

## 第五章 新東國小木造辦公室及校長宿舍結構系統與安全評估

### 5.1 結構系統概述

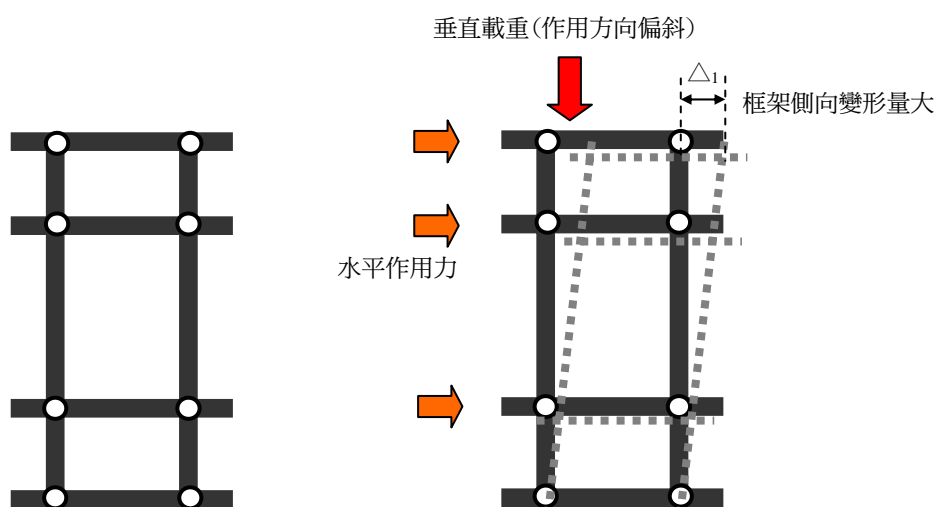
新東國小木造辦公室及校長宿舍牆體構造與傳統日式建築型態相同，不論是垂直載重或是水平地震力，主要的傳力構造皆為立柱與橫樑所構成的框架與牆體。

#### 一、牆體單元抗震力概述

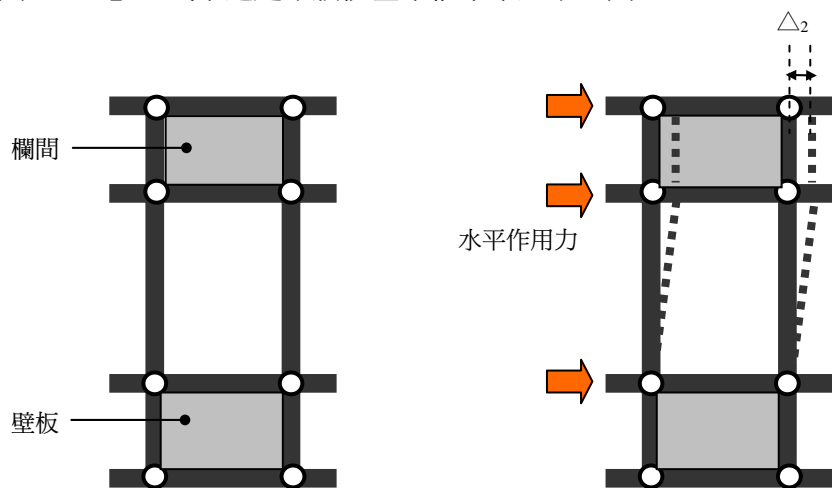
日式木造建築的牆體，通常可視為由兩根垂直立柱與四根水平橫樑所構成的框架為單元，而僅由上述六根木料所構成的結構單元（圖 5.1.1），只能承載少量的垂直載重，若載重略有偏斜，即可能使框架變形而失去承載力。而這種形式的框架，更難以抵抗水平地震力的作用。因此，在實際的案例中，鮮少見有這樣的牆體單元，在上、下兩部份的框架內（「欄間」與「壁板」），常有編竹夾泥或板條灰泥構造（圖 5.1.2），用以增加牆體單元的剛度。中段雖然常有門、窗扇的設置，但因門、窗扇均為活動形式，並非固結於框架上，因此對剛度的提升幫助有限。

而這樣的牆體單元構造，已具備有承載垂直載重的能力，不致於因為幾無剛度而僅能承載少量的垂直載重。而真正能視為具抗震能力的牆體單元，即是框架內均由編竹夾泥或板條灰泥構造填滿的單元（圖 5.1.3），由於編竹夾泥與板條灰泥的充實，使得框架在受到面內地震力作用時，不會輕易地軟化成平行四邊形，使框架能維持完好的方形，保持原有的剛度，新東國小木造辦公室及校長宿舍的牆體大都屬於這種單元構造。而這樣的構造單元，在日本交通省住宅局監修推行的「木造住宅的耐震精密診斷與補強方法」中，被視為最基本的結構牆（即抗震倍率=1）。如編竹夾泥或板條灰泥構造僅由單面灰泥覆蓋，其抗震強度折減為前述基本結構牆的一半。

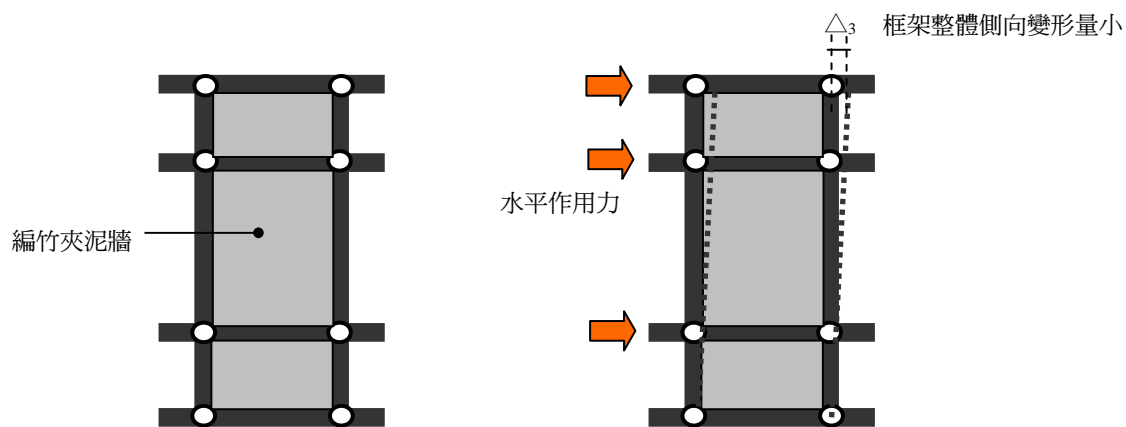
若牆體單元內設有斜撐，抗震強度則視斜撐構件的材形與形式，增加為 1.5 倍至 6 倍不等，例如木材斜撐斷面為牆體構架材柱 1/3 以上者，或直徑 13mm 以上之圓鋼或具等強度的其他鋼材，其端部需連接在橫構材者，倍率為 1.5；木材斜撐斷面為牆體構架柱 1/2 以上，且牆基部為鋼筋混凝土或高 45cm 以上的混凝土牆基者，倍率為 3.0，如斜撐以 X 狀交叉設置者，倍率即可提升至 6.0 計。在台鐵海線日治時期興建的談文、大山與新埔三座木造車站所見的牆體單元，除了在框架內設有編竹夾泥構造之外，多處牆體單元框架內並設有木造斜撐（圖 5.1.4），使整體結構牆體的剛度大為提升，這應該也是三座木造車站得以完整保存到現在的重要因素之一。



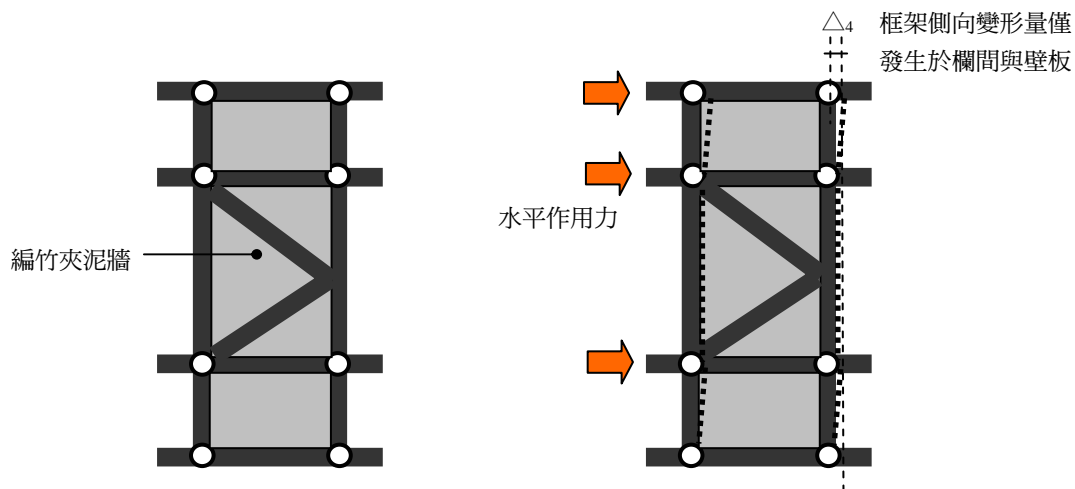
【圖 5.1.1】日式木造建築牆體基本框架單元示意圖



【圖 5.1.2】日式木造建築牆體框架單元示意圖 (含「欄間」與「壁板」之單元)



【圖 5.1.3】日式木造建築牆體框架單元示意圖 (框架內均含編竹夾泥牆構造)



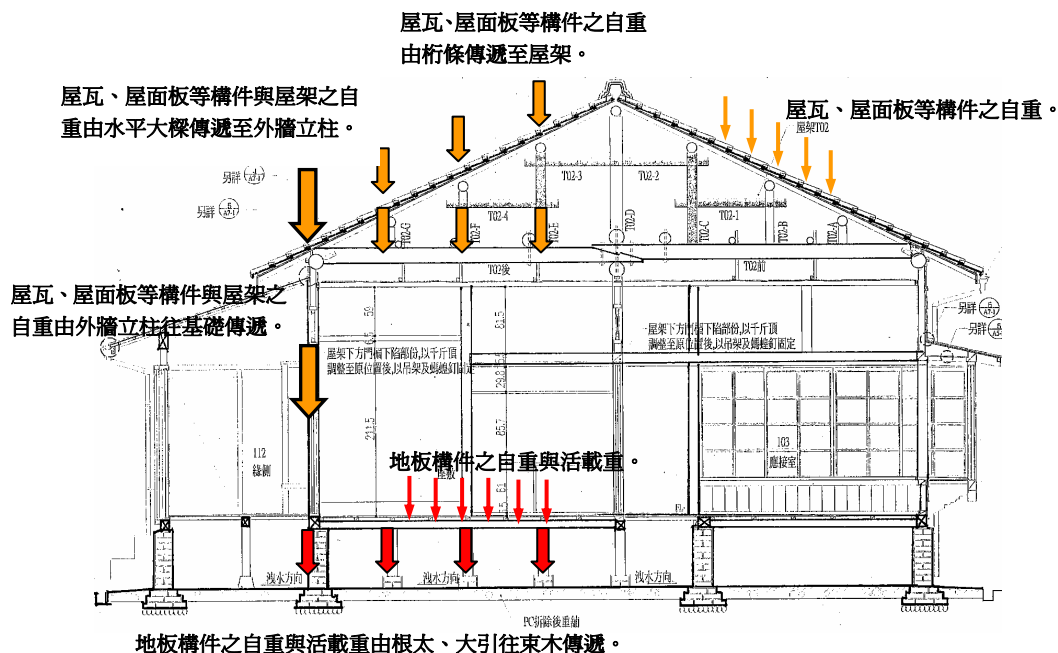
【圖 5.1.4】日式木造建築牆體框架單元示意圖（框架均含編竹夾泥牆構造與木造斜撐）

## 二、傳力機制

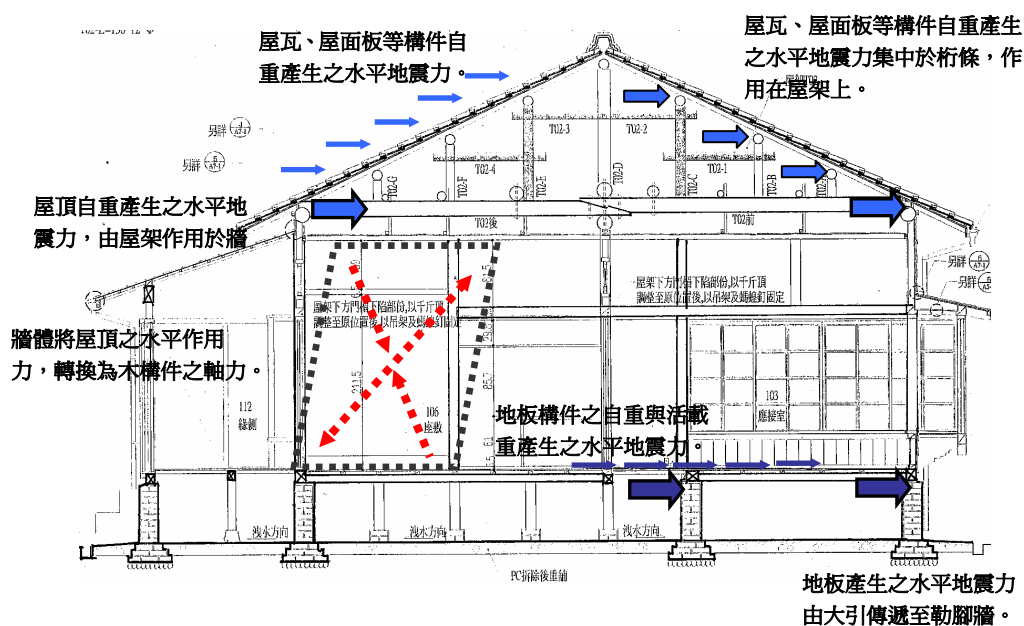
（一）垂直載重傳力機制：傳統日式木造建築的垂直載重，主要由屋頂重量與架高地板載重產生。屋頂重量以瓦片佔最大比例（約  $60\text{kg}/\text{m}^2$ ），屋面板與屋架構件亦有一定的份量。屋瓦與屋面板的重量藉由桁條傳遞至屋架後，藉由屋架連同本身的自重，由屋架水平主橫樑傳遞到牆體單元頂端，而通常屋架設置的位置會在牆體框架的主要垂直立柱上方，使屋架承載的重量可直接藉由主柱傳遞到基礎。若屋架未設置在主柱的正上方，即造成牆體單元最上方的柱樑產生負載，易使框架內的編竹夾泥或板條灰泥構造損壞，降低其維持框架剛度的功能，通常會使橫樑受到彎矩作用（圖 5.1.5）。

（二）水平地震力傳力機制：水平外力產生的主要部位與垂直載重相同（即屋瓦、屋角板、屋架、地板、傢俱等），差別在於垂直載重是由垂直向的「重力」所引起（ $W=mg$ ），而水平外力是由地震力產生的「水平加速度」所致（ $F=ma$ ）。如前所述，日式木造建築的主要抗震構造是含編竹夾泥或板條灰泥構造的框架牆體單元，在水平外力作用下，框架會有形成平行四邊形的傾向，此框架構件會承受軸壓力或軸拉力，而框架內之編竹夾泥構造扮演了主要抗震的角色（灰泥具有抗壓性）。外牆牆體框架如設有斜撐構件，承載往復地震力作用的能力較佳（圖 5.1.6）。水平力經過牆體單元後，框架構件產生的軸力，以及牆體以類似斜撐桿件抵抗水平外力所產生的反力，也形成軸力或剪力，自框架構件結點處傳遞至勒腳牆或基礎。其中傳遞到勒腳牆的內力形式以剪力為主，傳遞至基礎的內力則為軸力形式。

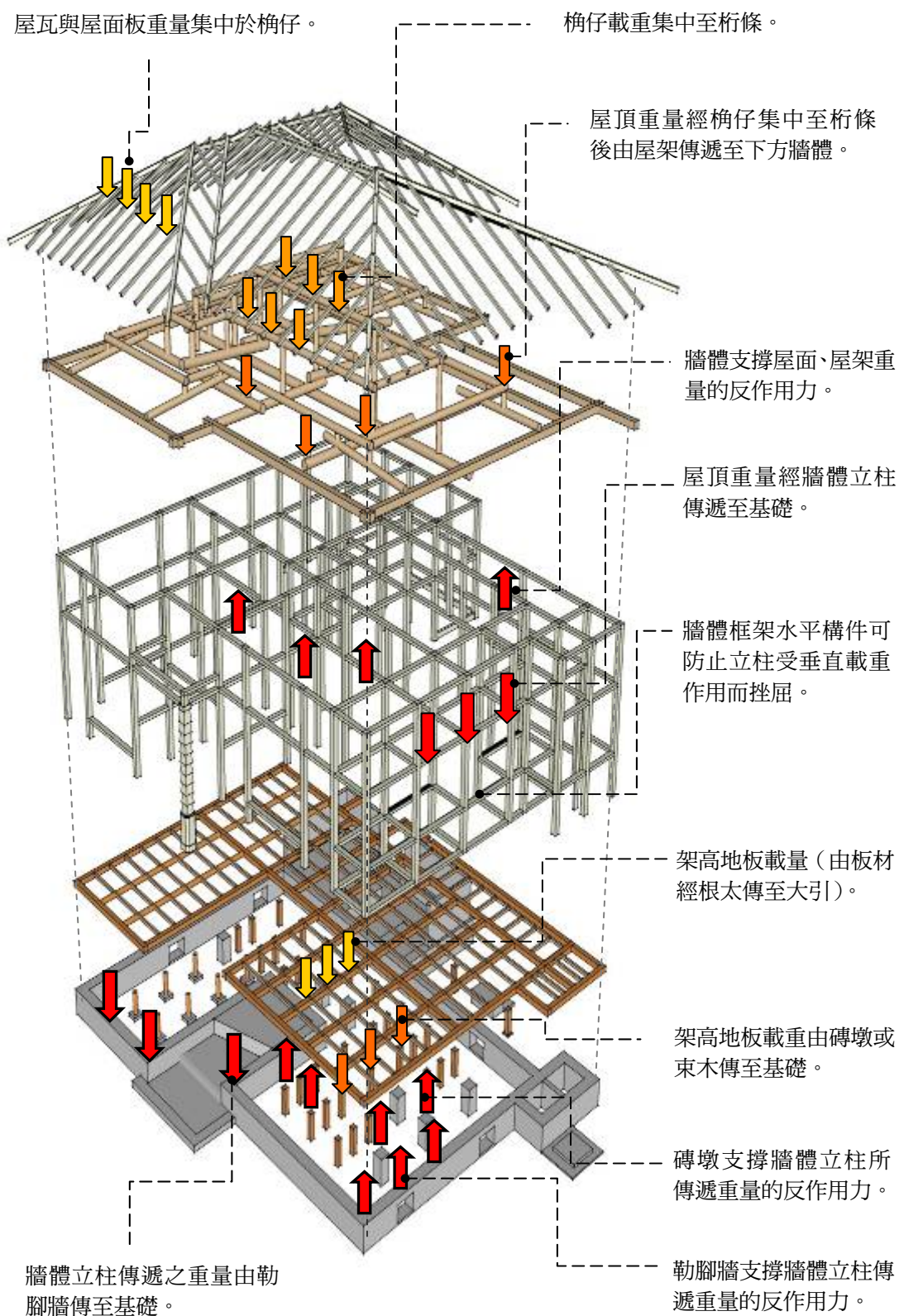
新東國小校長宿舍之傳力機制與上述相同，但是木造辦公室則有些許差異，主要在於木造辦公室並無架高地板，因此牆體只承載屋頂重量與其產生之水平地震力，地板重量直接傳至基礎。圖 5.1.7 至圖 5.1.10 即為兩歷史建築承受垂直載重與水平地震力之傳力機制示意圖。



