

薬師寺大講堂の構造補強設計

名誉顧問 金多 潔／理事 落亀利章

第一章 構造計画の概要

薬師寺大講堂の復原に際しての構造設計の最大の課題は、白鳳様式の当該大建築の耐震強度をどのように評価するかであった。もし、復原架構が建築基準以上の耐震性を有するのであれば構造補強は不要である。しかしながら、逆に著しく小さい場合には相当な耐震補強が必要になり、創建当初の姿からそれだけかけ離れたものとなる可能性が高いからである。

因みに、戦後制定された建築基準法は社寺建築のような大規模な伝統木造建築の建設を基本的に認めない立場にたっている。そのため、組物や土壁など多様な伝統木造技術の構造強度に関する研究は殆ど行われておらず、実験データも極めて少ない。当該大講堂の構造強度を評価しようにも研究蓄積が皆無に等しいのが実情であった。

このため、実施設計に先立って、古代建築の強度に関する実物大実験を含む一連の構造実験を行い、その結果にもとづいて復原案を決定するという手法が採られた。それらの研究は概ね次の流れで進行した。

平成 6 (1994) 年度

小壁・貫を有する 1 / 4 軸組模型の耐震性能評価に関する研究

平成 7 (1995) 年度

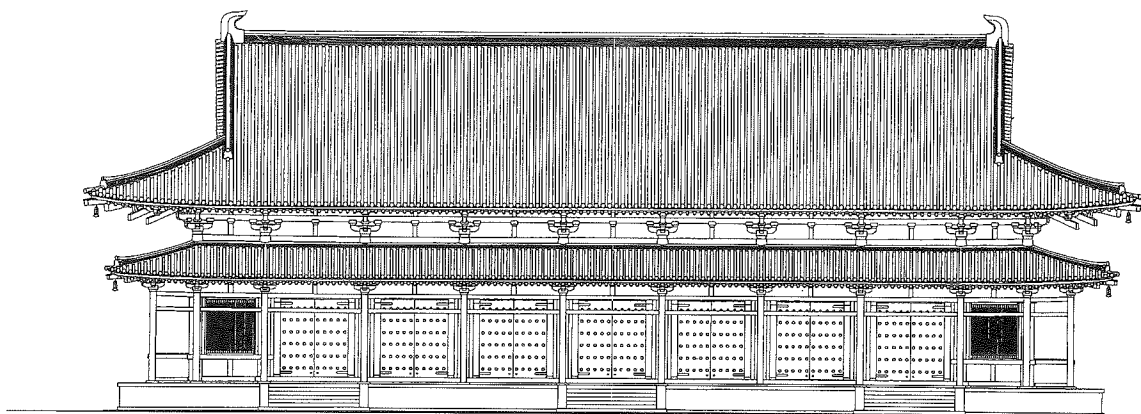
実物大の組物の耐震性能評価に関する研究

古代技法の土壁の実物大試験

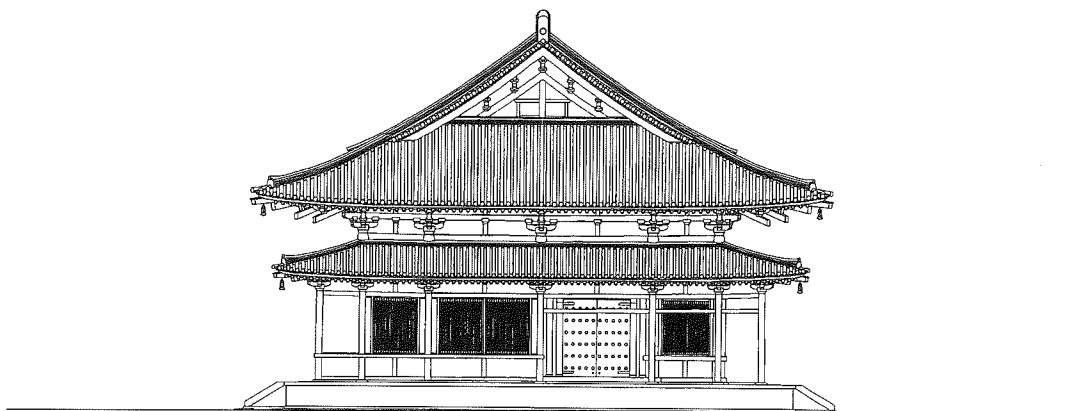
鋼板パネル補強木造格子組積層壁の実物大実験

ところで、これらの研究を重ねていた、平成 7 年 1 月 17 日の早暁、突如兵庫県南部地震が発生し、木造建築にも甚大な被害が生じるという事態が発生した。そのため、実施設計の段階では、白鳳様式の外観意匠を損なわない範囲において、一部現代的な構造も加味しつつ可能な限りの構造対策を施すことにより、上記のような直下形地震の強烈な衝撃力にも充分耐える強靱な構造とすることが強く求められた。

