

行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

子計畫：矩形鋼管混凝土柱與 H 型鋼梁抗彎接頭行為之研究

()

計畫類別：整合型計畫

計畫編號：NSC91-2625-Z-009-002-

執行期間：91 年 08 月 01 日至 92 年 07 月 31 日

執行單位：國立交通大學土木工程學系

計畫主持人：陳誠直

報告類型：完整報告

處理方式：本計畫可公開查詢

中 華 民 國 92 年 10 月 30 日

行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告

子計畫：矩形鋼管混凝土柱與 H 型鋼梁抗彎接頭行為 之研究(II)

計畫類別： 整合型計畫

計畫編號：NSC 91-2625-Z-009-002

執行期間：91 年 08 月 01 日至 92 年 07 月 31 日

計畫主持人：陳誠直

成果報告類型(依經費核定清單規定繳交)：完整報告

執行單位：國立交通大學土木工程學系

中 華 民 國 92 年 10 月 30 日

摘要

鋼管混凝土柱具高強度、高韌性之特點，然而其與鋼梁交接之梁柱接頭設計與施工不易，梁柱接頭行為將因不同之鋼梁接鋼管混凝土柱型式而有不同之行為。本研究以試驗方式，設計六組翼板貫穿式實尺寸矩形鋼管混凝土梁柱接頭試體，其中四組試體設計為非彈性變形主要在梁之塑性鉸，另兩組在交會區剪力變形；以探討試體之耐震行為，包括極限強度、梁端塑性旋轉角等，並探討梁柱交會區力量傳遞機制。試驗結果顯示，三組採貫穿翼板之試體，其貫穿翼板可有效將力量傳遞進接頭區，將塑鉸移離柱面外，雖產生局部破壞，而試體整體強度卻未因而嚴重衰減，唯遲滯迴圈有束縮之現象。一組採全梁貫入之接頭試體其韌性消能能力表現上較佳，可應用於矩形鋼管混凝土柱之接頭上。二組低交會區剪力容量之試體，亦因產生相同之破壞情況而無法有效地經梁柱交會區產生大量剪力變形以消能。研究所規劃兩種不同型式破壞機制之試體，於試驗後顯示皆可達設計目的，建議之交會區剪力強度之計算與設計流程應可行；建議之翼板貫穿式接頭設計流程亦可預測梁柱接頭之破壞模式。

關鍵字：鋼管混凝土構造、梁柱接頭、翼板、交會區

ABSTRACT

The design and construction of connections joined the concrete-filled tubular (CFT) column to steel beam are difficult although the CFT columns possess several advantages such as high strength and ductility. Behavior of those connections highly depends on the connection details. An experiment was conducted to study the seismic behavior of flange plate connection, which was proposed by penetrating steel plates to CFT column and welding to beam flange. Six beam-to-column subassemblage specimens were designed and tested. Four of them were designed to have strong shear capacity in the panel zone, and forming plastic hinge in the beam was expected. The other two specimens were designed to have weak panel zone shear capacity. Test results indicated that specimens with flange plate could develop flexural strength of the beam by transferring the force into the CFT column; however, the crack of the weld joined flange plate and steel tube resulted in the pinching hysteretic behavior. The specimen with whole beam through CFT column possessed excellent hysteresis curve. Two specimens with weak panel zone shear capacity had similar behavior as flange plate connection due to the same failure. Proposed design procedure and prediction of the panel zone shear capacity can predict the mode of failure of flange plate connections used between CFT column and steel beam.

Keywords: concrete-filled tube column, beam-to-column connection, flange plate, panel zone.

目錄

中文摘要.....	i
Abstract.....	ii
目錄.....	iii
表目錄.....	vi
圖目錄.....	vii
照片目錄.....	xii
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 研究動機.....	2
1.3 研究目的與方法.....	4
1.4 報告內容.....	4
第二章 梁柱接頭之力學模型與行為.....	6
2.1 前言.....	6
2.2 國內外相關研究與規定.....	6
2.2.1 Krawinkler 梁柱交會區理論.....	8
2.2.2 日本 AIJ 規範於梁柱交會區強度規定.....	13
2.3 梁柱交會區之力學分析.....	14
2.4 梁柱交會區之力學模型.....	14
2.4.1 鋼管混凝土梁柱交會區剪力降伏強度與剪力勁度.....	15
2.4.2 鋼管混凝土梁柱交會區極限剪力強度.....	23
2.5 梁柱子結構變位分離之分析.....	25
第三章 實尺寸梁柱接頭反覆載重試驗.....	29
3.1 前言.....	29
3.2 試驗規劃.....	29

3.3 試體製作	35
3.4 試驗裝置	36
3.4.1 加載系統	36
3.4.2 量測系統	38
3.5 試驗程序	39
第四章 實驗結果與討論	41
4.1 試體行為	41
4.1.1 試體 H4GT	41
4.1.2 試體 H4GL	42
4.1.3 試體 H4FT	43
4.1.4 試體 H4BT	44
4.1.5 試體 H2GT	45
4.1.6 試體 H3GT	46
4.2 破壞模式	47
4.3 試體韌性行為	47
4.4 試體各變形分量	49
4.5 梁柱子結構整體強度包絡線	50
4.6 梁柱交會區受力與變形之關係	51
4.6.1 梁柱交會區彈性勁度與梁柱交會區極限剪力強度	52
4.7 梁柱接頭之設計流程	54
第五章 結論與建議	57
5.1 結論	57
5.2 建議	59
參考文獻	60
表	63

圖.....	68
照片.....	133

表目錄

表 3.1 六組試體規劃與試體編號	63
表 3.2 六組試體設計參數規劃	63
表 3.3 鋼管、鋼梁及貫穿翼板之材料試驗結果	64
表 3.4 各試體柱混凝土強度	64
表 4.1 各試體之破壞模式	65
表 4.2 試體最大彎矩實驗值與理論值之比較	66
表 4.3 梁柱交會區剪力強之試驗值與理論值	67

圖目錄

圖 1.1	內橫隔板接頭配置圖	68
圖 1.2	外橫隔板配置圖	68
圖 1.3	翼板貫入式接頭配置圖	69
圖 1.4	全梁貫入式接頭配置圖	69
圖 1.5	鋼棒貫入式接頭配置圖	70
圖 1.6	鋼管內側相對梁翼板位置配置剪力釘配置圖	70
圖 1.7	鋼管內側相對梁腹板位置配置剪力釘配置圖	71
圖 1.8	補強式接頭配置圖	71
圖 1.9	複合式接頭配置例(I)	72
圖 1.10	複合式接頭配置例(II)	72
圖 1.11	貫穿式翼板圓形鋼管混凝土梁柱接頭	73
圖 1.12	貫穿式翼板矩形鋼管混凝土梁柱接頭	74
圖 2.1	內橫隔板矩形鋼管混凝土梁柱接頭	75
圖 2.2	螺栓穿透式之梁柱接頭	75
圖 2.3	接頭區受力分析圖	76
圖 2.4	鋼骨梁柱交會區受力分析圖	76
圖 2.5	梁柱交會區內剪力分佈情形示意圖	77
圖 2.6	Krawinkler 梁柱交會區力學模型示意圖	77
圖 2.7	梁柱交會區之局部挫屈示意圖	78
圖 2.8	梁柱交會區受力示意圖	78
圖 2.9	梁柱交會區之示意圖	79
圖 2.10	梁柱交會區受力變形分量圖	79
圖 2.11	梁柱交會區受剪力變形圖	80
圖 2.12	梁柱交會區柱翼板撓曲變形圖	80

圖 2.13	摩爾-庫倫之準則破壞包絡線	81
圖 2.14	鋼管與混凝土疊加之梁柱交會區理論折線圖	81
圖 2.15	梁端變位分量示意圖	82
圖 2.16	梁柱交會區剪力變形示意圖	82
圖 2.17	交會區剪力變形造成之梁端變位分量圖	83
圖 2.18	剛體旋轉後交會區剪力變形造成之梁端變位分量圖	83
圖 2.19	柱體變形所引致之梁端變位分量	84
圖 2.20	梁變形所引致之梁端變位分量	84
圖 3.1	CFT/BRB 三層樓構架圖	85
圖 3.2	結構受地震水平力作用之變形示意圖	86
圖 3.3	梁翼貫入式接頭	86
圖 3.4	蓋板式接頭.....	87
圖 3.5	鋼管製作細部圖	88
圖 3.6	試體 H4GT、H4GL、H4FT、H4BT 子結構設計圖	89
圖 3.7	試體 H2GT、H3GT 子結構設計圖	90
圖 3.8	試體 H4GL 接合細部設計圖	91
圖 3.9	試體 H4GT 接合細部設計圖	92
圖 3.10	試體 H4FT 接合細部設計圖	93
圖 3.11	試體 H4BT 接合細部設計圖	94
圖 3.12	試體 H3GT 接合細部設計圖	95
圖 3.13	試體 H2GT 接合細部設計圖	96
圖 3.14	試體 H4 系列試體之轉接鋼梁設計圖	97
圖 3.15	試體 H3GT 與試體 H2GT 之轉接鋼梁設計圖	98
圖 3.16	構架塑性變形之示意圖	99
圖 3.17	梁柱接頭區之力量示意圖	99

圖 3.18	外柱子結構試驗構架設置圖	100
圖 3.19	十字型子結構試驗構架設置圖	100
圖 3.20	試驗構架柱底端支撐與斜撐設計圖	101
圖 3.21	試驗構架鋼梁之側撐設計圖	102
圖 3.22	試體 H4GL、H4GT、H4FT 量測儀器架設圖	103
圖 3.23	試體 H4BT 量測儀器架設圖	104
圖 3.24	試體 H3GT 量測儀器架設圖	105
圖 3.25	試體 H2GT 量測儀器架設圖	106
圖 3.26	試體位移歷時圖	107
圖 4.1	四組外梁柱接頭試體梁端載重-總旋轉角之遲滯迴圈圖...	108
圖 4.2	四組外梁柱接頭試體梁端載重-總塑性 旋轉角之遲滯迴圈圖	109
圖 4.3	試體 H2GT、試體 H3GT 之梁端載重- 總旋轉角之遲滯迴圈圖	110
圖 4.4	試體 H4GL 變形分離之遲滯迴圈圖	111
圖 4.5	試體 H4GT 變形分離之遲滯迴圈圖	112
圖 4.6	試體 H4FT 變形分離之遲滯迴圈圖	113
圖 4.7	試體 H4BT 變形分離之遲滯迴圈圖	114
圖 4.8	試體 H2GT 變形分離之遲滯迴圈圖	115
圖 4.9	試體 H3GT 變形分離之遲滯迴圈圖	116
圖 4.10	六組試體彎矩與梁柱交會區變形轉角之遲滯迴圈圖	117
圖 4.11	四組外梁柱接頭試體梁端荷載與梁變 形轉角之遲滯迴圈圖	118
圖 4.12	二組內梁柱接頭試體梁端荷載與梁變 形轉角之遲滯迴圈圖	119

圖 4.13 四組外梁柱接頭試體達最大梁端彎矩 之各層間變位角分量圖	120
圖 4.14 六組試體彎矩與柱變形轉角之遲滯迴圈圖	121
圖 4.15 試體 H4BT 整體強度包絡線圖	122
圖 4.16 試體 H4FT 整體強度包絡線圖	122
圖 4.17 試體 H4GT 整體強度包絡線圖	123
圖 4.18 試體 H4GL 整體強度包絡線圖	123
圖 4.19 四組外部接頭試體整體強度包絡線比較圖	124
圖 4.20 試體 H2GT 東梁整體強度包絡線圖	124
圖 4.21 試體 H2GT 西梁整體強度包絡線圖	125
圖 4.22 試體 H3GT 東梁整體強度包絡線圖	125
圖 4.23 試體 H3GT 西梁整體強度包絡線圖	126
圖 4.24 二組內梁柱接頭試體東梁整體強度包絡線比較圖	126
圖 4.25 二組內梁柱接頭試體西梁整體強度包絡線比較圖	127
圖 4.26 試體 H4GL 梁柱交會區剪力-剪應變包絡線圖	127
圖 4.27 試體 H4GT 梁柱交會區剪力-剪應變包絡線圖	128
圖 4.28 試體 H4FT 梁柱交會區剪力-剪應變包絡線圖	128
圖 4.29 試體 H4BT 梁柱交會區剪力-剪應變包絡線圖	129
圖 4.30 試體 H2GT 梁柱交會區剪力-剪應變包絡線圖	129
圖 4.31 試體 H3GT 梁柱交會區剪力-剪應變包絡線圖	130
圖 4.32 四組外梁柱接頭試體梁柱交會區剪力 -剪應變包絡線比較圖	130
圖 4.33 二組內梁柱接頭試體梁柱交會區剪力 -剪應變包絡線比較圖	131
圖 4.34 鋼管與混凝土疊加之交會區理論折線圖	131

圖 4.35 外部接頭交會區剪力強度-剪應變	
理論曲線與實驗曲線比較	132
圖 4.36 內部接頭交會區剪力強度-剪應變	
理論曲線與實驗曲線比較	132

照片

照片 3.1	邊柱子結構試驗構架全貌	133
照片 3.2	十字型子結構試驗構架全貌	133
照片 3.3	試體逆止閥之設置情形	134
照片 3.4	CFT 鋼管柱與鋼梁塗佈黃色石膏漆之情形	134
照片 4.1	試體 H4GT 上貫穿翼板端處鋼梁 降伏現象 (2% Drift)	135
照片 4.2	試體 H4GT CFT 柱鋼皮被拉產生 些微彎翹現象 (3% Drift)	135
照片 4.3	試體 H4GT 貫穿翼板與 CFT 柱 接合銲道些微開裂 (3% Drift)	136
照片 4.4	試體 H4GT 梁翼與梁腹降伏之情形 (5% Drift)	136
照片 4.5	試體 H4GT 貫穿翼板與 CFT 柱 接合銲道開裂之情形 (6% Drift)	137
照片 4.6	試體 H4GT 梁上翼板些微挫屈之情形 (6% Drift)	137
照片 4.7	試體 H4GT 最終破壞情形 (7% Drift)	138
照片 4.8	試體 H4GL 梁上翼板於貫穿翼 板端處降伏之現象 (1% Drift)	138
照片 4.9	試體 H4GL 梁翼與梁腹些微降伏之情形 (3% Drift) ..	139
照片 4.10	試體 H4GL 上貫穿翼板銲道開 裂與鋼梁降伏之情形 (3% Drift)	139
照片 4.11	試體 H4GL 接頭剪力變形與西 側貫穿翼板銲道開裂 (5% Drift)	140
照片 4.12	試體 H4GL 西側上貫穿翼板銲 道嚴重開裂 (6% Drift)	140

照片 4.13 試體 H4GL 梁挫屈與東側上貫 穿翼板銲道開裂情形 (6% Drift)	141
照片 4.14 試體 H4GL 鋼梁嚴重挫屈之情形 (7% Drift)	141
照片 4.15 試體 H4GL 上貫穿翼板嚴重開裂 (7% Drift)	142
照片 4.16 試體 H4FT 梁上翼板於貫穿翼板 端處降伏之現象 (2% Drift)	142
照片 4.17 試體 H4FT 上貫穿翼板銲道些微開裂 (3% Drift)	143
照片 4.18 試體 H4FT 上下梁翼板些微挫屈 (4% Drift)	143
照片 4.19 試體 H4FT 梁翼板明顯挫屈與貫 穿翼板銲道開裂 (6% Drift)	144
照片 4.20 試體 H4FT 最終破壞之情形 (7% Drift)	144
照片 4.21 試體 H4BT 鋼梁翼板與腹板降伏之情形 (4% Drift) ..	145
照片 4.22 試體 H4BT 鋼梁挫屈之情形 (5% Drift)	145
照片 4.23 試體 H4BT 最終破壞之情形 (7% Drift)	146
照片 4.24 試體 H2GT 上貫穿翼板銲道開裂情形 (3% Drift)	146
照片 4.25 試體 H2GT 上下貫穿翼板銲道開裂情形 (4% Drift) ..	147
照片 4.26 試體 H2GT 最終破壞之情形 (7% Drift)	147
照片 4.27 試體 H3GT 上貫穿翼板銲道開裂 與交會區剪力變形 (3% Drift)	148
照片 4.28 試體 H3GT 最終破壞情況 (7% Drift)	148
照片 4.29 試體 H3GT 梁柱交會區產生大量 剪力變形之情形 (7% Drift)	149
照片 4.30 試體 H2GT 梁柱交會區混凝土剪力破壞之情形	149
照片 4.31 試體 H3GT 梁柱交會區混凝土剪力破壞之情形	150
照片 4.32 試體 H4BT 梁柱交會區鋼皮切除後之情形	150

照片 4.33 試體 H4GT 梁柱交會區鋼皮切除後之情形..... 151

第一章 緒論

1.1 前言

鋼結構系統與鋼筋混凝土（Reinforced Concrete，簡稱 RC）結構系統於耐震性能上有著各不同之優點。鋼結構由於材料特性使其具有高強度與高韌性及施工性能佳之特點，但卻具有低勁度的缺點。RC 結構一般是具有高抗壓性與高勁度，但由於結構體自重大、整體韌性容量低、施工日期長，對於要求高韌性容量位置如接頭區，往往需要複雜的設計與施工方能滿足規範要求。基於上述，為使結構系統具有高強度、高勁度、高韌性，因此結合鋼筋混凝土與鋼結構優良特性，所發展出來的鋼骨鋼筋混凝土結構（Steel Reinforced Concrete，簡稱 SRC），正如雨後春筍般出現於世界各地建築結構耐震系統中，其中以混凝土填充鋼管之鋼管混凝土結構（Concrete Filled Tube，簡稱 CFT）最具代表性。鋼管混凝土顧名思義是鋼管壁內部填充混凝土之結構系統，其結合了鋼管之高強度、高韌性之優點，以及混凝土高承壓力之優點，使得 CFT 構件具有高強度、高勁度、高韌性及高經濟性之優點，於日本亦有一套鋼骨鋼筋混凝土結構設計規範（AIJ 1997），並廣泛應用於中高樓層建築結構上。

基於強柱弱梁之韌性設計理念，希望建築物在地震力作用下，由梁產生塑性鉸之機制，以消散地震輸入之能量，使結構體在受到較大變形後仍保有相當之強度，不致崩塌。為達到此目的，結構體須具有良好之韌性，因此鋼管混凝土柱與鋼梁之接合，於梁柱接頭區之施工性與耐震性能益顯得其重要性，故發展一於實務施工與品質控制佳，並同時具高

強度、勁度、韌性及具經濟性之 CFT 梁柱接頭，更可顯現 CFT 結構之經濟效益與發展潛力。

1.2 研究動機

CFT 結構由於鋼管乃包覆混凝土，使其對混凝土產生圍束之效果，增強了核心混凝土之承壓強度，而填充於鋼管中之混凝土相對地對鋼管產生束制作用，減少了鋼管產生往內挫屈之可能。鋼管本身亦可作為混凝土之永久模板。鋼管於製作上乃採工廠直接加工而成，其製程較一般鋼結構簡易，故若應用適當亦可有效節省鋼材用量，降低營造成本。由上述之優良性能，國內外已有不少鋼管混凝土梁柱接頭研究，亦發展出許多接頭型式，大略分為以下幾種，並概述其試體行為：

- (1) 橫隔板接頭：此類接頭又細分內、外橫隔板兩種，如圖 1.1、1.2 所示。其橫隔板配置目的乃為將梁翼應力傳入橫隔板中，降低柱面應力集中現象，並將塑性鉸移離柱面，至橫隔板末端產生，以利鋼梁塑性彎矩強度發展。
- (2) 貫入式接頭：此類接頭乃利用貫入元件諸如鋼棒、鋼板，或是梁翼板或梁腹板，有效的將梁中應力傳遞至混凝土核心，減輕鋼管面應力集中現象。如圖 1.3、1.4 所示。
- (3) 補強式接頭：如圖 1.5、1.6 所示。利用剪力釘鉸於鋼管內側，對應於梁翼板或腹板位置，以將梁翼或腹板應力傳遞至混凝土中。或如圖 1.7 所示，改善梁柱交界面配置將塑鉸移離柱面，以利鋼梁塑性彎矩強度發展。

(4) 複合式接頭：如圖 1.8、1.9、1.10 所示，此類接頭除了具有避免應力集中於鋼管面的優點外，另將塑鉸移離柱面也是此類接頭著重點。

由上所述可知，CFT 構件具有高強度、高勁度、高韌性及高經濟性之優點，且具深厚發展潛力，但其梁柱接合細節於設計較不易且亦需要大量銲接以達設計之要求。而由文獻中得知早期所發展之 CFT 梁柱接頭型式乃是於梁柱交會區設置內橫隔板，以達試體強度與韌性之要求，但製作上往往需要大量加工與銲接方能安置，因此內橫隔板設置不易，故國內外學者已投入相當研究用以改善或取代內橫隔板來傳遞梁翼應力之接頭型式。

國內外矩形鋼管混凝土梁柱接頭研究中，其主要考量不外乎強度、勁度、韌性、施工性、經濟性為主。但在一系列研究中，多數接頭雖符合強度、勁度與韌性需求，但其設計確是相當複雜或不具經濟性，使得工程設計上有諸多限制。由國科會「鋼梁接圓形鋼管混凝土柱接頭之耐震行為」研究報告（2002）中指出，採用貫穿式翼板（Flange Plate）鋼管混凝土梁柱接頭，如圖 1.11 所示，有效將梁翼應力傳遞至混凝土核心，避免柱面應力集中現象，塑鉸於貫穿翼板末端形成，以利塑性彎矩強度發展。試驗結果顯示具有穩定遲滯迴圈，塑性旋轉角均達到 3% 弧度以上。基於此將貫穿式翼板應用於矩形鋼管混凝土柱上，如圖 1.12 所示，建立 CFT 接頭之應力傳遞機制與耐震行為，及建立矩形鋼管混凝土梁柱接頭設計方法與流程。

1.3 研究目的與方法

本研究之 CFT 子結構試驗乃配合整合型計劃所進行之實尺寸抗彎構架系統之實驗研究，探討其破壞模式及耐震能力。斜撐平面構架系統之實驗計劃擬採用鋼梁接矩形或圓形鋼管混凝土柱並用之接頭。本子計劃擬研究鋼梁接矩形鋼管混凝土柱接頭之耐震行為。本研究所採用貫穿式翼板之矩形鋼管混凝土柱接頭，其設計理念乃結合貫穿梁翼式接頭與補強式蓋板型式之接合細節，目的旨在探討此接頭配置在地震力作用下之耐震特性，包括極限強度、梁端塑性旋轉角等等，並探討梁柱交會區力量傳遞機制。

研究方法於梁柱接頭採用矩形鋼管混柱配置貫穿式補強翼板，此一構想為加強單一梁翼或腹板貫入鋼管柱之行為。本試驗以 CFT 柱與貫穿式補強翼板之銲道型式、補強翼板橫向銲道之有無、低交會區剪力容量與全梁貫穿型式接頭為參數，共規劃設計六組試體，四組試體子結構取自一三層平面構架，將此構架在受地震力作用時進行子結構之簡化與模擬。試體由平面構架取梁與柱跨距中點為反曲點之邊柱子結構，進行模擬地震作用之反覆載重實驗，用以探討試體整體強度、接頭之剪力強度與破壞行為，並建立接頭力學模式、塑鉸消能機制與極限撓曲強度等特性，以準確進行斜撐構架之耐震設計與分析。

1.4 報告內容

本研究報告內容共分為五個章節，第一章為緒論，第二章是對梁柱交會區提出一套力學模型以預測交會區剪力強度，並建立其與剪變形之

關係，第三章是實尺寸梁柱接頭反覆載重實驗規劃設計、試體製作與試驗程序等之敘述說明，第四章則是試驗結果與討論，第五章為實驗結論與建議。

第二章 CFT 梁柱接頭之力學行為

2.1 前言

韌性抗彎構架於設計時皆要求結構系統以強柱弱梁理念設計之，此乃希望以梁構件之韌性變形能力吸收並消散地震力所傳入結構體之能量，避免柱構件受地震水平力作用時造成結構體之崩塌，以提升結構體整體安全性。而經國外學者研究報告（Krawinkler 1978）中指出，鋼結構梁柱交會區採剪力降伏型式消能，可達穩定之消能特性。而 CFT 結構之梁柱交會區乃是由鋼與混凝土之複合型式，故於梁柱交會區力學行為之預測就顯得其複雜性，故對於梁柱交會區之剪力強度與彈性勁度之理論推導上，更顯其重要性。

於本章節將先由國內外相關研究與規定開始，爾後介紹梁柱接頭力學分析與梁柱交會區之力學行為及梁柱交會區變位與梁端位移之關係，由此探討接頭區之力學行為，並推導出適用於本研究之 CFT 結構梁柱交會區之力學模型。

2.2 國內外相關研究與規定

國內外已有不少鋼管混凝土梁柱接頭研究，以下相關重要文獻做一概述：

Kang 等人（Kang et al. 2001）研究採用 T 型加勁板，附加鋼棒或板貫穿矩形鋼管混凝土柱式接頭，並用有限元素分析試體行為。實驗結果

指出此系列接頭有效增加試體彎曲強度與旋轉勁度，有限元素分析與實驗結果相當符合。

Ricles 等人（1995）研究採用內橫隔板與梁腹板，對應矩形鋼管內壁裝設剪力釘等四組試體，對於混凝土在交會區剪力強度貢獻，則採用三種不同設計方式，藉以探討法規上限值。實驗結果指出較小寬厚比可提高交會區剪力強度，且由兩種不同設計方式與 ACI 規範比較，由實驗資料得知 ACI 規範高估混凝土對交會區剪力強度貢獻。

林克強，蔡克銓（2000）研究採用六組上下夾型外橫隔板矩形鋼管混凝土梁柱接頭，試體以橫隔板寬度、橫隔板與梁翼填角銲長度為參數。實驗結果指出所有試體破壞均為梁翼板與橫隔板破裂，此種破壞模式屬於韌性破壞。填角銲銲道均無破壞，實驗結果也指出 70 ksi 銲材使用於 A36 鋼材甚為保守，試體且若於填角銲末端施予回頭銲接，則可避免接頭脆性破壞發生。試體彎矩強度發展極為穩定，均超過梁塑性彎矩強度，其應變硬化因子正方向 1.19 負方向 1.08，其梁端塑性旋轉角可達 3%~5% 相當優異。

鐘立來等人（2000）研究採用七組配置內橫隔板矩形鋼管混凝土梁柱接頭進行試驗，如圖 2.1 所示。以徑厚比與是否填充混凝土為參數，並且建立梁柱交會區剪力勁度理論模型，模擬地震力作用下交會區行為。實驗結果顯示鋼管徑厚比較小時，交會區彈性勁度並無顯著提升，灌注混凝土對交會區剪力強度有明顯幫助。其所提出交會區理論模型也較 AIJ 規範準確，但由於梁翼板與鋼管間銲道發生脆性破壞，所以應採用較新式接頭與研究中所發展的交會區理論模型配合。

鐘立來等人(2001)研究採螺栓穿透式之梁柱接頭，如圖 2.2 所示，設計規劃四組實尺寸試體，以梁柱交會區鋼管寬厚比為主要變數，針對梁柱交會區之消能行為進行研究探討。並提出梁柱交會區行為之理論模型。試驗結果顯示，隨鋼管之寬厚比之減少，梁柱交會區之行為於彈性勁度與強度上都有所提升，使得梁柱交會區於彈性勁度與極限強度方面皆較以往一般接合方式高，但由於柱腹板穿孔之影響，導致應力集中於孔位沿線，最終破壞於此。試體整體韌性佳，採梁柱交會區剪力變形作為消能機制之 CFT 梁柱接頭為其特性與優點。由所提出交會區行為理論模型可準確預估梁柱交會區之剪力強度。

陳誠直於 2002 年研究設計一貫穿翼板補強式接頭，其貫穿翼板貫穿鋼管並以開槽銲與鋼管接合，而貫穿翼板延伸出柱面段則與鋼梁填角銲接合。採此接合細節乃藉翼板貫穿鋼管傳遞應力導入交會區，避免梁柱交接面之應力集中；由柱面延伸段補強梁翼板斷面，並於延伸段末端形成塑鉸以消散地震能量。設計規劃四組實尺寸梁柱接頭試體試驗，兩組高交會區剪力容量試體，預期非彈性變形集中於夾型板末端塑鉸處。另兩組試體為低交會區剪力容量，預計非彈行變形由梁與交會區共同承受。試驗結果顯示貫穿翼板可有效傳遞梁翼作用力至梁柱交會區，高交會區剪力容量之試體整體韌性良好；低交會區剪力容量試體，明顯可見由交會區產生剪力變形。

2.2.1 Krawinkler 梁柱交會區理論

Krawinkler 於研究報告中指出鋼結構梁柱交會區之剪力降伏具有穩定消能特性，為了分擔梁端的塑性變形需求，亦使梁柱交會區產生剪力

降伏以達到梁與梁柱交會區共同消能的目的。梁柱交會區之力學行為主要受到剪力控制，Krawinkler 所提出之梁柱交會區力學模型，乃是於 H 型鋼骨梁柱交會區於受力時，梁翼所傳遞之剪力會使接頭承受一組不平衡彎矩 $\Delta M = M_W + M_E$ ，柱剪力會使梁柱交會區承受一相應之剪力，如圖 2.3 所示。且梁柱接頭在不平衡彎矩作用下，以梁深為力臂產生一相對力偶對上下梁翼產生一推一拉之作用力，如圖 2.4 所示。此一推一拉之作用力由梁翼透過連續板傳入梁柱交會區，梁柱交會區受剪力作用產生剪力變形後，於同時扣去由柱端所傳入之柱剪力 V_{col} 後，即可得梁柱交會區所受之剪力：

$$V = \frac{\Delta M}{d_b - t_{bf}} - V_{col} \quad (2.1)$$

其中 $\Delta M = M_W + M_E$ ， $V_{col} = \Delta M / H$ ， d_b 與 t_{bf} 各為梁深與梁翼板厚度 H 為柱高。而 Krawinkler 將之簡化為：

$$V = \frac{\Delta M}{0.95d_b} - V_{col} \quad (2.2)$$

由節點彎矩平衡關係計算出的柱剪力為：

$$V_{col} = \frac{\Delta ML}{(L - d_c)H} \quad (2.3)$$

其中 L 為兩梁反曲點間之距離， d_c 為柱深。而採式 (2.1) 或式 (2.2) 之計算，則會將梁端彎矩力偶把梁腹板傳入交會區之剪力視為由翼板傳

入交會區，將會高估傳入梁柱交會區的剪力。若柱腹板的厚度為 t_{cw} ， t_{cf} 為柱翼板厚度，受剪力 V 後，假設剪應力均佈，所以平均剪應力為：

$$\tau_{avg} = \frac{V}{(d_c - t_{cf}) \cdot t_{cw}} \quad (2.4)$$

所產生的平均剪應變為：

$$\gamma_{avg} = \frac{\tau_{avg}}{G} \quad (2.5)$$

G 為剪力模數，並依據 Von Mises 剪力降伏準則，可知在純剪力作用下，降伏剪應力與降伏剪應變分別為：

$$\tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad (2.6)$$

$$\gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}G} \quad (2.7)$$

其中 F_y 為材料應力應變曲線的降伏強度。因此交會區之剪力彈性勁度可假設為：

$$K = (d_c - t_{cf}) \cdot t_{cw} \cdot G \quad (2.8)$$

Krawinkler 亦將之簡化為：

$$K = 0.95d_c t_{cw} G \quad (2.9)$$

降伏強度 V_y 可由下式表示為：

$$V_y = 0.95 d_c t_{cw} \frac{F_y}{\sqrt{3}} \approx 0.55 F_y d_c t_{cw} \quad (2.10)$$

國外學者研究指出 (Krawinkler 1978, and Tasi and Popov 1990) 於梁柱交會區中在不平衡梁彎矩作用下之剪應力實際上分布並不均勻，應力最高處在交會區中央，並往四周圍漸減，可由圖 2.5 所示，故交會區之初始降伏強度會比式 (2.10) 之 V_y 略小。

梁柱接頭在反覆載重作用下，梁柱交會區在降伏後之承載能力並無明顯下降趨勢，仍逐漸增加，而交會區降伏後之強度增加原因乃是自交會區內柱腹板產生應變硬化效應，及周圍元件包括柱翼及連續板的撓曲勁度。於是為了估算降伏後的勁度變化，Krawinkler 提出各以四個彈簧模型，置放於交會區角落以模擬周圍元件勁度，如圖 2.6，並假設梁柱交會區的理論模型為一彈塑性，依據有限元素分析，該研究得到一個旋轉彈簧勁度 K_s 約為：

$$K_s = \frac{E b_c t_{cf}^2}{10} \quad (2.11)$$

其中 b_c 為柱翼寬， E 為楊氏係數，而降伏後的剪力勁度以下式模擬。

$$K_y = \frac{1.095 b_c t_{cf}^2 G}{d_b} \quad (2.12)$$

此降伏後的勁度適用範圍在 γ_y 與 $4\gamma_y$ 之間。因此 Krawinkler 定義在 $4\gamma_y$ 時交會區之極限強度 V_u 為：

$$\begin{aligned}
V_u &= V_y + 3\gamma_y K_p = V_y \left(1 + \frac{3.45b_c t_{cf}^2}{d_c d_b t_{cw}} \right) \\
&= 0.55F_y d_c t_{cw} \left(1 + \frac{3.45b_c t_{cf}^2}{d_c d_b t_{cw}} \right) \quad (2.13)
\end{aligned}$$

由 Krawinkler 的試驗結果顯示指出，若梁柱交會區有良好的韌性，在反覆載重作用下其遲滯消能迴圈穩定且可重複製造，甚至經過極大的非線性扭曲，在交會區發生對角挫屈後，強度也沒有明顯下降。Krawinkler 於研究報告中亦指出於接頭區若過度的變形會造成不良影響，可能在柱翼與梁翼相接處附近產生局部摺曲(local kink)，如圖 2.7。這些局部摺曲處容易使銲接的銲道產生應變集中情形，進而造成銲道或母材的破裂。Krawinkler 亦提到當柱受軸力作用時，依 Von Mises 降伏準則，其降伏強度應乘上一折減因子 α ，這也是造成降伏強度小於 V_y 的原因之一，而此一折減因子 α 為：

$$\alpha = \sqrt{1 - \left(\frac{P}{P_y}\right)^2} \quad (2.14)$$

其中 P 與 P_y 分別為鋼柱所受軸向荷重及鋼柱軸向降伏強度。但 Krawinkler 亦指出此因子並不適用於塑性設計。

此外，於美國 UBC 規範(1994)中所規定梁柱交會區在 $4\gamma_y$ 時的強度，乃是根據式 (2.13) 所簡化而來，如下式所示：

$$V_{u,UBC} = 0.55F_y d_c t_{cw} \left(1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_c d_b t_{cw}} \right) \quad (2.15)$$

2.2.2 日本 AIJ 規範於梁柱交會區強度規定

日本建築協會 (AIJ 1991) 指出：設計 SRC 構材時，鋼骨與鋼筋混凝土可視為兩個獨立個體，並個別計算其強度後再行簡單疊加。此概念即為強度疊合法，故日本建築協會就根據此觀念定義梁柱交會區之極限剪力強度與設計強度。

於 1987 年日本 AIJ-SRC 設計規範亦採用強度疊加觀念，並採二次設計之方式：一次設計乃以工作應力法設計，此為針對中小規模之地震；二次設計則以極限強度檢核。對於梁柱接頭區內剪力設計之規定，於充填型鋼管混凝土柱部份其梁柱接頭區之交會區極限剪力強度分別以鋼骨部分與 RC 部份個別做極限剪力強度之疊加計算，鋼管部分與一般 SRC 之規定相同，於 RC 部份以不同之係數考慮，針對鋼管混凝土之斷面形狀，以修正係數 β_j 考慮，分為圓形及矩形兩類，其梁柱交會區極限剪力強度如下式所示：

$$V_{u,AIJ} = V_c + V_s = \beta_j A_c F_c + 1.2 A_{web} \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad (2.16)$$

其中 V_c 為混凝土所提供之梁柱交會區剪力強度， V_s 為鋼管所提供之梁柱交會區剪力強度， F_y 為鋼管之降伏應力， A_c 為鋼管內混凝土面積， A_{web} 為鋼管梁柱交會區受剪面積， β_j 為修正係數，矩形鋼管等於 $2.5d_c/d_b$ ，在圓形鋼管則為 $2d_c/d_b$ ，上述兩種計算值均必須小於 4，另外 d_c 在矩形柱時為柱深，在圓形鋼管時則為直徑， F_c 為混凝土抗剪強度，定義為：

$$F_c = \min(0.12f'_c; 18 + 0.036f'_c) \quad (2.17)$$

其中使用單位為 kg/cm^2 ， f'_c 為混凝土抗壓強度。

2.3 梁柱接頭之力學分析

抗彎構架在受地震力作用時，為能消散地震作用於結構體上之能量，在梁柱接頭區須有一定的消能能力。故在結構體受地震作用時，造成結構之層間位移，此時在接頭區域受到兩側不平衡彎矩作用，如圖 2.8 所示，不平衡之梁端彎矩使得鋼梁之上下貫穿翼板對交會區產生一拉一推之作用力，並由貫穿翼板傳遞至交會區內，導致梁柱交會區受到剪力作用產生剪力變形，在扣除由柱端所傳遞至交會區之柱剪力 V_{col} ，即可得到交會區剪力 V_{pz} ，表示式如下：

$$V_{pz} = \frac{\Delta M}{d_b + t_p} - V_{col} \quad (2.18)$$

其中 $\Delta M = M_w + M_E$ ， t_p 為貫穿翼板厚度。經由結點彎矩平衡可計算出柱剪力 $V_{col} = \Delta ML / [H(L - d_c)]$ ，其中 L 為鋼梁兩反曲點間之距離， H 為柱上下兩反曲點之距離， d_c 為柱寬。

2.4 梁柱交會區力學模型

本研究所言之梁柱交會區為接頭區中 CFT 柱與鋼梁交會處於上下貫穿翼板之間之區域，如圖 2.9 所示。於本章節將先探討梁柱交會區之力學模型，以預測鋼管混凝土梁柱交會區之力學行為。

2.4.1 鋼管混凝土梁柱交會區剪力降伏強度與剪力勁度

於本文中所研究之 CFT 接頭，鋼管內填充混凝土，於交會區設置貫穿式翼板。鋼管混凝土梁柱交會區於受剪時，混凝土與鋼管本身並無相對錯動產生，乃因產生共同之變形，故可視為個別獨力作用，並依據其所對應之剪力勁度分配受力大小。同時假設 CFT 梁柱交會區之剪力勁度 K 可分為鋼管之抗剪勁度 K_s 及混凝土之抗剪勁度 K_c 所共同承擔，其表示如下：

$$K = K_s + K_c \quad (2.19)$$

於梁柱交會區剪力降伏強度之定義，乃是當梁柱交會區之剪應變達降伏剪應變時，所對應梁柱交會區之剪力強度，其包括鋼管與混凝土之剪力強度。而梁柱交會區強度採疊加原理，於鋼管部份以三線段之剪力與剪變形關係描述各階段之行為。混凝土部份除考慮降伏剪應變及極限剪應變之發生時機外，亦考慮混凝土受鋼管之包覆與軸向三方向圍束，於其達極限剪應變後，強度可以極限剪力強度表示之，乃以三線段模型描述。而 CFT 梁柱交會區剪力強度 V ，可由鋼管所提供之剪力強度 V_s 及混凝土所提供之剪力強度 V_c 直接疊加而得，由下式表示：

$$V = V_s + V_c \quad (2.20)$$

以下將分鋼管與混凝土個別討論之。

(1) 鋼管部份

本試驗之試體乃於梁柱交會區中採翼板貫穿鋼管與混凝土，當梁端載重所引致之力量經梁翼傳遞至貫穿翼板再導入鋼管與混凝土中，其所承受之梁柱交會區剪力 V_s 可由鋼管之柱翼板與柱腹板共同承受，如圖 2.10 所示，表示式如下：

$$V_s = 2V_w + 2V_f \quad (2.21)$$

其中 V_w 為一片柱腹板承受之剪力， V_f 為一片柱翼板所承受之剪力。由邊界條件之一致性，當梁柱交會區受剪力作用時，所對應交會區剪變形 γ 引致之水平位移 Δ 時，其應有一致之水平位移 Δ ，如圖 2.11 所示。故梁柱交會區剪力變形可由下式表示之：

$$\gamma = \frac{\Delta}{d_b + t_p} \quad (2.22)$$

其中 d_b 為梁深， t_p 為貫穿翼板厚度。根據材料力學分析可得知，方形鋼管接頭受剪力作用時，柱翼板之剪力流會相互抵消，而梁柱接頭區之剪力大多由柱腹板所承受，根據上述說明即可計算出一柱腹板之受剪面積，如下式所示：

$$A_s = (d_c - 2t_{cf}) \cdot t_{cw} \quad (2.23)$$

其中 d_c 為柱深， t_{cf} 與 t_{cw} 各為柱翼板與柱腹板厚度，而本試驗所採之矩形 CFT 鋼管柱之柱翼板與柱腹板厚度相同，可令 $t_{cf} = t_{cw} = t$ 。故一片柱腹板所承受之剪力 V_w 大小為：

$$V_w = (d_c - 2t_{cf}) \cdot t_{cw} \cdot \tau = (d_c - 2t) \cdot t \cdot \gamma \cdot G_s \quad (2.24)$$

其中 τ 為剪應力， G_s 為鋼材之剪力模數。

柱翼板 V_f 部份之運算可採孔祥嵐、蔡克銓 (1998) 所建議之方式，將柱翼板模擬為兩端固定之梁，其經一水平位移 Δ 產生撓曲變形之剪力，如圖 2.12 所示，即可得作用於兩端之彎矩 M_f ，表示如下：

$$M_f = \frac{6E_s I \Delta}{(d_b + t_p)^2} \quad (2.25)$$

其中 E_s 為鋼材之彈性模數， I 為柱翼板剖面之慣性矩。而作用於兩端之剪力可由下式所表示：

$$V_f = \frac{12E_s I \Delta}{(d_b + t_p)^3} \quad (2.26)$$

將式 (2.22) 代入後，式 (2.26) 可寫成：

$$V_f = \frac{12E_s I \gamma}{(d_b + t_p)^2} \quad (2.27)$$

並假設 $I = \frac{b_c t_{cf}^3}{12}$ ，並代入後可得：

$$V_f = \frac{E_s b_c t_{cf}^3 \gamma}{(d_b + t_p)^2} \quad (2.28)$$

其中 b_c 為柱寬。將式 (2.24) 與式 (2.28) 合併代入式 (2.21)，並以 $E_s = 2.6G_s$ 代入後即可得到鋼管部份所承擔之剪力 V_s ，表示如下：

$$V_s = [2(d_c - 2t) \cdot t \cdot \gamma \cdot G_s] + \left[\frac{5.2G_s b_c t^3 \gamma}{(d_b + t_p)^2} \right] \quad (2.29)$$

由材料力學分析可知，當於梁柱交會區之等管壁厚度方形鋼管開始降伏時，交會區之中央剪應力為 $\tau_{y,s}$ ，則鋼管之柱翼板最大剪應力恰為 $2/3\tau_{y,s}$ ，且依據 Von Mises 降伏準則，可定義出 $\tau_{y,s}$ ，如下所示：

$$\tau_{y,s} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (2.30)$$

其中 σ_y 為鋼管材料試驗之降伏強度，而所對應之降伏剪應變 $\gamma_{y,s}$ 如下式所示：

$$\gamma_{y,s} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}G_s} \quad (2.31)$$

梁柱交會區受剪力作用時，因由於試驗當中為模擬實際結構所受軸力作用，於柱頂施加固定軸力，故於梁柱交會區是受到雙向應力作用，若假設梁柱交會區所受之剪力為 τ_{xy} ，軸壓應力為 σ_p ，依材料力學之莫爾圓（Mohr's Circle）定理可轉換成兩正交之主應力各為 σ_1 與 σ_2 ，表示如下：

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_p}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_p}{2}\right)^2 + (\tau_{xy})^2} \quad (2.32)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_p}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_p}{2}\right)^2 + (\tau_{xy})^2} \quad (2.33)$$

而鋼管本身亦屬平面應力狀態， $\sigma_3 = 0$ ，將之代入 Von Mises 剪力降伏準則，可得到下式：

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_y}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_y}\right)\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_y}\right) + \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_y}\right)^2 < 1 \quad (2.34)$$

將式 (2.32) 及式 (2.33) 代入式 (2.34) 中可得鋼管梁柱交會區於軸力與剪力共同作用下之降伏剪應力 $\tau_{y,s}$ 與降伏剪應變 $\gamma_{y,s}$ ，表示式如下：

$$\tau_{y,s} = \sqrt{\frac{\sigma_y^2 - \sigma_p^2}{3}} \quad (2.35)$$

$$\gamma_{y,s} = \sqrt{\frac{\sigma_y^2 - \sigma_p^2}{3}} / G_s \quad (2.36)$$

當梁柱交會區受剪時達降伏剪力時，鋼管之柱腹板應先於柱翼板產生降伏，故於梁柱交會區整體剪變形達 $\gamma_{y,s}$ 時所承之剪力即為梁柱交會區之剪力降伏強度 $V_{y,s}$ 為：

$$V_{y,s} = \left[2(d_c - 2t_{cf}) \cdot t_{cw} + \frac{5.2b_c t_{cf}^3}{(d_b + t_p)^2} \right] \sqrt{\frac{\sigma_y^2 - \sigma_p^2}{3}} \quad (2.37)$$

且由上式可定義出梁柱交會區鋼管所提供之剪力彈性勁度 K_s ，如下式所示：

$$K_s = \frac{V_{y,s}}{\gamma_y} = \left[2(d_c - 2t_{cf}) \cdot t_{cw} \cdot G_s + \frac{5.2G_s b_c t_{cf}^3}{(d_b + t_p)^2} \right] \quad (2.38)$$

(2) 混凝土部份

鋼管混凝土交會區混凝土部份於實驗中僅於軸向承受軸壓力。其力學模型乃採用莫爾-庫倫破壞準則求其極限剪應力，並根據材料力學原理推導出其降伏剪力。此準則有二個基本假設：一為破壞包絡線簡化為一條直線；二為中間主應力對於混凝土破壞不產生影響。此準則內容亦有考慮靜水壓力之影響，並假設平面上任一剪應力 τ ，為同一平面上正交應力 σ 之函數，即：

$$|\tau| = f(\sigma) \quad (2.39)$$

該式之定義應由實驗以定之。最簡化的包絡線 $f(\sigma)$ 則為一條直線，即將受力情形化成圖形時，其為最大主應力圓的半徑會切在 $f(\sigma)$ 包絡線上，此時表示材料處於破壞階段。由圖 2.13 可說明上述包絡線的方程式為下式：

$$|\tau| = c - \sigma \tan \phi \quad (2.40)$$

其中 c 為內聚力及 ϕ 為內摩擦角之值乃由實驗決定之。

並於運算時假設主應力大小為 $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ 時，則莫爾-庫倫定律即以下式表示：

$$\sigma_1 \frac{1 + \sin \phi}{2c \cos \phi} - \sigma_3 \frac{1 - \sin \phi}{2c \cos \phi} = 1 \quad (2.41)$$

