



新北市板橋浮洲合宜住宅 新建工程結構安全鑑定 A2 區鑑定報告書

一、委任單位：日勝生活科技股份有限公司

聯絡地址：臺北市大同區市民大道1段209號4樓

聯絡人：傅叔宸 協理

聯絡電話：(02)7733-8888

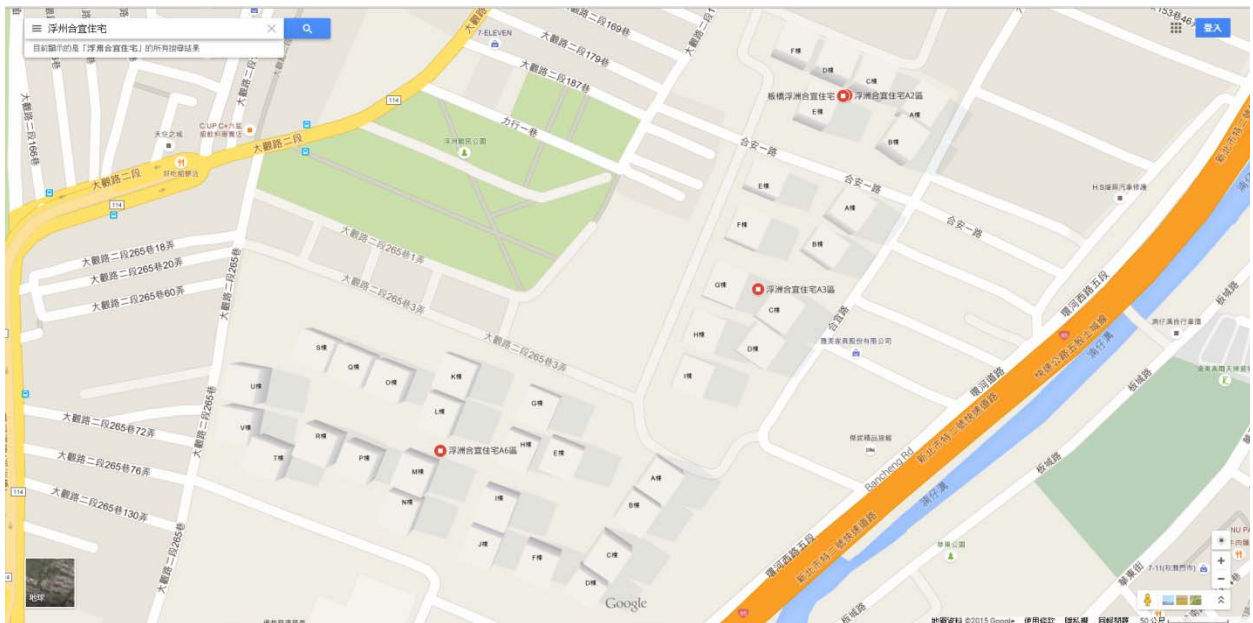
二、委任日期及檔：民國104年5月26日委任單位鑑定申請書(詳附件一)

三、鑑定範圍及鑑定標的物坐落、構造及用途

鑑定標的物「新北市板橋浮洲合宜住宅新建工程」(以下簡稱浮洲合宜住宅)係內政部營建署依據行政院核定之「健全房屋市場方案」及「新北市板橋浮洲榮民公司及周邊地區興建合宜住宅投資興建計畫案」,以公開方式標售基地,由本案委任單位日勝生活科技股份有限公司(以下簡稱日勝生公司)得標並於民國100年11月21日與內政部營建署完成簽約。板橋浮洲合宜住宅由日勝生公司負責規劃、設計、興建及監造等工作,營建署委託臺億建築經理股份有限公司(以下簡稱臺億公司)負責履約管理等事宜,設計單位為吳昌成建築師事務所,監造單位為張錫堅、鄭雅源建築師事務所,施工則由新亞建設開發股份有限公司及泰誠發展營造股份有限公司聯合承攬(Joint Venture)。

浮洲,因位處大漢溪沖積而成之溪洲之上,西側被大漢溪,東側被滷仔溝溪兩條溪流所環繞,形狀宛如飄浮在河流上之沙洲,故稱之為『浮洲』。

板橋浮洲合宜住宅基地坐落於浮洲地區都市計劃範圍南側,位於大觀路二段之東側,滷仔溝溪之西側及台鐵浮洲簡易車站之南方,基地總面積約110309.5 M²。



板橋浮洲合宜住宅規劃設計時將全區分割為 A2 區，A3 區及 A6 區，分別領有 101 板建字第 300 號建造執照(A2 區)、101 板建字第 301 號建造執照(A3 區)及 101 板建字第 302 號建造執照(A6 區)。其中 A3 區因建築配置，又以基地內劃設之道路區分為 A3-1 區(或稱 A3 北區)及 A3-2 區(或稱 A3 南區)；A6 區也因建築配置，以基地內劃設之道路區分為 A6-1 區(或稱 A6 西區)及 A6-2 區(或稱 A6 東區)。板橋浮洲合宜住宅全區總樓地板面積約為 705557.18M²，共有 37 棟地上 21-24 層，地下三層建築物，全區規劃為 4831 戶。



本鑑定案全案之鑑定範圍包含「新北市板橋浮洲合宜住宅新建工程」A2區、A3區(含A3-1區與A3-2區)及A6區(含A6-1區與A6-2區)等之全部建築物(以下簡稱全區)。為配合實際建築配置，鑑定報告分為A2區、A3-1區、A3-2區、A6-1區及A6-2區五部分，分別撰寫。

本報告為A2區鑑定報告。

A2區位於「新北市板橋浮洲合宜住宅新建工程」基地之北側，基地面積約 18138.22M^2 ，地面以上分為A、B、C、D、E及F共6棟，其中，A棟及F棟為地上21層，B棟、C棟、D棟及E棟為地上24層，標的物各棟於一層均有夾層，地下室則6棟連結為一整體共有三層(詳附件二)。A2區各棟一層及一層夾層樓高均為3M，2層至24層樓高均為3.3M，地下一層樓高4.3M，地下二層及地下三層樓高3.05M，A2區總樓地板面積約為 123409.19M^2 (含陽台)。A2區建築物為鋼筋混凝土造結構，地面層(含夾層)主要做為店舖使用，地上2層至地上24層主要做為住宅使用，地下一層至地下三層除變電室等設備空間外主要做為停車場使用。

本鑑定案進行時A2區已完工，新北市政府於民國104年2月6日核發104板字第057號使用執照，民國104年4月15日開始交屋並有部分住戶入住。

本A2區鑑定報告之鑑定範圍均專指A2區各棟建築物及A2區地下室。

四、鑑定要旨

民國104年4月29日媒體報導板橋浮洲合宜住宅承購戶發現A2區地下停車場出現多處梁裂縫，裂損主要發生在A2區C、D、F三棟之地下一層及地下二層。民國104年4月30日新北市政府工務局會同民意代表、住戶代表會勘後更進一步發現，包括A2、A3、A6區的地下室部分大梁有多條裂縫，部分區域甚至出現滲水、漏水情形。

由於發現裂損現象之範圍持續擴大，引起住戶對居住安全之疑慮，浮洲合宜住宅住戶乃籌組「浮洲合宜住宅自救會」(以下簡稱自救會)，並向營建署、新北市政府工務局等單位陳情。營建署於民國104年5月1日接受住戶陳情意見後，決議請日勝生公司儘速對住戶訴求研議妥善處理方案。案經日勝生公司研議後，於民國104年5月4日發出聲明稿，其中有關結構安全部分說明如下



：「結構安全鑑定：日勝生公司同意將由住戶代表、主管機關及本公司分別委任第三方公正單位進行相關結構安全鑑定。」。

內政部營建署為維護浮洲合宜住宅結構安全及協助辦理建築物結構安全鑑定，於民國 104 年 5 月 7 日假營建署召開「研商板橋浮洲合宜住宅建築物結構安全鑑定工作會議」，以匯集各方意見共同研商後續結構安全鑑定辦理方向及原則。

經討論後綜合彙整與會各方建議，該會議作出決議，其中部分決議內容節錄如下：

1. 營建署將委請新北市土木技師公會及新北市結構技師公會等兩大公會共同辦理結構安全鑑定工作，並於民國 104 年 5 月 14 日（星期四）前提出建築物結構安全鑑定計畫。
2. 浮洲合宜住宅自救會承諾於 104 年 5 月 14 日前推舉 2 個第三方公正專業技師公會名單予營建署，若無法提供名單則視同放棄提出，併採以營建署委請之技師公會所作建築物結構安全鑑定報告為準。
3. 所有參與結構安全鑑定報告之技師公會，係對於板橋浮洲合宜住宅全區（即 A2、A3 及 A6 基地）進行建築物結構安全鑑定，安全鑑定報告內容應包含發生之原因、鑑定是否安全狀態及研提解決改善方法，所有安全鑑定費用由日勝生公司負責支付。
4. 嗣後各區專業技師公會進行結構安全鑑定作業時，採資訊公開透明方式辦理，將由各區承購戶代表（A2、A3、A6 東側及 A6 西側各 10 位，合計約 40 位成員）陪同。另請日勝生公司於專業技師公會進入勘查時，確實提供大梁裂紋相關資料與數據供對照，以利後續補強改善作業，俾確保在結構安全無虞情況下，儘早讓所有住戶有安全安心的家。」

自救會根據上述決議，於民國 104 年 5 月 13 日指定臺北市結構工程工業技師公會（以下簡稱本公會）及台中市結構工程技師公會（以下簡稱台中結構公會）擔任自救會指定之鑑定單位，並由日勝生公司向本公會提出申請，希望藉由本鑑定案，釐清裂損發生原因，確認浮洲合宜住宅結構安全性，並提出修復補強建議方案，以消除承購戶對結構安全及施工品質之疑慮。



五、 鑑定工作內容

1. 資料蒐集
2. 現況調查(紀錄並拍照)
3. 鋼筋配置檢測(梁柱主、箍筋、保護層厚度檢測屬非破壞性檢測)
4. 材料試驗
 - (1) 混凝土鑽心試體抗壓強度試驗
 - (2) 混凝土中性化深度試驗
 - (3) 混凝土中水溶性氯離子含量試驗
5. 標的物牆柱角傾斜率及梁底高程測量
 - (1) 標的物牆柱角傾斜率測量
 - (2) 一層、地下一層及地下二層梁底高程測量
6. 標的物結構安全評估
7. 標的物損害原因研判
8. 修復、補強方案建議

六、 鑑定經過

1. 民國104年5月13日自救會決定委託本公會及台中結構公會擔任自救會指定之鑑定單位。
2. 民國104年5月19日營建署召開鑑定工作內容協調會，邀請本公會、台中結構公會、新北市結構工程技師公會、新北市土木技師公會及台灣省土木技師公會共5公會及自救會、新北市政府工務局等單位參加，協商鑑定工作內容。
3. 民國104年5月26日日勝生公司發函向本公會申請鑑定(詳附件一)。
4. 民國104年5月29日本公會以(104)北結師雄(十一)字第1040332號函送鑑定工作計劃，鑑定費用明細表予委任單位，詳細說明鑑定範圍及鑑定工作內容(詳附件一)。
5. 民國104年6月1日自救會代表、日勝生公司與前述5公會協調鑑定工作內容，但針對鑑定範圍是否包含地面以上各樓層，以及地面以上各樓層是否進



- 行鑽心取樣部分無法達成協議。
6. 民國104年6月12日立法委員姚文智邀請營建署、日勝生公司、新北市政府、自救會代表、本公會及台中市結構公會等單位於立法院再度召開協調會。
 7. 民國104年6月18日日勝生公司與本公會簽訂本鑑定案委託契約。
 8. 民國104年6月25日本公會鑑定技師開始會同委任單位及自救會代表至標的物進行現場勘查，瞭解標的物現況，拍照並記錄，現場勘查工作持續進行至民國104年7月25日（勘查紀錄及照片如附件八）。
 9. 民國104年7月1日本公會委託之久怡工程實業有限公司開始至標的物各樓層進行鑽心取樣，鑽取混凝土試體供作混凝土抗壓強度試驗、中性化深度試驗及混凝土中水溶性氯離子含量試驗之用。現場取樣後並送至華光工程顧問股份有限公司臺北試驗室進行相關試驗。鑽心取樣持續進行至民國104年8月4日（試體鑽孔位置及試驗報告詳附件四）。
 10. 民國104年7月1日本公會委託之北極星測繪科技有限公司開始至現場進行標的物牆柱角傾斜率測量及一層、地下一層及地下二層梁底高程測量，測量工作持續進行至民國104年7月27日（測量成果報告書如附件五）。
 11. 民國104年7月7日本公會委託之聚大地球科技有限公司開始至現場抽樣檢測梁柱鋼筋配置（鋼筋配置檢測成果報告書如附件六）。
 12. 民國104年5月29日及7月13日本公會分別於以（104）北結師雄（十一）字第1040332號函及（104）北結師銘（十二）字第1040487號函請日勝生公司提供鑑定工作需要資料（詳附件一）。
 13. 民國104年7月13日本公會以（104）北結師銘（十二）字第1040488號函請新北市政府工務局提供鑑定工作需要資料（詳附件一）。



七、鑑定依據

1. 委任單位申請函及鑑定工作計畫書(詳附件一)。
2. 委任單位提供之標的物原設計建築圖說(詳附件二)。
3. 委任單位提供之標的物原設計結構設計圖說及結構計算書(詳附件三)。
4. 鑑定標的物混凝土鑽心試體抗壓強度試驗、中性化深度試驗及混凝土中水溶性氯離子含量檢測報告書(詳附件四)。
5. 鑑定標的物牆柱角傾斜率測量及一層、地下一層及地下二層梁底高程測量成果報告書(詳附件五)。
6. 鑑定標的物鋼筋配置檢測成果報告書(詳附件六)。
7. 台中市結構工程技師公會委託璞岩工程顧問有限公司所完成之「新北市板橋區浮洲合宜住宅補充地基土壤探查報告書(A2區)」(部分內容節錄如附件七)。
8. 委任單位原委託中聯工程顧問有限公司製作之「浮洲合宜住宅(A2)新建工程地質紀實調查及基本分析報告書」(部分內容節錄如附件七)。
9. 鑑定標的物現況勘查紀錄及照片(詳附件八)。
10. 自救會提供之標的物裂損紀錄及照片(詳附件八)。
11. 本公會重新建立分析模型進行結構分析及梁、柱、剪力牆配筋比對成果(詳附件九)。
12. 內政部頒布之「建築技術規則」。
13. 內政部頒布之「建築物耐震設計規範及解說」，民國100年7月1日施行。
14. 內政部頒布之「混凝土結構設計規範及解說」，民國100年7月1日施行。



八、標的物現況勘查成果

建築物損壞調查主要目的在瞭解標的物現況裂損情形，做為結構安全評估之依據。施作方式為將標的物梁、柱、版、牆及裝修飾材之裂損予以量測、拍照及紀錄，並依裂縫發生位置、形狀等予以分類為結構性、非結構性裂縫，以作為修復、補強及結構安全評估之依據。

本公會鑑定技師於民國 104 年 6 月 25 日起，會同委任單位及自救會代表至標的物各棟進行現場勘查，(照片及紀錄詳附件八)，勘查結果整理如下：

1. 一層以上損壞調查成果彙整

- (1)部份電燈開關或緊急求救鈴位置 RC 牆沿管線方向發生縱向裂紋。
- (2)部份 RC 牆及輕隔間牆窗角、門角有斜向裂紋。
- (3)部份 RC 牆及輕隔間牆乾縮裂紋。

2. 一層及地下一層至地下三層損壞調查成果彙整

- (1)高樓區與連續壁間之正交梁、牆，靠近主結構端梁底撓曲裂縫，靠近連續壁端則有剪力斜裂縫，隔間及車道牆有 45°斜向裂縫。
- (2)高樓區與中庭區之連接梁，部分有撓曲裂縫產生。
- (3)部分地下二層高樓區最外跨與連續壁平行之大梁(軸線 Y-2)，有多條撓曲裂縫。
- (4)小梁搭大梁及一層梁上柱下方之梁，部分有剪力裂縫。
- (5)梁側面均布之垂直裂縫。
- (6)部分梁有水準縱向(沿梁走向)裂縫。
- (7)地下三層連續壁有滲水現象。
- (8)C、D、F 棟一層後院花園處採降版處理施作景觀花園設施，降版處樓版龜裂滲水嚴重。
- (9)中庭區一層降版處部分樓版裂縫滲水。
- (10)一層店面外挑一跨與連續壁正交之隔間牆普遍有斜裂縫。

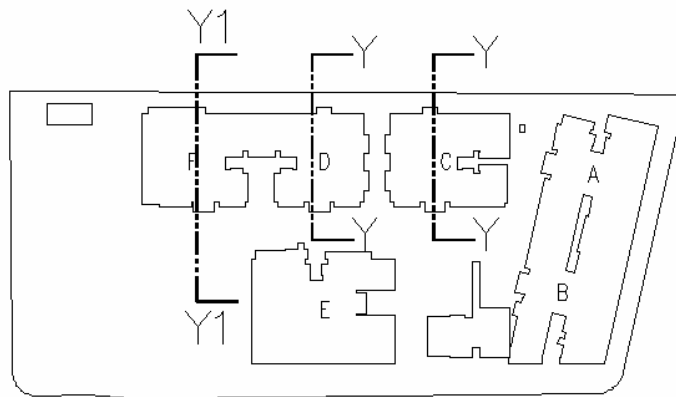
3. 非結構體損壞

現場勘查時發現部分非結構體之瑕疵，雖不會影響標的物結構安全，但可能會造成住戶人身、財產損失，茲整理如下：

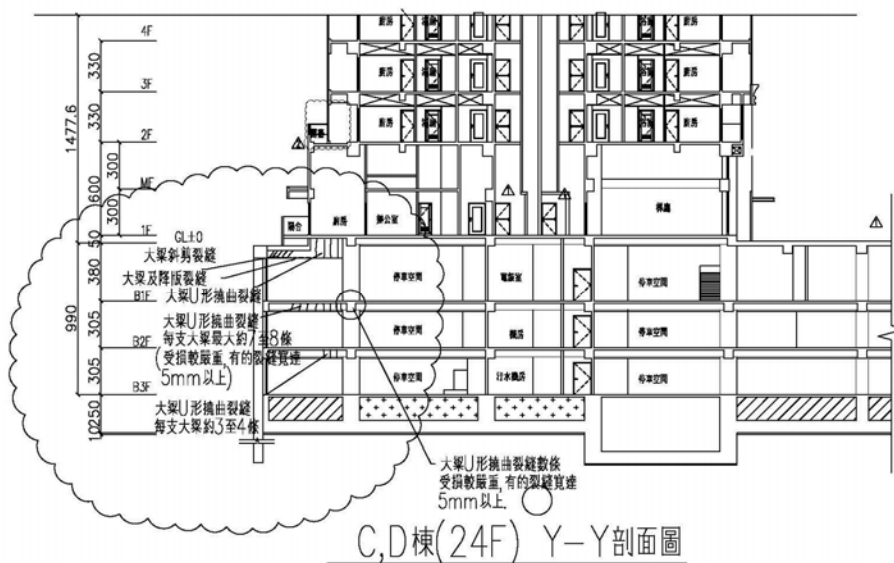


- (1) 部份公共樓梯不銹鋼扶手欄杆與 RC 樓梯相接之膨脹螺栓部份未確實鎖固且部份未施做墊片。
- (2) 部份陽台鋁格柵晃動，膨脹螺栓未確實鎖固。
- (3) 中庭花園花架之鋼梁柱接合處，鋼梁上下翼板均未銲接且螺栓均未加墊片鎖固。
- (4) 二房型陽台瓦斯管線縫隙未確實封填，易產生滲水、漏水問題。