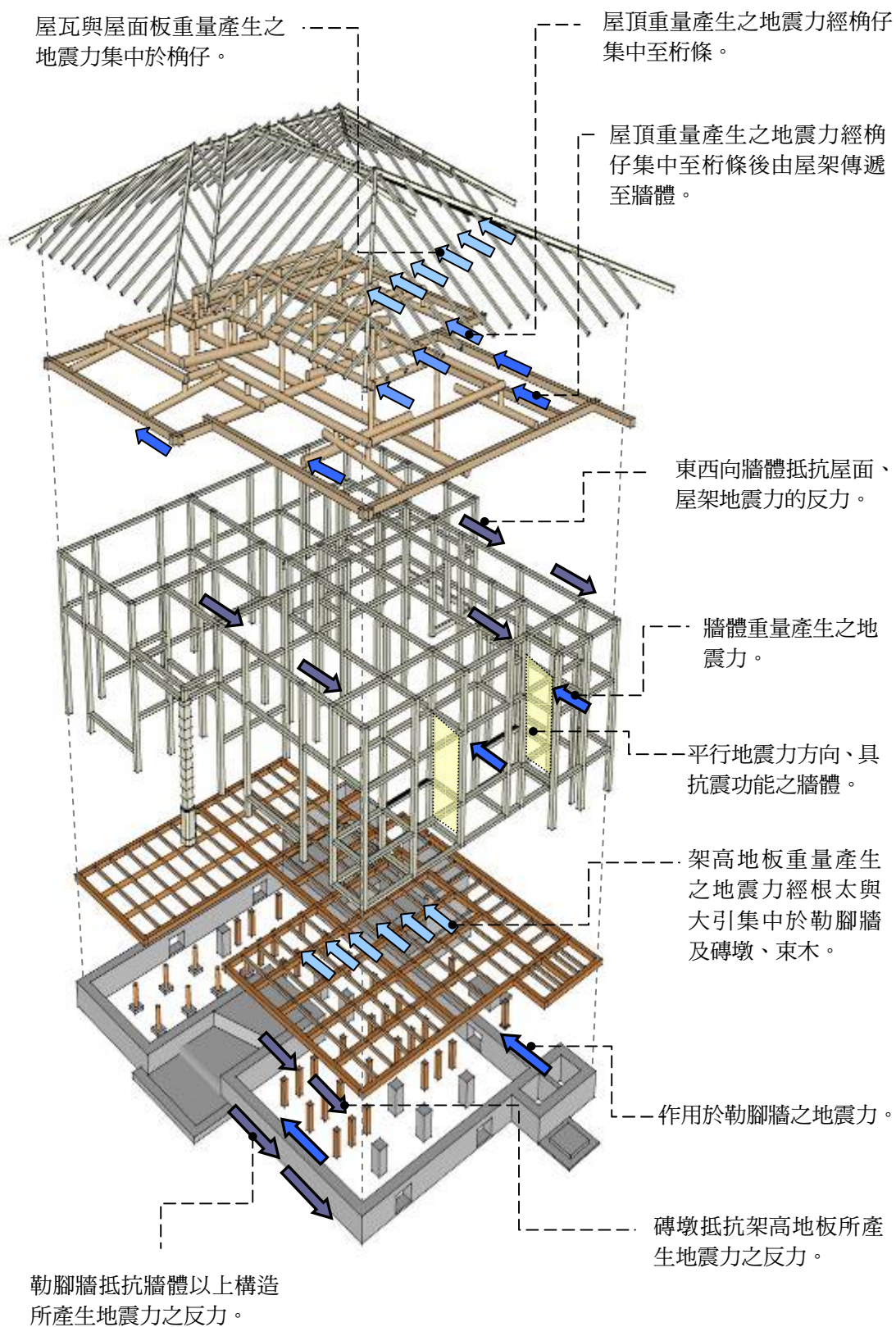
【圖 5.1.5】日式木造宿舍垂直載重傳力機制



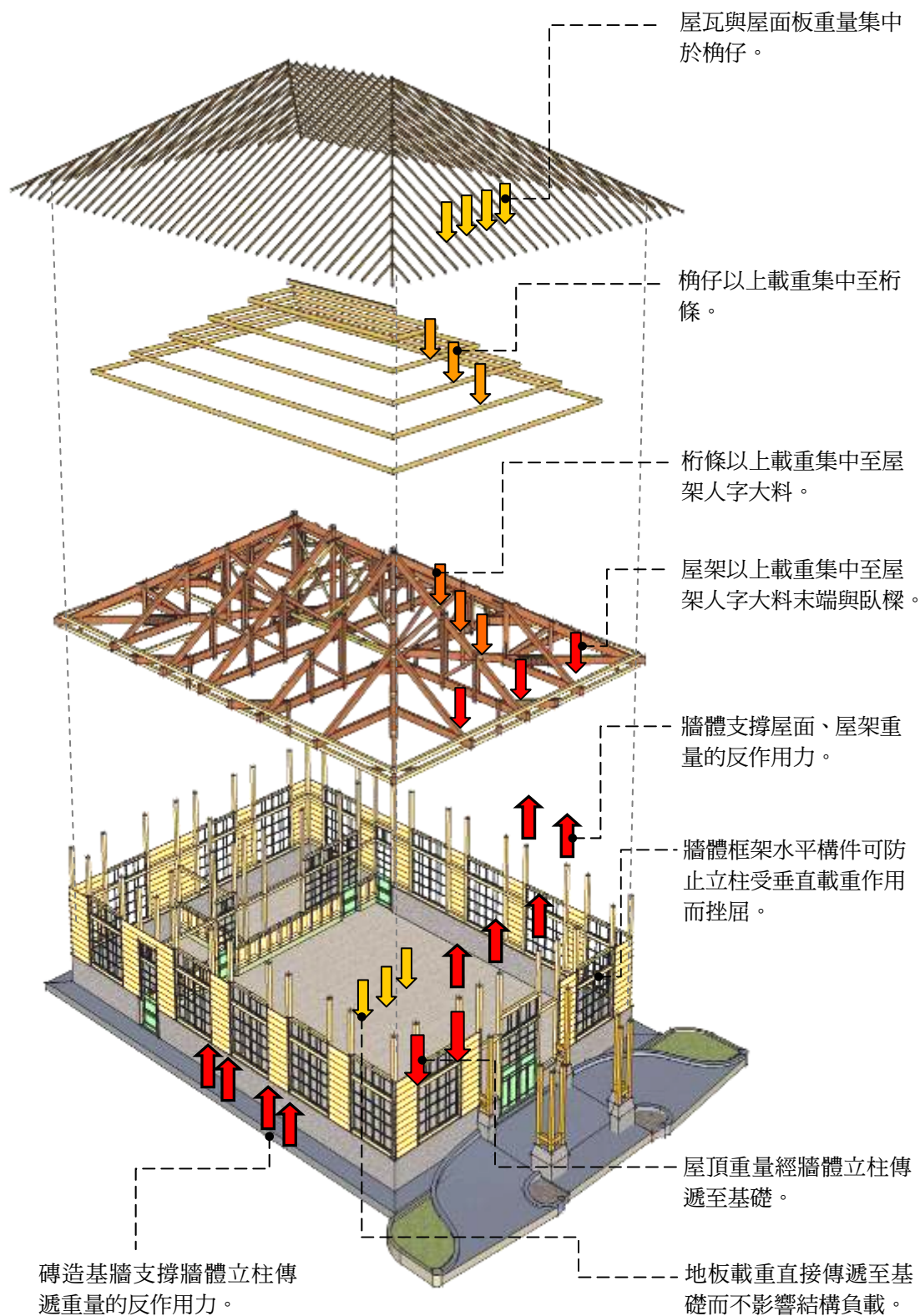
【圖 5.1.6】日式木造宿舍水平載重傳力機制



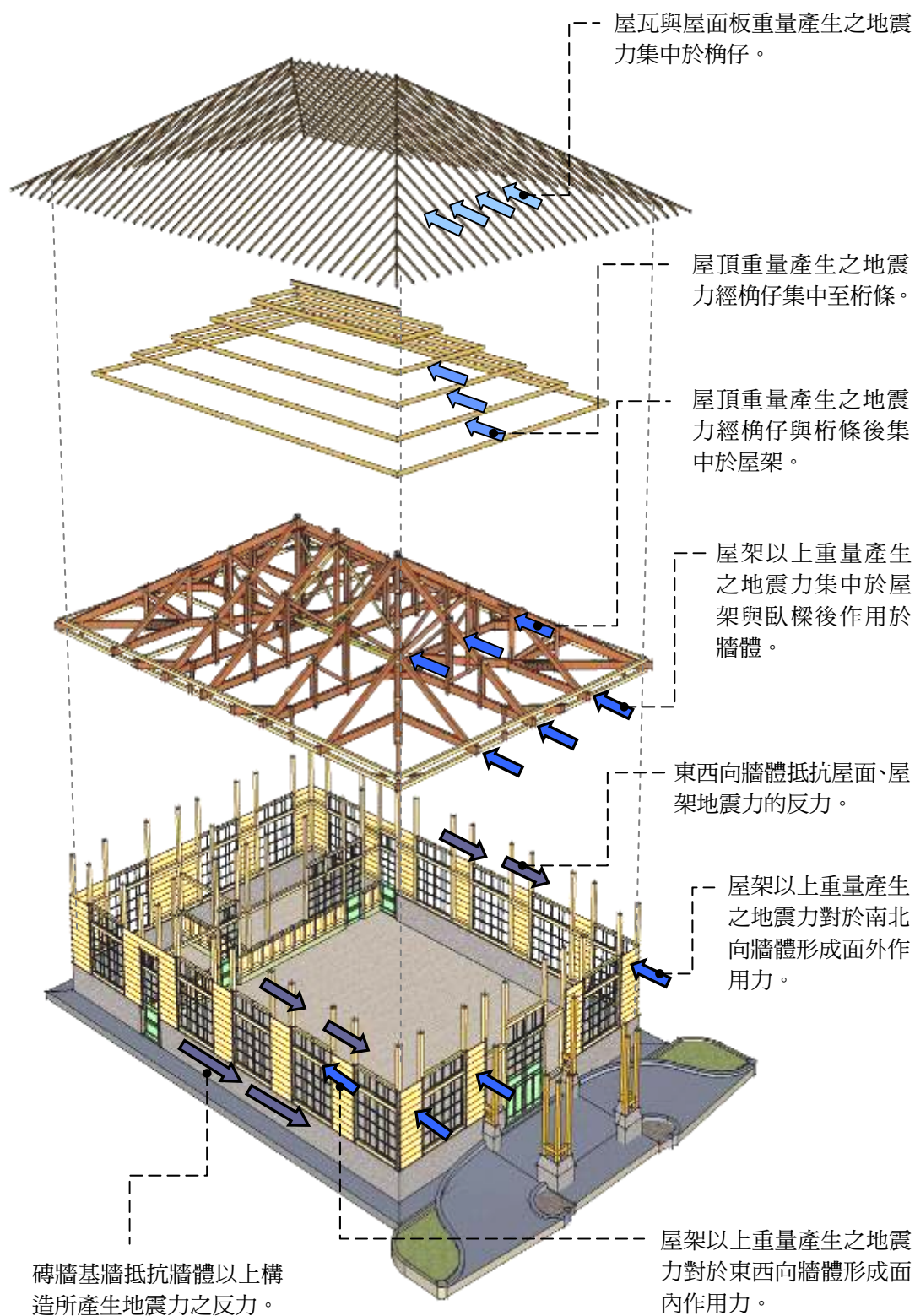
【圖 5.1.7】新東國小校長宿舍垂直載重傳力機制示意圖



【圖 5.1.8】新東國小校長宿舍水平地震力傳力機制示意圖



【圖 5.1.9】新東國小木造辦公室垂直載重傳力機制示意圖

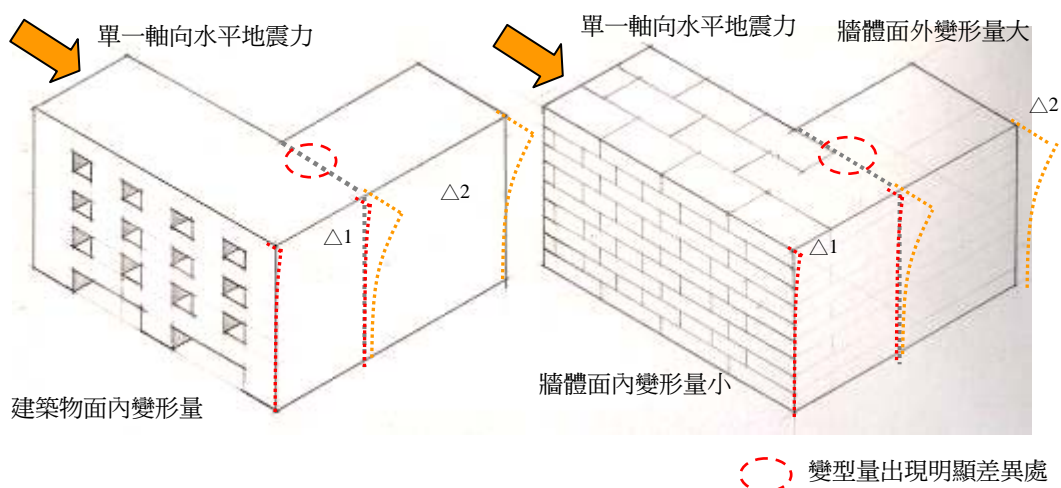


【圖 5.1.10】新東國小木造辦公室水平地震力傳力機制示意圖

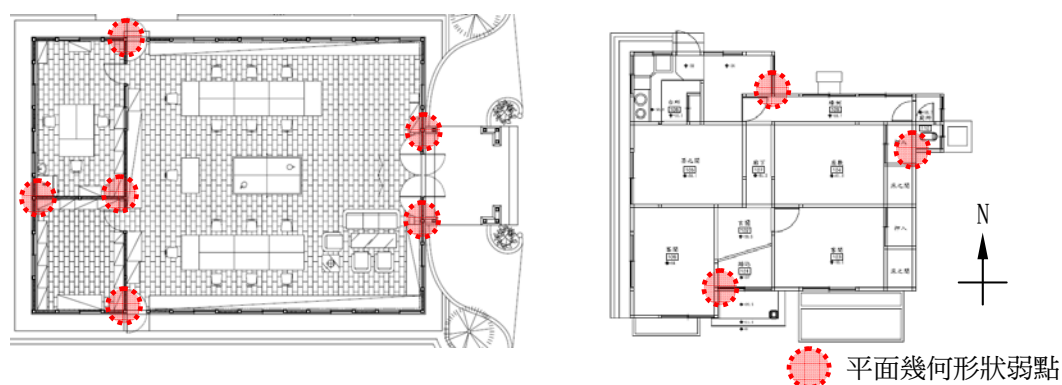


### 三、幾何形狀與構造不連續處之弱點

建築物在平面或立面幾何形狀不連續處以及構造不連續處，通常會成為震害發生的位置。為了避免這些部位於後續地震發生時發生損壞，或是原已存在的損壞情形而持續惡化，應根據這些部位的受力模式、構造形式等條件，提出適當的處理方式。例如平面配置呈 L 型的建築物，常因不同的兩軸向量體對於單一方向的地震力產生不同程度的形變量，因而在轉折處出現震損現象；同樣的情形縮小尺度觀之，兩不同軸向的牆體交界處，也會因為對於單一方向的地震力產生不同的剛度反應與形變量，在牆體交界面產生開裂等損壞（圖 5.1.11）。日式木造宿舍依其規模會產生不同的平面形式，通常規模大者平面常有風車狀配置，建築量體連接部位會產生多處明顯轉折，即平面幾何形狀弱點所在。規模較小者，平面形狀通常較為方整，新東國小兩棟木造歷史建築即屬此一類型之平面形式（圖 5.1.12）。儘管如此，木造辦公室與校長宿舍仍有明顯轉折部位形成平面幾何形狀弱點：木造辦公室東側入口雨庇雨主量體連接部位即為明顯弱點；校長宿舍在南側入口處與北側服務空間凸出量體有較明顯的轉折，這些與主量體之間形成的轉折點，均易於單一方向的地震力作用產生不同的剛度反應與形變量而損壞。



【圖 5.1.11】 建築物與牆體交界面震損示意圖



【圖 5.1.12】 新東國小木造辦公室（左）與校長宿舍平面幾何形狀弱點位置

#### 四、壁量比與剛心、重心之位置

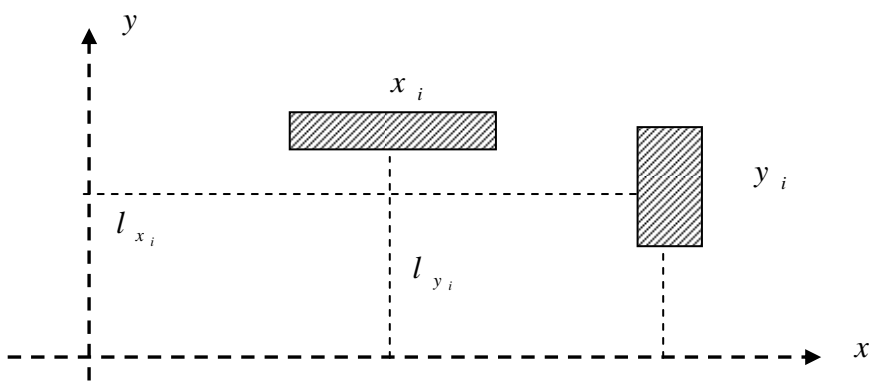
壁量比的計算一是用以概略評估建築物在平面兩軸向的抗震力，另一項用途則是判定建築物的偏心狀況（以及後續簡易耐震評估之計算）。通常某一軸向壁量較高，表示擁有較多具抗震功能的構造，對於該軸向的水平地震力有較佳的抵抗能力，但是單一軸向壁量高不一定代表建築物具備較佳的耐震能力，若兩軸向壁量差異過大，建築物僅能對單一方向地震力有良好的抗震表現，地震方向若集中於另一向，同樣可能發生嚴重災損。

單一軸向壁量偏高也可能引起建築物的「剛心」與「重心」位置差距過大，在地震發生時常引起偏心效應，產生「扭矩」(torsion)。一旦發生扭矩，原本設計用以承受軸力的桿件將必須負擔額外的彎矩，增加構件損壞的機率。藉由建築結構體平面兩向壁量的比較，可大致了解結構體的抗震能力是否平均。但為了更加精確了解建築物對於側向力的抵抗能力是否均勻，就必須進一步估算建築物的剛心位置並與重心位置是否明顯偏離。計算方法如下列算式：

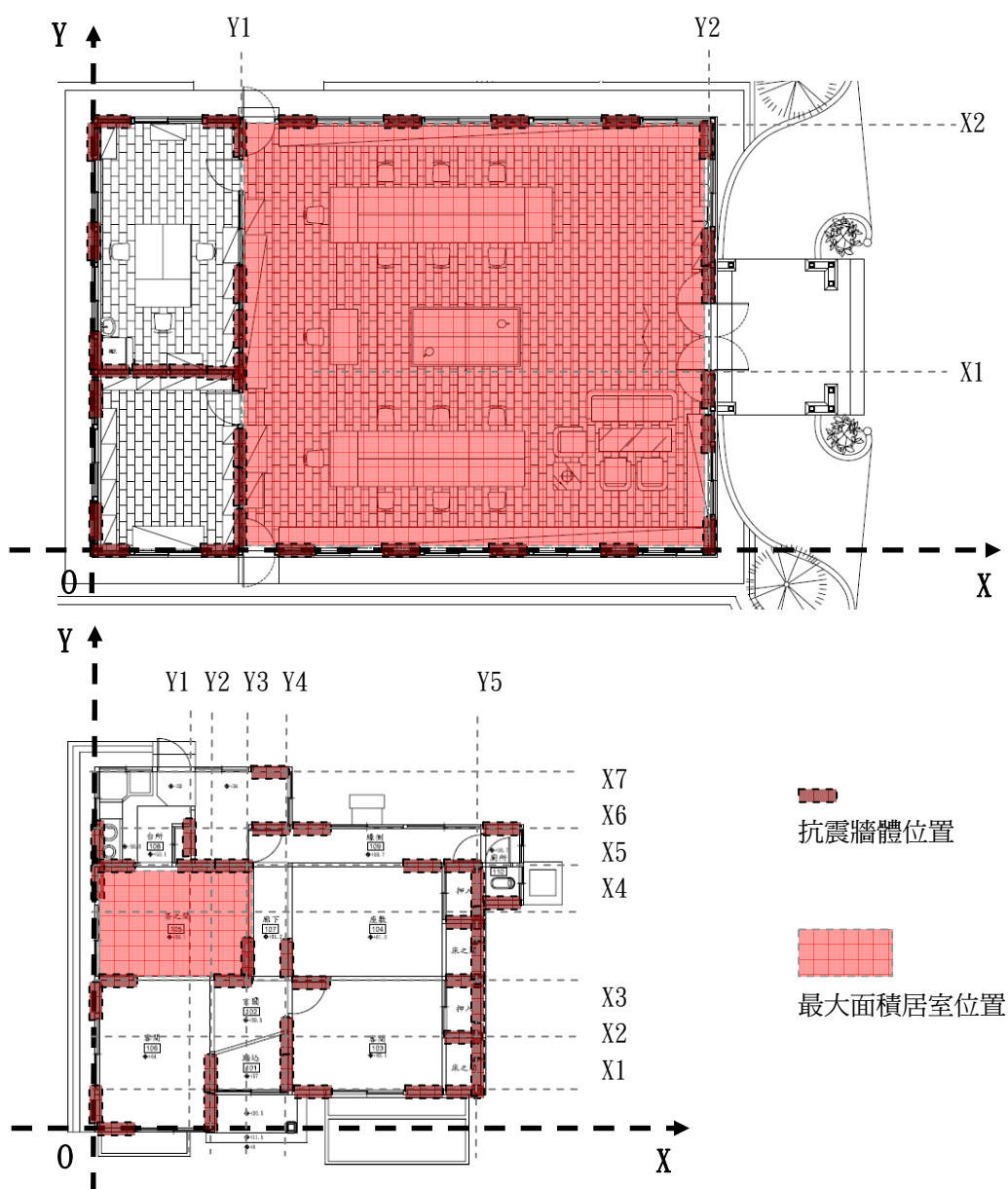
$$C_x = \frac{\sum y_i \times lx_i}{\sum y_i} \quad C_y = \frac{\sum x_i \times ly_i}{\sum x_i}$$

式中  $C_x$  與  $C_y$  分別表示剛心之座標位置， $x_i$  與  $y_i$  則代表  $x$  向與  $y$  向剛性牆體的長度，而  $l_y$  與  $l_x$  則表示各剛性牆體距離，該軸之最小長度，如圖 5.1.13 所示。以下為二林公學校教職員宿舍兩棟建築之形心與剛心位置計算（抗震牆體位置、最大面積居室位置以及牆體編號詳圖 5.1.14），由於這些日式宿舍的屋頂構造均勻，因此形心位置可視為重心位置。

經計算，新東國小木造辦公室與校長宿舍兩歷史建築之形心位置分別為 (8.27, 5.45)、(4.24, 4.40)，至於剛心位置，計算過程如表 5.1.1 與表 5.1.2 所示，分別為 (6.03, 5.18)、(4.57, 4.59)。由於此兩棟歷史建築之抗震牆體為編竹夾泥牆，內牆雙面塗覆泥料與白灰，外牆推測以斜向板材加固，兩者抗震能力相當，加權計算時以相同倍率計之。以上兩歷史建築之形心與剛心位置見圖 5.1.15，其中木造辦公室形心與剛心位置在  $X$  軸向相差較大，達 2.24m ( $Y$  軸向僅相差 0.27m)，為平面長軸 (18.5m) 之 12.1%，主要係因西側隔間牆之位置所致，預料將有一定程度的偏心現象。校長宿舍之形心與剛心位置均在走廊靠進玄關處，兩者位置差距相當有限，均在 30cm 以內，約為平面長軸 (9.9m) 之 3%，地震時之偏心現象十分有限。



【圖 5.1.13】建築物剛心計算方式示意圖



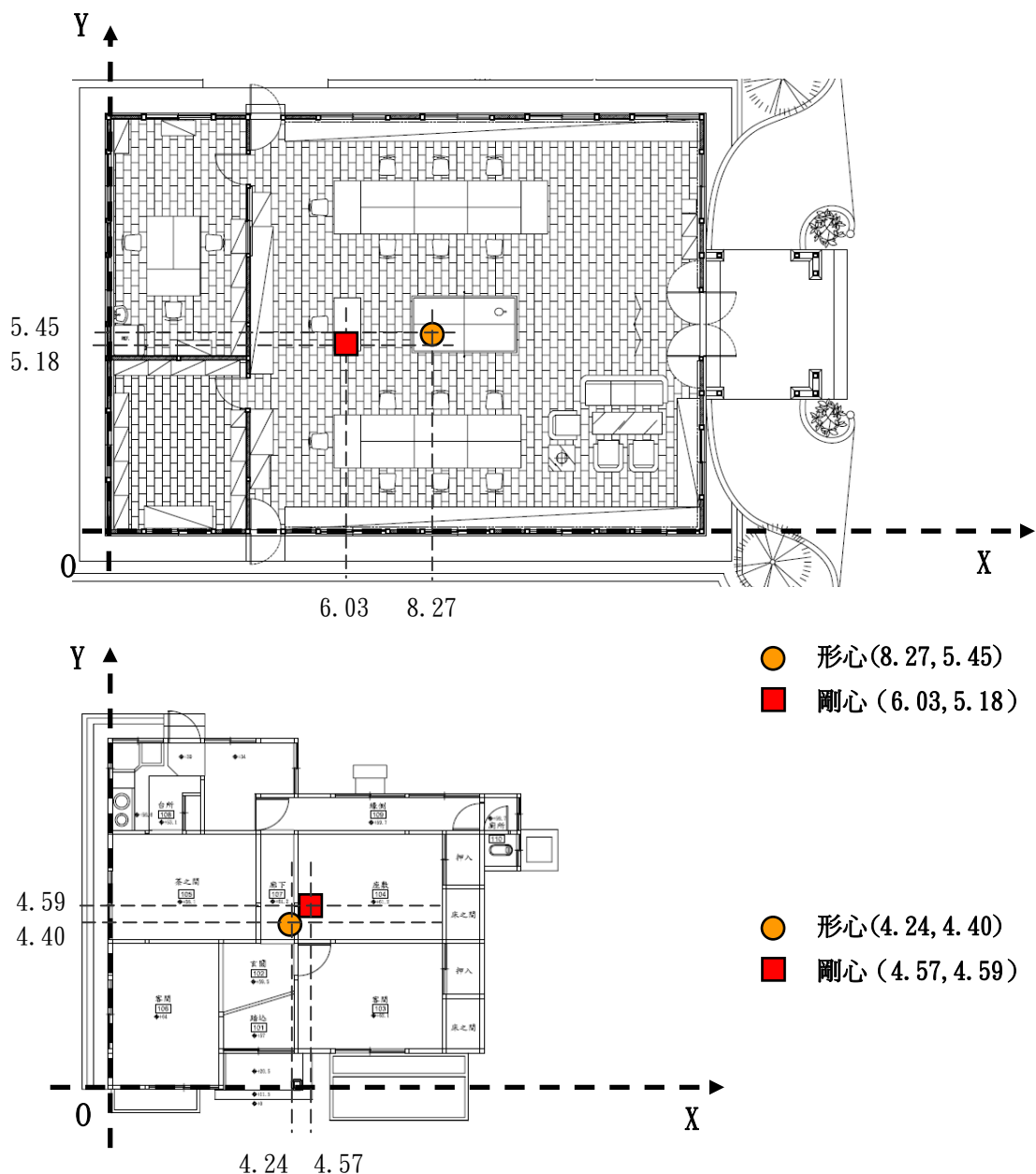
【圖 5.1.14】新東國小木造辦公室（上）與校長宿舍抗震牆體位置、最大面積居室位置

【表 5.1.1】新東國小木造辦公室剛心位置計算表

牆體編號	抗震牆體長度 (m)	與 x 軸距離 (m)	剛度值(抗震牆體長度 ×與 x 軸距離)	加權計算
X0	5.4	0.0	0.00	0.00
X1	3.6	4.5	16.20	16.20
X2	5.4	10.8	58.32	58.32
合計	14.4	---	74.52	74.52
Y 座標			5.18 (m)	
牆體編號	剛性牆體長度 (m)	與 y 軸距離 (m)	剛度值(剛性牆體長度 ×與 x 軸距離)	加權計算
Y0	5.4	0.0	0.00	0.00
Y1	7.2	3.6	25.92	25.92
Y2	5.4	15.3	82.62	82.62
合計	18.0	---	108.54	108.54
X 座標			6.03 (m)	

【表 5.1.2】新東國小校長宿舍剛心位置計算表

牆體編號	抗震牆體長度 (m)	與 x 軸距離 (m)	剛度值(抗震牆體長度 ×與 x 軸距離)	加權計算
X0	0.9	0.0	0.00	0.00
X1	2.7	0.9	2.43	2.43
X2	0.9	2.3	2.07	2.07
X3	3.6	3.6	12.96	12.96
X4	1.8	5.1	9.18	9.18
X5	4.5	6.3	28.35	28.35
X6	2.7	7.2	19.44	19.44
X7	0.9	9.0	8.10	8.10
合計	18.0	---	82.53	82.53
Y 座標			4.59 (m)	
牆體編號	剛性牆體長度 (m)	與 y 軸距離 (m)	剛度值(剛性牆體長度 ×與 x 軸距離)	加權計算
Y0	3.6	0.0	0.00	0.00
Y1	1.3	2.2	2.86	2.86
Y2	1.8	2.7	4.86	4.86
Y3	0.9	3.6	3.24	3.24
Y4	2.7	4.5	12.15	12.15
Y5	5.4	9.0	48.60	48.60
合計	15.7	---	71.71	71.71
X 座標			4.57	



【圖 5.1.15】新東國小木造辦公室（上）與校長宿舍形心與剛心位置

## 5.2 結構耐震評估（一）

新東國校木造辦公室與校長宿舍之耐震評估，參考行政院文化建設委員會 96 年 5 月委託國立成功大學建築系執行之「九二一震災重建區歷史建築修復結構補強技術研究」，有關木造代表性歷史建築補強後之耐震評估方式，採用日本國土交通省住宅局 2004 年監修推行的「增補版木造住宅の耐震精密診斷と補強方法」評估，其評估方法說明如下：

## 一、方法及步驟

「改訂版本造住宅の耐震精密診断と補強方法」其相關的計算方式如下：

### (一) 必要耐力 $Q_r$

必要耐力之計算如表 5.2.1，將地震力之影響納入考量，並將建築物所需之力量計算出來。其意義相當於國內耐震設計規範中，靜力分析之受地震之最小設計水平總橫力  $V$ ，不同處為日式之規範另外考量了「形狀割増係數」，如表 5.2.2，因此可將必要耐力之計算改為下式：

$$Q_r = V(\text{法規之設計地震力}) \times \text{形狀割増係數}$$

### (二) 強度 $P$

$$\text{強度 } P = \text{壁體耐力 } P_w + \text{其他部分之耐力 } P_e$$

壁體耐力  $P_w$  之計算如表 5.2.3 所示，即為壁體所能抵抗之水平橫力。而其他部分之耐力  $P_e$  則為  $0.25Q_r$ ，即考慮木構造建築中垂壁、腰壁、柱等構件也能提供抵抗部份之水平地震力。表 5.2.3 中，壁體強度倍率  $C$  如同(方法一)之壁體有效倍率  $\alpha$ ，即同樣考慮壁體之構法、是否有斜撐、鐵件補強等等，不同處在於此評估方法已將此係數換算成壁體單位長度所能提供之力量。壁體強度倍率  $C$  可由表 5.2.4 得知。表 5.2.3 中接合部耐力減低係數  $f$ ，即考慮壁端部之柱頭柱腳因接合方式不同，而無法有效傳遞水平力或造成系統之不穩定狀態。接合部耐力減低係數  $f$  可由表 5.2.5、表 5.2.6 得知。

### (三) 配置減低係數 ( $E$ )

配置減低係數  $E$  即考慮牆體配置之均衡，是否會因不當的配置造成剛度差異太大，其意義即為日本國土交通省住宅局 1995 年監修推行的「增補版本造住宅の耐震精密診断と補強方法」評估方式之「 $B \times C$  偏心效應」。

偏心率是考量建築物重心與剛心的不一致而計算求得，其中重心與建築物單位面積的重量與平面形狀，剛心又與建築物的牆體強度與配置。當建築物的偏心率越大，則建築物遭遇到水平地震力時所產生的偏心扭轉也會越大，對建築物愈加不利。偏心率的相關計算公式及示意圖如表 5.2.7，最後再由偏心率與 ( $B \times C$ ) 關係，如圖 5.2.1，求得 ( $B \times C$ ) 之值。