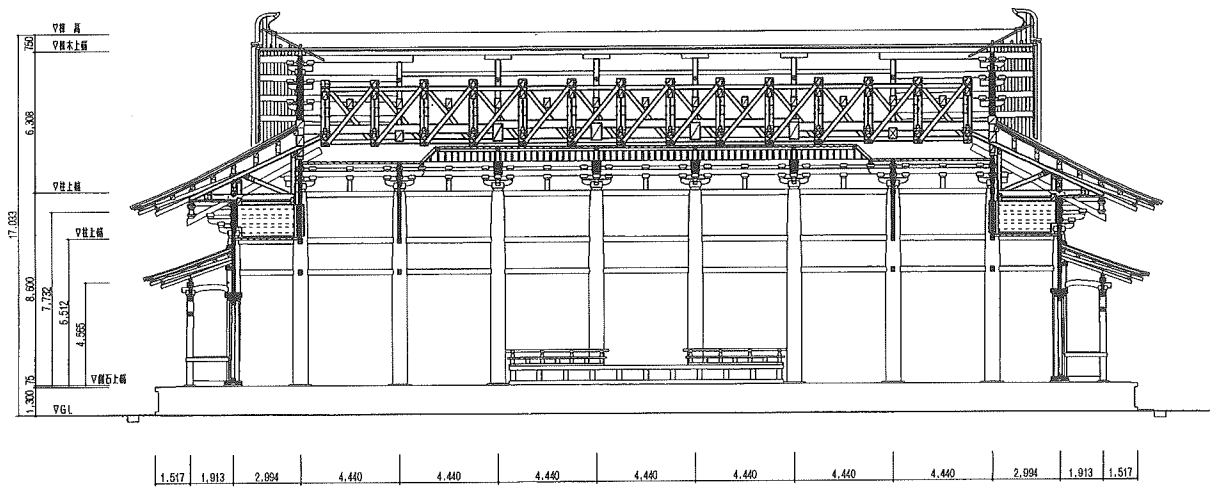
その結果、次のような構造対策が採用された。



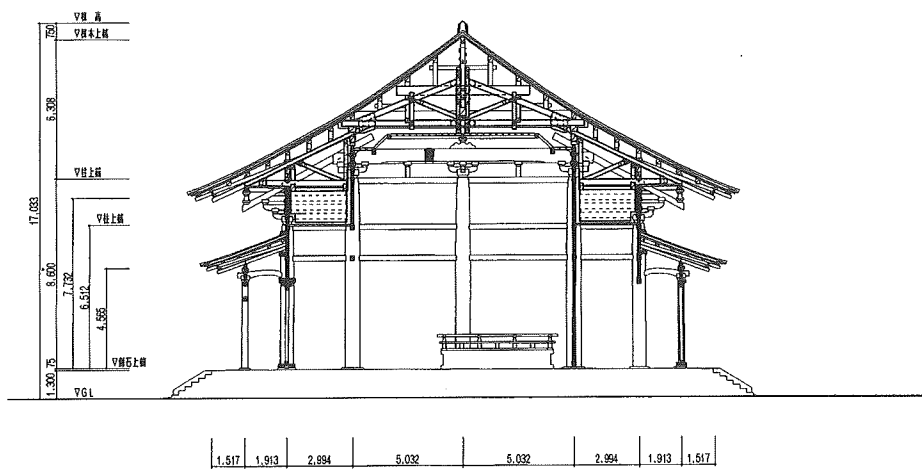
薬師寺大講堂 正面図



薬師寺大講堂 側面図



薬師寺大講堂 桁行方向断面図



薬師寺大講堂 梁間方向断面図

(一) 創建時の発掘遺構の保存

当初の版築基壇を完全に保護するため、鉄骨鉄筋コンクリート造のベタ基礎を採用した。

(二) 主体構造は白鳳様式の復原木構造とすること。

(三) 主体構造については次の構造補強を行う。

イ. 鉛直荷重に対する構造補強

本建の小屋組に和洋混交の木造構造を採用する。即ち、

- ① 本建の柱通りは伝統的な二重梁架構とするが、柱間に木造真束トラス各二組を設置するとともに、二重梁の各段の支点反力を桁行方向に設置した木造平行弦トラスによって梁間方向の真束トラスに伝達し、二重梁の曲げモーメントを軽減する。
- ② 庇は上記真束トラス筋において木造の補強トラスを連結設置して丸桁にかかる荷重による曲げモーメントの軽減を図るとともに、尾垂木の荷重負担を軽減する。
- ③ 隅木は隅尾垂木と要所を金物で結合するとともに、両側面に鉄骨溝形鋼で構成した鉄骨トラスで補強する。

ロ. 水平（地震）荷重に対する構造補強

伝統木構造と特殊な耐震壁及び鉄骨補強を併用した構造とする。即ち、

- ① 裳階を含む全地震時の水平荷重を柱・貫で構成される軸組プラス鋼板パネル補強木造格子組積層耐震壁及び開口部周辺鉄骨補強枠で負担する。
- ② 木造格子組積層耐震壁は両面を鋼板パネルで補強して十分な強度をもたせる。
- ③ 開口部周辺枠は南面については柱・梁とも角型鋼管、東西面は同じく矩形断面の充実鋼製断面とする。これにより、梁間・桁行の水平剛性と強度をほぼ同一に設定するとともに、平面計画上不可避な壁の偏在による建物全体の耐力を均一にする。
- ④ 水平剛性と耐力は天井筋違のほかに、格天井の裏面を耐力合板と帯鉄で周辺補強することにより確保する。

ハ. その他木造各部の補強

- ① 直下地震や耐風時の揚力に対処するため、要所をアンカーボルトで引きつける。
- ② 側桁筋頭貫については、上面を帯鉄で囲繞し、耐震壁との力の伝達を確実なものとする。

なお鋼板パネル補強木造格子組積層耐震壁は平成5年から8年にかけて施工竣成した平城宮朱雀門復原工事に採用したものに、若干の改良を加えた。

以下、構造設計の内容についてやや詳しく述べる。

第二章 基礎の構造概要

建設場所は金堂の北側で両翼は回廊に接続し、既に金堂・西塔・中門・東西回廊の南半分が復原されている。

大講堂の復原事業では、境内地に遺存する創建時の版築を始めとする各時代の遺構を可能なかぎり保存することが求められた。そのため、地盤調査とともに版築地業の載荷試験を実施し、遺構を攪乱することのないSRC造のベタ基礎を採用した。その概要を以下に記す。

