

國立臺灣大學工學院土木工程學系



碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis

新版規範鋼筋混凝土二元系統特殊結構牆設計

New Reinforced Concrete Design Code of Special Structural

Walls Design in Dual System

丁治鈞

Chih-Chun Ting

指導教授：歐昱辰 博士

Advisor: Yu-Chen Ou, Ph.D.

中華民國 112 年 7 月

July 2023

謝辭



感謝指導教授 歐昱辰老師這兩年來在研究上給予我的引導及指教，讓我有機會參與研討會及對於新版規範及二元系統有更深一層的認識。同時感謝 黃世建教授及 王勇智教授擔任我的碩士論文口試委員，在口試中提供多項建議都值得我再進一步思考與補充。由衷感謝您們的指導與建議，讓我能將論文中遺漏的面相撰寫地更加完善，並如期完成碩士學位考試，順利畢業。

整個研究歷程中，想對所有給予我協助的人表達誠摯的謝意：最先感謝圓方結構工程顧問公司的王技師與黃技師提供寶貴的業界經驗與看法，同時也感謝圓方結構的工程師們，提供關於模型建置與設計方法的建議，也感謝裴功青學長時常回答我關於模型的問題；也很感謝歐研各位的建議與經驗傳承。

在整個碩士生涯中，很幸運能遇到許多貴人，提供了我很多想法與未曾接觸過領域的相關資訊，也很感謝歐老師與圓方結構能夠提供我這個難得的合作機會，有大家的幫忙才能完成這個研究，最後，很感謝家人們的鼓勵與支持，因為你們一直以來的陪伴與體諒，讓我能順順利利完成碩士學業。



摘要

本研究旨在探討臺灣即將公告新版鋼筋混凝土(RC)設計規範，該規範主要以 ACI318-19[1]為基礎，再根據我國研究成果修訂而成。規範中抵抗地震力的結構系統有兩種，分別為特殊抗彎矩構架與特殊結構牆，其中關於特殊結構牆之規定有大幅度的修訂，主要的修訂包括結構牆設計剪力之提高以及新增與修訂許多韌性配筋細節，設計剪力之提高係為考量非線性動力效應與超額強度之影響，而韌性配筋細節係為確保特殊結構牆具備良好的韌性與消能行為。

本研究將根據新版 RC 規範，對台北一區的案例建築進行使用特殊結構牆二元系統之設計，探討在符合臺灣工程業界的實務設計經驗與新版規範的設計規範下，從模型建置到配筋細節，歸納出特殊剪力牆的設計流程，以及模型參數設定之建議及相關設定探討。本研究將使用 CSI-ETABS v9 作為分析軟體，建立 3D 模型進行分析與設計。

關鍵詞： 新版鋼筋混凝土設計規範、結構牆、二元系統、橫隔板、剪力連接梁



Abstract

This research aims to investigate the forthcoming announcement of Taiwan's new version of Reinforced Concrete (RC) design code, primarily based on ACI 318-19[1] and adapted to our country's research findings. The seismic resistance structural system specified in the code comprises two types: Special Moment Resisting Frames (SMRF) and Special Structural Walls. There have been significant revisions to the provisions for Special Structural Walls, including an increase in the design shear force and the addition and modification of several ductility reinforcement details. The increase in design shear force aims to consider the effects of nonlinear dynamic response and overstrength. The ductility reinforcement details are introduced to ensure that Special Structural Walls exhibit excellent ductility and energy dissipation behavior.

In this study, based on the new RC code, we will design a case building in Taipei using the dual system of Special Structural Walls. The objective is to explore the design process of Special Shear Walls, from model creation to reinforcement detailing, while adhering to Taiwan's engineering industry's practical design experience and the new version of the code. Additionally, we will provide recommendations for model parameter settings and relevant discussions.

To conduct the analysis and design, CSI-ETABS v9 will be utilized as the analytical software to establish a 3D model.

Keywords: Reinforced Concrete Design code, Special Structural Walls, Dual System, Diaphragm, Coupling Beam



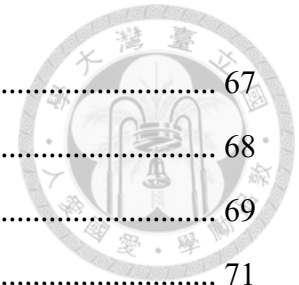
目錄



審定書	i
謝辭	iii
摘要	v
Abstract.....	vii
目錄	ix
圖目錄	xiii
表目錄	xvii
第一章 緒論	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究目的	1
1.3 研究方法	1
第二章 文獻回顧	3
2.1 二元結構系統研究回顧	3
2.1.1 二元結構系統傳力機制	3
2.1.2 橫隔板設計力	4
2.1.3 橫向構材設計	5
2.2 剪力牆上方梁	5
2.3 現行剪力牆設計方法	6
第三章 示範設計案例說明	9
3.1 建築資訊摘要	9
3.1.1 樓層數及樓高	11
3.1.2 結構分析	12
3.1.3 上部結構地震力設計與設計載重組合	12
3.1.4 地下室設計所採用之設計載重組合	13
3.1.5 結構尺寸、材料、規格	14
3.1.6 設計載重	15
3.1.7 樓層側向位移檢核	16

3.2 模型設定	17
3.2.1 材料參數設定	17
3.2.2 元素模型參數設定	17
3.2.3 柔性橫膈版	18
3.2.4 Pier 設置	20
3.2.5 剪力連接梁模擬方式	21
3.2.6 User Coefficient	22
3.2.7 Mesh	22
第四章 橫向傳力構材設計	24
4.1 設計力	24
4.1.1 橫膈版力量需求	25
4.2 設計結果	26
4.2.1 橫膈版	26
4.2.2 集力梁	30
4.2.3 傳力構材	35
4.2.4 傳力梁	36
第五章 豎向構材設計	38
5.1 耐震規範構架占比檢核	38
5.2 剪力牆設計	39
5.2.1 臨界斷面	40
5.2.2 有效翼板	40
5.2.3 剪力牆縱向鋼筋	42
5.2.4 設計力	45
5.2.5 剪力強度	46
5.2.6 邊界構材	47
5.2.7 下構剪力牆設計	63
5.2.8 以現行規範設計	63
5.2.9 整體設計結果	64
5.3 剪力連接梁設計	66

5.3.1 剪力強度	67
5.3.2 圍束鋼筋	68
5.3.3 剪力連接梁採一般梁設計	69
第六章 結論與建議	71
參考文獻	74





圖目錄



圖 2.1 橫向與豎向構材之傳力[2]	3
圖 2.2 橫隔板集力機制(2F 以上樓層，慣性力傳至結構牆)	3
圖 2.3 橫隔板傳力機制(結構牆力於 1F 樓版傳遞至四周連續壁)	4
圖 2.4 結構牆與橫向構材設計	5
圖 2.5 剪力牆上方梁	6
圖 2.6 有無剪力牆之梁變位差異	6
圖 3.1 上部結構平面圖	9
圖 3.2 下構結構平面圖	10
圖 3.3 結構配置圖	10
圖 3.4 各項立面圖	11
圖 3.5 ETABS 3D 模型	11
圖 3.6 層間位移角檢核	16
圖 3.7 各項參數代表意義[5]	17
圖 3.8 Shell 元素傳力型式[4]	18
圖 3.9 面元素各項變形方式[4]	18
圖 3.10 柔性橫隔板與剛性橫隔板之柱剪力差異	19
圖 3.11 柔性橫隔板與剛性橫隔板之剪力牆剪力差異	20
圖 3.12 柔性橫隔板與剛性橫隔板之連續壁剪力差異	20
圖 3.13 翼板 Pier 設置型式	21
圖 3.14 柱 Pier 設置型式	21
圖 3.15 不同設定力量型式之集力梁軸力差異	22
圖 3.16 不同 Mesh 程度之梁受力圖	23
圖 4.1 User Coefficient 設定	25
圖 4.2 當層橫隔板力量	26
圖 4.3 橫隔板之剪力需求	26
圖 4.4 剪力摩擦筋與集力梁之軸力[2]	28
圖 4.5 剪力摩擦筋配置示意圖	29

圖 4.6 剪力摩擦介面	30
圖 4.7 剪力梁樓層交界面	30
圖 4.8 集力梁示意圖	31
圖 4.9 集力梁設計結果	31
圖 4.10 集力梁軸力彎矩檢核	32
圖 4.11 橫向構材力量分布	33
圖 4.12 集力梁鋼筋伸展長度示意圖[2]	33
圖 4.13 弦材	34
圖 4.14 1F 橫向構材分析結果	35
圖 4.15 傳力梁設計結果	36
圖 4.16 傳力梁軸力彎矩檢核結果	37
圖 5.1 3F 平面圖	39
圖 5.2 臨界斷面位置	40
圖 5.3 牆體翼板範圍	41
圖 5.4 縱向鋼筋配置	43
圖 5.5 縱向鋼筋相關規範	44
圖 5.6 鋼筋截斷位置	45
圖 5.7 縱向鋼筋不應搭接範圍	45
圖 5.8 特殊邊界構材配置範圍	49
圖 5.9 邊界構材範圍	51
圖 5.10 邊界構材範圍	52
圖 5.11 各向標稱彎矩強度時的中性軸深度	53
圖 5.12 18.7.6.4(b)檢核	54
圖 5.13 Y 向地震力外伸翼版檢核	57
圖 5.14 正 X 向地震力外伸翼版檢核	58
圖 5.15 負 X 向地震力下閉合箍筋	59
圖 5.16 剪力牆設計結果	60
圖 5.17 以閉合箍筋圍束最外緣縱向鋼筋	62
圖 5.18 水平鋼筋錨定	63

圖 5.19 以現行規範配置之剪力牆	64
圖 5.20 剪力連接梁位置	66
圖 5.21 對角鋼筋設計結果	68
圖 5.22 3F 剪力連接梁設計結果	69



表目錄



表 2.1 現行規範與新版規範比較	7
表 3.1 各層樓高資料	11
表 3.2 上構設計載重組合	12
表 3.3 下構設計載重組合	13
表 3.4 構架尺寸表	14
表 3.5 靜載重表格	15
表 3.6 活載重表格	15
表 4.1 橫膈版設計力	24
表 4.2 橫膈版分析結果	25
表 4.3 摩擦係數	28
表 5.1 X 向構架剪力佔比	38
表 5.2 Y 向構架剪力佔比	38
表 5.3 ω_v 與 Ω_v	46
表 5.4 各層樓之 f_{cu}	50
表 5.5 特殊邊界構材橫向鋼筋最小間距限制	54
表 5.6 橫向鋼筋最小間距限制	55
表 5.7 新版 RC 規範 18.7.6.5 節橫向鋼筋垂直間距限制[2]	61
表 5.8 剪力牆設計結果	64
表 5.9 開孔處邊界構材設計結果	65

第一章 緒論



1.1 研究背景

臺灣即將公告新版鋼筋混凝土(RC)設計規範(簡稱新版 RC 規範)，該規範係以 ACI318-19[1]為基礎，再根據我國研究成果修訂而成。規範中抵抗地震力的結構系統有兩種，分別為特殊抗彎矩構架與特殊結構牆，其中關於特殊結構牆之規定有大幅度的修訂，主要的修訂包括結構牆設計剪力之提高以及新增與修訂許多韌性配筋細節，設計剪力之提高係為考量非線性動力效應與超額強度之影響，而韌性配筋細節係為確保特殊結構牆具備良好的韌性與消能行為。

美國主要將特殊結構牆用於版柱系統或與外圍抗彎矩構架構成二元系統，而臺灣主要將特殊結構牆用於完整的抗彎矩構架線上，意即將特殊結構牆融入抗彎矩構架中，這也顯示了 ACI318-19[1]與臺灣的新版鋼筋混凝土設計規範(以下簡稱新版 RC 規範)[2]會有部分的調整與修訂，甚至對於新版 RC 規範本身的解釋也需要更全面的研究以適用臺灣的工程應用上。

1.2 研究目的

本計畫擬針對具臺灣特色的二元系統特殊結構牆進行設計精進之研究，同時發展二元系統結構牆的模擬方法，最終完善新的結構牆二元系統分析與設計方法。同時對於新版 RC 規範與現行鋼筋混凝土設計規範進行比較。

新版 RC 規範大幅提升中高樓特殊結構牆之設計剪力，且新增許多韌性配筋細節，前者導致結構牆厚度的顯著增加，後者導致牆體配筋之擁擠。本計畫之執行，可改善新版 RC 規範特殊結構牆於臺灣應用之困難，而結構牆之使用，可良好控制建築受風與地震力之位移，且可降低抗彎矩構架常見之梁柱配筋過多而導致設計與施工性困難之問題。

1.3 研究方法

研究中將以新版 RC 設計規範與建築物耐震設計規範及解說(以下簡稱耐震規範)[3]之規定，對一棟位於台北市之 15 層高、採特殊結構牆合併特殊抗彎矩構架之二元系統大樓，進行設計流程與結果之說明，以凸顯新版 RC 規範設計之問題。

結構靜力與動力分析平台採工程界慣用之 CSI-ETABS v9 軟體[5]，建立 3D 模

型進行分析與設計。斷面分析軟體採 CsiCol[6]與 Section Builder[7]。

其中設計部份將會包含橫隔版、集力梁、傳力梁、特殊結構牆、特殊邊界構材、剪力連接梁。



第二章 文獻回顧



2.1 二元結構系統研究回顧

2.1.1 二元結構系統傳力機制

二元系統的傳力機制為每層樓的橫隔板在受震加速度時產生之慣性力，透過橫隔板與集力構材傳入結構牆與抗彎矩構架中，結構牆由上至下蒐集每層樓之慣性力，在地面層及地下層時，逐漸將部分力量由結構牆透過傳力構材傳至勁度更大的地下室外牆或連續壁。而其中集力構材與傳力構材可透過本身之軸力與橫隔板之剪力摩擦兩種形式將力量傳入或傳出結構牆。

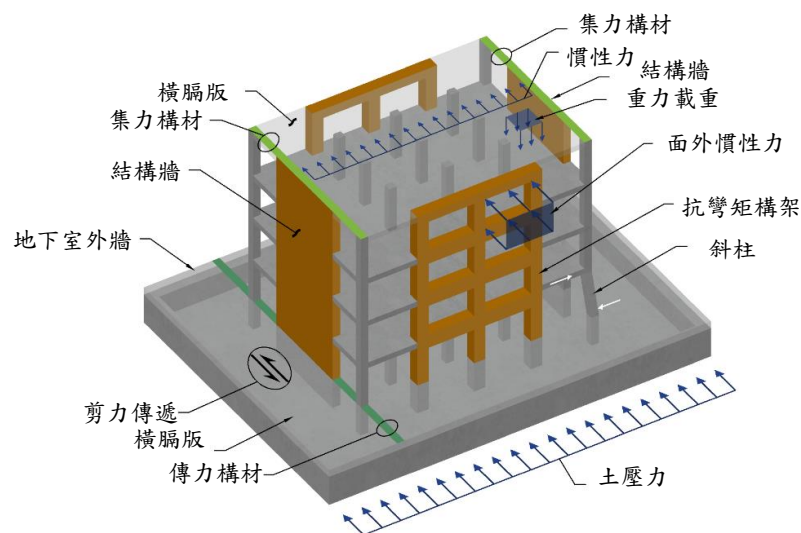


圖 2.1 橫向與豎向構材之傳力[2]

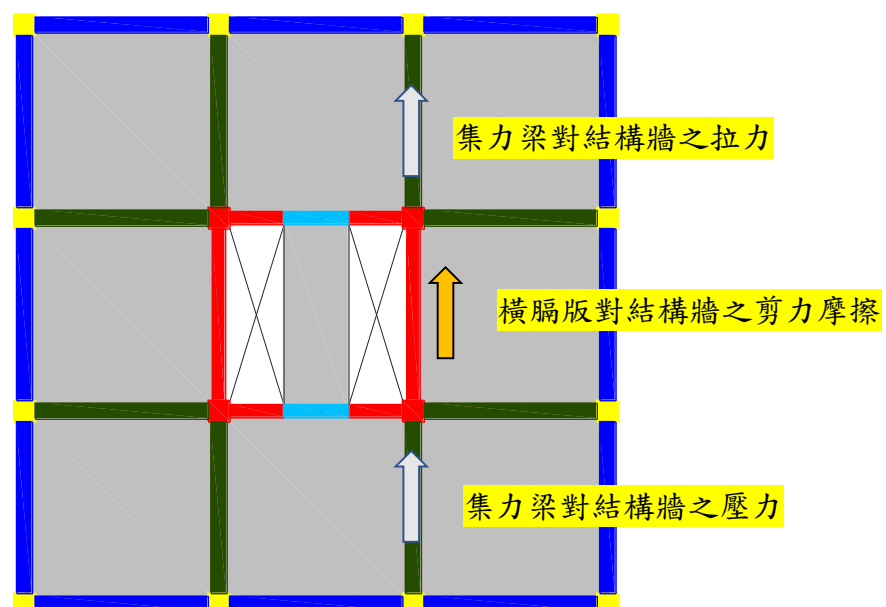


圖 2.2 橫隔板集力機制(2F 以上樓層，慣性力傳至結構牆)

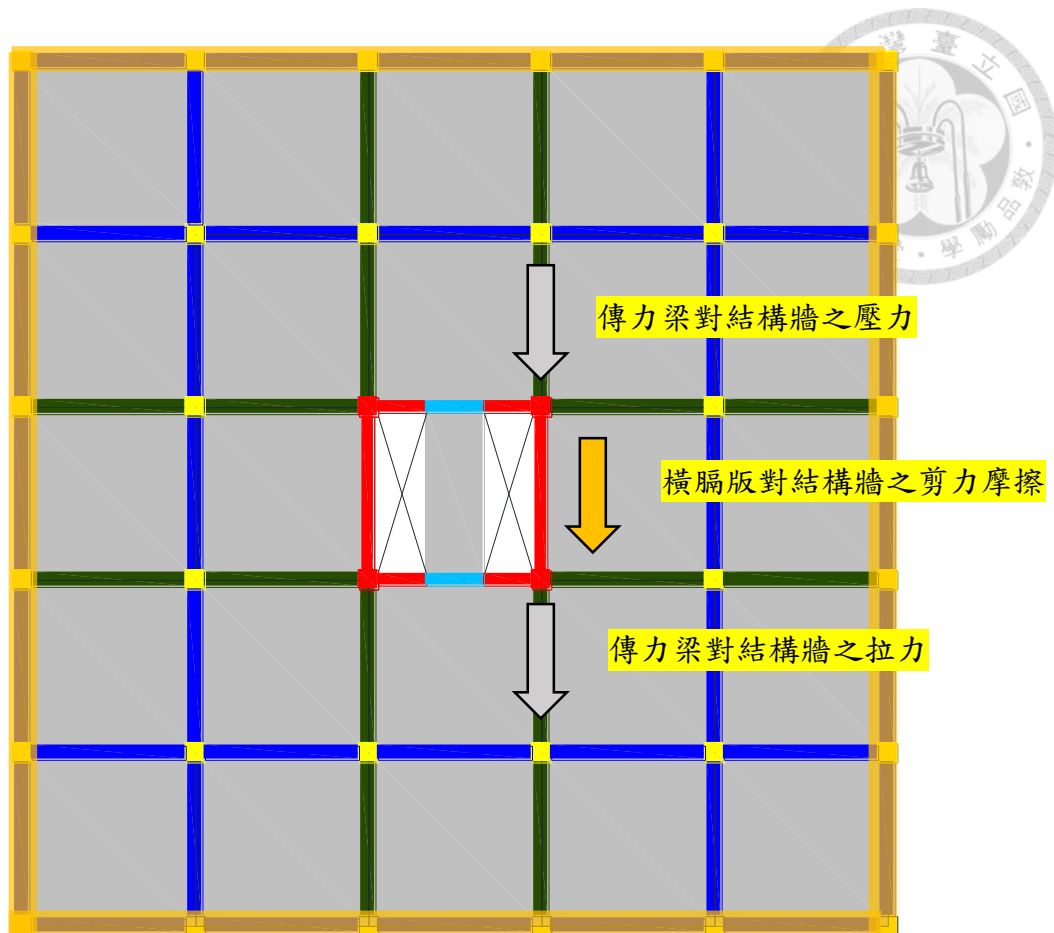


圖 2.3 橫隔版傳力機制(結構牆力於 1F 樓版傳遞至四周連續壁)

2.1.2 橫隔版設計力

在設計橫隔版時需考慮該層樓產生最大加速度時的慣性力，因此依據耐震規範 6.2.9 節[3]說明，在設計各樓層之橫隔版時應使用耐震規範(6-1)式[3]計算出之 F_{px} 作為該層樓之設計力，並且將原本該層之設計地震力 F_x 置換成至 F_{px} 後，而其餘樓層則維持不變下進行分析，如圖 2.4(b)所示，得出該層橫隔版之設計需求。

F_t 為頂層外加之集中橫力， F_x 為在靜力或動力地震力的情況下，各樓層之設計地震力， F_{pi} 為橫隔版設計力，其值係反應該層橫隔版產生最大加速度時之慣性力， V 為基底剪力。

如採用動態地震力設計，則下式(2-1)的分子項可以改為動態地震力取代，並且不需加上 F_t 項如下式(2-2)，因動態地震力已經模擬高模態下的狀況。



$$F_{px} = \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px} \quad (2-1)$$

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px} \quad (2-2)$$

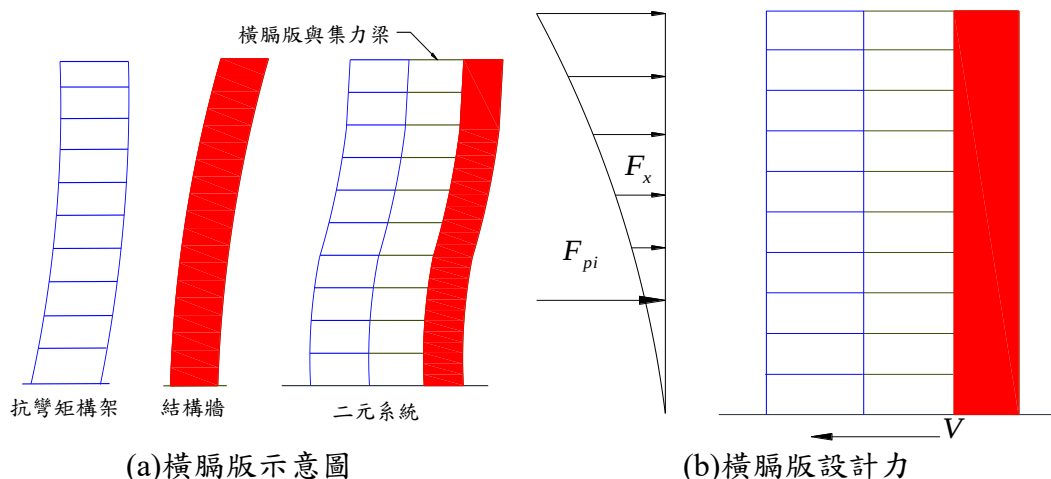


圖 2.4 結構牆與橫向構材設計

2.1.3 橫向構材設計

橫向構材為連接抗彎矩構架與結構牆之重要構件，一是將慣性力由質心傳遞入豎向構材，二是使兩者變形諧和以形成完整的結構系統如圖 2.4 (a)所示。在設計橫向構材時應使用橫隔板設計力。當側向力抵抗系統之豎向構材沒有擴展到橫隔板的全部深度時，集力構材需傳遞沿橫隔板深度剩餘部份作用的剪力到豎向構材上，而根據耐震規範 6.2.6 節[5]，匯集構材及與抵抗地震力結構系統之接合處，其地震力應放大 $1.4\alpha_y$ 倍設計之，其中 α_y 為起始降伏地震力放大倍數。

2.2 剪力牆上方梁

在剪力牆中的抗彎矩構架梁，行為上與一般抗彎矩構架中的梁有差異，因其受到剪力牆夾住之影響。由下圖 2.5(a)以及(b)可以看出在彎矩、剪力在含有剪力牆之範圍 9-18m 的位置，剪力與彎矩都有明顯的下降。

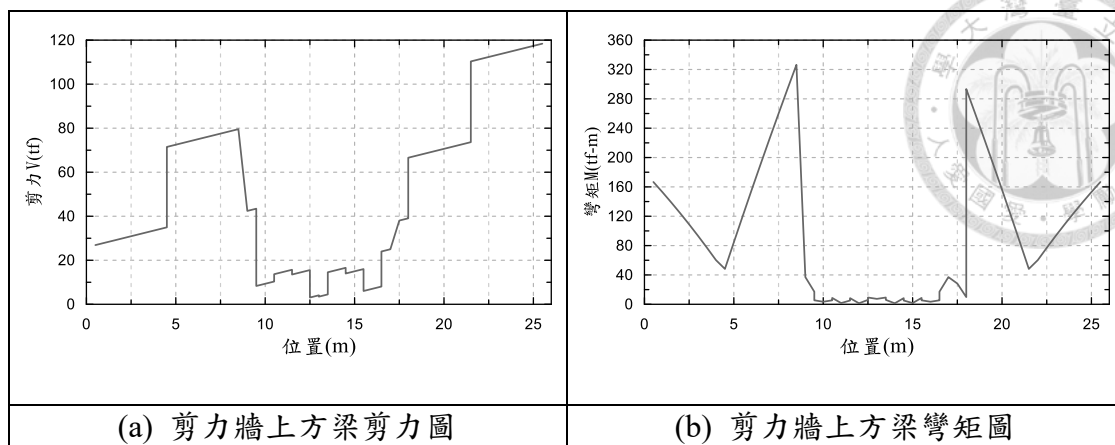


圖 2.5 剪力牆上方梁

而透過下圖 2.6(b)之梁變位圖也可發現，其在未受到剪力牆的束制時，其變位會成一雙曲率之行為，而下圖 2.6(a)因為梁被剪力牆夾住之影響，其變位猶如一剛體般成一直線，也可以說明其在梁端兩側不易產生塑鉸之行為。因此在設計上可以不須考慮強柱弱梁等需求。

