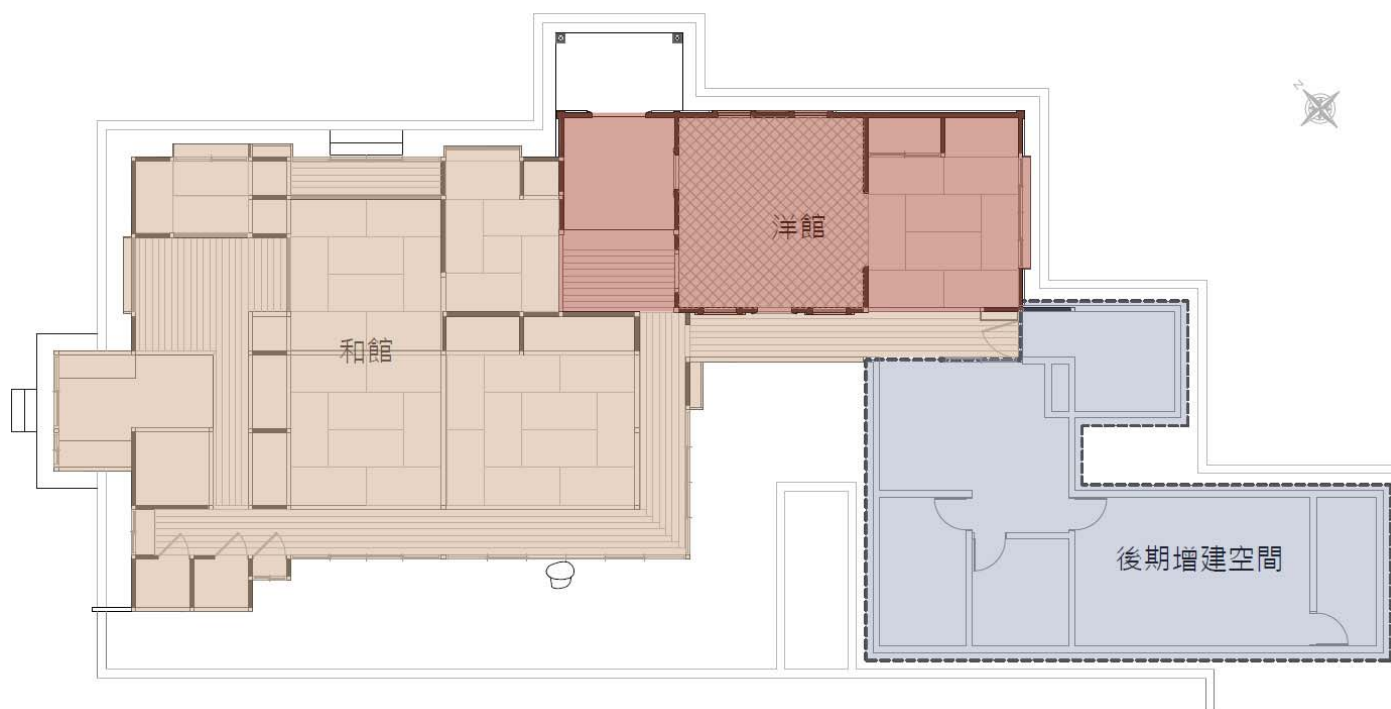


第二節 結構安全評估

一、 建築結構系統與現況損壞

臺中刑務所典獄官舍為日式木造軸組一層樓之建築物，現況平面圖如【圖 4-2-1】所示，建築風格屬和洋折衷式【圖 4-2-2】、【圖 4-2-3】。「洋館」位於建築物東側主要做為迎賓接待等公共空間使用；其餘空間則係「和館」為生活起居等私密空間使用。

後期因使用需求另於建築物南側增建半 B 之磚砌構造空間【圖 4-2-4】，且典獄官舍現況多數室內之壁體外側尚覆以裝修材【圖 4-2-5】，不見原有白灰粉刷之壁面。未來修復設計時，將會拆除上述後期增建之牆體，並恢復臺中刑務所典獄官舍之原貌。修復平面圖如【圖 4-2-6】所示。故本次評估是以修復後之樣貌進行結構安全評估。



【圖 4-2-1】臺中刑務所典獄官舍現況平面圖



【圖 4-2-2】臺中刑務所典獄官舍正立面



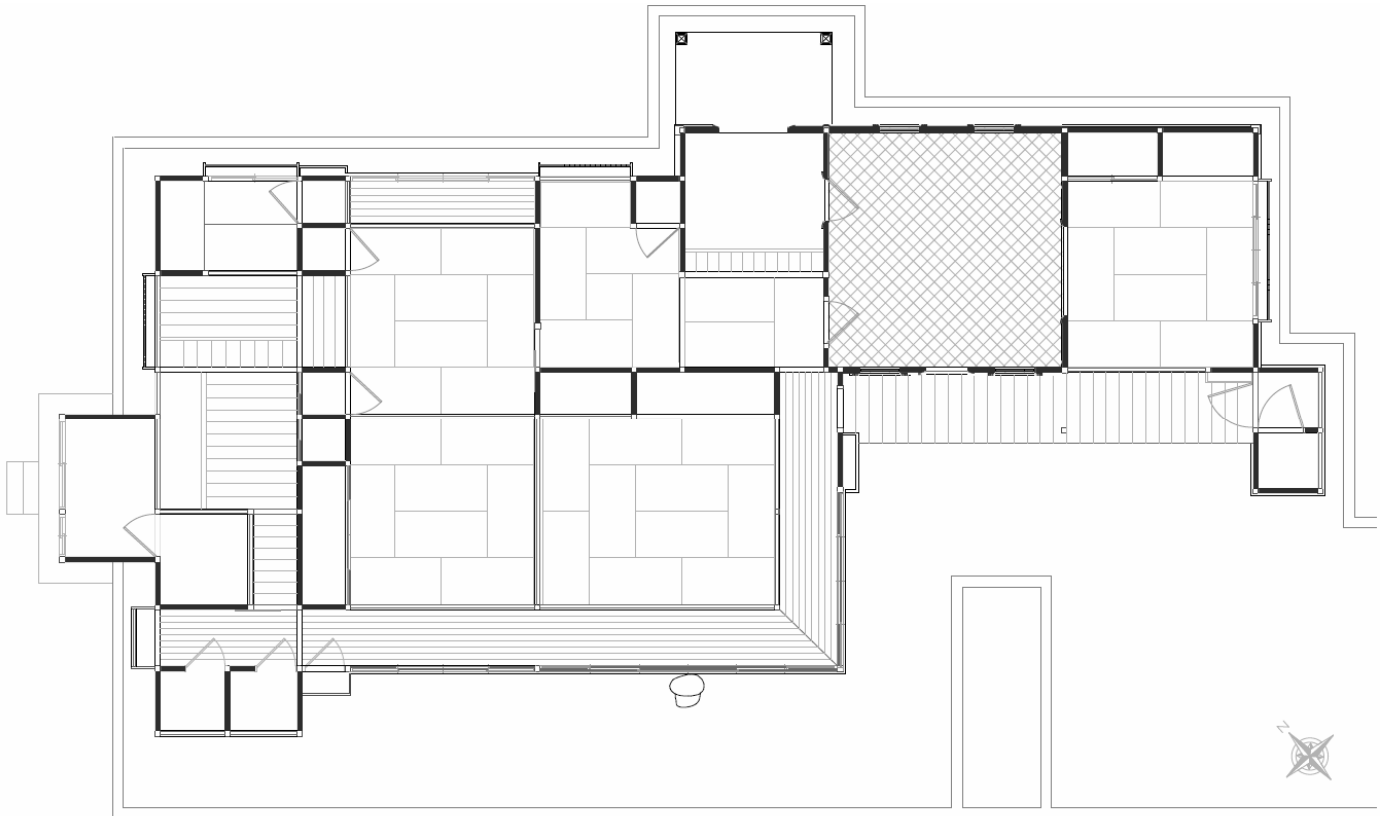
【圖 4-2-3】臺中刑務所典獄官舍背立面



【圖 4-2-4】後期增建空間



【圖 4-2-5】臺中刑務所典獄官舍之室內壁面裝修



【圖 4-2-6】臺中刑務所典獄官舍復原平面圖

(一) 結構系統

臺中刑務所典獄官舍之結構主體由屋架、柱、牆體以及基礎所構成。屋架主要屬西式之正同柱式 (King Post Truss) 木屋架，為支撐及承屋頂受載重作用之主要構架。柱樑構架猶如建築的骨架，且將建築所承受之各種外力，透過柱樑構架來進行傳遞。而建築物之壁體為編竹夾泥牆(日文：小舞壁)及板條灰泥牆(日文：木榴壁)。日式木造建築的牆體除了是分隔空間的元素，也為抵抗水平作用力的主要構造。基礎則是磚造之連續基礎(布基礎)，做為上部建築物的支承並將載重傳遞到土壤。

臺中刑務所典獄官舍結構系統之構成元素，主要可分為基礎、牆體與屋頂三部分，各結構元素依其載重傳遞之順序分別敘述如下：

1. 屋架

臺中刑務所典獄官舍的屋頂型式為「寄棟造」【圖 4-2-7】，即類似中國傳統建築之廡殿式屋頂。和館與洋館之屋架則均屬西式之正同柱式（King Post Truss）木屋架【圖 4-2-8】，和館屋架每楹跨距約為 7.28 m，高約 2.34 m；而洋館屋架每楹跨距約為 4.57 m，高約 1.62 m。木屋架主要是由水平大料（陸樑）、人字大料（合掌）、正同柱（真束）、腰肢斜角撐（方丈）、桁條（母屋）、水平夾撐（梁挾）、敷桁等構件所組合而成，如【圖 4-2-9】、【圖 4-2-10】所示。

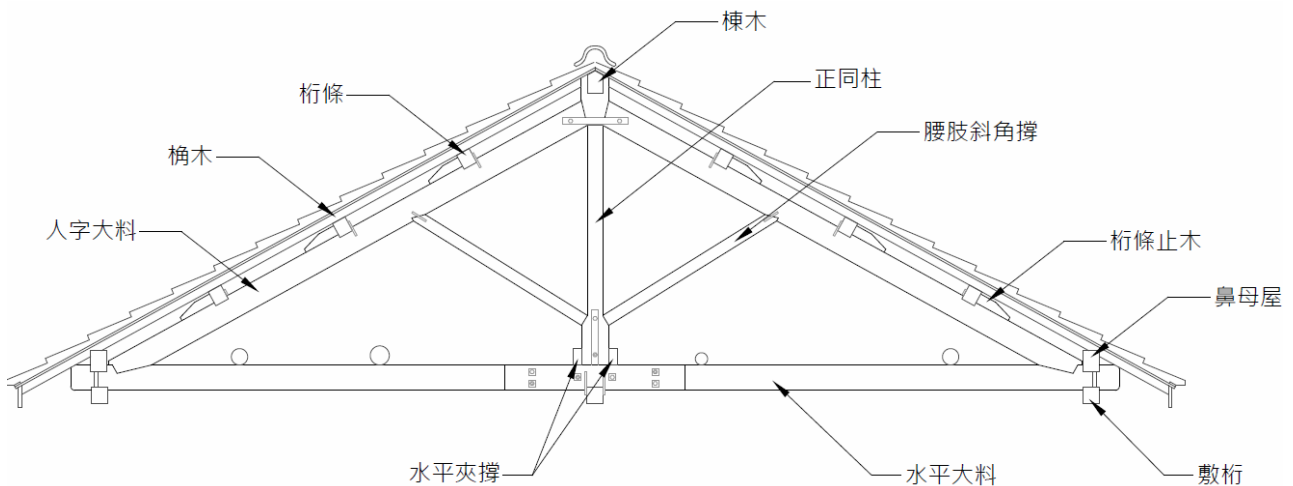
本案木屋架結構主要是由水平大料、人字大料、正同柱、腰肢斜角撐等四種主要的構材組合而成的平面三角形構架。當木屋架承受垂直力作用時，其力學行為於理論上各個構材僅有軸向壓力與軸向拉力，其屋架桿件內力示意圖如【圖 4-2-11】所示。



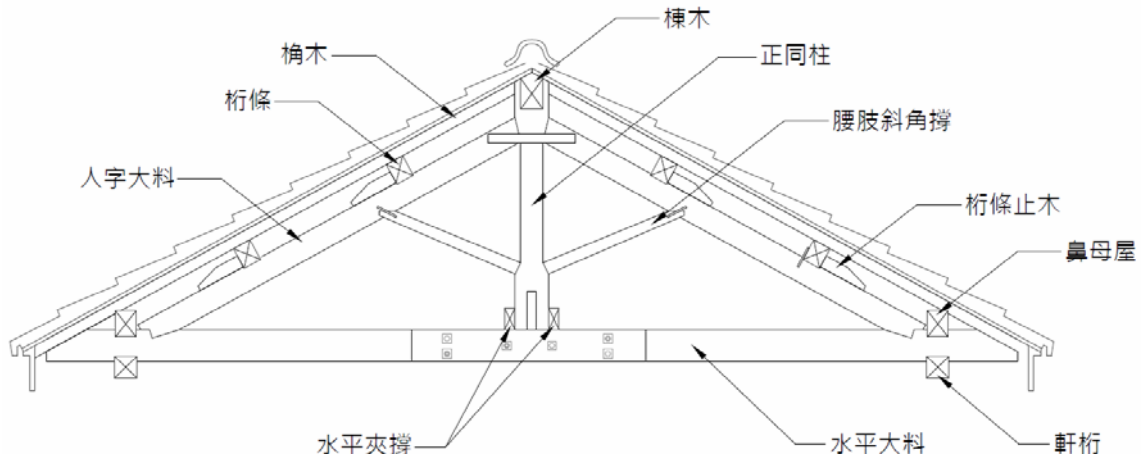
【圖 4-2-7】臺中刑務所典獄官舍之寄棟造屋頂



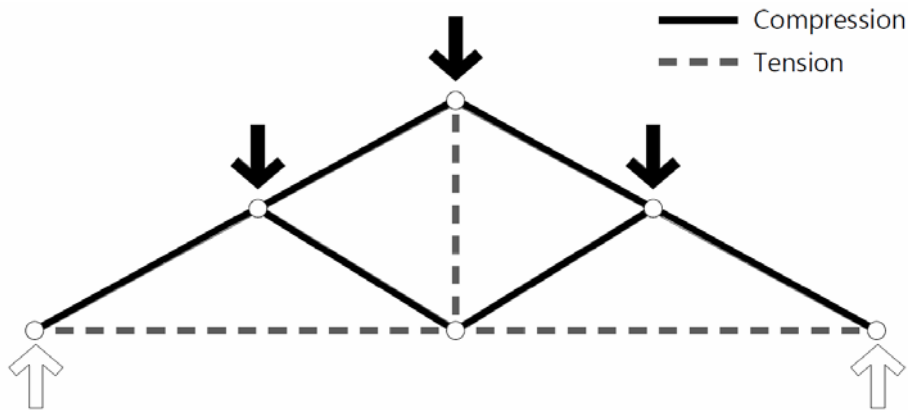
【圖 4-2-8】臺中刑務所典獄官舍之正同柱式木屋架



【圖 4-2-9】臺中刑務所典獄官舍—正同柱式木屋架（和館）



【圖 4-2-10】臺中刑務所典獄官舍－正同柱式木屋架（洋館）



【圖 4-2-11】臺中刑務所典獄官舍－正同柱式木屋架於垂直力作用下之桿件內力圖

於垂直力的傳遞上，人字大料承受了來自桁條及其上部之榑木(榑木)、屋面板、屋瓦等之屋頂荷重，並將此力經由屋架桿件傳至屋架兩端的支承，最後再由柱或壁體將這些力量傳至基礎。而木屋架的端部是置於牆頂上之敷桁，並用螺桿於單側與縱向之鼻母屋結合【圖 4-2-12】，將木屋架夾住，以防止錯動。

由於本案屋架與屋架之間距不大，因此無設置無剪刀撐，僅以縱向之水平夾撐作連接【圖 4-2-13】，其作用主要是將各屋架拉繫住以確保屋架面外的穩定性，防止屋架面外破壞及傾倒。除上述之水平夾撐外，固定於水平大料上方之水平構件亦有縱向連結之功能，使得屋架整體之縱向穩定度更為提升。



【圖 4-2-12】鼻母屋與敷桁使用螺栓將屋架端部夾緊



【圖 4-2-13】屋架間之縱向水平夾撐

2. 牆體

臺中刑務所典獄官舍和館之牆體為編竹夾泥牆(日文：小舞壁)，採傳統日式「真壁造」之做法。外牆考慮到耐候的因素，故在編竹網的室內側塗抹土漿而室外側採用雨淋板的構法；而室內牆體則在編竹網的兩側塗抹土漿，土壁厚度若包括中塗層與表面上塗層總厚度約 8 cm，且雙側壁面皆採白灰粉刷，由於柱樑構架皆外露，屬「露柱式」構造【圖 4-2-14】。

牆體構法可由與敷桁銜接之牆頂觀察其內部構造，如【圖 4-2-15】所示。壁體之邊界由立柱與上下檻木組成，再立間柱與水平貫木，接著就是竹片的編綁，並利用麻繩將各竹片與貫木固定，完成後進行黏土的塗抹，俟兩側底層泥土硬化後，最後再依次進行找平、中塗及上塗的程序。



【圖 4-2-14】臺中刑務所典獄官舍之和館牆體



【圖 4-2-15】編竹夾泥牆內部構造

而洋館之牆體則採用「大壁造」之構法，外牆之室外側同樣採雨淋板構法【圖 4-2-16】，內側施作板條灰泥牆(日文：木摺壁)；室內分間牆則兩面皆施作板條灰泥牆。本案大壁造牆體的柱樑構架不外露，壁面外觀完整，屬於「隱柱式」【圖 4-2-17】。另外，木框架裏通常會安裝斜撐(日文：筋違)，除了可以減小建築物的側向變形外，並可大幅提高牆體抵抗地震的能力。

由於日式木造建築的樑柱結點性質並非剛性，因此牆體除了可維持整體架構的穩定，並可藉著構材抵抗剪力變形的模式，來提供水平的抵抗能力，故壁體強度的高低與壁體數量的多寡，控制著整體建築的耐震能力。



【圖 4-2-16】牆體外側採雨淋板構法



【圖 4-2-17】臺中刑務所典獄官舍之洋館牆體

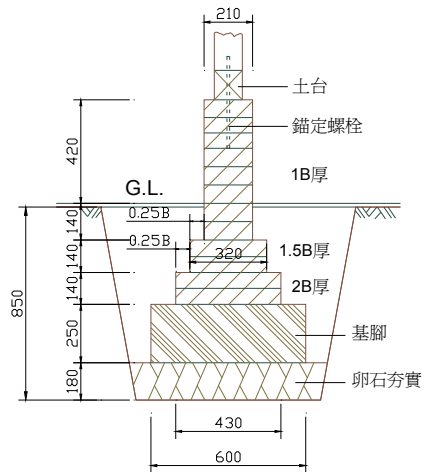
3. 基礎

臺中刑務所典獄官舍的基礎為配置在建築物外牆及結構牆體底下之磚造連續基礎(布基礎)【圖 4-2-18】。由相關日文文獻可知連續基礎之構法【圖 4-2-19】，底下是卵石級配再以混凝土打底，接著施做磚造放腳基礎及基牆，基牆外側以水泥沙漿粉光，並在一定間距埋設錨定螺絲與木地樑(土台)接合，且會於基礎四周設置通氣孔【圖 4-2-20】。除了上述之磚造連續基礎外，在木床板下方尚有設置床束【圖 4-2-21】，主要用以承擔樓板上方之活載重，透過根太、大引將活載重傳遞至床束，最後再傳遞至土壤。

力學上，磚造連續基礎透過木地樑的傳遞，承受了來自屋架、柱、牆體等載重，並將上述載重傳遞至土壤，為支撐建築物並將載重傳遞至土壤之主要構造。



【圖 4-2-18】磚造之連續基礎



【圖 4-2-19】磚造連續基礎之構法



【圖 4-2-20】連續基礎之通氣孔



【圖 4-2-21】木床板之床東

(二) 結構現況損壞

臺中刑務所典獄官舍之現況損壞情形依其構成元素，分別說明如下：

1. 基礎

臺中刑務所典獄官舍之磚造連續基礎現況損壞情形相當嚴重，於多處位置均可見基牆有產生開裂損壞的情況【圖 4-2-22】~【圖 4-2-25】。其原因為建築物在水平地震力作用下，牆體框架除了會對基礎傳遞水平剪力外，亦會對基礎產生向上之拉拔力，使得磚砌布基礎較易因而開裂損壞。且基牆之通氣孔也容易因應力集中而產生角隅之斜向或水平裂縫，此種損壞可於本案洋館東北側之基牆發現【圖 4-2-26】、【圖 4-2-27】，且裂縫有延伸、擴大的狀況。

基牆損壞又以位於和館北側之角隅最為嚴重【圖 4-2-28】、【圖 4-2-29】，該處牆體裂縫寬度均大於 1.5cm。且除牆體開裂外，亦有產生錯移的情況。



【圖 4-2-22】磚造基牆開裂 (和館)



【圖 4-2-23】磚造基牆開裂 (和館)



【圖 4-2-24】磚造基牆開口處水平裂縫 (和館)



【圖 4-2-25】磚造基牆水平及垂直裂縫 (和館)



【圖 4-2-26】通氣孔之角隅斜向、水平裂縫 (洋館)



【圖 4-2-27】通氣孔之角隅斜向、水平裂縫 (洋館)



【圖 4-2-28】北側角隅磚造基牆開裂 (和館)



【圖 4-2-29】磚造基牆開裂、錯移 (和館)

2. 牆體

由於後期臺中刑務所典獄官舍多數室內牆體外側尚覆以裝修材【圖 4-2-28】，因此無法得知壁體的損壞情形。僅可由建築物西側之服務性空間發現部分牆體有粉刷層浮凸以及開裂的情形，如【圖 4-2-29】所示。此為牆體因剪力變形而產生表面灰泥粉刷層開裂之現象，其損壞行為大多先發生在柱樑框架角隅處及其四邊之牆體。另外，洋館牆體開口處角隅於尚有面內剪力之斜向裂縫【圖 4-2-30】，其原因為建築物在承受地震力作用時，牆體隨著柱樑框架產生變形，由於主要的材料及表面裝修材均屬脆性材料，當牆體的變形角超過一定程度時，牆體角隅因受到擠壓而開始產生損壞。且變形的程度越大時，裂縫也會隨之產生並延伸，使得牆體破壞的範圍也會變的更大。