一節 地盤調査結果の概要

一 地質調査結果

平成5年2月に旧講堂基壇の2か所でボーリングを行い、地質調査の他に試料を採取して液状化の可能性についても検討した。

当該敷地は奈良盆地の北縁部にあたる平坦地である。同盆地の基盤岩は中世代白亜紀の領家変成岩で、生駒山地と笠置山地の間のすり鉢窪地に下位より新世代第三紀鮮新世～第四紀更新世（洪積世）の大阪層群、第四紀更新世の段丘堆積物、第四紀完新世（沖積世）の沖積層が堆積している。講堂の敷地では、表層1メートル弱は盛土層、その下部5メートル付近までは軟弱な沖積粘土層や沖積砂質土層。その下部、地表面下GL-5m以下は洪積層で、2～3mの厚さの砂質層と粘土層が互層をなしている。また地下水位はGL-1.5mと浅い。

当該地盤に重量の大きな建造物を構築する場合には、地表面下15m付近に存在する層厚の大きい洪積砂質土層に達する杭を打つのが通常の基礎工法である。しかしながら、杭を設置すると地下の埋蔵遺構は破壊されるので、検討の結果、既存版築面に砂養生を施して、薄いSRC造ベタ基礎を構築することにより、遺構を保存しつつ大講堂の荷重を支持する方法が検討された。

二 版築基壇の載荷試験結果

平成8年度の旧基壇の発掘調査と並行して、べた基礎の圧力に白鳳時代の版築が耐えられるかどうかを調べるために載荷試験が行われた。

創建時の「版築」は、粘土とまさ土を3～5cmの厚さごとに何層にもつき固めて造られた一種の人工地盤である。発掘調査の結果、旧講堂（嘉永5（1852）年竣工）は桁行5間・梁間5間で、白鳳創建時に比べて基壇は半分に縮小されていた。そして、当初の礎石を全

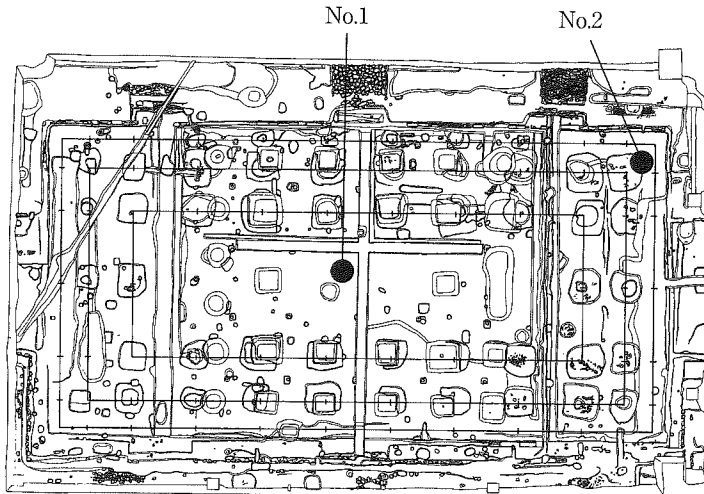
て掘りあげて一部を再利用しながら、全く新しい配列に改めたことが判明した。また、基壇の東西約10mについては、版築基壇の上部を削りとして中央部を残したため、版築の遺構面は桁行方向では凸型の断面形態となっていた。

載荷試験は旧基壇中央の版築層の大きいNo. 1と厚みの小さい北東隅のNo. 2の2か所とした(図1)。

ところで、当該大講堂の基壇底面積は約1,000㎡、上部架構の重量は約2,000t、基壇重量は約2,000tであるため、平均接地圧は約4.0t/㎡となり、長期設計荷重は約5t/㎡を上回らないことから、予定最大試験荷重はこの3倍の15t/㎡とした。

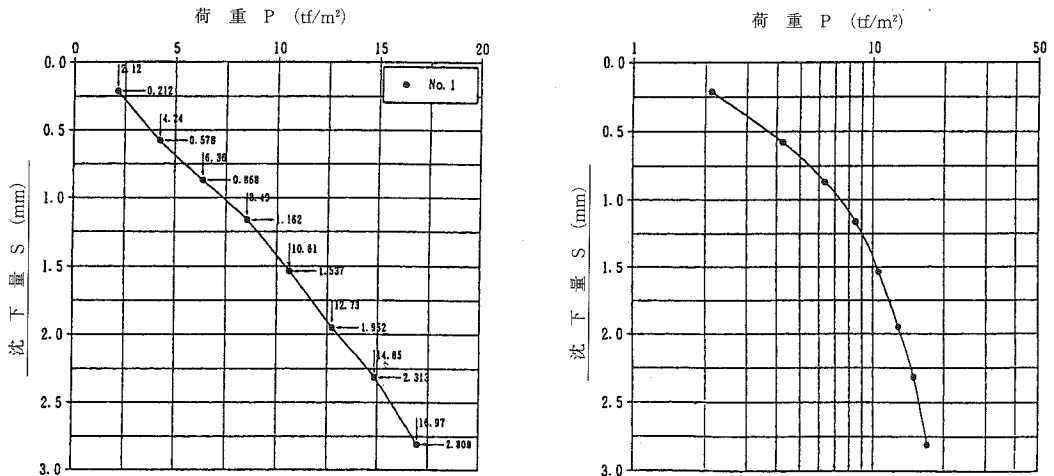
図2にNo.1点の荷重・沈下量曲線を示す。

(一) 最終荷重での総沈下量は3%弱で載荷板の直径(300φ)の1%未満と小さい。



(二) logP-S曲線はやや湾曲した放物線状を呈するが、沈下軸に対して平行となる点が認められない。そのため、2点とも長期地耐力は最終荷重度16.97t/㎡を安全率3で除した、 $Q_a = 16.97/3 = 5.7 > 5.0 \text{ t/㎡}$ で、現況版築に直接基礎を設けて充分安全であると判断された。

