

國立臺灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master's Thesis



以鋼纖維混凝土簡化 BRB 與 RC 構架接合之模擬與分
析

Experimental Analysis of Simplified Connections
Between BRB and RC Frames Using Highly Flowable
Strain Hardening Steel Fiber Reinforced Concrete

洪甫安

Hung, Fu-An

指導教授：廖文正 博士

Advisor: Wen-Cheng Liao, Ph.D.

中華民國 114 年 7 月

July, 2025

國立臺灣大學碩士學位論文

口試委員會審定書

NATIONAL TAIWAN UNIVERSITY

MASTER'S THESIS ACCEPTANCE CERTIFICATE

以鋼纖維混凝土簡化BRB與RC構架接合之模擬與分析

Experimental Analysis of Simplified Connections Between BRB and RC Frames
Using Highly Flowable Strain Hardening Steel Fiber Reinforced Concrete

本論文係 洪甫安 (R12521228) 在國立臺灣大學土木工程學系結構工程組
完成之碩士學位論文，於民國114年07月31日承下列考試委員審查通過及口試
及格，特此證明。

The undersigned, appointed by the Department of Civil Engineering Engineering on 31 July, 2025 have examined a Master's Thesis entitled above presented by Fu-An Hung (R12521228) candidate and hereby certify that it is worthy of acceptance.

口試委員 Oral examination committee:

廖文正

(指導教授 Advisor)

詹穎雯

胡瑋秀

林克強

廖文正

詹穎雯

胡瑋秀

林克強

系主管 Director :

葛宇甯

葛宇甯



謝辭

沒想到轉瞬間就到了撰寫謝辭的時間了，截至目前為止仍在趕工論文的終版，非常感謝所有一路上幫助過我的人，恕我無法在短短謝辭中一一感謝，但大家的幫忙與支持我都銘記在心。

首先必須感謝我的指導教授廖文正老師，在這兩年的碩士班生涯中給予我許多無論是課程、研究抑或是人生上的建議，也給我很多機會參加各種研討會，讓我學到了很多也看到了非常多不同的風景，碩士班的生涯肯定是我人生中記憶最深刻的一段，非常感謝老師對我的栽培和指導。再來要感謝詹穎雯教授和胡瑋秀教授在每次 group meeting 以及論文口試給予我的寶貴建議，讓我在研究過程和撰寫論文更有方向。最後要感謝林克強教授在做實驗遇到困難時給予許多修正的方法，在口試時也給予我有關論文撰寫的方向，讓我的論文可以更加完善。

接下來要感謝一同進行此實驗之昀庭，再帶給研究室的大家歡笑的同時仍努力與國震中心溝通完成實驗，若沒有妳的鼎力相助此實驗肯定無法順利完成。也要感謝國震中心的各位同仁，阿成師、慎佑學長、柏嘉學長等各位同仁，在我們實驗遇到困難時第一時間給予協助，讓我可以順利完成實驗。

再來要感謝 812 研究室的大家，非常感謝韋思拿 (Wisena) 學長在建模和分析過程給予我超多寶貴的建議，無論是實驗上或模擬上都幫助許多，讓我可以不斷精進自己的模型，且對自己的分析結果更有信心；再來要感謝研究室的學長尚恩、竣帆、峻輔、濂松、翰仁、庭安、奕霖在升碩二時給予我許多做研究和實驗的建議，讓我獲益良多；也謝謝昀庭、林康、淳瑋、恆育、宥霖、品宏、宏彬帶給研究室許多歡笑，讓每天來做研究都是件很快樂的事情；謝謝學弟妹霆恩、文政、喬嶸、宇斐、峻誠、智輝、宇祥、詣承、佳穎、旺達，在做實驗的過程中幫了許多忙，也祝你們未來研究一切順利。

最後要感謝我的爸爸媽媽給予我許多支持，讓我可以再碩士班這兩年的生活中不必煩惱生活大小事，可以專心的讀書做研究；也要感謝我的女朋友在碩二期間

常常陪伴我讀書做事，出去玩都讓我繼續趕工研究的事情，並在遇到困難時鼓勵我。
很感謝你們給予我許多支持， 讓我可以做研究的路上無後顧之憂，再次感謝大
家。





摘要

挫曲束制支撑(BRB)已經廣泛運用在鋼結構建築之中，但在鋼筋混凝土建築中之利用仍然較少，在有限的接合案例中，預埋鐵件方法因其穩定之接合效果而得到了最多的學術注目。唯 BRB 往往連接在鋼筋混凝土(RC)構架之梁柱不連續區，恰為箍筋最密集區域，因此若要預埋額外鐵件進入 RC 構架中將會使施工過程更加複雜。過往研究指出，若在混凝土中加入鋼纖維，能顯著提高混凝土材料韌性和剪力強度。這能減少 RC 梁柱端對於橫向箍筋量的需求，降低鋼筋籠綁紮的繁瑣，使 BRB 在連接上更為簡單和方便，未來無論是補強亦或是新建構架都能有更大的發展。

因此本研究進行一簡化配置實驗探討鋼纖維混凝土與 BRB 連接之效益[謝昀庭，2025]。主要有三大設計重點，一為梁柱接頭和梁端改用鋼纖維混凝土；二為 BRB 與 RC 構架接合僅在梁端；三為控制梁端塑鉸位置。本研究利用 SAP2000、ABAQUS 等有限元分析軟體針對實驗細節和改動進行模擬，提供詳細之模型設定細節和操作流程，並將模擬結果與實際實驗結果進行比較，以提出鋼纖維接合 BRB 構件之設計方法和模擬流程。

分析結果顯示使用鋼纖維混凝土接合 BRB 能在較少箍筋用量和接合步驟條件下，維持與一般 BRB 接合 RC 構架相同破壞模式，BRB 先產生塑鉸，再來才是 RC 構架的破壞。實際試驗中之力量分布與模型模擬結果大致相同，唯試驗中因試驗施作相關問題使柱在 2% 降伏，柱降伏後之彎矩傳遞導致接合段梁亦有降伏情況產生，並非先前預測之接合段外部梁降伏內部保持彈性。此外，最終 BRB 在 5% 拉力破壞，力量大幅下降，此時 RC 構架之破壞行為為梁柱接頭剪力破壞，本研究認為是因 BRB 僅接在梁端，對梁端和梁柱接頭造成可觀之水平力和垂直力，使得梁柱接頭預測失準，成為最終發展破壞之弱面。

本研究最後提出相關模擬修正建議和未來實驗之可能修正方法，使模擬結果得以更加貼近實際結構行為。

關鍵字：鋼纖維、挫曲束制支撑、反覆側推、鋼構與 RC 接合、SAP2000 模擬分析、
ABAQUS 模擬分析





Abstract

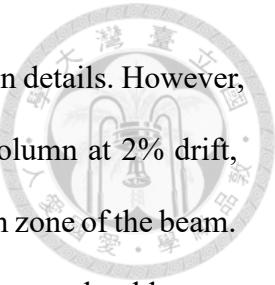
Buckling-Restrained Braces (BRBs) have been widely adopted in steel structures due to their excellent energy dissipation capacity. However, their application in reinforced concrete (RC) structures remains limited. Among the few existing connection strategies, embedded steel plates have attracted academic attention due to their stable performance. However, BRBs are typically installed at D-region of RC beam-column joints, which are areas of dense transverse reinforcement. Embedding additional steel components into such congested regions complicates construction procedure.

Previous studies have shown that combining steel fibers into concrete significantly enhances its toughness ratio and shear strength. This improvement reduces the need for dense transverse reinforcement in beam-column joints, alleviating reinforcement congestion and simplifying BRB connection details. As a result, this approach holds great promise for both retrofitting and new construction.

This study conducts a simplified configuration experiment to explore the effectiveness of connecting BRBs using steel fiber reinforced concrete (SFRC) [Hsieh, 2025]. The experiment focuses on three major design modifications: First, using SFRC at beam-column joints and beam ends; Second connecting the BRB only to the beam ends, instead of the beam-column joint; Third, Controlling the plastic hinge formation at the beam ends.

Finite element simulations were performed using SAP2000 and ABAQUS to replicate the experimental setup and modifications. The study provides detailed modeling procedures and compares simulation outcomes with physical test results to propose a practical design and modeling framework for BRB-SFRC connections.

Analysis results show that using SFRC enables BRB-RC connections to maintain stable during cycling load. That the plastic hinging of the BRB occurred first and followed



by RC frame, even with reduced stirrup ratios and simplified connection details. However, due to testing execution issues, yielding accidentally occurred in the column at 2% drift, which led to moment transfer and unexpected yielding at the connection zone of the beam. This deviated from the anticipated behavior where yielding place of beam should occur outside the connection region while the connection zone remained elastic.

Eventually, BRB's tensile failure occurred under 5%, with a sudden drop in horizontal force. At this stage, the RC structure experienced shear failure at the beam-column joint. It's because the BRB being connected solely at the beam end, inducing considerable horizontal and vertical forces that were underestimated in the design, making the joint the weakest point of failure.

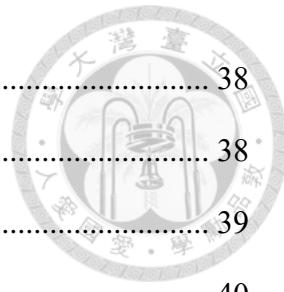
The study concludes by proposing revised modeling recommendations and experimental improvements to better align future simulations with actual structural behavior.

Keywords: steel fiber, Buckling-Restrained Braces, cyclic behavior, RC and steel connection, SAP2000 simulation, ABAQUS simulation

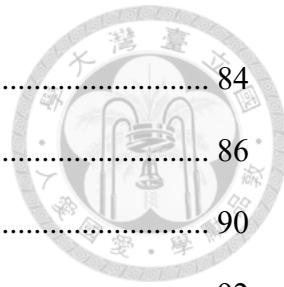


目次

謝辭	I
摘要	III
Abstract.....	V
目次	VII
圖次	X
表次	XVI
第一章、緒論	1
1.1 動機與目的	1
1.2 研究範圍與內容	1
1.3 研究架構	2
1.4 研究流程圖	3
第二章、文獻回顧	4
2.1 鋼纖維混凝土	4
2.1.1 添加鋼纖維於混凝土之力學影響	4
2.1.2 端鉤型鋼纖維之拉拔行為	9
2.1.3 鋼纖維混凝土抗壓試驗之力學行為	11
2.1.4 鋼纖維混凝土抗拉試驗之力學行為	15
2.2 軟化拉壓桿模型	19
2.2.1 計算方式與相關參數	22
2.2.2 鋼纖維混凝土軟化拉壓桿模型	27
2.3 鋼纖維混凝土韌性行為	33
2.3.1 韌性指標	33
2.3.2 鋼筋混凝土韌性比	34
2.3.3 鋼纖維混凝土韌性比	36



2.4 挫曲束制支撐	38
2.4.1 挫曲束制支撐簡介	38
2.4.2 挫曲束制支撐之組成	39
2.4.3 挫曲束制支撐之力學行為及特性	40
2.4.4 接合版之力學行為	43
2.5 挫曲束制支撐與混凝土構架接合方式	45
2.5.1 預埋工字形鐵件	45
2.5.2 預埋接合版	46
2.6 BRB-RCF 構架破壞順序	50
2.6.1 Pivot 模型	50
2.6.2 塑鉸控制	52
第三章、試驗介紹與分析	56
3.1 試驗與試體介紹	56
3.1.1 混凝土構件尺寸	57
3.1.2 BRB 構件尺寸	58
3.1.3 接合方式	60
3.2 SAP2000 結構分析模型介紹與方法	61
3.2.1 模型介紹	61
3.2.2 材料設定	63
3.2.3 斷面設定	64
3.2.4 塑鉸設定	65
3.2.5 力量設定	77
3.3 接合版 Abaqus 模型	80
第四章、模擬分析結果	82
4.1 SAP2000 實驗分析模型結果	82
4.1.1 破壞順序	82



4.1.2 塑鉸控制	84
4.1.3 剪力強度檢核	86
4.1.4 遲滯迴圈行為	90
4.2 Abaqus 接合版行為分析結果	92
第五章、 試驗結果與模擬比較分析	100
5.1 材料試驗結果	100
5.1.1 混凝土抗壓試驗	100
5.1.2 鋼筋直接拉力試驗	101
5.2 反覆側推結果分析比較	101
5.2.1 反覆側推試驗	101
5.2.2 破壞模式比較	102
5.2.3 遲滯迴圈比較	107
5.3 模型與設計調整	110
第六章、 結論與建議	114
6.1 結論	114
6.2 建議	114
參考文獻	116



圖次

圖 2-1 不同種類纖維混凝土之應力-應變曲線[1].....	4
圖 2-2 不同纖維體積取代率 Vf 之應力-應變曲線[1]	5
圖 2-3 不同長徑比 αf 之應力-應變曲線[1]	5
圖 2-4 不同 Vf 與韌性指數關係[1].....	6
圖 2-5 不同 Vf 之高強度混凝土應力-應變曲線[2]	7
圖 2-6 高強度混凝土圓柱破壞情形[2]	7
圖 2-7 $Vf = 3\%$ 之高強度鋼纖維混凝土圓柱破壞情形[2]	7
圖 2-8 不同 Vf 試體之抗壓強度[3]	8
圖 2-9 不同 Vf 與劈裂強度關係[3]	9
圖 2-10 不同 Vf 與開裂模數關係[3]	9
圖 2-11 端鉤型鋼纖維拉拔力與滑移位移關係 [5]	10
圖 2-12 端鉤型鋼纖維於混凝土中拉拔過程示意圖 [5]	10
圖 2-13 端鉤型鋼纖維拉拔力與位移之等效曲線[6]	11
圖 2-14 鋼纖維混凝土直拉試驗行為示意圖[11]	16
圖 2-15 鋼纖維混凝土應變硬化與應變軟化行為[11]	17
圖 2-16 HF-SFHRC 拉力應力應變曲線(a)應變至 0.005 (b)應變至 0.2	19
圖 2-17 常見 D 區域構件[14]	20
圖 2-18 對角傳力機制[15]	21
圖 2-19 對角與水平傳力機制[15]	21
圖 2-20 對角與垂直傳力機制[15]	21
圖 2-21 完整傳力機制[15]	22
圖 2-22 接頭剪力元素	23
圖 2-23 開裂鋼筋混凝土之軟化效應[14]	26
圖 2-24 莫爾變形諧和關係[14]	27



圖 2-25 Vf 及長徑比對軟化係數之影響[22]	30
圖 2-26 ls 計算方法.....	32
圖 2-27 材料之應力應變曲線圖[5]	34
圖 2-28 矩形箍筋有效圍束區域.....	36
圖 2-29 TR 與 TIt 回歸關係[27]	36
圖 2-30 Xf 與 sd 比值關係[27]	38
圖 2-31 Xf 與 $TIfTIt$ 之關係[29].....	38
圖 2-32 預埋鐵件形式[32]	45
圖 2-33 接合形式[32]	46
圖 2-34 PBL 接合形式[36].....	47
圖 2-35 PBL 接合力學分布[36].....	47
圖 2-36 實驗簡化流程[36]	48
圖 2-37 實驗架設[37]	49
圖 2-38 WSS 接合形式[37]	50
圖 2-39 Pivot 遲滯迴圈和對應 Pivot 點	51
圖 2-40 無束制支撐 (a) 預力螺桿 ;(b) 嵌入式平板[39]	53
圖 2-41 無束制支撐試驗配置[39]	54
圖 2-42 五組試體破壞模式[39]	54
圖 3-1 箍筋配置	58
圖 3-2 預埋鋼套管和上下鋼版.....	60
圖 3-3 接合處力學行為(紅色力為 BRB 軸力 , 橘色為鐵件提供之反力).....	61
圖 3-4 SAP2000 模型	62
圖 3-5 模型材料設定	63
圖 3-6 斷面設定 (a)梁 (b)柱 (c)BRB	65
圖 3-7 塑鉸配置	66
圖 3-8 SD420W 鋼筋材料參數設定	67

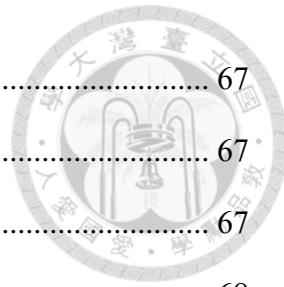


圖 3-9 梁未圍束保護層混凝土參數	67
圖 3-10 梁圍束混凝土參數	67
圖 3-11 詳細參數設定	67
圖 3-12 梁 XTRACT 斷面設定	68
圖 3-13 梁彎矩-曲率圖	68
圖 3-14 混凝土遲滯迴圈比較 (a) Isotropic (b) Kinematic (c) Degarding (d) Takeda (e) Concrete (f) Pivot	71
圖 3-15 梁 M3 塑鉸設定	72
圖 3-16 SAP2000 柱軸力設定	73
圖 3-17 柱圍束混凝土參數	74
圖 3-18 詳細參數設定	74
圖 3-19 鋼纖維材料設定[10, 13]	74
圖 3-20 柱 XTRACT 斷面設定	75
圖 3-21 柱軸壓 1080kN 彎矩曲率圖	75
圖 3-22 柱軸壓 1080kN 塑鉸設定	75
圖 3-23 BRB 塑鉸設定	76
圖 3-24 BRB 相關參數設定	77
圖 3-25 軸向力加載	78
圖 3-26 反覆側推力(+)	78
圖 3-27 反覆側推力(-)	78
圖 3-28 側推力 load tree(至+0.375%)	79
圖 3-29 -0.25%設定	79
圖 3-30 頂層位移控制設定	79
圖 3-31 單一迴圈步數設定	79
圖 3-32 18 mm 接合板模型	80
圖 3-33 18 mm 接合板加加勁版模型	80



圖 3-34 接合板材料性質	81
圖 3-35 接合版邊界條件和力量	81
圖 3-36 18 mm Mesh.....	81
圖 3-37 18 mm+ES Mesh.....	81
圖 4-1 斷面檢核流程圖	82
圖 4-2 +0.375% step9 BRB 塑鉸	83
圖 4-3 +1% step9 外部梁塑鉸	83
圖 4-4 +4% step10 塑鉸行為	83
圖 4-5 +1% step9 接合段梁軸力	85
圖 4-6 +1% step9 接合段梁彎矩	85
圖 4-7 軸力輸入 XTRACT	85
圖 4-8 軸壓力 580kN 彎矩曲率圖	85
圖 4-9 梁柱接頭剪力自由體圖[42]	86
圖 4-10 梁柱接頭剪力元素尺寸	87
圖 4-11 梁端不連續區剪力元素尺寸	88
圖 4-12 BRB 遲滯迴圈圖	90
圖 4-13 梁遲滯迴圈圖	91
圖 4-14 完整構架遲滯迴圈圖	91
圖 4-15 完整構架與空構架遲滯迴圈比較	92
圖 4-16 18mm 0.25%壓力	93
圖 4-17 18mm+ES 0.25%壓力	93
圖 4-18 18mm 0.25%拉力	94
圖 4-19 18mm+ES 0.25%拉力	94
圖 4-20 18mm 0.375%壓力	94
圖 4-21 18mm+ES 0.375%壓力	94
圖 4-22 18mm 0.375%拉力	94

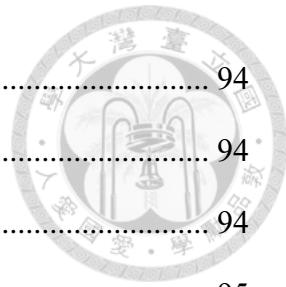


圖 4-23 18mm+ES 0.375%拉力	94
圖 4-24 18mm 0.5%壓力	94
圖 4-25 18mm+ES 0.5%壓力	94
圖 4-26 18mm 0.5%拉力	95
圖 4-27 18mm+ES 0.5%拉力	95
圖 4-28 18mm 0.75%壓力	95
圖 4-29 18mm+ES 0.75%壓力	95
圖 4-30 18mm 0.75%拉力	95
圖 4-31 18mm+ES 0.75%拉力	95
圖 4-32 18mm 1%壓力	95
圖 4-33 18mm+ES 1%壓力	95
圖 4-34 18mm 1%拉力	96
圖 4-35 18mm+ES 1%拉力	96
圖 4-36 18mm 1.5%壓力	96
圖 4-37 18mm+ES 1.5%壓力	96
圖 4-38 18mm 1.5%拉力	96
圖 4-39 18mm+ES 1.5%拉力	96
圖 4-40 18mm 2%壓力	96
圖 4-41 18mm+ES 2%壓力	96
圖 4-42 18mm 2%拉力	97
圖 4-43 18mm+ES 2%拉力	97
圖 4-44 18mm 3%壓力	97
圖 4-45 18mm+ES 3%壓力	97
圖 4-46 18mm 3%拉力	97
圖 4-47 18mm+ES 3%拉力	97
圖 4-48 18mm 4%壓力	97



圖 4-49 18mm+ES 4%壓力	97
圖 4-50 18mm 3%壓力面外變形	98
圖 4-51 18mm+ES 3%壓力面外變形	98
圖 4-52 18mm 3%拉力面外變形	99
圖 4-53 18mm+ES 3%拉力面外變形	99
圖 4-54 18mm 4%壓力面外變形	99
圖 4-55 18mm+ES 4%壓力面外變形	99
圖 5-1 應變計標號	102
圖 5-2 實驗與模擬之整體構架遲滯迴圈比較 (a) 2%以前 (b) 2%以後	108
圖 5-3 實驗整體構架遲滯迴圈	109
圖 5-4 實驗與模擬之 BRB 遲滯迴圈比較	110
圖 5-5 Xtract 柱斷面設定	111
圖 5-6 柱塑鉸設定	111
圖 5-7 力量更改	112
圖 5-8 實驗與模擬更改後之整體構架遲滯迴圈比較 (a) 2%以前 (b) 2%以後	113



表次

表 2-1 常用鋼材參數.....	41
表 2-2 不同厚度接合版挫屈強度[34]	45
表 3-1 混凝土斷面尺寸及鋼筋配置	57
表 3-2 BRB 參數	59
表 4-1 梁柱接頭鋼纖維軟化拉壓桿計算.....	87
表 4-2 鋼纖維混凝土與鋼筋混凝土 SST 計算比較.....	87
表 4-3 梁端鋼纖維軟化拉壓桿計算.....	88
表 4-4 梁剪力計算	89
表 4-5 柱剪力計算	89
表 4-6 各迴圈 BRB 軸拉壓力和應力	93
表 5-1 混凝土配比	100
表 5-2 鋼纖維混凝土抗壓試驗結果(MPa).....	100
表 5-3 接頭試體鋼筋拉伸試驗(MPa).....	101
表 5-4 應變計讀值	103
表 5-5 剪力重新檢核	113



第一章、緒論

1.1 動機與目的

挫曲束制支撐(BRB)能透過塑性變形的方式來消散能量，且擁有良好的抗壓和抗壓能力，不易挫曲，因此已經在鋼結構中被廣泛運用。然而在鋼筋混凝土(RC)構架中的應用相較鋼結構而言仍然較少，目前較為常見的連結方式有直接傳力方式、間接傳力方式以及預埋鐵件的形式，其中又以預埋鐵件的研究最為廣泛。

預埋鐵件的製作方式為預先在 BRB 接合處放置鋼版，並用埋入鋼筋、鋼版或剪力釘之類的連接元件，使鋼板鐵件緊密連接至 RC 桿件上。然而 BRB 連接處多為梁柱端不連續區，恰為箍筋需求最高之處，如此密集的箍筋分布要再放入預埋鐵件於其中勢必使施工和設計上困難許多。

過往研究指出，若在混凝土中加入鋼纖維，能顯著提高混凝土材料韌性和剪力強度，減少構架梁柱端對於橫向箍筋量的需求，大幅降低連接段鋼筋量，使預埋鐵件更容易施作。這能讓 BRB 在維持相同結構性能條件下，使連接方法更為簡單和方便，未來無論是補強亦或是新建構架都能有更大的發展，因此進行一簡化實驗探討鋼纖維混凝土與 BRB 連接之效益[謝昀庭，2025]。

唯關於 BRB 與鋼筋混凝土構架接合之數值模擬，過往文獻中對於具體建模流程與詳細分析方法著墨有限，尤其針對含鋼纖維混凝土之構架，更缺乏相關之模擬研究與驗證。本研究針對上述研究空缺，提出一套適用於 BRB 與鋼纖維混凝土構架接合行為之模擬流程與參數設定方法，並以 [謝昀庭，2025] 所提出之簡化實驗作為預測對象，進行數值模擬與比對分析，進一步探討模擬結果與實驗觀察間之差異與潛在誤差來源，藉以驗證本研究方法之適用性與準確性。

1.2 研究範圍與內容

本研究利用分析軟體 SAP2000 和 Abaqus 加以模擬，預測於國家地震中心施作之 BRB 與鋼纖維鋼筋混凝土構架之接合試驗反應[謝昀庭，2025]，並於試驗結束後修正及比較模擬與實驗之差異，校正模型之內容。



1.3 研究架構

本文架構共分為以下六個章節：

第一章、緒論：介紹本研究動機、目的，以及研究之方向。

第二章、文獻回顧：本章將針對相關文獻進行回顧與整理，首先簡介添加鋼纖維於混凝土中對混凝土材料的影響，簡介鋼纖維混凝土之不連續區之計算檢核方式以及鋼纖維混凝土韌性行為；接續將介紹挫屈束制支撐之基本構造與力學行為，包含其遲滯迴圈特性、背骨曲線以及常見之建模參數設定，並整理過往文獻中 BRB 與鋼筋混凝土構架接合之相關研究與實務設計方法，探討不同接合型式對整體構架行為之影響。最後，回顧結構系統之非線性行為模擬方式，聚焦於混凝土構件塑鉸模型之建立，並探討文獻中常見之塑鉸控制方法與破壞模式，作為後續模擬分析設定之依據。

第三章、試驗計畫與分析方法：介紹 BRB 與鋼纖維鋼筋混凝土構架(BRB-SFRCF)之試體設計，並介紹 SAP2000 結構模型、Abaqus 有限元素法模型之分析方法。

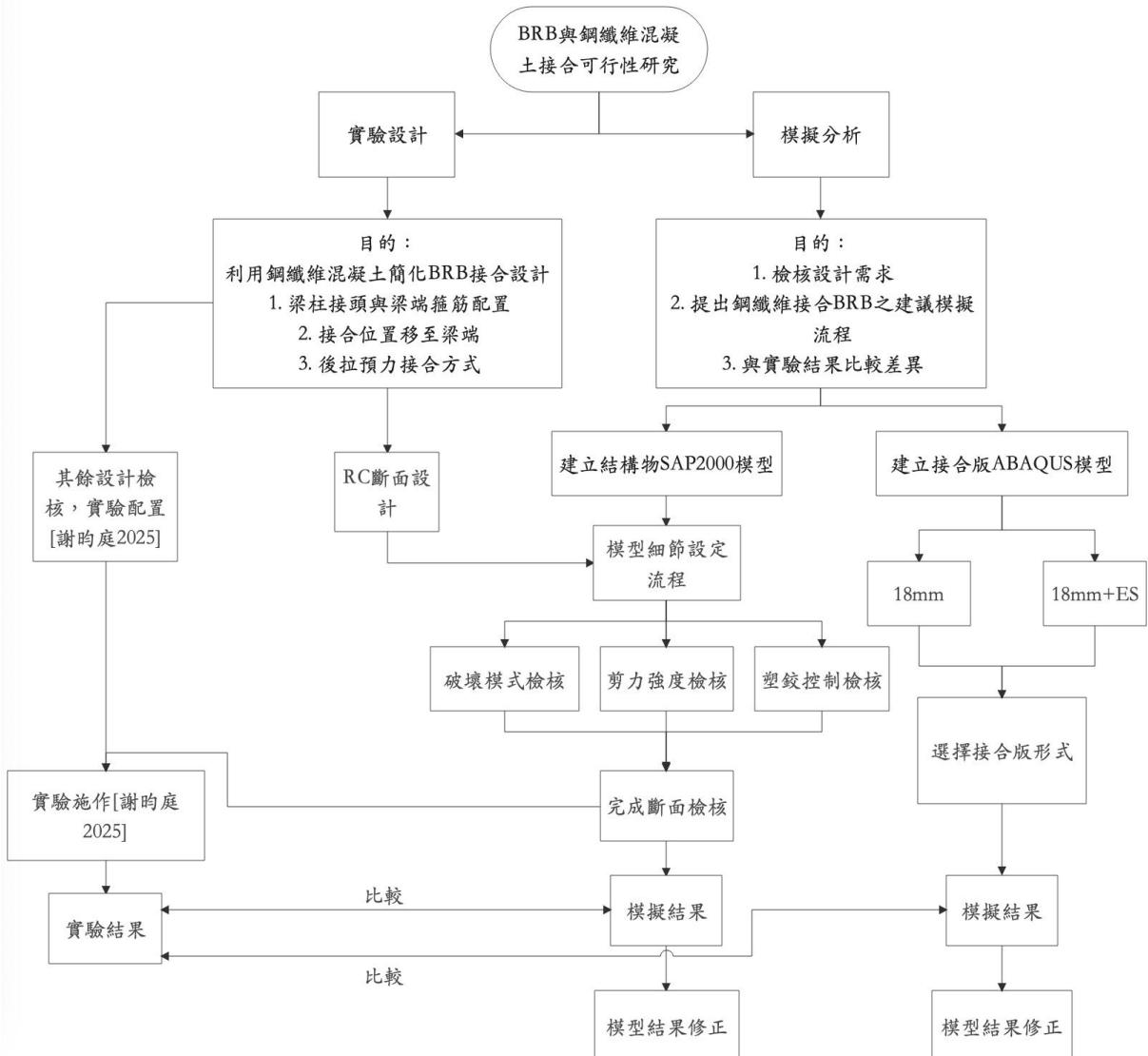
第四章、模擬分析結果：本章節提及試體材料試驗結果，以及反覆側推試驗之施作，並介紹模型模擬分析之結果。

第五章、試驗結果與模擬比較分析：將試驗結果相關數據與模擬之結果進行比較，並針對試驗所得到的相關參數對模型進行修正。

第六章、結論與建議：統整研究結果，並就後續研究方向提出建議。



1.4 研究流程圖





第二章、文獻回顧

2.1 鋼纖維混凝土

2.1.1 添加鋼纖維於混凝土之力學影響

Fanella and Naaman[1]針對鋼纖維的不同形狀、長徑比（aspect ratio, α_f ）與體積取代率（volume fraction, V_f ）對混凝土力學性能之影響進行系統性實驗研究。該研究選用三種不同長徑比之鋼纖維(47, 83, 100)，並以不同體積取代率作為實驗參數。試驗結果顯示，鋼纖維的加入可顯著提升混凝土於尖峰應力下所對應之應變值，進而提高其延展性與韌性，並有效延緩強度損失之速度。

就長徑比與體積取代率對混凝土韌性之影響而言，可見圖 2-2 與圖 2-3，當 α_f 增大與 V_f 提高時，混凝土於達到極限強度後，其應力應變曲線下降段趨於平緩，顯示出更佳之韌性表現。此外，由圖 2-4 可觀察到，在 V_f 為 1% 與 2% 範圍內，韌性指數與纖維摻量呈現正相關。然而，當 V_f 達 3% 時，因鋼纖維含量過高導致拌合困難、含氣量增加等問題，使混凝土內部品質劣化，進而使韌性指數出現下降趨勢。此結果顯示，纖維摻量之設計需權衡力學性能與施工可行性，以確保整體材料性能之最適化。

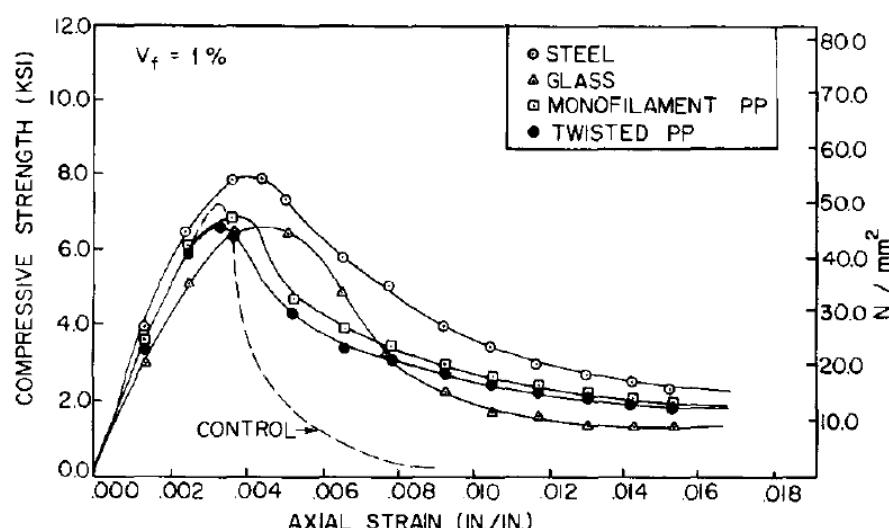


圖 2-1 不同種類纖維混凝土之應力-應變曲線[1]

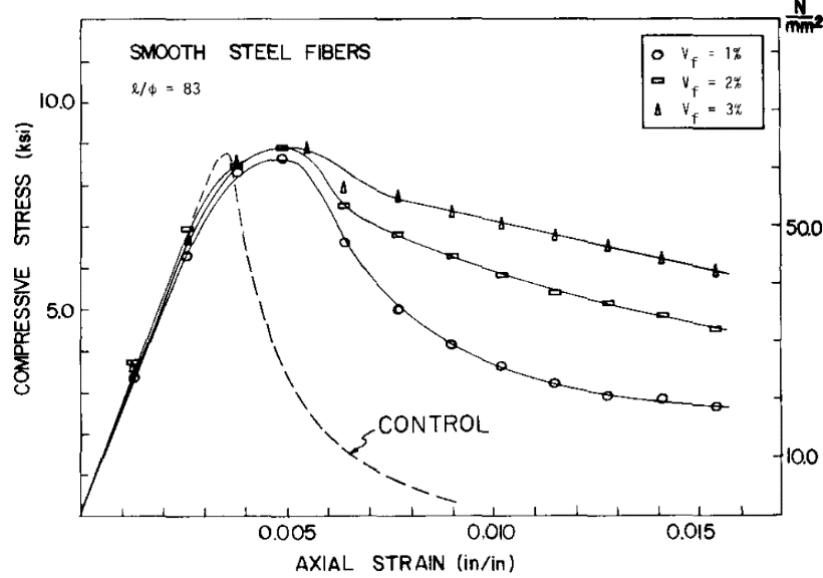


圖 2-2 不同纖維體積取代率 V_f 之應力-應變曲線[1]

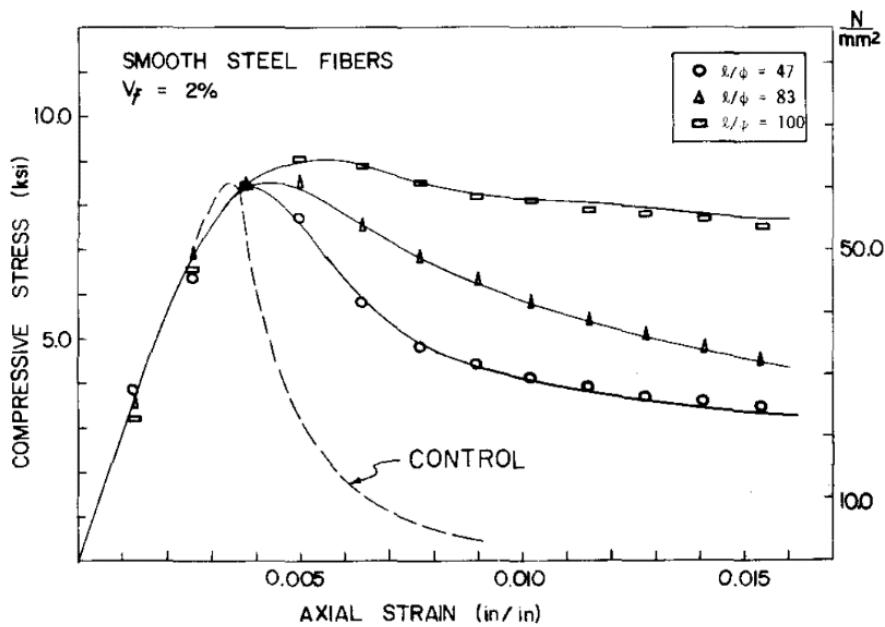


圖 2-3 不同長徑比 α_f 之應力-應變曲線[1]

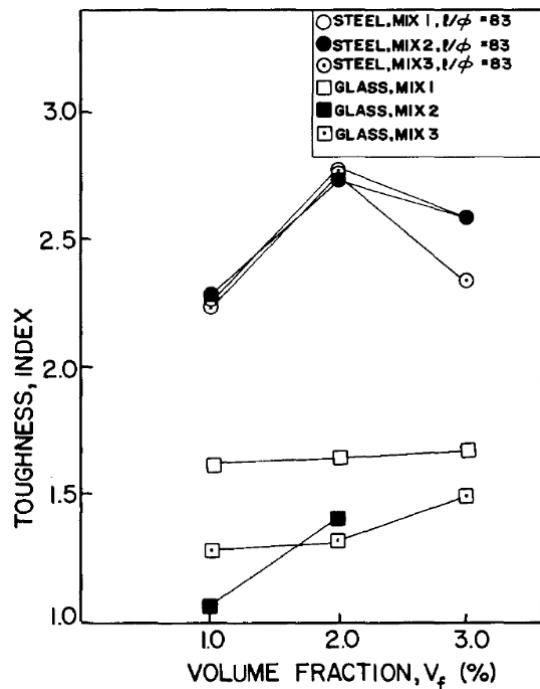


圖 2-4 不同 V_f 與韌性指數關係[1]

Bencardino et al. [2] 探討四種不同鋼纖維體積取代率 (V_f 分別為 0%、1%、1.6% 與 3%) 對高強度混凝土力學行為之影響，試驗中所使用之圓柱試體抗壓強度約為 70 MPa。實驗結果顯示，鋼纖維的摻入可有效延緩試體在達到極限強度後之應力衰減速率，尤以 $V_f = 1.6\%$ 及 3% 之試體表現最為顯著（如圖 2-5）。此外，與未添加纖維者相比，摻有鋼纖維之試體其極限應變可達約五倍之增幅，顯示鋼纖維對延展性具明顯增益效果。

然而，研究亦指出，當 V_f 過高時，混凝土拌合過程將面臨纖維分散困難及混入空氣量過多等問題，最終導致混凝土整體品質降低並抑制其抗壓強度之發揮。

另一方面，該研究亦觀察到纖維對破壞模式的影響。在未摻纖維之高強度混凝土試體中，破壞形式主要呈現典型之錐形斷裂，屬於脆性破壞類型（如圖 2-6）。但隨著纖維添加，破壞模式逐漸轉變為多重裂縫生成之韌性破壞形式（如圖 2-7），顯示纖維有助於抑制裂縫迅速擴展，並提升試體後期受力階段之結構完整性。

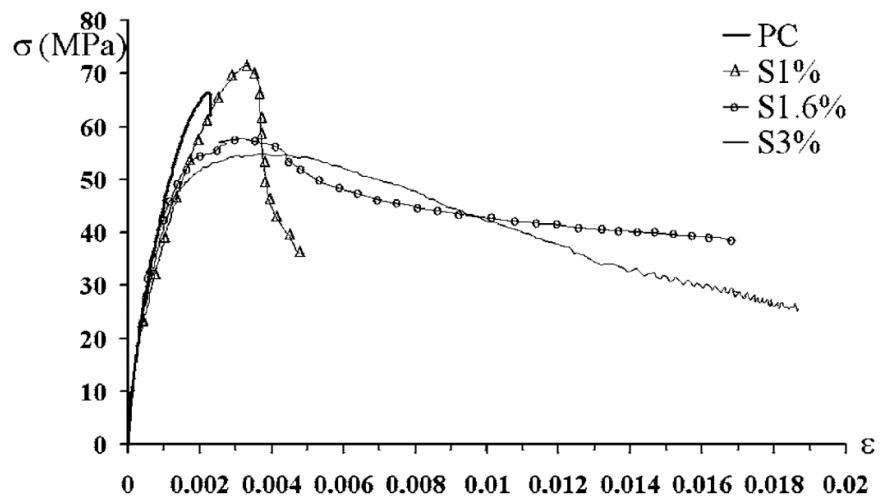


圖 2-5 不同 V_f 之高強度混凝土應力-應變曲線[2]



圖 2-6 高強度混凝土圓柱破壞情形[2]



圖 2-7 $V_f = 3\%$ 之高強度鋼纖維混凝土圓柱破壞情形[2]

Song & Hwang[3] 以四種不同之鋼纖維體積取代率($V_f=0.5\%、1.0\%、1.5\%、2.0\%$)進行試體設計，並製作圓柱試體以執行抗壓、抗彎及劈裂試驗。根據圖 2-8



所示之實驗結果，在抗壓強度方面，鋼纖維摻量與抗壓強度呈現初步正相關關係，且於 $V_f=1.5\%$ 時達到最大增幅，其抗壓強度較未添加纖維者提升約 15%。然而，當 V_f 超過 1.5% 後，因拌合不均及含氣量上升等施工問題導致混凝土內部品質劣化，進而造成強度反而下滑。

此外，從圖 2-9 與圖 2-10 可觀察出，高強度混凝土試體之劈裂抗拉強度及破裂模數亦隨 V_f 增加而顯著提升。當 V_f 增至 2.0% 時，劈裂強度與破裂模數之提升幅度分別達 98% 與 126%，顯示鋼纖維在抗拉行為中之貢獻遠大於其在抗壓行為中之作用。該研究整體驗證鋼纖維摻量對混凝土延展性與拉伸強度之增益效果，惟其摻量仍須於合理範圍內，以兼顧力學性能與施工品質。

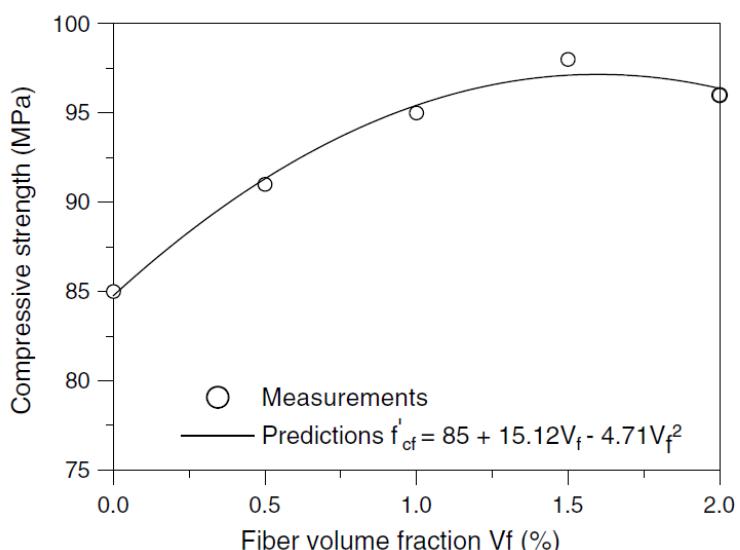


圖 2-8 不同 V_f 試體之抗壓強度[3]

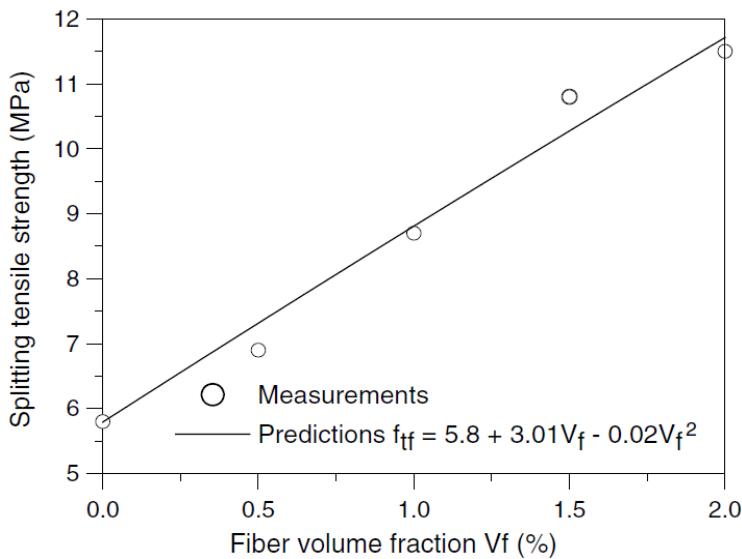


圖 2-9 不同 V_f 與劈裂強度關係[3]