此外，後期壁面內裝修之固定因需於牆體釘著角材，故亦會造成牆體額外的損壞。如【圖 4-2-31】所示，牆體之粉刷層已剝落且有土壁外露、龜裂的情形。



【圖 4-2-28】後期室內壁面裝修



【圖 4-2-29】牆體角隅之粉刷層浮凸、開裂



【圖 4-2-30】牆體之剪力斜向裂縫



【圖 4-2-31】後期裝修造成之牆體破損

3. 屋架

臺中刑務所典獄官舍之木屋架以受到白蟻蛀蝕而產生的腐朽最為嚴重。此情況可於屋架內多處木構件發現白蟻蟻道及蛀蝕痕跡【圖 4-2-32】~【圖 4-2-34】，其中，和館正同柱之柱頭遭受白蟻嚴重蛀蝕，已影響構材之結構功能【圖 4-2-35】。且部分木構件有因受潮而產生水潮及腐朽菌，其長時間的侵蝕木料，進而導致木構件之發霉、腐朽【圖 4-2-36】。木料受潮腐朽與白蟻蛀蝕之問題會使得構材的斷面尺寸減少並影響材料強度，進而造成結構安全上之疑慮。

另外，屋架中之桁條、陸樑及合掌等構件均有沿著纖維方向之乾縮裂縫，如【圖 4-2-37】所示。此裂縫的產生使得上述構件之有效斷面減小，尤其位於構材斷面側邊之乾縮裂縫亦會使斷面之 I 值大大減小，進而影響承載屋面重量之能力。



【圖 4-2-32】陸樑木構件白蟻蟻道



【圖 4-2-33】合掌木構件之白蟻蟻道



【圖圖 4-2-34】正同柱木料白蟻蟻道



【圖 4-2-35】正同柱柱頭白蟻蛀蝕腐朽



【圖 4-2-36】木料受潮腐朽



【圖 4-2-37】桁條之乾縮裂縫

二、結構耐震安全評估方法

由於木造建築的屋頂重量特別大，屋架除要承載上方桁條、椽條、屋面板及屋瓦等構件重量，尚還要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。而牆體則為日式木造建築抵抗水平外力的重要構造元素，故臺中刑務所典獄官舍的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。

以下即分別針對木屋架、牆體之結構安全評估方式進行說明，且評估時假設屋架、木骨架及牆體皆已依原樣修復完成。

(一) 木屋架承重結構安全評估方法

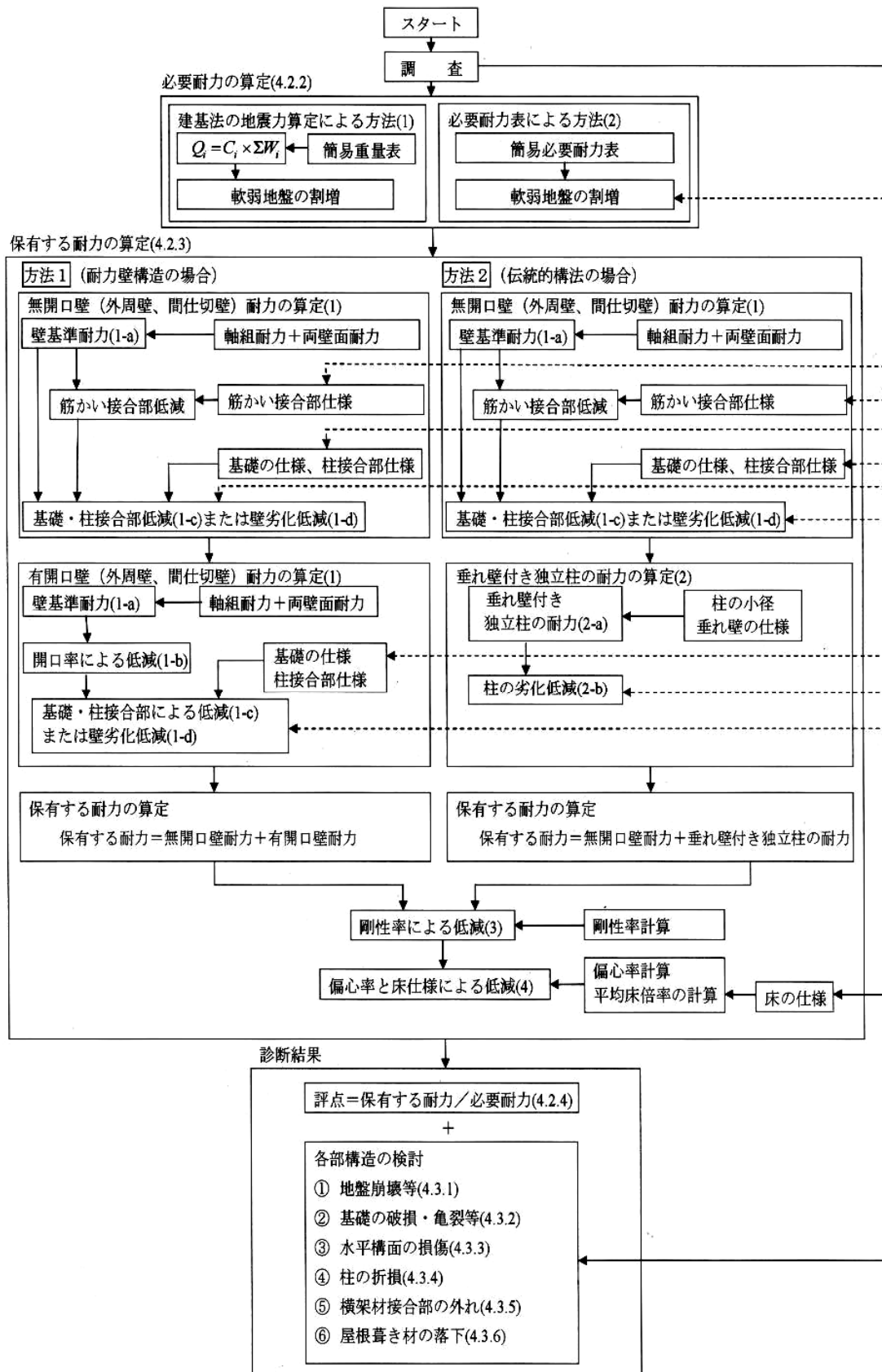
臺中刑務所典獄官舍木屋架之結構安全評估，即將靜載重及活載重之作用情況合併考慮，並使用 Midas / Gen Ver.795 (2012V1.1) 程式來進行分析，進而檢討斷面應力是否合乎規定。

(二) 牆體耐震結構安全評估方法

本案牆體的耐震評估是以日本國土交通省住宅局 2004 年監修推行的「木造住宅の耐震診斷と補強方法」中之「保有耐力診斷法」予以評估。其方法流程如【圖 4-2-38】所示。

上部構造評點，係計算出建築物耐震所需之「必要耐力」，並與壁體所能提供之「保有耐力」作比較，若保有耐力大於必要耐力，代表建築物具基本之耐震能力。在計算壁體耐力時，需針對每一片

壁體之開口狀況、接合方式、基礎形式、劣化等級對耐力與剛度進行折減，故須對建築物進行詳細之構造與損壞調查。最後再針對結構系統之樓層剛度差異、重心與剛心之偏心率、柔性樓板之影響，來求得折減後之壁體總耐力。其相關計算方式如下：



【圖 4-2-38】保有耐力診断法之流程图

1. 必要耐力 Q_r

必要耐力之計算如【表 4-2-1】，即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「形狀割增係數」，如【表 4-2-2】，因此可將必要耐力之計算改為下式：

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

【表 4-2-1】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	×	軟弱地盤割增係數	×	形狀割增係數	=	必要耐力 Q_r
m^2			kN/m^2		kN/m^2									kN

【表 4-2-2】形狀割增係數

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

【表 4-2-3】本文必要耐力 Q_r 之計算方法

最小設計水平總橫力 V	×	形狀加成係數	=	必要耐力 Q_r
kN				kN

2. 保有耐力 Q_d 【表 4-2-4】保有耐力 Q_d 之計算

壁體耐力 ΣQ_w	×	軟弱樓層剛度折減 F_s	×	偏心折減 F_{ep}	×	柔性樓板剛度折減 F_{ef}	=	保有耐力 Q_d
kN								kN

(1) 壁體耐力與剛度

保有耐力診斷法除計算壁體耐力 Q_w 以求得保有耐力外，並計算壁體之剛度 S_w ，用以求得各樓層之層間位移、以及平面上之剛心位置。壁體耐力 Q_w 計算如【表 4-2-5】所示，以壁體單位長度之基準耐力乘以壁長求得，並針對開口大小、框架結點接合方式、構材之劣化對耐力進行折減。壁體剛度之計算方式與耐力計算方式相同【表 4-2-6】。

【表 4-2-5】壁體耐力 Q_w 之計算方式

基準耐力 P_{w0}	×	開口折減係數 K_0	×	接合部耐力折減係數 C_f 或 劣化係數 C_{dw} (取小值)	×	壁長 L	=	壁體耐力 Q_w
kN/m						m		kN

【表 4-2-6】壁體剛度 S_w 之計算方式

基準剛度 S_{w0}	×	開口折減係數 K_0	×	接合部耐力折減係數 C_f 或 劣化係數 C_{dw} (取小值)	×	壁長 L	=	壁體剛度 S_w
kN/rad/m						m		kN/rad

其中：

(a) 基準耐力 P_{w0} 與基準剛度 S_{w0}

壁體依構造方式分為框架內、外壁材、內壁材三部份，基準耐力與剛度分別由【表 4-2-7】~【表 4-2-10】查得並加總。

(b) 開口折減係數

如【表 4-2-11】，開口分為窗型與門型兩種，窗型開口之高度限制為 60~120cm，若開口高度大於 120cm，本文則視為門型開口；門型開口上部垂壁高度須為 36cm 以上，方列入耐力計算，並依開口寬度查得折減係數。

(c) 接合部耐力折減係數

如【表 4-2-12】、【圖 4-2-39】、【圖 4-2-40】，其中接合部 I 指符合“平成 12 年建告 1460 號”規定之連結鐵件，接合部 II 指可提供 3kN 以上之容許軸拉力之鐵件，接合部 III、IV 則是容許軸拉力未達 3kN 之鐵件，詳【表 4-2-13】。

(d) 劣化係數

如【表 4-2-14】。

【表 4-2-7】木框架(軸組)之基準耐力與基準剛度

工法の種類		基準耐力 (kN/m)	剛性 (kN/rad./m)	所定の接合金物
土塗り壁	塗厚 50mm 未満	1.7	260	—
	塗厚 50mm 以上 70mm 未満	2.2	400	—
	塗厚 70mm 以上 90mm 未満	3.5	640	—
	塗厚 90mm 以上	3.9	700	—
筋かい(鉄筋 9φ)	圧縮筋かい	0	0	貫通ナット締め又は 8-CN90
	引張筋かい	3.1	430	
	圧縮・引張を区別しない場合	1.6	210	
筋かい (木材 15×90 以上)	圧縮筋かい	1.7	320	びんた伸ばし 5-N65
	引張筋かい	1.3	320	
	圧縮・引張を区別しない場合	1.6	320	
筋かい (木材 30×90 以上)	圧縮筋かい	2.9	510	BP 又は同等品
	引張筋かい	1.8	450	
	圧縮・引張を区別しない場合	2.4	480	
筋かい (木材 45×90 以上)	圧縮筋かい	3.7	670	BP2 又は同等品
	引張筋かい	2.6	640	
	圧縮・引張を区別しない場合	3.2	650	
筋かい (木材 90×90 以上)	圧縮筋かい	6.9	1010	ボルト M12
	引張筋かい	2.7	640	
	圧縮・引張を区別しない場合	4.8	830	

【表 4-2-8】 框架内木製斜撐(木製筋かい)基準耐力之接合折減

筋かい金物等	筋かいの要素基準耐力(kN)		
	2.0 未満	2.0 以上 4.0 未満	4.0 以上
2.0 倍用金物以上	1.0	1.0	1.0
1.5 倍用金物	1.0	1.0	0.8
釘打ち (2-N75 程度) 以下	1.0	0.8	0.6

【表 4-2-9】外壁板材基準耐力與基準剛度

工法の種類		基準耐力 (kN/m)	剛性 (kN/rad./m)	断面等	釘	釘の本数ま たは間隔	
耐力壁	大壁	きずりを釘打ちした壁	1.1	160	15×45mm 以上	N50	—
		構造用合板	5.2	730	厚さ 7.5mm 以上	N50	150mm 以下、 四周打ち
		構造用パネル (OSB)	5.0	750		N50	150mm 以下、 四周打ち
		硬質木片セメン ト板	4.1	970	厚さ 12mm 以上	N50	150mm 以下、 四周打ち
		フレキシブルボ ード	3.5	810	厚さ 6mm 以上	GNF40 または GNC40	150mm 以下、 四周打ち
		石綿パーライト 板	3.4	480	厚さ 12mm 以上	GNF40 または GNC40	150mm 以下、 四周打ち
		石綿ケイ酸カル シウム板	2.9	760	厚さ 8mm 以上	GNF40 または GNC40	150mm 以下、 四周打ち
		炭酸マグネシウ ム板	2.8	740	厚さ 12mm 以上	GNF40 または GNC40	150mm 以下、 四周打ち
		パルプセメント 板	2.7	540	厚さ 8mm 以上	GNF40 または GNC40	150mm 以下、 四周打ち
		シージングイン シュレーション ボード	2.0	400	厚さ 12mm 以上	SN40	外周 100mm 以下、中間 200mm 以下、 四周打ち
		ラスシート	2.7	700	厚さ 0.4mm 以上	N38	—
雑壁	大壁	モルタル塗り	1.6	320			
		窯業系サイディン グ張り(釘止め)	1.7	260			

註：1)大壁で胴縁下地の壁面の場合は基準耐力の代わりに修正基準耐力を用いる。修正基準耐力は以下とする

基準耐力	修正基準耐力
2 kN 以下	基準耐力×1.0
2 kN 超 4 kN 以下	基準耐力× $(-\frac{1}{8} \cdot \text{基準耐力} + 1.25)$
4 kN 超	3 kN

2) 大壁で胴縁下地の壁面の場合は剛性の代わりに修正剛性を用いる。修正剛性は以下とする。

$$\frac{1}{\text{修正剛性}} = \frac{1}{\text{剛性}} + \frac{1}{800}$$

【表 4-2-10】 内壁板材基準耐力與基準剛度

工法の種類		基準耐力 (kN/m)	剛性 (kN/rad./m)	断面等	釘	釘の本数または間隔	
耐力壁	大壁	石膏ボード張り(直張り)	2.1	560	厚さ 12mm 以上	GNF40 または GNC40	150mm 以下、 四周打ち
		構造用合板(直張り)	5.2	730	厚さ 7.5mm 以上	N50	150mm 以下、 四周打ち
		構造用パネル(直張り)	5.0	750		N50	150mm 以下、 四周打ち
	真壁	石膏ボード張り(貫仕様)	1.6	440	厚さ 12mm 以上	GNF40 または GNC40	150mm 以下
		構造用合板(貫仕様)	3.3	460	厚さ 7.5mm 以上	N50	150mm 以下
品確法 準耐力壁	大壁	構造用合板	3.1	440	厚さ 7.5mm 以上	N50	150mm 以下、 川の字打ち
		構造用パネル	3.2	480		N50	150mm 以下、 川の字打ち
		パーティクルボード	2.8	560	厚さ 12mm 以上	N50	150mm 以下、 川の字打ち
		石膏ボード(直張り)	1.3	340	厚さ 12mm 以上	GNF40 または GNC40	150mm 以下、 川の字打ち
		きずり等を釘打ちしたもの	1.0	140	15×45mm 以上		
雑壁	大壁	石膏ボード張り(非耐力壁仕様)	1.2	320	厚さ 12mm 以上	GNF40 または GNC40	200mm 以下、 川の字打ち
		化粧合板	1.4	200	厚さ 5.5mm 以上	N38	200mm 以下、 川の字打ち
		構造用合板(非耐力壁仕様)	2.5	360	厚さ 7.5mm 以上	N50	200mm 以下、 川の字打ち
		構造用パネル(非耐力壁仕様)	2.5	360		N50	200mm 以下、 川の字打ち
	真壁	石膏ボード張り(非耐力仕様)	1.3	300	厚さ 12mm 以上	GNF40 または GNC40	200mm 以下、 川の字打ち
		化粧合板	1.0	150	厚さ 5.5mm 以上	N38	200mm 以下、 川の字打ち

註：1)大壁で胴縁下地の壁面の場合は基準耐力の代わりに修正基準耐力を用いる。修正基準耐力は以下とする。

基準耐力	修正基準耐力
2 kN 以下	基準耐力×1.0
2 kN 超 4 kN 以下	基準耐力× $(-\frac{1}{8} \cdot \text{基準耐力} + 1.25)$
4 kN 超	3 kN

2)大壁で胴縁下地の壁面の場合は剛性の代わりに修正剛性を用いる。修正剛性は以下とする。

$$\frac{1}{\text{修正剛性}} = \frac{1}{\text{剛性}} + \frac{1}{800}$$

【表 4-2-11】 内壁板材基準耐力與基準剛度

開口幅 (m)	單位長さあたりの強度の比率		
	1 m 以下	1 m 超 2m 以下	2m 超 (ただし、3m 超は 3m と見なす。)
窓型開口	0.4	0.3	0.2
掃き出し開口	0.2	0.15	0.1

注)「窓型開口」: 窓開口のこと。垂れ壁・腰壁がある開口で、開口高さが概ね600mmから1200mm程度のもの。
 「掃き出し開口」: ドアや掃き出しの開口のこと。垂れ壁がある開口で、垂れ壁高さが360mm以上のもの。

【表 4-2-12】 接合部耐力折減係数 C_f

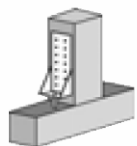
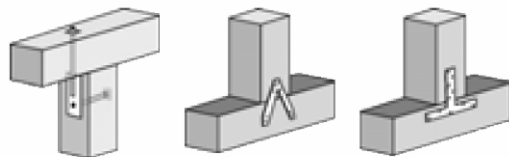
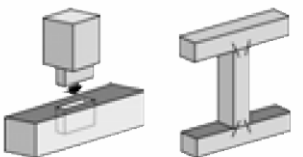
①最上階 (平屋建ての1階を含む)

壁強さ倍率 C	2.5kN/m 未満			2.5 以上 4.0 未満			4.0 以上 6.0 未満			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

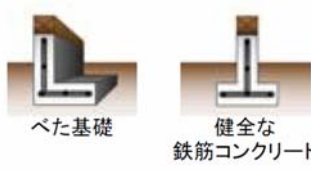

② 2階建ての1階、3階建ての1階及び3階建ての2階

壁強さ倍率 C	2.5kN/m 未満			2.5 以上 4.0 未満			4.0 以上 6.0 未満			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	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 II	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 III	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 IV	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	0.8	0.7	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6

この表において、接合部 I ~ IV の仕様は以下の通り。

接合部 I	接合部 II	接合部 III・IV
		
ホールダウン 金物など	羽子板 ボルト 山形 プレート かど金物	ほぞ差し かすがい
接合部 I	符合”平成 12 年建告 1460 号”規定之連結鐵件	
接合部 II	魚尾螺栓(羽子板ボルト)、V 形鐵件(山形プレート VP)、T 形或 L 形鐵件(かど金物 CP-T、CR-L)、硬木栓(込み栓)	
接合部 III	公母榫(ほぞ差し)、釘接合(釘打ち)、螞蟻釘(かすがい)等(構面兩端為通柱)	
接合部 IV	公母榫、釘接合、螞蟻釘等(非通柱)	

【圖 4-2-39】 接合部類型示意圖

基礎 I	基礎 II	基礎 III
 <p>べた基礎 健全な鉄筋コンクリート</p>	 <p>ひび割れのある鉄筋コンクリート 無筋コンクリート 玉石基礎</p>	<p>その他の基礎</p>
<p>基礎 I 無劣化的 RC 閥式基礎或 RC 布基礎</p>	<p>基礎 II 劣化的 RC 布基礎、無筋混凝土布基礎、地板構造下具石基之木短柱</p>	<p>基礎 III 其他型式的基礎(磚砌布基礎)</p>

【圖 4-2-40】基礎類型示意圖

【表 4-2-13】柱頭柱脚接合方式之容許軸拉力

柱脚柱頭接合部の仕様	許容引張耐力 T_a (kN)
短ほぞ差し	0.0
かすがい打	1.1
長ほぞ差し込み栓打	3.8
L字型かど金物*1) C N65×5 本打ち	3.4
T字型かど金物*1) C N65×5 本打ち	5.1
山形プレート金物*1) C N90×8 本打ち	5.9
羽子板ボルト φ 12mm、短冊金物	7.1
羽子板ボルト φ 12mm に長さ 50mm 径 4.5mm スクリュー釘	8.5
10kN 用引き寄せ金物	10.0
15kN 用引き寄せ金物	15.0
20kN 用引き寄せ金物	20.0
25kN 用引き寄せ金物	25.0
15kN 用引き寄せ金物×2 枚	30.0

*1) (財) 日本住宅・木材技術センターの Z マーク金物

【表 4-2-14】壁體劣化耐力折減係數

(a) 壁部材の劣化による耐力低減係数 C_{dw} (最上階以外の階用)				
劣化の程度	壁の基準耐力 P_w (kN/m)			
	2.5 未満	2.5 以上 4.0 未満	4.0 以上 6.0 未満	6.0 以上
①劣化が認められない	1.0	1.0	1.0	1.0
②部材に部分的な劣化が認められる。 (ドライバーが刺さる、部材の腐朽が見られるなど)	1.0	0.9	0.8	0.8
③部材に著しい劣化が認められる。 (ドライバーが簡単に深く刺さる、部材が劣化して接合部の耐力がないなど)	1.0	0.8	0.7	0.6

(b) 壁部材の劣化による耐力低減係数 C_{dw} (最上階用)				
劣化の程度	壁の基準耐力 P_w (kN/m)			
	2.5 未満	2.5 以上 4.0 未満	4.0 以上 6.0 未満	6.0 以上
①劣化が認められない	1.0	1.0	1.0	1.0
②部材に部分的な劣化が認められる。 (ドライバーが刺さる、部材の腐朽が見られるなど)	0.85	0.7	0.6	0.6
③部材に著しい劣化が認められる。 (ドライバーが簡単に深く刺さる、部材が劣化して接合部の耐力がないなど)	0.7	0.35	0.25	0.2

