



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 Thesis

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

Design analysis of the application of high-strength
strain-hardening steel fiber reinforced concrete to the
connection of steel braces in New RC frame

王映捷

Ying-Chieh Wang

指導教授：廖文正 博士

Advisor : Wen-Cheng Liao, Ph.D.

中華民國 112 年 8 月

August, 2023

國立臺灣大學碩士學位論文

口試委員會審定書

MASTER'S THESIS ACCEPTANCE CERTIFICATE
NATIONAL TAIWAN UNIVERSITY

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

Design analysis of the application of high-strength strain-hardening steel fiber reinforced concrete to the connection of steel braces in New RC frame

本論文係王映捷君(R10521226)在國立臺灣大學土木工程學系碩士班完成之碩士學位論文，於民國 112 年 07 月 28 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 / Institute of Civil Engineering Structural Engineering on 28 July, 2023 have examined a Master's thesis entitled above presented by Ying-Chieh WANG (R10521226) 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

鄭敏元

廖文正
詹穎雯
鄭敏元

系主任

葛宇甯

葛宇甯

中文摘要



近年來，高強度混凝土被廣泛使用，國內的相關規範也逐步更新採用之，其原因為高強度混凝土可有效地節省材料用量並縮減構建尺寸，然而，隨著抗壓強度的提升，高強度混凝土的材料特性會為脆性，在達到極限強度時會伴隨著脆性破壞發生，為提供足夠的剪力強度並延緩脆性破壞，實際會於結構物高剪力需求區額外配置剪力橫向箍筋，以提升結構物之剪力強度並維持其構件韌性，此方法會導致施工上綁紮鋼筋之不易。

根據先前的研究指出，若於混凝土中添加鋼纖維，對於混凝土材料之韌性與抗剪強度有明顯的提升，且因鋼纖維本身之橋接效應，具有高拉力強度可有效抑制裂縫生成，因此添加鋼纖維可大幅減少橫向箍筋的配置，解決施工上的問題。

近五十年，由於高樓層建築的需求增加，利用鋼筋混凝土與鋼骨結構之複合式結構系統能提供許多效益，在美國主要用於低度地震區中高樓層之抗彎矩結構，在日本則被使用於強震區低樓層抗彎矩結構。若使用傳統鋼筋混凝土，於強震區之高樓層建築時會有尺寸過大影響實際使用空間的狀況，因此可以引用高強度混凝土以解決此問題。

已知鋼筋混凝土與鋼骨結構之複合式結構之缺點可透過高強度混凝土改善，高強度混凝土之缺點可由添加鋼纖維改善，故本研究預計設計四座試體，以供未來探討添加鋼纖維於含鋼斜撐之高強度混凝土梁柱接頭之力學性質。試體參數為鋼纖維有無以及鋼斜撐有無，以方便後續分別針對鋼纖維及鋼斜撐對於鋼筋混凝土梁柱接頭之影響進行討論。

關鍵字：高強度混凝土、鋼纖維、軟化壓拉桿模型、New RC

Abstract

High-strength reinforced concrete has been used and promoted in high-rise buildings for many years, and domestic building codes are gradually being updated and adopted to reflect the advancements in this material. High-strength concrete offers significant benefits such as saving material consumption and reducing the size of construction components. However, as the compressive strength of concrete increases, its brittleness also becomes more pronounced. To maintain the seismic performance, additional shear reinforcement is required, leading to construction difficulties.

According to previous studies, adding steel fiber to concrete can significantly improve the stiffness and shear strength of the concrete material, and due to the bridging effect of the steel fiber, the high tensile strength can effectively inhibit the formation of cracks, so adding steel fiber to concrete can greatly improve reduce the configuration of transverse stirrups and solve construction problems.

In the past fifty years, because of the increasing demand for high-rise buildings, it is known that the composite structural system of reinforced concrete and steel structure can bring many benefits. It is used as a moment-resisting structure in the earthquake area in both United States and Japan. If traditional reinforced concrete is used, the size of the high-rise building in the strong earthquake area will be too large to affect the actual use of space. Therefore, high-strength concrete can be used to solve this problem.

It is known that the shortcomings of the composite structure of reinforced concrete and steel structure can be improved by high strength concrete, and the shortcomings of high strength concrete can be improved by adding steel fibers. Therefore, this study plans to design four test bodies for future research to discuss mechanical properties of high-strength concrete beam-column joints with steel braces. The parameters of the test

body are the presence or absence of steel fibers and steel braces, so as to facilitate subsequent discussions on the influence of steel fibers and steel braces on reinforced concrete beam-column joints.



Keywords : Steel fiber, High Strength Concrete, Softened Strut-and-Tie model, New RC

目錄



口試委員會審定書	i
中文摘要	ii
Abstract	iii
目錄	v
表目錄	viii
圖目錄	ix
第一章、緒論	1
1.1 研究動機	1
1.2 研究目的	2
1.3 研究方法與內容	3
第二章、文獻回顧	5
2.1 高強度鋼筋混凝土	5
2.1.1 高強度混凝土	5
2.1.2 高強度鋼筋	7
2.2 鋼纖維混凝土之力學性質	8
2.2.1 添加鋼纖維於混凝土的基本力學性質	8
2.2.2 高強度鋼纖維混凝土受直拉作用下之力學行為	17
2.3 軟化壓拉桿模型	21
2.3.1 模型之設計背景	21
2.3.2 強度計算公式	22
2.3.3 壓拉桿指標 K	23
2.3.4 軟化係數 ζ	29
2.4 針對鋼纖維混凝土之軟化壓拉桿模型	32

2.4.1 鋼纖維混凝土之壓拉桿指標 K	32
2.4.2 鋼纖維混凝土之軟化係數 ζ	33
2.4.3 對於鋼筋混凝土梁柱接頭之破壞模式	37
2.5 鋼結構與 RC 構架複合系統的現況	39
2.5.1 鋼構元件在 RC 構架上的接合	39
2.5.2 鋼框架與 RC 構架接合之相關文獻	63
第三章、試體設計及分析	67
3.1 試體設計	67
3.1.1 設計參數選擇	67
3.1.2 試體名稱與統整	68
3.2 強度分析	69
3.2.1 Etabs 模型設定	69
3.2.2 主筋箍筋配置	79
3.2.3 預期破壞模式之討論	83
第四章、實驗計畫	85
4.1 實驗材料及配比	85
4.1.1 實驗材料	85
4.1.2 實驗配比	94
4.2 試體佈設及量測規劃	94
4.2.1 試體佈設	94
4.2.2 測試方法與流程	96
4.2.3 量測系統	97
第五章、結論與建議	99
5.1 結論	99
5.2 建議	99

參考文獻	101
------------	-----



表目錄



表 3-1 試體斷面材料參數	68
表 3-2 試體簡表統整	69
表 4-1 卜特嵐第 I 型水泥之化學成分報告(國產實業提供).....	86
表 4-2 卜特嵐第 I 型水泥之物理性質(國產實業提供)	87
表 4-3 爐石化學成分表	88
表 4-4 矽灰化學成分表	89
表 4-5 粗粒料之篩分析結果與其物質性質	89
表 4-6 細粒料松門砂之篩分析結果與其物理性質	91
表 4-7 細粒料花蓮砂之篩分析結果與物理性質	92
表 4-8 強塑劑性質表	93
表 4-9 高強度之鋼纖維混凝土配比表 (單位： kg/m^3)	94

圖目錄



圖 1-1 綁扎處之過密箍筋示意圖	2
圖 2-1 應力應變曲線—針對不同強度之混凝土比較 [1]	6
圖 2-2 破壞時開裂路徑的差異—針對不同強度之混凝土	7
圖 2-3 應力應變曲線—針對不同強度鋼筋 (Aoyama <i>et al.</i> 1992)	8
圖 2-4 混凝土之應力應變曲線比較—針對添加各材質之纖維 (Fanella and Naaman 1985)	9
圖 2-5 混凝土之應力應變曲線—針對不同鋼纖維體積取代率 (Fanella and Naaman 1985)	10
圖 2-6 混凝土之應力應變曲線—針對添加不同長徑比之鋼纖維 (Fanella and Naaman 1985)	10
圖 2-7 混凝土在添加不同鋼纖維體積取代率下與韌性指數之關係 ..	11
圖 2-8 混凝土應力應變曲線—針對不同鋼纖維體積取代率下	12
圖 2-9 高強度混凝土圓柱試體之破壞情形 (Bencardinoa <i>et al.</i> 2008)	13
圖 2-10 高強度混凝土圓柱破壞情形—添加 3%體積取代率下	14
圖 2-11 高強度混凝土之應力應變曲線—於不同鋼纖維體積取代率下	14
圖 2-12 混凝土抗壓強度差異—於不同鋼纖維體積取代率 (Song and Hwang 2004)	16
圖 2-13 混凝土劈裂強度差異—於不同鋼纖維體積取代率 (Song and Hwang 2004)	16
圖 2-14 混凝土破裂模數差異—於不同鋼纖維體積取代率	17
圖 2-15 鋼纖維混凝土之行為表現—於受直拉作用之情況下 (Naaman 2003)	18
圖 2-16 圖解鋼纖維混凝土於應變硬化以及應變軟化之行為 (Naaman	

2003).....	19
圖 2-17 典型之壓拉桿模型示意圖 (Nilson et al. 2010)	21
圖 2-18 結構抗剪元件之種類 (Huang and Lee 2002).....	22
圖 2-19 軟化壓拉桿中桿件對角線之傳力機制 (Huang and Lee, 2002).....	27
圖 2-20 軟化壓拉桿中桿件對角線與水平向之傳力機制 (Huang and Lee, 2002)	27
圖 2-21 軟化壓拉桿中桿件垂直向之傳力機制 (Huang and Lee, 2002).....	28
圖 2-22 軟化壓拉桿中整理傳力機制示意圖 (Huang and Lee, 2002).....	28
圖 2-23 開裂鋼筋混凝土之軟化效應 (Huang and Lee, 2002)	30
圖 2-24 莫爾圓變形諧和關係 (Huang and Lee, 2002).....	31
圖 2-25 混凝土軟化係數之變化—針對添加不同體積取代率之鋼纖維.....	36
圖 2-26 各式梁柱接頭破壞形式之整理 (張凱越 2017).....	38
圖 2-27 交會區破壞模式	41
圖 2-28 梁柱交會區變形圖 Kanno (1993).....	42
圖 2-29 內元素有效寬度示意圖 Kanno (1993).....	43
圖 2-30 無束制角撐板連接方式	48
圖 2-31 挫曲束制支撐框架之變形示意圖	48
圖 2-32 不規則形狀之接合板 黃潔倫(2015).....	51
圖 2-33 規則形狀之接合板 黃潔倫(2015)	51
圖 2-34 雙片接合版梁柱閉合示意圖	53
圖 2-35 預埋鐵件 黃潔倫(2015).....	55
圖 2-36 BRB 與鋼筋混凝土之接合介面示意圖 (林庭立 2016)	57
圖 2-37 U 字型接頭鐵件焊接鋼筋續接器並與梁主筋相連接之示意圖.....	58
圖 2-38 壓拉桿模型—針對短深型托架 (Qu et al. 2012).....	58
圖 2-39 鋼板強度與勁度折減比例對穿孔比之影響圖	60

圖 2-40 穿孔型鋼板剪力牆示意圖 (T. M. Roberts, and S. Sabouri-Ghomi 1992).....	61
圖 2-41 穿孔型鋼板剪力牆板條模型 (T. M. Roberts, and S. Sabouri-Ghomi 1992).....	61
圖 2-42 五種寬高比穿孔型鋼版剪力牆強度折減	63
圖 2-43 鋼框架斜撐補強構件示意圖	65
圖 2-44 補接合部細節示意圖	65
圖 3-1 混凝土材料設定	70
圖 3-2 鋼筋材料參數	70
圖 3-3 梁斷面設定	71
圖 3-4 柱斷面設定	71
圖 3-5 無斜撐之塑鉸設定為距柱心 0.45m	72
圖 3-6 含斜撐之塑鉸設定為距柱心 0.675m.....	72
圖 3-7 側推分析設定	73
圖 3-8 $DR = +0.25\%$ 位移控制設定	73
圖 3-9 $DR = -0.25\%$ 位移控制設定	74
圖 3-10 $DR = +0.5\%$ 位移控制設定	74
圖 3-11 $DR = -0.5\%$ 位移控制設定	75
圖 3-12 $DR = +1\%$ 位移控制設定	75
圖 3-13 $DR = -1\%$ 位移控制設定	76
圖 3-14 $DR = +2\%$ 位移控制設定	76
圖 3-15 $DR = -2\%$ 位移控制設定	77
圖 3-16 $DR = +3\%$ 位移控制設定	77
圖 3-17 $DR = -3\%$ 位移控制設定	78
圖 3-18 $DR = +3\%$ 之變形示意圖	78

圖 3-19 無斜撐試體達 DR 達+3%時之剪力彎矩需求	79
圖 3-20 含斜撐試體達 DR 達+3%時之剪力彎矩需求	79
圖 4-1 高拉力端鉤型鋼纖維示意圖	94
圖 4-2 不含鋼斜撐之接頭試體佈設示意圖	95
圖 4-3 含鋼斜撐之接頭試體佈設示意圖	95
圖 4-4 光學空間座標監測系統儀器設備	98

第一章、緒論



1.1 研究動機

高強度混凝土的發展對於現代建築需求和結構強度的提高具有重要的意義。隨著高樓需求的增加，各國都開始逐漸推動高強度混凝土材料的研發和應用。這種材料能夠有效地節省材料用量和縮減構建尺寸，同時提供更高的結構強度，從而使得建築物更加安全可靠。

台灣近年來積極推廣高強度建材的應用，主要集中在混凝土抗壓強度(f'_c)達 70MPa 以上和鋼筋降伏強度(f_y)達 685MPa 以上。新版規範預計進一步提高鋼筋降伏強度與混凝土抗壓強度的上限值，以展現材料的提升。

然而，高強度混凝土的脆性破壞是在達到極限強度時之破壞模式較不理想。為了解決這個問題並使高強度混凝土在應用上更為便利，通常會於結構的不連續區或應力干擾區配置大量橫向剪力箍筋，如梁柱接頭和剪力牆，以提高結構的剪力強度和韌性。但過密和過量的橫向剪力箍筋會給施工帶來困難，並可能導致混凝土品質下降。因此，在設計和施工高強度混凝土結構時，需要仔細平衡剪力強度和施工難度，以達到最佳的性能和安全性，如圖 1-1 所示。

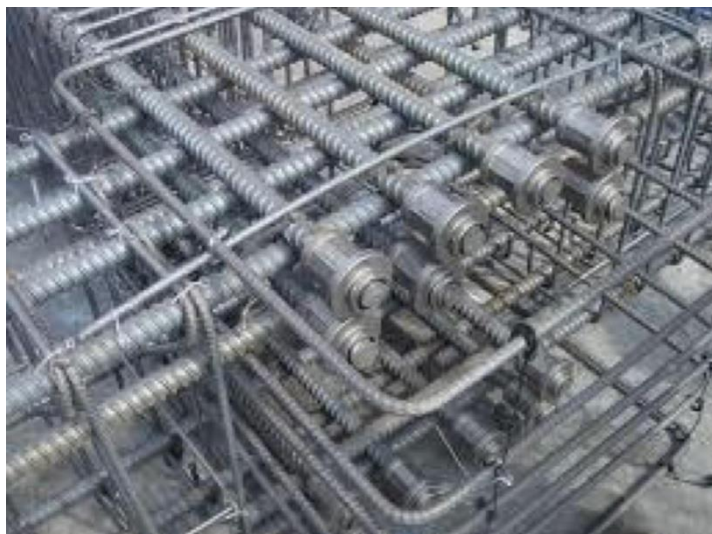


圖 1-1 綁扎處之過密箍筋示意圖



近年來，複合型結構 (SRC) 始普遍應用於現今的各類型結構物中，複合型結構之主要優點在於同時利用了 RC 柱之高抗壓能力及鋼梁之長跨度與高韌性能力等構材特性，指整體結構能有效抵抗垂直立與側立之作用。雖複合型結構有諸多優點，但在設計與施工仍有許多問題待克服，其一主要問題即為如何有效的接合此兩種系統，且如何在已知需要額外配置剪力箍筋之梁柱接頭處，再良好的固定鋼結構斜撐。

雖然透過先前的文獻可得到，於高強度混凝土中添加鋼纖維，可以取代全部或部分的橫向箍筋，並改善結構物構件在不連續區的性能，但在梁柱接頭、特別是含有鋼構斜撐的鋼筋混凝土柱複合結構的梁柱接頭處，力量傳遞行為可能與一般情況有所不同。由於這些區域的受力機制較為複雜，仍需要進一步的研究來釐清其力學行為。

進一步的研究可以通過試驗和數值模擬來進行，以探討添加鋼纖維對梁柱接頭行為的影響。這些研究可以評估鋼纖維混凝土在梁柱接頭的力學性能，包括剪力強度、承載力、位移能力以及能量消散能力。同時，這些研究也可以進一步評估梁柱接頭在添加鋼纖維後的施工可行性和效益，以確定其在實際工程中的應用價值。

1.2 研究目的

為探討使用高強度鋼纖維混凝土於含鋼構斜撐之鋼筋混凝土柱複合結構的力學行為，本研究將使用高強度鋼纖維混凝土做為複合結構於梁柱接頭圍束區之材料，因其傳力機制及破壞路徑皆與一般梁柱接頭不同，使用高強度鋼纖維混凝土之試體可套用本研究群過去所發展之高強度鋼纖維混凝土軟化壓拉桿模型互相比

較，並期望能透過實驗結果佐證其力學原理。

經試驗，應用高強度鋼纖維混凝土於含鋼構斜撐之鋼筋混凝土柱複合結構的力學行為可獲得釐清，透過高強度混凝土及高強度鋼纖維混凝土之試體相互比較，可釐清哪些力學行為係透過添加鋼纖維所取得之提升，尤其是呈應變硬化的鋼纖維混凝土能否做為拉桿，並衍生更多壓桿以提升整體壓桿強度。還有包括以鋼纖維取代橫向箍筋對於含鋼構斜撐之鋼筋混凝土柱複合結構之貢獻與效率，做為未來大型結構試驗、耐震構件設計、模擬分析之資料。

對於以上疑慮，本研究統整過去相關文獻中無論補強或新建之含鋼元件之鋼筋混凝土複合結構，並結合本研究群中歷年針對應用高強度鋼纖維混凝土於各結構元件中所提出之力學行為，包含等效握裹強度 τ_{eq} 與對於壓拉桿指標 K 與軟化係數 ζ 之修正等，後設計一含鋼構斜撐之鋼筋混凝土柱複合結構之試驗，供後續作力學行為上之釐清。

1.3 研究方法與內容

本研究將蒐集國內外以研究之補強或新建之含鋼元件之鋼筋混凝土複合結構的資料，設定一符合研究目的之試驗試體尺寸，透過模擬取得其剪力、彎矩強度，並參照本研究群先前提出之針對高強度鋼纖維混凝土之軟化壓拉桿模型，設計四座未來要實驗的試體 HRC、HRC-PT、HFRC 及 HFRC-PT。

未來預計設計四座試體探討應用高強度鋼纖維混凝土於含鋼構斜撐之鋼筋混凝土柱複合結構的力學行為，試體梁斷面為 45cm x 27.5cm、柱斷面則為 45cm x 45cm，試驗結果可與參考文獻相互比較，並透過使用高強度混凝土及高強度鋼纖維混凝土之試體，取得應用鋼纖維於含鋼構斜撐之鋼筋混凝土柱複合結構之貢獻及效益。

本研究之內容總共可分為四個章節：

第一章、緒論：陳述研究背景、表明研究動機、說明研究目的以及方法。

第二章、文獻回顧：材料性質上，介紹高強度鋼筋混凝土以及鋼纖維混凝土。力學性質上，首先介紹適用於鋼纖維之軟化壓拉桿模型，其中包括本研究群先前對壓拉桿指標 K 與軟化係數 ζ 之修正。並整理針對補強或新建之含鋼元件之鋼筋混凝土複合結構之文獻，以利後續參考及對照。

第三章、試體設計與分析：以國外文獻做為參考試體，並選用鋼纖維及鋼構斜撐之有無為試驗參數，設計共 4 座試體，分別為 HRC、HRC-PT、HFRC 及 HFRC-PT 進行分析以利未來試驗進行比較。此章節包含利用 Etabs 模型分析試體之各項強度，並依照是否添加鋼纖維計算試體之鋼筋配置，並整理預期之破壞模式，以確保達到設定之試驗目的，也確保未來比較之準確性。

第四章、實驗計畫：此章節主要介紹試體詳細尺寸及配筋，以及試驗配比及材料。

第五章、結論與建議。

第二章、文獻回顧



2.1 高強度鋼筋混凝土

隨著經濟的進步和人口密集的現況，高層建築的需求不斷增加。在臺灣，鋼筋混凝土是目前最常用的建築材料，其中對高強度鋼筋混凝土的需求也隨著高層建築的增加而上升。高強度鋼筋混凝土具有讓構件斷面更小的特性，這使得建築物的自重降低，同時增加了內部的使用空間，並能節省材料和費用。

2.1.1 高強度混凝土

高強度混凝土的優勢在於其水膠比較低，且有添加高緻密性的卜作嵐材料，這使得混凝土具有更高的抗壓強度和勁度。然而，隨著強度的增加，主要的問題就是破壞模式的轉變為脆性。

從圖 2-1 的數據可以看出，普通強度混凝土 ($\epsilon_u = 0.01$) 的極限應變約為高強度混凝土 ($\epsilon_u = 0.003$) 的三倍。這意味著高強度混凝土在受到載荷時會更早地達到極限應變，而且其性質更為脆弱。脆性破壞對結構的耐久性和安全性可能會產生一定的影響。

因此，在應用高強度混凝土時，需要仔細考慮其脆性破壞特性，並進行相應的措施來提高其韌性和抗震性能。這可以通過添加適當的纖維材料、選擇合適的混凝土配比，以及設計適用的斷面形式來實現。

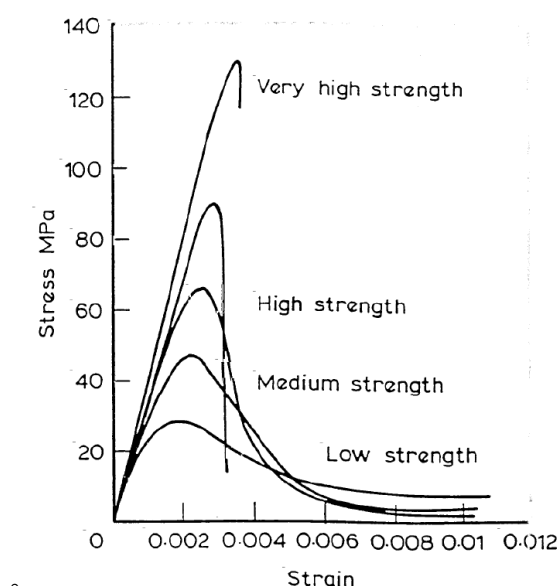
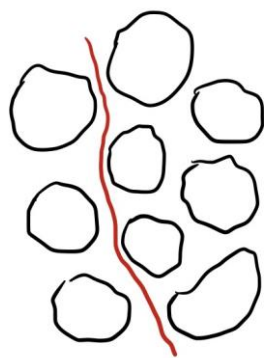


圖 2-1 應力應變曲線—針對不同強度之混凝土比較 [1]

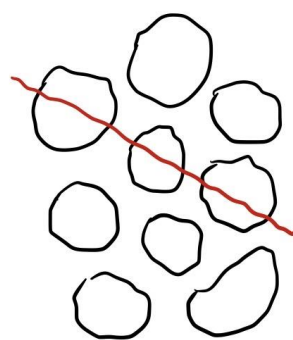
高強度混凝土的特點於其水膠比較低，且有添加高緻密性的卜作嵐材料，這些特性使其具有較小的孔隙空間和較高的膠結材強度，有效提高了混凝土的抗壓強度和勁度。然而，高強度混凝土的破壞性質逐漸轉變為脆性，隨著其強度的增加。

在高強度混凝土中，由於膠結材的強度提高，甚至可能高過粒料的強度，導致在破壞模式上會與普通強度混凝土有明顯不同。在普通強度混凝土的破壞過程中，裂縫通常沿著粗粒料的邊緣發展。然而，在高強度混凝土達到極限強度時，由於膠結材強度高於粒料強度，裂縫會直接劈裂粗粒料，兩種破壞模式的差異可參考圖 2-2，導致破壞模式呈現脆性破壞且強度急劇下降。這樣的脆性破壞行為在實際應用中並不理想，因為它會影響結構物的耐久性和安全性。

為了克服高強度混凝土的脆性破壞，常常在實際設計中適當地搭配鋼筋來提高混凝土的韌性發展。鋼筋的添加能夠有效地控制裂縫的擴展，使得混凝土在受力時能夠更多地進行延展和能量消散，從而提高整體結構的韌性和抗震性能。通過合理的鋼筋配置，可以在高強度混凝土中實現較為理想的破壞行為，並確保其在結構物中得到有效的應用。



(a) 普通強度混凝土



(b) 高強度混凝土

圖 2-2 破壞時開裂路徑的差異——針對不同強度之混凝土

2.1.2 高強度鋼筋

高強度鋼筋是經過添加合金並經過熱處理製程而成，具有高降伏強度和高極限強度的特點。與一般強度鋼筋相比，高強度鋼筋的彈性模數變異性較小，因此高強度鋼筋的降伏應變普遍會較一般強度鋼筋為大，這一特性可從圖 2-3 中得到證實。隨著鋼筋極限強度增加，高強度鋼筋的降伏平台段會變短，同時導致極限應變也較小。

在設計和施工方面，高強度鋼筋含碳量較高，焊接時易產生裂紋，從而導致強度降低。因此，建議在鋼筋長度不足需要延伸時，使用螺紋節鋼筋搭配灌漿式螺紋套筒續接，取代焊接的方法。此舉可避免焊接引起的裂紋問題，確保延伸鋼筋的連接強度。

此外，由於高強度鋼筋的強度高，導致其彎折上的困難，對於鋼筋錨定彎鉤會更為困難。因此，建議使用機械式錨定（例如 T 型端部套筒）來取代早期彎鉤的錨定方式。這樣做既可以解決構件端部錨定處鋼筋過多導致不利於灌漿的問題，同時也能提升混凝土的澆灌品質，確保鋼筋錨定的效果。

透過這些調整，我們可以更好地應用高強度鋼筋，確保建築結構的安全性和性能。高強度鋼筋的使用在現代建築中將扮演越來越重要的角色，因為它能夠提

高結構的強度和耐久性，同時也能使建築更加經濟高效。

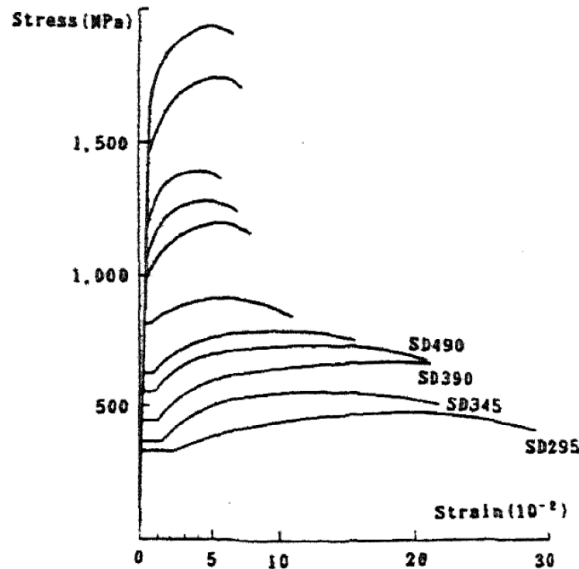


圖 2-3 應力應變曲線—針對不同強度鋼筋 (Aoyama *et al.* 1992)

2.2 鋼纖維混凝土之力學性質

2.2.1 添加鋼纖維於混凝土的基本力學性質

Fanella 和 Naaman(1985)在其研究中採用了不同長徑比的纖維(分別為 47、73 和 100)，並結合不同 體積取代率 (1 %、2 %和 3 %)作為設計參數，製作了鋼纖維混凝土圓柱試體，接著進行了抗壓試驗。實驗結果如圖 2-4 所示，顯示添加鋼纖維於混凝土中可顯著提升其韌性和延展性。

根據試驗結果，隨著鋼纖維的體積取代率和長徑比增加，混凝土試體的延展性顯著提高。此現象可歸因於鋼纖維的優異抗拉性能和能夠吸收裂縫能量的特性。在混凝土受力時，添加的鋼纖維有效地阻止裂縫的擴展，並吸收和分散應力，使混凝土得以更大程度地延展，同時也有助於防止脆性破壞的發生。這樣的改變使得混凝土在受壓時的強度下降趨勢明顯延緩，表現出更好的韌性。添加鋼纖維有

效地改善了混凝土的力學性質，使其能夠更好地承受壓力，同時減緩因受壓而導致的強度下降。這使得鋼纖維混凝土在許多工程應用中具有更好的性能和耐久性。

透過圖 2-5 及圖 2-6 的結果，我們可以討論纖維長徑比和鋼纖維體積取代率對混凝土性能的影響。在這些圖中，可以觀察到纖維長徑比越大和鋼纖維體積取代率越高的試體，在達到極限強度後，其應力應變曲線下降的趨勢較平緩，這暗示該試體的韌性較佳。

