

薬師寺大講堂の構造補強設計（続き）

名誉顧問 金多 潔 / 理事 落亀利章 / 非常勤研究員 西澤英和

[第一章から第三章までは前号（第七号）に掲載済みである。]

第四章 耐震対策について

一 耐震設計上の課題

図13に大講堂の平面を示す。平面より判断して耐震計画上考慮すべき課題として次の2点が指摘される。

① 規模に比べて耐震要素が少ないこと。

イ) 柱径が小さいこと。

上代建築では柱の長さに対して径が太く、柱長さとの比は8対1くらいが多い。

しかしながら、裳階が付く本建物では

	径 (mm)	長さ (mm)	長さ/径
裳階柱	275	4,000	14.5
側柱	590	6,500	11.0
入側柱	680	8,600	12.5

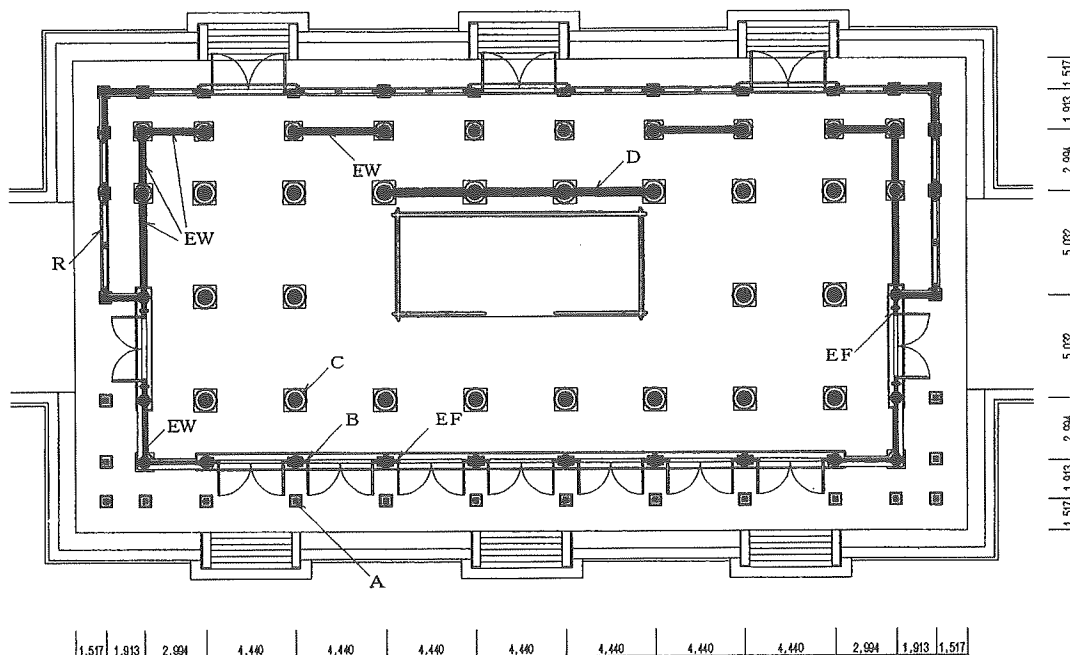


図13 平面図（壁配置図）

で、何れも（長さ/径）比は10を越える。このことは、柱傾斜復元力の効果が一般的な上代建築に比して小さいことを意味する。

ロ) 壁が少ないこと。

南面の裳階の柱列は吹き放しで、その背後の側柱9間の内、中央7面は両開扉、両端の2面は連子窓である。また、東西両妻面の裳階の南半分は吹き放しで、それ以外は連子窓の開放的な構造である。

一方、内陣では梁間2間、桁行7間並びにその周囲の外陣各1間は柱建ちの大空間で、中央の須弥壇の背後の入側柱筋3間にのみ来迎壁が立ち上がっている。北面の側柱間は東西両端の1間とそこから1間を隔てた1面のみが壁面で、残りの中央3間と両翼2間は開放されている。

東西両側面は隅柱に接する両端の1間並びに、棟通りより北側1間の計3面が壁面で、棟通りより南側1間は扉開口である。

壁は木造木ズリ下地・漆喰仕上げで計画されているが、壁の有効厚は4寸5分弱と薄い。なおこの壁厚は頭貫や飛貫の中に規制されたもので古代建築のほぼ通常の形式である。朱雀門では特に壁が付く柱間のこれらの部材巾を最初から大きく設計した。

② 偏心を惹起し易いこと。

桁行方向の壁長は、南面約5m・北面約15mで3倍の差がある。また、来迎壁が北側の入側柱筋に設置されているので、剛心が重心より北側に大きく偏心している。このため、振じれ振動が励起されやすい。

ところで、薬師寺大講堂は平城宮朱雀門に比べてほぼ3倍の規模と重量を有するので、両者の壁長と壁の有効断面積を比較すると次の通りとなる。

	有効壁厚	桁行壁長	梁間壁長	桁行壁断面積	梁間壁断面積
平城宮朱雀門	0.21㎡	約9㎡	約18㎡	約1.9㎡	約3.8㎡
薬師寺大講堂	0.14㎡	約18㎡	約20㎡	約2.5㎡	約2.8㎡

これより、薬師寺大講堂の壁量は桁行方向では朱雀門より約3割多いが、梁間方向は3割少ない。更に、柱の細長比「長さ/径」が朱雀門では約8であったので、地震力の約4割を柱傾斜復元力で負担できたが、当該建物では12程度になるので、柱傾斜復元力にはあまり期待できない。