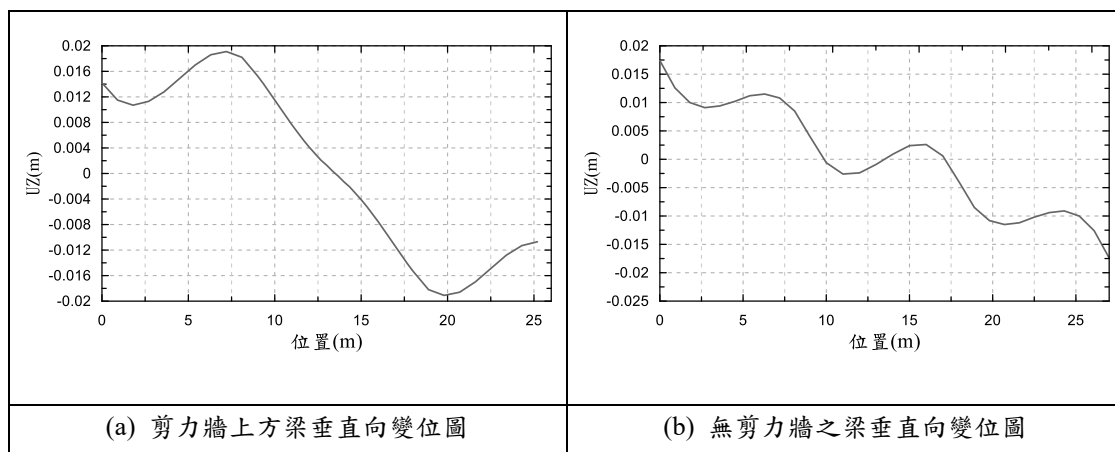


圖 2.6 有無剪力牆之梁變位差異

2.3 現行剪力牆設計方法

現行剪力牆設計方法，在分析上，大多將牆體與相連接的抗彎矩構架柱視為個別獨立的構件進行設計。此外，對於邊界構材的認定也採取較保守之方法，將整個牆體受到的彎矩與軸力，以軸力的方式由兩側的邊界構材承擔，因此會對於邊界構材之鋼筋設計過於保守。若有類似 C 型牆體，通常也將牆體拆分為兩向個別考量設計。

現行規範的部分，對於縱向鋼筋並無特別之規定，在設計力上也並無放大之考量，強度折減係數通常採 0.6 作為設計；另外現行規範對於牆體之鋼筋細節規範較

少，對於邊界構材僅限制其深度並無限制壓力區寬度，大多數牆體在實際設計上並不會特別考量圍束條件，此類的設計考量使得剪力牆較接近脆性之結構，而現行規範與新版 RC 規範差異可參考下表 2.1。

表 2.1 現行規範與新版規範比較

項目	現行規範	新版規範
設計力	由含側力之各種載重組合所得剪力	透過 ω_v 與 Ω_v 放大各種載重組合所得剪力
剪力強度	上部結構 ϕ 值取 0.6 下部結構 ϕ 值取 0.75	上部、下部結構 ϕ 值皆取 0.75
垂直筋	僅規範整體鋼筋比	除整體鋼筋比外，垂直牆段端部 $0.15l_w$ 須另外符合 $1.6\sqrt{f'_c}/f_y$ 之最小鋼筋比
邊界構材	僅規範邊界構材深度	新增規範邊界構材寬度限制
邊界構材配置之橫向鋼筋	1. 繫筋之兩端均須圍繞於縱向鋼筋，允許一端 90 一端 135，並間隔換端。 2. 式(15-3)可以不必滿足。	1. 除同為特殊抗彎矩構架柱之區域外，側向支撐應由繫筋之耐震彎鉤或閉合箍筋之轉角提供。 2. 閉合箍筋的長寬比不得大於 2，且相鄰閉合箍筋應相互重疊至少 15 cm 與 $(2/3)b$ 之較小值。 3. 須滿足 $0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$
腹板垂直鋼筋	無特殊規定	腹板垂直鋼筋應具閉合箍筋轉角或兩端皆具耐震彎鉤繫筋之側向支撐



第三章 示範設計案例說明



3.1 建築資訊摘要

示範案例以基地位置位於台北一區，地上十五層地下三層之一般住宅建築物為例，標準層高為 3.3 公尺，採用 RC 特殊抗彎矩構架系統加特殊結構牆之二元系統，上部結構物採 X 向與 Y 向皆為 3 跨，下部結構物採 X 向與 Y 向皆為 5 跨，跨度皆為 9 公尺之正方形對稱結構配置，外圍配置連續壁作為地下室外牆，其中特殊結構牆(又稱剪力牆)配置於結構物之中央核心區，以 X 向為中央開孔剪力牆、Y 向為完整之剪力牆，由 B3F 一路延伸至 15F 樓頂，以模擬一般建物電梯廳之結構配置。

基礎配置採用筏式基礎，採用 60cm 連續壁，樓版厚度為 20cm，FS 版厚度為 60cm，地梁尺寸採寬度 120cm，深度 280cm， f'_c 為 350 kgf/cm²

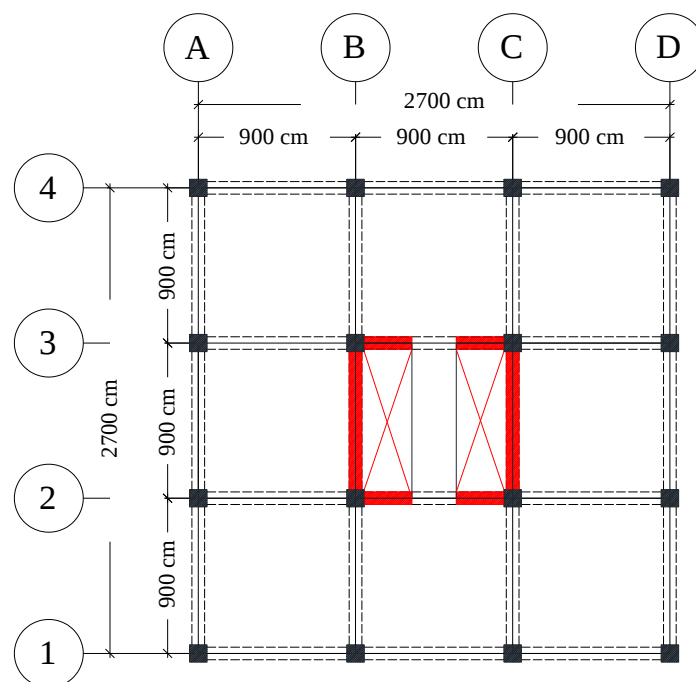


圖 3.1 上部結構平面圖

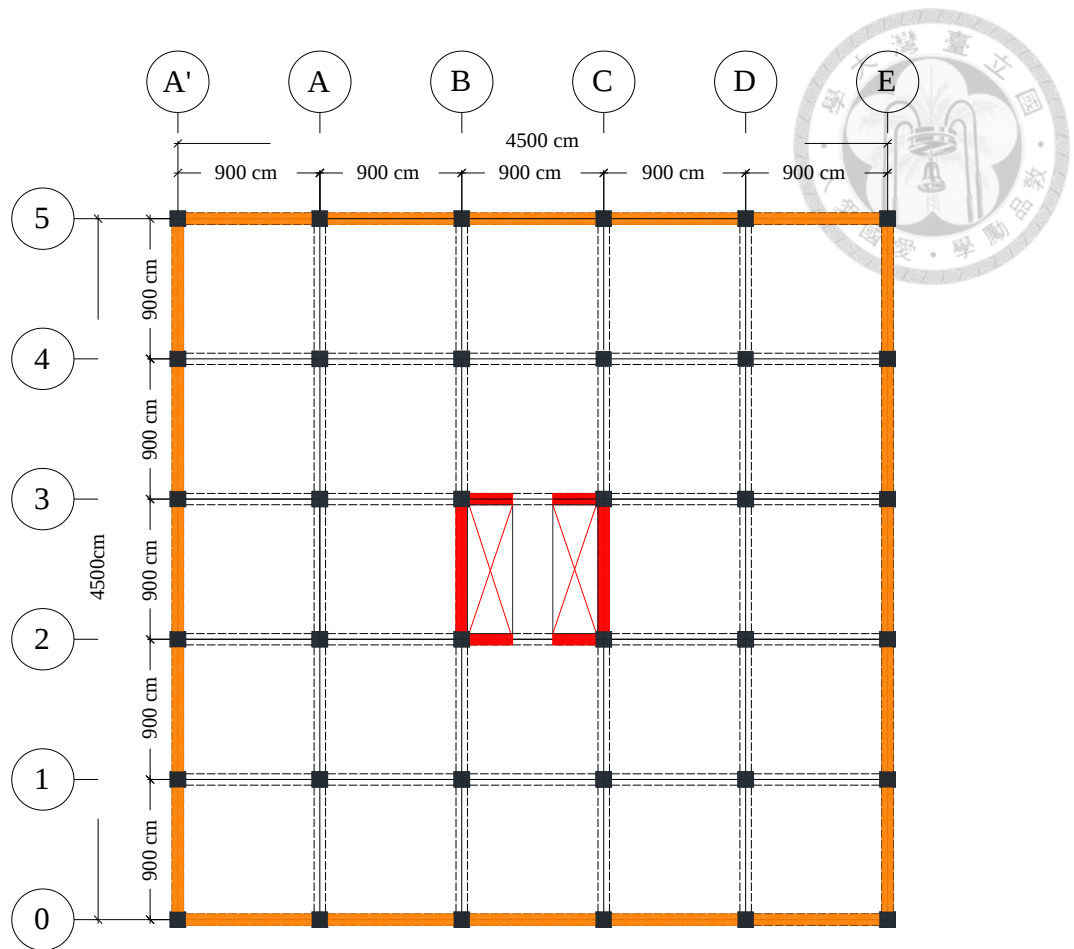
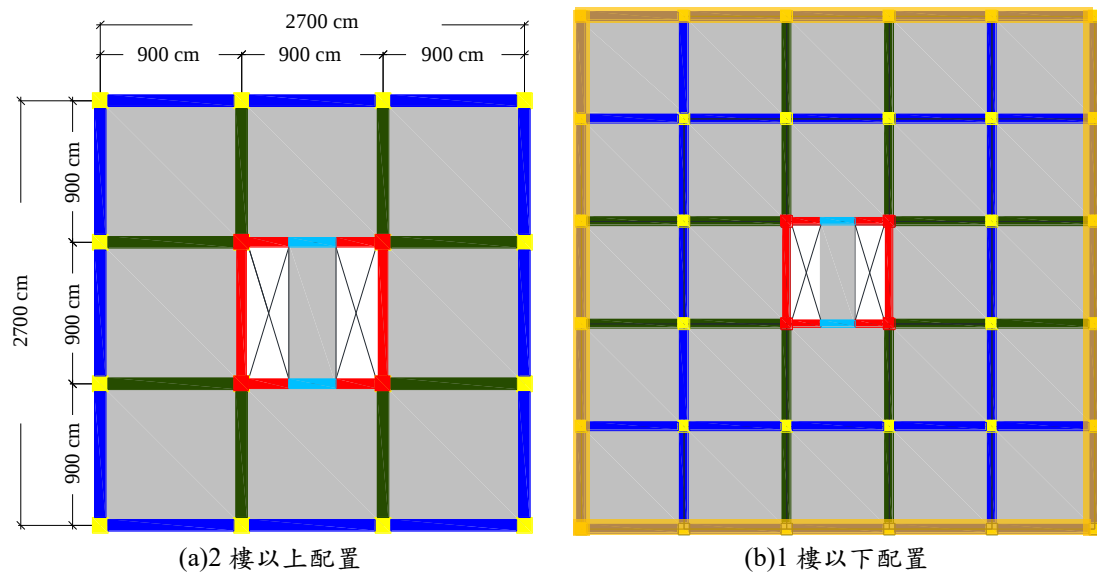
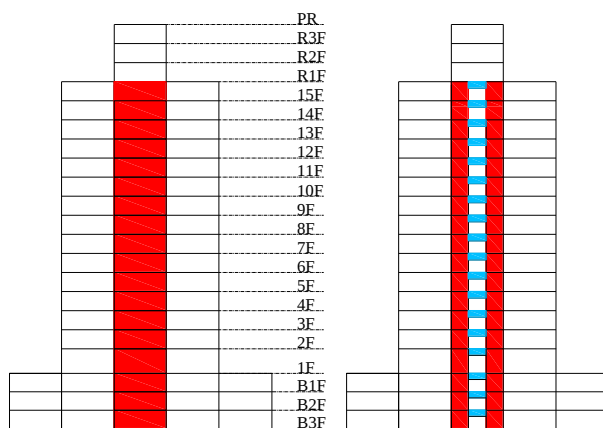


圖 3.2 下構結構平面圖



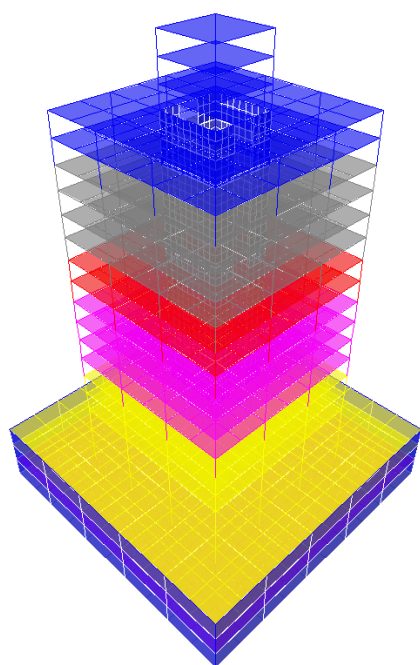
	剪力牆與抗彎矩構架柱		抗彎矩構架(梁)與集力梁
	抗彎矩構架(柱)		抗彎矩構架(梁)
	剪力連接梁		橫隔版

圖 3.3 結構配置圖

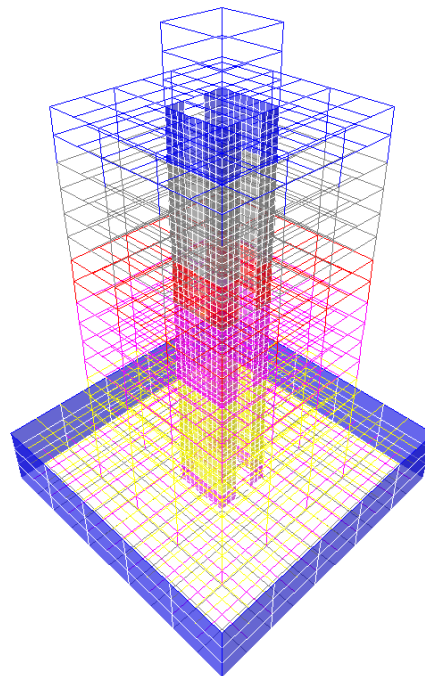


(b) 建築立面圖 (c) 建築立面圖(梯廳開孔面)

圖 3.4 各項立面圖



(a) ETABS 3D 模型



(b) ETABS 3D 模型

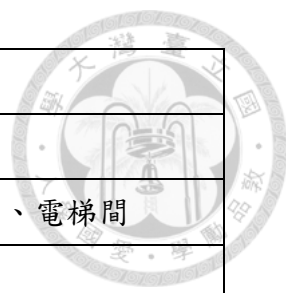
圖 3.5 ETABS 3D 模型

3.1.1 樓層數及樓高

地上 15 層，建築高度 50.4 m(不含屋突層)，地下 3 層，採用筏式基礎，基礎版厚度為 60 cm。

表 3.1 各層樓高資料

樓層名稱	樓層高度(m)	備 註
PRF	-	屋頂



R3F	3.00m	機房
R2F	3.00m	機房
R1F	3.00m	屋頂平台、樓梯間、電梯間
2F~15F	3.30m	集合住宅
1F	4.20m	集合住宅
B1F~B3F	3.3m	停車空間

3.1.2 結構分析

結構分析採用三向度立體剛構架，假設樓版為柔性，承受垂直力及地震力後再傳給梁、柱構件。地震分析時依照規範規定考慮百分之五樓面尺寸偏心之扭轉應力及動力效應，利用電腦程式 CSI-ETABS V9[5]作動力及靜力分析。動力分析係採用 C.Q.C. (Complete Quadratic Combination) 疊加法，結構物基本振動週期係採用動力週期與法規週期放大 1.4 倍之較小者計算之。

3.1.3 上部結構地震力設計與設計載重組合

上部結構側力的分析方式係動力反應譜分析，考慮 X 向之質心偏移 $\pm 5\%$ 及 Y 向質心偏移 $\pm 5\%$ 之動態地震力影響，其中於分析模型中垂直向地震力係併入靜載重考量（即 $EQ_z = V_z = K_z \cdot W$ ）。用途係數採 $I = 1.0$ 。 $S_{DS} = 0.6$ （屬台北一區）。RC 構件設計時所考慮之載重組合如下表所示

表 3.2 上構設計載重組合

COMB	DL	LL	SPECx ($\pm 5\%$ 意外扭矩)	SPECy ($\pm 5\%$ 意外扭矩)	EQz
1	1.4				
2	1.2	1.6			
3	1.2	1.0	1.0		0.3
4	1.2	1.0		1.0	0.3
5	1.2	1.0	1.0		-0.3
6	1.2	1.0		1.0	-0.3
7	1.2	1.0	0.3		1.0

8	1.2	1.0		0.3	1.0
9	1.2	1.0	0.3		-1.0
10	1.2	1.0		0.3	-1.0
11	0.90		1.0		0.3
12	0.90			1.0	0.3
13	0.90		1.0		-0.3
14	0.90			1.0	-0.3
15	0.90		0.3		1.0
16	0.90			0.3	1.0
17	0.90		0.3		-1.0
18	0.90			0.3	-1.0

基底的 X 向動態地震力為 2565.58 tf，Y 向動態地震力為 2893.68 tf，靜力地震力分皆為 3764.18 tf，因此 X、Y 向動力放大倍率為 1.4671 及 1.3008。

3.1.4 地下室設計所採用之設計載重組合

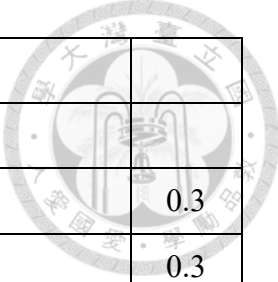
考慮 0 度、90 度正反向地震加 X 向 $\pm 5.0\%$ ，Y 向 $\pm 5.0\%$ 偏心效應，及垂直地震力正反向之效應，其中於分析模型中垂直向地震力係併入靜載重考量（即 $EQ_z = V_z = K_z \cdot W$ ），並放大設計地震力 (V_p/V_e) 倍構件設計時所考慮之載重組合，其中放大地震力之倍數為上構剪力牆本身放大倍率與抗彎矩構架之放大倍率，依照承受的側向力佔比加權平均：

以本案為例，X 向抗彎矩構架之受側向力佔比為 53%，上構抗彎矩構架之 V_p/V_e 為 1.4，X 向剪力牆受側向力佔比為 47%，上構剪力牆的放大倍率為 1.941，因此地下室整體地震力放大倍率取加權平均為 1.708。

同理，Y 向抗彎矩構架之受側向力佔比為 36%，上構抗彎矩構架之 V_p/V_e 為 1.4，Y 向剪力牆受側向力佔比為 64%，上構剪力牆的放大倍率為 1.941，因此地下室整體地震力放大倍率取加權平均為 1.746。

表 3.3 下構設計載重組合

COMB	DL	LL	EQx ($\pm 5\%$ 意外扭矩)	EQy ($\pm 5\%$ 意外扭矩)	EQz
------	----	----	--------------------------	--------------------------	-----



1	1.4				
2	1.2	1.6			
3	1.2	1.0	± 1.0		0.3
4	1.2	1.0		± 1.0	0.3
5	1.2	1.0	± 1.0		-0.3
6	1.2	1.0		± 1.0	-0.3
7	1.2	1.0	± 0.3		1.0
8	1.2	1.0		± 0.3	1.0
9	1.2	1.0	± 0.3		-1.0
10	1.2	1.0		± 0.3	-1.0
11	0.90		± 1.0		0.3
12	0.90			± 1.0	0.3
13	0.90		± 1.0		-0.3
14	0.90			± 1.0	-0.3
15	0.90		± 0.3		1.0
16	0.90			± 0.3	1.0
17	0.90		± 0.3		-1.0
18	0.90			± 0.3	-1.0

3.1.5 結構尺寸、材料、規格

結構配置如表 3.4 所示。

表 3.4 構架尺寸表

	梁	柱	牆厚	$f'_c(\text{kgf/cm}^2)$	剪力牆梁	樓版	小梁
R1F	50X70	70X70	40	280	50X70	15	25X50
15F	50X70	70X70	40	280	50X70		25X50
14F	60X80	90X90	50	350	60X80		30X60
13F	60X80	90X90	50	350	60X80		30X60
12F	60X80	90X90	70	350	70X80		30X60

11F	60X80	90X90	70	350	70X80		30X60
10F	60X80	90X90	75	420	70X80		30X60
9F	60X80	90X90	75	420	75X80		30X60
8F	70X90	100X100	80	490	80X90		30X60
7F	70X90	100X100	80	490	80X90		30X60
6F	70X90	100X100	80	490	80X90		30X60
5F	70X90	100X100	80	490	80X90		30X60
4F	80X100	100X100	80	560	80X100		30X60
3F	80X100	100X100	80	560	80X100		30X60
2F	80X100	100X100	80	560	80X100		30X60
1F	80X105	110X110	100	560	100X105	20	30X60
B1F	80X105	110X110	100	560	100X105		30X60
B2F	65X80	110X110	100	490	100X80		25X50

3.1.6 設計載重

靜載重如下表顯示

表 3.5 靜載重表格

範圍	設計靜載重(kgf/cm ²)
屋頂露臺	300
2F 以上標準層	300
1F 室內	300
1F 室外	400
地下室	400

活載重如下表顯示

表 3.6 活載重表格

範圍	設計活載重(kgf/cm ²)
----	-----------------------------

地下室	600
屋頂露臺	200
2F 以上標準層	200
1F 室內	200
1F 室外	1000

3.1.7 樓層側向位移檢核

在地震力作用下，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向位移角應有限制，其值不得超過 0.005。計算位移時應計及平移與扭轉位移。

計算位移時所施加之設計地震力，若基本振動週期係以結構力學方法計算，所得 T 值不必受小於經驗公式週期值 C_U 倍的限制， S_{aD} 亦不受不得低於 $0.4S_{Ds}$ 之限制。此外，用途係數大於 1.0 之建築物，亦可以 $I=1.0$ 所得之地震力計算位移。

本案經檢核，X、Y 向之最大層間位移角皆小於 0.5%。

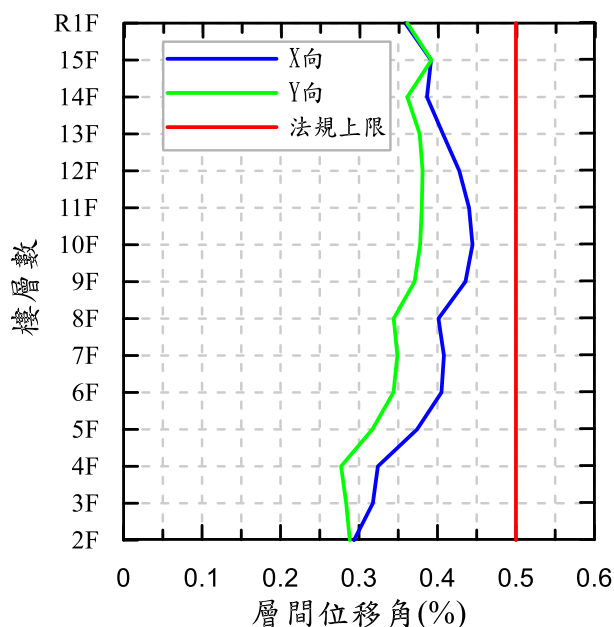


圖 3.6 層間位移角檢核



3.2 模型設定

3.2.1 材料參數設定

本模型中彈性模數 E_c 採 12000 kgf/cm^2 ，因數化載重彈性分析可採用之慣性矩與斷面積依照規範規範表 6.6.3.1.1(a)[2]，梁柱採 $0.7 I_g$ ，結構牆彎矩項(意即 Etabs 中 f22 項)採 $0.35 I_g$ ，結構牆剪力項(意即 Etabs 中 f12 項)採 $1.0 GA$ 不折減，上構樓版採 $0.35 I_g$ ，下部結構物採放大地震力分析設計，因此下構樓版採 $0.5 I_g$ 。而梁柱接頭剛性因子應介於 0.5-1，本例剛性因子採 0.75，而根據 Etabs 提供的元素力量標示說明如下圖 3.7，

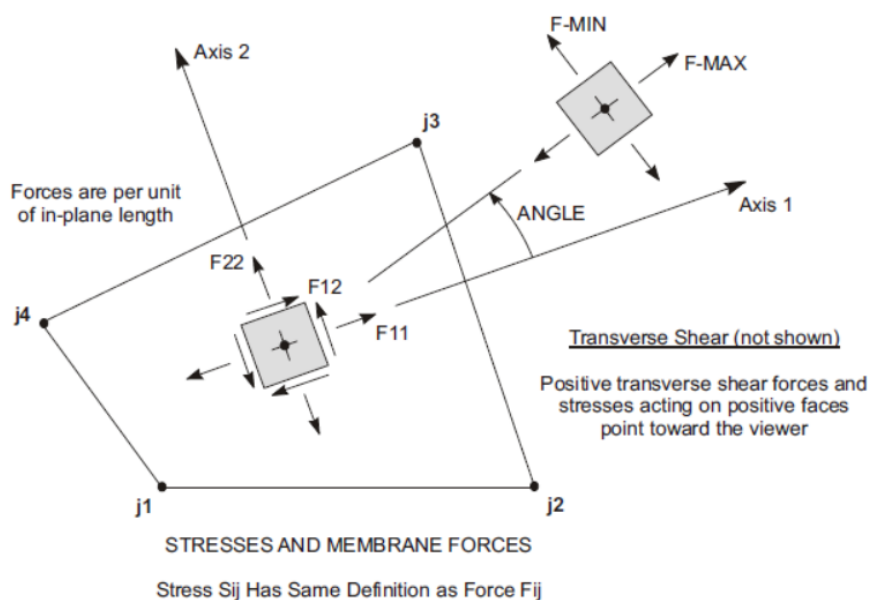


圖 3.7 各項參數代表意義[5]

3.2.2 元素模型參數設定

剪力牆採 Shell 元素進行模擬，同時模擬開孔的形式，需將剪力牆的元素分割成小元素更能模擬真實的力量，將面外的勁度(意即 Etabs 中 m11、m12、m22 項)折減至 0.05 係因為剪力牆不主要抵抗面外的彎矩，因此設置一小值避免過多縱向鋼筋。

而樓版也採 Shell 元素進行模擬，更好模擬橫膈版與集力構材間的互動，同時需將橫膈版的元素以小梁走向分割。將面外的勁度(意即 Etabs 中 m11、m12、m22 項)折減至 0.05 係因為橫膈版不主要抵抗面外的彎矩，因此設置一小值避免過多橫



