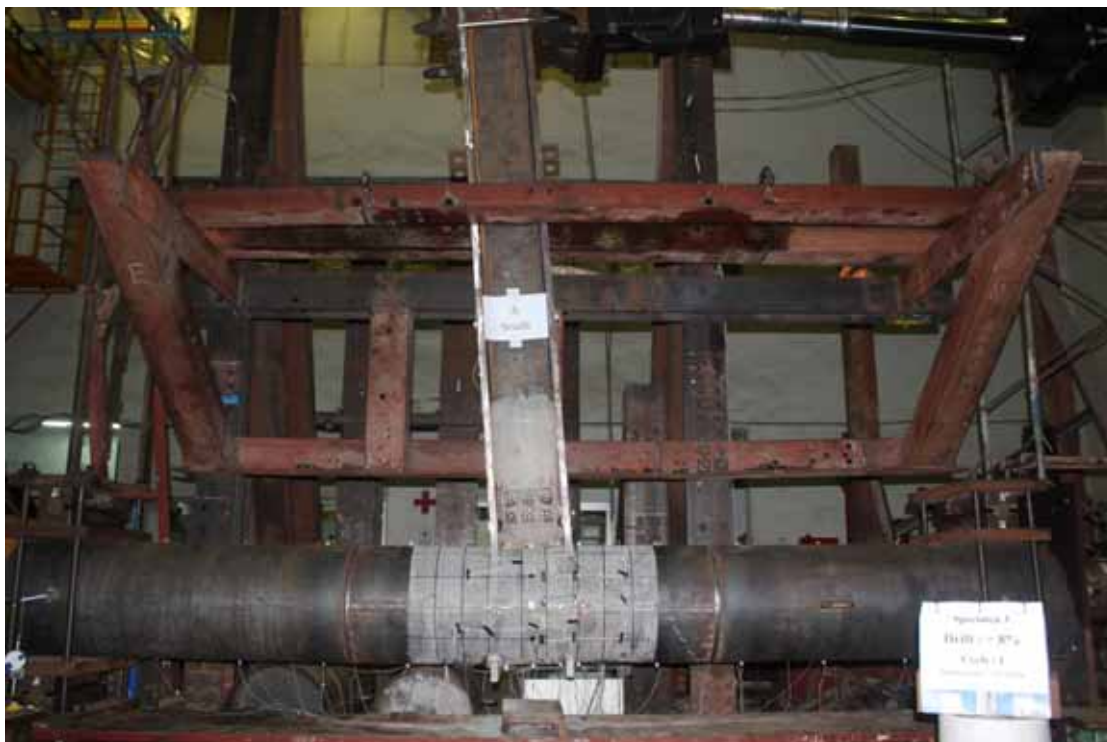
照片(c). 20 試體 FP2C 於 -6%drift 照



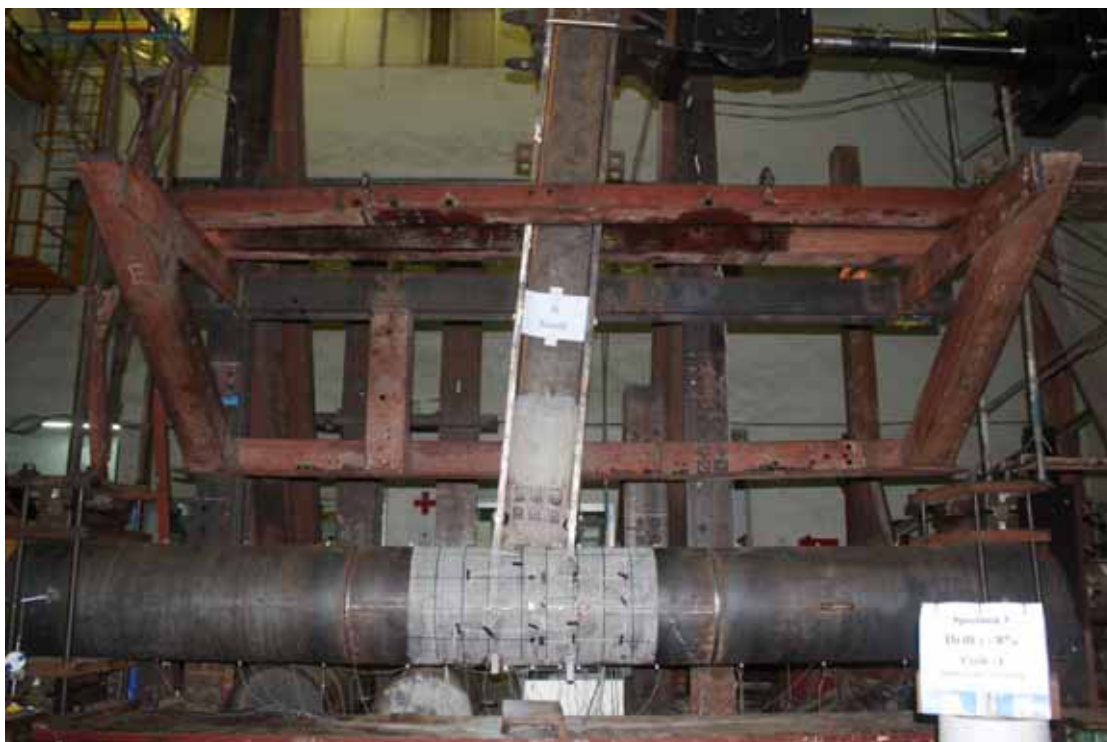
照片(c). 21 試體 FP2C 於 7%drift 照



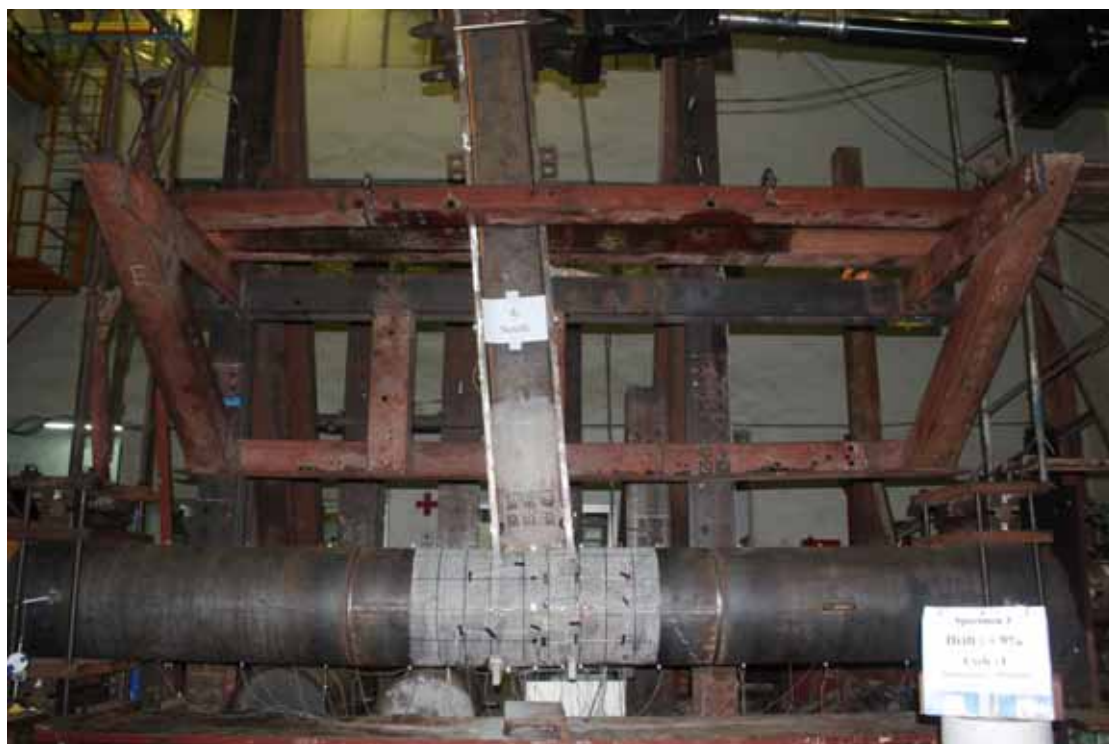
照片(c). 22 試體 FP2C 於 -7%drift 照



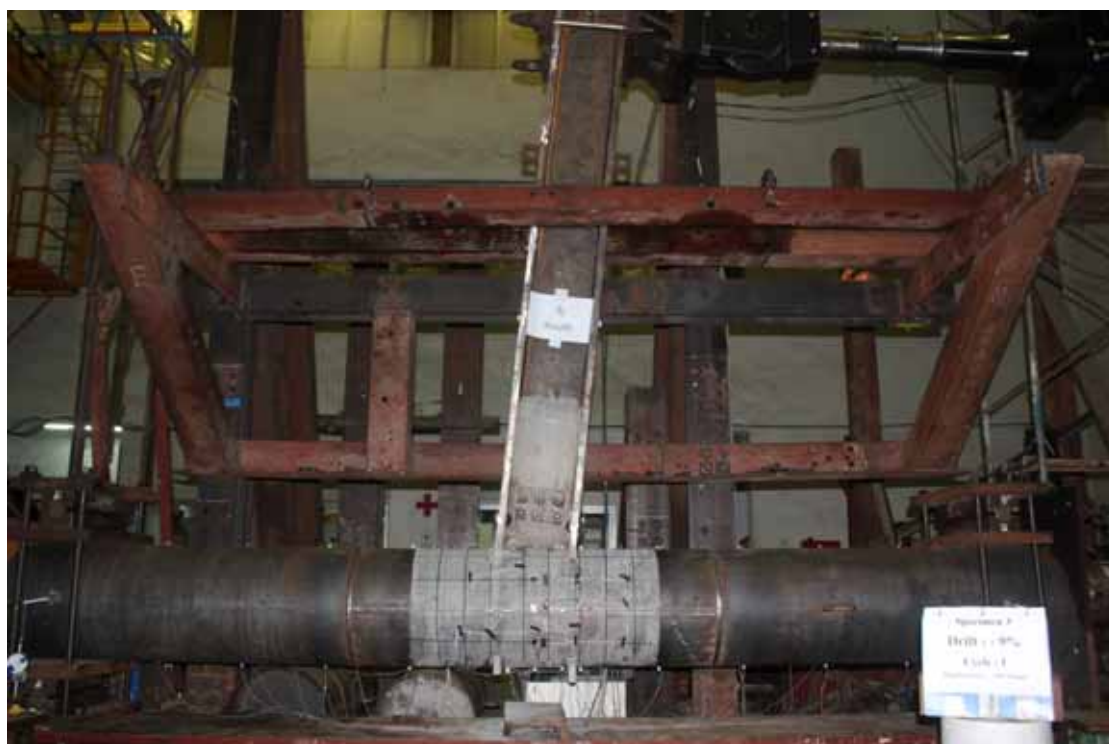
照片(c). 23 試體 FP2C 於 8%drift 照



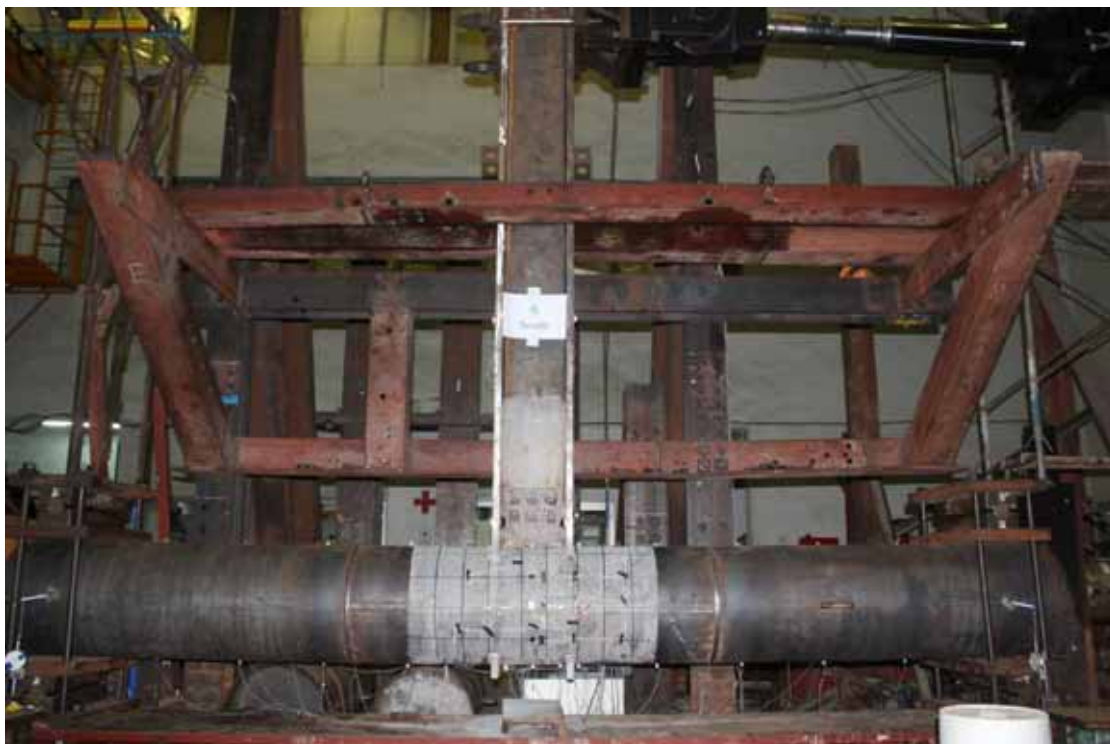
照片(c). 24 試體 FP2C 於-8%drift 照