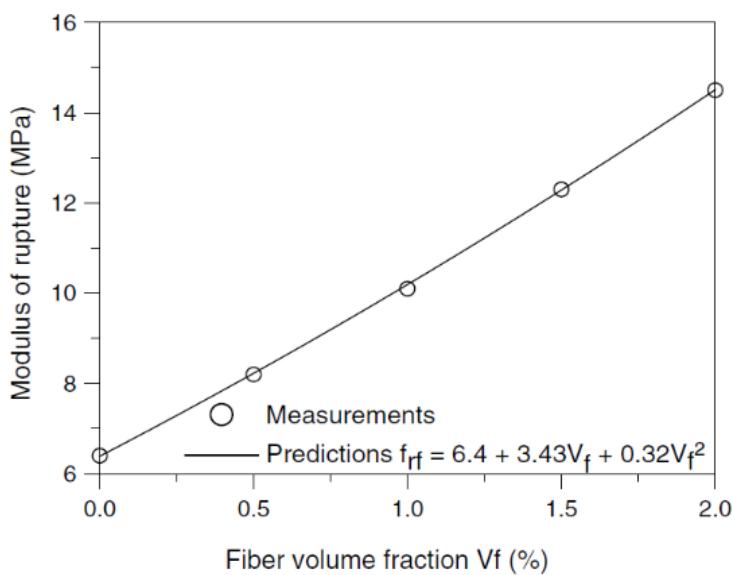


圖 2-10 不同 V_f 與開裂模數關係[3]

2.1.2 端鉤型鋼纖維之拉拔行為

■ 端鉤型鋼纖維之拉拔機制

Naaman and Najm [4]對固定鋼纖維埋入長度，但形狀不同之鋼纖維進行直拉試驗。實驗結果顯示，端鉤型鋼纖維的拉力數倍於光滑鋼纖維，極限拉應變更超過百倍以上，因此認為端鉤形鋼纖維具有更好的韌性和消能性能。

本研究所使用之纖維為高強度端鉤型鋼纖維，研究指出，假設纖維並沒有在拉拔過程中斷裂，混凝土的破壞模式即為纖維的拉脫破壞，而非纖維斷裂。此時端鉤



形鋼纖維消能機制可分為兩種：端鉤塑性變形的應變能、纖維與漿體之摩擦力與握裹力。而纖維的拉拔過程則主要可以分為五個階段，如圖 2-12 所示。

- (1) $0 \sim \Delta_a$ ：如圖 2-12 (a) 所示，此時拉拔力僅由漿體與鋼纖維之間握裹力提供。
- (2) $\Delta_a \sim \Delta_b$ ：如圖 2-12 (b) 所示，此時鋼纖維彎鉤開始產生塑性變形，拉拔力快速上升，當鋼纖維脫離端鉤 1 轉角時，這時之拉拔力達到拉拔過程中之極值。
- (3) $\Delta_b \sim \Delta_c$ ：如圖 2-12 (c) 所示，此階段鋼纖維完全脫離端鉤 1 處，拉拔力僅由端鉤 2 提供，因此力量小於上一階段。
- (4) $\Delta_c \sim \Delta_d$ ：如圖 2-12 (d) 所示，這時鋼纖維已脫離端鉤 1 處與 2 處並被拉直，拉拔力僅由握裹力與摩擦力提供。
- (5) $\Delta_d \sim \Delta_e$ ：漿體與纖維間的握裹力幾乎消失，而摩擦力隨纖維逐漸拉出，與漿體接觸面積減少而逐漸降至零。

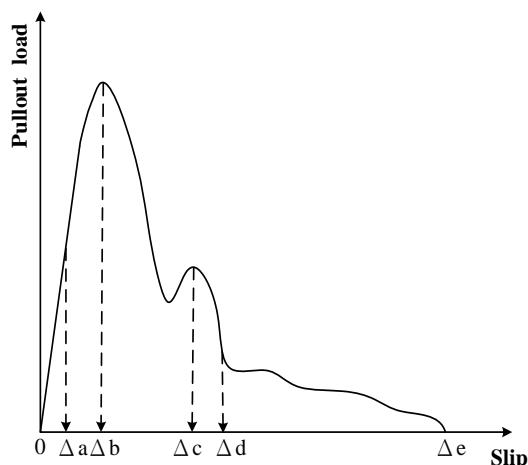


圖 2-11 端鉤型鋼纖維拉拔力與滑移位移關係 [5]

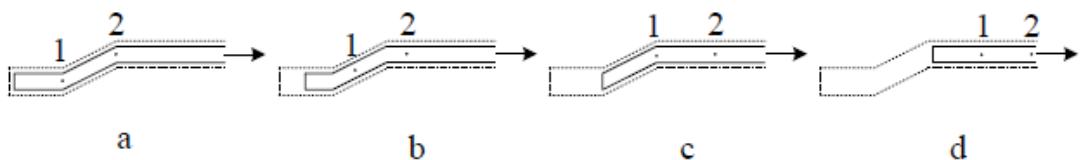


圖 2-12 端鉤型鋼纖維於混凝土中拉拔過程示意圖 [5]



■ 等效握裹強度 τ_{eq} (Equivalent Bond Strength)

當鋼纖維混凝土產生裂縫時，其後續的抗拉能力主要依賴鋼纖維與混凝土漿體之間的握裹效應，以抵抗纖維從裂縫被拉拔出的破壞行為。該握裹強度來源為纖維與砂漿間的握裹力、機械互鎖力及摩擦力。為了簡化分析流程，常採用等效握裹強度來近似實際行為。

混凝土開裂後，鋼纖維將發揮橋接效應抵抗裂縫張開所產生之拉力，此效應可持續至纖維完全從混凝土中被拉出為止。在進行拉拔能量分析時，假設單位長度纖維所產生之握裹力為常數，其力與位移之關係可繪製為拉拔曲線，如圖 2-13 所示。

圖 2-13 (a) 為真實鋼纖維拉拔 $P - \Delta$ 曲線、圖 2-13 (b) 是將不規則曲線之部分進行簡化，透過曲線下面積相等簡化為等效 $P - \Delta$ 曲線，圖 2-13 (c) 則為等效 $\tau - \Delta$ 曲線。可以用下式進行鋼纖維拉拔能量計算：

$$E_{pullout} = \frac{P\Delta}{2} = \frac{(\pi d_f \tau_{eq} \frac{L_f}{2})(\frac{L_f}{2})}{2} = \frac{\pi d_f \tau_{eq} L_f^2}{8} \quad \text{式 2-1}$$

將式 2-1 移項進行整理，可得到等效握裹強度 τ_{eq} 如下式：

$$\tau_{eq} = \frac{8E_{pullout}}{\pi d_f L_f^2} \quad \text{式 2-2}$$

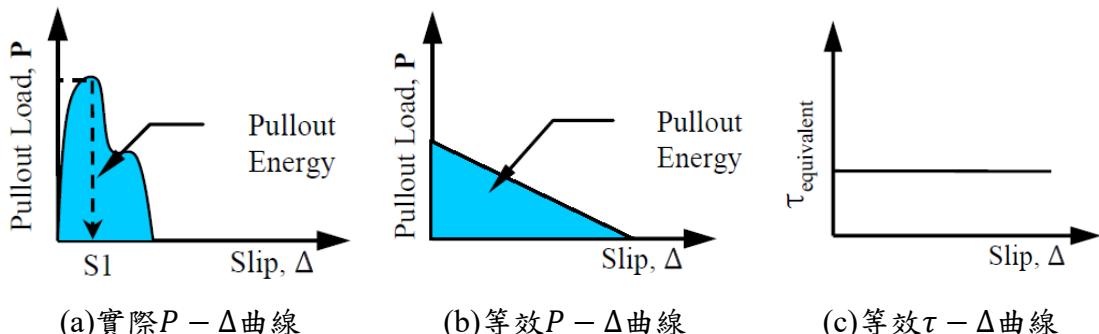


圖 2-13 端鉤型鋼纖維拉拔力與位移之等效曲線[6]

2.1.3 鋼纖維混凝土抗壓試驗之力學行為

有關鋼纖維混凝土抗壓之行為，眾多學者提出不同之應力應變式進行預測，下列各小節分述之。



2.1.3.1 Ezeldin and Balaguru[7]

Ezeldin and Balaguru[7]針對普通強度與高強度鋼纖維混凝土之抗壓行為進行研究。其所採用之混凝土抗壓強度分別為 35 MPa 與 75.9 MPa，並探討以下參數對混凝土行為的影響，包括水膠比（0.35 與 0.46）、每立方公尺混凝土中纖維用量（30 kg/m³、45 kg/m³與 60 kg/m³）以及纖維長徑比（60、75 與 100）。

Ezeldin and Balaguru 所提出之 SFRC 抗壓應力應變關係式可表示為：

$$\frac{f_c}{f'_{cf}} = \frac{\beta(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cf}})}{\beta - 1 + (\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cf}})^\beta} \quad \text{式 2-3}$$

其中，

f_c ：鋼纖維混凝土應力

ε_c ：鋼纖維混凝土應變

β ：材料參數

f'_{cf} ：鋼纖維混凝土之最大抗壓強度

ε'_{cf} ：對應最大抗壓強度之應變。

根據實驗數據回歸分析，Ezeldin and Balaguru 針對參數提出以下估算式：

$$f'_{cf} = f'_c + 3.51RI_w \quad \text{式 2-4}$$

$$\varepsilon'_{cf} = \varepsilon'_c + 446 \times 10^{-6}(RI_w) \quad \text{式 2-5}$$

$$\beta = 1.093 + 0.7132(RI_w)^{-0.926} \quad \text{式 2-6}$$

又 RI_w 為基於重量取代率之圍束指數，計算方式如下

$$RI = \frac{W_f \times L_f}{d_f} \quad \text{式 2-7}$$

其中，

W_f ：纖維重量取代率，約等於 3 倍體積取代率 ($W_f \approx 3V_f$)。

2.1.3.2 Soroushian and Lee[8]

Soroushian and Lee[8] 提出鋼纖維混凝土之應力應變曲線應分為上升段與下降段分別計算，兩段之公式分別如下式所示：



$$f_c = -f'_{cf} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cf}} \right)^2 + 2f'_{cf} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cf}} \right) \quad \text{for } \varepsilon_c \leq \varepsilon'_{cf}$$

$$f_c = z(\varepsilon - \varepsilon'_{cf}) + f'_{cf} \geq f_0 \quad \text{for } \varepsilon_c > \varepsilon'_{cf}$$

其中，

f_0 ：殘餘應力

z ：下降段之斜率

f'_{cf} ：鋼纖維混凝土之最大抗壓強度

ε'_{cf} ：對應最大抗壓強度之應變。

詳細計算方式如下所示：

$$f'_{cf} = f'_c + 3.6RI \quad \text{式 2-10}$$

$$f_0 = 0.12f'_{cf} + 14.8RI \quad \text{式 2-11}$$

$$z = -343f'_c(1 - 0.66\sqrt{RI}) \leq 0 \quad \text{式 2-12}$$

$$\varepsilon'_{cf} = 0.0007RI + 0.0021 \quad \text{式 2-13}$$

又定義極限應變為 0.0021，圍束指數(Reinforcing Index) RI 定義如下：

$$RI = \frac{V_f \times L_f}{d_f} \quad \text{式 2-14}$$

2.1.3.3 Ou et al.[9]

Ou et al.[9]針對鋼纖維混凝土於高圍束指數(RI)條件下之完整抗壓應力應變關係進行研究。其實驗計畫中之變化參數包含鋼纖維長徑比 α_f (50、60、70、100 及混合型式)，以及纖維體積取代率 V_f (0%~3.4%)。所採用之鋼纖維類型為端鉤型鋼纖維，抗拉強度達 1000 MPa。

Ou 等人所提出之 SFRC 應力應變模型基本架構與 Ezeldin and Balaguru[7]相似，但針對最大抗壓強度 f'_{cf} 和其對應應變 ε'_{cf} 與材料參數 β 進一步提出修正關係式，以更準確描述不同纖維體積率及補強參數對 SFRC 壓縮行為之影響。

$$f'_{cf} = f'_c + 2.35RI \quad \text{式 2-15}$$

$$\varepsilon'_{cf} = \varepsilon'_c + 0.0007RI \quad \text{式 2-16}$$

$$\beta = 0.71RI^2 - 2RI + 3.05$$

式 2-17



2.1.3.4 Liao et al. [10]

Liao et al.[10]針對高強度鋼纖維混凝土進行抗壓應力應變曲線預測，作者將鋼纖維混凝土應力應變曲線分為三段，分別為上升段、下降段與殘餘應力下降段。上升段為應變由 0 至對應最大應變 ε'_{cf} 之間；下降段為 ε'_{cf} 至 ε_2 之間， ε_2 對應下降段之應力 f_2 為最大抗壓強度 f'_{cf} 之一半 ($f_2 \approx 0.5 f'_{cf}$)；殘餘應力段則從 ε_2 至最大應變 ε_{ucf} 間，以下針對各段分述之。

- 上升段

添加鋼纖維混凝土並不會大幅影響應力應變曲線之上升段最大抗壓強度 f'_{cf} ，唯其對應之應變有些微之差距，實驗結果發現鋼纖維取代率 0.5%至 1.5%之混凝土，其 $\frac{\varepsilon'_{cf}}{\varepsilon'_c}$ 範圍約在 0.934 到 1.345 之間，故提出鋼纖維混凝土與一般混凝土最大應變比較之修正預測式如下式。

$$\varepsilon'_{cf} = 1.113\varepsilon'_c \quad \text{式 2-18}$$

若鋼纖維取代率 $V_f = 0$ 則最大應變可直接取 ε'_c 。上升段之應力應變曲線與 Ezeldin and Balaguru[7]之結果相同，如式 2-3 所示，但作者針對材料參數進行修正如下：

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f'_{cf}}{\varepsilon'_{cf} E_{it}}} \quad \text{式 2-19}$$

$$E_{it} = \frac{24.82}{\varepsilon'_{cf}} + \frac{0.92f'_{cf}}{\varepsilon'_{cf}} \quad \text{式 2-20}$$

- 下降段

如前所述，作者將鋼纖維混凝土應力應變曲線之下降段分為兩段，第一段為最大應變 ε'_{cf} 至 ε_2 ， ε_2 對應下降段之應力 f_2 約為最大抗壓強度 f'_{cf} 之一半 ($f_2 \approx 0.5 f'_{cf}$)，此段預測式可表示為：



式 2-21

$$\frac{f_c}{f'_{cf}} = \frac{n_1 \beta (\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cf}})}{n_1 \beta - 1 + (\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cf}})^{n_1 \beta}}$$

其中， n_1 為 β 之修改因子，計算方式如下：

$$n_1 = -0.151 \ln \left[\left(RI \times \frac{\tau_{eq}}{f'_{cf}} \right) + 1 \right] + 1 \quad \text{式 2-22}$$

結果顯示若設定 $n_1 < 1$ ，即可良好擬合峰值後行為。對於普通混凝土而言，修正係數 n_1 則為 1。

● 殘餘應力下降段

第二下降段的曲線起始點定義為 f_2 ，範圍為 ε_2 至 ε_{ucf} 其預測式中 $\frac{f_2}{f'_{cf}}$ 為 $\left(RI \times \frac{\tau_{eq}}{f'_{cf}} \right)$ 之參數，預測式如下：

$$\frac{f_2}{f'_{cf}} = 0.244 \ln \left(RI \times \frac{\tau_{eq}}{f'_{cf}} + 1 \right) + 0.1 \quad \text{式 2-23}$$

$$f_c = f_2 \exp \left[-0.46 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cf}} - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon'_{cf}} \right)^{0.8} \right] \quad \text{式 2-24}$$

此預測式中定義之極限應變 ε_{ucf} 為 0.015， f_2 為一般混凝土之極限應力，根據文獻指出約為最大應力之 10% ($f_2 \approx 0.1 f'_c$)， ε_2 可由 f_2 對應應變得知。

2.1.4 鋼纖維混凝土抗拉試驗之力學行為

Naaman [11] 針對混凝土之抗拉行為進行研究，結果顯示鋼纖維混凝土 (Steel Fiber Reinforced Concrete, SFRC) 相較於普通混凝土，於拉力作用下展現出截然不同之破壞機制。普通混凝土於受拉開裂後即產生脆性破壞，其拉力極限即為開裂時強度，如圖 2-14 鋼纖維混凝土直拉試驗行為示意圖[11]中之路徑 A 所示。

相對地，鋼纖維混凝土於開裂後仍能維持一定之抗拉能力，韌性較佳，其拉力行為又可以分為「應變軟化型」與「應變硬化型」兩類。路徑 B 所示為應變軟化型 SFRC，其在首次裂縫產生後仍可進一步發展至極限拉力強度，惟隨後與普通混凝土相似，強度迅速衰退，但由於鋼纖維之橋接作用，試體仍保有一定的殘餘抗拉



強度，整體韌性表現優於未摻纖維之普通混凝土。

路徑 C 為具應變硬化行為之 SFRC。此類試體在開裂後抗拉強度與極限拉應變可持續增長，主因為纖維與水泥基材間具有良好之握裹效應，產生穩定之橋接機制，使裂縫擴展受限並促成多重裂縫形成，整體抗拉性能進一步提升。直到極限點後，應變硬化型 SFRC 始會進入應變軟化階段而產生最終破壞。圖 2-15 鋼纖維混凝土應變硬化與應變軟化行為[11]說明上述三類混凝土於受拉行為下之力學表現，具體呈現普通混凝土、應變軟化型 SFRC 與應變硬化型 SFRC 間之差異。

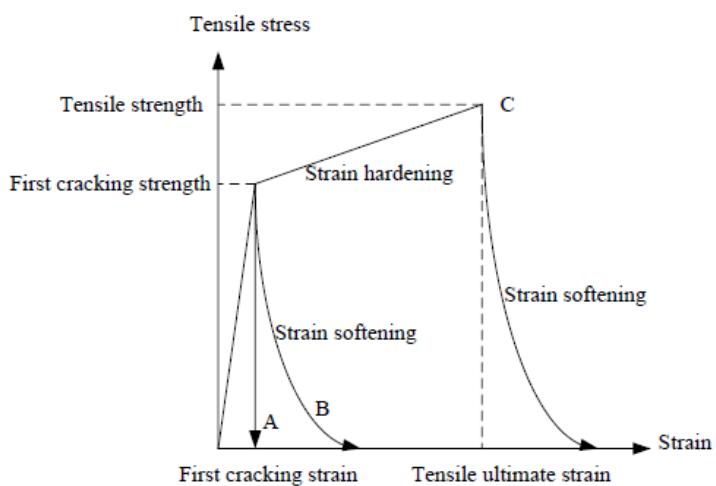


圖 2-14 鋼纖維混凝土直拉試驗行為示意圖[11]

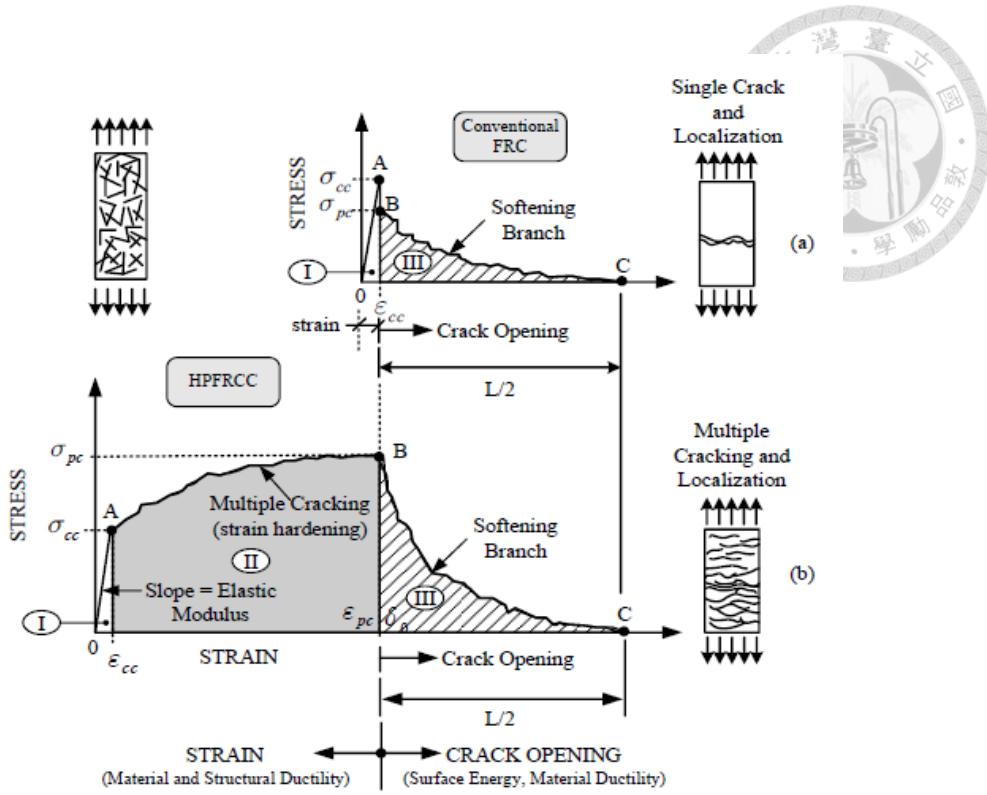


圖 2-15 鋼纖維混凝土應變硬化與應變軟化行為[11]

Fantilli et al.[12]推導提出一般纖維混凝土開裂強度和應變硬化混凝土最大抗拉強度預測式。其研究指出，在直接拉伸作用下，混凝土的裂縫會沿著受力垂直方向產生。通過假設鋼纖維在混凝土中的三維空間分布、開裂斷面上的鋼纖維切面是圓形的，考慮到混凝土漿體的極限抗拉強度、鋼纖維與水泥砂漿之間的握裹強度，以及不同種類含量的鋼纖維對混凝土抗拉強度的影響，進而提出了鋼纖維混凝土開裂強度的預測公式，表示為：

$$\sigma_{cc} = \sigma_{mu}(1 - V_f) + \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \tau V_f \frac{L_f}{d_f} \quad \text{式 2-25}$$

其中，

σ_{cc} ：鋼纖維混凝土開裂強度

σ_{mu} ：混凝土漿體極限抗拉強度

V_f ：鋼纖維體積取代率

L_f ：鋼纖維長度



d_f : 鋼纖維直徑

α_1 : 開裂時平均鍵結強度係數 (一般情況取 0.1)

α_2 : 未開裂時鋼纖維分布影響係數 ($1D = 1$, $2D = \frac{2}{\pi}$, $3D = 0.5$)

α_3 : 鋼纖維與砂漿鍵結強度折減係數 (一般情況取 1)

τ : 水泥漿體對鋼纖維之平均握裹強度

針對應變硬化鋼纖維混凝土開裂後之抗拉強度，作者提出下列假設，如式 2-26、式 2-27 所示。

- a. 鋼纖維為拉拔破壞模式控制
- b. 可忽略裂縫斷面上水泥砂漿之分布情形
- c. 裂縫產生於拉伸應力之垂直方向上
- d. 在混凝土開裂後，抗拉強度僅透過鋼纖維與泥砂漿間之拉拔力提供

$$\sigma_{pc} = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_5 \tau V_f \frac{L_f}{d_f} \quad \text{式 2-26}$$

$$\lambda_2 = 4\alpha_2 \lambda_4 \quad \text{式 2-27}$$

其中，

σ_{pc} : 鋼纖維混凝土極限抗拉強度

λ_1 : 鋼纖維埋入長度較淺段與原長度比值 (機率理論推導建議值為 0.25)

λ_2 : 鋼纖維分布對拉拔行為之影響係數

λ_3 : 握裹強度與鋼纖維含量之群組折減係數 (一般情況取 0.75)

λ_4 : 考慮拉拔作用角度之最大拉拔強度期望比值 (一般情況取 1)

λ_5 : 考慮鋼纖維埋入角度之折減係數 ($1D = 1$, $3D = 0.8$)

韋斯拿[13]針對不同強度之高流度應變硬化鋼纖維混凝土 (HF-SFHRC) 進行直接拉伸試驗，強度分別為 30、40、50、60MPa，鋼纖維取代率 1.5%，每組強度



有三組試體。結果可以發現四種強度之鋼纖維混凝土在拉力下皆有預期的應變硬化行為，詳細實驗結果如圖 2-16 所示。

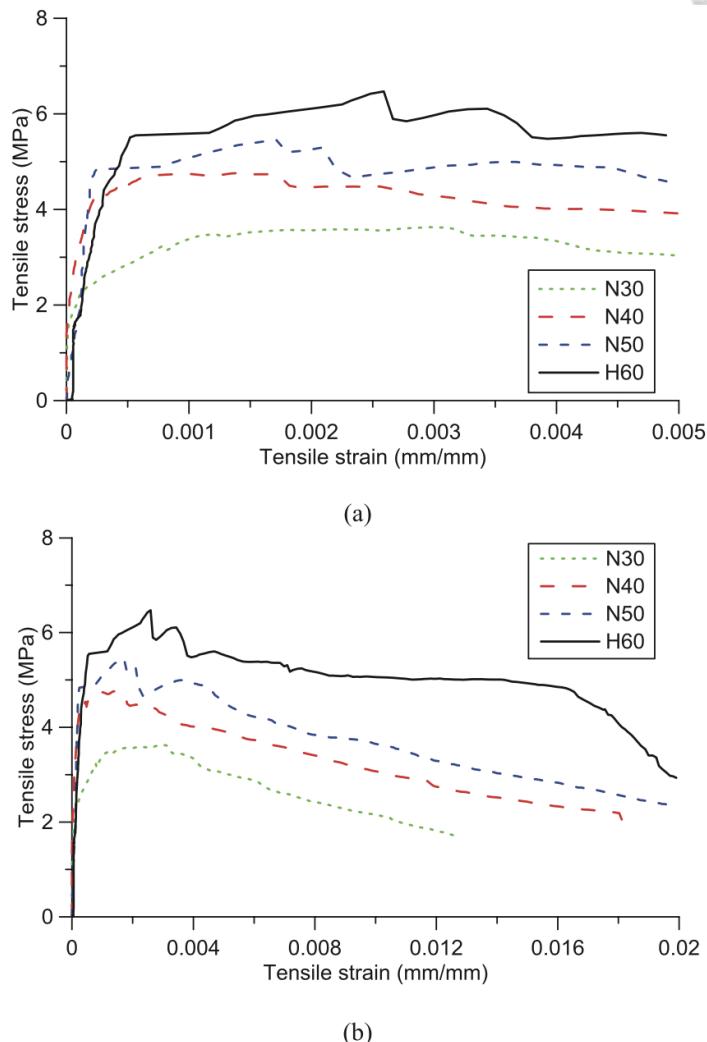


圖 2-16 HF-SFHRC 拉力應力應變曲線(a)應變至 0.005 (b)應變至 0.2

2.2 軟化拉壓桿模型

Huang and Lee[14]提出了軟化壓拉桿模型(Soften Strut-and-Tie Model)用以預測 D 區域 (D-region) 中混凝土構件之剪力強度。該模型以傳統壓拉桿模型為基礎，進一步將構件變形的諧和性納入考量，使得整體力學系統得以收斂至唯一解。相較於傳統模型，軟化壓拉桿模型同時考慮了混凝土在開裂後所呈現之軟化行為，故得名「軟化壓拉桿模型」。在此模型中，構件之破壞模式多以對角壓桿承載能力不足為主，故其剪力強度主要受限於混凝土對角壓桿之性能。軟化壓拉桿模型所描述之力學行為由三類主要傳力機制構成，包括對角向、垂直向與水平方向之力流分布，



共同構築出 D 區內部之力傳路徑。此模型特別適用於分析具明顯 D 區行為之構件，如深梁、矮型剪力牆與梁柱接頭等，其剪力傳遞機制可透過圖 2-17 所示之概念示意圖加以說明。

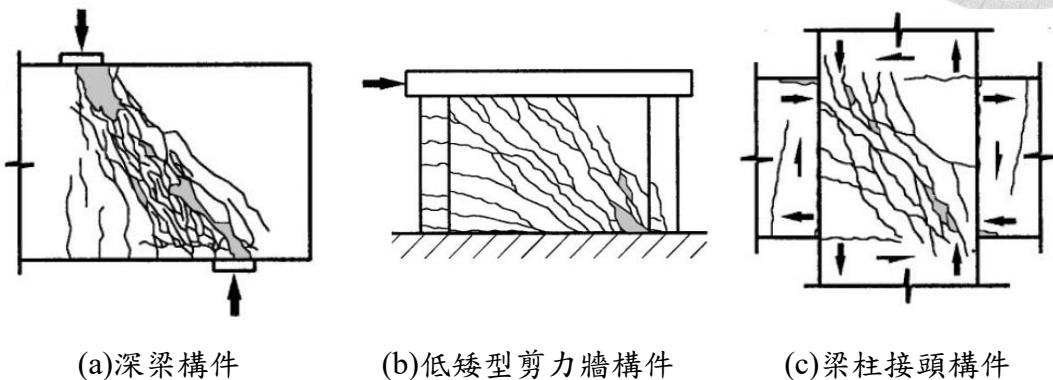


圖 2-17 常見 D 區域構件[14]

軟化壓拉桿模型係以混凝土受對角壓力導致擠碎破壞之機制為理論基礎，並進一步建立適用於 D 區域之剪力傳遞模型。該模型假設整體剪力抵抗能力由三種基本傳力機制共同貢獻，分述如下：

1. 對角機制：當剪力元素中無配置任何垂直和水平鋼筋時，外力 V_{jh} 和 V_{jv} 僅由對角混凝土壓桿傳遞至承壓面上，如圖 2-18。
2. 水平機制：當剪力元素內有水平鋼筋時，則水平鋼筋可以扮演拉桿的角色，提供新的傳力路徑，並帶動產生更多平緩的次壓桿，圖 2-19。
3. 垂直機制：當剪力元素內有垂直機制時，則垂直鋼筋可扮演拉桿的角色，提供新的傳力路徑，並帶動產生更多較陡的次壓桿，圖 2-20。

當剪力元素內同時配置水平以及垂直鋼筋時，以上三種傳力機制會共同作用，如圖 2-21。

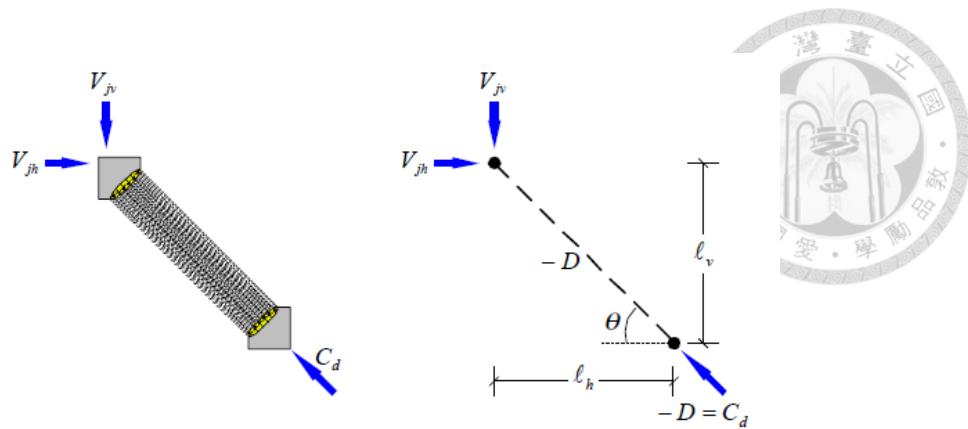


圖 2-18 對角傳力機制[15]

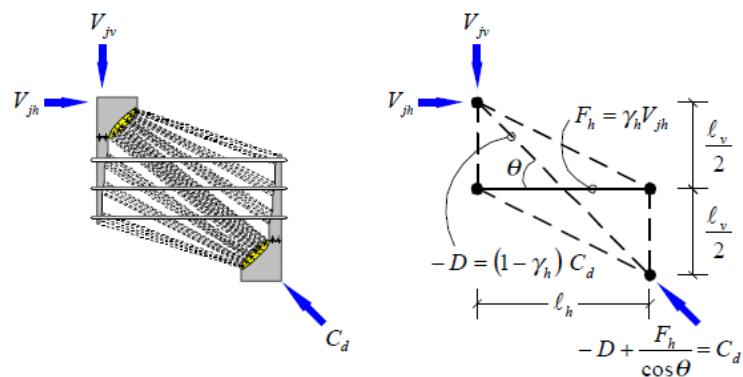


圖 2-19 對角與水平傳力機制[15]

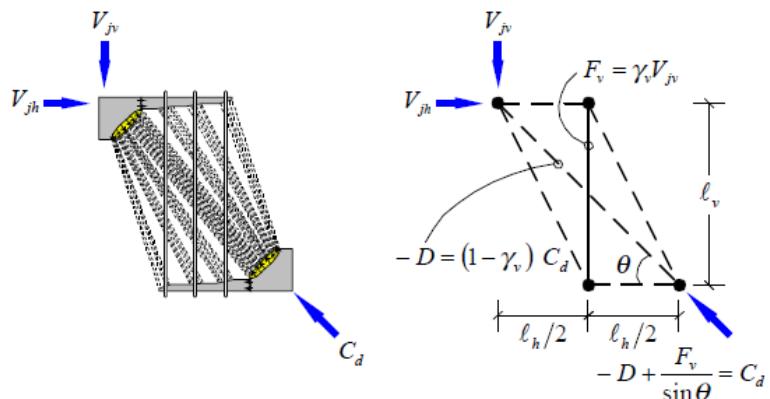


圖 2-20 對角與垂直傳力機制[15]

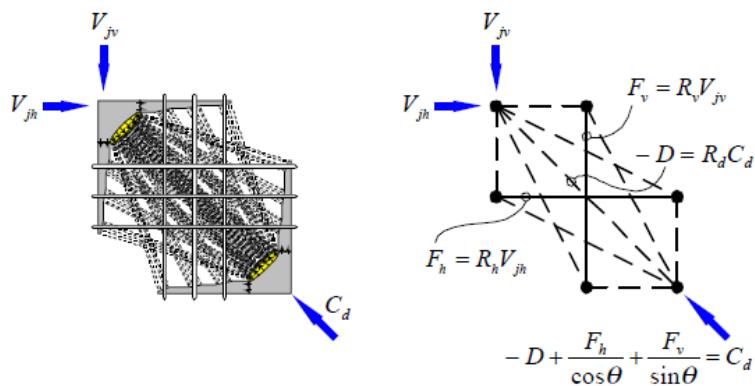


圖 2-21 完整傳力機制[15]

2.2.1 計算方式與相關參數

文獻中對於接頭區域之對角壓桿強度定義為 $C_{d,n}$ ，如式 2-28 所示。該公式指出，對角壓桿之承載能力受承壓面積 A_{str} 、混凝土軟化係數 ζ 、混凝土抗壓強度 f'_c ，以及鋼筋對整體剪力貢獻程度之壓拉桿指標 K 控制：

$$C_{d,n} = K\zeta f'_c A_{str} \quad \text{式 2-28}$$

其中拉壓桿指標 K 與軟化係數 ζ 將於下節詳述之， A_{str} 為對角壓桿端部有效承壓面積，可以下式表示：

$$A_{str} = a_s \times b_s \quad \text{式 2-29}$$

$$a_s = \sqrt{a_b^2 + a_c^2} \quad \text{式 2-30}$$

$$a_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{N}{A_g f'_c} \right) h_c \quad \text{式 2-31}$$

其中，

a_s 對角壓桿深度

b_s 壓桿有效寬度，通常即為接頭有效寬度

a_b 梁壓力區深度

a_c 柱壓力區深度，欲柱軸力有關，計算方式參考 Paulay and Priestley[16]之建議公式。



文獻定義 θ 對角壓桿角度，為壓桿與水平軸之間的夾角，其值可依圖 2-22 接頭剪力元素所示之幾何關係推算而得：

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{l_v}{l_h}\right) \quad \text{式 2-32}$$

其中，

l_v 為剪力元素之垂直內力臂長，常取為梁上下緣主筋心至心距，或以有效深度 ddd 扣除三分之一壓力區深度估算內力臂長 jd ，其中 $jd \approx 0.875d$

l_h 為水平內力臂長，於十字型梁柱接頭可取柱中線至中線距離；若為外部接頭，則可取梁主筋之錨定長度減去一部分壓力區深度。

由夾角 θ 可推得對應之水平與垂直剪力如下：

$$V_h = C_{d,n} \cos \theta \quad \text{式 2-33}$$

$$V_v = C_{d,n} \sin \theta \quad \text{式 2-34}$$

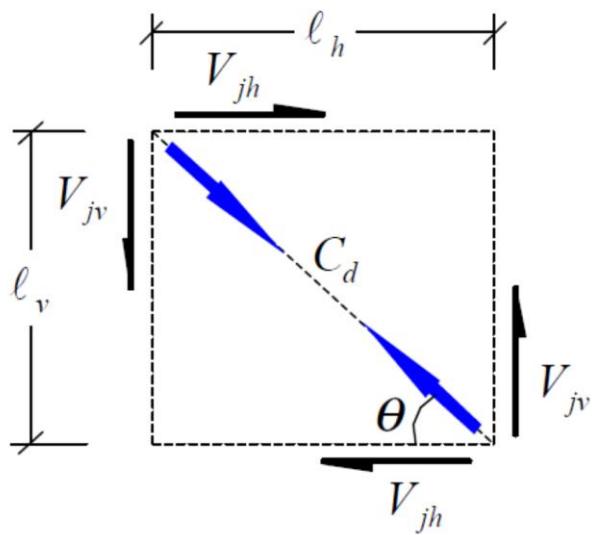


圖 2-22 接頭剪力元素

2.2.1.1 壓拉桿指標 K

壓拉桿指標是用來評估鋼筋對提升剪力強度的效果。用以評估剪力構件中鋼筋對提升對角壓桿強度之貢獻。於剪力元素內配置水平與垂直鋼筋，可增加參與力平衡之節點數量，這可以讓更多混凝土參與傳力，形成更多次壓桿傳力路徑，進而提高對角壓桿強度。若如圖 2-18 所示，在剪力元素內未配置任何水平與垂直鋼筋，



外部剪力完全依賴對角混凝土壓桿傳遞，此時不具備鋼筋強化效果，K 值定義為 1。

當剪力元素配置水平鋼筋，如圖 2-19，鋼筋可以視為水平拉桿，提供額外的傳力路徑。假設水平鋼筋貢獻的水平傳力比例為 γ_h ，則水平拉桿受力如式 2-42 所示。

$$F_h = \gamma_h V_h \quad \text{式 2-35}$$

為使拉桿於混凝土開裂過程中維持彈性狀態， γ_h 需滿足以下限制條件：

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3} \quad \text{式 2-36}$$

其中其對應之壓拉桿強化指標 \overline{K}_h ，可評估水平機制對對角壓桿強度的提升效益，其計算式如下：

$$\overline{K}_h = \frac{(1 - \gamma_h) + \gamma_h}{(1 - \gamma_h) + \gamma_h(1 - \frac{\sin^2 \theta}{2})} = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_h + \gamma_h^2)} \geq 1 \quad \text{式 2-37}$$

由上述式可得知水平機制的單位傳力比例越高，則對於水平壓桿強度的提升越大；最大化水平機制時所需要的水平拉桿力如下式。

$$\overline{F}_h = \gamma_h \overline{K}_h \zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad \text{式 2-38}$$

然而，實際構件所配置之鋼筋數量未必正好等於平衡拉力所需之量，故在進行 K 值評估時，應區分以下兩種情況。

1. 若鋼筋配置量充足或過量，當鋼筋所提供之最大拉力大於或等於 \overline{F}_h ，表示拉桿可維持彈性狀態，該情況下可直接採用 \overline{K}_h 作為壓拉桿指標。
2. 若鋼筋配置量不足，水平鋼筋已達降伏，其可承受之拉力無法達成平衡拉桿力，則應進行線性內插以調整 K_h 值，如下式所示：

$$K_h = 1 + (\overline{K}_h - 1) \frac{A_{th} f_{yh}}{\overline{F}_h} \leq \overline{K}_h \quad \text{式 2-39}$$

其中 A_{th} 為剪力元素內的水平鋼筋有效斷面積，根據建議，剪力元素水平方向，中央往兩側一半範圍內，鋼筋斷面積 100% 有效；而位在剪力元素兩側剩餘一半面積內，鋼筋面積僅 50% 有效。

式 2-32 至式 2-39 是針對水平機制做介紹，垂直機制的部分推導流程相近於水平機制，以下為垂直機制推導過程，可見圖 2-20 與以下公式：



式 2-40

式 2-41

式 2-42

$$F_v = \gamma_v V_v$$

$$\gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3}$$

$$\overline{K_v} = \frac{(1 - \gamma_v) + \gamma_v}{(1 - \gamma_v) + \gamma_v(1 - \frac{\cos^2 \theta}{2})} = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_v + \gamma_v^2)} \geq 1$$

$$\overline{F_v} = \gamma_v \overline{K_v} \zeta f'_c A_{str} \sin \theta \quad \text{式 2-43}$$

$$K_v = 1 + (\overline{K_v} - 1) \frac{A_{tv} f_{yv}}{\overline{F_v}} \leq \overline{K_v} \quad \text{式 2-44}$$

綜合考量水平機制與垂直機制對對角壓桿強度之貢獻時，須注意兩者於力學推導中皆已包含對角壓桿本身之傳力效果。為避免重複計算對角機制的貢獻，於整體壓桿強度提升指標 K 的計算上，應將水平方向與垂直方向之壓拉桿指標相加後，扣除重覆計入的對角機制成分。整體壓拉桿指標可表達如下：

$$K = K_h + K_v - K_d = K_h + K_v - 1 \quad \text{式 2-45}$$

2.2.1.2 軟化係數ζ

軟化係數ζ主要用以描述混凝土在開裂後，其極限強度相較於未開裂狀態之下降現象。如圖 2-23 所示，混凝土一旦發生裂縫，內部力流將不再集中於理想化的均勻壓桿中，而是分布於形狀與尺寸不一的局部壓桿區域。此種不規則之幾何特性，將導致應力傳遞過程中出現應力集中與分佈不均等問題，進而降低整體壓桿的有效承載能力。因此，開裂混凝土於壓力作用下之極限強度，通常低於標準圓柱試體所測得之抗壓強度。軟化係數ζ即為將此一強度折減效果納入分析模型之重要修正參數，常應用於壓拉桿模型與剪力強度預測公式中，以提高對實際行為之模擬準確性。

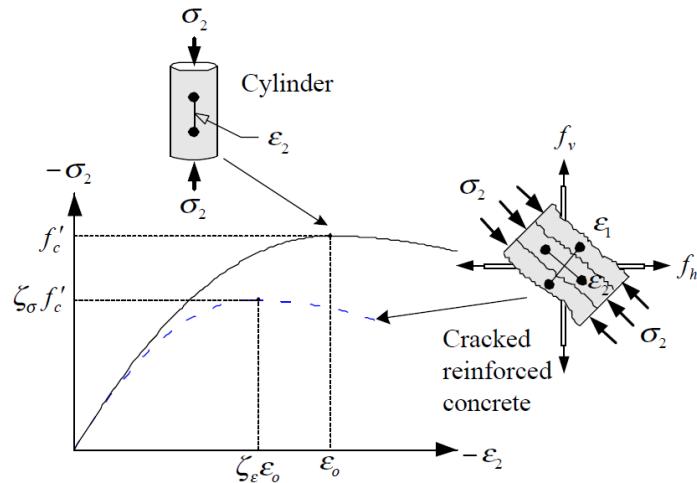


圖 2-23 開裂鋼筋混凝土之軟化效應[14]

Vecchio and Collins [17]指出，混凝土開裂後之軟化效應與構件所受主拉應變之大小密切相關。1995 年 Belarbi and Hsu[18]針對此現象對混凝土開裂軟化現象，提出了應力應變曲線，Zhang and Hsu[19]在 1998 年考量不同抗壓強度混凝土之材料性質差異後，導出一組修正後之軟化係數公式：

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c}} \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \quad (\text{MPa}) \quad \text{式 2-46}$$

其中， ε_r 為平均主拉應變，Vecchio and Collins [17]建議可以取裂縫處橫向鋼筋的降伏應變。Huang and Lee [14]進一步引入裂縫處之變形諧和概念，並藉由平面應變下之莫爾圓圖解推導主拉應變計算式，如圖 2-24：

$$\varepsilon_r = \varepsilon_v + \varepsilon_h - \varepsilon_d \quad \text{式 2-47}$$