隔版承受過多彎矩導致低估抗彎矩構架之需求。

而 Shell 傳遞力量的形式如下圖 3.8，將版 1、2、3、4 上所蒐集到的力量，透過牆的節點傳遞至牆體中，下圖 3.8 的 P1 是來自於 Beam 1 的端部力量以及版 1 的均部載重，P2、P3、P4 同理。

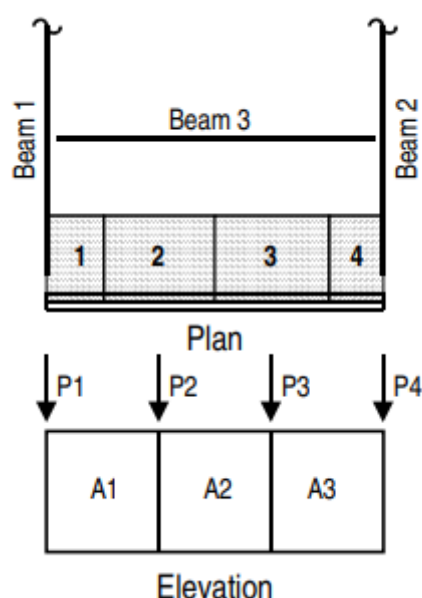


圖 3.8 Shell 元素傳力型式[4]

下圖 3.9 顯示了三種單一 shell 元素可能的變形狀態，單一 shell 可以展示軸力以及剪力的變形，但無法展現撓曲所產生的位移，因此需要透過 mesh 來使牆體能夠真實的反應撓曲變位。

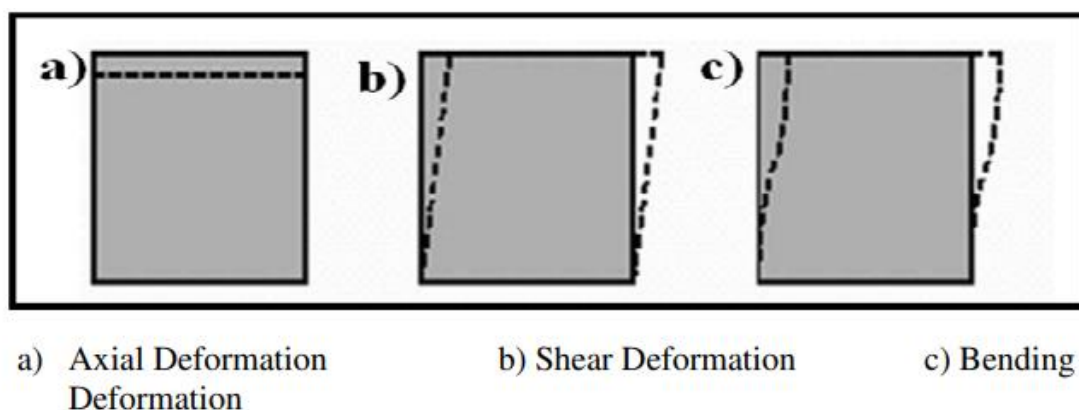


圖 3.9 面元素各項變形方式[4]

3.2.3 柔性橫隔版

本次模擬中，為了獲得集力梁的軸力採用柔性橫隔版，也真實模擬整體結構的行為，設置剛性橫隔版時，剪力牆在一樓處會有極大的反向剪力，主要因連續壁、

跨度較大等等因素，造成下構相對於上構的勁度大量增加，在一樓處的剪力牆會須將上構的剪力牆給束制住，類似於固定端之狀況產生，因此需承受極大的反向剪力，而設置柔性橫隔板則剪力牆在下構逐層受到連續壁影響，而非在一樓同時反應。

由下三張圖可以見得，設置剛性橫隔板時，剪力牆所受到之剪力在一樓處會由 1380 tf 變為反向 3406 tf，造成在設計上的不易，同時也可以發現，當設定為剛性橫隔板時，柱剪力反而會較設定柔性橫隔板的小，主要因為柱子因其柔性的設定下，依照各自之位移分布而非整體一起位移。

也可以發現在設置柔性橫隔板下，連續壁所受到的剪力較小。

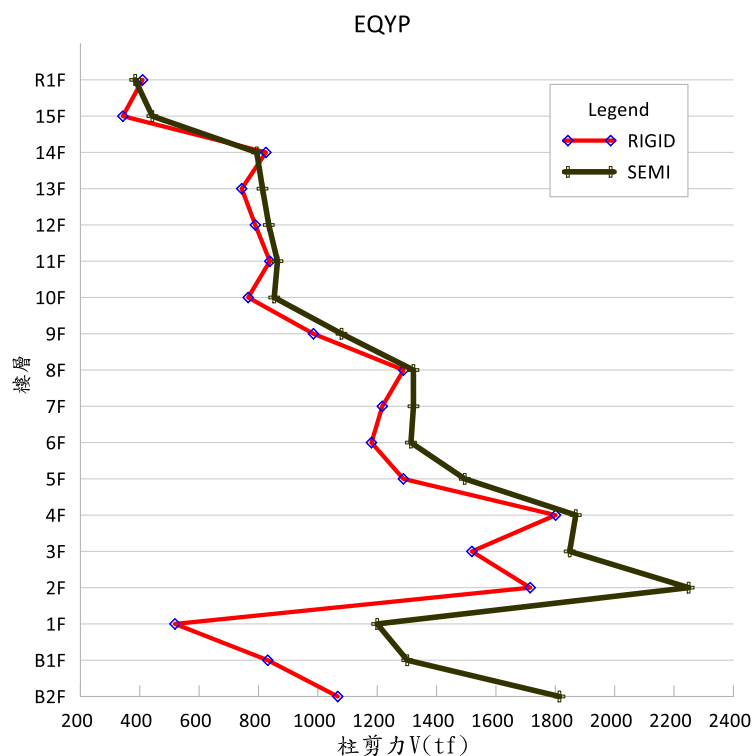


圖 3.10 柔性橫隔板與剛性橫隔板之柱剪力差異

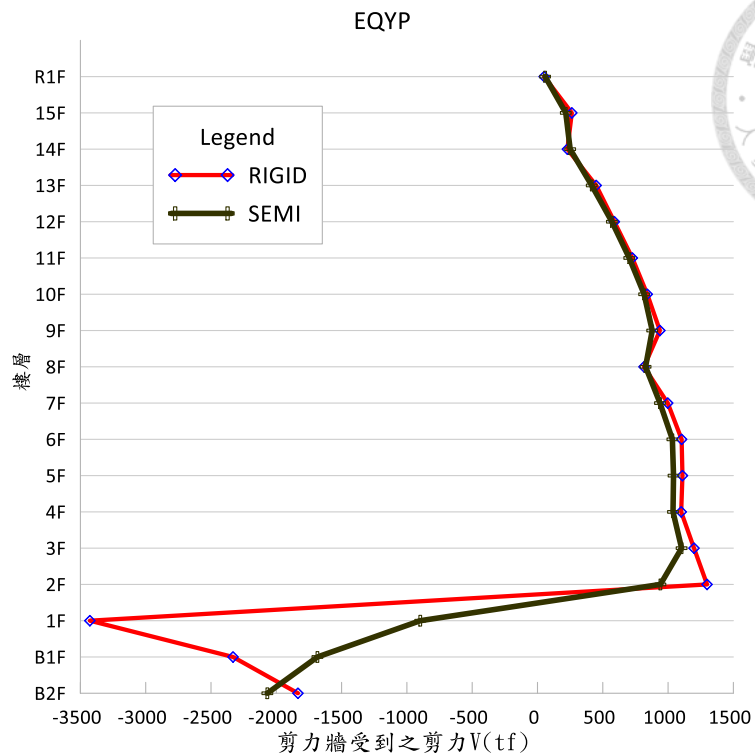


圖 3.11 柔性橫隔板與剛性橫隔板之剪力牆剪力差異

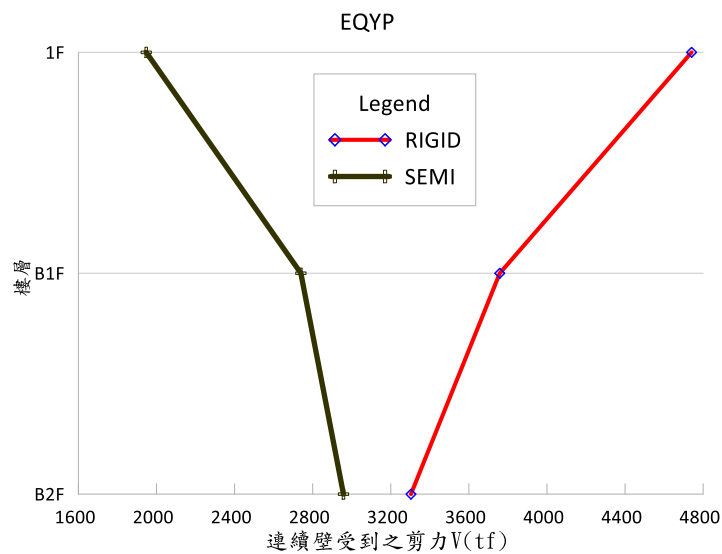


圖 3.12 柔性橫隔板與剛性橫隔板之連續壁剪力差異

3.2.4 Pier 設置

ETABS 中可以設置 Pier 將多個豎向構材以柱子的形式將力量蒐集成同個構件，在本例的模型中，將剪力牆與其相連之抗彎矩構架柱和有效翼板的範圍皆設定為同個 Pier，蒐集整體結構牆之力量，當作同一斷面進行後續的分析與設計。

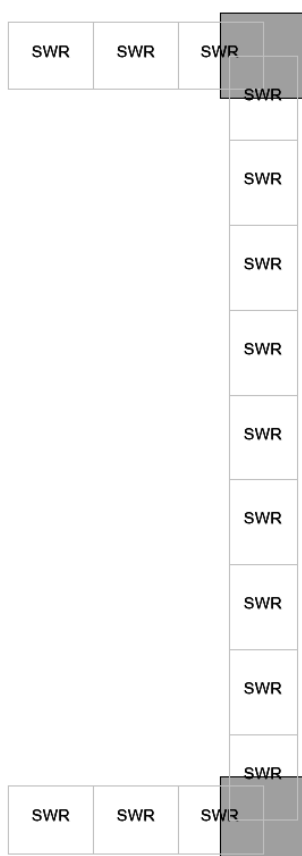


圖 3.13 翼板 Pier 設置型式

	SWR	SWR	SWR	SWR	SWR	SWR	SWR	SWR	SWR
SWR	SWR	SWR	SWR	SWR	SWR	SWR	SWR	SWR	SWR
	SWR	SWR	SWR	SWR	SWR	SWR	SWR	SWR	SWR

圖 3.14 柱 Pier 設置型式

3.2.5 剪力連接梁模擬方式

將剪力連接梁以框架方式模擬，作為收集設計力之元件，同時將其節點設置於開孔兩端。同時，梁的分析結果取決於梁所連接的 Shell 元素提供的固定性。不同大小的 Shell 元素提供不同的固定性，因此產生不同的分析結果。在使用 Frame 元素來建模剪力連接梁的模型中，當使用較大的 Shell 元素網格時，可以獲得更好的分析結果。如果 Shell 元素網格被細化，考慮將梁延伸至牆壁內至少一個 Shell 元

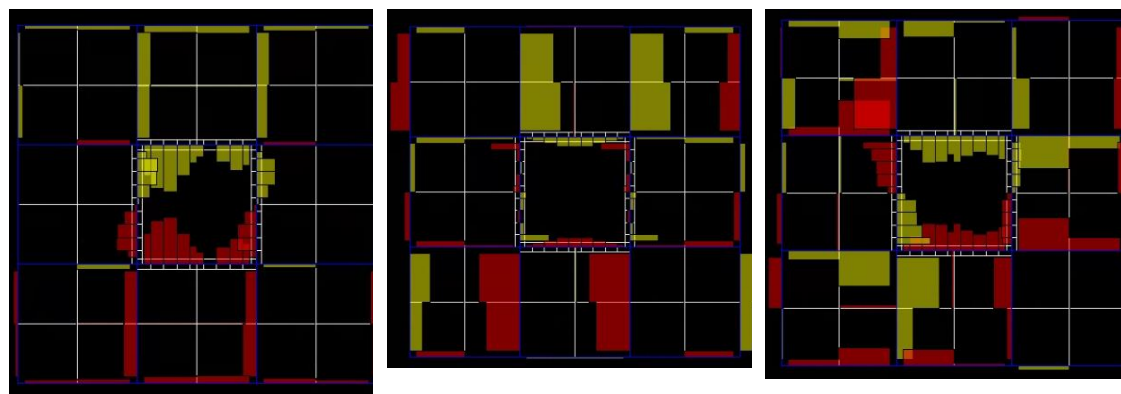


素，以模擬適當的固定性。

3.2.6 User Coefficient

因為柔性橫隔版在 ETABS 中並無一個正確的剛性中心，橫隔版設計力是考量各樓版自重所產生的慣性力，並非一個力量加載在橫隔版的質心上，透過 User Coefficient 讓 ETABS 自動分配力量。

可以發現使用 User Coefficient 的結果會較接近預期上方梁受拉，下方梁受壓之結果，而使用 Point Load 在剛性中心給予橫隔版設計力，會有力量過於集中在載重周圍，而使用 User Load 給在剛性中心上則會有力量分配與預期不同。(下圖 3.15 為梁軸力，紅色為壓力，綠色為拉力)



(a) Semi + Point Load 在剛性中心

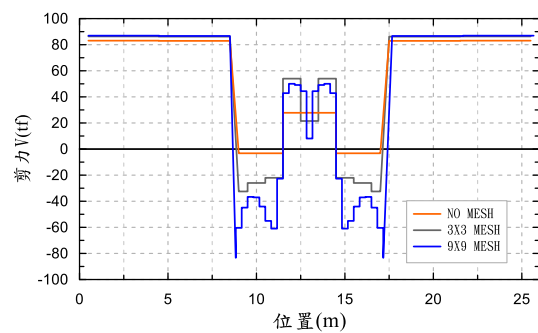
(b) Semi+User Coefficient

(c) Semi+User Loads

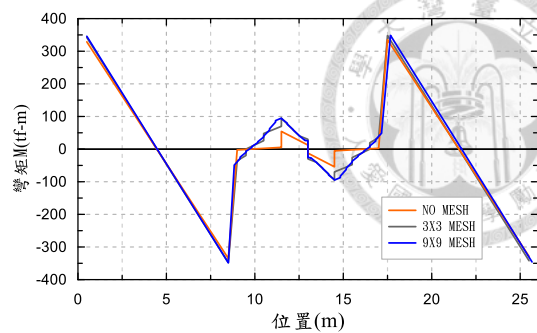
圖 3.15 不同設定力量型式之集力梁軸力差異

3.2.7 Mesh

因為 Shell 元素僅會將力量透過角點傳遞，為了能更好模擬剪力牆之受力情況，須將剪力牆 Mesh 成更小之元素，同時根據 ETABS 官方的建議，mesh 元素的長寬比不建議大於 3，同時也須將剪力牆上方梁分段成與牆體元素相同尺寸，以模擬牆與梁之間的力量傳遞，下圖也可以看出在無 mesh 的情況下，梁所受到的力量較不易配正確的傳遞，而網格細化的程度也會影響模擬的效果，但過度的細化網格反而會造成模型容易不穩定及分析時間的拉長，因本案採 1m x 1m 的網格大小進行 mesh。



(a) 梁剪力圖



(b) 梁彎矩圖

圖 3.16 不同 Mesh 程度之梁受力圖

第四章 橫向傳力構材設計



4.1 設計力

在設計剪力牆前，需要先檢討其橫向傳力構材是否能滿足整體傳力路徑的需求，因此先根據前述橫膈版設計力之計算方式，其中橫膈版設計力不小於原本該樓層所受到之地震側向力，以此設計力檢討橫向傳力構材，本示範案例各層樓的計算橫膈版設計力結果如下表，其中 V_y 為各層樓累積之剪力

表 4.1 橫膈版設計力

Story	V_y	W_{px}	F_x	ΣW	F_{px}	$F_{px} - F_x$	$(F_{px} - F_x)/W_{px}$
R1F	577.61	1023.72	577.61	1023.72	577.61	0.00	0.0000
15F	969.07	1103.49	391.46	2127.21	391.46	0.00	0.0000
14F	1336.48	1220.90	367.41	3348.10	367.41	0.00	0.0000
13F	1664.13	1243.13	327.65	4591.23	327.65	0.00	0.0000
12F	1964.08	1288.06	299.95	5879.30	299.95	0.00	0.0000
11F	2235.37	1295.99	271.29	7175.29	271.29	0.00	0.0000
10F	2480.22	1299.21	244.85	8474.50	244.85	0.00	0.0000
9F	2701.86	1301.19	221.64	9775.69	234.21	12.57	0.0097
8F	2912.89	1371.68	211.03	11147.37	246.90	35.87	0.0262
7F	3102.07	1384.51	189.18	12531.88	249.21	60.03	0.0434
6F	3267.47	1384.51	165.40	13916.39	249.21	83.81	0.0605
5F	3412.30	1384.51	144.83	15300.90	249.21	104.38	0.0754
4F	3546.65	1456.13	134.35	16757.03	262.10	127.75	0.0877
3F	3665.15	1452.96	118.50	18209.99	261.53	143.03	0.0984
2F	3767.57	1529.30	102.42	19739.28	275.27	172.85	0.1130

本例以 3F Y 向橫膈版為例，求得 W_{px} 為 1452.96 tf，計算出 F_{px} 為 292.44 tf，得到橫膈版設計力需增量 143.03 tf，約等於 $0.0984W_{px}$ ，並與原先三樓的 F_x 疊加，可得 3F Y 向橫膈版設計力，X 向同理。後續的計算皆以此橫膈版設計力

接著以 User Coefficient 加載 0.0984 的基底剪力係數在 3F 的質心上，進而透過

ETABS 模型分析上獲得各項力量需求。

圖 4.1 User Coefficient 設定

在設計橫向構材時，需要根據耐震規範 6.2.6 節[3]，將匯集構材及與抵抗地震力結構系統之接合處，之地震力放大 $1.4\alpha_y$ 倍設計之。因此本例中集力梁的軸力、橫隔版傳至集力梁的剪力摩擦需放大 $1.4\alpha_y$ ，橫隔版至剪力牆之剪力摩擦(垂直面)、橫隔版至抗彎矩構架之剪力摩擦不需放大。橫隔版與集力梁傳至剪力牆(水平面)之剪力摩擦需求按照上述定義需求相加即可。

4.1.1 橫隔版力量需求

橫隔版的剪力需求 V_u 為上下層結構牆剪力之差值，即為當層橫隔版傳入結構牆之慣性力，以 Y 向 C Line 剪力牆為例，透過 ETABS 獲得 3F 及 4F 剪力牆剪力 V_w 和 V_{w+1} 分別為 1382.3 tf 及 1514.8 tf，其差值為 3F 橫向構材傳入剪力牆之力 V_u 為 132.5 tf

表 4.2 橫隔版分析結果

樓層	符號	載重	V
4F	V_{w+1}	橫隔版設計力	1382.3 tf
3F	V_w	橫隔版設計力	1514.8 tf

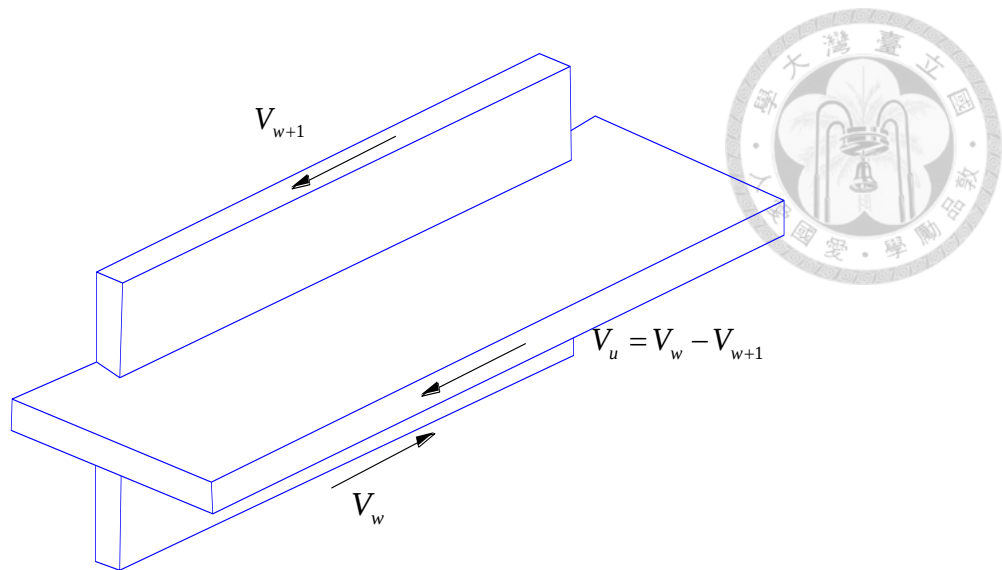


圖 4.2 當層橫隔板力量

4.2 設計結果

4.2.1 橫隔板

透過 ETABS 的 Section Cut 獲得樓版與 D Line 構架間之剪力為 42.8 tf，換算與抗彎矩構架交界之均佈力(D Line)得 $42.8 \text{ tf} / 27 \text{ m} = 1.58 \text{ tf/m}$ 。

透過 ETABS 的 Section Cut 獲得樓版與 C Line 剪力牆間之剪力為 64.8 tf，換算與剪力牆交界處之均佈力(C Line)為 $64.8 \text{ tf} / 9 \text{ m} = 7.2 \text{ tf/m}$ 。

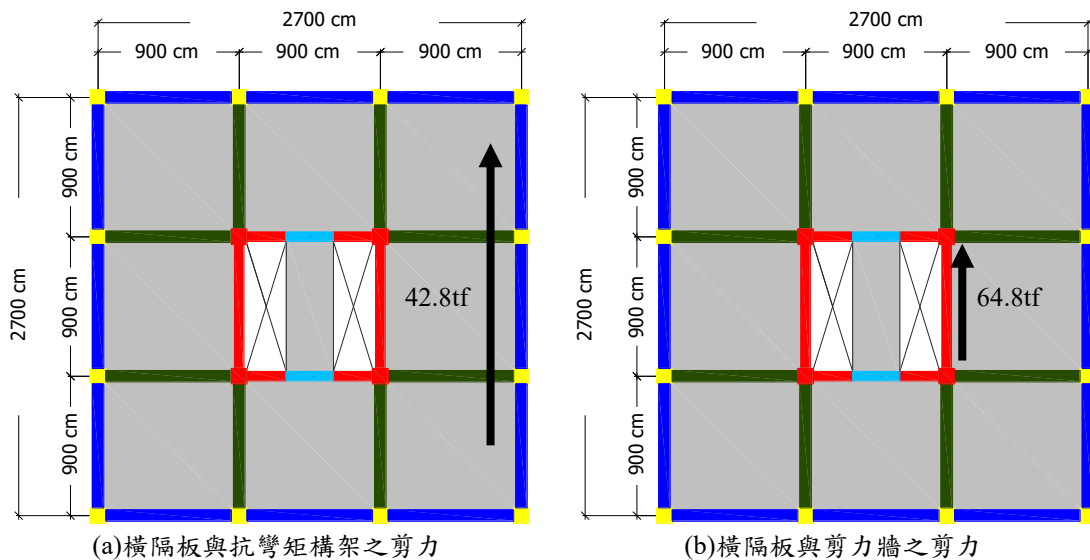


圖 4.3 橫隔板之剪力需求

4.2.1.1 橫隔板剪力

橫隔板之設計剪力強度 V_n 依照新版 RC 規範式(12.5.3.3)[2]如下式計算，配置



所需之剪力鋼筋：

$$V_n = A_{cv}(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (4-1)$$

其中 A_{cv} = 橫隔板視為有效深梁的截面積； λ = 反應輕質混凝土力學性質折減之修正因數； f'_c = 混凝土強度且 $\sqrt{f'_c}$ 值應不超過 8.3 MPa； ρ_t = 平行面內剪力方向之分布鋼筋量； f_y = 鋼筋強度。而完全場鑄橫隔板選用之斷面尺寸應依新版 RC 規範式(12.5.3.4)[4]，如下式計算：

$$V_u \leq \phi 2.12 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (4-2)$$

其中強度折減因數 ϕ 值應取 0.75。

以三樓 Y 向橫隔板為例，橫隔版本身剪力需求為 7.2 tf/m，而版厚為 15 cm，混凝土強度為 560 kgf/cm²，可以得出剪力強度 ϕV_n 為，同時檢核剪力標稱強度上限。

$$\phi V_n = 0.75 \times 0.53 \times 15 \times 100 \times \sqrt{560} = 14.1 \frac{\text{tf}}{\text{m}} > V_u = 7.2 \frac{\text{tf}}{\text{m}} \quad (4-3)$$

$$0.75 \times 2.12 \times 15 \times 100 \times \sqrt{560} = 56.4 \frac{\text{tf}}{\text{m}} > \phi V_n \quad (4-4)$$

檢核樓版尺寸符合，同時不需額外配置樓板剪力筋，X 向同理，不需額外配置樓板剪力筋。

4.2.1.2 剪力摩擦

橫隔版的剪力摩擦筋需配置於橫隔板至集力梁之介面，橫隔板至結構牆之垂直面、橫隔板至抗彎矩構架之介面，以用於構件之間傳遞力量。其中根據耐震規範 6.2.6 節[3]，橫隔板傳至集力梁之剪力摩擦需放大 $1.4\alpha_y$ ，其餘不需放大。其中剪力摩擦強度依照新版 RC 規範第 22.9.4.2 節[2]之規定，配置所需之剪力摩擦鋼筋。根據新版 RC 規範之下圖 4.4 顯示配置剪力摩擦筋以傳遞橫隔板慣性力至集力梁與結構牆。