照片(c). 25 試體 FP2C 於 9%drift 照



照片(c). 26 試體 FP2C 於 -9%drift 照



照片(c). 27 試體 FP2C 於實驗結束照

附錄(d) 試體 FP3CS 於各階段試驗照片



照片(d). 1 試體 FP3CS 於 0.375%drift 照



照片(d). 2 試體 FP3CS 於 -0.375%drift 照



照片(d). 3 試體 FP3CS 於 0.5%drift 照



照片(d). 4 試體 FP3CS 於 -0.5%drift 照



照片 (d). 5 試體 FP3CS 於 0.75%drift 照



照片 (d). 6 試體 FP3CS 於 -0.75%drift 照



照片(d). 7 試體 FP3CS 於 1%drift 照



照片(d). 8 試體 FP3CS 於 -1%drift 照



照片(d). 9 試體 FP3CS 於 1.5%drift 照



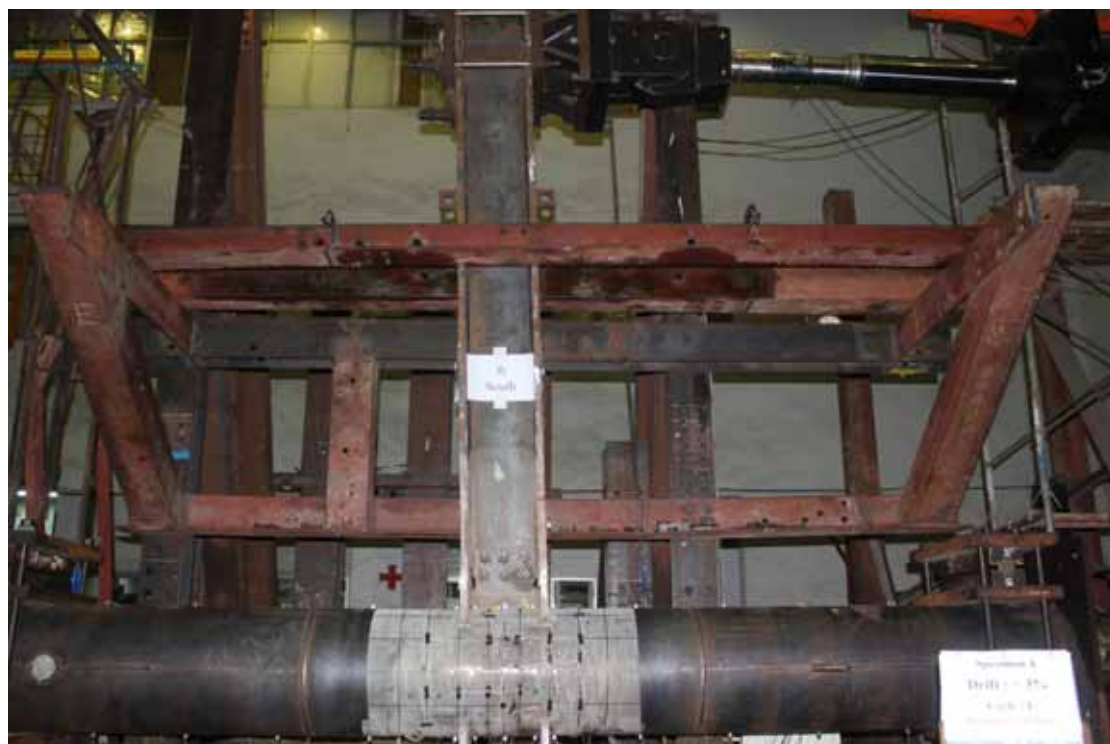
照片(d). 10 試體 FP3CS 於 -1.5%drift 照



照片(d). 11 試體 FP3CS 於 2%drift 照



照片(d). 12 試體 FP3CS 於 -2%drift 照



照片(d). 13 試體 FP3CS 於 3%drift 照



照片(d). 14 試體 FP3CS 於 -3%drift 照



照片(d). 15 試體 FP3CS 於 4%drift 照



照片(d). 16 試體 FP3CS 於 -4%drift 照



照片(d). 17 試體 FP3CS 於 5%drift 照



照片(d). 18 試體 FP3CS 於 -5%drift 照



照片(d). 19 試體 FP3CS 於 6%drift 照



照片(d). 20 試體 FP3CS 於-6%drift 照



照片(d). 21 試體 FP3CS 於 7%drift 照



照片(d). 22 試體 FP3CS 於 -7%drift 照



照片(d). 23 試體 FP3CS 於 8%drift 照



照片(d). 24 試體 FP3CS 於-8%drift 照(實驗立牌誤植)



照片(d). 25 試體 FP3CS 於 9%drift 照



照片(d). 26 試體 FP3CS 於 -9%drift 照



照片(d). 27 試體 FP3CS 於 10%drift 照



照片(d). 28 試體 FP3CS 於 -10%drift 照



照片(d). 29 試體 FP3CS 於實驗結束照

