

台灣921地震高層建築抗震診斷及補強案例

甘錫澄

永峻工程顧問公司總工程師
長輝結構技師事務所負責人

姚村淮

永峻工程顧問公司專案經理・結構技師

Abstract

Right after Wen-Chuan earthquake, numerous personnel are joined to relieve the victims of the disaster at present, and tremendous efforts and resources will be invested in reconstruction in the following years. This essay describes a successful repair case of a high-rise residence building assisted by“ 921 foundation ”after 921 earthquake. This example can be a reference case for the rebuild of the Wen-Chuan earthquake. In this case, the cause of damage is estimated from primeval documents and in-situ investigation, and structure reinforced design is also done to enhance entire seismic resistance ability of the structure. Estimation of the earthquake resistance ability and the structure design process to raise earthquake resistance ability of the building is introduced in this article, and the improving measure and design deal with the improper construction and structure design of the original building is also described.

壹、補強案例簡介

1.前言

2008年五月十二日大陸汶川發生規模8.0大地震，造成7萬人以上人員死亡，及無數建物倒塌受損，全世界同感震驚與哀傷，紛紛伸出援手協助救災與重建。台灣地區於1999年9月21日曾經發生規模7.3地震，造成2千五百人死亡11萬戶房屋倒塌受損，地震曾也造成台灣地區嚴重經濟及心靈上創傷，尤其是受損之集合式住宅災後房屋補強重建之歷程更為艱辛困難，往往需法人基金會團體或政府機關出面提供專業面上之協助。本公司曾於台灣921地震之後參與「九二一基金會」集合住宅補強設計案，特於此512四川地震後分享此案例經驗，希望對災區復原重建工作有所助益。

2.緣由及補強計劃背景說明

台灣九二一震災受損建物中，其實部份損壞並不很嚴重，然而就受災戶而言，其在承受九二一地震中建物施工品質不良而屋損的驚嚇之後，對於以修繕補強方式重整家園確實有難以克服之心理障礙，加上其對受損住宅是採取補強或拆除，並無足夠專業能力判斷，導致各集合住宅委員會陷入補強加固或重建拆除的爭議，造成住戶分崩離析、使受損大樓復建機會日益渺茫。

集合住宅補強加固設計分析所需專業技術層次較高，且其困難度及工作量均高於新

建大樓。本案例之補強計劃係台灣「九二一基金會」結合行政院「九二一震災重建推動委員會」及台灣營建研究院共同進行「協助受損集合住宅擬定修繕補強計劃專案」下一個子計劃，該計劃希望藉由遴選出具有能力之專業顧問公司協助受損大樓住戶解決專業技術疑惑，重建受損住戶信心，建立一套完整嚴謹的修繕補強程序，協助受災戶早日重建家園。

本案位於台中縣太平市距921地震斷層約10公里，原建築計有AB、C、DE、F四棟平面配置如圖1示，為地上11F~12F，地下二層之建築，921地震當時F棟傾倒依靠於AB棟（詳相片1），隨即政府派人將F棟一樓樓面以上拆除，至於其餘三棟雖未傾倒但也受損嚴重，震後無法居住使用。

本案修繕補強計劃分為二階段進行，第一階段針對住宅進行全面調查實際受損情況，了解損壞程度及原因，並提供適當的修繕及結構補強方式，概估整體的修繕補強經費供住戶召開全體所有權人大會討論受損住宅修復或重建依據。第一階段主要工作項目為現況調查、現存建物耐震能力分析評估、補強方案分析評估及拆除重建或現況補強費用概算。如住戶決議採用修繕補強方式則進行本計劃第二階段補強細部設計分析、施工圖繪製、施工工作計劃擬定、監造計劃及協助住戶委員會相關補強、財務計劃及招商事宜。

本計劃目前已完成第二階段補強設計等相關作業招商文件。並交由管委會及縣政府招商施工並已完成，原搬離住戶也都搬回居住，社區也已恢復原正常生活。

3、計劃執行依據文件及參考資料

本計劃所引用資料文件及參考相關規定如下：

- a. 住戶委員會提供之竣工圖
- b. 建管單位申請執照圖、結構計算書、地質鑽探報告。
- c. 檢核比對參照基準：

建照核發當時“1993年建築技術規則”及921地震後修訂之“建築物耐震設計規範”。

- d. 現況調查試驗及相關驗證資料

本公司現場已派出80人次以上，做現況調查、測量，鋼筋及RC鑽心試驗且取得現況資料做補強設計依據。

貳、建物現況調查鑑定

為充份了解本建物現況混凝土材料品質及鋼筋材質，以鑽心方式取得混凝土試體進行中性化試驗、抗壓強度試驗及氯離子含量檢測。再由斷裂傾倒之F棟柱取得柱主筋進行鋼筋材料性質試驗以了解鋼筋材質，另欲了解921地震後大樓既存A~E棟有無傾斜故進行傾斜水準量測，各項檢測項目及部份結果分述如下：

一、傾斜測量及樑底水準測量

二、鋼筋混凝土試驗；混凝土鑽心取樣抗壓實驗：部份結果如表1混凝土氯離子量及中性化試驗；柱筋現況檢視；現場整體調查及檢視。

參、現況結構耐震能力評估

一、基本資料說明

鋼筋： #7(含)以上 $F_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$

#6(含)以下 $F_y \geq 2800 \text{ kg/cm}^2$

混凝土 28 天抗壓強度 $f'_c = 245 \text{ kg/cm}^2$

二、現況調查及試驗後之資料回饋分析

1、鋼筋取樣試驗結果

符合原設計之抗拉強度。

2、混凝土鑽心取樣試驗結果

各棟各層依實際抗壓試驗結果，凡不符合原設計者，以實際試驗所得數值當做該層混凝土強度，約 $184 \text{ kg/cm}^2 \sim 238 \text{ kg/cm}^2$ 。

3、現場柱之主、箍筋檢測結果

(1)柱之有效深度修正：

因現場檢測結果顯示，其保護層過厚，故修正柱之有效深度，全面以保護層 12 公分計算。

(2)評估所需柱、梁之韌性容量 R 修正：(參考文獻 2)

依據現場檢測之結果，經研判其柱、梁箍筋有未採 135° 彎鉤之虞，故將柱之韌性容量由 3 修正為 2；梁則由 5 修正為 4。

三、原結構系統說明

1、整棟建築採用鋼筋混凝土造之抗彎矩構架系統，地下室外牆為 24 公分厚之 RC 牆，基礎結構採用 220cm 深之筏式基礎。

2、其它牆系統包含電梯間、樓梯間、外牆均採用鋼筋混凝土牆，內隔間牆及隔戶牆則採用 1/2B 磚牆。

四、耐震評估準則

1、建築物耐震設計規範及解說 1999 年 12 月版本 (921 地震後修訂)

2、「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法及推廣」內政部建築研究所 1999 年 10 月

五、電腦程式之應用

1、採用 CSI -ETABS 程式 (VERSION 6.23) 分析在靜載重、1/2 設計活載重及 0.1g 地震力下之各構材內力。

2、採用內政部建研所「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法及推廣」研究案所發展之“CHKBLD”程式評估崩塌地表加速度 A_c 。

