

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁 主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

(成果報告)

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 111 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)

計畫編號：PG11103-0101

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁 主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

(成果報告)

受委託者：中華民國地震工程學會

計畫主持人：周中哲

共同主持人：劉郁芳

研究員：周德光

參與人員：趙品鈞

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 111 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)

目次

目次	I
圖次	III
表次	VII
摘要	IX
第一章 緒論	1
第一節 研究緣起與背景	1
第二節 研究方法及進度說明	2
第二章 文獻回顧	5
第三章 試體設計與實驗規劃	13
第一節 整體說明	15
第二節 試體一	16
第三節 試體二與試體三	24
第四節 試體製作	32
第五節 工作時程與預期進度	35
第六節 實驗測試系統	36
第七節 量測規劃	37
第九節 實驗控制與載重歷時	41
第十節 材料性質試驗	42
第十一節 施工過程	46
第十二節 續接器實驗	50
第四章 實驗結果分析與討論	55
第一節 試驗過程與紀錄	55
第二節 數據分析與討論	82
1. 載重位移反應	82
2. 梁主筋與續接器應變	87
3. 梁箍筋應變	117
4. 裂縫發展與試體破壞情形	132
5. 續接器實驗	144
第五章 結論與建議	155
第一節 結論	155
第二節 建議	156
參考文獻	159

附錄一 第一次專家學者會議與紀錄	161
附錄二 試體佈置圖	165
附錄三 夾具設計圖	167
附錄四 鋼構試體發包圖	171
附錄五 鋼構製造施工圖	177
附錄六 鋼構混凝土試體施工圖	185
附錄七 銲接之超音波檢測(UT)報告	187
附錄八 包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗 期中審查 Q&A	195
附錄九 WPS 續接器銲接程序	205
附錄十 鋼骨鋼筋混凝土構造規範修正研擬及耐震技術講習會議程及講員	207

圖次

圖 2.1 梁柱接頭遲滯迴圈(a)主筋直通(b) 續接器銲接於柱翼板延伸	5
圖 2.2 SRC 柱接 RC 梁的梁環狀接頭 (Pan et al.,2013)	6
圖 2.3 新型鋼混凝土複合抗彎框架 NPS®梁柱接頭 (Albright et al., 2022)	6
圖 2.4 試體鋼筋和鋼截面梁柱接頭詳圖 (Gautham and Sahoo ,2022)	7
圖 2.5 HSRC 梁與 CFST 柱的接頭(Feng et al.,2022)	7
圖 2.6 梁柱接頭 T 型加勁器 (Shin et al., 2008)	8
圖 3.1 實驗試體佈置圖	14
圖 3.2 試體一之梁柱斷面圖	16
圖 3.3 試體一之梁柱接合平面圖	16
圖 3.4 填充型複合斷面柱之塑性彎矩算式圖	17
圖 3.5 鋼筋混凝土標稱彎矩算式示意圖	18
圖 3.6 SRC 梁柱接頭區有效受剪面積 A_j 示意圖	21
圖 3.7 試體一構架垂直制動器推力示意圖	23
圖 3.8 試體二、三梁柱斷面圖	24
圖 3.9 試體二、三梁柱接合平面圖	24
圖 3.10 試體二、三構架垂直制動器推力示意圖	28
圖 3.11 剪力樺及剪力釘示意圖	29
圖 3.12 偏心彎矩引致拉應力示意圖	30
圖 3.13 柱內剪力釘配置示意圖(a)側視圖(b)剖面圖	30
圖 3.14 試體三鋼拱頭設計示意圖(a)側視圖(b)剖面圖	32
圖 3.15 試體製作照片(a)~(h)	34
圖 3.16 試體一應變計分布	38
圖 3.17 試體二三應變計分布	39
圖 3.18 試體一位移計與 NDI marker 配置圖	40
圖 3.19 試體一位移計與 NDI marker 配置圖	40
圖 3.20 反覆載重位移歷時示意圖	41
圖 3.21 梁柱接頭銲接工程(a)(b)	47
圖 3.22 鋼筋組立工程(a)~(d)	48
圖 3.23 試體應變計黏貼施工圖(a)~(d)	48
圖 3.24 試體組模與灌漿	49
圖 3.25 鋼筋機械式續接器試驗裝置圖	51
圖 3.26 T 型斷面	圖 3.27 施力後位移檢討
	52

圖 3.28 續接器搭接 2 組試體	53
圖 3.29 立式續接器 2 組試體	54
圖 3.30 臥式續接器 2 組試體	54
圖 4.1 試體一層間變位角 0.005rad 試體實驗觀察	56
圖 4.2 試體一層間變位角 0.01 rad 試體實驗觀察	56
圖 4.3 試體一層間變位角 0.02rad 試體實驗觀察	57
圖 4.4 試體一層間變位角 0.03 rad 試體實驗觀察	57
圖 4.5 試體一層間變位角 0.04 rad 試體實驗觀察	58
圖 4.6 試體一層間變位角 0.05 rad 試體實驗觀察	59
圖 4.7 試體一梁頂部破壞照片	61
圖 4.8 試體一梁底部破壞照片	62
圖 4.9 試體一梁上翼板應變與位移角之關係曲線	62
圖 4.10 試體二層間變位角 0.00375 rad 試體實驗觀察	63
圖 4.11 試體二層間變位角 0.005 rad 試體實驗觀察	63
圖 4.12 試體二層間變位角 0.0075 rad 試體實驗觀察	64
圖 4.13 試體二層間變位角 0.01 rad 試體實驗觀察	65
圖 4.14 試體二層間變位角 0.015 rad 試體實驗觀察	65
圖 4.15 試體二層間變位角 0.02rad 試體實驗觀察	66
圖 4.16 試體二層間變位角 0.03 rad 試體實驗觀察	67
圖 4.17 試體二梁頂部破壞照片	69
圖 4.18 試體二梁底部破壞照片	70
圖 4.19 試體三層間變位角 0.005 rad 試體實驗觀察	71
圖 4.20 試體三層間變位角 0.005 rad 試體實驗觀察	71
圖 4.21 試體三層間變位角 0.0075 rad 試體實驗觀察	72
圖 4.22 試體三層間變位角 0.01 rad 試體實驗觀察	72
圖 4.23 試體三層間變位角 0.015 rad 試體實驗觀察	73
圖 4.24 試體三層間變位角 0.02rad 試體實驗觀察	73
圖 4.25 試體三層間變位角 0.03 rad 試體實驗	74
圖 4.26 試體三層間變位角 0.04 rad 試體實驗觀察	76
圖 4.27 試體三梁頂部破壞照片	78
圖 4.28 試體三梁底部破壞照片	79
圖 4.29 試體一實驗配置照片	82
圖 4.30 試體二、三實驗配置照片	82
圖 4.31 真實反復載重加載位移歷時	83

圖 4.32 試體一梁致動器之遲滯迴圈	圖 4.33 試體一梁致動器之包絡線	84
圖 4.34 試體二梁致動器之遲滯迴圈	圖 4.35 試體二梁致動器之包絡線	85
圖 4.36 試體三梁致動器之遲滯迴圈	圖 4.37 試體三梁致動器之包絡線	86
圖 4.38 試體一梁主筋應變數值關係曲線		89
圖 4.39 試體一梁主筋應變與位移角之關係曲線		90
圖 4.40 試體一梁主筋應變與梁端彎矩之關係曲線		91
圖 4.41 試體一續接器應變與梁端彎矩之關係曲線		95
圖 4.42 試體二梁主筋應變數值關係曲線		99
圖 4.43 試體二梁主筋應變與位移角之關係曲線		100
圖 4.44 試體二梁主筋應變與梁端彎矩之關係曲線		101
圖 4.45 試體二續接器應變與梁端彎矩之關係曲線		105
圖 4.46 試體三梁主筋應變數值關係曲線		109
圖 4.47 試體三梁主筋應變與位移角之關係曲線		110
圖 4.48 試體三梁主筋應變與梁端彎矩之關係曲線		111
圖 4.49 試體三續接器應變與梁端彎矩之關係曲線		115
圖 4.50 試體一梁箍筋應變計位置圖		119
圖 4.51 試體一梁箍筋應變計 S1 至 S20 數值		119
圖 4.52 試體二、三梁箍筋應變計位置圖		120
圖 4.53 試體二梁箍筋應變計 S1 至 S20 數值		120
圖 4.54 試體三梁箍筋應變計 S21 至 S42 數值		121
圖 4.55 試體一千斤頂與梁箍筋應變計關係圖 (S1-S10)		125
圖 4.56 試體一千斤頂與梁箍筋應變計關係圖 (S11-S20)		126
圖 4.57 試體二千斤頂與梁箍筋應變計關係圖 (S1-S9)		127
圖 4.58 試體二千斤頂與梁箍筋應變計關係圖 (S11-S20)		128
圖 4.59 試體三千斤頂與梁箍筋應變計關係圖 (S23-S34)		129
圖 4.60 試體三千斤頂與梁箍筋應變計關係圖 (S35-S42)		130
圖 4.61 試體一鋼梁腹板、試體二剪力樑及試體三鋼拱頭應變計位置圖		131
圖 4.62 試體一鋼梁腹板、試體二剪力樑、及試體三鋼拱頭傳遞剪力比		131
圖 4.63 翼板應變對梁端彎矩圖		133
圖 4.64 試體一各層間位移比之試體裂縫發展		134
圖 4.65 試體一詳細破壞情況圖		135
圖 4.66 試體一梁柱接頭打除情況圖		136
圖 4.67 試體二(左側)各層間位移比之試體裂縫發展		137

圖 4. 68 試體二詳細破壞情況圖	138
圖 4. 69 試體二梁柱接頭打除情況圖	139
圖 4. 70 試體三(右側)各層間位移比之試體裂縫發展	141
圖 4. 71 試體三詳細破壞情況圖	142
圖 4. 72 試體三梁柱接頭打除情況圖	143
圖 4. 73 立式續接器最大應變圖	圖 4. 74 臥式續接器最大應變圖145
圖 4. 75 立式續接器試體	148
圖 4. 76 臥式續接器試體	148
圖 4. 77 續接器高塑性反復負載試驗加載程序示意圖	149
圖 4. 78 當次滑動量計算示意圖	149
圖 4. 79 立式續接器試驗前圖	150
圖 4. 80 立式續接器試驗後圖	150
圖 4. 81 立式續接器軸力位移、應力應變關係圖	151
圖 4. 82 臥式續接器試驗前圖	152
圖 4. 83 臥式續接器試驗後圖	152
圖 4. 84 臥式續接器軸力位移、應力應變關係圖	153
圖 4. 85 立、臥式續接器試驗後破壞圖	153

表次

表 3.1 試體尺寸、材料性質及寬厚比	15
表 3.2 試體一梁尺寸參數表	18
表 3.3 試體一梁柱接頭區設計剪力強度參數表	21
表 3.4 試體一梁柱接頭區需求剪力強度參數表	22
表 3.5 試體二、三梁尺寸參數表	25
表 3.6 試體二、三梁柱接頭區設計剪力強度參數表	26
表 3.7 試體二、三梁柱接頭區需求剪力強度參數表	27
表 3.8 工作時程與預期進度表	35
表 3.9 SD420W 之鋼筋拉伸試驗結果	43
表 3.10 混凝土抗壓試驗強度對照表	44
表 3.11 續接器模擬型式表	50
表 3.12 續接器不同臨界荷載時夾具至夾具間 L 值	51
表 3.13 不同力量所造成的偏心彎矩值	52
表 3.14 不同加勁板厚造成兩端彎矩值	52
表 3.15 不同加勁板厚所造成不同點位之位移值	53
表 4.1 試體一控制加載圈數及梁、柱最大裂縫寬度表	60
表 4.2 試體二控制加載圈數及梁、柱最大裂縫寬度表	68
表 4.3 試體三控制加載圈數及梁、柱最大裂縫寬度表	77
表 4.4 不同層間變位角梁最大裂縫寬度表	80
表 4.5 試體破壞行為整理表	81
表 4.6 反復載重位移歷時	83
表 4.7 試體一每一層間位移角對應之最大力量 (kN)	84
表 4.8 試體二每一層間位移角對應之最大力量 (kN)	85
表 4.9 試體三每一層間位移角對應之最大力量 (kN)	86
表 4.10 試體一梁主筋與續接器應變計編號位置	87
表 4.11 試體一梁主筋降伏對應之層間變位角	87
表 4.12 試體一梁上層主筋不同層間變位角最大應變值	93
表 4.13 試體一梁下層主筋不同層間變位角最大應變值	94
表 4.14 試體一續接器 P1 與其主筋應變之比值	96
表 4.15 試體二梁主筋與續接器應變計編號位置	97
表 4.16 試體二梁主筋降伏對應之層間變位角	98
表 4.17 試體二梁上層主筋不同層間變位角最大應變值	103

表 4.18 試體二梁下層主筋不同層間變位角最大應變值	104
表 4.19 試體二續接器 P5 與其主筋應變之比值	106
表 4.20 試體三梁主筋與續接器應變計編號位置	107
表 4.21 試體三梁主筋降伏對應之層間變位角	108
表 4.22 試體三梁上層主筋不同層間變位角最大應變值	113
表 4.23 試體三梁下層主筋不同層間變位角最大應變值	114
表 4.24 試體三續接器 P13 與其主筋應變之比值	116
表 4.25 試體一層間變位角 0.02、0.03、0.04 及 0.05 rad 箍筋應力	122
表 4.26 試體二層間變位角 0.01、0.015 及 0.02 rad 箍筋應力	123
表 4.27 試體三層間變位角 0.01、0.015、0.02、0.03 及 0.04 rad 箍筋應力	124
表 4.28 試體一、試體二及試體三設計剪力強度	131
表 4.29 梁主筋試驗結果	145
表 4.30 未挫屈之梁主筋上之應變計取值	145
表 4.31 高塑性反覆載重試驗性能合格標準	147
表 4.32 續接器接合試體高塑性反復負載試驗數值檢核表	151

摘要

本報告將梁柱接合設計之美日規範及文獻相關內容彙整，並針對包覆填充型鋼管混凝土柱與梁主筋以續接器連接接頭進行實尺寸實驗，目的為研究接頭力學傳遞行為及破壞機制。藉由召開專家學者會議，邀請學術界及業界蒐集目前國內業界習用的 SRC 梁柱接頭設計，透過實驗探討我國鋼骨鋼筋混凝土規範梁柱接合相關條文修訂的可行性。

關鍵詞：鋼骨鋼筋混凝土、包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱、續接器、梁柱接頭、鋼骨鋼筋混凝土設計規範

一、研究緣起

國內現行「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」規定，鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭處之梁主筋，應以直接通過接頭為原則，並盡量避免以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上續接主筋。國內常使用之鋼骨鋼筋混凝土柱型式，包含包覆十字型鋼 SRC 柱及包覆填充型鋼管混凝土柱，使用包覆十字型鋼 SRC 柱時，主筋通常採用穿過腹板的方式通過接頭，以符合上述規定；而目前實務界大多使用包覆填充型鋼管混凝土柱，若欲滿足規範之規定，梁主筋需繞過鋼柱，使得梁柱接頭區傳力路徑的完整性有疑慮。因此國內業界在使用包覆填充型鋼管混凝土柱時，國內多以續接器連接於箱型鋼柱上，以解決前述疑慮。

然而此種連接方式無論國內外皆無相關實驗研究佐證，規範也指出此連接方式受往復力作用下之力學行為仍不明確，且拉力是否會造成鋼板拉裂也是一項值得研究的課題，此外也要考慮這種接合方式的施工性。規範解說中也建議最好輔以實驗證明其強度、韌性及可靠度，但在實務設計上，此種接合方式是非常常見於複合斷面中，卻少有進行解說所要求的實驗驗證，因此不論是業界或學界都建議應儘速展開相關研究及實驗，以驗證其耐震強度及安全性，以供實務界遵循。

二、研究方法及過程

本研究將梁柱接合設計之美日規範及文獻相關內容彙整，將針對國內包覆填充型鋼管混凝土柱與梁主筋以續接器連接接頭進行實尺寸試驗，觀察分析其接頭力學傳遞行為及破壞行為，並編寫成果報告書。本計畫將召開專家學者會議，邀請學術界及業界人士針對目前 SRC 柱與梁柱接頭設計及施工層

面進行討論，且將針對相關課題進一步蒐集國內外相關文獻延伸研究，並以實驗研究結果探討修訂規範的可行性，如為可行則將可擬定台灣鋼骨鋼筋混凝土規範中梁柱接合相關條文修訂草案。

1. 蒐集調查美國、日本規範和國內外相關論文研究報告作為參考資料。
2. 針對國內包覆填充型鋼管混凝土柱與 SRC 梁主筋以續接器連接接頭進行試驗，觀察分析其接頭力學傳遞行為及破壞行為。
3. 召開專家學者會議研討相關課題及台灣與國外規範差異修正之方向檢討，更深入國內外規範差異性相關研究及實驗成果蒐集分析檢討。
4. 根據試驗結果，若為可行則進一步研擬鋼骨鋼筋混凝土設計規範條文修訂草案，並彙整研究成果並完成成果報告書。

三、重要發現

本研究進行 3 組 SRC 梁柱接頭實驗瞭解包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器連接接頭之力學行為，3 組試體試驗後重要發現如下：

1. 試體一 SRC 梁及試體三 RC 梁(鋼拱頭)，實驗至層間變位角 0.04 rad ，主筋與續接器接合完整，續接器不論銲接至鋼柱或鋼拱頭翼板上，未有銲道破壞發生。
2. 試體二 RC 梁(剪力樑)，實驗至層間變位角 0.02 rad ，主筋與續接器接合完整，但 8 支續接器共有 5 處因銲道破壞而脫離鋼柱，剪力樑最多只傳遞 20%RC 梁剪力，因無法有效傳遞梁剪力至柱。
3. 試體三 RC 梁(鋼拱頭)，雖續接器仍保持完整，當反覆載重施力達到 0.04 rad 第一圈時，剪力裂縫出現在鋼拱頭末端處，造成強度下降，未能達到 0.04 rad 梁柱接頭不產生破壞的要求。層間變位角 0.04 rad 時試驗中仍能完成兩圈加載，但混凝土大幅剝落、梁底主筋明顯挫屈、箍筋及繫筋未有較大變形脫落等現象，未能達到 0.04 rad 梁柱接頭不產生破壞的耐震要求。
4. 本實驗試體箍筋為開口式箍筋搭配上蓋繫筋，多數箍筋的頂蓋繫筋在 0.04 rad 拱起彎曲，同時也對主筋失去圍束效果，因此未來應進一步研究如何降低頂蓋繫筋在 0.04 rad 梁層間側位移角前的破壞。
5. 試體一 SRC 鋼梁由於未採用韌性削切或加勁的方式，因此上翼板於層間變位角 0.04 rad 斷裂，未滿足耐震規範要求，故建議未來需在規範中加入 SRC 鋼梁需採韌性切削或加勁規定，並於後續實驗研究驗證其耐震性能，降低 SRC 梁柱界面的銲道及鋼梁腹板扇形銲接開口的應力需求。
6. 關於續接器銲接施工及檢驗查核，是確保梁主筋以續接器銲於鋼柱翼板

上以續接主筋之必要條件。參考美國銲接學會(AWS)或鋼構造建築物鋼結構施工規範之規定。續接器接頭型式(立式或臥式)均為普及的銲接工法，本研究提供本案廠商銲接程序供參考(附錄 9)。檢驗上除續接器的相關檢測、試驗外，鋼構廠施工後的銲道檢驗，可參照 CNS 相關非破壞檢測規定，如 CNS13341 鋼結構銲道磁粒檢測法。

四、主要建議事項

本研究以國內業界習用的包覆填充型鋼骨混凝土柱與鋼筋混凝土梁 2 種接合方式(剪力樺及鋼拱頭)及與鋼骨鋼筋混凝土梁之接合形式(翼板現場銲接及腹板現場螺栓接合)製作 3 支試體進行實驗，經實驗發現，尚未能滿足耐震規範要求，建議後續繼續進行相關研究及實驗，以釐清並改善實務應用之耐震安全性能。

建議一

包覆填充型鋼骨混凝土柱與鋼筋混凝土梁接頭耐震性能之精進研究：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國地震工程學會

- 梁柱接頭剪力傳遞機制研究：本研究發現剪力樺及鋼拱頭配置的剪力釘提供之剪力強度遠大於試驗剪力之需求，但剪力釘並未如預期發揮傳遞剪力的功能，建議未來可針對梁柱接頭剪力傳遞機制進行研究，包括：本研究所進行剪力樺及鋼拱頭長度、寬度及位置等參數之改良、鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說第 8.7 節建議接合方式或創新梁柱接合方式等進行實驗研究，以提升梁柱接頭耐震性能。
- 剪力釘銲於鋼柱之接合方式耐震性能實驗研究：剪力釘直接銲於鋼柱之接合方式，亦為國內業界常用的包覆填充型鋼骨混凝土柱與鋼筋混凝土梁接合方式，惟尚未經過實驗研究驗證其耐震性能，建議納入未來後續研究課題。

建議二

**包覆填充型鋼骨混凝土柱與鋼骨鋼筋混凝土梁之接合形式(翼板現場
銲接及腹板現場螺栓接合)之精進研究：立即可行建議**

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國地震工程學會

- SRC 柱保護層厚度與鋼梁翼板切削研究：本研究顯示，SRC 鋼梁上翼板產生斷裂，建議 SRC 鋼梁翼板應做切削。另 SRC 梁鋼骨的扇形銲接開孔需要埋入 SRC 柱混凝土之保護層厚度，建議列為後續研究。
- 鋼筋續接器銲接柱內連續板厚度比例關係：建議後續可進行鋼筋續接器與箱型柱或鋼管柱，柱內連續板厚度比例關係的研究，另目前國內業界很需要續接器與連續板存在偏心時之試驗成果，以作為實務上設計施工依據準則，建議納入未來後續研究。
- 不同間距之鋼筋續接器試驗研究：建議模擬探討不同間距下鋼筋續接器的施工性，並進行配置不同間距之鋼筋續接器試驗，提供量化結果做為國內業界設計參考。

ABSTRACT

This report summarizes the relevant content of American and Japanese codes and literature on beam-column joint design. A full-scale experiment was carried out on the joints between the concrete-filled steel tube column and the longitude reinforcement of the beam with coupler. The purpose is to study the mechanical transmission behavior and failure mechanism of beam-column joint.

By holding a meeting of experts and scholars, academia and industry are invited to discuss the current SRC beam-column joint for design and experimental results and summarize the deficiencies of the code. We propose for revising relevant articles of beam-column joints for Steel and Reinforced Concrete Code.

Keywords: Steel Reinforced Concrete (SRC), Encased Concrete-Filled Box Columns, coupler, beam-column connection, Design Specifications and Commentary of Steel Reinforced Concrete Structures

第一章 緒論

國內現行「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」規定，鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭處之梁主筋應以直接通過接頭為原則，避免以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上以續接梁主筋。國內常使用之鋼骨鋼筋混凝土(SRC)柱型式，包含包覆十字型鋼 SRC 柱及包覆填充型鋼管混凝土柱，使用包覆十字型鋼 SRC 柱時，主筋通常採用穿過腹板的方式通過接頭以符合上述規定；而目前實務界大多使用包覆填充型鋼管混凝土柱，若欲滿足規範之規定，梁主筋需繞過鋼柱，使得梁柱接頭區傳力路徑的完整性有疑慮。因此國內業界在使用包覆填充型鋼管混凝土柱時，多以續接器連接於箱型鋼柱上，以解決前述疑慮。本計畫從 SRC 梁柱接頭設計規定著手，檢討及釐清現行規範中關於梁柱接頭設計梁主筋與柱接合疑義，根據梁主筋以續接器銲於鋼柱的不同方式進行實驗研究。實驗結果將召開專家學者會議，將專家學者建議納入考量，使未來條文修訂草案能更全面符合實務設計及施工需求。

我國 SRC 梁柱接頭研究、施工方法、施工技術與檢驗與國外相比均有相當程度的差距。且目前不論國內外皆無相關研究或實驗能佐證此種接頭區的配置，日本及美國實務上包覆填充型鋼骨混凝土柱多搭配鋼梁或 SC 梁，無我國梁主筋以續接器與柱連接情形，故有必要進行大尺寸鋼骨鋼筋混凝土梁與包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱之實驗研究，驗證其耐震強度及安全性，供實務界遵循，以提升國內 SRC 建築整體耐震能力。

第一節 研究緣起與背景

自九二一大地震後，國內開始大量採用鋼骨鋼筋混凝土為建築物之構造型式，但在建築土木工程領域中，鋼骨鋼筋混凝土構造設計及施工複雜度高，工地常無法按設計圖施工，但設計與施工關係建築結構物之安全甚鉅，故鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說為建築工程中不可輕忽之課題。

目前我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」至今近 10 年未有更新版本，但該版規範是以美國混凝土學會 ACI 318-05(2005)規範及美國鋼結構學會 AISC 341-05(2005)為依據，其後 ACI 及 AISC 也多次進行修訂，故國內現行規範已有十多年的時間未進行檢討修訂，期間我國在鋼骨鋼筋混凝土設計上有更多新的研究，國內的施工技術與檢驗方式也有大幅度的改變，故規範內容需要再次更新，以反映最新的研究理論及配合工程界實務上之需求。

現行臺灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」(2011)中 8.4.1 節規定：(2) 鋼筋混凝土部分：

鋼骨鋼筋混凝土梁柱接合處之主筋應連續通過梁柱接頭，或依規定於柱中適當錨定。未連續通過梁柱接頭或未依規定錨定之主筋，不得視為具有傳遞梁與柱間彎矩之功能。第 8.5.1 節規定：

1. 鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭處之梁主筋應以直接通過接頭為原則，宜儘量避免以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上以續接主筋。

第 8.5.1 節解說中說明為了確保梁柱接頭處的彎曲應力(Bending Stress) 能夠有效傳遞，SRC 梁柱接頭處之主筋應以直接通過接頭為原則。

有關採用鋼筋續接器(Coupler)銲接於鋼柱翼板來接續主筋之方式，目前尚未有充分的研究證明這種接合方式的可靠度，尤其是受到往復力作用下之力學行為並不明確。由於在翼板加銲續接器，將使柱鋼板受到垂直於板平面的拉力作用，該拉力是否會造成鋼板拉裂是一個十分值得研究的課題。此外，這種接合方式的施工品質亦是值得關心的問題。基於上述之考量，本規範建議在這些問題尚未釐清之前宜儘量避免採用此種接合方式。若非不得已必須採用此種接合方式時，至少應符合本節規範條文中有關鋼筋續接器種類、材料與施工之規定，且務必於鋼柱內與主筋同一水平面處加銲連續板。最好能再輔以適當的實驗以證明其強度、韌性及可靠度。

美國及日本常見的 SRC 構造，無臺灣包覆填充型鋼骨混凝土柱與梁主筋以續接器連接之情況。本研究將針對國內包覆填充型鋼管混凝土柱與 SRC 梁主筋以續接器連接接頭進行實驗，觀察分析其接頭力學傳遞行為及破壞行為。根據實驗結果，重新編修檢討鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說內相關接頭條文。實驗將完成 3 組試體瞭解包覆填充型鋼管混凝土柱與梁主筋以續接器連接接頭之力學行為。此外本研究將與國家地震工程研究中心共同合作，根據實驗結果，建議修訂「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範」鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭處相關規定及解說之內容。

第二節 研究方法及進度說明

本研究前期已將梁柱接合設計之美日規範及文獻相關內容彙整(周中哲等

人 2021, 劉郁芳等人 2021、2022), 此計畫針對國內包覆填充型鋼管混凝土柱與梁主筋以續接器連接接頭進行實尺寸實驗, 觀察分析其接頭力學傳遞行為及破壞行為。本研究進行 3 組 SRC 梁柱接頭實驗瞭解包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器連接接頭之力學行為, 3 組試體規劃如下:

1. 試體一為鋼骨鋼筋混凝土(SRC)梁與包覆填充型鋼管混凝土柱接頭, 其中 SRC 梁主筋以續接器直接銲接於柱上, 相對應的柱內使用加勁板傳遞梁鋼筋力量, 鋼梁則直接接合於鋼柱上。
2. 試體二為鋼筋混凝土(RC)梁與包覆填充型鋼管混凝土柱接頭(剪力樺連接), 試體二與試體一的差異為取消試體一鋼骨鋼筋混凝土梁中的鋼梁, 並梁腹以剪力樺與包覆填充型鋼管混凝土柱接合, 梁主筋仍以續接器直接銲接於柱上。
3. 試體三為鋼筋混凝土(RC)梁與包覆填充型鋼管混凝土柱接頭(鋼拱頭連接), 柱使用鋼拱頭與鋼骨鋼筋混凝土梁接合, 梁主筋一半數量以續接器銲於鋼拱頭翼板上, 另一半數量以續接器直接銲於鋼柱上。

三組試體以垂直致動器施加推力於梁上, 水平致動器則為支撐及承受反力用途, 未來實驗進行後, 若梁主筋使用續接器連接至柱上實驗結果無法符合耐震行為, 則應於規範中明確修訂更嚴格的標準及因應策略; 若實驗結果證明梁主筋使用續接器連接至柱上符合耐震行為, 則將實驗結果整理成標準圖說放入鋼骨鋼筋混凝土規範中, 供工程界遵循。實驗完成後將召開專家學者會議, 共同討論成果修訂規範並廣納專家實務意見, 相信對於未來工程界有相當大的助益, 使鋼骨鋼筋混凝土設計規範更能夠符合新型的施工方式。

此外本計畫將與國家地震工程研究中心合作, 預期會使用國家地震工程研究中心之重要儀器, 如反力牆、強力地板系統及其他設施儀器, 實驗設施如伺服千斤頂、油壓機、伺服控制器、資料收集系統, 量測設施如位移計、Dial gage、Strain gage、Loadcell、PI Gage 等。

本計畫自 111 年 1 月 28 日完成簽約, 同年 2 月份開始蒐集國內外 SRC 梁柱接頭設計相關規範及研究文獻, 以及進行包覆填充型鋼管混凝土柱與梁主筋以續接器連接接頭試體規劃。5 月 6 日召開第一次專家學者會議, 規劃 3 組試體型式, 之後依據專家學者會議意見, 修改實驗試體完成, 繪製試體施作圖, 5 月~6 月辦理試體估價及發包作業, 6 月 30 日完成期中報告及工作事項查核表, 於 7 月 12 日進行期中審查會議。9 月份中旬完成製造。在施工階段拍照查驗、試樣測試、測試系統佈置、量測規劃佈置(應變計、位移計、影像量測系統)、實驗控制與載重歷時等, 在 9 月 29 日開始進行第一組試體實驗, 於 10 月中旬進行第二及三組試體實驗, 10 月 14 日完成期末報告及工

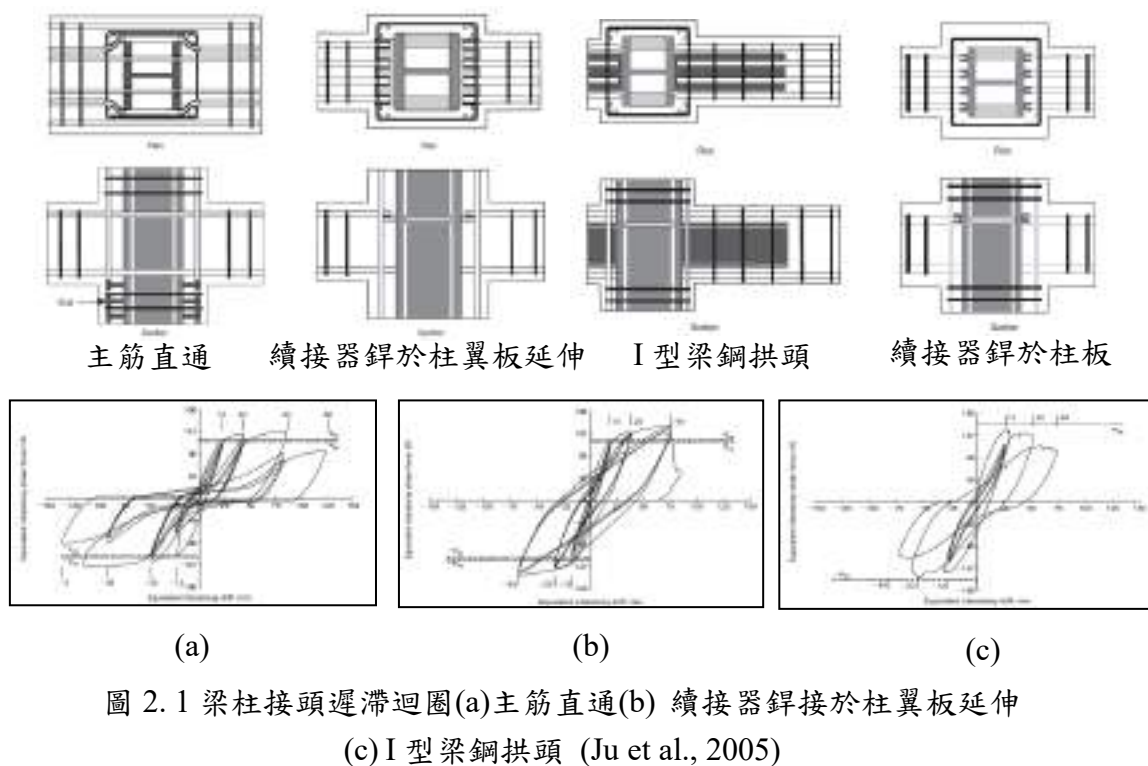
包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

作事項查核表，10 月 28 日進行期末審查會議。11 月 14 日召開第二次專家學者會議討論實驗結果，11 月 21 日在建研所的 15 樓國際會議廳召開「鋼骨鋼筋混凝土構造規範修正研擬及耐震技術講習會」，最後依合約規定 12 月 2 日提交成果報告及電子檔光碟結案。

第二章 文獻回顧

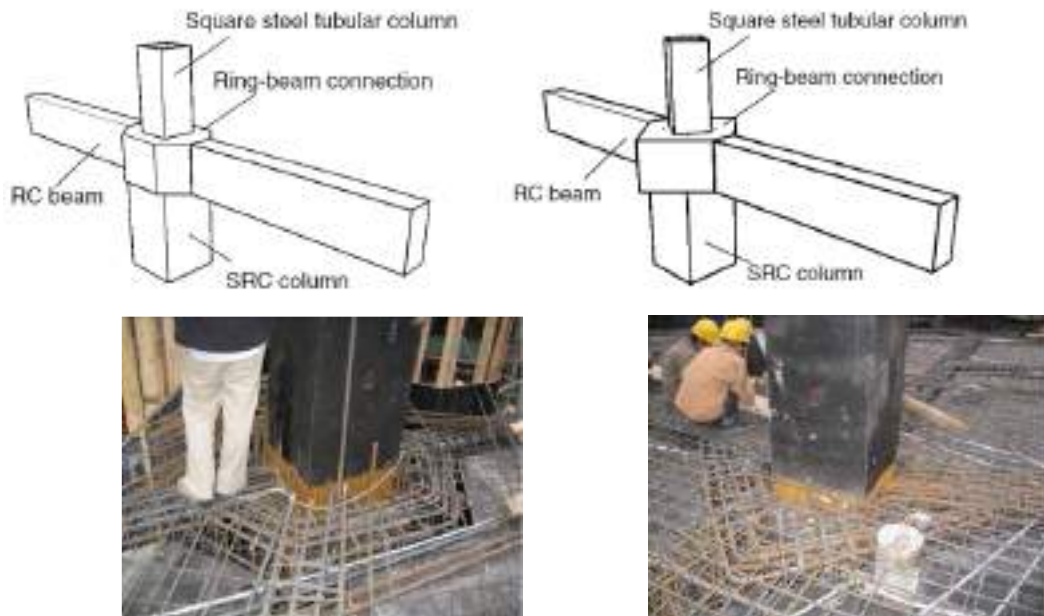
Chou and Uang (2002) 測試 SRC 柱與鋼梁的梁柱接頭，研究結果顯示即使梁柱接頭箍筋量減至 ACI 318 (1996) 的一半，接頭韌性行為仍滿足規範耐震行為的要求。

Ju et al.(2005) 針對 SRC 柱及 RC 梁的接合進行耐震實驗，接合方式有主筋直通、續接器銲於柱翼板延伸段、I 型梁作為鋼拱頭續接 RC 梁及續接器銲於柱板等形式。實驗結果主筋直通及續接器銲於柱翼板延伸段之接合形式能達到 4% 的層間位移，由遲滯迴圈顯示有良好的韌性消能行為，如圖 2.1。



Pan et al. (2013) 針對 SRC 柱接 RC 梁的梁環狀接頭進行單向彎曲以及剪力實驗，此類接頭分成正交梁環狀接頭與非正交梁環狀接頭兩種，如圖(2.2)所示。實驗結果顯示此類型接頭可以達到強接頭弱梁需求，而接頭的耐震行為與其黏結性能、鋼筋伸展長度、混凝土與鋼桿件的剪力傳遞機制等因素相關。

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗



(a)正交梁環狀接頭 (b)非正交梁環狀接頭
圖 2.2 SRC 柱接 RC 梁的梁環狀接頭 (Pan et al.,2013)

Albright et al. (2022) 針對複合鋼造混凝土(NPS®：New Performance System)梁柱接頭進行研究。NPS® 是一種新型鋼-混凝土複合抗彎框架，採用鋼包鋼筋混凝土柱和鋼-混凝土複合梁，並採用鋼桁架元件加固，可兼作部分模板。實驗結果顯示接頭符合其設計強度，其中內柱接頭的破壞發生於梁降伏在梁柱交界處，側力位移遲滯迴圈飽滿。NPS®可以達到足夠的強度、剛度、延展性和能量耗散，滿足現代抗震性能目標。實驗結果的分析表明，NPS®可以達到或超過傳統的歐洲 RC 規範性能。

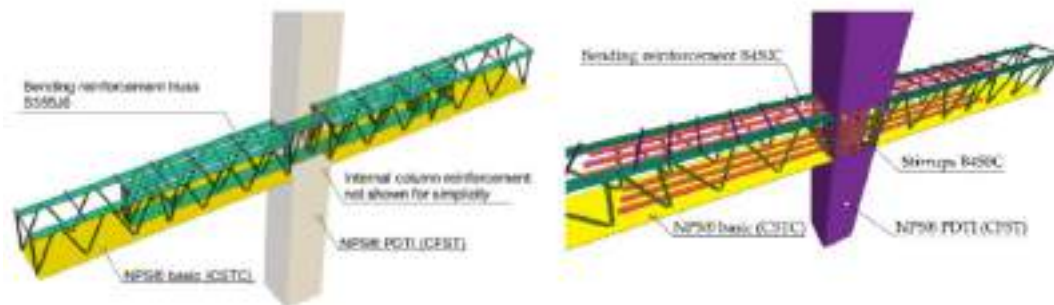


圖 2.3 新型鋼混凝土複合抗彎框架 NPS®梁柱接頭 (Albright et al., 2022)

Adibi et al. (2016) 進行外部 RC 梁柱接頭抗震補強的研究，因為鋼和混凝土結合力較弱，使用角鋼放置在梁柱接頭的表面，並通過以施加預應力進行外部固定，實驗證明經過補強過後的試體明顯改善接頭的變形，並提高接頭遲滯行為及強度。

Gautham and Sahoo (2022) 以 SRC 柱與 RC 梁的接頭梁縱向鋼筋的錨定長度和柱鋼骨截面中橫向加強鋼板的設置為關鍵參數，進行多軸及反覆側推實驗，結果顯示連接 SRC 柱與 RC 梁的接頭比 RC 的梁柱接頭有更好的抗震行為。此類接頭在兩個加載方向上有近乎對稱遲滯行為，且破壞集中發生在遠離接頭的梁上。並探討增加腹板加勁的試體具有對稱的遲滯特性與剪力變形，其加勁可以影響整體橫向強度。

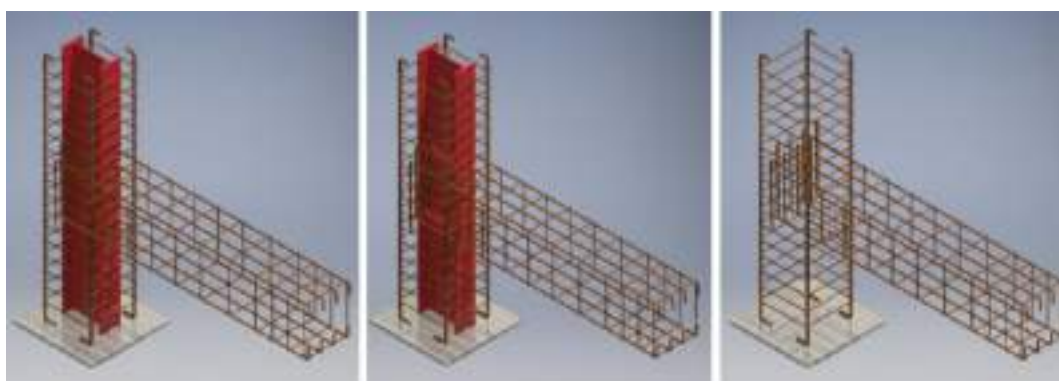


圖 2.4 試體鋼筋和鋼截面梁柱接頭詳圖 (Gautham and Sahoo ,2022)

Feng et al. (2022) 研究連接 HSRC 梁(Hybrid H-Steel reinforced concrete beam)與 CFST 柱(concrete-filled steel tube)的接頭，如圖(2.4)所示。實驗結果顯示所有試體均符合強柱弱梁的要求，此種接頭的抗震行為直接被傳遞 RC 梁與 H 型鋼梁間彎矩的縱向鋼筋配筋所影響，因此，此研究提出一個簡化計算公式，並透過實驗結果進行驗證。



圖 2.5 HSRC 梁與 CFST 柱的接頭(Feng et al.,2022)

Shin et al. (2008) 研究複合型混凝土填充管的梁柱彎矩接頭，所有試體的連接處都有用 T 型加勁器連接到梁的翼板進行加固，如圖(2.5)所示。實驗結果顯示 T 型加勁器試體會因底部翼板斷裂而被破壞，翼板斷裂是由於應力集中，而當橫向桿件的長度增加，集中在梁翼板邊緣的應力會減少。另外，實驗結果顯示 T 型加勁器加上 RBS 是可以有效減少水平桿件的開裂傾向。

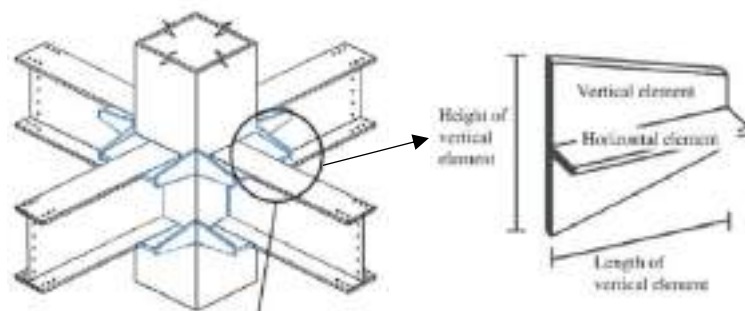


圖 2.6 梁柱接頭 T 型加勁器 (Shin et al., 2008)

我國建築技術規則(2020) 建築構造編第 7 章第 3 節第 509 條規定：「矩形斷面鋼骨鋼筋混凝土構材之主筋，以配置在斷面四個角落為原則；在梁柱接頭處，主筋應以直接通過梁柱接頭為原則，並不得貫穿鋼骨之翼板。」故以建築技術規則條文來看，SRC 梁柱接頭區之梁與柱主筋應該直通並不貫穿鋼骨之翼板。

再者由鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）於 8.5 節梁柱接合細則，說明「鋼骨鋼筋混凝土梁柱接合處之主筋、箍筋配置及柱內連續板之開孔應符合本節之規定」。並於第 8.5.1.1 節規定：「鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭處之主筋應以直接通過接頭為原則，宜儘量避免以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上以續接主筋。」，若不得已必須採用時，應符合以下之規定：

- (1) 鋼筋續接器之種類、材料、品質與施工均應符合內政部頒佈之「混凝土結構設計規範」之相關規定。
- (2) 以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上續接主筋，若主筋與鋼梁翼板不在同一水平面時，則須在鋼柱內與主筋同一水平面處加銲適當之水平加勁板（連續板）以傳遞主筋之水平力。

此外並於第 4.2.3.節鋼骨之鋼筋貫穿孔中規定第 2 條「鋼骨鋼筋混凝土梁或柱之鋼骨斷面之翼板，原則上不得設置鋼筋貫穿孔。」，第 3 條「鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面之腹板，於必要時得設置鋼筋貫穿孔。」。

但經調查目前國內工程實務上，梁柱接頭區的梁鋼筋與柱鋼骨於施工上必

然會有交錯，目前鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭設計，當梁鋼筋觸及柱鋼骨時，常採用鋼筋續接器（Coupler）作為連接之材料。普遍認為可以將鋼筋之應力妥適傳遞並完成對應的錨錠。在現行業界這種接法十分普遍，應力之傳遞仍是未能釐清，而美、日之相關文獻與實務上與國內不同，故缺乏參考佐證。

當使用鋼筋續接器時，鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）第 8.5.1.1 節條款解說：「為了確保梁柱接頭處的彎曲應力(Bending Stress)能夠有效傳遞，SRC 梁柱接頭處之主筋應以直接通過接頭為原則。有關採用鋼筋續接器(Coupler)銲接於鋼柱翼板來接續主筋之方式，目前尚未有充分的研究證明這種接合方式的可靠度，尤其是受到往復力作用下之力學行為並不明確。由於在翼板加銲續接器，將使柱鋼板受到垂直於板平面的拉力作用，該拉力是否會造成鋼板拉裂是一個十分值得研究的課題。此外，這種接合方式的施工品質亦是值得關心的問題。基於上述之考量，本規範建議在這些問題尚未釐清之前宜儘量避免採用此種接合方式。若非不得已必須採用此種接合方式時，至少應符合本節規範條文中有關鋼筋續接器種類、材料與施工之規定，且務必於鋼柱內與主筋同一水平面處加銲連續板。最好能再輔以適當的實驗以證明其強度、韌性及可靠度。」

故由第 8.5.1.1 節條款解說可說明於規範強調鋼筋應以直通為原則，儘量少用續接器，如果不得已必須採用時，除需符合對鋼筋續接器種類、材料與施工位置之規定外，再輔以適當的實驗作為證明。但目前於工程實務上，除遵照鋼筋續接器種類、材料與施工位置之規定，卻鮮少有實驗作為證明，以致對於真正鋼筋與鋼骨的傳力機制仍不明確。此外 SRC 構造建築大都用於中高樓層建物，對於底層梁柱接頭處，不論是承受自重或地震力極大，當使用鋼筋續接器時如何釐清梁柱接頭傳力機制實為重要。

此外鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）於 8.7.2 節規定：「當設計鋼骨鋼筋混凝土柱與鋼筋混凝土梁相接時，為使應力傳遞平順，應使鋼筋混凝土梁之應力先傳遞至鋼骨鋼筋混凝土梁上，再由鋼骨鋼筋混凝土梁與鋼骨鋼筋混凝土柱相接合。」。其解說則為：「為使應力傳遞平順，若設計上需要 SRC 柱與 RC 梁相接時，應採用漸進方式來進行構材斷面之轉換續接，即先以 SRC 柱接一般 SRC 梁，再將 SRC 梁轉換為 RC 梁。」，可見規範仍以保守謹慎，RC 梁是不建議與 SRC 柱直接連接。

現行業界鋼筋續接器施工常用的做法如下(陳正平 2017 技師報第 1064 期)：

- 梁鋼筋經由鋼筋續接器與梁端擴頭鋼骨翼板續接
- RC 梁主筋經由續接器與鋼柱上之拱頭梁疊接
- 梁主筋以續接器銲於鋼骨柱面

參考現行國內相關文獻，將其觀點敘述如下：

1. 在 RC 與鋼骨彼此間之互制效應無法獲得確認時，可考慮儘量讓接頭區之應力能夠順利傳遞，避免 RC 應力與鋼骨構材作力量的轉換，因為兩者畢竟是不同的構造。以及認為規範仍然強調鋼筋應以直通為原則，儘量少用續接器，足見使用續接器的不當性。(陳純森 2011 技師報第 782 期)
2. 對規範第 8.5.1.1 節及第 4.2.3.3 節規定，似未了解到「梁-柱接頭力系平衡及耐震系統傳力路徑完整性」之內涵，而且不符合合成結構力系平衡及耐震系統傳力路徑完整性的安全基本要求。(陳正平 2017 技師報第 1064 期)
3. 對規範第 8.7.2 節，除不符合相關規範對耐震需求之規定外，實務上施工亦甚困難，因而實務上甚少採用，有採用之案例設計考量亦欠周全。鋼筋混凝土梁係屬低強度構材接高強度構材，無需作多此一舉增加施工困難度及增加工程費之作法。顯見鋼骨鋼筋混凝土設計規範第 8.7.2 節規定欠缺力學及施工性之考量。工程師若採用鋼筋混凝土梁與鋼箱柱相接時，應避免設置鋼骨托梁，直接與鋼箱柱連接即可。(陳正平 2017 技師報第 1082 期)
4. 「採用續接器鉸於鋼柱上作為鋼筋與鋼柱間之續接法」，並無「不符合建築技術規則與鋼骨鋼筋混凝土設計規範之規定」之情事，採用續接器鉸於鋼柱上，作為鋼筋與鋼柱間之續接法，是目前執業技師所採用的正確作法，也是目前已知唯一可符合結構安全需求的方法。(陳正平 2018 技師報第 1117 期)
5. 對於目前鋼筋混凝土梁與鋼骨鋼筋混凝土柱續接型式，包含鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範(2011)第 8.7 節建議之托梁型式，並改良為鋼筋混凝土梁主筋經由續接器與鋼柱上之鋼骨托梁續接，以及鋼筋混凝土梁主筋藉由鋼筋續接器與鋼骨鋼筋混凝土柱續接的型式，業界對於這 2 種型式設計之正確性尚有疑慮，莫衷一是，影響 SRC 建築梁柱接頭之耐震安全性，因此有必要進行大尺寸鋼筋混凝土梁與鋼骨鋼筋混凝土柱續接試體之實驗研究，以提升國內 SRC 建築整體耐震能力。(李台光 2020)

於工程實務上經常使用這 3 種型式，但面臨審查時與 SRC 規範(2011)第 8.5.1.1 節規定不符，又未經過相關實驗驗證，進一步影響 SRC 梁柱接頭之耐震安全性。

基於上述原委，本計畫規劃 3 組梁柱接頭試體，用來驗證鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範(2011)於第 8.5.1.1 節及 8.7.2 節規定，試體一為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與鋼骨鋼筋混凝土(SRC)梁，試體二、三則為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與鋼筋混凝土(RC)梁。其中試體一梁主筋以續接器鉸接至

鋼柱上；試體二梁主筋以續接器銲接至鋼柱上，RC 梁以剪力樺連接鋼柱；試體三柱使用鋼拱頭與 RC 梁接合，梁主筋一半數量以續接器銲於鋼拱頭翼板上，一半數量以續接器直接銲於鋼柱上，用以驗證梁柱接頭傳力機制。

隨著製作方法及品質不斷的提升，續接器應用越來越廣泛，需要分別進行銲道和續接器續接性能之檢驗，以確保施工品質。試體一及試體二皆以梁主筋以續接器連銲接至鋼柱鋼骨上，採用立式續接器，銲接方式為單 J 槽部份滲透銲，使用 E70 系列銲條，續接器本身為可銲鋼材，銲條長度採工程慣例 56mm，此為目前業界常用方式；試體三則梁主筋則以續接器銲接至鋼梁延伸段上，採用臥式續接器，銲接方式為曲 K 槽銲，使用 E70 系列銲條，續接器本身為可銲鋼材，銲條長度為 145mm，其相關說明參見第三章第三節，所有續接器續接等級規定皆為 SA 等級(陳正誠 2004)，以此三種試體不同的續接器方式用以驗證目前實務上之狀況。

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

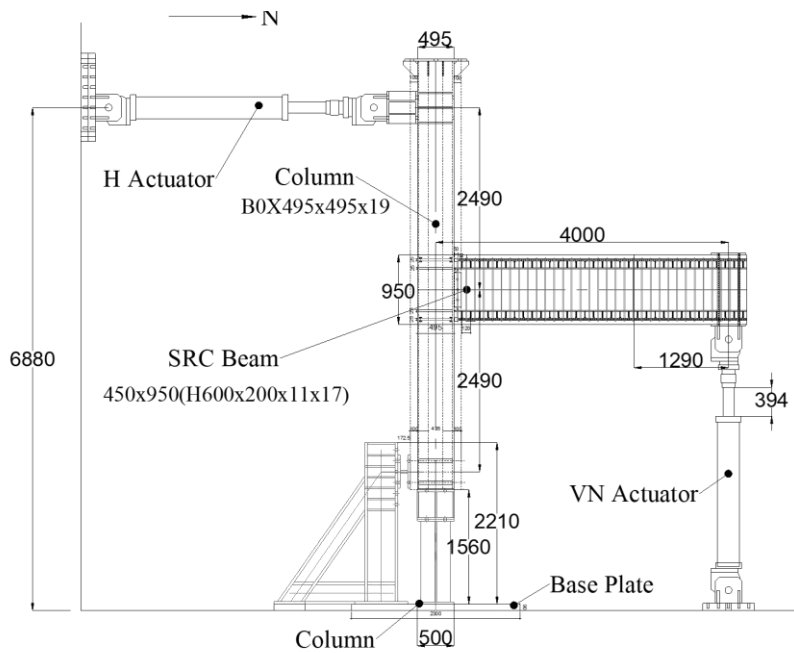
第三章 試體設計與實驗規劃

本研究規劃 3 組梁柱接頭試體，試體一為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與鋼骨鋼筋混凝土梁，試體二、三則為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與鋼筋混凝土梁。本計畫分別於 111 年 5 月 6 日、11 月 14 日召開專家學者會議，參考專家學者建議請見(附錄 1)及期中、期末審查 Q&A(附錄 8)，考慮國內目前實際現況，三支試體分別敘述如下：

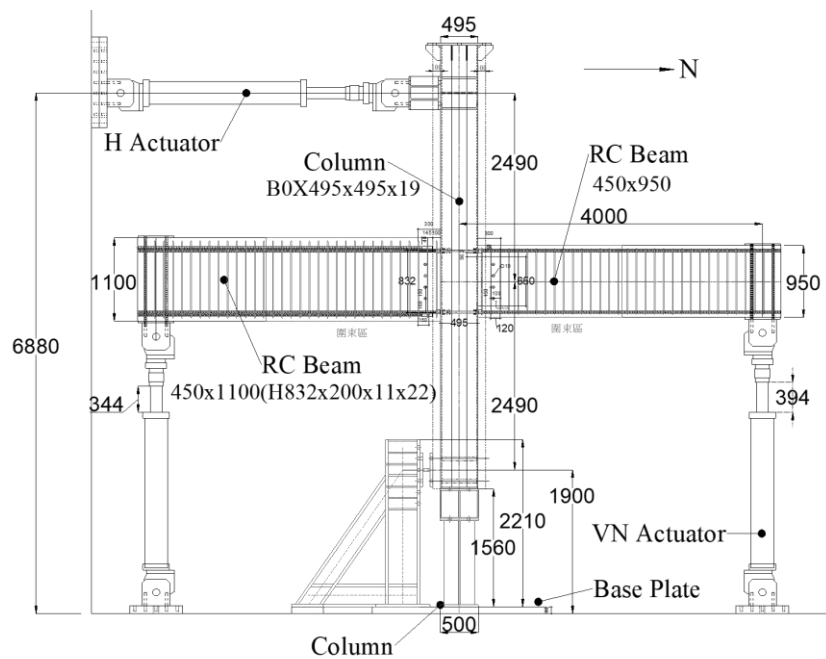
1. 試體一柱為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱，尺寸為 695×695 mm 高度為 6005 mm，柱鋼骨採用 BOX 495×495×19 mm，外層包覆 10cm 厚度之混凝土及點焊鋼絲網；梁為鋼骨鋼筋混凝土梁，尺寸為 450×950 mm 長度為 4m，內部梁鋼骨採 H600×200×11×17 mm，梁上下層各為 4 支#10 主筋，每支主筋則以#10 續接器銲接至鋼柱上。
2. 試體二柱為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱，尺寸為 695×695 mm 高度為 6005 mm，柱鋼骨採用 BOX 495×495×19 mm，外層包覆 10cm 厚度之混凝土及點焊鋼絲網；梁為鋼筋混凝土梁，尺寸為 450×950 mm 長度為 4m，梁上下層各為 4 支#10 主筋，每支主筋則以#10 續接器銲接至鋼柱上，並梁腹以剪力樺連接至鋼柱上。
3. 試體三柱為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱，尺寸為 695×695 mm 高度為 6005 mm，柱鋼骨採用 BOX 495×495×19 mm，外層包覆 10cm 厚度之混凝土及點焊鋼絲網；梁為鋼筋混凝土梁，尺寸為 450×1100 mm 長度為 4m。梁上下層各為 4 支#10 主筋，柱使用鋼拱頭與鋼骨鋼筋混凝土梁接合，梁主筋一半數量以續接器銲於鋼拱頭翼板上，一半數量以續接器直接銲於鋼柱上。

三支試體其變化參數包括梁柱斷面尺寸、材質、寬厚比、現行規範 λ_{pd} 列於表 3.1，鋼骨之寬厚比皆符合現行 SRC 構造規範(2011)表 3.4-2 及表 3.4-3 中耐震設計肢材寬厚比 λ_{pd} 之規定。三組試體佈置圖詳圖 3.1 及附錄 2，夾具設計圖詳見附錄 3。

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗



(a) 試體一(包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱+鋼骨鋼筋混凝土梁)



(b) 右側，試體二(包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱+鋼筋混凝土梁)

左側，試體三(包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱+鋼筋混凝土梁)

圖 3.1 實驗試體佈置圖

表 3.1 試體尺寸、材料性質及寬厚比

	結構	尺寸 (mm)	材質	b/tf	λ_{pd}	CHECK	h/tw	λ_{pd}	CHECK
試體一	柱	Box495x495x19	SN490B ($F_y=3.3\text{tf/cm}^2$) $f_c'=350\text{kgf/cm}^2$	24.1	43.1	OK	-	-	-
	SRC 梁	450x950 H600x200x11x17 4#10+4#10	SN490B ($F_y=3.3\text{tf/cm}^2$) $f_c'=350\text{kgf/cm}^2$ $f_y'=4200\text{kgf/cm}^2$	5.9	11.6	OK	51.5	76	OK
試體 二、三	柱	Box495x495x19	SN490B($F_y=3.3\text{tf/cm}^2$) $f_c'=350\text{kgf/cm}^2$	24.1	43.1	OK	-	-	-
	RC 右側梁 (試體二)	450x950 4#10+4#10	$f_c'=350\text{kgf/cm}^2$ $f_y'=4200\text{kgf/cm}^2$	-	-	-	-	-	-
	RC 左側梁 (試體三)	450x1100 4#10+4#10 (H832x200x11x22)	SN490B ($F_y=3.3\text{tf/cm}^2$) $f_c'=350\text{kgf/cm}^2$ $f_y'=4200\text{kgf/cm}^2$	4.5	11.6	OK	71.6	76	OK