一方、地震力は朱雀門の約3倍に達するので、軸組みや壁の単位長さ当たりの耐震性能は朱雀門の数倍の性能が要求される。加えて、偏心が大きいので、地震時の振じれが避け難いことを充分考慮する必要がある。

二 耐震設計の基本方針

上記の耐震的な課題に対処するため、次の基本方針に基づいて耐震設計を行った。

(1) 振じれを生じさせないこと。

このため、次の条件を設定した。

- ① 南面と北面の桁行方向架構に対し、その水平剛性と耐力を等しくする。
- ② 梁間・桁行両方向の水平剛性と耐力を等しくする。

要するに、平面的には壁が偏在するが、架構としては強度や剛性を完全にバランスさせて偏心を生じないようにする。

(2) 標準剪断力係数 $C_0=0.2$ の地震力に対し、初層の軸部の層間変形角を $1/60$ 以下とすること。

これは伝統的木造建築の実物大の古代土壁や小舞下地漆喰仕上げ壁の水平載荷試験の結果に基づき、壁面に大きな亀裂を生じない条件として定めたものである。

(3) 裳階を含めた全地震力は本建で全て負担する。

裳階の軸組みや連子壁による強度は余力と見なし、裳階の屋根等で生じる水平力は全て側柱に伝達して、本建の架構で抵抗できるように設計する。

三 耐震構造の基本計画について

当該大講堂の小屋組は伝統的な二重梁を洋風木造トラスによって梁間・桁行とも密に補剛補強し、更に屋根面の母屋・地垂木・野地を多段に組み上げているので、架構としての一体性は高い。従って、耐震計画は主に屋根荷重に起因する大きな地震力を、外陣と内陣で高低差を有する天井の水平構面を介して、小壁以下の軸部にどのように伝達負担させるかが主眼となる。

三・一 屋根の地震力の伝達経路

軒部・裳階の地震力は直接側柱筋の耐震構面に伝達できるが、内陣の屋根荷重についての下記の荷重伝達経路を想定する。

(一) 天井について

一段高い内陣天井と低い外陣の天井を、垂直の小壁を介して折り上げ形式に箱構造に形成する。この際、天井の水平構面を剛床化するため次のパネル工法を用いた。

- (イ) 格天井とこれを圍繞する頭貫を仕口で組付ける。
- (ロ) 格天井の鏡板の背面に耐力合板を裏打ちする。

(ハ) 地震時の剪断力をこれのみで伝達しうる有効断面を有する帯鉄により頭貫の頂部を圍繞する。

(二) 格子・耐力合板・頭貫を一体化して剪断パネルを構成するために、(ハ) 項の帯鉄とボルトにて周囲の組子の交点を一体結合する。この際、特に剪断力の大きい部位については耐力合板の他に、鋼板を用いる。

これにより、天井面に陸筋違を用いることなく、パネルにより剛床化する。

(二) 頭貫以下の軸部について

内外の小壁を全て後述の鋼板パネル補強木造格子組積層壁によって固めて、内陣から外陣天井を介して伝達される地震時剪断力を、頭貫より小壁に伝達する。

(三) 耐震壁について

小壁より貫を介して、建物隅部を始めとする鋼板パネル補強木造格子組積層壁に水平力を伝え、この壁を地覆を貫通するPCネジコンを介してSRC造の基壇に伝達する。

三・二 耐震要素の計画

三・二・一 鉄骨補強枠について

桁行方向では南北両側柱通りの壁量が大きく異なるので、このまでは偏心を生じる。このため、図13の平面図および図14の南西面隅部の平面詳細に示すように、南面中央の七間・及び東西側面の両開扉の設置位置に門型の鉄骨補強枠を設置して、「北面の約15mの壁量」と「南面の隅の間の壁量5mと7台の鉄骨補強枠」とが同じ強度特性を有するように計画した。

同様に、妻面については「梁間方向の総和約18mと二箇所鉄骨補強枠及び軸部」と「南北両側柱筋の桁行構面と軸部」とが等しくなるように設計する。

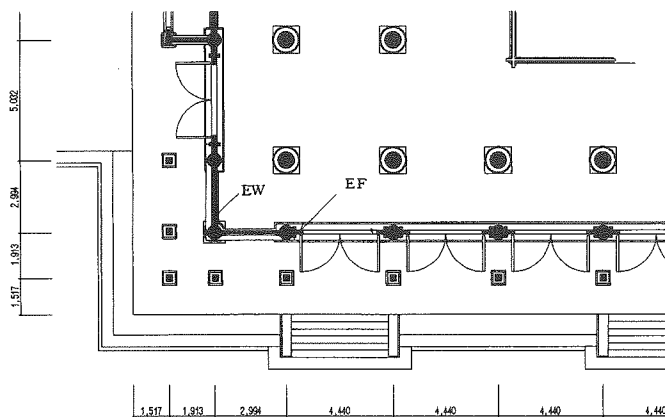


図14 隅部の平面詳細

そして、梁間・桁行両方向とも、設計地震力に対して層間変形角 $1/60$ 以下となるよう、鋼板パネル補強木造格子組積層耐震壁と鉄骨補強枠の断面を決定した。

鉄骨補強枠は側柱間に設置された板扉の開閉機構の木造部材の内部に組込む。

すなわち、上部は「鼠走」「まぐさ」・側面は「辺付」「方立」・下部は「蹴放」「地長押」で囲まれた木造枠の内側に外形寸法 $100\% \times 300\%$ 程度の箱型の鉄骨補強枠を設置する。