【表 5.2.1】必要耐力  $Q_r$  之計算

樓地板面積	×	單位樓地板面積所需之必要耐力	×	積雪用必要耐力	×	地域係數 $Z$	×	軟弱地盤割増係數	×	形狀割増係數	=	必要耐力 $Q_r$
$m^2$		$kN/m^2$		$kN/m^2$								kN

【表 5.2.2】形狀割増係數

建築物短邊長	$X \leq 4.0 \text{ m}$	$4.0 \text{ m} \leq X \leq 6.0 \text{ m}$	$6.0 \text{ m} \leq X$
形狀割増係數	1.3	1.15	1.0

【表 5.2.3】壁體耐力  $P_w$  之計算方式

壁強度倍率 $C$	×	接合部耐力減低係數 $f$	×	壁長 $L$	=	壁體耐力 $P_w$
$kN/m$		$kN/m^2$		m		kN

【表 5.2.4】壁體強度倍率  $C$

工法と壁強さ倍率 ( )内は胴縁仕様の場合	
化粧合板(厚5.5…真壁)	1.0 (1.1)
石膏ボード張り(真壁)	1.3 (1.3)
石膏ボード張り(真壁)	1.3 (1.3)
構造用合板(非耐力壁仕様)	1.4 (1.4)
化粧合板(厚5.5…大壁)	1.4 (1.4)
石膏ボード張り(大壁)	1.7 (1.7)
窯業係サイディング張り	1.7 (1.7)
モルタル塗り壁	1.6 (1.6)
ラスシート	1.7 (1.7)
ツイツゲボード	2.0 (2.0)
バルブセメント板	2.7 (2.4)
炭酸マグネソウム板	2.8 (2.8)
石榴ケイ酸カルソウム板	2.9 (2.5)
石綿パライト板	3.4 (2.8)
フレキツブルボード	3.5 (2.8)
硬質木片セメント板	4.1 (3.0)
構造用パネル(OSS)	5.7 (3.0)
木ずりを釘打ちした壁	6.0 (3.0)
構造用合板	6.0 (3.0)
90 * 90 以上	2.9 (2.1)
45 * 90 以上	4.8 (2.6)
30 * 90 以上	3.2 (1.9)
15 * 90 以上	2.4 (1.9)
部端金物なし	1.6 (1.6)
部端金物あり	1.6 (1.6)
部端金物なし	1.6 (1.6)
部端金物あり	1.6 (1.6)
部端金物なし	1.6 (1.6)
部端金物あり	1.6 (1.6)
部端金物なし	1.6 (1.6)
部端金物あり	1.6 (1.6)
土塗り壁	1.7 (1.7)
塗厚 50mm 未満	1.7 (1.7)
塗厚 50mm 70mm 未満	2.2 (2.2)
塗厚 70mm 90mm 未満	3.5 (3.5)
塗厚 90mm 以上	3.9 (3.9)

【表 5.2.5】接合部耐力減低係數 f(二層以上)

壁端柱の柱頭・柱脚接合部の種類による耐力低減係數 f												
2階建ての1階、3階建ての1階及び3階建ての2階												
壁強さ 倍率C	2.5kN未滿			2.5以上4.0未滿			4.0以上6.0未滿			6.0以上		
	基礎	基礎	基礎	基礎	基礎	基礎	基礎	基礎	基礎	基礎	基礎	基礎
接合部	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9	0.8	1.0	0.85	0.7	1.0	0.8	0.6
接合部	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9	0.8	0.9	0.8	0.7	0.8	0.7	0.6
接合部	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	0.8	0.7	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6
接合部	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	0.8	0.7	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6

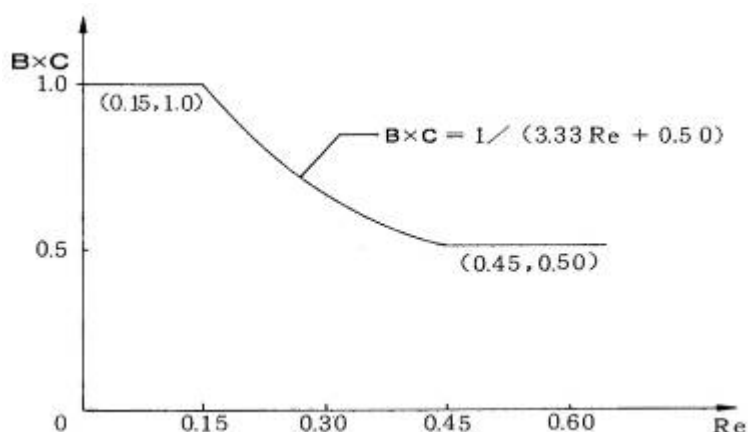
接合部Ⅰ 平成12年建告1460號に適合する仕様  
 接合部Ⅱ 羽子板ボルト、山形プレートVP、かど金物CP-T、CR-L、込み栓  
 接合部Ⅲ ほぞ差し、釘打ち、かすがい等〈構面の両端が通し柱の場合〉  
 接合部Ⅳ ほぞ差し、釘打ち、かすがい等

【表 5.2.6】接合部耐力減低係數 f(一層)

最上階〈平屋建ての1階を含む〉												
壁強さ 倍率C	2.5kN未滿			2.5以上4.0未滿			4.0以上6.0未滿			6.0以上		
	基礎 Ⅰ	基礎 Ⅱ	基礎 Ⅲ	基礎 Ⅰ	基礎 Ⅱ	基礎 Ⅲ	基礎 Ⅰ	基礎 Ⅱ	基礎 Ⅲ	基礎 Ⅰ	基礎 Ⅱ	基礎 Ⅲ
接合部Ⅰ	1.0	0.85	0.7	1.0	0.7	0.35	1.0	0.6	0.25	1.0	0.6	0.2
接合部Ⅱ	1.0	0.85	0.7	0.8	0.6	0.35	0.65	0.45	0.25	0.5	0.35	0.2
接合部Ⅲ	0.7	0.7	0.7	0.6	0.5	0.35	0.45	0.35	0.25	0.35	0.3	0.2
接合部Ⅳ	0.7	0.7	0.7	0.35	0.35	0.35	0.25	0.25	0.25	0.2	0.2	0.2

接合部Ⅰ 平成12年建告1460號に適合する仕様  
 接合部Ⅱ 羽子板ボルト、山形プレートVP、かど金物CP-T、CR-L、込み栓  
 接合部Ⅲ ほぞ差し、釘打ち、かすがい等〈構面の両端が通し柱の場合〉  
 接合部Ⅳ ほぞ差し、釘打ち、かすがい等





【圖 5.2.1】偏心率與 (B×C) 關係

(四) 劣化度減低係數 (D)

即透過填表的方式對於建築各部位構造、構材之劣化現象給予評分，如表 5.2.8 所示。

(五) 上部構造評點

將上述之強度 P、配置減低係數 E、劣化度減低係數 D 相乘，可得其保有耐力 Pd，再與必要耐力 Qr 相除，即可得出上部構造評點，如表 5.2.9 所示，診斷結果之判定如表 5.2.10。

二、新東國小木造辦公室與校長宿舍結構耐震評估

(一) 必要耐力 (Qr)

$$Q_r = V(\text{法規之設計地震力}) \times \text{形狀割增係數}$$

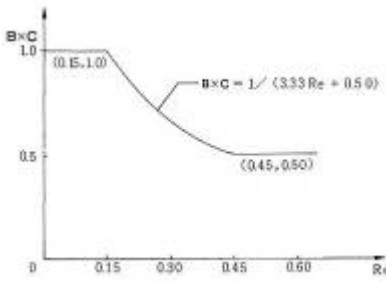
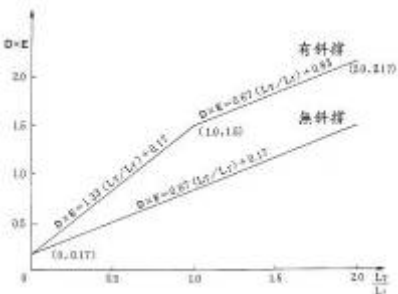
地震係數依建築技術規則及建築物耐震設計規範及解說計算，靜力分析之受地震之最小設計水平總橫力 V 依下式計算：

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

$S_{ad}$ ：工址設計水平譜加速度係數

I：用途係數，屬第三類建築物，I=1.25

【表 5.2.7】木造建築(住宅)耐震診斷評分表

耐震診斷項目		評分					
A	地盤、基礎	地盤		良好	差	極差	□
		基礎		普通			
		鋼筋混凝土造基礎		1.0	0.8	0.7	
		混凝土造基礎		1.0	0.7	0.5	
		混凝土造基礎已開裂破損		0.7	不適用本表		
其他形式基礎(卵石、石塊、空心磚)		0.6					
B	建物形狀	B×C 的值是由 Re 來計算，如下圖。				□	
C	壁體配置	 <p>顯著不規則形狀的平面的計算由別的方式來檢討。</p>					
D	斜撐	D×E 的值由下式可以求得：				□	
E	壁量比	$D \times E = \frac{1}{1.5} \left( \frac{\sum \alpha l_B + \sum \beta l_T}{L_r} + 0.25 \right)$ <p><math>\alpha</math>、<math>l_B</math>、<math>\beta</math>、<math>l_T</math>、<math>L_r</math> 詳見說明。但是在上式資料無法求得的場合，可利用右圖來求得。<math>L_T/L_r</math> 的計算參照說明。</p> 					
F	腐朽程度	無(維護良好)		1.0		□	
		已有腐朽現象		0.9			
		腐壞嚴重、白蟻啃食		0.8			
總合	A	(B×C)	(D×E)	F	X		
評分	□	×	□	×	□	=	□

【表 5.2.8】劣化度減低係數 D 診斷表

劣化度による低減係數 D			1 - (劣化点数 / 存在点数)			
部位	材料、部材等	劣化現象	存在点数		劣化 点数	
			築10年 未満	築10年 以上		
屋根葺き材	金屬板	変退色、さび、さび穴、ずれ、めくれがある	2	2	2	
	瓦・スレート	割れ、欠け、ずれ、欠落がある				
種	軒・呼び樋	変退色、さび、割れ、欠落がある	2	2	2	
	豎樋	変退色、さび、割れ、欠落がある	2	2	2	
外壁仕上げ	木製板、合板	水浸み痕、こけ、割れ、抜け節、ずれ、腐朽がある	4	4	4	
	窯業系サイディ	こけ、割れ、ずれ、欠落、シール切れがある				
	金屬系サイ	変退色、さび、さび穴、ずれ、めくれ、目地空き、シール切れあり				
	モルタル	こけ、0.3mm以上の亀裂、剝落がある				
露出した躯体		水浸み痕、こけ、腐朽、蟻道、蟻害がある	2	2	2	
バルコニー	手すり壁	木製板、合板	2	1	1	
		窯業系サイディン				こけ、割れ、ずれ、欠落、シール切れがある
		金屬系サイディング				変退色、さび、さび穴、ずれ、めくれ、目地空き、シール切れあり
	外壁との接合部	外壁との接合部に亀裂、隙間、緩み、シール切れ、剝離あり	1	1		
床排水		壁面を伝って流れてる、または排水の仕組みがない	1	1	1	
内 壁	一般室	内壁、窓下	2	2	2	
	浴 室	タイル壁	2	2	2	
		タイル以外	水浸み痕、変色、亀裂、カビ、腐朽、蟻害がある	2	2	2
床	床 面	一般室	2	2	2	
		廊下	1	1	1	
	床下	基礎の亀裂や床下部材に腐朽、蟻道、蟻害がある	2	2	2	
合計				21	4	

【表 5.2.9】上部構造評點計算方式

強度 P	×	配置減低係數 E	×	劣化度減低係數 D	=	保有耐力 Pd	上部構造評點
kN						kN	Pd/Qr

【表 5.2.10】評分與診斷結果判定關係

上部構造評點	判定
$Pd/Qr \geq 1.5$	耐震能力佳，安全
$1.5 > Pd/Qr \geq 1.0$	正常情況下安全
$1.0 > Pd/Qr \geq 0.7$	可能有危險
$Pd/Qr < 0.7$	有嚴重破壞或傾倒危險

【表 5.2.11】結構牆有效長度計算用倍數（修正自內政部營建署 1996 年）

結構牆種類		倍數（倍率）	說明	
(1)	斜撐使用厚 1.5cm 以上，寬 9cm 以上之木材，直徑 9mm 以上之圓鋼或等強度以上的其他鋼材。	1.0	 木材斜撐	
(2)	木材斜撐斷面為牆體構架材柱 1/3 以上者，或直徑 13mm 以上之圓鋼或具等強度的其他鋼材，其端部需連接在橫構材者。	1.5	 圓鋼或具等強度的鋼材	
(3)	木材斜撐斷面為牆體構架柱 1/2 以上，且牆基部為鋼筋混凝土或高 45cm 以上的混凝土牆基。	3.0	 木材斜撐 基礎高度 h	
(4)	木材斜撐斷面大於牆體構架柱斷面，且牆基部為鋼筋混凝土或高 45cm 以上的混凝土牆基。	4.5	 木材斜撐 基礎	
(5)	使用 (1) 至 (3) 交叉成 X 字型的斜撐。	(1) 至 (3) 各值之 2 倍	 牆體構造為 (1) 到 (3) 之交叉斜撐	
(6)	使用 (4) 交叉成 X 字型的斜撐。	6.0	 牆體構造 (4) 之交叉斜撐 基礎	
(7)	單面灰牆或木條灰牆，其豎筋斷面小於柱斷面 1/3 者。	0.5	 單面灰牆	
(8)	雙面灰牆或類似牆面。	1.0	 雙面灰牆	
(9)	柱表面木條灰牆，其豎牆筋斷面大於柱斷面 1/3 者。	牆體單面有木條	1.5	 木條灰牆 豎牆筋
		牆體雙面有木條	3.0	
(10)	柱、豎牆筋、橫牆筋及樑、過樑、木地檻、其他橫構材，單面使用結構用合板材之板牆。	2.5		
(11)	(1) 至 (6) 之斜撐與 (7) (8) 或 (9) 之牆壁合併使用者。	(1) 至 (6) 各值與 (7)(8) 或 (9) 值之和		
(12)	使用木材斜柱斷面大於牆體構架柱斷面者。	3.0	 木材斜柱	

新東國小位於台南縣後壁鄉，由於沒有相關土壤鑽探報告，保守起見，其地盤分類假設為第三類地盤(軟弱地盤)，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(表 5.2.12)。

【表 5.2.12】水平譜加速度係數、工址放大係數與近斷層調整因子

縣市	鄉鎮市區	$S_s^D$	$S_1^D$	$S_s^M$	$S_1^M$	
台南縣	後壁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	規範表 2-1
地盤分類		$F_a$	$F_v$	$F_a$	$F_v$	
第三類地盤(軟弱地盤)		1.1	1.6	1.0	1.4	規範表 2-2(a), (b)

$$S_{Ds} = S_s^D \times F_a = 0.8 \times 1.1 = 0.88$$

$$S_{D1} = S_1^D \times F_v = 0.4 \times 1.6 = 0.64$$

【規範 2-4】

$$\begin{aligned} \text{工址設計水平加速度反應譜短週期與中、長週期之分界 } T_0^D &= S_{D1} / S_{Ds} \\ &= 0.64 / 0.88 = 0.727 \text{ 秒} \end{aligned}$$

$$\text{振動週期 } T = 0.05 h_n^{3/4} = 0.215 \text{ sec}$$

$h_n$  為基面至屋頂面高度，取 7m。

【規範 2-11】

$$0.2 T_0^D < T \leq T_0^D, \text{ 屬於短週期, } S_{ad} = S_{Ds} = 0.88$$

【規範表 2-6 (a)】

新東國小木造辦公室與校長宿舍兩歷史建築之結構系統屬剪力嵌板之構架系統，結構系統韌性容量  $R = 2.4$ 。

【規範表 1.3】

$$\begin{aligned} \text{一般工址與近斷層區域容許韌性容量 } R_a &= 1 + (R-1) / 1.5 \\ &= 1.69 \end{aligned}$$

【規範 2-13】

$$F_u = \sqrt{(2R_a - 1)} = 1.55 \quad (0.2 T_0^D < T \leq 0.6 T_0^D)$$

【規範 2-15】

$$0.8 > S_{ad} / F_u = 0.568 > 0.3,$$

$$(S_{ad} / F_u)_m = 0.52 \times (S_{ad} / F_u) + 0.144 = 0.439$$

【規範 2-2】

容許應力設計，起始降伏地震力放大倍數  $\alpha_y = 1.2$

$$V = \frac{I}{1.4 \cdot \alpha_y} \cdot \left( \frac{S_{ad}}{F_u} \right)_m \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1.2} \times 0.439 \times W = 0.327W$$

假設屋頂之單位重量以  $60\text{kgf/m}^2$  計，牆體(高度為  $2.2\text{m}$ )單位重量為  $180\text{kgf/m}$  計，樓地板面積單位載重為  $100\text{kgf/m}^2$ ，新東國小校長宿舍與木造辦公室兩歷史建築屋頂重量分別為  $5400\text{kgf}$  以及  $14220\text{kgf}$ ；兩歷史建築牆體總長度分別為  $33.8\text{m}$ 、 $31.5\text{m}$ ，可得牆體重量各為  $6084\text{kgf}$ 、 $4725\text{kgf}$  (木造辦公室牆基較高，木造牆體高度約  $1.7\text{m}$ ，單位重量以  $150\text{kgf/m}$  計)；而樓地板面積在校長辦公室為  $66.8\text{m}^2$  與，木造辦公室不計地板面積，可得兩歷史建築載重各為  $18164\text{kgf}$  與  $18945\text{kgf}$ 。形狀割增係數可由表 5.2.2 得知為  $1.0$ ，故兩棟建築必要耐力  $Qr1$  以及  $Qr2$  分別為：

$$Qr1 = 0.327W \times 1.0 = 0.327 \times (5400\text{kgf} + 6084\text{kgf} + 6680\text{kgf}) \times 1 \\ = 5939.6\text{kgf} = \mathbf{58.21\text{kN}}$$

$$Qr2 = 0.327W \times 1.0 = 0.327 \times (14220\text{kgf} + 4725\text{kgf} + 0\text{kgf}) \times 1 \\ = 6195.0\text{kgf} = \mathbf{60.71\text{kN}}$$

(二) 強度 (P)：強度  $P = \text{壁體耐力 } P_w + \text{其他部分之耐力 } P_e$

### 1. 壁體耐力 ( $P_w$ )

壁體耐力  $P_w = \Sigma (\text{壁強度倍率 } C \times \text{接合部耐力折減係數 } f \times \text{壁長 } L)$  由表 5.2.4 可得日式木造建築之編竹夾泥牆體強度倍率為  $2.2\text{KN/m}$ 。

### 2. 接合部耐力折減係數 ( $f$ )：

由於本案例屬一層之木造建築，其壁強度倍率  $C = 2.2\text{kN/m}$ ，基礎為磚造基礎屬第三類基礎，而柱接合部保守採用為第四種接合方式，故其接合部耐力折減係數  $f$  可查表 5.2.6，得知  $f = 0.7$ 。有關 X 向、Y 向之壁體耐力 ( $P_w$ ) 之計算，根據表 5.3.5，新東國小校長宿舍兩軸向牆體長度分別為  $18.0\text{m}$ 、 $15.8\text{m}$ ，可得：

$$X \text{ 向壁體耐力 } (P_w) = 2.2\text{kN/m} \times 18.0\text{m} \times 0.7 = \mathbf{27.72\text{kN}}$$

$$Y \text{ 向壁體耐力 } (P_w) = 2.2\text{kN/m} \times 15.8\text{m} \times 0.7 = \mathbf{24.33\text{kN}}$$

木造辦公室兩軸向牆體長度分別為  $14.4\text{m}$ 、 $17.1\text{m}$ ，可得：

$$X \text{ 向壁體耐力 } (P_w) = 2.2\text{kN/m} \times 14.4\text{m} \times 0.7 = \mathbf{22.18\text{kN}}$$

$$Y \text{ 向壁體耐力 } (P_w) = 2.2\text{kN/m} \times 17.1\text{m} \times 0.7 = \mathbf{26.33\text{kN}}$$

### 3. 其他部分之耐力 ( $P_e$ )

其他部分之耐力  $Pe=0.25 Qr$ ，兩歷史建築之其他部分之耐力：

$$Pe1=0.25 \times Qr1=0.25 \times 58.21\text{kN}=14.55\text{kN}$$

$$Pe2=0.25 \times Qr2=0.25 \times 60.71\text{kN}=15.18\text{kN}$$

### (三) 配置減低係數 (E)

即探討牆體之配置是否均衡，其意義即為評估方式之「B×C 偏心效應」。

偏心距離的計算如下：

$$X \text{ 向 } e_y = |y_s - y_g|, \quad Y \text{ 向 } e_x = |x_s - x_g|。$$

彈力半徑的計算如下：

$$X \text{ 向的彈力半徑為 } r_{e,x} = \sqrt{\frac{\sum l_x (y - y_s)^2 + \sum l_y (x - x_s)^2}{\sum l_x}}$$

$$Y \text{ 向的彈力半徑為 } r_{e,y} = \sqrt{\frac{\sum l_x (y - y_s)^2 + \sum l_y (x - x_s)^2}{\sum l_y}}$$

則偏心率為：

$$X \text{ 向的偏心率 } = R_{e,x} = \frac{e_y}{r_{e,x}}, \quad Y \text{ 向的偏心率 } = R_{e,y} = \frac{e_x}{r_{e,y}}$$

新東國小校長宿舍偏心距離的計算如下：

$$X \text{ 向 } e_y = |y_s - y_g| = |4.59 - 4.40| = 0.19$$

$$Y \text{ 向 } e_x = |x_s - x_g| = |4.57 - 4.24| = 0.33$$

$$X \text{ 向的彈力半徑 } r_{e,x} = \sqrt{(702.8 + 1357.4) / 18.0} = 2.52$$

$$Y \text{ 向的彈力半徑 } r_{e,y} = \sqrt{(702.8 + 1357.4) / 15.8} = 2.87$$

$$X \text{ 向的偏心率 } R_{e,x} = 0.19 / 2.52 = 0.08$$

$$Y \text{ 向的偏心率 } R_{e,y} = 0.33 / 2.87 = 0.11$$

偏心率與(B×C)可由圖 5.2.1 求得兩向的(B×C)值分別如下：

X 向 (B×C) 值=1.00，Y 向 (B×C) 值=1.00。

木造辦公室偏心距離的計算如下：

$$X \text{ 向 } e_y = |y_s - y_g| = |5.18 - 5.45| = 0.27$$

$$Y \text{ 向 } e_x = |x_s - x_g| = |6.03 - 8.27| = 2.24$$

X 向的彈力半徑  $r_{ex} = \sqrt{((491.9 + 523.2) / 14.4)} = 8.39$

Y 向的彈力半徑  $r_{ey} = \sqrt{((491.9 + 523.2) / 17.1)} = 7.70$

X 向的偏心率  $R_{ex} = 0.27 / 8.39 = 0.03$

Y 向的偏心率  $R_{ey} = 2.24 / 7.70 = 0.29$

偏心率與(B×C)可由圖 5.2.1 求得兩向的(B×C)值分別如下：

X 向 (B×C) 值 = **1.00**，Y 向 (B×C) 值 = **0.68**。

#### (四) 劣化度減低係數 (D)

新東國小兩歷史建築牆體保存狀況大致良好，各部位僅有輕微損壞現象，根據表 5.2.8，「劣化點數」粗估為 2，「存在點數」為 24，劣化度減低係數  $D = 1 - 2/24 = 0.92$ 。

#### (五) 上部構造評點

如表 5.2.13 與表 5.2.14 所示，新東國小兩歷史建築之兩軸向上部構造評點分別為 0.67、0.61 以及 0.57、0.43，均低於 0.7，根據表 5.2.10，兩棟歷史建築結構現況耐震能力不良，有嚴重破壞或傾倒危險。若依原貌復原（即劣化度  $D=1$ ），校長宿舍 X 軸向上部構造評點可達 0.73，但 Y 軸向以及木造辦公室兩軸向上部構造評點仍低於 0.7，故依此方式所得之結構安全評估結果，新東國小兩歷史建築之抗震牆體均應採用適當工法予以補強，以提高整體結構的抗震能力。其中木造辦公室有明顯之偏心效應，補強時應列入考量。

【表 5.2.13】新東國小校長宿舍上部構造評點

軸向	Pw (kN)	Pe (kN)	強度 P (kN)	配置 E	劣化度 D	保有耐力 Pd=P × E × D (kN)	必要耐力 Qr (kN)	上部構造評點 Pd/Qr
X	27.72	14.55	42.27	1.00	0.92	38.89	58.21	<b>0.67</b>
Y	24.33		38.88	1.00		35.77		<b>0.61</b>

【表 5.2.14】新東國小木造辦公室上部構造評點

軸向	Pw (kN)	Pe (kN)	強度 P (kN)	配置 E	劣化度 D	保有耐力 Pd=P × E × D (kN)	必要耐力 Qr (kN)	上部構造評點 Pd/Qr
X	22.18	15.18	37.36	1.00	0.92	34.37	60.71	<b>0.57</b>
Y	26.33		41.51	0.68		25.97		<b>0.43</b>