第一節 整體說明

本實驗旨在探討 SRC 梁以續接器接合鋼柱之耐震實驗，試體尺寸、材質如前述試體設計與實驗規劃說明，試體一部分包含包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱(以 SRC 柱簡稱)及單側鋼骨鋼筋混凝土梁(以 SRC 梁簡稱)並將續接器鉚於柱上。試體二梁為與試體一梁完全相同之配置惟將鋼骨部分去除之鋼筋混凝土梁；試體三為鋼柱以鋼拱頭延伸接合鋼筋混凝土梁，梁主筋部分續接器鉚接於鋼拱頭翼板上。試體二及試體三共用一支包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱(與試體一材質、尺寸相同)。故實驗配置共有兩組(一支 SRC 柱單側連接一支 SRC 梁)及(一支 SRC 柱於兩側連接兩支 RC 梁)。設計細節包含試體的強柱弱梁比、梁柱接頭剪力檢核、鋼筋混凝土部分之剪力鋼筋設計以及試體二、三的 RC 梁接合設計，將於後續小節一一敘述。

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

第二節 試體一

試體一之柱為鉸接箱型鋼柱內灌混凝土外包 10 公分混凝土及點鉸鋼絲網，梁為鋼骨鋼筋混凝土梁，鋼骨為 H 型鋼，鋼筋則為上下排各 4 支 D32 主筋。詳細尺寸、材質、寬厚比詳見表 3.1，試體斷面示意圖見圖 3.2 及圖 3.3，本實驗符合鋼結構極限設計法耐震斷面規定。

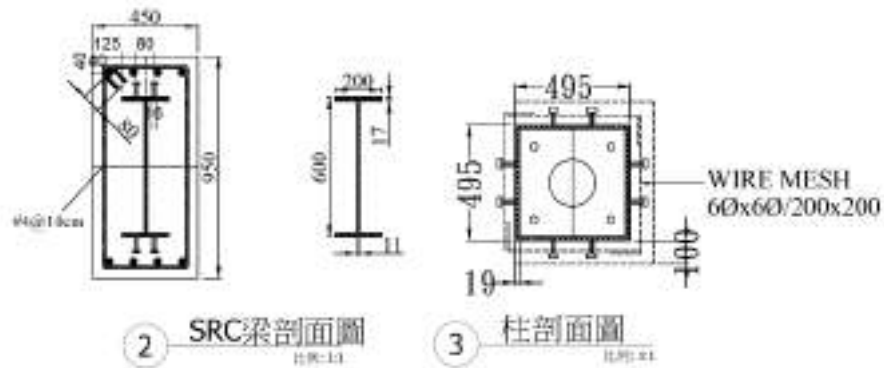


圖 3.2 試體一之梁柱斷面圖

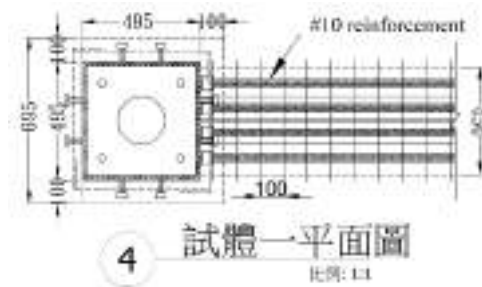


圖 3.3 試體一之梁柱接合平面圖

3.2.1 強柱弱梁檢核

本節根據國內鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說(2011)規定，在梁柱接頭區應滿足強柱弱梁之檢核要求

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_B} \geq 1.2 \quad (3.2-1)$$

其中：

$\sum M_c$ = 鋼骨鋼筋混凝土構架中，連接於梁柱接頭處各柱在接頭交接面之標稱彎矩強度之總和。柱之彎矩強度應為在所考慮方向之側力作用下，由各種載重組合之軸力作用下計算所得之最小彎矩強度。

$\sum M_b$ = 鋼骨鋼筋混凝土構架中，連接於梁柱接頭處各梁在接頭交接面之標稱彎矩強度之總和。梁彎矩強度和之方向應與柱彎矩強度和之方向相反，且作用於所考慮構架立面內梁之兩方向彎矩(順、逆鐘方向)均應考慮於(3.2-1)式之中。

(1) 柱標稱彎矩強度

柱之標稱彎矩以柱發展至塑性彎矩強度做計算，參考 AISC-360-10 包覆填充型斷面之複合斷面算法，算例流程如圖 3.4。

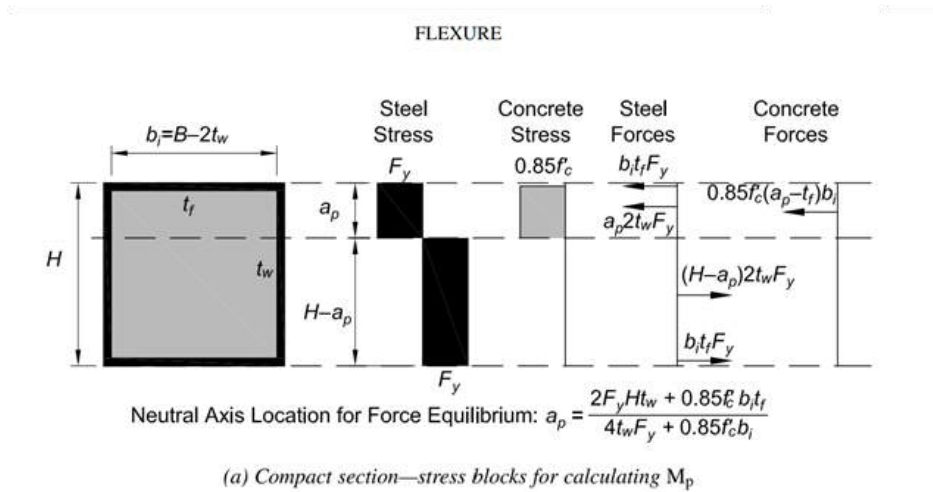


圖 3.4 填充型複合斷面柱之塑性彎矩算式圖

柱標稱彎矩強度：

$$b/t = 24.05 < \lambda_{hd} = 35.09$$

$$b = 45.7 \text{ cm}, H = 49.5 \text{ cm}, t_f = 1.9 \text{ cm}, t_w = 1.9 \text{ cm}, F_y = 3.3 \text{ tf/cm}^2$$

$$M_{pc} = [(b t_f F_y) \times (a_p - \frac{t_f}{2}) + (a_p 2 t_w F_y) \times \frac{a_p}{2} + (0.85 f'_c (a_p - t_f) b) \times (\frac{a_p - t_f}{2})]$$

$$+ [(H - a_p) \times 2 t_w F_y \times (\frac{H - a_p - t_f}{2}) + (b t_f F_y) \times (H - a_p - \frac{t_f}{2})]$$

$$= 23232 \text{ tf-cm} = 232.32 \text{ tf-m}$$

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

(2) 梁標稱彎矩強度

根據國內鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說(2011)規定，包覆型鋼骨鋼筋混凝土梁之標稱彎矩強度得採用「強度疊加法」計算如下：

$$M_n = M_{ns} + M_{nrc} \quad (3.2-2)$$

其中：

M_{ns} = 鋼骨部分之標稱彎矩強度，其值為 ZF_{ys} ， Z 為鋼骨之塑性斷面模數， F_{ys} 為鋼骨之規定降伏應力

M_{nrc} = 鋼筋混凝土部分之標稱彎矩強度，依內政部所定之「混凝土結構設計規範」之相關規定計算

(2.1) 鋼骨部分計算：

表 3.2 試體一梁尺寸參數表

	結構	尺寸 (mm)	材質
試體一	SRC 梁	450x950 H600x200x11x17 4#10+4#10	SN490B ($F_y=3.3\text{tf/cm}^2$) $f_c'=350\text{kgf/cm}^2$ $f_y'=4200\text{kgf/cm}^2$

$$\text{寬厚比檢核 } b/t_f = \frac{100}{17} = 5.88 < \lambda_{pd} = 11.56, \quad h_c = \frac{600-34}{11} = 51.45 < \lambda_{pd} = 75.97$$

$$\Rightarrow Z = 2863.2\text{cm}^3, M_{ns} = F_y Z = 3.3 \times 2863.2 = 9448\text{tf-cm} = 94.48\text{tf-m}$$

(2.2) 鋼筋混凝土部分計算：

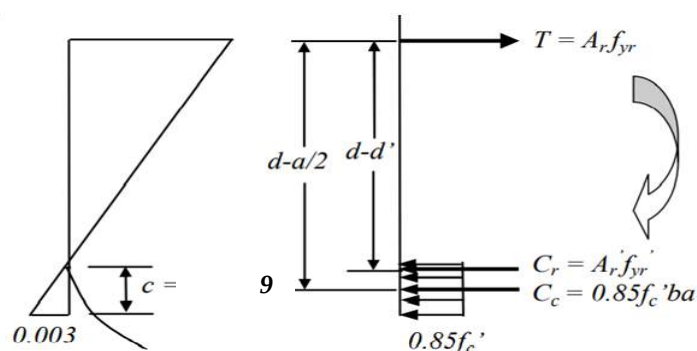


圖 3.5 鋼筋混凝土標稱彎矩算式示意圖

$$d' = 7\text{cm}, d = 88\text{cm}$$

$$\varepsilon_r' = \frac{0.003}{c}(c - d') = \frac{0.003}{c}(c - 7)$$

$$C_c = 0.85 \times f_c' \times B \times a = 0.85 \times 0.35 \times 45 \times (0.85c)$$

$$C_r = A_r' f_{yr}' = (4 \times 8.14) \times \frac{6120}{c}(c - 7) \times 10^{-3}$$

$$T = A_r F_{yr} = (4 \times 8.14) \times 4.2 = 136.752\text{tf}$$

$$\rightarrow C_c + C_r = T, \quad 10.115c + 199.267\left(\frac{c-7}{c}\right) = 136.752, \quad \therefore c = 9.05\text{cm}$$

$$\rightarrow C_c = 98.54\text{tf}, \quad C_r = 38.2\text{tf}, \quad T = 136.75\text{tf}$$

$$\varepsilon_r' = \frac{0.003}{9.05}(9.05 - 7) = 0.0007 < \varepsilon_y = 0.00206 (\text{壓不降})$$

$$\Rightarrow M_{nrc} = C_c(d - \frac{a}{2}) + C_r(d - d') = 11403\text{tf} - \text{cm} = 114\text{tf} - \text{m}$$

(2.3)強度疊加:

將鋼骨部分以及鋼筋混凝土部分強度疊加得

$$\Rightarrow M_n = M_{ns} + M_{nrc} = 94.48 + 114 = 208.48\text{tf} - \text{m}$$

(3)強柱弱梁比

由前述計算可得知試體一之強柱弱梁比為

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_B} = \frac{2 \times 232.32}{208.48} = 2.23 (> 1.2)$$

3.2.2 梁柱接頭區剪力檢核

本節根據國內鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說9.7章節(2011)規定，鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭區之設計剪力強度 ϕV_n 應不小於本節所規定之需要剪力強度 V_u 。

鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭區之需要剪力強度 V_u 應依以下規定計算：

$$V_u = \left[1.25 F_{yr} (A_{rt} + A_{rb}) + \sum (M_{ns} / (d_b - t_f)) \right] - V_T \quad (3.2-3)$$

其中:

F_{yr} = 鋼骨鋼筋混凝土梁主筋之規定降伏應力

A_{rt} = 鋼骨鋼筋混凝土梁中受拉主筋之斷面積

A_{rb} = 鋼骨鋼筋混凝土梁中受壓主筋之斷面積

M_{ns} = 鋼骨鋼筋混凝土梁中鋼骨部分之標稱彎矩強度

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

d_b = 鋼梁斷面之深度

t_f = 鋼梁斷面翼板之厚度

V_T = 作用於鋼骨鋼筋混凝土柱上下兩端交接面之水平剪力

鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭區之設計剪力強度 ϕV_n 應為鋼骨部分與鋼筋混凝土部分剪力強度之和。即

$$\phi V_n = \phi_{vs} V_{ns} + \phi_{vrc} V_{nrc} \quad (3.2-4)$$

其中 $\phi_{vs} V_{ns}$ 與 $\phi_{vrc} V_{nrc}$ 分別為鋼骨與鋼筋混凝土部分在梁柱接頭區之設計剪力強度，其值應依以下規定計算：

(1) 鋼骨部分：

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。

(2) 鋼筋混凝土部分：

常重混凝土接頭區之設計剪力強度為 $\phi_{vrc} V_{nrc}$ ， $\phi_{vrc} = 0.75$ ，且標稱

剪力強度 V_{nrc} 不得大於下列所示之值：

(a) 圍束接頭：

$$V_{nrc} = 5.3 \sqrt{f'_c} A_j \left[1 - \frac{A_s F_{ys}}{2(P_n)_u} \right] \quad (3.2-5)$$

(b) 接頭三面或兩對面受圍束：

$$V_{nrc} = 4.0 \sqrt{f'_c} A_j \left[1 - \frac{A_s F_{ys}}{2(P_n)_u} \right] \quad (3.2-6)$$

(c) 其他：

$$V_{nrc} = 3.2 \sqrt{f'_c} A_j \left[1 - \frac{A_s F_{ys}}{2(P_n)_u} \right] \quad (3.2-7)$$

其中 A_j 為接頭區 RC 部分之有效受剪面積，其值如下：

(i) 接頭處之梁為鋼骨鋼筋混凝土梁時：

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。

(ii) 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 之寬度依上述第(1)款計算，惟不得大於接頭處垂直於剪力方向柱寬之半。上述之梁被視為對梁柱接頭具有圍束作用者，該梁之寬度至少為柱寬之 3/4，而圍束接頭係指接頭之四面均受梁圍束。

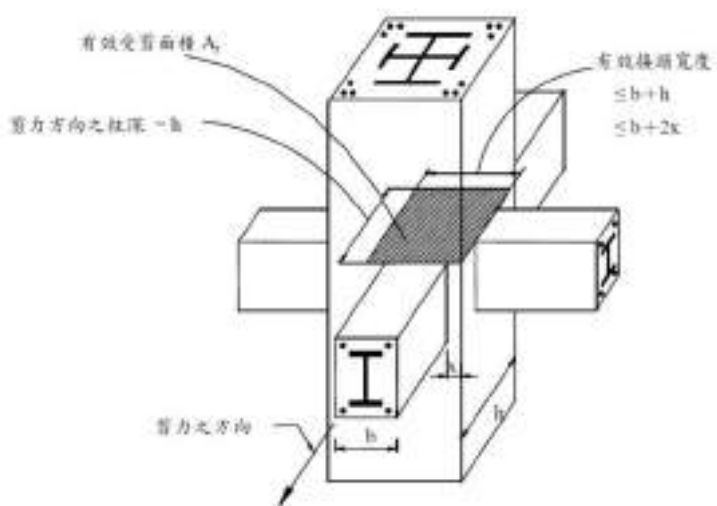


圖 3.6 SRC 梁柱接頭區有效受剪面積 A_j 示意圖

(1) 設計剪力強度

依據內政部所定之「鋼結構極限設計法規範及解說」相關規定，計算所需參數如下：

表 3.3 試體一梁柱接頭區設計剪力強度參數表

$F_y(\text{tf/cm}^2)$	$d_c(\text{cm})$	$t_p(\text{cm})$	$f'_c(\text{kgf/cm}^2)$	$A_j(\text{cm}^2)$	$(P_n)_u(\text{tf})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$F_{ys}(\text{tf/cm}^2)$
3.3	49.5	1.9x2	350	2088	1815.13	361.76	3.3

$$V_{ns} = 0.6F_y d_c t_p = 372.44\text{tf}$$

$$V_{nrc} = 3.2\sqrt{f'_c} A_j \left[1 - \frac{A_s F_{ys}}{2(P_n)_u} \right] = 83.89\text{tf}$$

$$\Rightarrow \phi_v V_n = 0.9 \times V_{ns} + 0.75 \times V_{nrc} = 398.11\text{tf}$$

(2) 需求剪力強度

依據鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說(2011)規定，計算所需參數如下：

表 3.4 試體一梁柱接頭區需求剪力強度參數表

$F_{yr}(tf/cm^2)$	$A_{rt}(cm^2)$	$A_{rb}(cm^2)$	$M_{ns}(tf-m)$	$M_{nrc'}(tf-m)$	$l_n(m)$	$d_b(cm)$	$t_f(cm)$	$V_T(tf)$
4.2	32.57	0	94.48	141.17	4.98	0.6	0.017	47.32

$$V_u = 1.25 \times F_{yr} \times (A_{rt} + A_{rb}) + \sum (M_{ns} / (d_b - t_f)) - V_T$$

$$V_T = \frac{M_{pr}}{l_n} = \frac{M_{ns} + M_{nrc'}}{l_n} = 47.32tf$$

$$\Rightarrow V_u = 285.75tf$$

(3) 檢核

$$\phi_v V_n = 409.03tf \quad V_u = 285.75tf \Rightarrow \phi_v V_n / V_u = 1.43 > 1 (\text{檢核通過})$$

3.2.3 剪力鋼筋設計

因本實驗有水平及垂直制動器，實驗規劃由垂直制動器給一向上推力，期望最大推力使梁柱接頭區發生塑鉸，並將此推力視為最大所需剪力以設計剪力鋼筋。根據「內政部混凝土結構設計規範」第十五章-耐震設計之特別規定(2021)，當計算梁之塑性彎矩時，鋼筋應以 $1.25f_y$ 做計算，計算流程與本章計算梁彎矩強度同，得 RC 部分之塑性彎矩 $M_{pr1} = 142tf-m$ ；鋼骨部分則考慮應變硬化因子 $\Omega_h = 1.3$ ，得鋼骨部分之塑性彎矩 $M_{pr2} = 123tf-m$ 。依據強度疊加

法，當 SRC 梁發生塑鉸時之彎矩為 $M_{pr} = M_{pr1} + M_{pr2} = 265tf-m$ 。根據此彎矩強度回

推垂直制動器所需之最大推力為 $P = V_u = 265/3.75m$ (梁柱接頭表面至垂直制動器之水平距離) = 70.6tf。詳示意圖 3.7。

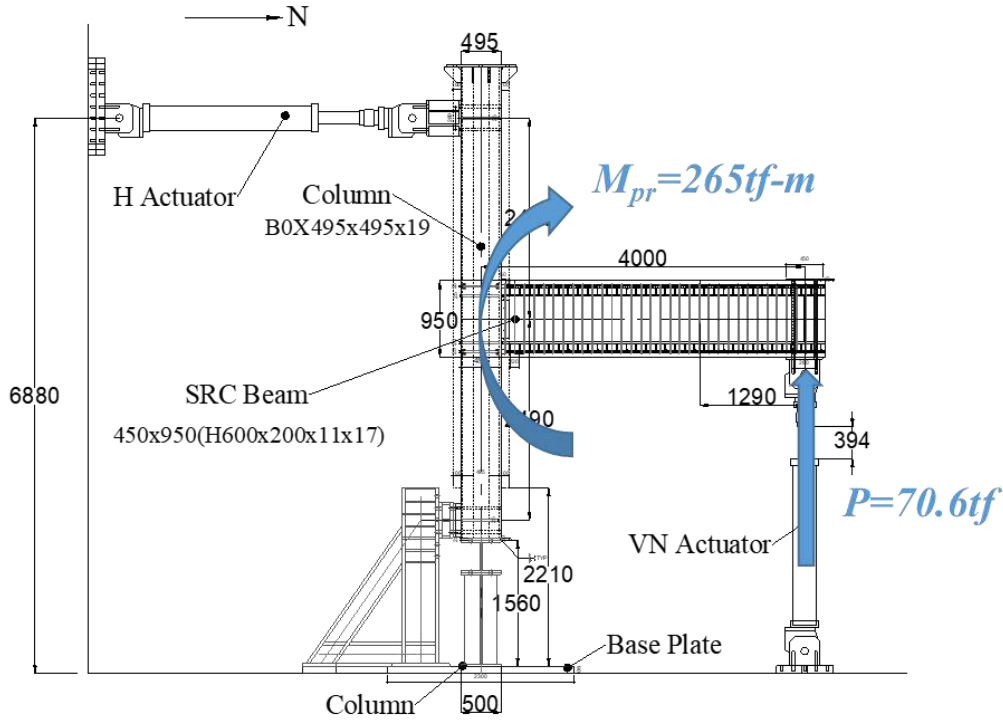


圖 3.7 試體一構架垂直制動器推力示意圖

於鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說第九章(2011)耐震規定，在梁柱接頭交接面兩倍梁深內為圍束區需配置剪力鋼筋，剪力鋼筋間距不得超過 (i)1/4 梁斷面有效深度 (ii) 8 倍最小主筋直徑 (iii)24 倍剪力鋼筋直徑 (iv)300mm。於「內政部混凝土結構設計規範」第十五章-耐震設計之特別規定(2021)地震引致之剪力其設計剪力鋼筋時，混凝土貢獻之剪力 V_c 應假設為零。另在設計剪力時亦須考量鋼梁腹板之剪力貢獻。而鋼梁腹板及剪力鋼筋之剪力計算強度如下：

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w = 130.68tf, \phi V_n = 117.612tf$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{(1.27 \times 2) \times 4200 \times 88 \times 10^{-3}}{10} = 94tf, \phi V_s = 70.5tf \text{ (單箍)}$$

最終設計以「單箍」剪力鋼筋#4 間距 10 cm 作為設計，使得剪力強度

$$\phi V_n + \phi V_s = 188.1tf \text{ 大於所需剪力 } P = V_u = 70.6tf。$$

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

第三節 試體二與試體三

試體二在規劃上為比較與試體一之差異，取消梁鋼骨，其餘設計、尺寸、材質、主筋、續接器位置皆與試體一相同，所以試體二梁為外尺寸 450x950mm，梁長 4000 mm 之 RC 梁，剪力部分則設計剪力釘、剪力樺作為傳力機制。試體三在設計上為與試體二比較，所以將續接器的位置做調整，其中二顆一樣銲於柱面上，而另二顆則銲於鋼拱頭翼板上。為與試體二使用相同連續板，經檢討後，試體三為一外尺寸 450x1100 mm 梁長 4000 mm 之 RC 梁，剪力則由剪力釘、鋼梁拱頭共同傳力。試體二與試體三共用同一支柱，此為 SRC 柱雙側接梁之構架，柱與試體一之柱相同，為銲接箱型鋼柱內灌混凝土外部則外包 10 公分之混凝土及點銲鋼絲網；詳細尺寸、材質、寬厚比詳見表 3.1，試體斷面示意圖見 3.8 及圖 3.9。

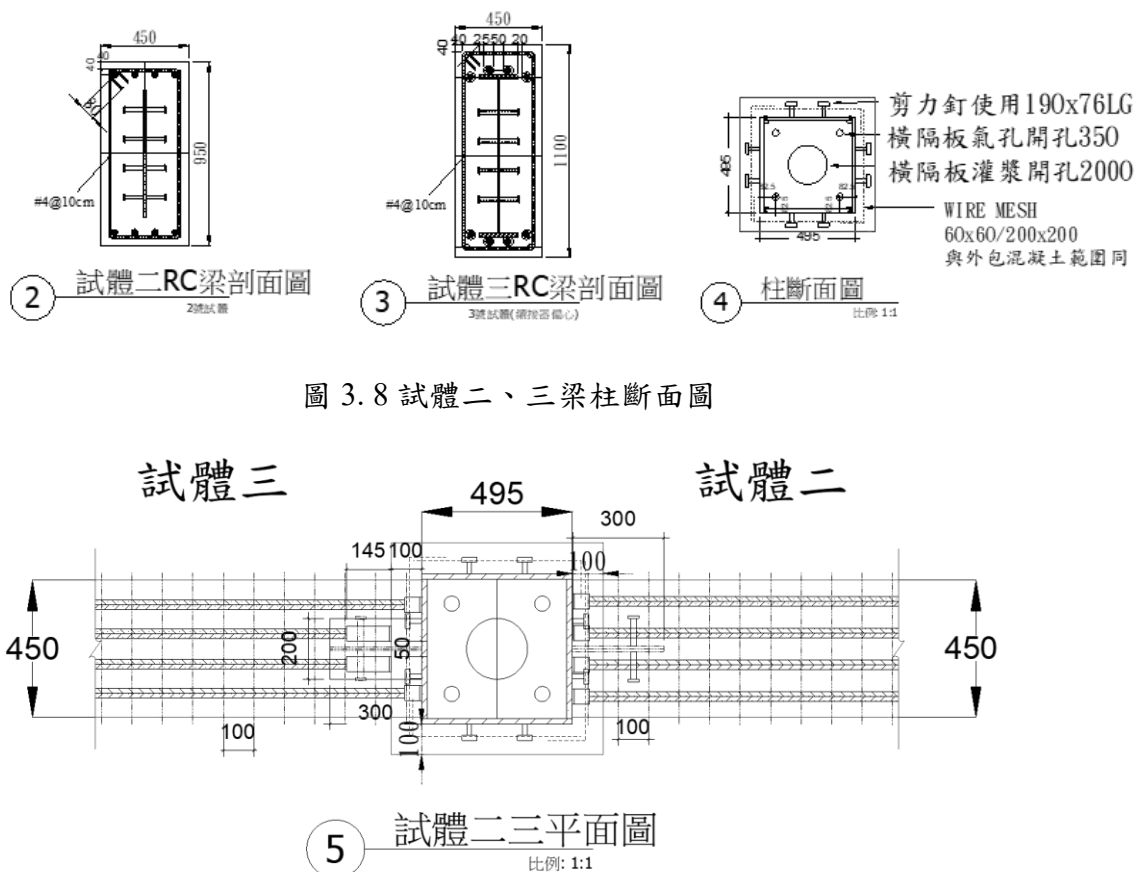


圖 3.8 試體二、三梁柱斷面圖

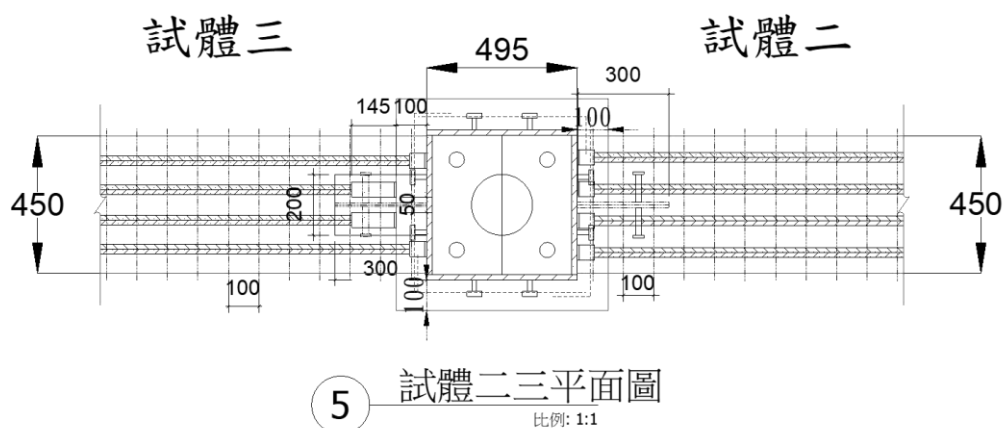


圖 3.9 試體二、三梁柱接合平面圖

3.3.1 強柱弱梁檢核

(1) 柱標稱彎矩強度

試體二與試體三共用之柱與試體一相同，計算流程與結果如試體一。柱之標稱彎矩以柱發展至塑性彎矩強度做計算，參考 AISC-360-10 包覆填充型斷面之複合斷面算法，算例流程可參照圖 3.4。

柱標稱彎矩強度：

$$b/t = 24.05 < \lambda_{hd} = 35.09$$

$$b = 45.7 \text{ cm}, H = 49.5 \text{ cm}, t_f = 1.9 \text{ cm}, t_w = 1.9 \text{ cm}, F_y = 3.3 \text{ tf/cm}^2$$

$$\begin{aligned} M_{pc} &= [(bt_f F_y) \times (a_p - \frac{t_f}{2}) + (a_p 2t_w F_y) \times \frac{a_p}{2} + (0.85 f'_c (a_p - t_f) b) \times (\frac{a_p - t_f}{2})] \\ &\quad + [(H - a_p) \times 2t_w F_y \times (\frac{H - a_p - t_f}{2}) + (bt_f F_y) \times (H - a_p - \frac{t_f}{2})] \\ &= 23232 \text{ tf-cm} = 232.32 \text{ tf-m} \end{aligned}$$

(2) 梁標稱彎矩強度

試體二、三為 RC 梁，故在檢核強柱弱梁時梁標稱彎矩強度應採用依內政部所定之「混凝土結構設計規範」之相關規定計算

$$M_n = M_{nrc} = \text{鋼筋混凝土部分之標稱彎矩強度} \quad (3.3-1)$$

計算梁之標稱彎矩強度尺寸參數如表 3.5

表 3.5 試體二、三梁尺寸參數表

	結構	尺寸 (mm)	材質	標稱彎矩強度(tf-m)
試體二	RC 右側梁	450x950 4#10+4#10	fc'=350kgf/cm ² fy'=4200kgf/cm ²	114.08tf-m
試體三	RC 左側梁	450x1100 4#10+4#10 (H832x200x11x22)	SN490B (Fy=3.3tf/cm ²) fc'=350kgf/cm ² fy'=4200kgf/cm ²	123.75tf-m

合併試體二與試體三之標稱彎矩強度得：

$$\Rightarrow M_n = M_{nrc} = 114.08 + 123.75 = 237.83 \text{ tf-m}$$

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

(3)強柱弱梁比

由前述計算可得知試體二、三之強柱弱梁比為

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_b} = \frac{2 \times 232.32}{237.83} = 1.95 (>1.2)$$

3.3.2 梁柱接頭剪力檢核

本節延續試體一梁柱接頭剪力檢核之流程，惟在梁柱接頭區需求剪力強度 V_u 上扣除鋼梁所提供之強度貢獻，應依以下規定計算：

$$V_u = [1.25F_{yr}(A_{rt} + A_{rb})] - V_T \quad (3.3-2)$$

其中：

F_{yr} = 鋼骨鋼筋混凝土梁主筋之規定降伏應力

A_{rt} = 鋼骨鋼筋混凝土梁中受拉主筋之斷面積

A_{rb} = 鋼骨鋼筋混凝土梁中受壓主筋之斷面積

V_T = 作用於鋼骨鋼筋混凝土柱上下兩端交接面之水平剪力

鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭區之設計剪力強度 ϕV_n 之計算方法與流程也與試體一相同，應為鋼骨部分與鋼筋混凝土部分剪力強度之和。即

$$\phi V_n = \phi_{vs} V_{ns} + \phi_{vrc} V_{nrc} \quad (3.3-3)$$

(1)設計剪力強度

依據內政部所定之「鋼結構極限設計法規範及解說」相關規定，計算所需參數如下：

表 3.6 試體二、三梁柱接頭區設計剪力強度參數表

$F_y(\text{tf/cm}^2)$	$d_c(\text{cm})$	$t_p(\text{cm})$	$f'_c(\text{kgf/cm}^2)$	$A_j(\text{cm}^2)$	$(P_n)_u(\text{tf})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$F_{ys}(\text{tf/cm}^2)$
3.3	49.5	1.9x2	350	2088	1815.13	361.76	4.2

$$V_{ns} = 0.6F_y d_c t_p = 372.44 \text{ tf}$$

$$V_{nrc} = 3.2\sqrt{f'_c} A_j \left[1 - \frac{A_s F_{ys}}{2(P_n)_u}\right] = 83.89 \text{ tf}$$

$$\Rightarrow \phi V_n = 0.9 \times V_{ns} + 0.75 \times V_{nrc} = 398.11 \text{ tf}$$

(2)需求剪力強度

依據鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說(2011)規定，計算所需參數如下：

表 3.7 試體二、三梁柱接頭區需求剪力強度參數表

$F_{yr}(\text{tf/cm}^2)$	$A_{rt}(\text{cm}^2)$	$A_{rb}(\text{cm}^2)$	$M_{pr1}(\text{tf-m})$	$M_{pr2}(\text{tf-m})$	$l_n(\text{m})$	$V_T(\text{tf})$
4.2	32.57	0	142	152	4.98	60.59

$$V_{uL} = 1.25 \times F_{yr} \times (A_{rt} + A_{rb}) = 171\text{tf}$$

$$V_{uR} = 1.25 \times F_{yr} \times (A_{rt} + A_{rb}) = 171\text{tf}$$

$$V_T = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = 60.59\text{tf}$$

$$\Rightarrow V_u = V_{uL} + V_{uR} - V_T = 281.41\text{tf}$$

(3)檢核

$$\phi_v V_n = 409.03\text{tf} \quad V_u = 281.41\text{tf} \quad \Rightarrow \phi_v V_n / V_u = 1.45 > 1 (\text{檢核通過})$$

3.3.3 剪力鋼筋設計

試體二、試體三之剪力鋼筋設計也參照試體一之設計程序。惟試體二、三為 RC 梁，故產生塑鉸時之梁塑性彎矩強度扣除鋼骨貢獻後其值小於試體一之計算結果。實驗規劃一樣由垂直制動器給一向上推力，期望最大推力使梁柱接頭區發生塑鉸，並將此推力視為最大所需剪力以設計剪力鋼筋。得試體二 RC 梁在考慮鋼筋以 $1.25f_y$ 計之塑性彎矩 $M_{pr1} = 142\text{tf-m}$ ；得試體三 RC 梁之塑性彎矩 $M_{pr2} = 152\text{tf-m}$ 。依據強度疊加法，當 RC 梁發生塑鉸時垂直制動器所提供之最大推力為 $P_1 = V_{u1} = 142\text{tf-m}/3.75\text{m}$ (梁柱接頭表面至垂直制動器之水平距離) = 37.84tf 。 $P_2 = V_{u2} = 152\text{tf-m}/3.75\text{m}$ (梁柱接頭表面至垂直制動器之水平距離) = 40.5tf 。詳示意圖 3.10。

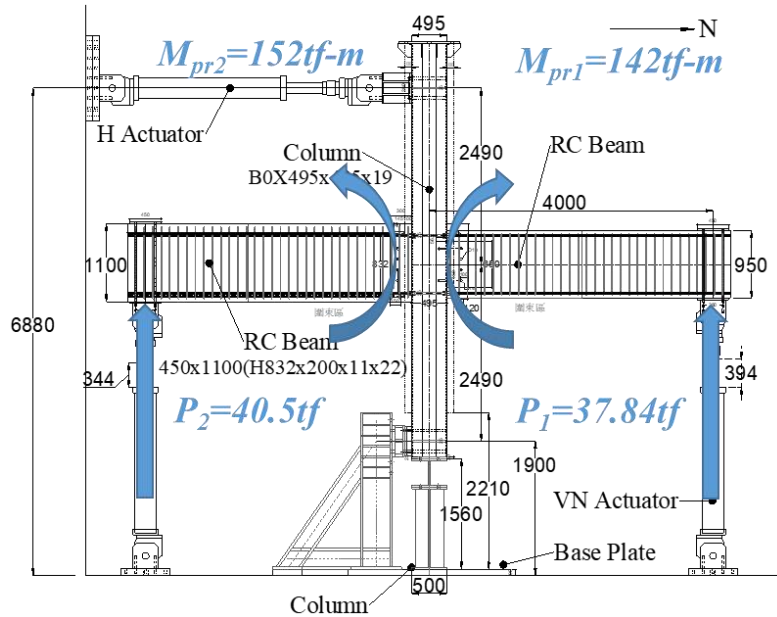


圖 3.10 試體二、三構架垂直制動器推力示意圖

由上述計算可得知所需之剪力鋼筋強度皆小於試體一，為不影響其餘參數變異設計，故同試體一以「單箍」剪力鋼筋#4 間距 10cm 配置，使得剪力強度可以達到 $\phi V_s = 70.5tf$ 大於試體二及試體三最大所需剪力， $P_1 = V_{u1} = 37.84tf$ ， $P_2 = V_{u2} = 40.5tf$ 。

3.3.4 梁接合細部設計

在試體二部分，因為使用 RC 梁，則剪力的傳遞就必須由剪力釘和剪力樺作為傳力機制。梁產生塑鉸引致之剪力由剪力釘傳給剪力樺，再由剪力樺傳至鋼柱。故在設計上必須決定剪力釘之數量以及剪力樺之尺寸。再者，因剪力由剪力釘傳給剪力樺造成一偏心彎矩 $M = V_n \times s$ (剪力釘至柱面距離)，此彎矩將造成柱面有拉應力 $\sigma = \frac{My}{I}$ 故於柱內設計剪力釘以抗此偏心彎矩所引致之拉應力。

(1) 試體二

(a) 剪力樺之剪力釘數量設計

當梁產生塑鉸時並考慮自重情況下引致之剪力為

$$V_u = \frac{M_{pr}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} = \frac{142}{3.7525} + \frac{1.69 \times 3.7525}{2} = 41tf$$

剪力釘使用 19 ϕ ，參照「鋼結構極限設計法規範及解說」(2010)規定，單一剪力釘之標稱強度為：

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc}F_u \quad (3.3-4)$$

其中：

A_{sc} = 剪力釘之斷面積， cm^2

f'_c = 混凝土之抗壓強度， tf/cm^2

F_u = 剪力釘之標稱抗拉強度， tf/cm^2

E_c = 混凝土之彈性模數， tf/cm^2

LRFD 規範並無規定剪力釘之強度折減係數，這是因為合成梁之撓曲強度折減係數已包含所有之變異性，剪力釘之變異性也已經考慮在內。經計算後19φ之單一剪力釘標稱強度 $Q_n=12.76\text{tf}$ ，設計上用雙排兩側共8顆：

$$V_n = 2 \times 4 \times 12.76 = 102.08\text{tf} > V_u = 41\text{tf}$$

(b) 剪力樺之尺寸設計

(i) 剪力樺高度 d: 剪力釘間距 $150\text{mm} \times 3 + 100\text{mm}$ (最上面剪力釘至板邊緣所留距離) + 100mm (最下面剪力釘至板邊緣所留距離) = 650mm

(ii) 剪力樺長度: 剪力釘間距 $100\text{mm} \times 3 = 300\text{mm}$

(iii) 剪力樺板厚 t_w :

$$\phi = 0.75, V_n = 0.6F_y d t_w = 0.6 \times 3.3 \times 65 \times t_w$$

$$V_u = \frac{M_{pr}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} = \frac{142}{3.7525} + \frac{1.69 \times 3.7525}{2} = 41\text{tf}$$

$$\Rightarrow \phi V_n \geq V_u, t_w \geq \frac{41/0.75}{0.6 \times 3.3 \times 65} = 0.425\text{cm} = 4.25\text{mm}$$

∴ 使用 $t_w = 11\text{mm}$ (OK)!

最終剪力樺之尺寸設計為長度 300mm ，高度 650mm ，板厚 11mm 並在板的兩側有雙排共8顆剪力釘。見圖 3.11

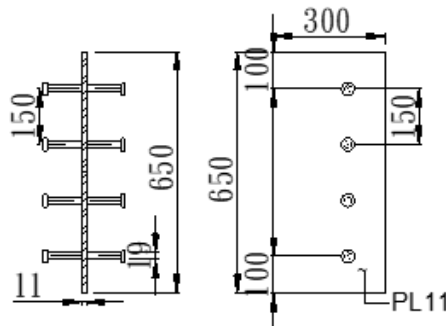


圖 3.11 剪力樺及剪力釘示意圖

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

(c) 柱內剪力釘數量設計

剪力由剪力釘傳給剪力樺造成一偏心彎矩 $M = V_n \times S$ (剪力釘至柱面距離) =

$41 / 0.75 \times 20 \text{ cm} = 1093 \text{ tf} \cdot \text{cm}$ ，此彎矩將造成柱面有拉應力 $\sigma = \frac{My}{I}$ ，其中，

$M = 1093 \text{ tf} \cdot \text{cm}$ ， $y = 65 / 2 = 32.5 \text{ cm}$ ， $I = 25173 \text{ cm}^4$ 得 $\sigma = 1.411 \text{ tf} / \text{cm}^2$ 。

可由此求得作用於柱面之拉力：

(i) $T = 1.411 \times 1.1 \times 32.5 / 2 = 25.22 \text{ tf}$ ($t_w = 11 \text{ mm}$)，見圖 3.12

(ii) 19ϕ 之單一剪力釘標稱強度 $F_u = 12.96 \text{ tf}$

故在中性軸上半部配置 4 顆剪力釘 $F_u = 12.96 \times 4 = 51.84 \text{ tf} > T = 25.22 \text{ tf}$ ，下半部亦配置 4 顆剪力釘；配置於柱內雙排並與剪力樺上之剪力釘同高程共 8 顆。長度為 120mm，符合規範須大於 4 倍直徑(76mm)之規定。詳見圖 3.13。

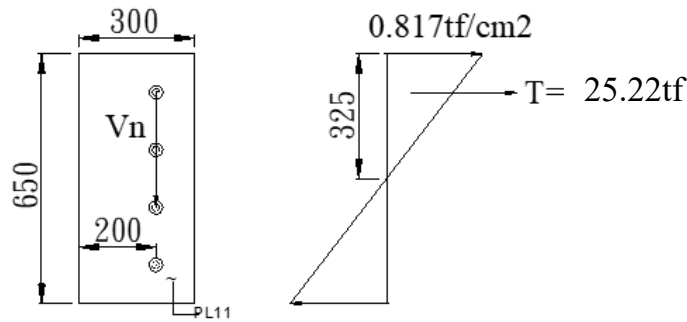


圖 3.12 偏心彎矩引致拉應力示意圖

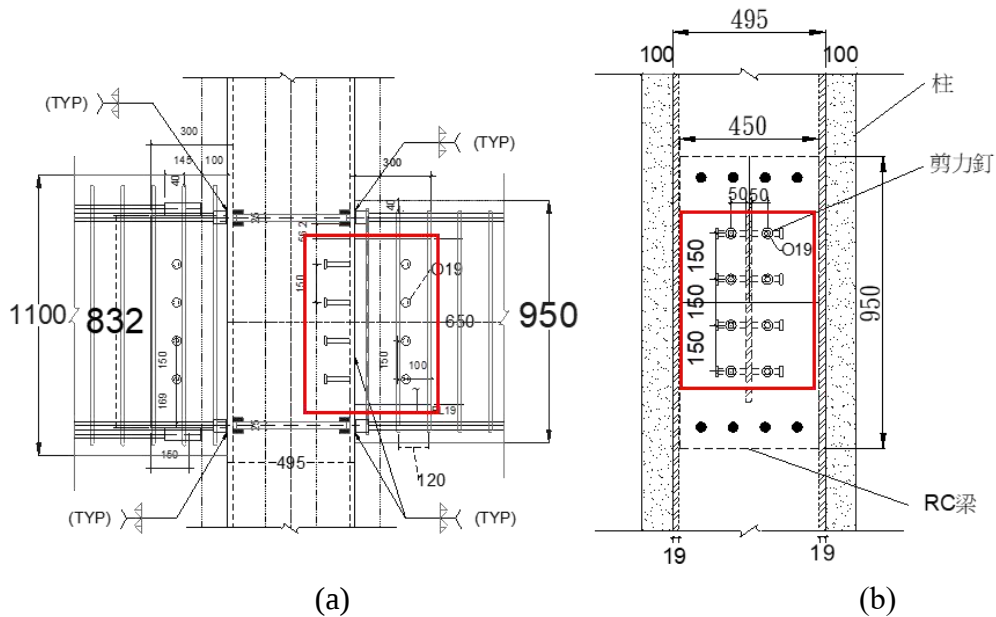


圖 3.13 柱內剪力釘配置示意圖(a)側視圖(b)剖面圖

試體三之梁接合設計，則為柱面上銲一鋼拱頭並將 4 支續接器分別銲鋼拱頭上下翼板，另外 4 支則仍銲於柱面，此鋼拱頭(I 型鋼梁)之寬厚比也符合耐震斷面之規定。

(2) 試體三

I 型鋼拱頭設計

試體三之梁外尺寸為 450x1100mm，這裡選用 H832x200x11x22mm 作為 I 型鋼梁之斷面。並依據後續之拉力、彎矩、剪力檢核以符合耐震斷面規定。

寬厚比之檢查: $b/t = 4.5 < \lambda_{pd} = 11.6(OK)$ $h/t_w = 71.6 < \lambda_{pd} = 76(OK)$

(a) 拉力檢核

在上下鋼翼板上各銲 2 支臥式續接器，造成之拉力為:

$$P_u = 1.25 \times 2 \times 4.2 \times 8.14 = 85.47 \text{ tf}$$

$$\phi P_n = 0.9 \times F_y \times A_s = 0.9 \times 3.3 \times (20 \times t_f)$$

$$\Rightarrow \phi P_n \geq P_u, \quad t_f \geq 1.44 \text{ cm} = 14.4 \text{ mm}$$

得知設計梁翼板須大於 14.4mm，使用 22mm > 14.4mm (OK)!

(b) 彎矩檢核

(i) 鋼骨斷面: H832x200x11x22mm，塑性彎矩

$$M_p = Z F_y = 5271.6 \times 3.3 = 17396 \text{ tf-cm} = 173.96 \text{ tf-m}$$

(ii) 鋼筋以 1.25 f_y 計之 RC 梁之標稱彎矩強度 M_{nrc}

$$d' = 15 \text{ cm}, \quad d = 95 \text{ cm}$$

$$C_c = 0.85 \times 0.35 \times 45 \times 0.85 \text{ cm} = 11.38 \text{ cm}$$

$$C_r = 4 \times 8.14 \times \frac{6120}{c} (c - 15) \times 10^{-3} = 199.267 \left(\frac{c - 15}{c} \right)$$

$$T' = 1.25 \times 4 \times 4.2 \times 8.14 = 170.94 \text{ tf}$$

$$\rightarrow C_c + C_r = T'$$

$$c = 15.01 \text{ cm}, \quad M_{nrc} = 152 \text{ tf-m}$$

$$\Rightarrow M_p = 173.96 \text{ tf-m} > M_{nrc} = 152 \text{ tf-m} (OK)$$

$\therefore$ 使用 $t_f = 22 \text{ mm} (OK)!$

(c) 剪力檢核

由梁產生塑鉸所引致之剪力 V_u 並期望透過剪力釘傳力至鋼腹板作為傳力機制，而鋼腹板標稱剪力強度 V_n 為:

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

$$\phi = 0.75, \phi V_n = 0.75 \times 0.6 F_y d t_w = 0.75 \times 0.6 \times 3.3 \times 83.2 \times t_w$$

$$V_u = \frac{M_{pr}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} = \frac{152}{3.7525} + \frac{1.69 \times 3.7525}{2} = 43.7 \text{ tf}$$

$$\Rightarrow \phi V_n \geq V_u, t_w \geq \frac{43.7}{0.75 \times 0.6 \times 3.3 \times 83.2} = 0.35 \text{ cm} = 3.5 \text{ mm}$$

∴ 使用 $t_w = 11 \text{ mm}$ (OK) !

故設計鋼拱頭(I 型鋼梁)之斷面尺寸為 H832x200x11x22mm，詳見圖 3.14。

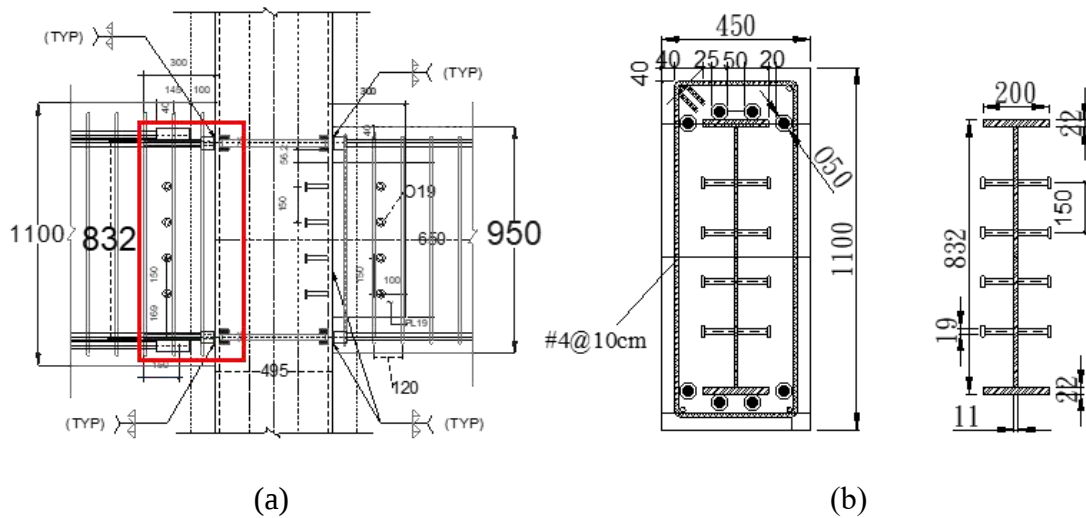


圖 3.14 試體三鋼拱頭設計示意圖(a)側視圖(b)剖面圖

第四節 試體製作

本研究試體為 SRC 柱、SRC 梁及 RC 梁，可分為鋼構、夾具與鋼筋混凝土三部分，鋼構委託東和鋼鐵企業股份有限公司製造，鋼構製造施工圖見附錄 5，鋼構施作流程如下：

試體一：

- (1) 鋼板整平、裁切。
- (2) 空心箱型柱三面組裝。
- (3) 空心箱型柱蓋板銲接。
- (4) 銲道修整補強、鋼板因銲接受熱變形部分整平。
- (5) 底板及加勁板裁切。
- (6) 底板及加勁板點銲於柱身上進行假固定。
- (7) 底板及加勁板、剪力釘、續接器銲接於柱身上。

- (8) 梁身 H 型鋼裁切，加勁板、梁面剪力釘銲接於梁身上，
- (9) 梁身、柱身噴砂後移至堆置場，等待出貨。
- (10) 梁身、柱身運至國震中心實驗場，於現場進行組裝銲接。

試體二、三：

- (1) 鋼板整平、裁切。
- (2) 空心箱型柱三面組裝。
- (3) 空心箱型柱蓋板銲接。
- (4) 銲道修整補強、鋼板因銲接受熱變形部分整平。
- (5) 底板及加勁板裁切。
- (6) 底板及加勁板點銲於柱身上進行假固定。
- (7) 底板及加勁板、剪力釘、續接器銲接於柱身上。
- (8) 剪力樺、鋼拱頭銲接於柱身上，
- (9) 柱身與梁連接段噴砂。

三組試體鋼筋混凝土部分製造圖詳附錄 6，鋼筋混凝土部份施作流程如下：

- (1) 柱外層點銲鋼絲網。
- (2) 梁內主筋、箍筋綁扎。
- (3) 柱、梁模板組立。
- (4) 柱、梁混凝土澆置。
- (5) 柱、梁拆模、養護。

3.4.1 鋼構試體

本實驗鋼材質皆使用 CNS SN490B 鋼材，柱板厚 19mm，柱頂板、連續板、底板因設計需求皆使用 25mm 厚之鋼板。試體一與試體二、三之柱相同，惟內部連續板之數量不同及因梁設計需求在試體二北側柱內銲接 8 顆剪力釘。試體一之 SRC 梁鋼骨部分，為 H600x200x11x17mm 之鋼梁，並於外側梁端距離 257.5mm 處設有兩塊 12mm 厚之加勁板，為了避免因垂直制動器加載力量過大而產生局部挫屈。因配合實驗場以及實驗配置需求，亦於制動器與梁、柱試體連接處放置鋼板。試體之製造圖詳見附錄五。試體製作照片如下：

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗



(a)試體一柱試體組立



(b)試體一柱內連續板組立



(c)試體一梁試體組立



(d)梁端加勁板



(e)試體二、三柱試體東面



(f)試體二、三柱內連續板尺寸量測



(g)柱內連續板尺寸量測



(h)梁端加勁板尺寸量測

圖 3.15 試體製作照片(a)~(h)

第五節 工作時程與預期進度

本案由 111 年 1 月初，內政部建築研究所辦理招標公告，經歷公告、資格審標、決標後簽約，依據合約本案執行期間由 111 年 1 月至 111 年 12 月，將相對應本案執行進度與日期時間，列出如表 3.8 所示。

表 3.8 工作時程與預期進度表

時程 (111 年)	進度事項
1 月 18 日	廠商資格審查完成
1 月 28 日	議價決標完成簽約
2 月~5 月	1.國內外 SRC 梁柱接頭設計相關規範及研究文獻蒐集與國內實務調查分析及彙整 2.針對國內包覆填充型鋼管混凝土柱與梁主筋以續接器連接接頭進行試體規劃
5 月 6 日	召開專家學者會議，討論 3 具試體型式
5 月 7 日~5 月底	依據專家學者會議意見，修改試體，繪製試體施工圖面
5 月底~6 月上旬	試體估價，行政發包
6 月 30 日	期中報告
7 月 12 日	期中審查會議
6 月~8 月	1.鋼材、混凝土、鋼筋等試樣測試 2.施工階段拍照
8 月 12 日	1.試體鋼構部份，製作完成運抵國震中心
9 月 8 日	2.試體鋼筋混凝土部份，於國震中心製作施工灌漿
9 月 15 日	混凝土強度 7 天抗壓測試
9 月 22 日	混凝土強度 14 天抗壓測試、鋼筋及鋼材拉力實驗
9 月 29 日	第 1 具試體實驗完成
10 月中旬	第 2、3 具試體安裝架設及實驗完成，6 組續接器實驗完成
10 月 14 日	期末報告
10 月 28 日	期末審查會議
11 月中旬	召開專家學者會議
12 月 2 日	成果報告

第六節 實驗測試系統

本研究於國家地震工程研究中心結構實驗室的反力牆進行實驗，實驗配置如圖 3.1 所示。所使用之設備與資料擷取系統敘述如下。

- 反力牆與強力地板系統

本研究梁柱接合構架試體於反力牆及強力地板系統進行實驗。試體與外圍夾具鎖上後，以 36 顆 M36 高強度螺栓將柱試體底板鎖於基礎鋼板上，基礎鋼板再使用 4 支 M49 預力鋼棒與反力地板固定，每根鋼棒可施加 80 噸預拉力以防止實驗過程中強力地板與基礎鋼板滑動。

試體一進行實驗時共使用三支 MTS 100 噸靜態油壓伺服制動器，其中兩支提供水平向面內穩定力，另外一支提供垂直側向力。試體二、三進行實驗時共使用四支 MTS 100 噸靜態油壓伺服制動器，其中兩支提供水平向面內穩定力，另外兩支提供垂直側向力。油壓制動器以推為正方向，拉為負方向，衝程限制為 ± 500 mm，進行實驗時以垂直向制動器進行位移控制，水平向制動器使用外部位移控制來保持試體面內穩定，並將油壓制動器資料輸出至資料擷取系統，由資料擷取系統紀錄油壓制動器之力量與位移。

- 側撐系統

為使測試試體能穩定進行實驗輔以側撐系統，使用於國家地震工程研究中心實驗室內現有之三角側撐支架，並於北面方向柱側面放置側撐，可確保試體柱與底部夾具連結至強力地板上，並於側面方向提供側向支撐，以避免當垂直向油壓制動器進行位移控制時發生側向扭轉挫屈，確保實驗破壞機制發生在梁柱接頭區域內。

- 資料擷取系統

本研究所有實驗量測數據皆由資料擷取系統收集，使用之擷取系統為 InstruNet100 資料擷取盒，系統擁有 100 個頻道可供資料收集，並配合 InstruNet World 軟體操作，適用於不同形式之量測儀器，有關量測儀器上之設定方式，皆依據 InstruNet World 軟體操作手冊。

第七節 量測規劃

此實驗採用應變計、位移計、NDI 高精度動作擷取系統進行未來實驗之量測，將此三項量測規劃所使用器材進行說明如下。

- 應變計配置

實驗使用單軸應變計與菊型(三軸)應變計，單軸應變計布設於柱試體南北側之翼板、梁之翼板以及鋼筋上，菊型應變計則布設於梁柱交會區中心。詳見圖 3.16。單軸應變計使用 Tokyo Measuring Instruments Laboratory Co., Ltd. 之產品，應變計長度為 5 mm，可量測應變範圍 15%~20%；菊型應變計使用 Tokyo Measuring Instruments Laboratory Co., Ltd. 之產品，應變計長度為 5 mm，可量測應變範圍 10%~15%，其貼設位置如圖 3.16 及圖 3.17。

- 位移計配置

Dial Gauge 為針盤量規，可以量測特定點之單向位移，其精度可以達到 0.01mm，用來量測側位移較小之變形，本實驗使用兩支 ± 0.5 cm 的 Dial Gauge，量測轉接短柱與夾具之相對滑移量，以及基礎鋼板與強力地板間相對滑移量，以確保螺栓預拉力所提供之摩擦力足以抵抗水平剪力，經過量測各試體滑移量皆在 1 mm 以內，配置位置參考詳圖 3.18。

LVDT 用來測量物體的身長度、物體厚薄程度等精確數據。堅固的結構提供高可靠性，而其性能適合範圍小於 ± 100 mm 的多數套用，配置位置圖參考詳圖 3.18 及圖 3.19。

PI Gauge 為位移計的一種，目的為觀察梁柱交會區對角線之伸長縮短量，進一步計算交會區之剪力變形，此位移計之配置詳圖 3.18 及圖 3.19。

- 光學追蹤器(NDI)配置

NDI 為高精度動作擷取系統，此影像量測儀器為 NDI 公司生產之運動追捕系統。可以追蹤探測點(Marker)的動作進行捕捉，利用光學量測儀器每隔固定時間接收 Marker 之訊號，藉此來量測試體之三軸座標，並將數據回傳至電腦接受數據。

本實驗探測點於試體中之分布，主要梁柱接頭區位置布設觀測點，目的在觀察梁柱交會區剪力變形及鋼筋連接續接器拉出破壞；另布設於一倍梁深內之梁塑鉸區，觀測其變位並推知其破壞模式。觀測點位配置圖詳圖 3.18 及圖 3.19。