この枠材は平鋼側面に突起を設けて、T型断面とし部材強度を上げた。

また、妻面の鉄骨枠は同断面の充実部材である。

三・二・二 耐震壁の配置

側柱筋上の全ての壁面を耐震壁とするため、新しく開発した鋼板パネル補強木造格子組積層耐震壁とした。

一方、「来迎壁」は強度が大きいと、偏心の原因となるため、木舞下地の伝統的な土壁とし非耐力壁に近い構造とした。

なお、全ての小壁は鋼板パネル補強木造格子組積層耐震壁である。

壁及び鉄骨補強枠の配置の一例を示したものが、図15である。

図中の破線で囲んだ部分が鋼板パネル補強木造格子組積層耐震壁である。図16・図17にその詳細を示す。

三・三 耐震性能の概要

当該建物の全体重量は本建：1,620t、裳階：260tの計1,880tである。地震力の算定には1階の柱高の中間以上の重量を基本とするが、ここでは設計用屋根荷重を2,000tと仮定する。鋼板パネル補強木造格子組積層耐震壁については、実物大実験の結果に基づいて、耐力・剛性・繰り返し荷重時の復元力特性を評価し、これに基づいて開口部補強鉄骨の必要強度を下記のように算定する。

① 鋼板パネル補強木造格子組積層耐震壁の設計基本強度

実験結果より、パネル厚 3.2% のSS400材で両面補強した、木造耐震壁の剪断変形角 $1/50$ に対する長さ1m当たりの水平抵抗力を12.5t/mとする。

但し実験では壁内法長さ当たり16t/m、柱芯間距離では15t/mの強度を有するが、経年変化や施工条件に対する余裕を考慮してこれより小さい上記の値を採用する。また、 $1/50$ の変形時の壁耐力を基本にしたのは、全体架構の復元力特性は柱や梁、開口部回りの補強鉄骨の特性が累加するので、初期剛性は壁単体のそれより通常2～3割大きい。このため、壁単体の設計基準強度は $1/50$ 変形時の水平抵抗より評価している。

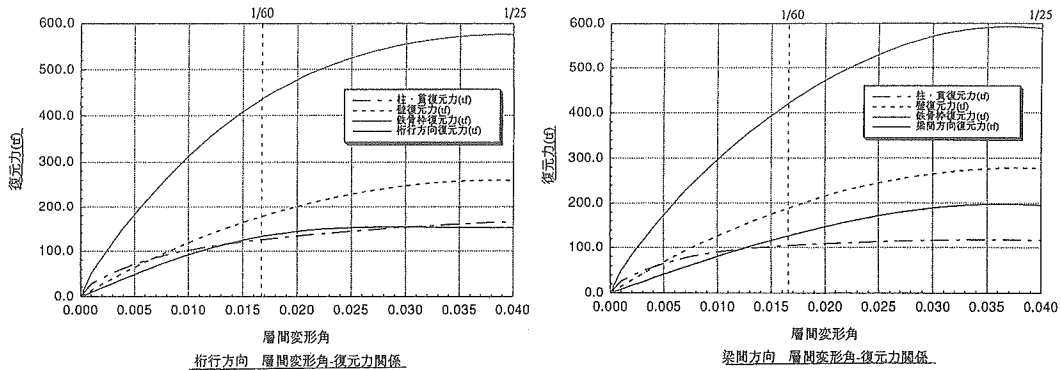


図18 架構の復元力特性

ロ) 北面について

壁長さ $\downarrow 2.5 \times 2 + 4 \times 2 = 13\text{m}$
 壁負担水平力 $\downarrow 13 \times 125 = 162\text{t} < 340 / 2 = 170\text{t}$
 ほぼ要求性能を満足する。

ハ) 東西面とも

壁長さ $\downarrow 2.5 \times 2 + 5 = 10\text{m}$
 壁負担水平力 $\downarrow 10 \times 12.5 = 125\text{t}$
 開口部補強鉄骨の負担量 $= 170 - 125 = 45\text{t}$
 より一面40tを設計耐力とする。

以上より仮定断面を決定し、これに対して軸部・耐震壁・鉄骨補強枠の荷重変形関係を実験及び理論計算により求めて、架構の全体の復元力特性を求めた。

この際、軸部の復元力については柱傾斜復元力項の効果が小さいことから、胴貫や飛貫或いは積層壁を有する側柱筋の一面について1/4縮尺の大斗・小壁付の架構モデルに対する水平載荷実験を実施し、これに基づいて当該架構の柱と貫による軸組みの復元力を評価した。

図18は梁間・桁行両方向の復元力特性の算定結果である。梁間（破線）と桁行（実線）の荷重変形関係はほぼ等しく、層間変形角1/60で約420tの復元力が得られる。

実際の架構重量は約1,880tのため、必要一次設計用地震力は約376tとなるが、この時の層間変形角は約0.013 = 1/77で十分安全側である。

また、実験の結果より、新型の鋼板パネル補強木造格子組積層壁は最大1/25まで十分な変形能力を示すので、一次設計に比べて約4倍の入力エネルギーに対しても安全である。

なお、これらは計算機による神戸地震を含めた実地震に対する動的応答解析によって裏付けている。

第五章 長期荷重に対する構造対策

はじめに・屋根の支持機構の課題

図19は白鳳時代の伝統的構造形式の大講堂の復原案である。今回の事業は、意匠的な寸法形状のみならず、架構形態をもふくめて可能な限り図19に忠実に再現することにあつた。しかしながら、構造計算の結果、図19のような純粋な伝統の様式のみでは、構造力学的に次のような問題が生じることが明らかになった。すなわち、