此外，從圖 2-7 中我們可以觀察到鋼纖維體積取代率與韌性指數在鋼纖維取代率為 1% 和 2% 時呈現正向關係。這表示在這些取代率範圍內，添加鋼纖維可以增加混凝土的韌性性能。然而，當體積取代率達到 3% 時，試體的韌性指數會下降。這是因為過量的鋼纖維會導致混凝土拌和困難和漿體含氣量過高等問題，進而影響了混凝土的性能

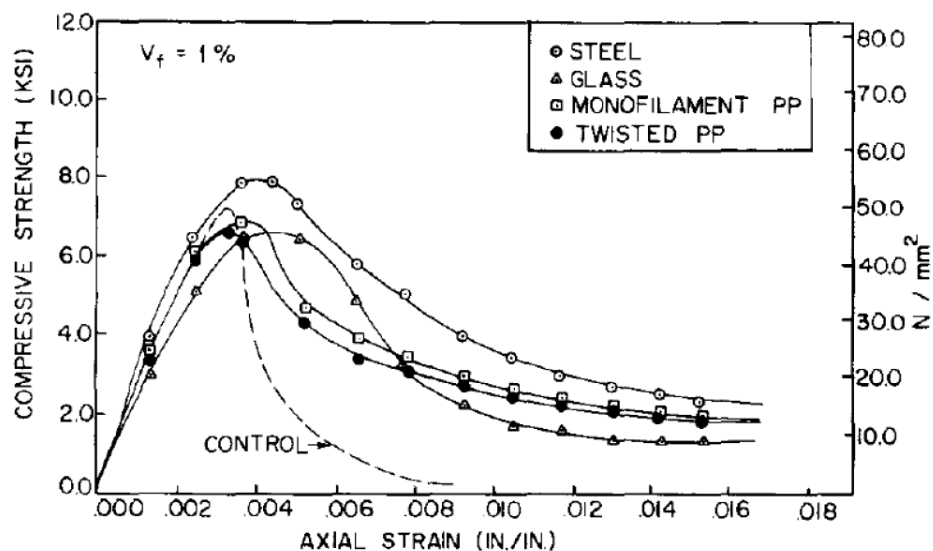


圖 2-4 混凝土之應力應變曲線比較—針對添加各材質之纖維 (Fanella and Naaman 1985)

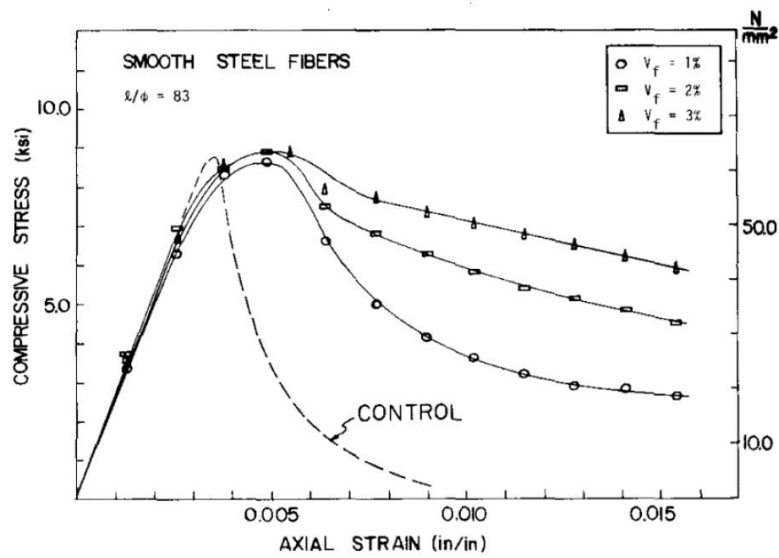


圖 2-5 混凝土之應力應變曲線—針對不同鋼纖維體積取代率 (Fanella and Naaman 1985)

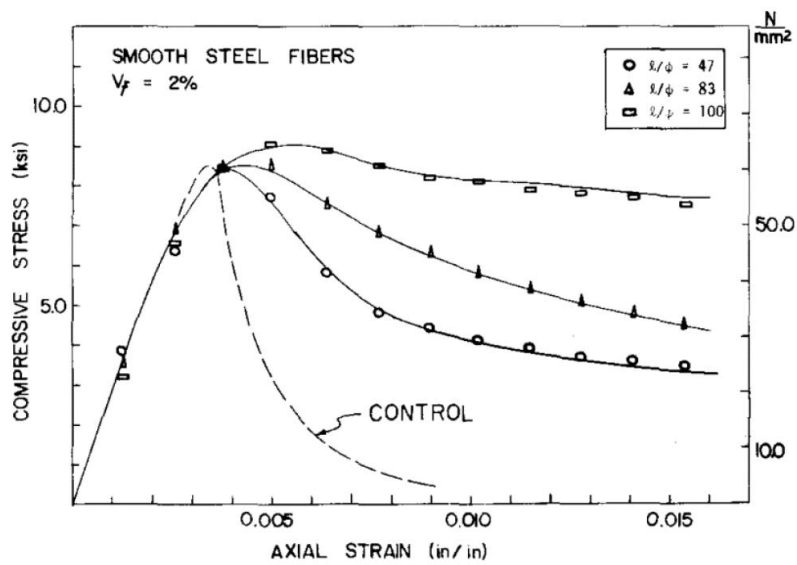


圖 2-6 混凝土之應力應變曲線—針對添加不同長徑比之鋼纖維 (Fanella and Naaman 1985)

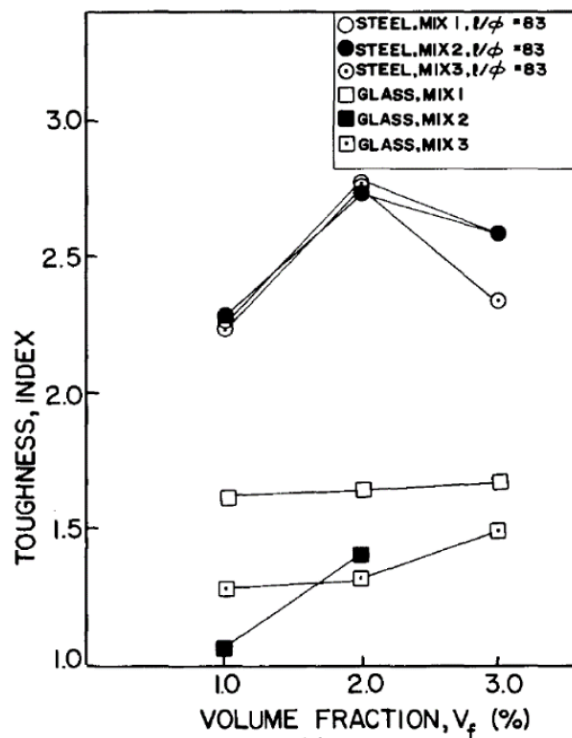


圖 2-7 混凝土在添加不同鋼纖維體積取代率下與韌性指數之關係

(Fanella and Naaman 1985)

根據 Hsu and Hsu (1985)的研究結果，他們選取不同鋼纖維體積取代率並配合長徑比為 60 的鋼纖維進行試驗，其中包括 0%、0.5%、0.75%和 1%等取代率。圖 2-8 顯示了這些試體的實驗結果。

從圖中可以觀察到，不同鋼纖維體積取代率的試體在極限強度上並沒有明顯的差異。這表示添加鋼纖維對混凝土的極限強度影響並不顯著，不論鋼纖維的體積取代率為多少，混凝土的極限強度似乎保持相對穩定。這與 Fanella and Naaman (1985)的研究結果一致，顯示鋼纖維在提高混凝土的極限強度方面並不是主要的影響因素。

另外，隨著鋼纖維體積取代率的增加，試體達到極限強度後，其應力應變曲線的下降幅度有漸緩的趨勢。這暗示隨著鋼纖維的增加，混凝土在極限強度後的後續變形行為更為柔和和延展，即應變硬化現象，這也是與 Fanella and Naaman (1985)

的研究結果一致。

綜合而言，Hsu and Hsu (1985)的研究結果與 Fanella and Naaman (1985)的研究成果一致，都顯示鋼纖維的添加對於混凝土的極限強度並無明顯影響，但可以改善混凝土在極限強度後的延展性和韌性，使其在受力後有更好的能量消散表現，增加結構物的耐久性和性能。

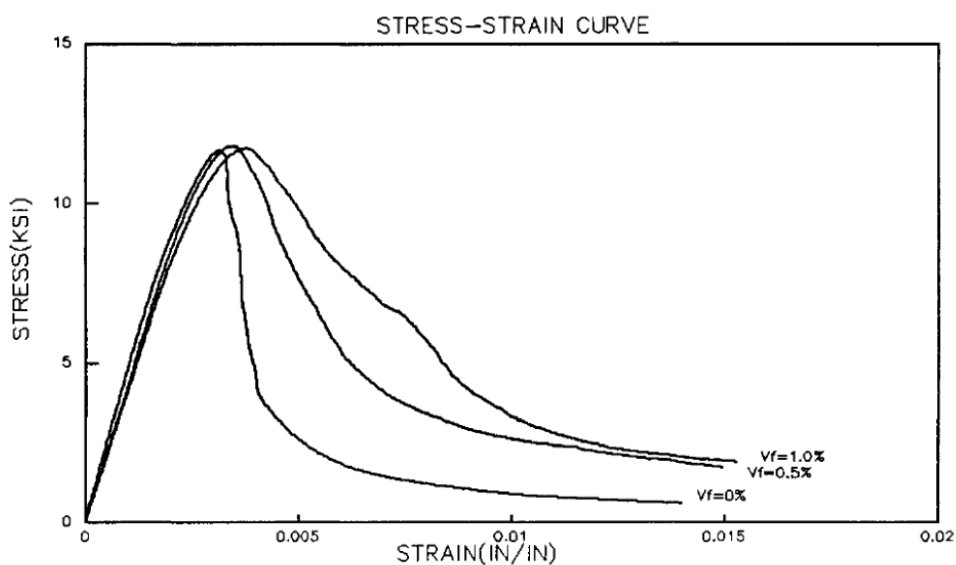


圖 2-8 混凝土應力應變曲線—針對不同鋼纖維體積取代率下

(Hsu and Hsu 1985)

Bencardino et al. (2008) 進行了一項關於高強度鋼纖維混凝土的研究，他們製作了強度約為 70MPa 的高強度鋼纖維混凝土圓柱試體，並使用不同鋼纖維取代率（0%、1%、1.6%和 3%）進行試驗。根據試驗結果，他們觀察到添加鋼纖維於高強度試體中，使得圓柱試體的破壞模式由錐形或剪力等脆性破壞（圖 2-9）轉變為多重裂縫之韌性破壞（圖 2-10），這可進一步說明添加鋼纖維可顯著提升了混凝土的韌性。

在受壓時，添加鋼纖維可抑制主要裂縫的發生，並使得混凝土能更有效地分散

應力，從而提高了材料的抗壓性能。這樣的結果對於混凝土在實際結構中的耐久性和安全性有著重要的影響。此外，從圖 2-11 中可以比較不同鋼纖維體積取代率下的試體應力應變曲線，添加鋼纖維可延緩試體應力應變曲線之後期下降速率，且較高體積取代率之試體其趨勢越明顯。

值得注意的是，相較於未添加鋼纖維之試體，鋼纖維體積取代率為 1.6% 及 3% 之試體，其極限應變可提升 5 倍以上。這顯示隨著鋼纖維體積取代率的增加，混凝土的延展性和韌性明顯增強，進一步提高了材料的耐久性和抗壓性能。

總結而言，Bencardino 等人的研究結果證明了添加鋼纖維對高強度鋼纖維混凝土的韌性和抗壓性能有顯著的改善效果。這些結果有助於推動高強度鋼纖維混凝土在實際結構應用中的進一步發展和廣泛應用。



圖 2-9 高強度混凝土圓柱試體之破壞情形 (Bencardino et al. 2008)



圖 2-10 高強度混凝土圓柱破壞情形—添加 3%體積取代率下

(Bencardino et al. 2008)

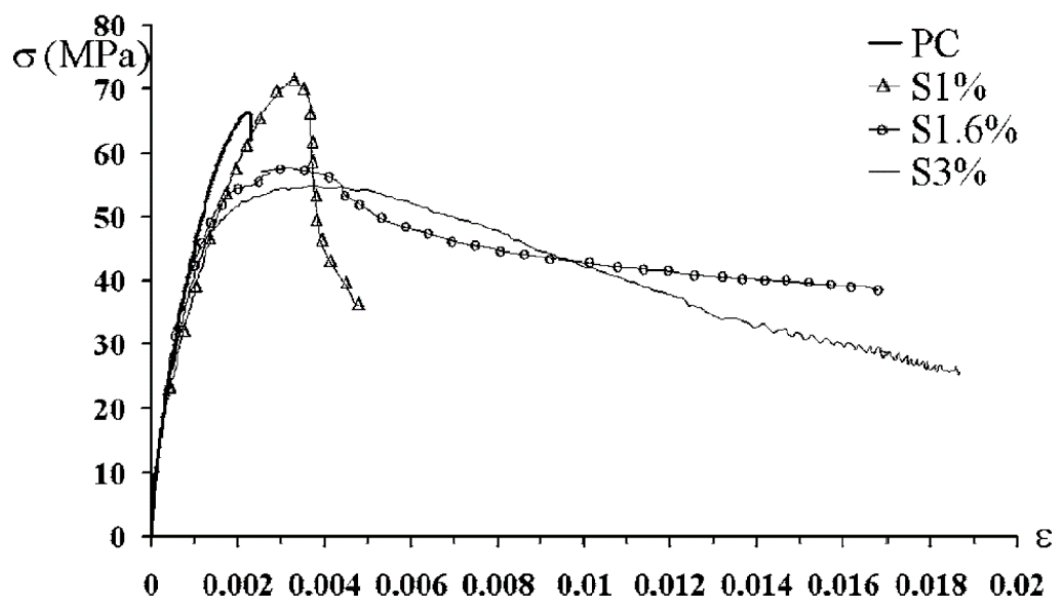


圖 2-11 高強度混凝土之應力應變曲線—於不同鋼纖維體積取代率下

(Bencardino et al. 2008)

根據 Song 和 Hwang (2004) 的研究，他們對高強度混凝土進行了多方面的試驗，其中包括抗壓試驗、劈裂試驗和抗彎試驗，並使用不同鋼纖維體積取代率(0.5%、1.0%、1.5%和 2.0%) 作為設計參數。圖 2-12 展示了他們的抗壓試驗結果。



根據試驗結果，當鋼纖維體積取代率小於1.5%時，試體的抗壓強度與鋼纖維體積取代率呈正比。隨著鋼纖維取代率達到 1.5 %時，試體的抗壓強度達到最大值，相較於未添加鋼纖維的試體，強度提升了 15.3%。這顯示適量的鋼纖維添加可以有效提升高強度混凝土的抗壓性能。

然而，當鋼纖維體積取代率超過 1.5%後，試體的強度開始下降。這可能是因為過高的鋼纖維體積取代率導致混凝土中纖維的過度集集塊，影響了混凝土的均勻性和膠結特性，進而降低了其整體強度。

因此，在高強度混凝土中添加鋼纖維時，需要謹慎選擇適當的鋼纖維體積取代率。合理的鋼纖維添加量可以有效提升混凝土的抗壓性能和韌性，但過高的取代率可能導致強度下降，影響結構的安全性。因此，在實際應用中，需根據具體工程要求和混凝土性能需求來選擇適宜的鋼纖維體積取代率。這表明在高強度混凝土中，添加適量的鋼纖維可以有效地提升抗壓強度，但過多添加則可能導致強度降低。

另外，由圖 2-13 及圖 2-14，我們可以觀察到高強度混凝土試體的劈裂強度和破裂模數與鋼纖維體積取代率呈正比關係。當高強度混凝土試體的鋼纖維體積取代率達到 2%時，試體的劈裂強度和破裂模數均有近一倍的提升。

這些結果表明，適量的鋼纖維添加可以顯著增強高強度混凝土的劈裂強度和破裂模數，進而提高混凝土的抗拉性能和延展性。劈裂強度和破裂模數的增加意味著高強度混凝土試體在受拉載荷下能更好地抵抗裂縫的擴展，並能吸收更多的拉應變能量，從而改善材料的韌性。

這對於混凝土在實際結構中的應用非常重要，特別是在受到拉力作用的構件，例如樑柱和梁的受拉區域。通過添加鋼纖維，可以有效地提升高強度混凝土的抗拉性能，並改善其破壞行為，從而提高結構的耐久性和安全性。

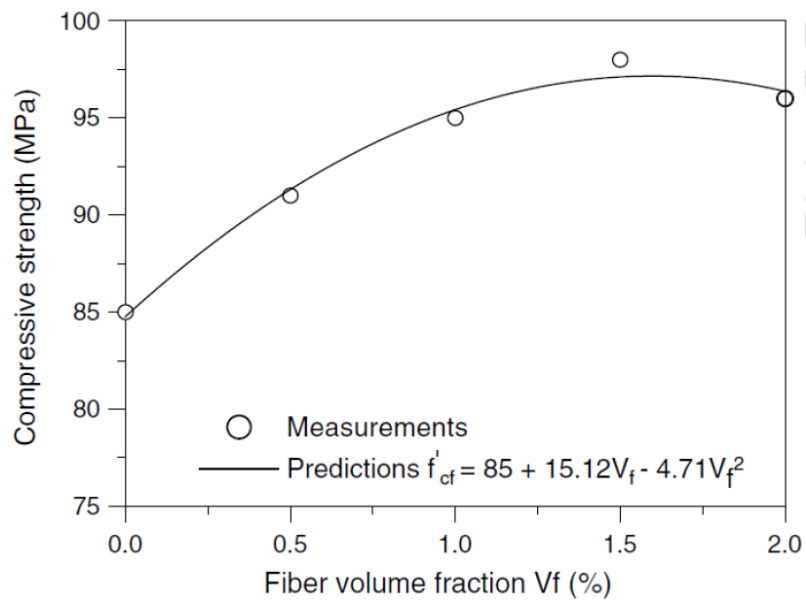


圖 2-12 混凝土抗壓強度差異—於不同鋼纖維體積取代率 (Song and Hwang 2004)

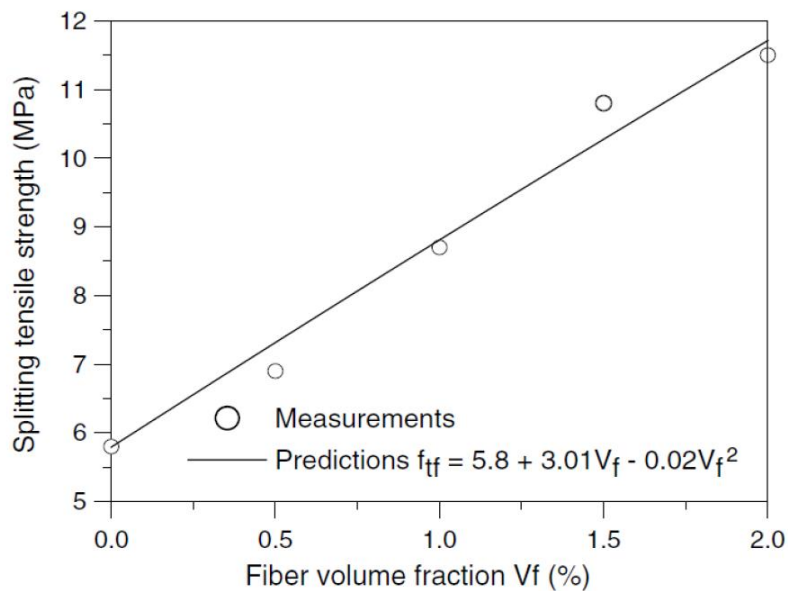


圖 2-13 混凝土劈裂強度差異—於不同鋼纖維體積取代率 (Song and Hwang 2004)

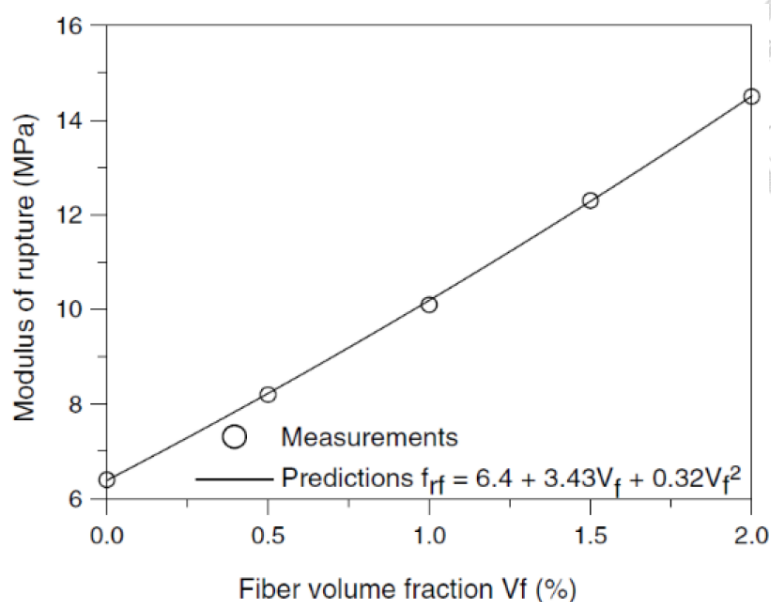


圖 2-14 混凝土破裂模數差異—於不同鋼纖維體積取代率

(Song and Hwang 2004)

2.2.2 高強度鋼纖維混凝土受直拉作用下之力學行為

Naaman (2003) 針對鋼纖維混凝土試體進行拉力試驗，根據其試驗結果可說明一般混凝土於受拉產生初始裂縫後，裂縫寬度會急速增加並使試體抗拉強度急速下降並伴隨脆性破壞的發生。在高強度混凝土試體中，其極限抗拉強度（也稱為開裂強度），如圖 2-15 中的曲線 A 所示；圖 2-15 之曲線 B 為一般強度之鋼纖維混凝土，第一條裂縫產生時，試體達極限抗拉強度，強度即急速下降且無法繼續提升，行為與普通混凝土相同，但如圖所示，鋼纖維混凝土在後半段有漸緩的強度下降趨勢，出現軟化現象，此現象表示鋼纖維混凝土在達極限強度仍能承受一定程度的拉力應變，並展現較佳的韌性，顯示鋼纖維混凝土在達到極限強度後仍能吸收一定程度的拉力應變，並展現較佳的韌性；曲線 C 則代表應變硬化鋼纖維混凝土，由於鋼纖維之橋接效應，試體在第一條裂縫出現後，強度仍可以持續提升，出現應變硬化之現象，代表試體之極限強度會高於開裂強度，而最後則在達極限強度後發生應變軟化現象而破壞。

由圖 2-16 的觀察，可以確認應變硬化鋼纖維混凝土和應變軟化鋼纖維混凝土之間的差異。其中，最明顯的差異發生在 AB 段的曲線上，並可以利用極限強度與開裂強度的大小關係進一步來判斷使用何種混凝土。

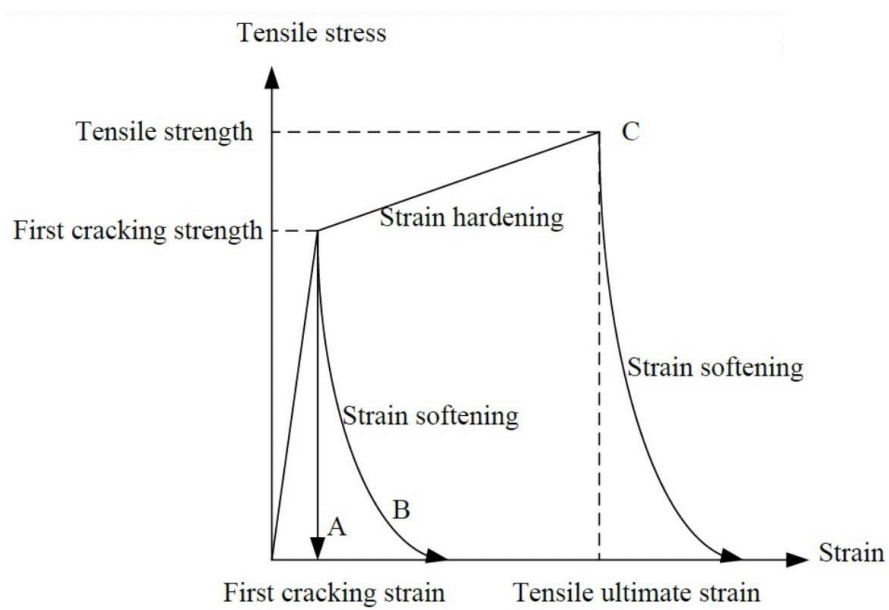


圖 2-15 鋼纖維混凝土之行為表現—於受直拉作用之情況下 (Naaman 2003)

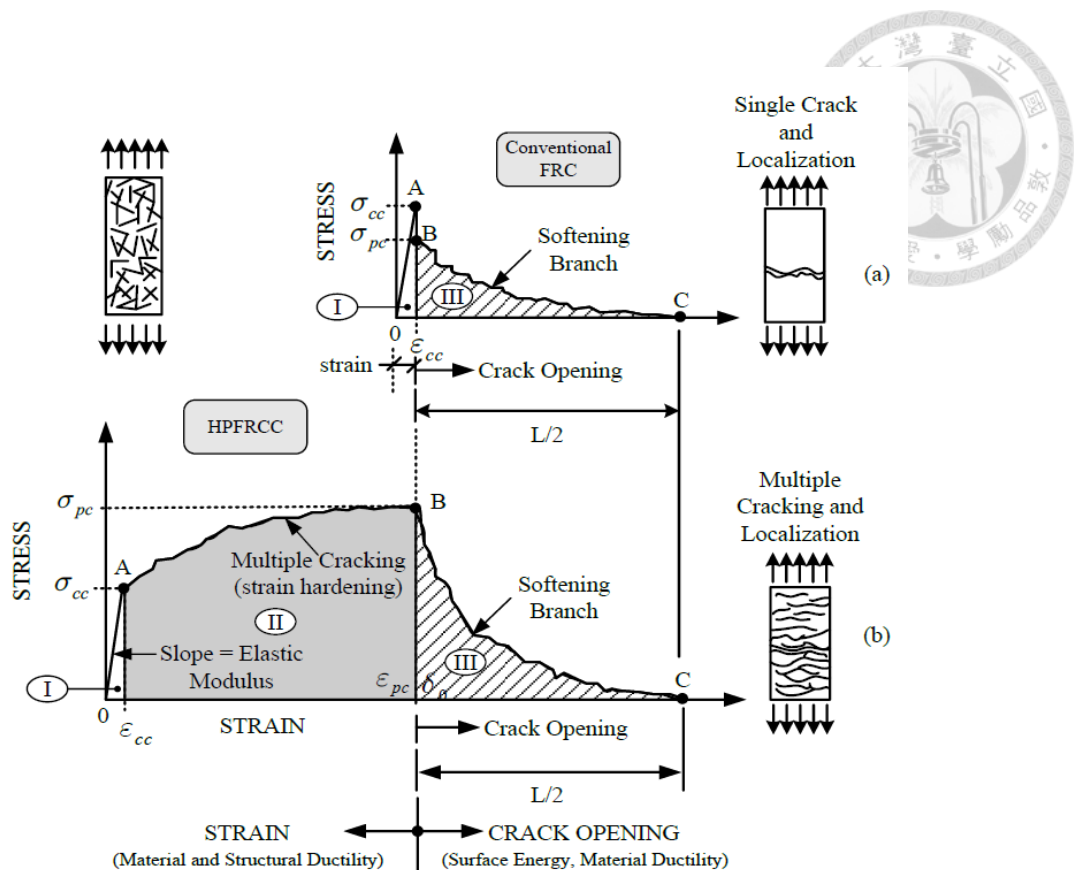


圖 2-16 圖解鋼纖維混凝土於應變硬化以及應變軟化之行為 (Naaman 2003)

根據 Fantilli et al. (2009) ，當混凝土受到拉力作用時，裂縫會垂直於受力方向產生。文獻假設鋼纖維在混凝土中具有三維分佈，且開裂斷面中的鋼纖維切面為圓形。研究參數則考慮了純混凝土的極限抗拉強度、水泥沙漿對鋼纖維的握裹強度、鋼纖維的種類以及鋼纖維的含量對於混凝土抗拉強度的影響，並提出鋼纖維混凝土開裂強度的預測式，其計算式如下：

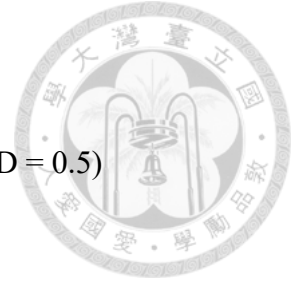
$$\sigma_{cc} = \sigma_{mu}(1 - V_f) + \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \tau V_f \frac{L_f}{d_f} \quad 2-1$$