此時將混凝土受單拉及單壓的情形分別代入式(2.41)，則可整理為下式：

$$\frac{\sigma_1}{f'_c} - \frac{\sigma_3}{f'_t} = 1 \quad (2.42)$$

其中 f'_c 為簡單壓力試驗的抗壓強度， f'_t 為簡單拉力試驗的抗拉強度，各為

$$f'_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.43)$$

$$f'_t = \frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.44)$$

同時設定一參數 m' ，使 $m' = f'_c / f'_t$ ，故式 (2.42) 則為

$$m' \sigma_1 - \sigma_3 = f'_c \quad (2.45)$$

其中 m' 值乃採 Richart (1928) 所提出的 4.1。

於本實驗中相對於莫爾-庫倫破壞準則之內容，梁柱交會區僅於軸向受軸壓應力與混凝土極限剪應力作用，故分別設為 σ_x 與 τ_{xy} ，而 σ_y 與 σ_z 各為零。其中

$$\sigma_x = \frac{-PE_c}{E_s A_s + E_c A_c} \quad (2.46)$$

而 P 代表軸力， E_c 為混凝土楊氏係數， E_s 為鋼管楊氏係數， A_c 為混凝土面積， A_s 為鋼管面積。爾後將 σ_x 、 σ_y 、 σ_z 之值代入下式：

$$\begin{vmatrix} \sigma_x - \sigma & \tau_{xy} & 0 \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \sigma & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z - \sigma \end{vmatrix} = 0 \quad (2.47)$$

即可得主應力，

$$\sigma = \sigma_z = 0 \quad (2.48)$$

$$\sigma = \frac{(\sigma_x) + \sqrt{(\sigma_x)^2 + 4\tau_{xy}^2}}{2} \quad (2.49)$$

$$\sigma = \frac{(\sigma_x) - \sqrt{(\sigma_x)^2 + 4\tau_{xy}^2}}{2} \quad (2.50)$$

從主應力中選取最大主應力 σ_1 與最小主應力 σ_3 代入式(2.45)，得混凝土之極限剪應力 τ_{xy} 。

於基本材料力學原理得知，當一矩形斷面承受剪力時，其平均剪應力是最大剪應力的 $2/3$ 倍。所以本文取 τ_{xy} （極限剪應力）為最大剪應力，其降伏剪應力可令為 $(2/3)\tau_{xy}$ （平均剪應力），故混凝土之降伏剪力與極限剪力即可由下式表式之：

$$V_{y,c} = \tau_{avg} A_c = \frac{2}{3} \tau_{xy} A_c \quad (2.51)$$

$$V_{u,c} = \tau_{xy} A_c \quad (2.52)$$

$$\gamma_{y,c} = \frac{(2/3)\tau_{xy}}{G_c} \quad (2.53)$$

其中 $V_{y,c}$ 為降伏剪力， $V_{u,c}$ 為極限剪力， τ_{avg} 為平均剪應力， A_c 為梁柱交會區混凝土橫斷面積， $G_c = E_c/2.3$ 為混凝土之剪力模數，而 $\gamma_{y,c}$ 則為混凝土之降伏剪應變。並根據力學關係，即可定義混凝土之彈性勁度 K_c 為：

$$K_c = \frac{V_{cy}}{\gamma_{cy}} = A_c \cdot G_c \quad (2.54)$$

(3) 鋼管與混凝土

基於梁柱交會區剪力強度乃採線性疊加原理，故可得本文所定義之矩形鋼管混凝土柱接頭之降伏剪力強度 V_y 及彈性勁度 K 分別為：

$$V_y = \left[2(d_c - 2t) \cdot t + \frac{5.2b_c t^3}{(d_b + t_p)^2} \right] \sqrt{\frac{\sigma_y^2 - \sigma_p^2}{3}} + \left(\frac{2}{3} \tau_{xy} A_c \right) \quad (2.55)$$

$$K = \left[2(d_c - 2t) \cdot t \cdot G_s + \frac{5.2G_s b_c t^3}{(d_b + t_p)^2} \right] + (A_c \cdot G_c) \quad (2.56)$$

2.4.2 鋼管混凝土梁柱交會區極限剪力強度

本文所採鋼管混凝土梁柱交會區之極限剪力強度 V_u ，於鋼管部份乃將 Krawinkler 所建議 $V_{u,s} = V_{y,s} \left[1 + \left(3.45b_c t_{cf}^2 / d_c d_b t_{cw} \right) \right]$ 之計算方式，並由本文所推導之降伏剪力 $V_{y,s}$ 代入 V_u 中。並於混凝土部份乃採式 (2.52) 之公式，爾後採線性疊加，即可得到本研究之 V_u ，由下式所示：

$$V_u = \left[2(d_c - 2t_{cf}) \cdot t_{cw} + \frac{5.2b_c t_{cf}^3}{(d_b + t_p)^2} \right] \sqrt{\frac{\sigma_y^2 - \sigma_p^2}{3}} \left(1 + \frac{3.45b_c t_{cf}^2}{d_c d_b t_{cw}} \right) + \tau_{xy} A_c \quad (2.57)$$

而由於鋼管之柱翼板撓曲強度極小，因此可將其對剪力強度之貢獻忽略之，故將式 (2.57) 予以簡化，如下所示：

$$V_u = [2(d_c - 2t_{cf}) \cdot t_{cw}] \sqrt{\frac{\sigma_y^2 - \sigma_p^2}{3}} \left(1 + \frac{3.45b_c t_{cf}^2}{d_c d_b t_{cw}} \right) + \tau_{xy} A_c \quad (2.58)$$

鋼管之抗剪強度所對應之極限剪應變 $\gamma_{u,s}$ 採 Krawinkler 所建議 $\gamma_{u,s}$ 之計算公式，由下式表示：

$$\gamma_{u,s} = 4\gamma_y = \left(4\sqrt{\frac{\sigma_y^2 - \sigma_p^2}{3}} \right) / G_s \quad (2.59)$$

混凝土部份所對應之極限剪應變 $\gamma_{u,c}$ 採 Fukumoto 於 2000 年所提出對矩形鋼管混凝土柱之混凝土極限剪應變 $\gamma_{u,c}$ 計算公式，由下式表示：

$$\gamma_{u,c} = \frac{{}_c Q_u}{{}_c \alpha_u \cdot A_c \cdot G_c / 1.2} \quad (2.60)$$

其中 ${}_c Q_u$ 為梁柱交會區混凝土之極限剪力強度， ${}_c A_c$ 為核心混凝土斷面積， ${}_c \alpha_u$ 乃為一由實驗數據採線性迴歸後所得之係數，其值建議採用為 0.81。

上述文中提及於接頭區中鋼管部份之梁柱交會區剪力 (V)-剪應變 (γ) 之關係圖乃以三線段描述之，而混凝土部份亦以三線段描述之，

並根據上述所推導之交會區力學模型，以線性疊加後，如圖 2.14 所示，亦可模擬出本文中試驗試體梁柱交會區剪力與剪應變之關係，以供學術參考。

2.5 梁柱子結構變位分析

此試驗子結構之梁柱接頭由油壓致動器施予梁端位移造成柱體、梁柱交會區及梁產生變形，油壓致動器所施予梁端總位移 $\delta_{b,total}$ 主要包括三種變形分量，如圖 2.15 所示，包括有：梁柱交會區剪力變形所引致的梁端變位 δ_{pz} 、柱變形所引致的梁端變位 δ_c 及梁本身之變位 δ_b 。梁端總位移 $\delta_{b,total}$ 如式 (2.61) 表示：

$$\delta_{b,total} = \delta_c + \delta_b + \delta_{pz} \quad (2.61)$$

以下章節將介紹此三種變形分量之計算方式與變形模式。

(一) 梁柱交會區剪力變形計算

梁柱交會區剪力變形量 γ ，乃依據配置於交會區對角線上之位移計 (π gauge) 所量測到交會區對角線之伸長與縮短量 (δ_1 與 δ_2)，再由交會區變形幾何關係推換得知的，如圖 2.16 所示。並假設交會區在柱兩側受到梁端不平衡彎矩後，其變形為一平行四邊形，根據平行四邊形對角線伸長或縮短量相等之特性，可由平行四邊形幾何關係推導而得下式：

$$\left[(d_h + \gamma d_v)^2 + d_v^2 \right]^{1/2} = (d_h^2 + d_v^2)^{1/2} + \delta_{av} \quad (2.62)$$

其中 d_h 、 d_v 各為柱深與梁深， γ 為交會區之剪力變形， δ_{av} 為平行四邊形對角伸長量與縮短量差值之半，即 $(\delta_1 - \delta_2)/2$ 。將式 (2.62) 之高次項忽略之可得下式：

$$\gamma = \frac{D \cdot \delta_{av}}{d_h \cdot d_v} \quad (2.63)$$

其中 D 為交會區變形前之對角線長度， $D = \sqrt{d_h^2 + d_v^2}$ 。

此時假設梁柱只可以剛體位移之情況，由交會區剪力變形所引致試體變形，如圖 2.17 所示，其中 d_b 為梁深， L_b 為梁端施力點至柱面之距離。在實際試驗過程中，當交會區發生剪力變形時柱端 A 被水平油壓致動器控制為水平位移等於零，故只可旋轉，如圖 2.18 所示，其中 H 為上下柱中心點之距離。由柱端 A 點以柱端 B 點為原點作一剛體旋轉，其旋轉角為 $\gamma d_b / H$ ，所造成之梁端變位為 $\gamma d_b / H \cdot (L_b + d_c / 2)$ 。實際由交會區剪力變形所引致之梁端變位可表示如下：

$$\delta_{pz} = \gamma L_b - \gamma \frac{d_b}{H} \left(L_b + \frac{d_c}{2} \right) \quad (2.64)$$

由交會區剪力變形所造成之接頭轉角如下式：

$$\theta_{pz} = \frac{\delta_{pz}}{\left(L_b + \frac{d_c}{2} \right)} = \frac{\gamma L_b}{\left(L_b + \frac{d_c}{2} \right)} - \gamma \frac{d_b}{H} \quad (2.65)$$

(二) 梁端各變形分量計算

柱變形所引致之梁端變位，於試驗中乃以設置在交會區垂直與水平

方向之傾斜儀所量測而得。在只考慮柱體變形所引致之梁端變位，不考慮其他桿件之變形時，變形圖如圖 2.19 所示。設定交會區垂直傾斜儀所測得之值為 T_v ，水平傾斜儀所測量得之值為 T_h ，但傾斜儀直接量測而得的數據必須扣除受交會區剪力變形影響之數值，可由以下兩式表示之：

$$T_v = \theta_c + \gamma \left(1 - \frac{d_b}{H}\right) \quad (2.66)$$

$$T_h = \theta_c - \gamma \frac{d_b}{H} \quad (2.67)$$

因此，柱變形量可由下兩式表示：

$$\theta_c = T_v - \gamma \left(1 - \frac{d_b}{H}\right) \quad (2.68)$$

$$\theta_c = T_h + \gamma \frac{d_b}{H} \quad (2.69)$$

柱體變形所引致之梁端變位可表示為：

$$\delta_c = \theta_c \times \left(L_b + \frac{d_c}{2}\right) \quad (2.70)$$

柱變形造成之接頭轉角為：

$$\theta_{col} = \theta_c \quad (2.71)$$

如圖 2.20 所示之鋼梁變形所引致之梁端變位，即可利用梁端總位移扣除交會區剪力變形與柱體變形所引致梁端變位後得到。可由下式表

示：

$$\delta_b = \delta_{b,total} - \delta_{pz} - \delta_c \quad (2.72)$$

就梁端對柱中心之總變形角 $\theta_{b,total} = \delta_{b,total} / (L_b + d_c / 2)$ 而言，由梁變形所造成之接頭轉角即可用總變形角扣除交會區剪力變形與柱變形引致接頭轉角得到：

$$\theta_b = \theta_{b,total} - \theta_{pz} - \theta_c \quad (2.73)$$

第三章 實尺寸梁柱接頭反覆載重試驗

3.1 前言

如本文第一章所述，本研究計劃乃屬於一整合型計劃中之子計劃，試驗子結構乃取一三層鋼管混凝土抗挫屈斜撐（2D Full-scale 3-Story 3-Bay CFT Buckling Restrained Braced Frame，簡稱 CFT/BRB）二維平面構架，本子結構代表平面二維構架之外梁柱接頭。於進行三層平面斜撐構架試驗前先行瞭解各子結構在模擬地震作用時之非線性行為與力量傳遞機制，藉由子結構試驗資料與行為結果，以配合於 2003 年進行之實際三層樓構架試驗上。在本章節之內容可分為本子結構試體之規劃、製作，試驗設置、程序等，敘述如下。

3.2 試驗規劃

本文針對 CFT 鋼管混凝土梁柱接頭構造探討其力量傳遞機制，使塑性鉸發生在鋼梁上，而接頭具有足夠強度，發揮梁柱子結構應有的強度與韌性；並採交會區產生剪力變形以消能之方式，探討交會區剪力傳遞機制與消能性。為達上述之需求，以一模擬地震力作用之反覆載重試驗構架，測試本試驗設計規劃之試體，以下就整體試驗構架與試體規劃做一簡介。

(一) 試驗簡介

CFT/BRB 二維平面構架尺寸 X 向為三跨，一跨 7 公尺，樓層高為 4

公尺，試體構架 Y 向為單柱，樓板寬為 3 公尺，如圖 3.1 所示。構架設計質量頂層為 4.12 kN/m^2 ，其餘樓層為 5.2 kN/m^2 ，所加載之頂層設計靜載重為 3.24 kN/m^2 ，其餘典型樓層之設計靜載重為 3.69 kN/m^2 ，設計活載重均為 2.45 kN/m^2 。依據「建築物耐震設計規範及解說」(內政部建研所 1999) 進行最小水平總橫力之計算，做豎向分配。爾後利用結構分析商用軟體 SAP2000 進行構架彈性分析，依據分析所得各構件之內力，以設計各構件斷面與實驗所需加載之垂直載重大小。

試驗試體四組為構架之外梁柱接頭，為模擬地震力作用時，實際三層樓建築結構產生側向變位，梁與柱之反曲點出現在梁與柱跨距之中點，依據鉸接點模擬梁柱構件之三個反曲點，如圖 3.2 所示。為簡化試驗與減少變數，以一剛接加兩鉸接之構架模擬三個剛接構架，根據以上構架分析之結果設計出本試驗試體，決定 CFT 梁柱接頭斷面製作試體，如此即可模擬 CFT 接頭在地震力作用下之受力變形行為。試驗試體另二組為內梁柱接頭，此試體規劃設計與上述方法一致。

(二) 試體規劃

目前國內設計結構物以韌性設計為指標，即是將結構系統以『強柱弱梁』設計，利用梁構件或梁柱交會區的塑性變形能力來吸收和消散地震力所傳入結構物之能量。另外一種結構消能方式亦採強柱弱梁之設計，但消能區域設定於交會區，由梁柱交會區產生大量剪力變形來消散地震水平側力所產生之能量。故於本研究共規劃製作了六組實尺寸梁柱接頭試體，試體規劃如表 3.1 及表 3.2 所示。六組試體皆採用相同之柱斷面，四組採相同梁斷面，另二組採組合式鋼梁斷面。

如表所示，試驗試體採用之柱斷面為 350×350×9 mm 之矩形鋼管柱，四組邊柱試體梁採型號為 H450×200×10×15 之 H 型熱軋型鋼，柱與鋼梁皆為 A572 Gr. 50 之鋼材，二組十字型試體梁採型號 BH280×180×8×18 及 BH300×200×9×20 之組合型 H 型鋼梁，五組試體接頭型式採貫穿式補強翼板之梁柱接合型式，貫穿翼板材質為 A36 鋼材，一組則為全梁貫入式之梁柱接合型式。因梁段所受之彎矩以靠近梁柱交會區之部份最高，並向梁之反曲點遞減，因此愈靠近梁柱接頭之梁段，進入塑性的機會越大。故取交會區中心向兩邊伸長各 1.5 公尺處，以螺栓接合之方式將試體之梁分成兩段，一段連接於試體之梁柱接頭，剩下之梁段與油壓致動器連接。整體之實尺寸試體為高 3.7 公尺，跨度 3 公尺一 T 字型構架之外梁柱接頭，與 3.7 公尺高跨度 6 公尺之十字型構架之內梁柱接頭，本研究所設計之試體構架全貌可由照片 3.1 與照片 3.2 所見。

試體 H4GT、H4GL 及 H4FT 採貫穿式補強翼板之交會區接合細節，試體 H4BT 採全梁貫入式之交會區接合細節，皆為強柱弱梁之接頭。貫穿式補強翼板之設計理念乃由梁翼板貫入式接頭 (Schneider et al. 1998)，如圖 3.3 所示，與補強式蓋板接頭之細節 (Engelhardt and Sabol 1995)，如圖 3.4 所示，結合改良而來，其可改善梁翼貫入式接頭於鋼管於梁翼貫入處填角銲道破裂所造成鋼管撕裂，並保持補強式蓋板接頭之優良耐震性能並將塑鉸有效移離柱面，且由研究報告 (陳誠直 2002) 中顯示其於反覆載重試驗中具良好之耐震能力。所採用上貫穿式翼板為梯形，寬度與鋼梁翼板同寬，採填角銲接於兩側梯形斜邊，下貫穿式翼板採矩形板，此設計乃為避免現場仰銲之情況發生，且寬度較梁翼板大以便利填角銲接施工。全梁貫入式接頭細節乃採用文獻中 (Elremaily and

Azizinamini 2001) 所提出之接合細節，鋼管與梁翼貫入之銲道為全滲透銲接合。本研究所設計規劃之六組試體於鋼管採兩 U 型鋼板對接，接合細節採全滲透銲接，銲接設計接合細節如圖 3.5 所示，試體設計與於梁柱交會區之接合細節如圖 3.6 至圖 3.15 所示。

貫穿式翼板厚度之設計，乃依據 FEMA 350 (2000) 之研究報告設計於鋼梁產生塑鉸位於貫穿翼板末端延伸四分之一梁深之位置，如圖 3.16 所示，此時於塑鉸處有一塑性彎矩 M_{pb} 及一梁剪力 V_b ，根據 M_{pb} 與 V_b 於柱面所產生之彎矩 M_f 設計貫穿式翼板之厚度，如圖 3.17 所示， M_f 表示如下：

$$M_f = M_{pb} + V_b \left(l_p + \frac{d_b}{4} \right) \quad (3.1)$$

$$t_p = \frac{M_f}{F_{yp} b_p (d_b + t'_p)} \quad (3.2)$$

其中 M_f 為柱面彎矩， l_p 為貫穿翼板至柱面所延伸長度， d_b 為梁深， F_{yp} 為貫穿翼板之材料塑性強度， b_p 為貫穿翼板寬度。

於本試驗試體有二組試體，其設計理念乃是由降低梁柱交會區剪力之容量，使其值小於 1 之比值，藉由降低接頭區之剪力容量，使梁柱交會區產生大量剪力變形，以消散地震能量。梁柱交會區之設計剪力強度 V_u 乃根據子結構採節點力平衡關係由柱面彎矩 M_f 扣除柱剪力 V_{col} 所求得，梁柱交會區需求剪力強度 V_n 是採強度疊加原理，由鋼管之抗剪強度 V_{sn} 加上混凝土之抗剪強度 V_{cn} ，其表示式如下：

$$V_u = \frac{\sum M_f}{d_b + t_p} - V_{col} \quad (3.3)$$

$$V_n = V_{sn} + V_{cn} \quad (3.4)$$

$$V_{sn} = A_v \frac{F_{yt}}{\sqrt{3}} \quad (3.5)$$

$$V_{cn} = 1.7\sqrt{f'_c}A_j \quad (3.6)$$

其中 F_{yt} 為鋼管之材料塑性強度， f'_c 為混凝土抗壓強度， A_j 為接頭區混凝土有效面積。

於國外研究報告 (Engelhardt et al. 1995) 中指出蓋板與鋼梁僅於縱向 (平行鋼梁之方向) 以填角銲接接合，若於橫向 (垂直鋼梁之方向) 無銲接，而此處於實驗中會產生開張之現象，乃導致縱向銲道會有提早破壞之現象產生。國外文獻 (Elremaily and Azizinamini 2001) 中指出於全梁貫入與 CFT 柱之銲道可採全滲透銲與填角銲兩種銲接接合方式。依據上述研究報告與文獻，於本研究設定二種變數：(1) 貫穿翼板與鋼梁之橫向銲道之有無；(2) 貫穿翼板與 CFT 柱之銲接型式。藉以這二種變數一來以瞭解貫穿翼板與橫向銲道之功效，可縮小填角銲銲接尺寸，亦可避免貫穿翼板之填角銲道提早破壞，將塑鉸移離柱面。二來以得知填角銲接接合方式是否可合宜應用於本試驗試體。以下就各試體製作細節做一介紹：

試體 H4GT：於接頭區中，貫穿式翼板與 CFT 鋼管柱之接合乃採全滲透銲銲接 (Groove Weld)，貫穿式翼板與鋼梁翼板接合採填角銲接

合，並於平行柱面方向加上一道橫向銲道。試驗目的乃測試橫向銲道對於由梁端傳來力量傳遞路徑之影響。而貫穿翼板之填角銲道設計乃採 AISC-LRFD 規範之規定，如下式所示：

$$l_w t_w = \frac{M_f}{0.707 F_w d_b} \quad (3.7)$$

其中 l_w 為銲道長度， t_w 為銲道厚度（銲喉）， F_w 為銲道設計強度，採 0.6 倍的銲條極限強度， $F_w = 0.6 F_{EXX}$ 。

試體 H4GL：於接頭區中，貫穿式翼板與 CFT 鋼管柱之接合亦採全滲透銲銲接，貫穿式翼板與鋼梁翼板接合採填角銲接接合，並無設置橫向填角銲道，並與試體 H4GT 做一比較。

試體 H4FT：於接頭區中，貫穿式翼板與 CFT 鋼管柱之接合亦採填角銲銲接，貫穿式翼板與鋼梁翼板接合亦採填角銲接接合，並設置橫向填角銲道，並與試體 H4GT 做一比較。試驗目的在於測試貫穿翼板與 CFT 鋼管柱之接合採填角銲道適用性。

試體 H4BT：為全梁貫入式接頭，於鋼梁與 CFT 鋼管柱之接合採全滲透銲銲接，試驗目的於全梁貫入式應用於矩形 CFT 鋼管柱之耐震能力。

試體 H3GT：為十字型接頭，於接頭區中，貫穿式翼板與 CFT 鋼管柱之接合乃採全滲透銲銲接，貫穿式翼板與鋼梁翼板接合採填角銲接接合，並設置橫向銲道。且設計將交會區剪力容量設定為 0.8 之比值，目的乃利用交會區來做為消能區域，主要破壞區域移至梁柱交會區中。

試體 H2GT：與試體 H3GT 之接合細節皆相同，不同處於設計將交會區剪力容量設定為 0.9 之比值，較試體 H3GT 高一點，但交會區剪力容量亦小於 1 之比值。

3.3 試體製作

試驗試體之鋼管部份製作乃採兩片鋼板冷彎成 U 型，採全滲透銲接對銲而成鋼管柱，並對應於梁翼為置上下處於鋼管柱上切兩對長槽形開口，於工廠中將兩片鋼板穿過長槽孔並與鋼柱採全滲透銲接接合，上貫穿翼板寬度與梁翼板寬度相同，而下貫穿翼板則較大，運送至工地後可以以填角銲俯銲的方式接合貫穿式翼板與鋼梁翼板。此種作法之優點為可改善施工性使其接頭之力量傳遞平順，亦可防止柱面連接梁翼板處受拉作用下柱翼板產生平面外變形；又鋼梁翼板於地震力作用下塑鉸將產生於貫穿翼板末端，能確保鋼梁發展其極限彎矩強度，並維持韌性，於鋼柱欲與鋼梁接合處銲上剪力板；且於鋼管柱最底端往上起算 850 mm 處設置一直徑 116 mm (4 in) 之灌漿孔，最後由鋼構廠製作組裝完成後運至試驗場地進行鋼管柱之灌漿工作，於試體混凝土澆灌工作之灌置，乃由混凝土壓送車將混凝土由柱底往上壓送，如照片 3.3 所示，此一灌漿方式可以使混凝土可飽滿填充試體交會區避免於接頭區有空洞現象產生。灌漿時以振動棒適當搗實混凝土，以避免鋼管柱試體內部出現骨材分佈不均現象，爾後等試體強度達設計強度之三分之二，於試體實驗場地國家地震工程研究中心進行試驗組裝，試體吊裝、油壓致動器與資料收集器之操作皆由地震中心工作人員擔任。

CFT 梁柱接頭試驗是為瞭解交會區力量傳遞機制與其破壞模式，在

瞭解其力學行為特性前須先確定材料之真實強度，故須對試體所使用之鋼材試片進行試片之抗拉試驗來得知，如表 3.3 所示。混凝土則由混凝土圓柱抗壓試驗測量出實際強度，分別為 28 天及實驗當天，如表 3.4 所示。如表所示，本試驗試體之混凝土強度皆比設計強度大上很多。

3.4 試驗設置

於本節將介紹此試驗中所採用之試驗裝置可分為加載系統及量測系統，加載系統包括了油壓致動器、油壓千斤頂等；量測系統包括了資料擷取器等。

3.4.1 加載系統

本試驗試體乃取於一三層樓 CFT/BRB 構架在受地震力作用時，梁與柱在跨距中心產生反曲點時之子結構。為模擬試體梁兩側之鉸點與柱上下兩鉸點，將東西側之垂直油壓致動器以自由轉動之鉸支承模擬之，遠離反力牆之垂直油壓致動器為東方，靠近反力牆者則為西方，柱下鉸點以一側向支撐固定於 H 鋼梁試驗架上，使柱中心與試驗構架之中心重合，柱上鉸點以一水平油壓致動器接一連接板將柱固定夾緊，由於此鉸點為不可移動之點，故將油壓致動器之位移控制為零，使油壓致動器中心線與柱中心線之交點為此模擬鉸點，結構本身所受之垂直載重則以柱軸向荷載模擬之，但在考量若在柱軸向加載荷重且又要施以柱側位移之試驗裝置在實驗構架設計困難度較高，因此將施載之柱位移改以相應梁端位移來取代。於四組邊柱子結構只採用東側垂直油壓致動器模擬梁端位移之施加，二組十字型內柱子結構採東西側垂直油壓致動器模擬梁端

位移之施加，試體安裝如圖 3.18 及圖 3.19 所示。

試驗構架之設計上，柱承受之靜載重以一橫梁透過栓接方式，在南北方向各以一根螺桿連接強力地板，由強力地板下兩油壓千斤頂施加預拉力，用此來模擬試體所受之靜載重，所施加载重為南北向各 441.5 kN，共為 883 kN 之軸力，約為 10% 柱軸向容許強度 ($0.1 P_n$)。梁端位移以東西兩側梁端之垂直向制動器以相對方向施載，模擬層間柱位移量。

試驗場地之國家地震工程研究中心之實驗室，所使用之支承裝置包括有一厚度 1.2 公尺之強力地板，12 公尺厚之反力牆，支承試體為一 BH400×400×25×36 組合梁與一 BH650×650×25×25 加勁鋼梁做螺栓接合之構架，固定柱下鉸點為一個三角型組合梁與一 BH185×450×36×36 組合梁螺栓接合之構架。為避免鋼梁產生側向扭轉挫屈，以一高 5 公尺為 H300×300×10×15 鋼梁組合之側向支撐構架固定於東西鋼梁，如圖 3.20 與 3.21 所示。

CFT 梁柱接頭實驗所採用之施力裝置，包括了三支油壓致動器與一組油壓千斤頂，述說如下：

1. 柱端水平向油壓致動器：此油壓致動器在整個實驗並不參與施力於試體上，其最大作用在於使試體柱頂保持固定不動，以模擬柱中點之鉸點，以位移控制此模擬鉸點位移為零。在設置上是一端固定於反力牆上，一端固定於柱頂，與柱試體連接一 BH310×450×36×36 組合梁以螺栓接合固定如圖 3.20 所示。

2. 梁端垂直向油壓致動器：垂直向油壓致動器各設置於東西兩側，

東側遠離反力牆，西側靠近反力牆，各與試體東西延伸鋼梁以螺栓接合。在整個實驗裡是模擬地震做用時之反覆載重，由電腦控制伺服器，皆以位移控制，反覆施加相對位移載重於試體鋼梁上，作用力為相反方向，此目的在於給予柱心一同向之兩倍大小之作用彎矩。

3. 柱軸向油壓千斤頂：施載方式是於柱頂加一南北向橫梁，透過橫梁栓接大型螺桿，穿過強力地板，藉由強力地板下之油壓千斤頂對柱頂施加反向拉力，用以模擬整結構系統所受之靜載重，在此次實驗中所施加固定軸力為 883 kN。

本實驗所採用為動態油壓致動器，是由美國 MTS 公司製造，其正負方向衝程皆為 1016 mm，最大施力為正方向 1472 kN 與負方向 981 kN，施力裝置之控制是由控制器 MTS458.20 控制，全經由電腦伺服器準確控制位移或力量。本實驗三支試體皆以等位移率之位移 1.875 mm/sec 控制方式進行試驗。

3.4.2 量測系統

1. 資料擷取系統

此試驗中所有資料的傳遞皆由電腦與一 THS-1100 高速資料集錄盒連接，每秒可收集 1000 組資料，搭配一可接組數據之高速 Switch Box SHW-50D 切換器來擷取各個量側系統所量測得到之資料，再經由電腦之伺服器控制致動器與油壓千斤頂力量或位移，即可隨時觀察試體在每個歷程時之變化。實驗中所控制資料擷取速率為 1 次/sec。

2. 載重與位移量測系統

此量測系統共分為量測載重、變形位移、角度，介紹如下。

(1) 荷重計：在此次實驗共使用了五個荷重計，三個裝置於致動器活塞前端，用以量測梁端位移及柱端致動器所產生對應載重，二個裝置於強力地板下之千斤頂前端，量測對柱頂所輸出之載重大小。

(2) 位移計：是用以量測位移，本實驗中共使用了三個 LVDT 位移計來擷取致動器作用於梁端時之變位，進行位移之控制。在梁柱交會區採用了兩個 π gauge 來量測梁柱交會區受反覆載重下所產生之對角線位移量，進而推算交會區之剪應變。

(3) 傾斜儀 (Tiltmeter)：於梁柱交會區設置一垂直向與水平向，是用以量測在反覆載重下交會區剪力變形與柱轉角。六組試體位移計與傾斜儀之架設圖如圖 3.22、3.23、3.24 及 3.25 所示。

本實驗過程中為了可清楚辨識於每一層間變位試體受載重作用時變形與破壞，於柱試體與鋼梁上塗佈摻用黃色色母之石膏水，均勻塗抹，此作用在藉塗佈於鋼柱與鋼梁石灰掉落可清楚觀察鋼柱產生剪力變形時所產生之 45 度石膏剝落紋路及鋼梁降伏與挫屈破壞之情形，可由照片 3.4 所示。

3.5 試驗程序

於整個試體架設完畢及量測儀器架設穩當後，開始實驗前先於柱端以油壓千斤頂施加共 883 kN 之力量，以模擬 RCS 構架柱所須承受之軸力。此時試體因受軸力作用而發生軸向縮短，為消除由柱軸力使東西梁端產生之頂壓力，故先以伺服器控制東西側致動器使之縮短，並設定此

處位移為零，及完成實驗前之準備工作。

實驗開始是以東側梁端位移來控制試驗之進行，以一固定位移率為 1.875 mm/sec 進行加載，按預計之位移歷程施載直至試體達破壞停止實驗。本 CFT 接頭試驗之位移歷時為 FEMA 350(2000)所推薦並加修改，於層間變位角為 0.25、0.375、0.5、1.0（即 30 mm 之梁端位移）作三次循環，於層間變位角為 1.5、2.0、3.0、4.0、5.0、6.0、7.0 % 弧度作二次循環，如圖 3.26 所示。施力過程將位移歷時輸入位移控制程式，由電腦控制，並於歷時 1.0 % 弧度層間變位角第一個循環位移正負方向最大時使油壓致動器停留一次，進行試體行為觀察與拍照並記錄之，爾後在歷時 3.0 % 弧度層間變位角第一個循環位移為零時使油壓致動器停留一次，此時試體所受力量較小在進行試體行為觀察與拍照時較安全，繼續下一循環施載，直至實驗完畢。

於實驗開始進行後，試驗過程中以表格、照片記錄試體試驗過程之行為鋼梁石膏是否有剝落、斷裂挫屈等情形。若實驗中試體有發生斷裂或荷載能力有明顯下降至最大荷載之 2/3 以上之情形時，決定是否繼續進行實施或停止實驗。

本試驗觀察記錄方式乃以東側致動器之位移做一依據，致動器伸長時為正，縮短時為負，以第一循環為例，致動器向上伸長 7.5 mm 時，為 +7.5 mm，其餘以此類推。

第四章 實驗結果與討論

4.1 試體行為

試驗程序乃採位移歷時控制，試驗過程中油壓致動器行程達於預定之層間變位角相對之梁端位移時，記錄試體受力情形與破壞行為，各試體 1% 弧度層間變位角乃對應 30 mm 梁端位移，以下敘述六組試體於試驗過程中之與行為破壞情況。

4.4.1 試體 H4GT

試驗前之準備工作，如：試體上石膏漆、量測儀器架設及軸力施加等皆完成後，試驗開始進行。試體 H4GT 於 0.25 % 弧度至 1.0 % 弧度層間變位角之迴圈，梯形與矩形貫穿翼板端處之鋼梁翼板相繼開始有些許石膏剝落，隨著層間變位角增大，該處石膏剝落隨之增多。於 1.5 % 弧度至 2.0 % 弧度層間變位角，鋼梁上下翼板於貫穿翼板端 ($d/4$) 處，該處石膏呈 45° 交叉剝落，相繼產生降伏現象，如照片 4.1 所示。於 3.0 % 弧度層間變位角時，於交會區 CFT 鋼管柱與貫穿翼板銲道處之鋼皮有些微被貫穿翼板拉出產生彎翹現象產生，此現象隨層間變位角之增加，而趨於明顯，並由試驗中記錄之梁端載重-位移之遲滯迴圈圖中觀察發現曲線有束縮 (Pinching) 現象產生，此時 CFT 柱與貫穿翼板之銲道開始有些微開裂，如照片 4.2、照片 4.3 所示所示。

於進入 4.0 % 弧度層間變位角迴圈時，鋼梁腹板有些微降伏現象，於 CFT 柱南面交會區鋼管表面有產生剪力變形所導致呈 45° 交叉之紋

路，鋼管柱皮表面有些許降伏現象產生。於 5.0 % 弧度層間變位角，貫穿翼板與 CFT 鋼管之銲道持續拉裂，鋼梁翼板應已全面降伏，北面交會區鋼管產生些微剪力變形，呈 45° 交叉之紋路，如照片 4.4 所示。於 6.0 % 弧度層間變位角時，鋼管與貫穿翼板之銲道已明顯開裂，貫穿翼板與 CFT 鋼管之銲道被拉拔出柱面外約 10 mm，鋼梁上翼板有挫屈現象產生，如照片 4.5、照片 4.6 所示。於 7.0 % 弧度層間變位角時，CFT 鋼管與貫穿翼板之銲道已完全拉裂，貫穿翼板之銲道已拉拔出約 11 mm，鋼梁上下翼板產生些許挫屈，如照片 4.7 所示，此時結束試驗，梁端施加最大載重為 +321 kN 及 -285 kN。

4.4.2 試體 H4GL

試體 H4GL 於 0.25 % 弧度至 1.0 % 弧度層間變位角之迴圈時試體行為與試體 H4GT 相似，梯形與矩形貫穿翼板端處之鋼梁翼板相繼開始有些許石膏呈 45° 剝落，隨著層間變位角增大，該處石膏剝落隨之增多，如照片 4.8 所示。於 1.0 % 弧度至 2.0 % 弧度層間變位角時，梯形與矩形貫穿翼板表面相繼有石膏剝落，於 2.0 % 弧度層間變位角時，由梁端載重-位移之遲滯迴圈圖中觀察發現曲線有束縮現象產生。於 3.0 % 弧度層間變位角，矩形貫穿翼板表面石膏呈 45° 剝落，北面交會區柱皮有剪力變形之些微石膏 45° 剝落產生，隨層間變位角之增加，交會區鋼管柱皮剪力變形隨之增大，東、西面梯形貫穿翼板之銲道已產生些微開裂。西面矩形貫穿翼板銲道些微開裂，此時鋼梁上下翼板已降伏，如照片 4.9 所示。

於進入 4.0 % 弧度層間變位角之迴圈時，西面梯形貫穿翼板銲道開

裂 2 mm，鋼梁腹板有些微石膏剝落，有降伏現象產生，如照片 4.10 所示，東面矩形貫穿翼板銲道開裂增大之趨勢。於 5.0 % 弧度層間變位角，西面梯形貫穿翼板之銲道開裂 3 mm，東面矩形貫穿翼板之銲道些微拉裂出 2 mm。北面交會區柱板剪力變形所引致之石膏 45° 剝落增多，東面梯形貫穿翼板之銲道被拉裂出 5 mm，西面矩形貫穿翼板之銲道拉裂出 2 mm，如照片 4.11 所示。於 6.0 % 弧度層間變位角時，鋼梁翼板有挫屈現象產生，西面梯形貫穿翼板之銲道拉裂出 8 mm，東面矩形貫穿翼板之銲道些微拉裂出 3 mm，如照片 4.12 所示。北面交會區柱板剪力變形所引致之石膏 45° 剝落持續增多，南面交會區柱板有些微剪力變形產生。東面梯形貫穿翼板之銲道拉裂出 10 mm，鋼梁上翼板挫屈情形增大，如照片 4.13 所示。於 7.0 % 弧度層間變位角，梯形貫穿翼板近柱面處發生鋼板些微斷裂現象，北面交會區柱板剪力變形所引致之石膏 45° 剝落持續增密。鋼梁翼板產生明顯挫屈，東、西面梯形貫穿翼板之銲道完全被拉裂，銲道附近處之柱皮有被撕裂現象，如照片 4.14、照片 4.15 所示。此時試驗終止，梁端施加最大載重為 +309 kN 及 -310 kN。

4.4.3 試體 H4FT

試體 H4FT 於 0.25 % 弧度至 1.0 % 弧度層間變位角之迴圈時試體行為與試體 H4GT 相似。不同之處於西面梯形貫穿翼板之銲道周圍柱皮處些許石膏些微剝落，隨層間變位角增大而增加中。於 1.5 % 弧度至 2.0 % 弧度層間變位角時，鋼梁上下翼板有石膏呈 45° 剝落之紋路產生，由梁端載重-位移之遲滯迴圈圖有明顯束縮現象產生，梯形貫穿翼板表面石膏呈 45° 剝落之紋路，呈些微降伏現象，如照片 4.16 所示。於 3.0 % 弧度層間變位角，矩形貫穿翼板上之石膏呈 45° 些微剝落，西面梯形貫穿翼板

之鐸道些微拉裂產生，東面矩形貫穿翼板鐸道些微拉裂，鋼梁腹板有些微石膏剝落之紋路產生，如照片 4.17 所示。

於進入 4.0 % 弧度至 5.0 % 弧度層間變位角之迴圈時，南、北面交會區柱板有剪力變形產生，鋼梁上下翼板有些微挫屈現象產生，如照片 4.18 所示，西面梯形貫穿翼板鐸道拉裂寬度為 1 mm，爾後當層間變位角增加，CFT 鋼管柱與貫穿翼板之鐸道被拉裂寬度亦增加，拉裂寬度由 1mm 增加至 15 mm，最後鐸道完全被拉裂出（7.0 % 弧度層間變位角）。於 6.0 % 弧度層間變位角時，鋼梁上翼板有明顯挫屈現象產生，如照片 4.19 所示。7.0 % 弧度層間變位角，鋼梁上翼板產生挫屈明顯增大，高度約 35 mm，鋼梁腹板明顯挫屈。最後破壞乃是鋼梁翼板、腹板相繼產生挫屈，貫穿翼板與 CFT 鋼管柱之鐸道完全被拉裂，如照片 4.20 所示，此時終止試驗，梁端施加最大載重為 +355 kN 及 -285kN。

4.4.4 試體 H4BT

試體於試驗開始後，於 1.0 % 弧度層間變位角之迴圈前，試體並無異樣產生。當進入 1.0 % 至 1.5 % 弧度層間變位角之迴圈時，鋼梁上、下翼板表面石膏相繼產生些許 45° 紋路剝落。於 2.0 % 至 3.0 % 弧度層間變位角之迴圈時，鋼梁上、下翼板表面石膏持續呈 45° 紋路剝落，亦有石膏剝落產生 45° 紋路於腹板表面，鋼梁開始降伏。於進入 4.0 % 弧度層間變位角之迴圈，鋼梁上下翼板近柱面處塑性鉸形成，如照片 4.21 所示。5.0 % 弧度層間變位角之迴圈，鋼梁翼板與腹板皆產生挫屈，爾後挫屈劇增，如照片 4.22 所示，整體強度下降 30-40 kN 左右。於 6.0 % 弧度層間變位角時，鋼梁翼板挫屈高度約 65 mm。西面柱與鋼梁之鐸道表面有石

膏剝落現象。7.0 %弧度層間變位角，鋼梁翼板挫屈高度約 100 mm，如照片 4.23 所示。最後破壞乃是鋼梁翼板、腹板相繼產生挫屈，梁端施加最大載重為 +282 kN 及 -253 kN。最高強度為 282 kN 發生於 5% 弧度層間變位角。

4.4.5 試體 H2GT

試體 H2GT 為十字型梁柱接頭，於 1.0 % 弧度層間變位角之迴圈前，試體並無異樣產生。當進入 1.0 % 弧度至 2.0 % 弧度層間變位角之迴圈時，由梁端載重-位移之遲滯迴圈圖中觀察發現曲線有些微束縮現象產生，此現象隨層間變位角增加持續發生，東、西面梯形與矩形貫穿翼板與 CFT 柱之鐸道亦有些微拉裂現象產生，隨層間變位角之增加，鐸道拉裂程度亦增大。於 3.0 % 弧度層間變位角之迴圈時，東面矩形貫穿翼板與 CFT 柱之鐸道已有被拉裂現象產生。西面梯形、矩形貫穿翼板近柱面處有石膏剝落現象，如照片 4.24 所示，此時鋼梁無降伏現象產生。

於進入 4.0 % 弧度層間變位角之迴圈時，北面交會區鋼管柱板有剪力變形產生，柱皮表面石膏呈 45° 紋路剝落，此時東、西面之梯形與矩形貫穿翼板與 CFT 鋼管柱之鐸道已被拉裂，寬度為 2-3 mm，爾後拉裂寬度隨層間變位角增加而增加，最大寬度為 15 mm，如照片 4.25 所示。5.0 % 弧度層間變位角之迴圈，南、北面交會區柱板剪力變形些微增加。於 6.0 % 弧度層間變位角時，北面交會區柱板剪力變形所引致之石膏 45° 剝落持續增多。於 7.0 % 弧度層間變位角，貫穿翼板鐸道附近處之柱皮有被拉裂現象，如照片 4.26 所示，於 CFT 鋼管柱交會區柱皮只有些許剪力變形產生造成石膏 45° 剝落紋路。最後破壞乃是貫穿翼板與 CFT 鋼

管柱之銲道完全被拉裂為試體最終破壞模式，此時試驗終止，東梁端施加最大載重為 +122 kN 及 -78 kN，西梁端施加最大載重為 +117 kN 及 -88 kN。

4.4.6 試體 H3GT

試體 H4FT 於 1.0 % 弧度層間變位角迴圈前之試體行為與試體 H4GT 相似，試體並無異樣產生。當進入 1.0 % 弧度層間變位角之迴圈時，於遲滯迴圈圖中觀察發現曲線有些微束縮現象產生，此現象隨層間變位角增加持續發生。至 1.5 % 弧度與 2.0 % 弧度之層間變位角迴圈時，東、西面矩形貫穿翼板有些微石膏 45° 剝落現象，東、西面梯形與矩形貫穿翼板與 CFT 柱之銲道有些微拉裂現象明顯產生。於 3.0 % 弧度層間變位角之迴圈時，西面梯形、矩形貫穿翼板之柱面處有石膏大量剝落現象，南、北面交會區柱板有明顯剪力變形產生，並隨著梁端位移增加剪變形所造成石膏之 45° 紋路剝落亦隨持續增多，如照片 4.27 所示。

於進入 4.0 % 弧度至 7.0 % 弧度層間變位角之迴圈時，南、北面交會區柱板產生剪力變形，石膏產生大量呈 45° 之剝落紋路，CFT 鋼管柱與貫穿翼板之銲道被拉裂寬度隨梁端位移增加而增大，拉裂寬度由 1 mm 增加至 15 mm，爾後銲道完全被拉裂出（於 7.0 % 弧度層間變位角），如照片 4.28、照片 4.29 所示。最後破壞亦是貫穿翼板與 CFT 鋼管柱之銲道完全被拉裂，於梁柱交會區產生大量由剪力變形所造成之 45° 之剝落紋路，於鋼梁無發現有降伏現象產生，此時終止試驗，東梁端施加最大載重為 +144 kN 及 -99 kN，西梁端施加最大載重為 +147 kN 及 -133 kN。

4.2 試體破壞模式

於文獻報告 (Chen and Lo 2003) 有明顯定義出採貫穿翼板之圓形 CFT 柱外梁柱接頭兩種破壞模式，一為採高交會區剪力容量之試體，於貫穿翼板向鋼梁方向延伸四分之一梁深處產生塑性鉸；二為採低交會區剪力容量試體，於梁柱交會區利用其產生大量剪力變形。本研究之試驗試體區分為三組貫穿翼板之矩形 CFT 柱外梁柱接頭與兩組貫穿翼板之矩形 CFT 柱內梁柱接頭，由三組外梁柱接頭試體之試驗結果可歸納出一種破壞模式，如表 4.1 所示，此破壞模式類似於上述破壞模式之第一種類型，但由於 CFT 鋼管與貫穿翼板之接合銲道處產生局部破壞，接合銲道於 2% 弧度層間變位角時，開始有銲道開裂之現象，而由荷載-位移之遲滯迴圈曲線發現有束縮之現象產生，使其整體消能顯示並不飽滿。二組內梁柱接頭試體 H2GT 與 H3GT 之破壞模式較類似第二種類型，由試驗結果可觀察出於交會區鋼管表面的確有大量剪力變形所造成 45° 交叉紋路產生，於試驗後將鋼皮切除，可明顯看出交會區混凝土受剪之剪力裂縫，如照片 4.30、照片 4.31 所示，但由於貫穿翼板與鋼管之接合銲道開裂，亦使荷載-位移之遲滯迴圈曲線產生束縮現象，整體消能性較不佳。採全梁貫入之試體 H4BT 破壞模式為於鋼梁翼板與腹板相繼降伏而形成塑性鉸，爾後產生局部挫屈導致整體強度衰減，鋼梁翼板與腹板嚴重挫屈為最終破壞。