六、結構分析及評估流程：詳圖2，圖3流程圖

七、碰撞效應檢討

考慮AB棟與C棟之間及C棟與DE棟之間因碰撞現象所衍生額外受力及扭矩效應。按原設計圖在AB棟與C棟之間為12cm之伸縮縫，而C棟與DE棟之間為15cm之伸縮縫；惟依據現場調查之結果，現場AB棟與C棟之伸縮縫並未留設。而C棟與DE棟間之伸縮縫位置，則因外牆延伸並貼附磁磚，其內填充保麗龍之作法，於921之地震中，損壞嚴重（相片2），故特別針對此現況可能造成之碰撞現象，予以謹慎考慮。

分析方式為建立單一MODEL包含AB、C、DE三棟建物在AB棟與C棟之間以剛性連桿固定，C棟與DE棟間以GAP ELEMENT模擬伸縮縫受壓不受拉行為（圖8），以便了解各棟因此連結及碰撞造成樓層剪力變化及偏心效應。其影響結果如表2。

八、建物現況崩塌加速度

依照原建物結構設計圖說並考慮現況結構缺失影響。以內政部建研所「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法及推廣」方式及程式，分別評估本建物之耐震能力。分析結果：各棟崩塌地表加速度 A_c 如下：

棟別 方向	AB棟	C棟	DE棟
X向	0.205g	0.260g	0.189g
Y向	0.208g	0.238g	0.205g

評估結果顯示各棟崩塌地表加速度，並不符合設計當年（1993年）設計標準（約為0.23g），且遠小於現今修訂設計要求0.33g。故需以適當方式加固以確保居住者安全。

肆、建物地震損壞原因探討

一、F棟傾倒原因探討

經檢視相關設計資料及現場檢視探查結果，F棟921當時傾倒可能原因推測如下：

- 1、計算書結構分析設計與現場建築平面不符，造成配筋結果不能滿足實際所需。
- 2、在配置上一樓全部為頂蓋型開放空間（詳圖4），2F以上為住宅，造成一樓為立面不連續弱層。

二、DE棟損壞原因

DE棟破損嚴重原因推測如下：

- 1、結構平面不規則，且多數為單跨導致樓層側向勁度太小變位太大，而使非結構牆龜裂破損。
- 2、DE棟在1F面E棟部份為頂蓋型開放空間使得一樓牆面分配不均，立面結構勁度不連續，造成地震時結構扭轉而使牆面嚴重損毀。

3、設計耐震能力不足，據耐震評估結果顯示崩塌加速度 0.189g 遠小於當時規範要求之地表加速度 0.23g。

4、1F 磚牆高達 4.5m 砌 1/2B 磚未依技術規則 142 條及 154 條相關，牆厚、補強柱及過樑規定設計故造成一樓磚牆嚴重傾倒（詳相片 3）。

三、AB、C棟損壞原因

ABC棟RC牆及隔間破損原因推測如下：

1、設計耐震能力不足；據耐震評估結果顯示 AB 棟設計崩塌加速度 0.206g，小於規範要求之地表加速度。

2、伸縮縫未確實留置，造成 ABC 棟相連，與 CD 棟相撞，此效應依據分析結果顯示將造成各層偏心扭矩大幅放大，且地震力豎向分配往上提昇現象，故造成相關樓區域牆體受損情況。

3、在 A 棟部份區域亦為頂蓋型開放空間同樣造成結構平面上偏心、立面上不連續。

4、一樓磚牆同 DE 棟情況也未依規定設計。

四、C棟與D棟伸縮縫撞毀原因

檢視現況及設計圖現場留置如設計圖所示15公分伸縮縫，然而外表卻以牆體封起並砌磁磚（相片2），經分析結果依現今法規規定應留41（18.9+22.02）公分伸縮縫，設計只留15公分顯然不足，且中間有混凝土阻隔物。

伍、結構補強方案評估

一、補強目標

依住戶決議決定補強目標為結構耐震能力補強至 $Z=0.33$ 新法規要求。

依據受損各棟之崩塌地表力速度 A_c 值，各棟需補強提昇之地震力百分比分別為：

A、B棟X向37.7%，Y向37.1%

C 棟X向21.1%，Y向27.9%

D、E棟X向42.6%，Y向37.9%

二、補強方案說明

為儘可能減少補強措施對住戶使用空間及機能改變之衝擊，研擬方案為考慮於2F以上採用制震消能裝置以提昇結構耐震能力。目前常被使用制震消能裝置其產品及型式有相當多種，其特徵為都為專利品且價格昂貴，用於本案將不符合經濟原則。經可行性評估，建議優先考慮如圖9所示低降伏剪力鋼版剪力消能裝置。原因係鋼版之材質穩定且材料台灣中國鋼鐵公司即可取得，價格合理且無涉及專利問題，故除能有效提供消能制震效果外，亦能合理降低補強費用，其細部制震成效及分析設計詳述於下一章節。

本建物1F挑高到4.7~4.9m且局部為頂蓋型開放空間，一樓面只有局部有牆體造成結構嚴重偏心。研擬方案為在1F開放空間位置選定外框位置設置鋼斜撐，設置位置及設計結果詳圖5、圖6，其中為顧及空間美化該鋼斜撐並加設鋁格窗加以美化。

本建物1F挑高4.7~4.9m原設計之內隔間牆均為12公分磚牆，921地震大都已傾倒。至於隔戶牆及電梯牆雖為15公分RC牆，卻採用單層配筋受損嚴重。故在一樓牆方面不管內隔間及隔戶牆皆全面改為15公分RC牆採用雙層配筋重新澆築。

設計圖AB棟與C棟本應留設伸縮縫，但實際施工未予留設，現場調查結果顯示，鋼筋並未連通只是牆面及樑柱相依靠施工，造成地震時擠壓碰撞。至於DE棟與C棟只有留設15公分伸縮縫，造成921地震時兩棟柱頭撞毀情況。研擬解決方案另詳第柒章部份說明。

由於本補強設計案並不包括F棟重建部份，但由於地下室係連通一體，在F棟重蓋前此區域恐有浮力上揚問題，先行規劃1.8m深砂池配重以克服浮力問題。另在拆除重新澆注之地下室區域之一樓面聘請建築師規劃中庭景觀，兒童遊樂設施，以為本社區補強後居住機能性完整，期能協助受災戶早日能走出震災房損陰影。

陸、低降伏鋼版補強設計

本案採用補強消能裝置，構造詳圖9，A棟為例加設位置如圖10(每一層約15處)，其中低降伏鋼版材料係採用中鋼生產編號LYP100材質鋼版，降伏點 0.975T/cm^2 (應力應變關係詳圖7)，其餘支撐加勁鋼材則採用A36材質。

一、結構分析Model

分析採用ETABS 6.23版程式在預計補強位置加設ETABS' Nonlinear元素模擬補強裝置LYP行為。Model中樑、柱仍簡化純以線性行為考慮。補強裝置LYP力學性質模擬詳下節說明，另於開放空間加設之鋼斜撐及DE棟一樓加設剪力牆亦於Model中一併予以模擬輸入。Model詳圖8。