- (一) 二重梁の存在応力度は、材料の長期許容応力度を超過すること。
- (二) 丸桁や三手先斗拱など軒組みも長期許容応力度を大幅に上回ること。

すなわち、伝統様式の木組だけで、屋根や軒荷重を支持させると、部材としての負荷が相当大きくなるため、軒の垂下や虹梁の垂れなどによる二次的な障害が発生することが指摘される。

因みに、我が国には千数百年を経過した上代建築が遺存しているが、その多くは屋根形状が創建当初から相当変化して、急勾配になっている。

これは上述のような理由で、上代建築の緩勾配の屋根は棟や軒が徐々に垂下し、雨仕舞にも問題を生じやすかったことが考えられる。そのため、後世の修理に際して、屋根勾配を急峻にして、小屋裏に桔木などの補強材を数多く追加している事例が多い。法隆寺夢殿

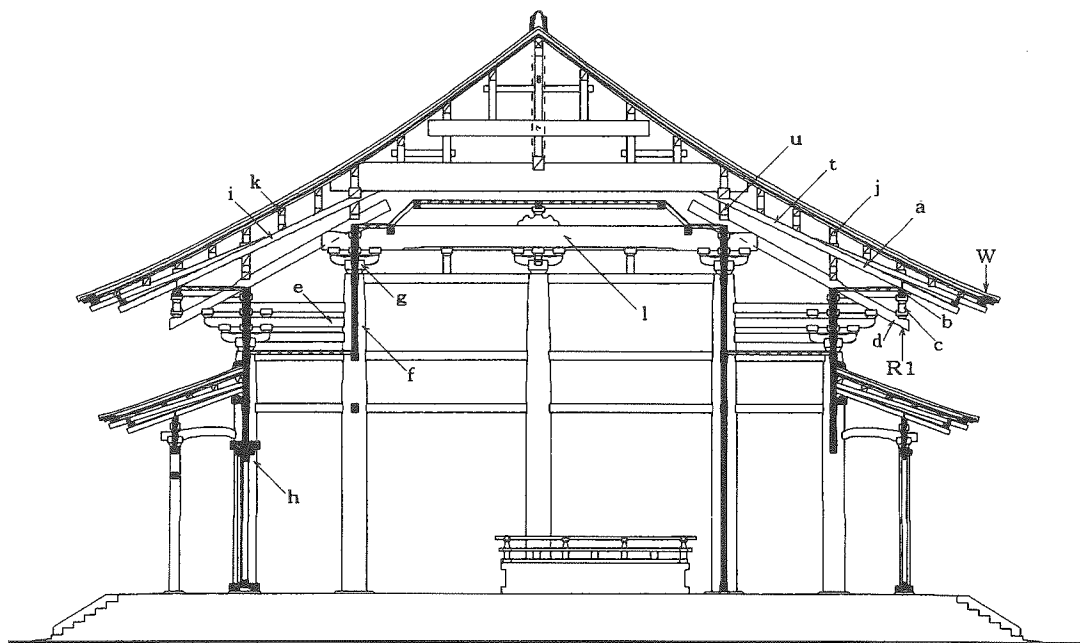


図19 復原梁行断面

や唐招提寺金堂などもそれぞれ鎌倉期及び江戸期に屋根の大改修が行われている。

最近復原された平城宮朱雀門も同様に、軒から下の軸部は奈良時代の様式に則っているが、小屋は桔木で補強されたため屋根の形状は奈良時代ではなく鎌倉以降の形式になっている。

しかしながら、薬師寺大講堂の復興にあたって、創建当時の地垂木および三手先斗拱で造形される伸びやかな白鳳の屋根を再現することが前提となった。

言い換えると、中世以降の建築のように屋根勾配を大きくすることで作られる野屋根の内部に桔木などの補強材を挿入するという平城宮朱雀門のような歴史的な構造対策は採用できないことを意味している。そのため、当該大講堂の設計にあたっては、野屋根を有しない白鳳期の屋根構造に即した

前例のない新しい構造対策を考案適用された。以下にその概要を記す。

図20は構造や意匠を検討するために作成した縮尺1/100の模型である。これは収まりの難しい隅部を中心に、裳階を付けない状態での木組を仕口なども忠実に再現したもので、相当な量の木造部材が補強のために追加されていることが分かる。

一 大講堂の木組について

一・一 軸部の構成

図19は復原架構の梁間方向の断面を示したもので、図21は天井より下の部分の軸組を立体的に表現したものである。

図19に示すように柱は外部より裳階柱A、側柱B、入側柱Cの順に断面・材長ともに増加する。すなわち、裳階柱Aは(275%角・約4m)、側柱(径590%・約6.5m)、入側柱(径680%・約8.6m)である。

入母屋屋根の本建の内陣(Y3-Y5)は折上組入天井で、外陣(Y2-Y3, Y5-Y6)は組入天井となっており、Y3-5通りには外陣の頭貫と同高の飛貫上部より小壁Cが周囲