4.3 試體韌性行為

圖 4.1 及圖 4.2 為四組外部接頭試體梁端載重對應總旋轉角與總塑性旋轉角之遲滯迴圈關係圖。由圖 4.1 所示，可發現試體 H4BT 之梁端

載重與總旋轉角之遲滯迴圈圖較飽滿，於消能能力較其他三組貫穿翼板試體為佳，而試體 H4GT、試體 H4GL 及試體 H4FT 乃因於梁柱交會區所設置之貫穿翼板於試驗中產生相對滑動，與 CFT 柱之接合銲道開裂之局部破壞，導致整體遲滯迴圈圖產生束縮之現象，相較之下，試體整體消能性即降低。並由圖 4.1 可發現，三組貫穿翼板試體當達最大梁端荷載爾後鋼梁產生局部挫屈時，所造成整體強度之衰減型式不一樣，試體 H4GT 與試體 H4GL 於達最大試體強度後於強度衰減較平緩，於結束試驗時試體亦保有一定之強度；試體 H4FT 達試體最大強度後，於整體強度上並無明顯之衰減，由鋼梁挫屈所造成之強度衰減亦不多。於本文中對三組採貫穿翼板之外梁柱接頭所規劃設計之參數有貫穿翼板與梁翼接合之橫向銲道有無，與貫穿翼板與 CFT 鋼管接合之銲道型式，於圖 4.2 可知，三組採貫穿翼板外部接頭試體之總塑性旋轉角達 6.0% 弧度層間變位角，由此可知，試體規劃之變數對於試體整體韌性行為並無明顯之影響。

表 4.2 為梁端之最大彎矩實驗值與理論值之比較，表中最大彎矩強度試驗值乃是由梁端最大荷載乘上梁端至貫穿翼板端點處之距離。由表顯示出由梁端最大載重所引致梁端之最大彎矩已達塑性彎矩以上，顯示出四組外部接頭試體鋼梁已達塑性階段，試體主要消能區域集中於鋼梁上。

本試驗另有二組採低交會區剪力容量之內梁柱試體，乃設計為由梁柱交會區，圖 4.3 為二組試體總旋轉角對應梁端載重之遲滯迴圈關係圖。由圖顯示，二組亦有貫穿翼板產生相對滑移所產生之局部破壞所引致之束縮現象，其應為貫穿翼板產生相對滑移與交會區混凝土剪力裂縫

所造成之結果。故因其造成之束縮現象較外部接頭嚴重。由表 4.2 中可知試體 H2GT 與試體 H3GT 之鋼梁皆未達塑性階段。

4.4 試體各變形分量

依據前面章節所述變形分離方法，梁柱子結構在反覆載重作用下所引致試體產生之梁端總變形，利用架設於試體交會區之變形量測儀器之量測結果將梁端總變位分離出三種變位，分別為鋼梁本身變形所引致之梁端變位、交會區剪力變形所引致之梁端變位及柱變形所引致梁端變位，分離所得之結果如圖 4.4 至圖 4.9 所示。以下就各試體分離後之三種變形各描述之。

(一) 梁柱交會區變形分量

圖 4.10 為各試體彎矩與梁柱交會區變形轉角之關係圖。由圖 4.10 內梁柱二組試體之柱面彎矩與交會區旋轉角之關係圖所示，此二組交會區已有些微進入非線性狀態，但參與變形消能之量不高，由照片 4.30 及照片 4.31 所示，試體 H2GT 與試體 H3GT 於交會區混凝土產生較多之剪力裂縫，基於上述所言，由鋼梁與交會區共同消能之趨勢較不明顯。由圖 4.10 顯示出四組外部接頭試體之交會區皆於線性狀態，而交會區參與試體之變形轉角極少，試體 H4GL 與試體 H4BT 更呈現為一直線，且由照片 4.32、照片 4.33 所示，試體 H4BT 與試體 H4GT 於試驗後交會區切除鋼皮後可見交會區混凝土並無破壞可佐證交會區處於線性狀態下。試體 H2GT 與試體 H3GT 之交會區已些許進入非線性狀態。

(二) 梁變形分量

圖 4.11 與圖 4.12 為各試體梁端載重與梁變形轉角之關係圖。由圖所示，當梁端變為達 5% 弧度層間變位角時，試體 H4BT 達最大梁端載重，爾後鋼梁發生局部挫屈造成試體荷載能力衰減，約衰減 45% 之載重，而三組貫穿翼板試體於層間變位角達 6% 弧度時達最大梁端載重，於鋼梁上產生局部挫屈導致試體強度之衰減，而衰減速率緩慢，於試驗結束試體整體強度略衰減 20% 之強度。並由圖可知，試體之大部分變形皆由鋼梁所提供，圖 4.13 為試體層間變位角於各變形之分量，由圖可知試體變位角大部份由鋼梁所提供，柱與交會區所提供之梁端轉角皆極為微小。

(三) 柱變形分量

圖 4.14 為各試體彎矩與柱變形轉角之關係圖，其轉角為柱所引致梁端之轉角。由遲滯迴圈圖可知，除試體 H4GT 與試體 H4FT 其柱變形較大些，有極些微進入非線性狀態，其餘四組試體皆處於彈性狀態下。四組試體之柱所分擔之梁端轉角與交會區所提供之梁端轉角皆差不多，皆符合「強柱弱梁」之設計準則。

4.5 試體整體強度包絡線

圖 4.15 至 4.18 所示為四組外梁柱子結構強度包絡線關係圖。並由圖 4.19 可知，在梁端位移 ± 120 mm 至 ± 150 mm (及 $\pm 4\%$ 至 $\pm 5\%$ 層間變位角) 時達最大梁端荷載，其中三組貫穿翼板試體最大梁端荷載幾乎一樣，顯示出於鋼管與貫穿翼板採填角銲接合與全滲透銲接接合之試體於強度無明顯差異，得知鋼管與貫穿翼板之接合採填角銲接亦合適，但無法明顯得知有無橫向銲道接合的試體之間於強度上差異，三組貫穿翼板

補強之試體於整體強度衰減亦較平緩。試體 H4BT 之最大梁端荷載較三組貫穿翼板試體為低，乃因三組貫穿翼板試體於接頭區設置貫穿翼板補強，施加於梁端之載重是由鋼梁與貫穿翼板共同承受之，力量乃經貫穿翼板所傳遞，且由實驗觀察得知貫穿翼板亦有降伏之現象產生，故於整體強度上會較全梁貫入之試體高；另一原因為試體 H4BT 之最大梁端荷載小，而鋼梁塑性彎矩乃發展於近柱面，計算塑性彎矩之力臂距離較三組貫穿翼板試體大，三組貫穿翼板之最大梁端荷載小，鋼梁塑性彎矩乃發展於貫穿翼板之端處，計算塑性彎矩之力臂距離較試體 H4BT 為小。而四組試體之整體勁度皆相同，並無明顯差異。

圖 4.20 至 4.23 所示為二組內梁柱子結構強度包絡線關係圖。並由圖 4.24 及圖 4.25 可發現，於梁端位移 ± 120 mm 至 ± 150 mm（及 $\pm 4\%$ 至 $\pm 5\%$ 層間變位角）時兩試體皆達最大梁端荷載，試體 H3GT 之整體強度較試體 H2GT 為大，其原因乃是試體 H3GT 鋼梁尺寸較大，試體 H2GT 之強度包絡限於達最大梁端荷載後，整體強度幾乎持平，試體 H3GT 於達最最大梁端荷載後，整體強度有衰減之趨勢，二組試體之起始勁度幾乎一致。

4.6 梁柱交會區受力與變形之關係

梁柱交會區之強度是由剪力強度所控制，故可由其交會區剪力與剪應變關係曲線圖瞭解交會區之受力變化情況，試體 H4BT 之實際交會區剪力乃是由下式所計算得到：

$$V_{pz} = \frac{\Delta M}{d_b - t_f} - V_{col} \quad (4.1)$$

其中 ΔM 為鋼梁之梁端最大彎矩值， t_f 為梁翼板厚度。經由結點彎矩平衡可計算出柱剪力 $V_{col} = \Delta ML / [H(L - d_c)]$ ， L 為鋼梁兩反曲點間之距離， H 為柱上下兩反曲點間之距離， d_c 為柱寬。

五組貫穿翼板試體之實際交會區剪力強度計算乃由下式所示：

$$V_{pz} = \frac{\sum M_f}{d_b + t_p} - V_{col} \quad (4.2)$$

其中 M_f 為柱面彎矩，可由 $M_f = M_b + V_b l_p$ 計算得到， M_b 為貫穿翼板端處之彎矩值， t_p 為貫穿翼板厚度， l_p 為貫穿翼板至柱面所延伸長度， V_b 為貫穿翼板端處之梁剪力，由 $V_b = M_b / \{ [L - d_c - 2l_p] / 2 \}$ 計算得到。柱剪力 V_{col} 可由 $V_{col} = \{ \sum M_b + V_b (d_c + 2l_p) / 2 \} / H$ 。

圖 4.26 至圖 4.31 各為試體 H4BT、試體 H4FT、試體 H4GT、試體 H4GL、試體 H2GT 及試體 H3GT 交會區剪力與剪應變之關係曲線，並可觀察出三組貫穿翼板之試體交會區剪力與剪應變值皆大於試體 H4BT，由圖亦顯示試體 H4FT 之剪應變為最大。由圖 4.32 所示，四組試體之起始勁度幾乎差不多，試體 H4GL 之交會區整體勁度較試體 H4GT 與試體 H4FT 為小，但並無法由圖 4.32 看出本研究所設定之參數對交會區整體勁度之差異性影響。由圖 4.33 所示，試體 H3GT 之交會區剪力強度大於試體 H2GT，二試體之交會區剪力勁度有著明顯之差異。

4.6.1 梁柱交會區彈性勁度與梁柱交會區極限剪力強度

根據本文第二章所推導之梁柱交會區剪力與剪應變之關係公式，可

推論出一理論曲線，如圖 4.34 所示。

本文所定義梁柱交會區彈性勁度 K 係由梁端荷載傳入梁柱交會區之剪力 V_{pz} 與梁柱交會區之剪應變 γ 之斜率，如下式表示之：

$$K = \frac{V_{pz}}{\gamma} \quad (4.3)$$

其中梁柱交會區剪力 V_{pz} 由式 (2.1) 可得，為由東西兩側之油壓致動器以梁為力臂所傳入梁柱交會區之不平衡彎矩所造成剪力扣除由柱端之剪力所得，梁柱交會區剪應變 γ 可由式 (2.63) 得之。

交會區理論彈性勁度是由式 (2.56) 計算而得，其值為：

$$K = \left[2(d_c - 2t) \cdot t \cdot G_s + \frac{5.2G_s b_c t^3}{(d_b + t_p)^2} \right] + (A_c \cdot G_c) \quad (4.4)$$

圖 4.35 與圖 4.36 為接頭交會區剪力強度-剪應變理論曲線與實驗曲線比較，結果顯示與一般之預測相同，理論曲線之彈性勁度小於試體之實際彈性勁度。圖 4.35 與圖 4.36 接頭交會區剪力強度-剪應變理論曲線與實驗曲線亦顯示接頭理論曲線之剪力強度大於試體之實際剪力強度，其推測可能原因為理論曲線之剪力強度乃採鋼與混凝土之疊加，而試驗試體交會區剪力強乃由鋼梁提供經貫穿翼板傳遞之，四組外部梁柱接頭於鋼梁產生局部挫屈後，所傳遞之梁端荷載不再增大，而使交會區所承受之剪力亦不再增大，實驗最後亦發現試體之交會區並無明顯之破壞，切除交會區之鋼皮也發現交會區混凝土並無產生剪力破壞。

本文所提出之極限剪力強度 V_u ，即式 (2.58)，其值表示如下：

$$V_u = [2(d_c - 2t_{cf}) \cdot t_{cw}] \sqrt{\frac{\sigma_y^2 - \sigma_p^2}{3}} \left(1 + \frac{3.45b_c t_{cf}^2}{d_c d_b t_{cw}} \right) + \tau_{xy} A_c \quad (4.5)$$

表 4.3 為依材料實際強度計算之梁柱交會區之剪力極限強度理論值與試驗值，本研究所定義之梁柱交會區極限剪力強度 $V_{u,test}$ 為梁柱交會區最大之剪力值視其為極限剪力強度極限值。另外，本文亦採 AIJ 規範所提出之交會區極限剪力強度計算公式，即式 (2.17)，如下式所示：

$$V_{u,AIJ} = V_c + V_s = \beta_j A_c F_c + 1.2 A_{web} \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad (4.6)$$

表 4.3 可看出本文所提出之交會區理論極限剪力強度以及 AIJ 規範之理論值皆大於試驗值，其原因由於本研究之試體乃以強柱弱梁設計之，於此設計理念下，乃是由梁產生塑性變形而達破壞，因此於梁柱交會區並未達其極限狀態，乃處於彈性階段，使本文所提之交會區剪力強度理論值大於試驗值。而以日本 AIJ 規範之公式所計算出梁柱交會區極限剪力亦有相同之結果。

4.7 梁柱接頭之設計流程

縱觀本試驗所規劃之六組試體，可分為兩種型式，一為高交會區剪力容量型式，另一為低交會區剪力容量型式，六組試體皆為強柱弱梁。而本研究之接頭設計流程，可分三大項目，其內容介紹如下：

(一) 強柱弱梁比

由彎矩-曲率關係曲線求取於軸力作用之柱彎矩容量 M_{pc} ，而鋼梁之彎矩容量 M_{pb} 可由梁之塑性截面模數 Z 乘上鋼材容許強度 F_y ，爾後根據下式決定試體之強柱弱梁比值。其值必須大於等於 1.2。

$$\left[\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} \right] \quad (4.7)$$

(二) 接頭剪力

由本文第三章中所提，梁柱接頭剪力 V_u 乃由於塑鉸處有一塑性彎矩 M_{pb} 及一梁剪力 V_b ，根據 M_{pb} 與 V_b 於柱面所產生之彎矩 M_f 由下式所計算得之，表示式如下：

$$V_b = \frac{M_{pb}}{\left[L - d_c - 2l_p - 2\left(\frac{d_b}{4}\right) \right] / 2} \quad (4.8)$$

$$V_{col} = \frac{\sum M_{pb} + V_b \left[d_c + 2l_p + 2\left(\frac{d_b}{4}\right) \right] / 2}{H} \quad (4.9)$$

$$M_f = M_{pb} + V_b \left(l_p + \frac{d_b}{4} \right) \quad (4.10)$$

$$V_u = \frac{\sum M_f}{d_b + t_p} - V_{col} \quad (4.11)$$

而貫穿翼板厚度 t_p 亦依據柱面彎矩強度設計之。交會區剪力容量 V_u 之計算乃由鋼與混凝土於對交會區剪力之貢獻疊加而得，其表示式如下：

$$V_n = V_{sn} + V_{cn} \quad (4.12)$$

$$V_{sn} = A_v \frac{F_{yt}}{\sqrt{3}} \quad (4.13)$$

$$V_{cn} = 1.7\sqrt{f'_c}A_j \quad (4.14)$$

其中 A_v 為鋼管之剪面積， F_{yt} 為鋼管容許降伏強度(MPa)， f'_c 為混凝土之抗壓強度(MPa)， A_j 為接頭有效斷面積。

(三) 接頭細部設計

本試驗之接頭細部設計包括有：貫穿翼板與梁翼之填角銲道設計、貫穿翼板與鋼管之全滲透銲道設計，以及剪力板與螺栓數量設計等，以上之細部設計乃由柱面彎矩 M_f 與梁剪力 V_b 計算得之。

第五章 結論與建議

5.1. 結論

本研究規劃四組高交會區剪力容量之外梁柱接頭試體，與兩組低交會區剪力容量之內梁柱接頭試體，縱觀整個試驗結果、試體行為、破壞模式及交會區剪力強度計算可歸納出以下幾點結論：

1. 三組採貫穿翼板補強之外梁柱接頭試體，其補強翼板可有效將力量傳遞進接頭區，將塑鉸移離柱面外，雖產生局部破壞，而試體整體強度卻未因而嚴重衰減。採全梁貫入之外梁柱接頭試體其韌性消能能力表現上較佳，可合宜應用於矩形鋼管混凝土柱之接頭上。
2. 整體行為表現上，全梁貫入試體 H4BT 較其他三組試體為佳，原因乃於全梁貫入比翼板貫穿兩者與交會區混凝土有較佳複合效應，而三組貫穿翼板之外梁柱試體於與鋼管接合處因貫穿翼板與鋼管銲接之破壞導致滑動之現象，因而整體行為較試體 H4BT 為差，其遲滯迴圈有束縮之現象。
3. 由四組外梁柱接頭試體之遲滯迴圈關係圖可知大部分之結構變形乃集中於鋼梁，交會區剪力所引致之轉角有進入極微非線性之狀態，柱則保持在彈性範圍內；消能機制主要由鋼梁非線性行為所提供。
4. 二組低交會區剪力容量之試體，亦因產生相同之破壞情況而無法有效地經梁柱交會區產生大量剪力變形以消能，整體行為較無法顯現出其優良性。

5. 本研究所設定之三種設計參數，最重要為交會區剪力強度之計算方式，於試驗結果中明顯顯示已達設計目的，另外二設計參數皆可達到對試體強度與韌性之功效，但於試體行為與整體強度之並無顯著差異。
6. 由強度包絡線關係圖可知有無採橫向鉚道試體於整體強度表現上皆優良性，並無明顯差異，三組採翼板貫穿外梁柱接頭試體之整體強度皆大於全梁貫入式接頭試體。
7. 本文中所規劃兩種不同型式破壞機制之試體，一為高交會區剪力強度與低交會區剪力強度，於試驗後顯示皆可達設計目的，試驗結果顯示剪力強度之計算應可行。本研究所提出之翼板貫穿式接頭設計流程可預測梁柱接頭之破壞模式。

5.2. 建議

本試驗所設計兩種不型式消能機制之試體，一為由梁產生塑性變形消能，於試驗中皆發現採貫穿翼板補強之試體，貫穿翼板與 CFT 鋼管柱之接合處鉚道因其破壞乃是鉚道開裂後產生相對滑動所造成之局部破壞，雖以鋼梁為消能構件之機制亦有顯現出來，但於試驗記錄中梁端荷載-位移之遲滯迴圈中產生束縮現象，導致試體整體消能性略可，並未像採全梁貫入接頭之消能性來的優良。

另一為由梁柱交會區產生大量剪力變形以消散能量，試驗之二組試體，亦因上述之局部破壞於試驗後發現梁柱交會區未產生較大之剪力變形行為，並未能有效顯現出交會區消能機制之優良行為。故推測其可能

原因在於鋼管之厚度略小(9 mm)所導致，若採鋼管厚度略大些，應可避免此一局部破壞產生。唯文中所提之交會區理論模型，可估算交會區之剪力強度。

参考文献

- AIJ (1991), *AIJ standards for structural calculation of steel reinforced concrete structures*, Architectural Institute of Japan.
- AIJ (1997), *Recommendations for design and construction of concrete filled tubular structures*, Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan.
- AISC (1997), *Seismic provisions for structural steel buildings*, American Institute of Steel Construction.
- Alostaz, Y. M. and Schneider, S. P. (1996), "Analytical behavior of connections to concrete-filled steel tubes," *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 40, No. 2, pp. 95-127.
- Azizinamini, A. and Prakash, B. (1993), "A tentative design guideline for a new steel beam connection detail to composite tube columns," *Engineering Journal*, 3rd quarter, pp. 108-115.
- Azizinamini, A., Shekar, Y., and Saadeghvaziri, M. A. (1995), "Design of through beam connection detail for circular composite columns," *Engineering Structures*, Vol. 17, No. 3, pp. 209-213.
- Chen, C. C., and Lo, S. H. (2003), "Behavior of steel beam to circular CFT column connections," *Proc. of the 7th International Conference on Steel Concrete Composite Structures*, Sydney Australia.
- Chung, L. L., Wu, L. Y., Yeh, C. H., Lu, L. Y., Shen, T. Y., Wang, Y. Z., and Shih, M. Y. (2001), "Seismic behavior of bolted beam-column connections for rectangular concrete-filled steel tube structures," *First International Conference on Steel and Composite Structures*, Pusan, Korea.
- Elremaily, A., Azizinamini, A. (2001), "Design Provisions for connections between steel beams and concrete filled tube columns," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, pp. 971-995.

- Elremaily, A., Azizinamini, A. (2001), "Experimental behavior of steel beam to CFT column connections," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, pp. 1099-1119.
- Engelhardt, M. D., and Sabol, T. A. (1998), "Reinforcing of steel moment connections with cover plates: benefit and limitations," *Engineering Structures*, Vol. 20, No. 4-6, pp. 510-520.
- Kang, C. H., Shin, K. J., Oh, Y. S., and Moon, T. S. (2001), "Hysteresis behavior of CFT column to H-beam connections with external T-stiffeners and penetrated elements," *Engineering Structures*, Vol. 23, pp. 1194-1201.
- Krawinkler, H. (1978), "Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames," *Engineering Journal*, AISC, pp. 81-91.
- Lin, K. C. (2000), "Seismic behavior of beam-to-CFT column joints using external clamping diaphragms," *Ph.D. Dissertation*, Department of Civil Engineering, National Taiwan University.
- Morita, K., Yokoyama, Y., Kawamata, Y., and Matsumura, H., (1991), "Effect of Inner Ring Stiffener on the Strength of Connection Between Steel Beam and Concrete-Filled Square Tube Column," *Journal of Structural Construction Engineering*, AIJ, No. 422 (in Japanese).
- Ricles, J. M., Lu, L. W., Sool, T. K., and Vermaas, G. (1995), "Seismic performance of CFT column-to WF beam moment connections," *Proc. of the Third International Workshop, Connections in Steel Structural III*, Italy.
- Schneider, S. P., and Alostaz, Y. M. (1998), "Experimental Behavior of Connection to Concrete-filled Steel Tubes," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 45, No.3, pp. 321-352.
- Tsai, K. C., and Popov E. P., (1990) "Seismic panel zone design effect on elastic story drift in steel frames," *Journal of Structural Engineering*,

ASCE, Vol. 116, No. 12.

UBC (1994), *Uniform building code*, International conference of Building Officials.

內政部營建署 (1999), 「建築物耐震設計規範及解說」, 十一月。

鐘立來、盧煉元、葉謹勳、吳賴雲、王遠志、黃新愷、沈東儒 (2000), 「矩形鋼管混凝土結構梁柱接頭行之試驗研究」, 第五屆結構工程研討會。

鐘立來、盧煉元、葉謹勳、吳賴雲、王遠志、盧建帆、沈東儒 (2001), 「鋼管混凝土結構螺栓穿透式梁柱接頭之理論分析與耐震驗證」, NCREE-01-033, 國家地震工程研究中心。

林克強、蔡克銓 (2000), 「以柱外夾型橫隔板加勁之鋼管混凝土柱梁接頭」, 第五屆結構工程研討會。

黃國倫 (2003), 「鋼管混凝土結構雙向螺栓式接頭設計參數之試驗與研究」, 國立台灣大學土木工程系碩士論文, 鍾立來、吳賴雲指導。

孔祥嵐 (1998), 「具大變形鋼骨梁柱交會區之梁柱接頭行為研究」, 國立台灣大學土木工程系碩士論文, 蔡克銓指導。

陳誠直 (2002) 「鋼梁接圓形鋼管混凝土柱接頭之耐震行為(II)」國科會研究報告。

羅勝宏 (2002), 「鋼梁接圓形鋼管混凝土柱接頭耐震行為」, 國立交通大學土木工程研究所碩士論文, 陳誠直指導。

表 3.1 六組試體規劃與試體編號

Specimen	Column Tube A572 Gr.50 (mm)	Beam A572 Gr.50 (mm)	Wide of T-Flange Plate*, A36 (mm)	Wide of B-Flange Plate*, A36 (mm)	Total Length of Flange Plate (mm)
H4GL	350x350x9	H450x200x9x14	200	240	770
H4GT	350x350x9	H450x200x9x14	200	240	770
H4FT	350x350x9	H450x200x9x14	200	240	770
H4BT	350x350x9	H450x200x9x14	-----	-----	-----
H2GT	350x350x9	BH280x180x8x18	180	200	1150
H3GT	350x350x9	BH300x200x9x20	200	240	1150

*T-Flange Plate 為梯形貫穿翼板，B-Flange Plate 為矩形貫穿翼板。

表 3.2 六組試體設計參數規劃

Specimen	Beam A572 Gr.50 (mm)	f'_c (MPa)	Tube / FP Weld	FP Transverse Weld	Connection Bolt	V_n/V_u	M_o/M_b
H4GL	H450x200x9x14	34.46	Groove	No	4-F10t M24	1.77	2.06
H4GT	H450x200x9x14	34.46	Groove	Yes	4-F10t M24	1.77	2.06
H4FT	H450x200x9x14	34.46	Fillet	Yes	4-F10t M24	1.77	2.06
H4BT	H450x200x9x14	34.46	N/A	N/A	N/A	1.77	2.06
H2GT	BH280x180x8x28	34.46	Groove	Yes	4-F10t M24	0.93	1.79
H3GT	BH300x200x9x20	34.46	Groove	Yes	4-F10t M24	0.78	1.36

* Tube D/t = 39

表 3.3 鋼管、鋼梁及貫穿翼板之材料試驗結果

Item	Steel Grade	Yield Strength (MPa)	Ultimate Strength (MPa)
Tube	A572 Gr.50	371	491
	A572 Gr.50	444	573
Flange	A572 Gr.50	412	519
	A572 Gr.50	425	541
	A572 Gr.50	361	483
Web	A572 Gr.50	439	590
	A572 Gr.50	427	530
	A572 Gr.50	367	501
Flange Plate	A36	286	440
	A36	279	415
	A36	267	404

表 3.4 各試體柱混凝土強度

Specimen	Age (days)	f'_c (MPa)
H4GT	28	39.7
	Test	42.5
H4BT	28	23.5
	Test	25.6
H4GL	28	39.7
	Test	44.9
H4FT	28	39.7
	Test	51.1
H2GT	28	39.7
	Test	44.5
H3GT	28	39.7
	Test	46.9

表 4.1 各試體之破壞模式

Specimen	Failure Mode
H4GT	上下貫穿翼板與 CFT 柱之接合銲道開裂之局部破壞； 於貫穿翼板端處之鋼梁翼板與腹板相繼挫屈形成塑性鉸。
H4GL	上下貫穿翼板與 CFT 柱之接合銲道開裂之局部破壞； 於貫穿翼板端處之鋼梁翼板與腹板相繼挫屈形成塑性鉸。
H4FT	上下貫穿翼板與 CFT 柱之接合銲道開裂之局部破壞； 於貫穿翼板端處之鋼梁翼板與腹板相繼挫屈形成塑性鉸。
H4BT	於 CFT 柱面四分之一梁深處鋼梁翼板與腹板相繼挫屈形成塑性鉸。
H2GT	上下貫穿翼板與 CFT 柱之接合銲道開裂之局部破壞； 於梁柱交會區產生剪力變形。
H3GT	上下貫穿翼板與 CFT 柱之接合銲道開裂之局部破壞； 於梁柱交會區產生較大量之剪力變形。

表 4.2 試體最大彎矩實驗值與理論值之比較

Specimen	Material Plastic Flexural Strength		Maximum Test Flexural Strength		Ratio of Test to Material Strength	
	M_p	$M_{p,test}$	$M_{p,test}$	$M_{p,test}$	$\frac{M_{p,test}}{M_p}$	$\frac{M_{p,test}}{M_p}$
	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)		
H4GT	702	+779	-692		1.11	0.99
H4GL	702	+750	-752		1.07	1.07
H4FT	702	+861	-692		1.23	0.99
H4BT	702	+797	-715		1.14	1.02
H2GT	E	351	+296	-190	0.84	0.54
	W	351	+284	-214	0.81	0.61
H3GT	E	545	+350	-241	0.64	0.44
	W	545	+357	-323	0.66	0.59

表 4.3 梁柱交會區剪力強度之試驗值與理論值

Specimen	V_u (kN)	$V_{u,AIJ}$ (kN)	$V_{u,test}$ (kN)	$V/V_{u,test}$	$V_{u,AIJ}/V_{u,test}$
H4GT	2583	2524	1978	1.31	1.28
H4GL	2637	2542	1902	1.39	1.34
H4FT	2787	2590	2205	1.26	1.17
H4BT	2194	2394	1741	1.26	1.38
H2GT	2421	2943	1950	1.24	1.51
H3GT	2719	2762	2568	1.06	1.08

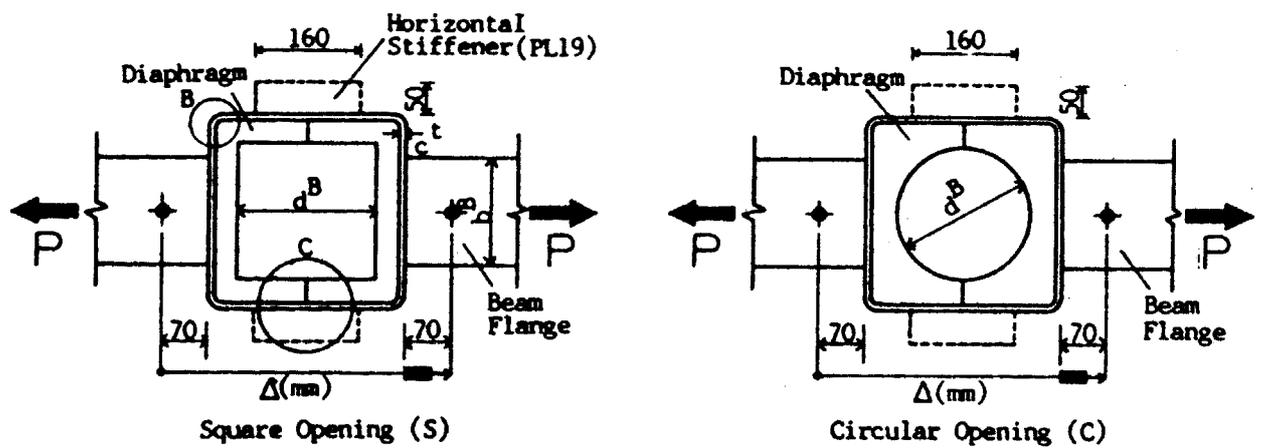


圖 1.1 內橫隔板接頭配置圖 (Morita et al. 1991)

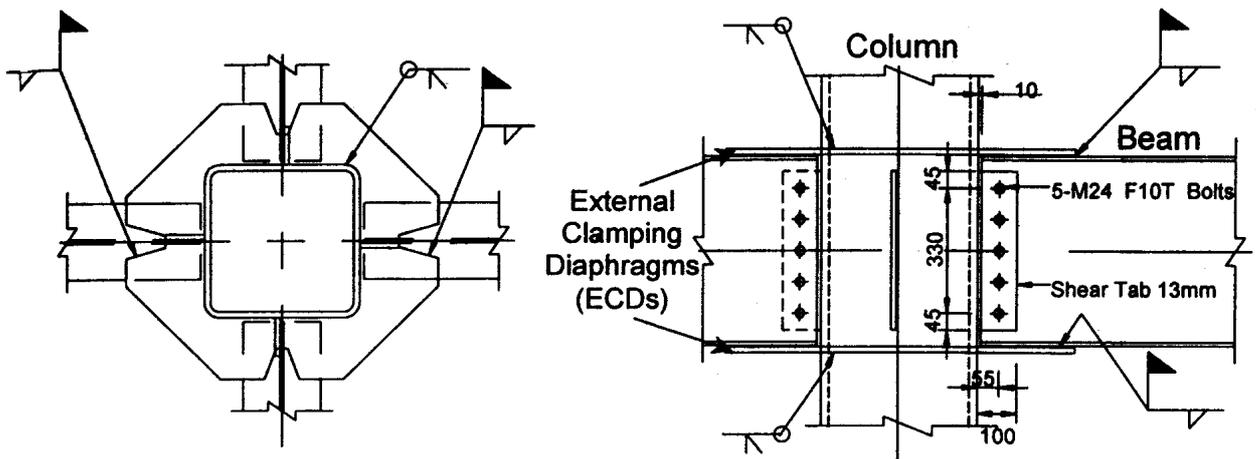


圖 1.2 外橫隔板配置圖 (Lin 2000)

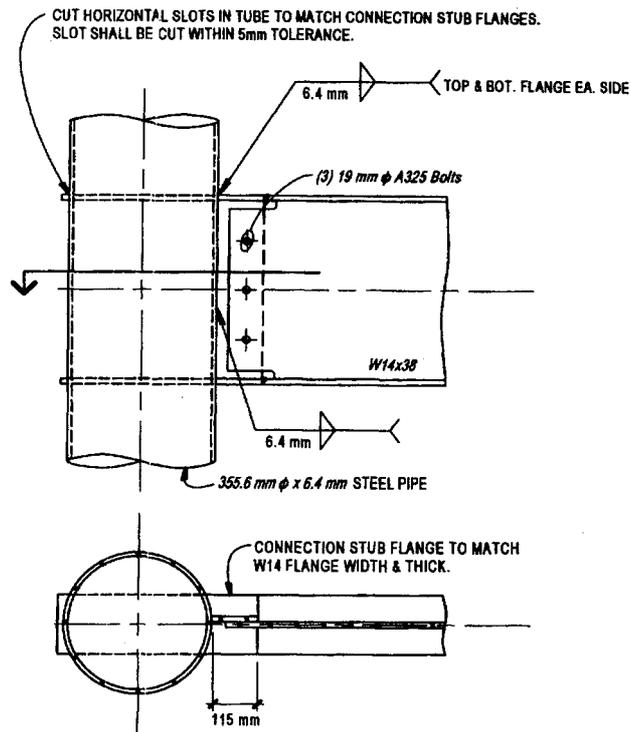


圖 1.3 翼板貫入式接頭配置圖 (Schneider and Alostaz 1998)

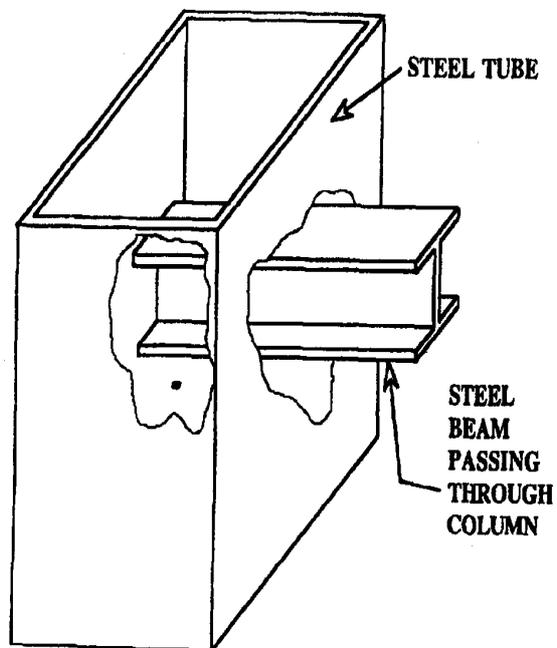


圖 1.4 全梁貫入式接頭配置圖 (Azizinamini et al. 1995)

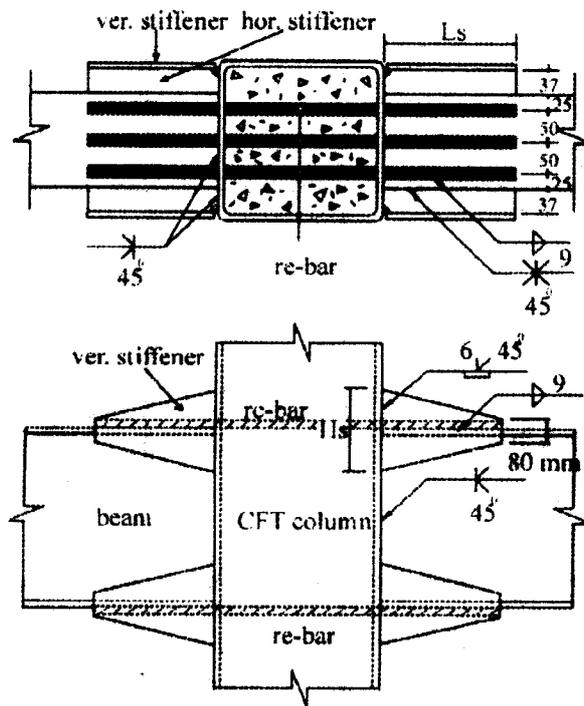


圖 1.5 鋼棒貫入式接頭配置圖 (Kang et al. 2001)

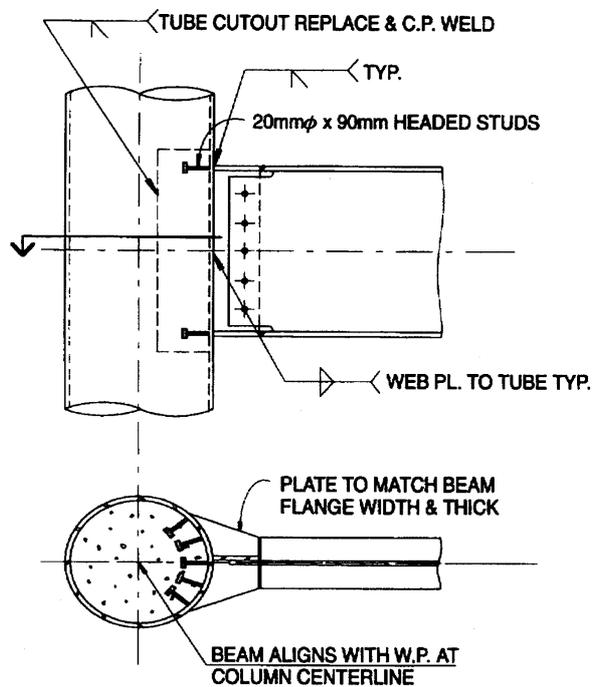


圖 1.6 鋼管內側相對梁翼板位置配置剪力釘配置圖

(Alostaz and Schneider 1996)

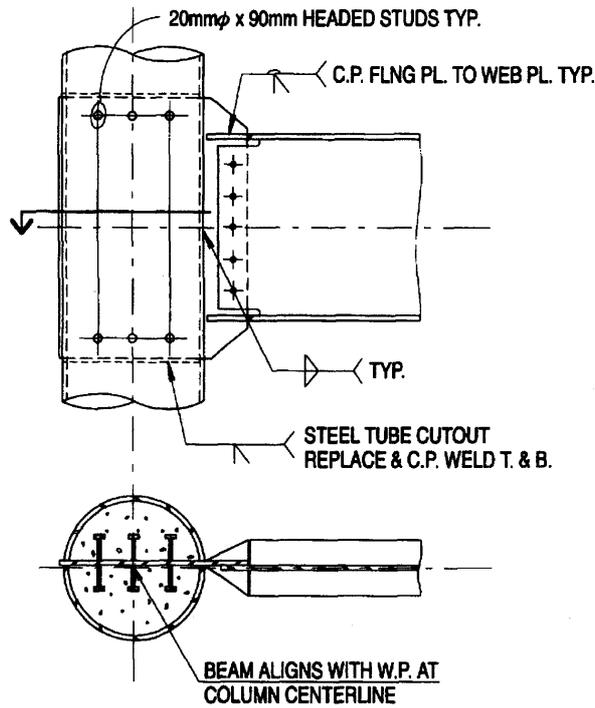


圖 1.7 鋼管內側相對梁腹板位置配置剪力釘配置圖 (Alostaz and Schneider 1996)

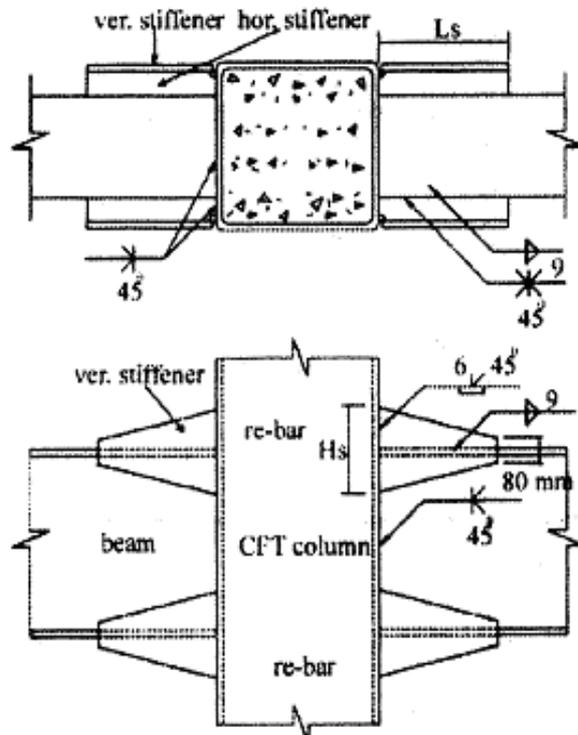


圖 1.8 補強式接頭配置圖 (Kang et al. 2001)

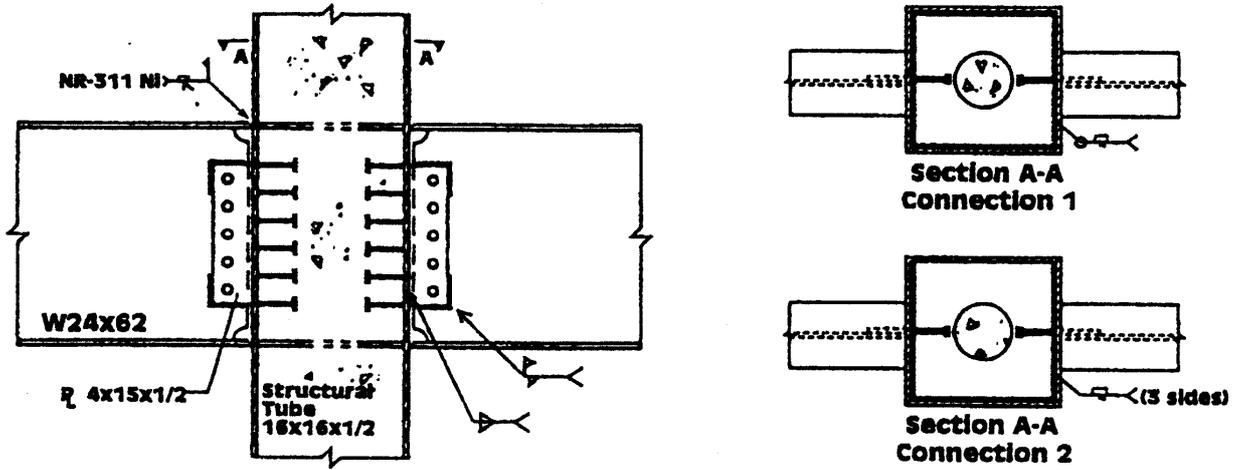


圖 1.9 複合式接頭配置例(I) (Ricles et al. 1995)

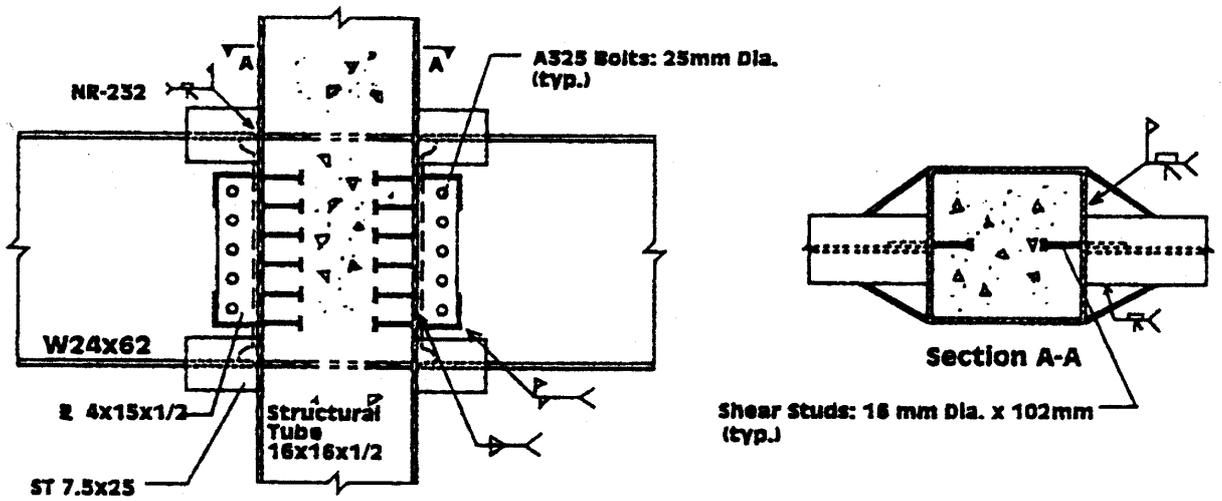


圖 1.10 複合式接頭配置例(II) (Ricles et al. 1995)