(2) 軟弱樓層剛度折減

樓層剛性率計算方式如下，單層建築無需折減：

$$F_s = 1.0 / (2.0 - R_s / 0.6) \quad (R_s \leq 0.6)$$

$$F_s = 1.0 \quad (0.6 \leq R_s)$$

式中：

$$R_s \text{ 爲各樓層之剛性率： } R_s = rs / \overline{rs}$$

rs 爲該樓層層間位移角倒數，層間位移角=樓層必要耐力/樓層總剛度

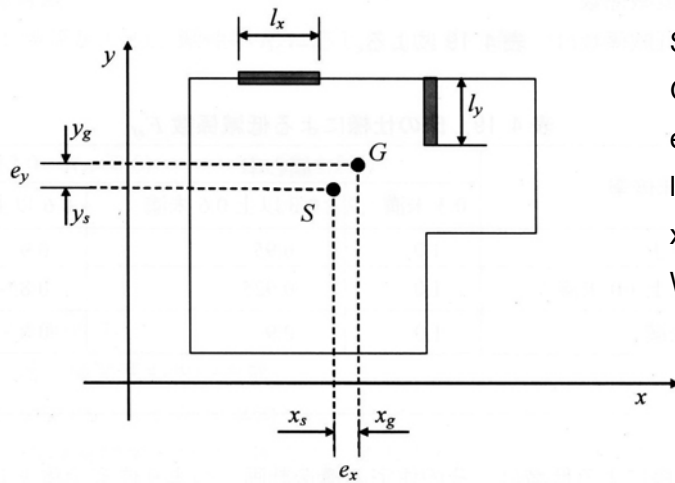
\overline{rs} 爲所有樓層位移角倒數之平均值

(3) 偏心折減

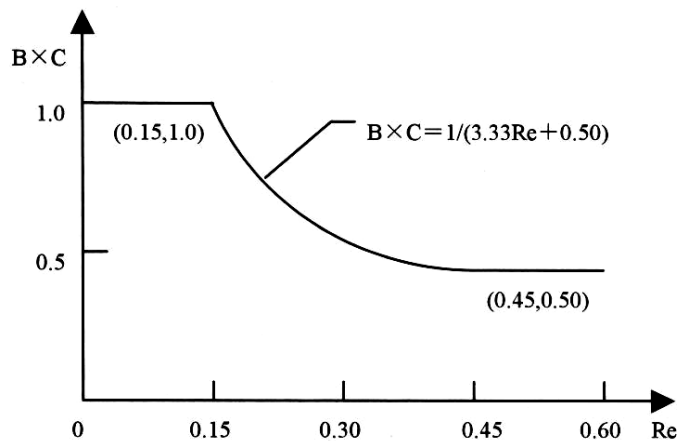
偏心率是考量建築物重心與剛心的不一致而計算求得，其中重心與建築物單位面積的重量與平面形狀，剛心又與建築物的牆體強度與配置。當建築物的偏心率越大，則建築物遭遇到水平地震力時所產生的偏心扭轉也會越大，對建築物愈加不利。偏心率的相關計算公式如【表 4-2-15】，最後再由偏心率與配置折減係數（B×C）關係，如【圖 4-2-41】，求得偏心折減係數。

【表 4-2-15】 偏心率計算方式

	x方向牆體	y方向牆體
從座標軸到剛心的距離	$y_s = \frac{\sum l_x \cdot y}{\sum l_x}$	$x_s = \frac{\sum l_y \cdot x}{\sum l_y}$
從座標軸到重心的距離	$y_g = \frac{\sum W \cdot y}{\sum W}$	$x_g = \frac{\sum W \cdot x}{\sum W}$
偏心距離	$e_y = y_s - y_g $	$e_x = x_s - x_g $
彈力半徑	$r_{e-x} = \sqrt{\frac{\sum l_x (y - y_s)^2 + \sum l_y (x - x_s)^2}{\sum l_x}}$	$r_{e-y} = \sqrt{\frac{\sum l_y (x - x_s)^2 + \sum l_x (y - y_s)^2}{\sum l_y}}$
偏心率	$R_{e-x} = \frac{e_y}{r_{e-x}}$	$R_{e-y} = \frac{e_x}{r_{e-y}}$



S 為剛心(x_s,y_s)
 G 為重心(x_g,y_g)
 e_x、e_y 為偏心距離
 l_x、l_y 分別為 x 向與 y 向的剛度
 x、y 分別為對應座標軸的位置
 W 為相對應面積的建築物重量



【圖 4-2-41】 偏心率與配置折減係數(B×C)關係

(4) 柔性樓板剛度折減

由偏心率與平均樓板剛度倍率查【表 4-2-16】得之，若偏心率小於 0.3 則無需折減，不同樓板或屋頂構造、以及火打樑配置之剛度倍率查【表 4-2-17】並加總得之。

【表 4-2-16】柔性樓板剛度折減係數

平均床倍率	偏心率		
	0.3 未滿	0.3 以上 0.6 未滿	0.6 以上
1.0 以上	1.0	0.95	0.9
0.5 以上 1.0 未滿	1.0	0.925	0.85
0.5 未滿	1.0	0.9	0.8

【表 4-2-17】樓板剛性倍率

番号	水平構面の仕様	床倍率
1	構造用合板 12mm 以上又は構造用パネル 1・2 級以上、根太@340 以下落とし込み、N50@150 以下	2.00
2	構造用合板 12mm 以上又は構造用パネル 1・2 級以上、根太@340 以下半欠き、N50@150 以下	1.60
3	構造用合板 12mm 以上又は構造用パネル 1・2 級以上、根太@340 以下転ばし、N50@150 以下	1.00
4	構造用合板 12mm 以上又は構造用パネル 1・2 級以上、根太@500 以下落とし込み、N50@150 以下	1.40
5	構造用合板 12mm 以上又は構造用パネル 1・2 級以上、根太@500 以下半欠き、N50@150 以下	1.12
6	構造用合板 12mm 以上又は構造用パネル 1・2 級以上、根太@500 以下転ばし、N50@150 以下	0.70
7	構造用合板 24mm 以上、根太なし直張り 4 周釘打ち、N75@150 以下	3.00
8	構造用合板 24mm 以上、根太なし直張り川の字釘打ち、N75@150 以下	1.20
9	幅 180 杉板 12mm 以上、根太@340 以下落とし込み又は半欠き、N50@150 以下	0.39
10	幅 180 杉板 12mm 以上、根太@340 以下転ばし、N50@150 以下	0.30
11	幅 180 杉板 12mm 以上、根太@500 以下落とし込み、N50@150 以下	0.26
12	幅 180 杉板 12mm 以上、根太@500 以下半欠きまたは転ばし、N50@150 以下	0.24
13	5 寸勾配以下、構造用合板 9mm 以上又は構造用パネル 1・2・3 級、垂木@500 以下転ばし、N50@150 以下	0.70
14	矩勾配以下、構造用合板 9mm 以上又は構造用パネル 1・2・3 級、垂木@500 以下転ばし、N50@150 以下	0.50
15	5 寸勾配以下、幅 180 杉板 9mm 以上、垂木@500 以下転ばし、N50@150 以下	0.20
16	矩勾配以下、幅 180 杉板 9mm 以上、垂木@500 以下転ばし、N50@150 以下	0.10
17	火打ち、金物 HB または木製 90×90、平均負担面積 2.5 m ² 以下、梁背 240 以上	0.80
18	火打ち、金物 HB または木製 90×90、平均負担面積 2.5 m ² 以下、梁背 150 以上	0.60
19	火打ち、金物 HB または木製 90×90、平均負担面積 2.5 m ² 以下、梁背 105 以上	0.50
20	火打ち、金物 HB または木製 90×90、平均負担面積 3.3 m ² 以下、梁背 240 以上	0.48
21	火打ち、金物 HB または木製 90×90、平均負担面積 3.3 m ² 以下、梁背 150 以上	0.36
22	火打ち、金物 HB または木製 90×90、平均負担面積 3.3 m ² 以下、梁背 105 以上	0.30
23	火打ち、金物 HB または木製 90×90、平均負担面積 5.0 m ² 以下	0.24

3. 上部構造評點

將保有耐力 P_d 與必要耐力 Q_r 相除，即可得出上部構造評點，診斷結果之判定如【表 4-2-18】。

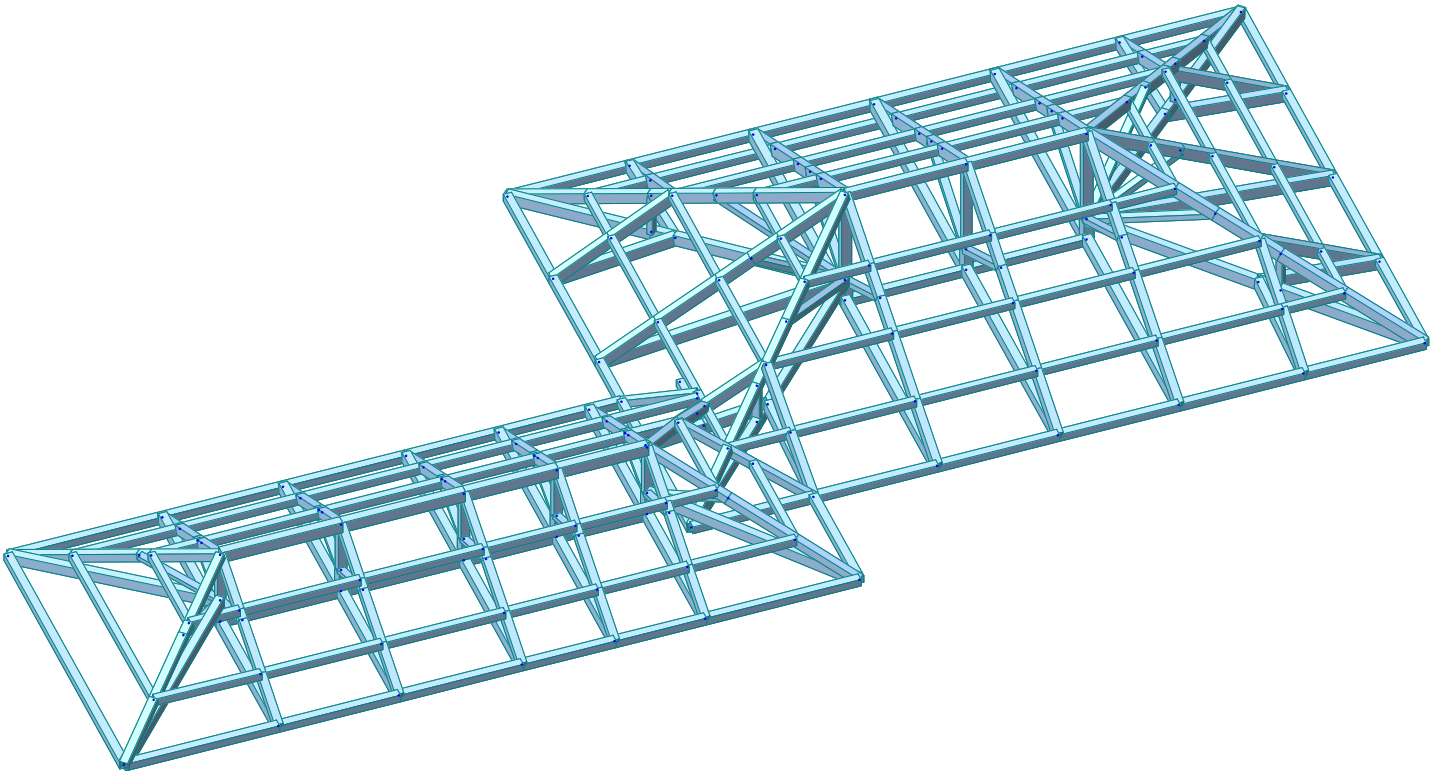
【表 4-2-18】評分與診斷結果判定關係

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

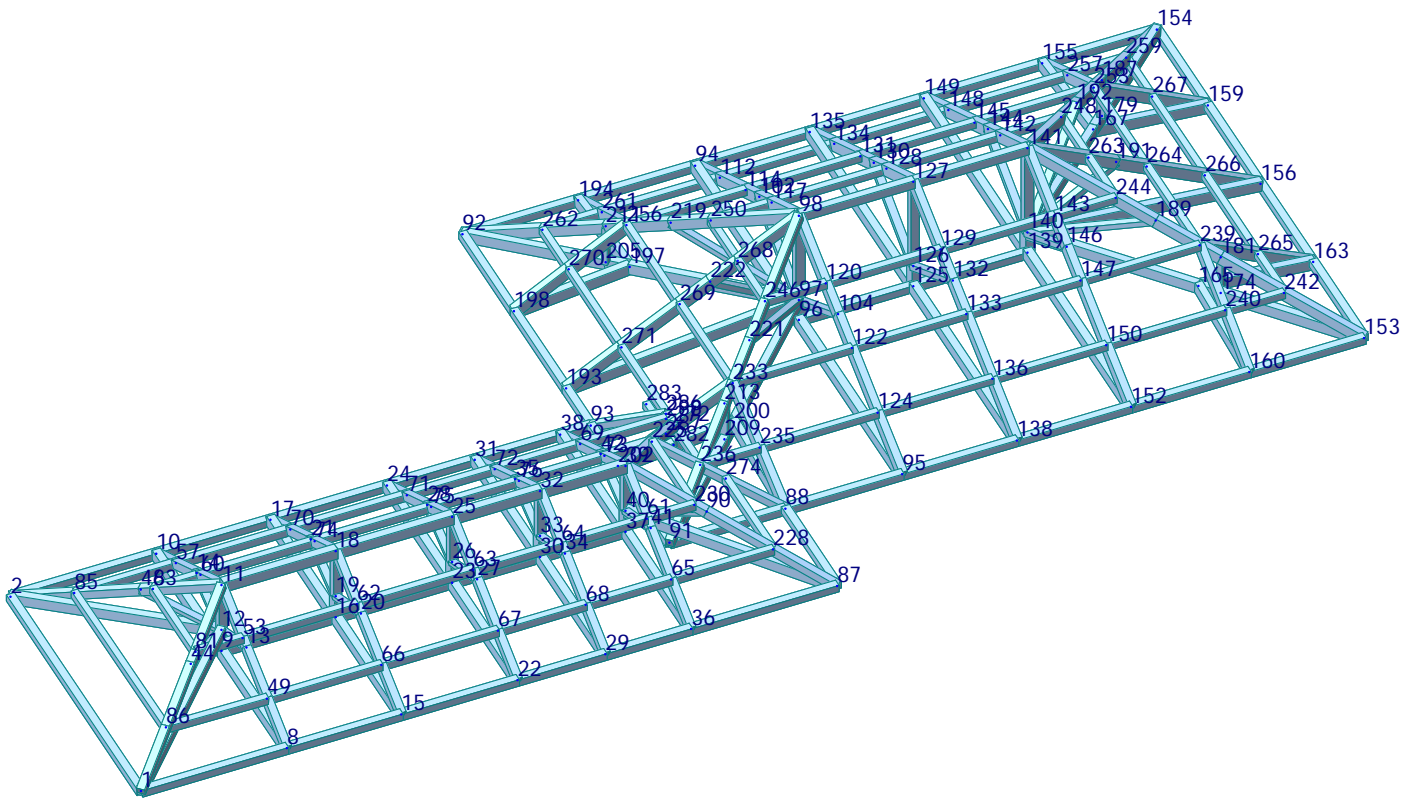
三、結構安全評估

(一) 木屋架承重結構安全評估

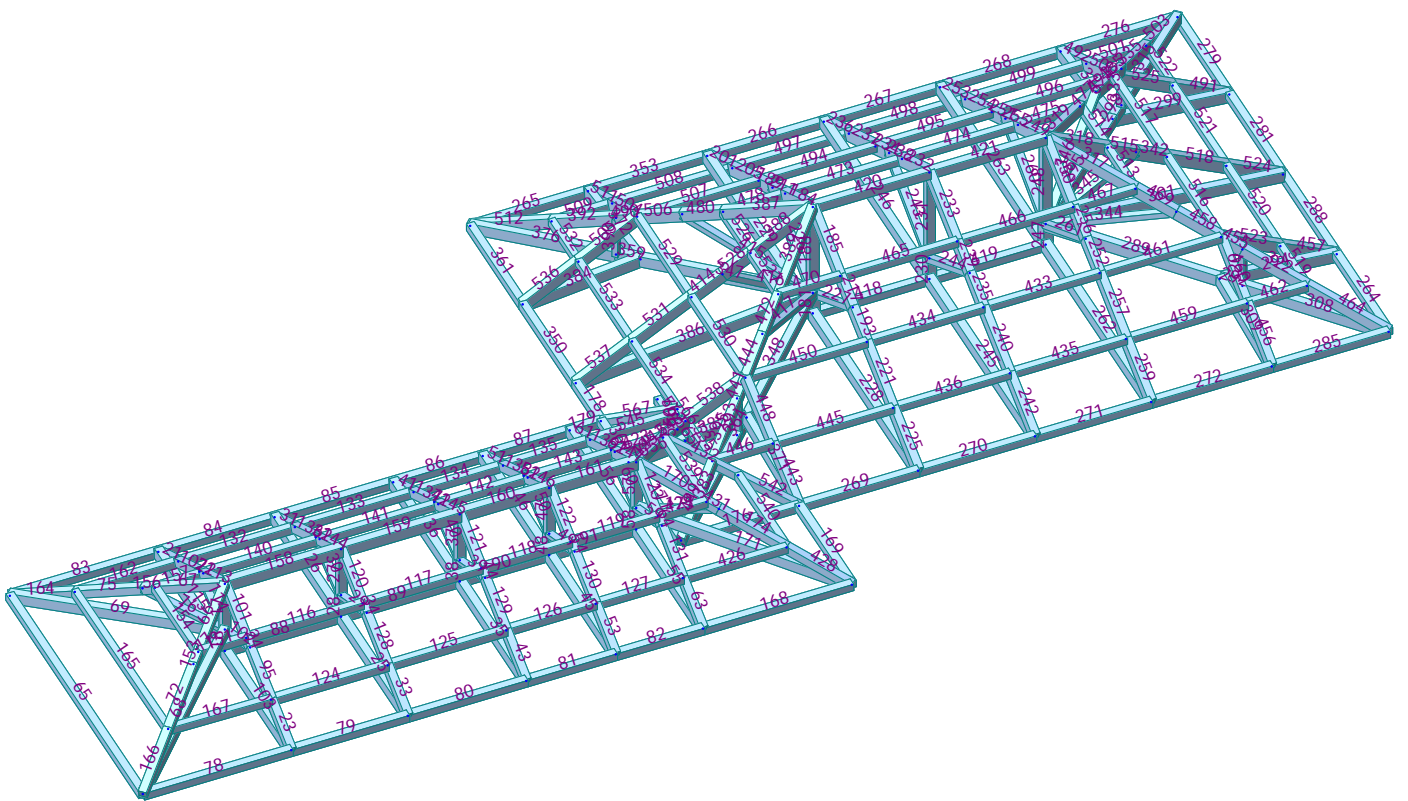
臺中刑務所典獄官舍木屋架之結構安全評估，即將靜載重及活載重之作用情況合併考慮，並使用 Midas / Gen Ver.795 (2012V1.1) 程式來進行分析，進而檢討斷面應力是否合乎規定。結構分析模型如【圖 4-2-42】所示，【圖 4-2-43】為分析模型節點編號，【圖 4-2-44】、【圖 4-2-45】則為桿件編號、斷面性質設定情形。



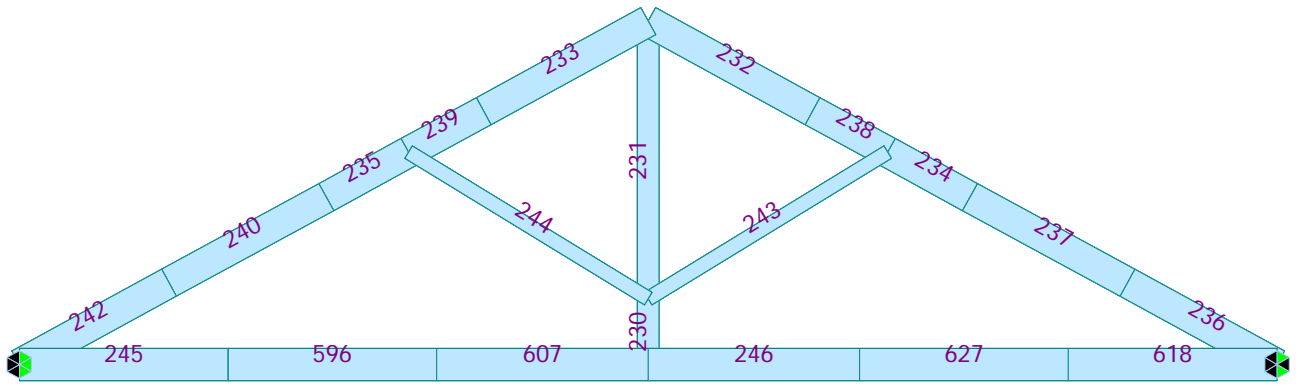
【圖 4-2-42】臺中刑務所典獄官舍—屋架結構模型分析



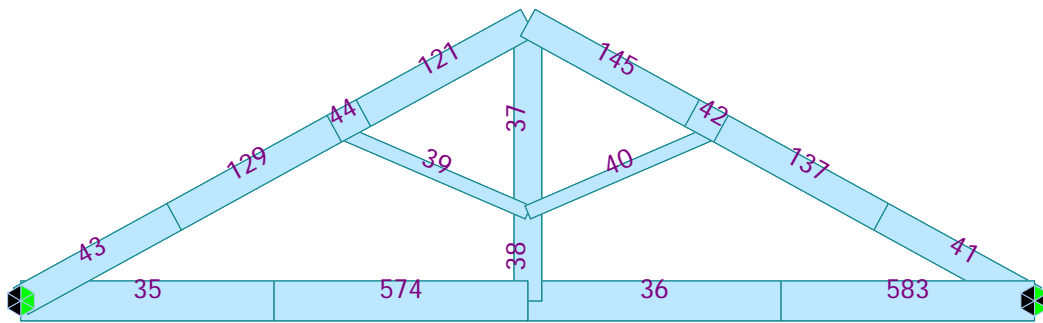
【圖 4-2-43】模型節點編號



【圖 4-2-44】桿件編號及斷面性質設定



(和館)



(洋館)

【圖 4-2-45】構架之桿件編號及斷面性質設定

本屋架之木料保守以柳杉分析，柳杉力學性質如下：

絕乾比重為 0.336，單位重以 400 kgf/m³ 計；

抗彎彈性模數(MOE×10³) 為 132.2±21.9 kgf/cm²，以 110000 kgf/cm² 計。

抗彎強度(MOR)為 896±83 kgf/cm²、

縱向抗壓強度為 218±38 kgf/cm²、

橫向抗壓強度為 58±11 kgf/cm²、

縱向抗拉強度為 461 kgf/cm²、

橫向抗拉強度為 27±4 kgf/cm²、

抗剪強度為 86±8 kgf/cm²、

橫切面硬度為 2.01 kgf/cm²、

劈裂抵抗為 59±5 kgf/cm²。

柳杉依「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 **I V 類**，規範規定之容許應力值如【表 4-2-19】：