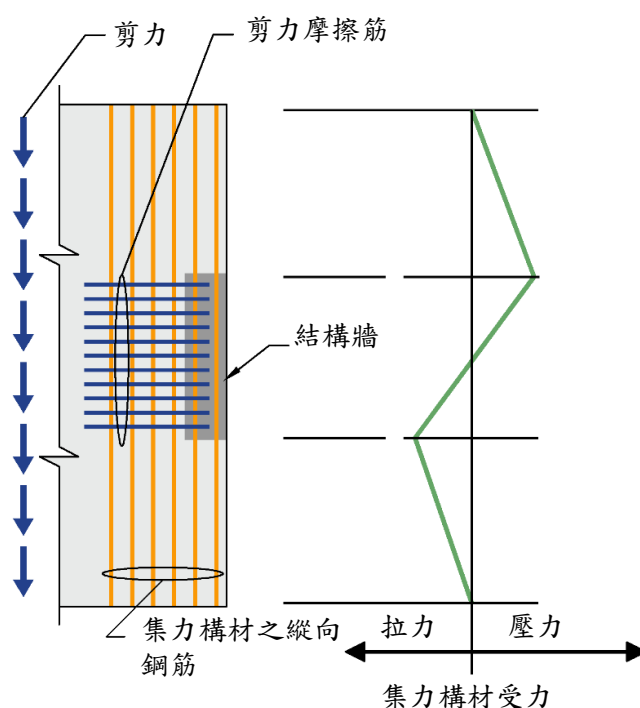


圖 4.4 剪力摩擦筋與集力梁之軸力[2]

剪力摩擦強度為 RC 規範 22.9.4.2[2]所規定標稱剪力強度為式(4-4)

$$V_n \leq \mu A_f f_y \quad (4-5)$$

其中 A_f 為穿過假設剪力平面為抵抗剪力之鋼筋面積， μ 依照新版 RC 規範表 22.9.4.2[2]如下表 4.3 所得之摩擦係數

表 4.3 摩擦係數

接觸面條件	摩擦係數 $\mu^{[1]}$	
混凝土整體澆置。	1.4λ	(a)
混凝土澆置於已硬化混凝土面，且該面特別經表面粗糙處理至約有 0.6 cm 粗糙度。	1.0λ	(b)
混凝土澆置於已硬化混凝土面，且該面未特別經表面粗糙處理。	0.6λ	(c)
混凝土澆置於乾淨且無塗料之結構型鋼表面，且銲接之竹節鋼筋或鋼線穿過傳遞剪力接觸面。	0.7λ	(d)

其中， $\lambda = 1.0$ ，適用於常重混凝土。輕質混凝土 λ 應按新版 RC 規範第 19.2.4 節[2]之規定，但不得大於 0.85。

而剪力傳遞鋼筋所需面積 A_{vf} 之計算如下式，採用新版 RC 規範式 22.9.4.2[2] 可達到之剪力強度上限參照新版 RC 規範第 22.9.4.4 節[2]之規定

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} \quad (4-6)$$

以 Y 向為例，三樓樓板配置雙層雙向#4 鋼筋間距 20cm 鋼筋，且皆為一體澆置，撓曲需求為 $1.45 \text{ cm}^2/\text{m}$ ，剪力摩擦筋需求 A_{vf} 分別為，同時本例之剪力牆與橫隔版間無冷縫，因此 μ 採 1.4。而與集力梁在拉力與壓力狀況下之剪力摩擦筋需求，根據其軸力，計算 A_{vf} 皆為 $1.2 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\frac{1.4 \times \frac{34.3}{9} \times 10}{0.75 \times 1.4 \times 4200} = 1.2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (4-7)$$

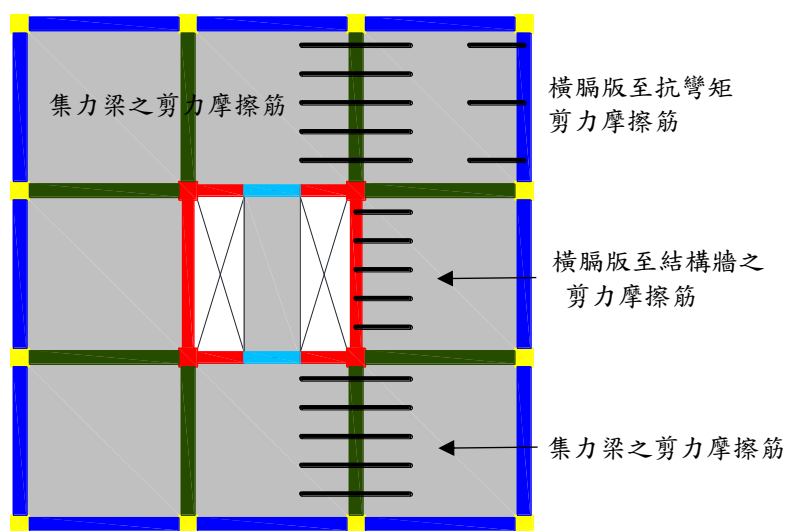


圖 4.5 剪力摩擦筋配置示意圖

剪力摩擦可能需檢核橫隔版與剪力牆之介面、介面永久淨壓力可併入剪力摩擦，同時牆垂直撓曲鋼筋可併入剪力摩擦筋，因此根據前述計算，橫隔版至抗彎矩的剪力摩擦需求為 $0.36 \text{ cm}^2/\text{m}$ 、橫隔版至結構牆的剪力摩擦需求 $1.63 \text{ cm}^2/\text{m}$ 、橫隔版至集力梁的剪力摩擦需求 $1.2 \text{ cm}^2/\text{m}$ ，得到最大剪力摩擦需求為 $1.63 \text{ cm}^2/\text{m}$ ，檢核配筋結果如下

$$1.63 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} + 1.45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 3.08 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 12.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (4-8)$$

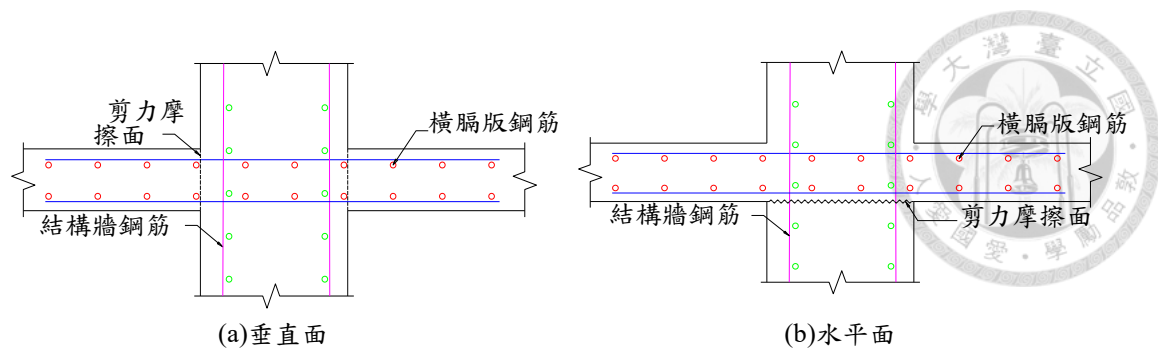


圖 4.6 剪力摩擦介面

剪力牆剪力摩擦的水平面同時也須檢核，如圖 4.6(b)，如有冷縫產生則摩擦係數需使用 1.0 檢核其剪力摩擦。

同時在剪力牆的樓層交界面，也需檢核其剪力摩擦需求是否足夠，其中摩擦係數需使用 1.0，因為在樓層的交界面中會有冷縫的產生，另外介面永久淨壓力可併入剪力摩擦，牆垂直撓曲鋼筋也可併入剪力摩擦筋，以本例 3F 的需求如下計算：

$$\frac{1382tf \times 1000}{0.75 \times 1.0 \times 4200} = 438.9cm^2 \quad (4-9)$$

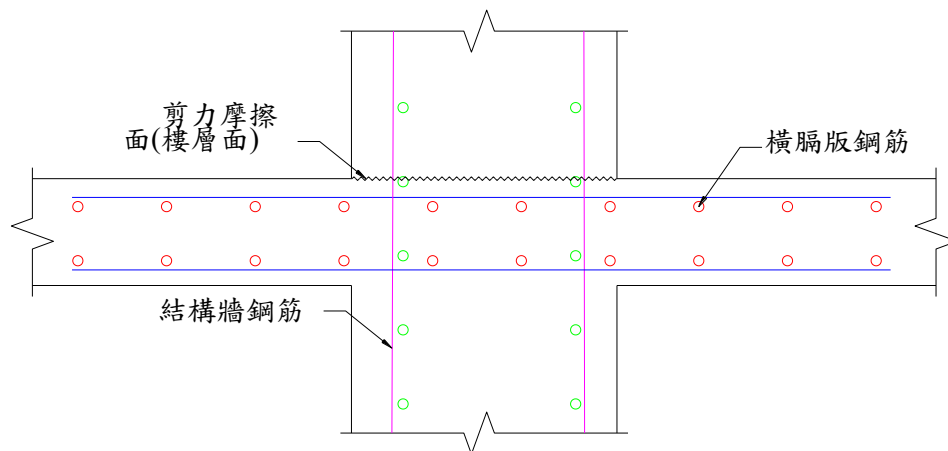


圖 4.7 剪力梁樓層交界面

4.2.2 集力梁

以 Y 向 C Line 集力梁為例，透過 ETABS 獲得 C Line 集力梁之軸力分別為 34.3 tf(拉力)及 34.3 tf (壓力)，檢核在此軸力下，考量動態地震力設計載重組合之彎矩與剪力需求，而其中的軸力應為 $1.4\alpha_y$ 倍之橫隔板設計力下的軸力

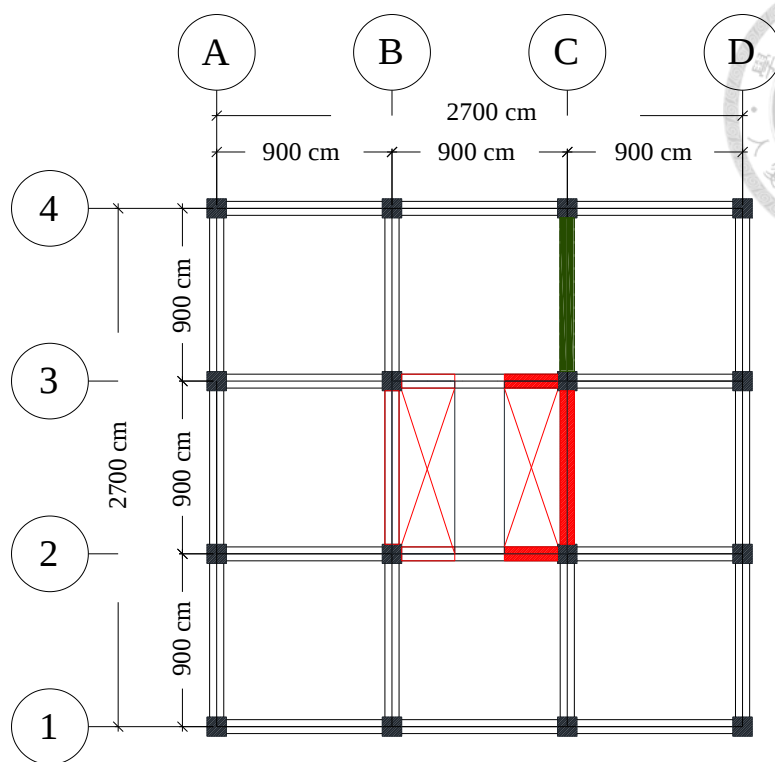


圖 4.8 集力梁示意圖

4.2.2.1 縱向鋼筋

集力梁的配筋如下圖，分別檢核左、中、右之縱向主筋是否滿足上述含軸力之載重組合需求

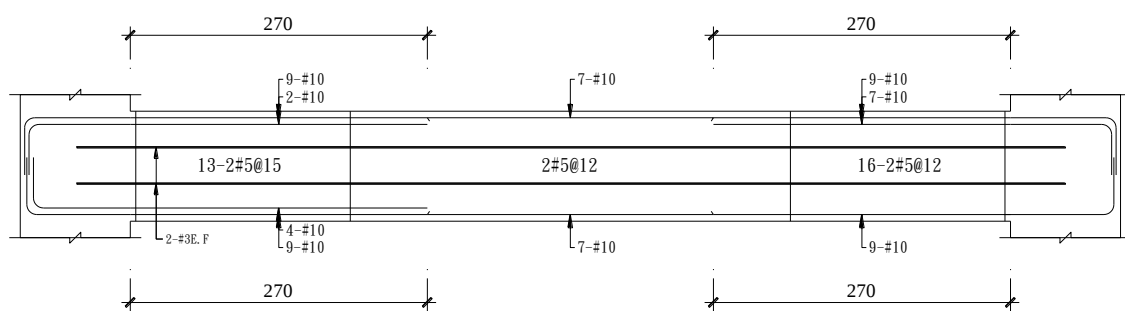
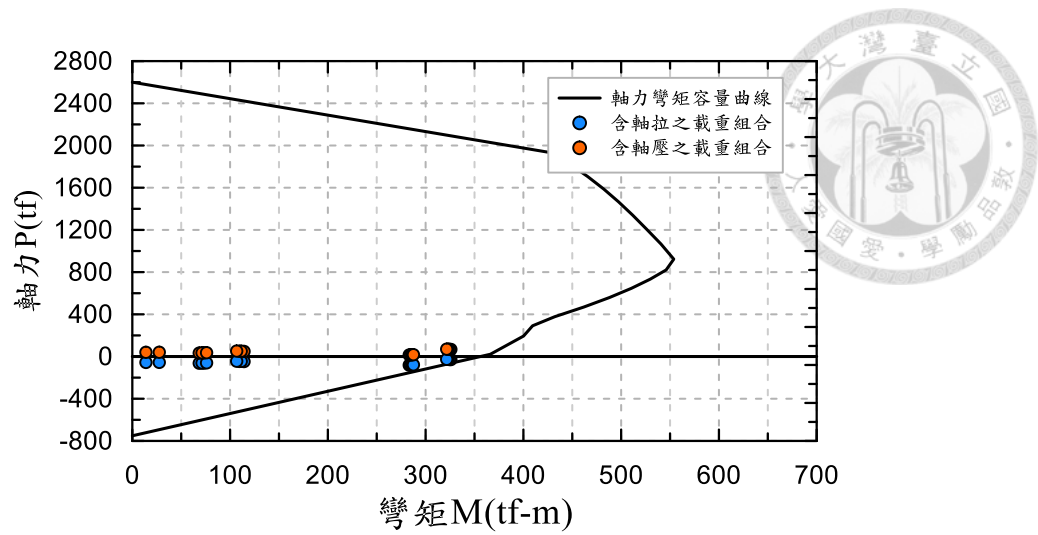
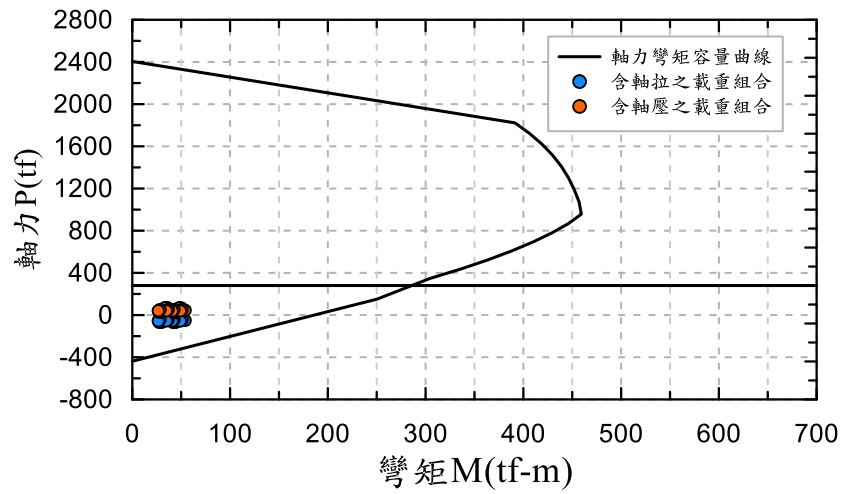


圖 4.9 集力梁設計結果

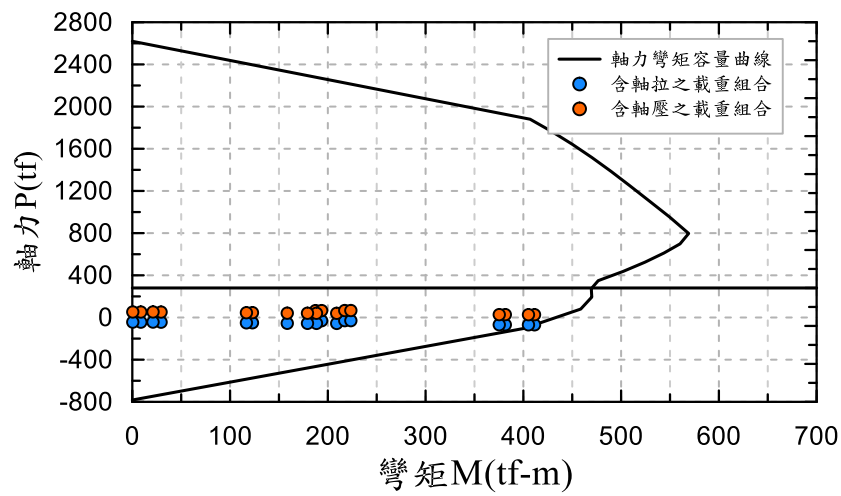
檢核左、中、右三段之軸力彎矩容量，皆滿足前述之載重組合，因此不需調整配筋。



(a) 集力梁左端軸力彎矩容量



(b) 集力梁中央軸力彎矩容量



(c) 集力梁右端軸力彎矩容量

圖 4.10 集力梁軸力彎矩檢核

根據前述之結果，可以得出橫隔板摩擦力與集力梁軸力之力量和為 133.4 tf，接近該層剪力牆之增量 132.5 tf。可以說明剪力牆所受到的剪力大多由橫向傳力構材傳入。

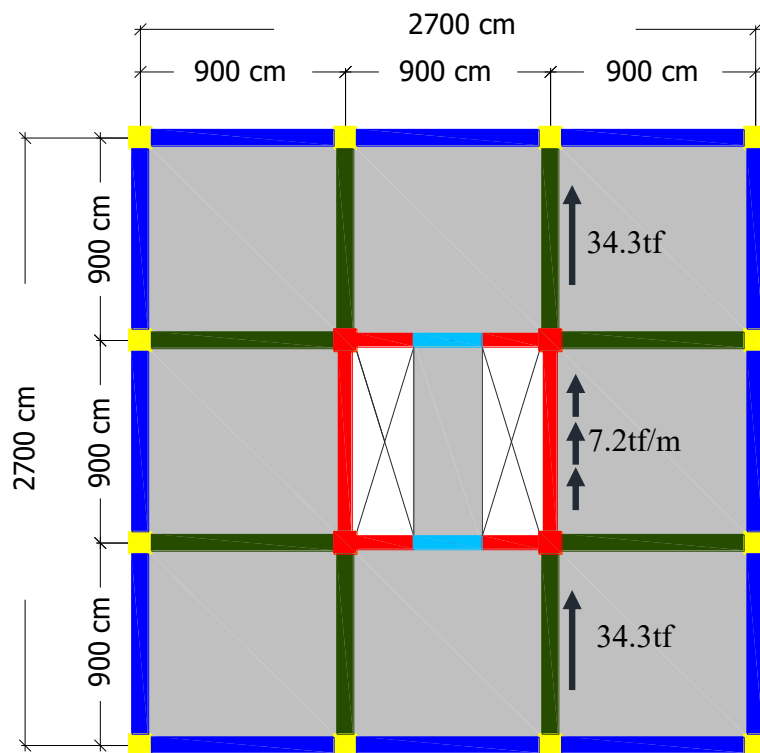


圖 4.11 橫向構材力量分布

而依據新版 RC 規範 12.5.4.3[2]當集力構件設計用以傳遞作用力到豎向構件時，集力構件之鋼筋應沿著豎向構件擴展至少鋼筋受拉之伸展長度或者符合新版 RC 規範第 22.9.4 節[2]穿過剪力平面之鋼筋應予以錨定，使其在剪力平面兩側發展出 f_y 強度。

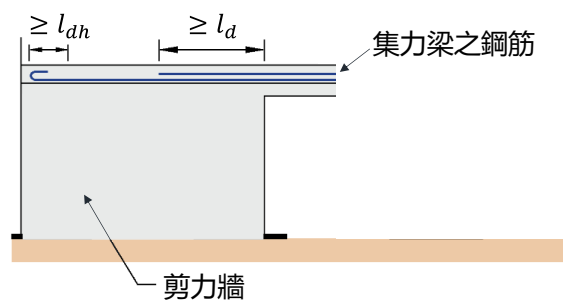


圖 4.12 集力梁鋼筋伸展長度示意圖[2]



4.2.2.2 圍束需求

依據 RC 規範 18.9.7.6[2]集力構件任一斷面之壓應力若超過 $0.2 f'_c$ ，應在構件全長配置符合第 18.4.5.2(a)至(e)及第 18.4.5.3 節規定之橫向鋼筋，因此

$$\frac{34.3 \times 1000}{80 \times 100} = 4.29 < 0.2 f'_c = 112 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (4-10)$$

不須符合第 18.4.5.2(a)至(e)及第 18.4.5.3 節規定之橫向鋼筋，因此依據各段設計剪力配置剪力筋分別為 2#5@15、2#5@12、2#5@12

4.2.2.3 弦材

垂直於側向力方向的橫隔板邊界會需要抵抗因橫隔板所受到的彎矩而以致之軸拉或軸壓。透過 ETABS 分析結果 M_u ，獲得邊跨 line 4，如下圖 4.13 弦材(a)承受之拉力為

$$T_u = \frac{M_u}{d} = \frac{100 \text{tf-m}}{0.95 \times 27} = 3.89 \text{tf} \quad (4-11)$$

需配置弦材 A_s

$$A_s = \frac{T_u}{\phi f_y} = \frac{3.89 \times 1000}{0.9 \times 4200} = 1.029 \text{cm}^2 \quad (4-12)$$

因此配置 1-#4 作為拉力鋼筋，如下圖 4.13(b)示意

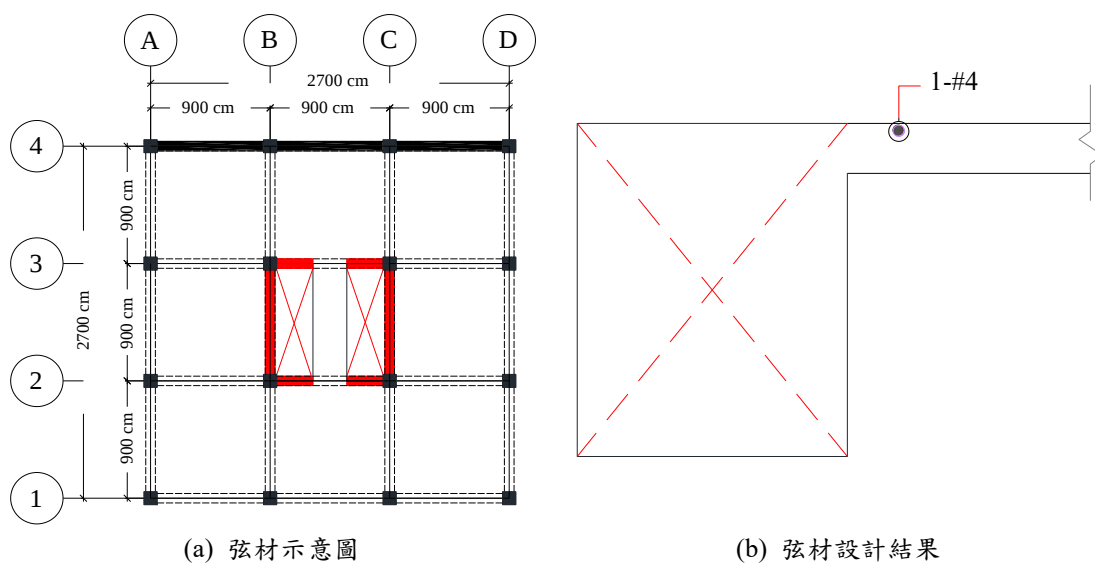


圖 4.13 弦材



4.2.3 傳力構材

以 1F 為例，1F 牆底須將力量從剪力牆傳遞至連續壁，因此需檢核其中傳力構材之軸力、傳力構材與橫隔版之剪力摩擦需求、剪力牆與橫隔版之剪力摩擦需求以及橫隔版之剪力。其中希望地下室在大地震狀況下保持彈性，因此將上述需求放大 1.746 倍進行設計。

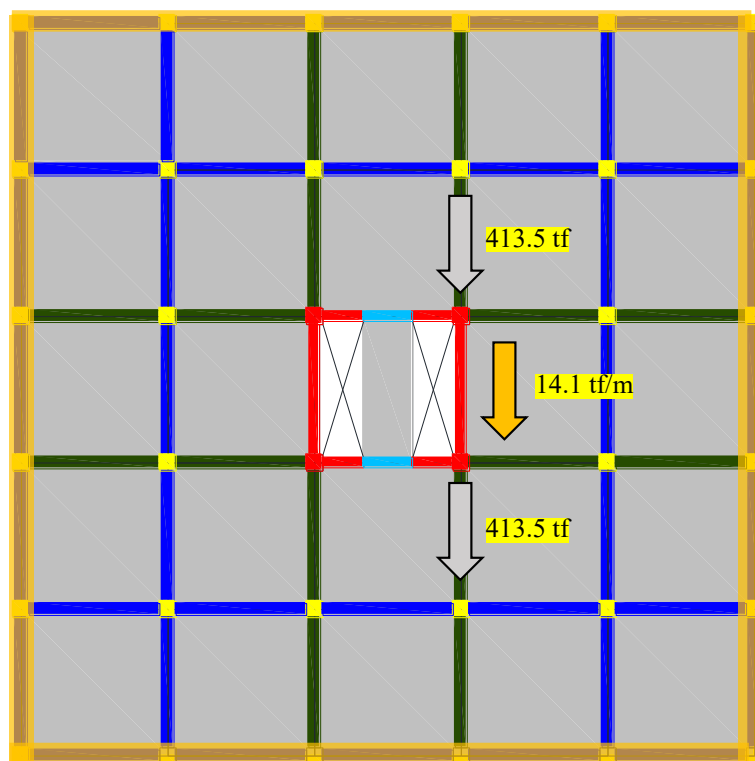


圖 4.14 1F 橫向構材分析結果

4.2.3.1 剪力

以一樓 Y 向橫隔版為例，橫隔版本身剪力需求為 14.1 tf/m，而版厚為 20 cm，混凝土強度為 560 kgf/cm²，配置雙層雙向#4 鋼筋間距 10cm 鋼筋，且皆為一體澆置可以得出剪力強度 ϕV_n 計算如下，同時將剪力需求 V_u 放大 1.746 倍進行設計。檢核 V_n 大於上限值因此採 75.2 tf/m 作為剪力強度，經檢核後，樓版強度滿足需求，X 向同理。

$$\phi V_n = 0.75 \times (0.53 \times \sqrt{560} + 0.0127 \times 4200) \times 20 \times 100 = 98.8 \frac{\text{tf}}{\text{m}} \quad (4-13)$$

$$\phi V_n = 0.75 \times 2.12 \times 20 \times 100 \times \sqrt{560} = 75.2 \frac{\text{tf}}{\text{m}} > V_u = 14.1 \frac{\text{tf}}{\text{m}} \times 1.746 = 24.6 \frac{\text{tf}}{\text{m}} \quad (4-14)$$