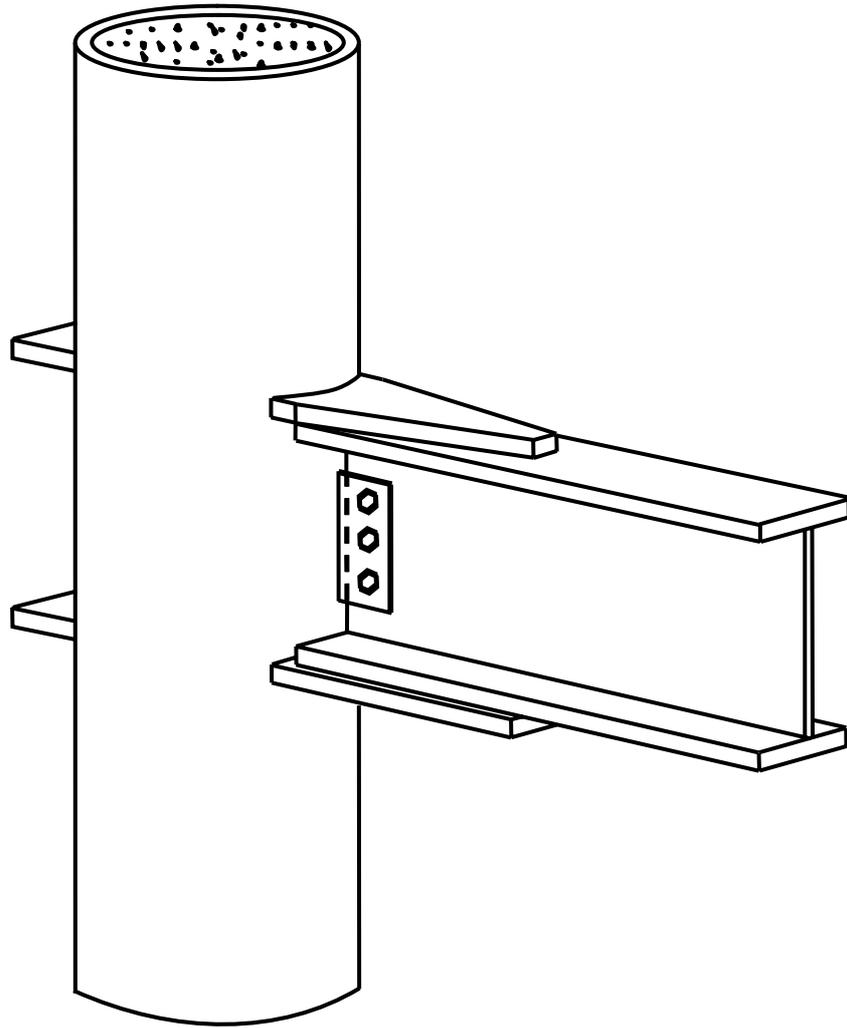


圖 1.11 貫穿式翼板圓形鋼管混凝土梁柱接頭

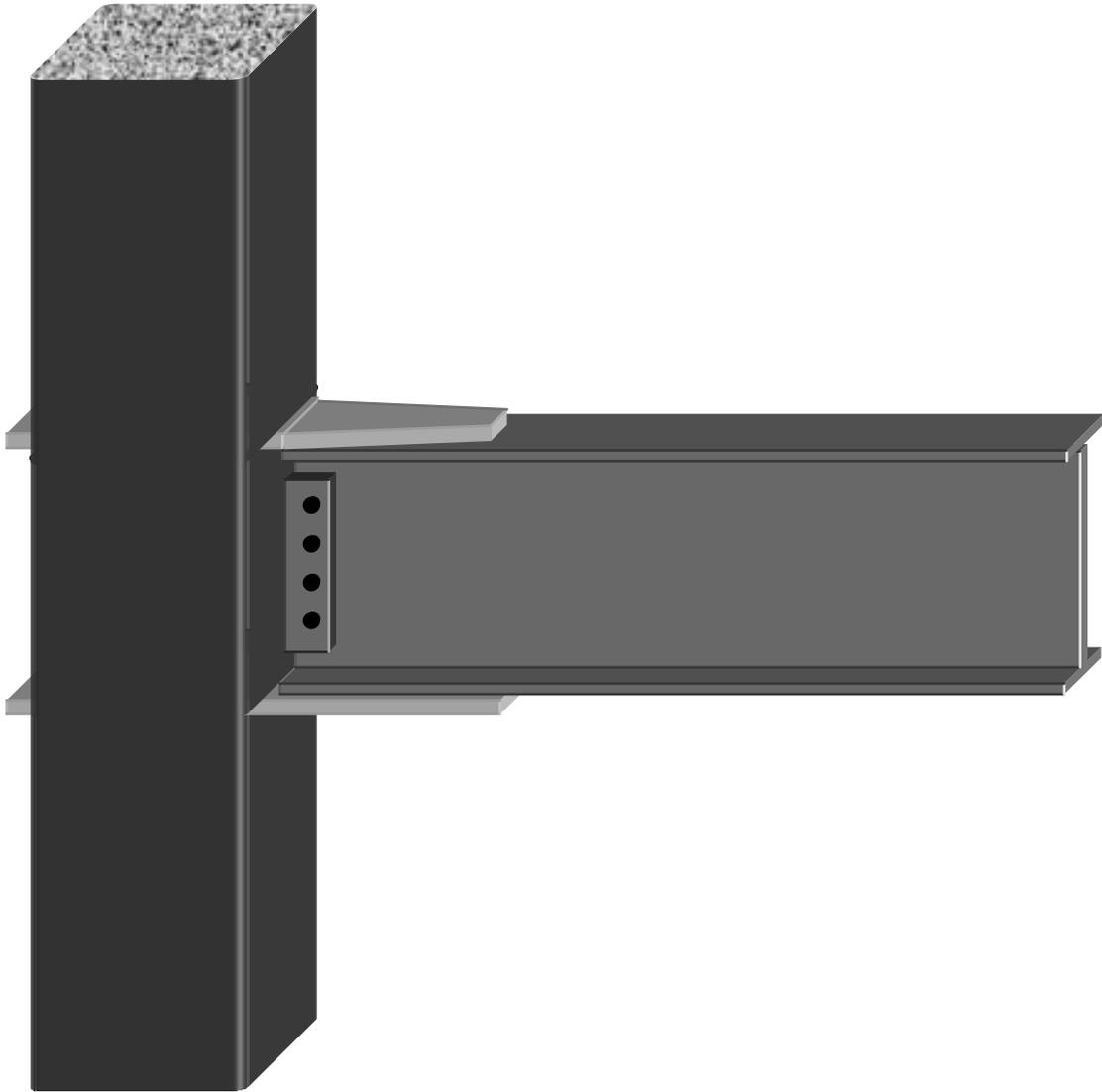


圖 1.12 貫穿式翼板矩形鋼管混凝土梁柱接頭

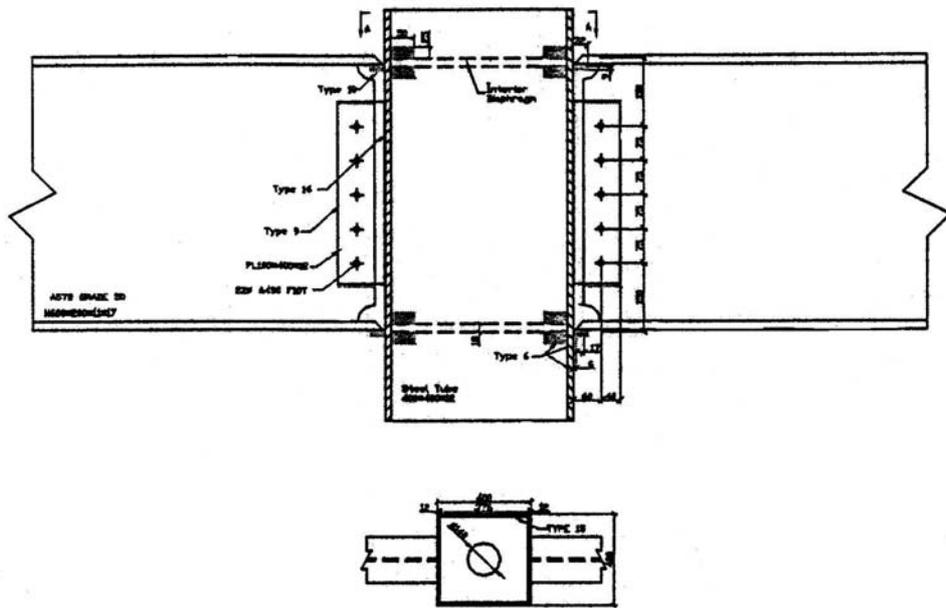


圖 2.1 內橫隔板矩形鋼管混凝土梁柱接頭 (鐘立來等人 2000)

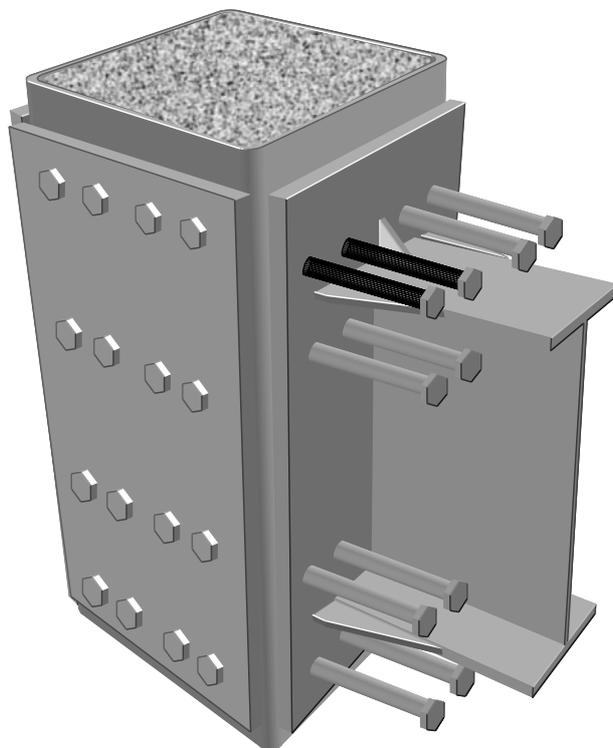


圖 2.2 螺栓穿透式之梁柱接頭 (鐘立來等人 2001)

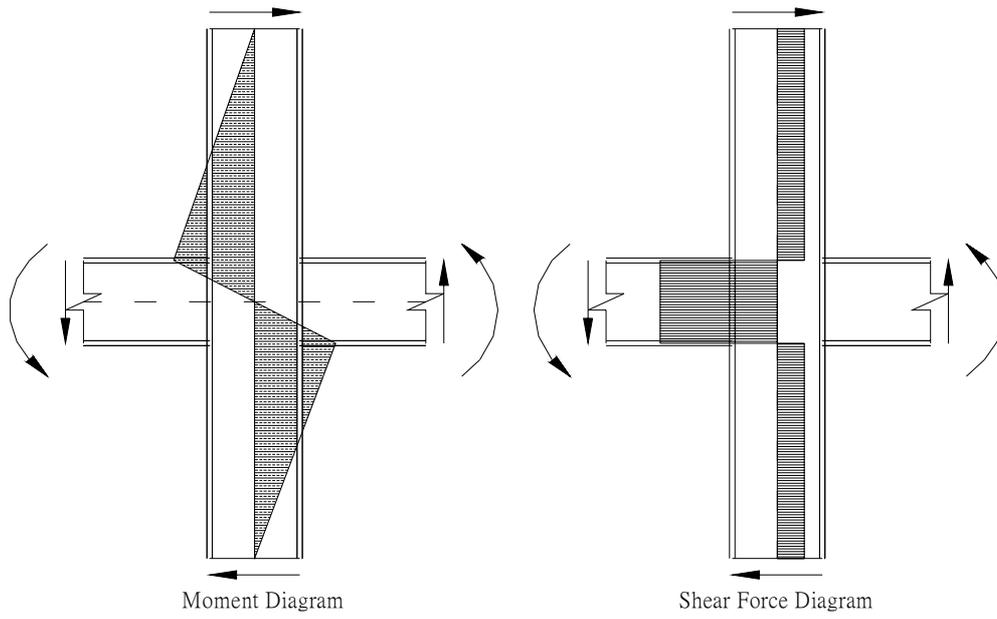


圖 2.3 接頭區受力分析圖

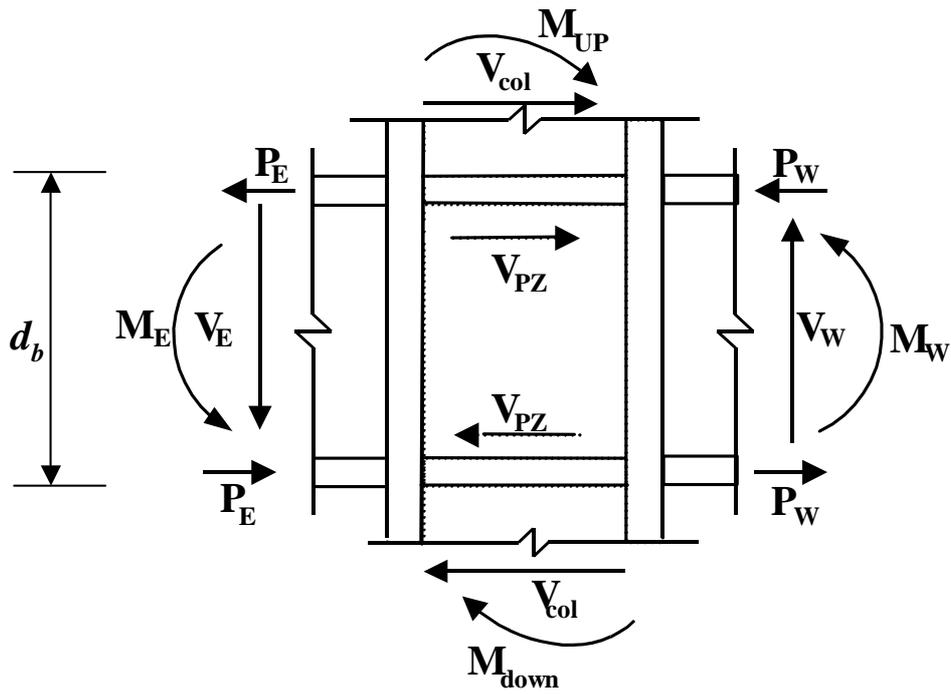


圖 2.4 鋼骨梁柱交會區受力分析圖

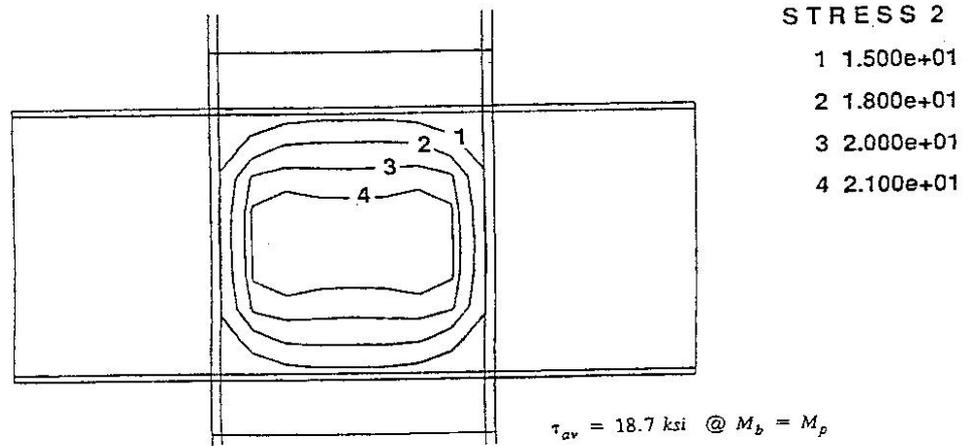


圖 2.5 梁柱交會區內剪力分佈情形示意圖 (Tsai and Popov 1990)

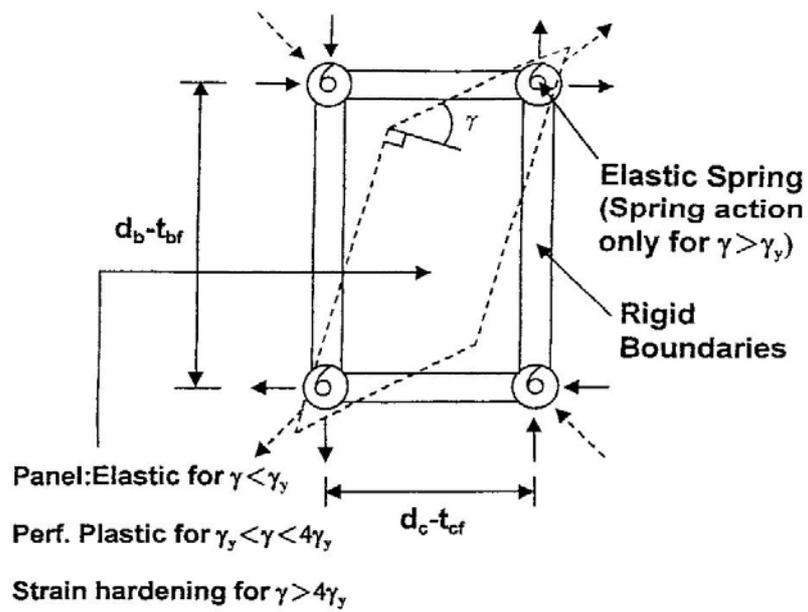
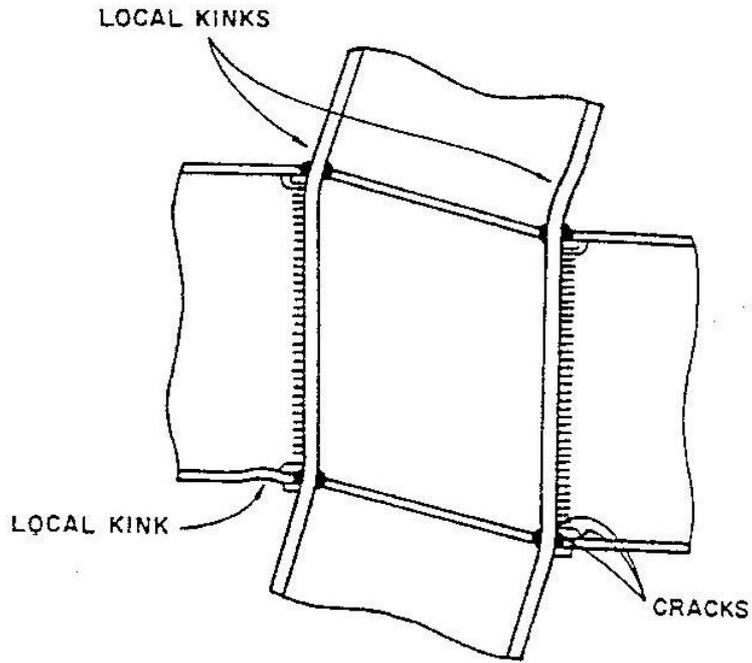


圖 2.6 Krawinkler 梁柱交會區力學模型示意圖 (孔祥嵐 1998)



2.7 梁柱交會區之局部挫屈示意圖 (孔祥嵐 1998)

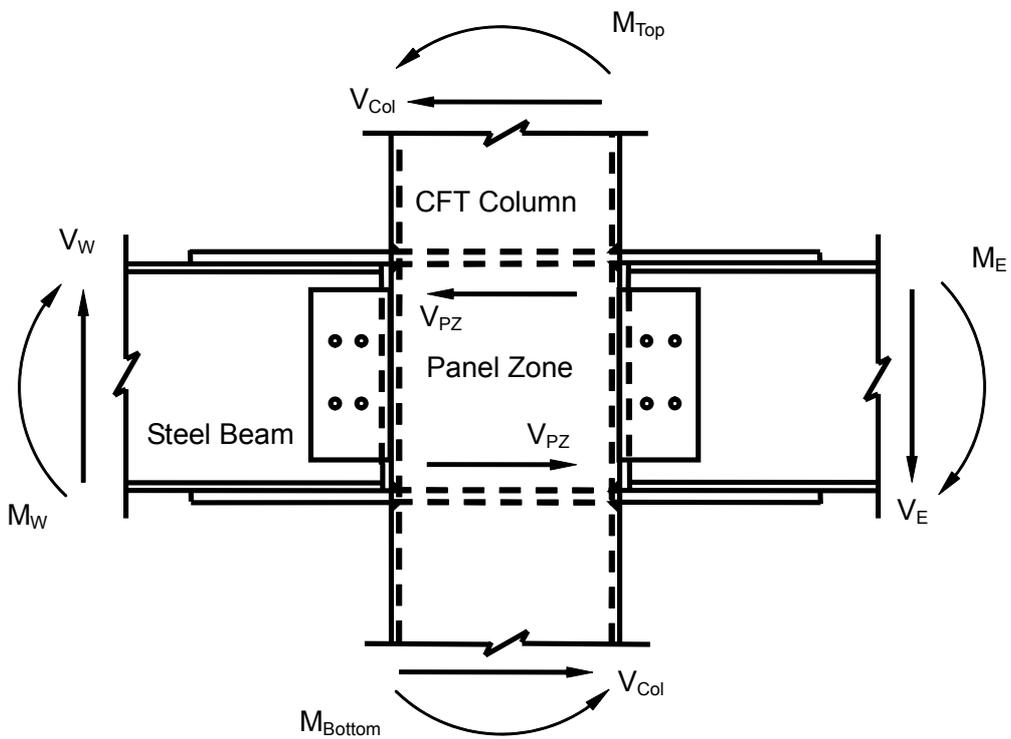


圖 2.8 梁柱交會區受力示意圖

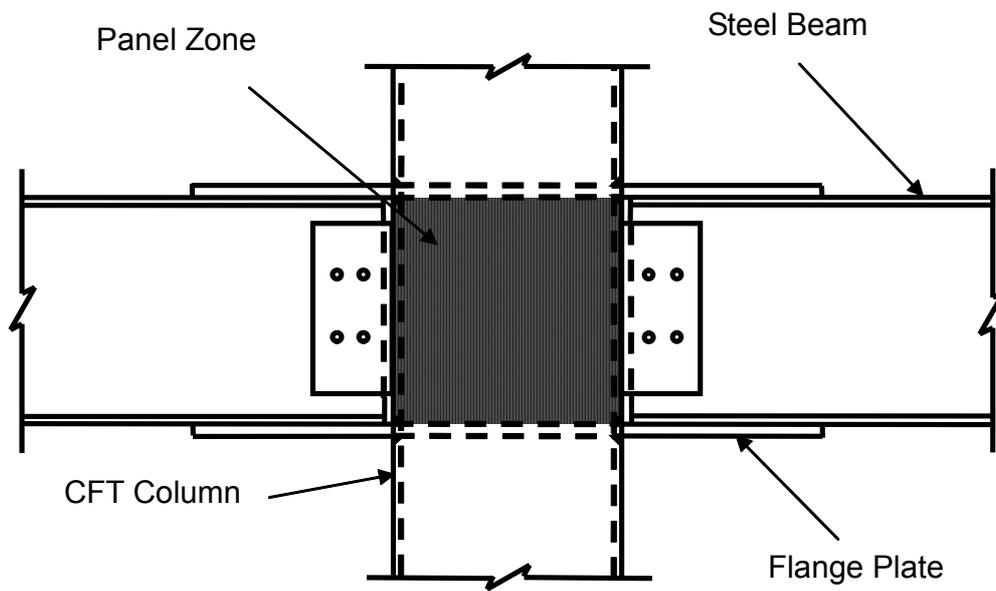


圖 2.9 梁柱交會區之示意圖

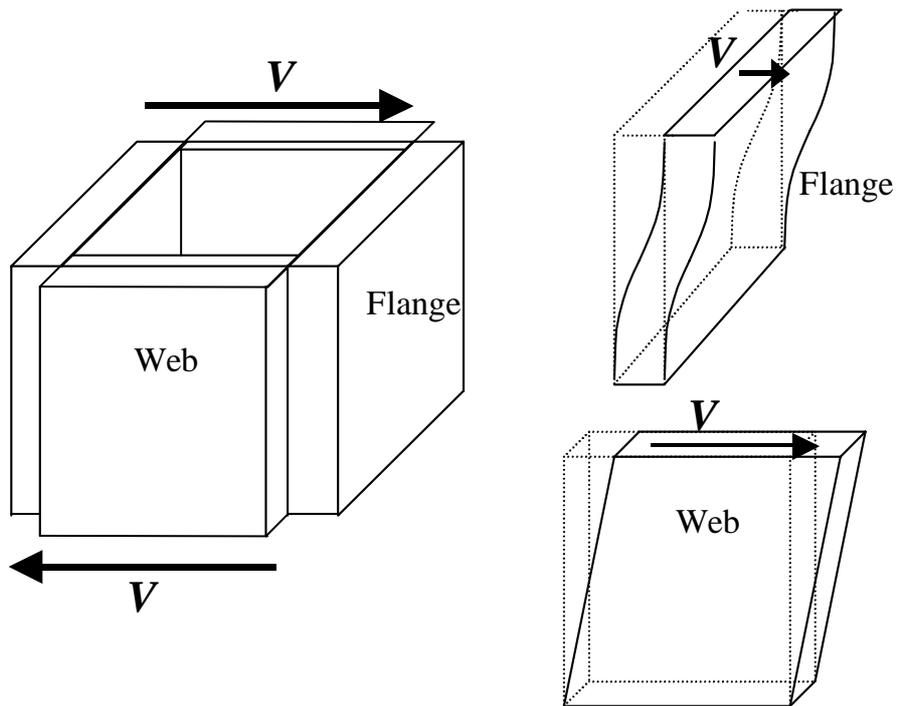


圖 2.10 梁柱交會區受力變形分量圖(鐘立來等 2001)

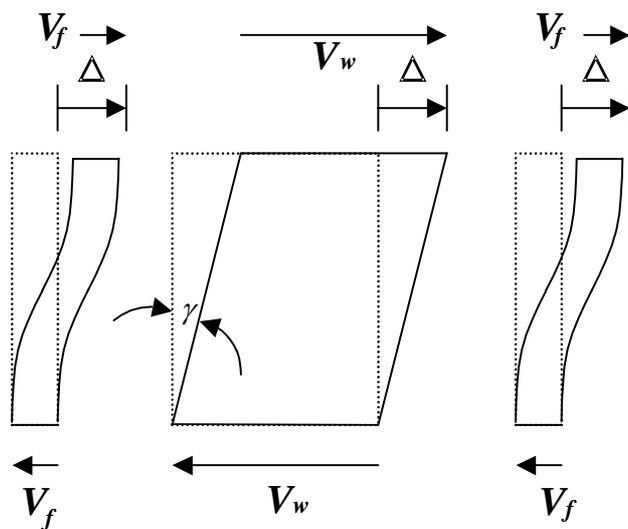


圖 2.11 梁柱交會區受剪力變形圖(鐘立來等 2001)

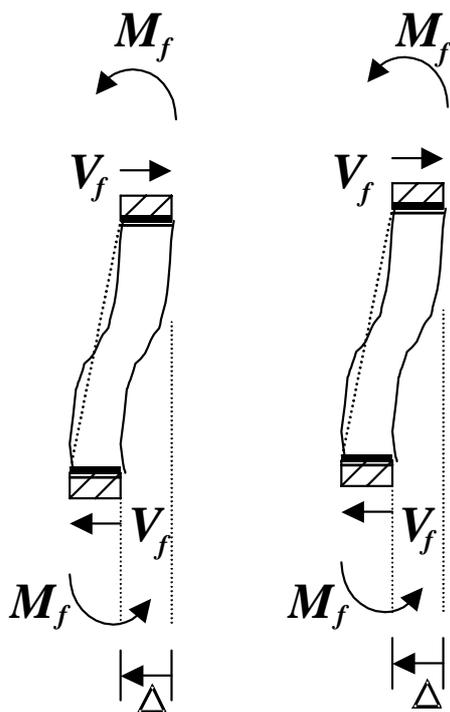


圖 2.12 梁柱交會區柱翼板撓曲變形圖(鐘立來等 2001)

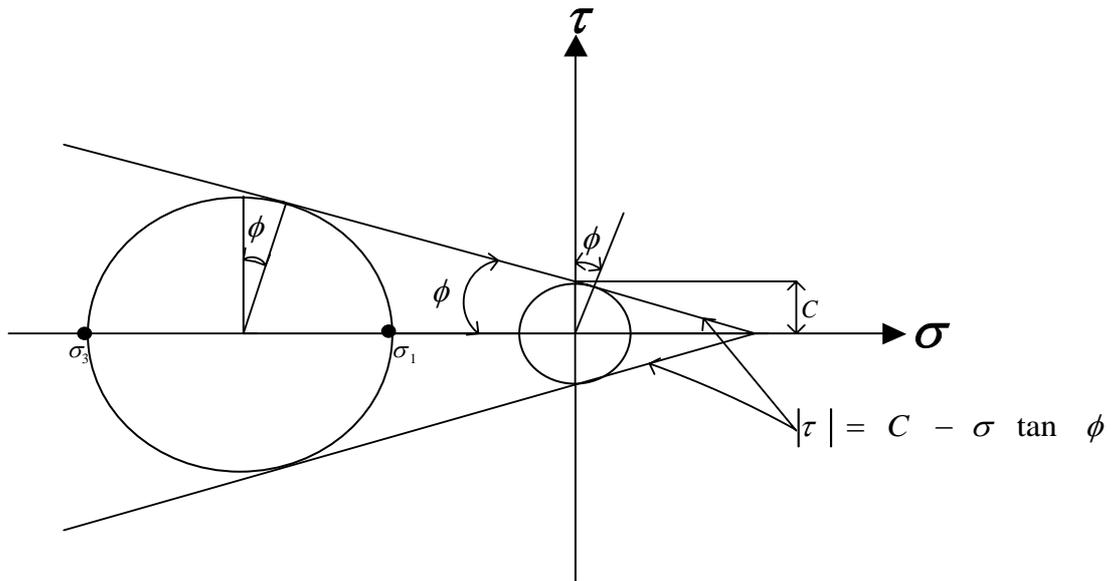


圖 2.13 摩爾-庫倫之準則破壞包絡線 (黃國倫 2003)

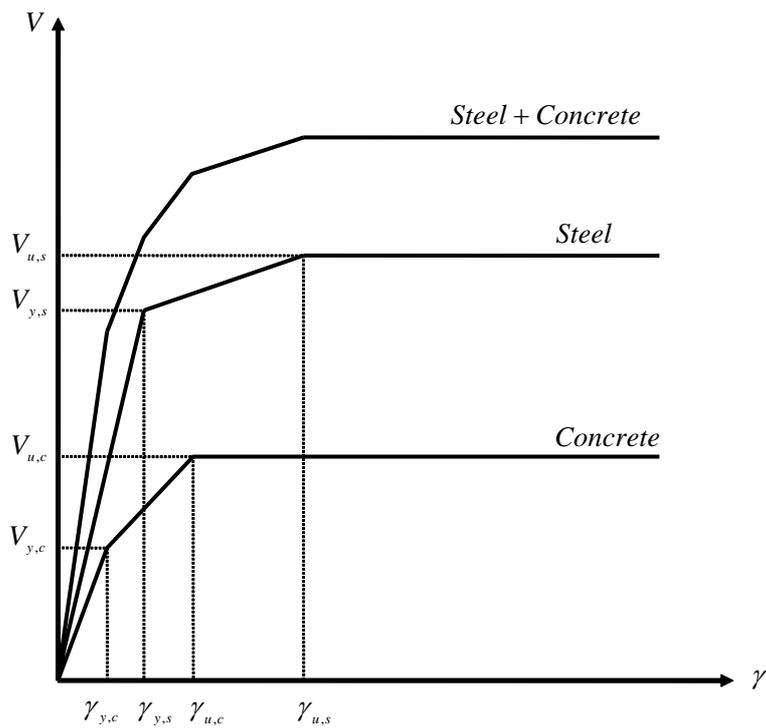


圖 2.14 鋼管與混凝土疊加之梁柱交會區理論折線圖

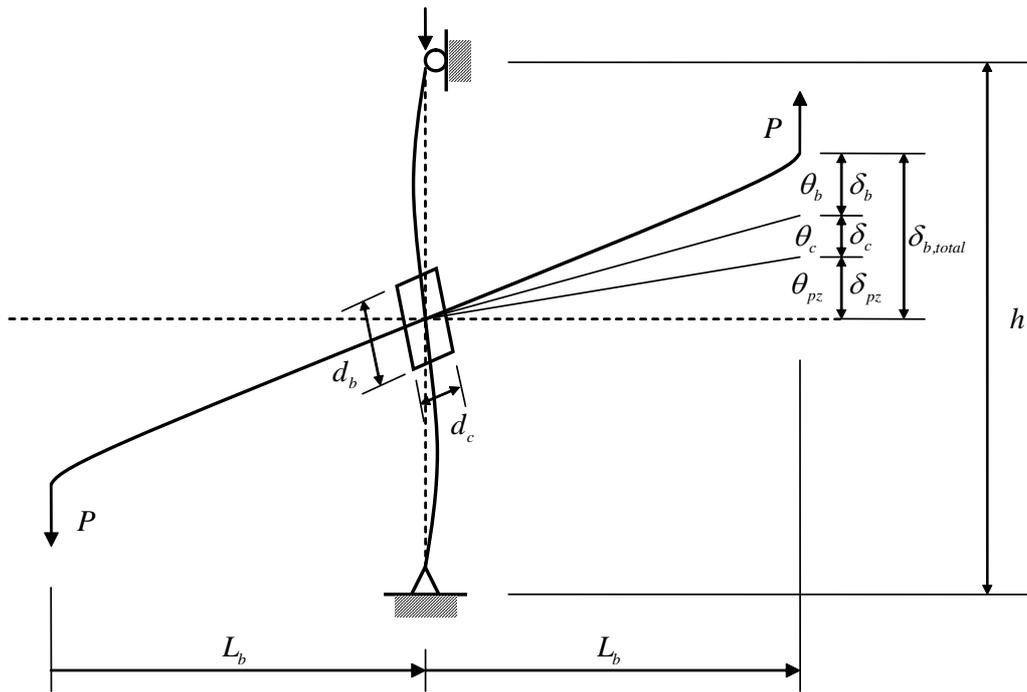


圖 2.15 梁端變位分量示意圖

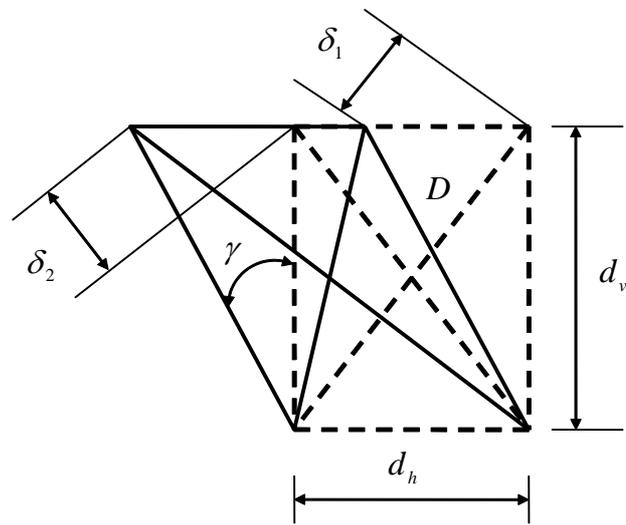


圖 2.16 梁柱交會區剪力變形示意圖

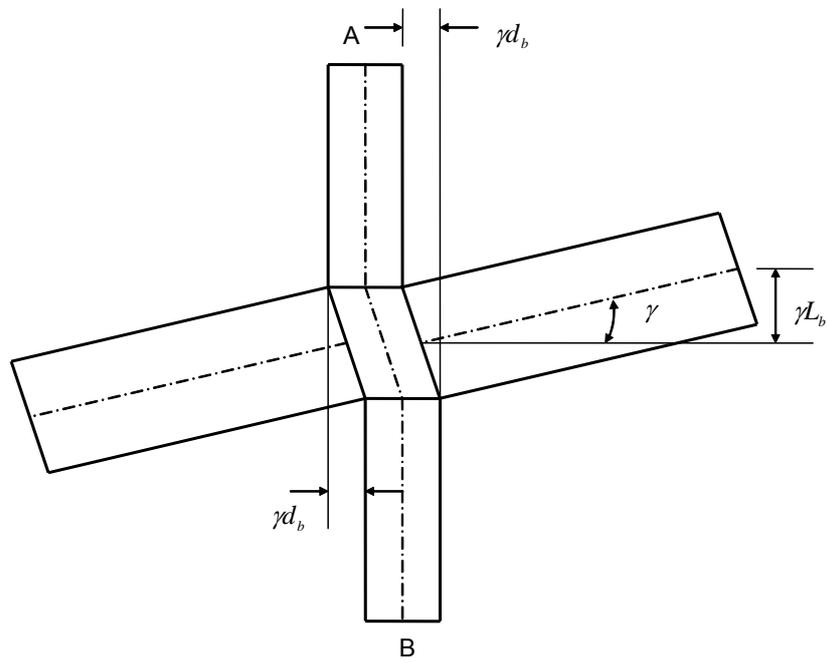


圖 2.17 交會區剪力變形造成之梁端變位分量圖

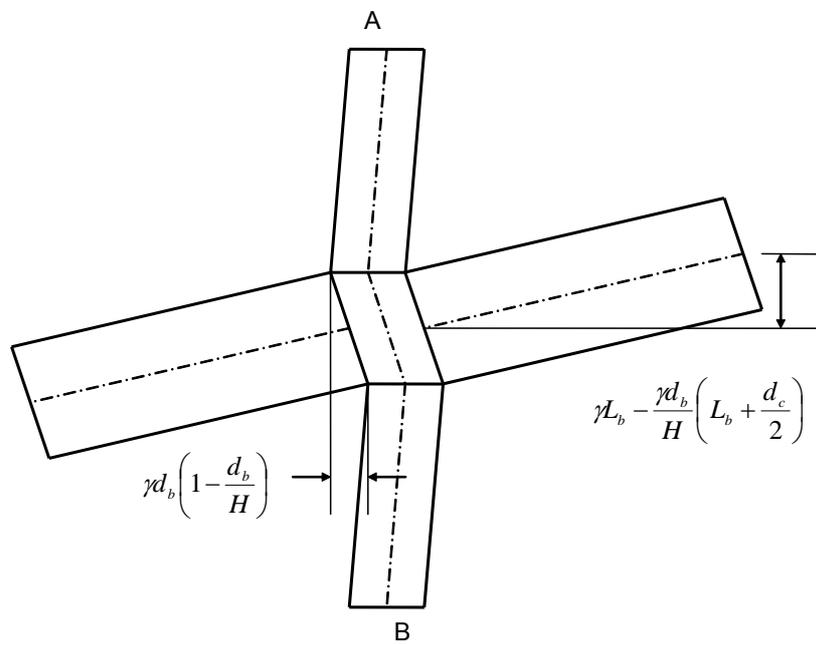


圖 2.18 剛體旋轉後交會區剪力變形造成之梁端變位分量圖

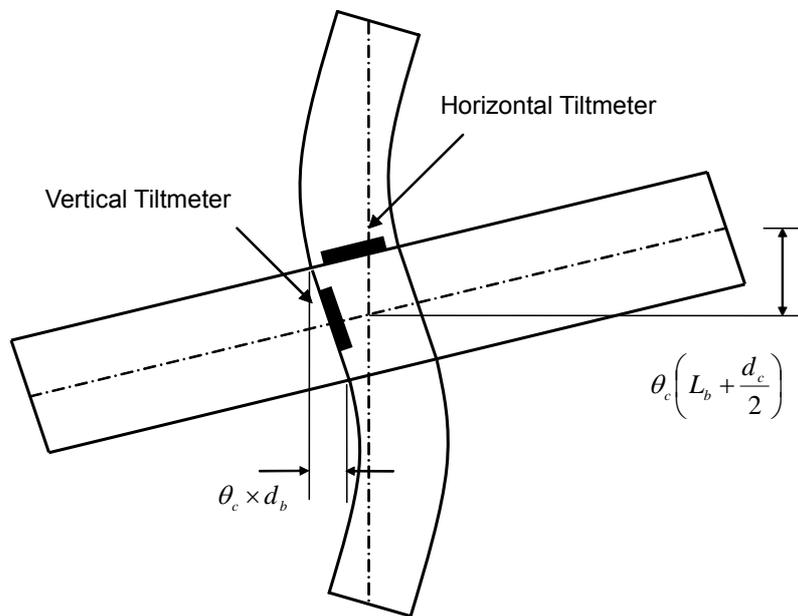


圖 2.19 柱體變形所引致之梁端變位分量

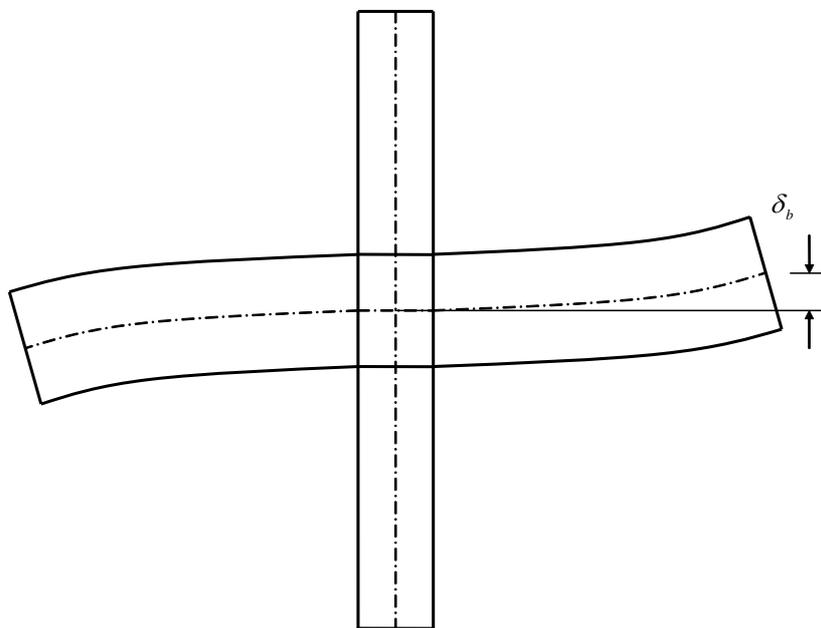


圖 2.20 梁變形所引致之梁端變位分量

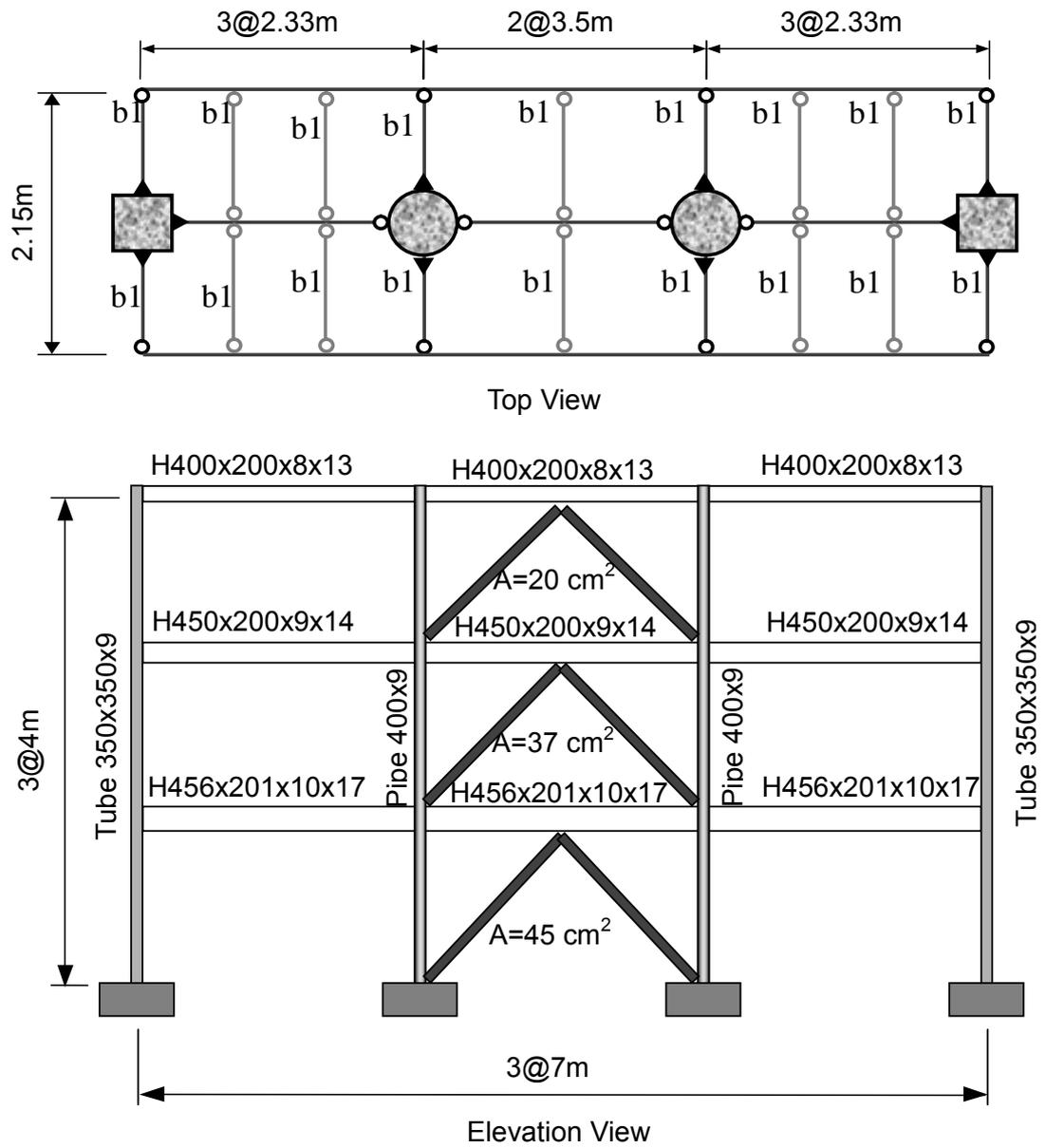


圖 3.1 CFT/BRB 三層樓構架圖

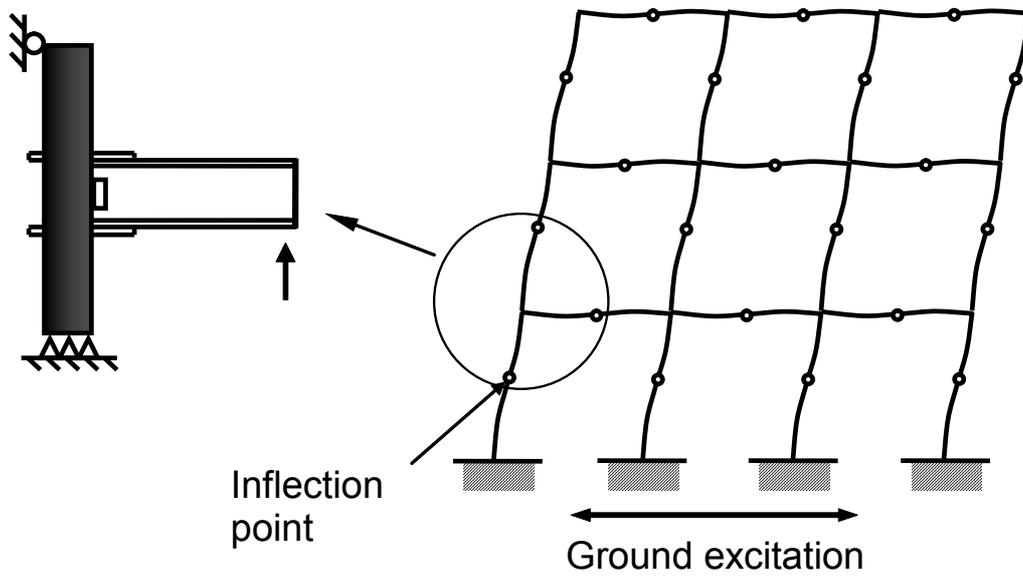


圖 3.2 結構受地震水平力作用之變形示意圖

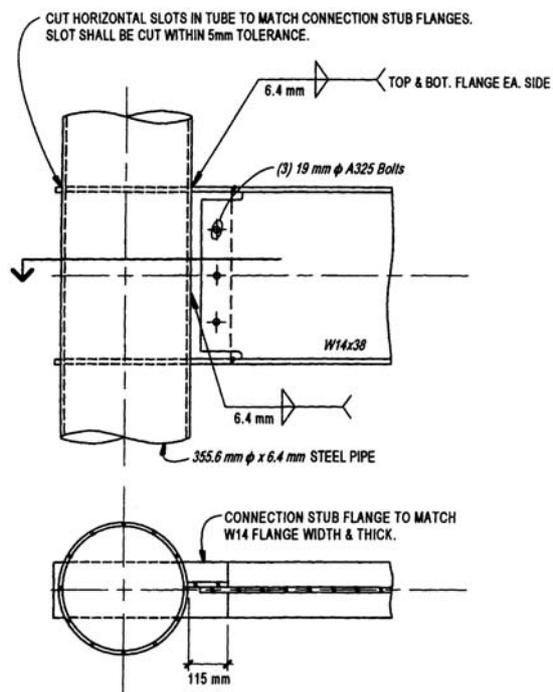


圖 3.3 梁翼貫入式接頭 (Schneider et al. 1998)

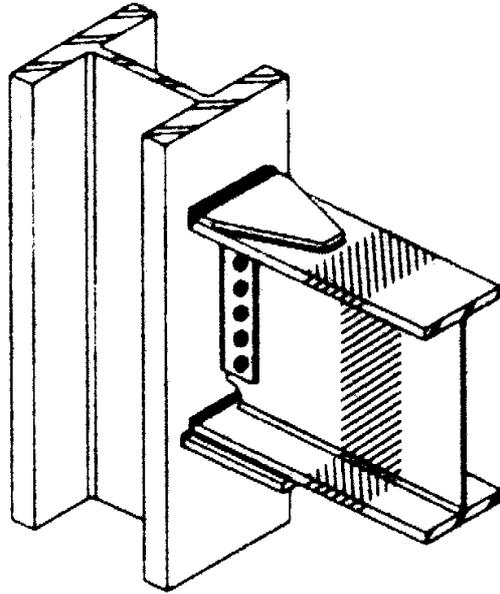


圖 3.4 蓋板式接頭 (Engelhardt and Sabol 1998)