図1 版築の載荷試験部位



三 液状化の検討

液状化の可能性があるのは地下水位以下の砂質土層である。そのため標準貫入試験の他に孔内水平載荷試験、土質試験による粒度分布及び地下水位を調べて、液状化判定を行った。その結果、地表面下20m付近までの全ての地層において、200galの入力に対して液状化は生じないと判定された。なお、過去の被害地震として、慶長元（1596）年の慶長伏見の直下型地震（M7.0）がある。このときには唐招提寺僧堂や講堂脇回廊、薬師寺西院弥勒堂が倒壊した。また嘉永7（1854）年の伊賀上野・奈良の直下型地震（M6.9）でも薬師寺の僧坊の門（地藏院）が倒壊する程の被害があったが、当該基壇周辺には液状化にともなう噴砂跡などは確認されなかった。

四 SRC基壇の構造

以上により、大講堂はベタ基礎としても構造耐力上支障はないが、金堂、西塔、中門、回廊など今までに復原された建物が地下遺構を保存するために新基壇を80cm嵩上げしたのに合わせなければならず、それ以上はとれない。そのため、ベタ基礎は可能な限り版厚を薄くする必要があり、SRC構造のベタ基礎を計画した。

SRC造のベタ基礎は地震時に上部架構に生じる大きな力を地盤に確実に伝達するとともに、将来の修理において柱や地覆、あるいは補強鉄骨架構を部分的に分離できるように配慮して設計されている。

基本的には、旧遺構面の上部に約15cmの清浄な砂を入念に転厚して遺構を保護し、その上に捨てコンクリートを打設して、SRC造のべた基礎を設置した。設計上の特徴は下記の通りである。

- (一) 表面の石張り仕上げの下部構造とし、階段・雨落・側溝を一体構造とする。
- (二) 裳階・側柱・入側柱の礎石下部には井桁状に組んだH形鋼（H-440 \times 300）の基礎梁を設置して、梁型の上下に主筋・異形鉄筋（D25）、腹筋（D19, D16）を配筋する。
- (三) ベタ基礎の上下面のスラブはD22ダブル配筋とする。
- (四) 柱の礎石は底面を平定に加工して、基壇上部の鉄筋コンクリートで固めて移動を拘束する。但し、地震時の引抜き力は後述のように柱が負担する必要がないため、柱の基部はステンレス製のダボで芯出しを行えるように設計した（図3・4）。

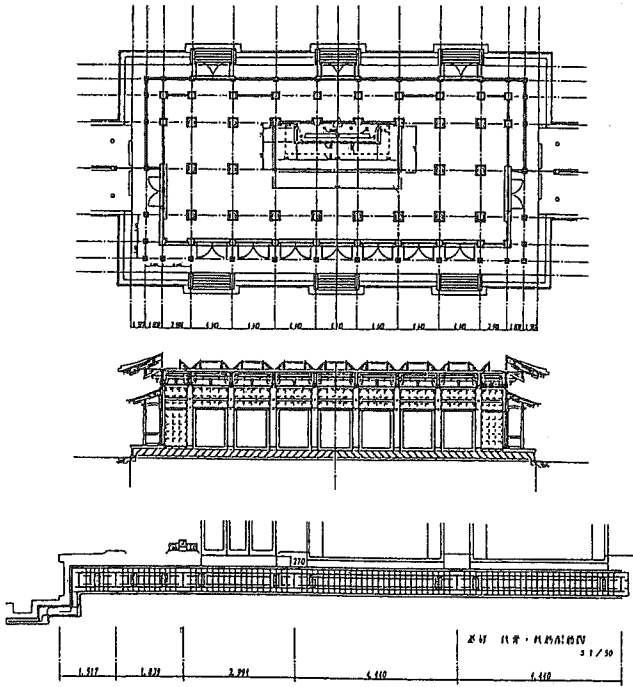


図3 版築基壇の遺構断面図

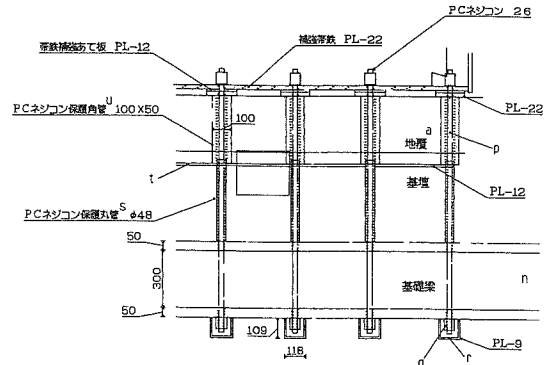


図4 基礎内のアンカー定着機構の概要

第三章 構造実験の概要

一 実物大の組物の水平加力実験

大きな屋根荷重を支持する軒組に強い地震力が加わった場合の耐震安全性の検証を目的として実物大の斗栱の実験を行った。

モデルは桁行き（長手）方向で、頭貫より上部の小壁部分の1スパンである。中備えは省略している。なお、反力床の寸法上の制約から柱間隔は実物が4,440mmであるのに対し、2,740mmとやや短い。

また、面戸や小壁は実物と同じく厚い板壁で、積層部分にはダボを挿入している。頭貫や斗組は台檜、板材は紅檜である。

実験のセットアップを図5に示す。剛強な反力床に実物大試験体を取り囲むように、二台の鉄骨枠を設置し、試験体の上部に配力梁を釣り下げて、柱軸線上に二台の油圧ジャッキを設置。配力梁とジャッキとの間にはベアリングを挟んであり、柱に鉛直力を加えた状態で、左側の反力壁に設置した容量20tのデジタル制御方式の機械式ジャッキで水平載荷を行うことができる。