4.2.3.2 剪力摩擦筋

以 Y 向為例，撓曲需求為 $2.9 \text{ cm}^2/\text{m}$ ，同時本例之剪力牆與橫隔板間無冷縫，因此 μ 採 1.4。剪力摩擦筋需求 A_f 分別為：

$$A_{vf} = \frac{14.1 \times 10}{0.75 \times 1.4 \times 4200} = 3.2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (4-15)$$

$$A_{vf} = \frac{\frac{413.5}{9} \times 10}{0.75 \times 1.4 \times 4200} = 10.4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (4-16)$$

因此根據前述計算，橫隔版的剪力摩擦需求分別 $3.2 \text{ cm}^2/\text{m}$ ， $10.4 \text{ cm}^2/\text{m}$ ，得出最大剪力摩擦需求為 $10.4 \text{ cm}^2/\text{m}$ ，將剪力摩擦需求 A_f 放大 1.746 倍進行設計，檢核配筋結果如下

$$10.4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 1.746 + 2.9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 21.05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 25.4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (4-17)$$

4.2.4 傳力梁

在配置傳力梁的縱向主筋時，載重組合需求應放大地震力，本例之軸力需求壓、拉皆為 413.5 tf ，放大 1.746 倍後為 721 tf ，因此左、中、右之縱向主筋配置結果如下圖，檢核含軸力之載重組合使否滿足需求。

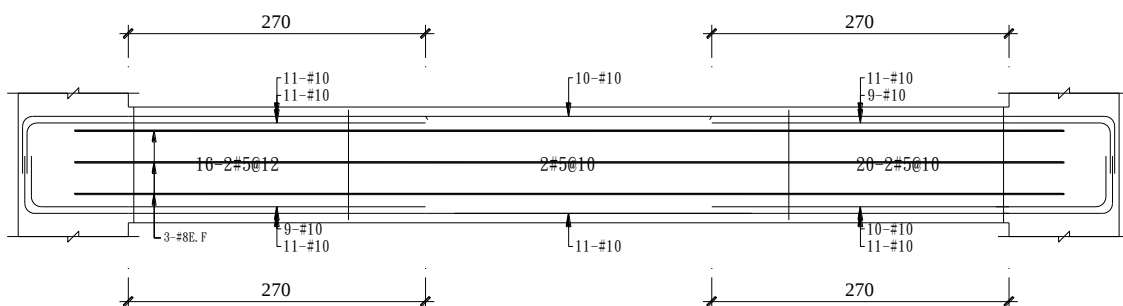
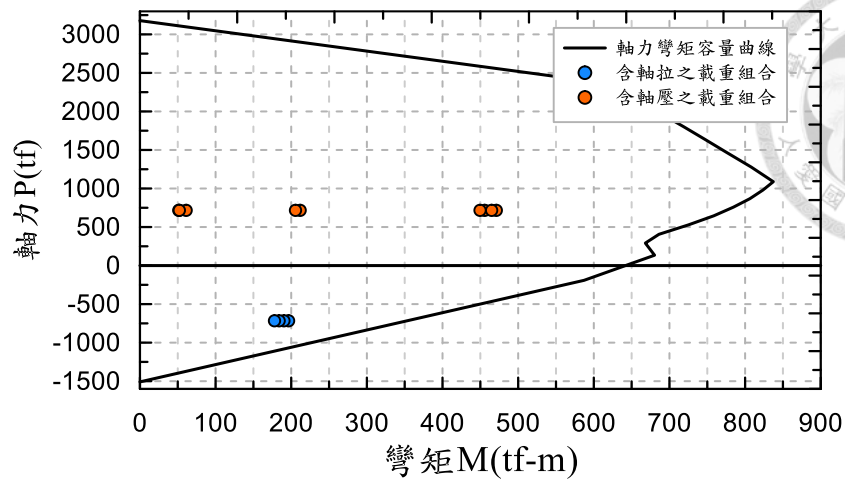
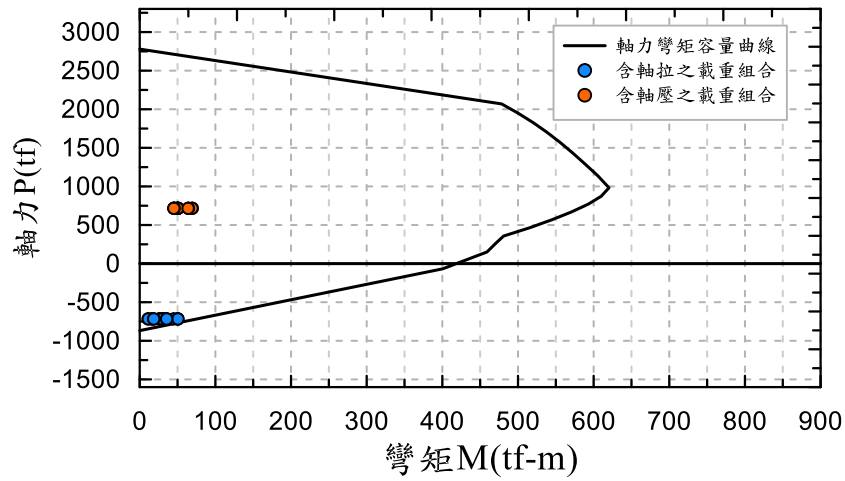


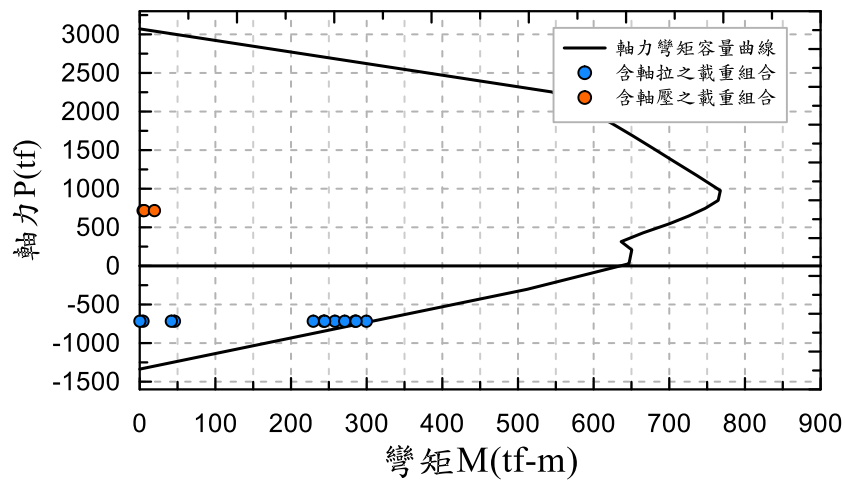
圖 4.15 傳力梁設計結果



(a) 傳力梁左端軸力彎矩容量曲線



(b) 傳力梁中央軸力彎矩容量曲線



(c) 傳力梁右端軸力彎矩容量曲線

圖 4.16 傳力梁軸力彎矩檢核結果

第五章 豎向構材設計



5.1 耐震規範構架占比檢核

設計二元系統時，需先依據耐震規範 1.7「以剪力牆、斜撐構架及特殊抗彎矩構架（SMRF）或混凝土部分韌性抗彎矩構架（IMRF）抵禦地震力，其中抗彎矩構架應設計能單獨抵禦 25%以上的設計地震力。」[3]，若構架系統的分析結果小於 25%時，則在設計構架系統時需將地震力放大至 25%占比。

從模型中取出各樓層的每根柱，但不包含剪力牆相連之柱，在 X、Y 向動力地震力下的柱底剪力將其加總，與樓層剪力相對應的方向相比，大於 25%即符合規範

以本案為例，根據 ETABS 分析結果如下表，可以得出每層樓之抗彎矩構架所承受的地震力皆大於 25%，符合耐震規範 1.7。

表 5.1 X 向構架剪力佔比

X 向	柱底剪力和	樓層總剪力	構架系統 剪力占比
R1F	346.08	654.14	53%
15F	381.01	1026.29	37%
14F	683.86	1367.32	50%
13F	729.42	1683.15	43%
12F	745.76	1977.46	38%
11F	790.28	2245.48	35%
10F	837.9	2489.84	34%
9F	980.76	2712.8	36%
8F	1399.95	2925.31	48%
7F	1413.53	3117.85	45%
6F	1423.78	3287.47	43%
5F	1569.38	3432.91	46%
4F	1680.88	3563.03	47%
3F	1628.1	3673.74	44%
2F	1912.47	3763.97	51%

表 5.2 Y 向構架剪力佔比

Y 向	柱底剪力和	樓層總剪力	構架系統 剪力占比
-----	-------	-------	--------------

R1F	328.29	577.61	57%
15F	344.88	969.07	36%
14F	624.07	1336.48	47%
13F	618.18	1664.13	37%
12F	600.37	1964.08	31%
11F	613.74	2235.37	27%
10F	637	2480.22	26%
9F	758.76	2701.86	28%
8F	1126.86	2912.89	39%
7F	1113.09	3102.07	36%
6F	1092.14	3267.47	33%
5F	1211.44	3412.3	36%
4F	1288.34	3546.65	36%
3F	1241.5	3665.15	34%
2F	1668.68	3767.57	44%

5.2 剪力牆設計

本章節會以本案例中 3F C Line 的剪力牆作為設計示範案例，各項尺寸材料為表顯示。

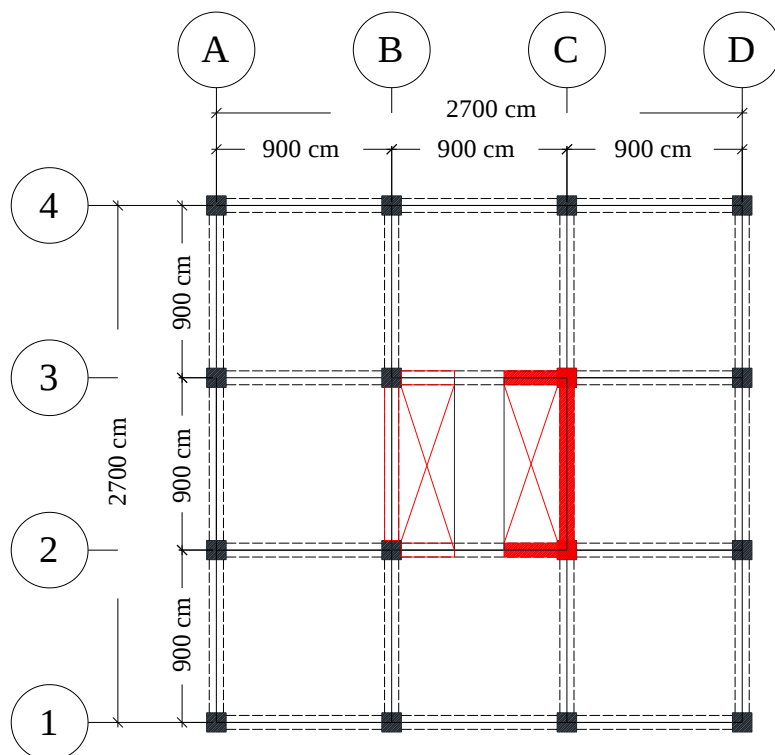


圖 5.1 3F 平面圖



5.2.1 臨界斷面

依據新版 RC 規範[2]定義， h_{wcs} 為同時承受撓曲及軸力下，結構牆高於臨界斷面以上之高度，以 Y 向為例，根據彎矩及剪力圖判斷出本範例臨界斷面位於 2F 牆底，得出 h_{wcs} 為 5040 cm，同理，X 向 h_{wcs} 為 5040 cm。

而根據新版 RC 規範 2.2 節[2]之名詞定義， h_n 為由基面起算至抵抗地震力系統最高層之結構高度，本例之基面位於 1F，因此 h_n 為 5040 cm； h_w 為全牆自底面至頂面之總高或所考慮牆段或牆墩之淨高，本例牆底位於 B3F，因此 h_w 為 6150 cm。

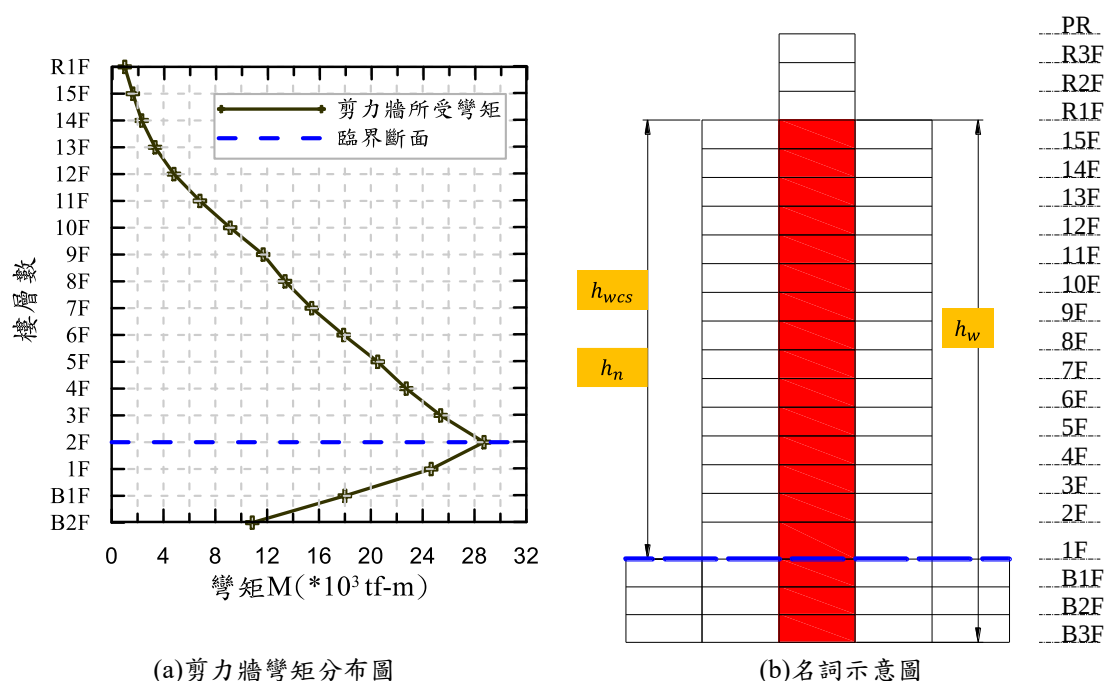


圖 5.2 臨界斷面位置

5.2.2 有效翼板

依據 RC 規範 18.7.5.2 「除非進行更詳細之分析，具翼版斷面之有效翼版寬度由腹版邊緣算起須為下列二者之小值：該牆與鄰牆間淨距之半及結構牆在所考慮斷面上全高之 25 %。」[2]

因此根據規範 18.7.5.2，本例 X、Y 向剪力牆之有效翼寬上限為



$$b_{eff,x} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_{w,above}}{4} = \frac{5040}{4} = 1260 \\ \frac{s_1}{2} = \frac{900}{2} - 40 = 410 \end{array} \right\} = 410\text{cm} \quad (5-1)$$

$$b_{eff,y} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_{w,above}}{4} = \frac{5040}{4} = 1260 \\ \frac{s_1}{2} = \frac{900}{2} - 40 = 410 \end{array} \right\} = 410\text{cm} \quad (5-2)$$

根據前述計算之有效翼版寬上限，當地震力為 X 向時，其有效翼版寬為自腹版外側延伸 410 cm。而當地震力為 Y 向時，其有效翼版寬為自腹版外側延伸 260 cm

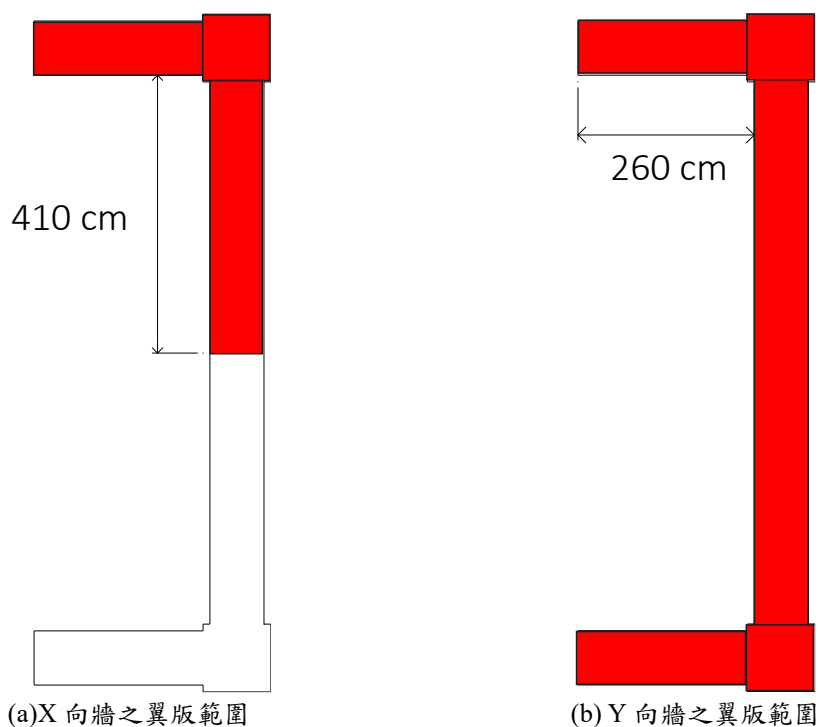


圖 5.3 牆體翼板範圍

接著先需檢核是否需配置最小量剪力鋼筋，以 Y 向為例，由 ETABS Pier Force 可以得知最大剪力需求為

$$V_u = 1480.15\text{tf} \quad (5-3)$$

因其剪力需求大於式(5-4)，所以須符合 RC 規範 18.7.2.1 腹版鋼筋比最小值之限制，橫向鋼筋比與縱向鋼筋比均應不小於 0.0025，且間距皆應小於 45 cm，納入 V_n 計算之剪力筋配置應連續並分布於整個剪力面上。且也因大於式(5-5)，同時剪

力筋應採雙層雙向，同理 X 向應採雙層雙向。

$$V_u = 0.265\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv} \quad (5-4)$$

$$V_u = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv} \quad (5-5)$$

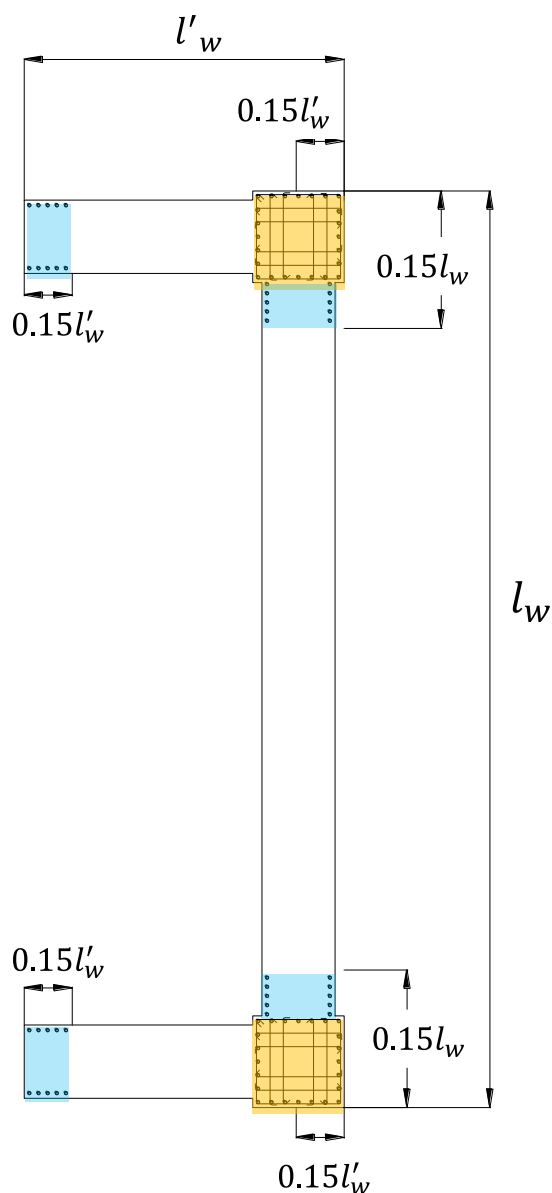


5.2.3 剪力牆縱向鋼筋

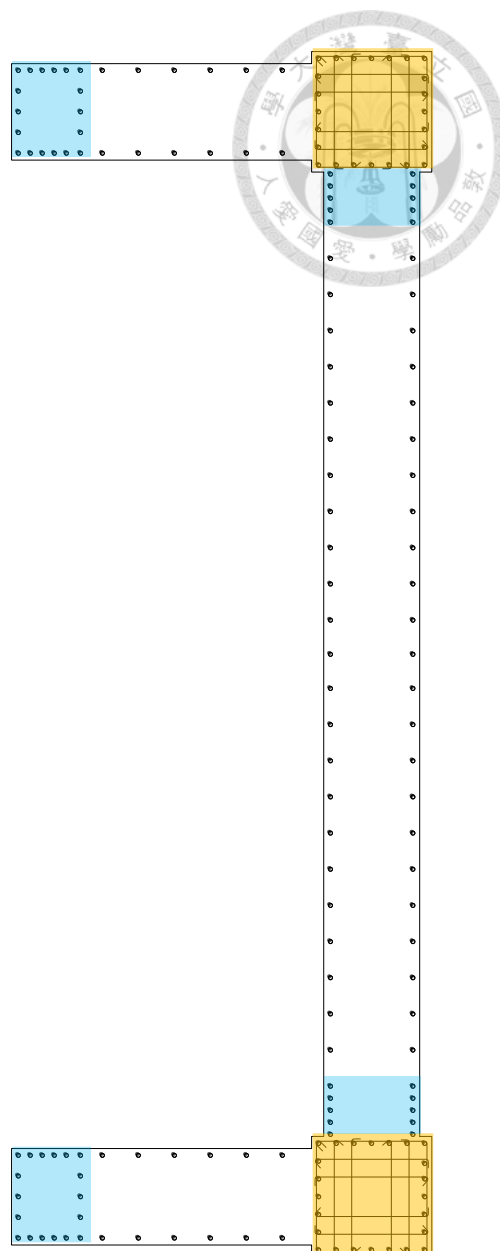
依據新版 RC 規範 18.7.2.4[2]，自結構底部至牆頂有效地連續且設計具有單一臨界撓曲與軸力斷面之牆，其縱向鋼筋於垂直牆段端部應符合

(a)自垂直牆段端部 $0.15\ell_w$ 以內，寬度等於牆厚度範圍內之縱向鋼筋比應至少為 $1.6\sqrt{f'_c}/f_y$

根據前述 X、Y 向端部，配置出滿足最小縱向鋼筋比 0.009 之縱向鋼筋如下圖 5.4(a)，柱子範圍採 24-#10，牆體範圍採雙層#7 間距 10 cm，而後根據 Etabs 分析之軸力彎矩需求，配置縱向鋼筋如下圖(b)。同時檢核剪力牆之樓層交界面之剪力摩擦需求如下，在不考慮兩側柱鋼筋時的撓曲鋼筋為 255cm^2 ，小於剪力摩擦需求 (438cm^2)，考慮兩側柱鋼筋時的撓曲鋼筋為 646cm^2 ，大於剪力摩擦需求(438cm^2)。



(a)滿足最小鋼筋比之配置



(b)滿足軸力彎矩需求之配置

圖 5.4 縱向鋼筋配置

而這些縱向鋼筋需依照規範 18.7.2.4(b)中規定，縱向鋼筋應向臨界斷面上與下垂直延伸至少 ℓ_w 與 $M_u / 3V_u$ 之大值。因此根據下式計算，本例應向臨界斷面上與下垂直延伸至少 10 m，同理，X 向 (a)之縱向鋼筋應向臨界斷面上與下垂直延伸至少 3.5 m

$$\max \left\{ \begin{array}{l} \ell_w = 10\text{m} \\ \frac{M_u}{3V_u} = \frac{8737.48}{3 \times 394.59} = 7.38\text{m} \end{array} \right\} = 10\text{m} \quad (5-6)$$

同時根據新版 RC 規範 18.7.2.4(c)，縱向鋼筋不應有超過 50 %在同一斷面終

止。

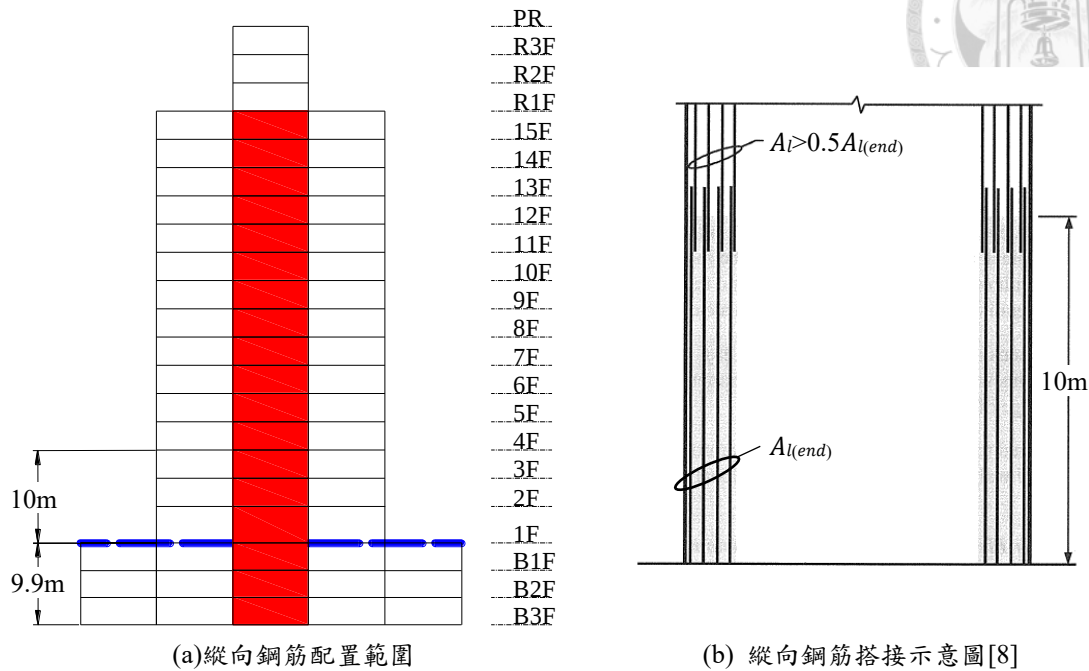


圖 5.5 縱向鋼筋相關規範

結構牆中所有鋼筋伸展或續接應符合須依據新版 RC 規範 18.7.2.3：

(a)除在牆之頂部外，縱向鋼筋須在該筋不需承受撓曲應力處之上延伸至少 365 cm，惟不須延伸超過上一樓版上方 ℓ_d 之距離。

(b)因側向位移使縱向鋼筋可能降伏處，其伸展長度須以受拉至 f_y 計得之值再乘以 1.25 倍。

本例之縱向鋼筋理論斷筋點為七樓樓版上方 165 cm，實際斷筋位置應為 165 cm 加上 ℓ_d 如下式(5-7)計算，不須延伸至 365 cm。

$$\ell_d = \frac{4200}{3.5 \times 1.0 \times \sqrt{490}} \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0}{\frac{5.27}{2.2}} \times 2.2 = 49.8 \text{ cm} \quad (5-7)$$