### 5.3 結構耐震評估（二）

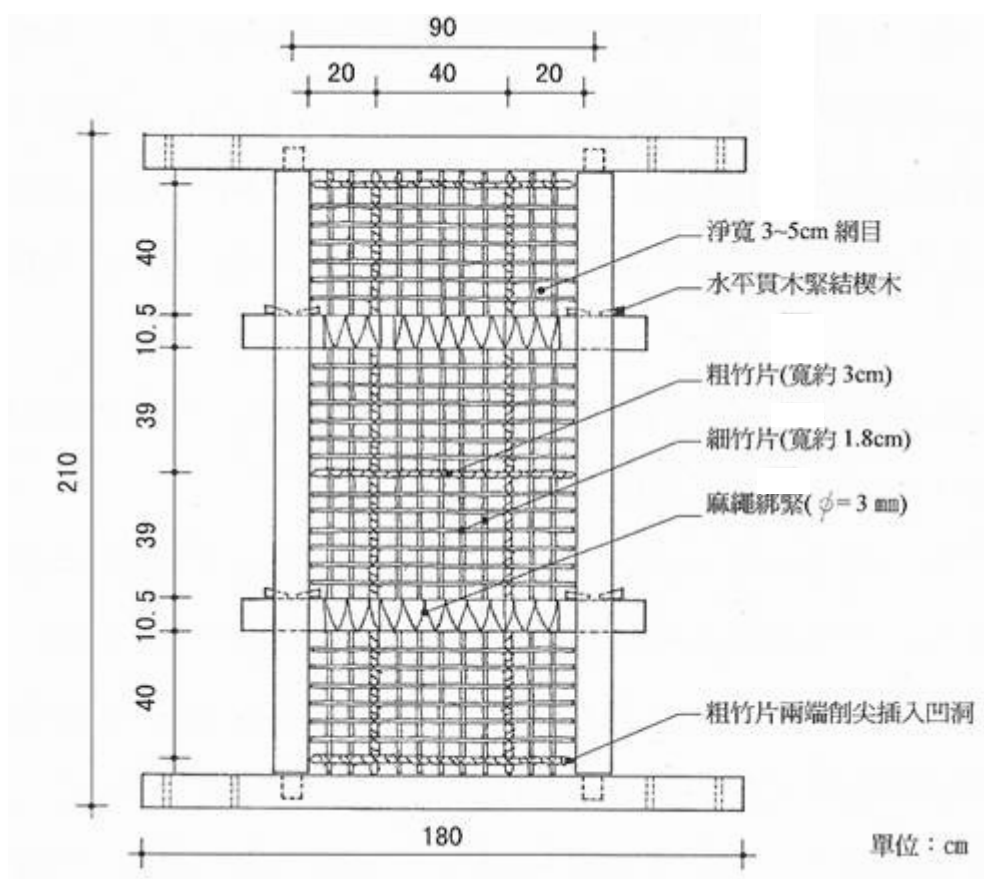
#### 一、評估方法

在「日式編竹夾泥牆在水平反覆加載下之結構行為及水平耐震力評估研究」一文，為了瞭解日式編竹夾泥牆在水平地震力作用下之結構行為，規畫了系列試體進行實驗，而實驗試體的尺寸及施作方式考量台灣現存木造建築的實際情況，因此試體框架、土壁各部位的構法與細部尺寸，皆根據文獻、現場調查以及匠師訪談所歸納而成。試體高度是參考一般木造宿舍木地板（地板樑）至上橫樑的高度，由於地板樑至室內門楣（鴨居）約180 cm高，門楣上方的小壁（垂壁）或欄間的高度依建物規模約在45cm至90cm之間，而上橫樑高度一般位在天花貫木與簷桁之間，高度是240 cm至300cm。配合實驗室既有設備高度，將天花貫木的高度改為上橫樑構件，因此試體製作高度是210cm。

由於日式建築的尺寸採用模矩系統，所以牆體的寬度皆是1 尺(30.3cm)的倍數，牆寬以90cm至180cm之間為主，最大牆體單元並以180cm為限，因此試體牆寬計有3尺(90cm)、4.5尺(135cm)與6尺(180cm)等3種尺寸。4.5尺與6尺試體是模擬外牆構造，所以牆體內各有一支或兩支豎向角材。另外，柱子的斷面依據文獻分為兩種規格，一般住宅、宿舍之柱子使用3.5寸角(約10.5cm×10.5cm)；高級住宅、官邸及二層樓建築部分柱子則是4寸角(約12cm×12cm)，而柱與樑斷面採用相同尺寸(圖 5.3.1)。

上開實驗試體中，CW1A土漿加麻絨試體最接近實際構造。試體在施力的過程中，當變位角到達10/1000時，出現第一條裂縫；變位角到達12/1000時，出現第一條斜向裂縫，長度約25cm。當變位角加大到±20/1000時，雖有6條斜向裂縫但寬度小於1.0mm，試體尚無明顯的破壞。反覆加載繼續加大至變位角±32/1000時，大部份的裂縫位置皆集中在兩支水平貫木中間；而當變位角加大到±40/1000時，除了出現新裂紋外，原有裂紋寬度略有加大的現象，但寬度皆在2.0mm 以下。實驗執行的過程中，發現破壞裂紋皆獨立出現，較無裂紋延伸長度或串連的現象(圖 5.3.2)。

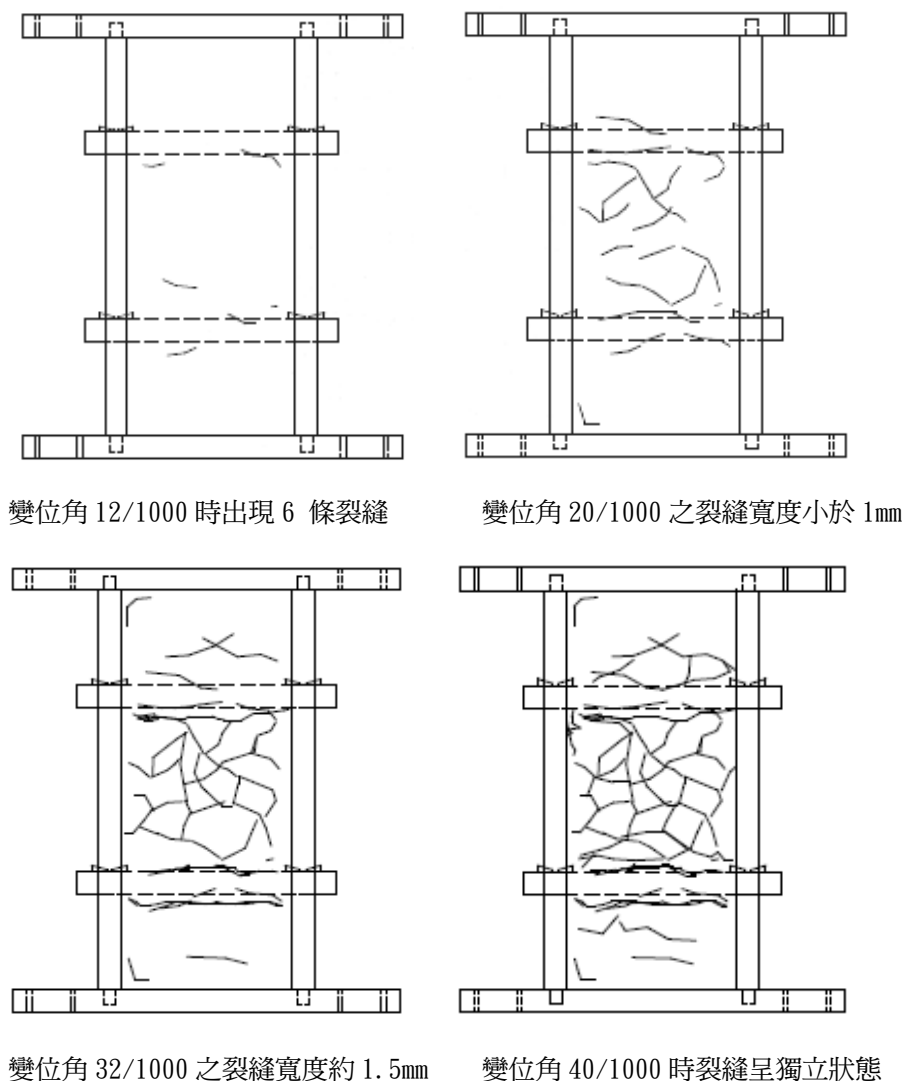
如上所述，編竹夾泥牆試體在層間變位角小於20/1000時，尚無明顯損壞狀況，即使達32/1000，牆體損壞程度仍在可修復的範圍內。因此，本文為評估新東國小校長宿舍之牆體抗震能力，設定以牆體變位角達20/1000時之抗震能力為評估基準，如表5.3.1與表5.3.2所示，牆寬90cm之土漿加麻絨試體，其變位角達20/1000時之抗震能力為397kgf，同時也可知試體材料的補強與牆體寬度的增加均有助於抗震能力的提昇。



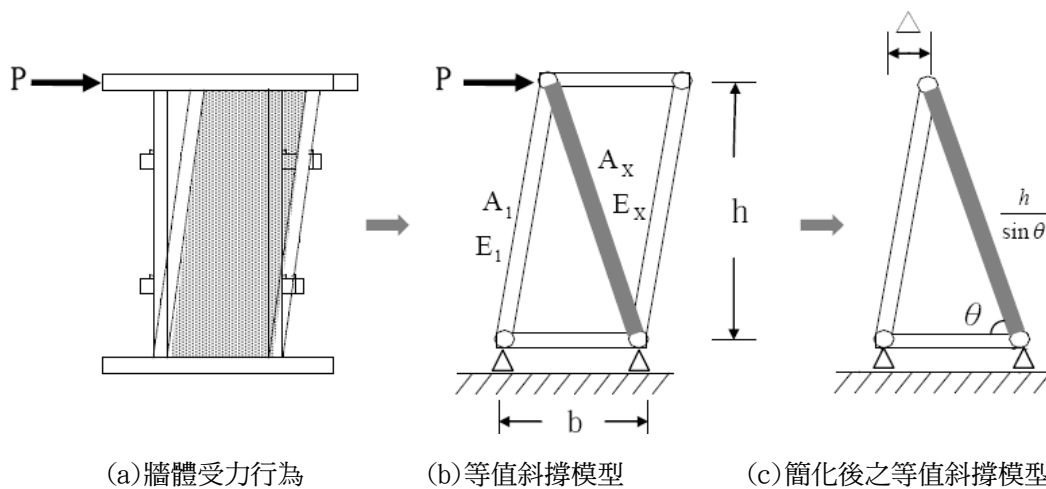
【圖 5.3.1】90 cm×210cm 試體編竹網之構造及尺寸（圖片來源：「日式編竹夾泥牆在水平反覆加載下之結構行為及水平耐震力評估研究」）

另以等值斜撐桁架(Equivalent Bracing Truss)的模式評估編竹夾泥牆的水平耐力，等值斜撐模式係假設木框架內之土壁受到水平荷重加載時，在對角線形成一受壓斜撐桿件，此二力桿與土壁具有相等的勁度與強度，桿件兩端視為鉸接，並利用試體水平位移相等的條件，來推導不同牆體等值斜撐長度與斷面積。經由等值斜撐模擬，整個編竹夾泥牆成為一桁架結構，牆體的最大水平耐力值亦可由桁架之水平極限載重求得（圖5.3.3）。

而經由等值斜撐桁架模式之計算亦發現加大牆寬對試體勁度K值的影響，當90 cm牆寬加大為135cm時，K值提高為90cm的1.72 倍，180cm牆寬之K值為90cm的2.25 倍，其增值有減緩趨勢，亦即當壁寬加大時，K 值會隨著壁寬的增加而逐漸減緩（表5.3.3）。至於不同牆寬之試體以等值斜撐桁架模式推估的水平耐力與實驗值之比較如表5.3.4所示。綜上實驗與理論評估可知，以牆寬90cm之編竹夾泥牆而言，在層間變位角為20/1000時，可承受之水平地震力約為380kgf，換算為單位長度抗震力時，粗估約400kgf/m，本文即以此數據做為新東國小校長宿舍以及木造辦公室牆體抗震能力評估之基準。



【圖 5.3.2】土漿加水泥試體破壞裂縫紀錄（圖片來源：「日式編竹夾泥牆在水平反覆加載下之結構行為及水平耐震力評估研究」）



【圖 5.3.3】等值斜撐理論模型（圖片來源：「日式編竹夾泥牆在水平反覆加載下之結構行為及水平耐震力評估研究」）

【表 5.3.1】不同成分土漿試體在不同變位角之對應施力（單位 kgf）比較（資料來源：「日式編竹夾泥牆在水平反覆加載下之結構行為及水平耐震力評估研究」）

試體 \ 層間變位角	0.004	0.008	0.012	0.016	0.020	0.024	0.028	0.032	備註
CW1(純土漿試體)	159	220	302	350	397	429	461	477	反向加載
CW1A(土漿加麻絨試體)	143	238	318	365	397	429	445	445	正向加載
CW1B(土漿加水泥試體)	175	286	381	413	445	493	525	525	反向加載

【表 5.3.2】不同高寬比試體在不同變位角之對應施力（單位 kgf）比較（資料來源：「日式編竹夾泥牆在水平反覆加載下之結構行為及水平耐震力評估研究」）

試體 \ 層間變位角	0.004	0.008	0.012	0.016	0.020	0.024	0.028	0.032	備註
CW1(標準試體)	159	220	302	350	397	429	461	477	反向加載
CW2(135cm×210cm)	222	334	397	445	493	525	556	588	正向加載
CW3(180cm×210cm)	254	318	381	429	461	509	556	588	反向加載

【表 5.3.3】不同高寬比試體之勁度（資料來源：「日式編竹夾泥牆在水平反覆加載下之結構行為及水平耐震力評估研究」）

CW1 試體	CW2 試體	CW3 試體
b=90 cm , h=210 cm	b=135 cm , h=210 cm	b=180 cm , h=210 cm
高寬比 (h/b) = 2.33	高寬比 (h/b) =1.56	高寬比 (h/b) =1.17
$\theta = 66.8^\circ$	$\theta = 57.3^\circ$	$\theta = 49.4^\circ$
$L_{x90}=1473$ cm	$L_{x135}=854$ cm	$L_{x180}=653$ cm
勁度比( 1.0 )	勁度比( 1.72 )	勁度比( 2.25 )

【表 5.3.4】試體採等值斜撐法經勁度修正與實驗水平耐力比較（資料來源：「日式編竹夾泥牆在水平反覆加載下之結構行為及水平耐震力評估研究」）

試體 \ 層間變位角		0.004	0.008	0.012	0.016	0.020	0.024	0.028	0.032	平均 誤差
CW1 90cm× 210cm	推估值	97	195	292	354	380	407	433	460	9%
	實驗加載值	159	220	302	350	397	429	461	477	
CW2 135cm× 210cm	推估值	167	335	403	425	456	488	520	552	9%
	實驗加載值	222	334	397	445	493	525	556	588	
CW3 180cm× 210cm	推估值	218	285	370	400	429	460	489	520	10%
	實驗加載值	254	318	381	429	461	509	556	588	

## 二、新東國小校長宿舍牆體耐震評估

### （一）未計入牆體重量產生之地震力

根據以上所述的評估方式，新東國小校長宿舍屋頂面積是 90m<sup>2</sup>，可得水平地震力為 1782kgf（屋頂鋪設水泥瓦外加木屋架之單位面積重量 60kgw/m<sup>2</sup>計）；平面兩軸向抗震牆體總長度各為 18.0m、15.8m，所提供的抗震力各是 7200kgf（X 向）與 6320kgf（Y 向），分別為水平地震力之 4.04 倍與 3.55 倍（表 5.3.5、表 5.3.7）。以上倍率相當於中度地震下抗震牆體在層間變位角達 20/1000 時之安全係數，也顯示本歷史建築在中度地震作用下，牆體提供的抗震力遠大於地震力，此時牆體層間變位角在 10/1000 以下。

從另一個角度來看，日式木造建築屋頂多鋪文化瓦，一般設定其單位面積重量為 60kg/m<sup>2</sup>，因此在中度地震作用下(0.33g)，單位面積產生的地震力為 20kgf。以編竹夾泥牆在層間變位角 20/1000 之單位長度抗震力 400kgf/m 計，單一軸向壁量達每平方公尺 0.05m 時（即壁量比為 0.05），在不計入牆體重量的前提下，即可提供等量的抗震力。若壁量比達 0.10，中度地震作用下編竹夾泥牆在層間變位角約為 10/1000。

### （二）計入牆體重量產生之地震力

新東國小校長宿舍之抗震牆體高度約 2.2m，單位重量以 180kgf/m 計之，可推算校長宿舍牆體產生之地震力為 2008kgf（180kgf/m×33.8m×0.33g），因此

計入牆體重量產生之地震力後為 3790kgf。又兩軸向牆體所提供的抗震力各是 7200kgf (X 向)、6320kgf (Y 向)，分別為計入牆體重量產生地震力之總水平地震力之 1.90 倍與 1.67 倍，意即計入牆體重量產生之地震力後，中度地震下抗震牆體在層間變位角達 20/1000 時之安全係數明顯降低為不計入牆體重量時之 1/2 左右，此時牆體層間變位角約在 10/1000 左右。而在計入牆體重量產生之地震力後，單一軸向壁量達每平方公尺 0.07m 時 (即壁量比為 0.07)，即可提供等量的抗震力。

### 三、新東國小木造辦公室牆體耐震評估

#### (一) 未計入牆體重量產生之地震力

經計算，新東國小木造辦公室屋頂面積是 237m<sup>2</sup>，可得水平地震力為 4693kgf (屋頂單位面積重量同樣以 60kgw/m<sup>2</sup>計)。平面兩軸向抗震牆體總長度各為 14.4m 與 17.1m，所提供的抗震力各是 5760kgf (X 向，東西軸向) 與 6840kgf (Y 向，南北軸向)，分別為水平地震力之 1.23 倍與 1.46 倍。

#### (二) 計入牆體重量產生之地震力

木造辦公室牆體單位重量以 150kgf/m 計之，可推算牆體產生之地震力為 1559kgf (150kgf/m × 31.5m × 0.33g)，因此計入牆體重量產生之地震力後為 6252kgf，兩軸向牆體抗震力分別為此值之 0.92 倍與 1.09 倍，東西向牆體抗震力略低於地震力。

### 四、各案例牆體抗震能力比較

表 5.3.5 至表 5.3.7 為本研究匯整國內 20 處經指定為古蹟或登錄為歷史建築之木造日式宿舍相關資料，包含屋頂面積、抗震牆體長度、壁量比等數據，藉由與這些案例的比較，可瞭解新東國小校長宿舍在抗震牆體與抗震能力方面與其他案例的差異。以上所彙整的案例興建年代最早的是建於昭和 4 年 (1929 年) 之永靖公學校宿舍 (彰化縣歷史建築)，最晚的是建於昭和 17 年 (1942 年) 之後的孫立人將軍故居 (台中市歷史建築)。計入新東國小校長宿舍後，本案即成為興建年代最晚之案例。至於新東國小木造辦公室，因平面形式明顯異於校長宿舍等日式木造建築，故未列入以下各案例之比較。

#### (一) 壁量比：

表 5.3.6 所示之各案例壁量比，最高的是石榴車站員工宿舍，壁量比高達 0.48 (即每平方公尺牆體長度達 0.48m)；最小的是台陽礦業公司平溪招待所，壁量比

僅 0.21。新東國小校長宿舍壁量比為 0.38，略高於所有案例之平均值 0.33。若將壁量比區分為兩軸向討論，X 向壁量比最高者為美崙溪畔日式宿舍以及石榴車站員工宿舍之 0.22，Y 向壁量比最高者仍為石榴車站員工宿舍之 0.26；至於 X 向壁量比最低者為雲林縣警察局舊宿舍群（二）之 0.09，Y 向則是台陽礦業公司平溪招待所與濟南路二段 25 號之 0.11。而兩軸向壁量比之平均值分別為 X 軸向之 0.16 與 Y 軸向的 0.17。新東國小校長宿舍之兩軸向壁量分別為 0.20 與 0.18，同樣皆略高於平均值。值得注意的是，兩軸向壁量比差異明顯，可能造成兩軸向抗震能力差別過大，致使結構系統不均勻，影響整體耐震效果。

總計 20 個案例中，兩軸向壁量相同者有基隆要塞司令部校官眷舍以及宜蘭縣成功國小校長宿舍兩例；差距最大的案例為雲林縣警察局舊宿舍群（二），兩軸向壁量分別為 0.09 與 0.22，差異比高達 41.9%。新東國小校長宿舍兩軸向壁量差異比為 5.3%，略高於平均值（10.1%）。

## （二）牆體抗震力與水平地震力關係：

表 5.3.7 為各案例兩軸向牆體抗震力與總抗震力比較。本文彙整的 20 處案例中，牆體總抗震力平均為屋頂重量產生地震力之 6.69 倍，其中以石榴車站員工宿舍之倍率最高，達 9.74 倍；倍率最低者則是台陽礦業公司平溪招待所的 4.23 倍，此倍率與壁量比之間具有直接的關連性。新東國小校長宿舍之牆體總抗震力平均為屋頂重量產生地震力之 7.59 倍，相當程度高於平均值。

## 五、各案例壁量比、牆體抗震力與建築面積之關係

圖 5.3.5 為本文彙整之各案例屋頂面積與牆體總抗震力關係，可明顯看出牆體總抗震力與屋頂面積呈現明顯正相關的線性關係，此係屋頂面積增加，支撐牆體重量的抗震牆體也必須隨之增加，總抗震力即提升。圖 5.3.6 則是各案例屋頂面積與牆體總抗震力以及兩軸向牆體抗震力之關係與水平地震力之比值關係。以屋頂面積 200m<sup>2</sup> 為界，屋頂面積小於 200m<sup>2</sup> 的 18 個案例中，無論是牆體總抗震力或是兩軸向牆體抗震力與水平地震力之比值，與屋頂面積大小並無明顯的關係，其中兩軸向牆體抗震力與水平地震力之比值均在 3.5 左右，而牆體總抗震力與水平地震力之比值則約 7.0。

至於屋頂面積大於 200m<sup>2</sup> 的 3 個案例，牆體總抗震力以及兩軸向牆體抗震力與水平地震力之比值均略小於前 18 例。整體觀之，初步可發現牆體總抗震力會隨屋頂面積增加而增加，但是屋頂面積達一定大小之後，牆體抗震力與水平地震力之比值會略為降低。值得注意的是，新東國小校長宿舍在上述各圖表的位置分布符合整體趨勢，顯示其抗震行為相當接近一般宿舍類型之日式木造建築。

【表 5.3.5】日式木造建築牆體抗震力評估（一）

	案例名稱/ 文化資產種類	興建 年代	屋頂 面積 (m <sup>2</sup> )	屋頂 重量 (kgw)	水平 地震力 (kgf)	X 向牆 體長度 (m)	X 向牆 體總抗 震力 (kgf)	Y 向牆 體長度 (m)	Y 向牆 體總抗 震力 (kgf)
1	永靖公學校宿舍/ 歷史建築	昭和 4 1929	171	10260	3386	22.9	9160	24.6	9840
2	基隆要塞司令部校官 眷舍/市定古蹟	昭和 4 1929	144	8640	2851	18.6	7440	18.6	7440
3	美崙溪畔日式宿舍	昭和 6 1931	154	9240	3049	33.5	13400	32.1	12840
4	鹿港街長宿舍/ 歷史建築	昭和 10 1935	170	10200	3366	28.7	11480	25.4	10160
5	農委會茶葉改良場魚 池分場職員宿舍（一） /歷史建築	昭和 11 1936	112	6720	2218	19.8	7920	22.4	8960
6	農委會茶葉改良場魚 池分場職員宿舍（二） /歷史建築	昭和 11 1936	117	7020	2317	18.3	7320	18.0	7200
7	農委會茶葉改良場魚 池分場職員宿舍（三） /歷史建築	昭和 11 1936	96	5760	1901	11.7	4680	19.8	7920
8	農委會茶葉改良場魚 池分場場長宿舍/歷 史建築	昭和 11 1936	110	6600	2178	22.5	9000	23.4	9360
9	農委會茶葉改良場魚 池分場會計總務宿舍 /歷史建築	昭和 11 1936	134	8040	2653	24.8	9920	20.7	8280
10	雲林縣警察局舊宿舍 群（一）/歷史建築	昭和 12 1937	163	9780	3227	32.4	12960	33.6	13440
11	雲林縣警察局舊宿舍 群（二）/歷史建築	昭和 12 1937	121	7260	2396	10.9	4360	27.1	10840
12	台西鄉海口庄庄長宿 舍/歷史建築	昭和 12 1937	150	9000	2970	16.6	6640	27.6	11040
13	宜蘭縣成功國小校長 宿舍/歷史建築	昭和 13 1938	158	9480	3128	27.5	11000	27.4	10960
14	二林公學校教職員宿 舍（一）- 校長宿舍	昭和 13 1938	126	7560	2495	17.1	6480	23.4	9360
15	二林公學校教職員宿 舍（二）- 職員宿舍	昭和 13 1938	137	8220	2713	21.6	8640	24.3	9720
16	台陽礦業公司平溪招 待所/縣定古蹟	昭和 14 1939	857	51420	16969	83.6	33440	95.9	38360
17	石榴車站員工宿舍/ 歷史建築	昭和 14 1939 後	113	6780	2237	24.4	9760	30.1	12040
18	孫立人將軍故居/ 歷史建築	昭和 17 1942 後	344	20640	6811	40.0	16000	49.2	19680
19	台北市齊東街 53 巷 2 號/歷史建築	昭和 14 1939 後	95	5700	1881	18.8	7520	13.5	5400
20	台北市濟南路二段 25 號/歷史建築	昭和 14 1939 後	254	15240	5029	30.6	12240	27.9	11160
21	後壁新東國小校長宿 舍/歷史建築	民國 40 1951 後	90	5400	1782	18.0	7200	15.8	6320