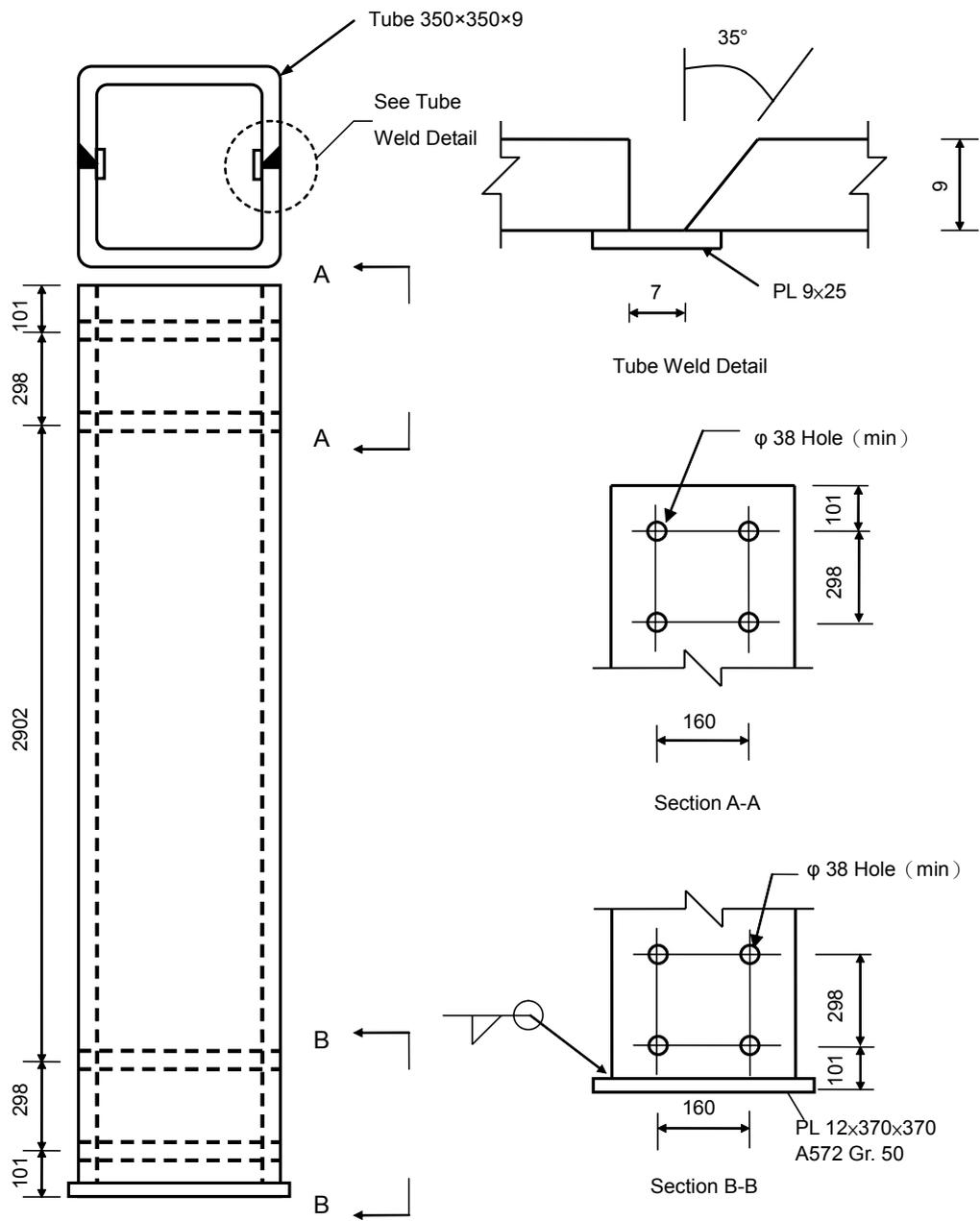


圖 3.5 鋼管製作細部圖

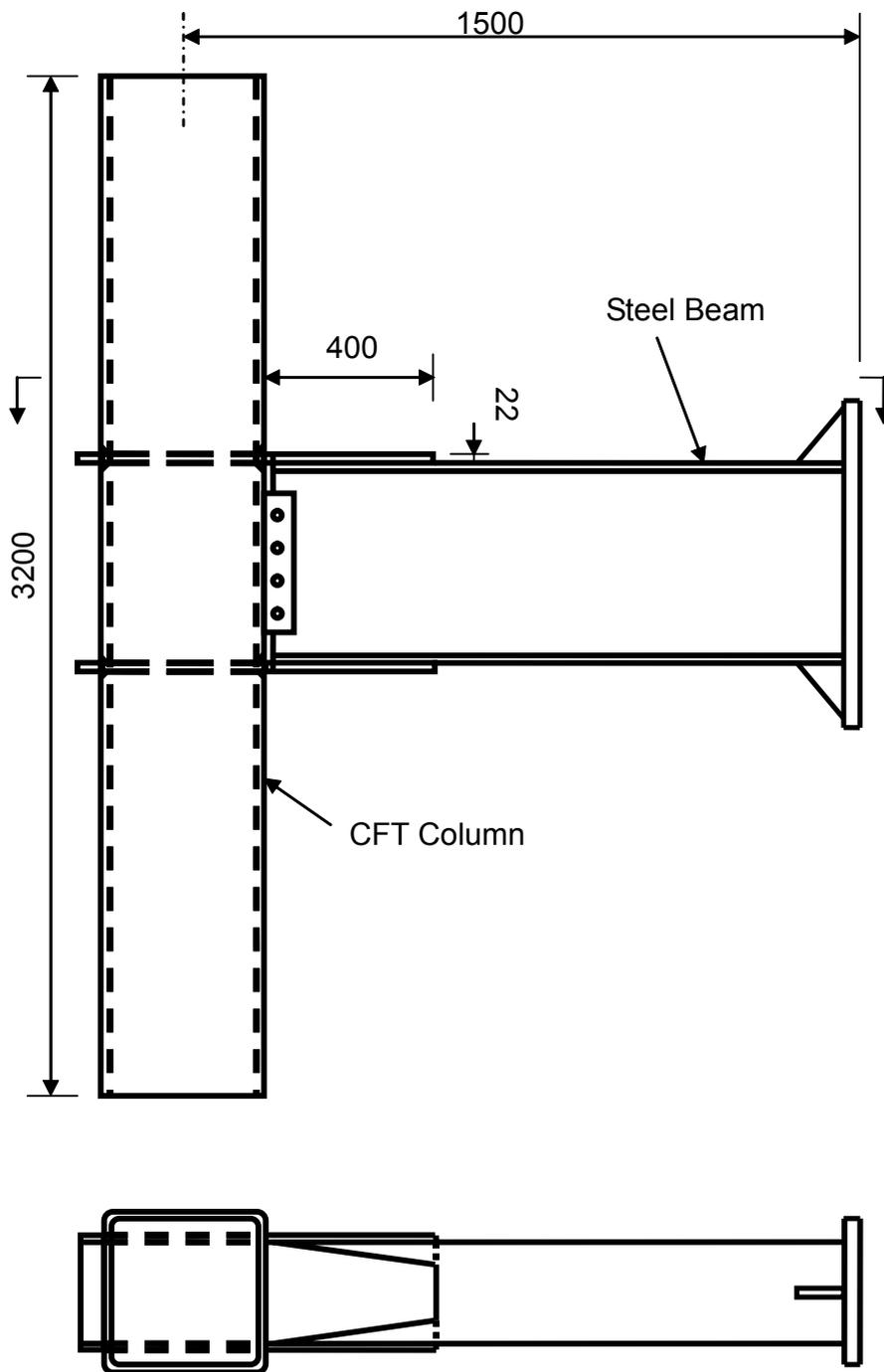


圖 3.6 試體 H4GT、H4GL、H4FT、H4BT 子結構設計圖

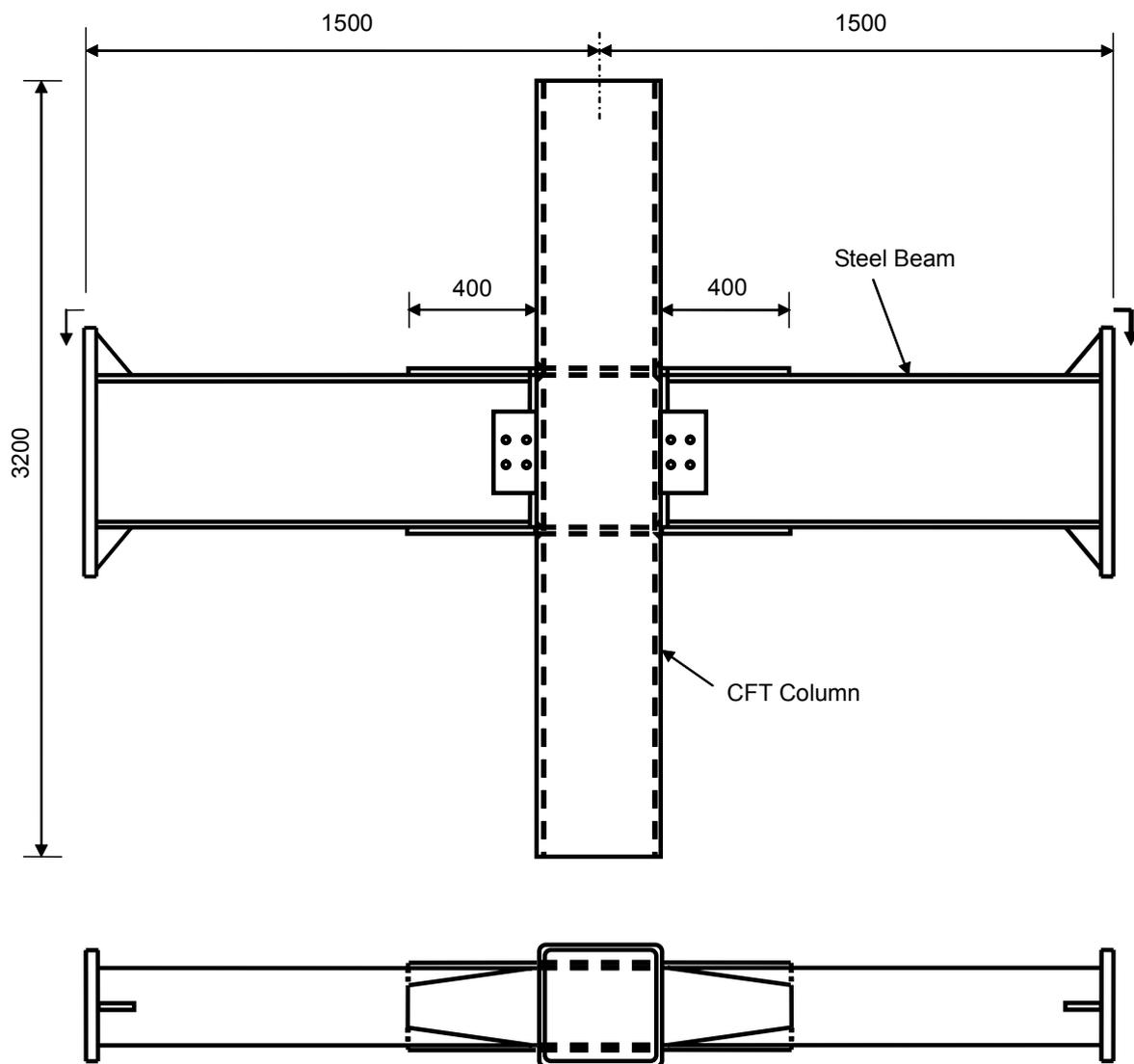
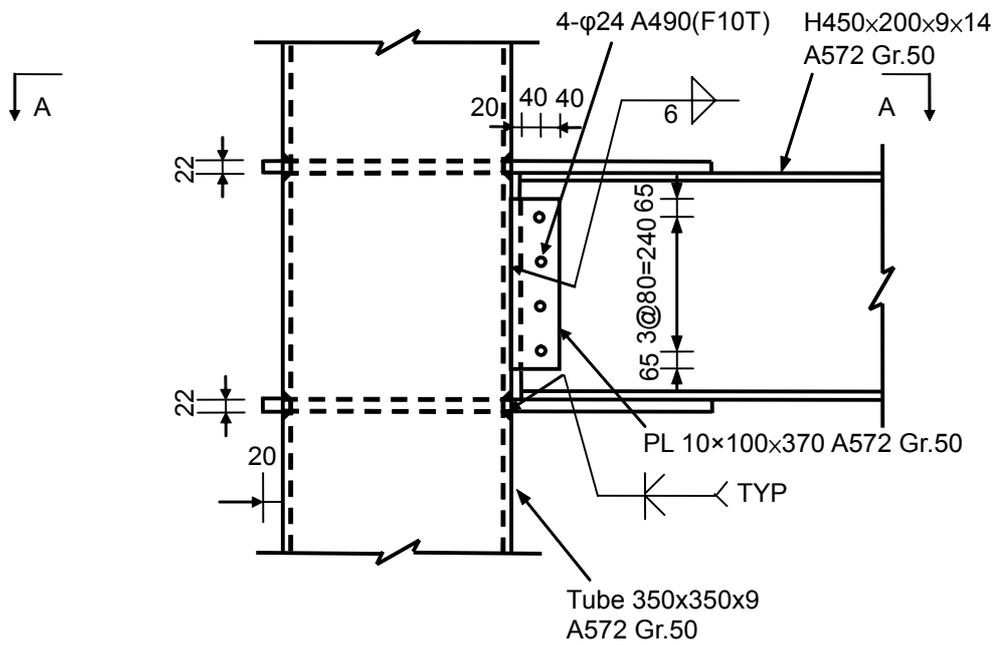
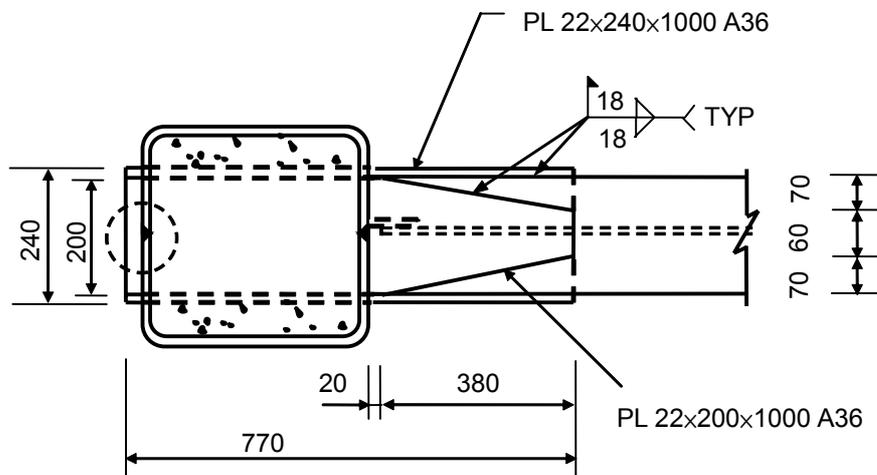


圖 3.7 試體 H2GT、H3GT 子結構設計圖



Specimen H4GL Detail



Specimen H4GL Section A-A Detail

圖 3.8 試體 H4GL 接合細部設計圖

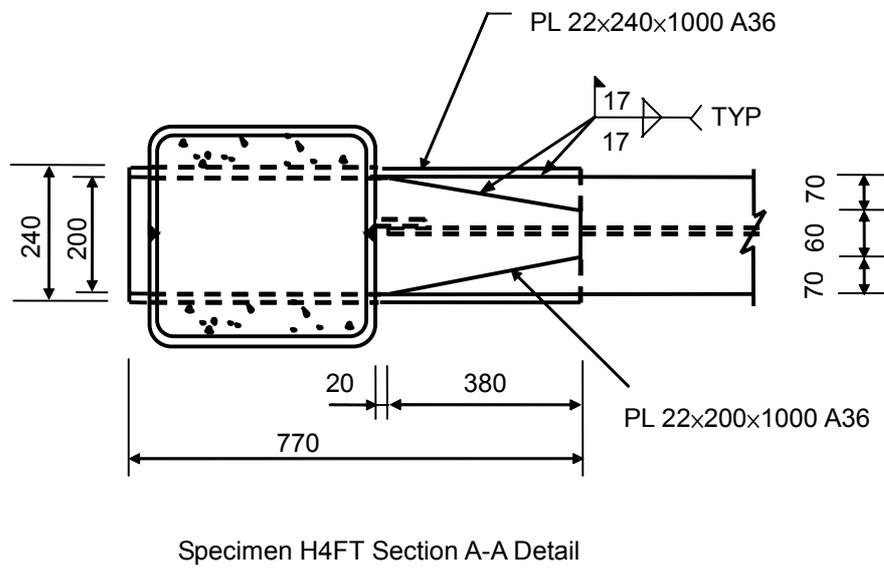
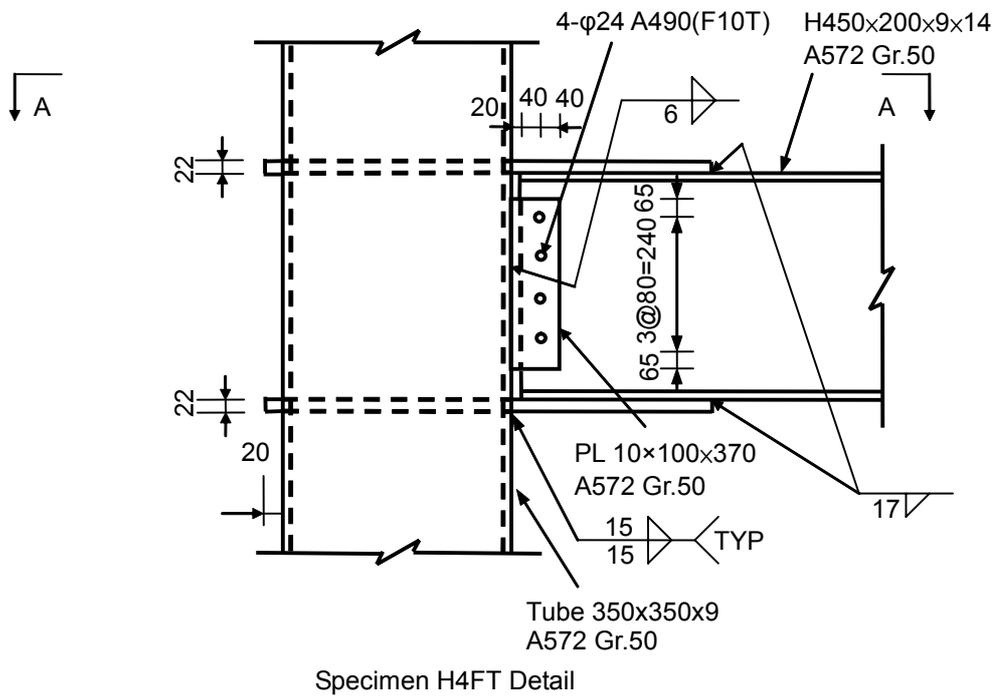
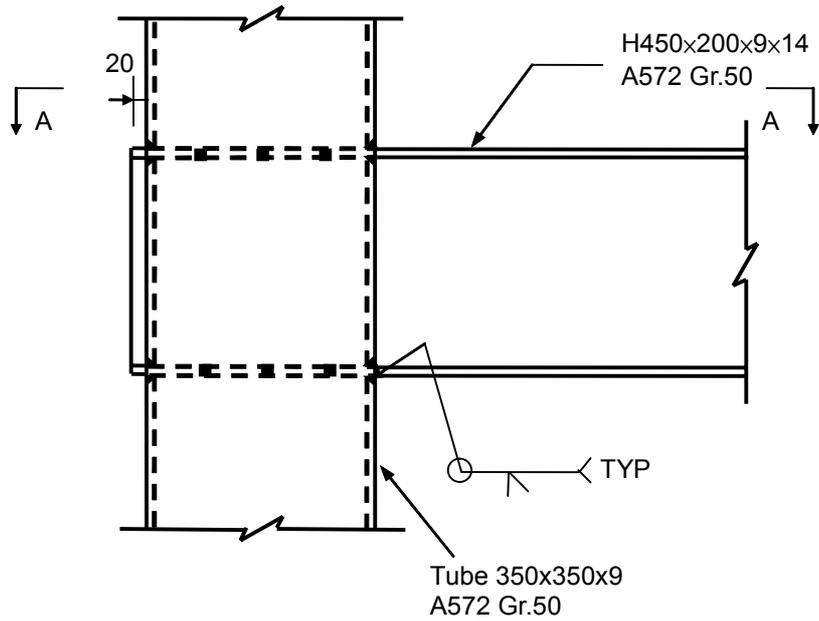
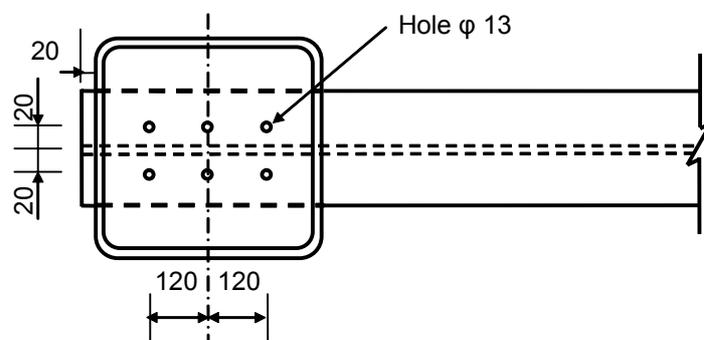


圖 3.10 試體 H4FT 接合細部設計圖



Specimen H4BT Detail



Specimen H4BT Section A-A Detail

圖 3.11 試體 H4BT 接合細部設計圖

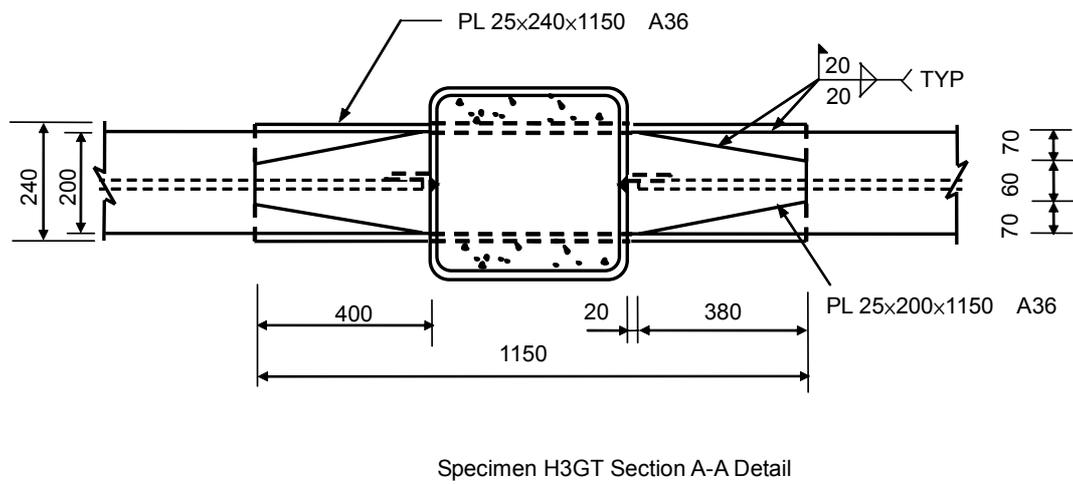
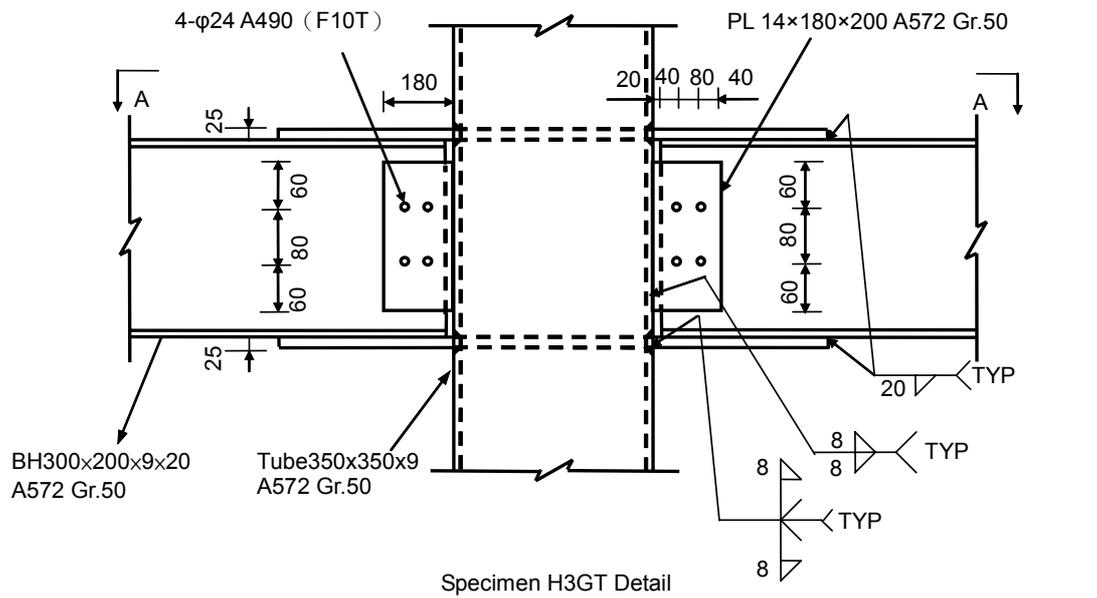


圖 3.12 試體 H3GT 接合細部設計圖

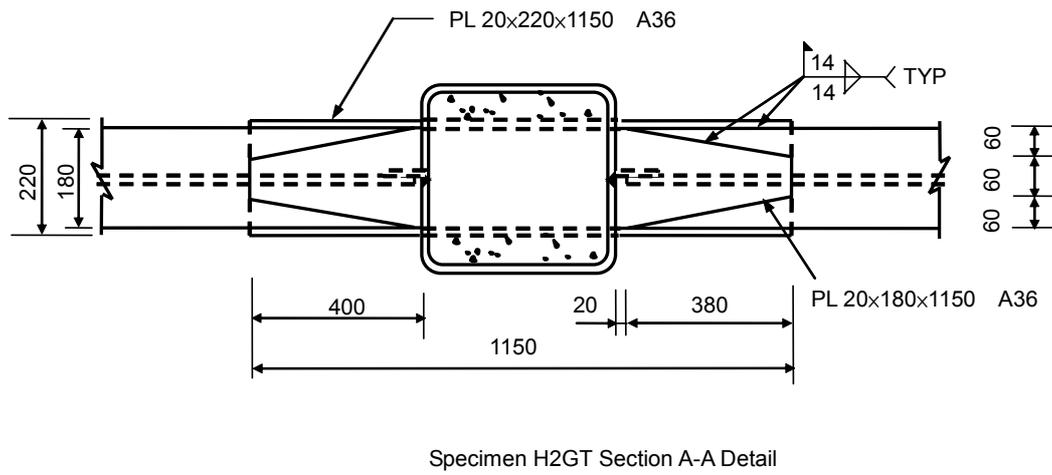
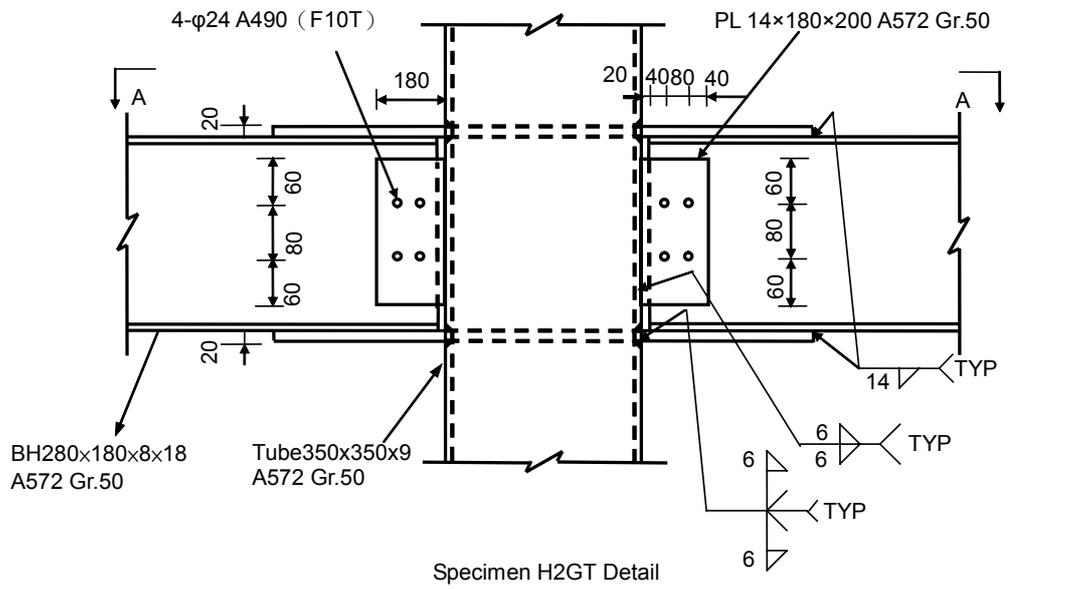
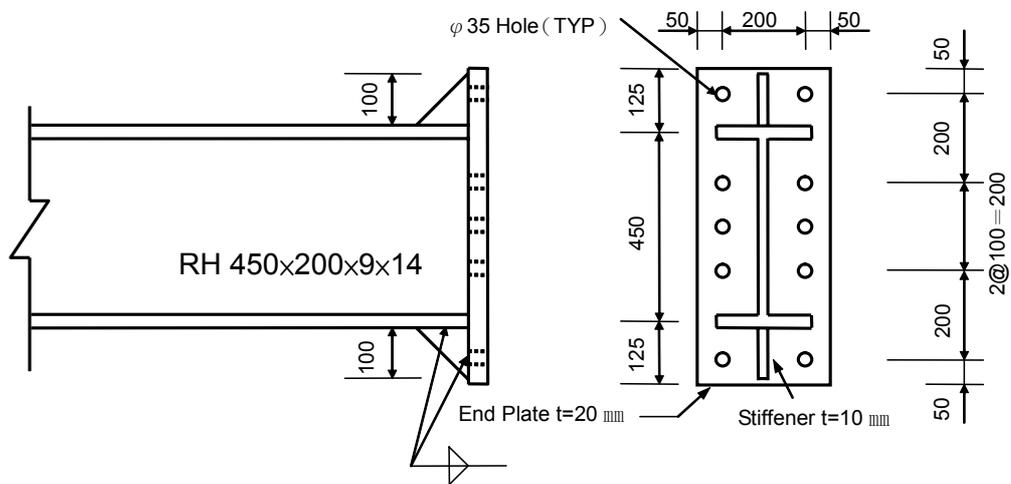
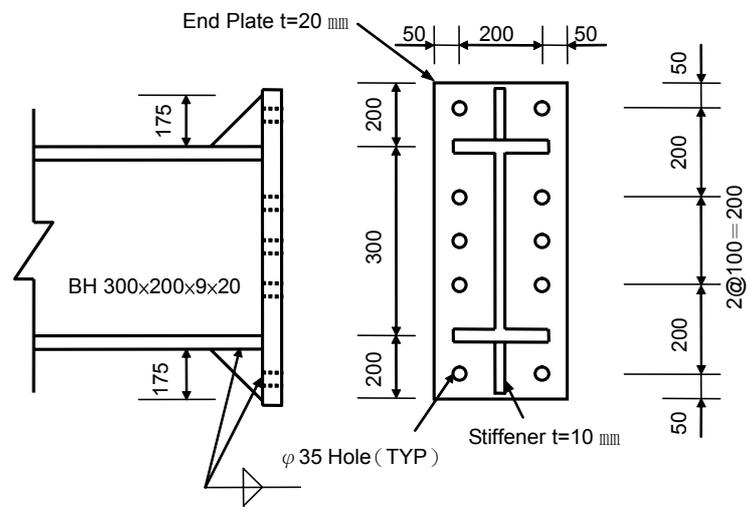


圖 3.13 試體 H2GT 接合細部設計圖

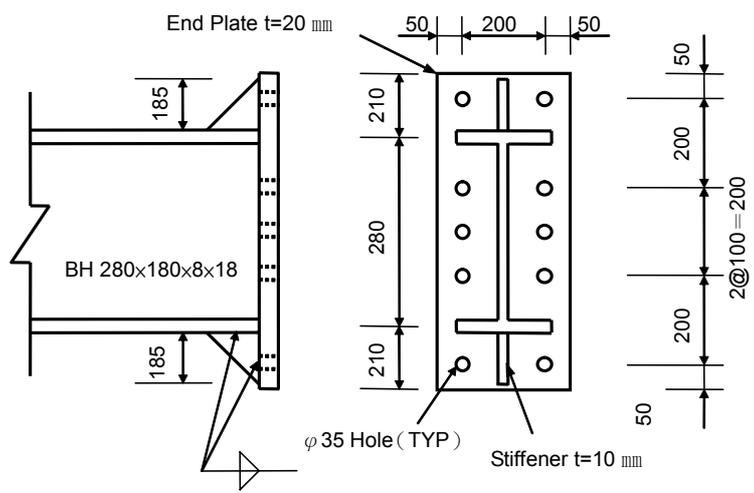


For H450x200x9x14 Beam End Plate Detail
 Spec.H4GL,H4GT,H4FT,H4BT

圖 3.14 試體 H4 系列試體之轉接鋼梁設計圖



For BH300x200x9x20 Beam End Plate Detail
Spec.H3GT



For BH280x180x8x18 Beam End Plate Detail
Spec.H2GT

圖 3.15 試體 H3GT 與試體 H2GT 之轉接鋼梁設計圖

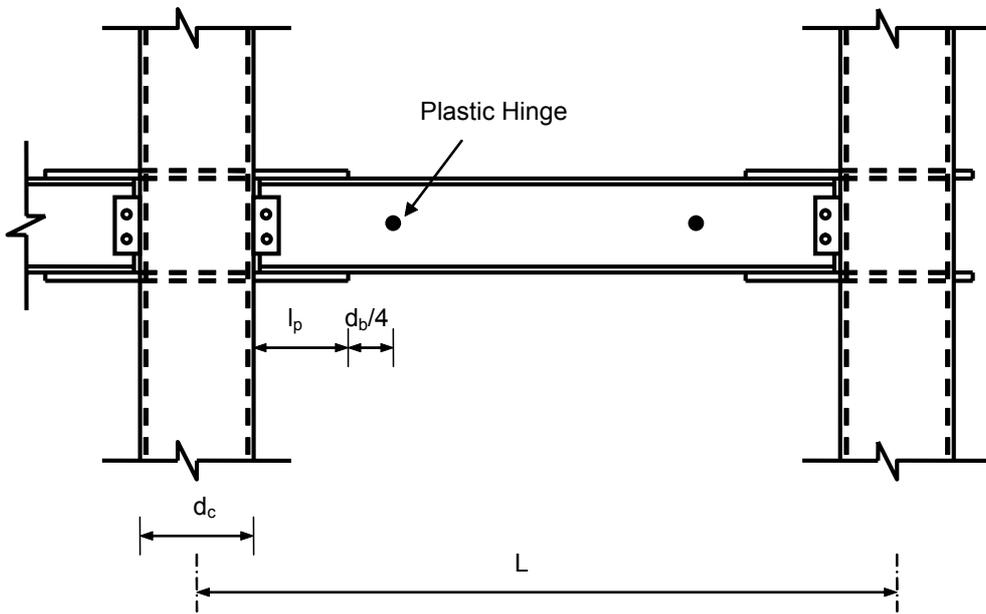


圖 3.16 構架塑性變形之示意圖

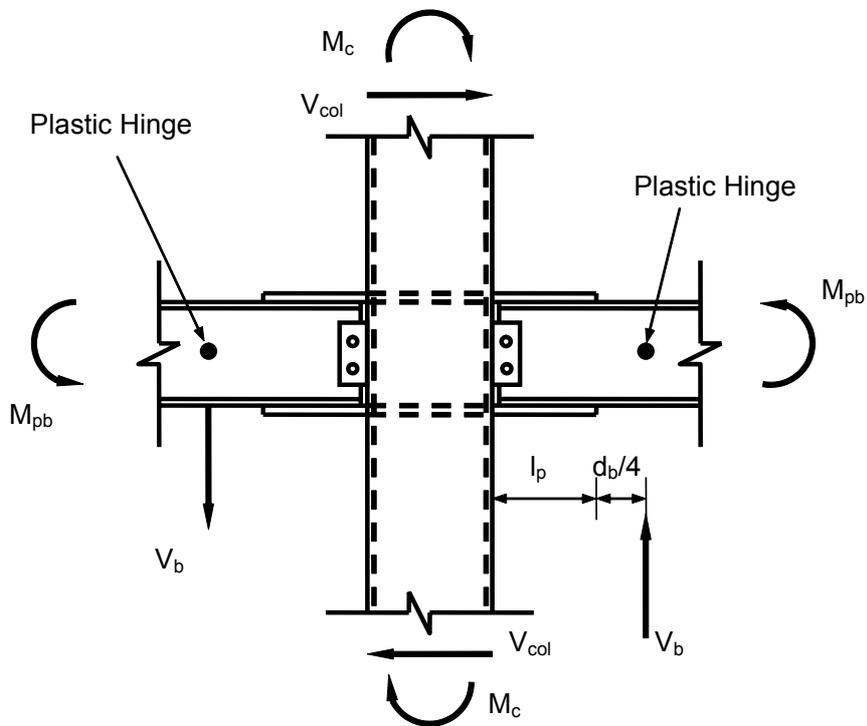


圖 3.17 梁柱接頭區之力量示意圖

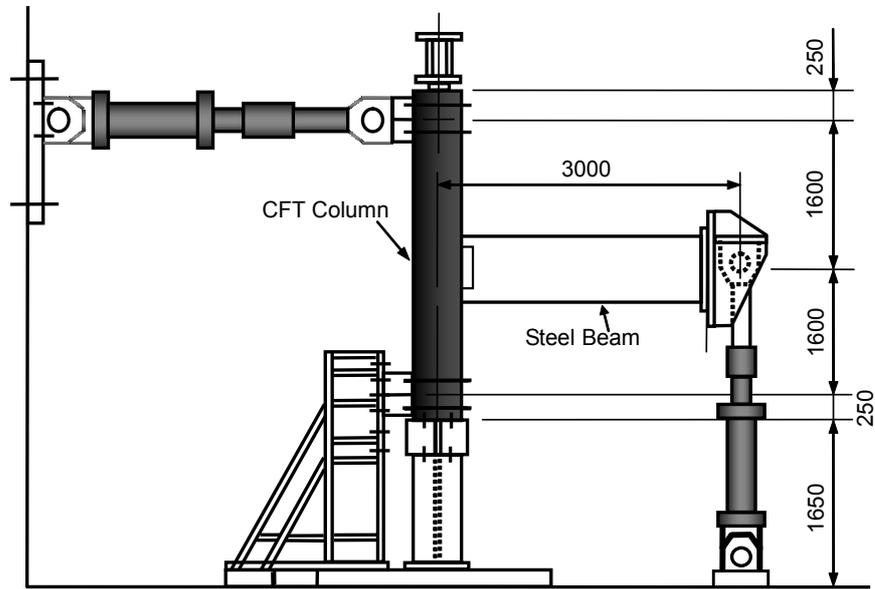


圖 3.18 外柱子結構試驗構架設置圖

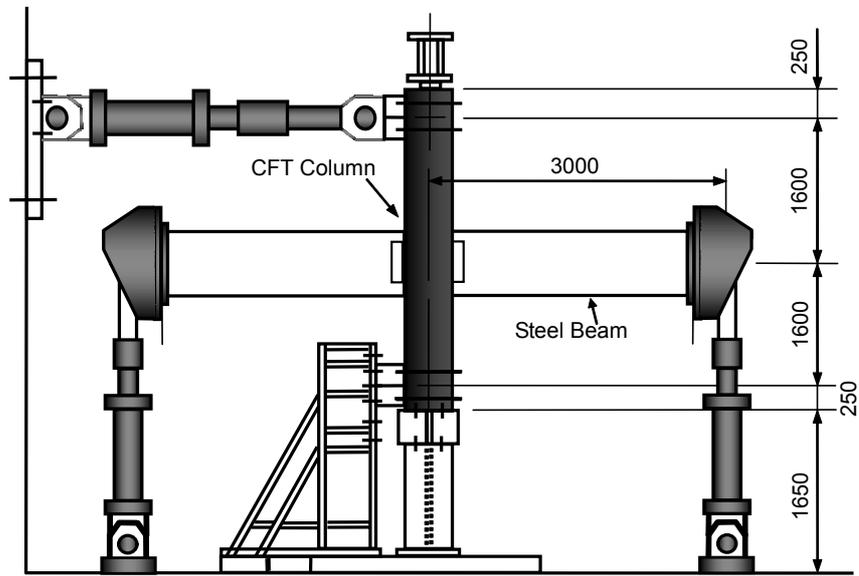


圖 3.19 十字型子結構試驗構架設置圖

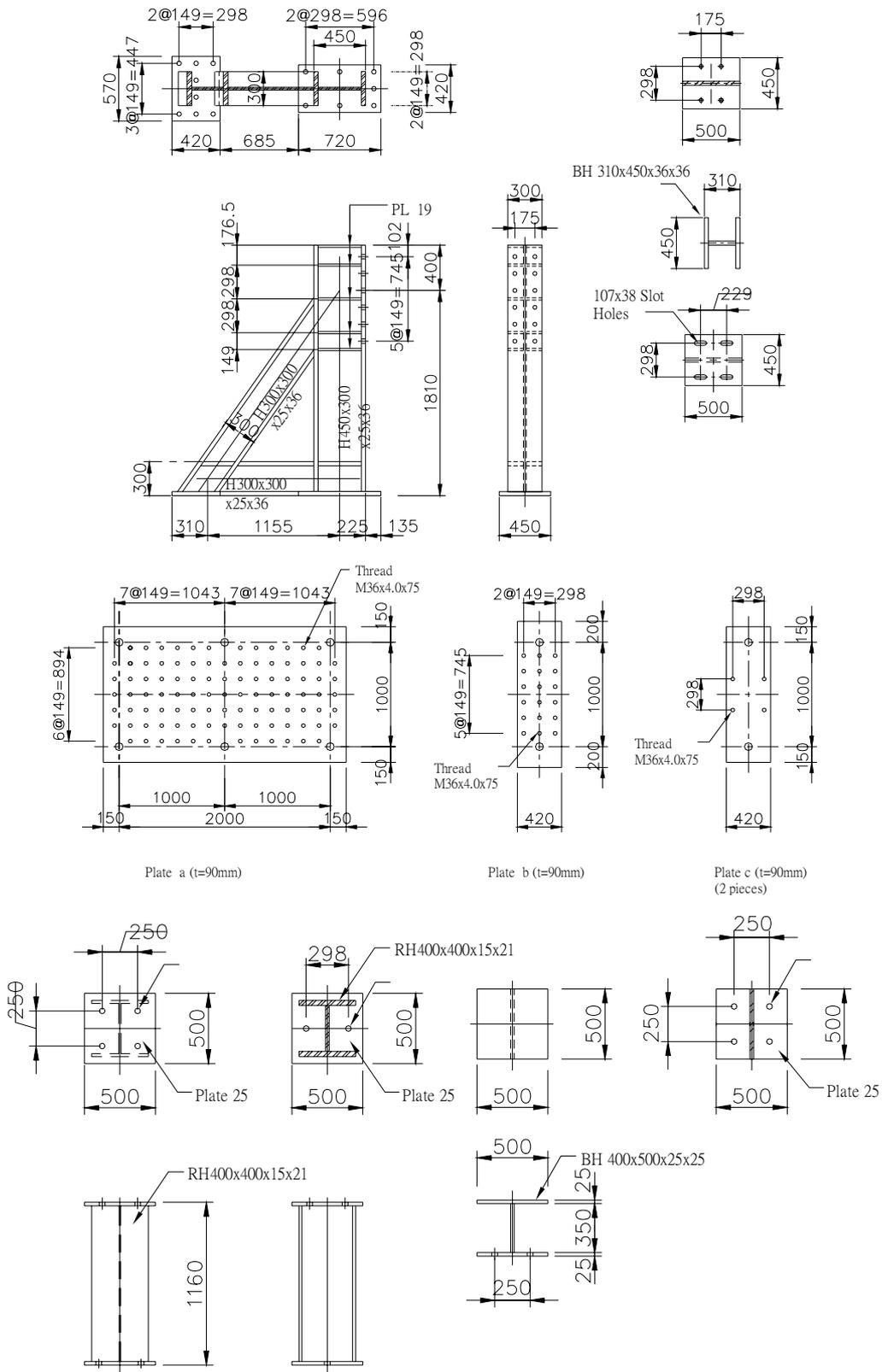


圖 3.20 試驗構架柱底端支撐與斜撐設計圖

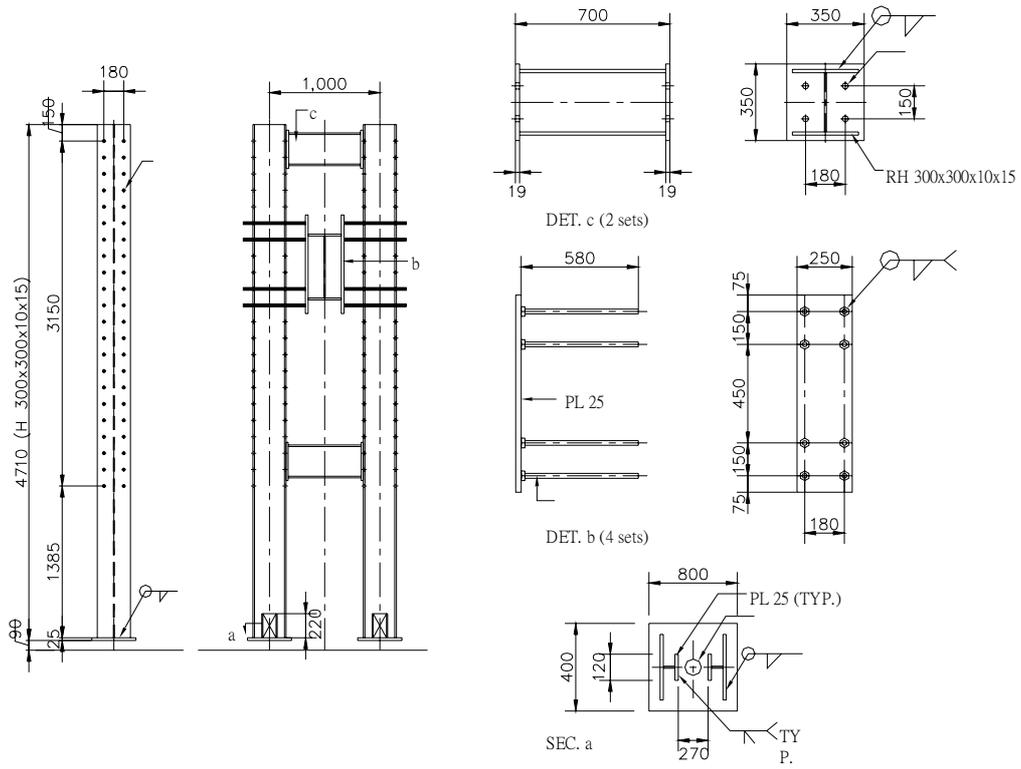
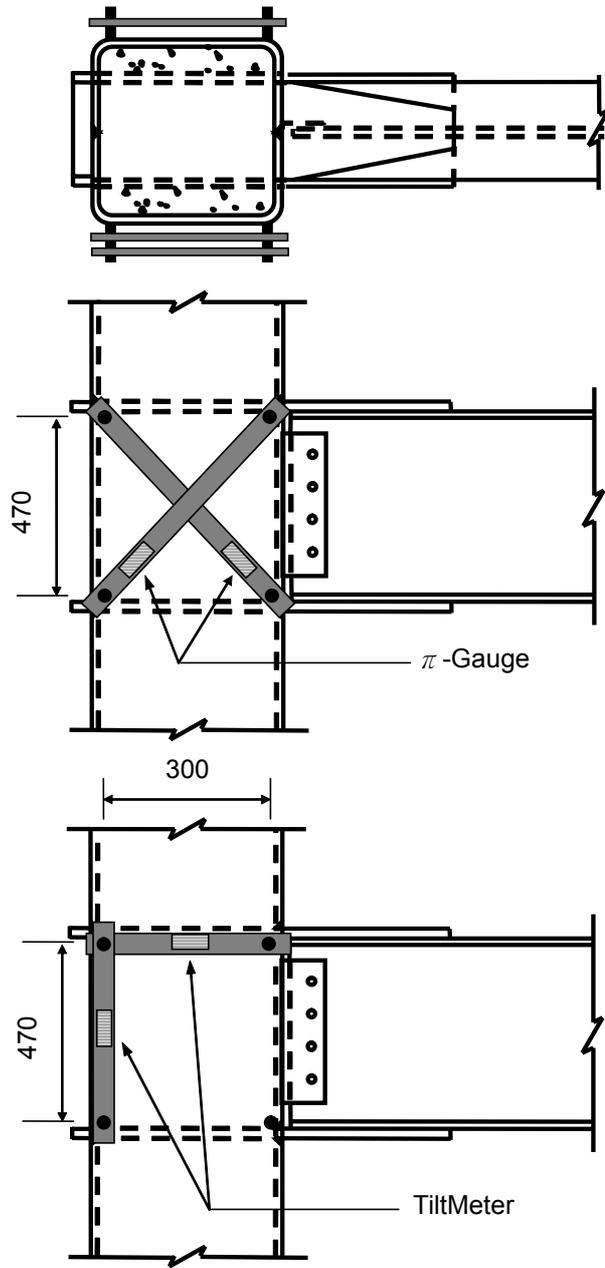