其中，

σ_{cc} ：鋼纖維之混凝土開裂強度

σ_{mu} ：混凝土漿體之極限抗拉強度

V_f ：鋼纖維之體積取代率



α_1 ：開裂時平均鍵結強度係數（一般情況取 0.1）

α_2 ：未開裂時之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之折減係數（一般情況取 1）

τ ：水泥漿體對鋼纖維之平均握裹強度

L_f ：鋼纖維長度

d_f ：鋼纖維直徑

預測公式 2-2 與 2-3 則是作者針對應變硬化鋼纖維混凝土開裂抗拉強度做出以下假設並提出之公式：

1. 鋼纖維混凝土之破壞模式為拉拔破壞
2. 混凝土裂縫斷面上之水泥沙漿的分佈情形可忽略
3. 裂縫與拉伸應力方向垂直
4. 混凝土開裂後僅有鋼纖維與水泥沙漿間之拉拔力提供抗拉強度。

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

$$\lambda_2 = 4\alpha_2 \lambda_4 \quad 2-3$$

其中，

σ_{pc} ：鋼纖維混凝土極限抗拉強度

λ_1 ：鋼纖維混凝土極限抗拉強度（根據機率理論推導，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）



2.3 軟化壓拉桿模型

2.3.1 模型之設計背景

在分析鋼筋混凝土結構受彎矩、剪力等外部加載問題時，主要會採用構材內外力平衡、變形諧和關係與材料組成率等方法來進行分析與解決。然而在一般梁柱構件設計理論中，當斷面受到彎矩作用前後，通常假設斷面保持平面。然而，在斷面幾何有劇烈變化之區域，或是構材的力量加載點以及支承處，此假設可能不再適用，因此需要進一步考慮非平面狀態與局部變形效應。在這些特殊情況下，常需運用更複雜的數學模型和力學理論，以確保結構的安全性和可靠性。這些問題通常會透過數值模擬、實驗驗證或其他適當的分析方法來深入研究與解決，如圖 2-17 所示，根據聖維南原理 (Saint-Venant's principle)，在特定區域內發生不連續現象時，將導致非線性應變場的出現。在這種情況下，平面保持平面的假設將不再適用，因此必須採用其他的分析方式來處理。根據 Schlaich 和 Schafer (1991) 的研究，他們將這些不連續區域統稱為 D 區。為了預測混凝土結構中的不連續區 (D 區) 行為，他們提出了壓拉桿模型，該模型由壓桿 (strut)、拉桿 (tie) 和節點區域 (nodal zone) 等組成元件組成。

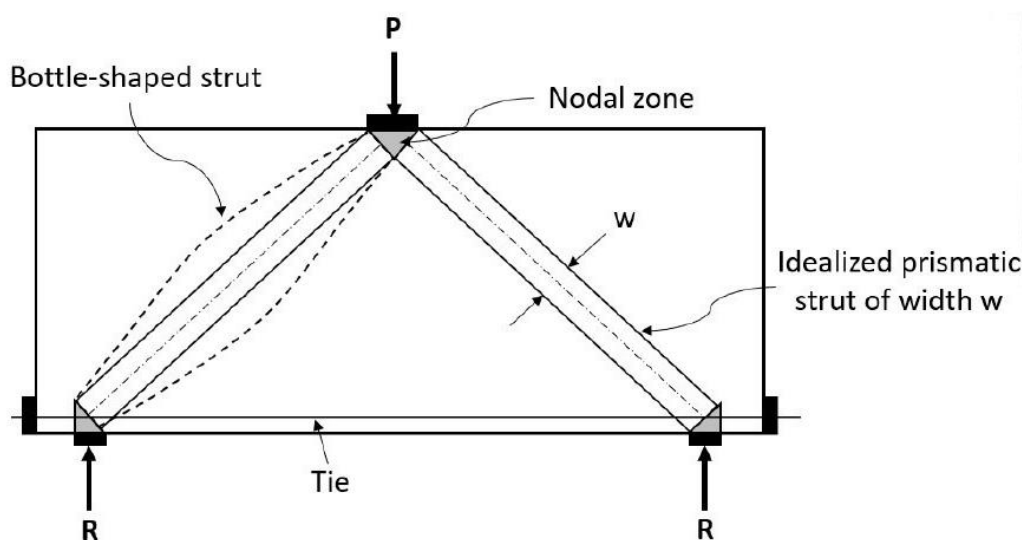


圖 2-17 典型之壓拉桿模型示意圖 (Nilson et al. 2010)

壓拉桿模型雖然提供學者和工程師計算 D 區特殊傳力路徑的方式，但其計算結果普遍過於保守且強度較低。此外，建構模型時僅需考慮節點力平衡和材料組成律，無須滿足應變的諧和條件，這導致模型的建置無唯一解，。此外，在建構模型時由於僅需考慮滿足節點力平衡 (equilibrium) 及材料組成律(constitutive)，無須滿足應變的諧和條件(compatibility)，這導致模型的建置無唯一解，需要具備足夠的工程判斷才能完成設計。

因此，Huang and Lee (1999) 提出一改良之抗剪模型，除了補足原模型中所缺乏的應變諧和條件，也加入鋼筋混凝土軟化效應之應力應變關係 (softened stress-strain of cracked reinforced concrete)，因此將此新型模型命名為軟化壓拉桿模型 (softend strut-and-tie model, SST 模型)。由於補足了應變諧和條件，故模型可計算出唯一解，並能進一步分析深梁、梁柱接頭、低矮型剪力牆等結構不連續區域構件的剪力強度，其形式可參考圖 2-18。此外，Huang and Lee 更於 2002 年提出軟化壓拉桿模型之簡算法，使得參數及強度計算上更為便利。

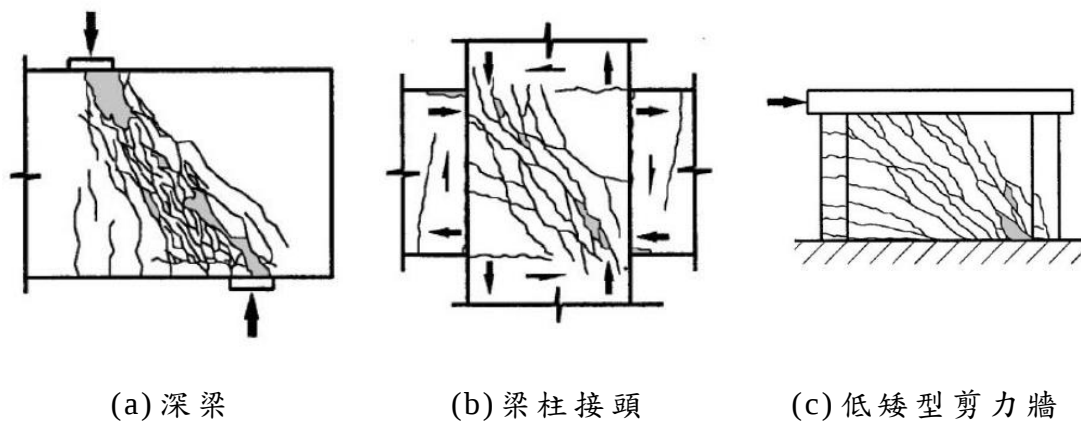


圖 2-18 結構抗剪元件之種類 (Huang and Lee 2002)

2.3.2 強度計算公式

結構物中的抗剪元件如梁柱接頭、剪力牆等行為極其類似，在抵抗側向力時

會發生對角開裂的現象，該現象是由對角混凝土在傳遞側向力時所產生的對角壓力引起的。軟化壓拉桿模型中假設構件具有足夠的撓曲強度，因此在構件的端部破壞主要是由混凝土受到壓力擠碎所引起的，其強度計算式如下：

$$C_{d,n} = K\zeta f'_c A_{str} \quad 2-4$$

其中，

$C_{d,n}$ ：構件之對角壓力強度

K ：壓拉桿指標

ζ ：開裂鋼筋混凝土之軟化係數

A_{str} ：對角壓力端部擠碎有效斷面積

算式 2-4 表示構件的對角壓力強度為端部擠碎之有效斷面積 A_{str} 以及鋼筋混凝土軟化係數 ζ 所控制， K 值則是反映鋼筋配置對整體強度的影響。一般計算端部壓桿面積如式 2-5 所示。

$$A_{str} = a_s \times b_s \quad 2-5$$

其中，

a_s ：對角壓桿之有效深度

b_s ：對角壓桿之有效寬度

端部壓桿面積與構件邊界束置條件和鋼筋配置細節密切相關。特別是在深梁、梁柱接頭等構件中，有效深度和壓力區深度 a_s 的關係尤為重要。因此，壓桿兩側的有效壓桿面積可能不會相同。詳細之計算方式可參考更多相關文獻。

2.3.3 壓拉桿指標 K

壓拉桿指標 K 式是由力平衡式推導而來的。透過在試體中添加水平和垂直鋼

筋，可以使更多的混凝土參與傳遞力量，進一步提升壓桿的強度。將此種效益定義為壓拉桿指標。傳力機制可參考圖 2-19，該圖表示一結構元素於為配筋的情況下之傳力路徑，若僅由對角混凝土之壓趕來傳遞壓力，則此時定義壓拉桿指標 K 為 1。

若上述之結構抗剪元素有配置水平鋼筋，如圖 2-20 所示，則水平鋼筋可提供額外傳力機制。在鋼筋仍處於彈性狀態時，作為拉桿的鋼筋所能夠提供之總拉力可透過式 2-6 至式 2-8 去做計算：

$$F_h = \gamma_h V_h \quad 2-6$$

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3} \quad 2-7$$

$$0 \leq \gamma_h \leq 1 \quad 2-8$$

其中，

F_h ：水平鋼筋提供總拉力

γ_h ：水平彈性拉桿分力比例

V_h ：元素所受水平剪力

θ ：對角壓桿與水平軸之夾角

添加鋼筋的效益為可促使更多的混凝土參與到傳力機制，進而達到分散端部混凝土所需承受之壓力的目的，因此可使結構構件有更高的對角壓力承受能力，此時的效益可透過式 2-9 及式 2-10 來評估，其中式 2-10 為式 2-9 之簡化式，可以將計算式精簡至只有一個變數，可提供使用者一個更方便的選擇，並利用獲得之係數即可進一步透過式 2-11 求得平衡之水平拉桿力。

$$\overline{K}_h = \frac{(1 - \gamma_h) + \gamma_h}{(1 - \gamma_h) + \gamma_h \left(1 - \frac{\sin^2 \theta}{2}\right)} \geq 1 \quad 2-9$$



$$\overline{K}_h = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_h + \gamma_h^2)}$$

$$\overline{F}_h = \gamma_h \times (\overline{K}_h \zeta f'_c A_{str}) \cos \theta$$

其中，

$\overline{K}_h$ ：擁有足夠水平鋼筋時的水平壓拉桿指標

$\overline{F}_h$ ：水平拉桿降伏時，混凝土壓桿剛好擠碎之水平拉桿力

然而，在實際情況中，鋼筋的配置可能不會完全平衡水平拉桿的力量。如果鋼筋配置過量，實際拉桿所能承受的拉力將大於平衡拉桿的力量，表示拉桿鋼筋在混凝土開裂時仍能保持在彈性範圍內，並有效地限制開裂混凝土的應變。相反，如果鋼筋配置量不足，那麼水平鋼筋降伏後剩餘力量將由對角混凝土壓桿承受。這將使得分散端部混凝土應力的情況不如彈性壓桿有效。為了考慮這種情況，Huang 和 Lee (2002) 建議使用式 2-12 之線性內插得到壓拉桿指標，這樣的指標可以更好地反映壓拉桿在不同鋼筋配置情況下的效能，並提供更準確的設計參考。其算式如下：

$$K_h = 1 + (\overline{K}_h - 1) \frac{A_{th} f_{yh}}{\overline{F}_h} \leq \overline{K}_h \quad 2-12$$

其中，

K_h ：實際水平壓拉桿指標

A_{th} ：水平拉桿鋼筋之有效斷面積

式 2-12 中提及之 A_{th} ，根據模型的建議，當考慮抗剪元素核心的中央部分時，水平剪力偶的力臂長的一半被視為 100% 有效。而在其餘兩側，則將水平剪力偶的力臂長的一半視為 50% 有效。

式 2-6 至式 2-12 是針對水平鋼筋做分析及計算，垂直鋼筋的部分則相當類似

於上述數學式，僅在角度與代號上有差異，詳細可參考圖 2-21 與下列各算式：

$$F_v = \gamma_v V_v$$

2-13

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

2-14

$$0 \leq \gamma_v \leq 1$$

2-15

$$\overline{K}_v = \frac{(1 - \gamma_v) + \gamma_v}{(1 - \gamma_v) + \gamma_v(1 - \frac{\sin^2 \theta}{2})} \geq 1$$

2-16

$$\overline{K}_v = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_v + \gamma_v^2)}$$

2-17

$$\overline{F}_v = \gamma_v \times (\overline{K}_v \zeta f'_c A_{str}) \sin \theta$$

2-18

$$K_v = 1 + (\overline{K}_v - 1) \frac{A_{th} f_{yv}}{\overline{F}_v} \leq \overline{K}_v$$

2-19

其中，

F_v ：垂直鋼筋提供之總拉力

γ_v ：垂直彈性拉桿之分力比例

V_v ：元素所受之垂直剪力

$\overline{K}_v$ ：擁有足夠垂直鋼筋時之垂直壓拉桿指標

$\overline{F}_v$ ：垂直拉桿降伏時，混凝土壓桿剛好擠碎之垂直拉桿力

K_v ：實際垂直壓拉桿指標

A_{tv} ：垂直拉桿鋼筋之有效斷面積

構件同時配置水平與垂直鋼筋時，混凝土參與傳力的範圍將更廣，傳力機制如圖 2-22 所示。在這種情況下，Huang and Lee (2002) 建議以疊加的方式來算壓拉桿指標，計算式如下：

$$K = K_h + K_v - K_d = K_h + K_v - 1$$

2-20

透過式 2-20，可以得到考量鋼筋配置差異和鋼筋量是否足夠的最終壓拉桿指標，並用此指標來計算壓桿強度。然而，需要注意的是，根據 Huang and Lee (2002) 的研究，在 $\theta = 45^\circ$ 的情況下，透過簡單的疊加方式得到的 K 值可能會略高估。不過，在其他角度的情況下，這種疊加方式可以獲得合理且準確的結果。

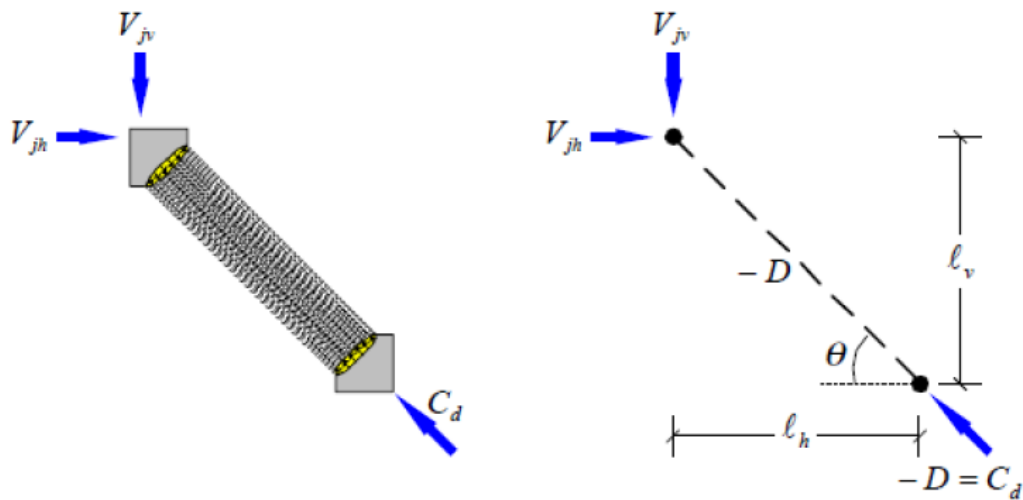


圖 2-19 軟化壓拉桿中桿件對角線之傳力機制 (Huang and Lee, 2002)

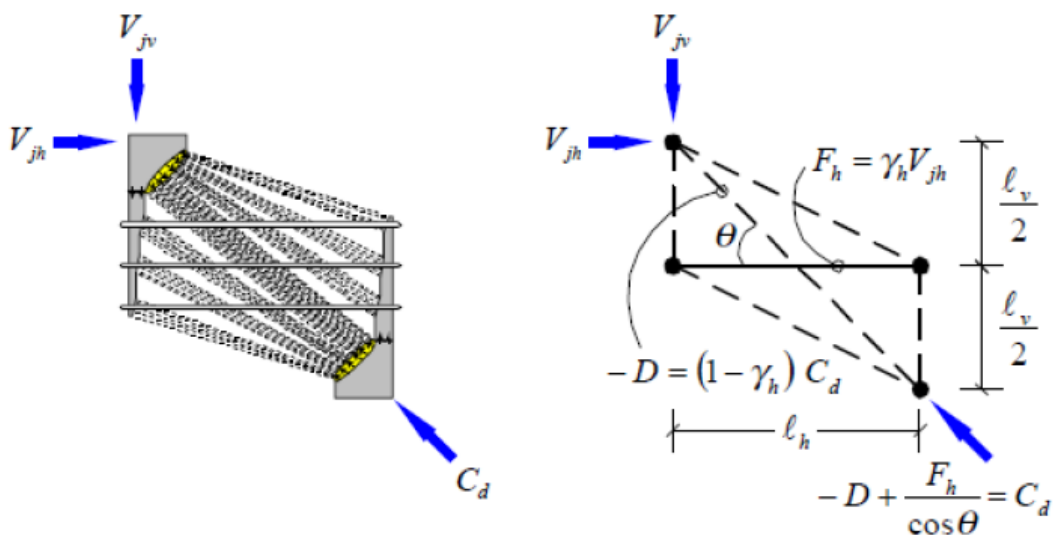


圖 2-20 軟化壓拉桿中桿件對角線與水平向之傳力機制 (Huang and Lee, 2002)

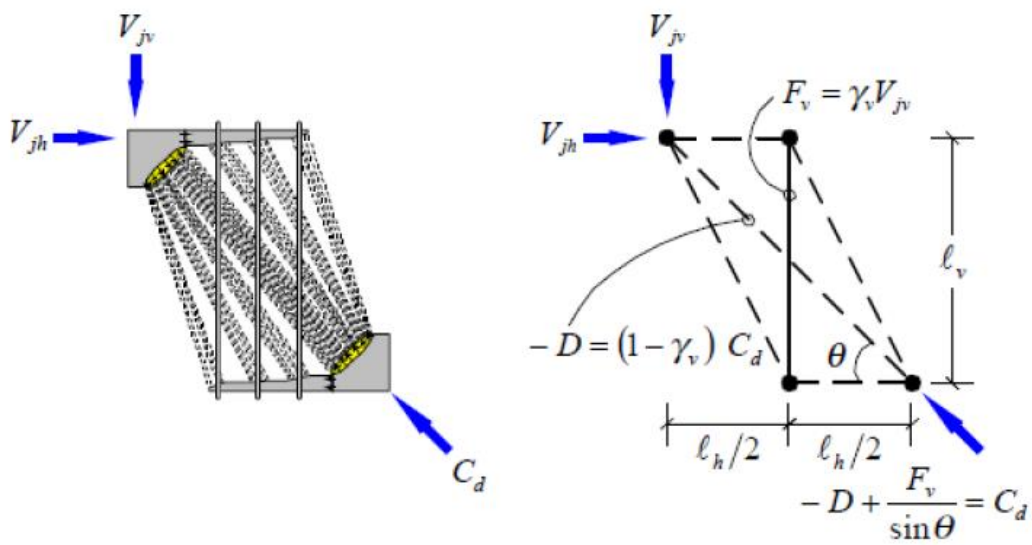


圖 2-21 軟化壓拉桿中桿件垂直向之傳力機制 (Huang and Lee, 2002)

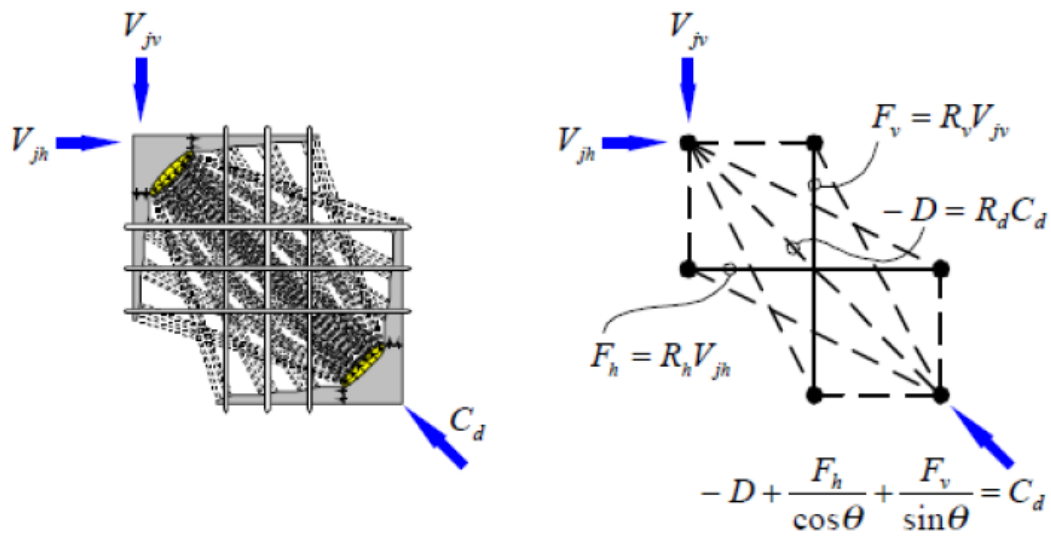


圖 2-22 軟化壓拉桿中整理傳力機制示意圖 (Huang and Lee, 2002)

蔡仁傑(2015)提出建議之簡易評估壓拉桿指標 K，其計算式如下：

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.67 \quad 2-21$$

$$A = 12 \frac{\rho f_y}{f'_c} \leq 1 \quad 2-22$$

$$B = 30 \frac{\rho f_y}{f'_c} \leq 1$$

2-23

其中，當 $\theta \geq 45^\circ$ 時，水平方向所分配的力量較大，故水平之剪力鋼筋較為重要；反之，當 $\theta < 45^\circ$ 時，垂直剪力鋼筋則較為重要。可利用以下公式計算：

$$\theta \geq 45^\circ, \rho = \rho_h, f_y = f_{yh} \quad 2-24$$

$$\theta < 45^\circ, \rho = \rho_v, f_y = f_{yv} \quad 2-25$$

其中，

f_{yh} ：水平剪力鋼筋降伏強度

f_{yv} ：垂直剪力鋼筋降伏強度

整體而言，蔡仁傑(2015)所提出之簡化 K 值的預測針對普通強度混凝土有良好的預測效果，然而在使用高強度混凝土($f'_c = 70\text{MPa}$)的 K 值預測上稍顯保守，但仍有一定的準確度。

2.3.4 軟化係數 ζ

鋼筋混凝土的軟化係數 ζ 用於反映混凝土達到開裂強度後的軟化現象，如圖 2-23 所示。在混凝土開始發展裂縫後，混凝土的抗壓強度將顯著折減。這是因為開裂的混凝土受到裂縫分布的影響，使得局部壓桿應力分布較不均勻，並高於平均壓應力，從而導致提早發生擠碎現象。這導致開裂混凝土的抗壓強度會低於標準圓柱試體的強度。

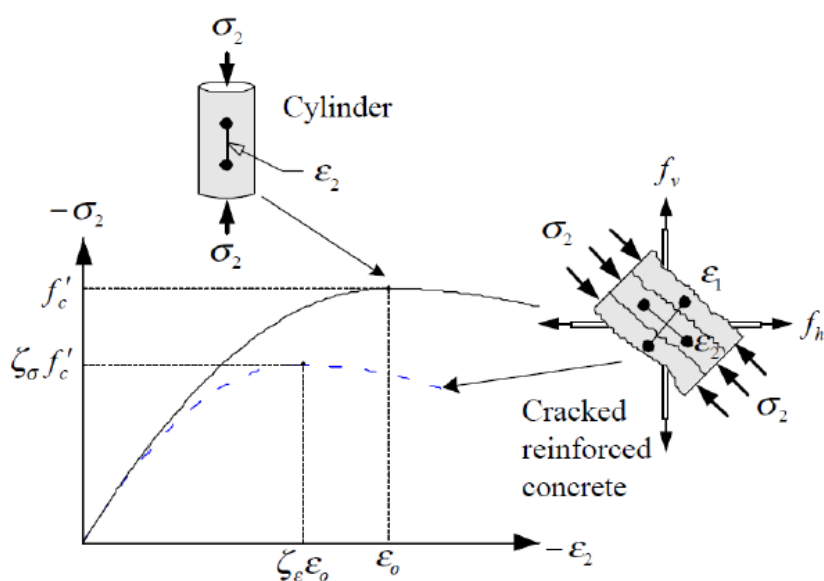


圖 2-23 開裂鋼筋混凝土之軟化效應 (Huang and Lee, 2002)

軟化效應的產生與試體的主拉應變大小有密切關聯 (Vecchio and Collins 1993; Zhang and Hsu 1998)。Belarbi and Hsu 在 1995 年提出了一較為完整的鋼筋混凝土軟化應力應變曲線。隨後在 1998 年，Zhang and Hsu 考慮了混凝土不同抗壓強度對軟化效應的影響，提出了如下修正式：

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c}} \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \quad 2-26$$

其中，

ε_r ：試體之平均主拉應變

在平均主拉應變的計算上，Vecchio and Collins (1993) 建議限制其應變在穿過裂縫時鋼筋降伏的應變。基於這個觀點，Huang and Lee (2002) 假設了一個平面莫爾圓的應變諧和關係，詳細如圖 2-24：

$$\varepsilon_r = \varepsilon_h + \varepsilon_v - \varepsilon_d \quad 2-27$$

其中，



ε_h ：試體水平方向之平均應變

ε_v ：試體垂直方向之平均應變

ε_d ：試體對角方向之平均應變

透過上述的平面莫爾圓之應變諧和關係，我們可以假設水平與垂直方向之平均應變為該方向配置鋼筋之降伏應變，皆為 0.002。同時，假設對角方向應變為 -0.001。經過計算，可得到主拉應變 $\varepsilon_d = 0.002 + 0.002 + 0.001 = 0.005$ ，最後，將其帶入式 2-26，可得到以下簡化式：

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c(\text{MPa})}} \leq 0.52 \quad (\text{MPa}) \quad 2-28$$

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c(\text{MPa})}} \leq 0.52 \quad (\text{kgf}/\text{cm}^2) \quad 2-29$$

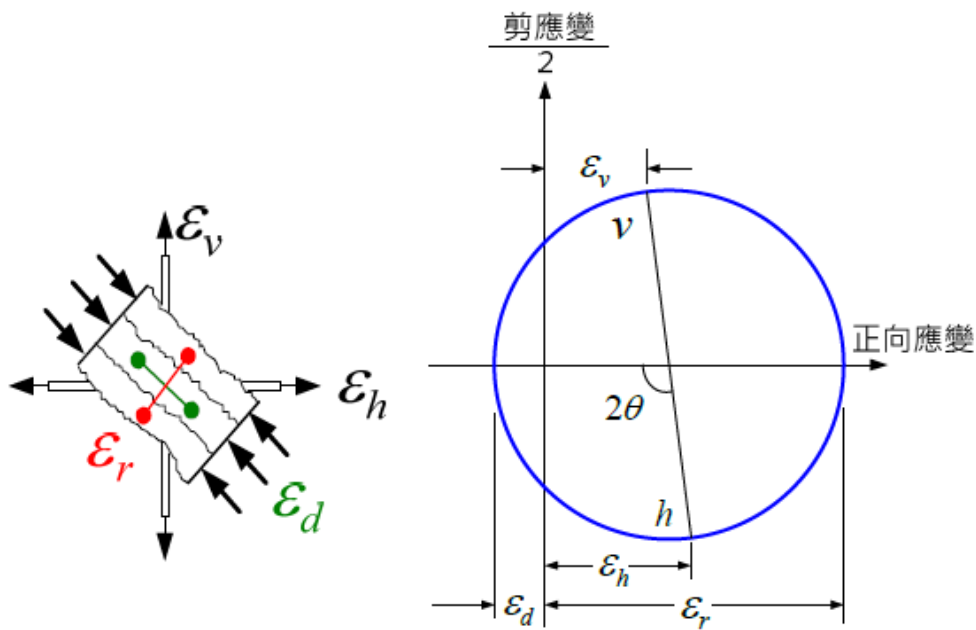


圖 2-24 莫爾圓變形諧和關係 (Huang and Lee, 2002)



2.4 針對鋼纖維混凝土之軟化壓拉桿模型

2.4.1 鋼纖維混凝土之壓拉桿指標 K

根據陳韋丞 (2018) 的實驗結果，他在不同鋼纖維體積取代率 (0.75%、1.5%) 及不同垂直鋼筋率 (0.0%~1.0%) 下進行了 10 組鋼筋混凝土深梁試體的三點抗彎試驗，旨在釐清鋼纖維混凝土在結構不連續區的剪力貢獻。他根據實驗結果建議對壓桿範圍內的主拉應變進行修正，將其修改為 $\varepsilon_r = 0.008$ ，這大於 Huang 和 Lee (2002) 提出的建議值 0.005。接著，可透過此結果進一步利用這個修正值來修正軟化係數 ζ 。