分析輸入之地震力採用第一類地盤設計反應譜所做出“人工加速度歷時”記錄，以 0.33g 之PGA加入分析模式中后期能反應加設LYP後之非線性行為。

二、低降伏強度鋼版（LYP）剪力消能裝置設計

採用低降伏鋼版尺寸為 $800\text{mm}\times 800\text{mm}\times 9\text{mm}$ 中鋼LYP100鋼版，二向各加設二道加勁材分格成 2×2 方格。整體消能構造之力學性質計算及設計如下步驟：(參考文獻1)

1、基本尺寸及材料性質

LYP鋼板尺寸:

版厚 $t_w=0.9\text{cm}$ ；版深 $D=80\text{cm}$ ；版寬 $B=80\text{cm}$
 分成 2×2 格；形狀函數 $f_s=1.2$

鋼板材質:

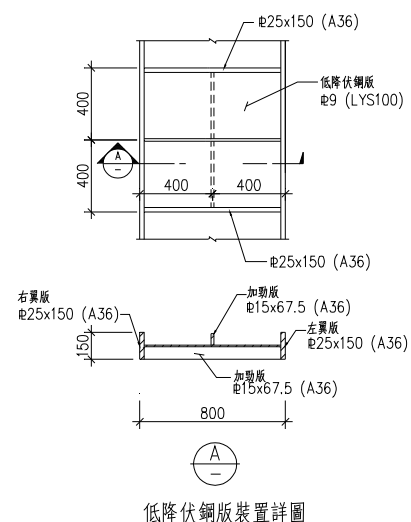
LYP降伏應力 $F_{yw}=0.975\text{ton/cm}^2$ (LYP100)

LYP降伏比 $Y_R=0.35$ ；應變發展率 $\alpha=0.7$

加勁鋼材及兩側翼版鋼材降伏應力

$F_{y,st}=2.5\text{ton/cm}^2$ (A36)

E值 $=2040\text{ton/cm}^2$ ；G值 $=785\text{ton/cm}^2$



- 2、STEP1: 鋼版寬厚比檢核
 - 3、STEP2: 加勁版尺寸檢核
 - 4、STEP3: 左右翼版鋼板尺寸檢核
 - 5、STEP4: LYP 板片消能裝置之遲滯模式
 - 6、STEP5: 整體消能裝置之遲滯模式 (LYP 鋼版及上、下段連桿)
- STEP2~STEP6 詳細計算參照附圖 11

三、分析結果及成效檢討

加設LYP消能裝置與未加設之屋頂變位歷時及部份消能裝置遲滯消能歷時迴圈如圖11、圖12。裝設前後週期及屋頂最大位移變化比較如下表

	未加設LYP		加設LYP	
	X向	Y向	X向	Y向
AB棟	1.274	1.167	1.008	1.070
C棟	1.739	1.457	1.337	1.042
DE棟	1.349	1.157	0.980	1.031

(秒)

各棟 LYP 補強加設前後週期比較

	未加設LYP		加設LYP	
	X向	Y向	X向	Y向
AB棟	21.2	18.1	14.9	14.3
C棟	32.2	21.92	19.4	14.1
DE棟	17.6	24.5	12.3	15.8

(cm)

各棟在 TYPE1 人工歷時 0.33g 下屋頂位移比較

上表顯示裝設後在鋼版未降伏前，將由於結構週期之降低而使結構承受較大地震力，然而只要此時低降伏鋼版降伏，結構週期即回復原框架結構週期。由圖13遲滯迴圈可看出本補強案之LYP鋼版補強裝置確實如預期快速即進入降伏產生消能作用。

由上表及圖12顯示裝設後對屋頂位移確實有減低之效用，同理對層間變位亦有同比例之減少，此結果預期對既存之屋內裝修牆，在下次大地震來時將可減少損害程度。

各棟雖裝設了此消能裝置，對位移做了有效控制。然而仍需對各棟樑、柱構架逐一依混凝土設計規範檢討原設計。檢討方式為採用前述PGA=0.33g TYPE1 人工歷時，加設消能裝置之模式，分析所得地震力以 $I/(1.4 \alpha F_u)$ 折減，以比對原配筋是否足夠。由於原結構樑柱剪力箍筋無法滿足韌性要求，故結構系統韌性容量取R=3.2做計算。結果顯示加設消能裝置後大部份樑柱現有配筋皆能滿足所需，唯有消能裝置上下樑及極少數樑柱需再以鋼版補強。

柒、預留伸縮寬度不足結構改善設計

目前三棟結構物共設置二處伸縮縫，其中AB棟與C棟間伸縮縫實際留設距離為零。C棟與DE棟間伸縮縫留設15公分留設量不足造成相撞。現實情況此二伸縮縫不可能加大，只能就現況加以改善，以確保下次與921相當地震發生時現有建物不再損害。

一、C棟與DE棟伸縮縫改善設計

對於此伸縮縫處理方案為清除現有伸縮縫內水泥阻礙物，並於5F及8F位置伸縮縫內置入防撞墊。預期目標使二棟建物小地震時不相撞，大地震來時藉由此防撞墊來緩和傳遞撞擊力量。有關分析MODEL如圖8示，以ETABS程式中GAP ELEMENT來模擬其地震歷時中之受壓不受張之行為，同樣以PGA=0.33g TYPE1人造地震歷時輸入模式分析，所得力量做為防撞墊設計依據。

二、AB棟與C棟伸縮縫補強設計

此伸縮縫由於並無空間可置入防碰撞材，補修方式擬以鎖固方式固定二結構物，鎖固方式如圖15。由於AB棟與C棟層高不一致，所以此二棟鎖固並非樑對樑位置對鎖，而是樑與柱對鎖。為防止此二棟結構物平行伸縮縫方向相互移動，故需施以適當預壓力以防止相對錯移。

捌、結論

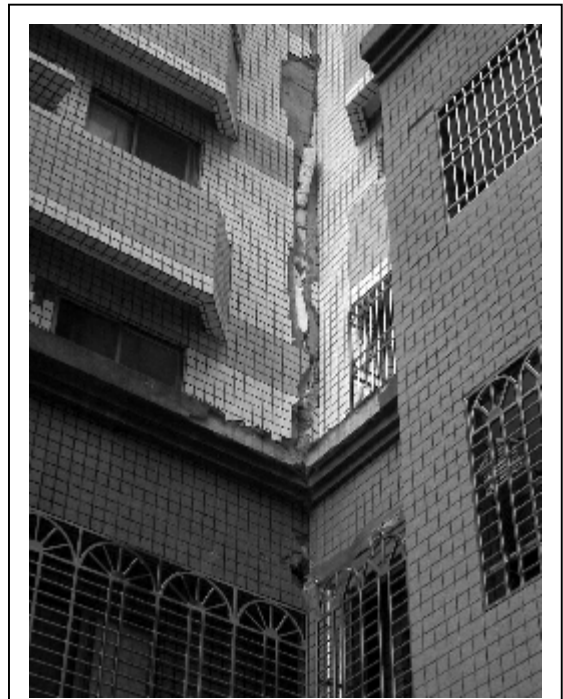
結構補強設計案相較於新建工程，雖有諸多現實既存情況限制，致使補強設計工程難以讓設計者自由發揮。然而在諸多限制下往往更能激發出補強設計者潛能與巧思來解決問題。目前結構補強工作大都未經專業結構人員設計，住戶便直接交予補強施工人員直接施做。在結構補強領域尚有廣大空間讓結構技師者投入發揮。希望藉由此補強設計案拋磚引玉，能有結構技師投入各受創之既有住宅補強工作，確實補強受災戶結構安全，不要再讓無辜災民花了錢只得到外表修補，買到的是無知的心安。