A2 區 C、D、F 棟平面配置

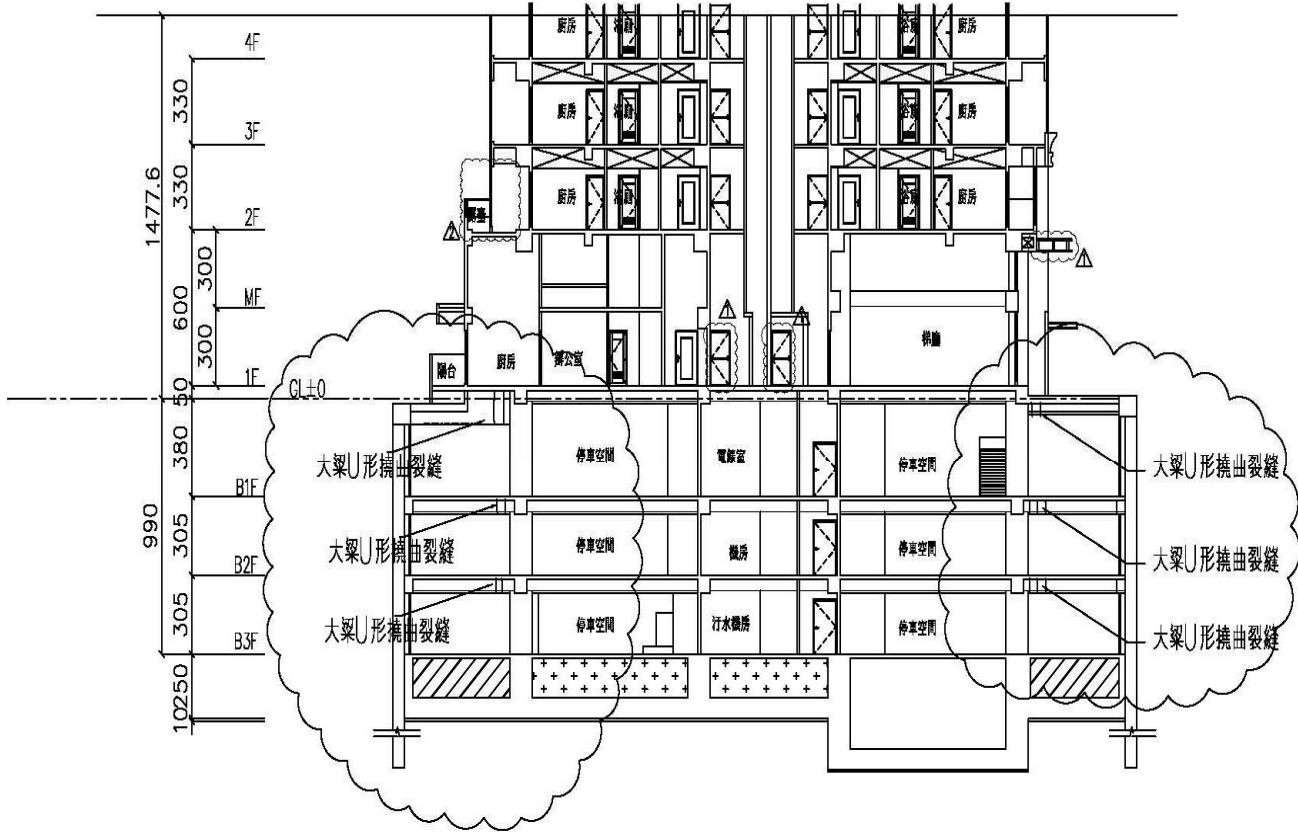


C、D棟剖面損壞示意

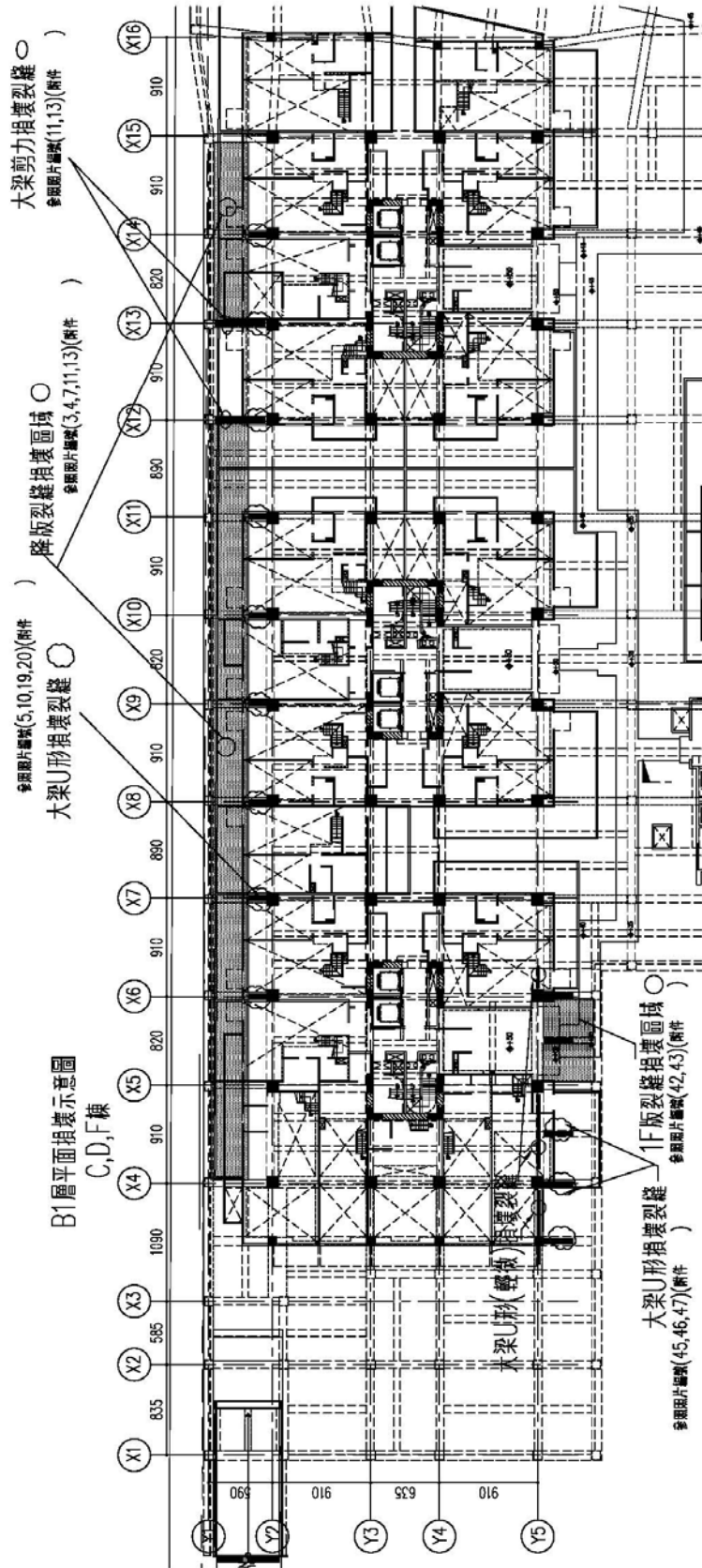


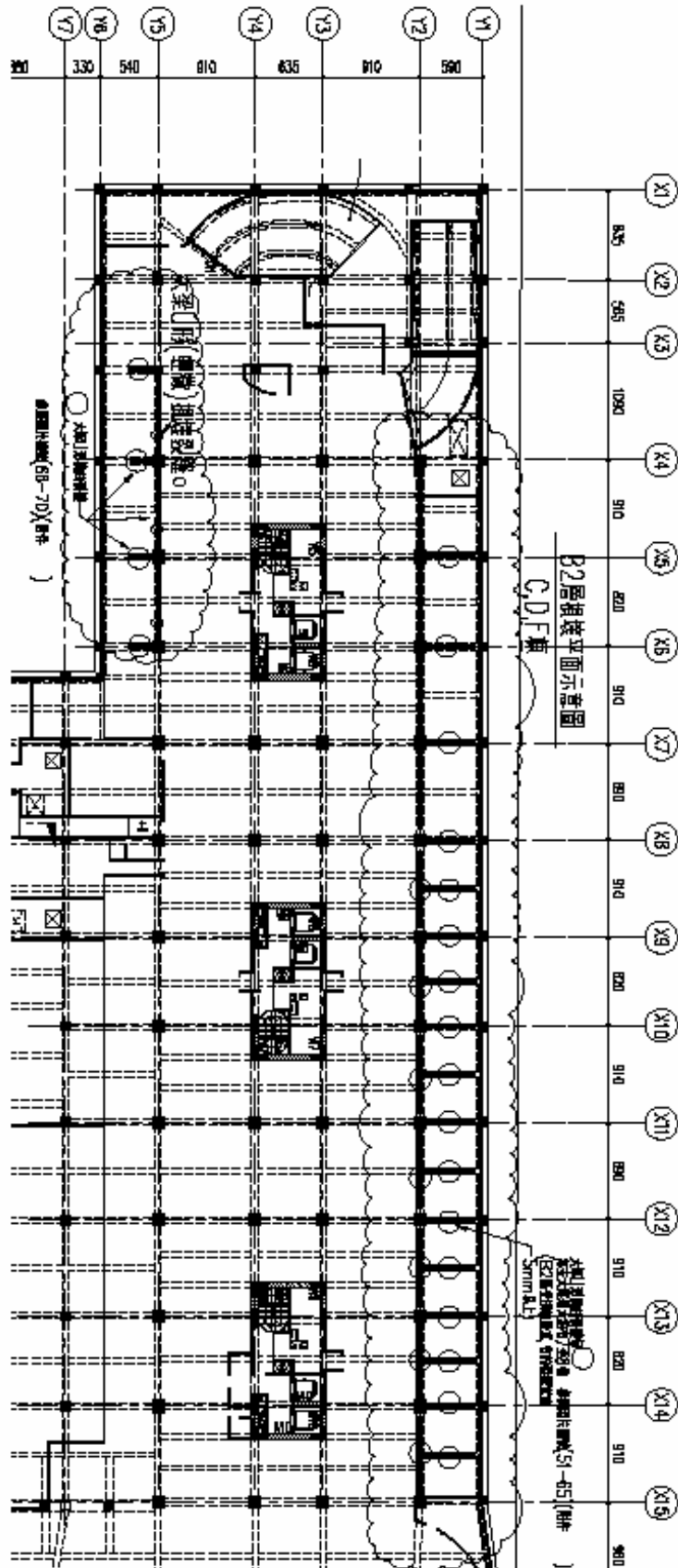


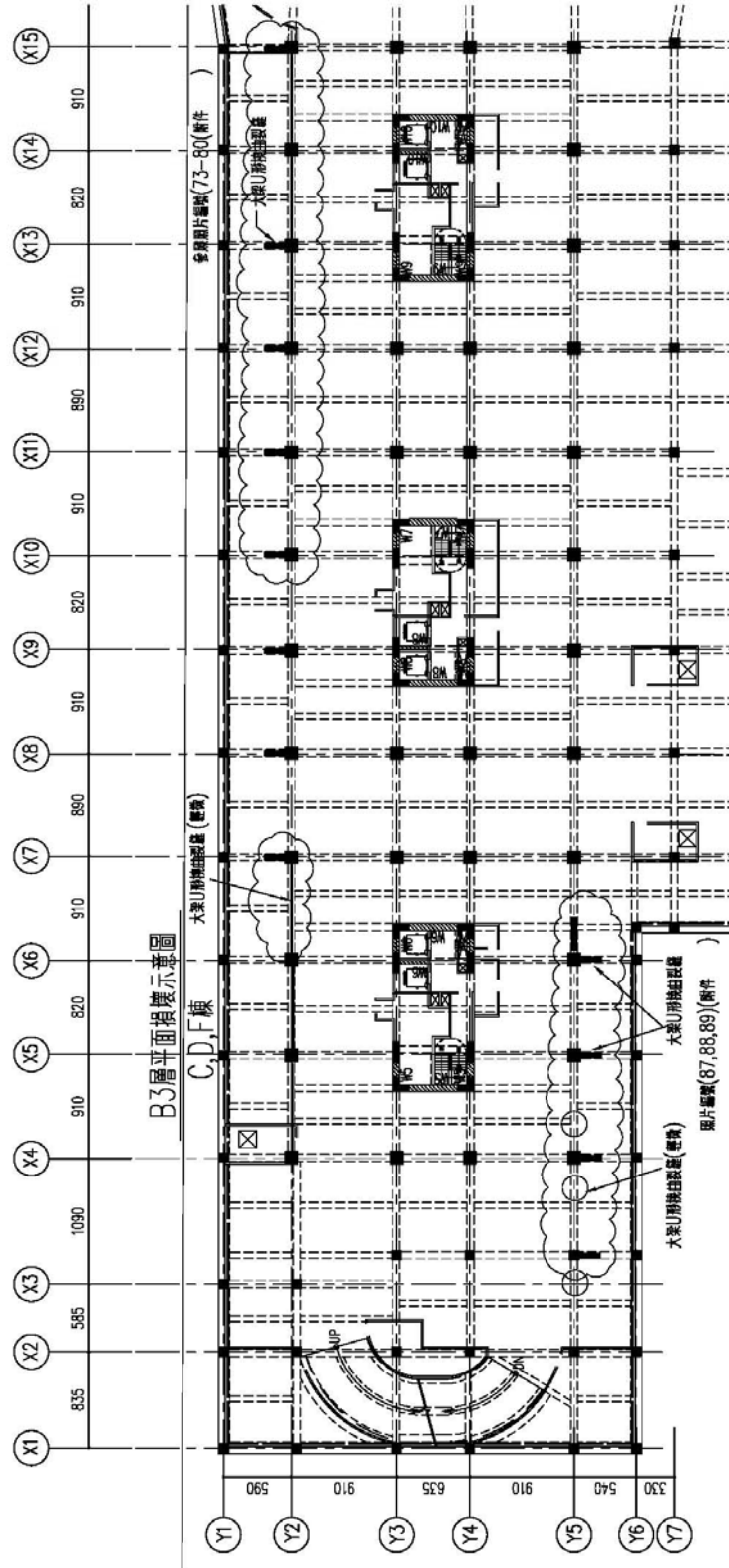
F棟 剖面損壞示意



F棟(21F) Y1-Y1剖面圖









九、混凝土材料試驗

為瞭解標的物結構體混凝土抗壓強度、中性化深度及混凝土中水溶性氯離子含量，本公會委託久怡工程實業有限公司於民國 104 年 7 月 1 日至 8 月 4 日間赴現場鑽心取樣，取樣後進行混凝土中性化深度試驗，並將當天所有鑽心試體送至華光工程顧問有限公司臺北試驗室進行試驗。

為保證施作過程公正性及客觀性，依據協商結果，鑽心取樣時本公會均派人錄影存證，並請會同取樣之委任單位、自救會代表及鑑定技師於試體上簽名留證。

依據營建署召開之本案鑑定工作協調會議結論，基於資源共用、資訊共用原則，本鑑定案現場鑽心取樣及混凝土材料試驗工作由本公會及台中結構公會負責，並將試驗結果提供其他參與鑑定公會。本公會與台中結構公會後續協商結果，浮洲合宜住宅全區共 37 棟建築物中，本公會負責執行 A2 區之 A 棟、B 棟、C 棟，A3-2(A3 南)區之 C 棟、D 棟、G 棟、H 棟、I 棟及 A6-1(A6 西)區之 K 棟、L 棟、M 棟、N 棟、O 棟、P 棟、Q 棟、R 棟、S 棟、T 棟、U 棟、V 棟共計 20 棟，其餘包括 A2 區之 D 棟、E 棟、F 棟，A3-1(A3 北)區及 A6-2(A6 東)區共 17 棟則由台中結構公會負責執行。

鑽心取樣原則上按樓層別，各樓層取 3 個試體，但因標的物建築配置現況及部分樓層因無法取得住戶同意書，部分樓層只能鑽取 2 個試體。鑽心取樣後所留下孔洞當天收工前即以無收縮水泥砂漿修補。鑽心試體取樣位置及試驗報告詳附件四。

9.1 標的物混凝土鑽心試體抗壓強度試驗結果：

依混凝土結構施工規範規定：「混凝土鑽心試體抗壓試驗同一組試體試驗壓力強度平均值如大於設計強度 85%，且無單一試體之試驗壓力強度小於設計強度之 75%可視為合格。」依據委任單位提供之原結構設計圖，地下 3 層至地上 9 層（含 10 層梁、版）混凝土設計強度 $f_c' = 350\text{kgf/cm}^2$ ，地上 10 層（不含 10 層梁、版）至屋頂層混凝土設計強度 $f_c' = 280\text{kgf/cm}^2$ 。因此，本案地下 3 層至地上 10 層鑽心試體抗壓試驗合格之平均強度應為 297.5kgf/cm^2 ，單一試體合格強度應為 262.5kgf/cm^2 ；地上 11 層至屋頂層鑽



心試體抗壓試驗合格之平均強度應為 238kgf/cm^2 ，單一試體合格強度應為 210kgf/cm^2 。

試驗結果顯示標的物各樓層之混凝土平均抗壓強度除 D 棟 10 層、E 棟 17 層及 F 棟 10 層未達合格標準外，其餘各樓層以及 A2 區一層至地下二層樓層平均抗壓強度均達到合格標準。個別試體之抗壓強度小於設計強度之 75% 者在 E 棟 17 層有 2 個，在 F 棟 10 層及 5 層各有 1 個，在地下一層共有 3 個(B 棟、C 棟及 E 棟各 1 個)，在地下二層共有 8 個(A 棟 1 個、B 棟 2 個、D 棟 3 個及 E 棟 2 個)；總計個別試體之抗壓試驗未達合格標準者共 15 個，佔 A2 區總鑽心試體 468 個之 3.2%。整體而言，A2 區混凝土鑽心試體抗壓強度尚屬正常，各棟混凝土鑽心試體抗壓強度試驗結果及彙整表詳附件四。

9.2 標的物混凝土中水溶性氯離子含量試驗結果：

為瞭解標的物結構體現有混凝土中水溶性氯離子含量，於前述鑽心試體取樣進行抗壓強度試驗後，從各樓層 3 個試體中抽取 1 個進行混凝土中水溶性氯離子含量檢測。

依據中國國家標準 CNS 3090(民國 87 年版)規定，鋼筋混凝土耐久性構件混凝土中最大水溶性氯離子含量(依水溶法)不得大於 0.3kg/m^3 。據此標準，A2 區各棟各樓層之混凝土中氯離子含量均小於 CNS 3090 規定，沒有氯離子含量過高之虞，檢測結果及彙整表詳附件四。

9.3 標的物混凝土中性化深度試驗

水泥水化後會產生鹼性的氫氧化鈣，若混凝土的滲透性大，裂縫和孔隙多，空氣中或水中的二氧化碳會侵入混凝土和氫氧化鈣起反應，生成溶解性較低呈中性的碳酸鈣，會使混凝土的 PH 值降低，此即混凝土碳化作用，一般稱為混凝土中性化。混凝土中性化產生之主要傷害係因其能分解混凝土強度提供者—膠體，以致於混凝土強度降低；若繼續碳化，則碳酸鈣會轉變成溶解性較高的碳酸氫鈣，並由混凝土中析出而增加混凝土的孔隙，亦會使裂縫加寬，導致鋼筋易受腐蝕。

本案利用現場鑽心取樣試體，將酚酞溶液直接噴在鑽心試體表面，利用酚酞溶液遇鹼性物質會變成粉紅色的特性，量取鑽心試體未變色部份的



深度扣除表面裝修、粉刷層厚度即所謂的中性化深度，混凝土鑽心試體中性化深度檢測結果顯示(詳附件四)，試體中性化深度均小於梁保護層厚度5CM(本案為綠建築)，整體而言混凝土對鋼筋的保護、防蝕功未受到影響。

十、標的物牆柱角傾斜率測量及一層、地下一層及地下二層梁底高程測量成果

10.1 標的物牆柱角傾斜率測量成果

為瞭解標的物傾斜情況本公會委託北極星測繪科技有限公司於民國104年7月1日起至現場進行標的物牆柱角傾斜率測量，測量成果顯示A2區標的物各棟之牆柱角傾斜率均小於1/200(測量成果報告書如附件五)，整體而言標的物無明顯傾斜情形。

10.2 標的物一層、地下一層及地下二層梁底高程測量成果：

為瞭解標的物各柱位間是否有因為軸向壓縮變形、基礎土壤瞬時沉陷、壓密沉陷等因素而造成柱位間差異沉陷，本公會委託北極星測繪科技有限公司於民國104年7月1日起至現場進行標的物一層、地下一層及地下二層梁底高程測量，測量方法主要於標的物地下室選取X、Y向柱線，量測柱線上各柱位於梁柱交界面處梁底高程，假設該點代表柱在該樓層之高程，藉由計算同一樓層同一柱線上各柱高程差可瞭解柱位間是否有差異沉陷及其角變位量(測量成果報告書如附件五)。

理論上各測點高程測量成果應與各該點之原始高程值比對後得到該柱之沉陷量，再據以計算各測點間之高程差，進而求出各測點間之角變位量。本案因無各測點之原始高程值，所以假設標的物完工後梁底為完全水準(各測點間原始狀態為無高程差)，由標的物梁底高程測量成果計算各柱位間角變位量，依此標準，標的物差異沉陷量歸納整理詳附件五。

因無各測點梁底高程初始值做比對，故本次鑑定梁底高程測量所得的梁底相對高程差及角變位，包含土層沉陷、垂直構材軸向變形及施工誤差等因素，無法據此計算構材相對變位所增加之應力。

各構架測點梁底相對高程差及角變位彙整說明如下：



1. 地下二層梁底相對高程差及角變位

- (1). C、D、E 棟大樓主體與連續壁間正交梁，由梁底相對高程差所求得之角變位為 $1/123 \sim 1/400$ ，最大角變位為 $1/123$ (軸線 X11)；A、B 棟大樓主體與連續壁間正交梁，由梁底相對高程差所求得之角變位為 $1/90 \sim 1/158$ ，最大角變位達 $1/90$ (軸線 Z8)；F 棟大樓主體與連續壁間正交梁，其梁底相對高程差所求得之角變位為 $1/243 \sim 1/542$ 。
- (2). 構架測點之梁底最大高程差達 9.2cm (軸線 X8)。

2. 地下一層梁底相對高程差及角變位

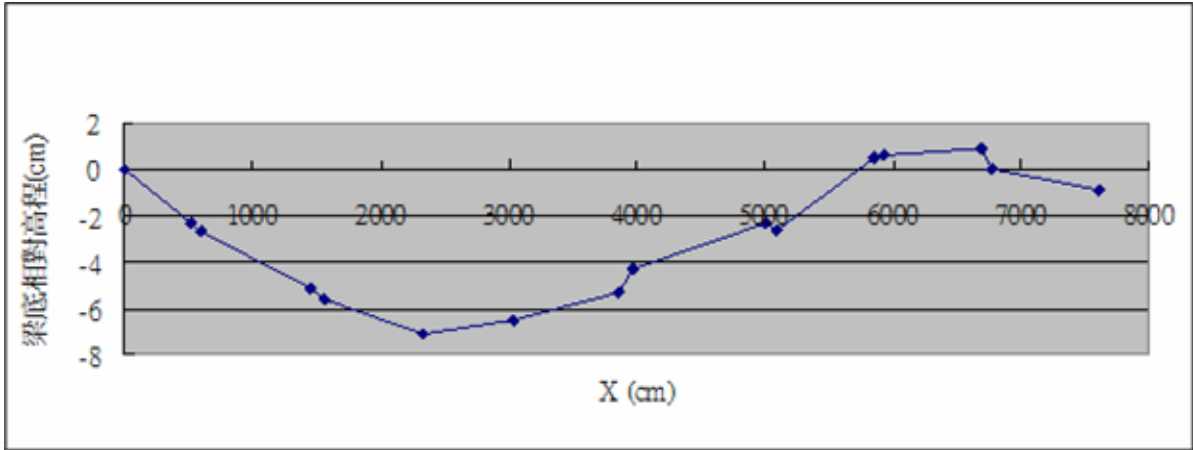
- (1). C、D、E 棟大樓主體與連續壁間正交梁，由梁底相對高程差所求得之角變位為 $1/100 \sim 1/242$ ，最大角變位為 $1/100$ (軸線 X11)；A、B 棟大樓主體與連續壁間正交梁，由梁底相對高程差所求得之角變位為 $1/94 \sim 1/181$ ，最大角變位達 $1/94$ (軸線 Z6)；F 棟大樓主體與連續壁間正交梁，其梁底相對高程差所求得之角變位為 $1/133 \sim 1/307$ ，最大角變位為 $1/133$ (軸線 X11')。
- (2). 構架測點之梁底最大高程差達 9.6cm (軸線 Y5-Z5)。

3. 一層梁底相對高程差及角變位

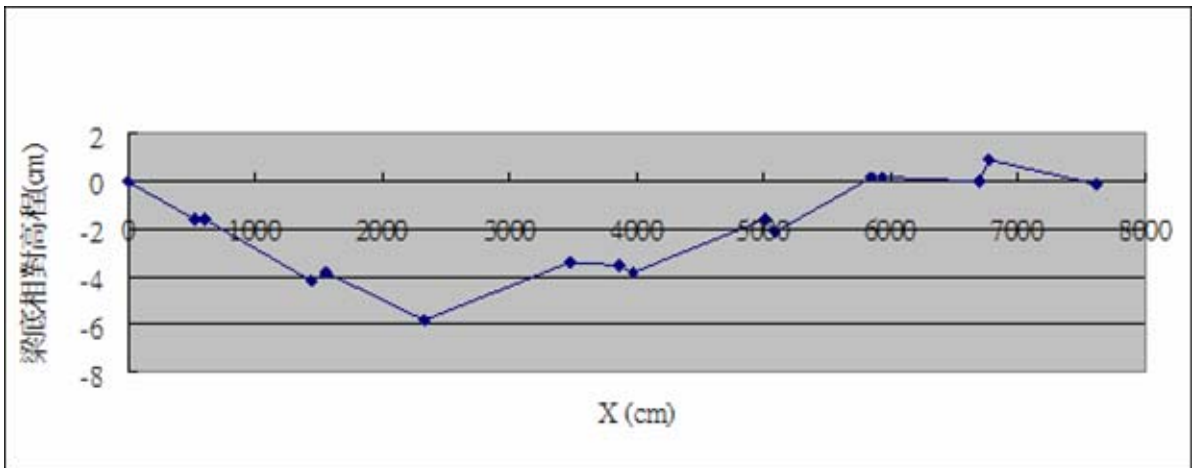
- (1). C、D、E 棟大樓主體與連續壁間正交梁，由梁底相對高程差所求得之角變位為 $1/75 \sim 1/980$ ，最大角變位為 $1/75$ (軸線 X8)；A、B 棟大樓主體與連續壁間正交梁，由梁底相對高程差所求得之角變位為 $1/74 \sim 1/156$ ，最大角變位達 $1/74$ (軸線 Z7)；F 棟大樓主體與連續壁間正交梁，其梁底相對高程差所求得之最大角變位為 $1/358$ (軸線 X8)。
- (2). 一層梁底相對高程差因受樓版面高差及梁斷面配合植栽、造景及覆土深度不一的影響，構架測點之梁底最大高程差達 83.6cm (軸線 Y5-Z5)。將各梁底高程測點依其平面位置整理成一軸線，以平面位置為 X 座標，以兩底相對高成為 Y 座標(假設位於連續壁上之測點 Y 座標為 0)，並將同一軸線地下一層與地下二層兩層並列整理如下(詳附件五)：