另外，也同時將鋼纖維混凝土提供之剪力貢獻納入原先的軟化壓拉桿模型中之壓拉桿指標 K，使模型更加貼近實驗試體之真實受力狀況，因此水平及垂直拉桿所能提供的總力計算式也一併做了更改，詳細計算式如下所示：

水平方向：

$$K'_h = 1 + (\overline{K}_h - 1) \frac{F'_{yh}}{\overline{F}_h} \leq \overline{K}_h \quad 2-30$$

$$F'_{yh} = A_{th}F_{yh} + \sigma_{pc}t_w(l_v - kd \cot \theta) \quad 2-31$$

垂直方向：

$$K'_v = 1 + (\overline{K}_v - 1) \frac{F'_{yv}}{\overline{F}_v} \leq \overline{K}_v \quad 2-32$$

$$F'_{yv} = A_{tv}F_{yv} + \sigma_{pc}t_w(l_h - kd) \quad 2-33$$

其中，

σ_{pc} ：鋼纖維混凝土極限抗拉強度

kd ：剪力牆之彈性壓力區深度 (cm)

l_v ：垂直剪力偶之力臂長

l_h ：水平剪力偶之力臂長



壓拉桿指標 K 同樣利用疊加方式來計算，其計算式如下：

$$K = K'_h + K'_v - 1$$

2.4.2 鋼纖維混凝土之軟化係數 ζ

添加鋼纖維於高強度混凝土中，可使其破壞行為由脆性破壞轉變為多重裂縫之韌性破壞，並使混凝土受拉行為出現應變硬化或應變軟化的現象。

Mansour *et al.* (2009) 針對鋼纖維混凝土的材料組成關係進行研究，以鋼纖維體積取代率和鋼纖維長徑比作為實驗參數，進行了鋼纖維混凝土平板試驗。在試驗中，得出鋼纖維混凝土材料的軟化係數與拉應變的關係。值得注意的是，試驗結果中的軟化係數曲線與一般混凝土軟化曲線有相近的趨勢，僅存在一個偏移量。因此，作者在原本的計算式上稍作修改，增加了一個鋼纖維因子，以體現添加鋼纖維所帶來的差異。詳細的計算式如下所示：

$$\zeta_f = (1 + 0.4W_f) \times \min\left(\frac{5.8}{\sqrt{f'_c}}, 0.9\right) \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \quad (\text{MPa}) \quad 2-35$$

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，取用 0.005；SD685 鋼筋， $\varepsilon_{x \text{ or } y}$ 使用 0.003；SD785 鋼筋， $\varepsilon_{x \text{ or } y}$ 使用 0.004。

W_f ：鋼纖維因子

而鋼纖維因子 W_f 的定義如下：

$$W_f = \frac{V_f L_f}{d_f} \quad 2-36$$

其中，

V_f ：鋼纖維體積取代率



L_f ：鋼纖維之長度

d_f ：鋼纖維之直徑

在前述文獻中，提及主拉應變 ε_r 的計算是採用 Huang and Lee (2002) 假設的一平面莫爾圓之應變諧和關係，並經過鋼筋降伏應變的假設後，將其簡化為一定值 0.005 以方便計算並廣泛使用至今。然而，由於現今對高強度混凝土與高強度鋼筋的使用逐漸增加，以及對高強度材料的評估和規範制定的需求，透過普通強度鋼筋降伏應變假設所得的 0.005 定值可能不再適用，故洪崇文(2020) 設計鋼纖維混凝土平板進行單軸直壓試驗來進一步修正鋼纖維混凝土軟化係數 ζ 。

在洪崇文(2020) 的研究中，發現主拉應變 ε_r 會受到鋼纖維的增加而有降低的趨勢。因此，作者對主拉應變 ε_r 進行修正，以反映添加鋼纖維對於裂縫抑制與主拉應變降低之效果。為評估鋼纖維的添加效益，研究中進行了量測主拉應變與鋼筋拉應變值的回歸計算，並設計了實驗參數，實驗參數包括鋼纖維之體積取代率 V_f 、鋼纖維長徑比 α_f 與鋼纖維等效握裹強度 τ_{eq} ，透過回歸計算，所得計算式如下：

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon_h + \varepsilon_v - \varepsilon_d}{0.1S_f + 1} \quad 2-37$$

$$S_f = V_f \alpha_f \tau_{eq} \quad 2-38$$

其中，

S_f ：鋼纖維因子

α_f ：鋼纖維長徑比， $\alpha_f = L_f / d_f$

τ_{eq} ：鋼纖維有效握裹強度

透過式 2-37 與式 2-38 的使用，能有效表現添加鋼纖維後主拉應變下降的效益。在式 2-38 中，無論哪一參數增加（鋼纖維的體積取代率 V_f 、鋼纖維長徑比 α_f ，以

及鋼纖維的等效握裹強度 τ_{eq} ），這些變化都會反映至式 2-37 中，並使主拉應變 ε_r 降低。

添加鋼纖維於試體中的確不僅能使主拉應變下降，更能進一步減緩開裂混凝土的軟化現象。在 2.2.2 小節中，有提到鋼纖維混凝土的軟化行為與普通混凝土相似，僅存在一個偏差量。這個偏差量可以表示為式 2-39。該式能有效描述添加鋼纖維對於開裂混凝土的軟化行為所引起的影響。

透過實驗結果與 Mansour et al. (2009) 的文獻數據資料，洪崇文(2020) 進行了軟化係數的參數回歸，並添加鋼纖維有效握裹強度 τ_{eq} 於原先的軟化係數計算式中。這樣的修正考慮了鋼纖維的抗拉拔能力，並凸顯了不同種類纖維間對於軟化效應的不同影響。透過這些修正，可得到考量主拉應變變化後，添加鋼纖維對整體軟化效應的效益估計式。具體的計算式如式 2-39 所示。這樣的計算式能夠更全面地描述鋼纖維混凝土的軟化行為，並提供了更準確的評估方法，以了解添加鋼纖維後對整體軟化效應的影響。這對於鋼纖維混凝土在結構應用中的設計和分析具有重要意義。

$$\zeta_f = (1 + 0.07S_f) \times \min\left(\frac{5.8}{\sqrt{f'_c}}, 0.9\right) \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \quad (\text{MPa}) \quad 2-39$$

透過式 2-39 不僅能納入主拉應變的變化，還能更好地掌握鋼纖維混凝土本身的軟化效應，並可應用於鋼纖維軟化壓拉桿模型中。另外，若試體未添加鋼纖維，即鋼纖維體積取代率 V_f 為 0，軟化係數將回歸至 Zhang and Hsu (1998) 所提出的式 2-26。這樣的設計能夠更全面地處理不同情況下鋼纖維混凝土的軟化行為，並提供更靈活的模型適用於不同條件的評估。藉由這樣的修正，鋼纖維混凝土的性能特性能夠得到更完整和準確的描述，有助於鋼纖維混凝土在實際工程中的應用和設計。

洪崇文(2020)研究中透過圖 2-25 觀察了不同鋼纖維體積取代率與鋼纖維長徑比對軟化係數的影響。圖中的藍線代表未添加鋼纖維的情況。從圖形中明顯看出，

添加鋼纖維與否對於軟化係數有明顯的影響。當未添加鋼纖維時，軟化係數未達到 0.4。然而，當添加長徑比為 80 且體積取代率為 1.5% 的鋼纖維時，軟化係數可大幅增長接近 0.7，顯示出添加鋼纖維的明顯效益。這樣的結果表明，鋼纖維的加入對於增加混凝土的韌性，減緩軟化現象具有顯著的改善作用。

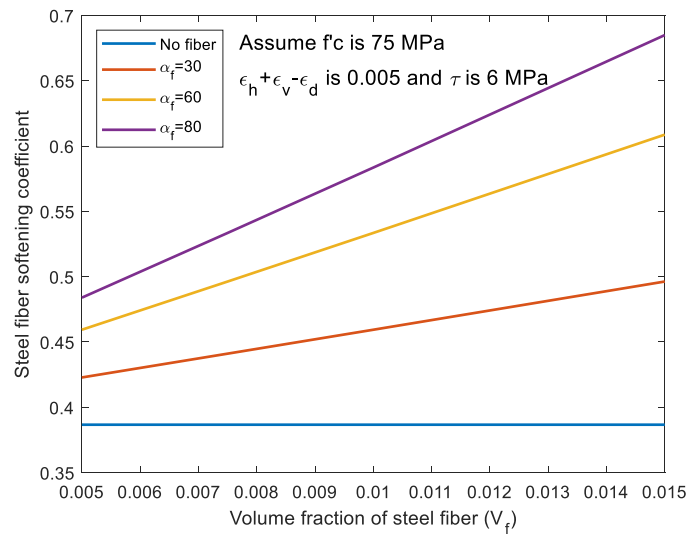


圖 2-25 混凝土軟化係數之變化——針對添加不同體積取代率之鋼纖維

(洪崇文 2020)

本研究後續也會使用洪崇文(2020) 所提出之計算式進行高強度鋼纖維混凝土梁柱接頭之相關計算，但有鑑於鋼纖維軟化係數建議式是透過實驗數據回歸得出的，因此各項參數的值不宜與採用值有過大的差異，以免建議式無法適用。建議適用範圍如下所述：

- (1) 鋼纖維之體積取代率 V_f : $\leq 1.5\%$
- (2) 鋼纖維之長徑比 $\alpha_f \leq 80$
- (3) 鋼纖維之有效握裹強度 $\tau_{eq} \leq 7 \text{ MPa}$
- (4) 混凝土之抗壓強度 $f'_c \leq 85 \text{ MPa}$

此外，根據主拉應變計算式 2-37 分子部分之關係式($\epsilon_r = \epsilon_h + \epsilon_v - \epsilon_d$)，在估



計主拉應變時可能會遇到以下數種情況：

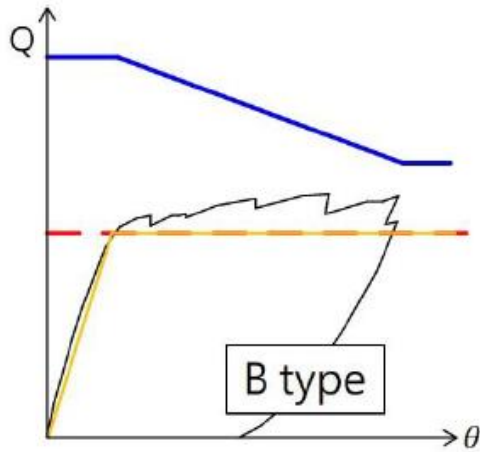
- (1) 試體配置雙向（水平與垂直方向）鋼筋：建議使用實際鋼筋降伏應變計算 ε_h 、 ε_v ，並將 ε_d 設為 -0.001。
- (2) 試體僅配置單向鋼筋：建議使用實際鋼筋降伏應變計算 ε_h 或 ε_v 採用實際鋼筋降伏應變計算， ε_d 則使用 -0.001。
- (3) 體雙向皆無配置鋼筋：建議直接使用 Huang and Lee (2002) 建議的 0.005 來計算 ε_r 。

2.4.3 對於鋼筋混凝土梁柱接頭之破壞模式

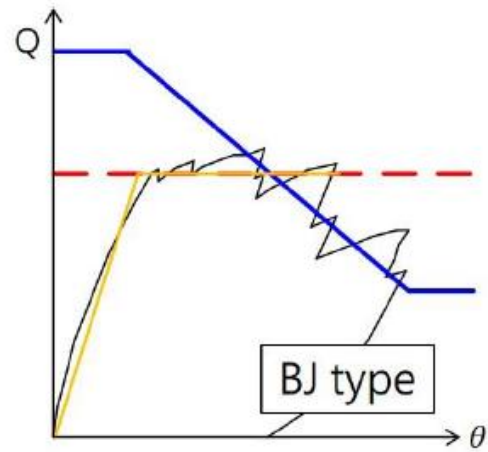
梁柱接頭之破壞情形大致上可分為四種，分別為：

- (1) 梁撓曲破壞(B_type)：接頭剪力強度足夠，使梁主筋發展至降伏，梁構件產生塑鉸。此情況下，梁主筋降伏後，接頭仍能承受足夠的剪力，使梁構件產生塑性鉸點，並保持整體穩定。(如圖 2-26(a))
- (2) 梁主筋降伏後接頭剪力破壞(BJ_type)：梁主筋降伏後，接頭因剪力強度不足，出現接頭剪力破壞。此情況下，梁主筋降伏後，接頭無法承受足夠的剪力，導致接頭出現剪力破壞，但梁構件仍能保持整體穩定。(如圖 2-26(b))
- (3) 梁降伏後接頭錨定破壞(BJ_a_type)：梁主筋降伏後，在接頭處因握裹力不足而發生滑移破壞。此情況下，梁主筋降伏後，由於接頭握裹力不足，接頭出現滑移破壞，但梁構件仍能保持整體穩定。(如圖 2-26(c))
- (4) 接頭剪力破壞(J_type)：梁主筋未達降伏，接頭已達剪力強度，故發生剪力破壞。此情況下，梁主筋未達降伏，但接頭已達到其極限剪力強度，導致接頭出現剪力破壞，整體構件可能失去穩定性。(如

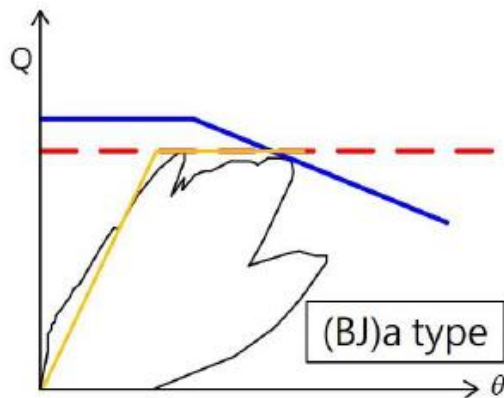
圖 2-26(d))



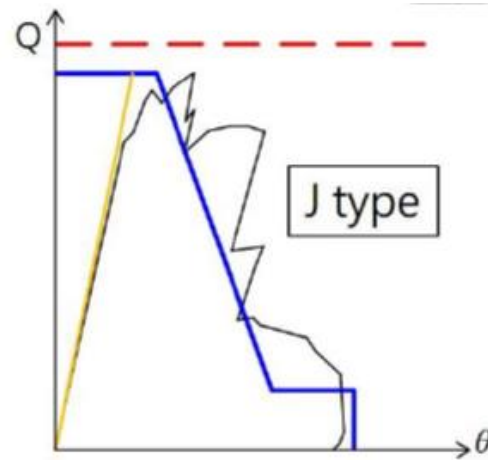
(a) B_type



(b) BJ_type



(c) BJ_a_type



(d) J_type

圖 2-26 各式梁柱接頭破壞形式之整理 (張凱越 2017)

曾鈺軒(2017)的研究，蒐集了共 36 做鋼纖維混凝土梁柱接頭試體，其中包含 B_type 試體 14 支、BJ_type 試體 21 支、J_type 試體 1 支，鋼纖維體積取代率介於 0.5%~2.0%，混凝土強度介於 21.3MPa~90.0MPa，並從中挑出 BJ_type 及 J_type 破壞之梁柱接頭試體，透過前述所提到的鋼纖維混凝土軟化壓拉桿模型去評估鋼

纖維混凝土梁柱接頭的剪力強度使用軟化壓拉桿模型得到的結果顯示模型高估了接頭的剪力強度，因此無法確定該模型能否正確評估接頭剪力強度。因此張凱越(2017) 另外設計了一組以 J_type 為破壞模式之試驗，其實驗結果除以預估強度值為 1.54，顯示軟化壓拉桿模型用於評估梁柱接頭的剪力強度相對保守，即使模型結果高估了剪力強度，也能保障接頭的安全性。

2.5 鋼結構與 RC 構架複合系統的現況

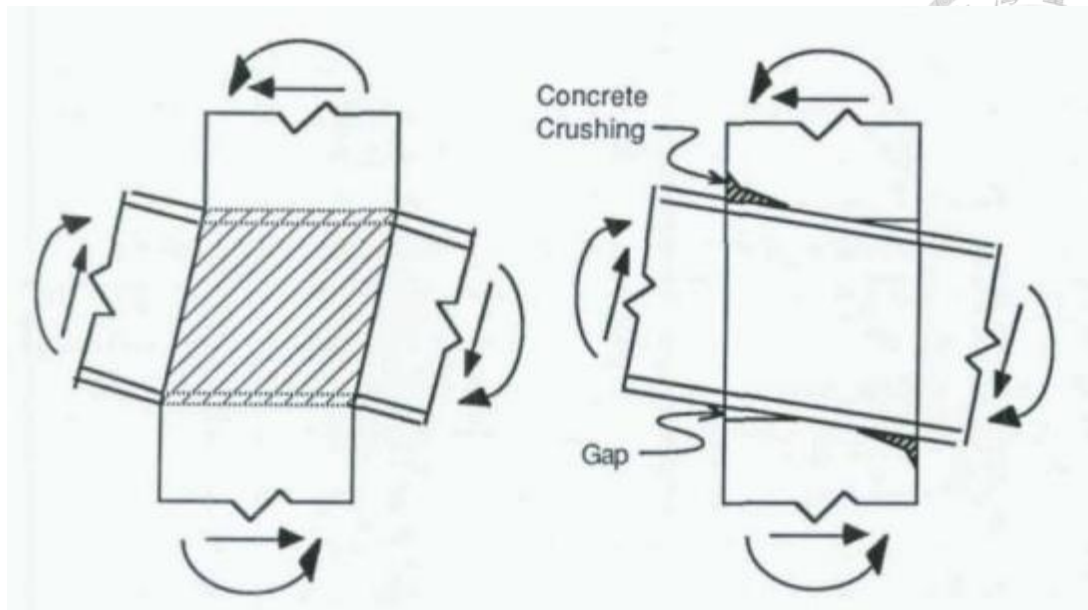
在結構系統方面，傳統 RC 結構、鋼結構及複合型結構 (SRC) 均普遍應用於現今的各類型結構物中，其中，複合型結構之主要優點在於同時利用了 RC 柱之高抗壓能力及鋼梁之長跨度與高韌性能力等構材特性，指整體結構能有效抵抗垂直立與側立之作用。雖複合型結構有諸多優點，但在設計與施工仍有許多問題待克服，其一主要問題即為如何有效的接合此兩種系統，使其皆能發揮最大效用。因此，此小節將針對這一問題進行文獻回顧，分為鋼構元件及鋼框架與 RC 構架之接合。

2.5.1 鋼構元件在 RC 構架上的接合

2.5.1.1 鋼梁與 RC 柱之接合

根據過去的研究，複合型結構梁柱交會區之破壞模式可分為交會區剪力破壞及混凝土承壓破壞，如圖 2-27。圖 2-27 (a) 所顯示的是剪力破壞的狀況，當梁端彎矩傳遞至交會區時，交會區主要為承受剪力作用，若此剪力大到足以使交會區內鋼梁腹板達到降伏且混凝土達到剪力破壞時，即稱為交會區破壞；圖 2-27 (b) 則稱為混凝土承壓破壞，主要係由於當梁端剪力傳遞至交會區時，鋼梁翼板會擠壓柱端混凝土，使柱端混凝土發生壓碎之情形。以下會針對兩種破壞模式所對應之強度計算進行討論。





(a) 交會區破壞

(b) 混凝土承壓破壞

圖 2-27 交會區破壞模式

根據于瑞佐之研究，其進行鋼梁與鋼筋混凝土柱複合型結構梁柱接頭試驗，在計算交會區剪力破壞下結點強度時係使用 Kanno 法，此法之特點為在設計公式內，考慮了各種補強細節對強度之影響。Kanno 法適用於梁端越柱型 (Beam through Type)，即為交會區變形之示意圖。根據圖中所示，當梁端彎矩施至交會區時，交會區在靠近鋼梁兩側的部分變形較大，稱之為內元素 (inner element)，而鋼梁兩側以外之區域變形較小，稱為外元素 (outer element)。Kanno 法之強度計算係以分別計算內、外元素之強度再疊加以得到交會區之總體強度。

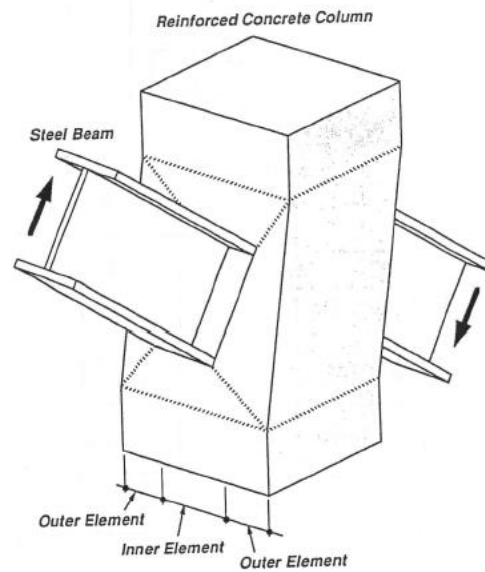


圖 2-28 梁柱交會區變形圖 Kanno (1993)

首先要先計算有效寬度及有效深度，才可計算結點強度。由於交會區可分為內元素與外元素，所以交會區之有效寬度為內元素與外元素寬度之和(式 2-40)，內元素的寬度又為梁翼及 FBP 之寬度(如圖 2-29)取大值(式 2-41)。

$$b_j = b_i + b_o \quad 2-40$$

$$b_i = \max(b_p + b_f) \quad 2-41$$

其中，

b_j ：交會區寬度

b_i ：內元素寬度

b_o ：外元素寬度

b_p ：梁翼

b_f ：FBP 寬度

另外， b_p 有範圍限制：

$$b_p \leq b_f + 5t_p \leq 1.5 \quad 2-42$$



其中，

t_p ：FBP 厚度

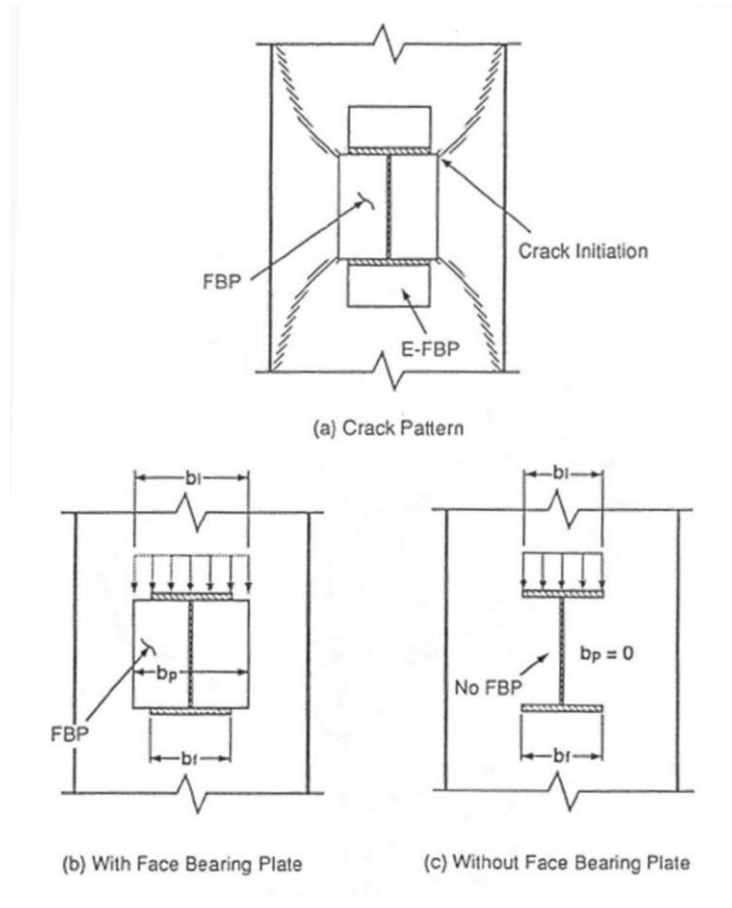


圖 2-29 內元素有效寬度示意圖 Kanno (1993)

當內元素寬度決定後，才能計算外元素之寬度。外元素之寬度可以下方公式計算：

$$b_o = C \cdot (b_{max} - b_i) \quad 2-43$$

其中，

b_{max} ：最大之交會區有效寬度

C ：修正係數

b_{max} 的決定與交會區之幾何條件與補強細節有關，式及式分別是用於交會區無橫方向梁束制/有橫方向束制時。

$$b_{max} = \frac{(\overline{b_f} + b)}{1.5} \leq b$$

$$b_{max} = b$$

2-44

2-45

其中，

b ：柱寬

$\overline{b_f}$ ：梁翼之修正寬度，可透過下式計算

$$\overline{b_f} = \max(b_i, \overline{y}) \leq 2b_f$$

2-46

其中，

$$\overline{y} = \min(y, b_f + n \cdot t_e)$$

2-47

上式中，

$n = 15$ ：使用銅環為修正細節時

$n = 5$ ：其他修正細節時

t_e ：E-FBP 之厚度

此外，修正係數 C 的值也受補強細節影響，其計算方式如下

$$C = \left(\frac{x}{h}\right) \times [0.3 + 0.7 \frac{y}{\overline{b_f}}] \leq 1.0$$

2-48

又，

$$\frac{y}{\overline{b_f}} \leq 1.0$$

2-49

上式中， x 與 y 之值受補強細節不同而不同。交會區之有效深度 d_j ，則可假設與補強細節無關，可以下式表示：



$$d_j = 1.25d$$

d 為梁深。

在 Kanno 法中交會區剪力強度 (V_j) 為內元素之剪力強度 (V_{ji}) 與外元素剪力強度 (V_{jo}) 之和。內元素之剪力強度 (V_{ji}) 則為鋼梁腹板剪力強度 (V_s) 及翼板 (V_{sf}) 與混凝土 (V_n) 所提供之剪力強度。 V_{ji} 可以式 2-51 表示。

$$V_{ji} = V_s + V_{sf} + V_n \quad 2-51$$

其中，

$$V_s = t_w \cdot \frac{F_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot jh \quad 2-52$$

$$V_{sf} = \frac{t_f^2}{4} \cdot F_{yf} \cdot b_f \quad 2-53$$

$$V_n = 1.65\sqrt{f'_c} \cdot b_p \cdot h \quad (\text{MPa}) \quad 2-54$$

又，

$$jh = 0.8h \quad 2-55$$

上述式中，

t_f ：翼板厚度

b_f ：翼板寬度

F_{yf} ：翼板之降伏強度

外元素剪力強度 (V_{jo}) 則須分兩種情況考慮，分別為柱主筋握裹破壞 (Bond Failure) 及剪力破壞 (Shear Failure)。若為柱主筋握裹破壞，則 V_{jo} 為

$$V_{jo} = \frac{x_b}{d_j} T_B \quad 2-56$$



$$T_B = \tau_B \cdot \Psi_B \cdot d_j$$

其中，

x_b ：柱壓力筋中心至彰立筋中心之距離

d_j ：有效深度

Ψ_B ：壓力筋(或拉力筋)鋼筋斷面周長之總和

另外，若外元素剪力強度在剪力破壞時，可用下式計算

$$V_{jo} = V'_n \quad 2-58$$

$$V'_n = V_C + \overline{V}_S \leq 1.65\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot h \quad (\text{MPa}) \quad 2-59$$

$$V_C = 1.05\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot h \quad (\text{MPa}) \quad 2-60$$

$$\overline{V}_S = \frac{A_{sh} \cdot F_{ysh} \cdot 0.9h}{S_h} \quad 2-61$$

其中，

A_{sh} ：交會區內箍筋量

F_{ysh} ：箍筋之降伏強度

S_h ：交會區內箍筋間距

h ：柱深。

根據于瑞佐(1998) 提出，複合型結構之破壞模式可分為三種，分別是柱撓曲破壞、梁撓曲破壞以及交會區破壞；交會區破壞可進一步細分為交會區剪力破壞與混凝土承壓破壞。根據試驗結果，在反覆試體載重下，若梁為梁塑鉸破壞，遲滯迴圈會較飽滿，反應出較佳的消能能力；若為混凝土承壓破壞，則消能反應則相較於梁塑鉸破壞為差。故複合型結構設計應使塑鉸發生於梁端，才能使耐震行為更好。



2.5.1.2 含 BRB 之梁柱接頭

挫屈束制支撐 (Buckling Restrained Brace, 簡稱 BRB) 為一新型鋼斜撐, 相較於傳統斜撐於受拉時可發展至拉力降伏強度, 但在受軸壓時常因挫曲強度小於降伏強度而發生挫曲, 影響其消能行為。而挫屈束制支撐在受拉時同樣可發展至拉力降伏強度, 受壓時則可透過圍束單元提供側向之連續支撐, 使中間核心單元發展至降伏。

挫屈束制支撐 (BRB) 由於能提供良好的勁度且在軸壓或軸拉時皆能發展至降伏強度而不發生挫曲, 並透過塑性變形來消散能量, 故 BRB 已被廣泛運用在鋼結構建築中。然而由於鋼結構與鋼筋混凝土 (RC) 構件的連接介面設計與施工較為複雜, 故將 BRB 應用在 RC 構架中較為少見, 且多為 RC 構架之補強。

