

## 第五章 結構分析與耐震評估

愛國婦人會館，使用現況如下圖所示。

表 5-1 樓層使用現況表

樓層	南棟	北棟（增建）
一層	辦公室、餐廳及多功能活動空間	浴室、廚房
二層	寢室、諮商室及閱讀空間	廁所、晒衣場
增建夾層	休閒區、資訊室	--

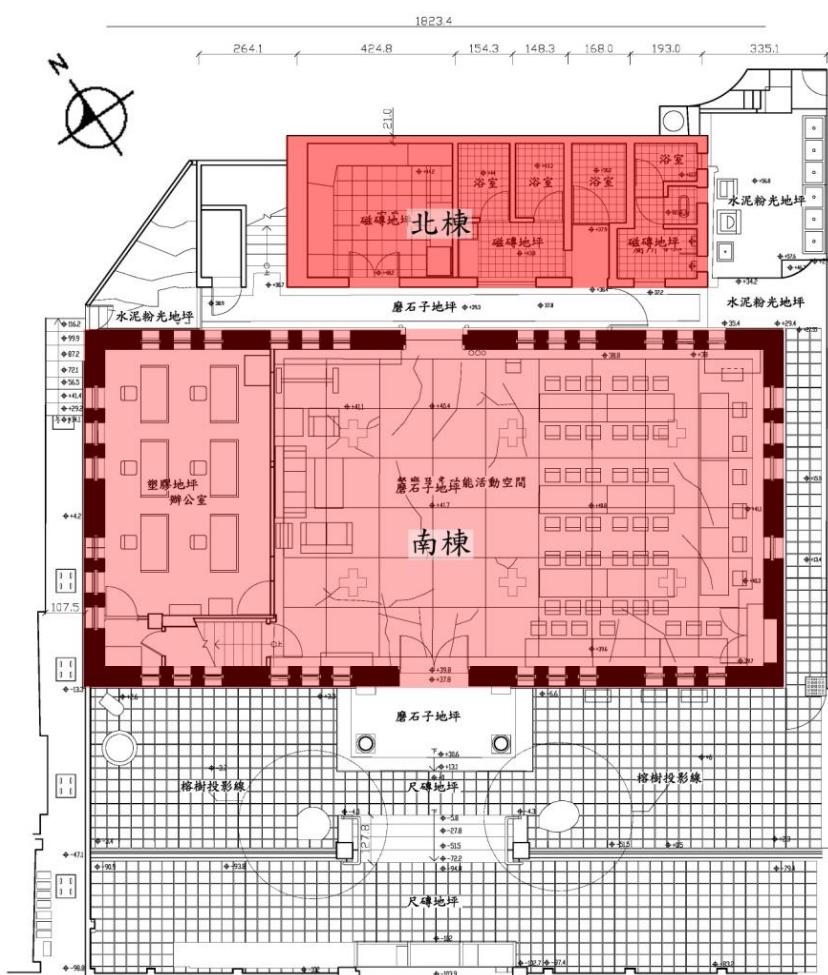


圖 5-1 愛國婦人會館配置圖

## 第一節 建築物現況概述及結構損壞原因探討

### 5-1.1 建築現況概述

原愛國婦人會館（南棟）之建築結構主體由木構屋架與磚砌牆體所構成。木構屋架部分，除卻承載上方桁條、椽條、屋面板等構件重量，尚需負擔自重及天花的重量，因此需探討屋架在載重作用下，構件是否安全。磚砌牆體部分屬磚造承重牆系統，除了承載上方傳遞下來之垂直載重外，亦為抵抗水平作用力之主要構造，當受不同方向地震力作用時，其主要牆體之力學行為為面內受力，因此，評估時採磚砌牆體常用之極限層剪力係數法，就東西向及南北向兩方向地震力分別評估。即結構安全評估分為兩個部分：