実験は柱の鉛直力として隅と平の二種類を想定し、反力床より水平力載荷点までの距離

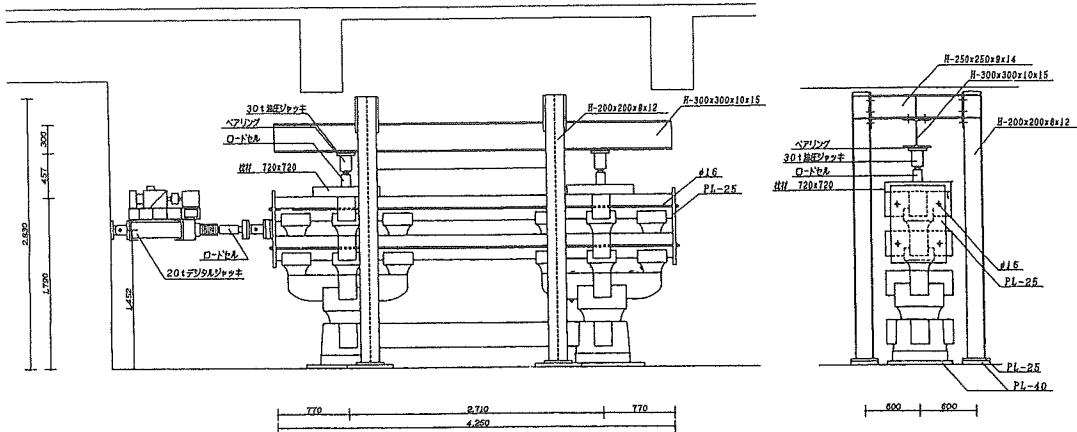


図5 実物大組物のセットアップ

約1.5mに対する層間変形角を様々に変化させて、漸増変位繰返し試験を行うとともに、1995年の兵庫県南部地震を始めとする実地震がこのモデルに作用した場合の揺れを再現して大きな損傷が発生するかどうかについて検討した。

図6-1は各柱通りに30tの軸力を加えて漸増水平載荷試験を行った際の復元力特性である。斗拱の層間変形角は最大1/100までとしたが、最大復元力は約20tで、鉛直軸力6tの1/3に達している。また履歴曲線は極めて安定性の高い紡錘形であって、しばしば伝統木

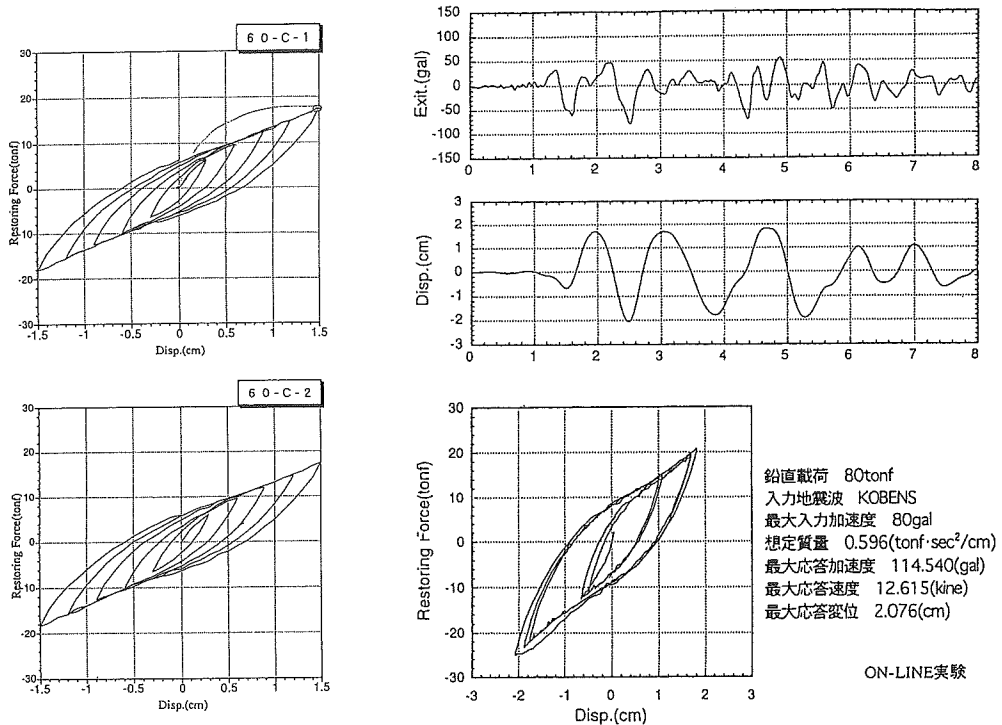


図6-1 実験結果の一例

図6-2 実験結果の一例

造の復元力は木組のガタつきによってスリップ型のエネルギー逸散特性に乏しいと言われているが、そのような仮説は成り立たないことが明らかである。また、図6-2は兵庫県南部地震の波形を入力した場合の、変位の時刻歴と復元力特性である。柱の上部の二か所に加えた鉛直力はそれぞれ40t。最大変位は約2cm、最大層間変形角は1/75であったが、図に示すように非定常な入力に対しても復元力特性は紡錘形の安定した性状を示し、何度も載荷を繰り返しても劣化や破壊は認められなかった。

なお、実験時には大きな軋み音が絶えず発生した。これらの音は摩擦滑りに起因するが、実際には試験体の極一部に1%以下の微小滑りを生じていること、またこのような微小滑りが試験体の多くの部位に不規則に発生することにより、その累加として組物の層間変形を生じることが確認された。