【表 4-2-19】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 sf
		f_c	f_t	f_b	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	

1. 靜載重

靜載重：依建築技術規則構造篇，水泥瓦之屋面單位重為 $45kgf/m^2$ 。假設屋頂(含椽條、掛瓦條、屋面板及屋瓦等)單位重 $55 kgf/m^2$ ，且重量平均分攤於屋面上；而天花板單位重取 $15 kgf/m^2$ ，作用於水平大料。

根據桁條及棟木所負擔之範圍【圖 6-2-46】，計算其單位載重，並予以加載。有關典獄官舍屋架之靜載重如【圖 6-2-47】所示。

洋館：

$$\text{棟木單位載重} = (0.52 \times 2) \times 55 = 57.2 \text{ kgf/m} \quad , \quad \text{use } 58 \text{ kgf/m}$$

$$\text{桁條 1 單位載重} = 1.01 \times 55 = 55.6 \text{ kgf/m} \quad , \quad \text{use } 56 \text{ kgf/m}$$

$$\text{桁條 2 單位載重} = 0.88 \times 55 = 48.4 \text{ kgf/m} \quad , \quad \text{use } 49 \text{ kgf/m}$$

$$\text{鼻母屋單位載重} = 0.89 \times 55 = 48.9 \text{ kgf/m} \quad , \quad \text{use } 49 \text{ kgf/m}$$

天花板吊木間距以 $90cm$ 計算，各屋架之負擔範圍分別為 $1.14cm$ 、 $2.04cm$ 、 $1.60cm$ 、 $1.36cm$ 、 $1.82cm$ 。

$$\text{故：} 1.50 \times 1.14 \times 15 = 25.65 \text{ kgf} \quad , \quad \text{use } 26 \text{ kgf}$$

$$1.50 \times 2.04 \times 15 = 45.90 \text{ kgf} \quad , \quad \text{use } 46 \text{ kgf}$$

$$1.50 \times 1.60 \times 15 = 36.00 \text{ kgf} \quad , \quad \text{use } 36 \text{ kgf}$$

$$1.50 \times 1.36 \times 15 = 30.60 \text{ kgf} \quad , \quad \text{use } 31 \text{ kgf}$$

$$1.50 \times 1.82 \times 15 = 40.95 \text{ kgf} \quad , \quad \text{use } 41 \text{ kgf}$$

和館：

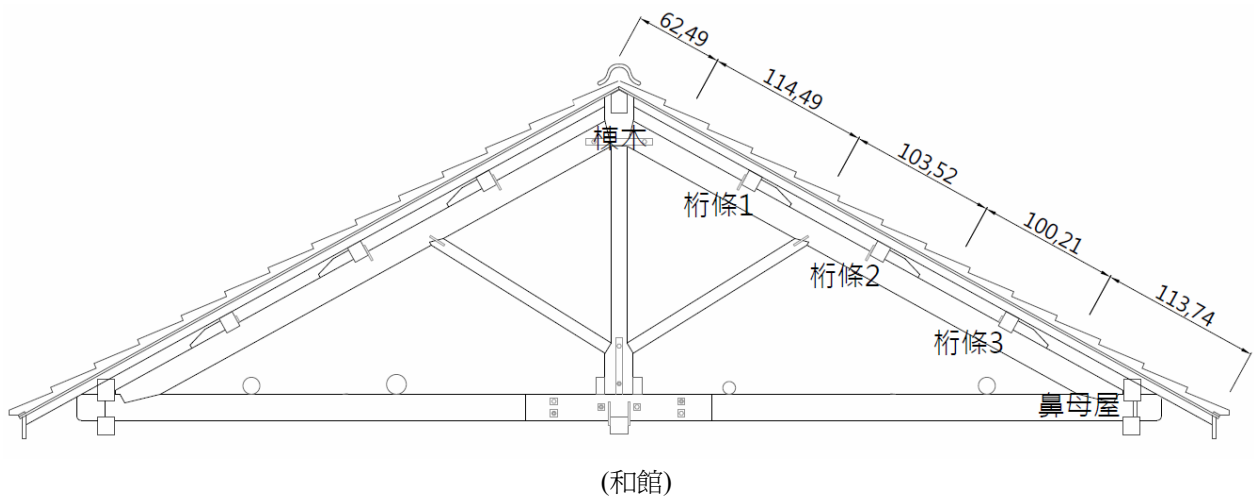
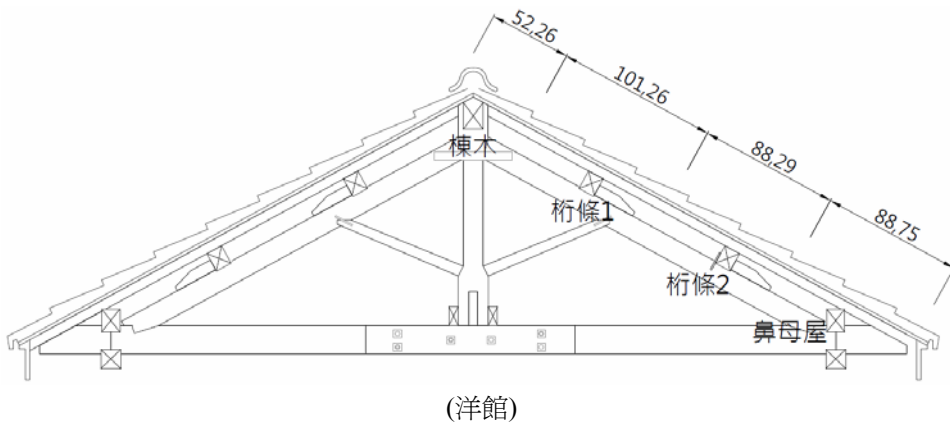
棟木單位載重 = $(0.62 \times 2) \times 55 = 68.2 \text{ kgf/m}$	，	use 69 kgf/m
桁條 1 單位載重 = $1.14 \times 55 = 62.7 \text{ kgf/m}$	，	use 63 kgf/m
桁條 2 單位載重 = $1.04 \times 55 = 57.2 \text{ kgf/m}$	，	use 58 kgf/m
桁條 3 單位載重 = $1.00 \times 55 = 55.0 \text{ kgf/m}$	，	use 55 kgf/m
鼻母屋單位載重 = $1.14 \times 55 = 62.7 \text{ kgf/m}$	，	use 63 kgf/m

天花板吊木間距以 1.21cm 計算，各屋架之負擔範圍分別為 182cm、272cm、179cm

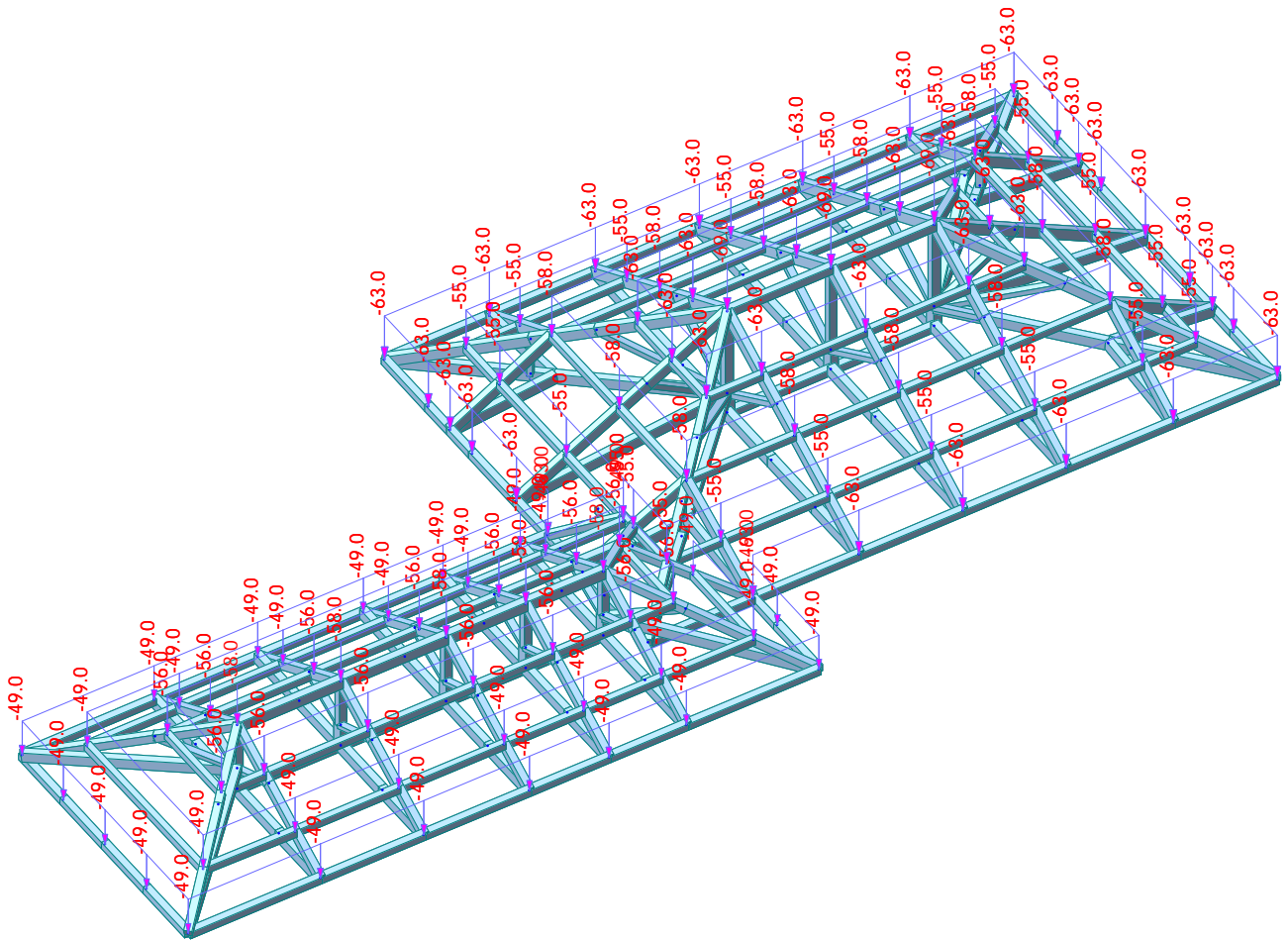
故： $1.21 \times 1.82 \times 15 = 33.03 \text{ kgf}$ ， use 34 kgf

$1.21 \times 2.72 \times 15 = 49.37 \text{ kgf}$ ， use 50 kgf

$1.21 \times 1.79 \times 15 = 32.49 \text{ kgf}$ ， use 33 kgf



【圖 4-2-46】棟木及桁條負擔載重範圍



【圖 4-2-47】木屋架靜載重

2. 活載重

活載重：依建築技術規則規定，不作用於之斜屋頂，且載重面積(水平投影面)在 $60 m^2$ 以上者，其水平投影面之活載重每平方公尺不得小於 $60 kgf/m^2$ 。

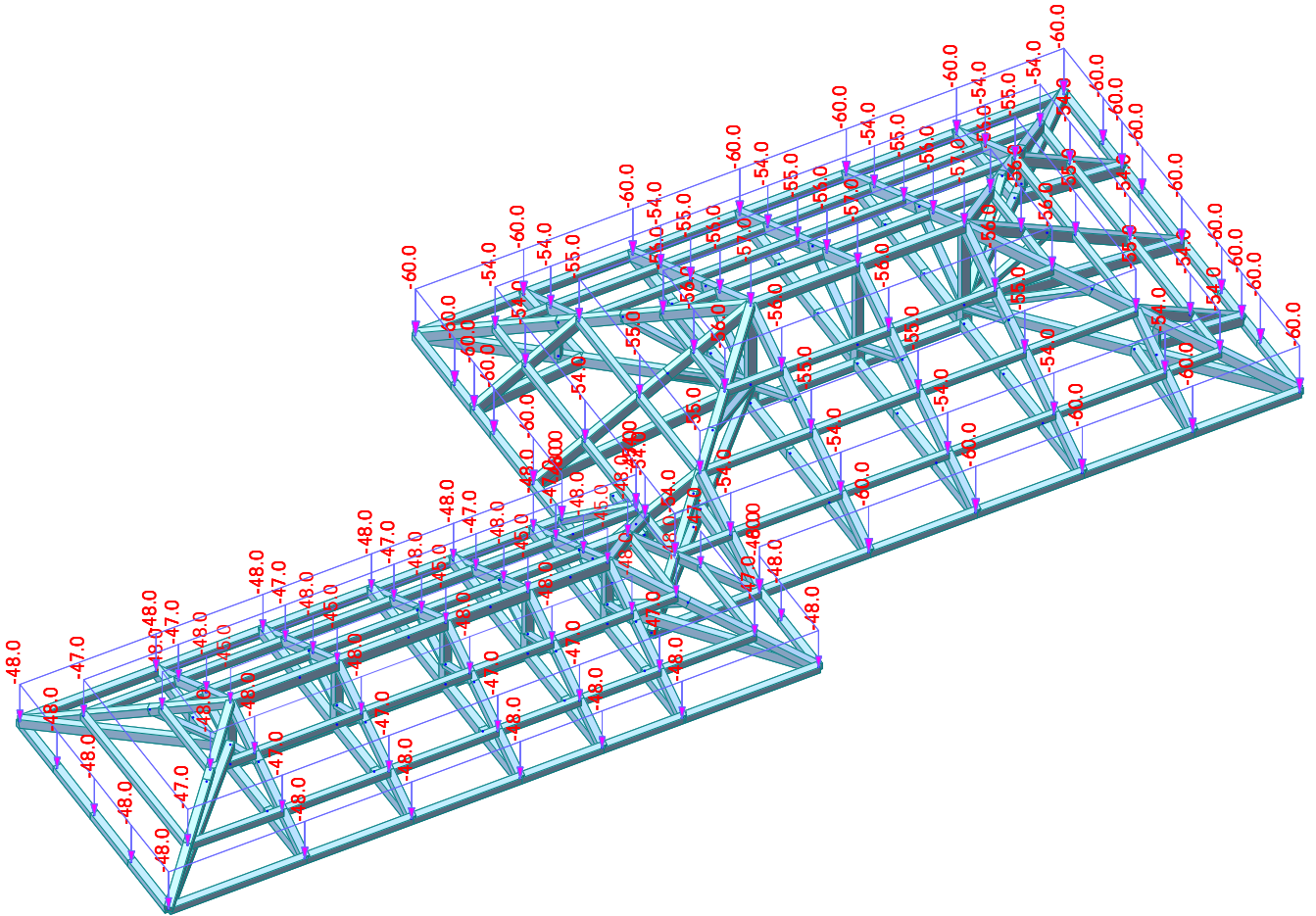
洋館桁條水平間距分別為 $74cm$ 、 $80cm$ 、 $77cm$ 、 $79cm$ ；而和館桁條水平間距則分別為 $94cm$ 、 $93cm$ 、 $91cm$ 、 $90cm$ 、 $100cm$ ，單位載重分別計算如下，並將計算結果之活載重，作用在桁條上【圖 4-2-48】。

洋館：

棟木單位載重 = $0.74 \times 60 = 44.40 kgf/m$	，	use $45 kgf/m$
桁條 1 單位載重 = $0.80 \times 60 = 48.00 kgf/m$	，	use $48 kgf/m$
桁條 2 單位載重 = $0.77 \times 60 = 46.20 kgf/m$	，	use $47 kgf/m$
鼻母屋單位載重 = $0.79 \times 60 = 47.40 kgf/m$	，	use $48 kgf/m$

和館：

- 棟木單位載重 = $0.94 \times 60 = 56.40 \text{ kgf/m}$ ， use 57 kgf/m
- 桁條 1 單位載重 = $0.93 \times 60 = 55.80 \text{ kgf/m}$ ， use 56 kgf/m
- 桁條 2 單位載重 = $0.91 \times 60 = 54.60 \text{ kgf/m}$ ， use 55 kgf/m
- 桁條 3 單位載重 = $0.90 \times 60 = 54.00 \text{ kgf/m}$ ， use 54 kgf/m
- 鼻母屋單位載重 = $1.00 \times 60 = 60.00 \text{ kgf/m}$ ， use 60 kgf/m



【圖 4-2-48】木屋架活載重

3. 載重組合

【表 4-2-20】規範表 3.5-1 載重組合

載重狀態		一般地區	多雪地區
長期	經常	D+L	D+L+S ₂
短期	積雪時	D+L+S ₁	D+L+S ₁
	暴風時	D+L+W	D+L+W D+L+S ₃ +W
	地震時	D+L+E	D+L+S ₃ +E
	火災時	D+L	D+L+S ₂

符號 D：靜載重；

L：活載重（有施工載重時應計入）；

S_1 ：雪載重，依屋頂斜率或落雪情況得適當折減；

S_2 ：多雪地區之雪載重（最深積雪量之值的 70%），依屋頂斜率或落雪情況得適當折減；

S_3 ：多雪地區之雪載重（最深積雪量之值的 35%），依屋頂斜率或落雪情況得適當折減；

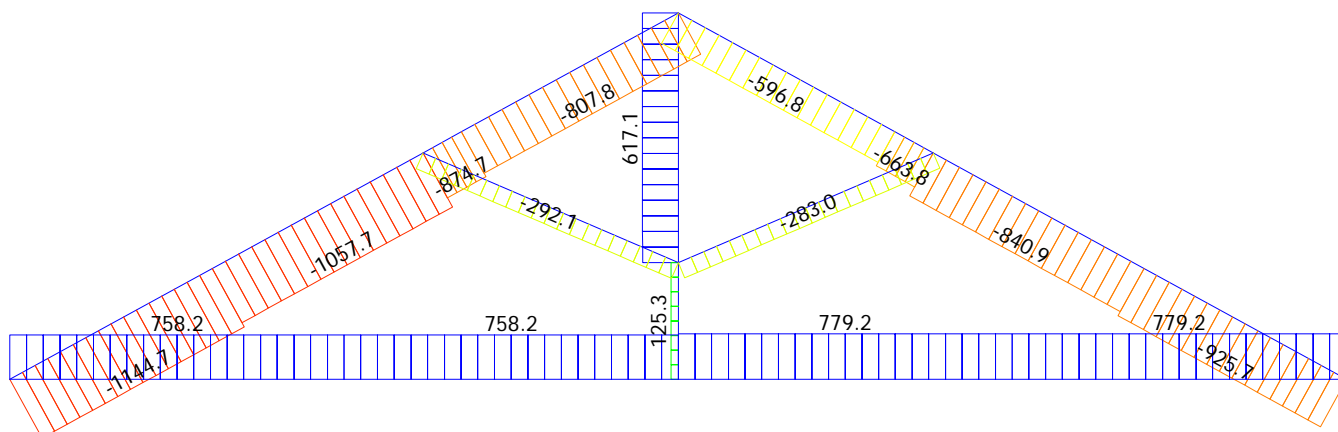
W：風力；

E：地震力。

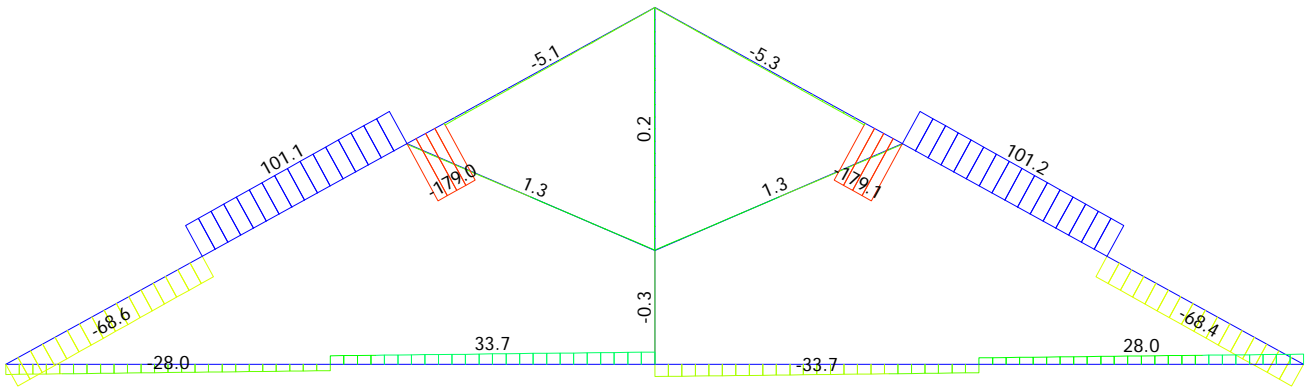
4. 長期荷重評估

A. 洋館

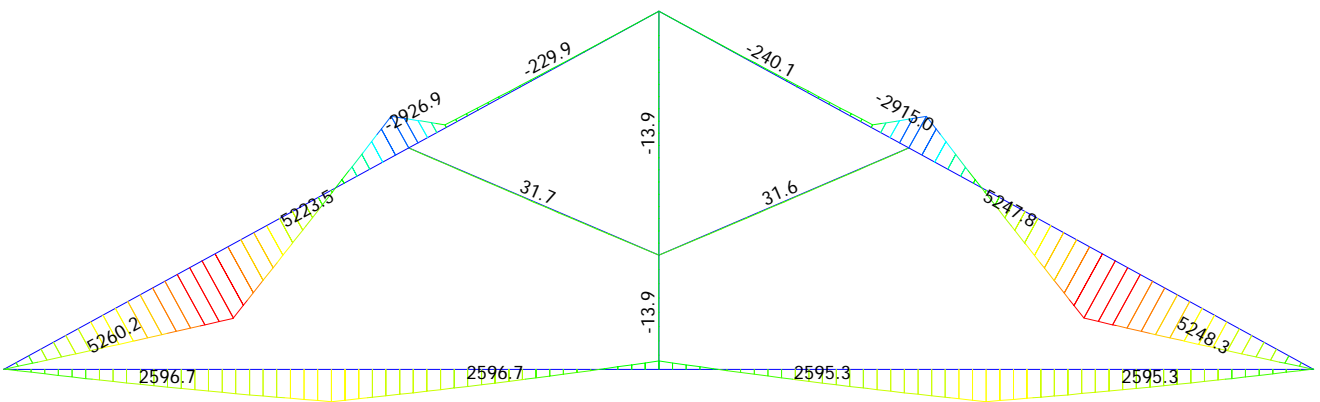
長期荷重考慮靜載重 (D) 及活載重 (L) 同時作用 (D+L) 時，洋館屋架各桿件之內力如【圖 4-2-49】~【圖 4-2-51】所示。人字大料(斷面：12cm×13.6cm)有最大軸力 $N=1144.7 \text{ kgf}$ (壓力)，最大彎矩 $M=5260.2 \text{ kgf-cm}$ ，對應剪力 $Q=68.6 \text{ kgf}$ 【圖 4-2-52】。另外，人字大料尚有最大剪力 $Q=179.1 \text{ kgf}$ 。