參考文獻：

1. 陳生金、侯信逸「低降伏強度鋼剪力消能裝置之耐震行為」國立台灣科技大學營建工程系碩士論文。
2. 「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法及推廣」內政部建築研究所1999年十月。
3. 宋文沛、梁啟霖、森拓夫、黃交光「極低降伏強度鋼應用於高層建築之耐震系統」土木技術第四卷第三期。
4. 魏國忠、蔡克銓、項維邦「耐震間柱構架之實驗與行為研究」結構工程第九卷第三期。



相片 1 F 棟傾倒靠於 B 棟



相片 2 CD 棟間伸縮縫現況



相片 3 一樓磚牆傾倒

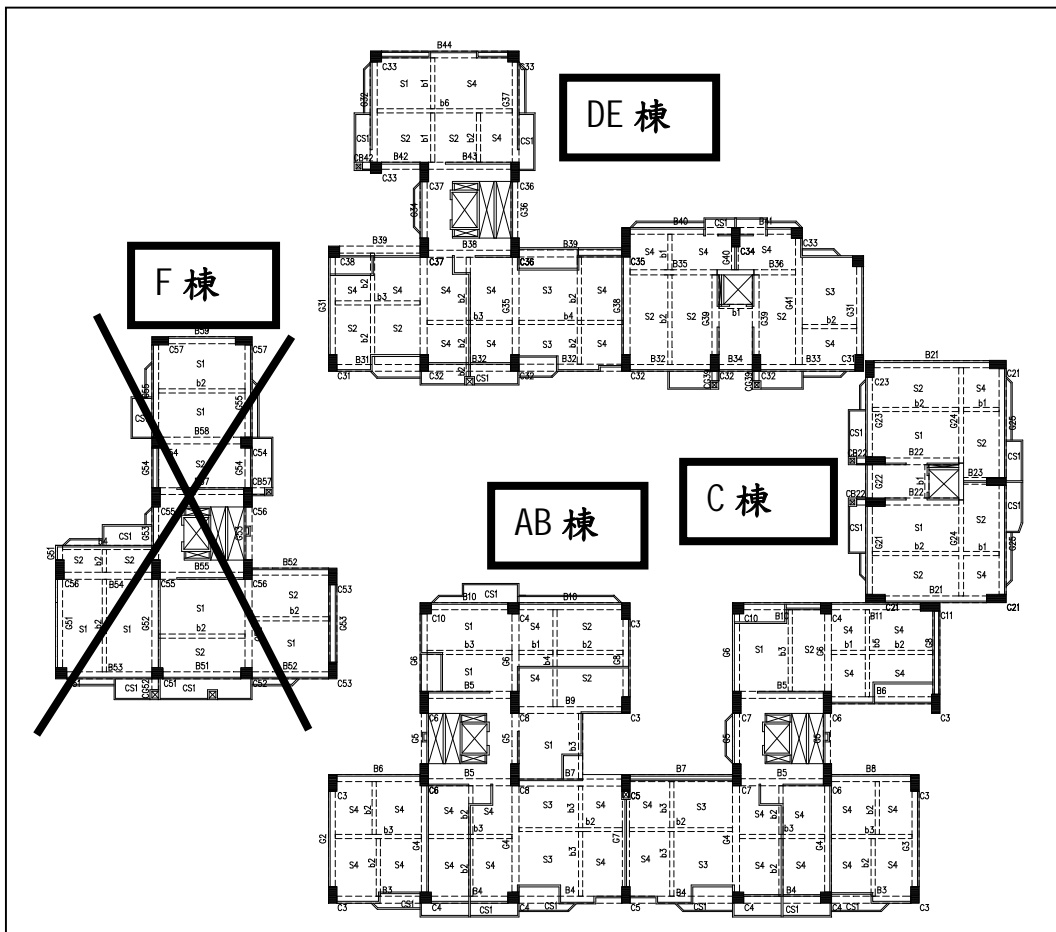


圖 1 標準層結構配置平面圖

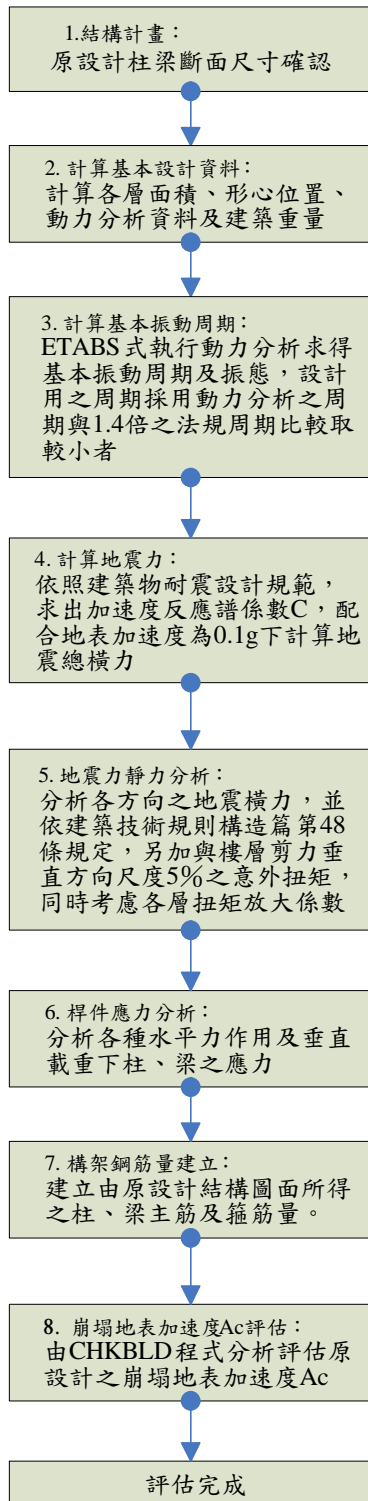


圖 2 結構分析及評估流程

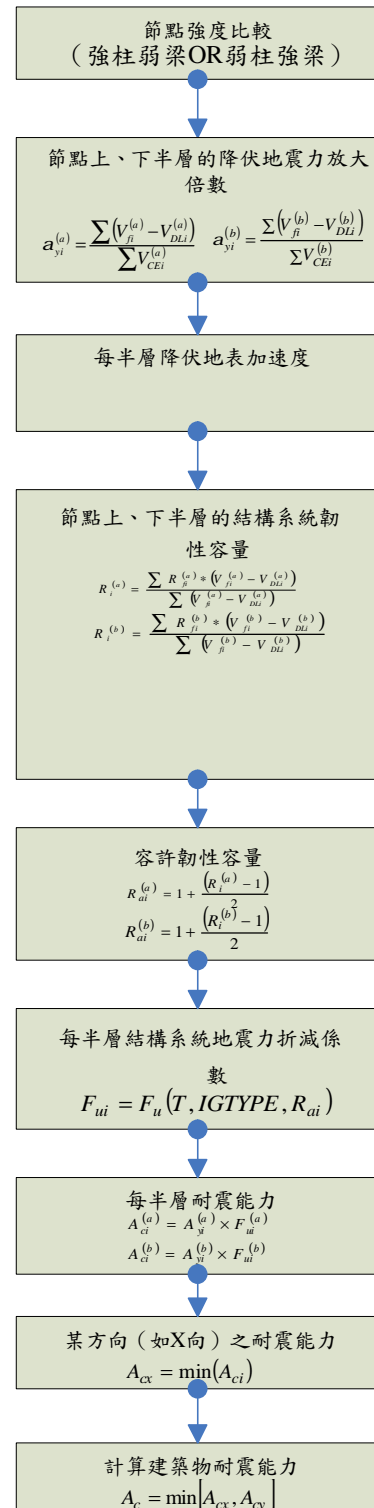


圖 3 建築物耐震能力計算流程
(CHKBLD 程式分析流程)