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

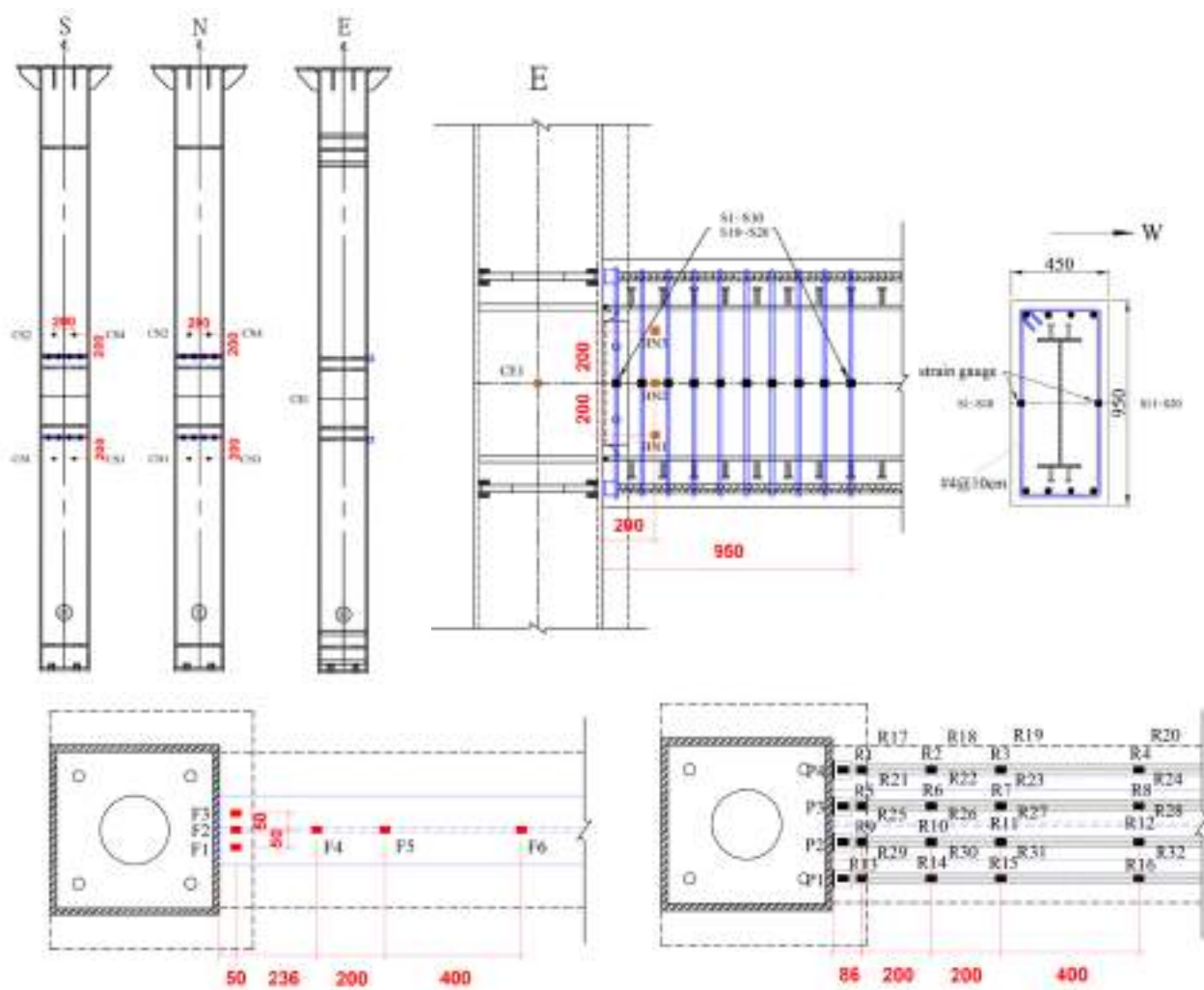


圖 3.16 試體一應變計分布

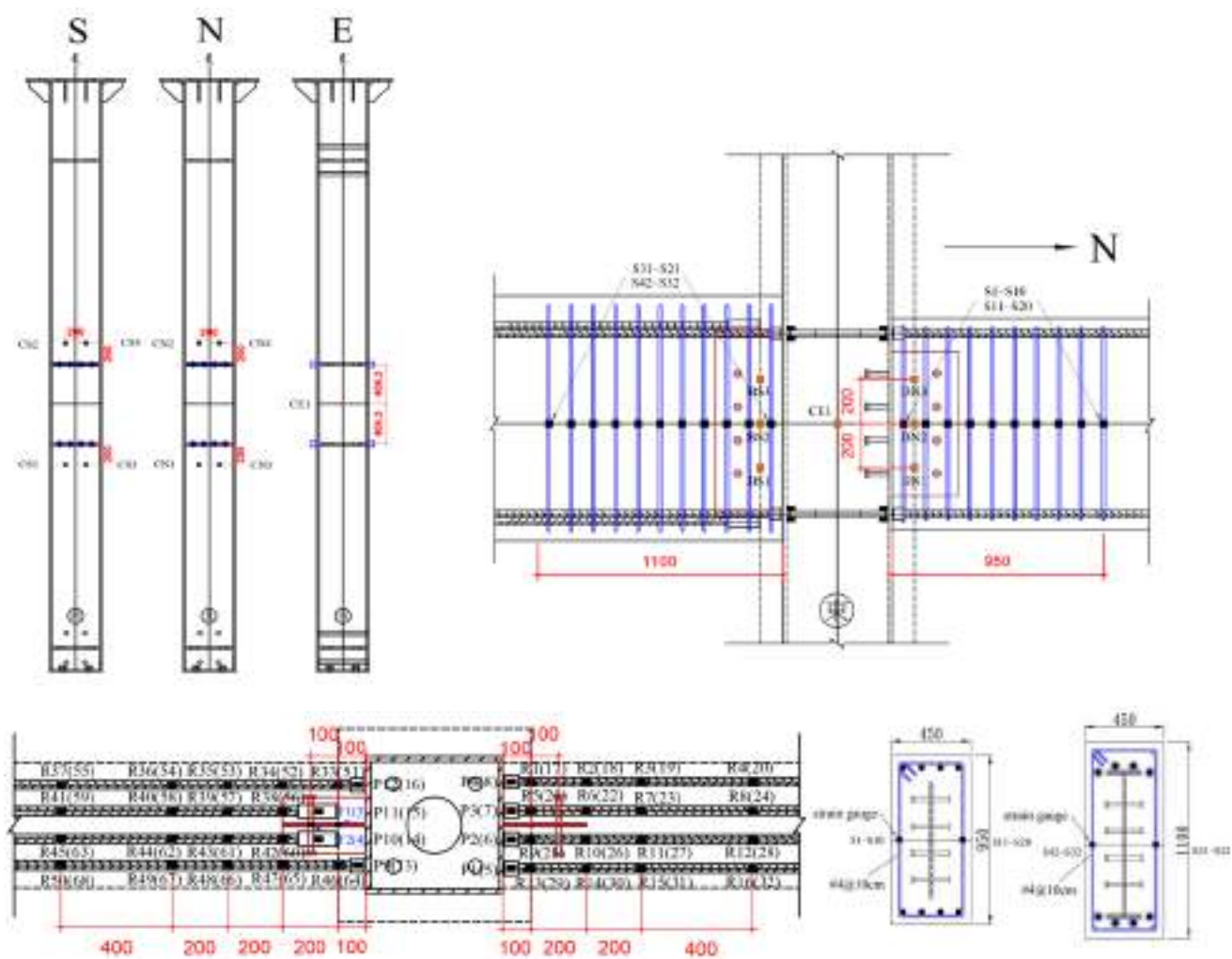


圖 3.17 試體二三應變計分布

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

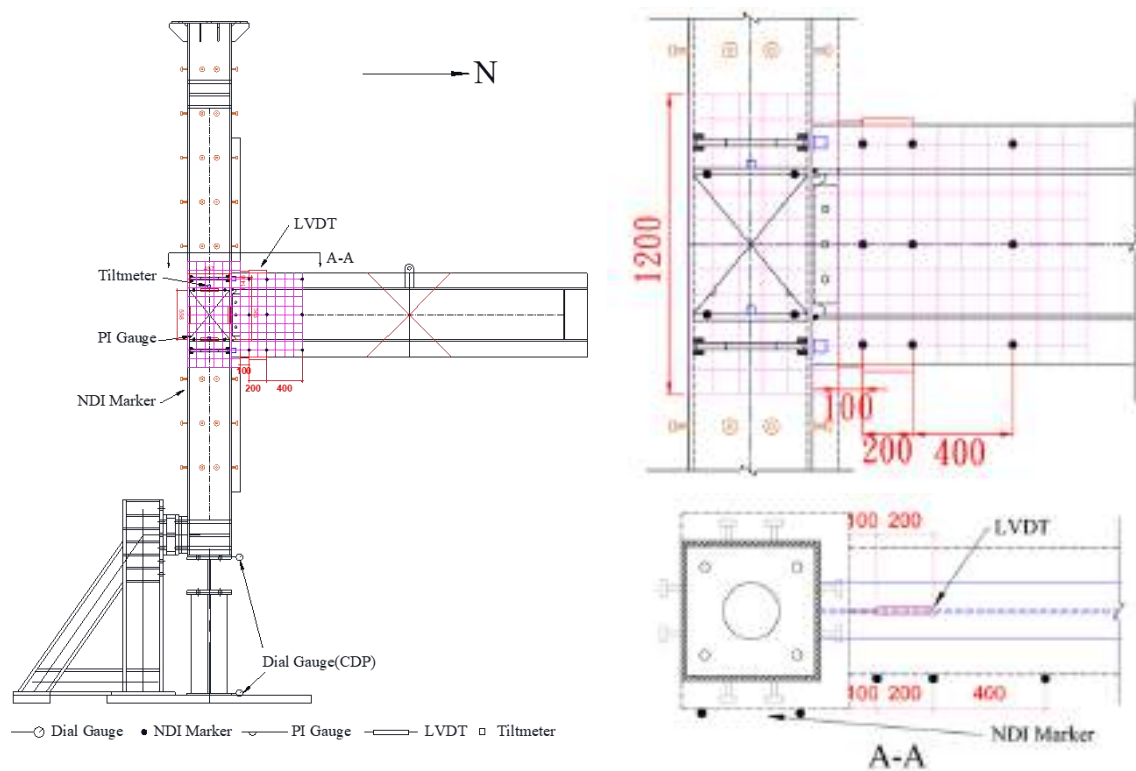


圖 3.18 試體一位移計與 NDI marker 配置圖

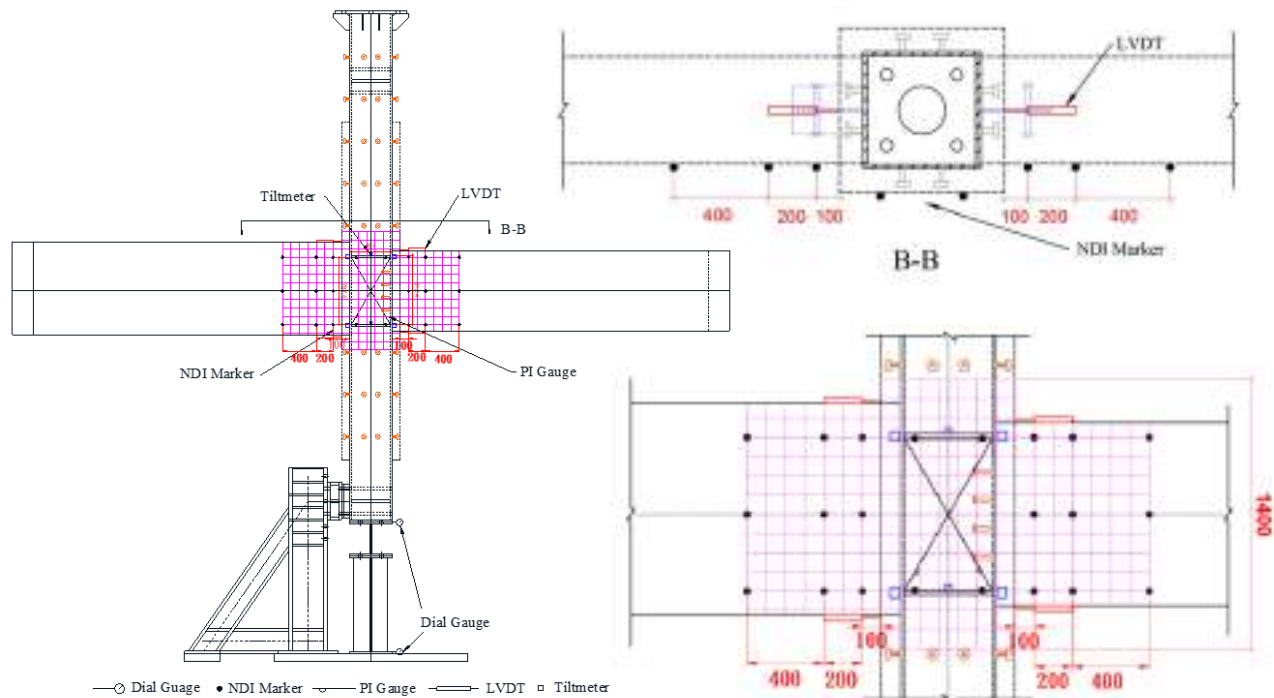


圖 3.19 試體一位移計與 NDI marker 配置圖

第九節 實驗控制與載重歷時

梁柱試體使用之反覆載重位移歷時係採用 AISC 341-16(2016)之規範所建議之位移歷時，取對於梁柱接頭處之反覆載重，於 AISC 341-16 (2016)之 K2 章節所載明，控制層間變位角如下所示：

- (a) 6 cycles at $\theta = 0.00375$ rad
- (b) 6 cycles at $\theta = 0.005$ rad
- (c) 6 cycles at $\theta = 0.0075$ rad
- (d) 4 cycles at $\theta = 0.01$ rad
- (e) 2 cycles at $\theta = 0.015$ rad
- (f) 2 cycles at $\theta = 0.02$ rad
- (g) 2 cycles at $\theta = 0.03$ rad
- (h) 2 cycles at $\theta = 0.04$ rad

以 $\theta = 0.01$ rad 的增量繼續加載，每次加載兩個循環，如圖 3.20 所示。

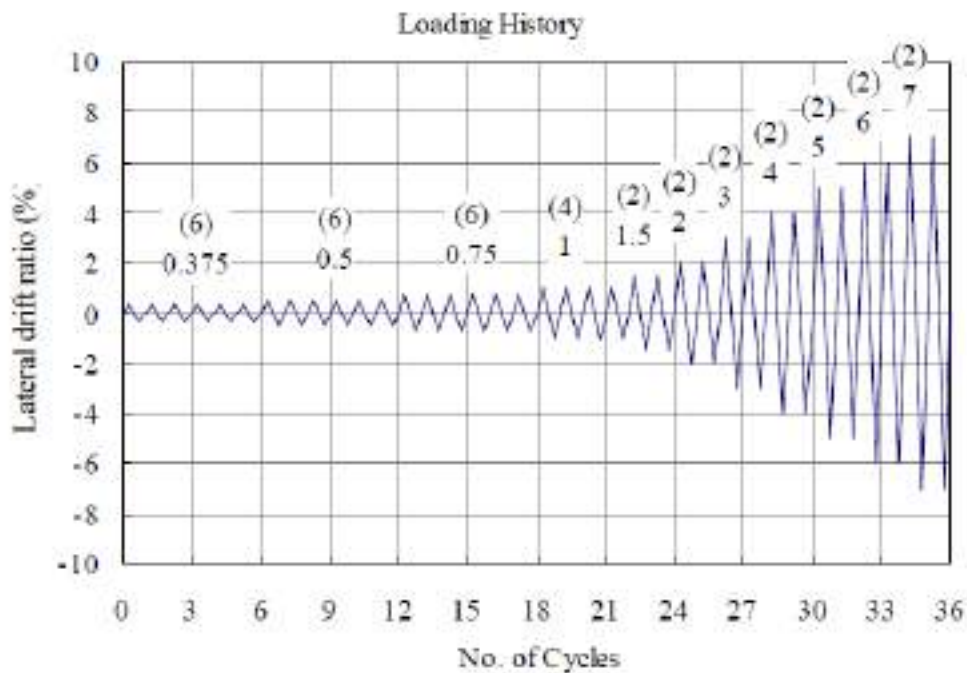


圖 3.20 反覆載重位移歷時示意圖

試體一為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與鋼骨鋼筋混凝土梁，進行實驗時以垂直向制動器進行位移控制，MTS 100 噸靜態油壓伺服致動器靜止高度為 3450 mm，衝程為 1000 mm，經考量設置高度計算後，致動器可再往上、下分別移動 645、355 mm，除以試體一長度梁 4 m，往上、下分別移動之層間

變位均超過 8%；試體二則為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與鋼筋混凝土梁，同理致動器可再往上、下分別移動 645、355 mm，除以試體一長度梁 4 m，往上、下分別移動之層間變位均超過 8%；試體三與試體二相同，但其梁深度較大詳見附錄 6 鋼筋混凝土施工圖，致動器可再往上、下分別移動 720、280 mm，除以試體一長度梁 4 m，往上、下分別移動之層間變位均達 7%；如此可確保具有充份的位移控制，可提供了解試體進入較大變形時，梁柱接頭受力傳力破壞機制。

如此經由規劃後，試體一、二上下均可超過層間變位均超過 8%，試體三上下可超過層間變位均超過 7%，預期能符合 AISC 341-16 規範所建議之位移歷時，不但超過鋼結構極限設計法規範及解說(2010)所規定梁柱接頭所需塑性轉角 $\theta_p=3\%$ ，而且具備足夠餘量進入塑性階段。

第十節 材料性質試驗

本研究梁、柱鋼板使用 SN 490B 系列(標稱降伏強度 325~445 MPa)的 16 mm、22 mm、25 mm、28 mm 鋼板，根據 CNS 國家標準中金屬材料拉伸試驗之規定進行抗拉實驗，鋼筋與箍筋材質為 SD420W，混凝土 28 天標稱抗壓強度為 350kgf/cm²。

1. 鋼筋拉伸試驗

本試驗使用 SD420W 之 #10(D32)主筋與 #4(D13)箍筋。拉伸試驗於國家地震工程研究中心之 100 噸材料試驗機上進行，如圖 3.21。共試驗 1 支 #10(D32)及 2 支 #4(D13)箍筋。

表 3-9 為兩支不同號數之鋼筋拉伸試驗結果，其中包含降伏強度、抗拉強度、伸長率、拉降比...等，確認其符合台灣混凝土學會 TCI 鋼筋混凝土用鋼筋之規定。量測過程中於鋼筋兩端黏貼高精度動作擷取系統 NDI 之 marker 用以量測其位移量，進而求取其應變值。在試驗時因 NDI 擷取系統之電腦設備老舊緣故，使得在收資料時有故障問題，故於報告中無法呈現其真實位移。

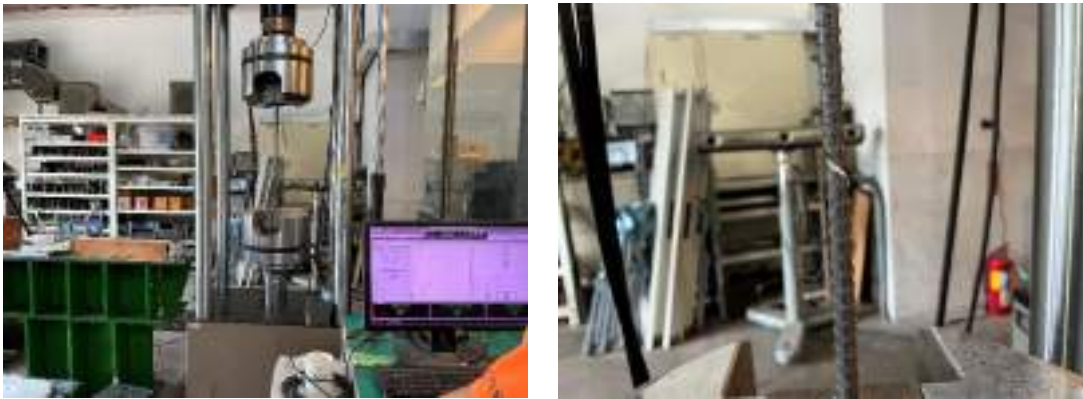


圖 3.21 鋼筋拉伸試驗現場

表 3.9 SD420W 之鋼筋拉伸試驗結果

鋼筋規格			降伏強度	抗拉強度	伸長率	拉降比
種類	稱號	編號	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	%	
SD420W	#4(D13)	1	4648	7031	16.67	1.51
		2	4706	7036	15	1.50
		平均	4677	7033.5	15.83	1.50
	#10(D32)	1	4814	6755.3	20	1.40

2. 混凝土圓柱抗壓試驗

本試驗使用之混凝土標稱抗壓強度為 350kgf/cm^2 ，於本試驗試體混凝土澆置階段時，同步製作直徑 15cm、高度為 30cm 之混凝土圓柱試體 15 顆。並與試體依相同條件及環境下養護，於 SRC 梁柱接頭耐震試驗前(14 天齡期)及標準養護之 28 天齡期進行抗壓試驗。每次試驗各壓 3 顆，並將抗壓試驗所得之 3 筆強度資料取平均值，作為接頭耐震試驗之混凝土真實抗壓強度。

在進行試驗前會將頂部及底部表面以端面研磨機磨平以減少夾具及圓柱試體間因不平整所造成之誤差，並於圓柱身寫上試驗日期及齡期，再用保鮮膜包覆住圓柱試體以防止在抗壓過程中混凝土塊破裂造成碎塊損害到實驗設備。本次混凝土圓柱抗壓試驗於國家地震工程研究中心之 100 噸材料試驗機上進行，試驗相關照片詳圖 3.22，試驗結果統整於表 3.10。

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗



圖 3.22 混凝土圓柱抗壓試驗現場

表 3.10 混凝土抗壓試驗強度對照表

圓柱試體		標準養護 28 天 之抗壓強度	標準養護 28 天 之平均強度	實驗前抗壓強度 (14 天)	實驗前平均抗壓 強度(14 天)
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²
編號	1	475	479.3	468.2	468.1
	2	497		460.8	
	3	466		475.3	

3.鋼材拉伸試驗

本試驗柱與梁使用 SN 490B 之鋼材，標稱強度為 3300kgf/cm^2 。拉伸試驗於國家地震工程研究中心之 100 噸材料試驗機上進行，如圖 3.23。依 CNS 國家標準共試驗柱板厚度 19mm、梁翼板 17mm、梁腹板 11mm 各一片。

表 3.11 為三片鋼材拉伸試驗之結果，其中包含降伏強度、抗拉強度、拉伸比。量測過程中於鋼筋兩端黏貼高精度動作擷取系統 NDI 之 marker 用以量測其位移量，進而求取其降伏應變並繪製應力應變圖，詳圖 3.25。



圖 3.23 鋼材拉伸試驗現場

表 3.11 鋼材拉力試片結果

材料性質	厚度(mm)	降伏強度 (kgf/cm ²)	抗拉強度 (kgf/cm ²)	拉降比
SN 490B	11	4330	5226	1.21
	17	4020	5245	1.30
	19	3700	5438	1.47

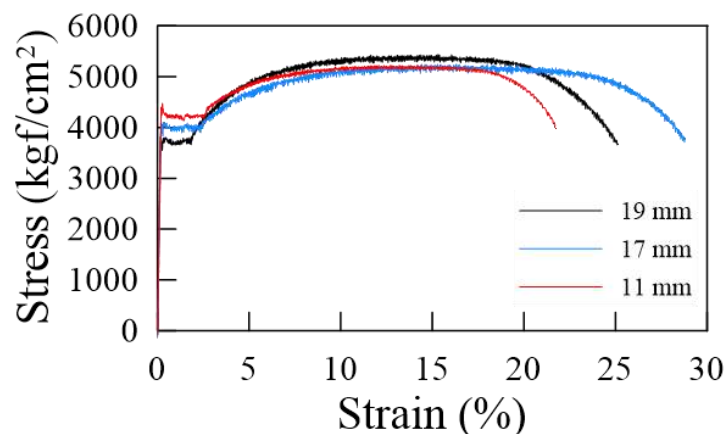


圖 3. 鋼材應力應變曲線圖

第十一節 施工過程

● 梁柱接頭銲接

本實驗之試體一與試體二、三之鋼構部分於 8 月中旬運送至國家地震工程研究中心實驗場，並於實驗場進行試體一之梁柱接頭銲接。確認其銲接工程皆依照施工圖施作，並於銲接完成後進行超音波檢測(UT)，檢測結果良好並將報告附於附錄七，照片詳圖 3.21。

● 鋼筋組立

銲接完成後，由 RC 承包業者著手進行梁主筋及箍筋組立，並於箱型鋼柱外進行點銲鋼絲網包覆工程。於施工過程中確認鋼筋號數、長度、間距皆符合發包圖。鋼筋與續接器續接時同時要求施工人員進行扭力值測試，各號數之扭力值由續接器廠商提供。測試方法為取一扭力扳手，板手上有相對應鋼筋號數之值，將扭力扳手端部夾取鋼筋並扭轉，若有聽到兩聲喀擦聲即確認扭力值達標；若扭轉過程中未聽見聲音則持續扭至聽見兩聲喀擦聲為止，其施工照片詳圖 3.22。

● 試體應變計黏貼

鋼筋組立完成後於兩座試體進行應變計黏貼，黏貼範圍包含梁柱接頭區、

梁腹板及翼板、續接器、主筋、箍筋，應變計規劃及位置示意圖詳本章第八節。因試體需灌漿，故為防水及保護應變計於其上方塗抹一層防水凝膠，以 3M 防水膠布完全覆蓋應變計及其銅線。最後纏繞電火布於應變計最外層，並以防水標籤標記各個應變計後順線至出線孔位置，相關照片詳圖 3.23。

● 試體組模與灌漿

兩座試體於 8 月底進行組模工程，確認其模板尺寸、孔位、高程，其工期約一周並於 9 月初進行灌漿工程。於灌漿進行前確認其混凝土強度符合本實驗設計值 $f_c=350\text{kgf/cm}^2$ 並進行坍度試驗，經量測後坍度為 20cm，符合 CNS 1176 之坍度範圍規範。同時間製作 15 座混凝土圓柱試體，於之後依不同齡期進行混凝土抗壓試驗，抗壓試驗之結果參照本章第十節。兩座試體依序先由梁柱接頭處灌漿，柱體內部灌漿則將特密管深入預先開好之孔洞，由底部一層一層澆置至柱頂，最後再進行箱型鋼柱之外包混凝土灌漿。灌漿過程以震動棒搗實以防止有泌水介面產生。待試體皆灌漿完成後進行標準養護程序，在養護過程中定期灑水以避免表面出現乾縮裂縫，相關施工照片詳圖 3.24。



(a)梁柱接頭銲接



(b)UT 檢測

圖 3.21 梁柱接頭銲接工程(a)(b)



(a)點銲鋼絲網



(b)箍筋間距

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗



(c)扭力板手



(d)扭力值測試

圖 3.22 鋼筋組立工程(a)~(d)



(a)續接器與鋼筋應變計黏貼



(b)梁柱接頭與梁腹板應變計黏貼



(c)試體一應變計收線



(d)試體二與試體三應變計收線

圖 3.23 試體應變計黏貼施工圖(a)~(d)



(a)模板水平確認



(b)兩座試體模板組立完成



(c)坍度試驗



(d)特密管灌漿工程



(e)梁試體灌漿



(f)灌漿完成圖

圖 3.24 試體組模與灌漿

第十二節 續接器實驗

現行 SRC 規範 8.5.1 節，鋼筋續接器之種類、材料、品質與施工均應符合內政部頒佈之「混凝土結構設計規範」之相關規定，混凝土結構設計規範 (401-110) 26.6.5.2 節中規定，鋼筋續接器實驗及裝置應依 CNS15560 辦理。本實驗將續接器模擬實際梁柱接頭情況，試體一、二續接器銲接至柱板再與連續板銲接，試體三梁主筋以臥式續接器銲於鋼拱頭翼板上，型式如表 3.9 所示。

表 3.11 續接器模擬型式表

#10 鋼筋續接器 (SA 等級)			
種類	數量	模擬型式	尺寸 (mm)
續接器搭接	2 組	續接器兩側鎖入#10 鋼筋	外徑 50 長度 80
立式續接器	2 組	模擬試體一、二梁主筋以續接器銲接至鋼柱 BOX 495x495x19 上	外徑 50 長度 60
臥式續接器	2 組	模擬試體三梁主筋以續接器銲於鋼拱頭翼板 H832x200x11x22 上	外徑 50 長度 145

在決定續接器型式後，就要考慮其鋼筋長度與模擬型式，首先由混凝土結構設計規範 (401-110) 表 26.6.5.2 中規定對於鋼筋機械式續接實驗，拉力最大值為 $0.95P_y$ 而壓力最大值為 $0.5P_y$ ，本案中所有鋼筋皆為 SD420W #10， $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$ 、 $f_u=5600\text{kgf/cm}^2$ ，故其 $P_y=34.2\text{tf}$ 、 $P_u=45.6\text{tf}$ 、拉力最大值 $0.95P_y=32.49\text{tf}$ 、壓力最大值 $0.5P_y=17.1\text{tf}$ 。考慮於臨界荷載鋼筋強度檢核時，分別對壓力最大值 $0.5P_y$ 及壓力最極端狀況 P_u 進行，依據臨界荷載計算所得其鋼筋臨界長度 L_2 ，至於由夾具至夾具間 $L=L_2+\text{續接器}+L_2$ 相關圖示參考圖 3.25 (混凝土結構設計規範 (401-110)圖 R26.6.5.2(a))，表 3-10 則顯示不同臨界荷載時臨界長度 L_2 與夾具至夾具間包含續接器長 L 值。表 3-10 中夾具至續接處之淨距 L_2 皆小於 7 倍鋼筋標稱直徑 22.4cm，符合混凝土結構設計規範 (401-110) 表 26.6.5.2 中規定。

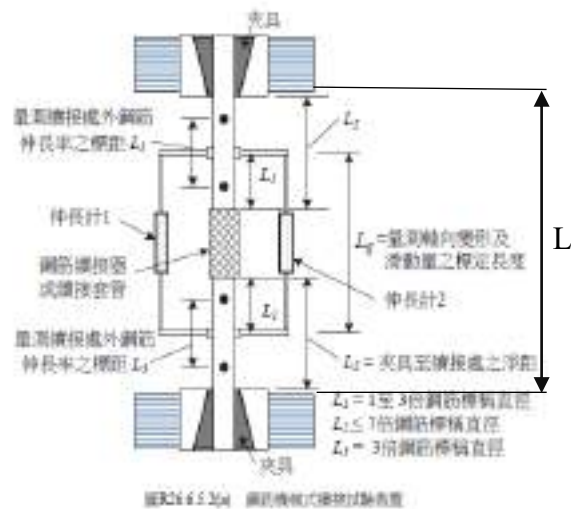


圖 3.25 鋼筋機械式續接器試驗裝置圖

表 3.12 續接器不同臨界荷載時夾具至夾具間 L 值

續接器 種類	$P_{cr}=0.5P_y$		$P_{cr}=P_u$	
	P_{cr} (tf)	L (cm)= L_2 +續接器+ L_2	P_{cr} (tf)	L (cm)= L_2 +續接器+ L_2
搭接續接器	17.5	$14.5+8(\text{續接器})+14.5=37$	45.28	$7.5+8(\text{續接器})+7.5=23$
立式續接器	26.79	$7.5+1.9(\text{板厚})+6(\text{續接器})+14.5=29.9$	45.68	$7.5+1.9(\text{板厚})+6(\text{續接器})+7.5=22.9$
臥式續接器	425.84	7.5	425.84	7.5

臥式續接器試驗因偏心效應，期中審查委員建議該試驗將鋼板改為 T 型鋼板，故本研究對其 T 型鋼板進行板厚檢核，首先是臥式續接器銲於鋼拱頭翼板上，由臥式續接器中心處至鋼拱頭翼板中點處距離為 3.6cm，故因此造成額外的偏心彎矩，其 T 型斷面如圖 3.26 所示。由不同力量所造成的偏心彎矩值如表 3-11 所示。此外經由設定不同加勁板厚所造成兩端彎矩值如表 3-12 所示加勁板厚=11mm 時 $M_{bottom}=0.86 < M_u=1.64(NG)$ 、加勁板厚=25mm 時 $M_{bottom}=1.71 > M_u=1.64(OK)$ 。

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

表 3.13 不同力量所造成的偏心彎矩值

#10 鋼筋	f_y (kgf/cm ²)	A(cm ²)	P_y (tf)	d (cm)	M_y (tf-m)
	4200	8.143	34.20	3.6	1.23
	f_u (kgf/cm ²)		P_u (tf)		M_u (tf-m)
	5600		45.60		1.64

表 3.14 不同加勁板厚造成兩端彎矩值

B (cm)	b (cm)	t (cm)	h (cm)	H (cm)	y_{top} (cm)	y_{bottom} (cm)	I (cm ⁴)	σ_y (kgf/cm ²)	$M_{top}=\sigma_y I/y$ (tf-m)	$M_{bottom}=\sigma_y I/y$ (tf-m)
6.5	1.1	2.2	7.8	10	2.975	7.025	183.33	3300	2.03	0.86
6.5	2.5	2.2	7.8	10	3.985	6.015	310.88	3300	2.57	1.71

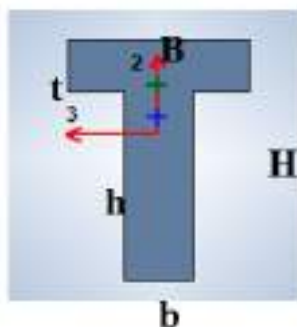


圖 3.26 T 型斷面

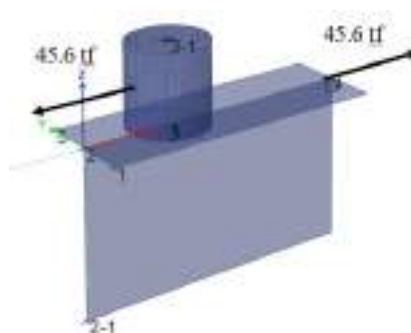


圖 3.27 施力後位移檢討

此外再經由施力後位移檢討，以壓力最極端狀況 $P_u=45.6\text{tf}$ 進行，如圖 3.27 所示其標示不同點位，而 T 型斷面長度為 17.5cm，於經由設定不同加勁板厚所造成不同點位之位移值如表 3-12 所示。取 T 型斷面長度之 1/240 作為變形限制，故加勁板厚=25mm 對於位移檢討仍能滿足需求。

表 3.15 不同加勁板厚所造成不同點位之位移值

加勁板厚	Point Label	Deflection UZ	Deflection Limit=17.5/240	Ratio UZ/ Limit	Status
		cm	cm		
11mm	1	0	0.07292	0	OK
	2	-0.1052		1.4427	NOT OK
	2-1	0		0	OK
	3	-0.0549		0.7529	OK
	4	0		0	OK
	5	0		0	OK
25mm	1	0		0	OK
	2	-0.0621		0.8516	OK
	2-1	0		0	OK
	3	-0.0324		0.4443	OK
	4	0		0	OK
	5	0		0	OK

故 6 組續接器試體規劃為續接器搭接 2 組，由表 3-10 取 2 種不同鋼筋長度 L_2 (圖 3.28)；立式續接器 2 組模擬試體一、二梁主筋以續接器銲接至鋼柱上，一端接鋼筋另一端接鋼柱內連續板，由表 3-10 取 2 種不同鋼筋長度 L_2 (圖 3.29)；臥式續接器 2 組模擬試體三梁主筋以續接器銲於鋼拱頭翼板上，一端接鋼筋，由表 3-10 取相同鋼筋長度 L_2 (圖 3.30)。

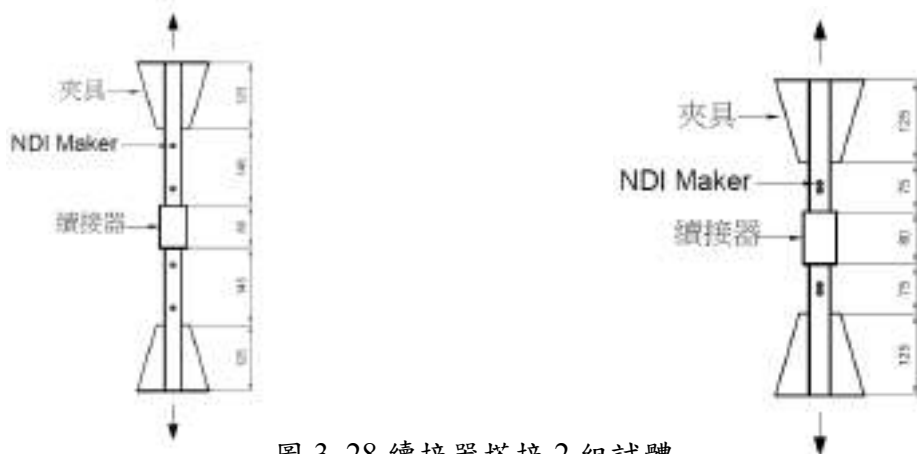


圖 3.28 續接器搭接 2 組試體

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

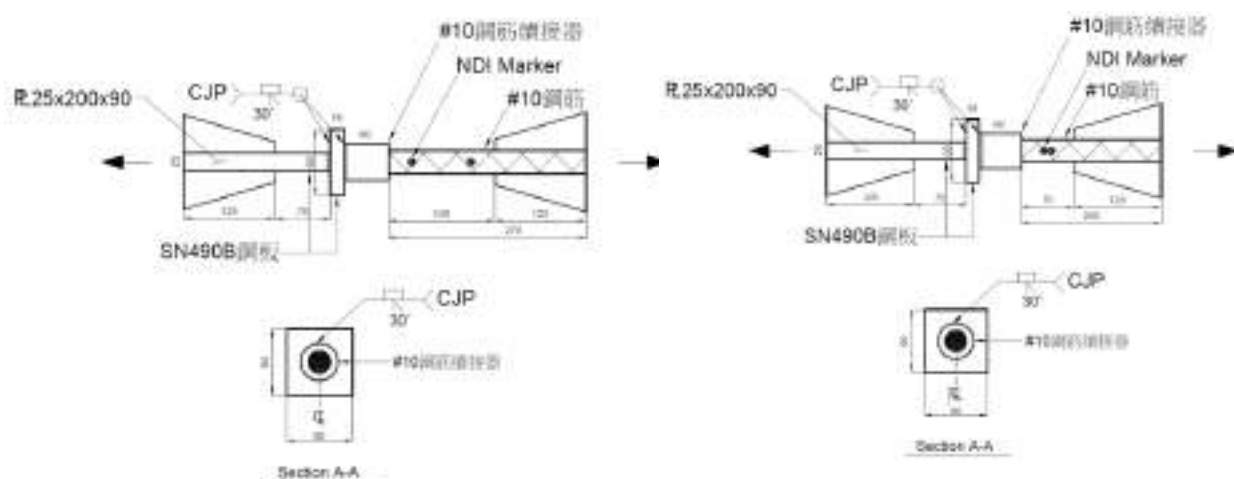


圖 3.29 立式續接器 2 組試體

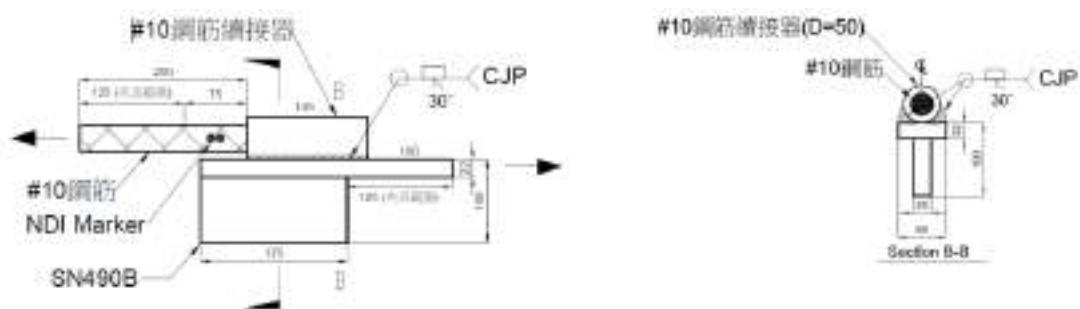


圖 3.30 臥式續接器 2 組試體

第四章 實驗結果分析與討論

第一節 試驗過程與紀錄

試體使用最大出力為 100 噸之垂直油壓致動器進行反覆加載，兩隻水平油壓致動器於柱頂固定為維持柱穩定。沿梁方向定義為東西方向，與梁垂直方向定義為南北方向，垂直油壓致動器往上為正向，往下為負向。試驗採位移控制，使用之反覆載重位移歷時係採用 AISC 341-16(2016)之規範所建議之位移歷時(圖 3.20)。

試體一於單側設置垂直油壓致動器(圖 3.1)，試體一垂直油壓致動器往上為正向，往下為負向，層間變位角 $0.001\sim 0.00375$ rad 時試體為彈性階段，加載至層間變位角達 0.05 rad 時停止試驗。

試體二、三於兩側均有設置垂直油壓致動器(圖 3.1)，當一端為致動器往上則另一端致動器往下，對於試體二定義為試體三致動器往上，試體二致動器往下時為正向，反之則為負向。試體二、三層間變位角 $0.001\sim 0.002$ rad 時試體為彈性階段，加載至層間變位角達 0.03 rad 時試體二則停止試驗，試體三則加載至層間變位角達 0.04 rad 時停止試驗，以下分別就試體一、二、三描述如下。

試體一實驗觀察

觀察對於柱、梁試體產生裂縫時，油壓致動器往上(正向)造成之裂縫以紅色繪製，負向以藍色繪製，並於裂縫旁標示其層間變位角(%)。

1. 控制層間變位角 0.001 、 0.002 、 0.00375 rad

此階段柱、梁皆保持在彈性階段，無明顯裂縫產生。

2. 控制層間變位角 0.005 rad

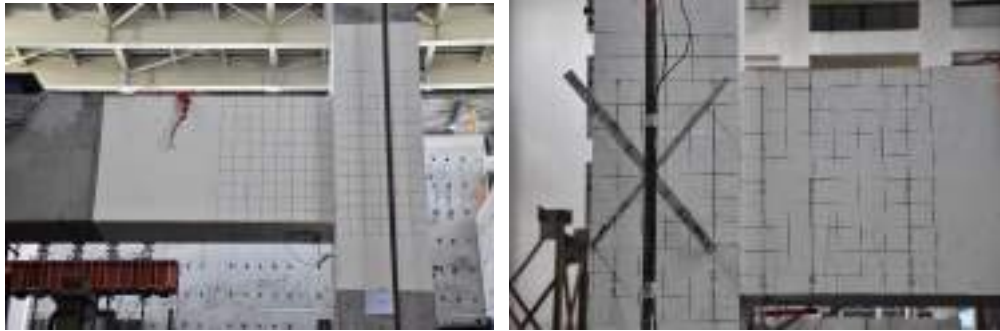
此階段於第 6 個 Cycle 時進行觀察：

正向加載

柱於東、南、北方向產生微小裂縫，最大寬度為 0.1mm ，而梁於南、北方向及底部均產生數條裂縫，其最大裂縫寬度為 0.2mm ，如圖 4.1(a)所示，

負向加載

柱於東、南、北方向產生微小裂縫，最大寬度為 0.25mm 。而梁於南、北方向及頂部均產生數條裂縫，裂縫分布到距柱表面約 80mm 內，最大裂縫寬度分別為 0.3 (南)、 0.25 (北)、 0.25mm (頂部)，如圖 4.1(b)所示。



(a) 正向加載(北面)

(b) 負向加載(南面)

圖 4.1 試體一層間變位角 0.005rad 試體實驗觀察

3. 控制層間變位角 0.01 rad

此階段於第 4 個 Cycle 時觀察，柱、梁試體裂縫繼續延伸變寬擴張。

正向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 0.25mm。於梁最大裂縫寬度分別為 0.25(南)、0.3(北)、0.25mm(頂部)，如圖 4.2(a)所示。

負向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 0.4mm，梁由先前所產生裂縫繼續延伸擴張，最大裂縫寬度分別為 0.6(南)、0.4(北)、0.35mm(頂部)，如圖 4.2(b)所示。



(a) 正向加載(南面)

(b) 負向加載(南面)

圖 4.2 試體一層間變位角 0.01 rad 試體實驗觀察

4. 控制層間變位角 0.02rad

此階段於第 2 個 Cycle 時，觀察對於柱、梁試體裂縫繼續延伸變寬，裂縫數量明顯增加。

正向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 1mm。而梁由先前所產生裂縫延伸

擴張，最大裂縫寬度分別為 4(南)、2(北)、3mm(底部)，如圖 4.3 (a)所示。

負向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 0.8mm，梁最大裂縫寬度分別為 3(南)、3(北)、2.5mm(底部)，如圖 4.3 (b)。



(a) 正向加載(北面)



(b) 負向加載(北面)

圖 4.3 試體一層間變位角 0.02rad 試體實驗觀察

5. 控制層間變位角 0.03 rad

此階段於第 2 個 Cycle 時，觀察對於柱、梁試體裂縫繼續延伸，裂縫數量明顯增加及成長，並開始有梁柱接頭梁端小範圍混凝土產生剝落。裂縫數量有明顯增加且裂縫有成長之趨勢。

正向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 1mm，而梁由先前所產生裂縫向外延伸擴張，最大裂縫寬度分別為 5(南)、5(北)、6mm(底部)，梁柱接頭區梁頂部混凝土開始產生剝落如圖 4.4 (a)。

負向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 0.8mm，梁最大裂縫寬度分別為 8(南)、7(北)、5mm(底部)，梁柱接頭區梁底部混凝土開始產生剝落如圖 4.4 (b)。



(a) 正向加載(北面)



(b) 負向加載(北面)

圖 4.4 試體一層間變位角 0.03 rad 試體實驗觀察

6. 控制層間變位角 0.04 rad

此階段於第 2 個迴圈時，觀察對於柱、梁試體裂縫繼續延伸擴張，裂縫數量明顯增加及成長，並梁柱接頭區梁端混凝土剝落面積加大，梁端靠近梁柱交界面之混凝土明顯開裂。裂縫數量明顯地增加且成長加劇，此外於第 1 個迴圈時，有清脆聲音應為箍筋變形、主筋大幅挫屈，同時觀察其力量位移曲線，明顯發現強度由 862 kN 開始下降至 480 kN。

正向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 2.2mm，梁最大裂縫寬度分別為 60(南)、55(北)、10mm(底部)，梁柱接頭區梁頂部混凝土剝落面積加大，保護層嚴重剝落鋼筋裸露，主筋往混凝土面拱起，梁上層中間 2 支主筋產生挫屈，梁箍筋向上變形，如圖 4.5 (a)。

負向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 2.5mm，梁最大裂縫寬度分別為 65(南)、60(北)、14mm(底部)，梁柱接頭區梁底部混凝土剝落面積加大，保護層剝落鋼筋裸露，主筋往混凝土面拱起，梁端箍筋拉開，此時強度下降如圖 4.5 (b)。



(a) 正向加載 (北面、頂部)



(b) 負向加載(北面、底部)

圖 4.5 試體一層間變位角 0.04 rad 試體實驗觀察

7. 控制層間變位角 0.05 rad

此階段於第 2 個迴圈時，觀察對於柱、梁試體裂縫數量明顯增加及成長加劇，

並開始有梁柱接頭區梁端混凝土剝落面積加大，有大塊混凝土剝落，梁端靠近梁柱交界面之混凝土明顯開裂。明顯發現強度下降至 391 kN，主筋受壓側挫屈但未斷裂，梁端箍筋產生斷裂及彎曲，由於混凝土剝落嚴重故不需再對裂縫進行量測。

正向加載

柱於東、南、北方向仍保持原有裂縫，其外觀整體仍維持彈性狀態，除原有裂縫外無其他損傷。而梁於南、北方向及底部均由先前所產生裂縫向外延伸產生，繼續延伸擴張變寬，梁柱接頭區梁頂部混凝土剝落面積加大，保護層嚴重剝落鋼筋裸露產生，主筋往混凝土面拱起，梁上層 4 支主筋受壓側產生挫屈，箍筋斷裂脫離主筋，但仍未見鋼梁上翼板，如圖 4.6(a)。

負向加載

柱外觀整體仍維持彈性狀態，除原有裂縫外無其他損傷。梁柱接頭區梁底部混凝土剝落面積加大，保護層嚴重剝落鋼筋裸露產生，主筋往混凝土面拱起，梁下層 4 支主筋產生挫屈，箍筋脫離主筋，如圖 4.6 (b)。



(a) 正向加載(北面)



(b) 負向加載(北面、底部)

圖 4.6 試體一層間變位角 0.05 rad 試體實驗觀察

試體一載重歷時變位及加載圈數，以及上述不同層間變位角對應的梁、柱最大裂縫寬度整理如表 4-1，明顯可見隨層間變位角增加，梁最大裂縫寬度隨之增加；而柱最大裂縫寬度仍維持混凝土表面微小裂縫，符合原設計強柱弱梁。

表 4.1 試體一控制加載圈數及梁、柱最大裂縫寬度表

Drift (rad)	Displacement (mm)	Cycle	致動器 方向	柱最大裂縫寬度 (mm)			梁最大裂縫寬度 (mm)			
				東	南	北	南	北	底部	頂部
0.001	4	2		無明顯裂縫產生			無明顯裂縫產生			
0.002	8	2								
0.00375	15	6								
0.005	20	6	正向	0.1			0.2	0.2	0.2	
			負向	0.25			0.3	0.25		0.25
0.0075	30	6	正向	-			-			
			負向							
0.01	40	4	正向	0.25			0.25	0.3	0.25	
			負向	0.4			0.6	0.4		0.35
0.015	60	2	正向	-			-			
			負向							
0.02	80	2	正向	1			4	2	3	
			負向	0.8			3	3		2.5
0.03	120	2	正向	1.4			5	5	6	
			負向	1.7			7	8		5
0.04	160	2	正向	2.2			60	55	10	
			負向	2.5			65	60		14
0.05	200	2	正向	混凝土大量剝落			混凝土大量剝落			
			負向							

試體一為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與鋼骨鋼筋混凝土梁，梁上下層各 4 支#10 主筋，每支主筋以續接器銲接至鋼柱上。為了解實際破壞狀態，試驗結束後打除梁端上下層混凝土塊，觀察梁主筋、箍筋、續接器、銲道及鋼梁，結果如下，梁頂部照片如圖 4.7，梁底部照如圖 4.8。

● 梁頂部

1. 梁上層中間 2 支主筋明顯挫屈，梁頂蓋繫筋變形脫落。
2. 梁主筋與續接器結合完整，未見有鬆脫現象。
3. 續接器銲接至鋼柱面，其銲接表面仍為完整，未見有銲道有缺陷產生。
4. 鋼梁上翼板，於接近梁柱接頭銲道處，上翼板發生斷裂。當實驗至層間

變位角 0.04rad 負向加載時，聽到清脆斷裂聲音，實驗後敲除鋼筋混凝土部份可確認為梁上翼板及銲接扇形開口發生斷裂所致。圖 4.9 中梁上翼板上應變均超過鋼板降伏應變，而且拉應變明顯大於壓應變，在梁端不斷的反覆載重作用力之下，迅速地累積其殘餘拉應變，此外由圖 4.9 中可看出近柱面 50 mm 處之應變計 F3 及近柱面 286 mm 處之應變計 F4 (圖 3.16) 相較於其它應變計，具有明顯拉應變與壓應變不對稱之關係，因此容易造成殘餘拉應變的累積，故推測此為梁柱接頭圍束區鋼梁上翼板發生斷裂的可能原因。

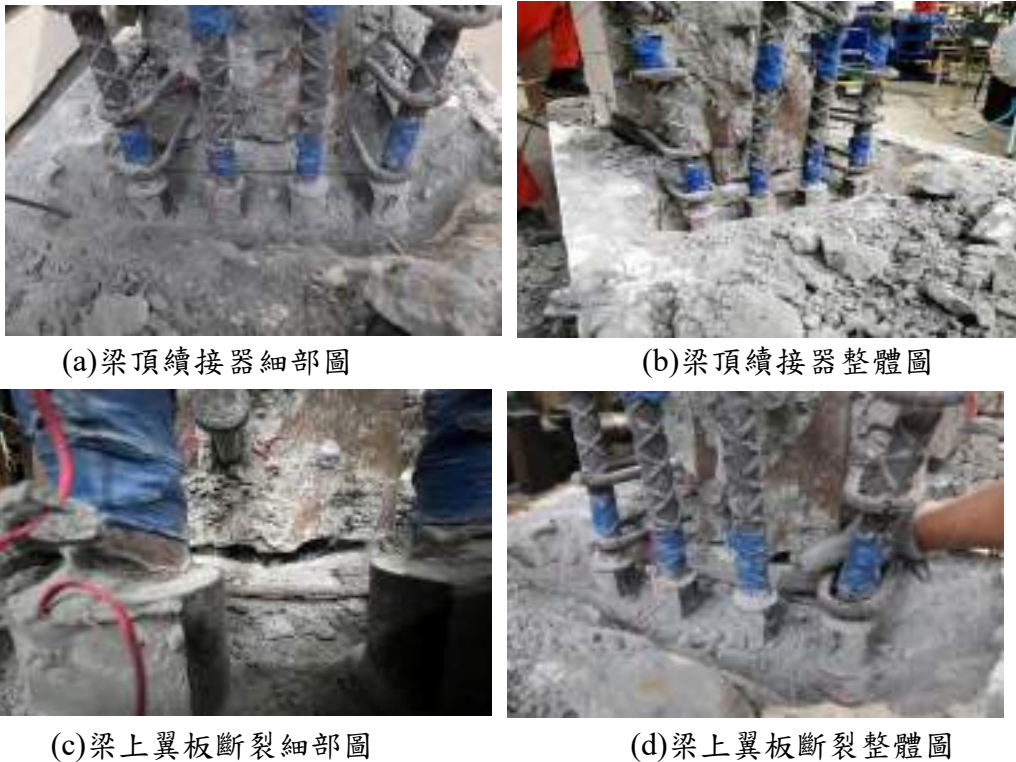


圖 4.7 試體一梁頂部破壞照片

● 梁底部

1. 梁下層 4 支主筋挫屈，梁箍筋、繫筋向上變形
2. 梁主筋與續接器結合完整，未見有鬆脫現象
3. 續接器銲接至鋼柱面，其銲接表面仍為完整，未見有銲道有缺陷產生。
4. 鋼梁下翼板，其梁柱接頭銲道仍保持完整，且梁翼板無斷裂產生。



圖 4.8 試體一梁底部破壞照片

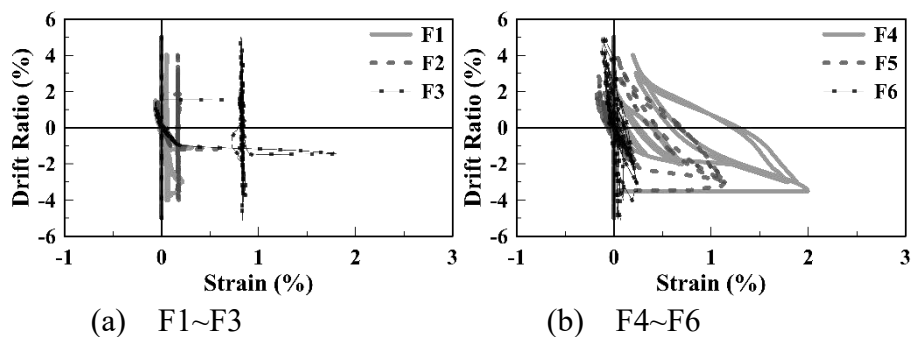


圖 4.9 試體一梁上翼板應變與位移角之關係曲線

試體二實驗觀察

觀察對於柱、梁試體產生裂縫時，油壓致動器往下(正向)造成之裂縫以紅色繪製，油壓致動器往上(負向)以藍色繪製，並於裂縫旁標示其層間變位角(%)。

1.控制層間變位角 0.001 、 0.002rad

此階段柱、梁皆保持在彈性階段，無明顯裂縫產生。

2.控制層間變位角 0.00375rad

此階段於第 6 個 Cycle 時進行觀察：

正向加載

柱於東、南、北方向產生微小裂縫，最大寬度為 0.1mm，而梁於南、北方向及頂部均產生數條裂縫，其最大裂縫寬度均為 0.2mm，如圖 4.10(a)所示，負向加載

柱於東、南、北方向產生微小裂縫，最大寬度為 0.1mm。而梁於南、北方向及底部均產生數條裂縫，裂縫分布到距柱表面約 40mm 內，最大裂縫寬度分別為 0.5 mm (南)、0.2 mm (北)、0.5mm(底部)，如圖 4.10(b)所示。



(a) 正向加載(北面)

(b) 負向加載(北面)

圖 4.10 試體二層間變位角 0.00375 rad 試體實驗觀察

3. 控制層間變位角 0.005rad

此階段於第 6 個 Cycle 時進行觀察：

正向加載

柱於東、南、北方向產生微小裂縫，最大寬度為 0.1mm，而梁於南、北方向及頂部均產生數條裂縫，最大裂縫寬度分別為 0.5(南)、0.3(北)、0.5mm(頂部)，如圖 4.11(a)所示，

負向加載

柱於東、南、北方向產生微小裂縫，最大寬度為 0.1mm。而梁於南、北方向及底部均產生數條裂縫，裂縫分布到距柱表面約 40mm 內，最大裂縫寬度分別為 0.5 mm (南)、0.35 mm (北)、0.5mm(底部)，如圖 4.11(b)所示。



(a) 正向加載(北面)

(b) 負向加載(北面)

圖 4.11 試體二層間變位角 0.005 rad 試體實驗觀察

4.控制層間變位角 0.0075 rad

此階段於第 6 個 Cycle 時進行觀察：

正向加載

柱於東、南、北方向產生微小裂縫，最大寬度為 0.1 mm ，而梁於南、北方向及頂部均產生數條裂縫，最大裂縫寬度分別為 0.55 (南) 、 0.45 (北) 、 0.5 mm (頂部) ，如圖 4.12(a)所示，

負向加載

柱於東、南、北方向產生微小裂縫，最大寬度為 0.1 mm 。而梁於南、北方向及底部均產生數條裂縫，最大裂縫寬度分別為 0.5 mm (南) 、 0.35 mm (北) 、 0.55 mm (底部) ，如圖 4.12(b)所示。



(a) 正向加載(梁頂)

(b) 負向加載(梁底)

圖 4.12 試體二層間變位角 0.0075 rad 試體實驗觀察

5.控制層間變位角 0.01 rad

此階段於第 2 個 Cycle 時觀察，柱、梁試體裂縫繼續延伸變寬擴張。

正向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 0.25 mm 。於梁最大裂縫寬度分別為 0.6 mm (南) 、 0.8 mm (北) 、 0.55 mm (頂部) ，如圖 4.13(a)所示。

負向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 0.25 mm ，梁由先前所產生裂縫繼續延伸擴張，最大裂縫寬度分別為 0.55 mm (南) 、 0.4 mm (北) 、 0.5 mm (頂部) ，如圖 4.13(b)所示。



(a) 正向加載(北面)

(b) 負向加載(北面)

圖 4.13 試體二層間變位角 0.01 rad 試體實驗觀察

6. 控制層間變位角 0.015 rad

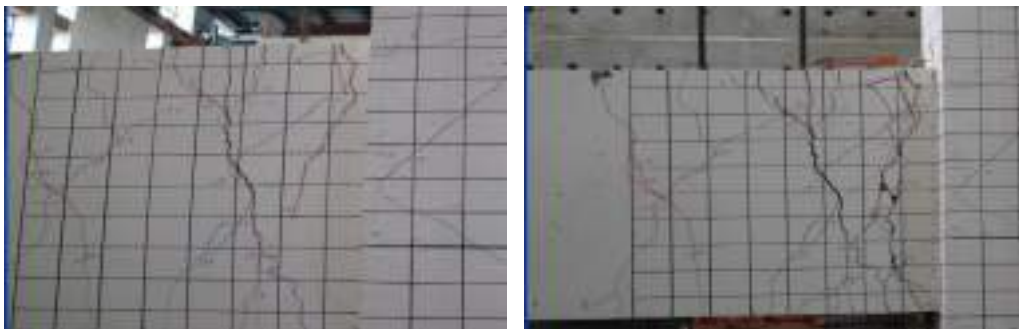
此階段於第 2 個 Cycle 時觀察，察對於柱、梁試體裂縫繼續延伸變寬加大，裂縫數量明顯增加。此時力量開始往下掉落，明顯發現由最大強度 368 kN 開始下降至約 316 kN，梁頂開始產生撓曲裂縫，梁北面產生約 4.5mm 剪力裂縫。此外當進行至負向加載第 2 個 Cycle 時，聽見試體二有聲音出現，疑似有斷裂現象。

正向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 0.55 mm。於梁最大裂縫寬度分別為 1.2 mm(南)、4 mm(北)、1.5 mm(頂部)，如圖 4.14(a)所示。

負向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 0.55 mm，梁由先前所產生裂縫繼續延伸擴張，最大裂縫寬度分別為 5 mm(南)、5 mm(北)、1.6 mm(底部)，如圖 4.14(b)所示。



(a) 正向加載(北面)

(b) 負向加載(北面)

圖 4.14 試體二層間變位角 0.015 rad 試體實驗觀察

7. 控制層間變位角 0.02rad

此階段於第 2 個 Cycle 時，觀察對於柱、梁試體裂縫繼續延伸，裂縫數量明顯增加及成長，並開始有梁柱接頭梁端小範圍混凝土產生剝落。裂縫數量有明顯增加且裂縫有成長之趨勢，當加載由正向至負向時，梁頂原裂縫加寬及

大，梁東面及南面與底部混凝土因擠壓產生剝落。

正向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 4mm。而梁由先前所產生裂縫延伸擴張，最大裂縫寬度分別為 5 mm (南)、8 mm (北)、3mm (頂部)，如圖 4.15 (a)所示。

