

学位論文

粘弾性ダンパーを水平方向に付加した
伝統的木造建物の制振補強に関する研究

2020年3月

佐藤 信夫

— 目 次 —

第 1 章 序論	----- P. 1-1
1.1 研究の背景	----- P. 1-1
1.2 既往の研究	----- P. 1-6
1.3 研究目的	----- P. 1-17
1.4 本論文の構成	----- P. 1-19
第 2 章 本研究で提案する技術	----- P. 2-1
2.1 緒言	----- P. 2-1
2.2 木造多重塔の制振補強技術	----- P. 2-1
2.3 木造本堂の制振補強技術	----- P. 2-6
第 3 章 本研究における検討方法	----- P. 3-1
3.1 緒言	----- P. 3-1
3.2 解析モデルの構築	----- P. 3-1
3.2.1 仕口部分の回転バネの算出	----- P. 3-2
3.2.2 壁のモデル化	----- P. 3-7
3.2.3 柱傾斜復元力を考慮した柱脚部のモデル化	----- P. 3-9
3.2.4 制振部材のモデル化	----- P. 3-10
3.3 地震応答解析による検討方法	----- P. 3-11
3.4 地震観測による検討方法	----- P. 3-15
3.5 木材の材料特性の算出方法	----- P. 3-15
第 4 章 木造多層塔の制振補強技術の適用と効果	----- P. 4-1
4.1 緒言	----- P. 4-1
4.2 解析モデル概要	----- P. 4-2
4.2.1 解析モデル概要	----- P. 4-2
4.2.2 固有値解析結果	----- P. 4-3
4.3 地震応答解析による検討	----- P. 4-4
4.4 実建物への適用	----- P. 4-9
4.4.1 建物概要と制振装置概要	----- P. 4-9
4.4.2 心柱の補強実験	----- P. 4-11
4.5 地震観測結果を用いた制振補強効果	----- P. 4-13
4.5.1 地震観測概要	----- P. 4-13
4.5.2 地震観測結果	----- P. 4-15
4.5.3 地震観測結果を用いた地震応答解析	----- P. 4-17
4.6 まとめ	----- P. 4-21

第5章 木造本堂の制振補強技術の適用と効果	----- P. 5-1
5.1 緒言	----- P. 5-1
5.2 水平構面ダンパー概要	----- P. 5-2
5.3 解析モデル概要	----- P. 5-4
5.3.1 解析モデル概要	----- P. 5-4
5.3.2 固有値解析結果	----- P. 5-5
5.4 地震応答解析による検討	----- P. 5-6
5.5 実建物への適用	----- P. 5-11
5.5.1 建物概要	----- P. 5-11
5.5.2 地震観測結果	----- P. 5-12
5.6 まとめ	----- P. 5-17
第6章 結論	----- P. 6-1
6.1 本論文のまとめ	----- P. 6-1
6.2 今後の課題	----- P. 6-4
参考文献	----- P. 7-1
附録	
1.東長寺五重塔の常時微動測定と自由振動実験	-----P. 附 1-1
2.長念寺本堂の常時微動測定と自由振動実験	-----P. 附 2-1
3.社寺仏閣建物の部材名称	-----P. 附 3-1
謝辞	

第 1 章

序論

1.序論

1.1 研究の背景

我が国では、古来より現在に至るまで木材を用いた構造物が建設されている。これは、木材が我が国の気候や風土に順応した建築材料として重宝されてきたことや、我が国の森林資源が豊かであったことなどから古来より用いられている。

木造建築物の地震や暴風に対する現行法規の構造設計法には、壁量計算、許容応力度（等）計算、保有水平耐力計算、限界耐力計算等がある。これらの計算方法は、建築基準法により計算ルートが定められており、設計しようとする建物規模や使用する材料、工法によって使い分けられている。図 1.1 に木造建物の建築基準法による構造設計ルート図を示す。図 1.1 から分かる通り建物規模により、「壁量計算」「ルート 1～3」「限界耐力計算」が定められており、この他に「時刻歴応答解析」がある。これらの計算手法は、その他の構造（鉄筋コンクリート造や鉄骨造）とほぼ同様であるが、「壁量計算」は他の構造ではなじみの少ないものとなっている。壁量計算は、久保ら^{1.1)}の地震被害と木造建物の壁量を調査した研究結果から、一定量の壁量が存在する木造建物の地震被害が軽微であったことより、簡便に木造建物の耐震性能を確保できる方法として、基準法第 20 条 4 号に適合する建物（いわゆる 4 号建築物）に適用されている方法であり、現在の木造住宅のほとんどは、この壁量計算によって設計されている。ルート 1～3 の構造設計法は、4 号建築物に含まれない比較的大規模な建物の計算方法で、許容応力度等計算（ルート 1～2）、保有水平耐力計算（ルート 3）となっている。壁量計算とルート 1～3 までは、仕様規定（柱の小径や柱脚の緊結方法など）を満たした上で設計されているのに対し、限界耐力計算や時刻歴応答解析は、大地震時における建物の変形量などを算出し、限界変形角などの設計クライテリア以下となっていることを確認することで、仕様規定の一部を省略できる方法である。これらの計算手法による分類以外に、木造建物では工法によって、「在来軸組工法」「大断面軸組工法」「枠組壁工法」「木質プレハブ工法」「丸太組構法」「CLT パネル工法」などに分類されている。在来軸組工法は、木造住宅などに使用されている一般的な工法で、日本住宅・木材技術センター「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」^{1.2)}に準拠して許容応力度計算によって設計されている。大断面軸組工法は、在来軸組工法の柱梁に集成材などの大断面木材を使用した工法で、日本建築学会「木質構造設計基準・同解説」^{1.3)}のモーメント抵抗できる接合部によって柱梁仕口を構築し、地震時や暴風時の水平力に対して、壁面だけでなく柱・梁でも抵抗できる構造となっている。枠組壁工法は、北米大陸で発達した工法であり、アメリカやカナダ等では戸建住宅のほとんどがこの工法によって建設されており、我が国においては、昭和 40 年代から枠組壁工法による木造建物が建設されだしている。本工法は、木造の枠組材に構造用合板など

の面材を緊結して壁や床を構築し、適切に壁を配置して壁と床を一体化した剛性の高い壁式の構造となっている。ツーバイフォー工法や木質プレハブ工法も本工法の一つと位置付けられている。丸太組構法は、言葉の通り丸太を井桁に組み合わせたもので、我が国では「校倉」と言われているものである。この工法は、平 14 国告第 411 号に規定されているもので、許容応力度計算によって設計されている^{1.4)}。CLT パネル工法は、近年の木材利用促進の意図から、大規模な公共建築物にも木材を使用するための技術として、開発^{1.5)}されたものである。CLT とは、Cross Laminated Timber の略称で、ひき板を繊維が直交するように積層接着したもので、非常に大きな断面を確保できる木質系材料となっている。我が国では、2013 年に JAS 規格が制定され、2016 年に CLT 関連の基準法告示が公布・施行され、一般に使われるようになった。この CLT の登場により、3 階建てを超える木造建築が可能となっている。このように、木造建物は様々な計算手法や工法によって、バリエーション豊かな建築様式が可能となっている。

一方、我が国では古来より木材を建築材料として利用してきた経緯から、重要文化財をはじめとする古民家や神社仏閣建物など、伝統的な木造建物が存在する。これらの建物は、自然乾燥させた木材を加工し、釘などを極力用いない木材の特性を生かした嵌合接合（貫やほぞなど）による軸組と土壁や板壁などの壁面で構成されており、在来軸組工法の一つと考えることができる。ところが、主な耐震要素を耐力壁とする在来軸組工法（剛構造）と異なり、伝統的な木造建物は、地震時には嵌合接合された仕口部分のめり込みなどによる、ある程度の変形を許容する構造で、いわゆる柔構造（粘り強い）の建築物と言える。これら伝統的な木造建物は、近年の基準法の緩和（例えば、建築基準法施行令 42 条におけるダボ挿入型の柱脚が建築可能となった）や指針類^{1.6) 1.7)}などが整備されてきたこともあり、新築で伝統的な木造建物を建設することが可能となっている。しかし、基準法制定以前に建てられた伝統的な木造建物は、当時の大工らの経験に基づいて建設されており、定量的な検討はなされていないという問題があり、現行法規と同程度の耐震性能を確保するために、耐震改修工事が急務であると言える。

我が国における木造建物の耐震診断・補強設計^{1.8)}は、1995 年に発生した兵庫県南部を震源とする阪神淡路大震災が契機（この地震以前から、耐震診断および補強設計に関する基準や指針は出版されていた。）となり、木造建物の耐震性能の向上が議論され始めた。この地震では、死者 6000 人以上、全壊家屋 10 万棟を超える甚大な被害をもたらした。木造建物だけでなく、鉄筋コンクリート造建物や鉄骨造建物の被害も大きく、報道などでも大きく報じられた。木造建物の地震被害は、火災だけでなく地震動による被害も大きく、木造家屋や神社仏閣建物の被害が数多く見受けられた^{1.9)}。これら木造建物の耐震性能を向上させるため、様々な研究が行われてきた。この中には伝統的な木造建物の耐震補強も含まれており、この震災の翌年に文化庁文化財保護部

より「文化財建造物等の地震時における安全確保の指針」が通告され、様々な研究が行われてきた。これら、木造建物の研究成果は、日本建築防災協会の木造住宅の耐震診断と補強方法^{1.8)}や文化庁の「重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引き」^{1.10)}などにまとめられ、全国各地で木造住宅や重要文化財をはじめとする伝統的な木造建物を継続使用するために耐震診断および耐震改修工事が実施されている^{1.11)}など。これらの耐震補強設計は、現行法規で定められた耐力壁や準耐力壁、垂壁・腰壁などの鉛直構面と、天井面などの水平構面の許容耐力と剛性を算定し、許容応力度計算を行われている。木造住宅などは、比較的室内に間仕切壁が多く、不足する耐力を耐力壁の増設によって対応が可能である。ところが、神社仏閣建物をはじめとする伝統的な木造建物では、

①建物の使用上から室内に大空間が必要となる建物

②国宝や文化財に指定されている建築美術としても評価されているもの

が多く、①と②に配慮した中で、耐力壁の増設などによる鉛直構面の補強を行うことは非常に困難である。このように、伝統的な木造建物のなかでも神社仏閣建物の耐震補強では、使用上・意匠性に配慮した計画が求められており、耐力壁に頼らない新たな耐震補強工法が求められている。

伝統的な木造神社仏閣建物の構造的な特徴は、

①柱梁には比較的断面の大きい木材が使用されている。

②水平構面に剛床仮定が成り立ち難い。

③柱-横架材や横架材同士の仕口部分は、金物を極力用いない嵌合接合である。

④組物（斗組）が柱頭に配置され、軸力を支持している。

⑤室内に大空間を有していて壁量が少ない。

⑥大変形域（1/15rad程度）まで倒壊に至らない^{1.10)}。

⑦五重塔や宝塔などの塔状の建物も存在し、高さ30m以上のものもある。

などが挙げられる。いくつか補足を加えると、①は標準的な柱でもφ300mm程度の木材が使用されており、②はいわゆる和小屋形式の小屋組で桁梁（建物外周部の梁）の上に、登り梁を掛け渡し束材と貫によって屋根形状を保持しているものである。このような特徴を持つ伝統的な木造神社仏閣建物は、⑤⑥で述べたように壁量は少ないが、変形性能に優れており、軸組部分を主たる抵抗要素とした構造であると考えられる。このように、伝統的な木造建物の中でも神社仏閣建築では、木造住宅などと同じ補強方法を採用した場合、種々の問題が生じ、その建物が持つ機能や芸術性を損なう恐れがあり、新しい耐震補強工法の開発が望まれている。

これまでに、様々な研究機関において伝統的な木造建物の構造力学的なメカニズムを実験的に解明した研究や地震時の動的挙動を振動台実験などにおいて明らかにした研究、伝統的な木造軸組の静的な加力試験によって復元力特性を明らかにした研究など、多くの研究成果がある。これらの研究成果は、変形性能に優れた伝統的な木造軸

組工法の耐震性能を把握するうえで、非常に貴重な知見である。しかし、伝統的な木造建物の耐震補強工法を考えたとき、建物の機能性や伝統美をそのままに耐震性能を向上させることを目的とした研究は行われていない。我が国で古来より培われてきた、木造建築の伝統美および機能性、伝統技術を後世に伝えるためにも、建物をそのままの姿で安心かつ安全に使用できるための耐震補強工法の開発が必要である。

このような、伝統的な木造神社仏閣建物の耐震補強の背景から、建物の機能性と意匠性（伝統美）に配慮した上で、優れた変形性能を生かした耐力壁の増設に頼らない新たな耐震補強工法の開発が本研究の目的としている。

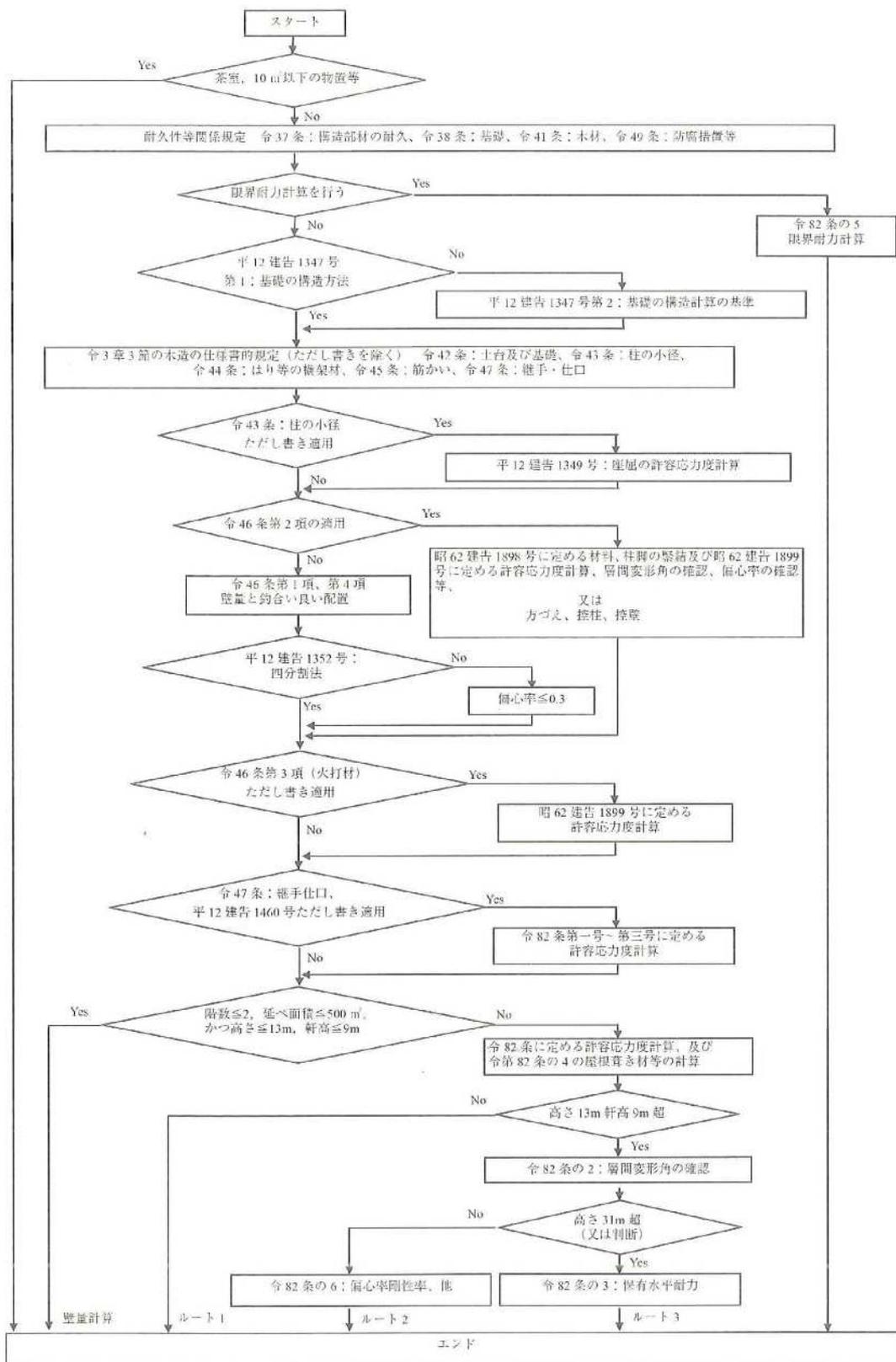


図 1.1 木造建物の構造設計ルート (参考文献 1.2 より)

1.2 既往の研究

前節で述べた，伝統的な木造神社仏閣建物の機能性と意匠性（伝統美）に配慮した上で，優れた変形性能を生かした耐力壁の増設に頼らない新たな耐震補強工法の開発を行うに際し，既往の研究の整理を行う．具体的には，①部分的な要素の挙動と構造的なメカニズムを明らかにした研究，②伝統木造軸組の静的加力実験や動的な振動実験を行った研究，③木造建物に採用されている耐震補強工法の研究をそれぞれ整理していくこととする．①と②は，現状建物の耐震性能を把握するために貴重な研究成果であり，③は木造建物の耐震補強方法の実態が分かる貴重な資料である．

1.2.1 部分的な要素の挙動と構造的なメカニズムを明らかにした研究

伝統的な木造軸組の要素研究として，柱傾斜復元力特性に関する研究，柱梁仕口や横架材同士の仕口など仕口部分の曲げモーメント抵抗に関する研究，斗組（組物）の挙動とその減衰性能に関する研究，木材に生じるめり込み抵抗に関する研究について，以下に示す．

(1) 柱傾斜復元力特性に関する研究

神社仏閣建物などに見られる大径の木柱は，礎石建ち（石の上に直接建てられているもので，アンカーボルトやその他の金物などで留めつけられていない柱も含む）となっているものが多く，このような柱が水平力を受けると加力方向に傾斜し，いずれは転倒することとなる．大径の木柱では，細径の柱に比べ転倒に至るまでの傾斜角が大きく，古くから伝統的な木造建物の水平抵抗要素の一つと指摘されている．坂^{1.12)}は，社寺骨組の力学的研究において，2本の柱の上に梁を載せた門形フレームに鉛直荷重を作用したときの柱頭の変位量と復元力の関係を実験的に明らかにしている．実験結果では，柱が完全な剛体であると仮定した場合と比較して小さくなることを証明し，一般的な木造柱について下式を示している．

$$\text{円柱} \quad y = H_0 \left\{ 1 - 0.04x + 0.99625e^{-0.2027x} - \frac{1.9963}{x+1} \right\}$$

$$\text{斗付角柱} \quad y = H_0 \left\{ 1 - 0.04651x + 1.859e^{-0.4045x} - \frac{2.85914}{x+1} \right\}$$

ここに， x ：水平変位量，

H_0 ：完全剛体の復元力で，下式による．

$$H_0 = W \frac{(b_1 + b_2)}{2h}$$

ここに， W ：上載荷重， b_1 ：柱幅， b_2 ：大斗尻幅， h ：柱長さ

(2) 柱梁仕口，横架材同士の仕口

伝統的な木造建物の柱梁仕口で最も一般的な形式は，柱内に横架材を貫通した「貫構造」である．貫構造は，神社仏閣建物だけでなく，古民家などの小規模な建物でも使用されており，古くからその耐震性能に注目されてきた構造で，近年でも様々な研究が行われている分野である．

坂^{1.13)}は社寺骨組の力学的研究で，2本の柱間に貫を通した骨組に対して水平加力実験を行い，貫構造の抵抗力を明らかにするため，貫材の剛性およびめり込み実験の結果を用いて，貫による抵抗力を示した．貫の構造としては，貫の挿入深さは貫せいの2倍以上でないと貫の抵抗力が不十分であること，柱が貫に対して十分に太ければ，貫の位置は効果に関係がなく，貫を2本以上とした場合，各貫の耐力の和が期待できること，貫穴を内部で拡大することは貫の効力を著しく低下させること，柱内に継手を設けると貫穴を内部で拡大する以上に貫の効力の低下が顕著にみられることなどを知見として得ている．

三宅ら^{1.14), 1.15)}は，柱梁仕口部の繰り返し曲げ実験を行い，得られた実験曲線のモデル化を行っている．繰り返し曲げ実験では，内法貫のような相欠接合だと，モーメント一回転角の曲線は $1/120\text{rad}$ 程度で様相が異なり，それよりも小変形範囲では，原点あたりに膨らみのある履歴を描くが， $1/120\text{rad}$ よりも大変形範囲ではスリップ傾向を示し，処女載荷時の曲線，復元力特性，再載荷の曲線の3つ大別されることを示唆している．また，実験曲線のモデル化について，小変形範囲は直線で，処女載荷曲線は累乗式で，戻りおよび再載荷曲線は2次関数として数式化し，それらの結果を用いて履歴モデルを提案している．また，大引きのような通しほぞ差しの繰り返し曲げ実験により，貫仕口と同じ様相の曲線を得ているが，左右対称で扱えないことも示唆している．

後藤^{1.16), 1.17)}は，貫仕口による木造ラーメン（大黒柱）構造の静的加力実験の研究を行っている．仕口の挙動に関する結論として，貫構造の剛性は予想以上に小さいので，実施工においては相当の太さの柱が必要であること，貫材のめり込み剛性が高ければ柱は多少細くとも良いこと，貫仕口の回転変形は降伏後においても相当の復元力を有していることを示している．他にも，集成材などを使用した貫仕口を有する実大試験体において，静的な加力実験を行っている．この実験により，貫材の耐力が $1/120\text{rad}$ 程度の変形で 1m 当りの筋かい耐力壁の4～5倍の壁倍率であったこと， $1/60\text{rad}$ の大変形時でも耐力低下がみられず，エネルギー吸収能力に富んだ履歴性状を示したことなどを示している．

加藤ら^{1.18)}は，貫構造の中でも「くさび」に注目し，くさびの最適打ち込み深さの算出方法を提案している．くさびに作用する平均面圧応力が比例限度応力となるような打ち込み量を最適値とすると仮定し，くさびの最適な打ち込み量を誘導し，その誘導式を与えるくさびの最適打ち込み量を基準として柱貫接合部実験

を行っている。その結果は、初期剛性が大きくなる架構形式として、くさびの最適打ち込み量の2倍とした架構や、堅木をくさびに使用した架構を明らかにしている。柱貫接合部の終局モーメントについては、傾斜角の小さいくさびを最適打ち込み量とした架構が大きい値を示したことを明らかにしている。また、架構の回転変形が大きくなるにつれて、傾斜角の大きいくさびは剛性的な回転をしてしまう一方で、比較的傾斜角の小さいくさびを用いると、くさび・貫・柱間の箆合接合を安定させ、軸組全体としては粘り強くなることを知見として得ている。

北守ら^{1.19)}は、くさび締め貫接合部のモーメント抵抗機構とその挙動に対して、初期支圧力が与える影響についてメカニズムを明らかにするために、初期支圧力を実験パラメータとした接合部実験を行っている。この実験の結果、貫接合部のメカニズムは、摩擦抵抗とめり込み抵抗が並列に作用するモデルで説明できるとし、 $M-\phi$ 関係を支圧力の影響を考慮に入れた場合分けした式で塑性域まで推定を行っている。実験結果との比較検討では、この力学モデルの妥当性を明らかにしている。大きな支圧力を与えた試験体では、回転初期の微小変形時と大変形時において、微小変形時では力学モデルよりも剛性やモーメントが大きくなり、大変形時では比較的良く一致していることを示している。

秦^{1.20)}は、木造軸組を半剛接合ラーメン架構とした解析的な研究を行っている。解析では、有限要素法による構造解析の方法を応用し、仕口部分の緩みを架構全体に反映させる解析方法を提案し、仕口部分の力学的特性を架構全体に反映させるだけでなく、木材自身のめり込みを考慮した解析が可能となっている。実験で得られた接合係数を用いて、3次元半剛接モデルや2次元半剛接平面モデルなど、木構造の多く見られる解析モデルを取り上げて、実際の木構造の力学的挙動と良く一致することを示している。

(3) 斗組（組物）の挙動とその減衰性能に関する研究

斗組（組物）は、古民家などにはあまり見られないが、神社仏閣建物には数多く見られる。本研究では、神社仏閣建物における伝統木造軸組を対象としていることから、斗組部分の既往の研究を整理することとする。

以前から、伝統木造軸組に斗組が与える影響は指摘されてきており、特に斗組が伝統木造軸組架構に与える振動特性に影響を及ぼすと言われている。

藤田、坂本ら^{1.21)}は、伝統的木造建築の組物の振動実験および静的水平加力実験を行っている。振動実験の結果では、組物を構成する要素が増加するほど剛性、振動数は低下し、減衰定数が大きくなることを明らかにし、1質点系にモデル化した地震応答解析結果と比較的良く一致したことを示している。また、マルチニア型の復元力特性を提案し、木材のめり込みを理論から剛性を算出し、実験結果と比較することで、組物の剛性をその形状や材料特性から推定する方法を提案している。

楠ら^{1.22)}は、唐招提寺金堂を対象とした斗組実大実験を行っている。この研究では、鉛直力を一定にした静的な水平加力実験と圧縮クリープ実験（約4年間）を行っている。静的水平加力実験の結果、大斗尻面の力の釣合から斗組の耐力を推定する計算方法を提案し、実験結果と比較的良く一致していることを示している。また、圧縮クリープ実験では、温湿度の影響による変動を明らかにし、回帰式を提案している。

(4) 木材に生じるめり込み抵抗に関する研究

金物を極力用いない簷合接合を主たる抵抗要素と考える伝統木造軸組において、木材のめり込み抵抗に関する研究は、軸組の剛性や耐力などを把握するために必要不可欠な基礎的なものであり、この研究成果は、前節までの数多くの研究に用いられている。

稲山^{1,23)}は、木材のめり込み実験により、めり込む側の材厚や縁端距離など実建物の設計に関わる因子の変化とめり込み荷重変形曲線との関係を明らかにした。このめり込み理論式を導くために、等変位めり込み弾性変形理論式、等変位めり込み弾性限界理論式、等変位めり込み塑性変形理論式をそれぞれ導いている。導かれた等変位めり込みの荷重と変形（P と δ ）のスケルトンカーブは下式で表されることを示している。

$$\text{弾性限界変位 } \delta_y = \frac{Z_0 f_m}{E_{\perp} \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}}$$

$$\delta \leq \delta_y \text{ のとき (弾性) } \quad P = K_e \delta \quad K_e = \frac{x_p y_p C_x C_y E_{\perp}}{Z_0}$$

$$\delta > \delta_y \text{ のとき (塑性) } \quad P = \frac{x_p y_p C_{xp} C_{yp} E_{\perp} \delta_y}{Z_0}$$

また、杉材を使用した実験結果の荷重変形曲線と比較して、理論曲線が実験結果と良く一致することを示している。

三角変位めり込み式は、上記の等変位めり込み理論式を基に導かれており、モーメント M と鉛直圧縮力 P、変形角 θ の関係を下式で表している。

$$\text{弾性限界変形角 } \theta_y = \frac{Z_0 f_m}{x_p E_{\perp} \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}}$$

$\theta \leq \theta_y$ のとき (弾性)

$$M = \frac{x_p^3 y_p C_y E_{\perp} \theta}{Z_0} \left(C_{xd} + \frac{1}{3} \right)$$

$$P = \frac{x_p^2 y_p C_y E_{\perp} \theta}{Z_0} \left(C_{xd} + \frac{1}{2} \right)$$

$\theta > \theta_y$ のとき (塑性)

$$M = \frac{x_p^3 y_p E_1 \theta}{6 Z_0} \left\{ 6 C_{xe} C_y + 3 (C_y + C_{yp}) \frac{x^3 \theta_y}{x_p \theta} + (C_y + 2 C_{yp}) \frac{\theta_y}{\theta} + (C_y - C_{yp}) \frac{\theta_y^2}{\theta^2} - C_{yp} \frac{\theta_y^3}{\theta^3} \right\}$$

$$P = \frac{x_p^2 y_p E_1 \theta}{2 Z_0} \left\{ 2 C_{xe} C_y + (C_y + C_{yp}) \left(1 + \frac{x^3}{x_p} \right) \frac{\theta_y}{\theta} - C_{yp} \frac{\theta_y^2}{\theta^2} \right\}$$

ベイマツ材の通し貫接合部の M- ϕ 関係図と比較することで、理論曲線が比較的良く一致することを示している。通し貫接合部は、単純な三角変位めり込みではなく、パネルゾーンを中心を回転軸に横架材が円を描きながらめり込んでいき、横架材は柱面（柱フェイス面）で大きくめり込むことを明らかにし、三角変位めり込み理論式に、摩擦力を加算して M- ϕ 理論曲線を得ている。

棚橋ら^{1.24), 1.25), 1.26)} は、木材の直交異方性を考慮しためり込み変位の定式化を行っている。この研究による力学モデルは、パステルナーク・モデルを適用しており、めり込み周辺部の影響を弾性・塑性範囲を含めて統一的に評価することを目的としている。この研究では、木材の弾塑性材料特性の設定に重点を置いて、歪硬化の特性を考慮して、ベイヒバの均等部分圧縮実験を行い、その結果、直交異方性による部材の主要方向に関して、めり込みの大変形時の耐力維持機構を解明し、木材の歪効果特性が耐震性能評価上重要な意義を持つことを示している。

1.2.2 伝統木造軸組の静的加力実験や動的な振動実験を行った研究

伝統木造軸組の静的加力実験や振動台実験は、木材の寸法効果などの影響を考慮して、実大サイズで行われているものがある。伝統木造軸組は、以前から変形能力に優れていることが定性的に指摘されてきている。

鈴木ら^{1.27)・1.28)・1.29)}は、貫接合部と組物を有する4本柱の立体骨組の振動台実験を行っている。この骨組には、屋根重量に相当する軸力として、PC版製の重りを桁梁上に設置している。この実験では、柱頭部および柱脚部の水平変位、柱脚部のすべり・浮き上がり量、頭貫と桁の相対水平変位、柱と貫の回転角など各部に計測器を取り付けている。この結果、柱が1/10radほどの大きな変形をするけれども、振動が終わると自然に元の形に戻る性質があること、組物は屋根荷重など上部の荷重を柱に伝達するだけでなく柱の傾斜復元力を助ける役割を持っていること、柱脚部のすべりはほとんど見られず柱のロッキングと軸組全体の捩れにより柱脚は礎石上で少しずつ移動することなどを明らかにしている。また、前野^{1.30)}では、上記の試験体の静的加力実験と振動台実験における復元力特性を示している。図1.2にその復元力特性を示す。この復元力特性から、振動台実験と静的加力実験の結果は良い相関を示し、概ね一致していることを明らかにし、伝統木造軸組は、変形能力に優れているが、エネルギー吸収能力に乏しい性情を示している。

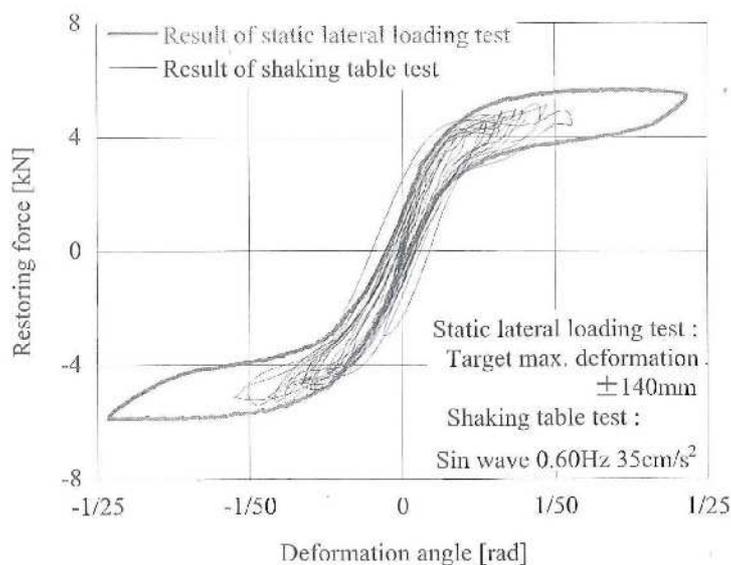


図3.11 試験体の復元力特性の比較

(実大軸組架構試験体 第3期試験体D:長手方向)

(振動台実験:正弦波 0.60Hz 35cm/s²入力時, 静的実験:最大目標変位量±140mm加力時)

図 1.2 前野^{1.27)}の研究による伝統木造軸組の復元力特性

1.2.3 木造建物に採用されている耐震補強工法の研究

重要文化財をはじめとする伝統的な木造建物を継続使用するために、近年耐震改修工事が数多く行われている。古民家などでは、室内に間仕切り壁などが比較的多いため、既存壁の補強や壁の増設などによって改修工事が行われている。ここでは、木造建物に採用されている耐震補強方法を以下のような3つ分けて整理することとする。

- ①制振補強：筋かいの代わりに粘弾性ダンパーやオイルダンパーなどを設置する工法で、建物に入力される地震エネルギーを吸収することによって、建物の損傷の防止を図る工法。
- ②免震補強：建物下部に新しく基礎を構築し、免震補強する工法。
- ③鉄骨フレームによる補強：地震力や暴風時水平力を鉄骨フレームのみで抵抗する補強工法。

①制振補強

木造建物に制振装置を組み込んだ研究は、阪神・淡路大震災以降に数多く行われている。

塚越ら^{1.31), 1.32), 1.33)}は、粘弾性体ダンパーを在来工法による木造住宅へ利用するため、2階建を想定した地震応答解析と半間（柱スパン910mm）の試験体に粘弾性体ダンパーを取り付けた実験を行っている。この研究のダンパー形状は、鉛直構面に設置するものとなっている。解析では、建物規模に対する必要ダンパー数を明らかにし、最大応答変位が1/3程度まで減少することを示している。

根本ら^{1.34)}は、木造古建築の耐震補強として、室内に鉄骨による門形フレームを構築し、鉄骨フレームに方杖形式で粘弾性ダンパーを設置する解析的研究を行っている。解析結果として、鉄骨フレーム頂部の応答変位が約70%に低減されることを示している。

藤谷、檜原ら^{1.35), 1.36)}は、平面フレームの伝統木造軸組モデルの仕口部分に粘弾性ダンパーを設置した解析的研究を行っている。この研究成果は、「仕口ダンパー」と呼ばれる木造建物の柱-横架材の仕口部分に設置されるダンパーとして、現在市販されているものである。

石丸ら^{1.37), 1.38), 1.39)}は、伝統的な木造建物にトグル機構を組み込んだオイルダンパーを設置する研究を行っている。この研究は、実大フレームによる静的および動的な加力実験と実建物へ適用した事例の地震応答解析を行っている。ダンパーは、鉛直構面にたすき掛け筋かいで設置する形状となっており、「アンブレラダンパー」と呼んでいる。解析では、集成材フレーム部分をモデル化し地震応答解析から、ダンパーを設置したフレームの減衰定数が25%程度であつ

たことを示している。

曾田ら^{1.40)}は、木質系住宅の耐震補強に用いるため小型の圧効きオイルダンパーによる補強を提案している。この研究では、オイルダンパーの性能実験を行っており、小型のオイルダンパーにおいても木質系住宅の耐震補強には十分効果的であることを示している。

②免震補強

木造建物の免震の研究は、①制振補強と同様に阪神・淡路大震災以降に数多く研究されている。

平野ら^{1.41)}は、免震装置を設置した2階建の在来軸組工法による木造住宅の実大振動実験と上部構造を1質点系にモデル化した地震応答解析を行っている。免震部分は、積層ゴム支承と滑り支承を用いている。振動台実験では、入力加速度が100kineに達する極限的地震動に対して免震層の最大変位は40cmであったこと、免震層と上部架構には損傷が見られなかったことなどを明らかにしている。1質点系モデルによる地震応答解析では、実験結果と比較的良く一致していることを示しているが、課題として1質点系に集約したことで、層せん断力と捩れ応答の影響についてはやや過小評価となっていることを挙げている。

町田ら^{1.42)}は、免震装置を設置した2階建の在来軸組工法による木造住宅（非居住）の10年におよぶ地震観測結果について研究を行っている。対象とした地震観測は146ケースで基礎の最大加速度は92.4cm/s²となっている。卓越周期は、基礎レベルの最大加速度、最大速度、計測震度が大きくなると伸びる傾向が示されており、振幅依存性が確認されているが、加速度応答倍率は基礎最大加速度が小さい領域でばらつきが大きく、振幅依存性が明確でなかったことが示されている。

③鉄骨フレームによる補強

伝統木造建物の鉄骨フレームによる補強は、これまでに数多く行われており、これらの補強は既往の鉄骨構造の設計法が用いられている。ここでは、事例を挙げることにする。

重要文化財八千代座保存修理工事^{1.43)}では、舞台部分の軸組補強のために鉄骨フレーム（柱：角型鋼管，梁：H形鋼）を設置している。また、既存土壁部分には、水平力を負担させる目的でステンレス板（ $t=3\text{mm}$ ）を埋込み、木摺下地の漆喰仕上げとすることで、人目に触れないようにしている。図1.3に補強図を示す。

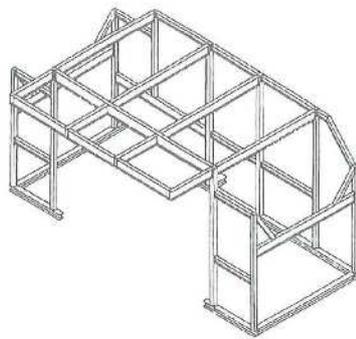


図5-3-4 舞台部補強鉄骨枠組の概略図

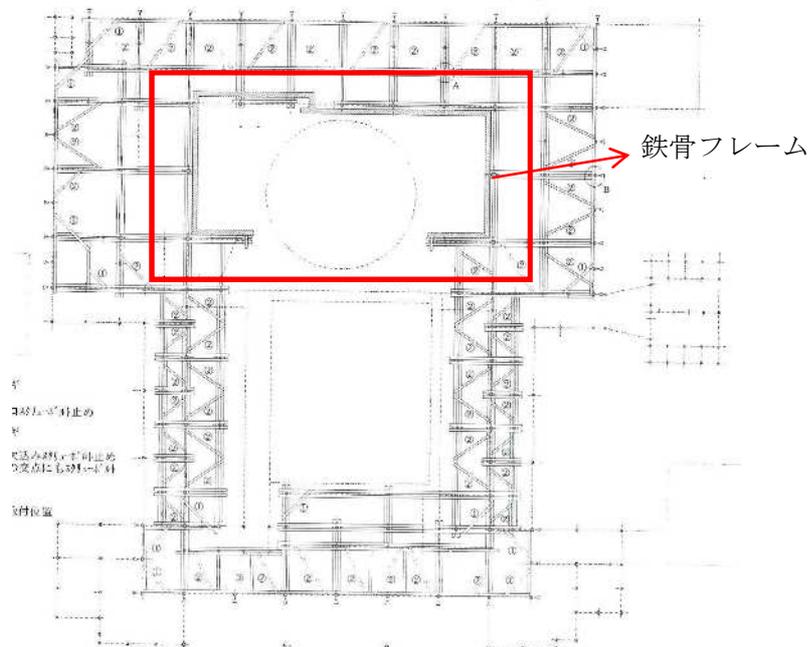


図5-3-3 軸部根柢木の工法

— 153 —

図 1.3 八千代座の鉄骨フレーム補強図^{1.40)}

神奈川県指定重要文化財建長寺法堂保存修理工事^{1.44)}では、神社仏閣建物の深い軒を支持するために、鉄骨補強を行っている。補強には、H形鋼が用いられており、人目に触れない小屋組内に設置している。図1.4に補強断面図を示す。

