

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



軟化壓拉桿模型在建築結構剪力設計上之應用研究

Application of Softened Strut-and-Tie Model in Shear

Design of Building Structures

劉奕承

Yi-Cheng Liu

指導教授：黃世建 博士

Advisor : Shyh-Jiann Hwang, Ph.D.

中華民國 113 年 6 月

June 2024



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

軟化壓拉桿模型在建築結構剪力設計上之應用研究

Application Research of Softened Strut-and-Tie Model in Shear Design of Building Structures

本論文係 劉奕承 (R11521214) 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113年6月24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 (Structural Engineering) Engineering on 6/24,2024 have examined a Master's Thesis entitled above presented by YiCheng, Liu (R11521214) candidate and hereby certify that it is worthy of acceptance.

口試委員 Oral examination committee:

黃世建

(指導教授 Advisor)

黃尹男

鄭敏元

黃世建

黃尹男

鄭敏元

系主管 Director :

葛宇甯

葛宇甯



## 誌謝



時光飛逝，兩年的碩士生涯也即將結束，一路上跌跌撞撞，回想起一年前接下碩士論文題目，徬徨無助，不知從何處下手，如今能夠完成這篇論文，歸功於許多人的教導與支持，於此致上最深的感謝以及敬意。

首先必須感謝我的指導教授黃世建老師，感謝老師對我研究上的支持以及指導，在工作繁忙時，仍然抽空與我們討論研究進度以及方向，每次與老師討論後，總能感受到自己的不足，並找到努力的方向。也謝謝老師總是仔細的閱讀我的論文，並給予許多寶貴的意見，使這篇論文得以更加完善與充實。

論文口試期間，感謝口試委員 鄭敏元教授與 黃尹男教授，在口試過程提供諸多寶貴建議，並指出論文中不足或需要改正的地方，使我的論文能夠更加完整且豐富。

再來感謝上一屆的學長姐：瀚呈、能仁、榕玲、自強，在課業或研究上總是不遺餘力的提供協助，那些幫助讓我能夠順利修完學分。感謝學弟妹：翰佑、承鑫、宋羽、榮光在口試期間的幫忙，祝你們能夠順利完成研究。感謝博士班學長：樸文、文成、于哲、騰億，對我的研究提出寶貴的建議以及方向，並對我的疑問知無不言，使我獲益良多。特別感謝同屆的夥伴：黃強、家瑋，平時在研究室聊天，中午一起吃飯，在課業和研究上相互勉勵，讓我能夠開心的度過這兩年的碩士生涯，祝福你們前程似錦，有機會再一起出去玩。感謝大學室友陳冠儒，上線陪我熬夜作簡報、趕論文，並時不時聽我抱怨吐苦水，祝你能順利完成學業並順利通過醫院實習。感謝我的好朋友鄭豪，在大學時期願意跟我一起混、相互勉勵，即使畢業後各奔東西，也不時關心我的現況，我已經幫你探完路了，歡迎你回來繼續進修。

最後我要感謝我的家人，在整個求學生涯中，在心裡上以及財務上給予我支持，使我能無後顧之憂的完成學業。感謝父親以技師的身份對我的研究提出建

議，並回答我對於工程實務上的問題；感謝母親對我心靈上的開導，並分享社會經驗，使我能夠順利撐完兩年的碩士生活；感謝弟弟平時陪我聊天、吃飯，讓我找到傾訴的機會，祝你能順利完成學業。沒有你們的支持就不會有現在的我，謝謝你們！



## 摘要



本研究探討軟化壓拉桿模型於實務上預測及設計鋼筋混凝土剪力強度的應用。實務上常因為設計問題，造成鋼筋混凝土構件產生局部的應力集中現象，並可能造成剪力破壞。本研究針對以下幾個常見的問題進行深入研究。

工地常須對梁穿孔，以便於管線的配置，然而塑鉸區(2倍梁深)不得穿孔的規定，已造成困擾。本研究利用開孔剪力牆模型模擬開孔梁之行為，建議可於1倍至2倍梁深區域內開孔，但開孔大小必須進一步限制，並於開孔周圍增加鋼筋，以確保開孔不會影響梁的剪力強度。

混合結構日漸盛行，鋼骨鋼筋混凝土構造物的比例也逐漸上升，預測其構件的剪力強度是一大挑戰。本研究利用軟化壓拉桿模型，提出一套適用於鋼骨鋼筋混凝土構件剪力強度的預測方法，並建議在設計時，考慮鋼骨和鋼筋混凝土之間的複合效應，以提高預測的準確性。

隨著都市更新的推動，舊的高樓若須拆除重建，而新的建築往往需要重複利用舊建築的基樁與筏基板，而舊樁與新柱之錯位會使基礎板產生極大的需求剪力。本研究利用樁帽剪力強度模型來保守計算基礎板之設計剪力，並提出相關的配筋細節，以提高基礎板之安全性。

非結構牆的設置，常常會造成短梁的發生，引致高剪力作用，其設計造成困擾，本研究建議可以連接梁設計之。在設計地震作用下，連接梁除了滿足剪力設計外，同時也要避免過度設計彎矩強度，以免梁端產生更大的彎矩而增加剪力需求。在高撓曲需求的設計下，軟化壓拉桿模型能夠減少對角鋼筋量，以便施工；低撓曲鋼筋量設計時，須注意混凝土可能提早擠碎，造成不可預期的破壞。

本研究顯示，軟化壓拉桿模型能有效提升鋼筋混凝土剪力強度預測的準確性，並為工程實務提供可靠的設計依據。

關鍵字：剪力強度、軟化壓拉桿模型、連接梁、基礎板、塑鉸區開孔梁、鋼骨鋼筋混凝土、鋼筋混凝土



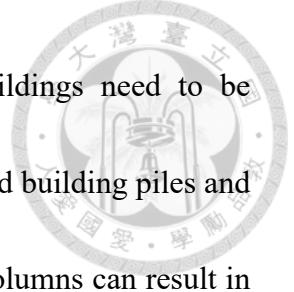
# Abstract



This study investigates the application of the softened strut-and-tie model in the practical prediction and design of shear strength in reinforced concrete. In practice, design issues often lead to local stress concentrations in reinforced concrete components, potentially causing shear failures. This research delves into several common problems.

Construction sites often need to perforate beams for pipeline arrangements. However, the regulation prohibiting openings within the plastic hinge zone (twice the beam depth) has caused issues. This study uses the shear wall with opening model to simulate the behavior of beams with opening and suggests that opening can be made within one to two times the beam depth. However, the size of the opening must be further restricted, and additional reinforcement should be placed around the opening to ensure it does not affect the shear strength of the beams.

As hybrid structures become more prevalent, the proportion of steel reinforced concrete (SRC) structures is also increasing. Predicting the shear strength of SRC components is a significant challenge. This study uses the softened strut-and-tie model to propose a method for predicting the shear strength of SRC members and recommends considering the composite effects between steel and reinforced concrete during design to enhance prediction accuracy.



With the promotion of urban renewal, if old high-rise buildings need to be demolished and rebuilt, the new buildings often need to reuse the old building piles and raft foundation slabs. The dislocated of the old piles and the new columns can result in significant shear demands on the foundation slabs. This study uses the pile cap shear strength model to conservatively calculate the design shear strength of the foundation slabs and proposes related reinforcement details to improve the safety of the foundation slabs.

The placement of non-structural walls often leads to the creation of short beams, resulting in high shear forces, posing design challenges. This study recommends applying coupling beam design principles. Under design basis earthquake, coupling beams should not only meet shear design requirements but also avoid over-designing moment strength to prevent excessive moments at the beam ends, which would increase shear demand. For designs with high flexural demands, the softened strut-and-tie model can reduce the amount of diagonal reinforcement, facilitating construction. For low flexural reinforcement designs, early concrete crushing should be monitored to prevent unexpected failures.

This study shows that the softened strut-and-tie model effectively enhances the accuracy of shear strength predictions in reinforced concrete, providing reliable design bases for engineering practice.



**Keywords:** beam with opening in plastic hinge region, coupling beam, foundation slab, reinforced concrete, shear strength, softened strut-and-tie model, steel reinforced concrete



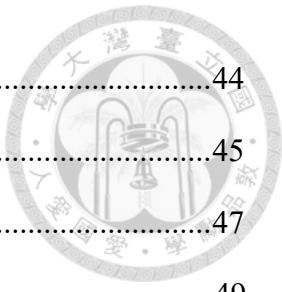
# 目次



口試委員審定書	i
誌謝	iii
摘要	v
Abstract	vii
目次	xi
表次	xiv
圖次	xv
第一章 緒論	1
1.1 研究動機與目的	1
1.2 研究內容與方法	2
第二章 文獻回顧	5
2.1 軟化壓拉桿模型	5
2.1.1 Hwang and Lee (2002)	5
2.1.2 Hwang, Tsai, Lam, and Moehle (2017)	7
2.2 梁塑鉸區開孔文獻回顧	9
2.2.1 低矮牆側力位移曲線	9
2.2.2 開孔牆側力位移曲線	12
2.2.3 梁塑鉸區開孔實驗	15
2.3 鋼骨鋼筋混凝土剪力強度文獻回顧	16
2.3.1 AISC 360-16 (2016)	16
2.3.2 SRC 深梁實驗	17
2.3.3 SRC 短柱實驗	17
2.3.4 RCS 梁柱接頭實驗	17



2.4	樁柱錯位筏基板擊穿剪力強度文獻回顧.....	18
2.4.1	樁帽剪力與撓曲強度評估模型.....	18
2.5	連接梁剪力設計文獻回顧.....	21
2.5.1	土木 110-112 規範對連接梁之規定.....	21
2.5.2	連接梁之軟化壓拉桿模型.....	22
第三章	梁塑鉸區開孔剪力強度預測及設計方法.....	25
3.1	緣起.....	25
3.2	技術依據.....	26
3.2.1	關鍵桿件剪力強度.....	26
3.2.2	關鍵桿件及開孔梁之側力位移曲線.....	28
3.3	分析模型驗證.....	29
3.4	梁開孔設計之建議.....	30
3.4.1	案例探討.....	31
3.4.2	建議之設計方式.....	34
3.5	工程上之應用.....	34
3.5.1	案例探討.....	35
3.5.2	建議之梁開孔設計方式.....	36
第四章	鋼骨鋼筋混凝土剪力強度預測.....	37
4.1	緣起.....	37
4.2	技術依據.....	37
4.3	分析模型之驗證.....	39
4.4	應用.....	40
4.5	結論.....	42
第五章	樁柱錯位筏基板擊穿剪力強度.....	43
5.1	緣起.....	43



5.2	技術依據.....	44
5.3	工程上之應用.....	45
5.4	結論與建議.....	47
第六章	連接梁剪力強度設計.....	49
6.1	緣起.....	49
6.2	技術依據.....	49
6.3	工程上之應用.....	51
6.3.1	DBE 設計.....	51
6.3.2	MCE 設計 .....	54
6.3.3	討論與建議.....	56
第七章	結論與建議.....	59
7.1	結論與建議.....	59
7.2	未來研究展望.....	60
參考文獻.....		61
附錄 A	塑鉸區開孔梁算例.....	159
A.1	Soleman (2023) S3 試體算例.....	159
A.2	何胤頤 (2023) 1S0Q 試體算例 .....	166
A.3	建議設計方法於案例三之分析(1/4 倍梁深、額外增加箍筋).....	173
A.4	結構工程技師公會建議設計方法於案例三之分析(1/4 倍梁深、額外增加 箍筋) .....	181

## 表次



表 2- 1 建議之低矮型剪力牆有效撓曲勁度(Weng et al., 2017).....	65
表 2- 2 低矮型剪力牆之崩塌點(Weng et al., 2017).....	65
表 2- 3 Tsai et al. (2021)開孔牆側力位移曲線模型分析結果 .....	65
表 2- 4 開孔梁實驗之材料強度 .....	66
表 2- 5 開孔梁實驗之測試強度及撓曲剪力強度 .....	66
表 2- 6 SRC 深梁實驗之材料強度(Chen et al., 2018) .....	66
表 2- 7 SRC 短柱實驗之材料強度(Lin & Chen, 2023) .....	67
表 2- 8 RCS 梁柱接頭實驗之材料強度(Sheikh, 1987) .....	67
表 2- 9 RCS 梁柱接頭實驗之材料強度(Deierlein, 1988) .....	67
表 2- 10 Mogili and Hwang (2021) 椽帽強度分析結果 .....	68
表 2- 11 連接梁實驗材料參數(Lim, Hwang, Cheng, et al., 2016) .....	68
表 3- 1 Soleman (2023)實驗試體分析結果.....	69
表 3- 2 何胤頤 (2023)實驗試體分析結果.....	69
表 3- 3 建議之設計方法於案例一之關鍵桿件角度與高度控制條件 .....	69
表 3- 4 建議之設計方法於案例二之關鍵桿件角度與高度控制條件 .....	70
表 3- 5 建議之設計方法於案例三之關鍵桿件角度與高度控制條件 .....	70
表 3- 6 結構技師全聯會設計方法於案例一之關鍵桿件角度與高度控制條件 .....	71
表 3- 7 結構技師全聯會設計方法於案例二之關鍵桿件角度與高度控制條件 .....	71
表 3- 8 結構技師全聯會設計方法於案例三之關鍵桿件角度與高度控制條件 .....	72
表 4- 1 SRC 深梁與短柱實驗分析結果(不考慮複合斷面效應).....	72
表 4- 2 SRC 深梁與短柱實驗分析結果(考慮複合斷面效應) .....	73
表 4- 3 RCS 梁柱接頭實驗分析結果 .....	73

## 圖次



圖 2- 1 鋼筋混凝土 D 區域位置 .....	74
圖 2- 2 莫爾圓變形諧和 .....	74
圖 2- 3 常見之單一 D 區域構件承壓面積計算方法 (Hwang et al., 2017).....	75
圖 2- 4 低矮型剪力牆側力位移曲線 (Weng et al., 2017).....	75
圖 2- 5 牆體與基礎交介面鋼筋降伏時之滑移變形 (Weng et al., 2017).....	76
圖 2- 6 開孔剪力牆依幾何不連續分段示意圖 (Yeh et al., 2018) .....	76
圖 2- 7 關鍵桿件混凝土壓桿端部之力量及作用位置 (Yeh et al., 2018).....	77
圖 2- 8 關鍵桿件高度迭代流程圖 (Yeh et al., 2018) .....	77
圖 2- 9 關鍵桿件側力位移曲線流程圖 (Tsai et al., 2021) .....	78
圖 2- 10 串並聯彈簧模擬開孔剪力牆 (Tsai et al., 2021) .....	78
圖 2- 11 低矮型剪力牆側力位移曲線 (Tsai et al., 2021) .....	79
圖 2- 12 Soleman (2023)S1 試體詳圖 .....	80
圖 2- 13 Soleman (2023)S2 試體詳圖 .....	81
圖 2- 14 Soleman (2023)S3 試體詳圖 .....	82
圖 2- 15 Soleman (2023) 實驗配置 .....	83
圖 2- 16 Soleman (2023) 各試體之遲滯迴圈 .....	84
圖 2- 17 何胤頤 (2023)0S0Q 試體詳圖 .....	85
圖 2- 18 何胤頤 (2023)1S0Q 試體詳圖 .....	85
圖 2- 19 何胤頤 (2023) 實驗配置 .....	85
圖 2- 20 何胤頤 (2023) 各試體之遲滯迴圈 .....	86
圖 2- 21 Chen et al. (2018) SRC 深梁實驗配置 .....	86
圖 2- 22 Chen et al. (2018) SRC 深梁斷面 .....	87
圖 2- 23 Lin and Chen (2023) SRC 短柱實驗配置 .....	88

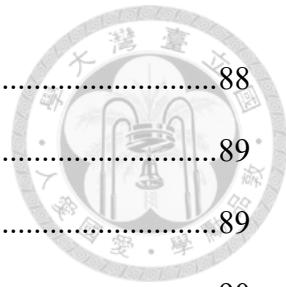


圖 2- 24 Lin and Chen (2023) SRC 短柱斷面 .....	88
圖 2- 25 Sheikh (1987) RCS 梁柱接頭實驗設置 .....	89
圖 2- 26 Deierlein (1988) RCS 梁柱接頭實驗設置 .....	89
圖 2- 27 Sheikh (1987) RCS 梁柱接頭混凝土設計詳圖 .....	90
圖 2- 28 Deierlein (1988) RCS 梁柱接頭混凝土設計詳圖 .....	90
圖 2- 29 Sheikh (1987) RCS 梁柱接頭鋼梁設計 .....	91
圖 2- 30 Deierlein (1988) RCS 梁柱接頭鋼梁設計 .....	93
圖 2- 31 椽帽有效承壓寬度、主控壓桿之強度、剪力寬度和撓曲寬度示意圖 (Mogili & Hwang, 2021) .....	93
圖 2- 32 椽帽有效承壓寬度迭代流程圖 (Mogili & Hwang, 2021) .....	94
圖 2- 33 椽帽內部傳力路徑示意圖 (Mogili & Hwang, 2021) .....	94
圖 2- 34 椽帽內部各傳力路徑之力量位移曲線 (Mogili & Hwang, 2021) .....	94
圖 2- 35 Lim et al. (2016b) 連接梁實驗配置 .....	95
圖 2- 36 Lim et al. (2016b) 連接梁詳細配筋圖 .....	95
圖 2- 37 Lim et al. (2016b) 連接梁實驗遲滯迴圈 .....	96
圖 2- 38 連接梁剪力強度來源 (Lim, Hwang, Cheng, et al., 2016; Lim, Hwang, Wang, et al., 2016) .....	97
圖 2- 39 DBD 區域傳力機制 (Lim, Hwang, Cheng, et al., 2016) .....	98
圖 3- 1 建物內開口梁示意圖 .....	98
圖 3- 2 簡化之開孔梁模型 .....	98
圖 3- 3 開孔梁傳力路徑 .....	99
圖 3- 4 開孔梁關鍵桿件壓桿示意圖 .....	99
圖 3- 5 Soleman (2023)各試體裂縫.....	100
圖 3- 6 Soleman (2023) 試體分析之關鍵桿件高度以及壓桿角度.....	101
圖 3- 7 何胤頤 (2023) 各試體裂縫.....	102



圖 3- 8 何胤頤 (2023) 試體分析之關鍵桿件高度以及壓桿角度.....	102
圖 3- 9 塑鉸區開孔梁設計建議示意圖 .....	103
圖 3- 10 建議設計方法於案例一之斷面圖(1/3 倍梁深).....	103
圖 3- 11 建議設計方法於案例一之斷面圖(1/4 倍梁深).....	104
圖 3- 12 建議設計方法於案例一之斷面圖(1/5 倍梁深).....	104
圖 3- 13 建議設計方法於案例一之分析(1/3 倍梁深).....	105
圖 3- 14 建議設計方法於案例一之分析(1/4 倍梁深).....	106
圖 3- 15 建議設計方法於案例一之分析(1/5 倍梁深).....	107
圖 3- 16 建議設計方法於案例一之剪力強度 .....	108
圖 3- 17 建議設計方法於案例二之斷面圖(1/3 倍梁深).....	108
圖 3- 18 建議設計方法於案例二之斷面圖(1/4 倍梁深).....	109
圖 3- 19 建議設計方法於案例二之斷面圖(1/5 倍梁深).....	109
圖 3- 20 建議設計方法於案例二之分析(1/3 倍梁深).....	110
圖 3- 21 建議設計方法於案例二之分析(1/4 倍梁深).....	111
圖 3- 22 建議設計方法於案例二之分析(1/5 倍梁深).....	112
圖 3- 23 建議設計方法於案例二之剪力強度 .....	113
圖 3- 24 建議設計方法於案例三之斷面圖(1/3 倍梁深).....	113
圖 3- 25 建議設計方法於案例三之斷面圖(1/4 倍梁深).....	114
圖 3- 26 建議設計方法於案例三之斷面圖(1/5 倍梁深).....	114
圖 3- 27 建議設計方法於案例三之分析(1/3 倍梁深).....	115
圖 3- 28 建議設計方法於案例三之分析(1/4 倍梁深).....	116
圖 3- 29 建議設計方法於案例三之分析(1/5 倍梁深).....	117
圖 3- 30 建議設計方法於案例三之剪力強度 .....	118
圖 3- 31 結構技師全聯會梁穿孔設計 (2024).....	118
圖 3- 32 結構技師全聯會設計方法於案例一之斷面圖(1/3 倍梁深).....	119



圖 3-33 結構技師全聯會設計方法於案例一之斷面圖(1/4 倍梁深).....	119
圖 3-34 結構技師全聯會設計方法於案例一之斷面圖(1/5 倍梁深).....	119
圖 3-35 結構技師全聯會設計方法於案例一之分析(1/3 倍梁深).....	120
圖 3-36 結構技師全聯會設計方法於案例一之分析(1/4 倍梁深).....	121
圖 3-37 結構技師全聯會設計方法於案例一之分析(1/5 倍梁深).....	122
圖 3-38 結構技師全聯會設計方法於案例一之剪力強度 .....	123
圖 3-39 結構技師全聯會設計方法於案例二之斷面圖(1/3 倍梁深).....	123
圖 3-40 結構技師全聯會設計方法於案例二之斷面圖(1/4 倍梁深).....	124
圖 3-41 結構技師全聯會設計方法於案例二之斷面圖(1/5 倍梁深).....	124
圖 3-42 結構技師全聯會設計方法於案例二之分析(1/3 倍梁深).....	125
圖 3-43 結構技師全聯會設計方法於案例二之分析(1/4 倍梁深).....	126
圖 3-44 結構技師全聯會設計方法於案例二之分析(1/5 倍梁深).....	127
圖 3-45 結構技師全聯會設計方法於案例二之剪力強度 .....	128
圖 3-46 結構技師全聯會設計方法於案例三之斷面圖(1/3 倍梁深).....	128
圖 3-47 結構技師全聯會設計方法於案例三之斷面圖(1/4 倍梁深).....	129
圖 3-48 結構技師全聯會設計方法於案例三之斷面圖(1/5 倍梁深).....	129
圖 3-49 結構技師全聯會設計方法於案例三之分析(1/3 倍梁深).....	130
圖 3-50 結構技師全聯會設計方法於案例三之分析(1/4 倍梁深).....	131
圖 3-51 結構技師全聯會設計方法於案例三之分析(1/5 倍梁深).....	132
圖 3-52 結構技師全聯會設計方法於案例三之剪力強度 .....	133
圖 4-1 莫爾圓應變轉換 .....	133
圖 4-2 SRC 深梁實驗裂縫(Chen et al., 2018).....	134
圖 4-3 有效接頭寬度示意圖 .....	134
圖 4-4 接頭混凝土壓桿角度示意圖 .....	135
圖 4-5 接頭鋼骨於混凝土內壓力區深度示意圖 .....	135

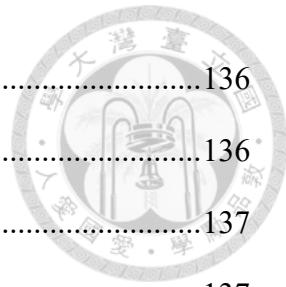


圖 5-1 檇柱錯位基礎板平面示意圖 .....	136
圖 5-2 捩曲鋼筋範圍 .....	136
圖 5-3 柱旋轉示意圖 .....	137
圖 5-4 檇柱錯位案例平面示意圖 .....	137
圖 5-5 檇柱錯位案例配筋圖 .....	138
圖 5-6 方法一柱旋轉示意圖 .....	139
圖 5-7 方法二柱旋轉示意圖 .....	139
圖 5-8 方法一沿壓桿方向截面之側視圖 .....	140
圖 5-9 方法二沿壓桿方向截面之側視圖 .....	140
圖 6-1 非結構牆引致之短梁示意圖 .....	141
圖 6-2 案例一立面示意圖 .....	141
圖 6-3 案例一力傳遞機制與不同主筋量下混凝土擠碎強度 .....	142
圖 6-4 實務上設計方法於案例一之設計斷面圖(DBE).....	143
圖 6-5 實務上設計方法於案例一之設計剪力(DBE).....	143
圖 6-6 SST 設計方法於案例一之設計斷面圖(DBE).....	144
圖 6-7 SST 設計方法於案例一之設計剪力(DBE).....	144
圖 6-8 案例二立面示意圖 .....	145
圖 6-9 案例二力傳遞機制與不同主筋量下混凝土擠碎強度 .....	146
圖 6-10 實務上設計方法於案例二之設計斷面圖(DBE).....	147
圖 6-11 實務上設計方法於案例二之設計剪力(DBE).....	147
圖 6-12 SST 設計方法於案例二之設計剪力(DBE).....	148
圖 6-13 SST 設計方法於案例二之設計斷面圖(DBE).....	148
圖 6-14 案例三立面示意圖 .....	149
圖 6-15 案例二力傳遞機制與不同主筋量下混凝土擠碎強度 .....	150
圖 6-16 實務上設計方法於案例三之設計斷面圖(DBE).....	151



圖 6- 17 實務上設計方法於案例三之設計剪力(DBE).....	151
圖 6- 18 SST 設計方法於案例三之設計剪力(DBE).....	152
圖 6- 19 SST 設計方法於案例三之設計斷面圖(DBE).....	152
圖 6- 20 SST 設計方法於案例一之設計剪力(MCE) .....	153
圖 6- 21 SST 設計方法於案例一之設計斷面圖(MCE) .....	153
圖 6- 22 SST 設計方法於案例二之設計剪力(MCE) .....	154
圖 6- 23 SST 設計方法於案例二之設計斷面圖(MCE) .....	154
圖 6- 24 SST 設計方法於案例三之設計剪力(MCE) .....	155
圖 6- 25 SST 設計方法於案例三之設計斷面圖(MCE) .....	155
圖 6- 26 案例一設計斷面圖比較 .....	156
圖 6- 27 案例二設計斷面圖比較 .....	156
圖 6- 28 案例三設計斷面圖比較 .....	157
圖 6- 29 DBE 設計下正規化之撓曲鋼筋比對混凝土擠碎強度之曲線 .....	158

# 第一章 緒論



## 1.1 研究動機與目的

鋼筋混凝土材料雖已被廣泛用於建築中，但在設計以及實際應用中，仍面臨許多挑戰，特別是對於構件剪力強度的預測以及設計，規範的方法存在著侷限性以及不確定性。隨著建築設計的不斷創新以及相關技術逐漸成熟，結構的形式以及受力條件愈來愈複雜，傳統設計方法可能無法滿足現代工程的需求。因此，有必要對鋼筋混凝土結構的剪力強度進行研究，並提出更為可靠的設計方法。本研究以梁塑鉸區開孔、鋼骨鋼筋混凝土構件、樁柱錯位基礎板和連接梁設計為研究對象，並以軟化壓拉桿模型解決剪力強度預測以及設計的問題，以下簡述各別的研究動機與目的。

### 梁塑鉸區開孔：

在建築中，管道的設置是不可或缺的，但常會因為管道與梁的位置衝突，而壓縮住戶的活動空間。於鋼筋混凝土梁腹開孔雖可以使管道通過，但會削弱梁的剪力強度，特別是在塑鉸區內，容易引起剪力破壞。然而，若能在塑鉸區開孔，且確保其不影響結構強度，可以有效降低配線的難度，優化管道的布置。本研究之目的為提出一套分析模型預測開孔梁的剪力強度並建議一有效且可行的設計方法，使梁在開孔後仍能保留其設計剪力。

### 鋼骨鋼筋混凝土構件：

鋼骨鋼筋混凝土構件結合了鋼結構以及鋼筋混凝土的優點，近年來的使用率有上升的趨勢。然而，SRC 為一複合材料，鋼骨的剪力降伏與鋼筋混凝土的剪力破壞勢必不會同時發生。本研究之目的為判斷兩材料到達強度點之先後順序，並提出預測 SRC 構件剪力強度之公式，以供工程師簡單且合理的判斷 SRC 構件的剪力強度。

### 樁柱錯位基礎板：



在舊有建築物拆除後，因為移除既有筏基板與基樁時，防水問題難以克服，其可行性極低，實務上會考慮保留原有基礎板與基樁，如此一來可能會因為結構設計的問題而造成筏基板上的新柱與舊基樁的中心並未對齊，如此錯位的行為可能會造成筏基板的剪力破壞。本研究之目的為提供一套分析方法，保守預測樁柱錯位基礎板的剪力強度，並以此判斷工程實際案例的安全性。

### 連接梁剪力設計：

非結構牆與其他構件相連時，常常會形成短梁，並可能造成剪力破壞，實務上會採用連接梁設計。本研究之目的為利用軟化壓拉桿模型，在 DBE 下設計連接梁，並討論連接梁設計與混凝土擠碎破壞之間的關係。

## 1.2 研究內容與方法

本研究分別以塑鉸區開孔梁、鋼骨鋼筋混凝土構件、樁柱錯位基礎板和連接梁為研究對象，分別探討其受力後力量的傳遞機制，並各別提出剪力強度預測之分析模型並提供建議之設計方法。

本研究主要分為以下所述之七個章節：

第一章為緒論，內容包括研究動機與目的、研究內容與方法。

第二章為文獻回顧，首先說明 Hwang and Lee (2002)提出之軟化壓拉桿模型，接著分別對本研究之研究對象進行文獻回顧。對於塑鉸區開孔梁，首先介紹 Weng, Li, Tu, and Hwang (2017)提出之低矮牆之側力位移曲線，再講述 Yeh, Tseng, and Hwang (2018)提出的關鍵桿件強度的計算以及 Tsai, Hsu, and Hwang (2021)提出的開孔剪力牆側力位移曲線模型，最後介紹 Soleman (2023)和何胤頤 (2023)的開孔梁實驗。鋼骨鋼筋混凝土的部分，首先說明 AISC 360-16 規範對合構材的相關規定，接著介紹 Chen, Lin, and Chen (2018)的 SRC 深梁實驗、Lin and Chen (2023)的 SRC 短柱實驗和 Sheikh (1987)與 Deierlein (1988)的 RCS 梁柱接頭實驗。樁柱錯位基礎板的部分，介紹 Mogili and Hwang (2021)提出的樁帽



剪力強度評估模型。連接梁的部分，首先說明土木 401-112 的相關規定，再介紹 Lim, Hwang, Wang, and Chang (2016) 和 Lim, Hwang, Cheng, and Lin (2016) 的混合型連接梁設計流程。

第三章為塑鉸區開孔梁剪力強度預測以及設計建議，首先將 Tsai et al. (2021) 的剪力牆側力位移曲線模型之參數，以 ASCE 41-17 (2017) 對梁構件的相關規定置換，使其模型能夠適用於開孔梁，再以實驗數據驗證本分析模型的合理性，並以三種不同設計之塑鉸區開孔梁為案例，以本分析模型計算其剪力強度，提出相關的設計建議，最後驗證中華民國結構工程技師公會全國聯合會對塑鉸區開孔梁設計規定的合理性。

第四章為鋼骨鋼筋混凝土構件剪力強度的預測，藉由軟化壓拉桿對內部應變場的假設，來判斷鋼骨降伏與鋼筋混凝土破壞發生的先後順序，提出預測其剪力強度的分析模型，並以深梁和短柱的實驗數據驗證本模型的合理性，最後將本模型應用於 RCS 梁柱接頭上並以梁柱接頭的實驗數據做驗證。

第五章為樁柱錯位基礎板剪力強度的設計，修改樁帽剪力強度預測模型中的參數使其應用至基礎板上，並提出建議之配筋細節，最後以本分析模型計算工程中實際案例之設計剪力強度，並判斷其安全性。

第六章為連接梁剪力強度的設計，以 Lim et al. (2016a) 和 Lim et al. (2016b) 的 MCE 下連接梁設計流程為基礎，提出連接梁在 DBE 下的設計流程，並以工程實際案例，分別對連接梁進行 DBE 與 MCE 的設計，並在最後提到連接梁設計與混凝土擠碎破壞之相關性。

第七章為結論與建議，統整各議題之設計方法與相關建議，並建議未來研究的規劃以及方向。



## 第二章 文獻回顧



### 2.1 軟化壓拉桿模型

軟化壓拉桿模型反映出力量於鋼筋混凝土構件內之傳遞路徑，並且能夠有效預測 D 區域之強度，本論文利用此模型為基礎，解決工程實務上遇到之相關問題。第 2.1.1 節及第 2.1.2 節為軟化壓拉桿之理論基礎以及相關公式並於第 2.1.2 節的最後簡述常見單一 D 區域構件之剪力強度計算。

#### 2.1.1 Hwang and Lee (2002)

鋼筋混凝土構件在受外力作用時，會分成 B 區域以及 D 區域，B 區域滿足 Bernouli 假設：內部應力均勻分佈，且應變滿足平面保持平面；而 D 區域因為加載處以及支承處會因為力量集中而導致內部的應力干擾(Distributed)，或斷面尺寸急遽改變造成幾何上的不連續(Discontinuity)，如圖 2-1，剪力破壞主要在此區發生。常見的單一 D 區域鋼筋混凝土構件有：深梁、托架、低矮型剪力牆以及梁柱接頭等，其破壞皆為對角壓力所造成的混凝土擠碎破壞。

在 D 區域內，由於應力的干擾或幾何不連續造成內部的應力不均勻分布，並不符合 Bernouli 之假設，無法使用斷面分析理論預測其剪力強度。因此 Hwang and Lee (2002)提出軟化壓拉桿模型(Softened Strut-and-Tie model，SST 模型)，此模型符合節點力平衡(Equilibrium)、材料組成律(Constitutive)以及變形諧和(Compatibility)，並且考慮到混凝土開裂後的應力應變關係，能夠有效預測 D 區域構件因傳遞對角壓力造成之端部混凝土擠碎破壞強度。

D 區域之對角壓力強度  $C_d$  可由下式計算：

$$C_d = K \zeta f'_c A_{str} \quad (2.1)$$

其中， $K$ 為壓拉桿指標； $\zeta$ 為混凝土軟化係數； $f'_c$ 為混凝土強度； $A_{str}$ 為對角壓桿端部的有效面積。

壓拉桿指標 $K$ 反映了 D 區域內剪力鋼筋對於混凝土壓桿強度提升之貢獻，配置剪力鋼筋能夠使更多的混凝土參與力量的分配，組成次壓桿(Sub-strut)提供額外傳力路徑抵抗力量，有效降低混凝土主壓桿端部的應力，進而提高構件的對角壓力強度。

Hwang and Lee (2002)利用代數法求取壓拉桿指標 $K$ ，此計算方法同時考慮了不同方向之剪力鋼筋對混凝土對角壓力強度之貢獻，但過程稍微繁瑣，故將於第 2.1.2 節介紹簡化之算法。

混凝土開裂後，在裂縫之間會因為局部壓應力大於平均壓應力而造成部分混凝土提早擠碎，故必須將壓桿的混凝土強度進行折減， $\zeta$ 即為鋼筋混凝土軟化係數，根據可由式(2. 2)計算，為沿裂縫方向之主拉應變 $\varepsilon_r$ 之函數(Zhang & Hsu, 1998)。

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

由變形諧和條件， $\varepsilon_r$ 可由莫爾圓如圖 2- 2 求得：

$$\varepsilon_r + \varepsilon_d = \varepsilon_h + \varepsilon_v \quad (2. 3)$$

$\varepsilon_h$ 和 $\varepsilon_v$ 分別為水平以及垂直向剪力鋼筋之應變，假設通過裂縫之鋼筋皆達到降伏，即 $\varepsilon_h$ 和 $\varepsilon_v$ 為 0.002，並由過去之經驗，主壓應變 $\varepsilon_d$ 估計為-0.001，代回式(2. 3)可得 $\varepsilon_r$ 為 0.005，則式(2. 2)可以改寫為式(2. 4)，此式即為混凝土軟化係數之簡化式(Hwang & Lee, 2002)。

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c(MPa)}} \leq 0.52 \quad (2. 4)$$

當壓桿端部之應力值超過混凝土所能承受之上限值時，混凝土會發生擠碎破壞，為了計算端部應力值，端部之承壓面積 $A_{str}$ 是一個重要的參數，定義為：

$$A_{str} = a_s \times b_s \quad (2. 5)$$



其中  $a_s$  為對角壓桿之有效深度，與混凝土之壓力區有關，在不同構件中必須調整算法； $b_s$  為對角壓桿的寬度，通常為該構件之有效寬度。

### 2.1.2 Hwang, Tsai, Lam, and Moehle (2017)

Hwang, Tsai, Lam, and Moehle (2017)提出壓拉桿指標  $K$  之簡算式，以改善 Hwang and Lee (2002) 較為繁瑣之計算方法，其利用幾何近似估算  $K$  值，計算公式如下：

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.64 \quad (2.6)$$

其中， $\theta$  為壓桿的傾斜角度，其利用 tangent 和 cotangent 函數來逼近壓拉桿指標  $K$  與混凝土壓桿傾斜角度  $\theta$  之曲線，參數  $A$  控制曲率；參數  $B$  則調整曲線的上下位置，使此近似曲線符合以下之規定：壓桿角度為 45 度時，力量主要由對角壓桿而非次壓桿傳遞，其最大值為 1.14。參數  $A$  和  $B$  由下式計算：

$$A = 12 \frac{\rho f_y}{f'_c} \leq 1, B = 30 \frac{\rho f_y}{f'_c} \leq 1 \quad (2.7)$$

其中， $\rho$  為剪力鋼筋比； $f_y$  為剪力鋼筋降伏強度。在此簡化模型中，只會考慮一個方向的剪力鋼筋貢獻，在壓桿傾斜角度大於 45 度時，會藉由水平鋼筋之拉力形成一組次壓桿協助力量傳遞至另一端，此時水平鋼筋的貢獻較大；反之，傾斜角度小於 45 度時，垂直鋼筋的貢獻較大。故式(2.7)之剪力鋼筋比  $\rho$  及其強度  $f_y$  會由壓桿傾斜角來決定，即式(2.8)：

$$\begin{aligned} \theta \geq 45^\circ, \rho &= \rho_h \cdot f_y = f_{yh} \\ \theta < 45^\circ, \rho &= \rho_v \cdot f_y = f_{yv} \end{aligned} \quad (2.8)$$

其中， $\rho_h$  為水平剪力鋼筋比； $f_{yh}$  為水平剪力鋼筋降伏強度； $\rho_v$  為垂直剪力鋼筋比； $f_{yv}$  為垂直剪力鋼筋降伏強度。

Hwang et al. (2017) 也提供了常見之單一 D 區域混凝土承壓面積  $A_{str}$  之算法如圖 2-3(a)~(e)，其基本型式如式(2.5)。

在深梁，壓桿寬度  $b_s$  為深梁之寬，壓力區深度可由式(2.9)計算，並且與承



壓版長度( $a_p$ )之半共同組成壓桿深度，即式(2.10)：

$$kd = \left( \sqrt{(\rho_w n)^2 + 2\rho_w n} - \rho_w n \right) d \quad (2.9)$$

$$a_{s,DeepBeam} = \sqrt{(kd)^2 + \left( \frac{a_p}{2} \right)^2} \quad (2.10)$$

式(2.9)是假設混凝土維持彈性，並以單筋梁分析所得之中性軸深度， $\rho_w$ 為撓曲拉力鋼筋。若是將撓曲壓力鋼筋算入，以本模型分析得到的 $A_{str}$ 會變小，壓桿強度也會隨之變小，與實際的效應正好相反，故於此忽略壓力筋之貢獻。於托架結構，計算方法與深梁相同，同樣忽略撓曲壓力鋼筋貢獻。

柱之壓力區深度會因為較大之軸力以及較多層之拉力鋼筋而變得較為複雜，Paulay and Priestley (1992)提出下式來估算：

$$a_c = \left( 0.25 + 0.85 \frac{N}{A_g f'_c} \right) h_c \quad (2.11)$$

其中 $N$ 為柱作用軸力； $A_g$ 為柱全斷面積； $h_c$ 為柱深。

在低矮型剪力牆，其效應與柱類似，可直接參照式(2.12)來計算其壓力區深度：

$$a_c = \left( 0.25 + 0.85 \frac{N}{A_{cv} f'_c} \right) \ell_w \quad (2.12)$$

其中 $A_{cv} = \ell_w \times t_w$ 為牆之腹板斷面積； $\ell_w$ 為牆長； $t_w$ 為牆腹板厚。

在內部梁柱接頭，壓桿寬度 $b_s$ 由規範規定之有效接頭寬度 $b_j$ 決定；壓桿深度由梁與柱之壓力區深度共同組成，分別為表示為 $a_b$ 和 $a_c$ 。柱的部分以式(2.11)計算；由於梁於接頭內受到較好的圍束，通常接頭達到剪力強度時，梁端產生塑鉸，其壓力區深度會略小於彈性之值，當採用式(2.11)時，彈性之 $a_b$ 可取 $h_b/4$ ，故於此保守取 $a_b$ 為 $h_b/5$ ， $h_b$ 為梁深。綜合以上，壓桿深度 $a_s$ 為式(2.13)。

$$a_{s,InteriorJoint} = \sqrt{a_b^2 + a_c^2} = \sqrt{\left( \frac{h_b}{5} \right)^2 + a_c^2} \quad (2.13)$$



## 2.2 梁塑鉸區開孔文獻回顧

### 2.2.1 低矮牆側力位移曲線

Weng et al. (2017)針對低矮型剪力牆之側力位移曲線提出一套預測方法。在軟化壓拉桿模型理論基礎下，低矮剪力牆之側力位移曲線可模擬為如圖 2- 4 之三線性曲線。

混凝土產生剪力裂縫之前，牆體為彈性連續體，以較高之側向勁度抵抗側向力；然而，當剪力裂縫產生後，牆的側向勁度迅速降低，同時裂縫的產生也使其產生壓拉桿之傳力機制，外力藉由混凝土壓桿傳遞並利用端部之撓曲鋼筋作為拉桿平衡。由於低矮牆為單一 D 區域構件，當壓桿端部混凝土擠碎時，會造成脆性之剪力破壞，低矮牆之側向強度在達到極值後會逐漸下降，Weng et al. (2017)直接利用一負斜率之直線將強度點與崩塌點相連，以模擬低矮牆崩塌前之行為。以下將對各點之強度與位移進行簡述。

#### 1. 開裂點 (Cracking point) :

開裂點強度利用 ACI 318-14 之規定，為式(2.14)與式(2.15)之小值：

$$V_{cr} = 0.27\sqrt{f'_c}t_w d + \frac{Nd}{4\ell_w} \quad (2.14)$$

$$V_{cr} = \left[ 0.05\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left( 0.1\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N}{\ell_w t_w} \right)}{\frac{M}{V} - \frac{\ell_w}{2}} \right] t_w d \quad (2.15)$$

其中， $t_w$ 為牆厚； $\ell_w$ 為牆長； $d$ 為牆之有效深度，可用 $0.8\ell_w$ 計算； $M/V$ 為斷面作用彎矩與剪力之比值。式(2.14)代表為產生腹剪裂縫；式(2.15)則為撓剪裂縫，若 $(M/V - l_w/2)$ 為負數，代表撓剪裂縫不會發生，直接以式(2.14)計算開裂強度。

開裂點位移為以下三者之總和：撓曲變形( $\Delta_{cr,f}$ )、剪力變形( $\Delta_{cr,s}$ )以及滑移變形( $\Delta_{cr,slip}$ )，即為下式：

$$\Delta_{cr} = \Delta_{cr,f} + \Delta_{cr,s} + \Delta_{cr,slip} \quad (2.16)$$

由於建築結構之剪力牆多為雙曲率變形，開裂點之撓曲變形量可用下式計算：

$$\Delta_{cr,f} = \frac{V_{cr}h_w^3}{12(E_c I_{eff})} \quad (2.17)$$

其中  $h_w$  為牆之淨高； $E_c I_{eff}$  為牆之有效撓曲勁度，可參見表 2-1。

在剪力裂縫產生之前，牆之剪力變形可用彈性理論估算：

$$\Delta_{cr,s} = \frac{V_{cr}h_w}{0.4E_c t_w d} \quad (2.18)$$

其中， $0.4E_c t_w d$  為牆之剪力勁度。

開裂點滑移變形根據 Sezen and Moehle (2006) 之建議計算：圖 2-5 為在牆之縱向鋼筋達到降伏點之滑移變形量示意圖，其變形量為式(2.19)，可利用線性內插求得牆在各階段之滑移變形量，即式(2.20)。

$$\Delta_{y,slip} = \theta_{y,slip} \times h_w = \left( \frac{d_b f_{y\ell}^2}{8uE_s} \times \frac{1}{d - kd} \right) h_w \quad (2.19)$$

$$\Delta_{cr,slip} = \frac{V_{cr}}{V_y} \times \Delta_{y,slip} \quad (2.20)$$

其中， $V_y$  為最外層拉力鋼筋降伏時對應之側力； $\Delta_{y,slip}$  與  $\theta_{y,slip}$  分別為在  $V_y$  下之滑移變形及滑移旋轉角； $d_b$  為最外層拉力鋼筋之標稱直徑； $u$  為平均握裹應力，在鋼筋降伏前可用  $u = 1.0\sqrt{f_c}$  計算；壓力區深度  $kd$  可用式(2.12)計算。

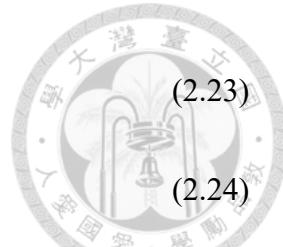
## 2. 強度點 (Strength point)

強度點強度參考第 2.1 節軟化壓拉桿模型計算為式(2.21)，壓桿端部面積為式(2.22)。

$$V_n = C_d \cos \theta = K\zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (2.21)$$

$$A_{str} = t_w \times a_c \quad (2.22)$$

其中， $a_c$  為式(2.12)；壓桿對水平之傾斜角  $\theta$  對於單曲率變形之牆為式(2.23)；雙曲率之牆為式(2.24)。



$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h_w}{d - a_c/3} \right) \quad (2.23)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h_w}{\ell_w - 2a_c/3} \right) \quad (2.24)$$

強度點位移為以下三者之總和：撓曲變形( $\Delta_{n,f}$ )、剪力變形( $\Delta_{n,s}$ )以及滑移變形( $\Delta_{n,slip}$ )，即為下式：

$$\Delta_n = \Delta_{n,f} + \Delta_{n,s} + \Delta_{n,slip} \quad (2.25)$$

強度點撓曲變形計算方式與開裂點相同，惟撓曲勁度 $E_c I_{eff}$ 須根據表 2-1 進一步折減，即下式：

$$\Delta_{n,f} = \frac{V_n h_w^3}{12(E_c I_{eff})} \quad (2.26)$$

絕大部分之牆在強度點時，縱向鋼筋皆未達降伏，故握裹應力 $u = 1.0\sqrt{f'_c}$ ，強度點之滑移變形可利用下式計算：

$$\Delta_{n,slip} = \frac{V_n}{V_y} \times \frac{d_b f_{y\ell}^2}{8uE_s(d - kd)} h_w \quad (2.27)$$

在強度點，混凝土已開裂，不能利用彈性理論來計算剪力變形量。剪力裂縫發生會產生壓拉桿之傳力機制，因此，剪力變形量需要考慮剪力裂縫的影響，根據軟化壓拉桿模型剪力元素內平均應變場之假設，可利用 Li and Hwang (2017)提出之公式來估算剪力變形量：

$$\Delta_{n,s} = \gamma_{vh} \times h_w = (0.006 \sin 2\theta) \times h_w \quad (2.28)$$

其中， $\gamma_{vh}$ 為牆段之平均剪應變。

### 3. 崩塌點 (Collapse point)

崩塌點之強度以及位移參考 ASCE 41-13 之方法，如表 2-2，其行為與軸力( $N$ )、拉力鋼筋量( $A_s$ )以及壓力鋼筋量( $A'_s$ )有相關性，當軸力愈大，其破壞行為愈接近脆性；反之，若是有更多的壓力鋼筋，其韌性之行為也更加明顯。



## 2.2.2 開孔牆側力位移曲線

圖 2-6 為一開孔鋼筋混凝土剪力牆，根據幾何的不連續能夠將此牆分為水平牆段、垂直牆段以及牆墩的組合，又水平牆段之剪力強度較高，故較弱之垂直牆段以及牆墩將作為關鍵桿件控制此開孔剪力牆之強度以及位移行為。又從實驗觀察裂縫得知，通常在單一開孔之剪力牆中，會有兩片關鍵桿件控制其剪力強度。

Yeh et al. (2018)提出開孔剪力牆強度計算的流程，在開孔剪力牆達到強度點時，作為主要發生破壞的關鍵桿件因裂縫之產生而有壓拉桿模型之傳力機制，關鍵桿件內部之壓桿須滿足節點力平衡，如圖 2-7。壓桿節點力平衡之水平拉力有以下三個來源：

1. 垂直牆段或牆墩之剪拉強度：

$$T_t = V_c + V_s = (0.17\sqrt{f'_c} + \rho_h f_{yh}) t_w d \quad (2.29)$$

其中， $\rho_h$ 為水平牆筋量； $f_{yh}$ 為其降伏強度。

2. 特殊水平鋼筋拉力強度：

$$T_s = A_s \times f_{ys} \quad (2.30)$$

其中， $A_s$ 為特殊水平鋼筋量； $f_{ys}$ 為其降伏強度。

3. 介面剪力強度：

若是前兩項強度仍不足以平衡壓桿強度，介面剪力強度將會加入參與力平衡。

$$T_i = C_d \cos \theta - T_t - T_s \quad (2.31)$$

圖 2-7 上呈現以上三種拉力來源之作用高度， $h_o$ 為開孔高度； $h_s$ 為開孔頂端至特殊水平鋼筋位置； $h_i$ 為開孔頂端至牆與支承面之交界處。首先必須決定一初始高度以決定壓桿強度並判斷介面剪力是否參與力平衡，初始高度 $h_{w,c}$ 定義為壓桿強度由牆段之剪拉強度以及所有的特殊水平鋼筋拉力強度平衡，關鍵桿件高度為兩者之合力中心，為式(2.32)：

$$h_{w,c} = \frac{T_t(h_o + h_i - d/2) + T_s(h_o + h_s)}{T_t + T_s} \quad (2.32)$$

此時能夠決定混凝土壓桿之傾斜角，如式(2.33)，如此即可計算混凝土壓桿強度並以此判斷是否需要介面剪力強度協助力平衡。

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h_w}{0.8\ell_w - kd/3} \right) \quad (2.33)$$

此時的 $\ell_w$ 為關鍵桿件的長度； $kd$ 即為式(2.12)的 $a_c$ 。

若是 $C_d \cos \theta \leq T_t + T_s$ ，代表在此角度並非所有之特殊水平鋼筋都有參與節點力平衡，合力中心位置能夠調降，直到滿足節點力平衡式，此高度即為關鍵桿件之高度，但若是合力中心位置小於特殊水平鋼筋位置( $h_o + h_s$ )，取特殊水平鋼筋位置為關鍵桿件高度之邊界，並且剪力強度會由壓桿強度控制。

當 $C_d \cos \theta > T_t + T_s$ ，代表介面剪力強度需要參與以滿足節點力平衡，其值為壓桿強度與剪拉強度和特殊水平鋼筋拉力強度的差值，代入式(2.34)，得拉力合力中心位置。若與關鍵桿件的高度未重合，調升關鍵桿件之高度，壓桿強度變小，參與節點力平衡之介面剪力強度變小，代回式(2.34)，能夠得到較小之合力中心位置，反覆此過程，直到拉力合力中心位置與關鍵桿件之高度重合為止。

$$h_w = \frac{T_t(h_o + h_i - d/2) + T_s(h_o + h_s) + T_i(h_o + h_i)}{T_t + T_s + T_i} \quad (2.34)$$

詳細之迭代方法可參見圖 2-8 之流程圖。

徐侑呈 (2018)提到，關鍵桿件的高長比在迭代後若是大於 2，混凝土壓桿不可能以此角度直接傳遞力量，故關鍵桿件之高度應該限制為 $2\ell_w$ 。

$$h_{w,max} \leq 2\ell_w \quad (2.35)$$

此時關鍵桿件的強度應以破壞模式決定，為壓桿強度與水平拉力的小值，即：

$$V_n = \min\{C_d \cos(\tan^{-1} 2), T_t + T_s\} \quad (2.36)$$

關鍵桿件之側力位移曲線可依照第 2.2.1 節模擬，如圖 2-9，其中，Yeh et al. (2018)認為關鍵桿件為單曲率之變形，故開裂點以及強度點之撓曲變形量應



改為下式：

$$\Delta_{cr,f} = \frac{V_{cr} h_w^3}{3(E_c I_{eff})} \quad (2.37)$$

$$\Delta_{n,f} = \frac{V_n h_w^3}{3(E_c I_{eff})} \quad (2.38)$$

並且忽略滑移變形之影響。

如圖 2- 10，Tsai et al. (2021)認為單一矩形開孔之剪力牆內力之傳遞可分為路徑 315 和 426，每條路徑各有一關鍵桿件，在圖中為桿件 1 及桿件 2。在一條傳力路徑中，利用上節所提到之幾何不連續面將其模擬為一系列之彈簧串聯，如圖 2- 10(a)與(b)分別將傳力路徑 315 及 426 模擬為串聯之彈簧組，並以並聯彈簧組模擬整個開孔牆之側力位移曲線，如圖 2- 10(c)。

力量在串聯彈簧裡是相同的，即式(2.39)，其強度值會被關鍵桿件所限制，惟勁度的改變會造成位移量的放大。根據串聯彈簧之規則，整根串聯彈簧之勁度之倒數會是各個彈簧勁度倒數之和，以路徑 315 為例，有式(2.40)之關係：

$$V_{315} = V_1 = k_{315} \times \Delta_{315} = k_1 \times \Delta_1 \quad (2.39)$$

$$\frac{1}{k_{315}} = \frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_5} \quad (2.40)$$

並且藉由材料力學理論之推導，式(2.39)可改寫為：

$$\Delta_{315} = \frac{k_1}{k_{315}} \times \Delta_1 = \frac{\tan \alpha_3 + \tan \alpha_1 + \tan \alpha_5}{\tan \alpha_1} \Delta_1 \quad (2.41)$$

其中， $\alpha$ 為各桿件之水平傾斜角。由式(2.41)可得知，將關鍵桿件側力位移曲線之位移放大後，即為傳力路徑之側力位移曲線，如圖 2- 11(a)。

整體開孔剪力牆可以模擬為此兩路徑彈簧之並聯，此並聯彈簧組有相同之位移，如式(2.42)，強度即為在相同位移下兩路徑彈簧強度相加，如式(2.43)：

$$\Delta = \Delta_{315} = \Delta_{426} \quad (2.42)$$

$$V_{@ \Delta} = V_{315@ \Delta} + V_{426@ \Delta} \quad (2.43)$$

如圖 2- 11(b)所示，開孔剪力牆之側力位移曲線即為兩路徑之側力位移曲線直接



疊加。

Tsai et al. (2021)利用其分析模型對 Ono and Tokuhiro (1992)、Tokuda, Ono, and Esaki (2000)、Yamaguchi, Ono, and Esaki (2001)、Matsuoka, Esaki, and Ono (2003)以及 Yeh et al. (2018)之開孔牆實驗進行分析，如表 2- 3，可以得到良好的預測結果。

### 2.2.3 梁塑鉸區開孔實驗

#### 2.2.3.1 Soleman (2023)

Soleman (2023)設計了一組梁於塑鉸區開孔之實驗，在距基礎面一倍梁深之區域內開圓形孔，測試其剪力之行為。共有三座試體：S1、S2 和 S3，開孔位置從與基礎面相切逐漸遠離基礎面，詳細之試體設計以及配筋可參見圖 2- 12~圖 2- 14，各試體使用之材料強度如表 2- 4。實驗佈置如圖 2- 15 所示，藉由反力牆將力量施加於試體上方之混凝土塊中心，受力點高度為距基礎面 53 in.，為單曲率變形。

圖 2- 16(a)~(c)分別為三座試體實驗之遲滯迴圈，可以觀察到明顯的平台段，說明此實驗為撓曲強度控制，表 2- 5 為各試體之撓曲強度  $V_{mn}$  與量測到之最大剪力強度  $V_{test}$ ，兩者比值介於 0.78 至 0.82 之間，三座試體皆為撓剪破壞。

#### 2.2.3.2 何胤頤 (2023)

何胤頤 (2023)的實驗總共有五座梁，一座無開孔，另四座開孔相切於距基礎面一倍梁深位置之上。本研究擷取其中兩座：0S0Q 和 1S0Q，詳細之試體設計與配筋可參見圖 2- 17 和圖 2- 18，0S0Q 在開孔旁不做任何補強；1S0Q 在開孔上下第一組及第二組箍筋中間各多補一組鋼筋，材料強度如表 2- 4。實驗配置如圖 2- 19 所示，藉由反力牆將力量施加於試體上方混凝土塊中心，受力點高度為 1250 mm，為單曲率變形。

圖 2- 20 (a)、(b)分別為 0S0Q 和 1S0Q 之遲滯迴圈。表 2- 5 為各試體之撓曲強度  $V_{mn}$  與量測到之最大剪力強度  $V_{test}$ ，兩者之比值為 1.21 與 1.16，兩座試體皆為剪力破壞。



## 2.3 鋼骨鋼筋混凝土剪力強度文獻回顧

### 2.3.1 AISC 360-16 (2016)

根據美國鋼結構協會(American Institute of Steel Construction, AISC)於 2016 年修訂的鋼構造建築結構規範(AISC 360-16)第 I 章之內容，包覆型合成構材之設計剪力，可取以下三者之一：

#### 1. 鋼骨之設計剪力

即參考 AISC 360-16 第 G 章之規定計算，對於 H 型鋼，其基本形式為：

$$V_n = V_{ns} = 0.6F_{yw}A_wC_{v1} \quad (2.44)$$

其中， $F_{yw}$  為腹板之降伏應力； $A_w$  為腹板之斷面積； $C_{v1}$  為腹板剪力強度係數，剪力強度會根據鋼骨腹板的寬厚比以及橫向加勁板的有無進行折減。強度折減係數  $\phi_v$  在熱軋 H 型鋼且滿足式(2.45)時，為 1.0；反之，為 0.9。

$$h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_{yw}} \quad (2.45)$$

其中， $h/t_w$  為腹板之寬厚比， $E$  為鋼骨之彈性模數。

#### 2. 鋼筋混凝土之剪力強度

鋼筋混凝土剪力強度可參考 ACI 318 規範計算，為混凝土及鋼筋剪力強度之總和，即：

$$V_n = V_{nrc} = V_c + V_s = 0.17\sqrt{f'_c}bd + \frac{A_vf_{yt}d}{s} \quad (2.46)$$

其中， $A_v$  為剪力鋼筋於間距  $s$  內的面積。此時，強度折減係數  $\phi_v$  為 0.75。

#### 3. 鋼骨標稱剪力強度加上鋼筋標稱剪力強度

$$V_n = V_{ns} + V_s \quad (2.47)$$



其中，鋼骨標稱剪力強度  $V_{ns}$  由 AISC 360-16 第 G 章計算；鋼筋標稱剪力強度  $V_s$  由 ACI 318 規範計算。強度折減係數  $\phi_v$  為 0.75。

### 2.3.2 SRC 深梁實驗

Chen et al. (2018) 設計了一系列 SRC 深梁試體，其中有 2 根鋼筋混凝土斷面以及 10 根 SRC 斷面，藉由改變鋼骨尺寸、與混凝土表面之絕緣處理以及改變端部錨定條件，來探討其對 SRC 剪力行為之影響。本研究選取其中四支進行分析，分別為鋼筋混凝土斷面 B-RC-1 和 B-RC-2，兩者為相同之設計；以及 2 根 SRC 斷面 B-H1 和 B-H2，改變的參數為腹板的高度。實驗配置如圖 2-21，各試體斷面如圖 2-22，材料強度見表 2-6。

### 2.3.3 SRC 短柱實驗

Lin and Chen (2023) 設計了一系列 SRC 短柱試體，其中有 2 根鋼筋混凝土斷面、3 根單 H 型斷面以及 5 根雙 H 型斷面，主要改變的參數為：鋼骨尺寸以及橫隔板(diaphragm)的有無和其位置的影響。本研究選取其中五根進行分析，分別為鋼筋混凝土斷面 RC-1 和 RC-2；以及單 H 型斷面 BL1、BL2 和 BL5。實驗配置如圖 2-23，各試體斷面如圖 2-24，材料強度見表 2-7。

### 2.3.4 RCS 梁柱接頭實驗

梁柱接頭之實驗數據來自 Sheikh (1987) 和 Deierlein (1988)，兩人的實驗配置分別為圖 2-25 與圖 2-26，為一鋼梁穿過混凝土柱。混凝土柱之設計相似，立面與平面如圖 2-27 與圖 2-28。Sheikh (1987) 藉由改變鋼梁於接頭內封板的有無以及其尺寸來探討 RCS 梁柱接頭之剪力行為；Deierlein (1988) 則在鋼梁翼板上增加如續接鋼筋、剪力釘、角鋼以及沿柱方向之 H 型鋼來強化鋼梁與混凝土介面的強度，並探討其剪力行為。

本研究從 Sheikh (1987) 之實驗選取 4 組梁柱接頭：SP3、SP4、SP5 和 SP7，SP3 之鋼梁在接頭內無封板；SP4 增加封板；SP5 加厚封板；SP7 加寬封板。詳細之尺寸可見圖 2- 29，材料強度見表 2- 8。從 Deierlein (1988) 之實驗選取 4 組梁柱接頭：SP10~SP13，SP10 將封板以中心上下切成兩片，並留了 1 in. 之空隙；SP11 在翼板增加#8 之續接鋼筋，上下翼板各 4 支；SP12 移除封板但於翼板增加剪力釘，上下各 15 支；SP13 除了剪力釘外，放回封板。詳細尺寸可見圖 2- 30，材料強度見表 2- 9。

## 2.4 椽柱錯位筏基板擊穿剪力強度文獻回顧

### 2.4.1 椽帽剪力與撓曲強度評估模型

對於只受軸力的鋼筋混凝土樁帽，Mogili and Hwang (2021) 提出了一個樁帽剪力和彎矩強度的評估模型，經過資料庫中實驗數據的驗證，該模型可以得到良好的強度預測結果。此模型假設樁帽之破壞模式分為剪力破壞以及撓曲破壞兩種，強度會由較低者控制。

#### 2.4.1.1 有效承載寬度(Effective Loading Width)

樁帽將力量從柱傳遞至基樁，由於柱、樁帽和基樁斷面尺寸的變化，會導致應力擾動和應力集中的現象，因此，樁帽屬於第 2.1 節介紹之 D 區域構件，破壞模式通常為對角壓力破壞。由於力量會由柱出發經過樁帽傳至基樁，柱的周圍會出現嚴重的應力集中現象，此現象是由剪力和彎矩共同作用所影響，Mogili and Hwang (2021) 將此應力集中區域之寬度定義為有效承載寬度(Effective loading width,  $b_e$ )，此寬度會大於柱寬且小於樁帽寬，圖 2- 31(a) 顯示了典型四基樁樁帽的有效承載寬度。在有效承載寬度內的混凝土作為壓桿參與了力量的傳遞如圖 2- 31(b) 所示，此寬度的大小取決於柱寬以及垂直於此寬度之鋼筋量，因此在非對稱樁帽的長短向可能會有不同的有效承載寬度以及對應之壓桿強



度。剪力與彎矩作用之混凝土寬度分別由剪力寬度(Shear width,  $b_s$ )和撓曲寬度(Flexural width,  $b_f$ )表示，如圖 2- 31(c)和(d)，Mogili and Hwang (2021)認為剪力寬度與撓曲寬度應相等，並以此決定有效承載寬度，剪力寬度與有效承載寬度被定義於撓曲壓力區深度之中心。有效承載寬度可由以下迭代程序求得，並可參見圖 2- 32。

選取適當之撓曲寬度，大於柱寬且小於樁帽寬，並以此值作為迭代程序之起始值，對應之撓曲壓力區深度( $kd$ )可由式(2. 9)計算，其中撓曲鋼筋比( $\rho_w$ )可由式(2.48)計算，為撓曲寬度之函數。