※屋頂單位面積重量為 60kgw/m<sup>2</sup> / 最大水平地震係數取 0.33g / 牆體單位長度抗震力 400kgf/m



【表 5.3.6】日式木造建築牆體抗震力評估（二）

案例	屋頂面積 (m <sup>2</sup> )	最大居室面積 (m <sup>2</sup> )	牆體總長度 (m)	壁量比	X 向壁量比	Y 向壁量比	兩軸向壁量差異比
1 永靖公學校宿舍	171	26.3 (3.6×7.3)	47.5	0.28	0.13	0.15	7.1%
2 基隆要塞司令部校官眷舍	144	26.3 (3.6×7.3)	37.2	0.26	0.13	0.13	0.0%
3 美崙溪畔日式宿舍	154	13.0 (3.6×3.6)	65.6	0.43	0.22	0.21	2.3%
4 鹿港街長宿舍	170	19.4 (3.6×5.4)	54.1	0.32	0.17	0.15	6.3%
5 農委會茶葉改良場魚池分場職員宿舍 (一)	112	9.7 (2.7×3.6)	42.2	0.38	0.18	0.20	5.3%
6 農委會茶葉改良場魚池分場職員宿舍 (二)	117	9.7 (2.7×3.6)	36.3	0.31	0.16	0.15	3.2%
7 農委會茶葉改良場魚池分場職員宿舍 (三)	96	9.7 (2.7×3.6)	31.5	0.33	0.12	0.21	27.2%
8 農委會茶葉改良場魚池分場場長宿舍	110	26.3 (3.6×7.3)	45.9	0.42	0.20	0.22	4.8%
9 農委會茶葉改良場魚池分場會計總務宿舍	134	26.3 (3.6×7.3)	45.5	0.34	0.19	0.15	11.8%
10 雲林縣警察局舊宿舍群 (一)	163	16.7 (3.1×5.4)	66.0	0.40	0.19	0.21	5.0%
11 雲林縣警察局舊宿舍群 (二)	121	22.7 (3.6×6.3)	38.0	0.31	0.09	0.22	41.9%
12 台西鄉海口庄長宿舍	150	37.8 (3.6×10.5)	44.2	0.29	0.11	0.18	24.1%
13 宜蘭縣成功國小校長宿舍	158	28.1 (3.6×7.8)	54.9	0.34	0.17	0.17	0.0%
14 二林公學校教職員宿舍 (一) - 校長宿舍	126	26.3 (3.6×7.3)	40.5	0.32	0.14	0.18	12.5%
15 二林公學校教職員宿舍 (二) - 職員宿舍	137	22.7 (3.6×6.3)	45.9	0.34	0.16	0.18	11.8%
16 台陽礦業公司平溪招待所	857	63.8 (5.7×11.2)	179.5	0.21	0.10	0.11	4.8%
17 石榴車站員工宿舍	113	17.0 (2.7×6.3)	54.5	0.48	0.22	0.26	8.3%
18 孫立人將軍故居	344	45.0 (3.6×12.5)	89.2	0.26	0.12	0.14	7.7%
19 台北市齊東街 53 巷 2 號	95	22.7 (3.6×6.3)	32.3	0.34	0.20	0.14	17.6%
20 台北市濟南路二段 25 號	254	29.2 (3.6×8.1)	58.5	0.23	0.12	0.11	4.3%
21 後壁新東國小校長宿舍	90	9.7 (2.7×3.6)	33.8	0.38	0.20	0.18	5.3%
平均	--	---	--	0.33	0.16	0.17	10.1%

※壁量比為「牆體總長度」除以「屋頂面積」

※平均值未採加權計算。

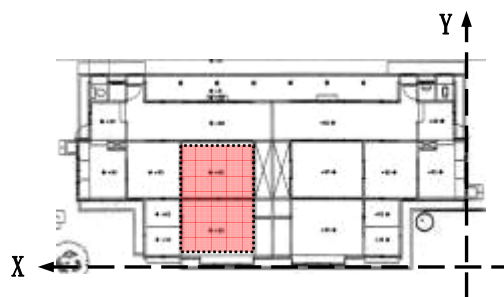
※兩軸向壁量差異比為  $|X \text{ 向壁量比} - Y \text{ 向壁量比}| \div (X \text{ 向壁量比} + Y \text{ 向壁量比})$

【表 5.3.7】日式木造建築牆體抗震力評估（三）

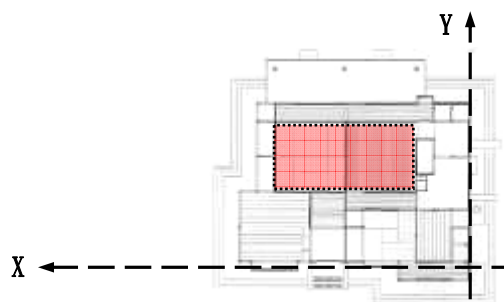
案例	X 向牆體總抗震力 (kgf)	Y 向牆體總抗震力 (kgf)	牆體總抗震力 (kgf)	X 向牆體總抗震力 / 水平地震力	Y 向牆體總抗震力 / 水平地震力	牆體總抗震力 / 水平地震力
1 永靖公學校宿舍	9160	9840	19000	2.71	2.91	5.62
2 基隆要塞司令部校官眷舍	7440	7440	14480	2.61	2.61	5.22
3 美崙溪畔日式宿舍	13400	12840	26240	4.39	4.21	8.60
4 鹿港街長宿舍	11480	10160	21640	3.41	3.02	6.43
5 農委會茶葉改良場魚池分場職員宿舍(一)	7920	8960	16880	3.57	4.04	7.61
6 農委會茶葉改良場魚池分場職員宿舍(二)	7320	7200	14520	3.16	3.11	6.27
7 農委會茶葉改良場魚池分場職員宿舍(三)	4680	7920	12600	2.46	4.17	6.63
8 農委會茶葉改良場魚池分場場長宿舍	9000	9360	18360	4.13	4.30	8.43
9 農委會茶葉改良場魚池分場會計總務宿舍	9920	8280	18200	3.74	3.12	6.86
10 雲林縣警察局舊宿舍群(一)	12960	13440	26400	4.02	4.16	8.18
11 雲林縣警察局舊宿舍群(二)	4360	10840	15200	1.82	4.52	6.34
12 台西鄉海口庄長宿舍	6640	11040	17680	2.24	3.72	5.96
13 宜蘭縣成功國小校長宿舍	11000	10960	21960	3.52	3.50	7.02
14 二林公學校教職員宿舍(一) - 校長宿舍	6480	9360	15840	2.60	3.75	6.35
15 二林公學校教職員宿舍(二) - 職員宿舍	8640	9720	18360	3.18	3.58	6.76
16 台陽礦業公司平溪招待所	33440	38360	71800	1.97	2.26	4.23
17 石榴車站員工宿舍	9760	12040	21800	4.36	5.38	9.74
18 孫立人將軍故居	16000	19680	35680	2.35	2.89	5.24
19 台北市齊東街 53 巷 2 號	7520	5400	12920	4.00	2.87	6.87
20 台北市濟南路二段 25 號	12240	11160	23400	2.43	2.22	4.65
21 後壁新東國小校長宿舍	7200	6320	13520	4.04	3.55	7.59
平均	---	---	---	3.17	3.52	6.69



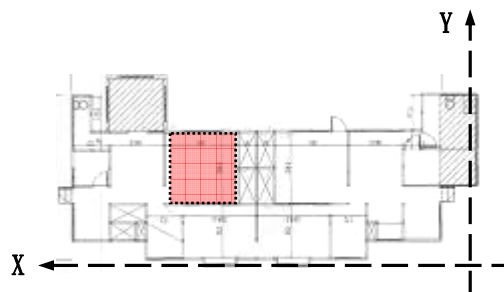
1. 永靖公學校宿舍（歷史建築/1929）



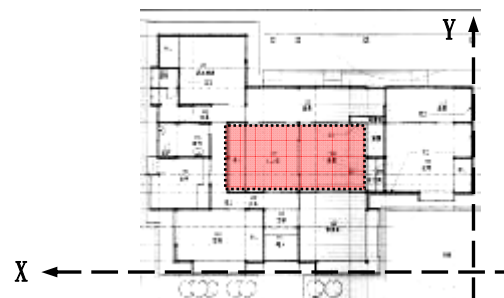
2. 基隆要塞司令部校官眷舍（市定古蹟/1929）



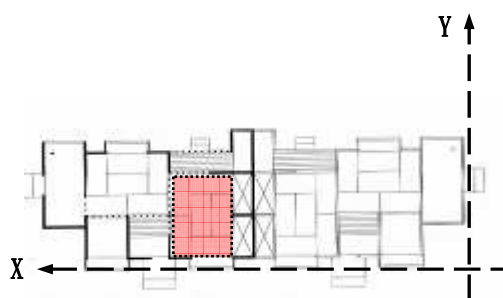
3. 美崙溪畔日式宿舍（歷史建築/1931）



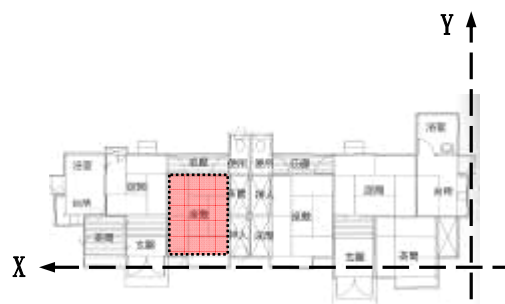
4. 鹿港街長宿舍（歷史建築/1935）



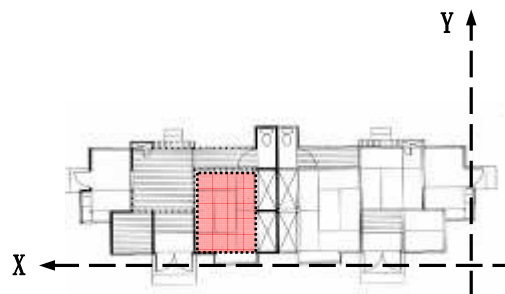
【圖 5. 3. 4-1】日式木造建築外觀與平面圖（一）（虛線方框為最大面積居室）



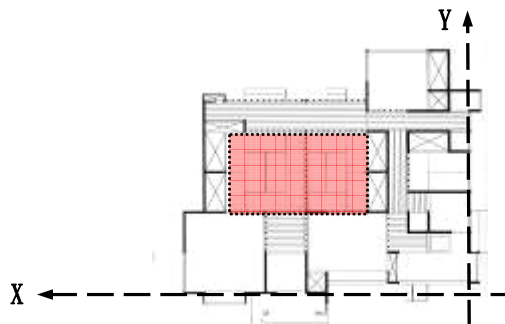
5. 農委會茶葉改良場魚池分場職員宿舍（一）（歷史建築/1936）



6. 農委會茶葉改良場魚池分場職員宿舍（二）（歷史建築/1936）

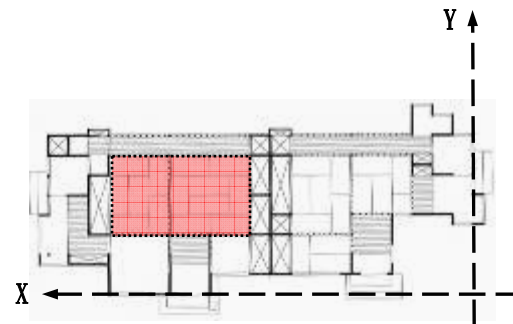


7. 農委會茶葉改良場魚池分場職員宿舍（三）（歷史建築/1936）

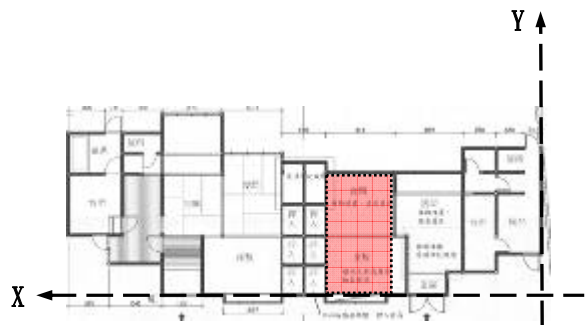


8. 農委會茶葉改良場魚池分場場長宿舍（歷史建築/1936）

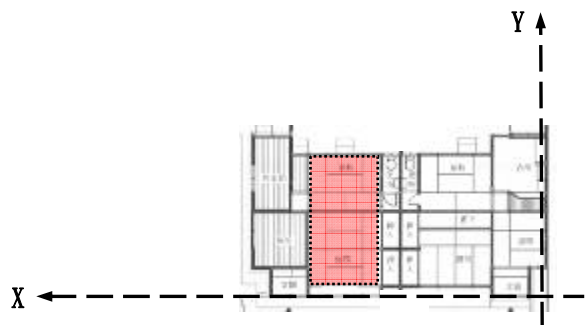
【圖 5.3.4-2】日式木造建築外觀與平面圖（二）（虛線方框為最大面積居室）



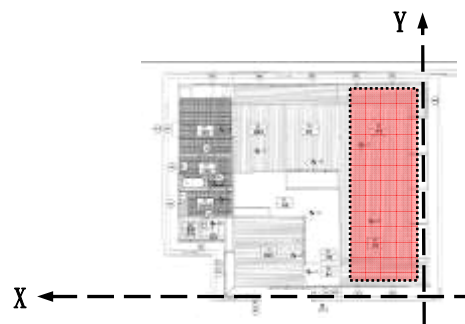
9. 農委會茶葉改良場魚池分場會計總務宿舍（歷史建築/1936）



10. 雲林縣警察局舊宿舍群（一）（歷史建築/1937）



11. 雲林縣警察局舊宿舍群（二）（歷史建築/1937）

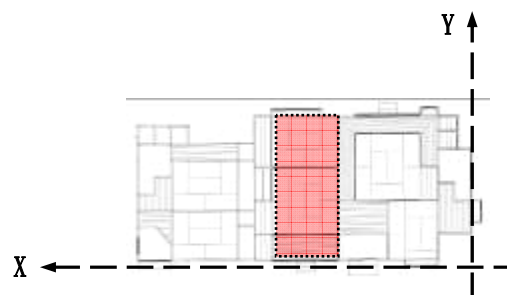


12. 台西鄉海口庄庄長宿舍（歷史建築/1937）

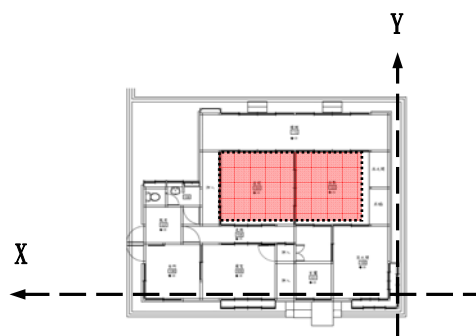
【圖 5.3.4-3】日式木造建築外觀與平面圖（三）（虛線方框為最大面積居室）



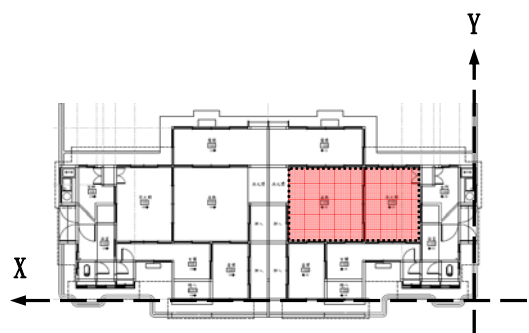
13. 宜蘭縣成功國小校長宿舍（歷史建築/1938）



14. 二林公學校教職員宿舍（一）- 校長宿舍（歷史建築/1938）



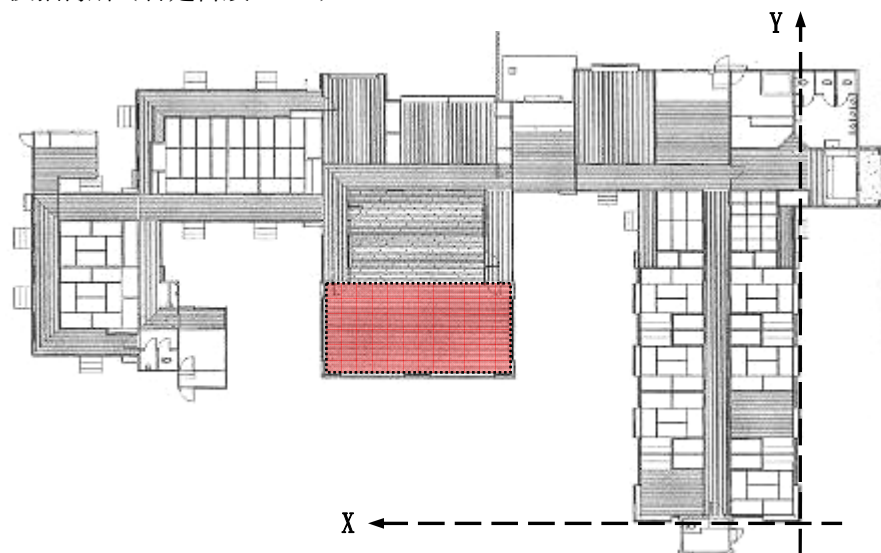
15. 二林公學校教職員宿舍（二）- 職員宿舍（歷史建築/1938）



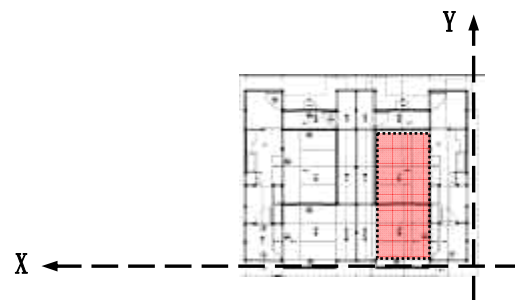
【圖 5.3.4-4】日式木造建築外觀與平面圖（四）（虛線方框為最大面積居室）



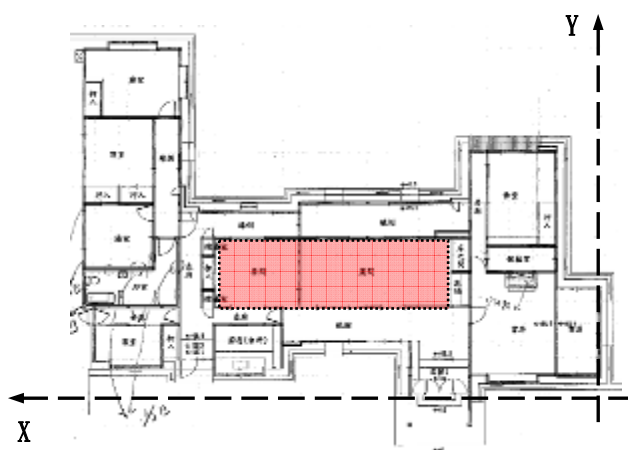
16. 台陽礦業公司平溪招待所（縣定古蹟/1939）



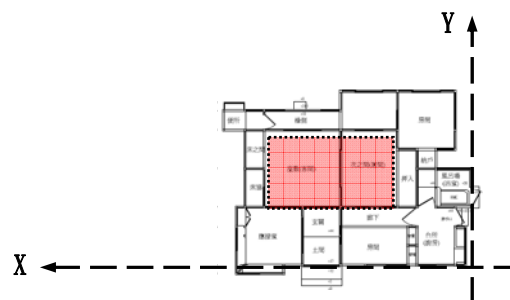
17. 石榴車站員工宿舍（歷史建築/1939 後）



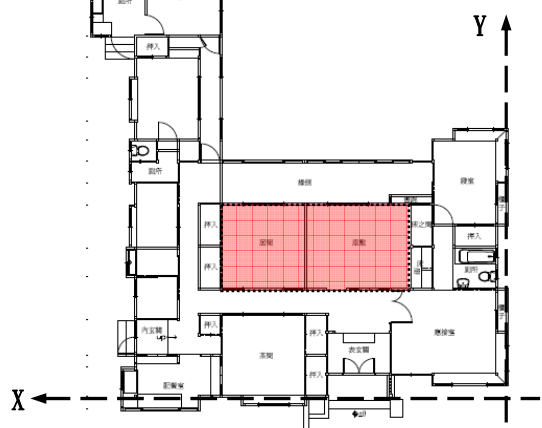
【圖 5.3.4-5】日式木造建築外觀與平面圖（五）（虛線方框為最大面積居室）



18. 孫立人將軍故居（歷史建築/1942 後）



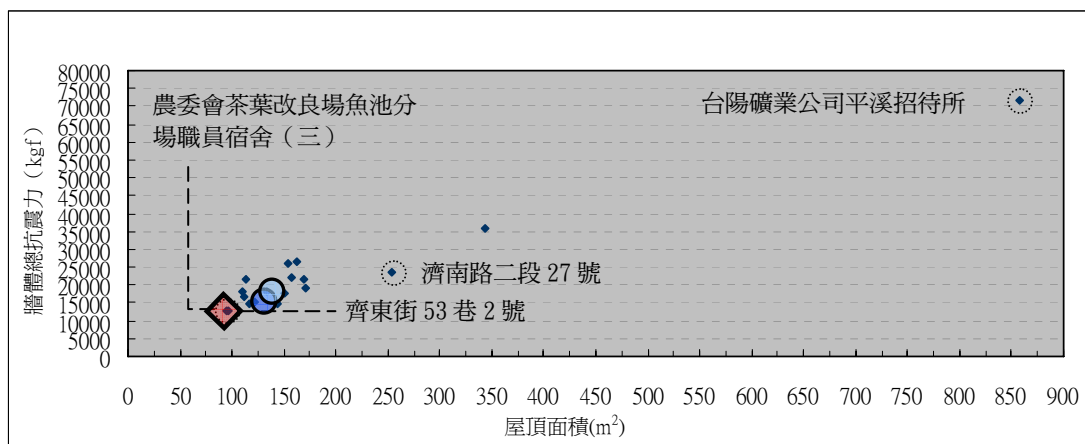
19. 台北市齊東街 53 巷 2 號（歷史建築/1942 後）



20. 台北市濟南路二段 25 號（歷史建築/1942 後）

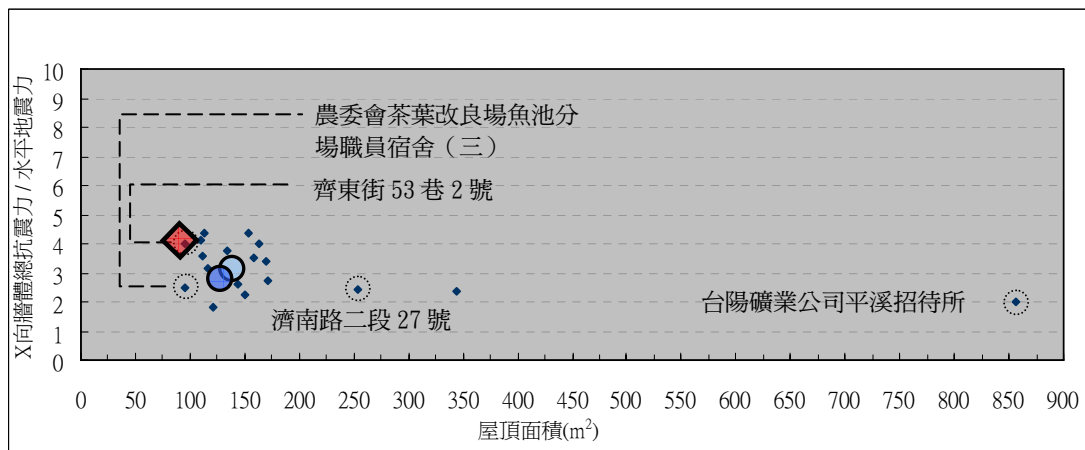
【圖 5.3.4-6】日式木造建築外觀與平面圖（六）（虛線方框為最大面積居室）





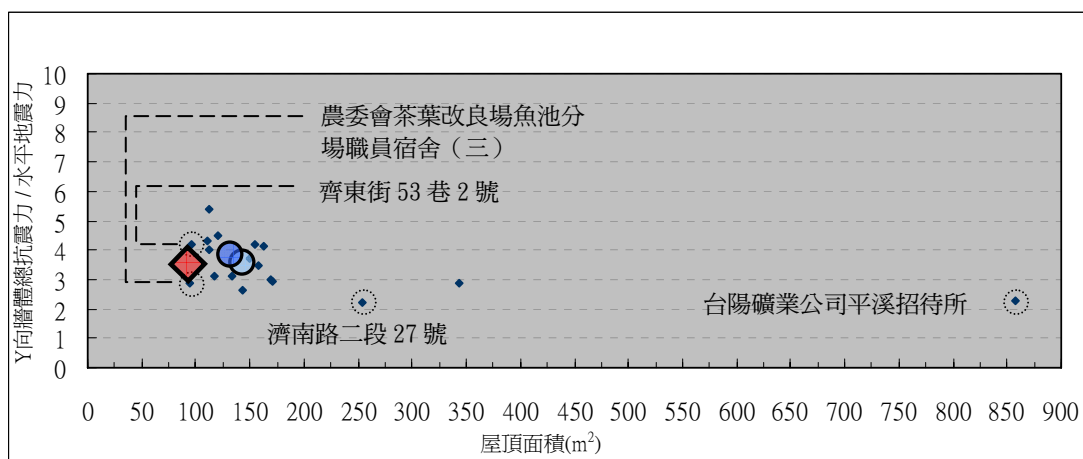
- 二林公學校教職員宿舍(一)-校長宿舍
- 二林公學校教職員宿舍(二)-職員宿舍
- ◆ 新東國小校長宿舍

【圖 5.3.5】日式木造宿舍屋頂面積與牆體總抗震力關係



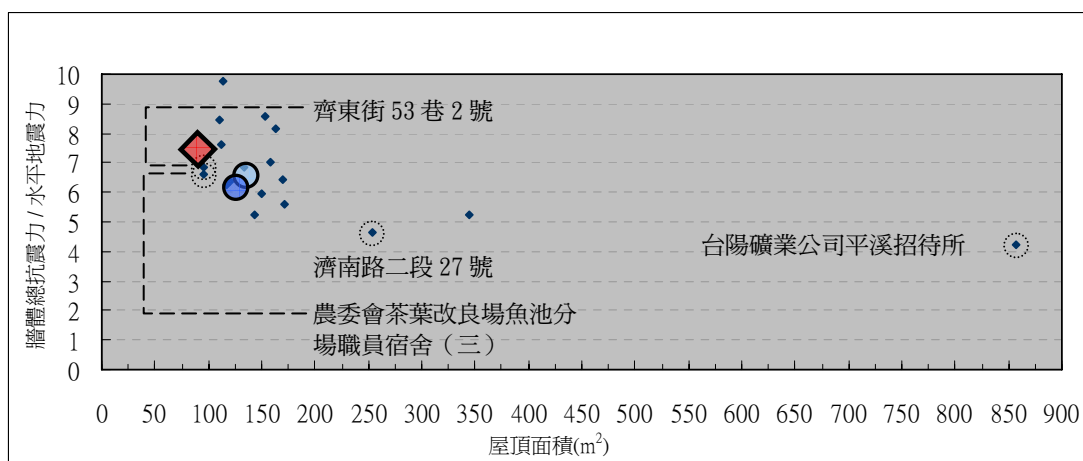
- 二林公學校教職員宿舍(一)-校長宿舍
- 二林公學校教職員宿舍(二)-職員宿舍
- ◆ 新東國小校長宿舍