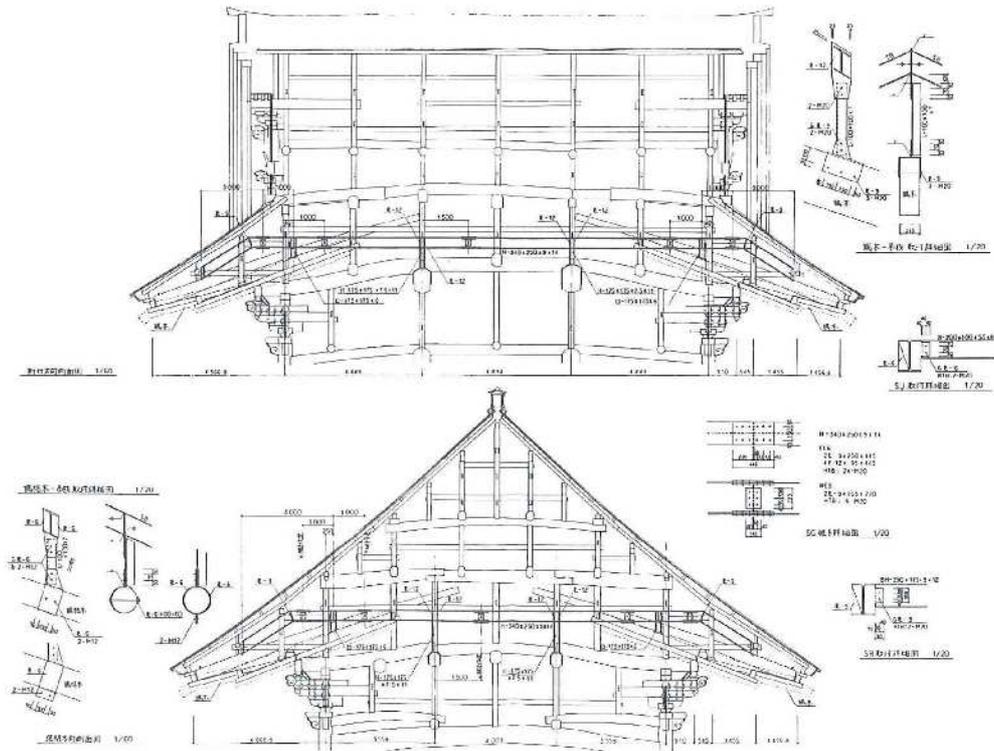


図116 補強断面図

図 1.4 建長寺法堂の小屋裏鉄骨補強図^{1.41)}

1.3 研究目的

前節までのように、伝統木造軸組の部分的な構造力学特性の挙動を把握するための研究や軸組単体での耐震性能を把握するための実大の静的および動的実験など数多くの研究が行われている。これらの既往の研究成果を用いれば、立体フレームによる既存建物の耐震性能の把握（診断）は、可能と思われる。

しかし、耐震補強工法については、制振部材による補強や免震補強、鉄骨部材による補強など数々の実例があるが、伝統的な神社仏閣建物の機能性や意匠性（伝統美）に配慮した補強工法とは考えられない。それぞれの補強方法による問題点を列挙すると、以下のようになる。

①制振補強では壁面にダンパーなどを内蔵するものがほとんどであり、使用上や意匠的な面からは、壁を配置しているものと同義であること、

②免震補強では、重要文化財のような歴史的に重要な建物では、建物高さや基礎形状の変更が困難な場合があることや、免震効果を有効にするためには上部構造に比較的高い剛性が必要となり、免震層の上に建築される木造建物には、壁が多く必要となり、使用上や意匠的な面からは、壁を増設する在来の補強方法に近いことなど、

③鉄骨フレームによる補強では、建物使用者の目に触れる部分に鉄骨が見えてしまうことや既存木材との接合が必要になり文化財建物では敬遠されることなど、

また、木造建物は、地震や暴風などによる水平力のほとんどを耐力壁（筋かいや面材壁）で負担するため、耐力壁へスムーズに力が流れるように水平構面には、十分なせん断剛性が必要となる。木造軸組工法住宅の許容応力度設計では、床や屋根の仕様によって許容せん断耐力と剛性を定めることで、水平構面の安全性を確かめることとしている。しかし、伝統的な木造建物の水平面（1階天井裏や小屋裏）は、大径の木材を重ねて井桁に組まれているため、水平面のレベルが異なり、床倍率を与えられている工法では、水平構面の補強が行えないのが実情である。さらに、文化財指定されている建物では、既存木材への釘打ちや穴あけなどの加工が許容されないという問題もある。

これらのことから、伝統的な木造建物の中でも神社仏閣建物の耐震補強に関しては、既往の研究や指針類では問題の解決が困難である。

このような問題点を解決するため、本研究では伝統的な神社仏閣木造建物を対象とした新しい耐震補強技術の開発を研究目的とする。対象とする建物は、神社仏閣建物の中から、層塔建物である木造五重塔に代表される木造多重塔と、室内に大空間を有した平家建物である木造本堂を選び、新しい耐震補強工法を提案する。

具体的には、

①木造五重塔の相輪の被害を防止する目的で塔身と心柱間に水平方向に粘弾性ダンパーを配置する制振補強工法^{1.45) 1.46)}

②伝統的な木造本堂の耐震補強において、壁の増設を行わずに耐震性能を向上させることを目的に小屋組内の水平構面に粘弾性ダンパーを取り付ける工法^{1.47) 1.48)}の開発・提案を行うものとする。

さらに、開発・提案した工法を実建物に適用し、3次元弾塑性モデルによる数値解析と常時微動測定・地震観測による実挙動から解析モデルの検証と本工法の有用性を示すものである。

本研究で対象とする伝統的な木造建物である神社仏閣建物は、柱梁に大径の木材が使用され、その接合部（以後、仕口部分と呼称）は、ほぞや貫などで構成されているため、地震時などの水平力に対しては、仕口部分での木材のめり込みによって曲げ抵抗する木質ラーメン構造と考え、1.2節に示した既往の研究成果を用いて解析モデルを作成するものとする。また、伝統木造軸組は、仕口部分の木材の断面は母材（柱や梁の全断面）と比較して小さくなっているため、相対的に仕口部分が弱点となり、損傷が母材に対して先行するものと考え。そのため、本研究に用いる数値解析モデル（3次元弾塑性モデル）は、柱梁部材を線形部材として扱い、仕口部分に非線形性を考慮した回転バネを配置したものとする。

1.4 本論文の構成

第1章 序論

研究の背景と既往の研究について述べ、伝統木造建物の耐震補強に関わる問題点を明らかにし、本研究の目的と位置づけを明確に説明する。

第2章 本研究で提案する技術

第1章で明らかにした伝統木造建物の耐震補強工法について、神社仏閣建物の中から木造五重塔と木造本堂を抽出し、それぞれの建物における耐震性能や耐震補強における問題点を明らかにし、建物の機能性と意匠（伝統美）に配慮した新たな耐震補強工法の提案を行う。それぞれの耐震補強工法の原理について、概念図を用いて示し、使用する制振部材の諸元や形状を写真と図で概要を示す。

第3章 本研究における検討方法

本研究における共通する検討方法を、解析モデルの構築と地震応答解析による検討方法、地震観測による検討方法に分けて述べる。解析モデルの構築では、1.2節に示した、柱の傾斜復元力特性や木材のめり込み理論式、斗組の実験結果などの既往の研究成果を用いた3次元弾塑性モデルの構築方法を示す。地震応答解析による検討方法では、対象とする2つの建物の減衰モデルと模擬地震波について述べる。地震観測による検討方法では、使用する機器の諸元やトリガレベルを概説する。

第4章 木造多重塔の制振補強技術の適用と効果

本研究で提案する木造多重塔の制振補強技術について、新築木造五重塔へ実装するための設計解析や心柱補強実験と、地震観測結果を用いた地震応答解析の結果について述べる。既往の研究成果を用いた解析モデルによる固有値解析では、常時微動測定と自由振動実験結果との比較検証を行う。なお、常時微動測定と自由振動実験結果については、付録1に添付している。設計解析では、作成した解析モデルによる地震応答解析によって提案する制振補強技術の効果を示す。また、建物竣工後から行っている地震観測結果を用いて、常時微動測定結果と固有振動数を比較することで、固有振動数の振幅依存性を明らかにする。さらに、観測結果を用いた地震応答解析では、設計モデルとの比較検証による解析モデルの妥当性の確認と、本研究で提案する制振補強技術の効果について示す。

第5章 木造本堂の制振補強技術適用と効果

本研究で提案する木造本堂の制振補強技術について、改修される木造本堂へ実装するための設計解析や地震観測結果を用いた地震応答解析の結果を示す。既往の研究成果を用いた解析モデルによる固有値解析では、常時微動測定と自由振動実験結果との比較検証を行う。なお、常時微動測定と自由振動実験については、付録2に添付している。設計解析では、作成した解析モデルによる地震応答解析によって提案する制振補強技術の効果を示す。また、建物竣工後から行っている地震観測結果を用いて、常時微動測定結果と固有振動数を比較することで、固有振動数の振幅依存性を明らかにする。さらに、地震観測結果から建物の地震時挙動を示し、本研究で提案する制振補強技術の効果について示す。

第6章 結論

本研究で得られた結果と今後の課題について述べる。

本論文の構成をフローチャートにまとめると、**図 1.5** の通りである。

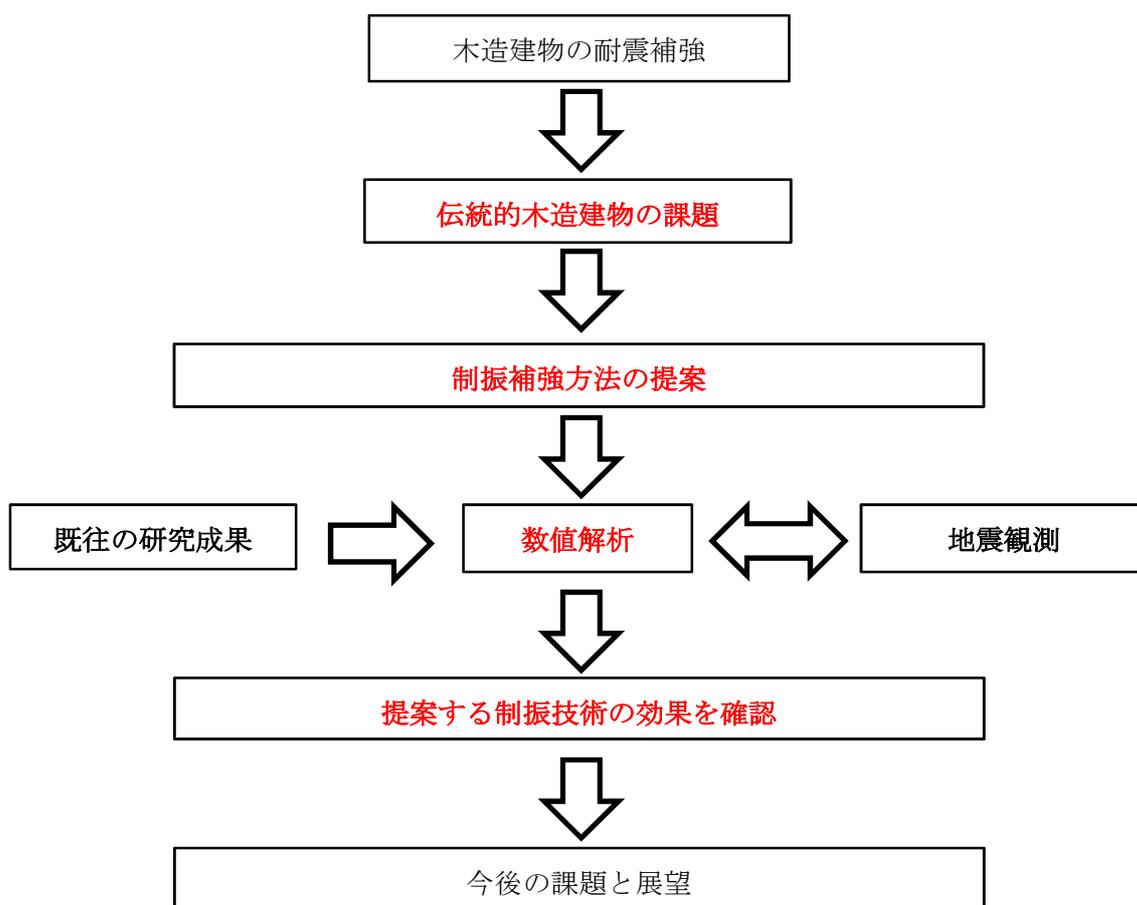


図 1.5 本研究の構成

第2章

本研究で提案する技術

2.本研究で提案する技術

2.1 緒言

伝統木造建物の耐震補強工法として、建物の機能性と意匠（伝統美）に配慮した技術が必要不可欠であることは、前章に示した通りである。しかし、建物種類（本堂や五重塔、山門など）に応じて必要とされる機能や不足する耐震性能は異なるため、本章では、対象とする建物ごとに問題点を明らかにし、耐震補強技術を示す。

2.2 木造多重塔の制振補強技術

伝統構法の木造五重塔が耐震性に優れている可能性については従来から指摘されている。これは台風で倒壊した記録はあるが、地震によって大型の木造層塔が倒壊した具体的な記録が見当たらないことに起因している。木造五重塔の塔身の組上げ構法は、積重ね構法、長柱構法、槽構法の3つに分類^{2.1)}されており、**図 2.1**に参考文献より抜粋した木造五重塔の組上げ構法の模式図を示す。この組上げ構法は時代や細長い塔を作るに適した構造技術の進歩によって変化してきたと指摘されている。また、塔身だけでなく心柱（五重塔内部を五重屋根まで貫通している柱）の構法も時代や規模によって異なっている。**図 2.2**に参考文献より抜粋した心柱の構法と模式図を示す。

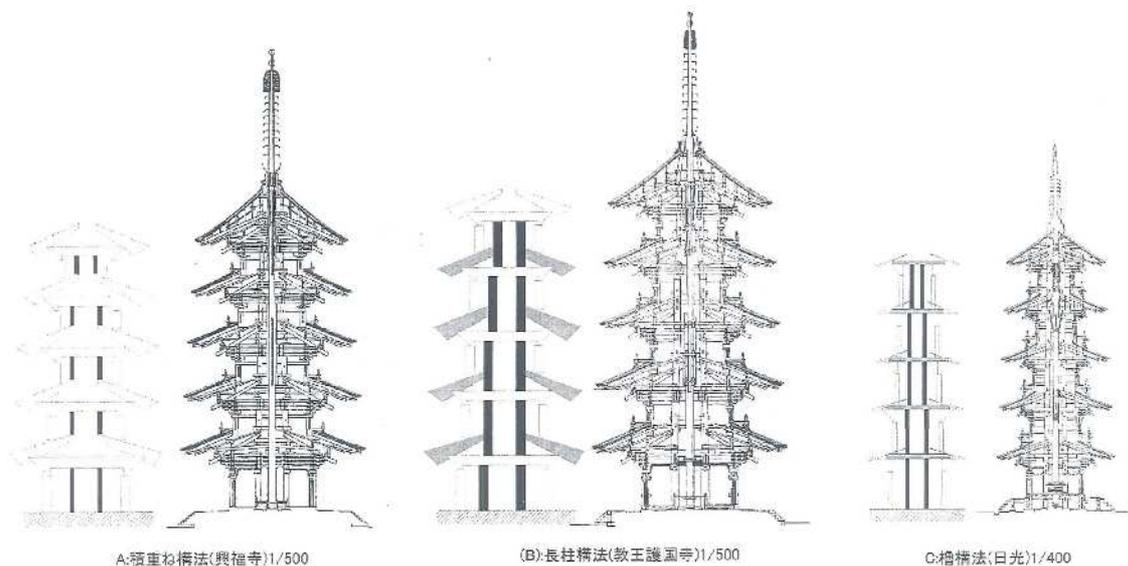


図 2.1 木造五重塔の組上げ構法の模式図 2.1)

五重塔の地震による被災履歴に関する研究^{2.1)}によると、江戸時代以前に建立され現存する五重塔全22基中12基について、震度6以上の地震に16回遭遇し7件の地震被害記録があり、被害の7件中5件は五重屋根より突出した心柱付近の損傷であることが報告されている。表2.1に参考文献2.1)より抜粋した五重塔の被害内容を示す。また、日本書紀以降の歴史地震の記録から木構造層塔の被害を拾い出した結果も合わせて報告されており、その結果は、被害の35%を心柱-相輪に関わる損傷が占める結果となっている。近年では微動測定や強震動観測^{2.2)}、解析的検討^{2.3)}、1/5縮小模型実験^{2.4)}などにより木造五重塔の耐震性や振動特性について様々な検討がなされているが、心柱-相輪被害の原因を解析的に検討し、損傷を防ぐ手法に関する研究はほとんどされていない。また、図2.2に示すように木造五重塔の心柱-相輪は、塔身から吊るされているものや基礎から立ち上がっているもの、初重天井裏から立ち上がっているものなど様々であるが、心柱-相輪の塔身頂部付近での損傷被害は同様に記録されている。さらに、心柱は宗教的な意味合いから非常に重要な部材であり、心柱が損傷することは建物の機能性を損なうことと同義である。

表 2.1 五重塔の被害内容^{2.1)}

地震年	被害を受けた五重塔	被害の内容
1361	法隆寺五重塔	相輪破損
1586	醍醐寺五重塔	軒が落ち、九輪が傾く
1614	本門寺五重塔	傾く
1662	海住山寺五重塔	傾き、瓦・水煙破損
1707 宝永地震	法隆寺五重塔	露盤・伏鉢破損
1853 関東大地震	本門寺五重塔	傾く
1853	教王護国寺五重塔	相輪破損

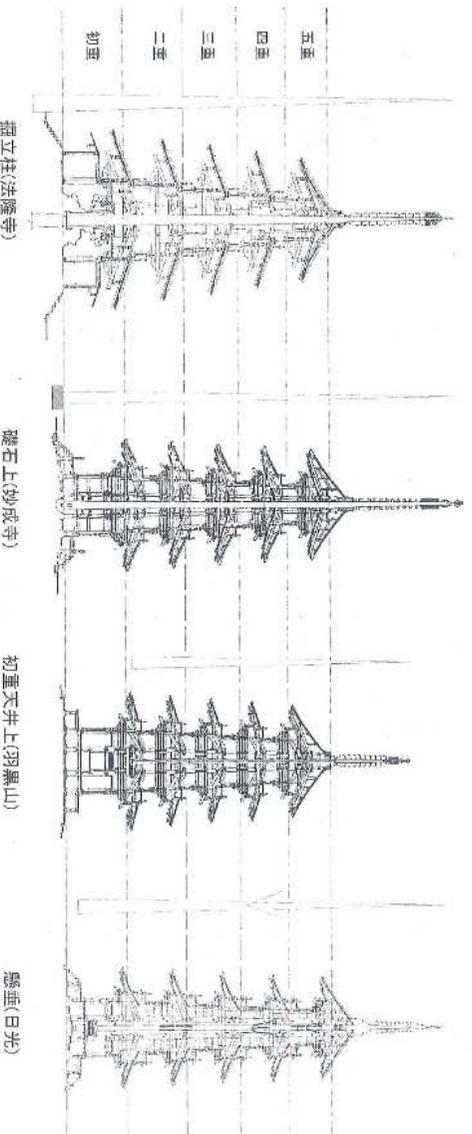


図 2.2 心柱の構法と模式図^{2.1)}

そこで、本研究では心柱-相輪の損傷を防ぐ目的で、制振補強工法を提案する。本技術は、心柱-相輪と塔身頂部との間に制振部材を配置することにより、相輪頂部の応答変位を低減させるものである。図 2.3 に制振補強概念図を示す。

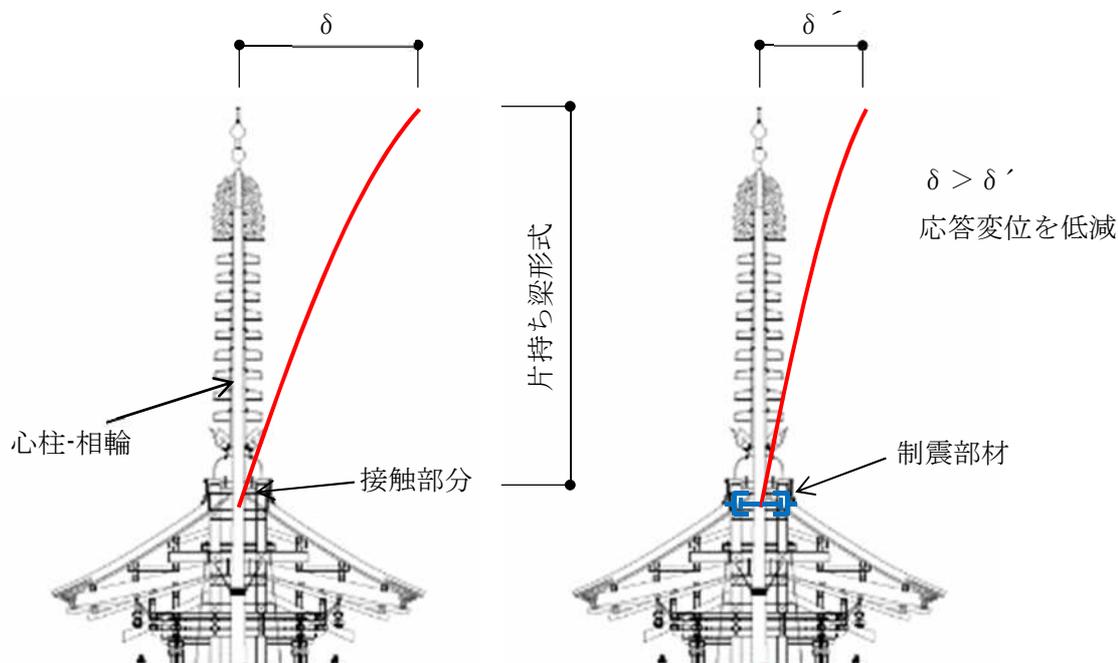


図 2.3 相輪頂部の応答変位を低減させる制振補強概念図

このような、塔状の建物の制振補強技術は、様々な研究が行われている。

塔状構造物の制振構造^{2.5)}では、自立した塔本体とコア部分を TMD (Tuned Mass Damper) のように共振させて振動を低減させる工法であるが、木造多重塔は、塔本体から鎖などで吊るされた自立しない木製の心柱を有している場合もあり、自立した 2 つの構造物を前提としたこの技術では、本問題の解決は困難である。

木造構造物に用いる制振構造物^{2.6)}は、木造構造物とその内部の剛性体との間にダンパーを設置して、地震による衝突を防ぎ、剛性体の振動を低減させる工法である。この技術の剛性体は、鋼材やコンクリートなど重量の大きいものに頼らざるを得ず、木造多重塔のような塔身に比較して心柱-相輪が非常に軽く (塔身重量に対して 1~2%程度)、内部空間の無い木材であるため、本問題を解決できない。東京スカイツリーなどにも連結制振構造が用いられているが、心柱-相輪のような非常に軽い構造物との連結の事例や研究はなく、本問題を解決する技術が望まれてきた。

このように、既往の技術では心柱-相輪の被害を防ぐ本研究の目的の解決は困難である。

木造五重塔の心柱-相輪部分の被害は、地震時に心柱-相輪が塔身に接触することにより相輪部分が片持ち形式となり、心柱-相輪に被害が集中しているものと考え、

その接触付近に制振部材を取り付けることにより、心柱-相輪の被害を軽減しようとするものである。

この補強技術の特徴は、心柱の損傷を防ぐという建物の機能性を確保した上で、

- ①使用する制振部材は軽量で持ち運びが容易なこと
- ②建物内部のみの補強のため、人目に触れず意匠性を確保できる
- ③使用するダンパーは、既往の制振部材を使用するため、材料特性が既知であることである。

図 2.4 に木造五重塔の断面図を、図 2.5 に制振装置取付平面図を、写真 2.1 制振装置の設置状況を、写真 2.2 に制振装置取付前写真を示す。

なお、使用する制振部材は、低降伏点鋼材、オイルダンパー、摩擦ダンパー、粘弾性ダンパーなど種々の制振部材が考えられる。しかし、塔身頂部まで容易に行くことができないものもある木造層塔では、大振動を受けた後に部材の交換が必要となる降伏点鋼材や、オイル漏れの確認など定期的な点検が必要なオイルダンパーの使用は困難である。また、摩擦ダンパーも摩擦材とステンレス材をボルト接合しているため、定期的な点検が必要となることから、他の制振部材同様に使用は難しいと考える。

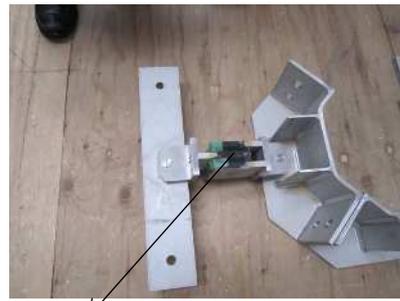
そこで、本研究では、粘弾性ダンパーを使用した。粘弾性ダンパーは、粘弾性体の断面積を変化させることで、小変形から大変形域まで対応することができ、自己修復性があり、変形後すみやかに元に戻るため、定期的な点検が不要な制振部材である。構造設計においては、粘弾性体は減衰性能だけでなく剛性を有しているため、一次設計では心柱-相輪が長期許容応力度および短期共用応力度以内に収まっていることを確認する必要がある。

これらの図は、本補強技術を実装した伝統的工法による木造五重塔となっており、設計段階において、3次元弾塑性モデルを作成し、大地震時における心柱-相輪と塔身の挙動を地震応答解析により明らかにした。本建物では、30%~50%程度の心柱-相輪の応答変位低減効果を確認した。写真 2.1 に見えるオレンジ色のバネは、スプリングワッシャで経年による心柱の収縮に対応できるよう設置している。また、心柱の上下に伸びている黒色の帯は、一次設計において心柱-相輪の木材部分の短期許容応力度を超えてしまったため、炭素繊維板で心柱の補強を行っているものである。

本建物では、屋根葺き工事の完了時点から地震観測を実施している。これまでに、2014年3月の伊予灘地震と2016年4月の熊本地震の本震の観測波形が得られており、それらの地震波形を用いて地震応答解析を実施し、本研究で作成した3次元弾塑性モデルの妥当性の検証や心柱-相輪の応答低減効果の確認を行った。



写真 2.1 制振装置設置写真



粘弾性体

写真 2.2 取付前写真

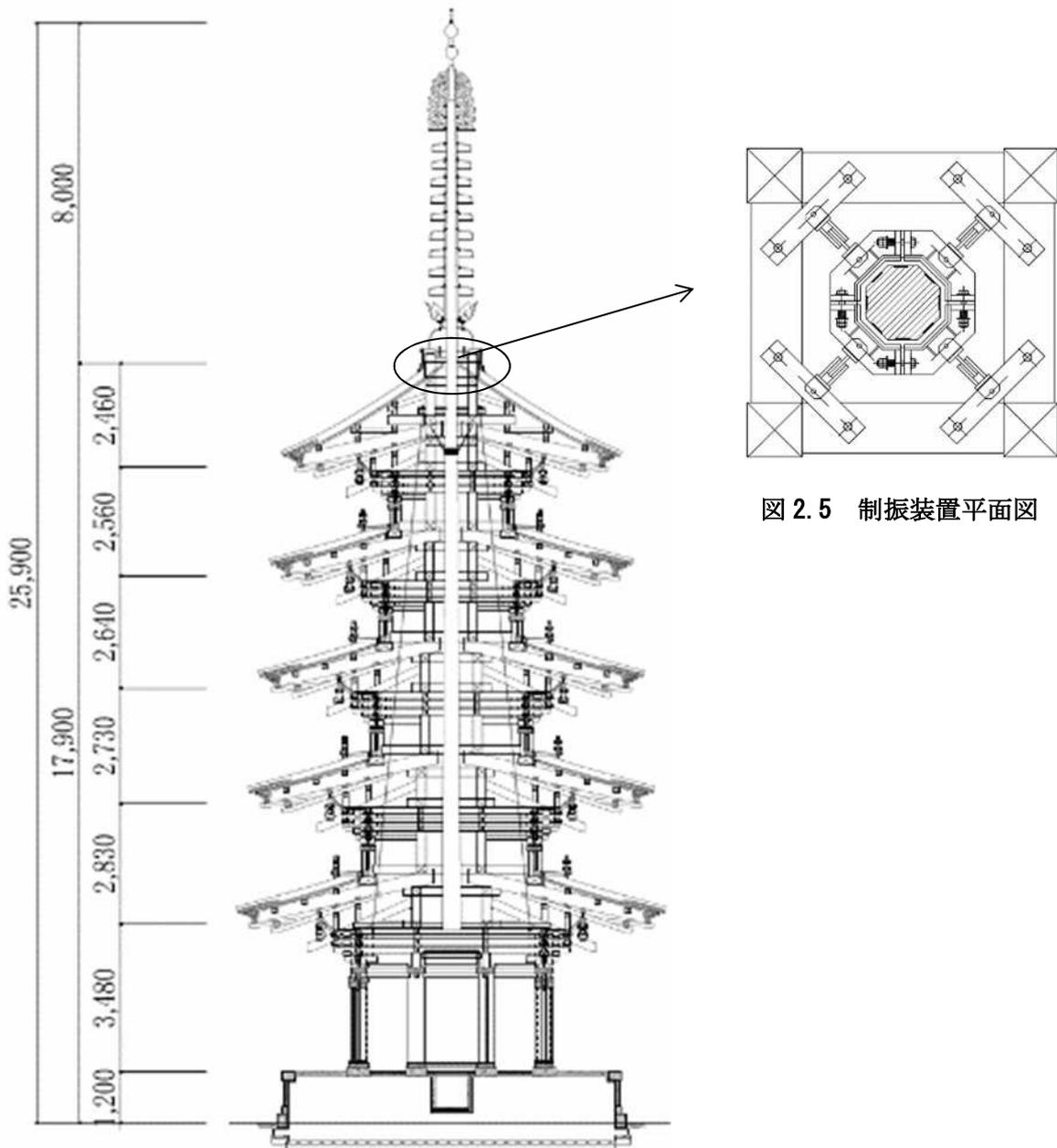


図 2.4 断面図

図 2.5 制振装置平面図

2.3 木造本堂の制振補強技術

神社仏閣の伝統的構法による木造建物の耐震補強は、歴史的な経緯や文化財としての価値を損なうことなく耐震性能を向上させることが求められる。木造建物の耐震補強は、主に耐力壁や筋かいの増設による鉛直面の補強と、天井面などの水平構面の剛性増加などの水平面補強が行われている。しかし、木造本堂のような室内に大空間が要求される建物では、既往の技術では解決できないいくつかの問題点がある。以下に問題点を列挙し、**図 2.6** に木造本堂の平面図を、**図 2.7** に断面図を、**写真 2.3** に木造本堂の小屋組内状況の写真を示す。

- ①室内に壁を設けることができないため、必要な耐力壁を建物外周部のみ配置することになり、意匠の変更が伴う場合がある。
- ②建物外周部に壁を設置すると、壁線間隔が広くなるため、水平構面に要求される剛性や耐力を木材のみでは確保できない。
- ③伝統的構法による建物の小屋裏は、大径木材を重ねて井桁に組んでおり、梁材の高さが異なる。そのため、火打材やブレース材を水平に取り付けることが困難となる。
- ④本堂の場合、外陣と内陣で天井高さが異なるため、構造用合板などによる補強が困難となる。

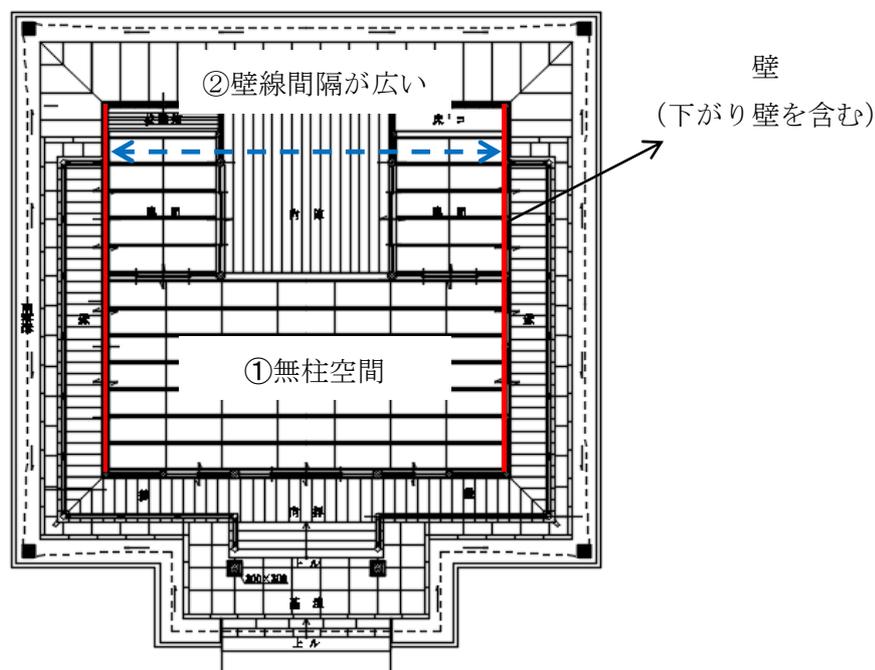


図 2.6 木造本堂の平面図

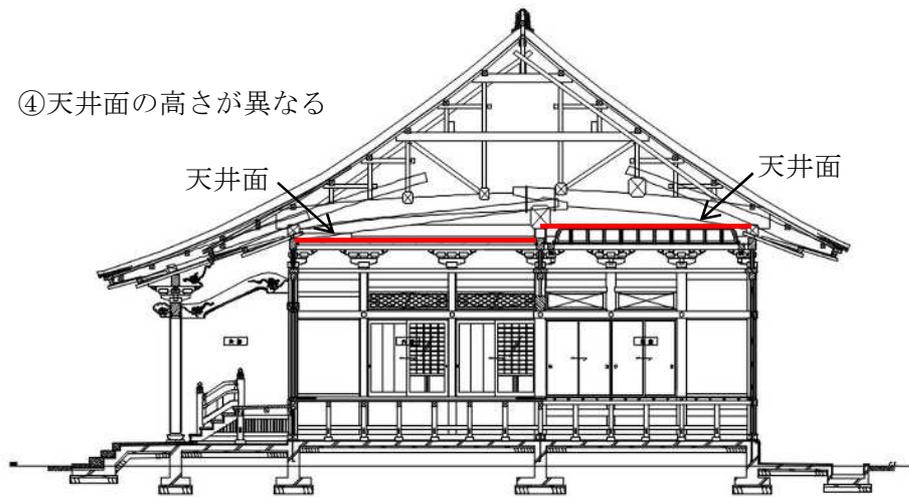
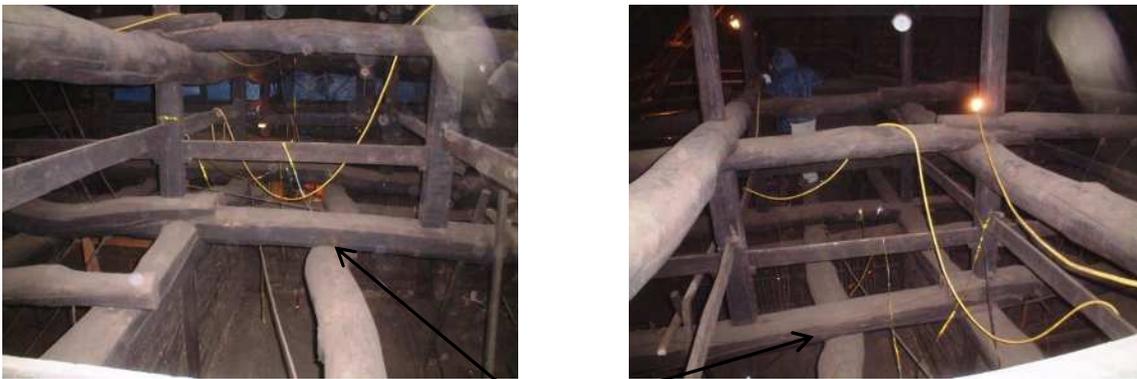


図 2.7 木造本堂の断面図



③木材が井桁に重なっている

写真 2.3 木造本堂の小屋組内写真

既往の技術では、1.2.3 節に示した通り、柱梁仕口部にダンパーを設置した仕口ダンパー^{2.7)}や、筋かいに粘弾性ダンパーやオイルダンパーなどを設置する制振補強工法^{2.8)}などが提案・実施されている。しかし、これらは壁面に内蔵されるなど、鉛直構面に配置されるものがほとんどであり、建物の機能性や意匠（伝統美）の面からは、壁を増設する補強と同義で、①の問題の解決は困難である。また、文化財指定されている木造建物などでは、既存木材を傷付けることがためられるため、鉄骨部材による補強が難しく、②のような壁線間隔の広い水平面の剛性を確保することが困難である。③～④の問題は、図 2.7 及び写真 2.3 のように伝統的な木造建物の場合、小屋組内や天井部分において、水平面が構成されておらず、構造用合板やブレース材、火打材などの既往の技術では本研究の問題の解決は困難である。

そこで、本研究では伝統的な木造建物の耐震補強において、壁の増設を行わずに耐震性能を向上させることを目的に、人目に触れない小屋組内に制振装置を水平に取り付け

る新しい制振補強工法（以後、水平構面ダンパー）の開発・提案を行う。

水平構面ダンパーは、木造本堂のような室内に大空間を有する建物で、水平面（天井裏など）の剛性確保が難しいものに適用できるものとなっている。水平面の剛性が確保できないため、いわゆる柔床構造で、壁面のある軸組（図 2.6 中の赤線部分）と内部の壁面のない軸組が地震時に別々の挙動をするものと考え、その異なる振動挙動を示す軸組間に制振装置を取り付ける、連結制振構造を応用した技術である。図 2.8 と図 2.9 に水平構面ダンパーの概念図を示す。概念図は、一質点系でそれぞれの軸組を示しており、系 1 が剛性の高い壁面のある軸組、系 2 が剛性の低い壁面のない軸組となっている。これら水平剛性の異なる軸組同士を制振部材で結合し、応答変位の低減を図っている。