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_f d} \quad (2.48)$$

剪力寬度定義於撓曲壓力區深度之中心，並且假設剪力會由柱面以 1:2 之角度向側邊發展，因此剪力寬度由下式計算：

$$b_s = b_c + 2 \times \frac{2}{3} kd \quad (2.49)$$

若得到之剪力寬度與撓曲寬度不同，表示撓曲和剪力作用不一致，因此，修改撓曲寬度直到得到相同的剪力寬度，此時之寬度即為有效承載寬度( $b_e = b_s = b_f$ )。

#### 2.4.1.2 樁帽剪力強度

Mogili and Hwang (2021)使用軟化壓拉桿模型來評估鋼筋混凝土樁帽的剪力強度，在非對稱樁帽之力量是由柱藉由混凝土對角壓桿傳遞至各基樁，每個壓桿都為一個傳力路徑，如圖 2- 33。單根壓桿強度可利用式(2. 1)計算，其剪力強度為單根壓桿強度之垂直分量，即下式：

$$V_n = C_d \sin \theta = K \zeta f'_c A_{str} \sin \theta \quad (2.50)$$

其中  $\theta$  為壓桿與水平軸之夾角，由式(2.51)求得。由於樁帽中通常不置剪力鋼筋，壓拉桿指標  $K$  值為 1，對角壓桿承壓面積  $A_{str}$  可由式(2.53)計算。



$$\theta = \tan^{-1} \frac{\ell_v}{\ell_h} \quad (2.51)$$

$$\ell_v = d - kd/3 \quad (2.52)$$

$$A_{str} = b_e \times kd \quad (2.53)$$

其中， $\ell_v$ 為彈性壓力區深度( $kd$ )之中心到撓曲拉力鋼筋中心的垂直距離，即式(2.52)； $\ell_h$ 為柱面與樁心之水平距離；壓力區深度( $kd$ )可由式(2.9)計算；有效承載寬度由第 2.4.1.1 節之迭代方法求得。

對於非對稱樁帽結構，各壓桿之勁度不同導致各壓桿所分配到的力量大小不同，Mogili and Hwang (2021)將壓桿分為勁度高的主控壓桿(如圖 2-33 之 A-A 截面壓桿)和勁度低的非主控壓桿(如圖 2-33 之 B-B 截面壓桿)，分別計算各壓桿之強度，並以力量位移曲線求得在主控壓桿破壞時對應相同位移之非主控壓桿強度，最後疊加以求得整體混凝土樁帽之剪力強度( $V_{shear}$ )，如圖 2-34。在開裂點，強度為式(2.54)，對應之位移可用彈性理論計算，同式(2.18)，將分母替換為梁之剪力勁度，即式(2.55)；強度點位移可用式(2.56)計算。

$$V_{cr} = 0.6V_n \quad (2.54)$$

$$\delta_{cr} = \frac{V_{cr}h_w}{0.4E_c bd} \quad (2.55)$$

$$\delta_n = 0.006 \sin 2\theta \times \ell_h \quad (2.56)$$

以圖 2-34 為例，當主控壓桿(1 和 3)達到強度點時，即稱樁帽發生剪力破壞，此時，非主控壓桿(2 和 4)之強度並未達到強度點，可以用內插法計算，即為下式：

$$\psi V_{n,nd} = V_{cr,nd} + (V_{n,nd} - V_{cr,nd}) \times \frac{(\delta_{n,d} - \delta_{cr,nd})}{(\delta_{n,nd} - \delta_{cr,nd})} \quad (2.57)$$

其中，下標  $d$  代表主控壓桿； $nd$  代表非主控壓桿。樁帽之剪力強度即為在主控壓桿達強度點之位移下對應的全部壓桿強度總和：

$$V_{shear} = \sum V_{n,d} + \sum \psi V_{n,nd} \quad (2.58)$$



### 2.4.1.3 椽帽撓曲強度

在椽帽中，撓曲壓應力會集中於柱的周圍，Mogili and Hwang (2021)假設只有在有效承載寬度以內之混凝土能夠提供撓曲強度，並將椽帽模擬為數個等效單筋梁，當最外層混凝土壓應變達 0.003 時，即為極限狀態，並以此計算撓曲強度，而其對應到之剪力強度( $V_{mn}$ )為式(2.59)，為一單曲率之變形。

$$V_{mn} = \frac{M_n}{\ell_h} \quad (2.59)$$

其中， $M_n$ 為等效單筋梁之標稱撓曲強度； $\ell_h$ 為等效單筋梁之跨距，由於撓曲臨界斷面位於柱面， $\ell_h$ 即為柱面至椽心的水平距離。

由於撓曲破壞為韌性行為，各等效單筋梁之強度能夠直接相加，整體椽帽的撓曲強度( $V_{flex}$ )即為各傳力路徑之撓曲強度的總和：

$$V_{flex} = \sum V_{mn,d} + \sum V_{mn,nd} \quad (2.60)$$

椽帽之破壞模式及整體強度會由剪力強度和撓曲強度較小者控制，即：

$$V_{ST} = \min(V_{shear}, V_{flex}) \quad (2.61)$$

Mogili and Hwang (2021)利用其分析模型對 Clarke (1973)和 Adebar, Kuchma, and Collins (1990)之椽帽實驗進行驗證，如表 2- 10，可以得到良好的預測結果。

## 2.5 連接梁剪力設計文獻回顧

### 2.5.1 土木 110-112 規範對連接梁之規定

根據土木 401-112 第 18.7.7 節規定連接梁之標稱強度以及設計細節，若跨深比( $\ell_n/h$ )  $\geq 4$ ，應將牆邊界視為柱而滿足規範第 18.3 節對特殊抗彎矩構架之梁的規定；若跨深比( $\ell_n/h$ )  $< 2$ ，且設計剪力  $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ ，應配置對跨

度中點對稱之兩組對角向鋼筋；若  $2 \leq \text{跨深比}(\ell_n/h) < 4$ ，則可選用配置兩組對角向鋼筋或將牆邊界視為柱並以一般梁設計。也就是說，規範將  $(\ell_n/h) \geq 4$  視為傳統構架梁設計； $(\ell_n/h) < 2$ ，且剪力需求較高時，連接梁必須配置對角鋼筋； $2 \leq (\ell_n/h) < 4$  則開放工程師選擇配置對角鋼筋與否。若連接梁配置對角鋼筋，其設計標稱剪力強度為下式：

$$\left( V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \geq \frac{V_u}{\phi} \right) \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (2.62)$$

其中， $\ell_h$  為梁的跨度； $h$  為梁深； $A_{cw}$  為連接梁抵抗剪力之混凝土面積； $A_{vd}$  為每一對角方向所配置之鋼筋總斷面積； $\alpha$  為對角鋼筋與水平軸夾角； $V_u$  為 DBE 設計下的需求剪力；強度折減係數  $\phi$  在有配置對角鋼筋時取 0.85，反之為 0.75。

### 2.5.2 連接梁之軟化壓拉桿模型

Naish, Fry, Klemencic, and Wallace (2013)提出常見之連接梁跨深比通常位於 2.4 到 3.3 之間，在此區間，土木 401-112 並無硬性規定連接梁的設計方式，而是開放工程師選用傳統配筋設計或是對角鋼筋設計，若使用傳統配筋設計，往往需要擴大混凝土斷面；若使用對角鋼筋設計，則會遇到對角鋼筋過多而造成無法施工的問題。許多文獻提出混合型配筋的方法來解決此問題(Canbolat, Parra-Montesinos, & Wight, 2005; Lequesne, Setkit, Parra-Montesinos, & Wight, 2010; Moehle, 2015)，然而並沒有實驗數據以及分析方法支持。

Lim et al. (2016b)設計了混合型配筋連接梁的實驗，證實混合型配筋的可行性並提出合理的設計方法，實驗配置如圖 2- 35，詳細配筋如圖 2- 36，材料強度如表 2- 11。CB30-C 和 CB40-C 為傳統配筋；CB30-DA 和 CB30-DB 為全對角配筋；CB30-H 和 CB40-H 為混合型配筋，各試體之實驗遲滯迴圈如圖 2- 37，混合型配筋的抗震性相較於傳統配筋好但略差於全對角配筋，此結果代表採用混合型配筋為合理的權衡，便於鋼筋的組裝。

Lim et al. (2016a)與 Lim et al. (2016b)認為不論哪種連接梁的設計皆要滿足傳統配筋梁的設計邏輯：滿足 DBE 下彎矩的需求，且滿足 MCE 下梁端產生塑鉸的剪力需求。式(2.62)忽略混凝土的貢獻，僅考慮剪力在 DBE 下的剪力需求，且未檢核彎矩需求，然而，由於對角鋼筋除了提供剪力之外，也能作為撓曲鋼筋抵抗彎矩，若只以式(2.62)設計，可能會造成撓曲鋼筋超量的設計，導致施工的困難以及造成額外的需求剪力容量。Lim et al. (2016b)提出之設計方法，於 DBE 下須滿足彎矩的需求，並且滿足 MCE 下的需求剪力容量，如下式：

$$\phi V_n \geq V_p \quad (2.63)$$

根據 Lim et al. (2016a)，如圖 2- 38(a)，深連接梁( $\ell_n/h < 2$ )之剪力強度為單一 D 區域混凝土對角壓桿和對角鋼筋的貢獻，即：

$$V_n = V_{STM} = C_d \sin \theta + (1 + \Omega) A_{vd} f_{yd} \sin \alpha \quad (2.64)$$

其中，混凝土壓桿強度 $C_d$ 可根據式(2. 1)計算，壓桿端部有效面積為式(2.65)； $\theta$ 為混凝土壓桿與水平軸之夾角，為式(2.66)； $\Omega$ 為超額強度係數，其來源可能為：1. 鋼筋標稱強度與實際強度的差異；2. 鋼筋應變硬化效應，若 $f_{yd}$ 代入設計強度， $\Omega = 1.25$ ；若 $f_{yd}$ 代入實際強度， $\Omega = 1.1$ 。

$$A_{str} = b \times a \quad (2.65)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h - 2 \times a/2}{\ell_n} \right) \quad (2.66)$$

其中， $a$ 為此連接梁以單筋梁分析之惠特尼(Whitney)矩形應力塊深度，此值也須考慮鋼筋的超額強度。

根據 Lim et al. (2016b)，如圖 2- 38(b)，中短連接梁( $2 \leq \ell_n/h < 4$ )之剪力強度為 DBD 區域混凝土壓桿如圖 2- 39，和對角鋼筋的貢獻，即：

$$V_n = V_{STM} = \min(C_d \sin 45^\circ, V_s) + (1 + \Omega) A_{vd} f_{yd} \sin \alpha \quad (2.67)$$

DBD 區域混凝土壓桿強度可參考 Hwang, Yang, and Li (2022)計算，惟其壓桿有效面積以式(2.65)計算。

根據 Lim et al. (2016b)的設計方法，決定混凝土以及箍筋的設計後，即代表混凝土壓桿強度已被決定，可以將式(2.67)代入式(2.63)並移項，即：

$$(1 + \Omega)A_{vd}f_{yd} \sin \alpha \geq \frac{V_p}{\phi} - \min(C_d \sin 45^\circ, V_s) \quad (2.68)$$

式(2.68)之右項若是小於 0，代表不需要配對角鋼筋，屬於傳統配筋之梁；反之，可用式(2.68)得到所需之對角鋼筋量  $A_{vd}$ 。此時，對角鋼筋的水平分量也作為撓曲鋼筋，與水平之撓曲鋼筋共同提供撓曲強度，即：

$$A_\ell = A_{st} - A_{vd} \cos \alpha \quad (2.69)$$

其中， $A_\ell$ 為水平撓曲鋼筋需求量； $A_{st}$ 為撓曲設計分析所得到之總需求撓曲鋼筋量。當跨深比足夠小導致需求剪力容量過大，以至於滿足剪力容量設計所需之對角鋼筋已足夠提供撓曲強度時( $A_\ell < 0$ )，為了不造成超量設計，不放額外的水平撓曲鋼筋，屬於全對角配筋；反之，配置相對應的水平撓曲鋼筋，以滿足撓曲設計，屬於混合配筋。

### 第三章 梁塑鉸區開孔剪力強度預測及設計方法



#### 3.1 緣起

對於一般住宅或工業建築而言，為了滿足使用上的需求，管道是不可或缺的，以提供如供水、電力、排污、空調、網路等基本服務。一般來說，這些管道會置於梁之下，如此一來，便會使樓層高度降低，壓縮住戶的活動空間，為了不使樓高降低，實務上常見將梁開孔並讓管線通過的案例。

在鋼筋混凝土梁腹開孔，該斷面上混凝土與箍筋的缺失，使得剪力強度降低，且會造成幾何的不連續，在開孔周圍產生應力集中的現象，容易造成剪力破壞。梁塑鉸區作為主要消能區域，為了使此區不發生剪力破壞，規範於此區配置相當多的剪力鋼筋，若於此區開孔，剪力強度的降低使梁端不足以產生塑鉸，會產生脆性的剪力破壞，故中華民國結構工程技師公會全國聯合會過去制定之參考圖說(2019)，不允許在梁在塑鉸區(距柱面兩倍梁深)內開孔。

然而在實務上，管道常會沿著構架配置，當管道必須經過梁時，一般來說，會走梁的底部或轉折至塑鉸區以外之梁腹並開孔使其穿越。但直接在梁塑鉸區開孔可以使整體管道的長度變短，能有效節省材料以及減輕配線的難度。本章節旨為提供一個預測梁塑鉸區開孔剪力強度的理論基礎，並建議可行的設計方法，開放工程師能夠在距柱面一倍至兩倍梁深距離內之塑鉸區開孔，並能讓構件保有原先的剪力強度。

本章第之 3.2 節以 Tsai et al. (2021)預測開孔剪力牆的分析模型為基礎，建議一個開孔梁剪力強度的分析模型，第 3.3 節以 Soleman (2023)以及何胤頤 (2023)開孔梁實驗驗證本建議方法的可行性，第 3.4 節提供對開孔梁設計的建議，最後第 3.5 節講述開孔梁於實際工程的設計方法。



## 3.2 技術依據

圖 3-1 為一般建物內梁在塑鉸區開孔之簡化圖，左右兩端受到柱的限制，並且受到分佈載重的作用。本研究擷取兩倍梁深以內的區域，將其模擬成一懸臂梁，為求保守，以集中力施加於梁端取代分佈力，逆時針旋轉 90 度後如圖 3-2，可將其視為長度較短的開孔剪力牆，強度計算之流程與第 2.2.2 節非常相似，惟公式內各參數必須更改為適用於梁的參數。

### 3.2.1 關鍵桿件剪力強度

開孔梁如同開孔剪力牆，能分為兩條傳力路徑，如圖 3-3，可以在梁開孔的左右側各選取一剪力元素作為關鍵桿件。關鍵桿件之混凝土壓桿強度( $C_d$ )可由式(3.1)計算，其中，壓桿端部有效面積( $A_{str}$ )為式(3.2)。

$$V_n = C_d \cos \theta = K \zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (3.1)$$

$$A_{str} = b \times kd \quad (3.2)$$

其中，由於梁的尺寸不如牆長，梁在開孔後，通過開孔位置之剪力鋼筋通常會被移除，使得剪力元素內剩餘之剪力鋼筋無法形成次壓桿，拉壓桿指標  $K = 1.0$ ； $kd$  為式(2.9)；壓桿傾斜角  $\theta$  為下式：

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h_w}{d - kd/3} \right) \quad (3.3)$$

$d$  為剪力元素之有效深度； $h_w$  為選取之關鍵桿件高度。

平衡混凝土壓桿的拉力來源為：

#### 1. 剪力元素之剪拉強度：

根據土木 401-112 規範，塑鉸區混凝土剪拉強度應設為 0，以圖 3-4 為例，左側壓桿遠離支承面，混凝土剪拉強度可計入，如式(3.4)；而若塑鉸區開孔梁能夠完整的發展塑鉸，即撓曲強度控制，則較靠近支承面之壓桿(右側)之混凝土剪拉強度應忽略，如式(3.5)。由於開孔位置之剪力箍筋被移除，故箍筋剪力



強度 $V_s$ 須進行折減。

$$T_t = V_c + V'_s = (0.17\sqrt{f'_c} + c \times \rho_t f_{yt})bd \quad (3.4)$$

$$T_t = V_c + V'_s = (0 + c \times \rho_t f_{yt})bd \quad (3.5)$$

其中， $\rho_t$ 為剪力鋼筋比； $f_{yt}$ 為剪力鋼筋降伏強度； $c$ 為剪力鋼筋比的折減係數，可由下式計算：

$$c = \frac{\text{提供剪拉強度之箍筋面積}}{\text{提供剪拉強度之箍筋面積} + \text{因開孔而移除之箍筋面積}} \quad (3.6)$$

## 2. 特殊水平鋼筋拉力強度

由於梁的尺寸限制，不具備空間使橫向鋼筋有足夠的伸展長度發展強度，因此，只有箍筋能夠發揮其降伏強度並能夠當作特殊水平鋼筋提供壓桿平衡之拉力，為式(3.7)。本研究建議將所有位於剪力元素之內且在開孔上下之箍筋當作特殊水平鋼筋。然而因開孔梁關鍵桿件的水平尺寸較短，其垂直高度也會被式(2.35)限制，通常只會有一組箍筋能夠當作特殊水平鋼筋。

$$T_s = A_v \times f_{yt} \quad (3.7)$$

其中， $A_v$ 為當作特殊水平鋼筋之箍筋面積。

## 3. 介面剪力強度：

若是前兩項強度仍不足以平衡壓桿強度，介面剪力強度將會加入參與力平衡。

$$T_i = C_d \cos \theta - T_t - T_s \quad (3.8)$$

關鍵桿件高度需與拉力合力中心位置重合，即第 2.2.2 節與圖 2- 8 的迭代流程。收斂之關鍵桿件高度要大於特殊水平鋼筋的位置( $h_o + h_s$ )，但壓桿角度必須限制在 65 度以下，此時關鍵桿件強度將會由壓桿強度與拉力強度小值決定，即：

$$V_n = \min(C_d \cos \theta, T_t + T_s + T_i) \quad (3.9)$$



### 3.2.2 關鍵桿件及開孔梁之側力位移曲線

假設關鍵桿件的側力位移曲線與第 2.2.1 節低矮剪力牆側力位移曲線相同，可模擬成三線性之曲線，以下說明各轉折點的計算：

#### 1. 開裂點

根據 ASCE 41-17 (2017) 第 10 章，對鋼筋混凝土結構牆或相關剪力破壞控制之構件，開裂點強度比為 0.6，即：

$$V_{cr} = 0.6V_n \quad (3.10)$$

關鍵桿件開裂點位移為撓曲變形以及剪力變形之總和，即：

$$\Delta_{cr} = \Delta_{cr,f} + \Delta_{cr,s} \quad (3.11)$$

根據 ASCE 41-17，非預力梁的撓曲及剪力勁度分別為  $0.3E_c I_g$  和  $0.4E_c A_g$ ，分別可用式(3.12)及式(3.13)計算。

$$\Delta_{cr,f} = \frac{V_{cr} h_w^3}{3(0.3E_c I_g)} \quad (3.12)$$

$$\Delta_{cr,s} = \frac{V_{cr} h_w}{0.4E_c A_g} \quad (3.13)$$

其中， $I_g$  和  $A_g$  分別為為關鍵桿件之斷面慣性矩和斷面積。

#### 2. 強度點

關鍵桿件強度點強度即為第 3.2.1 節關鍵桿件高度迭代後對應的水平向強度，即式(3.9)。

關鍵桿件強度點位移為撓曲變形和剪力變形之總和，即：

$$\Delta_n = \Delta_{n,f} + \Delta_{n,s} \quad (3.14)$$

根據 ASCE 41-17，開裂點到強度點的勁度可以取 0~10% 開裂前的勁度，本研究取 10%，故撓曲變形為式(3.15)；剪力變形則根據 Li and Hwang (2017) 平均應變場的假設，為式(3.16)。

$$\Delta_{n,f} = \frac{V_n h_w^3}{3(0.3E_c I_g \times 0.1)} \quad (3.15)$$



$$\Delta_{n,s} = 0.006 \sin 2\theta \times h_w \quad (3.16)$$

### 3. 崩塌點

根據 ASCE 41-17，剪力控制梁的崩塌點之殘餘強度比為 0.2，即下式：

$$V_a = 0.2V_n \quad (3.17)$$

而同樣由 ASCE 41-17，崩塌點的位移可從下式取得：

$$\Delta_a = \Delta_{cr} + 0.02h_w \quad (3.18)$$

惟式(3.18)所得之值不得小於強度點位移，若小於，則假設其在強度點過後馬上崩塌。

如圖 3- 3，將開孔梁分為兩條傳力路徑，如此一來可根據 Tsai et al. (2021) 利用串並聯彈簧組進行模擬。利用串聯彈簧力量相等的特性，將關鍵桿件側力位移曲線之位移放大求得傳力路徑的側力位移曲線。再將兩傳力路徑並聯，利用並聯彈簧位移相等的特性，將兩傳力路徑曲線在相同位移下之強度值相加，得到開孔梁之側力位移曲線，此曲線之強度最大值即為開孔梁的剪力強度，如圖 3- 4，詳細步驟請參見第 2.2.2 節的下半部分與圖 2- 10。

## 3.3 分析模型驗證

本研究使用 Soleman (2023)與何胤頤 (2023)梁塑鉸區開孔的實驗結果驗證此分析模型的可行性。由於實驗設計皆是開圓形孔，與圖 3- 2 之形式不同，本分析方法將圓孔以等面積轉換為正方形，並將正方形孔之中心置於原圓孔中心位置。由於方形孔對斷面不連續的影響較大，應力也會相對集中，故以方形孔模擬能夠得到較保守的結果。

Soleman (2023)在距基礎面一倍梁深之內開圓孔，孔位從與基礎面相切逐漸向上移動，分別為 S1~S3，由裂縫分佈圖看出確實能夠將其分為兩個關鍵桿件，如圖 3- 5。實驗強度見表 2- 5，破壞模式為撓曲控制，能夠發展塑鉸，故不計入右側關鍵桿件之混凝土剪拉強度。由於內部配筋為對稱分佈，反向力量

的加載只是產生以中心對稱的壓桿，故可取單向力量加載進行分析。迭代後之關鍵桿件高度與壓桿角度可見圖 3- 6，其中，開孔上下第一箍鋼筋除了提供關鍵桿件的剪拉強度之外，也作為特殊水平鋼筋提供平衡壓桿的拉力。關鍵桿件高度幾乎都被水平剪力鋼筋高度決定，在 S1 試體右側之壓桿由於不計入混凝土剪拉強度，且無任何箍筋提供拉力，故只能利用介面剪力強度平衡壓桿強度。分析結果可見表 3- 1，由第 3.2.2 節計算所得之值為試體之剪力強度( $V_{shear}$ )，而撓曲強度( $V_{mn}$ )可由斷面分析方法求得，試體之強度( $V_{SST}$ )即為兩強度取小值，如式(3.19)，分析得到的剪力強度皆大於試體的撓曲強度，故本分析模型可以預測到試體的破壞模式，實驗強度與分析強度之比值為 1.21~1.27。

$$V_{SST} = \min(V_{shear}, V_{mn}) \quad (3.19)$$

何胤頤 (2023) 實驗試體開孔相切於距基礎面一倍梁深位置之上，改變開孔旁剪力鋼筋的配置，為 0S0Q 與 1S0Q。0S0Q 在開孔旁並沒有額外增加鋼筋；1S0Q 則是在開孔外第一組與第二組箍筋中間再補一組鋼筋，其實驗強度見表 2-5，破壞模式為剪力控制，故開孔兩側關鍵桿件之剪拉強度皆以式(3.4)計算。由實驗之裂縫看出確實能夠將其分為兩個關鍵桿件，如圖 3- 7。由於內部配筋為對稱分佈，故可取單向力量加載進行分析，迭代後之關鍵桿件高度與壓桿角度可見圖 3- 8，其中，開孔上下第一箍鋼筋(藍色)除了提供關鍵桿件的剪拉強度之外，也作為特殊水平鋼筋提供平衡壓桿的拉力。關鍵桿件的高度皆由 65 度限制，1S0Q 增加之箍筋距離關鍵桿件太遠，且其實驗強度對比 0S0Q 並無太大的增長，故於本分析不將其當作特殊水平鋼筋。整體開孔梁分析強度可見表 3-2，實驗強度與分析強度之比值為 1.43 與 1.48，代表本分析模型能預測到試體的破壞模式，且能保守的預測其剪力強度。

### 3.4 梁開孔設計之建議

由以上分析可得知，本分析模型對剪力強度有正向作用之變數有三：壓拉

桿指標 $K$ 、剪拉強度 $T_t$ 以及特殊水平鋼筋強度 $T_s$ ，本研究建議設計時各鋼筋只能計入於其中一種變數，以得到較為保守的結果，且實務中並無如同實驗擁有良好的介面剪力強度，故於最後力量加總時，不計入介面剪力強度。由於一般的梁深並不如牆長，開孔處的箍筋通常會被截斷，次壓桿無法產生，導致壓拉桿指標 $K$ 只能取最小值 1.0，若能於開孔上下都配置箍筋，如圖 3- 9，則 $K$ 值能夠提升，進一步提高關鍵桿件的剪壓強度；特殊水平鋼筋包含：開孔外第一組箍筋、補回因開孔截斷之箍筋以及額外增加之箍筋，於此處增加箍筋量也能夠有效的增加開孔梁的剪力強度；而若關鍵桿件高度較高，且有碰到除當作特殊水平鋼筋之外的箍筋時，將這些箍筋計入剪拉強度。以下利用 Soleman (2023)與何胤頤 (2023)實驗的設計以及工程上常見之設計為基礎，在開孔上下配置額外箍筋以及將開孔截斷之箍筋補回開孔兩旁的情形下，給出建議之設計方法。

### 3.4.1 案例探討

#### 3.4.1.1 Soleman (2023)設計 (案例一)

利用 Soleman (2023)實驗試體 S3 的設計，將試體長度改為兩倍梁深、開孔移動至與基礎面一倍梁深之外相切、開孔截斷之箍筋平均補回開孔兩旁作為特殊水平鋼筋並滿足相關保護層規定，若此時不為整數根，向上取整，本案例之特殊水平鋼筋與開孔保持 4 公分保護層之距離，並於開孔上下配置兩組箍筋，於此為 2 組 4-#4。分別對 1/3、1/4 以及 1/5 梁深大小的開孔進行分析，並計算開孔兩端各額外增加一組箍筋對剪力強度的影響，試體設計如圖 3- 10~圖 3-12，分別對應不同開孔大小。

圖 3- 13~圖 3- 15 為不同開孔大小在不額外增加和額外增加一組箍筋時關鍵桿件壓桿示意圖，為了不使圖片過於複雜，將主筋簡化為一層並置於其重心位置。圖上標出各箍筋提供的力量種類和其數量，並標出關鍵桿件大小、壓桿角度 $\theta$ 以及 $K$ 值。表 3- 3 列出關鍵桿件傾斜角度以及其高度(於圖 3- 13~圖 3- 15 為



水平向長度)，並且列出其高度是否被特殊水平鋼筋位置或壓桿角度上限 65 度所控制。

分析結果如圖 3- 16，紅色及藍色長條圖分別為不額外增加以及額外增加一組箍筋之剪力強度；紫色線為原未開孔梁根據規範計算之 MCE 下設計剪力強度，如式(3.20)，於本案例為： $0+5\times126.7\times(491.87/1000)\times647.7/152.4=1324$  kN，按剪力容量設計，梁於兩端產生塑鉸後，其最大作用剪力  $V_e = \Sigma M_{pr}/2 \leq 0.66\sqrt{f'_c}bd$ ，本案例之  $0.66\sqrt{f'_c}bd=1260$  kN，所以梁之最大作用剪力應為 1260 kN。若長條圖高度高於紫色線，代表塑鉸區開孔梁在此開孔大小限制下，以此方法設計能夠彌補因開孔降低之剪力。

$$V_{n@MCE} = V_c + V_s = 0 + \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (3.20)$$

如圖 3- 15(a)，在 1/5 梁深開孔大小且不額外增加箍筋時，上側及下側之壓桿長度碰到距開孔第二組箍筋，故將其納入剪拉強度計算，由於在未開孔時，通過該關鍵桿件之箍筋量應有：被開孔移除之箍筋(1 組)、距開孔第一組箍筋以及第二組箍筋，共計 3 組，開孔後剩距開孔第二組箍筋可提供剪拉強度，故式(3.5)的  $c$  值應取 1/3。

在本案例探討中，若是不額外增加箍筋，只有開孔大小等於 1/5 倍梁深之試體剪力強度能達到開孔前強度；在開孔旁各額外增加一組鋼筋後，開孔大小小於 1/3 倍梁深之試體剪力強度能夠超越原本的強度。

### 3.4.1.2 何胤頤 (2023) 設計 (案例二)

利用何胤頤 (2023) 實驗試體 1S0Q 的設計，由將試體長度改為兩倍梁深、開孔移動至與基礎面一倍梁深之外相切、開孔截斷之箍筋補回開孔兩旁並與開孔保持 4 公分保護層之距離，並於開孔上下配置 2 組 4-#4 箍筋，試體設計如圖 3- 17~圖 3- 19，於此案例，在 1/3 和 1/4 倍梁深大小開孔時，其配筋並無法符合保護層以及鋼筋淨間距的規範，實務上須特別注意。於此分析保守假設下側壓



桿混凝土剪拉強度為 0，各分析之關鍵桿件高度、壓桿角度 $\theta$ 、 $K$ 值以及箍筋提供的力量和其數量皆標示於圖 3- 20~圖 3- 22，壓桿傾斜角度與關鍵桿件高度控制條件列於表 3- 4。

分析結果如圖 3- 23，於此案例，未開孔梁的設計剪力強度為  $0+4\times126.7\times(453.3/1000)\times504.3/1000=1158.5$  kN，按剪力容量設計，梁於兩端產生塑鉸後，本案例之最大作用剪力  $0.66\sqrt{f'_c}bd=766$  kN，故梁之最大作用剪力應為 766 kN。1/5 倍梁深開孔之試體開孔截斷箍筋數較少，補回開孔旁當作特殊水平鋼筋之箍筋量也隨之較少，剪力強度也比其他試體來的小；而 1/3 梁深開孔之試體在不放額外的箍筋時之壓桿已被特殊水平鋼筋位置所控制，但此時其壓桿會大於 65 度，須進一步將角度控制於 65 度，額外增加箍筋後，為了達成力平衡，關鍵桿件高度會降低，然而依舊會被控制於特殊水平鋼筋的位置，且角度也會進一步被 65 度所控制，使壓桿強度維持不變，剪力強度因此不會增加，如圖 3- 20。在不額外增加箍筋時，1/3 和 1/4 梁深開孔之試體能達到原本的剪力強度；額外增加後，開孔大小小於 1/3 梁深之試體剪力強度能夠超越原本的強度。

### 3.4.1.3 實務上常見之設計 (案例三)

圖 3- 24~圖 3- 26 為一般實務中常見的梁斷面尺寸與配筋，斷面尺寸為 65x80 公分，試體長度為 2 倍梁深，拉力與壓力區配 9-#10 的撓曲鋼筋，撓曲鋼筋比為 1.41%，配置 4-#4@10cm 的剪力鋼筋，剪力鋼筋比為 0.78%，混凝土強度為 28MPa，鋼筋強度皆為 420MPa。開孔與距基礎面一倍梁深之外相切，開孔上下配置 2 組 4-#4 箍筋，並將開孔截斷之箍筋補回至開孔旁並保持 4 公分保護層之距離。各分析之關鍵桿件高度、壓桿角度 $\theta$ 、 $K$ 值以及箍筋提供的力量和其數量皆標示於圖 3- 27~圖 3- 29，壓桿傾斜角度與關鍵桿件高度控制條件列於表 3- 5。

分析結果如圖 3- 30，未開孔梁的設計強度為  $0+4 \times 126.7 \times (420/1000) \times 699/100 = 1488 \text{ kN} < 1587 \text{ kN}$ 。在額外增加箍筋前，三種大小開孔試體的剪力強度皆無法達到原本的強度；額外增加後，開孔大小小於 1/4 梁深之試體剪力強度能夠超越原本的強度。

### 3.4.2 建議之設計方式

如圖 3- 9，本研究建議塑鉸區開孔梁設計需在開孔上下配置 2 組箍筋以提高關鍵桿件之剪壓強度；在開孔兩旁第一組箍筋處以束筋的形式將開孔截斷之箍筋補回並各額外增加一組箍筋當作特殊水平鋼筋，由於特殊水平鋼筋位置顯著影響關鍵桿件之高度，愈靠近開孔，關鍵桿件愈接近低矮型，其強度較高，故本研究建議特殊水平鋼筋位置不應距開孔太遠，但仍須滿足相關保護層規範，最外層箍筋與開孔相距 4 公分，若開孔有施作塑膠管或鋼管，則與開孔相距 2 公分，以得到更大之設計剪力。

由於案例三於 1/3 倍梁深開孔大小時，額外增加一組箍筋並不能彌補因開孔損失的剪力強度，故將開孔大小限制為 1/4 倍梁深、且不建議於距柱面一倍梁深以內開孔，因為此區域為消能的主要區域，於建築結構中有許多不確定的因素，需要更多的實驗數據來支持本分析模型於距柱面一倍梁深內開孔的適用度。

## 3.5 工程上之應用

第 3.4 節所建議之設計方法雖然能夠有效補回塑鉸區因開孔損失的剪力強度，但因為施工上較為複雜，需要在開孔上下多放縱向鋼筋，以利箍筋的施作，難以推廣至實務上。故本研究參考過去結構技師全聯會之開孔設計圖 (2019) 以斜交鋼筋取代箍筋，圖 3- 31 為本研究建議結構技師全聯會之梁開孔設計圖 (2024)，利用斜交鋼筋代替箍筋來加強開孔梁結構的弱面(關鍵桿件區)，並



且將因開孔移除之箍筋補回至開孔的兩側，而開孔的大小在塑鉸區須小於  $1/4$  倍梁深，並不得於距柱面 1 倍梁深以內開孔。斜交鋼筋能夠如同第 3.4 節開孔上下增加的箍筋一樣協助關鍵桿件內次壓桿的發展，可將其計入壓拉桿指標  $K$ ，提高關鍵桿件剪壓強度。以下使用結構技師全聯會 (2024) 之方法，同樣對三種不同斷面之塑鉸開孔梁進行案例探討，確保此方法的可行性。

### 3.5.1 案例探討

#### 3.5.1.1 Soleman (2023) 設計 (案例一)

利用 Soleman (2023) 實驗試體 S3 的設計，將試體長度改為 2 倍梁深、開孔移動至與基礎面一倍梁深之外相切、加上結構技師全聯會標準圖規定之 45 度斜交鋼筋並在開孔旁補回因開孔截斷之箍筋，各開孔大小之配筋如圖 3- 32~圖 3- 34。各分析之關鍵桿件高度、壓桿角度  $\theta$ 、 $K$  值以及箍筋提供的力量和其數量皆標示於圖 3- 35~圖 3- 37，壓桿傾斜角度與關鍵桿件高度控制條件列於表 3- 6。

分析結果如圖 3- 38，在本案例中，若是不額外增加箍筋，三種大小開孔之梁皆無法達到原本的剪力強度；在開孔旁各額外增加一組鋼筋後，開孔大小小於  $1/4$  倍梁深之試體剪力強度能夠達到原本的強度。

#### 3.5.1.2 何胤頤 (2023) 設計 (案例二)

利用何胤頤 (2023) 實驗試體 1S0Q 的設計，將試體長度改為 2 倍梁深、開孔移動至與基礎面一倍梁深之外相切、加上結構技師公會標準圖規定之 45 度斜交鋼筋並在開孔旁補回因開孔截斷之箍筋，各開孔大小之配筋如圖 3- 39~圖 3- 41。各分析之關鍵桿件高度、壓桿角度  $\theta$ 、 $K$  值以及箍筋提供的力量和其數量皆標示於圖 3- 42~圖 3- 44，壓桿傾斜角度與關鍵桿件高度控制條件列於表 3- 7。

分析結果如圖 3- 45，於此案例，在不額外增加箍筋時，只有  $1/4$  梁深開孔之試體能達到原本的剪力強度；額外增加後，開孔大小小於  $1/4$  梁深之試體剪



力強度能夠超越原本的強度。

### 3.5.1.3 實務上常見之設計 (案例三)

圖 3- 46~圖 3- 48 為一般實務中常見的梁設計，開孔與距基礎面一倍梁深之外相切，增加 45 度斜交鋼筋，並將開孔截斷之箍筋補回至開孔旁。各分析之關鍵桿件高度、壓桿角度 $\theta$ 、 $K$ 值以及箍筋提供的力量和其數量皆標示於圖 3- 49~圖 3- 51，壓桿傾斜角度與關鍵桿件高度控制條件列於表 3- 8。

分析結果如圖 3- 52，在額外增加箍筋前，三種大小開孔試體的剪力強度皆無法達到原本的強度；額外增加後，開孔大小小於 1/4 梁深之試體剪力強度能夠超越原本的強度。

### 3.5.2 建議之梁開孔設計方式

由以上分析可知，斜交鋼筋並不如第 3.4 節之垂直鋼筋有效，對角壓桿強度的降低會導致剪力元素角度的降低，卻造成對角壓桿強度於剪力方向的分量變大，故壓拉桿指標並不會顯著的影響開孔梁的剪力強度。本研究建議塑鉸區開孔梁可參考圖 3- 31 設計，配置 45 度之斜交鋼筋、在開孔旁第一組箍筋處以束筋方式將開孔截斷之箍筋補回並各額外增加一組箍筋，其位置不應距離開孔太遠，且滿足相關保護層規範，最外層箍筋與開孔相距 4 公分，若開孔有施作塑膠管或鋼管，則與開孔相距 2 公分，以得到更大之設計剪力。

由於三個案例在 1/3 倍梁深開孔大小時，額外增加一組箍筋並不能彌補因開孔損失的剪力強度，故開孔大小限制為 1/4 倍梁深、且不開放於距柱面一倍梁深以內開孔。

## 第四章 鋼骨鋼筋混凝土剪力強度預測



### 4.1 緣起

台灣位於地震帶，地震頻繁，當大地震發生後，人們除了關心災情的嚴重程度之外，也開始審視建物的耐震能力，鋼骨鋼筋混凝土(SRC)結構往往會備受矚目。SRC 是將鋼骨與鋼筋混凝土組合，共同發揮作用，從而提高建築物的耐震能力。

SRC 藉由將鋼骨包覆於混凝土內，透過混凝土的束制，防止鋼骨挫屈行為的發生，讓鋼骨能夠發揮更高的強度以及更好的韌性，進而提高建築物的耐震能力。另外也因為勁度的提高，相對於鋼構造高樓建物，SRC 建築物於地震下，側向位移較小，改善住戶或辦公人員的舒適性。此外，也因為混凝土的包覆提供鋼骨防火的功能，使得鋼骨可不必額外進行防火處理，進一步提高了結構的安全性。以上種種的優點，使得即使 SRC 構造物造價相對較高，其熱度絲毫不減。

本研究以軟化壓拉桿為基礎，藉由壓桿內部應力場的分佈，來判斷鋼骨與鋼筋混凝土材料的破壞順序，提出合理且簡單的剪力強度預測公式。通過對 SRC 深梁與短柱的實驗(Chen et al., 2018; Lin & Chen, 2023)進行驗證，最後應用至鋼梁—混凝土柱接頭(Deierlein, 1988; Sheikh, 1987)，預測其剪力強度。

### 4.2 技術依據

SRC 構件為一複合材料，內部力量的分配會取決於鋼骨與鋼筋混凝土勁度的比值，而兩種材料會有相同的位移量。然而，鋼筋混凝土的剪力破壞為脆性行為，一旦達到強度點，隨著位移的增加，剪力強度會迅速的衰減；鋼骨之剪力降伏為韌性行為，當達到強度點時，會產生降伏平台，此時位移量的增加並不會影響到鋼骨的剪力。若當鋼骨達到降伏前混凝土已先破壞，鋼骨中剪力並



未達到最大值，且混凝土強度迅速衰減，此時若直接將兩者個別的最大剪力強度相加，會得到相當不保守的預測值；但若是混凝土剪力破壞發生在鋼骨降伏後，混凝土破壞時鋼骨還維持其降伏剪力強度，則可以直接將兩材料的最大剪力強度相加來估計 SRC 的強度。

若是能確保鋼骨於混凝土中能夠降伏，SRC 剪力的預測也會變得相對簡單，於此利用 Hwang and Lee (2002)於軟化壓拉桿模型中軟化係數之簡算方法之假設：通過裂縫之剪力鋼筋皆降伏，即  $\varepsilon_h$  和  $\varepsilon_v$  為 0.002，並由過去之經驗，混凝土壓桿之主壓應變  $\varepsilon_d$  估計為 -0.001，代回式(2. 3)可得壓桿主拉應變  $\varepsilon_r$  為 0.005。並由圖 4-1 莫爾圓應變轉換，可得下式：

$$\frac{\gamma_h}{2} = \frac{\gamma_v}{2} = (\varepsilon_r - \varepsilon_d) \sin 2\theta = 0.006 \sin 2\theta \quad (4. 1)$$

其中， $\gamma_h$  和  $\gamma_v$  分別為水平和垂直剪應變； $\theta$  為壓桿的水平傾斜角，由於力量於壓桿中不可能以太大或太小的角度傳遞，其限制為式(4. 2)，代入式(4. 1)即可得式(4. 3)。

$$\frac{1}{2} \leq \tan \theta \leq 2 \quad (4. 2)$$

$$0.0048 \leq (\gamma_v = \gamma_h) \leq 0.006 \quad (4. 3)$$

若此時鋼骨於混凝土中已達降伏，即下式：

$$\gamma_v = \gamma_h \geq \gamma_s = \frac{\tau}{G} = \frac{0.6 \times F_{yw} (tf/cm^2)}{810} \quad (4. 4)$$

其中， $\gamma_s$  為鋼骨之剪應變，可以藉由應力應變轉換改寫為剪應力 ( $\tau$ ) 除以剪力彈性模數 ( $G$ )；由於鋼骨主要是以腹板受剪，根據鋼結構極限設計法規範與解說，其應力值可設為 0.6 倍腹板強度 ( $F_{yw}$ )，剪力彈性模數為  $810 \text{ tf/cm}^2$ 。將式(4. 3)代入式(4. 4)可得：當腹板強度小於  $6.48 \text{ tf/cm}^2$ ，代表在 SRC 中的鋼骨能夠在混凝土發生剪力破壞前先達到降伏。一般工程上所用鋼骨，其強度通常會介於  $2 \sim 4 \text{ tf/cm}^2$  之間，故於 SRC 構件剪力強度預測，直接將兩材料最大剪力強度相加是可行的。本研究預測之 SRC 剪力強度為下式：

$$V_{proposed} = V_{SST} + V_{ns}$$

(4. 5)

其中  $V_{SST}$  為混凝土壓桿強度於剪力方向的分量，可利用第 2.1.2 節簡化之軟化壓拉桿模型計算，並根據不同構件形式計算壓桿端部有效面積； $V_{ns}$  為鋼骨的剪力強度，根據鋼骨鋼筋混凝土設計規範，因為鋼骨受到混凝土適當圍束，可不考慮腹板之剪力挫屈，為  $0.6F_{yw}A_w$ 。

### 4.3 分析模型之驗證

本研究使用 Chen et al. (2018) 與 Lin and Chen (2023) 分別為 SRC 深梁與短柱剪力強度之實驗驗證式(4. 5)的適用性，其實驗配置為圖 2- 21 及圖 2- 23；配筋為圖 2- 22 及圖 2- 24；材料強度為表 2- 6 及表 2- 7。

鋼筋混凝土的強度以式(2. 1)計算，其中由於實驗試體皆沒有配置剪力鋼筋，壓拉桿指標  $K$  值都為 1；深梁之端部壓桿有效面積為式(2.10)，可參照圖 2- 3(a)。Lin and Chen (2023) 之 SRC 短柱實驗並沒有施加軸力，且配筋量也與梁類似，故也以深梁分析之。於此必須注意鋼骨的下部翼板也做為撓曲拉力鋼筋，必須計入撓曲鋼筋量中，且有效深度  $d$  也須將翼板面積考慮進去，為拉力鋼筋與翼板面積的中心，考慮此複合斷面效應會使得壓桿端部有效面積提升，預測剪力強度也會因此提高。

Chen et al. (2018) 深梁實驗試體裂縫如圖 4- 2，可以看到明顯的對角壓桿，說明力量確實會由上部的承壓板傳至下部的支承板，可利用軟化壓拉桿模型來預測壓桿強度。對於深梁與短柱實驗的分析結果可見表 4- 1 和表 4- 2，其中  $V_{proposed,1}$  為不考慮複合斷面效應之強度分析值，實驗值與分析值的比值平均為 1.20，變異係數為 0.05； $V_{proposed,2}$  為考慮複合斷面效應之分析值，實驗值與分析值的比值平均為 1.13，變異係數為 0.06。本分析模型對於 SRC 深梁與短柱可以得到不錯且保守的分析結果，並且考慮複合斷面效應可以得到更佳的分析值。



## 4.4 應用

梁柱接頭由於斷面急遽的變化，內部應力集中的問題非常嚴重，若是疏忽其剪力設計，將會造成不可預測的後果。本分析模型除了能預測 SRC 深梁構件之剪力強度之外，也能推廣應用於鋼梁—混凝土柱接頭(RCS)。本研究利用 Sheikh (1987) 和 Deierlein (1988) 之實驗驗證分析模型於 RCS 梁柱接頭之適用性。實驗配置如圖 2- 25 及圖 2- 26，混凝土柱之設計見圖 2- 27 及圖 2- 28，鋼梁斷面見圖 2- 29 及圖 2- 30。

梁柱接頭混凝土壓桿端部有效面積的計算可參考第 2.1.2 節及圖 2- 3(e) 內部梁柱接頭的算法。此時因為混凝土柱有配置水平箍筋，壓拉桿指標  $K$  值應由壓桿角度決定，即式(2. 6)~(2. 8)。壓桿端部的有效寬度是由鋼筋混凝土柱以及鋼梁的壓力區深度共同組成，對於混凝土柱，壓力區深度可以根據 Paulay and Priestley (1992) 提出之式(2.11) 估算；由於在梁柱接頭，梁端會因為有好的圍束而產生塑鉸，於本研究取保守值 1/5 倍梁深做為梁在接頭內的壓力區深度，則壓桿有效面積為下式：

$$A_{str} = b_j \times a_s = b_j \times \sqrt{a_b^2 + a_c^2} = b_j \times \sqrt{\left(\frac{h_b}{5}\right)^2 + a_c^2} \quad (4. 6)$$

其中， $b_j$  為有效接頭寬度，可根據土木 401-112，如圖 4- 3，以式(4. 7) 計算； $a_b$  為梁的壓力區深度，可用 1/5 倍梁深計算； $a_c$  為柱的壓力區深度，可由式(2.12) 計算； $h_b$  為鋼梁深度，會依照實驗中鋼梁形式的不同而有不同的值，會於之後詳述；

$$b_j = b_w + x_1 + x_2 ; x_1, x_2 \leq h_c/4 \quad (4. 7)$$

其中， $b_w$  為梁腹之寬度； $x_1$  和  $x_2$  分別為梁腹側面至柱邊距離，並不得大於 1/4 倍柱沿垂直方向之尺寸。於此剪力方向為水平向，故分析之剪力強度為下式：

$$V_{n,joint} = C_d \cos \theta + 0.6 F_{yw} t_w \ell_w \quad (4. 8)$$



其中 $l_w$ 為腹板於鋼筋混凝土中的長度，由於鋼梁直接穿越混凝土柱，可直接取柱深之值；壓桿傾斜角是由柱和梁壓力區深度中心的交點到對角的壓力區深度的交點，如圖 4-4 假設壓力分佈為倒三角分佈，可由下式計算：

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h_b - 2 \times \frac{a_b}{3}}{h_c - 2 \times \frac{a_c}{3}} \right) \quad (4.9)$$

針對 Sheikh (1987) RCS 梁柱接頭剪力強度之預測如表 4-3 上半部。本模型於 SP3 試體有高估的傾向，原因為鋼梁上沒有如同 SP4 試體一般，配置垂直於剪力方向之鋼板(以下簡稱為封板)協助將力量由鋼梁傳給混凝土柱並發展出壓力區深度，如圖 4-5，故此分析模型會高估 SP3 之壓力區深度，造成壓桿端部有效面積過大，以至於高估其壓桿強度。SP4 與 SP5 試體由於有封板協助鋼梁壓力區深度發展，能得到相對不錯的預測值。SP7 試體之封板寬度較寬，於分析中會使接頭有效寬度變寬，於此試體有效接頭寬會被柱寬限制，並且能夠得到較高的分析值，本分析也有反映出此傾向。

針對 Deierlein (1988)RCS 梁柱接頭剪力強度之預測如表 4-3 下半部。SP10 試體切除封板中心，但本分析能得到不錯之預測值，原因是切除處與壓力區深度相距較遠，並不影響壓力區深度的發展。SP11 試體於鋼梁翼板上下共鋸了 8-#8 的鋼筋並向柱延伸，等同於柱的鋼筋量增加，由於 Paulay and Priestley (1992) 提出之式(2.11)在一定程度上已考慮柱內複雜之配筋對壓力區深度的影響，故本分析依然能夠得到不錯的預測值。SP12 與 SP13 試體在上下翼板各鋸上 15 支剪力釘，此效應相當於增加梁之深度，於分析中混凝土壓桿角度會相對較陡，SP12 沒有封板，分析之剪力強度並不保守，說明剪力釘雖能使壓力區發展，但能力卻不及封板；SP13 放回封板，可以明顯看出其剪力強度的提升。

若只考慮有封板協助壓力區發展的情況，本分析實驗值與分析值的比值平均為 1.26，變異係數為 0.08。本分析模型能夠有效且保守的預測 RCS 梁柱接頭的剪力強度值。



## 4.5 結論

本研究使用軟化壓拉桿模型強度點時內部應變場的假設(Hwang & Lee, 2002)，透過莫爾圓應變轉換，可以得知 SRC 構件在混凝土擠碎前，鋼骨已先降伏，故 SRC 構件剪力強度可直接將鋼筋混凝土與鋼骨的剪力強度相加。藉由 SRC 深梁以及短柱的實驗數據(Chen et al., 2018; Lin & Chen, 2023)，在考慮鋼筋混凝土與鋼骨材料複合斷面效應後，本分析模型可以得到不錯且保守的分析結果，實驗值與分析值的比值平均為 1.13，變異係數為 0.06。

本分析模型也可應用至 RCS 梁柱接頭，藉由鋼梁穿越混凝土柱的實驗數據 (Deierlein, 1988; Sheikh, 1987)，本分析模型可以得到不錯且保守的分析結果，實驗值與分析值的比值平均為 1.26，變異係數為 0.08。惟必須注意鋼梁於混凝土柱內是否有施作封板或其他措施，使得梁的壓力區能夠完全發展，若無進行任何處理，本分析模型會高估其剪力強度。



## 第五章 椽柱錯位筏基板擊穿剪力強度

### 5.1 緣起

在舊有建築物拆除後，因為移除既有筏基板與基樁時，防水問題難以克服，其可行性極低，再加上環保意識的抬頭，在盡量減少營建廢棄物的前提下，可以考慮於興建新建物時重新利用舊有筏基板與基樁。此做法除了要確認基樁的承載力需求是否小於當初的設計承載力，還可能會因為結構設計的問題而造成筏基板上的新柱與舊基樁的中心並未對齊，如此錯位的行為造成力量在傳遞時斷面的不連續性，應力會於此處集中，形成筏基板混凝土擠碎破壞，增加結構剪力破壞的風險，進而影響到整個建物的安全性。

一般於實務上，基礎板會視為單向板或雙向板利用斷面分析方法設計剪力及彎矩強度，此方法是將剪力和彎矩於不同的臨界斷面分開設計。然而，在有樁柱錯位的情況下，在柱的周遭會有嚴重的應力集中現象，表現出彎矩與剪力相互作用的行為。由於彎矩的壓應力以及壓桿端部嚴重的集中應力，會在柱的附近造成混凝土的擠碎破壞，而斷面分析法是認為構件行為為彈性，符合平面保持平面的假設，如此非線性應力集中的行為利用斷面分析計算強度是不合理的。

Mogili and Hwang (2021)利用軟化壓拉桿模型的概念，提出預測樁帽剪力與彎矩強度的分析模型，認為樁帽的破壞是由剪力和彎矩共同作用所影響，在不對稱樁帽中將每個傳力路徑當作壓桿，利用力量位移曲線疊加主要壓桿破壞時，其他壓桿的壓桿強度，並以此作為樁帽剪力強度。軟化壓拉桿模型符合節點力平衡、材料組成率以及變形諧和，並且考慮到混凝土開裂後的應力應變關係，能夠有效預測如不對稱樁帽這種非線性行為構件的剪力強度。

本章將會以上述 Mogili and Hwang (2021)提出的模型應用於計算樁柱錯位

基礎板剪力強度的方法，提出相關配筋的建議，並將其運用至實際案例，分析其設計的安全性。



## 5.2 技術依據

樁柱錯位基礎板如圖 5-1，可以將此基礎板看成多個樁帽所組成。在柱與樁距離較近時，會形成一個單一 D 區域構件，並產生對角剪力破壞，如此便可以參考第 2.4.1 節中 Mogili and Hwang (2021)提出的樁帽剪力和彎矩強度評估模型進行分析。

基礎板壓桿的設計剪力強度可以由式(2.50)~(2.53)來計算，其中，Mogili and Hwang (2021)認為柱的周圍應力集中的範圍會被有效承載寬度所限制，並以此作為壓桿端部有效寬度，有效承載寬度可以由圖 2-32 的迭代流程計算，取決於剪力以及撓曲作用的寬度。在實務上基礎板可以增加剪力鋼筋使壓桿強度進一步的提高，本研究建議將其配置在柱面以下的兩旁，並且不可超過有效承壓寬度，以確保次壓桿能夠完整發揮作用。

於此必須注意，在樁帽剪力強度實驗中，其尺寸相對於實務上之基礎板來說較小，並且因為基樁之點支承擁有較好的變形條件，樁帽試體的撓曲鋼筋幾乎全部都能夠參與強度的發展，故於 Mogili and Hwang (2021)的分析模型中將所有的撓曲鋼筋計入撓曲寬度中是合理的；然而在基礎版中，因為其較大的尺寸使得總撓曲鋼筋量相當大，且基礎板與土壤直接接觸，其變形條件較差，將所有撓曲鋼筋計入極為不合理，本研究假設只有由柱面向兩邊各延伸一倍有效深度  $d$  的寬度內的撓曲鋼筋能夠計入撓曲寬度中，即  $b_c + 2d$  範圍內，如圖 5-2。

以上的計算需要柱面與混凝土壓桿垂直，但於實務上，柱面通常不會垂直於壓桿，本研究直接將柱以柱心旋轉至與柱之短邊與樁柱中心連線垂直，並且計算平行於壓桿方向的有效撓曲鋼筋量，若為順時針旋轉，即式(5. 1)；反之，



即式(5.2)。示意圖如圖 5-3。

$$\frac{A_s}{s} = \frac{A_{s,x}}{s_x} \cos \alpha + \frac{A_{s,y}}{s_y} \sin \alpha \quad (5.1)$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{A_{s,x}}{s_x} \sin \alpha + \frac{A_{s,y}}{s_y} \cos \alpha \quad (5.2)$$

其中， $\alpha$ 為旋轉角，為柱短邊旋轉至垂直樁柱中心連線所需之最小角度； $A_s/s$ 為平行壓桿方向單位長度內的有效撓曲鋼筋量；下標 x 為 x 向撓曲鋼筋量及其間距；下標 y 為 y 向撓曲鋼筋量及其間距。由於基礎板尺寸較大，且通常在一定範圍內撓曲鋼筋的數量與間距會相等，故以單位長度內的鋼筋量來計算較為方便。

### 5.3 工程上之應用

圖 5-4 為樁柱錯位基礎板於實際工程中的平面示意圖，基礎板厚度為 370 cm，柱尺寸為 280×160 cm，樁直徑為 260 cm，樁心於垂直與水平方向皆距柱面 155 cm。混凝土強度為 280 kgf/cm<sup>2</sup>，主筋與箍筋強度皆為 4200 kgf/cm<sup>2</sup>。基樁之承載力需求為 4500 tf，圖 5-5 為此區基礎板於 x 和 y 方向的配筋圖，混凝土保護層以及鋼筋間距滿足相關規範之規定，有效深度於 x 向為 352.1 cm，y 向為 353.2 cm。

此案例之柱面與壓桿方向並未垂直，故會利用上節所提到的概念，將柱面短邊以柱心為圓心逆時針旋轉至垂直壓桿方向上(方法一)，如圖 5-6。由於此案例之柱長短向尺寸差距較大，若是直接旋轉柱使短邊垂直壓桿，會因為長邊較大的尺寸使得壓桿長度遭到壓縮，傾斜角較大，可能使分析之剪力強度趨於不保守，故本分析考慮另一種方法：將長方形柱以柱心為中心縮小為以短邊為邊長的正方形柱，再將其旋轉(方法二)，如圖 5-7，如此一來壓桿長度較長，傾斜角較小，分析之剪力強度也較為保守。本案例將柱順時針旋轉 38.5 度可使柱短邊與壓桿垂直，有效撓曲鋼筋面積可利用式(5.1)計算，為 2.925 cm<sup>2</sup>/cm。

有效承壓寬度利用圖 2- 32 迭代，透過修改撓曲寬度，以式(2. 9)計算對應的壓力區深度以及式(2.49)計算位於壓力區中心的剪力寬度，直到撓曲寬度與剪力寬度一致。可計入撓曲鋼筋的範圍為柱面向兩側延伸一倍有效深度，其中有有效深度取 x 和 y 向撓曲鋼筋的中心，即： $b_c + 2d = 160 + 352.5 \times 2 = 865$  cm，可計入之撓曲鋼筋面積則為  $2.925 \text{ cm}^2/\text{cm} \times 865 \text{ cm} = 2530 \text{ cm}^2$ 。迭代完畢之有效承壓寬度為 375.5 cm，壓力區深度為 161.7 cm。

圖 5- 8 為方法一沿混凝土壓桿方向的側視圖，壓桿長度為 237.2 cm，傾斜角可用式(2.51)計算為 51.4 度，由於壓桿角度大於 45 度，故水平鋼筋對壓桿強度有較大的貢獻。本案例在 x 向與 y 向皆配置 4-#8@20 cm 之水平剪力鋼筋平分於柱面兩旁，並置於有效承壓寬度內，同樣可以藉由式(5. 1)得到有效剪力鋼筋量 0.38%，並根據 Hwang et al. (2017)以式(2. 6)~(2. 8)計算壓拉桿指標  $K$  值為 1.16，此時壓桿的設計剪力強度利用式(2.50)計算並乘上折減係數  $\phi_s = 0.75$ ，為 6046 tf，大於需求值 4500 tf，此設計是保守的。

圖 5- 9 為方法二混凝土壓桿的俯視圖及側視圖，壓桿長度為 297.2 cm，傾斜角可用式(2.51)計算為 45.1 度，由於壓桿角度大於 45 度，故水平鋼筋對壓桿強度有較大的貢獻。由於配筋並無改變且旋轉角相同，故有效剪力鋼筋量與方法一同樣為 0.38%，並根據 Hwang et al. (2017)以式(2. 6)~(2. 8)計算壓拉桿指標  $K$  值為 1.14，此時壓桿的設計剪力強度利用式(2.50)計算並乘上折減係數  $\phi_s = 0.75$ ，為 5357 tf，大於需求值 4500 tf，此設計是保守的。

方法一與方法二分別討論了最極端的例子，實際上的壓桿長度以及傾斜角度應會介於兩方法之間，設計壓桿強度也會介於此兩方法之設計強度之間。但兩種方法之設計強度皆能大於需求強度，加上前述保守的假設，在剪力強度上為相當安全的設計。



## 5.4 結論與建議

樁柱錯位基礎板由於柱周遭過度集中的應力，利用斷面分析計算剪力強度是不合理的。本研究將其視為多個樁帽所組成，將柱面與鋼筋分別旋轉至垂直與平行壓桿方向，並根據 Mogili and Hwang (2021)利用軟化壓拉桿模型計算基礎板剪力強度。本研究建議剪力鋼筋必須置於有效承載寬度以內，以利次壓桿發展協助傳遞力量，並建議只有在柱兩側一倍有效深度內之撓曲鋼筋能夠參與力量的發展。

本章最後利用實際案例討論其設計的安全性，考慮了兩種分析方法，方法一為直接旋轉柱子；方法二將柱以中心縮為正方形再進行旋轉，能夠得到相對於方法一較為平緩的壓桿，並有更保守的分析結果。案例之配筋於兩方法皆能得到安全的結論。



## 第六章 連接梁剪力強度設計



### 6.1 緣起

非結構牆常作為隔間牆或隔戶牆廣泛使用於建築中，一般來說，非結構牆的配筋量很少，通常只會配置規範規定之溫度鋼筋量，故工程師在使用電腦分析軟體時會忽略非結構牆的模擬，以減少工作量。然而，非結構牆在與其他構件相連時，常常會形成短梁，並造成極大的剪力，會造成不可預期的剪力破壞，結構分析時必須額外討論此等短梁。

短梁可參照土木 401-112 第 18.7.7 節以連接梁設計，跨深比小於 2 之梁必須以對角鋼筋設計；跨深比大於 4 之梁可以當作傳統梁設計；而介於 2 與 4 之間的梁則開放工程師自行選擇是否要配置對角鋼筋。在實務上，由於對角鋼筋施工較為困難，工程師通常會盡量減少對角鋼筋的使用量，然而，對於低撓曲需求的設計而言，實務上之設計方法常會導致混凝土提前擠碎，將於第 6.3 節詳述。

本章節使用軟化壓拉桿模型來設計連接梁，並參考 Lim et al. (2016b) 設計流程，於設計基本地震力(DBE)設計撓曲鋼筋並且於最大可能地震力(MCE)設計剪力容量，惟非結構牆不需於 MCE 下做設計，與其相連之短梁也只需於 DBE 設計剪力強度。故本章第 6.2 節修改相關參數以適用於 DBE 剪力設計，並於第 6.3 節以建議之分析模型設計實際案例。

### 6.2 技術依據

在非結構牆與柱之間的短梁示意圖可見圖 6-1，由於斷面的變化，應力會集中於此梁的兩端，在設計時可以增加對角鋼筋來加強其剪力強度，以連接梁設計之。連接梁的設計可以根據 Lim et al. (2016b) 提出的設計方法，於 DBE 設計下滿足彎矩的需求，並且滿足 MCE 下的需求剪力容量，如式(2.63)，惟非結



構牆並不抵抗地震力，與其相連之連接梁只需要於 DBE 下設計剪力強度，如式(6. 1)，並且需要對式(2.64)~(2.67)進行參數的調整。

$$\phi V_n \geq V_e \quad (6. 1)$$

其中， $V_e$ 為需求剪力強度；折減係數 $\phi$ 為 0.75。

根據 Lim et al. (2016a)，單一 D 區域之連接梁剪力強度可由式(2.64)計算，為混凝土壓桿強度與對角鋼筋剪力強度的總和，其中，混凝土壓桿強度( $C_d$ )可由式(2. 1)計算，對於 DBE 設計之連接梁，假設混凝土於彈性階段，故壓桿端部有效面積為下式：

$$A_{str} = b \times kd \quad (6. 2)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h - 2 \times kd/3}{\ell_n} \right) \quad (6. 3)$$