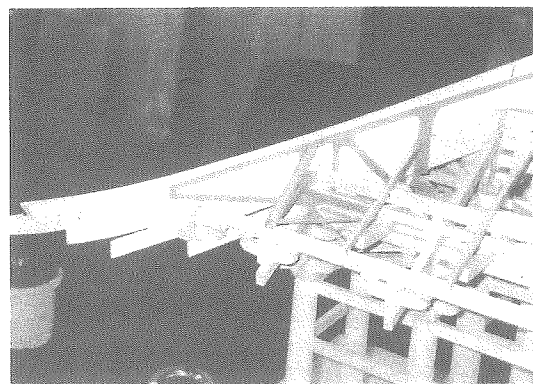
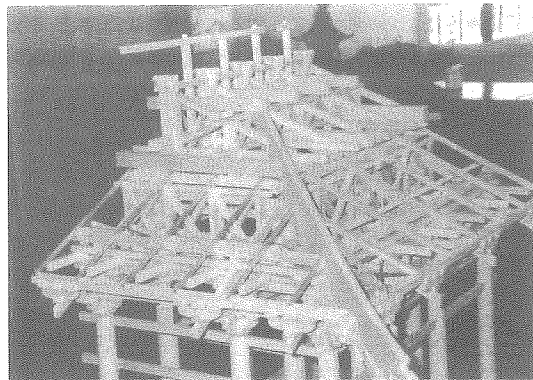


図20 小屋組補強模型

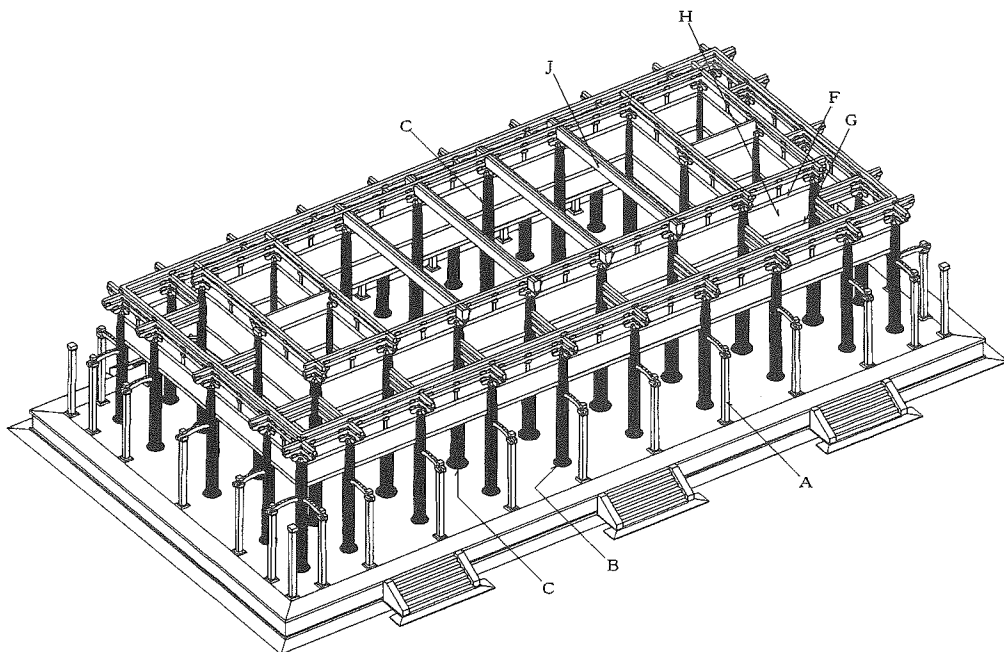


図21 軸組俯瞰図

に巡っている。

また、外陣の天井は頭貫の天端面で相欠にて組付けている。更に、内陣周囲の一段目の小天井は外陣と同様に大虹梁Jの天端に組入れてあるが、折上げ部分は外周に支輪を設けて中央部の二段目の格子組天井に接続している。二段目の格子組天井は大虹梁上に暮股Lを設けて桁Dで外見上支持するが、桁Dの垂下は天井の背面に造られた野物の大梁Nから吊上げる構造になっている。

一・二 屋根荷重の伝達機構

図19に示すように本建の軒の荷重伝達は伝統的な三手先組物による。すなわち、地垂木aに作用する軒先端荷重Wは丸桁bを支点として桔ねあげられ、この支点反力は秤肘木を介して尾垂木dに作用し、これを軒の二段の斗組で支えて大斗から側柱に鉛直力として伝わるようになっている。なお、軒の斗組の内側は図に示すように外陣の格子組天井の裏側で3段の通し肘木を構成して入側柱筋と結合している。

また、地垂木は丸桁の他、側柱筋の中間支点及び入側柱筋上の桁uで固定され、屋根野地面の荷重は短い束と母屋により地垂木に伝わる形式で、大きな野屋根を有しないのが特徴である。