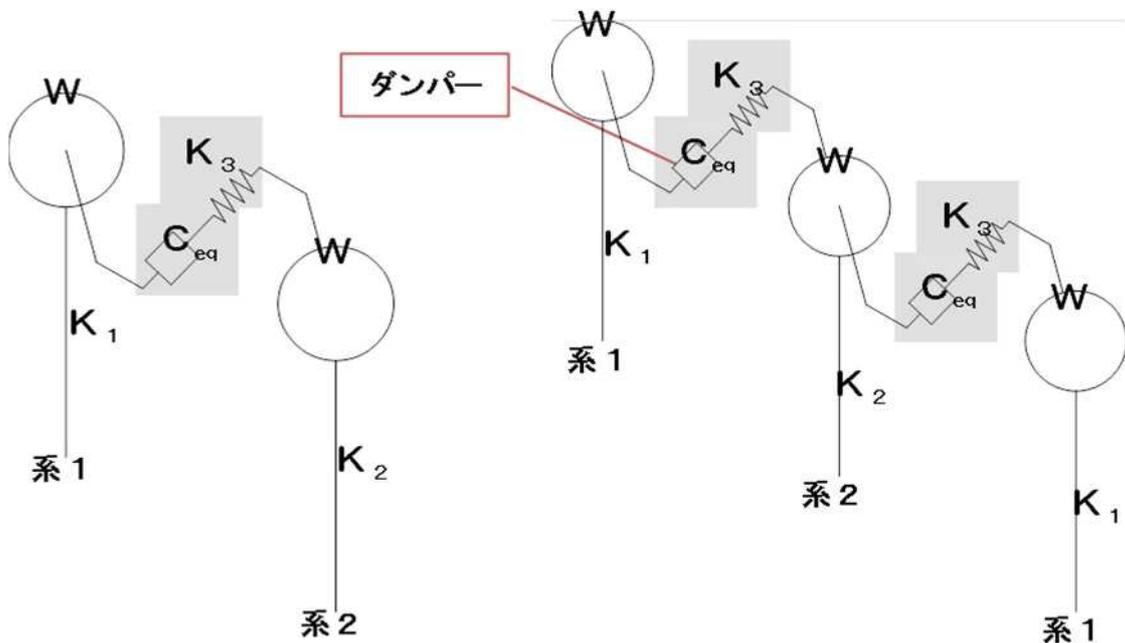


図 2.8 木造本堂の制振補強技術の概念図 2.9)

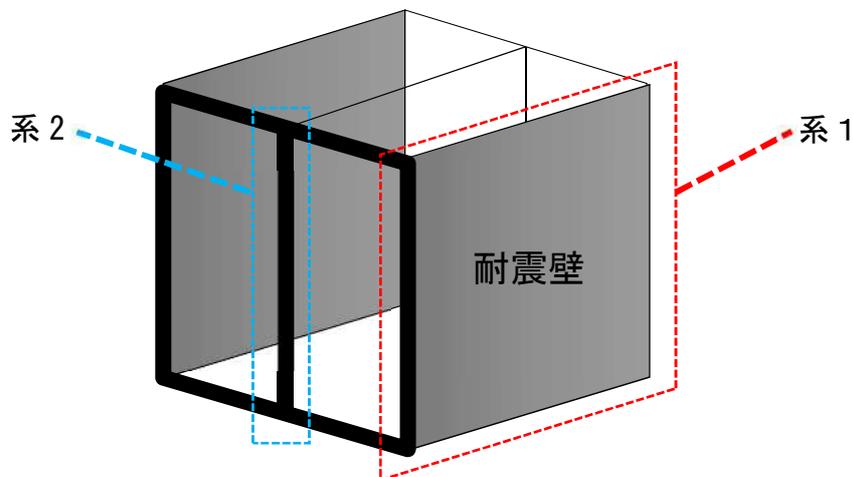


図 2.9 木造本堂の制振補強技術の概念図 2.9)

水平構面ダンパーの設置位置は、小屋組内の人目に触れない天井裏部分としている。人目に触れない天井裏部分の水平構面には、屋根面と小屋組水平面（桁梁レベル）が考えられるが、3次元弾塑性モデルによる地震応答解析の結果、

①屋根面は垂木が細かく設置された上に面材を張り付けているため、比較的的水平剛性が高く柔床のような挙動を示さなかったこと、

②小屋組水平面（桁梁レベル）は、梁材の間隔が広く柔床のような挙動を示したこと、から、本ダンパーの設置位置を小屋組内の水平面（桁梁レベル）に決定した。

制振部材には、定期的な点検が不要で、剛性のある粘弾性ダンパーを使用する。剛性のあるダンパーを採用した理由は、中地震程度では水平面を剛床と仮定し、大地震時にはダンパーの減衰性能で応答変位を低減させるためである。そのため、構造設計においては、一次設計として許容応力度設計を行い作用応力が各部材の許容応力度以下になっていることを確認した上で、二次設計として3次元弾塑性モデルによる地震応答解析の検討を行った。

図 2.10 に水平構面ダンパーの設置位置図を、図 2.11 に設置概念図を、写真 2.4 に設置状況写真を示す。これらの図は、本制振補強技術を実装した伝統的工法による木造本堂となっており、設計段階において、3次元弾塑性モデルを作成し、大地震時における木造本堂の挙動を地震応答解析によって明らかにした。本建物は、市の文化財に登録されているため、既存木材を傷つけることができず（釘打ちなどができない）、制振装置と木材の取り付け部分にゴムシートによる保護を行っている。本建物では、制振部材の運搬や取付時の負担軽減を考慮して、火打形式で水平構面ダンパーを設置しているが、ブレース形状でも設置可能な工法となっている。

本建物では、工事の進捗に伴う常時微動測定（工事前、工事中、竣工時）と地震観測を竣工時から行っている。なお、常時微動測定の詳細は付録 2 に添付している。



写真 2.4 設置状況

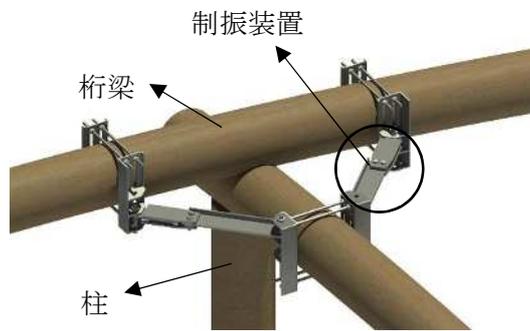


図 2.10 設置概念図

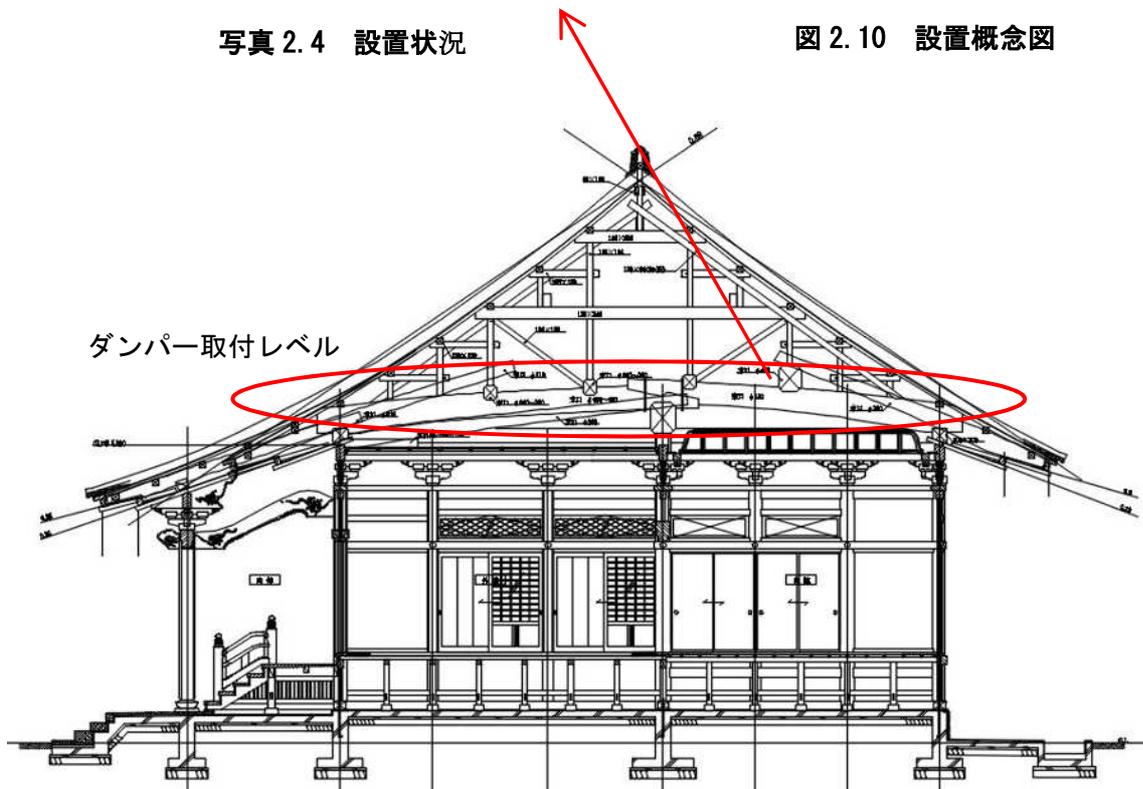


図 2.9 水平構面ダンパー設置位置図

第 3 章

本研究における検討方法

第3章 本研究における検討方法

3.1 緒言

本研究で提案する制振補強技術は、前章に示した通りである。本章は、本研究で提案する制振補強技術の検討方法を示すものである。本研究に用いる検討方法は、3次元弾塑性モデルによる数値解析と地震観測による実挙動の検討からなっており、以下に本章の概要を示す。

3.2節では、1.2節に示した、柱の傾斜復元力特性や木材のめり込み理論式、斗組の実験結果などの既往の研究成果を用いた3次元弾塑性解析モデルの構築の概要を示す。解析モデルの仕口部分は、2重節点（同一座標に2つの異なる節点与える）を設け、その2重節点同士を回転バネで接合することにより、半剛接ラーメン架構を構築する。また、使用する制振部材のモデル化についても示す。

3.3節では、地震応答解析に用いる模擬地震波と減衰モデルの概要を示す。模擬地震波は、H12建告1461号に基づく加速度応答スペクトルに適合した「極めて稀に発生する地震動」L2を2波と、対象建物ごとに特殊な1波を加えた、計3波となっている。また、対象建物ごとの減衰モデルについても示す。

3.4節では、地震観測に用いる加速度計の諸元やトリガレベルを概説する。

3.5節では、使用する木材の材料特性の算出方法について概説する。

3.2 解析モデルの構築

本研究で対象とする伝統的な木造建物である神社仏閣建物は、柱梁に大径の木材が使用され、その仕口部分は、ほぞや貫などで構成されている。そのため、地震時などの水平力に対しては、仕口部分での木材のめり込みによって曲げ抵抗する木質ラーメン構造と考えることができる。そこで、本研究では構造部材の交差部（貫接合部やほぞ差し接合部、相欠接合部など）と軸力を支持している組物（斗組）部分に回転バネを設けた半剛接ラーメンモデルを構築し、4章、5章の制振技術の検討を行う。半剛接部分は、同一座標に2重に節点を設け、その2つの節点を回転バネ要素で接合し、軸方向およびせん断方向は同一変位となるよう設定する。一面壁や下り壁、腰壁部分などの壁面は、ブレース置換してモデル化を行っている。建物重量は、集中質量として各柱の柱頭部と屋根面にそれぞれ設けている。

解析モデルの復元力特性は、

- ①柱梁部材：線形部材
- ②一面壁や下り壁、腰壁部分などの壁面：バイリニア型
- ③木材の接合部および組物（斗組）の回転バネ：スリップバイリニア型

としている。図3.1にスリップバイリニア型を示す。柱梁部材を線形部材として扱っているのは、仕口部分の木材の断面は母材（柱や梁の全断面）と比較して小さく、相対的

に仕口部分が弱点となり母材に対して損傷が先行するものと考えているためである。以降に、各仕口接合部と組物（斗組）の回転剛性と降伏回転角，壁面のせん断剛性とせん断耐力などの算出過程を示す。

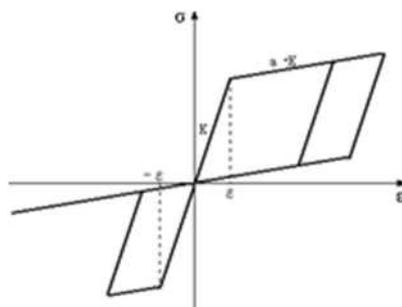


図 3.1 仕口の復元力特性（スリップバイリニア型）

3.2.1 仕口部分の回転バネの算出

仕口の回転剛性の算出は，稲山^{3.1)} および「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」^{3.2)} による木材のめり込み式で算出する。

3.2.1.1 斗組全体の回転剛性の算出

斗組各個の回転剛性を算出し，斗組全体の回転剛性は藤田ほか^{3.3)}より下式で算出する。

$$K_{\text{斗組剛性}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{大斗}}} + \frac{1}{K_{\text{1層斗組}}} + \frac{1}{K_{\text{2層斗組}}} + \frac{1}{K_{\text{3層斗組}}}}$$

斗組各個の回転剛性は下式による。

$$\sum M = \frac{x_p^3 y_p C_y E_{\perp} \theta}{Z_0} \left[\frac{1}{3} + \frac{2Z_0}{x_p} \times \left(1 - e^{-\frac{3x_1}{2Z_0}} \right) \right]$$

$$M = K \times \theta \quad \text{より}$$

$$k_{\theta} = \frac{x_p^3 y_p C_y E_{\perp}}{Z_0} \left[\frac{1}{3} + \frac{2Z_0}{x_p} \times \left(1 - e^{-\frac{3x_1}{2Z_0}} \right) \right]$$

ここで，

x_p, x_1, y_p : (図 3.2 参照)

E_{\perp} : 繊維に直角方向のヤング係数 = $E_{\parallel} \div 50$

E_{\parallel} : 繊維に平行方向のヤング係数

Z_0 : めり込み木材のせい

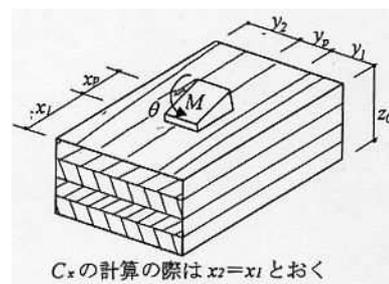


図 3.2 三角変位めり込み図 3.1) 3.2)

$$C_y = 1 + \frac{2Z_0}{3ny_p} \left(2 - e^{-\frac{3ny_1}{2Z_0}} - e^{-\frac{3ny_2}{2Z_0}} \right)$$

y_1, y_2 : むり込む側の木材の余幅

n : 繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数

降伏変形角

斗組の降伏変形角は、以下の式で算出する。

$$\theta_y = \frac{Z_0 F_m}{x_p E_{\perp} \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}} \text{ (rad)}$$

ここで、

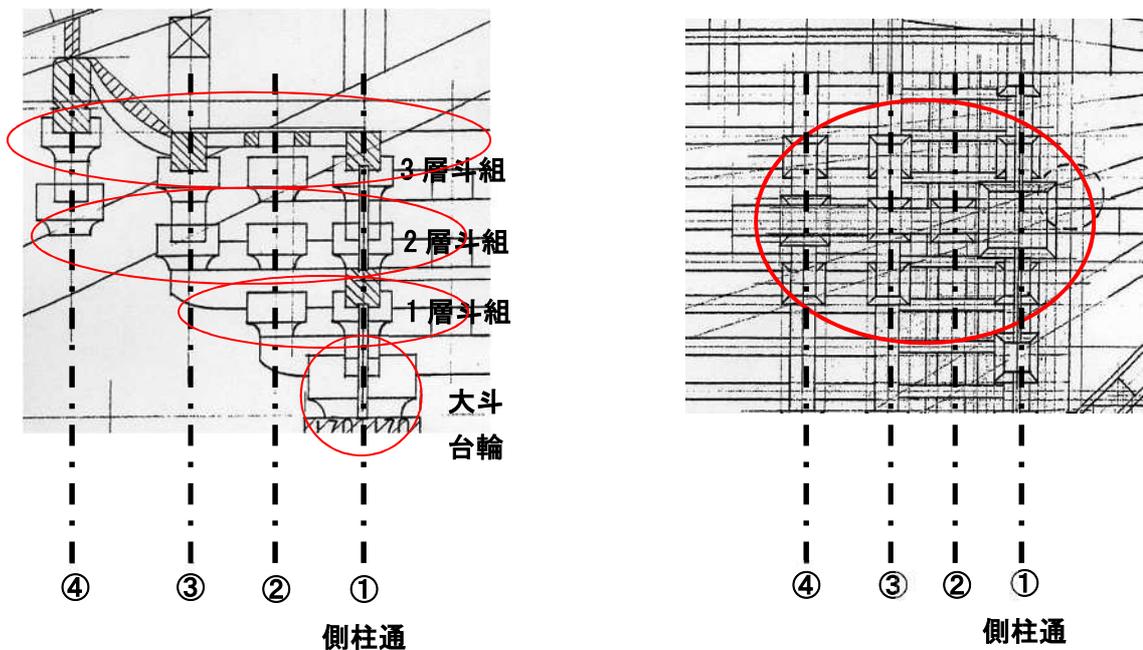
F_m : 縁端距離を無限大としたときのむり込み降伏応力度

$F_m \doteq 2.4 \times \text{長期許容むり込み応力度}$

$$C_x = 1 + \frac{2Z_0}{3x_p} \left(2 - e^{-\frac{3x_1}{2Z_0}} - e^{-\frac{3x_2}{2Z_0}} \right)$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{4Z_0}{3ny_p}$$

斗組の個数は、**図 3.3** のように各層別に算出を行う。なお、**図 3.3** は木造五重塔の斗組部分の断面図と平面図となっている。



※ 図中の一点破線の○番号は、断面図と平面図の同位置を示す。

図 3.3 斗組部分の平面図と断面図

斗の数は、表 3.1 のようになる。

表 3.1 各層の斗組の個数算出結果

	段	斗	個数
斗組 個数	大斗		1
	1 段	斗	4
	2 段	斗	7
	3 段	斗	7

各層の斗組回転剛性

大斗 $K_{大斗} = K_{大斗} \times 1$ 個

1 段 $K_{1段} = K_{斗} \times 4$ 個

2 段 $K_{2段} = K_{斗} \times 7$ 個

3 段 $K_{3段} = K_{斗} \times 7$ 個

以上、各層の斗組の回転剛性と降伏回転角を用いて、斗組全体として回転バネを算出する。

3.2.1.2 通貫接合部の回転剛性と降伏モーメント

床梁、貫、飛貫及び頭貫は「通し貫接合部の回転剛性と降伏モーメントの計算式を用いて算出した。回転剛性 K_{θ} (Ncm/rad) と降伏モーメント M_y (Ncm) は以下の式で得る。

$$K_{\theta} = X_p^2 y_p E_{\perp} \left\{ \frac{X_p}{Z_0} \left(C_{xm} - \frac{1}{3} \right) \right\}, \quad M_y = \frac{K_{\theta} Z_0 F_m}{x_p E_{\perp} C_{xm} \sqrt{C_{ym}}}$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{4Z_0}{3ny_p}$$

E_{\perp} : 繊維直交方向のヤング係数(= $E_{//} \div 50$), $E_{//}$: 繊維平行方向のヤング係数

n : 繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数

F_m : 縁端距離を無限大とした時のめり込み降伏応力度

($F_m \doteq 2.4 \times$ 長期許容めり込み応力度)

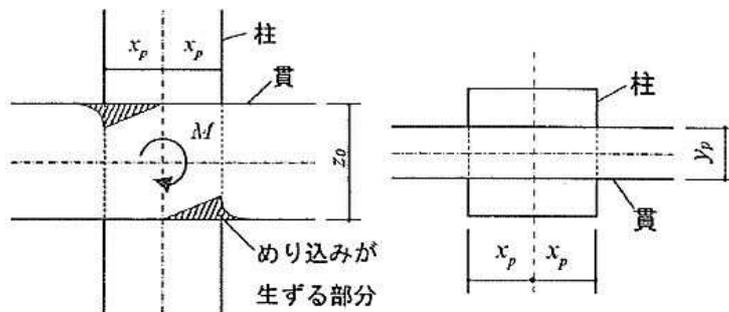


図 3.4 通し貫接合部のめり込み概念図 3.2)

3.2.1.3 片側貫接合部の回転剛性

床梁端部，貫端部，飛貫端部及び頭貫端部は「掘立柱型柱脚部及び片側貫接合部の回転剛性と降伏モーメントの計算式」を用いて算出した．回転剛性 K_θ (Ncm/rad) と降伏変形角 θ_y (rad) は以下の式で得る．

$$K_\theta = \frac{y_p E_\perp}{3Z_0} \left\{ 2x_p^2 Z_0 + x_p^3 + (l - x_p)^3 \right\}, \quad x_p = \frac{2l^3 + 3hl^2}{3l^2 + 6hl + 4hZ_0}$$

降伏モーメント $M_y = K_\theta * \theta_y$ より，

$$\theta_y = \frac{Z_0 F_m}{x_p E_\perp \sqrt{C_x C_{xm} C_{ym}}}, \quad C_x = 1 + \frac{2Z_0}{3x_p} \left(2 - e^{-\frac{3x_1}{2Z_0}} - e^{-\frac{3x_2}{2Z_0}} \right)$$

M_y 時に柱脚部にかかるせん断力 Q_y (N) は以下の式で得る．

$$Q_y = \frac{x_p^2 y_p C_{xm} E_\perp \theta_y}{2Z_0}$$

x_p : 中立軸までの深さ(cm) , h : 反曲点高さ(階高の 1/2 としてよい)(cm)

l : 埋め込み深さ

E_\perp , n , F_m , C_{xm} , C_{ym} は前項と同じである．



図 3.5 掘立柱型柱脚部及び片側貫接合部の回転剛性と降伏モーメントの概念図 3.2)

3.2.1.4 弾性域における三角形変位めり込み基準式

桁梁，土居桁部分等は「弾性域における三角形変位めり込み基準式」を用いて算出した．降伏変形角 $\theta_y(\text{rad})$ と任意の変形角 θ に対するモーメント $M(\text{Ncm})$ は以下の式で得る．

$$\theta_y = \frac{z_0 F_m}{x_p E_{\perp} \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}}, \quad \Sigma M = \frac{x_p^3 y_p C_y E_{\perp} \theta}{z_0} \left[\frac{2z_0}{3x_p} \times \left(1 - e^{-\frac{3x_1}{2z_0}} \right) + \frac{1}{3} \right]$$

$$C_y = 1 + \frac{2Z_0}{3ny_p} \left(2 - e^{-\frac{3ny_1}{2Z_0}} - e^{-\frac{3ny_2}{2Z_0}} \right)$$

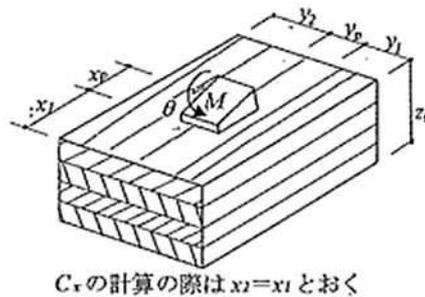


図 3.6 三角変位のめり込み概念図 3.2)

3.2.1.5 相欠き仕口の回転剛性と降伏モーメント

桁梁端部は「相欠き仕口の回転剛性と降伏モーメントの計算式」を用いて算出した．回転剛性 $K_{\theta}(\text{Ncm/rad})$ と降伏モーメント $M_y(\text{Ncm})$ は以下の式で得る．

$$K_{\theta} = \frac{7}{8} b^2 h E_{\perp}, \quad M_y = \frac{21 b^2 h F_m}{44 \sqrt{1 + \frac{8b}{3nh}}}$$

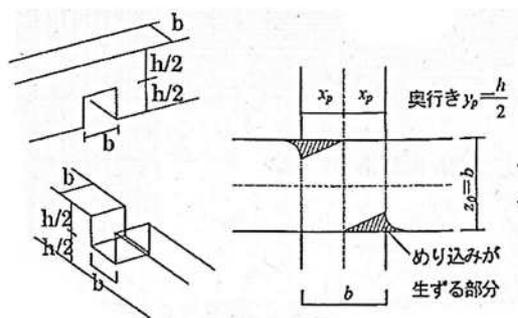


図 3.7 相欠き仕口のめり込み概念図 3.2)

3.2.2 壁のモデル化

板壁や土塗壁は、既往の指針類^{3.2) 3.4) 3.5)}を用いて、せん断剛性を算出しブレース材としてモデル化を行う。復元力特性は、バイリニア型とした。

以下に落とし込み板壁の算出式を示す。落とし込み板壁のせん断剛性及び耐力の算定は、「土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書」^{3.5)}を参考に行う。

L : 板壁の内法幅(cm)

H : 板壁の内法高さ(cm)

a : 板幅(cm) t : 板厚(cm)

dc : 柱の見付幅(cm) db : 横架材せい(cm)

B : 柱と横架材の奥行き(cm)

$\Delta_{横}$: 柱と板のクリアランス(左右の和)(cm)

$\Delta_{上}$: 板と横架材のクリアランス(cm)

$E_{//}$: 板材の繊維方向ヤング係数(kN/cm²)

G : 板材のせん断弾性係数 = $1/15 \times E_{//}$

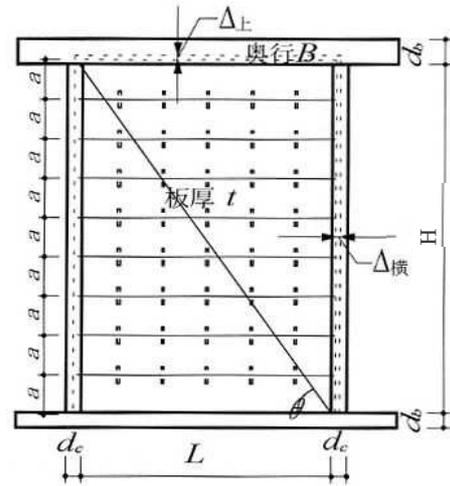
F_c : 板材の繊維方向圧縮強度(kN/cm²)

$F_{c\perp}$: 板材の繊維直交方向の全面圧縮強度(kN/cm²)

K_d : ダボ 1 本のせん断剛性(kN/cm)

ΔP_y : ダボ 1 本の降伏せん断耐力(kN)

n_d : 板の継目 1 段あたりのダボ本数



$$\text{初期剛性 } K(\text{kN/rad}) = \frac{1}{\left(\frac{1}{k_d} + \frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_a} + \frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_b} \right)}$$

$$1/120\text{rad 時の耐力 } P_{120} = K(1/120 \cdot R_0)$$

$$K_d = a \times n_d \times k_d : \text{ダボによるせん断剛性(kN/rad)}$$

$$K_s = G \times L \times t : \text{板のせん断剛性(kN/rad)}$$

$$K_a = \frac{E_{\theta} \cdot L \cdot t}{\left\{ 2 \log(L \cos \theta) + \frac{1}{\cos^2 \theta} - 2 \right\}} : \text{板の圧縮筋交い剛性(kN/rad)}$$

ここに,

$$\left[\begin{array}{l} \theta = \tan^{-1} \frac{H}{L} \\ E_{\theta} = \frac{E_{\parallel}}{50 \sin^2 \theta + \cos^2 \theta} \\ F_{\theta} = \frac{F_c \cdot F_{c \perp}}{F_c \sin^2 \theta + F_{c \perp} \cos^2 \theta} \end{array} \right]$$

$$K_c = \frac{a \cdot H \cdot t \cdot C_{yc} \cdot E_{\perp c}}{4d_c} : \text{板木口の柱へのめり込みによる剛性(kN/rad)}$$

$$K_b = \frac{L^3 \cdot t \cdot C_{yb} \cdot E_{\perp b}}{15 \cdot H \cdot d_b} : \text{板木口の横架材へのめり込みによる剛性(kN/rad)}$$

$$\left[C_{yc} = 1 + \frac{4dc}{3nt} \left\{ 1 - e^{-\frac{3n(B-t)}{4dc}} \right\}, \quad C_{yb} = 1 + \frac{4db}{3nt} \left\{ 1 - e^{-\frac{3n(B-t)}{4db}} \right\}, \quad n: \begin{array}{l} \text{柱, 横架材の繊維方} \\ \text{向に対する繊維直交} \\ \text{方向の置換係数} \end{array} \right]$$

$$R_0 = \frac{2(\Delta_{\text{横}} \cdot L + \Delta_{\text{上}} \cdot H) - (\Delta_{\text{横}}^2 + \Delta_{\text{上}}^2)}{2 \cdot L \cdot H} : \text{板と軸材の隙間による初期スリップ変形角}$$

この他、土塗壁などは既往の指針類を参考にしたせん断剛性から、ブレース置換を行って解析モデルに入力する。

3.2.3 柱傾斜復元力を考慮した柱脚部のモデル化

柱脚部の回転剛性は、既往の研究^{3.6) 3.7) 3.8)}や指針^{3.9)}から下式によって算出し、復元力特性は図 3.8 の通りとする。

$$H_0 = P \times B / H$$

ここに、

H_0 : 柱傾斜復元力

P : 柱軸力

H : 柱高さ

B : 柱幅

D : 柱頭変位

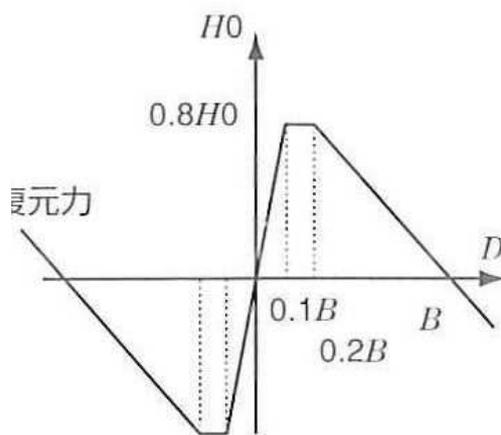
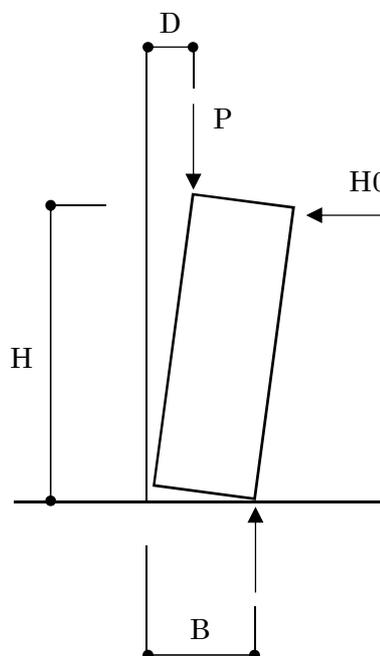


図 3.8 柱傾斜復元力の復元力特性

3.2.4 制振部材のモデル化

本研究には、昭和電線製のジェン系粘弾性体 SDM-1 を制振部材に用いており、バネ要素と粘性要素を並列に繋げてモデル化（バネ要素で粘弾性体の剛性を粘性要素で減衰をモデル化）している。粘弾性体の剛性は、温度に依存する性質をもっているが、本研究では標準（20℃）としている。写真 3.1 に粘弾性体の加振実験状況を、表 3.2 に 20℃時の振動数（0.5～3Hz）を変数とした性能の一覧表を、図 3.9 に粘弾性体の正弦波 1.0Hz、加振振幅±10mm で載荷実験を行ったせん断力-せん断変位関係を示す。

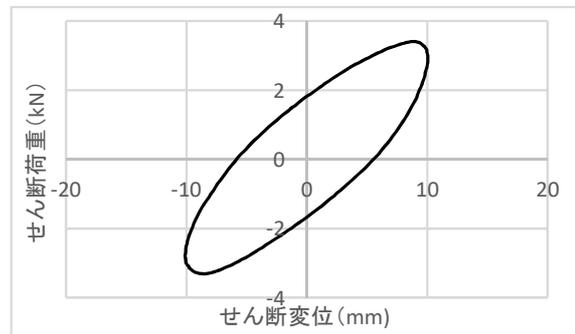
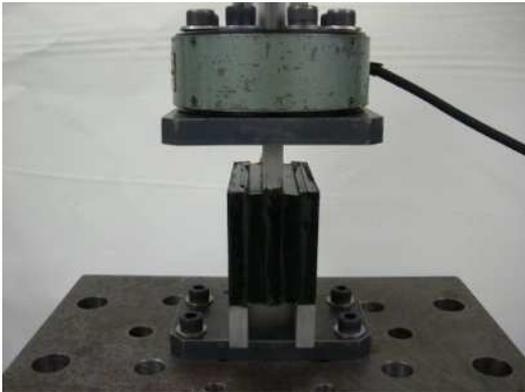


写真 3.1 粘弾性体の加振実験状況

図 3.9 粘弾性体の荷重-変位関係

表 3.2 粘弾性体の振動数を変数とした性能一覧表（20℃）

	振動数	せん断変位/ひずみ振幅						
		±1mm ±20%	±2.5mm ±50%	±5mm ±100%	±7.5mm ±150%	±10mm ±200%	±12.5mm ±250%	±15mm ±300%
等価剛性 K _{eq} [N/mm]	0.5Hz	224	215	200	184	167	150	133
	0.8Hz	264	252	231	210	189	168	147
	1.0Hz	285	271	248	224	201	177	154
	2.0Hz	364	343	308	274	241	209	
	3.0Hz	420	393	349	307			
等価減衰係数 C _{eq} [N・s/mm]	0.5Hz	42.2	40.6	38.0	35.3	32.4	29.6	26.6
	0.8Hz	30.6	29.3	27.2	25.0	22.8	20.6	18.3
	1.0Hz	26.3	25.1	23.2	21.2	19.3	17.3	15.3
	2.0Hz	18.4	15.6	14.2	12.8	11.4	10.1	
	3.0Hz	12.5	11.8	10.6	9.5			
等価減衰定数 h _{eq} [-]	0.5Hz	0.28	0.29	0.30	0.31	0.32	0.31	0.31
	0.8Hz	0.28	0.29	0.30	0.32	0.32	0.31	0.31
	1.0Hz	0.28	0.29	0.30	0.32	0.32	0.31	0.31
	2.0Hz	0.27	0.29	0.31	0.32	0.31	0.31	
	3.0Hz	0.27	0.28	0.29	0.30			
最大荷重 F _{max} [N]	0.5Hz	263	630	1,166	1,604	1,940	2,170	2,288
	0.8Hz	308	733	1,345	1,834	2,198	2,434	2,543
	1.0Hz	332	789	1,440	1,954	2,331	2,571	2,674
	2.0Hz	419	988	1,779	2,381	2,802	3,047	
	3.0Hz	481	1,127	2,014	2,673			
減衰力 F [N]	0.5Hz	132	319	597	831	1,019	1,160	1,252
	0.8Hz	154	369	683	942	1,145	1,292	1,381
	1.0Hz	165	395	728	1,000	1,211	1,359	1,446
	2.0Hz	206	489	889	1,205	1,438	1,592	
	3.0Hz	235	554	1,000	1,343			

3.3 地震応答解析による検討方法

3次元弾塑性モデルを用い、地震応答解析によって提案する制振補強技術の効果を確認する。解析における減衰モデルは、

- ①木造五重塔：レーリー減衰 1次 5%，2次 5%
- ②木造本堂：初期剛性比例型 5%

とした。木造五重塔においては、1次と2次のモードを比較すると、有効質量比で2次モードの影響が大きかったことからレーリー減衰が適切と考えた。木造本堂は、1次モードが卓越していたことより初期剛性比例型とした。また、減衰定数については、既往の地震観測研究^{3.10, 3.11)}より地震観測結果と解析結果が比較的良く一致していることから、5%に設定した。

地震応答解析に用いる検討用入力地震動は、1968 八戸 NS と JMA 神戸 NS の位相を用い、H12 建告第 1461 号に基づく加速度応答スペクトルに適合した「極めて稀に発生する地震動」L2 を用いる。その他、木造五重塔の検討では、「福岡県西方沖地震」の観測波を用いた当該地推定地震動を、木造本堂の検討では、歴史地震や活断層モデルなどから作成した模擬地震動を用いている。

木造五重塔に使用している「当該地推定地震動」とは、福岡県西方沖地震の観測波を現地地盤データで解放工学的基盤まで戻し、その基盤波を解析対象地点の地盤データで基礎底まで再度立ち上げた模擬地震波となっている。木造五重塔では、この当該地推定地震動を含む、合計 3 波（八戸 L2，神戸 L2，引き戻し波）で検討を行った。

木造本堂に使用している「模擬地震動」とは、解析対象地点における活断層分布、断層破壊モデル、過去の地震動、地盤構造などに基づいて作成した地震波で、今回の対象地点における想定地震は元禄地震（1703.12.31 発生）となった。図 3.10 に模擬地震動の作成フローチャートを示す。地震基盤（S 波速度が 3000m/s 程度の硬い岩盤）におけるサイト波の作成方法には、小林・翠川法、統計的グリーン関数法、経験的グリーン関数法、ハイブリッド法などがあり、本研究では過去最も多く採用された小林・翠川法を適用している。この方法は、距離減衰式に断層の広がり効果を考慮したもので、アスペリティなど断層の不均質な破壊分布を考慮することはできないが、断層パラメータが少ないのが長所でもある。震源では、断層面上で同時に破壊が発生するのではなく、ある点から破壊が始まり断層面全体に破壊が広がっていく。これを表現するのに、断層を $n \times n$ （本研究では $12 \times 12 = 144$ 個）の小領域に分割して、マグニチュード・断層面形状・対象地点との位置関係・破壊伝搬速度などの要素を含んだ個々のインパルスを次々にかねえ合わせる。次に、地震動による 1 質点系の応答包絡線を計算し、地震基盤からの入射波速度スペクトルを求める。地震基盤から工学的基盤までの増幅は、重複反射理論によって計算した伝達関数を地震基盤入射スペクトルに乗じて求めたスペクトルを、工学的基盤上の模擬地震波作成用目標スペクトルとする。木造本堂では、この模擬地震動を含む合計 3 波（八戸 L2，神戸 L2，模擬地震動）で検討を行った。