為避免高估鋼筋混凝土之軟化現象而使剪力強度之預測過於保守，將 ε_h 及 ε_v 依據穿過剪力裂縫之鋼筋降伏應變設定上限值 0.002，而 ε_d 是以過往經驗分析而取 -0.001，依式 2-47 計算可得 ε_r 為 0.005。最後將其代入式 2-46，可以簡化為：

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52 \quad (\text{MPa}) \quad \text{式 2-48}$$

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52 \quad (\text{k}gf/cm^2) \quad \text{式 2-49}$$

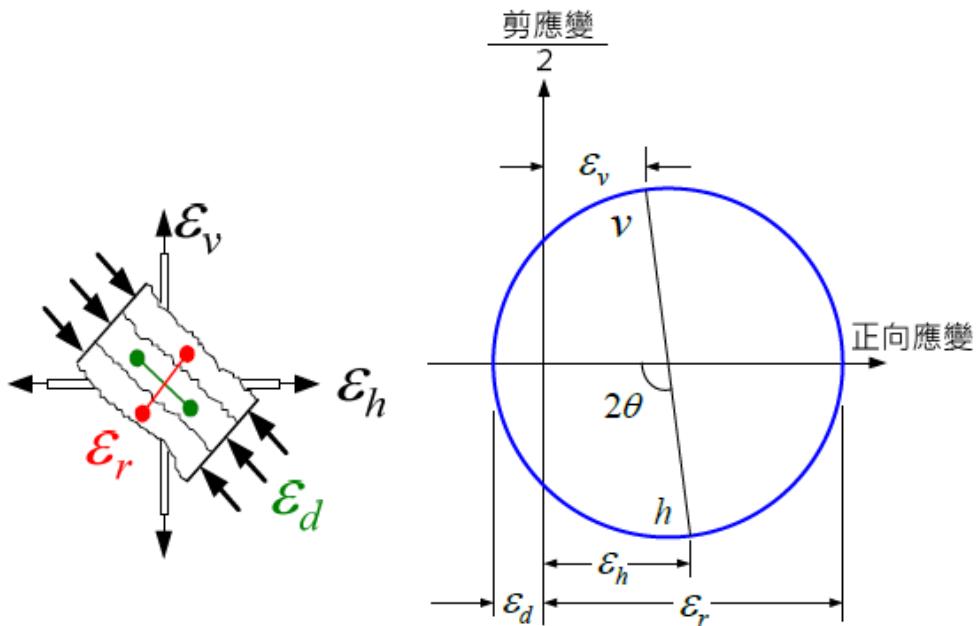


圖 2-24 莫爾變形諧和關係[14]

2.2.2 鋼纖維混凝土軟化拉壓桿模型

本研究團隊經過歷年的研究，提出鋼纖維混凝土不連續區之設計方法，此設計方法需針對鋼筋混凝土軟化拉壓桿模型中的拉壓桿指標以及混凝土的軟化係數進行修正。本研究團隊透過深梁構件之抗彎試驗，依據試體中壓桿強度之實測結果，反推出對應之拉桿所需強度，進而提出適用於鋼纖維混凝土之壓拉桿性能指標 K。此外，亦設計平板試體以模擬瓶狀壓拉桿破壞機制，藉此驗證鋼纖維摻入混凝土後軟化係數之變化，並據以導出鋼纖維混凝土之修正軟化係數 ζ_f 。上述兩項指標將分別於後續各節中詳細說明。

2.2.2.1 拉壓桿指標 K 之修正

陳韋丞[20]針對鋼纖維混凝土深梁進行一系列三點不對稱抗彎試驗，藉由變化纖維體積取代率 V_f (0.75%、1.5%) 與縱向鋼筋比(0.00~0.01)，探討鋼纖維摻入對 D 區域剪力行為之影響。根據試驗結果分析，陳韋丞建議對 D 區域中主拉應變之計算方式進行修正。採用高強度鋼筋時，其真實降伏應變往往高於前節所提到之應變建議值，故作者建議可直接採用高強度鋼筋之實際降伏應變值進行計算，可得平均主拉應變 $\varepsilon_r = 0.008$ ，顯著大於 Huang and Lee[14]所建議之上限值 0.005。



除主拉應變修正外，陳韋丞亦考量鋼纖維混凝土提供之抗拉能力，將其納入壓拉桿力平衡機制中加以評估。此時，雙向拉桿之拉力來源不僅包括鋼筋本身，亦涵蓋由鋼纖維混凝土貢獻之拉力分量。透過此修正，可更真實反映鋼纖維混凝土對對角壓桿強度之提升效益，進而使理論模型與試體實際受力行為更加一致。其計算式如下所示：

水平：

$$K'_h = 1 + (\bar{K}_h - 1) \frac{F'_{yh}}{\bar{F}_h} \leq \bar{K}_h \quad \text{式 2-50}$$

$$F'_{yh} = A_{th} f_{yh} + \sigma_{pc} b_s (l_v - kd \cot \theta) \quad \text{式 2-51}$$

垂直：

$$K'_v = 1 + (\bar{K}_v - 1) \frac{F'_{yv}}{\bar{F}_v} \leq \bar{K}_v \quad \text{式 2-52}$$

$$F'_{yv} = A_{tv} f_{yv} + \sigma_{pc} b_s (l_h - kd) \quad \text{式 2-53}$$

其中，

σ_{pc} ：鋼纖維混凝土極限拉應力

kd ：剪力元素水平方向或垂直方向的對應壓力區深度

l_v ：剪力元素高，垂直剪力偶之力臂長

l_h ：剪力元素寬，水平剪力偶之力臂長

最後，同樣將壓拉桿指標以疊加方式來計算，可表示為：

$$K = K'_h + K'_v - 1 \quad \text{式 2-54}$$

2.2.2.2 鋼纖維混凝土軟化係數 ζ

鋼纖維摻入混凝土後，將改變其受拉應力-應變行為，甚至可能發展出應變硬化效應。此特性可有效抑制裂縫擴展，發展多重裂縫，進而延緩開裂後強度下降的過程，降低混凝土之軟化行為。

Mansour [21]於 2009 年進行平板試驗，探討鋼纖維混凝土之材料組成與軟化行為。該研究以不同體積取代率 V_f 與長徑比 α_f 為實驗變因，分析鋼纖維參數對混凝土軟化特性的影響。實驗結果顯示，鋼纖維混凝土之軟化應力應變曲線整體趨勢



與普通混凝土相似，惟在曲線上呈現一定程度的上移，為能反映此一鋼纖維增強效應，作者在傳統軟化係數計算公式基礎上進行修正，提出一含鋼纖維函數之改良公式，修正後的公式形式與原始模型相近，其主要差異在於原始軟化係數前乘以一項與纖維幾何性質與摻量有關的增益因子，用以表現纖維在開裂後對裂縫控制與殘餘強度所產生的實質影響。該公式如下：

$$\zeta_f = (1 + 0.4W_f) \times \min\left(\frac{5.8}{\sqrt{f'_c}}, 0\right) \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \quad (\text{MPa}) \quad \text{式 2-55}$$

其中，

ζ_f ：開裂鋼纖維混凝土軟化係數

ε_r ：使用一般強度之鋼筋時， ε_r 取用 0.002；SD685 鋼筋， ε_r 使用 0.003；SD785 鋼筋， ε_r 使用 0.004。

W_f ：鋼纖維因子

而鋼纖維因子 W_f 的定義如下：

$$W_f = \frac{V_f L_f}{d_f} \quad \text{式 2-56}$$

2.2.2.3 鋼纖維混凝土軟化係數 ζ 修正

洪崇文[22]於其研究中指出，混凝土中摻入鋼纖維可有效降低 D 區域之主拉應變，進而對整體構件之剪力行為產生影響。因此作者建議在主拉應變之計算上應納入鋼纖維之效益加以修正。為研究鋼纖維對主拉應變之影響，作者透過 NDI 所量測之混凝土表面主拉應變場，與應變計所記錄之鋼筋應變數據，進行迴歸分析。分析中所考量之變數包含鋼纖維體積取代率 V_f 、長徑比 α_f 以及有效握裹強度 τ_{eq} 。所得之回歸關係式如下：

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon_h + \varepsilon_v - \varepsilon_d}{0.1S_f + 1} \quad \text{式 2-57}$$

$$S_f = V_f \alpha_f \tau_{eq} \quad \text{式 2-58}$$

其中，

S_f ：鋼纖維因子



$$\alpha_f : \text{鋼纖維長徑比}, \alpha_f = L_f / d_f$$

τ_{eq} : 鋼纖維有效握裹強度

除了修正主拉應變的計算方式，作者亦採納陳韋丞研究中對鋼筋應變設定的建議，即依照鋼筋實際強度級別選取其降伏應變值。過去普遍以 $\epsilon_h = \epsilon_v = 0.002$ 為固定值，並與經驗值 $\epsilon_d = -0.001$ 結合，推得主拉應變 $\epsilon_r = 0.005$ ，用以簡化計算流程。然而，隨著高強度鋼筋與混凝土的普及，此一固定值假設可能導致模型預測過於保守，故建議依材料實際性能進行調整。

洪崇文[22]進一步參考 Mansour 等人[21]提出的軟化模型與試驗資料，納入纖維之影響進行回歸修正，並於原模型中引入有效握裹強度 τ_{eq} 作為控制參數，以顯示不同類型纖維對軟化行為之影響。最終提出考量鋼纖維添加效益與主拉應變變化之整合型軟化係數公式如下：

$$\zeta_f = (1 + 0.07S_f) \times \min\left(\frac{5.8}{\sqrt{f'_c}}, 0.9\right) \frac{1}{\sqrt{1 + 400\epsilon_r}} \quad (\text{MPa}) \quad \text{式 2-59}$$

該修正公式除可用於考量高強度材料與鋼纖維效應外，亦具備與原始模型相容之能力，適用於一般混凝土與鋼纖維混凝土之軟化行為模擬。圖 2-25 顯示不同纖維配置對軟化係數之影響，結果可明顯觀察到鋼纖維對於軟化效應具有顯著之優化效果，相較於未摻纖維者，能有效延緩強度退化。

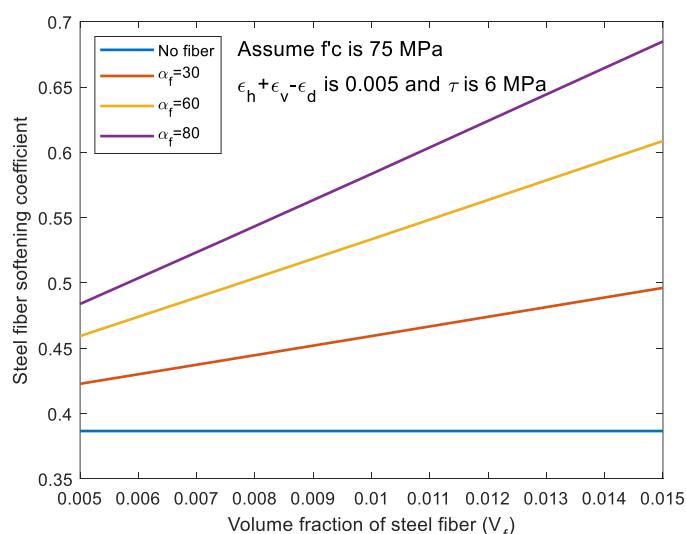


圖 2-25 V_f 及長徑比對軟化係數之影響[22]



因為鋼纖維軟化係數公式是透過試驗數據之回歸而出，故在進行計算時，各項參數與回歸式之範圍不宜有過大偏差，因此建議公式適用範圍為：

1. 鋼纖維體積取代率 V_f : $\leq 1.5\%$
2. 鋼纖維長徑比 a_f : ≤ 80
3. 鋼纖維等校握裹強度 τ_{eq} : $\leq 7 \text{ MPa}$
4. 混凝土抗壓強度 f'_c : $\leq 85 \text{ MPa}$

除此之外，針對主拉應變之計算，當使用式 (2.8-8) 中所示之關係式 $\varepsilon_r = \varepsilon_h + \varepsilon_v - \varepsilon_d$ 進行評估時，實務應用中可能面臨數種情形，分述如下：

- (1) 若 D 區內為雙向（水平與垂直向）鋼筋配置，此時 ε_h 、 ε_v 建議採用鋼筋實際降伏應變來進行計算， ε_d 則使用 -0.001。
- (2) 若 D 區內僅為單向鋼筋配置，此時建議 ε_h 或 ε_v 採用鋼筋實際降伏應變來進行計算， ε_d 則使用 -0.001。
- (3) 若 D 區內雙向皆無配鋼筋配置，此時建議 ε_r 採用 Huang and Lee [14] 之建議為 0.005 來進行計算。

2.2.2.4 拉桿力修正

Suyash[23] 統整並採納過往鋼纖維混凝土軟化拉壓桿的修正公式，並進行了一系列的平板試驗。作者認為在軟化拉壓桿模型中，既然鋼筋能作為拉桿提供傳力路徑，鋼纖維亦能有類似之傳力效果，唯其抗拉性能與其排列方向與分布狀況有關，應視為拉桿之一部分，故其針對軟化拉壓桿模型中的水平和垂直拉壓桿力進行修正，修正式如下：

$$F_{yh} = (A_{th}f_{yh} \times 10^{-3}) + (l_s \times f_{c1} \times t \times \sin\theta \times 10^{-3}) \quad \text{式 2-60}$$

$$F_{yv} = (A_{tv}f_{yv} \times 10^{-3}) + (l_s \times f_{c1} \times t \times \sin\theta \times 10^{-3}) \quad \text{式 2-61}$$

其中， l_s 如圖 2-26 所示； f_{c1} 為鋼纖維混凝土之有效抗拉強度，Naaman[24] 提出其估算方式，並在 2023 年修正開裂後最大應力之應變 ε_{pc} 為 0.007，計算方式如下：

$$f_{c1} = \sigma_{cc} + \frac{\sigma_{pc} - \sigma_{cc}}{0.007 - \varepsilon_{cc}} \times (\varepsilon_r - \varepsilon_{cc}) \quad \text{式 2-62}$$



其中，

σ_{cc} ：混凝土開裂強度

σ_{pc} ：混凝土開裂後最大強度

ε_{cc} ：開裂應變

ε_{pc} ：最大強度之應變

ε_{cc} 可依混凝土彈性模數 E_c 表示為：

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cc}}{E_c} , E_c = 0.8 \times 4700 \sqrt{f'_c} \quad \text{式 2-63}$$

至於混凝土開裂強度與開裂後最大強度計算方式如下：

$$\sigma_{cc} = \sigma_{mu}(1 - V_f) + \alpha \tau_{eq} V_f \left(\frac{l_f}{d_f} \right) \quad \text{式 2-64}$$

$$\sigma_{pc} = \lambda \tau_{eq} V_f \left(\frac{l_f}{d_f} \right) \quad \text{式 2-65}$$

其中各參數定義如下，

$\sigma_{mu} = 0.56 \sqrt{f'_c}$ ：基材平均抗拉強度

$\alpha = \frac{0.1 \times 2}{\pi}$ ：代表開裂後平均握裹係數，纖維方向因子，纖維握裹折減係數[13]

$\lambda = 0.25 \times (4 \times \frac{2}{\pi})$ ：代表平均纖維拉拔長度，方向效應，混凝土剝落所造成之

折減[13]

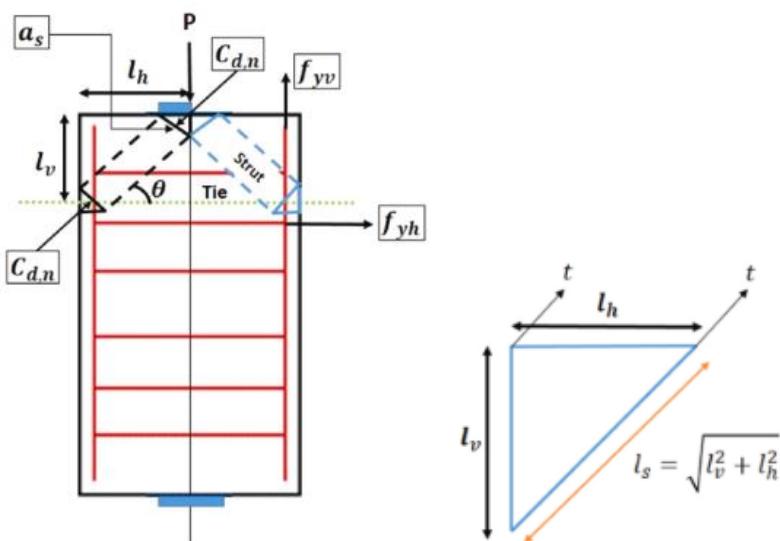


圖 2-26 l_s 計算方法



2.3 鋼纖維混凝土韌性行為

當柱構件受力超過其極限強度後，內部承載力隨變形增加而逐漸衰退，此階段之力學行為即為構件的韌性表現。具良好韌性之構件，其在破壞過程中力的衰退趨勢緩慢，可延緩構件失效並提供額外的能量吸收能力；反之，若韌性不足，則構件於極限點後之強度下降速度快，導致破壞過程較為脆弱。

考量台灣地處地震帶，設計規範普遍要求柱構件須具備一定程度之韌性，以確保其於受震時可在容許變形範圍內持續提供抗力，進而延長結構整體的穩定性與安全性。鋼纖維混凝土因具優異之延展性與裂後承載能力，應用於結構構件中可有效提升其破壞後期之消能行為，進而改善整體韌性表現。

為系統性評估鋼纖維混凝土對構件韌性之影響，需選擇合適之韌性指標作為量化依據，後續將針對相關韌性指標進行探討與說明。

2.3.1 韌性指標

材料之應力應變曲線下的面積可視為單位材料於變形過程中所吸收或消散之能量。於相同應變條件下，曲線下方面積越大，代表材料需承受更多能量方能達成該變形狀態，顯示其韌性越佳。因此，透過曲線下的能量積分可作為材料韌性之評估依據。

常見與能量相關之韌性指標包括 I_5 、 I_{10} 、以及韌性比 TR 等，其中本研究選用韌性比 TR 作為主要評估指標。根據 ACI 規範，混凝土材料之降伏應變定義為 0.003，以此為基準，當應變達 5 倍降伏應變（即 $\varepsilon=0.015$ ）時，實際材料之應力應變曲線下的積分面積與材料完全鋼塑性（Rigid-Perfectly Plastic）所對應面積之比值，定義為韌性比。相關定義與計算方式可參見式 2-66、圖 2-27。

$$TR = \frac{\text{Area } OAGH}{5\sigma_u \varepsilon_u} = \frac{\text{Area } OAGH}{0.015\sigma_u} \quad \text{式 2-66}$$

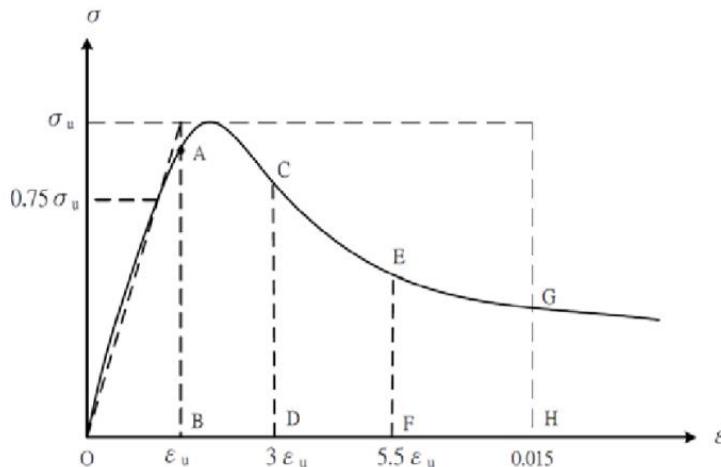


圖 2-27 材料之應力應變曲線圖[5]

2.3.2 鋼筋混凝土韌性比

過去相關研究已針對 RC 柱之韌性行為提出無因次化之韌性參數 TI_t (Toughness Index)，。本節將介紹 TI_t 之定義與其組成參數，並進一步說明其與韌性比 TR 之回歸關係式。

2.3.2.1 鋼筋混凝土韌性參數

Razvi, et al [25] 認為影響 RC 柱韌性之因子除包含橫向鋼筋體積比 ρ_s 、混凝土抗壓強度 f'_c 、及箍筋降伏強度 f_{yt} 外，亦應納入箍筋配置間距之影響。因此修改了 Sheikh, et al.[26] 提出之有效圍束係數模型，進一步修正加入有效圍束折減因子 k_e ，並定義出無因次韌性參數如下：

$$TI_t = \frac{k_e \rho_s f_{yt}}{f'_c} \quad \text{式 2-67}$$

另外曾笠維[27]依據 NCREE 之建議，於韌性參數中加入箍筋彎鉤有效性修正係數 k_n ，考量耐震箍筋與繫筋對主筋圍束效果之實際貢獻。其計算方式如下：

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \frac{30 + h_x}{50} \quad \text{式 2-68}$$

其中，

n_l ：受到閉合箍筋或耐震彎鉤（角度 $\geq 135^\circ$ ）有效圍束之主筋根數

h_x ：柱斷面各邊上相鄰箍筋或繫筋之最大中心間距（cm）。

綜合以上因素，作者進一步提出韌性參數 TI_t 定義式，用以評估 RC 柱整體韌



性表現：

$$Tl_t = \frac{k_e \rho_s f_{yt}}{f'_c k_n}$$

2.3.2.2 k_e 有效圍束折減因子

有效圍束折減因子(k_e)為有效圍束面積(A_e)與核心混凝土面積(A_{cc})之比值，計算式如下：

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad \text{式 2-70}$$

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc}) \quad \text{式 2-71}$$

其中，

A_c ：構件核心範圍面積

ρ_{cc} ：核心區域中縱向鋼筋之面積比。

矩形箍筋而言，文獻中假設相鄰箍筋間之拱效應呈拋物線分布，且其初始斜率為 45° 。對於單一箍筋之無效圍束區域 A_i ，其面積可表示為：

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \quad \text{式 2-72}$$

其中，

w'_i ：第*i*個相鄰縱向鋼筋之淨間距

n ：縱向鋼筋根數。

將單箍無效圍束面積與與拱效應納入考量後，有效圍束面積如下：

$$A_e = (b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6})(1 - \frac{s'}{2b_c})(1 - \frac{s'}{2d_c}) \quad \text{式 2-73}$$

其中， b_c 與 d_c 分別為箍筋中心至中心之寬度與深度距離， s' 為箍筋之淨間距。

總和各式可得有效圍束折減因子(k_e)，如下式所示

$$k_e = \frac{(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c})(1 - \frac{s'}{2b_c})(1 - \frac{s'}{2d_c})}{(1 - \rho_{cc})} \quad \text{式 2-74}$$

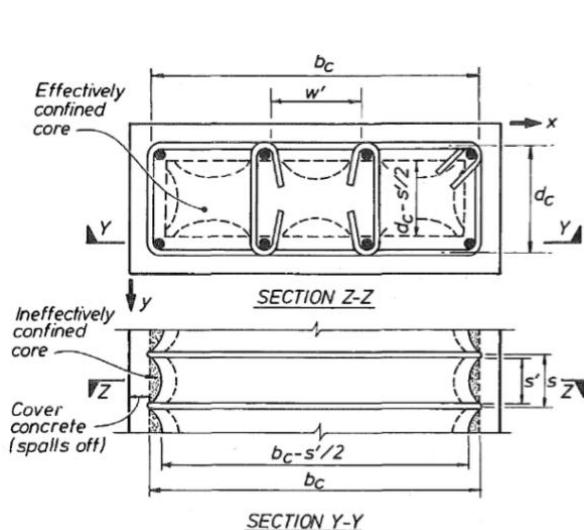


圖 2-28 矩形箍筋有效圍束區域

2.3.2.3 RC 柱韌性參數與 TR 值回歸關係式

曾笠維[27]蒐集分析多筆強度介於 53MPa 至 124MPa 之混凝土軸壓試驗數據進行分析，採用前節定義之韌性比 TR 與韌性參數 TI_t 進行回歸分析，得到關係式如下。

$$TR = 0.48 TI_t^{0.18} \quad \text{式 2-75}$$

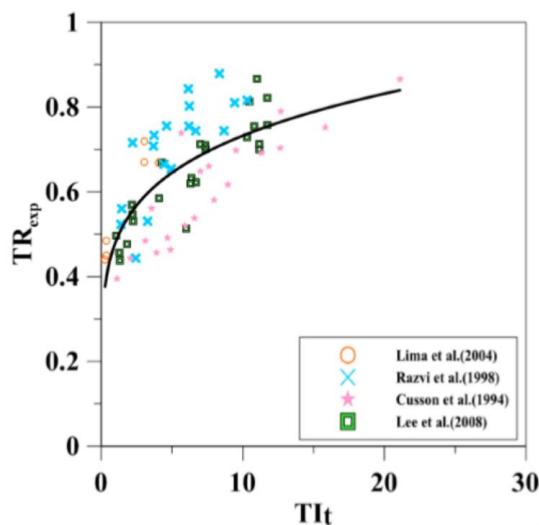


圖 2-29 TR 與 TI_t 回歸關係[27]

2.3.3 鋼纖維混凝土韌性比

類似於鋼筋混凝土柱之韌性分析方法，文獻亦針對鋼纖維混凝土構件提出對應之韌性參數（Toughness Index, TI_f ）。Fanella, et al. [1]提出圍束指數（Reinforcing Index, RI），定義為鋼纖維體積取代率 V_f 與長徑比 α_f 之乘積，其值越大代表混凝土



韌性越佳。Foster, et al. [28]進一步發現，鋼纖維混凝土之圍束能力與纖維握裹正相關，因此將等效握裹強度 τ_{eq} 放入韌性參數 TI_f 之預測式中，其式如下：

$$TI_f = \frac{V_f \alpha_f \tau_{eq}}{f'_c} \quad \text{式 2-76}$$

曾笠維[27]於研究中指出，將鋼纖維混凝土應用於 RC 柱構件中，確實可提升其韌性表現，並定義增韌係數 X_f ，用以表示鋼纖維混凝土對柱韌性所產生之增韌效果。研究結果顯示，增韌係數與箍筋間距呈正相關，表示在箍筋配置較大之構件中，鋼纖維的增韌效果也更大。根據實驗分析，TR 值可由下式評估：

$$TR = 0.48TI_t^{0.18} + X_f TI_f \quad \text{式 2-77}$$

$$\frac{s}{d} \leq 0.5 \quad X_f = 0.025 \times \frac{s}{d} - 0.0025 \geq 0 \quad \text{式 2-78}$$

$$0.5 \leq \frac{s}{d} \leq 1 \quad X_f = 0.01 \quad \text{式 2-79}$$

唯王又德[29]指出，根據圖 2-31 可見，不同試體之資料點不連續，回歸趨勢不甚明確，導致 TR 預測容易出現偏差。為改進此現象，作者提出修正方法，他認為其鋼纖維作用可視為一種替代箍筋的補強機制，並據此修正 TR 表達式如下：

$$TR = 0.48(X_f \times TI_t)^{0.18} \quad \text{式 2-80}$$

增韌係數 X_f 與纖維韌性參數 TI_f 呈正相關，唯與 RC 韌性參數 TI_t 成負相關，王又德[29]根據此現象判斷 X_f 與 TI_f / TI_t 應為一相關函數，將其作圖如圖 2-30 所示，可發現其呈正相關關係，可保守預測為一階函數關係，提出關係式如下：

$$X_f = 1 + 0.6 \times \frac{TI_f}{TI_t} \quad \text{式 2-81}$$

將式 2-81 代入前式可得鋼纖維混凝土 TR 預測式為：

$$TR = 0.48(TI_t + 0.6 \times TI_f)^{0.18} \quad \text{式 2-82}$$

為確保公式應用之合理性與實用性，並避免出現極端配置，作者建議 TR 式之使用範圍條件為：



式 2-83

式 2-84

$$TI_t = \frac{k_e \rho_s f_{yt}}{f'_c k_n} \geq 3.5$$

$$TI_f = \frac{V_f \alpha_f \tau_{eq}}{f'_c}, V_f \leq 2\%$$

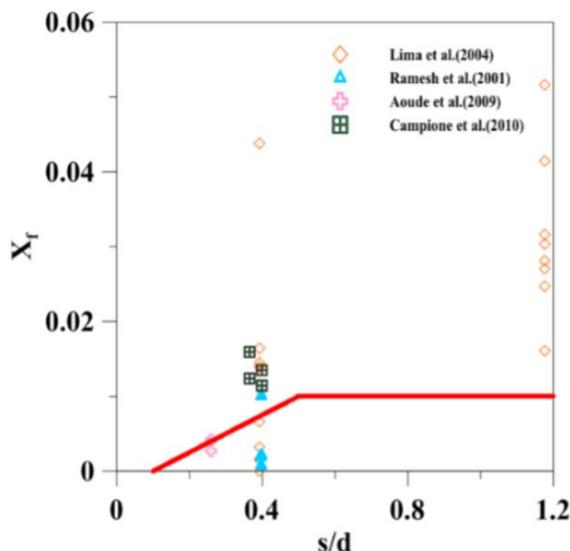


圖 2-30 X_f 與 s/d 比值關係[27]

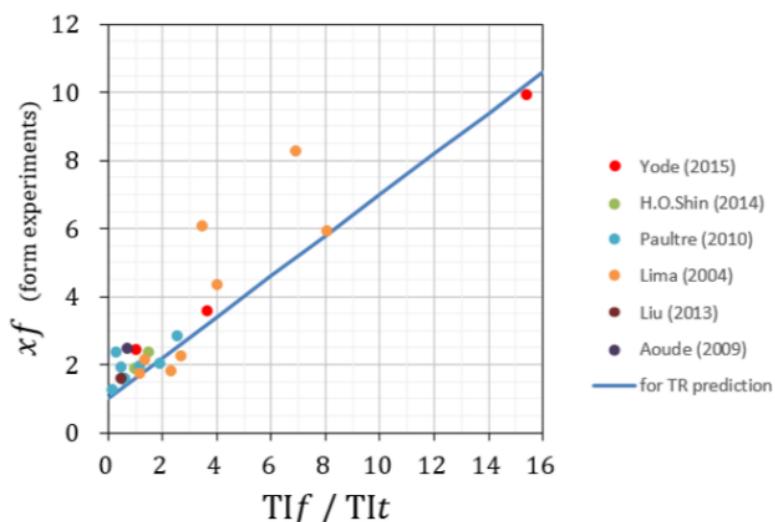


圖 2-31 X_f 與 $\frac{TI_f}{TI_t}$ 之關係[29]

2.4 挫曲束制支撑

2.4.1 挫曲束制支撑简介

近年来，挫屈束制支撑（Buckling-Restrained Brace, BRB）已被广泛应用于各



類耐震結構設計中，成為提升建築抗震性能的重要構件之一。BRB 系統兼具傳統斜撐所具備之高初始勁度與良好韌性，並克服傳統斜撐於受壓時易發生整體挫屈之缺陷。其設計核心在於透過外部之圍束單元提供側向支撐，使得核心單元於受拉與受壓兩種受力狀態下皆可順利達到材料降伏，從而發展出穩定且對稱之遲滯行為。

BRB 的穩定能量消散能力可顯著提升結構在地震作用下的變形控制與耗能表現，並有效抑制樓層側位移角與震後反應。此外，由於其能大幅提升整體結構性能，亦可作為優化結構尺寸與配置之手段，例如減小梁柱截面、降低材料使用量，進而達成經濟效益與結構效率兼具之設計目標。

2.4.2 挫曲束制支撑之组成

典型之挫屈束制支撑（Buckling-Restrained Brace, BRB）可區分為三個主要構成部分：核心單元（core unit）、圍束單元（restraining unit）與脫層單元（debonding layer）。以下分別詳述之：

2.4.2.1 核心單元（Core Unit）

核心單元為 BRB 結構中承受主軸力之主要構件，依其幾何特徵與功能可細分為三段：核心消能段（yield segment）、轉換段（transition segment）與接合段（joint segment）。

其中，核心消能段斷面積最小，為塑性變形集中區域，直接決定 BRB 的受力極限強度與能量消散能力。BRB 之抗震性能即仰賴此消能段在反覆受拉與受壓狀態下所產生之塑性變形以耗散地震能量。

核心單元的另一端為接合段，其斷面通常最大，作為連接 BRB 與構架或鐵件之介面，常見之接合形式包括對接、搭接、插槽式連結或設置樞軸接頭等。

轉換段則設置於核心消能段與接合段之間，作為斷面變化的過渡區。其主要功能在於緩和截面突變所引起之應力集中，並促進軸力於構件內部之均勻傳遞。設計上，轉換段與接合段應維持彈性行為，以確保塑性變形侷限於核心消能段。



2.4.2.2 圍束單元 (Buckling-Restrained Unit)

圍束單元之主要功能為抑制核心單元在受壓狀態下發生整體撓曲挫屈，以確保核心消能段於壓力作用時仍可穩定產生降伏行為，發揮預期之能量耗散之效果。常見的圍束形式包括以鋼管作為外殼，內部填充無收縮水泥砂漿或自充填混凝土 (Self-Compacting Concrete, SCC)；亦有採用純鋼結構組成的全鋼型圍束構造。

根據 Watanabe 等人[30]之建議，在評估混凝土對側向支撐貢獻可忽略之情況下，圍束單元本身需具備足夠的彈性挫屈強度 P_{cr} ，以抵抗 BRB 結構中可能發展出的最大軸向壓力強度 $P_{c,max}$ 。其計算式如下：

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_{sc} I_{sc}}{L_{sc}^2} \geq P_{c,max} \quad \text{式 2-85}$$

E_{sc} 為圍束單元材料之彈性模數， I_{sc} 為斷面慣性矩， L_{sc} 為有效長度（即兩端點間之總長度）。此一條件可確保圍束單元在地震受力過程中不會產生撓曲失效，從而維持核心單元的穩定性。

2.4.2.3 脫層單元 (Unbonding Material)

為避免核心單元於受壓時因泊松效應 (Poisson effect) 產生橫向膨脹，進而引發與圍束單元之間的摩擦力上升，使挫屈束制支撐在受壓狀態下展現不必要之強度提升，故需在核心單元與圍束單元之間設置脫層材料。此材料之主要功能在於隔離兩者間的直接接觸與摩擦作用，防止軸向力之不當傳遞，並減少拉壓強度間之差距，提升支撐構件於拉壓對稱性方面之表現。

2.4.3 挫曲束制支撐之力學行為及特性

2.4.3.1 降伏強度與極限強度

BRB 之標稱降伏強度為核心段面積乘上核心段之降服應力，如下式所示：

$$P_y = A_c \times F_y \quad \text{式 2-86}$$

由於 BRB 材料有應變硬化和脫層不完全效應，因此其極限軸壓力 P_{max} 如下式所示：

$$P_{max} = \beta \omega R_y P_y \quad \text{式 2-87}$$



其中 β 為壓力強度調整因子， ω 為核心鋼材應變硬化因子， R_y 為核心鋼材超強因子。常用鋼材參數如表 2-1 所示。由於 BRB 為拉壓曲線不對稱之元件，其抗壓強度往往高於其抗拉強度，因此使用壓力強度調整因子進行調整預測，若要預測其極限抗拉強度，將式 2-87 中之 β 項去除即可。

表 2-1 常用鋼材參數

	F_y (MPa)	R_y	ω
ASTM A572 GR50	345	1.1	1.3
ASTM A36	248	1.3	1.5
CNS SN490B	324	1.2	1.3

2.4.3.2 等效勁度

如上所述，BRB 核心單元由三段不同斷面所組成，因此使用三段串聯的方式計算斜撐的等效勁度，如下式所示：

$$K_{eff} = \frac{1}{\frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_t} + \frac{1}{K_j}} = \frac{EA_c A_t A_j}{L_c A_t A_j + 2L_t A_c A_j + 2L_{j,wp} A_c A_t} \quad \text{式 2-88}$$

其中 A_c 、 A_t 、 A_j 分別為消能段、轉換段、接合段之斷面積， L_c 、 L_t 、 L_j 分別為消能段、轉換段、接合段之長度，E 為鋼材之彈性模數。

2.4.3.3 挫屈束制支撐整體撓曲破壞

為防止核心單元整體撓曲挫屈，圍束單元需提供足夠之慣性矩。Watanabe 等人建議如下：

$$\frac{P_e}{P_y} = F.S. \quad \text{式 2-89}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{sc}}{L_{sc}^2} \quad \text{式 2-90}$$

P_y 為斜撐降伏強度， P_e 為外鋼管挫屈強度，E 為鋼材彈性模數， I_{sc} 為鋼材慣性矩， L_{sc} 為外鋼管長度。安全係數 F.S. 取 1.5。

$$I_{sc} = \frac{P_y L_{sc}^2 \times F.S.}{\pi^2 E} \quad \text{式 2-91}$$



2.4.3.4 核心應變與側位移角之關係

在不考慮梁柱變形的情況下，可推得 BRB 核心應變 ε_{wp} 與側位移角 θ 之關係式：

$$\varepsilon_{wp} = \frac{\theta}{2} \sin 2\phi$$

式 2-92

其中：

ϕ 為斜撐與水平方向之傾角。

由式 (2.8) 可知，當樓層側位移角 θ 固定時，當 $\phi = 45^\circ$ 時，可使對應之 BRB 軸向應變 ε_{wp} 達到最大值。當斜撐進入降伏階段後，構件之塑性變形將主要集中於核心消能段，故可將該段應變 ε_c 表示為：

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{wp}}{\alpha} \quad \text{式 2-93}$$

α 為集中消能因子可表示為：

$$\alpha = \frac{L_c}{L_{wp}} \quad \text{式 2-94}$$

其中：

L_c ：核心消能段長度

L_{wp} ：BRB 兩端工作點距離

由上式可知，當 α 越小，即 L_c 相對 BRB 工作點之距離越小，塑性變形集中於核心段，故在相同之層間位移之下，核心變形量更大。因此當 BRB 達降服狀態時，構架對應之側位移角 θ_y 可表示為：

$$\theta_y = \frac{2P_y/K_{eff}}{L_{wp}\sin 2\phi} = \frac{2F_y/QE}{\sin 2\phi} \quad \text{式 2-95}$$

Q 為等效勁度修正係數，依文獻建議一般取值 1.2 至 1.5 之間。

2.4.3.5 累積塑性變形 (Cumulative Plastic Deformation, CPD)

BRB 透過核心段的反覆塑性變形來消散地震能量，其疲勞壽命可透過累積塑性變形指標 (CPD) 進行評估。CPD 可由每一個加載循環中 BRB 之塑性變形與降伏變形量之比值累加而得，其公式如下：

$$CPD = \sum \frac{|u_{pi}^{max} - u_{pi}^{min}|}{u_y} \quad \text{式 2-96}$$



其中：

u_{pi}^{max} “ u_{pi}^{min} ：每一加載循環中正負方向的塑性位移極值

u_y ：斜撐之降伏位移。

2.4.4 接合版之力學行為

接合版為 BRB 連接梁柱構件最重要之橋樑，良好的接合版設計須能讓 BRB 和梁柱構件良好的發揮消能效果，意即在其餘桿件降伏之情況下維持彈性，因此需額外分析檢核，接合版相關力學行為及設計方式如下所述。

2.4.4.1 均力法 (Uniform Force Method)

假設接合板與梁柱接合面之力作用於其長度與高度的中點，並與斜撐軸力相交於接合板控制點，則滿足以下幾何關係：

$$\tan\theta = \frac{e_b + \beta}{e_c + \alpha} \quad \text{式 2-97}$$

其中， e_b 與 e_c 分別為梁深與柱深之一半， β 與 α 分別為接合板長度與高度之一半。若接合版同時接合在梁柱之上，則接面力平衡後，可得各項之分力，如下各式所示：

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_{max} \quad \text{式 2-98}$$

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_{max} \quad \text{式 2-99}$$

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} P_{max} \quad \text{式 2-100}$$

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_{max} \quad \text{式 2-101}$$

$$r = \sqrt{(e_b + \beta)^2 + (e_c + \alpha)^2} \quad \text{式 2-102}$$

其中：

P_{max} ：BRB 最大軸力

V_{ub} 、 H_{ub} ：梁邊最大垂直和水平分力

V_{uc} 、 H_{uc} ：柱邊最大垂直和水平分力



2.4.4.2 梁柱開合效應

若接合版接合在梁柱之上，則在構架側位移時接合版會受梁柱開合的影響，受到額外的擠壓和拉伸，詳細計算流程見[31-33]，梁邊和柱邊受開合效應之力量計算方法如下各式所示：

BRB 受壓之合效應如下式：

$$H_{c,c} = H_{uc} - H_{FA} \quad \text{式 2-103}$$

$$V_{c,c} = V_{uc} + V_{FA} \quad \text{式 2-104}$$

$$H_{b,c} = H_{ub} + H_{FA} \quad \text{式 2-105}$$

$$V_{b,c} = V_{ub} - V_{FA} \quad \text{式 2-106}$$

BRB 受拉之合效應如下式：

$$H_{c,t} = H_{uc}/\beta - H_{FA} \quad \text{式 2-107}$$

$$V_{c,t} = V_{uc}/\beta + V_{FA} \quad \text{式 2-108}$$

$$H_{b,t} = H_{ub}/\beta + H_{FA} \quad \text{式 2-109}$$

$$V_{b,t} = V_{ub}/\beta - V_{FA} \quad \text{式 2-110}$$

2.4.4.3 接合版挫屈行為

Tsai et al.[34]針對 BRB 構架之各種挫屈行為進行討論，他使用能量法計算極限力量路徑（Ultimate strength path）和挫屈路徑（Elastic buckling path），並建立Abaqus 有限元分析模型估算 BRB 與接合版之挫屈與否，其結果發現若在接合版增加加勁版（ES），可達到與增厚接合版相近之結果，增加接合版抗挫屈之能力，詳細計算結果如表 2-2 所示， N_{lim} 為接合版的最大穩定強度， $P_{c,max}$ 為實驗中接合版受到之最大力量。

表 2-2 不同厚度接合版挫屈強度[34]

接合版厚度	$N_{lim}(\text{kN})$	$P_{c,max}$	$DCR\left(\frac{P_{c,max}}{N_{lim}}\right)$
18mm	1562	1615	1.03
18mm+ES	1634	1615	0.99
20mm	1651	1615	0.98

2.5 挫曲束制支撑與混凝土構架接合方式

有關挫曲束制支撑與混凝土的接合，現今已有許多不同的方式被提出，包括直接使用锚栓與 BRB 接合；或利用鋼框拉動 BRB，使力量間接傳遞到混凝土上，減少锚栓之用量[35]，唯直接接合之方式容易因锚栓拉力強度不足使混凝土發生局部拉拔破壞，間接方式雖能解決锚栓受力之問題，唯鋼框與混凝土間易產生間隙，且施工過程繁瑣，故較少採用。

近年眾多學者提出不同之預埋桿件方法，藉由預埋各種鐵件作為連接元件將 BRB 之接合版穩定的固定在鋼介面上，使 BRB 本身能進行穩定的消能行為，以下分述不同文獻所提出之預埋鐵件方法。

2.5.1 預埋工字形鐵件

楊巽閔、黃潔倫[31, 32]提出利用預埋工字型鋼板和剪力釘之方式，藉由鐵件傳遞 BRB 之軸力，使混凝土構架發揮其性能，其鐵件圖如下所示：

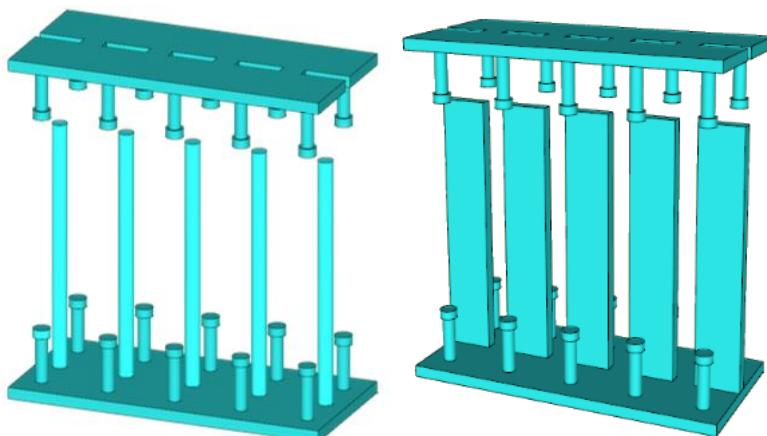
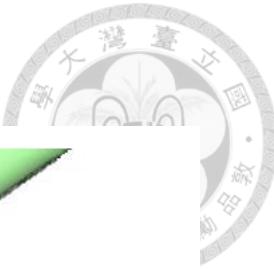