B1F-Y10 軸線

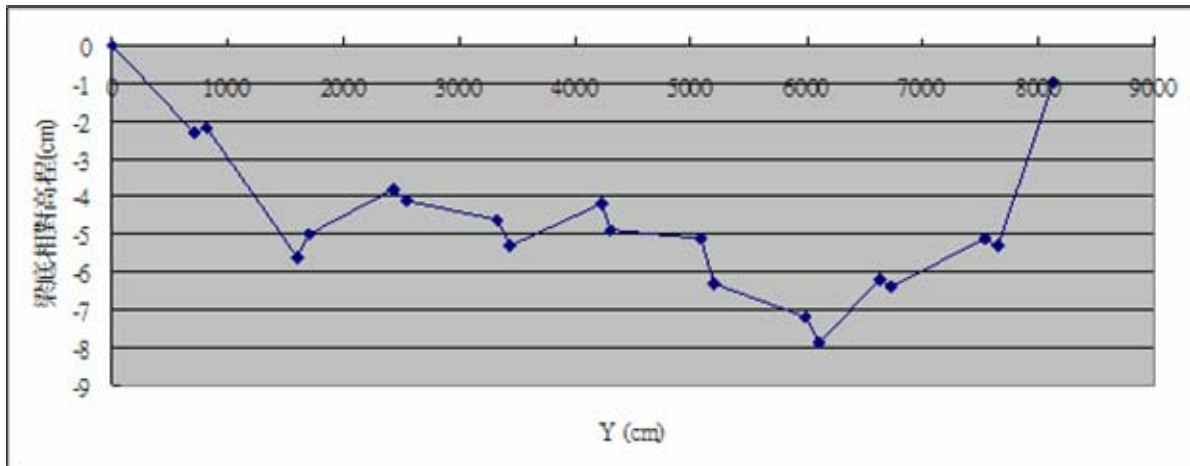


B2F-Y10 軸線

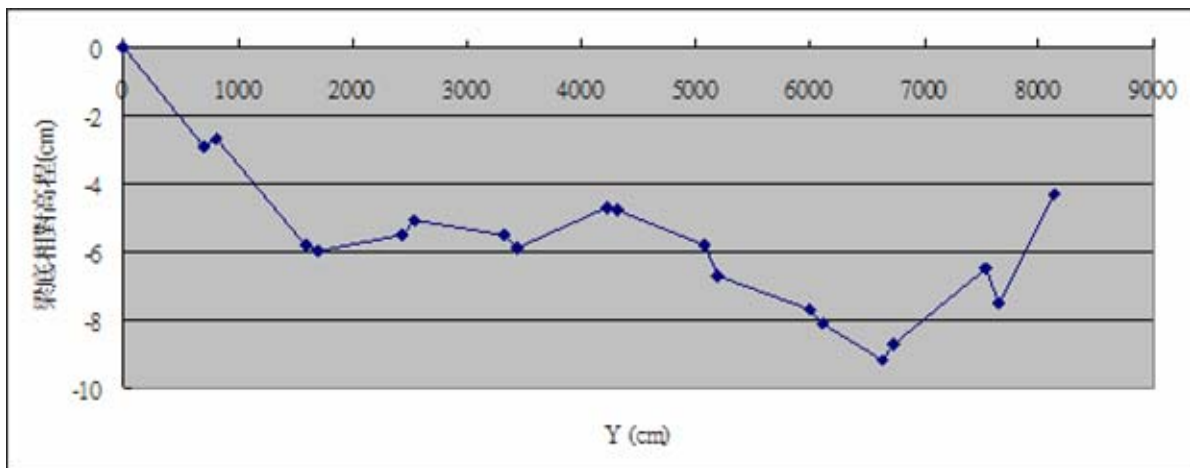




B1F-X8 軸線

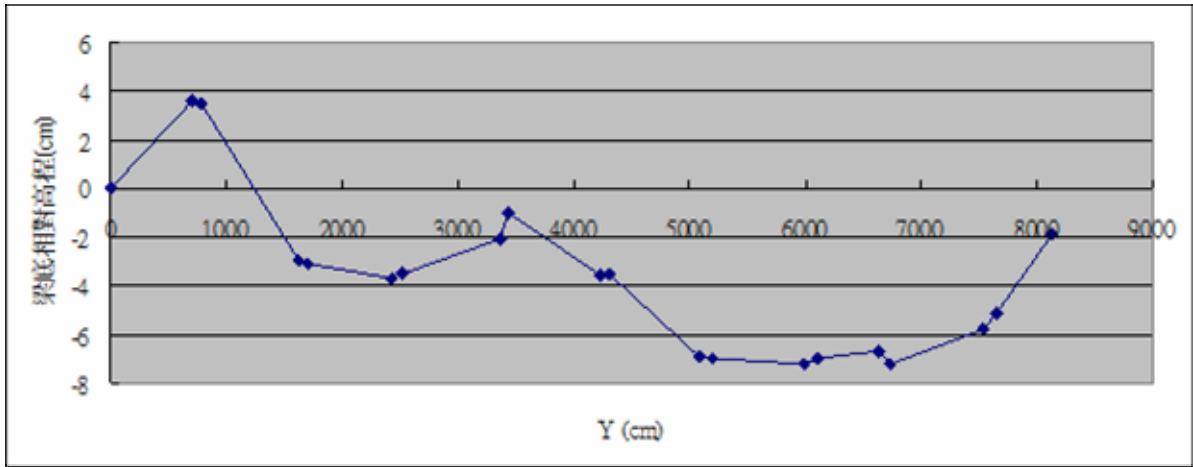


B2F-X8 軸線

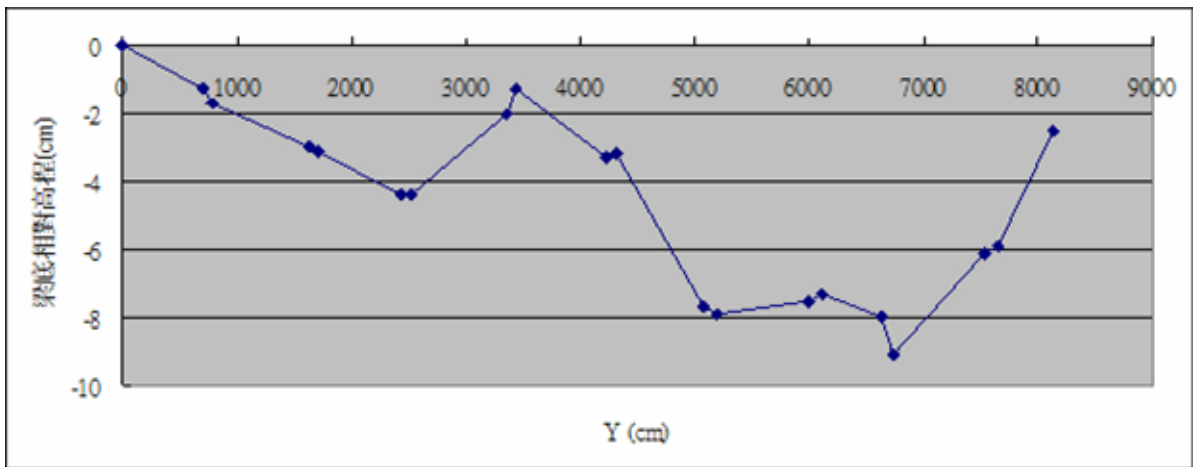




B1F-X12 軸線

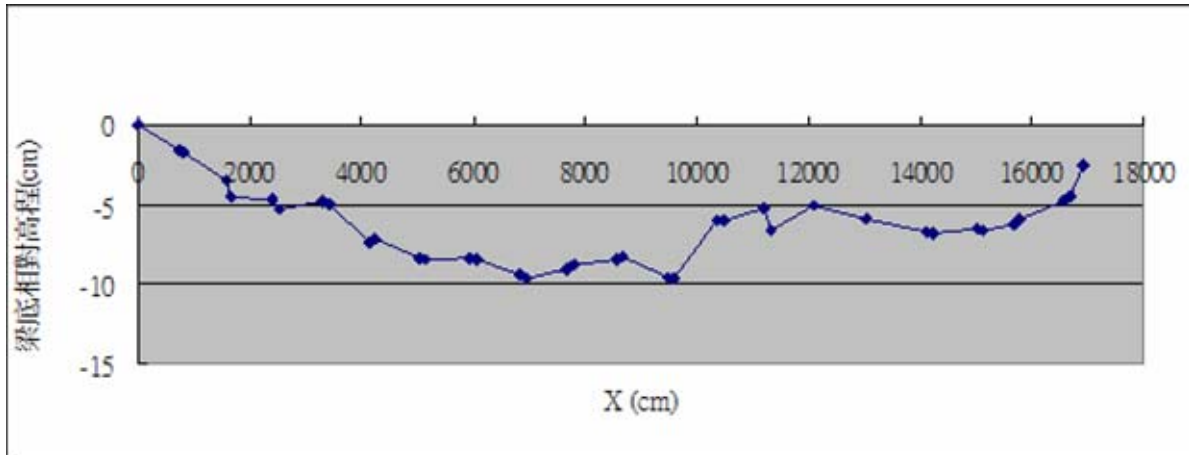


B2F-X12 軸線

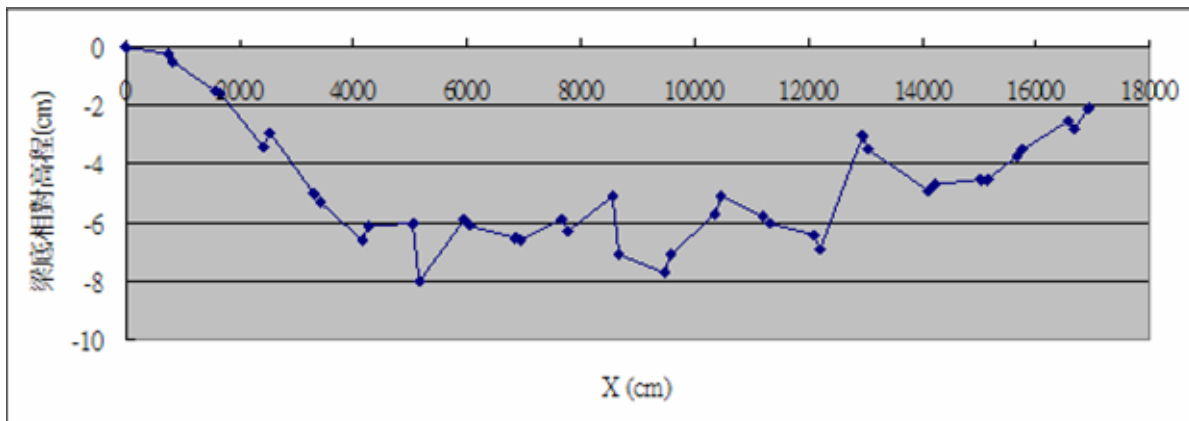




B1F-Y5-Z5 軸線



B2F-Y5-Z5 軸線



觀察各軸線相對高程曲線圖可發現，由地下一層及地下二層之各構架測點梁底相對高程，相對於連續壁測點之高程，標的物各棟大樓主體有向下沉陷之現象，部分中庭區有上拱之現象；同時，也可發現地下室各層現況裂損位置主要發生在梁兩端點之角變位較大處。



十一、標的物鋼筋配置檢測結果：

本公會為瞭解標的物各樓層梁柱鋼筋配置情形，乃委託聚大地球科技有限公司以透地雷達對梁、柱進行掃描。本案現場探測工作從民國 104 年 7 月 7 日開始進行，經過資料整理分析，完成透地雷達探測報告。

透地雷達波（GPR）主要係藉由電磁波天線罩向地下或結構體內發射出電磁波束，此電磁波經地層或結構體之傳遞，遇到目標體、異常體或層面處發生反射現象而傳回電磁波天線罩接收，由發射與接收得之電磁波信號時間差、以及介質之電磁波速度得以計算出目標體之深度，同時由接收得之電磁波信號之強弱亦得以判釋目標體之材質，因透地雷達能產生連續之高頻電磁波，因此能探測出地下或結構體內連續之高解析度剖面。

此次透地雷達探測係以 900MHz 之天線罩進行掃描，掃描深度為 100 公分左右，於各測線掃描圖中結構物表面產生之強反射予以濾除，而其下則反應出梁柱結構體狀態，因鋼筋為雷達波之強反射體，因此於掃描影像圖中，於鋼筋位置將顯現出較強之反射信號。各梁柱掃描位置之透地雷達掃描影像圖經判釋繪製得鋼筋位置圖，透地雷達掃描成果詳附件六。

鋼筋探測結果其號數之判讀會受到桿件外部裝飾面厚度、保護層厚度、鋼筋搭接及桿件內部埋管等因素之影響；鋼筋支數亦可能因現場施工因素調整鋼筋層數或位置造成與原設計及變更設計不同，研判現場抽樣探測結果其主筋配筋雖與原設計及變更設計圖說雖略有出入但幅度不大，主筋及箍筋採用原設計及變更設計圖說尚屬適當。



十二、地質調查報告檢視成果

為瞭解鑑定標的物坐落基地之地質狀況，台中結構公會委託璞岩工程顧問有限公司在A2區基地旁補充鑽探2孔，並完成「新北市板橋區浮洲合宜住宅補充地基土壤探查報告書(A2區)」(以下簡稱台中結構公會地調報告，部分內容節錄如附件七)。而原設計申請建造執照時委任單位委託中聯工程顧問有限公司完成之「浮洲合宜住宅(A2) 新建工程地質紀實調查及基本分析報告書」(以下簡稱原設計地調報告，部分內容節錄如附件七)。兩份報告調查成果比對整理如下表：



原設計及台中市結構工程技師公會地質鑽探報告比對成果表

項次	比對項目		原設計地調報告	台中結構公會地調報告	
1	地質及土壤參數	地質		二者之地層分佈大致相近	
		建築物地下室筏基底部所處第二層地層之比對	土層種類	粉土質中細砂層 (SM)	粉土質砂層(SM)
			平均 N 值	7	15
			c'	0 t/m ²	0 t/m ²
		φ'	31°	31°	
2	建議地下水位	低地下水位(地表面下)	6.5m	6.0m	
		高地下水位(地表面下)	0.0m 或 2.5m	2.5m	
3	筏基容許承载力		150.2t/m ²	100t/m ²	
4	基礎沉陷量	基礎座落於第二層砂土層之彈性沉陷量	計算公式	採 Meyerhoff(1965) 公式 $\delta = \frac{2.84q}{N}$	採建築物基礎構造設計規範 (2001 年) 公式 $\Delta H_{ip} = \sum \frac{H_i}{E_i} (\Delta \sigma_{vi} - 2v_i \Delta \sigma_{hi})$
			N (第二層地層平均 N 值)	7	15
		δ (第二層砂土層)	3.87 cm	16 cm (基礎版中央) 及 7 cm (基礎版角隅)	
		採 Terzaghi 單向度壓密理論計算第三層黏土層之壓密沉陷量 ΔH	0.76 cm	6 cm (基礎版中央) 及 2 cm (基礎版角隅)	
5	地盤反力係數 kv	E _s	280 N = 1960 $\frac{t}{m^2}$	250 N = 3750 $\frac{t}{m^2}$	
		土壤泊松比 (ν _i)	0.3	0.3	
		B	2.0m	2.5m	
		K _v	1300 $\frac{t}{m^3}$	1600 ~ 1700 $\frac{t}{m^3}$	
6	土壤液化		研判連續壁圍束效應，截至目前尚未見有連續壁圍束內之地層產生液化之案例，不致產生液化問題	建議將液化地層之垂直地盤反力係數 K _v 由 1600~1700t/m ³ 折減為 1000~1100t/m ³ (折減係數 D _E = $\frac{2}{3}$) 進行結構耐震設計	



綜觀兩份報告成果，有關基地地質、地下水位與原調查成果差距不大；會影響基礎沉陷量之地盤反力係數 k_v 值，原設計地調報告建議 1300 t/m^3 ，台中結構公會地調報告則建議 $1600\sim 1700 \text{ t/m}^3$ ，原設計地調報告稍微保守。

有關土壤液化可能性，原設計地調報告分析結果認為：「小地震時基地土壤液化抵抗率皆大於1，無發生液化之虞。而設計地震及最大考量地震時，基礎開挖面以下之砂土層（GL.-12.11m以下），防止土壤液化之安全係數部分小於1。對於可能發生液化之砂土層，其耐震設計用土壤參數需進行折減(折減係數 D_E)，建議結構設計單位依此進行耐震設計」。但依原設計地調報告計算結果，設計地震及最大考量地震時之折減係數 D_E 值皆為1，相當於不折減。此外，該報告並說明「擋土壁體若採用剛性的連續壁，可抑制基礎下土壤之剪力破壞，遮斷地震引發超額孔隙水壓之傳遞，防止液化現象。因臺北盆地之地層依文獻記載尚無採用連續壁結構體產生液化之案例發生，故本基地若採用剛性的連續壁設計，經研判無土壤液化之虞」。而台中結構公會地調報告則因有土壤液化可能，建議進行結構耐震設計時採用折減係數 $D_E=2/3$ ，將可能液化地層之垂直地盤反力係數 K_v 由 $1600\sim 1700 \text{ t/m}^3$ 折減為 $1000\sim 1100 \text{ t/m}^3$ 。

有關基礎土壤容許承载力部分，原設計地調報告計算後建議基礎之容許承载力 $=150.2 \text{ t/m}^2$ ，短期(考慮地震力時)之容許承载力 $=225.3 \text{ t/m}^2$ ；而台中結構公會地調報告則建議基礎之容許承载力 $=100 \text{ t/m}^2$ ，兩報告容許承载力雖然差異甚大，但因即使採用較為保守之 100 t/m^2 ，仍然遠超過本工程高層區（24F/3B）結構體作用於土壤之最大荷重，故本工程基地沒有基礎承载力不足之虞，可符合基礎設計規範要求。

有關基礎沉陷部分，原設計地調報告並未採用「建築物基礎構造設計規範」（2001年版）之公式(如上表台中結構公會地調報告所採之公式)，卻採用1965年的Meyerhof公式，又其用來計算沉陷量的基礎土壤承受之淨壓力 $q \text{ (t/m}^2)$ ，依 $q = 32.0 - 22.45 = 9.55 \text{ t/m}^2$ 計算求得，其中 32.0 t/m^2 為累計基礎版上方結構體總平均重量值，不但小於原設計結構計算書，更小於本公會本次鑑定計算得到之值。因依據 Meyerhof 1965公式，沉陷量 δ 與基礎土壤承受之淨壓力 q 成正比， q 值低估造成相對求得之沉陷量 δ 亦偏低，原設計地調報告沉陷量估算值遠小於台中結構公會地調報告估算值，研判原設計地調報告估算之沉陷量偏低，實際



上兩柱位間之差異沉陷量及角變位量將大於該報告所估算之 $1/273(2.32/635)$ ，會超過該報告所述規範要求「最大沉陷（隆起）量不得大於30公分，最大撓曲度不得大於 $1/250$ 」之規定。

另外，一般新建工程於申請建照時，提送之地質調查報告書均會針對各該工程基地地質特性及新建工程規模等需求，本於大地工程專業提出該工程基礎型式建議。反觀本案之原設計地質調查報告書雖有”第五章 基礎型式選擇”，分析基礎土壤支承力、沉陷量、土壤垂直地盤反力係數及土壤液化潛能評估等項目，最後卻未對基礎型式提出任何建議，與一般工程慣例不同。



十三、A2區結構設計檢視

1. 原設計基本資料彙整

經檢視原設計計算書圖，彙整該計算書圖之基本設計資料如下

- (1) A2區 6 棟建物結構系統均採用鋼筋混凝土構造特殊抗彎矩構架及剪力牆二元系統，基礎型式採用地梁式筏式基礎（詳附件三原設計結構計算書 P.1）。
- (2) 分析程式採用 ETABS 程式 V. 8. 5. 0 版，而該程式梁、柱、剪力牆等構件設計採用之規範為美國鋼筋混凝土協會 ACI318-99 規範。（詳附件三原設計結構計算書 P.184）。
- (3) 梁、柱、剪力牆等構件設計所採用之載重組合及強度折減因數(ϕ)（詳附件三原設計結構計算書 P.138-139），為內政部民國 100 年「混凝土結構設計規範」中「規範主文」之規定，並非使用前項所述規範「附篇 C」之替代值。
- (4) 耐震設計採用規範為「建築物耐震設計規範及解說(民國 100 年 7 月)」(詳附件三原設計結構計算書 P.1)，地震微分區為新北市板橋區中山里，屬臺北盆地之臺北二區。

(5) 原設計所採用之材料強度：

依原設計結構計算書：（詳附件三 P.1）

混凝土：B3F~B1F、1F~9F 柱、牆、梁、版， $f_c' \geq 350 \text{ kgf/cm}^2$

B3F 地梁、版；9F 以上， $f_c' \geq 280 \text{ kgf/cm}^2$

鋼筋：降伏強度 $f_y \geq 4200 \text{ kgf/cm}^2$ #4 以上（含）

降伏強度 $f_y \geq 4200 \text{ kgf/cm}^2$ #3 以下（含）

依原設計設計圖說及分析模型：

混凝土：B3F 樓版面以上 ~ 10F 樓版面以下 $f_c' \geq 350 \text{ kgf/cm}^2$

B3F 樓版面以下；10F 樓版面以上 $f_c' \geq 280 \text{ kgf/cm}^2$

鋼筋：降伏強度 $f_y \geq 4200 \text{ kgf/cm}^2$ #4 以上（含）

降伏強度 $f_y \geq 2800 \text{ kgf/cm}^2$ #3 以下（含）



(6)各層建築層高、使用用途與活載重：(詳計算書 P.2)

樓層別	建築層高 (m)	用途	設計活載重 (kgf/m ²)
PRF	-	屋頂	300
R3F	3.0	電梯機房	1000
R2F	2.8	機房	500
R1F	3.2	屋頂	300
24F~2F	3.3	住宅	200
夾層	3.0	店鋪夾層	500
1F	3.0	店鋪	500
		室外	1500
B1F	4.3	停車、機房	500
		發電機室	1500
		配電室	1500
B2F	3.05	停車、機房	500
B3F	3.05	停車、機房	500



2. 結構設計檢視依據

- (1)按本工程建築執照申請時期推估結構設計所需遵循規範，因標的物為鋼筋混凝土結構，梁、柱、剪力牆等構件設計應遵循內政部「100.6.9台內營字第1000801914號令」修正公佈，民國100年7月1日施行之「混凝土結構設計規範」（以下簡稱100年版RC規範）。
- (2)100年版RC規範允許之設計方法簡單而言可分成下列3種方式：
 - A.完全遵照100年版RC規範主文規定
 - B.採用附篇B(與前版(91年版)規範或ACI318-99規範相當)之設計方法，設計載重因數與強度折減係數則採用附篇C「強度折減因數與設計載重之替代值」。
 - C.採用附篇B之設計方法，設計載重因數與強度折減係數則採用規範主文第二章之規定。
- (3)然經檢視委任單位提供之原設計結構計算書，原設計單位係採用ETABS程式V.8.5.0版程式，而該程式梁、柱、剪力牆等構件設計採用之規範為ACI 318-99規範（詳附件三原設計結構計算書P.184），而ACI 318-99規範對應之設計規定應為100年版RC規範中「附篇B」之規定，但設計載重因數與強度折減係數則採用規範主文第二章之規定。綜合研判，原設計單位係採用前項C之方法進行設計。
- (4)本設計檢視依循一般工程慣例，採用前項方法B(附篇B+附篇C)之規定進行檢視。

綜合上述，本檢視依循規範如下：

- A.混凝土結構設計規範（民國100.7.1生效）及附篇B、附篇C。
- B.建築物耐震設計規範及解說（民國100.7.1生效）。

除依循上述規範進行檢視，餘按結構工程學理或一般工程慣例進行之。



3. 結構設計檢視經過

(1) 原分析模型檢視過程

- A. 初步由原設計單位所提供鑑定標的物之結構分析、設計檔案（以下簡稱原分析模型，包括 Check MODEL2. EDB、Spetrum. txt、Spectrum-Drift .txt，及「變更設計結構計算書 A2. doc」），逐步檢視原分析模式是否符合規範、結構工程學理或一般工程慣例之設定，針對有疑慮處於鑑定過程請設計單位釋疑。
- B. 因設計單位提供之分析檔案並不完整，本公會曾邀請本案結構設計單位（許浩展結構技師事務所 許浩展技師）出席討論會釐清。結構設計單位說明提供鑑定單位之分析模型為現場發生裂損後所修正，非原始設計使用之分析模型，雖設計單位口頭表示願意提供原設計相關資料，然後續並未再提供修正檔案。因此，對原分析模式設定有疑慮處，只能按規範、學理、工程慣例及設計單位之會議上之說明，逐一修正分析模型，據以進行設計檢視。

(2) 原分析模型設定檢視

- A. 分析模型為包含 A2 區 6 棟上部結構與地下室之整體分析模型，包括基礎下方土壤彈簧模擬，土壤彈簧值採 $K_v=1300\text{tf/m}^3$ 、 $K_{H1}=1.000\text{E}+08\text{tf/m}^3$ 、 $K_{H2}=1.000\text{E}+08\text{tf/m}^3$ 。垂直土壤彈簧模擬值與地質調查報告建議相符。
- B. 原分析模型基礎版採 Shell Element 模擬，但多處 Shell Element 之節點並無連結，無連結處基礎版版彎矩無法平衡，模擬方式不適當。
- C. 原分析採彈性地梁基礎，惟分析模型採動力分析模式，無靜力地震力輸入資料，並無法進行基礎分析，且基礎版並無設定水浮力。
- D. 原分析模式未設定樓層偏心扭矩，動力分析無設定 5% 之意外偏心，靜力分析之偏心扭矩 T_x 、 T_y 於各樓層亦皆為 0。
- E. 計算書中 (P. 140-150) B3F 柱顯示未進行設計「Design is not done yet」，表示有模擬 B3F 柱，但分析模型 B3F 只有土壤彈簧、並無 B3F 柱，原分析模型與計算書不符。經設計單位說明，上部結構設計時基礎底部採「固定端」設定，無設土壤彈簧，而基礎設計時另採設定土



壤彈簧之彈性地梁模型。此方式尚符一般工程慣例，考量上部構造與基礎地梁極大勁度差異，本公會設計檢視採用設計單位此部分說明進行檢視，即上部結構設計檢視時採用基礎固定模式，基礎(地梁)設計檢視時另外採用彈性基礎模式。

- F.原設計各棟剪力牆端構材厚度與剪力牆相同，並未將端構材斷面擴大，原分析模型於相同寬度之剪力牆內設定柱構材，模擬牆端部構材與轉角構材，柱與剪力牆勁度重複計算，造成整體結構側向勁度高估，故必須修正調整以符合實際狀況，因此，本設計檢視全部改採牆元素(Shell Element)模擬。
- G.原分析模型於剪力牆大面積開窗處，將開窗剩餘牆段模擬為深度超過200cm之深梁，深梁於端部未開孔處又與該處剪力牆之勁度重複計算(重疊200cm)，因此，設計檢視修正該牆段之模擬方式為牆元素，以設定Spandrel方式檢視之。
- H.原分析模型將一層、地下一層至地下三層等地下室各層樓版都設定為剛性橫隔版(Rigid Diaphragm)，經結構分析發現於設定一層樓版為剛性橫隔版的情況下，上部結構因地震產生之所有側向地震力必須經由一層樓版傳遞至位於地下室兩側之連續壁，由於必須經由一層樓版傳遞之水準地震力遠超過原設計一層樓版所能承擔，將造成一層樓版開裂，樓版開裂後，水準地震力無法傳遞至兩側之連續壁而直接經由柱往下傳遞。因此，原分析模型之模擬方式與實際結構行為不符。故設計檢視時地下各層樓版改採柔性樓版(Flexible Slab)設定。

(3)原分析模型靜載重設定檢視：

原分析模型靜載重(含牆重)僅於樓版設定 300kgf/m^2 (含非結構牆重量)均佈荷重(Uniform Surface Load)，對於承受牆載重之桿件並未設定外牆重量(Frame Distributed Load)，與實際重量分佈不符。設計檢視將依重新核算後之重量，依照桿件實際承載狀況，以外牆線載重與內部樓版均佈荷重方式重新調整之。

(4)原設計結構計算書樓層重量計算設定檢視：

原設計結構計算書3.2節重量計算資料，「地坪+粉刷」重量僅採用



72kgf/m²，與標的物現況採用刨光石英磚加黏著砂漿之實際重量不符。設計檢視時將「地坪+粉刷」重量改按 120kgf/m²重新計算重量。此外，柱、梁與牆之粉刷層重量原設計皆未計入，設計檢視時修正增加計入 20kgf/m² 粉刷層重量；原設計未計入屋頂層綠化覆土重量，一併依實際覆土狀況修正之。

(5)原分析模型活載重設定檢視：

原分析模型活載重採 Live Load 設定，設計檢視時考量建築技術規則允許活載重折減，設定改採 Reducible Live Load 設定，設定方式如圖 1。

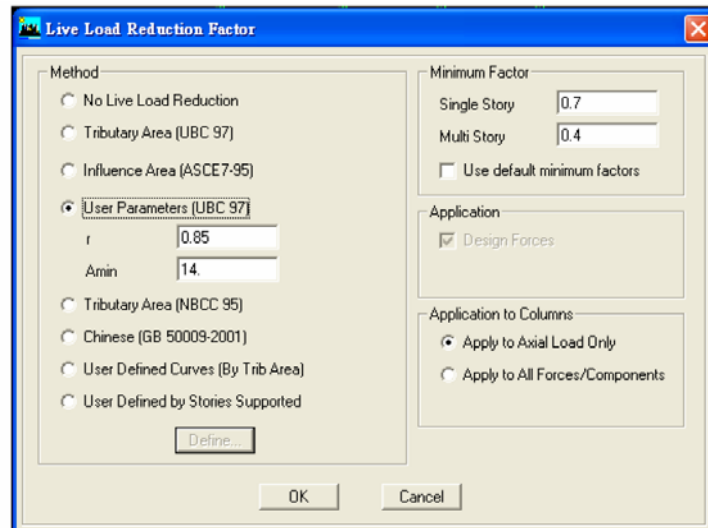


圖 1. 活載重折減設定

(6)原分析模型梁柱剛域設定檢視：

原分析模型鋼筋混凝土之梁柱接合剛域 (Rigid Zone) 採 0.5，尚符學理要求鋼筋混凝土構造剛域合理值 (0.5~1.0) 之下限，本設計檢視沿用之。

(7)原分析模型與結構平面比對檢視：

以 B1F 為例，模型輸入 DXF 後匯入 CAD 中比對結構平面正確性，分析模型與設計圖說大致相符。(詳圖 2、圖 3)