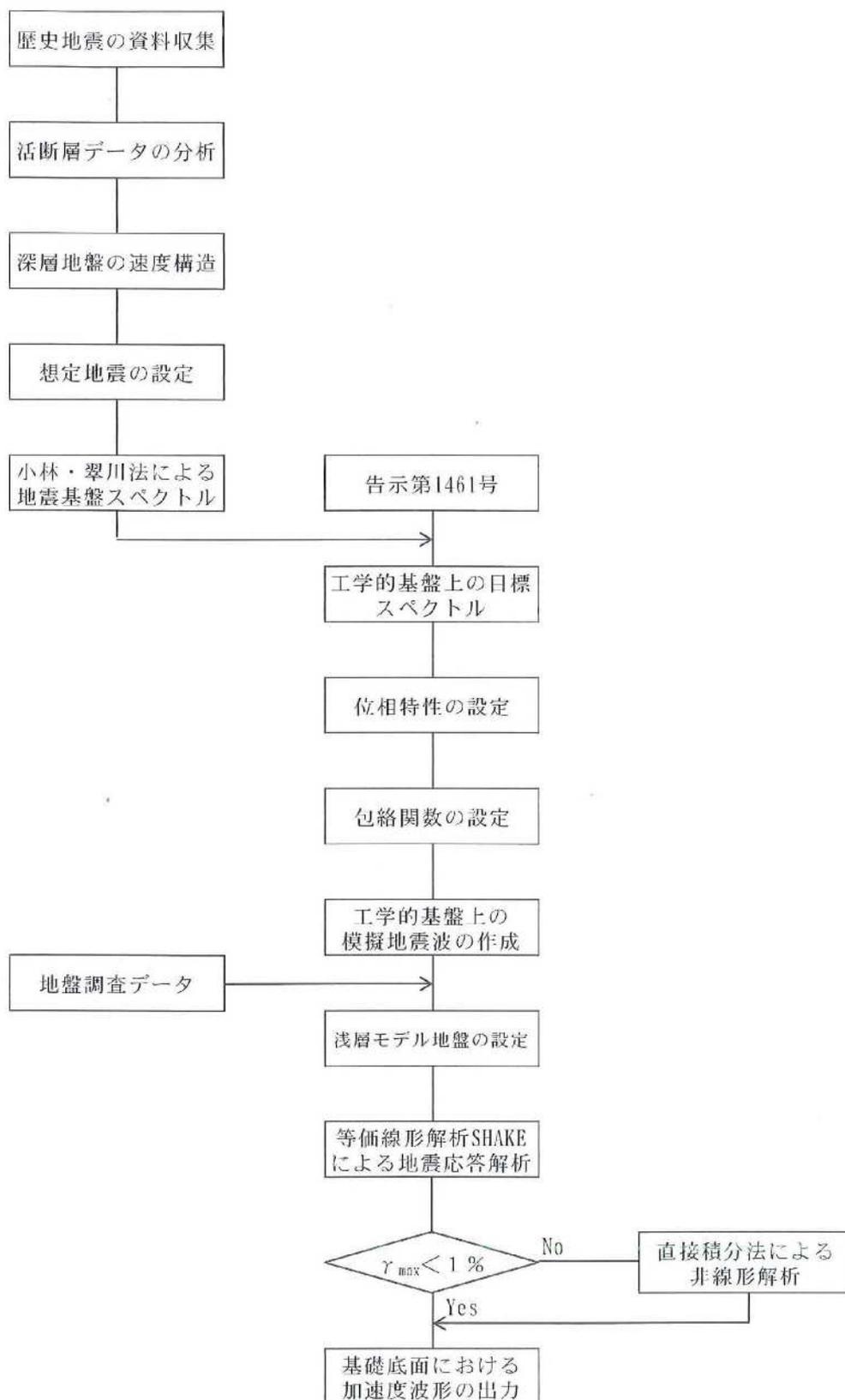


図 3.10 模擬地震動の作成フローチャート

工学的基盤上の模擬地震波の作成は、**図 3.11** に示すフローチャートに基づき作成する。工学的基盤上の模擬地震波の周波数特性は定常であると仮定し、余弦波の重ね合わせで表すものとする。いま、加速度波形を考えると次式のモデルで表せる。

$$y_s = \sum_{k=1}^M C_k \cdot \cos(\omega_k \cdot t + \varphi_k)$$

ここに、

C_k : k 番目の余弦波の振幅

ω_k : k 番目の余弦波の円振動数= $2\pi f_k$

Φ_k : k 番目の余弦波の位相角

f_k : k 番目の余弦波の振動数 (Hz)

M : 重ね合わせ数

振幅スペクトル C_k は、合成した模擬地震波の疑似速度応答スペクトルが目標とする速度応答スペクトル(目標とするスペクトルを加速度応答スペクトルで指定した場合には、その疑似速度応答スペクトル)に適合するように、**図 3.12** に示すようなイタレーションを行って決定する。イタレーションで初回の振幅スペクトル $C_k^{(1)}$ の与え方は、減衰定数が 0.0 の場合の速度応答スペクトル S_v ($h=0.0$) とフーリエ振幅スペクトル C_k が比例関係にあることにより、次式で決定する。

$$C_k^{(i+1)} = C_k^{(i)} \times S_v^{(T)} / S_v^{(i)}$$

ここに、

$C_k^{(1)}$: i 回目の合成に用いる振幅スペクトル

$S_v^{(i)}$: i 回目の合成で得られた波形から計算される疑似速度応答スペクトル

$S_v^{(T)}$: 目標速度応答スペクトル

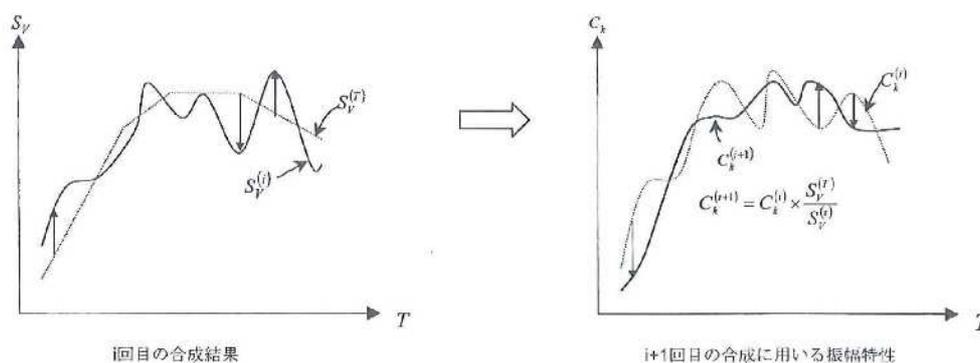


図 3.12 振幅 C_k の補正

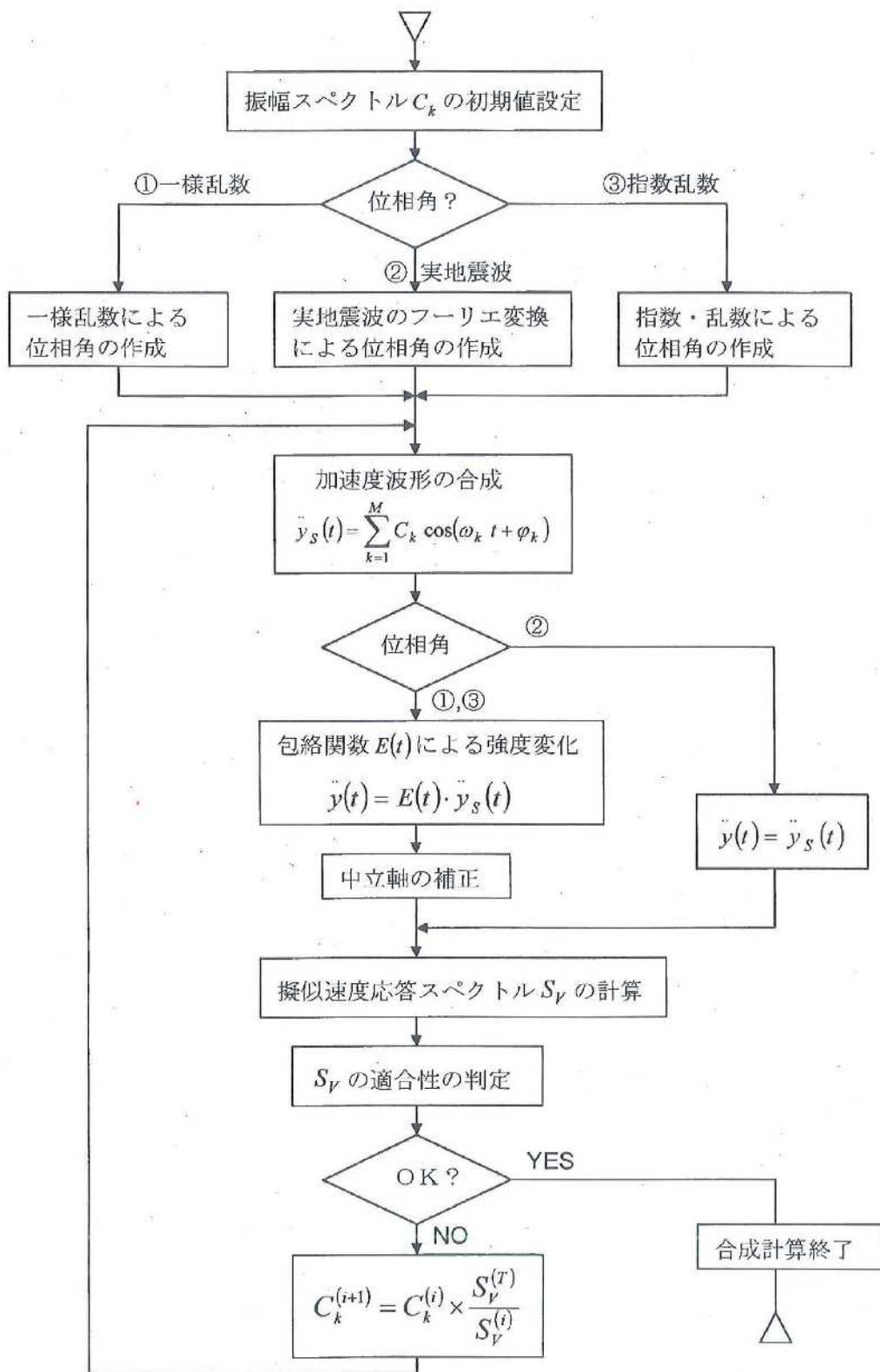


図 3.11 模擬地震動の作成フローチャート

3.4 地震観測による検討方法

地震観測による検討では、提案する制振補強技術を実建物に採用し、制振補強完了後から地震観測を行っており、木造五重塔および木造本堂でそれぞれ継続中である。

地震観測では、建物内と基礎に加速度計（白山工業（株）DATAMARK LU103/SU103）を設置している。加速度計の設置台数は、木造五重塔で8台、木造本堂で5台となっている。測定の諸元は、サンプリング周波数 100Hz、測定方向 3 方向（東西、南北、上下）としている。トリガレベルは、木造五重塔で 5gal、木造本堂で 3gal に設定している。図 3.13 に加速度計とデータ収録装置を示す。



図 3.13 本研究の地震観測で用いている加速度計とデータ収録装置

3.5 使用する木材の材料特性の算出方法

本研究では、提案する制振補強技術について、地震応答解析によって効果の確認を行うため、使用する木材の材料特性のうち、ヤング係数の設定方法が特に重要である。現行法規では、木材のヤング係数の区分は、目視等級区分、機械式等級区分、枠組壁工法構造用製材等規格、無等級材などに分けられている。木材の曲げ強度は、ヤング係数と高い相関があること^{3.12)}から、ヤング係数が設定されると許容応力度などが形式的に定められることになる。木材の許容応力度については、建築基準法施行令第 89 条、平 12 建告第 1452 号、平 13 国交告第 1024 号によって、それぞれ定められている。

本研究における木材のヤング係数は、新築木造五重塔では機械式等級区分を、木造本堂では無等級材として第 4 章、第 5 章の検討を行っている。

3.5.1 新築木造五重塔

新築される木造五重塔は、総ヒノキ造りで全て国産材（高知県および奈良県産）となっている。構造材の品質として、「製材の日本農林規格」の機械式等級区分 E90（以下、E90 と呼称）に設定し、市販の測定器 HG-2001（株式会社エーティーテー）を用いて、伐採後、製材後のそれぞれの段階で測定を行った。この測定器による木材のヤング係数の測定は、打撃による固有振動数の測定値と測定材の重量、測定材の材種

から下式によって算出を行う。図 3.14 に測定概念図を示す。

$$E = 4l\omega fr^2 / A$$

ここに、

E : ヤング係数

l : 材長

ω : 質量

fr : 固有振動数

A : 断面積

この中で、測定材の重量と断面積、固有振動数を計測して、機械式等級区分のヤング係数を算出している。全ての構造材は、E90 以上であることを確認している。

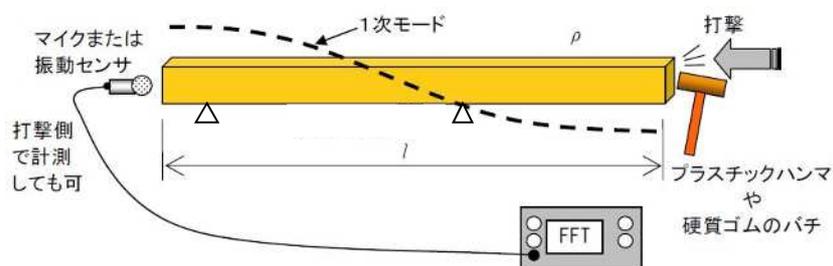


図 3.14 木材ヤング係数測定概念図

3.5.2 木造本堂

本研究で対象とした木造本堂は、改修建物のとなっており 3.5.1 節のように構造材すべてを測定することが困難であった。そこで、無等級材として扱うことでヤング係数の設定を行った。無等級材の許容応力度は、平 12 建告第 1452 号に準拠し、ヤング係数は、日本住宅・木材技術センター：3 階建て木造住宅の構造設計と防火設計の手引き^{3.13)}に記載されている「普通構造材」と考え、設定した。表 3.3 に無等級材のヤング係数の一覧表を示す。

表 3.3 無等級材のヤング係数一覧^{3.13)}

(単位 : $\times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$)

樹 種		ヤング係数		
		普通構造材	上級構造材	
針葉樹	I 類	べいまつ、ソ連からまつ	10.0	11.0
	II 類	ひば、ひのき、べいひ	9.0	10.0
	III 類	あかまつ、くろまつ、からまつ、つが、べいつが	8.0	9.0
	IV 類	もみ、えぞまつ、とどまつ、べにまつ、すぎ*、べいまつ、スプルース	7.0	8.0
広葉樹	I 類	かし	10.0	11.0
	II 類	くり、なら**、ぶな、けやき**、アビトン	8.0	9.0
	III 類	ラワン	7.0	8.0

注) * 気乾比重 0.3 以下のすぎに対しては、表記の値の 70% をとる。
 ** なら、けやきについては、平均年輪幅 1 mm 以上のものとする。

第4章

木造多重塔の制振補強技術の 適用と効果

第4章 木造多重塔の制振補強技術の適用と効果

4.1 緒言

本研究で提案する技術の概要と検討方法は、前章までに述べた通りである。本章では、木造多重塔の制振補強技術について、建物の機能性と意匠（伝統美）に配慮した制振補強技術を提案する。

4.2節では、1.2節に示した既往の研究成果を用いた3次元弾塑性モデルの概要と固有値解析結果を示す。解析モデルでは、仕口部分の回転剛性を剛接、半剛接にした2種類のモデル作成し、常時微動測定結果との比較を行っている。また、使用する構造材のヤング係数は3.5節に示した「機械式等級区分」のE90としている。

4.3節では、4.2節の解析モデルに対して、地震応答解析を行い、本研究で提案する制振補強技術の効果を明らかにしている。なお、地震応答解析では半剛接モデルで解析を行い、ダンパーの有無を解析パラメータとしている。半剛接モデルによって解析を行っているのは、大地震時には仕口部分で木材がめり込むものと考えているためである。また、ダンパーの無い状態の解析モデルについては、大地震時には塔身頂部と心柱-相輪が接触して同一に変位するものと考え、制振装置を取り付けている高さで塔身と心柱-相輪が同一変位となるようにしている。

4.4節では、本制振補強技術を実装した新築五重塔の概要を示し、実際の取付写真などを示している。また、制振装置を取り付けることで、心柱-相輪に入力される曲げモーメントが増加することを考慮して行った心柱-相輪の補強実験の概要と結果、採用補強方法を示している。

4.5節では、本補強方法を実装した木造五重塔の地震観測の概要と観測結果を示している。観測結果の基壇に対する各重の伝達関数から固有振動数を算定し、常時微動測定や解析結果と比較し、固有振動数の振幅依存性を明らかにしている。また、基壇で観測された加速度記録を用いた地震応答解析を行い、本制振補強技術の有効性を検証している。

4.2 解析モデル概要

4.2.1 解析モデル概要

図 4.1 に解析モデル図と心柱制振装置モデル概念図を示す。解析モデルは、3次元弾塑性モデルで、仕口部（通し貫やほぞなど）を剛接合・半剛接合とした2種類のモデルを作成した。柱や梁などの木材は線形部材とし、仕口部を半剛接としたモデルでは非線形としている。半剛接モデルにおける仕口部は、3章に示した稲山^{4.1)}によるめり込み抵抗モデルに基づいためり込み式で回転剛性を算出し、復元力特性はスリップバイリニア型とした。落とし込み板壁も同様に、3章に示した土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書^{4.2)}より剛性と耐力を算出し、バイリニア型のブレースバネでモデル化した。心柱と塔身の間を設置した粘弾性ダンパーは、バネ要素と粘性要素でモデル化し、塔身の4本の左義長柱にそれぞれ接続した。屋根重量は支配面積に応じて垂木と母屋の交差部に設け、塔身重量は各重の四天柱および側柱の柱頭部に集中して配置した。心柱の継手部分は、貝の口継ぎ手を鋼板で巻いているため剛接と仮定し、心柱脚部は水平方向のみ固定した。

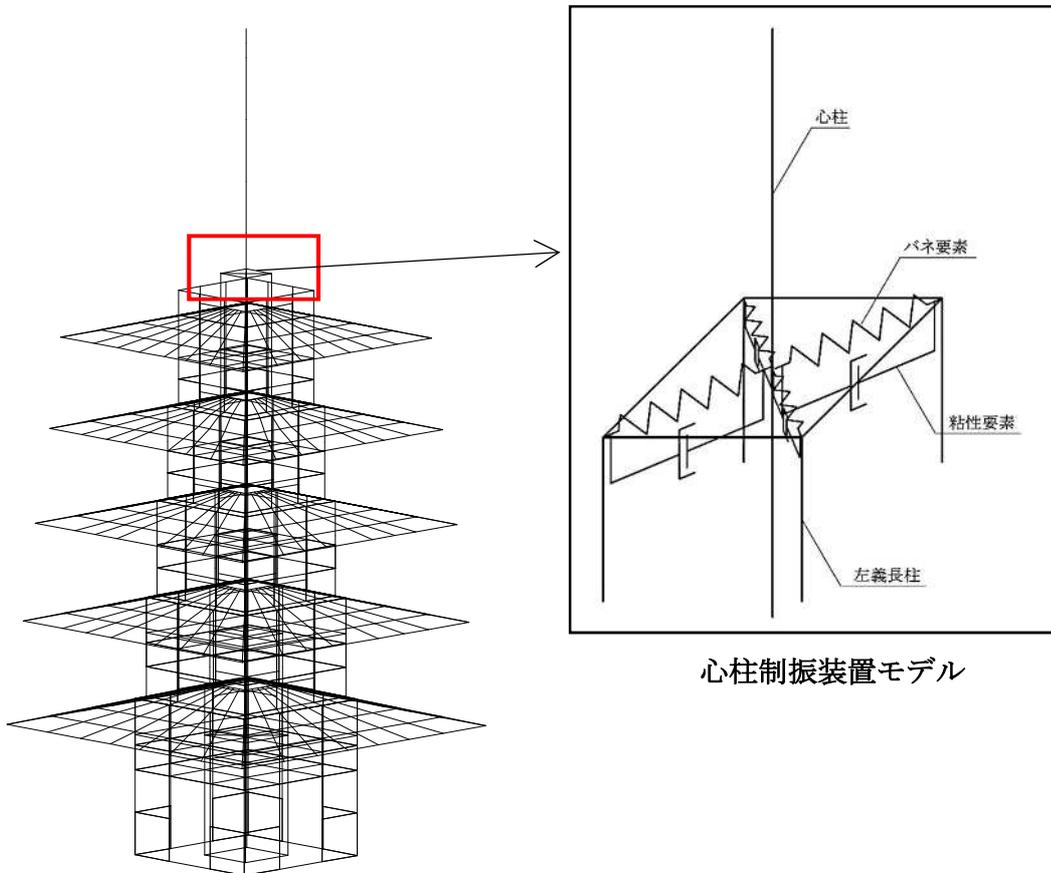


図 4.1 解析モデル図と心柱制振装置モデル概念図

4.2.2 固有値解析結果

表 4.1 に固有値解析結果と常時微動測定結果（付録 1）の一覧表を，図 4.2～4.3 に剛接モデルおよび半剛接モデルの固有モード図を示す．常時微動測定結果と解析結果を比較すると，剛接モデルのほうが常時微動測定結果に近い値となっている．これは，微動測定範囲では仕口部分において木材のめり込みが生じておらず，剛接架構に近い挙動となったためと考えられる．したがって，仕口部分において木材のめり込みが生じるほどの大きな振動が生じると，半剛接モデルの固有値解析結果に近づくものと考えられる．解析結果の有効質量比は，1 次モードで 46%程度，2 次モードで 8.0%程度となっており，比較的 2 次モードも大きくなっている．そのため，後述する地震応答解析では，2 次モードの減衰を考慮できるレーリー減衰を用いることとする．

表 4.1 常時微動測定結果と固有値解析結果一覧 (Hz)

	常時微動測定			解析結果 () 内は有効質量比		
	東西	南北	備考	剛接	半剛接	備考
1 次	1.15	1.12	並進 1 次	1.10 (46.4%)	0.81 (46.4%)	並進 1 次
2 次	3.30	3.34	並進 2 次	2.97 (8.0%)	2.10 (7.6%)	並進 2 次
3 次	5.59	5.69	ねじれ	5.50 (1.7%)	4.15 (1.7%)	ねじれ

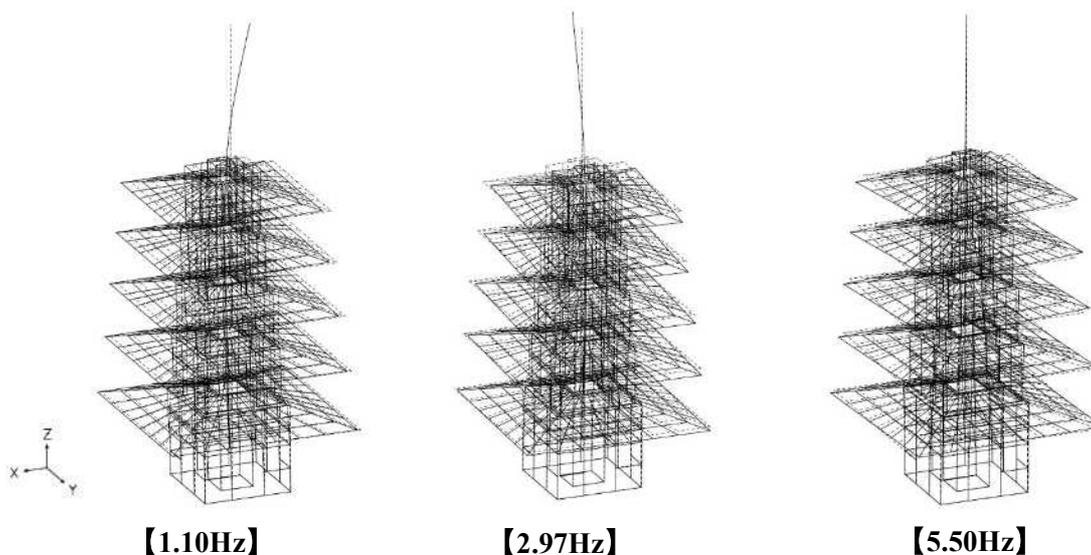


図 4.2 剛接モデル固有モード図

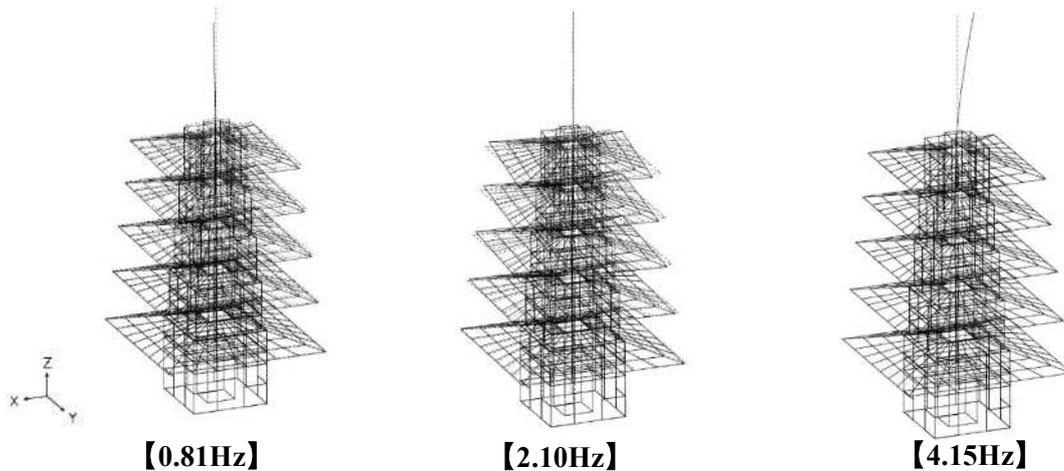


図 4.3 半剛接モデル固有モード図

4.3 地震応答解析による検討

本章で提案する制振補強技術の効果を確認する目的で地震応答解析を実施した。なお、解析には（株）アーク情報システムの TDAPⅢを使用した。

表 4.2 に設計に用いた検討用入力地震動の諸元を、図 4.4 に入力波形の加速度応答スペクトルを、図 4.5 に各入力波の加速度波形を示す。検討用入力地震動は、3 章に示した通り JMA 神戸 NS(A 波)と 1968 八戸 NS(B 波)の位相を用い、告示の L2 に適合させた 2 波と 2005 福岡県西方沖地震の観測波を観測地点の土質データから工学的基盤まで引き戻し、建設地点の土質データによって基礎底まで立ち上げた当該地推定地震動(C 波)の計 3 波とした。なお、2005 福岡県西方沖地震の観測波と観測地点の土質データは、防災科学技術研究所の強震ネットワーク (K-NET)FK0006 を使用している。

図 4.6～図 4.8 に各入力地震波による塔身頂部が最大応答変位となった時刻の解析結果を示す。なお、ダンパーを設置していない解析モデルは、大地震時における最大応答時には塔身頂部と心柱が接触すると仮定し、露盤付近の位置で塔身と心柱が同一変位となるように設定した。減衰は、レーリー減衰 (1 次 2 次ともに 5%) で与えた。塔身の解析結果を比較すると、各入力波ともダンパー (D) の有無で応答変位に有意な差は見られない。A 波は、ダンパーの有無で符号が異なっているが、応答変位量に有意な差は見られない。一方、心柱の応答変位を比較すると、各入力波ともダンパーを設置することで心柱頂部の応答変位が減少していることが分かる。特に、C 波では大幅な応答変位の減少効果が得られており、露盤付近に制振装置を配置することによって心柱の損傷を抑制できることが明らかになった。

表 4.2 検討用入力地震動の諸元

	継続時間 (sec)	最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)	最大変位 (cm)
A 波	120	395	53	47
B 波	120	344	53	33
C 波	120	350	79	49

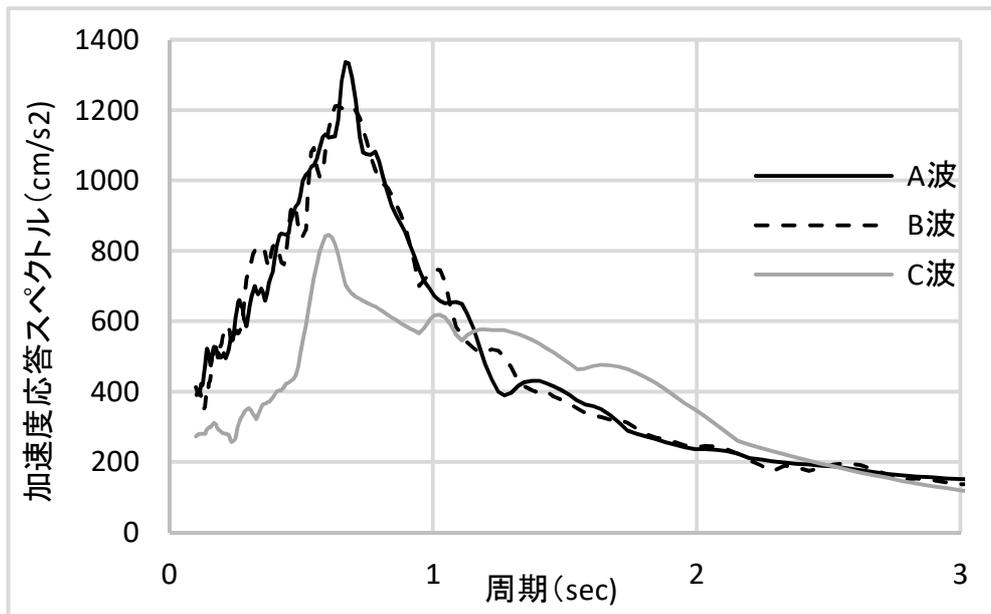
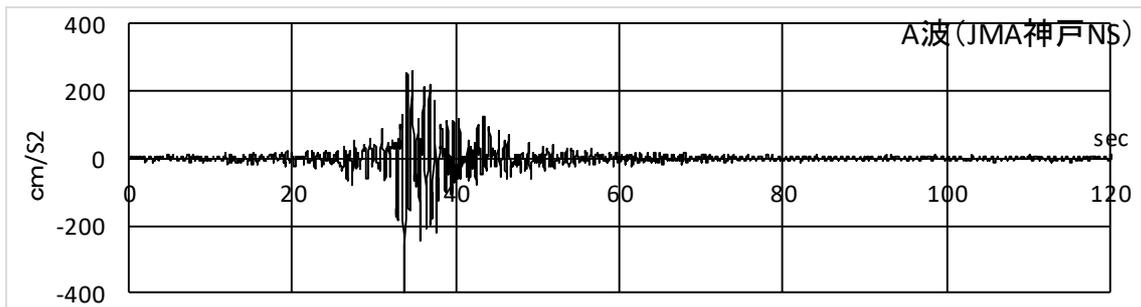
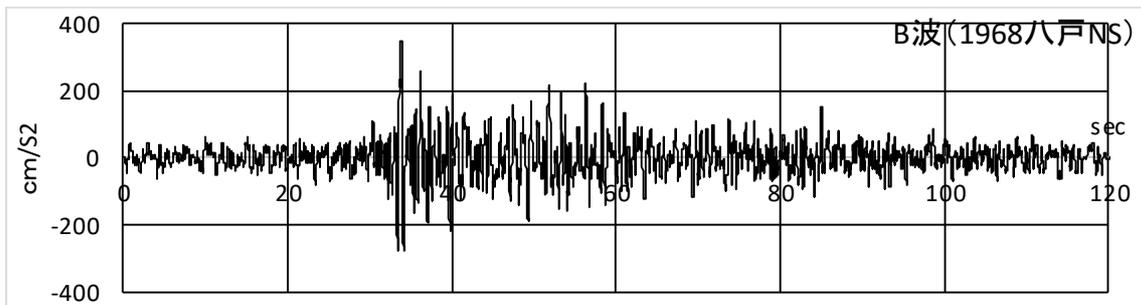


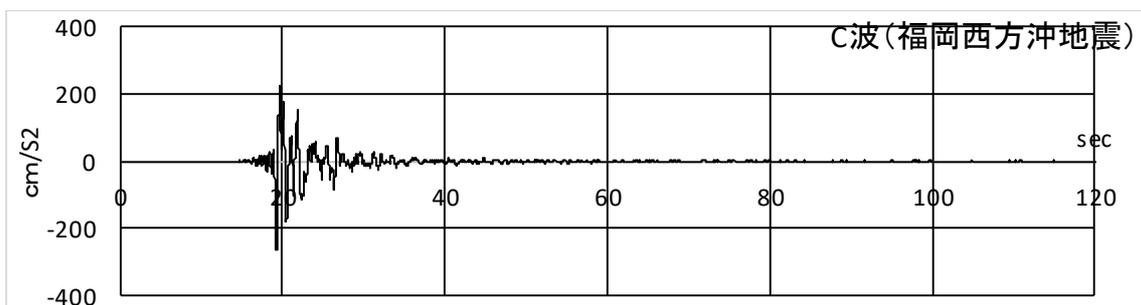
図 4.4 検討用入力地震波の加速度応答スペクトル



【A波 (JMA神戸NS)】



【B波 (1968八戸NS)】



【C波 (福岡西方沖地震)】

図 4.5 検討用入力地震波の加速度波形

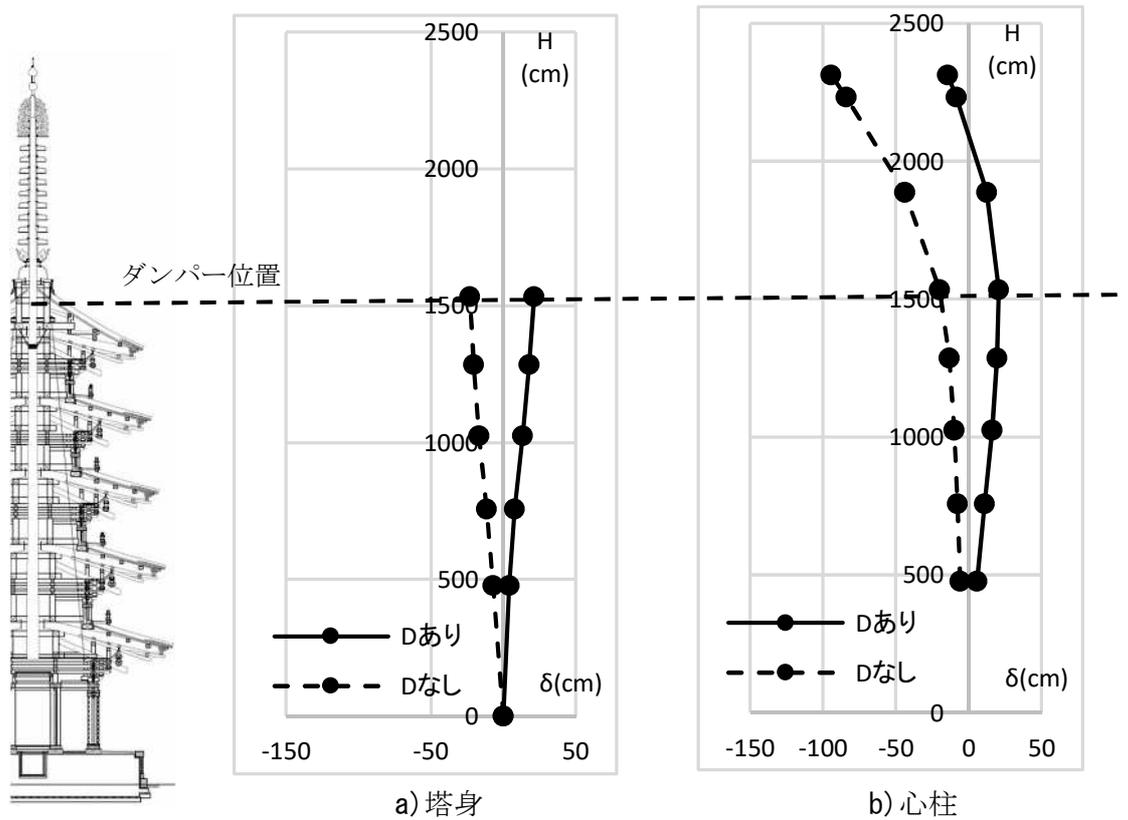


図 4.6 A波による解析結果 (D:ダンパー)

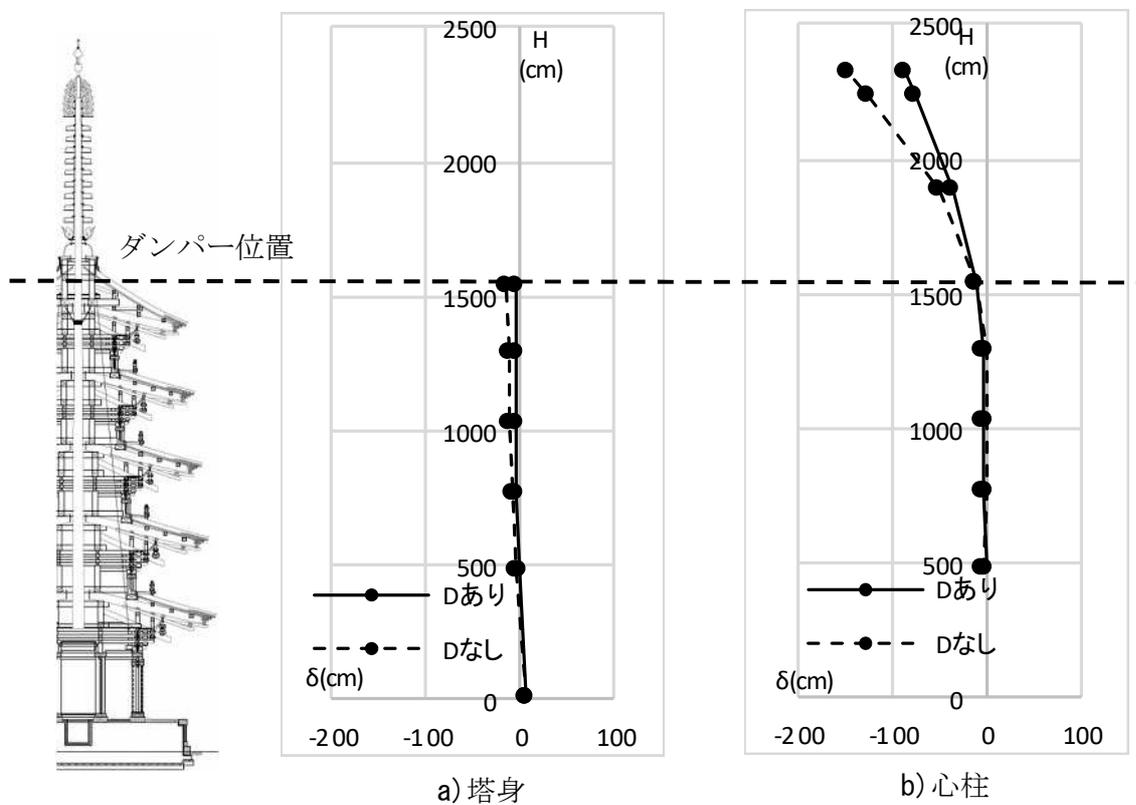


図 4.7 B波による解析結果 (D:ダンパー)