本試驗為提出含屈曲束制支撐之無角撐板連接鋼筋混凝土框架結構, 以作為減輕鋼節點板和相鄰鋼筋混凝土之間複雜且易脫落的情況, 並結合變形控制, 以提高通過將樑的潛在塑性鉸遠離連接區域來實現角撐板連接之可行性, 此試驗考量兩種不同的斜撐連接方式, 分別為 (a)預埋桿件及 (b)嵌入式平板, 參考圖 2-30。此試體設計同時也模擬挫曲束制支撐框架, 為其之子組合, 變形模式可參考圖 2-31。其試驗結果可說明, 利用無束制角撐板連接來 BRB 及 RC 框架, 使其通過預定的間隙與 RC 柱隔開, 以使受力情況更加明確。此反覆加載實驗可得出以下結論:

1. 透過無束制角撐板調整 RC 梁截面的抗彎強度並使重新定位潛在塑鉸除了可消除對 RC 柱的損傷, 且 BRB 之塑性變形通常發生於層間位移小於 $1/500$, 比 RC 梁之 $1/100$ 小得多, 此情形可確保優勢在 RC 框架受到損傷前, 已先透過 BRB 消耗大量的能量。
2. 當梁端受到較大損壞時, 非線性變形梁對變形損失有較大的影響, 此效果在嵌入式平板式更為明顯, 然而, BRB 能量耗散的損失差異不大。因此, 雖兩種類型之連接方式都可行, 但預埋桿件式之受力

情況更為清楚，且更加適用於結構物耐震補強中。

後續會利用此文獻之試體設計及結論，設計本論文之試驗試體，以做為對照組，觀察添加鋼纖維於含鋼構斜撐的 RC 構架中之受力情形與變形情況，詳細設計將於第三章進行說明。

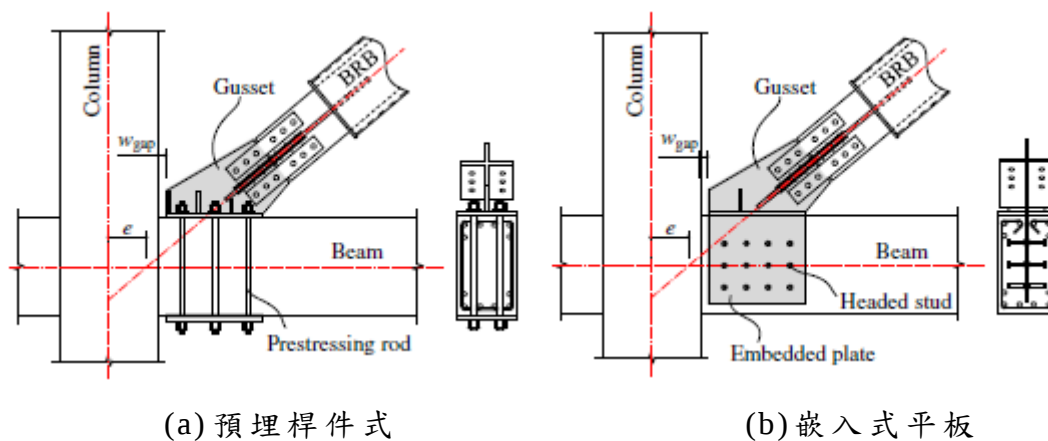


圖 2-30 無束制角撐板連接方式

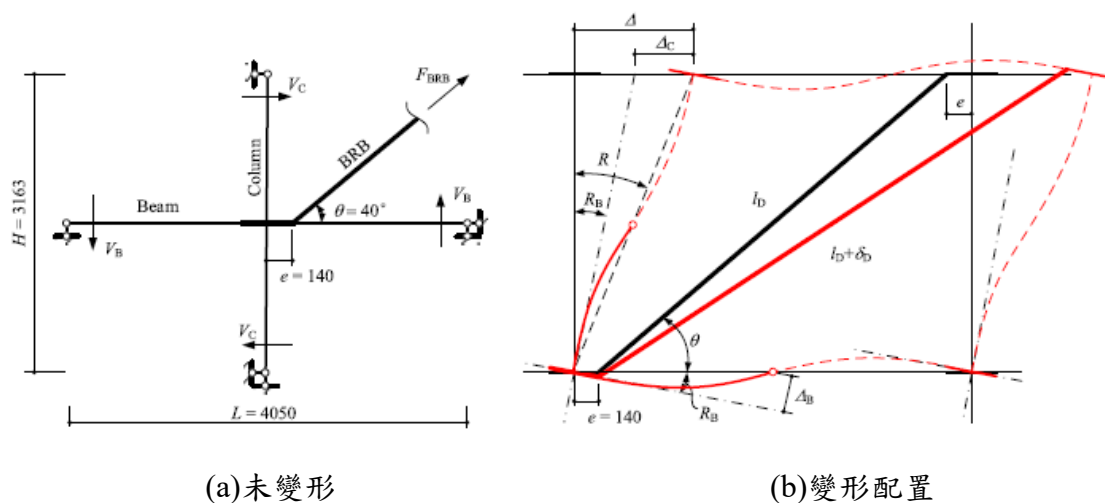


圖 2-31 挫曲束制支撐框架之變形示意圖



2.5.1.3 新建含挫屈束制支撐之 RC 框架

延續上一小節，BRB 與 RC 之連接介面設計需特別考量是否會因為反覆拉壓而脫落，使 BRB 在未達到其效用時即失效，故楊巽閔(2015)、黃潔倫(2015) 利用含挫屈束制支撐 (BRB) 之新建鋼筋混凝土構架進行試驗及分析，以預埋鐵件的方式，提出設計方法，以下將針對其接合方式進行討論。

鋼構元件須以接合板的方式與鋼筋混凝土之梁柱接合面進行接合，並利用均力法 (Uniform Force Method) 進行計算。均力法假設接合板與梁柱接合面之力量分別作用於接合板長度及高度之中點，並與斜撐軸力相交於接合板控制點，其滿足下式之幾何關係：

$$\tan\phi = \frac{e_b + \beta}{e_c + \alpha} \quad 2-62$$

其中，

e_b ：梁深的一半

e_c ：柱深的一半

α ：接合板高度的一半

β ：接合板長度的一半

利用上述之幾何關係與力平衡，可列出接合板與梁柱接面之四組分力

$$V_{ub} = P_{max} \times \frac{e_b}{r} \quad 2-63$$

$$H_{ub} = P_{max} \times \frac{\alpha}{r} \quad 2-64$$

$$V_{ub} = P_{max} \times \frac{\beta}{r} \quad 2-65$$

$$H_{uc} = P_{max} \times \frac{e_c}{r} \quad 2-66$$

其中，

$$r = \sqrt{(e_b + \beta)^2 + (e_c + \alpha)^2}$$



P_{max} ：斜撐最大軸力

V_{ub} ：接合板在梁邊之最大垂直分力

H_{uc} ：接合板在梁邊之最大水平分力

然而，使用均力法設計之接合板可能產生接合板不規則的情形，如圖 2-32。
須考量接合板與梁邊界處產生之額外彎矩 (Muir 2008) (AISC 2013) 才可設計規則之接合板，如圖 2-33。

$$\beta = \bar{\beta} = \frac{L_v}{2} \quad 2-67$$

$$\bar{\alpha} = \frac{L_h}{2} \quad 2-68$$

$$M_{ub} = (\alpha - \bar{\alpha})V_{ub} \quad 2-69$$

其中，

L_v ：接合板高度之一半

$\bar{\alpha}$ ：接合板長度之一半

M_{ub} ：額外彎矩，用於接合板與梁構件之鉚道檢核

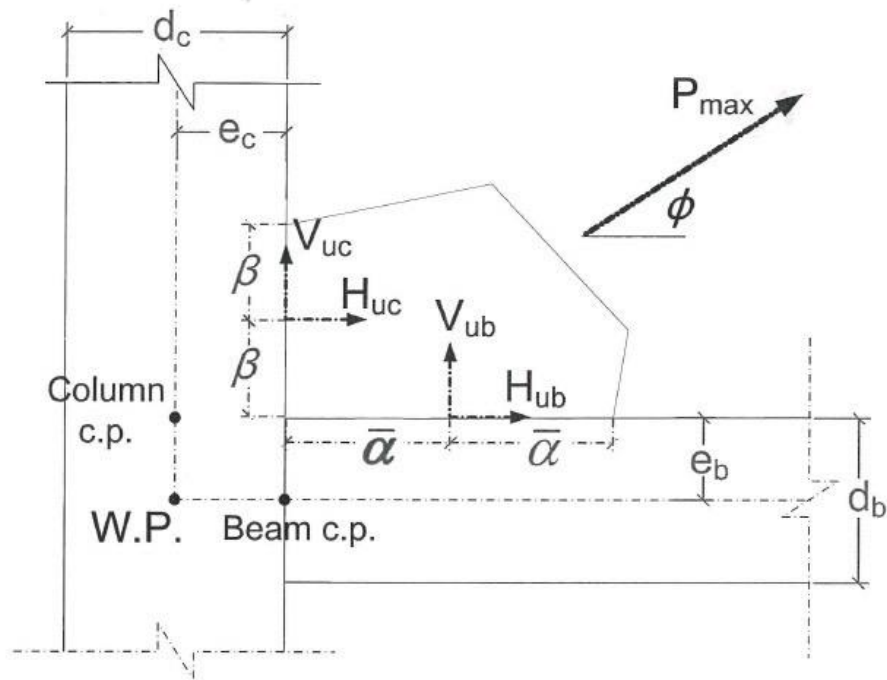


圖 2-32 不規則形狀之接合板 黃潔倫(2015)

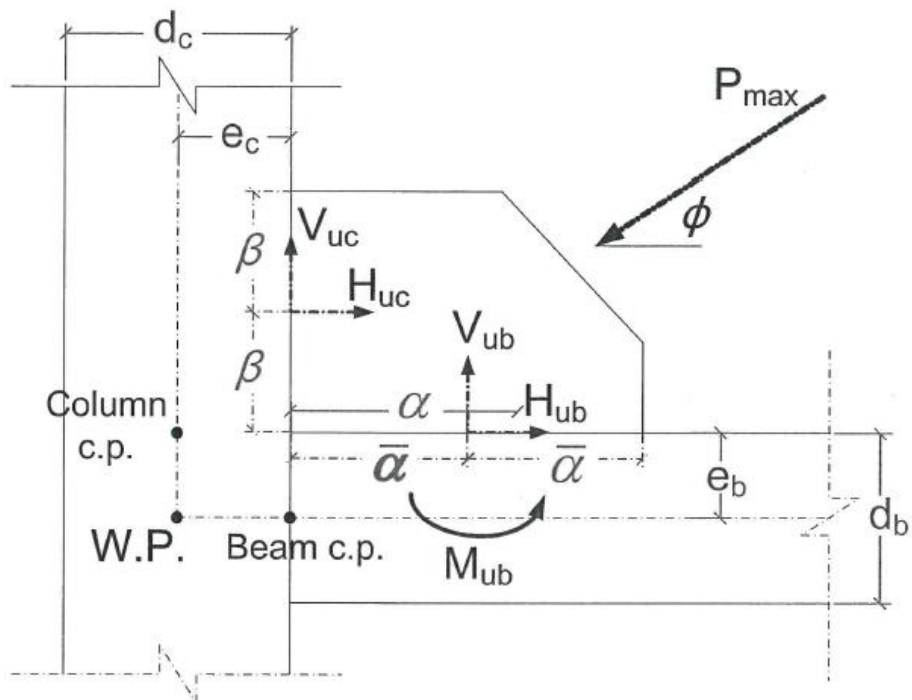


圖 2-33 規則形狀之接合板 黃潔倫(2015)

此外，在構架產生側位移時，角隅的開合效應會對隅板產生額外的力量。Lee (2000) 提出一等效支撐模型來模擬接合板於梁柱開合效應中所受的力量，並假設之稱的兩端分別位於 0.6 倍之接合板長度、高度處。Lin *et al.* (2015) 則是推導出在雙片接合板下之梁柱開合效應力量。楊巽閔 (2015) 根據上述理論推導出在鋼筋混凝土構架下、雙片接合板下之梁柱開合效應力量，見圖 2-34。

$$H_{FA1} \left[pL_{h2} \left(\frac{prL_{h2}L_{v1}}{2sL_{h1}} - \frac{r^2L_{v1}}{s} - \frac{d_b}{2} \right) \right] + H_{FA2} \left[\frac{-pL_{h2}(qL_{v2} + d_b)}{2} - \frac{4I_bE_b}{t_{g2}E_gd_b} \right] = \frac{pL_{h2}V_{beam}(pL_{h2} - L - L_{h2})}{2} \quad 2-70$$

$$H_{FA1} \left[\frac{-4I_bE_b}{t_{g1}E_gd_b} + \frac{d_b(pL_{h2} - rL_{h1})}{2} + \frac{rL_{v1}}{s} \left(prL_{h2} - \frac{r^2L_{h1}}{2} - \frac{p^2L_{h2}^2}{2L_{h1}} \right) \right] + H_{FA2} \left[\frac{4I_bE_b}{t_{g2}E_gd_b} \right] = \frac{V_{beam}[r^2L_{h1}^2 - rLL_{h1} - rL_{h2}L_{h1} + (1 - p^2)L_{h2}^2 + pLL_{h2}]}{2} \quad 2-71$$

$$V_{FA1} = \frac{sL_{v1}}{rL_{h1}} H_{FA1} \quad 2-72$$

$$V_{FA2} = \frac{qL_{v2}}{pL_{h2}} H_{FA2} \quad 2-73$$

$$L_{v1} > L_{h1}, r = s = 1.2(L_{h1}/L_{v1}) \leq 1.0 \quad 2-74$$

$$L_{v1} \leq L_{h1}, r = s = 1.2(L_{v1}/L_{h1}) \leq 1.0 \quad 2-75$$

$$L_{v2} > L_{h2}, p = q = 1.2(L_{h2}/L_{v2}) \leq 1.0 \quad 2-76$$

$$L_{v2} \leq L_{h2}, p = q = 1.2(L_{v2}/L_{h2}) \leq 1.0 \quad 2-77$$

其中，

E_b ：梁的彈性模數

E_g ：接合板的彈性模數

I_bE_b 可利用預埋鐵件和鋼筋混凝土 T 型梁之撓曲勁度計算，假設鋼筋混凝土 T 型



梁在開裂後之撓曲勁度折減 0.7 倍，則：

$$I_b E_b = 0.7 E_c I_{gb} + E_{se} I_{se}$$

其中，

E_c ：混凝土彈性模數

I_{gb} ：梁慣性矩

E_{se} ：鐵件之彈性模數

I_{se} ：鐵件之外部鋼板慣性矩

透過聯立方程式，可求得上下接合板之各分力 (H_{FA1} 、 H_{FA2} 、 V_{FA1} 、 V_{FA2})。

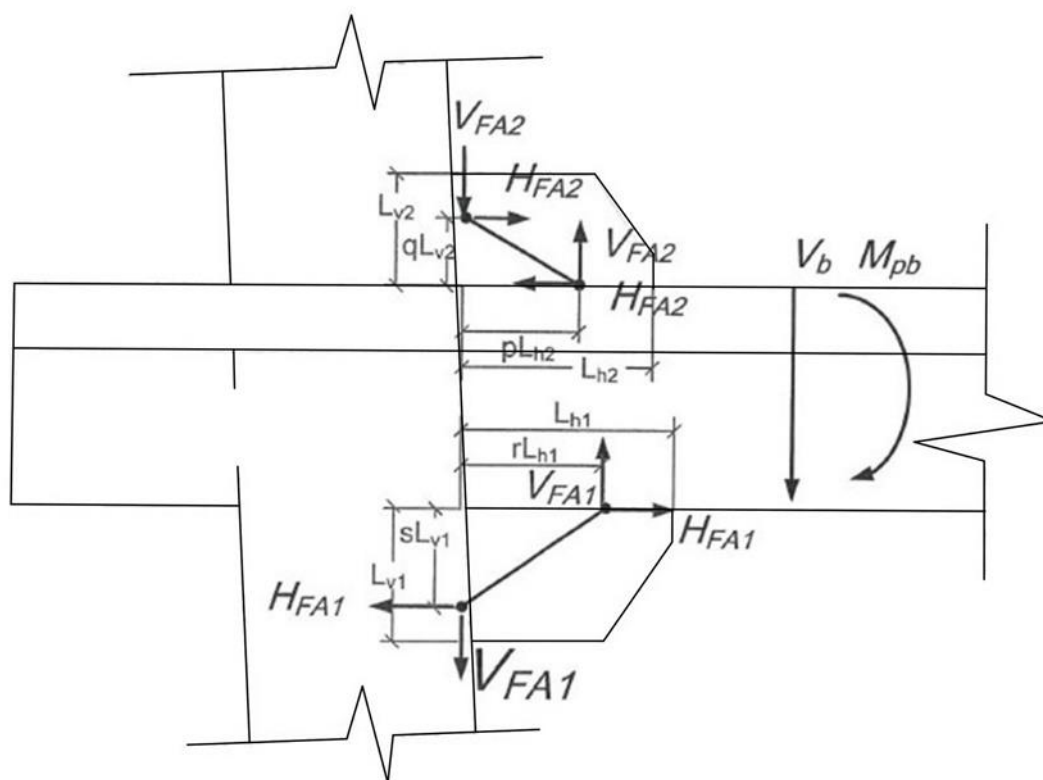


圖 2-34 雙片接合版梁柱閉合示意圖



BRB 受壓時之合效應：

$$H_{c,c} = H_{uc} - H_{FA}$$

2-79

$$V_{c,c} = V_{uc} + V$$

2-80

$$H_{b,c} = H_{ub} + H_{FA}$$

2-81

$$V_{bc} = V_{ub} - V_{FA}$$

2-82

BRB 受拉時之合效應：

$$H_{c,t} = H_{uc}/\beta - H_{FA} \quad 2-83$$

$$V_{c,t} = V_{uc}/\beta + V_{FA} \quad 2-84$$

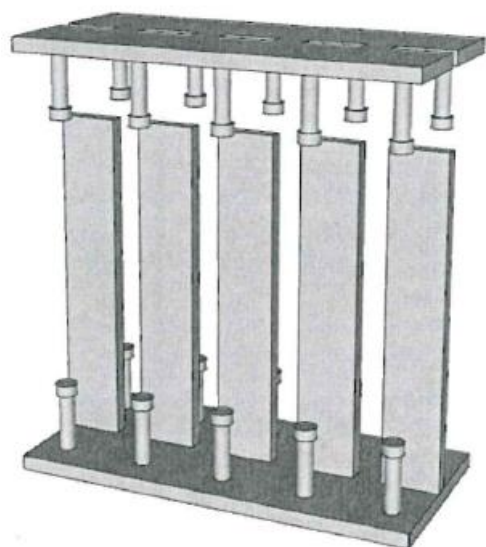
$$H_{b,t} = H_{ub}/\beta + H_{FA} \quad 2-85$$

$$V_{b,t} = V_{ub}/\beta - V_{FA} \quad 2-86$$

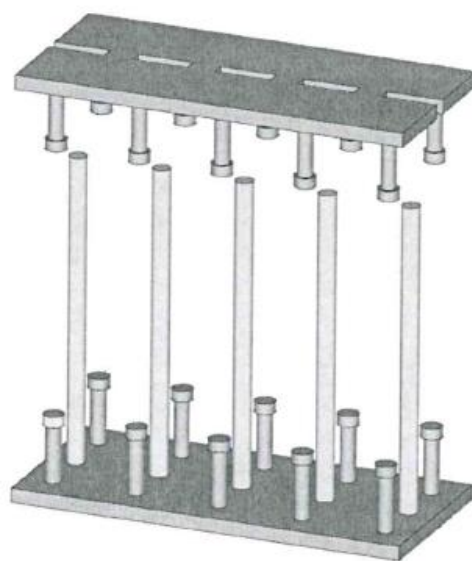
為了將挫屈束制支撐應用於新建之鋼筋混凝土建築中，楊巽閔 (2015) 與黃潔倫 (2015) 提出兩種預埋鐵件的方式使挫屈束制與新建之鋼筋混凝土接合。

型式一：參考圖 2-35 (a)。此型式係透過兩片鋼板及數個條狀鋼板所組成。鋼板之主要目的為鐵件及隅版之接合介面、條狀鐵板則是用於連接兩片鋼板。其寬度、開孔寬度可視梁柱箍筋調整。

型式二：參考圖 2-35 (b)。此型式係透過兩片鋼板及數條鋼筋所組成。鋼板之主要目的為鐵件及隅版之接合介面、鋼筋則是用於連接兩片鋼板。預埋鐵件的鋼筋間距可隨梁柱箍筋調整；鋼筋之短向根數則可隨梁柱主筋數量做調整。



(c) 型式一



(d) 型式二

圖 2-35 預埋鐵件 黃潔倫(2015)

2.5.1.4 利用之字型配置 BRB 於 RC 構架之接頭試驗

上一小節提到，當需要將 BRB 連接於鋼筋混凝土構架時，由於兩者材料不同，也無法直接進行焊接，故需要特殊的預埋鐵件才能使 RC 與 BRB 完美連接。之字型配置為上述預埋鐵件之改良，若上下兩隻 BRB 採之字型配置且連續、中間無橫梁經過的狀況下，其上、下兩塊接合板可精簡為一塊，參考圖 2-36。接合方式為在 RC 梁柱接頭處預埋 U 型接頭鐵件，僅需將接合板與 U 型鐵件焊接即可安裝 BRB，提供一簡易的施工方式。U 型接頭鐵件與 RC 的接合方式則是在 U 型鐵件後方之梁主筋位置焊接上鋼筋續接器，藉由梁主筋與混凝土的握裹力來錨定 U 型鐵件，同時也可防止 U 型鐵件被拉出 RC 柱表面，如圖 2-37。另外在 U 型鐵件上、下方製作凸出柱面的短深型托架以提供 U 型鐵件體抗垂直方向之力。

短深型托架主要即為提供 U 型鐵件垂直向剪力，主要可參考 Qu *et al.* (2012) 提出之托架壓拉桿模型進行設計，如圖 2-38。其剪力強度計算方式如下：



$$V = C \times \cos \theta$$

其中，

C ：鋼筋混凝土壓桿強度

θ ：壓桿傾斜角度

$$C = \sigma_d \times b \times l \quad 2-88$$

其中，

σ_d ：開裂鋼筋混凝土強度

b ：托架寬度

l ：壓桿深度

上述參數可根據 Russo *et al.* (2006) 提出之公式計算：

$$\sigma_d = \begin{cases} \frac{0.9f'_c}{\sqrt{1 + 400 \frac{f_{ct}}{E_c}}} & \text{for } f'_c < 42 \text{ MPa} \\ \frac{5.8f'_c}{\sqrt{1 + 400 \frac{f_{ct}}{E_c}}} & \text{for } f'_c \geq 42 \text{ MPa} \end{cases} \quad 2-89$$

$$l = kd = (\sqrt{(n\rho_s)^2 + 2n\rho_s} - n\rho_s) \times d \quad 2-90$$

$$\theta = 2 \tan^{-1} \left(\frac{-1 + \sqrt{\left(\frac{a}{d}\right)^2 + \left(1 - \frac{k^2}{4}\right)}}{\frac{a}{d} - \frac{k}{2}} \right) \quad 2-91$$

其中，

$n = E_s/E_c$ ：鋼筋與混凝土的彈性模數比值

f_{ct} ：混凝土拉力強度

d ：托架之有效深度

ρ_s ：托架之主要鋼筋比

$$d = \frac{2}{3}h$$

$$\rho_s = 0.5 \frac{n_{leg} A_{sl}}{bd}$$



上述計算建立在托架內之鋼筋在受力端恰達降伏強度，且應力呈線性分布。其計算結果可得若托架內配置較多的鋼筋，由軟化壓拉桿可確認，當做為拉桿的鋼筋越多，則可帶動更多混凝土壓桿參與傳力機制，且會影響到壓桿角度使其抵抗剪力的強度提升。

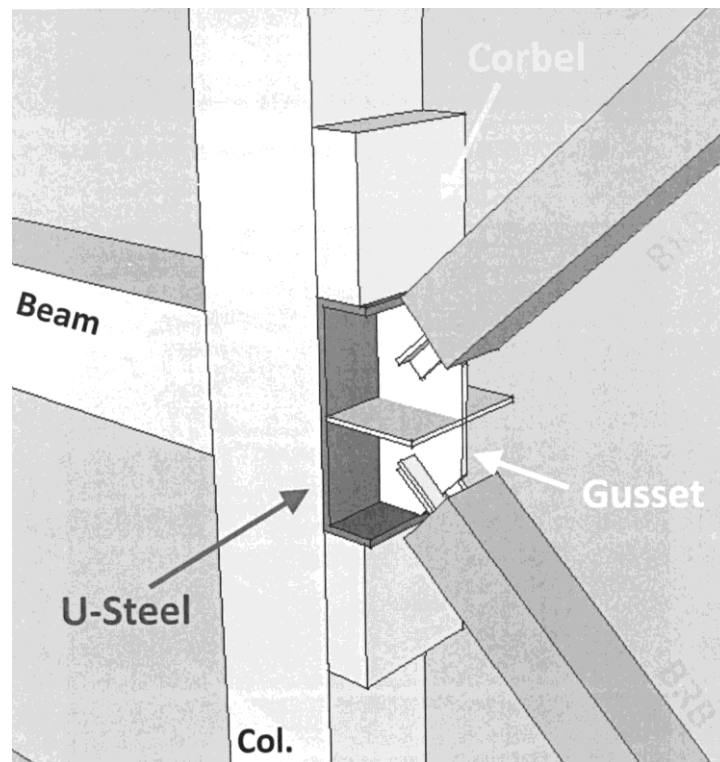


圖 2-36 BRB 與鋼筋混凝土之接合介面示意圖 (林庭立 2016)

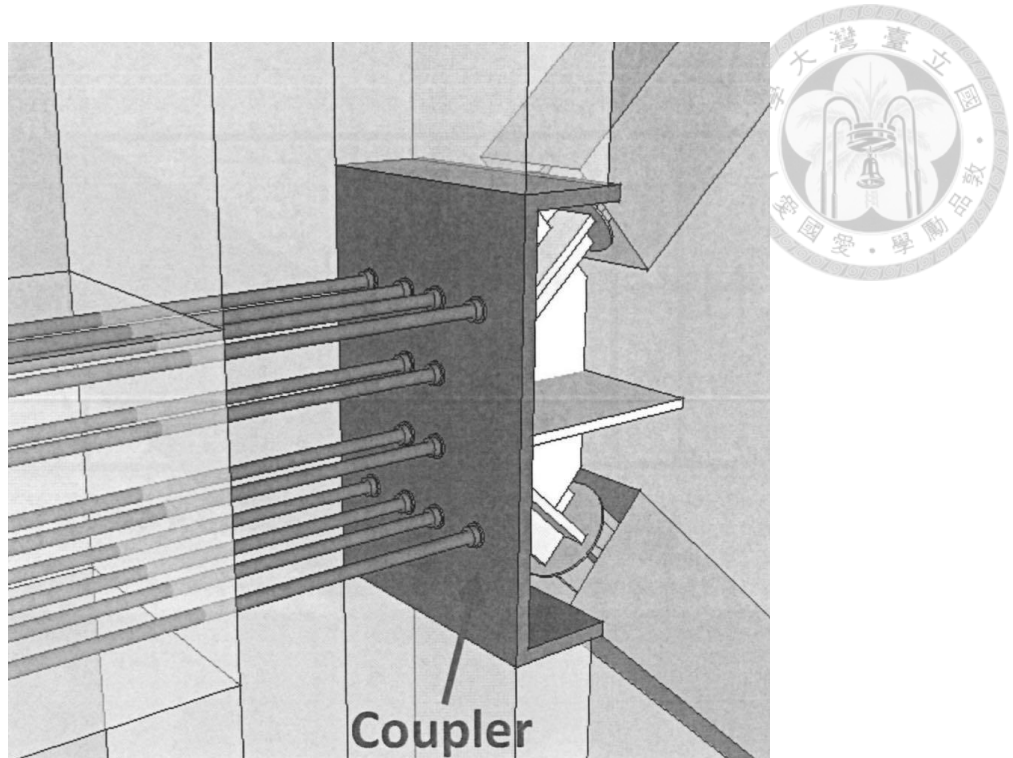


圖 2-37 U 字型接頭鐵件焊接鋼筋續接器並與梁主筋相連接之示意圖

(林庭立 2016)

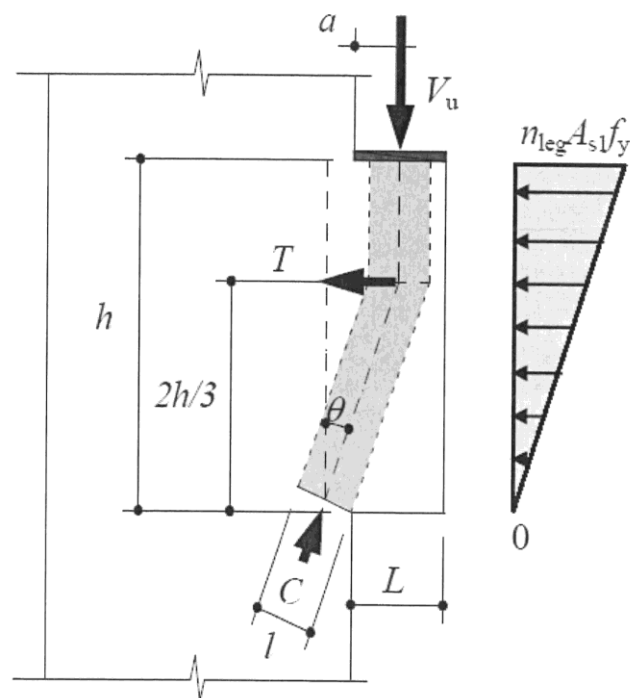


圖 2-38 壓拉桿模型—針對短深型托架 (Qu et al. 2012)