- 一、木屋架承重結構安全評估。
- 二、牆體耐震結構安全評估。

愛國婦人會館格局左右對稱，建築物現況如圖 5-2 至圖 5-4 所示，空間使用現況詳表 5-2，各向立面詳圖 5-5 至圖 5-8。

表 5-2 樓層使用現況表

樓層	愛國婦人會館南棟
一層	辦公室、餐廳及多功能活動空間
二層	寢室、諮詢室及閱讀空間
增建夾層	休閒區、資訊室

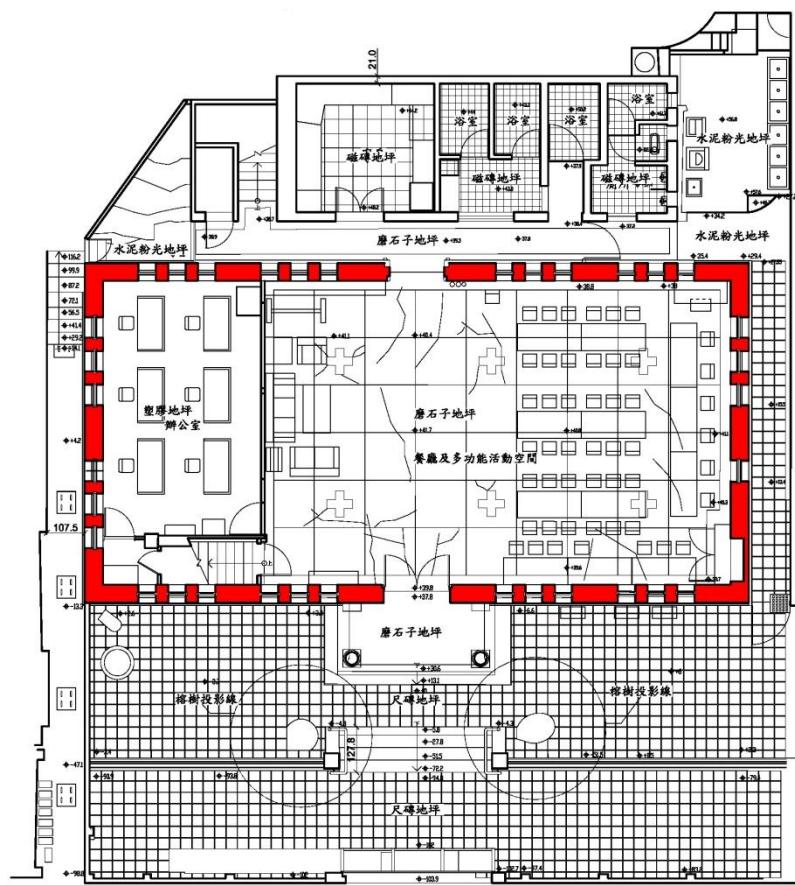


圖 5-2 南棟一層平面圖

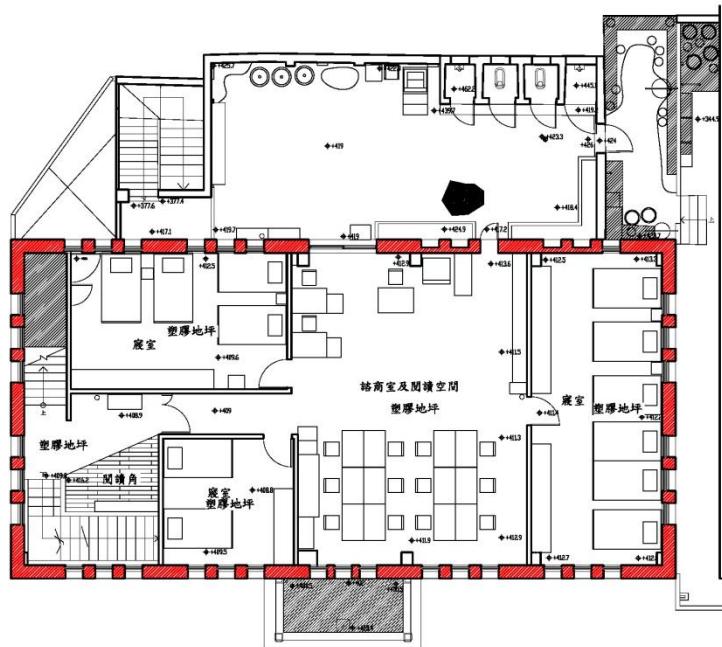


圖 5-3 南棟二層平面圖

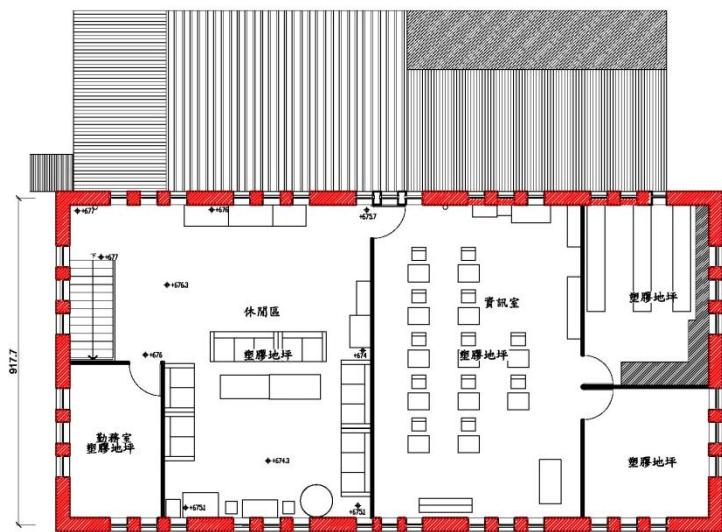


圖 5-4 南棟增建夾層平面圖

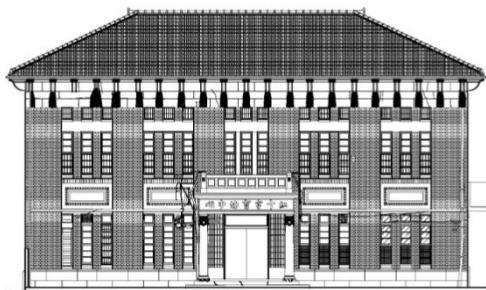


圖 5-5 南棟正面立面圖

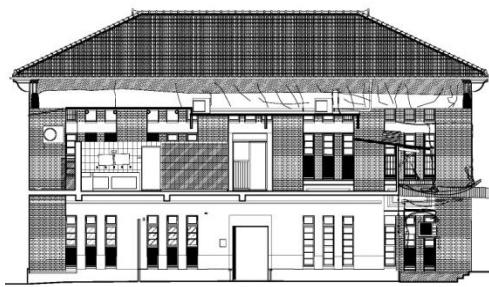


圖 5-6 南棟背面立面圖

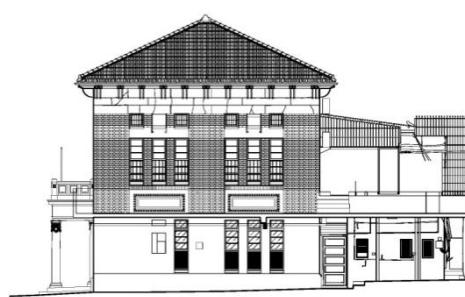


圖 5-7 南棟右面立面圖

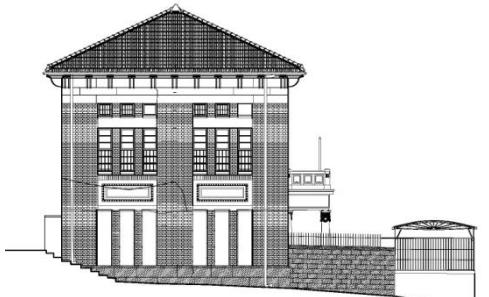


圖 5-8 南棟左面立面圖

### 5-1.2 結構損壞現況及原因探討

#### 一、鋪面、粉刷層龜裂

一樓地坪磨石子地板有數處裂痕（圖 5-9），而建築物外觀四面之洗石子表面皆有數處裂痕（圖 5-10～圖 5-12）。

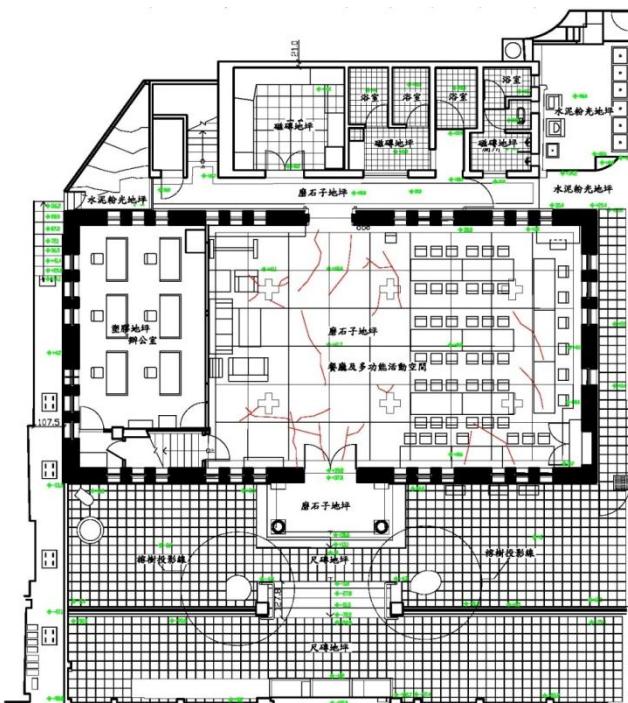


圖 5-9 1FL 地坪損壞—龜裂

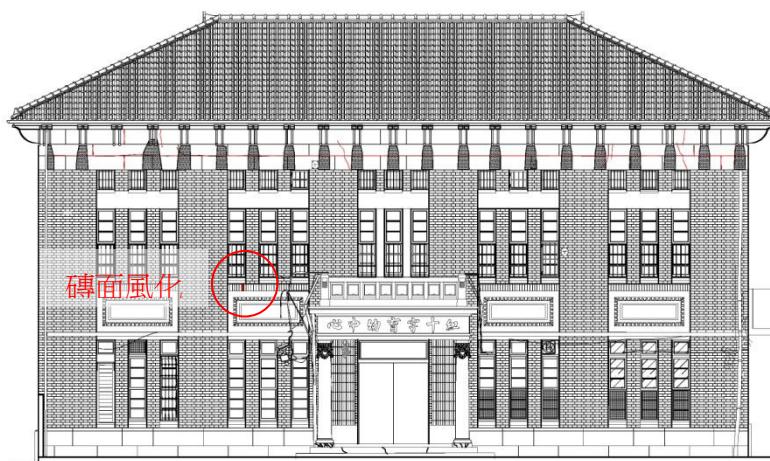


圖 5-10 正（南）面立面損壞-粉刷層龜裂、磚面風化

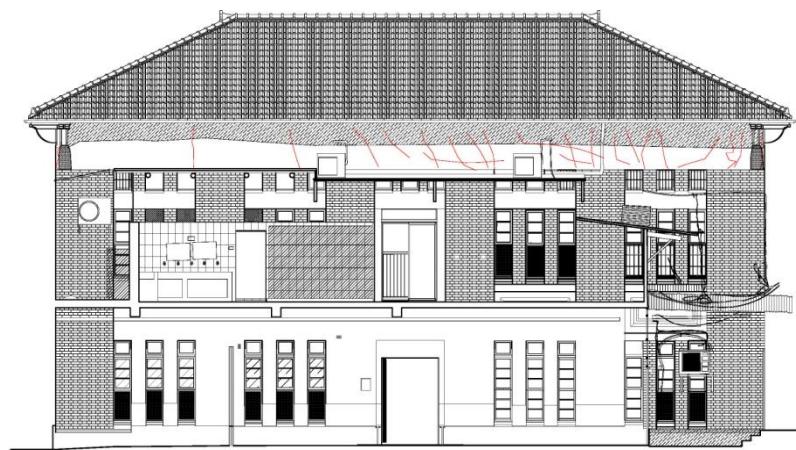


圖 5-11 背（北）立面損壞-粉刷層龜裂

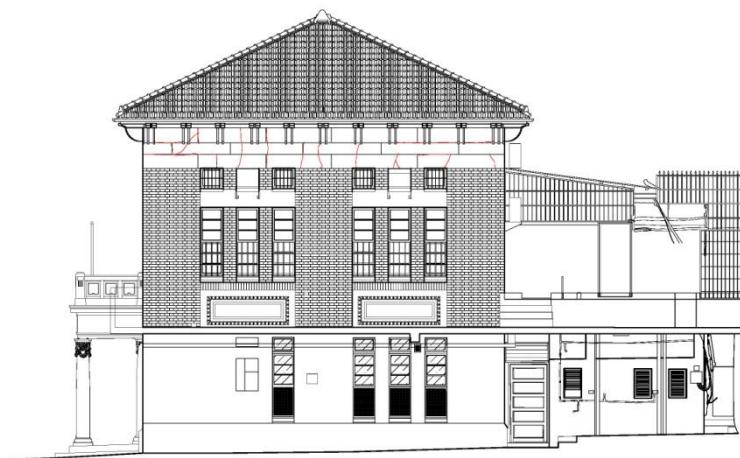


圖 5-12 左（東）立面損壞-粉刷層龜裂、角隅裂縫

## 二、磚面表面、勾縫風化

建築物四面皆有勾縫風化現象（圖 5-13），另於正（南）立面之磚面有風化情形（圖 5-14）。

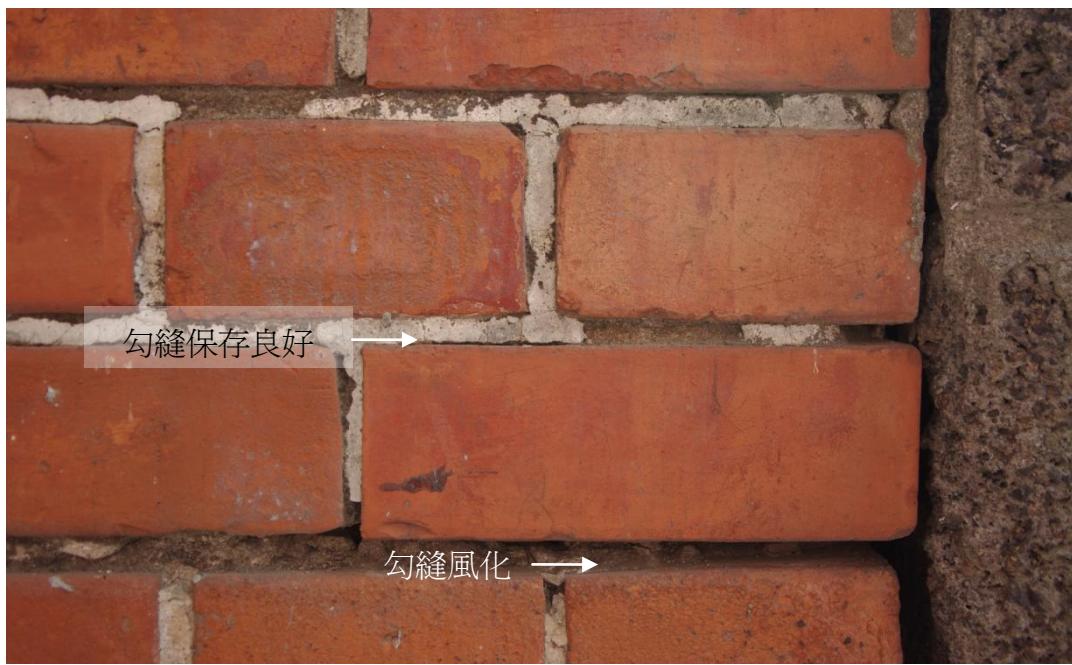


圖 5-13 勾縫風化

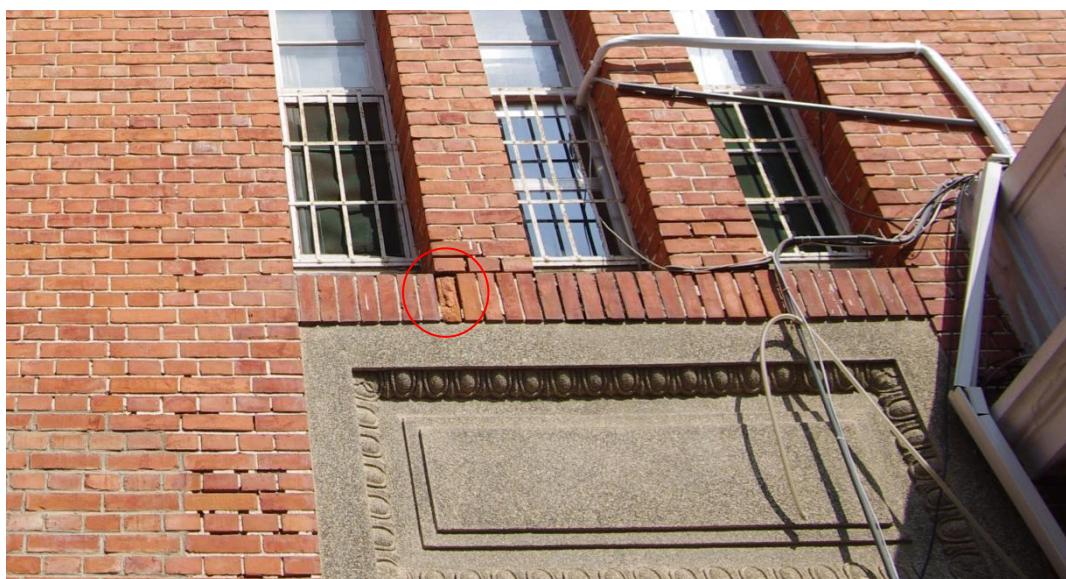


圖 5-14 正（南）立面損壞-磚面風化

### 三、垂直向裂縫

建築物右（西）立面牆內外共有 3 道裂縫（圖 5-15、圖 5-16），裂縫 A 為由 2F 延伸至牆頂之縱向裂縫（圖 5-17），裂縫 B 位於室外地面層牆面（圖 5-18），裂縫 C 於室內二樓樓梯旁（圖 5-19）。

裂縫 A 頂部有修補之痕跡且內側相對位置不見裂痕，研判該裂縫曾為貫穿裂縫，為機能進行修補而成現狀。

由 3 道裂縫成垂直走向與裂縫 A 寬度從下方向上擴大等現象，研判為磚構造未交丁加上基礎有不均勻沉陷之趨勢，且磚牆頂部無 RC 圈梁構造所造成之破壞。

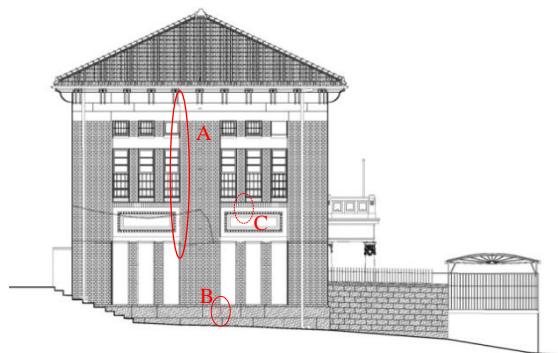


圖 5-15 裂縫位置示意圖-外



圖 5-16 裂縫位置示意圖-內



圖 5-17 裂縫 A



圖 5-18 裂縫 B



圖 5-19 裂縫 C

## 四、小結

根據損壞調查之結果，市定古蹟原愛國婦人會館的損壞除後期增建造成原形貌的改變外，主要的損壞有三，一為鋪面、粉刷層龜裂，此類破壞對結構影響甚微；二為磚面表面、勾縫風化，該類破壞長期而言可能有建築物結構之虞，建議重新施作勾縫與於磚表面進行粉刷或其他可降低風化速率之工法施作，避免灰縫隨粉刷層風化之後耗損，進而影響到結構穩定性；三為外牆清水磚體垂直向裂縫，由 3 道裂縫成垂直走向與右側立面裂縫寬度從下方向上擴大等現象研判，本案基礎有不均勻沉陷之現象，且磚牆頂部可能無 RC 圈梁構造。然由裂縫修補處無破壞研判，本案基礎已趨於穩定，不均勻沉陷之趨勢漸緩，建議於磚牆頂部補施作 RC 圈梁，圍塑磚牆頂部，以降低不均勻沉陷對於結構安全之影響。