其中， $kd$ 由式(2. 9)以單筋梁計算，其必須將對角鋼筋計入撓曲鋼筋量中；壓桿傾斜角( $\theta$ )則由式(6. 3)計算。而對於對角鋼筋剪力強度，於 DBE 設計時，承受拉力之對角鋼筋並沒有進入應變硬化階段，故超額強度係數( $\Omega$ )為 1.0。

根據 Lim et al. (2016b)，中短連接梁剪力強度可由式(2.67)計算，其 DBD 梁的壓桿強度可參考 Hwang et al. (2022)計算。但於 DBE 設計下，混凝土剪力強度應計入剪拉強度，故式(2.67)前項混凝土壓桿強度部分須改為式(6. 4)的形式，且壓桿端部有效面積同樣以式(6. 2)計算。

$$V_n = V_{STM} = \min(C_d \sin 45^\circ, V_c + V_s) + (1 + \Omega)A_{vd}f_{yd} \sin \alpha \quad (6. 4)$$

設計的流程可以參考 Lim et al. (2016b)，本分析將式(2.64)與式(6. 4)分別代入式(6. 1)中並移項，可得到式(6. 5)和式(6. 6)。

$$(1 + \Omega)A_{vd}f_{yd} \sin \alpha \geq \frac{V_e}{\phi} - C_d \sin \theta \quad (6. 5)$$

$$(1 + \Omega)A_{vd}f_{yd} \sin \alpha \geq \frac{V_e}{\phi} - (C_d \sin 45^\circ, V_c + V_s) \quad (6. 6)$$

在決定混凝土與箍筋的設計後，即代表混凝土壓桿強度已被決定，若以上兩式



的右項小於 0，代表不需要配置對角鋼筋，為傳統配筋之梁；反之，求出所需對角鋼筋面積並且代入式(2.69)，若水平撓曲鋼筋的需求量( $A_\ell$ )小於 0，代表剪力需求過大以至於對角鋼筋已足夠提供撓曲強度，此時不配置水平鋼筋，以避免超量設計，屬於全對角配筋；反之，配置滿足撓曲設計的水平鋼筋，屬於混合配筋。

### 6.3 工程上之應用

由於土木 401-112 並沒有規定混合配筋梁剪力強度的算法，在實務上，工程師為了減少對角鋼筋的使用，會使用鋼筋混凝土的剪力強度加上對角鋼筋的剪力強度，為下式：

$$V_n = V_c + V_s + V_d = 0.17\sqrt{f'_c}bd + \frac{A_v f_{yt} d}{s} + 2A_{vd} f_{yd} \sin \alpha \quad (6.7)$$

同時，為了避免混凝土擠碎，鋼筋混凝土剪力強度若不符合下式，需要加大斷面。

$$V_n = V_c + V_s \leq 0.83\sqrt{f'_c}bd \quad (6.8)$$

本章節將會以三個非結構牆所引致之短梁的實際案例，分別為跨深比為 3.5、1.7 和 1.05，針對本研究推薦之設計方法與工程師常用方法相互比較，並假設其也必須抵抗地震力，於 MCE 下做設計。

#### 6.3.1 DBE 設計

##### 6.3.1.1 跨深比 3.5 (案例一)

圖 6-2 為跨深比等於 3.5 之案例立面示意圖，斷面尺寸為 90x70 cm，淨長為 245 cm，混凝土強度為 280 kgf/cm<sup>2</sup>，鋼筋強度皆為 4200 kgf/cm<sup>2</sup>，需求剪力強度為 175 tf，假設此梁為雙曲率之變形，其需求撓曲強度由下式計算，為 214.4 tf-m。

$$M_u = \frac{V_e \ell_n}{2}$$

(6. 9)

其中， $M_u$ 為需求撓曲強度； $\ell_n$ 為梁之淨長。

圖 6- 3 為此案例在不同的縱向鋼筋比之下對應的混凝土擠碎強度，紅線為軟化壓拉桿假設之混凝土擠碎強度，為式(2. 1)於垂直向的分量；綠線為土木 401-112 認為混凝土可能擠碎的界線，為式(6. 8)的右項，若是箍筋與混凝土剪力強度總和超過這些值，代表混凝土在此設計下會擠碎，必須增大斷面來避免。

實務上常見設計方法的混凝土和箍筋剪力強度總和必須限制在圖 6- 3 的綠線以下，在此案例為 4-#5@10.6 cm，於實務上會取間距 12 cm 來設計，代入式(6. 1)和式(6. 7)計算所需之對角鋼筋面積( $A_{vd}$ )為 9.4 cm<sup>2</sup>，取 4-#6，對角鋼筋傾斜角( $\alpha$ )為 9.8 度。接著根據斷面分析所得之總撓曲鋼筋量，代入式(2.69)，得到所需水平撓曲鋼筋( $A_\ell$ )為 101.3 cm<sup>2</sup>，取 13-#10，設計之斷面如圖 6- 4，為混合配筋梁。圖 6- 5 的藍點為需求剪力強度，綠點為不含對角鋼筋之剪力強度，兩者間的差距即為對角鋼筋提供之剪力強度。

軟化壓拉桿模型混凝土擠碎破壞為圖 6- 3 的紅線，於本研究的分析模型，混凝土尺寸不會被限制於規範之值(綠線)，故可取 4-#5@10 cm 作為箍筋。中短連接梁的混凝土壓桿強度會被 45 度壓桿強度以及剪拉強度的小值所決定，即式(6. 4)，本案例為剪拉強度控制，為 248.6 tf，乘上折減係數 0.75 後，強度仍然大於需求值 175 tf，不需要配置對角鋼筋，滿足撓曲設計之鋼筋量( $A_{st}$ )為 116.5 cm<sup>2</sup>，取 15-# 10，設計斷面如圖 6- 6，為傳統配筋梁。圖 6- 7 的紅點為壓桿強度，較高的點為 45 度壓桿強度，較低的為剪拉強度，由較低者控制，其值大於需求強度(藍點)，故不需配置對角鋼筋。

### 6.3.1.2 跨深比 1.7 (案例二)

圖 6- 8 為跨深比等於 1.7 之案例立面示意圖，斷面尺寸為 80×80 cm，淨長

為 135 cm，混凝土強度為 350 kgf/cm<sup>2</sup>，鋼筋強度皆為 4200 kgf/cm<sup>2</sup>，需求剪力強度為 230.6 tf，其需求撓曲強度式(6. 9)計算，為 155.7 tf-m。

實務上常見設計方法的混凝土和箍筋剪力強度總和必須限制在圖 6- 9 的綠線以下，在此案例為 4-#5@10.4 cm，於實務上會取間距 12 cm 來設計，代入式(6. 1)和式(6. 7)計算所需之對角鋼筋面積( $A_{vd}$ )為 16.7 cm<sup>2</sup>，取 4-#8，對角鋼筋傾斜角( $\alpha$ )為 21.2 度。接著根據斷面分析所得之總撓曲鋼筋量，代入式(2.69)，得到所需水平撓曲鋼筋( $A_\ell$ )為 43.1 cm<sup>2</sup>，取 9-#8，設計之斷面如圖 6- 10，為混合配筋梁。圖 6- 11 的藍點為需求剪力強度，綠點為不含對角鋼筋之剪力強度，兩者間的差距即為對角鋼筋提供之剪力強度。由於綠點已達到軟化壓拉桿模型混凝土擠碎強度(紅線)，故於此須特別注意擠碎破壞的發生。

軟化壓拉桿模型混凝土擠碎破壞為圖 6- 9 的紅線，由於此梁為單一 D 區域之梁，箍筋僅發展次壓桿，故配置時只需讓壓拉桿指標( $K$ )達最大值以提升壓桿強度，減少對角鋼筋的使用量，於此只需取 4-#5@15 cm 作為箍筋。如圖 6- 12 的紅點，對角壓桿強度乘上折減係數 0.75 後為 193.4 tf，低於需求量的藍點，還需要配 16.7 cm<sup>2</sup> 的對角鋼筋( $A_{vd}$ )，取 4-#8，對角鋼筋傾斜角( $\alpha$ )為 21.2 度。接著根據斷面分析所得之總撓曲鋼筋量，代入式(2.69)，得到所需水平撓曲鋼筋( $A_\ell$ )為 43.1 cm<sup>2</sup>，取 9-#8，設計斷面如圖 6- 13，為混合配筋梁。

### 6.3.1.3 跨深比 1.05 (案例三)

圖 6- 14 為跨深比等於 1.05 之案例立面示意圖，斷面尺寸為 80×100 cm，淨長為 105 cm，混凝土強度為 350 kgf/cm<sup>2</sup>，鋼筋強度皆為 4200 kgf/cm<sup>2</sup>，需求剪力強度為 267.3 tf，其需求撓曲強度式(6. 9)計算，為 140.3 tf-m。

實務上常見設計方法的混凝土和箍筋剪力強度總和必須限制在圖 6- 15 的綠線以下，在此案例為 4-#5@10.5 cm，於實務上會取間距 12 cm 來設計，代入式(6. 1)和式(6. 7)計算所需之對角鋼筋面積( $A_{vd}$ )為 5.6 cm<sup>2</sup>，取 2-#6，對角鋼筋傾

斜角( $\alpha$ )為 33.3 度。接著根據斷面分析所得之總撓曲鋼筋量，代入式(2.69)，得到所需水平撓曲鋼筋( $A_\ell$ )為  $37.0 \text{ cm}^2$ ，取 5-#10，設計之斷面如圖 6- 16，為混合配筋梁。圖 6- 17 的藍點為需求剪力強度，綠點為不含對角鋼筋之剪力強度，兩者間的差距即為對角鋼筋提供之剪力強度。於此綠點已遠高過軟化壓拉桿混凝土擠碎強度(紅線)，混凝土擠碎破壞可能會提早發生。

軟化壓拉桿模型混凝土擠碎破壞為圖 6- 15 的紅線，由於此梁為單一 D 區域之梁，箍筋僅發展次壓桿，故配置時只需讓壓拉桿指標( $K$ )達最大值以提升壓桿強度，減少對角鋼筋的使用量，於此取 4-#5@12 cm 作為箍筋。如圖 6- 18 的紅點，對角壓桿強度乘上折減係數 0.75 後為 204.0 tf，低於需求量的藍點，故還需要配  $16.2 \text{ cm}^2$  的對角鋼筋( $A_{vd}$ )，取 4-#8，對角鋼筋傾斜角( $\alpha$ )為 33.5 度。接著根據斷面分析所得之總撓曲鋼筋量，代入式(2.69)，得到所需水平撓曲鋼筋( $A_\ell$ )為  $25.3 \text{ cm}^2$ ，取 5-#8，設計斷面如圖 6- 19，為混合配筋梁。

### 6.3.2 MCE 設計

若是連接梁設計需要考慮地震力反覆作用的影響，則需要在 MCE 下設計其剪力容量，如式(2.63)，其需求剪力容量可由下式計算：

$$V_p = \frac{2M_{pr}}{\ell_n} = \frac{2\Omega M_n}{\ell_n} = \frac{2\Omega M_u}{\ell_n \times \phi_f} \quad (6.10)$$

其中， $V_p$ 為需求剪力容量； $M_{pr}$ 為鋼筋混凝土的可能彎矩強度，可以用  $\Omega M_n$  計算， $\Omega$ 取 1.25； $\phi_f$ 為撓曲強度折減係數，為 0.9。將式(6. 9)代入式(6.10)，可以得到其剪力需求為 DBE 設計下的約 1.4 倍。

因土木 401-112 並未規定連接梁要於 MCE 下設計，故本節只以軟化壓拉桿設計連接梁，詳細可參見第 2.5.2 節 Lim et al. (2016b)的設計方法。

#### 6.3.2.1 跨深比 3.5 (案例一)

圖 6- 2 為跨深比等於 3.5 之案例立面示意圖，斷面尺寸為  $90 \times 70 \text{ cm}$ ，淨長

為 245 cm，混凝土強度為 280 kgf/cm<sup>2</sup>，鋼筋強度皆為 4200 kgf/cm<sup>2</sup>，需求剪力容量為 243.1 tf。

軟化壓拉桿模型混凝土擠碎破壞為圖 6-20 的紅線，橫向鋼筋的配置須滿足土木 401-112 第 18.7.7.4 節之規定，即：

$$\frac{A_{sh}}{s} \geq \max \left\{ 0.09b_c \frac{f'_c}{f_{yt}}, 0.3b_c \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\} \quad (6.11)$$

其中， $A_{sh}$ 為橫向鋼筋總面積； $b_c$ 為柱心尺度，即箍筋外緣至外緣的間距； $A_g$ 為斷面全面積； $A_{ch}$ 為橫向鋼筋外緣的截面積。垂直與水平向的橫向鋼筋皆須以式 (6.11) 檢討。本案例垂直向箍筋為 8-#5@15 cm；水平向箍筋為 5-#5@15 cm。

中短連接梁的混凝土壓桿強度會被 45 度壓桿強度以及剪拉強度的小值所決定，即式(2.67)，本案例為剪拉強度控制，乘上折減係數 0.85 後為 232.0 tf，仍須 7.98 cm<sup>2</sup> 的對角鋼筋( $A_{vd}$ )，取 2-#8，對角鋼筋角度( $\alpha$ )為 10.0 度。接著根據斷面分析所得之總撓曲鋼筋量，代入式(2.69)，得到所需水平撓曲鋼筋( $A_\ell$ )為 106.5 cm<sup>2</sup>，取 14-#10，設計斷面如圖 6-21，為混合配筋梁。圖 6-20 的紅點為壓桿強度，較高的點為 45 度壓桿強度，較低的為剪拉強度，由較低者控制，其與需求點(藍色)之間距即為對角鋼筋提供的剪力。

於此案例，若是再增加箍筋數量，理論上可以增加混凝土壓桿強度，使圖 6-20 之紅色點達到最大值，即碰到紅線，如此一來，便不需要對角鋼筋；然而，若是不配置對角鋼筋，剪力強度的折減係數會從 0.85 降至 0.75，圖 6-20 的紅線會降低，使其最大值並無法超過需求值(藍點)，代表需要配置對角鋼筋。故於本案例之設計，將剪拉強度稍微縮小，配置少量的對角鋼筋，以免碰到以上設計的困難。

### 6.3.2.2 跨深比 1.7 (案例二)

圖 6-8 為跨深比等於 1.7 之案例立面示意圖，斷面尺寸為 80×80 cm，淨長為 135 cm，混凝土強度為 350 kgf/cm<sup>2</sup>，鋼筋強度皆為 4200 kgf/cm<sup>2</sup>，需求剪力



容量為 320.3 tf。

軟化壓拉桿模型混凝土擠碎破壞為圖 6- 22 的紅線，箍筋量滿足式(6.11)，本案例垂直與水平向箍筋皆為 5-#5@15 cm，此時壓拉桿指標( $K$ )為 1.64。如圖 6- 22 的紅點，對角壓桿強度乘上折減係數 0.85 後為 122.3 tf，低於需求量的藍點，故還需要配  $82.3 \text{ cm}^2$  的對角鋼筋( $A_{vd}$ )，取 11-#10，對角鋼筋傾斜角( $\alpha$ )為 16.8 度。接著根據斷面分析所得之總撓曲鋼筋量，代入式(2.69)，不配置水平鋼筋即可滿足撓曲設計，設計斷面如圖 6- 23，為全對角配筋梁。

### 6.3.2.3 跨深比 1.05 (案例三)

圖 6- 14 為跨深比等於 1.05 之案例立面示意圖，斷面尺寸為  $80 \times 100 \text{ cm}$ ，淨長為 105 cm，混凝土強度為  $350 \text{ kgf/cm}^2$ ，鋼筋強度皆為  $4200 \text{ kgf/cm}^2$ ，需求剪力容量為 371.3 tf。

軟化壓拉桿模型混凝土擠碎破壞為圖 6- 24 的紅線，箍筋量滿足式(6.11)，本案例垂直向箍筋為 5-#5@15 cm；水平向箍筋為 7-#5@15 cm，此時壓拉桿指標( $K$ )為 1.16。如圖 6- 24 的紅點，對角壓桿強度乘上折減係數 0.85 後為 86.7 tf，低於需求量的藍點，故還需要配  $73.1 \text{ cm}^2$  的對角鋼筋( $A_{vd}$ )，取 9-#10，對角鋼筋傾斜角( $\alpha$ )為 29.0 度。接著根據斷面分析所得之總撓曲鋼筋量，代入式(2.69)，不配置水平鋼筋即可滿足撓曲設計，設計斷面如圖 6- 25，為全對角配筋梁。

### 6.3.3 討論與建議

圖 6- 26~圖 6- 28 為三種案例在 DBE 以及 MCE 下斷面設計的比較。在 DBE 設計方面，案例一有較大的撓曲需求，軟化壓拉桿模型設計下認為此斷面在達到強度點之前不會發生混凝土擠碎，相對於實務上設計方法，如圖 6- 5 和圖 6- 7，可以多配置箍筋來避免配置對角鋼筋。案例二的撓曲需求剛好使實務

上設計方法之設計強度與軟化壓拉桿模型設計方法之設計強度幾乎重合，如圖 6-11 和圖 6-12，故於此兩方法會設計出相同的斷面。案例三之撓曲需求較小，使得在軟化壓拉桿模型設計下，設計剪力小於規範之上限值，如圖 6-17 和圖 6-18，SST 模型認為需要配置更多的對角鋼筋以避免混凝土擠碎；若利用實務之方法設計，會高估混凝土壓桿的擠碎強度，造成非預期的破壞。

圖 6-29 為各案例在 DBE 下的混凝土擠碎強度，紅線為軟化壓拉桿模型、綠線為土木 401-112 的規定，於圖 6-29 將所有案例之斷面尺寸改為 80×80cm 且混凝土強度固定為  $280 \text{ kgf/cm}^2$ ，以便看出趨勢。可以看出三個案例於撓曲鋼筋比較小時，混凝土擠碎強度會低於規範之值，若使用實務上常見之方法設計，有可能發生預期外的擠碎破壞。

在 MCE 設計，案例一雖然能夠多配置箍筋取代對角鋼筋，然而由於規範對於強度折減係數的規定，在沒有對角鋼筋時，由 0.85 降至 0.75，使設計剪力小於需求剪力，故於此配置少量對角鋼筋，以適用較大的折減係數。由式(6.10)得知，在相同的撓曲設計下，跨深比愈小時，其需求的剪力容量就會愈大，故於案例二與案例三需要以全對角鋼筋配置才能滿足剪力容量設計，而土木 401-112 規定當跨深比小於 2 之梁必須使用全對角鋼筋作設計，本分析確實能看見此傾向。如圖 6-20、圖 6-22 與圖 6-24，可以看出在撓曲鋼筋比較小時，混凝土擠碎破壞更容易發生，在 MCE 設計時，需求剪力相對較大，並且必須承受反覆載重，必須特別注意撓曲鋼筋比小的案例(如案例三)，應配置更多之對角鋼筋以避免混凝土發生無法預期的破壞。



## 第七章 結論與建議



本研究旨在利用軟化壓拉桿模型解決工程實務上常見的問題，內容包含鋼筋混凝土梁塑鉸區開孔、鋼骨鋼筋混凝土構件、樁柱錯位基礎板以及在設計地震力下連接梁剪力強度設計，分別以建議的分析模型來預測剪力強度並對其設計提出建議。以下針對各議題提出結論與建議。

### 7.1 結論與建議

#### 梁塑鉸區開孔：

以軟化壓拉桿模型為基礎，修改開孔剪力牆側力位移曲線模型(Tsai et al., 2021)之相關參數，使其適用於開孔梁，能夠有效預測塑鉸區開孔梁的剪力強度。本研究建議在設計塑鉸區開孔梁時，應避免在距柱面一倍梁深內開孔，且限制開孔大小不得大於  $1/4$  倍梁深。在鋼筋的配置上，須在開孔上下配置足夠數量的箍筋，或參考中華民國結構工程技師公會全聯會以斜向鋼筋取代箍筋、將開孔排除之箍筋平均補回開孔兩側並各額外增加一組箍筋，以確保開孔不會影響梁的剪力強度。

#### 鋼骨鋼筋混凝土構件：

透過軟化壓拉桿模型的應變場假設，能夠確認鋼骨在鋼筋混凝土破壞之前就已達到降伏，因此，預測 SRC 構件剪力強度時，可以直接將鋼筋混凝土與鋼骨的剪力強度直接相加。本研究建議在計算鋼筋混凝土剪力強度時，應將鋼骨與鋼筋混凝土之間的複合效應考慮進去，可以得到更為準確的結果。

#### 樁柱錯位基礎板設計：

在樁柱錯位基礎板的設計中，可以利用樁帽剪力強度預測模型(Mogili & Hwang, 2021)保守計算筏基板的剪力強度。本研究建議在設計樁柱錯位基礎板時，只取由柱面向兩側延伸一倍有效深度範圍的撓曲鋼筋量進行計算，並且剪

力鋼筋應置於有效承壓寬度內，以確保次壓桿能夠發揮作用。

#### 連接梁剪力設計：

在設計地震力下，連接梁除了滿足剪力設計之外，同時也須要滿足彎矩設計，應避免過度設計，以免梁端造成過大的彎矩，而造成額外的剪力需求。在高撓曲需求的設計下，軟化壓拉桿模型能夠有效的減少對角鋼筋量，便於現場的施工；而在低撓曲鋼筋量時，若以實務上常見之方法設計，須注意混凝土可能會提早擠碎，造成無法預期的破壞。



## 7.2 未來研究展望

1. 以本研究之設計建議進行設計塑鉸區開孔梁的實驗，以驗證本研究之建議是否能夠確實避免開孔造成梁剪力強度的衰減。
2. 本研究只利用深梁、短柱以及梁柱接頭驗證 SRC 剪力強度預測的分析模型，且不討論其他可能加強其剪力強度之措施，期待未來研究可以以不同形式的桿件驗證本分析模型，並將各種加強措施考慮進去，降低本分析模型的侷限性。
3. 本研究於樁柱錯位基礎板剪力強度預測時，假設只有在柱面兩側一倍有效深度以內的撓曲鋼筋能夠納入計算，並沒有明確的研究或實驗驗證，期待後續能夠針對此議題進行研究。
4. 本研究引用之連接梁剪力強度實驗皆在 MCE 下進行設計與實驗，期待未來能夠增加在 DBE 設計下之實驗數據以驗證本研究設計建議的可靠性。
5. 相對於工程實務上遇見之問題，本研究的研究對象僅為九牛一毛，建議後續研究可以廣泛收錄工程界遇到的各種問題，並期待能夠提出兼顧安全性和經濟性的設計建議。

## 參考文獻



- Adebar, P., D. Kuchma, and M. P. Collins. (1990). "Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study," *ACI Structural Journal*, 87(1), 81-92.
- AISC (2016), *Specifications for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- ASCE/SEI 41-13, "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (41-13)," American Society of Civil Engineers, ASCE, Reston, VA, 2014, 554 pp.
- ASCE/SEI 41-17, "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (41-17)," American Society of Civil Engineers, ASCE, Reston, VA, 2017, 550 pp.
- Canbolat, B. A., Parra-Montesinos, G. J., & Wight, J. K. (2005). "Experimental Study on Seismic Behavior of High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composite Coupling Beams," *ACI Structural Journal*, 102(1), 159.
- Chen, C.-C., Lin, K.-T., & Chen, Y.-J. (2018). "Behavior and Shear Strength of Steel Shape Reinforced Concrete Deep Beams," *Engineering Structures*, 175, 425-435.
- Clarke, J. L. (1973). *Behaviour and Design of Pile Caps with Four Piles*. (Report No: 42.489). London: Cement and Concrete Association.
- Deierlein, G. G. (1988). *Design of Moment Connections for Composite Framed Structures*: The University of Texas at Austin.
- Hwang, S.-J., & Lee, H.-J. (2002). "Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model," *Journal of Structural Engineering*, 128(12), 1519-1526.
- Hwang, S.-J., Tsai, R.-J., Lam, W.-K., & Moehle, J. P. (2017). "Simplification of Softened Strut-and-Tie Model for Strength Prediction of Discontinuity Regions,"

*ACI Structural Journal, 114(5), 1239-1249.*

Hwang, S.-J., Yang, Y.-H., & Li, Y.-A. (2022). "Maximum Shear Strength of Reinforced Concrete Beams," *ACI Structural Journal, 119(2)*.

Lequesne, R., Setkit, M., Parra-Montesinos, G., & Wight, J. K. (2010). "Seismic Detailing and Behavior of Coupling Beams with High-Performance Fiber-Reinforced Concrete," *Special Publication, 272, 189-204.*

Li, Y.-A., & Hwang, S.-J. (2017). "Prediction of Lateral Load Displacement Curves for Reinforced Concrete Short Columns Failed in Shear," *Journal of Structural Engineering, 143(2), 04016164.*

Lim, E., Hwang, S.-J., Cheng, C.-H., & Lin, P.-Y. (2016). "Cyclic Tests of Reinforced Concrete Coupling Beam with Intermediate Span-Depth Ratio," *ACI Structural Journal, 113(3)*.

Lim, E., Hwang, S.-J., Wang, T.-W., & Chang, Y.-H. (2016). "An Investigation on the Seismic Behavior of Deep Reinforced Concrete Coupling Beams," *ACI Structural Journal, 113(2), 217.*

Lin, K.-T., & Chen, C.-C. (2023). "Shear Strength and Shear Behaviour of H-Beam and Cruciform-Shaped Steel Sections for Concrete-Encased Composite Columns," *Steel and Composite Structures, 47(3), 423.*

Matsuoka, Y.; Esaki, F.; and Ono, M. (2003). "Effect of Loading Rate on Mechanical Behavior of RC Framed Shear Walls with Opening," *Proceedings of the Japan Concrete Institute, V. 25, No. 2, pp. 601-606.*

Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings* (1st Edition ed.), New York: McGraw-Hill Education.

Mogili, S., & Hwang, S.-J. (2021). "Softened Strut-and-Tie Model for Shear and Flexural Strengths of Reinforced Concrete Pile Caps," *Journal of Structural*



*Engineering*, 147(11), 04021169.

Naish, D., Fry, A., Klemencic, R., & Wallace, J. (2013). “Reinforced Concrete Coupling Beams-Part I: Testing,” *ACI Structural Journal*, 110(6), 1057.

Ono, M., and Tokuhiro, I. (1992). “A Proposal of Reducing Rate for Strength due to Opening Effect of Reinforced Concrete Framed Shear Walls,” *Journal of Structural and Construction Engineering*, V. 435, pp. 119-129.

Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings* (Vol. 768): Wiley New York.

Sezen, H., & Moehle, J. P. (2006). “Seismic Tests of Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, 103(6), 842.

Sheikh, T. M. (1987). *Moment Connections Between Steel Beams and Concrete Columns*: The University of Texas at Austin.

Soleman, H. A. (2023). 「近梁底穿孔往負載重行為」。碩士論文，國立臺灣科  
技大學，營建工程系，台北市。

Tokuda, T.; Ono, M.; and Esaki, F. (2000). “Hysteresis Response Characteristic of RC Shear Wall Subjected to Lateral Load at Constant Rate,” *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, V. 22, No. 3, pp.445-450.

Tsai, R.-J., Hsu, Y.-C., & Hwang, S.-J. (2021). “Prediction of Lateral-Displacement Curve of Reinforced Concrete Walls with Openings under Shear Failure,” *ACI Structural Journal*, 118(5).

Weng, P.-W., Li, Y.-A., Tu, Y.-S., & Hwang, S.-J. (2017). “Prediction of the Lateral Load-Displacement Curves for Reinforced Concrete Squat Walls Failing in Shear,” *Journal of Structural Engineering*, 143(10), 04017141.

Yamaguchi, K.; Ono, M.; and Esaki, F. (2001). “Effect of Loading Rate on Mechanical Behavior of RC Framed Shear Walls with Opening,” *Proceedings*,



Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Kanto, Japan, pp.561-562.

Yeh, R.-L., Tseng, C.-C., & Hwang, S.-J. (2018). "Shear Strength of Reinforced Concrete Vertical Wall Segments under Seismic Loading," *ACI Structural Journal*, 115(5), 1485-1494.

Zhang, L.-X. B., & Hsu, T. T. (1998). "Behavior and Analysis of 100 MPa Concrete Membrane Elements," *Journal of Structural Engineering*, 124(1), 24-34.

內政部國土管理署 (2010)。「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」。臺北，內政部國土管理署。

內政部國土管理署 (2011)。「鋼骨鋼筋混凝土設計規範與解說」。臺北，內政部國土管理署。

內政部國土管理署 (2023)。「建築物混凝土結構設計規範」。臺北，內政部國土管理署。

何胤頤 (2023)。「具圓形穿孔 RC 梁之剪力容量計算公式研究」。碩士論文，國立臺灣科技大學，營建工程系，台北市。

徐侑呈 (2018)。「開孔鋼筋混凝土剪力牆側力位移曲線之研究」。碩士論文，國立臺灣大學，土木工程學研究所，台北市。



表 2-1 建議之低矮型剪力牆有效撓曲勁度(Weng et al., 2017)

條件	開裂點	強度點
牆所受軸力 $\geq 0.5\ell_w t_w f'_c$	$1.0E_c J_g$	$0.7E_c I_g$
牆所受軸力 $\leq 0.1\ell_w t_w f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.5E_c I_g$

若軸力在兩數之間，用內插法計算

表 2-2 低矮型剪力牆之崩塌點(Weng et al., 2017)

條件	$V_a/V_n$	$\Delta_a/h_w$ (%)
$\frac{(A_s - A'_s)f_{y\ell} + N}{\ell_w t_w f'_c} \leq 0.05$	0.2	2.0
$\frac{(A_s - A'_s)f_{y\ell} + N}{\ell_w t_w f'_c} > 0.05$	0.0	1.0

表 2-3 Tsai et al. (2021)開孔牆側力位移曲線模型分析結果

No.	Specimen	$V_{n,test}/V_{n,proposed}$		$\Delta_{n,test}/\Delta_{n,proposed}$	
		Positive	Negative	Positive	Negative
Ono and Tokuhiro (1992)					
1	FW5-0.273-R-C	1.07	1.07	1.60	1.38
2	FW5-0.367-S-C	1.06	1.01	1.62	1.61
3	FW5-0.367-L-C	0.84	0.86	1.54	1.57
Tokuda et al. (2000)					
4	S1W5-0.28-0.01	1.04	0.96	0.93	0.90
Yamaguchi et al. (2001)					
5	S1W5-0.28-0.014	0.95	0.95	0.98	0.98
Matsuoka et al. (2003)					
6	FS1W5-0.28C-2.5-0.014	1.06	1.03	1.10	0.96
7	S1W5-0.28C-4.5-0.014	1.07	1.02	0.94	0.70
Yeh et al. (2018)					
8	SWO	0.99	1.00	0.87	1.16
9	SWOS	1.11	1.10	1.74	2.03
AVG		1.02	1.00	1.26	1.25
COV		0.08	0.07	0.27	0.32



表 2-4 開孔梁實驗之材料強度

試體編號	作者	混凝土強度 (MPa)	#4 簾筋強度 (MPa)
S1	Soleman (2023)	29.2	491.87
S2		35	
S3		37.7	
0S0Q	何胤頤 (2023)	32.57	453.3
1S0Q		33.06	

表 2-5 開孔梁實驗之測試強度及撓曲剪力強度

試體編號	作者	測試強度 $V_{test}$ (kN)	撓曲強度 $V_{mn}$ (kN)	$\frac{V_{mn}}{V_{test}}$
S1	Soleman (2023)	1085.1	893.68	0.82
S2		1094.4	897.08	0.82
S3		1140.3	893.42	0.78
0S0Q	何胤頤 (2023)	693.8	838.46	1.21
1S0Q		724.2	838.66	1.06

表 2-6 SRC 深梁實驗之材料強度(Chen et al., 2018)

試體編號	混凝土強度 (MPa)	腹板降伏強度 (MPa)
B-RC-1	40.1	-
B-RC-2		-
B-H1		312
B-H2		330



表 2-7 SRC 短柱實驗之材料強度(Lin & Chen, 2023)

試體編號	混凝土強度 (MPa)	腹板降伏強度 (MPa)
RC-1	35	325
RC-2		
BL1		
BL2		
BL5		

表 2-8 RCS 梁柱接頭實驗之材料強度(Sheikh, 1987)

試體編號	混凝土強度 (psi)	箍筋強度 (ksi)	腹板降伏強度 (ksi)
SP3	4400	65.0	35.9
SP4	4100		
SP5	4100		
SP7	3900		

表 2-9 RCS 梁柱接頭實驗之材料強度(Deierlein, 1988)

試體編號	混凝土強度 (psi)	箍筋強度 (ksi)	腹板降伏強度 (ksi)
SP10	4700	64.5	36.2
SP11	4700		
SP12	5000		
SP13	5000		

表 2- 10 Mogili and Hwang (2021) 桿帽強度分析結果

Pile cap	$V_{test}$ kN	$V_{shear}$ kN	$V_{flex}$ kN	$V_{SST}$ kN	$V_{test}/V_{SST}$
Adebar et al. (1990)					
A	1781	<b>1683</b>	2148	1683	1.06
B	2189	<b>1720</b>	2515	1720	1.27
C	2892	<b>2622</b>	4291	2622	1.10
D	3222	<b>2719</b>	4724	2719	1.18
E	4709	<b>4069</b>	6325	4069	1.30
F	3026	<b>2243</b>	4381	2328	1.18
CoV		0.07	AVG	1.18	
Clarke (1973)					
A1	1110	<b>1047</b>	1059	1047	1.06
A2	1420	1286	<b>1074</b>	1074	1.32
A3	1340	1403	<b>1067</b>	1067	1.26
A4	1230	<b>1047</b>	1059	1047	1.17
A5	1400	1266	<b>1073</b>	1073	1.31
A6	1230	1227	<b>1061</b>	1061	1.16
A7	1640	1168	<b>1067</b>	1067	1.54
A8	1510	1286	<b>1074</b>	1074	1.41
A9	1450	1262	<b>1073</b>	1073	1.35
A10	1520	<b>944</b>	1050	944	1.61
A11	1640	<b>912</b>	1047	912	1.80
A12	1640	1208	<b>1070</b>	1070	1.53
B1	2080	<b>1347</b>	1535	1347	1.54
B2	1870	<b>1414</b>	1895	1414	1.32
B3	1770	1451	<b>1167</b>	1167	1.52
CoV		0.14	AVG	1.39	
Overall		CoV	0.14	AVG	1.33

表 2- 11 連接梁實驗材料參數(Lim, Hwang, Cheng, et al., 2016)

試體編號	$f'_c$ MPa	鋼筋降伏強度 MPa						
		D10	D13	D22	D25	D29	D32	D36
CB30-C	47.9	475	441	—	—	465	470	—
CB40-C	58.0	—	486	—	—	455	—	—
CB30-DA	39.7	475	441	—	—	465	—	—
CB30-DB	38.4	475	—	—	—	465	—	—
CB30-H	58.0	—	486	458	449	—	455	—
CB40-H	59.0	—	486	458	—	509	—	—

表 3-1 Soleman (2023) 實驗試體分析結果

試體編號	$V_{mn}$ kN	$V_{shear}$ kN	$V_{test}$ kN	$\frac{V_{mn}}{V_{shear}}$	$\frac{V_{test}}{V_{SST}}$
S1	<b>893.7</b>	922.2	1085.1	0.97	1.21
S2	<b>897.1</b>	950.2	1094.4	0.94	1.21
S3	<b>893.4</b>	1027.1	1140.3	0.87	1.27

表 3-2 何胤頤 (2023) 實驗試體分析結果

試體編號	$V_{mn}$ kN	$V_{shear}$ kN	$V_{test}$ kN	$\frac{V_{mn}}{V_{shear}}$	$\frac{V_{test}}{V_{SST}}$
0S0Q	838.5	<b>483.6</b>	693.8	1.73	1.43
1S0Q	838.7	<b>490.1</b>	724.2	1.71	1.48

表 3-3 建議之設計方法於案例一之關鍵桿件角度與高度控制條件

關鍵桿件		壓桿角度*	控制條件
h/3 未增加箍筋	上	65.0	壓桿角度上限(65 度)
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/3 增加一組箍筋	上	65.0	壓桿角度上限(65 度)
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/4 未增加箍筋	上	65.0	壓桿角度上限(65 度)
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/4 增加一組箍筋	上	54.9	特殊水平鋼筋位置
	下	54.9	特殊水平鋼筋位置
h/5 未增加箍筋	上	65.0	-
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/5 增加一組箍筋	上	47.5	特殊水平鋼筋位置
	下	51.8	-

\*此處壓桿角度為與垂直夾角

表 3-4 建議之設計方法於案例二之關鍵桿件角度與高度控制條件

關鍵桿件		壓桿角度*	控制條件
h/3 未增加箍筋	上	65.0	壓桿角度上限(65 度)
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/3 增加一組箍筋	上	65.0	壓桿角度上限(65 度)
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/4 未增加箍筋	上	59.8	特殊水平鋼筋位置
	下	63.5	-
h/4 增加一組箍筋	上	59.8	特殊水平鋼筋位置
	下	59.8	特殊水平鋼筋位置
h/5 未增加箍筋	上	65.0	壓桿角度上限(65 度)
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/5 增加一組箍筋	上	52.7	特殊水平鋼筋位置
	下	52.7	特殊水平鋼筋位置

\*此處壓桿角度為與垂直夾角

表 3-5 建議之設計方法於案例三之關鍵桿件角度與高度控制條件

關鍵桿件		壓桿角度*	控制條件
h/3 未增加箍筋	上	65.0	壓桿角度上限(65 度)
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/3 增加一組箍筋	上	65.0	壓桿角度上限(65 度)
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/4 未增加箍筋	上	65.0	壓桿角度上限(65 度)
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/4 增加一組箍筋	上	64.3	-
	下	65.0	-
h/5 未增加箍筋	上	65.0	壓桿角度上限(65 度)
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/5 增加一組箍筋	上	62.9	-
	下	65.0	-

\*此處壓桿角度為與垂直夾角

表 3-6 結構技師全聯會設計方法於案例一之關鍵桿件角度與高度控制條件

關鍵桿件		壓桿角度*	控制條件
h/3 未增加箍筋	上	65.0	壓桿角度上限(65 度)
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/3 增加一組箍筋	上	65.0	壓桿角度上限(65 度)
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/4 未增加箍筋	上	62.4	-
	下	63.8	-
h/4 增加一組箍筋	上	54.9	特殊水平鋼筋位置
	下	54.9	特殊水平鋼筋位置
h/5 未增加箍筋	上	61.0	-
	下	62.7	-
h/5 增加一組箍筋	上	47.5	特殊水平鋼筋位置
	下	50.6	-

\*此處壓桿角度為與垂直夾角

表 3-7 結構技師全聯會設計方法於案例二之關鍵桿件角度與高度控制條件

關鍵桿件		壓桿角度*	控制條件
h/3 未增加箍筋	上	65.0	壓桿角度上限(65 度)
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/3 增加一組箍筋	上	65.0	壓桿角度上限(65 度)
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/4 未增加箍筋	上	59.8	特殊水平鋼筋位置
	下	59.8	特殊水平鋼筋位置
h/4 增加一組箍筋	上	59.8	特殊水平鋼筋位置
	下	59.8	特殊水平鋼筋位置
h/5 未增加箍筋	上	63.1	-
	下	64.5	-
h/5 增加一組箍筋	上	52.7	特殊水平鋼筋位置
	下	52.7	特殊水平鋼筋位置

\*此處壓桿角度為與垂直夾角

表 3-8 結構技師全聯會設計方法於案例三之關鍵桿件角度與高度控制條件

關鍵桿件		壓桿角度*	控制條件
h/3 未增加箍筋	上	65.0	壓桿角度上限(65 度)
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/3 增加一組箍筋	上	61.3	特殊水平鋼筋位置
	下	64.1	-
h/4 未增加箍筋	上	63.3	-
	下	65.0	壓桿角度上限(65 度)
h/4 增加一組箍筋	上	59.4	-
	下	60.2	-
h/5 未增加箍筋	上	62.9	-
	下	65.0	-
h/5 增加一組箍筋	上	55.4	-
	下	59.3	-

\*此處壓桿角度為與垂直夾角

表 4-1 SRC 深梁與短柱實驗分析結果(不考慮複合斷面效應)

試體編號	作者	$V_{test}$ kN	$V_{proposed,1}$ kN	$\frac{V_{test}}{V_{proposed,1}}$
B-RC-1	Chen et al. (2018)	1300	1162.2	1.12
B-RC-2		1432	1162.2	1.23
B-H1		2423	1920.4	1.26
B-H2		2399	1934.4	1.24
RC-1	Lin and Chen (2023)	1419	1252.9	1.13
RC-2		1579	1252.9	1.26
BL1		2437	2075.8	1.17
BL2		2560	2075.8	1.23
BL5		2272	2013.4	1.13
		AVG		1.20
		COV		0.05

表 4-2 SRC 深梁與短柱實驗分析結果(考慮複合斷面效應)

試體編號	作者	$V_{test}$ kN	$V_{proposed,2}$ kN	$\frac{V_{test}}{V_{proposed,2}}$
B-RC-1	Chen et al. (2018)	1300	1162.2	1.12
B-RC-2		1432	1162.2	1.23
B-H1		2423	2224.7	1.09
B-H2		2399	2209.4	1.09
RC1	Lin and Chen (2023)	1419	1252.9	1.13
RC2		1579	1252.9	1.26
BL1		2437	2266.6	1.08
BL2		2560	2335.3	1.10
BL5		2272	2191.0	1.04
			AVG	1.13
			COV	0.06

表 4-3 RCS 梁柱接頭實驗分析結果

試體編號	作者	$V_{test}$ kN	$V_{proposed}$ kN	$\frac{V_{test}}{V_{proposed}}$
SP3	Sheikh (1987)	825.7	1332.9	0.62
SP4		1438.1	1295.3	1.11
SP5		1515.8	1295.3	1.17
SP7		1816.8	1322.4	1.37
SP10	Deierlein (1988)	1757.0	1365.0	1.29
SP11		2322.2	1842.7	1.26
SP12		1523.3	1551.4	0.98
SP13		2116.5	1551.4	1.36
		*AVG		1.26
		*COV		0.08

\*只計入有封板的試體(移除 SP3 和 SP12)

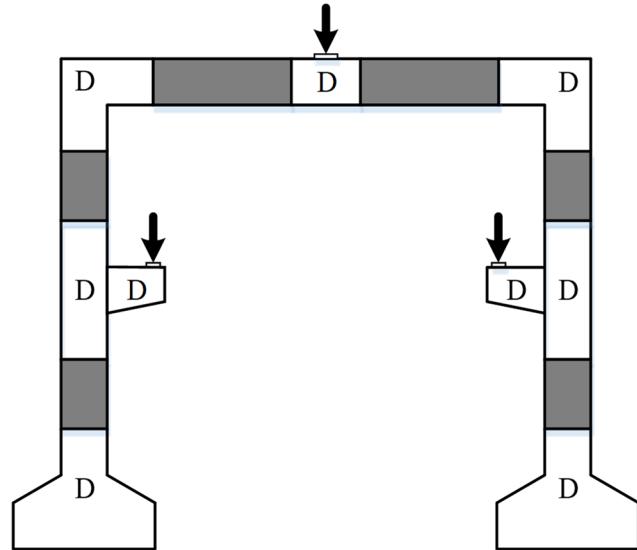


圖 2-1 鋼筋混凝土 D 區域位置

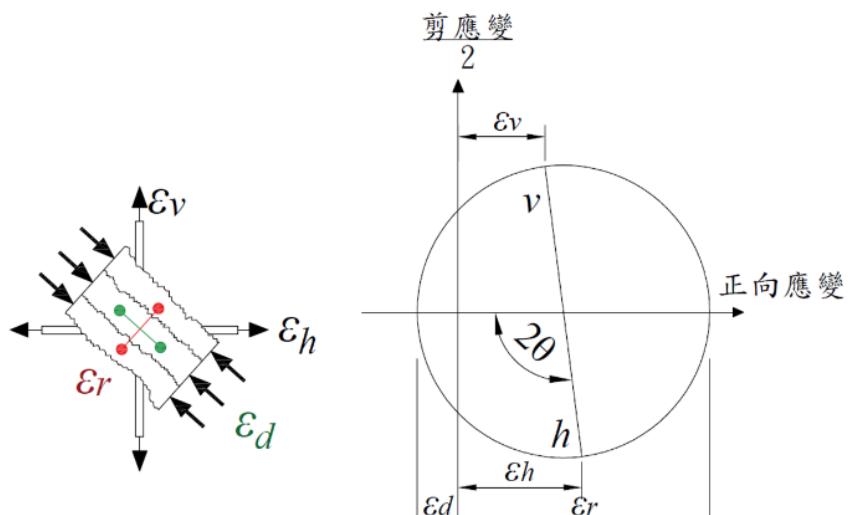


圖 2-2 莫爾圓變形諧和

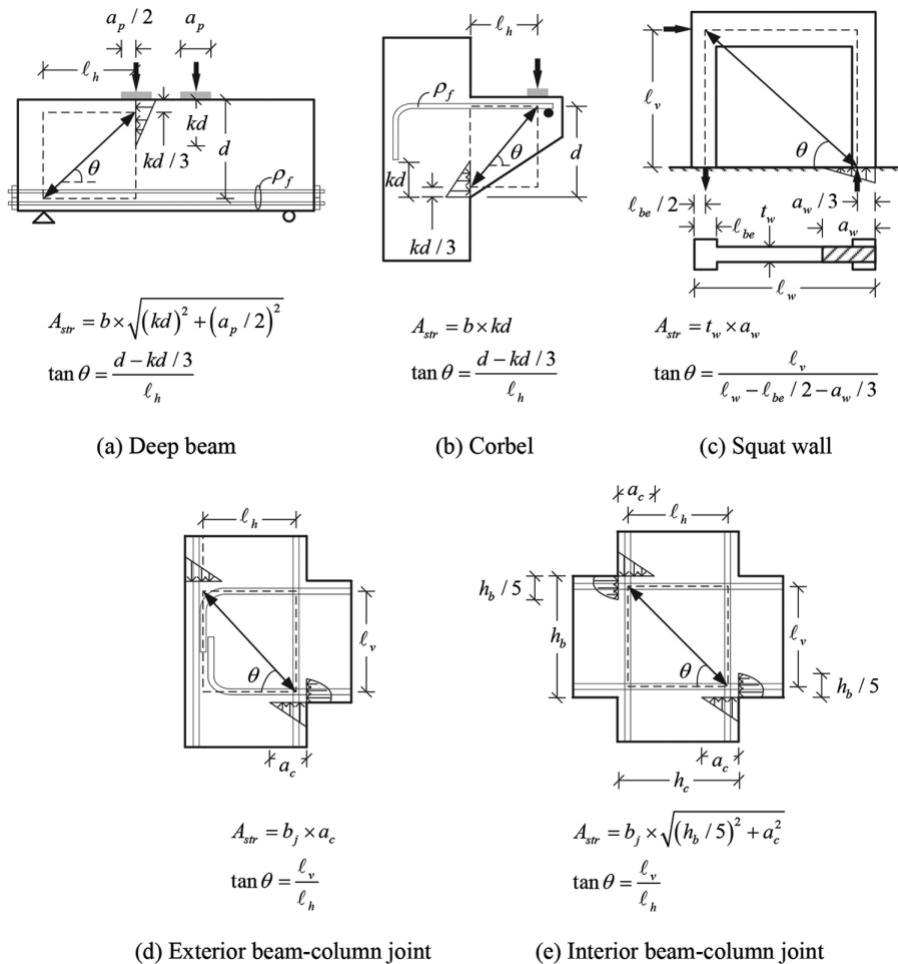
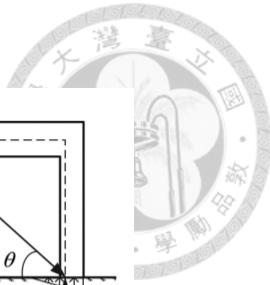


圖 2-3 常見之單一 D 區域構件承壓面積計算方法 (Hwang et al., 2017)

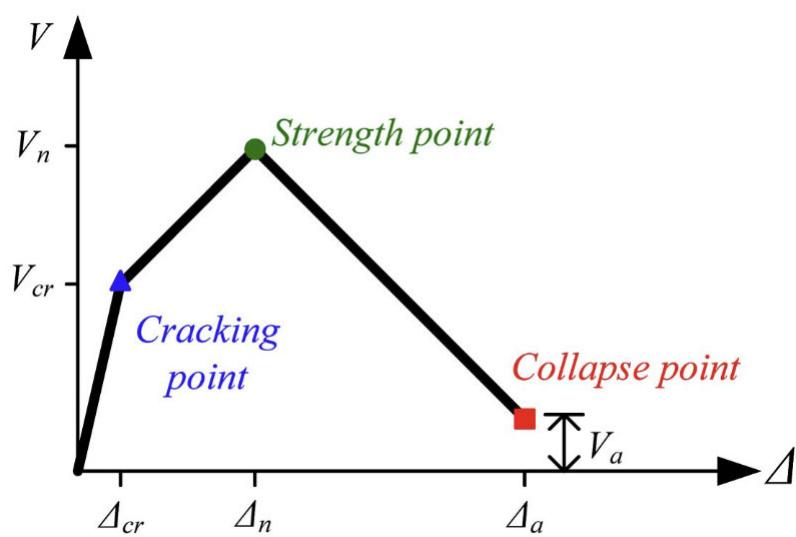


圖 2-4 低矮型剪力牆側力位移曲線 (Weng et al., 2017)

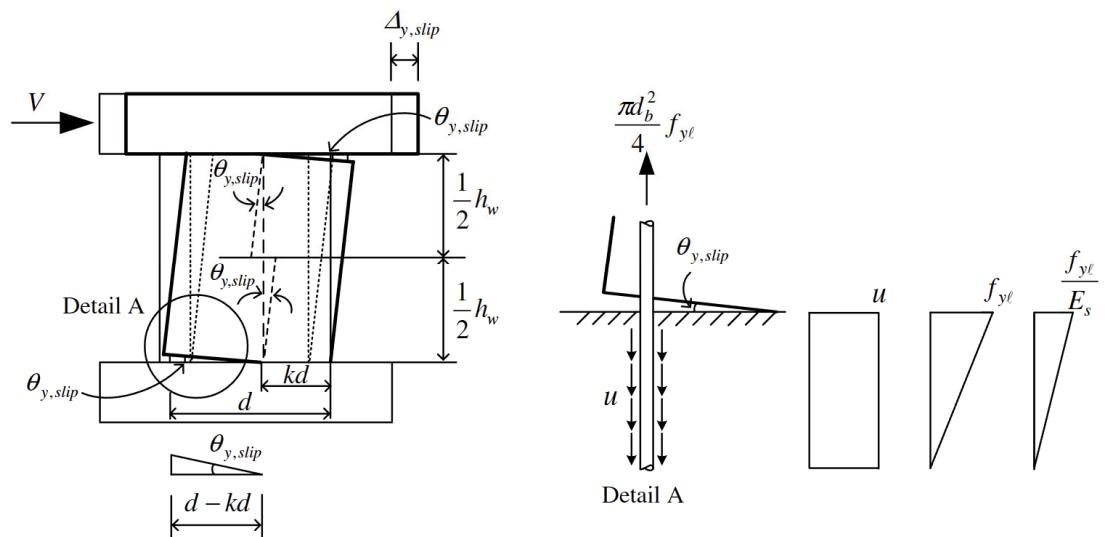


圖 2-5 牆體與基礎交介面鋼筋降伏時之滑移變形 (Weng et al., 2017)

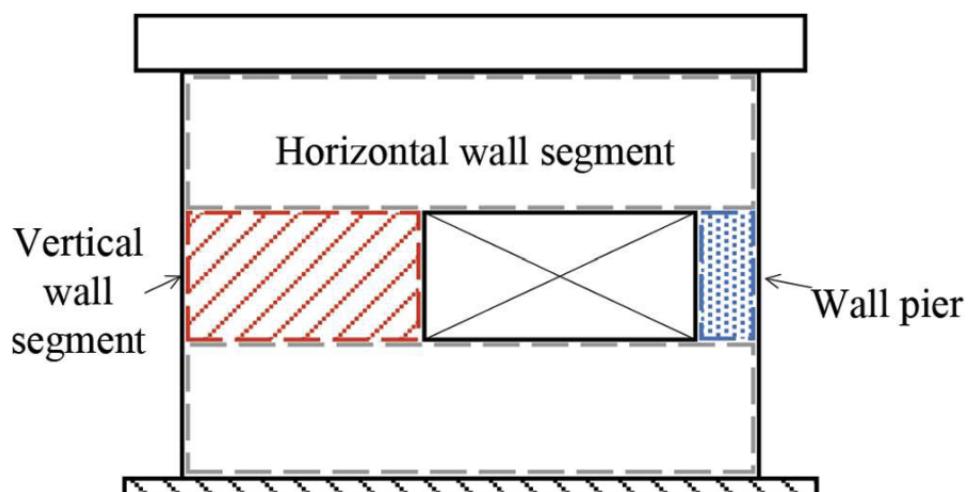


圖 2-6 開孔剪力牆依幾何不連續分段示意圖 (Yeh et al., 2018)

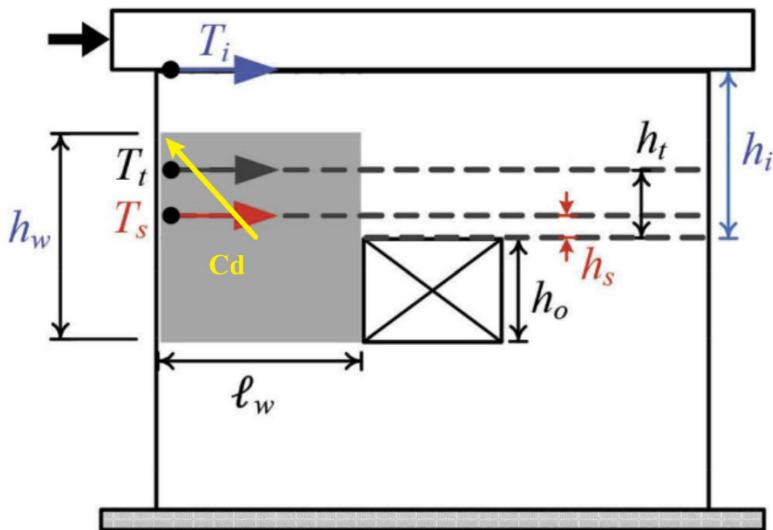


圖 2-7 關鍵桿件混凝土壓桿端部之力量及作用位置 (Yeh et al., 2018)

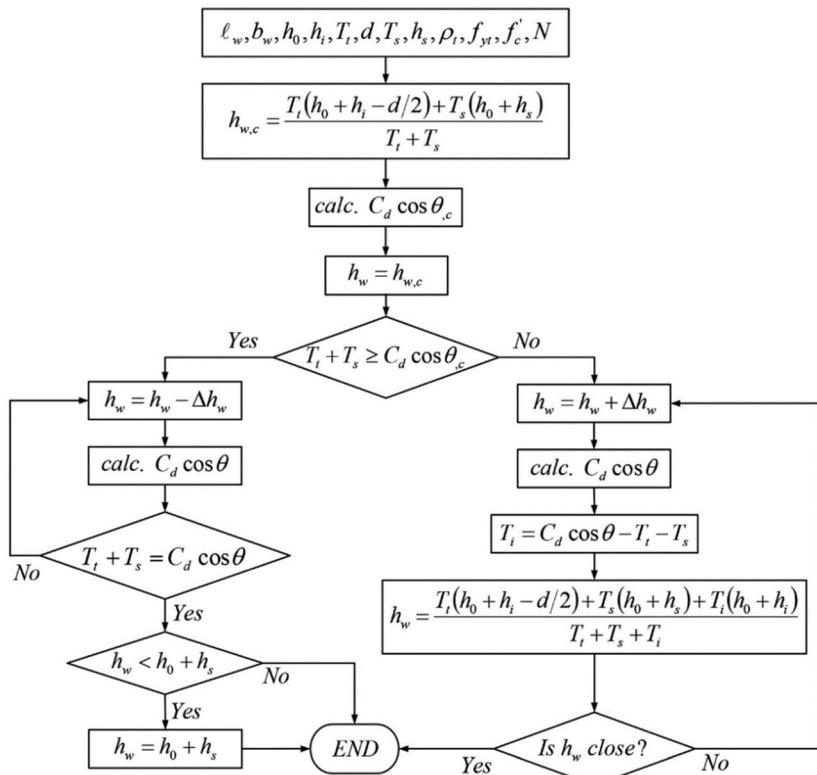


圖 2-8 關鍵桿件高度迭代流程圖 (Yeh et al., 2018)

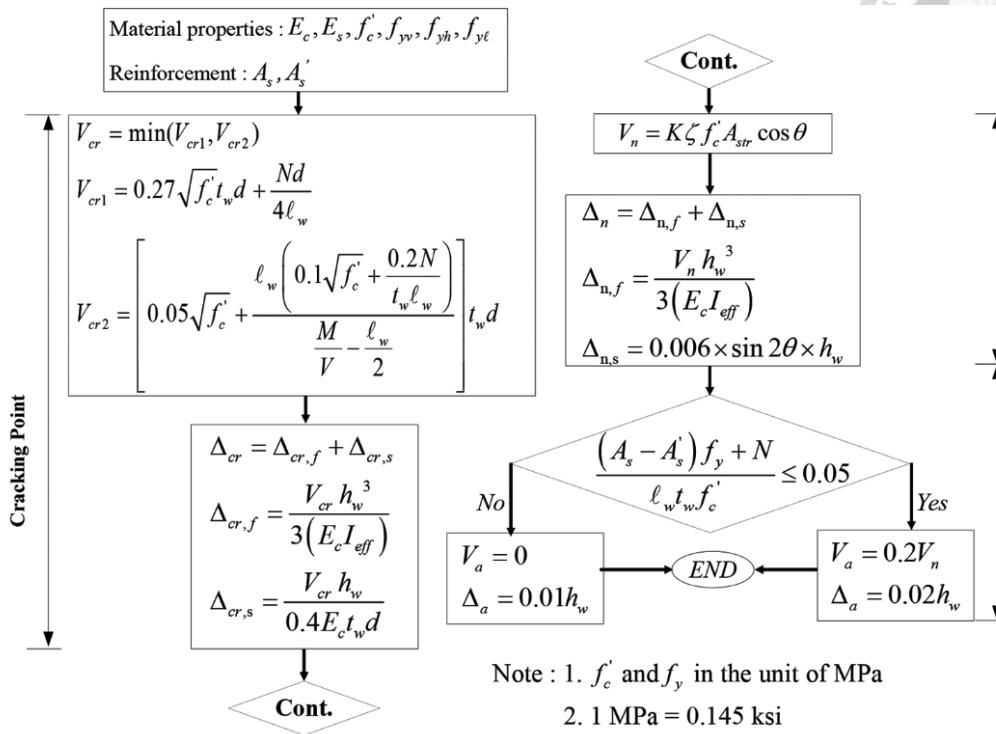


圖 2-9 關鍵桿件側力位移曲線流程圖 (Tsai et al., 2021)

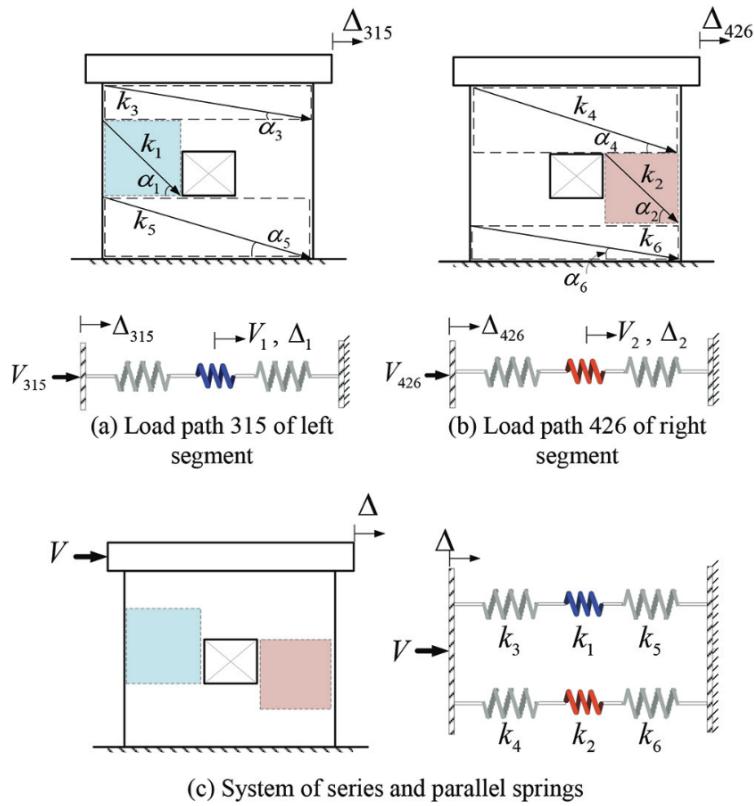
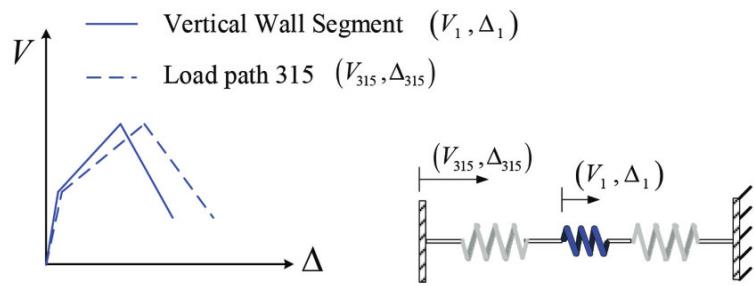
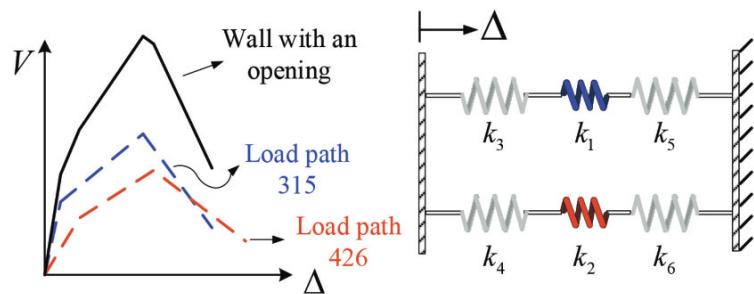


圖 2-10 串並聯彈簧模擬開孔剪力牆 (Tsai et al., 2021)



(a) Load-Displacement of loading path.



(b) Assemblage of the load paths.