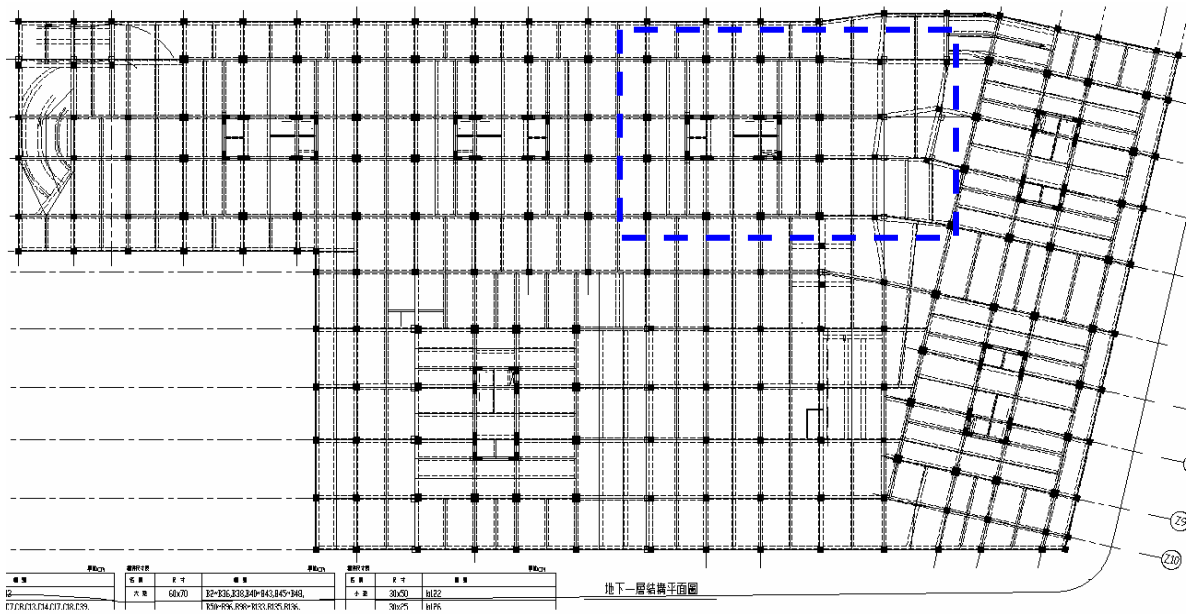


圖 2. BIF 分析模型與結構平面比對

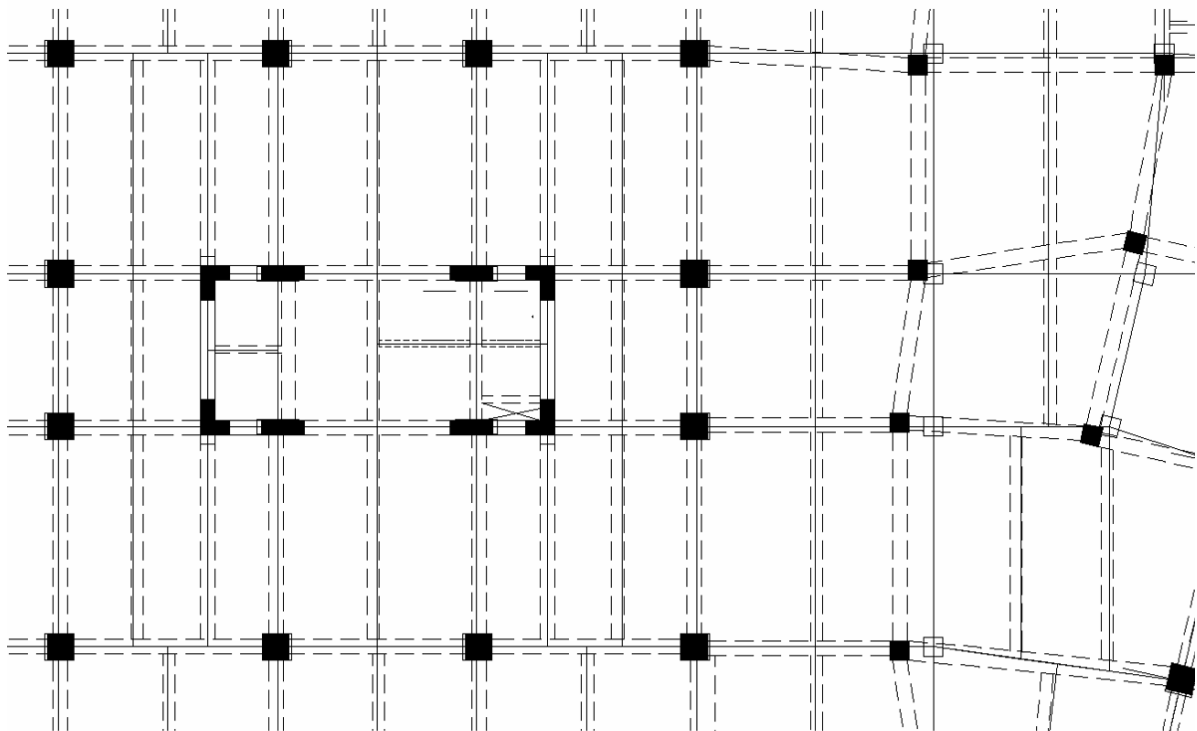


圖 3. BIF 分析模型與結構平面比對(藍色區域放大比對)



(8) 基面上建築物總重檢視：

檢視原設計計算書，加總設計地震力基面以上重量，原設計樓層重量計算(第 3.2 節)所得樓層總重量 (1) 與其計算設計地震力(第 3.3 節)採用之樓層總重量 (2) 不相符，重量 (2) 較重量 (1) 約多 10%。本設計檢視重新計算重量後得到重量 (3)，重量 (1) 約為重量 (3) 的 90%，計算設計地震力使用之重量 (2) 與重新計算之重量 (3) 約略相符。整理比較如下：

表 1. 基面上建築物總重檢視結果

基面上建築物總重\棟別	A	B	C	D	E	F
原設計計算書 樓層重量計算資料(1)	20577	23146	22896	22896	22896	20326
原設計計算書 地震力計算使用重量(2)	22816	25864	23986	23986	24132	22602
設計檢核 重新計算所得重量(3)	23178	25737	25903	25903	26227	22751
(1)/(3)	88.78%	89.93%	88.39%	88.39%	87.30%	89.34%
(2)/(3)	98.44%	100.49%	92.60%	92.60%	92.01%	99.35%



表 2. A 棟基面上各層重量檢視結果

A棟

樓層靜載重(Dead Load)比對 (unit : tonf)			
Story	原設計計算書 樓層重量(1)	設計檢核 重新重量計算(2)	(1)/(2) *100%
PRF	151.58	176.32	86%
R3F	254.49	344.20	74%
R2F	173.55	229.67	76%
R1F	1062.02	1244.45	85%
21F	852.10	928.11	92%
20F	869.10	953.75	91%
19F	857.11	938.72	91%
18F	857.11	938.72	91%
17F	869.11	953.75	91%
16F	857.11	938.72	91%
15F	886.64	964.34	92%
14F	908.63	990.89	92%
13F	886.64	966.57	92%
12F	886.64	966.57	92%
11F	901.58	970.61	93%
10F	886.64	966.57	92%
9F	923.00	996.91	93%
8F	938.68	1000.95	94%
7F	921.61	996.91	92%
6F	921.61	996.91	92%
5F	938.68	1000.95	94%
4F	921.61	996.91	92%
3F	921.61	1048.38	88%
2F	1164.52	1318.03	88%
1MF	765.54	988.46	77%
SUM	20576.91	22816.39	90%

設計檢核 重新重量基面以上總重量(2)

22816.39

原設計重量計算 基面以上總重量(1)

20576.91

(1)/(2) =

90%

原設計地震力計算使用基面以上總重量(3)

23178.00

(3)/(2) =

98%



表 3. B 棟基面上各層重量檢視結果

B棟

樓層靜載重(Dead Load)比對 (unit : tonf)			
Story	原設計計算書 樓層重量(1)	設計檢核 重新重量計算(2)	(1)/(2) *100%
PRF	151.58	176.32	86%
R3F	254.49	344.20	74%
R2F	173.55	229.67	76%
R1F	1067.20	1244.45	86%
24F	852.10	928.11	92%
23F	859.87	949.23	91%
22F	852.10	928.11	92%
21F	852.10	928.11	92%
20F	869.10	953.75	91%
19F	857.11	938.72	91%
18F	857.11	938.72	91%
17F	869.11	953.75	91%
16F	857.11	938.72	91%
15F	886.64	964.34	92%
14F	908.63	990.89	92%
13F	886.64	966.57	92%
12F	886.64	966.57	92%
11F	901.58	970.61	93%
10F	886.64	966.57	92%
9F	923.00	996.91	93%
8F	938.68	1000.95	94%
7F	921.61	996.91	92%
6F	921.61	996.91	92%
5F	938.68	1000.95	94%
4F	921.61	996.91	92%
3F	921.61	1041.71	88%
2F	1164.54	1371.42	85%
1MF	765.52	1056.93	72%
SUM	23146	25737.02	90%

設計檢核 重新重量基面以上總重量(2)

25737.02

原設計重量計算 基面以上總重量(1)

23146.16

(1)/(2) =

90%

原設計地震力計算使用基面以上總重量(3)

25864.00

(3)/(2) =

100%



表 4. C 棟基面上各層重量檢視結果

C棟

樓層靜載重(Dead Load)比對 (unit : tonf)			
Story	原設計計算書 樓層重量(1)	設計檢核 重新重量計算(2)	(1)/(2) *100%
PRF	151.58	176.32	86%
R3F	254.49	344.20	74%
R2F	173.55	229.67	76%
R1F	1067.20	1240.55	86%
24F	852.10	930.13	92%
23F	859.87	945.17	91%
22F	852.10	930.13	92%
21F	852.10	930.13	92%
20F	869.10	955.78	91%
19F	857.11	940.74	91%
18F	857.11	940.74	91%
17F	869.11	955.78	91%
16F	857.11	940.74	91%
15F	886.64	966.37	92%
14F	908.63	992.92	92%
13F	886.64	968.60	92%
12F	886.64	968.60	92%
11F	901.58	972.63	93%
10F	886.64	968.60	92%
9F	923.00	1002.30	92%
8F	938.68	1002.97	94%
7F	921.61	998.94	92%
6F	921.61	998.94	92%
5F	938.68	1002.97	94%
4F	921.61	998.94	92%
3F	921.61	1043.74	88%
2F	1091.35	1468.06	74%
1MF	588.10	1088.61	54%
SUM	22896	25903.27	88%

設計檢核 重新重量基面以上總重量(2) 25903.27

原設計重量計算 基面以上總重量(1) 22895.55 (1)/(2) = 88%

原設計地震力計算使用基面以上總重量(3) 23986.00 (3)/(2) = 108%



表 5. D 棟基面上各層重量檢視結果

D棟

樓層靜載重(Dead Load)比對 (unit : tonf)			
Story	原設計計算書 樓層重量(1)	設計檢核 重新重量計算(2)	(1)/(2) *100%
PRF	151.58	176.32	86%
R3F	254.49	344.20	74%
R2F	173.55	229.67	76%
R1F	1067.20	1196.46	89%
24F	852.10	926.36	92%
23F	859.87	947.49	91%
22F	852.10	926.36	92%
21F	852.10	926.36	92%
20F	869.10	952.01	91%
19F	857.11	936.97	91%
18F	857.11	936.97	91%
17F	869.11	952.01	91%
16F	857.11	936.97	91%
15F	886.64	962.55	92%
14F	908.63	989.25	92%
13F	886.64	964.83	92%
12F	886.64	964.83	92%
11F	901.58	968.86	93%
10F	886.64	964.83	92%
9F	923.00	998.53	92%
8F	938.68	999.20	94%
7F	921.61	995.17	93%
6F	921.61	995.17	93%
5F	938.68	999.20	94%
4F	921.61	995.17	93%
3F	921.61	1039.97	89%
2F	1091.35	1162.11	94%
1MF	588.10	715.53	82%
SUM	22896	25103	91%

設計檢核 重新重量基面以上總重量(2)

25103. 31

原設計重量計算 基面以上總重量(1)

22895. 55

(1)/(2) =

91%

原設計地震力計算使用基面以上總重量(3)

25305. 00

(3)/(2) =

99%



表 6. E棟基面上各層重量檢視結果

E棟

樓層靜載重(Dead Load)比對 (unit : tonf)			
Story	原設計計算書 樓層重量(1)	設計檢核 重新重量計算(2)	(1)/(2) *100%
PRF	151.58	176.32	86%
R3F	254.49	344.20	74%
R2F	173.55	229.67	76%
R1F	1067.20	1316.33	81%
24F	852.10	918.41	93%
23F	859.87	945.86	91%
22F	852.10	924.73	92%
21F	852.10	924.73	92%
20F	869.10	950.38	91%
19F	857.11	935.34	92%
18F	857.11	935.34	92%
17F	869.11	950.38	91%
16F	857.11	935.34	92%
15F	886.64	960.92	92%
14F	908.63	972.46	93%
13F	886.64	963.20	92%
12F	886.64	963.20	92%
11F	901.58	967.23	93%
10F	886.64	963.20	92%
9F	923.00	993.54	93%
8F	938.68	997.57	94%
7F	921.61	993.54	93%
6F	921.61	993.54	93%
5F	938.68	997.57	94%
4F	921.61	993.54	93%
3F	921.61	1038.61	89%
2F	1091.35	1682.86	65%
1MF	588.10	1258.87	47%
SUM	22896	26227	87%

設計檢核 重新重量基面以上總重量(2)	26226.87		
原設計重量計算 基面以上總重量(1)	22895.55	(1)/(2) =	87%
原設計地震力計算使用基面以上總重量(3)	24132.00	(3)/(2) =	109%



表 7. F棟基面上各層重量檢視結果

F棟

樓層靜載重(Dead Load)比對 (unit : tonf)			
Story	原設計計算書 樓層重量(1)	設計檢核 重新重量計算(2)	(1)/(2) *100%
PRF	151.58	176.32	86%
R3F	254.49	344.20	74%
R2F	173.55	229.67	76%
R1F	1062.02	1242.06	86%
21F	852.10	926.36	92%
20F	869.10	952.01	91%
19F	857.11	936.97	91%
18F	857.11	936.97	91%
17F	869.11	952.01	91%
16F	857.11	936.97	91%
15F	886.64	962.55	92%
14F	908.63	989.25	92%
13F	886.64	964.83	92%
12F	886.64	964.83	92%
11F	901.58	968.86	93%
10F	886.64	964.83	92%
9F	923.00	998.53	92%
8F	938.68	999.20	94%
7F	921.61	995.17	93%
6F	921.61	995.17	93%
5F	938.68	999.20	94%
4F	921.61	995.17	93%
3F	921.61	1039.97	89%
2F	1091.35	1378.18	79%
1MF	588.10	901.67	65%
SUM	20326.30	22750.92	89%

設計檢核 重新重量基面以上總重量(2)

22750.92

原設計重量計算 基面以上總重量(1)

20326.30

(1)/(2) =

89%

原設計地震力計算使用基面以上總重量(3)

22602.00

(3)/(2) =

101%



(9)上部結構設計地震力資料檢視：

經修正分析模型重量與剪力牆勁度後，因重量增加、剪力牆勁度減少，振動週期略微增長，比較原設計與分析模型修正後地震力計算資料如下：

表 8. 各棟上部設計地震力檢視結果

基面上建築物總重\棟別	A	B	C	D	E	F
原設計計算書 上部設計地震力(1)	3036 tf	3026 tf	2806 tf	2961 tf	2823 tf	2961 tf
設計檢核 重新計算上部地震力(2)	2939 tf	3010 tf	3029 tf	2951 tf	3067 tf	2930 tf
(1)/(2)	103.30%	100.53%	92.64%	100.34%	92.04%	101.06%

表 9. A 棟上部設計地震力資料檢視結果

A棟 法規設計地震力資料檢核				
	原設計		設計檢核	
工址	新北市板橋區中山里 臺北二區			
結構物高度 H_n	72m, 21層			
	X向	Y向	X向	Y向
法規週期上限	1.73	1.73	1.73	1.73
動力分析週期 T_d	1.71	1.70	2.13	1.95
設計用週期 T	1.71	1.70	1.73	1.73
用途係數 I	I=1.0, 第四類			
結構系統	二元系統：SMRF+剪力牆 R=4.0			
工址水平譜加速度係數	$S_{DS}=0.6$ 、 $S_{MS}=0.8$			
譜加速度係數分界週期	$T_D^0=1.3$ 、 $T_M^0=1.3$			
地震力折減係數 F_u	2.5	2.5	2.5	2.5
地震力折減係數 F_{uM}	4.0	4.0	4.0	4.0
起始降伏放大係數 α_y	$\alpha_y=1.0$			
基面上建築物總重 W (ton)	23178		22816	
設計總橫力 V	$V=0.1300W$	$V=0.1310W$	$V=0.1290W$	$V=0.1290W$
	$V=3013$ tonf	$V=3036$ tonf	$V=2939$ tonf	$V=2939$ tonf
	差異		97.54%	96.81%



表 10. B 棟上部設計地震力資料檢視結果

B棟 法規設計地震力資料檢核				
	原設計		設計檢核	
工址	新北市板橋區中山里 臺北二區			
結構物高度 H_n	81.9m, 24層			
	X向	Y向	X向	Y向
法規週期上限	1.91	1.91	1.91	1.91
動力分析週期 T_d	2.06	2.08	2.49	2.29
設計用週期 T	1.91	1.91	1.91	1.91
用途係數 I	I=1.0, 第四類			
結構系統	二元系統: SMRF+剪力牆 R=4.0			
工址水平譜加速度係數	$S_{DS}=0.6$ 、 $S_{MS}=0.8$			
譜加速度係數分界週期	$T_D^0=1.3$ 、 $T_M^0=1.3$			
地震力折減係數 F_u	2.5	2.5	2.5	2.5
地震力折減係數 F_{uM}	4.0	4.0	4.0	4.0
起始降伏放大係數 α_y	$\alpha_y=1.0$			
基面上建築物總重 W (ton)	25864		25737	
設計總橫力 V	$V=0.1170W$	$V=0.1170W$	$V=0.1170W$	$V=0.1170W$
	$V=3026$ tonf	$V=3026$ tonf	$V=3010$ tonf	$V=3010$ tonf
	差異		99.47%	99.47%

表 11. C 棟上部設計地震力資料檢視結果

C棟 法規設計地震力資料檢核				
	原設計		設計檢核	
工址	新北市板橋區中山里 臺北二區			
結構物高度 H_n	81.9m, 24層			
	X向	Y向	X向	Y向
法規週期上限	1.91	1.91	1.91	1.91
動力分析週期 T_d	2.06	2.08	2.27	2.48
設計用週期 T	1.91	1.91	1.91	1.91
用途係數 I	I=1.0, 第四類			
結構系統	二元系統: SMRF+剪力牆 R=4.0			
工址水平譜加速度係數	$S_{DS}=0.6$ 、 $S_{MS}=0.8$			
譜加速度係數分界週期	$T_D^0=1.3$ 、 $T_M^0=1.3$			
地震力折減係數 F_u	2.5	2.5	2.5	2.5
地震力折減係數 F_{uM}	4.0	4.0	4.0	4.0
起始降伏放大係數 α_y	$\alpha_y=1.0$			
基面上建築物總重 W (ton)	23986		25903	
設計總橫力 V	$V=0.1170W$	$V=0.1170W$	$V=0.1170W$	$V=0.1170W$
	$V=2806$ tonf	$V=2806$ tonf	$V=3029$ tonf	$V=3029$ tonf
	差異		107.95%	107.95%



表 12. D 棟上部設計地震力資料檢視結果

D棟 法規設計地震力資料檢核				
	原設計		設計檢核	
工址	新北市板橋區中山里 臺北二區			
結構物高度 H_n	81.9m, 24層			
	X向	Y向	X向	Y向
法規週期上限	1.91	1.91	1.91	1.91
動力分析週期 T_d	2.06	2.08	2.28	2.48
設計用週期 T	1.91	1.91	1.91	1.91
用途係數 I	I=1.0, 第四類			
結構系統	二元系統: SMRF+剪力牆 R=4.0			
工址水平譜加速度係數	$S_{DS}=0.6$ 、 $S_{MS}=0.8$			
譜加速度係數分界週期	$T_D^0=1.3$ 、 $T_M^0=1.3$			
地震力折減係數 F_u	2.5	2.5	2.5	2.5
地震力折減係數 F_{uM}	4.0	4.0	4.0	4.0
起始降伏放大係數 α_y	$\alpha_y=1.0$			
基面上建築物總重 W (ton)	25305		25103	
設計總橫力 V	$V=0.1170W$	$V=0.1170W$	$V=0.1170W$	$V=0.1170W$
	$V=2961$ tonf	$V=2961$ tonf	$V=2951$ tonf	$V=2951$ tonf
	差異		99.66%	99.66%

表 13. E 棟上部設計地震力資料檢視結果

E棟 法規設計地震力資料檢核				
	原設計		設計檢核	
工址	新北市板橋區中山里 臺北二區			
結構物高度 H_n	81.9m, 24層			
	X向	Y向	X向	Y向
法規週期上限	1.91	1.91	1.91	1.91
動力分析週期 T_d	2.06	2.08	2.48	2.31
設計用週期 T	1.91	1.91	1.91	1.91
用途係數 I	I=1.0, 第四類			
結構系統	二元系統: SMRF+剪力牆 R=4.0			
工址水平譜加速度係數	$S_{DS}=0.6$ 、 $S_{MS}=0.8$			
譜加速度係數分界週期	$T_D^0=1.3$ 、 $T_M^0=1.3$			
地震力折減係數 F_u	2.5	2.5	2.5	2.5
地震力折減係數 F_{uM}	4.0	4.0	4.0	4.0
起始降伏放大係數 α_y	$\alpha_y=1.0$			
基面上建築物總重 W (ton)	24132		26227	
設計總橫力 V	$V=0.1170W$	$V=0.1170W$	$V=0.1170W$	$V=0.1170W$
	$V=2823$ tonf	$V=2823$ tonf	$V=3067$ tonf	$V=3067$ tonf
	差異		108.64%	108.64%



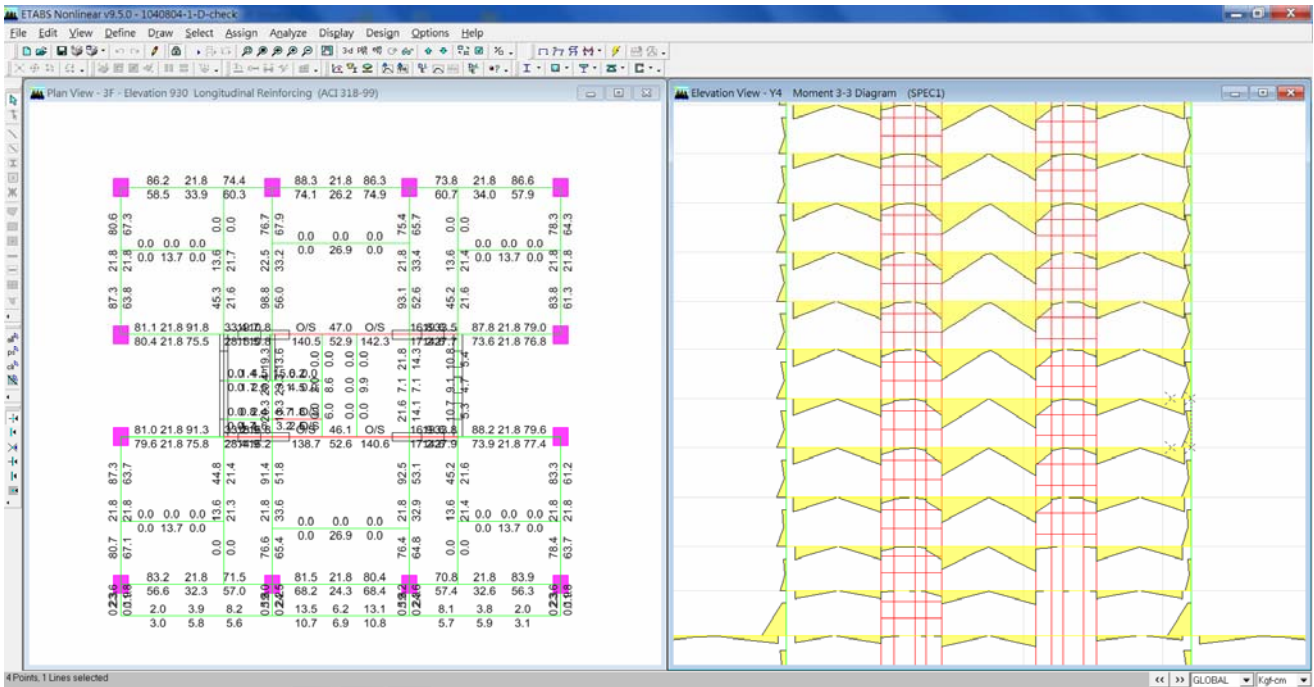
表 14. F 棟上部設計地震力資料檢視結果

F棟 法規設計地震力資料檢核				
	原設計		設計檢核	
工址	新北市板橋區中山里 臺北二區			
結構物高度 H_n	81.9m, 24層			
	X向	Y向	X向	Y向
法規週期上限	1.91	1.91	1.91	1.91
動力分析週期 T_d	2.06	2.08	1.93	2.08
設計用週期 T	1.91	1.91	1.91	1.91
用途係數 I	I=1.0, 第四類			
結構系統	二元系統: SMRF+剪力牆 R=4.0			
工址水平譜加速度係數	$S_{DS}=0.6$ 、 $S_{MS}=0.8$			
譜加速度係數分界週期	$T_D^0=1.3$ 、 $T_M^0=1.3$			
地震力折減係數 F_u	2.5	2.5	2.5	2.5
地震力折減係數 F_{uM}	4.0	4.0	4.0	4.0
起始降伏放大係數 α_y	$\alpha_y=1.0$			
基面上建築物總重 W (ton)	22602		22751	
設計總橫力 V	$V=0.1310W$	$V=0.1300W$	$V=0.1290W$	$V=0.1290W$
	$V=2961$ tonf	$V=2938$ tonf	$V=2930$ tonf	$V=2930$ tonf
	差異		98.95%	99.73%