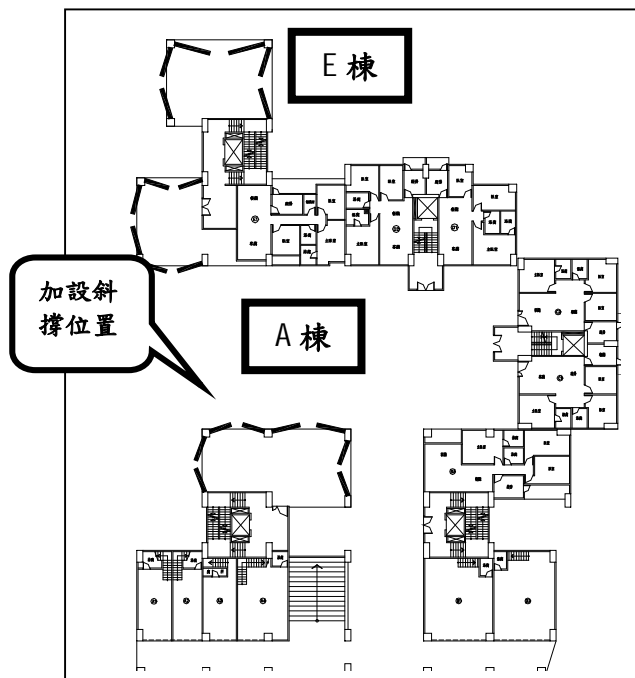


圖 5 A、E 棟一樓開放空間補強斜撐平面位置

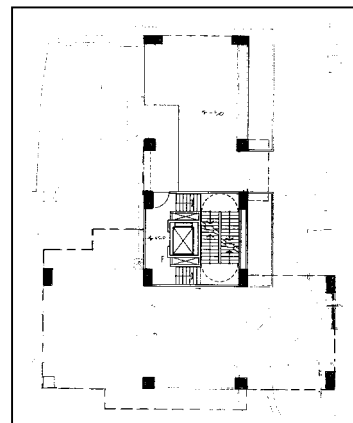


圖 4 原設計 F 棟一樓平面開放空間設計

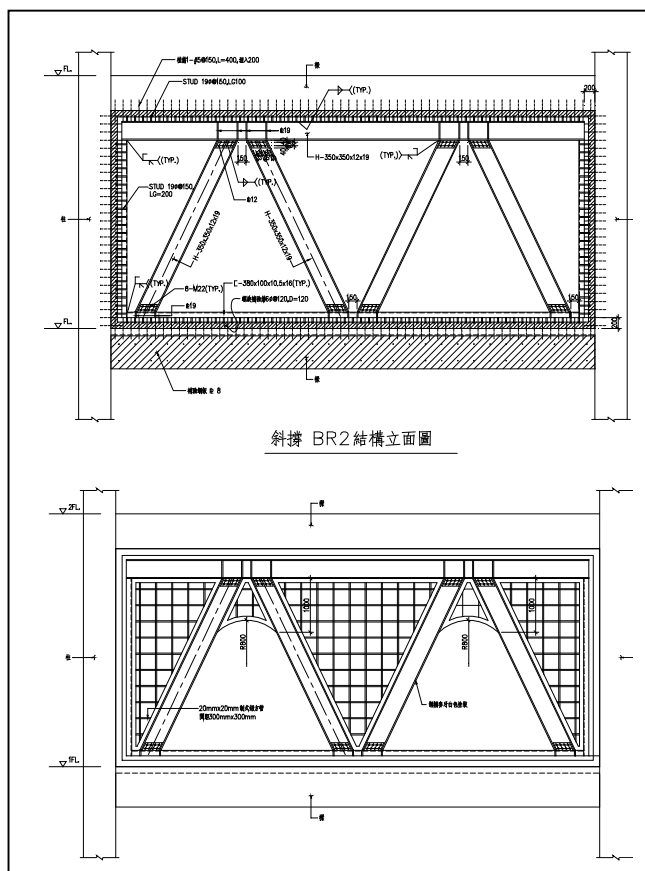


圖 6 A、E 棟一樓補強斜撐詳圖

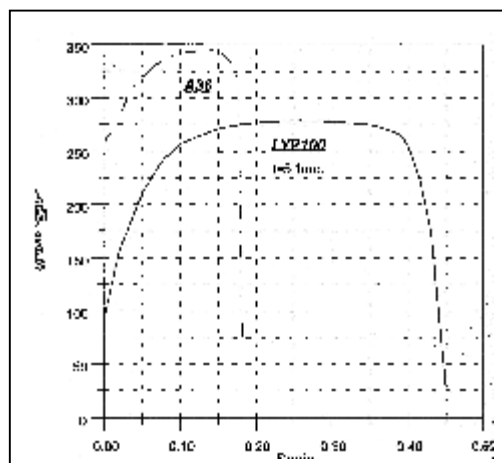


圖 7 中鋼 LYP100 鋼材與 A36 鋼材應力應變圖

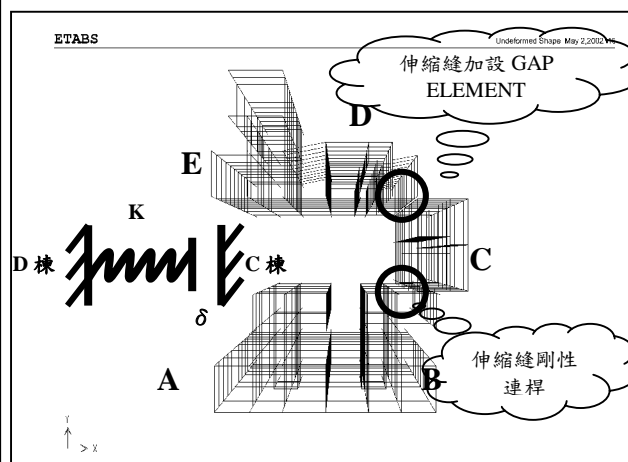


圖 8 分析模式圖

I STEP1:鋼版寬厚比檢核

$d/tw=(80-2.5 \times 2)/2/0.9=41.67$ 介於 40~60 間 OK!