接著依據 RC 規範 18.7.2.3 (c)、(d)規定撓曲鋼筋搭接之限制：

(c) 在因側向位移可能造成縱向鋼筋降伏之臨界斷面上方一個高度 h_{sx} 與下方 ℓ_d 之範圍內，牆邊界區域內之縱向鋼筋不應搭接， h_{sx} 之值不需超過 610 cm。邊界區域包含第 18.7.6.4 節(a)所規定長度內之區域，以及牆與牆交接區域外一個牆厚度內之區域。根據下式計算在縱向鋼筋可能降伏處， ℓ_d 為 $1.25 \times 46.6 = 58.25$ cm，而根據新版 RC 規範 18.7.2.3(c)、(d)， h_{sx} 為



$$h_{sx} = \min \begin{Bmatrix} 4.2\text{m} \\ 6.1\text{m} \end{Bmatrix} \quad (5-8)$$

因此本例邊界區域縱向鋼筋不應搭接範圍如下圖 5.6 顯示：

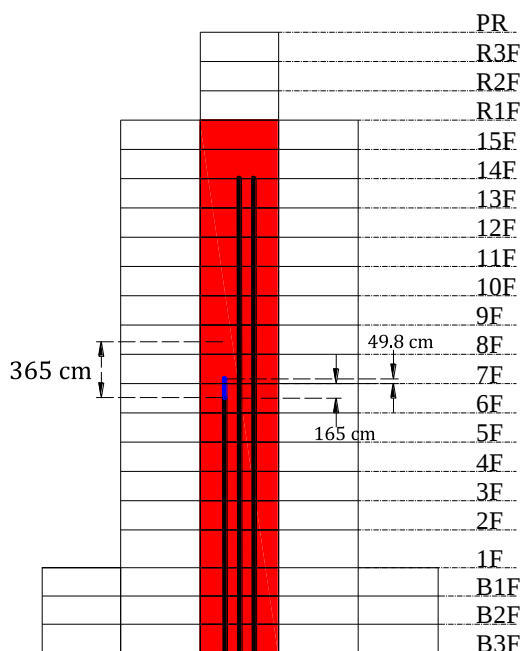


圖 5.6 鋼筋截斷位置

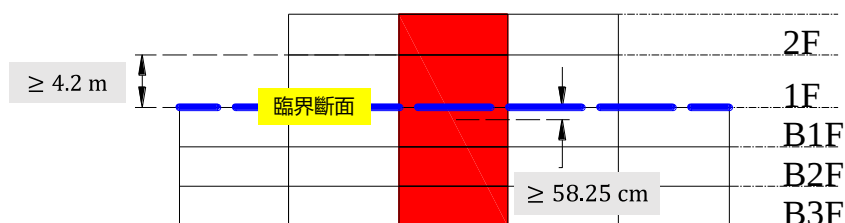


圖 5.7 縱向鋼筋不應搭接範圍

5.2.4 設計力

以本案 Y 向為例，依照 Etabs 分析結果 V_{nus} ， V_{nEh} 如下

$$V_{nus} = 5.28\text{tf} \quad (5-9)$$

$$V_{uEh} = 1474.86\text{tf} \quad (5-10)$$

而根據新版 RC 規範 18.7.3.1[2]，若 V_{nEh} 係由線性分析所得，則設計剪力 V_e 應按下式計算：

$$V_e = V_{uns} + (\Omega_v \omega_v) V_{uEh} \quad (5-11)$$

其中 V_{nEh} 和 V_{nus} 為導致最大 V_e 之適用載重組合所產生的剪力，而 ω_v 與 Ω_v 應按

表 5.3 計算之，亦得採撓曲臨界斷面在包含地震效應(E)之載重組合下 M_{pr}/M_u 之計算值

表 5.3 ω_v 與 Ω_v

情況	Ω_v		ω_v
$h_{wcs}/\ell_w \leq 1.0$	1.0	(a)	1.0
$1.0 < h_{wcs}/\ell_w < 2.0$	(a)與(c)之間線性內插	(b)	
$h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$	1.5	(c)	$0.8 + 0.0288h_n^{\frac{1}{3}}$

而根據本例， $h_{wcs}/\ell_w = 5040/1000 = 5.04 > 2.0$ 之牆而言， ω_v 及 Ω_v 查表後結果如下：

$$\omega_v = 0.8 + 0.0288 \times h_n^{1/3} = 0.8 + 0.0288 \times 5040^{1/3} = 1.294 \quad (5-12)$$

$$\Omega_v = 1.5 \quad (5-13)$$

因此得到設計剪力 V_e 為

$$V_e = 5.28 + 1.5 \times 1.294 \times 1474.86 = 2868 \text{tf} \quad (5-14)$$

而根據規範表 21.2.1，得到強度折減因數 $\phi = 0.75$

5.2.5 剪力強度

依據 RC 規範 18.7.4.1 規定，結構牆之剪力強度為

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \quad (5-15)$$

其中 α_c 與 h_w/ℓ_w 關係如下

$$\alpha_c = \left\{ \begin{array}{l} 0.8, \frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5 \\ 0.53 + \frac{0.27 \times (\frac{h_w}{\ell_w} - 1.5)}{0.5}, 1.5 \leq \frac{h_w}{\ell_w} \leq 2.0 \\ 0.53, \frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0 \end{array} \right\} \quad (5-16)$$

本例之 $h_w/\ell_w = 6150/1000 = 6.15 \geq 2.0$ ，因此 α_c 為 0.53，透過前述計算之設計剪力 V_e ，可計算出本例水平鋼筋之需求量 ρ_t 為

$$V_n = 0.75(0.53\sqrt{560} + \rho_t \times 4200) \times 1000 \times 80 = 2868 \text{tf} \quad (5-17)$$

$$\rho_t = 0.00839 \quad (5-18)$$

因此 Y 向水平鋼筋配置採雙層#7 鋼筋間距採 10 cm，以同樣的方法求得 X 向水平鋼筋為雙層#7 鋼筋間距採 10 cm，得到 ρ_t 為 0.00968 則剪力強度 V_n 為

$$V_n = (0.53\sqrt{560} + 0.00968 \times 4200) \times 1000 \times 80 = 4255.8 \text{tf} \quad (5-19)$$

但依據新版 RC 規範 18.7.4.4 規定，其分擔同一側向力之牆段剪力強度不得大於 $2.12\sqrt{f'_c}A_{cv}$ ，因此計算此剪力牆之剪力強度上限為

$$2.12\sqrt{560} \times 1000 \times 80 = 4094 \text{tf} \quad (5-20)$$

因為前述計算之 V_n 大於上限強度，因此本剪力牆之剪力強度採 4094 tf，檢核是否滿足設計力 V_e

$$\phi V_n = 0.75 \times 4094 = 3070 \text{tf} \geq 2868 \text{tf} \quad (5-21)$$

以同樣方法檢核 X 向剪力強度上限，確認滿足 RC 規範 18.7.4.4

5.2.6 邊界構材

前面主要在討論剪力牆的厚度及水平筋的用量，但是當結構牆經歷設計級地震時，結構牆的末端和與結構牆開口相鄰的邊緣可能會受到巨大的壓應力，因此需配置橫向鋼筋來圍束混凝土及避免牆內縱向鋼筋產生錯區的情況，所以需配置特殊邊界構材，而可以透過新版 RC 規範中 18.7.6.2 或者 18.7.6.3 兩者其中之一來決定是否需配置特殊邊界構材

5.2.6.1 規範 18.7.6.2 位移檢核法

規範 18.7.6.2 是在基於位移的方法中，當特殊結構牆在承受 1.5 倍設計位移時，如果極端受壓區的應變超過臨界值，該特殊結構牆的受壓區必須提供特殊的橫向加固。

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{\ell_w}{600c} \quad (5-22)$$

其中 δ_u 為依靜力或線性動力分析所產生之位移乘以 $1.4 * \alpha_y * R_a$ 求取，而 c 值為與設計位移 δ_u 方向一致之因數化軸力與標稱彎矩強度下之最大計算中性軸深度。 δ_u / h_{wcs} 之值應不小於 0.005。設定下限值主要是針對勁度高之建築物要求結構牆具有中度變形之能力。

以本例而言從 ETABS 線性動力分析獲得的最大位移為 23.98 cm，設計位移 δ_u 為

$$\delta_u = 1.4 \times 1 \times 2.5 \times 23.98 = 83.9 \text{ cm} \quad (5-23)$$

中性軸深度 c ，在因數化載重軸力為 4702 tf，標稱彎矩為 32913 tf-m 時，得最大計算中性軸深度 c 為 110 cm，所以依照 RC 規範 18.7.6.2 計算如下

$$\frac{1.5\delta_u}{5040} = \frac{1.5 \times 83.9}{5040} = 0.025 \geq \frac{\ell_w}{600c} = \frac{1000}{600 \times 110} = 0.0152 \quad (5-24)$$

因此本例需配置邊界構材，而需配置特殊邊界構材的範圍也須依照 18.7.6.2 之規定，特殊邊界構材之橫向鋼筋應從臨界斷面上下方各垂直延伸一段距離，其值應不小於 ℓ_w 與 $M_u / 4V_u$ 之大值，以及下列兩式其一，其中 b 採加權平均

$$b \geq \sqrt{c \times \ell_w / 40} \quad (5-25)$$

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} \geq \frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \quad (5-26)$$

而式中 δ_c / h_{wcs} 不必小於 0.015

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left[4 - \frac{1}{50} \left(\frac{\ell_w}{b} \right) \left(\frac{c}{b} \right) - \frac{V_e}{2.12 \sqrt{f'_c} A_{cv}} \right] \quad (5-27)$$

以本例計算式(b)

$$b = \frac{20 \times 100 + 80 \times 350 + 400 \times 80}{500} = 124 \text{ cm} \quad (5-28)$$

$$b = 124 \text{ cm} \geq \sqrt{c \times \ell_w / 40} = 52.44 \quad (5-29)$$

符合規範限制，檢核式(c)

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left[4 - \frac{1}{50} \left(\frac{1000}{124} \right) \left(\frac{110}{124} \right) - \frac{2862tf}{4093tf} \right] = 0.0316 \geq 0.015 \quad (5-30)$$

其中

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = 0.0316 \geq \frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} = 0.025 \quad (5-31)$$

滿足兩式其一，符合 18.7.6.2(b)之要求，根據前述之公式計算須滿足邊界構材範圍為

$$\max \left\{ \begin{array}{l} \ell_w = 10m \\ \frac{M_u}{4V_u} = \frac{8737.48}{3 \times 394.59} = 5.54m \end{array} \right\} = 10m \quad (5-32)$$

因此自臨界斷面延伸至少 10 m 如右圖所示，同理，X 向邊界構材延伸範圍至少 3.5 m。

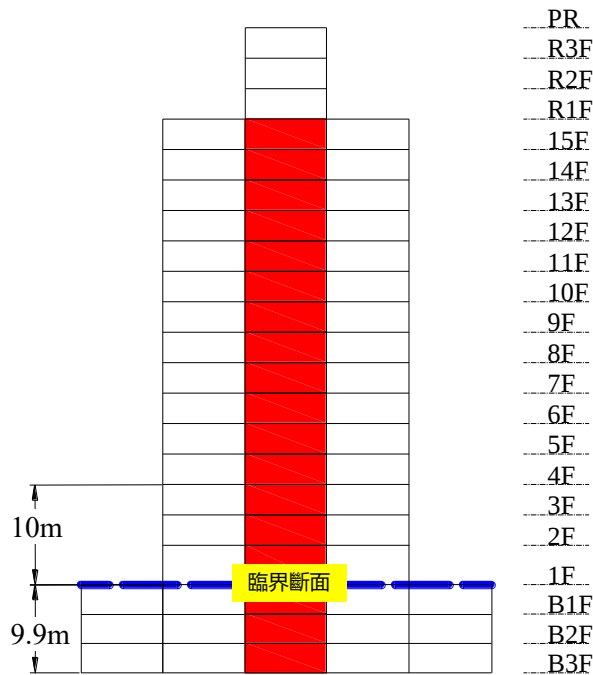


圖 5.8 特殊邊界構材配置範圍

5.2.6.2 規範 18.7.6.3 壓應力法

如果未按第 18.7.6.2 節設計之結構牆，如牆之邊緣或開孔周邊，在含地震效應 (E) 之設計力 作用下，計算之最大混凝土壓應力如超過 $0.2 f'_c$ ，則需要配置特殊邊界構材。而特殊邊界構材得在混凝土計算壓應力小於 $0.15 f'_c$ 之斷面處終止。應力須根據因數化載重以線 彈性模式及構材全斷面性質計算之。對具翼板之牆，其有



效翼板寬度應符合第 18.7.5.2 節之規定。

壓應力法主要是認為結構牆在承擔重力載重時，並同時承受特定方向地震所引致之最大剪力與彎矩作用。在此載重作用下，牆臨界斷面之受壓邊界除抵抗分擔之重力載重外，同時也承擔彎矩所引致之壓力。由於在地震作用下，上述載重情況可能會多次重複，因此計算混凝土壓應力達 $0.2 f'_c$ 之標稱臨界值時，對混凝土加以圍束。應力之計算使用因數化載重作用於全混凝土斷面，並假設線性行為求得。壓應力 $0.2 f'_c$ 僅為一指標值，其未必為預期地震之真實慣性力於臨界斷面所引致之真實應力狀態。

$$f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \ell_w}{2I_g} \geq 0.2 f'_c \quad (5-33)$$

則以 3F 為例， A_g 為 12.4m^2 ， I_g 為 156.01 m^4 因此根據所有含 Y 向地震力的載重組合下，產生最大的 f_{cu} 載重組合結果計算如下

$$f_{cu} = \frac{4587}{12.4} + \frac{25289 \times 10}{2 \times 156.01} = 118 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \geq 0.2 f'_c = 112 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (5-34)$$

依上式計算結果，需配置邊界構材，X 向同理，需配置邊界構材由 ETABS 分析結果可以得知各樓層之 f_{cu} 如下表 5.4，因此可以得知，7F(含)以下需配置邊界構材，X 向同理

表 5.4 各層樓之 f_{cu}

	f_{cu}	f'_c	f_{cu} / f'_c
R1F	14.15	280	0.05
15F	22.12	280	0.08
14F	24.35	350	0.07
13F	33.06	350	0.09
12F	34.13	350	0.10
11F	44.90	350	0.13
10F	53.62	420	0.13
9F	58.73	420	0.14
8F	66.57	490	0.14
7F	75.84	490	0.15
6F	86.38	490	0.18



5F	97.43	490	0.20
4F	107.03	560	0.19
3F	118.04	560	0.21
2F	131.62	560	0.24
1F	152.02	560	0.27
B1F	138.00	560	0.25
B2F	114.48	490	0.23

5.2.6.3 特殊邊界構材

當確認完需配置特殊邊界構材之範圍後，則需檢核邊界構材之尺寸與鋼筋細節配置，首先先依照規範 18.7.6.4(d)之規定，邊界構材應包括受壓有效翼版寬度，且應延伸入腹版至少 30 cm。因本例具有翼版，因此須滿足此項限制，如下圖所示。

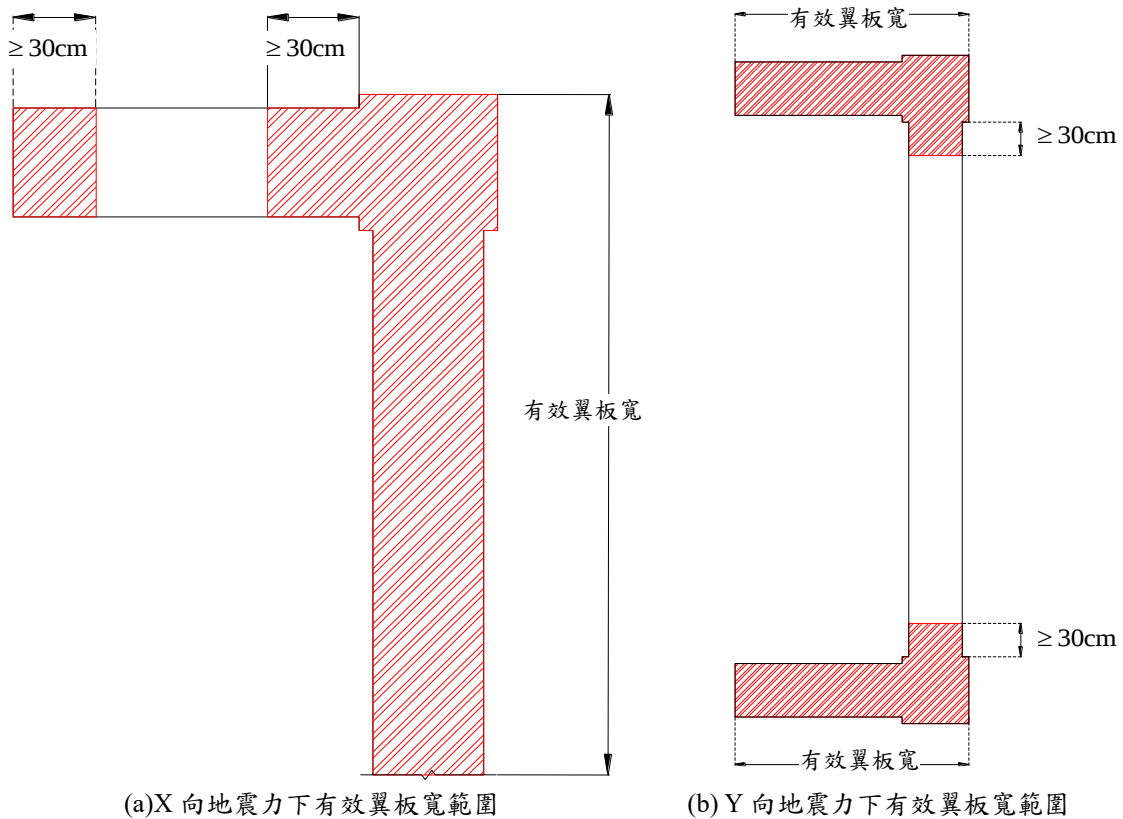


圖 5.9 邊界構材範圍

因此綜合前述 X、Y 向之狀況，全牆在延伸範圍內皆為邊界區域

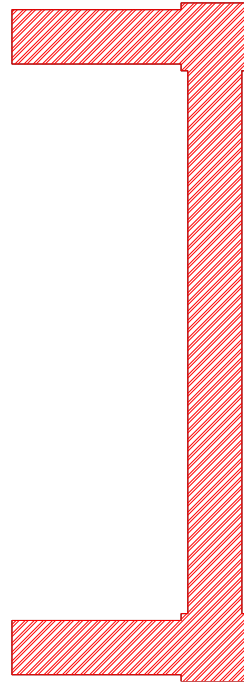


圖 5.10 邊界構材範圍

接著依照新版 RC 規範 18.7.6.4(a)檢核 X、Y 向邊界構材應從最大壓應力處水平延伸一段距離，其值不其值應不小於 $c-0.1\ell_w$ 及 $c/2$ 之大者，因此計算結果如下式

Y 向	$\max \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1\ell_w = 110 - 0.1 \times 1000 = 10\text{cm} \\ \frac{c}{2} = \frac{110}{2} = 55\text{cm} \end{array} \right\} = 55\text{cm}$
正 X 向	$\max \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1\ell_w = 38 - 0.1 \times 350 = 3\text{cm} \\ \frac{c}{2} = \frac{38}{2} = 19\text{cm} \end{array} \right\} = 19\text{cm}$
負 X 向	$\max \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1\ell_w = 96 - 0.1 \times 350 = 61\text{cm} \\ \frac{c}{2} = \frac{96}{2} = 48\text{cm} \end{array} \right\} = 61\text{cm}$

其中中性軸深度 c 為含地震力之載重組合下之因數化軸力，所對應的標稱彎矩強度時的中性軸深度，同時新版 RC 規範 18.7.6.4(b)在依第 18.7.6.4(a)節所計算之水平距離內，撓曲壓力區之寬度 b 應不小於 $h_u/16$ ，翼版應予以計入。

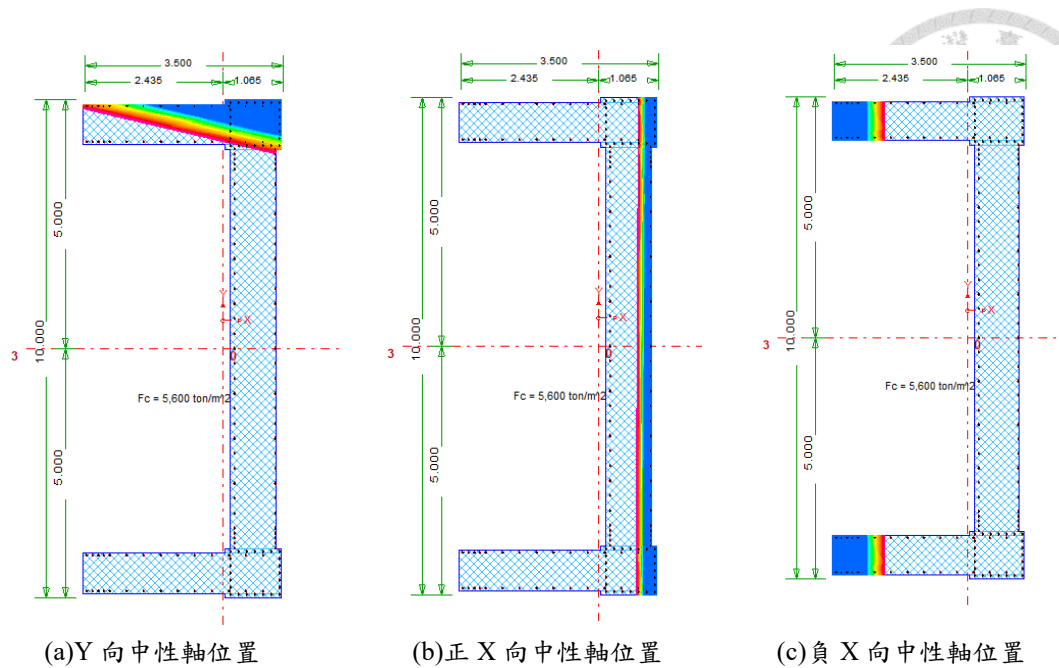
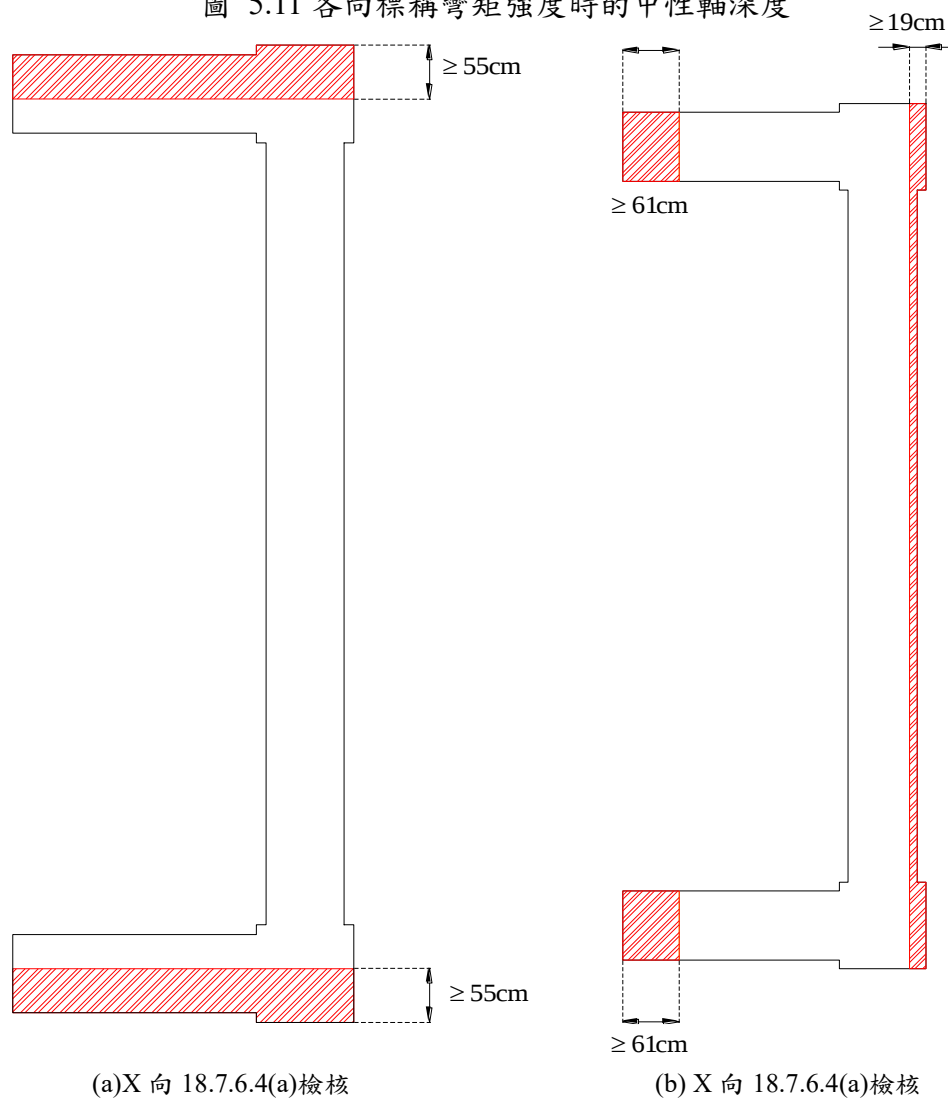