(10) 上部結構大梁斷面檢視結果：

經修正分析模型重新進行結構分析設計後，未能於 ETABS 完成設計之大梁（程式會自動顯示” O/S”），主要為位於樓梯間連結兩側剪力牆之大梁，以 D 棟分析結果為例（如圖 4），2FL~19FL 樓梯間大梁程式皆未能完成設計，表示此部分大梁斷面不足。



Concrete Design Information ACI 318-99

File

ACI 318-99 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kg-f-cm (Summary)

Level :	3F	L=820.000		
Element :	B563	D=85.000	B=80.000	bf=80.000
Section ID :	B880X85	ds=0.000	dct=8.000	dcb=8.000
Combo ID :	COMB11	E=280624.000	fc=350.000	Lt.Wt. Fac.=1.000
Station Loc :	102.500	Fy=4200.000	fys=4200.000	

Phi(Bending): 0.900
Phi(Shear): 0.850
Phi(Torsion): 0.850

Design Moments, M3

	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	33956070.41	-37084970.3	1661619.587	-1600348.704

Flexural Reinforcement for Moment, M3

	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	0/S #2	0/S #2	0/S #2	21.827
Bottom (-2 Axis)	138.712	138.712	0.000	21.827

Shear Reinforcement for Shear, U2

	Rebar	Shear	Shear	Shear	Shear
	Av/s	Uu	phi*Uc	phi*Us	Up
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Reinforcement for Torsion, T

	Rebar	Rebar	Torsion	Critical	Area	Perimeter
	At/s	A1	Tu	Phi*Icr	Ao	Ph
	0.000	0.000	416464.655	590021.106	4600.355	294.440

O/S #2 Reinforcing required exceeds maximum allowed

圖 4. D 棟樓梯間連結兩側剪力牆之大梁斷面不足無法完成設計



(11) 上部結構大梁配筋檢視結果：

經修正分析模型重新進行結構分析設計後，其梁配筋與原設計進行比較，除前述斷面不足之大梁外，尚有部份大梁配筋低於檢視所需配筋。以 A 棟 3 層為例，需求鋼筋量與原設計鋼筋量之比值 ($A_{s, req}/A_{s, sup}$) 大於 1.1 者，仍有相當比例，如表 15 所述。標的物各棟全部梁配筋設計檢視成果詳附件九。

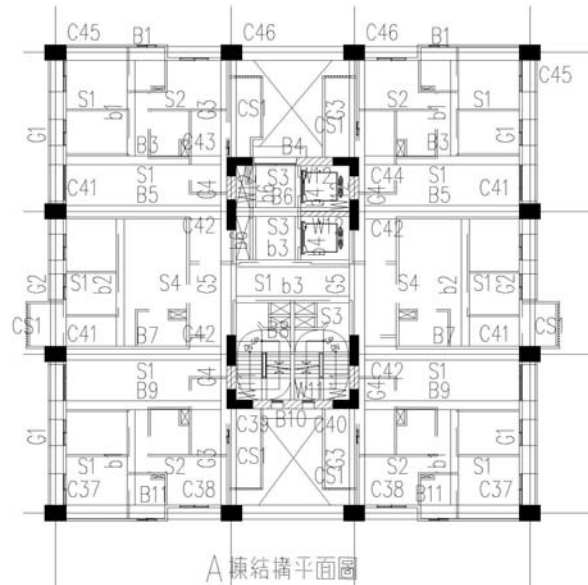


表 15. A 棟 3 樓配筋檢視結果

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		比例(req/sup)	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s, sup}$	位置	根數	號數	$A_{s, sup}$	$A_{s, req}$	$A_{s, req}$	$A_{s, req}/A_{s, sup}$	$A_{s, req}/A_{s, sup}$
3F B1	主筋	TOP	10	# 10	80.0	TOP	10	# 10	80.0	84.8	89.4	1.06	1.12
		BOT	8	# 10	64.0	BOT	8	# 10	64.0	69.3	67.1	1.08	1.05
總根數	剪力筋	組數	號數	間距	$A_{v, sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v, sup}/S$	$A_{v, req}/S$	$A_{v, req}/S$	$(A_{v, req}/S)/(A_{v, sup}/S)$	$(A_{v, req}/S)/(A_{v, sup}/S)$
2		2	# 4	@ 12	0.4267	2	# 4	@ 12	0.427	0.325	0.33	0.76	0.77

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		比例(req/sup)	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s, sup}$	位置	根數	號數	$A_{s, sup}$	$A_{s, req}$	$A_{s, req}$	$A_{s, req}/A_{s, sup}$	$A_{s, req}/A_{s, sup}$
3F B3	主筋	TOP	5	# 10	40.0	TOP	7	# 10	56.0	13.6	46.4	0.34	0.83
		BOT	3	# 10	24.0	BOT	4	# 10	32.0	22.3	22.1	0.93	0.69
總根數	剪力筋	組數	號數	間距	$A_{v, sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v, sup}/S$	$A_{v, req}/S$	$A_{v, req}/S$	$(A_{v, req}/S)/(A_{v, sup}/S)$	$(A_{v, req}/S)/(A_{v, sup}/S)$
2		2	# 4	@ 12	0.4267	2	# 4	@ 12	0.427	0.103	0.133	0.24	0.31

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		比例(req/sup)	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s, sup}$	位置	根數	號數	$A_{s, sup}$	$A_{s, req}$	$A_{s, req}$	$A_{s, req}/A_{s, sup}$	$A_{s, req}/A_{s, sup}$
3F B5	主筋	TOP	9	# 10	72.0	TOP	13	# 10	104.0	83.4	102.4	1.16	0.98
		BOT	9	# 10	72.0	BOT	7	# 10	56.0	71.6	61.5	0.99	1.10
總根數	剪力筋	組數	號數	間距	$A_{v, sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v, sup}/S$	$A_{v, req}/S$	$A_{v, req}/S$	$(A_{v, req}/S)/(A_{v, sup}/S)$	$(A_{v, req}/S)/(A_{v, sup}/S)$
2		2	# 4	@ 10	0.512	2	# 4	@ 10	0.512	0.341	0.358	0.67	0.70



台北市結構工程工業技師公會

Taipei Structural Engineers Association

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		比例(req/sup)	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$
4F B6	主筋	TOP	3	# 10	24.0	TOP	3	# 10	24.0	19.9	18.4	0.83	0.77
		BOT	3	# 10	24.0	BOT	3	# 10	24.0	12.8	12.8	0.53	0.53
總根數	剪力筋	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$	$(A_{v,req}/S)/(A_{v,sup}/S)$	
1		2	# 4	@ 15	0.3413	2	# 4	@ 15	0.341	0.118	0.094	0.35	0.28

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		比例(req/sup)	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$
3F B7	主筋	TOP	9	# 10	72.0	TOP	13	# 10	104.0	84.6	100	1.18	0.96
		BOT	9	# 10	72.0	BOT	7	# 10	56.0	72.1	60.5	1.00	1.08
總根數	剪力筋	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$	$(A_{v,req}/S)/(A_{v,sup}/S)$	
2		2	# 4	@ 12	0.4267	2	# 4	@ 12	0.427	0.339	0.355	0.79	0.83

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		比例(req/sup)	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$
3F B8	主筋	TOP	3	# 10	24.0	TOP	3	# 10	24.0	23.9	24.2	1.00	1.01
		BOT	3	# 10	24.0	BOT	3	# 10	24.0	16.4	16.4	0.68	0.68
總根數	剪力筋	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$	$(A_{v,req}/S)/(A_{v,sup}/S)$	
1		1	# 4	@ 15	0.1707	1	# 4	@ 15	0.171	0.13	0.131	0.76	0.77

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		比例(req/sup)	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$
3F B9	主筋	TOP	6	# 10	48.0	TOP	8	# 10	64.0	13.6	47.7	0.28	0.75
		BOT	3	# 10	24.0	BOT	4	# 10	32.0	22.5	22.7	0.94	0.71
總根數	剪力筋	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$	$(A_{v,req}/S)/(A_{v,sup}/S)$	
2		2	# 4	@ 12	0.4267	2	# 4	@ 12	0.427	0.104	0.135	0.24	0.32

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		比例(req/sup)	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$
3F B10	主筋	TOP	3	# 10	24.0	TOP	3	# 10	24.0	11.5	11.6	0.48	0.48
		BOT	3	# 10	24.0	BOT	3	# 10	24.0	5.7	5.8	0.24	0.24
總根數	剪力筋	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$	$(A_{v,req}/S)/(A_{v,sup}/S)$	
1		1	# 4	@ 15	0.1707	1	# 4	@ 15	0.171	0	0	0.00	0.00

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		比例(req/sup)	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$
3F B11	主筋	TOP	9	# 10	72.0	TOP	9	# 10	72.0	86.6	92	1.20	1.28
		BOT	7	# 10	56.0	BOT	7	# 10	56.0	71.8	69.2	1.28	1.24
總根數	剪力筋	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$	$(A_{v,req}/S)/(A_{v,sup}/S)$	
2		2	# 4	@ 15	0.3413	2	# 4	@ 15	0.341	0.332	0.339	0.97	0.99

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		比例(req/sup)	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$
3F G1	主筋	TOP	11	# 10	88.0	TOP	11	# 10	88.0	86.4	74.5	0.98	0.85
		BOT	7	# 10	56.0	BOT	10	# 10	80.0	59.5	59.5	1.06	0.74
總根數	剪力筋	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$	$(A_{v,req}/S)/(A_{v,sup}/S)$	
4		2	# 4	@ 10	0.512	2	# 4	@ 10	0.512	0.31	0.311	0.61	0.61



台北市結構工程工業技師公會

Taipei Structural Engineers Association

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		比例(req/sup)	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$	
3F G2	主筋	TOP	11	# 10	88.0	TOP	11	# 10	88.0	83.6	84	0.95	0.95
		BOT	10	# 10	80.0	BOT	10	# 10	80.0	71.1	70.8	0.89	0.89
		總根數	2	# 4	@ 12	$A_{v,sup}/S$	2	# 4	@ 12	0.427	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$	$(A_{v,req}/S)/(A_{v,sup}/S)$
2	剪力筋	2	# 4	@ 12	0.427	2	# 4	@ 12	0.427	0.337	0.33	0.79	0.77

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		比例(req/sup)	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$	
3F G3	主筋	TOP	11	# 10	88.0	TOP	12	# 10	96.0	86.2	90.8	0.98	0.95
		BOT	10	# 10	80.0	BOT	11	# 10	88.0	82.8	76.2	1.04	0.87
		總根數	1	2	# 4	@ 10	0.512	2	# 4	@ 10	0.512	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$
1	剪力筋	2	# 4	@ 10	0.512	2	# 4	@ 10	0.512	0.44	0.448	0.86	0.88

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		比例(req/sup)	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$	
3F G4	主筋	TOP	12	# 10	96.0	TOP	12	# 10	96.0	39.9	17.6	0.42	0.18
		BOT	11	# 10	88.0	BOT	11	# 10	88.0	33.4	17.5	0.38	0.20
		總根數	4	1	# 4	@ 12	0.2133	1	# 4	@ 12	0.213	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$
4	剪力筋	1	# 4	@ 12	0.2133	1	# 4	@ 12	0.213	0.285	O/S	1.34	O/S

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		比例(req/sup)	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$	
3F G5	主筋	TOP	17	# 10	136.0	TOP	17	# 10	136.0	O/S	O/S	O/S	O/S
		BOT	16	# 10	128.0	BOT	16	# 10	128.0	143.6	141.2	1.12	1.10
		總根數	2	2	# 4	@ 10	0.512	2	# 4	@ 10	0.512	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$
2	剪力筋	2	# 4	@ 10	0.512	2	# 4	@ 10	0.512	O/S	O/S	O/S	O/S



(12)柱配筋檢視結果：本鑑定柱筋設計檢視採用直接於檢視設計之分析模型中輸入原設計柱配筋量進行檢視，依規範檢視結果，部分柱主筋有不足情形，但數量較少。以 A 棟為例(圖 5-10 及表 16-18)，檢視結果 A 棟 1 層 4 個角隅之柱配筋不足最嚴重，另部份高層柱有應力比超過情形，可能與原設計未計入屋頂覆土有關，柱剪力鋼筋不足情形則較嚴重，標的物各棟柱配筋設計檢視成果詳附件九。

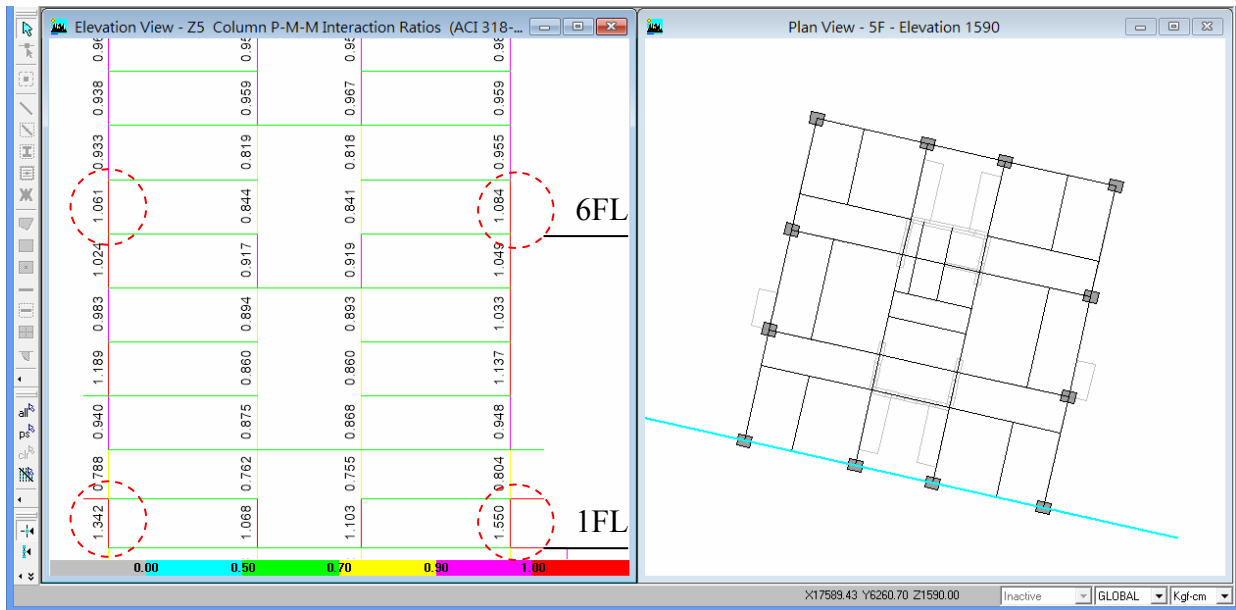


圖 5. FRAME-Z5 柱配筋應力比大於 1.0 分佈情形(低樓層)

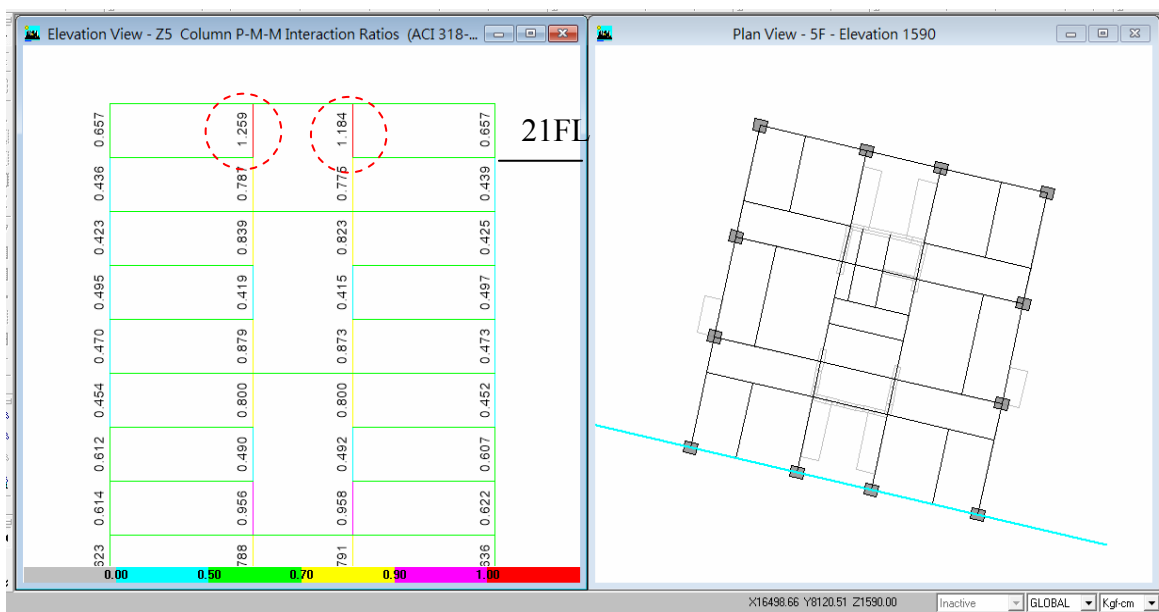


圖 6. FRAME-Z5 柱配筋應力比大於 1.0 分佈情形(高樓層)

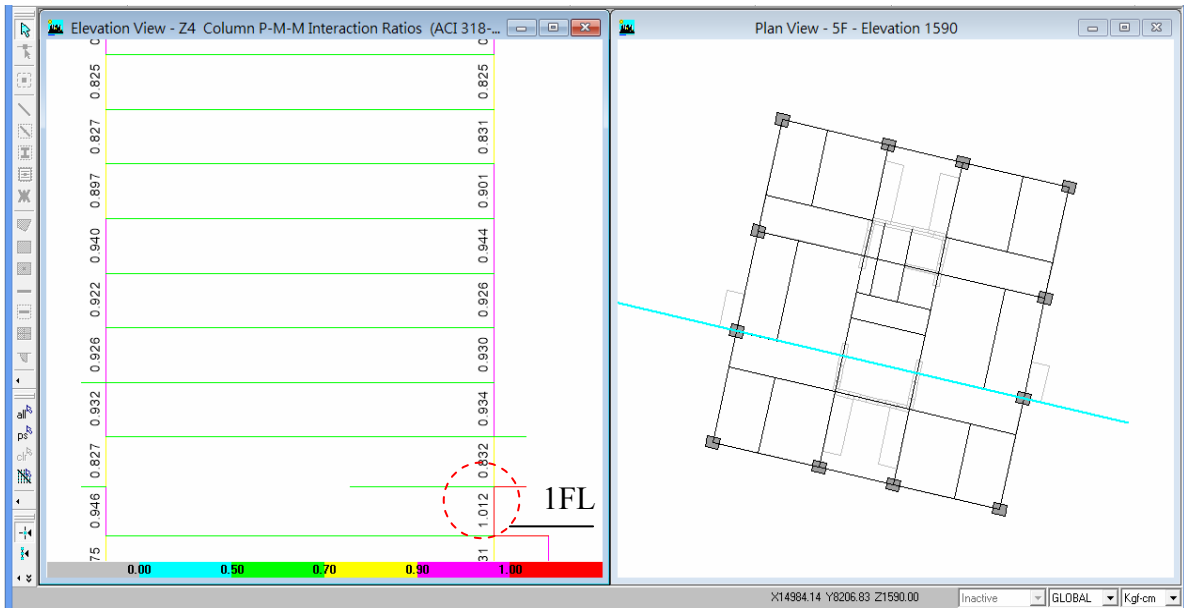


圖 7. FRAME-Z4 柱配筋應力比大於 1.0 分佈情形(低樓層)

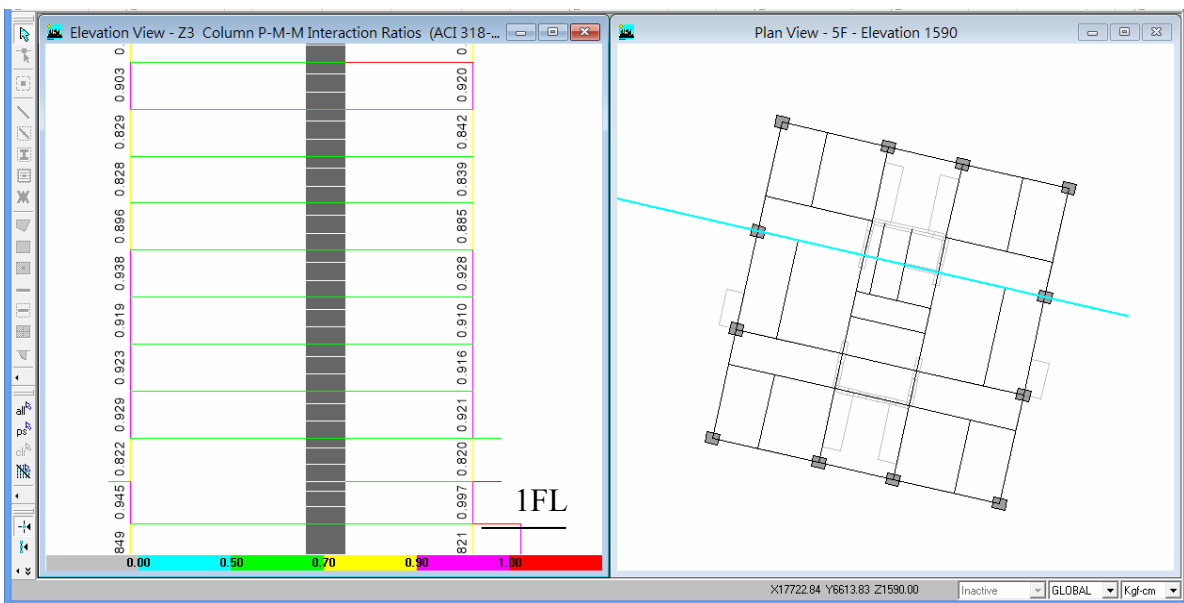


圖 8. FRAME-Z3 柱配筋應力分佈情形(低樓層)



台北市結構工程工業技師公會

Taipei Structural Engineers Association

表 16. A 棟柱設計檢視結果(1/3)

樓層	柱編號	C37				C38					
21F	尺寸	110x90				110x90					
	主筋	配置		檢核D/C	配置		檢核D/C				
		24-	# 8	123	0.657	24-	# 8	123	0.742		
	箍筋	X向		Y向	X向		Y向				
	需求剪力	圍束區	0.484		0.604	0.484		0.730			
		中央區	0.373		0.370	0.257		0.730			
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768
		D/C	0.630		0.786	0.630		0.951			
	中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512
		D/C	0.729		0.723	0.502		1.426			
6F	尺寸	110x90				110x90					
	主筋	配置		檢核D/C	配置		檢核D/C				
		24-	# 8	123	1.084	36-	# 8	184	0.844		
	箍筋	X向		Y向	X向		Y向				
	需求剪力	圍束區	0.605		0.755	0.605		0.755			
		中央區	0.369		0.311	0.338		0.332			
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768
		D/C	0.788		0.983	0.788		0.983			
	中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512
		D/C	0.721		0.607	0.660		0.648			
5F	尺寸	110x90				110x90					
	主筋	配置		檢核D/C	配置		檢核D/C				
		24-	# 8	123	1.049	36-	# 8	184	0.919		
	箍筋	X向		Y向	X向		Y向				
	需求剪力	圍束區	0.605		0.755	0.605		0.755			
		中央區	0.365		0.302	0.337		0.321			
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768
		D/C	0.788		0.983	0.788		0.983			
	中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512
		D/C	0.713		0.590	0.658		0.627			
4F	尺寸	110x90				110x90					
	主筋	配置		檢核D/C	配置		檢核D/C				
		24-	# 8	123	1.033	24-	# 10	192	0.894		
	箍筋	X向		Y向	X向		Y向				
	需求剪力	圍束區	0.605		0.755	0.605		0.755			
		中央區	0.355		0.275	0.332		0.588			
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768
		D/C	0.788		0.983	0.788		0.983			
	中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512
		D/C	0.693		0.537	0.648		1.148			
3F	尺寸	110x90				110x90					
	主筋	配置		檢核D/C	配置		檢核D/C				
		24-	# 8	123	1.189	26-	# 10	208	0.860		
	箍筋	X向		Y向	X向		Y向				
	需求剪力	圍束區	0.605		0.755	0.605		0.755			
		中央區	0.342		0.275	0.318		0.291			
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768	4-	# 4 @ 10	0.512
		D/C	0.788		0.983	1.182		0.983			
	中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512	4-	# 4 @ 15	0.341
		D/C	0.668		0.537	0.932		0.568			
2F	尺寸	90x110				90x110					
	主筋	配置		檢核D/C	配置		檢核D/C				
		30-	# 8	154	0.948	30-	# 10	240	0.875		
	箍筋	X向		Y向	X向		Y向				
	需求剪力	圍束區	0.605		0.755	0.605		0.755			
		中央區	0.313		0.255	0.299		0.269			
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768
		D/C	0.788		0.983	0.788		0.983			
	中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512
		D/C	0.611		0.498	0.584		0.525			
1F	尺寸	110x110				110x110					
	主筋	配置		檢核D/C	配置		檢核D/C				
		40-	# 8	205	1.550	32-	# 10	256	1.103		
	箍筋	X向		Y向	X向		Y向				
	需求剪力	圍束區	0.755		0.755	0.755		0.755			
		中央區	0.399		0.471	0.351		0.505			
	圍束區	配置	5-	# 4 @ 10	0.640	5-	# 4 @ 10	0.640	6-	# 4 @ 10	0.768
		D/C	1.180		1.180	0.983		0.983			
	中央區	配置	5-	# 4 @ 10	0.640	5-	# 4 @ 10	0.640	6-	# 4 @ 10	0.768
		D/C	0.623		0.736	0.457		0.658			



台北市結構工程工業技師公會

Taipei Structural Engineers Association

表 17. A 棟柱設計檢視結果(2/3)