【圖 5.3.6-1】日式木造宿舍屋頂面積與 X 向牆體總抗震力/水平地震力之關係



- 二林公學校教職員宿舍(一)-校長宿舍
- 二林公學校教職員宿舍(二)-職員宿舍
- ◆ 新東國小校長宿舍

【圖 5.3.6-2】日式木造宿舍屋頂面積與 Y 向牆體總抗震力/水平地震力之關係



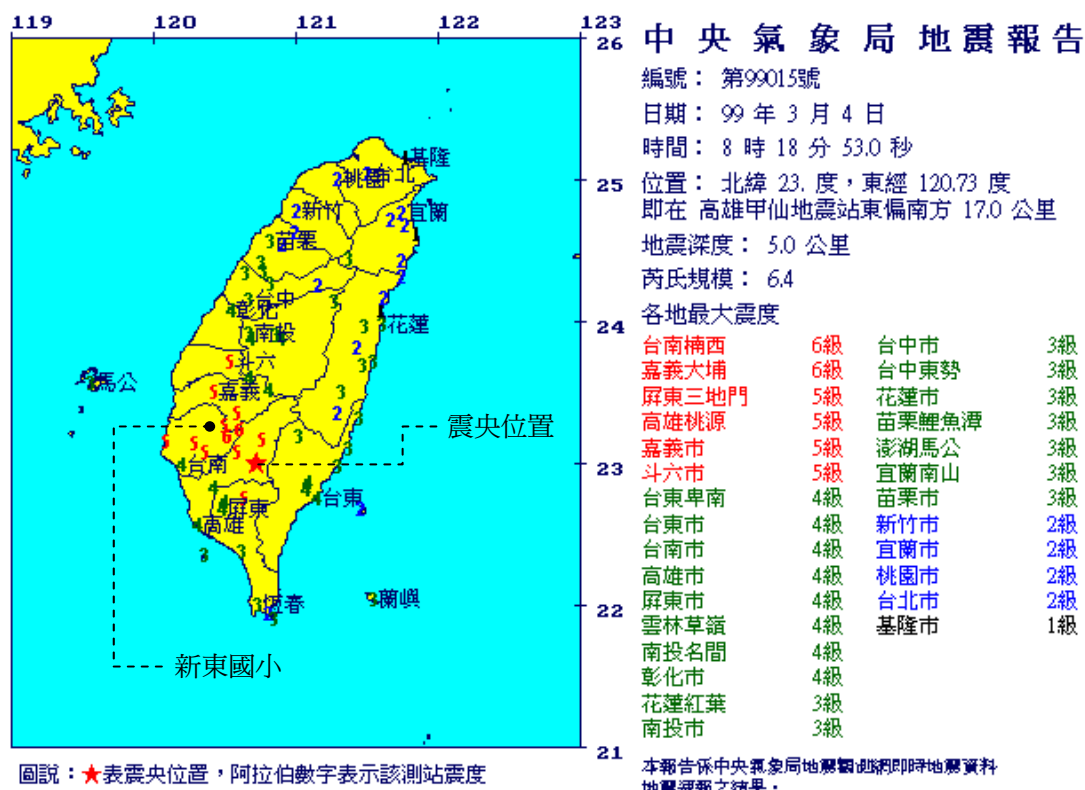
- 二林公學校教職員宿舍(一)-校長宿舍
- 二林公學校教職員宿舍(二)-職員宿舍
- ◆ 新東國小校長宿舍

【圖 5.3.6-3】日式木造宿舍屋頂面積與牆體總抗震力/水平地震力之關係

## 5.4 甲仙地震災損記錄

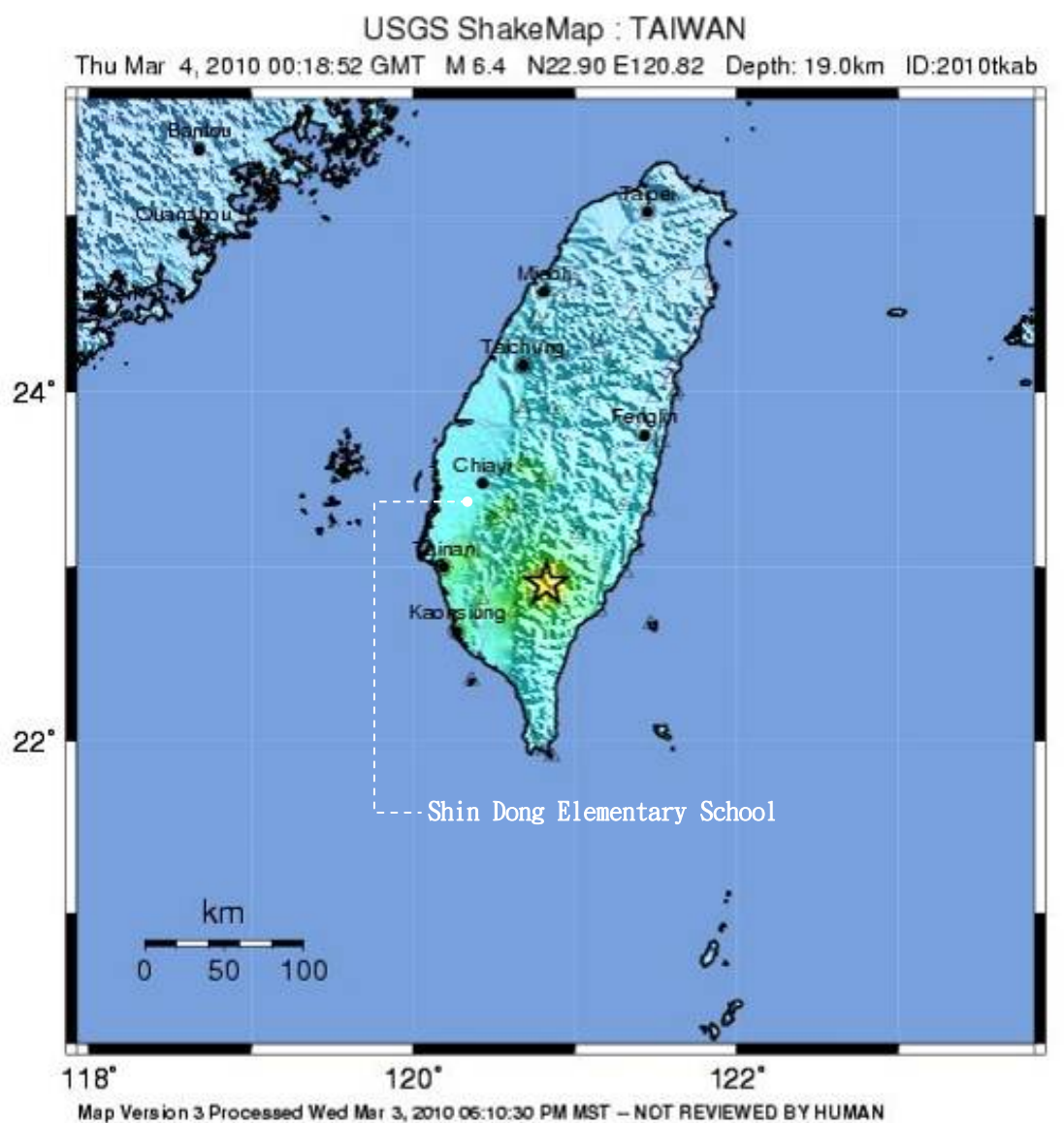
### 一、甲仙地震概述

甲仙地震發生於 99 年 3 月 4 日上午 8 時 18 分，震央位於甲仙地震站東南方 17 公里，地震深度 5 公里，芮氏規模達 6.4。震度最大達六級（台南楠西、嘉義大埔），嘉義、台南縣多處鄉鎮震度達五級。新東國小位於台南縣後壁鄉，距離震央約 40 公里，震度亦達五級。中央氣象局一度研判認為此次地震受潮州斷層影響，但有學者認為震央和潮州斷層仍有距離，此次強震與潮州、六龜斷層應無關聯，可能是過去從未發現的斷層，位置推測在潮州斷層北邊，呈西北東南走向(圖 5.4.1、圖 5.4.2)。從地震歷史資料分析，若以甲仙地震震央為中心，以 30 公里為半徑，過去一百年間曾經發生過八次規模 5 以上地震，最大一起地震即為 1964 年規模 6.3 的白河大地震，由於當時的房屋以木屋、磚瓦為主，比較脆弱，造成高達數百名民眾死傷。本次地震規模及震度皆大於白河大地震，是高雄地區百年來最大規模的地震。而根據歷年地震統計，台灣地區平均每年約出現 3.6 個規模 6.0 至 6.9 地震，甲仙地震則是今年第一個規模 6 以上地震，為本年度迄今規模最大的地震。另消防署統計，本次地震共計 96 人受傷送醫、火災 5 件，高美大橋橋面龜裂一度封閉，全國停電戶數約 54 萬 6 千戶、停水 4,500 戶、房屋傾斜 20 棟、各級學校校舍災損 340 間。



【圖 5.4.1】甲仙地震報告（資料來源：中央氣象局）

地震後文建會文化資產總管理處籌備處與台南縣政府立即邀集專家學者協助勘災，經統計台南縣共計 40 多處古蹟及歷史建築中，造成震損的案例有國定古蹟南鯤鯓代天府、學甲慈濟宮、縣定古蹟鹽水八角樓、菁寮金德興藥鋪、後壁黃家古厝、歷史建築鹽水國小神社、歡雅國小原大禮堂及時鐘座、楠西江家古厝、柳營吳晉淮故居、東山農會日式碾米廠、菁寮義昌碾米廠、菁寮國小木造禮堂、新東國小木造辦公室及校長宿舍等共 13 處受到大小損害。



PERCEIVED SHAKING	Not felt	Weak	Light	Moderate	Strong	Very strong	Severe	Violent	Extreme
POTENTIAL DAMAGE	none	none	none	Very light	Light	Moderate	Moderate/Heavy	Heavy	Very Heavy
PEAK ACC.(%g)	<0.17	.17-1.4	1.4-3.9	3.9-9.2	9.2-18	18-34	34-65	65-124	>124
PEAK VEL.(cm/s)	<0.1	0.1-1.1	1.1-3.4	3.4-8.1	8.1-16	16-31	31-60	60-116	>116
INSTRUMENTAL INTENSITY	I	II-III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X+

【圖 5.4.2】甲仙地震震度分布（資料來源：維基百科）

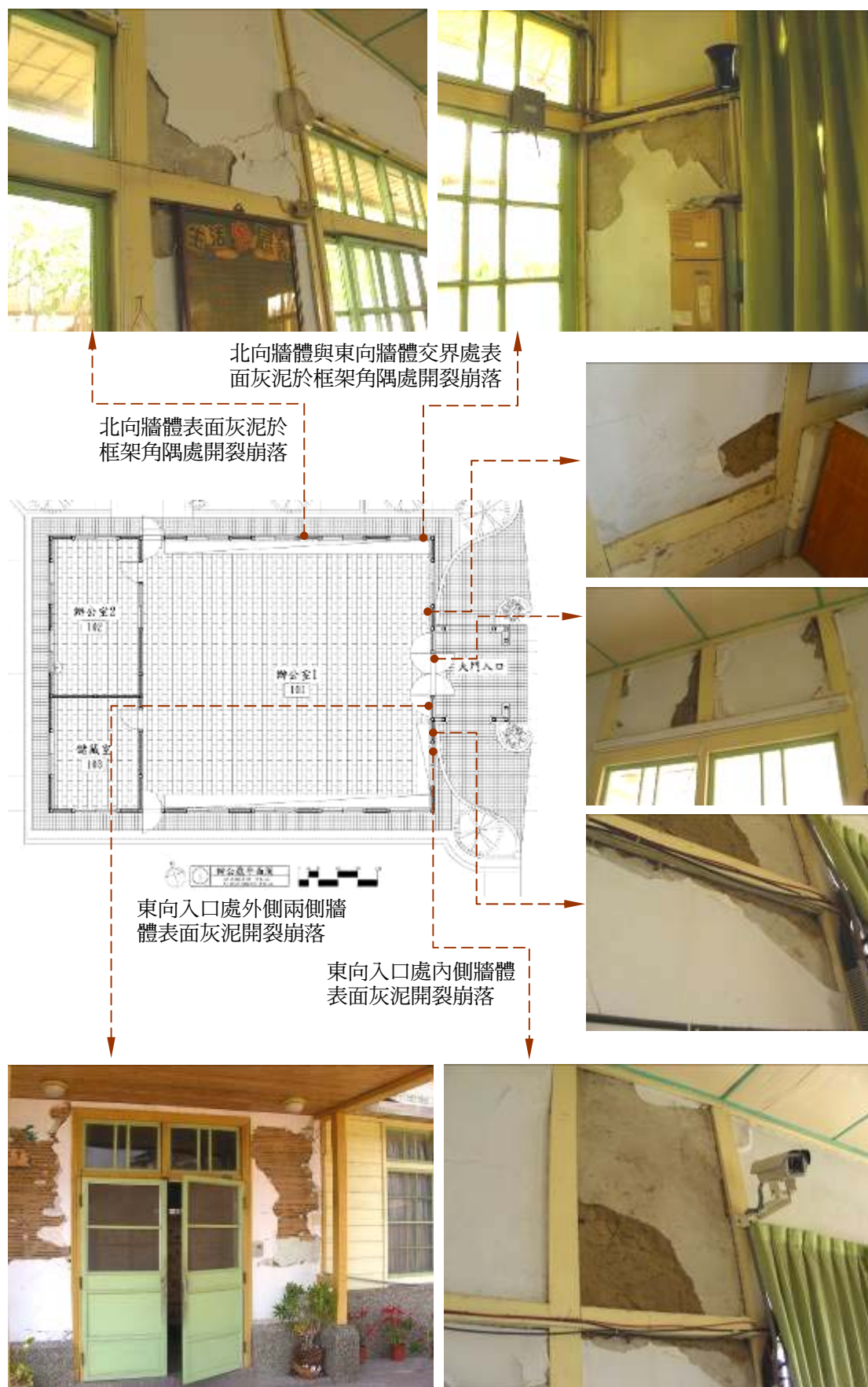
## 二、甲仙地震災損記錄

本研究團隊於甲仙地震發生當日中午，即前往了解兩棟歷史建築災損情形，並提供緊急加固措施建議。所幸除了校長宿舍北向牆體一編竹夾泥牆單元受側牆雨遮撞擊崩落外，其餘牆體之災損現象多為表層灰泥裝修在地震反復作用過程中，受木框架擠壓剝落，或是框架內部牆體構造與框架構件之間縫隙加大。以下為兩木造歷史建築本次震災災損概況：

- (一) 木造辦公室：木造辦公室地震後整體結構並無明顯歪斜、變形，最嚴重的損壞集中在入口處之牆體：入口兩側牆體表面白灰自檜木大面積脫落（約佔牆面之1/3）、入口南側牆體內面於框架水平構件上下表面灰泥大面積剝落、入口上方內側牆面於框架垂直構件兩側灰泥剝落；而入口牆體（東向牆體）與北向牆體交界處之內側牆面也見明顯的灰泥剝落情形（圖 5.4.3）。另外較明顯的損壞多發生在內牆，尤其是儲藏室兩道內牆交界處，牆面白灰粉刷多呈塊狀剝離（圖 5.4.4）。值得注意的是，就東、西兩向立面之結構牆體來看，牆體表層灰泥剝落多發生在框架之南側上端與北側下端，顯示地震過程中最大的加速度方向可能往北作用，造成牆體框架在南側上端與北側下端向內擠壓而造成灰泥剝落。
- (二) 校長宿舍：校長宿舍大部分損壞情形並不嚴重，僅外牆灰泥裝修與牆體框架角隅少部分白灰剝落，另有幾處編竹夾泥牆與框架之間縫隙擴大，但整體框架仍無明顯傾斜或變形（圖 5.4.5）。最嚴重的損壞發生在北向緣側與台所交界處之牆體，由於此東西軸向之編竹夾泥牆與呈南北軸向之台所外牆連接，本身即位於平面幾何形狀弱點位置，加上該牆體與台所外牆雨遮之間未保留適當空隙，因此本次地震遭台所外牆以及雨遮撞擊後嚴重崩壞（圖 5.4.6）。而台所磚牆在開口與西北角隅部位也有明顯損壞，尤其西北角隅之磚材，顯然是受到地震力集中擠壓而破裂、位移。

## 三、甲仙地震經驗檢討

經過此次地震的考驗，可確認新東國小兩木造歷史建築在五級地震的作用下，主結構的損壞有限。而根據以上災損記錄，發現牆體損壞位置確實有集中於平面幾何形狀弱點的情形。另外，兩歷史建築的災損情形也符合前述耐震評估之結果（校長宿舍耐震能力略優於木造辦公室）。藉由此地震則可進一步了解兩歷史建築結構弱點所在，以提出更明確的修復補強措施。以木造辦公室而言，應加強弱點部位（入口與內牆）框架結點的補強，灰泥應添加適當材料提高彈性。校長宿舍除了框架結點的補強外，應針對緣側與台所交界處之牆體加入適當構件補強，同時改善台所外牆雨遮緊鄰牆體之情形；至於台所西北角隅部位，可考慮由外側包覆適當形式之鐵件補強。



【圖 5.4.3】新東國小木造辦公室之甲仙地震震損記錄（一）



【圖 5.4.4】新東國小木造辦公室之甲仙地震震損記錄（二）







【圖 5.4.6】新東國小校長宿舍之甲仙地震震損記錄（二）

## 5.5 木造辦公室及校長宿舍結構動力特性與甲仙地震歷時分析

### 一、分析模型假設與參數設定

新東國小木造辦公室與校長宿舍之結構系統，以 SAP2000 有限元素分析軟體進行模態分析與甲仙地震地表加速度歷時紀錄之分析，藉以探討兩結構之動力特性，並與甲仙地震震損進行比較與探討。結構分析模型根據實際材料性質與構造方式建構，兩建築之分析模型如圖 5.5.1 與圖 5.5.2 所示，有關分析模型假設與參數設定，詳述如下。

#### (一) 材料設定

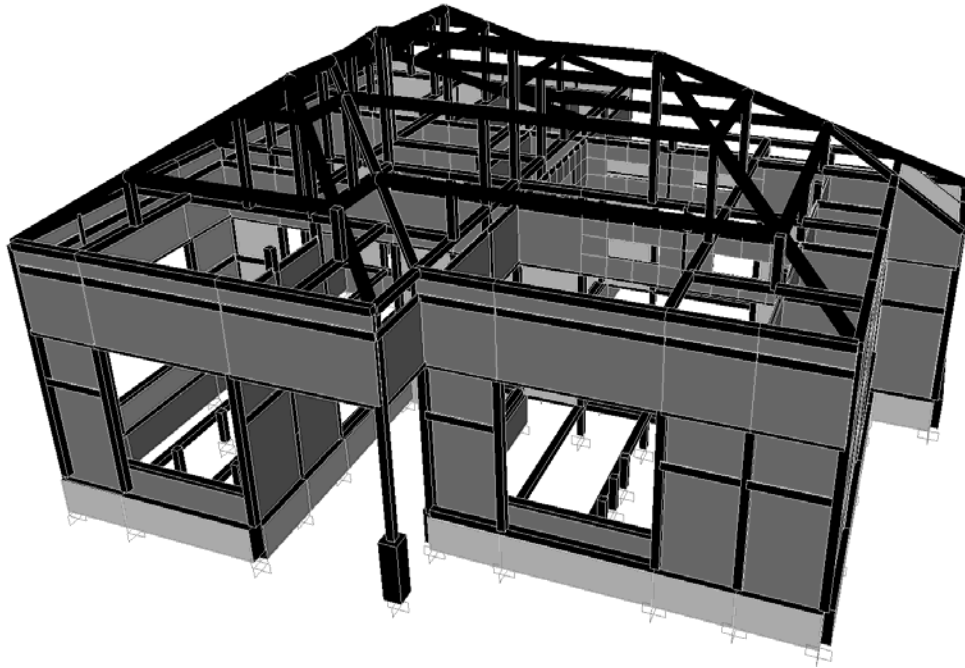
分析模型之材料性質有三：木造辦公室磚造基牆、校長宿舍磚造勒腳牆、台所磚造牆體採紅磚砌體設定，單位重為  $1900\text{kgf}/\text{m}^3$ ，彈性模數取  $60000\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，波松比 (Poisson's ratio) 取 0.25。軸組木框架、辦公室西式木屋架、校長宿舍和小屋，木材之材種假設為針葉樹第二類上等結構材，其單位重為  $500\text{kgf}/\text{m}^3$ ，彈性模數  $100000\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，波松比取 0.3。編竹夾泥牆之單位重為  $1500\text{kgf}/\text{m}^3$ ，土漿之彈性模數依「日式編竹夾泥牆實驗研究及等值斜撐模型」一文(蔡孟廷著，成大碩論，95 年 1 月)採  $200\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，而波松比取 0.3 (表 5.5.1)。

#### (二) 模型設定

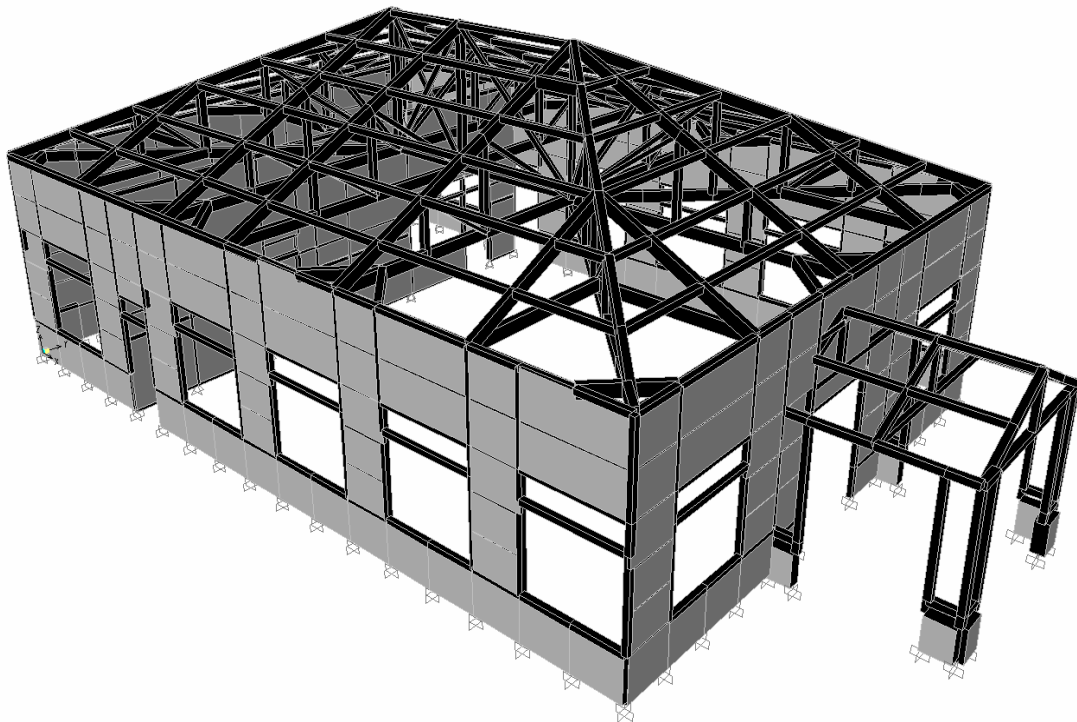
磚砌台度牆、磚砌布基礎與編竹夾泥牆等，以薄殼元素(shell element)模擬，厚度為 1B(23cm)，元素可承受彎矩與剪力，產生撓曲變形及剪力變形。床束、木造軸組、貫木、屋架與桁條等木構件則以桿件元素(frame element)模擬，依實際構造方式對構件端部進行彎矩釋放。如圖 5.5.3 所示，屋架之人字大料、水平大料為連續構材，僅釋放兩端部彎矩。木造軸組與壁體貫木之設定方式則如圖 5.5.4 所示，磚砌勒腳牆之紅磚砌體元素依柱位分割成數塊，元素底部結點邊界條件為固接，紅磚砌體上部結點連接連續之土台構件，土台、柱、敷桁、貫木僅於實際構造端部釋放彎矩，其餘結點則視為剛接，可提供抵抗彎矩。分析模型忽略屋面板、掛瓦條、雨淋板等構造之結構行為，僅將其重量施加於模型中。

#### (三) 分析載重

屋頂靜載重以  $60\text{kgf}/\text{m}^2$  計，施加於桁條上，不施加活載重；天花靜載重以  $20\text{kgf}/\text{m}^2$  計，施加於校長宿舍之小屋桁、辦公室之水平大料上。其餘靜載重則由程式依構件斷面、長度與單位重計算。



【圖 5.5.1】新東國小校長宿舍分析模型

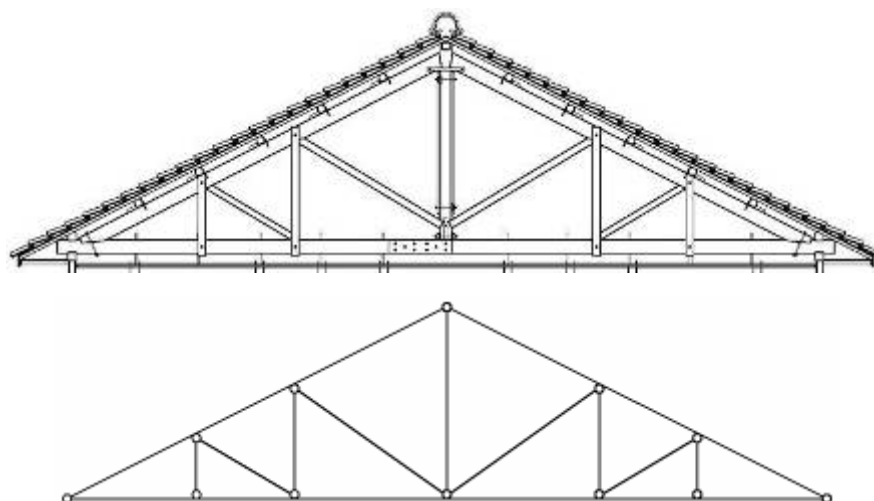


【圖 5.5.2】新東國小木造辦公室分析模型

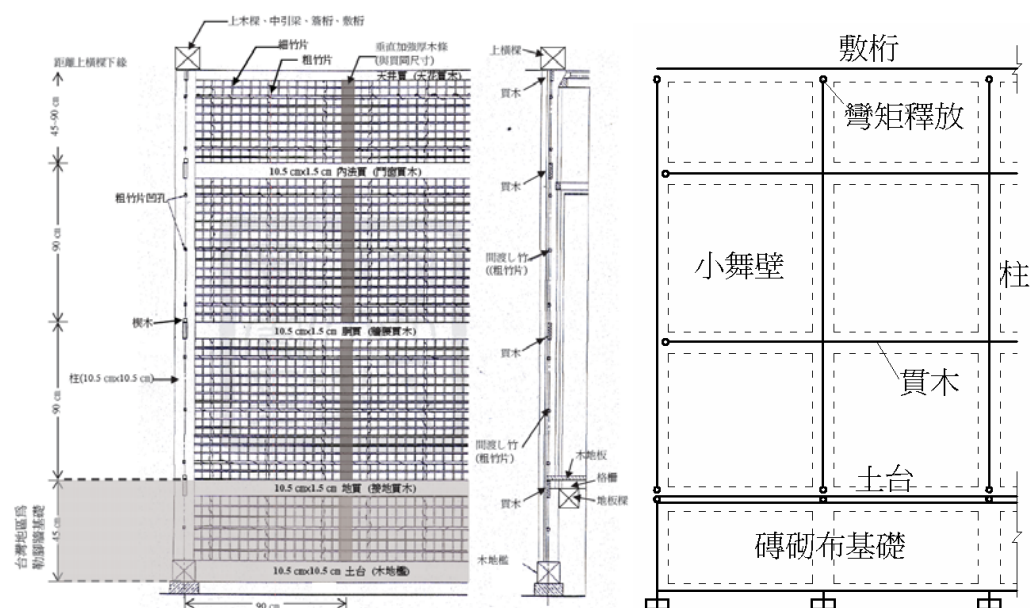
【表 5.5.1】材料性質設定

材料名稱	單位重	彈性模數	Poisson' s ratio
紅磚砌體(masonry)	1900 kgf/m <sup>3</sup>	60000 kgf/cm <sup>2</sup>	0.25
木材(wood)	500 kgf/m <sup>3</sup>	100000 kgf/cm <sup>2</sup>	0.3
編竹夾泥牆(bamboo-mud wall)	1500 kgf/m <sup>3</sup>	200 kgf/cm <sup>2</sup>	0.3