圖 2-32 預埋鐵件形式[32]



其接合板接合方式如下圖：

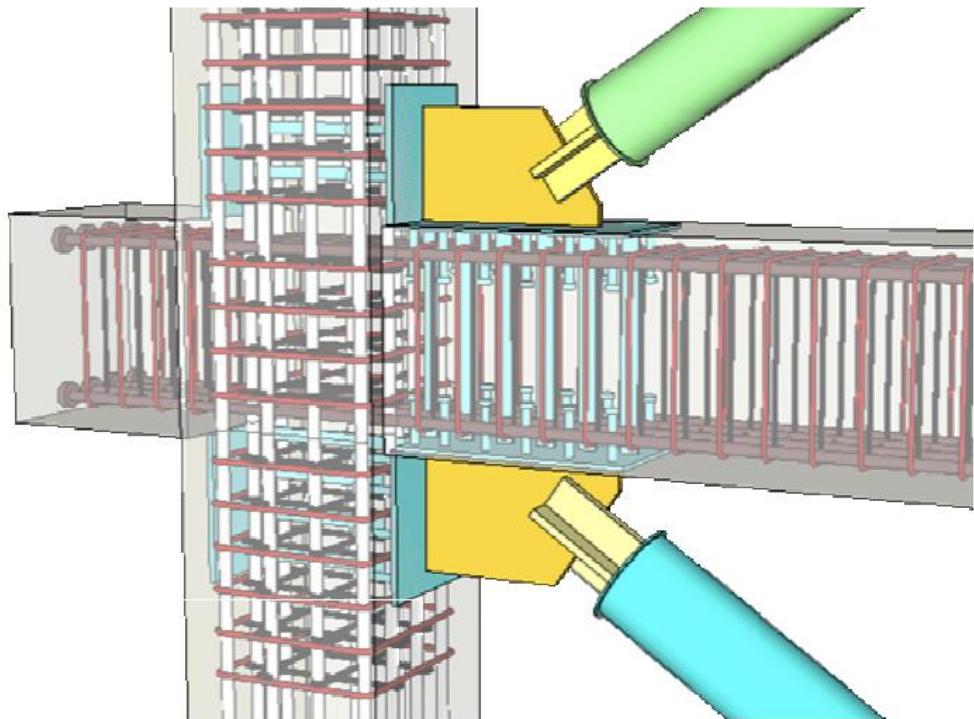


圖 2-33 接合形式[32]

作者使用此接合方式建造一實尺寸雙層樓之 BRB-RCF，並對其進行一系列之擬動態試驗和反覆側推試驗，以應證其接合之有效，能讓 BRB 在構架中消散大部分之地震能量，並在反覆側推試驗中維持穩定，使 BRB 和混凝土構架穩定消能。此接合方式同時將接合版同時固定在梁端和柱端，是鋼斜撐常見的接合方式，在計算接合版之受力行為時，需考慮前述之均力法和梁柱開合效應。試驗過程使用了三種不同之地震力 (2/50、10/50、50/50)，並在地震力測試後進行反覆側推試驗。

試驗結果顯示其預埋鐵件並未產生破壞，讓構架能有完整的消能行為，因此證實其預埋鐵件之施工步驟和設計方法並無問題且在實務上是可行的。

2.5.2 預埋接合版

Bai 等人[36]使用 PBL(L-shape perfobond strip)之方法接合 BRB 與 RC 構架。此接合方式如圖 2-34 所示，預先將接合鋼板埋在混凝土模板中，此時鋼板和梁柱接頭以及梁柱端會產生 L 型的重疊區域，作者沿著 L 型區域穿孔，孔中放入橫向鋼筋進行固定，最後將混凝土灌入，混凝土會填充滿橫向鋼筋與鋼板之縫隙，增加



額外的抗剪效果，又由於混凝土灌漿時會直接與鋼板接觸，使得混凝土與鋼板會有額外的握裹行為產生，讓整體接合更加穩定。此接合方式詳細受力和力的分布方式如圖 2-35 所示。

特別的是，由於接頭部分箍筋用量較多，為了使施工和設計更為簡潔，作者設計了圍束鋼板（圖 2-34 中 Plate hoopings）取代接頭內之箍筋並將其焊接在預埋鋼板上。梁柱端不連續區之箍筋為了讓鐵件能順利埋入，亦先切開並在鋼板放入後焊接在鋼板上。

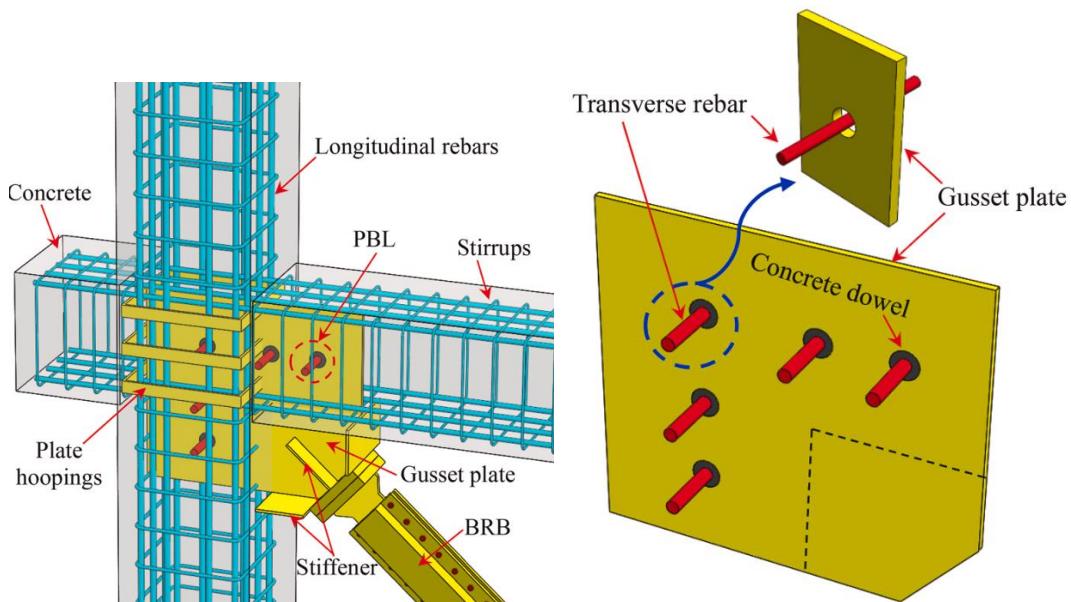


圖 2-34 PBL 接合形式[36]

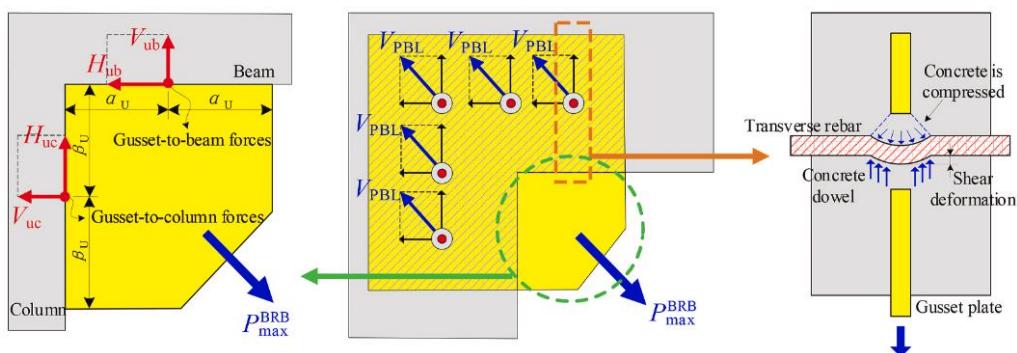


圖 2-35 PBL 接合力學分布[36]

為了測試此接合方式之耐震效果，作者建立了 Abaqus 模型進行有限元分析模擬，並建造試體進行反覆測推試驗，以觀察其破壞行為。他的試體原型為一七層樓、跨度 4×3 之大樓，由於分析整棟建築物不僅在模擬預測上十分耗時，試體實驗上

的設計和花費也讓施作頗有困難，因此作者取樣其中一層含 BRB 之接頭段作為實驗區，詳細簡化流程如圖 2-36 所示，簡化後實驗區之梁長、柱長及 BRB 長皆為實際尺寸之一半，實驗試體架設如圖 2-37 所示。

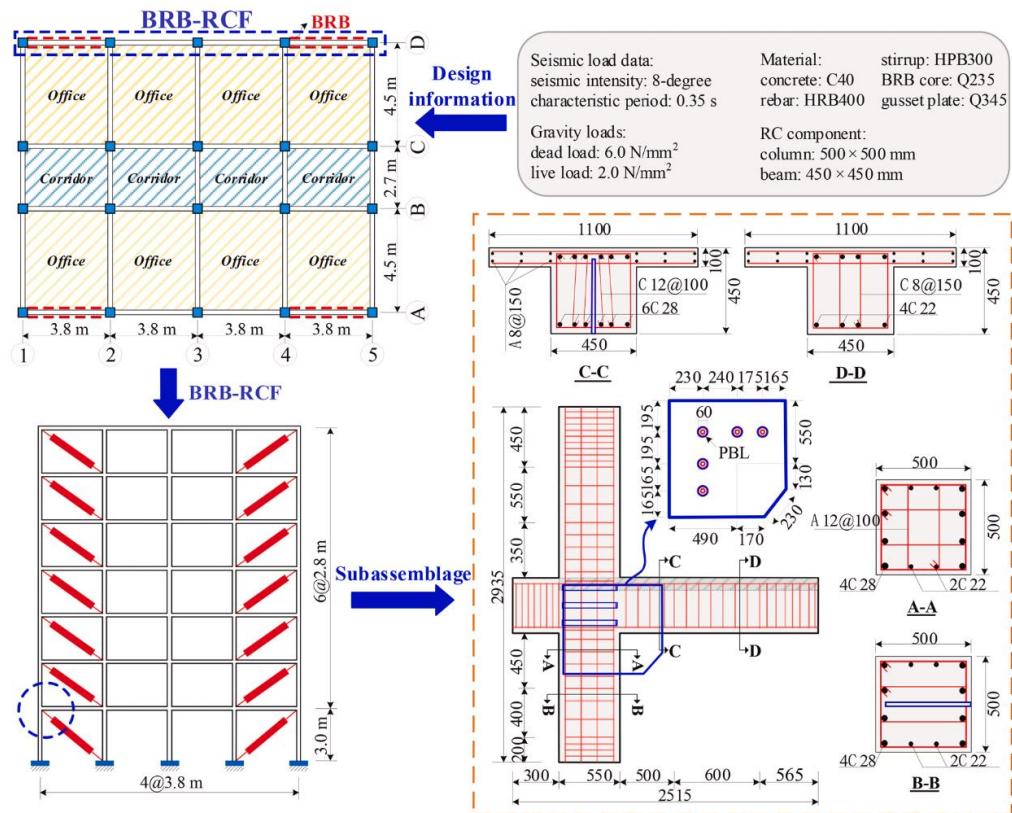


圖 2-36 實驗簡化流程[36]

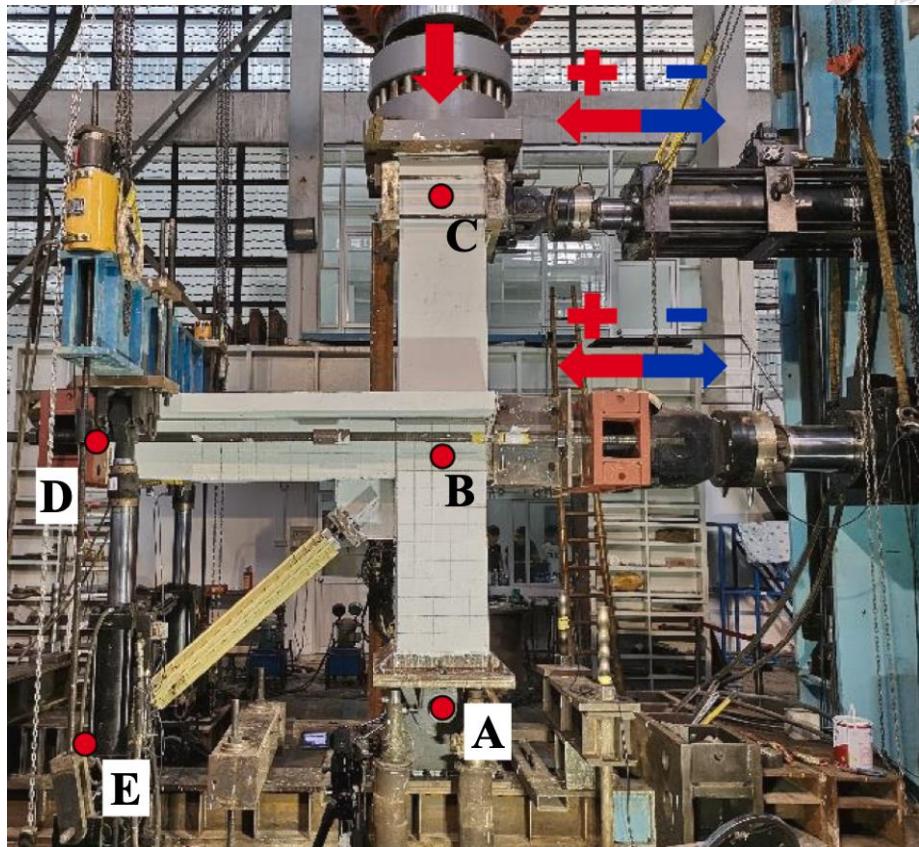


圖 2-37 實驗架設[37]

實驗和模擬結果皆顯示此接合方式是有效且可行的，橫向鋼筋和預埋鐵板周圍之混凝土漿體亦能有效提供剪力強度，使構架在 3% 時維持穩定。

此外，作者亦用相同之實驗和分析方法測試了另一種預埋接合版的方式 WSS (Welded shear studs) 法，此方法同 PBL 法在與梁柱重疊之 L 型段進行設計以固定，但不同於 PBL 法需要預先穿孔，WSS 法直接將剪力釘 (shear studs) 焊接在接合版兩端，達到與 PBL 法相近之力學效果，但製作更加省時和省錢，詳細接合法如圖 2-38 所示。

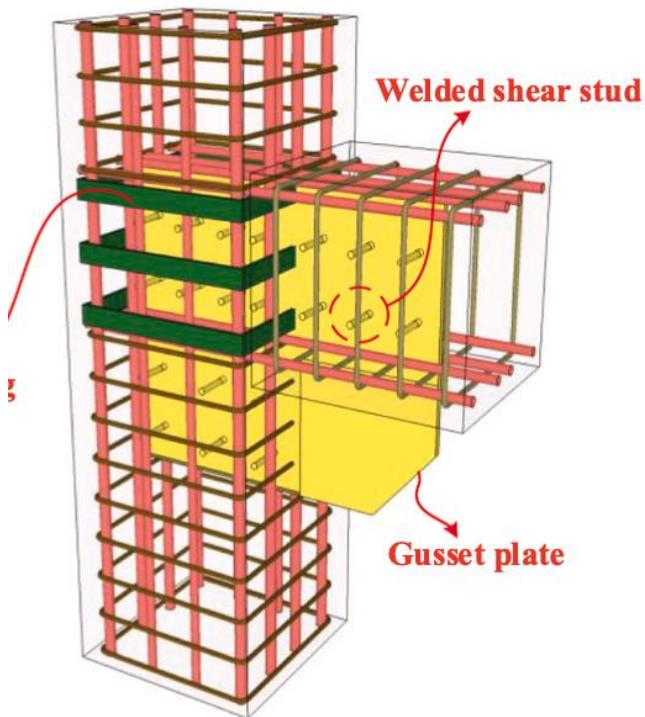


圖 2-38 WSS 接合形式[37]

結果顯示 WSS 法和 PBL 法皆能有效的接合 BRB 與構架並使之維持穩定，使 BRB 和混凝土構架穩定的消能，為此種預埋接合版之力學分配是否會如圖 2-35 所示，平均分配到每個剪力連接元件上還需更多實驗證明。

2.6 BRB-RCF 構架破壞順序

在含 BRB 的鋼筋混凝土構架中，為了使 BRB 有整體結構保險絲的效用，需要使 BRB 在結構受震時率先降服，開始發揮其良好的消能效用，接著才是鋼筋混凝土構件透過塑鉸的發展消能。因此塑鉸的控制對整體構架能發揮其效能與否是非常重要的。

2.6.1 Pivot 模型

混凝土之非線性行為是非常複雜且難以預測的，Pivot 遲滯模型是其中一種非常熱門的非線性預測方法，此模型使用 α 和 β 兩參數分別代表卸載曲線勁度 (unloading stiffness) 和束縮效應 (pinching effect)。卸載勁度可以在遲滯迴圈之卸載段觀察到，每段迴圈之卸載延長連線都可以對應到一 pivot 點，此點稱為初始支



點(Primary Pivot Point)，定義為正向彈性勁度連線至負向之 α 倍，透過此點可以觀察到卸載勁度的逐漸減少並估算大層間位移角之遲滯迴圈行為。

在每個迴圈卸載後，力量會從 0 重新加載，並指向同一 pivot 點，此點會再對應到更低之目標點，此點為束縮支點(Pinching Pivot Point)，其定義方式與初始支點類似，唯支點位置為負向彈性勁度延伸至負向降伏強度之 β 倍。下圖詳細描述此兩點之位置與遲滯迴圈情形。

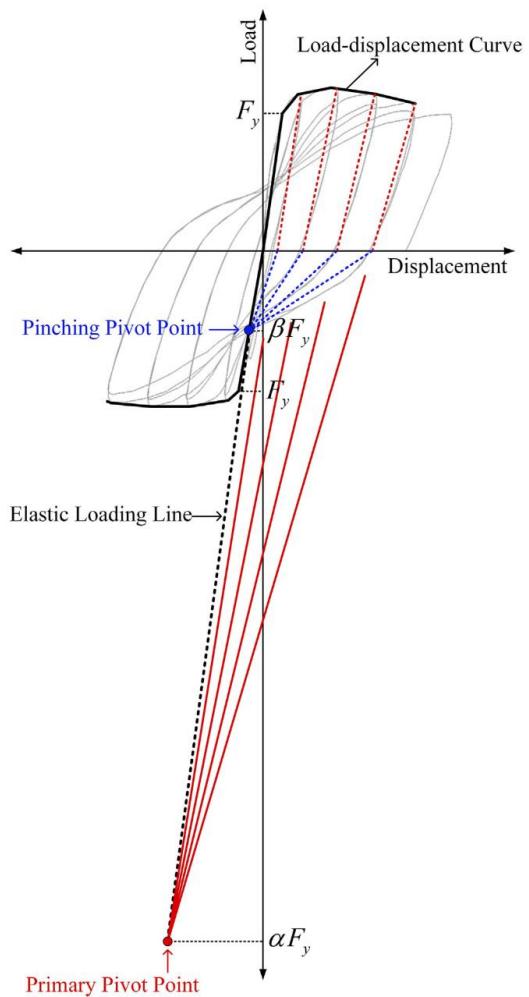


圖 2-39 Pivot 遲滯迴圈和對應 Pivot 點

然而，構件的破壞模式對混凝土之非線性行為具有顯著影響。當構件發生彎曲破壞時，可使混凝土展現出良好的滯回韌性能量消散行為；相對地，若為剪力破壞，則構件表現將較為脆性，滯回迴圈的能量消散能力亦會降低。因此，掌握並合理預測構件的破壞模式，對於混凝土非線性行為的預測而言至關重要。



Ling 等人[38] 針對 113 根進行反覆側推試驗之柱試體進行比較研究，並依據破壞型態將試體區分為撓曲主控破壞與剪力主控破壞兩類，進而修正 Pivot 模型參數設定。研究中提出 α 與 β 參數需依據撓曲塑鉸與剪力塑鉸分別計算，以軸力比 (ALR)、主筋拉壓強度比 $(\frac{\rho_l f_{yl}}{f'_c})$ 與箍筋拉壓強度比 $(\frac{\rho_{sh} f_{yt}}{f'_c})$ 作為主要控制變數，並以模擬退火法最佳化相關係數，可得到詳細計算方法如下所示：

- 撓曲參數計算

$$\alpha_F = 0.3 \times \left(\frac{N}{A_g f'_c} \right)^{-2.8} \times \left(\frac{\rho_l f_{yl}}{f'_c} \right)^1 \times \left(\frac{\rho_{sh} f_{yt}}{f'_c} \right)^{0.65} + 2.20 \leq 10 \quad \text{式 2-111}$$

$$\beta_F = 0.62 \times \left(\frac{N}{A_g f'_c} \right)^{0.1} \times \left(\frac{\rho_l f_{yl}}{f'_c} \right)^{0.1} \times \left(\frac{\rho_{sh} f_{yt}}{f'_c} \right)^{-0.15} \leq 1 \quad \text{式 2-112}$$

- 剪力參數計算

$$\alpha_s = 1.0 \times \left(\frac{N}{A_g f'_c} \right)^{-3.0} \times \left(\frac{\rho_l f_{yl}}{f'_c} \right)^{2.3} \times \left(\frac{\rho_{sh} f_{yt}}{f'_c} \right)^{1.5} + 2.1 \leq 10 \quad \text{式 2-113}$$

$$\beta_s = 0.13 \times \left(\frac{N}{A_g f'_c} \right)^{0.16} \times \left(\frac{\rho_l f_{yl}}{f'_c} \right)^{-0.37} \times \left(\frac{\rho_{sh} f_{yt}}{f'_c} \right)^{-0.35} \leq 1 \quad \text{式 2-114}$$

2.6.2 塑鉸控制

如前段介紹，含 BRB 構架我們必須非常注意其破壞模式，Bai 等人[37]在實驗設計時為了避免接合處發生破壞或裂縫過大，造成非預期的試驗結果，因此在設計時做了塑鉸控制 (Damage control, DC)，增加梁原先不連續區之鋼筋量，藉此將梁發生塑鉸的位置移至接合段以外。Bai[37]在實驗後發現，透過梁主筋量的改變，塑鉸產生的位置可以成功的被控制在結合版以外，即使有裂縫產生也不至於影響接合之效果。

Qu 等人[39]為了簡化設計且避免鐵件與混凝土接合可能造成的破壞，將 BRB 與混凝土的接合改為無束制支撐 (Unconstrained connection) 的形式，意即僅將 BRB 連接在混凝土梁上，如圖 2-40，而非常見的與梁柱接合，此種接合方式可以讓設計上免於考慮 2.3.4.2 節介紹的梁柱開合效應，簡化設計和施工流程，唯接合在梁端大幅提升了對梁端穩定性的需求，因此作者同樣使用了塑鉸控制並設計試驗進行比較。



Qu 等人使用了兩種不同接合方式，分別為預力法(PT)以及嵌入式平板(EB)，兩種接合方式分別如圖 2-40 (a)、(b) 所示。PT 法是利用預拉預力螺桿的方式上下夾緊接合版以達接合效果；EB 法則是在預埋結合版上焊接剪力釘，與前節提到之 WSS 法非常接近，唯一不同之處是作者僅接合在梁端，少了梁柱接頭內箍筋過密的問題，梁箍筋也不同於 Bai[37]等人焊接在預埋接合版上，Qu[39]使用 135° 彎鉤來避開預埋之接合版，如圖 2-40 (b)。作者共設計了五組試體進行類似反覆側推之試驗，其試驗配置如圖 2-41，五組試體分別為無 BRB 混凝土梁、PT 法、EB 法、PT 法 + DC、EB 法 + DC。

試驗結果證實若沒有塑鉸控制，梁端的破壞會十分明顯且影響其變形能力。有做塑鉸控制之對照組則可以良好的將破壞區控制在接合以外，避免 BRB 被孤立之情況發生。

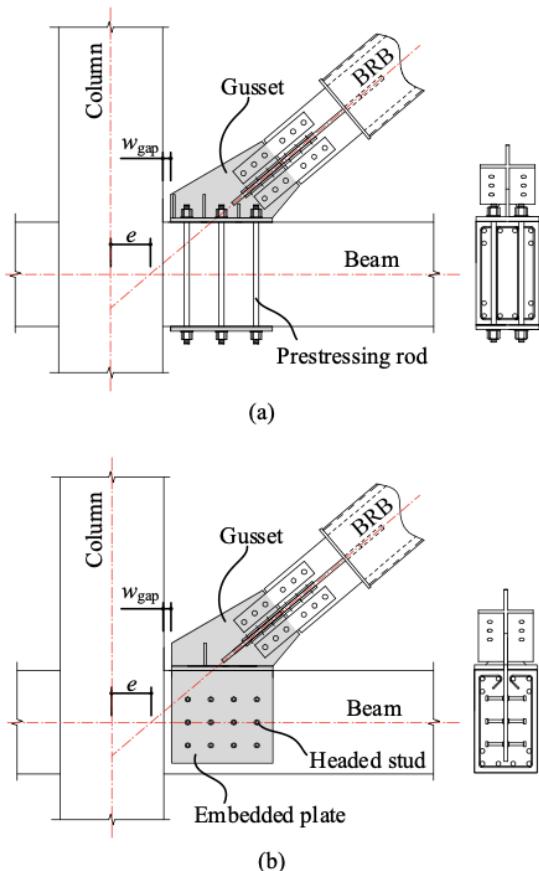


圖 2-40 無束制支撐 (a) 預力螺桿；(b) 嵌入式平板[39]

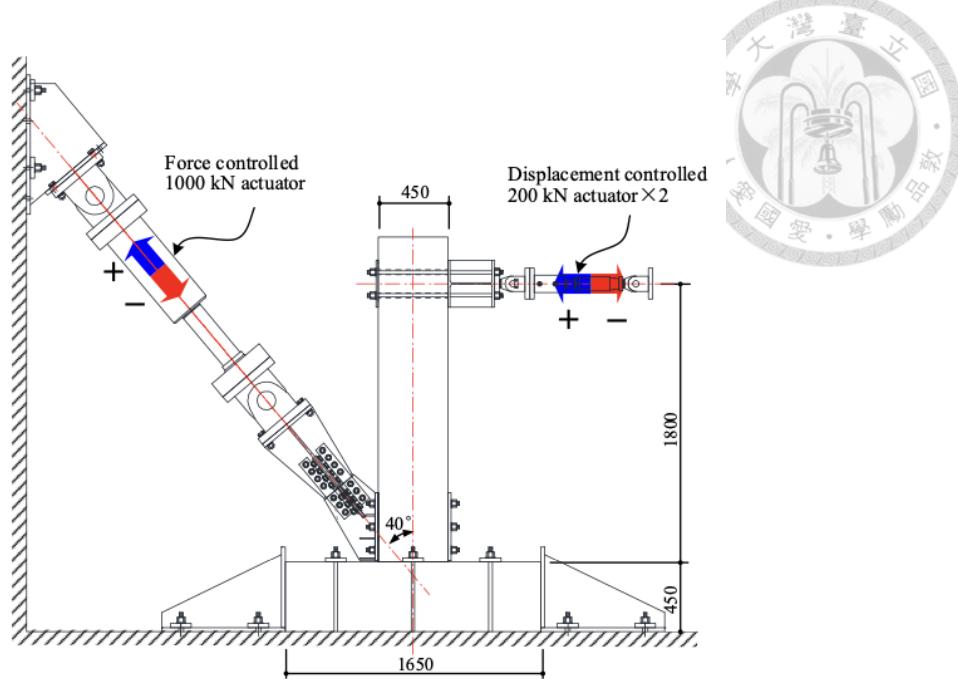


圖 2-41 無束制支撐試驗配置[39]

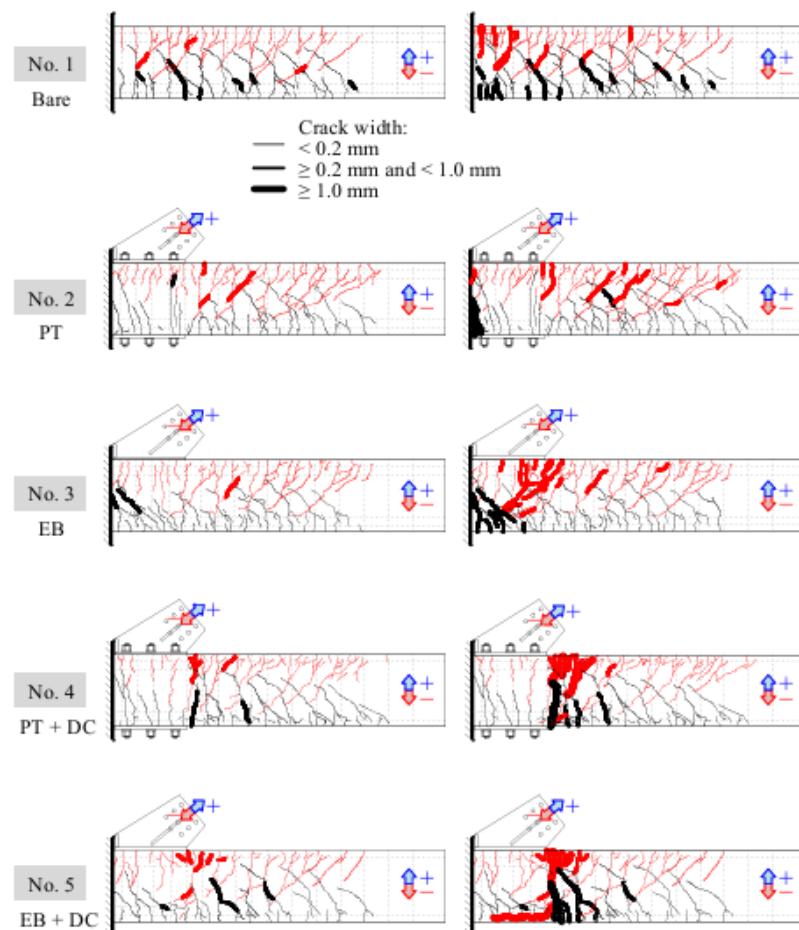


圖 2-42 五組試體破壞模式[39]



王映捷[40]參考 Qu 等人之實驗設計，結合過往研究群學長們對鋼纖維混凝土性質之了解，將 BRB 與 RC 梁之接合段改為鋼纖維混凝土，以探討添加鋼纖維後之力學性質。他設計了四座試體，分別為添加鋼纖維與否和是否有 BRB 斜撐，預期實驗之破壞討論，本研究亦將參考王映捷所適用之分析方法與設計進行我們實驗之規劃設計。



第三章、試驗介紹與分析

3.1 試驗與試體介紹

為探討 BRB 與鋼纖維混凝土構架接合之效益與耐震性能，本研究參考[37]之原型建築，假設一 4 乘 3 跨，七層樓高之辦公大樓，長面之最左和最右兩跨配置單斜向之 BRB，結構物 A 面可清楚觀察 BRB 之配置，如圖 2-36 所示。實驗配置部分亦參考文獻[37]製作一組縮尺鋼纖維混凝土構架試體，進行反覆側推載重試驗。簡化設計過後需在試體柱端施加軸力比(ALR)等於 0.1 作為上層載重之模擬，以符合真實情況之結構行為。

本研究將此實驗做了三大主要改動，以下分述之：

1. 梁柱端之不連續區以及梁柱接頭皆改為鋼纖維混凝土，以大幅減少箍筋密度，同時保有足夠的剪力與圍束能力。
2. 將 BRB 之接合位置從接在梁柱上改為僅接合在梁端，接合方式參考[39]所提出之簡化接合設計，採用類似其文中所述之預力(PT)方式。此舉動有兩個好處，第一，若採取傳統接合在梁柱端之方法，在計算設計流程時需將梁柱開合效應考慮其中，增加設計之流程，因此將接合方式簡化至僅在梁端，以達到使用鋼纖維混凝土簡化 BRB 連接設計之目的。第二，本研究希望未來可以應用在補強工程上面，因此僅接在梁端相較起來在補強上更有優勢。
3. 塑鉸控制，因為接合段僅在梁端，因此接合段在此研究中格外重要，若接合處若有塑鉸產生則會增添許多未知和不可控之破壞和變化，裂縫過大亦有可能使螺桿預拉力失效，因此本研究希望可以參考文獻中[37, 39]之塑鉸控制方法，將梁塑鉸控制在接合版之外。

本節主要針對試體構件之相關尺寸和接合方式詳細介紹，以便在數值軟體中建立模型，相關設計細節與計算參照謝昀庭[謝昀庭 2025]之研究。模型設定與檢核細節會在下節和下章詳述之。



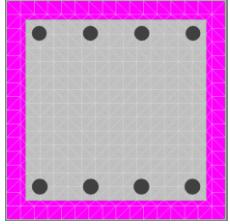
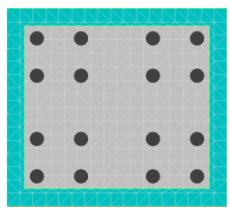
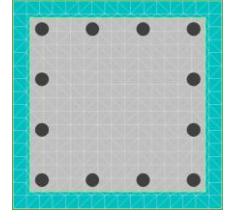
3.1.1 混凝土構件尺寸

由於本試驗為縮尺試驗，故所使用之試體梁長與柱長均為原始構架尺寸之一半。梁斷面尺寸為 500×450 mm，長度為 2000 mm；柱斷面尺寸為 500×500，一樓柱長度為 1680 mm，二樓柱長度為 1720 m。梁柱接頭和梁、柱不連續區皆使用 $f'_c = 42\text{MPa}$ 之鋼纖維混凝土，鋼纖維取代率 V_f 為 1.5%，其餘位置使用 $f'_c = 42\text{MPa}$ 之一般混凝土。詳細配比和設計參照謝昀庭[謝昀庭 2025]之研究，斷面尺寸和主筋配置如表 3-1，梁主筋配置之細部說明則將於後續章節中進一步說明。

箍筋配置則如圖 3-1 所示，由於梁柱接頭及梁端區域皆使用鋼纖維混凝土，能提供剪力強度和圍束需求，因此接頭區域未另設箍筋，梁端則僅配置最小箍筋量。

詳細檢核結果參照謝昀庭[謝昀庭 2025]之研究。

表 3-1 混凝土斷面尺寸及鋼筋配置

Section	f'_c	Section Size(mm)	Reinforcement	
Beam	42	500 × 450	Longitudinal reinforcement : #10 SD420 Transverse reinforcement : #4 SD420	
D-Region Beam	42	500 × 450	Longitudinal reinforcement : #10 SD420 Transverse reinforcement : #4 SD420	
Column	42	500 × 500	Longitudinal reinforcement : #10 SD420 Transverse reinforcement : #4 SD420	

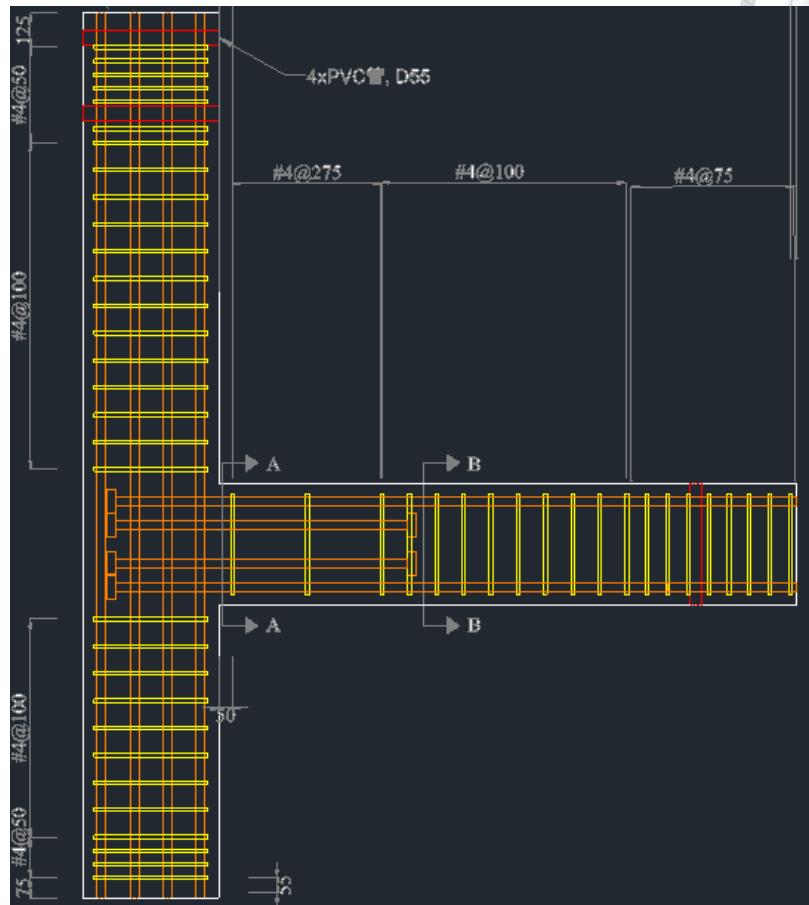


圖 3-1 箍筋配置

3.1.2 BRB 構件尺寸

本試驗使用槽接式挫曲束制支撐，與[31, 32]等人使用之 BRB 形式類似，因此在相關力學行為上參考文獻中之計算方式。其中核心段為單板，接合段為十字形斷面，外鋼管為方形，核心段降伏應力為 600MPa。由於試體為縮尺試驗，因此 BRB 之長度亦為原長之一半，約為 1651mm，詳細尺寸細節以及相關參數如下表：

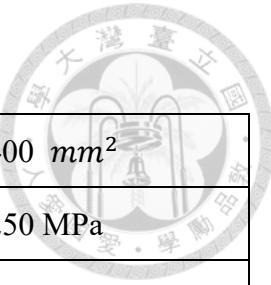


表 3-2 BRB 參數

Yield region cross-sectional area	A_c	2400 mm ²
Steel yielding strength	F_y	250 MPa
Material overstrength factor	R_y	1.3
Strain hardening factor	ω	1.5
Compressive strength adjustment factors	β	1.15
Axial yielding strength	P_y	600 kN
Estimated Maximum compression	P_{max}	1345.5 kN
Estimated Maximum tension	P_{max}/β	1170 kN

其中，BRB 設計須滿足以下檢核：

外鋼管挫曲檢核：

$$I_{sc} \geq \frac{P_{max} L_{sc}^2}{\pi^2 E} \quad \text{式 3-1}$$

接合段受拉保持彈性檢核：

$$\phi A_j F_y R_y \geq P_{max}/\beta, \phi = 0.9 \quad \text{式 3-2}$$

接合段受壓強度檢核：

$$\phi \times \min\left[\frac{\pi^2 E I_{yj}}{4(L_j + \delta)^2}, A_j F_y R_y\right] \geq P_{max} \quad \text{式 3-3}$$

其中， $\phi = 0.9$ ， I_{yj} 為核心元件接合段向隅板面外撓曲之斷面慣性矩， L_j 為外鋼管端部至梁柱交會之工作點的距離， δ 為 BRB 受壓核心應變量達 4% 之壓縮量。

BRB 接合處焊接接合

$$\phi(0.707T_w) \times (4L_w + D_j) \times (0.6F_{exx}) \geq P_{max}, \phi = 0.75 \quad \text{式 3-4}$$

其中， L_w 為焊接長度， D_j 為核心接合段高度，接合之填角鋸尺寸 T_w 採 0.8 倍核心版厚 t_c ， F_{exx} 為焊材之張力強度。

詳細檢核結果參照謝昀庭[謝昀庭 2025]之研究。



3.1.3 接合方式

本研究參考[39]之無束制支撐進行設計，僅將 BRB 固定於梁端不連續區域，避免與柱產生直接接觸。接合細節亦類似其文中所採用之預力接合方式，於試體灌漿前預先製作上下鋼板並將鋼套管焊接其上，如圖 3-2。

鋼套管採雙排配置，每排設置三個，合計可容納六支螺桿。灌漿時將焊接鋼套管之鋼構組件一併嵌入模板，使鋼板和鋼套管與混凝土產生良好握裹作用。待混凝土達預定強度後，放置六根螺桿在套管中並對螺桿施加預拉力，使上下鋼板透過鋼套管穩固緊貼於混凝土表面，完成接合。



圖 3-2 預埋鋼套管和上下鋼版

此接合方式之關鍵在於混凝土之預拉力需足以讓 BRB 之接合在反覆位移中維持穩定，不會有鬆脫滑動等情況發生，預期之力學行為如圖 3-3。將 BRB 之作用力分解為垂直力與水平力，利用螺桿之預拉力抵銷 BRB 垂直力，水平力則用預力所造成之鋼板與混凝土摩擦力抵銷，摩擦力計算方式如下式：



$$\mu(P_o - P_{BRB} \sin 42^\circ) > P_{BRB} \sin 42^\circ$$

其中，

P_{BRB} ：BRB 之軸力

P_o ：預拉力值

μ ：摩擦係數，鋼與混凝土介面本試驗取 0.3 至 0.4。

若帶入前節所得之 BRB 極限軸拉力，可得預拉力最少須 65tf 方可使摩擦力抵銷水平力。

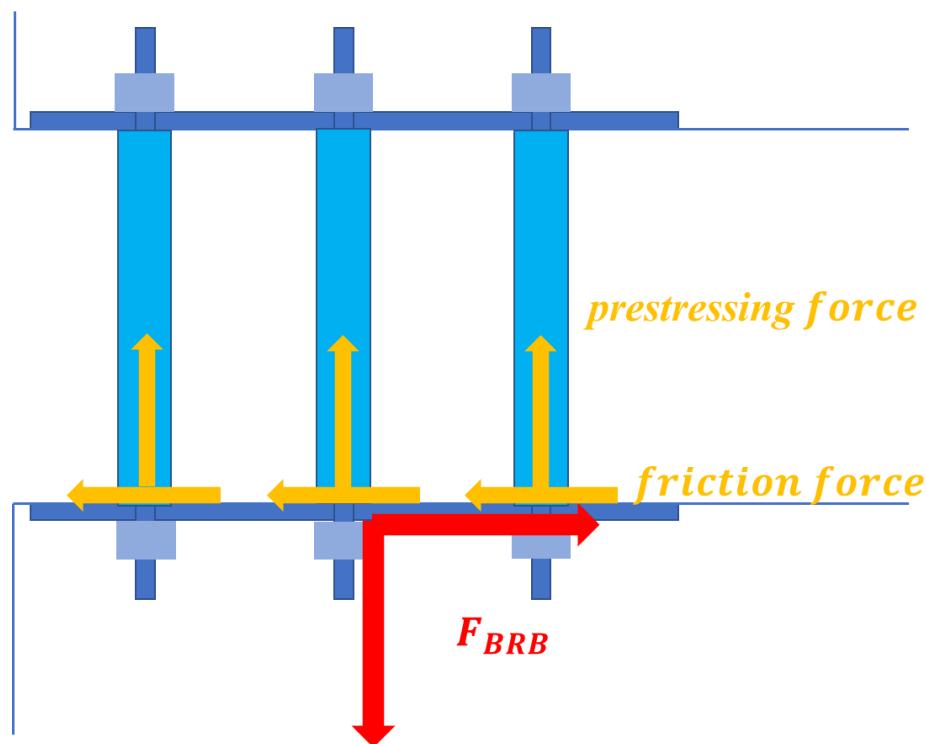


圖 3-3 接合處力學行為(紅色力為 BRB 軸力，橘色為鐵件提供之反力)

3.2 SAP2000 結構分析模型介紹與方法

3.2.1 模型介紹

依照 3.1 節所述之構件斷面尺寸與配筋配置，本研究在 SAP2000 中建立結構模型，以分析反覆側向載重試驗之結構行為。模型如圖 3-4 所示。根據實際實驗架設，此模型使用二維框架 2D Frame 進行分析，梁柱連線皆依據實體構件之幾何中心線建立。



如圖 3-5，模型中以一段剛性連結 rigid link 模擬 BRB 接合板之效果，該剛性連結配置於 BRB 與梁接合的實際位置。梁構件分為兩段，分別為 BRB 接合區域之內部段 (10-1) 與外部段 (4-1)，以利精確觀察梁之最大彎矩位置與塑鉸形成位置，進而掌握彎矩分布與非線性行為於構件中之情形。其餘桿件標號 6-1、7-1、8-1 為梁柱接頭段，接假設為剛性；1-1、2-1 為下層柱和上層柱；5-1 為 BRB。

柱底 Hinge 為試驗中實際 Hinge 之位置，BRB 底部 Hinge 為試驗中 BRB 與底板上之接合版接合處，以符合真實邊界條件。為更精確觀察梁之最大彎矩位置及塑鉸可能形成位置，分析模型中將梁構件劃分為兩段桿件進行模擬。此劃分有助於提升結果解析度，並可更清楚掌握彎矩分布與非線性行為於構件中的發展情形。

為進一步說明模型中材料、斷面與力量之設定，將於接續各小節中詳述。

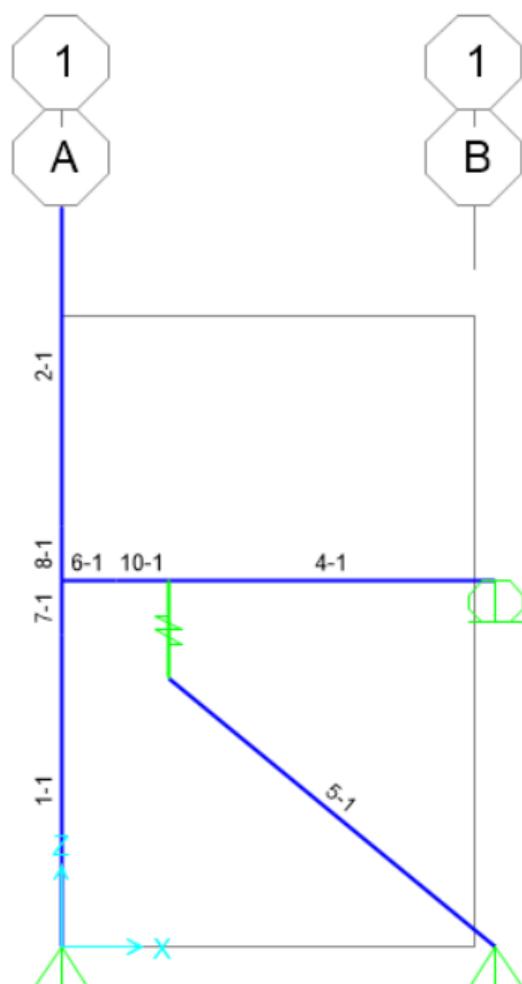


圖 3-4 SAP2000 模型



3.2.2 材料設定

材料根據實驗設定，混凝土使用 $f'_c = 42 \text{ MPa}$ 之混凝土，鋼筋使用 SD420W 之 #10 與 #4。特別的是，在 BRB 的材料模擬上，本研究使用 SAP2000 中內建之 Steel 材料，並將已知 BRB 的降伏強度和極限抗拉強度輸入，詳細設定如下圖所示。

The figure consists of three side-by-side screenshots of the SAP2000 'Material Property Data' dialog box.