樓層	柱編號	C41				C45					
21F	尺寸	110x90				110x90					
	主筋	配置		檢核D/C	配置		檢核D/C				
		24-	# 8	123	0.812	24-	# 8	123	0.780		
	箍筋	X向		Y向	X向		Y向				
	需求剪力	圍束區	0.484		0.604	圍束區	0.605		0.755		
		中央區	0.327		0.275	中央區	0.248		0.278		
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768
		D/C	0.630		0.786	0.788		0.983			
中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512	
	D/C	0.639		0.537	0.484		0.543				
6F	尺寸	110x90				110x90					
	主筋	配置		檢核D/C	配置		檢核D/C				
		24-	# 8	123	0.901	24-	# 8	123	1.042		
	箍筋	X向		Y向	X向		Y向				
	需求剪力	圍束區	0.664		0.755	圍束區	0.605		0.755		
		中央區	0.664		0.318	中央區	0.374		0.308		
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768
		D/C	0.865		0.983	0.788		0.983			
中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512	
	D/C	1.297		0.621	0.730		0.602				
5F	尺寸	110x90				110x90					
	主筋	配置		檢核D/C	配置		檢核D/C				
		26-	# 8	133	0.944	24-	# 8	123	0.999		
	箍筋	X向		Y向	X向		Y向				
	需求剪力	圍束區	0.653		0.755	圍束區	0.605		0.755		
		中央區	0.653		0.3	中央區	0.369		0.299		
	圍束區	配置	4-	# 4 @ 10	0.512	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768
		D/C	1.275		0.983	0.788		0.983			
中央區	配置	4-	# 4 @ 15	0.341	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512	
	D/C	1.913		0.586	0.721		0.584				
4F	尺寸	110x90				110x90					
	主筋	配置		檢核D/C	配置		檢核D/C				
		24-	# 10	192	0.926	24-	# 8	123	0.974		
	箍筋	X向		Y向	X向		Y向				
	需求剪力	圍束區	0.632		0.755	圍束區	0.605		0.755		
		中央區	0.632		0.284	中央區	0.358		0.272		
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768	6-	# 4 @ 10	0.768
		D/C	0.823		0.983	0.788		0.983			
中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512	6-	# 4 @ 15	0.512	
	D/C	1.234		0.555	0.699		0.531				
3F	尺寸	110x90				110x90					
	主筋	配置		檢核D/C	配置		檢核D/C				
		30-	# 10	240	0.930	24-	# 8	123	1.103		
	箍筋	X向		Y向	X向		Y向				
	需求剪力	圍束區	0.613		0.755	圍束區	0.605		0.755		
		中央區	0.613		0.269	中央區	0.343		0.272		
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	5-	# 4 @ 10	0.640	6-	# 4 @ 10	0.768
		D/C	0.798		1.180	0.788		0.983			
中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	5-	# 4 @ 15	0.427	6-	# 4 @ 15	0.512	
	D/C	1.197		0.630	0.670		0.531				
2F	尺寸	110x90				110x90					
	主筋	配置		檢核D/C	配置		檢核D/C				
		36-	# 10	288	0.934	30-	# 8	154	0.963		
	箍筋	X向		Y向	X向		Y向				
	需求剪力	圍束區	0.605		0.755	圍束區	0.605		0.755		
		中央區	0.545		0.262	中央區	0.317		0.255		
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	5-	# 4 @ 10	0.640	6-	# 4 @ 10	0.768
		D/C	0.788		1.180	0.788		0.983			
中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	5-	# 4 @ 15	0.427	6-	# 4 @ 15	0.512	
	D/C	1.064		0.614	0.619		0.498				
1F	尺寸	110x110				110x110					
	主筋	配置		檢核D/C	配置		檢核D/C				
		40-	# 10	320	1.012	40-	# 8	205	1.465		
	箍筋	X向		Y向	X向		Y向				
	需求剪力	圍束區	0.755		0.755	圍束區	0.755		0.755		
		中央區	0.471		0.349	中央區	0.484		0.412		
	圍束區	配置	5-	# 4 @ 10	0.640	5-	# 4 @ 10	0.640	5-	# 4 @ 10	0.640
		D/C	1.180		1.180	1.180		1.180			
中央區	配置	5-	# 4 @ 10	0.640	5-	# 4 @ 10	0.640	5-	# 4 @ 10	0.640	
	D/C	0.736		0.545	0.756		0.644				



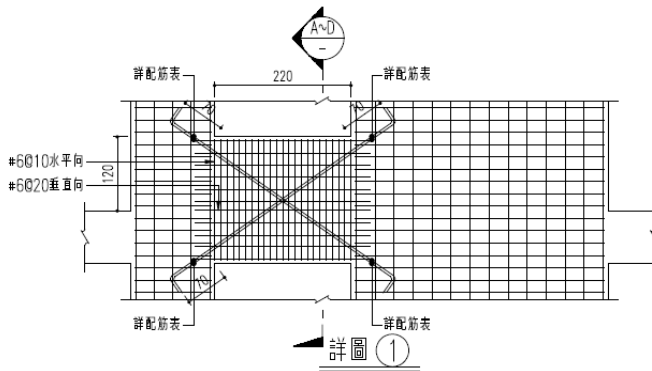
表 18. A 棟柱設計檢視結果(3/3)

樓層	柱編號	C46				
21F	尺寸	110x90				
	主筋	配置		檢核D/C		
		24-	# 8	123	0.729	
	箍筋	X向		Y向		
	需求剪力	圍束區	0.484		0.734	
		中央區	0.267		0.732	
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6- # 4 @ 10 0.768
		D/C	0.630		0.956	
中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	6- # 4 @ 15 0.512	
	D/C	0.521		1.430		
6F	尺寸	110x90				
	主筋	配置		檢核D/C		
		36-	# 8	184	0.895	
	箍筋	X向		Y向		
	需求剪力	圍束區	0.605		0.755	
		中央區	0.357		0.327	
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6- # 4 @ 10 0.768
		D/C	0.788		0.983	
中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	6- # 4 @ 15 0.512	
	D/C	0.697		0.639		
5F	尺寸	110x90				
	主筋	配置		檢核D/C		
		36-	# 8	184	0.976	
	箍筋	X向		Y向		
	需求剪力	圍束區	0.605		0.755	
		中央區	0.356		0.316	
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6- # 4 @ 10 0.768
		D/C	0.788		0.983	
中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	6- # 4 @ 15 0.512	
	D/C	0.695		0.617		
4F	尺寸	110x90				
	主筋	配置		檢核D/C		
		24-	# 10	192	0.964	
	箍筋	X向		Y向		
	需求剪力	圍束區	0.605		0.755	
		中央區	0.35		0.581	
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6- # 4 @ 10 0.768
		D/C	0.788		0.983	
中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	6- # 4 @ 15 0.512	
	D/C	0.684		1.135		
3F	尺寸	110x90				
	主筋	配置		檢核D/C		
		26-	# 10	208	0.894	
	箍筋	X向		Y向		
	需求剪力	圍束區	0.605		0.755	
		中央區	0.332		0.286	
	圍束區	配置	4-	# 4 @ 10	0.512	6- # 4 @ 10 0.768
		D/C	1.182		0.983	
中央區	配置	4-	# 4 @ 15	0.341	6- # 4 @ 15 0.512	
	D/C	0.973		0.559		
2F	尺寸	90x110				
	主筋	配置		檢核D/C		
		30-	# 10	240	1.016	
	箍筋	X向		Y向		
	需求剪力	圍束區	0.605		0.755	
		中央區	0.333		0.262	
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6- # 4 @ 10 0.768
		D/C	0.788		0.983	
中央區	配置	6-	# 4 @ 15	0.512	6- # 4 @ 15 0.512	
	D/C	0.650		0.512		
1F	尺寸	110x110				
	主筋	配置		檢核D/C		
		32-	# 10	256	1.087	
	箍筋	X向		Y向		
	需求剪力	圍束區	0.755		0.755	
		中央區	0.412		0.501	
	圍束區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6- # 4 @ 10 0.768
		D/C	0.983		0.983	
中央區	配置	6-	# 4 @ 10	0.768	6- # 4 @ 10 0.768	
	D/C	0.536		0.652		



(13)開窗處剪力牆段剪力檢視結果：

上部各樓層剪力牆開排煙窗，開窗後剩餘之剪力牆段以牆元素進行模擬，並指定為 Spandrel 進行設計，檢視結果以 A 棟為例，除上部 3 個樓層可完成設計外，ETABS 皆無法完成設計（顯示 O/S），表示此部分之斷面不足，檢視結果詳表 19-24。



配筋表

樓層	對角鋼筋數	剖面圖
21FL~19FL	6-#8	A
18FL~15FL	6-#10	A
14FL~12FL	8-#10	B
11FL~8FL	10-#10	C
7FL~3FL	12-#10	D

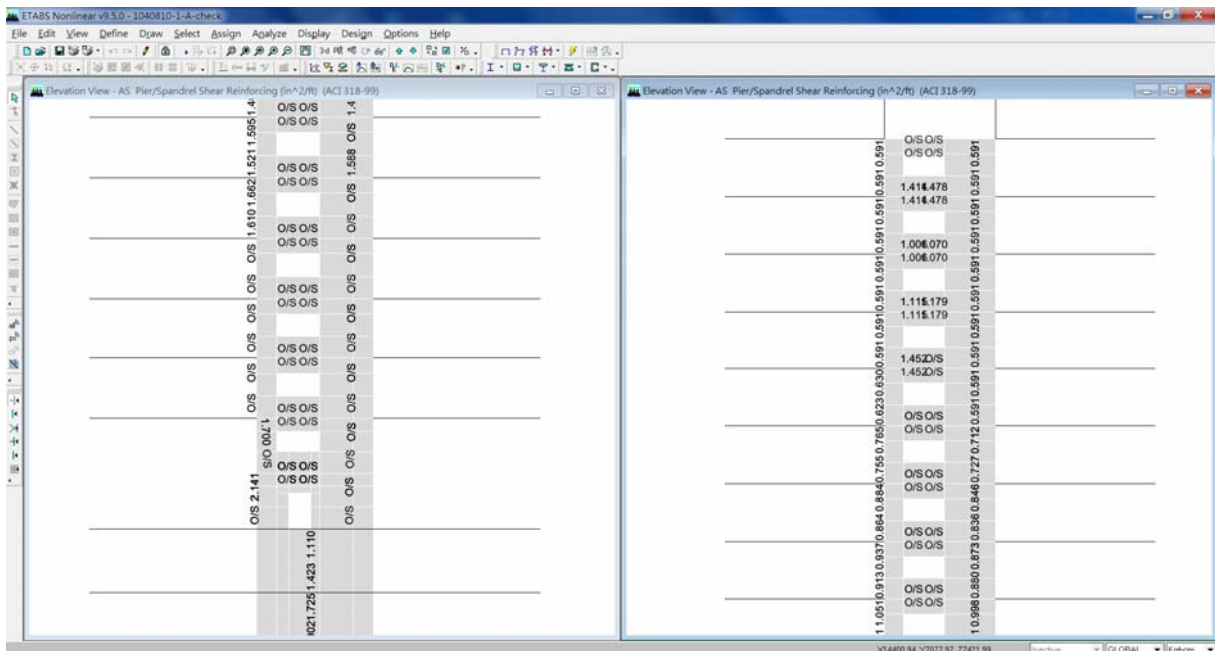
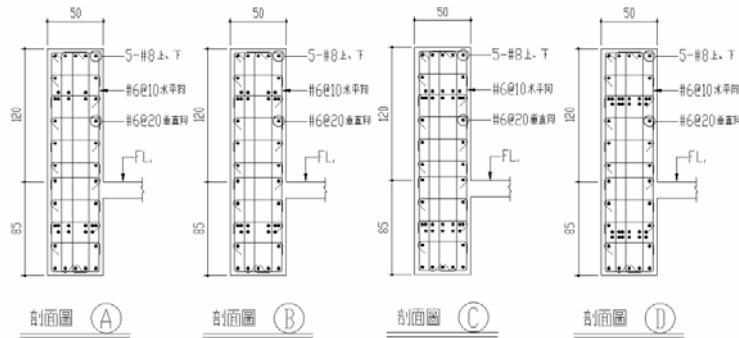


圖 11. A 棟剪力牆段配筋與 ETABS 剪力設計檢視結果



本案剪力連接梁應依循「混凝土結構設計規範」15.8.7.之規定檢視剪力強度，規範節錄如下：

15.8.7.3 連接梁如其 $l_n/h < 2$ ，且設計剪力 V_u 超過 $1.06\sqrt{f'_c}A_{cw}$ ，應配置對跨度中點對稱之兩組對角向鋼筋，除非能證明連接梁勁度、強度喪失後並不會對結構承載垂直力造成危害，或妨礙逃生，或影響非結構構材及其與結構體接頭之完整性。

15.8.7.4 連接梁配置對跨度中點對稱之兩組對角向鋼筋，應滿足下列條件：

(1)任一組對角向鋼筋至少應具有四根鋼筋，其由橫向鋼筋外緣算起之寬度不得少於 $b_w/2$ ，而橫向鋼筋外緣算起之深度不得少於 $b_w/5$ 。

(2)計算剪力強度依下式計算：

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (15-9)$$

(3)任一組對角向鋼筋，應配置滿足第 15.5.4.1 至 15.5.4.3 節之橫向鋼筋。為計算 A_g ，假設其外具有符合規範要求的最小保護層厚度。

(4)對角向鋼筋入結構牆之深度，應以受拉鋼筋伸展長度計算之。

(5)對角向鋼筋應考慮其對連接梁彎矩強度之貢獻。

(6)平行連接梁縱向與橫向，應至少配置滿足第 4.9.4 節與第 4.9.5 節之鋼筋。

因本案剪力連接梁跨深比小於 2，依上述規範檢視連接梁設計剪力，係採對角向鋼筋計算剪力強度，即

$$V_s = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw}$$

原設計使用之對角向鋼筋 $\alpha=35^\circ$ ，剪力強度計算於表 19-24。檢視結果需求剪力 V_u 超過法規上限、對角向鋼筋多數樓層不符規範要求，惟原設計配置相當多之垂直剪力箍筋，因規範並無規定梁跨深比小於 2 情形下可計入垂直剪力箍筋強度，因此僅羅列供參。



表 19. A 棟連接梁剪力強度檢視結果

樓層	Spandrel 編號	V_u (tf)	連接梁		fc'	規範		剪力箍筋檢視			對角剪力斜筋檢視		
			寬 (cm)	深 (cm)		5 V_c	$V_u < V_c$	原設計 剪力箍筋	V_s (tf)	檢視 V_u / V_s	原設計 對角配筋配置	V_s (tf)	檢視 V_u / V_s
21F	SA1	194.69	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.195	6 - #8 30.7	125.81	1.548
20F	SA1	154.41	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.155	6 - #8 30.7	125.81	1.227
19F	SA1	165.17	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.166	6 - #8 30.7	125.81	1.313
18F	SA1	198.48	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.199	6 - #10 48.0	196.58	1.010
17F	SA1	215.87	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.216	6 - #10 48.0	196.58	1.098
16F	SA1	252.61	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.253	6 - #10 48.0	196.58	1.285
15F	SA1	282.06	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.283	6 - #10 48.0	196.58	1.435
14F	SA1	286.03	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.287	8 - #10 64.0	262.10	1.091
13F	SA1	331.40	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.332	8 - #10 64.0	262.10	1.264
12F	SA1	373.65	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.375	8 - #10 64.0	262.10	1.426
11F	SA1	378.41	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.379	10 - #10 80.0	327.63	1.155
10F	SA1	401.24	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.402	10 - #10 80.0	327.63	1.225
9F	SA1	391.49	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.393	10 - #10 80.0	327.63	1.195
8F	SA1	373.64	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.375	10 - #10 80.0	327.63	1.140
7F	SA1	427.23	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.428	12 - #10 96.0	393.15	1.087
6F	SA1	481.12	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.482	12 - #10 96.0	393.15	1.224
5F	SA1	502.72	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.504	12 - #10 96.0	393.15	1.279
4F	SA1	562.29	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.564	12 - #10 96.0	393.15	1.430
3F	SA1	621.45	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.623	12 - #10 96.0	393.15	1.581
2F	SA1	532.36	60	205	350	518.33	NG	5-#6@10	997.23	0.534	12 - #10 96.0	393.15	1.354
1.5F	SA1	759.37	60	205	350	518.33	NG	5-#6@10	997.23	0.761	12 - #10 96.0	393.15	1.931



表 20. B 棟連接梁剪力強度檢視結果

樓層	Spandrel 編號	V_u (tf)	連接梁		fc'	規範		剪力箍筋檢視			對角剪力斜筋檢視			
			寬 (cm)	深 (cm)		5	V_c	$V_u <$	原設計 剪力箍筋	V_s (tf)	檢視 V_u / V_s	原設計 對角配筋配置	V_s (tf)	檢視 V_u / V_s
24F	SB1	202.77	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.203	6 - #8 30.7	125.81	1.612	
23F	SB1	172.30	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.173	6 - #8 30.7	125.81	1.370	
22F	SB1	179.10	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.180	6 - #8 30.7	125.81	1.424	
21F	SB1	208.06	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.209	6 - #10 48.0	196.58	1.058	
20F	SB1	207.33	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.208	6 - #10 48.0	196.58	1.055	
19F	SB1	238.87	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.240	6 - #10 48.0	196.58	1.215	
18F	SB1	262.70	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.263	6 - #10 48.0	196.58	1.336	
17F	SB1	264.68	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.265	8 - #10 64.0	262.10	1.010	
16F	SB1	290.07	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.291	8 - #10 64.0	262.10	1.107	
15F	SB1	302.04	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.303	8 - #10 64.0	262.10	1.152	
14F	SB1	296.91	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.298	8 - #10 64.0	262.10	1.133	
13F	SB1	340.87	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.342	8 - #10 64.0	262.10	1.301	
12F	SB1	378.87	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.380	10 - #10 80.0	327.63	1.156	
11F	SB1	378.13	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.379	10 - #10 80.0	327.63	1.154	
10F	SB1	402.14	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.403	10 - #10 80.0	327.63	1.227	
9F	SB1	412.40	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.414	10 - #10 80.0	327.63	1.259	
8F	SB1	406.67	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.408	10 - #10 80.0	327.63	1.241	
7F	SB1	464.11	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.465	12 - #10 96.0	393.15	1.180	
6F	SB1	519.17	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.521	12 - #10 96.0	393.15	1.321	
5F	SB1	539.11	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.541	12 - #10 96.0	393.15	1.371	
4F	SB1	598.99	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.601	12 - #10 96.0	393.15	1.524	
3F	SB1	650.88	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.653	12 - #10 96.0	393.15	1.656	
2F	SB1	571.92	60	205	350	518.33	NG	5-#6@10	997.23	0.574	12 - #10 96.0	393.15	1.455	
1.5F	SB1	522.89	60	205	350	518.33	NG	5-#6@10	997.23	0.524	12 - #10 96.0	393.15	1.330	



表 21. C 棟連接梁剪力強度檢視結果

樓層	Spandrel 編號	V_u (tf)	連接梁		fc'	規範		剪力箍筋檢視			對角剪力斜筋檢視		
			寬 (cm)	深 (cm)		5 V_c	$V_u < V_c$	原設計 剪力箍筋	V_s (tf)	檢視 V_u / V_s	原設計 對角配筋配置	V_s (tf)	檢視 V_u / V_s
24F	SC1	199.10	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.200	6 - #8 30.7	125.81	1.583
23F	SC1	179.76	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.180	6 - #8 30.7	125.81	1.429
22F	SC1	191.44	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.192	6 - #8 30.7	125.81	1.522
21F	SC1	212.38	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.213	6 - #10 48.0	196.58	1.080
20F	SC1	203.35	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.204	6 - #10 48.0	196.58	1.034
19F	SC1	227.78	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.228	6 - #10 48.0	196.58	1.159
18F	SC1	247.98	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.249	6 - #10 48.0	196.58	1.262
17F	SC1	257.83	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.259	8 - #10 64.0	262.10	0.984
16F	SC1	287.52	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.288	8 - #10 64.0	262.10	1.097
15F	SC1	299.30	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.300	8 - #10 64.0	262.10	1.142
14F	SC1	290.84	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.292	8 - #10 64.0	262.10	1.110
13F	SC1	325.58	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.326	8 - #10 64.0	262.10	1.242
12F	SC1	360.01	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.361	10 - #10 80.0	327.63	1.099
11F	SC1	364.25	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.365	10 - #10 80.0	327.63	1.112
10F	SC1	382.27	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.383	10 - #10 80.0	327.63	1.167
9F	SC1	389.25	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.390	10 - #10 80.0	327.63	1.188
8F	SC1	396.88	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.398	10 - #10 80.0	327.63	1.211
7F	SC1	445.23	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.446	12 - #10 96.0	393.15	1.132
6F	SC1	495.89	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.497	12 - #10 96.0	393.15	1.261
5F	SC1	515.71	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.517	12 - #10 96.0	393.15	1.312
4F	SC1	568.89	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.570	12 - #10 96.0	393.15	1.447
3F	SC1	631.83	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.634	12 - #10 96.0	393.15	1.607
2F	SC1	535.03	60	205	350	518.33	NG	5-#6@10	997.23	0.537	12 - #10 96.0	393.15	1.361
1.5F	SC1	466.45	60	205	350	518.33	OK	5-#6@10	997.23	0.468	12 - #10 96.0	393.15	1.186



表 22. D 棟連接梁剪力強度檢視結果

樓層	Spandrel 編號	V_u (tf)	連接梁		fc'	規範		剪力箍筋檢視			對角剪力斜筋檢視			
			寬 (cm)	深 (cm)		5	V_c	$V_u <$	原設計 剪力箍筋	V_s (tf)	檢視 V_u / V_s	原設計 對角配筋配置	V_s (tf)	檢視 V_u / V_s
24F	SD1	112.28	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.113	6 - #8 30.7	125.81	0.892	
23F	SD1	133.10	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.133	6 - #8 30.7	125.81	1.058	
22F	SD1	152.70	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.153	6 - #8 30.7	125.81	1.214	
21F	SD1	179.48	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.180	6 - #10 48.0	196.58	0.913	
20F	SD1	168.42	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.169	6 - #10 48.0	196.58	0.857	
19F	SD1	198.52	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.199	6 - #10 48.0	196.58	1.010	
18F	SD1	235.71	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.236	6 - #10 48.0	196.58	1.199	
17F	SD1	246.89	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.248	8 - #10 64.0	262.10	0.942	
16F	SD1	281.67	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.282	8 - #10 64.0	262.10	1.075	
15F	SD1	292.48	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.293	8 - #10 64.0	262.10	1.116	
14F	SD1	279.43	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.280	8 - #10 64.0	262.10	1.066	
13F	SD1	318.62	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.320	8 - #10 64.0	262.10	1.216	
12F	SD1	357.42	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.358	10 - #10 80.0	327.63	1.091	
11F	SD1	361.71	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.363	10 - #10 80.0	327.63	1.104	
10F	SD1	385.08	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.386	10 - #10 80.0	327.63	1.175	
9F	SD1	393.30	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.394	10 - #10 80.0	327.63	1.200	
8F	SD1	400.15	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.401	10 - #10 80.0	327.63	1.221	
7F	SD1	457.08	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.458	12 - #10 96.0	393.15	1.163	
6F	SD1	514.46	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.516	12 - #10 96.0	393.15	1.309	
5F	SD1	536.61	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.538	12 - #10 96.0	393.15	1.365	
4F	SD1	608.20	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.610	12 - #10 96.0	393.15	1.547	
3F	SD1	686.81	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.689	12 - #10 96.0	393.15	1.747	
2F	SD1	644.56	60	205	350	518.33	NG	5-#6@10	997.23	0.646	12 - #10 96.0	393.15	1.639	
1.5F	SD1	579.47	60	205	350	518.33	NG	5-#6@10	997.23	0.581	12 - #10 96.0	393.15	1.474	



表 23. E 棟連接梁剪力強度檢視結果

樓層	Spandrel 編號	V_u (tf)	連接梁		fc'	規範		剪力箍筋檢視			對角剪力斜筋檢視		
			寬 (cm)	深 (cm)		5 V_c	$V_u <$ 5 V_c	原設計 剪力箍筋	V_s (tf)	檢視 $V_u /$ V_s	原設計 對角配筋配置	V_s (tf)	檢視 $V_u /$ V_s
24F	SE1	190.15	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.472	6 - #8 30.7	125.81	1.511
23F	SE1	164.57	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.408	6 - #8 30.7	125.81	1.308
22F	SE1	177.64	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.441	6 - #8 30.7	125.81	1.412
21F	SE1	202.75	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.503	6 - #10 48.0	196.58	1.031
20F	SE1	200.76	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.498	6 - #10 48.0	196.58	1.021
19F	SE1	228.16	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.566	6 - #10 48.0	196.58	1.161
18F	SE1	248.17	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.616	6 - #10 48.0	196.58	1.262
17F	SE1	252.45	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.626	6 - #10 48.0	196.58	1.284
16F	SE1	277.20	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.688	8 - #10 64.0	262.10	1.058
15F	SE1	294.07	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.730	8 - #10 64.0	262.10	1.122
14F	SE1	268.36	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.666	8 - #10 64.0	262.10	1.024
13F	SE1	323.09	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.802	8 - #10 64.0	262.10	1.233
12F	SE1	360.88	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.896	10 - #10 80.0	327.63	1.102
11F	SE1	364.48	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.904	10 - #10 80.0	327.63	1.112
10F	SE1	380.07	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.943	10 - #10 80.0	327.63	1.160
9F	SE1	382.20	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.948	10 - #10 80.0	327.63	1.167
8F	SE1	392.70	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.974	10 - #10 80.0	327.63	1.199
7F	SE1	443.99	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	1.102	12 - #10 96.0	393.15	1.129
6F	SE1	496.58	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	1.232	12 - #10 96.0	393.15	1.263
5F	SE1	515.88	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	1.280	12 - #10 96.0	393.15	1.312
4F	SE1	569.99	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	1.414	12 - #10 96.0	393.15	1.450
3F	SE1	602.83	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	1.496	12 - #10 96.0	393.15	1.533
2F	SE1	481.04	60	205	350	518.33	OK	5-#6@10	997.23	1.194	12 - #10 96.0	393.15	1.224
1.5F	SE1	367.36	60	205	350	518.33	OK	5-#6@10	997.23	0.912	12 - #10 96.0	393.15	0.934