※木材單位重可調整為 350 kgf/m<sup>3</sup>，彈性模數可調整為 80000 kgf/cm<sup>2</sup>。



【圖 5.5.3】屋架各構件結點彎矩釋放設定示意



【圖 5.5.4】牆體各構件結點彎矩釋放設定示意

## 二、結構系統模態分析

分析模型建構完成後，進行結構之模態分析(Modal analysis)，用以求得建築物之顯著振動模態與對應之振動週期。分析共計算結構模型前 12 個模態之振動週期與各模態的質量參與貢獻比，校長宿舍之分析結果如表 5.5.2 所示，木造辦公室之分析結果如表 5.5.3 所示。

### (一) 校長宿舍

校長舍之前 12 個模態，在各方向之累積模態質量貢獻比分別為：東西向(x 向)64%；南北向(y 向) 63%。兩方向之累積模態質量貢獻比率超過 60%之模態，此 12 個模態大致可合理表示水平方向主要之振動反應。比較各模態之質量參與貢獻，其中第 1、2、3、4 模態之質量參與貢獻比超過 10%，為此結構較顯著之振動模態。以下針對此四個主要模態之振形與反應加以說明。

1. 第 1 模態：為南北向最顯著之模態，振動週期為 0.382 秒，如圖 5.5.5。此模態在 y 向之位移質量貢獻比為 61%，以 x 為軸之旋轉質量貢獻比為 14%、以 z 為軸之旋轉質量貢獻比為 13%，建築物牆頂之樑架平面各點幾乎同時往南北方向運動，但座敷與次之間頂部有較大之變形。對於南北向地震之作用下，此模態之影響最大，南北向壁體將產生平行四邊形之剪力變形，次之間與座敷南北向頂部敷桁與面外壁則產生較大之面外撓曲變形。
2. 第 2 模態：為東西向最顯著之模態，振動週期為 0.364 秒，如圖 5.5.6。此模態在 x 向之位移質量貢獻比為 51%，以 y 為軸之旋轉質量貢獻比為 16%、以 z 為軸之旋轉質量貢獻比為 10%，南側東西向壁體有較大之位移反應，相較之下，由於北側台所之磚砌台度牆剛度較大，限制了北側東西向壁體之變形。
3. 第 3 模態、第 4 模態：此二模態皆為顯著之水平旋轉模態，振動週期各為 0.32 秒與 0.280 秒，如圖 5.5.7 與圖 5.5.8。這兩個模態在皆以 z 為軸旋轉，其旋轉質量貢獻比分別為 27%與 10%。第 3 模態之振形為東西兩側平面之相對位移與旋轉，主要造成南北向壁體產生剪力變形，次之間與座敷南北向牆體與敷桁相產生一個反曲點之面外撓曲變形。第 4 模態則為建築平面之扭轉變形，各方向牆體皆有或大或小之剪力變形產生，以客間南側與台所北側之牆體最為嚴重，此外，亦造成次之間與座敷南北向牆體與敷桁一個反曲點之面外撓曲變形。

## (二) 木造辦公室

木造辦公室之前 12 個模態，在各方向之累積模態質量貢獻比分別為：東西向(x 向)83%；南北向(y 向) 82%。兩方向之累積模態質量貢獻比率超過 80%之模態，此 12 個模態可合理表示水平方向主要之振動反應。比較各模態之質量參與貢獻，其中第 1、2、4 模態之質量參與貢獻比超過 10%，為此結構較顯著之振動模態。以下針對此三個主要模態之振形與反應加以說明。

1. 第 1 模態：為東西向最顯著之模態，振動週期為 0.616 秒，如圖 5.5.9。此模態在 x 向之位移質量貢獻比為 81%，以 y 為軸之旋轉質量貢獻比為 15%。由於屋架構造火打、水平夾撐與剪刀撐配置對稱完整，牆頂各點幾乎同時往東西方向運動，對於東西向地震之作用下，此模態之影響最大，南北兩側壁體將產生平行四邊形之剪力變形。
2. 第 2 模態：為南北向最顯著之模態，振動週期為 0.554 秒，如圖 5.5.10。此模態在 y 向之位移質量貢獻比為 78%，以 x 為軸之旋轉質量貢獻比為 25%、以 z 為軸之旋轉質量貢獻比為 41%。同樣由於屋架構造火打、水平夾撐與剪刀撐配置對稱完整，牆頂各點幾乎同時往南北方向運動，但由於南北方向牆體除東西兩側外牆之外，內部亦有一面南北向之隔間牆，因此南北向剛度較東西向為高，使南北向之振動週期較短。
3. 第 4 模態：此模態皆為顯著之水平旋轉模態，振動週期為 0.444 秒，振形如圖 5.5.11，以 z 軸旋轉之質量貢獻比為 14%。與校長宿舍相較，由於平面規則，建築物剛度平均分配，因此辦公室之扭轉變形較小，南北或東西向屋頂之位移變形成為辦公室最重要的動力特性。

## 三、甲仙地震歷時分析

- (一) 測站與歷時紀錄：甲仙地震之芮氏規模達 6.4，在台灣各地之強震儀測站中，台南縣楠西 CHN1 測站測得最大地表加速度(PGA)為 311.87gal，相當於 6 級之震度。而本研究新東國小周邊共計三個測站(圖 5.5.12)，其中以 CHY122 台南縣消防局測站距新東國小 2.5km 最為接近，在此便以甲仙地震在此測站所測得之地表加速度歷時紀錄作為分析之輸入震波。CHY122 測站測得之最大地表加速度，在南北向為 156.597gal，東西向為 114.158gal，垂直向為 38.051gal。水平兩方向之地表加速度皆達 5 級震度。圖 5.5.14 與圖 5.5.15 為兩方向歷時之紀錄之傅立葉轉換(FFT)圖，由此可知此地震歷時之頻率內函在南北向之峰值約 0.942Hz (T=1.06s)，在東西向峰值約 0.515Hz (T=1.94s)，此峰值區間代表該地震波最主要之振動週期範圍峰值週期偏大，可能是本測站所在位置地盤較為軟弱所致。

## (二) 分析設定

歷時分析採用 CHY122 測站之南北與東西兩方向歷時紀錄，忽略前 17s 之白訊，將 17s~87s 之加速度地震波同時輸入於分析模型中，震波取樣率採 100Hz，亦即每秒輸入 100 點，共輸入 7000 筆之加速度值，最後得到 7000 筆之歷時反應。模型之阻尼比設定為 0.05。

## (三) 校長宿舍歷時分析

### 1. 加速度反應傳遞函數：

當甲仙地震之地表加速度輸入至校長宿舍時，系統之動力反應受前述之主要四個振動模態影響最大，若地震波之主要頻率內涵與結構系統之基本振動週期接近，建築將發生共振，使結構系統產生較大之反應，進而造成建築較嚴重之損壞。在探討此問題時，可求得系統反應之傳遞函數(Transfer function)，傳遞函數為建築反應與輸入地震波之傅利葉轉換的比值，在靠近主要模態之振動週期常為反應顯著之處，藉由傳遞函數可看出結構系統受該地震影響最大之模態為何。**圖 5.5.16** 與 **圖 5.5.17** 為校長宿舍受到 CHY122 歷時紀錄輸入下之加速度反應傳遞函數，南北向傳遞函數最顯著峰值之對應週期為 0.382s，其次則是 0.361s 與 0.312s，顯示在南北向之反應由第一模態(南北向位移)所控制，而第三模態亦有部份比例的參與。東西向傳遞函數之最大峰值對應週期為 0.357s，接近第二模態振動週期 0.364s，顯示主要反應由第二模態控制。而第四模態之貢獻與前者相較，參與比例相較為低。

### 2. 位移反應與震損探討：

校長宿舍結構系統，主要以編竹夾泥牆之面內剪力強度來抵抗各方向的水平地震力，並產生變形與破壞，歷時分析之位移反應可藉以與「日式編竹夾泥牆在水平往反覆加載下之結構行為及水平耐力評估研究」作對照。在歷時 70 秒之反應中，牆頂各點最大之平面位移，位於入口柱上方牆頂轉角處，該點之平面位移軌跡如 **圖 5.5.18** 所示，南北向最大位移為 1.32cm，東西向最大位移則為 0.76cm，將牆頂位移除以牆高所得之對應變位角分別為 4.2/1000 與 2.4/1000，這樣的變位角對照文獻中之試驗結果，尚無明顯之結構性裂縫；實際對照校長宿舍震損狀況，僅有少部分牆體在角隅產生擠壓之表面灰泥剝落，分析所得之位移反應尚屬合理。若以南北向最大變位角 4.2/1000 與文獻壁體耐力對照，壁體提供之水平耐力約為 16kN/m，尚不到目標變位角 20/1000 之水平耐力 39kN/m 之 1/2。

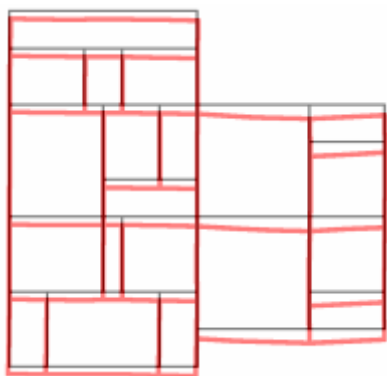
【表 5.5.2】校長宿舍主要振動模態、對應週期與模態參與質量比

Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum	Sum	Sum	RX	RY	RZ	Sum	Sum	Sum
	(sec)				UX	UY	UZ				RX	RY	RZ
1	<b>0.382</b>	0.000	<b>0.610</b>	0.000	0.000	0.610	0.000	<b>0.140</b>	0.000	<b>0.130</b>	0.140	0.000	0.130
2	<b>0.364</b>	<b>0.510</b>	0.001	0.000	0.510	0.610	0.000	0.000	<b>0.160</b>	<b>0.100</b>	0.150	0.160	0.230
3	<b>0.322</b>	0.050	0.014	0.000	0.560	0.630	0.000	0.005	0.015	<b>0.270</b>	0.150	0.170	0.500
4	<b>0.280</b>	0.067	0.000	0.000	0.630	0.630	0.000	0.000	0.019	<b>0.100</b>	0.150	0.190	0.600
5	0.211	0.000	0.000	0.000	0.630	0.630	0.000	0.000	0.000	0.000	0.150	0.190	0.600
6	0.182	0.000	0.005	0.000	0.630	0.630	0.000	0.002	0.000	0.000	0.150	0.190	0.600
7	0.178	0.000	0.002	0.000	0.630	0.630	0.000	0.001	0.000	0.000	0.150	0.190	0.600
8	0.169	0.002	0.000	0.000	0.630	0.630	0.000	0.000	0.001	0.001	0.150	0.190	0.600
9	0.164	0.002	0.000	0.000	0.640	0.630	0.000	0.000	0.000	0.003	0.150	0.190	0.610
10	0.153	0.000	0.000	0.000	0.640	0.630	0.000	0.000	0.000	0.000	0.150	0.190	0.610
11	0.147	0.000	0.000	0.000	0.640	0.630	0.000	0.000	0.000	0.001	0.150	0.190	0.610
12	0.145	0.002	0.000	0.000	0.640	0.630	0.001	0.000	0.000	0.001	0.150	0.190	0.610

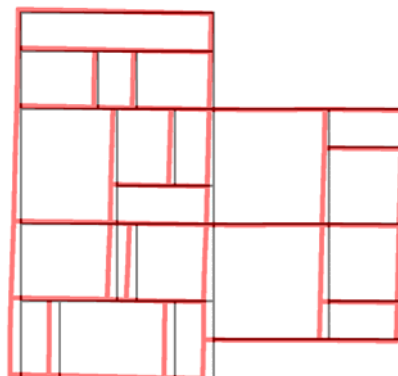
【表 5.5.3】辦公室主要振動模態、對應週期與模態參與質量比

Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum	Sum	Sum	RX	RY	RZ	Sum	Sum	Sum
	(sec)				UX	UY	UZ				RX	RY	RZ
1	<b>0.616</b>	<b>0.810</b>	0.023	0.000	0.810	0.023	0.000	0.007	<b>0.150</b>	0.080	0.007	0.150	0.080
2	<b>0.554</b>	0.020	<b>0.780</b>	0.000	0.830	0.800	0.000	<b>0.250</b>	0.004	<b>0.410</b>	0.260	0.150	0.490
3	0.466	0.001	0.000	0.000	0.830	0.800	0.000	0.001	0.000	0.078	0.260	0.150	0.570
4	<b>0.444</b>	0.002	0.004	0.000	0.830	0.810	0.000	0.002	0.001	<b>0.140</b>	0.260	0.150	0.710
5	0.430	0.000	0.001	0.000	0.830	0.810	0.000	0.000	0.000	0.007	0.260	0.150	0.710
6	0.401	0.000	0.000	0.000	0.830	0.810	0.000	0.000	0.000	0.000	0.260	0.150	0.710
7	0.357	0.001	0.010	0.000	0.830	0.820	0.000	0.002	0.001	0.034	0.270	0.160	0.750
8	0.353	0.000	0.000	0.000	0.830	0.820	0.000	0.000	0.000	0.000	0.270	0.160	0.750
9	0.345	0.000	0.000	0.000	0.830	0.820	0.000	0.000	0.001	0.002	0.270	0.160	0.750
10	0.281	0.000	0.000	0.000	0.830	0.820	0.000	0.000	0.000	0.000	0.270	0.160	0.750
11	0.276	0.001	0.000	0.000	0.830	0.820	0.000	0.000	0.000	0.001	0.270	0.160	0.750
12	0.271	0.000	0.000	0.000	0.830	0.820	0.000	0.000	0.000	0.000	0.270	0.160	0.750

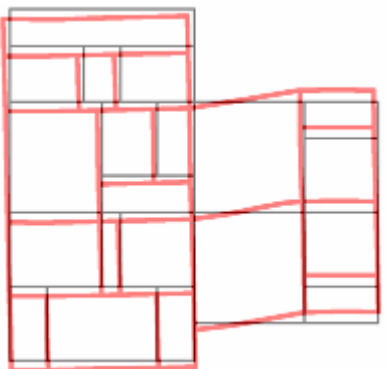




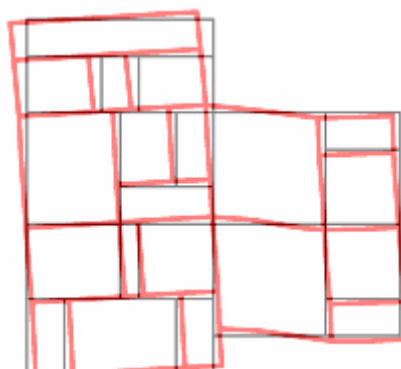
【圖 5.5.5】校長宿舍第一模態振形 (T=0.382s)



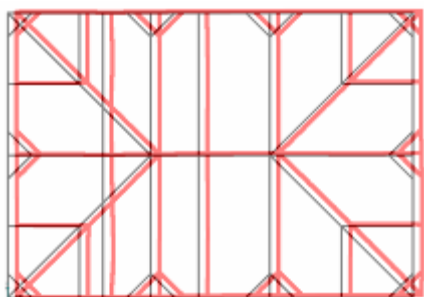
【圖 5.5.6】校長宿舍第二模態振形 (T=0.364s)



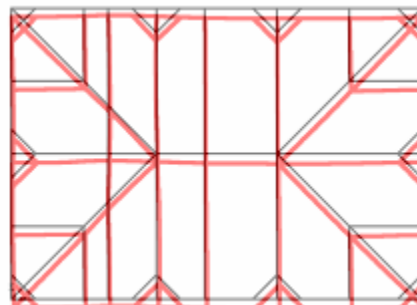
【圖 5.5.7】校長宿舍第三模態振形 (T=0.322s)



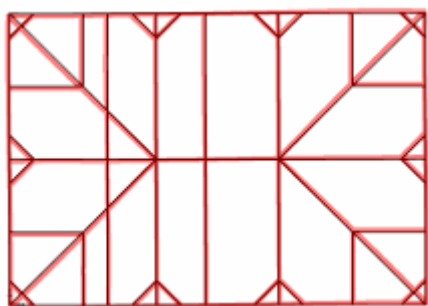
【圖 5.5.8】校長宿舍第四模態振形 (T=0.280s)



【圖 5.5.9】辦公室第一模態振形 (T=0.616s)



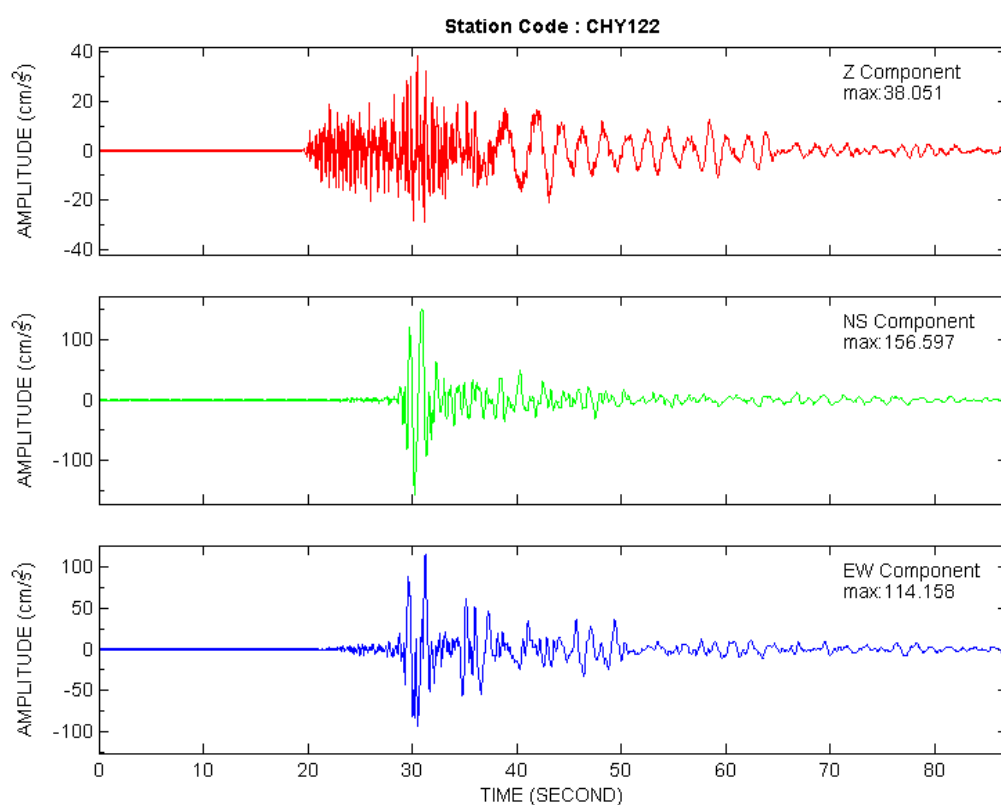
【圖 5.5.10】辦公室第二模態振形 (T=0.554s)



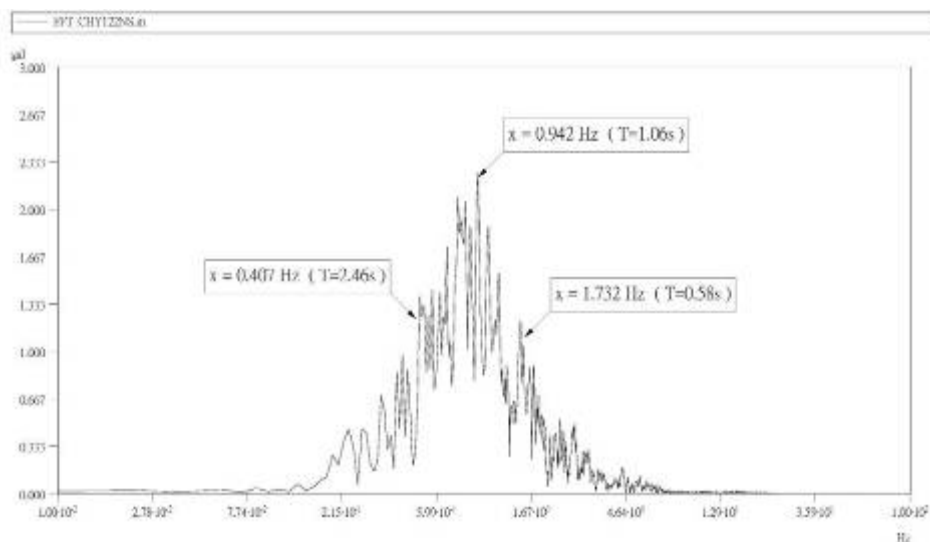
【圖 5.5.11】辦公室第四模態振形 (T=0.444s)



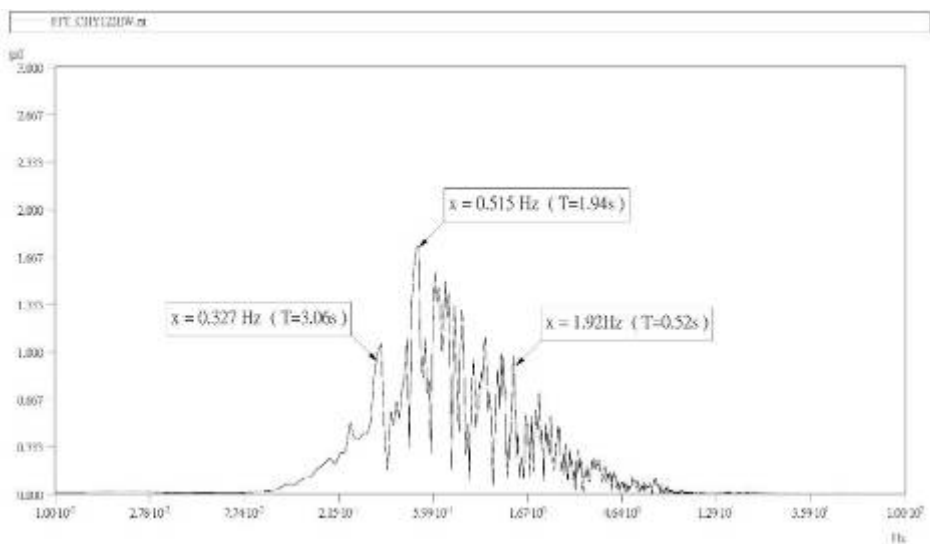
【圖 5. 5. 12】新東國小與鄰近地震測站位置關係(修改自 Google 地圖)



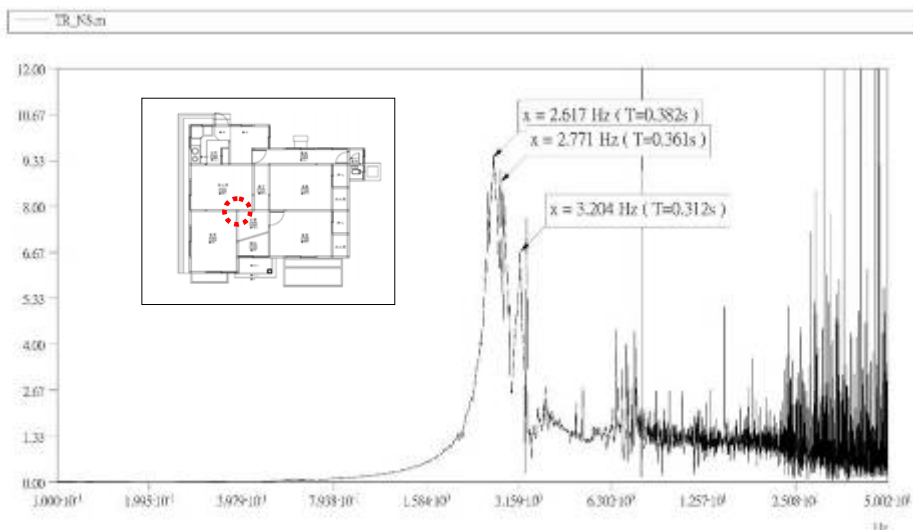
【圖 5. 5. 13】CHY122 台南縣消防局測站甲仙地震歷時紀錄(圖片來源：中央氣象局地球物理資料管理系統)