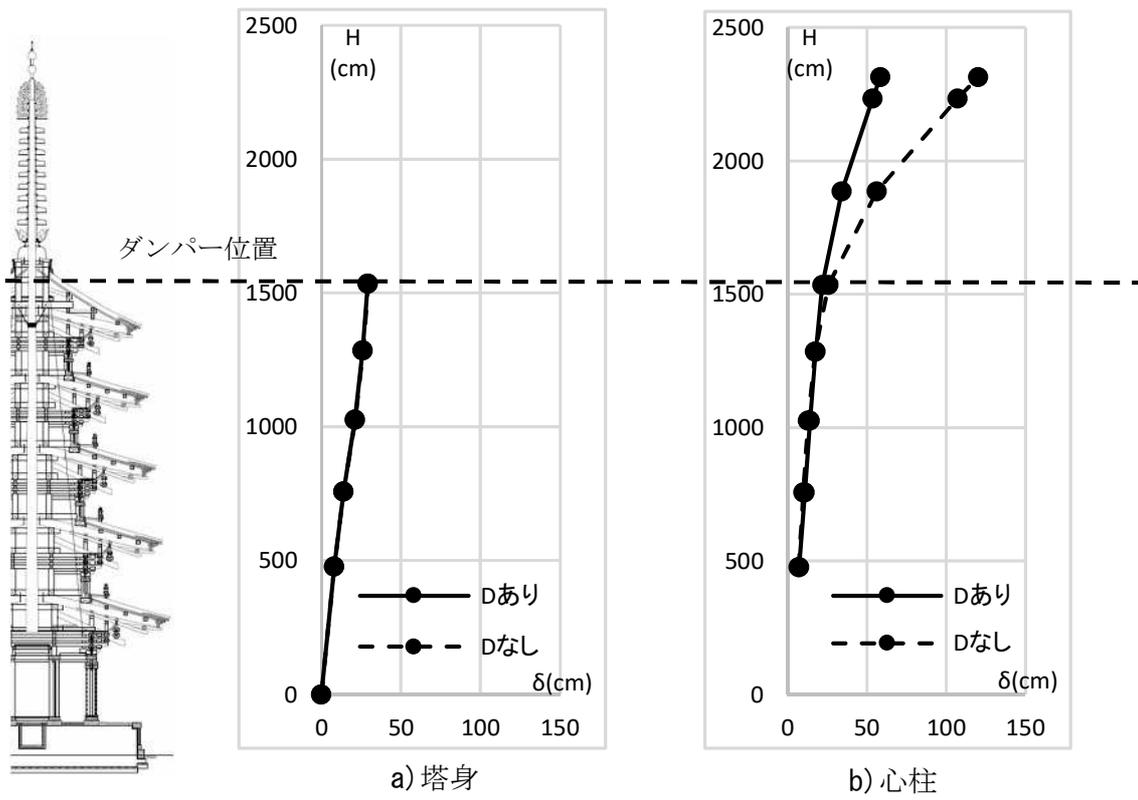


図 4.8 C波による解析結果 (D: ダンパー)

4.4 実建物への適用

4.4.1 建物概要と制振装置概要

本建物は、2011年3月に竣工した福岡県福岡市にある東長寺五重塔である。図4.9に建物断面図を、図4.10に制振装置の平面図を、写真4.1に建物外観を、写真4.2～4.3に制振装置の設置写真を示した。なお、図4.9中の丸部分に制振ダンパーを取り付けた位置を、点線の丸部分に地震計の設置位置を示した。

東長寺五重塔は、積重ね構法による総ヒノキ造の純木造の五重塔で、心柱は五重柱脚部より吊るされた懸垂式となっている。建物総高さは25.9mで、軒高は17.9mである。初重の柱間隔は4.33m×4.33mの正方形で上層になるに従い柱間隔は狭くなり、五重では2.63m×2.63mである。基礎を除く建物重量は約1300kNで屋根は本瓦葺きである。心柱は、3本の八角形のヒノキ心材を貝の口継ぎ手により2箇所ずつなぎ一体化している。露盤付近には、心柱-相輪の被害を軽減する目的で、制振ダンパーを塔身と心柱の間に設置した。制振ダンパーは、心柱の重量が塔身重量と比較して1/100以下で非常に軽いため、TMDの様な効果ではなく心柱のみの応答低減を目的としてジェン系粘弾性体SDM-1を使用し、100×72×10mm (B×D×t)の2層の粘弾性体を鋼板3層で交互に挟み込んだものを採用した。制振ダンパーは、心柱の乾燥収縮に追従できるようにスプリングワッシャを心柱側の取付金物に使用し、取付金物などは、粘弾性ダンパーの最大耐力および剛性に対して十分に大きくなるよう設定した。

本建物の構造設計は、中小地震に対しては許容応力度計算によって各部材に作用する応力が許容応力度以下であることを、層間変形角が1/120rad以内であることを設計目標とした。大地震動に対しては、地震応答解析によって層間変形角が1/30rad以内であることを設計目標とした。表4.3に各層の建物重量の一覧を示す。



写真4.1 建物外観

表4.3 建物重量

	建物重量	
	wi (kN)	Wi (kN)
相輪	10	10
5重	216.4	226.4
4重	214.5	440.9
3重	240.4	681.3
2重	257.3	938.6
初重	306.7	1245.3

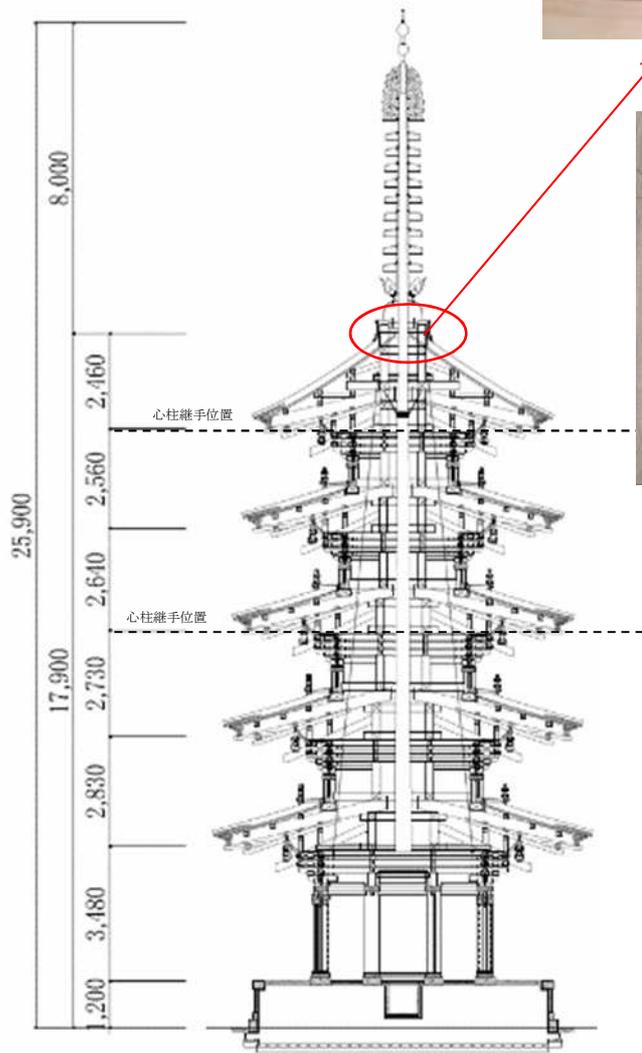


图 4.9 東長寺五重塔断面图

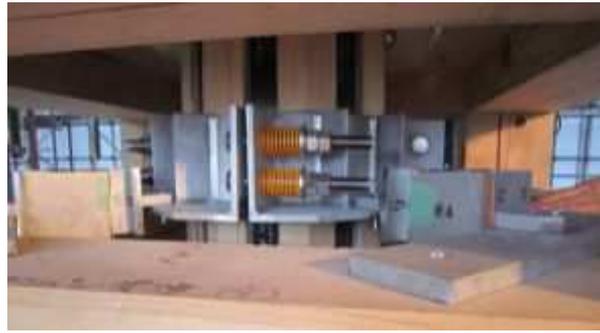
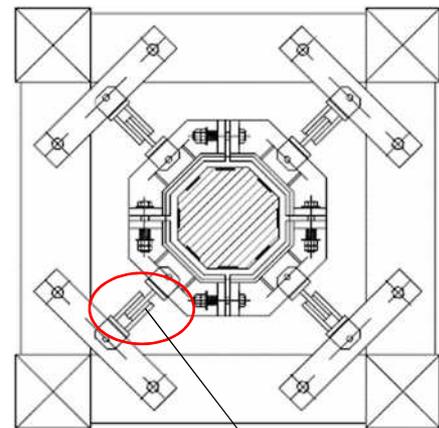


写真 4.2 制振装置設置写真



写真 4.3 制振装置設置前写真



制振装置

图 4.10 制振装置断面图

4.4.2 心柱の補強実験

五重塔の露盤付近に制振装置を設置すると、心柱が片持ち梁形式となり、作用する曲げ応力が大きくなることが考えられるため、心柱の補強実験を行った。補強方法は、制振装置との納まり上、金物による補強が難しいため、炭素繊維による補強を行うこととした。炭素繊維による補強は、コンクリート構造物に使用した例がほとんどであり、木材では集成材に使用した研究がある^{4.3)}。しかし、本件のような大断面製材に炭素繊維補強を施した例は見当たらないため、実験によって効果の確認を行った。図 4.11 に試験体の姿図を、表 4.4 に試験体の概要を、表 4.5 に補強に用いた炭素繊維板と炭素繊維シートの材料特性を、写真 4.4 に実験状況の写真を示す。試験体は東長寺五重塔に使用する実大心柱（ヒノキ）と同断面材とし、補強レベルを実験要因とした。すなわち試験体は、補強レベルの異なる 3 体で、No.1：無補強、No.2 炭素繊維板 8 枚で補強、No.3：炭素繊維板 8 枚で補強の上、炭素繊維シートを巻きつけたものとなっている。載荷は、3 点曲げ試験法により行い、単調増加方式で荷重が低下するまで行った。

表 4.6 に実験結果と No.1 試験体に対する最大荷重比の一覧を示した。No.1 試験体に対して No.2, 3 試験体は、最大荷重比が 1.35～1.36 となっており、炭素繊維板およびシートによる補強は十分に効果的であることが確認できた。No.2 と 3 で比較すると、両試験体に有意な差は見られない。以上より、制振装置の納まりや施工の容易さを考慮し、炭素繊維板のみによる補強（No.2）を実施工に採用した。

表 4.4 試験体概要

試験体	重量 kg	幅 mm	高さ mm	断面積 mm ²	試験体 長さ mm	支店間 距離 mm	平均含 水率 %	ヤング 係数※ kN/mm ²
No.1	97.0	115.9	280	64915	2700	2520	25.9	10.22
No.2	103.1	115.9	280	64915	2700	2520	27.5	12.34
No.3	113.5	115.9	280	64915	2700	2520	27.0	15.24

※ヤング係数は、縦振動法による測定値（炭素繊維補強前）

表 4.5 炭素繊維の材料特性

補強材	厚さ mm	幅 mm	断面積 mm ²	引張強度 kN/mm ²	ヤング係数 kN/mm ²
東レ製 トレカラミネート	2.0	50	100	2.4	167
東レ製 トレカクロス	0.167	—	—	3.4	230

表 4.6 実験結果

	最大荷重 kN	最大荷重比 (No.2 or No.3)/No.1
No.1	180.5	1.00
No.2	246.1	1.36
No.3	244.4	1.35

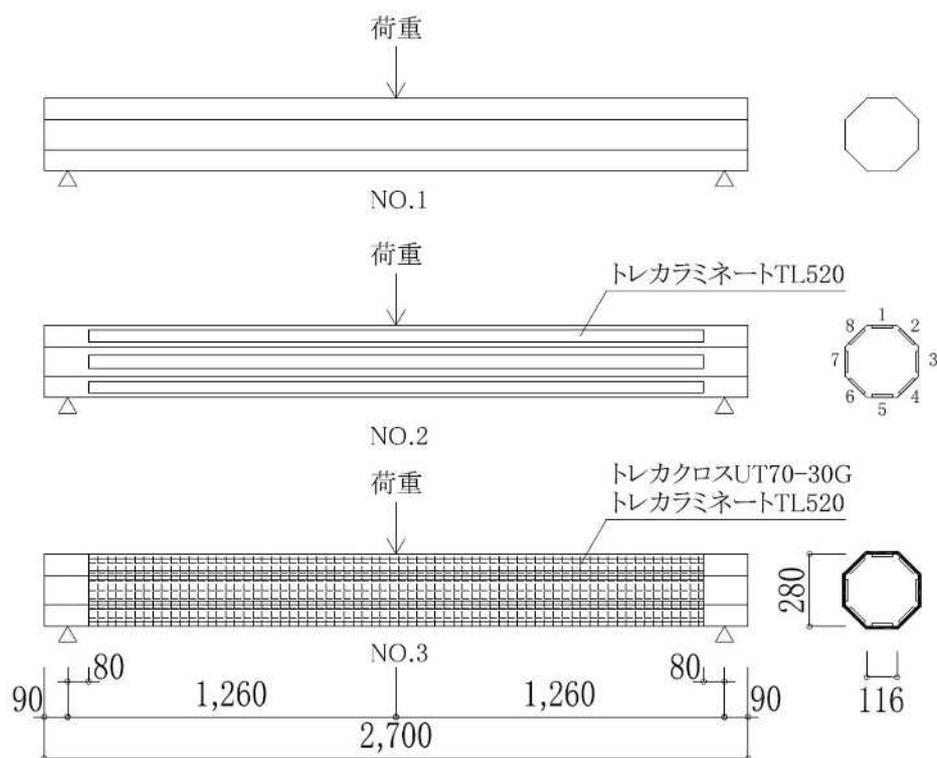


図 4.11 試験体姿図



写真 4.4 心柱実験状況

4.5 地震観測結果を用いた制振補強効果

4.5.1 地震観測概要

東長寺五重塔では、制振装置を設置し屋根葺き工事が完了した2010年10月より五重塔内に加速度計を設置し、地震観測を行っている。図4.12に地震計の設置位置図を示す。加速度計は計8台設置しており、建物内部に7台、基壇に1台で、サンプリング周波数：100Hz、測定内容：加速度、測定方向：3方向（東西、南北、上下）、トリガレベル：屋外基壇脇 5cm/s^2 、建物内： 5cm/s^2 である。建物内部の7台は、二重～四重の柱盤上に1台ずつ、五重の柱盤上に2台（対称配置）、ダンパー設置部分の塔身と心柱にそれぞれ1台ずつ配置した。これまでに、2014年3月の伊予灘地震（福岡市博多区：震度3）と2016年4月の熊本地震の本震（福岡市博多区：震度4）の観測記録が得られている。図4.13に伊予灘地震および熊本地震の震源と東長寺五重塔の位置図を、図4.14に伊予灘地震による基壇の観測記録を、図4.15に熊本地震による基壇の観測記録を示す。伊予灘地震は、瀬戸内海西部に位置する伊予灘沖で深さ約80kmを震源とする地震（M6.2）で、福岡市博多区で震度3を記録した。この地震による本五重塔の基壇では、 16.4cm/s^2 が計測された。熊本地震（本震）は、熊本地方で深さ約12kmを震源とする地震（M7.3）で、福岡市博多区で震度4を記録した。この地震による本五重塔の基壇では、 84cm/s^2 が計測された。

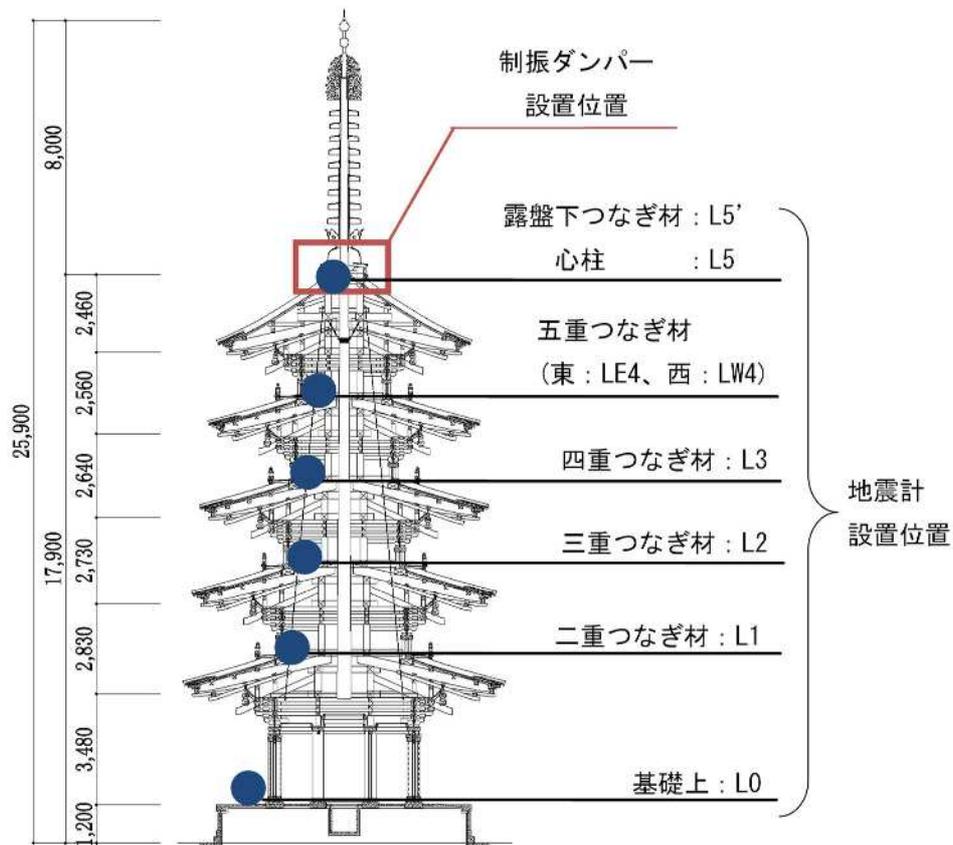


図4.12 地震計設置位置



図 4.13 伊予灘地震および熊本地震の震源と東長寺五重塔の位置

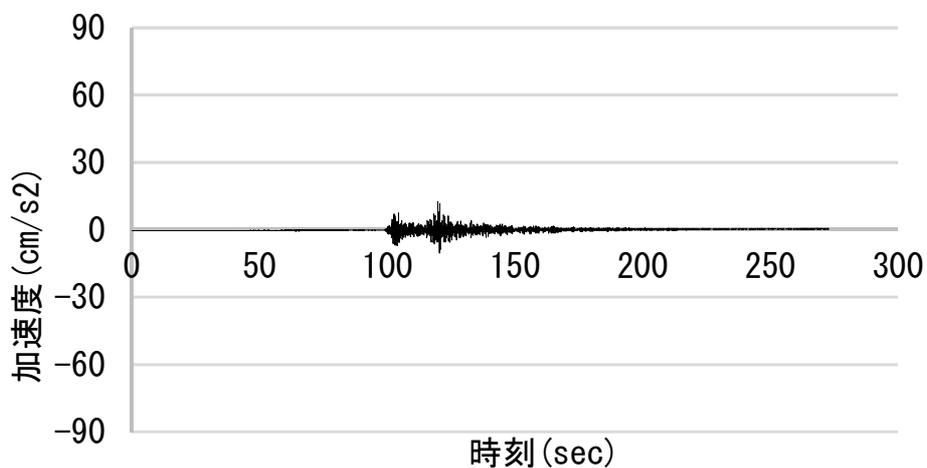


図 4.14 伊予灘地震による基壇観測記録 (東西方向)

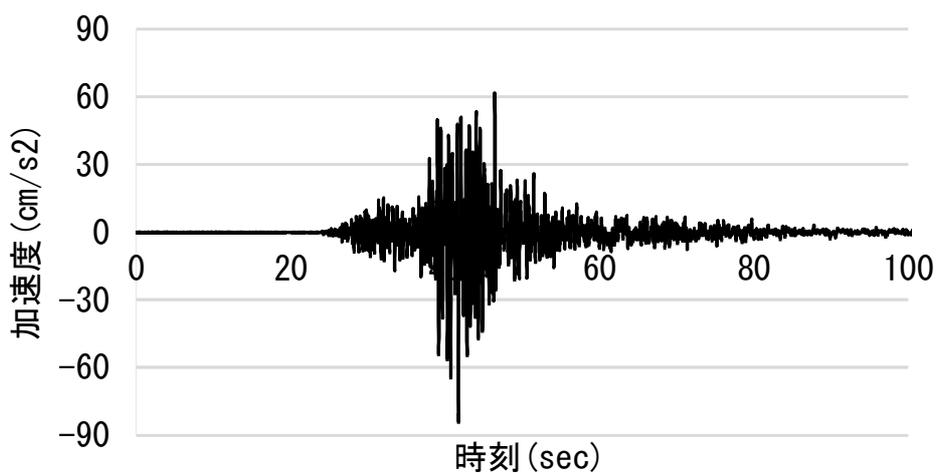


図 4.15 熊本地震による基壇観測記録 (東西方向)

4.5.2 地震観測結果

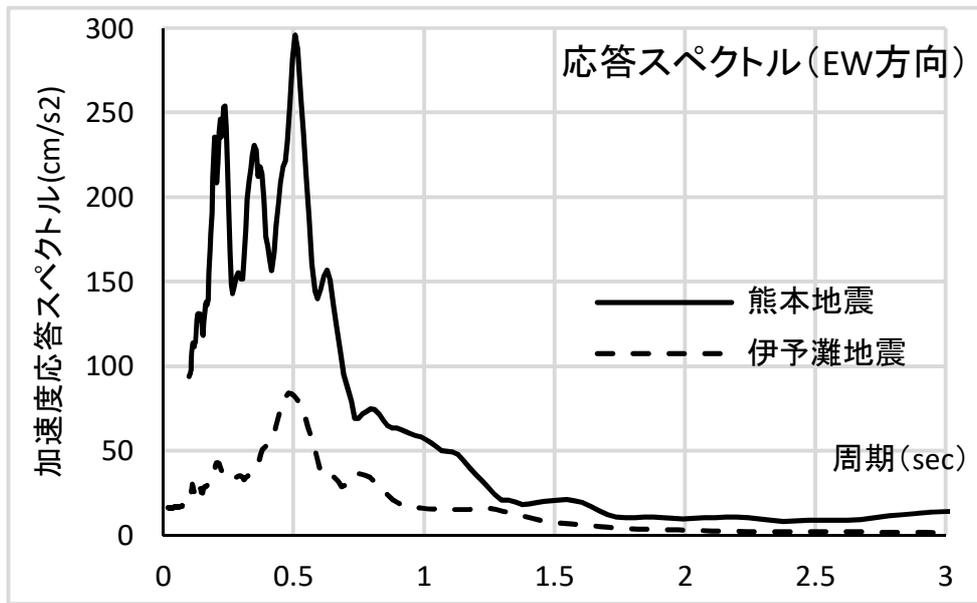
表 4.7 に伊予灘地震と熊本地震による観測加速度の一覧を、表 4.8 に常時微動測定結果と 3 次元弾塑性モデルの固有値解析結果、観測記録の伝達関数のピーク値から求めた固有振動数の一覧を、図 4.16 に伊予灘地震と熊本地震の加速度応答スペクトルの比較を示した。なお、常時微動測定は竣工前に速度計を用いて行っており、自由振動実験も合わせて行っている。伊予灘地震と熊本地震の観測加速度を比較すると、各重とも熊本地震のほうが大きくなっており、熊本地震の東西方向の露盤付近で 215cm/s^2 が観測された。基壇の観測記録から求めた応答スペクトルは、両地震とも 0.5 秒付近が最も大きな値を示していることが分かる。また、伊予灘地震では 0.5 秒付近のみにピークが見られるのに対し、熊本地震では 0.5 秒より短い周期帯にも比較的大きな値を示している部分が見られる。常時微動測定を含む固有振動数の結果を比較すると、微動測定の結果が最も大きい値で、次いで伊予灘地震、熊本地震となっており、地震動が大きくなるにつれて固有振動数は減少していく傾向が見られる。これは、仕口部分で木材がめり込むことにより建物の剛性が小さくなった結果、固有振動数が減少したものと考えられる。固有値解析結果と観測結果を比較すると、常時微動測定と伊予灘地震は、剛接モデルに近い値を示しており、熊本地震の観測結果は剛接モデルと半剛接モデルの中間程度の値となっている。これらのことから、熊本地震を超える大きな地震動が本建物に入力すると、半剛接モデルの固有振動数に近い値になると考えられる。

表 4.7 伊予灘地震と熊本地震の各重の観測加速度 (cm/s^2)

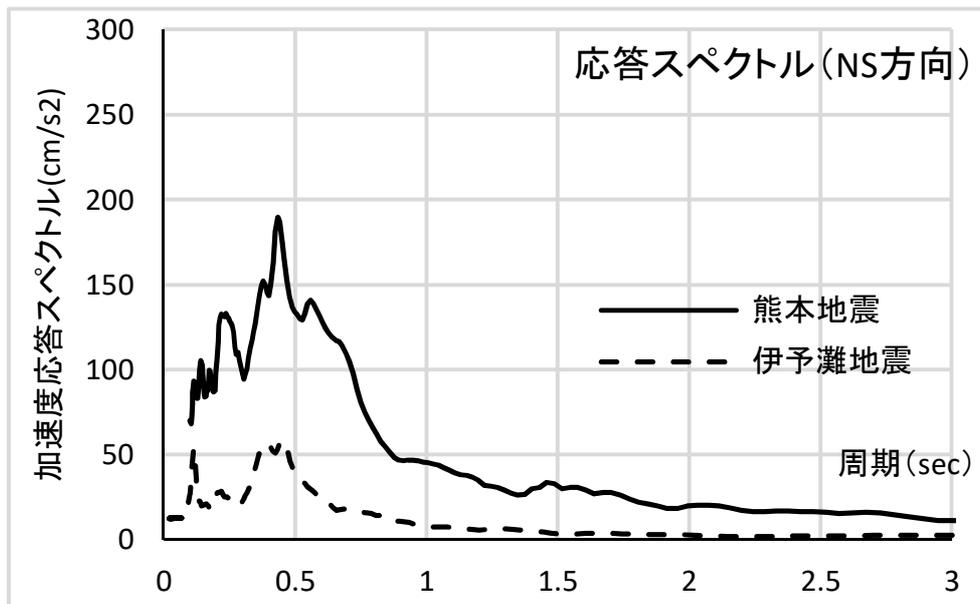
	伊予灘地震		熊本地震 (本震)	
	東西方向	南北方向	東西方向	南北方向
露盤	34.1	47.7	215.8	156.2
五重	15.1	21.8	90.7	68.5
四重	15.7	17.1	128.6	84.4
三重	21.9	21.5	106.1	88.3
二重	23.4	21.2	125.3	84.8
初重	12.5	16.4	84.0	49.7

表 4.8 固有振動数の結果一覧 (Hz)

	常時微動		伊予灘地震		熊本地震		解析結果	
	東西	南北	東西	南北	東西	南北	剛接	半剛接
1 次	1.15	1.12	1.09	1.08	1.04	1.04	1.10	0.81
2 次	3.30	3.34	3.06	3.09	2.83	2.81	2.97	2.10
3 次	5.59	5.69	5.27	5.33	5.21	5.14	—	—



a) 東西方向



b) 南北方向

図 4.16 伊予灘地震と熊本地震の応答スペクトル

4.5.3 地震観測結果を用いた地震応答解析

図 4.17 に熊本地震の観測波を用いた塔身の応答変位の解析結果と観測結果の比較図を示す。なお、応答変位は塔身頂部（露盤）が最大応答変位を示した時刻のプロット図である。減衰モデルは、既往の研究結果^{4.4)} から木造層塔の減衰定数は2～6%であるとされていることより、レーリー減衰で一次二次とも5%に設定した。観測結果の応答変位は、観測加速度を2回積分することにより求めている。観測結果と解析結果を比較すると、東西、南北方向ともに剛接モデルよりも半剛接モデルの方が観測結果に近い傾向を示している。特に、東西方向では塔身頂部（露盤）での応答変位に多少の差が見られるものの、四重までの応答変位は非常に近い結果となっている。表 4.8 に示した固有振動数の観測結果と半剛接モデルの解析結果の比較では、解析結果のほうが観測結果よりも振動数が小さかったが、図 4.17 では観測結果の応答変位が解析結果よりも大きくなっている。これは、解析モデルの一次モードでは心柱-相輪が揺れるモードが卓越しているため、塔身の伝達関数から求めた観測結果の固有振動数とは異なるためと考えられる。

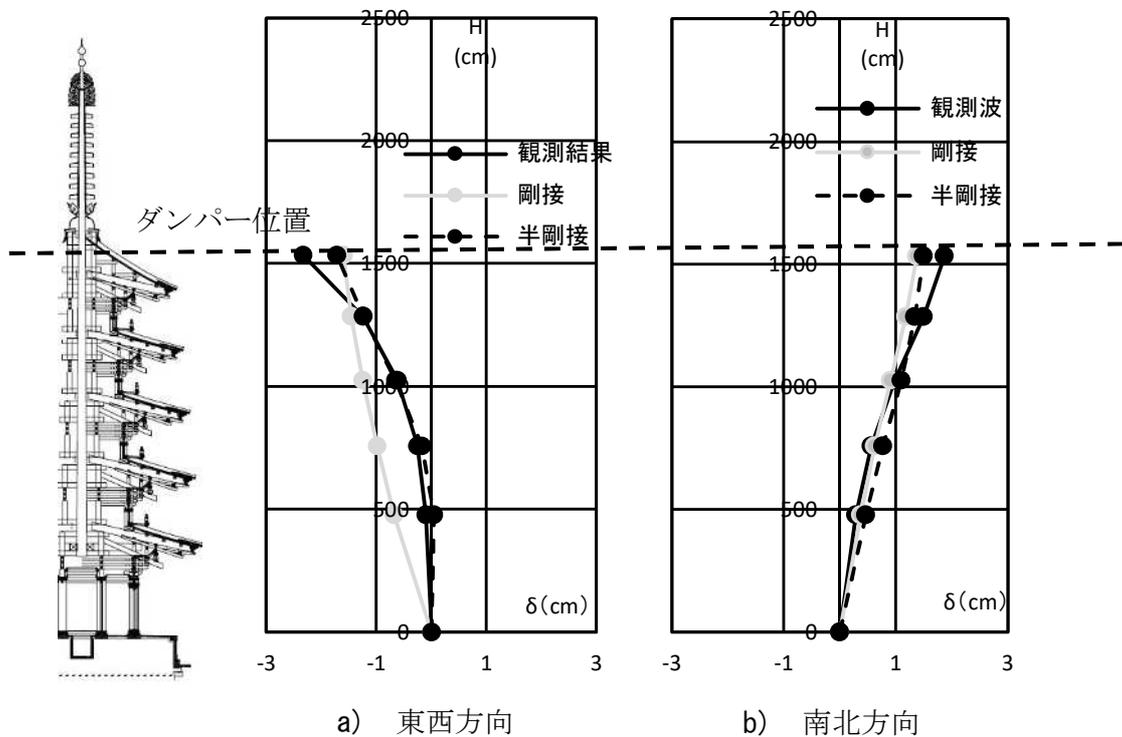
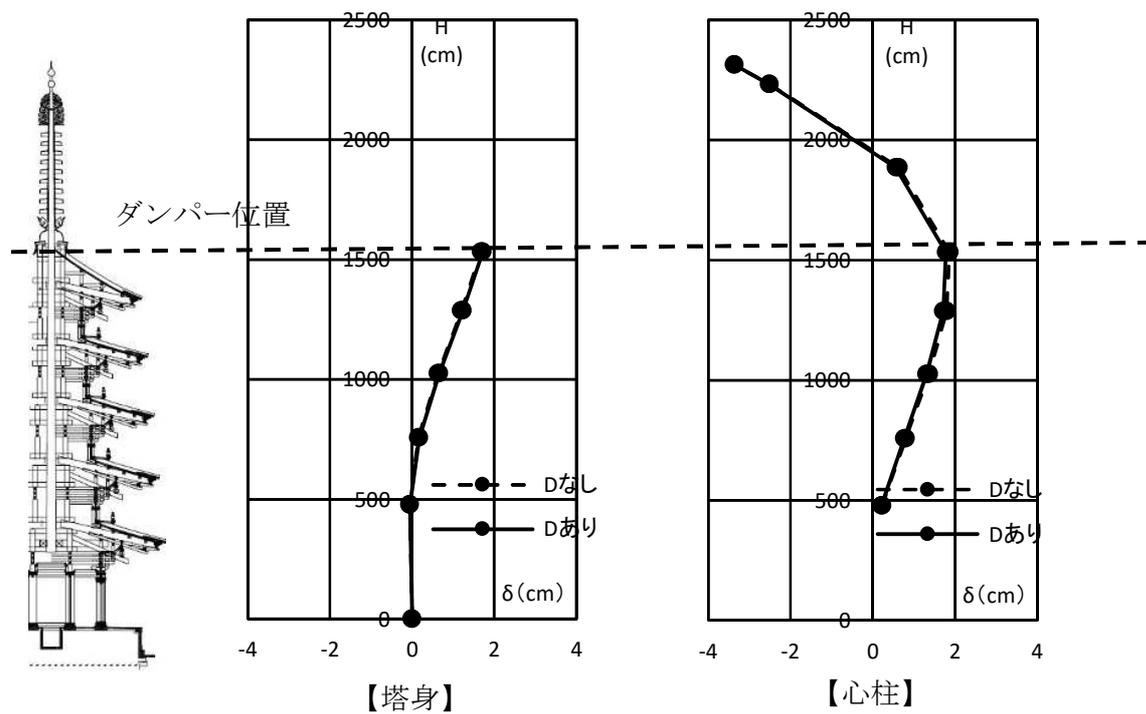
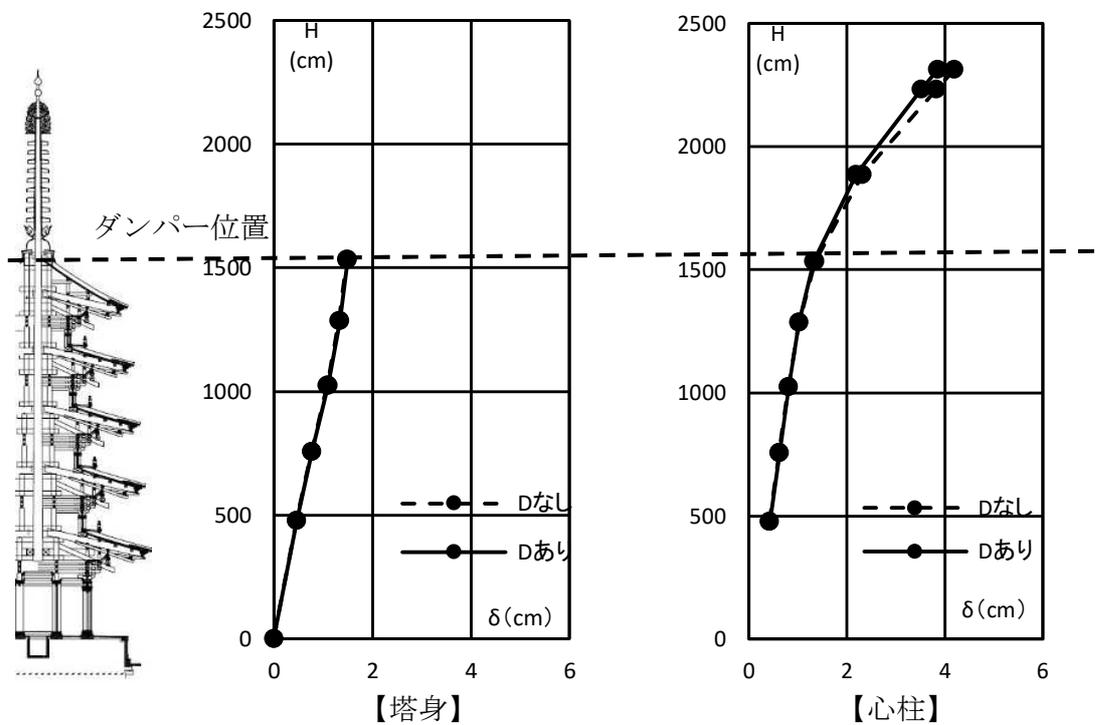


図 4.17 観測結果と解析結果の応答変位の比較 (cm)

図 4.18 に心柱頂部が最大応答変位となった時点の熊本地震の観測波を用いたダンパーの有無による解析結果を示す。なお、解析には半剛接モデルを用いており、ダンパーなしモデル（図中 D なし）は、設計解析同様に塔身頂部で塔身と心柱が同一変位となるように設定している。ダンパーの有無で塔身の応答変位を比較すると、南北・東西方向ともに有意な差は見られない。心柱の応答変位も塔身の結果とほぼ同様であるが、南北方向では心柱頂部に若干の応答変位の減少が見られた。解析結果から推察すると、今回観測された記録（基壇最大加速度 84cm/s^2 ）では、ダンパーの効果を確認できる地震動ではなかったと考えられる。また、心柱の応答変位形が加振方向で異なっているのは、熊本地震の応答スペクトルが東西方向では 0.5 秒よりも短い周期でも大きな値を示していることから、2 次モードが卓越したためと考えられるが、今後詳細な検討が必要である。図 4.19 に熊本地震の観測結果によるダンパー設置付近の心柱と塔身に設置した加速度計から求めた応答変位の推定値を示した。心柱と塔身（露盤）の応答変位波形では、東西方向は同じような位相で揺れているが、南北方向では $40\sim 50\text{sec}$ の範囲で塔身と心柱で異なる変位波形を示している。この結果は、観測地震動の卓越方向と異なっており、地震観測を継続し詳細な検討が必要である。塔身と心柱の変位波形の差をとると、南北方向で最大 4.4cm 、東西方向で最大 0.87cm と算出され、東西方向よりも南北方向の変位差が大きくなっており、粘弾性ダンパーが作用したと推察できる。



a) 東西方向



b) 南北方向

図 4.18 熊本地震観測波を用いた解析結果 (D:ダンパー)