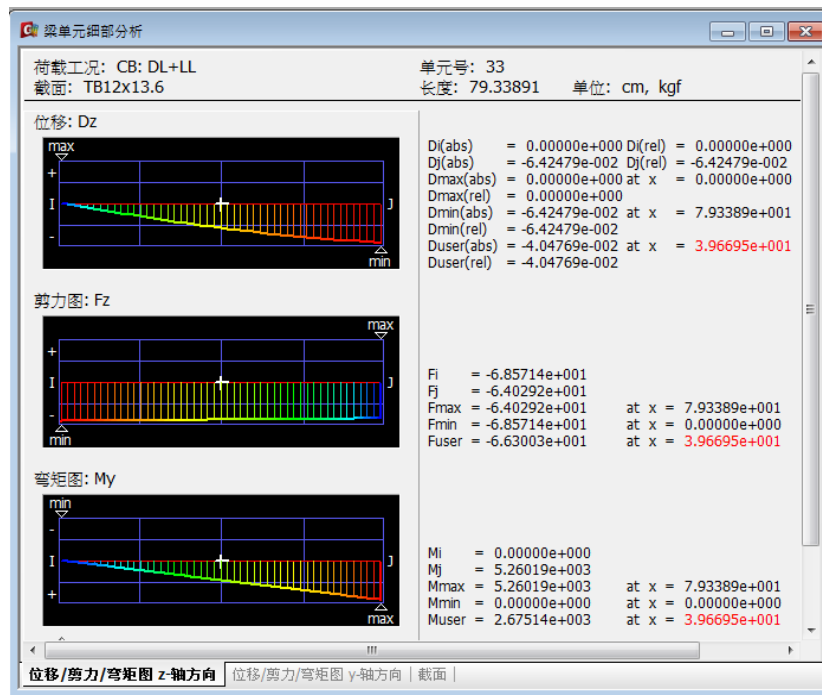
【圖 4-2-49】洋館屋架桿件軸力圖 (D+L) (單位：kgf)



【圖 4-2-50】洋館屋架桿件剪力圖 (D+L) (單位: kgf)



【圖 4-2-51】洋館屋架桿件彎矩圖 (D+L) (單位: kgf/cm)



【圖 4-2-52】洋館屋架人字大料最大內力

(1) 同時承載彎矩及壓力構材之斷面依下式計算：

$$\frac{N}{A_e} + \frac{\eta f_c}{f_b} \cdot \frac{M}{Z_e C_f} \leq \eta f_c \quad (\text{規範 5.37})$$

式中，N：設計用軸向壓力 (kgf)

M：設計用彎矩 (kgf·cm)

A_e ：淨斷面積 (cm^2)

f_c ：容許壓應力 (kgf/ cm^2)

f_b ：容許撓曲應力 (kgf/ cm^2)

Z_e ：有效斷面模數 (cm^3)

C_f ：尺寸調整係數 (梁深 30cm 以下，取 1.00)

η ：挫屈折減係數

人字大料：

$$\text{構材細長比 } \lambda_x = \frac{l_k}{i} = \frac{l_k}{\sqrt{I/A}} = \frac{l_k}{h/3.46} = 161.9/(13.6/3.46) = 41.19$$

$$\lambda_y = \frac{l_k}{i} = \frac{l_k}{\sqrt{I/A}} = \frac{l_k}{b/3.46} = 86/(12/3.46) = 24.80$$

挫屈折減係數 η 與構材細長比 λ 有關，依下式計算

$$30 \leq \lambda_x < 100, \eta_x = 1.3 - 0.01 \times \lambda_x = 0.89$$

$$\lambda_y < 30, \eta_y = 1$$

$$\text{容許挫屈應力 } f_{kx} = \eta_x f_c = 0.89 \times 60 = 53.4 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ky} = \eta_y f_c = 1 \times 60 = 60 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Z_{ex} = \frac{bh^2}{6} = \frac{12 \times 13.6^2}{6} = 369.92 \text{ cm}^3$$

$$Z_{ey} = \frac{hb^2}{6} = \frac{13.6 \times 12^2}{6} = 326.4 \text{ cm}^3$$

$$C_f = 1.00$$

$$\frac{N}{A_e} + \frac{\eta f_c}{f_b} \times \frac{M_y}{Z_{ex} C_f} = \frac{1144.7}{12 \times 13.6} + \frac{1 \times 53.4}{75} \times \frac{5260.2}{369.92 \times 1.0} = 17.14 \text{ kgf/cm}^2$$

$$< f_{kx} = \eta_x \times f_c = 53.4 \text{ kgf/cm}^2 \dots\dots \text{OK}$$

(2) 受彎構材之剪應力依下式計算：

$$\frac{\alpha Q}{A_e} \leq f_s \quad (\text{規範 5.17})$$

式中， α ：由斷面形狀決定之，矩形取 3/2，圓形取 4/3。

Q：剪力 (kgf)

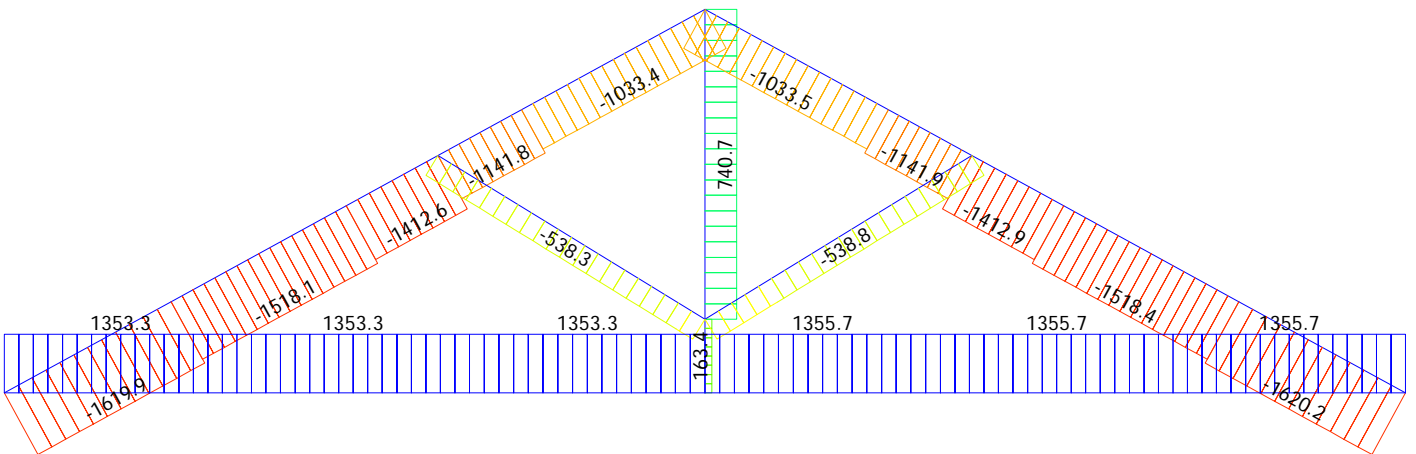
f_s ：容許剪應力 (kgf/cm²)，受彎構材支點處無切口時，其容許剪應力可採用不會劈裂所對應之值 (1.5 倍)。

A_e ：有效斷面積。

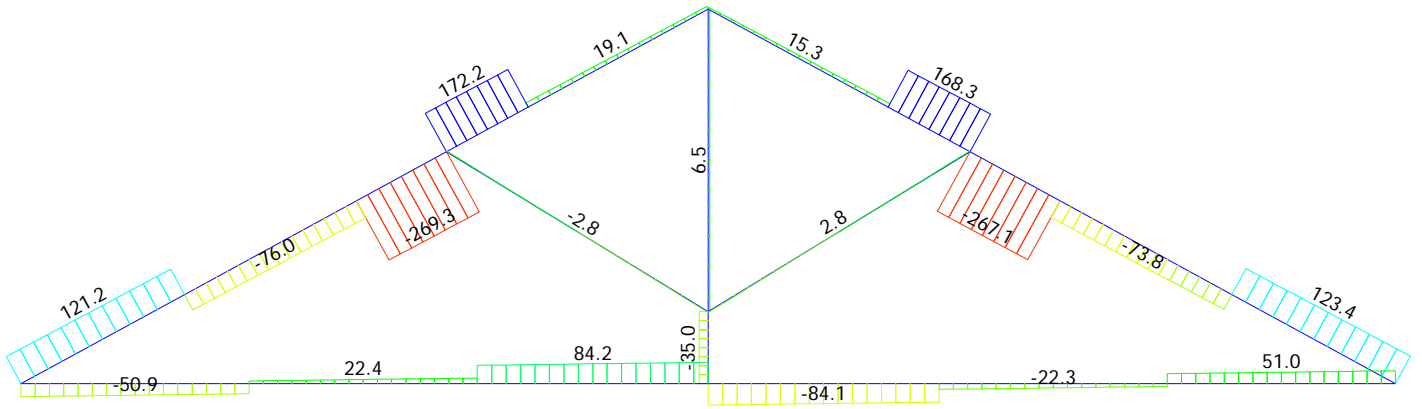
人字大料：
$$\frac{\alpha Q}{A_e} = \frac{3}{2} \times \frac{179.1}{12 \times 13.6} = 1.65 \text{ kgf/cm}^2 < f_s = 6 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK}$$

B. 和館

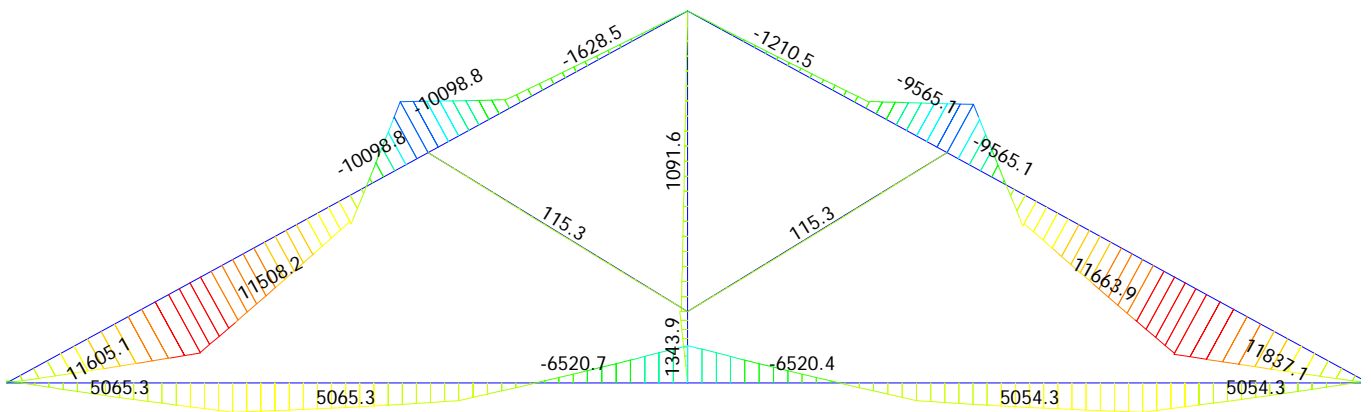
長期荷重考慮靜載重 (D) 及活載重 (L) 同時作用 (D+L) 時，和館屋架各桿件之內力如【圖 4-2-53】~【圖 4-2-55】所示。人字大料(斷面：12cm×17.8cm)有最大軸力 N=1620.2 kgf (壓力)，最大彎矩 M=11837.1 kgf-cm，對應剪力 Q=123.5 kgf 【圖 4-2-56】。另外，人字大料尚有最大剪力 Q=269.3 kgf。



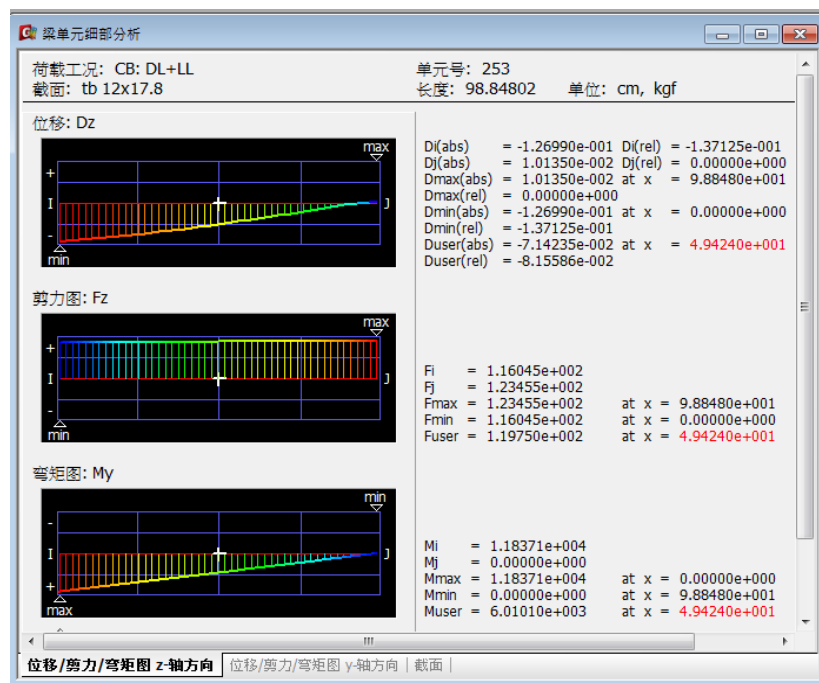
【圖 4-2-53】和館屋架桿件軸力圖 (D+L) (單位：kgf)



【圖 4-2-54】和館屋架桿件剪力圖 (D+L) (單位: kgf)



【圖 4-2-55】和館屋架桿件彎矩圖 (D+L) (單位: kgf/cm)



【圖 4-2-56】和館屋架人字大料最大內力

(1) 同時承載彎矩及壓力構材之斷面依下式計算：

$$\frac{N}{A_e} + \frac{\eta f_c}{f_b} \cdot \frac{M}{Z_e C_f} \leq \eta f_c \quad (\text{規範 5.37})$$

式中，N：設計用軸向壓力 (kgf)

M：設計用彎矩 (kgf·cm)

A_e ：淨斷面積 (cm^2)

f_c ：容許壓應力 (kgf/ cm^2)

f_b ：容許撓曲應力 (kgf/ cm^2)

Z_e ：有效斷面模數 (cm^3)

C_f ：尺寸調整係數 (梁深 30cm 以下，取 1.00)

η ：挫屈折減係數

人字大料：

$$\text{構材細長比 } \lambda_x = \frac{l_k}{i} = \frac{l_k}{\sqrt{I/A}} = \frac{l_k}{h/3.46} = 257.4/(17.8/3.46) = 50.03$$

$$\lambda_y = \frac{l_k}{i} = \frac{l_k}{\sqrt{I/A}} = \frac{l_k}{b/3.46} = 105.6/(12/3.46) = 30.45$$

挫屈折減係數 η 與構材細長比 λ 有關，依下式計算

$$30 \leq \lambda_x < 100, \eta_x = 1.3 - 0.01 \times \lambda_x = 0.80$$

$$30 \leq \lambda_y < 100, \eta_y = 1.3 - 0.01 \times \lambda_y = 1.00$$

$$\text{容許挫屈應力 } f_{kx} = \eta_x f_c = 0.80 \times 60 = 48 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ky} = \eta_y f_c = 1 \times 60 = 60 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Z_{ex} = \frac{bh^2}{6} = \frac{12 \times 17.8^2}{6} = 633.68 \text{ cm}^3$$

$$Z_{ey} = \frac{hb^2}{6} = \frac{17.8 \times 12^2}{6} = 427.20 \text{ cm}^3$$

$$C_f = 1.00$$

$$\frac{N}{A_e} + \frac{\eta f_c}{f_b} \times \frac{M_y}{Z_{ex} C_f} = \frac{1620.2}{12 \times 17.8} + \frac{1 \times 48}{75} \times \frac{11837.1}{633.68 \times 1.0} = 19.54 \text{ kgf/cm}^2$$

$$< f_{kx} = \eta_x \times f_c = 48 \text{ kgf/cm}^2 \dots\dots \text{OK}$$

(2) 受彎構材之剪應力依下式計算：

$$\frac{\alpha Q}{A_e} \leq f_s \quad (\text{規範 5.17})$$

式中， α ：由斷面形狀決定之，矩形取 3/2，圓形取 4/3。

Q：剪力 (kgf)

f_s ：容許剪應力 (kgf/cm²)，受彎構材支點處無切口時，其容許剪應力可採用不會劈裂所對應之值 (1.5 倍)。

A_e ：有效斷面積。

$$\text{人字大料：} \frac{\alpha Q}{A_e} = \frac{3}{2} \times \frac{269.3}{12 \times 17.8} = 1.89 \text{ kgf/cm}^2 < f_s = 6 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK}$$

5. 小結

由上述計算得知，本案屋架之人字大料構件承受最大軸力、剪力和彎矩。人字大料在最大軸力和彎矩作用下，其容許挫屈應力大於最大軸力和最大彎矩同時所造成之應力。且人字大料之容許剪應力大於最大剪力所造成之應力，故原設計斷面屬合理安全，臺中刑務所典獄官舍木屋架在無損壞之下，其承重能力尚無疑慮。

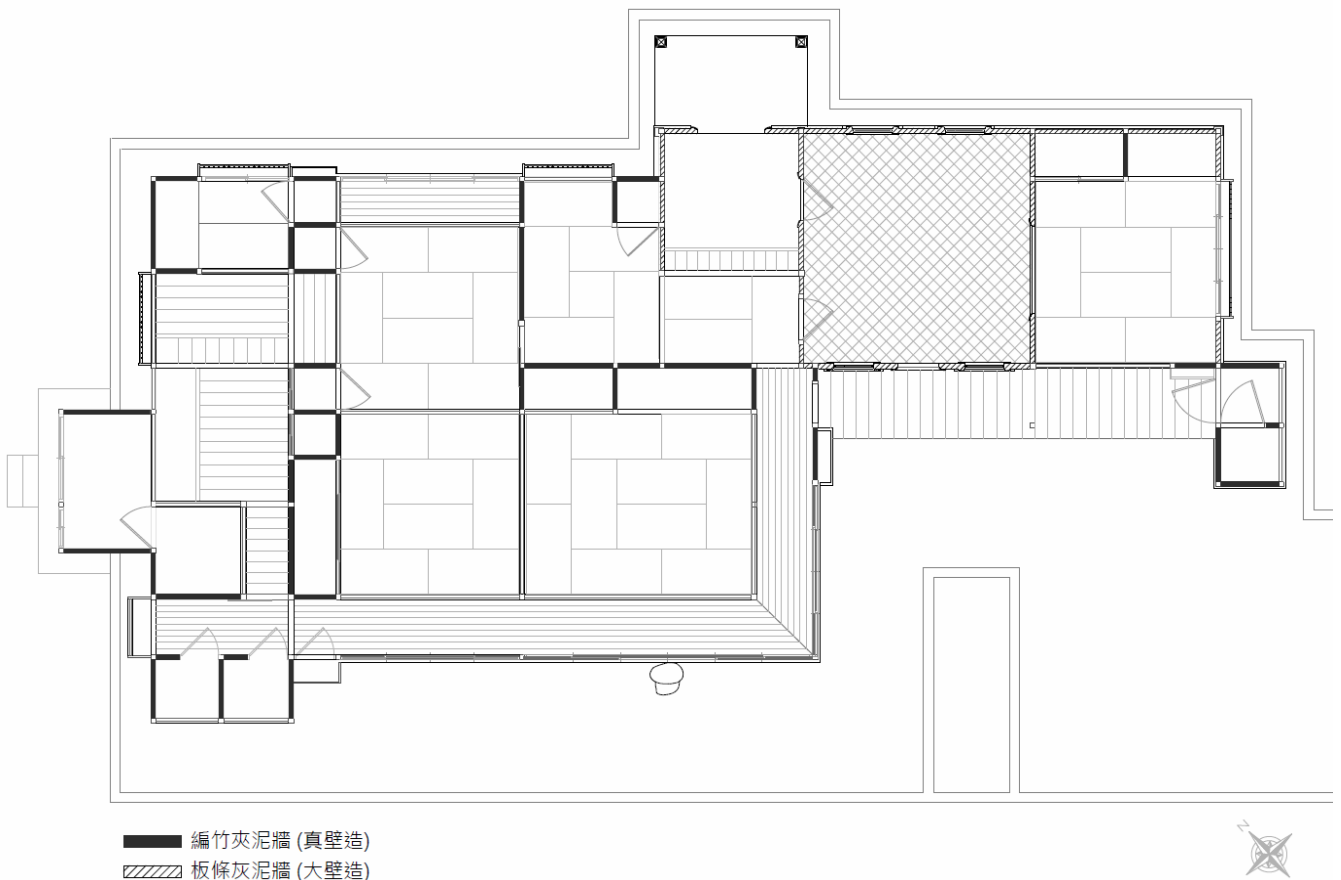
評估結果，臺中刑務所典獄官舍之木屋架在長期荷重下安全尚無疑慮。

(二) 牆體耐震結構安全評估

※ 建築依照原構法修復後之精密診斷，劣化係數 C_{dw} 均取 1.0

1. 建築物概要

建物名稱	臺中市市定古蹟臺中刑務所典獄官舍
所在地	臺中市西區自由路一段 87 號
結構系統	單層日式軸組系統
樓地板面積	1F：182.89m ² (55.33 坪)
屋頂構造型式	洋小屋構造，水泥瓦(棧瓦)屋面
牆體構造型式	和館：外牆外覆雨淋板、內側編竹夾泥壁體 (土壁厚度 8cm)；內牆為編竹夾泥壁體(土壁厚度 8cm) 洋館：外牆外覆雨淋板、內側為板條灰泥牆；內牆為板條灰泥牆 (大壁造)
柱頭柱腳接合方式	榫接及螞蝗釘
樓板(橫隔版)構造型式	陸樑平面無配置火打樑
基礎型式	III (磚砌布基礎)
形狀加成係數	1.0 (短邊長平均 8.64m > 6.0m)



【圖 4-2-57】臺中刑務所典獄官舍修復平面圖

2. 建築物載重

(1) 屋頂載重 W_{roof}

◆ 屋頂單位重量

屋架重量(含棟木、桁條、敷桁、桷木、吊鞍、水平夾撐、屋面板等) = 32.98 kgf/m^2 ，取 35 kgf/m^2 ；天花板單位重則以 15 kgf/m^2 計。另外，依建築技術規則構造篇，水泥瓦之屋面單位重為 45 kgf/m^2 (斜面積)。且臺中刑務所典獄官舍之屋面坡度為 $4.9/10$ ($\cos \theta = 26.105^\circ$)。故本建築屋頂之單位面積重量計算如下：

$$\text{水泥瓦投影面積之單位重量} = 45 / \cos \theta = 50.11 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{屋頂單位重量} : 35 + 50.11 + 15 = 100.11 \text{ kgf/m}^2 \text{ (含天花板)}$$