2.5.1.5 含鋼板剪力牆之 RC 構架相關研究

Choi and Park (2010) 製作共五座以寬翼 T 型斷面結合鋼板剪力強與混凝土構架進行縮尺的 RC 構架試驗，包含含鋼板剪力牆鋼筋混凝土構架兩座、連梁式含鋼板剪力牆鋼筋混凝土構架一座、鋼筋混凝土剪力牆構架一座及空構架一座。其提出含鋼板之剪力牆鋼筋混凝土構架與鋼結構中的鋼板剪力牆有相似的抗側力能力，除了能發展出相當的強度及初始勁度，且含鋼板剪力牆鋼筋混凝土構架所能提供的韌性與消能行為遠勝於鋼板剪力牆，證實此系統是可行的。

當樓層所需的剪力需求不大時，僅需薄鋼板即可滿足其耐震需求，但當市面上可作為內填鋼板之厚度大於設計需求時，可使用低降伏強度 (Low Yield Strength) 鋼作為鋼板的材料，然而，使用低降伏強度鋼設計出來的鋼板厚度仍可能大於市面上所能看到的最薄鋼板，基於容量設計法之原則，邊界構材需要更強壯才能使得填入的鋼板被拉至降伏，發展出應有的張力，此限制會導致鋼板剪力牆系統無法發揮其經濟性，為解決此問題，可將鋼板開垂直的裂縫或是均佈的圓孔。

T. M. Roberts, and S. Sabouri-Ghomi (1992) 針對未加勁且中心開一圓孔的鋼板進行實驗，設計參數為圓孔的大小，對對角線進行反覆加載，並求得鋼板強度以及勁度折減比例與穿孔比的關係，提出一線性關係，如圖 2-39 及式 2-94 所示。

$$\frac{V_{yp.perf}}{V_{yp}} = \frac{K_{perf}}{K_{panel}} = 1 - \frac{D}{d} \quad 2-94$$

其中，

D：開孔直徑

d：鋼板寬度

表示鋼板強度與勁度會因開孔而折減，其折減比例與孔徑大小成線性關係。

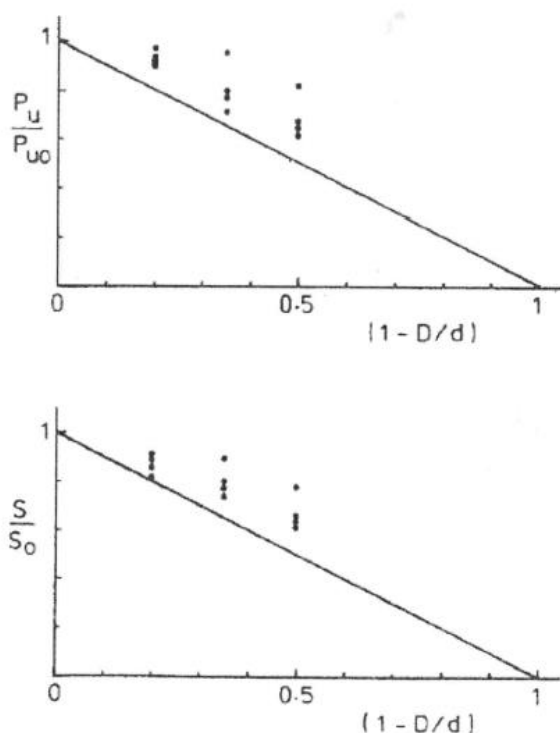


圖 2-39 鋼板強度與勁度折減比例對穿孔比之影響圖

T. M. Roberts, and S. Sabouri-Ghomi (1992)

D. Vian, and M. Bruneau (2005) 則是提出將圓孔以 45 度角的方式均勻分布於鋼板剪力牆中，如圖 2-40 所示，並以圖 2-41 之板條模型計算鋼板穿孔後之勁度，如式 2-95。

$$\frac{K_{perf}}{K_{panel}} = \frac{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{diag}} \right)}{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{diag}} \right) \left(1 - \frac{N_p D \sin \theta}{H_{panel}} \right)} \quad 2-95$$

其中，

S_{diag} ：板條帶寬

N_p ：板條上穿孔數量

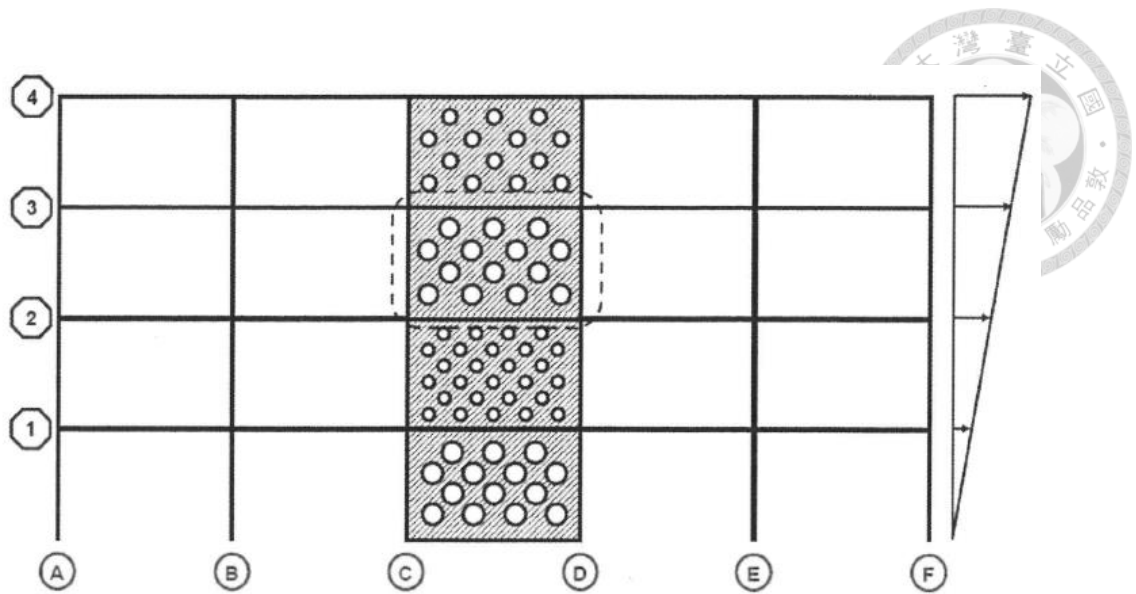


圖 2-40 穿孔型鋼板剪力牆示意圖 (T. M. Roberts, and S. Sabouri-Ghomi 1992)

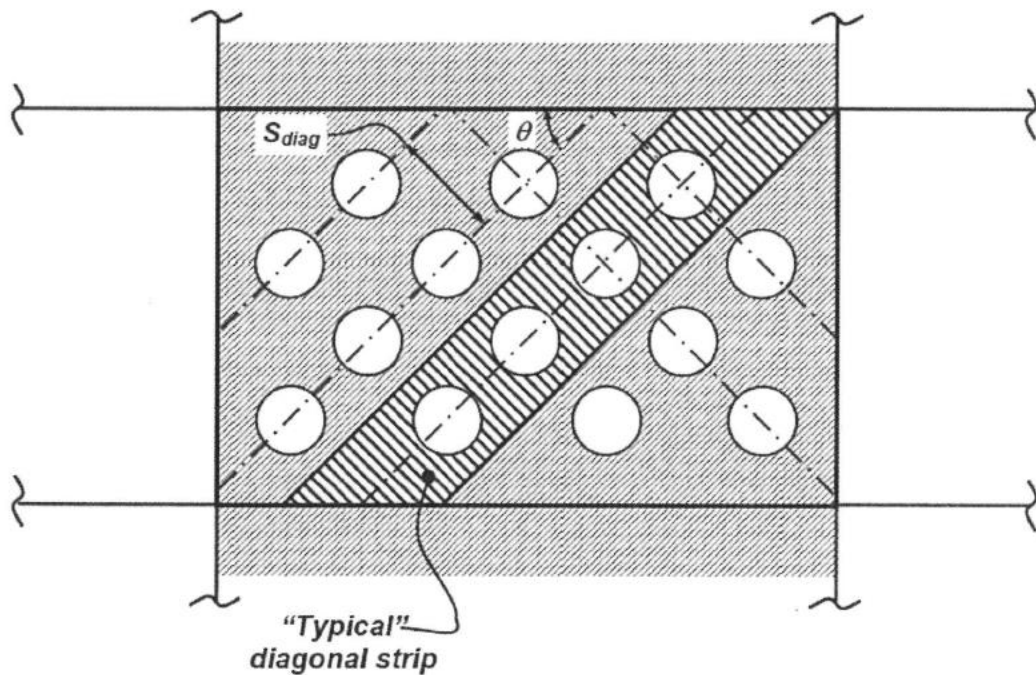
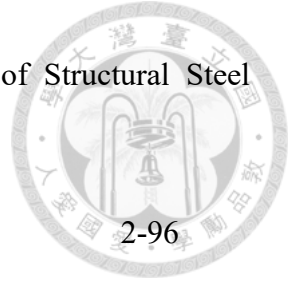


圖 2-41 穿孔型鋼板剪力牆板條模型 (T. M. Roberts, and S. Sabouri-Ghomi 1992)

R. Purba, M. Bruneau (2009) 接續上述的穿孔型鋼板剪力牆研究，利用有限元素分析軟體 ABAQUS，針對不同穿孔大小以有限元素模型的單向側推分析，利用線性回歸 (可參考) 改寫 Roberts and Sabouri-Ghomi 之鋼板強度預測公式，參考

式 2-96。目前此公式已被 AISC 接受寫入 Seismic Provisions of Structural Steel Building (AISC 314-10)。

$$\frac{V_{yp,perf}}{V_{yp}} = 1 - 0.7 \frac{D}{S_{diag}}$$



黃彤 (2015) 以鋼板剪力牆寬高比、穿孔佈設角度、穿孔帶寬大小 (或孔徑大小) 為設計參數，對穿孔型鋼版剪力牆強度折減效果進行一系列的有限元素分析，並以回歸的方式提出更精準的鋼版強度折減公式 (式 2-97)。

$$\frac{V_{yp,perf}}{V_{yp}} = 1 - 0.3 \left(\frac{D}{S_{diag}} \right) - 0.9 \left(\frac{D}{S_{diag}} \right)^2 \quad 2-97$$

為針對五種不同寬高比 (0.5 至 1.5) 之穿孔鋼版剪力牆模型進行六種孔徑比 (0.25 至 0.5) 穿孔後的強度折減結果分析，由 (a) 圖可知得相較於式 2-96，式 2-97 較為準確，研究結果也指出：

1. 穿孔佈設角度不影響強度折減效果，建議以 45 度角佈設孔位即可
2. 固定穿孔比時改變帶寬寬度或孔徑大小不影響其行為，但建議孔與孔間的垂直與水平距離應符合下式：

$$\frac{\min(L, H)}{10} \leq d_{Res} \leq \frac{\min(L, H)}{5} \quad 2-98$$

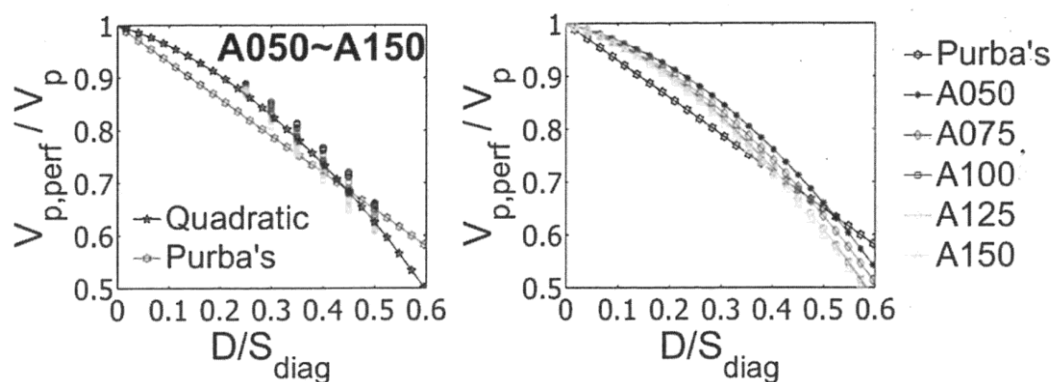
其中，

L：鋼版剪力牆的跨距

H：鋼版剪力牆的高度

另外，孔與邊界構建接合位置的距離不能過大或過小，須符合規範要求，介於 D 至 $D+0.7S_{diag}$ 之間。

3. 寬高比越大，穿孔對強度折減的效益就越高，但為了設計的方便性，計算尚可忽略寬高比的影響，以式 2-97 即可達到良好的預測成果。



(a) 與預測式比較

(b) 回歸分析結果

圖 2-42 五種寬高比穿孔型鋼版剪力牆強度折減

2.5.2 鋼框架與 RC 構架接合之相關文獻

2.5.2.1 鋼框補強之 RC 構架

曾建創 (2002) 針對鋼框架消能補強及修復試驗進行研究，將 RC 構架分為韌性及非韌性構架，韌性構架部分製作兩座修復試體，非韌性構架則是製作四座補強、一座修復試體。

九二一大地震後，國內高度重視耐震補強之研究，RC 梁的補強一般分為四種，分別為：加設剪力筋、包覆鋼板補強、包覆 FRP 補強、利用 U 型鋼板包覆；RC 柱的補強則多為在既有柱子上包覆鋼板或擴大柱斷面等可提高柱之耐震性能。針對建築物整體結構之補強方式，則可大致分為四種，分別為：增設剪力牆、增設耐震構架或梁柱、基礎補強、增設消能裝置，其中消能裝置，常見的有：(1) 黏彈性阻尼器；(2) 摩擦型阻尼器；(3) 液態阻尼器；(4) 遲滯消能系統，透過先前的文獻研究，適當選取消能元件，可有效提升既有建築物之耐震能力。

本文獻所選取之消能元件單獨試驗包含剪力降伏鋼板加勁阻尼器 (Shear yielded plate added damping and stiffness device)、X 字型鋼板加勁阻尼器 (X-shape plate added damping and stiffness device) 以及圓形鋼棒加勁阻尼器 (Steel

rod added damping and stiffness device)。補強方式則為 1. 純鋼框架消能補強；2. 鋼框架加 K 型斜撐；3. 倒 V 型斜撐加上 X 字型鋼板加勁阻尼器；4. 倒 V 型斜撐加上剪力降伏鋼板加勁阻尼器，修復之試體則為間柱式斜撐搭配圓型鋼棒加勁阻尼器。

透過試驗可整理出，添加鋼框架可有效提升試體之極限位移；添加 K 型斜撐可有效提升試體強度；加裝消能元件可明顯改善結構束縮現象，由此結論可得知，利用鋼框架補強或修復 RC 結構物是可行且有效的方案。

2.5.2.2 間接接合型鋼框架斜撐與 RC 構架

間接接合型鋼框架協成補強由多種構建構成，其中包含既有之混凝土構架、鋼斜撐、鋼框架、隔板以及補強接合部（可參考），而補強接合部則包含剪力釘、錨栓、螺旋或方形箍筋及水泥砂漿（可參考）。補強設計則涵括兩部分，第一部分為接合部補強，其中，剪力釘與錨栓之剪力、拉力強度計算，主要參考自美國混凝土協會（American Concrete Institute）之混凝土結構物規範（ACI 318-14, Building Code Requirements for Structural Concrete）及喜利得（HILTI）固定技術手冊，補強介面中之砂漿及箍筋配置則是參考自日本既有鋼筋混凝土建築物之耐震修改設計指針；第二部分為鋼框架斜撐構件，其中，鋼斜撐之強度預估及接合隔板設計，主要參考美國鋼結構協會（AISC）之鋼結構建築耐震設計規範（Seismic Provisions for Structural Steel Building）及鋼結構設計指南（steel construction manual）。

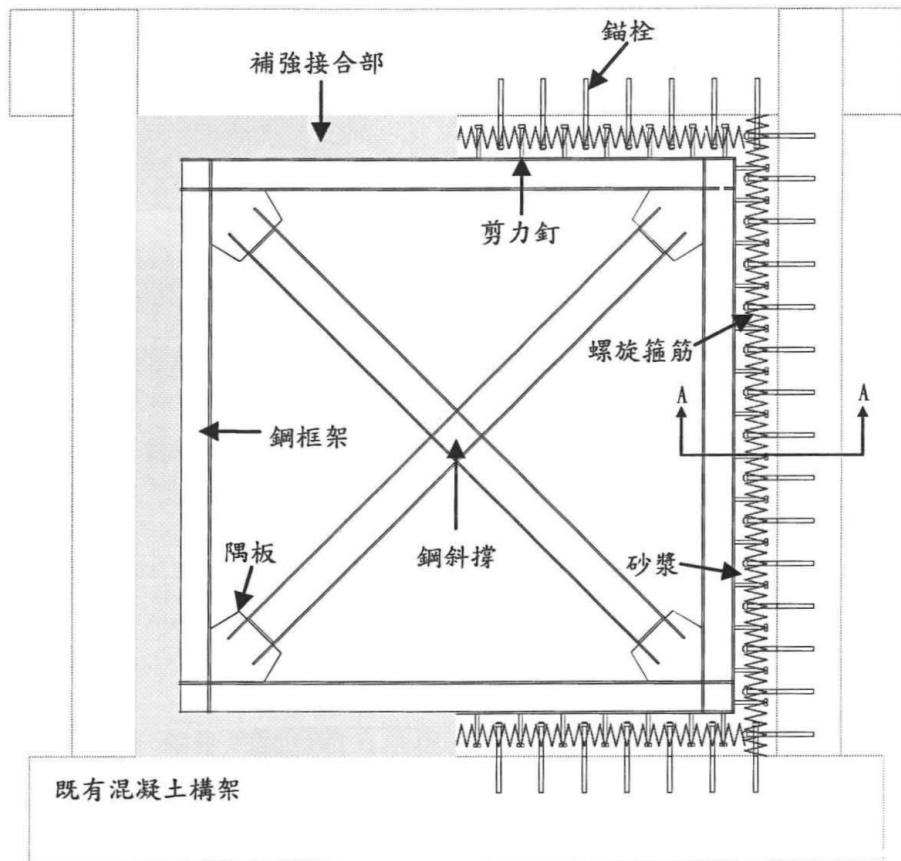


圖 2-43 鋼框架斜撐補強構件示意圖

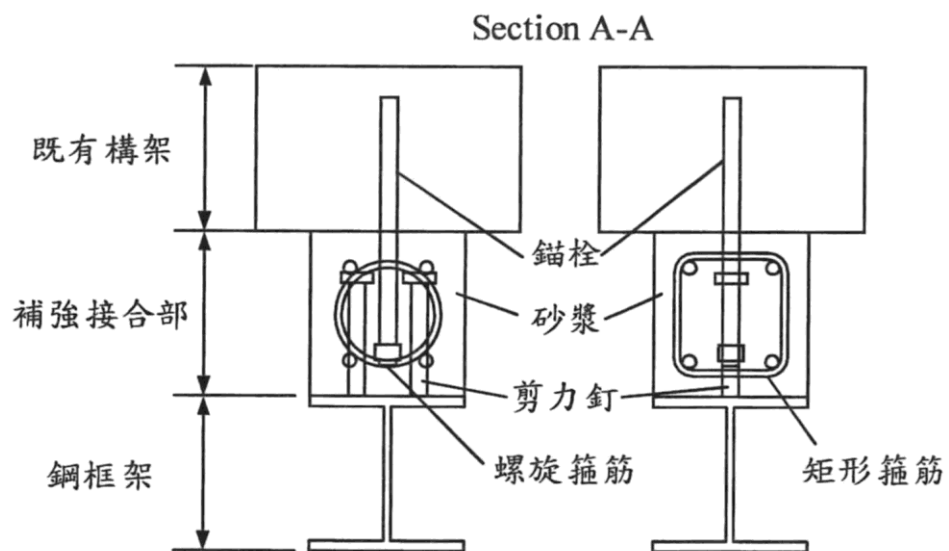


圖 2-44 補接合部細節示意圖



自楊季軒(2014)之實驗可發現，使用隅板分散角落應力，與無隅板之試體互相比較，可發現使用隅板可保護並分散角落之力量使砂漿較不易剝落，進而讓斜撐力量能有效傳遞至既有構架，且隅板能讓受壓桿件挫曲產生塑鉸、使斜撐充分發揮其韌性，使整體構架達到 80%最大側力強度點時，層間位移角 2%的補強目標。惟本試驗之混凝土構架主筋比高達 3.38%，與實際校舍平均主筋比 1.75%有極大落差，且構架無施加軸力，與實際情形不符，測試佈置之施力方式是藉由鋼梁傳遞至構架，鋼梁與混凝土梁形成複合梁，勁度過高，無法觀察梁之破壞情形。因此簡巧涵(2015)針對此情形進行改善，修改了邊界柱、軸力以及測試之施力方式，並提出補強設計建議步驟(詳細可參考[24])。以試驗結果分析可確認其補強建議設計步驟基本上可達到補強目標，可行性極高。

第三章、試體設計及分析



3.1 試體設計

已知可以藉由添加鋼纖維於高強度鋼纖維混凝土試體中，以避免其產生脆性破壞並減少橫向鋼筋的使用量，但其添加於含鋼構斜撐之鋼筋混凝土結構不連續區域的力學行為仍不夠明確，因此本研究參考小節 2.5.1.2 所設計之試體為基準，並藉由以下參數變因設計未來實驗之試體。

3.1.1 設計參數選擇

➤ 鋼纖維有無

添加鋼纖維能大幅提升試體之剪力強度，且由於鋼纖維本身之橋接效應，可有效抑制裂縫的生成，故本次研究將設計兩座含/不含鋼結構斜撐之高強度混凝土試體，以及兩座含/不含鋼結構斜撐之高強度鋼纖維混凝土試體，以觀察添加鋼纖維後對於含/不含鋼結構斜撐之梁柱接頭試體之影響。

➤ 鋼斜撐有無

以往之相關試驗，較多在討論添加鋼纖維對於結構體各個元件之影響，但近年來，複合型結構 (SRC) 之應用越來越普遍，其主要優點在於同時利用了 RC 柱之高抗壓能力及鋼梁之長跨度與高韌性能力等構材特性，但針對添加鋼纖維之複合型結構體元件之力學行為仍不明確，因此本研究針對含/不含鋼結構斜撐之高強度 (鋼纖維) 混凝土試體進行研究，探討添加鋼纖維後，梁柱接頭試體之受力、破壞情形，以進一步分析鋼纖維與鋼結構斜撐對高強度混凝土之影響。



3.1.2 試體名稱與統整

如上節所述，本次試驗共設計四座梁柱接頭試體：

主筋使用 SD550W-7 號(D22)鋼筋，箍筋使用 SD550W-4 號(D13)鋼筋，依照混凝土工程設計規範解說(後稱土木 401-108)將設計牆體保護層 4 cm，設計混凝土抗壓強度 $f'_c = 70$ MPa。

命名規則如下：HRC，即高強度混凝土試體 High strength Reinforced Concrete；HSRC，即為 High strength Steel fiber Reinforced Concrete。PT 即為以高強鋼筋穿過橫梁後張緊，將節點板底板（鋼結構斜撐）固定在橫樑上。統整後試體斷面參數可參考表 3-1，試體簡表統整如表 3-2。

表 3-1 試體斷面材料參數

	HRC	HRC-PT	HFRC	HRFC-PT
斷面尺寸	27.5 x 45 cm			
主筋	SD550W-#7			
箍筋	SD550W-#4			
非圍束區箍筋	1-D13@20 cm	1-D13@20 cm	1-D13@20 cm	
圍束區箍筋	1-D13@10 cm	1-D13@10 cm	1-D13@20 cm	
抗壓強度 f'_c	70MPa			
鋼纖維混凝土 彈性模數 E	38.74GPa			

表 3-2 試體簡表統整



試體名稱	示意圖	混凝土 強度	柱主筋	梁主筋			
HRC		70 MPa	SD550W	SD550W			
HRC-PT							
HFRC							
HFRC-PT							

3.2 強度分析

3.2.1 Etabs 模型設定

在試體設計階段，為確保各個試體皆為彎矩破壞，故以斷面各參數進行了 EtabS 分析，確認其破壞行為，避免其他因素等使試體發生非預期之破壞，以利後續研究討論的進行。本研究以 2.5.1.2 小節做為後續設計參考，以該試驗之斷面大小作為本試驗之設定，假設試體為彎矩破壞，並以位移控制，取得破壞時力量，以此力量做為後續主筋、箍筋計算之基準。破壞之塑鉸設定則同樣參考 2.5.1.2 小節，無斜撐之塑鉸距柱心 0.45m，含斜撐之塑鉸則距柱心 0.675m，示意圖可參考圖 3-5 及圖 3-6。

四座試體於分析軟體中的參數設定如圖 3-1 至圖 3-4，為得到各試體於反覆拉壓試驗下破壞時之最大力量，故分析中設定一側推力，反覆自 Drift Ratio = $\pm 0.25\%$ 、 $\pm 0.5\%$ 、 $\pm 1\%$ 、 $\pm 2\%$ 以及 $\pm 3\%$ ，其控制設定可參考圖 3-7 至圖 3-17。試驗試體預計將於 DR = +3%時破壞，DR 達 3%時之剪力、彎矩大小及變形示意圖可參考圖 3-19 圖 3-18 至圖 3-20。

圖 3-1 混凝土材料設定

圖 3-2 鋼筋材料參數

E Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	0.0001
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: B275x450
Material: C713
Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
Display Color: Change...
Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.45 m
Width: 0.275 m

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK Cancel

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Columns

圖 3-3 梁斷面設定

E Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	0.0001
Moment of Inertia about 2 axis	1000
Moment of Inertia about 3 axis	1000
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C45x45
Material: C713
Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
Display Color: Change...
Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.45 m
Width: 0.45 m