負向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 4 mm，梁最大裂縫寬度分別為 10 mm (南)、8 mm (北)、5mm (底部)，如圖 4.15 (b)。



(a) 正向加載(北面)

(b) 負向加載(東面)

圖 4.15 試體二層間變位角 0.02rad 試體實驗觀察

8. 控制層間變位角 0.03 rad

此階段於第 1 個 Cycle 時，觀察對於柱、梁試體裂縫繼續延伸擴張，裂縫數量明顯增加及成長，並梁柱接頭區梁端混凝土剝落面積加大，梁端靠近梁柱交界面之混凝土明顯開裂。裂縫數量明顯地增加且成長加劇，此外於第 1 個迴圈時，有清脆聲音出現。於第 2 個迴圈時，觀察對於柱、梁試體裂縫數量明顯增加及成長加劇，並開始有梁柱接頭區梁端混凝土剝落面積加大，梁端靠近梁柱交界面之混凝土明顯開裂加劇。發現強度由 0.02 rad 時之 316kN 下降至約 161 kN，主筋受壓側彎曲但未斷裂，梁端箍筋未變形脫落，由於混凝土剝落嚴重故不需再對裂縫進行量測。

正向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 6 mm，而梁由先前所產生裂縫向外延伸擴張，最大裂縫寬度分別為 8 mm (南)、12 mm (北)、12mm (頂部)，梁柱接頭區梁頂部混凝土剝落面積加大，主筋往混凝土面拱起，梁箍筋未變形脫落，梁柱接頭區梁頂部混凝土剝落如圖 4.16 (a)。

負向加載

柱外觀整體仍維持彈性狀態，除原有裂縫外無其他損傷。梁柱接頭區梁底部混凝土剝落面積加大，保護層嚴重剝落鋼筋裸露產生，混凝土面拱起，梁下層 4 支主筋略有彎曲，箍筋未變形脫落，梁柱接頭區梁底部混凝土剝落如圖

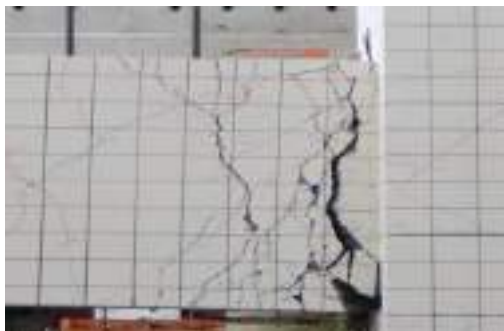
4.16 (b)。



(a) 正向加載(北面)



(南面)



(b) 負向加載(北面)



(梁底)

圖 4.16 試體二層間變位角 0.03 rad 試體實驗觀察

上述不同層間變位角對應的梁、柱最大裂縫寬度整理如表 4-2，明顯可見隨層間變位角增加，梁最大裂縫寬度隨之增加；而柱最大裂縫寬度仍維持混凝土表面微小裂縫，符合原設計強柱弱梁。

表 4.2 試體二控制加載圈數及梁、柱最大裂縫寬度表

Drift (rad)	Displace ment(mm)	Cycle	致動器 方向	柱最大裂縫寬度 (mm)			梁最大裂縫寬度 (mm)			
				東	南	北	南	北	底部	頂部
0.001	4	2		無明顯裂縫產生			無明顯裂縫產生			
0.002	8	2								
0.00375	15	6	正向	0.1			0.2	0.2		0.2
			負向				0.5	0.2	0.5	
0.005	20	6	正向	0.1			0.5	0.3		0.5
			負向	0.1			0.5	0.35	0.5	
0.0075	30	6	正向	0.1			0.55	0.45		0.5
			負向	0.1			0.5	0.35	0.55	
0.01	40	2	正向	0.25			0.6	0.8		0.55
			負向	0.25			0.55	0.4	0.5	
0.015	60	2	正向	0.55			1.2	4		1.5
			負向	0.55			5	5	1.6	
0.02	80	2	正向	4			5	8		3
			負向	4			10	8	5	
0.03	120	1	正向	6			8	12		12
			負向	6			混凝土大量剝落			
0.03	120	2	正向	6			混凝土剝落加大，保護層嚴重剝落鋼筋裸露產生			
			負向	6						

試體二柱為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱，梁為鋼筋混凝土(RC)梁，梁上下層各為 4 支#10 主筋，每支主筋則以#10 續接器銲接至鋼柱上，並梁腹以剪力樺連接至鋼柱上。為了解實際破壞狀態，試驗結束後打除梁端上下層混凝土塊，觀察梁主筋、箍筋、續接器、銲道及剪力樺，結果如下，梁頂部照片如圖 4.17，梁底部照如圖 4.18。

● 梁頂部

1. 梁上層 4 支主筋略有彎曲，梁頂蓋繫筋未變形脫落。
2. 梁主筋與續接器結合完整，未見有鬆脫現象
3. 梁 4 支主筋續接器銲接至鋼柱面，有 1 處續接器鬆脫現象，續接器完全脫離鋼柱面，其餘則銲接表面仍為完整，未見有銲道有缺陷產生。
4. 剪力樺部份，狀似完整未變型



(a) 梁頂續接器細部圖



(b) 梁頂續接器整體圖



(c) 梁頂續接器鬆脫細部圖



(d) 梁頂續接器側視圖

圖 4.17 試體二梁頂部破壞照片

● 梁底部

1. 梁下層 4 支主筋略有彎曲，梁頂蓋繫筋未變形脫落。
2. 梁主筋與續接器結合完整，未見有鬆脫現象
3. 梁 4 支主筋續接器銲接至鋼柱面，4 處續接器皆有鬆脫現象，續接器完全脫離鋼柱面，其餘則銲接表面仍為完整，未見有銲道有缺陷產生。
4. 剪力樺部份，狀似完整未變型



圖 4.18 試體二梁底部破壞照片

試體三實驗觀察

觀察對於柱、梁試體產生裂縫時，油壓致動器往上(正向)造成之裂縫以紅色繪製，負向以藍色繪製，並於裂縫旁標示其層間變位角(%)。

1. 控制層間變位角 0.001、0.002 rad

此階段柱、梁皆保持在彈性階段，無明顯裂縫產生。

2. 控制層間變位角 0.00375 rad

此階段柱、梁皆保持在彈性階段，無明顯裂縫產生。

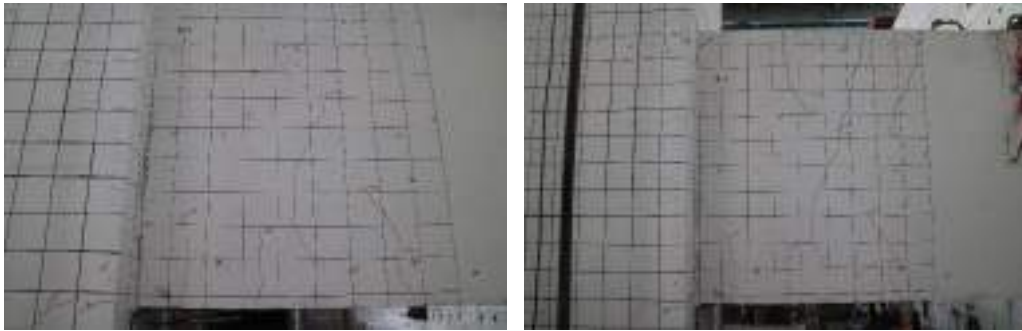
此階段於第 6 個 Cycle 時進行觀察：

正向加載

柱於東、南、北方向產生微小裂縫，最大寬度為 0.1 mm，而梁於南、北方向及底部均產生數條裂縫，其最大裂縫寬度為 0.15 mm，如圖 4.19(a)所示，

負向加載

柱於東、南、北方向產生微小裂縫，最大寬度為 0.1 mm。而梁於南、北方向及頂部均產生數條裂縫，裂縫分布到距柱表面約 20 mm 內，最大裂縫寬度分別為 0.5 mm (南)、0.2 mm (北)、0.5 mm (頂部)，如圖 4.19(b)所示。



(a) 正向加載(北面)

(b) 負向加載(北面)

圖 4.19 試體三層間變位角 0.005 rad 試體實驗觀察

3. 控制層間變位角 0.005 rad

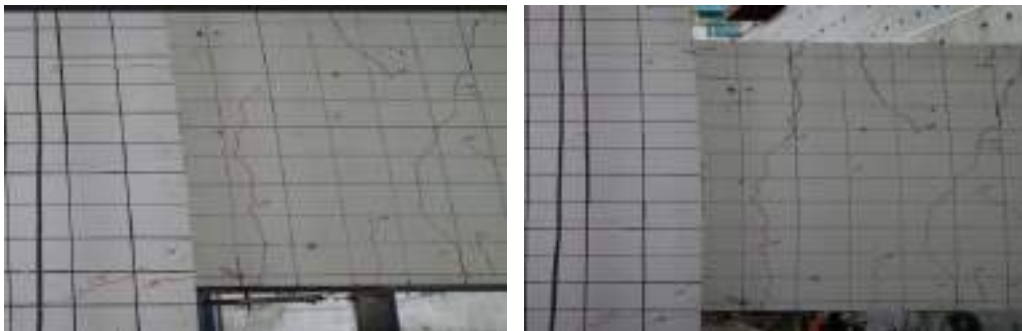
此階段於第 6 個 Cycle 時進行觀察：

正向加載

柱於東、南、北方向產生微小裂縫，最大寬度為 0.1 mm，而梁於南、北方向及底部均產生數條裂縫，最大裂縫寬度分別為 0.5 mm(南)、0.5 mm(北)、0.5 mm(底部)，如圖 4.20 (a)所示，

負向加載

柱於東、南、北方向產生微小裂縫，最大寬度為 0.1mm。而梁於南、北方向及頂部均產生數條裂縫，裂縫分布到距柱表面約 20 mm 內，最大裂縫寬度分別為 0.5 mm (南)、0.5 mm (北)、0.5 mm (頂部)，如圖 4.20(b)所示。



(a) 正向加載(北面)

(b) 負向加載(北面)

圖 4.20 試體三層間變位角 0.005 rad 試體實驗觀察

4. 控制層間變位角 0.0075 rad

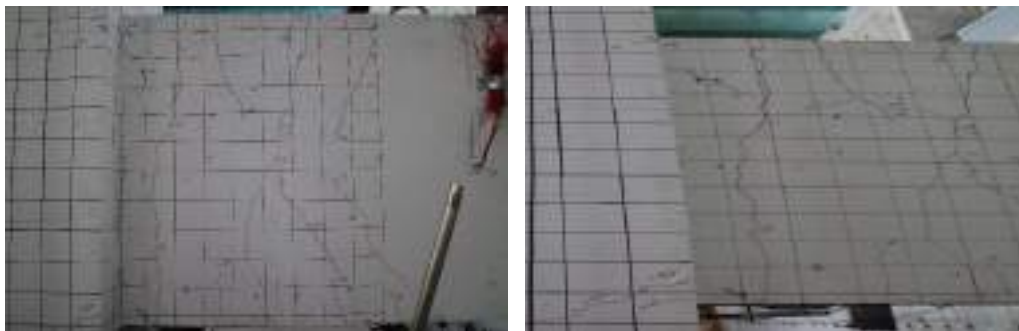
此階段於第 6 個 Cycle 時進行觀察：

正向加載

柱於東、南、北方向產生微小裂縫，最大寬度為 0.1 mm，而梁於南、北方向及底部均產生數條裂縫，最大裂縫寬度分別為 0.5 mm(南)、0.5 mm(北)、0.5 mm(底部)，如圖 4.21 (a)所示，

負向加載

柱於東、南、北方向產生微小裂縫，最大寬度為 0.1 mm。而梁於南、北方向及頂部均產生數條裂縫，裂縫分布到距柱表面約 0.1 mm 內，最大裂縫寬度分別為 0.5 mm (南)、0.5 mm (北)、0.6 mm (頂部)，如圖 4.21(b)所示。



(a) 正向加載(北面)

(b) 負向加載(北面)

圖 4.21 試體三層間變位角 0.0075 rad 試體實驗觀察

5. 控制層間變位角 0.01 rad

此階段於第 2 個 Cycle 時觀察，柱、梁試體裂縫繼續延伸變寬擴張。

正向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 0.25 mm。於梁最大裂縫寬度分別為 0.55 mm (南)、0.5 mm (北)、0.55 mm (底部)，如圖 4.22(a)所示。

負向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 0.25mm，梁由先前所產生裂縫繼續延伸擴張，最大裂縫寬度分別為 0.5(南)、0.6(北)、0.6mm(頂部)，如圖 4.22(b)所示。



(a) 正向加載(北面)

(b) 負向加載(梁底)

圖 4.22 試體三層間變位角 0.01 rad 試體實驗觀察

6. 控制層間變位角 0.015 rad

此階段於第 2 個 Cycle 時觀察，柱、梁試體裂縫繼續延伸變寬擴張加大，此外於梁北面產生約 4.5 mm 剪力裂縫。

正向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 0.55 mm。於梁最大裂縫寬度分別為 2.5 mm (南)、4.5 mm (北)、2.5 mm (底部)，如圖 4.23(a)所示。

負向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 0.55mm，梁由先前所產生裂縫繼續延伸擴張加大，最大裂縫寬度分別為 7 mm (南)、4 mm (北)、2.5 mm (頂部)，如圖 4.23(b)所示。



(a) 正向加載(北面)

(b) 負向加載(梁頂)

圖 4.23 試體三層間變位角 0.015 rad 試體實驗觀察

7. 控制層間變位角 0.02 rad

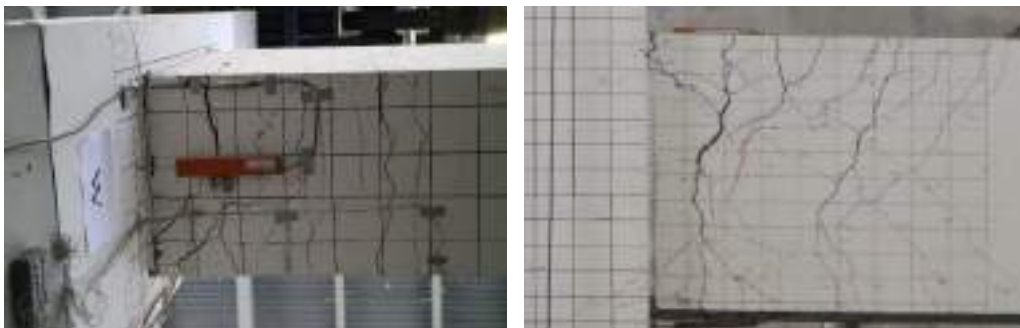
此階段於第 2 個 Cycle 時，觀察對於柱、梁試體裂縫繼續延伸變寬，裂縫數量明顯增加。

正向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 4 mm。而梁由先前所產生裂縫延伸擴張，最大裂縫寬度分別為 5 mm (南)、5 mm (北)、5 mm (底部)，如圖 4.24 (a)所示。

負向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 4 mm，梁最大裂縫寬度分別為 6 mm (南)、8 mm (北)、8mm (頂部)，如圖 4.24 (b)。



(a) 正向加載(梁底)

(b) 負向加載(北面)

圖 4.24 試體三層間變位角 0.02rad 試體實驗觀察

8. 控制層間變位角 0.03 rad

此階段於第 1 個 Cycle 時，觀察對於柱、梁試體裂縫繼續延伸，裂縫數量明顯增加及成長，並開始有梁柱接頭梁端小範圍混凝土產生剝落。裂縫數量有明顯增加且裂縫有成長之趨勢。

正向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 5 mm，而梁由先前所產生裂縫向外延伸擴張，最大裂縫寬度分別為 7 mm(南)、10 mm(北)、15 mm(底部)，梁柱接頭區梁頂部及沿柱面之混凝土產生剝落如圖 4.25 (a)。

負向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫最大寬度為 5 mm，梁最大裂縫寬度分別為 10 mm(南)、12 mm(北)、10 mm(底部)，梁北面產生 12 mm 剪力裂縫，梁柱接頭界面開裂裂縫達 15mm 混凝土開始產生剝落如圖 4.25 (b)。

當進入第 2 個 Cycle 時，梁底混凝土開裂剝落加大，如圖 4.25 (c)及(d)。



(a) 正向加載(北面)



(b) 負向加載(梁頂)



(c) 正向加載(北面)



(d) 負向加載(梁底)

圖 4.25 試體三層間變位角 0.03 rad 試體實驗

9. 控制層間變位角 0.04 rad

此階段於第 1 個迴圈時，觀察對於柱、梁試體裂縫繼續延伸擴張，裂縫數量明顯增加及成長，並梁柱接頭區梁端上層混凝土剝落面積加大，梁端靠近梁柱交界面之混凝土明顯開裂。裂縫數量明顯地增加且成長加劇，上層混凝土剝擠壓造成主筋彎曲但未挫屈，箍筋仍未斷裂，由於裂縫過大加者混凝土嚴

重剝落，故未量測其裂縫寬度。

正向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫與先前差異不大，梁柱接頭區梁頂部混凝土剝落面積加大，保護層嚴重剝落鋼筋裸露，主筋往混凝土面拱起，梁下層主筋銲接在柱面上 2 支主筋有彎曲產生但仍未挫屈，梁箍筋變形不大，而剪力裂縫出現在鋼拱頭末端處，研判該處剪力強度驟減因而發生剪力裂縫，如圖 4.26 (a)。

負向加載

柱於東、南、北方向產生裂縫與先前差異不大，梁上層混凝土擠壓造成混凝土剝落，梁內鋼拱頭下翼板受壓彎曲造成梁下層 4 支主筋皆挫屈，而箍筋向外彎擠混凝土，至於續接器看似仍完整。如圖 4.26 (b)。

當進入第 2 個 Cycle 時，梁底混凝土開裂剝落加大，梁上層主筋產生彎曲但未挫屈，而箍筋仍變形不大，對主筋仍有圍束產生，如圖 4.26 (c)及(d)。



(a) 正向加載 (北面、北面)



(b) 負向加載 (北面、底部)



(c) 正向加載(北面、梁頂)



(d) 負向加載(北面、梁底)

圖 4.26 試體三層間變位角 0.04 rad 試體實驗觀察

試體三載重歷時變位及加載圈數，以及上述不同層間變位角對應的梁、柱最大裂縫寬度整理如表 4-3，明顯可見隨層間變位角增加，梁最大裂縫寬度隨之增加；而柱最大裂縫寬度仍維持混凝土表面微小裂縫，符合原設計強柱弱梁

表 4.3 試體三控制加載圈數及梁、柱最大裂縫寬度表

Drift (rad)	Displace ment(mm)	Cycle	致動器 方向	柱最大裂縫寬 度 (mm)			梁最大裂縫寬度 (mm)			
				東	南	北	南	北	底部	頂部
0.001	4	2		無明顯裂縫產生			無明顯裂縫產生			
0.002	8	2								
0.00375	15	6	正向	0.1			0.15	0.15	0.15	
			負向				0.5	0.2		0.5
0.005	20	6	正向	0.1			0.5	0.5	0.5	
			負向	0.1			0.5	0.5		0.5
0.0075	30	6	正向	0.1			0.5	0.5	0.5	
			負向	0.1			0.5	0.5		0.6
0.01	40	2	正向	0.25			0.55	0.5	0.55	
			負向	0.25			0.5	0.6		0.6
0.015	60	2	正向	0.55			2.5	4.5	2.5	
			負向	0.55			7	4		2.5
0.02	80	2	正向	4			5	5	5	
			負向	4			6	8		8
0.03	120	1	正向	5			7	10	15	
			負向	5			10	12		10
0.04	120	1	正向	5			混凝土剝落加大，保護層剝落鋼筋裸露產生，剪力裂縫出現在鋼拱頭末端處。			
			負向	5						
0.04	120	2	正向	5			混凝土剝落加大，梁上層主筋產生彎曲但未挫屈，而箍筋仍變形不大，對主筋仍有圍束產生。梁下層 4 支主筋皆挫屈，而箍筋向外彎擠混凝土。			
			負向	5						

試體三為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與鋼筋混凝土(RC)梁，梁上下層各 4 支#10 主筋，柱使用鋼拱頭與鋼骨鋼筋混凝土梁接合，梁主筋一半數量以續接器銲於鋼拱頭翼板上，一半數量以續接器直接銲於鋼柱上。為了解實際破

壞狀態，試驗結束後打除梁端上下層混凝土塊，觀察梁主筋、箍筋、續接器、銲道及鋼梁，結果如下，梁頂部照片如圖 4.27，梁底部照如圖 4.28。

● 梁頂部

1. 梁上層中間 2 支主筋產生彎曲，梁上層兩側 2 支主筋略有彎曲，梁頂蓋繫筋未變形脫落。
2. 梁主筋與續接器結合完整，未見有鬆脫現象。
3. 續接器銲接至鋼柱面，其銲接表面仍為完整，未見有銲道有缺陷產生。
4. 續接器銲接至鋼拱頭翼板上，其銲接表面仍為完整，未見有銲道有缺陷產生。



(a)梁頂續接器細部圖



(b)梁頂續接器整體圖



(c)梁上翼板鋼拱頭細部圖



(d) 梁上翼板鋼拱頭整體圖

圖 4.27 試體三梁頂部破壞照片

● 梁底部

1. 梁下層 4 支主筋挫屈，梁箍筋、繫筋向上變形
2. 梁主筋與續接器結合完整，未見有鬆脫現象
3. 續接器銲接至鋼柱面，其銲接表面仍為完整，未見有銲道有缺陷產生
4. 續接器銲接至鋼拱頭翼板上，其銲接表面仍為完整，未見有銲道有缺陷產生。



(a)梁底續接器正視圖



(b)梁底續接器細部圖



(c)梁下翼板鋼拱頭與續接器細部圖



(d)梁下翼板鋼拱頭整體圖

圖 4.28 試體三梁底部破壞照片

由第三章敘述，得知試體一、二、三柱皆為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱，試體一梁為鋼骨鋼筋混凝土梁，梁上下層每支主筋則以續接器銲接至鋼柱上。試體二梁為鋼筋混凝土梁，梁上下層每支主筋，則以續接器銲接至鋼柱上，並梁腹以剪力樺連接至鋼柱上。試體三梁為鋼筋混凝土梁，柱使用鋼拱頭與鋼骨鋼筋混凝土梁接合，梁主筋一半以續接器銲於鋼拱頭翼板上，另一半以續接器直接銲於鋼柱上。綜整上述實驗觀察結果，將表 4.1~表 4.3 不同層間變位角時，取梁最大裂縫寬度值作一比對如表 4-4 所示。當層間變位角逐漸增加時，試體一耐震行為最佳，試體三次之，最後為試體二。此結果符合原試體規劃預期，主因試體一參與有鋼骨之貢獻，試體二、三同為 RC 梁，但試體三由於有鋼拱頭之故，故較試體二僅有剪力樺為佳。

表 4.4 不同層間變位角梁最大裂縫寬度表

Drift (rad)	試體一(mm)	試體二(mm)	試體三(mm)
0.005	0.3	0.5	0.5
0.01	0.6	0.8	0.6
0.02	4	10	8
0.03	8	12	12
0.04	60	未進行	未量測

此外由試體一、二、三打除梁端上下層混凝土塊，觀察試體破壞行為後整理成表 4-5，可看出當梁主筋以續接器銲接至鋼柱面時，試體一、三分別具有鋼骨梁及鋼拱頭，其主筋與續接器結合完整，未見有鬆脫現象，續接器銲接至鋼柱面或鋼拱頭翼板上，其銲接表面仍為完整，未見有銲道有缺陷產生。

試體一、三試驗結果可看出，梁主筋以續接器銲接至鋼柱或鋼拱頭翼板上，試體一、三至層間變位角 0.04rad，並無發生續接器銲道破壞或梁主筋與續接器脫離現象，其力量傳遞路徑及結構安全性由實驗結果證明可以接受。

表 4.5 試體破壞行為整理表

試體	梁頂					
	主筋	箍筋	主筋與續接器	續接器銲接至鋼柱面	續接器銲接至鋼拱頭翼板上	備註
試體一	中間 2 支主筋挫屈	變形脫落	結合完整	結合完整	---	上翼板及扇形銲接開孔斷裂
試體二	4 支主筋略有彎曲	未變形脫落	結合完整	4 支續接器有 1 處鬆脫	---	---
試體三	中間 2 支主筋產生彎曲 兩側 2 支主筋略有彎曲	未變形脫落	結合完整	結合完整	結合完整	---
試體	梁底					
	主筋	箍筋	主筋與續接器	續接器銲接至鋼柱面	續接器銲接至鋼拱頭翼板上	備註
試體一	4 支主筋挫屈	向上變形	結合完整	結合完整	---	---
試體二	4 支主筋略有彎曲	未變形脫落	結合完整	4 支續接器有 4 處鬆脫	---	---
試體三	4 支主筋挫屈	向上變形	結合完整	結合完整	結合完整	---

第二節 數據分析與討論

1. 載重位移反應

● 遲滯迴圈與包絡線

本節將講述本次 SRC 梁柱接頭耐震試驗於反復載重試驗中所蒐集各項之梁測數據資料，加以分析並計算結果，包含：遲滯迴圈、包絡線分析、應變包絡線比較與計算強度比較。藉由以上分析結果探討 SRC 梁柱接頭之力量位移及並觀察在每一層間變位角下所發生之破壞情形。

試體整體配置於試驗過程觀察一小節已詳述，因本次試驗由垂直油壓致動器施以反復載重力，而水平油壓致動器則作為支承以確保柱身不歪斜。故層間變位角之計算由垂直油壓致動器所推動位移除以梁長(4000mm)，而試體一實驗配置照片如圖 4.29，試體二、三實驗配置照片如圖 4.30。並依不同加載速率及取樣頻率作為反復載重之位移歷時圖，設計詳見表 4.6。試驗實際位移歷時圖詳見圖 4.31。



(a)實驗配置圖北面



(b)實驗配置圖東面

圖 4.29 試體一實驗配置照片



(a)實驗配置圖北面



(b)實驗配置圖南面

圖 4.30 試體二、三實驗配置照片

表 4.6 反復載重位移歷時

Drift (rad)	Displacement (mm)	Rate (mm/sec)	Circle	Step (0 to peak)	Total step (Each drift)	Sum of steps	Frequency of saving data (Hz)
0.001	4	0.5	2	8	320	320	5
0.002	8	0.5	2	16	640	960	5
0.00375	15	1	6	15	1800	2760	5
0.005	20	1	6	20	2400	5160	5
0.0075	30	1	6	30	3600	8760	5
0.01	40	2	4	20	1600	10360	5
0.015	60	2	2	30	1200	11560	5
0.02	80	2	2	40	1600	13160	5
0.03	120	2	2	60	2400	15560	5
0.04	160	2	2	80	3200	18760	5
0.05	200	2	2	100	4000	22760	5

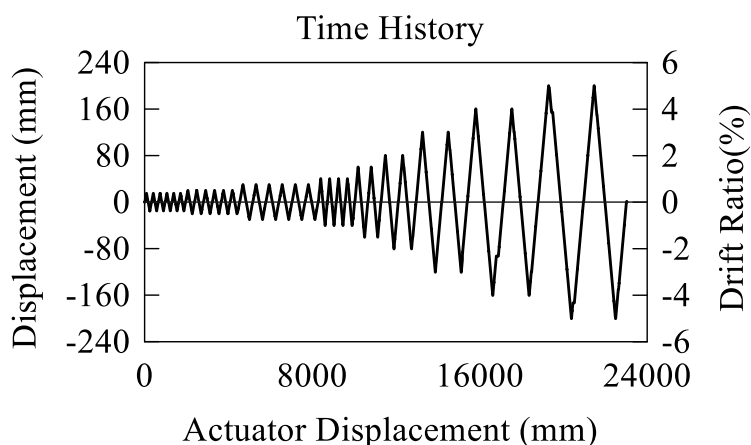


圖 4.31 真實反復載重加載位移歷時

● 試體一

試體一之遲滯迴圈與包絡線結果如圖 4.32 及圖 4.33 所示。從結果可見：試體於層間位移比 0.01 rad 前皆為彈性階段，在層間位移比 0.015 rad 之後開始進入非線性，並且產生能量消散。力量加載至 0.04rad 正迴圈第一圈皆有良好消能現象，但實驗過程中力量加載至 0.04 rad 負迴圈第一圈時明顯聽到梁柱接頭處有類似鋼材拉斷聲音，於此同時力量也瞬間下降。在進入 0.04 rad 第二圈時力量已由最大力量 860 kN 降至 750 kN，顯示試體已無法承受更大力量，但遲滯迴圈形狀仍然飽滿。加載至 0.05 rad 負迴圈時，力量已遽減至 400

kN，為最大力量的一半左右且試體伴隨多處混凝土塊剝落，實驗完整跑完 2 圈 0.05 rad 後停止。標示每個層間位移角之最大力量，並以線連接可得到幾乎對稱的包絡線(背骨曲線)，惟於 0.04 rad 負迴圈時因試體某處斷裂聲而造成之力量驟降。在實驗結束後打除梁柱接頭處混凝土，發現前述斷裂聲為鋼梁上翼板，主筋發生挫屈但續接器無損傷。

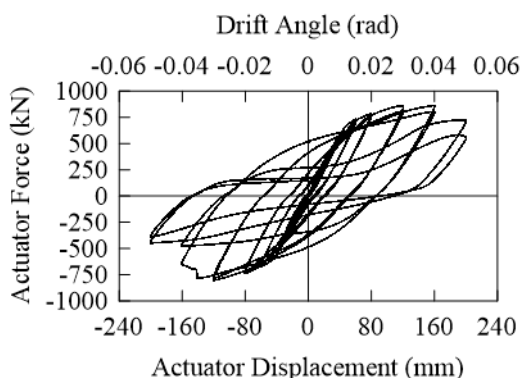


圖 4.32 試體一梁致動器之遲滯迴圈

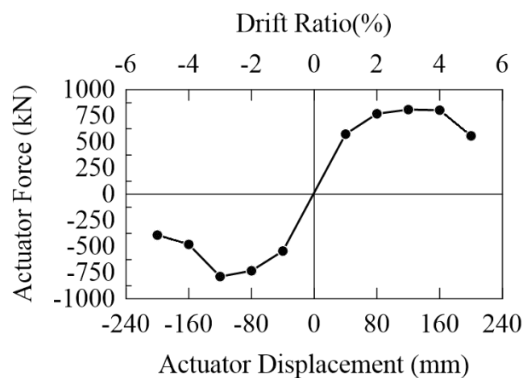


圖 4.33 試體一梁致動器之包絡線

表 4.7 試體一每一層間位移角對應之最大力量 (kN)錯誤! 連結無效。

● 試體二

試體二之遲滯迴圈與包絡線結果如圖 4.34 及圖 4.35 所示。從結果可見：試體於層間位移比 0.01 rad 前皆為彈性階段，在層間位移比 0.015 rad 之後開始進入非線性。致動器最大力量 369 kN 於 0.015 rad 時正迴圈第一圈發生，在進入 0.02 rad 時正迴圈第一圈聽見鋼材斷裂聲。在進入 0.03 rad 負迴圈第一圈時再次聽見鋼材斷裂聲。試體於 0.03 rad 正迴圈第一圈時因梁底混凝土保護層嚴重剝落，顯示試體已無法繼續受力，實驗在跑完 0.03 rad 一圈後即停止。標示每個層間位移角之最大力量，並以線連接後形成包絡線(背骨曲線)，可見此形式之接頭無法符合設計之預期。在實驗結束後打除梁柱接頭處混凝土，發現前述斷裂聲為續接器與柱板脫離，主筋未挫屈且續接器無損傷。

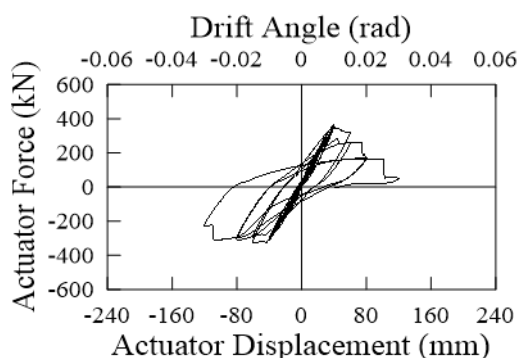


圖 4.34 試體二梁致動器之遲滯迴圈

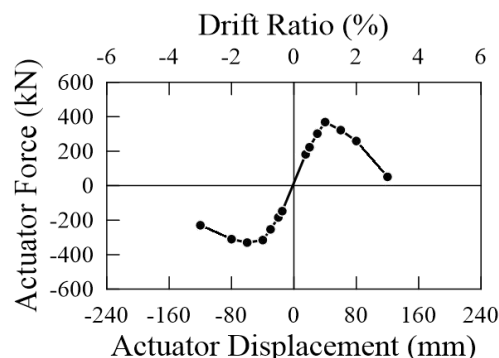


圖 4.35 試體二梁致動器之包絡線

表 4.8 試體二每一層間位移角對應之最大力量 (kN)

Specimen2	Drift (rad)	0.00375	0.005	0.0075	0.01	0.015	0.02	0.03
	+	182	223	302	369	322	259	52
	-	-148	-184	-253	-315	-330	-310	-229
	+/- ratio	23%	21%	19%	17%	2%	16%	78%

● 試體三

試體二之遲滯迴圈與包絡線結果如圖 4.36 及圖 4.37 所示。從結果可見：試體於層間位移比 0.01 rad 前皆為彈性階段，在 0.015 rad 之後開始進入非線性且有能量消散之情形。致動器於 0.03 rad 正迴圈第一圈時測得最大力量為 475 kN。在完整跑完 0.03 rad 兩圈後可見遲滯迴圈大致對稱，在進入 0.04 rad 正迴圈第一圈時發現梁上排主筋降伏且彎曲造成力量稍降至 400 kN，於 0.04 rad 負迴圈第一圈時觀察到梁下排主筋彎曲且梁頂拱起等現象使得力量下降至 350 kN。進入 0.04 rad 負迴圈第二圈時，梁底塑鉸區混凝土嚴重剝落使力量已降為 250 kN 將近最大力量之一半，試體在跑完 0.04 rad 完整兩圈後即停止實驗。標示每個層間位移角之最大力量，並以線連接後形成包絡線(背骨曲線)，可觀察到整體力量於正負迴圈大致呈對稱，且沒有力量驟降等情形發生，顯示此接頭形式較試體二有更好的力量傳遞。在實驗結束後打除梁柱接頭處混凝土，立式續接器與柱板間無破壞發生、臥式續接器與拱頭翼板銲接處也無拉裂等情形，而主筋有挫屈但拱頭之腹板、翼板無挫屈等情形發生。

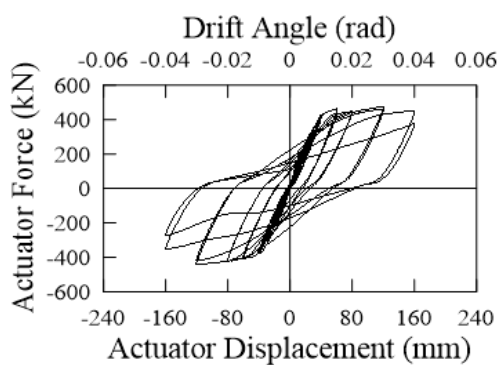


圖 4.36 試體三梁致動器之遲滯迴圈

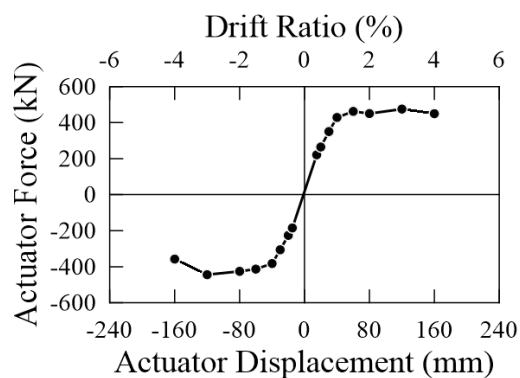


圖 4.37 試體三梁致動器之包絡線

表 4.9 試體三每一層間位移角對應之最大力量 (kN)

Specimen3	Drift (rad)	0.00375	0.005	0.0075	0.01	0.015	0.02	0.03	0.04
	+	221	265	350	429	462	450	475	450
	-	-185	-226	-306	-382	-413	-425	-444	-357
	+/- ratio	20%	17%	15%	12%	12%	6%	7%	26%

2. 梁主筋與續接器應變

● 試體一

試體一柱為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱，梁為鋼骨鋼筋混凝土，梁鋼骨為 H600×200×11×17 mm，梁上下層各為 4 支#10 主筋，每支主筋以續接器銲接至鋼柱上。每支梁主筋上設置 4 個應變計分別距離柱表面為 86、286、486、886 mm，其編號為 R1~R32。續接器上亦設置應變計，其編號為 P1~P8。相關配置詳圖 3.16，將梁主筋與續接器應變計編號對應如表 4.10。

表 4.10 試體一梁主筋與續接器應變計編號位置

梁	應變計編號		距柱表面距離
	續接器	梁主筋	mm
上層主筋	P4	R1、R2、R3、R4	86、286、486、886 (梁主筋應變計由左至右)
	P3	R5、R6、R7、R8	
	P2	R9、R10、R11、R12	
	P1	R13、R14、R15、R16	
下層主筋	P8	R17、R18、R19、R20	
	P7	R21、R22、R23、R24	
	P6	R25、R26、R27、R28	
	P5	R29、R30、R31、R32	

表 4.11 為梁主筋達降伏應變時所對應之層間變位角，數據顯示降伏時的層間變位角介於 0.01~0.04 rad 之間，梁主筋上應變計隨距柱距離增加，其降伏對應之層間變位角增加，此外梁位於二側主筋相較於中間主筋較晚降伏，於現場觀察符合。此外當層間變位角 5%時，顯示 8 支梁主筋中皆有明顯的挫屈變形。

表 4.11 試體一梁主筋降伏對應之層間變位角

梁主筋應變計編號	Drift (rad)
R1、R9、R13、R15、R16、R17、R18、R23、R25、R29	0.01
R2、R4、R5、R6、R10、R11、R12、R22、R26、R27、R30、R31、R32	0.015
R3、R7、R8、R19、R20、R24、R28	0.02

層間變位角為 $0.01\sim 0.02\text{rad}$ 時，梁內上下層 8 支主筋開始陸續降伏。當層間變位角為 0.03rad 時，梁柱接頭區梁端混凝土開始產生剝落。層間變位角為 $0.02\sim 0.03\text{rad}$ 時，梁主筋開始挫屈，但仍可完成層間變位角 0.03rad 兩迴圈。當層間變位角為 0.04rad 時，第 1 迴圈其強度達到最高值 862 KN，但第 2 迴圈時其強度開始下降，並於實驗過程中聽到清脆聲音應為鋼筋大幅挫屈造成擠壓箍筋及外圍混凝土塊現象，由梁主筋應變資料，此時已有一半以上應變計已損壞。當層間變位角為 0.05rad 時，混凝土剝落面積加大，其強度明顯下降，主筋受壓側明顯挫屈但並未斷裂，梁端箍筋及繫筋已變形脫離主筋無法提供良好圍束。

如圖 4.38 (a 至 h) 所示，應變計圖上的實線為每一層間變位角之正值（表垂直致動器向上推），反之虛線表示每一層間變位角之負值（表垂直致動器向下拉）。由圖 4.14 可得知，試體梁上、下主筋應變計在層間變位角 2% 以前大多為彈性階段。在層間變位角 2% 至 3% 時，梁主筋進入挫屈階段。

圖 4.39 (a 至 h) 為應變與位移角之關係曲線，同時為了解應變與梁端彎矩之關係見圖 4.40 (a 至 h)，不論是應變與位移角或是應變與梁端彎矩，位移角與梁端彎矩皆隨應變加大而增加。

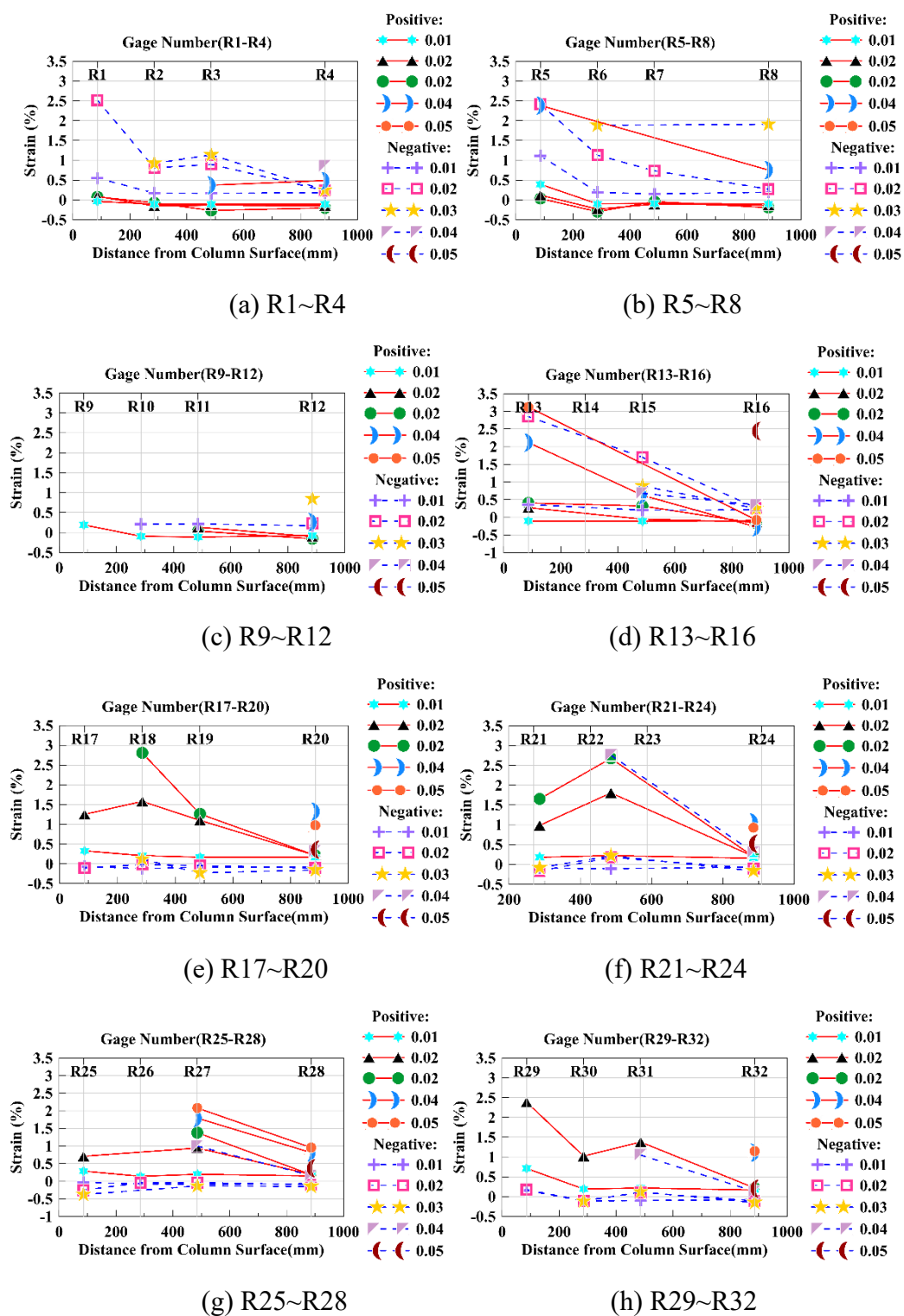


圖 4.38 試體一梁主筋應變數值關係曲線

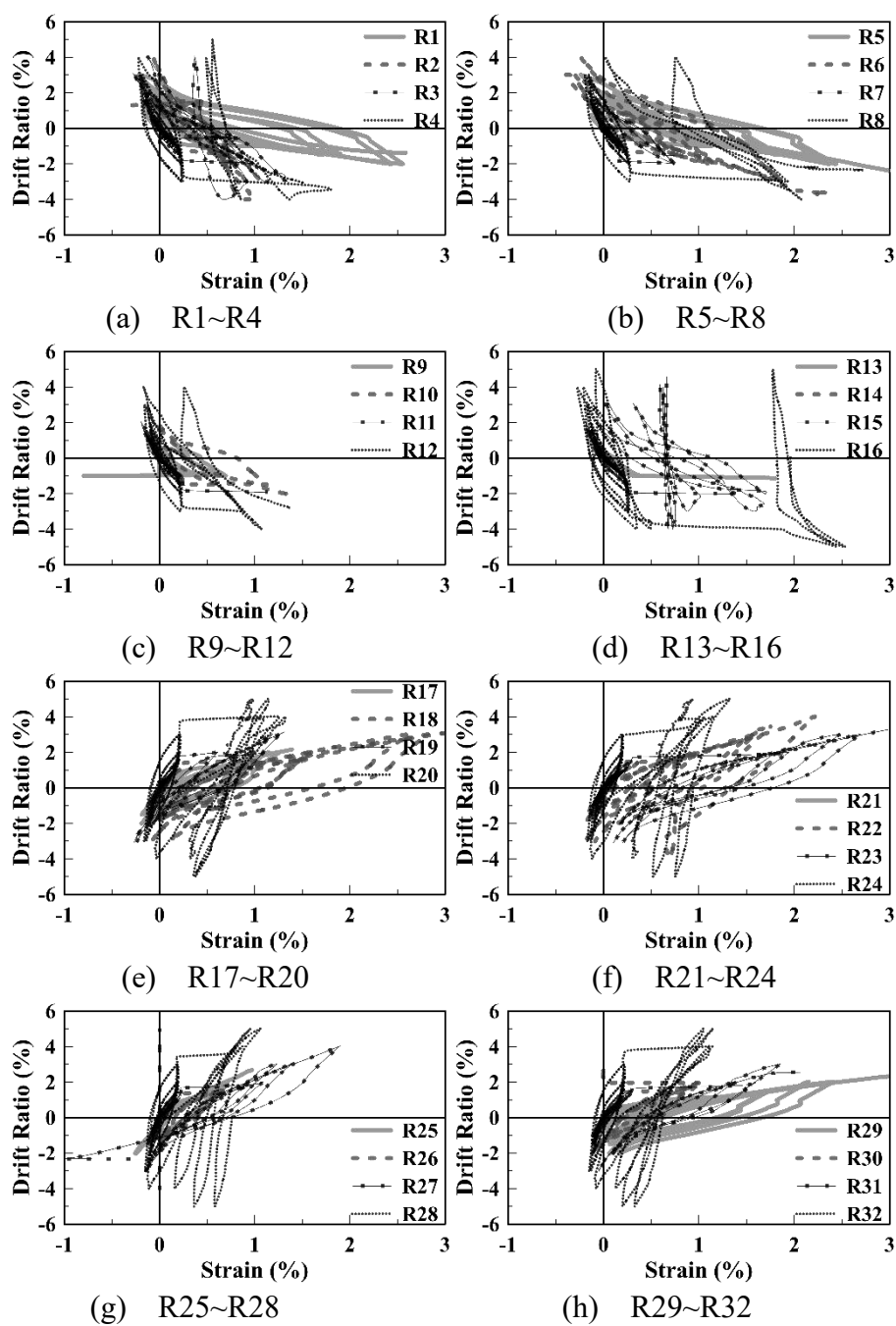


圖 4.39 試體一梁主筋應變與位移角之關係曲線

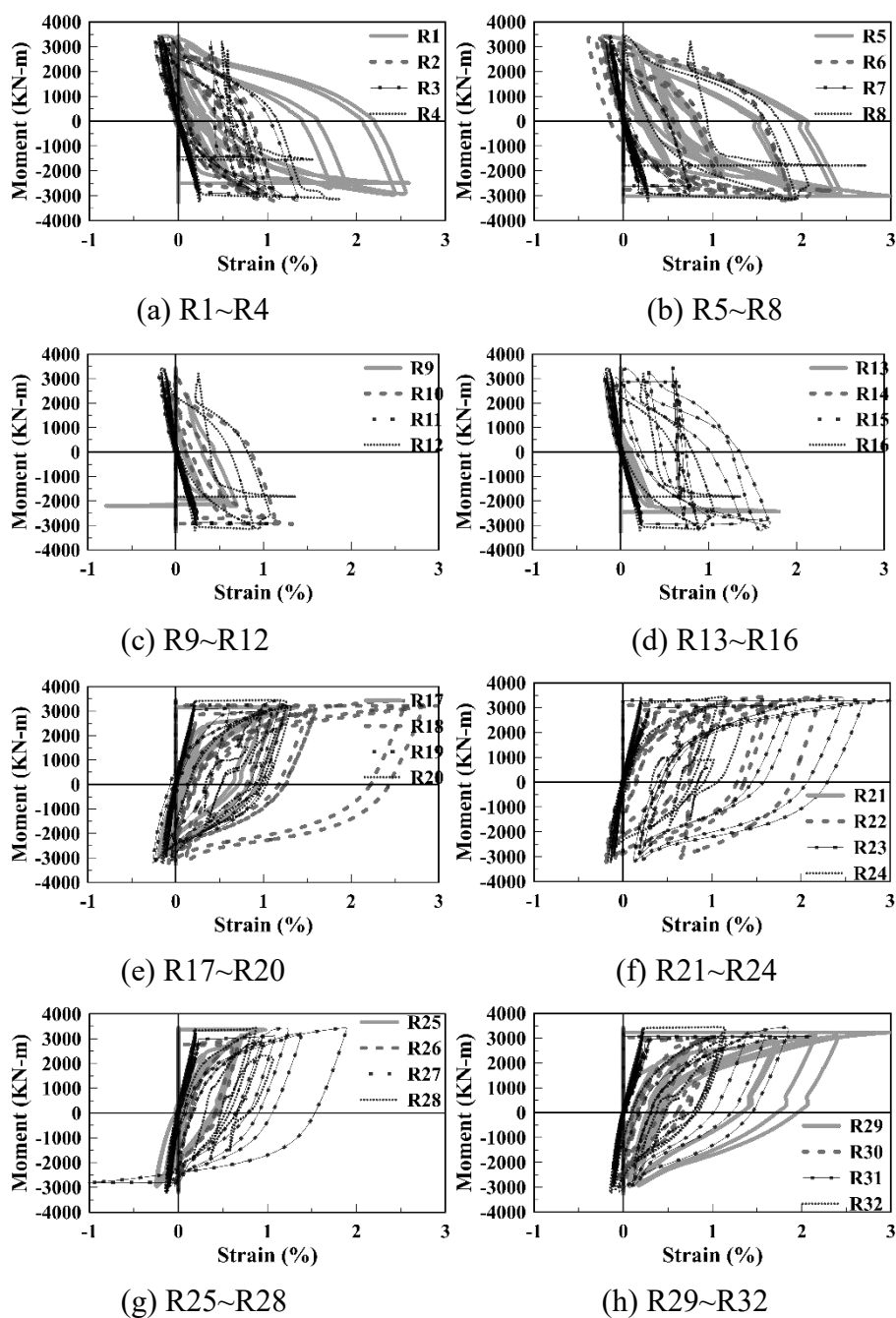


圖 4.40 試體一梁主筋應變與梁端彎矩之關係曲線

試體一梁主筋與續接器連結程度完整，在層間變位角 0.02 rad 以前，梁主筋大多為彈性階段。整理梁上下層主筋於不同層間變位角之最大應變值如表 4.n+2 及表 4.n+3，當層間變位角 0.03 rad 時，梁上層主筋距柱面 286 mm 應變計(R10)發生破壞，表示該根主筋已發生挫屈，至於梁下層主筋則無破壞發生。當層間變位角 0.04 rad 時，主筋應變幅度加大；梁下層主筋距柱面 86 mm (R17)、距柱面 286 mm (R26)已破壞。層間變位角為 0.05 rad ，上下層梁主筋皆有明顯挫屈。

對於梁主筋可得初步結論，在層間變位角 0.02 rad 以前，梁主筋大多為彈性階段，在層間變位角 0.02 rad 至 0.03 rad 時，梁主筋進入塑性階段陸續發生局部挫屈，在層間變位角 0.04 rad 時，梁主筋挫屈幅度加大，在層間變位角 0.05 rad 時，梁主筋明顯挫屈。於施力過程中仍能達到 0.04 rad 兩圈載重歷時，但強度開始下降，至層間變位角 0.05 rad 時試驗中仍能完成兩圈載重歷時，但由混凝土大幅剝落、梁主筋明顯挫屈、箍筋及繫筋產生斷裂或彎曲等現象。

表 4.12 試體一梁上層主筋不同層間變位角最大應變值

最大應變值 (με)																
續接器應變 計編號	P4				P3				P2				P1			
梁主筋位置	梁上層側邊主筋靠北側				梁上層中間主筋靠北側				梁上層中間主筋靠南側				梁上層側邊主筋靠南側			
梁主筋應變 計編號	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12	R13	R14	R15	R16
Drift=0.375%	1075.1	663.32	654.45	677.34	1345.3	762.12	536.03	711.6	1155.2	821.9	725.17	587.21	1125	*	776.54	785.94
Drift=0.5%	1303.3	897.04	858.63	922.49	1679.1	1016.8	714.02	953.56	1376.8	1095.5	1006.8	782.56	1352.6	*	1059.9	1046.5
Drift=0.75%	1850.1	1338.8	1287.4	1402.5	5105.6	1503.9	1099.3	1972.4	3042.8	1632	1601.7	1181.1	1948.1	*	1609.2	1555
Drift=1%	5663.2	1729.3	1702.6	1849.1	11278	1942.6	1504.1	1970.9	64470	2137	2173.4	1709.1	3638.9	*	2099.4	2110.5
Drift=1.5%	19024	7729.4	2028.1	2225	18825	8062.8	1734	2419.5	64470	11249	2481.1	2176.8	58650	*	2406.9	2574.2
Drift=2%	25513	8167	9976.6	2351.4	24375	11469	7441.1	2720.8	64470	13281	30564	2308.7	58650	*	17092	2679.6
Drift=3%	33909	10863	13474	2466.1	65516	18930	65290	19317	64470	Failure	34563	8812.8	58650	*	16932	2710.6
Drift=4%	33865	65534	65452	18049	65516	23528	65290	65426	64470	Failure	34376	13670	58650	*	8797.6	4987.4
Drift=5%	*	*	*	15076	65516	*	*	*	*	*	*	*	58650	*	24285	25376
* 表示應變計毀損，無資料讀取																

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

表 4.13 試體一梁下層主筋不同層間變位角最大應變值

最大應變值 ($\mu\epsilon$)																
續接器應變 計編號	P8				P7				P6				P5			
梁主筋位置	梁下層側邊主筋靠北側				梁下層中間主筋靠北側				梁下層中間主筋靠南側				梁下層側邊主筋靠南側			
梁主筋應變 計編號	R17	R18	R19	R20	R21	R22	R23	R24	R25	R26	R27	R28	R29	R30	R31	R32
Drift=0.375%	1122.1	932.18	721.3	726.17	*	733.57	921.83	593.32	804.12	644.12	809.78	577.07	1121.6	904.73	894.68	685.96
Drift=0.5%	1327.7	1226.4	921.16	912.7	*	979.56	1202.5	789.79	1039.1	840.36	1059.5	777.6	1458.6	1172.3	1177	896.45
Drift=0.75%	1910.2	1725.2	1301	1250.6	*	1440.1	1731.8	1176.3	1667	1173.9	1546.1	1151.8	3521.7	1635.2	1699	1293.4
Drift=1%	3279.6	2115.8	1708.3	1622.6	*	1835.4	2253.1	1555.2	2889.4	1441.9	2008.7	1532.2	7213.7	1982.9	2210.2	1700
Drift=1.5%	10087	14839	2026.6	2042.9	*	7187.2	2954.5	1952.1	6673.8	6752.7	2258.8	1923.8	17438	8803.7	2914.4	2144.8
Drift=2%	12634	16077	11008	2111.8	*	9953.8	19467	2012.1	7125.6	64210	10860	1964.9	24081	10294	15965	2207.6
Drift=3%	65690	28276	12687	2206.3	*	16629	26930	2039.8	64037	4859.7	13861	1984.1	35363	27317	33043	2255.8
Drift=4%	*	65983	34425	13227	*	22162	65456	11614	64037	*	63496	8722.4	12892	20999	66254	11424
Drift=5%	*	*	*	11462	*	*	34515	13290	*	*	63492	10650	*	*	29573	11486
* 表示應變計毀損，無資料讀取																

續接器上設置應變計，由於梁上下層共 8 支主筋接於續接器上，故於續接器上共有 8 個應變計其編號為 P1~P8，同時為了解應變與梁端彎矩之關係見圖 4.41，其中位於梁下層主筋靠近北側之 2 個續接器應變計毀損，編號為 P7 與 P8 故無資料讀取，梁端彎矩隨應變加大而增加。

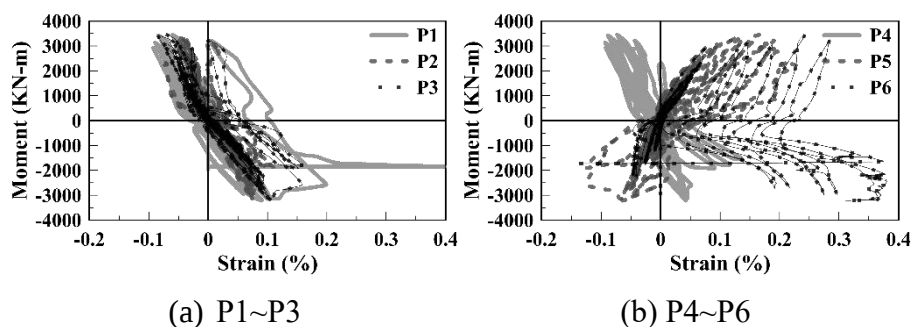


圖 4.41 試體一續接器應變與梁端彎矩之關係曲線

為了解續接器與主筋上應變值之差異，取不同層間變位角時主筋最小應變值，與續接器應變值作一比對，在此以續接器 P1 為例與其主筋上應變計編號 R13、R14、R15、R16，為保守考量取主筋上應變最小值，再將續接器 P1 應變值除以主筋上應變最小值，其結果參見表 4.14，於層間變位角 0.02 rad 之前，續接器應變值與主筋上應變之比值皆小於 1，隨層間變位角增加比值隨之增大。此外由於梁主筋與柱端以續接器連接，試驗過程中梁主筋發揮降伏強度，梁主筋的挫屈變形明顯產生，若是梁主筋與續接器有脫落產生，層間變位角達 0.05 rad 時，仍未見梁主筋斷裂，此外觀察續接器並無明顯損壞。

表 4.14 試體一續接器 P1 與其主筋應變之比值

Drift (rad)	應變值 ($\mu \varepsilon$)	$\varepsilon_{\min}$ ($\mu \varepsilon$)	ε_{P1} ($\mu \varepsilon$)	$\varepsilon_{P1}/\varepsilon_{\min}$
0.00375	MAX (拉應變)	776.54	324.54	0.42
	MIN (壓應變)	432.54	-238.5	0.55
0.005	MAX (拉應變)	1046.5	381.53	0.36
	MIN (壓應變)	525.07	319.08	0.61
0.0075	MAX (拉應變)	1555	478.88	0.31
	MIN (壓應變)	746.03	518.03	0.69
0.01	MAX (拉應變)	2099.4	527.93	0.25
	MIN (壓應變)	937.06	703.81	0.75
0.015	MAX (拉應變)	2406.9	535.14	0.22
	MIN (壓應變)	-1215	923.11	0.76
0.02	MAX (拉應變)	2679.6	634.83	0.24
	MIN (壓應變)	1354.4	892.78	0.66
0.03	MAX (拉應變)	2710.6	994.17	0.37
	MIN (壓應變)	189	844.01	4.47
0.04	MAX (拉應變)	4987.4	5882.2	1.18
	MIN (壓應變)	5909.7	599.92	0.10
0.05	MAX (拉應變)	24285	8115.2	0.33
	MIN (壓應變)	-1187.6	3291.4	2.77