## 第二節 樓層極限剪力係數法評估

### 5-2.1 樓層極限剪力係數法之操作

本評估方法先計算建築物重量、地震力、建築物中每道牆體所受的地震剪力、每道牆體的極限剪力係數以及樓層極限剪力係數後，考慮建築物整體耐震有利因素與不利因素，最後得出建築物耐震能力。主要步驟如下：

#### 一、計算建築物各層之地震力

一般而言砌體造建築物高度低而剛度大，質量和剛度沿高度分佈比較均勻，因此計算基底剪力後，再計算沿高度分佈之樓層地震力以及各牆體的極限抗剪能力。基底剪力根據「建築物耐震設計規範及解說」計算方式如下：

$$V = \frac{s_{ad} \cdot I}{1.4 \cdot \alpha_y F_u} \cdot W = C.S. \times W$$

$$F_i = \frac{W_i H_i}{\sum_{j=1}^n W_j H_j} \times V$$

**V**：基底剪力

$S_{ad}$ ：工址設計水平譜加速度係數

$I$ ：用途係數

$\alpha_y$ ：起始降伏地震力放大係數

$F_u$ ：結構系統地震力折減係數

C.S.：水平地震力係數

$W$ ：建築物全部淨載重

$F_i$ ：第  $i$  層質點處的水平地震力

$W_i$ 、 $W_j$ ：集中質點  $i$ 、 $j$  之重量

$W_i$ 、 $W_j$ ：集中質點  $i$ 、 $j$  之重量

## 二、計算建築物每道牆體所受之地震剪力 $V_{ej}(i)$

各層地震剪力為  $i$  層以上各層地震作用力之和，即  $V_i = \sum_{k=i}^n F_k$ 。

### 1. 剛性樓板

各牆體所承受之地震剪力按個別之側移剛度比例進行分配：

$$V_{ej}(i) = \frac{K_{ij}}{\sum_{k=i}^n K_{ik}} V_i$$

$V_{ej}(i)$ ：為第  $i$  層第  $j$  道牆所分配的水平地震力

$K_{ij}$ 、 $K_{ik}$ ：為第  $i$  層第  $j$ 、 $k$  道牆抗側力等效剛度

當牆段高寬比  $\frac{h_j}{b_j} < 1$  時，可只考慮剪切變形：

$$k_{js} = \frac{1}{\delta_{js}} = \frac{GA_j}{\xi h_j} = \frac{Et_j b_j}{3h_j}$$

$k_{js}$  為僅考慮剪切變形時，第 j 道牆之側移剛度

$\delta_{js}$  為僅考慮剪切變形時，第 j 道牆之側移柔度

$G$  為砌體之剪變模數， $G = 0.4E$  為砌體之彈性模數

$A_j$  為第 j 道牆橫截面面積， $A_j = b_j t_j$ ； $b_j$  為第 j 道牆之寬度

$t_j$  為第 j 道牆之厚度

$\xi$  為剪應力分布不均勻係數，矩形斷面取  $\xi = 1.2$

$h_j$  為第 j 道牆之高度。

## 2. 柔性樓板

如為柔性樓板，則各橫牆所承擔的地震作用力，可依該牆體之重力荷載比例進行分配，即：

$$V_{ej}(i) = \frac{W_{ij}}{W_i} V_i$$

$W_{ij}$  為第 i 層第 j 道牆所承擔面積的重量

$W_i$  為第 i 層的重量

1. 計算各牆體的極限抗剪能力（受剪承載力） $V_{Rj}(i)$

各牆體的極限抗剪能力計算採下列方程式：

$$V_{Rj}(i) = f_{VE} \times A_j(i)$$

$$f_{VE} = f_{VE} \frac{f_v}{1.2} \times \sqrt{1 + 0.45x \frac{\sigma_o}{f_v}}$$

$V_{Rj}(i)$ ：第 i 層第 j 道牆受剪承載力

$f_{VE}$ ：牆體在破壞線高度處有效剪力強度

$A_j(i)$ ：第 i 層第 j 道牆在破壞線高度處水平截面積

$\sigma_o$ ：第 j 道牆在破壞線高度處平均壓應力

$f_V$ ：非耐震設計的砌體抗剪強度設計值。

### 2. 計算每道牆體之極限剪力係數 $\xi_{R_j}(i)$

$\xi_{R_j}(i)$  為第  $i$  層第  $j$  道牆之極限抗剪能力與牆體所受地震力之比值：

$$\xi_{R_j}(i) = \frac{V_{R_j}(i)}{V_{e_j}(i)}$$

### 3. 計算樓層極限剪力係數 $\xi_R(i)$

樓層極限剪力係數得自於各層所有牆體之極限剪力係數  $\xi_{R_R}(i)$ ，但因各牆體極限剪力係數的差異，會造成薄弱部位和該層各牆體彈塑性內力重新分配，計算時同一層中之極限剪力係數，採用加權平均方法，計算方式如下：

$$\xi_R(i) = \frac{n}{\sum_{j=1}^n \left[ \frac{1}{\xi_{R_j}(i)} \right]}$$

$\xi_R(i)$ ：第  $i$  層的橫向或縱向牆體極限剪力係數

$n$ ：第  $i$  層牆體總數。

### 4. 建築物整體耐震之有利因素與不利因素：

➤ 有利因素如下表所示：

構造方式	損壞程度	有利係數 $\lambda_1$
建築物四個角落 設置構造柱	中等破壞以內	1.0
	嚴重破壞和倒塌	1.1
建築物每隔一個開間 設置構造柱	中等破壞以內	1.05
	嚴重破壞和倒塌	1.25

➤ 不利因素如下列所述：

損壞程度	不利係數 $\lambda_1$
施工品質（包括縱、橫牆的交丁、砌築方式、砂漿飽滿程度等） 品質不佳	0.9
建築物出現不均勻下陷所產生的交叉裂縫	0.7-0.9
磚牆上部無水平圈樑之設置	0.9
牆體高寬比大於 2/3	0.9
牆體邊緣至最近開口之距離及兩相鄰開口間之距離小於開口高度	0.7
開口率大於 1/3	0.8
開口位置配置呈不規則分佈	0.8

經由上述步驟，該建築物每一樓層之極限剪力係數皆可求得，並可比較一棟建築物中，極限剪力係數最低的樓層。而根據建築物樓層中最小極限剪力係數即可預估，在地震力作用下如表 5-3 所述的破壞狀況，而各破壞狀況對應之具體震害描述如表 5-4 所示。

表 5-3  $\xi_R$  與破壞狀況對照

破壞狀態	基本完好	輕微破壞	中等破壞	嚴重破壞	倒塌
$\xi_R$ 範圍	> 0.95	0.95-0.75	0.74-0.55	0.54-0.35	< 0.35

表 5-4 破壞狀況的具體震害描述

破壞狀況	震害描述
基本完好	牆體完好，突出屋面小建築和女兒牆有輕微破壞。
輕微破壞	縱橫牆連接處等薄弱部位出現輕微裂縫，突出屋面小建築與女兒牆有中等破壞。
中等破壞	多數牆體有輕微裂縫，部分較弱牆體有明顯裂縫，突出屋面小建築和女兒牆破壞嚴重。
嚴重破壞	多數牆體出現明顯裂縫，部分外牆外傾，突出屋面小建築和女兒牆局部倒塌。
倒 塌	多數牆體錯位，外牆外傾倒塌，需拆除重建。

### 5-2.2 法規地震力計算

地震力依建築技術規則及建築物耐震設計規範及解說計算。靜力分析之受地震之最小設計水平總橫力  $V$  依下式計算：

$$V = \frac{S_{aD} \cdot I}{1.4 \cdot \alpha_y \cdot F_u} \cdot W \quad \text{【規範 式 2-1】}$$

$S_{aD}$ ：工址設計水平加速度反應譜係數

$I$ ：用途係數，本案為供公眾使用之建築物，屬第三類建築物， $I=1.25$

$W$ ：建築物全部靜載重

$\alpha_y$ ：起始降伏地震力放大倍數，容許應力法取  $\alpha_y = 1.2$

$F_u$ ：結構系統地震力折減係數

本案位於高雄市鼓山區，其一般工址短週期及一秒週期之設計水平譜加速度係數  $S_S^D$  及  $S_1^D$  與最大考量水平譜加速度係數  $S_S^M$  及  $S_1^M$  如下：

【規範 表 2-1】

縣市	鄉鎮市區	$S_S^D$	$S_1^D$	$S_S^M$	$S_1^M$	臨近之斷層
高雄市	鼓山區	0.6	0.35	0.8	0.5	無

本案無鄰近斷層，故計算其一般工址短週期及一秒週期之設計水平譜加速度係數  $S_{DS}$  及  $S_{D1}$  與最大考量水平譜加速度係數  $S_{MS}$  及  $S_{M1}$  時，無需考慮近斷層效應，依下式計算：

$$S_{DS} = F_a S_S^D ; \quad S_{MS} = F_a S_S^M \quad \text{【規範 式 2-4】}$$

$$S_{D1} = F_v S_1^D ; \quad S_{M1} = F_v S_1^M \quad \text{【規範 式 2-4】}$$

式中  $F_a$  與  $F_v$  為反應譜等加速度與等速度段之工址放大係數，由工址所在位置之  $S_S$  ( $S_S^D$ 、 $S_S^M$ )、 $S_1$  ( $S_1^D$ 、 $S_1^M$ ) 與地盤分類查表求得，由於無相關土壤鑽探報告，假設屬第三類地盤(軟弱地盤)， $F_a$  與  $F_v$  查【規範表 2-2(a)】、【規範 表 2-2(b)】如下：

地盤分類	$F_a$ ( $S_S^D = 0.6$ )	$F_v$ ( $S_1^D = 0.35$ )	$F_a$ ( $S_S^M = 0.8$ )	$F_v$ ( $S_1^M = 0.5$ )
第三類地盤	1.2	1.7	1.0	1.4

由此，可得本工址之  $S_{DS}$  與  $S_{D1}$  及  $S_{MS}$  與  $S_{M1}$ ：

$$S_{DS} = F_a S_S^D = 1.2 \times 0.6 = 0.72; \quad S_{MS} = F_a S_S^M = 1.0 \times 0.8 = 0.8$$

$$S_{D1} = F_v S_1^D = 1.7 \times 0.35 = 0.595; \quad S_{M1} = F_v S_1^M = 1.4 \times 0.5 = 0.7$$

工址設計水平譜加速度係數  $S_{aD}$ ，可藉建築物基本振動週期  $T$  以及短週期與中長週期之分界  $T_0^D$ ，經下方【規範 表 2-5(a)】判別得其值：

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D \leq T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS} (0.4 + \frac{3T}{T_0^D})$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{D1}/T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

#### ➤ 工址設計水平譜加速度係數 $S_{aD}$

本案為兩層磚構造建築，建築物之基本週期  $T$ ，可依下列經驗公式計算之，其中  $h_n$  為基面至屋頂面高度，基本週期  $T$  為：

$$T = 0.05h_n^{3/4} = 0.05 \times 11.7^{3/4} = 0.316\text{s} \quad \text{【規範 式 2-9】}$$

短周期與中、長週期分界  $T_0^D$  為：

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.595}{0.72} = 0.826\text{s}$$

【規範 式 2-8】

因此， $0.2T_0^D = 0.165 \leq T = 0.316 \leq T_0^D = 0.826\text{s}$

即本案屬於屬於短週期，因此  $S_{aD} = S_{DS} = 0.72$  【規範 表 2-5(a)】

➤ 結構系統地震力折減係數  $F_u$

結構系統地震力折減係數  $F_u$ ，以結構系統容許韌性容量  $R_a$  與結構基本振動週期  $T$  來求得。

本案基本振動週期  $T$  為 0.316 秒，位於  $0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D$  區間內，其關係式如下：

$$F_u = \sqrt{2R_a - 1} ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \quad 【規範 式 2-15】$$

$$R_a \text{為結構系統容許韌性容量} : R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} \quad 【規範 式 2-13】$$