圖 2- 11 低矮型剪力牆側力位移曲線 (Tsai et al., 2021)

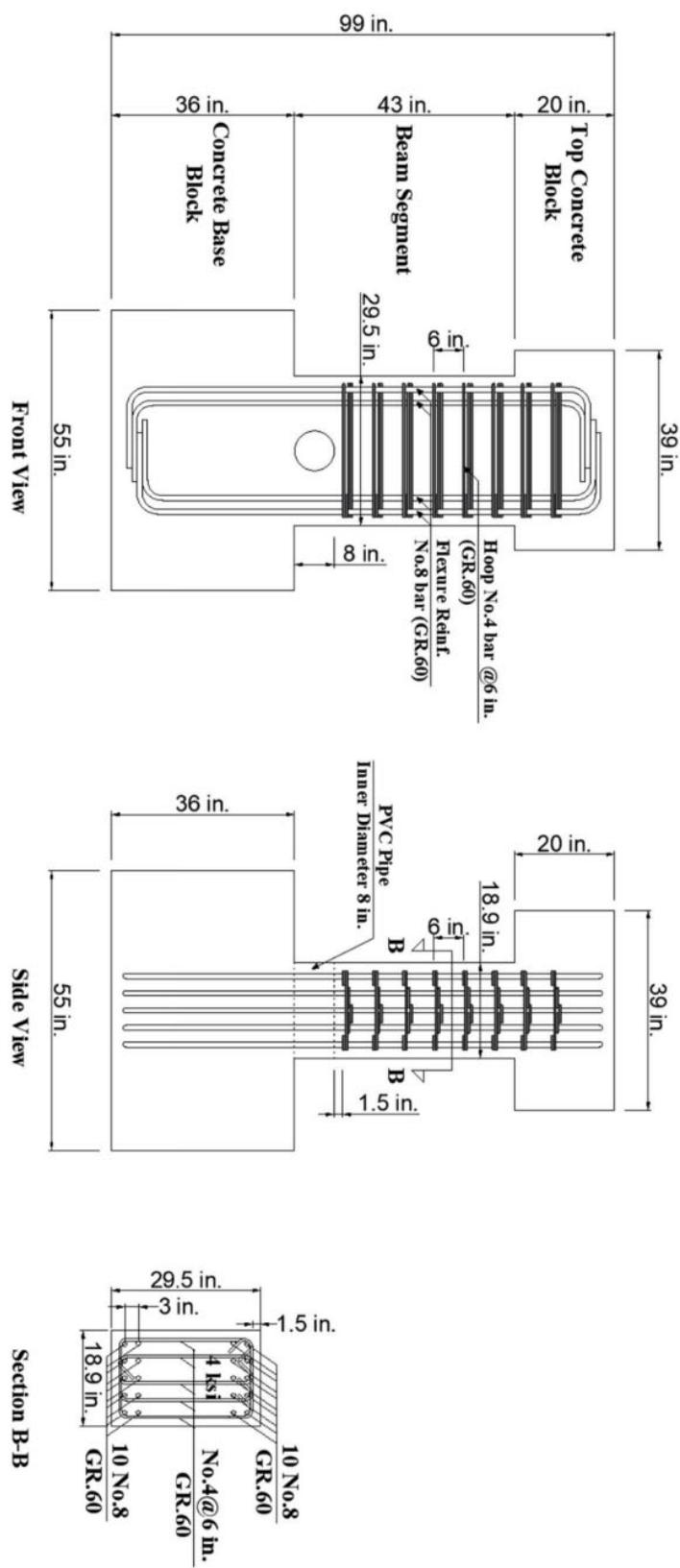


圖 2- 12 Soleman (2023)S1 試體詳圖

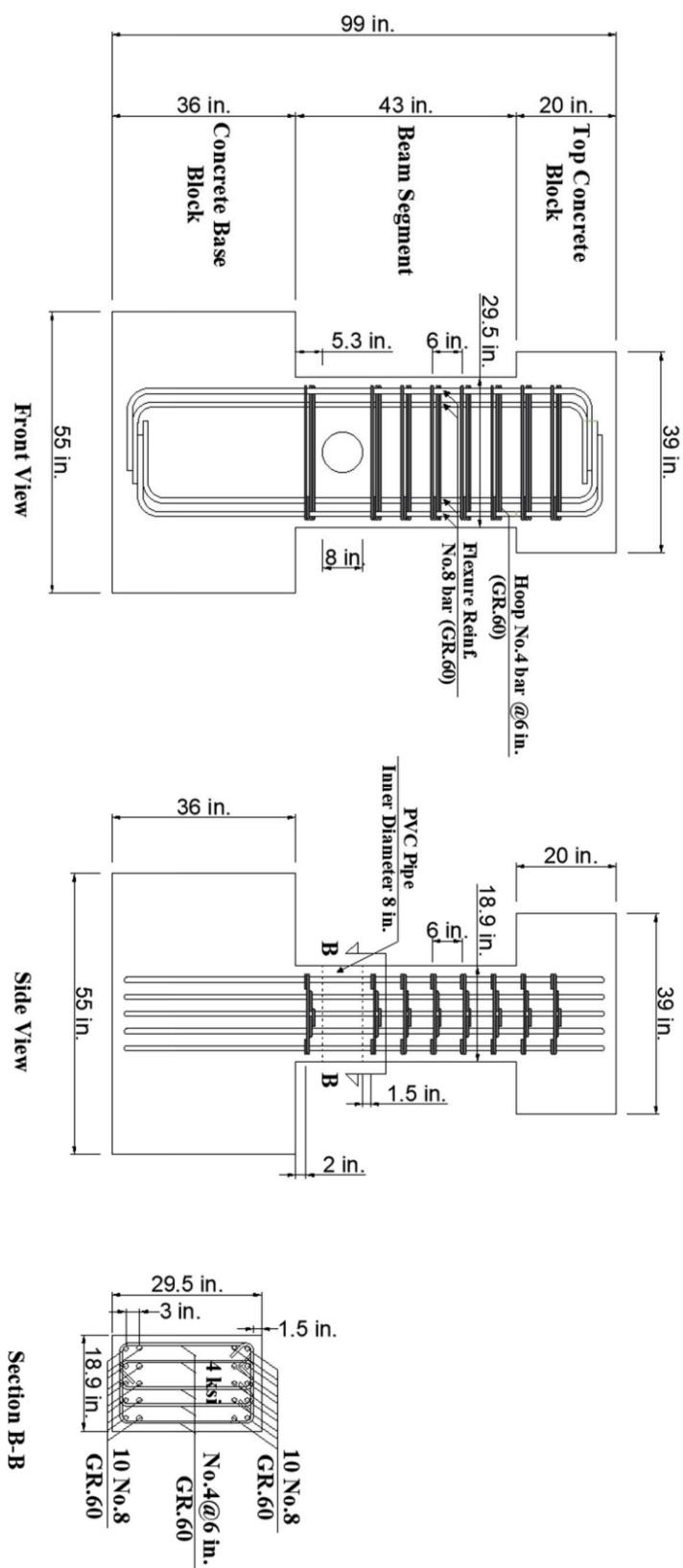


圖 2- 13 Soleman (2023)S2 試體詳圖

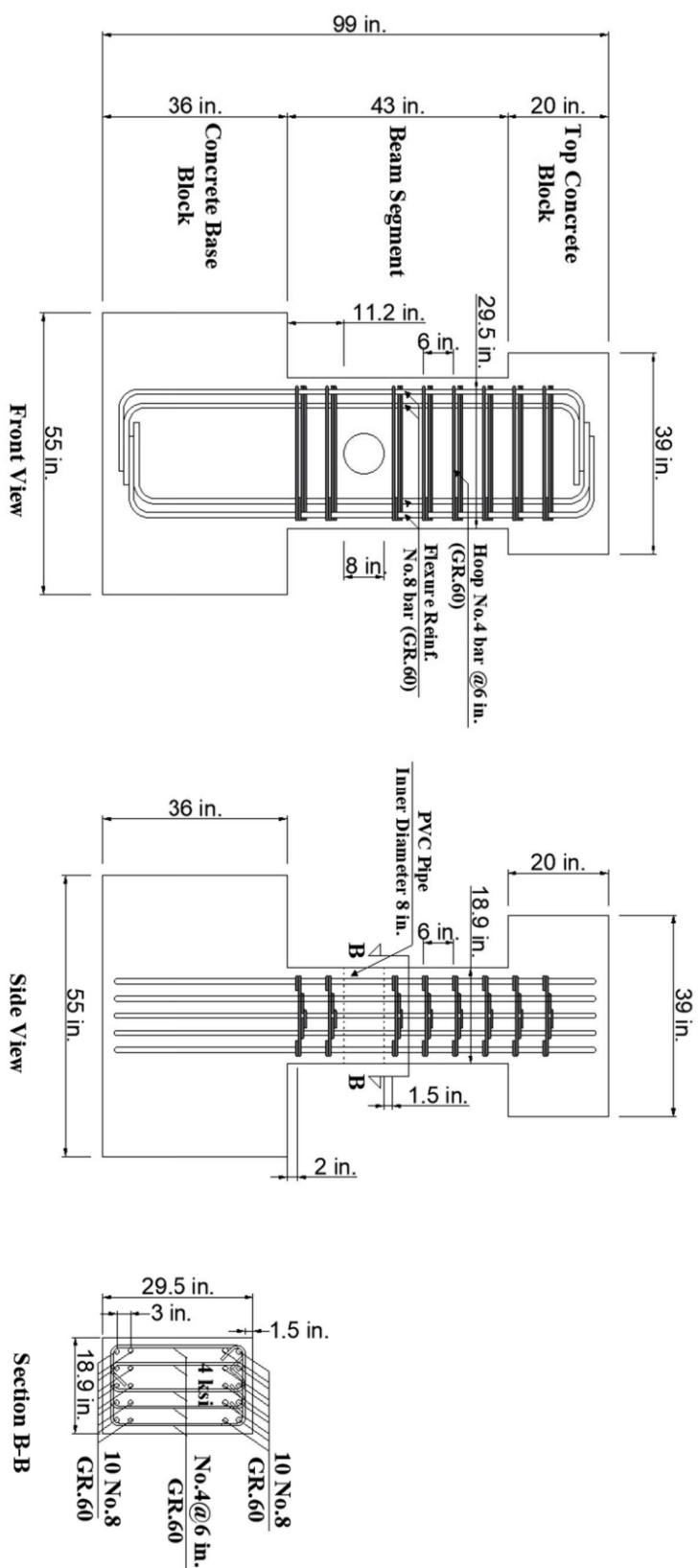


圖 2- 14 Soleman (2023)S3 試體詳圖

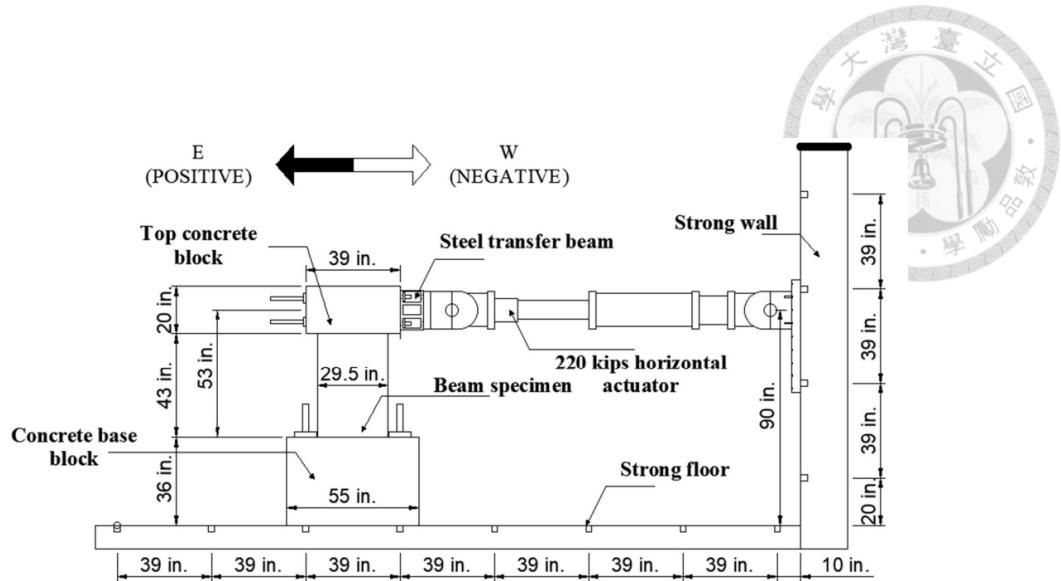


圖 2-15 Soleman (2023) 實驗配置

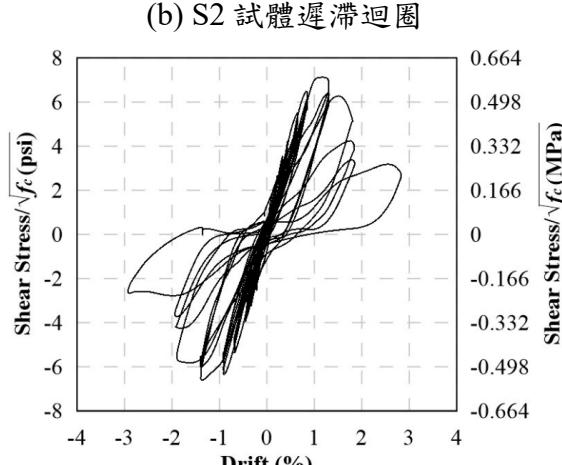
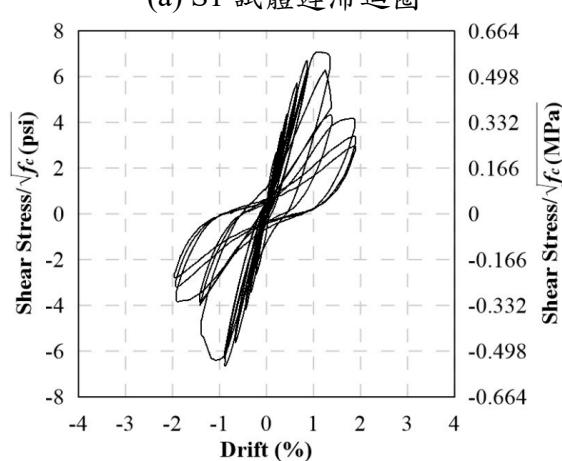
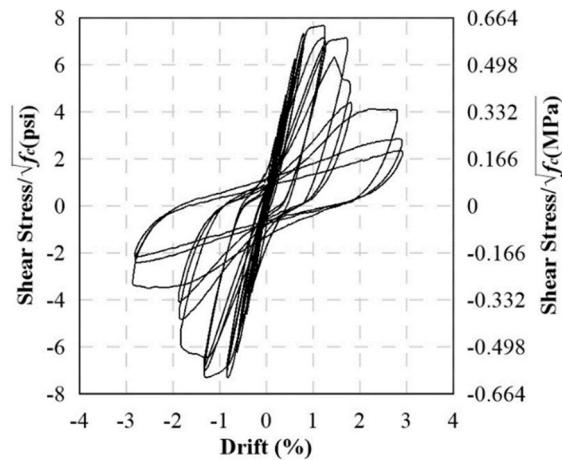


圖 2-16 Soleman (2023) 各試體之遲滯迴圈

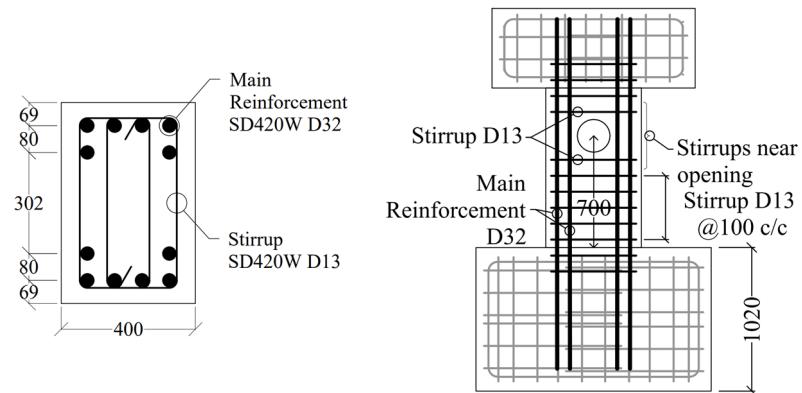


圖 2- 17 何胤頤 (2023)0S0Q 試體詳圖

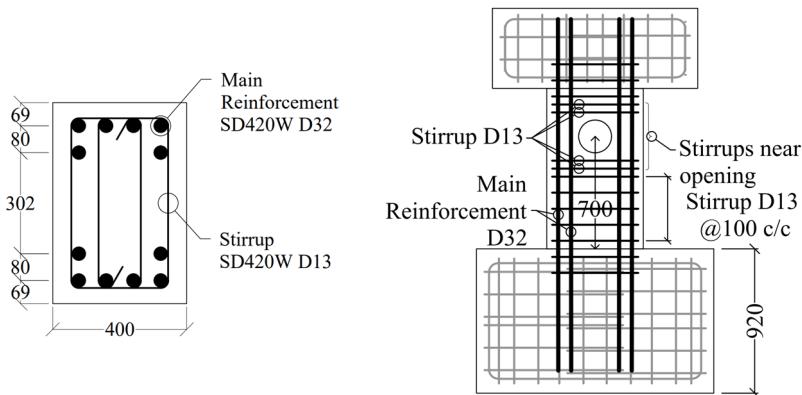


圖 2- 18 何胤頤 (2023)1S0Q 試體詳圖

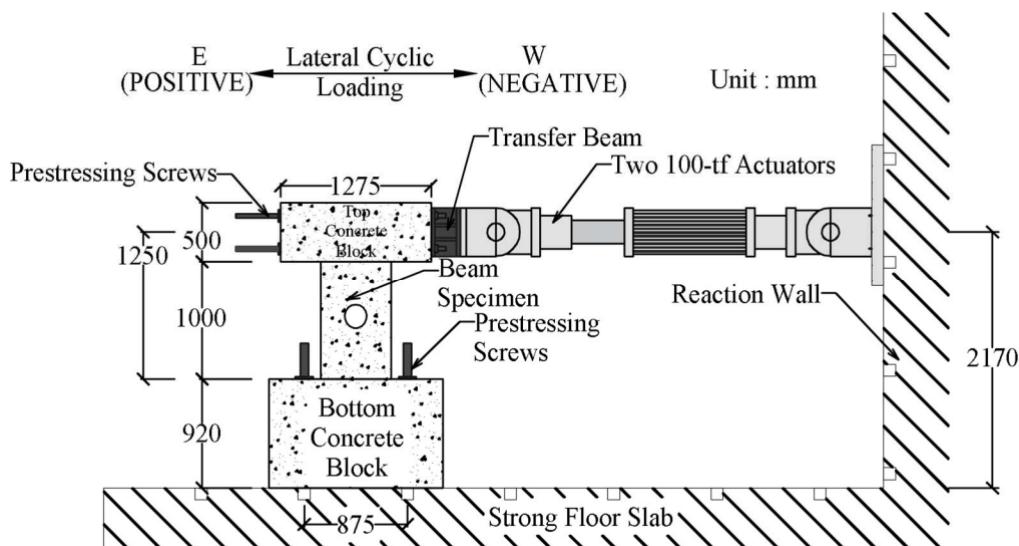


圖 2- 19 何胤頤 (2023) 實驗配置

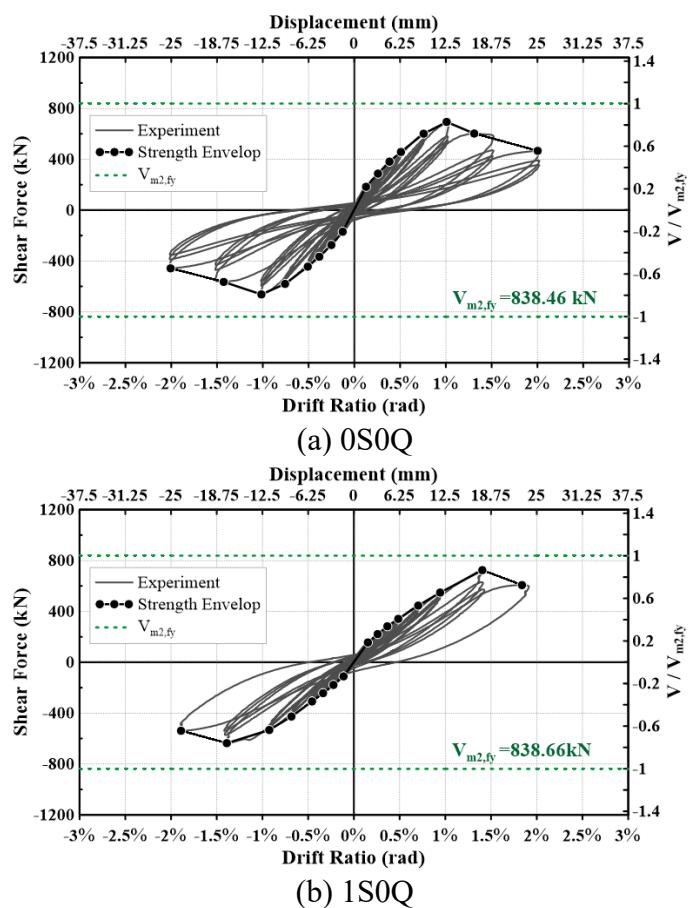


圖 2- 20 何胤頤 (2023) 各試體之遲滯迴圈

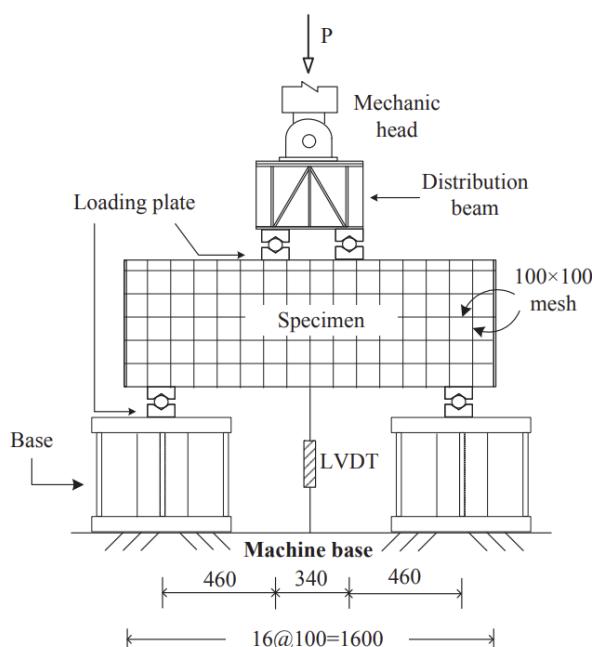
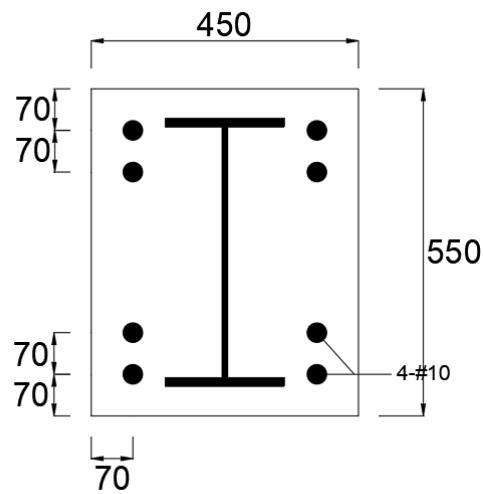
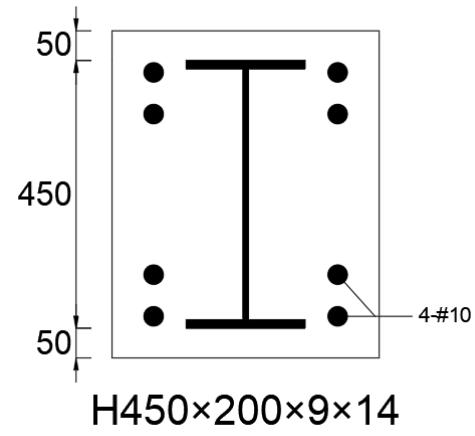


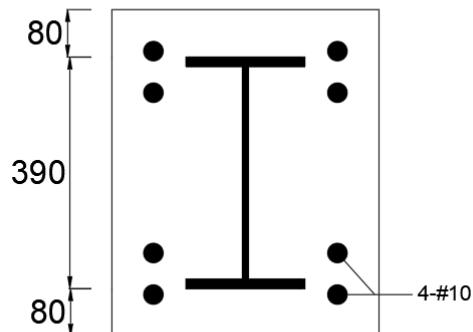
圖 2- 21 Chen et al. (2018) SRC 深梁實驗配置



(a) B-RC-1 B-RC-2



(b) B-H1



H390×200×10×16

(c) B-H2

圖 2-22 Chen et al. (2018) SRC 深梁斷面

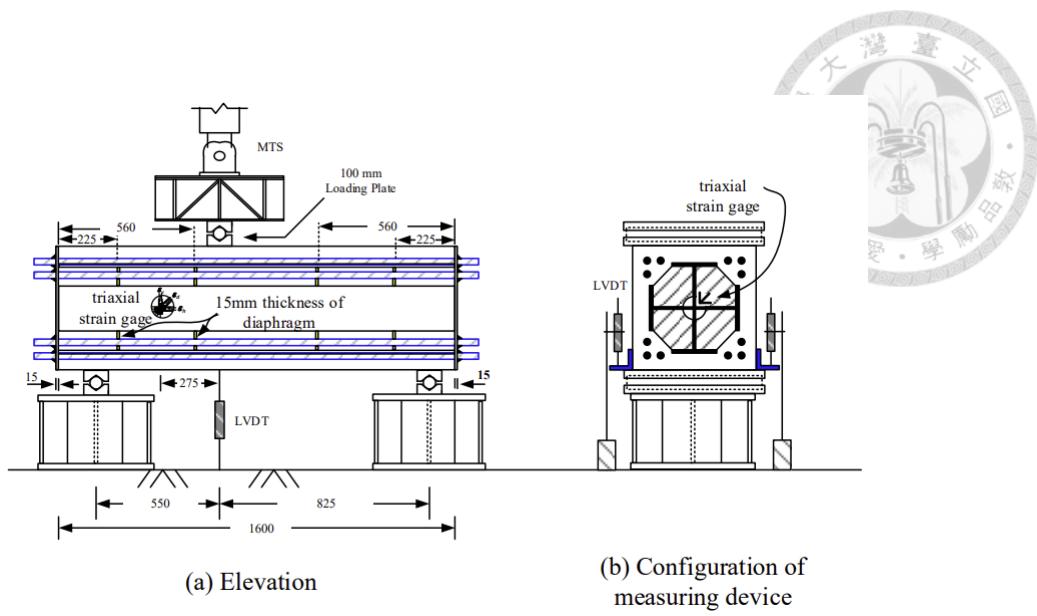


圖 2- 23 Lin and Chen (2023) SRC 短柱實驗配置

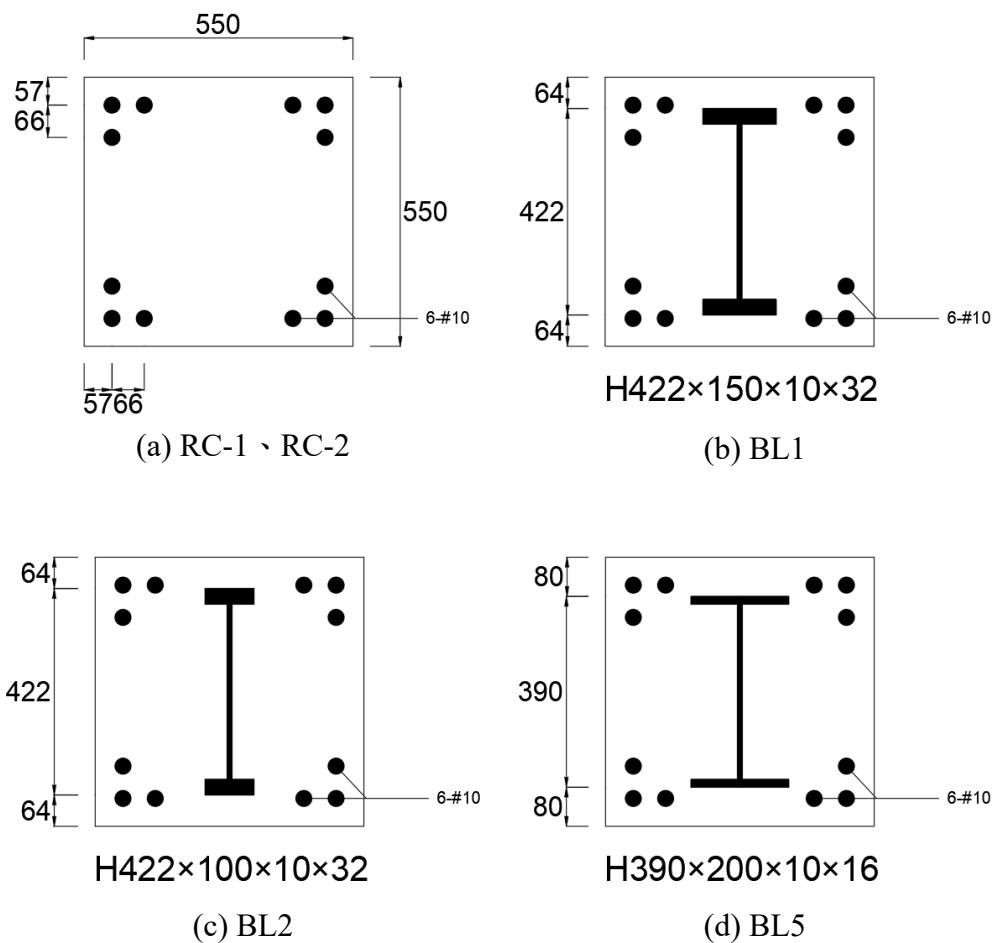


圖 2- 24 Lin and Chen (2023) SRC 短柱斷面

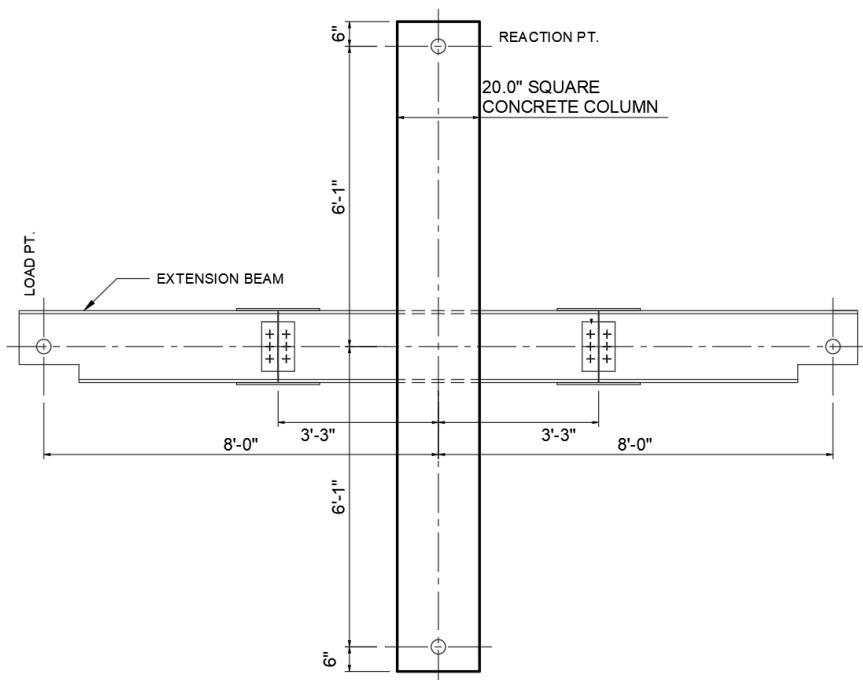


圖 2-25 Sheikh (1987) RCS 梁柱接頭實驗設置

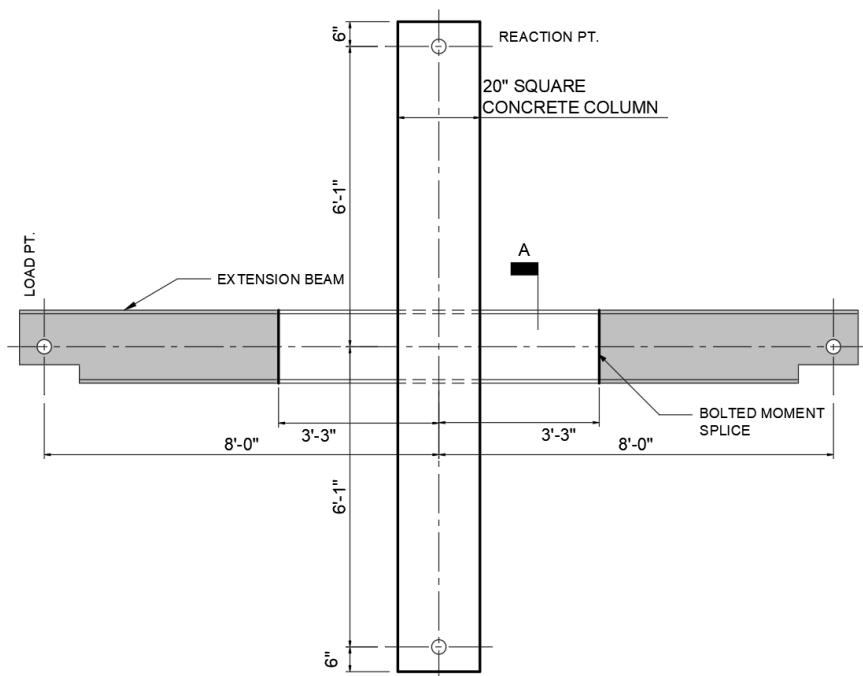


圖 2-26 Deierlein (1988) RCS 梁柱接頭實驗設置

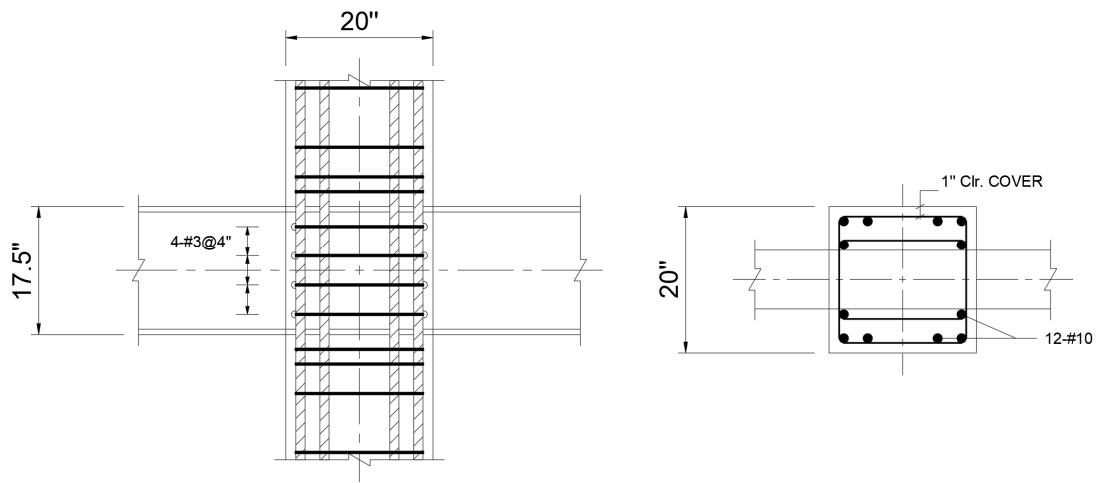


圖 2-27 Sheikh (1987) RCS 梁柱接頭混凝土設計詳圖

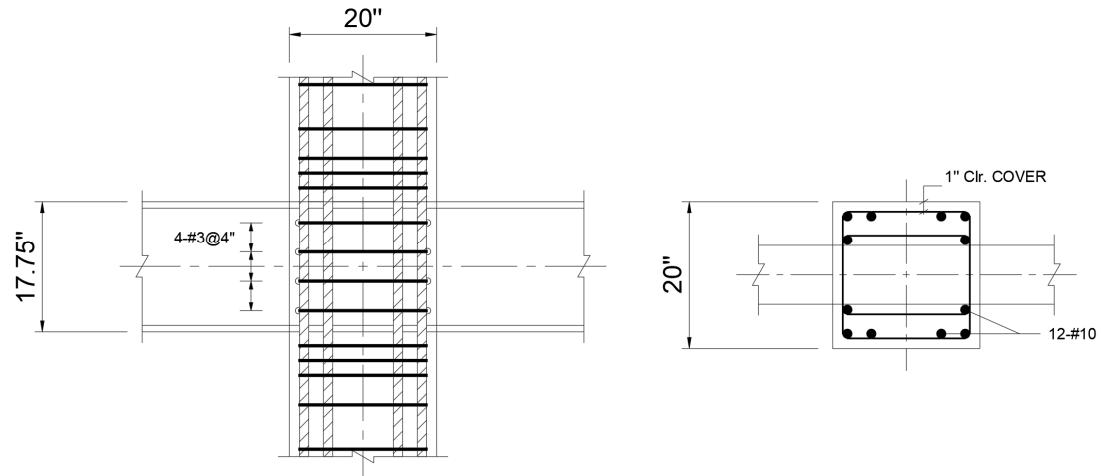


圖 2-28 Deierlein (1988) RCS 梁柱接頭混凝土設計詳圖

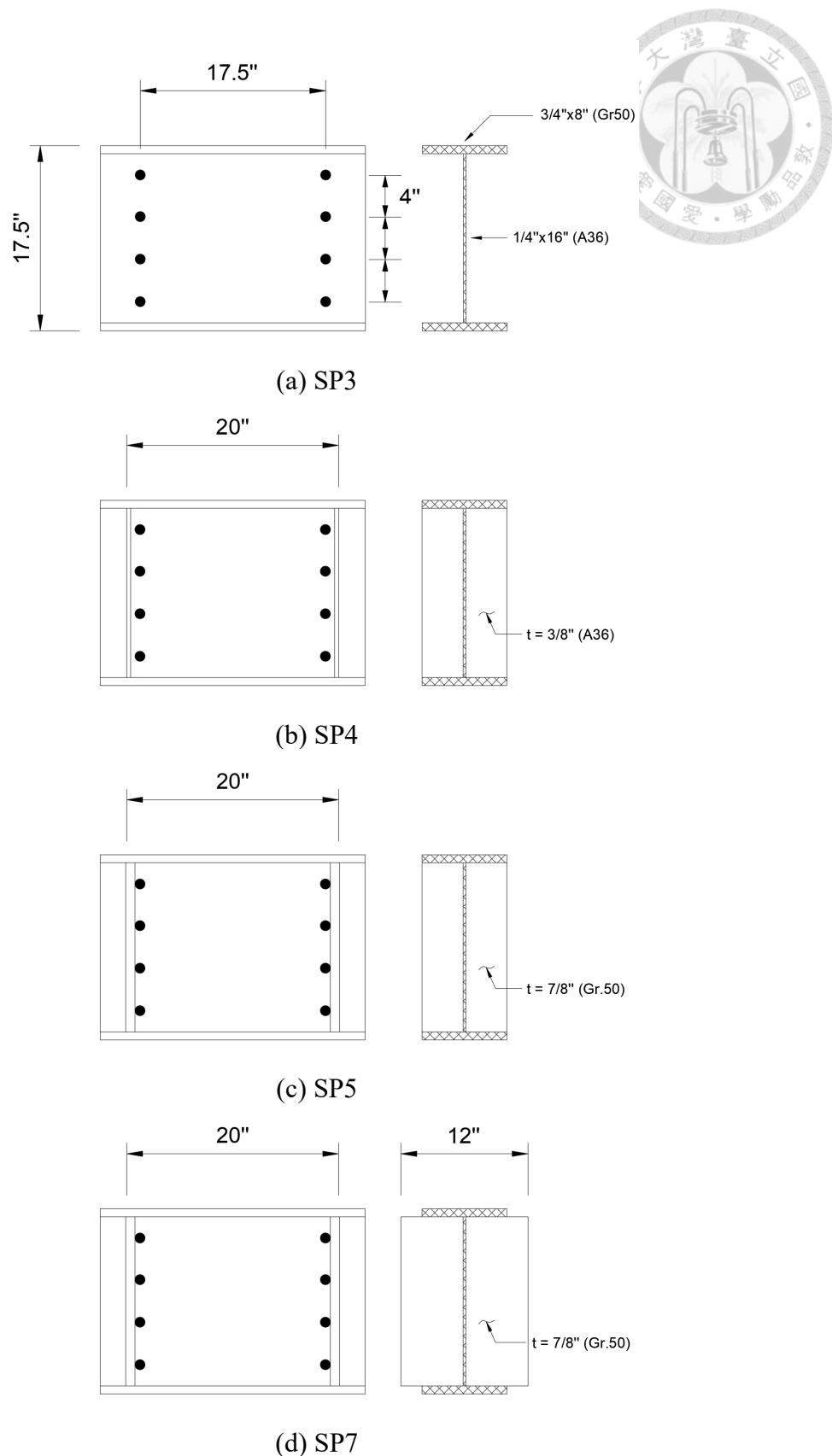
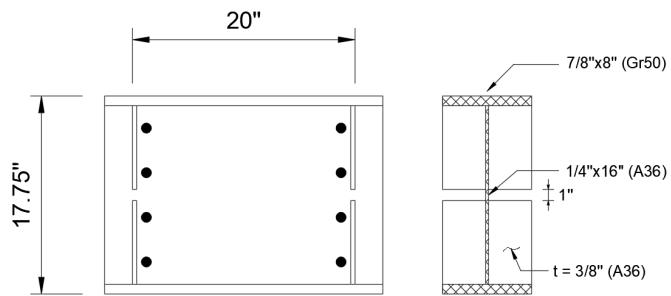
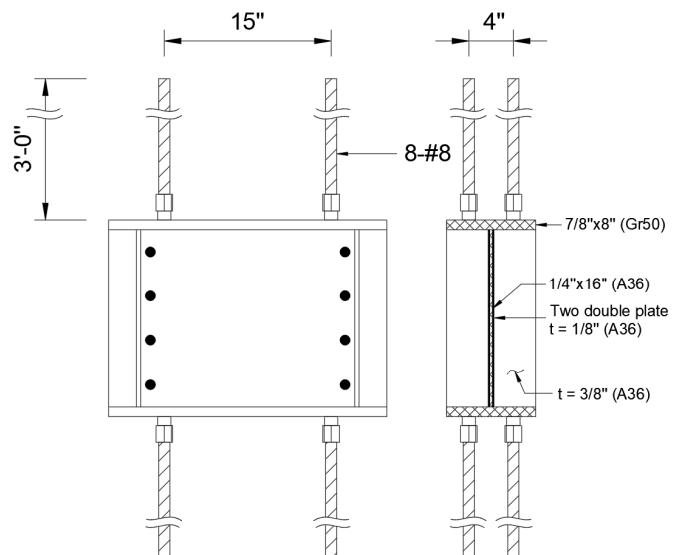


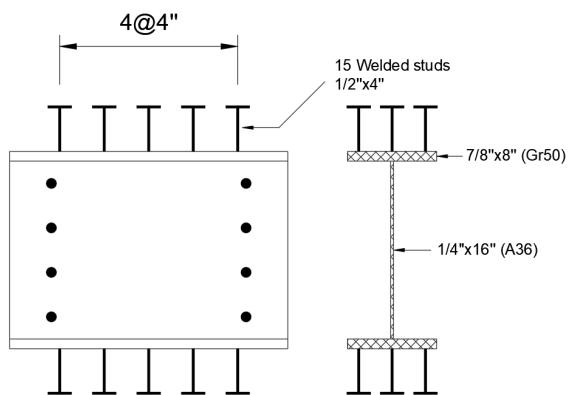
圖 2-29 Sheikh (1987) RCS 梁柱接頭鋼梁設計



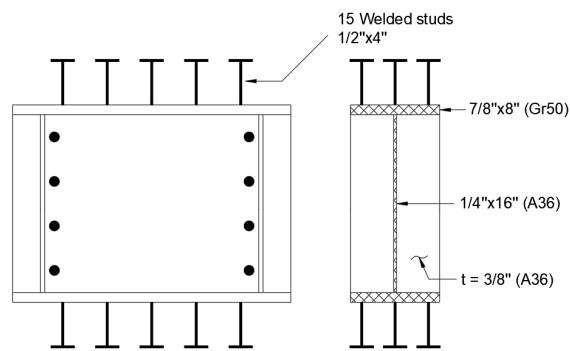
(a) SP10



(b) SP11



(c) SP12



(d) SP13

圖 2-30 Deierlein (1988) RCS 梁柱接頭鋼梁設計

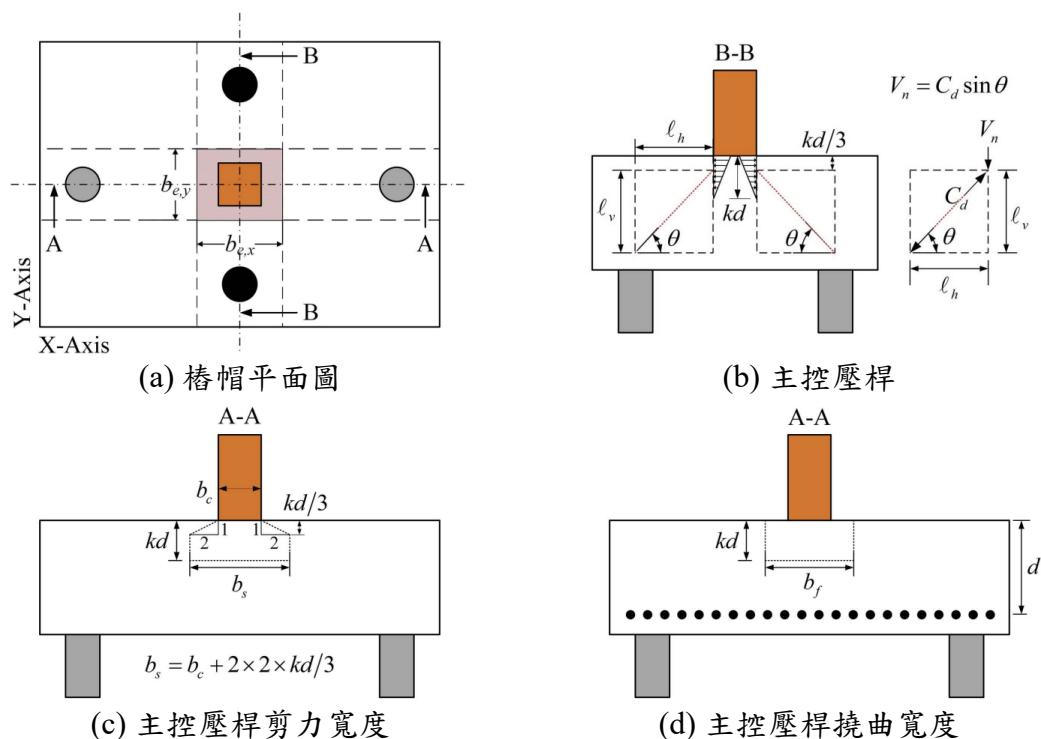


圖 2-31 樁帽有效承壓寬度、主控壓桿之強度、剪力寬度和撓曲寬度示意圖  
(Mogili & Hwang, 2021)

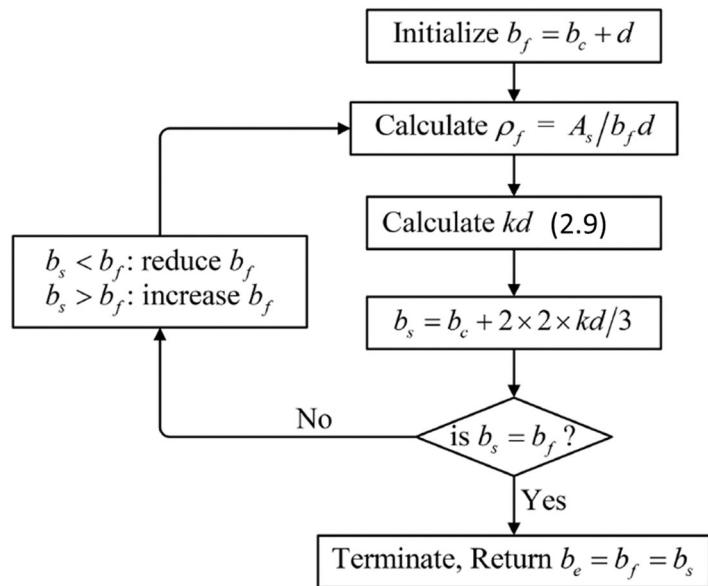


圖 2-32 桁帽有效承壓寬度迭代流程圖 (Mogili & Hwang, 2021)

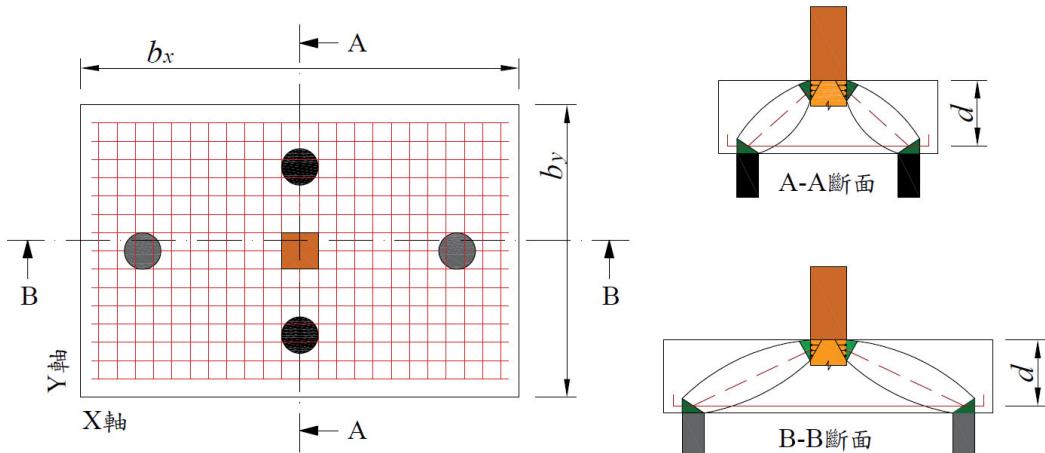


圖 2-33 桁帽內部傳力路徑示意圖 (Mogili & Hwang, 2021)

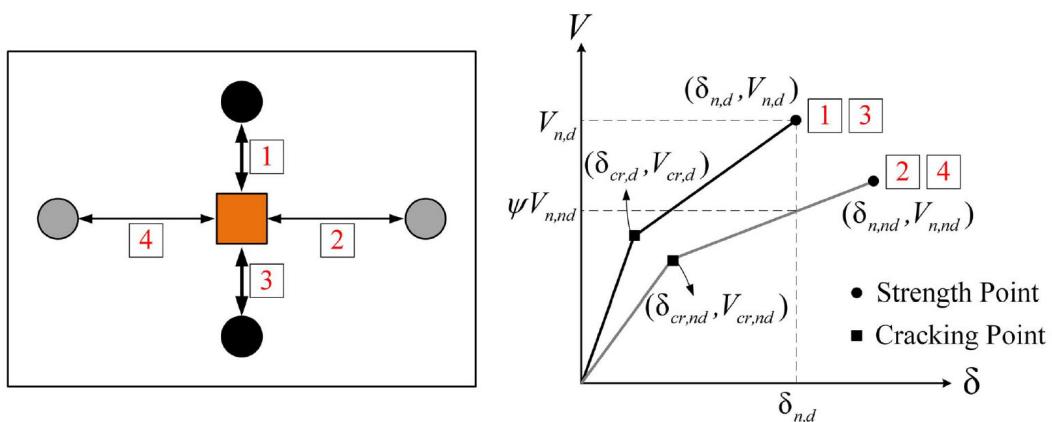


圖 2-34 桁帽內部各傳力路徑之力量位移曲線 (Mogili & Hwang, 2021)

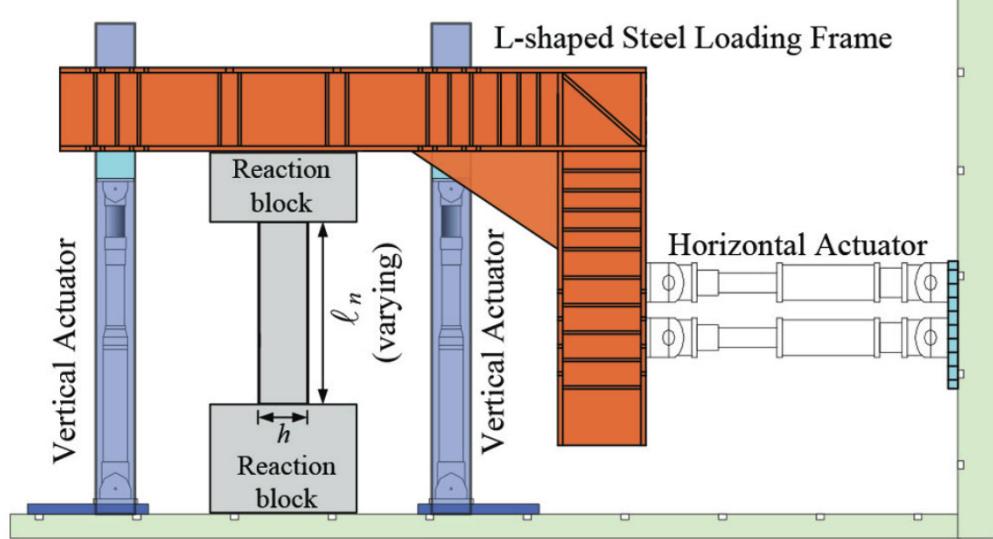
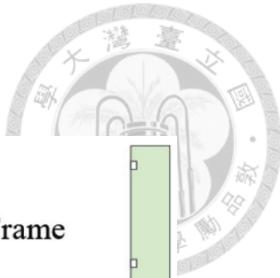


圖 2- 35 Lim et al. (2016b) 連接梁實驗配置

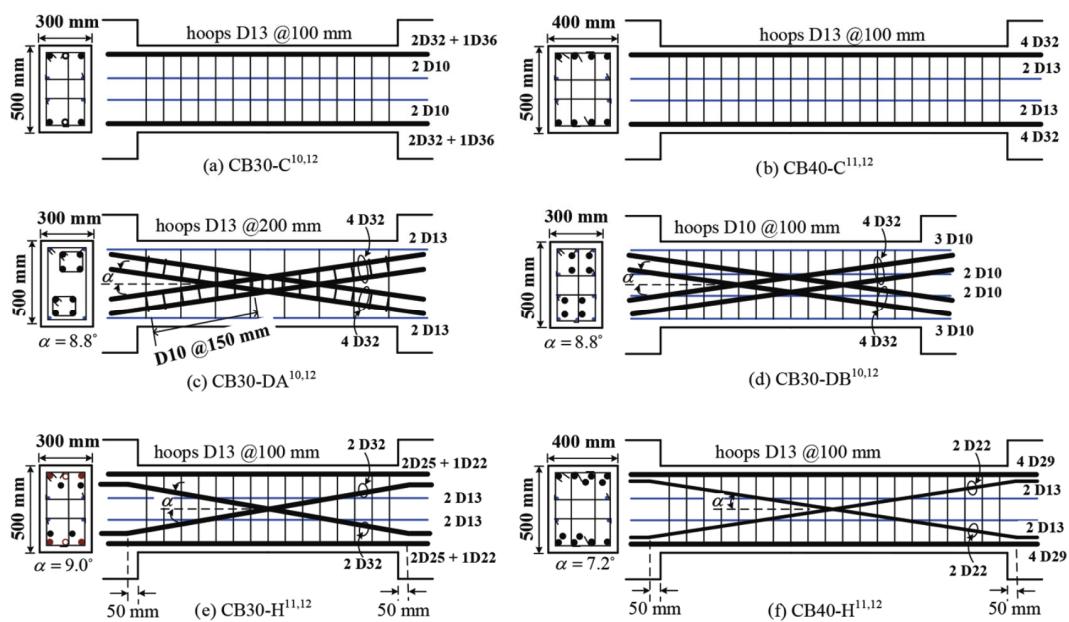


圖 2- 36 Lim et al. (2016b) 連接梁詳細配筋圖

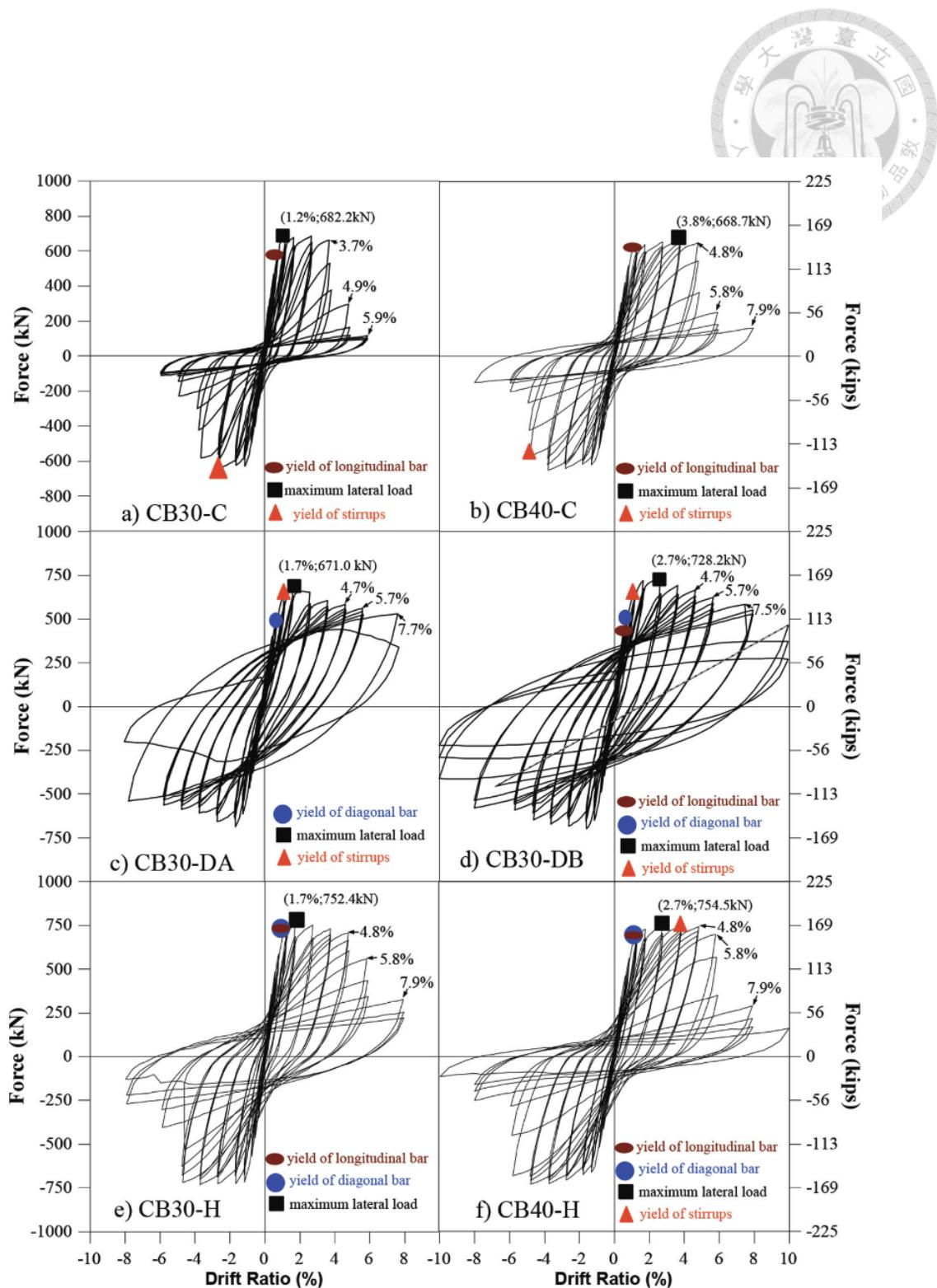
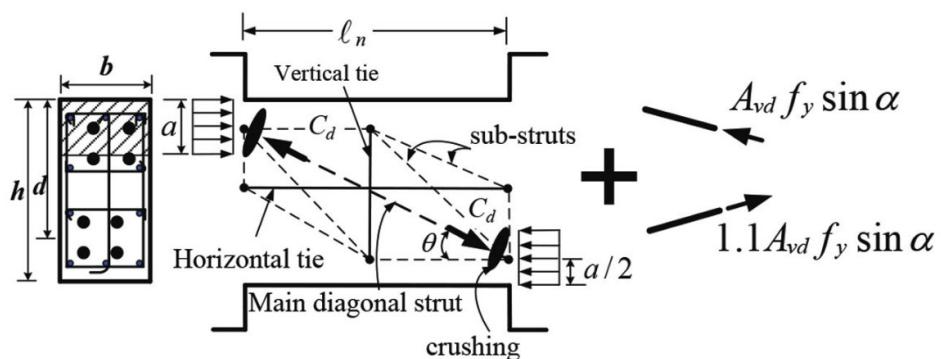
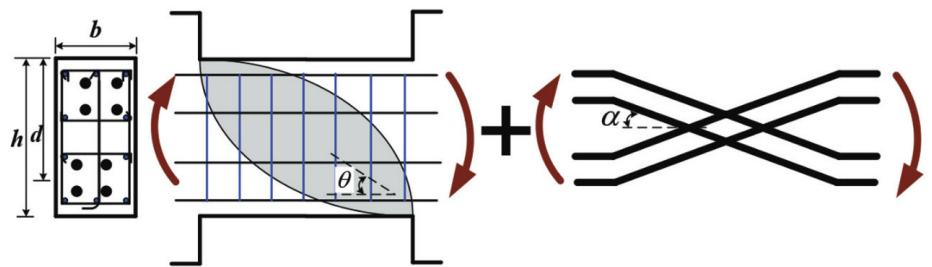
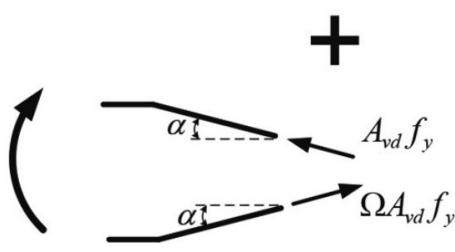
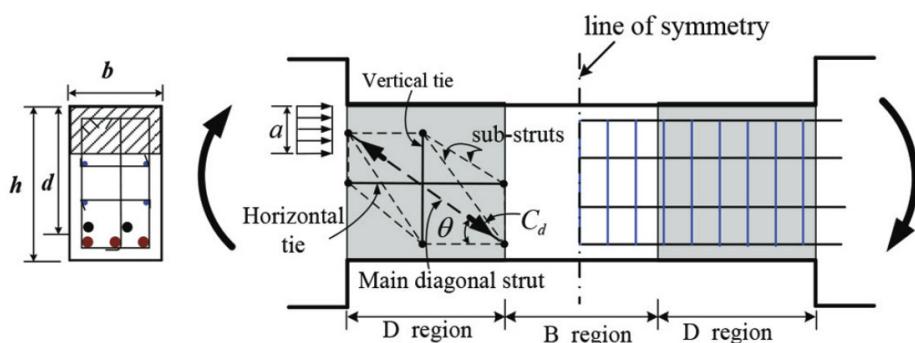


圖 2-37 Lim et al. (2016b) 連接梁實驗遲滯迴圈



(a) 單一 D 區域連接梁



(b) DBD 區域連接梁

圖 2-38 連接梁剪力強度來源 (Lim, Hwang, Cheng, et al., 2016; Lim, Hwang, Wang, et al., 2016)

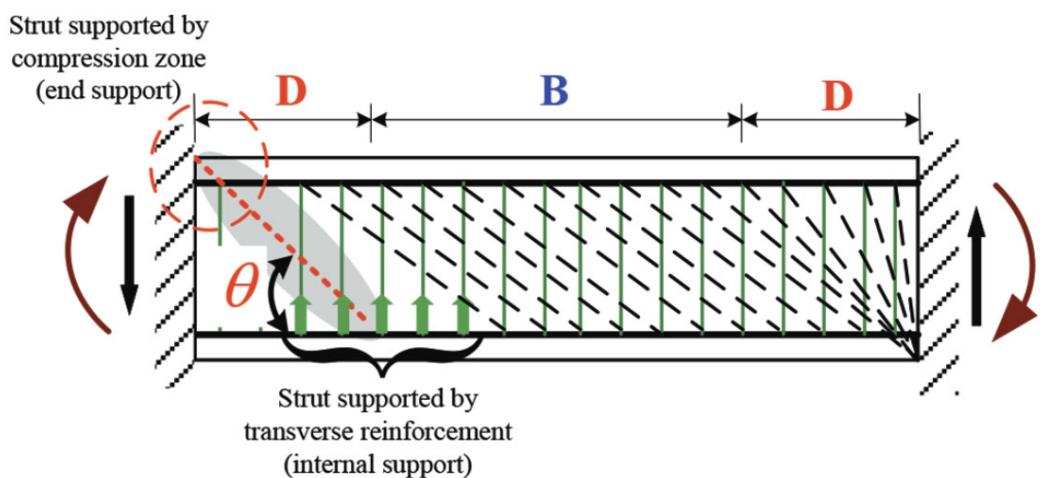


圖 2-39 DBD 區域傳力機制 (Lim, Hwang, Cheng, et al., 2016)