◆ 屋頂重量

臺中刑務所典獄官舍之屋頂投影面積為 195.18 m^2 ，故本案屋頂重量計算如下：

$$\text{屋頂重量 } W_{\text{roof}} : 100.11 \times 195.18 = 19539.47 \text{ kgf}$$

(2) 窗台以上牆體載重 W_{wall}

◆ 牆體之單位重量

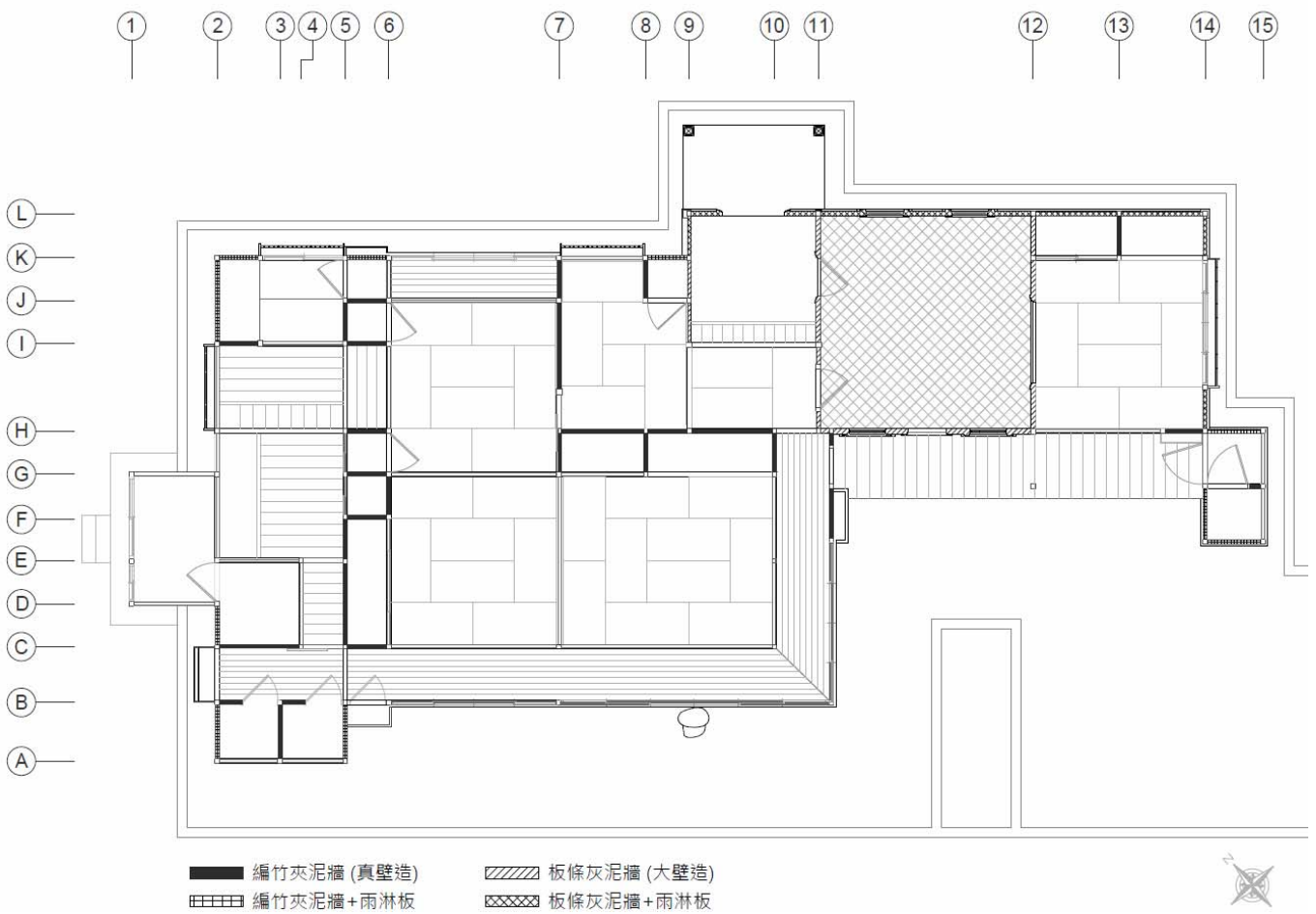
- 外牆載重編竹夾泥牆以 115 kgf/m^2 計；板條灰泥牆則以 65 kgf/m^2 計
 - 木框架重量以 10 kgf/m^2 計
 - 外牆雨淋板、上部板條灰泥重量以 15 kgf/m^2 計
 - 編竹夾泥牆(8cm)重量以 90 kgf/m^2 計
 - 板條灰泥牆重量以 40 kgf/m^2 計

- 內牆載重編竹夾泥牆依不同厚度分別以 90 kgf/m^2 、 100 kgf/m^2 計；板條灰泥牆則以 50 kgf/m^2 計
 - 木框架重量以 10 kgf/m^2 計
 - 板條灰泥牆重量以 40 kgf/m^2 計
 - 編竹夾泥牆(7cm)重量以 80 kgf/m^2 計
 - 編竹夾泥牆(8cm)重量以 90 kgf/m^2 計

◆ 牆體重量

臺中刑務所典獄官舍之牆體位置如【圖 4-2-58】所示，並依照各構造型式之牆體單位重量，計算牆體重量如【表 4-2-21】、【表 4-2-22】所示。經過計算，臺中刑務所典獄官舍之牆體重量 $W_{wall} = 23453.93 \text{ kgf}$ 。

$$\text{牆體重量 } W_{wall} : 13815.61 + 10608.03 = 24423.64 \text{ kgf}$$



【圖 4-2-58】臺中刑務所典獄官舍牆體位置圖

(3) 建築物重量 W

$$\text{建築物重量 } W = W_{roof} + W_{wall} = 19539.47 + 24423.64 = 43963.11 \text{ kgf}$$

考慮其他門窗等重量取 $44100 \text{ kgf} = 432.62 \text{ kN}$

【表 4-2-21】臺中刑務所典獄官舍 X 向牆體重量計算表

X 向牆體	牆體總長 (m)	開口總長 (m)	窗台線以上高度 (m)	實牆面積 (m ²)	開口上部面積 (m ²)	總面積 (m ²)	牆體單位重 (kgf/m ²)	重量 W _{wall} (kgf)
A	2.70	2.70	1.19 (山牆高：0.72)	0.97	1.13	2.11	115	242.19
B	12.96	11.58	2.00	2.76	3.26	6.02	115、100	702.68
C	11.76	9.07	2.77	7.45	10.16	17.61	100	1760.97
D	1.81	1.81	0.77	—	0.42	0.42	115	47.87
E	3.39	2.70	2.00、2.77	2.46	4.10	6.56	100	656.40
F	0.92	—	2.77	2.55	—	2.55	100	254.84
G	19.99	18.76	0.77、2.77、2.00	3.17	18.08	21.24	115、100	1896.94
H	21.15	12.28	2.77、2.61	23.87	14.97	38.85	65、100	3330.46
I	3.62	1.80	2.77	5.04	2.74	7.78	100	777.74
J	7.26	6.33	2.77	2.58	9.62	12.20	100	1219.77
K	13.58	10.84	2.00、2.61	5.48	7.19	12.67	115、100	1414.46
L	10.89	2.84	2.61	21.01	2.25	23.25	65	1511.28
合計								13815.61

【表 4-2-22】臺中刑務所典獄官舍 Y 向牆體重量計算表

Y 向牆體	牆體總長 (m)	開口總長 (m)	窗台線以上高度 (m)	實牆面積 (m ²)	開口上部面積 (m ²)	總面積 (m ²)	牆體單位重 (kgf/m ²)	重量 W _{wall} (kgf)
1	2.72	2.72	—	—	—	0.00	—	0.00
2	10.56	4.82	2.00	11.48	2.89	14.37	115	1652.78
3	1.23	—	2.00	2.46	—	2.46	100	246.00
4	1.81	1.81	—	—	2.75	2.75	100	275.12
5	8.72	3.87	2.00、2.77	9.70	3.98	13.68	100	1367.80
6	8.16	7.26	2.00、2.77	1.80	10.21	12.01	100	1227.72
7	9.33	5.72	2.00、2.77	9.31	7.62	16.92	90、100	1567.82
8	1.80	—	2.00、2.77	4.29	—	4.29	100	429.30
9	4.56	1.81	2.61	7.18	2.70	9.87	65、50	529.74
10	4.52	3.62	2.77	2.49	5.50	8.00	100	799.54
11	10.25	6.04	2.61、2.00	10.16	3.74	13.90	50、100	890.28
12	5.83	2.85	2.61	7.78	3.22	11.00	50、100	584.54
13	0.93	—	2.61	2.43	—	2.43	100	242.73
14	6.38	3.87	2.61	6.55	2.84	9.39	65、100	634.58
15	2.32	2.32	—	—	1.39	1.39	115	160.08
合計								10608.03

3. 法規設計地震力

依現行建築技術規則及建築物耐震設計規範及解說計算。靜力分析之受地震作用之最小設計水平總橫力 V 依下式計算：

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

式中： S_{aD} ：工址設計水平加速度反應譜係數

I ：用途係數，臺中刑務所典獄官舍為臺中市市定古蹟，供公眾使用，屬第三類建築物， $I=1.25$

W ：建築物全部靜載重

α_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

臺中刑務所典獄官舍位於臺中市西區，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】

市	區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	臨近之斷層
臺中市	西區	0.8	0.45	1.0	0.5	屯子腳、車籠埔斷層

臺中刑務所典獄官舍鄰近屯子腳及車籠埔斷層，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，需考慮近斷層效應，依下式計算：

$$S_{DS} = S_S^D F_a N_A \quad ; \quad S_{MS} = S_S^M F_a N_A \quad \text{【規範 式 2-6】}$$

$$S_{D1} = S_1^D F_v N_V \quad ; \quad S_{M1} = S_1^M F_v N_V \quad \text{【規範 式 2-7】}$$

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，故其工址之地盤分類假設屬第三類地盤(軟弱地盤)， F_a 與 F_v 查規範表 2-2(a)、表 2-2(b)如下：

地盤分類	F_{aD} ($S_S^D=0.8$)	F_{vD} ($S_1^D=0.45$)	F_{aM} ($S_S^M=1.0$)	F_{vM} ($S_1^M=0.5$)
第三類地盤	1.0	1.5	1.0	1.4

臺中刑務所典獄官舍位於臺中市西區自由路一段 87 號(24. 133253, 120.674519)，根據經濟部中央

地質調查所網頁查得，距車籠埔斷層 $r \leq 8\text{km}$ 。故其反應譜等加速度與等速度段之近斷層調整因子 N_A 與 N_V ，可查規範表 2-4-1。其中：

$$N_{AD}=1.07, N_{VD}=1.22, N_{AM}=1.10, N_{VM}=1.30。$$

規範表 2-4-1 近車籠埔斷層調整因子 N_A 與 N_V

(a) 設計地震之調整因子

N_A	$r \leq 2\text{ km}$	$2\text{ km} < r \leq 5\text{ m}$	$5\text{ km} < r \leq 8\text{ km}$	$8\text{ km} < r \leq 12\text{ km}$	$r > 12\text{ km}$
	1.23	1.16	1.07	1.03	1.00
N_V	$r \leq 2\text{ km}$	$2\text{ km} < r \leq 5\text{ m}$	$5\text{ km} < r \leq 8\text{ km}$	$8\text{ km} < r \leq 12\text{ km}$	$r > 12\text{ km}$
	1.36	1.32	1.22	1.10	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N_A	$r \leq 2\text{ km}$	$2\text{ km} < r \leq 5\text{ m}$	$5\text{ km} < r \leq 8\text{ km}$	$8\text{ km} < r \leq 12\text{ km}$	$r > 12\text{ km}$
	1.25	1.20	1.10	1.03	1.00
N_V	$r \leq 2\text{ km}$	$2\text{ km} < r \leq 5\text{ m}$	$5\text{ km} < r \leq 8\text{ km}$	$8\text{ km} < r \leq 12\text{ km}$	$r > 12\text{ km}$
	1.50	1.45	1.30	1.15	1.00



另外，距屯子腳斷層 $r > 10\text{km}$ ，則可查規範表 2-4-3。其中：

$$N_{AD}=1.00, N_{VD}=1.00, N_{AM}=1.00, N_{VM}=1.00$$

規範表 2-4-3 近屯子腳斷層調整因子 N_A 與 N_V

(a) 設計地震之調整因子

N_A	$r \leq 2 \text{ km}$	$2\text{km} < r \leq 5 \text{ m}$	$5\text{km} < r \leq 10 \text{ km}$	$r > 10 \text{ km}$
	1.28	1.20	1.10	1.00
N_V	$r \leq 2 \text{ km}$	$2\text{km} < r \leq 5 \text{ m}$	$5\text{km} < r \leq 10 \text{ km}$	$r > 10 \text{ km}$
	1.31	1.25	1.15	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N_A	$r \leq 2 \text{ km}$	$2\text{km} < r \leq 5 \text{ m}$	$5\text{km} < r \leq 10 \text{ km}$	$r > 10 \text{ km}$
	1.26	1.17	1.05	1.00
N_V	$r \leq 2 \text{ km}$	$2\text{km} < r \leq 5 \text{ m}$	$5\text{km} < r \leq 10 \text{ km}$	$r > 10 \text{ km}$
	1.42	1.32	1.15	1.00

因此， $N_{AD}=1.07$ ， $N_{VD}=1.22$ ， $N_{AM}=1.10$ ， $N_{VM}=1.30$ 。

故可得本工址之 S_{DS} 與 S_{D1} 及 S_{MS} 與 S_{M1} ：

$$S_{DS} = S_S^D \cdot F_{aD} \cdot N_{AD} = 0.8 \times 1.0 \times 1.07 = 0.856$$

$$S_{MS} = S_S^M \cdot F_{aM} \cdot N_{AM} = 1.0 \times 1.0 \times 1.10 = 1.10$$

$$S_{D1} = S_1^D \cdot F_{vD} \cdot N_{VD} = 0.45 \times 1.5 \times 1.22 = 0.8235$$

$$S_{M1} = S_1^M \cdot F_{vM} \cdot N_{VM} = 0.5 \times 1.4 \times 1.30 = 0.91$$

工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} ，以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 可查規範表 2-5(a)如下：

$$\text{短週期與中長週期之分界 } T_0^D = S_{D1} / S_{DS} = 0.8235 / 0.856 = 0.962 \text{ s}$$

S_{DS}	S_{D1}	$T_0^D = S_{D1} / S_{DS}$	較短週期	短週期	中週期	長週期
			$T \leq 0.2 T_0^D$	$0.2 T_0^D \leq T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5 T_0^D$	$2.5 T_0^D < T$
0.856	0.8235	0.962	$S_{aD} = S_{DS}(0.4 + 3T / T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{D1} / T$	$S_{aD} = 0.4 S_{DS}$

◆ 工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}

臺中刑務所典獄官舍為單層木構造建築，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，取中脊高與屋簷高之平均為 4.93m。

$$T = 0.085h_n^{3/4} = 0.085 \times 4.93^{3/4} = 0.281 \text{ s} \quad \text{【規範 式 2-9】}$$

$$0.2T_0^D = 0.192 \text{ s} < T \leq T_0^D, \text{ 屬於短週期,}$$

$$\text{工址設計水平譜加速度係數 } S_{aD} = S_{DS} = 0.856。 \quad \text{【規範 表 2-5(a)】}$$

◆ 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，臺中刑務所典獄官舍之基本振動週期 0.281 秒，位於 $0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D$ 區間內，其關係式如下：

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

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

臺中刑務所典獄官舍之結構系統是以木料組合成屋架與柱樑木牆，磚造勒腳牆之上為編竹夾泥木牆及板條灰泥牆，此結構系統在受水平力作用時，主要藉木牆來抵抗橫力，屬具輕構架嵌版牆之承重牆系統，其韌性容量 R 查規範表 1-3 如下，取 $R=3.2$ 。

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.輕構架牆 (1) 具剪力嵌版	3.2	12

$$\text{因此, 容許韌性容量 } R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} = 1 + (3.2-1)/1.5 = 2.467;$$

$$\text{結構系統地震力折減係數 } F_u = \sqrt{2R_a - 1} = 1.983$$

◆ 最小設計水平總橫力 V

$$\frac{S_{aD}}{F_u} \text{ 依【規範 式 2-2】修正, } \frac{S_{aD}}{F_u} = 0.856/1.983 = 0.432, \text{ 修正後命名為:}$$

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m = 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 = \mathbf{0.368} \quad ; \quad 0.3 < \frac{S_{aD}}{F_u} = \mathbf{0.368} < 0.8$$

最小設計水平總橫力

$$V = \frac{I}{1.4 \cdot \alpha_y} \cdot \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1.2} \times \mathbf{0.368} \times W = \mathbf{0.274} \times W$$

◆ 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^* ：

$$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \cdot \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m \cdot W = \frac{1.25}{4.2 \times 1.2} \times \mathbf{1.983} \times \mathbf{0.368} \times W = \mathbf{0.181} \times W \quad \text{【規範式 2-16a】}$$

◆ 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
$T \leq 0.2 T_0^M$	$0.2 T_0^M \leq T \leq T_0^M$	$T_0^M < T \leq 2.5 T_0^M$	$2.5 T_0^M < T$
$S_{aM} = S_{MS}(0.4 + 3T/T_0^M)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{M1}/T$	$S_{aM} = 0.4S_{MS}$

$$S_{MS} = S_S^M F_a N_A = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.10 = 1.10 ; S_{M1} = S_1^M F_v N_v = 0.5 \cdot 1.4 \cdot 1.30 = 0.91 \quad \text{【規範式 2-4】}$$

$$T_0^M = S_{M1} / S_{MS} = 0.91 / 1.10 = 0.827 \text{ s}$$

$$S_{aM} = S_{MS} = 1.10 \quad , \quad 0.2 T_0^M \leq T \leq T_0^M$$

$$\frac{S_{aM}}{F_{uM}} = \mathbf{1.10 / 2.324 = 0.473}$$

$$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m = 0.52 \frac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.144 = \mathbf{0.390} \quad \text{【規範式 2-16d】}$$

由【規範 式 2-16c】：

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \cdot \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1.2} \times 0.390 \times W = 0.290 \times W$$

故設計地震力地震力 $V = 0.290W = 0.290 \times 432.62 \text{ kN} = 125.59 \text{ kN}$

4. 必要耐力 (Qr)

最小設計水平總橫力 V (kN)	×	形狀加成係數	=	必要耐力 Qr (kN)
125.59		1.0		125.59

5. 壁體耐力 (Q_w) 與剛性 (S_w)

◆ 基準耐力 P_{w0} 與基準剛度 S_{w0}

臺中刑務所典獄官舍和館之牆體均為編竹夾泥牆，且牆厚均大於 70mm 以上；洋館則為板條灰泥牆。此外，現況調查並未發現木造壁體內部有木斜撐，故本案之壁體基準強度與基準剛度根據【表 4-2-7】~【表 4-2-11】整理如下：

【表 4-2-23】臺中刑務所典獄官舍牆壁體基準耐力與基準剛度

編號	壁體類型	各層構造		基準耐力 (kN/m)	基準剛度 (kN/rad/m)
1	外牆	外側	雨淋板	0	0
		框架	8cm 土壁	3.5	640
		內側	—	—	—
		合計		3.5	640
2	內牆	外側	板條灰泥	1.1	160
		框架	—	—	—
		內側	板條灰泥	1.1	160
		合計		2.2	320
3	內牆	外側	—	—	—
		框架	7cm 土壁	3.5	640
		內側	—	—	—
		合計		3.5	640
4	內牆	外側	—	—	—
		框架	8cm 土壁	3.5	640
		內側	—	—	—
		合計		3.5	640

◆ 接合部耐力折減係數 C_f

臺中刑務所典獄官舍屬一層之木造建築，其壁強度倍率 C 分為 2.2 kN/m、3.5 kN/m。基礎為磚造基礎，屬第 III 類基礎，而柱接合部則為第 III 種接合方式，由【表 4-2-12】，其接合部耐力折減係數 C_f 分別為 0.7、0.35。

◆ 壁體耐力 Q_w 與剛性 S_w

臺中刑務所典獄官舍之壁體與開口編號參照【圖 4-2-59】。以下根據各牆體之壁長、接合部折減係數、開口折減係數等，計算 X 向、Y 向的壁體耐力與剛性，如【表 4-2-24】、【表 4-2-25】所示。



【圖 4-2-59】臺中刑務所典獄官舍牆體及開口位置圖

【表 4-2-24】臺中刑務所典獄官舍 X 向壁體耐力與剛度

方向	牆線	壁體 類型	基準耐力 (kN/m)	基準剛度 (kN/rad/m)	壁長 (m)	開口 係數	接合部 係數	劣化 係數	耐力 (kN)	剛度 (kN/rad)	
X	A	外牆(W)	3.5	640	1.33	0.3	0.35	1	0.49	89.38	
		外牆(W)	3.5	640	1.37	0.3	0.35	1	0.50	92.06	
	B	內牆	3.5	640	1.04	1	0.35	1	1.27	232.96	
		內牆(D)	3.5	640	2.38	0.2	0.35	1	0.58	106.62	
	C	內牆	3.5	640	2.69	1	0.35	1	3.30	602.56	
		內牆(D)	3.5	640	0.93	0.2	0.35	1	0.23	41.66	
		內牆(D)	3.5	640	6.00	0.1	0.35	1	0.74	134.40	
	E	內牆(D)	3.5	640	1.23	1	0.35	1	1.51	275.52	
		內牆(D)	3.5	640	0.93	0.2	0.35	1	0.23	41.66	
		內牆(D)	3.5	640	1.77	0.15	0.35	1	0.33	59.47	
	F	內牆	3.5	640	0.92	1	0.35	1	1.13	206.08	
	G	內牆	3.5	640	1.23	1	0.35	1	1.51	275.52	
		內牆(D)	3.5	640	0.92	0.2	0.35	1	0.23	41.22	
		內牆(D)	3.5	640	1.83	0.15	0.35	1	0.34	61.49	
		內牆(D)	3.5	640	5.72	0.1	0.35	1	0.70	128.13	
	H	內牆	3.5	640	7.58	1	0.35	1	9.29	1697.92	
		內牆	2.2	320	2.19	1	0.7	1	3.37	490.56	
		內牆(D)	3.5	640	0.93	0.2	0.35	1	0.23	41.66	
		內牆(D)	3.5	640	5.43	0.1	0.35	1	0.67	121.63	
		內牆(D)	2.2	320	2.34	0.2	0.7	1	0.72	104.83	
	I	內牆	3.5	640	1.82	1	0.35	1	2.23	407.68	
		內牆(D)	3.5	640	1.80	0.15	0.35	1	0.33	60.48	
		內牆(D)	3.5	640	2.73	0.1	0.35	1	0.33	61.15	
	J	內牆	3.5	640	0.92	1	0.35	1	1.13	206.08	
		內牆(D)	3.5	640	0.92	0.2	0.35	1	0.23	41.22	
		內牆(D)	3.5	640	1.82	0.15	0.35	1	0.33	61.15	
		內牆(D)	3.5	640	3.00	0.1	0.35	1	0.37	67.20	
	K	內牆	3.5	640	2.75	1	0.35	1	3.37	616.00	
		內牆(D)	3.5	640	7.24	0.15	0.35	1	1.33	243.26	
		內牆(D)	3.5	640	3.00	0.1	0.35	1	0.37	67.20	
	L	外牆	2.2	320	8.04	1	0.7	1	12.38	1800.96	
		外牆(D)	2.2	320	1.54	0.2	0.7	1	0.47	68.99	
		外牆(D)	2.2	320	1.31	0.15	0.7	1	0.30	44.02	
	合計									50.51	8590.74