本案之結構系統是以木構造 KingPost 桁架組合成屋架，屋架放至於 2B 牆頂，經由 2B 磚牆傳遞至地面，此結構系統在受水平力作用時，主要藉磚牆來抵抗橫力，屬磚石造之承重牆系統，其韌性容量  $R$  查 【規範 表 1-3】如下，取  $R = 2.0$ 。

基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	高度限制(m)
承重牆系統	1.剪力牆 (1)磚石造	2.0	20

由以上：

$$\text{容許韌性容量 } R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} = 1 + \frac{(2-1)}{1.5} = 1.67$$

$$\text{結構系統地震力折減係數 } F_u = \sqrt{2R_a - 1} = 1.528$$

➤ 最小設計水平總橫力  $V$

$\frac{S_{aD}}{F_u}$  依【規範 式 2-2】修正， $\frac{S_{aD}}{F_u} = \frac{0.72}{1.528} = 0.471$ ，修正後命名為：

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m = 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 = 0.389 ; 0.3 < \frac{S_{aD}}{F_u} = 0.389 < 0.8。由以上，最$$

小設計水平總橫力：

$$V = \frac{I}{1.4 \cdot \alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W = \frac{1.25}{1.4 \cdot 1.0} \times 0.389 \times W = 0.347W$$

➤ 避免中小度地震降伏之設計地震力  $V^*$

為避免韌性較佳之建築物在地震不大時即產生降伏，地震設計最小總橫力不得低於  $V^*$ ，由【規範 式 2-16a】：

$$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \cdot \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m \cdot W = \frac{1.25 \cdot 1.528}{4.2 \cdot 1.0} \cdot 0.389 \cdot W = 0.177W$$

➤ 避免最大考量地震崩塌之設計地震力  $V_M$

為避免建築物在最大考量地震下崩塌，地震設計最小總橫力不得低於  $V_M$ 。

一般工址最大水平譜加速度係數  $S_{aM}$ ，可查【規範表 2-5(b)】如下：

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^M$	$0.2T_0^M \leq T \leq T_0^M$		$2.5T_0^M < T$
$S_{aM} = S_{MS} (0.4 + \frac{3T}{T_0^M})$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{M1}/T$	

$$T_0^M = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} = \frac{0.7}{0.8} = 0.875 \text{ s} \quad \text{【規範 式 2-8】}$$

因此， $0.2T_0^M = 0.175 \leq T = 0.316 \leq T_0^M = 0.875$

即本案屬於屬於短週期，因此  $S_{aM} = S_{MS} = 0.8$  【規範 表 2-5(a)】

➤ 結構系統地震力折減係數  $F_{uM}$

結構系統地震力折減係數  $F_{uM}$ ，以韌性容量  $R$  代替容許韌性容量  $R_a$  與結構基本振動週期  $T$  來求得。

本案基本振動週期  $T$  為 0.316 秒，位於

$0.2T_0^M = 0.175 \leq T \leq 0.525 = 0.6T_0^M$  區間內，其關係式如下：

$$F_{uM} = \sqrt{2R - 1}; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \quad \text{【規範 式 2-15】}$$

結構系統地震力折減係數  $F_{uM} = \sqrt{2R - 1} = 1.732$

$$\frac{S_{aM}}{F_{uM}} = \frac{S_{aM}}{1.732} = \frac{0.8}{1.732} = 0.462, 0.3 < \frac{S_{aM}}{F_{uM}} < 0.8 \quad \text{【規範 式 2-12】}$$

$$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m = 0.52 \frac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.144 = 0.384 \quad \text{【規範 式 2-16d】}$$

由【規範 式 2-16c】：

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \cdot \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \cdot 1.0} \times 0.384 \times W = 0.343W$$

根據建築物耐震規範（2011,內政部營建署），取嚴格者作為設計之依據，即最大水平地震係數  $C.S. = 0.347$ 。

### 5-2.3 建築物重量及地震力豎向分配

#### 一、建築物重量

##### 1. 水平構件重量

愛國婦人會館主要使用之構造單位重量如表 5-5 所示。本案地面層以上可分為 2F（二層）、3F（增建夾層）與 RF（屋頂）等 3 個單元。以下依其空間構造與構件尺寸分別計算重量。

表 5-5 單位重量表

構造名稱	單位重量(公斤／平方公尺)
磚	1900
鋼筋混凝土	2400
木	500

## A.RF 重量

## ➤ 水泥瓦

名稱	小計(kgf/m <sup>2</sup> )	備註
水泥瓦	45	建築技術規則
總重	9063	$2 \times \frac{(9.22 + 20.18) \times 5}{2} + \frac{10.88 \times 5}{2} \times 45 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$
單位面積重量	51	$\frac{9063\text{kgf}}{19.0 \times 9.5\text{m}^2} = 50.21 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

## ➤ 杉木(福州杉)屋架構造重量明細如下：

名稱	小計(m <sup>3</sup> )	備註
陸梁	3.75	含水平大梁、水平夾撐、火打梁
吊束	0.37	
方丈	0.33	
合掌	2.39	屋面斜梁
桁條	1.71	
屋面	2.78	1.5cm 木板
總計	11.34	$m^3$
總重	5670	$kgf$
單位重量	32	$kgf/m^2$

## ➤ 總計

名稱	小計(kgf/m <sup>2</sup> )	備註
水泥瓦	51	
木構屋架	32	
高架天花板	16.5	$\frac{1100\text{kgf}}{\text{m}^3} \times 0.015\text{m}$
總單位重	99.5	$\frac{(16.5 + 32 + 51)\text{kgf}}{\text{m}^2}$
總重	18432	$(16.5 + 32 + 51 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}) \times 19.5\text{m} \times 9.5\text{m}$

## B.增建夾層重量：

名稱	小計(kgf)	備註
鋼桁架形式一	880	$35.2\text{m} \times \frac{25\text{kgf}}{\text{m}}$
鋼桁架形式二	4667	$233.35\text{m} \times \frac{20\text{kgf}}{\text{m}}$
木角材	507	$49 \times 8.8\text{m} \times 0.042\text{m} \times 0.035\text{m} \times \frac{800\text{kgf}}{\text{m}}$
1.2cm 木夾板	1901	$158.41\text{m}^2 \times \frac{12\text{kgf}}{\text{m}^2}$ (木地板)
天花板裝修	2614	$158.41\text{m}^2 \times \frac{1100\text{kgf}}{\text{m}^3} \times 0.015$
總重	10569	kgf

## C.2F 重量：

名稱	小計(kgf)	備註
12cmRC 樓板	45622	$158.41\text{m}^2 \times 0.12\text{m} \times \frac{2400\text{kgf}}{\text{m}^3}$
RC 梁柱	19400	$(0.6 \times 0.65 \times 8.8 + 0.68 \times 0.38 \times 18) \times 2400$
地版面重量	3802	$158.41\text{m}^2 \times \frac{24\text{kgf}}{\text{m}^2}$ (磨石子地版)
總重	68824	kgf

## D.建築物各層重量

樓層	重量(kgf)
RF	18432
3F	10569
2F	68824
建築物總重（二層以上）	97825

## 2. 垂直構件（牆體）重量

愛國婦人會館南棟之牆體編號如圖 5-20 所示，依其編號分別計算牆體重量。

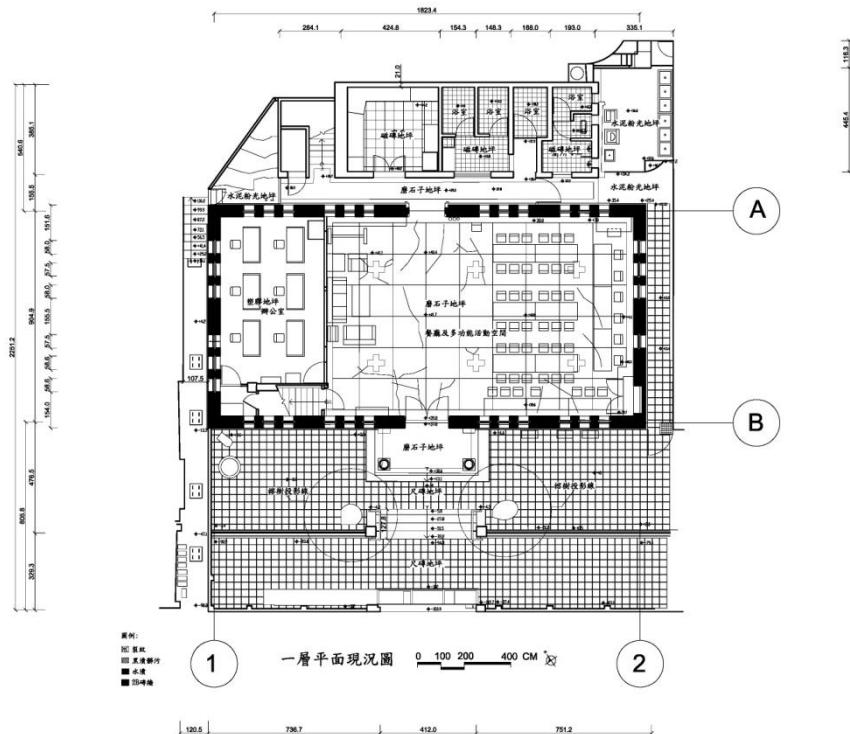


圖 5-20 牆體編號圖

### A.3F (增建夾層) 牆重

3F-X 向牆體									
牆體 編號	總長 (m)	高 (m)	厚 (m)	磚厚 (m)	開口寬 (m)	淨長 (m)	開口面積 ( m <sup>2</sup> )	淨面積 ( m <sup>2</sup> )	牆重 (kgf)
A	18.8	2.15	0.375	0.345	7.35	11.45	3.675	36.75	24086
B	18.8	2.15	0.375	0.345	7.35	11.45	3.675	36.75	24086
合計	37.6				14.7	22.9	7.35	73.49	48173

### 3F-Y 向牆體

牆體 編號	總長 (m)	高 (m)	厚 (m)	磚厚 (m)	開口寬 (m)	淨長 (m)	開口面積 ( m <sup>2</sup> )	淨面積 ( m <sup>2</sup> )	牆重 (kgf)
1	8.55	2.15	0.375	0.345	3.63	4.92	1.815	16.57	10860
2	8.55	2.15	0.375	0.345	3.63	4.92	1.815	16.57	10860
合計	17.1				7.26	9.84	3.63	33.135	21720

## B.2F 牆重

2F-X 向牆體									
牆體 編號	總長 (m)	高 (m)	厚 (m)	磚厚 (m)	開口寬 (m)	淨長 (m)	開口面積 ( m <sup>2</sup> )	淨面積 ( m <sup>2</sup> )	牆重 (kgf)
A	18.8	2.65	0.375	0.345	7.35	11.45	11.025	38.80	25430
B	18.8	2.65	0.375	0.345	7.35	11.45	11.025	38.80	25430
合計	37.6				14.7	22.9	22.05	77.59	50860

## 2F-Y 向牆體

牆體 編號	總長 (m)	高 (m)	厚 (m)	磚厚 (m)	開口寬 (m)	淨長 (m)	開口面積 ( m <sup>2</sup> )	淨面積 ( m <sup>2</sup> )	牆重 (kgf)
1	8.55	2.65	0.375	0.345	3.63	4.92	5.445	17.21	11283
2	8.55	2.65	0.375	0.345	3.63	4.92	5.445	17.21	11283
合計	17.1				7.26	9.84	10.89	34.425	22566

## C.1F 牆重

1F-X 向牆體									
牆體 編號	總長 (m)	高 (m)	厚 (m)	磚厚 (m)	開口寬 (m)	淨長 (m)	開口面積 ( m <sup>2</sup> )	淨面積 ( m <sup>2</sup> )	牆重 (kgf)
A	18.8	3.75	0.375	0.345	7.35	11.45	15.8025	54.70	35854
B	18.8	3.75	0.375	0.345	7.35	11.45	15.8025	54.70	35854
合計	37.6				14.7	22.9	31.605	109.39 5	71708