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK Cancel

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Columns

圖 3-4 柱斷面設定

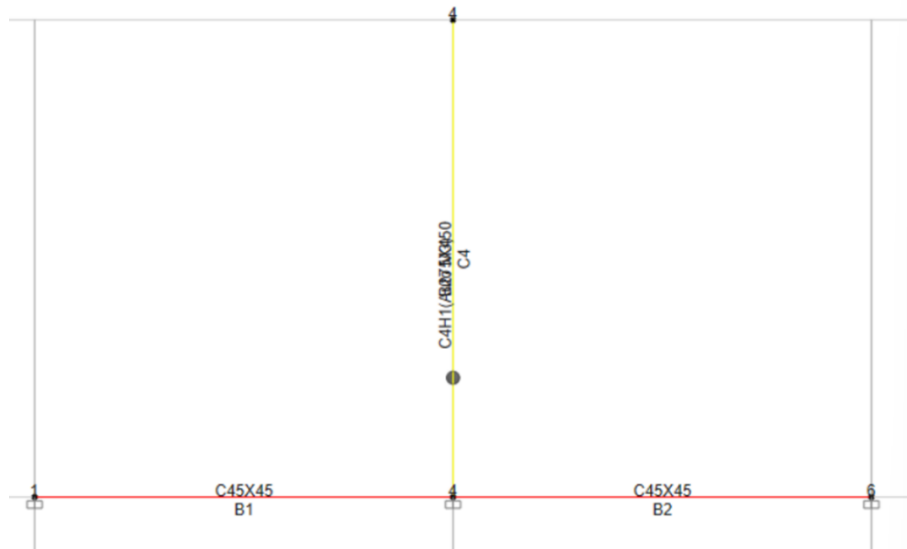


圖 3-5 無斜撐之塑鉸設定為距柱心 0.45m

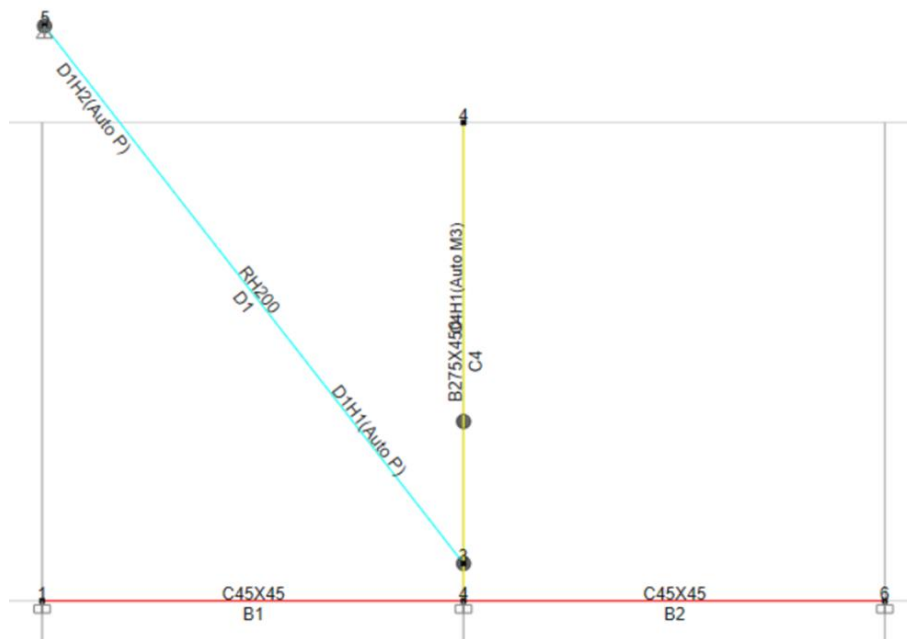


圖 3-6 含斜撐之塑鉸設定為距柱心 0.675m

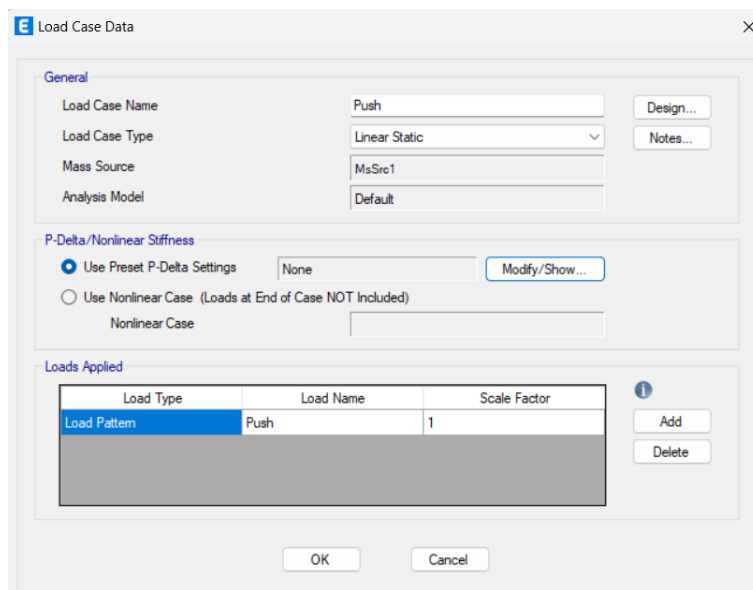


圖 3-7 側推分析設定

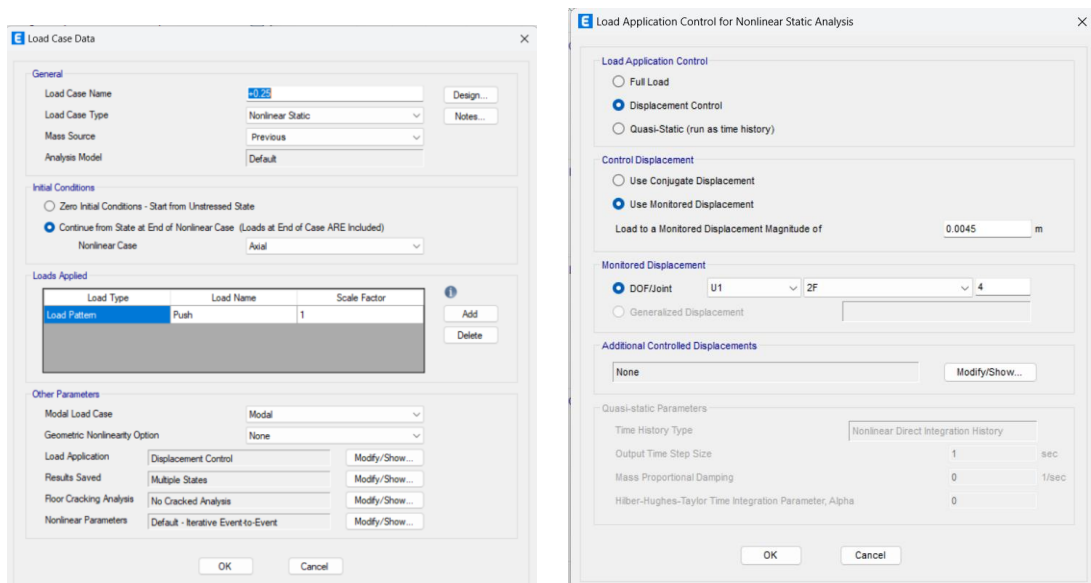
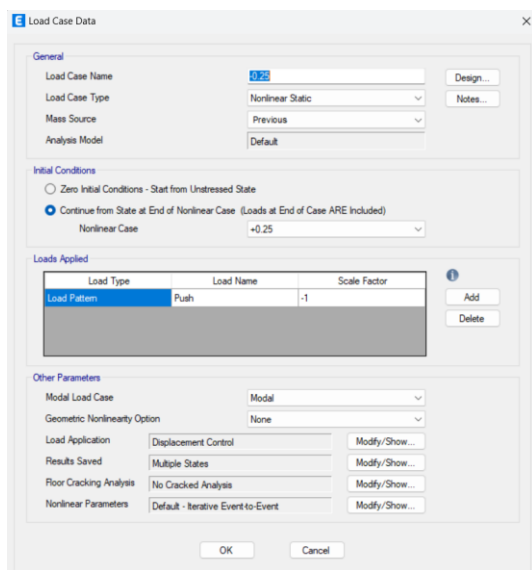


圖 3-8 DR = +0.25% 位移控制設定



Load Case Data

General

Load Case Name: Design... Notes...

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: -0.25

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Push	-1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

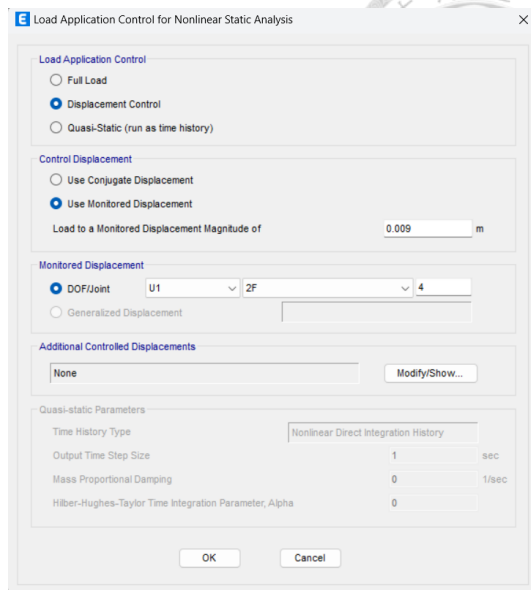
Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel



Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.009 m

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint U1 2F 4

☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None Modify/Show...

Quasi-static Parameters

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

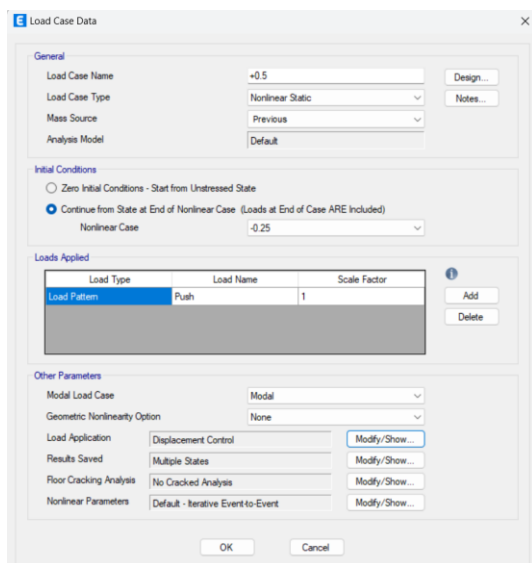
Output Time Step Size: 1 sec

Mass Proportional Damping: 0 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

OK Cancel

圖 3-9 DR = -0.25% 位移控制設定



Load Case Data

General

Load Case Name: Design... Notes...

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: -0.25

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Push	1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

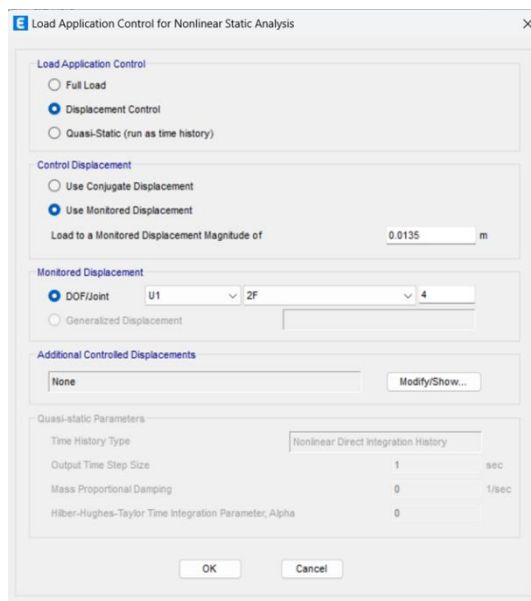
Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel



Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.0135 m

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint U1 2F 4

☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None Modify/Show...

Quasi-static Parameters

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

Output Time Step Size: 1 sec

Mass Proportional Damping: 0 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

OK Cancel

圖 3-10 DR = +0.5% 位移控制設定

Load Case Data

General

Load Case Name: Design... Notes...

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: +0.5

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Push	-1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: m

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint U1 2F 4

☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None Modify/Show...

Quasi-static Parameters

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

Output Time Step Size: sec

Mass Proportional Damping: 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha:

OK Cancel

圖 3-11 DR = -0.5% 位移控制設定

Load Case Data

General

Load Case Name: +1 Design... Notes...

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: -0.5

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Push	1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: m

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint U1 2F 4

☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None Modify/Show...

Quasi-static Parameters

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

Output Time Step Size: sec

Mass Proportional Damping: 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha:

OK Cancel

圖 3-12 DR = +1% 位移控制設定

E Load Case Data

General

Load Case Name: 1 Design... Notes...

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: +1

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Push	-1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel

E Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.036 m

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint U1 2F 4

☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None Modify/Show...

Quasi-static Parameters

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

Output Time Step Size: 1 sec

Mass Proportional Damping: 0 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

OK Cancel

圖 3-13 $DR = -1\%$ 位移控制設定

E Load Case Data

General

Load Case Name: 2 Design... Notes...

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: -1

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Push	1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel

E Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.054 m

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint U1 2F 4

☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None Modify/Show...

Quasi-static Parameters

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

Output Time Step Size: 1 sec

Mass Proportional Damping: 0 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

OK Cancel

圖 3-14 $DR = +2\%$ 位移控制設定

Load Case Data

General

Load Case Name: Design... Notes...

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: +2

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Push	-1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event to Event Modify/Show...

OK Cancel

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.072 m

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint U1 2F 4

☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None Modify/Show...

Quasi-static Parameters

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

Output Time Step Size: 1 sec

Mass Proportional Damping: 0 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

OK Cancel

圖 3-15 $DR = -2\%$ 位移控制設定

Load Case Data

General

Load Case Name: Design... Notes...

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: -2

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Push	1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event to Event Modify/Show...

OK Cancel

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.09 m

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint U1 2F 4

☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None Modify/Show...

Quasi-static Parameters

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

Output Time Step Size: 1 sec

Mass Proportional Damping: 0 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

OK Cancel

圖 3-16 $DR = +3\%$ 位移控制設定

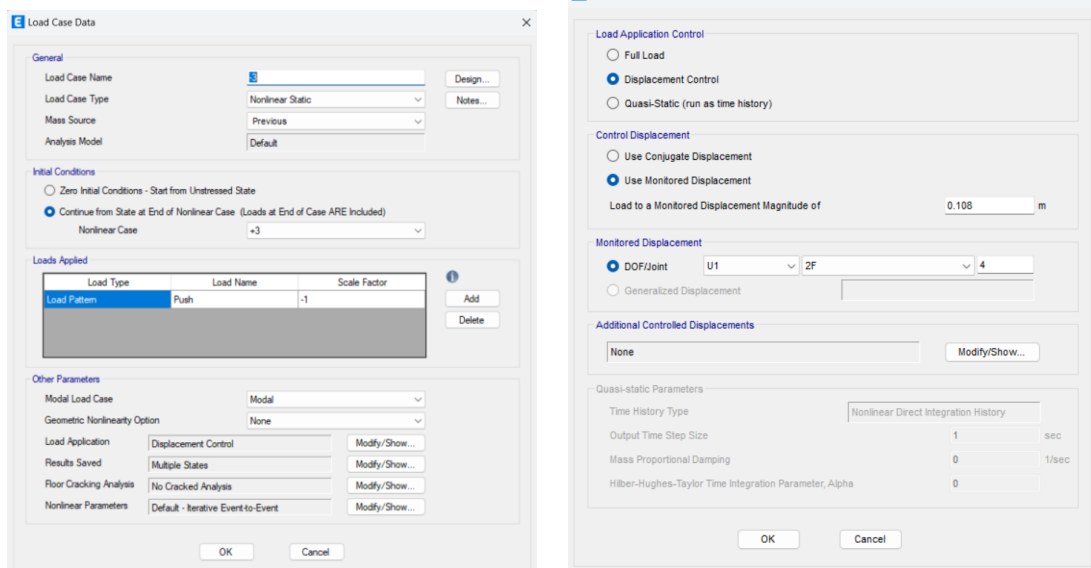


圖 3-17 DR = -3% 位移控制設定

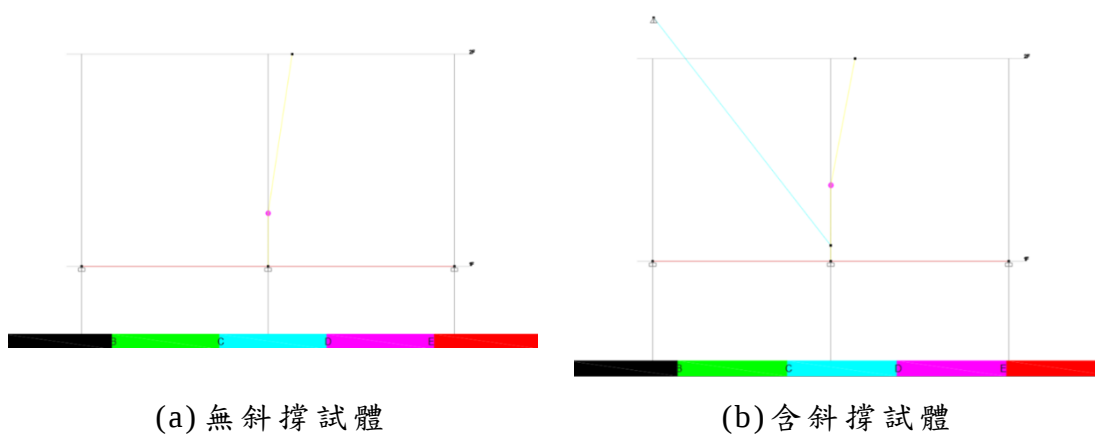
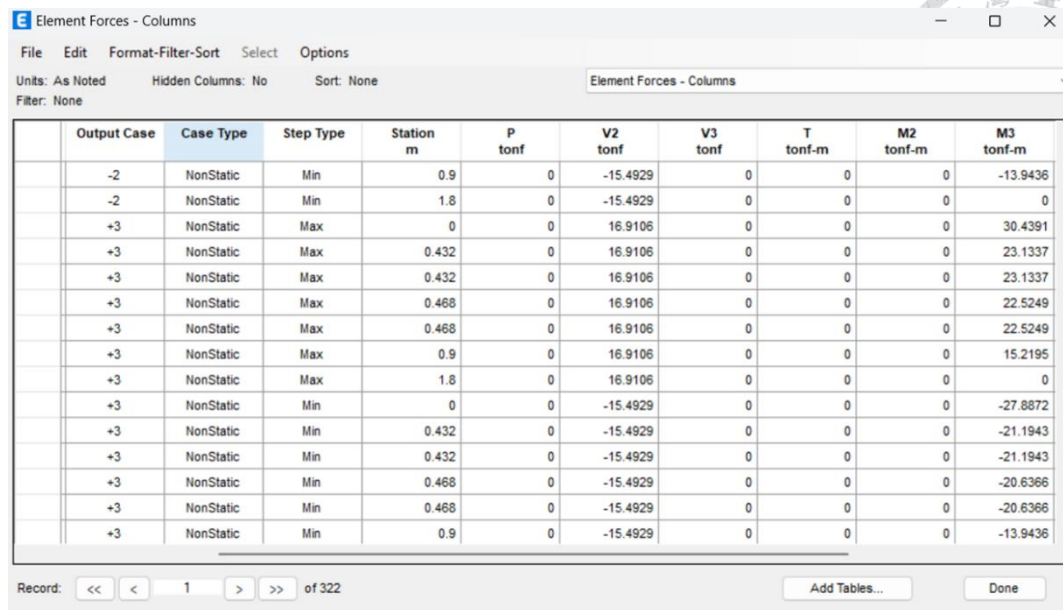
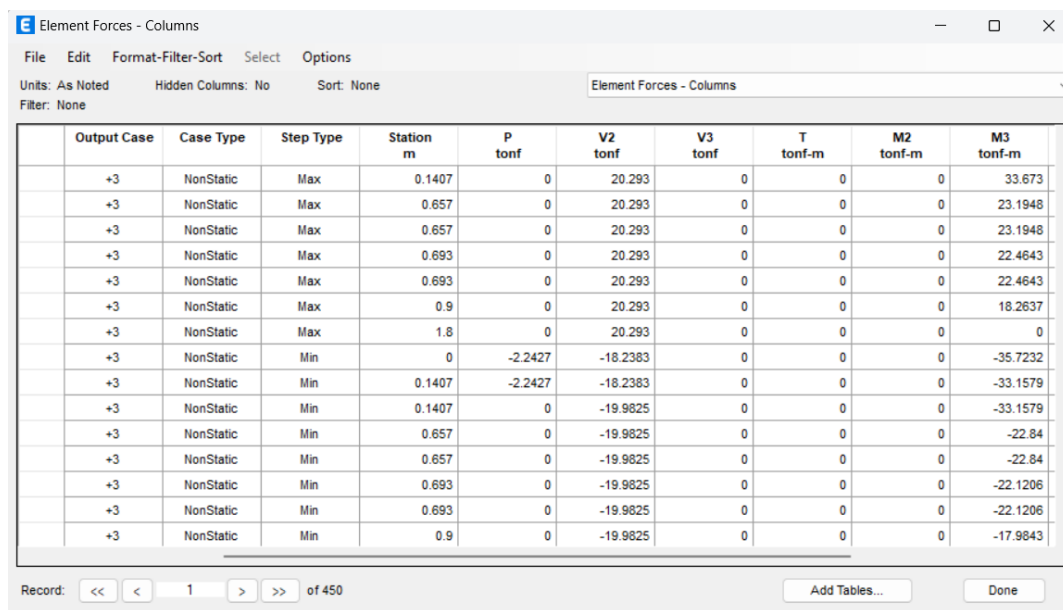


圖 3-18 DR = +3% 之變形示意圖



	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
	-2	NonStatic	Min	0.9	0	-15.4929	0	0	0	-13.9436
	-2	NonStatic	Min	1.8	0	-15.4929	0	0	0	0
	+3	NonStatic	Max	0	0	16.9106	0	0	0	30.4391
	+3	NonStatic	Max	0.432	0	16.9106	0	0	0	23.1337
	+3	NonStatic	Max	0.432	0	16.9106	0	0	0	23.1337
	+3	NonStatic	Max	0.468	0	16.9106	0	0	0	22.5249
	+3	NonStatic	Max	0.468	0	16.9106	0	0	0	22.5249
	+3	NonStatic	Max	0.9	0	16.9106	0	0	0	15.2195
	+3	NonStatic	Max	1.8	0	16.9106	0	0	0	0
	+3	NonStatic	Min	0	0	-15.4929	0	0	0	-27.8872
	+3	NonStatic	Min	0.432	0	-15.4929	0	0	0	-21.1943
	+3	NonStatic	Min	0.432	0	-15.4929	0	0	0	-21.1943
	+3	NonStatic	Min	0.468	0	-15.4929	0	0	0	-20.6366
	+3	NonStatic	Min	0.468	0	-15.4929	0	0	0	-20.6366
	+3	NonStatic	Min	0.9	0	-15.4929	0	0	0	-13.9436

圖 3-19 無斜撐試體達 DR 達+3%時之剪力彎矩需求



	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
	+3	NonStatic	Max	0.1407	0	20.293	0	0	0	33.673
	+3	NonStatic	Max	0.657	0	20.293	0	0	0	23.1948
	+3	NonStatic	Max	0.657	0	20.293	0	0	0	23.1948
	+3	NonStatic	Max	0.693	0	20.293	0	0	0	22.4643
	+3	NonStatic	Max	0.693	0	20.293	0	0	0	22.4643
	+3	NonStatic	Max	0.9	0	20.293	0	0	0	18.2637
	+3	NonStatic	Max	1.8	0	20.293	0	0	0	0
	+3	NonStatic	Min	0	-2.2427	-18.2383	0	0	0	-35.7232
	+3	NonStatic	Min	0.1407	-2.2427	-18.2383	0	0	0	-33.1579
	+3	NonStatic	Min	0.1407	0	-19.9825	0	0	0	-33.1579
	+3	NonStatic	Min	0.657	0	-19.9825	0	0	0	-22.84
	+3	NonStatic	Min	0.657	0	-19.9825	0	0	0	-22.84
	+3	NonStatic	Min	0.693	0	-19.9825	0	0	0	-22.1206
	+3	NonStatic	Min	0.693	0	-19.9825	0	0	0	-22.1206
	+3	NonStatic	Min	0.9	0	-19.9825	0	0	0	-17.9843

圖 3-20 含斜撐試體達 DR 達+3%時之剪力彎矩需求

3.2.2 主筋箍筋配置

根據上一小節，會以 Etabs 模型所取得之破壞力量做為箍筋配置之基準。由於 Etabs 無法模擬含鋼纖維之情況，故將會以高強度混凝土之模擬結果，搭配鋼纖維

軟化壓拉桿做試體強度計算。以下將分別以四座試體進行計算。



HRC 試體

假設於 $DR = 3\%$ 時發生破壞，且塑鉸發生處為距柱心 $0.45m$ 處，透過 Etabs 模擬，其彎矩需求 M_u 為 $23.13 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 、剪力需求 V_u 為 16.91 tf 。

$$\text{設單筋梁 } f_s = f_y = 5600 \text{ kgf/cm}^2, \phi = 0.9$$

$$d = 45 - 4 - 1.27 - 1.59 - \frac{2.5}{2} = 36.89 \text{ cm}$$

$$C_c = 0.85f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c = 0.85 \cdot 713 \cdot 0.65 \cdot 27.5 \cdot c = 10833.14c$$

$$T = A_s f_y = 5600 A_s$$

$$T = C_c \rightarrow A_s = 1.93c$$

$$M_n = \frac{23.13}{0.9} = 25.9 \text{ tf}\cdot\text{m} = C_c \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) = (10833.14c) \left(36.89 - \frac{0.65c}{2} \right)$$

$$-3520.77c^2 + 399634.53c - 2590000 = 0$$

$$c^2 - 113.51c + 735.63 = 0$$

$$c = \frac{113.51 \pm \sqrt{113.51^2 - 4 \cdot 735.63}}{2} = 6.9 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{0.003}{c} (d_t - c) = \frac{0.003}{6.9} (38.94 - 6.9) = 0.014 > \varepsilon_y = 0.0039 = \varepsilon_{ty} \rightarrow OK$$

$$\varepsilon_t > \varepsilon_{t,TCI} = 0.003 + \varepsilon_{ty} = 0.0069 \rightarrow \text{拉力控制斷面} \rightarrow \phi = 0.9 \rightarrow OK$$

$$A_{s,req} = 1.93c = 13.32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{上下層主筋可配置 } 5 - D22$$

$$\text{又 } V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{16.91}{0.75} = 22.55 \text{ tf}$$

於非塑鉸區可考慮混凝土之剪力貢獻，並以梁式剪力做檢核：

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 0.53\sqrt{713} \cdot 27.5 \cdot 36.89 = 14356.94 \text{ kgf}$$

$$V_s = V_n - V_c = 8193.06 < \frac{2 \cdot 1.27 \cdot 5600 \cdot 36.89}{s} \rightarrow s < 64.04 \text{ cm}$$

於塑鉸區則不考慮混凝土之剪力貢獻，做保守的計算：



$$V_s = V_n = 22550 < \frac{2 \cdot 1.27 \cdot 5600 \cdot 36.89}{s} \rightarrow s < 23.27 \text{ cm}$$

故剪力筋配置取

非圍束區：1-D13 @ 20 cm

圍束區：1-D13 @ 10 cm

HRC-PT 試體

假設於 $DR = 3\%$ 時發生破壞，且塑鉸發生處為距柱心 0.675m 處，透過 Etabs 模擬，其彎矩需求 M_u 為 22.84 tf-m、剪力需求 V_u 為 16.91 tf。

設單筋梁 $f_s = f_y = 5600 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi = 0.9$ 、 $d = 36.89 \text{ cm}$

$$C_c = 0.85f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c = 0.85 \cdot 713 \cdot 0.65 \cdot 27.5 \cdot c = 10833.14c$$

$$T = A_s f_y = 5600 A_s$$

$$T = C_c \rightarrow A_s = 1.93c$$

$$M_n = \frac{22.84}{0.9} = 25.38 \text{ tf-m} = C_c \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) = (10833.14c) \left(36.89 - \frac{0.65c}{2} \right)$$

$$-3520.77c^2 + 399634.53c - 2590000 = 0$$

$$c^2 - 113.51c + 720.87 = 0$$

$$c = \frac{113.51 \pm \sqrt{113.51^2 - 4 \cdot 720.87}}{2} = 6.75 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{0.003}{c} (d_t - c) = \frac{0.003}{6.75} (38.94 - 6.75) = 0.0143 > \varepsilon_y = 0.0039 = \varepsilon_{ty} \rightarrow OK$$

$$\varepsilon_t > \varepsilon_{t,TCI} = 0.003 + \varepsilon_{ty} = 0.0069 \rightarrow \text{拉力控制斷面} \rightarrow \phi = 0.9 \rightarrow OK$$

$$A_{s,req} = 1.93c = 13.02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{上下層主筋可配置 5-D22}$$

$$\text{又 } V_n = \frac{V_u}{\phi} = 19.98 / 0.75 = 26.64 \text{ tf}$$

於非塑鉸區可考慮混凝土之剪力貢獻，並以梁式剪力做檢核：

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 0.53\sqrt{713} \cdot 27.5 \cdot 36.89 = 14356.94 \text{ kgf}$$



$$V_s = V_n - V_c = 12280 < \frac{2 \cdot 1.27 \cdot 5600 \cdot 36.89}{s} \rightarrow s < 42.73 \text{ cm}$$

於塑鉸區則不考慮混凝土之剪力貢獻，做保守的計算：

$$V_s = V_n = 26640 < \frac{2 \cdot 1.27 \cdot 5600 \cdot 36.89}{s} \rightarrow s < 19.7 \text{ cm}$$

故剪力筋配置取

非圍束區：1-D13 @ 20 cm

圍束區：1-D13 @ 10 cm

HFRC 試體

彎矩需求 M_u 及剪力需求 V_u 同 HRC 試體，故主筋同樣配置 5-D22。

$$V_n = V_u / \phi = 16.91 / 0.75 = 22.55 \text{ tf}$$

以鋼纖維軟化壓拉桿做計算，考慮混凝土剪力貢獻

$$\xi_F = (1 + 0.07S_f) \times \min\left(\frac{5.8}{\sqrt{f'_c}}, 0.9\right) \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \text{ MPa}$$

其中，

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon_h + \varepsilon_v + \varepsilon_d}{0.1S_f + 1} = \frac{(5600 \times 2) / 2.04 / 10^6 - (-0.001)}{0.1 \times 7.11 + 1} = 3.79 \times 10^{-3}$$

$$S_f = V_f \alpha_f \tau_{eq} = 0.015 \times 78.95 \times 6 = 7.11$$

$$f'_c = 70 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \xi_F = 0.655 \text{ (原 } \xi = 0.397 \text{)}$$

$$C_d = \frac{34277.70}{0.397} \times 0.655 = 56553.9 \text{ kgf}$$

$$\rightarrow V_c = C_d \sin \theta = 56553.9 \sin 42.8^\circ = 38425 \text{ kgf} > V_n \rightarrow \text{無須配置剪力筋}$$

故剪力筋配置取

全區：1-D13 @ 20 cm

HFRC-PT 試體

彎矩需求 M_u 及剪力需求 V_u 同 HRC-PT 試體，故主筋同樣配置 5-D22。

$$V_n = V_u / \phi = 19.98 / 0.75 = 26.64 \text{ tf}$$

以鋼纖維軟化壓拉桿做計算，考慮混凝土剪力貢獻

$$\xi_F = (1 + 0.07S_f) \times \min\left(\frac{5.8}{\sqrt{f'_c}}, 0.9\right) \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \text{ MPa}$$