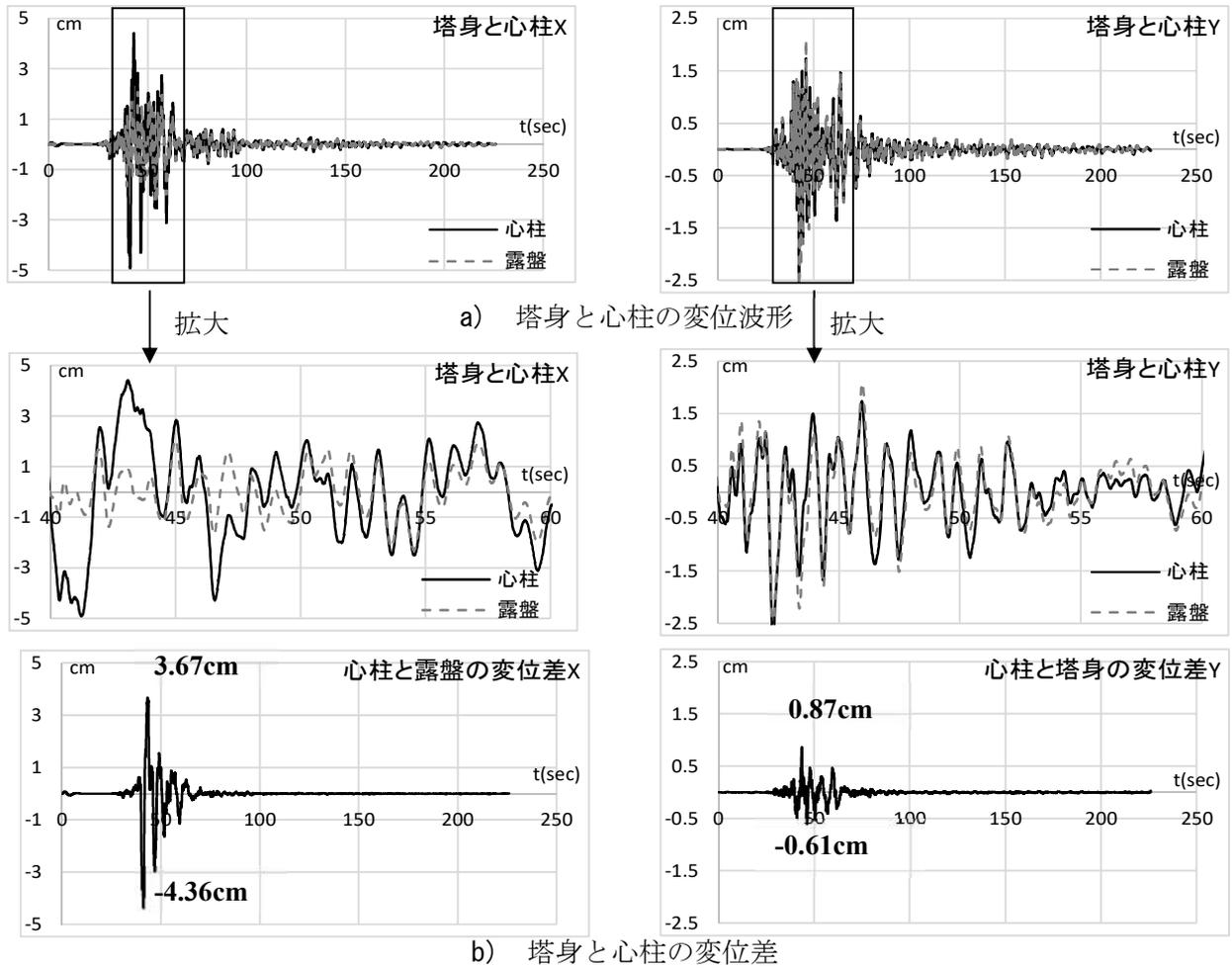


図 4.19 塔身と心柱の変位比較

4.6 まとめ

木造五重塔の心柱-相輪系の地震による被害を防止する目的で、露盤付近に制振装置を設置する工法を開発・提案した。

4.2節では、解析モデルの概要を示し、常時微動測定と固有値解析結果の比較を行った。固有振動数の比較において、常時微動測定のような微小変形時の固有振動数は、仕口部分でのめり込みを考慮していない剛接モデルと比較的良く一致したことを示した。

4.3節では、半剛接モデルによる地震応答解析結果を示した。この設計解析では、本制振補強技術による、制振効果の検証を行い、塔身の応答変位には有意な差が見られなかったが、心柱頂部の最大応答変位を大幅に低減できることを明らかにした。

4.4節では、東長寺五重塔での地震観測概要と観測結果を示した。地震観測では、2014年3月の伊予灘地震と2016年4月の熊本地震（本震）の地震波形データを収集でき、中地震レベルの地震動の観測に成功した。常時微動測定と2つの地震記録の伝達関数から算出した固有振動数の比較では、建物の振動の規模が大きくなるにつれて固有振動数が減少していく傾向が得られ、固有振動数の振幅依存性を明らかにした。

4.5節では、地震観測で得られた基壇での観測波を用いた、地震応答解析結果を示した。地震観測で得られた加速度を2回積分した最大応答変位と半剛接モデルの解析結果を比較では、比較的良く振動モードが一致した。また、提案した制振補強方法の地震観測記録における効果の確認では、観測された地震規模が最大で震度4程度であり、心柱が大きく振動する規模でなかったことから、設計解析ほどの効果は得られなかったが、数%の心柱-相輪の応答変位低減効果が確認でき、今回観測された以上の大きな地震が発生した場合には、本制振補強による効果が期待できることを示した。

第 5 章

木造本堂の制振補強技術の適用と効果

第5章 木造本堂の制振補強技術の適用と効果

5.1 緒言

本研究で提案する技術の概要と検討方法は、3章までに述べた通りである。本章では、木造本堂について、建物の機能性と意匠（伝統美）に配慮した制振補強技術の詳細を述べる。

5.2節では、本研究で開発した制振補強工法の概要を示し、取付位置や取付方法など、概念図を用いて示す。

5.3節では、1.2節に示した既往の研究成果を用いた3次元弾塑性モデルの概要と固有値解析結果を示す。解析モデルでは、仕口部分の回転剛性を剛接、半剛接にした2種類のモデル作成し、常時微動測定結果との比較を行っている。ここで、使用する構造材のヤング係数は、3.5節で示した「無等級材」としている。

5.4節では、5.3節の解析モデルに対して、地震応答解析を行い、本研究で提案する制振補強技術の効果を最大応答変位だけでなく軸組間の変位差などから明らかにしている。なお、地震応答解析では半剛接モデルで解析を行い、ダンパーの有無を解析パラメータとしている。半剛接モデルによって解析を行っているのは、大地震時には仕口部分で木材がめり込むものと考えているためである。

5.5節では、本制振補強技術を実装した木造本堂と地震観測の概要について示し、実際の取付写真などを示している。また、観測結果の基礎に対する上家建物の伝達関数から固有振動数を算定し、常時微動測定と解析結果との比較を行い、固有振動数の振幅依存性を明らかにしている。また、地震観測結果の伝達関数のピーク時の振動モード図から本木造本堂の地震時挙動を明らかにしている。さらに、振動モード図の始点と終点を結んだ直線を回転変形成分と仮定した結果から、本建物の小屋組水平構面が柔性を有していることから、本研究で提案する制振補強技術（以後、水平構面ダンパーと呼称）の効果が期待できることを示している。

5.2 水平構面ダンパー概要

図 5.1 に木造本堂の断面図と平面図を写真 5.1 に実建物への取付写真を，図 5.2 に水平構面ダンパーの取付概念図を，図 5.3 に本研究で使用した粘弾性体の正弦波 1.0Hz，加振振幅±10mm で载荷実験を行ったせん断力-せん断変位関係を示す．本研究で提案する制振補強技術（以降，水平構面ダンパーと呼称）は，柱頭部に井桁で組まれた桁梁の仕口付近に火打形式で配置している．伝統的な木造建物の桁梁は，木材同士を重ねて井桁に組み立てられており，直交する梁のレベルが異なるため，水平構面ダンパーが水平に取り付けられるよう，木材に取り付ける鋼材に長穴を設けている．木材との接合は，文化財建物への適用を考慮し，木材を傷付けないよう，木材に薄いゴムシートを巻き，ガタが生じないように取り付けた．水平構面ダンパーには，ジェン系粘弾性体 SDM-1 を使用しており，2 層の粘弾性体を鉄板 3 層で交互に挟み込む形状となっている．火打形式もしくは水平ブレース形式で本ダンパーを設置することで，粘弾性体をせん断変形しエネルギー吸収を図る形状となっている．

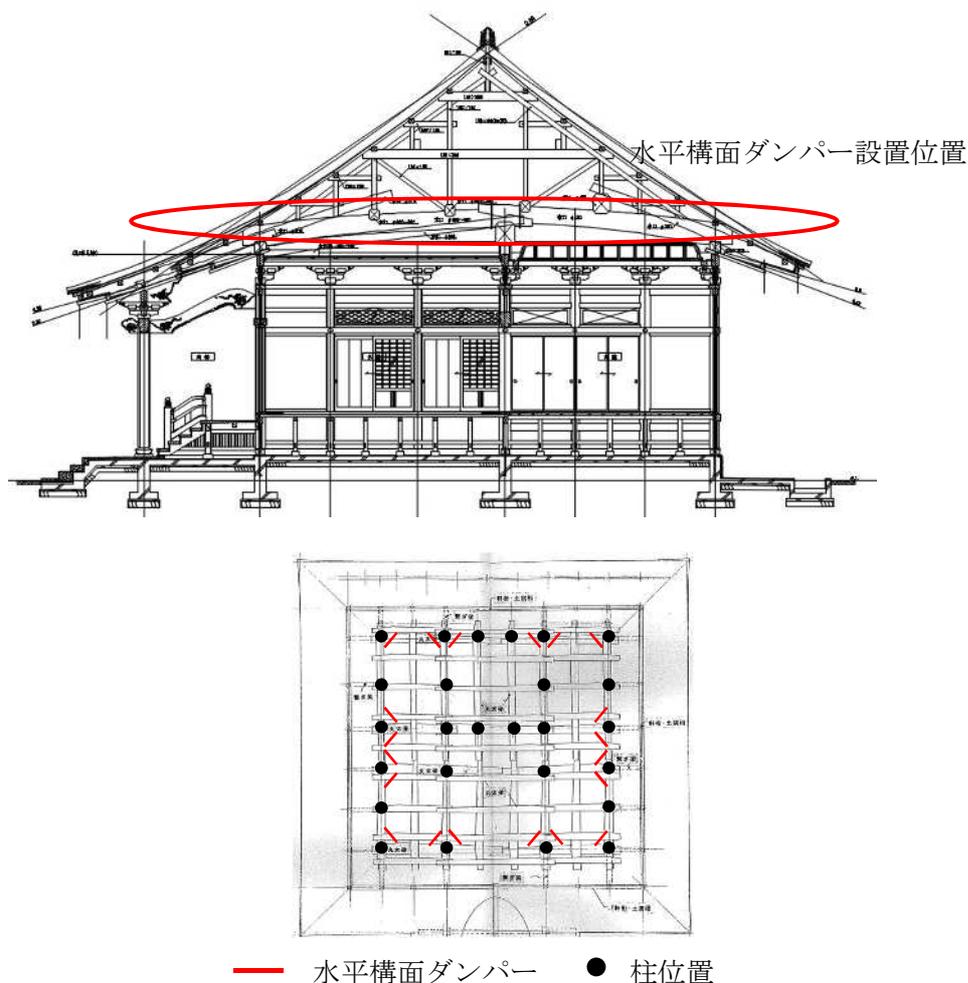


図 5.1 木造本堂の平面図と断面図



写真 5.1 ダンパー取付状況

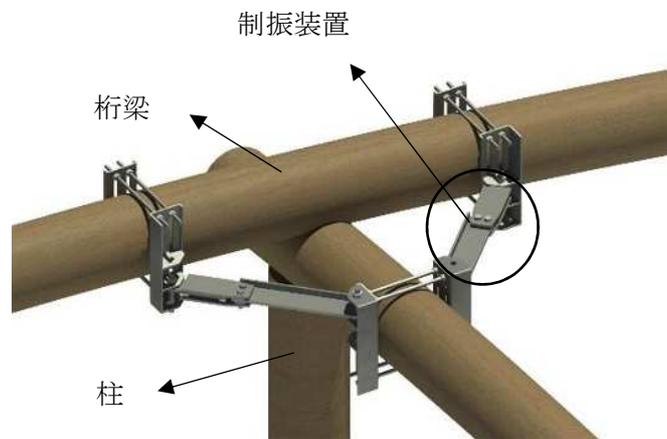


図 5.2 ダンパー取付概念図

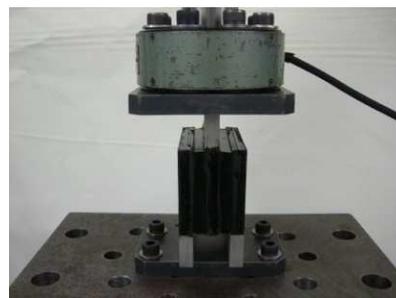
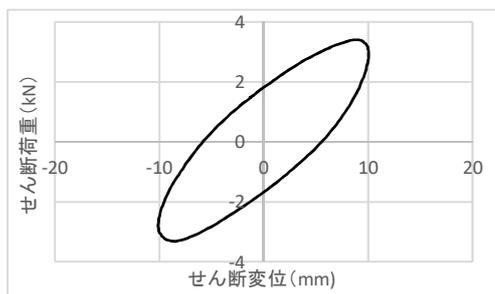


図 5.3 水平構面ダンパーの特性 (20°C)

5.3 解析モデル概要

5.3.1 解析モデル概要

図 5.4 に解析モデル図を示す。解析モデルは、3次元骨組みモデルで、仕口部を剛接合および半剛接合とした 2 種類のモデルを作成した。柱や梁などの木材は線形部材とし、半剛接モデルの仕口は、3章に示した既往の研究成果より、稲山^{5.1)}のめり込み抵抗モデルに基づいためり込み式や柱傾斜復元力、相欠仕口のめり込み式などから回転剛性と降伏回転角を算出し、復元力特性はスリップバイリニア型とした。土塗壁は、診断基準^{5.2)}による基準耐力から算出した剛性を持つブレースバネでモデル化し、復元力特性はバイリニアとした。水平構面ダンパーは、バネ要素と粘性要素でモデル化し、桁梁の交差部に火打形式で配置した。建物質量は、各柱の柱頭部にまとめて配置した。

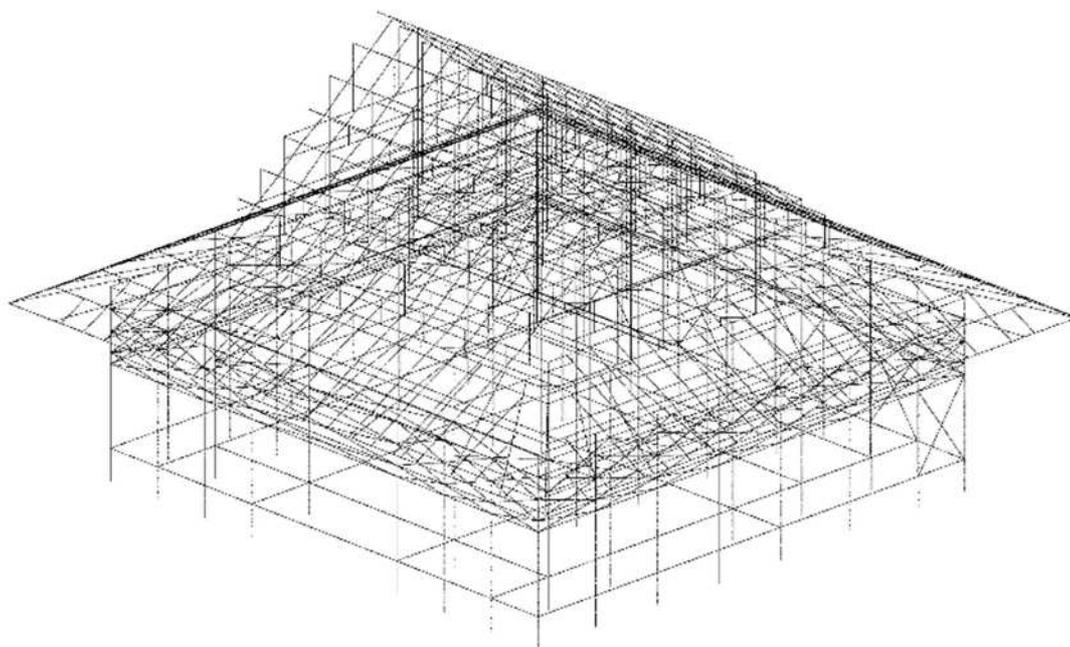


図 5.4 解析モデル図

5.3.2 固有値解析結果

表 5.1 に固有値解析結果と長念寺本堂の常時微動測定の結果（付録 2 を参照）の一覧を、図 5.5～5.6 に剛接モデルおよび半剛接モデルの固有モード図を示す。固有値解析結果は、各方向の並進モードが卓越しており、剛接モデルで 1.7Hz、半剛接モデルで 0.6Hz 程度となった。常時微動測定は、X 方向（東西）と Y 方向（南北）で有意な差はなく、2.44Hz となった。常時微動測定結果と解析結果を比較すると、半剛接モデルよりも剛接モデルのほうが測定結果に近い値となっている。これは、微動範囲では、仕口部にめり込みが生じないため、剛接モデルに近い応答を示しているためと考えられる。しかし、剛接モデルと測定結果を比較すると、解析結果のほうが 3 割程度大きな値となっている。これは、長押や欄間、襖などの非構造部材を解析モデルは含んでいないため、測定結果のほうが高い値となったためと考えられる。

解析結果の有効質量比は、剛接モデルと半剛接モデルとも、並進 1 次モード（X, Y 方向の足し合わせ）で、63%程度となっており、上下動成分を除くと 1 次モードが卓越していることが分かる。この結果より、後述する地震応答解析に用いる減衰モデルは、初期剛性比例型で行うものとする。

表 5.1 固有値解析結果 (Hz)

	常時微動測定	剛接モデル ()内は有効質量比を示す.		半剛接モデル ()内は有効質量比を示す.	
		固有値	備考	固有値	備考
一次	2.44	1.67 (32.7%)	Y 方向並進	0.62 (30.5%)	X 方向並進
二次	2.44	1.69 (30.0%)	X 方向並進	0.63 (32.7%)	Y 方向並進

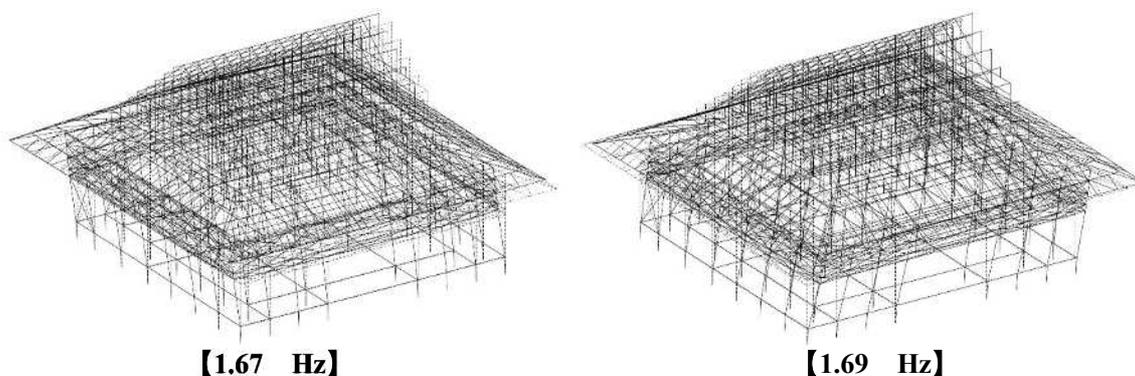


図 5.5 剛接モデル固有モード図

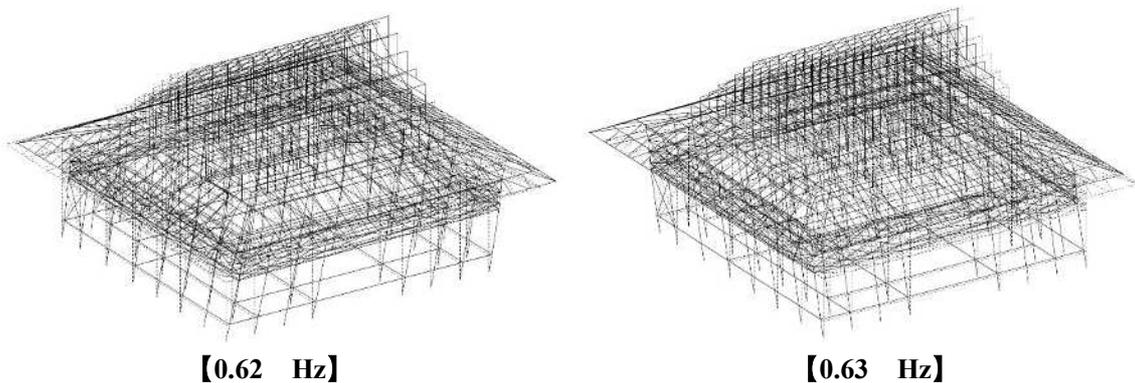


図 5.6 半剛接モデル固有モード図

5.4 地震応答解析による検討

大地震時における建物の層間変形角と水平構面ダンパーの効果を確認する目的で地震応答解析を実施した。解析には(株)アーク情報システムの TDAPⅢを使用した。減衰は、既往の研究結果^{5.3~5.9)}と第4章の地震観測結果と解析結果の比較検討より、大地震時には5%程度の減衰が見込めるものとした。また、前節の固有値解析により、本解析モデルの固有モードは一次モードが卓越していたことから、初期剛性比例型でモデル化を行った。

表 5.2 に検討用入力波の諸元を、図 5.7 に入力波形の加速度応答スペクトルを、図 5.8 に入力波の加速度波形を示す。なお、検討用入力地震動は、3章に示した通り、1968 八戸 NS (A 波) と JMA 神戸 NS (B 波) の位相を用い、告示の L2 に適合させた 2 波と、建設地における活断層分布、断層破壊モデル、過去の地震動、地盤構造などに基づいて作成したサイト波(C 波)の合計 3 波とした。

表 5.2 検討用入力波の諸元

	継続時間 (sec)	最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)	最大変位 (cm)
A 波 (八戸)	163	478	67.5	50.9
B 波 (神戸)	120	423	59.8	54.4
C 波 (サイト)	120	287	79.9	85.7

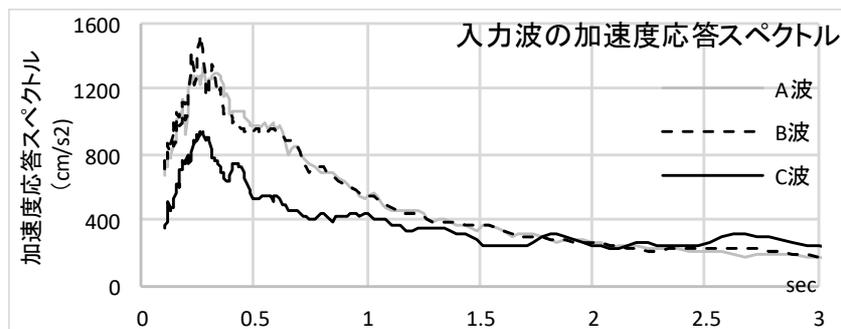
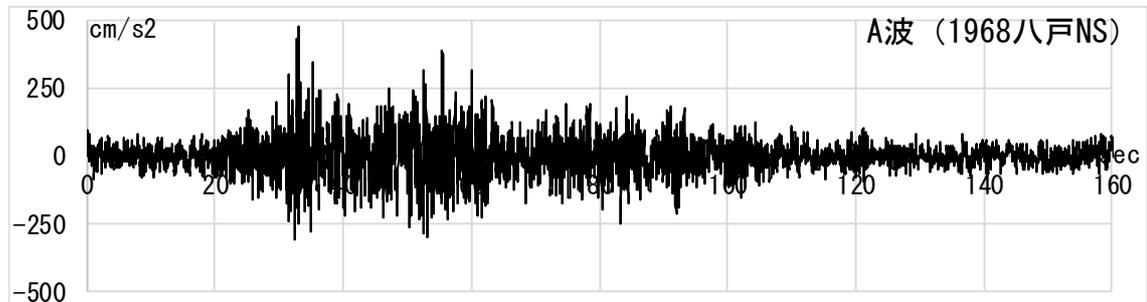
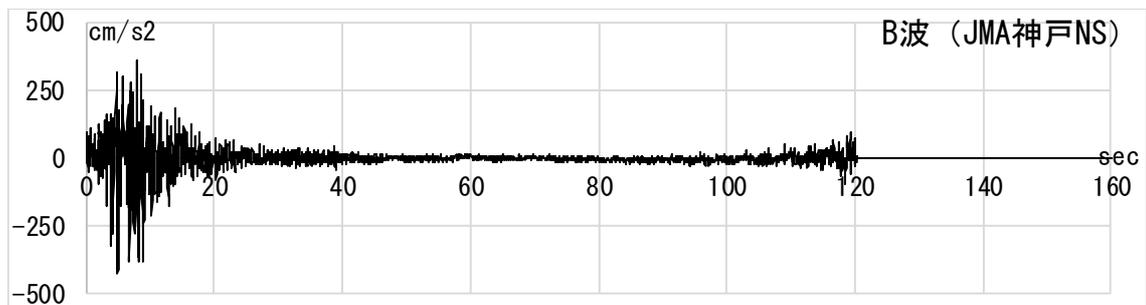


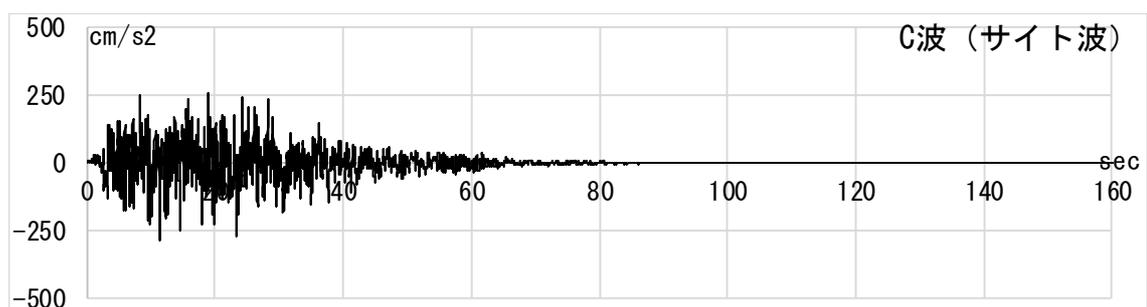
図 5.7 入力波の加速度応答スペクトル



a) A波 (1968 八戸 NS)



b) B波 (JMA 神戸 NS)



c) C波 (サイト波)

図 5.8 入力波の加速度波形

図 5.9 に解析モデルの平面図を示す。図中の表記は、赤点線が水平構面ダンパーを配置した位置、長矢印が加振方向、○印は最大応答変位を確認する節点、□で囲った部分は、軸組相互の変位差を確認する軸組を示している。なお、軸組相互の変位を確認した軸組間距離は、東西：4842mm、南北：5786mm となっている。

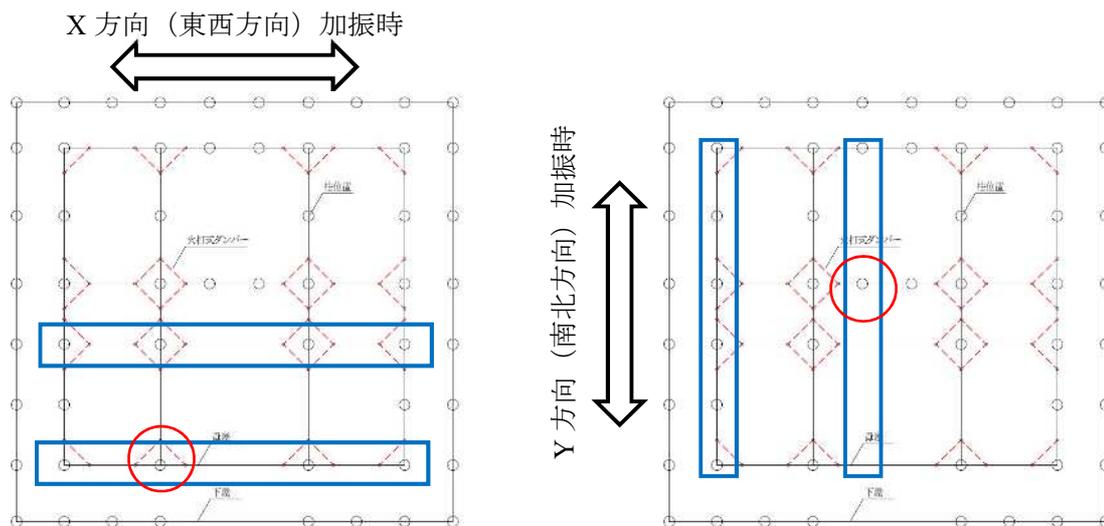


図 5.9 解析モデル平面図

表5.3に各入力波による最大応答変位と軸組間の変位差の一覧を示す。

地震応答解析の最大応答変位について、1/15rad以内を設計目標値に設定した。これは、1章で述べたことや参考文献^{5.10)}によると、伝統木造建物は変形能力が優れており、柱の折損等による急激な抵抗力の低下が生じない場合には、伝統的木造建築物の非倒壊限界変形角を1/15rad程度まで大きく設定することができることが記されているためである。本建物は、柱がφ300mm以上で壁面も伝統的な土塗壁（下地は竹小舞）のため柱の折損破壊が先行するとは考えにくく、十分に変形能力があるものと考えているためである。

ダンパーを設置した場合の最大応答変位では、1/20～1/15radとなっており、設計目標値以内となっていることが確認できた。

水平構面ダンパーの効果について、最大応答変位比では0.89～0.94となっており、入力波によってバラつきが見られるものの、最大で10%程度の応答変位の低減効果が確認できた。また、ダンパーの有無による軸組間の変位差を比較すると、ダンパーを設置することにより軸組間の変位差が小さくなる傾向があり、最も効果的であったのはA波のX加振時で変位差を2.5cm（ダンパーなし6.5cm，ダンパーあり4.0cm）小さくなった。以上より、水平構面ダンパーの効果として、最大応答変位の低減効果と軸組間の変位差の低減効果を確認できた。

粘弾性体を用いた他の制振補強の実施例や研究成果では、

- ①日本免震構造協会のパッシブ制振構造設計・施工マニュアル^{5.11)}の粘弾性ダンパーを用いたS造24階建て事務所の実施例では、応答低減効果は温度20℃で約20%、30℃で約10%であったこと。
- ②粘弾性ダンパーを付加した伝統木造建築物の地震応答解析に関する研究^{5.12)}では、応答低減効果が約10%であったこと。

などがある。上記2つの粘弾性ダンパーを用いた実施例や既往の研究成果と比較すると、本研究の木造本堂の制振補強技術における応答低減効果が約10%であり、他の実施例と比較して妥当な範囲であると考えられる。

表 5.3 各入力波による最大応答変位と軸組間の変位差一覧

	加振方向	ダンパーの有無	最大応答変位 (rad)	最大応答変位比	軸組の変位 (cm)	軸組間の変位差 (cm)
A 波 (八戸)	X 方向 (東西)	D なし	1/16	0.89	41.5	6.5
		D あり	1/18		35.0	4.0
	Y 方向 (南北)	D なし	1/18	0.93	37.1	4.3
		D あり	1/19		33.1	2.3
B 波 (神戸)	X 方向 (東西)	D なし	1/15	0.90	42.0	5.6
		D あり	1/17		36.4	4.4
	Y 方向 (南北)	D なし	1/19	0.94	40.4	3.7
		D あり	1/20		36.0	1.9
C 波 (サイト)	X 方向 (東西)	D なし	1/15	0.93	47.6	7.4
		D あり	1/16		40.2	5.1
	Y 方向 (南北)	D なし	1/16	0.93	44.5	4.0
		D あり	1/17		39.4	1.9

5.5 実建物への適用

5.5.1 建物概要

写真5.2に対象建物の外観写真を示す。本建物は、川崎市多摩区の長念寺境内にある木造本堂（以後、長念寺本堂と呼称）で、平面が17.4m×16.8m、建物高さが15.0mである。軸組は、金物を極力使用しない伝統構法となっており、柱脚部は礎石建ちで、仕口はほぞや込栓、貫などで接合されている。壁は土塗壁になっており、化粧材にはけやきが、小屋裏には松が使われている。屋根は入母屋形式の銅板葺きで、建物総重量は約1800kNである。本建物の建立時期は1824年で、1923年の関東地震により大きな被害を受けたが^{5.13}、その復興工事は翌年に行われ、1990年に川崎市の市重要歴史記念物に指定されている。小屋裏の桁梁部分には、建物の地震時の層間変形と軸組間の変位差を解消する目的で火打型の水平構面ダンパーを配置した。本堂は、エキスパンションジョイントを介して、木造平屋建ての後堂とRC造3階建の客殿庫裡に接続している。

本建物は、文化財建物であるため建築基準法の適用は受けないが、改修工事以降も本堂として使用されるため、構造検討を行っている。構造検討は、5.2 項に示す解析モデルを用いて、中小地震および大地震時の検討を行った。中小地震時の検討は、許容応力度計算によって各部材に生じる応力度が許容応力度以下であること、層間変形角が1/120rad以内であることを設計目標とした。大地震時の検討は、模擬地震波を用いた時刻歴応答解析によって行い、建物の層間変形角が1/15rad以内であることを設計目標とした。



写真 5.2 建物外観

5.5.2 地震観測結果

建物竣工後から水平構面ダンパーの効果を確認する目的で、加速度計を設置して地震観測を行っている。加速度計は計5台を設置しており、建物小屋裏の桁梁上に4台、基礎上に1台となっている。サンプリング周波数は100Hzで、測定方向は3方向(東西、南北、上下)である。桁梁上の4台は、軸組間の応答差を測定できるように**図 5.10**に示す位置に配置した。これまで、①2017年7月20日、②2017年8月10日、③2018年7月7日の計3個の観測記録が得られている。

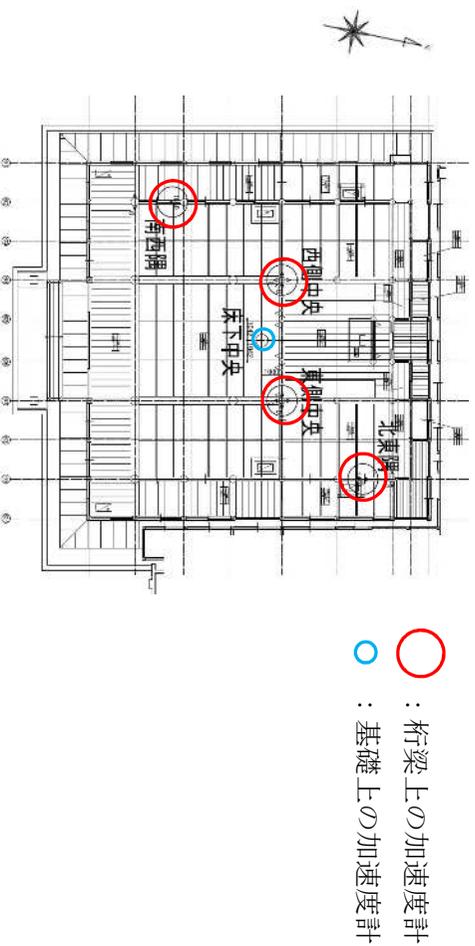


図 5.10 地震計設置位置

表 5.4に観測された地震による加速度の一覧を、**図 5.11**と**表 5.5**に観測記録の基礎に対する伝達関数(振幅)と伝達関数のピーク値から求めた固有振動数の一覧を、**図 5.12**に観測波の加速度応答スペクトルを示す。なお、伝達関数は、Parzen スペクトルライントウ(0.5Hz)とした。

最大加速度を比較すると、基礎では②2017年8月に観測された記録が最も大きく7.8cm/s²となっているのに対し、桁梁に設置した加速度計では③2018年7月の記録が最も大きく24.2cm/s²となっている。これは、2017年8月の加速度応答スペクトルは、0.2秒(5Hz)付近のみにピークが見られるのに対し、2018年8月の加速度応答スペクトルでは、0.2秒付近にピークが見られるものの、竣工後の固有振動数に近い0.5秒付近でも大きな値を示していることが要因と考えられる。観測結果から得られた固有振動数を比較すると、①2017年7月、②2017年8月、③2018年7月という順に小さくなっており、建物の応答加速度が大きくなるほど固有振動数は減少していく傾向が見られた。これは、固有振動数の変位依存性によるものと考えられる。**図 5.13**に①～③の観測記録の伝達関数から得られた一次の振動モード図を、**図 5.14～15**に観測記録の振動モード

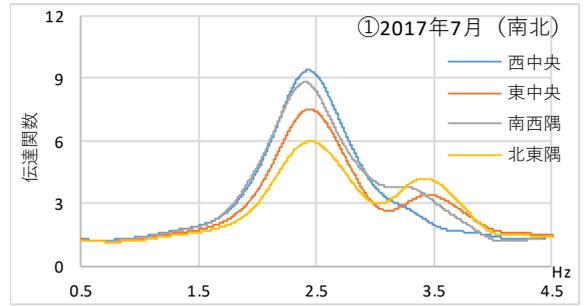
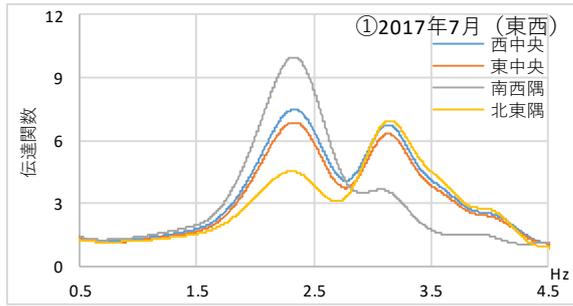
図と回転変形成分を示す。なお、地震観測を行っている建物中央付近の加速度計2つは、東西方向には同じ位置となるため、東西方向の振動モード図では2つの観測結果の平均値としている。また、回転変形成分については始点と終点を結んだ直線で表している。振動モード図を比較すると、東西方向では3つの観測記録とも比較的良く一致しており、開口部の多い南側が大きく振動する傾向を示している。南北方向の振動モード図では、西側に比べ東側の振動が小さくなっている。これは、東側にはExp.Jを介して木造平屋建て建物とRC2階建て客殿が取り付いているためと考えられる。観測記録の振動モード図と回転変形成分を比較すると、東西方向では各振動モードと回転変形成分には有意な差は見られないが、南北方向では、各振動モード図と回転変形成分には差が生じており、特に①2017年7月と②2017年8月の観測結果において建物中央部の振幅が大きくなっていることが分かる。このことから、本建物の小屋組水平構面は柔性を有しており、地震動の規模が大きくなると水平構面ダンパーが効果を発揮できるのではないかと考える。しかし、今回の観測記録は地震動のレベルが小さく、水平構面ダンパーの効果を確認できるものではなかった。今後も地震観測を継続し、詳細な検討を行う必要がある。

表 5.4 観測最大加速度の一覧 (cm/s²)