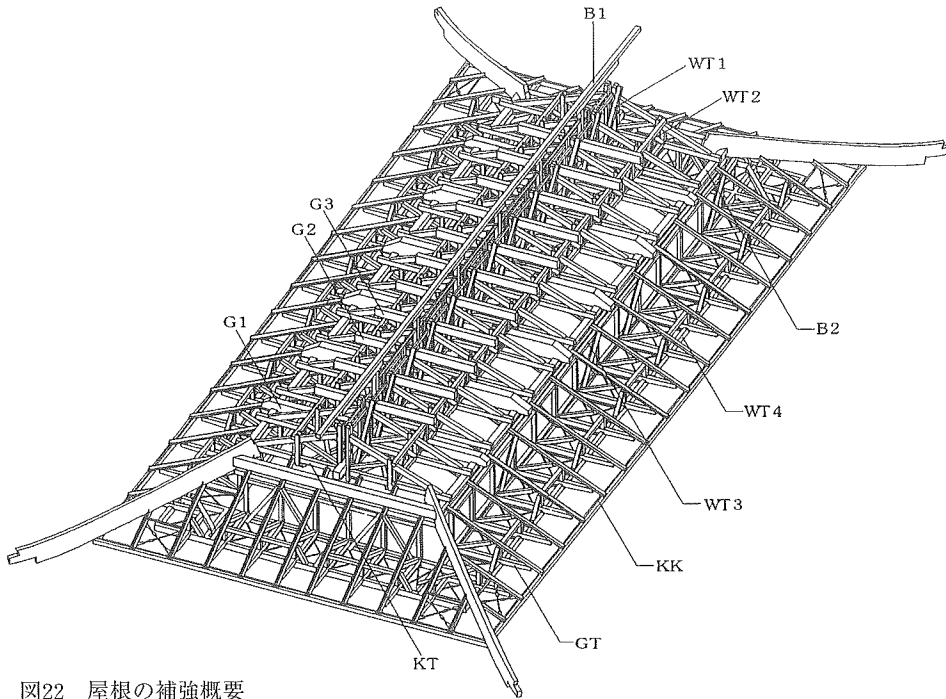


図22 屋根の補強概要

二 屋根の構造補強

二・一 構造補強の概要

屋根の構造補強の概要を立体表現したものが図22である。

補強は木造のトラス架構を、伝統様式の二重梁や三手先斗拱の間に設置することにより、伝統工法の木組と追加的に設置した補強トラスとが一緒になって大きな鉛直荷重を支持するとともに、建物の一体性を高めることにより耐震性を向上させるように計画している。

補強トラスの配置とその組み方を図23a～cに示す。

内訳は以下の通りである。

構造補強トラスは図23aの伏図に示すように6種類（WT1～4・KT）および補足上段小屋梁（G3）で、それぞれの補強目的と台数の内訳は下記の通りである。なお、図23aの入側柱の大斗上に伝統様式に則った六台の二重梁（下段の大梁G1, 上段の小屋梁G2）が架されている。

身舎の二重梁の構造補強

キングポストトラス	(KT)	: 14台
平行弦ダブルワレントラス	(WT1)	: 1台 (棟通り)
平行弦ワレントラス	(WT2)	: 2台 (棟と入側通り)
補足上段梁	(G2')	: 5台

庇部の三手先の構造補強 (桁行及び梁間方向とも同じ)