Left Dialog (Concrete Properties):

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: C42
 - Material Type: Concrete
 - Material Grade: fc 6000 psi
 - Material Notes: Modify>Show Notes...
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 23.5631
 - Units: KN, m, C
 - Mass per Unit Volume: 2.4028
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus Of Elasticity, E: 24855578.
 - Poisson, U: 0.2
 - Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06
 - Shear Modulus, G: 10356491.
- Other Properties For Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, fc: 42000.
 - Expected Concrete Compressive Strength: 42000.
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: [empty]

Middle Dialog (Rebar Properties):

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: SD420W
 - Material Type: Rebar
 - Material Grade: Grade 60
 - Material Notes: Modify>Show Notes...
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 76.9729
 - Units: KN, m, C
 - Mass per Unit Volume: 7.849
- Uniaxial Property Data:**
 - Modulus Of Elasticity, E: 1.999E+08
 - Poisson, U: 0.3
 - Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05
 - Shear Modulus, G: [empty]
- Other Properties For Rebar Materials:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: 447200.
 - Minimum Tensile Stress, Fu: 659400.
 - Expected Yield Stress, Fye: 447200.
 - Expected Tensile Stress, Fue: 659400.

Right Dialog (BRB Properties):

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: BRB
 - Material Type: Steel
 - Material Grade: Grade 50
 - Material Notes: Modify>Show Notes...
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 76.9729
 - Units: KN, m, C
 - Mass per Unit Volume: 7.849
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus Of Elasticity, E: 1.999E+08
 - Poisson, U: 0.3
 - Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05
 - Shear Modulus, G: 76903069.
- Other Properties For Steel Materials:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: 25000.
 - Minimum Tensile Stress, Fu: 48054.
 - Expected Yield Stress, Fye: 25000.
 - Expected Tensile Stress, Fue: 48054.

圖 3-5 模型材料設定



3.2.3 斷面設定

斷面設定依據表 3-1 進行設定，詳細設定如下圖。

S Rectangular Section

Section Name: BEAM
Section Notes: Modify/Show Notes...

Dimensions:
Depth (t3): 0.45
Width (t2): 0.5

Material: C42
Property Modifiers: Set Modifiers...

Concrete Reinforcement...

OK Cancel

S Reinforcement Data

Rebar Material:
Longitudinal Bars: SD420W
Confinement Bars (Ties): SD420W

Design Type:
 Column (P-M2-M3 Design)
 Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center:
Top: 0.04
Bottom: 0.04

Reinforcement Overrides for Ductile Beams:
Left: Top 2. Bottom 2.
Right: Top 2. Bottom 2.

OK Cancel

(a)

S Rectangular Section

Section Name: BEAM
Section Notes: Modify/Show Notes...

Dimensions:
Depth (t3): 0.45
Width (t2): 0.5

Material: C42
Property Modifiers: Set Modifiers...

Concrete Reinforcement...

OK Cancel

S Reinforcement Data

Rebar Material:
Longitudinal Bars: SD420W
Confinement Bars (Ties): SD420W

Design Type:
 Column (P-M2-M3 Design)
 Beam (M3 Design Only)

Reinforcement Configuration:
 Rectangular
 Circular

Confinement Bars:
 Ties
 Spiral

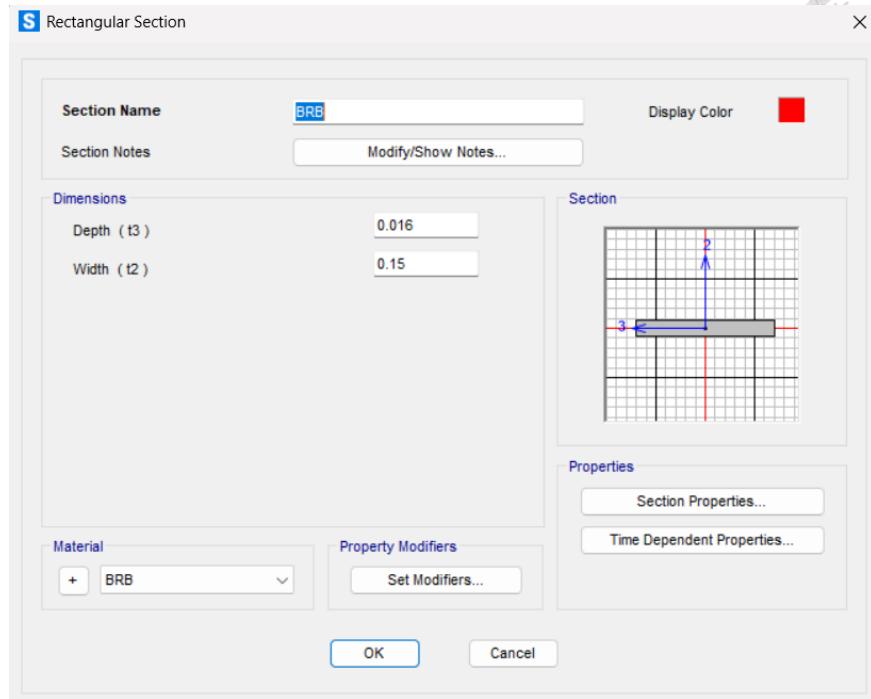
Longitudinal Bars - Rectangular Configuration:
Clear Cover for Confinement Bars: 0.04
Number of Longit Bars Along 3-dir Face: 4
Number of Longit Bars Along 2-dir Face: 4
Longitudinal Bar Size: #10

Confinement Bars:
Confinement Bar Size: #4
Longitudinal Spacing of Confinement Bars: 0.1
Number of Confinement Bars in 3-dir: 4
Number of Confinement Bars in 2-dir: 4

Check/Design:
 Reinforcement to be Checked
 Reinforcement to be Designed

OK Cancel

(b)



(c)

圖 3-6 斷面設定 (a)梁 (b)柱 (c)BRB

3.2.4 塑鉸設定

考量試驗設計中避免混凝土於 BRB 接合處產生塑性鉸的需求，故在模型之梁塑鉸配置上，僅於 BRB 接合板外側的梁段設置，不考慮接合區混凝土提前破壞情形。柱端塑鉸則配置於梁柱接頭外緣，以模擬實體構件中可能發生的彎矩集中區域；BRB 則在桿件中央設置塑鉸，模擬其受拉壓循環下之疲勞行為。詳細構架塑鉸配置如圖 3-7 所示。

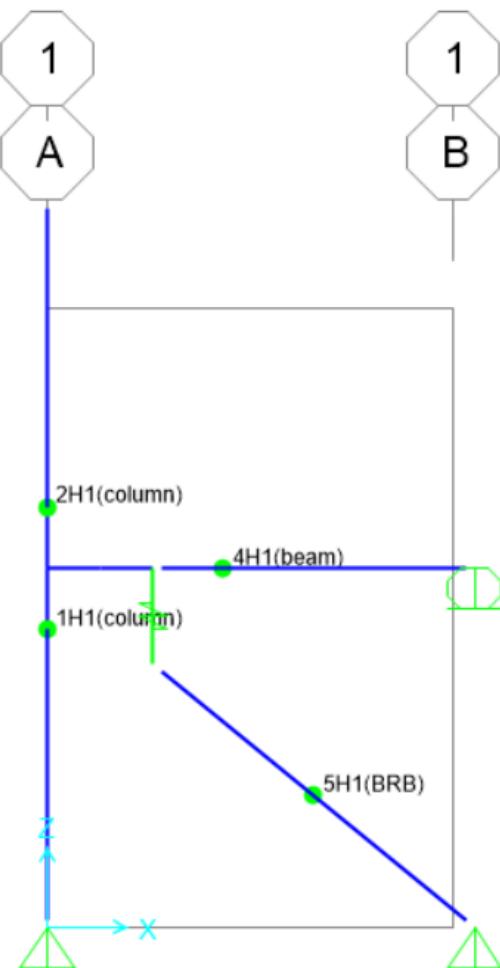


圖 3-7 塑鉸配置

本節將詳細介紹塑鉸中的參數是如何設定，以下針對各桿件分述之。

3.2.4.1 梁塑鉸設定方法

梁構件所採用之塑鉸類型為混凝土 M3 彎矩塑鉸。為提升數值模擬之準確性，本研究利用 XTRACT 斷面分析軟體對梁斷面進行彎矩-曲率 (Moment-Curvature) 分析，取得其非線性行為之曲線，再利用此曲線繪製背骨曲線 (Backbone Curve)。並以背骨圖作為 SAP2000 中塑鉸之輸入依據，至此完成梁端塑鉸參數之設定。相關步驟將於下文詳述。

首先將梁端斷面與材料特性輸入 XTRACT 模型中，梁材料相關參數設定如圖 3-8 至圖 3-12 所示。鋼筋使用直拉試驗之真實實驗結果以符合實驗之真實情形，混凝土部分則使用 XTRACT 模型中內建之 42 MPa 混凝土，並輸入本研究相關鋼筋量以得模型之預測值。

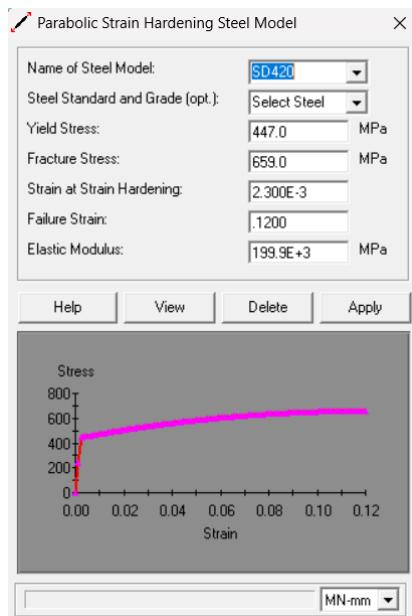


圖 3-8 SD420W 鋼筋材料參數設定



圖 3-9 梁未圍束保護層混凝土參數

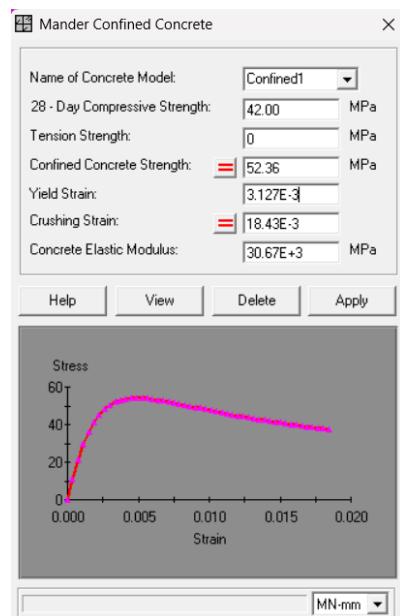


圖 3-10 梁圍束混凝土參數

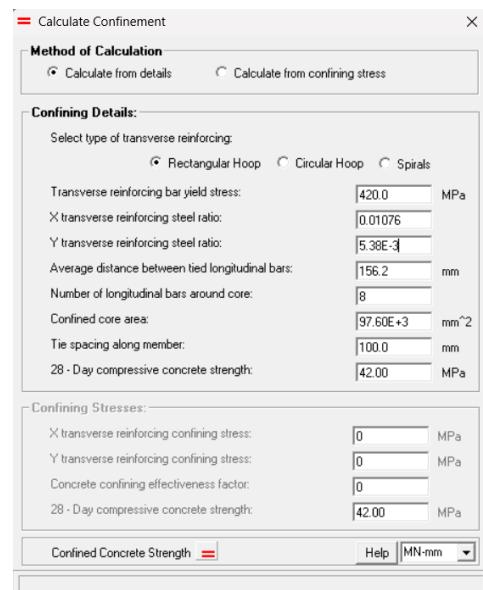


圖 3-11 詳細參數設定

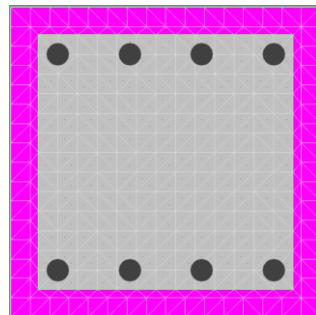


圖 3-12 梁 XTRACT 斷面設定

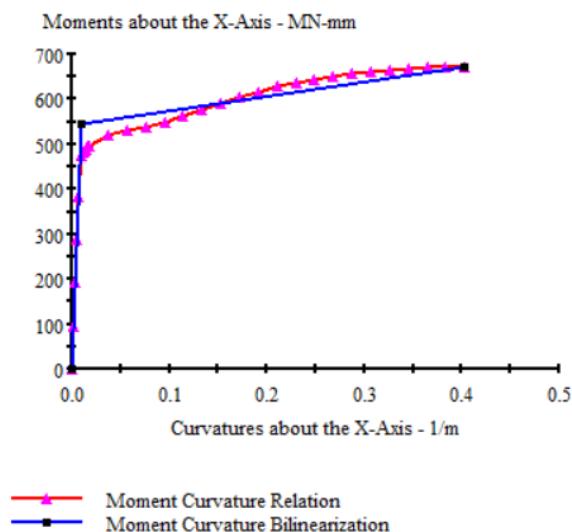


圖 3-13 梁彎矩-曲率圖

XTRACT 模型得到之彎矩-曲率曲線如圖 3-13，降伏強度為 547MPa，降伏應變為 0.01047 1/m；極限強度為 672.2MPa，極限應變為 0.4032 1/m。

得到彎矩曲率曲線後，須利用此曲線繪製出梁之背骨曲線，如圖 3-15。繪製方法為預先抓出彎矩曲率曲線之極限應力、極限應變、降伏應力、降伏應變，並計算應力和應變之極限與降伏之比值。以梁為例，背骨曲線中假設降伏應力為 1，如圖 3-15 中 B 點，此時由於極限應力和降伏應力比值為 1.229，故將極限應力輸入為 1.229，如圖中 C 點，殘餘應力之 D 點與 E 點則依前述點略為估算，至此畫完梁塑鉸之背骨曲線。

破壞模式的部分 SAP2000 則內建三種不同塑鉸階段供使用者設定，分別為 Immediate Occupancy(IO)、Life Safety(LS)、Collapse Prevention(CP)，此三段區間之



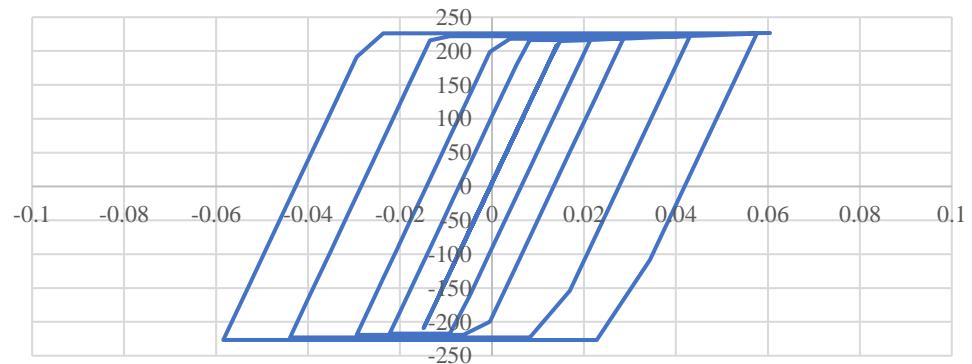
計算方法為將極限應變和降伏應變相減以得到降伏應變至極限應變之間距，再將這段間距均分為三段以得到 IO、LS、CP 之對應應變，並將降伏應力和極限應力內差得到其應力值。舉例而言，梁塑鉸之設定即為極限應力和降伏應力內差三個點以得到對應之應力值。

在遲滯迴圈行為模擬部分，SAP2000 提供七種不同的遲滯迴圈曲線型態可供選擇，包含 Isotropic、Kinematic、Takeda、Pivot、Concrete、BRB Hardening 與 Degrading 模型。為了探討何種模型能更貼近混凝土實際的遲滯迴圈行為，本研究首先建立一空構架模型，施加反覆側向載重後，繪製出其遲滯迴圈曲線，如圖 3-14 所示。

由圖可觀察到，Isotropic、Kinematic 以及 Degrading 等模型，其遲滯迴圈形態呈方正狀態，未能表現出混凝土特性，較適合應用於鋼結構。Takeda 模型能夠清楚顯示混凝土卸載剛度的特性，但卻無法呈現針縮效應，導致在非線性消能行為的模擬上存在誤差；而 Concrete 模型的卸載剛度表現不明顯，每次卸載均可回到原始力量位置，顯得過於理想化，難以合理描述混凝土實際的行為。相對地，Pivot 模型在卸載剛度及針縮效應方面皆能良好擬合試驗現象，且其遲滯迴圈曲線飽滿，適合作為混凝土構件之非線性分析模型。因此本研究選擇 Pivot 模型模擬混凝土非線性行為，在 Pivot 模型相關參數 α 、 β 的設定上，則依照[38]提出之式 2-111 至式 2-114 計算。將彎矩曲率曲線和本研究計算之 Pivot 參數帶入後，則完成模型塑鉸之設定，其相關之設定詳見圖 3-15。

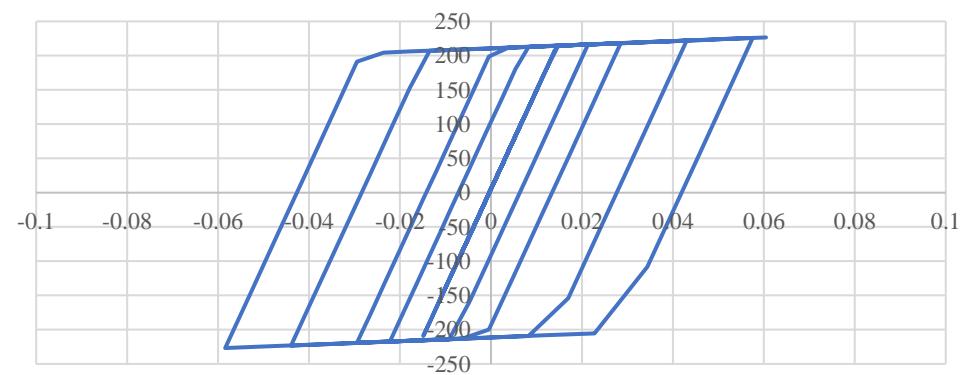


ISOTROPIC



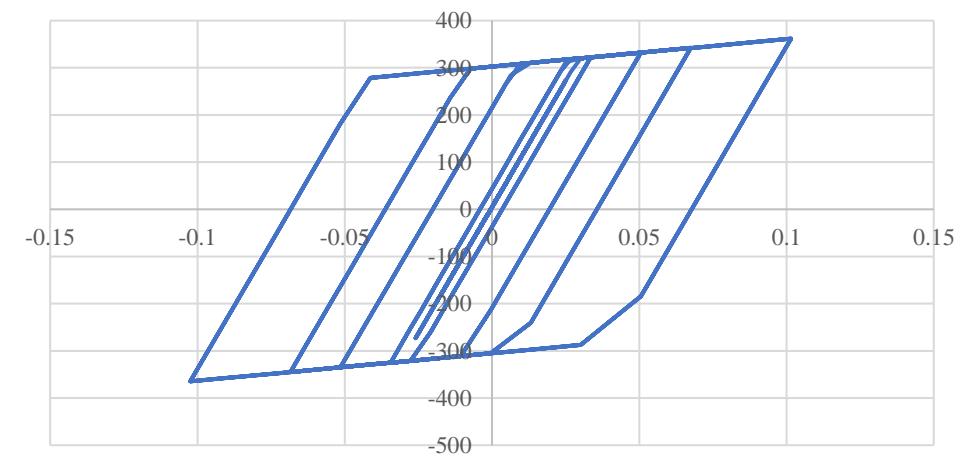
(a)

KINEMATIC



(b)

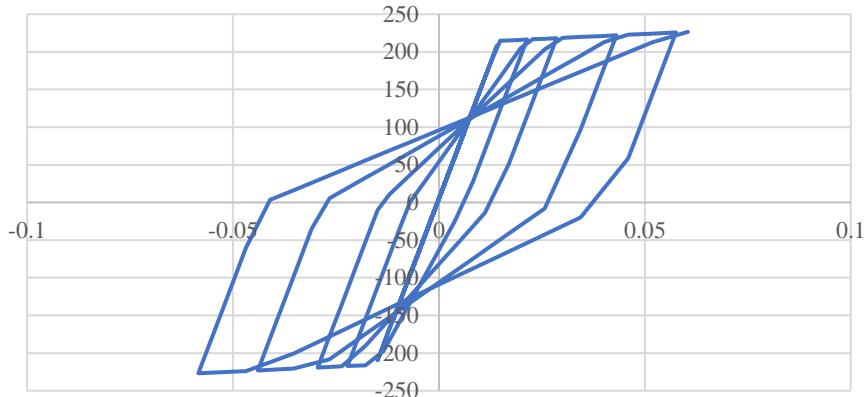
Degarding



(c)

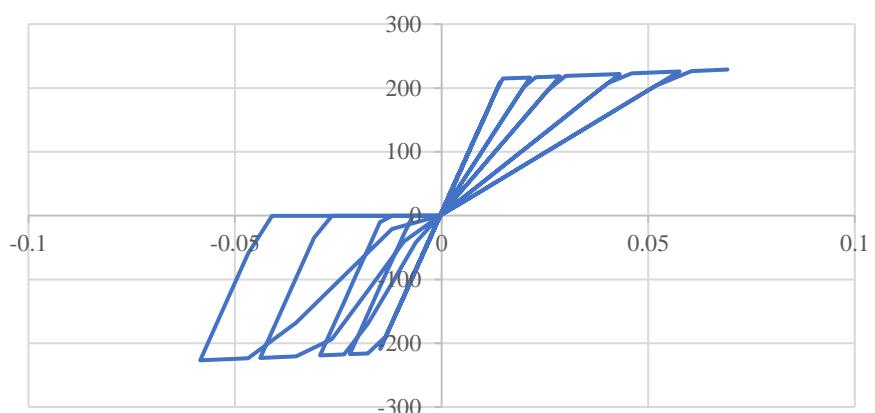


TAEKDA



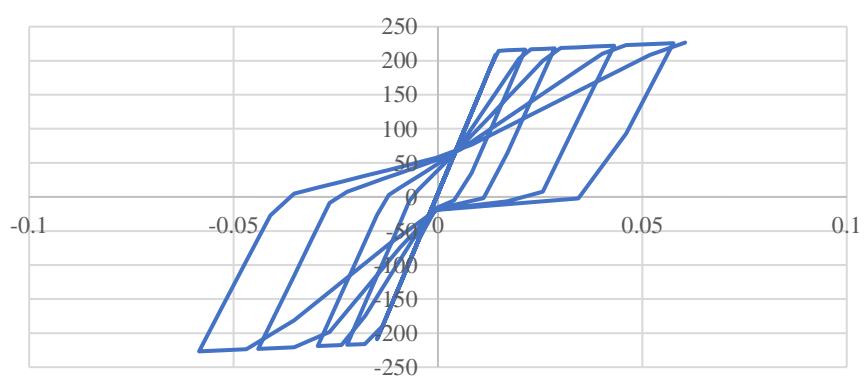
(d)

CONCRETE



(e)

PIVOT



(f)

圖 3-14 混凝土遲滯迴圈比較 (a) Isotropic (b) Kinematic (c) Regarding (d) Takeda
(e) Concrete (f) Pivot

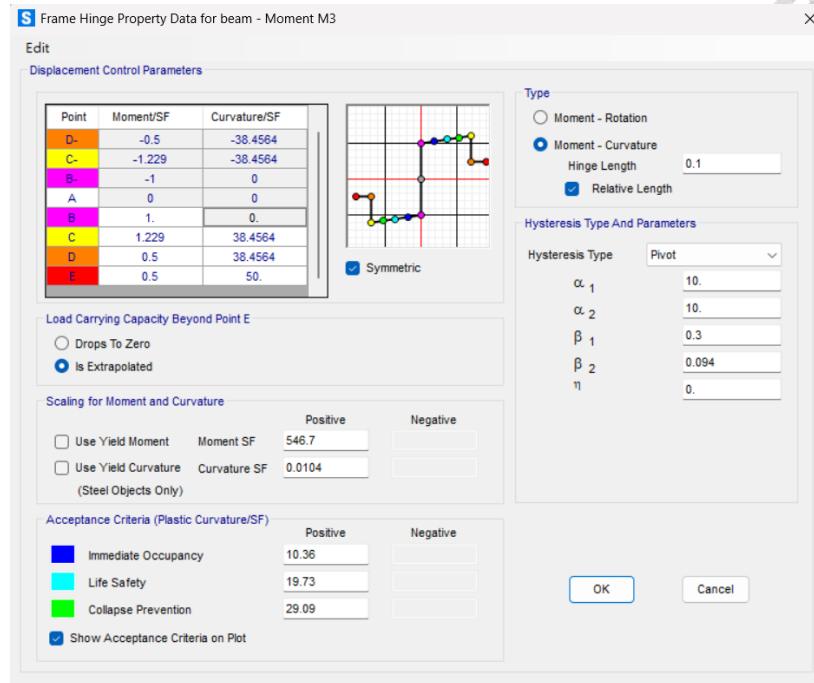


圖 3-15 梁 M3 塑鉸設定

3.2.4.2 柱塑鉸設定

柱構件於試驗中承受軸向壓力約 1080 kN，故本研究於 SAP2000 中採用混凝土 P-M3 塑鉸作為柱端非線性行為之模擬方式。由於 SAP2000 中 P-M3 塑鉸是根據使用者輸入的參考軸力及該軸力下之背骨曲線，自動內插出不同軸力下之對應背骨行為，本研究提供多組代表性軸力以提升模擬準確度，分別為壓力 2160 kN、1080 kN、540 kN 以及拉力 300 kN、600 kN 五組，本研究於塑鉸設定中輸入之軸力值如圖 3-16 所示。

得知背骨曲線的方法近似於梁塑鉸設定步驟，先建立一 XTRACT 柱斷面模型並針對每一代表軸力去放入其中，已得到對應之強度與彎矩曲率曲線，再將計算後之背骨曲線放回 SAP2000 塑鉸設定之中。特別的是，由於柱為軸力彎矩共同作用之桿件，軸力會對此種桿件之彎矩強度造成明顯的影響，又此實驗之二樓柱並無其他支撐，在實驗中近似一懸臂梁桿件，在模擬上若使用一般混凝土，模型易判斷柱塑鉸預先發生在所有破壞之前，是本研究所不樂見的，因此在 XTRACT 模型材料設定上應將鋼纖維混凝土之實際力學行為一併考慮，使用鋼纖維混凝土抗拉強度和其等效圍束效果。

在 XTRACT 中模擬鋼纖維混凝土材料非線性行為需在材料設定上使用 User defined，輸入實際鋼纖維混凝土之應力應變曲線。本研究抗拉強度在模型設定上使用[13]之直拉試驗數據，抗壓強度則使用 Soroushian and Lee[8]所提出之預測式進行預測，因為其公式在模擬強度 42MPa 之鋼纖維混凝土上相較其他學者有較優異的發揮。圍束行為則透過 TR 值的轉換計算出鋼纖維混凝土之等效 TR，可得鋼纖維混凝土#4@100mm 之箍筋間距約等於一般鋼筋混凝土#4@60mm。

詳細 XTRACT 設定流程如圖 3-17 至圖 3-20，鋼筋設定上亦為 SD420W 如圖 3-8 所示。SAP2000 塑鉸設定上由於五組軸力設計流程相同，故取軸壓力 1080kN 組別做代表，如圖 3-22 所示。

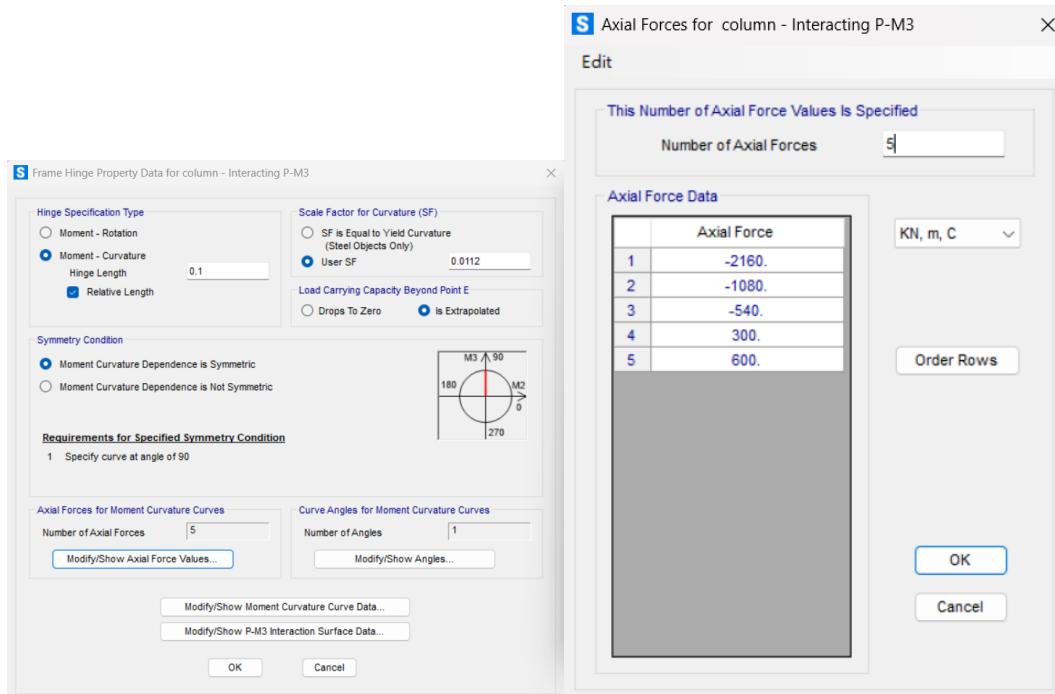


圖 3-16 SAP2000 柱軸力設定

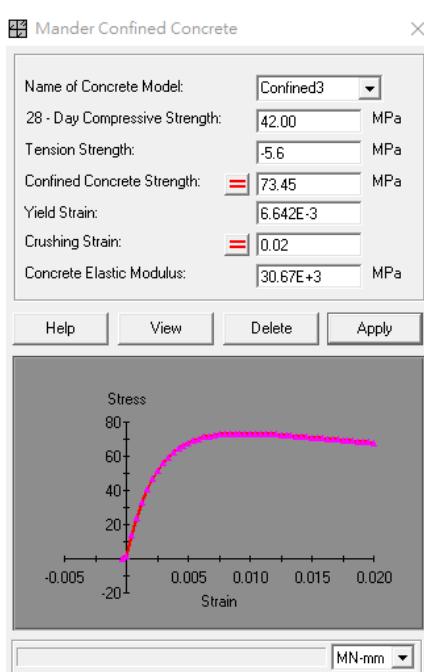


圖 3-17 柱圍束混凝土參數

Calculate Confinement

Method of Calculation:
 Calculate from details Calculate from confining stress

Confining Details:
 Select type of transverse reinforcing:
 Rectangular Hoop Circular Hoop Spirals
 Transverse reinforcing bar yield stress: 420.0 MPa
 X transverse reinforcing steel ratio: 20.78E-3
 Y transverse reinforcing steel ratio: 20.78E-3
 Average distance between tied longitudinal bars: 88.60 mm
 Number of longitudinal bars around core: 12
 Confined core area: 155.4E+3 mm²
 Tie spacing along member: 100.0 mm
 28 - Day compressive concrete strength: 42.00 MPa

Confining Stresses:
 X transverse reinforcing confining stress: 0 MPa
 Y transverse reinforcing confining stress: 0 MPa
 Concrete confining effectiveness factor: 0
 28 - Day compressive concrete strength: 42.00 MPa

Confined Concrete Strength = Help MN-mm

圖 3-18 詳細參數設定

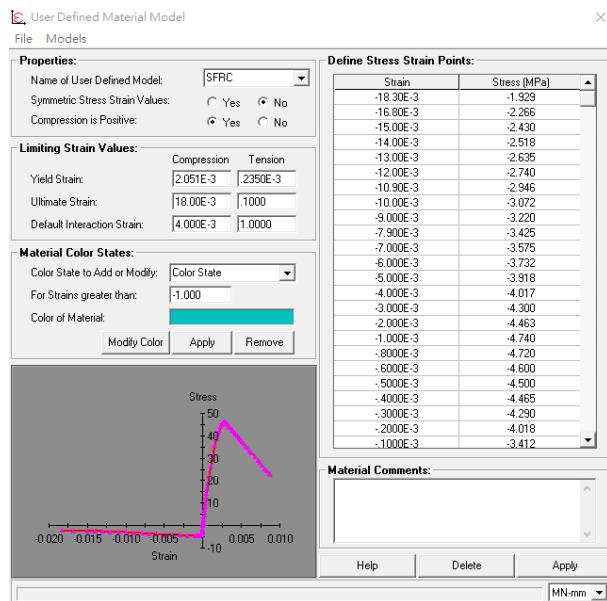


圖 3-19 鋼纖維材料設定[10, 13]

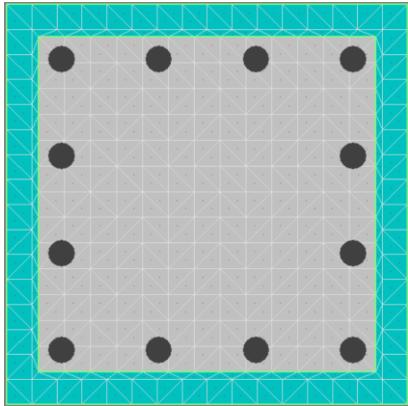


圖 3-20 柱 XTRACT 斷面設定

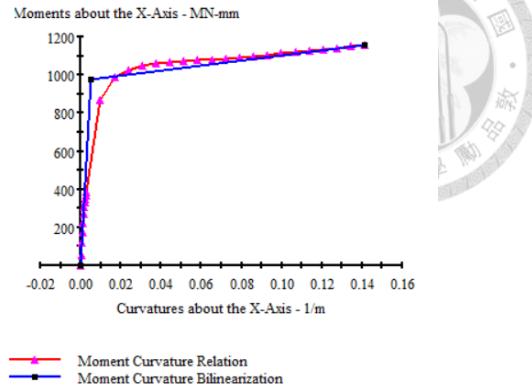


圖 3-21 柱軸壓 1080kN 彎矩曲率圖

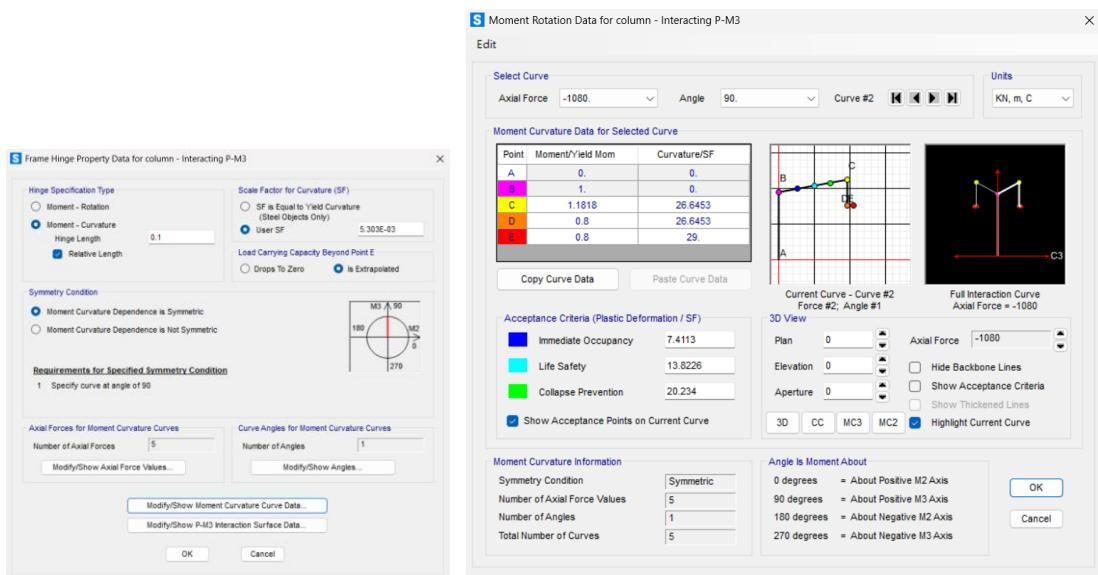


圖 3-22 柱軸壓 1080kN 塑鉸設定

3.2.4.3 BRB 塑鉸設定

於 SAP2000 中建置 BRB 構件之非線性行為時，採用軸力塑性鉸 P，材料部分選用內建之 Steel 材質模型。其背骨曲線依據



表 3-2 BRB 參數進行定義，以反映實際支撐構件之受力與變形行為，唯材料超強因子參考[41]設定為 1.1。

於遲滯行為模擬方面，本研究採用 SAP2000 之 BRB Hardening 模型作為遲滯迴圈形式，仔細參數設定如圖 3-24 所示，應變硬化參數(Hardening factor)參考[31, 32]應設為 1.5，唯 BRB 背骨圖即有估算極限力量和降伏力量之比值，故 1.5 應為背骨圖之比值乘上圖 3-24 之應變硬化參數。其餘 maximum plastic deformation at full hardening、accumulated plastic deformation at full hardening、proportion of accumulated plastic deformation 則參考[41]之參數設定。

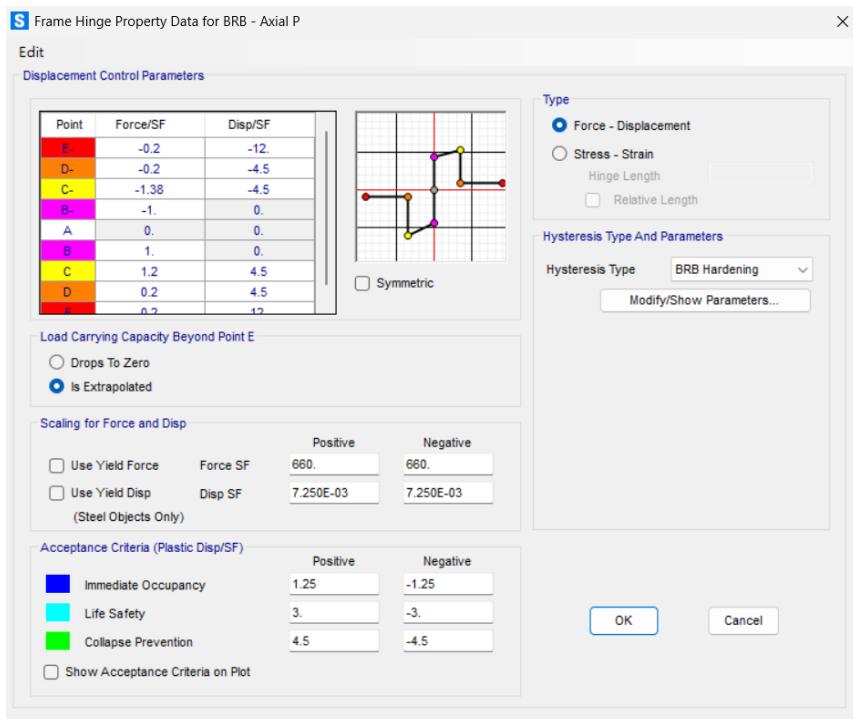


圖 3-23 BRB 塑鉸設定

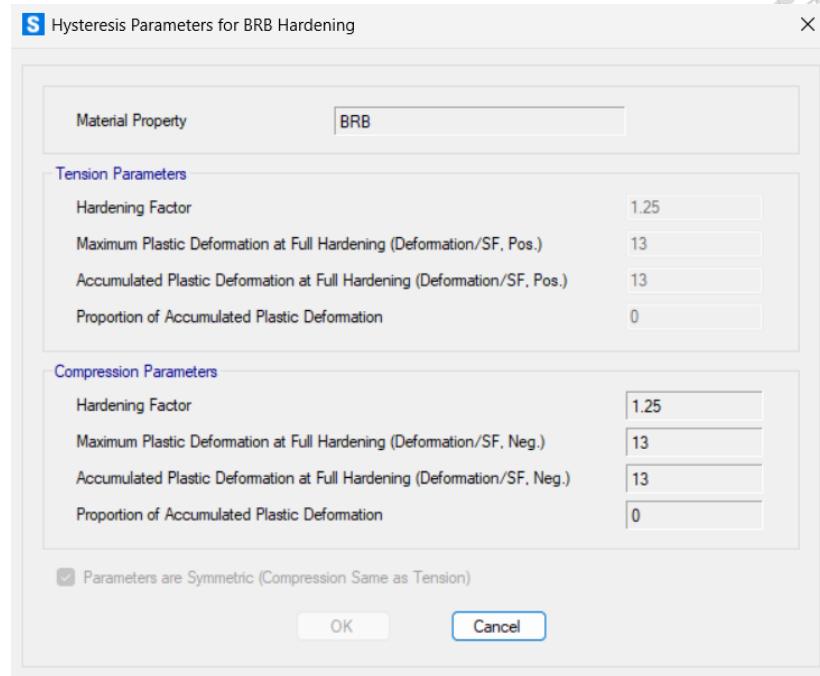


圖 3-24 BRB 相關參數設定

3.2.5 力量設定

如前所述，該試體柱在實驗中承受軸力 1080 kN，故於模型中亦預先施加相同大小之軸向力，以模擬試體真實受力條件。至於反覆側推力之模擬，則依據實際試驗架設情形進行配置，在模型中分別於中間梁位置及柱頂模擬施加側向力，以對應試驗中致動器施力之位置。