圖 3.21 試驗構架鋼梁之側撐設計圖



Spec. H4GL、H4GT、H4FT

圖 3.22 試體 H4GL、H4GT、H4FT 量測儀器架設圖

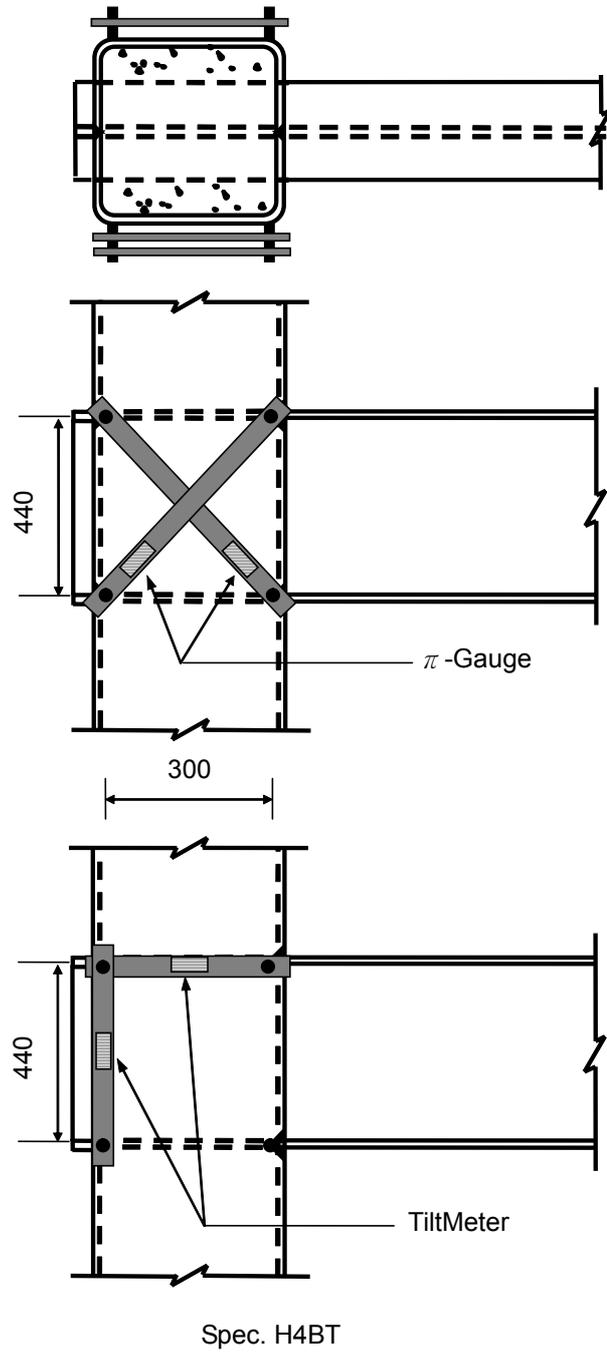


圖 3.23 試體 H4BT 量測儀器架設圖

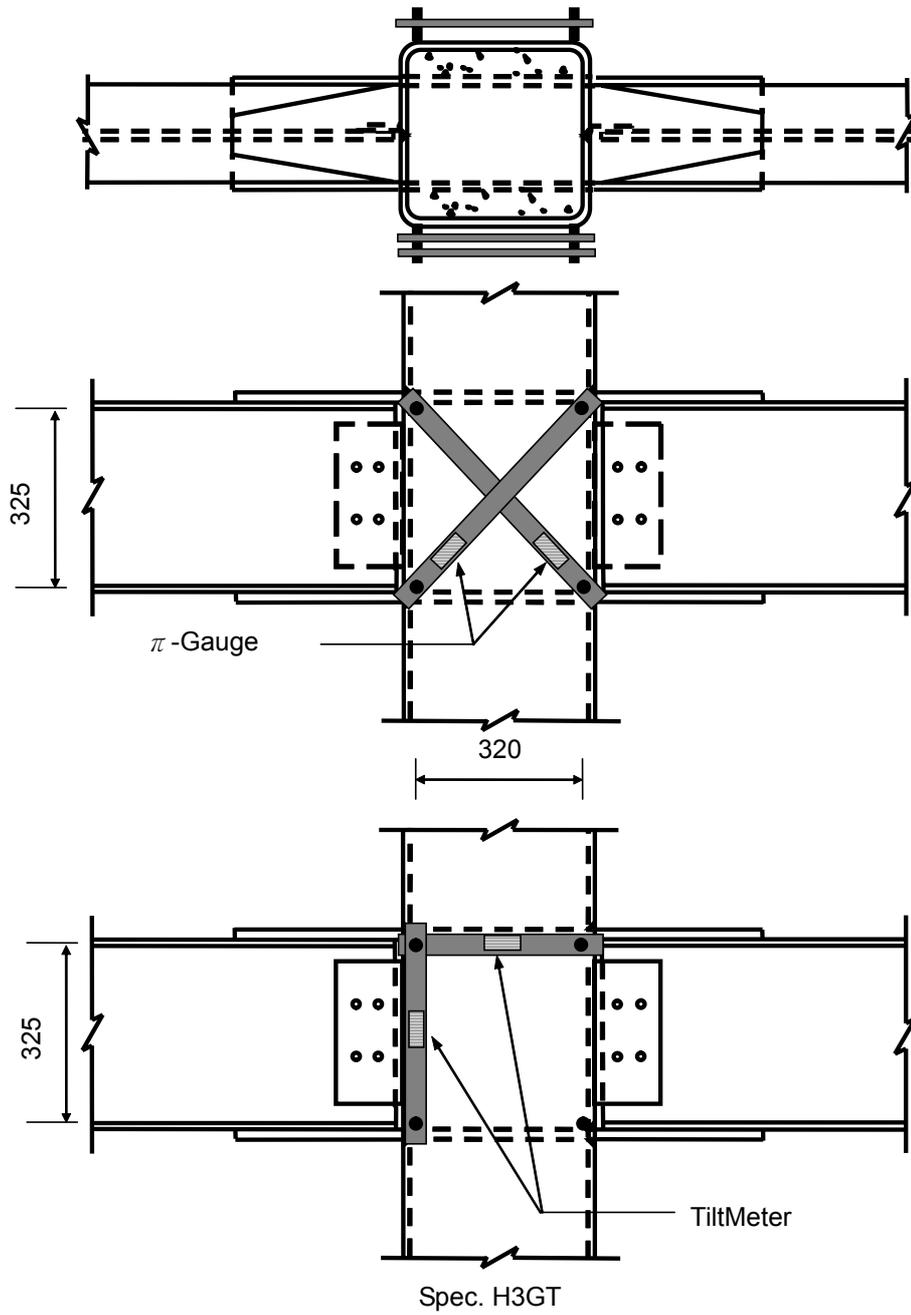


圖 3.24 試體 H3GT 量測儀器架設圖

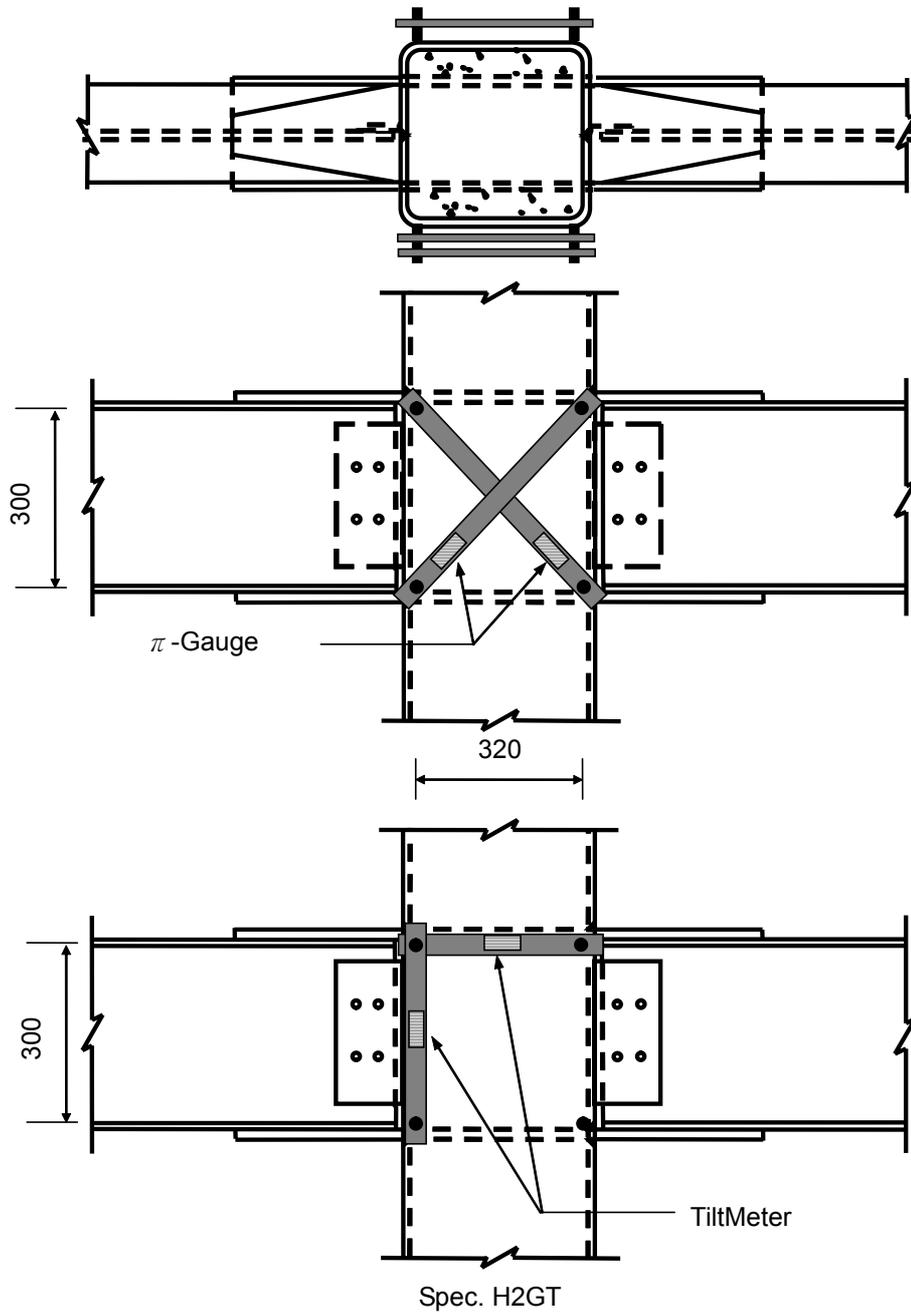


圖 3.25 試體 H2GT 量測儀器架設圖

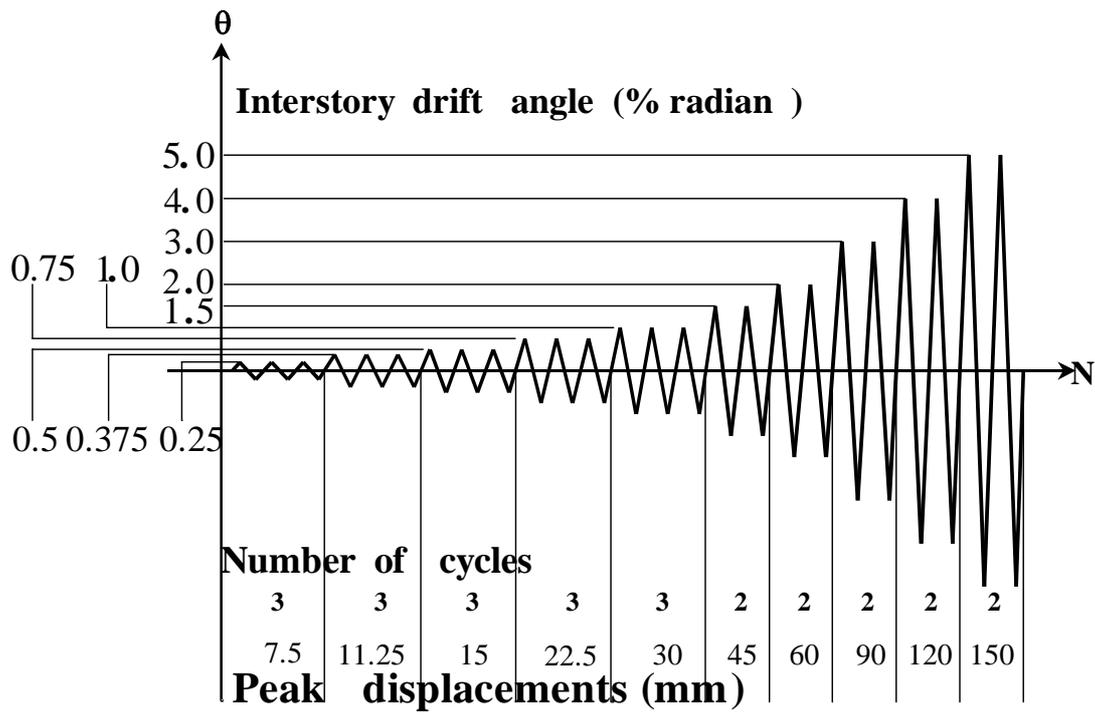


圖 3.26 試體位移歷時圖

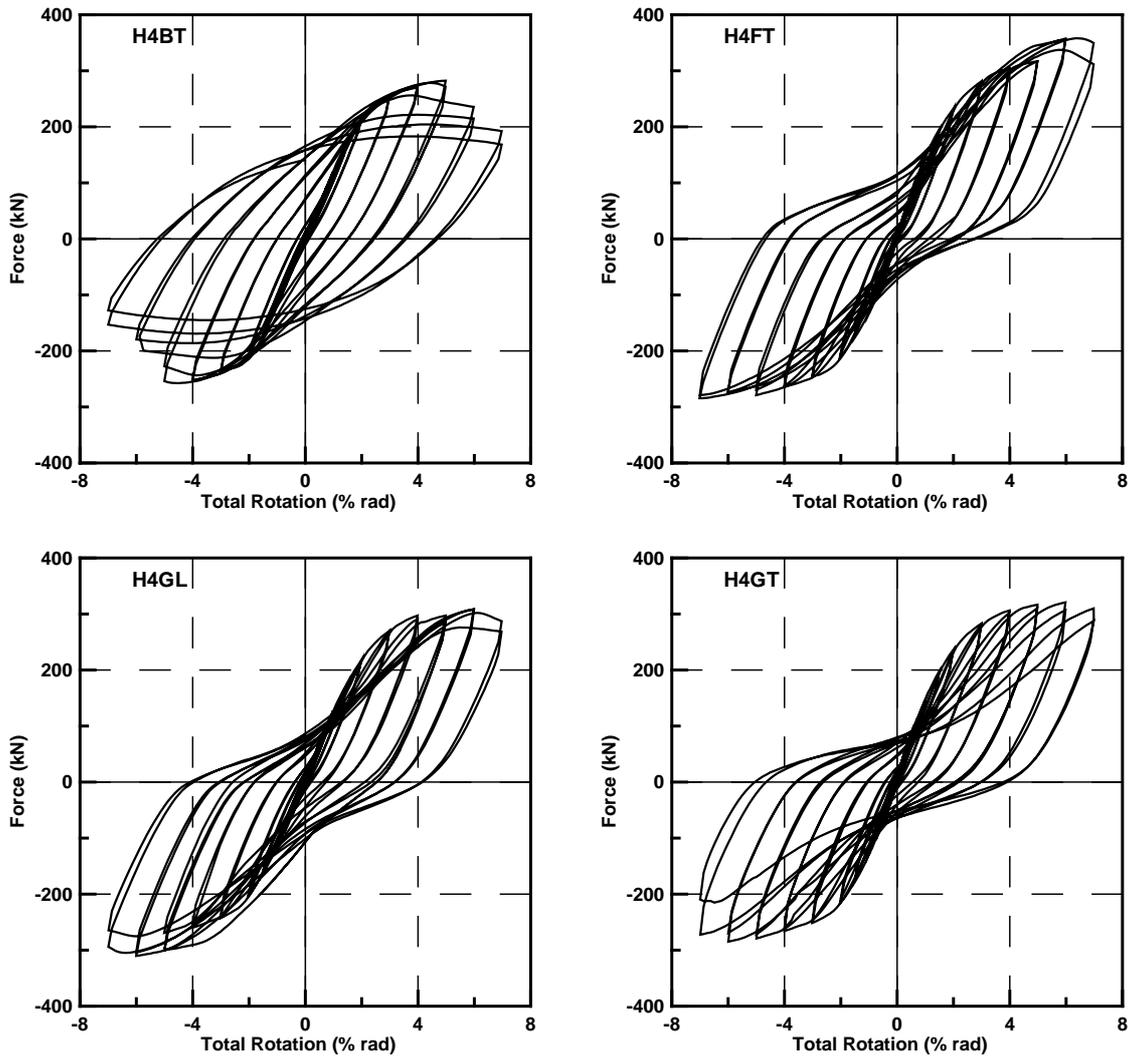


圖 4.1 四組外梁柱接頭試體梁端載重-總旋轉角之遲滯迴圈圖

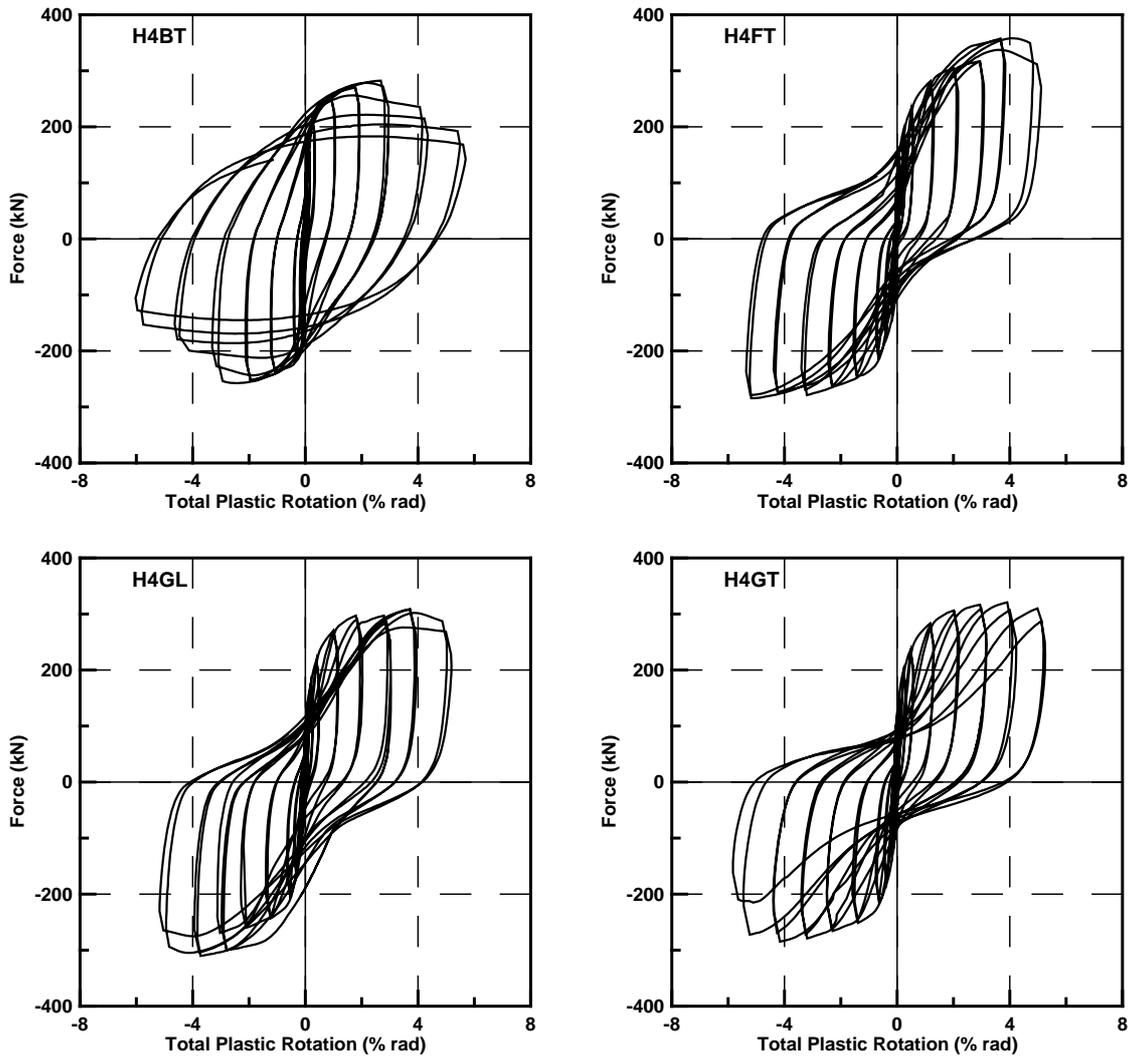


圖 4.2 四組外梁柱接頭試體梁端載重-總塑性旋轉角之遲滯迴圈圖

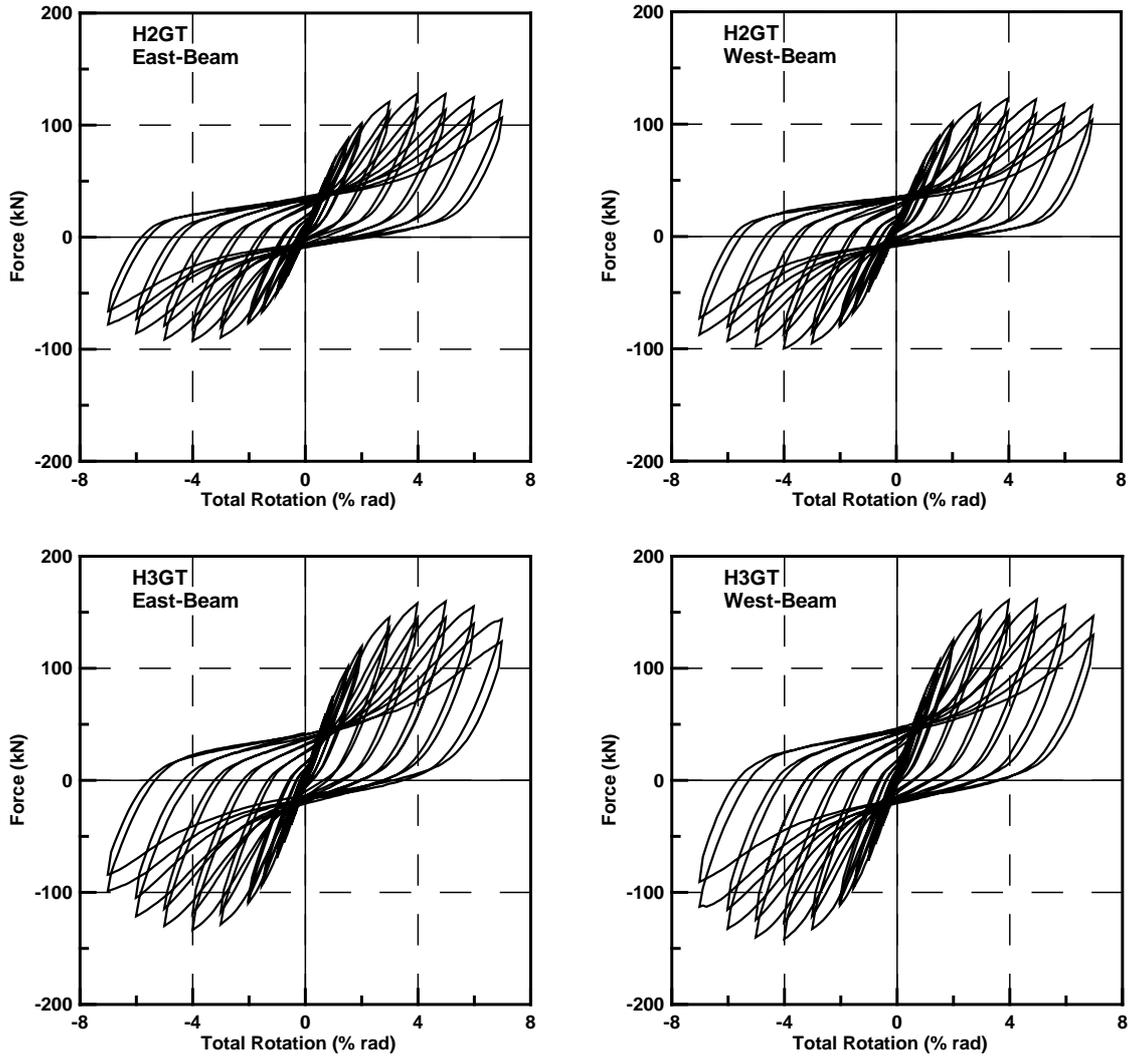


圖 4.3 試體 H2GT、試體 H3GT 之梁端載重-總旋轉角之遲滯迴圈圖

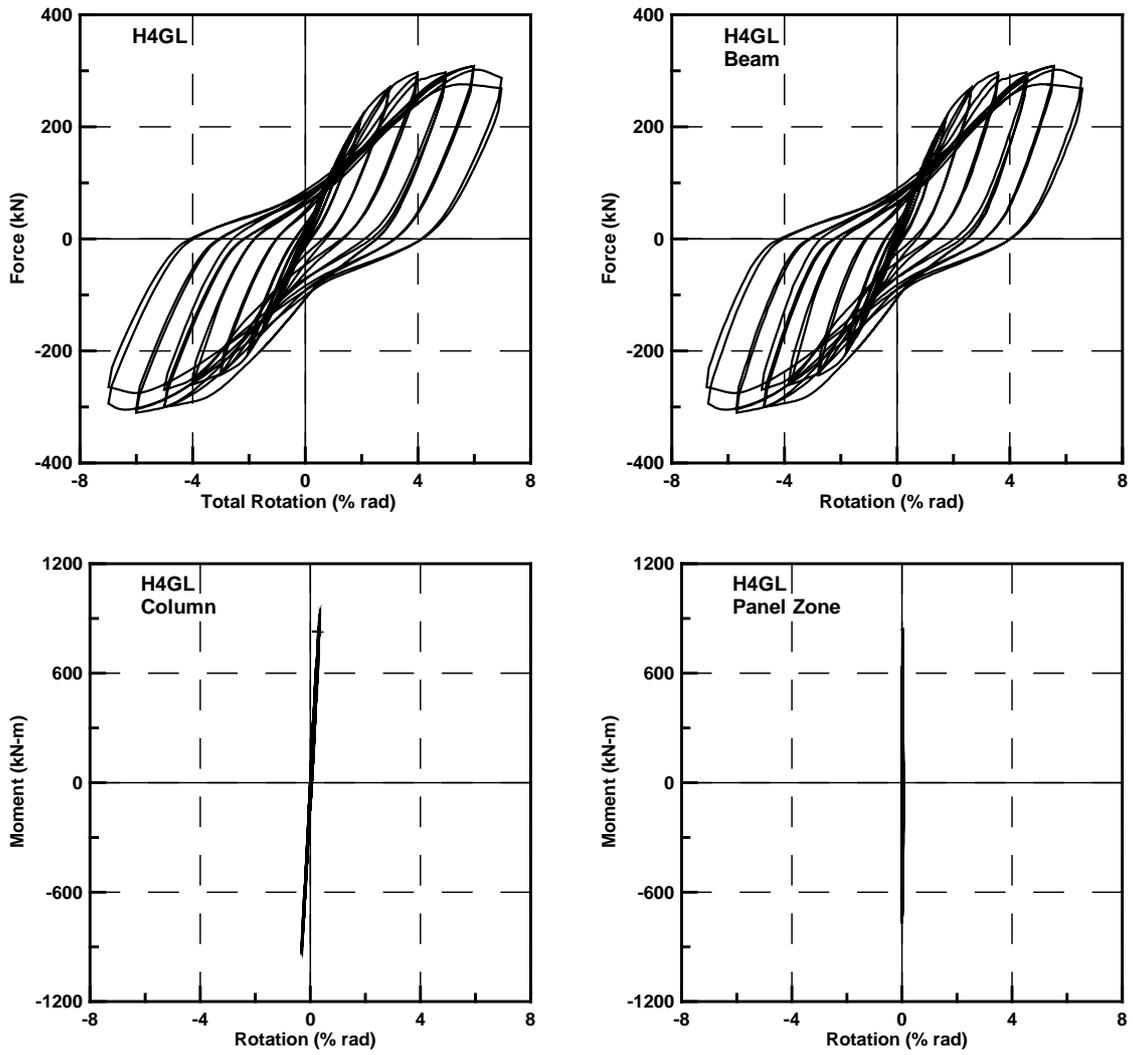


圖 4.4 試體 H4GL 變形分離之遲滯迴圈圖

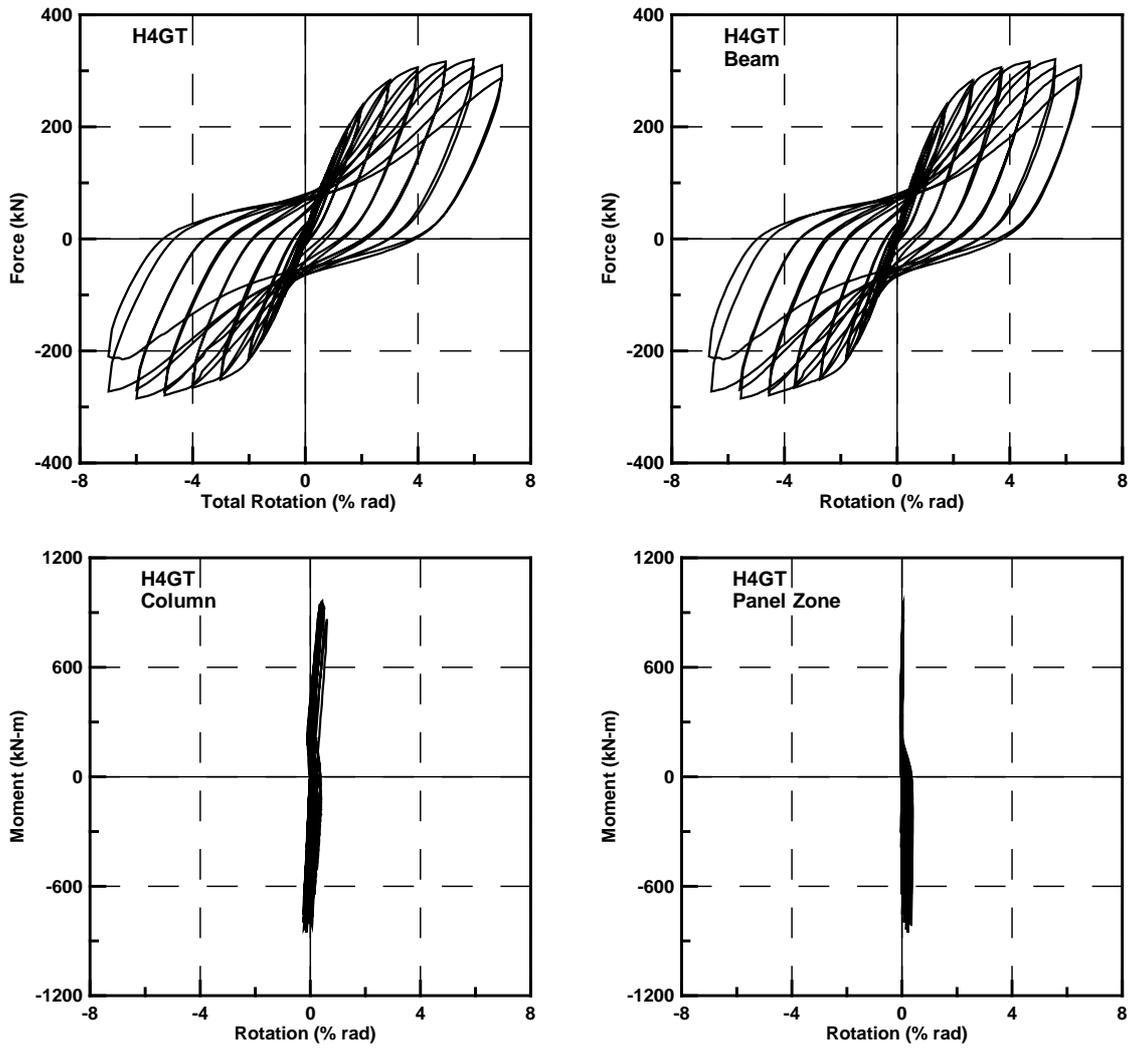


圖 4.5 試體 H4GT 變形分離之遲滯迴圈圖

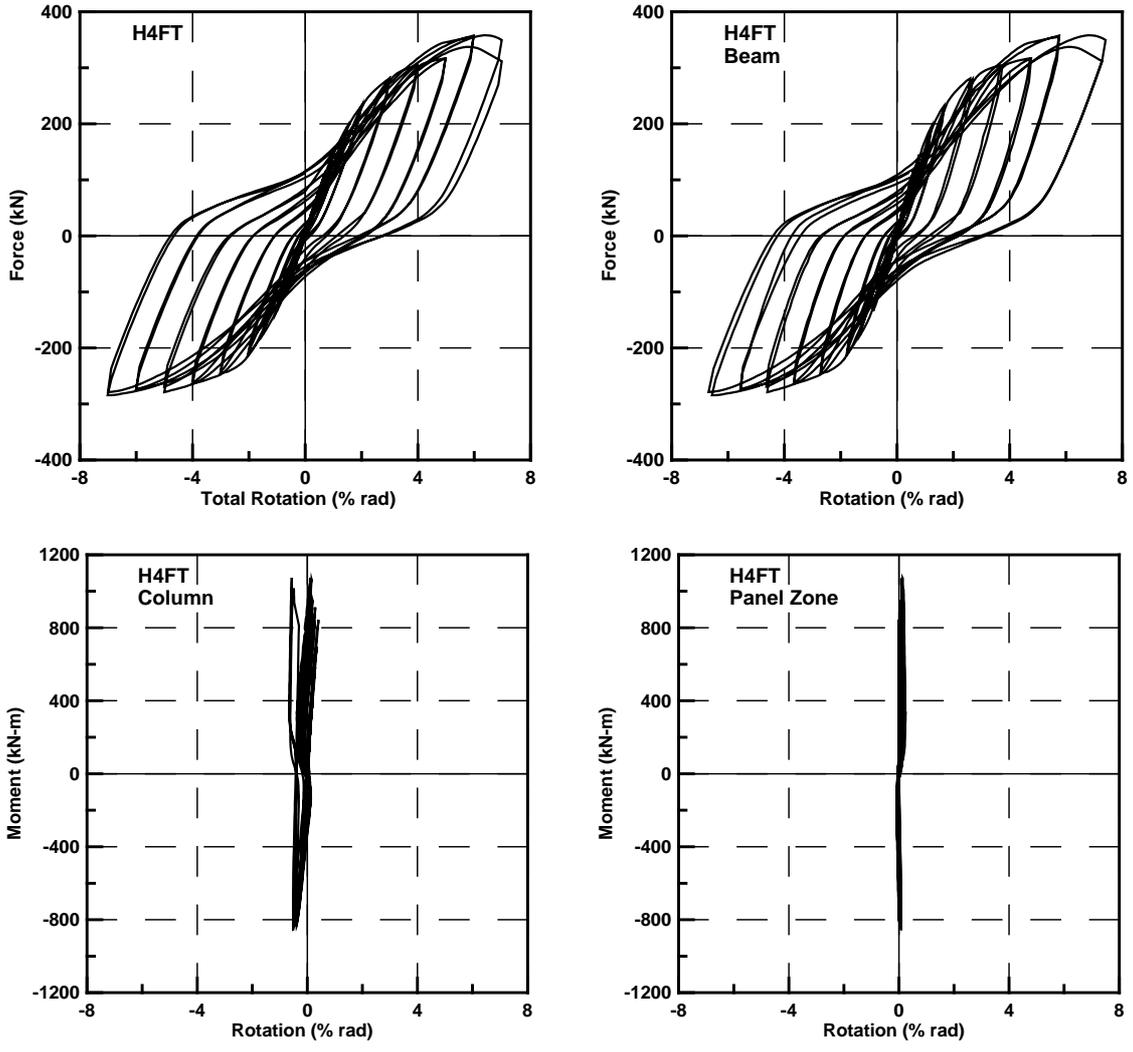


圖 4.6 試體 H4FT 變形分離之遲滯迴圈圖

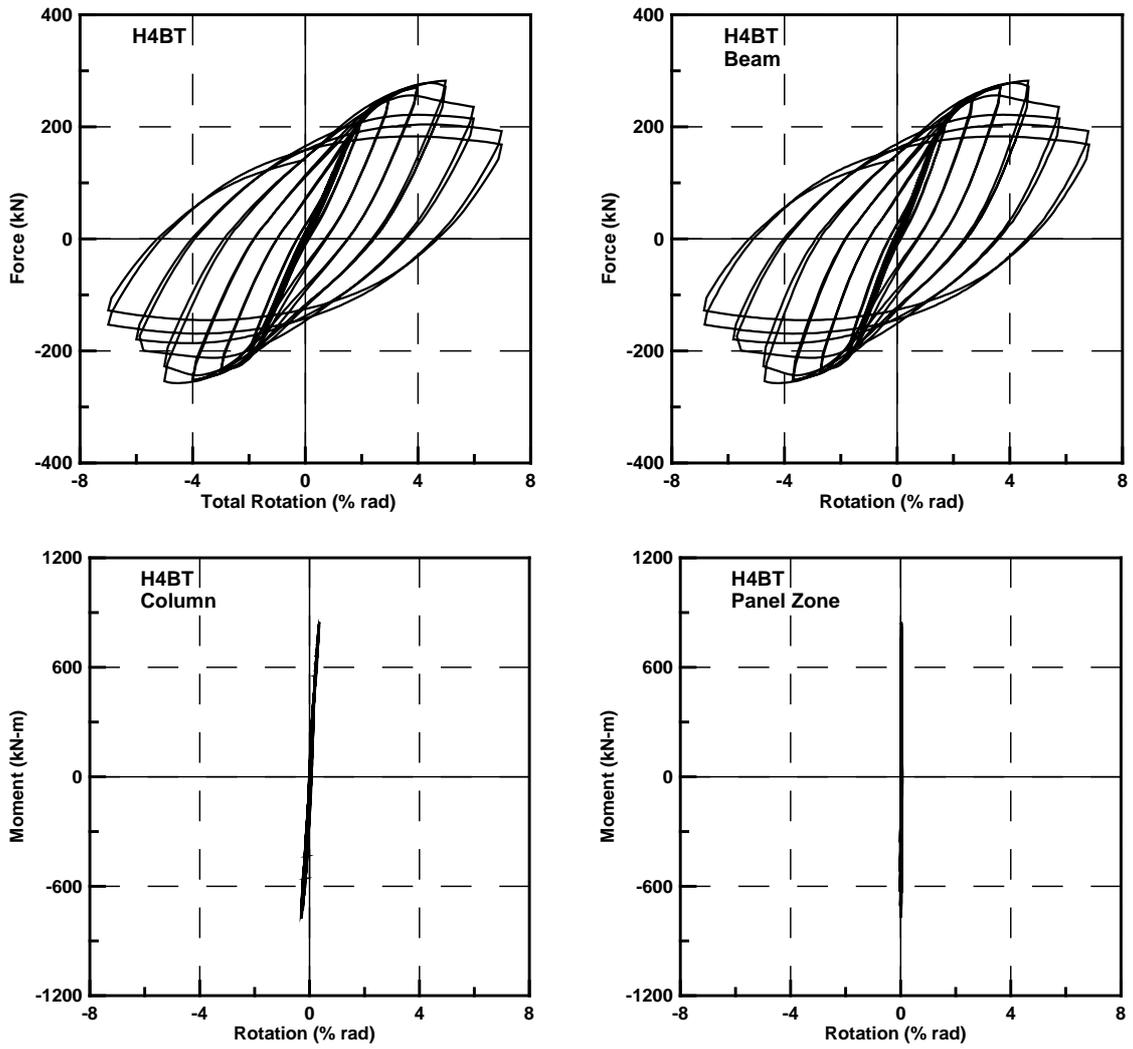


圖 4.7 試體 H4BT 變形分離之遲滯迴圈圖

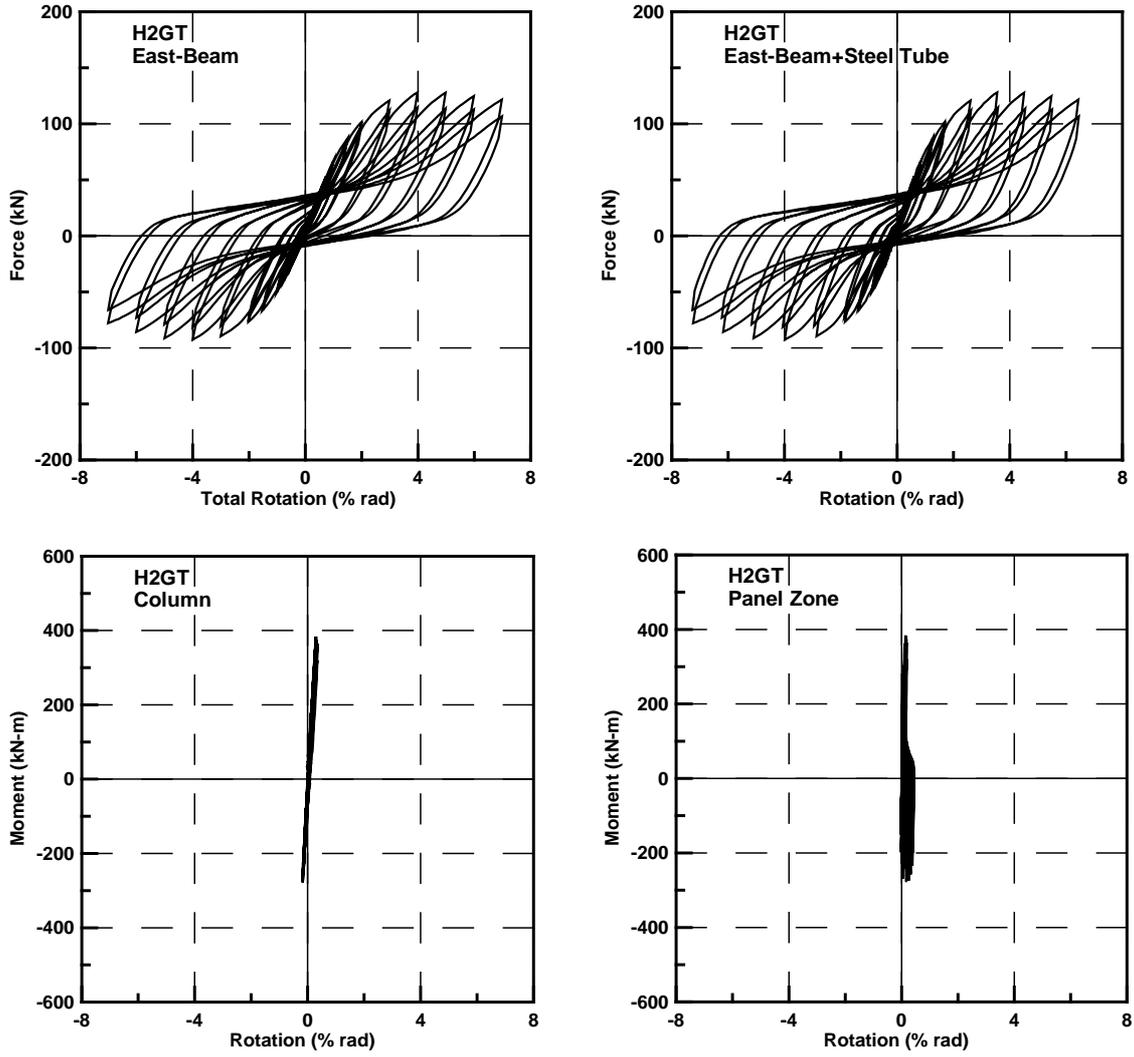


圖 4.8 試體 H2GT 變形分離之遲滯迴圈圖

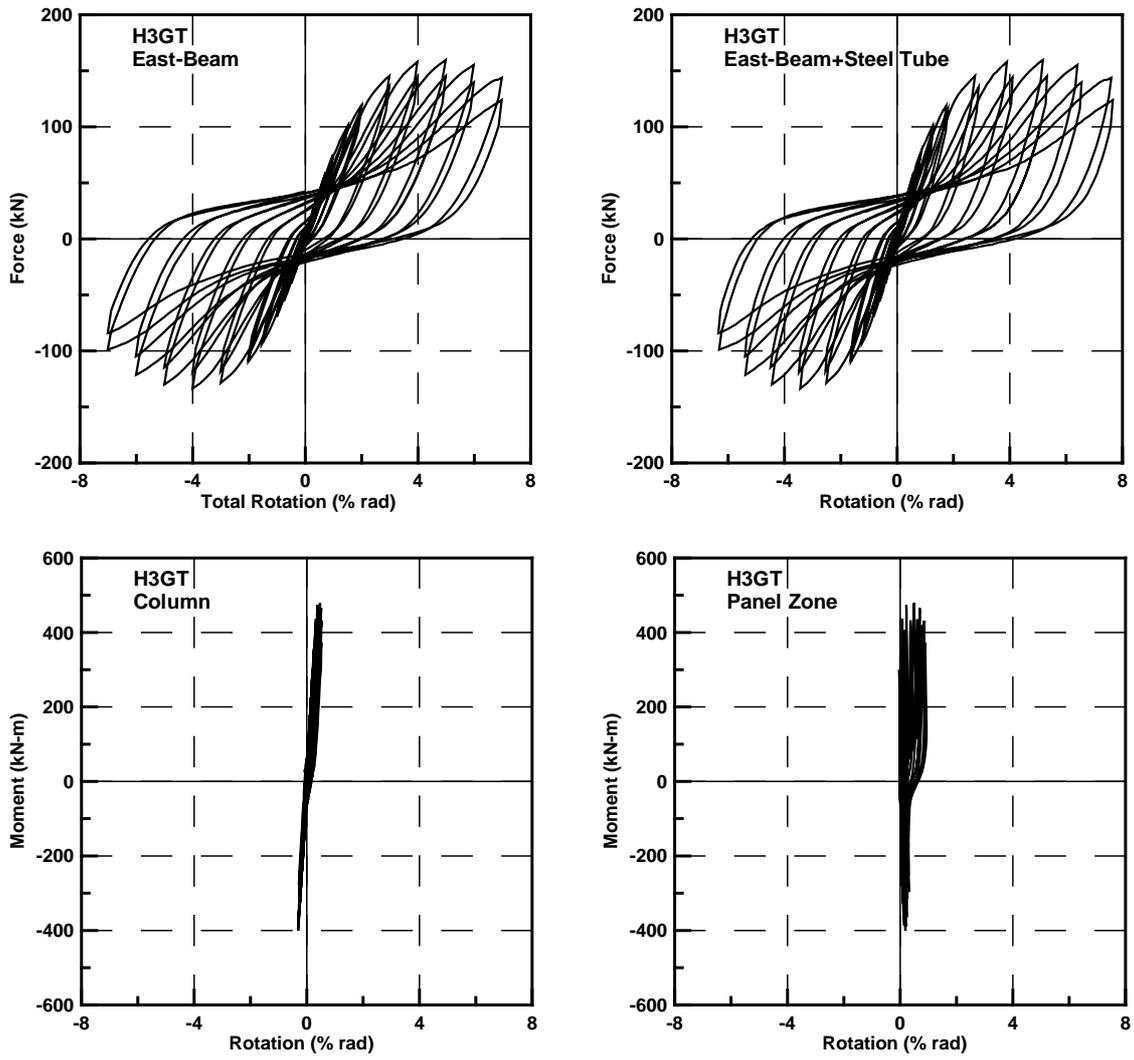


圖 4.9 試體 H3GT 變形分離之遲滯迴圈圖

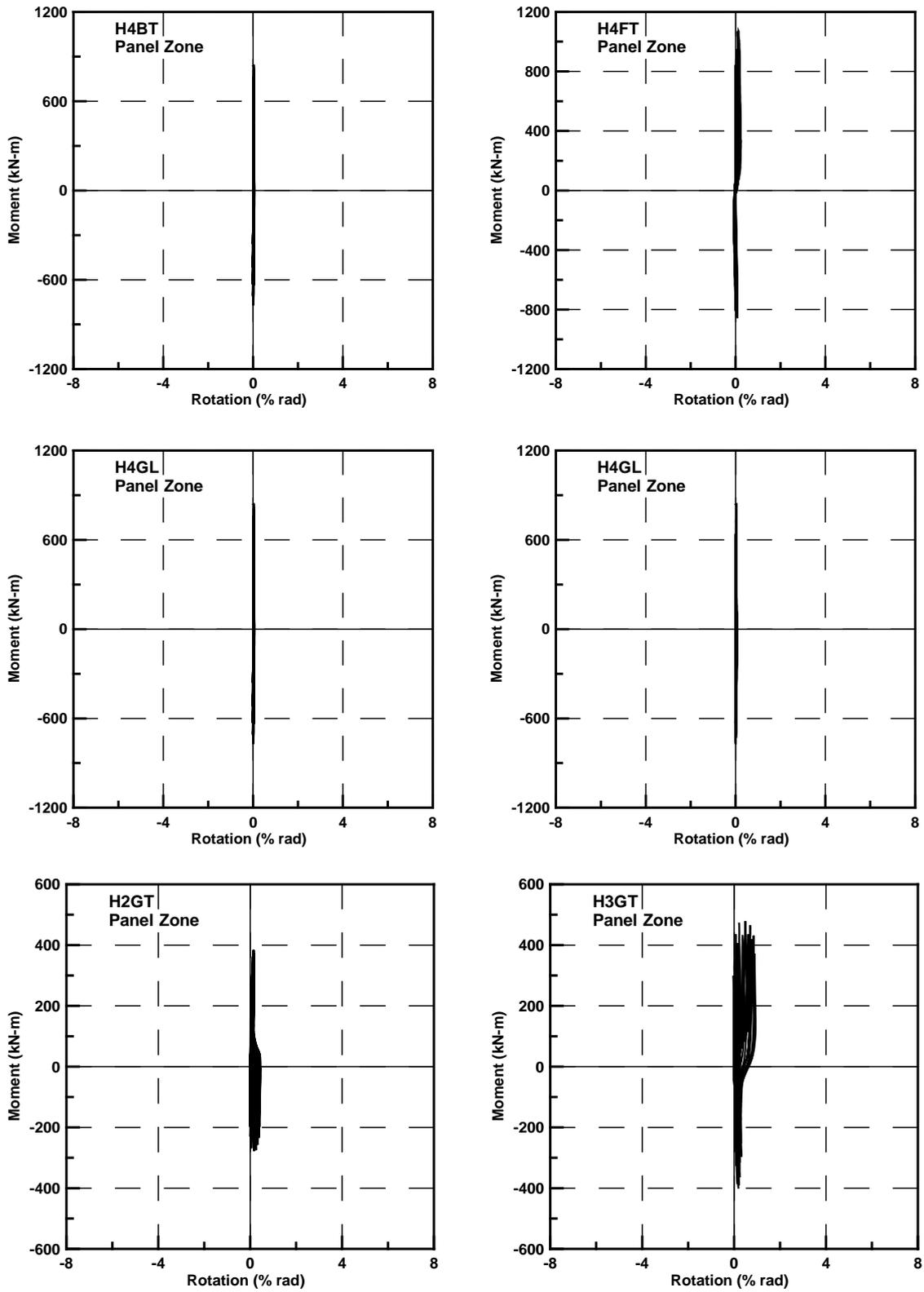


圖 4.10 六組試體彎矩與梁柱交會區變形轉角之遲滯迴圈圖

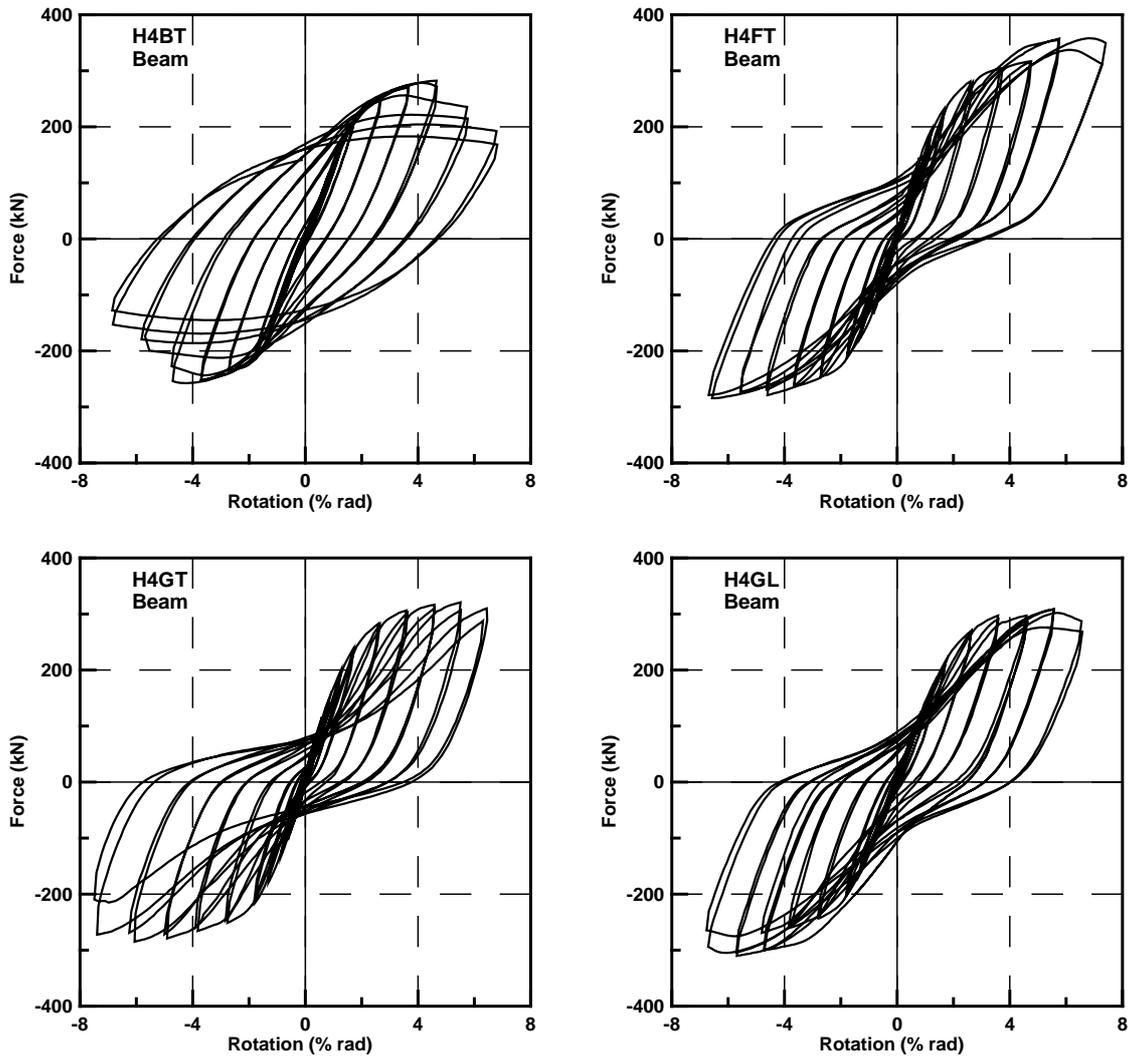


圖 4.11 四組外梁柱接頭試體梁端荷載與梁變形轉角之遲滯迴圈圖

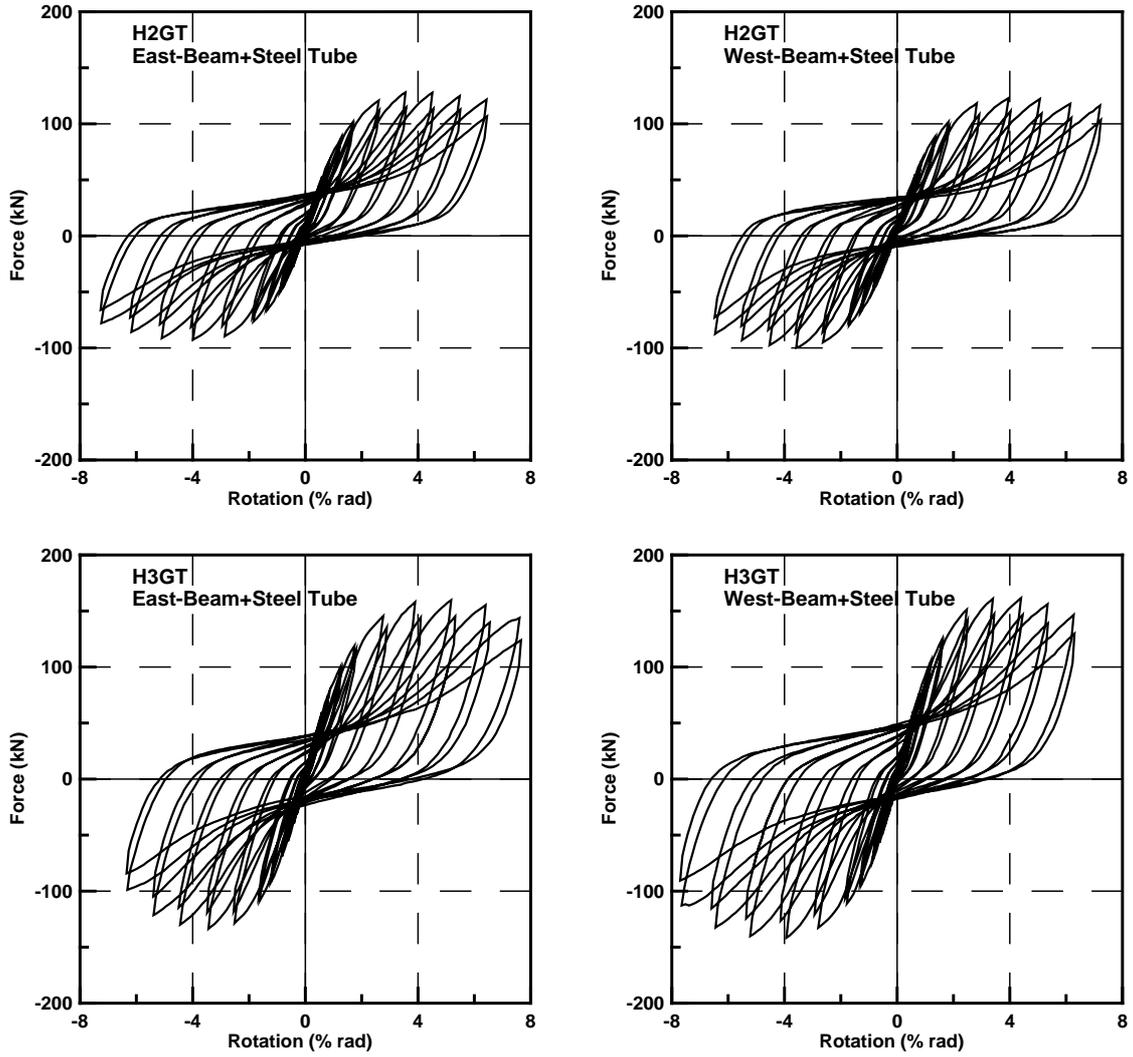


圖 4.12 二組內梁柱接頭試體梁端荷載與梁變形轉角之遲滯迴圈圖

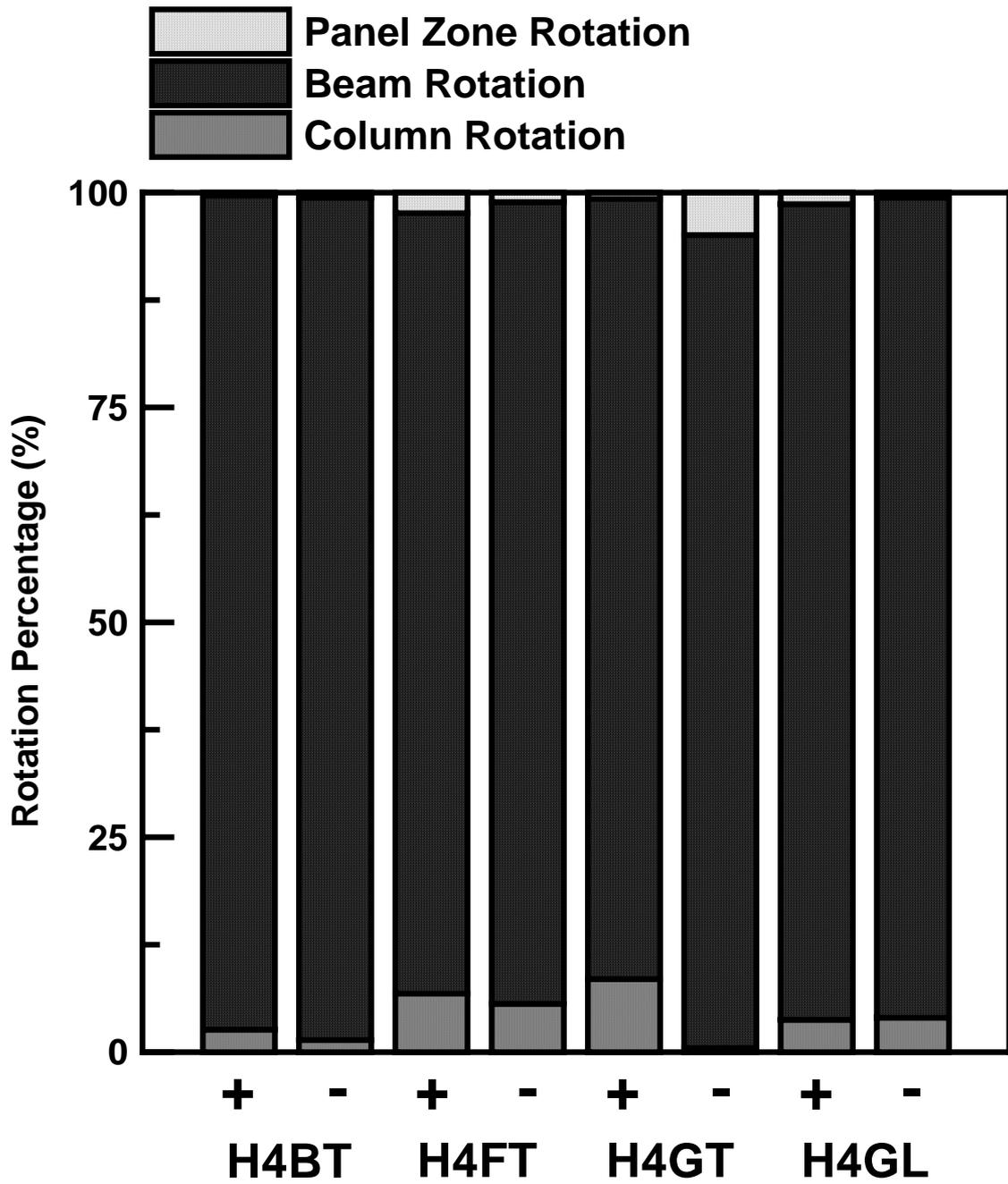


圖 4.13 四組外梁柱接頭試體達最大梁端彎矩之各層間變位角分量圖

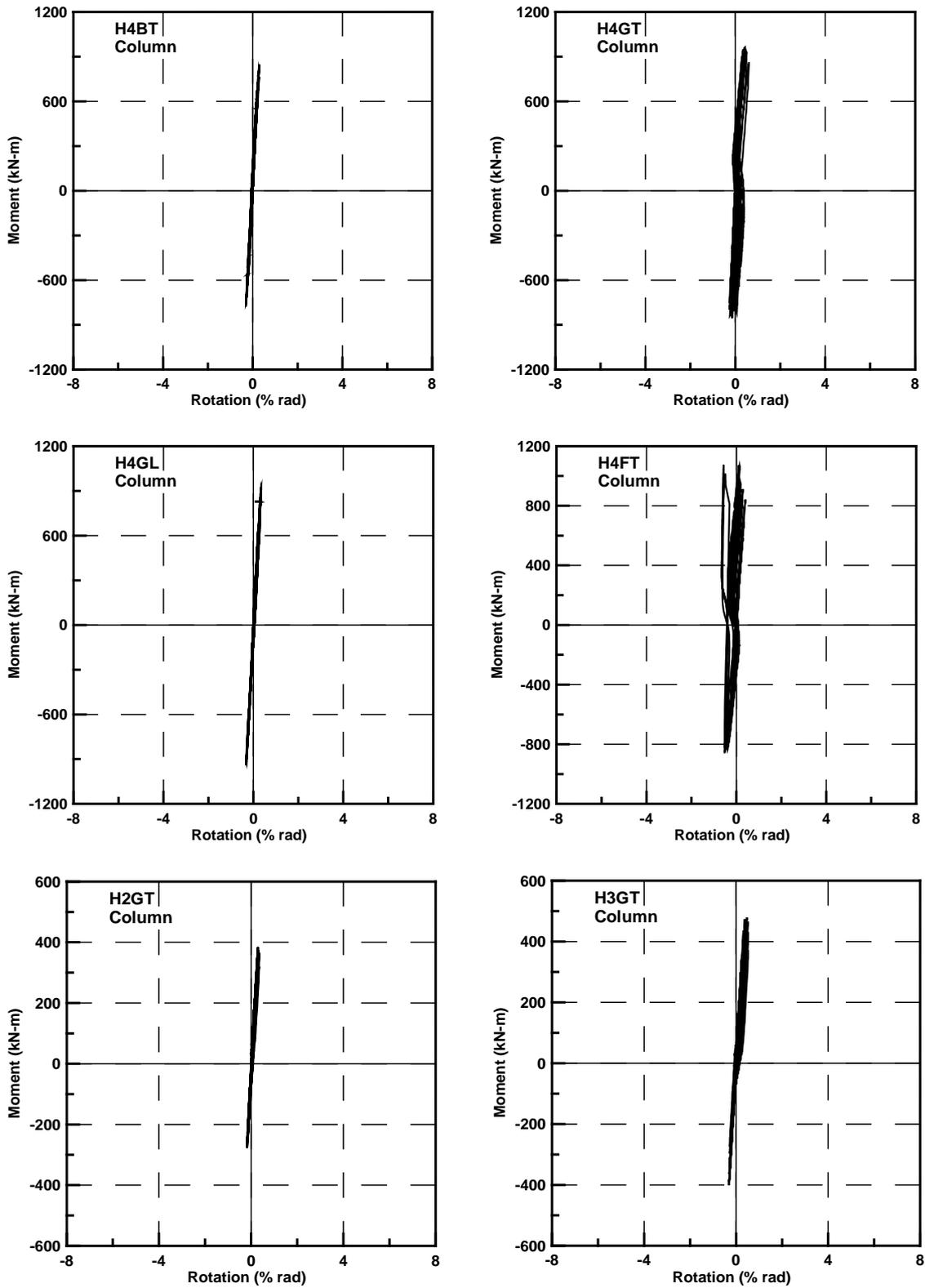


圖 4.14 六組試體彎矩與柱變形轉角之遲滯迴圈圖

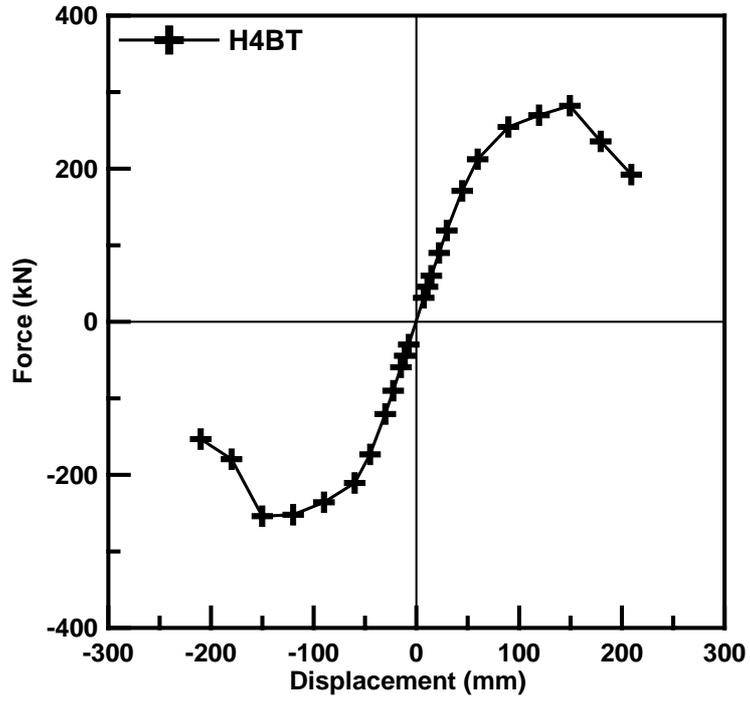


圖 4.15 試體 H4BT 整體強度包絡線圖

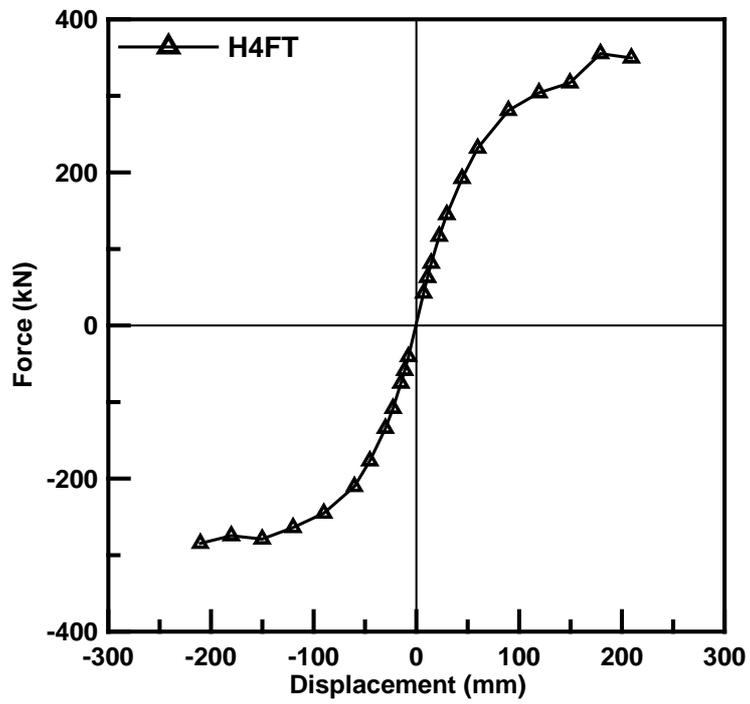


圖 4.16 試體 H4FT 整體強度包絡線圖

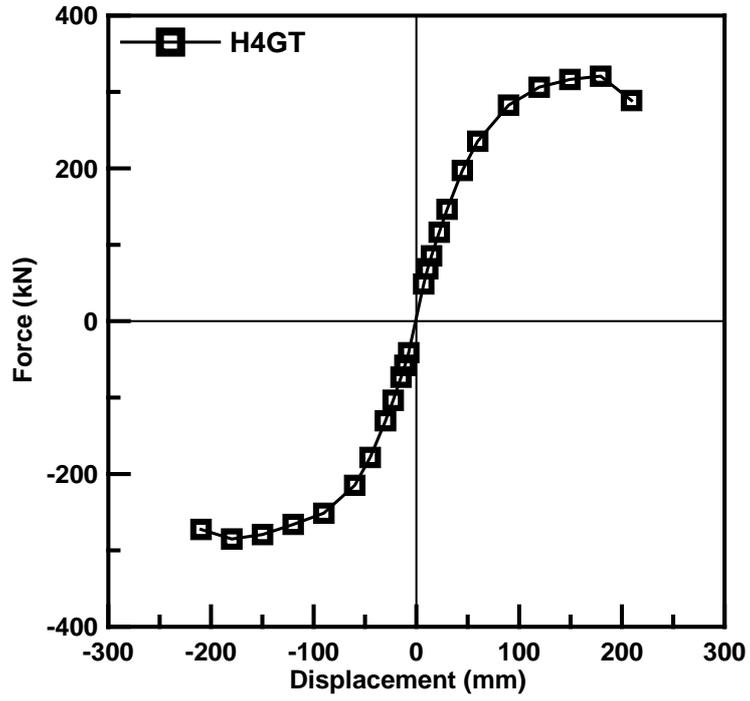


圖 4.17 試體 H4GT 整體強度包絡線圖

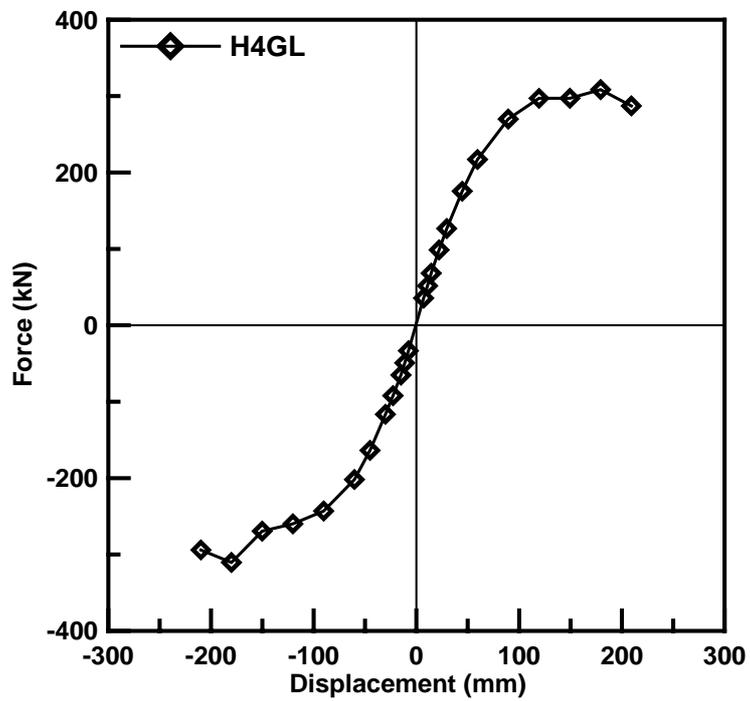


圖 4.18 試體 H4GL 整體強度包絡線圖