半山形トラス	(GT)	
--------	------	--

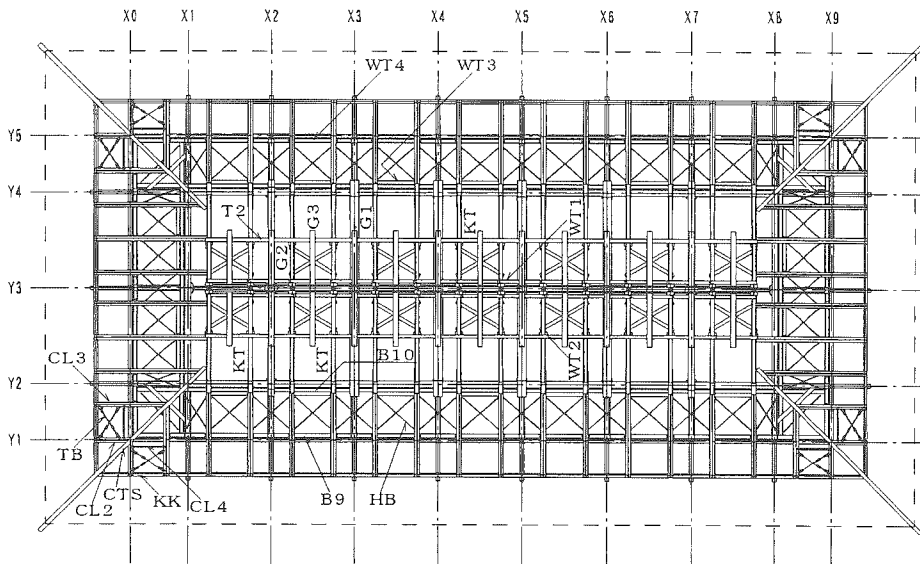


図23a 虹梁・トラス伏図

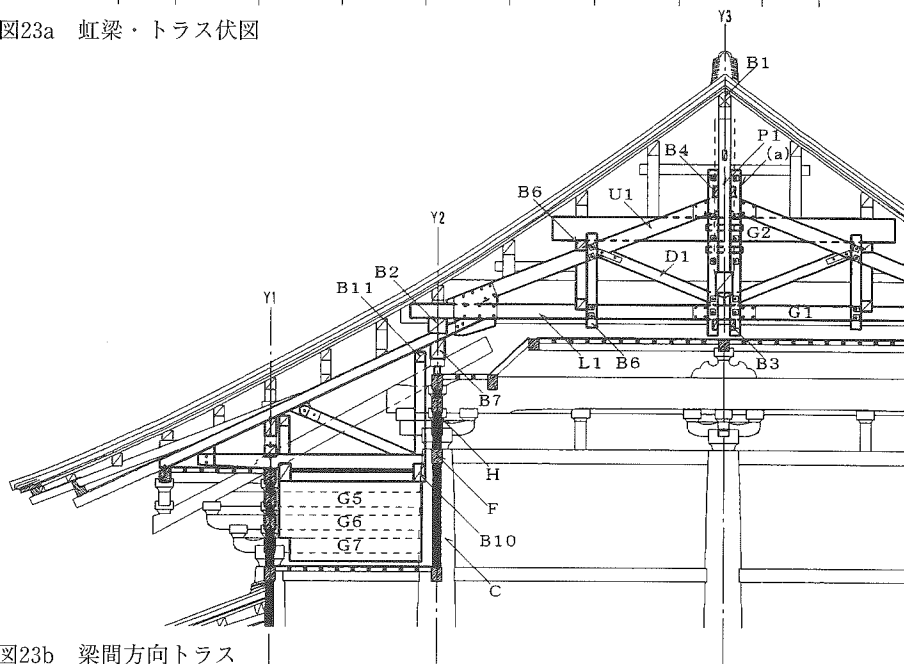


図23b 梁間方向トラス

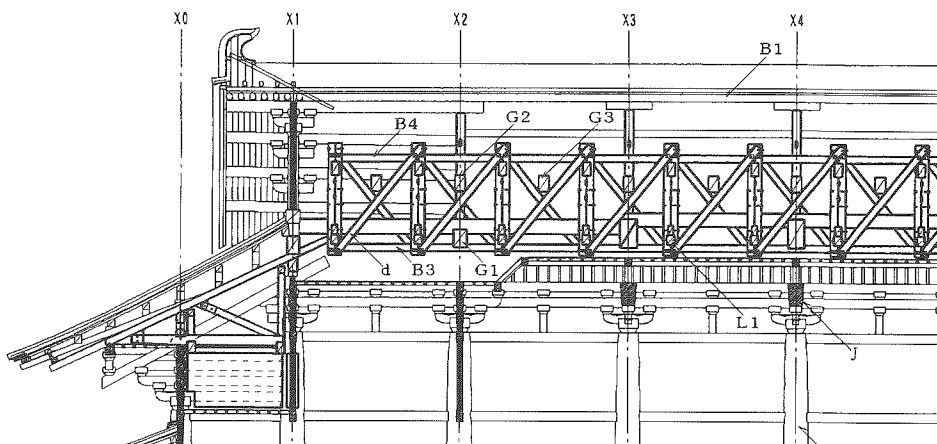


図23c 桁行方向トラスWT 1

平側	:	36台 (内隅配付 8台)
妻側	:	20台 (内隅配付 8台)
平行弦ワレントラス (WT 3)	:	2台 (入側柱筋側)
平行弦ワレントラス (WT 4)	:	2台 (側柱筋側)

二・二 身舎部のトラスによる構造補強

本建部分の補強架構の概要は以下の通りである。

① 梁間方向の補強

木造キングポストトラス (KT) ↓ 14台

本建筋の二重梁架構の両側に1,100%離れた位置に梁間方向に設置

断面の構成は (いずれも%)、下弦材L 1 及び合掌材U 1 は257×206, 東材P 2 は182×91, 真東P 1 は215×215, 斜材D 1 は182×182である。

接合部は引張材については欠き込み仕口・ボルト止め、合掌と下弦材の圧縮接合部は鞍掛け・斜めボルト締め、真東と合掌の交点は鞍掛け・両面帯鉄・ボルト締めである。両端の支承部は渡顎とし、ボルトにて横材B 3 と綴って揚力に対抗する。

② 桁行方向の補強

下記の3種類の木造平行弦ワレントラス (WT1, WT 2)

(一) WT 1

棟通り東材の側面に設置する2台の桁行方向トラス

図23bに示すように梁間方向補強トラス (KT) の中央の真東P 1 は棟木B 1 を支持するため合掌材U 1 の合掌点より上に約2 m伸長してあり、この真東P 1 の側面において合掌材U 1 並びに下弦材L 1 を挟みつけている縦材 (a,182×182) 4本をボルトにて結合して東ねたものを東材とする。

上弦材 (B 4) 及び下弦材 (B 3) は182×81の断面を有し、KTトラスの合掌材U 1 の天端及び下弦材L 1 の下面において、東材 (a) に桁行方向に組付けるとともに、二重梁の下段のG 1 の桁行方向繋ぎ梁B 2 とも欠き込みにて結合している。斜材 (d) は図23cに示すように182×182の断面材を東材 (a) と上・下弦材 (b,c) の交点間を櫓掛けに結合してダブルワレントラスを構成する。他の補強トラスと同様、各部材は欠き込みにて組付け、側面から座金とボルトで綴る常套的な接合法を採用している。

WT 1 はWT 2 と同様に

- イ) 伝統的二重梁の下段の大梁G 1 を、桁行方向の繋ぎ梁B 2 を介して、中央より中間支持し、これを梁間方向に設置したKTトラスの真東P 1 に鉛直力を伝達する。

- ロ) 大梁G1,KTトラスを横補剛して倒れを防止すること。
を主な目的としている。

(二) WT 2

KTトラスの2番束を桁行方向に結合する木造のダブルワレントラス
架構形状や部材の結合方法は基本的にはWT1と同様である。異なるのは、

- (イ) 本トラスは図23bに示すように二重梁G2の支点反力をKTトラスに伝達させるために、上弦材(B5)をG2の下面に挿入し、KTトラスの2番束P2の側面において合掌材U1に載せており、一方、下弦材(e)はKTトラスの2番束P2の側面に沿わせて、下弦材L1に接合しているのに対し、下段の大梁G1にはその側面にほぞ入力でG1の梁成の中央付近で止めていること。
- (ロ) 斜材(f)は上段の大梁G2及びG2と同断面の中間大梁G3から作用する屋根の鉛直力をKTトラスの2番束P2に伝達するため、G1およびG1'とP2と下弦材(B6)の交点を「ハ」形に結んでいること。