## 1F-Y 向牆體

牆體 編號	總長 (m)	高 (m)	厚 (m)	磚厚 (m)	開口寬 (m)	淨長 (m)	開口面積 ( m <sup>2</sup> )	淨面積 ( m <sup>2</sup> )	牆重 (kgf)
1	8.55	3.75	0.375	0.345	3.63	4.92	7.8045	24.26	15901
2	8.55	3.75	0.375	0.345	3.63	4.92	7.8045	24.26	15901
合計	17.1				7.26	9.84	15.609	48.516	31802

## D.建築物各層牆重

樓層	X 向牆重	Y 向牆重
1F	71708 kgf	31802 kgf
2F	50860 kgf	22566 kgf
3F	48173 kgf	21720 kgf

## 二、地震力豎向分配

表 5-6 為地震力豎向分配之結果，進而可求得作用於各樓層之水平地震力。其中：

RF 重量 = 屋頂層重量（僅木構架屋頂）

$$3F \text{ 重量} = 3F \text{ 重量} (\text{含 RC 樑、樓板}) + \frac{3F \text{ 牆體重量}}{2} + \frac{2F \text{ 牆體重量}}{2}$$

$$2F \text{ 重量} = 2F \text{ 重量} (\text{含 RC 樑、樓板}) + \frac{2F \text{ 牆體重量}}{2} + \frac{1F \text{ 牆體重量}}{2}$$

表 5-6 地震力豎向分配

樓層	Wi(kgf)	Hi(m)	Wi Hi			
2F	157292	3.75	589845	0.33	37359	113762
3F	117175	6.4	749920	0.42	47497	76404
RF	53379	8.55	456386	0.25	28906	28906
合計	327846		1796151	1	113762	219072

基底剪力  $V = 0.347W = 0.347 \times 327846 = 113763 \text{ kgf}$

2F (1F 牆) 地震力係數 =  $589845 / 1796151 = 0.33$

3F (2F 牆) 地震力係數 =  $749920 / 1796151 = 0.42$

RF (3F 牆) 地震力係數 =  $456386 / 1796151 = 0.25$

A. 各牆體分擔之水平地震力  $V_{e,j}$

計算牆體所受之水平地震力  $V_{e,j}$  時，以各牆體的側移剛度比例進行分配。計算結果詳表 5-7 至表 5-8。

表 5-7 1F 各牆體所分攤之水平地震力

1F-X 向牆體					
牆體編號	牆體有效斷面積 A( $m^2$ )	牆高 h(m)	A/h(m)	分攤比例	地震力 (kgf)
A	3.95	3.75	1.05	0.50	56881
B	3.95	3.75	1.05	0.50	56881
合計	7.90			1	113762

1F-Y 向牆體					
牆體編號	牆體有效斷面積 A( $m^2$ )	牆高 h(m)	A/h(m)	分攤比例	地震力 (kgf)
1	1.70	3.75	0.45	0.50	56881
2	1.70	3.75	0.45	0.50	56881
合計	3.39			1	113762

表 5-8 2F 各牆體所分攤之水平地震力

2F-X 向牆體					
牆體編號	牆體有效斷面積 A( $m^2$ )	牆高 h(m)	A/h(m)	分攤比例	地震力 (kgf)
A	3.95	2.65	1.49	0.50	38202
B	3.95	2.65	1.49	0.50	38202
合計	7.90		2.98		76404

2F-Y 向牆體					
牆體編號	牆體有效斷面積 A( $m^2$ )	牆高 h(m)	A/h	分攤比例	地震力 Ve, j(kgf)
1	1.70	2.65	0.64	0.50	38202
2	1.70	2.65	0.64	0.50	38202
合計	3.39		1.28		76404

表 5-9 3F 各牆體所分攤之水平地震力

3F-X 向牆體					
牆體編號	牆體有效斷面積 A( $m^2$ )	牆高 h(m)	A/h(m)	分攤比例	地震力 (kgf)
A	3.95	2.15	1.84	0.50	14453
B	3.95	2.15	1.84	0.50	14453
合計	7.90		3.67		28906

3F-Y 向牆體					
牆體編號	牆體有效斷面積 A( $m^2$ )	牆高 h(m)	A/h(m)	分攤比例	地震力 (kgf)
1	1.70	2.15	0.79	0.50	14453
2	1.70	2.15	0.79	0.50	14453
合計	3.39		1.58		28906

### B. 各牆體之極限抗剪能力 $V_{R,j}$ 及極限剪力係數 $\xi_R(i)$

計算各牆體之極限抗剪能力  $V_{R,j}$  時，須根據紅磚砌體界面砂漿之抗剪強度、牆體垂直壓應力及牆體斷面積等因素，再由每道牆體之分擔地震力  $V_{e,j}(i)$  與牆體抗剪力  $V_{R,j}(i)$  相除，可求得各牆體之極限剪力係數  $\xi_{R,j}(i)$ ，再由下式得到樓層極限剪力係數  $\xi_R(i)$ ：

$$\xi_R(i) = \frac{n}{\sum_{j=1}^n \left[ \frac{1}{\xi_{R,j}(i)} \right]}$$

本案未施作紅磚鑽心試驗，參考《九二一震災重建區歷史建築修復結構補強技術研究》取  $4.57 \text{kgf/cm}^2$  為本案之紅磚砌體界面之砂漿剪力強度  $f_V$ 。

計算結果詳表 5-10 至表 5-12。

表 5-10 1F 牆體之極限抗剪能力

1F-X 向牆體								
牆體編號	牆體有效斷面積	破壞線以上之載重	$\sigma_0$	$f_{VE}$	$V_{R,j}$	$V_{e,j}$	$\xi_{R,j}$	$\frac{1}{\xi_{R,j}}$
單位	( $\text{m}^2$ )	(kgf)	( $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ )	( $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ )	(kgf)	(kgf)		
A	3.95	125410	3.17	4.36	172231	56881	3.03	0.33
B	3.95	125410	3.17	4.36	172231	56881	3.03	0.33
							$\xi_R$	3.03
1F-Y 向牆體								
牆體編號	牆體有效斷面積	破壞線以上之載重	$\sigma_0$	$f_{VE}$	$V_{R,j}$	$V_{e,j}$	$\xi_{R,j}$	$\frac{1}{\xi_{R,j}}$
單位	( $\text{m}^2$ )	(kgf)	( $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ )	( $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ )	(kgf)	(kgf)		
1	1.70	82114	4.84	4.63	78590	50816	1.382	0.72
2	1.70	82114	4.84	4.63	78590	50816	1.382	0.72
							$\xi_R$	1.38

表 5-11 2F 牆體之極限抗剪能力

2F-X 向牆體								
牆體編號	牆體有效斷面積	破壞線以上之載重	$\sigma_0$	$f_{VE}$	$V_{Rj}$	$V_{ej}$	$\xi_{Rj}$	$\frac{1}{\xi_{Rj}}$
單位	( m <sup>2</sup> )	(kgf)	( kgf/cm <sup>2</sup> )	( kgf/cm <sup>2</sup> )	(kgf)	(kgf)		
A	3.95	78986.43	2.00	4.17	164725	38202	4.31	0.23
B	3.95	78986.43	2.00	4.17	164725	38202	4.31	0.23
							$\xi_R$	4.31
2F-Y 向牆體								
牆體編號	牆體有效斷面積	破壞線以上之載重	$\sigma_0$	$f_{VE}$	$V_{Rj}$	$V_{ej}$	$\xi_{Rj}$	$\frac{1}{\xi_{Rj}}$
單位	( m <sup>2</sup> )	(kgf)	( kgf/cm <sup>2</sup> )	( kgf/cm <sup>2</sup> )	(kgf)	(kgf)		
1	1.70	55644.08	3.28	4.38	74346	38202	1.95	0.51
2	1.70	55644.08	3.28	4.38	74346	38202	1.95	0.51
							$\xi_R$	1.95

表 5-12 3F 牆體之極限抗剪能力

3F-X 向牆體								
牆體編號	牆體有效斷面積	破壞線以上之載重	$\sigma_0$	$f_{VE}$	$V_{Rj}$	$V_{ej}$	$\xi_{Rj}$	$\frac{1}{\xi_{Rj}}$
單位	( m <sup>2</sup> )	(kgf)	( kgf/cm <sup>2</sup> )	( kgf/cm <sup>2</sup> )	(kgf)	(kgf)		
A	3.95	38451.63	0.97	3.99	157615	14453	4.82	0.21
B	3.95	38451.63	0.97	3.99	157615	14453	4.82	0.21
							$\xi_R$	4.81
3F-Y 向牆體								
牆體編號	牆體有效斷面積	破壞線以上之載重	$\sigma_0$	$f_{VE}$	$V_{Rj}$	$V_{ej}$	$\xi_{Rj}$	$\frac{1}{\xi_{Rj}}$
單位	( m <sup>2</sup> )	(kgf)	( kgf/cm <sup>2</sup> )	( kgf/cm <sup>2</sup> )	(kgf)	(kgf)		
1	1.70	27442.50	1.62	4.10	69593	14453	10.91	0.09
2	1.70	27442.50	1.62	4.10	69593	14453	10.91	0.09
							$\xi_R$	10.87

### 5-2.4 建築物整體耐震之有利因素與不利因素

上述結果再根據建築物抵抗地震力的有利與不利因素作修正。本案 X 向(東西向)、Y 向(南北向)皆無有利因素，兩向不利因素如表 5-13 所示。

表 5-13 不利因素列表

損壞程度	1X	1Y	2X	2Y	3X	3Y
施工品質（包括縱、橫牆的交丁、砌築方式、砂漿飽滿程度等）品質不佳	-	-	-	-	-	-
建築物出現不均勻下陷所產生的交叉裂縫	-	-	-	-	-	-
磚牆上部無水平圈樑之設置	-	-	-	-	0.9	0.9
牆體高寬比大於 2/3	-	-	-	-	-	-
牆體邊緣至最近開口之距離及兩相鄰開口間之距離小於開口高度	0.7	0.7	0.7	0.7	-	-
開口率大於 1/3	-	-	-	-	-	-
開口位置配置呈不規則分佈	-	-	-	-	-	-

### 5-2.5 評估結果

本建築之樓層極限剪力係數依上述之不利因素分別進行修正，表 5-14 則為最後之評估結果。

表 5-14 樓層極限剪力係數法-評估結果表

樓層	方向	$\xi R$	不利因素	極限剪力係數	評估結果
3F	東西向 (X)	10.87	0.9	9.78	基本完好
	南北向 (Y)	4.81	0.9	4.33	基本完好
2F	東西向 (X)	4.31	0.7	3.02	基本完好
	南北向 (Y)	1.95	0.7	1.36	基本完好
1F	東西向 (X)	3.03	0.7	2.12	基本完好
	南北向 (Y)	1.38	0.7	0.97	基本完好

評估結果以 1F 南北向牆體之樓層剪力係數 0.97 為最小，且由表 5-14 可知，各樓層於各向之樓層剪力係數均大於 0.95，顯示在法規地震力作用下，愛國婦人會館南棟之結構體仍「基本完好」。

### 第三節 木構架結構安全評估<sup>註1</sup>

#### 5-3.1 結構分析模型

愛國婦人會館木屋架之結構安全評估，將靜載重及活載重之作用情況合併考慮，並使用 Midas Gen 程式來進行分析，進而檢討斷面應力是否合乎規定。圖 5-21 至圖 5-23 為分析模型節點編號，圖 5-24 至圖 5-26 為桿件尺寸及端點內力釋放設定情形，桁條以簡支模式模擬，圖 5-27 為模型邊界設定情形，圖 5-28 為模型 3D 視圖。