其中，

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon_h + \varepsilon_v + \varepsilon_d}{0.1S_f + 1} = \frac{(5600 \times 2)/2.04/10^6 - (-0.001)}{0.1 \times 7.11 + 1} = 3.79 \times 10^{-3}$$

$$S_f = V_f \alpha_f \tau_{eq} = 0.015 \times 78.95 \times 6 = 7.11$$

$$f'_c = 70 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \xi_F = 0.655 \text{ (原 } \xi = 0.397 \text{)}$$

$$C_d = \frac{39198.42}{0.397} \times 0.655 = 64672.5 \text{ kgf}$$

$$\rightarrow V_c = C_d \sin \theta = 64672.5 \sin 36.98^\circ = 38902.9 \text{ kgf} > V_n \rightarrow \text{無須配置剪力筋}$$

故剪力筋配置取

全區：1-D13 @ 20 cm

3.2.3 預期破壞模式之討論

RC 結構物之損壞形式主要可以分為兩種，分別為撓曲破壞及剪力破壞。撓曲破壞一般被視為可使構件發揮韌性消能的效果，在破壞前有明顯徵兆。剪力破壞則為脆性破壞，破壞前沒有明顯徵兆。因此一般會期望結構物以產生撓曲破壞為先，而非剪力破壞。

故本研究進行強度分析時，係以撓曲破壞為設計之準則，以得到各試體之剪力、撓曲強度需求，詳細計算可參考上一小節。添加鋼纖維的試體，剪力強度有大幅提升，因此降低了橫向箍筋的需求，撓曲強度則不會因為添加鋼纖維而有顯著提升。



第四章、實驗計畫



本研究主要討論在使用高強度鋼纖維混凝土於含鋼斜撐之鋼筋混凝土梁柱接頭。本次試驗共設計四座試體：分別為(1) HRC：無鋼斜撐之高強度鋼筋混凝土梁柱接頭；(2) HRC-PT：含鋼斜撐之高強度鋼筋混凝土梁柱接頭；(3) HFRC：無鋼斜撐之高強度鋼纖維鋼筋混凝土梁柱接頭；(4) HFRC-PT：含鋼斜撐之高強度鋼纖維鋼筋混凝土梁柱接頭。

4.1 實驗材料及配比

4.1.1 實驗材料

製作梁柱接頭試體之材料可分為高強度鋼筋、高強度混凝土以及高強度端鉤型鋼纖維三種，各材料之詳細介紹如下：

➤ 高強度鋼筋

所有試體所配置的鋼筋皆採用 SD550W 高強度鋼筋，其中再細分為 D13 及 D22 兩種直徑之鋼筋於各試體之主筋及箍筋使用。

➤ 高強度混凝土

本研究之高強度混凝土設計強度為 70 MPa，組成材料包含水泥、爐石、矽灰、粗粒料、細粒料、水、化學藥劑(強塑劑)，細項介紹如下：

(1) 水泥：

為卜特蘭第一型水泥，其比重為 3.15，其化學成分列於表 4-1，其物理性質列於表 4-2。

(2) 爐石：

使用 100 級高爐爐石粉，由中聯爐石股份有限公司提供，比重為 2.9。爐石為卜作嵐材料之一，可有效增加混凝土緻密性與晚期強度。其化學成分列於表 4-3。



(3) 矽灰：

中聯公司提供，比重為 2.21。矽灰亦是卜作嵐材料之一，添加矽灰可有效增加混凝土強度且提升混凝土之工作性。其化學成分列於表 4-4。

(4) 粗粒料：

採用之粗粒料為三分石，粒料直徑約為 1 公分，來源主要為中國。其篩分析結果與物理性質詳列於表 4-5。

(5) 細粒料：

本試驗採用的細粒料為松門砂及花蓮砂，比重分別為 2.64 與 2.68，篩分析結果與物理性質列於表 4-6、表 4-7。

(6) 強塑劑：

使用慶泰樹脂化學股份有限公司提供之高性能羧酸型減水劑，比重為 1.08，pH 值 5.9，具有高減水率、低坍損的特性並且可延長混凝土凝結時間而不影響早期強度，可讓混凝土的施工性、泌水、坍流度、強度、耐久性保持優良的效果，其特性如表 4-8。

➤ 高強度端鉤型鋼纖維

本研究使用之鋼纖維為比利時進口之 Dramix RC-80/30-BP 端鉤型鋼纖維，長度 3cm，直徑約 0.38mm，長徑比 α_f 約為 79，拉力強度 2300MPa，鋼纖維示意圖可參考圖 4-1。

表 4-1 卜特嵐第 I 型水泥之化學成分報告(國產實業提供)

試驗項目		CNS15268	試驗結果
化學試驗	二氧化矽 SiO ₂ (%)	-	20.34
	氧化鋁 Al ₂ O ₃	-	4.95
	氧化鐵 Fe ₂ O ₃	-	3.96

	氧化鈣 CaO		-	63.44
	氧化鎂 MgO		Min. 6.0	1.75
	三氧化硫 SO ₃ (%)	C ₃ A ≤ 8%	Min. 3.0	2.29
		C ₃ A > 8%	Min. 3.5	-
	燒失量(Loss on ignition) (%)		Min. 3.0	1.33
	不容殘渣		Min. 0.75	0.21
	水淬高爐爐渣、飛灰、石灰石 三者總添加量		Min. 5.0	1.2
	鹼(Na ₂ O + 0.685 K ₂ O)		-	-
	氧化鈉 Na ₂ O		-	-
	氧化鉀 K ₂ O		-	-
	游離石灰 Free CaO		-	1.1
	矽酸三鈣 C ₃ S		-	53.7
	矽酸二鈣 C ₂ S		-	17.9
	鋁酸三鈣 C ₃ A		-	6.4
	鐵鋁四酸鈣 C ₄ AF		-	12.0

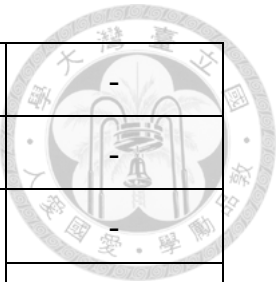
表 4-2 卜特嵐第 I 型水泥之物理性質(國產實業提供)

試驗項目		CNS15268	試驗結果
物理試驗	比重(Density)	-	3.15
	細度(透氣儀) (m ² /kg)	Min. 260	362
	正常稠度用水量 (%)	-	26.5
	假凝結 (%)	Min. 50	80.0
	熱膨脹壓 (%)	Min. 0.8	0.03

	抗壓強度(MPa)	3 day	Min. 12.0	25.4
		7 day	Min. 19.0	32.0
		28 day	Min. 28.0	42.2
	凝結時間-初凝 (費開市 Vicat 針法)	不小於(分)	Min. 45	183
		不大於(分)	Min. 375	
	水泥壩料空氣含量(體積百分比) (%)		Min. 12.0	8.3

表 4-3 爐石化學成分表

試驗 項目		CNS 3036 (F 類)	試驗方法	檢驗結果
化學 試驗	鹼($\text{Na}_2\text{O} + 0.685 \text{K}_2\text{O}$)	-	ASTM C114(2015)	0.56
	氧化鉀 K_2O	-		0.37
	氧化鈉 Na_2O	-		0.32
	燒失量 (Loss on ignition) (%)	-	CNS 1078(90)	-
	二氧化矽 SiO_2 (%)	-	ASTM C114(2015) CNS 1078(90)	33.50
	氧化鋁 Al_2O_3	-		15.40
	氧化鐵 Fe_2O_3	-		0.32
	氧化鈣 CaO	-		38.90
	氧化鎂 MgO	-		7.77
	三氧化硫 SO_3 (%)	≤ 4.0	CNS 11826(102)	0.64
	總硫 S (%)	-	ASTM	-
	二氧化鈦 Ti_2O (%)	-	C114(2015)	-



	氧化錳 MnO (%)	-		-
	鹽基度	-		-
	硫化物硫 S(%)	≤ 2.5	CNS 1078(90)	-
	不容殘渣 I.R. (%)	-		-
	氯化物(Cl)	-		-

表 4-4 矽灰化學成分表

試驗項目		試驗結果 (%)
化學試驗	二氧化矽 SiO ₂	96
	碳 C	2.0
	氧化鐵 Fe ₂ O ₃	1.0
	氧化鋁 Al ₂ O ₃	2.0
	氧化鈣 CaO	1.2
	氧化鎂 MgO	0.5
	氧化鉀 K ₂ O	1.5
	氧化鈉 Na ₂ O	0.5
	H ₂ O (Moisture, when packed)	1.0
	燒失量 LOI (Lost on Ignition)	1.5
	#325 篩餘 (Amount Retained on #325 Sieve) (%)	1.0
	pH-value (fresh)	5.0-7.5

表 4-5 粗粒料之篩分析結果與其物質性質

試驗項目	試驗項目	試驗方法
------	------	------

		A 料 6 分	B 料 3 分	A : B 1 : 1	規範	
篩分析 (過篩百分率)	1 1/2"	100	100	100	100	CNS 486(2001)
	1"	100	100	100	95-100	
	3/4"	74	100	88	-	
	1/2"	6	67	40	25-60	
	3/8"	4	40	24	-	
	#4	3	7	5	0-10	
	#8	3	5	4	0-5	
通過#200 號篩材料		0.9	0.9	0.9	≤ 1.0	CNS 491(2001)
S,S,D 比重		2.68	2.68	2.68	≥ 2.5	CNS 488(2008)
吸水率(%)		0.7	0.9	0.8	-	
輕質粒料含量(%)		0	0	-	≤ 0.5	CNS 10090(1998)
粘土塊及易碎顆粒(%)		0.1	0.1	-	≤ 3.0	CNS 1171(1995)
健康試驗損失量(%) (硫酸鈉溶液五循環)		0.1	0.2	-	≤ 12	CNS 1167(1995)
洛杉磯磨損值	100 轉	-	-	6.9	-	CNS 490(2009)
B 級(%)	500 轉	-	-	34.5	≤ 50	
磨損平均硬度比	100/500 轉	-	-	0.2	-	
粒料單位重 (kg/m ³)	搗實方	-	1685	1678	-	CNS 1163(2008)
	鬆方	-	1512	1510	-	

扁平粒料(寬：厚=5：1)	0	0.1	-	≤ 10	CNS 15171(2008)
細長粒料(寬：厚=5：1)	0	0	-		
扁長粒料(寬：厚=5：1)	0.8	1.6	-		

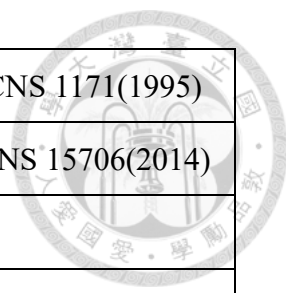
表 4-6 細粒料松門砂之篩分析結果與其物理性質

試驗項目		試驗項目				試驗方法
		A 料 6 分	B 料 3 分	A : B 1 : 1	規範	
篩分析 (過篩百分率)	1 1/2"	100	100	100	100	CNS 486(2001)
	1"	100	100	100	95-100	
	3/4"	82	100	95	-	
	1/2"	17	57	45	25-60	
	3/8"	8	30	23	-	
	#4	2	5	4	0-10	
	#8	1	3	2	0-5	
通過#200 號篩材料		0.3	0.9	0.7	≤ 1.0	CNS 491(2001)
S,S,D 比重		2.64	2.63	2.63	≥ 2.5	CNS 488(2008)
吸水率(%)		0.9	1.3	1.2	-	
輕質粒料含量(%)		0	0	-	≤ 0.5	CNS 10090(1998)
粘土塊及易碎顆粒(%)		0.1	0.2	-	≤ 3.0	CNS 1171(1995)
健康試驗損失量(%)		0.2	0.4	-	≤ 12	CNS

(硫酸鈉溶液五循環)						1167(1995)
洛杉磯磨損值	100 轉	-	-	3.7	-	CNS 490(2009)
B 級(%)	500 轉	-	-	16.6	≤ 50	
磨損平均硬度比	100/500 轉	-	-	0.22	-	
粒料單位重	搗實方	-	1527	1546	-	CNS
(kg/m ³)	鬆方	-	1350	1374	-	1163(2008)
扁平粒料(寬：厚=5：1)		0	0.1	-	≤ 10	CNS 15171(2008)
細長粒料(寬：厚=5：1)		0	0	-		
扁長粒料(寬：厚=5：1)		0.1	0.9	-		

表 4-7 細粒料花蓮砂之篩分析結果與物理性質

試驗項目		試驗項目		試驗方法
		C 料砂	規範	
篩分析 (過篩百分率)	3/8"	100	100	CNS 486(2001)
	#4	98	95-100	
	#8	80	80-100	
	#16	57	50-85	
	#30	39	25-60	
	#50	24	5-30	
	#100	10	0-10	
通過#200 號篩材料		5.0	≤ 5.0	CNS 491(2001)
S,S,D 比重		2.64	≥ 2.5	CNS 487(2013)
吸水率(%)		1.7	-	



粘土塊及易碎顆粒(%)		0.1	≤ 3.0	CNS 1171(1995)
貝殼含量(%)		0.0	-	CNS 15706(2014)
粘土塊及易碎顆粒+貝殼含量(%)		0.1	≤ 3.0	
健康試驗損失量(%) (硫酸鈉溶液五循環)		0.7	≤ 10	CNS 1167(1995)
輕質粒料含量(%)		0.03	≤ 1.0	CNS 10990(1998)
粒料中水溶性氯離子(%)		0.001	≤ 0.012	CNS 13407(2015)
粒料單位重 (kg/m ³)	搗實方	1745	-	CNS 1163(2008)
	鬆方	1417	-	

表 4-8 強塑劑性質表

項目	單位	標準
成分	/	聚羧酸化合物
外觀	/	淺黃色略為透明液體
比重	/	1.06 ± 0.02
pH	%	6~8
固含量	%	17 ± 1.5
Cl 離子含量	%	≤ 0.05



圖 4-1 高拉力端鈎型鋼纖維示意圖

4.1.2 實驗配比

本實驗之試體皆由預拌廠拌合及澆製，其配比可分為兩項，為普通高強度混凝土與添加體積取代率 1.5%鋼纖維之高強度混凝土分別用在非圍束區及圍束區，詳細配比如下表所示：

表 4-9 高強度之鋼纖維混凝土配比表 (單位： kgf/m^3)

配比名稱	水泥	爐石	矽灰	粗粒料	細粒料	水	強塑劑	鋼纖維
S0	411	270	50	400	1030	212	8.40	X
S150	411	270	50	410	1026	212	9.85	118

4.2 試體佈設及量測規劃

本小節將說明本研究梁柱接頭試體進行反復載重試驗之試驗佈設與量測儀器系統之規劃等。

4.2.1 試體佈設

本研究之梁柱接頭反覆載重試驗預計於國家地震工程研究中心台北實驗室之十五米反力牆進行。其試驗配置圖如圖 4-2、圖 4-3 所示。

由於本試驗之試體尺寸偏小，故無法直接與強力地板連接，試體柱會以使用 C

板架高的方式安裝於強力地板上，試體梁則是連接油壓致動器，再連接油壓致動器於反力牆上。含鋼斜撐之試體較不同的地方，則是將非連接於接頭之另一端透過預力螺桿連接與支架固定。

試驗軸力加載方法為於試體之梁頂面連接油壓千斤頂，油壓千斤頂連接預力螺桿並向左延伸鎖固於反力牆，其藉由預力螺桿與橫向傳力梁將軸力施加於試體之梁頂。

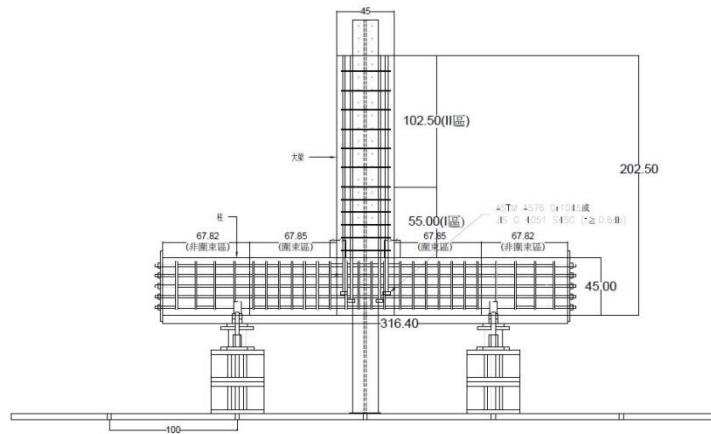


圖 4-2 不含鋼斜撐之接頭試體佈設示意圖

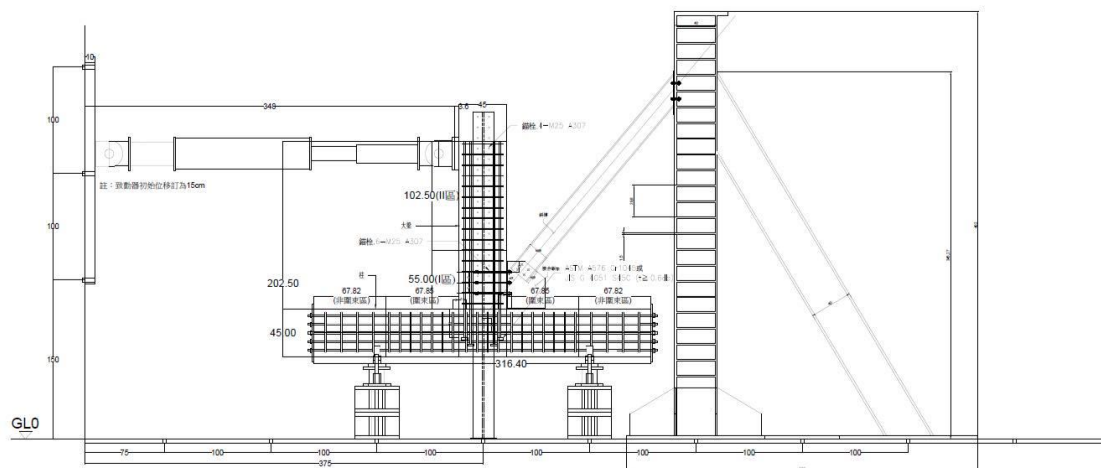


圖 4-3 含鋼斜撐之接頭試體佈設示意圖



4.2.2 測試方法與流程

本研究採用位移控制之方式進行梁柱接頭試體反復載重試驗。

垂直油壓致動器則依據設定之尖峰位移比 (Drift ratio) 以固定加載速率將左右梁反曲點推至預定之位移位置，位移大小為梁反曲點至柱中心之距離乘上相應之尖峰位移比，所設定之尖峰位移比依序為 0.25 %、0.5 %、1.0 %、2.0 %、3.0 %，每一尖峰位移比正負向各施以三次反復載重。而本研究將致動器水平向右伸長之加載過程定義為「正迴圈」，反之則定義為「負迴圈」。

本研究於梁反曲點每次達到設定之尖峰位移比時暫停試驗，以利觀察試體於各次加載過程中之破壞情形及強度發展趨勢。為紀錄試體之柱構件與接頭區之混凝土裂縫發展情形：本研究預計於試驗前先將試體混凝土部分之表面塗上白色油漆，並以黑色奇異筆繪製正方形網格，作為混凝土裂縫發展之觀察基準；試體施加軸力後，以黑色奇異筆描繪其混凝土初始裂縫；每一尖峰位移比之第一次正向加載（正迴圈）完成後，以藍色奇異筆描繪此次加載過程所新增之混凝土裂縫；每一尖峰位移比之第一次負向加載（負迴圈）完成後，則以紅色奇異筆描繪此次加載過程所新增之混凝土裂縫。

當梁致動器之側推力衰減至低於試驗過程中最大側推力之 50 %，則為該試體試驗終止之時。

本試驗過程將會記錄反力牆上致動器的力量及位移，由於機台所記錄之位移無法直接反應試體之位移，因此實際之載重遲滯迴圈會透過機台之水平向致動器的力量及位移計所記錄之位移進行分析。

載重遲滯位移迴圈須利用試體之真實位移進行繪製，由於機台所記錄之位移包含致動器於試驗過程中施加側力所產生之彈性變形、並非試體真實位移，因此後續擬架設位移計於試體上下方，透過上下位移計相減後除上試體淨高，以得到試體實際之層間變位角，方便後續繪製各試體之載重遲滯位移迴圈。

4.2.3 量測系統

本試驗施加側推力之油壓致動器本身皆有內建位移計 (LVDT) 以及荷重計 (Load cell)，並將另安裝外部荷重計。位移計可量測油壓致動器伸長或縮短之位移量，其量測範圍皆為 ± 500 mm；荷重計則用於量測油壓致動器及油壓千斤頂所施加之側推力大小。

試體內部量測規畫使用鋼筋應變計。鋼筋應變計係於鋼筋上，其為透過電阻變化觀察鋼筋於試驗中受力後的變形狀況。預計採用日本東京測試研究所 (TML) 之產品，為小應變量應變計，應變量約為 3%~5% 之。

另外，為方便後續分析計算梁柱接頭試體於反復載重下其梁柱構件與接頭區之變形量，本試驗將採用 NDI Optotrak Certus® HD 光學空間座標監測系統追蹤試體之梁端及接頭區於反復載重試驗過程中之三維空間座標位移變化，光學空間座標監測系統儀器設備可詳見圖 4-4。



(a) 系統控制器



(b) 位置感測器



(c) 標點



(d) 標點傳輸盒

圖 4-4 光學空間座標監測系統儀器設備

第五章、結論與建議



5.1 結論

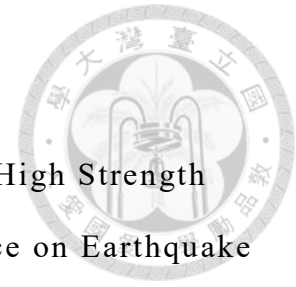
1. 由於鋼纖維價格較高、不適合整棟添加，故透過本研究可確立其局部添加於結構受力不連續區之影響，方便後續無論結構物之新建或補強皆可較方便的施作。
2. 透過 HRC 及 HRC-PT 兩座試體，可得到配置鋼斜撐對於鋼筋混凝土梁柱接頭的影響；透過 HRC 及 HFRC 兩座試體，可確認鋼纖維之影響，並檢核透過鋼纖維軟化壓拉桿模型所得到由鋼纖維所提供之剪力強度是否符合試驗結果；透過 HRC-PT 及 HFRC-PT 兩座試體，則可綜合上述得到之結論並加以檢核。

5.2 建議

1. 分析係利用位移控制，且軟體無法體現添加鋼纖維之效益，故後續確認鋼纖維對複合結構之影響後，可考慮利用數據回歸計算鋼纖維之影響，供後續工程使用。
2. 為減少非實驗參數的影響，故不須箍筋之試體仍配置相同數量之箍筋，未來可考慮不配置橫向箍筋，觀察依規範所計算出的配置方式對實際破壞模式與剪力強度之影響。
3. 近年來挫屈束制斜撐(BRB)被廣泛應用，確認應用高強度鋼纖維混凝土於含鋼斜撐之鋼筋混凝土梁柱接頭後，可進一步考量配置 BRB 之破壞模式及力學性質。
4. 本研究聚焦在接頭設計，是否能簡化接頭處的箍筋，故斜撐並不會發生破壞。但實際狀況會使斜撐發生降伏，故確認此設計之可行性後，未來可進一步考慮如何可使斜撐達到降伏。

5. 斜撐之用途為增加結構物抵抗側向力之能力，一般 RC 結構物若要提升結構物整體剛度，則會配置剪力牆，但若要達到此目的，以較小的斷面配合鋼結構斜撐係較有效益的方式。惟本研究係參考文獻進行設計，故未來可考慮更改斷面的設計方式，以達到更有效益的模型。

參考文獻



- [1] P.A. Mendis and C. Panagopoulous, “Applications of High Strength Concrete in Seismic Regions,” 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
- [2] ACI Committee 318, 2019, “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-19).”, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- [3] Hwang, S.-J., Lee, H.-J., “Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model.”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, No 12, pp. 1519-1526, Dec., 2002.
- [4] Hwang, S.-J., Yu, H.-W., “Evaluation of Softened Truss Model for Strength Prediction of Reinforced Concrete Squat Walls.”, Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No 8, pp. 839-846, Aug., 2005.
- [5] Hwang, S.-J., Tsai, R.-J., Lam, W.-K., Moehle, J.-P., “Simplification of Softened Strut-and-Tie Model for Strength Prediction of Discontinuity Regions.”, ACI Structural Journal, V. 114, NO.5, pp. 1239-1248, Sep.-Oct., 2017.
- [6] ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 138R-14),” American Concrete Institute, 2014.
- [7] AISC 341-10, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings,” American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois., 2010.
- [8] AISC 325-05, “Seismic Construction Manual,” American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois., 2005.
- [9] Zhe Qu, Shoichi Kishiki, Yusuke Maida and Hiroyasu Sakata, Aff.M.ASCE,



- “Subassemblage Cyclic Loading Tests of Buckling-Restrained Braced RC Frames with Unconstrained Gusset Connections,” American Society of Civil Engineers, 2015.
- [10] Qu, Z., Kishiki, S., & Sakata, H., “Shear resistance of reinforced concrete corbels for shear keys,” In Proc. 9th International conference on Urban Earthquake Engineering, pp. 907-911, Mar., 2012.
- [11] Russo, G., Venir, R., Pauletta, M., & Somma, G., “Reinforced concrete corbels-shear strength model and design formula,” ACI Structural Journal, 103(1), 3., 2016.
- [12] Choi, I. R., & Park, H. G., “Cyclic Loading Test for Reinforced Concrete Frame with Thin Steel Infill Plate,” Journal of structural engineering, 137(6), pp.654-664, 2010.
- [13] Vien, D., Bruneau M., “Testing of Special LYS Steel Plate Shear Walls,” Proceedings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Electronic paper no. 978, 2004.
- [14] Vian, D., “Steel plate shear walls for seismic design and retrofit of building structures,” Ph. D, Dissertation, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University at Buffalo, Buffalo, NY.
- [15] Vien, D., Bruneau M. and Purba, R., “Special perforated steel plate shear walls with reduced beam section anchor beams. II: Analysis and design recommendations,” Journal of structural engineering, 135(3), pp. 221-228, 2009.
- [16] 于瑞佐, 「鋼梁與鋼筋混凝土柱混合型結構梁柱接頭韌性行為研究」, 博士論文, 國立台灣大學土木工程學系, 1998。
- [17] 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」, 碩士論文, 國立台灣大學土木工程學系, 2015。

- 
- [18] 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」, 碩士論文, 國立台灣大學土木工程學系, 2015。
- [19] 林庭立,「之字型配置挫屈束制支撐於鋼筋混凝土構架之接頭耐震試驗與分析研究」, 碩士論文, 國立台灣大學土木工程學系, 2016。
- [20] 李宛竹,「含鋼板剪力牆之新建鋼筋混凝土構架耐震設計與反應分析研究」, 碩士論文, 國立台灣大學土木工程學系, 2015。
- [21] 楊季軒,「間接接合型鋼框架斜撐在鋼筋混凝土構架耐震補強之應用」, 碩士論文, 國立台灣大學土木工程系, 2014。
- [22] 中國土木水利工程學會混凝土工程委員會,「混凝土工程設計規範與解說(土木 401-100)」, 中國土木水利工程學會, 科技圖書, 台北, 2011。
- [23] 中華民國結構工程學會、中華民國地震工程學會、國家地震工程研究中心,「高強度鋼筋混凝土結構建築設計指南」, 科技圖書, 台北, 2017。
- [24] 簡巧涵,「間接接合行鋼框架在 RC 構架之耐震補強研究」, 碩士論文, 國立台灣大學土木工程學系, 2015。
- [25] 喜利得股份有限公司,「HILTI 固定技術手冊」, 2006。
- [26] 国土交通省住宅局建築指導課,「2001 版改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針」, , 2002。
- [27] 曾建創,「含開口鋼筋混凝土深短構件剪力行爲之研究」, 博士論文, 國立台灣大學土木工程學系, 2002。
- [28] 蕭江碧,「九二一集集大地震全面勘災報告—建築物震害調查」, 國家地震工程研究中心, 1999。
- [29] 蕭興臺等,「傳統中小學校舍修復補強策略探討—以南投縣 182 所中小學校舍為例」, 土木技術, 第三卷, 第十二期, 2000。
- [30] 葉錦勳等,「建築物震後修復及補強之調查」, 國家地震工程研究中心, 2001。

- 
- [31]葉勇凱等，「學校建築構件韌性補強」，國家地震工程研究中心，2000。
- [32]葉祥海，「九二一地震建築物修復補強技術彙編及探討」，內政部建築研究所研究計畫成果報告，2002。
- [33]中國土木水利工程學會混凝土工程委員會，「混凝土工程設計規範與解說(土木 401-100)」，中國土木水利工程學會，科技圖書，2011。
- [34]中華民國結構工程學會、中華民國地震工程學會、國家地震工程研究中心，「高強度鋼筋混凝土結構建築設計指南」，科技圖書，2017。
- [35]曾鈺軒，「鋼纖維混凝土外部梁柱接頭剪力強度評估與設計建議」，碩士論文，國立臺灣大學土木工程學系，2017。
- [36]陳韋丞，「高強度鋼纖維混凝土深梁剪力行為研究」，碩士論文，國立臺灣大學土木工程學系，2018。
- [37]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」，碩士論文，國立臺灣大學土木工程學系，2020。
- [38]李宇翔，「高強度鋼纖維混凝土開口剪力牆行為研究與設計流程」，碩士論文，國立臺灣大學土木工程學系，2021。