I STEP2:加勁版尺寸檢核

加勁版厚 $tst=1.5$ cm

加勁版寬 $wst=6.75$ cm

a. 加勁版面積 Ast 不小於 $0.15(Fu,w/Fy,st) d \times tw$

低降伏鋼極限強度 $Fu,w=2.79$ ton/cm²

加勁版降伏強度 $Fy,st=2.5$ ton/cm²

$0.15(Fu,w/Fy,st) d \times tw$

$=0.15 \times (2.79/2.5) \times (40-2.5) \times 0.9 = 5.64$ cm²

$Ast=6.75 \times 1.5 = 10.1$ cm² > 5.64 OK!

b. 加勁版寬厚比 w/t 小於 $17/(Fy,st)^{0.5}$

$17/(Fy,st)^{0.5}=10.75$

$w/t=6.75/1.5=4.5 < 10.75$ OK!

c. 加勁版勁度 Ist 不小於 $(d/50)^4$

$(d/50)^4 = (((80-2.5 \times 2)/2)/50)^4 = 0.316$ cm⁴

$Ist=1.5 \times 6.75^3/3 = 153$ cm⁴ > 0.316 OK!

I STEP3:左右翼版鋼板尺寸檢核

翼版鋼板厚 $t=2.5$ cm

翼版鋼板寬 $b=15$ cm

a. 勁度檢核 $0.15 < K' = 3EIb/L^3 < 0.35$

$K' = 3 \times 2040 \times (15 \times 2.5^3/12)/(80-2.5)^3 = 0.26$ ton/cm

介於 0.15~0.35 間 OK!

b. 局部挫屈檢核 $b/2t < 17/(Fy,b)^{0.5}$

$17/(Fy,b)^{0.5} = 10.75$

$b/2t = 15/(2 \times 2.5) = 3.0 < 10.75$ OK!

c. 彎矩效應安全係數 Fs 檢核 $Fs = \Phi Mb/VyL \geq 2.0$

$Mb = (15 \times 2.5 \times 2.5) \times (80-2.5) = 7265.6$ ton-cm

$Vy = Itw(0.55Fy,w)/Q = 33.4$ ton (詳STEP4 a)

$VyL = 33.4 \times (80-2.5 \times 2) = 2505.0$ ton-cm

$Fs = \Phi Mb/VyL = 0.9 \times 7265.6/2505.0 = 2.61 > 2.0$ OK!

I STEP4:消能裝置之遲滯模式

a. 降伏強度 $Vy = I tw(0.55Fy,w)/Q$

$I = (15 \times 80^3 - (15-0.9) \times (80-2.5 \times 2)^3)/12$

$= 144296.8$ cm⁴

$Q = 15 \times 2.5 \times (80-2.5)/2 + (80-2.5 \times 2)/2 \times 0.9 \times$

$(80-2.5 \times 2)/4 = 2085.9$ cm³

$Vy = 144296.8 \times 0.9 \times (0.55 \times 0.975)/2085.9 = 33.4$ ton

b. 初始勁度 $Kd = 1/(L^3/3EI + fsL/GA)$

$Kd = 1/(80^3/(3 \times 2040 \times 144296.8) +$

$1.2 \times 80/(785 \times (80-2.5 \times 2) \times 0.9)) = 418.1$ ton/cm

c. 極限強度 $Vu = \alpha Fyw Lt看/(YR \times 3.5)$

$+bt2Fyb/B$

$Vu = 0.7 \times 0.975 \times (80-2.5 \times 2) \times 0.9/(0.35 \times 1.732) +$

$15 \times 2.52 \times 2.5/(80-2.5 \times 2) = 79.1$ ton

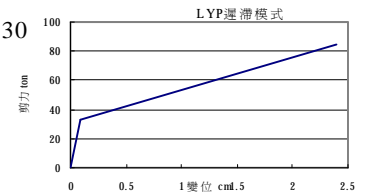
d. 韌性比 μ ; 保守取 $\mu = 30$

e. 降伏位移 $\Delta y = Vy/Kd$

$\Delta y = 33.4/418.1 = 0.080$ cm

f. 極限位移 $\Delta u = \mu \Delta y$

$\Delta u = 0.080 \times 30 = 2.396$ cm



I STEP5: 整體消能裝置之遲滯

模式 (LYP 鋼版及上、下段連桿)

層高: 300 cm

上下段連桿: $H \times B \times tf \times tw$

H: 800 mm; B: 150 mm

Tf: 25 mm; Tw: 15 mm

$I = 184000$ cm⁴; $Aw = 120$ cm²

$h1 = 75$ cm; $h2 = 75$ cm

$Kh1 = 752$ ton/cm

$Kh2 = 752$ ton/cm

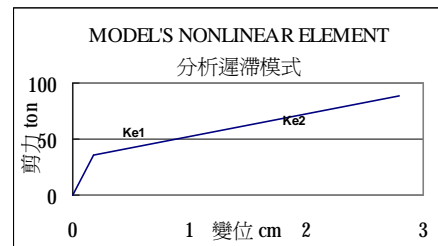
初始 $KLYP1 = 418.1$ ton/cm

降伏 $KLYP2 = (79.1 - 33.4)/(2.396 - 0.080)$

$= 21.9$ ton/cm

a. 整體等值勁度

$Ke1 = 197.9$ ton/cm; $Ke2 = 20.7$ ton/cm



b. 整組LYP裝置降伏位移 $\Delta y = Vy/Ke1$

$\Delta y = 33.4/197.9 = 0.169$ cm

c. 整組LYP裝置降伏時樓層 DRAFT RATIO

$= \Delta y/\text{層高}$; $\Delta y = 0.169$ cm

DRAFT RATIO = 0.056%

遠小於一般RC Frame構架 2~2.5/1000 DRAFT

RATIO OK!

d. 整組LYP裝置極限樓層位移 Δu

$\Delta u = 0.169 + (79.1 - 33.4)/20.7 = 2.376$ cm

DRAFT RATIO = 0.792% 遠大於一般FRAME

構架 5/1000上限 OK!