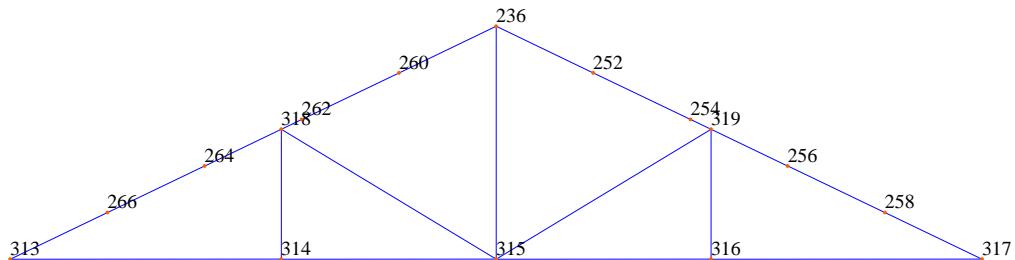


圖 5-21 節點編號 (King Post)

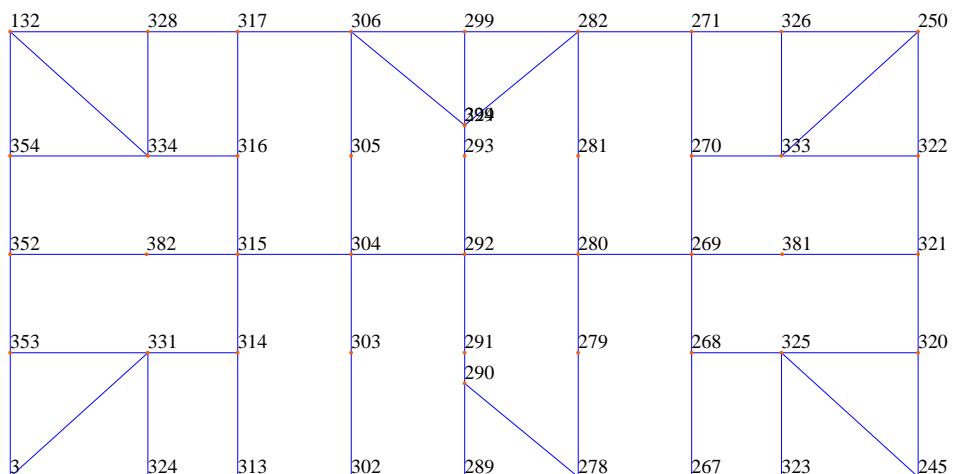


圖 5-22 節點編號 (水平構件)

- 
- <sup>註1</sup> A.結構分析使用軟體
- a.程式名稱：MIDAS/Gen V7.9.5 (2012 V1.1)
  - b.程式所有人：韓國 MIDAS IT 公司
  - c.代理人：台灣邁達斯股份有限公司
  - d.軟體認證：中華民國結構工程技師公會全國聯合會，結軟登字第 017-1 號。
- B.結構分析模式：採用靜力分析方式進行結構物的分析與設計。
- C.結構分析基本載重種類 靜載重：DL 活載重：LL 水平地震力：X 向為 Ex、Y 向為 Ey

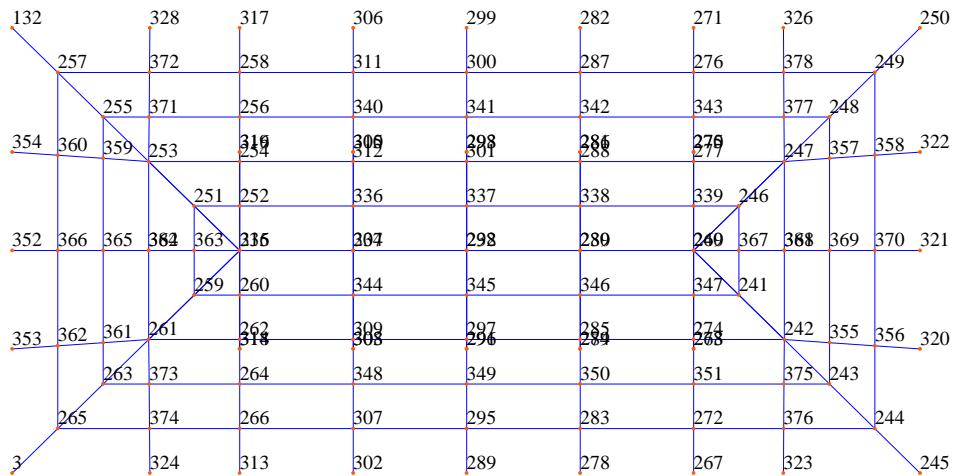


圖 5-23 節點編號（屋面構件）

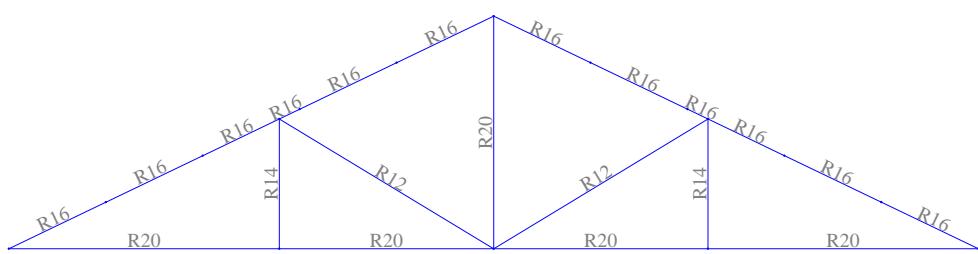


圖 5-24 模型構件尺寸 (King Post)

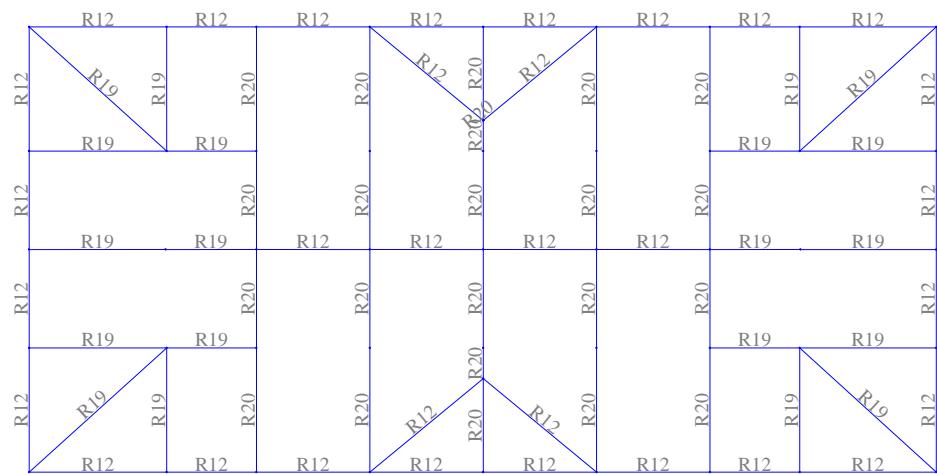


圖 5-25 模型構件尺寸（水平構件）

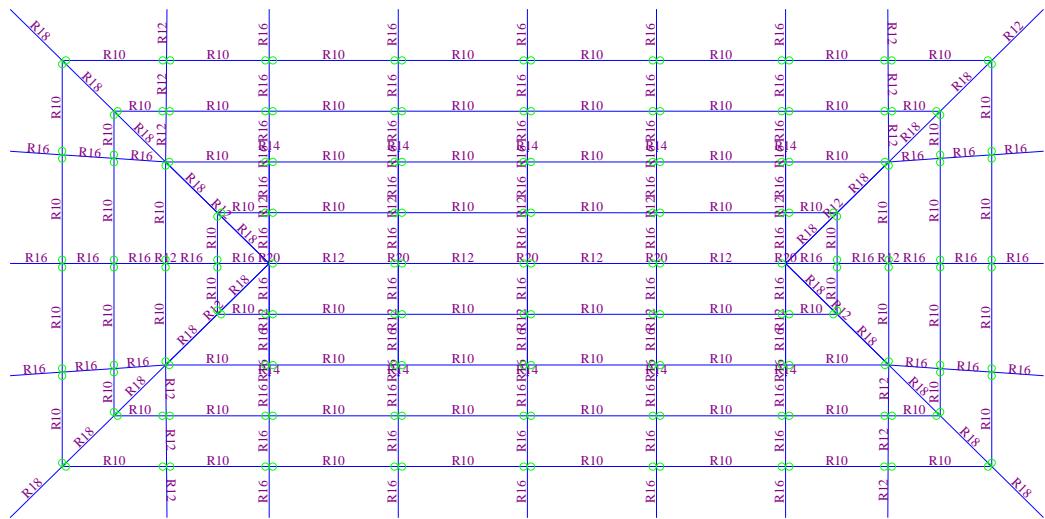


圖 5-26 模型構件尺寸 (屋面構件)

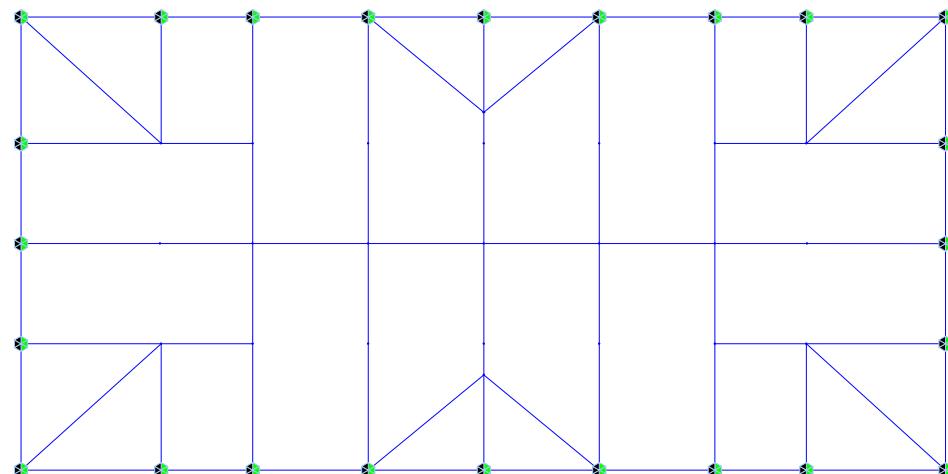


圖 5-27 模型邊界 (Rx, Ry, Rz 鎖定)

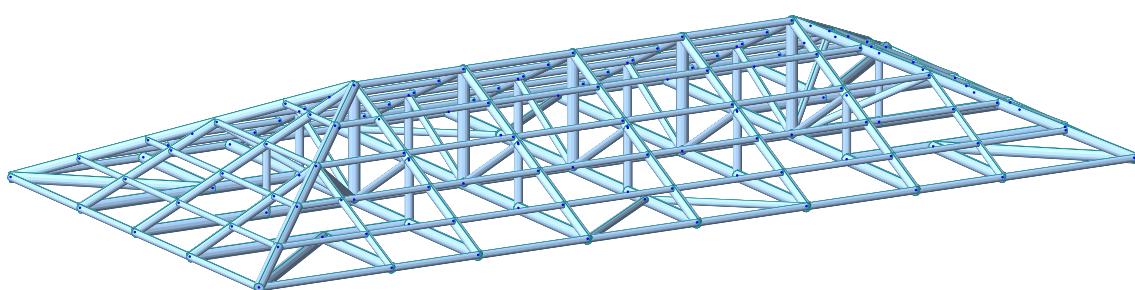


圖 5-28 模型 3D 視圖

### 5-3.2 參考資料及規範

- 木構造建築物設計及施工技術規範（內政部營建署，2011）
- 建築物耐震設計規範及解說（內政部，2011）

### 5-3.3 材料性質

愛國婦人會館木構屋架經鑑定為杉木（福州杉），依《木構造建築物設計及施工技術規範》之分類屬普通結構材針葉樹 IV 類，規範規定之容許應力值如下表：

【規範表 4.3-1(a)】 普通結構材(針葉樹)纖維方向之容許應力

（單位： $kgf/cm^2$ ）

樹種		長期容許應力				短期容許應力 $s_f$
		$L_f_c$	$L_f_t$	$L_f_b$	$L_f_s$	
針葉 樹	I 類	75	55	95	8	長期容許應力 之 2 倍
	II 類	70	55	90	7	
	III 類	65	50	85	7	
	IV 類	60	45	75	6	