表 24. F 棟連接梁剪力強度檢視結果

樓層	Spandrel 編號	V_u (tf)	連接梁		fc'	規範		剪力箍筋檢視			對角剪力斜筋檢視		
			寬 (cm)	深 (cm)		5 V_c	$V_u < V_c$	原設計 剪力箍筋	V_s (tf)	檢視 V_u / V_s	原設計 對角配筋配置	V_s (tf)	檢視 V_u / V_s
21F	SF1	172.14	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.173	6 - #10 48.0	196.58	0.876
20F	SF1	141.54	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.142	6 - #10 48.0	196.58	0.720
19F	SF1	158.19	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.159	6 - #10 48.0	196.58	0.805
18F	SF1	189.93	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.190	6 - #10 48.0	196.58	0.966
17F	SF1	203.99	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.205	8 - #10 64.0	262.10	0.778
16F	SF1	238.35	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.239	8 - #10 64.0	262.10	0.909
15F	SF1	248.51	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.249	8 - #10 64.0	262.10	0.948
14F	SF1	252.34	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.253	8 - #10 64.0	262.10	0.963
13F	SF1	297.02	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.298	8 - #10 64.0	262.10	1.133
12F	SF1	336.58	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.338	10 - #10 80.0	327.63	1.027
11F	SF1	340.13	50	205	280	386.34	OK	5-#6@10	997.23	0.341	10 - #10 80.0	327.63	1.038
10F	SF1	362.78	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.364	10 - #10 80.0	327.63	1.107
9F	SF1	369.06	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.370	10 - #10 80.0	327.63	1.126
8F	SF1	361.29	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.362	10 - #10 80.0	327.63	1.103
7F	SF1	410.29	50	205	350	431.94	OK	5-#6@10	997.23	0.411	12 - #10 96.0	393.15	1.044
6F	SF1	458.44	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.460	12 - #10 96.0	393.15	1.166
5F	SF1	475.50	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.477	12 - #10 96.0	393.15	1.209
4F	SF1	528.85	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.530	12 - #10 96.0	393.15	1.345
3F	SF1	584.84	50	205	350	431.94	NG	5-#6@10	997.23	0.586	12 - #10 96.0	393.15	1.488
2F	SF1	535.93	60	205	350	518.33	NG	5-#6@10	997.23	0.537	12 - #10 96.0	393.15	1.363
1.5F	SF1	529.63	60	205	350	518.33	NG	5-#6@10	997.23	0.531	12 - #10 96.0	393.15	1.347



表 25. A 棟 Pier 配筋檢視結果

A 棟			
樓層	P1	P2	P3
	檢視 D/C	檢視 D/C	檢視 D/C
21F	0.185	0.348	0.165
20F	0.363	0.322	0.227
19F	0.465	0.338	0.265
18F	0.523	0.428	0.306
17F	0.538	0.388	0.320
16F	0.511	0.312	0.304
15F	0.444	0.340	0.330
14F	0.405	0.374	0.368
13F	0.442	0.409	0.406
12F	0.478	0.424	0.440
11F	0.527	0.465	0.478
10F	0.580	0.510	0.516
9F	0.541	0.486	0.461
8F	0.577	0.503	0.480
7F	0.624	0.540	0.514
6F	0.684	0.601	0.558
5F	0.755	0.657	0.614
4F	0.834	0.713	0.660
3F	0.879	0.826	0.731
2F	0.966	1.070	0.796
1F	1.161	1.070	0.865
B1F	0.856	--	0.958
B2F	0.719	--	0.833
B3F	0.684	--	0.755



表 26. B 棟 Pier 配筋檢視結果

B 棟			
樓層	P1	P2	P3
	檢視 D/C	檢視 D/C	檢視 D/C
24F	0.401	0.260	0.194
23F	0.531	0.245	0.236
22F	0.597	0.321	0.270
21F	0.676	0.376	0.307
20F	0.726	0.396	0.342
19F	0.750	0.400	0.371
18F	0.718	0.366	0.392
17F	0.669	0.402	0.412
16F	0.687	0.437	0.435
15F	0.714	0.474	0.460
14F	0.689	0.505	0.497
13F	0.677	0.535	0.533
12F	0.673	0.549	0.560
11F	0.685	0.583	0.597
10F	0.725	0.619	0.645
9F	0.850	0.608	0.569
8F	0.876	0.642	0.596
7F	0.931	0.681	0.627
6F	1.084	0.716	0.645
5F	1.062	0.769	0.680
4F	0.881	0.818	0.722
3F	1.080	0.898	0.760
2F	1.185	0.982	0.845
1F	1.042	0.849	0.786
B1F	0.863	--	0.832
B2F	0.827	--	0.811
B3F	0.790	--	0.785



表 27. C 棟 Pier 配筋檢視結果

C 棟			
樓層	P1	P2	P3
	檢視 D/C	檢視 D/C	檢視 D/C
24F	0.392	0.259	0.182
23F	0.433	0.246	0.227
22F	0.486	0.292	0.263
21F	0.509	0.338	0.300
20F	0.524	0.340	0.330
19F	0.626	0.357	0.354
18F	0.681	0.336	0.376
17F	0.670	0.362	0.401
16F	0.676	0.392	0.428
15F	0.694	0.423	0.451
14F	0.674	0.454	0.482
13F	0.662	0.485	0.521
12F	0.664	0.506	0.552
11F	0.668	0.537	0.589
10F	0.706	0.569	0.635
9F	0.738	0.511	0.558
8F	0.784	0.542	0.584
7F	0.838	0.576	0.615
6F	0.980	0.607	0.633
5F	0.973	0.649	0.671
4F	0.902	0.672	0.704
3F	0.983	0.741	0.721
2F	1.090	0.877	0.806
1F	0.907	0.848	0.737
B1F	0.795	--	0.808
B2F	0.768	--	0.787
B3F	0.744	--	0.765



表 28. D 棟 Pier 配筋檢視結果

D 棟			
樓層	P1	P2	P3
	檢視 D/C	檢視 D/C	檢視 D/C
24F	0.173	0.254	0.154
23F	0.225	0.240	0.217
22F	0.256	0.315	0.253
21F	0.288	0.365	0.294
20F	0.314	0.373	0.302
19F	0.355	0.367	0.317
18F	0.393	0.357	0.340
17F	0.429	0.389	0.368
16F	0.463	0.420	0.404
15F	0.499	0.455	0.440
14F	0.534	0.487	0.480
13F	0.569	0.518	0.518
12F	0.602	0.536	0.550
11F	0.638	0.568	0.586
10F	0.675	0.602	0.631
9F	0.722	0.647	0.668
8F	0.640	0.574	0.584
7F	0.684	0.600	0.612
6F	0.731	0.638	0.584
5F	0.790	0.684	0.666
4F	0.837	0.719	0.699
3F	0.893	0.794	0.719
2F	0.980	0.870	0.801
1F	0.902	0.902	0.729
B1F	0.847	--	0.741
B2F	0.754	--	0.727
B3F	0.723	--	0.716



表 29. E 棟 Pier 配筋檢視結果

E 棟			
樓層	P1	P2	P3
	檢視 D/C	檢視 D/C	檢視 D/C
24F	0.380	0.238	0.172
23F	0.430	0.255	0.231
22F	0.472	0.298	0.259
21F	0.516	0.337	0.296
20F	0.514	0.347	0.313
19F	0.593	0.347	0.308
18F	0.639	0.361	0.337
17F	0.622	0.397	0.374
16F	0.637	0.431	0.409
15F	0.669	0.468	0.445
14F	0.659	0.500	0.487
13F	0.647	0.479	0.522
12F	0.660	0.512	0.558
11F	0.673	0.551	0.600
10F	0.713	0.585	0.646
9F	0.778	0.524	0.559
8F	0.839	0.556	0.588
7F	0.902	0.591	0.618
6F	1.028	0.627	0.611
5F	1.185	0.679	0.647
4F	1.326	0.736	0.701
3F	0.934	0.830	0.754
2F	1.252	1.026	0.827
1F	0.986	0.807	0.790
B1F	0.740	--	0.780
B2F	0.727	--	0.733
B3F	0.679	--	0.681



表 30. F 棟 Pier 配筋檢視結果

F 棟			
樓層	P1	P2	P3
	檢視 D/C	檢視 D/C	檢視 D/C
21F	0.398	0.318	0.177
20F	0.413	0.272	0.220
19F	0.456	0.286	0.255
18F	0.511	0.351	0.290
17F	0.511	0.316	0.317
16F	0.521	0.298	0.337
15F	0.552	0.328	0.357
14F	0.538	0.359	0.386
13F	0.539	0.389	0.417
12F	0.565	0.372	0.445
11F	0.542	0.406	0.476
10F	0.583	0.443	0.512
9F	0.706	0.484	0.552
8F	0.753	0.443	0.480
7F	0.833	0.480	0.511
6F	0.965	0.530	0.538
5F	1.129	0.580	0.585
4F	1.156	0.625	0.630
3F	1.044	0.681	0.693
2F	1.203	0.898	0.752
1F	1.018	0.903	0.712
B1F	0.827	--	0.753
B2F	0.787	--	0.738
B3F	0.742	--	0.711



(15)地梁設計檢視結果：地梁之檢視採兩方式進行，包括 ETABS 與 SAFE 模式，將全區模型地震側力改為靜力方式設定，於基礎版下方設置土壤彈簧 ($K_v=1300\text{tf/m}^3$)，連續壁下方設置線彈簧 ($K_v=9600\text{tf/m}^2$)，設定高水位 (地表下 2.4m) 及常時水位 (地表下 6.4m) 進行彈性地梁分析，兩方案檢視結果，地梁於考量矩形斷面下皆有多處強度不足，部份 ETABS 檢視結果節錄如下，ETABS 地梁配筋設計全區檢視成果詳附件九。



表 31. ETABS 地梁設計檢視結果節錄

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		檢核D/C	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$
FB1	主筋	TOP	3	# 10	24.0	TOP	3	# 10	24.0	27.00	72.00	1.13	3.00
		BOT	3	# 10	24.0	BOT	3	# 10	24.0	31.00	31.00	1.29	1.29
		總根數	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$	$(A_{v,req}/S)/(A_{v,sup}/S)$
42	1	# 4	@ 20	0.128	1	4	20	0.128	0.100	0.100	0.78	0.78	
FB2	主筋	TOP	5	# 10	40.0	TOP	18	# 10	144.0	54.00	68.00	1.35	0.47
		BOT	6	# 10	48.0	BOT	8	# 10	64.0	0.00	28.00	0.00	0.44
		總根數	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$	$(A_{v,req}/S)/(A_{v,sup}/S)$
1	2	# 4	@ 12	0.427	2	4	12	0.427	0.338	0.338	0.79	0.79	
FB3	主筋	TOP	18	# 10	144.0	TOP	11	# 10	88.0	88.00	45.00	0.61	0.51
		BOT	8	# 10	64.0	BOT	11	# 10	88.0	19.00	267.00	0.30	3.03
		總根數	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$	$(A_{v,req}/S)/(A_{v,sup}/S)$
1	2	# 4	@ 12	0.427	2	4	12	0.427	0.338	0.532	0.79	1.25	
FB4	主筋	TOP	11	# 10	88.0	TOP	8	# 10	64.0	61.00	19.00	0.69	0.30
		BOT	11	# 10	88.0	BOT	11	# 10	88.0	221.00	195.00	2.51	2.22
		總根數	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$	$(A_{v,req}/S)/(A_{v,sup}/S)$
1	2	# 4	@ 15	0.341	2	4	15	0.341	0.429	0.499	1.26	1.46	
FB5	主筋	TOP	8	# 10	64.0	TOP	8	# 10	64.0	0.00	0.00	0.00	0.00
		BOT	11	# 10	88.0	BOT	13	# 10	104.0	168.00	167.00	1.91	1.61
		總根數	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$	$(A_{v,req}/S)/(A_{v,sup}/S)$
1	2	# 4	@ 15	0.341	2	4	15	0.341	0.338	0.338	0.99	0.99	
FB6	主筋	TOP	8	# 10	64.0	TOP	12	# 10	96.0	24.00	66.00	0.38	0.69
		BOT	13	# 10	104.0	BOT	11	# 10	88.0	192.00	218.00	1.85	2.48
		總根數	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$	$(A_{v,req}/S)/(A_{v,sup}/S)$
1	2	# 4	@ 12	0.427	2	4	12	0.427	0.505	0.439	1.18	1.03	



台北市結構工程工業技師公會

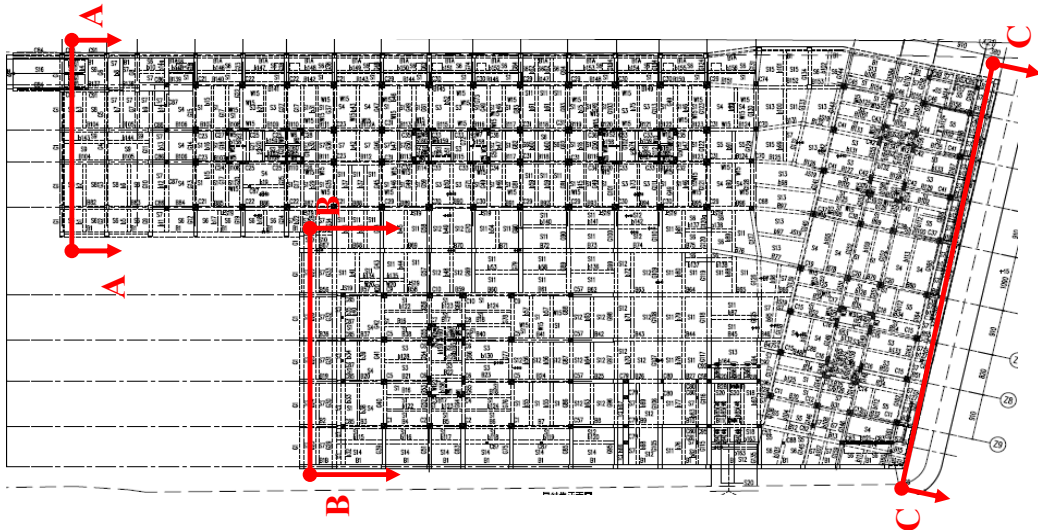
Taipei Structural Engineers Association

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢核配筋		檢核D/C	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
		位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$	
FB7	主筋	TOP	12	# 10	96.0	TOP	16	# 10	128.0	67.00	93.00	0.70	0.73
		BOT	11	# 10	88.0	BOT	11	# 10	88.0	262.00	21.00	2.98	0.24
		總根數	1	2	# 4	@ 12	0.427	2	4	12	0.427	0.527	0.338
FB8	主筋	TOP	16	# 10	128.0	TOP	8	# 10	64.0	61.00	43.00	0.48	0.67
		BOT	11	# 10	88.0	BOT	8	# 10	64.0	21.00	33.00	0.24	0.52
		總根數	1	1	# 4	@ 12	0.213	1	4	12	0.213	0.338	0.338
FB9	主筋	TOP	8	# 10	64.0	TOP	7	# 10	56.0	11.00	12.00	0.17	0.21
		BOT	8	# 10	64.0	BOT	8	# 10	64.0	34.00	26.00	0.53	0.41
		總根數	1	1	# 4	@ 20	0.128	1	4	20	0.128	0.338	0.338
FB10	主筋	TOP	7	# 10	56.0	TOP	7	# 10	56.0	34.00	48.00	0.61	0.86
		BOT	8	# 10	64.0	BOT	8	# 10	64.0	25.00	21.00	0.39	0.33
		總根數	1	1	# 4	@ 15	0.171	1	4	15	0.171	0.338	0.338
FB11	主筋	TOP	7	# 10	56.0	TOP	7	# 10	56.0	70.00	35.00	1.25	0.63
		BOT	8	# 10	64.0	BOT	8	# 10	64.0	23.00	109.00	0.36	1.70
		總根數	1	1	# 4	@ 10	0.256	1	4	10	0.256	0.338	0.338
FB12	主筋	TOP	7	# 10	56.0	TOP	5	# 10	40.0	25.00	14.00	0.45	0.35
		BOT	8	# 10	64.0	BOT	8	# 10	64.0	106.00	87.00	1.66	1.36
		總根數	1	1	# 4	@ 12	0.213	1	4	12	0.213	0.338	0.338



(16)一層樓版剪力傳遞檢視結果：

1. 一層樓版採剛性橫隔版 (Rigid Diaphragm) 或柔性樓版設定 (依實際版元素進行模擬與束制)，影響低樓層區之柱與剪力牆及一層樓版設計甚巨，需嚴謹探討其影響，茲比較採上述兩設定方式時，一層樓版所傳遞上部結構地震力至連續壁的剪力值如下表，依分析結果，一層設置剛性橫隔版後，樓版所必須傳遞之地震力為柔性樓版之 2.24 倍 (X 向) / 4.34 倍 (Y 向)，且傳遞之地震力值遠超過原設計一層樓版所能承擔，將造成一層樓版開裂。因此，原分析模型之模擬方式與實際結構行為不符。故設計檢視時地下各層樓版改採柔性樓版設定。



1樓以上總地震力 V= 17,962 tf

剖面	載重	模擬方式	
		剛性樓版 FY(tf)	柔性樓版 FY(tf)
A-A	EY	24,879	1,147
B-B	EY	2,120	3,803
C-C	EY	16,572	5,081
	Total(ton)	43,571	10,031

傳遞剪力與地震力比值 2.43 0.56
 Y向剛性樓版與柔性樓版傳遞剪力比值= 4.34

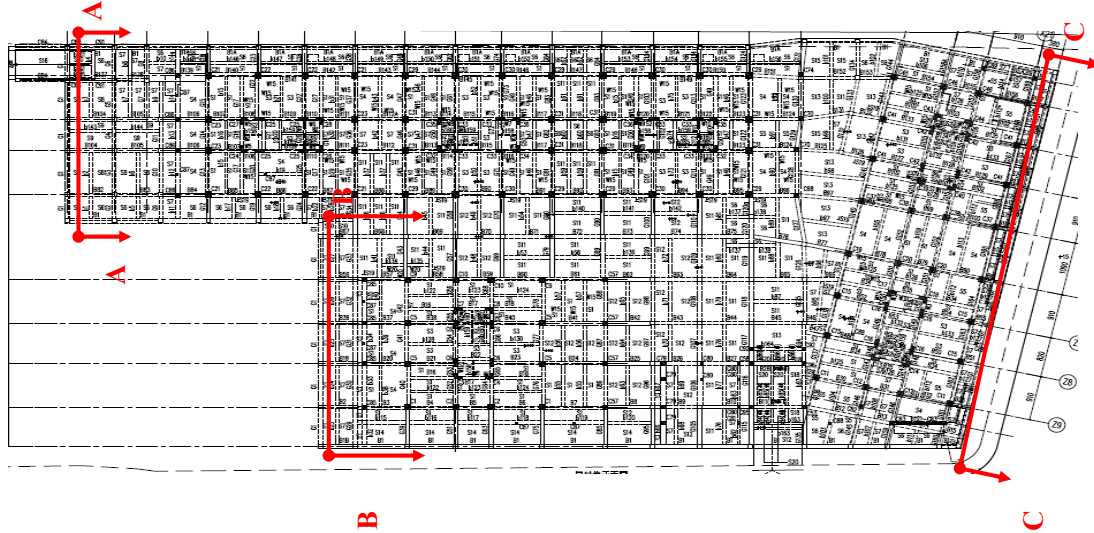
表 32. 柔性樓版與剛性樓版比較-Y 向



壹樓樓版剪力傳遞檢討

(一) 剪力傳遞基本資料

考慮6棟建築物同時受Y向地震力作用



斷面	傳遞地震剪力 V_e (tf)	f_c' (kgf/cm ²)	f_y (kgf/cm ²)	L(m)	V(tf)	V_u (tf)	V_c (tf)
A-A	1444.59	350	4200	36.82	1444.59	2022.43	1095.25
B-B	6312.57	350	4200	46.54	6312.57	8837.60	1384.39
C-C	5562.20	350	4200	79.842	5562.20	7787.08	2374.99

(二) 剪力傳遞檢討：

斷面	版厚比較		
	版厚t(cm)	最小版厚 t_{min} (cm)	$t > t_{min}$
A-A	30	14.77	OK
B-B	30	51.07	NG
C-C	30	26.23	OK

斷面	垂直剖面方向鋼筋比較								鋼筋比較
	剪力摩擦筋	梁式剪力筋	剪力鋼筋量	撓曲鋼筋量	鋼筋需要		原設計配筋		
	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	號數	間距(cm)	號數	間距(cm)	
A-A	9.89	6.76	6.23	17.12	# 4	@ 5	# 4	@ 18	NG
B-B	25.94	29.24	21.53	4.91	# 4	@ 5	# 4	@ 20	NG
C-C	20.20	21.20	11.06	4.24	# 4	@ 8	# 4	@ 20	NG

斷面	平面剖面方向鋼筋比較								鋼筋比較
	剪力摩擦筋	梁式剪力筋	剪力鋼筋量	撓曲鋼筋量	鋼筋需要		原設計配筋		
	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	號數	間距(cm)	號數	間距(cm)	
A-A	9.89	6.76	5.18	6.81	# 4	@ 11	# 4	@ 20	NG
B-B	25.94	29.24	26.60	1.95	# 4	@ 4	# 4	@ 30	NG
C-C	20.20	21.20	11.94	1.69	# 4	@ 9	# 4	@ 30	NG

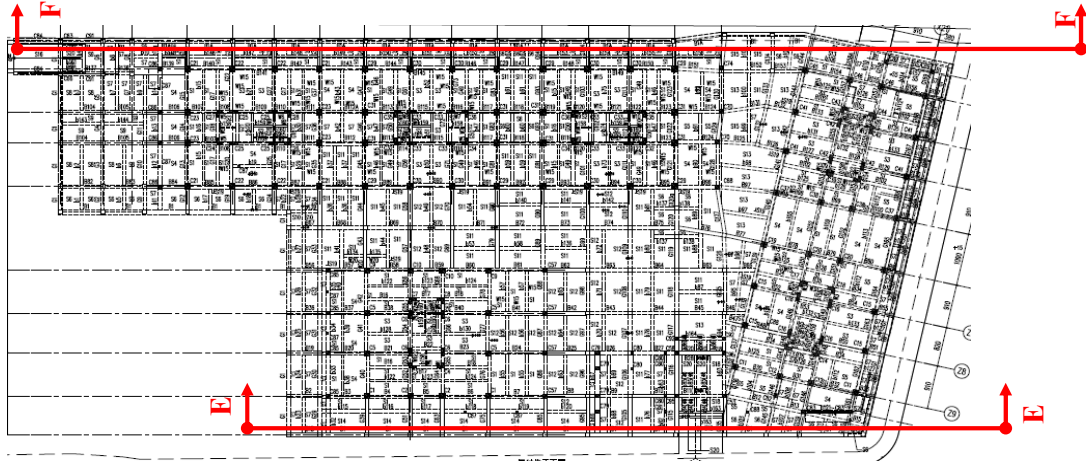
表 34. Y 向剪力傳遞檢討



壹樓樓版剪力傳遞檢討

(一) 剪力傳遞基本資料

考慮6棟建築物同時受X向地震力作用



斷面	傳遞地震剪力 V_e	f_c' (kgf/cm^2)	f_y (kgf/cm^2)	L(m)	V(tf)	V_u (tf)	V_c (tf)
E-E	8282.02	350	4200	115.03	8282.02	11594.83	3421.70
F-F	13585.81	350	4200	177.64	13585.81	19020.13	5284.11

(二) 剪力傳遞檢討：

斷面	版厚比較		
	版厚t(cm)	最小版厚 t_{\min} (cm)	$t > t_{\min}$
E-E	30	27.11	OK
F-F	30	24.28	OK

斷面	垂直剖面方向鋼筋比較								鋼筋比較
	剪力摩擦筋 (cm^2/m)	梁式剪力筋 (cm^2/m)	剪力鋼筋量 (cm^2/m)	撓曲鋼筋量 (cm^2/m)	鋼筋需要		原設計配筋		
					號數	間距(cm)	號數	間距(cm)	
E-E	22.86	24.92	11.43	11.81	# 4	@ 6	# 4	@ 18	NG
F-F	24.28	26.91	12.14	6.33	# 4	@ 4	# 4	@ 20	NG

斷面	平面剖面方向鋼筋比較								鋼筋比較
	剪力摩擦筋 (cm^2/m)	梁式剪力筋 (cm^2/m)	剪力鋼筋量 (cm^2/m)	撓曲鋼筋量 (cm^2/m)	鋼筋需要		原設計配筋		
					號數	間距(cm)	號數	間距(cm)	
E-E	17.53	17.47	12.46	5.20	# 4	@ 7	# 4	@ 18	NG
F-F	19.81	20.65	13.45	12.85	# 4	@ 3	# 4	@ 20	NG

表 35. X 向剪力傳遞檢討



(17)地面及地下層邊跨裂縫成因探討：採用 ETABS 分析模型下，於基礎下方設置土壤彈簧，模擬現況僅於靜載重（即建物自重）作用下（未施加活載、無發生地震情形下），室外區沉陷與受損情形。