組物の復元力特性が安定した紡錘型であることは、大きな水平力が作用してもある一定限度以上の層剪断力が下の軸部には伝達されないことを意味する。このことは大きな屋根荷重の直下に、木材を積み上げた「免震層」を挿入したと見なすことができる。

ただし、最近の積層ゴムなどの免震材料は材質の継年変化が懸念されるが、組物の構造減衰は摩擦によるので、軋みによって若干磨耗しても大きな構造損傷は生じない。その意味で、社寺建築の軒組みは耐久性にとんだ理想的な免震機構であるともいえる。

二 貫の補強効果に関する実験

上代建築には頭貫など柱の小口加工は一般的に行われていたが、柱の中間に穴を穿って、そこに複数の柱を貫く横材・すなわち「貫」を設置する構造の技術は知られていなかったらしい。このような「貫」構造は鎌倉期に導入されて、以後伝統木造建築の耐震性の向上に大きく貢献した。

このような歴史的な流れを踏まえて、本大講堂の軸組みは基本的には上代建築の様式に則るが、要所には鎌倉以降の構造技法である「飛貫」や「壁貫」を加味することで、より堅固で耐震性に優れた木組となるよう配慮した。

このため、「柱」および「頭貫」ならびに「組物」からなる基本架構に、「貫」や「板壁」を組み込むことにより特性がどのように変化するかを調べるために、1/4縮尺の試験体を制作して水平載荷実験を行った。

試験体は入側柱筋の梁間および桁行きの1スパンである。試験体は図7に示す四種類。図中の柱で貫が貫通している部分は「渡り顎」、柱の内部で止まっているのは「下げ鎌」の仕口を示す。

試験状況セットアップを図8に示す。鉛直力が作用した状態でデジタル制御型の機械式

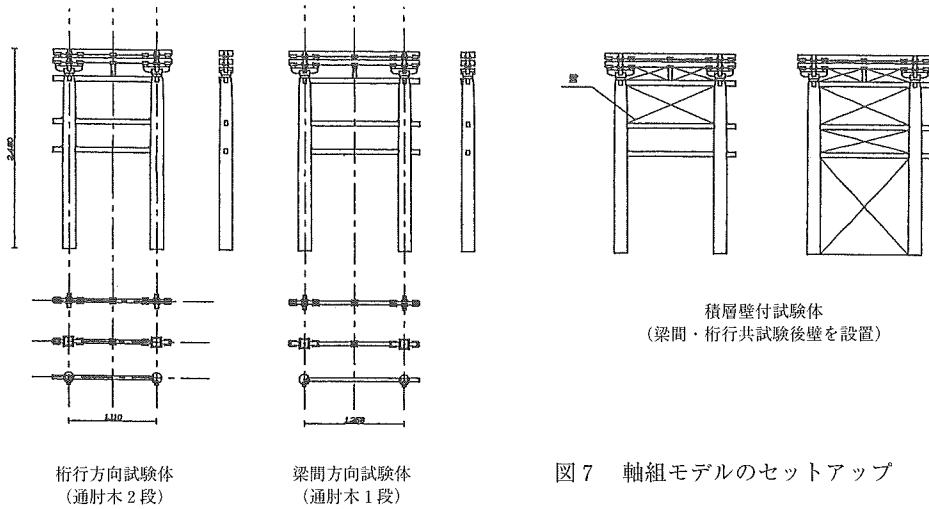


図7 軸組モデルのセットアップ

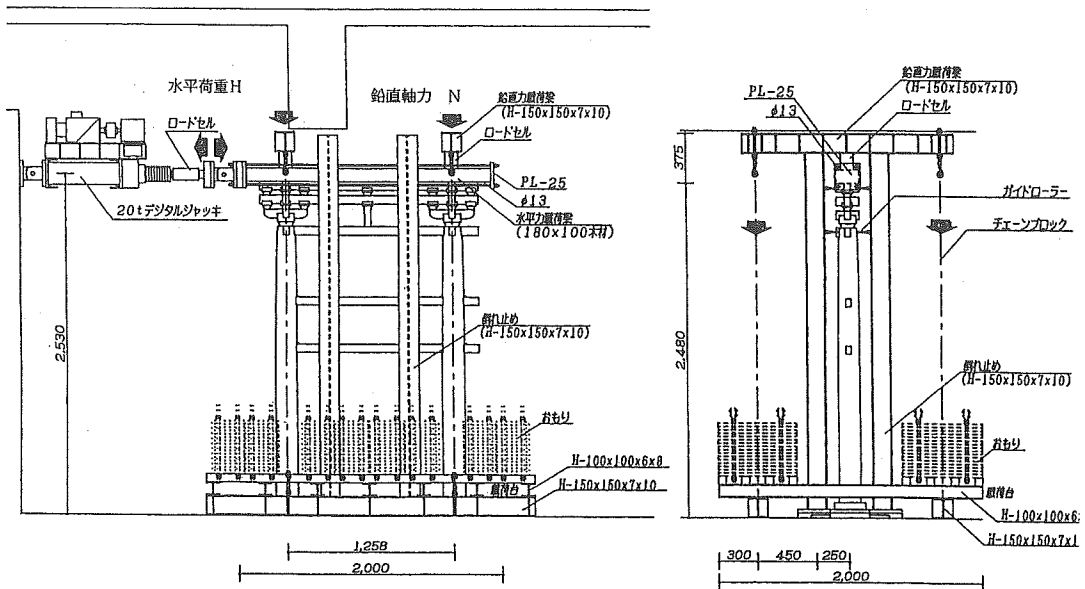


図8 試験状況セットアップ

ジャッキにより試験体の頂部に水平力を加える。

鉛直力は鋼板の錘を、柱軸線上の頂部に設置した鉄骨の天秤梁の両端に吊るし、鉄骨の配力梁の一端に上記機械式ジャッキを結合している。

各種試験体の定常変位繰返し実験での復元力特性の比較例を図9に示す。図中のA2とAN2の差異は積層板壁の下部の飛貫の有無である。礎石から小壁頂部間の変位は10cm、層間変形角では1/25に相当する。この実験では飛貫を付加することにより、大変形を受けても復元力が低下せず、また変位が小さい領域での復元力の劣化も少なくなることが確認される。なお、全体変形の大部分は斗拱以下の軸部の変形によって占められており、その