圖 5.11 各向標稱彎矩強度時的中性軸深度



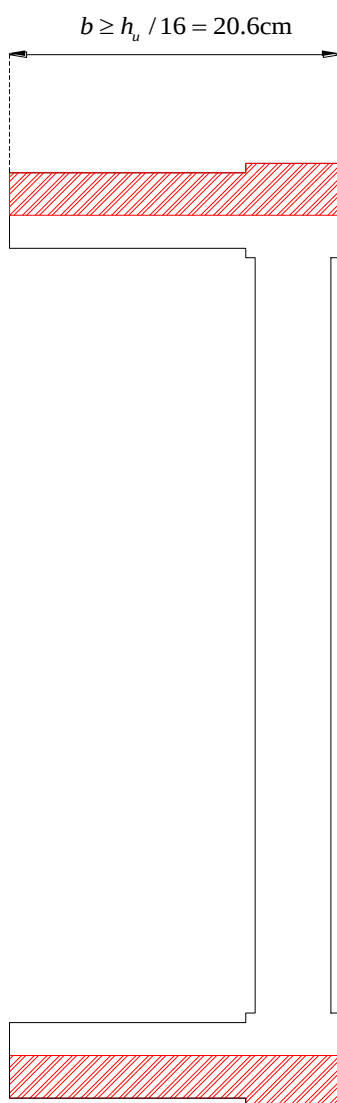


圖 5.12 18.7.6.4(b)檢核

依照新版 RC 規範 18.7.6.4(e)邊界構材配置之橫向鋼筋應符合第 18.4.5.2(a)至 (d)節與第 18.4.5.3 節之要求，包含橫向鋼筋之形式，繫筋之細節設計，及每個角隅及每隔一根之縱向鋼筋，應有箍筋圍繞以提供橫向支撐，其內轉角不得大於 135° 。無橫向支撐鋼筋沿箍筋方向至兩側有橫向支撐鋼筋之淨距均不得大於 15 cm。

配置橫向鋼筋之區域在臨界斷面上下延伸範圍內，應滿足下表之限制

表 5.5 特殊邊界構材橫向鋼筋最小間距限制

主要撓曲鋼筋 f_y	橫向鋼筋垂直間距		18.4.5.3(b)~(d)	18.4.5.3(a) 18.7.6.4(e)	18.4.5.3(e)
$f_y = 4,200$ kgf/cm ²	較小者	$6d_b$ 15 cm	$6d_b$	邊界構材斷面最小尺度之 1/3	$10 \leq s_0 = 10 + \left(\frac{35-h_x}{3}\right) \leq 15$

$f_y = 5,000$ kgf/cm ² [490 MPa]	較小者	5.5 d_b 15 cm	5.5 d_b		
$f_y = 5,600$ kgf/cm ² [550 MPa]	較小者	5 d_b 15 cm	5 d_b		

其中 d_b 最小縱向鋼筋直徑

因此根據上述之規範配置橫向鋼筋之區域在臨界斷面上下延伸範圍內，本例邊界構材橫向箍筋垂直間距應滿足下表 5.6

表 5.6 橫向鋼筋最小間距限制

主要撓曲 鋼筋 f_y	橫向鋼筋垂直間距		18.4.5.3(b)~(d)	18.4.5.3(a) 18.7.6.4(e)	18.4.5.3(e)
$f_y =$ 4,200 kgf/cm ²	較小者	6 d_b 15 cm	6 × 2.22 = 13.32cm	$\frac{1}{3}b = 26.67\text{cm}$	$10 \leq s_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right) \leq 15$

其中 h_x 在本例中，最大為 30 cm，根據 18.4.5.3(e)， s_0 為 11.67 cm，橫向箍筋垂直間距應小於(13.32 cm, 25 cm, 11.67 cm)之最小值，因此臨界斷面上下各延伸範圍橫向箍筋採#5 鋼筋間距 10 cm，間距符合上表之限制。

18.7.6.4(g)規定圍束鋼筋的最小用量，橫向鋼筋量 A_{sh} / sb_c 須符合下列兩式之大者，其中 b_c 為橫向鋼筋外緣至外緣之間距

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (5-35)$$

$$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (5-36)$$

依照 18.7.6.4(g)將分為柱範圍、X 向牆範圍、Y 向牆範圍三部分計算如下，

柱範圍(X 向)	$0.3 \times 10 \times (100 - 8) \times \left(\frac{100 \times 100}{92 \times 92} - 1 \right) \times \frac{560}{4200} = 6.68\text{cm}^2$
	$0.09 \times 10 \times (100 - 8) \times \frac{560}{4200} = 11.04\text{cm}^2$

柱範圍(Y 向)	$0.3 \times 10 \times (100 - 8) \times \left(\frac{100 \times 100}{92 \times 92} - 1 \right) \times \frac{560}{4200} = 6.68 \text{cm}^2$
	$0.09 \times 10 \times (100 - 8) \times \frac{560}{4200} = 11.04 \text{cm}^2$
X 向牆範圍(Y 向繫筋)	$0.3 \times 10 \times (250 - 4) \times \left(\frac{80 \times 250}{72 \times 246} - 1 \right) \times \frac{560}{4200} = 12.71 \text{cm}^2$
	$0.09 \times 10 \times (250 - 4) \times \frac{560}{4200} = 29.5 \text{cm}^2$
X 向牆範圍(X 向繫筋)	$0.3 \times 10 \times (80 - 8) \times \left(\frac{80 \times 61}{72 \times 57} - 1 \right) \times \frac{560}{4200} = 5.45 \text{cm}^2$
	$0.09 \times 10 \times (80 - 8) \times \frac{560}{4200} = 8.64 \text{cm}^2$
Y 向牆範圍(X 向繫筋)	$0.3 \times 10 \times (400) \times \left(\frac{80 \times 400}{72 \times 400} - 1 \right) \times \frac{560}{4200} = 17.78 \text{cm}^2$
	$0.09 \times 10 \times (400) \times \frac{560}{4200} = 48 \text{cm}^2$

而依照 18.7.6.4(f) 橫向鋼筋之設計，應使沿著邊界構材四周且受側向支撐之縱向鋼筋間距 h_x 不超過 35 cm 與 $(2/3)b$ 之較小值，除邊界構材同為特殊抗彎矩構架柱之區域外，側向支撐應由繫筋之耐震彎鉤或閉合箍筋之轉角提供。在與 ℓ_w 平行方向上，除符合(i)或(ii)，閉合箍筋的長寬比不得大於 2，且相鄰閉合箍筋應相互重疊至少 15 cm 與 $(2/3)b$ 之較小值。

$$(i) \quad b \geq \sqrt{l_{wc}/40} \text{ 且 } \delta_u/h_{wcs} \leq 0.012$$

(ii) 具翼版之結構牆斷面，其腹版邊界的單側或兩側垂直方向之翼板外伸總長度至少為 b_w ，且翼版厚度 t_f 至少為 $b_w/2$

再根據 18.7.6.4(f) 設計閉合箍筋時，需考慮不同方向下的地震力，以 Y 向地震力為例，因 Y 向為對稱所以僅檢核正 Y 向

$$(i) \quad b = 124 \geq \sqrt{1000 \times 110 / 40} = 52.44$$

$$(i) \quad \delta_u/h_{wcs} = 0.0166 \geq 0.012$$

(ii) $b_w = 80$ cm，翼板長度外伸總長度為 260 cm $\geq b_w$ ，翼版厚度 $t_f = 80$ cm $\geq b_w/2$ ，符合規範限制，閉合箍筋的長寬比可大於 2，且相鄰閉合箍筋不須相互重疊，其中，因 Y 向剪力牆為對稱，因此僅檢核 Y 向之結果。

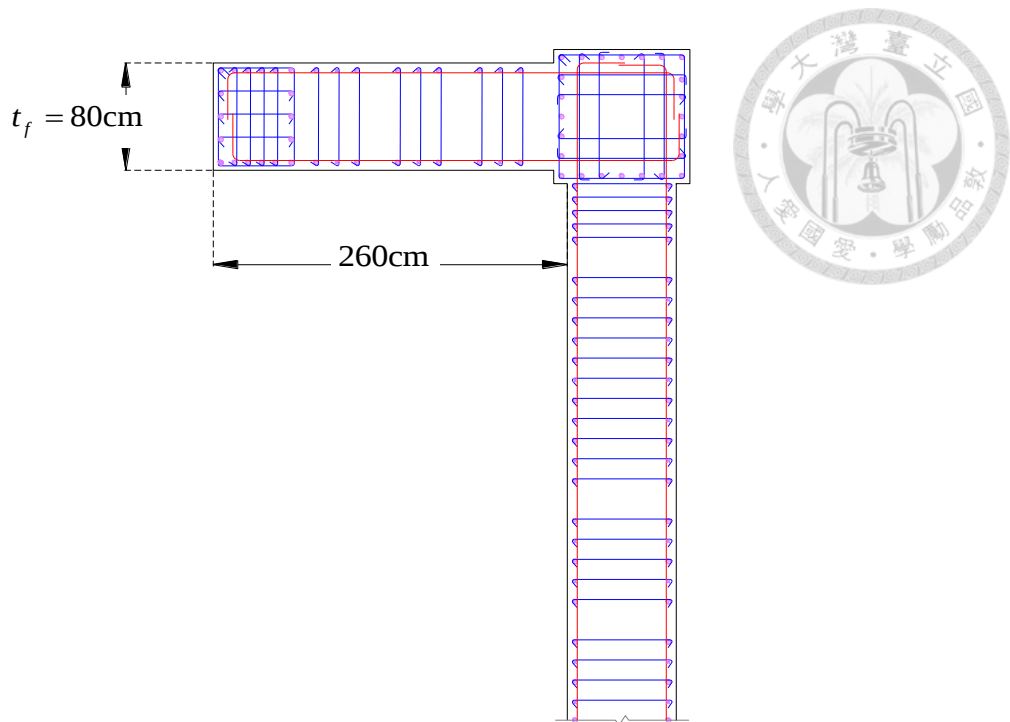


圖 5.13 Y 向地震力外伸翼版檢核

而因為 X 向不為對稱，因此需檢核正負兩向地震力，同樣在正 X 向地震力下，壓力區位於牆體右側，其具有翼板，因此可不受閉合箍筋長寬比之限制

$$(i) \quad b = 177.1 \geq \sqrt{350 \times 38 / 40} = 17.99$$

$$(i) \quad \delta_u / h_{wcs} = 0.0166 \geq 0.012$$

(ii) $b_w = 80\text{cm}$ ，翼板長度外伸總長度為 $410\text{cm} \geq b_w$ ，翼版厚度 t_f 為 $80\text{cm} \geq b_w/2$ ，符合規範限制，閉合箍筋的長寬比可大於 2，且相鄰閉合箍筋不須相互重疊

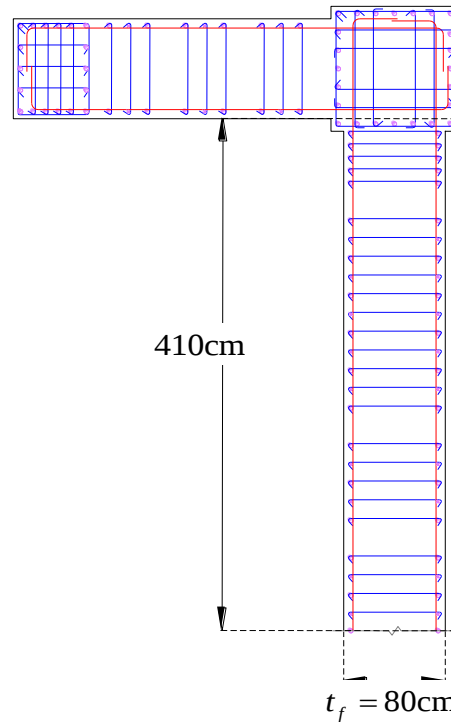


圖 5.14 正 X 向地震力外伸翼版檢核

而在負 X 向地震力下

(i) $b = 80 \geq \sqrt{350 \times 96 / 40} = 28.98$

(i) $\delta_u / h_{wcs} = 0.0166 \geq 0.012$

(ii) 無外伸翼板

其不具有翼板，同時位移也大於規範限制，因此開口處的邊界構材其閉合箍筋的長寬比不可大於 2，且相鄰閉合箍筋相互重疊 15 cm，如下圖顯示之部分

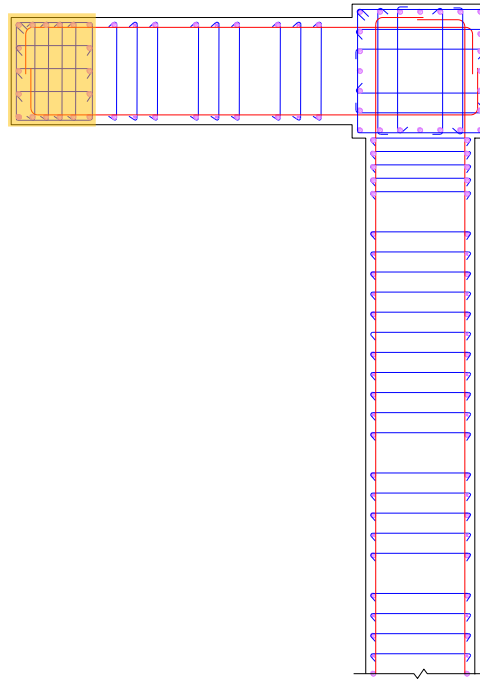


圖 5.15 負 X 向地震力下閉合箍筋

依照上述計算以及規範限制，配置橫向鋼筋如下圖，主筋不足處使用#5 工作筋，須注意底下是否有截斷。整體配置如下圖表示。柱配置採#5 閉合箍筋，X 向繫筋配置 4 支#5 鋼筋，Y 向繫筋配置 4 支#5 鋼筋；X 向牆配置 Y 向繫筋 15 支#5 鋼筋，閉合箍筋採#5 鋼筋，僅於接近開口處配置 X 向繫筋 3 支#5 鋼筋；Y 向牆配置 25 支#5 鋼筋，因 X 向已有邊界構材進行圍束作用所以不配置 X 向繫筋。因其上下對稱，下圖僅顯示部分之剪力牆。

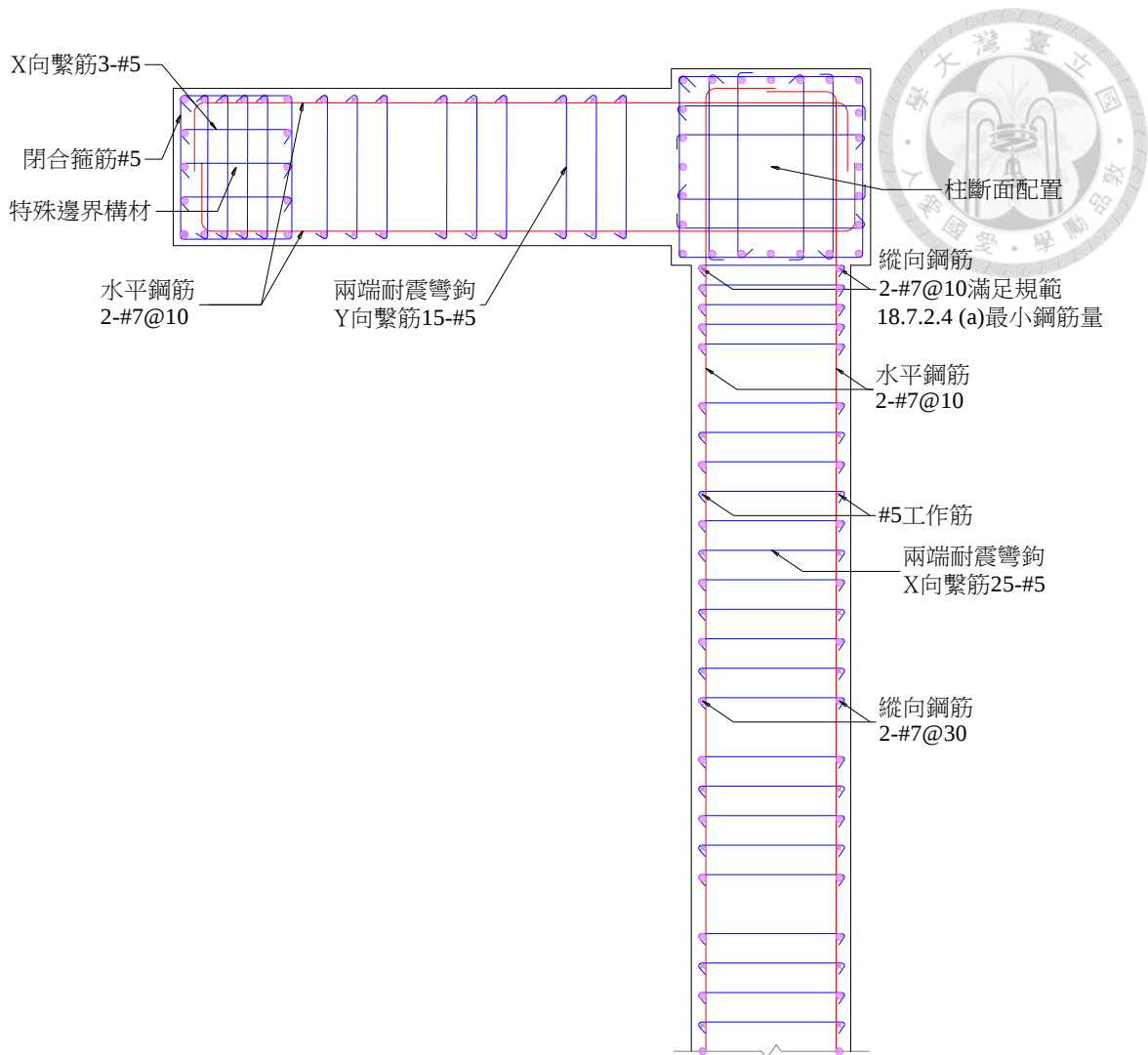


圖 5.16 剪力牆設計結果

根據 18.7.6.4(f)

$$h_x \leq \frac{2}{3} b = \min(82.7\text{cm}, 35\text{cm}) \quad (5-37)$$

因此本案例之受側向支撐之縱向鋼筋心到心尺寸分別為 17.6、10、14.7、30 cm，皆小於 35 cm，符合 RC 規範需求，同時，側向支撐由繫筋之耐震彎鉤或閉合箍筋之轉角提供，符合規範之限制。

RC 規範 18.7.6.4(i)，18.7.6.2(b)規定之臨界斷面上下方距離內(ℓ_w 與 $M_u/4V_u$ 之大值)，腹版垂直鋼筋應具閉合箍筋轉角或兩端皆具耐震彎鉤繫筋之側向支撐。橫向鋼筋之垂直間距不應超過 30 cm，且其直徑應符合第 25.7.2.2 節之規定。因此，本案水平鋼筋在特殊邊界構材延伸範圍內採 2#7@10，且腹版垂直鋼筋之側向支撐均為兩端耐震彎鉤之繫筋，皆符合規範限制。



5.2.6.4 邊界構材

新版 RC 規範 18.7.6.5 節[2]，根據第 18.7.6.2 節或第 18.7.6.3 節不必配置特殊邊界構材之結構牆，應符合：

除非牆沿走向平面內之 V_u 小於 $0.265\sqrt{f'_c}A_{cv}$ ，否則水平鋼筋終止於無邊界構材之結構牆邊緣時，應以標準彎鉤鉤住最外緣縱向鋼筋，或以 U 型肋筋圍束最外緣縱向鋼筋。U 型肋筋應與水平鋼筋同直徑、同間距，並與水平鋼筋續接。

如果牆邊界配置之縱向鋼筋比超過 $28/f_y$ ，須在第 18.7.6.4(a)節要求之範圍內，配置符合第 18.4.5.2(a)至(e)節所規定之橫向鋼筋，牆邊界橫向鋼筋之垂直間距應符合表 18.7.6.5(b)。其中 18.4.5.2(e)主要在限制受繫筋轉角或閉合箍筋各肢側向支撐之縱向鋼筋間距 h_x 不超過 35 cm。

除牆轉角為特殊抗彎矩構架柱外，於牆翼板和腹板相接之轉角，橫向鋼筋需延伸進腹板與翼板至少一個翼板的厚度，橫向鋼筋須滿足 18.4.5.2(a)至(e)，其垂直間距須符合表 18.7.6.5(b) 因本案例牆轉角皆為彎矩構架柱，不須將橫向鋼筋延伸進腹板與翼板。

表 5.7 新版 RC 規範 18.7.6.5 節橫向鋼筋垂直間距限制[2]

主要撓曲鋼筋 f_y	橫向鋼筋垂直間距		18.4.5.2(e)
$f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2 [420 \text{ MPa}]$	較小者	8d _b	$h_x \leq 35 \text{ cm}$
		20 cm	
$f_y = 5,000 \text{ kgf/cm}^2 [490 \text{ MPa}]$	較小者	7d _b	
		17 cm	
$f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2 [550 \text{ MPa}]$	較小者	6d _b	
		15 cm	

根據規範，本例除 RF 外， V_u 皆大於 $0.265\sqrt{f'_c}A_{cv}$ ，因此在邊界構材延伸範圍外之需以 U 型肋筋圍束最外緣縱向鋼筋，而本例採閉合箍筋圍束最外緣縱向鋼筋。因全棟縱向鋼筋比皆大於 $28/f_y$ ，所以在邊界構材延伸範圍外(4F 以上)皆須依照 18.7.6.5(b)之規定，根據上表，配置橫向箍筋#4 鋼筋間距 15 cm，符合規範限制

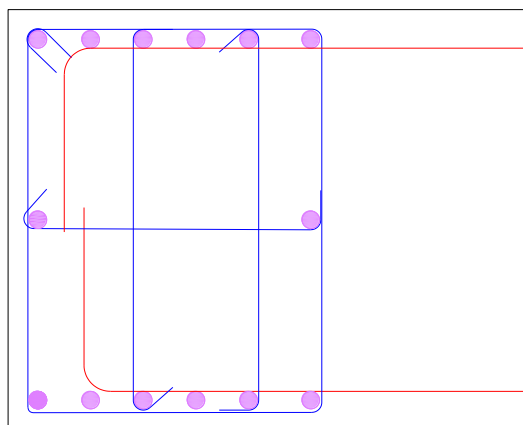


圖 5.17 以閉合箍筋圍束最外緣縱向鋼筋

5.2.6.5 水平鋼筋伸展錨定

在新版 RC 規範 18.7.6.4[2]規定配置特殊邊界構材時，同時應滿足結構牆腹版之水平鋼筋應延伸至距牆外緣 15 cm 之範圍內。鋼筋之末端應具標準彎鉤或擴頭，並應於邊界構材之圍束核心內發展出 f_y 。

另外，先根據若滿足規範 25.4.3.5 之條件，則彎鉤鋼筋伸展長度得採第 25.4.3.6 節之規定計算。其伸展長度 ℓ_{dh} 應為第 25.4.3.7 節之規定，且可依第 25.4.3.8 節乘以適用之修正因數予以折減。但 ℓ_{dh} 不得小於 8db 或 15 cm。

$$\left(\frac{0.075f_y\psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad (5-38)$$

因此以 Y 向牆水平鋼筋為例，標準彎鉤之伸展長度 ℓ_{dh} 為，其中 f'_c 為 560 kgf/cm²，而水平鋼筋尺度為 D22，因此可以適用規範第 25.4.3.6 節之規定計算

$$\ell_{dh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 15\text{cm} \\ 8 \times 2.22 = 17.8\text{cm} \\ \left(\frac{0.075 \times 4200 \times 1.0}{\sqrt{560}} \right) 2.22 = 29.5\text{cm} \end{array} \right\} = 29.5\text{cm} \quad (5-39)$$

根據前述規範計算，將 Y 向具標準彎鉤之水平鋼筋延伸至距離柱端外緣 15 cm 處，同時滿足標準彎鉤伸展長度之規定，X 向水平鋼筋同理設置。

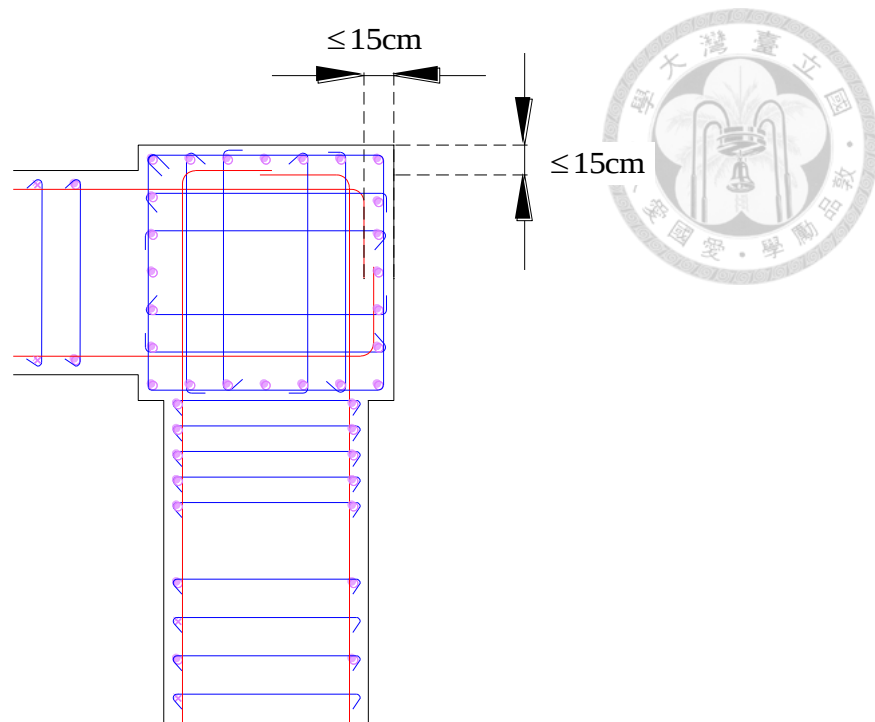


圖 5.18 水平鋼筋錨定

5.2.7 下構剪力牆設計

地下室採放大地震力之載重組合進行設計，因此不需依照規範 18.7.3 放大設計地震力，以本案 B1F 為例，由 ETABS 分析結果可得，剪力需求為 3020 tf，因此配置水平鋼筋雙層#7 間距 10 cm，依照 $2.12\sqrt{f'_c}A_{cv}$ 檢核剪力強度上限為 3040 tf，因式(5-15)計算之剪力強度超過上限值，因此剪力強度採 3040 tf 符合剪力需求。