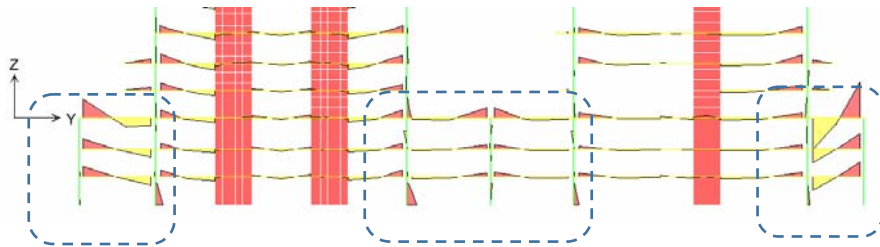
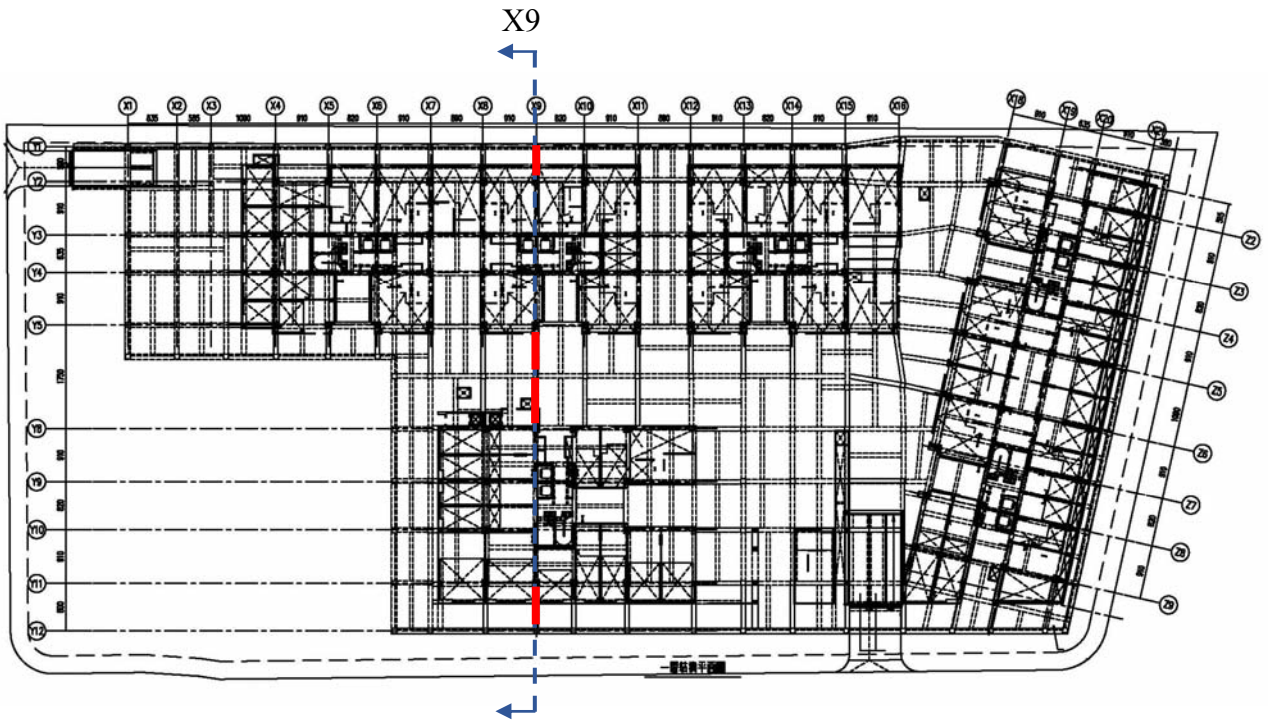


圖 12. 靜載重作用下 彎矩圖

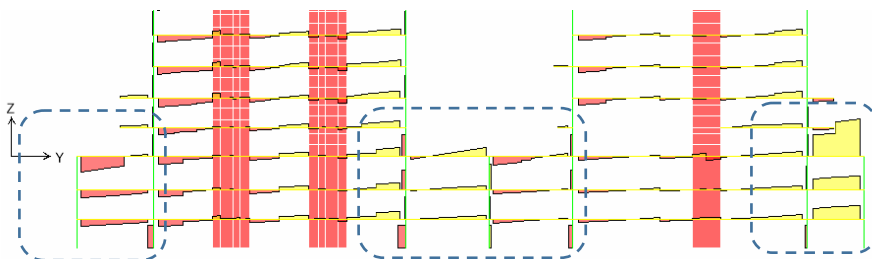
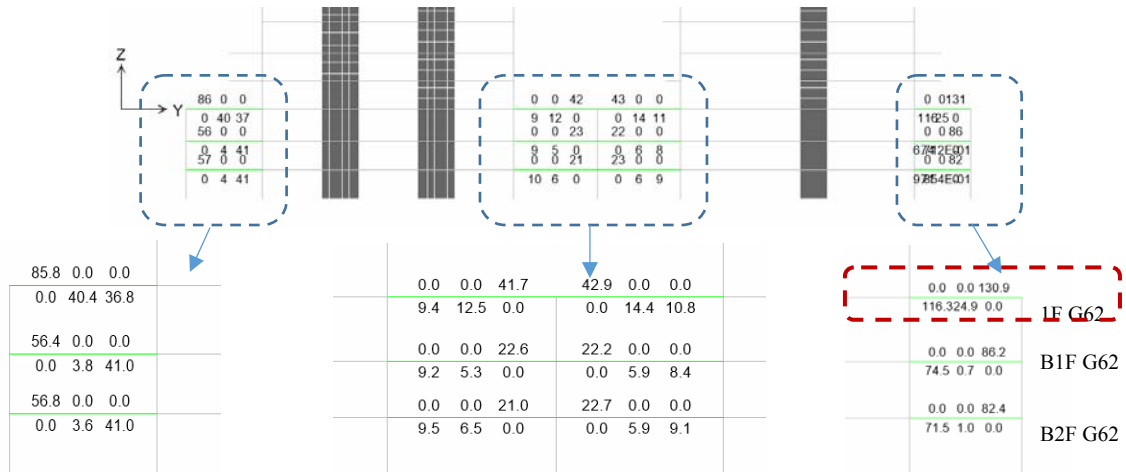


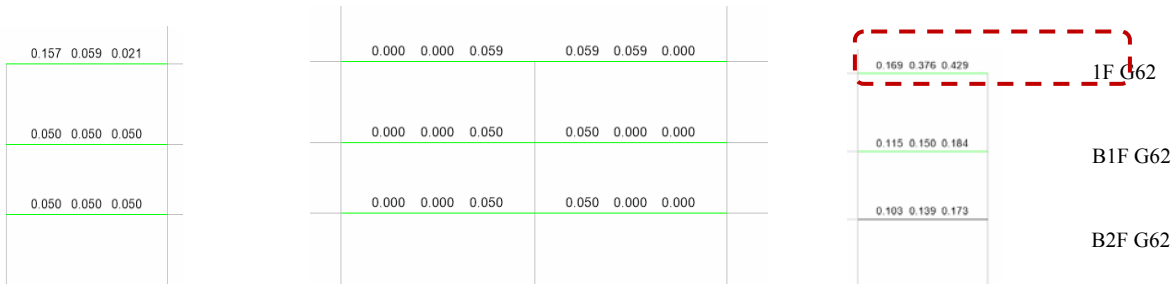
圖 13. 靜載重作用下 剪力圖



由圖 12、13 所示梁彎矩及剪力分佈圖，於靜載重作用下連續壁與高層柱間之短跨梁及緊鄰高樓區之室外區大梁，因差異沉陷導致之彎矩與剪力已超出原設計配筋值，符合現況裂損情形。取 Line-X9，1F G62 70x170~100 大梁為例，說明如下。



原設計與沉陷發生下撓曲鋼筋之比對



原設計與沉陷發生下剪力筋之比對

梁編號	配筋類型	原設計配筋								檢視配筋		檢視 D/C	
		左端配筋				右端配筋				左端	右端	左端	右端
1F G62 70x170~ 100	主筋	位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	位置	根數	號數	$A_{s,sup}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}$	$A_{s,req}/A_{s,sup}$	
		TOP	9	# 10	72	TOP	5	# 10	40	0.0	130.9	0.00	3.27
	BOT	3	# 10	24	BOT	3	# 10	24	116.0	0.0	4.83	0.00	
	剪力筋	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	組數	號數	間距	$A_{v,sup}/S$	$A_{v,req}/S$	$A_{v,req}/S$	$(A_{v,req}/S)/(A_{v,sup}/S)$	
2		# 4	@ 15	0.341	2	# 4	@ 15	0.341	0.169	0.429	0.50	1.26	

表 36. 1F G62 配筋比對結果



比對上述原設計配筋與考量靜載重下沉陷應力所需求配筋，於靜載重下沉陷造成(1F G16)梁左端下層筋需求為 15-#10，右端上層筋需求為 16-#10；比對原設計配筋，左端下層筋為 3-#10，右端上層筋為 5-#10；與沉陷下之需求鋼筋量有 3~5 倍之差異，因此，現況高樓區周邊，包括鄰連續壁間之短跨梁及鄰室外區之大梁，皆因差異沉陷而造成裂縫，尚與現況裂損情況相符。



十四、鑑定標的物裂損原因研判

標的物現況裂損，依其發生位置說明裂損原因如下：

1. 高樓區與連續壁間之正交梁、牆，靠近主結構端梁底撓曲裂縫，靠近連續壁端則有剪力斜裂縫，牆 45° 斜向裂縫等現象，研判為差異沉陷所產生之應力所造成。
2. 高樓區與中庭區之連接梁，部分有撓曲裂縫產生，研判為高樓區與中庭區差異沉陷及水浮力所造成。
3. 部分地下二層高樓區最外跨與連續壁平行之大梁(軸線Y-2)，有多條撓曲裂縫，研判為差異沉陷所產生之應力所造成。
4. 地下室小梁搭大梁及一層梁上柱下方之梁，部分有剪力裂縫產生，研判為接頭區補強筋不足、實際載重或施工載重大於設計載重所致。
5. 地下室梁側面均布之垂直裂縫，但並非U形裂縫者，研判主要為材料收縮造成。
6. 地下室部分梁有水準縱向(沿梁走向)裂縫，研判為施工過程之冷縫。
7. 地下三層連續壁有滲水現象，地下二層連續壁較少發現滲水現象，研判地下水位已回升。
8. 一層降版處部分樓版裂縫滲水，研判為差異沉陷造成版裂縫及一層樓版防水處理不當所造成。
9. 一層店面外挑一跨與連續壁正交之隔間牆普遍有斜裂縫，研判為差異沉陷所造成。
10. 地上層之標準層，主要之裂縫為輕隔間接縫、門窗角隅裂縫、開關管線路徑之裂縫及高樓梁柱引致非結構牆之斜裂縫，現場勘查時尚未發現梁柱結構之明顯裂損。



十五、鑑定標的物結構安全評估

1. 試驗結果顯示標的物各樓層之混凝土平均抗壓強度除 D 棟 10 層、E 棟 17 層及 F 棟 10 層未達合格標準外，其餘各樓層以及 A2 區一層至地下二層樓層平均抗壓強度均達到合格標準。個別試體之抗壓試驗未達合格標準者共 15 個，佔 A2 區總鑽心試體 468 個之 3.2%。整體而言，A2 區混凝土鑽心試體抗壓強度尚屬正常。
2. 混凝土中性化深度試驗結果顯示，A2 區混凝土鑽心試體中性化深度均小於梁保護層厚度 5CM(本案為綠建築，梁保護層厚度設計為 5CM)，整體而言混凝土對鋼筋的保護、防蝕功能未受到影響尚符合耐久性需求。
3. 混凝土中水溶性氯離子含量試驗結果顯示，A2 區各棟各樓層混凝土中水溶性氯離子含量均符合興建當時國家標準 CNS 3090 (民國 87 年版)之規定，無氯離子含量過高之虞。
4. 牆柱角傾斜率測量成果顯示 A2 區各棟標的物之牆柱角傾斜率均小於容許值，整體而言標的物地上層結構體並無明顯傾斜情形。
5. 由標的物一層、地下一層及地下二層梁底高程測量成果觀察各柱位間相對高程可發現，標的物各棟大樓主體有向下沉陷之現象，部分中庭區有上拱之現象，部分區域因相鄰柱位間差異沉陷引起之角變位量過大，其值已超出一般施工誤差及垂直構材軸向變形許多，高出部分應屬土壤沉陷所致，而土壤引起的差異沉陷將影響結構行為；同時，由現場勘查結果也可發現地下室各層現況裂損位置，主要發生在梁兩端點之角變位較大處可獲得印證。
6. 以透地雷達對各樓層梁柱鋼筋配置進行掃描結果，鋼筋配置大致與原設計圖相符。
7. 將台中結構公會地調報告與原設計地調報告兩份報告調查成果比對整理如下：

綜觀兩份報告成果，有關基地地質、地下水位與原調查成果差距不大；會影響基礎沉陷量之地盤反力係數 k_v 值原設計地調報告建議 1300 t/m^3 ，台中結構公會地調報告則建議 $1600\sim 1700 \text{ t/m}^3$ ，原設計地調報告稍微保守。



有關土壤液化可能性，原設計地調報告分析結果認為：「而設計地震及最大考量地震時，基礎開挖面以下之砂土層（GL.-12.11m 以下），防止土壤液化之安全係數部分小於 1。」。但依原設計地調報告計算結果，設計地震及最大考量地震時之折減係數 DE 值皆為 1，相當於不折減。原設計地調報告分析結果認為：「因臺北盆地之地層依文獻記載尚無採用連續壁結構體產生液化之案例發生，故本基地若採用剛性的連續壁設計，經研判無土壤液化之虞」。而台中結構公會地調報告則因有土壤液化可能，建議進行結構耐震設計時採用折減係數 $DE=2/3$ 將可能液化地層之垂直地盤反力係數 K_v 由 $1600\sim 1700\text{ t/m}^3$ 折減為 $1000\sim 1100\text{ t/m}^3$ 。

有關基礎土壤容許承载力部分，原設計地調報告計算後建議基礎之容許承载力 = 150.2 t/m^2 ，短期(考慮地震力時)之容許承载力 = 225.3 t/m^2 ；而台中結構公會地調報告則建議基礎之容許承载力 = 100 t/m^2 ，兩報告容許承载力雖然差異甚大，但因即使採用較為保守之 100 t/m^2 ，仍然遠超過本工程高層區（24F/3B）結構體作用於土壤之最大荷重，故本工程基地沒有基礎承载力不足之虞。

有關基礎沉陷部分，原設計地調報告採用 Meyerhof 公式(1965 年) $\delta = 2.48 * q/N$ 來計算沉陷量，其中基礎土壤承受之淨壓力 q (t/m^2)，依 $q = 32.0 - 22.45 = 9.55\text{ t/m}^2$ 計算求得，計算式中 32.0 t/m^2 為累計基礎版上方結構體總平均重量值，其值不但小於原設計結構計算書樓層重量計算結果，更小於本公會本次鑑定計算得到之值。因依據 Meyerhof 公式，沉陷量與基礎土壤承受之淨壓力 q 成正比， q 值低估造成相對求得之沉陷量亦偏低，原設計地調報告沉陷量估算值遠小於台中結構公會地調報告估算值，研判原設計地調報告估算之沉陷量偏低。

另外，一般新建工程之地質調查報告書均會針對各該工程基地地質特性及新建工程規模等需求，本於大地工程專業提出該工程基礎型式建議。而本案之原設計地質調查報告書雖有”第五章 基礎型式選擇”，分析基礎土壤承载力、沉陷量、等項目，最後卻未對基礎型式提出任何建議，與一般工程慣例不同。



8. 本公會依據相關單位提供之原設計圖說，重新建立模型進行分析，並與原設計圖說進行比對、檢視結果整理如下：

- (1) 鑑定標的物各棟結構設計分析時所採用之設計地震力經檢視結果尚屬合宜。
- (2) 原設計分析模式對基礎邊界條件之假設及分析模式中對構材及剪力牆之型式及尺寸等之設定部分與結構設計圖有不符情形，致影響梁、柱及剪力牆等結構構材之設計結果，部分構材之設計未能符合原設計所採“混凝土結構設計規範”之規定：
 - (a) 地上層之下部樓層部分梁構材之主筋或箍筋量配置不足。
 - (b) 地上層之下部樓層部分柱構材之主筋或箍筋量配置不足。尤其是每棟建築物位於四個角隅柱之柱主筋或箍筋量配置明顯不足。
 - (c) 地上層之下部樓層部分剪力牆及其連接梁之配筋量不足或構材斷面尺寸不足，不符合當時設計規範之規定。
- (3) 檢視原設計結構計算書結果，未發現有針對一層橫隔版將水準地震力傳至地下室外牆所經路徑中需檢視項目之計算資料。所需檢視項目至少應包含剪力牆周邊在一層橫隔版上(含集力梁或匯集構材)之剪力消散能力，及一層橫隔版將水準地震力(須考慮橫隔版上、下豎向構材之剪力方向性，及耐震設計規範第 6.2.11 節規定之放大地震力)傳遞至地下室外牆過程所產生之剪力及彎矩。

經本公會檢視結果，位於地下室外牆邊緣之剪力臨介面上之樓版剪力強度明顯不足，不符合當時設計規範之規定。
- (4) 檢視原設計結構計算書剪力牆設計發現，依據設計當時“混凝土結構設計規範”規定，剪力牆之連接梁須符合第 15.8.7.4 規定，剪力牆之水準剪力須符合第 15.8.4.4 規定，而本案經檢視原設計圖結果，與設計當時“混凝土結構設計規範”規定不符。
- (5) 檢視原設計結構計算書之結構分析模式，假設為上部主結構在 B3F 柱底為固接，筏式基礎地梁以土壤彈簧支承方式，分別進行分析設計，此分析模式雖尚符一般工程慣例，惟設計者仍應參考地質調查資料之評估分析與建議，選擇適當的基礎形式(如樁基礎)或採用地質改良、施作後澆



帶等措施以減少差異沉陷對結構體之影響。原設計地調報告對本案沉陷量之評估，對照台中結構公會之地調報告及本公會梁底高程測量成果顯係低估，又未提出具體的處理建議，設計者低估差異沉陷對結構體之影響，致地面層以下部分構材產生裂損。

綜上所述，由於鑑定標的物部分梁、柱、剪力牆、橫隔版及基礎地梁等構件之結構強度，尚有不符規範之情況，建議儘速妥善補強設計及施工，以符合規範要求之結構安全性。

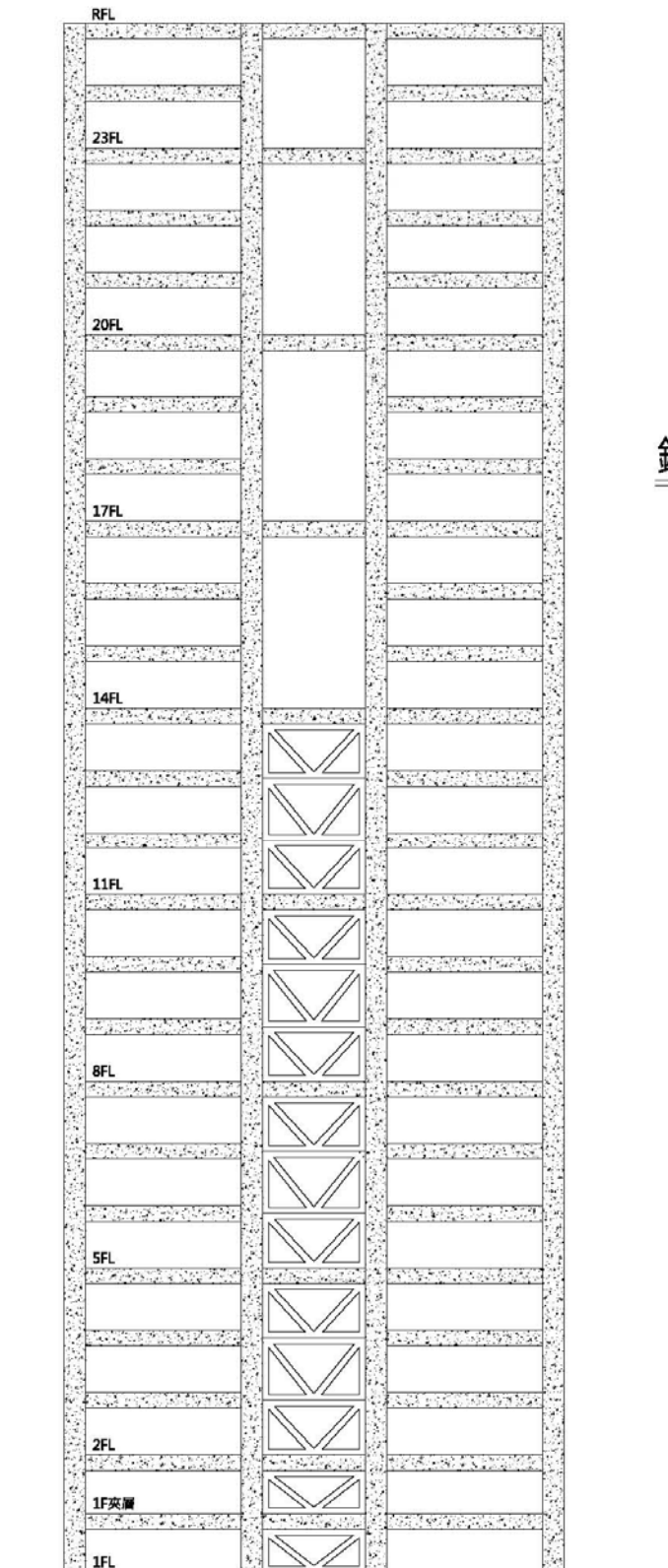
十六、修復及補強方案建議

1. 地上層結構補強：

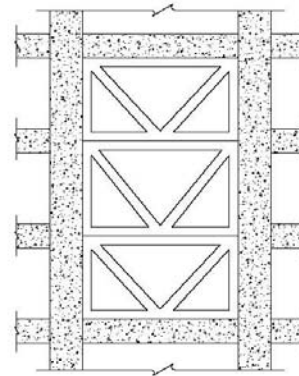
考量鑑定標的物已完工交屋，進行結構補強時將面臨補強位置不易選取，可能影響住戶使用機能或使用空間等情形，建議對主結構地上層之梁柱構架及剪力牆之耐震能力不足部分，優先選擇整體結構系統補強後，再對仍然不符合規範部分之構材進行強度補強，以減少補強工程對現有建物之衝擊，並建議依補強分析設計需要採取多種工法合併使用，以提高補強效果。

整體結構系統補強方法主要希望藉由外加抵抗水準向地震力之構材，增加整體結構側向勁度，並可因外加構材分擔部分地震力，減少既有梁柱構架及剪力牆系統之負擔，進而減少既有梁柱構架及剪力牆之配筋需求。整體結構系統補強方法，本公會建議以下述方式進行，但此方法為可行方案之一，並非唯一，後續補強設計單位自得本其專業知能選擇最佳方案。

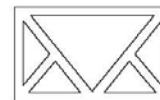
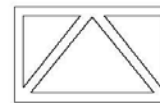
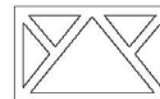
- (1) 以 C 棟為例，建議可於樓梯及電梯間外側現況為挑空之構架(柱線 X12、X15)處增設鋼框架斜撐(詳下圖)，鋼框架之型式有多種選擇，必要時也可使用 BRB(側向束制型斜撐)或阻尼器等。
- (2) 在另一方向之構架，例如 C 棟之柱線 Y-2，Y-5，增設鋼框架斜撐可能影響採光，通風等功能處，建議可採用速度型阻尼器，藉由阻尼器消能減震功能減少既有梁柱構架及剪力牆系統之負擔。



補強構架立面示意圖



鋼框斜撐構架補強配置示意圖



鋼框斜撐構架型式示意圖



2. 一層及地下層結構補強

(1) 一層樓版剪力傳遞(橫隔版將水準地震力傳遞至地下室外牆)部分：

部分既有之一層樓版厚度及配筋均不足以傳遞上部結構在地震作用下產生之側向地震力，此種情形除可採用打除部分不符需求之一層樓版重新補強外，並可在每一棟建築物高樓區下方附近之地下室內增設剪力牆，並配合填塞部分不影響使用功能之剪力牆開孔，使部分水準地震力向下傳遞至筏基。以鋼筋混凝土結構牆填塞部分不影響使用功能之剪力牆開孔，除可改善連接梁之端部錨定問題外，並可提升整體結構之耐震能力。

(2) 對部分柱軸力強度不足之情形則建議可採用鋼板、碳纖維包覆或擴柱工法補強。

3. 結構體與連續壁間差異沈陷部分：

本案因部分主結構柱與地下室連續壁間之連接梁外端有發生剪力斜裂破壞，與連接梁內端撓曲裂縫，研判其產生原因與下列因素有關：

- (1) 柱之軸向壓縮變形。
- (2) 土壤瞬時壓縮沈陷及部分壓密沈陷。
- (3) 結構分析之假設模式未能反應實際差異沉陷。

主結構柱與地下室連續壁間之連接梁產生開裂現象後，研判大部分之沉陷量已發生，後續雖尚有部分長期壓密沈陷及地震造成短梁效應等因素仍會致該等梁產生裂損，研判尚不致大幅影響高樓區之結構安全。惟建議除將受損之梁以環氧樹脂灌法填滿復原外，建議針對地下室內主結構柱與地下室連續壁間之連接梁，於其上、下連接梁間之空間以增築剪力牆補強，研判經此修復補強後可改善後續因壓密沈陷或地震可能產生之裂損。惟建議要配合沉陷監測系統進行監測。

4. 地下室筏基地梁承载能力不足部分：

建議可在不影響使用功能之條件下，於配筋量不足之地梁兩端支承柱間增加 RC 柱或鋼斜撐以減小地梁跨度，降低配筋需求；也可將地下三層地版打毛至 6mm 粗糙度、植剪力摩擦筋，並增打樓版厚度及配置地梁上層主筋及箍筋，與既有地梁結合達合成效果，進行補強分析及設計。



5. 建議事項

- (1) 補強設計工作應對全部構材及傳力路徑進行檢核。
- (2) 建議建立沉陷量監測系統(例如梁底高程測量或於柱位上上設置沉陷觀測點)，以便後續和本次測量成果比對。
- (3) 補強工程之設計建議委由結構專業技師辦理。
- (4) 補強設計之有效性及可行性建議委託相關結構專業單位審查。