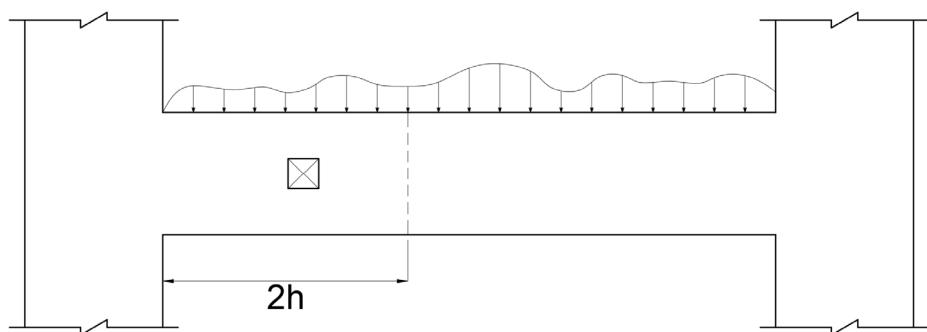


圖 3-1 建物內開口梁示意圖

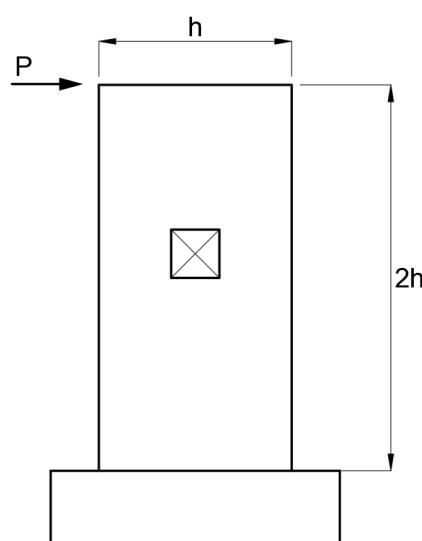


圖 3-2 簡化之開孔梁模型

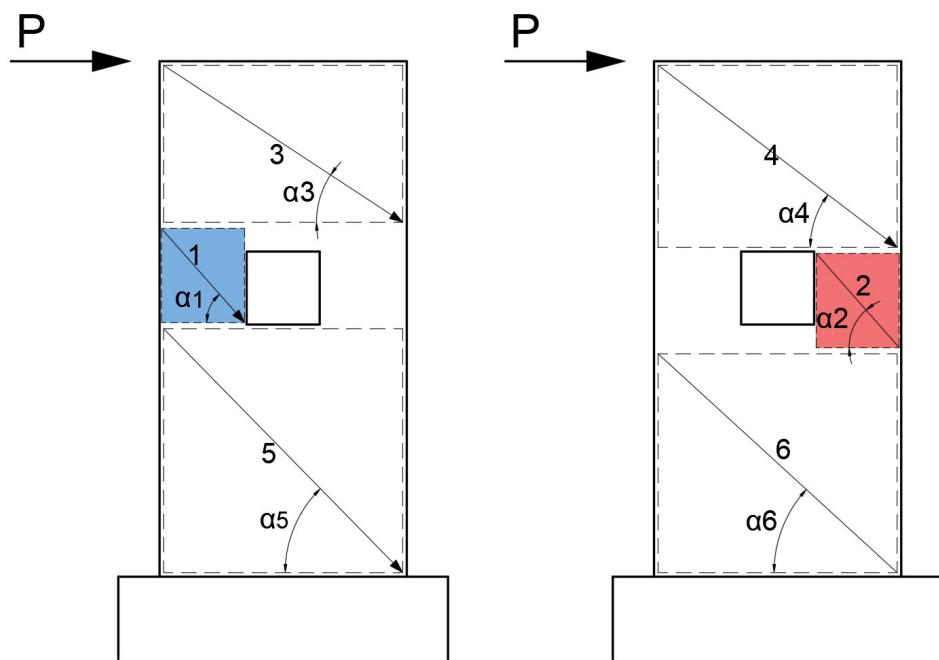


圖 3-3 開孔梁傳力路徑

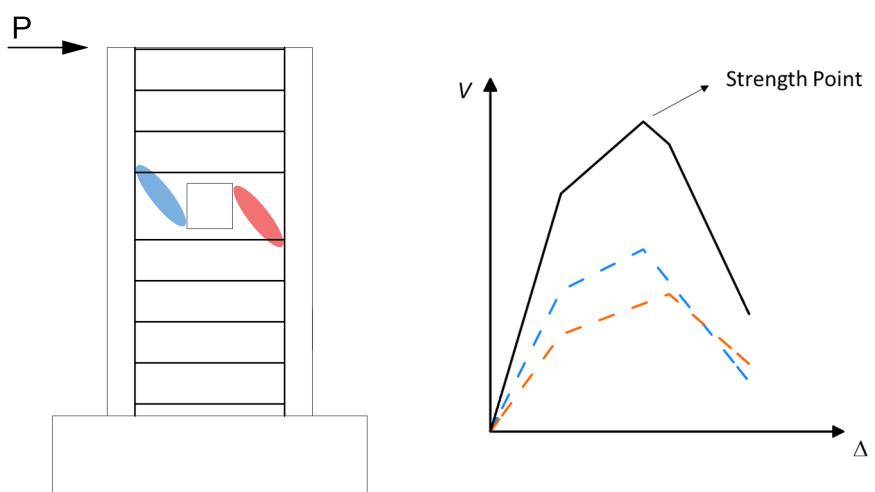
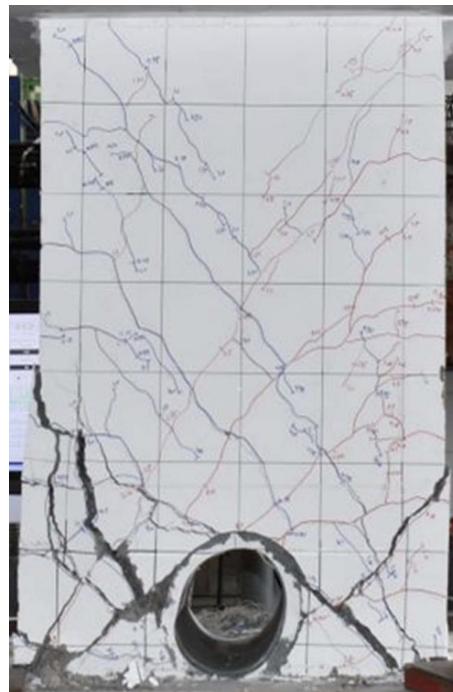
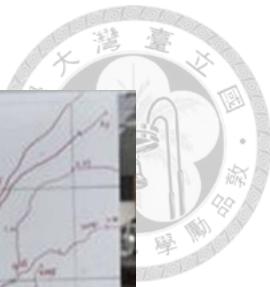
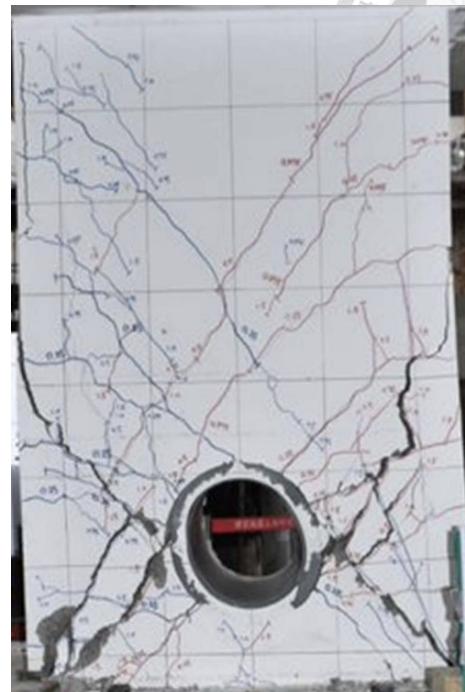


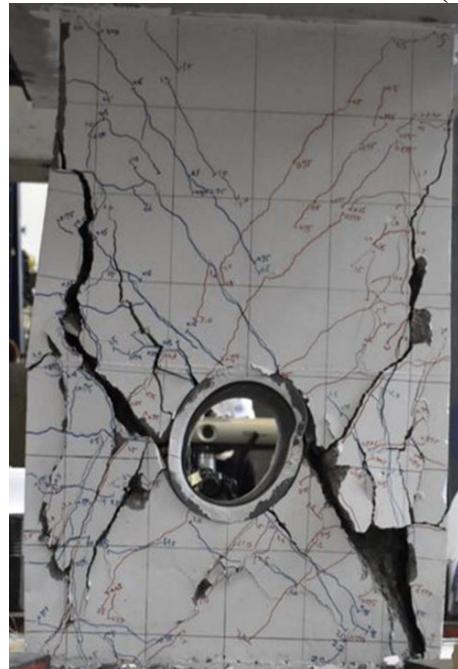
圖 3-4 開孔梁關鍵桿件壓桿示意圖



(a) S1



(b) S2



(c) S3

圖 3-5 Soleman (2023) 各試體裂縫

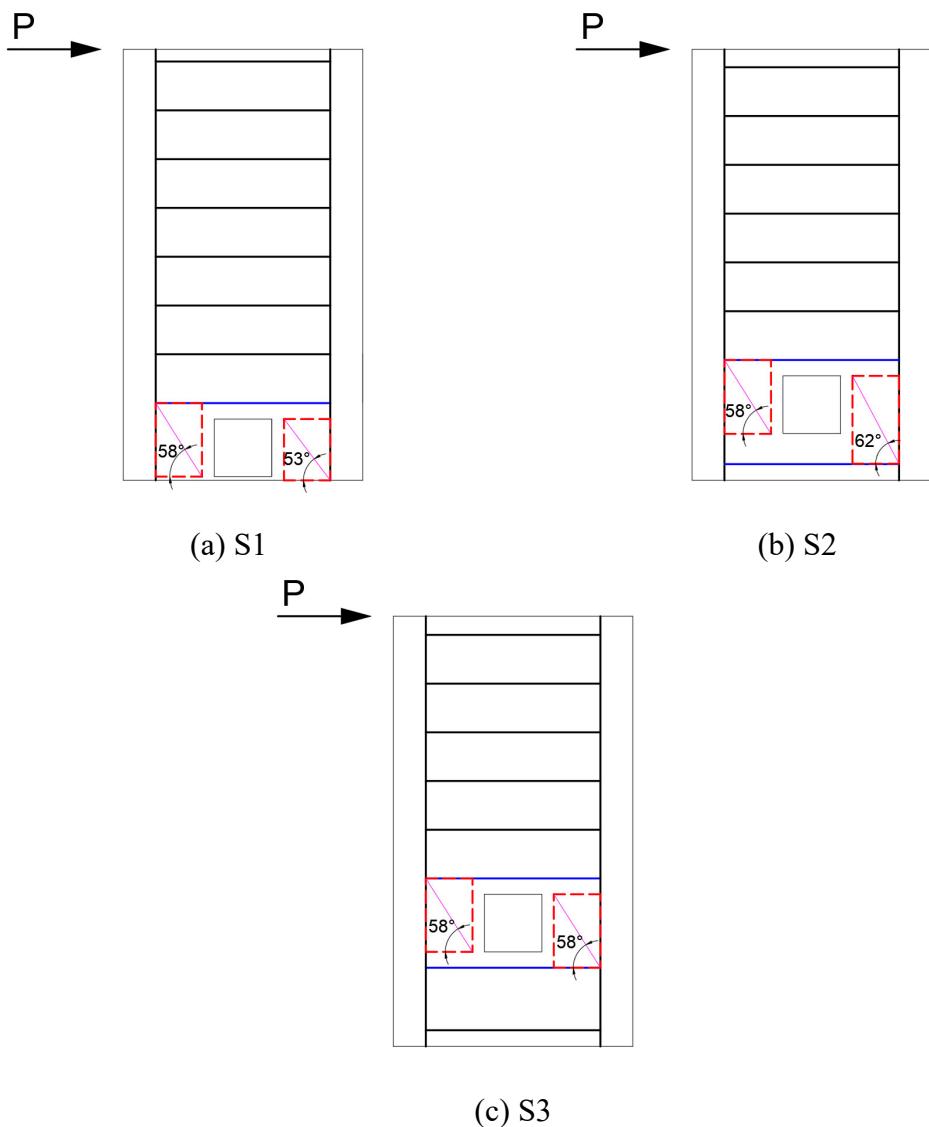
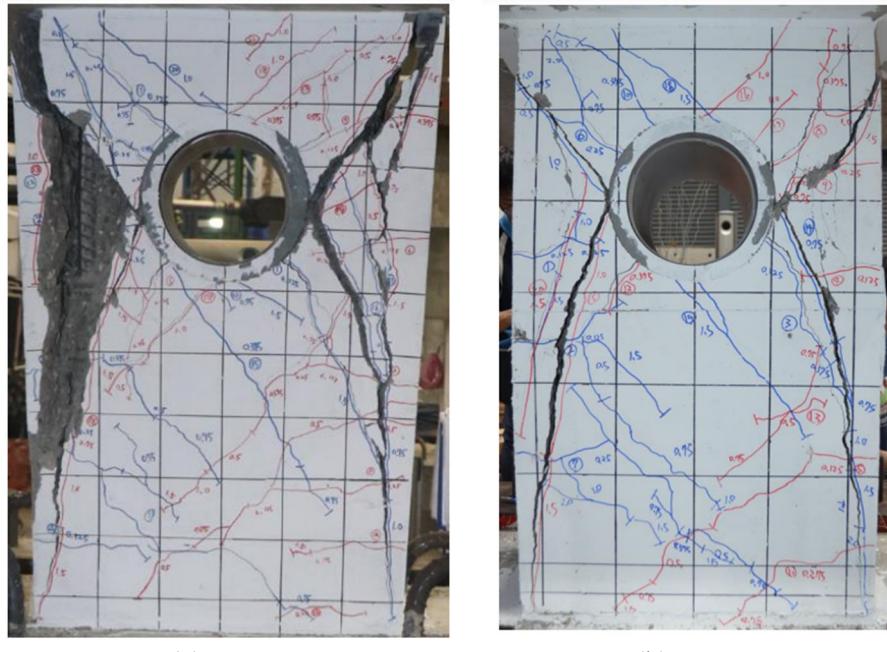
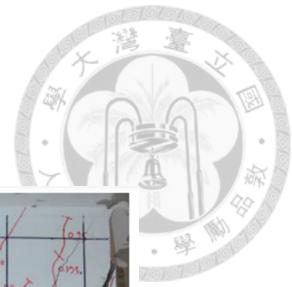


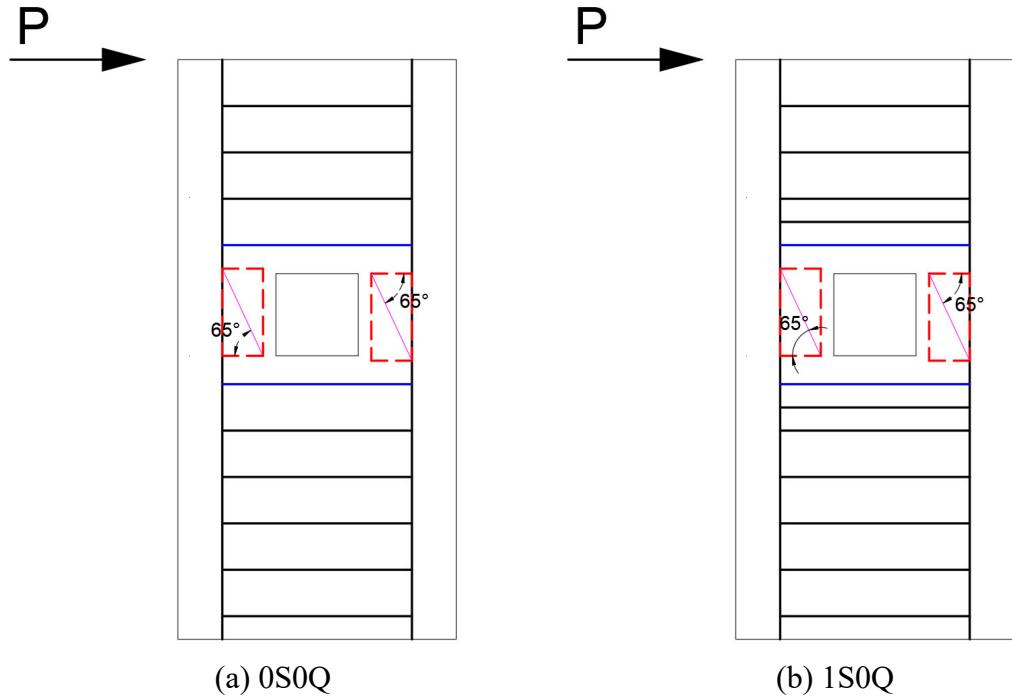
圖 3-6 Soleman (2023) 試體分析之關鍵桿件高度以及壓桿角度



(a) 0S0Q

(b) 1S0Q

圖 3- 7 何胤頤 (2023) 各試體裂縫



(a) 0S0Q

(b) 1S0Q

圖 3- 8 何胤頤 (2023) 試體分析之關鍵桿件高度以及壓桿角度

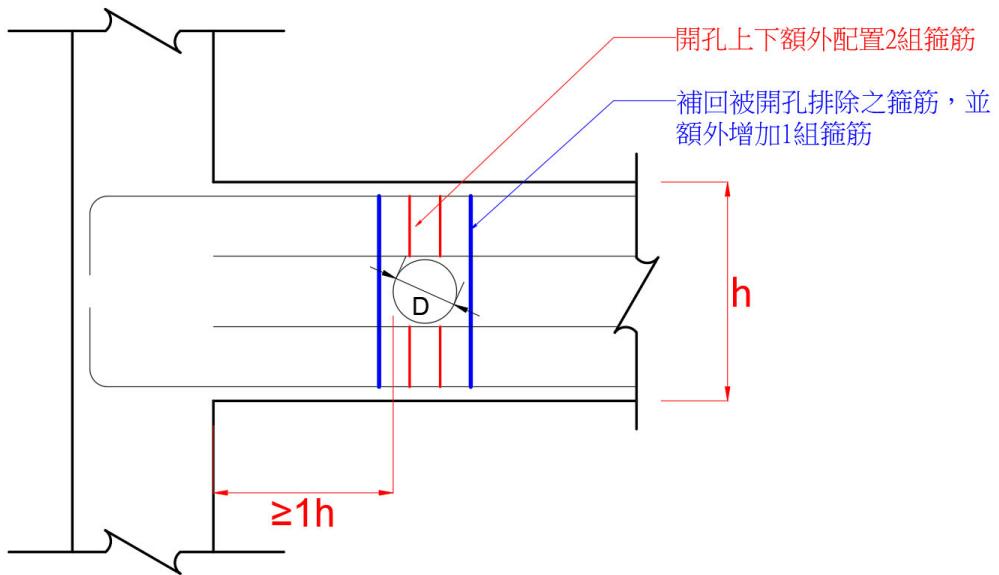


圖 3-9 塑鉸區開孔梁設計建議示意圖

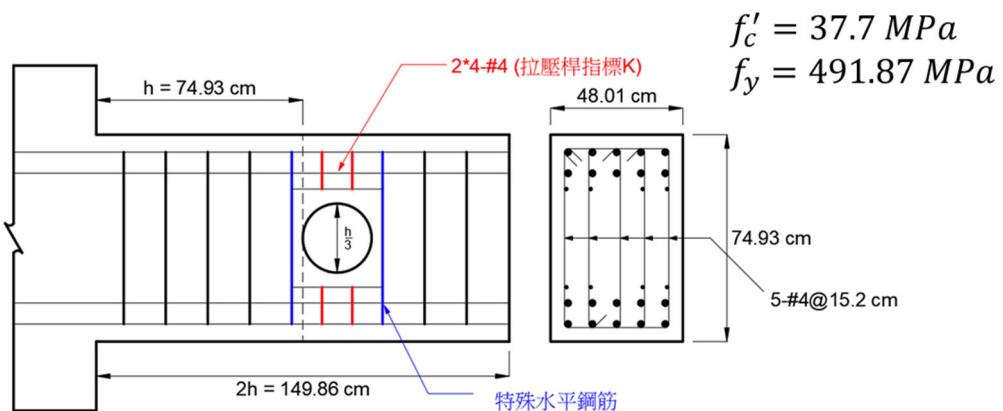


圖 3-10 建議設計方法於案例一之斷面圖(1/3 倍梁深)



$$f'_c = 37.7 \text{ MPa}$$
$$f_y = 491.87 \text{ MPa}$$

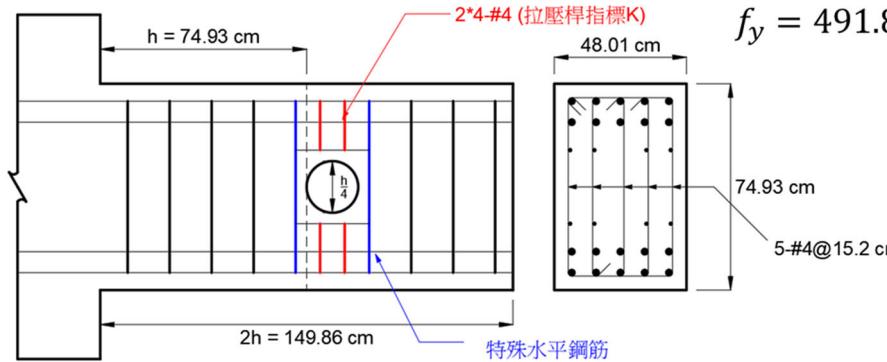


圖 3-11 建議設計方法於案例一之斷面圖(1/4 倍梁深)

$$f'_c = 37.7 \text{ MPa}$$
$$f_y = 491.87 \text{ MPa}$$

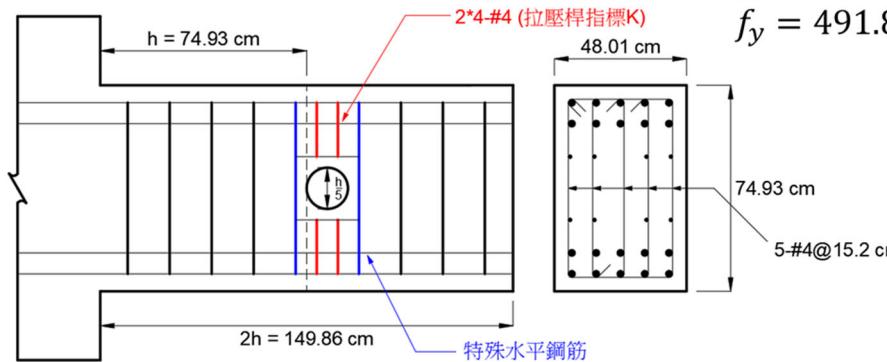


圖 3-12 建議設計方法於案例一之斷面圖(1/5 倍梁深)

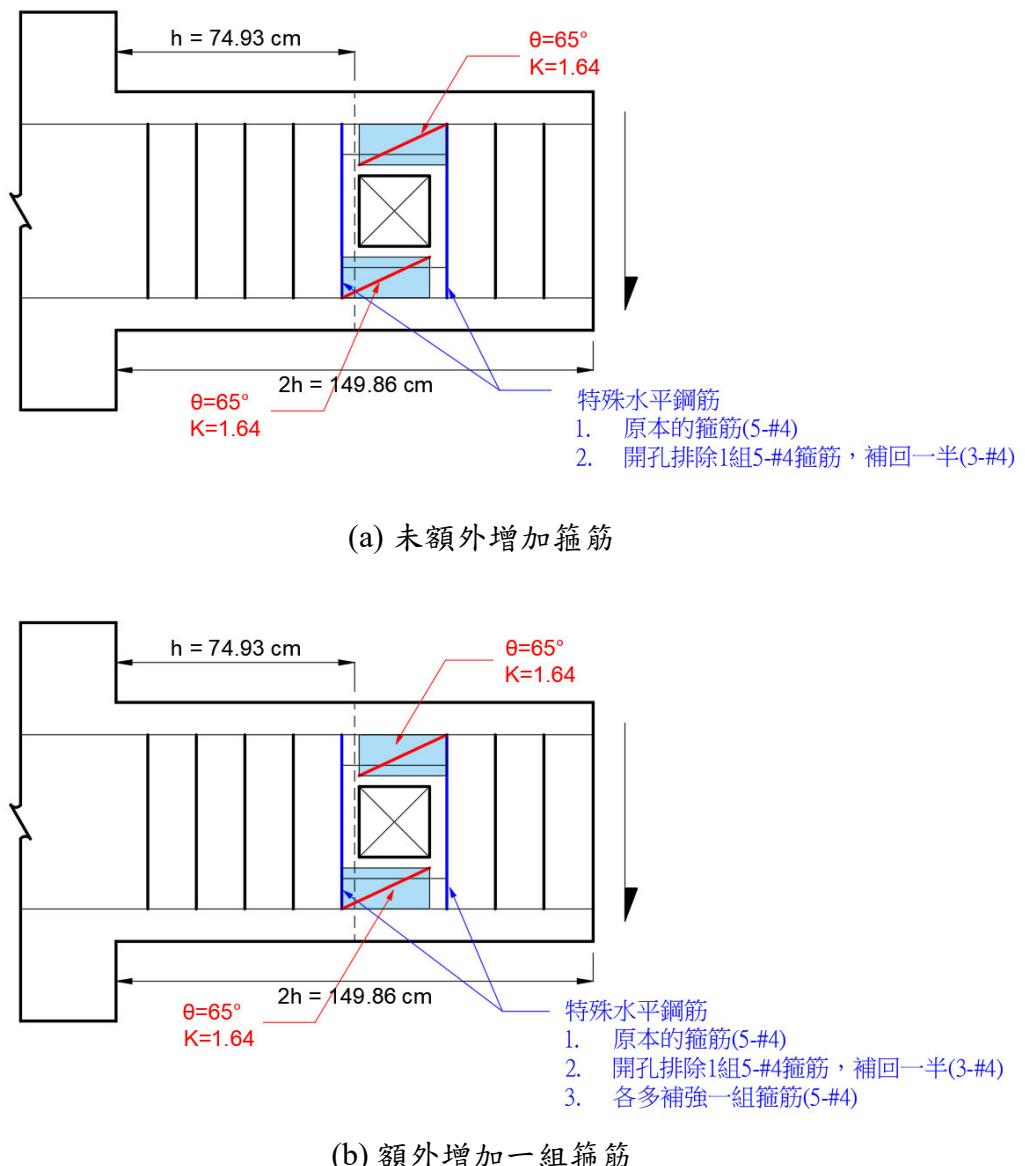
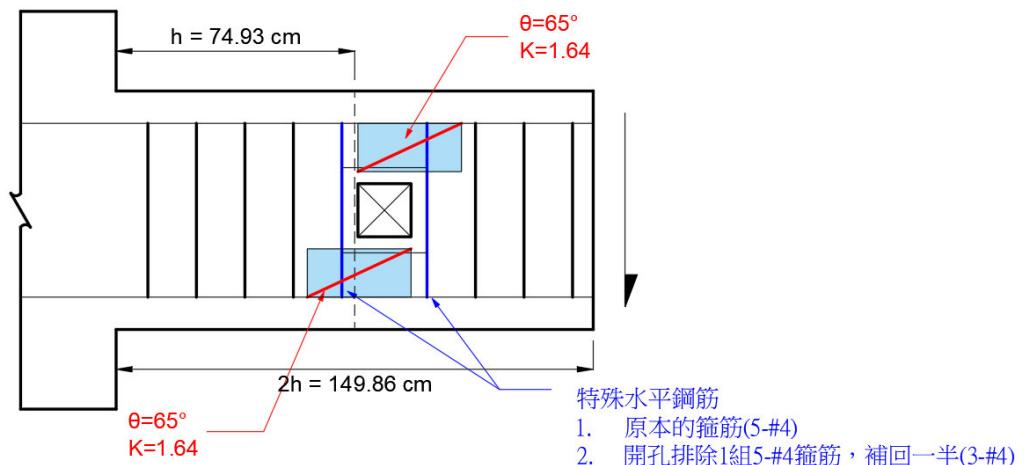
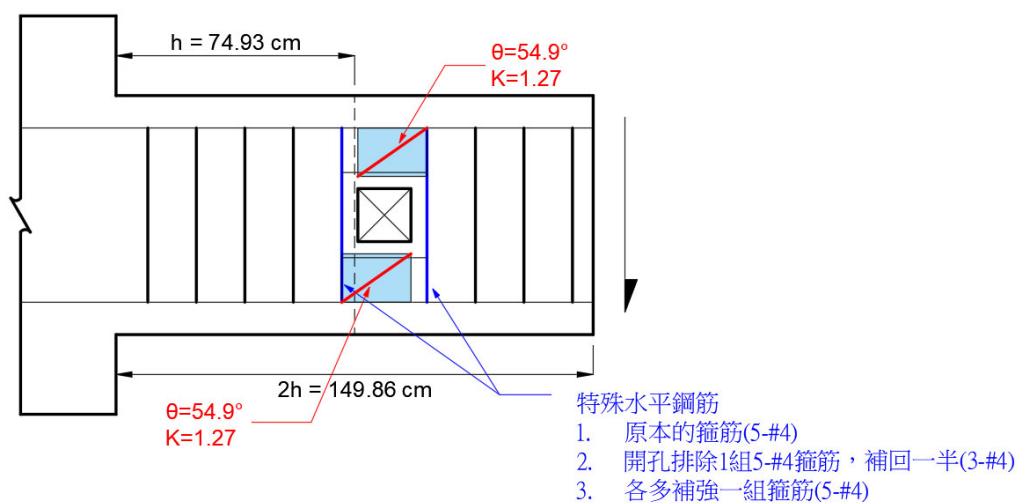


圖 3-13 建議設計方法於案例一之分析(1/3 倍梁深)

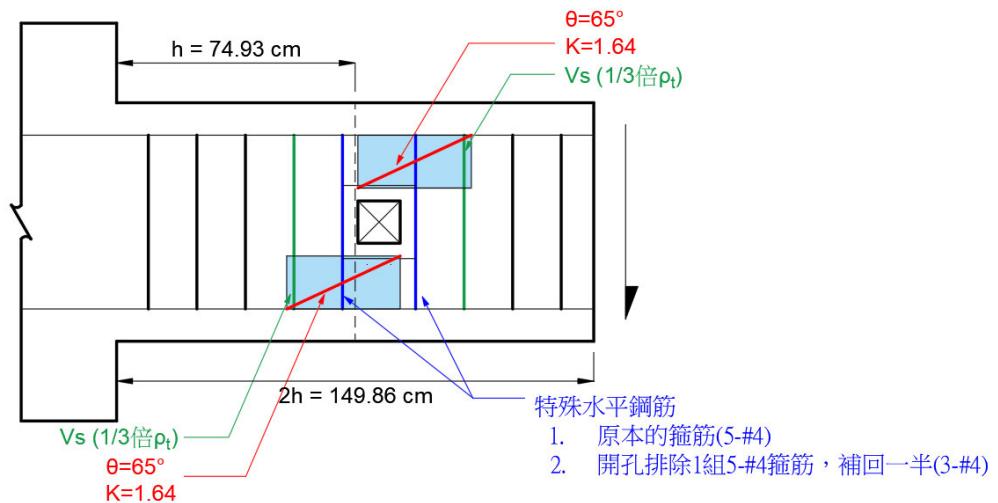


(a) 未額外增加箍筋

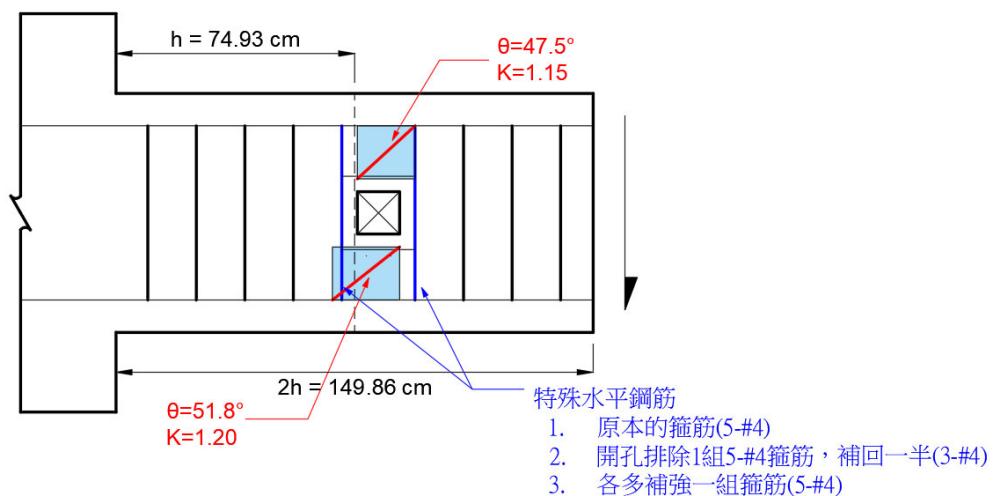


(b) 額外增加一組箍筋

圖 3-14 建議設計方法於案例一之分析(1/4 倍梁深)



(a) 未額外增加箍筋



(b) 額外增加一組箍筋

圖 3-15 建議設計方法於案例一之分析(1/5 倍梁深)

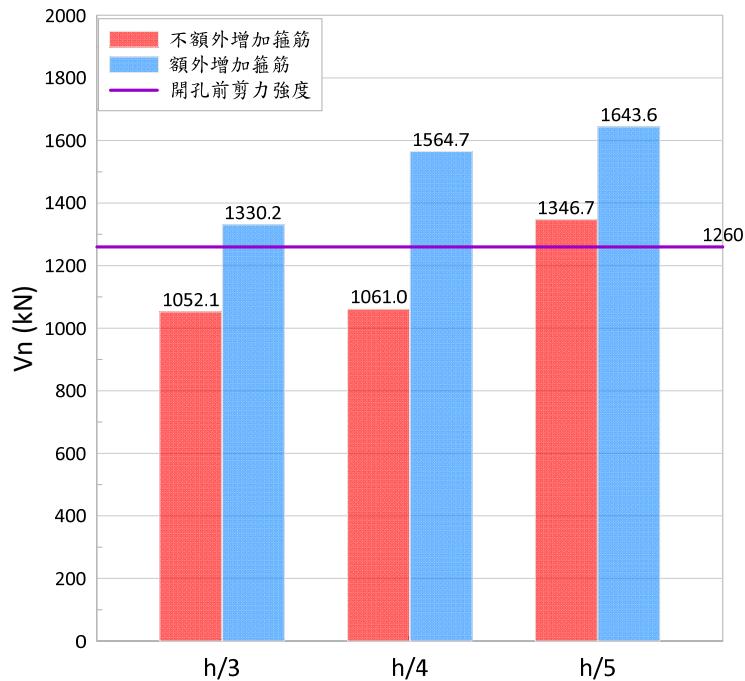


圖 3-16 建議設計方法於案例一之剪力強度

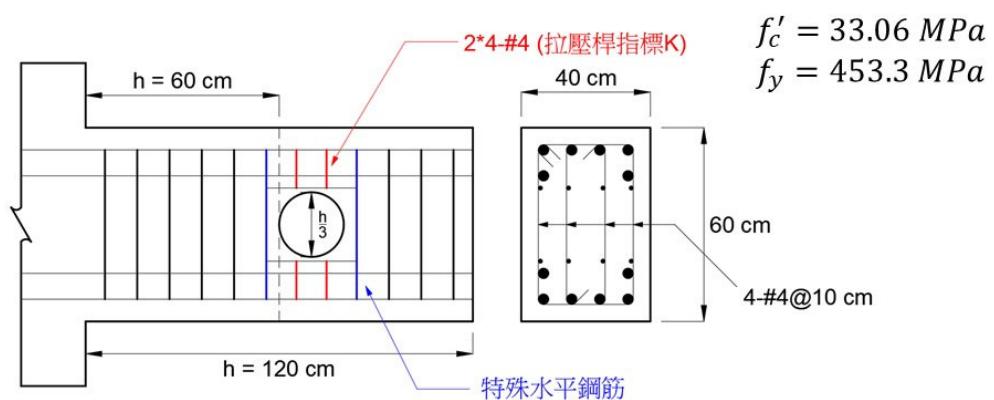


圖 3-17 建議設計方法於案例二之斷面圖(1/3 倍梁深)

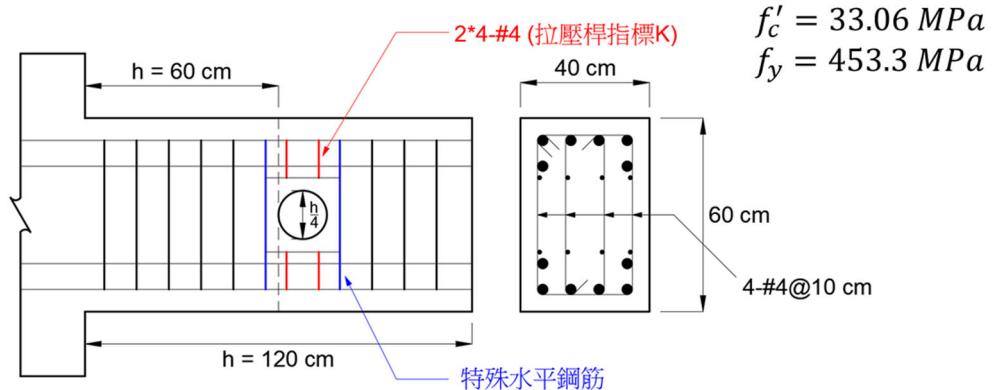


圖 3-18 建議設計方法於案例二之斷面圖(1/4 倍梁深)

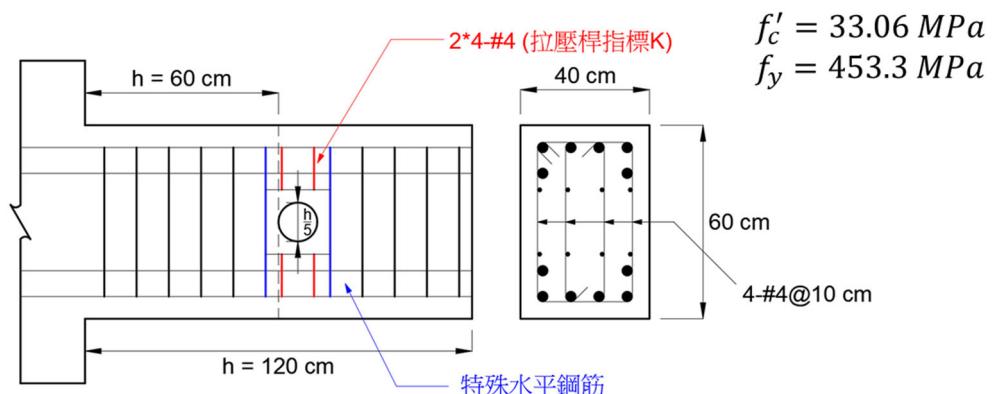
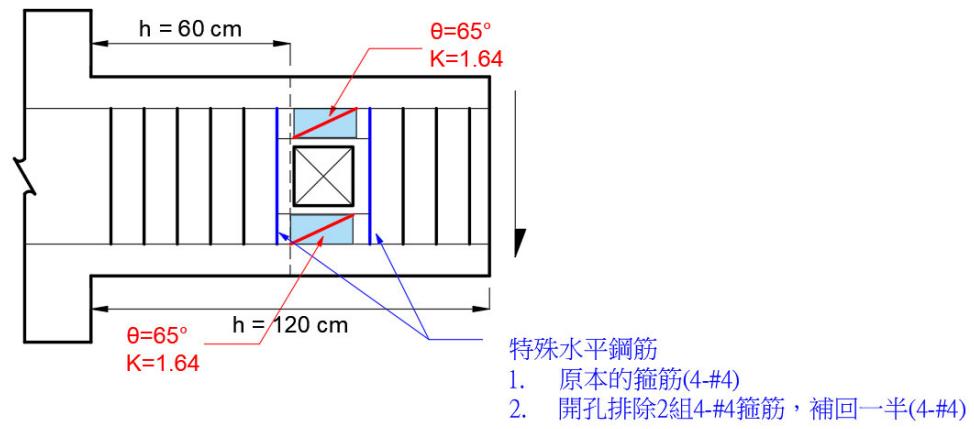
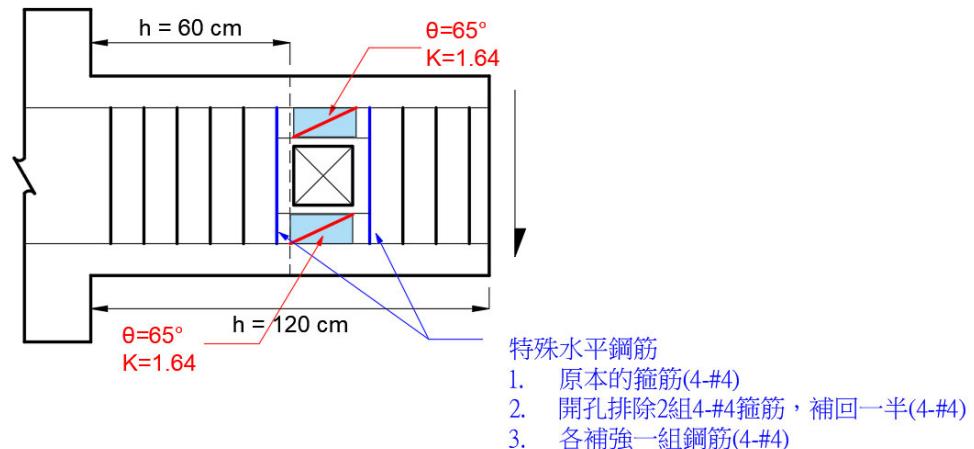


圖 3-19 建議設計方法於案例二之斷面圖(1/5 倍梁深)

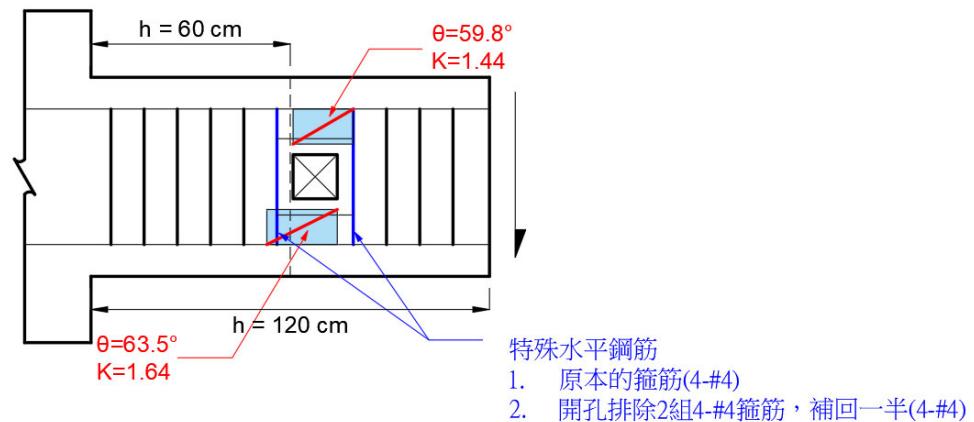


(a) 未額外增加箍筋

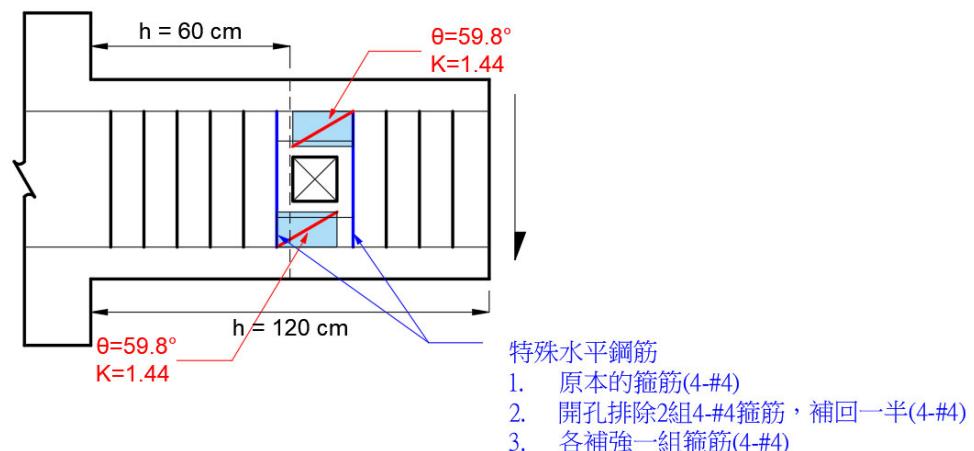


(b) 額外增加一組箍筋

圖 3- 20 建議設計方法於案例二之分析(1/3 倍梁深)

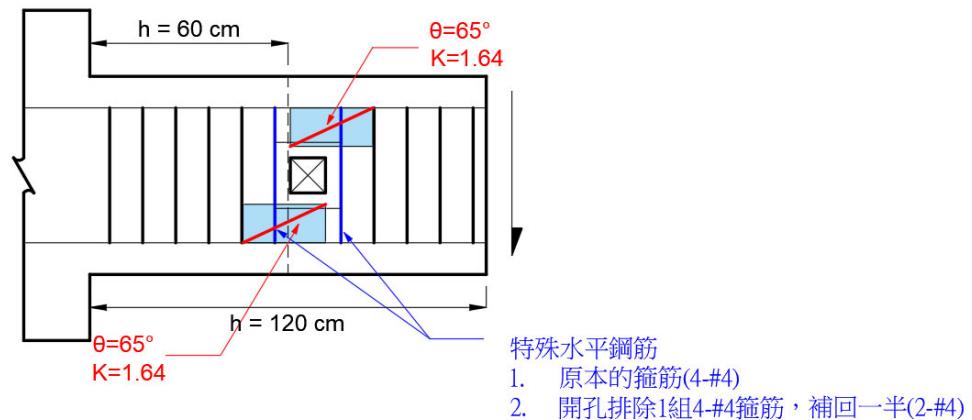


(a) 未額外增加箍筋

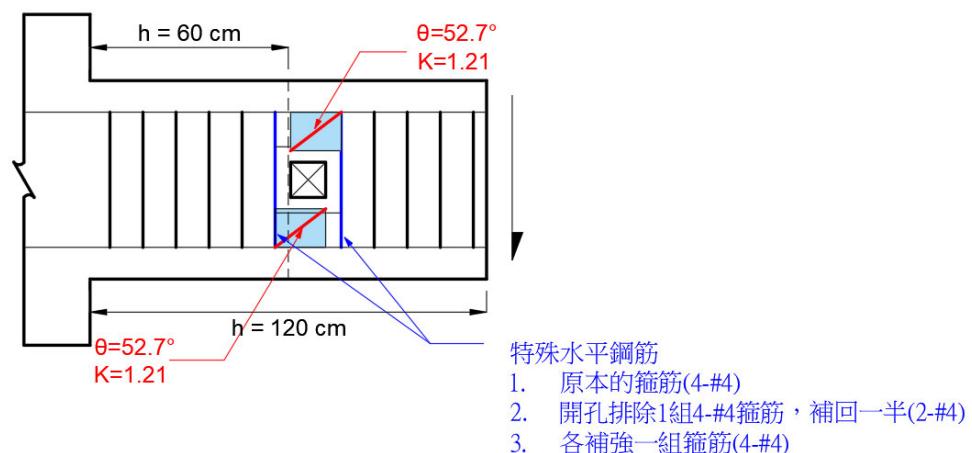


(b) 額外增加一組箍筋

圖 3- 21 建議設計方法於案例二之分析(1/4 倍梁深)



(a) 未額外增加箍筋



(b) 額外增加一組箍筋

圖 3-22 建議設計方法於案例二之分析(1/5 倍梁深)

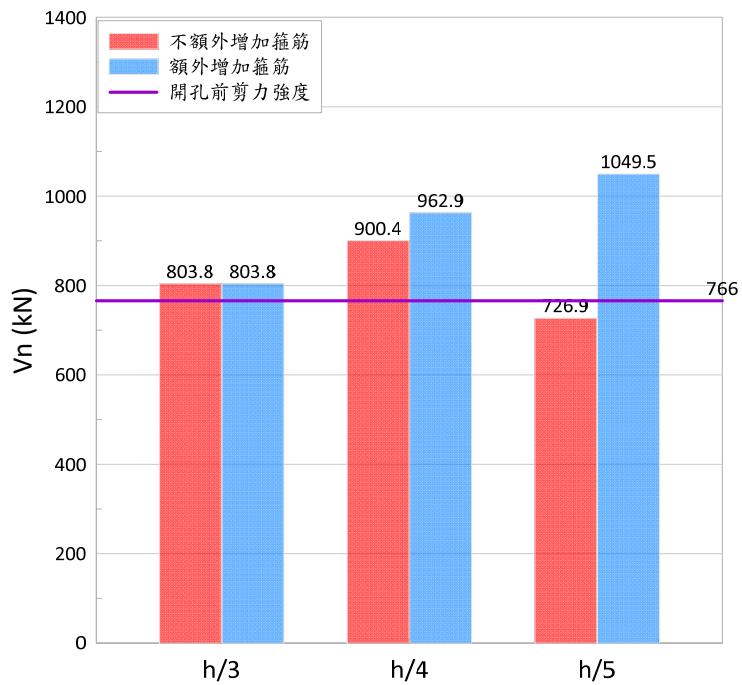


圖 3-23 建議設計方法於案例二之剪力強度

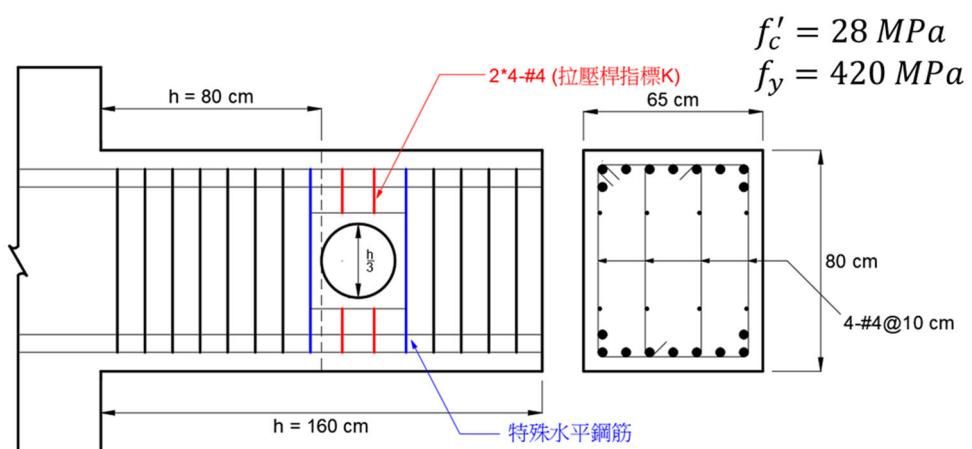


圖 3-24 建議設計方法於案例三之斷面圖(1/3 倍梁深)

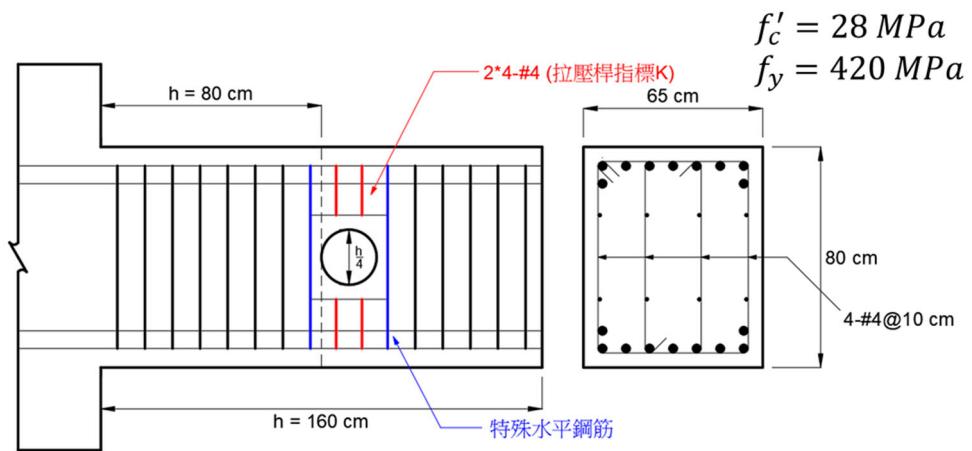


圖 3-25 建議設計方法於案例三之斷面圖(1/4 倍梁深)

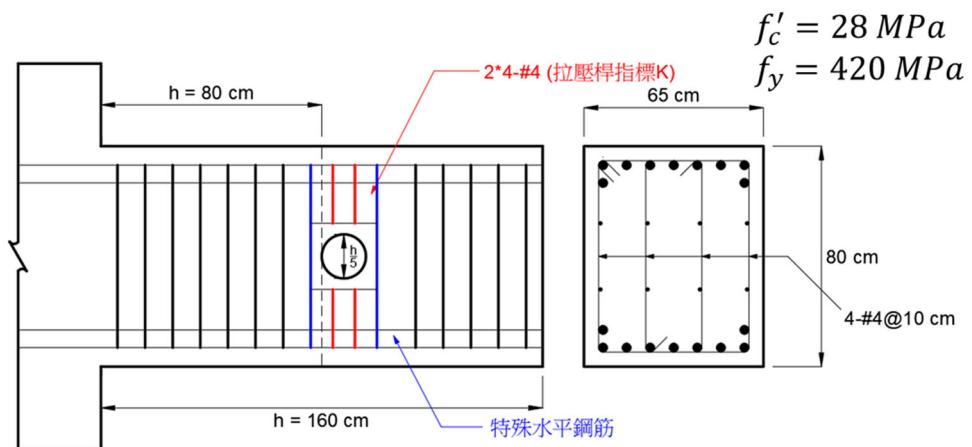
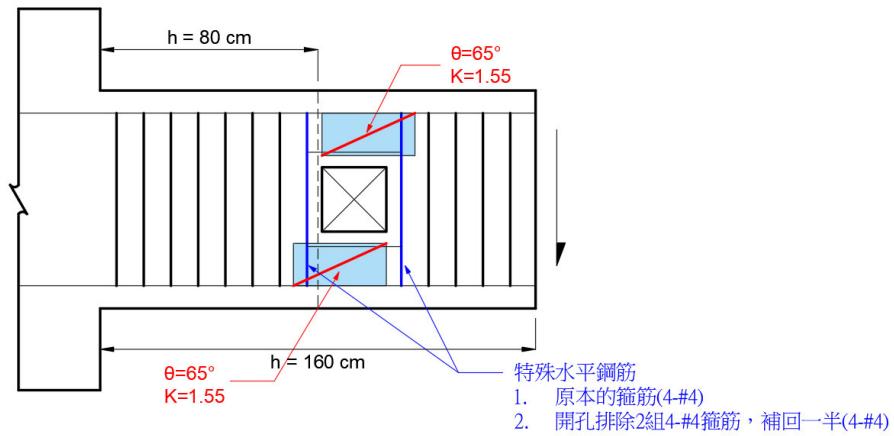
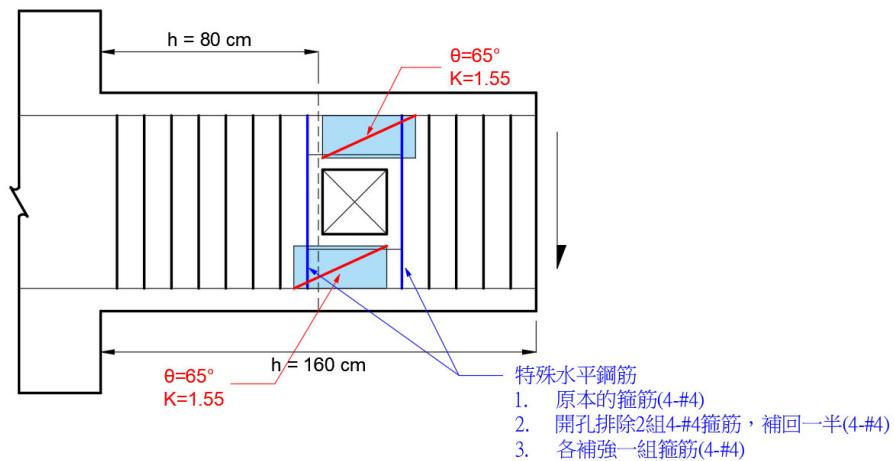


圖 3-26 建議設計方法於案例三之斷面圖(1/5 倍梁深)

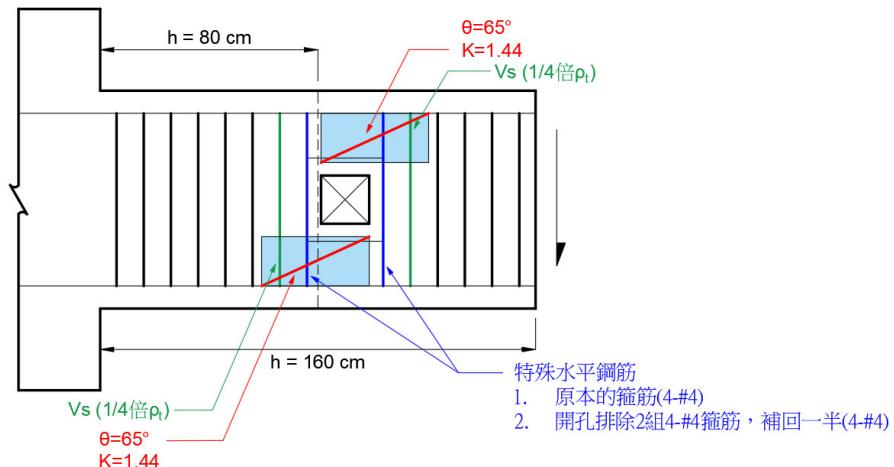


(a) 未額外增加箍筋

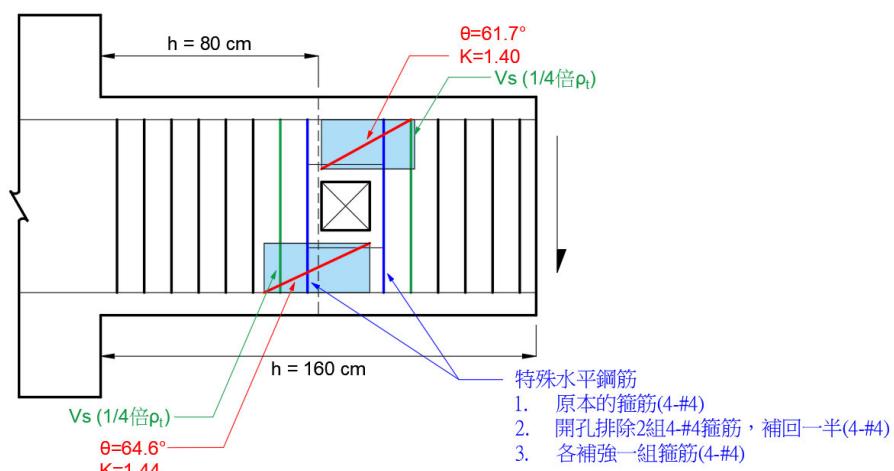


(b) 額外增加一組箍筋

圖 3-27 建議設計方法於案例三之分析(1/3 倍梁深)

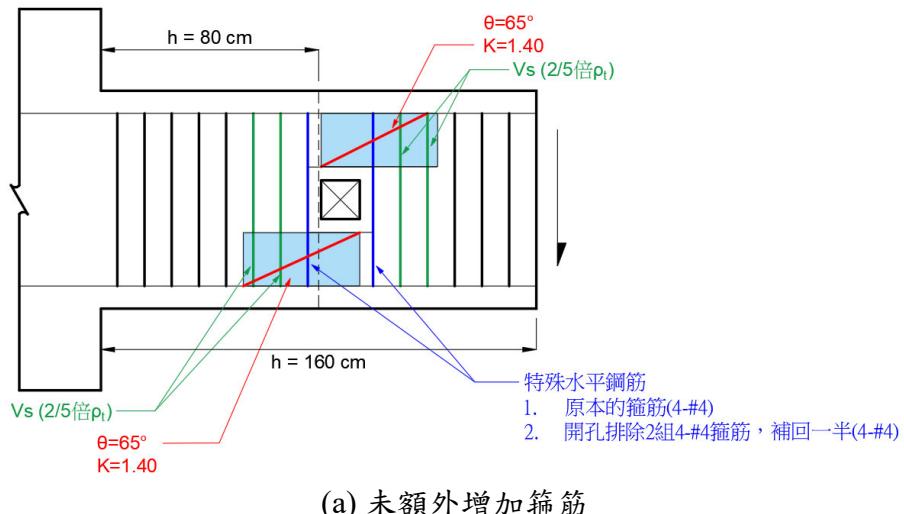


(a) 未額外增加箍筋

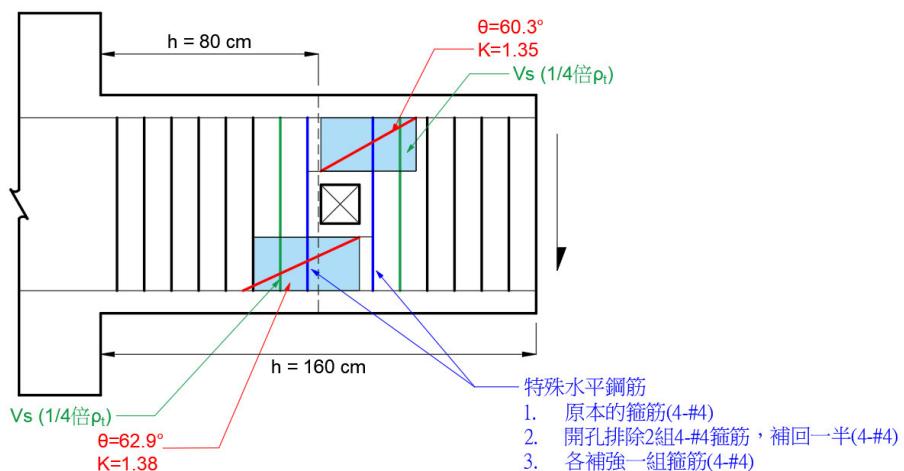


(b) 額外增加一組箍筋

圖 3-28 建議設計方法於案例三之分析(1/4 倍梁深)



(a) 未額外增加箍筋



(b) 額外增加一組箍筋

圖 3-29 建議設計方法於案例三之分析(1/5 倍梁深)

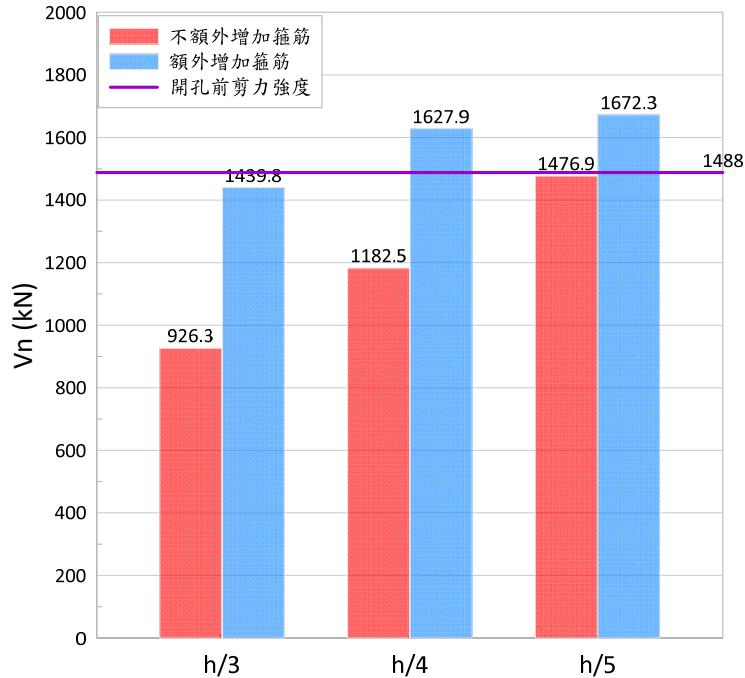


圖 3-30 建議設計方法於案例三之剪力強度

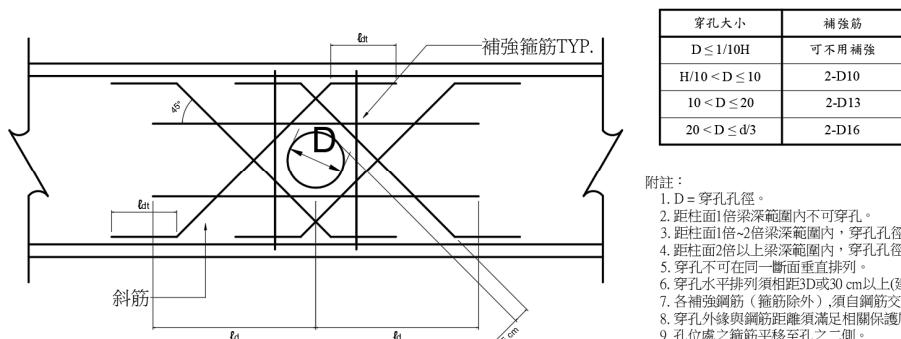


圖 3-31 結構技師全聯會梁穿孔設計 (2024)