【表 4-2-25】臺中刑務所典獄官舍 Y 向壁體耐力與剛度

方向	牆線	壁體 類型	基準耐力 (kN/m)	基準剛度 (kN/rad/m)	壁長 (m)	開口 係數	接合部 係數	劣化 係數	耐力 (kN)	剛度 (kN/rad)
Y	2	外牆	3.5	640	3.94	1	0.35	1	4.83	882.56
		外牆(W)	3.5	640	0.90	0.4	0.35	1	0.44	80.64
		外牆(W)	3.5	640	1.17	0.3	0.35	1	0.43	78.62
		外牆(D)	3.5	640	0.91	0.2	0.35	1	0.22	40.77
		外牆(D)	3.5	640	3.65	0.15	0.35	1	0.67	122.64
	3	內牆	3.5	640	1.23	1	0.35	1	1.51	275.52
	4	內牆(D)	3.5	640	1.81	0.15	0.35	1	0.33	60.82
	5	內牆	3.5	640	4.85	1	0.35	1	5.94	1086.40
		內牆(D)	3.5	640	2.70	0.2	0.35	1	0.66	120.96
		內牆(D)	3.5	640	1.17	0.15	0.35	1	0.21	39.31
	6	內牆	3.5	640	0.90	1	0.35	1	1.10	201.60
		內牆(D)	3.5	640	2.70	0.2	0.35	1	0.66	120.96
		內牆(D)	3.5	640	2.72	0.1	0.35	1	0.33	60.93
	7	內牆	3.5	640	3.71	1	0.35	1	4.54	831.04
		內牆(D)	3.5	640	0.83	0.2	0.35	1	0.20	37.18
		內牆(D)	3.5	640	3.00	0.1	0.35	1	0.37	67.20
	8	內牆	3.5	640	1.80	1	0.35	1	2.21	403.20
	9	內牆	2.2	320	2.75	1	0.7	1	4.24	616.00
		內牆(D)	2.2	320	1.81	0.15	0.7	1	0.42	60.82
	10	內牆	3.5	640	0.90	1	0.35	1	1.10	201.60
		內牆(D)	3.5	640	3.62	0.15	0.35	1	0.67	121.63
	11	內牆	3.5	640	1.46	1	0.35	1	1.79	327.04
		內牆	2.2	320	2.87	1	0.7	1	4.42	642.88
		內牆(D)	3.5	640	0.84	0.2	0.35	1	0.21	37.63
		內牆(D)	2.2	320	1.70	0.2	0.7	1	0.52	76.16
	12	內牆	2.2	320	2.87	1	0.7	1	4.42	642.88
		內牆(D)	2.2	320	1.70	0.15	0.7	1	0.39	57.12
	13	內牆	3.5	640	0.93	1	0.35	1	1.14	208.32
	14	外牆	2.2	320	1.85	1	0.7	1	2.85	414.40
		外牆	3.5	320	1.16	1	0.35	1	1.42	129.92
	內牆(D)	2.2	320	2.71	0.1	0.7	1	0.42	60.70	
	內牆(D)	3.5	640	1.16	0.15	0.35	1	0.21	38.98	
15	外牆(W)	3.5	640	2.32	0.3	0.35	1	0.85	155.90	
合計									49.73	8302.34

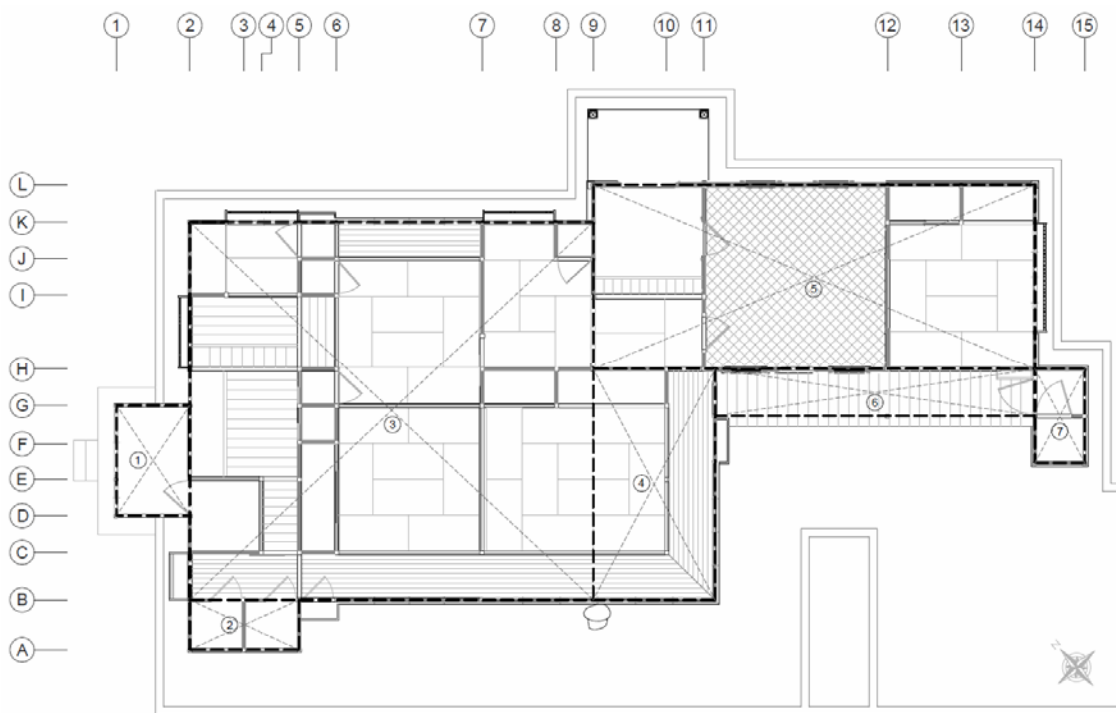
6. 軟弱層剛度折減 (F_s)

臺中刑務所典獄官舍為單層建築，無需針對軟弱層進行剛度折減，故剛度折減係數 $F_s = 1.0$ 。

7. 偏心折減 (F_{ep})

【圖 4-2-60】為臺中刑務所典獄官舍之面積計算及所屬重心座標示意圖。【表 4-2-26】~【表 4-2-28】則分別為重心與剛心位置之計算。【表 4-2-29】即根據上述之計算結果求得偏心率，進而由偏心率與配置折減係數 ($B \times C$) 的關係求得偏心折減係數。其結果分別如下：

$$F_{epx} = 1.00 \quad ; \quad F_{epy} = 1.00$$



【圖 4-2-60】臺中刑務所典獄官舍面積計算及所屬重心座標

【表 4-2-26】臺中刑務所典獄官舍重心位置計算

重心位置計算表							
分區 編號	面積 A (m ²)	與 x 軸距離 y (m)	A · y	$y_g = \Sigma A \cdot y / \Sigma A$	與 y 軸距離 x (m)	A · X	$x_g = \Sigma A \cdot x / \Sigma A$
				(m)			(m)
1	4.92	5.57	27.40	7.34	1.82	8.93	11.83
2	3.32	1.53	5.06		4.07	13.51	
3	92.84	6.81	631.78		7.70	714.40	
4	17.10	4.99	85.24		14.18	242.39	
5	49.70	10.11	502.47		18.12	900.56	
6	9.15	7.25	66.34		19.63	179.57	
7	2.85	6.67	19.01		24.19	68.93	
Σ	179.88		1337.30			2128.30	

【表 4-2-27】臺中刑務所典獄官舍剛心位置計算(y_s)

牆體剛心位置計算表					
位置	牆線	剛度 I_x (kN/rad)	與 x 軸距離 y (m)	$I_x \cdot y$	$y_s = \Sigma I_x \cdot y / \Sigma I_x$ (m)
y_s	A	89.38	0.91	81.33	8.47
		92.06	0.91	83.78	
	B	232.96	2.14	498.53	
		106.62	2.14	228.18	
	C	602.56	3.31	1994.47	
		41.66	3.31	137.91	
		134.40	3.31	444.86	
	E	275.52	5.12	1410.66	
		41.66	5.12	213.32	
		59.47	5.12	304.50	
	F	206.08	5.98	1232.36	
	G	275.52	6.93	1909.35	
		41.22	6.93	285.63	
		61.49	6.93	426.11	
		128.13	6.93	887.93	
	H	1697.92	7.83	13294.71	
		490.56	7.83	3841.08	
		41.66	7.83	326.23	
		121.63	7.83	952.38	
		104.83	7.83	820.83	
	I	407.68	9.67	3942.27	
		60.48	9.67	584.84	
		61.15	9.67	591.34	
	J	206.08	10.57	2178.27	
		41.22	10.57	435.65	
		61.15	10.57	646.38	
		67.20	10.57	710.30	
	K	616.00	11.47	7065.52	
		243.26	11.47	2790.24	
		67.20	11.47	770.78	
L	1800.96	12.39	22313.89		
	68.99	12.39	854.81		
	44.02	12.39	545.36		
	合計	8590.74		72803.81	

【表 4-2-28】臺中刑務所典獄官舍剛心位置計算(x_s)

牆體剛心位置計算表					
位置	牆線	剛度 I_y (kN/rad)	與 y 軸距離 x (m)	$I_y \cdot x$	$x_s = \Sigma I_y \cdot x / \Sigma I_y$ (m)
x_s	2	882.56	2.72	2400.56	11.49
		80.64	2.72	219.34	
		78.62	2.72	213.86	
		40.77	2.72	110.89	
		122.64	2.72	333.58	
	3	275.52	4.05	1115.86	
	4	60.82	4.49	273.06	
	5	1086.40	5.42	5888.29	
		120.96	5.42	655.60	
		39.31	5.42	213.07	
	6	201.60	6.34	1278.14	
		120.96	6.34	766.89	
		60.93	6.34	386.28	
	7	831.04	9.93	8252.23	
		37.18	9.93	369.24	
		67.20	9.93	667.30	
	8	403.20	11.76	4741.63	
	9	616.00	12.67	7804.72	
		60.82	12.67	770.54	
	10	201.60	14.48	2919.17	
		121.63	14.48	1761.23	
	11	327.04	15.41	5039.69	
		642.88	15.41	9906.78	
		37.63	15.41	579.91	
		76.16	15.41	1173.63	
	12	642.88	19.94	12819.03	
		57.12	19.94	1138.97	
	13	208.32	21.75	4530.96	
	14	414.40	23.57	9767.41	
		129.92	23.57	3062.21	
		60.70	23.57	1430.79	
		38.98	23.57	918.66	
	15	155.90	24.80	3866.42	
	合計	8302.34		95375.94	

【表 4-2-29】臺中刑務所典獄官舍偏心折減

	x 方向壁體		y 方向壁體	
剛心位置	ys	8.47	xs	11.49
重心位置	yg	7.43	xg	11.83
偏心距離	ey	1.04	ex	0.34
彈力半徑	rex	7.44	rey	7.57
偏心率	Rex	0.14	Rey	0.05
偏心折減	Fepx	1.00	Fepy	1.00

8. 柔性樓板之剛度折減

樓層	方向	偏心率	樓板構造	樓板倍率	總樓板倍率	樓板剛度折減 F_{efx}
1	x	0.14	屋頂面:坡度 1:2 以下，寬 18cm 杉板 9mm 以上，垂木間距 50cm 以下，JIS-N50 釘著間距 15cm 以下	0.20	0.20	1.00 (偏心率<0.3 無需折減)
			陸樑水平構面：無火打樑	0.00		

樓層	方向	偏心率	樓板構造	樓板倍率	總樓板倍率	樓板剛度折減 F_{efy}
1	y	0.05	屋頂面:坡度 1:2 以下，寬 18cm 杉板 9mm 以上，垂木間距 50cm 以下，JIS-N50 釘著間距 15cm 以下	0.20	0.20	1.00 (偏心率<0.3 無需折減)
			陸樑水平構面：無火打樑	0.00		

9. 保有耐力 (Q_d)

臺中刑務所典獄官舍之保有耐力計算如【表 4-2-30】所示：

【表 4-2-30】臺中刑務所典獄官舍保有耐力計算

樓層	方向	壁耐力 (kN)	軟層剛度折減 F_s	偏心折減 F_{ep}	樓板剛度折減 F_{ef}	保有耐力 Q_d (kN)
1	x	50.51	1.00	1.00	1.00	50.51
1	y	49.73	1.00	1.00	1.00	49.73

10. 上部構造評點 (Q_d / Q_r)

臺中刑務所典獄官舍之上部構造評點 (Q_d/Q_r) 計算如【表 4-2-31】所示：

【表 4-2-31】臺中刑務所典獄官舍上部構造評點計算

方向	保有耐力 Pd (kN)	必要耐力 Qr (kN)	上部構造評點 Pd/Qr	診斷
X	50.51	125.59	0.40	有嚴重破壞或傾倒危險
Y	49.73	125.59	0.40	有嚴重破壞或傾倒危險

最後計算結果為：X 向=0.40

Y 向=0.40

對應總和評分與診斷結果判定關係表【表 4-2-18】：

X 向為 $0.40 < 0.7$ ，其診斷結果為『有嚴重破壞或傾倒危險』。

Y 向為 $0.40 < 0.7$ ，其診斷結果為『有嚴重破壞或傾倒危險』。

11. 評估結果討論

由精密診斷法(保有耐力診斷法)評估之結果顯示，臺中刑務所典獄官舍依原構法修復後之上部構造評點均為 0.40，顯示本建築原始結構系統之耐震能力無法符合目前法規耐震能力之要求。其主要原因為壁量不足及基礎構造可提供之強度不足所致。壁量不足即直接影響建築物整體之保有耐力；此外，由於磚砌布基礎在評估方法中屬第 III 類基礎，配合木框架柱頭柱腳之接合型式採樺接與螞蟻釘接合，此種構造方式對應其壁體耐力，接合部折減係數則為 0.35，亦即僅能使牆體發揮其 35%之水平耐力。

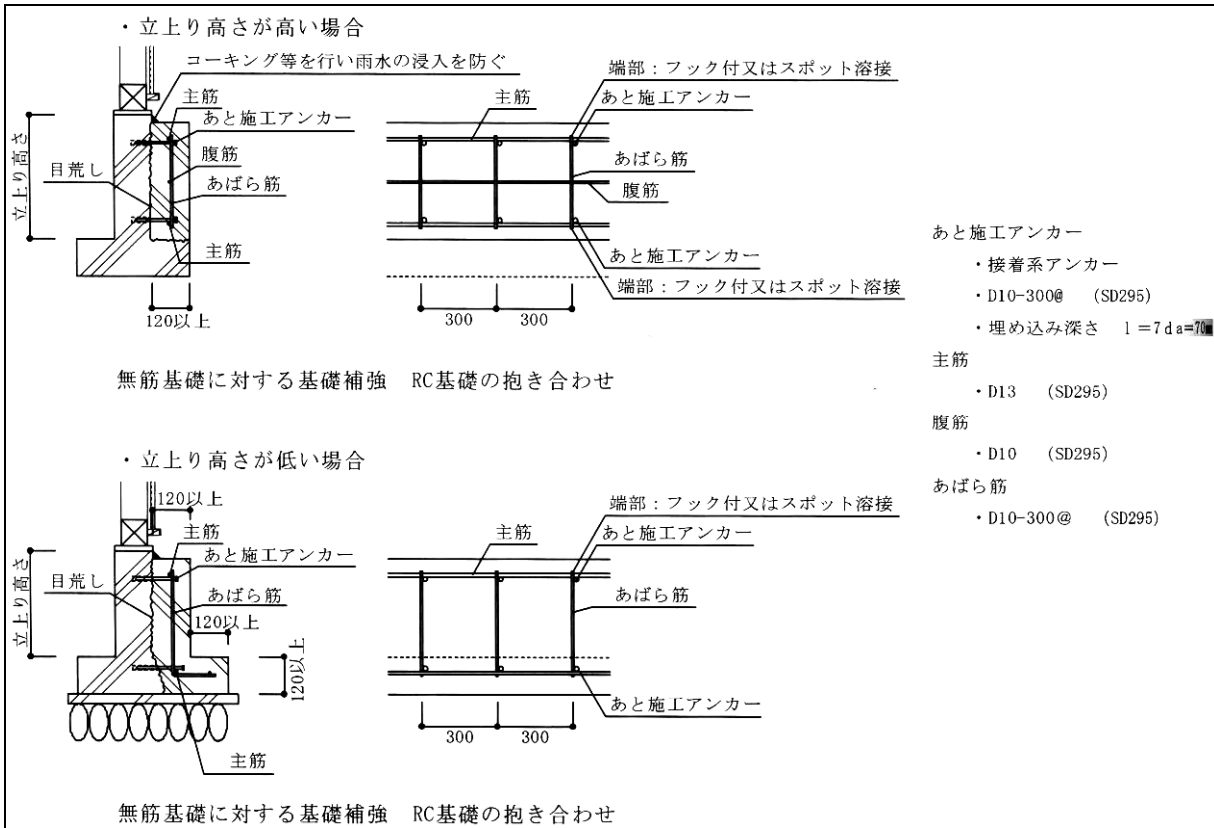
四、修復補強建議

壁量不足及基礎構造型式不當，對於建築之安全性有相當大的影響。故針對前述造成臺中刑務所典獄官舍耐震性能不足之因素，提出下列補強建議並進一步計算補強後之結構耐震能力。

(一) 結構補強建議

1. 基礎

上部結構在水平地震力作用下，牆體框架除了會對基礎傳遞水平剪力外，亦會對基礎產生向上拉拔力，磚砌布基礎很容易因此產生開裂破壞，而無法提供牆體所需之反力。且由現況可知，臺中刑務所典獄官舍之磚造基牆有多處位置開裂且損壞嚴重。因此建議在布基礎內側以 RC 增厚基礎斷面，並與原本磚砌植筋接合，則可提供第 I 類基礎之強度，如【圖 4-2-61】所示。抑或於柱樑框架與基礎之接合部位採可達第 I 類基礎相同效果之類似補強。



【圖 4-2-61】 [引自《木造住宅の耐震診断と補強方法-木造住宅の耐震精密診断と補強方法(改訂版)》]

2. 壁體

在不增加壁體設置之考慮下，建議針對壁量較少之方向牆體採結構合板補強，可使原有壁體位置增加其耐力，且面材依原樣施作亦不會對外觀造成影響。另外，針對壁體適度的採結構合板補強亦可避免為符合法規規定之耐震強度於修復時設置過多的補強鐵件。

建議於臺中刑務所典獄官舍之雙向(X向、Y向)適當位置施做結構合板補強。所有補強用之結構合板均採用厚度 7.5mm 以上，鐵釘之規格為 JIS-N50 同級品(直徑 2.8mm，釘長 50mm)，合板四周釘著於木框架上，間距 200mm 以下，在此施作方式下，每一單側補強可增加壁耐力 2.5kN/m。此外，補強之壁體須配合採用第 I 型接合鐵件（日本建設省告示 1460 號）。

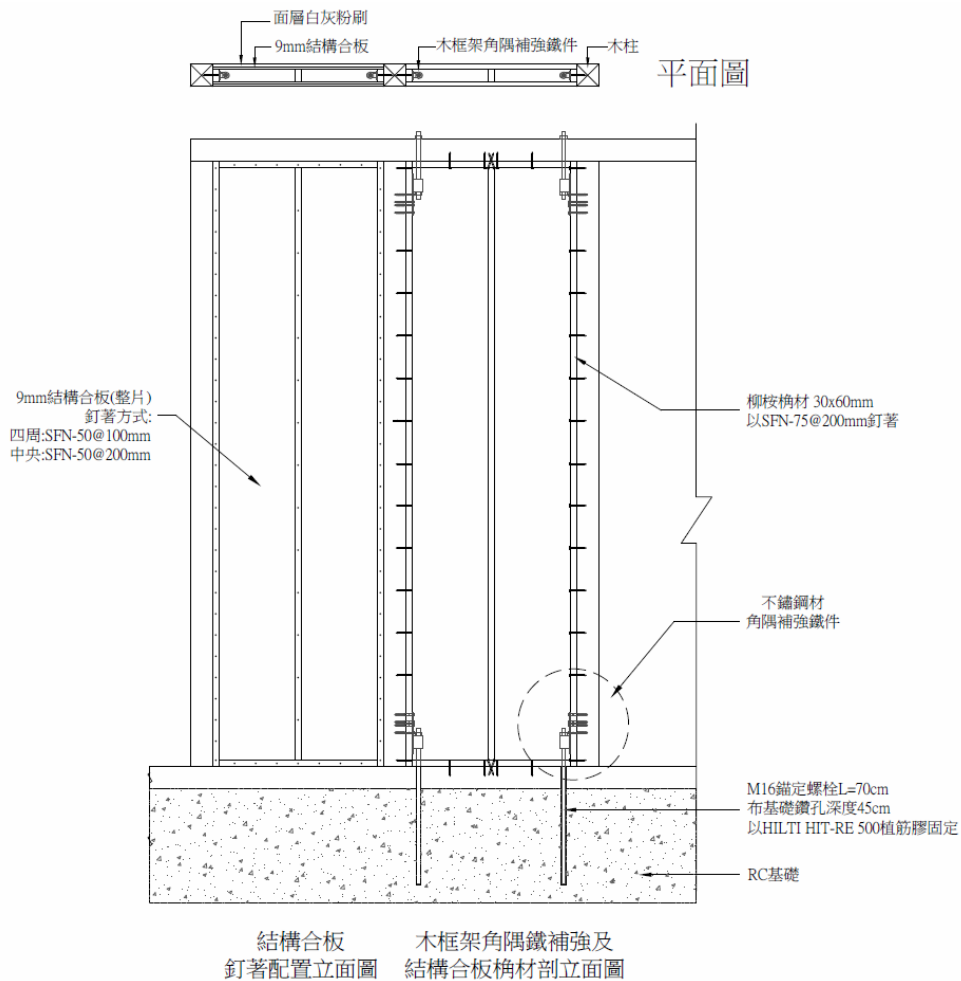
3. 壁體木框架結點

由於原始木框架構造結點僅採榫接並配合螞蟻釘傳遞軸拉力，此結合方式無法使壁體耐力完全發揮，建議在壁體補強處之木框架柱頭柱腳施作第 I 型接合鐵件（日本建設省告示 1460 號）補強，如【圖 4-2-62】所示。則可將接合部耐力減低係數 f 提高至 1.00。