● 試體二

試體二柱為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱，梁為鋼筋混凝土梁，尺寸為450×950 mm 長度為4m，梁上下層各為4支#10主筋，每支主筋則以#10續接器銲接至鋼柱上，並梁腹以剪力樺連接至鋼柱上。每支梁主筋上設置4個應變計分別距離柱表面為100、300、500、900 mm，其編號為R1~R32。續接器上亦設置應變計，其編號為P1~P8。相關配置詳圖3.17，將梁主筋與續接器應變計編號對應如表4.15。

表 4.15 試體二梁主筋與續接器應變計編號位置

梁	應變計編號		距柱表面距離
	續接器	梁主筋	mm
上層主筋	P4	R1、R2、R3、R4	100、300、500、900 (梁主筋應變計由左至右)
	P3	R5、R6、R7、R8	
	P2	R9、R10、R11、R12	
	P1	R13、R14、R15、R16	
下層主筋	P8	R17、R18、R19、R20	
	P7	R21、R22、R23、R24	
	P6	R25、R26、R27、R28	
	P5	R29、R30、R31、R32	

表4.16為梁主筋達降伏應變時所對應之層間變位角，數據顯示降伏時的層間變位角介於0.01~0.03 rad之間，梁主筋上應變計隨距柱距離增加，其降伏對應之層間變位角增加，此外梁位於二側主筋相較於中間主筋較晚降伏，於現場觀察符合。當層間變位角0.03 rad第一迴圈時試驗停止，由於8支續接器有5支脫離柱表面，8支梁主筋中僅有些彎曲產生。

表 4.16 試體二梁主筋降伏對應之層間變位角

梁主筋應變計編號	Drift (rad)
R19、R21、R25	0.01
R3、R10、R11、R13、R14、R15、R20、 R23、R24、R26、R27	0.015
R1、R8、R9	0.02
R2、R4	0.03
R5、R6、R7、R12、R16、R17、R18、 R22、R28、R29、R31、R32	未降伏

層間變位角為 0.01~0.03 rad 時，梁內上下層 8 支主筋開始陸續降伏。當層間變位角為 0.0015 rad 時，裂縫明顯增加強度開始下降，梁頂開始產生撓曲裂縫。層間變位角為 0.02 rad 時，裂縫明顯增加及成長，續接器斷裂聲強度再度下降，小範圍混凝土剝落，梁頂原裂縫加寬及大，梁東面及南面與底部混凝土擠壓剝落。當層間變位角為 0.03 rad 時，梁柱接頭區梁端混凝土開始產生剝落。層間變位角為 0.02~0.03 rad 時，梁頂部混凝土剝落面積加大，剪力破壞發生於接頭處，梁柱交界面混凝土開裂，主筋受壓側彎曲，箍筋未變形脫落，完成層間變位角 0.03 rad 第 1 迴圈。梁底部混凝土剝落面積加大，保護層嚴重剝落且再次有續接器斷裂聲 強度降至更低鋼筋裸露產生，混凝土面拱起，主筋略有彎曲，箍筋未變形脫落。

如圖 4.42 (a 至 h) 所示，應變計圖上的實線為每一層間變位角之正值（表垂直致動器向下拉），反之虛線表示每一層間變位角之負值（表垂直致動器向上推）。由圖 4.42 可得知，試體梁上、下主筋應變計在層間變位角 0.02 rad 以前大多為彈性階段。在層間變位角至 0.03 rad 時，梁主筋上 32 個應變計仍有 1/3 仍未降伏。

圖 4.43 (a 至 h) 為應變與位移角之關係曲線，同時為了解應變與梁端彎矩之關係見圖 4.44 (a 至 h)，不論是應變與位移角或是應變與梁端彎矩，位移角與梁端彎矩皆隨應變加大而增加。

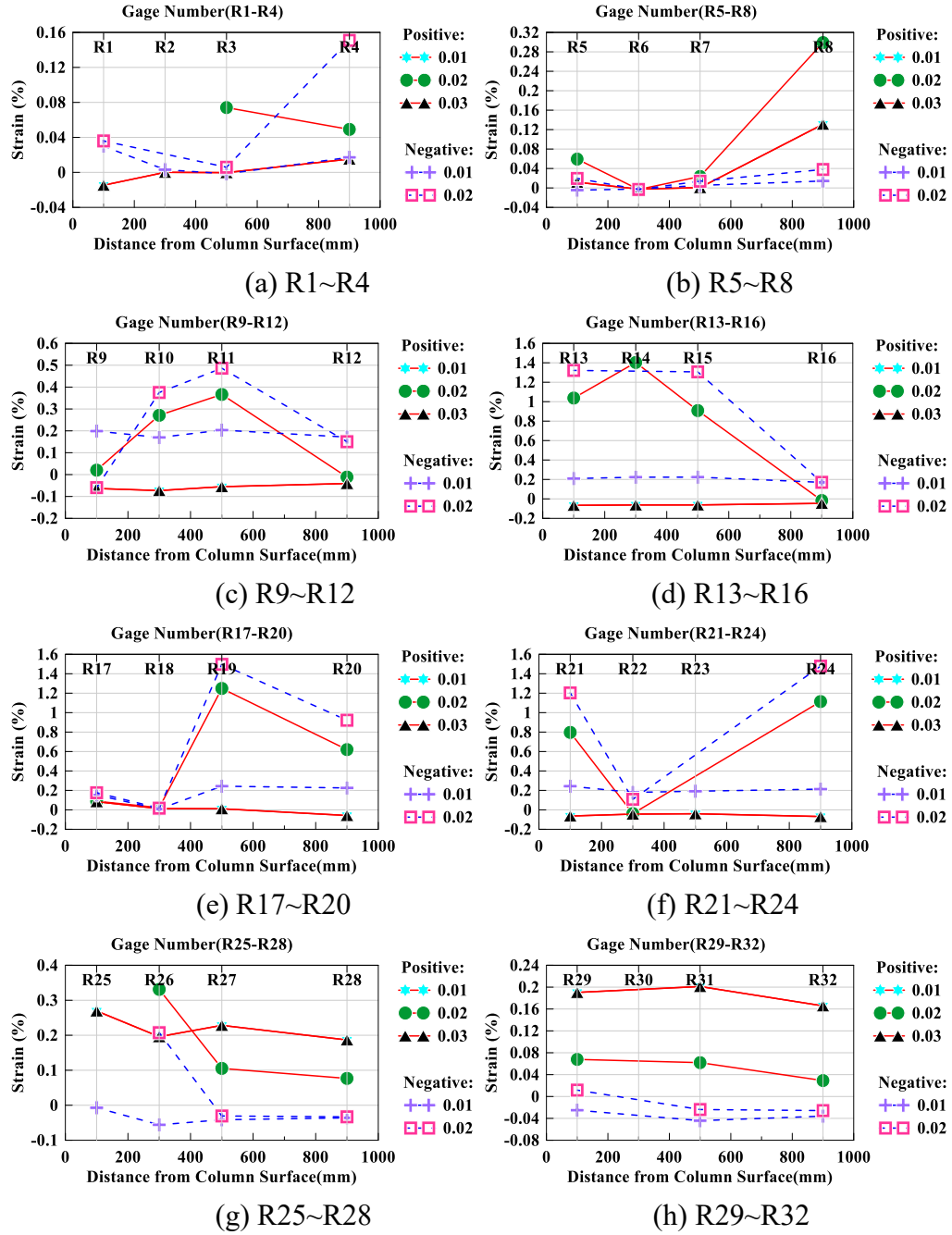


圖 4.42 試體二梁主筋應變數值關係曲線

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

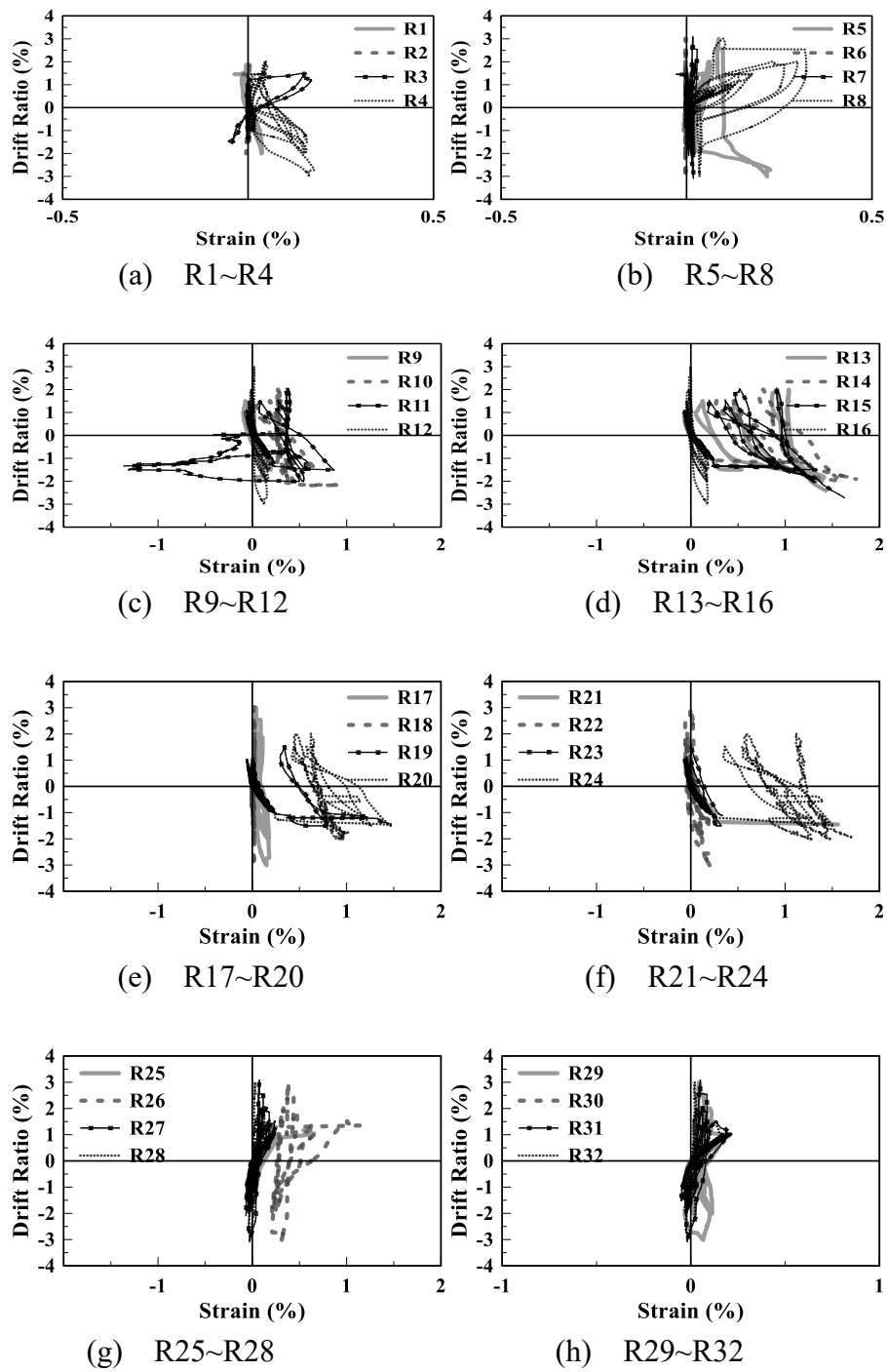


圖 4.43 試體二梁主筋應變與位移角之關係曲線

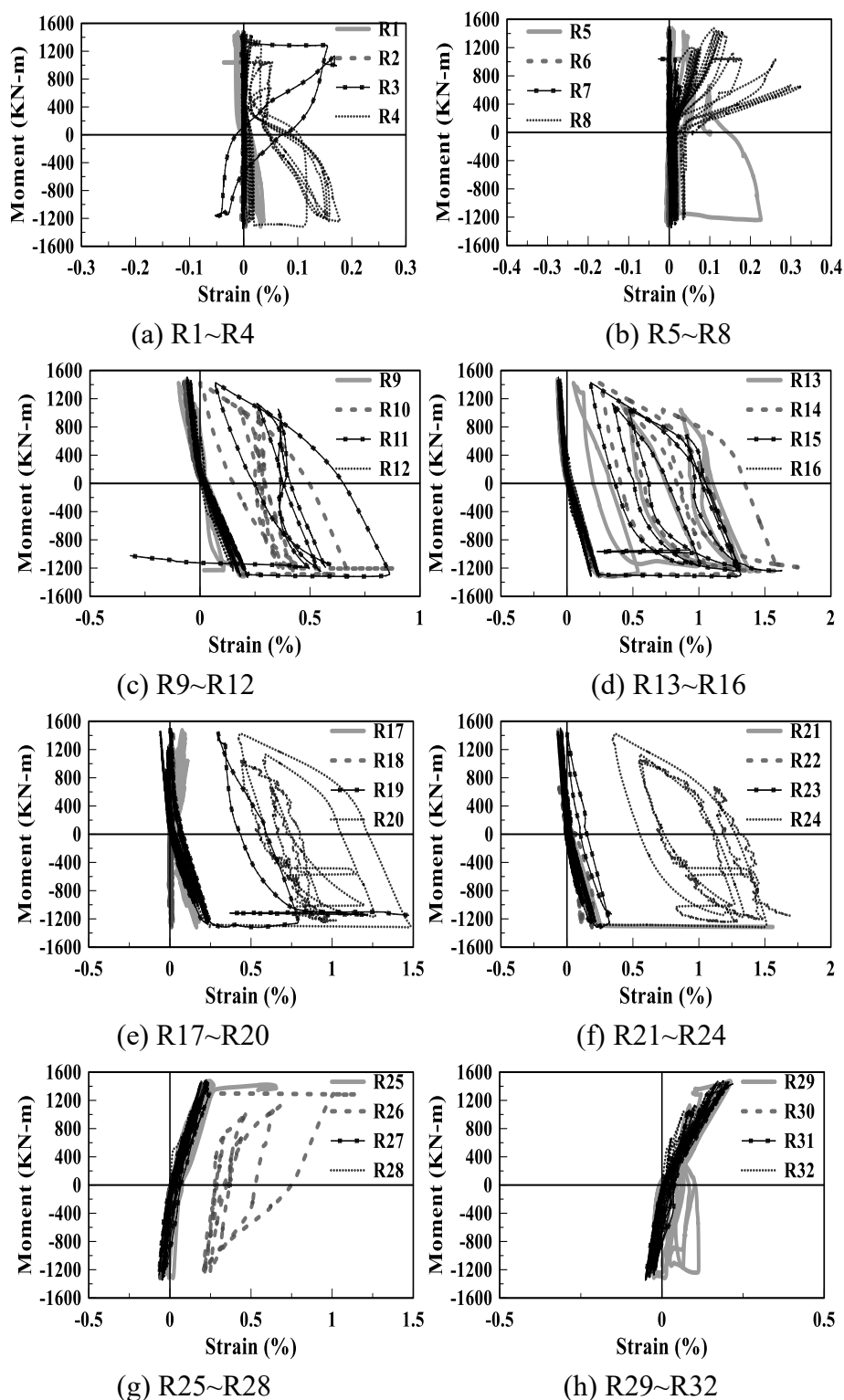


圖 4.44 試體二梁主筋應變與梁端彎矩之關係曲線

試體二梁主筋與續接器連結程度完整，在層間變位角 0.02 rad 以前，梁主筋大多為彈性階段。整理梁上下層主筋於不同層間變位角之最大應變值如表

4.17 及表 4.18，當層間變位角 0.03 rad 時，梁上層主筋距柱面 500 mm 應變計(R3)值為最大，可以看出當層間變位角 0.03 rad 時，該根主筋進入降伏，該根主筋已發生彎曲，至於梁下層主筋則無破壞發生。當層間變位角 0.03 rad 時，主筋應變幅度加大；梁下層主筋距柱面 900 mm (R24)、當層間變位角 0.015 rad 時，該根主筋進入降伏，當層間變位角 0.03 rad 時該根主筋彎曲但仍未降伏。即層間變位角為 0.03 rad ，上下層梁主筋皆有彎曲。

對於梁主筋可得初步結論，在層間變位角 0.02 rad 以前，梁主筋大多為彈性階段，在層間變位角 0.02 rad 至 0.03 rad 時，梁主筋由於續接器陸續脫離鋼柱表面有續接器斷裂聲出現，故梁主筋僅有彎曲產生，在層間變位角 0.03 rad 時，梁主筋仍保持有彎曲，梁頂部混凝土剝落面積加大，剪力破壞發生於接頭處，梁柱交界面混凝土開裂，梁主筋受壓側彎曲箍筋未變形脫落，梁底部混凝土剝落面積加大，保護層嚴重剝落且有續接器斷裂聲 強度降至更低鋼筋裸露產生，混凝土面拱起，主筋略有彎曲箍筋未變形脫落。

表 4.17 試體二梁上層主筋不同層間變位角最大應變值

最大應變值 ($\mu\epsilon$)																
續接器應變計編號	P4				P3				P2				P1			
梁主筋位置	梁上層側邊主筋靠北側				梁上層中間主筋靠北側				梁上層中間主筋靠南側				梁上層側邊主筋靠南側			
梁主筋應變計編號	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12	R13	R14	R15	R16
Drift=0.375%	43	16	17	44	17	20	45	40	785	772	984	787	826	880	1130	793
Drift=0.5%	68	15	17	57	27	5	55	211	1004	988	1224	1000	1080	1121	1378	1009
Drift=0.75%	206	25	10	69	41	3	61	773	1441	1364	1657	1379	1692	1553	1826	1385
Drift=1%	321	33	11	187	118	-6	53	1310	2012	1746	2089	1742	2108	2264	2277	1735
Drift=1.5%	366	45	32906	1587	521	8	59	1785	2055	6837	8622	1847	10015	12978	13169	1840
Drift=2%	12230	48	1324	1576	648	0	236	2999	29904	4284	5471	1691	14141	32672	13071	1723
Drift=3%	*	*	32906	32381	2263	-1	285	3230	29904	8910	30516	1540	14316	32672	16820	1803
* 表示應變計毀損，無資料讀取																

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

表 4.18 試體二梁下層主筋不同層間變位角最大應變值

最大應變值 ($\mu\epsilon$)																
續接器應變 計編號	P8				P7				P6				P5			
梁主筋位置	梁下層側邊主筋靠北側				梁下層中間主筋靠北側				梁下層中間主筋靠南側				梁下層側邊主筋靠南側			
梁主筋應變 計編號	R17	R18	R19	R20	R21	R22	R23	R24	R25	R26	R27	R28	R29	R30	R31	R32
Drift=0.375%	663	25	722	939	1144	906	532	938	817	992	965	841	966	*	807	680
Drift=0.5%	801	-7	969	1227	1391	1124	693	1209	1026	1213	1248	1123	1177	*	1020	970
Drift=0.75%	1118	20	1532	1711	1886	1499	1200	1694	1639	1638	1762	1596	1590	*	1456	1390
Drift=1%	1540	125	2433	2275	2434	1825	1914	2174	2694	1992	2284	1944	2126	*	2032	1728
Drift=1.5%	1650	221	15151	14846	16892	1894	3382	15132	6566	11472	2405	1863	1899	*	2133	1654
Drift=2%	1773	254	30883	11994	15218	1641	*	14908	*	6314	1855	1289	1132	*	824	863
Drift=3%	1796	235	15213	8372	16523	2005	*	33171	*	4387	1164	763	1007	*	879	290
* 表示應變計毀損，無資料讀取																

續接器上設置應變計，由於梁上下層共 8 支主筋接於續接器上，故於續接器上共有 8 個應變計其編號為 P1~P8，同時為了解應變與梁端彎矩之關係見圖 4.45，其中位於梁下層主筋靠近北側續接器應變計毀損，編號為 P8 故無資料讀取，梁端彎矩隨應變加大而增加。

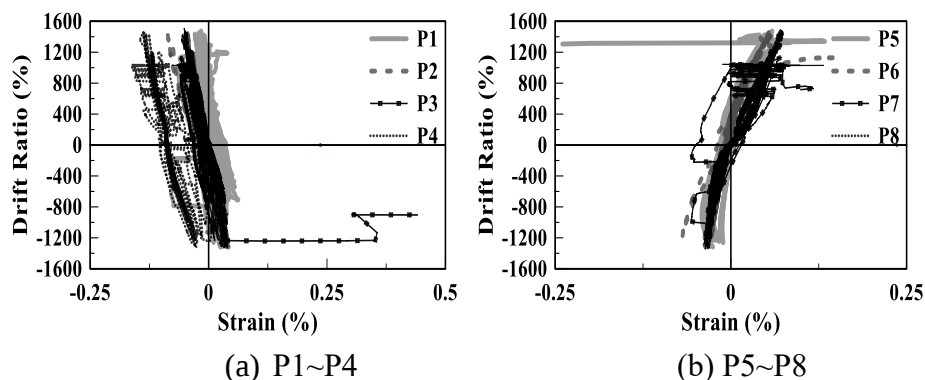


圖 4.45 試體二續接器應變與梁端彎矩之關係曲線

為了解續接器與主筋上應變值之差異，取不同層間變位角時主筋最小應變值，與續接器應變值作一比對，在此以續接器 P5 為例與其主筋上應變計編號 R29、R30、R31、R32，為保守考量取主筋上應變最小值，再將續接器 P5 應變值除以主筋上應變最小值，其結果參見表 4.19，於層間變位角 0.0075 rad 之前，續接器應變值與主筋上應變之比值皆小於 1，隨層間變位角增加比值隨之增大。此外由於梁主筋與柱端以續接器連接，試驗過程中梁主筋發揮降伏強度，梁主筋產生彎曲，但梁主筋與續接器並無脫落產生。於層間變位角 0.015 rad 時續接器 P5 與鋼柱表面發生脫離，續接器 P5 應變值除以主筋上應變最小值達 18.79，當層間變位角達 0.02 rad 時上升至 37.7，至層間變位角 0.03 rad 時，續接器 P5 應變值則過大造成毀損。

表 4.19 試體二續接器 P5 與其主筋應變之比值

Drift (rad)	應變值 ($\mu\epsilon$)	ϵ_{min} ($\mu\epsilon$)	ϵ_{P1} ($\mu\epsilon$)	$\epsilon_{P1}/\epsilon_{min}$
0.00375	MAX (拉應變)	680.0796	198.7778	0.29
	MIN (壓應變)	-121.659	-106.472	0.88
0.005	MAX (拉應變)	969.8892	316.6231	0.33
	MIN (壓應變)	-142.409	-111.48	0.78
0.0075	MAX (拉應變)	1389.604	506.1192	0.36
	MIN (壓應變)	-267.714	-148.722	0.56
0.01	MAX (拉應變)	1727.747	588.5795	0.34
	MIN (壓應變)	-279.016	-378.829	1.36
0.015	MAX (拉應變)	1653.862	31074.57	18.79
	MIN (壓應變)	-252.722	*	*
0.02	MAX (拉應變)	824.2264	31072.54	37.70
	MIN (壓應變)	11.28969	*	*
0.03	MAX (拉應變)	289.7104	*	*
	MIN (壓應變)	-239.508	*	*

● 試體三

試體三柱為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱，梁為鋼筋混凝土梁，尺寸為450×1100 mm 長度為4m。梁上下層各為4支#10主筋，柱使用鋼拱頭與鋼骨鋼筋混凝土梁接合，梁主筋一半數量以續接器銲於鋼拱頭翼板上，一半數量以續接器直接銲於鋼柱上。梁主筋以續接器直接銲於鋼柱上設置5個應變計分別距離柱表面為100、300、500、700、1100 mm，梁主筋以續接器銲於鋼拱頭翼板上設置4個應變計分別距離柱表面為300、500、700、1100 mm，其編號為R33~R68。續接器上亦設置應變計，其編號為P9~P16。相關配置詳圖3.17，將梁主筋與續接器應變計編號對應如表4.20。

表 4.20 試體三梁主筋與續接器應變計編號位置

梁	應變計編號		距柱表面距離
	續接器	梁主筋	mm
上層主筋	P9	R46、R47、R48、R49、R50	100、300、500、 700、1100 (梁主筋應變計由左至 右)
	P10	R42、R43、R44、R45	
	P11	R38、R39、R40、R41	
	P12	R33、R34、R35、R36、R37	
下層主筋	P13	R64、R65、R66、R67、R68	
	P14	R60、R61、R62、R63	
	P15	R56、R57、R58、R59	
	P16	R51、R52、R53、R54、R55	

表4.21為梁主筋達降伏應變時所對應之層間變位角，數據顯示降伏時的層間變位角介於0.01~0.03 rad之間，梁主筋上應變計隨距柱距離增加，其降伏對應之層間變位角增加，此外梁位於二側主筋相較於中間主筋較晚降伏，於現場觀察符合。此外梁位於二側主筋相較於中間主筋較晚降伏，於現場觀察符合。此外當層間變位角0.04 rad時，顯示上層4支梁主筋中皆有彎曲產生，下層4支梁主筋中皆有明顯的挫屈變形。

表 4.21 試體三梁主筋降伏對應之層間變位角

梁主筋應變計編號	Drift (rad)
R46	0.005
R52、R56	0.0075
R42、R51、R57、R60	0.01
R34、R35、R39、R44、R47、R48、 R49、R53、R58、R61、R65	0.015
R36、R40、R54、R66、R67	0.02
R37、R41、R45、R50、R59、R63	0.03
R55、R68	未降伏
R33、R38、R43、R62、R64	應變計毀損

層間變位角為 0.01~0.03 rad 時，梁內上下層 8 支主筋開始陸續降伏。當層間變位角為 0.0015 rad 時，裂縫明顯增加梁北面有 4.5 mm 剪力裂縫產生。層間變位角為 0.02 rad 時，裂縫明顯增加及成長，裂縫由接頭處延伸。當層間變位角為 0.03 rad 時，梁柱接頭區梁端混凝土開始產生剝落，梁底混凝土剝落，梁柱交界面混凝土開裂。梁柱接頭界面開裂裂縫達 15 mm，梁頂拱起混凝土開始剝落加大。當層間變位角為 0.04 rad 時，梁柱接頭區梁頂部混凝土剝落面積加大，保護層嚴重剝落鋼筋裸露強度下降，上層 4 支主筋彎曲向上變形而剪力裂縫出現在鋼拱頭末端處，下層混凝土擠壓造成大範圍剝落，強度下降，下層 4 支主筋挫屈，箍筋未變形脫落。

如圖 4.46 (a 至 h) 所示，應變計圖上的實線為每一層間變位角之正值（表垂直致動器向上推），反之虛線表示每一層間變位角之負值（表垂直致動器向下拉）。由圖 4.46 可得知，試體梁上、下主筋應變計在層間變位角 0.03 rad 以前大多為彈性階段。在層間變位角 0.03 rad 至 0.04 rad 時，梁主筋進入挫屈階段。

圖 4.47 (a 至 h) 為應變與位移角之關係曲線，同時為了解應變與梁端彎矩之關係見圖 4.48 (a 至 h)，不論是應變與位移角或是應變與梁端彎矩，位移角與梁端彎矩皆隨應變加大而增加。

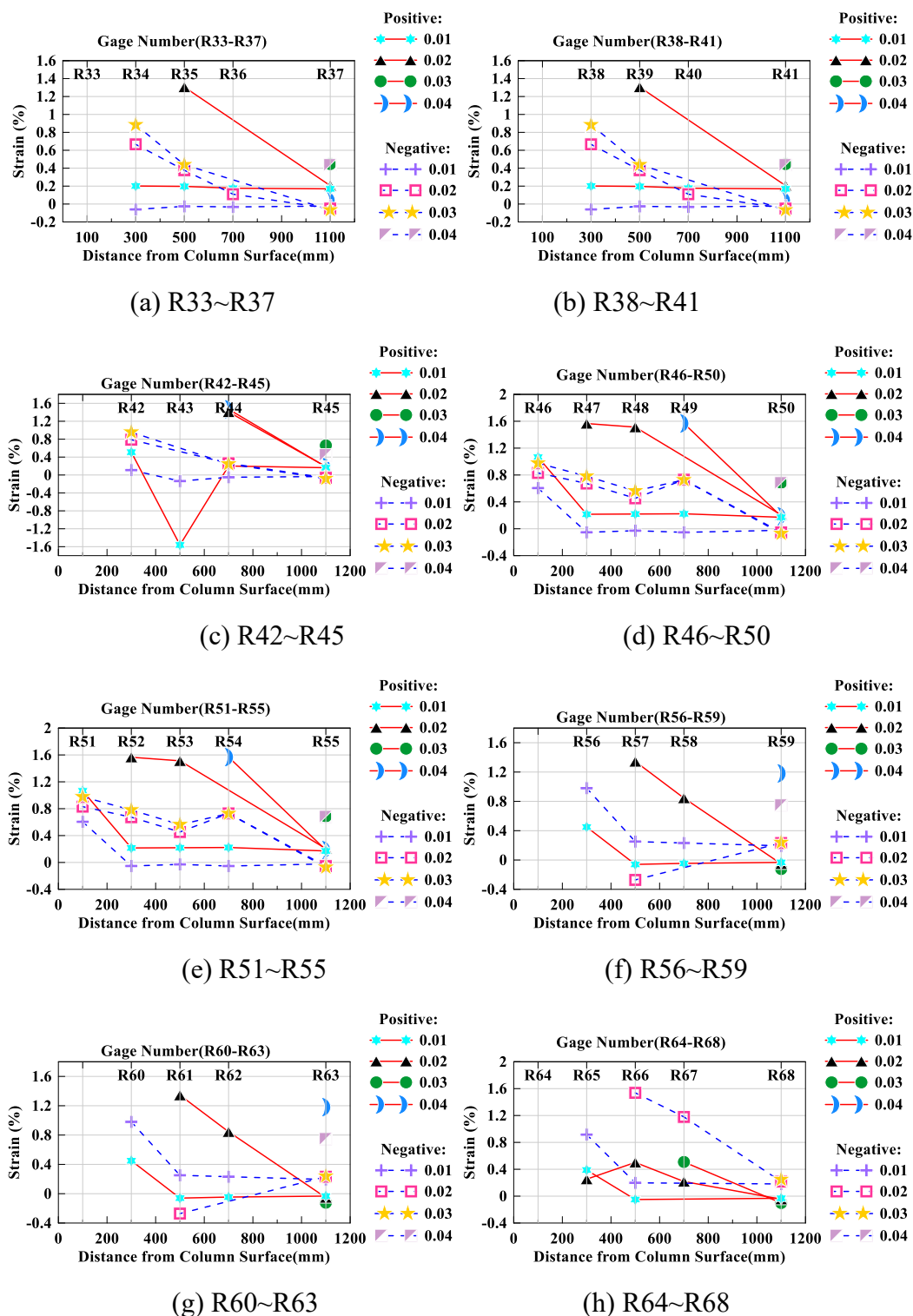


圖 4.46 試體三梁主筋應變數值關係曲線

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

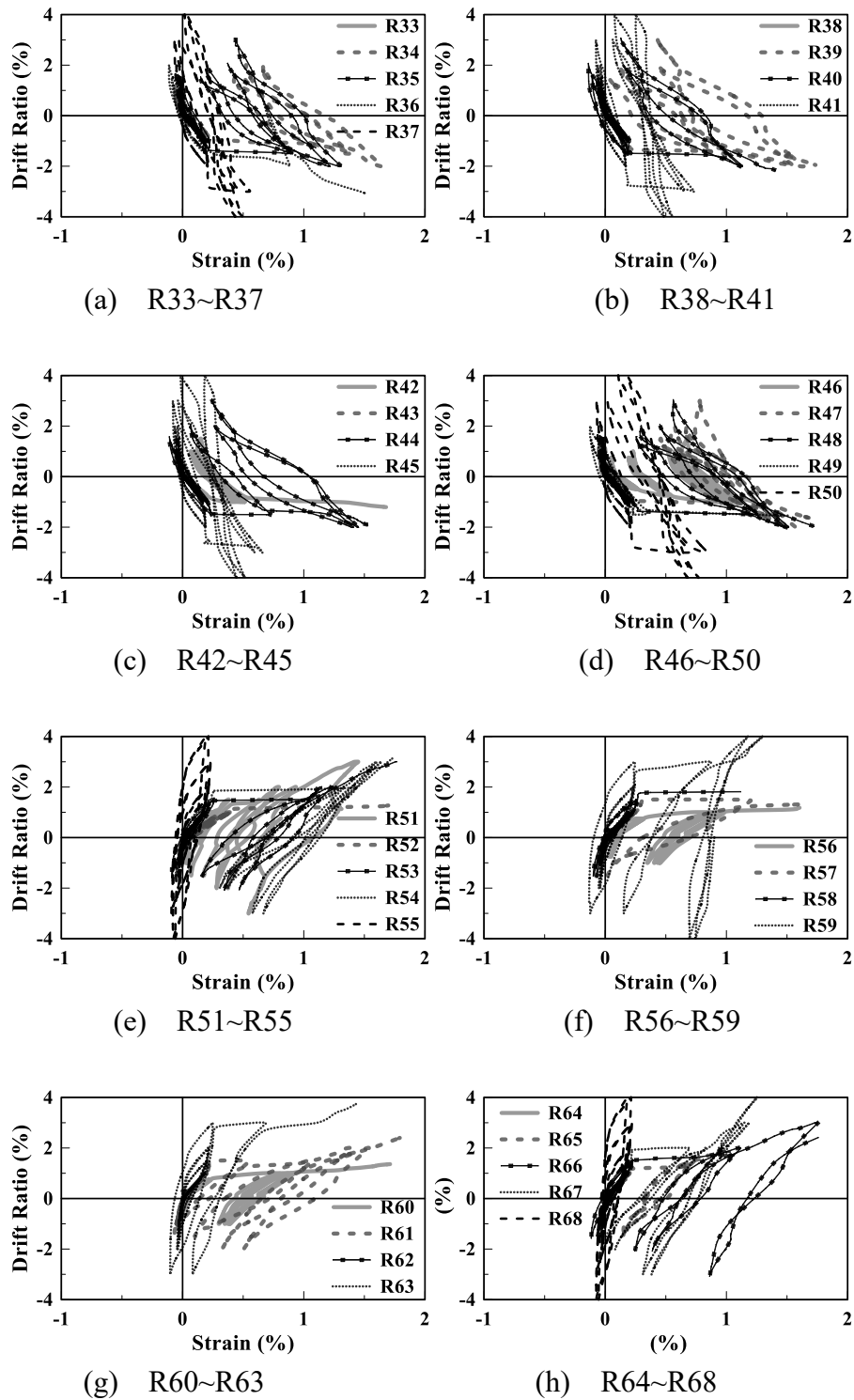


圖 4.47 試體三梁主筋應變與位移角之關係曲線

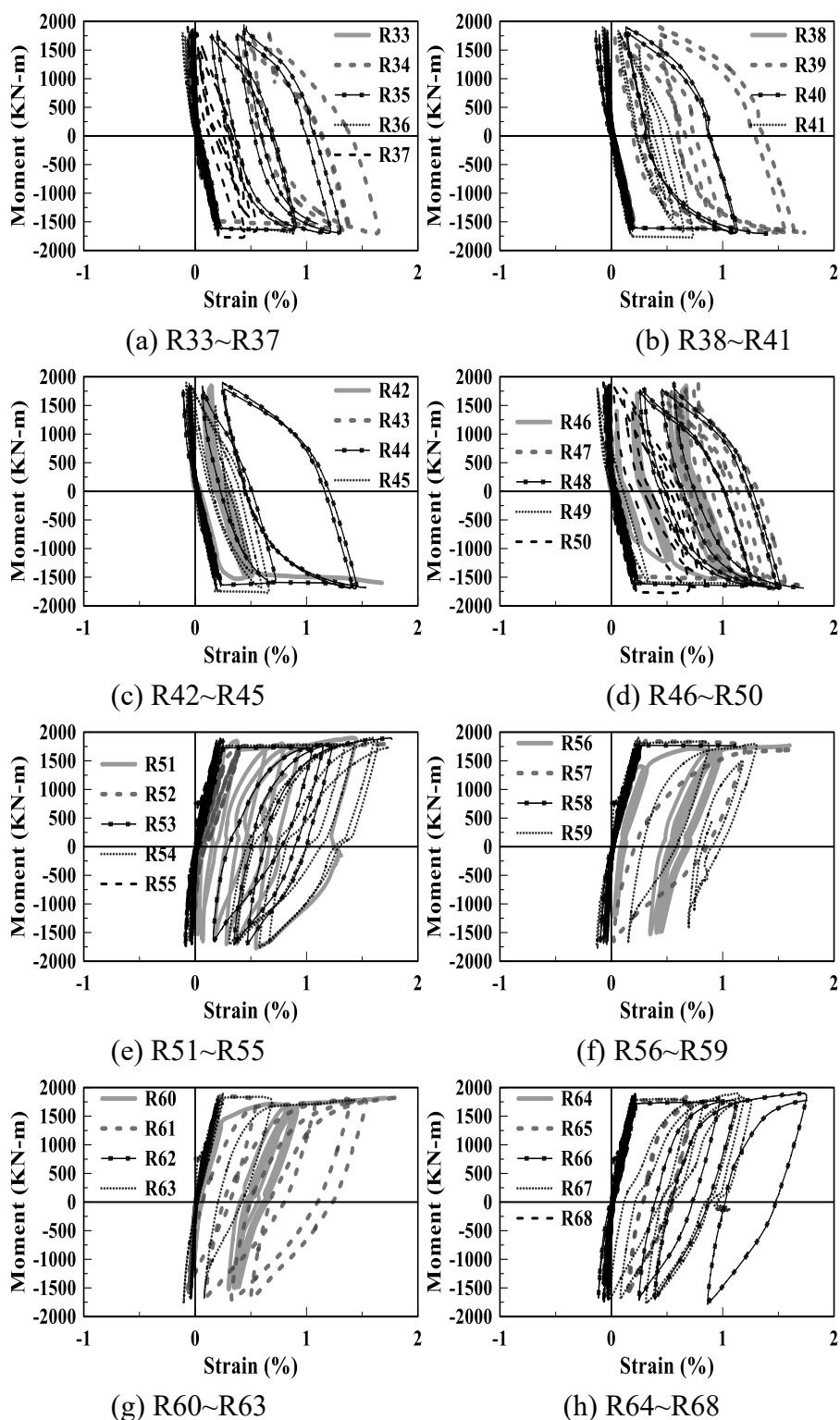


圖 4.48 試體三梁主筋應變與梁端彎矩之關係曲線

試體三梁主筋與續接器連結程度完整，在層間變位角 0.02 rad 以前，梁主筋大多為彈性階段。整理梁上下層主筋於不同層間變位角之最大應變值如表 4.22 及表 4.23，當層間變位角 0.03 rad 時，梁上層主筋則無破壞發生，至於梁下層主筋距柱面 300 mm 應變計(R56)發生破壞，表示該根主筋已發生挫屈。當層間變位角 0.04 rad 時，主筋應變幅度加大；梁下層主筋距柱面 100 mm (R51)、距柱面 300 mm (R52)已破壞。層間變位角為 0.05 rad ，下層梁主筋皆有明顯挫屈。

對於梁主筋可得初步結論，在層間變位角 0.03 rad 以前，梁主筋大多為彈性階段，在層間變位角 0.02 rad 至 0.03 rad 時，梁主筋進入塑性階段陸續發生局部挫屈，在層間變位角 0.04 rad 時，梁主筋挫屈幅度加大，梁下層主筋明顯挫屈。於施力過程中仍能達到 0.04 rad 兩圈載重歷時，強度開始下降，梁柱接頭區梁頂部混凝土剝落面積加大，保護層嚴重剝落鋼筋裸露，上層 4 支主筋彎曲向上變形，而剪力裂縫出現在鋼拱頭末端處，下層混凝土擠壓造成大範圍剝落，下層 4 支主筋彎曲箍筋未變形脫落。

表 4.22 試體三梁上層主筋不同層間變位角最大應變值

最大應變值 ($\mu\epsilon$)																		
續接器應變計編號	P12					P11				P10				P9				
梁主筋位置	梁上層側邊主筋靠北側					梁上層中間主筋靠北側				梁上層中間主筋靠南側				梁上層側邊主筋靠南側				
梁主筋應變計編號	R33	R34	R35	R36	R37	R38	R39	R40	R41	R42	R43	R44	R45	R46	R47	R48	R49	R50
Drift=0.375%	*	610	938	924	728	*	958	901	575	939	-8268	926	716	1679	707	885	1079	705
Drift=0.5%	*	1161	1194	1105	954	*	1218	1139	742	1301	-6346	1186	918	2680	1118	1136	1330	927
Drift=0.75%	*	1665	1582	1447	1333	*	1615	1535	1060	2010	-6354	1586	1278	5420	1610	1562	1760	1331
Drift=1%	*	2076	2004	1809	1712	*	2005	1903	1419	5094	7575	2026	1638	10653	2198	2194	2231	1710
Drift=1.5%	*	13827	9063	1869	1986	*	9849	1947	1632	17335	14412	6911	1846	32598	13752	12596	2975	1941
Drift=2%	*	16975	13052	15300	2070	*	16364	11307	1696	33081	17928	14499	1913	32598	15660	15124	32623	2069
Drift=3%	*	17733	13062	*	5488	*	17352	18350	7343	33079	17315	18135	6611	32598	32798	33243	32623	8376
Drift=4%	*	*	*	*	5562	*	*	18552	6491	*	*	18198	5933	32598	*	33243	16707	8414
* 表示應變計毀損，無資料讀取																		

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

表 4.23 試體三梁下層主筋不同層間變位角最大應變值

最大應變值 ($\mu\epsilon$)																		
續接器應變 計編號	P16					P15				P14				P13				
梁主筋位置	梁下層側邊主筋靠北側					梁下層中間主筋靠北側				梁下層中間主筋靠南側				梁下層側邊主筋靠南側				
梁主筋應變 計編號	R51	R52	R53	R54	R55	R56	R57	R58	R59	R60	R61	R62	R63	R64	R65	R66	R67	R68
Drift=0.375 %	848	1270	829	787	663	976	1039	979	763	881	844	*	700	*	885	777	695	663
Drift=0.5%	1113	1832	1066	1048	894	1374	1370	1308	1039	1246	1121	*	958	*	1209	994	929	868
Drift=0.75%	1676	2517	1492	1497	1406	3202	1941	1857	1570	2345	1565	*	1444	*	1600	1395	1314	1336
Drift=1%	2564	3897	1971	1910	1797	9833	2516	2334	2007	9188	1985	*	1856	*	2031	1825	1682	1735
Drift=1.5%	6327	33050	10438	2306	1945	32806	17427	2608	2179	17661	10729	*	2044	*	7332	2271	1944	1894
Drift=2%	9360	33050	12268	14294	2146	32806	17750	17386	2346	17702	15375	*	2180	*	8488	11179	8266	2008
Drift=3%	14499	33052	17714	16410	2299	*	17356	17180	8760	17426	17924	15848	6876	*	*	17736	11898	2207
Drift=4%	*	*	17639	17475	2138	*	*	*	13035	*	*	*	16864	*	*	17694	33053	2139
* 表示應變計毀損，無資料讀取																		

續接器上設置應變計，由於梁上下層共 8 支主筋接於續接器上，故於續接器上共有 8 個應變計其編號為 P9~P16，同時為了解應變與梁端彎矩之關係見圖 4.49，梁端彎矩隨應變加大而增加。

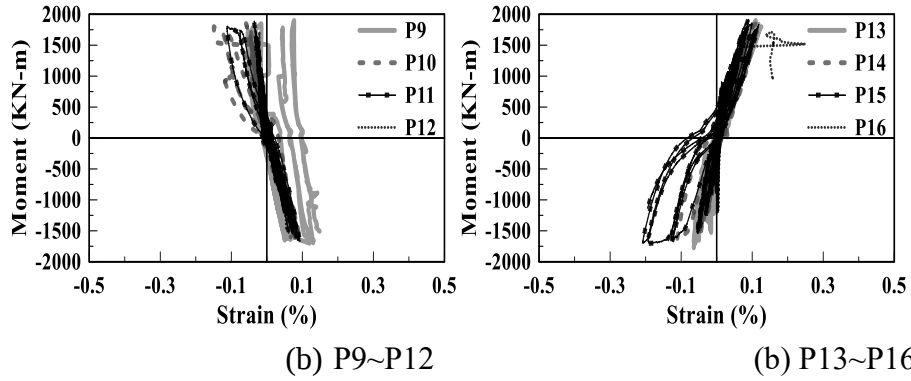


圖 4.49 試體三續接器應變與梁端彎矩之關係曲線

為了解續接器與主筋上應變值之差異，取不同層間變位角時主筋最小應變值，與續接器應變值作一比對，在此以續接器 P13 為例與其主筋上應變計編號 R64、R65、R66、R67、R68，為保守考量取主筋上應變最小值，再將續接器 P13 應變值除以主筋上應變最小值，其結果參見表 4.24，於層間變位角 0.04 rad 之前，續接器應變值與主筋上應變之比值皆小於 1，隨層間變位角增加比值隨之增大。此外由於梁主筋與柱端以續接器連接，試驗過程中梁主筋發揮降伏強度，梁主筋的挫屈變形明顯產生，若是梁主筋與續接器有脫落產生，層間變位角達 0.04 rad 時，仍未見梁主筋斷裂，此外觀察續接器並無明顯損壞，其功效得以完成。

表 4.24 試體三續接器 P13 與其主筋應變之比值

Drift (rad)	應變值 ($\mu\epsilon$)	ϵ_{min} ($\mu\epsilon$)	ϵ_{P1} ($\mu\epsilon$)	$\epsilon_{P1}/\epsilon_{min}$
0.00375	MAX (拉應變)	663.19	420.33	0.63
	MIN (壓應變)	-117.98	-109.71	0.93
0.005	MAX (拉應變)	867.64	501.25	0.58
	MIN (壓應變)	-152.15	-86.10	0.57
0.0075	MAX (拉應變)	1313.60	652.33	0.50
	MIN (壓應變)	-226.92	-105.98	0.47
0.01	MAX (拉應變)	1681.90	819.06	0.49
	MIN (壓應變)	-351.02	-186.94	0.53
0.015	MAX (拉應變)	1894.16	886.72	0.47
	MIN (壓應變)	-1146.19	-563.47	0.49
0.02	MAX (拉應變)	2008.46	965.48	0.48
	MIN (壓應變)	-1136.26	-621.35	0.55
0.03	MAX (拉應變)	2206.86	1181.13	0.54
	MIN (壓應變)	-719.72	-650.80	0.90
0.04	MAX (拉應變)	2139.31	1260.77	0.59
	MIN (壓應變)	-752.99	-650.80	0.86

3. 梁箍筋應變

本試體箍筋為開口式箍筋搭配上蓋繫筋，箍筋應變計黏貼位置為梁箍筋兩側，高度為梁高度的中心，除第一箍距柱面 50mm 外，其餘為箍筋間距為 100mm，圖 4.50 為試體一梁箍筋應變計量測位置及編號，梁南側箍筋應變計編號為 S1~S10，北側箍筋應變計編號為 S11~S20。圖 4.52 為試體二及試體三梁箍筋應變計量測位置及編號，梁南側箍筋應變計編號為 S11~S20 及 S32~S42，北側箍筋應變計編號為 S1~S10 及 S21~S31。以量測值之每層間變位角最後迴圈正負之頂點值繪圖，如圖 4.51 所示，應變計圖上的實線為層間變位角之正值（垂直致動器向上推），虛線表示層間變位角之負值（垂直致動器向下拉）。本實驗梁試體箍筋皆為 #4 高拉鋼筋 $F_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$ ，箍筋拉伸試驗平均降伏強度約為 $1.11 F_y=4677 \text{ kgf/cm}^2$ 。

試體一可由表 4.25 得知梁箍筋在層間變位角 2% 以前為彈性，顯示箍筋有足夠之圍束能力，層間變位角 2%-5% 對應變計有較大之影響，下列以試體於層間變位角 2%、3%、4%、5% 作描述。從表 4.25 中可得試體一在層間變位角 2% 箍筋沒有降伏，平均有效應力為 522 kgf/cm^2 ，梁側裂縫寬度達 2-4mm，裂縫集中在接近梁柱接頭梁頂處；在層間變位角 0.03 rad 時，平均有效應力為 839 kgf/cm^2 ，梁兩側裂縫寬度達 5-8mm，梁圍束區頂部更多斜向裂縫產生且有混凝土剝落，由圖 4.51 及表 4.25 可知已有 5 個梁應變計脫落損壞(S1、S11、S13、S15、S16)；層間變位角 4% 時，箍筋平均應力為 1129 kgf/cm^2 ，上蓋繫筋有明顯的彎曲及脫離，本試體箍筋為開口式箍筋搭配上蓋繫筋，故多數箍筋為頂蓋繫筋先行拱起拉開，同時也對主筋失去圍束效果。加載至 4% 第二圈時，千斤頂力量下降至 480 kN，約為最大力量之 56% (圖 4.32)；在層間變位角 5% 時，更多應變計脫落損壞，剩餘應變計平均應力為 845 kgf/cm^2 (表 4.25)，加載至第二圈時，千斤頂力量下降至 391 kN，約為最大力量之 45% (圖 4.32)，梁圍束區箍筋頂蓋明顯脫離下部箍筋，大量混凝土剝落，上層主筋全數挫屈。圖 4.55 及圖 4.56 為箍筋應變計與千斤頂施力之關係圖，從圖中可看出距離梁柱接頭較近的 S1 及 S11 在達到 2% 層間變位，此時千斤頂施力約為 770 kN，鋼筋尚未降伏，在層間變位達到 3% 時，千斤頂施力約為 857 kN，應變計已損壞，鋼筋已降伏破壞。在較遠離梁柱接頭區(S8-S10 及 S17-S20)，因鋼筋變形小，破壞不明顯，皆可達到 0.05 rad 層間變位保持彈性。

試體二可由表 4.26 得知部分梁箍筋在層間變位角 0.01 rad 即達到降伏，下列以試體於層間變位角 0.01、0.015、0.02 rad 作描述。從表 4.26 中可得試體二在層間變位角 1% 平均有效應力為 1658 kgf/cm^2 ，梁側裂縫寬度達 0.55-0.8 mm，裂縫集中在接近梁柱接頭處；在層間變位角 0.015 rad 時，平均有效

應力為 1243 kgf/cm^2 ，梁兩側裂縫寬度達 $4\text{-}5\text{mm}$ ，梁頂部更多撓曲裂縫產生且裂縫明顯增加，由圖 4.53 及表 4.26 可知已有 7 個梁圍束區之應變計脫落損壞(S10、S11、S13-S15、S17-S18)；層間變位角 0.02 rad 時，箍筋平均應力為 1082 kgf/cm^2 ，千斤頂力量下降至 200 kN ，約為最大力量之 54% ；梁主筋續接器與柱連結處 8 支有 5 處斷裂，因試體二剪力樺傳遞剪力能力達不到設計值，故造成試體二撓曲及剪力破壞，造成梁主筋續接器拉出脫離柱面。圖 4.57 及圖 4.58 為箍筋應變計與千斤頂施力之關係圖，從圖中可看出達到 0.02 rad 層間變位，因梁破裂嚴重，故多數應變計已跳脫損壞。

試體三可由表 4.27 得知梁箍筋在層間變位角 0.015 rad 以前為彈性，下列以試體於層間變位角 0.015 、 0.02 、 0.03 、 0.04 rad 作描述。從表 4.27 中可得試體一在層間變位角 0.015 rad 箍筋沒有降伏，平均有效應力為 897 kgf/cm^2 ，梁側裂縫寬度達 $4.5\text{-}7\text{mm}$ ，撓曲裂縫集中在接近梁柱接頭處；在層間變位角 0.02 rad 時，平均有效應力為 1571 kgf/cm^2 ，梁兩側裂縫寬度達 $5\text{-}8\text{mm}$ ，梁頂部更多裂縫產生；層間變位角 0.03 rad 時，箍筋平均應力為 1667 kgf/cm^2 ，測得千斤頂最大力量為 475 kN ；在層間變位角 0.04 rad 時，平均有效應力為 1387 kgf/cm^2 ，但因混凝土大量開裂，多數應變計已損壞脫落，加載至層間變位角 -0.04 rad 第二圈時，千斤頂力量下降至 350 kN ，約為最大力量之 74% (圖 4.36)，因混凝土剝落嚴重，故結束試驗。

試體一的鋼梁腹板、試體二的剪力樺及試體三的鋼拱頭腹板皆有三軸應變計，應變計位置及編號詳圖 4.61。由表 4.28 三組試體設計剪力可知，試體一的設計剪力為鋼梁腹板加上箍筋強度，試體二的設計剪力為鋼筋混凝土梁剪力由剪力釘傳遞至剪力樺，試體三的設計剪力為鋼筋混凝土梁剪力由剪力釘傳遞至鋼拱頭腹板。由圖 4.62 可知試體一鋼梁腹板傳遞剪力比可達到 70% ，但試體二剪力樺傳遞剪力比只達到 20% ，試體三鋼拱頭可傳遞約 50% 之剪力。試體二千斤頂只施力至 370 kN ，雖剪力釘及剪力樺強度到達 1000 kN ，但剪力樺也只傳遞 370 kN 的 20% ，剪力樺傳遞剪力並不如設計預期，故剪力樺不適合做為傳遞剪力構件；試體三鋼拱頭雖可傳遞 50% 之剪力，但由千斤頂力量及層間變位圖(圖 4.36)中可看到於層間變位 0.04 rad 第二圈時，強度衰減至最大強度的 74% ，故鋼拱頭雖比剪力樺為較佳的剪力傳遞構件，但仍不適用在需韌性的耐震接頭，耐震接頭仍須配置完整鋼梁。

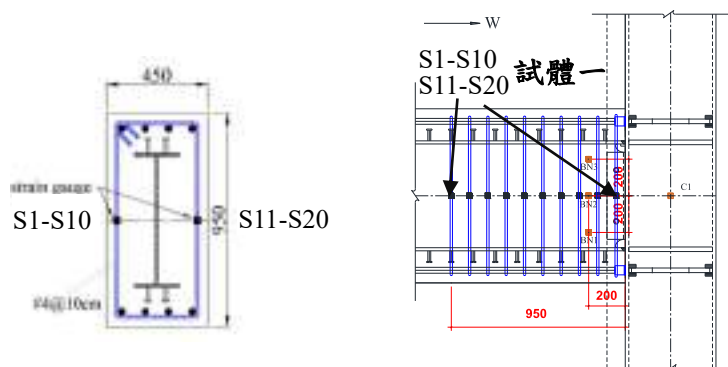
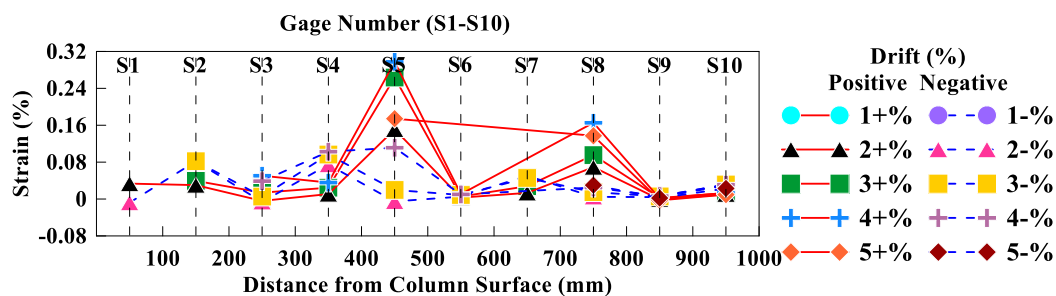
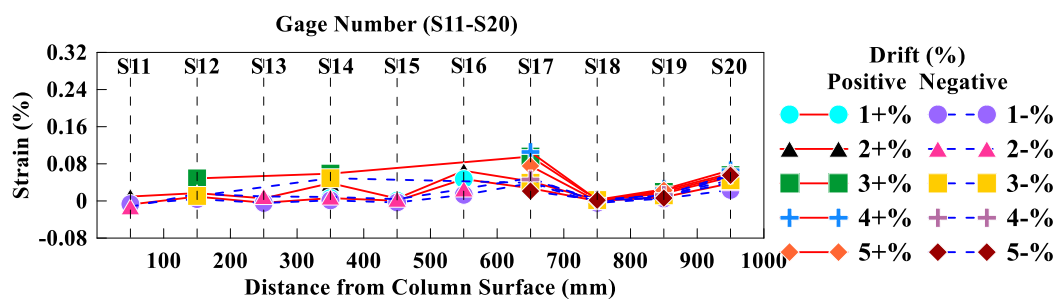


圖 4.50 試體一梁箍筋應變計位置圖



(a) S1~S10



(b) S11~S20

圖 4.51 試體一梁箍筋應變計 S1 至 S20 數值

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

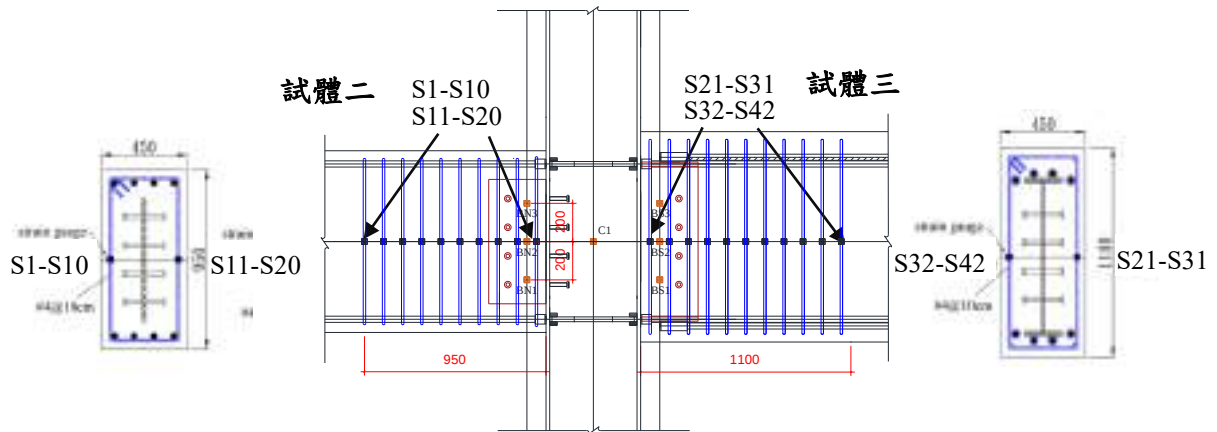
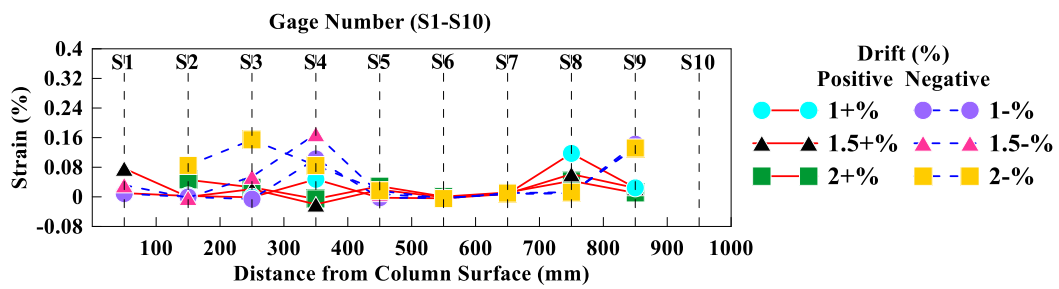
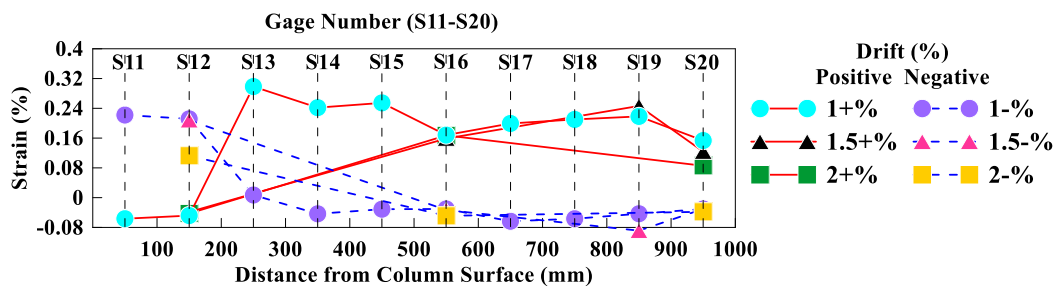