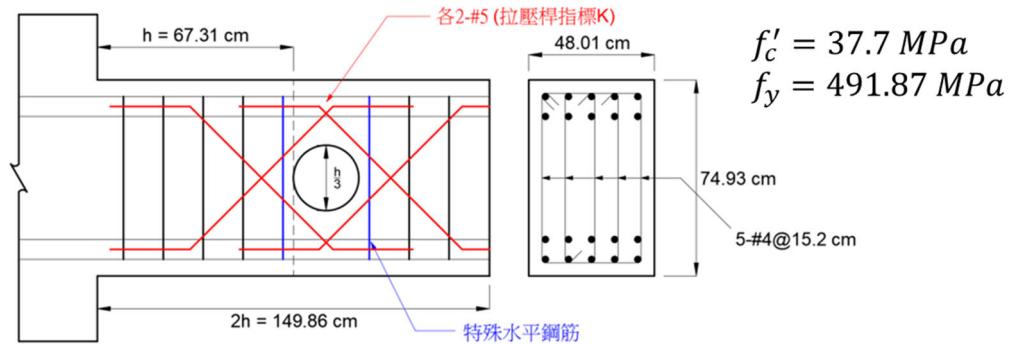


圖 3-32 結構技師全聯會設計方法於案例一之斷面圖(1/3 倍梁深)

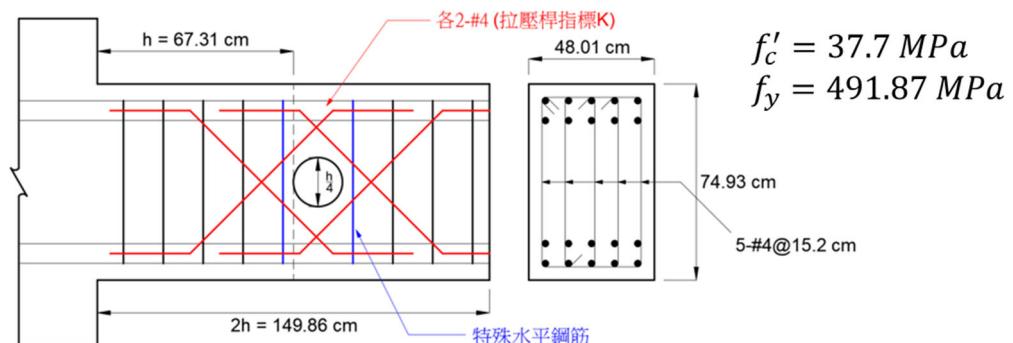


圖 3-33 結構技師全聯會設計方法於案例一之斷面圖(1/4 倍梁深)

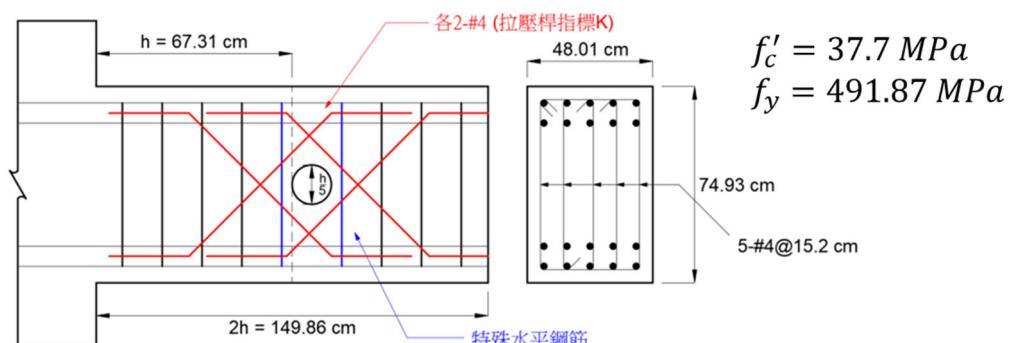
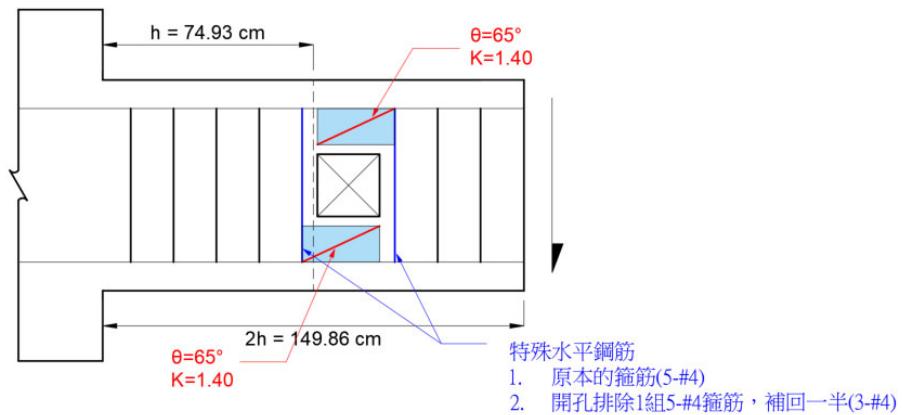
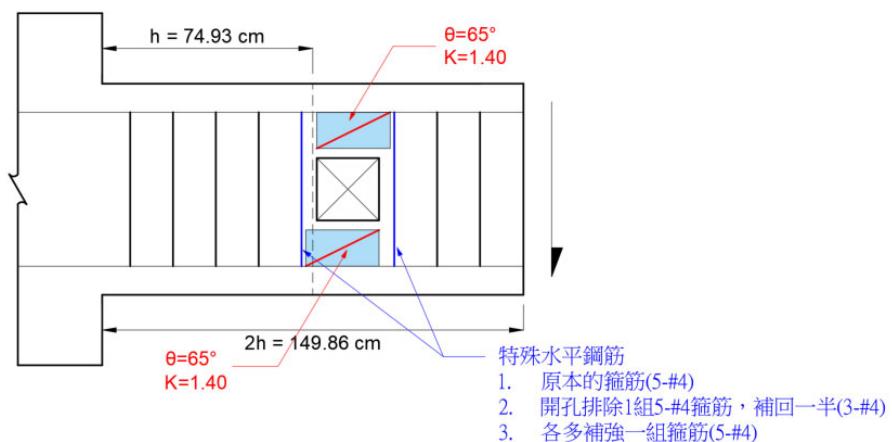


圖 3-34 結構技師全聯會設計方法於案例一之斷面圖(1/5 倍梁深)

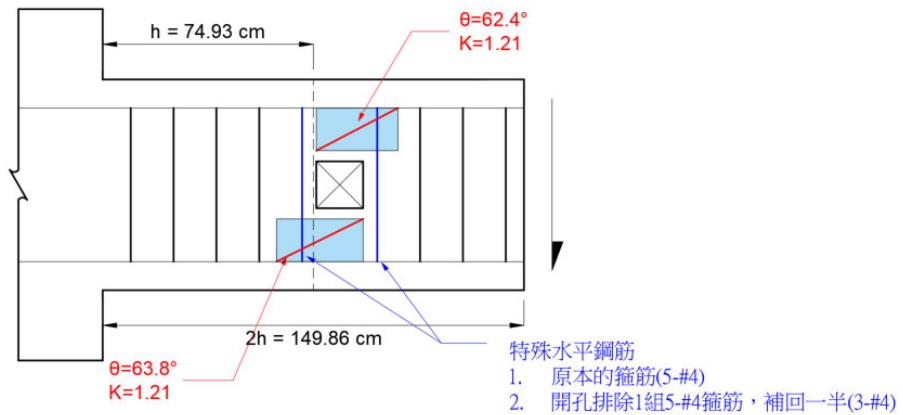


(a) 未額外增加箍筋

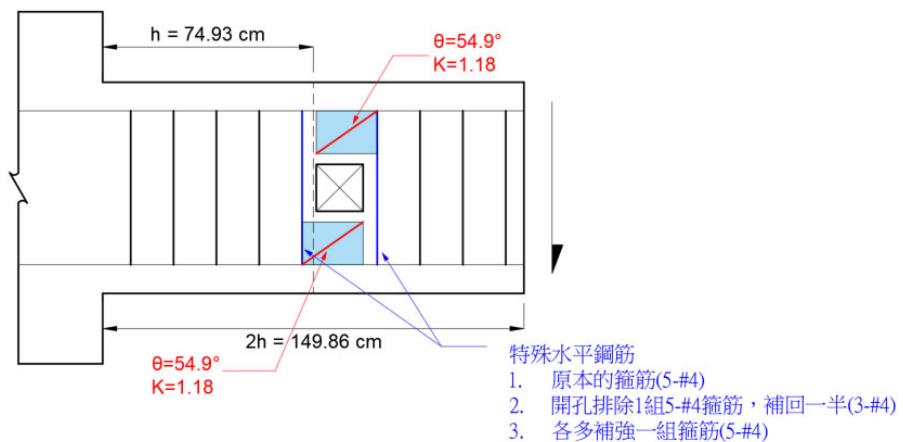


(b) 額外增加一組箍筋

圖 3-35 結構技師全聯會設計方法於案例一之分析(1/3 倍梁深)

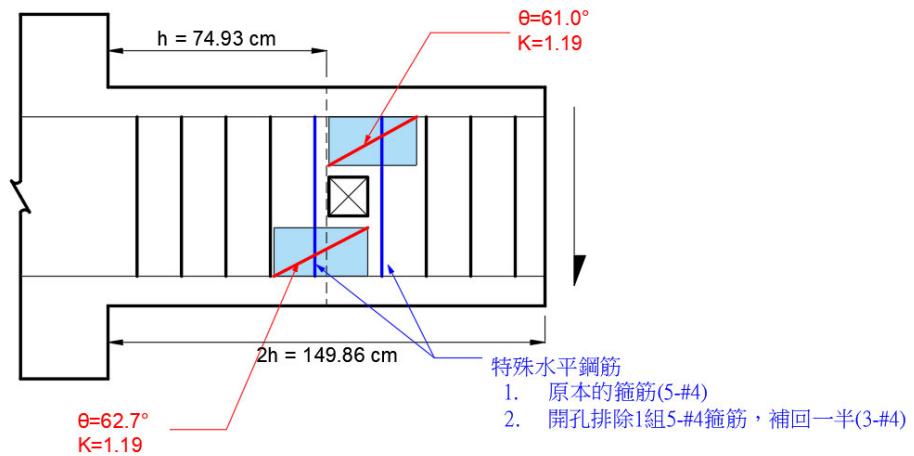


(a) 未額外增加箍筋

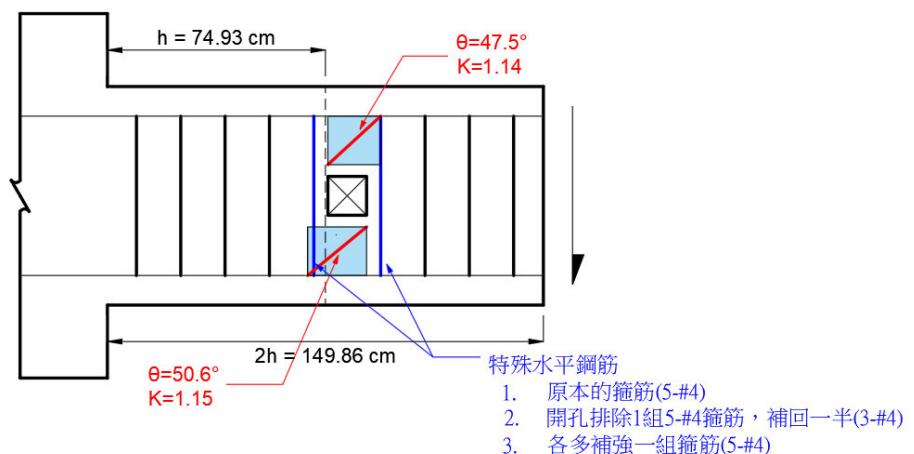


(b) 額外增加一組箍筋

圖 3-36 結構技師全聯會設計方法於案例一之分析(1/4 倍梁深)



(a) 未額外增加箍筋



(b) 額外增加一組箍筋

圖 3-37 結構技師全聯會設計方法於案例一之分析(1/5 倍梁深)

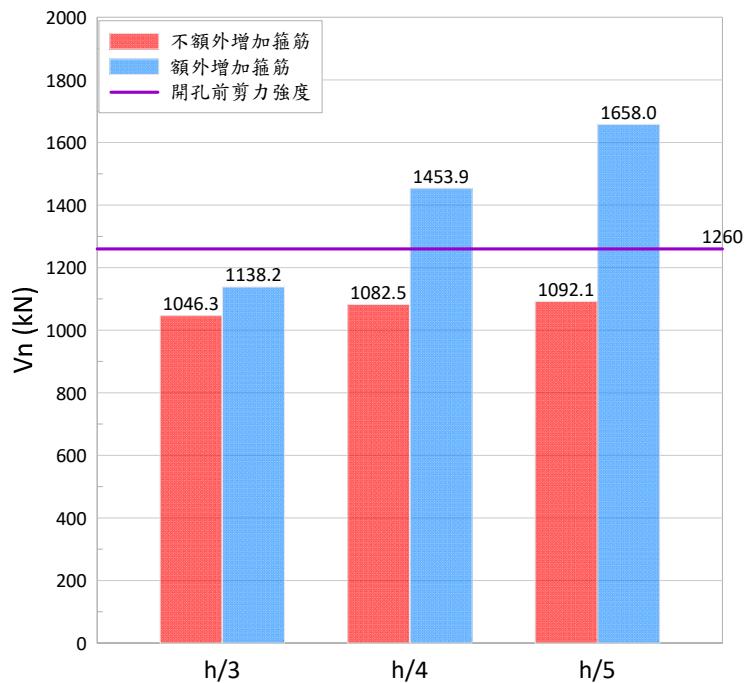


圖 3-38 結構技師全聯會設計方法於案例一之剪力強度

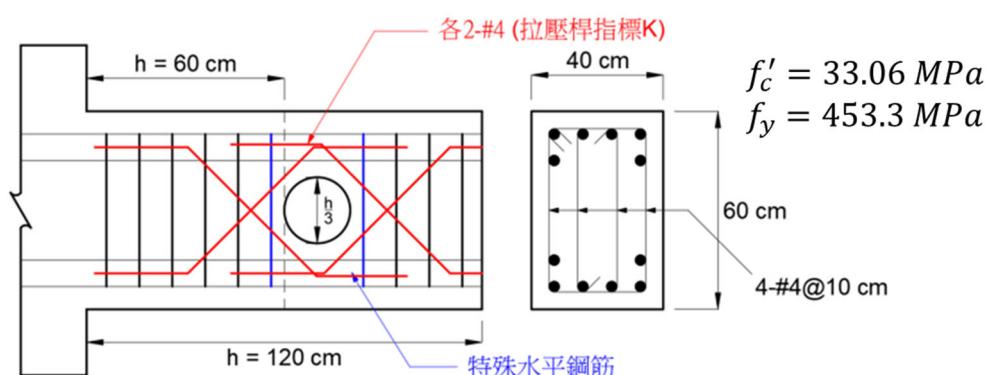


圖 3-39 結構技師全聯會設計方法於案例二之斷面圖(1/3 倍梁深)

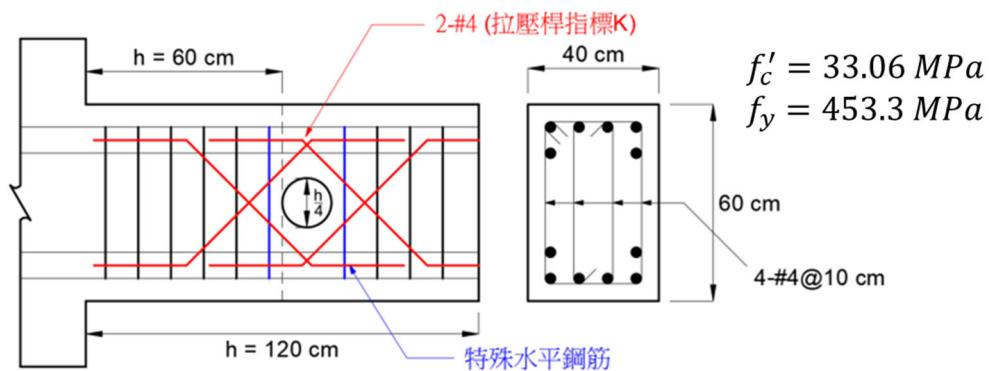


圖 3-40 結構技師全聯會設計方法於案例二之斷面圖(1/4 倍梁深)

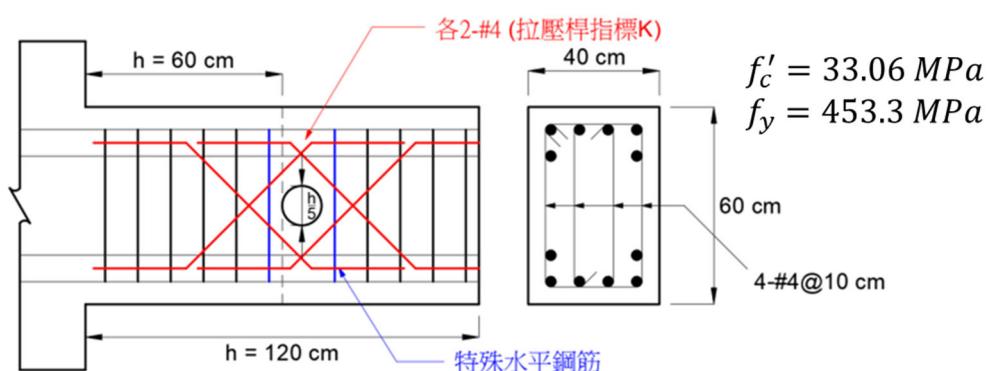
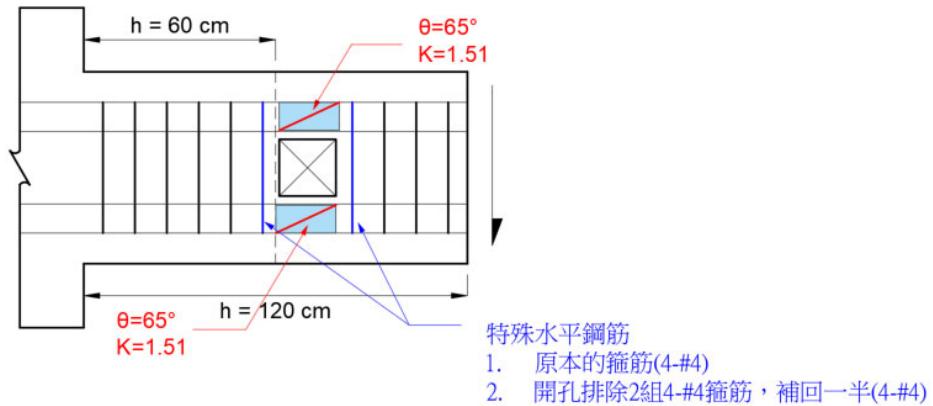
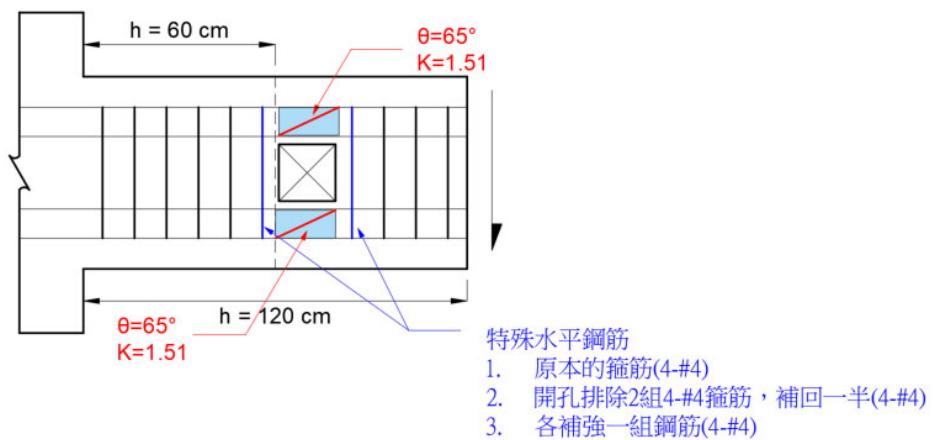


圖 3-41 結構技師全聯會設計方法於案例二之斷面圖(1/5 倍梁深)

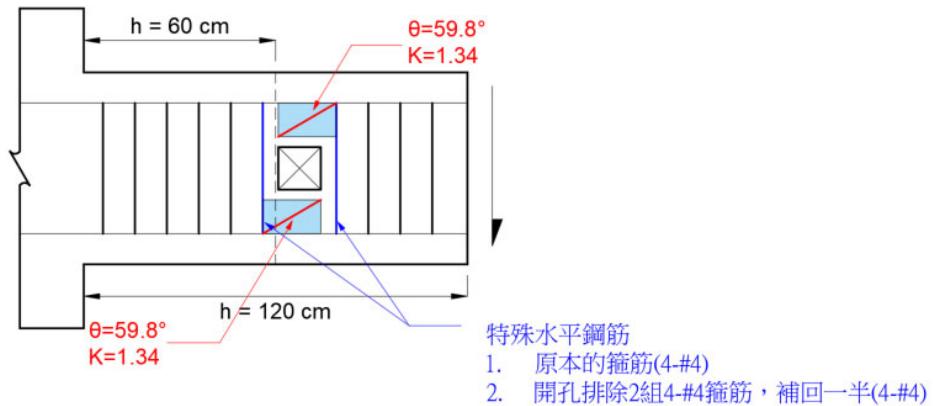


(a) 未額外增加箍筋

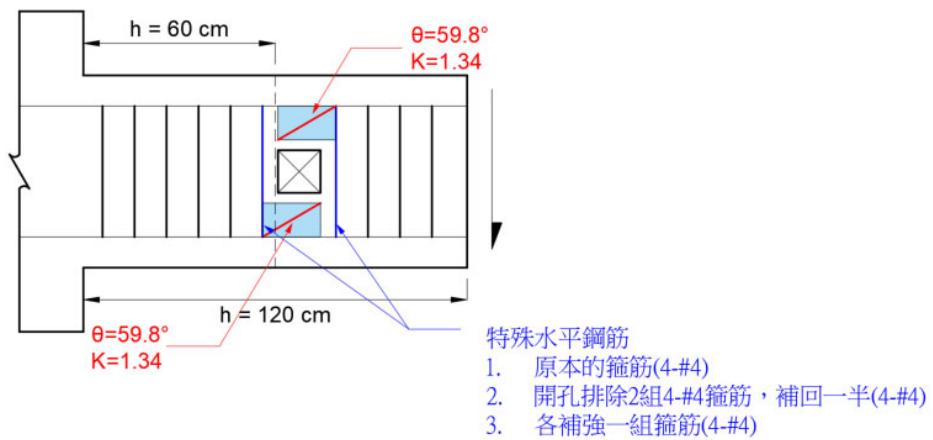


(b) 額外增加一組箍筋

圖 3-42 結構技師全聯會設計方法於案例二之分析(1/3 倍梁深)

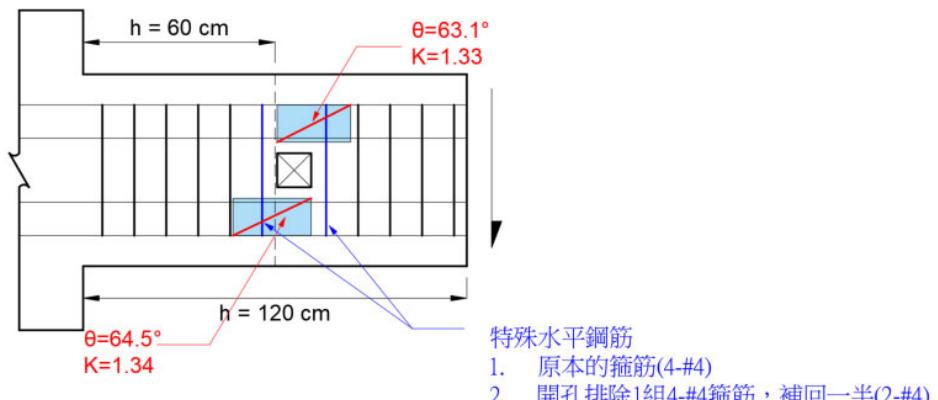


(a) 未額外增加箍筋

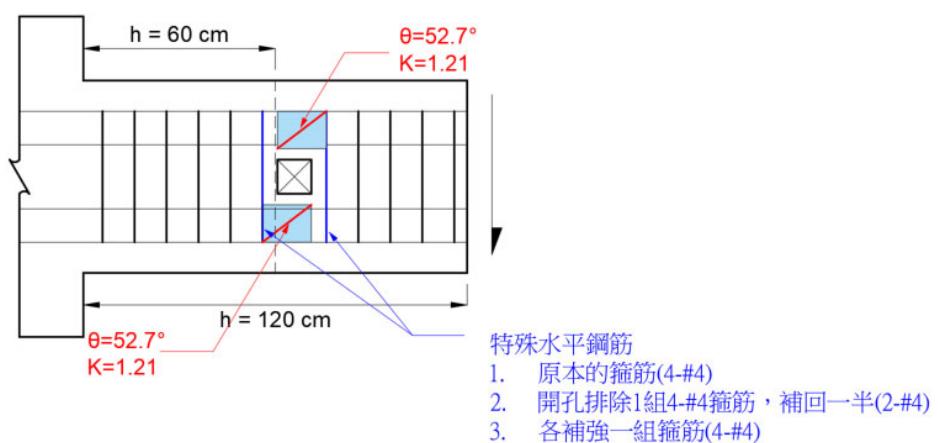


(b) 額外增加一組箍筋

圖 3-43 結構技師全聯會設計方法於案例二之分析(1/4 倍梁深)



(a) 未額外增加箍筋



(b) 額外增加一組箍筋

圖 3-44 結構技師全聯會設計方法於案例二之分析(1/5 倍梁深)

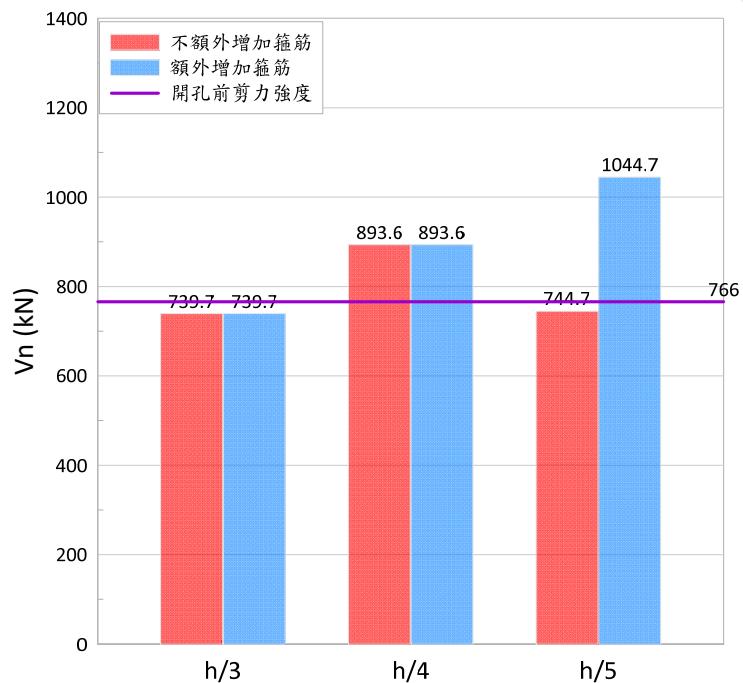


圖 3-45 結構技師全聯會設計方法於案例二之剪力強度

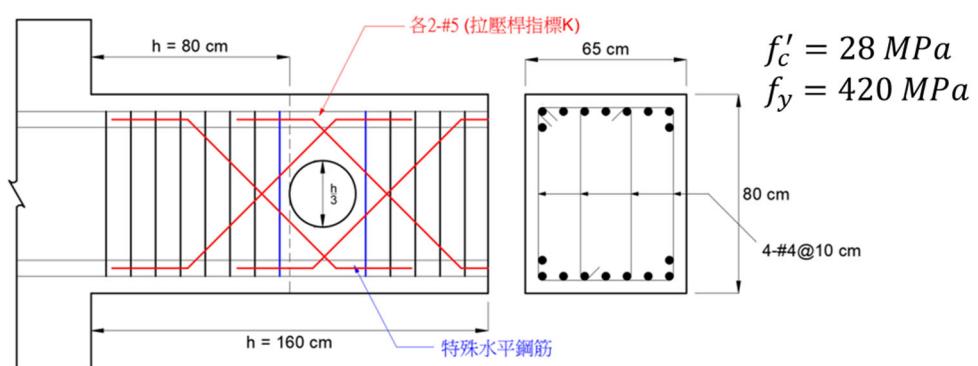


圖 3-46 結構技師全聯會設計方法於案例三之斷面圖(1/3 倍梁深)

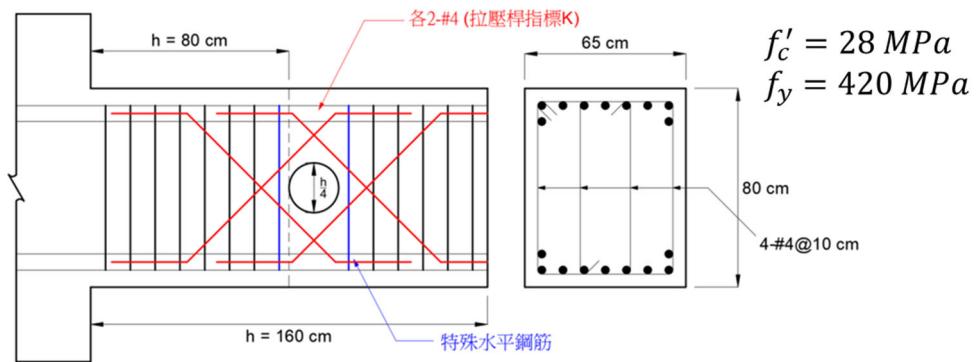


圖 3-47 結構技師全聯會設計方法於案例三之斷面圖(1/4 倍梁深)

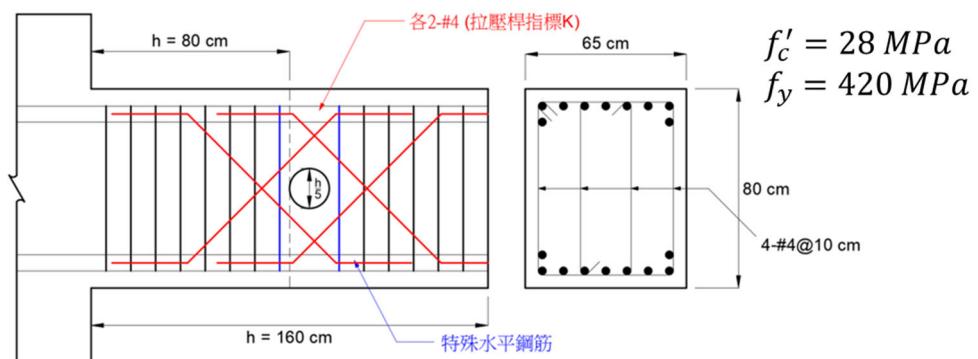
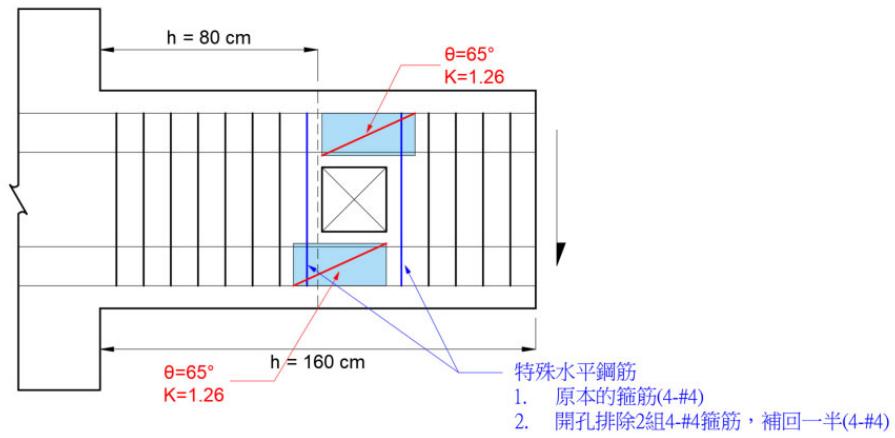
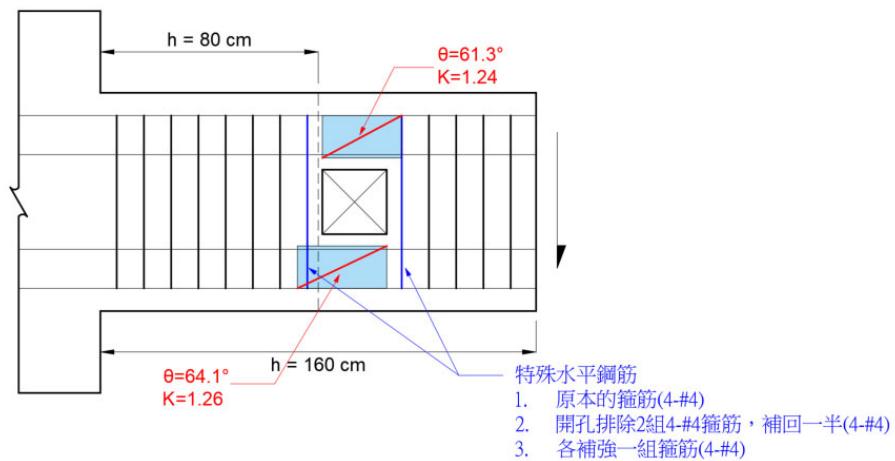


圖 3-48 結構技師全聯會設計方法於案例三之斷面圖(1/5 倍梁深)

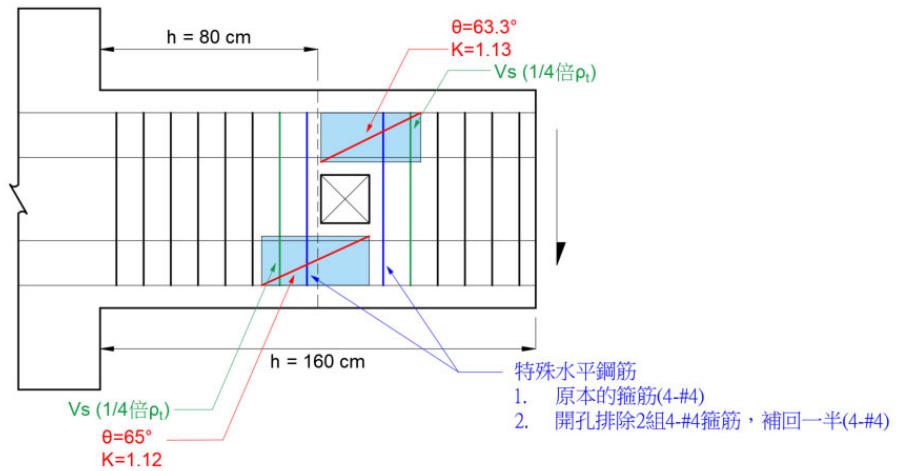


(a) 未額外增加箍筋

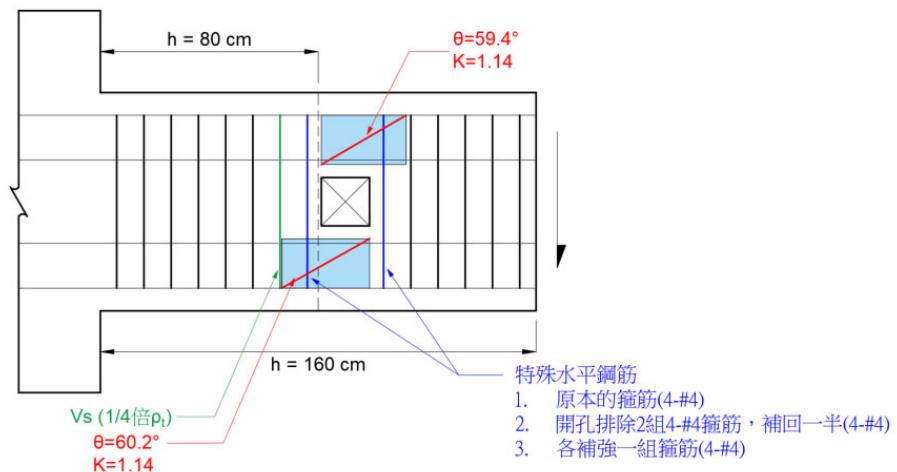


(b) 額外增加一組箍筋

圖 3-49 結構技師全聯會設計方法於案例三之分析(1/3 倍梁深)

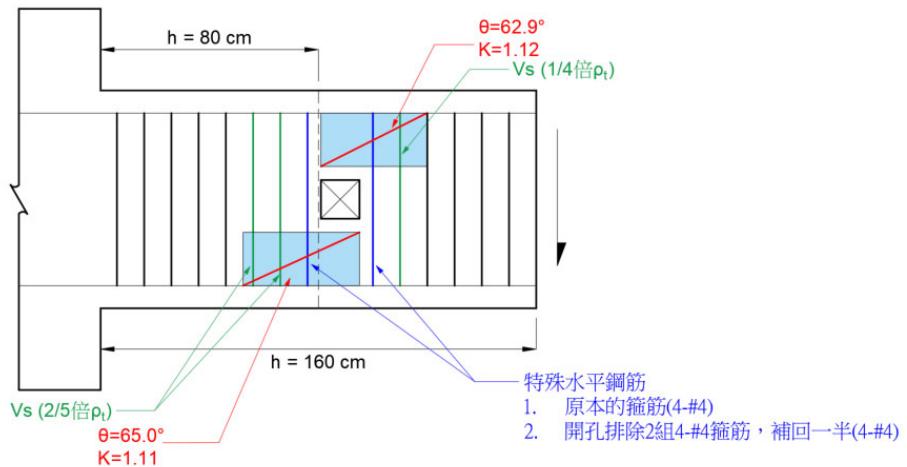


(a) 未額外增加箍筋

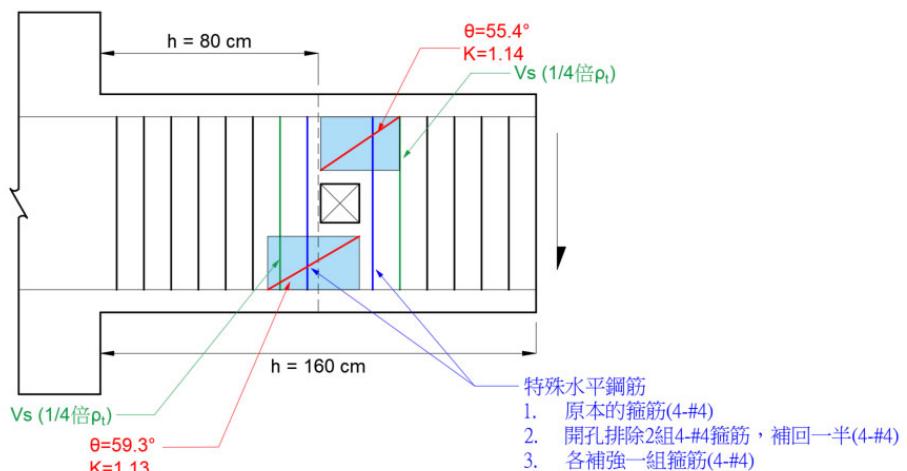


(b) 額外增加一組箍筋

圖 3-50 結構技師全聯會設計方法於案例三之分析(1/4 倍梁深)



(a) 未額外增加箍筋



(b) 額外增加一組箍筋

圖 3-51 結構技師全聯會設計方法於案例三之分析(1/5 倍梁深)

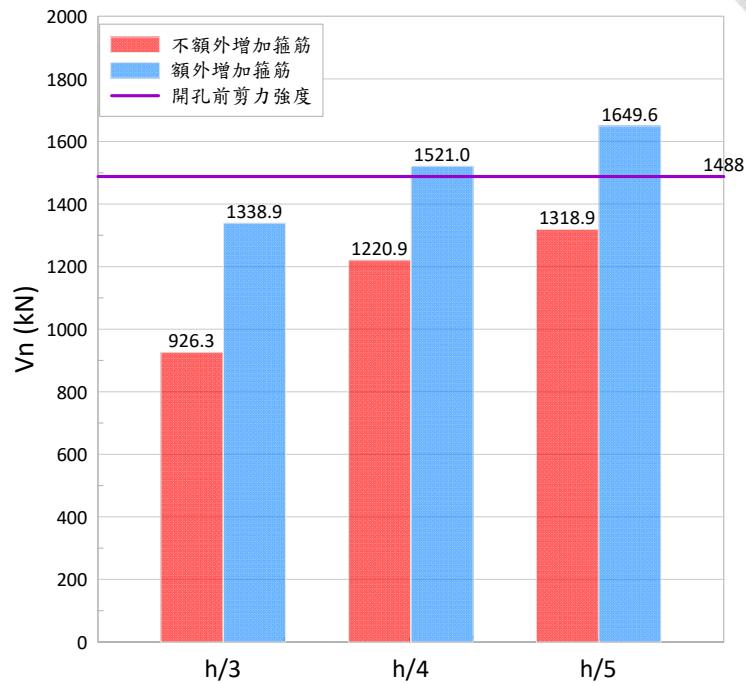


圖 3-52 結構技師全聯會設計方法於案例三之剪力強度

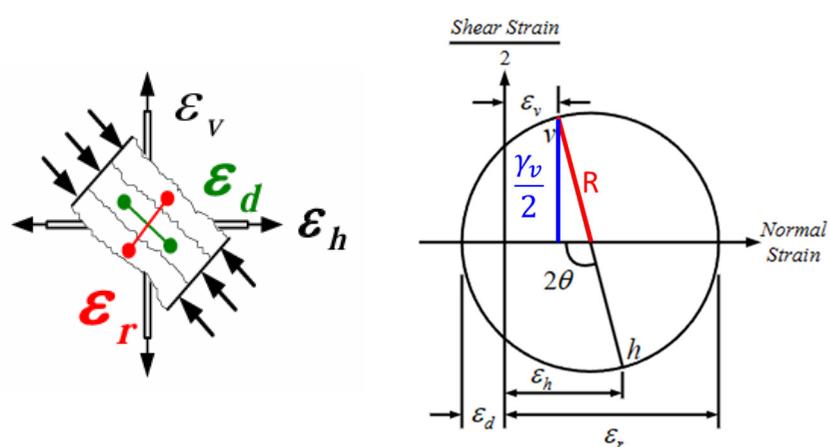


圖 4-1 莫爾圓應變轉換

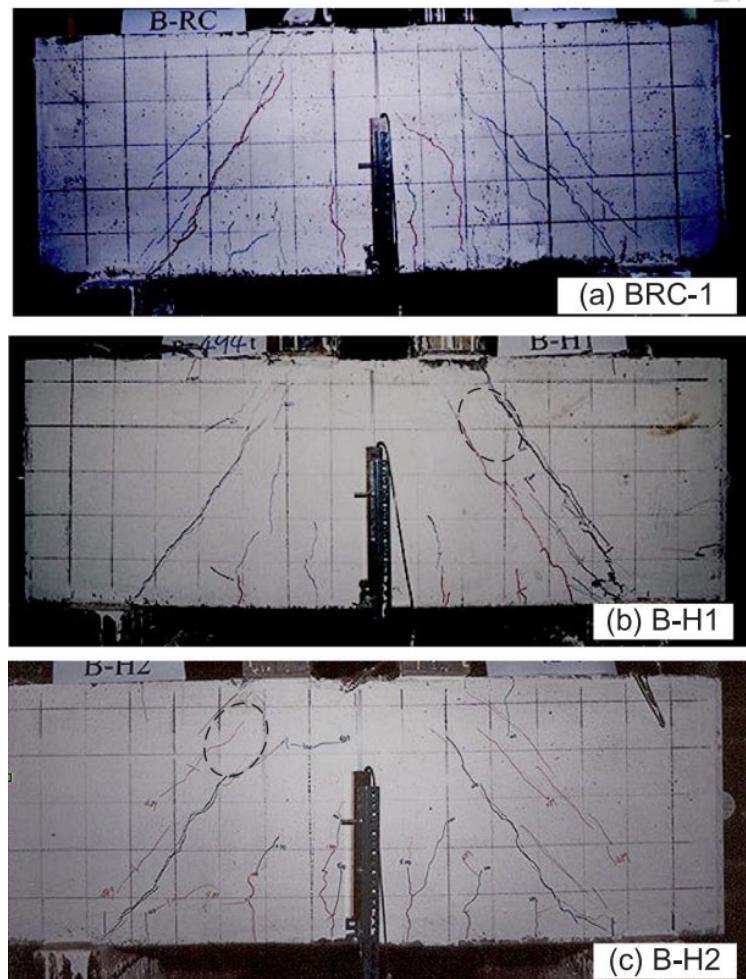


圖 4-2 SRC 深梁實驗裂縫(Chen et al., 2018)

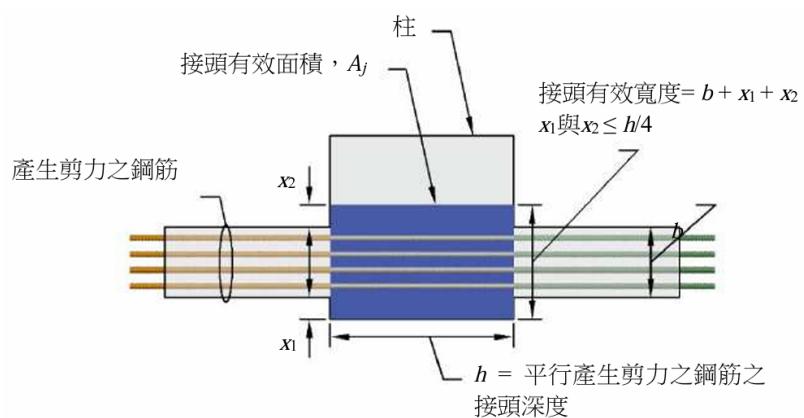


圖 4-3 有效接頭寬度示意圖

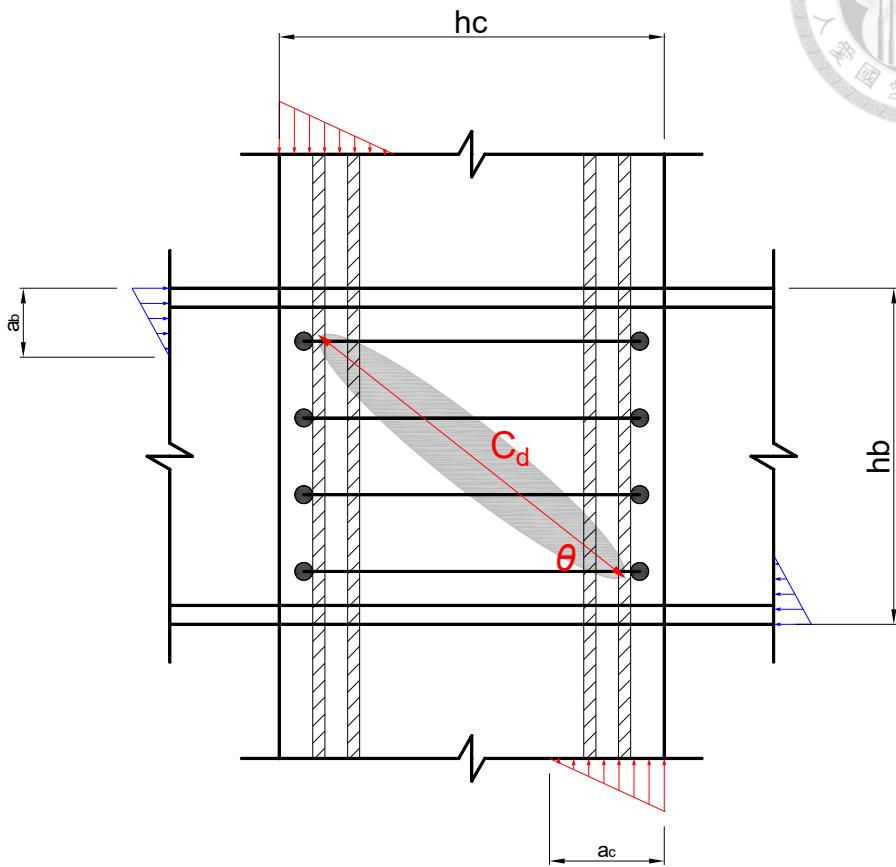


圖 4-4 接頭混凝土壓桿角度示意圖

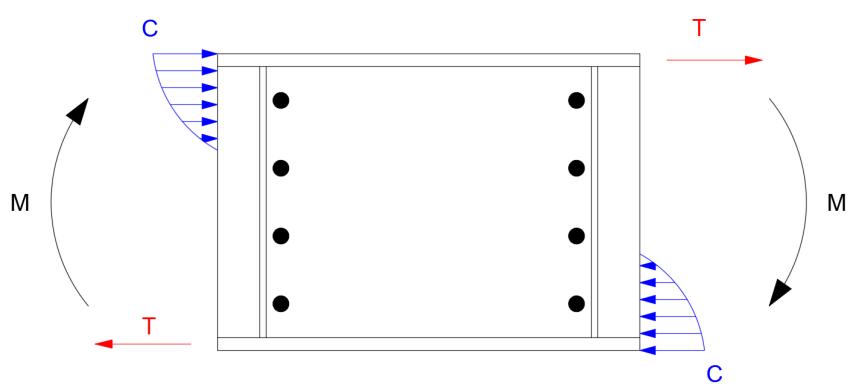


圖 4-5 接頭鋼骨於混凝土內壓力區深度示意圖

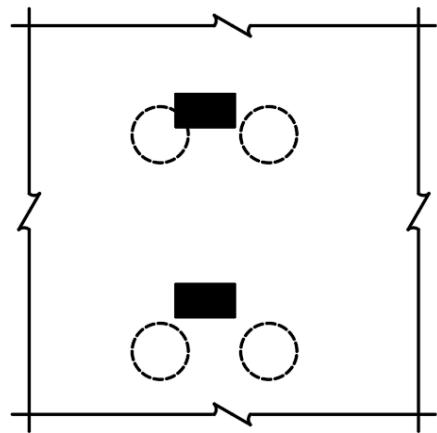
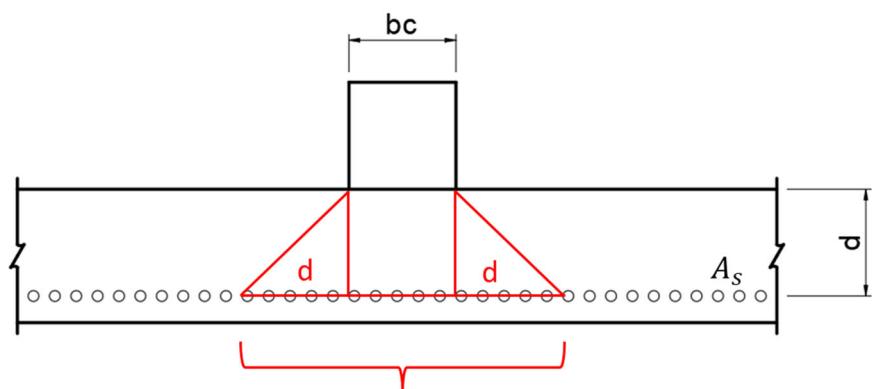


圖 5-1 桩柱錯位基礎板平面示意圖



可計入撓曲鋼筋的部分

圖 5-2 撓曲鋼筋範圍

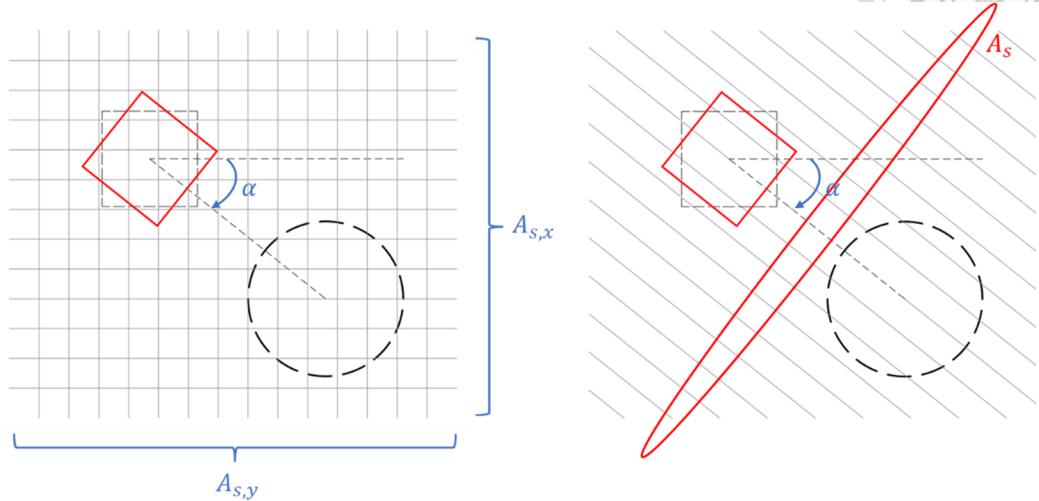


圖 5-3 柱旋轉示意圖

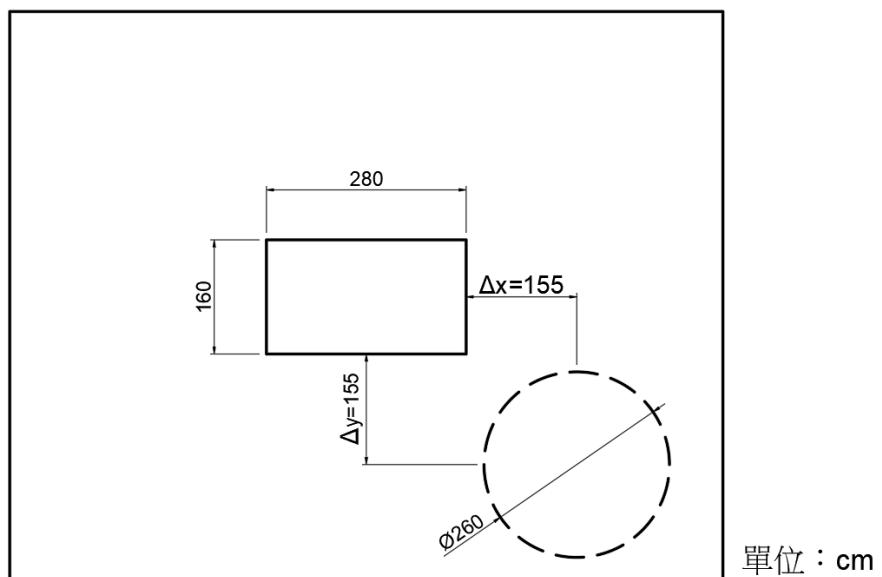


圖 5-4 樁柱錯位案例平面示意圖

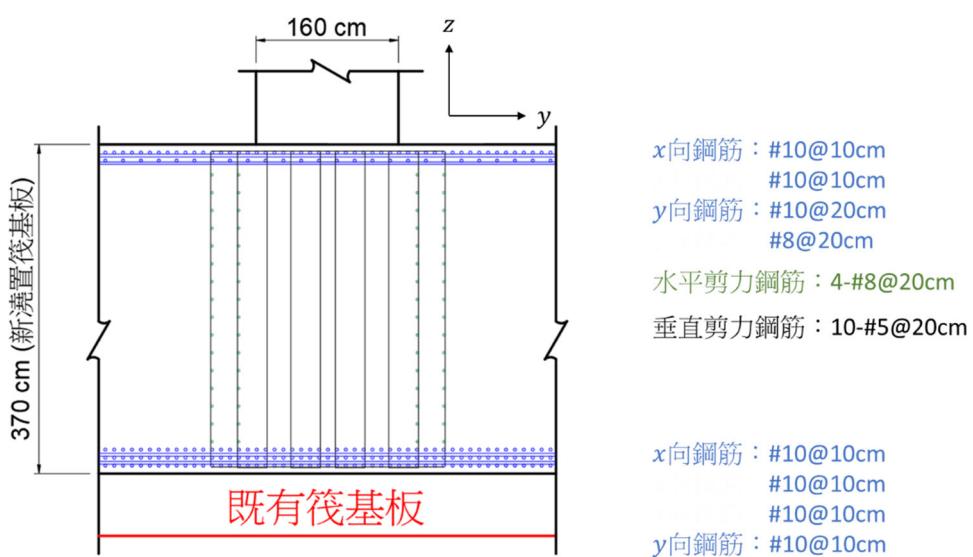
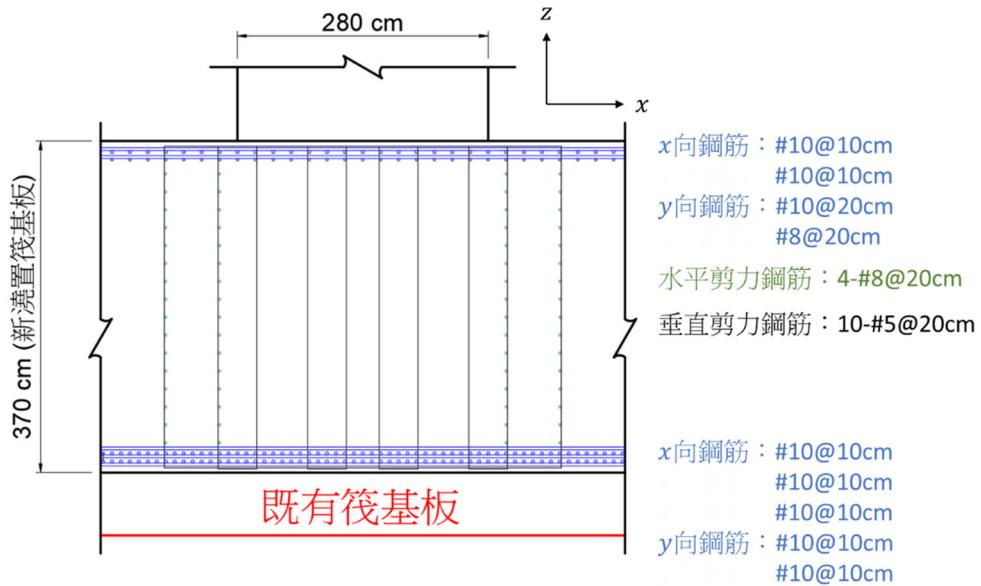