此外，側推力假設呈倒三角型分布，當頂部為 1 單位力時，中間層施力比例為 0.49，分別對其施以節點力(joint load)，藉以貼近真實實驗之受力分布情況。

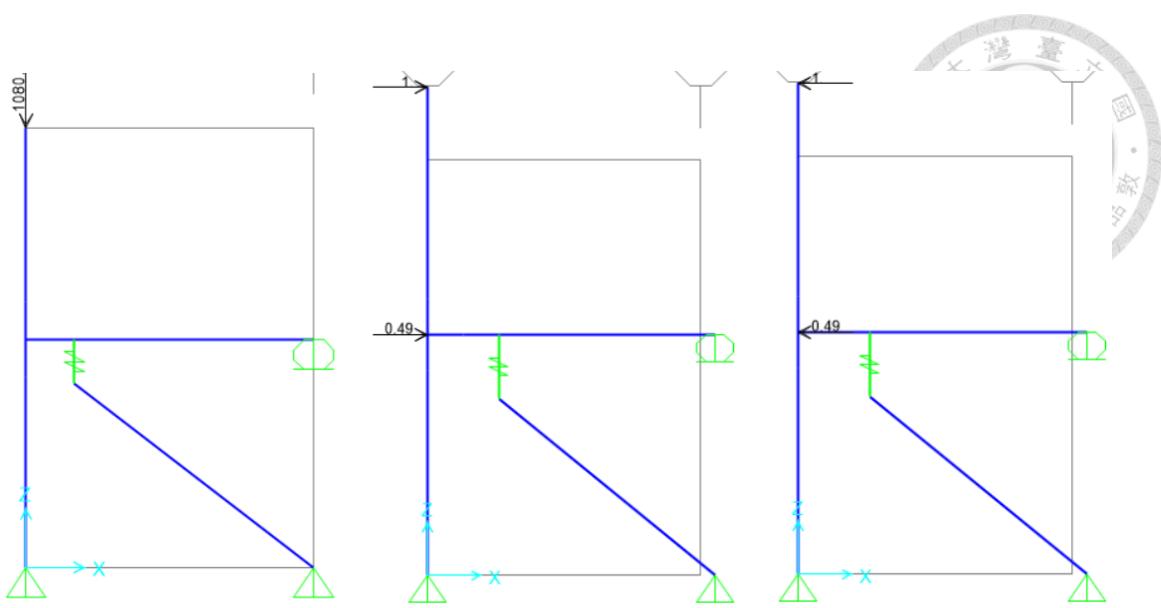


圖 3-25 軸向力加載

圖 3-26 反覆側推力(+)

圖 3-27 反覆側推力(-)

反覆側向加載之詳細程序如圖 3-28 所示。於分析初始階段，首先施加非線性重力載重 (nonlinear gravity)，此步驟同時考慮試體之軸向力及構架自重，以便模擬實際試驗狀況。待重力載重完成並達穩定平衡後，隨即進行反覆側推分析。

側推加載以頂層位移控制方式施加，初始位移控制比為 0.25%，每一迴圈施加三次，並於每次迴圈中再細分為三種力學行為，包括正向側推 (+)、負向側推 (-) 以及回復至原點的行為。為了能夠更精確地掌握構件於受力過程中之反應，每一種加載行為再分割為十個步驟 (step)，以利觀察每一階段內力量及位移的詳細分布，進而判斷構件塑鉸發生及破壞順序。

以 0.25% 位移控制迴圈之負向側推 (-0.25%) 為例，該階段的加載時序係接續於正向側推 (+0.25%) 完成後進行。由於正向側推階段頂層位移達 0.0085 m，故負向側推必須先使頂層由 0.0085 m 回復至原點，並再向負向推移 0.0085 m，因此負向階段總位移需求為 0.017 m。加載路徑及位移控制設定，分別如圖 3-29 與圖 3-30 所示；而每一迴圈的詳細加載分段步驟，則如圖 3-31 所示，模型之模擬迴圈加載至 3%，每個迴圈加載三次，迴圈力總共 72 組。

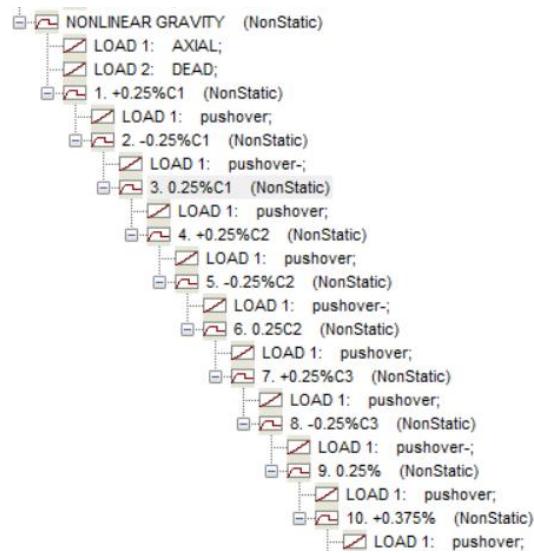


圖 3-28 側推力 load tree(至+0.375%)

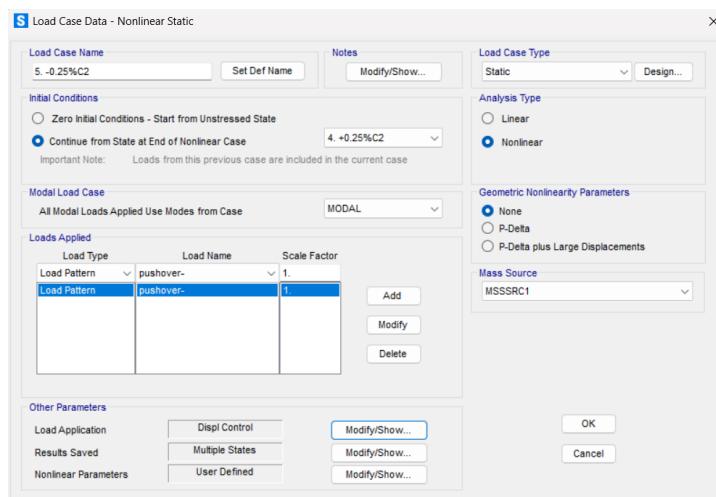


圖 3-29 -0.25%設定

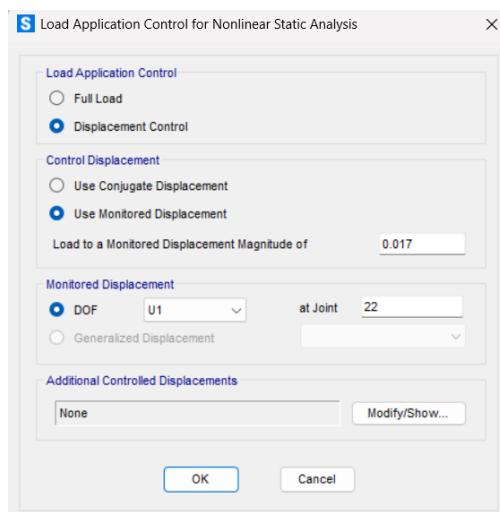


圖 3-30 頂層位移控制設定

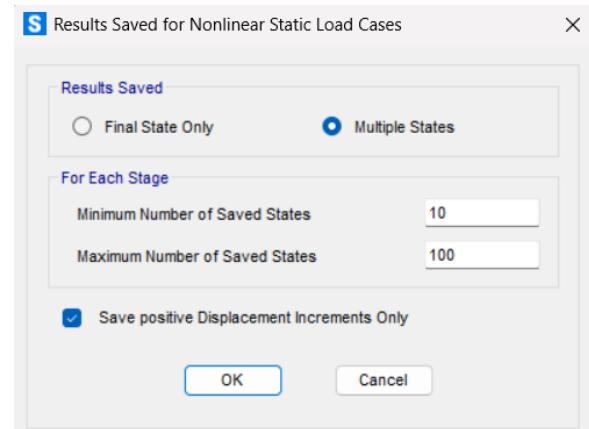


圖 3-31 單一迴圈步數設定



3.3 接合版 Abaqus 模型

為確保結構體於試驗過程中能維持穩定之消能能力，本研究目標希望控制 BRB 接合板於測試過程中不發生破壞。為此，試驗設計中規劃檢核兩種規格接合板，分別為 18 mm 及 18 mm 加加勁版(18mm+ES)，並針對此兩種樣式建立有限元素分析模型進行應力評估，以確認本研究應使用之接合版形式。

本研究採用 Abaqus 軟體進行有限元素模擬，材料性質如圖 3-34 所示，鋼材降伏強度 460 MPa，極限強度 570 MPa。邊界條件方面，模型中接合板上方設定為固定端 (fixed)，其餘邊界不施加約束。載重條件則以試驗中各位移迴圈所對應之最大拉壓軸力作為評估基準，並假設該軸力以均布力作用於 BRB 與接合板之接觸截面。模型中詳細的力量分布及邊界條件配置如圖 3-35 所示。

由於加勁板與接合板接合處易產生不連續斷面，在分割上會遇到許多設定上困難，因此元素方面使用 Tet 元素，以方便切分帶加勁板之複雜模型，詳細元素設定方式如圖 3-36、圖 3-37 所示

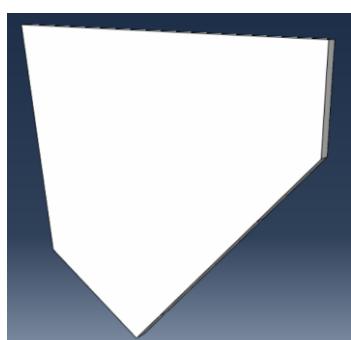


圖 3-32 18 mm 接合板模型

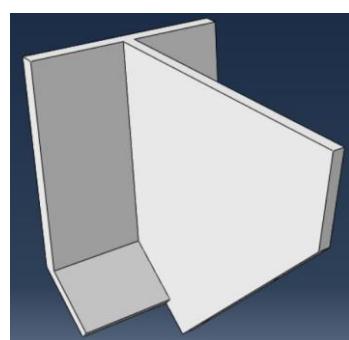


圖 3-33 18 mm 接合板加加勁版模型

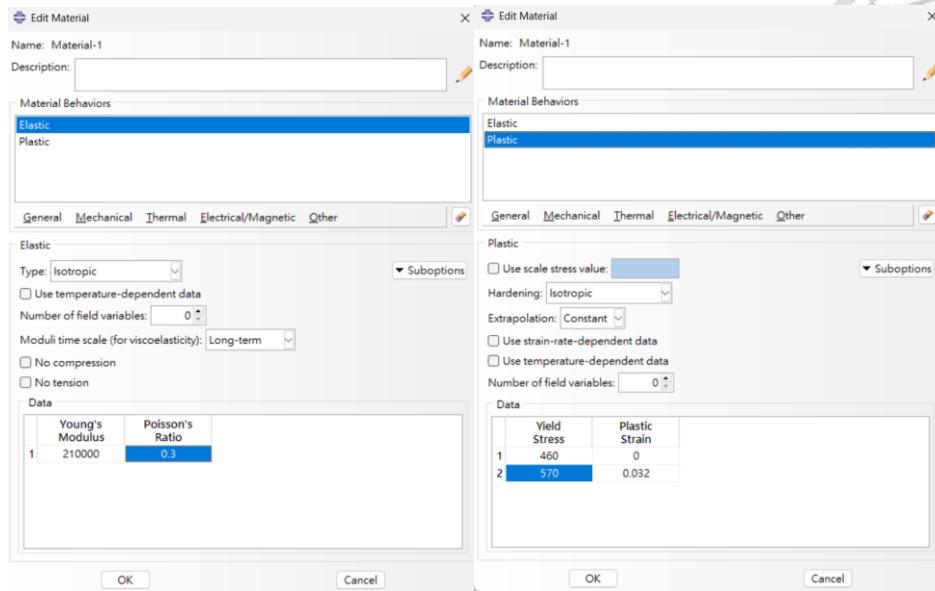


圖 3-34 接合板材料性質

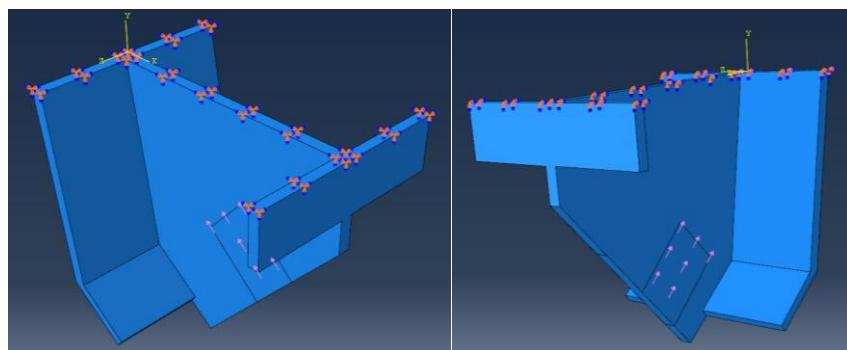


圖 3-35 接合版邊界條件和力量

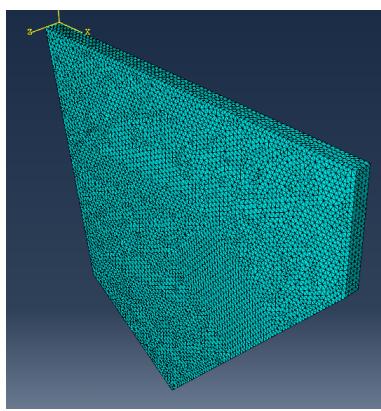


圖 3-36 18 mm Mesh

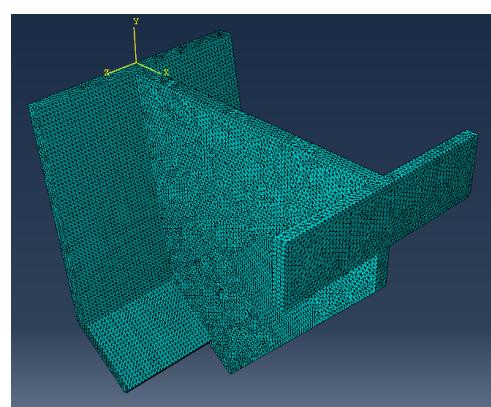


圖 3-37 18 mm+ES Mesh

第四章、模擬分析結果



4.1 SAP2000 實驗分析模型結果

模型設定完畢後，須先藉由模型結果判斷斷面尺寸和鋼筋量是否足夠，以及相關實驗目的是否達成，始能進入模擬結果之討論。本研究之模擬檢核流程如圖 4-1 所示。

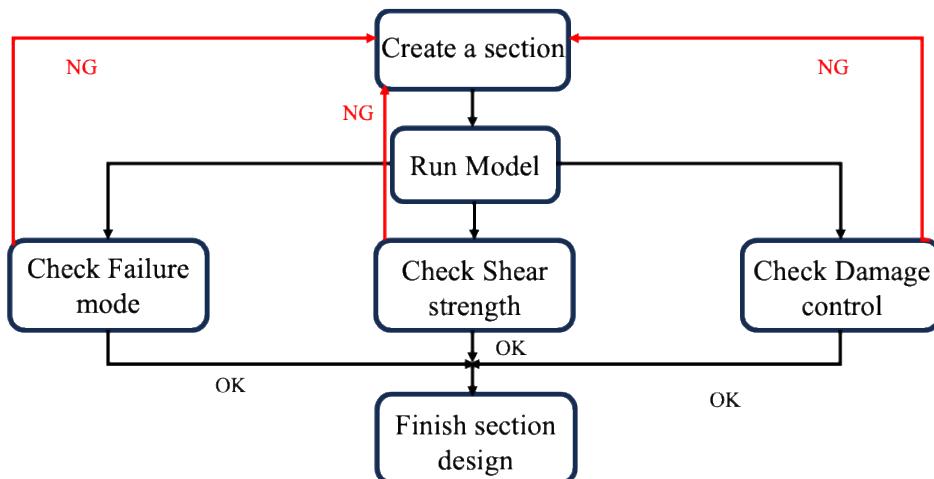


圖 4-1 斷面檢核流程圖

破壞模式部分需確認是否與一般混凝土與 BRB 連接構架相同，BRB 率先降伏，接著為梁端，最後為柱端；塑鉸控制部分需檢核此研究斷面是否可以達到降伏控制目的，使連接段梁保持彈性，外部梁率先降伏；最後需用鋼纖維 SST 流程檢核不連續區之剪力設計是否足夠，以免構架發生非預期中破壞。若以上檢核皆通過則完成斷面之設計，反之則需要重新設計。以下各節針對各項檢核詳述之。

4.1.1 破壞順序

在 SAP2000 之數值模擬中，當構件進入非線性行為後，系統會依據使用者於塑鉸設定中所定義之參數，以不同顏色標示塑鉸狀態，以利判讀。當塑鉸顯示為綠色時，表示該塑鉸已達降伏但尚屬初期階段，構件仍具變形能力；若塑鉸顯示為藍色，則代表該塑鉸已接近其性能極限，可能即將產生嚴重破壞。

此外，為獲取更精確之塑鉸內部力學狀況，本研究同步利用 Display Table 之塑鉸數值，藉此比對塑鉸色彩顯示與表格中力學參數之變化，判斷各構件於受力過



程中之破壞進程是否合理。

綜合模擬結果可觀察到，於 $+0.375\%$ 第一迴圈之 step9 時，BRB 已形成完整塑鉸；於 $+1\%$ 第一迴圈之 step9 時，梁亦產生完整塑鉸發展；而柱構件在進入 3% 位移前，其塑鉸皆未達完全形成，顯示並無非預期之破壞發生。直到進入 3% 第二迴圈後，柱塑鉸始形成。整體而言，本研究之設計能有效確保 BRB 與梁構件率先進入穩定消能機制，同時避免柱構件提前失效，達到預期破壞模式。詳細之破壞順序如下圖 4-2、圖 4-3 所示(以塑鉸點作為參考依據)。

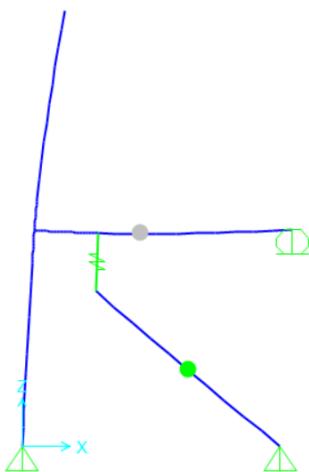


圖 4-2 $+0.375\%$ step9 BRB 塑鉸

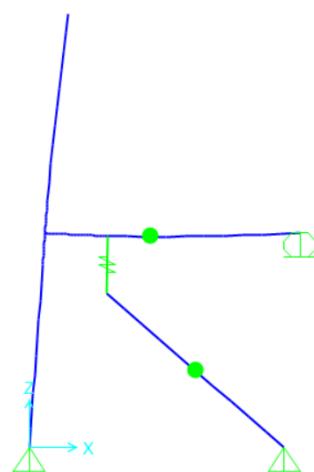


圖 4-3 $+1\%$ step9 外部梁塑鉸

模型中 BRB 在 $+4$ 迴圈 step10 發生嚴重塑鉸(圖 4-4 中藍點)，至此 BRB 失去消能效果，後續之混凝土構架破壞亦難以預測，故不列入參考，因此本研究後續有關本構架之敘述皆指 4% 迴圈以內之數值。

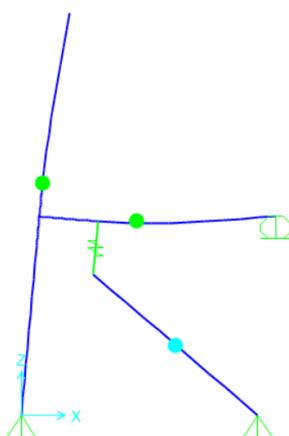


圖 4-4 $+4\%$ step10 塑鉸行為



4.1.2 塑鉸控制

根據梁彎矩分布之觀察可知，BRB 與梁的接合位置會形成一較大的集中彎矩，致使該區域成為梁段彎矩的最大區域。由於 BRB 與梁之接合構造為本研究之核心探討重點，模型設定上亦只有假設梁在接合版外產生塑鉸，因此在設計過程中必須特別檢核接合處的受力行為，避免出現非預期之破壞。

本研究依照表 3-1 之斷面配置預先建立一梁端斷面之 XTRACT 模型，由於梁端為鋼纖維混凝土，因此在混凝土設定方面同柱之設定使用鋼纖維混凝土之應力應變曲線。圍束之混凝土亦按照鋼纖維混凝土 TR 轉換後之值輸入。

又本研究認為 BRB 與梁接合處會因為 BRB 來回拉壓力量使得梁端不連續區有類似柱之軸拉與軸壓行為，在考量降伏彎矩時須將其受軸力之影響一併考量，因此力量行為較為複雜，需特別檢核。

由於本研究之塑鉸控制是希望梁在接合版外產生塑鉸，接合段保持彈性，因此檢核方法為預先觀察模型中梁之預期塑鉸區發生塑鉸之時機，由 4.1.1 可得知接合段外梁之塑鉸約會在 +1% 迴圈之 step9 發生，此時藉由模型中提供之彎矩圖和軸力圖得到接合段梁之軸力和彎矩，並以此軸力輸入 XTRACT 模型，以得到此軸力下接合段梁之降伏彎矩和極限彎矩，若降伏彎矩仍大於模型中讀到之彎矩值，則代表塑鉸控制成功。

詳細檢核步驟如下，已知 +1% 迴圈 step9 是外部梁塑鉸發生點，此時讀取軸力值為軸壓 563.6 kN，對應彎矩為 686.35 kN-m，將此軸力值輸入 XTRACT 模型中，得到 $M_y = 895.9 \text{ kN-m}$ ，遠大於需求之彎矩，塑鉸控制成功。詳細模型操作步驟如圖 4-5 至圖 4-8 所示。

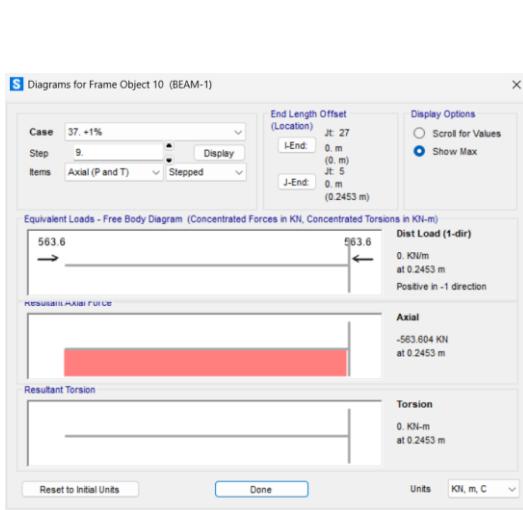


圖 4-5 +1% step9 接合段梁軸力

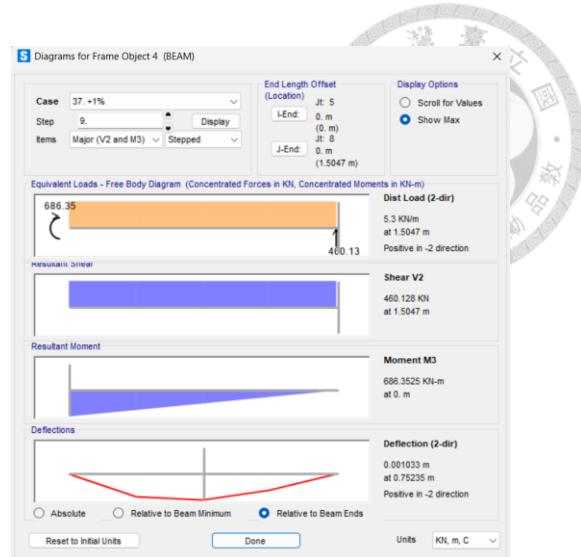


圖 4-6 +1% step9 接合段梁彎矩

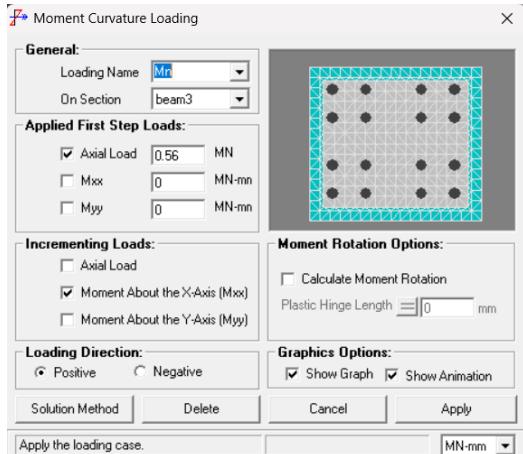


圖 4-7 軸力輸入 XTRACT

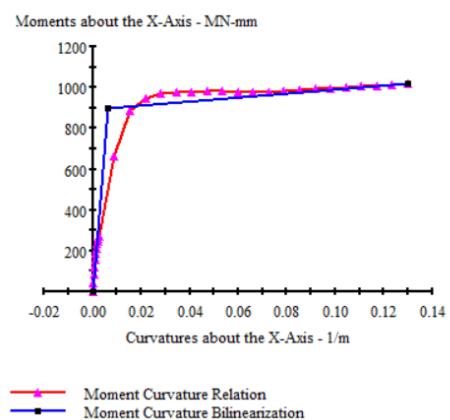


圖 4-8 軸壓力 580kN 彎矩曲率圖

依據上述之分析方法，進一步觀察何時接合版量可能發生塑鉸。針對軸力彎矩共同作用之桿件，當構件處於軸拉狀態時，其降伏彎矩及極限彎矩均相對減小，較易產生塑鉸。因此於模型中選取-3%迴圈之 step10 作為檢核基準，以對應梁構件於模擬中承受最大軸拉力情形下之力量分布，藉此評估接合板於最不利狀況下之塑鉸情形。

接合版梁在-3%迴圈之 step10 之軸拉為 727 kN，對應之最大彎矩為 777.7 kN-m。將此軸拉力放入 XTRACT 模型中，可以發現降伏彎矩 $M_y = 776.7$ kN-m，最大彎矩已經超越降伏彎矩，可以判斷此時接合段梁已經降伏，因此繼續往前檢查-3%迴圈 step9 是否降伏，-3 回圈 step9 之最大彎矩為 752.2 kN-m，尚未達降伏強度，故本研究之模擬結果認為此試驗之接合段梁會在-3%迴圈 step10 降伏。



4.1.3 剪力強度檢核

4.1.3.1 梁柱接頭剪力檢核

梁柱接頭不連續區需求剪力計算如下自由體圖所示。其中本研究試體之梁柱接頭為外部梁柱接頭，故梁端彎矩僅需考慮單邊，即 $M_{pr,B}^+$ ，對應之拉壓力亦僅須採用單邊。因此本研究之取法為使用 SAP2000 中模型最大力量發生迴圈(-3%迴圈之 step10)，讀取此迴圈最靠近梁柱接頭區之梁彎矩值，以此真實值作為 $M_{pr,B}^+$ ，可得 $M_{pr,B}^+ = 670.57 \text{ kN-m}$ ， $T_{pr,B} = C_{pr,B} = 2146.51 \text{ kN}$ 。

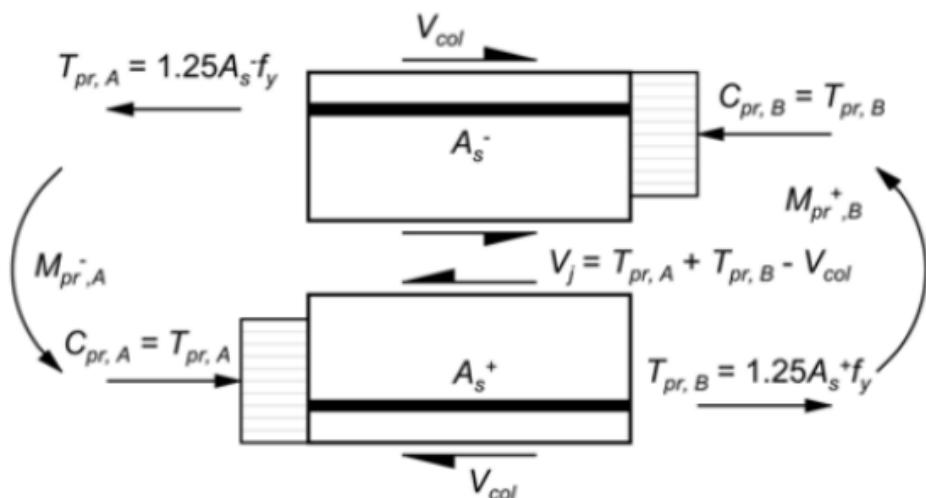


圖 4-9 梁柱接頭剪力自由體圖[42]

另外 V_{col} 之計算方式如下式

$$V_{col} = \frac{M_{pr,B}^+ + V \times \frac{h}{2}}{l_c}, \quad \text{式 3-6}$$

其中，

V : 靠近梁柱接頭之剪力值，本研究之剪力亦從 SAP2000 模型中-3%迴圈 step10 得到， $V = 1316 \text{ kN}$

h ：柱寬，本研究取 0.5 m

l_c ：梁柱接頭之上端柱半柱長加下端柱半柱長，本研究之試體上下柱恰為各自柱之半柱長， $l_c = 3.4 \text{ m}$ 。

綜上式可得 $V_{col} = 294 \text{ kN}$ ， $V_j = T_{pr,B} - V_{col} = 1852.51 \text{ kN}$ 。



鋼纖維混凝土剪力強度使用鋼纖維混凝土軟化拉壓桿模型[23]計算，剪力元素如下圖 4-10，可得梁柱接頭 $V_n = 2844.59$ kN。相關參數和計算結果如表 4-1。

若梁柱接頭並未使用鋼纖維混凝土，則剪力強度需依照一般鋼筋混凝土之 SST 計算流程進行計算，此時剪力強度相較鋼纖維混凝土減少一半以上，會發生接頭剪力破壞，檢核比較如下表 4-2。

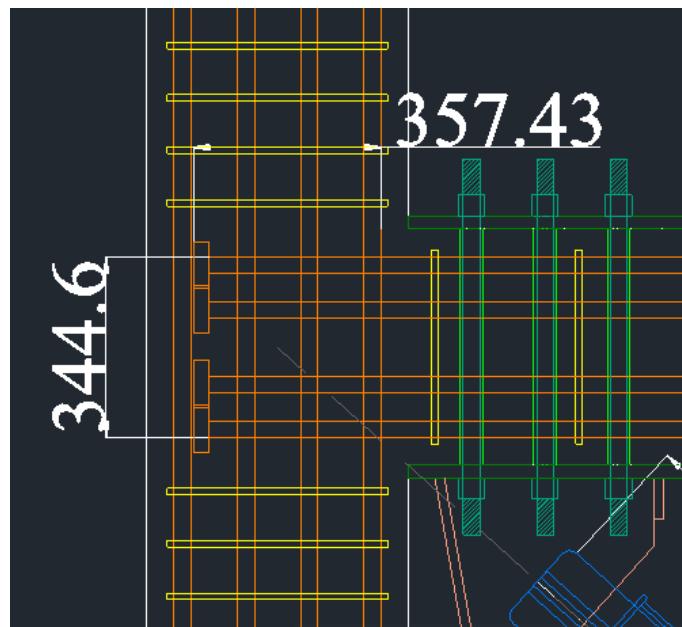


圖 4-10 梁柱接頭剪力元素尺寸

表 4-1 梁柱接頭鋼纖維軟化拉壓桿計算

$V_{n,c}$	2844.59	kN
V_j	1852.51	kN
DCR	0.65	

表 4-2 鋼纖維混凝土與鋼筋混凝土 SST 計算比較

	$V_{n,c}$ (kN)	V_j (kN)	DCR
SFRC	2844.59	1852.51	0.65
RC	1317.92	1852.51	1.41

4.1.3.2 梁端剪力檢核

梁端不連續區同樣使用鋼纖維軟化拉壓桿模型進行檢核，剪力元素如圖 4-11



所示。最大需求剪力同樣取-3%迴圈 step10 之剪力強度，可得相關參數和計算結果如下

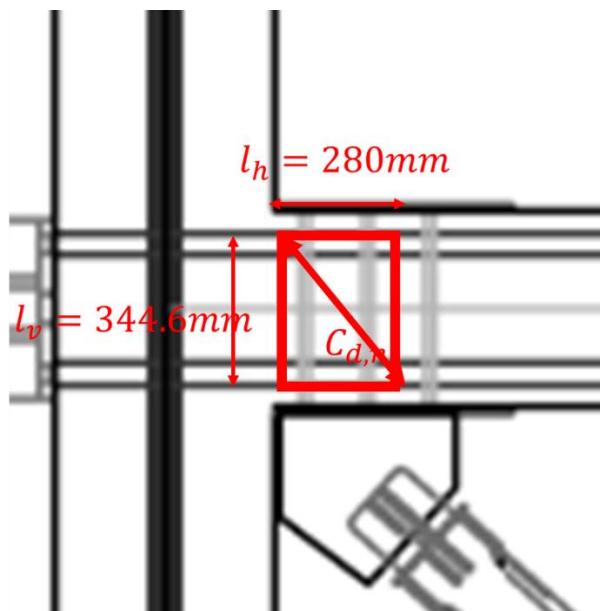


圖 4-11 梁端不連續區剪力元素尺寸

表 4-3 梁端鋼纖維軟化拉壓桿計算

$V_{n,c}$	2380.46	kN
V_u	1316	kN
DCR	0.553	

4.1.3.3 梁剪力強度檢核

接合區外部梁之檢核使用 ACI 318-19 提出之鋼筋混凝土剪力計算簡單式，公式如下：

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{式 4-1}$$

$$V_c = (0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g})b_w d \quad \text{式 4-2}$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad \text{式 4-3}$$

檢核結果如下表：

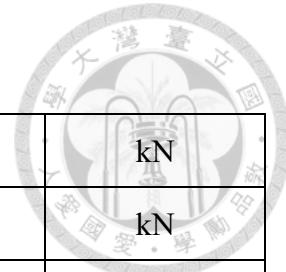


表 4-4 梁剪力計算

V_c	229.5	kN
V_s	899.48	kN
V_n	1128.98	kN
V_u	516.02	kN
DCR	0.457	

4.1.3.4 柱剪力強度檢核

由於柱在灌漿時皆罐有鋼纖維混凝土，故在剪力檢核上需使用鋼纖維混凝土柱之剪力計算公式，本研究參考[43]之鋼纖維混凝土剪力公式進行計算，相關公式如下：

$$V_n = V_{c,SFRC} + V_s \quad \text{式 4-4}$$

$$V_{c,SFRC} = (0.16\sqrt{f'_c} + 17.2\rho_w \frac{V_u d}{M_u}) F_{eff} b_w d \quad \text{式 4-5}$$

$$V_{c,SFRC} = \alpha 0.29 \sqrt{f'_c} F_{eff} b_w d \sqrt{1 + \frac{P_u}{\alpha \left(0.5 + 1.03 \frac{\tau_{eq} \alpha_f V_f}{\sqrt{f'_c}} \right) \sqrt{f'_c} b_w d}} \quad \text{式 4-6}$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad \text{式 4-7}$$

其中 $V_{c,SFRC}$ 為鋼纖維混凝土貢獻之剪力強度，在計算 V_n 時需取式 4-5、式 4-6 之小值進行計算。

檢核結果如下表：

表 4-5 柱剪力計算

$V_{c,SF}$	529	kN
V_s	899.48	kN
V_n	1428.49	kN
V_u	525.98	kN
DCR	0.368	



4.1.4 遲滯迴圈行為

4.1.4.1 BRB 遲滯迴圈

根據 SAP2000 Frame Hinges States 中所得到之 BRB 塑鉸與應變關係列出表格並繪圖，可以得到 BRB 至 3% 之遲滯迴圈圖如下圖，圖中可以發現 BRB 已經接近其極限拉壓力，遲滯迴圈相當飽滿。

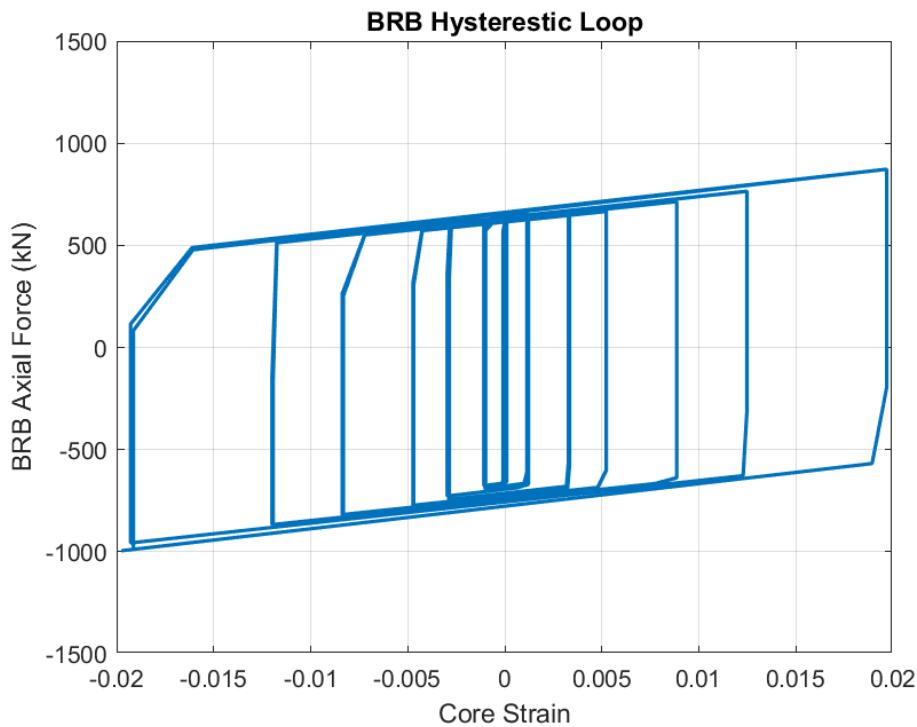


圖 4-12 BRB 遲滯迴圈圖

另外使用梁端塑鉸繪製梁之遲滯迴圈圖如圖 4-13，可以發現使用 Pivot 模型之梁遲滯迴圈呈現出明顯的勁度折減和束縮效應，明顯的表現出混凝土消能行為。在觀察整體構架上面，本研究使用基底剪力對應頂點位移畫圖，可得構架之遲滯迴圈圖如圖 4-14，並進一步比較配置 BRB 與未配置 BRB 之構架在消能行為上的差異，評估 BRB 在循環受力過程中的參與程度。因此另外建立一無 BRB 之混凝土空構架模型，進行相同條件之反覆側推分析。兩組結果經比較後，如圖 4-15 所示，可明顯觀察到當構架配置 BRB 時，其遲滯迴圈面積顯著增大，顯示 BRB 能有效提升構架之消能性能，對整體耐震性能具有顯著助益。

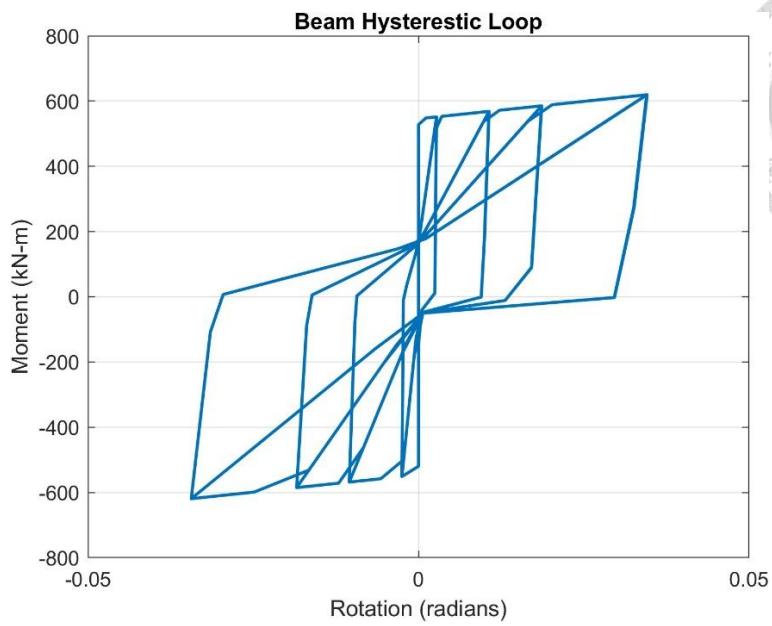


圖 4-13 梁遲滯迴圈圖

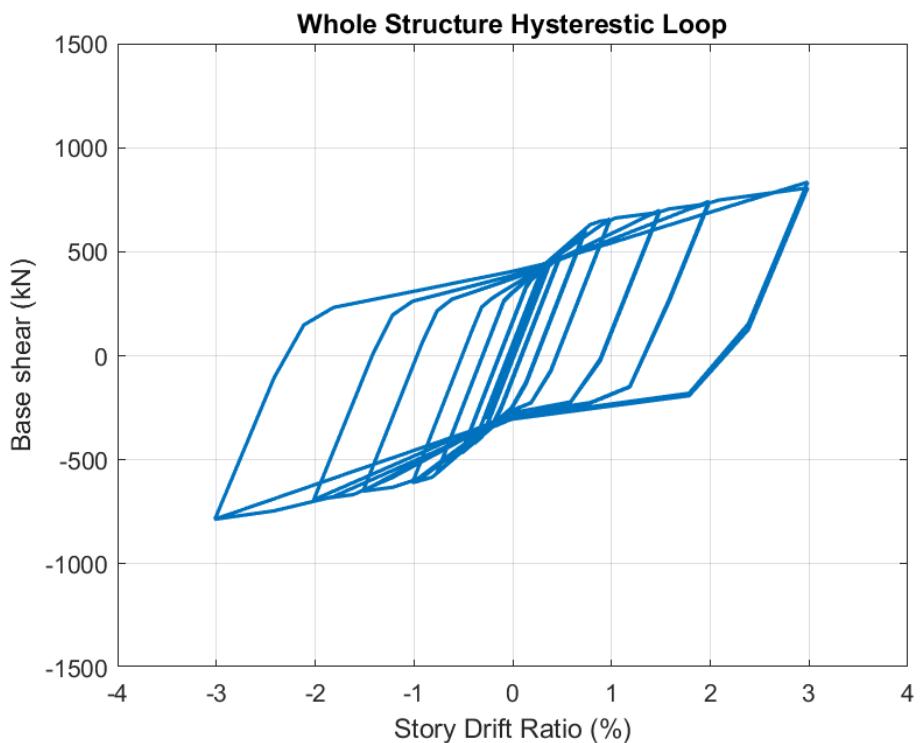


圖 4-14 完整構架遲滯迴圈圖

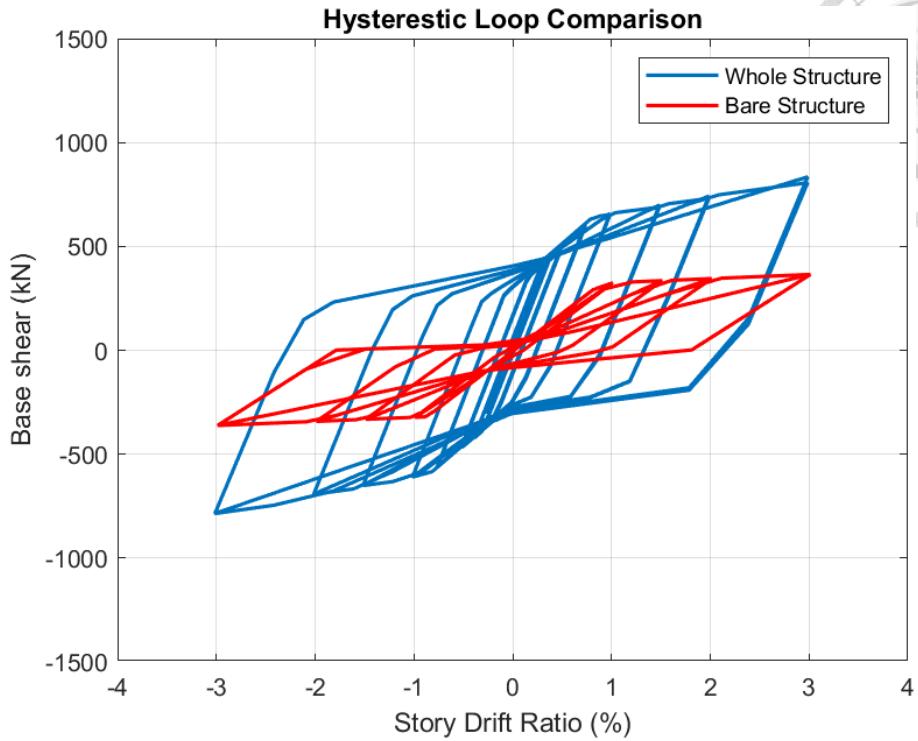


圖 4-15 完整構架與空構架遲滯迴圈比較

BRB 構架層間第一層層間位移為 2.85%，第二層層間位移為 3.1%。本模型

4.2 Abaqus 接合版行為分析結果

若要達到 4.1 節所探討之試驗分析結果，接合版必須保持彈性使其餘桿件能成功的發揮消能效果。本節會將各迴圈之最大軸拉壓力放入 Abaqus 模型中以觀察兩種不同尺寸(18mm、18mm+ES)之接合版行為。各迴圈之最大軸拉壓力如下表所示。