圖 4.52 試體二、三梁箍筋應變計位置圖

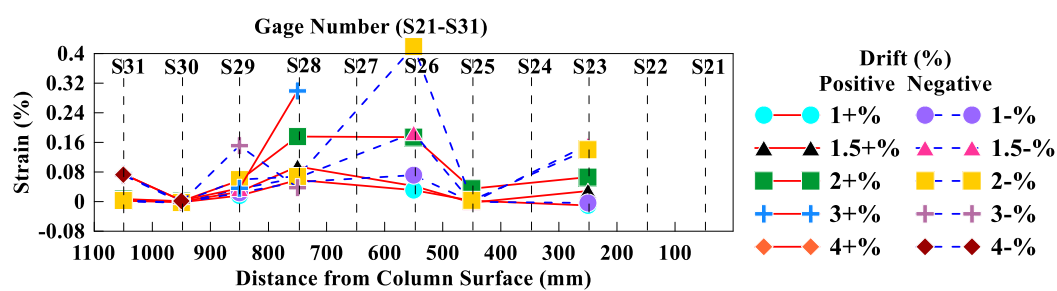


(a)S1~S10

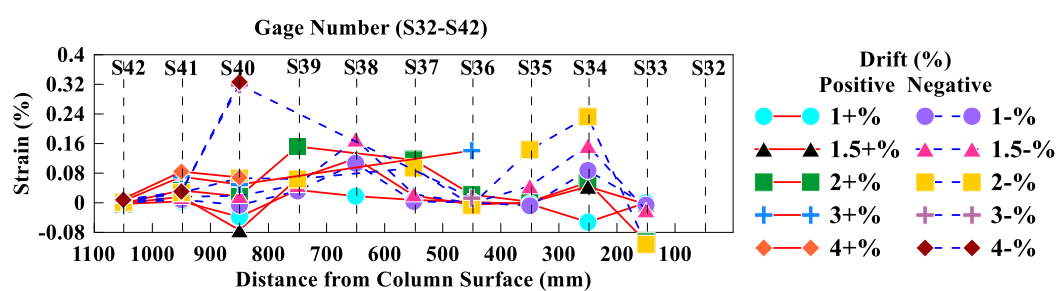


(b)S11~S20

圖 4.53 試體二梁箍筋應變計 S1 至 S20 數值



(a)S21~S31



(b)S32~S42

圖 4.54 試體三梁箍筋應變計 S21 至 S42 數值

表 4.25 試體一層間變位角 0.02、0.03、0.04 及 0.05 rad 箍筋應力

Drift (rad)	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	平均 kgf/cm ²
0.02	682	615	-83	220	3080	63	271	1411	-21	211	666
-0.02	-161	1669	-125	1521	-105	107	1028	96	85	600	550
0.03	*	804	282	501	5375	111	568	1944	47	266	1100
-0.03	*	1674	110	1969	402	179	932	305	116	644	703
0.04	*	*	1032	728	6067	216	*	3373	23	270	1673
-0.04	*	*	791	2096	2270	204	*	510	131	635	948
0.05	*	*	*	*	3554	*	*	2798	-58	194	1651
-0.05	*	*	*	*	*	*	*	613	43	469	375
Drift (rad)	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20	平均 kgf/cm ²
0.02	193	345	115	782	106	1327	860	37	330	1049	514
-0.02	-255	312	198	175	80	529	1009	-26	190	806	358
0.03	*	991	*	1200	*	*	1951	45	397	1137	954
-0.03	*	220	*	999	*	*	797	41	249	911	536
0.04	*	*	*	*	*	*	2152	50	513	1350	1016
-0.04	*	*	*	*	*	*	944	53	260	1167	606
0.05	*	*	*	*	*	*	1538	-4	467	1208	804
-0.05	*	*	*	*	*	*	434	34	127	1127	430

“*”：代表應變計已受震損壞

表 4.26 試體二層間變位角 0.01、0.015 及 0.02 rad 箍筋應力

Drift (rad)	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	平均 kgf/cm ²
-0.01	178	-9	-124	2091	-51	-67	163	201	2902	*	643
0.01	207	48	-25	968	-50	-79	157	2394	496	*	492
-0.015	648	-48	1113	3464	164	-79	180	203	2751	*	961
0.015	1562	-3	426	-413	390	-21	173	1253	489	*	526
-0.02	*	1733	3144	1726	337	-95	208	257	2692	*	1274
0.02	*	939	526	-115	587	14	241	882	218	*	440
Drift (rad)	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20	平均 kgf/cm ²
-0.01	4528	4318	144	-886	-633	-620	-1294	-1156	-882	-620	1508
0.01	-1155	-984	6088	4933	5194	3430	4066	4286	4453	3129	3772
-0.015	*	4246	*	*	*	-678	*	*	-1810	-620	1838
0.015	*	-789	*	*	*	3241	*	*	5027	2526	2896
-0.02	*	2297	*	*	*	-996	*	*	*	-776	1356
0.02	*	-869	*	*	*	3411	*	*	*	1747	2009

“ * ”：代表應變計已受震損壞

表 4.27 試體三層間變位角 0.01、0.015、0.02、0.03 及 0.04 rad 箍筋應力

Drift (rad)	S21	S22	S23	S24	S25	S26	S25	S28	S29	S30	S31	平均 kgf/cm ²
0.01	*	*	-211	*	49	633	*	1192	331	-36	46	357
-0.01	*	*	-73	*	-12	1459	*	1079	484	-63	23	456
0.015	*	*	583	*	-56	862	*	1934	541	-6	104	584
-0.015	*	*	3132	*	-50	3786	*	1314	706	-63	37	1298
0.02	*	*	1349	*	712	3554	*	3585	1166	24	143	1505
-0.02	*	*	2861	*	70	8547	*	1380	1213	-51	63	2027
0.03	*	*	*	*	*	*	*	6100	734	57	1521	2103
-0.03	*	*	*	*	*	*	*	768	3085	-43	1460	1339
0.04	*	*	*	*	*	*	*	*	*	68	1512	790
-0.04	*	*	*	*	*	*	*	*	*	33	1485	759
Drift (rad)	S32	S33	S34	S35	S36	S37	S38	S39	S40	S41	S42	平均 kgf/cm ²
0.01	*	1	-1067	-69	43	158	364	706	-777	80	-67	333
-0.01	*	-125	1782	-165	17	75	2175	651	-129	174	-6	530
0.015	*	-85	896	16	-102	403	2439	1330	-1506	330	-30	714
-0.015	*	-402	3147	923	-29	477	3498	990	386	330	19	1020
0.02	*	-2149	1121	57	450	2364	*	3101	360	680	-18	1144
-0.02	*	-2284	4741	2925	-136	1919	*	1309	1364	554	28	1695
0.03	*	*	*	*	2873	*	*	*	1007	1437	94	1353
-0.03	*	*	*	*	255	*	*	*	6496	607	124	1871
0.04	*	*	*	*	*	*	*	*	1398	1717	214	1110
-0.04	*	*	*	*	*	*	*	*	6657	619	160	2479

“*”：代表應變計已受震損壞

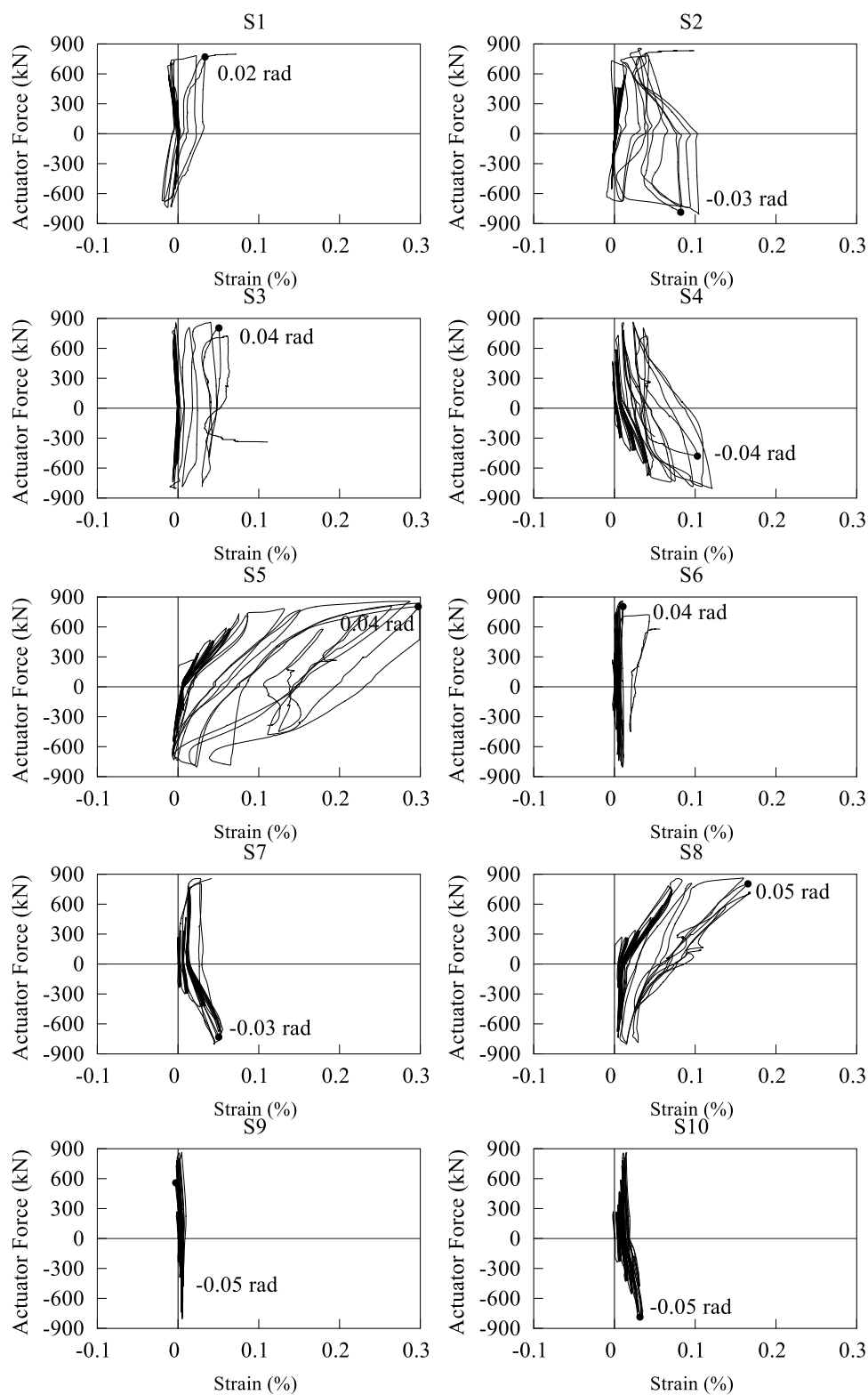


圖 4.55 試體一千斤頂與梁箍筋應變計關係圖 (S1-S10)

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

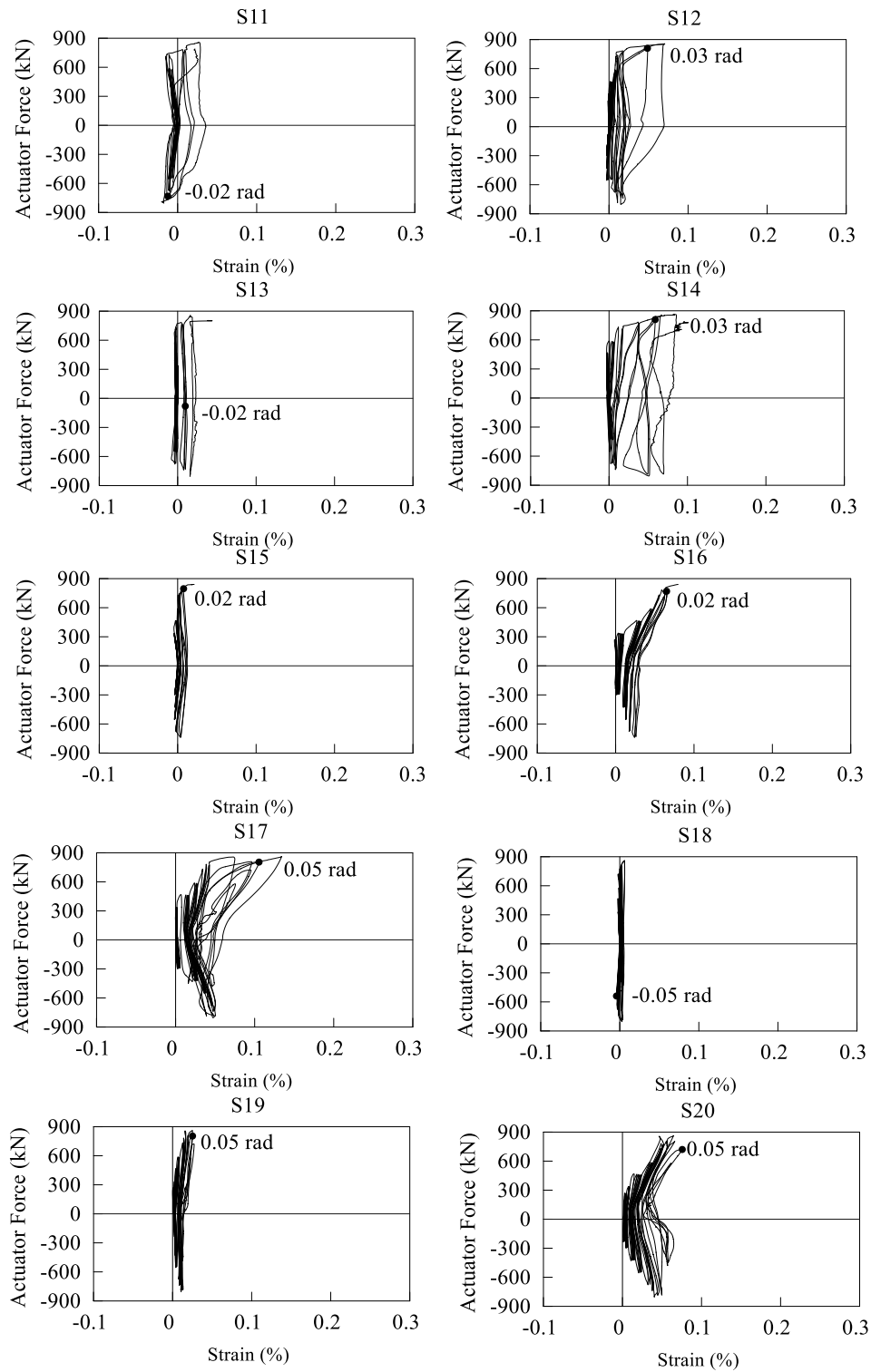


圖 4.56 試體一千斤頂與梁箍筋應變計關係圖 (S11-S20)

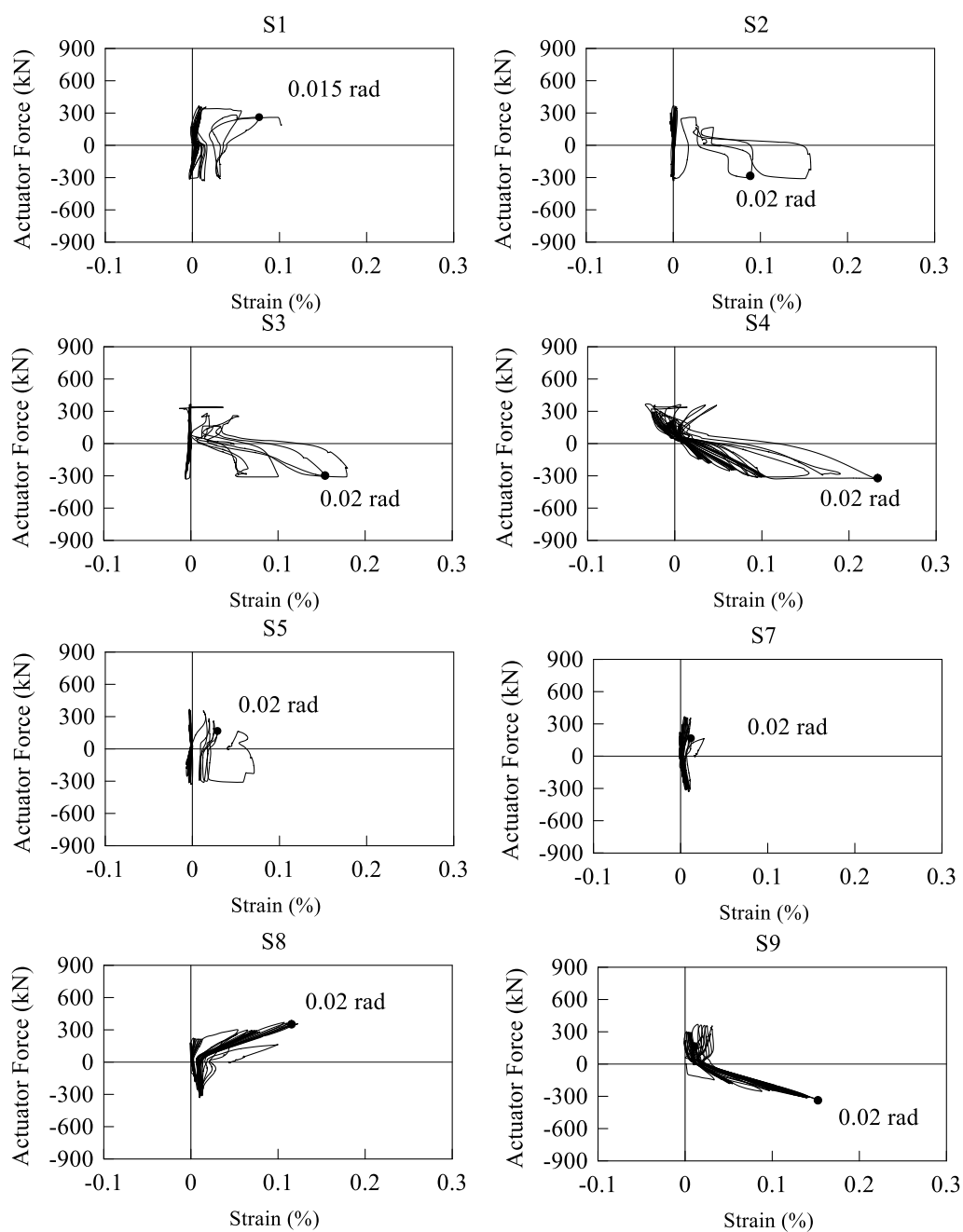


圖 4.57 試體二千斤頂與梁箍筋應變計關係圖 (S1-S9)

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

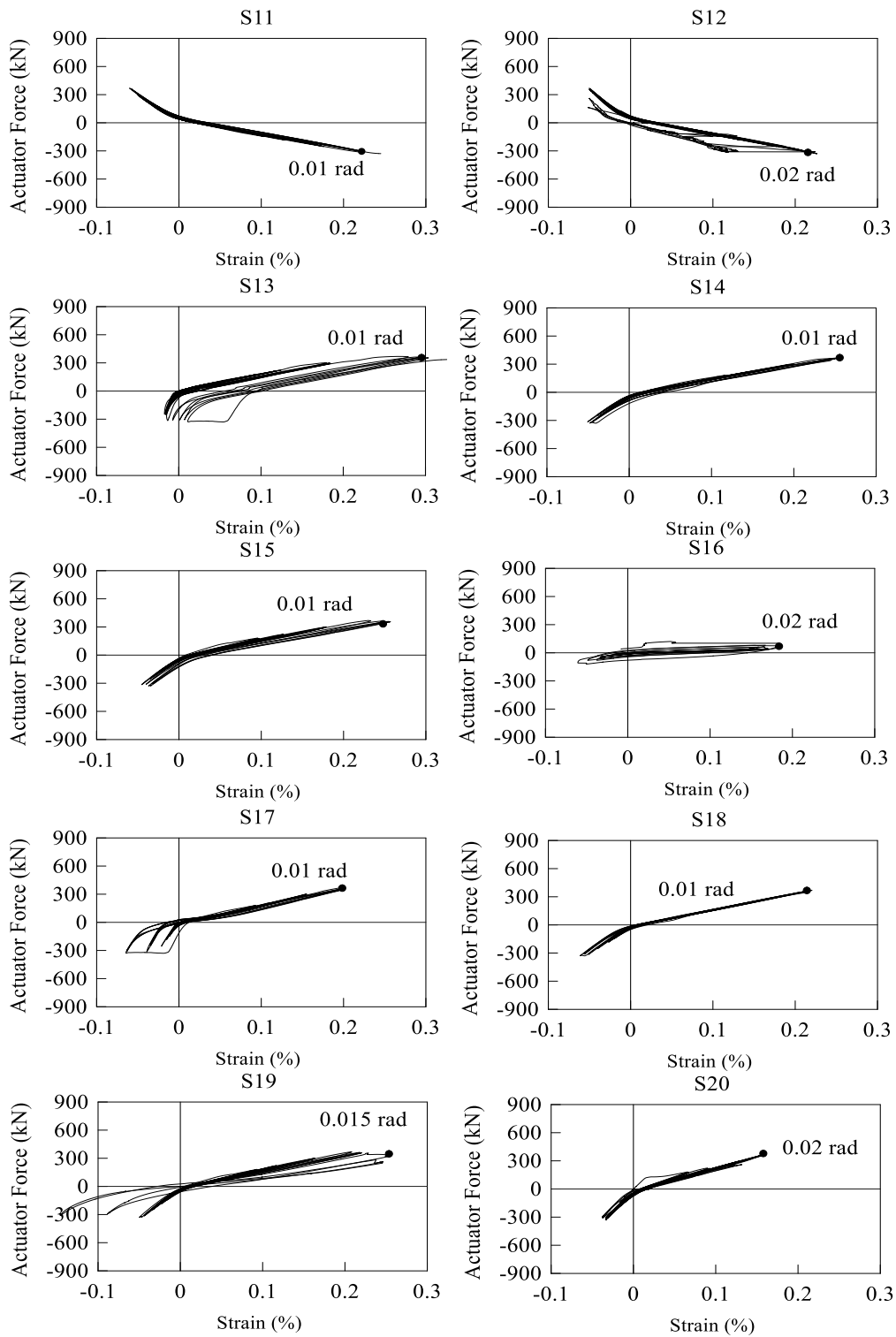


圖 4.58 試體二千斤頂與梁箍筋應變計關係圖 (S11-S20)

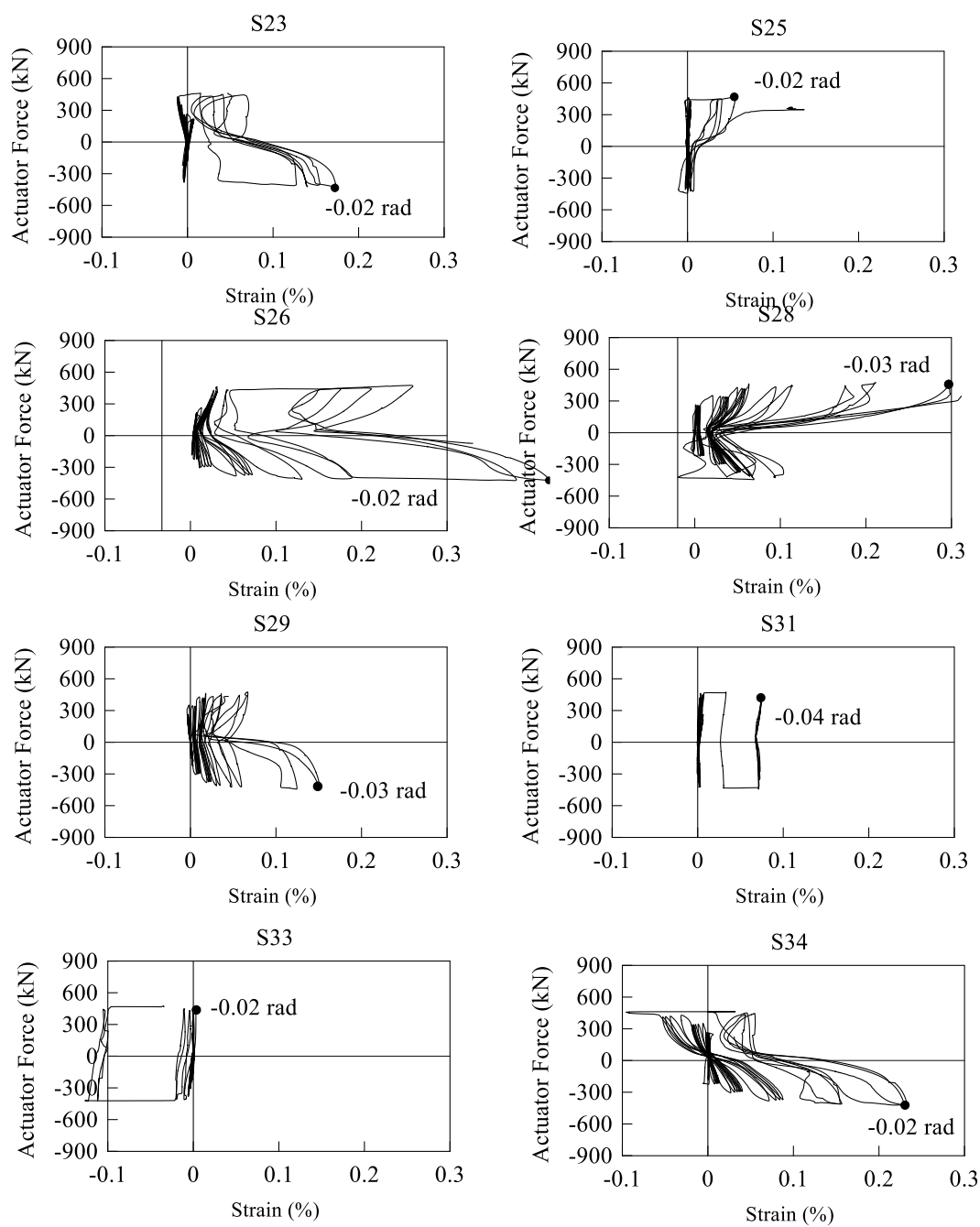


圖 4.59 試體三千斤頂與梁箍筋應變計關係圖 (S23-S34)

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

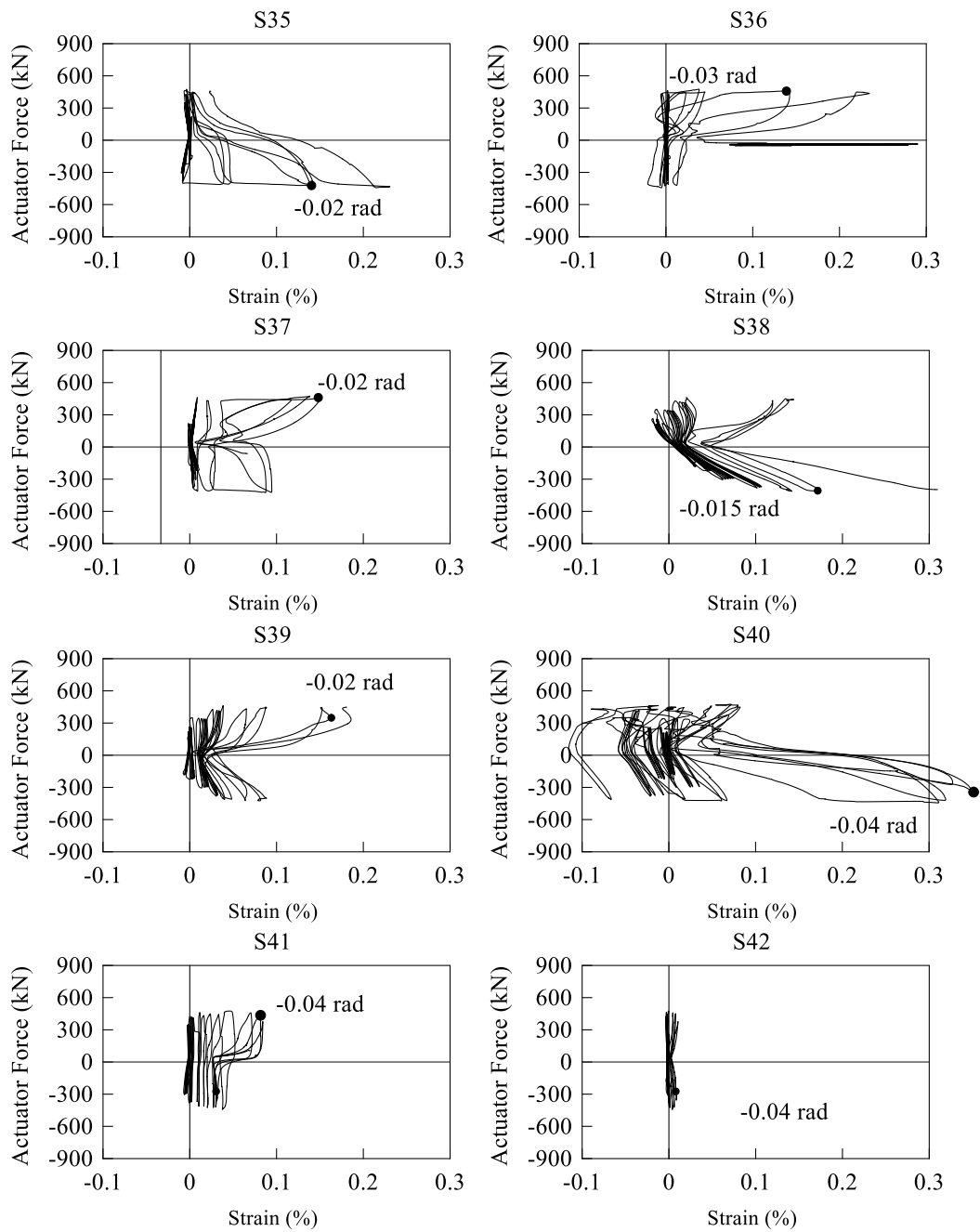


圖 4.60 試體三千斤頂與梁箍筋應變計關係圖 (S35-S42)

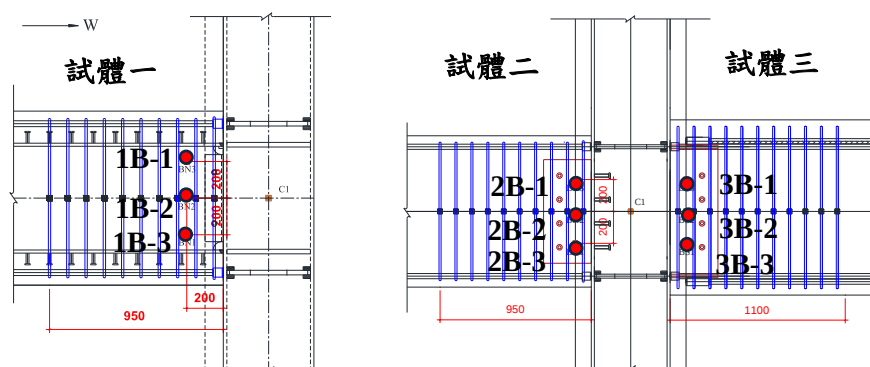


圖 4.61 試體一鋼梁腹板、試體二剪力樺及試體三鋼拱頭應變計位置圖

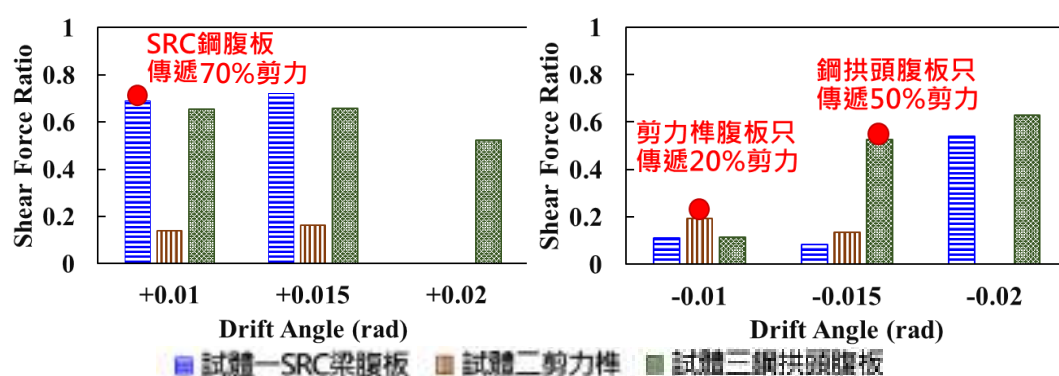


圖 4.62 試體一鋼梁腹板、試體二剪力樺、及試體三鋼拱頭傳遞剪力比

表 4.28 試體一、試體二及試體三設計剪力強度

ϕV_n (kN)	試體一 SRC 梁 (鋼梁)	試體二 RC 梁 (剪力樺)	試體三 RC 梁 (鋼拱頭)
鋼梁腹板	1157 kN (H600 X 200X 11 X 17)	-	-
箍筋	761 kN (#4@ 100)	761 kN (#4@ 100)	761 kN (#4@ 100)
剪力樺	-	1040 kN (PL11 X 650)	-
鋼拱頭	-	-	1334 kN (H832 X 200 X 11 X 22)
剪力釘	-	1000 kN (8 X 19 ϕ) 控制	1000 kN (8 X 19 ϕ) 控制
總和	1918 kN (鋼梁+箍筋)	1000 kN (剪力釘)	1000 kN (剪力釘)
最大剪力	863 kN	370 kN	475 kN

4. 裂縫發展與試體破壞情形

本節將說明 SRC 梁柱接頭耐震試驗於反復載重試驗過程中，於各層間位移比下之顯著破壞現象，而裂縫寬度之發展是直接影響結構物力量傳遞之指標。故本節將進一步探討裂縫寬度過大時會對整體試體造成哪些問題，柱、梁每一層間位移比的最大裂縫寬度已記錄於本章第一節之表 4.1、4.2、4.3。

● 試體一

試體一於層間位移比 0.001rad、0.002rad、0.00375rad 時皆無明顯破壞發生。於 0.005rad 開始，柱面及梁產生微小撓曲裂縫，以裂縫量測卡量測裂縫寬度約為 0.2mm。加載至 0.0075rad 及 0.01rad 時柱面及梁柱接頭區並無新增明顯之裂縫。於 0.015 開始可以明顯觀察到梁北面下緣裂縫增多(正迴圈時)，裂縫也逐漸由撓曲裂縫發展成撓剪裂縫，此時最大裂縫寬度約 0.4-0.6mm。在 0.02rad 時則可觀察到梁北面上緣裂縫也逐漸增多(負迴圈時)，最大裂縫寬度來到 4mm。柱則無新增裂縫，惟裂縫寬度發展為 1mm。加載來到 0.03rad 第二圈時，梁柱接頭處上下緣處皆有許多撓剪裂縫，且梁柱連接處表面有約 7mm 之裂縫由梁頂延伸至梁底，柱保有原有裂縫且寬度無再擴增。力量加載至 0.04rad 時，梁混凝土在北面、南面、梁底皆有明顯剝落，裂縫寬度發展至 60mm，且於負迴圈時塑鉸區之梁頂隆起，觀察為上排中間兩支主筋有挫屈現象且有斷裂聲，此時柱面皆無再有新裂縫產生。力量加載至 0.05rad 時，大量混凝土剝落已無從計算裂縫寬度，上下兩排中間主筋挫屈，且梁頂塑鉸區之箍筋 90 度蓋子處因主筋挫屈及混凝土擠壓造成鬆脫掉落，另於梁頂僅可略窺見剪力釘。柱東面則有明顯裂痕，寬度約 8mm，每一層間位移角之照片詳見圖 4.64，試體詳細破壞情形詳見圖 4.65，試體打除後照片詳見圖 4.66。

本次 SRC 梁柱接頭耐震試驗，在設計上強柱弱梁接近 2.0，梁柱接頭剪力檢核之設計強度與需求強度之比值也接近 1.5；故在本次試驗可以預期柱體將不會有太大程度破壞，且柱板應維持於彈性階段。梁試體也符合預期結果，力量加載直到 0.04rad 才產生一定程度破壞，本試驗重點之一為探討續接器連接柱與梁之耐震行為研究，此次試驗於 0.05rad 完整加 2 圈後停止，且於 0.04rad 前力量傳遞行為良好。經試體打除後發現，梁柱接頭上下共 8 顆續接器與柱銲接處及與鋼筋續接處皆無受損，補足了業界多使用此接頭形式卻無實驗能佐證其力量傳遞之完整性。但如本章第一節所述，在打除過程中發現梁之上翼板於梁柱接頭處全斷，詳圖 4.7。下翼板則無受損，上下翼板應變對梁端彎矩的比較詳圖 4.63。上翼板約在 0.015rad 時應變計已受損，後續已無讀值，下翼板應變計讀值則可完整地走完 0.04rad。在 0.03rad 負迴圈時垂直

致動器力量達 780 kN(換算接頭處彎矩為 2926kN-m)，已超過 SRC 梁設計之標稱彎矩強度 2050 kN-m。初步研判鋼材品質應有符合所需強度，因鋼梁上翼板應變計靠近塑鉸區，在反覆載重過程中容易受損，故無法由應變計準確推斷其值與實際斷裂時之彎矩關係。則針對上翼板斷裂而下翼板無斷裂之情形還需進一步討論，或待其他實驗加以研究。

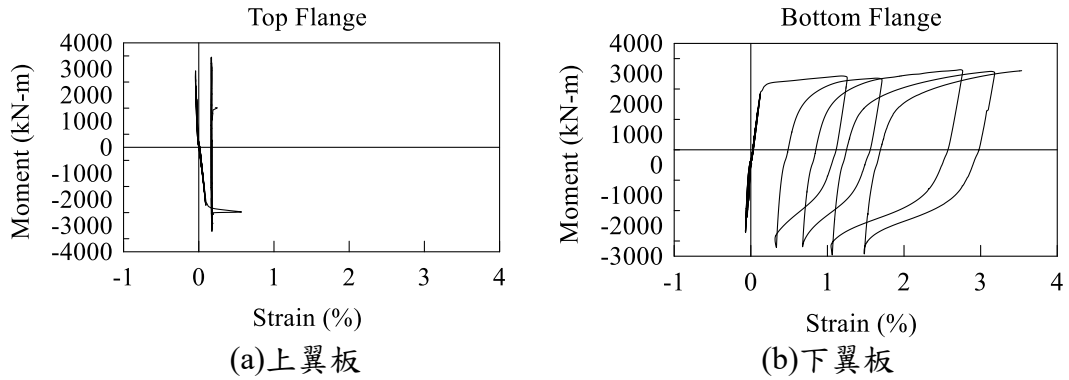
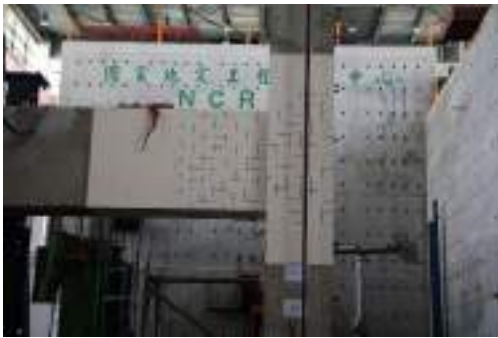


圖 4.63 翼板應變對梁端彎矩圖



(a) 0.005 rad



(b) 0.0075 rad



(c) 0.001 rad

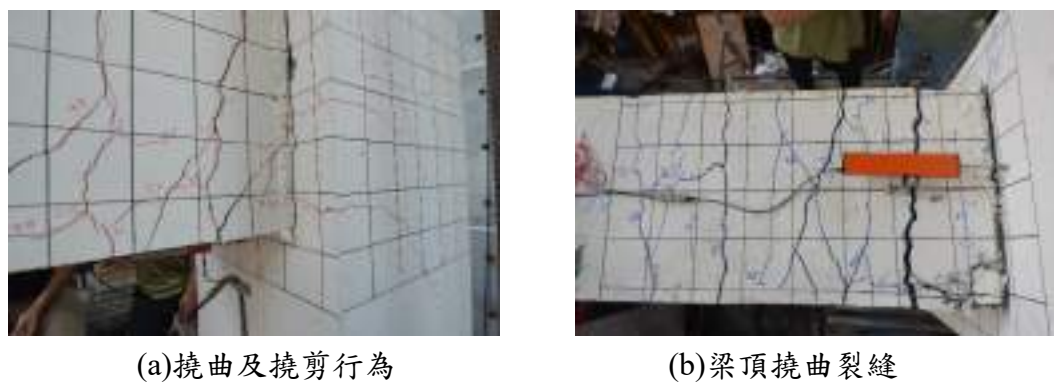


(d) 0.015 rad

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗



圖 4. 64 試體一各層間位移比之試體裂縫發展





(c)上排主筋挫屈及箍筋蓋子掀起



(d)上排主筋挫屈方向不一致



(e)梁底撓曲裂縫



(f)梁底混凝土剝落



(g) 0.04rad 箍筋破壞情形



(h) 0.05rad 箍筋破壞情形

圖 4.65 試體一詳細破壞情況圖



(a)梁頂續接器無受損



(b)梁上翼板斷裂



(c)梁上翼板斷裂細節



(d)梁腹板由扇形鉚接開孔開裂



(e)梁底續接器無受損



(f)梁下翼板無受損

圖 4.66 試體一梁柱接頭打除情況圖

● 試體二

試體二於層間位移比 0.00375 rad 時無明顯破壞發生。於 0.005 rad 開始，柱面及梁產生微小撓曲裂縫。加載至 0.01 rad 時柱面及梁柱接頭區裂縫延伸。於 0.015 開始可以明顯觀察到梁北面下緣裂縫增多(正迴圈時)，此時裂縫同時有撓曲裂縫及撓剪裂縫，此時最大裂縫寬度約 5 mm 。在 0.02 rad 正迴圈第一圈時有聽見斷裂聲音且觀察到裂縫明顯增加而強度再次下降，小範圍的混凝土剝落，於 0.02 rad 負迴圈第二圈時梁東面及南面與底部混凝土擠壓剝落，此時最大裂縫寬度來到 10 mm ，柱則無新增裂縫。加載來到 0.03 rad 正迴圈第一圈時，梁頂部混凝土剝落面積加大，且接頭處由撓剪裂縫發展為剪力裂縫，梁柱交界面之混凝土開裂，同時主筋受壓側彎曲，最大裂縫寬度為 12 mm 。進入 0.03 rad 負迴圈第一圈，梁底混凝土保護層嚴重剝落且再次有斷裂聲造成強度降至更低，同時觀察到鋼筋裸露且混凝土面拱起，主筋略有彎曲但箍筋未變形脫落，此時已無從計算裂縫寬度。每一層間位移角之照片詳見圖 4.67，試體詳細破壞情形詳見圖 4.68，試體打除後照片詳見圖 4.69。

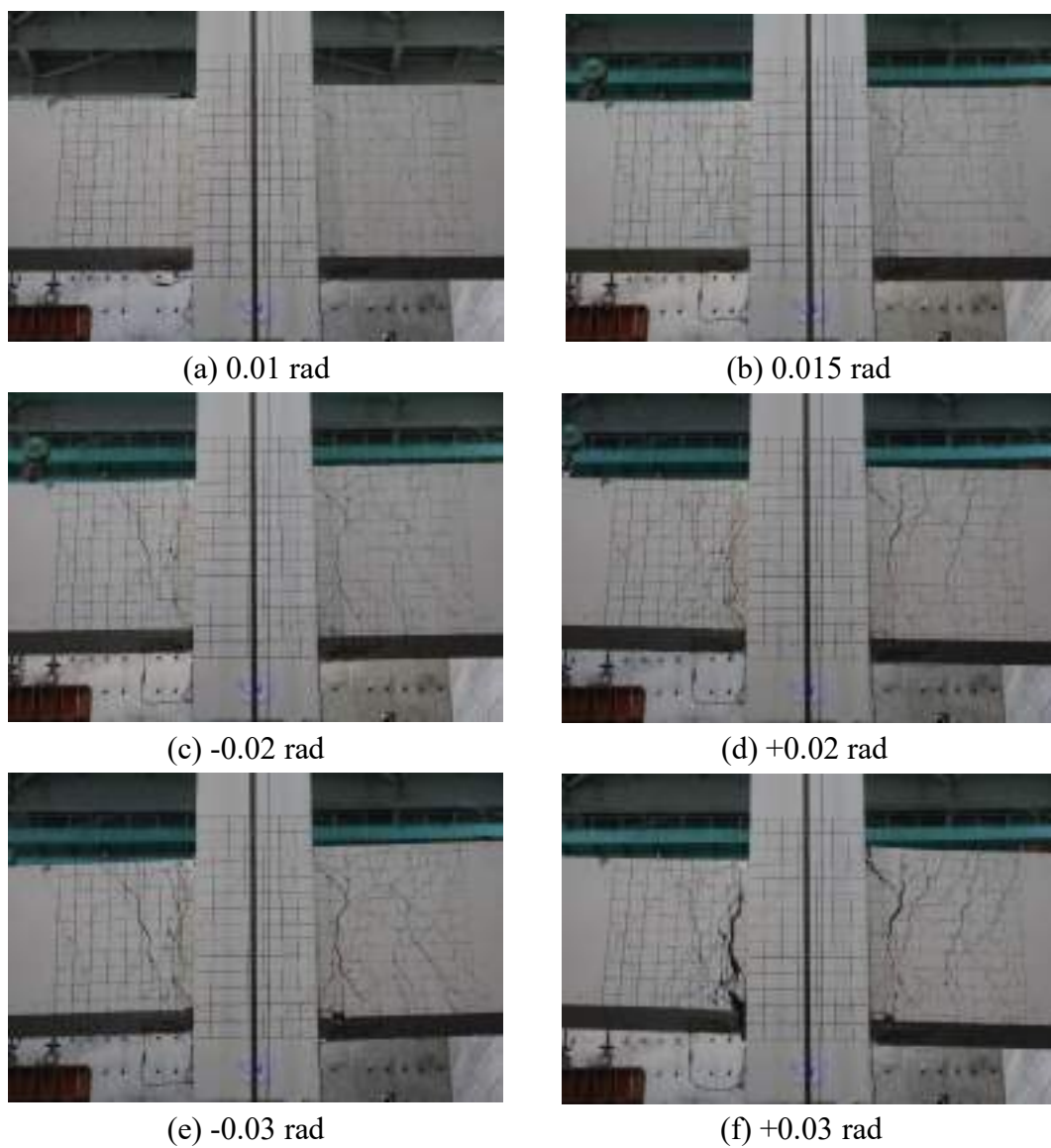


圖 4.67 試體二(左側)各層間位移比之試體裂縫發展

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗



(a)接頭區之剪力裂縫



(b)梁底東面混凝土剝落



(c) -0.02 rad 梁頂破壞情形



(d) +0.03 rad 梁底保護層剝落

圖 4. 68 試體二詳細破壞情況圖



(a)梁頂左邊第二顆續接器與柱板分離



(b)梁頂續接器銲道細節



(c)梁底續接器皆與柱板分離



(d)梁底續接器銲道細節



(e)剪力樺無受損



(f)剪力樺上剪力釘無受損

圖 4.69 試體二梁柱接頭打除情況圖

● 試體三

試體三於層間位移比 0.00375 rad 、 0.005 rad 時無明顯破壞發生。於 0.01 rad 開始柱面及梁產生微小撓曲裂縫，最大裂縫寬度為 0.6 mm 。加載至 0.015 rad 正迴圈時梁裂縫明顯增加，由撓曲裂縫發展為撓剪裂縫，於 0.015 rad 負迴圈時最大裂縫寬度已增加至 7 mm 。進入到 0.02 rad 正迴圈時可觀察到剪力裂縫發生於由柱面延伸出 30 cm 之拱頭交界面，於 0.02 rad 負迴圈時可觀察

到最大裂縫寬度發展為 8mm，此時柱面裂縫無明顯增加。加載來到 0.03 rad 正迴圈第一圈時，梁底部混凝土剝落，且梁柱交界面混凝土開裂，進入 0.03 rad 負迴圈時，梁柱接頭界面開裂裂縫達到 15mm，同時觀察到梁頂有拱起現象，且混凝土剝落範圍加大。進入到 0.04 rad 正迴圈時可觀察到保護層之混凝土嚴重剝落且鋼筋裸露伴隨強度下降，上層四支主筋有彎曲及向上變形等情況，剪力裂縫於鋼拱頭末端處明顯增大，於 0.04 rad 負迴圈時觀察到下層混凝土擠壓造成大範圍剝落，強度在再次下降，且下層主筋有彎曲情形，而箍筋未變形脫落，此時已無從計算裂縫寬度。每一層間位移角之照片詳見圖 4.70，試體詳細破壞情形詳見圖 4.71，試體打除後照片詳見圖 4.72。

試體二、三(雙側梁)之 SRC 梁柱接頭耐震試驗，在設計上如試體一強柱弱梁比接近 2.0，梁柱接頭剪力檢核之設計強度與需求強度之比值也接近 1.5；故在本次試驗可以預期柱體將不會有太大程度破壞，且柱板應維持於彈性階段，由試驗觀察也證實此情形。由試體二、三的試驗觀察及遲滯迴圈行為可觀察試體三之鋼拱頭接合形式其力量傳遞行為是優於試體二之剪力樺接合形式。

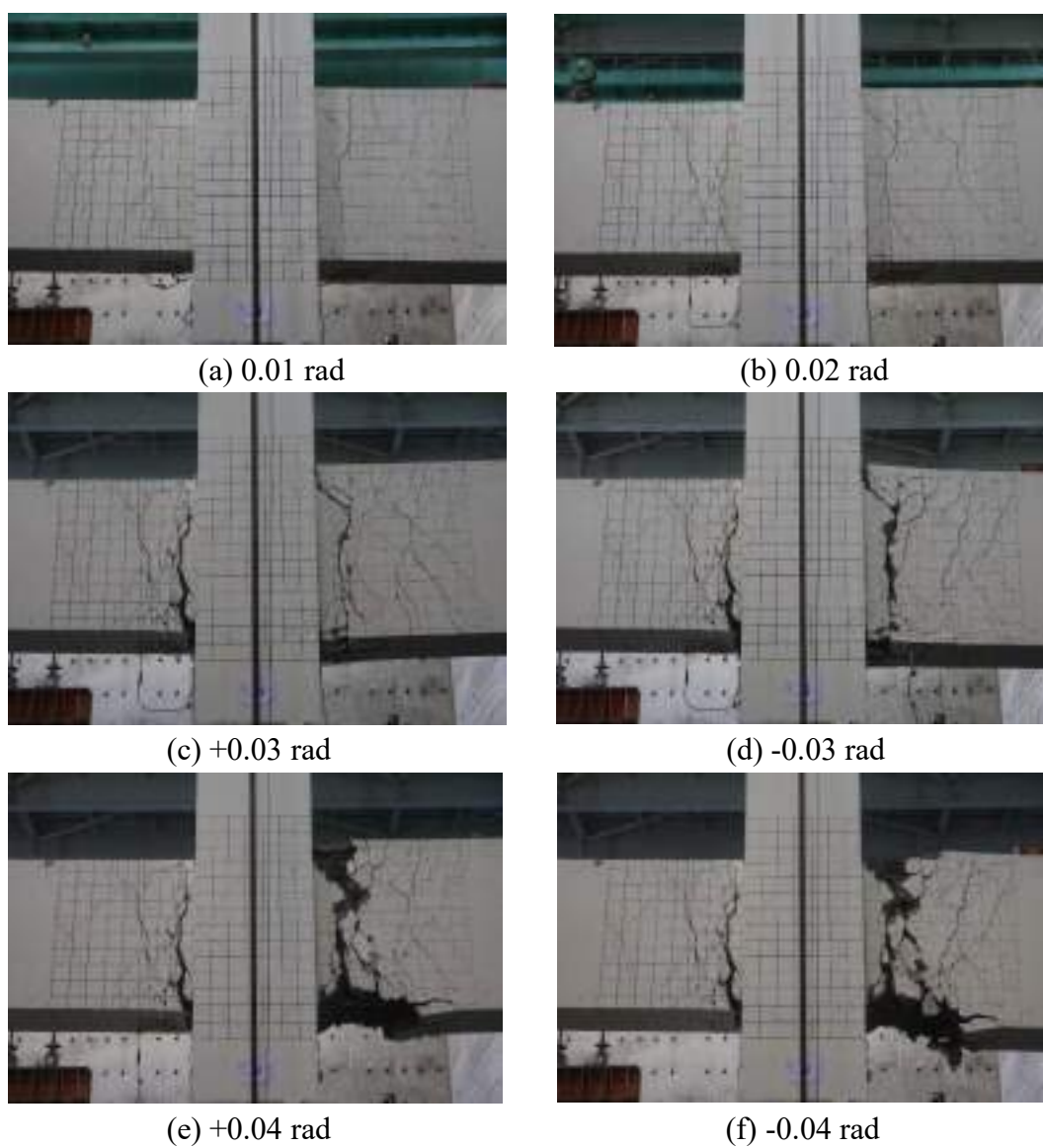


圖 4.70 試體三(右側)各層間位移比之試體裂縫發展

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗



(a) 接頭區之剪力裂縫



(b) -0.03 rad 梁頂混凝土拱起



(c) +0.04 rad 梁頂破壞情形



(d) -0.04 rad 梁底主筋彎曲



(e) +0.04 rad 梁頂箍筋圍束完整



(f) -0.04 rad 梁底箍筋圍束完整

圖 4.71 試體三詳細破壞情況圖



(a)梁拱頭之梁頂續接器完整無損



(b)梁拱頭與上翼板續接器銲道細節



(c)梁拱頭之梁底續接器完整無損



(d)梁拱頭與下翼板續接器銲道細節



(e)梁底與柱連接之續接器無受損



(f)梁拱頭剪力釘及腹板完整無損

圖 4.72 試體三梁柱接頭打除情況圖

5. 續接器實驗

由第三章試體設計與實驗規劃第十二節續接器實驗，其中表 3.11 所示有 6 組規劃分別為續接器搭接、立式、臥式續接器各 2 組，但試驗結果由表 4.5 得知，除試體二為具剪力樺之續接器脫離鋼柱，試體一為鋼骨梁及試體三為鋼拱頭，其續接器皆未脫離鋼柱，銲道保持完整，再者三組試體梁主筋與續接器結合保持完整。基於上述考量與時間限制，故取原規劃之立式、臥式續接器各 1 組，進行續接器實驗。而對於該實驗要取其應變值、反覆負載試驗加載程序，以下將分別敘述。

● 應變取值

由混凝土結構設計規範 (401-110) 表 26.6.5.2 中規定，SA 等級續接器進行高塑性反覆載重實驗，其中施加反覆載重主要參數為 P_y 、 δ_y ，本案中所有鋼筋皆為 SD420W #10 其標稱強度 $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$ 、 $f_u=5600\text{kgf/cm}^2$ ，由鋼筋拉伸試驗表 3.9 得知 $f_y=4814\text{kgf/cm}^2$ ，故其 $P_y=39.2\text{tf}$ 、拉力最大值 $0.95P_y=37.24\text{tf}$ 、壓力最大值 $0.5P_y=19.6\text{tf}$ 。至於 δ_y 則需取決於應變值，降伏應變 $\epsilon_y=f_y/E_s=0.00236$ ，而 $\delta_y=\epsilon_y \times L_g$ 見圖 3.25，其中 L_g 為量測軸向變形及滑動量之標定長度，所以如何決定續接器實驗之應變值，為本研究之主要重點。

三組試體其中試體一試體二為梁主筋由續接器銲接至鋼柱表面，由於在鋼柱內與主筋同一水平面處加銲適當之水平加勁板，故為立式續接器，試體三則為梁主筋一半數量以續接器直接銲於鋼柱上，為立式續接器，一半數量以續接器銲於鋼拱頭翼板上，則為臥式續接器。梁主筋試驗結果由表 4.5 綜整後如表 4.29，分別取立式、臥式續接器上梁主筋未挫屈之最大應變值，為續接器實驗取值之依據。由表 4.12、4.13、4.17、4.18、4.22、4.23，經整理研判去除其應變計不合理值後，再對未挫屈之梁主筋上之應變計取值如表 4.30，可看出於未挫屈之梁主筋上立式、臥式續接器之最大應變 ϵ 與其降伏應變 ϵ_y 比值分別為 10.964、7.115，由於本案梁主筋為 #10，其塑性倍率 $n=6$ 最大拉伸塑性倍率 $2n=12$ ，皆小於混凝土結構設計規範 (401-110) 表 26.6.5.2 中所規定之 $2n=12$ 。故於應變取值中仍依據混凝土結構設計規範 (401-110) 表 26.6.5.2 中規定，取其 $6\delta_y$ 、 $12\delta_y$ ，立式、臥式續接器主筋最大應變與降伏應變 ϵ_y 之比對圖見圖 4.73 及圖 4.74。

表 4.29 梁主筋試驗結果

試體	主筋
試體一	上層中間 2 支主筋挫屈、下層 4 支主筋挫屈
試體二(東側梁)	上層 4 支主筋彎曲、下層 4 支主筋彎曲
試體三(西側梁)	上層 4 支主筋彎曲、下層 4 支主筋挫屈

表 4.30 未挫屈之梁主筋上之應變計取值

試體	應變值 (%)					應變比值	
	立式	臥式	ϵ_y	$6\epsilon_y$	$12\epsilon_y$	ϵ/ϵ_y 立式	ϵ/ϵ_y 臥式
試體一 R1	2.587	--	0.236	1.416	2.832	10.964	--
試體二 R21	1.561	--				6.616	--
試體三 R42	--	1.679				--	7.115

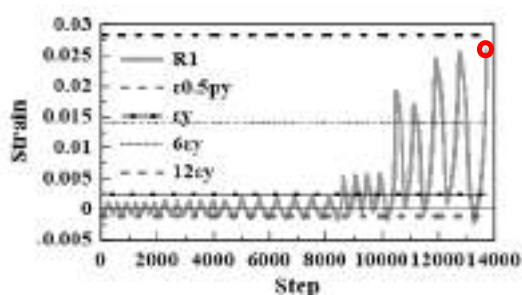


圖 4.73 立式續接器最大應變圖

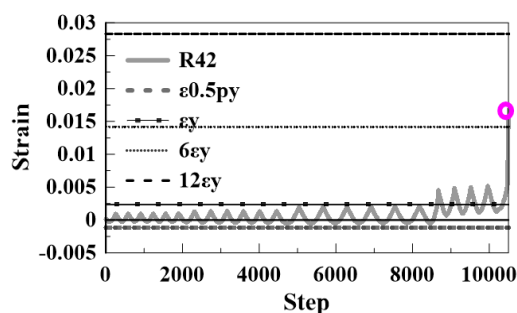


圖 4.74 臥式續接器最大應變圖

● 反覆負載試驗加載程序

由混凝土結構設計規範 (401-110) 表 26.6.5.2 中規定，SA 等級續接器進行高塑性反覆載重實驗如表 4.31 所示，取 $6\delta_y$ 、 $12\delta_y$ 後則直接拉至破壞，其高塑性反覆載重加載程序可敘述如下：