圖 5-5 桩柱錯位案例配筋圖

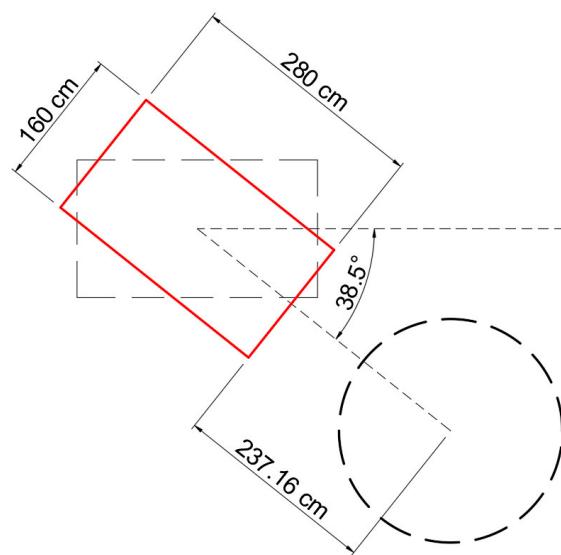


圖 5-6 方法一柱旋轉示意圖

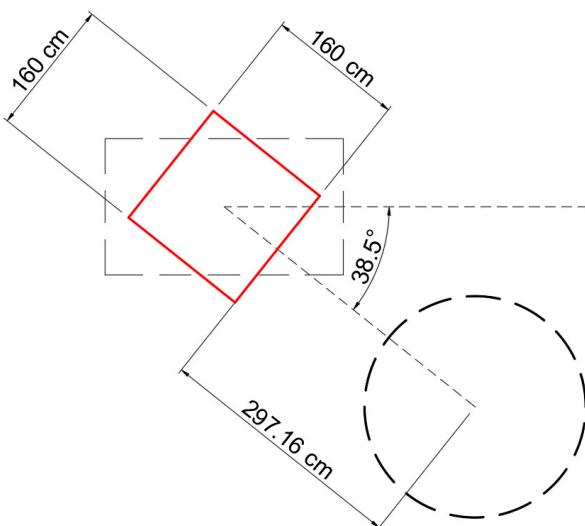


圖 5-7 方法二柱旋轉示意圖

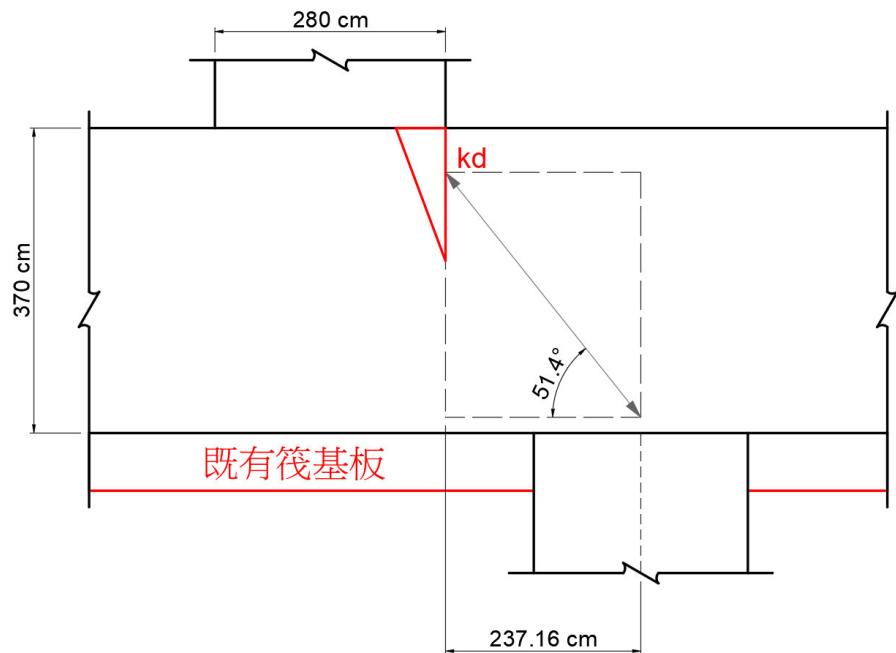


圖 5-8 方法一沿壓桿方向截面之側視圖

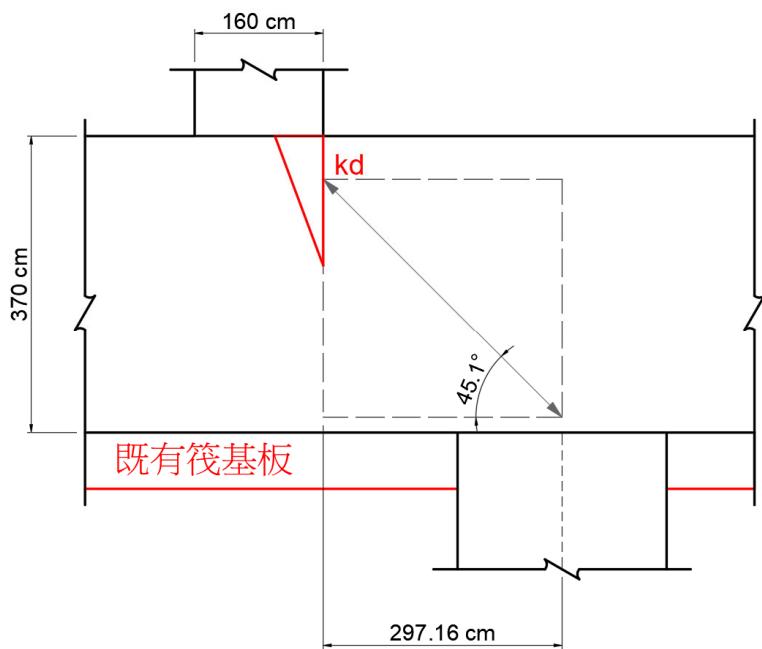


圖 5-9 方法二沿壓桿方向截面之側視圖

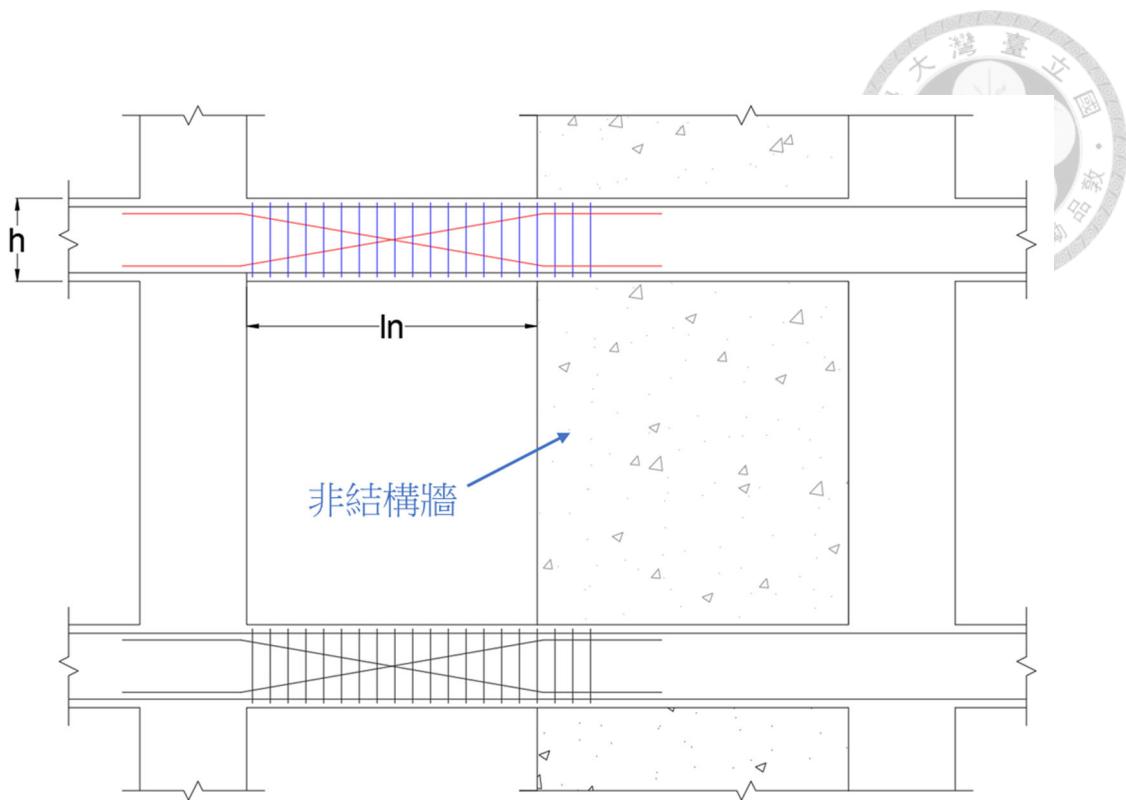
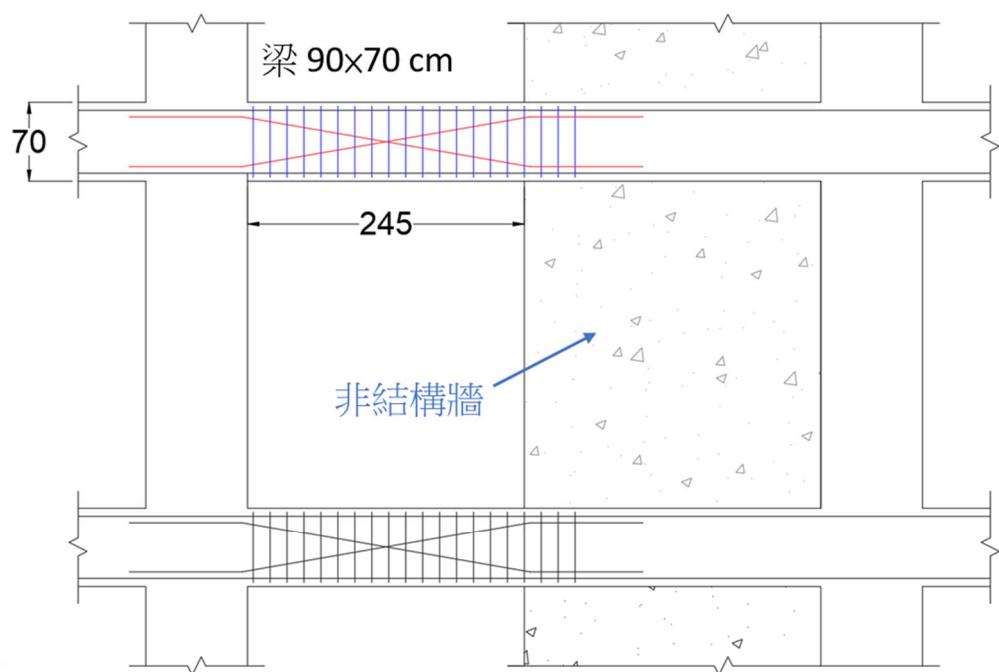


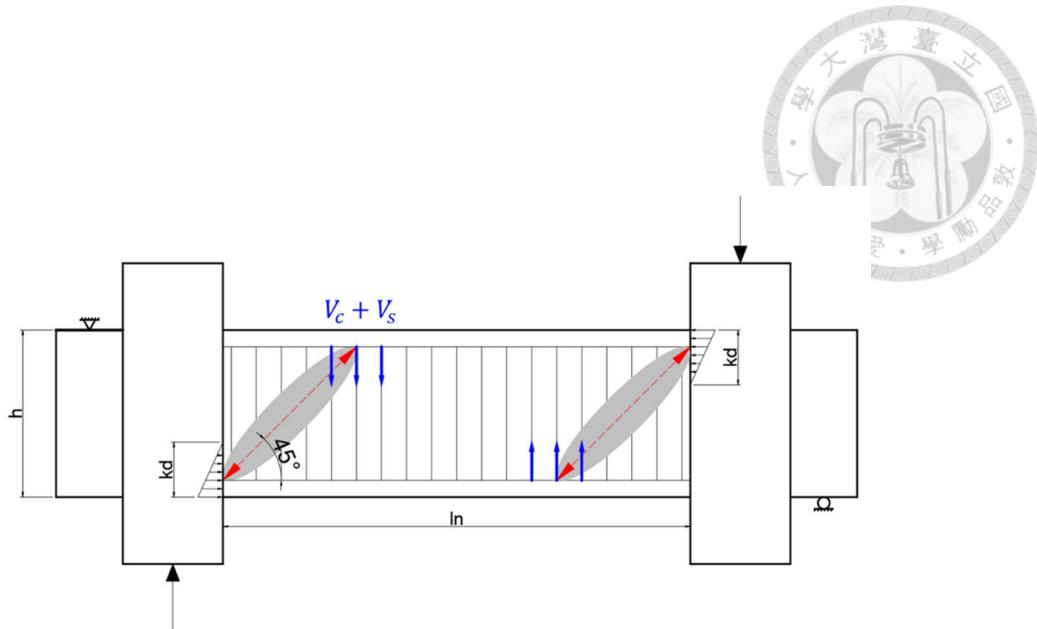
圖 6-1 非結構牆引致之短梁示意圖



$$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

圖 6-2 案例一立面示意圖



(a) 力傳遞機制

### Case ln/h = 3.5

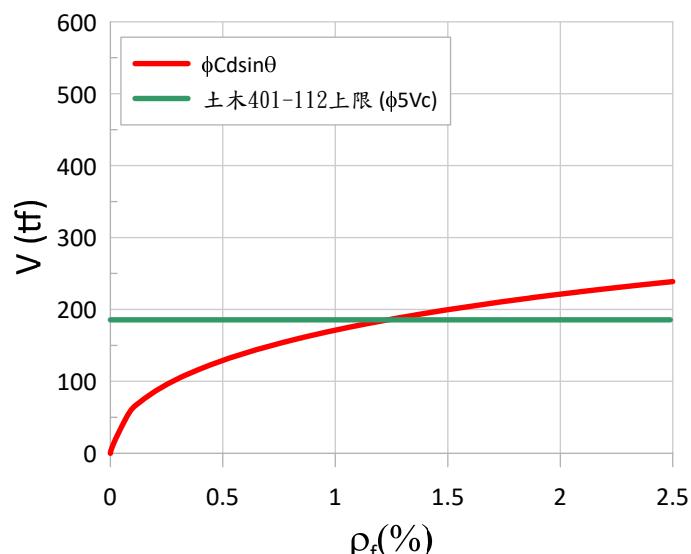


圖 6-3 案例一力傳遞機制與不同主筋量下混凝土擠碎強度

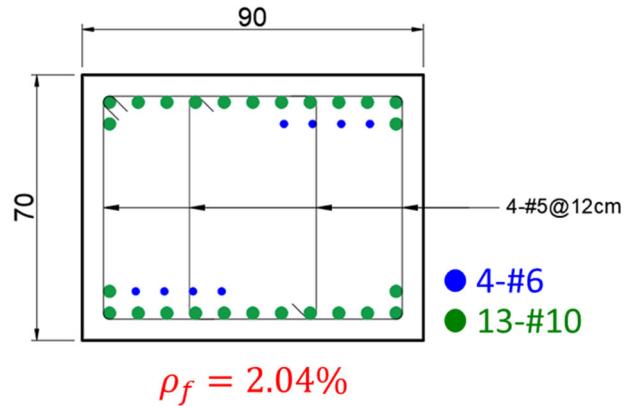


圖 6-4 實務上設計方法於案例一之設計斷面圖(DBE)

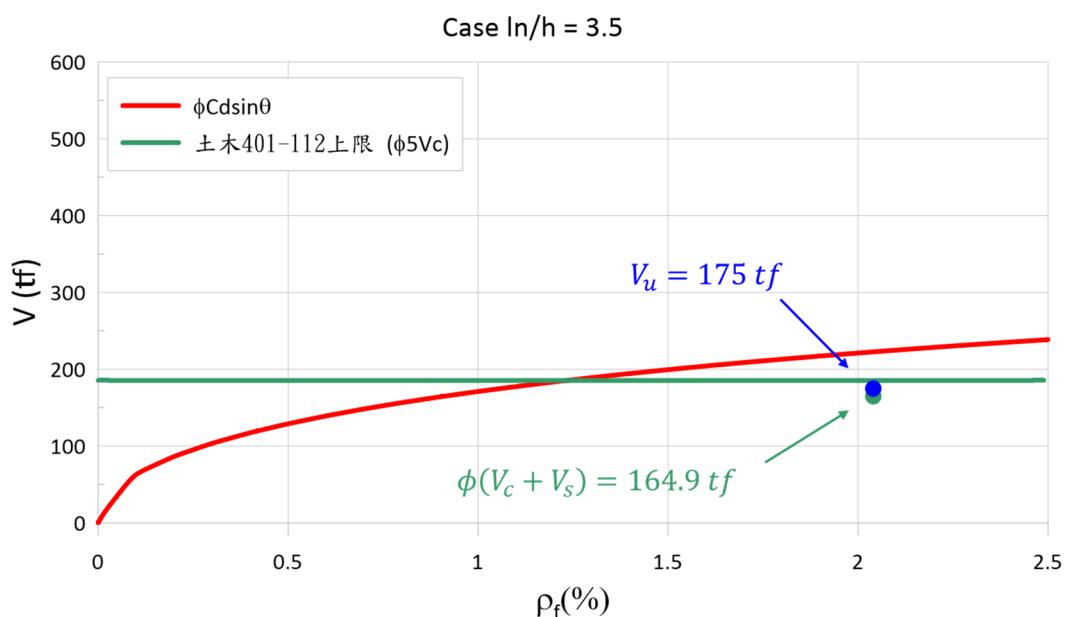


圖 6-5 實務上設計方法於案例一之設計剪力(DBE)

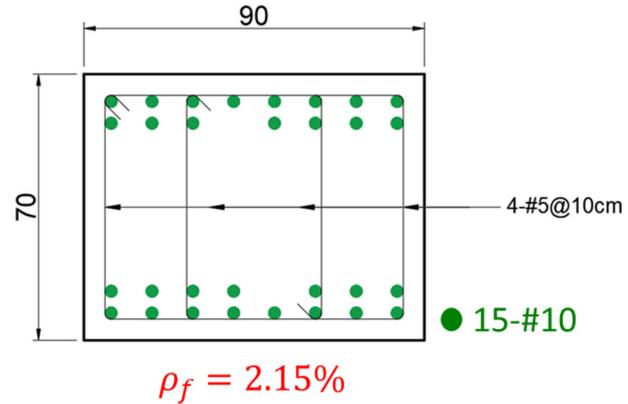


圖 6- 6 SST 設計方法於案例一之設計斷面圖(DBE)

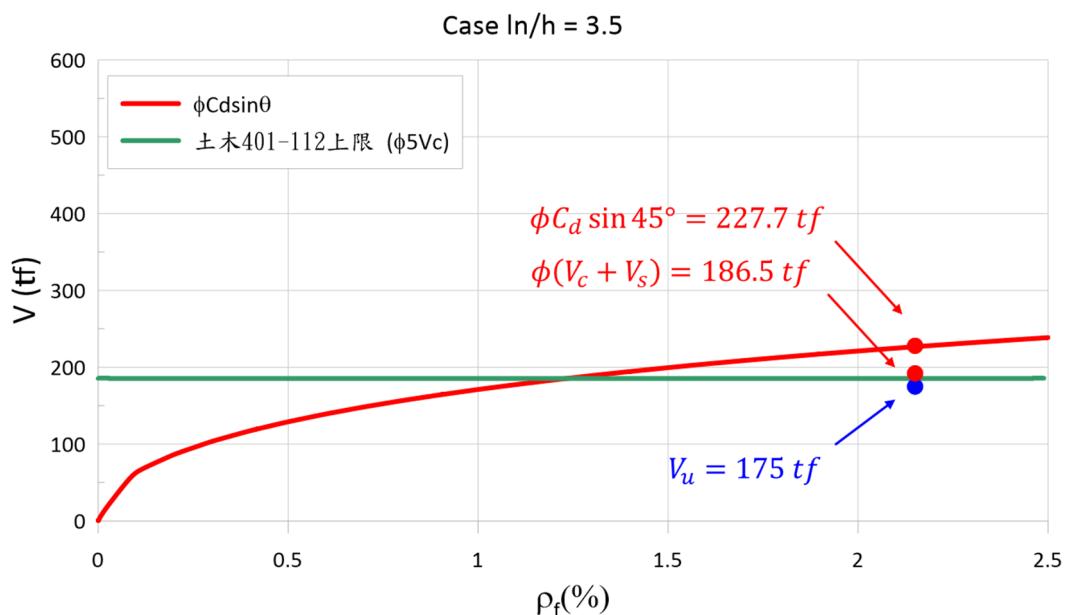
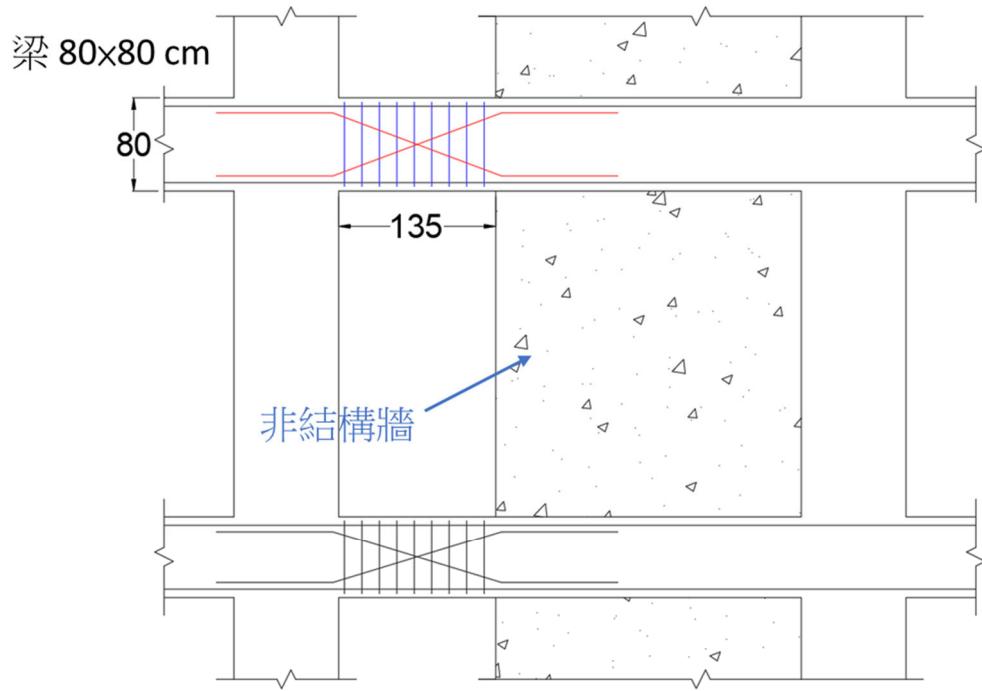
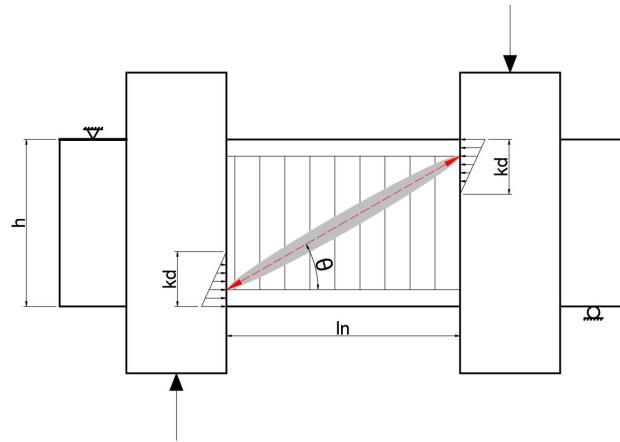


圖 6- 7 SST 設計方法於案例一之設計剪力(DBE)



$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$
$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

圖 6-8 案例二立面示意圖



(a) 力傳遞機制  
Case  $l_n/h = 1.7$

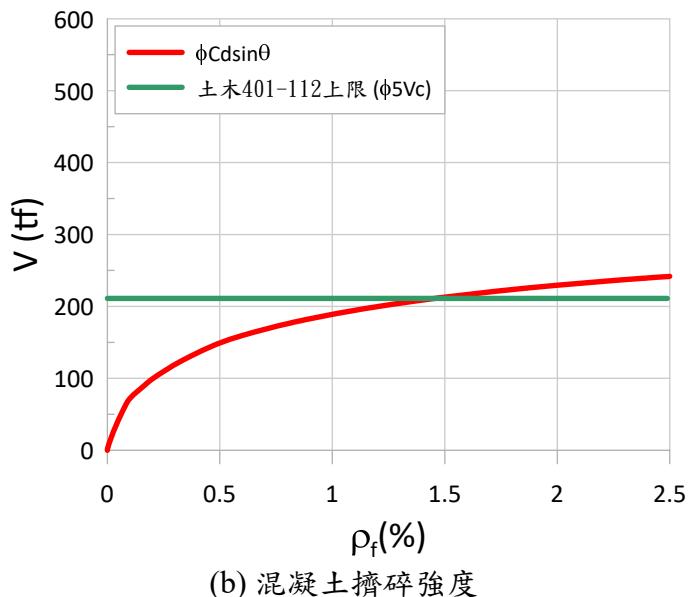


圖 6-9 案例二力傳遞機制與不同主筋量下混凝土擠碎強度

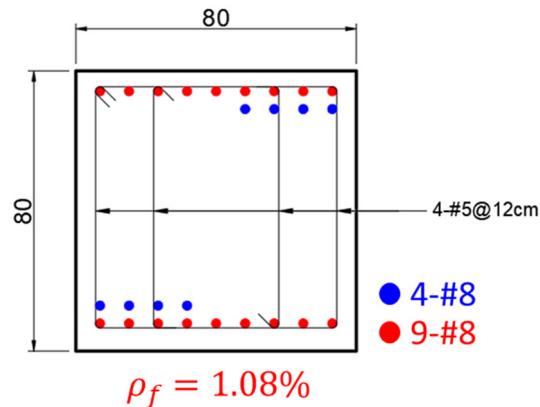


圖 6- 10 實務上設計方法於案例二之設計斷面圖(DBE)

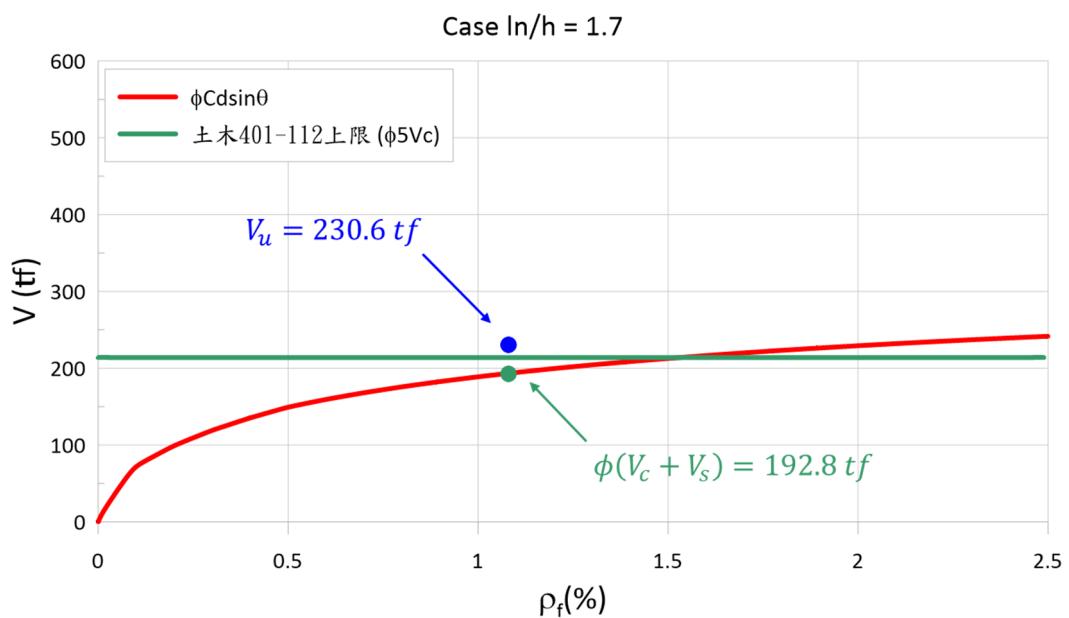


圖 6- 11 實務上設計方法於案例二之設計剪力(DBE)

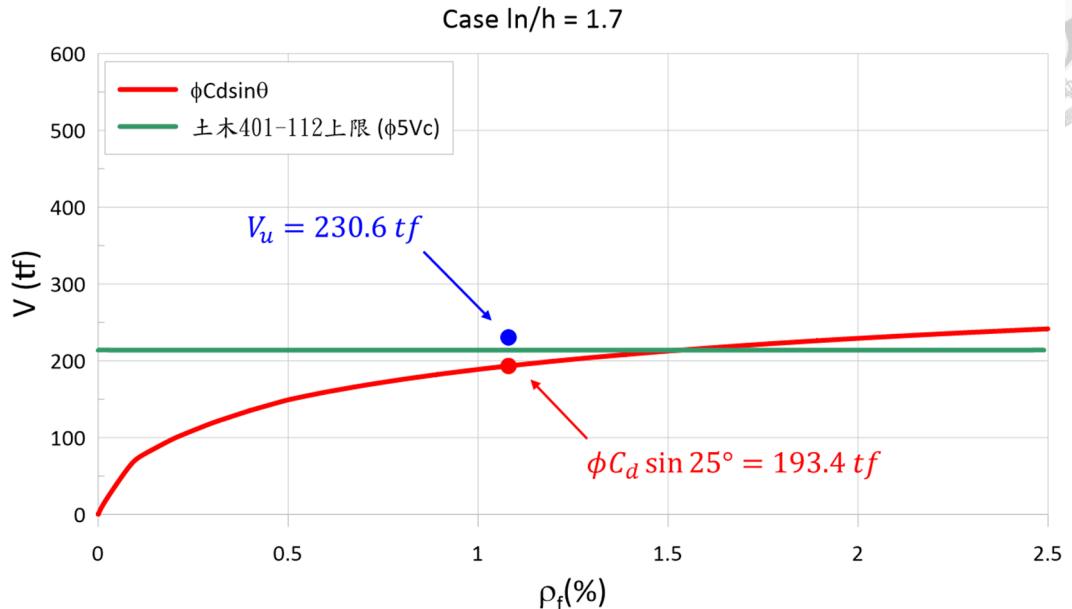


圖 6- 12 SST 設計方法於案例二之設計剪力(DBE)

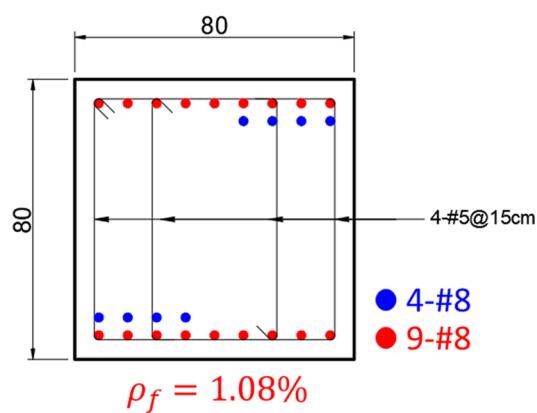
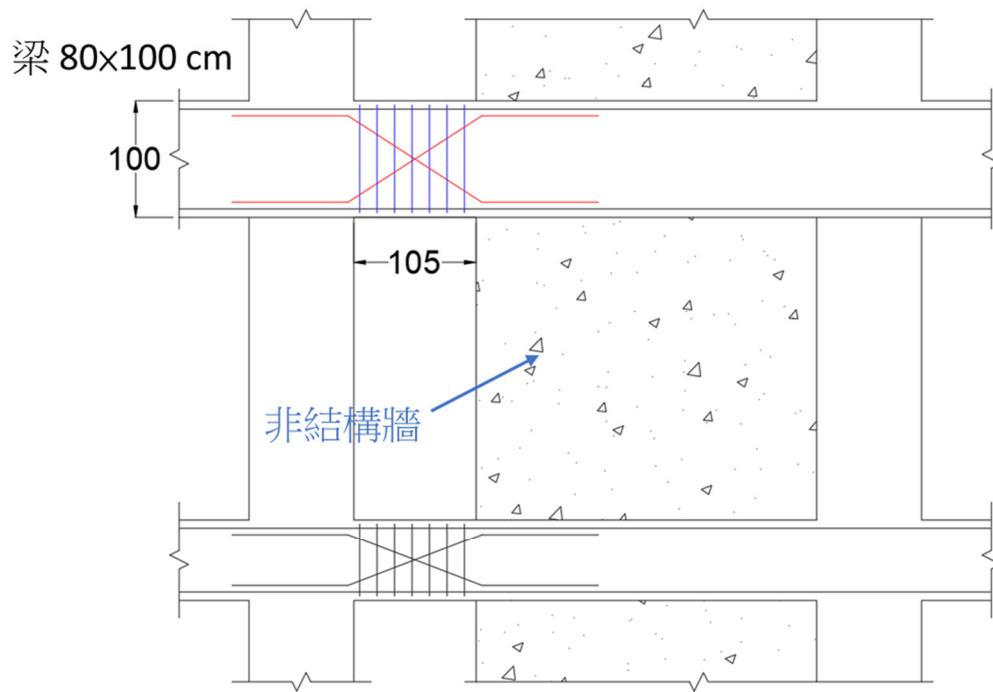


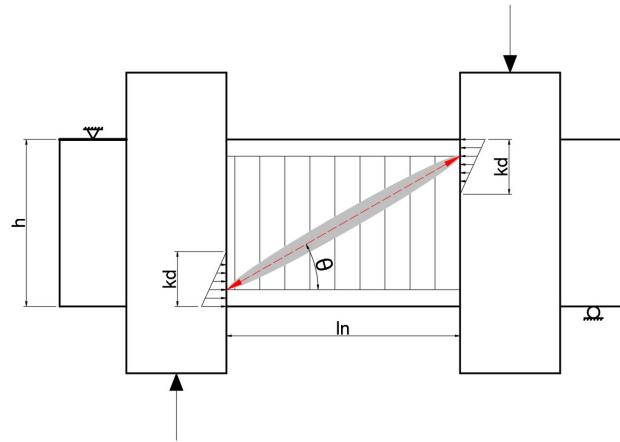
圖 6- 13 SST 設計方法於案例二之設計斷面圖(DBE)



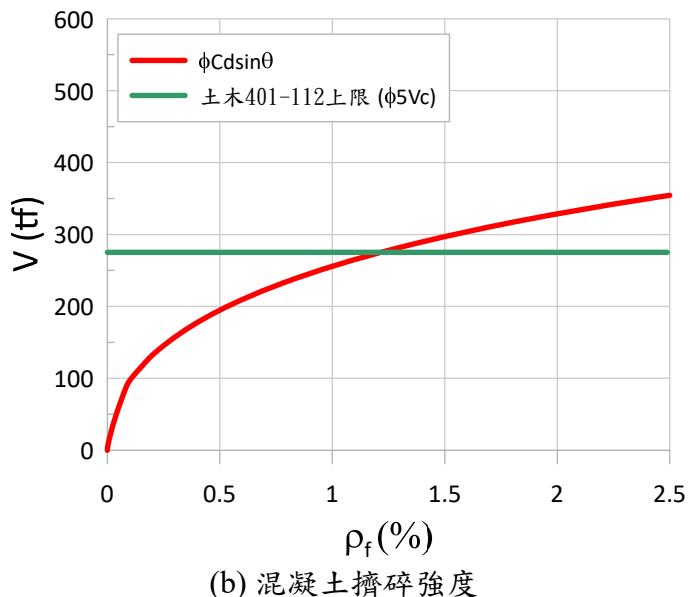
$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

圖 6-14 案例三立面示意圖



(a) 力傳遞機制  
Case  $ln/h = 1.05$



(b) 混凝土擠碎強度

圖 6-15 案例二力傳遞機制與不同主筋量下混凝土擠碎強度

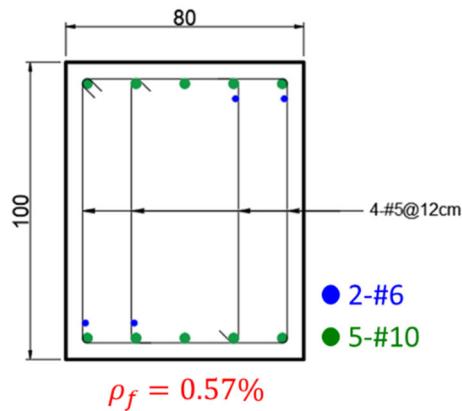


圖 6-16 實務上設計方法於案例三之設計斷面圖(DBE)

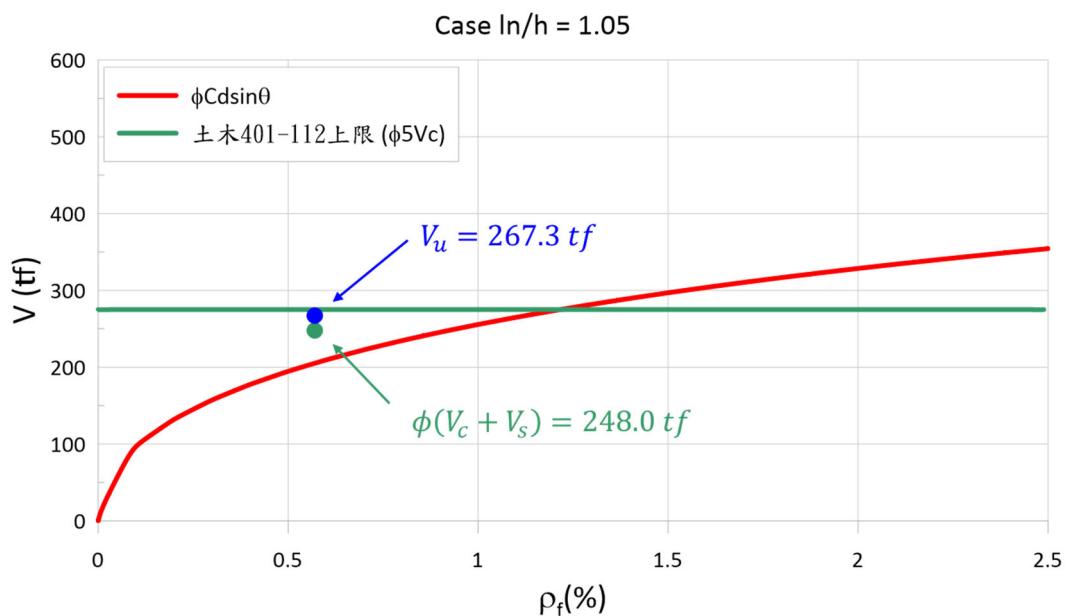


圖 6-17 實務上設計方法於案例三之設計剪力(DBE)

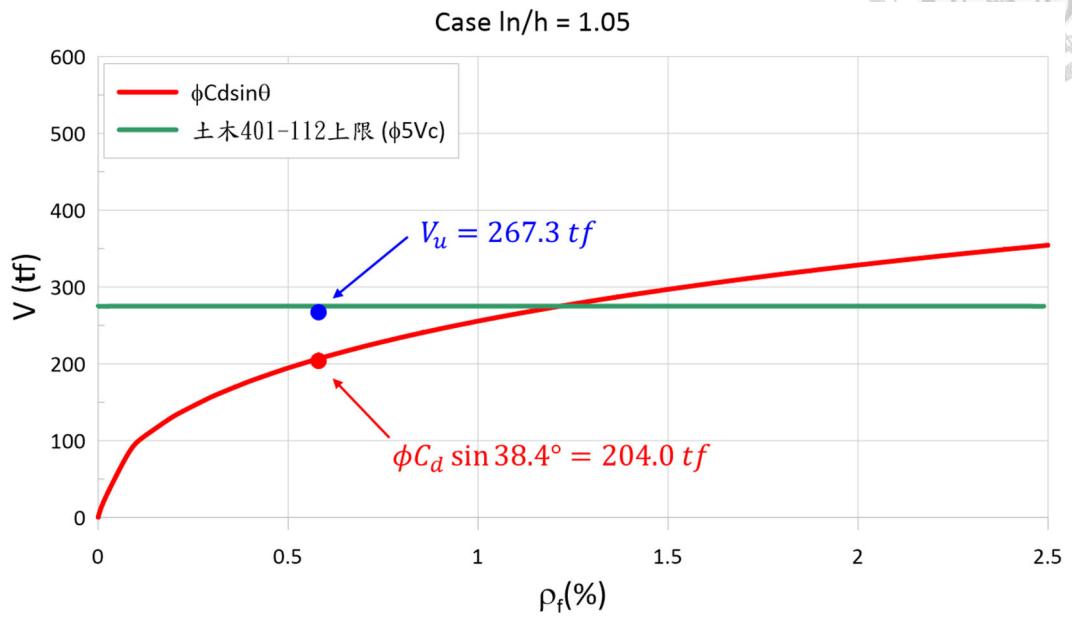


圖 6- 18 SST 設計方法於案例三之設計剪力(DBE)

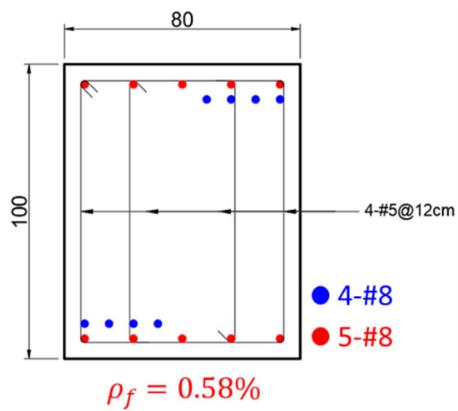


圖 6- 19 SST 設計方法於案例三之設計斷面圖(DBE)

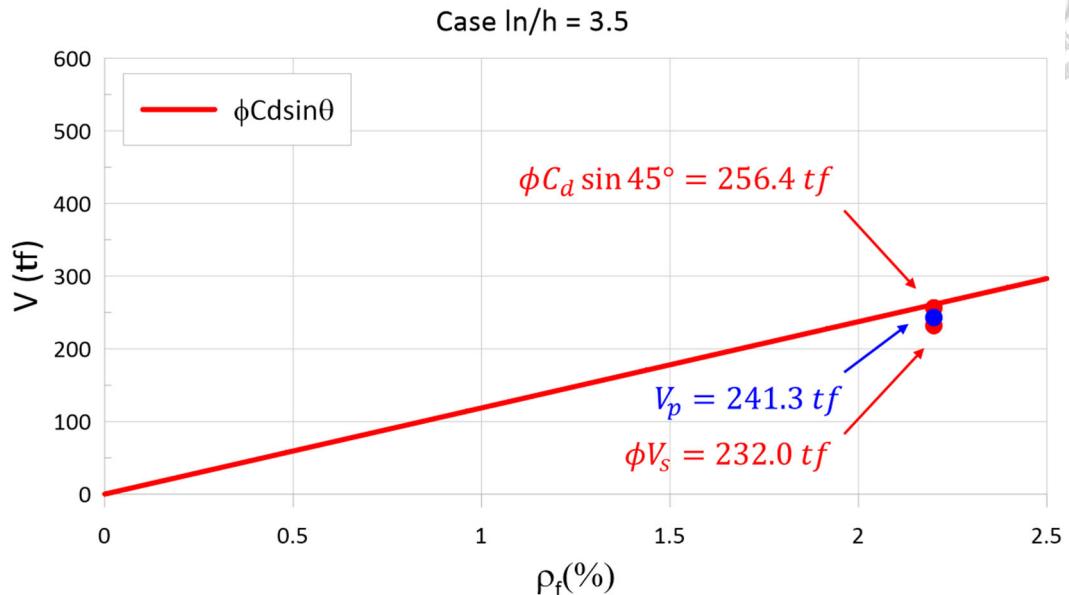


圖 6-20 SST 設計方法於案例一之設計剪力(MCE)

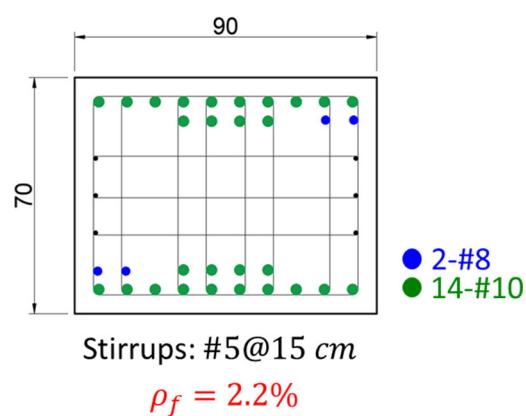


圖 6-21 SST 設計方法於案例一之設計斷面圖(MCE)

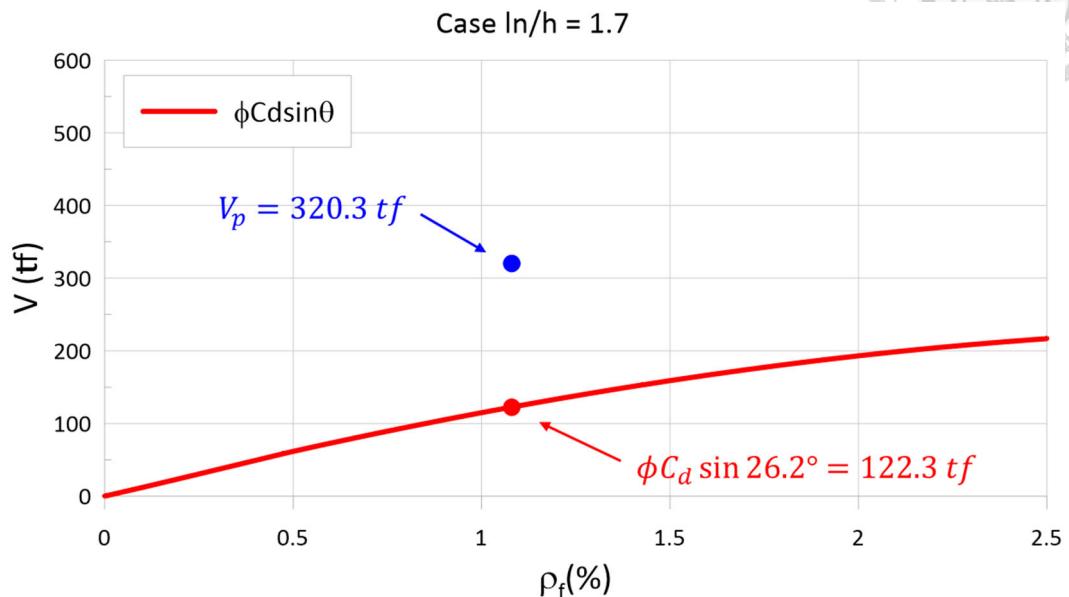


圖 6-22 SST 設計方法於案例二之設計剪力(MCE)

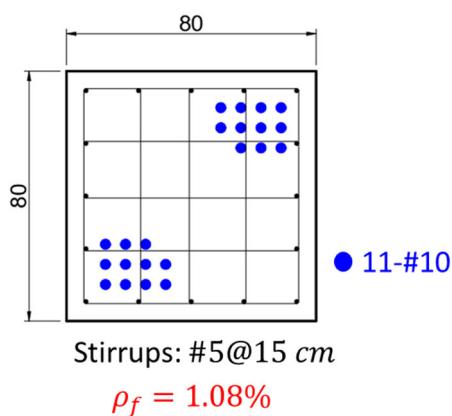


圖 6-23 SST 設計方法於案例二之設計斷面圖(MCE)

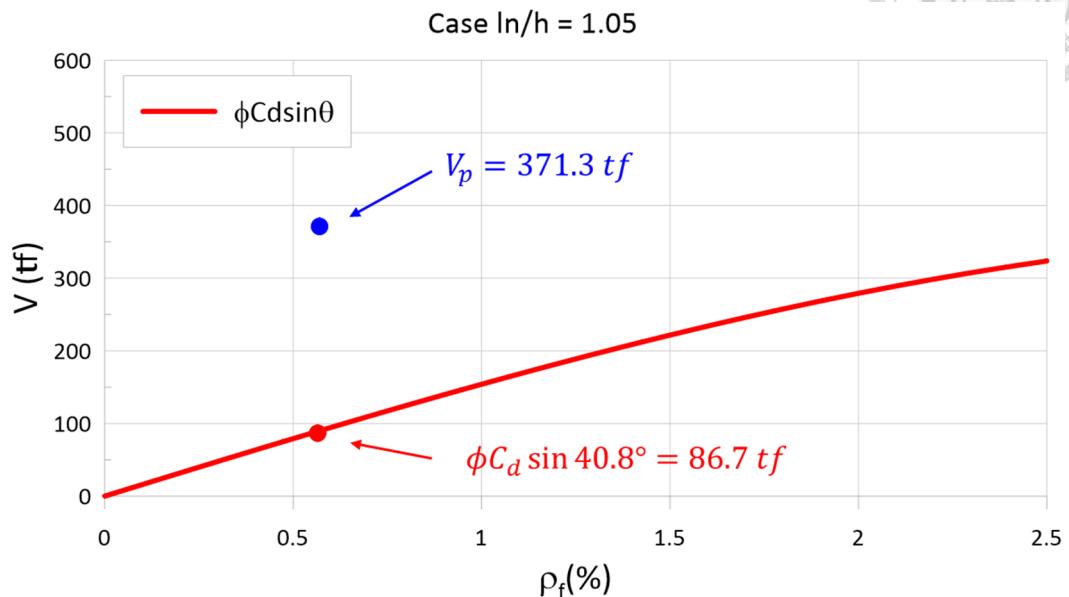


圖 6-24 SST 設計方法於案例三之設計剪力(MCE)

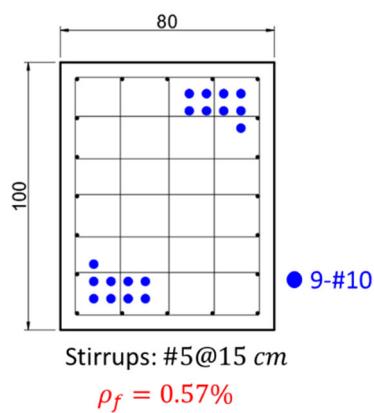


圖 6-25 SST 設計方法於案例三之設計斷面圖(MCE)

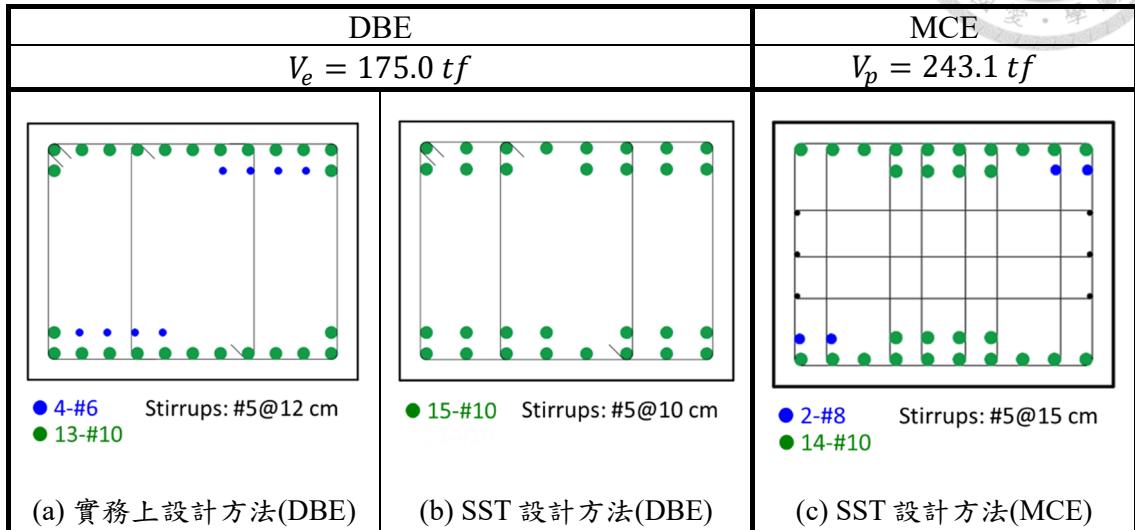


圖 6- 26 案例一設計斷面圖比較

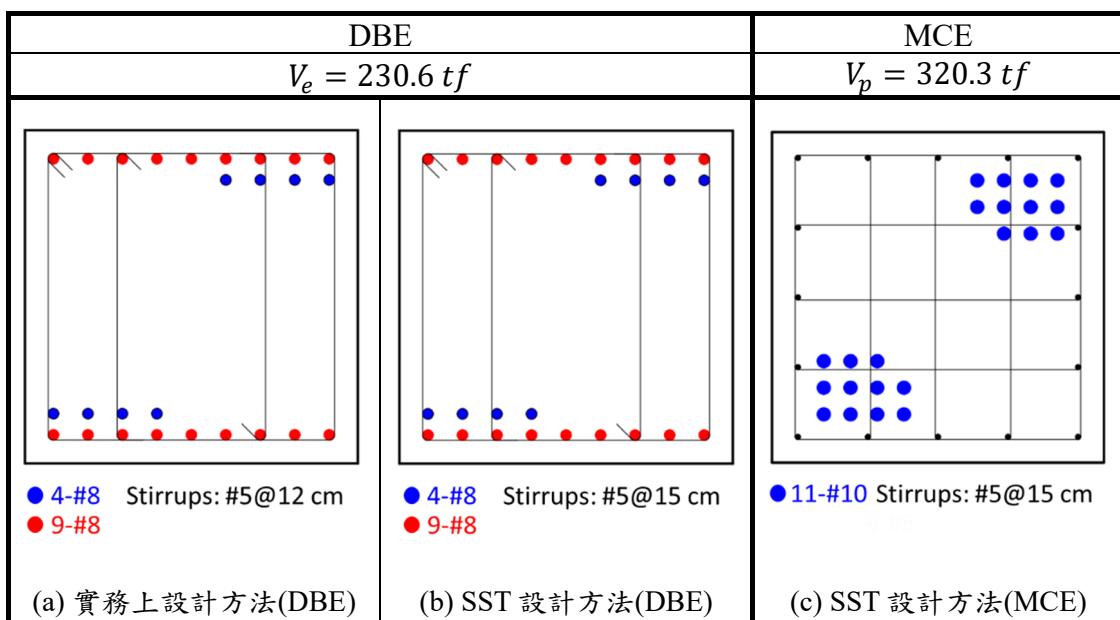


圖 6- 27 案例二設計斷面圖比較

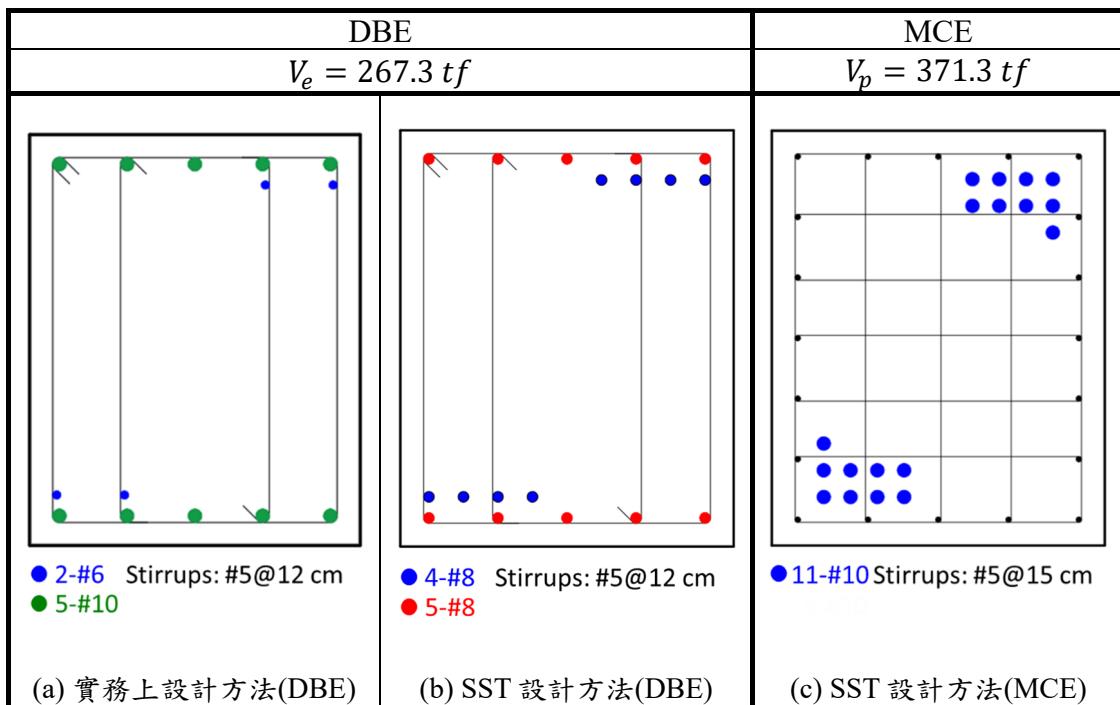


圖 6-28 案例三設計斷面圖比較

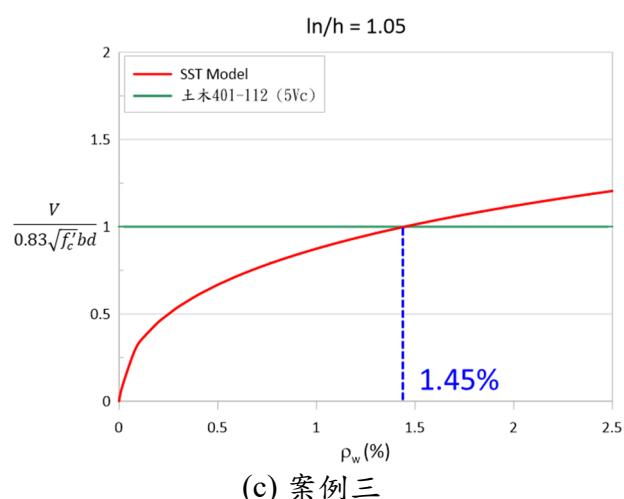
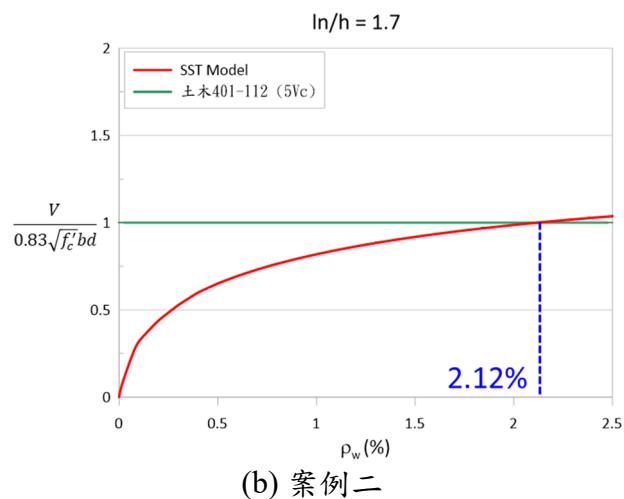
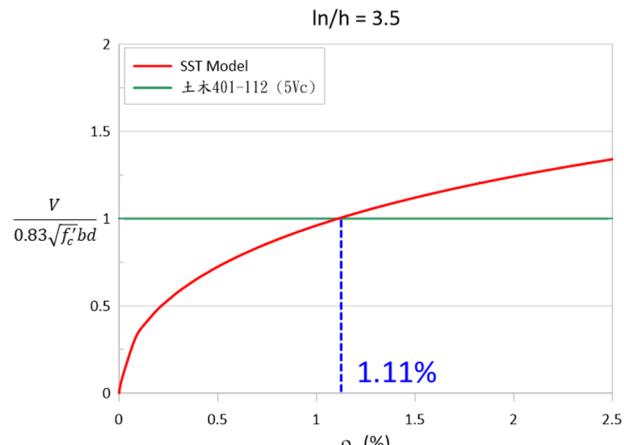


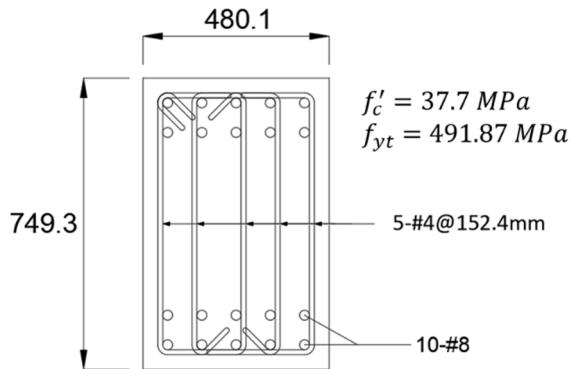
圖 6-29 DBE 設計下正規化之撓曲鋼筋比對混凝土擠碎強度之曲線

## 附錄 A 塑鉸區開孔梁算例



### A.1 Soleman (2023) S3 試體算例

立面圖見圖 2- 14，斷面與材料參數(單位：mm)：

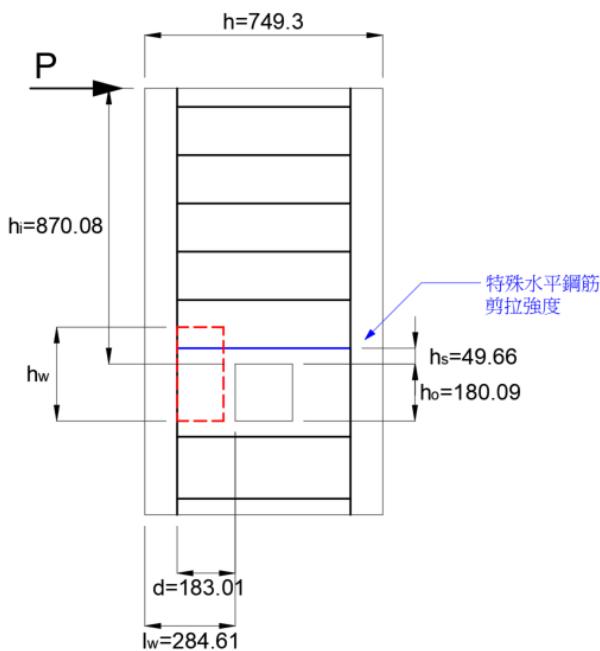


$$E_c = 0.85 \times 4700 \sqrt{f'_c} = 24529 \text{ MPa} \text{ (Soleman, 2023)}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{24529} = 8.15$$

1. 左側關鍵焊件側力位移曲線：

立面示意圖(單位：mm)：



$$\rho_w = \frac{10 \times 506.7}{480.1 \times 183.01} = 5.77\%$$



$$\rho_t = \frac{A_v}{bs} = \frac{5 \times 126.7}{480.1 \times 152.4} = 0.866\%$$

$$I_g = \frac{1}{12} b \times l_w^3 = \frac{1}{12} \times 480.1 \times 284.61^3 = 9.22 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

強度點：

$$T_t = (0.17\sqrt{f'_c} + c \times \rho_t f_{yt})bd$$

$$= \left(0.17\sqrt{37.7} + \frac{1}{2} \times 0.866\% \times 491.87\right) \times 480.1 \times 183.01/1000 = 278.8 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s f_{yt} = 5 \times 126.7 \times 491.87/1000 = 311.6 \text{ kN}$$

$$h_{w,c} = \frac{T_t(h_o + h_i - d/2) + T_s(h_o + h_s)}{T_t + T_s}$$

$$= \frac{278.8(180.08 + 870.08 - 183.01/2) + 311.6(180.08 + 49.657)}{278.8 + 311.6}$$

$$= 573.95 \text{ mm}$$

$$kd = \left( \sqrt{(n\rho_w)^2 + 2n\rho_w} - n\rho_w \right) d = 111.2 \text{ mm}$$

$$\theta_c = \tan^{-1} \frac{573.95}{183.01 - 111.2/3} = 75.73^\circ$$

$$K = 1$$

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c}} = 0.54 > 0.52 \rightarrow \zeta = 0.52$$

$$C_d \cos \theta_c = K \zeta f'_c b(kd) \cos \theta_c$$

$$= 1 \times 0.52 \times 37.7 \times 480.1 \times 111.2 \times \cos 75.73^\circ / 1000$$

$$= 257.98 \text{ kN} < T_t + T_s = 590.4 \text{ kN} \rightarrow h_w = h_{w,c} - \Delta h_w$$

迭代過後， $h_w = 213.6 \text{ mm}$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{213.6}{183.01 - 111.2/3} = 55.66^\circ$$

$$C_d \cos \theta = 1 \times 0.52 \times 37.7 \times 480.1 \times 111.2 \times \cos 55.66^\circ / 1000$$

$$= 590.4 \text{ kN} = T_t + T_s \Rightarrow OK$$

此時， $h_w = 213.6 \text{ mm} < h_o + h_s = 229.7 \text{ mm} \rightarrow h_w = 229.7 \text{ mm}$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{229.7}{183.01 - 111.2/3} = 57.57^\circ$$



$$V_n = \min(C_d \cos \theta, T_t + T_s)$$

$$= 1 \times 0.52 \times 37.7 \times 480.1 \times 111.2 \times \cos 57.57^\circ / 1000 = 561.1 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\Delta_n &= \Delta_{n,f} + \Delta_{n,s} = \frac{V_n h_w^3}{3(0.3E_c I_g) \times 0.1} + 0.006 \sin 2\theta \times h_w \\ &= \frac{561.1 \times 1000 \times 229.7^3}{3(0.3 \times 24529 \times 9.22 \times 10^8) \times 0.1} + 0.006 \sin(2 \times 57.57^\circ) \times 229.7 \\ &= 3.34 + 1.25 = 4.59 \text{ mm}\end{aligned}$$

開裂點：

$$V_{cr} = 0.6V_n = 0.6 \times 561.1 = 336.7 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{cr} &= \Delta_{cr,f} + \Delta_{cr,s} = \frac{V_{cr} h_w^3}{3(0.3E_c I_g)} + \frac{V_{cr} h_w}{0.4E_c A_g} \\ &= \frac{336.7 \times 1000 \times 229.7^3}{3(0.3 \times 24529 \times 9.22 \times 10^8)} + \frac{336.7 \times 1000 \times 229.7}{0.4 \times 24529 \times 480.1 \times 284.6} \\ &= 0.20 + 0.058 = 0.258 \text{ mm}\end{aligned}$$

崩塌點：

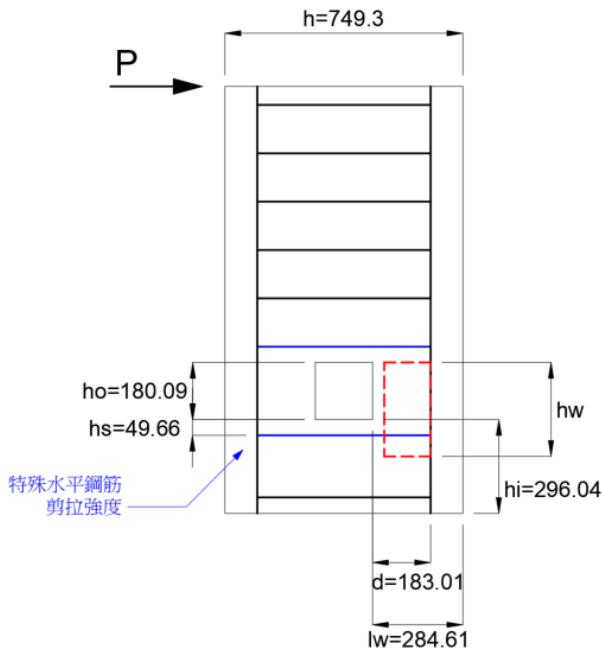
$$V_a = 0.2V_n = 0.2 \times 561.1 = 112.2 \text{ kN}$$

$$\Delta_a = \Delta_{cr} + 0.02h_w = 0.258 + 0.02 \times 229.74 = 4.85 \text{ mm}$$