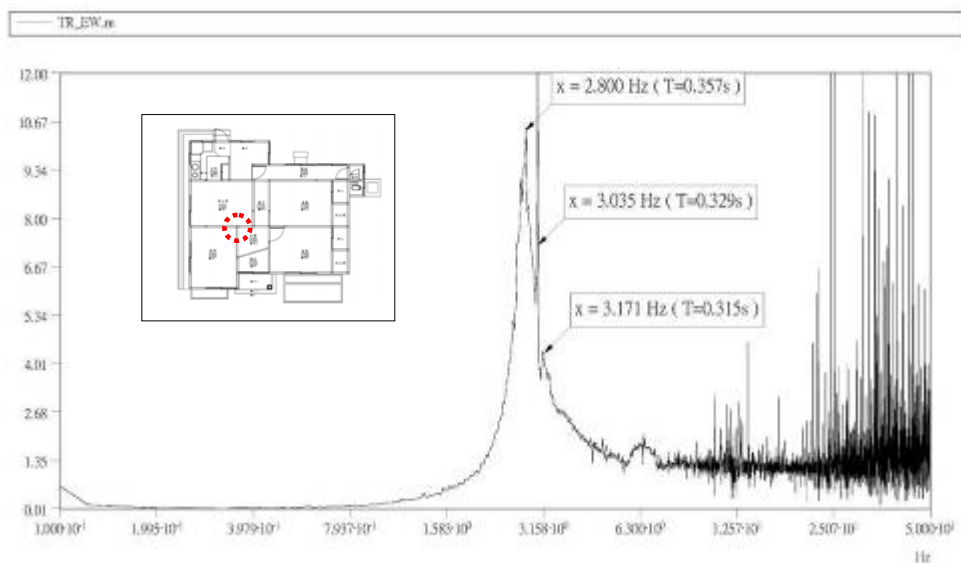
【圖 5.5.14】CHY122 南北向歷時紀錄傅立葉轉換圖



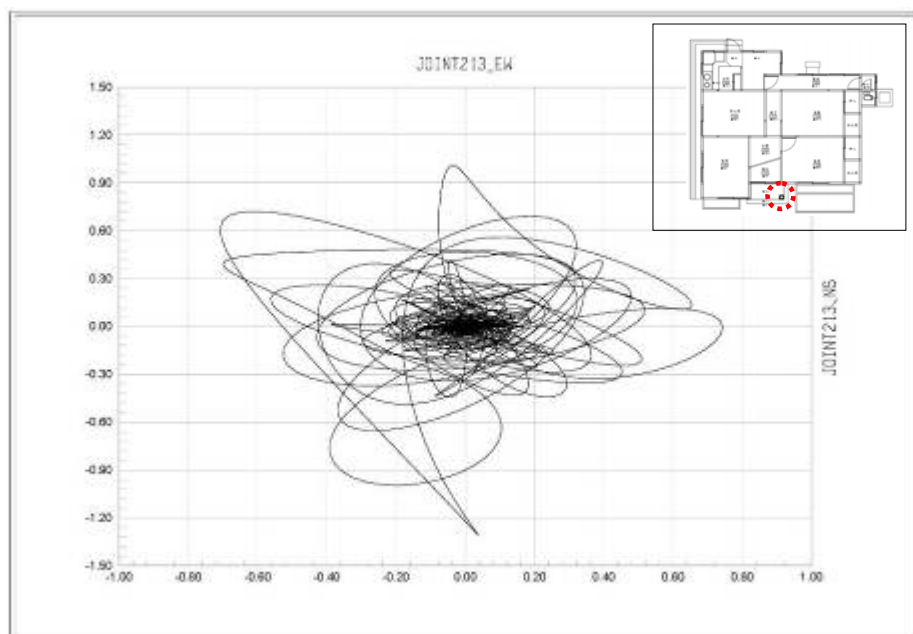
【圖 5.5.15】CHY122 東西向歷時紀錄傅立葉轉換圖



【圖 5.5.16】校長宿舍牆頂(Joint 221)加速度反應傳遞函數(南北向)



【圖 5.5.17】校長宿舍牆頂(Joint 221)加速度反應傳遞函數(東西向)

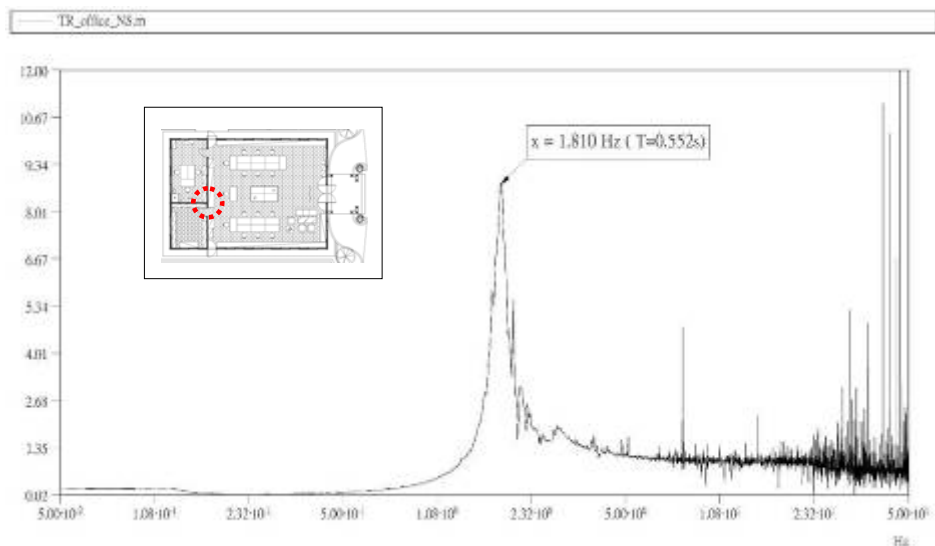


【圖 5.5.18】校長宿舍入口柱上方牆頂(Joint 213)平面位移歷時軌跡(cm)

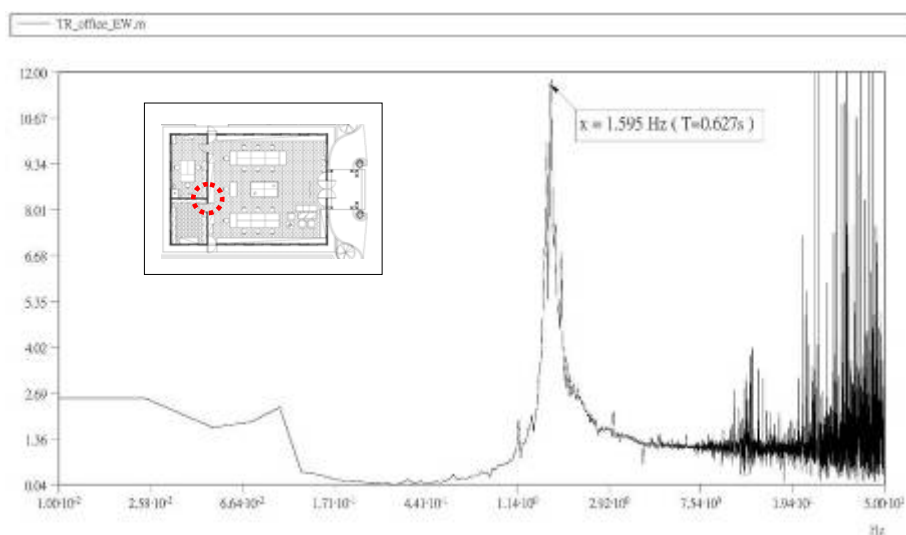
#### (四) 木造辦公室歷時分析

##### 1. 加速度反應傳遞函數

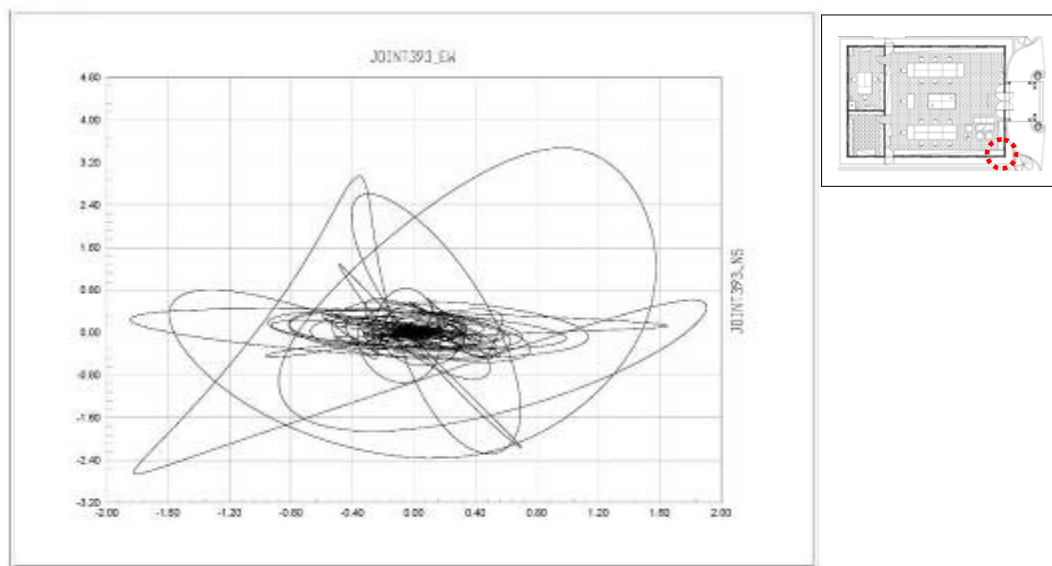
圖 5.5.19 與圖 5.5.20 為木造辦公室隔間牆頂之加速度反應傳遞函數，南北向傳遞函數最顯著峰值之對應週期為 0.552s，東西向顯著週期則為 0.627s，可對應於結構系統之第二模態與第一模態，皆為平面位移模態，第四模態之平面扭轉模態，反應較不顯著。



【圖 5.5.19】木造辦公室隔間牆牆頂(Joint 476)加速度反應傳遞函數(南北向)



【圖 5.5.20】木造辦公室隔間牆牆頂(Joint 476)加速度反應傳遞函數(東西向)



【圖 5.5.21】辦公室東南角隅牆頂平面位移歷時軌跡(cm)

## 2. 位移反應

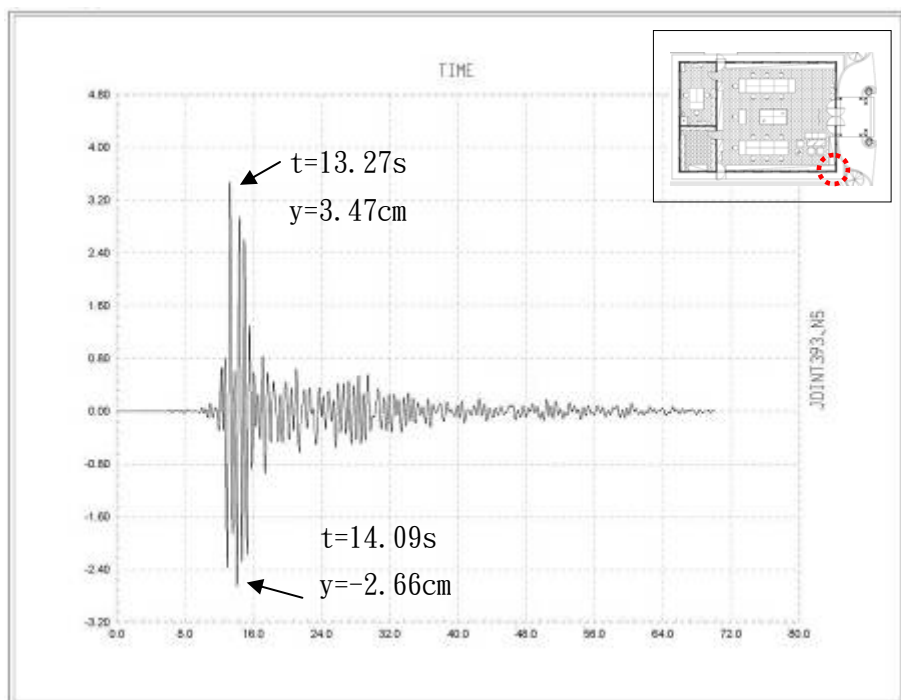
木造辦公室在外牆頂部四個角隅有最大之變形反應，其中又以東南角隅為最，**圖 5.5.21** 為其歷時位移軌跡，由圖中可得南北向最大位移為 3.47cm(變位角 11.6/1000)，東西向則為 1.91cm(變位角 6.4/1000)。相較於校長宿舍，在同樣歷時紀錄的輸入下，木造辦公室的最大位移反應約為校長宿舍之 2.7 倍。辦公室之屋頂靜載大，但壁量相較之下為少，因而位移變大；此外木造辦公室之自然振動週期較校長宿舍大，更接近 CHY122 主要週期之區間，亦會使辦公室產生較大之反應。

根據「日式編竹夾泥牆在水平往反覆加載下之結構行為及水平耐力評估研究」中試驗結果，牆體之剛度會隨變位角增加而下降，而本分析模型為線性分析，並未考慮材料彈性之非線性衰減，因而實際之位移反應應較分析所得的為大，南北向牆體 11.6/1000 之變位角應已造成牆體裂縫的產生，東西向變位角雖較小，但可能亦產生裂縫，對照甲仙地震之震損狀況可證明，辦公室牆體之損壞明顯較校長宿舍嚴重。此外南北向最大位移 3.47cm 時，牆頂係向北位移，亦可對應於東側入口牆體之損壞狀況，南側牆體上端與北側牆體下端皆因擠壓而造成角隅灰泥剝落。

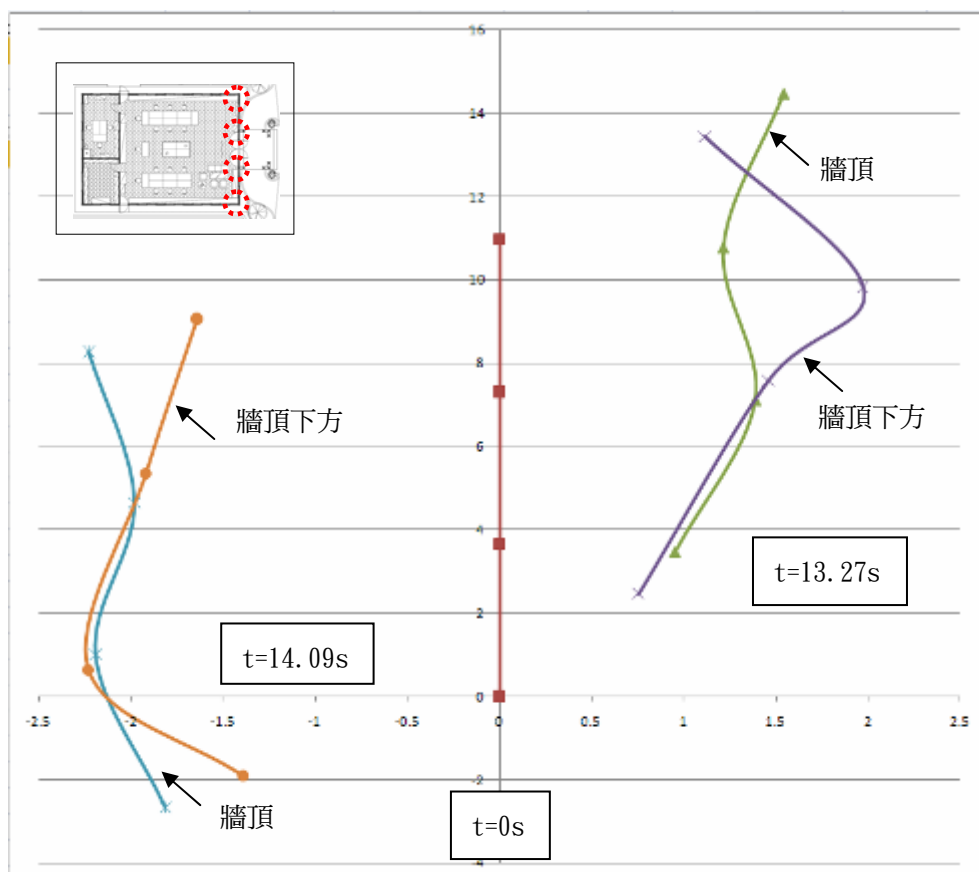
## 3. 東側入口牆體損壞分析

木造辦公室東側入口除前述之編竹夾泥牆體對角角隅擠壓外，門口兩側之板條灰泥牆之灰泥亦大面積剝落，為探討其發生機制，在此分析東側牆體產生正向與負向最大位移之時間點，牆體之面內與面外變形狀況。

**圖 5.5.22** 為東南角牆頂之南北向位移歷時反應，向北在  $t=13.27s$  有最大位移 3.47cm，向南在  $t=14.09s$  有最大位移 2.66cm。以此二時間點，繪出牆頂與牆頂下端 150cm 處變形曲線，如**圖 5.5.22** 所示。牆體在產生兩方向最大面內變形時，牆頂呈具一反曲點之 s 形面外變形，但在牆體下方，由於入口兩底平面扭轉振態之影響，使得牆體產生較牆頂更大之外鼓或內凹的面外變形，在面內面外變形同時作用之下，門口兩側之板條灰泥便產生開裂並大面積剝落。



【圖 5.5.22】辦公室東南角牆頂(J393)南北向位移歷時反應(cm)



【圖 5.5.23】東南角牆頂木造辦公室東側牆體變形圖(scale factor = 100)

#### 四、動態模擬分析應力檢討

新東國小兩歷史建築在上述動態模擬過程中，校長宿舍各部位構件最大軸力值為 779kgf，發生在西南角隅之軸組框架立柱(圖 5.5.24)；最大減力值則僅 239kgf，發生在西北側主量體與廚房量體轉折處之立柱，此立柱亦為兩軸向最大彎矩發生處，彎矩值達 25461kgf-cm。值得注意的是，甲仙地震時校長宿舍最嚴重的損壞即發生於此處，雖然該部位之損壞主要由雨庇撞擊所致，但也顯示這個部位確實為整體結構系統的弱點。上述各種力量造成構件之最大應力值為彎矩所形成，應力值達 131.95kgf/cm<sup>2</sup>，未達一般木料極限應力值之 1/2 (表 5.5.4)。

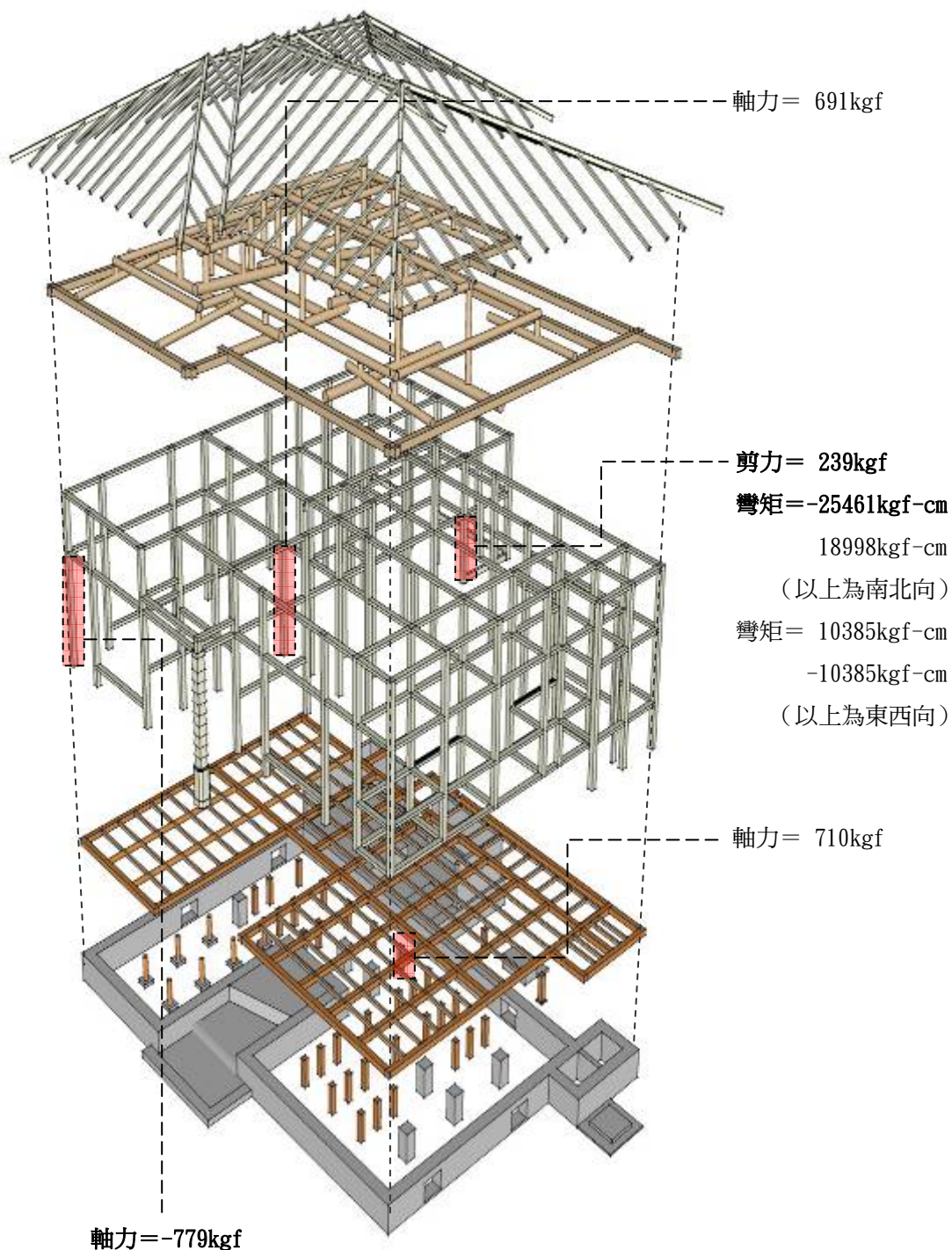
木造辦公室在東北與西南角隅立柱有最大軸力(最大值 2628kgf)，最大剪力發生在入口牆體，最大彎矩則集中在入口兩側牆體之立柱，此處同樣為甲仙地震震損較集中的部位。上述各構件承受之軸力所形成之最大應力值同樣因彎矩造成，達 169.35kgf/cm<sup>2</sup>，與木料極限應力值仍有一段差距。

【表 5.5.4】新東國小校長宿舍及木造辦公室動態模擬分析應力檢討

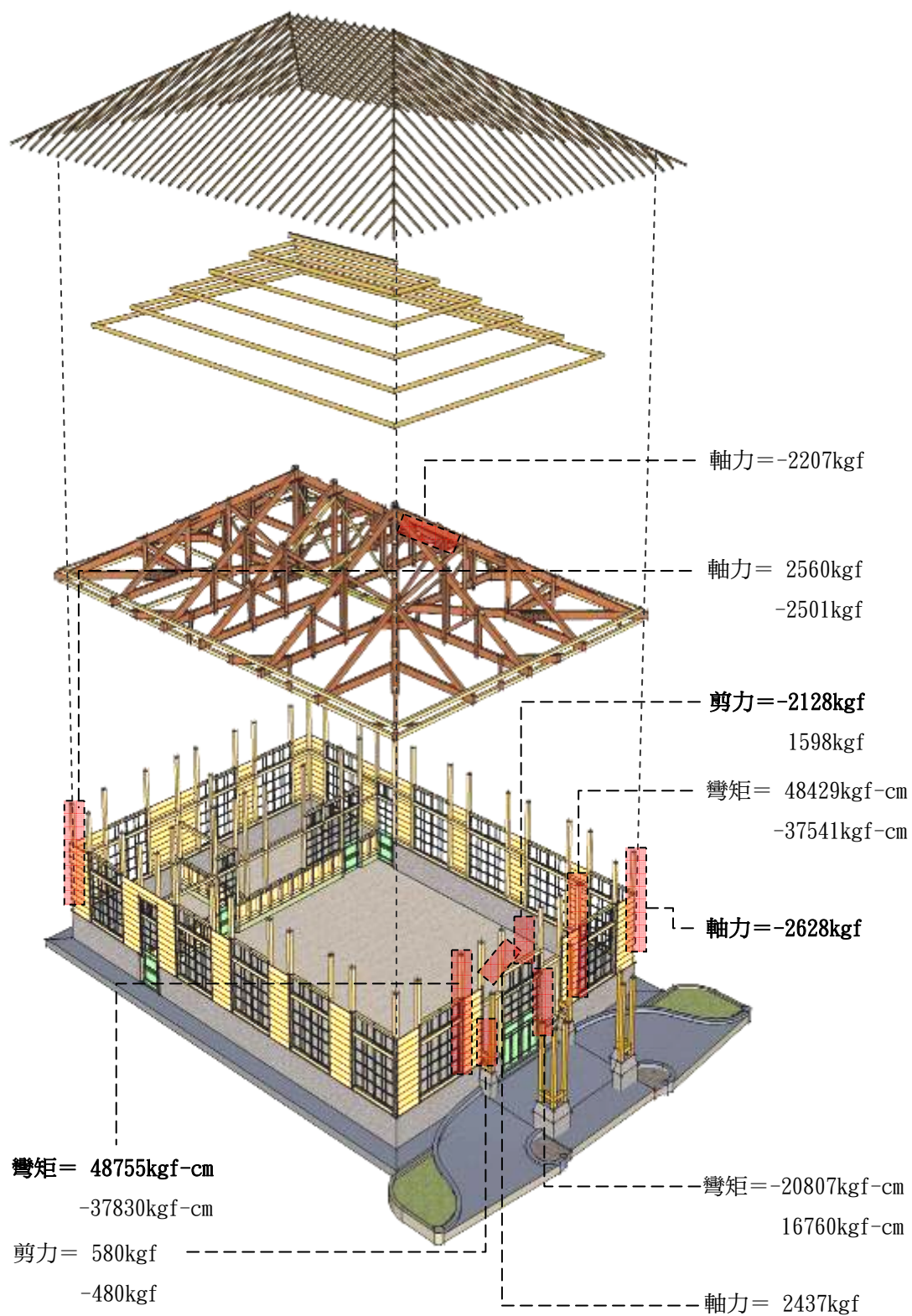
校長宿舍		
較大軸力值 (kgf)	較大剪力值 (kgf)	較大彎矩值 (kgf-cm)
-779	239	-25461
710	--	18998
691	--	10385
--	--	-10385
最大應力 (kgf/cm <sup>2</sup> )		
7.07	2.17	131.95
木造辦公室		
較大軸力值 (kgf)	較大剪力值 (kgf)	較大彎矩值 (kgf-cm)
-2628	-2128	48775
2560	1598	48429
-2501	580	-37830
2437	-480	-37541
-2207	--	-20807
--	--	16760
最大應力 (kgf/cm <sup>2</sup> )		
18.25	14.78	169.35

※木料極限應力約為 300kgf/cm<sup>2</sup>以上。





【圖 5.5.24】校長宿舍動態模擬受力較大構件位置



【圖 5.5.25】木造辦公室動態模擬受力較大構件位置