圖 11 低降伏鋼版補強檢核計算例

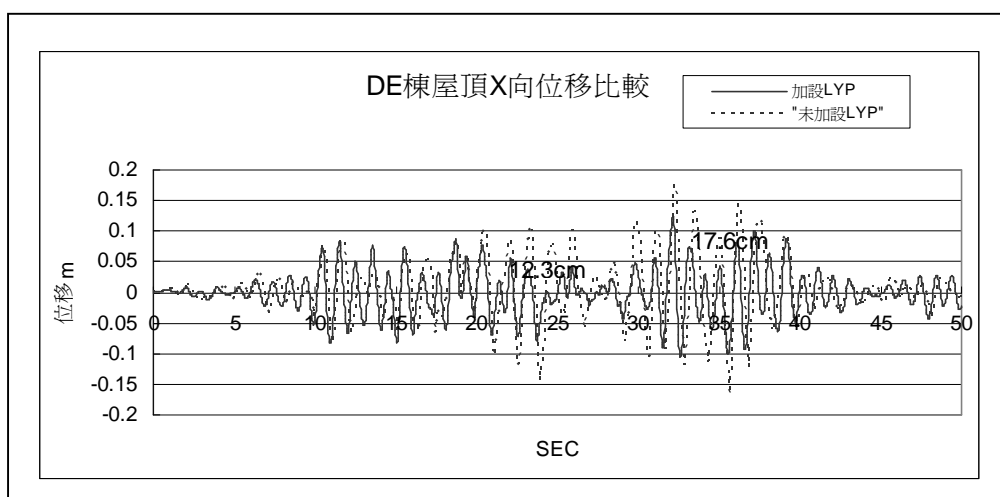
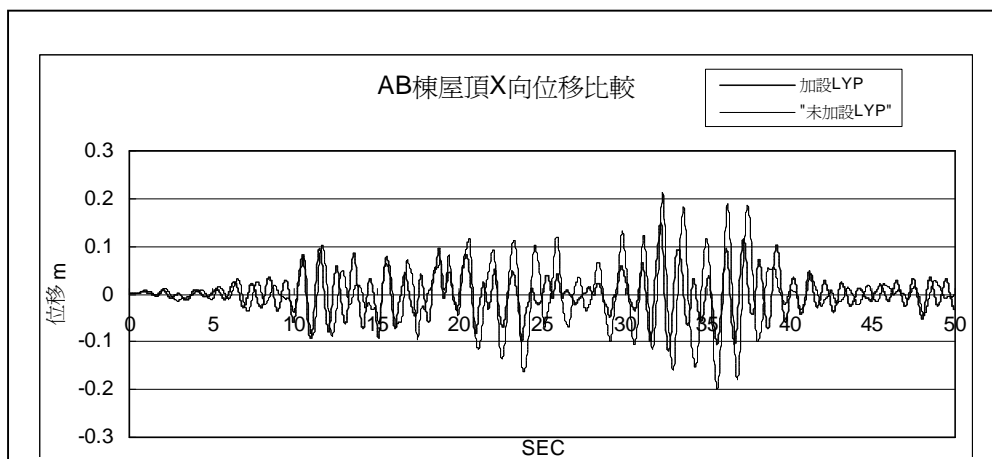