1. 第 0 回，由零開始
2. 第 1~16 回，每回拉伸至 $0.95 P_y$ ，再壓縮至 $0.5 P_y$ ，共 16 回
3. 第 17~24 回，取 $n=6$ 每回拉伸至 $6\delta_y$ 後，再壓縮至 $0.5 P_y$ ，共 8 回
4. 第 25~32 回，取 $n=6$ 每回拉伸至 $12\delta_y$ 後，再壓縮至 $0.5 P_y$ ，共 8 回
5. 再拉至破壞

根據前述，仍依據混凝土結構設計規範 (401-110) 表 26.6.5.2 中規定，

取其 $6\delta y$ 、 $12\delta y$ 。而 $\delta y = \epsilon_y \times L_g$ 降伏應變 $\epsilon_y = f_y / E_s = 0.00236$ ， $\delta y = 0.00236 \times L_g$ ，對於 L_g 為量測軸向變形及滑動量之標定長度，於立式、臥式續接器分別為 252、273 mm 見圖 4.75 及圖 4.76。混凝土結構設計規範 (401-110) 取 $6\delta y$ 、 $12\delta y$ 後則直接拉至破壞，但考慮其不確定性，再增加至 $18\delta y$ 、 $24\delta y$ 各 8 回，之後再直接拉至破壞，其高塑性反覆載重加載程序可敘述如下：

1. 第 0 回，由零開始
2. 第 1~16 回，每回拉伸至 $0.95 P_y = 37.24 \text{ tf}$ ，再壓縮至 $0.5 P_y = -19.6 \text{ tf}$ ，共 16 回
3. 第 17~24 回，立式、臥式續接器分別取 $6\delta y = 3.568$ 、 2.292 mm 後，再壓縮至 $0.5 P_y = -19.6 \text{ tf}$ ，共 8 回
4. 第 25~32 回，立式、臥式續接器分別取 $12\delta y = 7.136$ 、 4.584 mm 後，再壓縮至 $0.5 P_y = -19.6 \text{ tf}$ ，共 8 回
5. 第 33~40 回，立式、臥式續接器分別取 $18\delta y = 10.704$ 、 11.596 mm 後，再壓縮至 $0.5 P_y = -19.6 \text{ tf}$ ，共 8 回
6. 第 41~48 回，立式、臥式續接器分別取 $24\delta y = 14.272$ 、 15.461 mm 後，再壓縮至 $0.5 P_y = -19.6 \text{ tf}$ ，共 8 回
7. 再拉至破壞

經由此高塑性反覆載重加載程序，測試續接器模擬實際梁柱接頭情況是否符合混凝土結構設計規範 (401-110) 26.6.5.2 節中規定第三類(SA 級)的抗拉強度、滑動量之規定。

表 4.31 高塑性反覆載重試驗性能合格標準

試驗項目	加載程序	指標	合格標準		
			第三類 (SA鋼)	第二類 (A級)	第一類 (B級)
單向拉 伸及滑 動試驗	$0 \rightarrow 0.95 P_f \rightarrow 0.02 P_f$ $\rightarrow$ 拉至破壞	抗拉強度	$\geq 1.25 f_f$ 且 $\geq f_u$	$\geq 1.25 f_f$ 且 $\geq f_u$	$\geq 1.25 f_f$
		殘留滑動量 (δ_r) _{te}	$\leq 0.3 \text{ mm}$	$\leq 0.3 \text{ mm}$	$\leq 0.3 \text{ mm}$
		縱接處外鋼筋之 伸長率 ^{III}	$\geq 9\%$ ，鋼筋尺度 D32以下	$\geq 4\%$	$\geq 2\%$
			$\geq 6\%$ ，鋼筋尺度 D36以上		
重複負 載及滑 動試驗	$0 \rightarrow (0.95 P_f \rightarrow 0.02 P_f) \times 30 \text{ 回}$ $\rightarrow$ 拉至破壞	抗拉強度	不適用	不適用	$\geq 1.25 f_f$
		滑動量 (δ_r) _{te}	不適用	不適用	$\leq 0.3 \text{ mm}$
		縱接處外鋼筋之 伸長率 ^{III}	不適用	不適用	$\geq 2\%$
高塑性 反覆負 載試驗	$0 \rightarrow (0.95 P_f \rightarrow -0.5 P_f) \times 16$ $\rightarrow (0.95 P_f \rightarrow -0.5 P_f) \times 8 \rightarrow$ $(2.95 P_f \rightarrow -0.5 P_f) \times 8 \rightarrow$ 拉 至破壞 ^{IV}	抗拉強度	$\geq 1.25 f_f$ 且 $\geq f_u$	$\geq 1.25 f_f$ 且 $\geq f_u$	不適用
		滑動量 (δ_r) _{sc} - (δ_r) _{te}	$\leq 0.3 \text{ mm}$	$\leq 0.3 \text{ mm}$	不適用
		滑動量 (δ_r) _{se}	$\leq 0.9 \text{ mm}$	$\leq 0.9 \text{ mm}$	不適用
		滑動量 (δ_r) _{te}	$\leq 1.8 \text{ mm}$	不適用	不適用
		縱接處外鋼筋之 伸長率 ^{III}	$\geq 9\%$ ，鋼筋尺度 D32以下	$\geq 4\%$	不適用
			$\geq 6\%$ ，鋼筋尺度 D36以上		

^{IV} 縱接處外內側鋼筋伸長率之較大值。

^{III} 第二類(A級)之試件24回後可拉至破壞： $f_f \leq 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa]之鋼筋，塑性倍率 $n=6$ ；

$f_f = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$ [500 MPa]之鋼筋，塑性倍率 $n=5$ ； $f_f = 7,000 \text{ kgf/cm}^2$ [690 MPa]之鋼筋，塑性倍率 $n=4$ 。

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

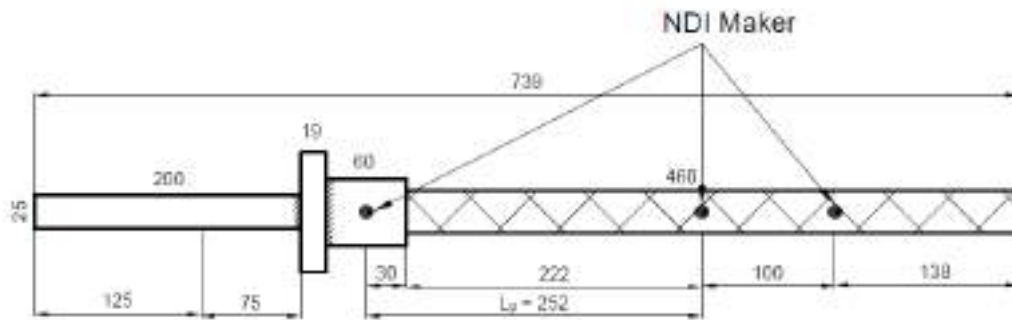


圖 4.75 立式續接器試體

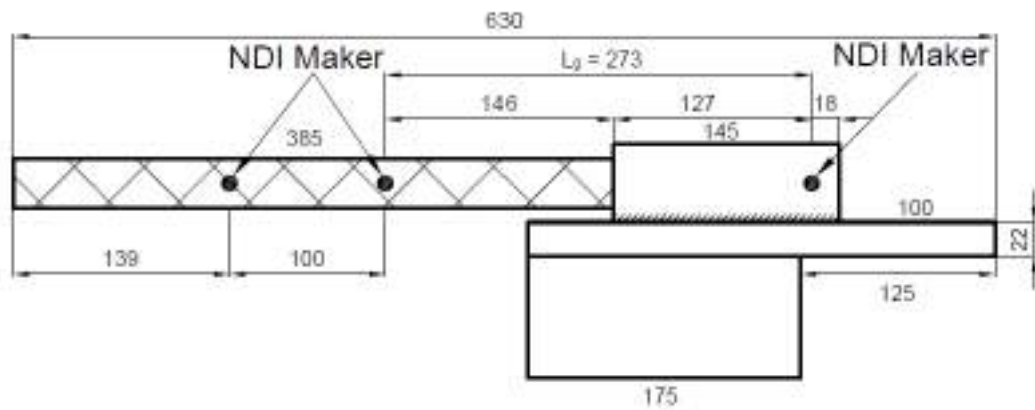


圖 4.76 臥式續接器試體

對於高塑性反復負載試驗加載程序，由原本加載 24、32、40、48 週次後上限取 6、12、18、24 倍母材標稱降伏伸長量，另外在滑動量計算部分取負載在拉力 $0.50P_y$ 至 $-0.25P_y$ 壓力之間，由拉至壓和由壓至拉之間相對軸向變形量，分別扣除續接組件之彈性變形量後，取兩者平均之值為當次滑動量，其中彈性變形段以該試體加載至 $0.70P_y$ 之割線度 E_j 計算。相關加載程序及滑動量量測如圖 4.77～圖 4.78 所示。

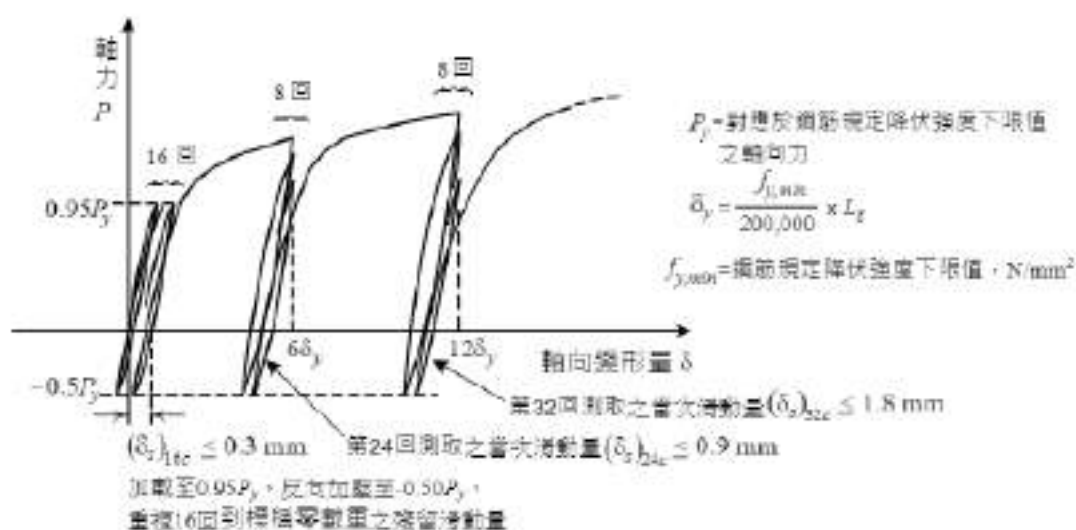


圖 4.77 續接器高塑性反復負載試驗加載程序示意圖

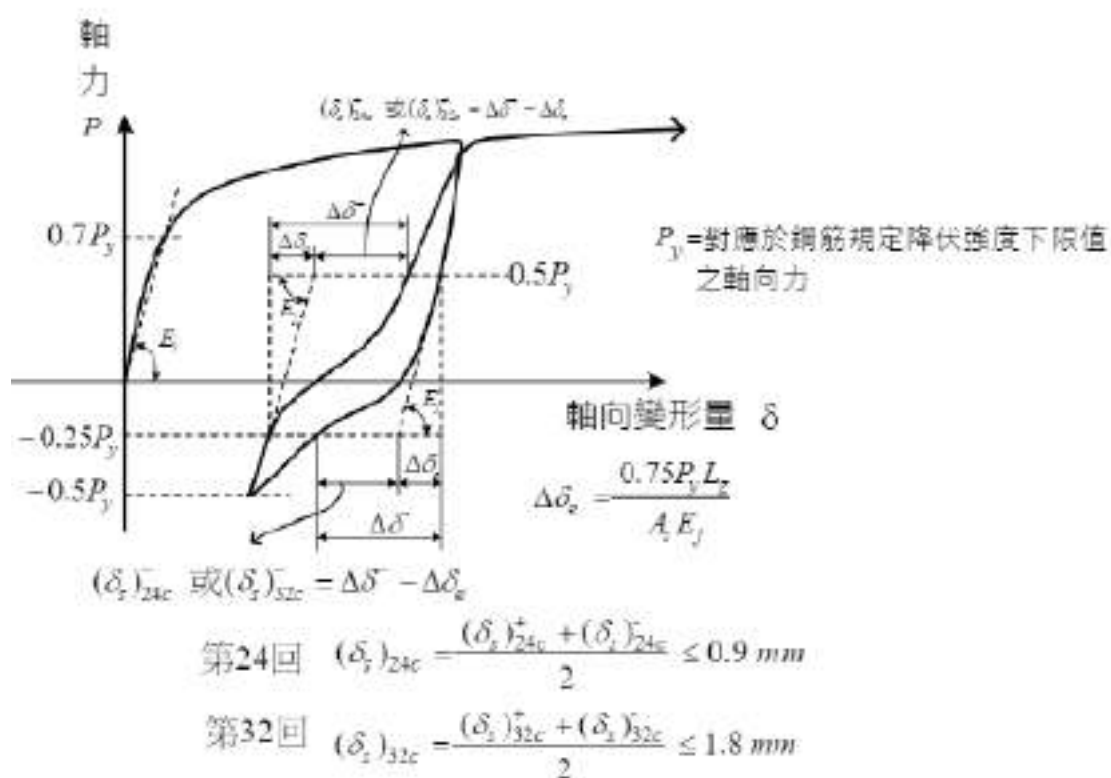


圖 4.78 當次滑動量計算示意圖

取原規劃之立式、臥式續接器各 1 組，進行續接器實驗，以下分別進行敘述。

- 立式續接器

本案進行立式續接器 1 組，其試體破壞模式為鋼筋斷裂，其相關試驗前後照片見圖 4.79、圖 4.80 所示，除鋼筋斷裂外，鋼筋與續接器、續接器與連續板仍保持完整，並無脫離或銲道受損現象，雖然混凝土結構設計規範 (401-110) 表 26.6.5.2 對兩端連結鋼筋之續接器所規定，但應用於兩端分別銲接鋼板及連結鋼筋之立式續接器，於外觀上仍是符合只有鋼筋斷裂現象產生。



(a)立式續接器試驗整體



(b)立式續接器試驗局部

圖 4.79 立式續接器試驗前圖



(a)立式續接器試驗整體



(b)立式續接器試驗局部

圖 4.80 立式續接器試驗後圖

試體完整之反復負載試驗，其軸力位移及其應力應變關係圖如圖 4.81 所示，可得知當鋼筋拉斷時其軸力為 557.92 KN、位移位移量為 51.21 mm，相對應

之應力為 685.15 Mpa、應變為 0.2。試體續接性能數值檢核詳表 4.32。試驗結果顯示，對於兩端分別銲接鋼板及連結鋼筋之立式續接器的續接性能，均符合混凝土結構設計規範 (401-110) 表 26.6.5.2 中，所規定之第三類(SA 級)鋼筋機械式續接的強度、殘留滑動量、當次滑動量及續接處外鋼筋之伸長率規定。

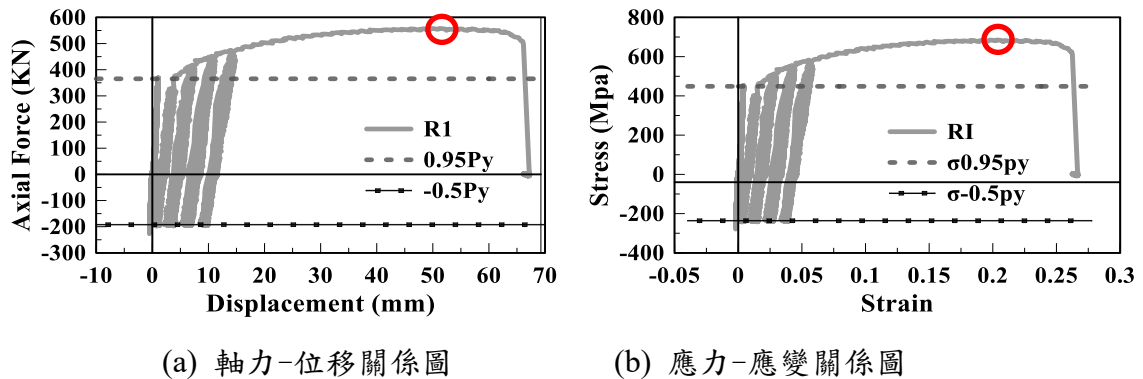


圖 4.81 立式續接器軸力位移、應力應變關係圖

表 4.32 續接器接合試體高塑性反復負載試驗數值檢核表

指標	合格標準	相關參數			檢核結果
抗拉強度	≥ 1.25fy 且 ≥ fu	σu (Mpa)	1.25fy (Mpa)	fu (Mpa)	OK
		685.15	514.86	549.18	
滑動量 (δs) _{16c} -(δs) _{1c}	≤ 0.3 mm	(δs) _{1c} (mm)	(δs) _{16c} (mm)	(δs) _{16c} -(δs) _{1c} (mm)	OK
		0.099976	0.35022	0.250244	
滑動量 (δs) _{24c}	≤ 0.9 mm	Ej (Gpa)	Δδe (mm)	(δs) _{24c} (mm)	OK
		359.79	0.248077711	0.463170753	
滑動量 (δs) _{32c}	≤ 1.8 mm	Ej (Gpa)	Δδe (mm)	(δs) _{32c} (mm)	OK
		359.79	0.253562262	1.458469364	
續接處外鋼筋之伸長率	≥ 9%，鋼筋尺度 D32 以下	Elongation (%)			OK
	≥ 6%，鋼筋尺度 D36 以上	26.71			

● 臥式續接器

本案進行臥式續接器 1 組，當開始進行第 1 回，拉力上限為 0.95

$P_y=37.24$ tf=365.32 KN 時，發現試體由於非對稱力偶，有偏心彎矩產生造成

T 型鋼板上厚 22mm 板彎曲拱起變形挫屈，故為考量安全因而停止試驗。其試體破壞模式於第 1 回僅加載至拉力時可見鋼筋挫屈，其相關試驗前後照片見圖 4.82、圖 4.83 所示，除鋼筋挫屈外，鋼筋與續接器、續接器與連續板仍保持完整，並無脫離或銲道受損現象。



(a)立式續接器試驗整體



(b)立式續接器試驗局部

圖 4.82 臥式續接器試驗前圖



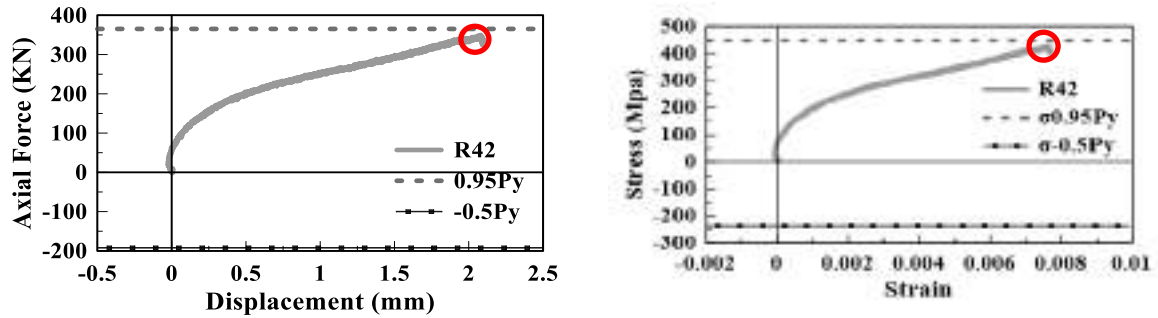
(a)立式續接器試驗整體



(b)立式續接器試驗局部

圖 4.83 臥式續接器試驗後圖

將試體施加第一回之反復負載試驗，其軸力位移及其應力應變關係圖如圖 4.84 所示，可得知當停止試驗時，其軸力為 349.91 KN、位移量為 2.11 mm，相對應之應力為 429.71 Mpa、應變為 0.00771。由於僅施作至第一回之反復負載即停止，故對於試體續接性能數值檢核則無法提供。試驗結果顯示，對於銲接鋼板及連結鋼筋之臥式續接器的續接性能，無法採用混凝土結構設計規範 (401-110) 表 26.6.5.2 中所規定進行。



(a) 軸力-位移關係圖

(b) 應力-應變關係圖

圖 4.84 臥式續接器軸力位移、應力應變關係圖

● 小結

立式與臥式續接器進行模擬局部試驗，由前述可得知對於立式續接器的續接性能，均符合混凝土結構設計規範 (401-110) 表 26.6.5.2 中所規定，完成除規範 (401-110) 所規定之 $6\delta y$ 、 $12\delta y$ 外，並完成額外的 $18\delta y$ 、 $24\delta y$ 各 8 回，之後再直接拉至破壞。而對於臥式續接器的續接性能，則無法採用混凝土結構設計規範 (401-110) 表 26.6.5.2 中所規定進行，當開始進行第 1 回，尚未達第 1 回拉力上限為 $0.95 P_y$ 時而停止試驗。相關立、臥式續接器試驗後破壞圖如圖 4.85 所示。



立式續接器試驗後破壞



臥式續接器試驗後破壞

圖 4.85 立、臥式續接器試驗後破壞圖

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

第五章 結論與建議

第一節 結論

1. 試體一 SRC 梁及試體三 RC 梁(鋼拱頭)，實驗至層間變位角 0.04 rad ，主筋與續接器接合完整，續接器不論銲接至鋼柱或鋼拱頭翼板上，未有銲道破壞發生。
2. 試體二 RC 梁(剪力樑)，實驗至層間變位角 0.02 rad ，主筋與續接器接合完整，但 8 支續接器共有 5 處因銲道破壞而脫離鋼柱，剪力樑最多只傳遞 20%RC 梁剪力，因無法有效傳遞梁剪力至柱。
3. 試體三 RC 梁(鋼拱頭)，雖續接器仍保持完整，當反覆載重施力達到 0.04 rad 第一圈時，剪力裂縫出現在鋼拱頭末端處，造成強度下降，未能達到 0.04 rad 梁柱接頭不產生破壞的要求。層間變位角 0.04 rad 時試驗中仍能完成兩圈加載，但混凝土大幅剝落、梁底主筋明顯挫屈、箍筋及繫筋未有較大變形脫落等現象，未能達到 0.04 rad 梁柱接頭不產生破壞的耐震要求。
4. 本實驗試體箍筋為開口式箍筋搭配上蓋繫筋，多數箍筋的頂蓋繫筋在 0.04 rad 拱起彎曲，同時也對主筋失去圍束效果，因此未來應進一步研究如何降低頂蓋繫筋在 0.04 rad 梁層間側位移角前的破壞。
5. 試體一 SRC 鋼梁由於未採用韌性削切或加勁的方式，因此上翼板於層間變位角 0.04 rad 斷裂，未滿足耐震規範要求，故建議未來需在規範中加入 SRC 鋼梁需採韌性切削或加勁規定，並於後續實驗研究驗證其耐震性能，降低 SRC 梁柱界面的銲道及鋼梁腹板扇形銲接開口的應力需求。
6. 關於續接器銲接施工及檢驗查核，是確保梁主筋以續接器銲於鋼柱翼板上以續接主筋之必要條件。參考美國銲接學會(AWS)或鋼構造建築物鋼結構施工規範之規定。續接器接頭型式(立式或臥式)均為普及的銲接工法，本研究提供本案廠商銲接程序供參考(附錄 9)。檢驗上除續接器的相關檢測、試驗外，鋼構廠施工後的銲道檢驗，可參照 CNS 相關非破壞檢測規定，如 CNS13341 鋼結構銲道磁粒檢測法。
7. 對包覆填充型鋼管混凝土柱與梁主筋以續接器連接接頭進行試驗，觀察分析其接頭力學傳遞行為及破壞行為。建議增加後續實驗研究驗證其耐震性能，並於 111 年 11 月 21 日舉辦 1 場工程研討講習會，提供產業技術交流，以落實研究成果，其活動議程及講員可參見附錄 10。

第二節 建議

本研究以國內業界習用的包覆填充型鋼骨混凝土柱與鋼筋混凝土梁 2 種接合方式(剪力樺及鋼拱頭)及與鋼骨鋼筋混凝土梁之接合形式(翼板現場銲接及腹板現場螺栓接合)製作 3 支試體進行實驗，經實驗發現，尚未能滿足耐震規範要求，建議後續繼續進行相關研究及實驗，以釐清並改善實務應用之耐震安全性能。

建議一

包覆填充型鋼骨混凝土柱與鋼筋混凝土梁接頭耐震性能之精進研究：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國地震工程學會

- 梁柱接頭剪力傳遞機制研究：本研究發現剪力樺及鋼拱頭配置的剪力釘提供之剪力強度遠大於試驗剪力之需求，但剪力釘並未如預期發揮傳遞剪力的功能，建議未來可針對梁柱接頭剪力傳遞機制進行研究，包括：本研究所進行剪力樺及鋼拱頭長度、寬度及位置等參數之改良、鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說第 8.7 節建議接合方式或創新梁柱接合方式等進行實驗研究，以提升梁柱接頭耐震性能。
- 剪力釘銲於鋼柱之接合方式耐震性能實驗研究：剪力釘直接銲於鋼柱之接合方式，亦為國內業界常用的包覆填充型鋼骨混凝土柱與鋼筋混凝土梁接合方式，惟尚未經過實驗研究驗證其耐震性能，建議納入未來後續研究課題。

建議二

包覆填充型鋼骨混凝土柱與鋼骨鋼筋混凝土梁之接合形式(翼板現場銲接及腹板現場螺栓接合)之精進研究：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國地震工程學會

- SRC 柱保護層厚度與鋼梁翼板切削研究：本研究顯示，SRC 鋼梁上翼板產生斷裂，建議 SRC 鋼梁翼板應做切削。另 SRC 梁鋼骨的扇形鉚接開孔需要埋入 SRC 柱混凝土之保護層厚度，建議列為後續研究。
- 鋼筋續接器鉚接柱內連續板厚度比例關係：建議後續可進行鋼筋續接器與箱型柱或鋼管柱，柱內連續板厚度比例關係的研究，另目前國內業界很需要續接器與連續板存在偏心時之試驗成果，以作為實務上設計施工依據準則，建議納入未來後續研究。
- 不同間距之鋼筋續接器試驗研究：建議模擬探討不同間距下鋼筋續接器的施工性，並進行配置不同間距之鋼筋續接器試驗，提供量化結果做為國內業界設計參考。

參考文獻

- 日本建築學會 (1994)，「鐵骨鐵筋混凝土構造配筋指針(案)同解說」，Architecture Institute of Japan (AIJ)，東京。
- 內政部建研所 (1996)，「鋼骨鋼筋混凝土構材與接合之耐震細部設計準則」。
- 內政部營建署 (2010)，「鋼結構極限設計法規範及解說」。
- 內政部營建署 (2011)，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」。
- 內政部營建署 (2020)，「建築技術規則」。
- 內政部營建署 (2021)，「混凝土結構設計規範」。
- 李台光 (2020)，「鋼筋混凝土梁主筋與鋼柱續接設計之探討」，內政部建築研究所。
- 周中哲、劉郁芳、周德光、黃司睿、陳蓮安 (2021)，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範柱及接合設計之修正研擬」，內政部建築研究所期末報告。
- 陳正誠 (2004)，「鋼筋續接器續接設計規範與施工規範及解說研修」，內政部建築研究所。
- 陳純森 (2011)，「鋼筋續接器連接鋼骨之正當性探討」，技師報第 782 期，台灣省土木技師公會。
- 陳正平 (2017)，「SRC 結構對於 RC 梁主筋與鋼柱間之續接設計與施工」，技師報第 1064 期，台灣省土木技師公會。
- 陳正平 (2017)，「鋼筋混凝土梁與鋼箱柱間之接頭採鋼托梁轉接模式之探討」，技師報第 1082 期，台灣省土木技師公會。
- 陳正平 (2018)，「鋼筋續接器鉚於鋼柱上，作為鋼筋與鋼柱間之續接是否符合設計規範之規定？」，技師報第 1117 期，台灣省土木技師公會。
- 劉郁芳、周德光、周中哲、黃司睿、陳蓮安、陳冠儒 (2021)，「臺灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範柱及梁柱抗彎接頭條文修訂計畫」，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-21-015。
- 劉郁芳、周德光、周中哲、黃司睿、陳蓮安(2022)，「臺灣鋼骨鋼筋混凝土構造規範之柱及梁柱接頭設計條文修訂發展」，結構工程，第三十七卷第三期 第 5-25 頁 (2022)。
- ANSI/AISC 360-10 An American National Standard- Specification for Structural Steel Buildings(2010)
- ANSI/AISC 341-16 Seismic provisions for structural steel buildings (2016)
- Adibi, M., Marefat, M.S., Esmaily, A., Arani, K.K., and Esmaily, A. (2017). “Seismic Retrofit of External Concrete Beam-Column Joints Reinforced by

- Plain Bars Using Steel Angles Prestressed by Cross Ties.” *Engineering Structures*, 148, 813-828.
- Albright, A., Argentoni, A., Calvi, P.M. (2022). “Experimental Behavior of Interior and Exterior Steel-Concrete Composite NPS® Beam-Column Joints.” *Engineering Structures*, 251, 113589.
- Chou, C. C., and Uang, C. M. (2002). “Cyclic performance of a type of steel beam to steel-encased reinforced concrete column moment connection”, *Journal of constructional steel research*, Vol 58, pp. 637-663.
- Feng, S., Guan, D., Ni, L., Lin, Y., Liu, Z., Guo, Z., and Li, G. (2022). “Experimental Study on Seismic Behavior of Joints Connecting Precast H-Steel Reinforced Concrete Beams and Concrete-Filled Steel Tube Columns.” *Journal of Building Engineering*, 45 (2022) 103444
- Gautham, A. and Sahoo, D. R. (2022). “Performance of SRC Column-RC Beam Joints Under Combined Axial and Cyclic Lateral Loading.” *Engineering Structures*, 260, 114218.
- Pan, P., Lin, X., Lam, A., Chen, H., and Ye, L. (2014). “Monotonic Loading Tests of Ring-Beam Connections for Steel Reinforced Concrete Columns and RC Beams.” *American Society of Civil Engineers*
- Shin, K.-J. Kim, Y.-J., and Oh, Y.-S. (2008). “Seismic Behaviour of Composite Concrete-Filled Tube Column-to-Beam Moment Connections.” *Journal of Constructional Steel Research*, 64, 118-127.

附錄一 第一次專家學者會議與紀錄

一、 會議時間：111 年 5 月 6 日(星期五)下午 3 時 00 分~5 時 00 分

二、 會議地點：國家地震工程研究中心 413 會議室

三、 出席人員：

會議主席：周中哲

委員(依姓名筆劃排序)：尤信評、栗正暉、張敬昌、陳誠直、

陳正平、陳煥煒、陳俊翰、劉俊秀

內政部建築研究所：蔡綽芳、陶其駿、李台光

中華民國地震工程學會：周中哲、劉郁芳、周德光、趙品鈞

會議紀錄：周德光

四、 會議內容：

1. 後續研究建議加入續接器與柱連續板厚度比例的關係及考慮偏心變數，可用局部構件試體進行試驗，業界非常需要了解此種接頭試驗成果。
2. 續接器傳遞力量經過柱板擴散到連續板，銲道的有效寬度應大於續接器，如此才能順利傳遞力量，一般業界常以柱板厚度 5 倍+柱連續板厚度，如試體一目前設計型式： $5 \times 19\text{mm} + 25\text{mm} = 120\text{mm}$ 大於續接器直徑 56mm，建議後續研究可採降低柱板厚度為變數，以訂定柱板厚度倍數最小值。
3. 續接器以施工性考量最小間距至少為 100mm，目前試體續接器間距皆有 100mm，此等設計尚屬合理。
4. 合約為「包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗」，目前規劃試體柱為填充型鋼管混凝土柱，將在填充型鋼管混凝土柱外包覆 10cm 混凝土，並混凝土內綁紮點銲鋼絲網以符合合約精神。
5. 試體一為 SRC 梁，試體二、三為 RC 梁，除強度檢核外，RC 梁形成塑鉸應有其韌性要求，拉力鋼筋比應小於 2.5%，壓力鋼筋與拉

力鋼筋比值應大於 0.5，檢核試體二、三是否滿足 RC 梁耐震設計規範，即對其箍筋間距配置是否滿足進行檢核。

6. 試體三為 RC 梁傳力至鋼骨拱頭再傳力至 CFT 柱上，鋼骨拱頭是否會有剪力摩擦破壞產生，建議檢核是否需要設置剪力釘。
7. 當水平千斤頂施力加載時，試體二、三其跨距相同受力亦相同，若有一試體先破壞，則是否會影響到另一側試體。於本試驗中水平千斤頂作為反力相當於鉸接端，實際施力由二端垂直千斤頂作為施力端，故有任一試體先破壞則該側垂直千斤頂就停止施力加載，如此就不會影響到另一側試體之施力加載。
8. 建議試體二將剪力樺移除，直接將剪力釘打在與梁相接的柱面上，梁端上下以保麗龍切開類似伸縮縫，使剪力傳遞不受柱外包 10cm 混凝土的影響，
9. 試體三鋼骨拱頭埋設長度 500mm，建議長度可降低，經由計算決定最小鋼骨拱頭尺寸。

五、 會議結論：將依會議結論調整試體設計，不在本案合約規定之建議事項，待未來再爭取機會進行研究或試驗。

附錄一 第二次專家學者會議與紀錄

一、會議時間：111 年 11 月 14 日(星期一)下午 3 時 30 分~5 時 30 分

二、會議地點：國家地震工程研究中心 804 會議室

三、出席人員：

會議主席：周中哲

委員(依姓名筆劃排序)：尤信評、梁宇宸、栗正暉、陳俊翰、劉俊秀

內政部建築研究所：蔡綽芳、黃國倫、李台光

中華民國地震工程學會：周中哲、劉郁芳、周德光、林瑞綿、趙品鈞

會議紀錄：趙品鈞

四、會議內容：

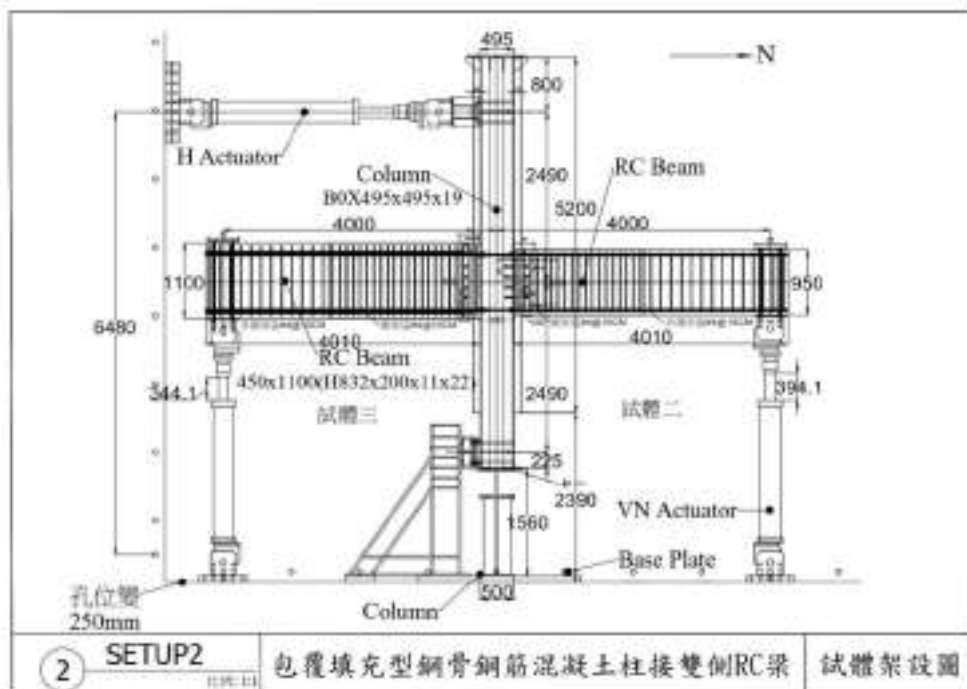
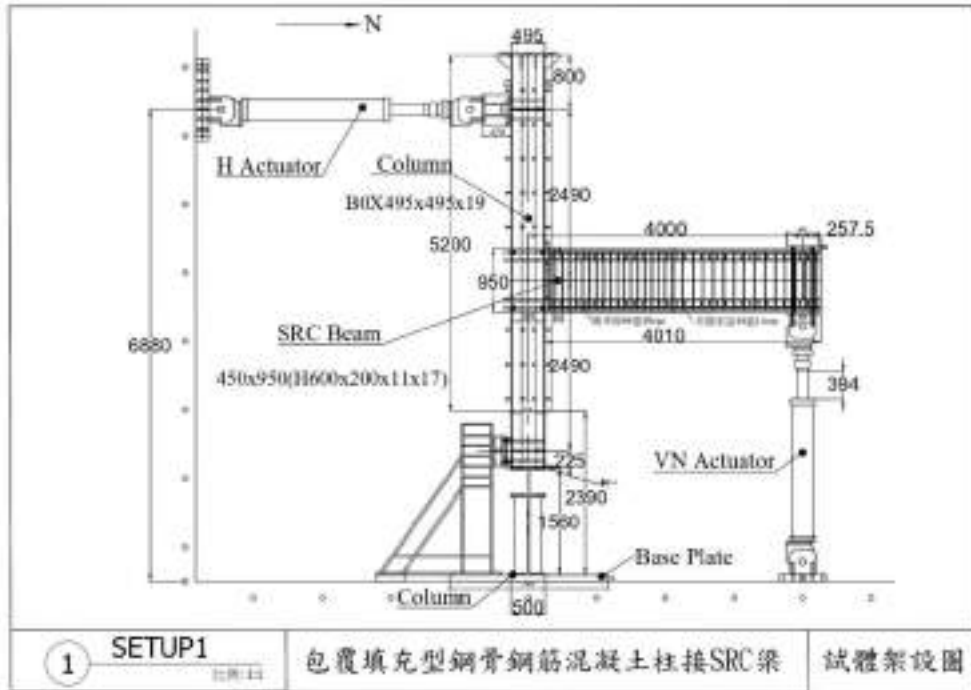
1. 試體二剪力樺因剪力傳遞能力不足造成鐸於柱面上之續接器因同時承受撓曲與剪力造成破壞。
2. 立式續接器開槽深度8mm、角長12mm，計算續接器鐸道強度＝ $0.75 \times \pi \times 5\text{cm} \times (1.2+0.8)\text{cm} \times 0.707 \times 4.5\text{tf/cm}^2 = 75\text{tf}$ ，D32主筋降伏強度＝ $4.8\text{tf/cm}^2 \times 8.14\text{cm}^2 = 39\text{tf}$ 。續接器鐸道強度75tf>主筋降伏強度39tf，經檢查續接器設計並無問題。
3. 以台灣規範「強度疊加法」計算SRC梁標稱彎矩強度為2211 kN-m，建議也可以AISC合成斷面計算強度。
4. 對於鋼拱頭與剪力樺之長度為多少可以傳遞足夠剪力建議未來規劃實驗證實。
5. SRC梁的計算是鋼筋混凝土+鋼骨兩種材質直接疊加，但實際上合成斷面中性軸會下移，造成其中一側的應變應力較大，造成SRC梁受力將大於疊加計算，此為試體一於上翼板處斷裂之原因，所以SRC梁更應該保守設計施做韌性切削。
6. 柱的外包覆混凝土須達到多厚才能完整保護扇形鐸接口，並使得鋼梁塑鉸離開梁柱接頭不需施作切削，未來須另行規畫試驗才能得到結論。

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

7. 條文修訂中，使用文字建議更精確，例如將梁明確改成SRC梁，以確保不會跟RC梁造成混淆。

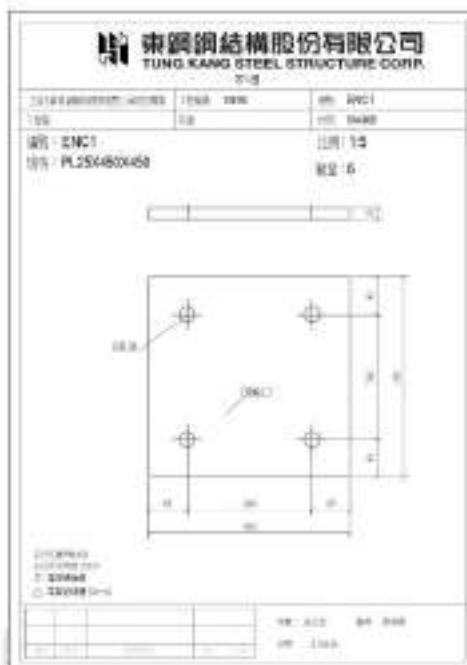
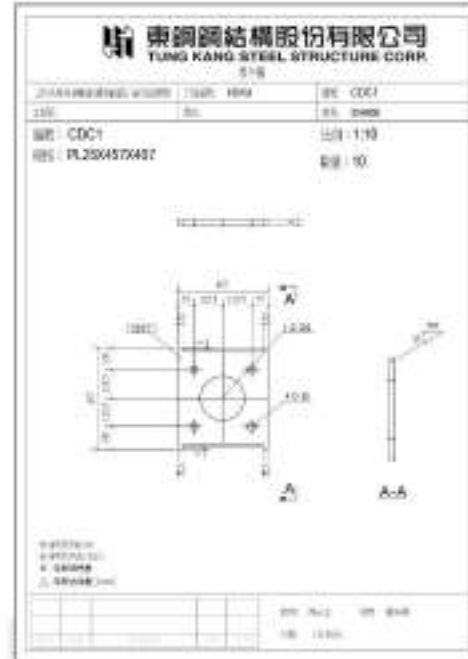
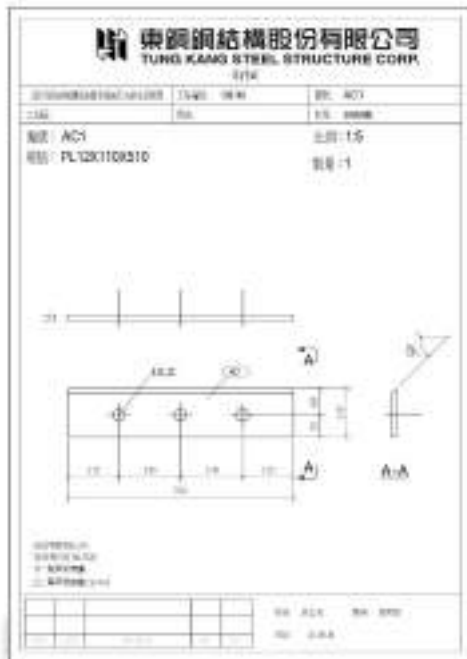
五、會議結論：將依會議結論以及委員意見作為期末成果報告之檢討，不在本案合約規定之建議事項，待未來再爭取機會進行研究或試驗。

附錄二 試體佈置圖

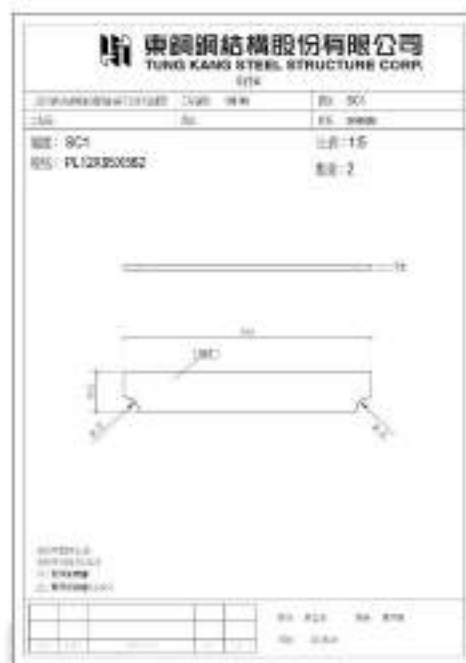
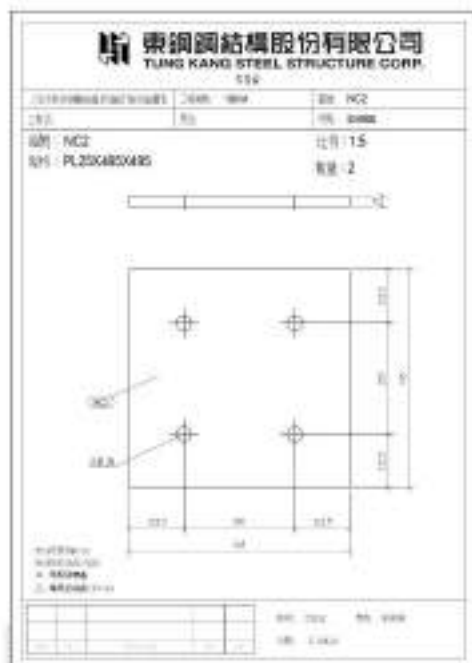


包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

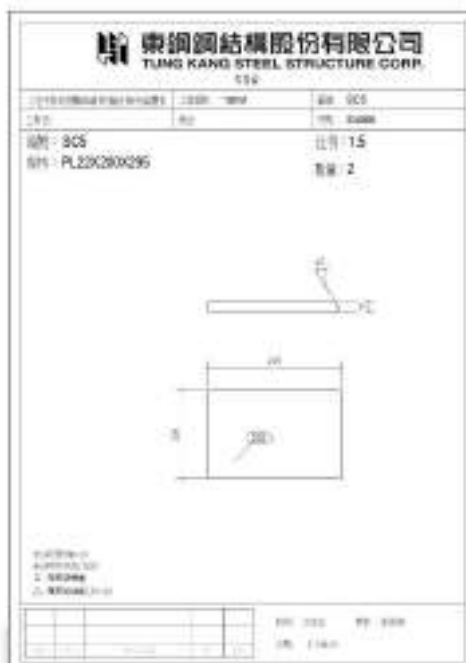
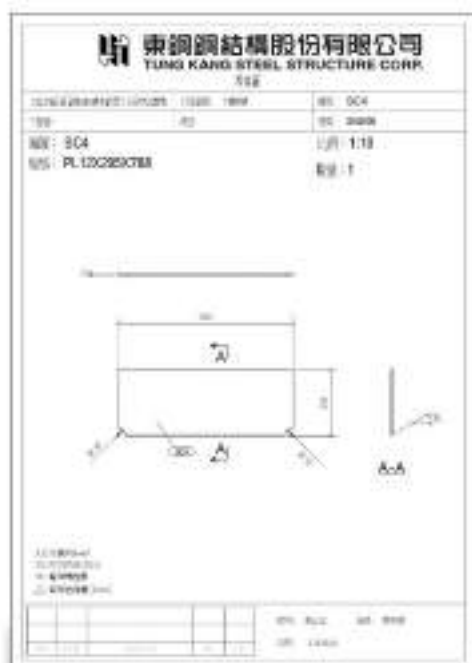
附錄三 夾具設計圖

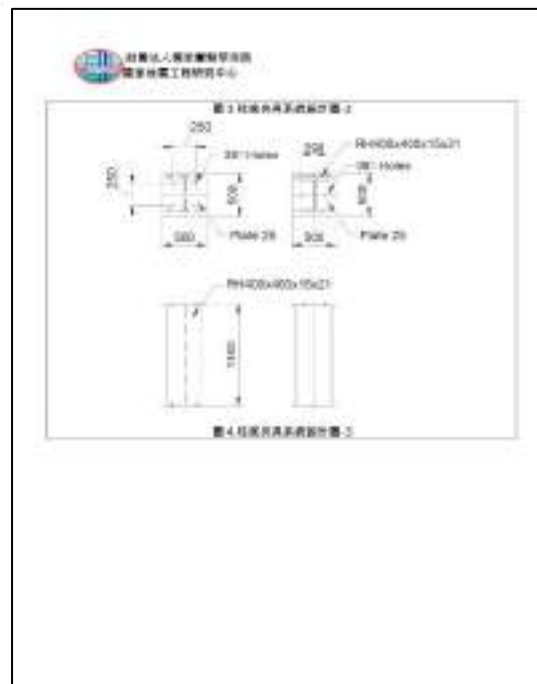
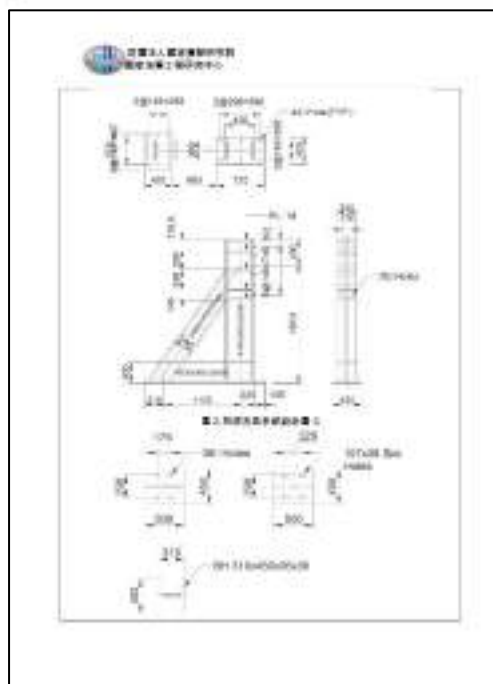
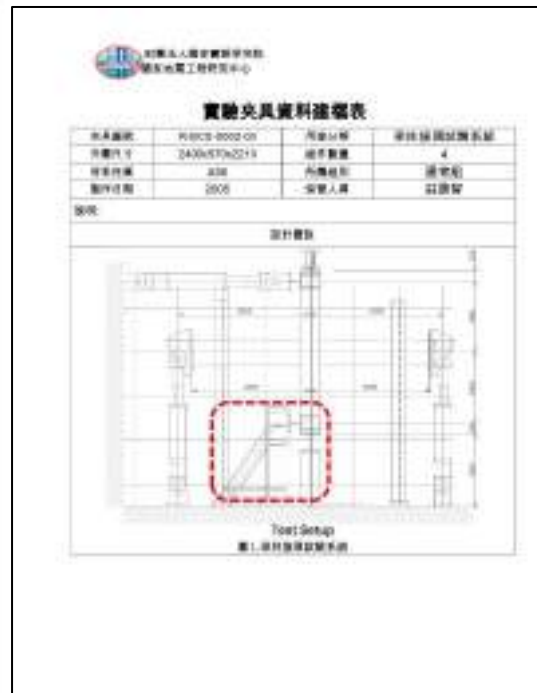
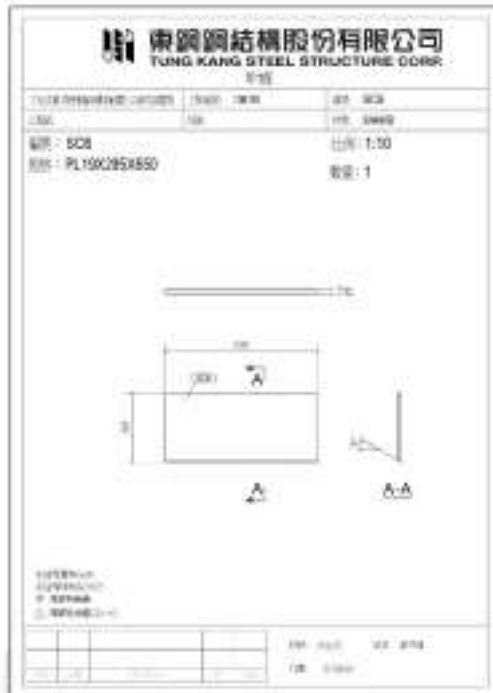


包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗



財團法人臺灣鋼構發展協會
國家地震工程研究中心

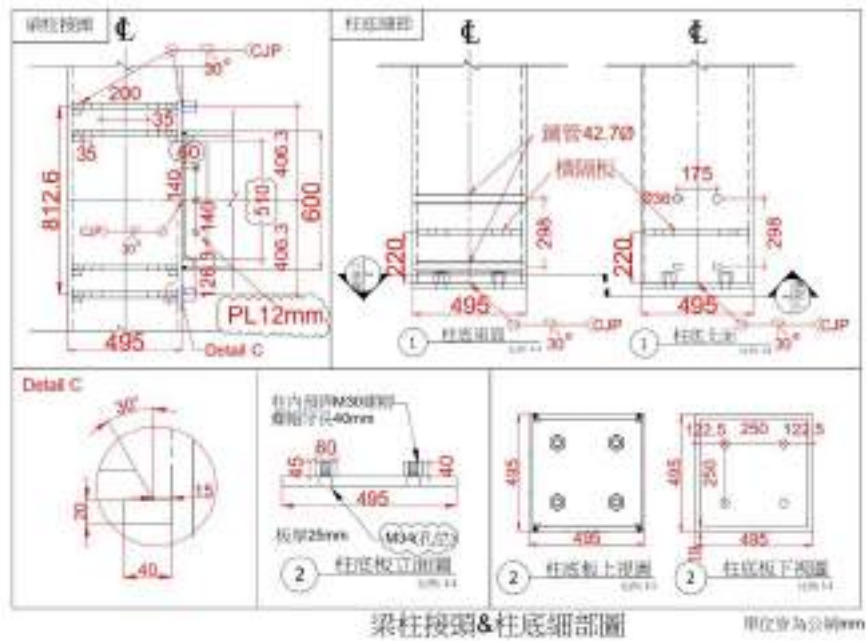




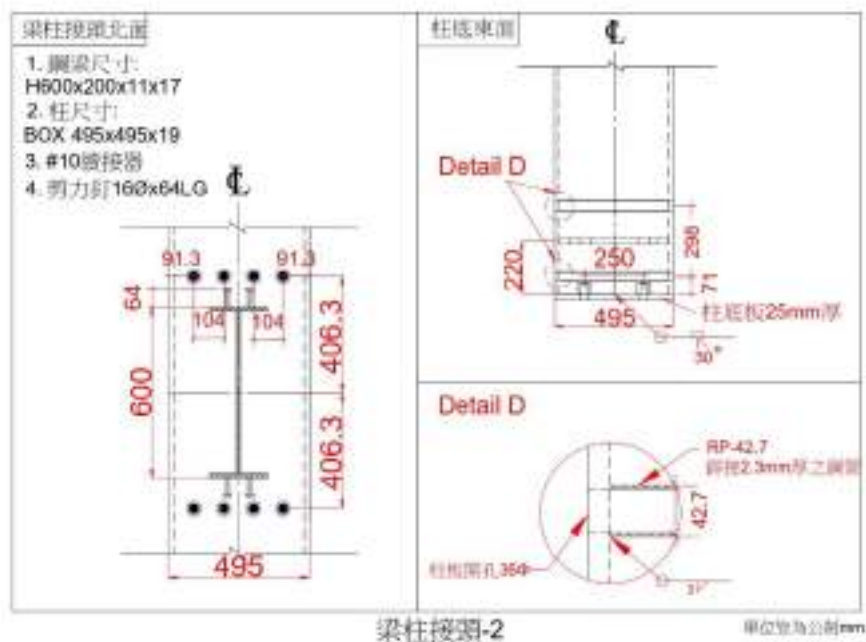
包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗



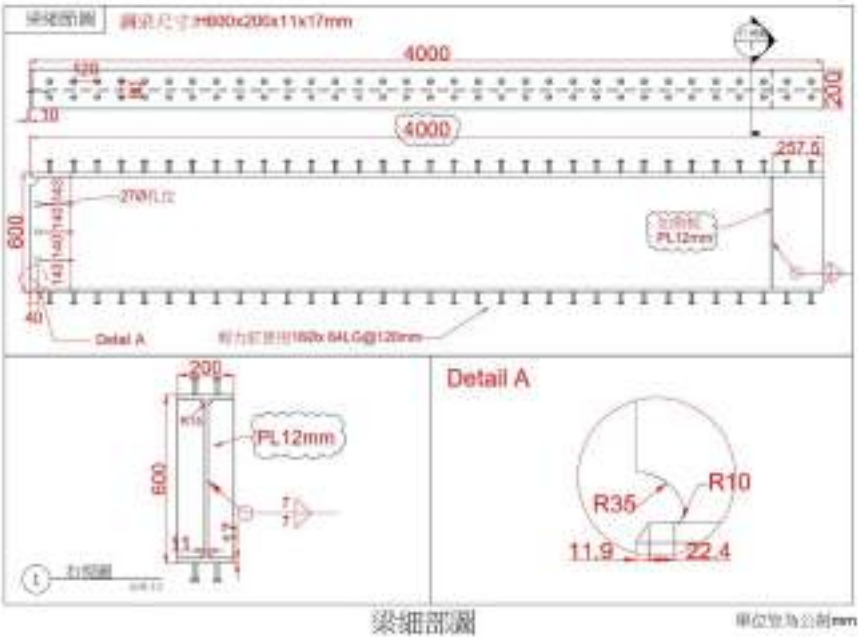
包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗