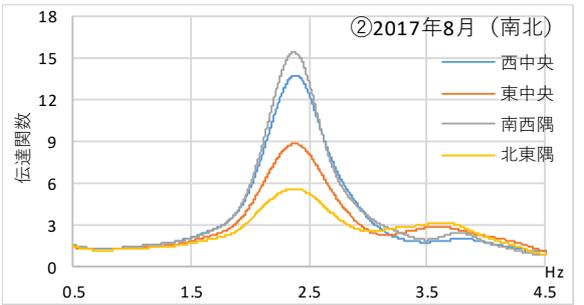
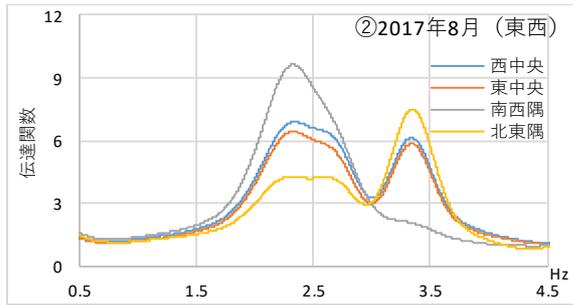
観測波	方向	北東隅	東中央	西中央	南西隅	基礎
①	東西	3.7	5.2	5.8	9.1	1.8
	南北	5.6	5.2	6.2	6.6	1.8
②	東西	12.0	8.2	8.8	9.0	7.8
	南北	11.2	12.1	13.1	16.0	7.6
③	東西	12.0	16.6	18.0	22.3	6.8
	南北	18.6	17.1	20.7	24.2	6.6

表 5.5 固有振動数の一覧 (Hz)

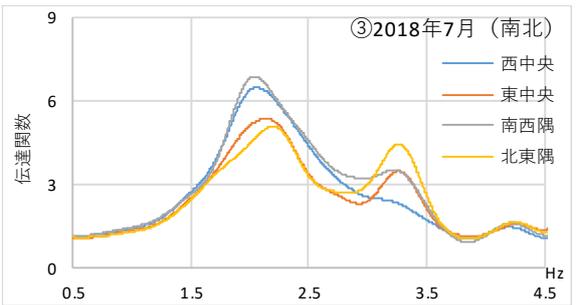
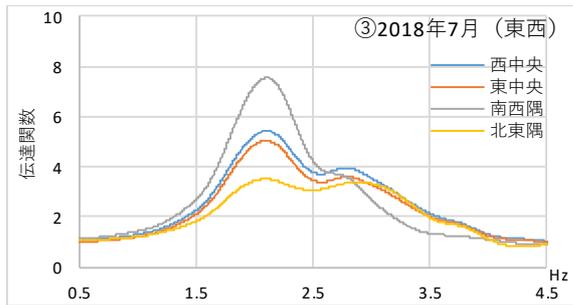
	竣工後の微動測定		観測結果	
	東西方向	南北方向	東西方向	南北方向
①	2.44	2.44	2.33	2.44
②			2.33	2.37
③			2.11	2.04



a) ①2017年7月記録

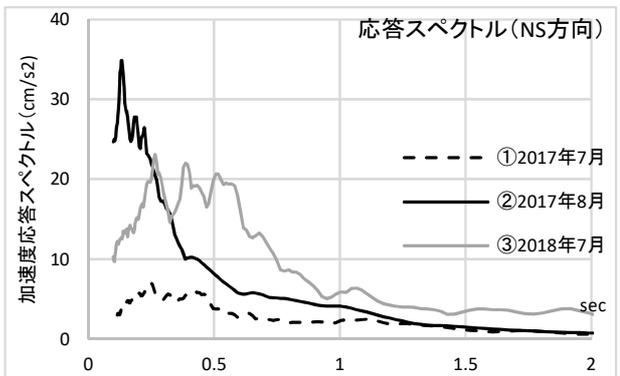
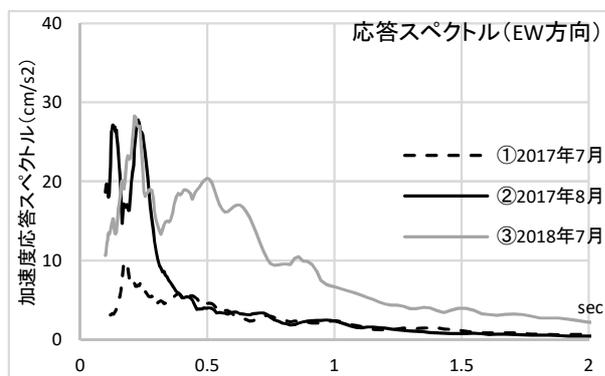


b) ②2017年8月記録



c) ③2018年7月記録

図 5.11 観測記録の伝達関数



a) 東西方向 (h=5%)

b) 南北方向 (h=5%)

図 5.12 観測記録の加速度応答スペクトル

図 5.14 地震観測記録の並進 1 次モードと回転変形成分 (東西方向)

① 地震観測記録 : 緑線
 ② 地震観測記録 : 赤線
 ③ 地震観測記録 : 青線
 : 黒線 : 回転変形成分

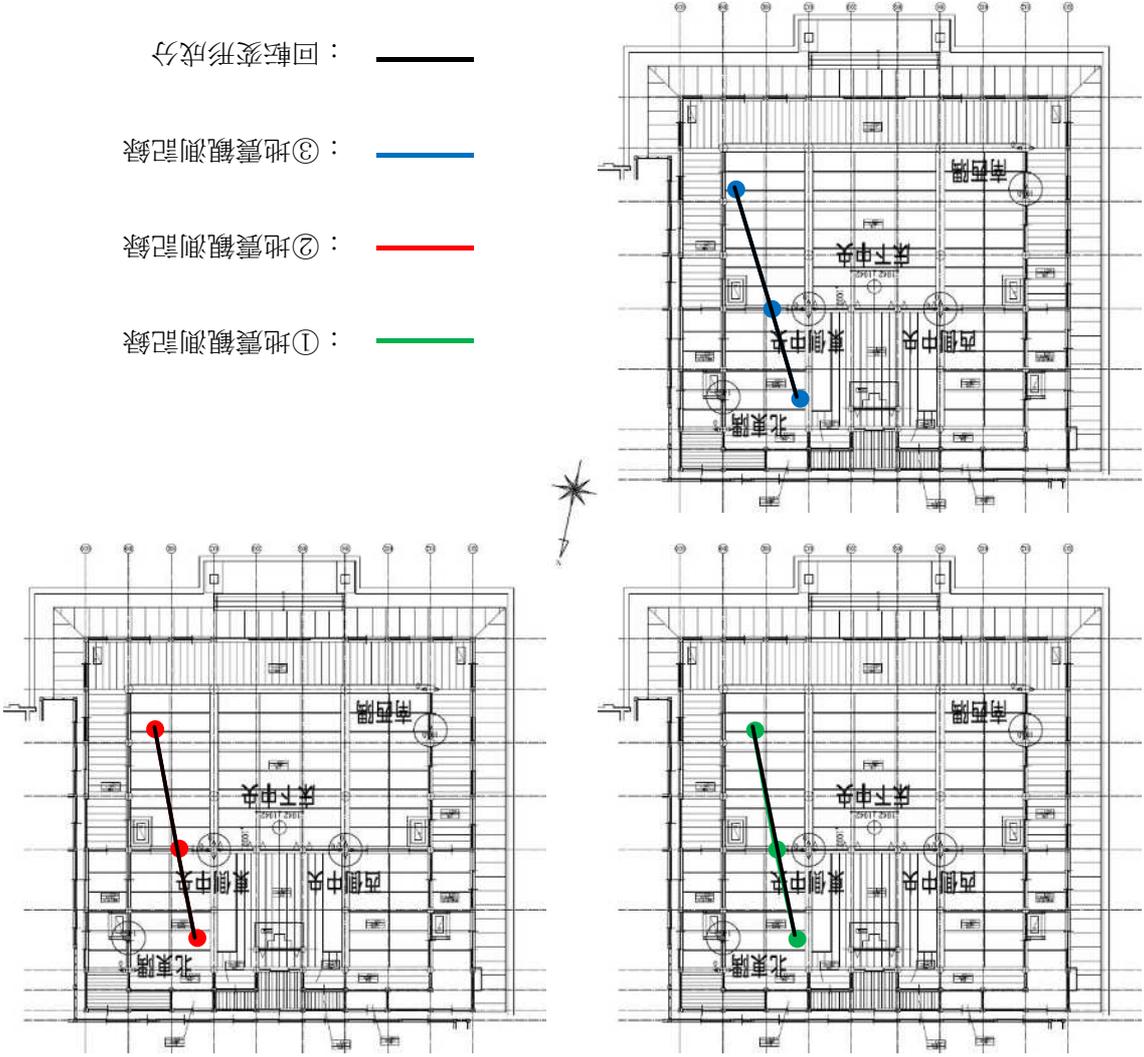
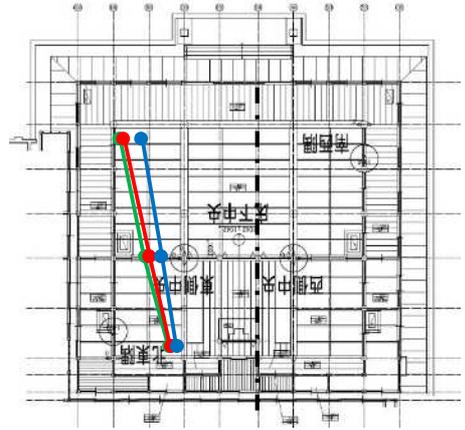


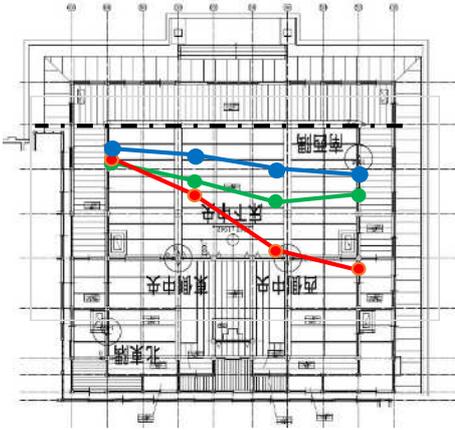
図 5.13 観測記録に於ける並進 1 次モード

① : 緑線
 ② : 赤線
 ③ : 青線

(a) 東西方向



(b) 南北方向



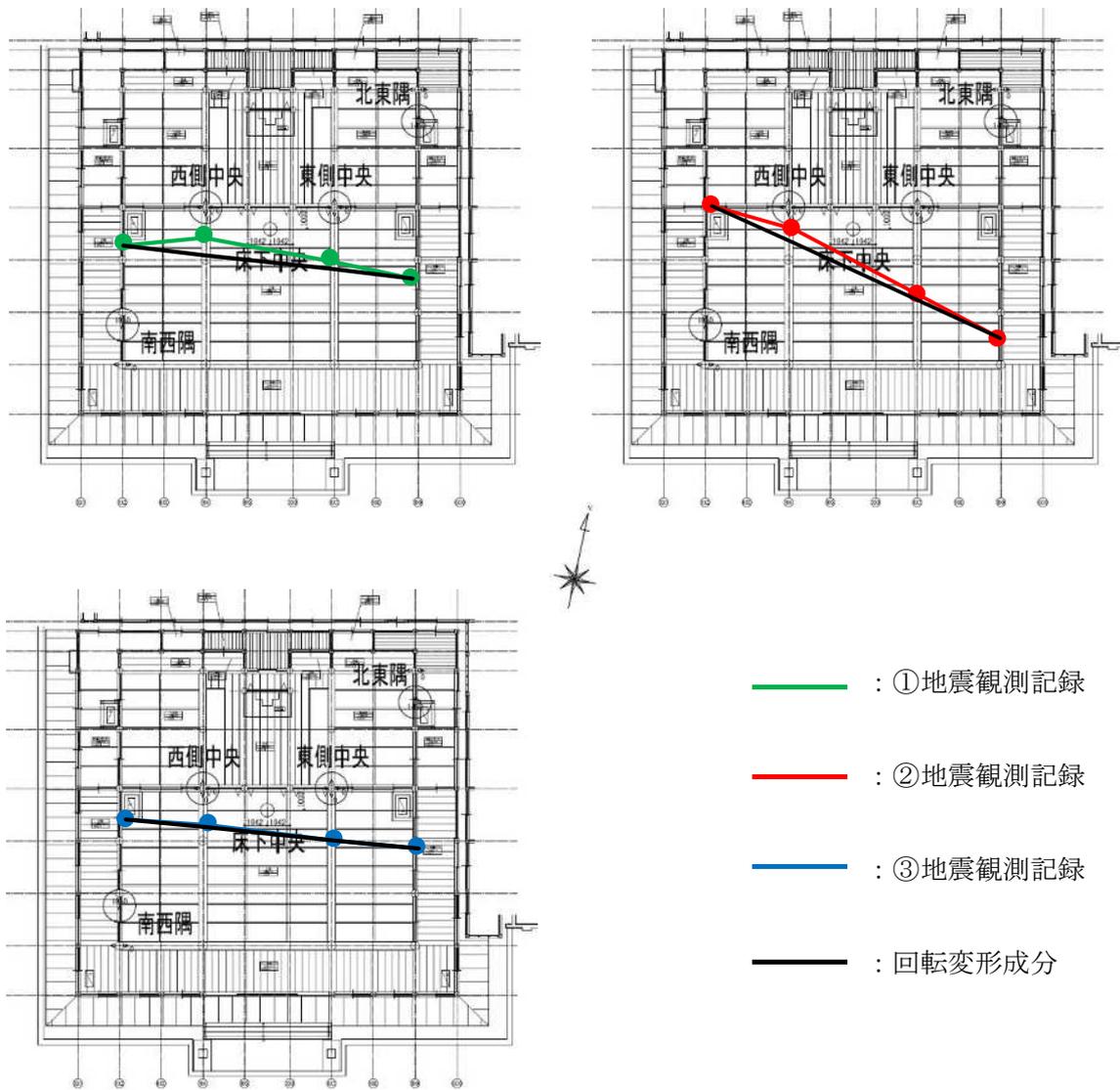


図 5.15 地震観測記録の並進 1 次モードと回転変形成分 (南北方向)

5.6 まとめ

建物の機能性と意匠（伝統美）に配慮した，木造本堂の耐震性能向上のための制振補強技術の開発・提案を行った．

5.2 節では，水平構面ダンパーの概要を示し，人目に触れない部分での補強であること，火打形式だけでなくブレース形式でも設置が可能であることを示した．

5.3 節では，解析モデルの概要を示し，常時微動測定と固有値解析の比較を行った．固有振動数の比較において，剛接モデルのほうが半剛接モデルよりも常時微動測定の結果に近いことを示し，微小変形域では木材のめり込みを考慮しない解析モデルの方が実建物の挙動を把握できることを明らかにした．また，常時微動測定と剛接モデルとの間に固有振動数の差が見られたのは，非構造部材の影響であると推察した．

5.4 節では，半剛接モデルによる地震応答解析結果を示した．この解析では，本制振補強技術による，制振効果の検証を行い，最大応答変位で最大 10%程度の低減効果があることを示した．また，制振補強による軸組間の変位差の低減効果も明らかにした．

5.5 節では，長念寺本堂の地震観測概要と観測結果を示した．地震観測では，3つの地震記録が観測できたが，最大震度 2 程度であったことを示した．地震観測で得られた地震波形から，基礎に対する上家建物の伝達関数から並進 1 次モードを求めた結果，水平構面が柔性を有していることを明らかにした．しかし，得られた記録の地震動レベルが小さく水平構面ダンパーの効果を確認できなかったため，今後も地震観測を行い効果の検証を行っていく予定である．

第 6 章

結論

6. 結論

6.1 本論文のまとめ

本研究は、伝統木造建物の中でも建物の機能性や意匠（伝統美）に配慮した耐震改修が求められる、神社仏閣建物を対象に耐力壁に頼らない新たな耐震補強技術の開発・提案を数値解析による分析と地震観測による実挙動の把握という 2 つの側面から検証を行ったものである。

神社仏閣建物の耐震性能は、既往の様々な研究成果を用いた立体フレーム解析モデルを構築し、解析的に把握することが可能であると考えられる。しかし、既往の研究や技術による耐震補強工法では、建物の使用上の要望（機能性）や意匠の問題を解決することが困難である。我が国で古来より培われてきた、伝統木造建築の伝統美および機能性、伝統技術を後世に伝えるためにも、建物をそのままの姿で安心かつ安全に使用できるための耐震補強工法の開発が強く望まれている。このような状況から、建物の機能性と意匠に配慮した耐震補強工法の開発を、3次元弾塑性モデルによる数値解析と実建物の常時微動測定や地震観測による実挙動の把握を行い、耐力壁に頼らない新たな耐震補強技術の提案を行った。

数値解析では、様々な既往の研究成果を用いて伝統木造建物のモデル化し、固有値解析と地震応答解析を実施した。固有値解析では、仕口部分を「剛接」「半剛接」とした 2 つの解析モデルの結果と、常時微動測定結果を比較することで微小変形域における建物の挙動などを明らかにした。また、本研究で提案した 2 つの制振補強工法（木造多重塔の制振補強工法と木造本堂の制振補強工法）について、制振部材の有無を解析要因とし地震応答解析によって、制振効果の検証を行い効果的な補強工法であることを示した。

常時微動測定と地震観測では、数値解析結果と比較することで、既往の研究成果を用いた解析モデルで実挙動を推定できることを示した。これらの実挙動による伝達関数から求めた固有振動数では、振幅依存性が明らかになり、微小変形域では剛接モデルと中変形域（震度 4 程度）では、剛接モデルと半剛接モデルの中間の値であることを示した。地震観測では、木造五重塔では最大震度 4、木造本堂では最大震度 2 の地震動の観測結果が得られた。木造五重塔では、中地震動レベルの観測が行えたため、観測波を用いた地震応答解析により制振効果の検証を行い、効果的な補強であることを示した。木造本堂では、小規模な地震動の観測結果のみであったため、伝達関数から一次振動モードを算出し、水平構面に柔性を有している建物であることを明らかにし、制振効果が期待できる建物であることを示した。以下に本論各章で得られた結論および知見をまとめて示す。

第1章 序論

第1章では、木造建物の設計法や耐震診断、耐震補強について、現行法規や既往の実験的研究や解析的研究について述べた。そして、本研究の目的と概要および研究手法について述べ、本研究の位置づけを明らかにした。

第2章 本研究で提案する技術

第2章では、本研究で提案する制振補強技術を用いる建物の問題点を明らかにし、制振補強技術の概要と原理について述べた。

木造五重塔では、歴史地震による被害調査を行った既往の研究成果から、心柱-相輪付近の被害が多いことに注目し、その被害の要因を最上部の屋根から突き抜けた相輪部分が片持ち梁形式となり、心柱-相輪が損傷するという推察を行い、塔身頂部と心柱-相輪間に制振装置を取り付ける一種の連結制振構造とする補強技術を提案した。

木造本堂では、建物の機能上、室内に大空間が必要であることと、建物の見た目（意匠）に配慮する必要性について述べ、耐震壁の増設を行わない補強方法として、人目に触れない小屋組内の水平構面で制振補強を行う技術を提案した。

これら2つの技術で使用する制振部材は、低降伏点鋼材、オイルダンパー、摩擦ダンパー、粘弾性ダンパーなど種々の制振部材が考えられるが、建物の性質上、大地震後の部材の交換が不要で、定期的なメンテナンスもいらぬ、粘弾性ダンパーを使用することを示した。

第3章 本研究における検討方法

第3章では、本研究で共通する検討方法（解析モデル構築方法、地震応答解析方法、地震観測方法、木材の材料特性の設定方法）について述べた。

解析モデルの構築方法では、既往の研究成果を用いて、仕口部分における木材のめり込みを考慮した半剛接モデルの構築方法について述べた。また、各部の復元力特性は、柱梁部材は線形部材で、壁面はバイリニア型、仕口回転バネはスリップバイリニア型でモデル化することを示した。地震応答解析方法では、解析に用いる減衰モデルと模擬地震波について述べた。減衰モデルは、既往の研究成果から大地震時を想定した場合として5%に設定し、木造五重塔では固有値解析の結果より1次と2次モードで有効質量比が大きかったことからレーリー減衰を用い、木造本堂では、1次モードが卓越していたことから剛性比例型とすることを示した。地震観測方法では、使用する加速度計の諸元を示し、トリガレベルやサンプリング周波数などを示した。木材の材料特性の設定方法では、木造五重塔は「機械式等級区分」で木造本堂は「無等級材」としてヤング係数を設定することを示した。また、機械式等級区分の測定概要とヤング係数の測定方法も示した。

第4章 木造多重塔の制振補強技術の適用と効果

第4章では、木造多重塔の制振補強技術として、新築される木造五重塔を対象とした、設計解析、建物概要、地震観測、地震観測結果を用いた地震応答解析をそれぞれ示した。固有値解析では、常時微動測定結果と剛接モデルが比較的良く一致したことを示した。制振装置の有無を解析要因とした地震応答解析では、心柱頂部の応答変位が最大で5割低減できることを示し、効果的な補強方法であることを述べた。地震観測では、観測結果の伝達関数から求めた固有振動数と常時微動測定を比較することで、固有振動数の振幅依存性を明らかにした。また、地震観測結果を用いた地震応答解析では、最大震度4程度の地震動でも心柱頂部の応答変位が数%低減したことを解析的に明らかにした。

第5章 木造本堂の制振補強技術への適用と効果

第5章では、木造本堂の制振補強技術として、改修される木造本堂を対象とした、設計解析、建物概要、地震観測、地震観測結果による水平面挙動をそれぞれ示した。固有値解析では、解析結果と常時微動測定結果を比較した結果、剛接モデルのほうが測定結果に近い値であったが、解析結果と測定結果に差が見られ、非構造部材の影響ではないかと推察した。制振装置の有無を解析要因とした地震応答解析では、応答変位が最大で1割低減できることを示し、効果的な補強方法であることを述べた。また、軸組間の変位差にも注目し、本補強方法を用いることで大地震時における軸組間の変位差を抑制する効果があることも合わせて述べた。地震観測では、3つの地震記録が観測できたが、最大震度2程度であったことを示した。地震観測で得られた地震波形から、基礎に対する上家建物の伝達関数から並進1次モードを求めた結果、水平構面が柔性を有していることを明らかにした。しかし、得られた記録の地震動レベルが小さく水平構面ダンパーの効果を確認できなかったため、今後も地震観測を行い効果の検証を行っていく予定であることを述べた。

6.2 今後の課題

最後に本論文の成果から、伝統木造建物における耐震性能に関する今後の課題と希望を以下に示す。

本論文の数値解析に用いた3次元弾塑性モデルについて、常時微動測定や中地震動レベルでの挙動などは、ある程度の推定は行えた。しかし、大地震動レベルの振動が入力した場合の実挙動の検証までは行えていない。本研究で加速度計を設置した東長寺五重塔と長念寺本堂では、今後も地震観測を継続し、大地震時における伝統木造建物の実挙動の把握を行っていく必要がある。

また、骨組み解析における復元力特性について、本論文では、仕口はスリップバイリニア型、壁面はバイリニア型、柱梁部材は線形部材として扱ったが、一律に決定できるものか不明な点が多い。特に、伝統木造建物に良く用いられている土壁については、材料の産地や厚さ、施工の良否などで性能が変わる可能性があり、既存建物の耐震性能を把握するうえで、更なる研究が必要と思われる。

本研究で提案した2つの制振補強技術には、3次元弾塑性モデルによる地震応答解析による設計が必要であり、採用する際には多くの時間を要するというデメリットがある。今後さらなる研究を行い、容易に本技術を採用できる設計手法を構築していきたいと考えている。また、木造本堂の制振技術について、建物全体への補強だけでなく、母屋と下屋の接合部分に設置するなど、本技術を応用した採用を行っていききたいと考えている。

最後に、伝統木造軸組による建物を新築しようとする際の法整備が必要であると考ええる。本論文の1章でも触れたように、関連告示などで緩和規定が施行され、以前に比べ、伝統木造軸組の建設は可能になりつつある。しかし、本論文の数値解析で行ったような3次元弾塑性モデルによる設計となると、時刻歴応答解析を行う必要があり、設計期間の問題や経済的な理由で採用できない場合が多い。建物規模や柱の太さなどに規定を設けて、半剛接ラーメン架構による許容応力度計算などによって設計できるルートが整備されると、施主の希望や設計者の判断で、伝統木造軸組を持つ木造建物が建設できる機会が増えるのではないかと期待する。

参考文献

1 章

1. 1) 北陸震災特別調査委員会：福井地震震害報告、1950
1. 2) 日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計 2017 年版
1. 3) 日本建築学会：木質構造設計基準・同解説 2006 年 12 月
1. 4) 日本建築センター：2003 年版丸太組構法技術基準解説及び設計・計算例
平成 18 年 6 月
1. 5) 孕石、岡部、宮武、槌本、安村：クロス・ラミネイティド・ティンバー (CLT)
による構造の耐震性能に関する研究(その 2CLT の製造)、日本建築学会大会学術
講演梗概集、pp. 307~308、2012. 09
1. 6) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐
震設計マニュアル-限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法-
2005 年 7 月
1. 7) 日本建築学会：限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針・同解説
2013 年 2 月
1. 8) 日本建築防災協会：2012 年改訂版木造住宅の耐震診断と補強方法
2012 年 10 月
1. 9) 日本住宅・木材技術センター 木造住宅等震災調査委員会：平成 7 年阪神・淡
路大震災木造住宅等震災調査報告書 平成 7 年 10 月
1. 10) 文化庁：重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引き（改訂版）
平成 29 年 3 月
1. 11) 奈良県教育委員会：国宝 唐招提寺金堂修理工事報告書
[彩色調査・構造補強調査編] 平成 21 年 12 月
1. 12) 坂静雄：社寺骨組の力学的研究（第 1 部柱の安定復原力） 日本建築学会大
会論文集 第 21 号 pp. 252~258 1941 年 4 月
1. 13) 坂静雄：社寺骨組の力学的研究（第 2 部貫の耐力） 日本建築学会大会論文
集 第 21 号 pp. 259~268 1941 年 4 月
1. 14) 三宅、森迫、北尾：伝統木造軸組の内法貫仕口部のモーメント抵抗特性に関
する繰り返し実験 日本建築学会近畿支部研究報告集 第 41 号 pp. 393~
396 2001 年
1. 15) 三宅、森迫：伝統木造架構の貫、大引き仕口部の曲げ特性に関する実験と履
歴曲線のモデル化 日本建築学会近畿支部研究報告集 第 42 号 pp. 109~
112 2002 年
1. 16) 後藤一雄：貫通仕口による木造ラーメン（大黒柱）構造の研究（その 1 仕口
の挙動に関する実験的研究） 日本建築学会構造系論文集 第 366 号

pp. 119～125 1986年8月

1. 17) 後藤一雄：貫通仕口による木造ラーメン（大黒柱）構造の研究（その2 実大試験体による加力テスト） 日本建築学会構造系論文集 第378号 pp. 75～81 1987年8月
1. 18) 加藤、小松、北守：木構造柱一貫接合部の剛性・耐力に及ぼす楔の役割 日本木材学会 木材学会誌 Vol. 49 No. 2 pp. 84～91 2003年
1. 19) 北守、加藤、片岡、小松：伝統木造における貫接合部の耐力発現モデルの提案と実験的検証 日本木材学会 木材学会誌 Vol. 49 No. 3 pp. 179～186 2003年
1. 20) 秦正徳：半剛接合を有する木構造の解析に関する研究 京都大学学位論文 1989年
1. 21) 坂本、大橋、藤田ほか：伝統的木造建築の組物の振動台実験（その1）概要と静加力試験 日本建築学会関東支部研究報告会 pp. 37～40 1997年
1. 22) 楠、長瀬、木村ほか：伝統木造建築における斗組の構造特性に関する実験的研究 日本建築学会構造系論文集 第592号 pp. 129～136 2005年6月
1. 23) 稲山正弘：木材のめり込み理論とその応用-靱性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究 東京大学学位論文 1991年12月
1. 24) 棚橋秀光：パステルマーク・モデルの伝統構法仕口のめり込み解析への適用 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 pp. 1～2 2004年8月
1. 25) 棚橋、鈴木：パステルマーク・モデルによる直交異方性木材のめり込み変位の定式化 日本地震工学会大会 2004 梗概集 pp. 118～119 2005年1月
1. 26) 棚橋、清水、鈴木：パステルマーク・モデルによる木材の弾塑性めり込み変位評価 日本地震工学会大会 2005 梗概集 pp. 80～81 2005年11月
1. 27) 鈴木、北原、須田ほか：伝統木造軸組の実大振動実験による動特性 第11回日本地震工学シンポジウム pp. 1349～1354 2002年11月
1. 28) 鈴木、後藤、大下、前野：伝統木造軸組の柱傾斜復元力特性に関する実大静的・動的実験 第11回日本地震工学シンポジウム pp. 1361～1366 2002年11月
1. 29) 鈴木、前野、西塔ほか：伝統木造軸組の実大振動実験・静的水平力載荷実験 日本建築学会構造系論文集 第574号 pp. 135～142 2003年12月
1. 30) 前野将輝：寺院建築物における伝統木造軸組の構造力学特性と耐震性能 京都大学学位論文 2007年3月
1. 31) 岡本、塚越、梅村：粘弾性体ダンパーの在来工法による木造住宅への利用（その1：効果および設計方法） 日本建築学会大会梗概集 pp. 839～840 1996年9月
1. 32) 梅村、塚越、岡本：粘弾性体ダンパーの在来工法による木造住宅への利用

- (その2：ダンパーの性能試験) 日本建築学会大会梗概集 pp. 841～842
1996年9月
- 1.33) 岡本、塚越、梅村：粘弾性体ダンパーの在来工法による木造住宅への利用
(その3：ダンパーを付加した木造パンタグラフ状枠組み抵抗力特性試験)
日本建築学会大会梗概集 pp. 821～822 1997年9月
- 1.34) 根本、檜原、石田ほか：粘弾性ダンパーを用いた木造古建築の耐震補強
日本建築学会大会梗概集 pp. 903～904 1997年9月
- 1.35) 藤谷、檜原ほか：粘弾性ダンパーを付加した伝統木造建築物の地震応答解析
に関する研究(その1) 解析理論およびモデル化 日本建築学会大会学術講
演梗概集 pp. 377～378 2002年8月
- 1.36) 藤谷、檜原ほか：粘弾性ダンパーを付加した伝統木造建築物の地震応答解析
に関する研究(その2) 解析結果と考察 日本建築学会大会学術講演梗概集
pp. 379～380 2002年8月
- 1.37) 石丸、山中、石垣ほか：アンブレラダンパーに関する研究(その1 実大動的
加力実験) 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp. 677～678 2003年9月
- 1.38) 石丸、山中、石垣ほか：制振構造システムを設置した伝統木造架構の実大動
的加力実験(その2 アンブレラダンパー設置時の動特性) 日本建築学会大会
学術講演梗概集 pp. 109～110 2004年8月
- 1.39) 石丸、山中、石垣ほか：アンブレラダンパーに関する研究(その3 木造建築
物への適用事例) 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp. 681～682
2003年9月
- 1.40) 曾田、赤名：既存木質構造の圧効きオイルダンパーによる耐震補強(その1
オイルダンパー単体の性能実験) 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp. 105
～106 2004年8月
- 1.41) 平野、三宅、坂本ほか：実大振動実験に基づく木造免震住宅の地震応答評価
手法に関する研究 その1 実験結果ならびに1質点振動モデルを用いた解析
的考察 日本建築学会構造系論文集 第529号 pp. 65～72 2000年3月
- 1.42) 町田、飯場、大橋、綿引：地震観測に基づく木造免震住宅の上部構造振動特
性に関する考察 日本建築学会構造系論文集 第655号 pp. 1701～1708
2010年9月
- 1.43) 文化財建造物保存技術協会：重要文化財 八千代座保存修理工事報告書
2002年12月
- 1.44) 文化財建造物保存技術協会：神奈川県指定重要文化財 建長寺法堂保存修理工
事報告書 平成14年9月
- 1.45) 特許第5263843号：木造多重塔の制振構造 2013年5月
- 1.46) 佐藤、花里、内田、坂本ほか：木造五重塔の心柱の応答制御技術 日本建築

学会技術報告集 pp. 619～624 2018年6月

1. 47) 特許第 6095017 号：伝統木造建物の水平構面制振補強方法 2017年2月
1. 48) 佐藤、花里、内田、坂本ほか：水平構面に粘弾性ダンパーを付加した木造本堂の制振技術 日本地震工学会論文集

2章

2. 1) 大山、藤田：伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究 その1 歴史地震による被災状況 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp. 249～250 2002年9月
2. 2) 花里、藤田ほか：木造伝統構法五重塔の動的挙動の調査 新設五重塔の常時微動と自由振動の測定 第11回日本地震工学シンポジウム 2002年11月
2. 3) 花里、荻原、稲山ほか：木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討 日本建築学会技術報告書第7号 pp. 33～38 1999年2月
2. 4) 千葉、藤田、腰原ほか：振動台加振実験から得られた伝統的木造構法五重塔の基礎的な振動特性、日本建築学会構造系論文集 第614号 pp. 69～75 2007.04
2. 5) 特願 2008-240331：塔状構造物の制振構造 2008年
2. 6) 特開 2006-177150：木造構造物に用いる制振構造物 2006年
2. 7) 上田、藤谷ほか：粘弾性ダンパーを付加した伝統木造建築物の地震応答解析に関する研究（その1）日本建築学会学術講演梗概集 PP. 377～PP. 378 2002年8月
2. 8) 増田、松永ほか：既存木質構造の圧効きオイルダンパーによる耐震補強（その3）日本建築学会大会学術講演梗概集 PP. 85-86 2005年9月
2. 9) 左高奈々絵：伝統的木造建築物の制震工法に関する研究開発-水平構面に設置するダンパーの効果検討- 三重大学修士論文 平成27年3月

3章

3. 1) 稲山：木材のめり込み理論とその応用-靱性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究 東京大学学位論文 1991年12月
3. 2) 日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計 2017年版
3. 3) 藤田、木村、大橋、坂本：静的水平加力試験に基づく伝統的木造建築の組物の履歴モデルと剛性評価 日本建築学会構造系論文集 pp. 121～127 2001年5月
3. 4) 日本住宅・木材技術センター：土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書 平成16年2月
3. 5) 日本建築防災協会：2012年改訂版木造住宅の耐震診断と補強方法 2012年10月
3. 6) 坂静雄：社寺骨組の力学的研究（第1部 柱の安定復元力） 日本建築学会論文集 第21号 pp. 252～258 1941年4月

- 3.7) 中原、長瀬：伝統的木造架構における柱傾斜復元力モデルの地震応答解析に関する考察 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 pp.141～142 2000年9月
- 3.8) 前野、西塔、鈴木：伝統木造軸組の実大実験による柱に加わる力の釣合関係と柱傾斜復元力特性の評価 日本建築学会構造系論文集 pp.153～160
2007年5月
- 3.9) 日本建築学会：限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針・同解説
2013年2月
- 3.10) 花里、藤田ほか：木造伝統構法五重塔の動的挙動の調査 新設五重塔の常時微動と自由振動の測定、第11回日本地震工学シンポジウム、2002年11月
- 3.11) 左高、佐藤、花里ほか：心柱制振工法を用いた木造五重塔の地震時挙動
—2014年3月14日伊予灘沖地震による観測結果— 日本建築学会東海支部研究発表会 2015年2月
- 3.12) 長尾、井道、加藤ほか：大径丸太から採材された心去りヒノキ製材品の強度性能 第60回日本木材学会 2010年3月
- 3.13) 日本住宅・木材技術センター：3階建て木造住宅の構造設計と防火設計の手引き 1991年4月

4章

- 4.1) 稲山：木材のめり込み理論とその応用-靱性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究 東京大学学位論文 1991年12月
- 4.2) 日本住宅・木材技術センター：土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書 平成16年2月
- 4.3) 横山、北条、芦川：炭素繊維補強材の耐久性評価に関する実験的研究 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.781～782 2008年9月
- 4.4) 大場、木下：木造多重塔の振動特性 日本建築学会構造系論文集 pp.47～54
2002年9月

5章

- 5.1) 稲山：木材のめり込み理論とその応用-靱性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究 東京大学学位論文 1991年12月
- 5.2) 日本建築防災協会：2012年改訂版木造住宅の耐震診断と補強方法
2012年10月
- 5.3) 河合、内田、前川：伝統木造建築物の振動特性 その1 平城京跡復元建物の常時微動測定 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.55～56 1995年8月
- 5.4) 内田、河合、前川：伝統的木造建築物の振動特性 その2 法隆寺五重塔の常時微動測定 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.171-172 1996年9月

- 5.5) 河合、内田、前川：伝統的木造建築物の振動特性 その3 法隆寺金堂および中門の常時微動測定 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.173-174 1996年9月
- 5.6) 前川、内田、河合：伝統的木造建築物の振動特性 その4 法隆寺大講堂の常時微動測定 日本建築学会学術講演会梗概集 pp.175-176 1996年9月
- 5.7) 内田、河合、前川：伝統的木造建築物の振動特性 その5 薬師寺東塔および西塔の常時微動測定 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.219-220 1997年9月
- 5.8) 河合、内田、前川：伝統的木造建築物の振動特性 その6 薬師寺東院堂および東大寺転害門の常時微動測定 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.221-222 1997年9月
- 5.9) 前川、内田、河合：伝統的木造建築物の振動特性 その7 清水寺仁王門と南禅寺三門の常時微動測定 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.259-260 1998年9月
- 5.10) 文化庁：重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引き（改訂版）平成29年3月
- 5.11) 日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル第2版平成17年9月
- 5.12) 坂上、藤谷ほか：粘弾性ダンパーを付加した伝統木造建築物の地震応答解析に関する研究 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.379-380 2002年8月
- 5.13) 長念寺山門鐘楼改修奉賛会：永池山 山門鐘楼改修落慶記念 1986年3月

附録1

- 附1.1) 綾木大輔：伝統構法木造五重塔への制振技術の適用 三重大学修士論文平成24年3月
- 附1.2) 大場、木下：木造多重塔の振動特性 日本建築学会構造系論文集 第559号 pp.47~pp.54 2002年9月

附録2

- 附2.1) 左高奈々絵：伝統的木造建築物の制震工法に関する研究開発-水平構面に設置するダンパーの効果検討- 三重大学修士論文 平成27年3月
- 附2.2) 河合直人、内田昭人、前川秀幸：伝統木造建築物の振動特性 その1. 平城京跡復元建物の常時微動測定 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道) pp.55-56 1995年8月
- 附2.3) 内田昭人、河合直人、前川秀幸：伝統的木造建築物の振動特性 その2. 法隆寺五重塔の常時微動測定 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿) pp.171-172 1996年9月