5.2.8 以現行規範設計

以相同案例使用現行鋼筋混凝土規範進行設計剪力牆，剪力需求 V_u 為 1480.15tf，牆厚可以 50cm 進行設計，配置水平筋雙層#7 間距 15cm，垂直筋配置同水平筋，以#3 間距 30cm 配置繫筋，同時不考慮有效翼板的貢獻，以兩端之抗彎矩構架柱作為邊界構材，柱配筋增加為 28-#10。配置結果如下圖

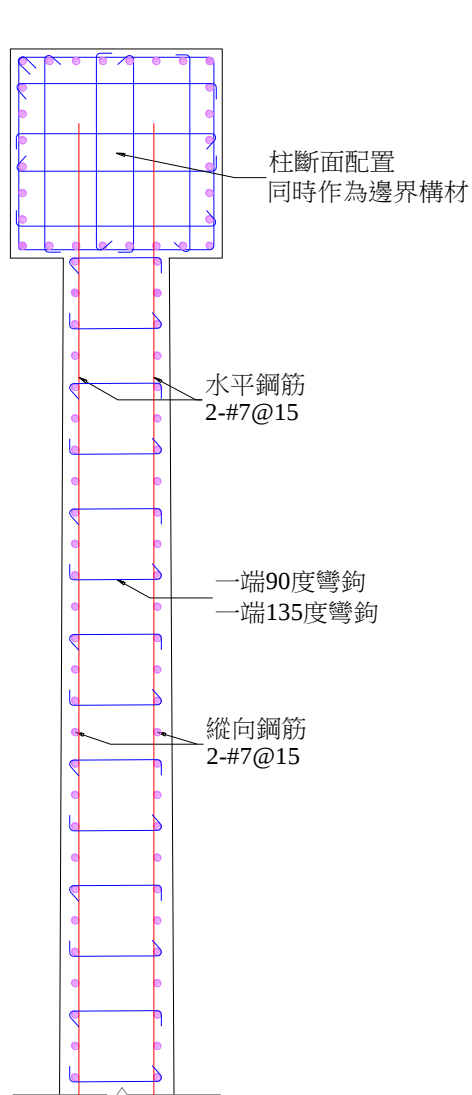
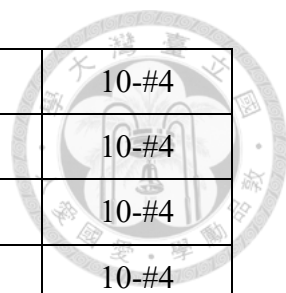


圖 5.19 以現行規範配置之剪力牆

5.2.9 整體設計結果

表 5.8 剪力牆設計結果

	厚度	水平筋	垂直筋	橫向箍筋	X 向繫筋	Y 向繫筋
R1F	40	#5@10	#5@30	#4@15	8-#4	5-#4
15F	40	#5@10	#5@30	#4@15	8-#4	5-#4
14F	50	#5@10	#5@30	#4@15	8-#4	5-#4
13F	50	#5@10	#5@30	#4@15	8-#4	5-#4
12F	70	#5@10	#5@30	#4@15	10-#4	8-#4
11F	70	#6@10	#6@30	#4@15	10-#4	8-#4
10F	75	#6@10	#6@30	#4@15	10-#4	8-#4
9F	75	#6@10	#6@30	#4@15	10-#4	8-#4



8F	80	#6@10	#6@30	#4@15	15-#4	10-#4
7F	80	#6@10	#6@30	#4@15	15-#4	10-#4
6F	80	#7@10	#7@30	#4@15	15-#4	10-#4
5F	80	#7@10	#7@30	#4@15	15-#4	10-#4
4F	80	#7@10	#7@30	#5@10	25-#5	15-#5
3F	80	#7@10	#7@30	#5@10	25-#5	15-#5
2F	80	#7@10	#7@30	#5@10	25-#5	15-#5
1F	100	#7@10	#7@30	#5@10	25-#5	15-#5
B1F	100	#7@10	#7@30	#5@10	25-#5	15-#5
B2F	100	#7@10	#7@30	#5@10	25-#5	15-#5

表 5.9 開孔處邊界構材設計結果

	尺寸	主筋 號數	X 向 主筋	Y 向 主筋	橫向箍筋	X 向繫筋	Y 向繫筋
R1F	50	#5	5	3	#4@15	2	1
15F	50	#5	5	3	#4@15	2	1
14F	50	#5	5	3	#4@15	2	1
13F	50	#5	5	3	#4@15	2	1
12F	50	#5	5	3	#4@15	2	1
11F	50	#6	6	3	#4@15	2	1
10F	50	#6	6	3	#4@15	2	1
9F	50	#6	6	3	#4@15	2	1
8F	50	#6	6	3	#4@15	2	1
7F	50	#6	6	3	#4@15	2	1
6F	50	#7	6	3	#4@15	2	1
5F	50	#7	6	3	#4@15	2	1
4F	55	#7	6	5	#5@10	3	4
3F	55	#7	6	5	#5@10	3	4
2F	55	#7	6	5	#5@10	3	4

1F	60	#7	6	5	#5@10	3	4
B1F	60	#7	6	5	#5@10	3	4
B2F	60	#7	6	5	#5@10	3	4

由上表結果可知，在特殊邊界構材的延伸範圍內(4F 以下)，需使用較多的圍束鋼筋及繫筋，而在特殊邊界構材的延伸範圍外的則圍束需求較低，另外再開孔處的牆體相較於其他部分，需配置較多的圍束鋼筋，避免再反覆作用的載重下破壞。另外在屬於抗彎矩構架柱範圍的邊界構材須則依照其柱配筋之結果。

5.3 剪力連接梁設計

剪力牆設計範例以 ETABS 3F 3 Line 剪力連接梁為例，設計參數如下：

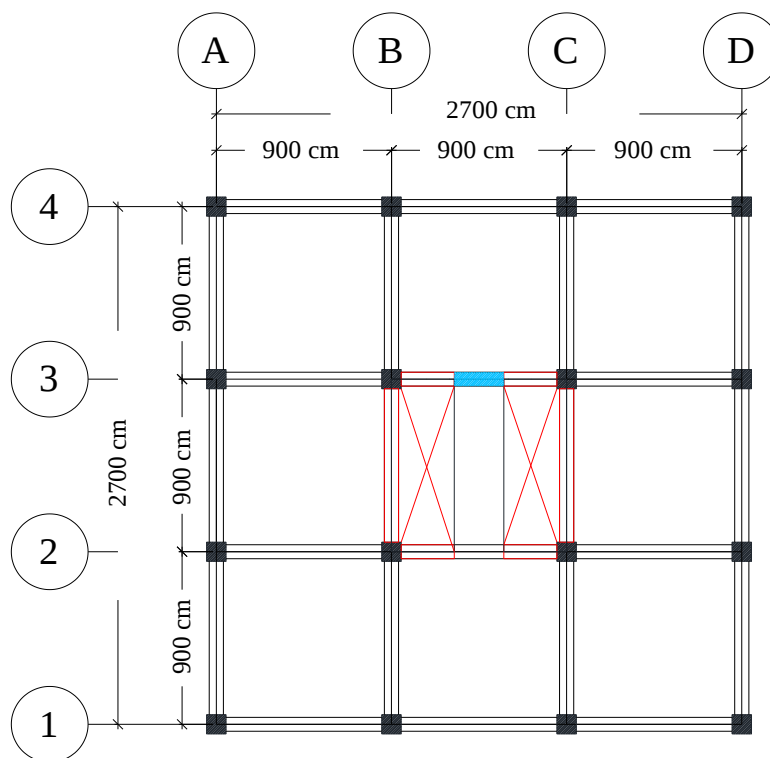


圖 5.20 剪力連接梁位置

混凝土強度 $f'_c = 560 \text{ kgf/cm}^2$ ，鋼筋強度 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ ，梁寬 $b = 80 \text{ cm}$ ，梁長 $\ell_n = 300 \text{ cm}$ ，梁深 $h = 100 \text{ cm}$ ， $A_{cv} = 8000 \text{ cm}^2$

根據 RC 規範 18.7.7.1，連接梁如其 $\ell_n / h > 4$ ，應將牆邊界視為柱而滿足第 18.3 節之要求。而本例之 ℓ_n / h 為

$$\ell_n / h = 300 / 100 = 3 < 4 \quad (5-40)$$

因此根據 18.7.7.3，得配置對跨度中點對稱之兩組對角向鋼筋，亦可將牆邊界



視為柱而按第 18.3.3 節至第 18.3.5 節之規定設計

本例先依照新版 RC 規範 18.7.7.2 配置對角向鋼筋，根據 ETABS 分析設計結果獲得剪力需求 V_u 如下，其中牆墩與包括連接梁的水平牆段，且依照新版 RC 規範 18.7.3.3 之規範 $\omega_v \Omega_v$ 得取 1.0，因此本例不需放大 V_u

控制載重組合	V_u
1.2DL+0.5LL+0.3EQV+1.0X 向動態地震力	125.81 tf

5.3.1 剪力強度

根據新版 RC 規範 18.7.7.4，連接梁配置對跨度中點對稱之兩組對角向鋼筋，應滿足下列之規定

$$V_n = 2A_{vd} f_y \sin \alpha \leq 2.65 \sqrt{f'_c} A_{cw} \quad (5-41)$$

及任一組對角向鋼筋至少應具有四根鋼筋以兩層或多層排置。其中 α 為對角向鋼筋與連接梁縱向軸之夾角。根據前述規範，以下列形式配置對角向鋼筋，其中對角鋼筋外緣至牆體邊界 4 cm，而對角鋼筋的深度為 40 cm，連接梁縱向軸之夾角為

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{36.5}{150} \right) = 13.68 \quad (5-42)$$

根據新版 RC 規範 18.7.2.5，連接梁之鋼筋應按第 25.4 節、第 25.5 節與(a)與(b)之規定以受拉至進行伸展或續接設計：

(b)若連接梁之鋼筋按第 18.7.7.4 節之規定設計，則對角向鋼筋之伸展長度 ℓ_d 應為 1.25 倍按受拉至 f_y 計得之值。

因此，根據新版 RC 規範 18.7.7.4 之公式，可以列出下式

$$\phi V_n = 0.85 \times 2 \times A_{vd} \times f_y \times \sin(13.68) \geq 125.81 \text{tf} \quad (5-43)$$

其中 $\phi=0.85$ ，根據上式可以得出 A_{vd} 為

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2\phi f_y \sin(13.68)} = \frac{125.81 \times 1000}{2 \times 0.85 \times 4200 \times \sin(13.68)} = 74.5 \text{cm}^2 \quad (5-44)$$

因此配置 10-#10 作為一組對角向鋼筋，得到剪力強度 ϕV_n 為

9tf

(5-45)

(5-46)

The seal of the National Central University is a circular emblem. It features a central design of a traditional Chinese oil lamp (deng) with a flame, resting on a base. Above the lamp are two curved, symmetrical elements resembling stylized wings or the arms of a balance scale. The entire central motif is enclosed within a circular border. The border contains the university's name in Chinese characters: '國立中央大學' (National Central University) at the top and '愛國愛人' (Love country, love people) at the bottom, separated by dots.

$$\phi 2.65 \sqrt{f'_c} A_{cw} = 426.83 \text{tf} \geq 137.49 \text{tf} \quad (5-46)$$

圖 5.21 對角鋼筋設計結果

依照新版 RC 規範 18.7.7.4，連接梁圍束須滿足(c)或(d)其中一項，而(c)如右圖，任一組對角鋼筋應由密集箍筋所圍束，此圍束方法不易施工。(d)之連接梁圍束方法則如右圖所示，對全梁進行密集箍筋圍束。橫向鋼筋應符合第 18.4.5.2(a)至(e)節之規定，同時橫向鋼筋之縱向間距應不大於 15 cm 與 6 倍對角鋼筋最小直徑之小者，因此橫向箍筋採#5@10

$$0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{vt}} \quad (5-47)$$

$$0.3sb_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (5-48)$$

doi:10.6342/NTU202303214

之限制，各別方向之縱向鋼筋大於 $0.002b_{ws}=3.68 \text{ cm}^2$ 與橫向鋼筋量大於 $0.002b_{ws}=1.6 \text{ cm}^2$ ，剪力連接梁設計成果如下圖所示

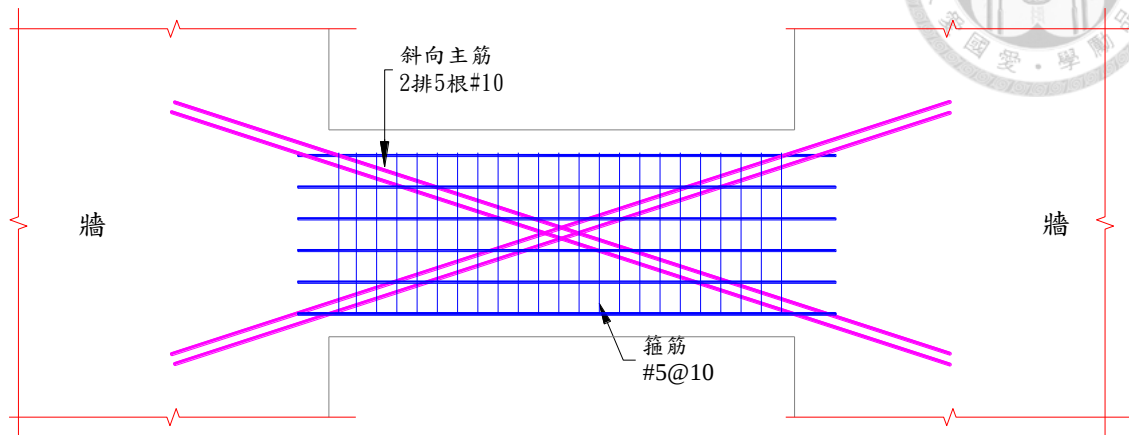


圖 5.22 3F 剪力連接梁設計結果

5.3.3 剪力連接梁採一般梁設計

如採 RC 規範 18.7.7.1 設計，將剪力連接梁按第 18.3.3 節至第 18.3.5 節之規定設計，依照 ETABS 之分析結果獲得 M_u 如下

撓曲鋼筋	控制載重組合	M_u
上層	$1.2DL+0.5LL+0.3EQV+1.0X$ 向動態地震力	121 tf-m
下層	$0.9DL-0.3EQV+1.0X$ 向動態地震力	144 tf-m

鋼筋需求量計算如下，上層需求為 35cm^2 ，配置 5-#10，下層需求為 42cm^2 ，配置 6-#10，同時檢核規範最大鋼筋量之上限，皆符合符合規範限制。

$$A_{s,\max} = \min\left(\frac{f'_c + 100}{4f_y}, 0.025\right) \times bd = 202\text{cm}^2 \quad (5-49)$$

計算剪力連接梁之剪力需求 V_u ，依照新版 RC 規範 18.3.5.1 計算設計剪力

$$V_p + V_g = V_u \quad (5-50)$$

其中 V_p 為彎矩強度 M_{pr} 之雙曲率彎矩作用於梁兩端接頭面上產生之剪力為 174.74 tf，而 V_g 為受到因數化重力載重與垂直地震力之加載為 93.7tf，得到設計剪力 V_u 為 183.71 tf。

根據新版 RC 規範 18.3.5.2，在梁之兩端由支承柱面向跨度中央 2 倍梁深之範圍當(a)與(b)皆發生時，於剪力設計中應假設 $V_c = 0$ ，其中

- (a) 在該長度範圍內，按新版 RC 規範第 18.3.5.1 節規定計算地震所引致之剪力至少為最大需求剪力強度之半，計算如下

$$V_p = 174.47\text{tf} > \frac{1}{2}V_u = 93.7\text{tf} \quad (5-51)$$

- (b) 含地震效應之因數化軸壓力 P_u 小於 $\frac{A_g f'_c}{20}$ ，計算如下式

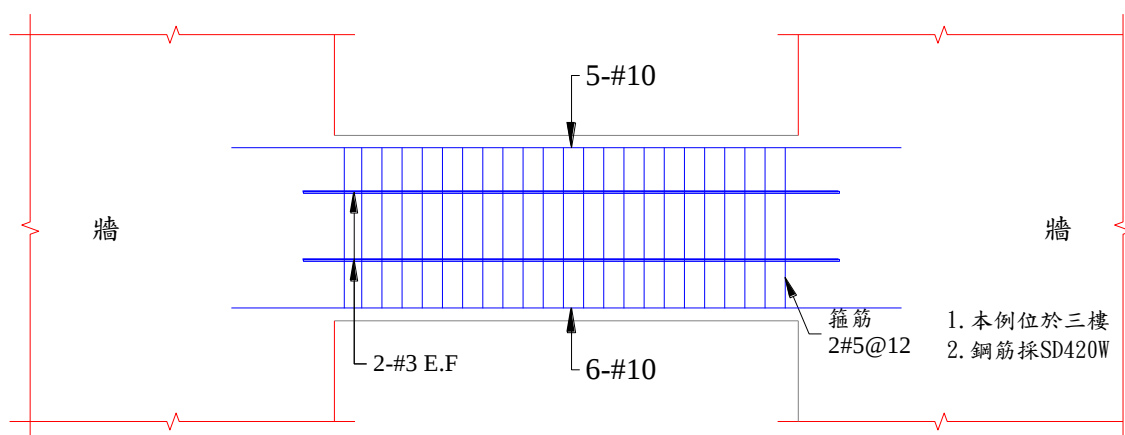
$$P_u = 22.5\text{tf} < \frac{A_g f'_c}{20} = 224\text{tf} \quad (5-52)$$

所以根據 RC 規範 18.3.5.2，本案例 $V_c = 0$ ，而設計剪力為 183.71tf，因此可以得知剪力筋強度需求 V_s 為

$$V_s = \frac{183.71}{0.75} = 244.95\text{tf} \quad (5-53)$$

根據 ETABS 分析結果，計算所需之剪力筋為，因此配置閉合箍筋為 2#5@12，同時滿足規範 18.3.4 最大間距之規定。

此連接梁的保護層厚度為 4 cm，進入牆端之縱向鋼筋需依照 RC 規範 18.7.2.5(a)之規定，伸展長度 l_d 應為 1.25 倍按受拉至 f_y 計得之值，配筋如下圖所示



第六章 結論與建議



根據土木 401-112 所設計之特殊結構牆，與過去工程上習慣支設計方法有相當的差異，包含對於橫向構材的檢討，設計力的修正，以及鋼筋細節上的調整，加上臺灣特色的結構系統，使得在規範中有許多需要設計考量的重點，同時擔任兩種角色的構件包含抗彎矩柱同時為剪力牆的一部份，甚至視為特殊邊界構材，而抗彎矩梁同時擔任橫向傳遞力量的構件，本章節綜合試驗過程與分析結果歸納出以下結論與建議，關於模型的建議與結論：

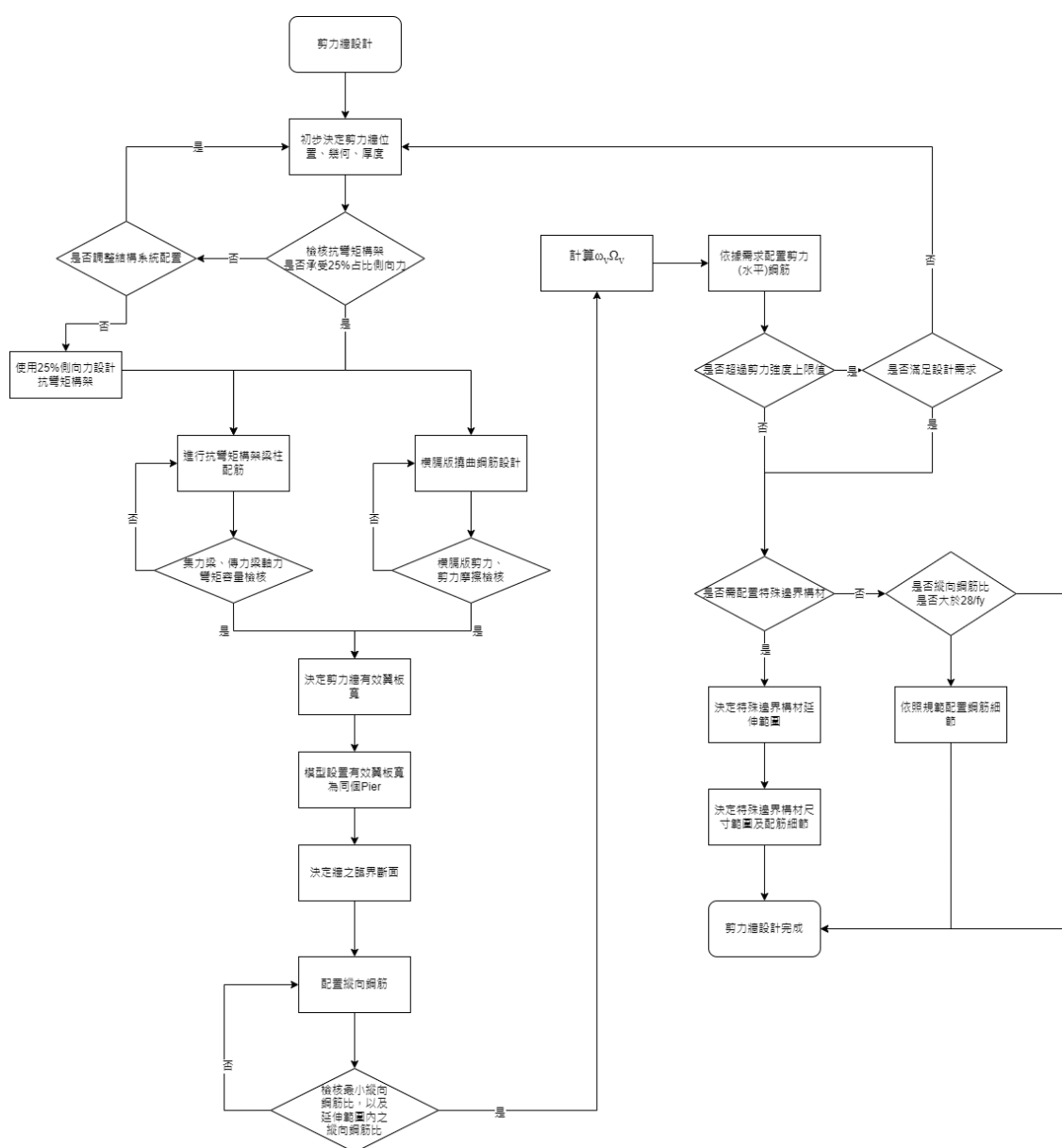
1. 在建立模型時建議以柔性橫隔板作為橫隔板，減少在一樓及地下一層的剪力過大，同時能夠獲得集力梁與傳力梁之軸力。
2. 以 shell 元素模擬剪力牆時應使用 mesh，避免造成力量無法有效地透過節點傳遞，同時 mesh 的程度會影像整體模型的穩定性以及分析效能。
3. 使用柔性橫隔板時，應注意給予側向力的方式應使用 User Coefficient，其在力量分布上會依照構件本身的自重分佈。
4. 模擬結構牆開孔上方的剪力連接梁時，須注意其兩側相接的牆體元素的穩定性，若為較細的網格元素應將其節點延伸至少一個元素以確保其穩定性。

而在橫向構材與剪力牆設計上的建議與結論：

1. 在設計橫向構材時應注意其同時擔任多種角色時的受力狀況，如同時需傳遞力量及抵抗地震力。以集力梁為例，軸力為橫向構材之需求，彎矩與剪力為抗彎矩構架之需求，因此需檢核兩者同時發生之情況下，構件是否能承受需求。
2. 在一樓的傳力構材須特別檢核，因其將上構總和的力量逐漸傳遞至地下室外牆，所以軸力會較集力構材增加許多。
3. 設計剪力牆時須注意臨界斷面之位置，因許多性質皆會以臨界斷面作為其延伸範圍的基準點。



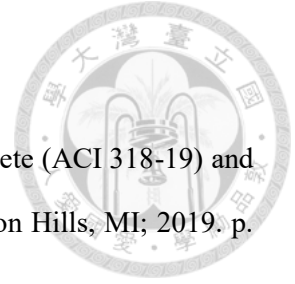
4. 進行邊界構材配筋細節時須先定義出邊界構材之範圍以及有效翼板之範圍，再進行處理。
5. 如果水平鋼筋延伸至邊界構材之區域內，且同時不需滿足箍筋長寬比小於 2 之規定時，則可以將其同時作為圍束鋼筋使用。
6. 對於邊界構材的配筋細節如果是較為複雜的牆體，在設計上與實際施作上會有配置難度增加。
7. 設計流程圖參考如下



關於新版 RC 規範與現行 RC 規範下的設計差異：

- 
1. 新版規範相較於現行規範對於剪力需求的放大造成剪力牆的厚度大幅的增加。現行規範中的牆體厚度可以 50 cm 設計，而使用新版規範則需使用 80 cm 之牆厚。
 2. 使用現行規範設計，在垂直筋的設計上同水平筋配置，使用雙層#7 間距 15 cm，而使用新版規範設計中，需注意牆端部的最小鋼筋比，此外整體垂直筋以軸力彎矩容量計算使用量，本例在牆端部位置配置雙層#7 間距 10 cm，其餘部分以間距 30 cm 配置。
 3. 使用現行規範設計，牆腹板部分使用 14 支#3 繫筋，採一端 90 度一端 135 度，而使用現行規範，在 Y 向牆部分使用 25 支#5 繫筋，採兩端皆耐震彎鉤，在圍束使用量上較為增加。
 4. 在不考量翼板的情況下設計剪力牆，單以端部的柱作為特殊邊界構材，因此配筋增加為 28-#10，在考慮翼板的情況下，柱鋼筋僅需 24-#10 配置。

參考文獻



- [1] ACI Committee 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary (ACI 318R-19). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI; 2019. p. 623.
- [2] 新版混凝土結構設計規範. 中華民國內政部營建署. 2022.
- [3] 建築物耐震設計規範及解說. 中華民國內政部營建署. 2022.
- [4] Integrated Building Design Software. Concrete Shear Wall Design Manual
- [5] CSI-ETABS (2013). V. 9. Computers and Structures, Inc.
- [6] CSiCol (2013). V. 9. Computers and Structures, Inc.
- [7] CSI Section Builder 8. Computers and Structures, Inc.
- [8] Design Guide on the ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete. Concrete Reinforcing Steel Institute. 2020