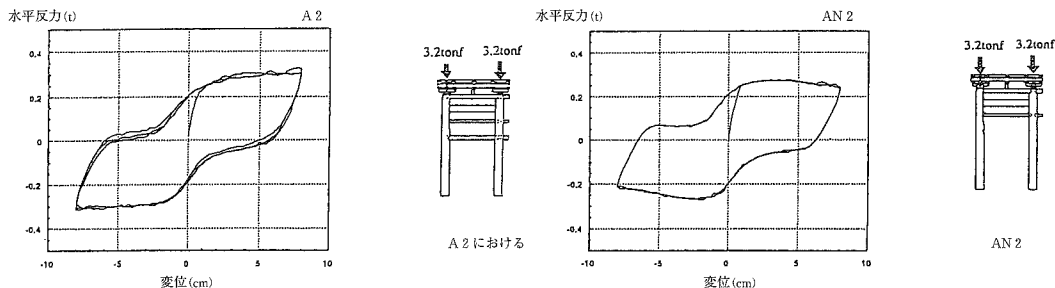


図9 復元力特性の比較

割合は軸部の貫の段数や板壁の量によって変化するが、このような大変形を加えても架構は劣化域に入ることはなく、復元力は壁や貫の段数によって向上することが確認された。

このように貫で構成された軸組は大きな水平変位下でもガタや滑りは発生せず、また楔の脱落も認められなかった。これにより、社寺建築は壁がなくとも大きな変形能力を有し、その復元力は貫や壁によって改善されるのであって、壁がなければ水平抵抗は殆ど期待できないとする現行の木造規準の考え方は成立しないことが確認された。

三 鋼板パネル補強木造格子組積層壁の実物大実験

地震時の水平抵抗は「柱」と「貫」からなる「軸組」と「耐震壁」および開口部周囲に設置した「鉄骨枠」で負担する。軸組の強度特性は上記の実験等、また鉄骨枠については構造計算によって評価できる。

しかしながら、当該大講堂の「耐震壁」では設計上次の条件を満足しなければならないが、これらを満たしうるような耐震壁は未だ前例がない。

- 一) 変形角 1/50 に対して 12.5 t/m 以上の水平抵抗を有すること。
- 二) 層間変形角 1/25 に対しても強度劣化を生じないこと。
- 三) 壁厚は 14cm 以下であること。

すなわち、従来社寺建築に用いられてきた土壁の終局強度は 2 t/m 程度。

これに比べると薬師寺大講堂で要求される設計強度がいかに大きいかが理解されよう。簡単な解決方法は鉄骨筋違を用いることであるが、これは一般に剛性が過大で、木造建築のしなやかさには馴染まない。そのため、伝統木造の技法に従いながらこれを若干補強することで、強靱かつしなやかな木造耐震壁の開発を行い、これが所定の性能を有するかどうかを実物大実験により確認した。

今回開発したのは木造格子に木造の積層鏡板を組付けたのち、枠の内側の両面に薄い鋼板で製作したパネルを嵌め込んで、格子材と結合したものである。格子式耐震壁は日本古来の「障子」や「襖」を大型化したようなものと考えると理解しやすい。すなわち、障子