表 4-6 各迴圈 BRB 軸拉壓力量和應力

迴圈	最大軸拉(kN)	最大軸壓(kN)
0.25%	452.97	455
0.375%	603.11	614.55
0.5%	604.10	655.27
0.75%	613.98	711.29
1%	635.10	749.62
1.5%	704.65	818.1
2%	777.17	890.76
3%	939.35	1053.55
4%	-	1488.13

*-4%資料不採用

由於 BRB 與接合板之連接位置，其受力面積可定義為 BRB 和接合板貼合面積，故可將試驗中之拉壓軸力分別除以此面積，換算為對應之拉壓應力。再將此應力以均布力形式施加於 BRB 與接合板的接觸面上，作為有限元素模型之載重條件，以模擬實際受力情形。

透過此分析方式，可觀察接合板內部之應力分布，並據此判斷接合板是否發生局部降伏，作為設計之依據。後續各圖將展示有加勁板之接合板與沒加勁板接合板在不同拉壓應力狀態下之應力分布結果。

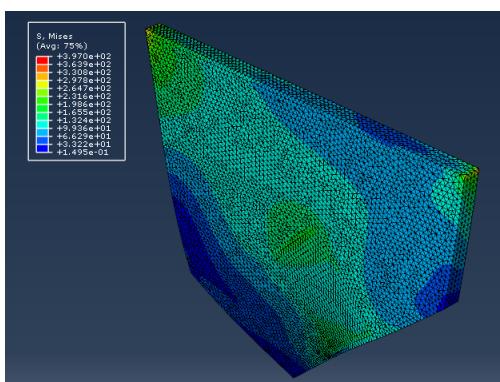


圖 4-16 18mm 0.25%壓力

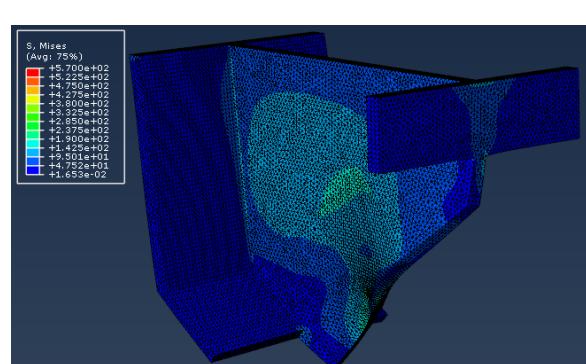


圖 4-17 18mm+ES 0.25%壓力

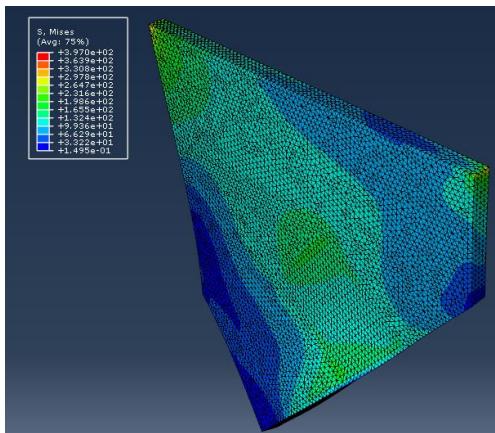


圖 4-18 18mm 0.25%拉力

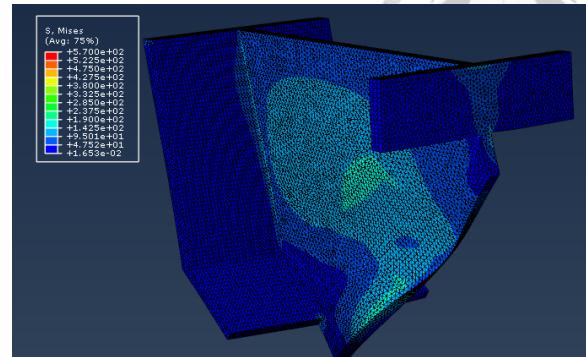


圖 4-19 18mm+ES 0.25%拉力

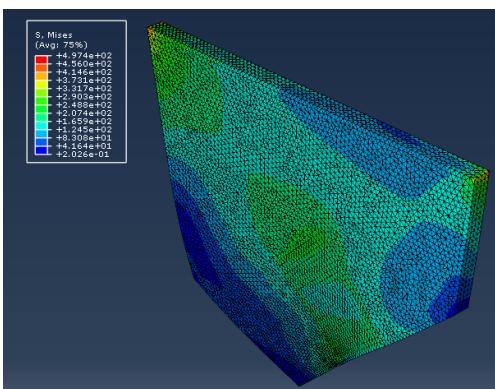


圖 4-20 18mm 0.375%壓力

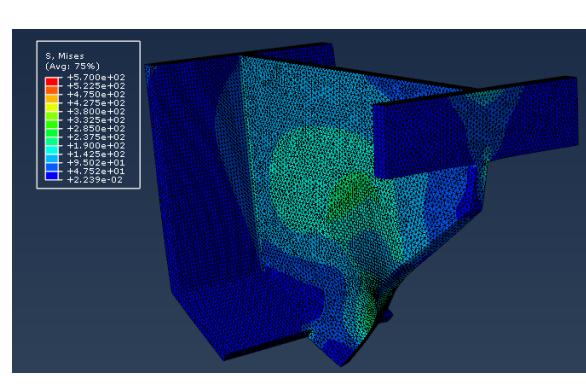


圖 4-21 18mm+ES 0.375%壓力

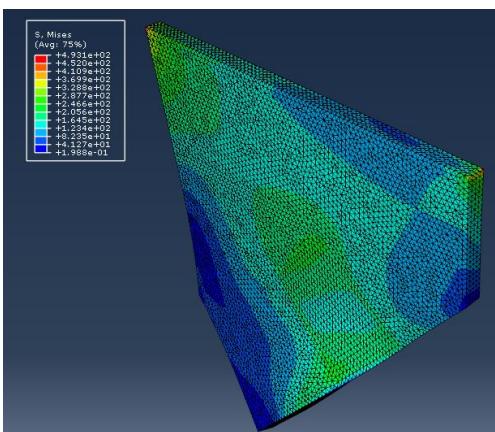


圖 4-22 18mm 0.375%拉力

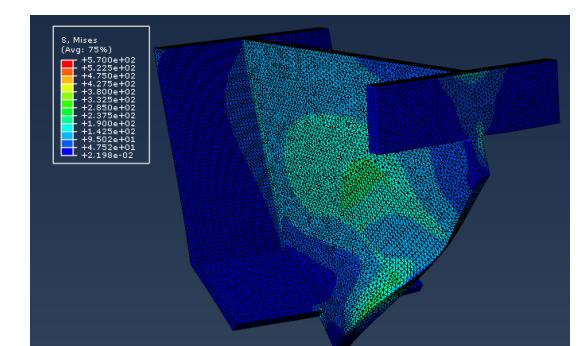


圖 4-23 18mm+ES 0.375%拉力

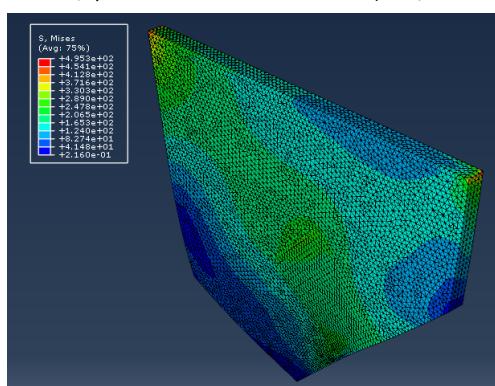


圖 4-24 18mm 0.5%壓力

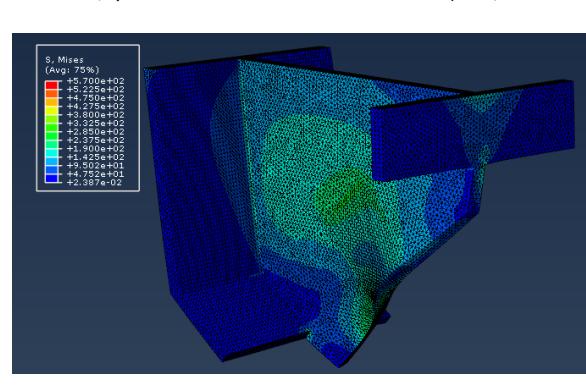


圖 4-25 18mm+ES 0.5%壓力

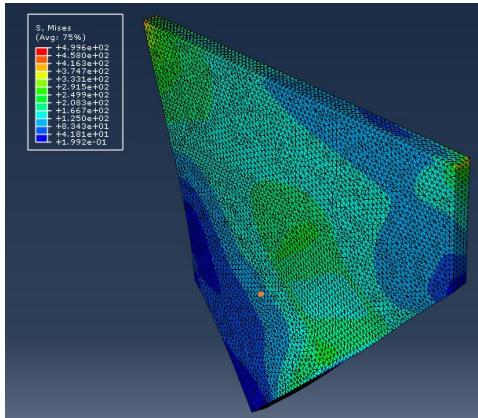


圖 4-26 18mm 0.5%拉力

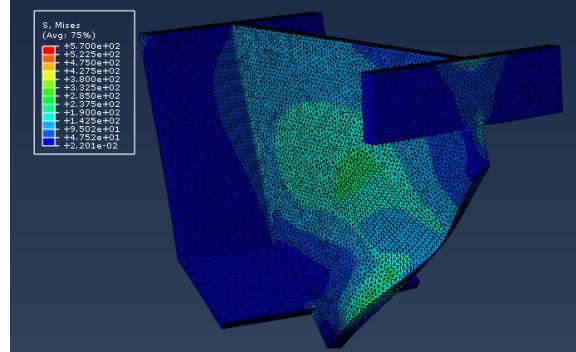


圖 4-27 18mm+ES 0.5%拉力

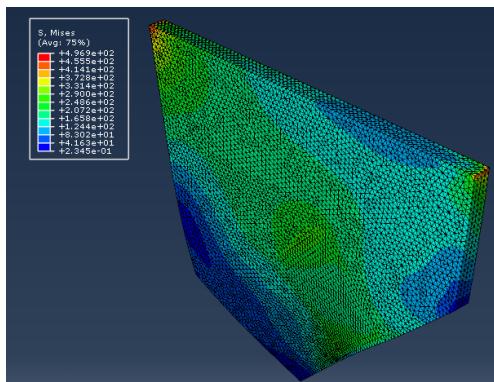


圖 4-28 18mm 0.75%壓力

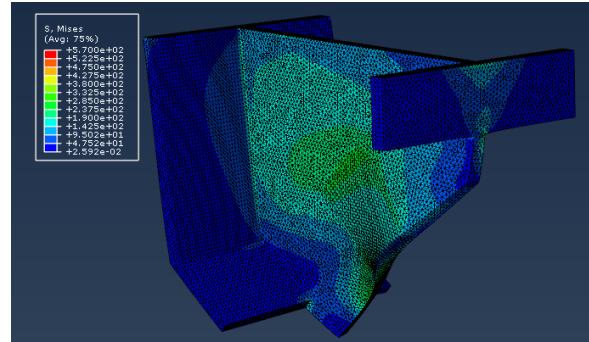


圖 4-29 18mm+ES 0.75%壓力

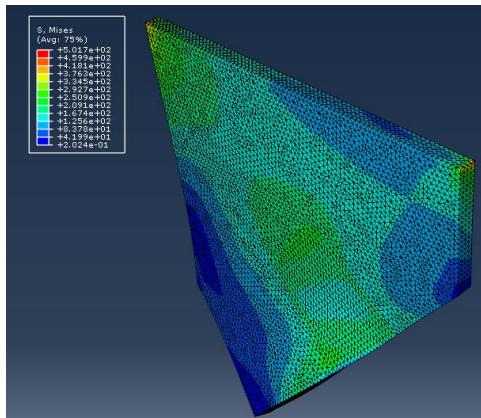


圖 4-30 18mm 0.75%拉力

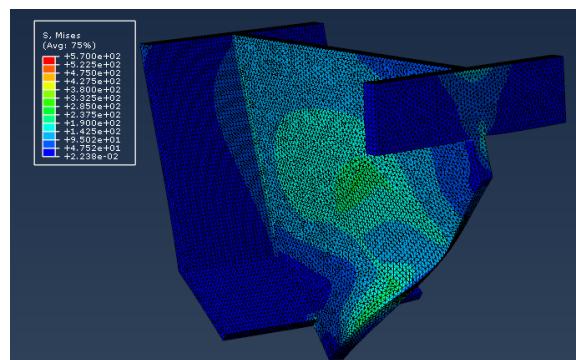


圖 4-31 18mm+ES 0.75%拉力

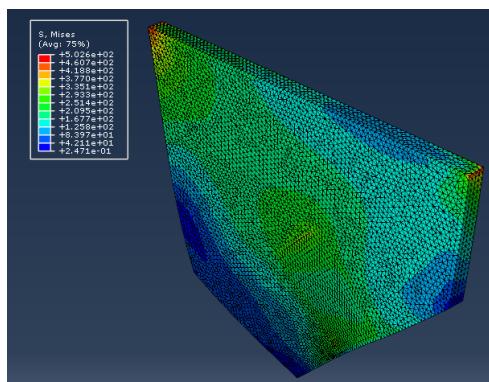


圖 4-32 18mm 1%壓力

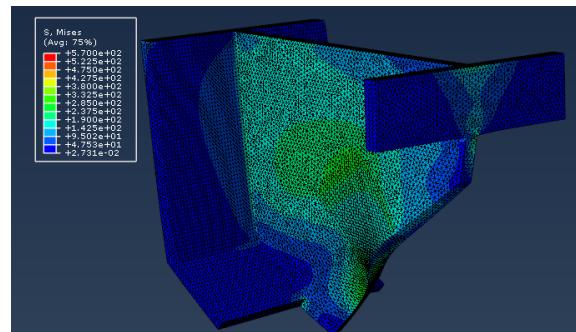


圖 4-33 18mm+ES 1%壓力

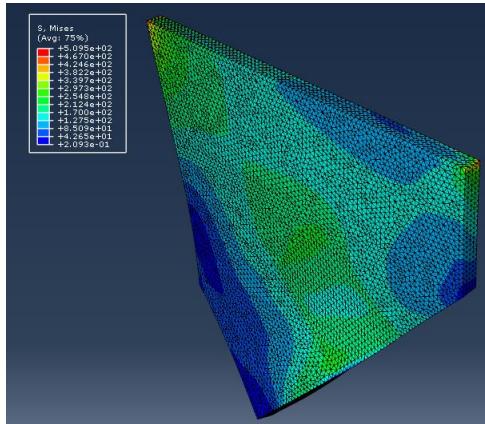


圖 4-34 18mm 1%拉力

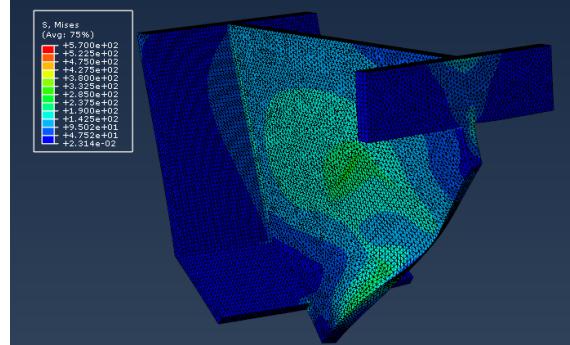


圖 4-35 18mm+ES 1%拉力

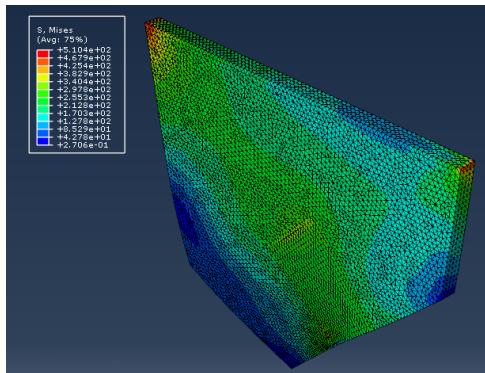


圖 4-36 18mm 1.5%壓力

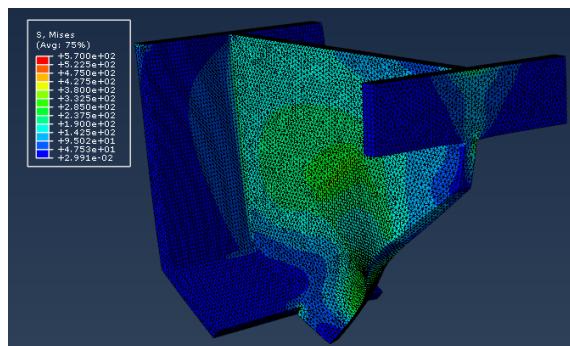


圖 4-37 18mm+ES 1.5%壓力

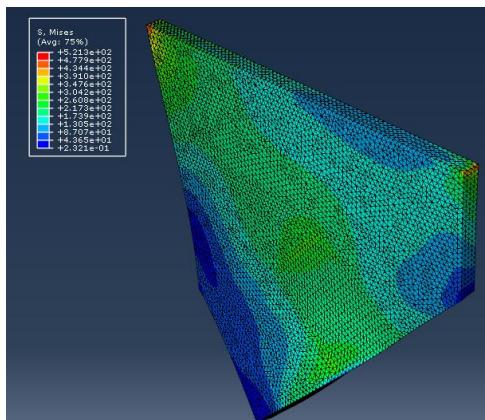


圖 4-38 18mm 1.5%拉力

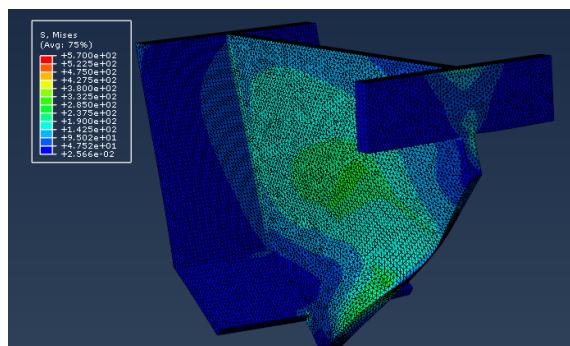


圖 4-39 18mm+ES 1.5%拉力

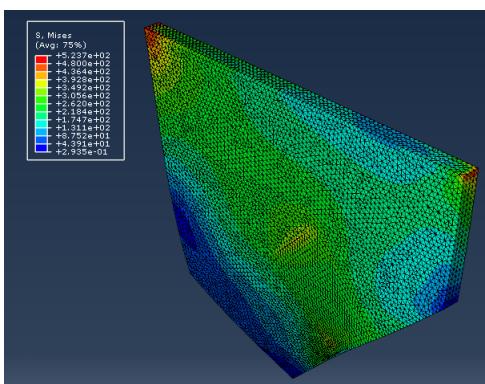


圖 4-40 18mm 2%壓力

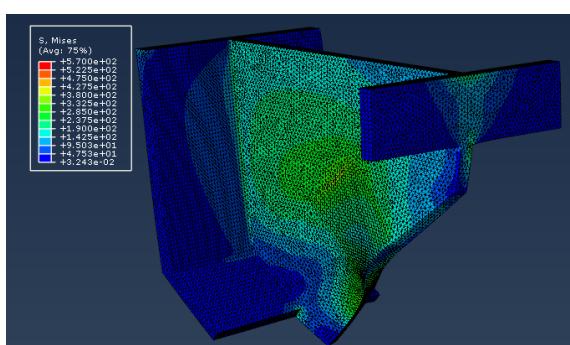


圖 4-41 18mm+ES 2%壓力

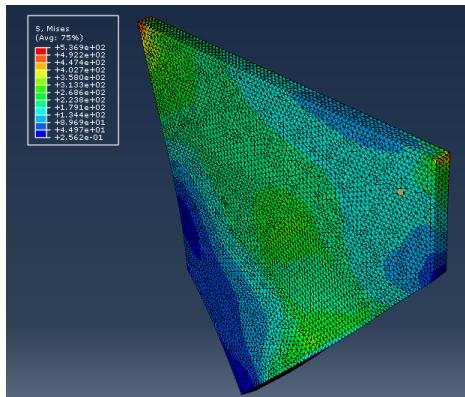
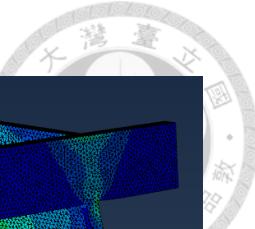


圖 4-42 18mm 2%拉力

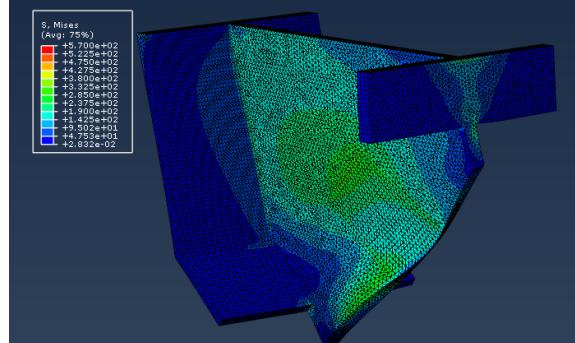


圖 4-43 18mm+ES 2%拉力

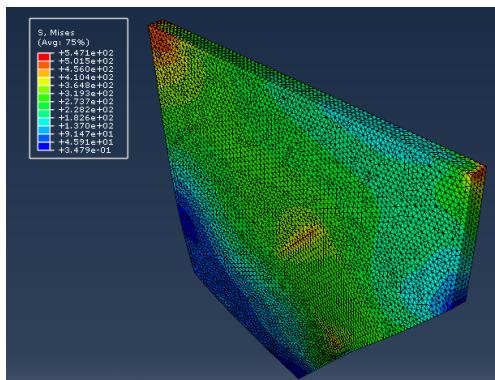


圖 4-44 18mm 3%壓力

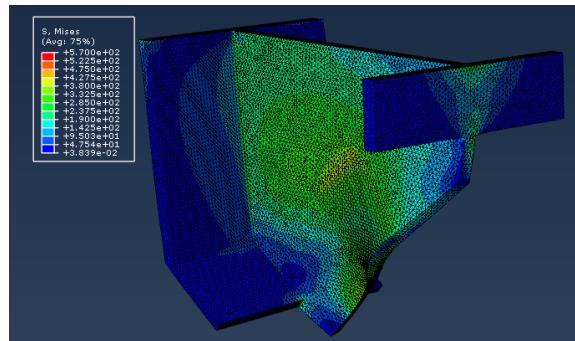


圖 4-45 18mm+ES 3%壓力

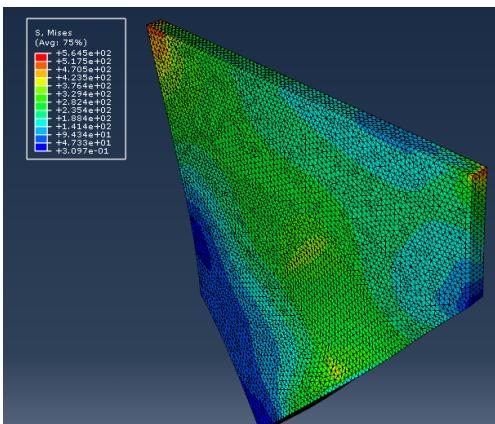


圖 4-46 18mm 3%拉力

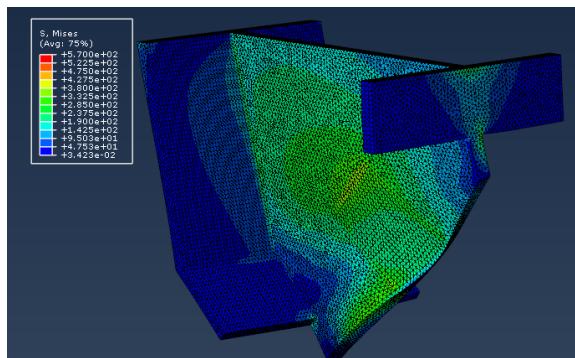


圖 4-47 18mm+ES 3%拉力

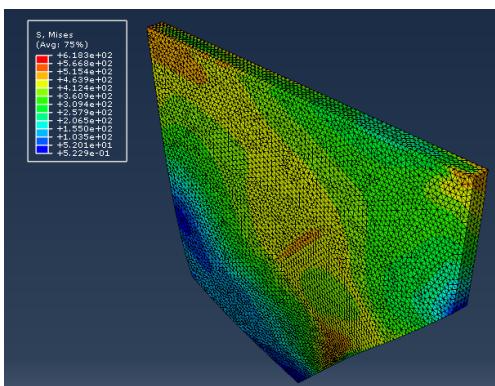


圖 4-48 18mm 4%壓力

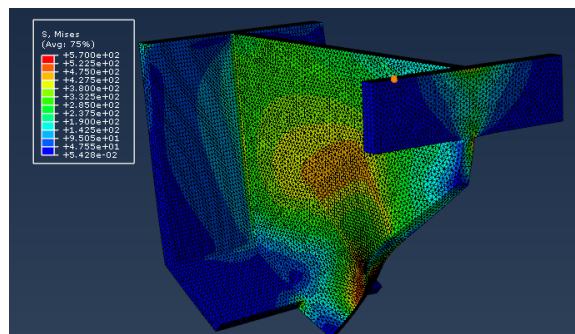


圖 4-49 18mm+ES 4%壓力



由有限元素分析結果可觀察到，當接合板厚度為 18 mm 且未加勁板時，應力容易集中在接合板兩側末端，使鐵件降伏易發生在此處，圖中可以發現其在相當早期就有局部降伏出現，1.5%時降伏區域更明顯擴大，且後續殘留應力較大，可能引發預期外之變形，導致分析結果產生偏差。相對而言，於接合板上增設加勁板後，可大幅延緩接合板進入降伏的時間，直到 4% 位移迴圈之最大壓力作用下，接合板才超越降伏強度；此時 SAP2000 模型中構架已經進入相對嚴重之破壞狀態，BRB 發生明顯塑鉸行為。因此可推論，增設加勁板對於提升接合板承載能力及維持構架整體穩定消能行為具有顯著助益。

由圖 4-50 至圖 4-55 可以觀察有加勁板之接合版和沒有加勁之接合板在 3% 和 4% 最大軸拉壓力對應之側向變位情形，可以發現沒加勁板之接合板側向變位嚴重，4% 甚至達到 2.6 mm；相對地，有加勁板之接合板大約可將側向變位縮小四倍，最大約為 0.6 mm。故本研究認為配置加勁板之接合板設計方案在此試驗中不至於提早破壞，因此採用此樣式，以確保試驗過程中接合板能保持穩定性能，讓 BRB 能發揮完整之遲滯迴圈行為。

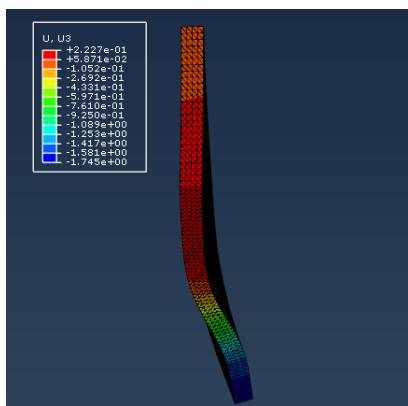


圖 4-50 18mm 3%壓力面外變形

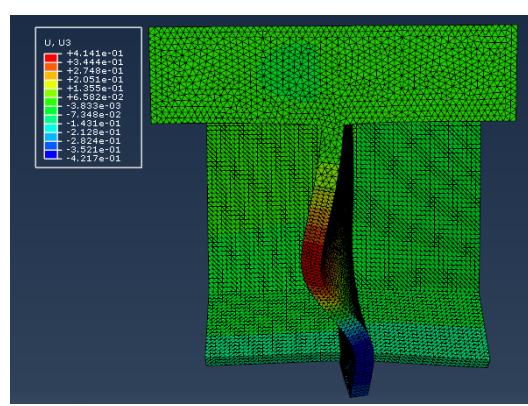


圖 4-51 18mm+ES 3%壓力面外變形

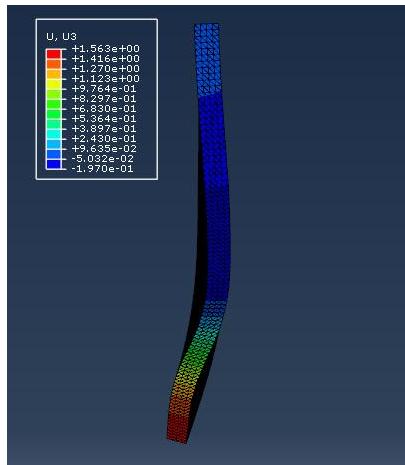


圖 4-52 18mm 3%拉力面外變形

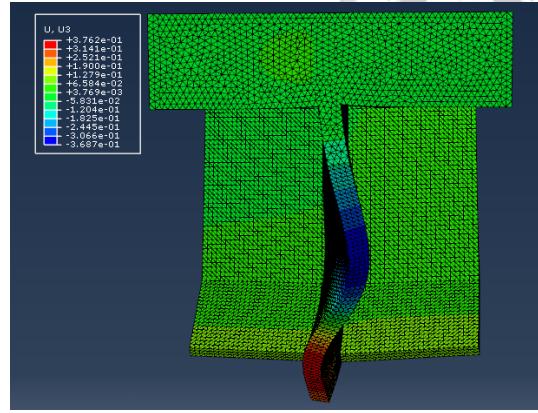


圖 4-53 18mm+ES 3%拉力面外變形

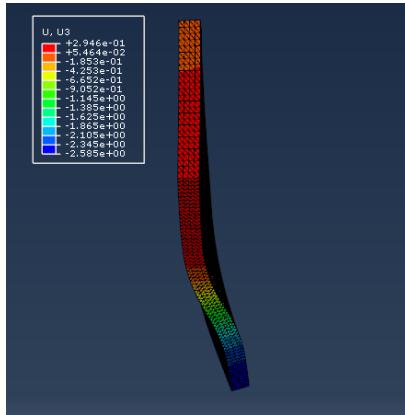


圖 4-54 18mm 4%壓力面外變形

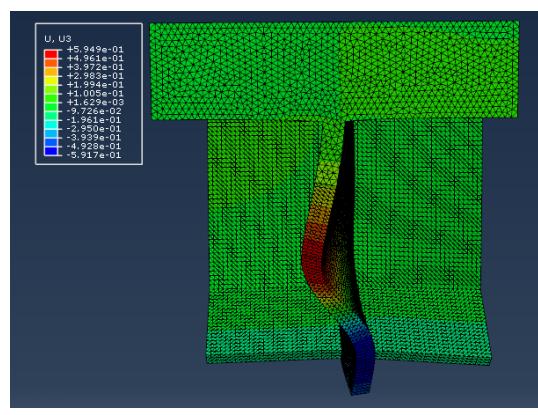


圖 4-55 18mm+ES 4%壓力面外變形



第五章、試驗結果與模擬比較分析

5.1 材料試驗結果

5.1.1 混凝土抗壓試驗

表 5-1 混凝土配比

配比	水泥	爐石粉	砂灰	水	細骨材	粗骨材	添加劑	鋼纖維
C42	405	305	0	247	1007	341	9.0	118
N42	405	305	0	247	1007	341	9.0	0

表 5-2 鋼纖維混凝土抗壓試驗結果(MPa)

配比	標稱強度	水氧 28 天圓柱試體				試驗當天強度			
		1	2	3	平均	1	2	3	平均
C42	42	40.01	33.24	39.13	37.46	33.63	33.54	34.13	33.77
N42	42	25.79	29.81	28.34	27.98	28.73	28.64	28.73	28.7

本研究之配比參考[44]之 M6F 試體配比，同樣為 42 MPa 之鋼纖維混凝土和鋼筋混凝土，如表 5-1 所示，C42 為鋼纖維混凝土之配比，N42 為一般混凝土配比。文獻中試驗當天鋼纖維混凝土抗壓強度為 47.6 MPa，鋼筋混凝土強度為 44.4 MPa。

本研究配比在達到養護齡期後水養強度和試驗當天強度如表 5-2 所示，由表中抗壓試驗結果可以發現，此配比之強度未達預期之 42 MPa 本研究認為可能原因為廠商不同造成的原料差距，使強度無法到達預期。

由於實際強度影響，故本研究在更改模型強度為 28 MPa 後重新檢核破壞模式、剪力破壞以及塑鉸控制，皆有通過實驗需求，故以此材料強度繼續進行試驗和相關模擬分析。



5.1.2 鋼筋直接拉力試驗

表 5-3 接頭試體鋼筋拉伸試驗(MPa)

鋼種	標號	標稱強度	降伏強度				抗拉強度			
			1	2	3	平均	1	2	3	平均
SD420W	D13	420	449	458	448	452	666	685	672	674
SD420W	D32	420	444	446	451	447	659	657	663	659

5.2 反覆側推結果分析比較

5.2.1 反覆側推試驗

反覆側推試驗部分在試驗當天至 +0.75% 迴圈時，中間層致動器因實驗誤差導致力量並未達成倒三角分布，因此上層致動器出力較大，此時由於下層裝有 BRB，因此勁度顯較上層柱大許多，上層柱如一懸臂梁受反覆載重影響，因此和梁柱接頭接合面在試驗初期即有多重裂縫產生，使柱成為最先發展裂縫之區域，不如本研究之預測。

唯隨著力量發展，接合段外部梁亦在 -0.375% 迴圈有第一條裂縫產生，且隨著試驗位移增加逐漸發展出多條裂縫，此時接合段梁裂縫仍較少。至 1.5% 迴圈時可以聽見試體有巨響發生，推測為柱端和梁柱接頭接合面之混凝土裂縫增大且有細微剝落現象發生之聲音。本研究試體至 +2% 第一迴圈時因架設問題暫停實驗，並在 3 天後排除問題繼續實驗。

至 3% 迴圈時，梁柱接頭剪力裂縫已逐漸發展，且有許多細微斷裂聲，判斷為鋼纖維在混凝土開裂下之拉拔破壞行為。至 3% 迴圈結束後可以發現梁柱接頭已經有較明顯之剪力裂縫產生。本實驗進行至 -5% 第一回圈時 BRB 發出巨大聲響且遲滯迴圈力量顯著下降，為 BRB 之拉力破壞，BRB 完全失效後實驗亦進行至 5% 之第三迴圈，力量在 BRB 斷裂後掉至原先之一半不到，且梁柱接頭之剪力裂縫繼續擴大，故終止實驗。



5.2.2 破壞模式比較

應變計之安排如圖 5-1 所示，本研究相關讀值如表 5-4 所示，本研究僅顯示與敘述或模擬分析比較較相關之應變計讀值，完整之應變計整理請參閱[謝昀庭 2025]。本研究之應變計僅列出上下限為 0.005 之讀值，超過 0.005 不列出。

從應變計反應可以發現，2%時柱的應變計已經開始降伏，尤其是靠近梁端之 LC4、LC8、LC12 反應尤其明顯，本研究推測為起始中間層力量較小，造成上部柱如同懸臂梁般被側推，因此上部柱率先降伏並逐漸傳遞至梁柱接頭和梁端。

由梁之應變計可發現，接合段外部梁在 2%開始有降伏狀況產生，唯此時接合段內梁之讀值亦超過降伏應力，與本研究之塑鉸控制之預期不同。推測為柱之降伏彎矩傳遞造成內側梁降伏較明顯，但在裂縫觀察上[謝昀庭 2025]，外部梁之裂縫仍較多，接合段內部幾乎沒有裂縫產生，未有破壞導致接合失效之情形，因此本研究之接合設計仍有達成實驗之目標。

本實驗最終在 -5% 第一迴圈時 BRB 拉力破壞，構架消能行為大幅下降而停止實驗，此時梁柱接頭已有明顯之剪力破壞，故本研究判斷此構架之破壞為外部梁先降伏引起梁柱接頭剪力破壞之 BJ 破壞。

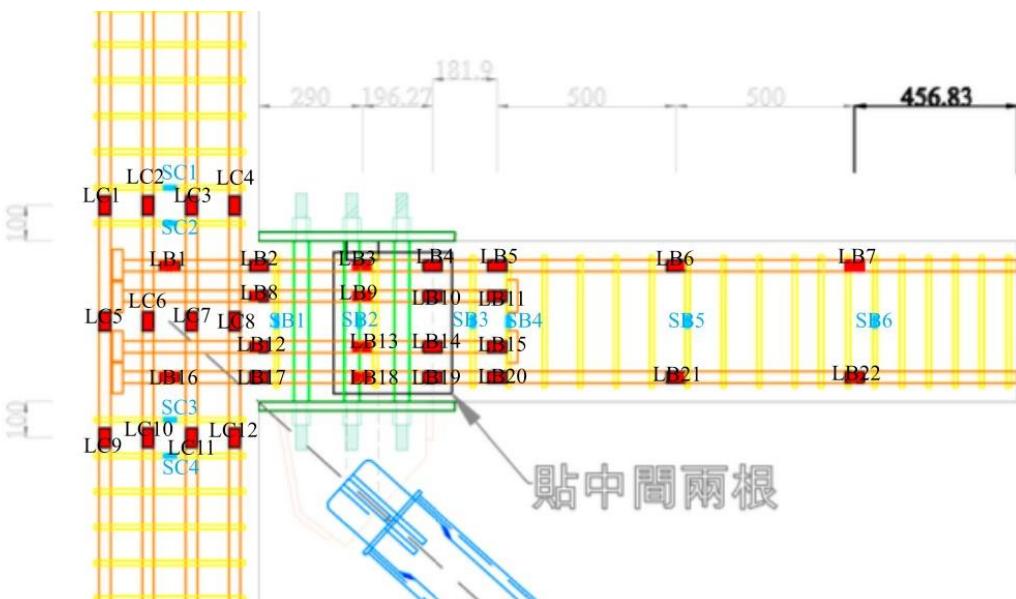
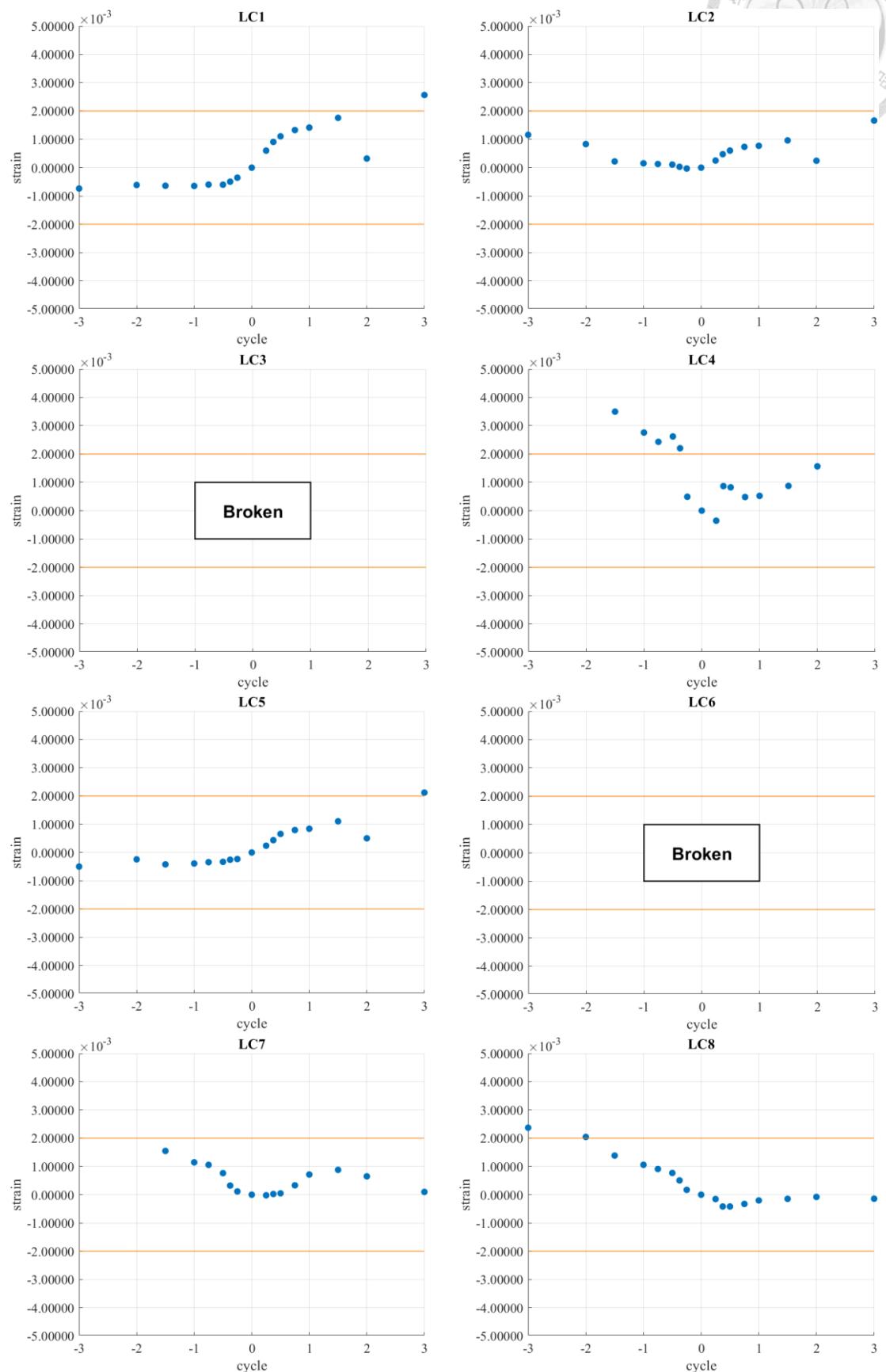
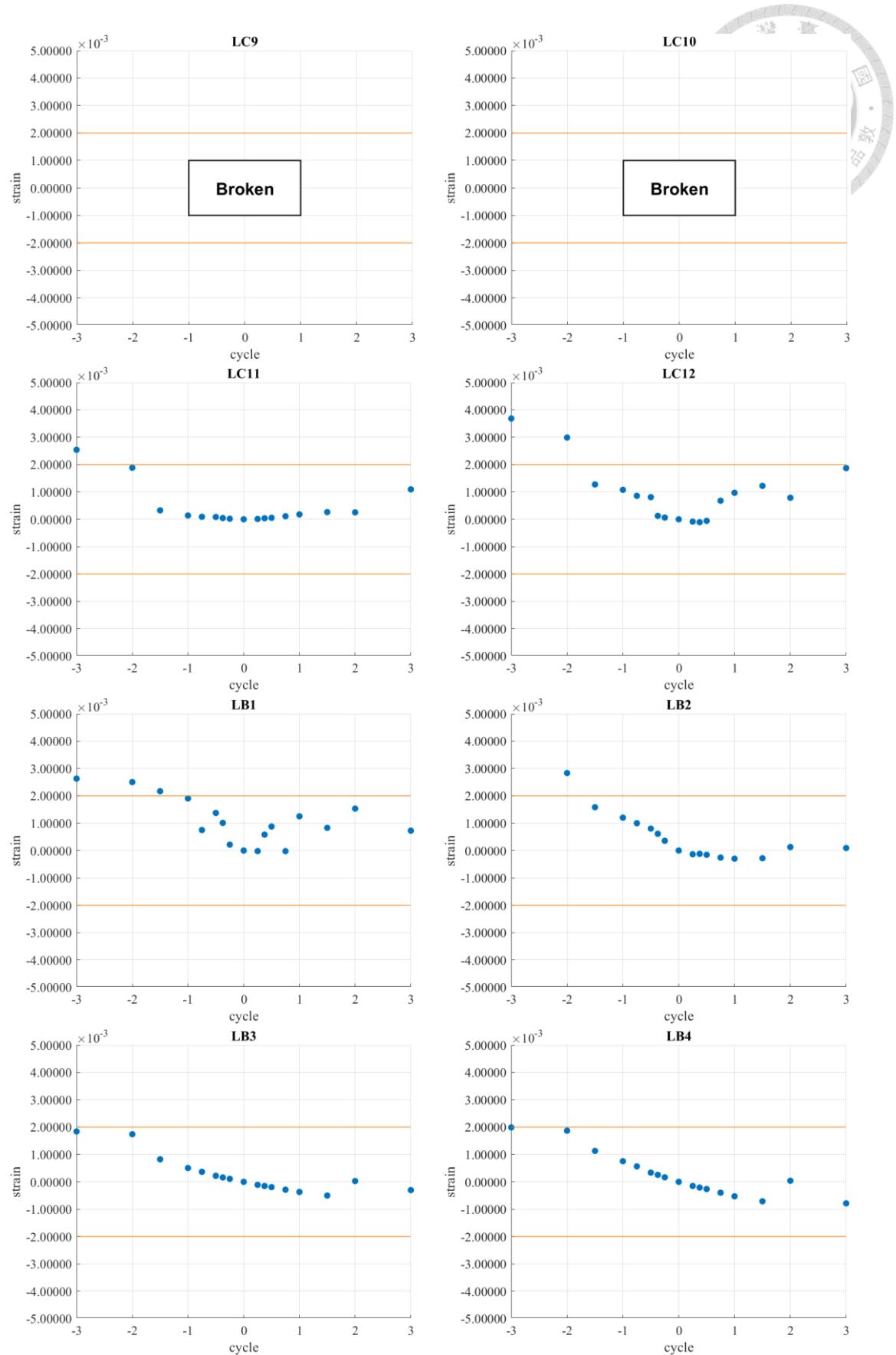
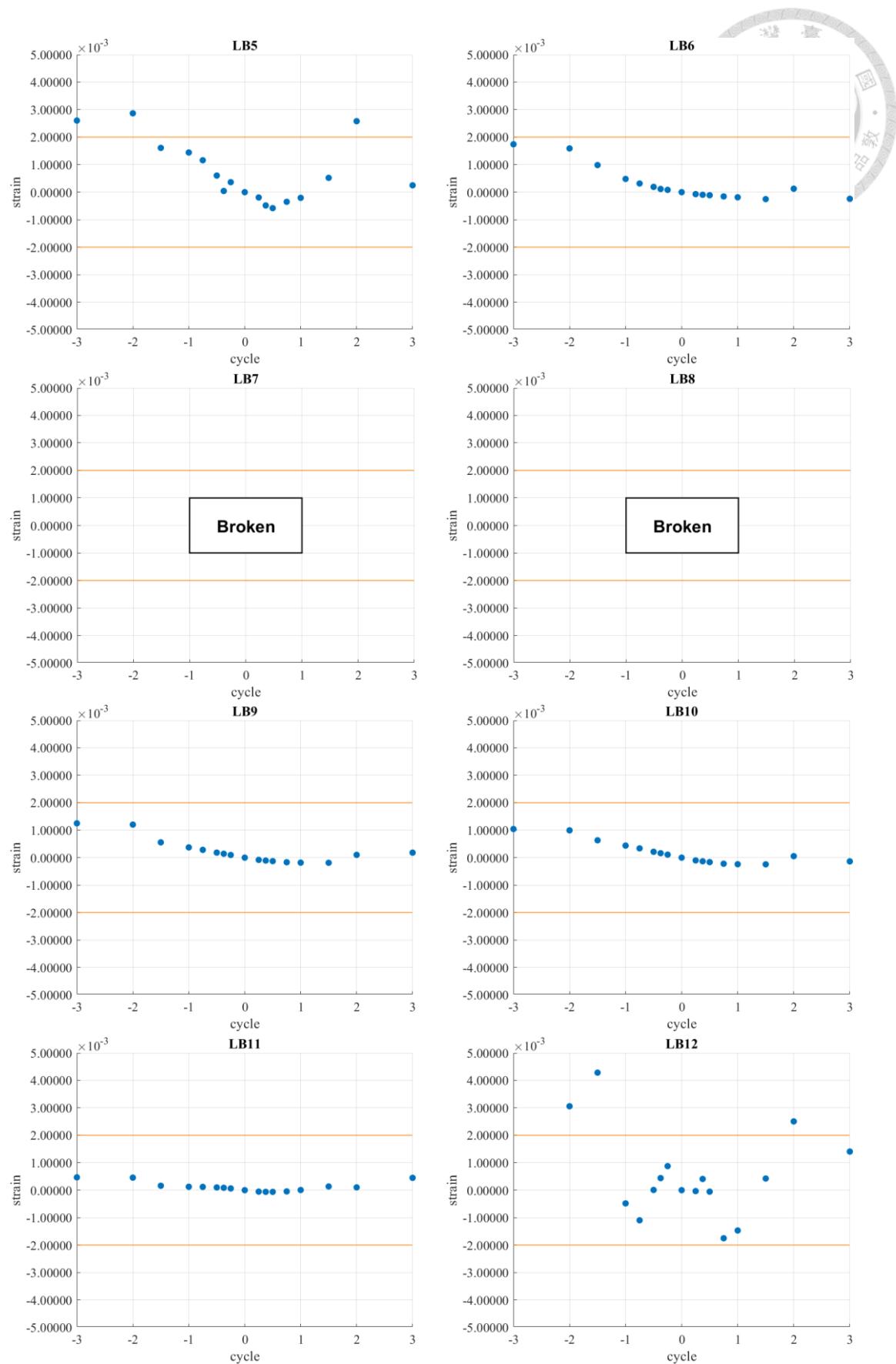