WT1,WT2の2種類の桁行方向トラスによって、伝統的二重梁の鉛直力をその両側の梁間方向のKTに分散させ(図23b)、

- ① G1の支点反力↓大斗より入側柱C
- ② KTの支点反力↓地垂木の尻押えの横材B2↓尾垂木尻押えB7↓入側柱筋上の桁行方向小壁H↓頭貫B5↓入側柱Cの経路を介して何れも入側柱Cに伝達する。

二・三 庇部のトラスによる構造補強

庇部の構造補強も三・二章の本建と同様、梁間方向の半山形トラス(GT1)とこれらを桁行方向に結合する2種類の平行弦ワレントラス(WT3,4)で構成され、さらに補助的に三手先の一手目と二手目に相当する通し肘木G5,G6,G7については、外陣側で耐力合板(PW)の当て板補強を施す。

三 屋根の隅部の鉄骨トラス構造補強(GTS)

隅部の補強トラス並びに補助部材の配置を図23aに、又図24には隅部の補強トラスGTSの詳細を示す。

図24に示すように隅の垂木は配付のため、隅柱C3より外側の軒荷重は全て隅木SGに伝達する必要があるが、多段に組んだ隅尾垂木のみで隅軒の全荷重を支持するのは難しいため、鉄骨トラス(GTS)により構造補強する。

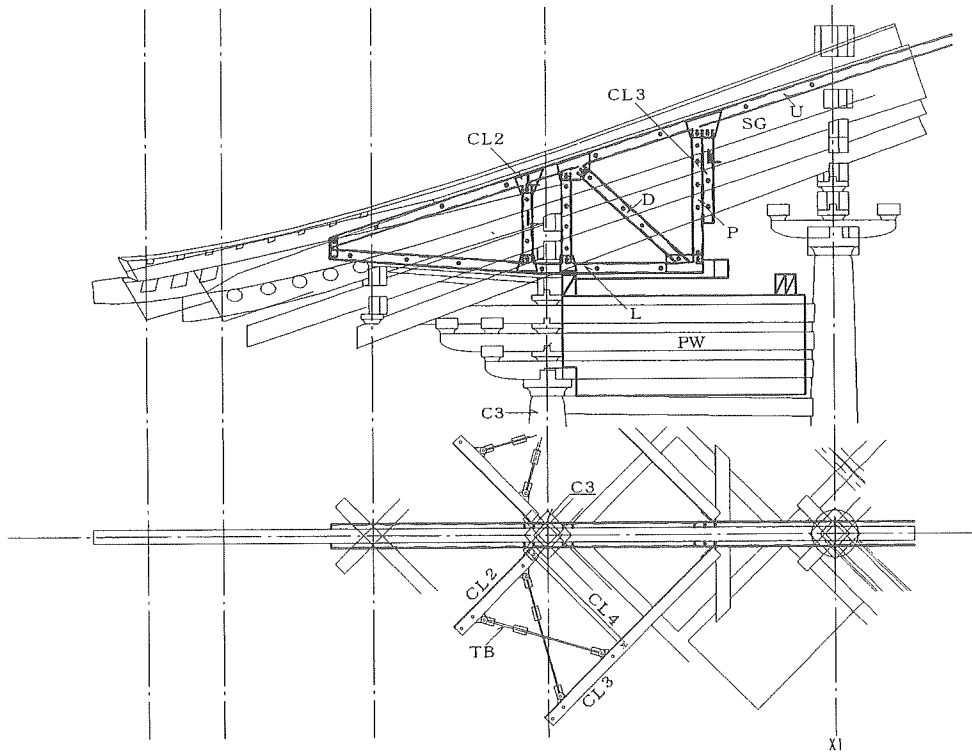


図24 隅部補強トラスGTSの概要

GTSトラスはGT 1と同様の山形トラスで、使用部材は全て $\square - 150 \times 75 \times 6.5 \times 10$ の溝形鋼である。この山形トラス (GTS) を隅木の大材の側面に両側よりボルトにより挟みつけて一体化している。

なお、弦材の溝形鋼は何れも外面にウェブが露出するように配置し、隅木側はフランジの錨が向くようにしている。これは、鉄骨と隅木の接触面積を小さくするためであり、上記の綴りボルトの綴り位置のみ、座鉄を設けて木材を挟む構造になっている。

このトラスの上弦材の上側において、配付地垂木が隅木に掛かり、この荷重を隅木を介して補強鉄骨トラスに伝達する。

隅部に関しても、トラス下部の支点反力の隅部の通し肘木への伝達方法は前節の平部と同様で、多段の通し肘木の両面を耐力合板PWで両面を挟んで一体補強する。

配付垂木の垂下を防止するため、GTSの側面には $L - 175 \times 175 \times 15$ の山形鋼を2段に組んだ片持梁CL2, CL3を突出させている。この片持梁の鼻先は、図23aに示すように出桁KKに結合して、軒線を固め、相互にターンバックルTBにより嚢掛けにして振れ止めとするとともに、内陣側には $L - 75 \times 75 \times 12$ の山形鋼の補助材CL3を配して固める。

おわりに

薬師寺大講堂は、白鳳時代の建築様式を復原した大規模な木造建築物であることから、構造上の安全性をどのように確保するかに考慮を重ねた。

その間、東京大学名誉教授太田博太郎博士、前奈良国立文化財研究所長 鈴木嘉吉博士をはじめとする多くの方々の御指導と御助言をいただき、安全性の検討を進めることができた。

今後の日本の伝統的な木工技術の保存及び発展のためにも、本格的な伝統建築の再興の機会が多く得られることを期待して、この報告を終わる。