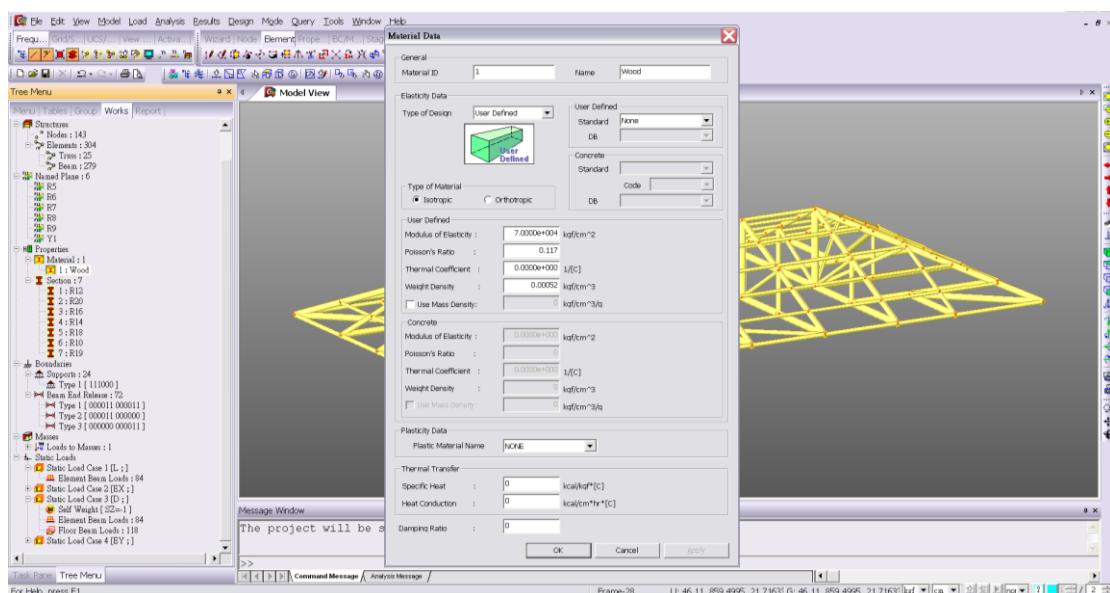


圖 5-29 Midas Gen 材料性質設定

### 5-3.4 載重形式與組合

採一般地區經常性載重組合，此外本案為地震力控制，因此，依【規範表3.5-1】在D+L與D+L+E之情況下進行評估。

【規範表3.5-1】載重組合

載重狀態		一般地區
長期	經常	D+L
短期	積雪時	D+L+S
	暴風時	D+L+W
	地震時	D+L+E
	火災時	D+L

➤ 靜載重（D）計算

結構模型之總重為4292kgf，此外，對水平構件施以25kgf/m<sup>2</sup>（含礦纖暗架天花板與未建入模型之構件等重量），並根據《建築技術規則》水泥瓦之單位重量以45kgf/m<sup>2</sup>計，作用於屋面構件。

➤ 活載重（L）計算

根據《建築技術規則》對屋面構件施以斜屋頂活載重60kgf/m<sup>2</sup>。

➤ 地震力（E）計算

由5-2.2可知，地震力E=0.31W。屋架靜載重（D）總計12122kgf，地震力E=0.31x12122=3757.82kgf。

➤ 風力（W）計算

依據內政部96年1月1日「建築物耐風設計規範及解說」公式

$p = qGC_p - q_i(GC_{pi})$  算得風力為87.41kgf/m<sup>2</sup>，垂直受風面積42 m<sup>2</sup>，屋頂受總風力W=87.41 kgf/m<sup>2</sup>x42 m<sup>2</sup>=3671.22kgf。

### 5-3.5 構件檢核結果

#### 一、位移檢核

依照《木構造建築物設計及施工技術規範》【表 5.4-2】，構件受彎變形應小

於等於  $\frac{1}{240} = \frac{950\text{cm(短向跨距)}}{240} = 3.95\text{cm}$ 。由圖 5-30 至圖 5-32 本案木構架位移皆

於容許位移之內。

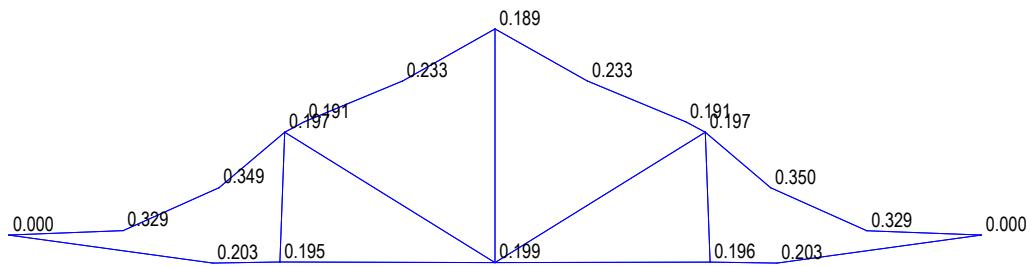


圖 5-30 構架位移 (King Post)

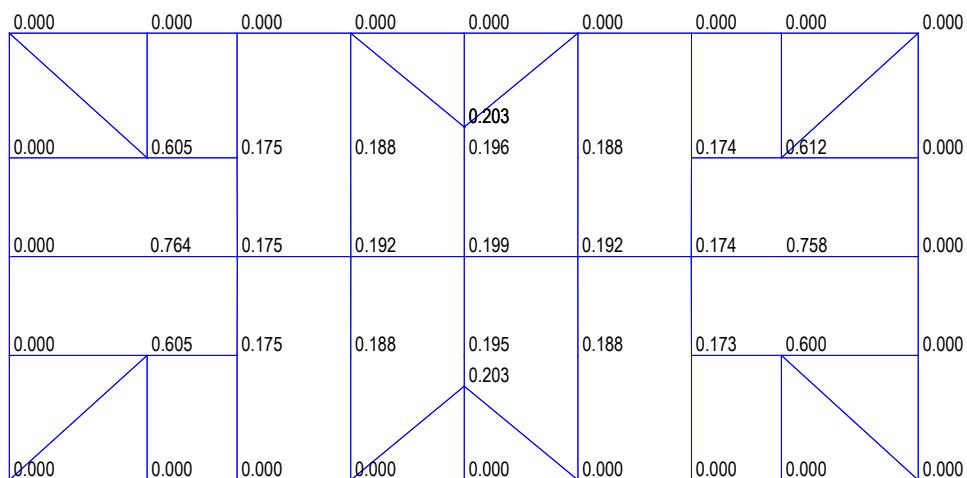


圖 5-31 構架位移 (水平構件)

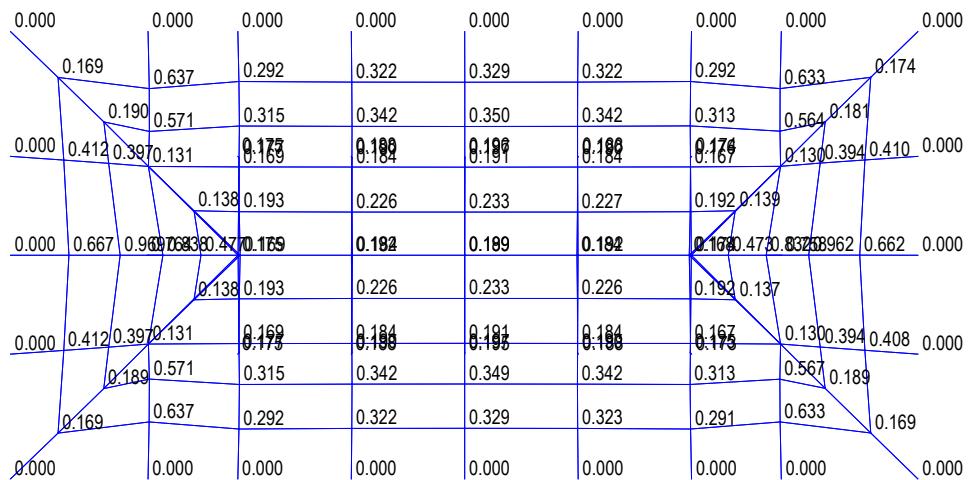


圖 5-32 構架位移（屋面構件）

## 二、應力檢核

由【規範表 4.3-1(a)】，針葉木IV類之長期撓曲容許應力為  $75 \text{ kgf/cm}^2$ ，受風力或地震力之短期容許應力可提高為 2 倍。由圖 5-33 至圖 5-35 可知屋面之桁條最大撓曲應力為  $73.5 \text{ kgf/cm}^2$  小於容許應力  $75 \text{ kgf/cm}^2$ ，符合規範要求。

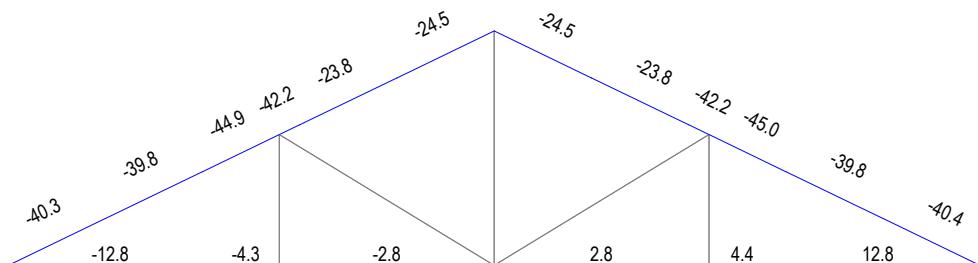


圖 5-33 構架應力 (King Post)

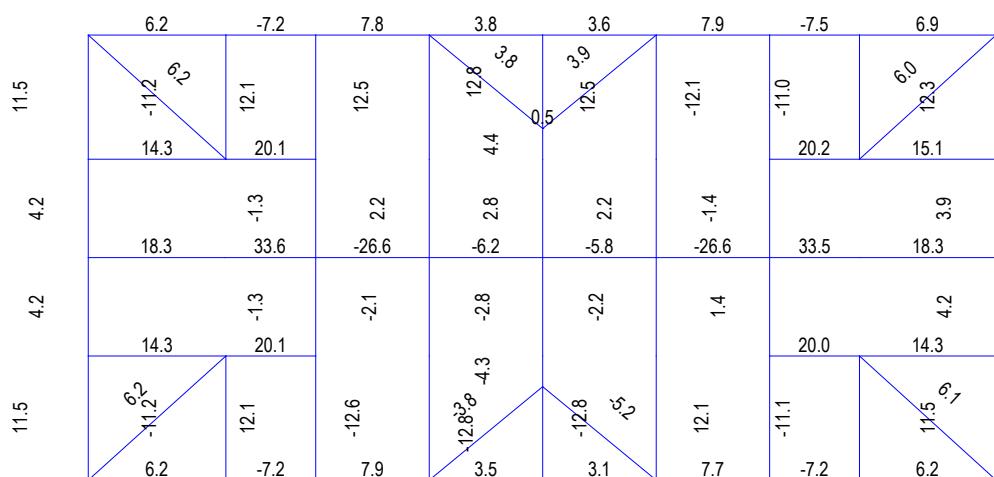


圖 5-34 構架應力（水平構架）

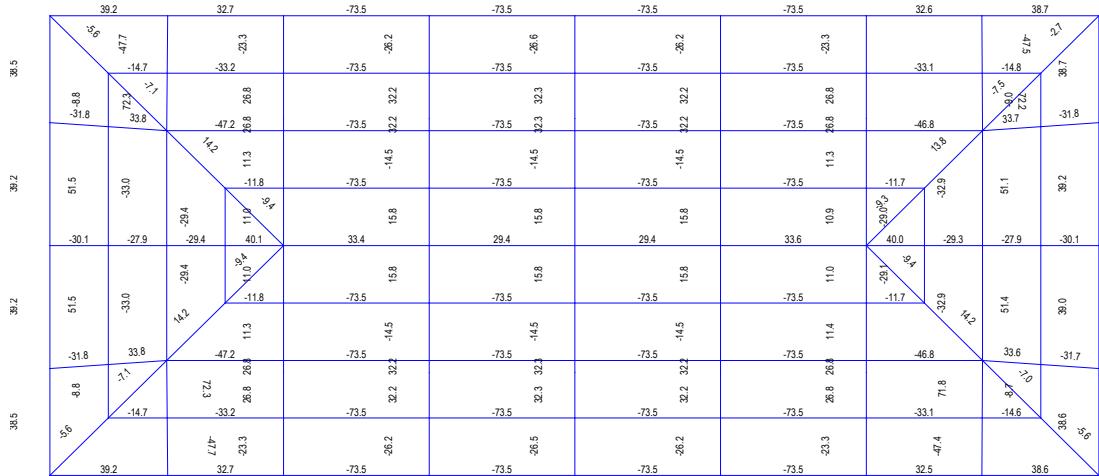


圖 5-35 構架 D+L 擁曲應力（屋面構架）



圖 5-36 構架 D+L 彎矩圖（屋面桁條 175~178）

#### 第四節 RC 梁結構安全評估

#### 5.4-1 評估範圍與構件規格概述

本案二樓梁與樓板皆為 RC 構造，G1 梁寬 60cm，深 80cm，由鋼筋掃描結果可知，G1 配筋底層有 4 支鋼筋，號數介於#6~#7，側邊則有 2 支鋼筋，號數介於#6~#7，推測 G1 配筋如圖 5-37，尺寸保守採#6 進行評估；樓板 S 配筋垂直鋼筋採 3 號鋼筋，水平鋼筋採 4 號鋼筋進行評估。