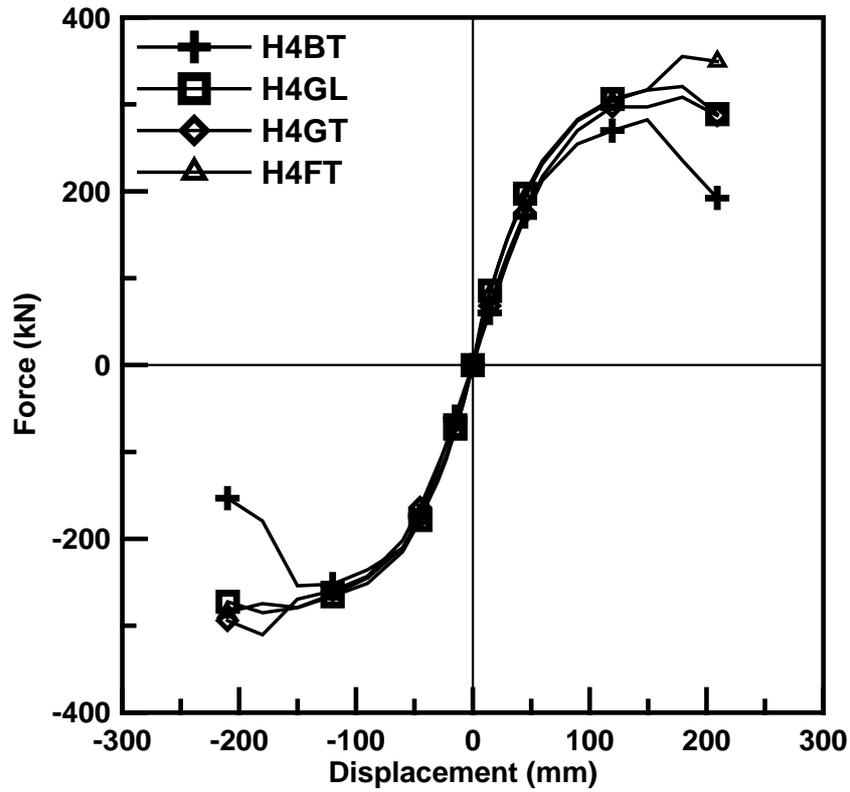


圖 4.19 四組外部接頭試體整體強度包絡線比較圖

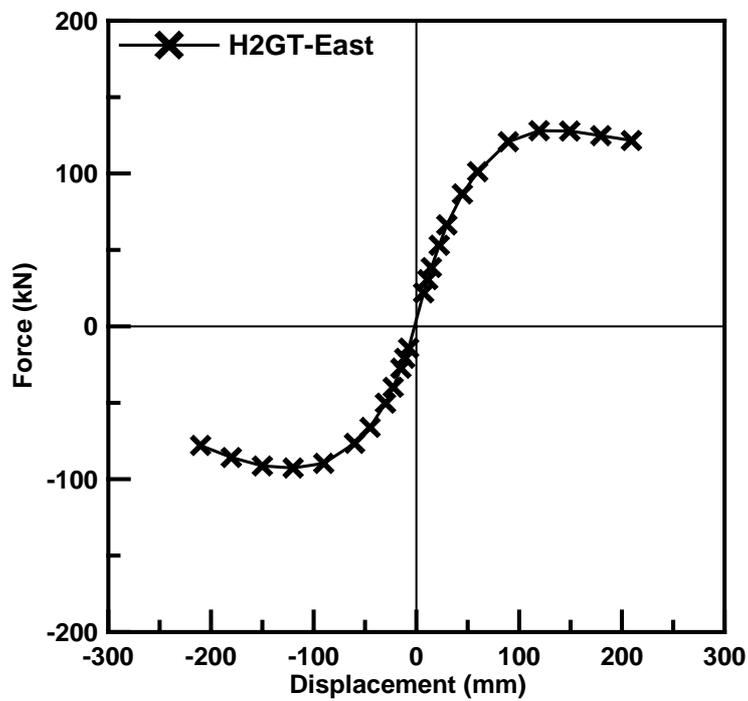


圖 4.20 試體 H2GT 東梁整體強度包絡線圖

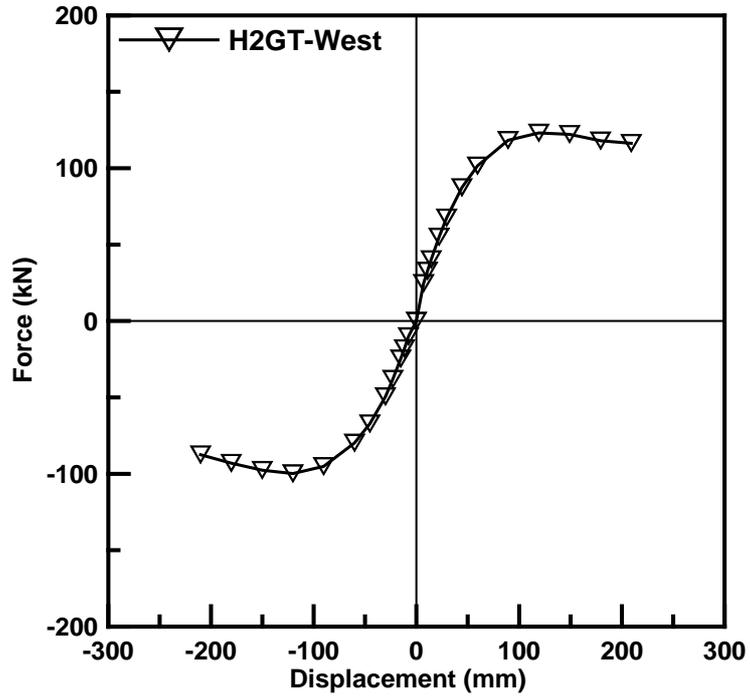


圖 4.21 試體 H2GT 西梁整體強度包絡線圖

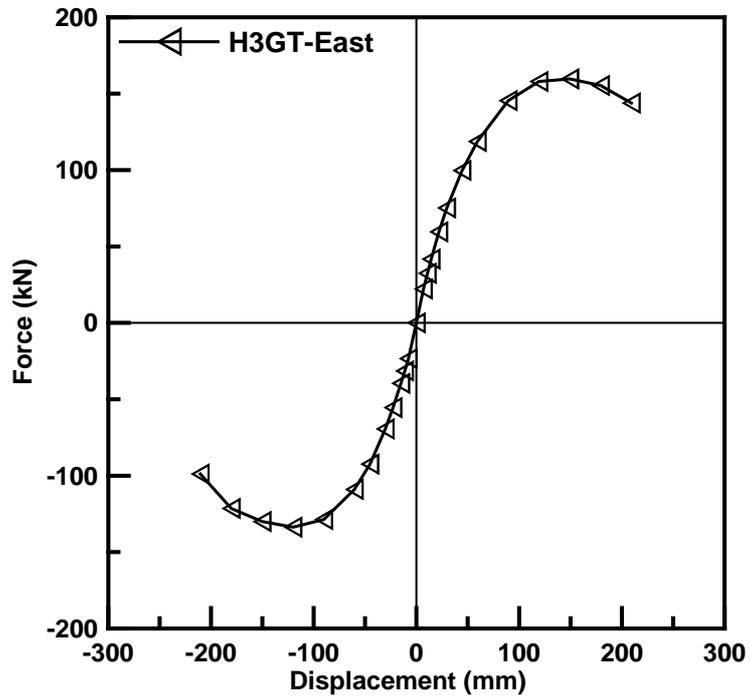


圖 4.22 試體 H3GT 東梁整體強度包絡線圖

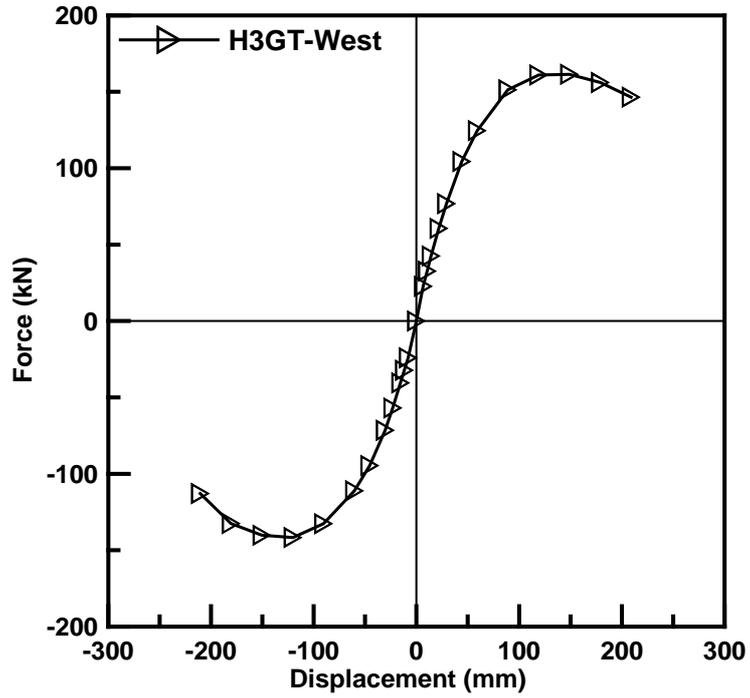


圖 4.23 試體 H3GT 西梁整體強度包絡線圖

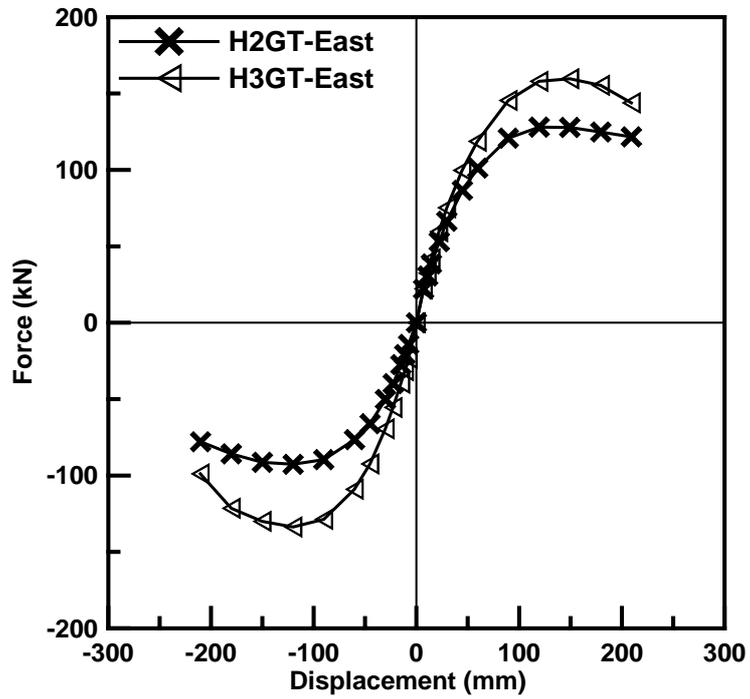


圖 4.24 二組內梁柱接頭試體東梁整體強度包絡線比較圖

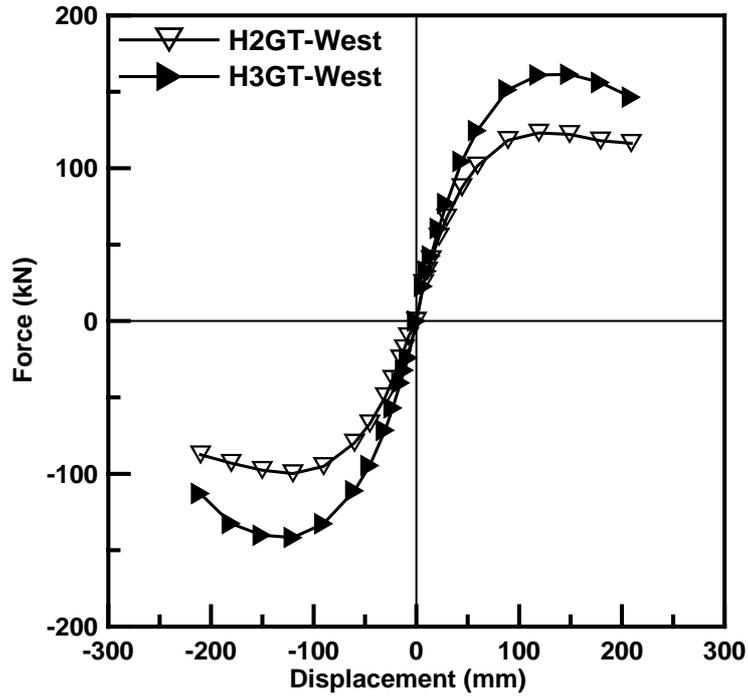


圖 4.25 二組內梁柱接頭試體西梁整體強度包絡線比較圖

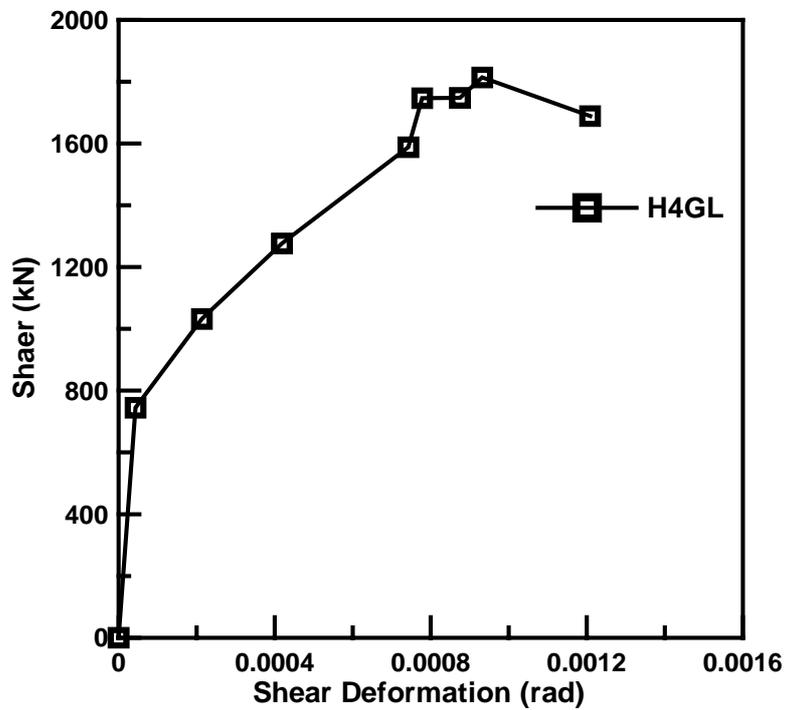


圖 4.26 試體 H4GL 梁柱交會區剪力-剪應變包絡線圖

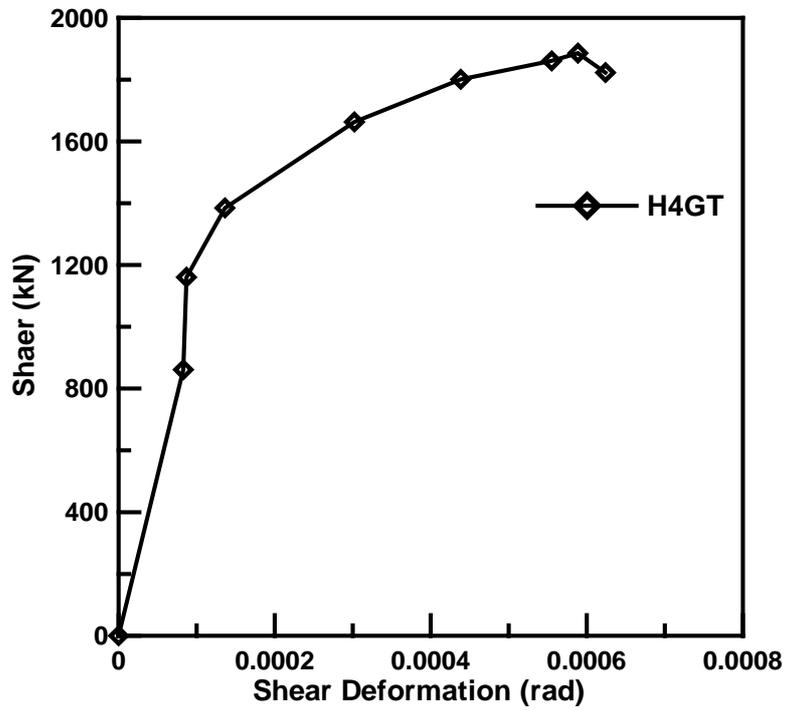


圖 4.27 試體 H4GT 梁柱交會區剪力-剪應變包絡線圖

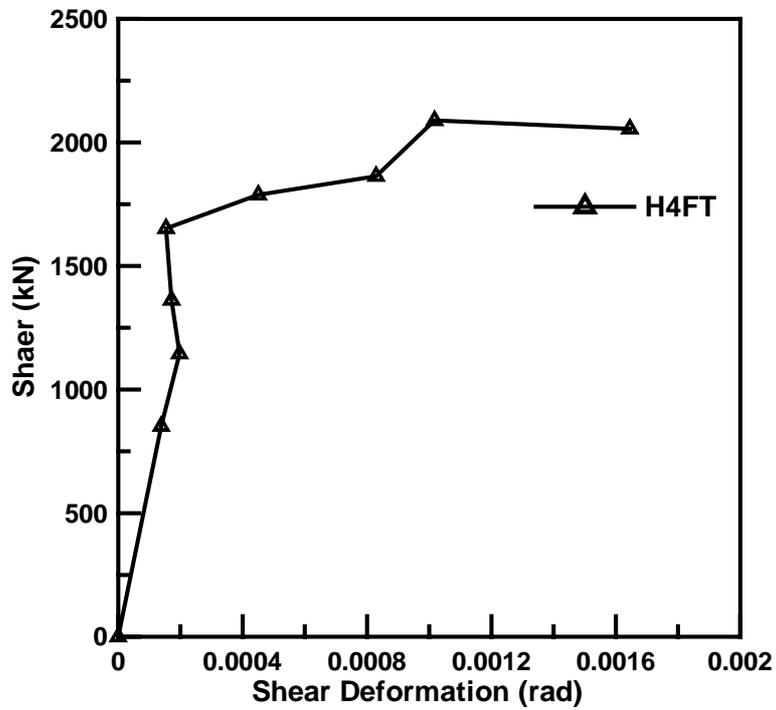


圖 4.28 試體 H4FT 梁柱交會區剪力-剪應變包絡線圖

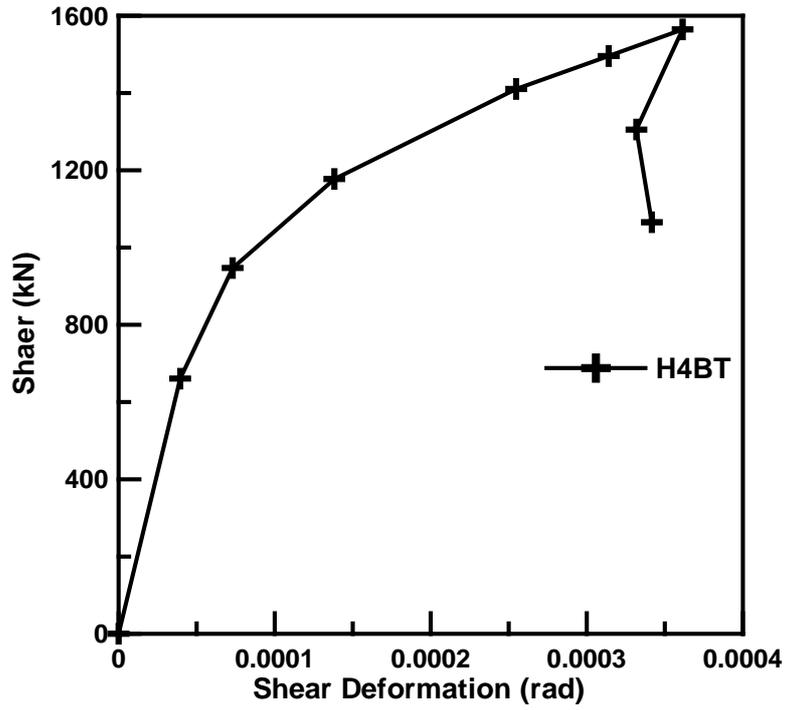


圖 4.29 試體 H4BT 梁柱交會區剪力-剪應變包絡線圖

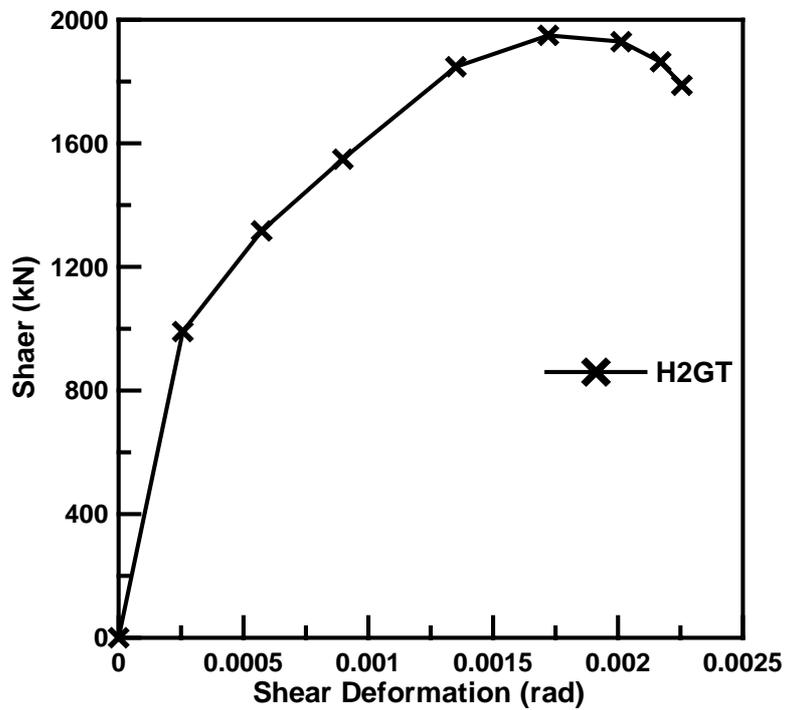


圖 4.30 試體 H2GT 梁柱交會區剪力-剪應變包絡線圖

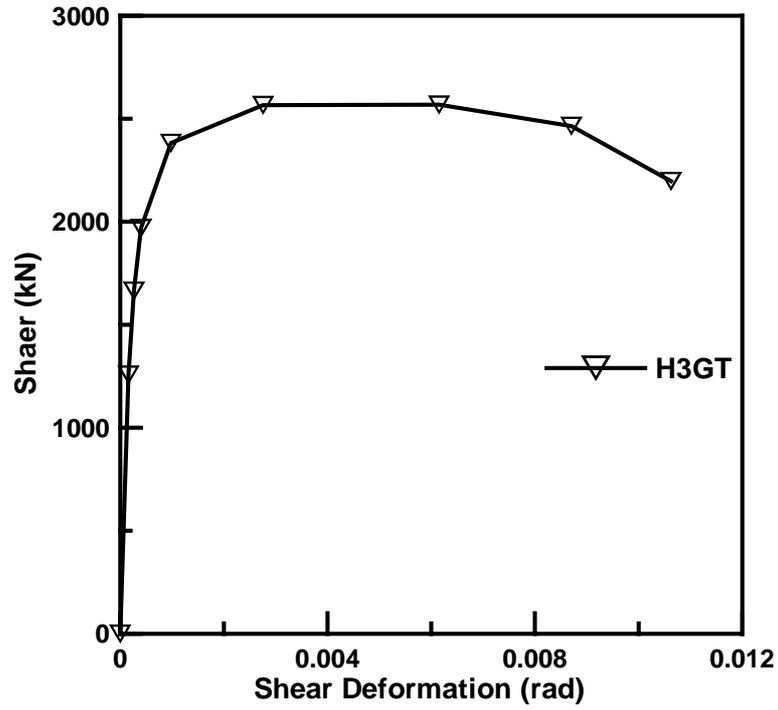


圖 4.31 試體 H3GT 梁柱交會區剪力-剪應變包絡線圖

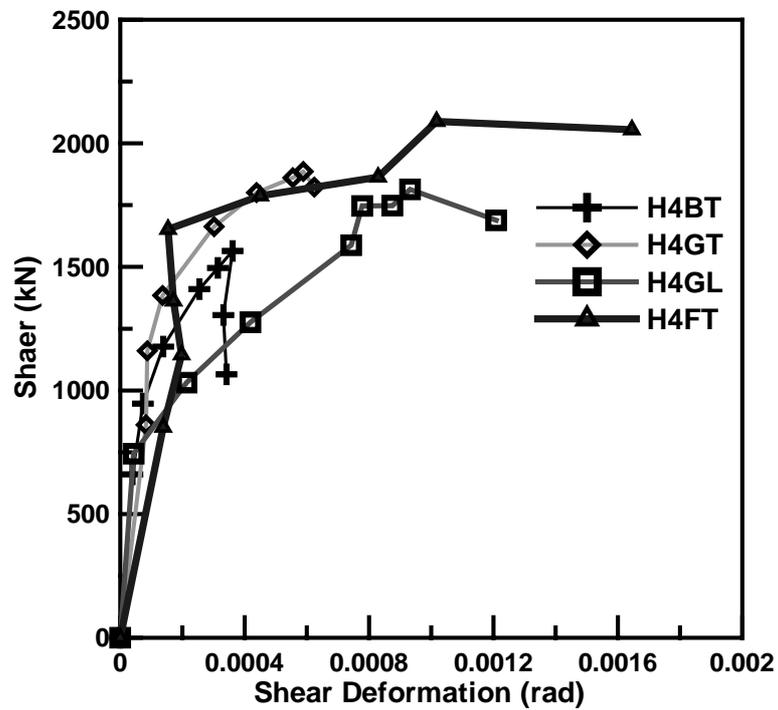


圖 4.32 四組外梁柱接頭試體梁柱交會區剪力-剪應變包絡線比較圖

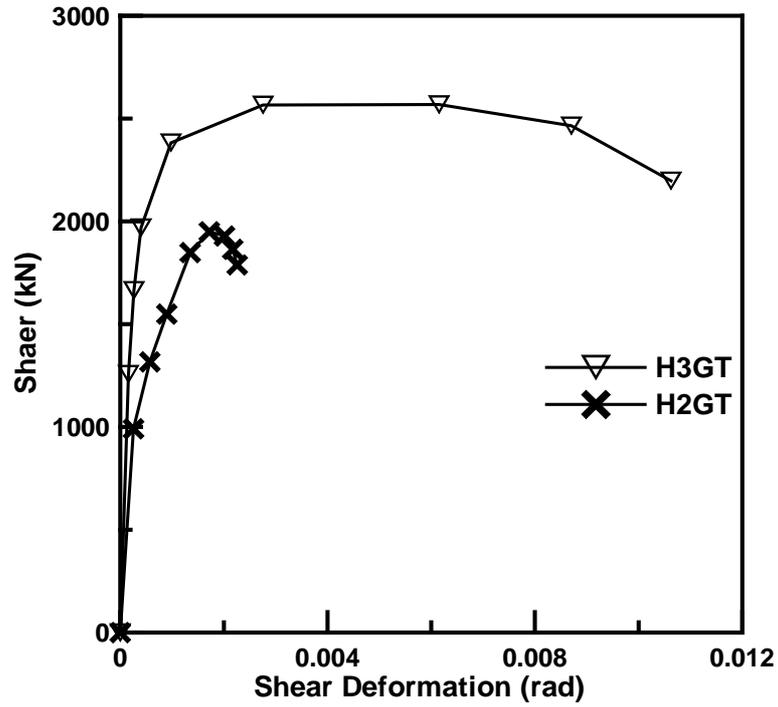


圖 4.33 二組內梁柱接頭試體梁柱交會區剪力-剪應變包絡線比較圖

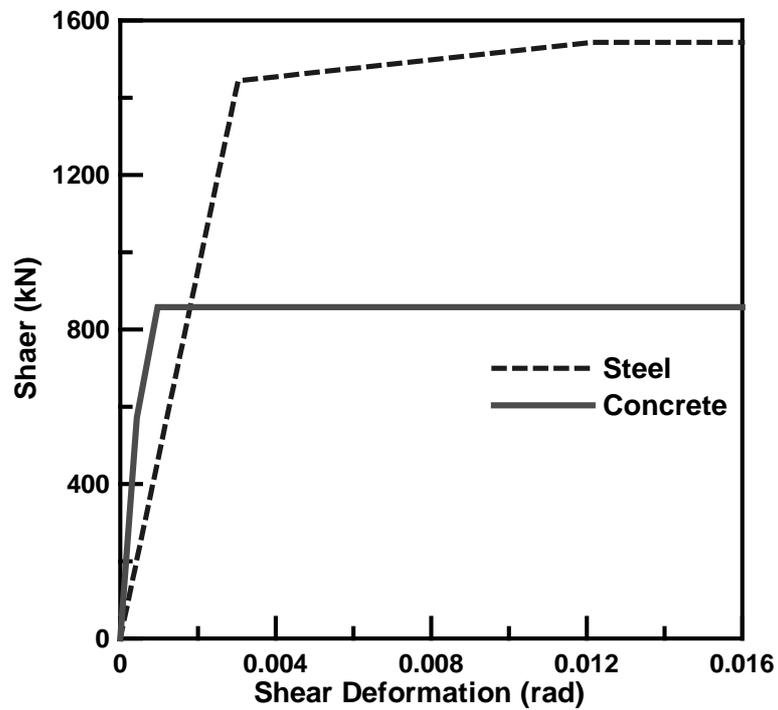


圖 4.34 鋼管與混凝土疊加之交會區理論折線圖

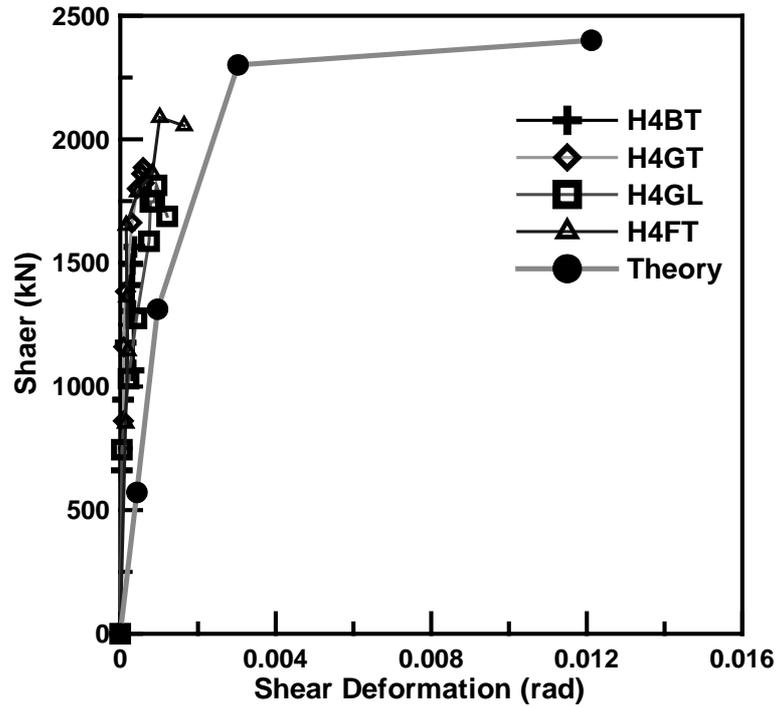


圖 4.35 外部接頭交會區剪力強度-剪應變理論曲線與實驗曲線比較

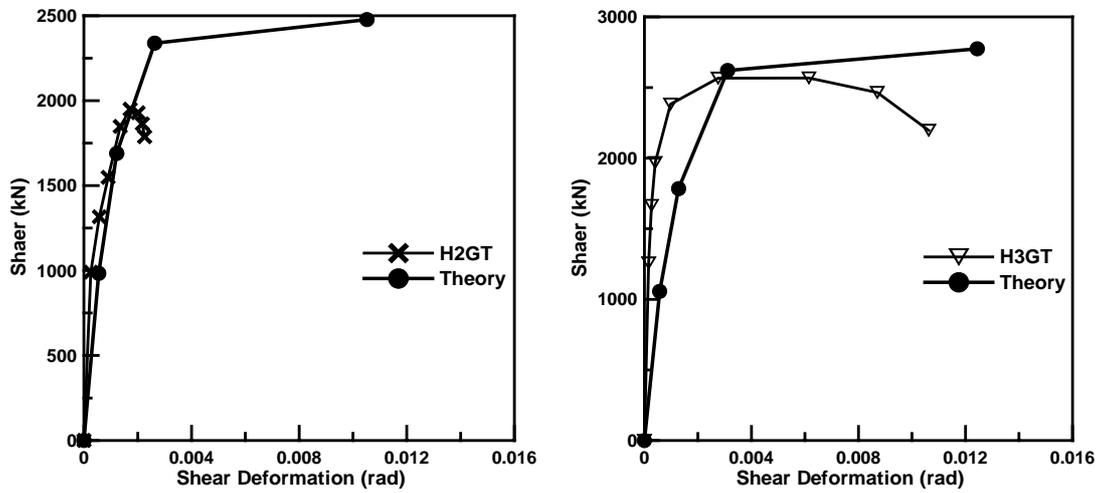


圖 4.36 內部接頭交會區剪力強度-剪應變理論曲線與實驗曲線比較



照片 3.1 邊柱子結構試驗構架全貌



照片 3.2 十字型子結構試驗構架全貌



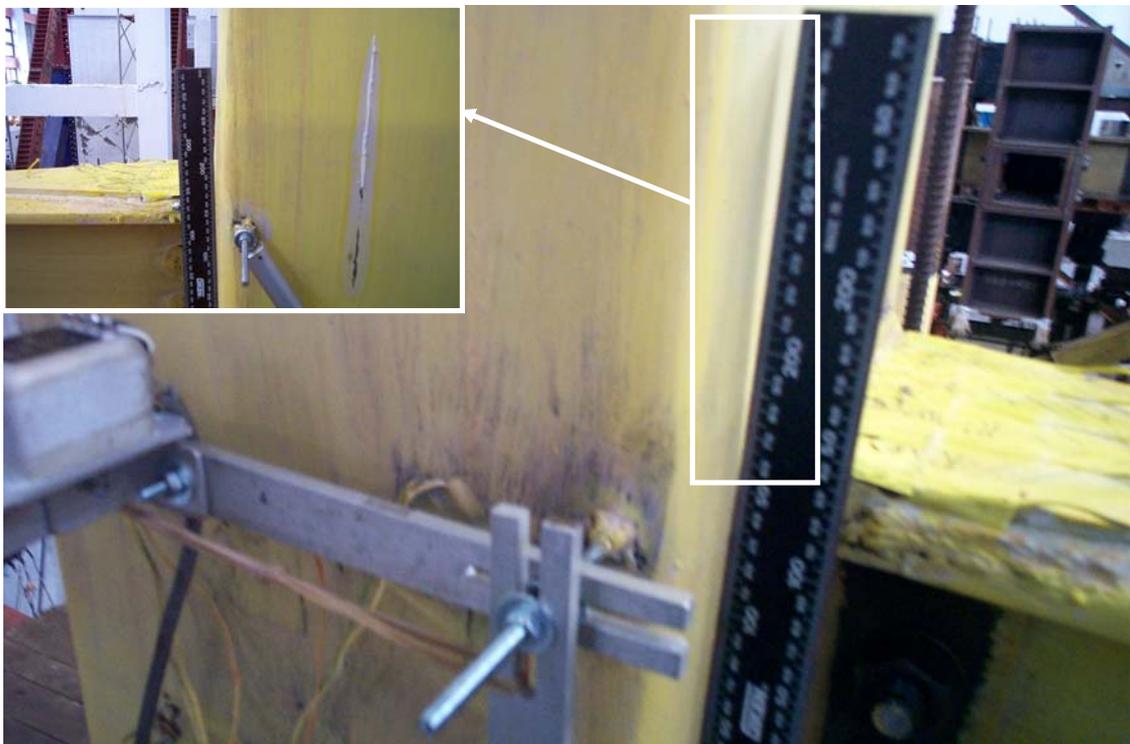
照片 3.3 試體逆止閥之設置情形



照片 3.4 CFT 鋼管柱與鋼梁塗佈黃色石膏漆之情形



照片 4.1 試體 H4GT 上貫穿翼板端處鋼梁降伏現象 (2% Drift)



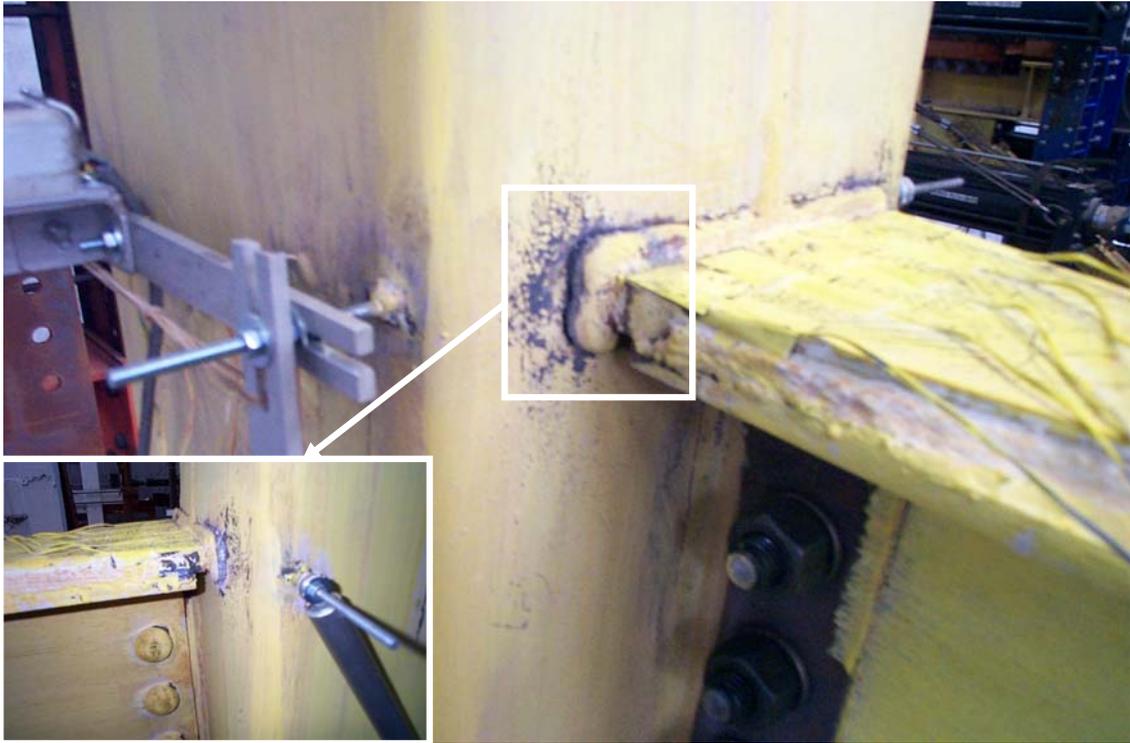
照片 4.2 試體 H4GT CFT 柱鋼皮被拉產生些微彎翹現象 (3% Drift)



照片 4.3 試體 H4GT 貫穿翼板與 CFT 柱接合銲道些微開裂 (3% Drift)