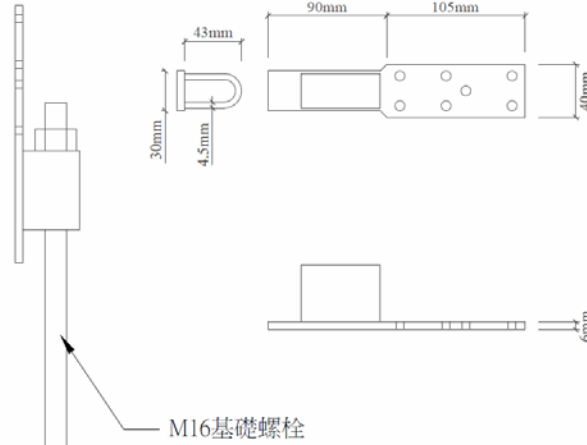
【圖 4-2-62】第 I 型接合鐵件補強（日本建設省告示 1460 號）

有關結構合板補強及木框架結點角隅鐵件補強之平面、剖面示意圖如【圖 4-2-63】所示。須於木框架四周釘著 3cm 厚之桷材以固定結構合板，底部的角隅補強鐵件採用基礎螺栓穿過土台後與基礎做接合，並以鐵釘與側邊木柱接合；而頂部之角隅補強鐵件則以螺栓與上方水平木料做接合，並同樣以鐵釘與側邊木柱接合。而【圖 4-2-64】則為角隅補強鐵件之大樣圖。



【圖 6-2-63】木框架結點角隅鐵件補強立面圖

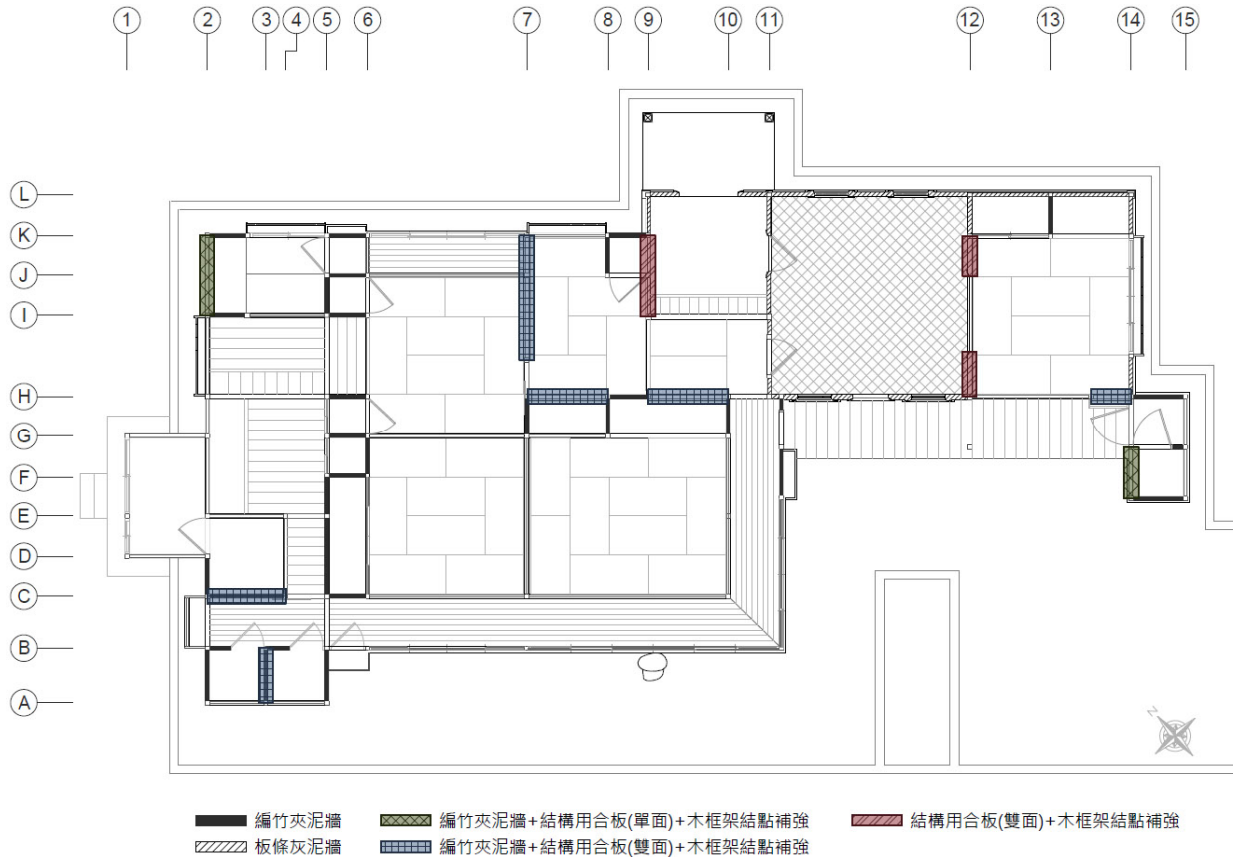
1. 補強鐵件 JIS G 3131 : 6(t)x40x195mm
2. 木螺絲:TBA-65D 7支
3. 錨定螺栓:M16 CNS 3934 Grade4.8



【圖 4-2-64】不鏽鋼角隅補強鐵件大樣圖

(二) 補強後牆體耐震能力評估

根據上述之建議補強方式，臺中刑務所典獄官舍採第 I 類基礎，並選擇於南北向(Y 向)七處及東西向(X 向)四處牆體進行單面或雙面結構用合板補強及木框架結點補強，配合基礎補強後之型式，接合部耐力減低係數 f 可提高為 1.00；部分壁體之接合部耐力減低係數 f 則亦提高為 0.60。其壁體之補強方式與位置，如【圖 4-2-65】所示。



【圖 4-2-65】臺中刑務所典獄官舍壁體補強位置圖

本案補強後之壁體基準強度與基準剛度如【表 4-2-32】所示。補強後 X 向、Y 向的壁體耐力與剛性，如【表 4-2-33】、【表 4-2-34】。【表 4-2-35】則為上部構造評點 (Qd/Qr) 之計算結果。根據評估結果顯示經補強後，可使 x、y 方向之評點達 0.96 與 0.95，建築物於正常情況下安全。

【表 4-2-32】臺中刑務所典獄官舍牆壁體基準耐力與基準剛度 (補強後)

編號	壁體類型	各層構造		基準耐力 (kN/m)	基準剛度 (kN/rad/m)
5	外牆	外側	雨淋板	0	0
		框架	8cm 土壁	3.5	640
		內側	構造用合板 (t=7.5mm)	2.5	360
		合計		6.0	1000
6	內牆	外側	構造用合板 (t=7.5mm)	2.5	360
		框架	8cm 土壁	3.5	640
		內側	構造用合板 (t=7.5mm)	2.5	360
		合計		8.5	1360
7	內牆	內側	構造用合板 (t=7.5mm)	2.5	360
		框架	—	—	—
		內側	構造用合板 (t=7.5mm)	2.5	360
		合計		5.0	720

【表 4-2-33】臺中刑務所典獄官舍 X 向壁體耐力與剛度 (補強後)

方向	牆線	壁體 類型	基準耐力 (kN/m)	基準剛度 (kN/rad/m)	壁長 (m)	開口 係數	接合部 係數	劣化 係數	耐力 (kN)	剛度 (kN/rad)
X	A	外牆(W)	3.5	640	1.33	0.3	0.6	1	0.84	153.22
		外牆(W)	3.5	640	1.37	0.3	0.6	1	0.86	157.82
	B	內牆	3.5	640	1.04	1	0.6	1	2.18	399.36
		內牆(D)	3.5	640	2.38	0.2	0.6	1	1.00	182.78
	C	內牆 (構造用合板)	8.5	1360	2.69	1	1	1	22.87	3658.40
		內牆(D)	3.5	640	0.93	0.2	0.6	1	0.39	71.42
		內牆(D)	3.5	640	6.00	0.1	0.6	1	1.26	230.40
	E	內牆(D)	3.5	640	1.23	1	0.6	1	2.58	472.32
		內牆(D)	3.5	640	0.93	0.2	0.6	1	0.39	71.42
		內牆(D)	3.5	640	1.77	0.15	0.6	1	0.56	101.95
	F	內牆	3.5	640	0.92	1	0.6	1	1.93	353.28
	G	內牆	3.5	640	1.23	1	0.6	1	2.58	472.32
		內牆(D)	3.5	640	0.92	0.2	0.6	1	0.39	70.66
		內牆(D)	3.5	640	1.83	0.15	0.6	1	0.58	105.41
		內牆(D)	3.5	640	5.72	0.1	0.6	1	1.20	219.65
	H	內牆	3.5	640	3.06	1	0.6	1	6.43	1175.04

	內牆	2.2	320	2.19	1	0.7	1	3.37	490.56
	內牆 (構造用合板)	8.5	1360	4.52	1	1	1	38.42	6147.20
	內牆(D)	3.5	640	0.93	0.2	0.6	1	0.39	71.42
	內牆(D)	3.5	640	5.43	0.1	0.6	1	1.14	208.51
	內牆(D)	2.2	320	2.34	0.2	0.7	1	0.72	104.83
I	內牆	3.5	640	1.82	1	0.6	1	3.82	698.88
	內牆(D)	3.5	640	1.80	0.15	0.6	1	0.57	103.68
	內牆(D)	3.5	640	2.73	0.1	0.6	1	0.57	104.83
J	內牆	3.5	640	0.92	1	0.6	1	1.93	353.28
	內牆(D)	3.5	640	0.92	0.2	0.6	1	0.39	70.66
	內牆(D)	3.5	640	1.82	0.15	0.6	1	0.57	104.83
	內牆(D)	3.5	640	3.00	0.1	0.6	1	0.63	115.20
K	內牆	3.5	640	2.75	1	0.6	1	5.78	1056.00
	內牆(D)	3.5	640	7.24	0.15	0.6	1	2.28	417.02
	內牆(D)	3.5	640	3.00	0.1	0.6	1	0.63	115.20
L	外牆	2.2	320	8.04	1	0.7	1	12.38	1800.96
	外牆(D)	2.2	320	1.54	0.2	0.7	1	0.47	68.99
	外牆(D)	2.2	320	1.31	0.15	0.7	1	0.30	44.02
合計								120.41	19971.54

【表 4-2-34】臺中刑務所典獄官舍 Y 向壁體耐力與剛度 (補強後)

方向	牆線	壁體 類型	基準耐力 (kN/m)	基準剛度 (kN/rad/m)	壁長 (m)	開口 係數	接合部 係數	劣化 係數	耐力 (kN)	剛度 (kN/rad)
Y	2	外牆	3.5	640	2.14	1	0.6	1	4.49	821.76
		外牆 (構造用合板)	6.0	1000	1.80	1	1	1	10.80	1800.00
		外牆(W)	3.5	640	0.90	0.4	0.6	1	0.76	138.24
		外牆(W)	3.5	640	1.17	0.3	0.6	1	0.74	134.78
		外牆(D)	3.5	640	0.91	0.2	0.6	1	0.38	69.89
		外牆(D)	3.5	640	3.65	0.15	0.6	1	1.15	210.24
	3	內牆 (構造用合板)	8.5	1360	1.23	1	1	1	10.46	1672.80
	4	內牆(D)	3.5	640	1.81	0.15	0.6	1	0.57	104.26
	5	內牆	3.5	640	4.85	1	0.6	1	10.19	1862.40
		內牆(D)	3.5	640	2.70	0.2	0.6	1	1.13	207.36
		內牆(D)	3.5	640	1.17	0.15	0.6	1	0.37	67.39
	6	內牆	3.5	640	0.90	1	0.35	1	1.10	201.60
		內牆(D)	3.5	640	2.70	0.2	0.6	1	1.13	207.36
		內牆(D)	3.5	640	2.72	0.1	0.6	1	0.57	104.45
	7	內牆	3.5	640	0.9	1	0.6	1	1.89	345.60
		內牆 (構造用合板)	8.5	1360	2.81	1	1	1	23.89	3821.60
		內牆(D)	3.5	640	0.83	0.2	0.6	1	0.35	63.74
		內牆(D)	3.5	640	3.00	0.1	0.6	1	0.63	115.20

8	內牆	3.5	640	1.80	1	0.35	1	2.21	403.20
9	內牆	2.2	320	0.90	1	0.7	1	1.39	201.60
	內牆 (構造用合板)	5.0	720	1.85	1	1	1	9.25	1332.00
	內牆(D)	2.2	320	1.81	0.15	0.7	1	0.42	60.82
10	內牆	3.5	640	0.90	1	0.6	1	1.89	345.60
	內牆(D)	3.5	640	3.62	0.15	0.6	1	1.14	208.51
11	內牆	3.5	640	1.46	1	0.35	1	1.79	327.04
	內牆	2.2	320	2.87	1	0.7	1	4.42	642.88
	內牆(D)	3.5	640	0.84	0.2	0.6	1	0.35	64.51
	內牆(D)	2.2	320	1.70	0.2	0.7	1	0.52	76.16
12	內牆	2.2	320	0.93	1	0.7	1	1.43	208.32
	內牆 (構造用合板)	5.0	720	1.94	1	1	1	9.70	1396.80
	內牆(D)	2.2	320	1.70	0.15	0.7	1	0.39	57.12
13	內牆	3.5	640	0.93	1	0.6	1	1.95	357.12
14	外牆	2.2	320	1.85	1	0.7	1	2.85	414.40
	外牆 (構造用合板)	6.0	1000	1.16	1	1	1	6.96	1160.00
	內牆(D)	2.2	320	2.71	0.1	0.7	1	0.42	60.70
	內牆(D)	3.5	640	1.16	0.15	0.6	1	0.37	66.82
15	外牆(W)	3.5	640	2.32	0.3	0.6	1	1.46	267.26
合計								119.50	19599.54

【表 4-2-35】臺中刑務所典獄官舍上部構造評點計算 (補強後)

方向	保有耐力 Pd (kN)	必要耐力 Qr (kN)	上部構造評點 Pd/Qr	診斷
X	120.41	125.59	0.96	正常情況下安全
Y	119.50	125.59	0.95	正常情況下安全

最後計算結果為：X 向 = 0.96 \approx 1.00

Y 向 = 0.95 \approx 1.00

對應總和評分與診斷結果判定關係表【表 4-2-18】：

X 向為 1.00 \geq 1.0，其診斷結果為『正常情況下安全』。

Y 向為 1.00 \geq 1.0，其診斷結果為『正常情況下安全』。

五、小結

根據評估結果，臺中刑務所典獄官舍之木屋架在長期荷重下安全尚無疑慮，研判不需補強。然而在法規地震力檢討下，建築物之耐震性能則有所不足。故針對建築物現況壁體量不足與基礎構造型式不當之情形，建議布基礎內側以 RC 增厚基礎斷面補強或可達第 I 類基礎相同效果之類似補強，壁體則增加結構用合板並於木框架結點以不鏽鋼之角隅鐵件補強，則可提昇建築物整體之耐震性能。

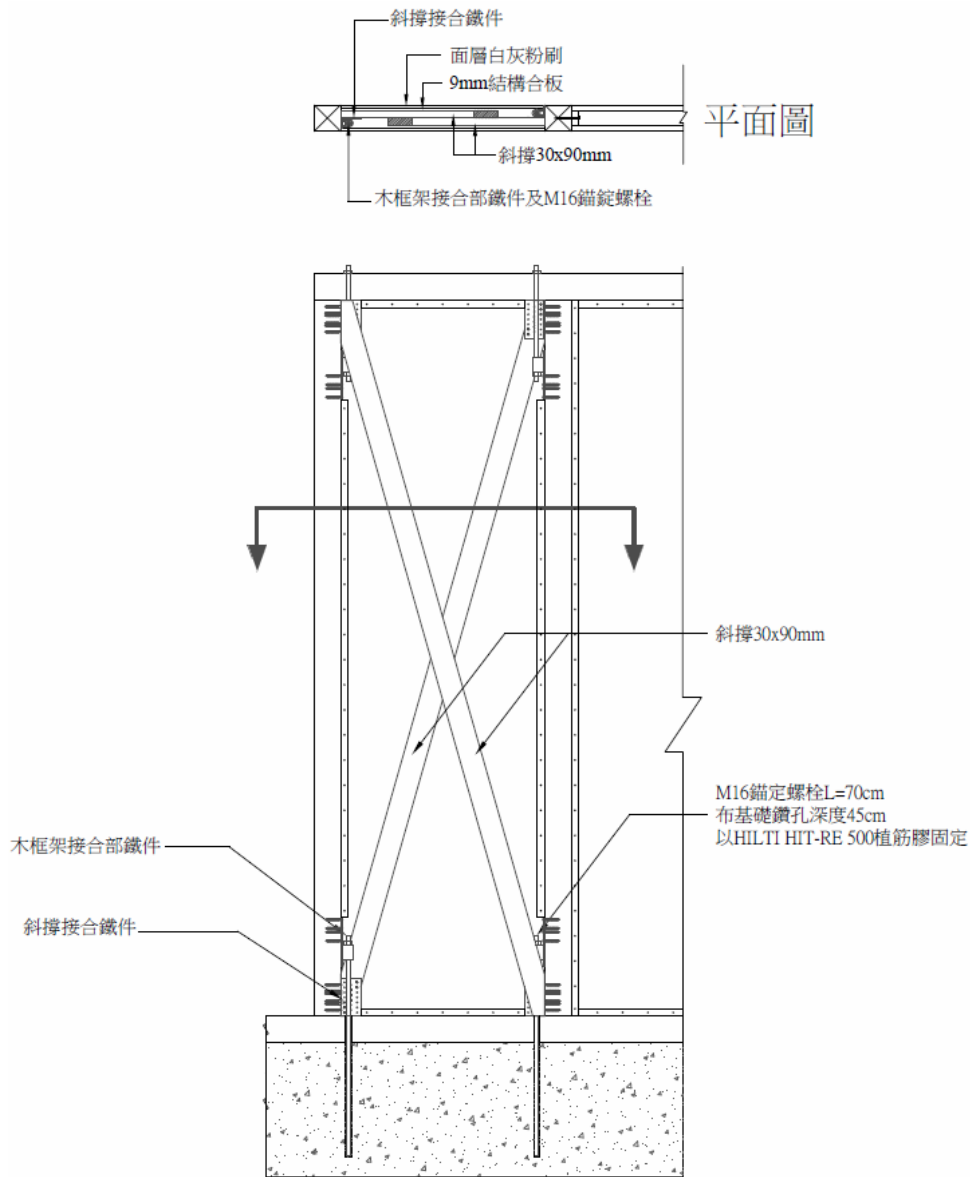
【表 4-2-36】為臺中刑務所典獄官舍之牆體耐震結構安全評估診斷結果。經基礎補強後，須於建築物之東西向（X 向）四處牆體進行結構用合板單面及雙面補強，並同時於該四處壁體之木框架結點以角隅鐵件補強，補強後上部構造評點提昇為 1.00，正常情況下安全；而建築物之南北向（Y 向）則須於七處牆體進行結構用合板單面及雙面補強，且同樣於該七處壁體之木框架結點以角隅鐵件補強，補強後上部構造評點則提昇為 1.00，正常情況下安全。

【表 4-2-36】臺中刑務所典獄官舍—牆體耐震結構安全評估診斷結果

建築物	方向	補強方式	上部構造評點 Pd/Qr		診斷結果
			補強前	補強後	
臺中刑務所 典獄官舍	X	1.RC 增厚基礎補強 2.木框架結點補強（四處） 3.結構用合板補強（四處）	0.40	1.00	正常情況下安全
	Y	1. RC 增厚基礎補強 2.木框架結點補強（七處） 3.結構用合板補強（七處）	0.40	1.00	正常情況下安全

在此，由於臺中刑務所典獄官舍室內壁面大多均有施做裝修材，故於本階段無法詳盡得知其壁面損壞狀況。故建議於修復設計及因應計畫檢討階段，將室內壁面裝修材拆除，詳細檢視牆體現況損壞狀況，並根據本次評估與補強位置進一步予以補強，亦或適度調整補強位置。

若編竹夾泥牆壁體現況損壞嚴重，且於未來修復設計及因應計畫檢討階段不考慮於木框架內重新施作編竹，亦可於木框架內部改採木製斜撐補強。其平面、剖立面示意圖如【圖 4-2-66】所示；木製斜撐接合鐵件及角隅補強鐵件大樣圖則如【圖 4-2-67】所示。



斜撐補強示意圖

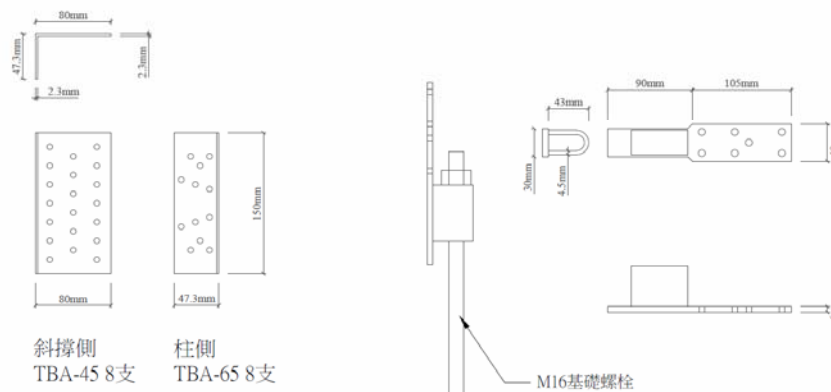
【圖 4-2-66】木框架內部木製斜撐補強位置示意圖

斜撐接合鐵件AA1157

1. 補強鐵件 JIS 3302 : 47.3x150x80x2.3(t)mm
2. 木螺絲: 柱側 TBA-65 8支 ; 斜撐側TBA-45 8支

木框架角隅補強鐵件AF4145

1. 補強鐵件 JIS G 3131 : 6(t)x40x195mm
2. 木螺絲:TBA-65D 7支
3. 錨定螺栓:M16 CNS 3934 Grade4.8



【圖 4-2-67】木製斜撐接合鐵件及角隅補強鐵件大樣圖