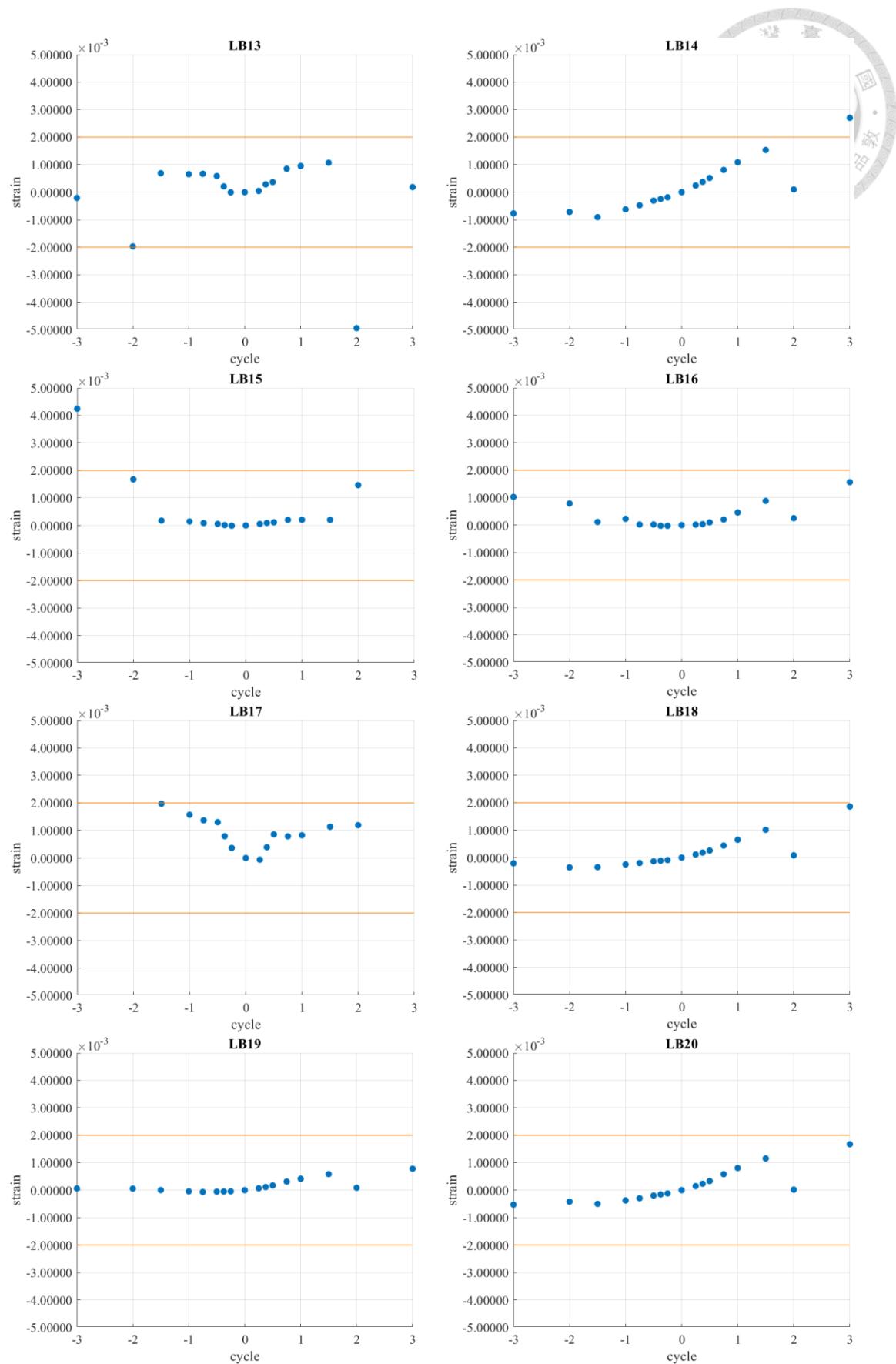
圖 5-1 應變計標號

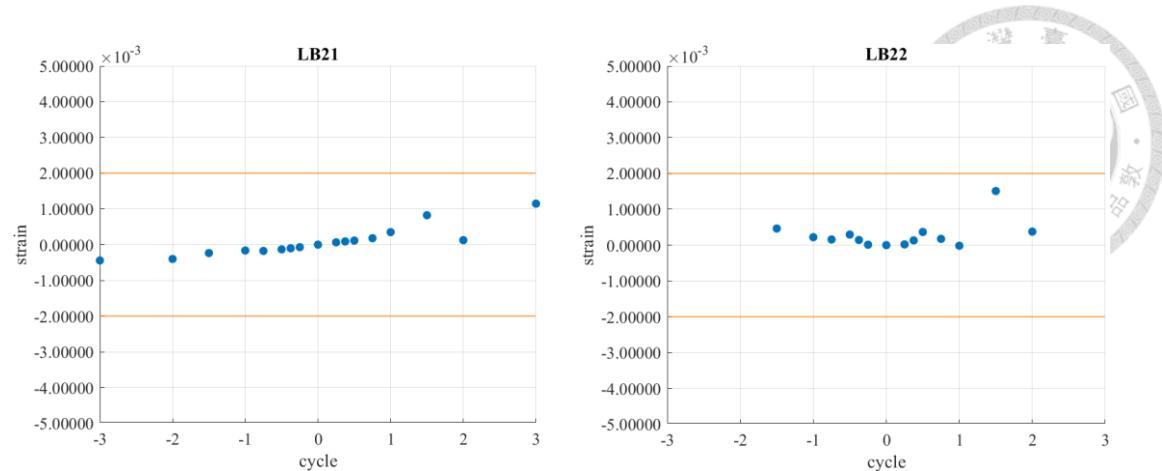
表 5-4 應變計讀值









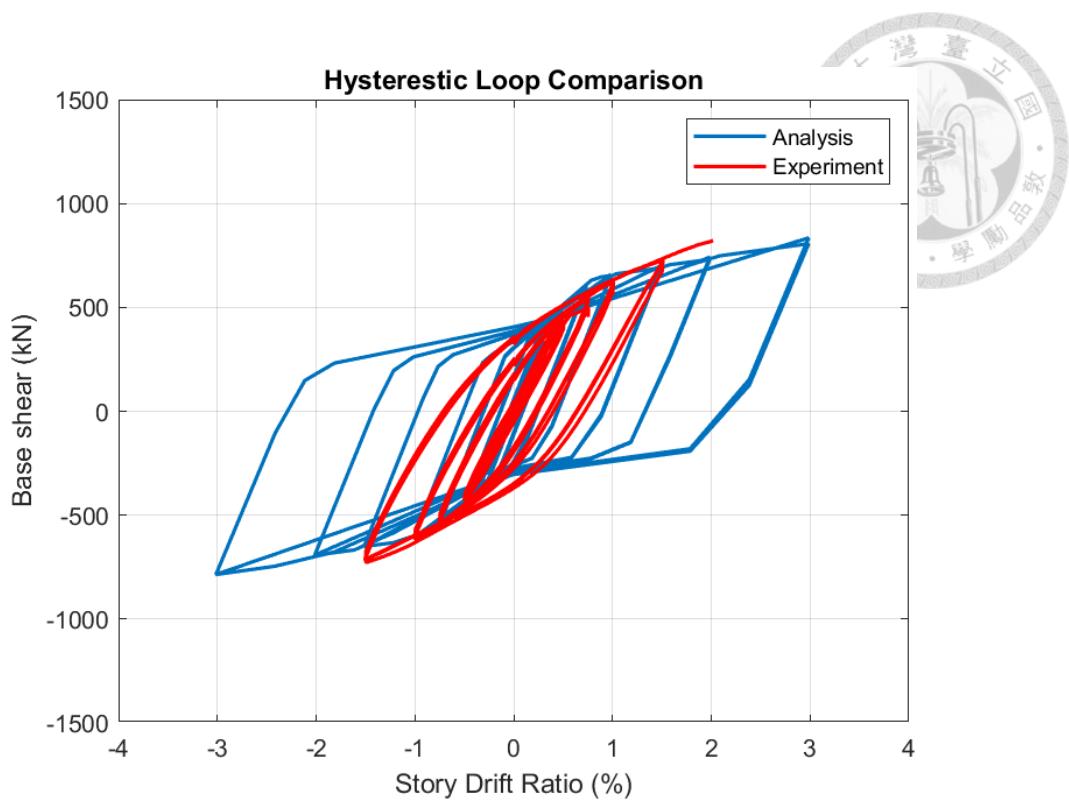


5.2.3 遲滯迴圈比較

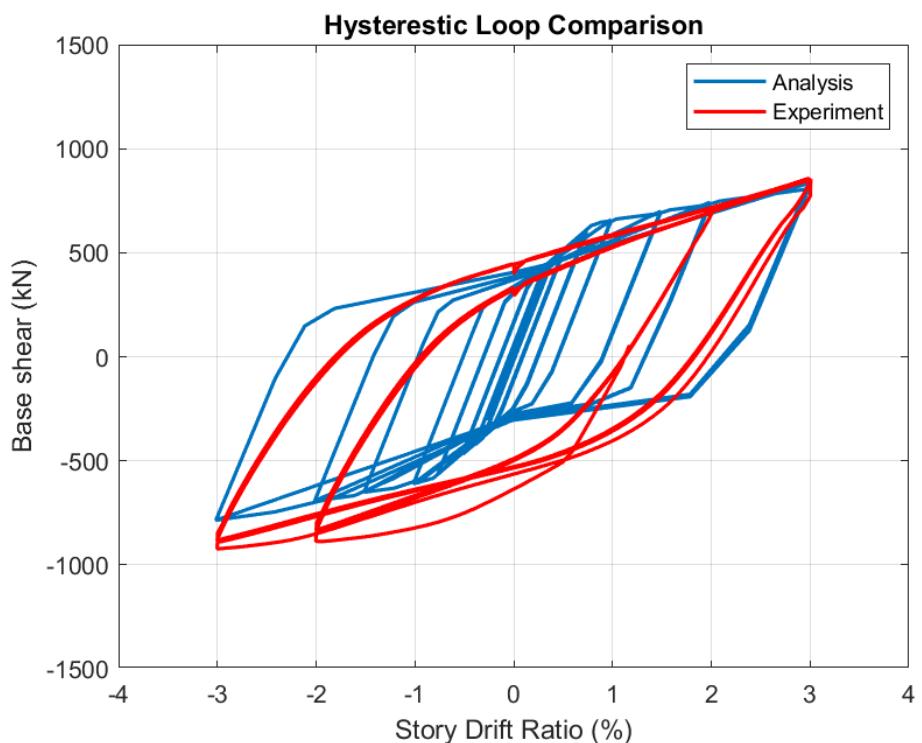
5.2.3.1 整體構架遲滯迴圈

由於整體構架在 2% 時曾經實驗停止，因此本研究將遲滯迴圈比較分為 2% 以前和 2% 以後，避免實驗接續問題導致的圖面比對有誤差。透過圖面可以發現無論是 2% 以前亦或是 2% 以後之整體構架遲滯迴圈比較皆十分接近，唯 2% 以前遲滯迴圈之行為皆無明顯的束縮現象發生，顯示混凝土構架在此期間並無嚴重塑鉸產生，消能主要貢獻來自於 BRB 構件。整體力量則約在 3% 停止上升，進入一平台期，顯示混凝土之主要消能。

實驗之整體構架遲滯迴圈如圖 5-3 所示，可以明顯的發現在往 5% 迴圈負向進行時力量大幅下降，此是由於 BRB 之拉力破壞導致，至此構架之力量降至原本之一半以下，無法提升，且同時梁柱接頭裂縫持續發展，因此終止實驗。



(a)



(b)

圖 5-2 實驗與模擬之整體構架遲滯迴圈比較 (a) 2%以前 (b) 2%以後

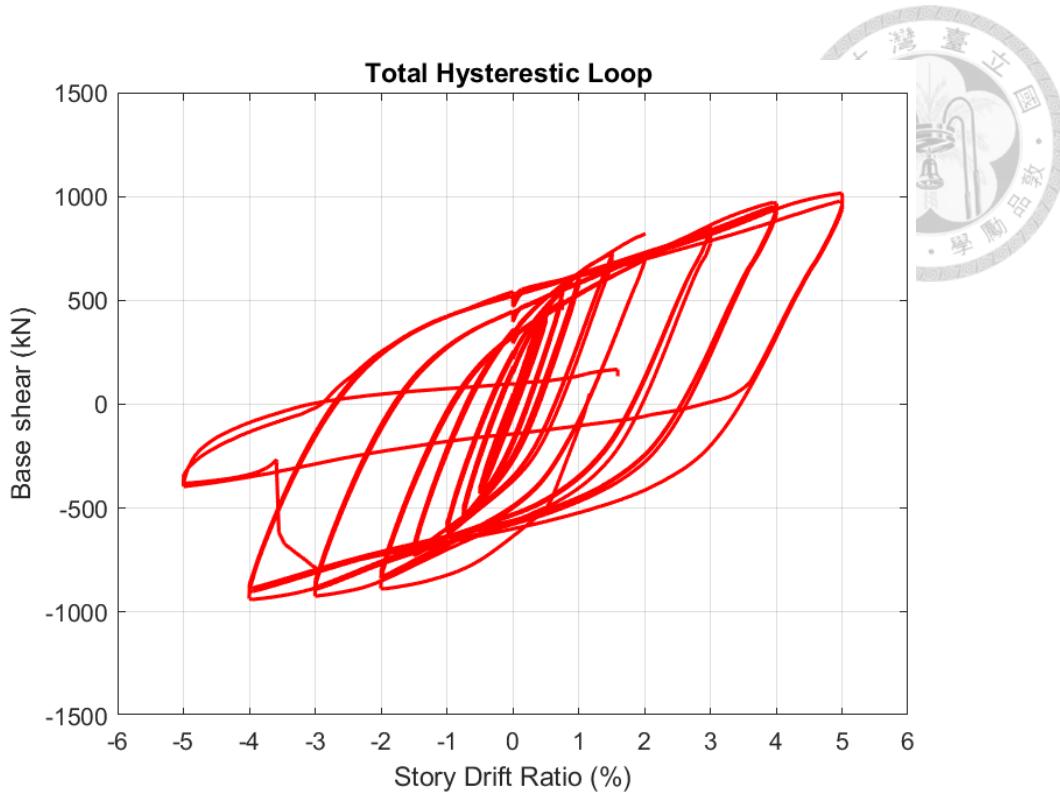


圖 5-3 實驗整體構架遲滯迴圈

BRB 遲滯迴圈部分可以發現透過文獻參數模擬，在 2% 前可以抓到十分接近之模擬效果，唯試驗中 BRB 在 0.5% 始開始降伏，本研究認為是 BRB 核心段之 A36 鋼材材料超強因子較大導致，BRB 之力量占總剪力 71%。唯本實驗之 BRB 應變計和位移計在實驗重新開始後有許多誤差和失效之情況發生，在繪製迴圈上有所困難和偏差，因此 2% 後之 BRB 遲滯迴圈並無繪製出並比較之。

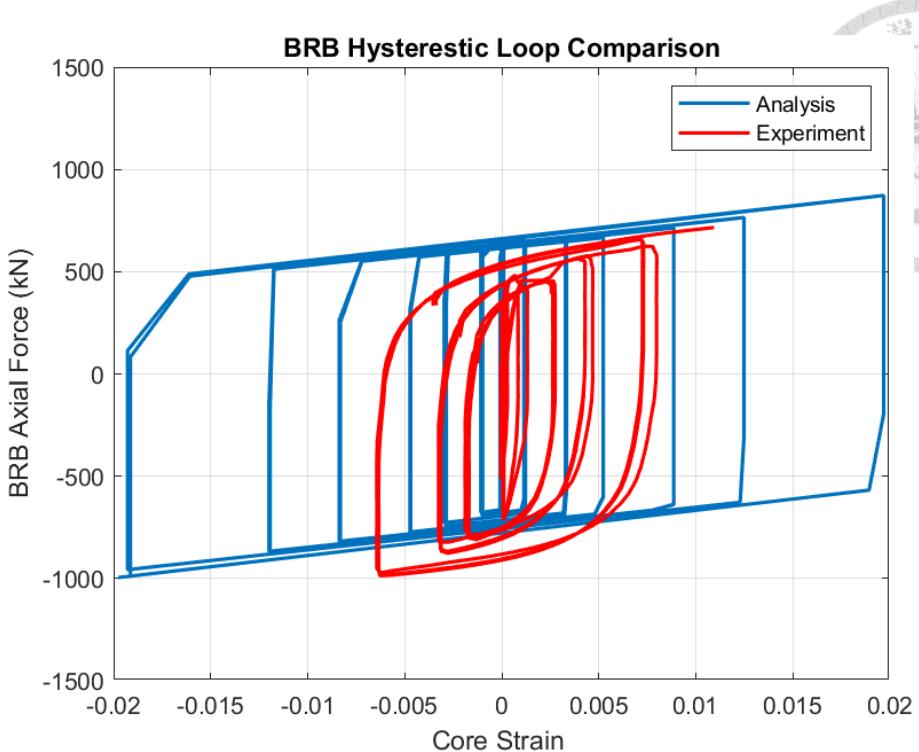


圖 5-4 實驗與模擬之 BRB 遲滯迴圈比較

5.3 模型與設計調整

柱提早降伏之構架行為，本研究認為是因為本實驗在 +0.75% 迴圈前並未有正確之力學分布，因此導致上端柱先發生破壞。

本研究希望可以透過更改模型的方法來預測實際實驗時柱破壞之行為，故在模為型設定上做了兩大調整：

1. 將模型中中間層之力量拿掉，亦即僅在柱上端施力，以模擬實驗中中間力量不足，上端柱如懸臂梁之行為。
2. 由於本研究之上端柱軸力變化並不明顯，且 SAP2000 中之內建 P-M3 塑鉸之遲滯迴圈特性為 Isotropic，在前述之分析中可以發現其特性並不適合用於混凝土構架中，因此本研究將柱之塑鉸特性改為 M3 塑鉸，並使用 Pivot 模型以更加貼近實際柱的消能行為。

相關設定方法皆如前各章之敘述，先將新混凝土材料行為加入斷面分析軟體 Xtract 之中，並給予一固定軸力 845 kN，得到彎矩曲率圖以後放入 SAP2000 模型中，並針對 Pivot 相關參數進行計算，相關設定如圖 5-5、圖 5-6 所示。力量之更

改如圖 5-7 所示。

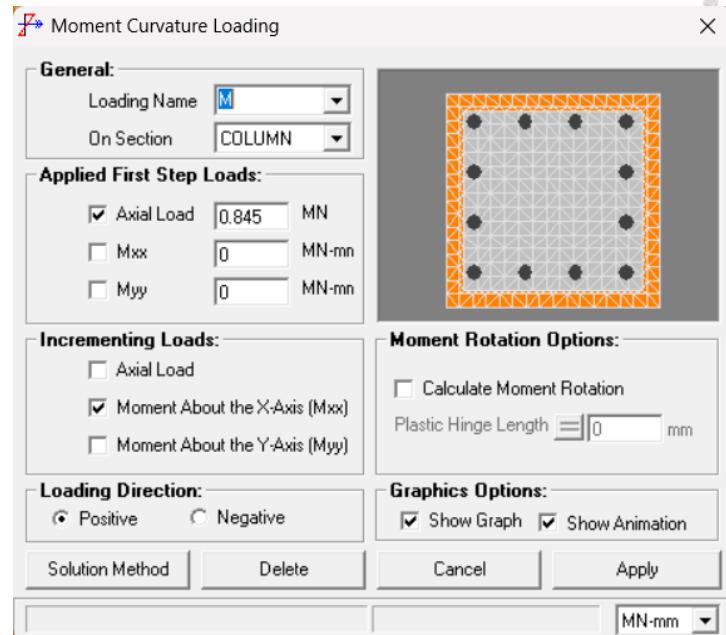


圖 5-5 Xtract 柱斷面設定

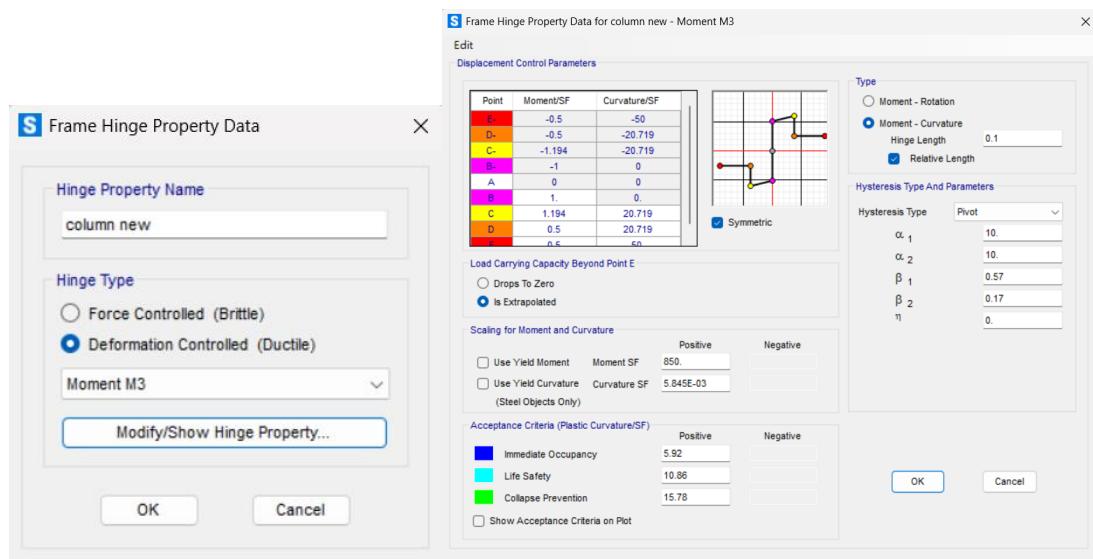


圖 5-6 柱塑鉸設定

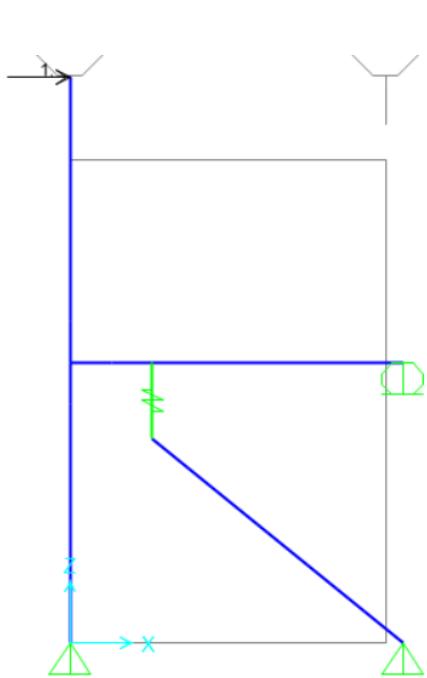
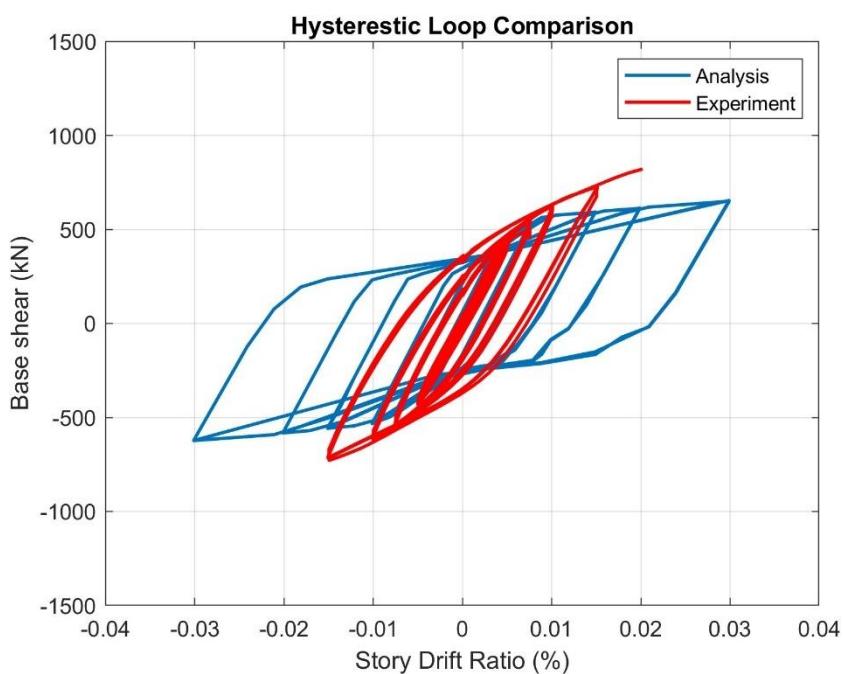
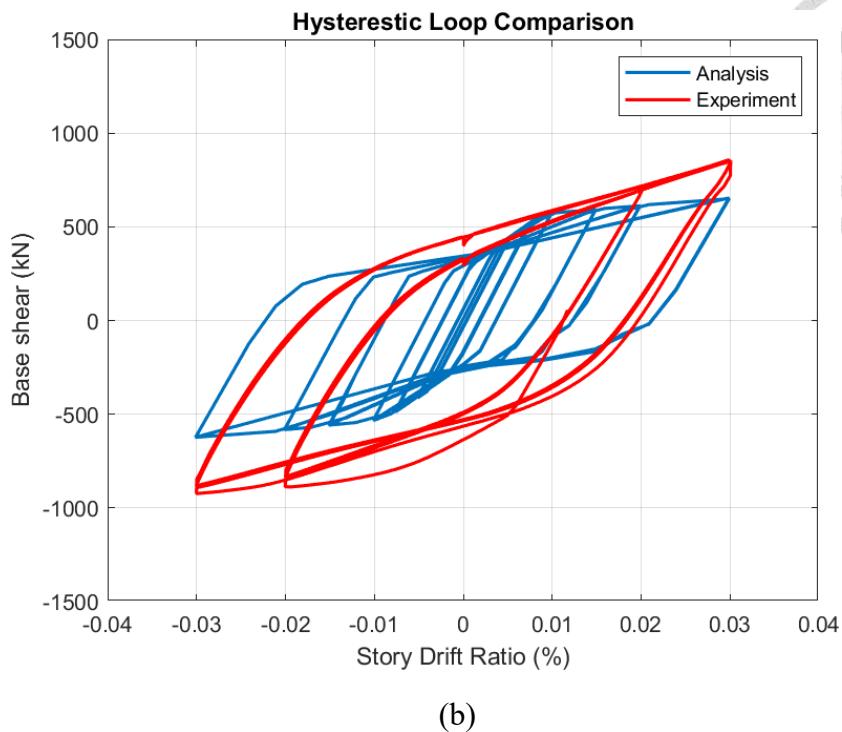


圖 5-7 力量更改

更改後，可以發現破壞模式變為 0.5% BRB 降伏，梁柱會在 1.5% 降伏，證明若缺少中間層之力量，上層柱將會更快達到降伏強度，與實驗之結果相近。若觀察遲滯迴圈行為可以發現在混凝土之勁度上之預測是有一定準確性，但由於此時混凝土柱在模型中提前進入塑鉸行為，因此力量之上升會受柱塑鉸限制，相比實驗之真實值低許多，是相對保守之模擬。



(a)



(b)

圖 5-8 實驗與模擬更改後之整體構架遲滯迴圈比較 (a) 2%以前 (b) 2%以後

本實驗之 RC 構架為梁柱接頭剪力破壞，原因有三。一為 BRB 軸力所造成的接頭水平剪力和垂直剪力大，若僅接在梁上時傳力機制會對梁柱接頭造成額外之剪力需求，使梁柱接頭成為率先破壞的弱面。二為原先接合板內梁並無預期會降伏，唯其在 2%有降伏情況產生，使 M_{pb} 比預期中較大。三為本研究最終鋼纖維混凝土強度較弱，僅 34MPa，造成剪力強度格外不足，因此本研究依實驗數據重新檢核剪力強度部分。

實驗中 2% 開始有明顯剪力裂縫出現，因此檢核 2% 之最大力量，使用內側梁之 M_{pb} 計算梁柱接頭剪力，並加上 BRB 之水平分量得到計算結果如下表。

表 5-5 剪力重新檢核

$V_{n,c}$	2544.24	kN
V_j	2685.5	kN
DCR	1.06	

可以發現 DCR 已經到達 1.06，超過剪力強度，與實驗中剪力破壞行為一致。



第六章、結論與建議

6.1 結論

1. 本研究之 SAP2000 設定方法在模擬預測結構物力量分布和遲滯迴圈上是十分有效的，可以非常精準的抓出各端點反力和內力分布，在試驗前可以依此軟體得出試驗配置所需之反力。
2. 透過斷面分析軟體 Xtract，輸入自定義之材料性質可以良好的模擬鋼纖維混凝土之行為，使 SAP2000 之模擬結果更貼近真實情況。本研究建議未來也應以材料試驗之真實結果設定斷面分析模型。
3. 用 ABAQUS 模型設計之接合版整體外觀並未降伏，在整個實驗過程中並未有面外變形產生，讓試體可以穩定的消能。若希望觀察 ABAQUS 模型應力應變分布情形可以觀察應變計比較。
4. 實驗結果可以發現鋼纖維混凝土構架與 BRB 之接合是成功的，可以使 BRB 率先降伏進入消能階段，並在實驗最後在 5%，以 BRB 破壞終止實驗，證明 BRB 與鋼纖維混凝土接合是可行的，鋼纖維混凝土整體穩定度仍高過 BRB，不會因 BRB 而有 RC 桿件提前失效的情況，且整體構架消能行為佳，BRB 佔整體側力之 71%。唯 RC 構架破壞模式為梁柱接頭剪力破壞，且因實驗關係柱有率先降伏之情形，因此針對 RC 之力學分布需重新做比較檢核。

6.2 建議

1. 在模擬設計階段可以針對各材料或桿件性質單獨做試驗，使模型可以應用真實數據模擬各材料行為，以得到更加準確之模擬結果。
2. 本研究之材料配比參考至[44]，唯標稱之 42MPa 未能達到，實驗當天僅有 34MPa，抑是造成破壞模式失準原因之一。本研究認為未來混凝土強度應將不同環境和操作地點考慮進去，且儘量使供應商之貨源保持一致。
3. 若鋼斜撐僅接在梁上，力學行為分布需額外檢核，尤其是其水平力和垂直力會傳入梁端和梁柱接頭，造成額外的剪力需求和軸力影響。若未來設計鋼斜撐接



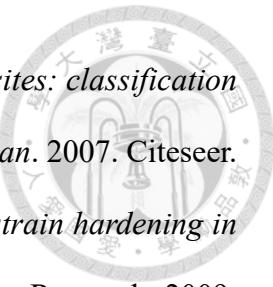
合上可考慮針對接梁端和接梁柱端分別實驗，以得到僅接梁上之確切力學行為分布，使往後設計能更佳的確保其破壞模式。

4. 側推力量分布若使用倒三角形方式估算可能過於理想化，使上層柱如懸臂梁般受反覆側推行為，造成塑鉸的非預期發展。本研究認為未來設計側推力量分布應參考構架各層之對應勁度和質量影響，重新計算豎向分配之力量，以免構架受力不平均導致之破壞。
5. 在 SAP2000 模擬中，若使用 P-M3 塑鉸內建程式會判定為 isotropic 遲滯迴圈型態，顯與混凝土希望得到之迴圈型態有所差異，因此在軸力變化不大之縮尺試驗應使用 M3 塑鉸始能更好模擬混凝土相關行為。



參考文獻

1. Fanella, D.A. and A.E. Naaman. Stress-strain properties of fiber reinforced mortar in compression. in *Journal Proceedings*. 1985.
2. Bencardino, F., et al., *Stress-strain behavior of steel fiber-reinforced concrete in compression*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2008. **20**(3): p. 255-263.
3. Song, P. and S. Hwang, *Mechanical properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete*. Construction and Building Materials, 2004. **18**(9): p. 669-673.
4. Naaman, A.E. and H. Najm, *Bond-slip mechanisms of steel fibers in concrete*. Materials Journal, 1991. **88**(2): p. 135-145.
5. 郭耀仁, 高強度鋼纖維混凝土的力學性質與圍束效應之研究, in 土木工程學研究所. 2012, 國立臺灣大學. p. 1-116.
6. Kim, D.J., S. El-Tawil, and A.E. Naaman, *Loading rate effect on pullout behavior of deformed steel fibers*. ACI Materials Journal, 2008. **105**(6): p. 576.
7. Ezeldin, A.S. and P.N. Balaguru, *Normal- and High-Strength Fiber-Reinforced Concrete under Compression*. Journal of Materials in Civil Engineering, 1992. **4**(4): p. 415-429.
8. Soroushian, P.L., Cha-Don, *Constitutive Modeling of Steel Fiber Reinforced Concrete Under Direct Tension and Compression*. Fibre Reinforced Cements and Concretes: Recent Developments. 1989, London and New York: Elsevier Applied Science.
9. Ou, Y.-C., et al., *Compressive Behavior of Steel-Fiber-Reinforced Concrete with a High Reinforcing Index*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2012. **24**(2): p. 207-215.
10. Liao, W.-C., W. Perceka, and E.-J. Liu, *Compressive Stress-Strain Relationship of High Strength Steel Fiber Reinforced Concrete*. Journal of Advanced Concrete Technology, 2015. **13**(8): p. 379-392.

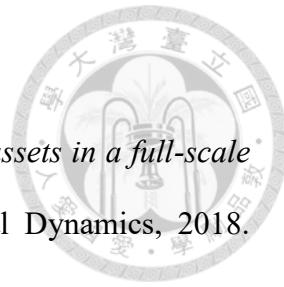


11. Naaman, A.E. *High performance fiber reinforced cement composites: classification and applications*. in *CBM-CI international workshop, Karachi, Pakistan*. 2007. Citeseer.
12. Fantilli, A.P., H. Mihashi, and P. Vallini, *Multiple cracking and strain hardening in fiber-reinforced concrete under uniaxial tension*. Cement and Concrete Research, 2009. **39**(12): p. 1217-1229.
13. Liao, W.-C., W. Perceka, and L.-C. Yu, *Systematic Mix Procedures for Highly Flowable-Strain Hardening Fiber Reinforced Concrete (HF-SHFR) by Using Tensile Strain Hardening Responses as Performance Criteria*. Science of Advanced Materials, 2017. **9**(7): p. 1157-1168.
14. Hwang, S.-J. and H.-J. Lee, *Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model*. Journal of Structural Engineering, 2002. **128**(12): p. 1519-1526.
15. 李宏仁, 鋼筋混凝土耐震梁柱接頭剪力強度之研究, in 計建工程系. 2000, 國立臺灣科技大學: 台北市. p. 295.
16. Paulay, T. and M.N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Vol. 768. 1992: Wiley New York.
17. Vecchio, F.J. and M.P. Collins, *Compression response of cracked reinforced concrete*. Journal of structural engineering, 1993. **119**(12): p. 3590-3610.
18. Belarbi, A. and T.T. Hsu, *Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension compression*. Structural Journal, 1995. **92**(5): p. 562-573.
19. Zhang, L.-X.B. and T.T. Hsu, *Behavior and analysis of 100 MPa concrete membrane elements*. Journal of Structural Engineering, 1998. **124**(1): p. 24-34.
20. 陳韋丞, 高強度鋼纖維混凝土深梁剪力行為研究, in 土木工程學研究所. 2018, 國立臺灣大學: 台北市. p. 144.
21. Mansour, M.Y., T.T.C. Hsu, and Y.L. Mo, *Constitutive relations of cracked reinforced concrete with steel fibers*. American Concrete Institute, ACI Special



Publication, 2009: p. 101-121.

22. 洪崇文, 添加鋼纖維對於高強度混凝土瓶狀壓拉桿行為之影響, in 土木工程學研究所. 2020, 國立臺灣大學: 台北市. p. 341.
23. Wagh, S.K., et al., *Effect of steel fibers on the compression behavior of isolated reinforced concrete panel: An experimental investigation and analytical model*. Structures, 2024. **70**.
24. Naaman, A., *A statistical theory of strength for fiber reinforced concrete*. 2005.
25. Razvi, S. and M. Saatcioglu, *Tests of high strength concrete columns under concentric loading*. Rep. No. OCEERC 96, 1996. **3**: p. 147.
26. Sheikh, S. and S. Uzumeri, *Strength and Ductility of Tied Concrete Columns*. ASCE J Struct Div, 1980. **106**: p. 1079-1102.
27. 曾笠維, 以鋼纖維取代橫向箍筋於New RC柱之應用評估, in 土木工程學研究所. 2014, 國立臺灣大學: 台北市. p. 238.
28. Foster Stephen, J., J. Liu, and A. Sheikh Shamim, *Cover Spalling in HSC Columns Loaded in Concentric Compression*. Journal of Structural Engineering, 1998. **124**(12): p. 1431-1437.
29. 王又德, 高強度鋼纖維鋼筋混凝土柱軸壓及韌性行為研究, in 土木工程學研究所. 2015, 國立臺灣大學: 台北市. p. 127.
30. Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park, *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering, 1988. **114**(8): p. 1804-1826.
31. 楊巽閔, 新建含挫屈束制支撐之實尺寸兩層樓 鋼筋混凝土構架耐震設計與實驗研究. 2015.
32. 黃潔倫, <104 黃潔倫-含挫屈束制支撐之新建鋼筋混凝土構架耐震設計與反應分析研究.pdf>. 2015.
33. Lin, P.C., et al., *Seismic design and experiment of single and coupled corner gusset connections in a full-scale two-story buckling-restrained braced frame*. Earthquake



Engineering & Structural Dynamics, 2015. **44**(13): p. 2177-2198.

34. Tsai, C.Y., et al., *Seismic performance analysis of BRBs and gussets in a full-scale 2-story BRB-RCF specimen*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2018.

47(12): p. 2366-2389.

35. 蔡克銓, 潘.吳.李., 挫屈束制支撑鋼框補強鋼筋混凝土構架之研究. 結構工程, 2015. 第三十卷(第四期): p. 第 41-64 頁

36. Bai, J., et al., *Seismic performance analysis of PBL gusset connections in buckling-restrained braced RC frames*. Journal of Building Engineering, 2021. **42**.

37. Bai, J., et al., *Seismic design and subassemblage tests of buckling-restrained braced RC frames with shear connector gusset connections*. Engineering Structures, 2021. **234**.

38. Ling, Y.C., S. Mogili, and S.J. Hwang, *Parameter optimization for Pivot hysteresis model for reinforced concrete columns with different failure modes*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2022. **51**(10): p. 2167-2187.

39. Qu, Z., et al., *Subassemblage Cyclic Loading Tests of Buckling-Restrained Braced RC Frames with Unconstrained Gusset Connections*. Journal of Structural Engineering, 2016. **142**(2).

40. 王映捷, 應用高強度應變硬化鋼纖維混凝土於 New RC 構架與鋼斜撐接合之設計分析. 2023.

41. Huang, Y., Q. Wu, and T. Tang, *Seismic Performance and Design of the Fully Assembled Precast Concrete Frame with Buckling-Restrained Braces*. Buildings, 2022. **12**(11).

42. Moehle, J.P., J.D. Hooper, and C.D. Lubke, *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames*. 2008.

43. Perceka, W., W.-C. Liao, and Y.-F. Wu, *Shear Strength Prediction Equations and Experimental Study of High Strength Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams with Different Shear Span-to-Depth Ratios*. Applied sciences., 2019. **9**(22): p. 4790.

44. 蔡尚恩, 鋼纖維混凝土五螺箍柱與外部梁柱接頭之反復側推行為研究, in 土木工程學系. 2024, 國立臺灣大學: 台北市. p. 202.