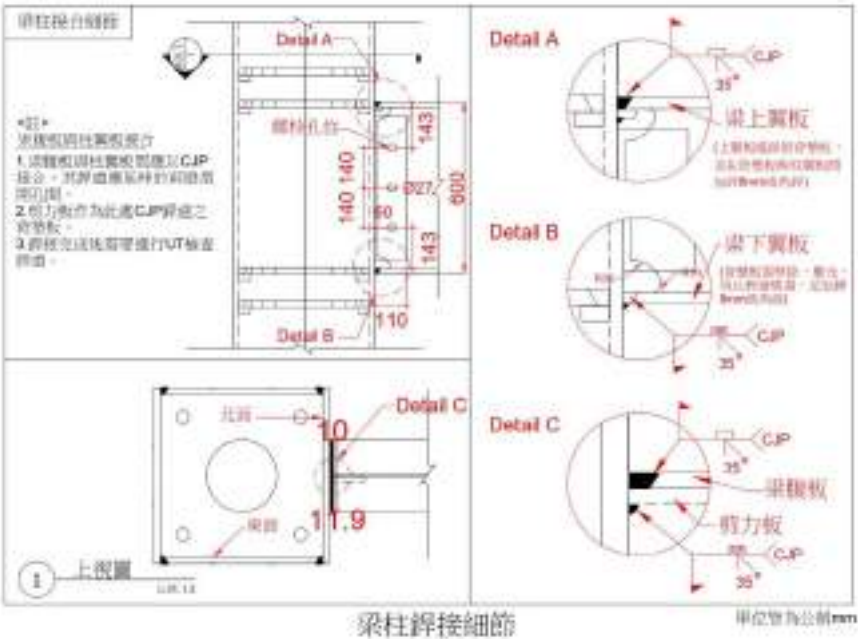
3



4

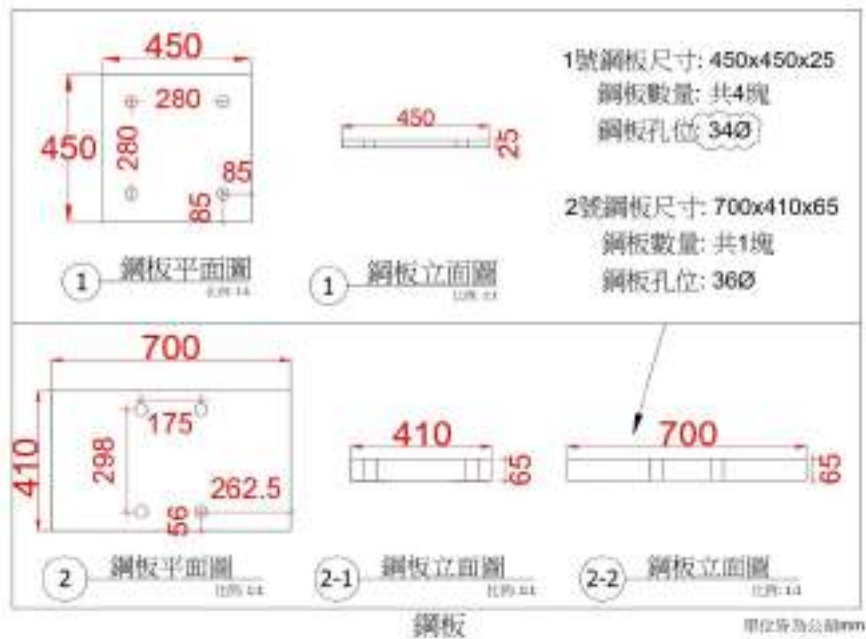


5

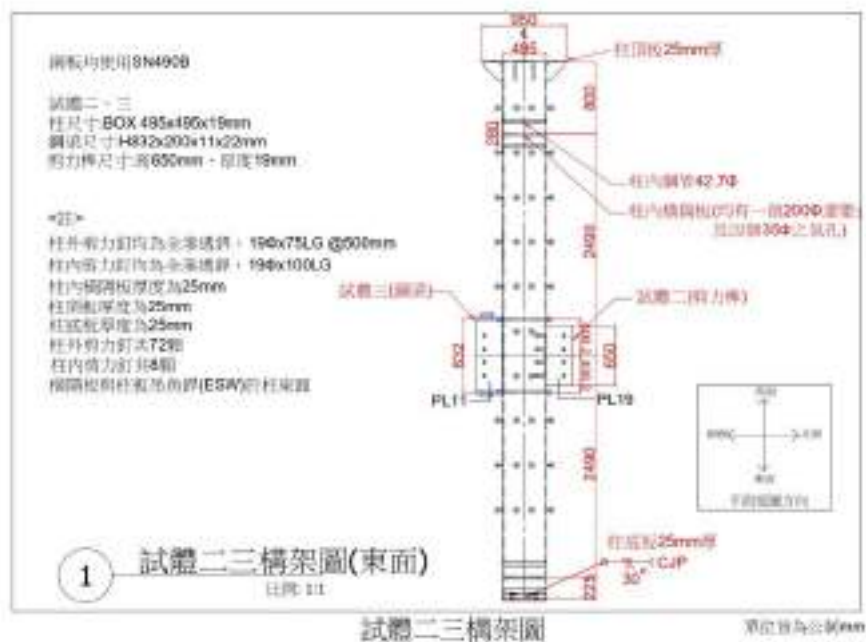


6

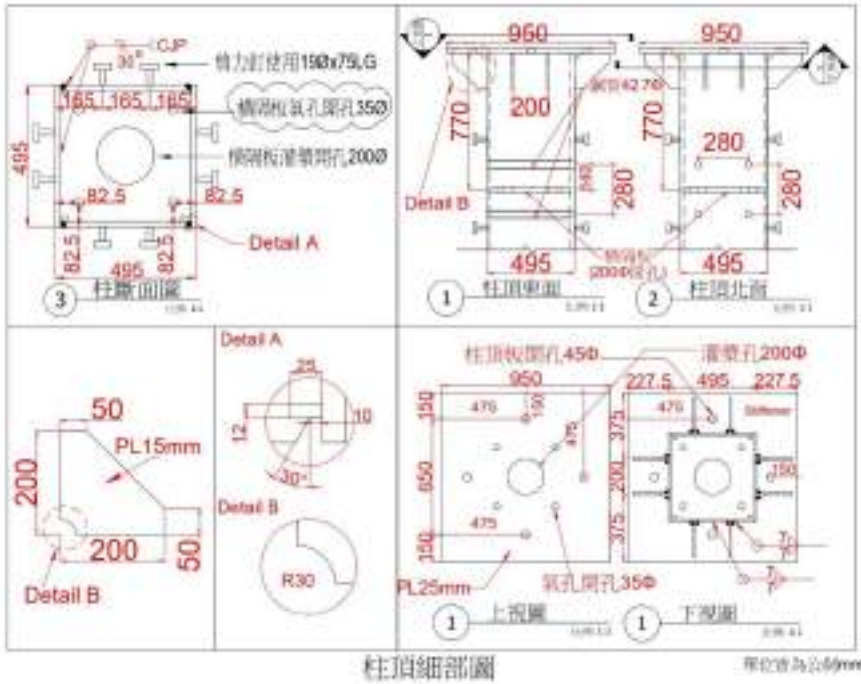
包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗



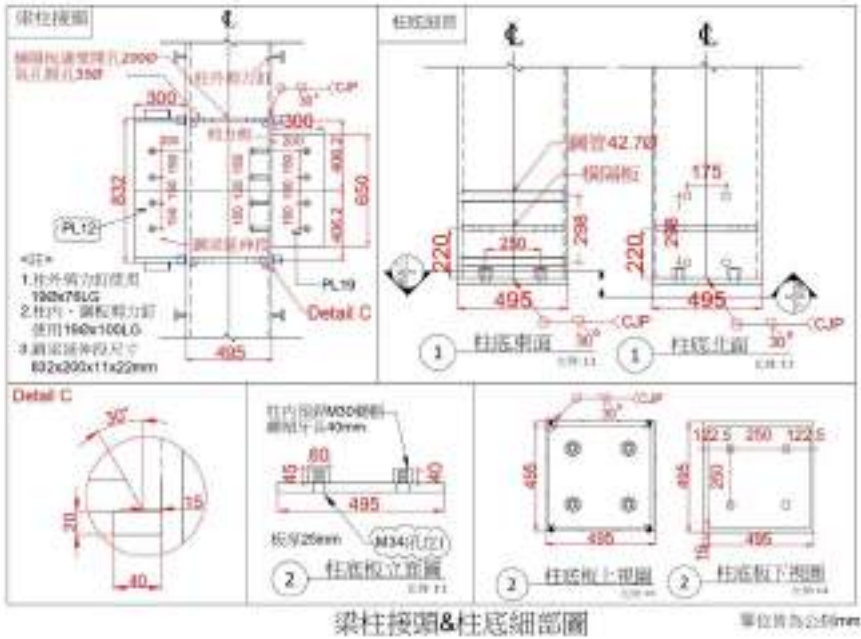
7



8

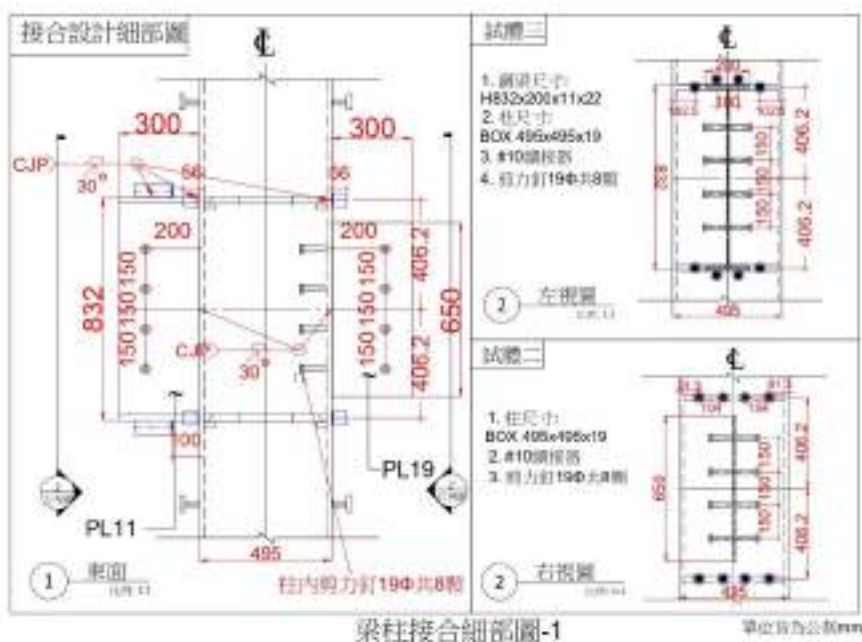


9

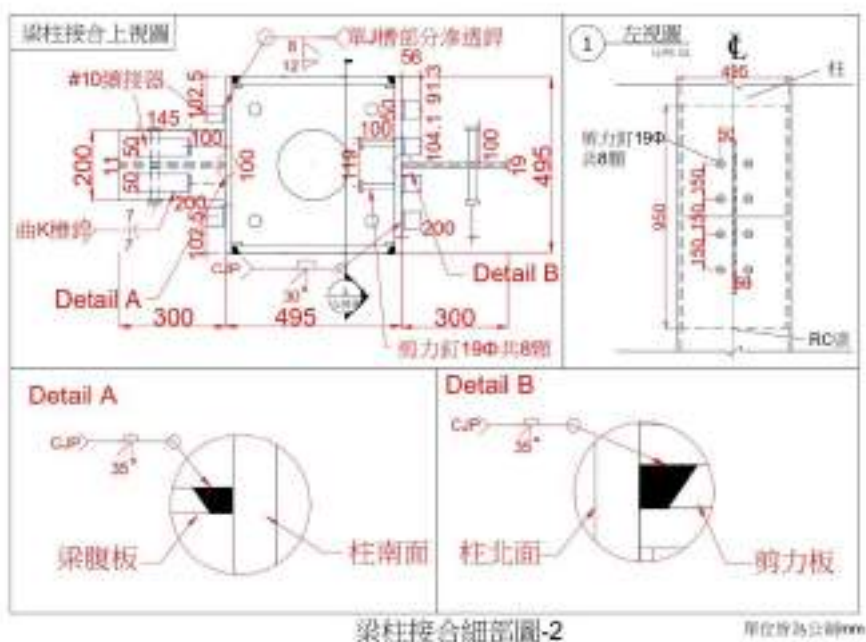


10

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

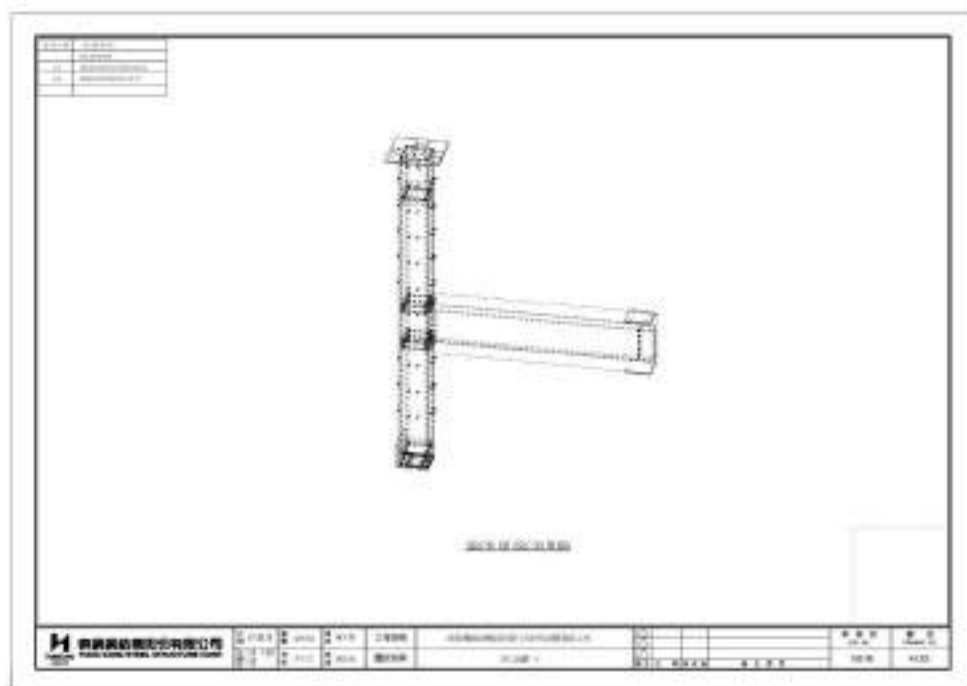


11

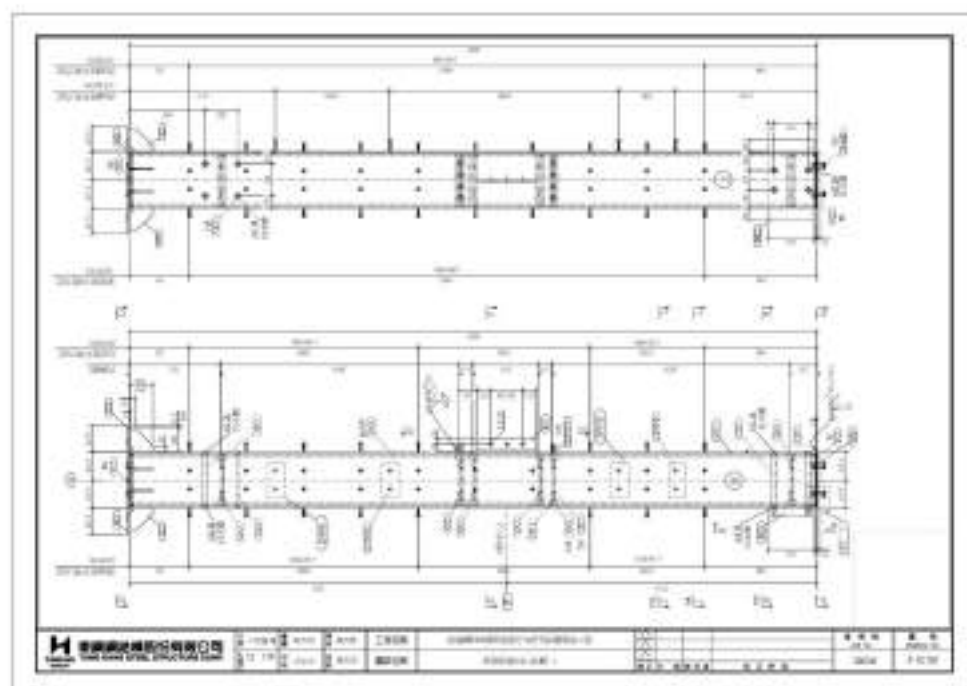
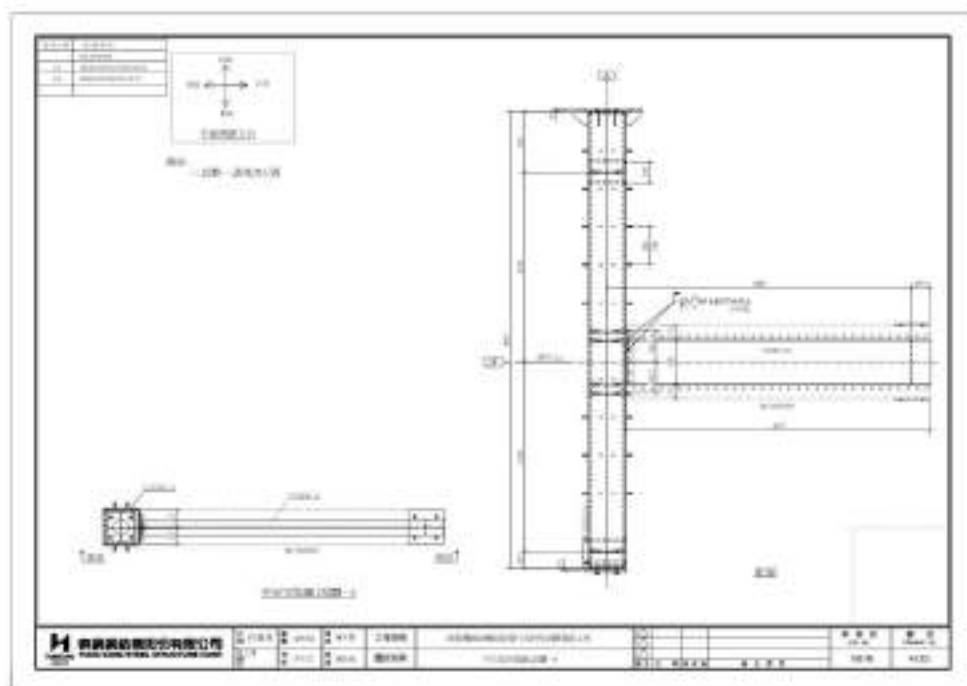


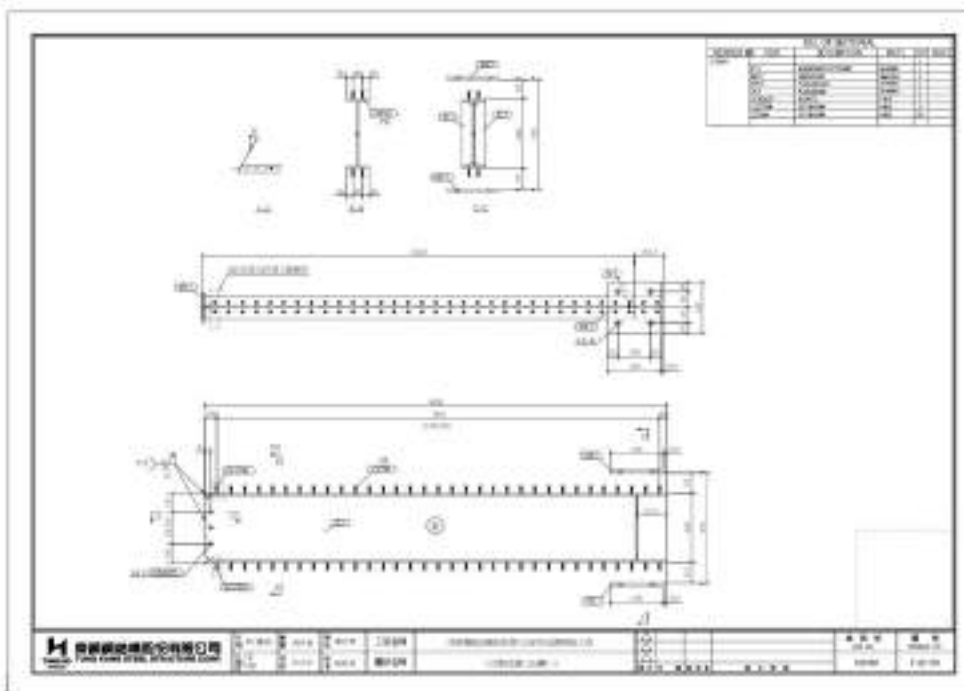
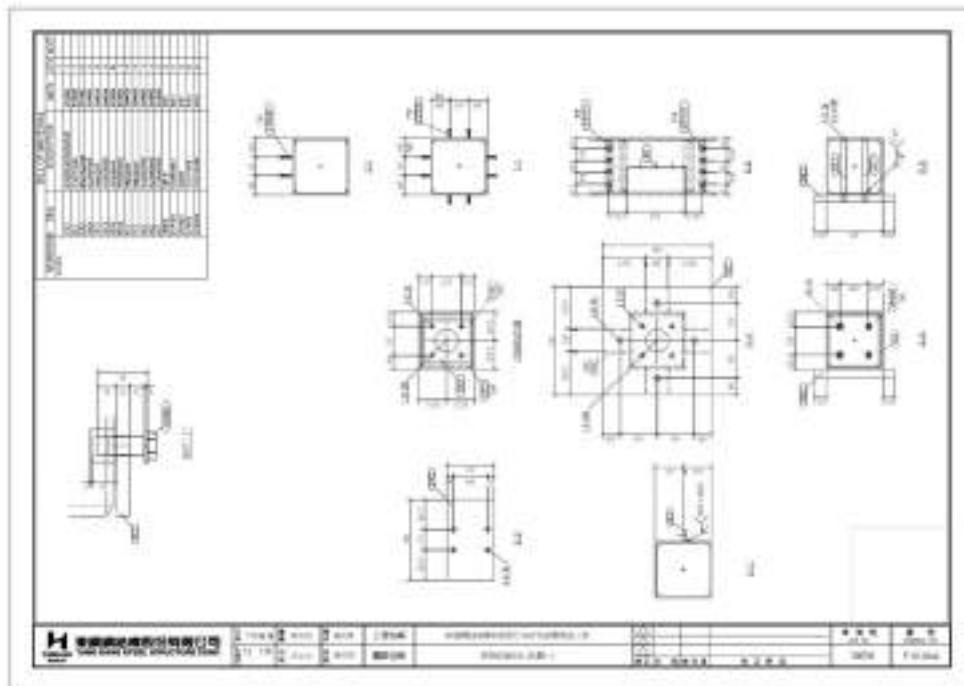
12

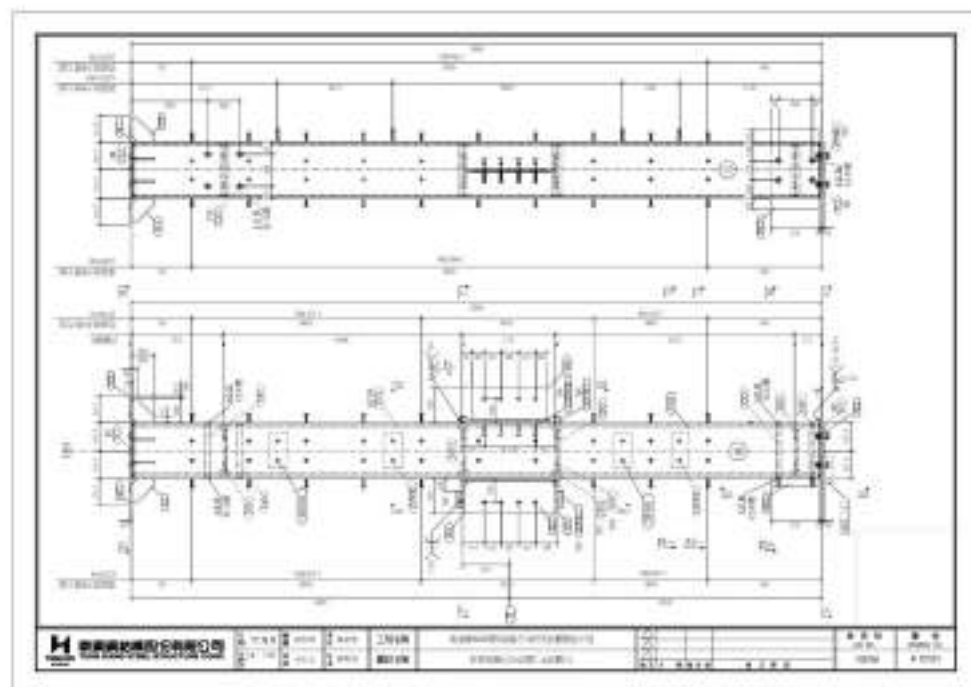
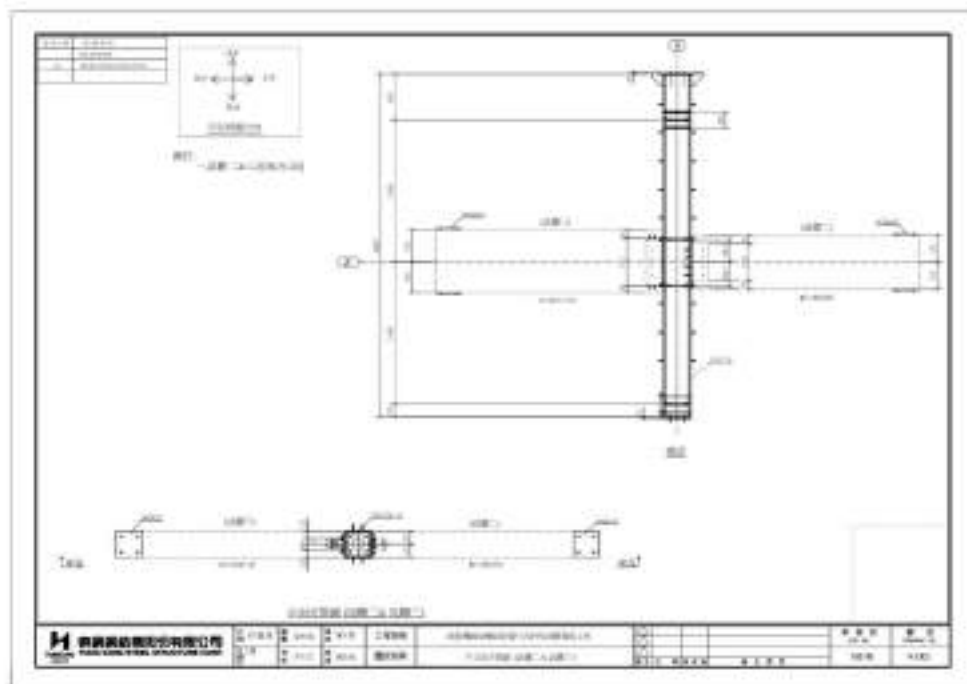
附錄五 鋼構製造施工圖

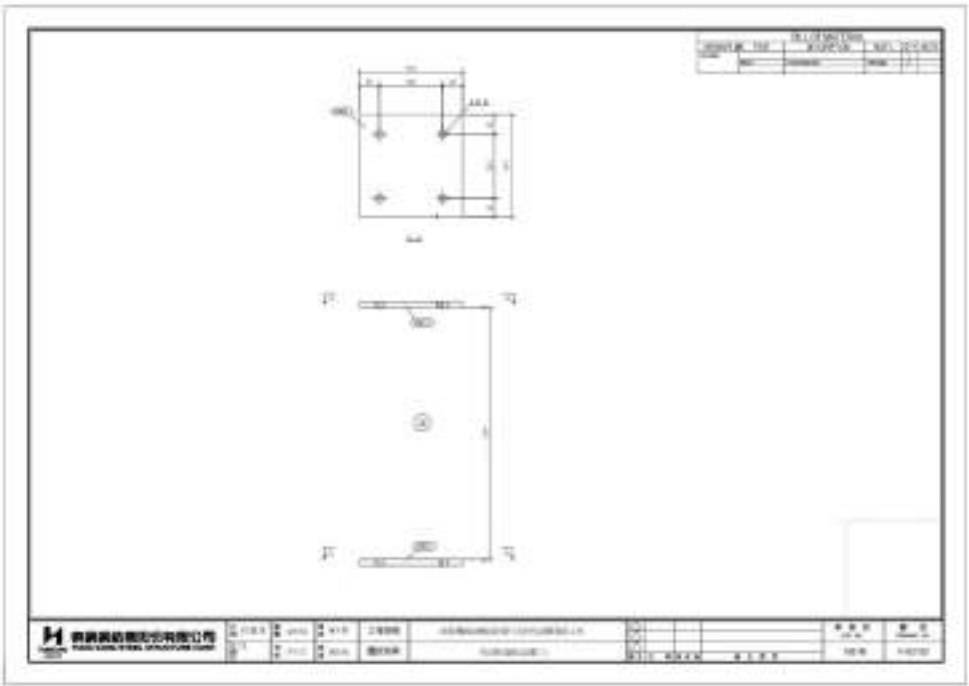


包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗



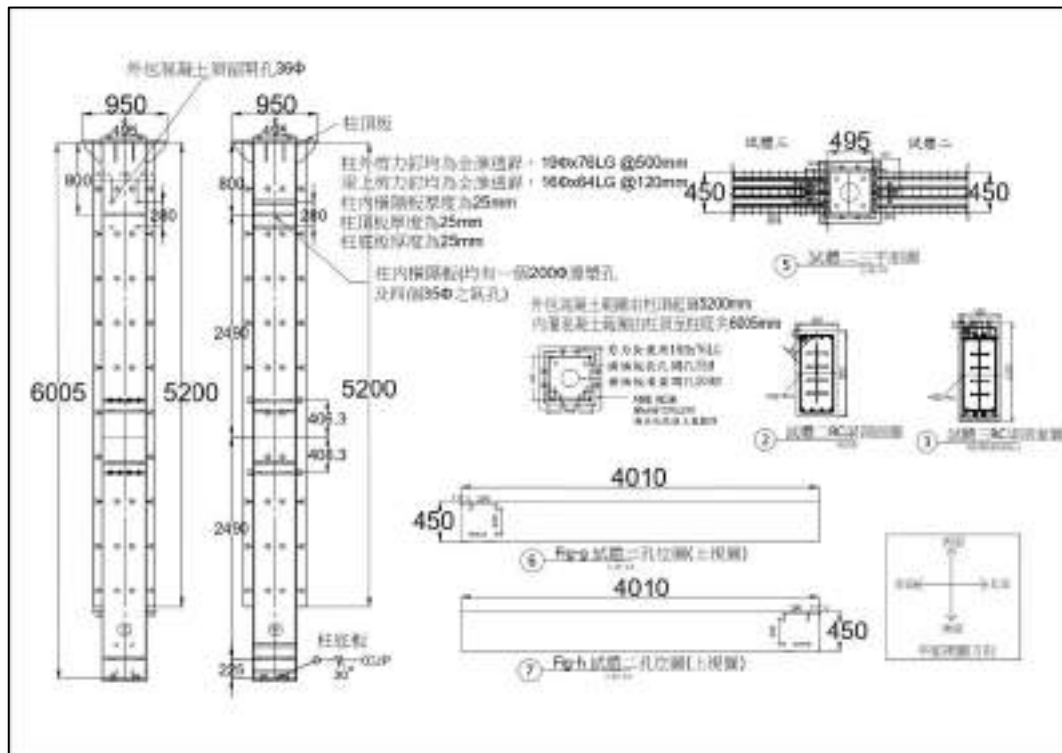
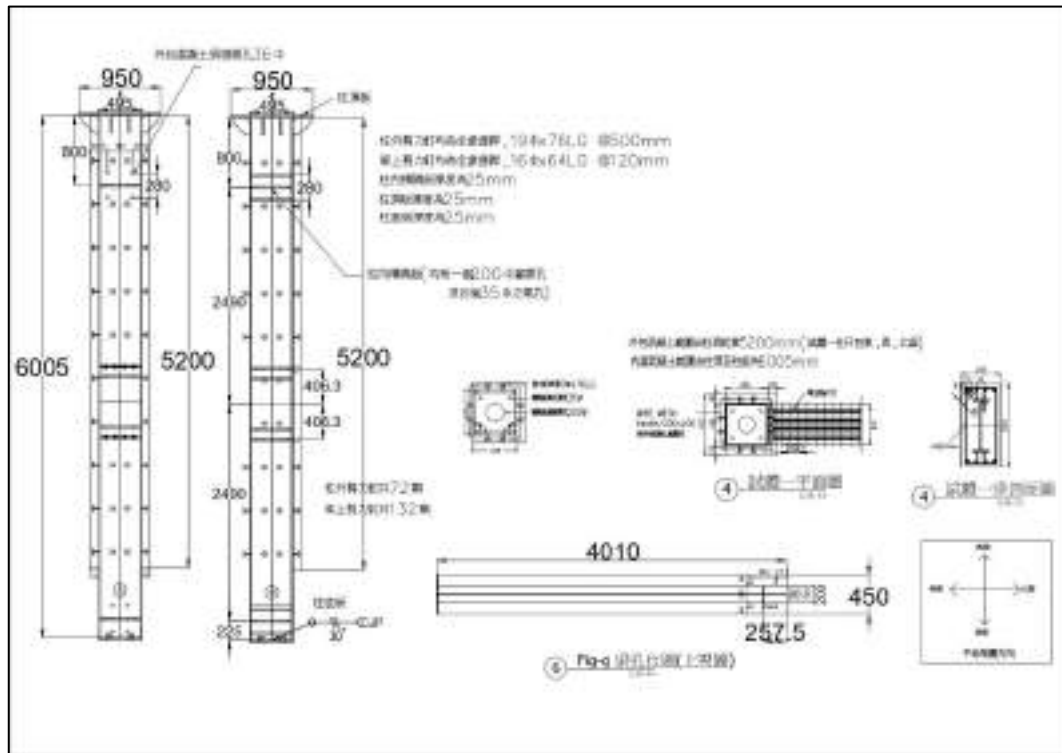






包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

附錄六 鋼構混凝土試體施工圖



包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

附錄七 銲接之超音波檢測(UT)報告



檢驗報告 INSPECTION REPORT

業 主：中華民國地震工程學會

CUSTOMER

工程名稱：包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與標主筋以
續接器接合試體製造工程

PROJECT

項 目：UT 檢 測

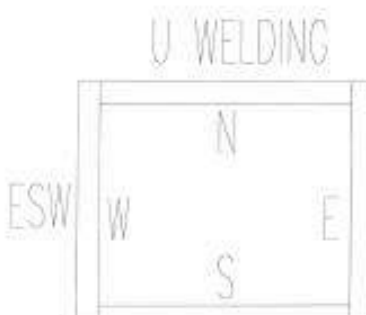
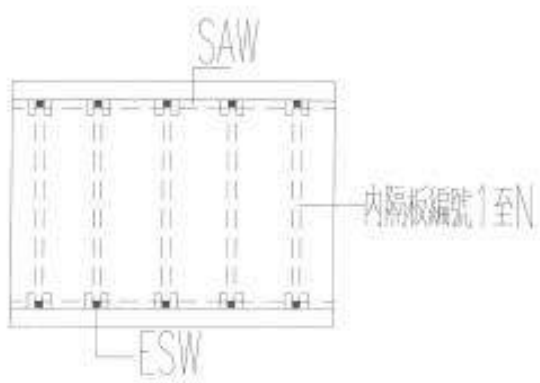
EXAM. ITEM

區 域：BOX柱

EXAM.AREA



包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

超音波檢驗報告 Ultrasonic Testing Report							
委託人 Client	中華民國地震工程學會			檢測日期 Test Date	2022/07/21~2022/08/03		
工程名稱 Project Name	包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合試體製造工程			檢測地點 Test Place	東鋼構 雲林廠		
工程編號 Project No.	1081M			試件材質 Material	SN490B		
檢測規範 Applied Code	AWS D1.1/D1.1M-2015 CLAUSE 6			試件厚度 Thickness	如報告內頁		
接受標準 Acc. Criteria	☒ Statically 靜荷載 ☐ Cyclically 週期荷載			表面狀況 Surface Condition	軋延面 As Rolled		
檢測儀器 Instrument	Olympus Epoch600			比較規塊 Reference Block	STB-A1		
檢測方式 Test Method	直接接觸法 Direct Contact			靈敏度校準 Sensitivity	ψ1.5mm 40%		
探頭型號 Probe Type	斜束:K GK A70 Angle 直束:K K B55 Normal	探頭頻率 Probe Frequency	斜束:2 MHz Angle 直束:2 MHz Normal	測定範圍 Testing Range	250mm~400mm	耦合劑 Couplant	CMC
探頭尺寸 Probe Size	20*20mm	探頭角度 Probe angle	70°	掃描速率 Scanning Speed	<150mm/Sec		
檢測部位 Tested Location:  							
審核: Reviewed by 2022-08-03 LEVEL II 陳建興				檢驗者: Tested by CQ1-017-0136 LEVEL II 陳上富			

Rev.1.1 Form No.: TKSS-W-Q000-10-03

附錄七 銲接之超音波檢測(UT)報告

[illegible]

Rev.1.1 Form No. : TKSS-W-Q000-10-04

Rev.1.1 Form No. : TKSS-W-0000-10-04

附錄七 銲接之超音波檢測(UT)報告

[illegible]

Rev.1.1 Form No. : TKSS-W-Q000-10-05

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

超音波檢驗報告 Ultrasonic Testing Report						
委託人 Client	中華民國地震工程學會			檢測日期 Test Date	2022/08/08~2022/08/10	
工程名稱 Project Name	包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合試體製造工程			檢測地點 Test Place	東鋼構 雲林廠	
工程編號 Project No.	1081M			試件材質 Material	SN490B	
檢測規範 Applied Code	AWS D1.1/D1.1M-2015 CLAUSE 6			試件厚度 Thickness	如報告內頁	
接受標準 Acc. Criteria	AWS D1.1/D1.1M-2015 ☒ Statically 靜荷載 ☐ Cyclically 週期荷載			表面狀況 Surface Condition	軋延面 As Rolled	
檢測儀器 Instrument	Olympus EpochG00			比較規塊 Reference Block	GTB-A1	
檢測方式 Test Method	直接接觸法 Direct Contact			靈敏度校準 Sensitivity	ψ1.5mm 40%	
探頭型號 Probe Type	斜束:KGK A70 Angle 直束:K.K B5S Normal	探頭頻率 Probe Frequency	斜束:2 MHz Angle 直束:2 MHz Normal	測定範圍 Testing Range	250mm~400mm	耦合劑 Couplant CMC
探頭尺寸 Probe Size	20*20mm	探頭角度 Probe angle	70°	掃描速率 Scanning Speed	<150mm/Sec	
檢測部位 Tested Location:						
審核: Reviewed by STG-004 LEVEL II 張志強 檢驗者: Tested by GA-780 LEVEL II 張仕通						

Rev.1.1 Form No.: TSSS-W-0000-10-03

附錄七 銲接之超音波檢測(UT)報告

[illegible]

Rev.1.1 Form No. : TKSS-W-Q000-10-04

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

附錄八 包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接 器接合之接頭耐震試驗 期中審查 Q&A

委員	審查委員意見（依發言順序）	廠商回應
陳正平	1. 續接器單一試體建議模擬橫隔板狀況。	委員建議將續接器模擬實際狀況，將續接器銲接至柱板再與橫隔板銲接，依委員建議修改立式續接器型式。續接器試驗為輔助梁柱接頭試驗，相關成果於期末報告亦會提供。
	2. 鋼筋混凝土梁之剪力連接板背後之剪力釘較短，恐會產生混凝土拉破，建議改用於外側植銲剪力釘。	試體二當剪力樺有偏心彎矩產生時之拉力由剪力釘承受，經檢討後剪力釘長度為120mm，符合規範中至少要大於剪力釘直徑4倍(19x4=76mm)之要求，並埋置在各方向皆大於3cm之混凝土之保護層中，以發揮其強度。
梁宇宸	臥式續接器小試體試驗具有偏心的效應，建議可以採用 T 型加勁。 	臥式續接器試驗因偏心效應，委員建議該試驗將鋼板改為 T 型加勁型式，將會參考相關資料後規劃續接器試驗，續接器試驗雖非屬本案內容，相關成果也會放入成果報告中。
張敬昌	1. 本研究對於 RC 梁與箱型鋼柱之接頭撓曲與剪力傳遞設計有實務上之需求。	感謝委員支持。
	2. P.27 試體一為 SRC 梁，設計 RC 箍筋時之需求剪力是否僅需考慮 RC 分擔彎矩對應之剪力 37.8t 而非全斷面剪力 70.6t。	感謝委員意見，遵照辦理並修改報告。
	3. 試體接頭提供之剪力強度甚大於預期試驗載重試體如預期撓曲破壞控制，建議未來研究成果也能提供相關設計準則。	感謝委員建議，本案因是著重在梁鋼筋使用續接器連接於鋼柱上之行為探討，目的是梁產生撓曲塑鉸主筋降伏，研究主筋與續接器的行為。SRC 梁剪力設計相關研究

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

		議題，將會納入未來研究中。
	4. 簡報 P.26 續接器試驗中，建議銲接時模擬不同間距下的施工性，以利提供設計建議。	由於經費限制，對於試體中去配置不同間距下續接器試驗，會納入未來研究議題。
	5. 期中報告 P.9 彎曲應”力” P.11 強柱”接頭”弱梁 P.23 3.2.2 梁柱接頭”區”剪力 P.25 表格中 $F_{ys}=3.3$ P.34 (ii) 剪力釘標稱”拉力”強度應非 Q_n	遵照委員意見修正報告。
楊國珍	1. 本研究案針對業界使用包覆填充型鋼管混凝土柱與 SRC 或 RC 梁三種接合方式進行試驗驗證，對於釐清工程界之疑慮有所助益，值得肯定。	感謝委員支持。
	2. 請試體設計過程中有不少假設，如接頭圍束效應、拱頭及剪力樺所承受的剪力與 RC 梁的力量分擔方式，請補充說明試體設計中之假設及 V_T 之計算過程。	遵照辦理，將於期末報告補充。
	3. 量測儀器的配置對試驗結果的呈現、呼應 P.26~P.31 試體設計過程之假設及結論之撰寫相當重要，亦影響後續工程界之使用，為避免誤導試驗結果，請說明加載模式，施加速率，並補充簡報中圖示應變計、位移計等量測儀器的位置及相對的尺寸距離。	遵照辦理，將於期末報告補充。
江支川	1. 三組試體的設計背景條件為	感謝委員意見，梁柱接頭應力分布，續接

	何？（例如試體一 SRC 梁 H-600×200×11×17，上下各 4-D32 主筋時，梁端可承受多大的彎矩？P.27 所示，施加外力 70.6 tf 時，梁柱接頭的應力分布，續接器將承受多大的拉力？）	器拉力之更詳盡細節將補充於期末報告之中。
	2. 鋼筋續接器埋設在 RC 內，實驗時如何判讀續接器的降伏變形？	本實驗設計 SRC 梁、RC 梁會達到塑鉸產生破壞，故這些鋼筋應皆達降伏從而拉斷甚至從續接器被拉出。每支鋼筋上貼上 4 個應變計，續接器上貼有 1 個應變計，以確保有足夠數據資料，供確認破壞發生位置，此外試驗結束後會將混凝土打開確認試驗結果。
	3. 共有三件試體，各組的實驗目標為何？三組的續接器會有不同的應力反應嗎？	試體一與試體二之差別在於梁為 SRC 梁與 RC 梁，目標在比較有無鋼梁對梁筋以續接器連接柱之影響；試體二與試體三之差別為 RC 梁以不同接頭形式與柱連接，目標希望能從實驗中得出不同接頭形式傳遞力量的比較；實驗使用兩種續接器，一為立式續接器，一為臥式續接器。這兩種形式之續接器之長度以及銲接位置皆不同，傳力機制也不同，勢必會造成不同的應力反應。正也是此次實驗希望能觀察到的結果。
陳煥煒	1. 國內業界常設計以梁主筋以續接器與箱型柱或鋼管柱翼板相接合，本計畫將可驗證此種接合方式之耐震強度與安全性，藉此試驗成果釐清現行 SRC 規範梁主筋與鋼柱接合規定的疑義。	感謝委員支持。
	2. 建議後續研究可增加續接器與箱型柱或鋼管柱，柱內隔板厚度比例關係的研究，以及續接器與內隔板有偏心時的研	感謝委員指導，在規劃未來研究議題時將採納委員意見。

	究，這部份的研究可以用局部的構件不需要整個梁柱接頭，國內業界應該很需要這方面的試驗成果。	
黃國倫	1. 報告書 P8 第 1 段第 9 行「計劃」建議改為「計畫」	遵照委員意見修正報告。
	2. 報告書 P13 倒數第 2 段第 1 行「台灣」建議改為「我國」，「建築構造篇」建議修正為「建築構造編」。	遵照委員意見修正報告。

附錄八 包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器

接合之接頭耐震試驗

期末審查 Q&A

委員	審查委員意見（依發言順序）	廠商回應
陳正平	1. P3 第一行：「SRC 梁主筋以續接器直接銲接於柱上，相對應的柱內使用加勁板傳遞梁鋼筋力量，鋼梁則直接接合於鋼柱上」。建議調整為「SRC 梁主筋之續接器直接銲接於柱上，SRC 梁主筋則接合於鋼柱上，相對應梁主筋的柱內使用加勁板傳遞梁鋼筋力量」。	感謝委員意見，遵照辦理並修改報告。
	2. P14：試體二及試體三，對應 RC 梁剪力樺或拱頭位置之鋼柱內未設置加勁板傳遞梁剪力樺或拱頭之偏心彎矩力量，且試體未加軸力，恐無法顯現梁剪力樺或拱頭之偏心彎矩的影響。雖體二及試體三之柱內對應於剪力樺位置有植銲剪力釘，但剪力釘適合承受剪力，不適合承受拉力。後續研究建議改以剪力釘直接銲於鋼柱上傳遞 RC 梁剪力。	感謝委員意見，在後續規劃會將「剪力釘直接銲於鋼柱上傳遞 RC 梁剪力」相關議題納入未來研究主題中。
	3. P18：試體一之鋼梁上、下翼板外側有植銲剪力釘，可達到合成梁效果，建議梁標稱彎矩強度宜以合成梁取代強度疊加。	感謝委員意見，可於未來研究再以合成梁取代強度疊加計算進行比較。

	4. 本研究案之主角為鋼筋續接器，但 P85「結論」中卻未提及「鋼筋續接器銲於鋼柱」之研究成果。	感謝委員意見，於成果報告結論中加入鋼筋續接器銲於鋼柱之研究成果。
	5. P86 末段：建議改為「SRC 梁柱接頭處之主筋應以鋼筋續接器銲接於鋼柱翼板來接續梁主筋為原則，惟應符合本節歸範條文中有關鋼筋續接器之種類、材料、品質與施工之規定，且必需於鋼柱內與主筋同一水平面處加銲連續板」。理由：續接器銲於鋼柱可將大量 RC 梁主筋拉力經由鋼柱內隔板明確傳遞直接進入梁柱接頭區；而鋼筋直通接頭區無法將大量 RC 梁主筋拉力經由鋼柱光滑表面傳遞進入鋼柱梁柱接頭區，存有結構安全疑慮。故不但不應將 SRC 梁柱接頭處之主筋以直接通過接頭，更不應將有結構安全疑慮的工法設為施作原則。	感謝委員意見，有關以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上續接主筋，經此次試驗證明有效，將於成果報告中提出 SRC 規範第八章修改建議。至於主筋直接通過接頭，由於無相關實驗資料支持，可列為後續研究建議，未來有實驗研究成果後，再進行規範提案修正。
陳煥煒	1. 有關 SRC 梁鋼梁上翼板斷裂原因是否僅因為鋼梁未削翼？還是因為 SRC 柱的保護層只有 10cm，厚度不足以讓鋼梁與鋼柱面接合處梁翼板的應力降低。	感謝委員意見，關於 SRC 構造，SRC 梁鋼骨的扇形銲接開孔需要埋入 SRC 柱混凝土深度，這些需要更多實驗結果，但規範建議需採較保守的觀點，但切削位置於塑鉸產生處即可。本案主要目的為釐清續接器銲接於鋼柱上是否可行，至於「SRC 柱保護層厚度與梁切削關係」將列為後續研究建議。
	2. 規範條文建議：SRC 梁柱接頭處之主筋應以鋼筋續接器銲接於鋼柱翼板或直接通過接頭為原則，若採用…。	感謝委員意見，經此試驗後將提出 SRC 規範第八章修改草案於成果報告中。

	3. 梁箍筋是否因為試體沒有樓板所以比較容易開掉。	感謝委員意見，因本案主要目的為釐清續接器銲接於鋼柱上是否可行，建議梁箍筋變形脫落與樓板相接關係列入未來研究議題。
	4. 依 SRC 規範 4.5 節，當 SRC 構材之主筋為 D22(#7)以上時，鋼骨之混凝土保護層須為 125mm 以上，目前工程業界 BOX 柱通常用 15~20 cm。	感謝委員意見，關於 SRC 構造，SRC 梁鋼骨的扇形銲接開孔需要埋入 SRC 柱混凝土深度，這些需要更多實驗結果，但規範建議需採較保守的觀點，但切削位置於塑鉸產生處即可。本案主要目的為釐清續接器銲接於鋼柱上是否可行，至於「SRC 柱保護層厚度與梁切削關係」將列為後續研究建議。
梁宇宸	1. 母法「最新建築技術規則」建築構造篇—鋼骨鋼筋混凝土構造第 509 條及 513 條建議一起修改。否則會被母法所限制。	感謝委員意見，會將「建築技術規則」建築構造篇—鋼骨鋼筋混凝土構造相關條文一起修改。
	2. 有關 SRC 梁是否切削的問題，建議可以多加入一些文獻結果。	感謝委員意見，將參考相關文獻及研究加入報告中。
張敬昌	已完成之試體試驗過程與結果描述完整，後續完成整體試驗後之成果可適用於規範與工程界使用，報告中部份誤植建議如下：	
	1. Page 21 表 3.3 中之 A_j 誤植為全斷面積，應為混凝土之面積 2088，Page 26 表 3.3 中之 A_j 應為 2088， F_{ys} 應為 3.3，對應之 V_{nc} 需調整。	感謝委員意見，遵照辦理並修改報告。
	2. Page 29 試體二剪力樺高度為 65 cm，計算剪力強度之高度誤植為試體三之 83.2 cm，另該剪力樺厚度有可能受柱面偏心彎矩及銲道尺寸控制。	感謝委員意見，遵照辦理並修改報告。

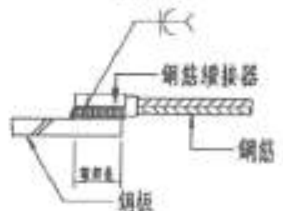
包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

	3. Page 30 計算剪力釘拉力時，剪力樺之 I 值應為 25173。另剪力釘之拉力強度可能受混凝土拉破強度控制。	感謝委員意見，遵照辦理並修改報告。
	4. Page 53 建議修改立式與臥式續接器之銲接符號。因試體續接器之強度性能為本研究討論之重點，建議說明試體續接器之銲道幾何形狀及銲長之設計值，並計錄實際施工尺寸，以利工程應用。	感謝委員意見，遵照辦理並修改報告。
	5. Page 82 試驗載重 780KN 之接頭彎矩應為 2926KN-m(L=3.7525)	感謝委員意見，遵照辦理並修改報告。
	1. 本研究成果豐碩，內容充實，與研究主軸及預期成果相符。	感謝委員支持。
	2. 本案結論中依據試驗結果提出放寬現行鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範(2011)第 8.5.1.1 節條文，可採用鋼筋續接器(Couple)銲接於鋼柱翼板來接續主筋之方式，請補充鋼筋續接器(Couple)銲接於鋼柱翼板對應之銲接程序，以作為後續工程界施工之依據，確保施工品質。	遵照辦理，將於成果報告補充鋼筋續接器銲接於鋼柱翼板對應之銲接程序。
葉祥海	1. 本研究完成 3 組實驗試體之包覆型鋼管混凝土柱與梁主筋以續接器連接接頭之力學行為的試驗研究，誠屬不易，值得肯定。	感謝委員支持。
	2. 於第 9 頁文獻回顧中，雖提	感謝委員指導，將於成果報告內補齊「國

	及國內工程實務概況與法規之探討，但目前研究報告，未見審查表所列預期成果「1. 國內鋼骨鋼筋混凝土柱與梁接合現況調查分析及案例彙整。」	內鋼骨鋼筋混凝土柱與梁接合現況調查分析及案例彙整」。
	3. 在第四章之後，建議能夠針對國內既有的「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範」鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭處相關規定及其解說，先予提出相關修訂建議草案與解說。	感謝委員意見，將提出修改草案於成果報告中。
	4. 在第五章第一節的結論，建議有一段前言，概述研究的心得，描述試驗的總結。在第二節建議方面，期望對修訂 SRC 規範與推廣應用，以及可進一步探討的事宜，亦能列明，以利後續研究精進，使此一構造產業的正向發展。	感謝委員指導，將於第五章結論與建議中，加入前言包含研究的心得及試驗的總結，第二節加入修訂 SRC 規範推廣應用，以及未來可進一步探討的事宜。
	5. 本研究多能標明參考的文獻資料，惟宜請依後附的參考文獻，將序號於內文中註記。	感謝委員意見，遵照辦理參考文獻會加上編號並修改報告。
藍朝卿	1. 本案完成 3 組實驗，但結論似乎只針對第一組實驗。	感謝委員指導，試體二、三將於成果報告內補齊結論。
	2. 續接器直接銲接於柱翼板上，實驗顯示可行，另一種臥式續接器效果如何？	感謝委員指導，試體三梁主筋一半數量以續接器銲於鋼拱頭上，一半數量以續接器直接銲於鋼柱上。根據實驗結果顯示不論立式或臥式續接器都沒有脫落，銲道也都沒有問題，將會再加入成果報告中。

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗


東鋼鋼結構股份有限公司
TUNG HO TUNG KANG STEEL STRUCTURE CORP.
 GROUP

銲接程序書		WELDING PROCEDURE SPECIFICATION (WPS)					
公司名稱 Co. Name		TUNG KANG STEEL STRUCTURE CORP.		銲接方式 WELDING PROCESS		FCAW	
編訂者 Formulated by	H.P.YU	日期 Date	2005.06.20	銲接區分 Using Type	銲接 For Welding	√ 修補 For Repairing	√
校訂者 Authorized by	C.C.CHEN	日期 Date	2005.07.19	型式 Type	手動式 Manual	— 半自動 Semi-Automatic	√
輔助 PQR 文號 Supporting PQR No.	Prequalified	ECCT Rev	0		機械式 Machine	— 全自動 Automatic	
銲接設計 JOINT DESIGN USED				銲接位置 POSITION			
型式 Type	Flare-bevel-groove weld, T-joint			銲槽位置 Position of Groove		2G 或內焊 Fillet —	
單邊焊 Single Weld	— 雙邊焊 Double Weld			立焊明爐方式 Vertical Progression		—	
背面板 Backing	是 Yes	— 否 No		由上而下 Up		— 由下而上 Down	
背面板材料 Backing Material				電鍍性質 ELECTRICAL CHARACTERISTICS			
開槽開孔 R Root Opening	— 開槽深度尺寸 f Root Face Dimension			轉移模式 Transfer Mode(GMAW)		短路 Short-Circuiting	
開槽角度 α Groove Angle	— 半徑 R Radius (R-1)			球狀 Globular		√ 噴霧 Spray	
背面 Back Gouging	是 Yes	— 否 No		電流 Current		交流 AC — 直流正接 DCEP	
	—	√ 方法 Method		—		脈衝式 Pulsed — 直流負接 DCEN	
				其他 Other		—	
母材 BASE METALS				銲接技術 TECHNIQUE			
材料規格 Material Spec.	CNS 13812 SN490B			直線或擺動 Stringer or Weave Bead		Stringer / Weave Bead	
型式或等級 Type or Grade	—			單層或多層 Single Pass or Multiple		Multiple	
厚度 Thickness				Multi-pass or Single Pass (per side)		—	
開槽 Groove	Unlimited	— 填角 Fillet		電極數 Number of Electrodes		Single	
直徑 (管) Diameter (Pipe)	—			電極間隔 Electrode Spacing		縱向 Longitudinal	
焊材 FILLER METALS				— 橫向 Lateral		—	
規格 AWS Specification	A5.20			角度 Angle		—	
等級 AWS Classification	ET1T-1			接觸距離 Contact Tube to Work Distance		—	
保護材料 SHIELDING				點 擊 Peening		None	
焊粉 Flux	—			間隙清理 Interpass Clearing		Air Chipping / Grind / Wire Brush	
焊粉-焊粉(等法) Electrode-Flux (Class)	—			銲機類型 WELDING MACHINE		Lincoln DC-400 - 1M-7	
氣體 Gas	CO ₂			銲接程序編號 Identification No.		TKSS-WPS-T-P10-F-1G	
成份 Composition	99.8%	流量 Flow-Rate	20-25 L/Min	焊後熱處理 POSTWELD HEAT TREATMENT		Temp. N/A	
氣體出口口徑 Gas Cup Diameter	φ 25 mm			—		Time N/A	
預熱/間溫(最小) Preheat/Interpass Temp.(Min.)	1~20 mm	0℃		—		—	
	>20~38 mm	10℃		—		—	
	>38~65 mm	65℃		—		—	
	>65 mm	110℃		—		—	
銲 接 程 序 WELDING PROCEDURE							
層次 Pass or Weld Layer(s)	焊材 Filler Metals	電流 Current (A)		電壓 Volts (V)	行走速度 Travel Speed (mm / min)	接合型式 Joint Details	
	直 徑 Diameter (mm)	型式或電極 Type & Polarity	安培或送線速度 Amps or Wire Feed Speed			T-P10-FG	
1~6	1.6	DCEP	230~250	27~38	315~455		

附錄十 鋼骨鋼筋混凝土構造規範修正研擬及耐震技術講習會議程及講員

鋼骨鋼筋混凝土構造規範修正研擬及耐震技術講習會

鋼骨鋼筋混凝土構造規範修正研擬及耐震技術講習會



◎主持人與主講人◎
(按出場序)

黃國倫	內政部建築研究所材料實驗中心	主任
許協隆	國立中央大學土木工程學系	教授
周德光	國家地震工程研究中心	副技術師
劉學芳	國家地震工程研究中心	副研究員
周中哲	中華民國地震工程學會	理事長
陳玉誠	國立臺灣科技大學營建工程系	教授

敬邀

內政部建築研究所



中華民國內政部
建築研究所

中華民國地震工程學會



中華民國地震工程學會

財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗

鋼骨鋼筋混凝土構造規範修正研擬及耐震技術講習會

主辦單位：內政部建築研究所、中華民國地震工程學會、
協辦單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心
時 間：111年11月21日(星期一) 下午01:30至下午5:00
地 點：內政部建築研究所15樓國際會議廳
(新北市新店區瓦新街三段200號)
費 用：免費
名 額：額滿為止。
報名方式：即日起至111年11月16日完成報名。
報名網址：<https://confucree.org.tw/index.aspx?n=A11111210>
聯絡電話：02-66300934 林瑞峰 小姐
備 註：

- (一) 本講習會已向行政院公共工程委員會申請技師換證積點，及公務人員終身學習積點。
(二) 因應新冠肺炎疫情蔓延，與會人員請落實自我健康狀況監測，有發燒（耳溫高於38度C或額溫高於37.5度C），呼吸道症狀或腹瀉等，應避免參加本次活動，建議參與活動期間，自備口罩及飲用杯具，以維護自身與他人安全。

◎主旨◎

目前我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」係於民國100年公告，至今已近10年，但該版規範是以美國混凝土學會ACI 318-05(2005)規範及美國鋼結構學會AISC 341-05(2005)為依據，其後ACI及AISC也多次進行修訂，期間我國鋼骨鋼筋混凝土工程之研究成果、施工方法、施工技術與檢驗方式均有相當程度的改變，與國外最新規範比較，國內現行規範已有近15年的時間未進行檢討修訂，故規範內容務需再次檢視，以符合學界及工程界之需求。

國內現行SRC規定，鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭處之梁主筋應以直接通過接頭為原則，避免以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上以續接梁主筋。國內目前實務界大多使用包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱，若欲滿足規範之規定，梁主筋需繞過鋼柱，使得梁柱接頭區傳力路徑的完整性有疑慮，因此國內業界在使用包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱時，多以續接器連接於箱型鋼柱上，以解決前述疑慮。地震工程學會進行大尺寸鋼骨鋼筋混凝土梁與包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱之實驗研究，驗證其耐震強度及安全性。本講習會邀請國內SRC專家學者對於鋼骨鋼筋混凝土構造規範修正研擬及耐震技術進行專題分享。

鋼骨鋼筋混凝土構造規範修正研擬及耐震技術講習會

活動議程

議程表			
時間	議題	主講人	主持人
13:10~13:30	報 到		
13:30~13:40	開幕致詞	內政部建築研究所 長官 中華民國地震工程學會 周中哲理事長	
13:40~14:10	矩形填充混凝土箱型鋼柱斷面長寬比對撓曲行為之影響	內政部建築研究所材料實研中心 黃國倫主任	周中哲理事長
14:10~14:40	彎矩及拉力組合載重下之鋼骨鋼筋混凝土構件承載行為及效能提升設計	國立中央大學土木工程學系 許協隆教授	
14:40~15:10	鋼骨鋼筋混凝土構造規範柱設計條文增修	國家地震工程研究中心 周德光 副技術師	
15:10~15:20	中場休息		
15:20~15:50	鋼骨鋼筋混凝土構造規範梁柱接頭條文增修	國家地震工程研究中心 劉郁芳 副研究員	許協隆教授
15:50~16:20	包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之接頭耐震試驗	中華民國地震工程學會 周中哲理事長	
16:20~16:50	包覆型及包覆填充型SRC柱相關研究成果	國立臺灣科技大學營建工程系 陳正誠教授	
16:50~17:00	與會者討論		
17:00	閉 幕		

▲議程內容若有更動以 e-mail 通知為主。

**包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱與梁主筋以續接器接合之
接頭耐震試驗**

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：新北市新店區北新路 3 段 200 號 13 樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：周中哲、劉郁芳、周德光、趙品鈞

出版年月：111 年 12 月

版次：第 1 版

ISBN：978-626-7138-35-9