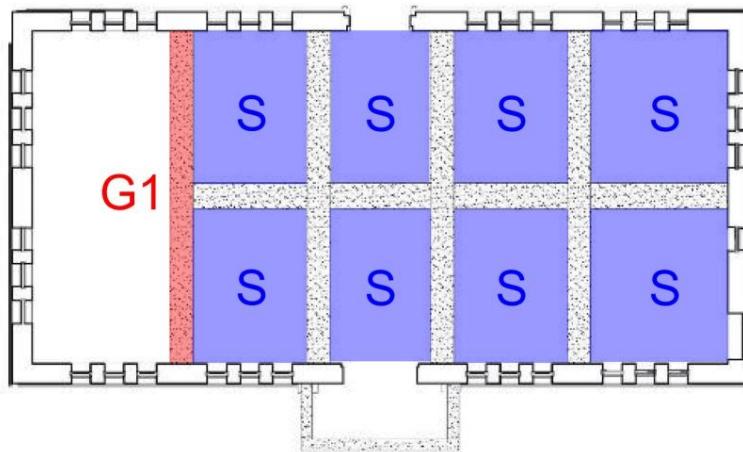


圖 5-37 二樓 RC 梁與樓版示意圖

#### 5.4-2 參考資料及規範

混凝土結構設計規範（內政部營建署，2011）

#### 5.4-3 材料性質

本案採用之材料強度如下：

混凝土： $f_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$

鋼 筋： $f_y = 3000 \text{ kgf/cm}^2$  SR300 (D19 以上)

鋼 筋： $f_y = 3000 \text{ kgf/cm}^2$  SR240(D16 以下) ,

混凝土材料性質詳表 5-15，鋼筋相關材料性質詳表 5-16

表 5-15 混凝土材料力學性質表

材質分類	抗壓強度 $f_c$	單位重	彈性模數 $E_c$	波森比 $\nu$	膨脹係數 $\alpha$
混凝土材質	175kgf/cm <sup>2</sup>	2400kgf/m <sup>3</sup>	21.31 GPa	0.167	$9.9 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

表 5-16 鋼筋材料力學性質表

材質分類	降伏強度 $F_y$	單位重	彈性模數 $E$	波森比 $\nu$	膨脹係數 $\alpha$
光面鋼筋材質 CNS560-SR240	$2400 \text{kgf/cm}^2$	$7850 \text{ kgf/m}^3$	200 GPa	0.3	$1.17 \times 10^{-5} / {}^\circ\text{C}$
光面鋼筋材質 CNS560-SR300	$3000 \text{kgf/cm}^2$	$7850 \text{ kgf/m}^3$	200 GPa	0.3	$1.17 \times 10^{-5} / {}^\circ\text{C}$

#### 5.4-4 載重形式與組合

由圖 5-38 可知 G1 梁需負擔之載重最大，本節評估 G1 梁在  $1.2D+1.6L$  載重組合下，承受圖 5-38 中矩形斜線區域載重時之結構安全。

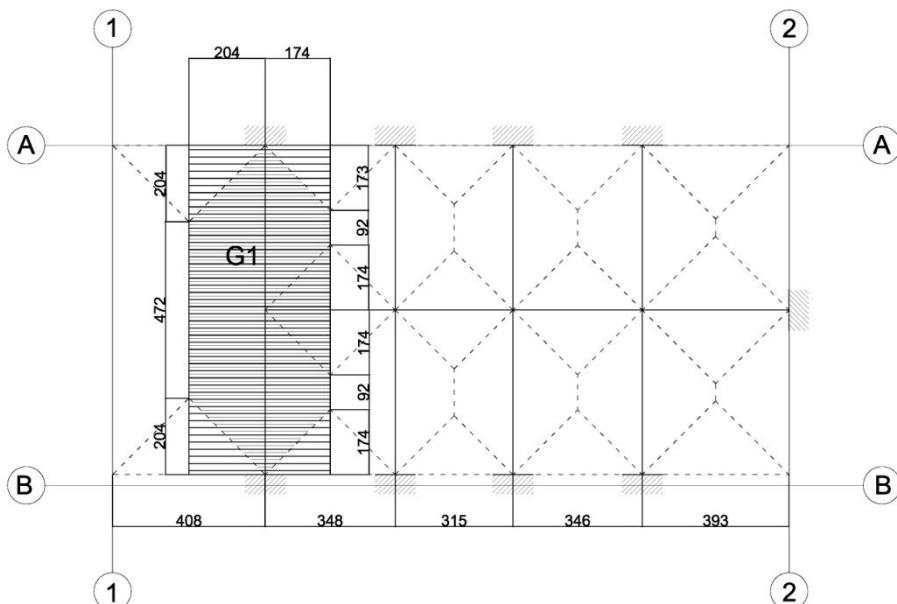


圖 5-38 二樓 RC 梁與樓版自由體圖

#### 5.4-5 構件檢核結果

以下計算 G1 梁之標稱彎矩  $\phi M_n$  與極限彎矩  $M_u$ 。

$$1. \phi M_n$$

梁寬  $b=60\text{cm}$

梁深  $d=80\text{cm}$

$$a = \frac{A_s \times f_{y_{SR200}}}{0.85f'_c b} = \frac{22.92 \times 3000}{0.85 \times 210 \times 60} = 6.420\text{cm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_{y_{SR200}} \left( d - \frac{a}{2} \right) = 22.92 \times 3000 \times \left( 72.5 - \frac{6.42}{2} \right) \\ &= 47.64\text{tf} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\emptyset M_n = 0.9 \times 47.64 = 42.88\text{tf} - \text{m}$$

2.  $M_u$

梁長 8.8m

梁荷重寬 3.88m

混凝土版厚 15cm，由混凝土版重量形成的彎矩：

$$M_{u_{slab}} = \frac{Wl^2}{8} = \frac{1}{8} \times 0.15\text{m} \times 2.4 \frac{\text{tf}}{\text{m}^3} \times 3.88\text{m} \times 8.8^2\text{m} = 13.521\text{tf} - \text{m}$$

梁所承受其他均布載重（含磨石子地板與梁自重）

$$= \frac{(19400+3802)\text{kgt}}{158.41\text{m}^2} = 146.46 \frac{\text{kgt}}{\text{m}^2}$$

保守取  $150 \frac{\text{kgt}}{\text{m}^2}$  進行計算， $150 \frac{\text{kgt}}{\text{m}^2}$  之均布載重所形成的彎矩：

$$M_{u_{uniform}} = \frac{Wl^2}{8} = \frac{1}{8} \times 0.15 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2} \times 3.88\text{m} \times 8.8^2\text{m} = 9.39\text{tf} - \text{m}$$

建築技術規則規定之均布活載重  $200 \frac{\text{kgt}}{\text{m}^2}$  所形成的彎矩：

$$M_{u_{LL}} = \frac{Wl^2}{8} = \frac{1}{8} \times 0.2 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2} \times 3.88\text{m} \times 8.8^2\text{m} = 7.51\text{tf} - \text{m}$$

$$M_u = 1.2(M_{u_{slab}} + M_{u_{uniform}}) + 1.6M_{u_{LL}} = 39.51tf - m$$

$M_u \leq \phi M_n$  OK!

$$\phi M_n = 42.88tf - m$$

$$M_u = 39.51tf - m$$

$M_u \leq \phi M_n$  OK!

## 第五節 結論與建議

### 5.5-1 結論

由第 3 小節極限剪力係數法、第小節結構分析結果與第小節計算，愛國婦人會館磚砌牆體評估結果為「基本完好」，木構屋架符合規範要求，RC 版與梁之材料強度皆大於使用需求，研判本案現況結構安全尚無疑慮。

### 5.5-2 建議

由第一節之現況觀察（圖 5-13），部分磚牆灰縫風化程度嚴重。目前並未取樣檢測砌縫砂漿剪力強度，故採  $4.57 \text{ kgf/cm}^2$  來評估計算，建議於後續設計階段針對砌縫砂漿進行檢測，修復應以與檢測結果同等之材料重新勾縫，避免持續風化影響砌體剪力強度，進而影響建築物耐震能力。

此外，本案磚牆頂部無 RC 圈梁圍束，建議補施作鋼構（鋼板或槽鋼）圈梁補強（圖 5-39），避免屋頂牆體產生面外裂縫或西面牆體之垂直裂縫擴大。

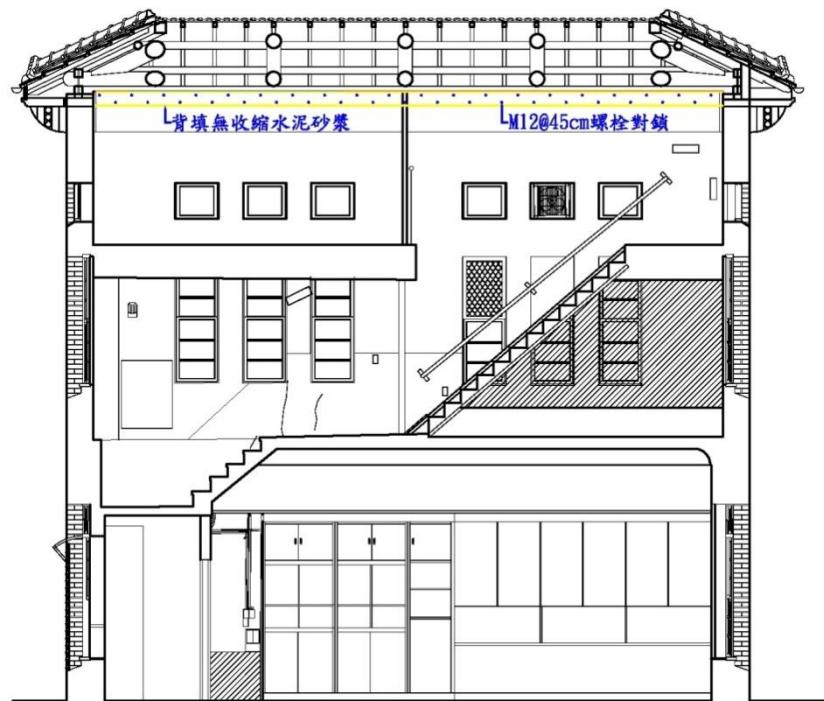


圖 5-39 鋼構圈梁補強示意圖