照片 4.4 試體 H4GT 梁翼與梁腹降伏之情形 (5% Drift)



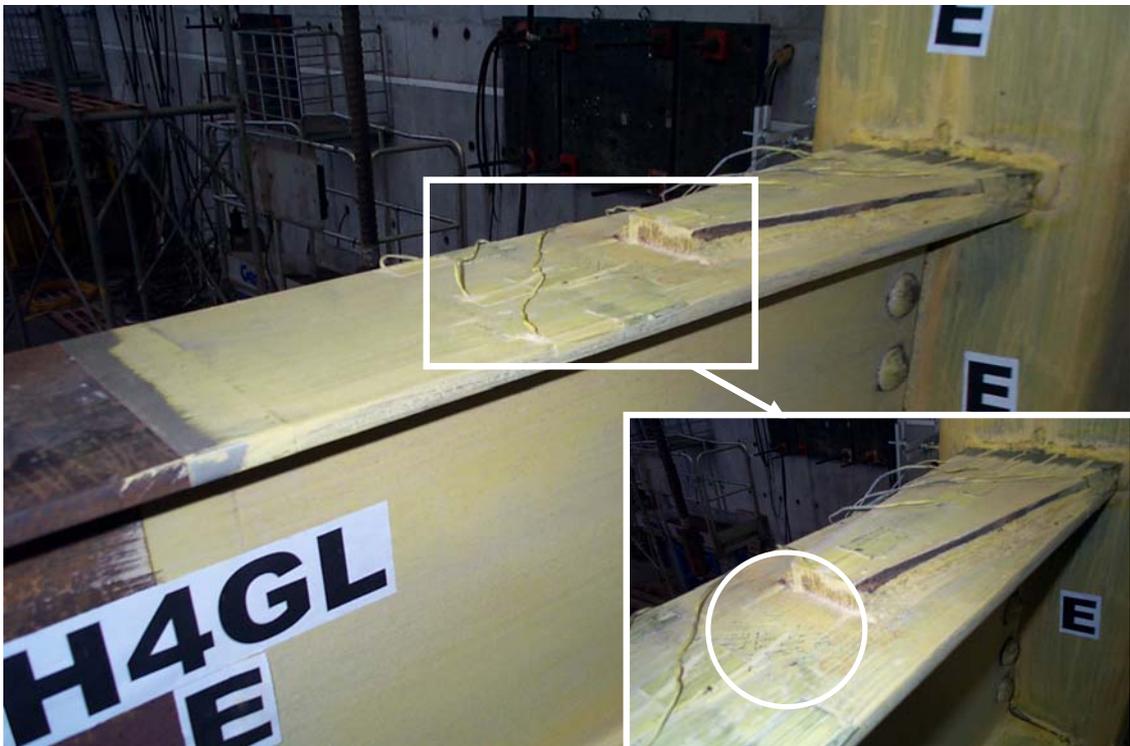
照片 4.5 試體 H4GT 貫穿翼板與 CFT 柱接合銲道開裂之情形(6% Drift)



照片 4.6 試體 H4GT 梁上翼板些微挫屈之情形 (6% Drift)



照片 4.7 試體 H4GT 最終破壞情形 (7% Drift)



照片 4.8 試體 H4GL 梁上翼板於貫穿翼板端處降伏之現象 (1% Drift)



照片 4.9 試體 H4GL 梁翼與梁腹些微降伏之情形 (3% Drift)



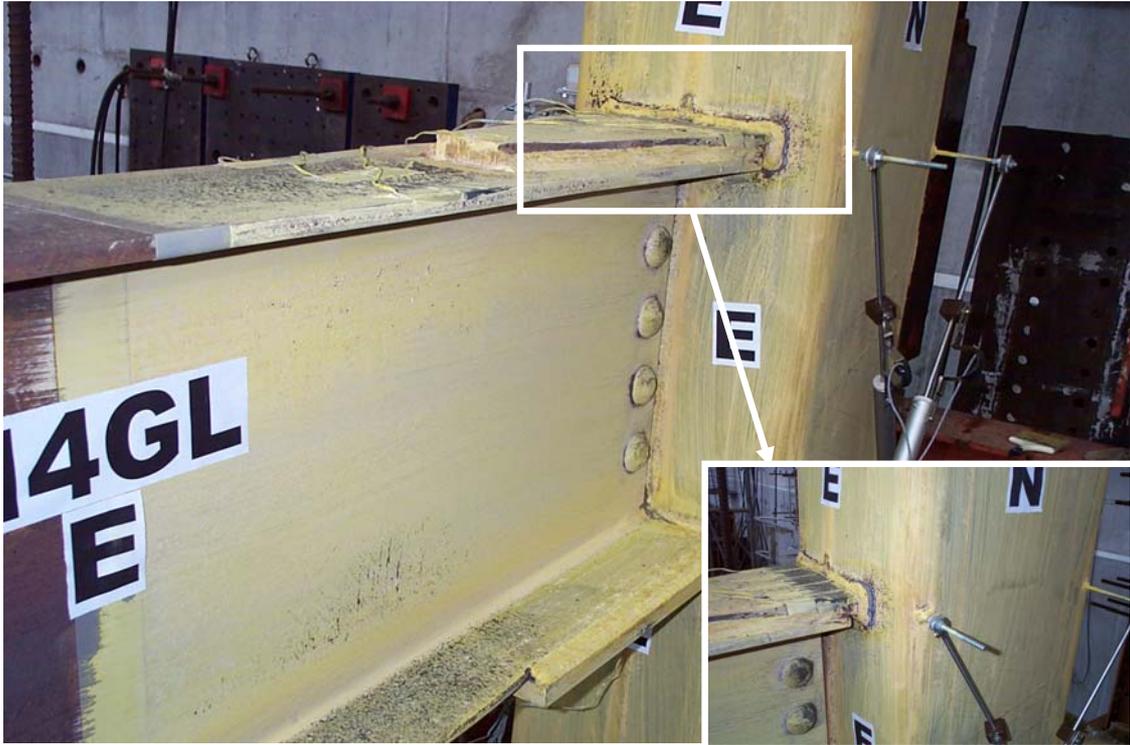
照片 4.10 試體 H4GL 上貫穿翼板銲道開裂與鋼梁降伏之情形(3% Drift)



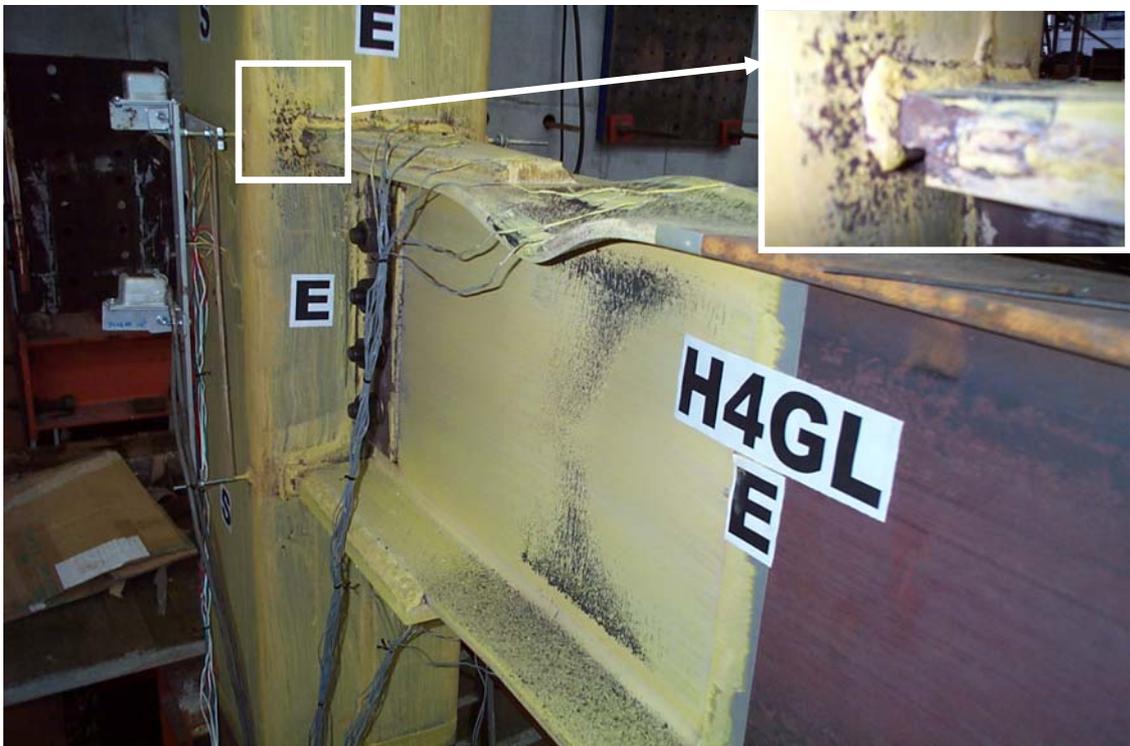
照片 4.11 試體 H4GL 接頭剪力變形與西側貫穿翼板銲道開裂(5% Drift)



照片 4.12 試體 H4GL 西側上貫穿翼板銲道嚴重開裂 (6% Drift)



照片 4.13 試體 H4GL 梁挫屈與東側上貫穿翼板銲道開裂情形(6% Drift)



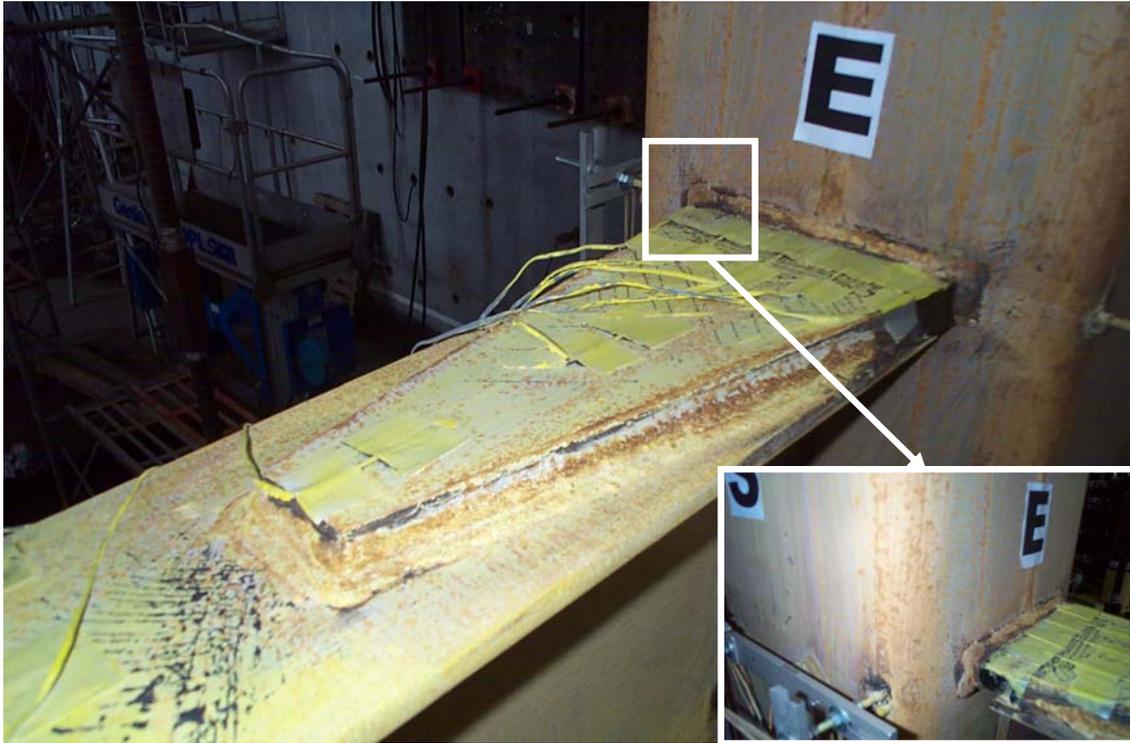
照片 4.14 試體 H4GL 鋼梁嚴重挫屈之情形 (7% Drift)



照片 4.15 試體 H4GL 上貫穿翼板嚴重開裂 (7% Drift)



照片 4.16 試體 H4FTE 梁上翼板於貫穿翼板端處降伏之現象 (2% Drift)



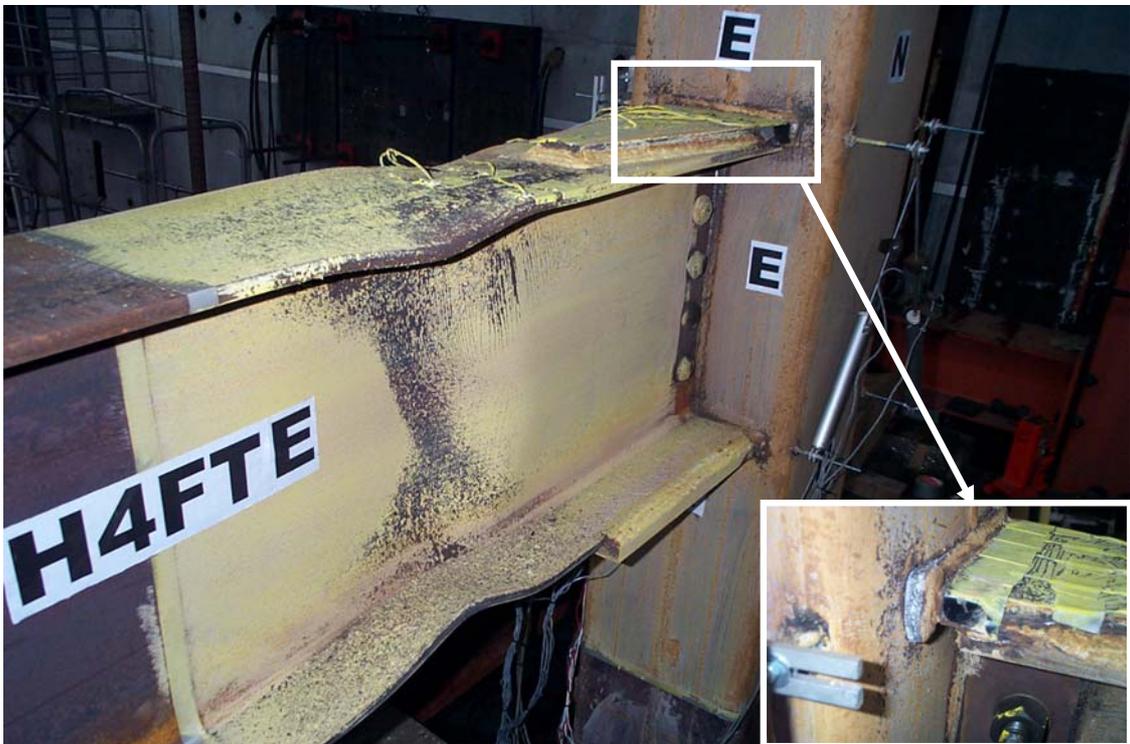
照片 4.17 試體 H4FT 上貫穿翼板銲道些微開裂 (3% Drift)



照片 4.18 試體 H4FT 上下梁翼板些微挫屈 (4% Drift)



照片 4.19 試體 H4FT 梁翼板明顯挫屈與貫穿翼板銲道開裂 (6% Drift)



照片 4.20 試體 H4FT 最終破壞之情形 (7% Drift)



照片 4.21 試體 H4BT 鋼梁翼板與腹板降伏之情形 (4% Drift)



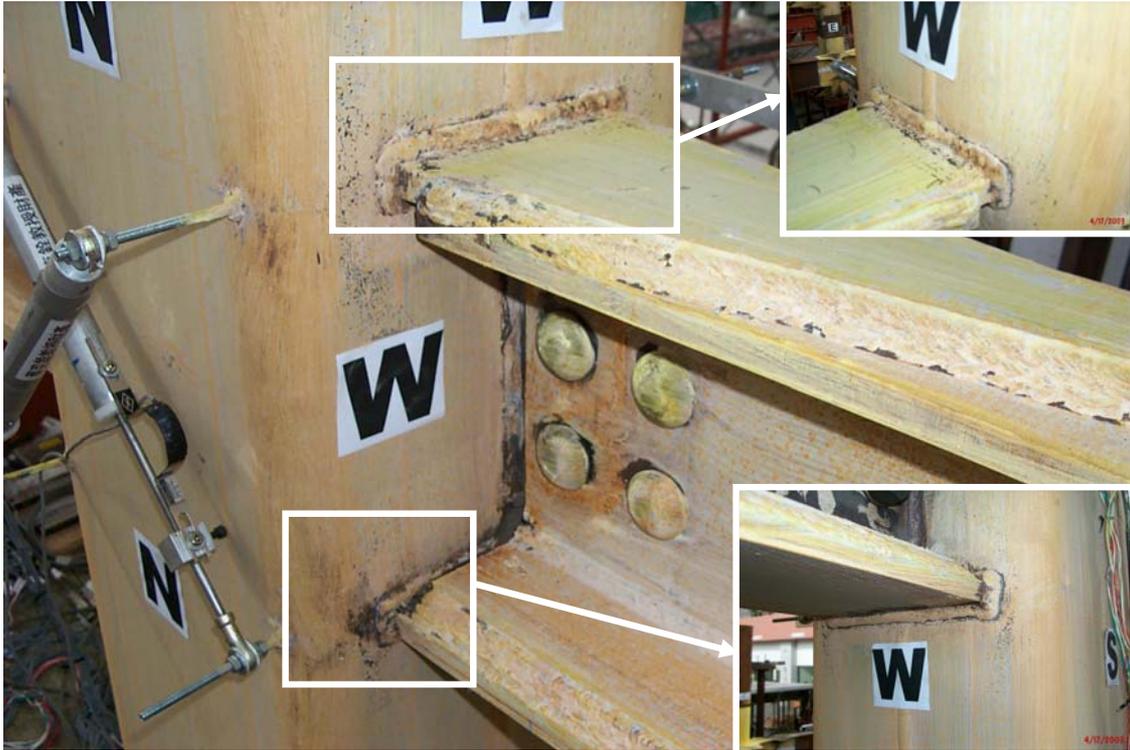
照片 4.22 試體 H4BT 鋼梁挫屈之情形 (5% Drift)



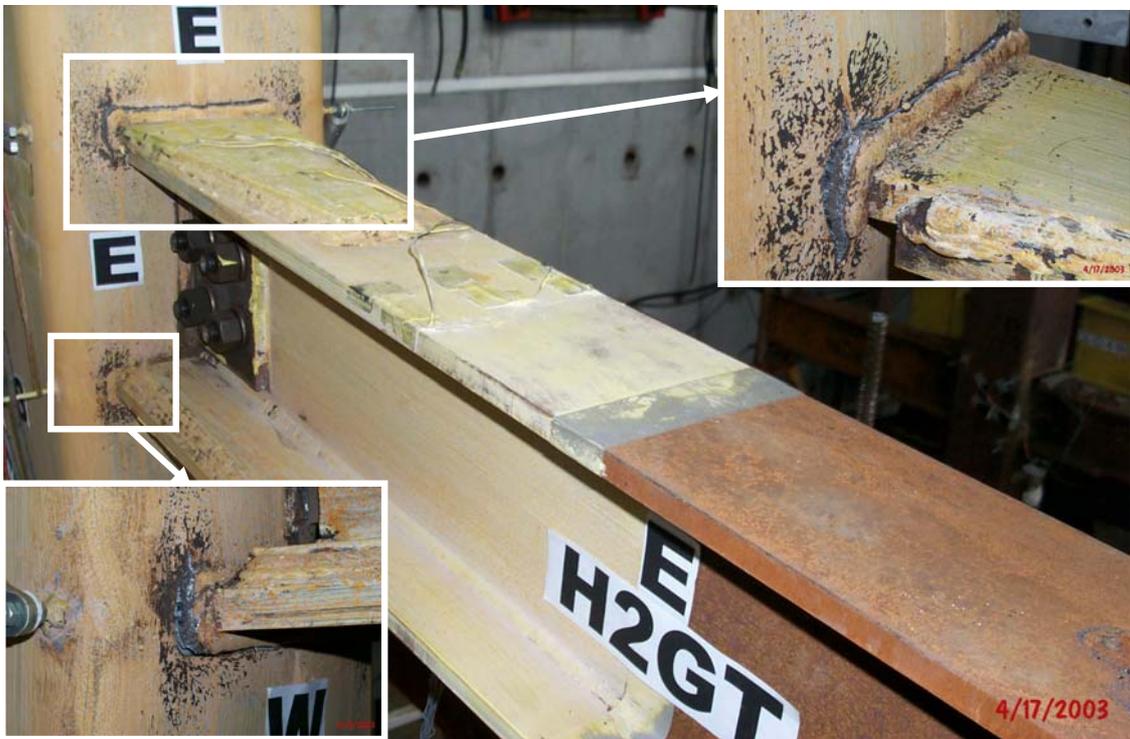
照片 4.23 試體 H4BT 最終破壞之情形 (7% Drift)



照片 4.24 試體 H2GT 上貫穿翼板銲道開裂情形 (3% Drift)



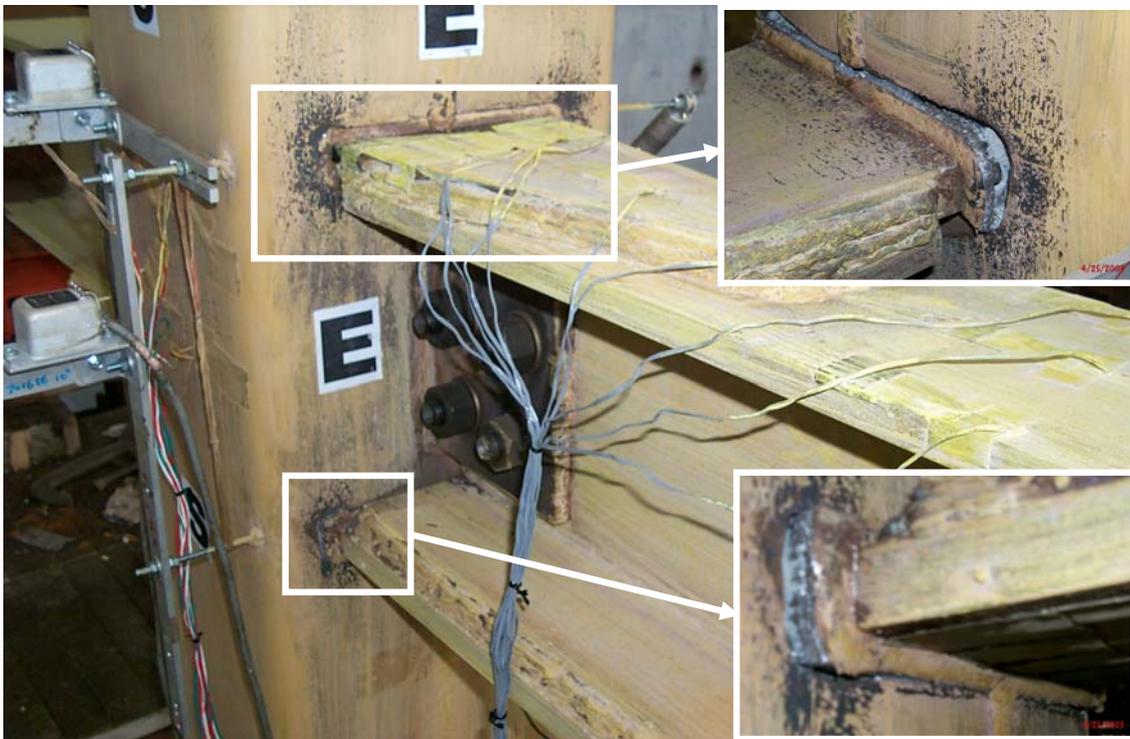
照片 4.25 試體 H2GT 上下貫穿翼板銲道開裂情形 (4% Drift)



照片 4.26 試體 H2GT 最終破壞之情形 (7% Drift)



照片 4.27 試體 H3GT 上貫穿翼板銲道開裂與交會區剪力變形(3% Drift)



照片 4.28 試體 H3GT 最終破壞情況 (7% Drift)



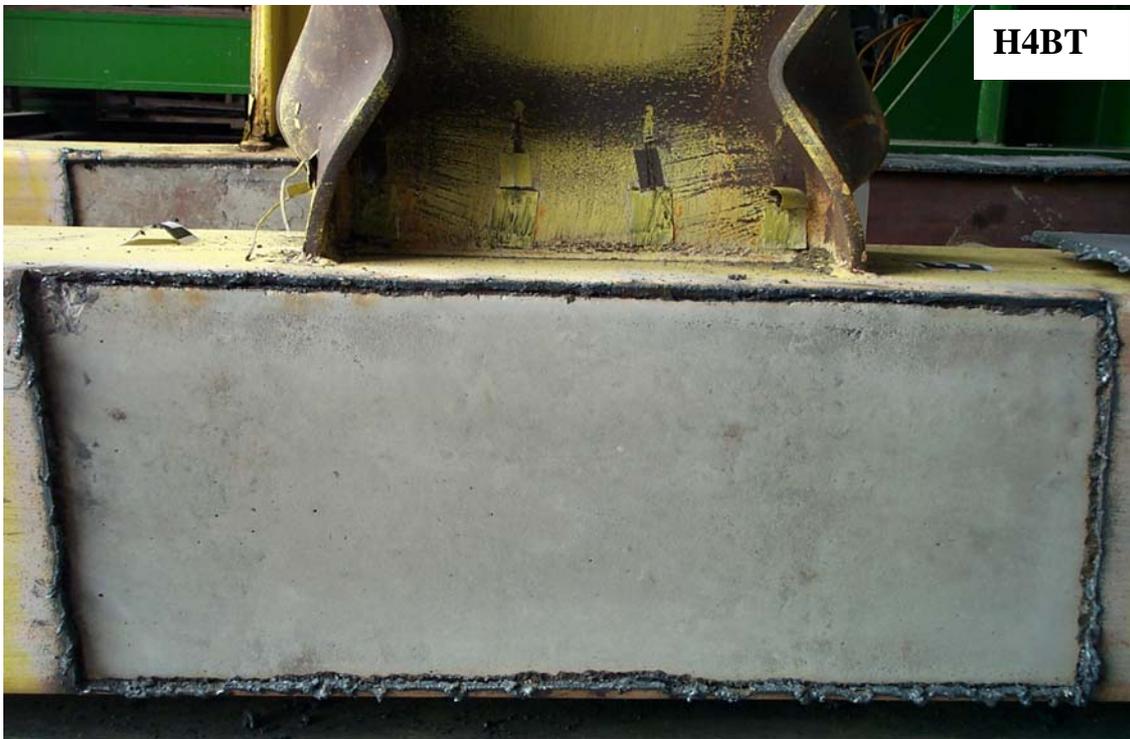
照片 4.29 試體 H3GT 梁柱交會區產生大量剪力變形之情形 (7% Drift)



照片 4.30 試體 H2GT 梁柱交會區混凝土剪力破壞之情形



照片 4.31 試體 H3GT 梁柱交會區混凝土剪力破壞之情形



照片 4.32 試體 H4BT 梁柱交會區鋼皮切除後之情形



照片 4.33 試體 H4GT 梁柱交會區鋼皮切除後之情形