2. 右側關鍵桿件側力位移曲線：

立面示意圖(單位：mm)：



$$\rho_w = \frac{10 \times 506.7}{480.1 \times 183.01} = 5.77\%$$

$$\rho_t = 0.866\%$$

$$I_g = 9.22 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

強度點：

$$\begin{aligned} T_t &= (0 + c \times \rho_t f_{yt}) bd \\ &= \left(0 + \frac{1}{2} \times 0.866\% \times 491.87\right) \times 480.1 \times 183.01 / 1000 = 187.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$T_s = A_s f_{yt} = 5 \times 126.7 \times 491.87 / 1000 = 311.6 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} h_{w,c} &= \frac{T_t(h_o + h_i - d/2) + T_s(h_o + h_s)}{T_t + T_s} \\ &= \frac{187.1(180.08 + 296.04 - 183.01/2) + 311.6(180.08 + 49.657)}{187.1 + 311.6} \\ &= 287.8 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$kd = \left( \sqrt{(n\rho_w)^2 + 2n\rho_w} - n\rho_w \right) d = 111.2 \text{ mm}$$



$$\theta_c = \tan^{-1} \frac{287.8}{183.01 - 111.2/3} = 63.11^\circ$$

$$K = 1$$

$$\zeta = 0.52$$

$$\begin{aligned} C_d \cos \theta_c &= K \zeta f'_c b(kd) \cos \theta_c \\ &= 1 \times 0.52 \times 37.7 \times 480.1 \times 111.2 \times \cos 63.11^\circ / 1000 \\ &= 473.2 \text{ kN} < T_t + T_s = 498.7 \text{ kN} \rightarrow h_w = h_{w,c} - \Delta h_w \end{aligned}$$

迭代過後， $h_w = 269.2 \text{ mm}$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{269.2}{183.01 - 111.2/3} = 61.54^\circ$$

$$\begin{aligned} C_d \cos \theta &= 1 \times 0.52 \times 37.7 \times 480.1 \times 111.2 \times \cos 61.54^\circ / 1000 \\ &= 498.7 \text{ kN} = T_t + T_s \Rightarrow OK \end{aligned}$$

此時， $h_w = 269.2 \text{ mm} > h_o + h_s = 229.7 \text{ mm} \Rightarrow OK$

$$V_n = \min(C_d \cos \theta, T_t + T_s) = 498.7 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Delta_n &= \Delta_{n,f} + \Delta_{n,s} = \frac{V_n h_w^3}{3(0.3E_c I_g) \times 0.1} + 0.006 \sin 2\theta \times h_w \\ &= \frac{498.7 \times 1000 \times 269.2^3}{3(0.3 \times 24529 \times 9.22 \times 10^8) \times 0.1} + 0.006 \sin(2 \times 61.54^\circ) \times 269.2 \\ &= 4.78 + 1.35 = 6.13 \text{ mm} \end{aligned}$$

開裂點：

$$V_{cr} = 0.6V_n = 0.6 \times 498.7 = 299.2 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{cr} &= \Delta_{cr,f} + \Delta_{cr,s} = \frac{V_{cr} h_w^3}{3(0.3E_c I_g)} + \frac{V_{cr} h_w}{0.4E_c A_g} \\ &= \frac{299.2 \times 1000 \times 269.2^3}{3(0.3 \times 24529 \times 9.22 \times 10^8)} + \frac{299.2 \times 1000 \times 269.2}{0.4 \times 24529 \times 480.1 \times 284.6} \\ &= 0.287 + 0.060 = 0.347 \text{ mm} \end{aligned}$$

崩塌點：

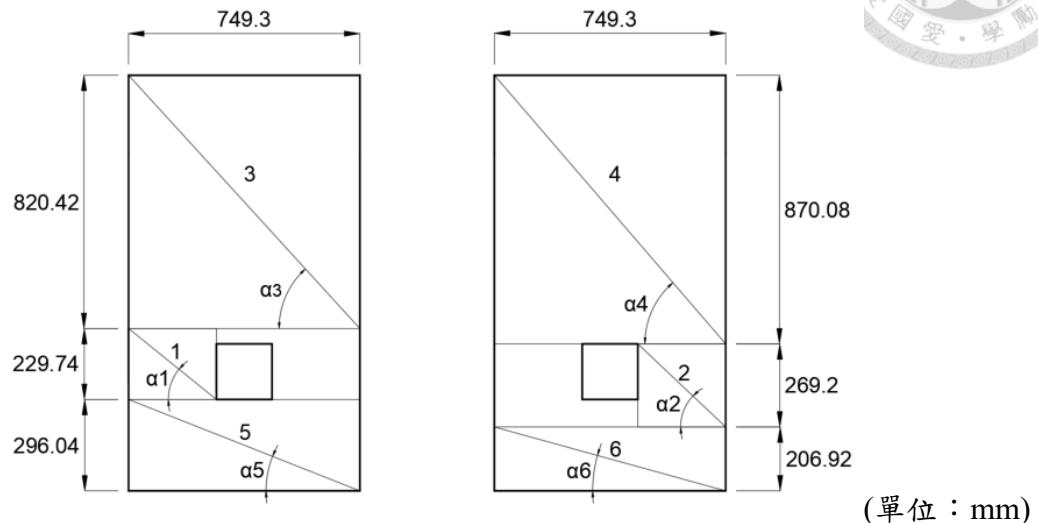
$$V_a = 0.2V_n = 0.2 \times 498.7 = 99.7 \text{ kN}$$

$$\Delta_a = \Delta_{cr} + 0.02h_w = 0.347 + 0.02 \times 269.2 = 5.73 \text{ mm} < \Delta_n$$



$$\Rightarrow \Delta_a = \Delta_n = 6.13 \text{ mm}$$

### 3. 傳力路徑側力位移曲線



左側：

$$\tan \alpha_3 = \frac{820.42}{749.3} = 1.095$$

$$\tan \alpha_1 = \frac{229.74}{284.61} = 0.807$$

$$\tan \alpha_5 = \frac{296.04}{749.3} = 0.395$$

$$\frac{\tan \alpha_3 + \tan \alpha_1 + \tan \alpha_5}{\tan \alpha_1} = 2.85$$

$$\Delta_{cr,315} = 2.85 \times \Delta_{cr} = 2.85 \times 0.285 = 0.735 \text{ mm}$$

$$\Delta_{n,315} = 2.85 \times \Delta_n = 2.85 \times 4.59 = 13.06 \text{ mm}$$

$$\Delta_{a,315} = 2.85 \times \Delta_a = 2.85 \times 4.85 = 13.81 \text{ mm}$$

右側：

$$\tan \alpha_4 = \frac{870.08}{749.3} = 1.161$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{269.2}{284.61} = 0.946$$

$$\tan \alpha_6 = \frac{206.92}{749.3} = 0.276$$



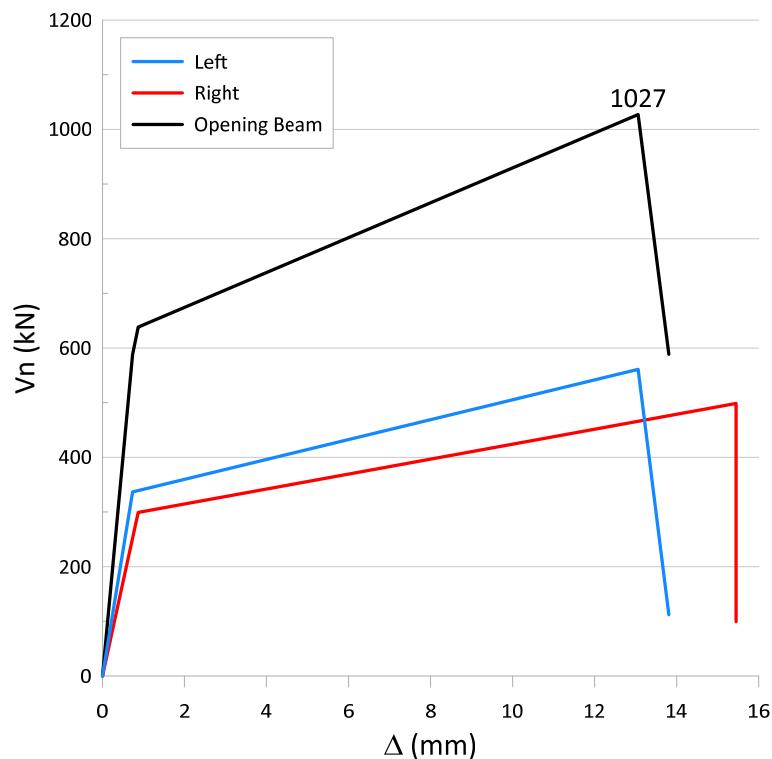
$$\frac{\tan \alpha_4 + \tan \alpha_2 + \tan \alpha_6}{\tan \alpha_2} = 2.52$$

$$\Delta_{cr,426} = 2.52 \times \Delta_{cr} = 2.52 \times 0.347 = 0.874 \text{ mm}$$

$$\Delta_{n,426} = 2.52 \times \Delta_n = 2.52 \times 6.13 = 15.45 \text{ mm}$$

$$\Delta_{a,426} = 2.52 \times \Delta_a = 2.52 \times 6.13 = 15.45 \text{ mm}$$

#### 4. 開孔梁側力位移曲線

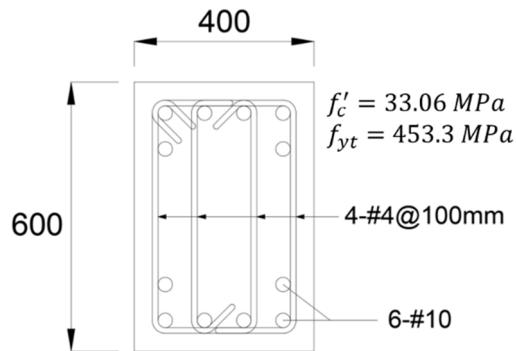


$$V_{n,SST} = 1027.0 \text{ kN}$$



## A.2 何胤頤 (2023) 1S0Q 試體算例

立面圖見圖 2-18，斷面與材料參數(單位：mm)：

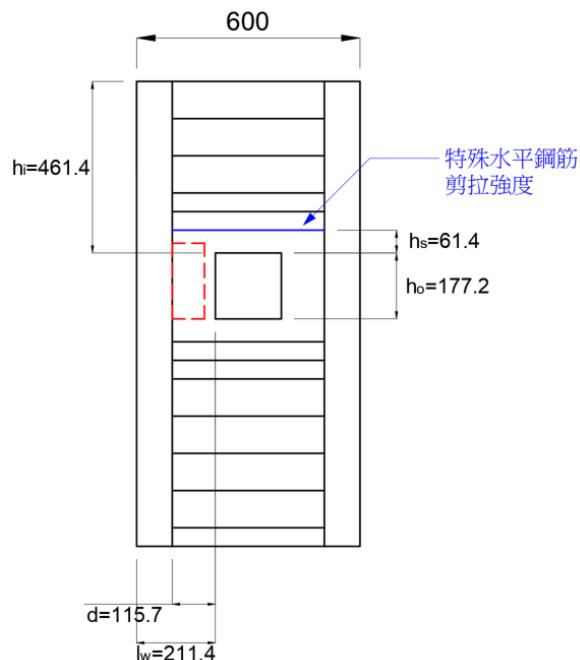


$$E_c = 3750\sqrt{f'_c} = 3750\sqrt{33.06} = 21562 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{21562} = 9.28$$

1. 左側關鍵桿件側力位移曲線：

立面示意圖(單位：mm)：



$$\rho_w = \frac{6 \times 814.3}{400 \times 115.7} = 10.56\%$$

$$\rho_t = \frac{A_v}{bs} = \frac{4 \times 126.7}{400 \times 100} = 1.267\%$$



$$I_g = \frac{1}{12} b \times l_w^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 211.4^3 = 3.15 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

強度點：

$$T_t = (0.17\sqrt{f'_c} + c \times \rho_t f_{yt})bd \\ = \left(0.17\sqrt{33.06} + \frac{1}{3} \times 1.267\% \times 453.3\right) \times 400 \times 115.7/1000 = 133.8 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s f_{yt} = 4 \times 126.7 \times 453.3/1000 = 229.7 \text{ kN}$$

$$h_{w,c} = \frac{T_t(h_o + h_i - d/2) + T_s(h_o + h_s)}{T_t + T_s} \\ = \frac{133.8(177.2 + 461.4 - 115.7/2) + 229.7(177.2 + 61.4)}{133.8 + 229.7} \\ = 364.6 \text{ mm}$$

$$kd = \left( \sqrt{(n\rho_w)^2 + 2n\rho_w} - n\rho_w \right) d = 84.3 \text{ mm}$$

$$\theta_c = \tan^{-1} \frac{364.6}{115.7 - 84.3/3} = 76.49^\circ$$

$$K = 1$$

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c}} = 0.58 > 0.52 \rightarrow \zeta = 0.52$$

$$C_d \cos \theta_c = K \zeta f'_c b (kd) \cos \theta_c \\ = 1 \times 0.52 \times 33.06 \times 400 \times 84.3 \times \cos 76.49^\circ / 1000 \\ = 135.5 \text{ kN} < T_t + T_s = 363.6 \text{ kN} \rightarrow h_w = h_{w,c} - \Delta h_w$$

迭代過後， $h_w = 108.9 \text{ mm}$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{108.9}{115.7 - 84.3/3} = 51.17^\circ$$

$$C_d \cos \theta = 1 \times 0.52 \times 33.06 \times 400 \times 84.3 \times \cos 51.17^\circ / 1000 \\ = 363.6 \text{ kN} = T_t + T_s \Rightarrow OK$$

此時， $h_w = 108.9 \text{ mm} < h_o + h_s = 238.6 \text{ mm} \rightarrow h_w = 238.6 \text{ mm}$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{238.6}{115.7 - 84.3/3} = 69.84^\circ > 65^\circ$$

$$\rightarrow h_w = (115.7 - 84.3/3) \times \tan 65^\circ = 187.9 \text{ mm}$$



$$V_n = \min(C_d \cos \theta, T_t + T_s)$$

$$= 1 \times 0.52 \times 33.06 \times 400 \times 84.3 \times \cos 65^\circ / 1000 = 245.1 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\Delta_n &= \Delta_{n,f} + \Delta_{n,s} = \frac{V_n h_w^3}{3(0.3E_c I_g) \times 0.1} + 0.006 \sin 2\theta \times h_w \\ &= \frac{245.1 \times 1000 \times 187.9^3}{3(0.3 \times 21562 \times 3.15 \times 10^8) \times 0.1} + 0.006 \sin(2 \times 65^\circ) \times 187.9 \\ &= 2.66 + 0.86 = 3.52 \text{ mm}\end{aligned}$$

### 開裂點：

$$V_{cr} = 0.6V_n = 0.6 \times 245.1 = 147.0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{cr} &= \Delta_{cr,f} + \Delta_{cr,s} = \frac{V_{cr} h_w^3}{3(0.3E_c I_g)} + \frac{V_{cr} h_w}{0.4E_c A_g} \\ &= \frac{147.0 \times 1000 \times 187.9^3}{3(0.3 \times 21562 \times 3.15 \times 10^8)} + \frac{147.0 \times 1000 \times 187.9}{0.4 \times 21562 \times 400 \times 211.4} \\ &= 0.160 + 0.038 = 0.197 \text{ mm}\end{aligned}$$

### 崩塌點：

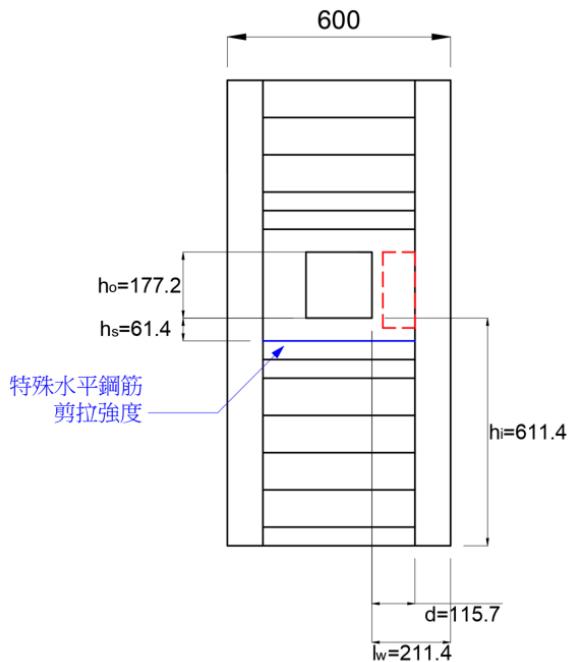
$$V_a = 0.2V_n = 0.2 \times 245.1 = 49.0 \text{ kN}$$

$$\Delta_a = \Delta_{cr} + 0.02h_w = 0.197 + 0.02 \times 187.9 = 3.95 \text{ mm}$$



## 2. 右側關鍵桿件側力位移曲線：

立面示意圖(單位：mm)：



$$\rho_w = \frac{6 \times 814.3}{400 \times 115.7} = 10.56\%$$

$$\rho_t = \frac{A_v}{bs} = \frac{4 \times 126.7}{400 \times 100} = 1.267\%$$

$$I_g = \frac{1}{12} b \times l_w^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 211.4^3 = 3.15 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

強度點：

$$\begin{aligned} T_t &= (0.17\sqrt{f'_c} + c \times \rho_t f_{yt})bd \\ &= (0.17\sqrt{33.06} + \frac{1}{3} \times 1.267\% \times 453.3) \times 400 \times 115.7 / 1000 = 133.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$T_s = A_s f_{yt} = 4 \times 126.7 \times 453.3 / 1000 = 229.7 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} h_{w,c} &= \frac{T_t(h_o + h_i - d/2) + T_s(h_o + h_s)}{T_t + T_s} \\ &= \frac{133.8(177.2 + 461.4 - 115.7/2) + 229.7(177.2 + 61.4)}{133.8 + 229.7} \\ &= 364.6 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$kd = \left( \sqrt{(n\rho_w)^2 + 2n\rho_w} - n\rho_w \right) d = 84.3 \text{ mm}$$



$$\theta_c = \tan^{-1} \frac{364.6}{115.7 - 84.3/3} = 76.49^\circ$$

$$K = 1$$

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c}} = 0.58 > 0.52 \rightarrow \zeta = 0.52$$

$$\begin{aligned} C_d \cos \theta_c &= K \zeta f'_c b(kd) \cos \theta_c \\ &= 1 \times 0.52 \times 33.06 \times 400 \times 84.3 \times \cos 76.49^\circ / 1000 \\ &= 135.5 \text{ kN} < T_t + T_s = 363.6 \text{ kN} \rightarrow h_w = h_{w,c} - \Delta h_w \end{aligned}$$

$$\text{迭代過後, } h_w = 108.9 \text{ mm}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{108.9}{115.7 - 84.3/3} = 51.17^\circ$$

$$\begin{aligned} C_d \cos \theta &= 1 \times 0.52 \times 33.06 \times 400 \times 84.3 \times \cos 51.17^\circ / 1000 \\ &= 363.6 \text{ kN} = T_t + T_s \Rightarrow OK \end{aligned}$$

$$\text{此時, } h_w = 108.9 \text{ mm} < h_o + h_s = 238.6 \text{ mm} \rightarrow h_w = 238.6 \text{ mm}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{238.6}{115.7 - 84.3/3} = 69.84^\circ > 65^\circ$$

$$\rightarrow h_w = (115.7 - 84.3/3) \times \tan 65^\circ = 187.9 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_n &= \min(C_d \cos \theta, T_t + T_s) \\ &= 1 \times 0.52 \times 33.06 \times 400 \times 84.3 \times \cos 65^\circ / 1000 = 245.1 \text{ kN} \\ \Delta_n &= \Delta_{n,f} + \Delta_{n,s} = \frac{V_n h_w^3}{3(0.3E_c I_g) \times 0.1} + 0.006 \sin 2\theta \times h_w \\ &= \frac{245.1 \times 1000 \times 187.9^3}{3(0.3 \times 21562 \times 3.15 \times 10^8) \times 0.1} + 0.006 \sin(2 \times 65^\circ) \times 187.9 \\ &= 2.66 + 0.86 = 3.52 \text{ mm} \end{aligned}$$

開裂點：

$$V_{cr} = 0.6V_n = 0.6 \times 245.1 = 147.0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{cr} &= \Delta_{cr,f} + \Delta_{cr,s} = \frac{V_{cr} h_w^3}{3(0.3E_c I_g)} + \frac{V_{cr} h_w}{0.4E_c A_g} \\ &= \frac{147.0 \times 1000 \times 187.9^3}{3(0.3 \times 21562 \times 3.15 \times 10^8)} + \frac{147.0 \times 1000 \times 187.9}{0.4 \times 21562 \times 400 \times 211.4} \end{aligned}$$



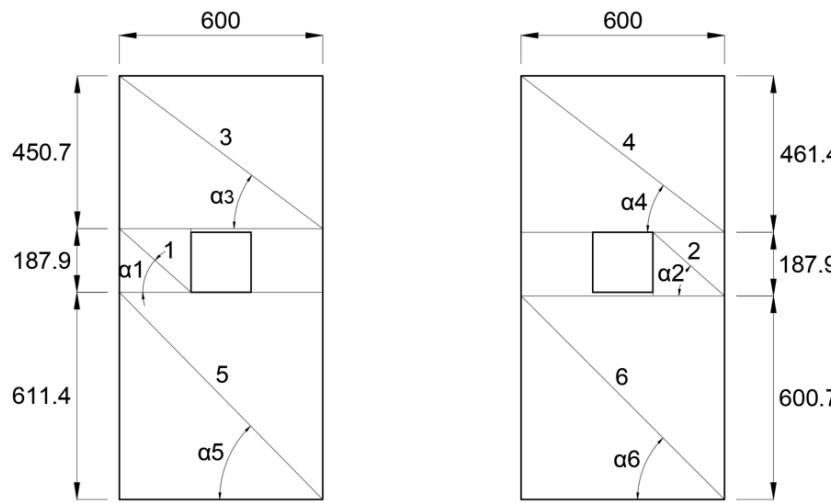
$$= 0.160 + 0.038 = 0.197 \text{ mm}$$

崩塌點：

$$V_a = 0.2V_n = 0.2 \times 245.1 = 49.0 \text{ kN}$$

$$\Delta_a = \Delta_{cr} + 0.02h_w = 0.197 + 0.02 \times 187.9 = 3.95 \text{ mm}$$

### 3. 傳力路徑側力位移曲線



(單位 : mm)

左側：

$$\tan \alpha_3 = \frac{450.7}{600} = 0.751$$

$$\tan \alpha_1 = \frac{187.9}{211.4} = 0.889$$

$$\tan \alpha_5 = \frac{611.4}{600} = 1.019$$

$$\frac{\tan \alpha_3 + \tan \alpha_1 + \tan \alpha_5}{\tan \alpha_1} = 2.99$$

$$\Delta_{cr,315} = 2.99 \times \Delta_{cr} = 2.99 \times 0.197 = 0.591 \text{ mm}$$

$$\Delta_{n,315} = 2.99 \times \Delta_n = 2.99 \times 3.52 = 10.54 \text{ mm}$$

$$\Delta_{a,315} = 2.99 \times \Delta_a = 2.99 \times 3.95 = 11.83 \text{ mm}$$



右側：

$$\tan \alpha_4 = \frac{461.4}{600} = 1.001$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{187.9}{211.4} = 0.889$$

$$\tan \alpha_6 = \frac{600.7}{600} = 0.769$$

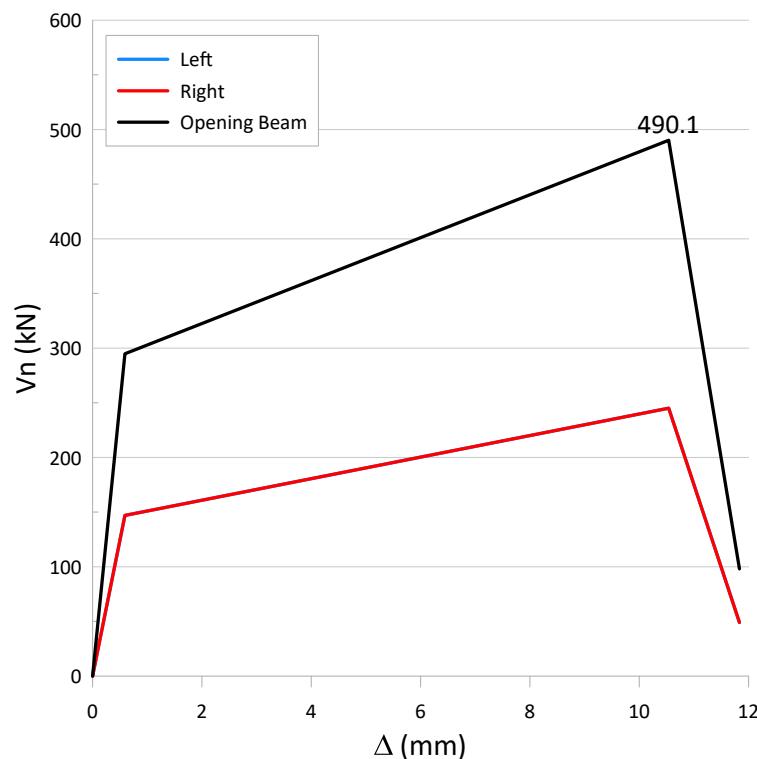
$$\frac{\tan \alpha_4 + \tan \alpha_2 + \tan \alpha_6}{\tan \alpha_2} = 2.99$$

$$\Delta_{cr,426} = 2.99 \times \Delta_{cr} = 2.99 \times 0.591 = 0.591 \text{ mm}$$

$$\Delta_{n,426} = 2.99 \times \Delta_n = 2.99 \times 3.52 = 10.54 \text{ mm}$$

$$\Delta_{a,426} = 2.99 \times \Delta_a = 2.99 \times 3.95 = 11.83 \text{ mm}$$

#### 4. 開孔梁側力位移曲線



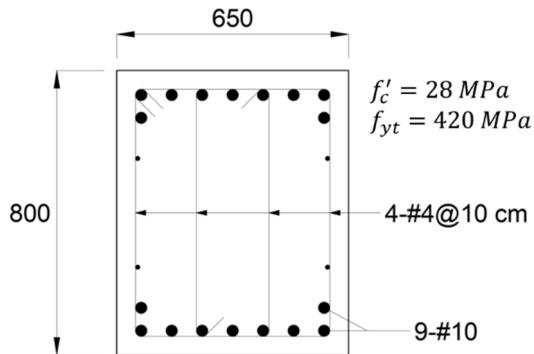
\*左右傳遞路徑的側力位移曲線相同，紅藍兩線重疊

$$V_{n,SST} = 490.1 \text{ kN}$$



### A.3 建議設計方法於案例三之分析(1/4 倍梁深、額外增加箍筋)

立面圖見圖 3-25，斷面與材料參數(單位：mm)：

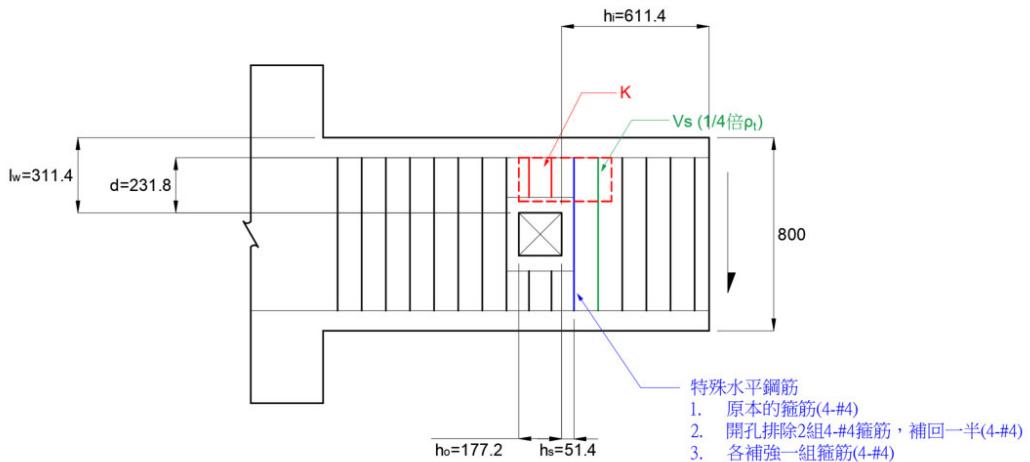


$$E_c = 3750\sqrt{f'_c} = 3750\sqrt{28} = 19843 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{19843} = 10.08$$

1. 上側關鍵桿件側力位移曲線：

立面示意圖(單位：mm)：



$$\rho_w = \frac{9 \times 814.3}{650 \times 231.8} = 4.86\%$$

$$\rho_t = \frac{A_v}{b s} = \frac{4 \times 126.7}{650 \times 100} = 0.780\%$$

$$I_g = \frac{1}{12} b \times l_w^3 = \frac{1}{12} \times 650 \times 311.4^3 = 1.64 \times 10^9 \text{ mm}^4$$



強度點：

$$T_t = (0.17\sqrt{f'_c} + c \times \rho_t f_{yt})bd$$

$$= \left( 0.17\sqrt{28} + \frac{1}{4} \times 0.780\% \times 420 \right) \times 650 \times 231.8/1000 = 258.9 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s f_{yt} = 12 \times 126.7 \times 420/1000 = 638.6 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} h_{w,c} &= \frac{T_t(h_o + h_i - d/2) + T_s(h_o + h_s)}{T_t + T_s} \\ &= \frac{258.9(177.2 + 611.4 - 231.8/2) + 638.6(177.2 + 51.4)}{258.9 + 638.6} \\ &= 356.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$kd = \left( \sqrt{(n\rho_w)^2 + 2n\rho_w} - n\rho_w \right) d = 142.5 \text{ mm}$$

$$\theta_c = \tan^{-1} \frac{356.7}{231.8 - 142.5/3} = 62.67^\circ$$

關鍵桿件內，斜向鋼筋之有效垂直箍筋比：

$$\rho_v = \frac{2 \times 4 \times 126.7}{650 \times 356.7} = 0.437\%$$

$$A = 12 \times \frac{\rho_v f_y}{f'_c} = 0.79 < 1$$

$$B = 30 \times \frac{\rho_v f_y}{f'_c} = 1.95 > 1 \rightarrow B = 1$$

$$K = \tan^A \theta_c + \cot^A \theta_c - 1 + 0.14B = 1.42$$

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c}} = 0.63 > 0.52 \rightarrow \zeta = 0.52$$

$$C_d \cos \theta_c = K \zeta f'_c b(kd) \cos \theta_c$$

$$= 1.42 \times 0.52 \times 28 \times 650 \times 142.5 \times \cos 62.67^\circ / 1000$$

$$= 876.7 \text{ kN} < T_t + T_s = 897.5 \text{ kN} \rightarrow h_w = h_{w,c} - \Delta h_w$$

迭代過後， $h_w = 342.1 \text{ mm}$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{342.1}{231.8 - 142.5/3} = 61.68^\circ < 65^\circ$$

$$\rho_v = \frac{2 \times 4 \times 126.7}{650 \times 342.1} = 0.456\%$$



$$A = 12 \times \frac{\rho_v f_y}{f'_c} = 0.82 < 1$$

$$B = 30 \times \frac{\rho_v f_y}{f'_c} = 2.05 > 1 \rightarrow B = 1$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B = 1.40$$

$$C_d \cos \theta = 1.40 \times 0.52 \times 28 \times 650 \times 142.5 \times \cos 61.68^\circ / 1000$$

$$= 897.5 \text{ kN} = T_t + T_s \Rightarrow OK$$

$$h_w = 342.1 \text{ mm} > h_o + h_s = 228.6 \text{ mm} \Rightarrow OK$$

$$V_n = \min(C_d \cos \theta, T_t + T_s) = 897.5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Delta_n &= \Delta_{n,f} + \Delta_{n,s} = \frac{V_n h_w^3}{3(0.3E_c I_g) \times 0.1} + 0.006 \sin 2\theta \times h_w \\ &= \frac{897.5 \times 1000 \times 342.1^3}{3(0.3 \times 19843 \times 1.64 \times 10^9) \times 0.1} + 0.006 \sin(2 \times 61.68^\circ) \times 342.1 \\ &= 12.31 + 1.71 = 14.02 \text{ mm} \end{aligned}$$

### 開裂點：

$$V_{cr} = 0.6V_n = 0.6 \times 897.5 = 538.5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{cr} &= \Delta_{cr,f} + \Delta_{cr,s} = \frac{V_{cr} h_w^3}{3(0.3E_c I_g)} + \frac{V_{cr} h_w}{0.4E_c A_g} \\ &= \frac{538.5 \times 1000 \times 342.1^3}{3(0.3 \times 19843 \times 1.64 \times 10^9)} + \frac{538.5 \times 1000 \times 342.1}{0.4(19843 \times 650 \times 311.4)} \\ &= 0.738 + 0.115 = 0.85 \text{ mm} \end{aligned}$$

### 崩塌點：

$$V_a = 0.2V_n = 0.2 \times 897.5 = 179.5 \text{ kN}$$

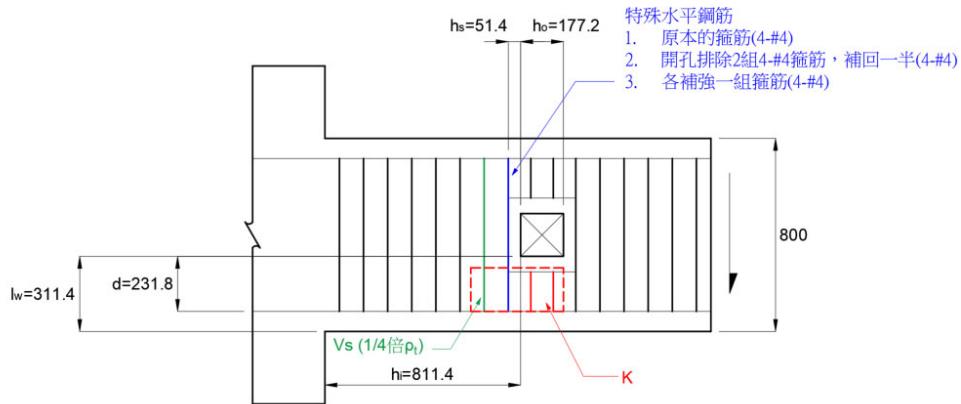
$$\Delta_a = \Delta_{cr} + 0.02h_w = 0.85 + 0.02 \times 342.1 = 7.69 \text{ mm} < \Delta_n$$

$$\Rightarrow \Delta_a = \Delta_n = 14.02 \text{ mm}$$



2. 下側關鍵桿件側力位移曲線：

立面示意圖(單位：mm)：



$$\rho_w = \frac{9 \times 814.3}{650 \times 231.8} = 4.86\%$$

$$\rho_t = \frac{A_v}{bs} = \frac{4 \times 126.7}{650 \times 100} = 0.780\%$$

$$I_g = \frac{1}{12} b \times l_w^3 = \frac{1}{12} \times 650 \times 311.4^3 = 1.64 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

強度點：

$$T_t = (0 + c \times \rho_t f_{yt}) bd$$

$$= \left( 0 + \frac{1}{4} \times 0.780\% \times 420 \right) \times 650 \times 231.8 / 1000 = 123.4 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s f_{yt} = 12 \times 126.7 \times 420 / 1000 = 638.6 \text{ kN}$$

$$h_{w,c} = \frac{T_t(h_o + h_i - d/2) + T_s(h_o + h_s)}{T_t + T_s}$$

$$= \frac{123.4(177.2 + 811.4 - 231.8/2) + 638.6(177.2 + 51.4)}{123.4 + 638.6}$$

$$= 332.9 \text{ mm}$$

$$kd = \left( \sqrt{(n\rho_w)^2 + 2n\rho_w} - n\rho_w \right) d = 142.5 \text{ mm}$$

$$\theta_c = \tan^{-1} \frac{332.9}{231.8 - 142.5/3} = 61.02^\circ$$

關鍵桿件內，斜向鋼筋之有效垂直箍筋比：



$$\rho_v = \frac{2 \times 4 \times 126.7}{650 \times 332.9} = 0.468\%$$

$$A = 12 \times \frac{\rho_v f_y}{f'_c} = 0.84 < 1$$

$$B = 30 \times \frac{\rho_v f_y}{f'_c} = 2.11 > 1 \rightarrow B = 1$$

$$K = \tan^A \theta_c + \cot^A \theta_c - 1 + 0.14B = 1.39$$

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c}} = 0.63 > 0.52 \rightarrow \zeta = 0.52$$

$$C_d \cos \theta_c = K \zeta f'_c b(kd) \cos \theta_c$$

$$= 1.39 \times 0.52 \times 28 \times 650 \times 142.5 \times \cos 61.02^\circ / 1000$$

$$= 910.4 \text{ kN} > T_t + T_s = 762.0 \text{ kN} \rightarrow h_w = h_{w,c} + \Delta h_w$$

迭代過後， $h_w = 387.9 \text{ mm}$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{387.9}{231.8 - 142.5/3} = 64.58^\circ < 65^\circ$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B = 1.44$$

$$C_d \cos \theta = 1.44 \times 0.52 \times 28 \times 650 \times 142.5 \times \cos 64.58^\circ / 1000$$

$$= 831.7 \text{ kN} \Rightarrow T_i = C_d \cos \theta - (T_t + T_s) = 69.8 \text{ kN}$$

此時，拉合力中心：

$$\begin{aligned} h_w &= \frac{T_t \left( h_o + h_i - \frac{d}{2} \right) + T_s (h_o + h_s) + T_i (h_o + h_i)}{T_t + T_s + T_i} \\ &= \frac{123.4(177.2 + 811.4 - 231.8/2) + 638.6(177.2 + 51.4) + 69.8(177.2 + 811.4)}{123.4 + 638.6 + 69.8} \\ &= 387.9 = h_w \Rightarrow OK \end{aligned}$$

$$h_w = 387.9 \text{ mm} > h_o + h_s = 228.6 \text{ mm} \Rightarrow OK$$

$$K = \tan^A \theta_c + \cot^A \theta_c - 1 + 0.14B = 1.44$$

$$V_n = \min(C_d \cos \theta, T_t + T_s) = T_t + T_s = 762.0$$

$$\Delta_n = \Delta_{n,f} + \Delta_{n,s} = \frac{V_n h_w^3}{3(0.3E_c I_g) \times 0.1} + 0.006 \sin 2\theta \times h_w$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{762.0 \times 1000 \times 387.9^3}{3(0.3 \times 19843 \times 1.64 \times 10^9) \times 0.1} + 0.006 \sin(2 \times 64.58^\circ) \times 387.9 \\
 &= 15.23 + 1.80 = 17.04 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

開裂點：



$$V_{cr} = 0.6V_n = 0.6 \times 762.0 = 457.2 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta_{cr} &= \Delta_{cr,f} + \Delta_{cr,s} = \frac{V_{cr}h_w^3}{3(0.3E_cI_g)} + \frac{V_{cr}h_w}{0.4E_cA_g} \\
 &= \frac{457.2 \times 1000 \times 387.9^3}{3(0.3 \times 19843 \times 1.64 \times 10^9)} + \frac{457.2 \times 1000 \times 387.9}{0.4(19843 \times 650 \times 311.4)} \\
 &= 0.914 + 0.110 = 1.024 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

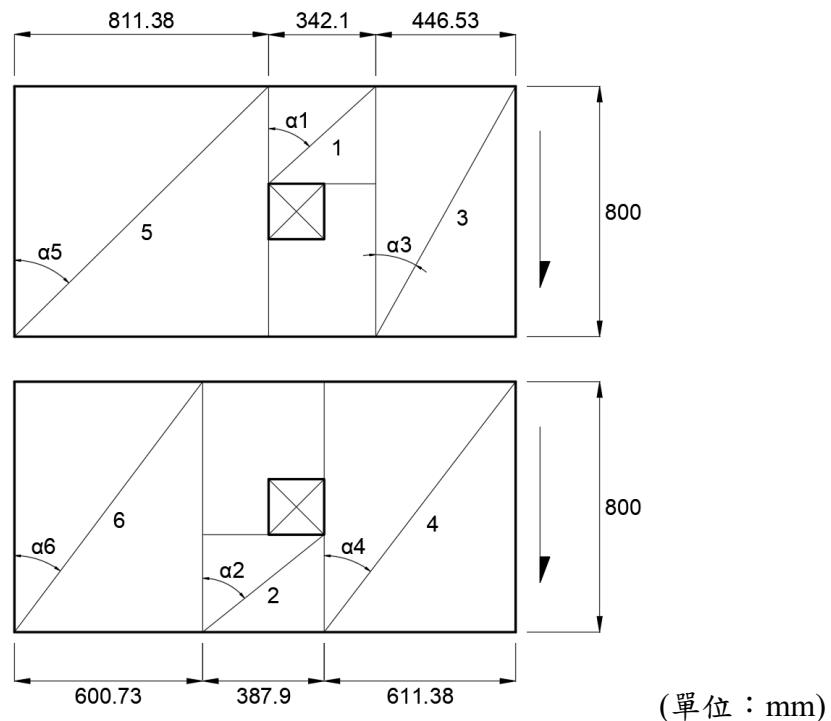
崩塌點：

$$V_a = 0.2V_n = 0.2 \times 762.0 = 152.4 \text{ kN}$$

$$\Delta_a = \Delta_{cr} + 0.02h_w = 1.024 + 0.02 \times 387.9 = 8.78 \text{ mm} < \Delta_n$$

$$\Rightarrow \Delta_a = \Delta_n = 17.04 \text{ mm}$$

### 3. 傳力路徑側力位移曲線





上側：

$$\tan \alpha_3 = \frac{446.5}{800} = 0.558$$

$$\tan \alpha_1 = \frac{342.1}{311.4} = 1.099$$

$$\tan \alpha_5 = \frac{811.4}{600} = 1.014$$

$$\frac{\tan \alpha_3 + \tan \alpha_1 + \tan \alpha_5}{\tan \alpha_1} = 2.43$$

$$\Delta_{cr,315} = 2.43 \times \Delta_{cr} = 2.43 \times 0.85 = 2.07 \text{ mm}$$

$$\Delta_{n,315} = 2.43 \times \Delta_n = 2.43 \times 14.02 = 34.08 \text{ mm}$$

$$\Delta_{a,315} = 2.43 \times \Delta_a = 2.43 \times 14.02 = 34.08 \text{ mm}$$

下側：

$$\tan \alpha_4 = \frac{611.4}{800} = 0.764$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{387.9}{311.4} = 1.246$$

$$\tan \alpha_6 = \frac{600.7}{800} = 0.751$$

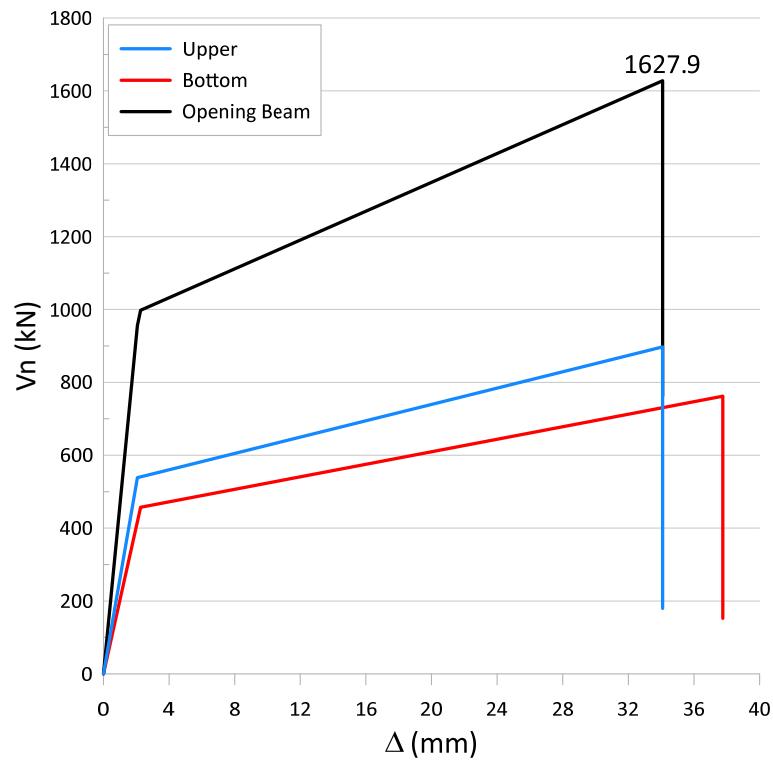
$$\frac{\tan \alpha_4 + \tan \alpha_2 + \tan \alpha_6}{\tan \alpha_2} = 2.22$$

$$\Delta_{cr,426} = 2.22 \times \Delta_{cr} = 2.22 \times 1.024 = 2.27 \text{ mm}$$

$$\Delta_{n,426} = 2.22 \times \Delta_n = 2.22 \times 17.04 = 37.75 \text{ mm}$$

$$\Delta_{a,426} = 2.22 \times \Delta_a = 2.22 \times 17.04 = 37.75 \text{ mm}$$

#### 4. 開孔梁側力位移曲線



$$V_{n,SST} = 1627.9 \text{ kN}$$

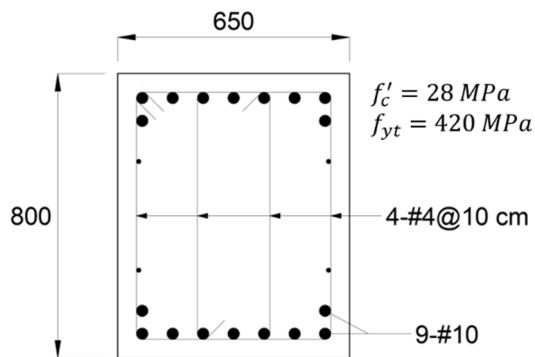


## A.4 結構工程技師公會建議設計方法於案例三之分析(1/4 倍)

### 梁深、額外增加箍筋)



立面圖見圖 3-47，斷面與材料參數(單位：mm)：

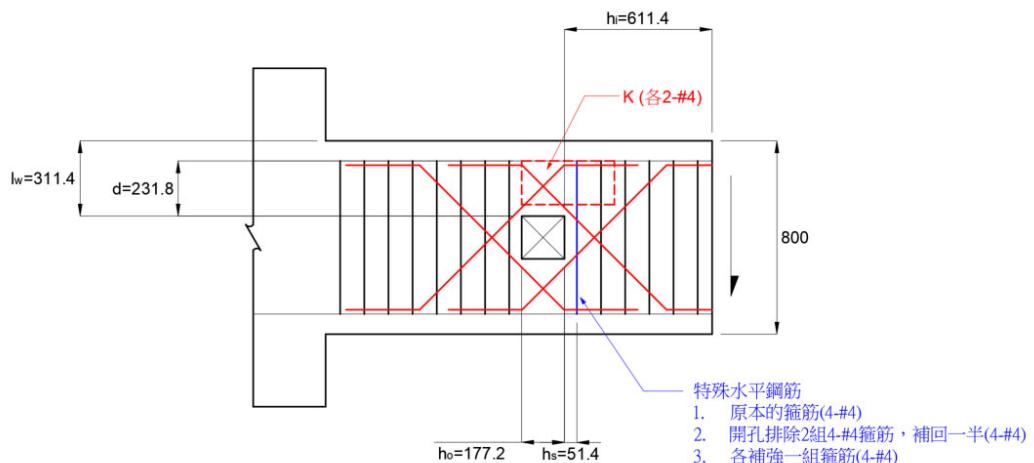


$$E_c = 3750\sqrt{f'_c} = 3750\sqrt{28} = 19843 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{19843} = 10.08$$

1. 上側關鍵桿件側力位移曲線：

立面示意圖(單位：mm)：



$$\rho_w = \frac{9 \times 814.3}{650 \times 231.8} = 4.86\%$$

$$\rho_t = \frac{A_v}{b s} = \frac{4 \times 126.7}{650 \times 100} = 0.780\%$$

$$I_g = \frac{1}{12} b \times l_w^3 = \frac{1}{12} \times 650 \times 311.4^3 = 1.64 \times 10^9 \text{ mm}^4$$



強度點：

$$T_t = (0.17\sqrt{f'_c} + c \times \rho_t f_{yt})bd$$

$$= (0.17\sqrt{28} + 0 \times 0.780\% \times 420) \times 650 \times 231.8/1000 = 135.6 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s f_{yt} = 12 \times 126.7 \times 420/1000 = 638.6 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} h_{w,c} &= \frac{T_t(h_o + h_i - d/2) + T_s(h_o + h_s)}{T_t + T_s} \\ &= \frac{135.6(177.2 + 611.4 - 231.8/2) + 638.6(177.2 + 51.4)}{135.6 + 638.6} \\ &= 306.4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$kd = \left( \sqrt{(n\rho_w)^2 + 2n\rho_w} - n\rho_w \right) d = 142.5 \text{ mm}$$

$$\theta_c = \tan^{-1} \frac{306.4}{231.8 - 142.5/3} = 58.97^\circ$$

關鍵桿件內，斜向鋼筋之有效垂直箍筋比：

$$\rho_v = \frac{2 \times 2 \times 126.7 \times \sin 45^\circ}{650 \times 306.4} = 0.180\%$$

$$A = 12 \times \frac{\rho_v f_y}{f'_c} = 0.32 < 1$$

$$B = 30 \times \frac{\rho_v f_y}{f'_c} = 0.81 < 1$$

$$K = \tan^A \theta_c + \cot^A \theta_c - 1 + 0.14B = 1.14$$

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c}} = 0.63 > 0.52 \rightarrow \zeta = 0.52$$

$$\begin{aligned} C_d \cos \theta_c &= K \zeta f'_c b(kd) \cos \theta_c \\ &= 1.14 \times 0.52 \times 28 \times 650 \times 142.5 \times \cos 58.97^\circ / 1000 \\ &= 793.0 \text{ kN} > T_t + T_s = 774.2 \text{ kN} \rightarrow h_w = h_{w,c} + \Delta h_w \end{aligned}$$

迭代過後， $h_w = 311.6 \text{ mm}$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{311.6}{231.8 - 142.5/3} = 59.39^\circ$$

$$\rho_v = \frac{2 \times 2 \times 126.7 \times \sin 45^\circ}{650 \times 311.6} = 0.177\%$$



$$A = 12 \times \frac{\rho_v f_y}{f'_c} = 0.32 < 1$$

$$B = 30 \times \frac{\rho_v f_y}{f'_c} = 0.80 < 1$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B = 1.14$$

$$C_d \cos \theta = 1.14 \times 0.52 \times 28 \times 650 \times 142.5 \times \cos 59.39^\circ / 1000$$

$$= 782.5 \text{ kN} \Rightarrow T_i = C_d \cos \theta - (T_t + T_s) = 8.4 \text{ kN}$$

此時，拉合力中心：

$$h_w = \frac{T_t \left( h_o + h_i - \frac{d}{2} \right) + T_s (h_o + h_s) + T_i (h_o + h_i)}{T_t + T_s + T_i}$$

$$= \frac{135.6(177.2 + 611.4 - 231.8/2) + 638.6(177.2 + 51.4) + 8.4(177.2 + 611.4)}{135.6 + 638.6 + 8.4}$$

$$= 311.6 = h_w \Rightarrow OK$$

$$h_w = 311.6 \text{ mm} > h_o + h_s = 228.6 \text{ mm} \Rightarrow OK$$

$$V_n = \min(C_d \cos \theta, T_t + T_s)$$

$$= 135.6 + 638.6 = 774.1$$

$$\Delta_n = \Delta_{n,f} + \Delta_{n,s} = \frac{V_n h_w^3}{3(0.3E_c I_g) \times 0.1} + 0.006 \sin 2\theta \times h_w$$

$$= \frac{774.1 \times 1000 \times 311.6^3}{3(0.3 \times 19843 \times 1.64 \times 10^9) \times 0.1} + 0.006 \sin(2 \times 59.39^\circ) \times 311.6$$

$$= 8.02 + 1.64 = 9.66 \text{ mm}$$

開裂點：

$$V_{cr} = 0.6V_n = 0.6 \times 774.1 = 464.5 \text{ kN}$$

$$\Delta_{cr} = \Delta_{cr,f} + \Delta_{cr,s} = \frac{V_{cr} h_w^3}{3(0.3E_c I_g)} + \frac{V_{cr} h_w}{0.4E_c A_g}$$

$$= \frac{464.5 \times 1000 \times 311.6^3}{3(0.3 \times 19843 \times 1.64 \times 10^9)} + \frac{464.5 \times 1000 \times 311.6}{0.4(19843 \times 650 \times 311.4)}$$

$$= 0.481 + 0.090 = 0.571 \text{ mm}$$

崩塌點：

$$V_a = 0.2V_n = 0.2 \times 774.1 = 154.8 \text{ kN}$$

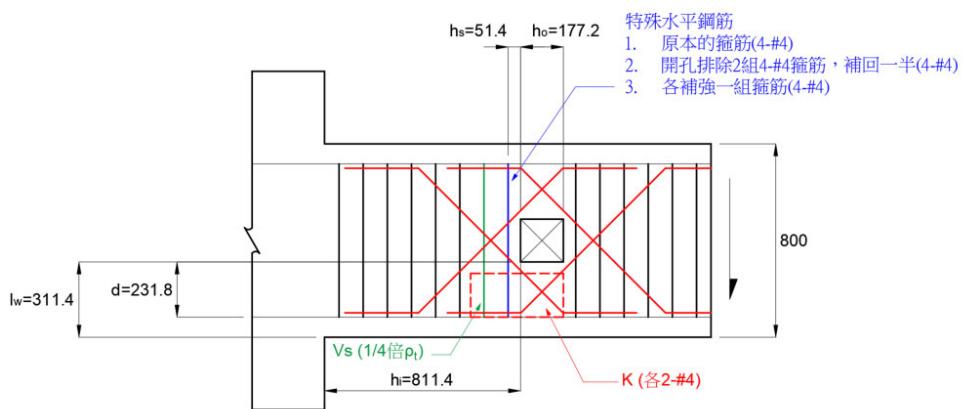


$$\Delta_a = \Delta_{cr} + 0.02h_w = 0.571 + 0.02 \times 311.6 = 6.80 \text{ mm} < \Delta_n$$

$$\Rightarrow \Delta_a = \Delta_n = 9.66 \text{ mm}$$

2. 下側關鍵桿件側力位移曲線：

立面示意圖(單位：mm)：



$$\rho_w = \frac{9 \times 814.3}{650 \times 231.8} = 4.86\%$$

$$\rho_t = \frac{A_v}{bs} = \frac{4 \times 126.7}{650 \times 100} = 0.780\%$$

$$I_g = \frac{1}{12} b \times l_w^3 = \frac{1}{12} \times 650 \times 311.4^3 = 1.64 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

強度點：

$$\begin{aligned} T_t &= (0 + c \times \rho_t f_{yt}) bd \\ &= \left(0 + \frac{1}{4} \times 0.780\% \times 420\right) \times 650 \times 231.8 / 1000 = 123.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$T_s = A_s f_{yt} = 12 \times 126.7 \times 420 / 1000 = 638.6 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} h_{w,c} &= \frac{T_t(h_o + h_i - d/2) + T_s(h_o + h_s)}{T_t + T_s} \\ &= \frac{123.4(177.2 + 811.4 - 231.8/2) + 638.6(177.2 + 51.4)}{123.4 + 638.6} = 332.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$kd = \left( \sqrt{(n\rho_w)^2 + 2n\rho_w} - n\rho_w \right) d = 142.5 \text{ mm}$$



$$\theta_c = \tan^{-1} \frac{332.9}{231.8 - 142.5/3} = 61.02^\circ$$

關鍵桿件內，斜向鋼筋之有效垂直箍筋比：

$$\rho_v = \frac{2 \times 2 \times 126.7 \times \sin 45^\circ}{650 \times 332.9} = 0.166\%$$

$$A = 12 \times \frac{\rho_v f_y}{f'_c} = 0.30 < 1$$

$$B = 30 \times \frac{\rho_v f_y}{f'_c} = 0.75 < 1$$

$$K = \tan^A \theta_c + \cot^A \theta_c - 1 + 0.14B = 1.14$$

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c}} = 0.63 > 0.52 \rightarrow \zeta = 0.52$$

$$C_d \cos \theta_c = K \zeta f'_c b(kd) \cos \theta_c$$

$$= 1.14 \times 0.52 \times 28 \times 650 \times 142.5 \times \cos 61.02^\circ / 1000$$

$$= 741.8 \text{ kN} < T_t + T_s = 762.0 \text{ kN} \rightarrow h_w = h_{w,c} - \Delta h_w$$

迭代過後， $h_w = 322.1 \text{ mm}$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{322.1}{231.8 - 142.5/3} = 60.22^\circ$$

$$\rho_v = \frac{2 \times 2 \times 126.7 \times \sin 45^\circ}{650 \times 322.1} = 0.171\%$$

$$A = 12 \times \frac{\rho_v f_y}{f'_c} = 0.31 < 1$$

$$B = 30 \times \frac{\rho_v f_y}{f'_c} = 0.77 < 1$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B = 1.14$$

$$C_d \cos \theta = 1.14 \times 0.52 \times 28 \times 650 \times 142.5 \times \cos 60.22^\circ / 1000$$

$$= 761.9 \text{ kN} = T_t + T_s \Rightarrow OK$$

$$h_w = 322.1 \text{ mm} > h_o + h_s = 228.6 \text{ mm} \Rightarrow OK$$

$$V_n = \min(C_d \cos \theta, T_t + T_s) = 762.0 \text{ kN}$$

$$\Delta_n = \Delta_{n,f} + \Delta_{n,s} = \frac{V_n h_w^3}{3(0.3E_c I_g) \times 0.1} + 0.006 \sin 2\theta \times h_w$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{762.0 \times 1000 \times 322.1^3}{3(0.3 \times 19843 \times 1.64 \times 10^9) \times 0.1} + 0.006 \sin(2 \times 61.02^\circ) \times 322.1 \\
 &= 8.72 + 1.67 = 10.39 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



### 開裂點：

$$V_{cr} = 0.6V_n = 0.6 \times 762.0 = 457.2 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta_{cr} &= \Delta_{cr,f} + \Delta_{cr,s} = \frac{V_{cr}h_w^3}{3(0.3E_cI_g)} + \frac{V_{cr}h_w}{0.4E_cA_g} \\
 &= \frac{457.2 \times 1000 \times 322.1^3}{3(0.3 \times 19843 \times 1.64 \times 10^9)} + \frac{457.2 \times 1000 \times 322.1}{0.4(19843 \times 650 \times 311.4)} \\
 &= 0.523 + 0.092 = 0.615 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

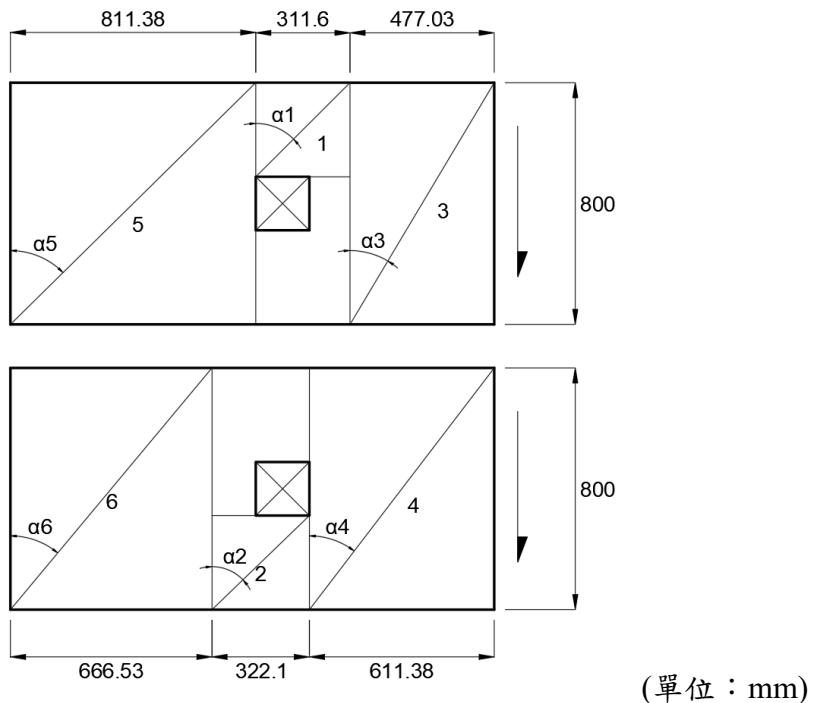
### 崩塌點：

$$V_a = 0.2V_n = 0.2 \times 762.0 = 152.4 \text{ kN}$$

$$\Delta_a = \Delta_{cr} + 0.02h_w = 0.615 + 0.02 \times 322.1 = 7.06 \text{ mm} < \Delta_n$$

$$\Rightarrow \Delta_a = \Delta_n = 10.39 \text{ mm}$$

### 3. 傳力路徑側力位移曲線





上側：

$$\tan \alpha_3 = \frac{477.0}{800} = 0.596$$

$$\tan \alpha_1 = \frac{311.6}{311.4} = 1.001$$

$$\tan \alpha_5 = \frac{811.4}{600} = 1.014$$

$$\frac{\tan \alpha_3 + \tan \alpha_1 + \tan \alpha_5}{\tan \alpha_1} = 2.61$$

$$\Delta_{cr,315} = 2.61 \times \Delta_{cr} = 2.61 \times 0.571 = 1.49 \text{ mm}$$

$$\Delta_{n,315} = 2.61 \times \Delta_n = 2.61 \times 9.66 = 25.20 \text{ mm}$$

$$\Delta_{a,315} = 2.61 \times \Delta_a = 2.61 \times 9.66 = 25.20 \text{ mm}$$

下側：

$$\tan \alpha_4 = \frac{611.4}{800} = 0.764$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{322.1}{311.4} = 1.034$$

$$\tan \alpha_6 = \frac{666.5}{800} = 0.833$$

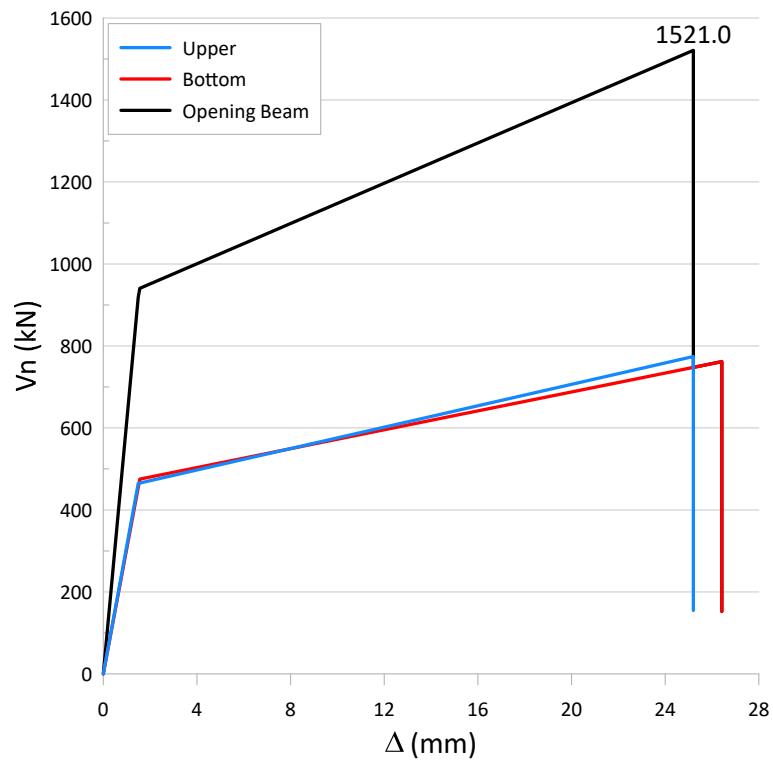
$$\frac{\tan \alpha_4 + \tan \alpha_2 + \tan \alpha_6}{\tan \alpha_2} = 2.54$$

$$\Delta_{cr,426} = 2.54 \times \Delta_{cr} = 2.54 \times 0.615 = 1.56 \text{ mm}$$

$$\Delta_{n,426} = 2.54 \times \Delta_n = 2.54 \times 10.39 = 26.42 \text{ mm}$$

$$\Delta_{a,426} = 2.54 \times \Delta_a = 2.54 \times 10.39 = 26.42 \text{ mm}$$

#### 4. 開孔梁側力位移曲線



$$V_{n,SST} = 1521.0 \text{ kN}$$