は繊細な框や組子だけでは充分な剪断強度を有しないが、これに薄い和紙をはることで軽くて強い構造になる。同様の設計は航空機の翼や胴体にも見られる。

多くの機体は、膜のように薄い金属や新素材を外周に配された骨組みやリブに結合することで、皮膜に「斜張力場」を形成させて軽量で剛性の高い機体を実現している。

ただし、当該耐震壁で考慮しなければならないのは、

一) 突発的に大変形を受けた場合には格子内に設置したパネルは塑性座屈すること。

弾性座屈を許容して斜張力場を形成させると、パネル厚が大きくなる。

このようなパネルを壁厚の薄い木造耐震壁に多数組みこもうとすると、木造格子や芯になる木造積層材との寸法調整など施工上の課題が大きくなる。

このため、パネルは塑性に達して初めて座屈するような、可能なかぎり薄い設計の方が有利と言える。

二) 表面の漆喰塗り壁に耐震壁の変形や歪みを伝達させないこと。

耐震壁は小さな地震などでも相当な水平力を負担し、パネルに歪みが生じる。

そのため、直接下地に漆喰仕上げを施すと微小な振動でも亀裂障害を生じる可能性がある。

このような現象は斜めに木ズリ下地を張る洋風塗り壁にしばしば見られる。

これを防止するため、「袋貼り」としてパネルの歪が塗り壁の木ズリ下地に伝達されないように工夫した。

これは「襖」と同様の考え方である。

実験状況セットアップを図10に示す。载荷は大型の鉄骨反力フレームに試験体を

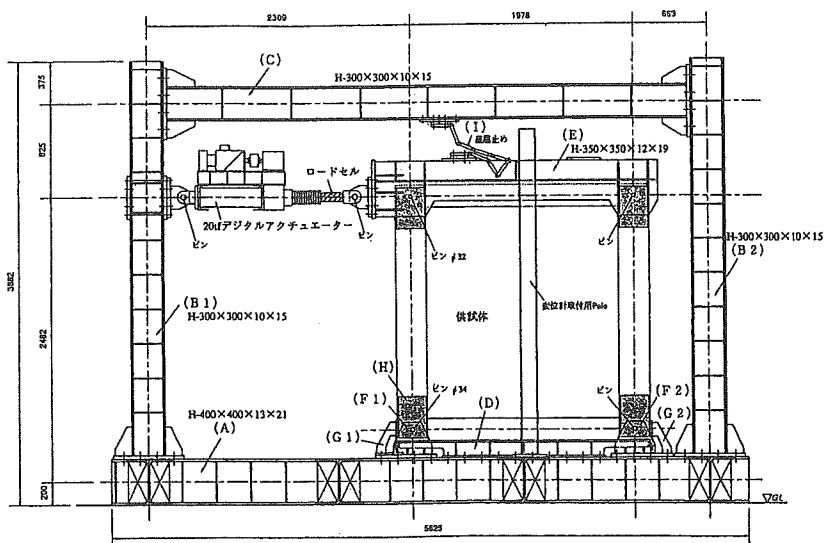


図10 木造格子式耐震壁のセットアップ

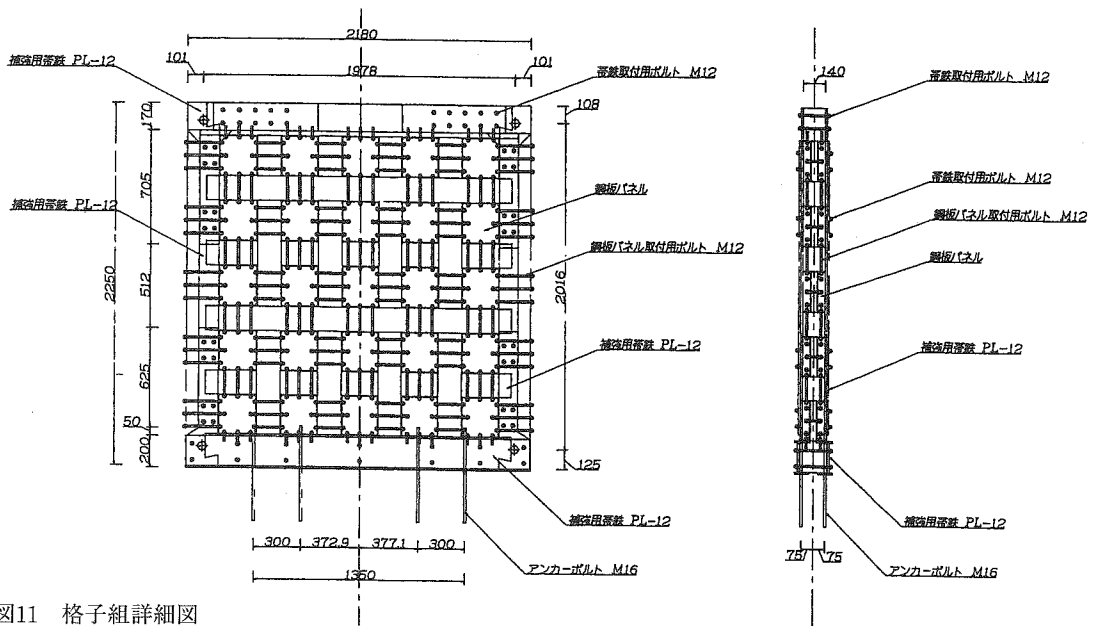


図11 格子組詳細図

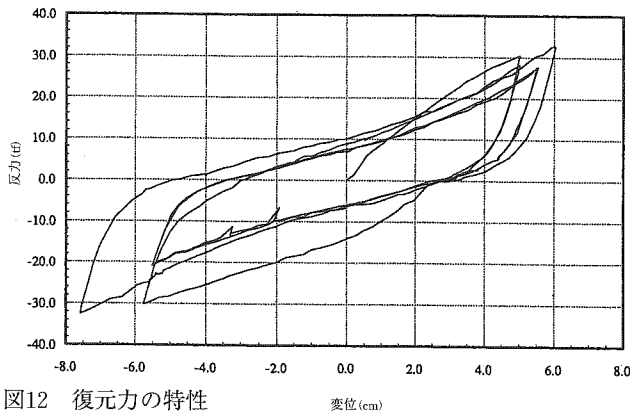


図12 復元力の特徴

の外周に幅138 $\frac{1}{100}$ 、厚さ22 $\frac{1}{100}$ の鋼板を囲繞している。

150 \times 140 $\frac{1}{100}$ の格子枠内に厚さ3 $\frac{1}{100}$ のパネルを積層鏡板を挟んで両面に組み込んでいる。積層鏡板は厚さ30 $\frac{1}{100}$ で周囲格子に小穴つきで嵌め込む。

繰返し変位下での荷重変形関係を図12に示す。幅2m当たりで、変形角1/60（約3cm）で20t、1/50（約4cm）で27t、1/30（約6cm）で30tの優れた特性が得られ、設計条件を充分満足することが確認された。なお、このような大変形を加えても損傷は鋼板パネルに局在しており、枠や積層鏡板などにはボルト穴周辺を含めて損傷は認められなかった。

以上今回の報告とするが、次号については第四章耐震対策について、第五章長期荷重に対する構造対策、を報告する。

設置し、上部に鋼製配力梁を被せて頂部に油圧ジャッキにより水平力を載荷する。

なお、反力フレームには斜め方向にPC鋼棒を挿入して補剛している。

図11は試験体の詳細図である。木造格子壁の枠は200 \times 140 $\frac{1}{100}$ 、そ