圖 12 LYP 加設前後位移比較

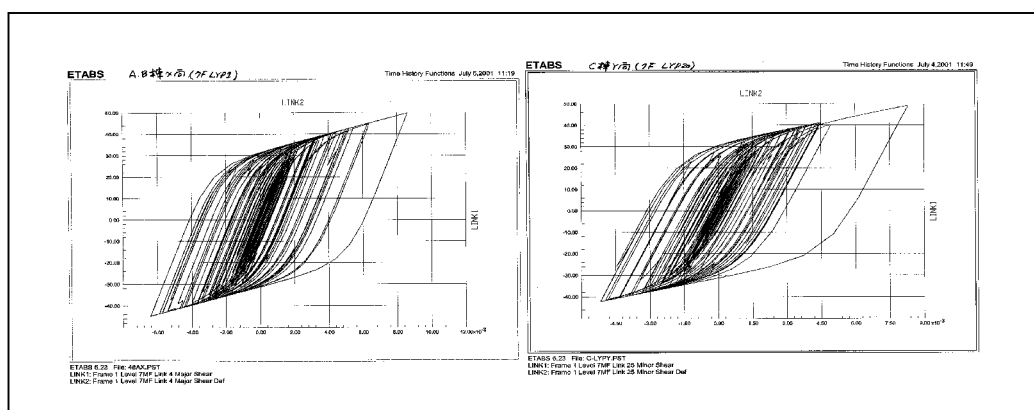


圖 13 LYP 消能裝置遲滯迴圈

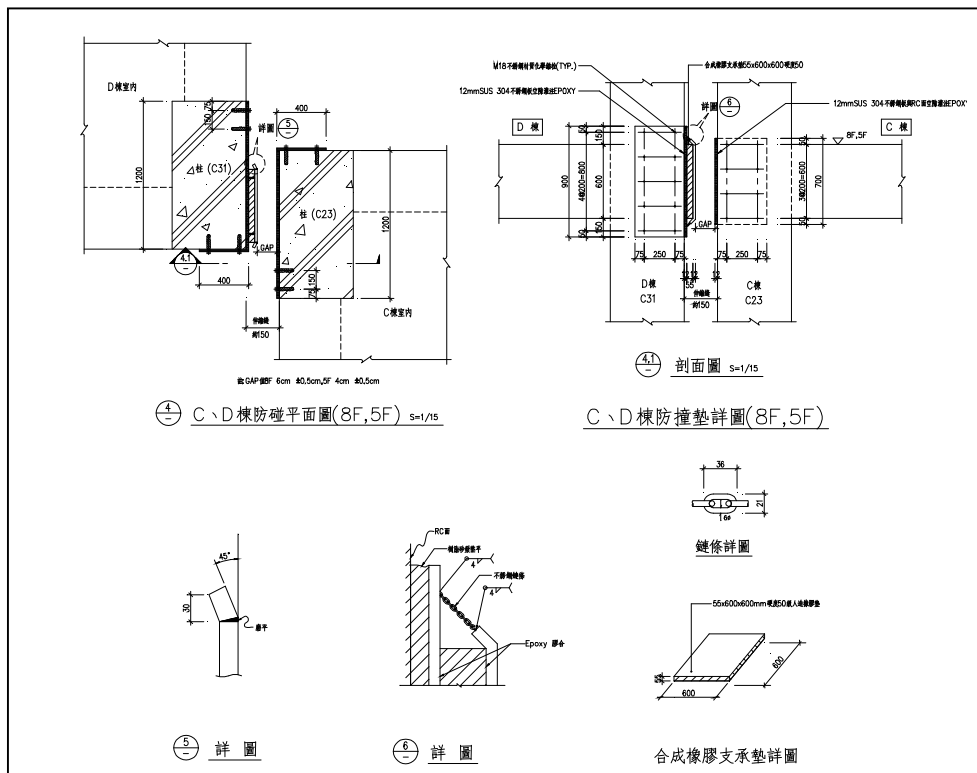


圖 14 D、C 棟間防撞墊詳圖

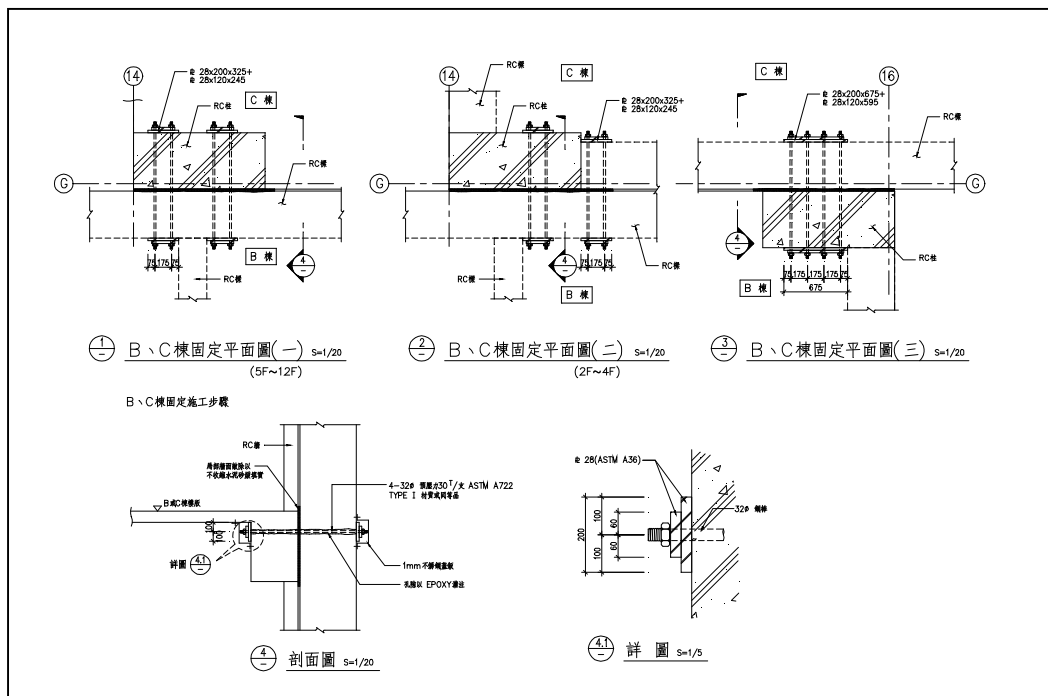


圖 15 B、C 棟間伸縮縫鎖固詳圖

編號	試體強度	合格與否	評估用混凝土強度
D2	416.6	×	205.2
	153.9		
	160.6		
D3	327.9	○	245
	247.7		
	—		
D4	204.3	○	245
	249.2		
	253		
D5	329.2	×	184.3
	138.2		
	190		
D6	330.7	○	245
	312.3		
	323.2		
D7	188.2	○	245
	201.3		
	272.5		
D8	230.1	○	245
	242.6		
	237.7		
D9	174.1	×	232.1
	183.6		
	326.4		
D10	197	×	228.4
	270.7		
	171.3		
D11	423.8	○	245
	244.8		
	205.9		
D12	250.6	○	245
	273.5		
	235.1		
DR	370.9	○	245
	188.9		
	229.8		

*評估用混凝土強度係以
a. 試體強度平均値除0.85
b. 試體強度最小値除0.75
c. 設計値 245 kg/cm²

表 1 D 棟混凝土抗壓強度試驗

比較 樓層	不考慮碰撞		考慮碰撞效應		比值	
	樓層剪力(TON)	動力偏心(M)	樓層剪力(TON)	動力偏心(M)	樓層剪力	動力偏心
R1F	436.9	2.82	416.0	3.65	0.952	1.292
12F	828.7	2.98	754.5	3.30	0.910	1.109
11F	1177.7	3.12	1040.8	1.86	0.884	0.595
10F	1480.5	3.38	1367.1	1.91	0.923	0.565
9F	1749.0	3.43	1640.9	2.01	0.938	0.585
8F	1978.3	3.03	1852.7	2.38	0.937	0.785
7F	2158.2	3.07	2033.8	3.20	0.942	1.043
6F	2299.0	3.29	2172.1	3.57	0.945	1.082
5F	2414.5	2.99	2248.3	1.98	0.931	0.661
4F	2512.2	3.14	2289.6	2.10	0.911	0.699
3F	2620.5	3.20	2315.2	2.28	0.883	0.710
2F	2721.7	3.05	2333.0	2.27	0.857	0.745

X向地震碰撞效應對AB棟影響

比較 樓層	不考慮碰撞		考慮碰撞效應		比值	
	樓層剪力(TON)	動力偏心(M)	樓層剪力(TON)	動力偏心(M)	樓層剪力	動力偏心
R1F	672.9	0.33	639.8	2.98	0.951	8.893
12F	1177.8	0.35	1137.8	3.19	0.966	9.138
11F	1475.9	0.29	1453.6	3.00	0.985	10.250
10F	1808.1	0.32	1746.6	2.79	0.966	8.652
9F	2075.6	0.39	2024.0	2.54	0.975	6.483
8F	2253.0	0.43	2221.2	2.36	0.986	5.515
7F	2574.2	0.50	2565.0	1.99	0.996	3.974
6F	2827.0	0.49	2882.5	2.10	1.020	4.314
5F	3060.0	0.54	3097.2	2.13	1.012	3.976
4F	3312.0	0.63	3249.4	2.00	0.981	3.151
3F	3556.5	0.75	3469.6	1.74	0.976	2.313
2F	3708.7	0.88	3649.4	1.90	0.984	2.165

Y向地震碰撞效應對AB棟影響

比較 樓層	不考慮碰撞		考慮碰撞效應		比值	
	樓層剪力(TON)	動力偏心(M)	樓層剪力(TON)	動力偏心(M)	樓層剪力	動力偏心
R1F	289.6	4.78	282.8	5.06	0.976	1.059
12F	540.0	4.67	527.9	4.66	0.978	0.998
11F	774.1	4.54	777.3	4.36	1.004	0.960
10F	897.8	5.13	974.9	5.14	1.086	1.002
9F	1079.0	5.39	1084.8	5.33	1.005	0.989
8F	1195.5	5.77	1189.7	5.37	0.995	0.931
7F	1285.5	4.88	1276.8	4.85	0.993	0.994
6F	1330.1	3.89	1319.4	3.64	0.992	0.936
5F	1352.8	3.29	1342.1	2.99	0.992	0.909
4F	1406.4	3.25	1402.1	3.18	0.997	0.978
3F	1480.8	3.37	1462.5	3.01	0.988	0.893
2F	1548.3	3.05	1545.9	2.45	0.998	0.803

X向地震碰撞效應對DE棟影響

比較 樓層	不考慮碰撞		考慮碰撞效應		比值	
	樓層剪力(TON)	動力偏心(M)	樓層剪力(TON)	動力偏心(M)	樓層剪力	動力偏心
12F	181.0	0.57	188.3	1.99	1.040	3.472
11F	318.3	0.46	318.1	1.61	0.999	3.524
10F	430.0	0.49	409.1	1.08	0.951	2.185
9F	512.0	0.83	465.1	1.10	0.908	1.322
8F	563.1	0.87	524.1	0.96	0.931	1.099
7F	593.8	0.74	581.2	0.75	0.979	1.014
6F	613.1	0.57	626.6	0.69	1.022	1.209
5F	610.3	0.63	654.3	0.50	1.072	0.801
4F	610.5	0.73	661.1	0.48	1.083	0.652
3F	664.2	0.90	652.7	0.56	0.983	0.617
2F	701.5	0.91	657.2	0.60	0.937	0.660

X向地震碰撞效應對C棟影響

比較 樓層	不考慮碰撞		考慮碰撞效應		比值	
	樓層剪力(TON)	動力偏心(M)	樓層剪力(TON)	動力偏心(M)	樓層剪力	動力偏心
12F	136.8	4.34	215.3	4.01	1.574	0.922
11F	290.6	3.95	351.1	2.84	1.208	0.719
10F	417.2	4.05	437.9	0.98	1.050	0.243
9F	521.1	3.91	518.4	0.91	0.995	0.232
8F	595.6	3.22	591.4	0.88	0.993	0.275
7F	649.1	3.49	677.5	0.59	1.044	0.170
6F	738.4	3.39	788.9	0.54	1.068	0.159
5F	831.0	3.32	871.2	0.45	1.048	0.135
4F	892.3	3.51	912.1	0.41	1.022	0.117
3F	929.7	3.75	951.5	0.34	1.023	0.092
2F	969.4	3.83	996.7	0.37	1.028	0.096

Y向地震碰撞效應對C棟影響

表 2 地震碰撞效應對各棟影響