- 附 2.4) 河合直人、内田昭人、前川秀幸：伝統的木造建築物の振動特性 その3. 法隆寺金堂および中門の常時微動測定 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿) pp. 173-174 1996年9月
- 附 2.5) 前川秀幸、内田昭人、河合直人：伝統的木造建築物の振動特性 その4. 法隆寺大講堂の常時微動測定 日本建築学会学術講演会梗概集(近畿) pp. 175-176 1996年9月
- 附 2.6) 内田昭人、河合直人、前川秀幸：伝統的木造建築物の振動特性 その5. 薬師寺東塔および西塔の常時微動測定 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東) pp. 219-220 1997年9月
- 附 2.7) 河合直人、内田昭人、前川秀幸：伝統的木造建築物の振動特性 その6. 薬師寺東院堂および東大寺転害門の常時微動測定 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東) pp. 221-222 1997年9月
- 附 2.8) 前川秀幸、内田昭人、河合直人：伝統的木造建築物の振動特性 その7. 清水寺仁王門と南禅寺三門の常時微動測定 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州) pp. 259-260 1998年9月

附録 1

東長寺五重塔

常時微動測定と自由振動実験

附録 1 東長寺五重塔の常時微動測定と自由振動実験^{附 1.1)}

附 1.1 測定概要

東長寺五重塔の基本的な振動特性を調査するため、常時微動測定と人力加振試験を行った。伝統構法木造五重塔の常時微動測定は、江戸時代以前に建立された 22 基について既に行われ振動特性の傾向が示されている^{附 1.2)}。本測定では新築の東長寺五重塔の振動特性を明らかにし、併せて既往の研究結果との比較を行う。測定時の建物状況は、内装仕上げが未完の状況であるが、木建方工事と屋根葺き工事が完了している状態となっている。建物周囲は外部足場で覆われているが、足場は塔身には触れておらず、基壇（鉄筋コンクリート造）から自立した状態となっており、測定に影響はない状態であった。心柱・相輪と塔身頂部には制振装置が設置されているが、微動測定と人力加振による自由振動実験のため、制振ダンパーの効果が現れる程の変形量は生じないため、問題ないものとする。

附 1.2 測定目的

常時微動測定では、交通振動や風による五重塔の微小振動を観測することで、微小振動時の固有振動数・振動モード・減衰定数を求め、また地盤の卓越振動数を調査することを目的とした。人力加振試験では、常時微動測定で得られた並進 1 次固有振動で加振し、加振後の自由減衰振動から並進 1 次固有振動及び減衰定数を求め、減衰時に描く軌跡の確認を目的とした。これらの結果は解析モデルの固有値解析結果と比較することで解析モデルの妥当性を検証することができる。

附 1.3 測定方法・使用機器

測定器は（株）東京測器製のサーボ型速度計 VSE-15D（センサー）13 台と SPC-51（データ収録装置）を使用し（**附図 2.1, 2.2**）、地盤・基壇・柱盤上（塔身）・心柱・受花（相輪）にセンサーを設置し測定を行った（**附図 2.3**）。人力加振は**附図 2.4**に示すように成人数名による加振を行った。速度計の詳細を以下に示し、周波数特性を**附図 2.5, 2.6**に示す。

測定日は 2010 年 10 月 14 日～15 日、測定記録は速度・変位記録、サンプリング周波数 100Hz、1 回の測定時間は約 1 分～2 分間であるが安定した記録を得るため同様の測定を数回行った。常時微動測定は並進方向、ねじれ方向、鉛直方向、基壇、地盤の固有振動数を測定できるよう、**附図 2.7~2.9**に示す測定点に速度計を配置した。なお Case1 では CH2,3,8,13 の方向を点線矢印で示すように変化させ NS,EW の 2 方向の測定を行った。人力加振試験では常時微動測定で得られた水平とねじれの 1 次固有振動数で、並進では一方向加振、ねじれでは平面回転方向に塔身五重の軒先を加振し、自由減衰振動について記録した。

【速度計の仕様】

外形寸法：59.5×55×72mm，測定周波数：0.25～70Hz

最大測定範囲：速度 10kine・加速度±2000gal

感度：速度(Low)1V/kine・(High)10V/kine，加速度 5mV/gal(誤差±5%以内)

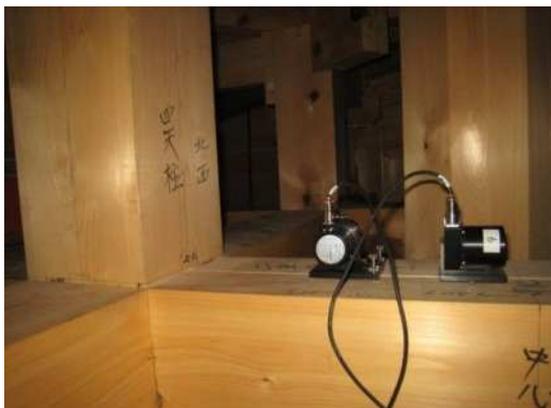
分解能：最大 30 μ kine，検定コイル：約 6 μ A/gal，使用温度範囲：-10～50℃



附図 0.1 サーボ型速度計



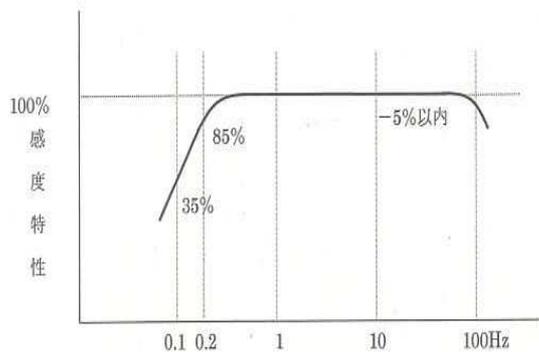
附図 0.2 データ収録装置



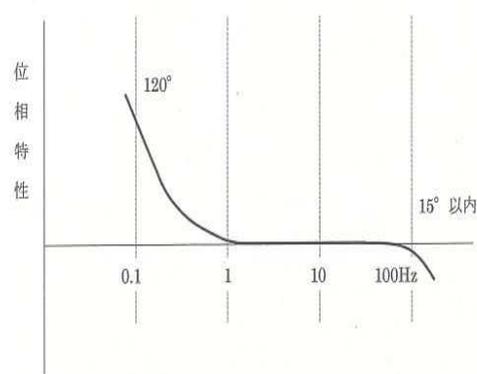
附図 2.3 速度計設置(柱盤上)



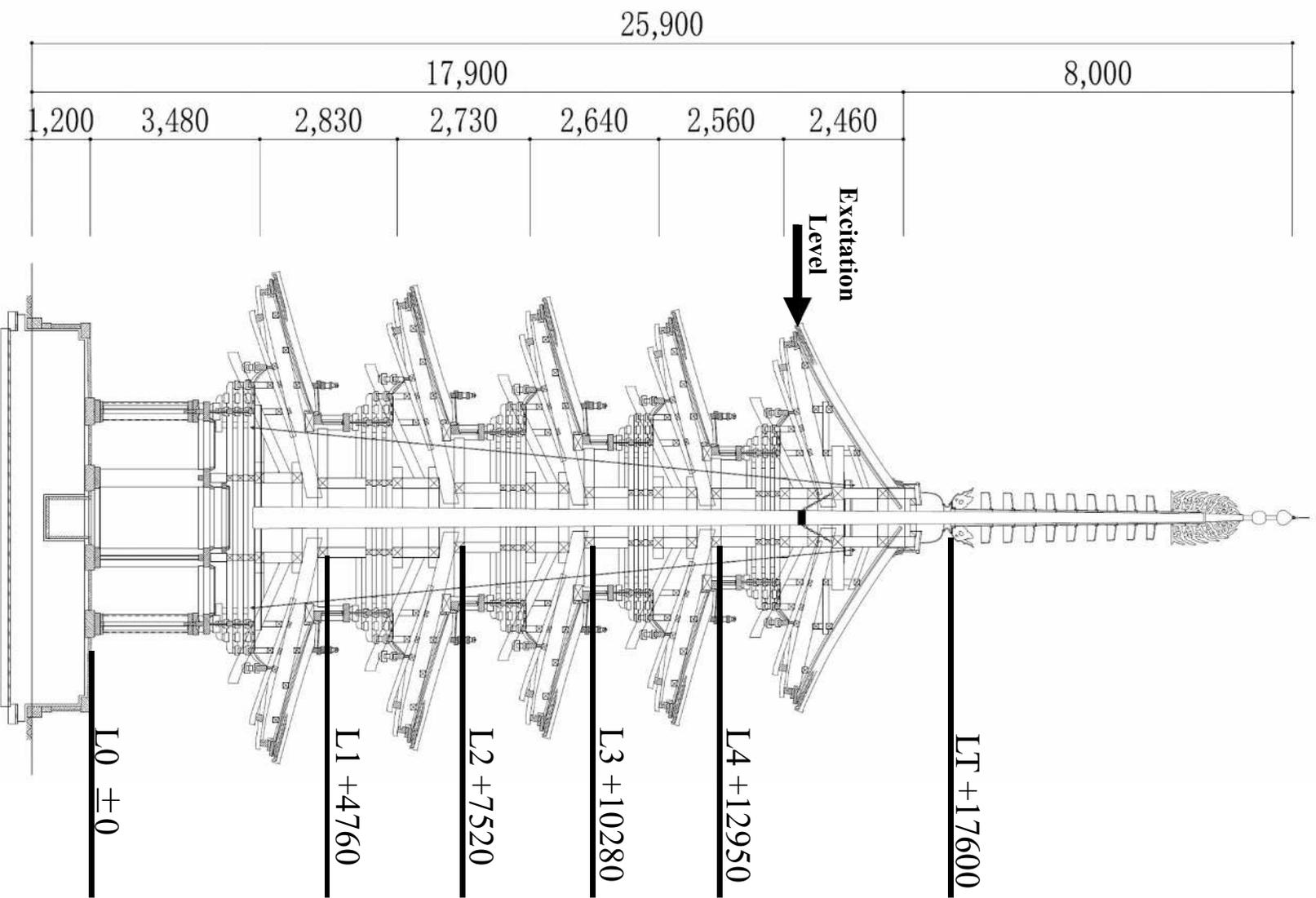
附図 2.4 五重軒での人力加振(並進)



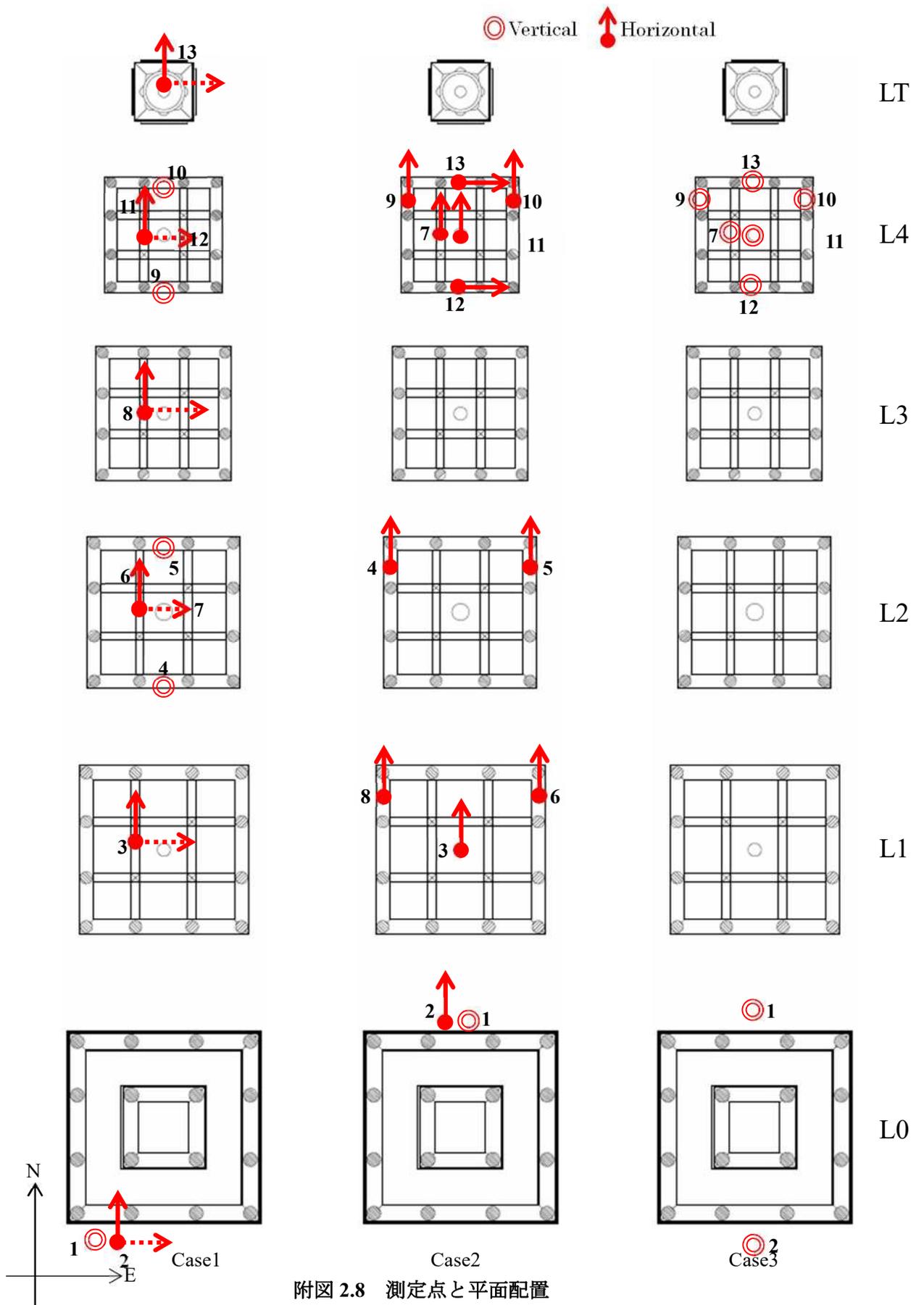
附図 2.5 速度計感度特性

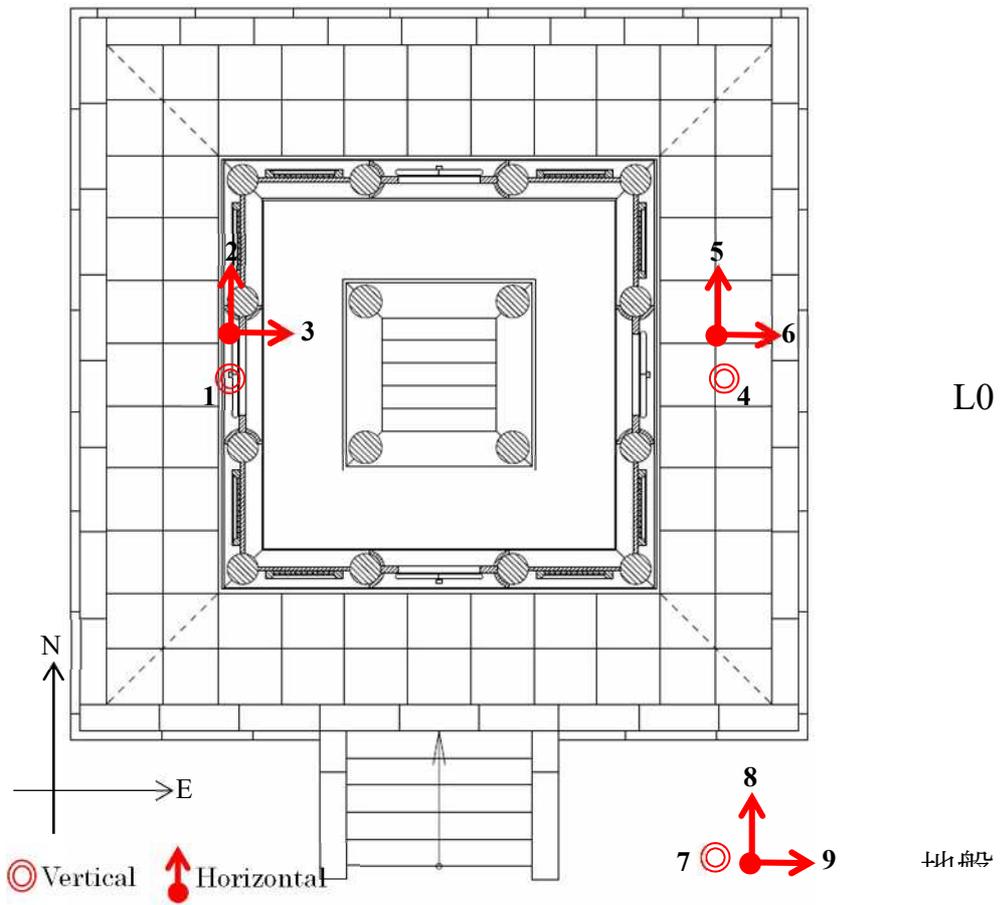


附図 2.6 速度計位相特性



附図 2.7 高さ方向の測定点





Case4

附図 2.9 平面の測定点

附 2.1 測定結果

附録 2.1.1 固有振動数

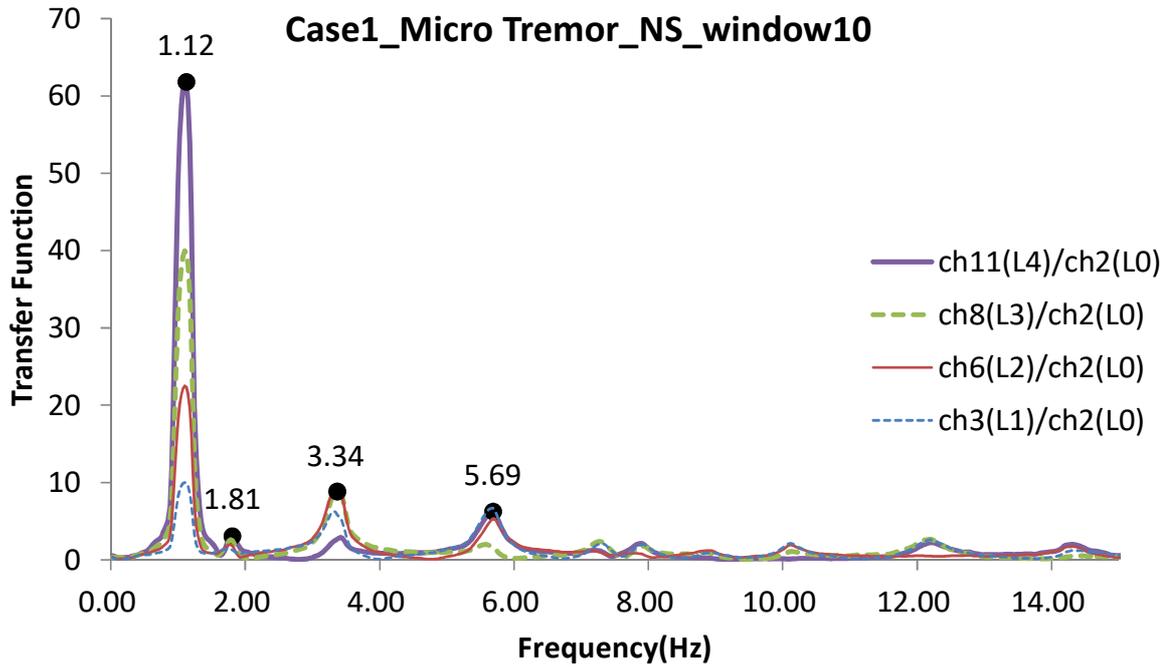
(1) 水平方向・地盤

Case1 の常時微動測定・人力加振試験の記録より FFT 解析を行い、L0 に対する L1~LT までの伝達関数、L1~LT のフーリエスペクトルを求め、塔身の南北方向と東西方向の固有振動数を得た。得られた結果を**附表 2.1** にまとめた。代表的な結果として、Case1 の微動測定から得られた NS 方向の伝達関数を**附図 2.10** に示し、ピーク振動数でのモード図を**附図 2.11** に示す。EW 方向の伝達関数を**附図 2.12** に示し、NS、EW 方向のフーリエスペクトルを**附図 2.13**、**2.14** に示す。人力加振は**附図 2.4** に示す五重軒を南北方向と東西方向の 2 方向について行った。なお図表に示す結果は、複数回行った記録の平均を使用している。

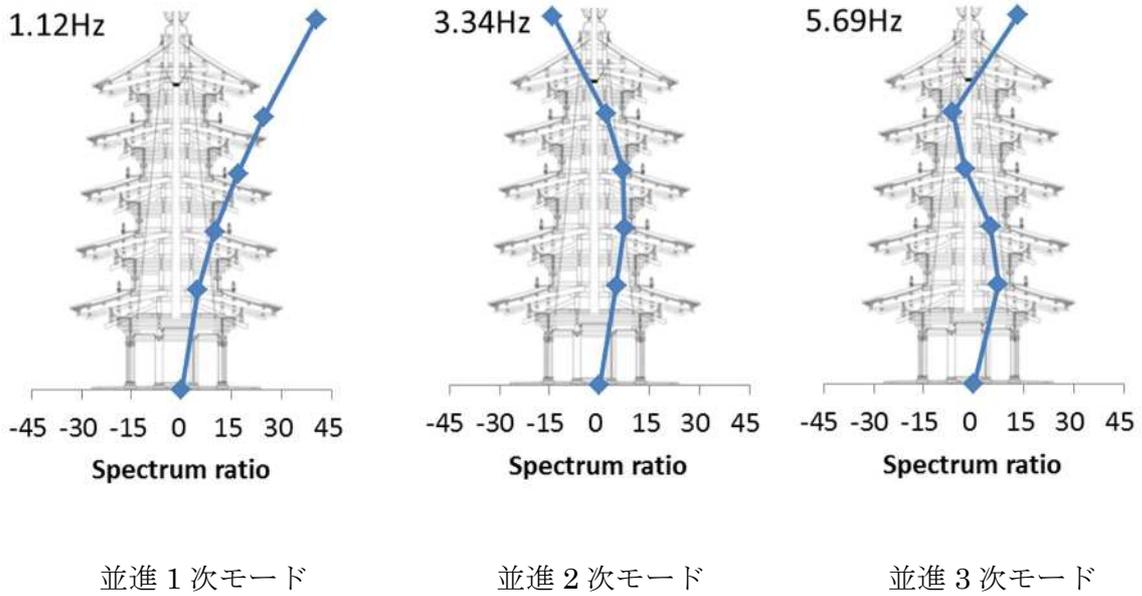
伝達関数及びフーリエスペクトルにおいて 1 次固有振動数の後に 1.8Hz 程度でピーク値を取るが、これは後述のねじれの固有振動数の影響である。以上の結果から常時微動測定での並進 1 次～3 次固有振動数は伝達関数の結果を採用し、1.14Hz、3.32Hz、5.64Hz であると分かり、人力加振での並進 1 次～3 次固有振動数は 1.09Hz、3.24Hz、5.38H と得られた(平均値)。

附表 2.1 水平方向固有振動数・地盤卓越振動数

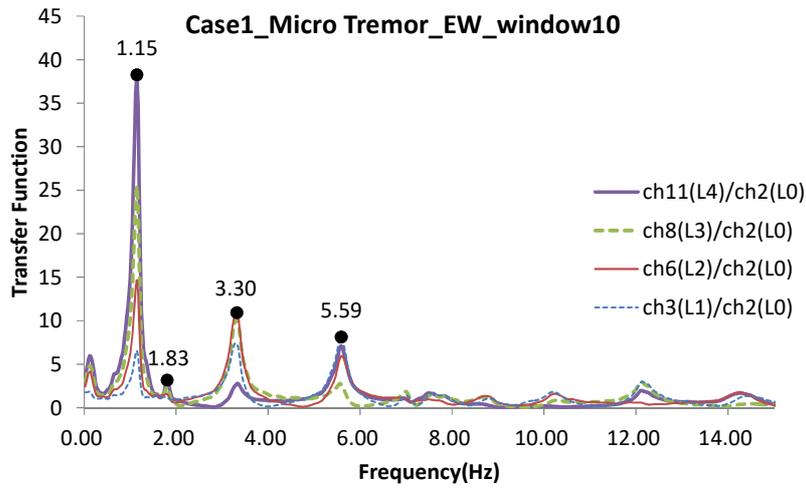
(Hz)	microtremor				Free Vibration	
	Transfer Function		Fourier Spectrum		Fourier Spectrum	
	NS	EW	NS	EW	NS	EW
1st	1.12	1.15	1.08	1.11	1.08	1.09
2nd	3.34	3.30	3.30	3.27	3.24	3.24
3rd	5.69	5.59	5.55	5.58	5.35	5.41



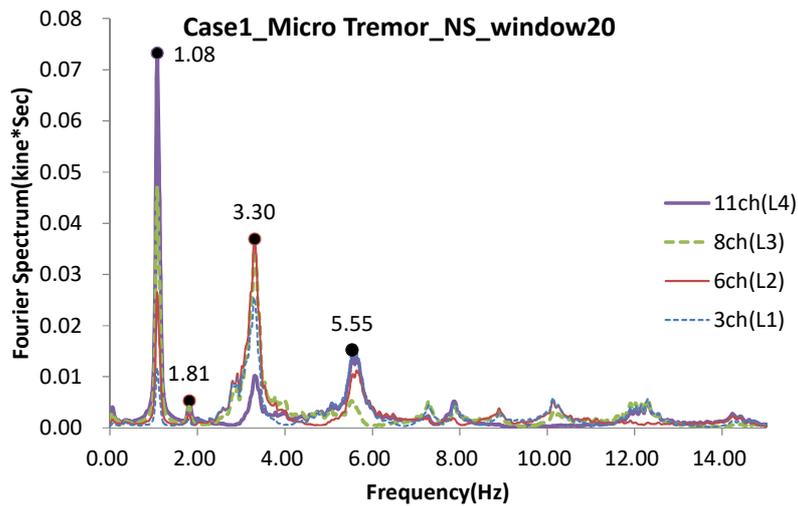
附図 2.10 Case1 微動測定 NS Transfer Function



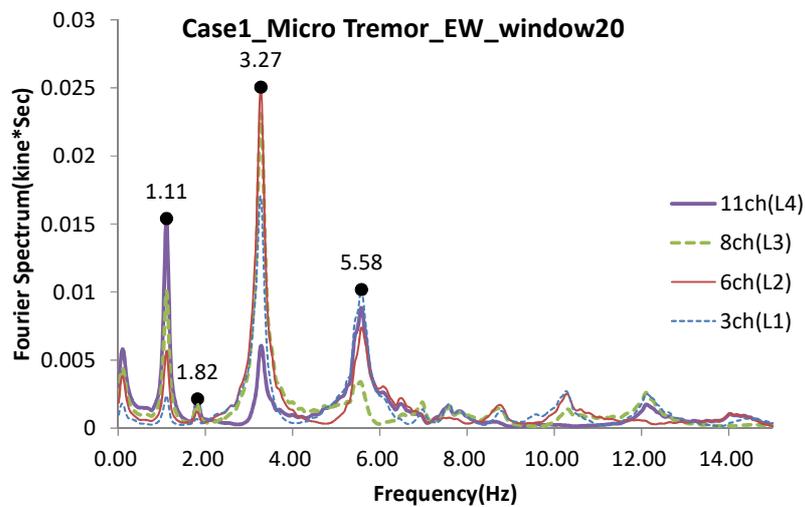
附図 2.11 並進モード図



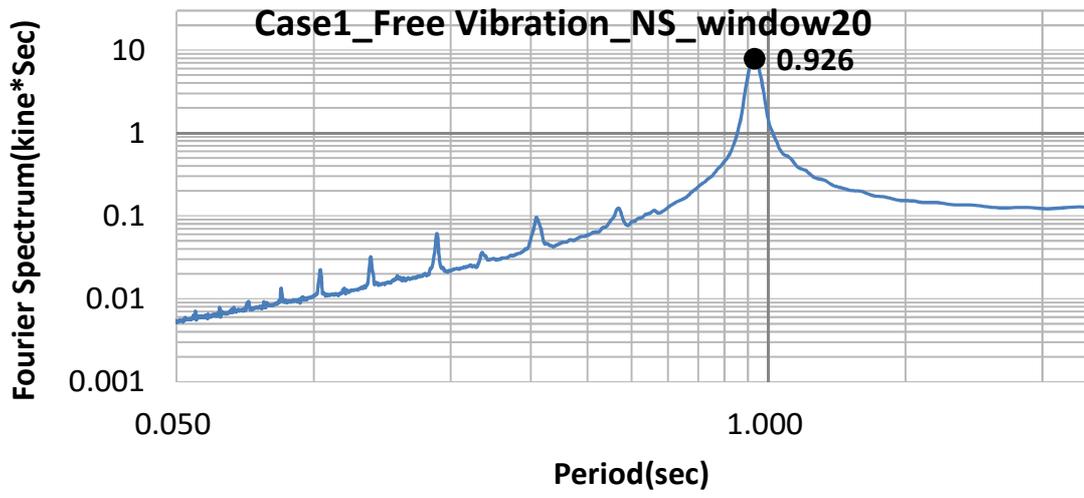
附図 2.12 Case1 微動測定 EW Transfer Function



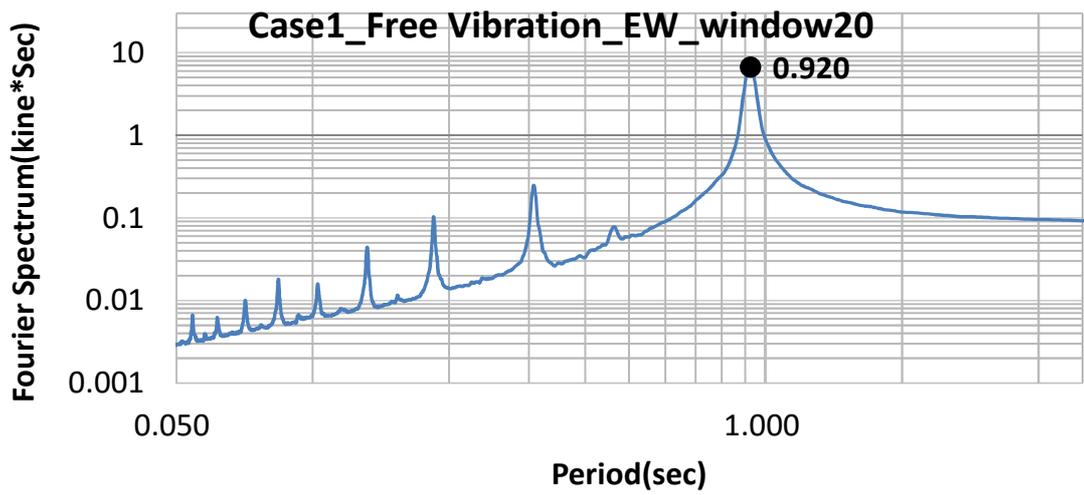
附図 2.13 Case1 微動測定 NS Fourier Spectrum



附図 2.14 Case1 微動測定 EW Fourier Spectrum



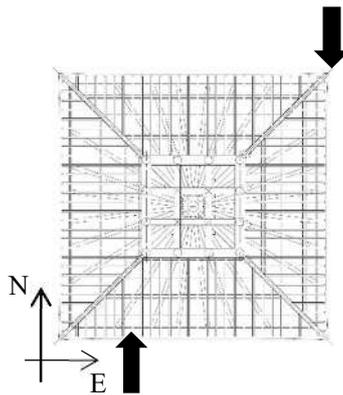
附图 2.15 Case1 人力加振 NS Fourier Spectrum



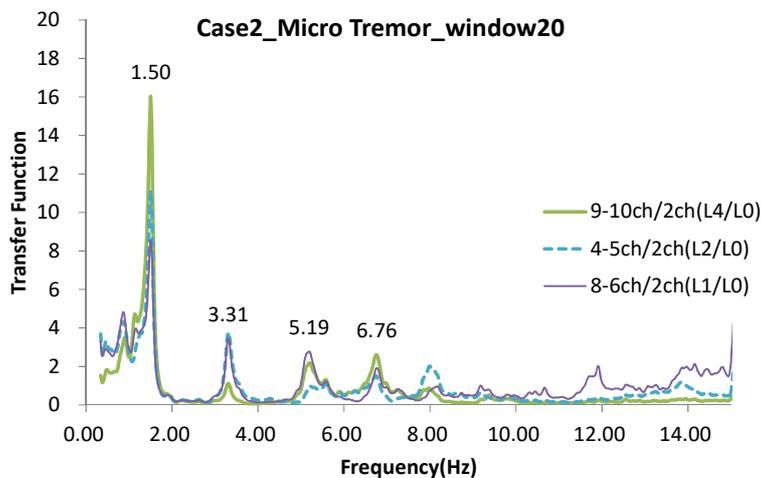
附图 2.16 Case1 人力加振 EW Fourier Spectrum

(2) ねじれ動

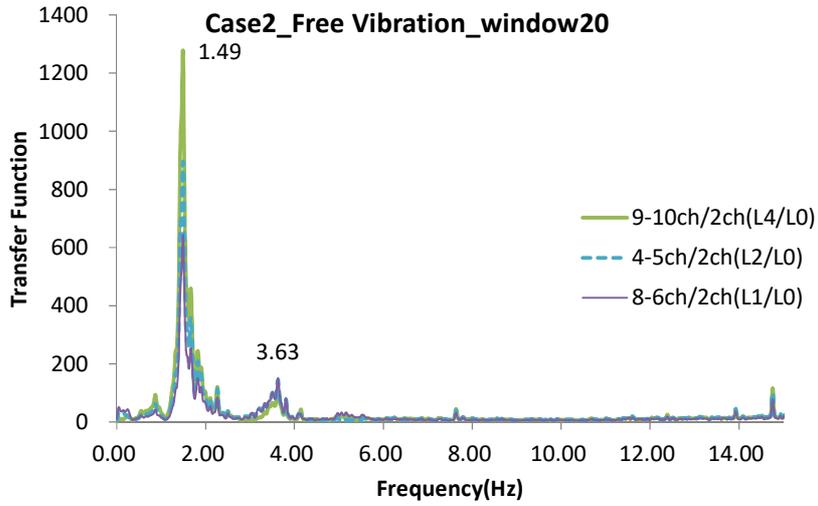
Case2 の常時微動測定と人力加振試験(附図 2.18)から得られた速度記録からねじれ固有振動数を求める。導出方法は、高さ L2,L3,L5 において塔身の両脇を測定した時刻歴波形の差を取り、その波形について FFT 解析を行いフーリエスペクトルと、L0 に対する伝達関数を求め卓越振動数をねじれの固有振動数とした(附図 2.19~2.21)。共通して見られる 1.5Hz 付近の振動数がねじれの 1 次振動数である。附図 2.18 のピーク値 3.31Hz, 5.19Hz は並進の 2 次, 3 次固有振動数である。附図 2.19, 2.20 の 3.6Hz 付近のピークはねじれ 2 次固有振動数である。微動測定では 3.3Hz 付近に並進 2 次モードがあるため卓越しないが、強制振動により現れる振動モードであると考えられる。附図 2.20 の 1.8Hz 付近のピーク値は微動測定で現れたねじれの振動数と一致する。しかし、附図 2.21, 2.22 に示す狭域のバンドパスフィルタを 1.5Hz, 1.8Hz を含む範囲でかけた時刻歴波形によると 1.5Hz では、L4 両端の CH9 と CH10 が逆位相で振動し平面的にねじれていると言え、1.8Hz では CH9 と CH10 が同位相でねじれではないことが分かる。以上の結果よりねじれの 1 次固有振動数は 1.49Hz, 2 次は 3.63Hz と得られた。



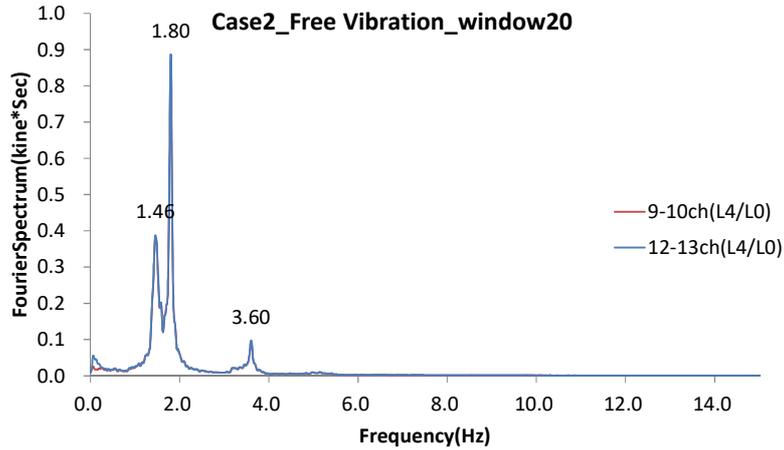
附図 2.17 ねじれ人力加振方向(Torsional Excitation)



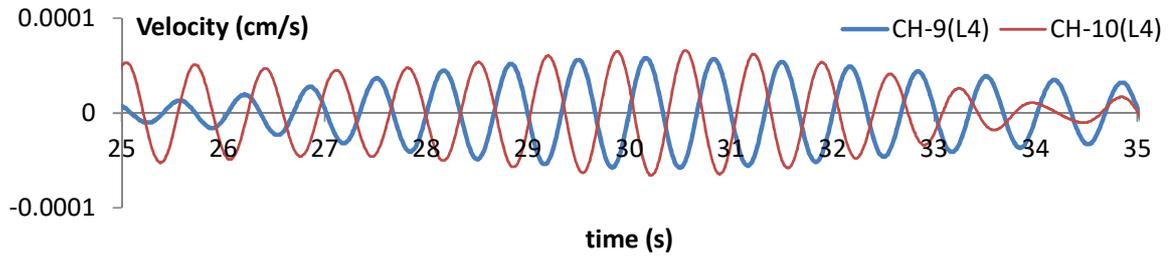
附図 2.18 Case2 微動測定 NS Transfer Function



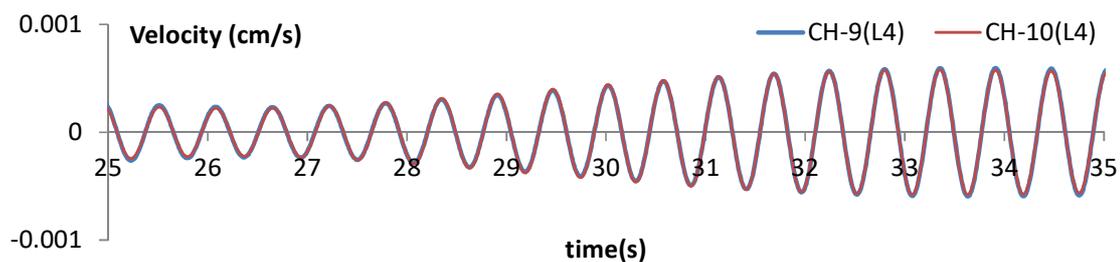
附圖 2.19 Case2 人力加振 NS Transfer Function



附圖 2.20 Case2 人力加振 NS Fourier Spectrum



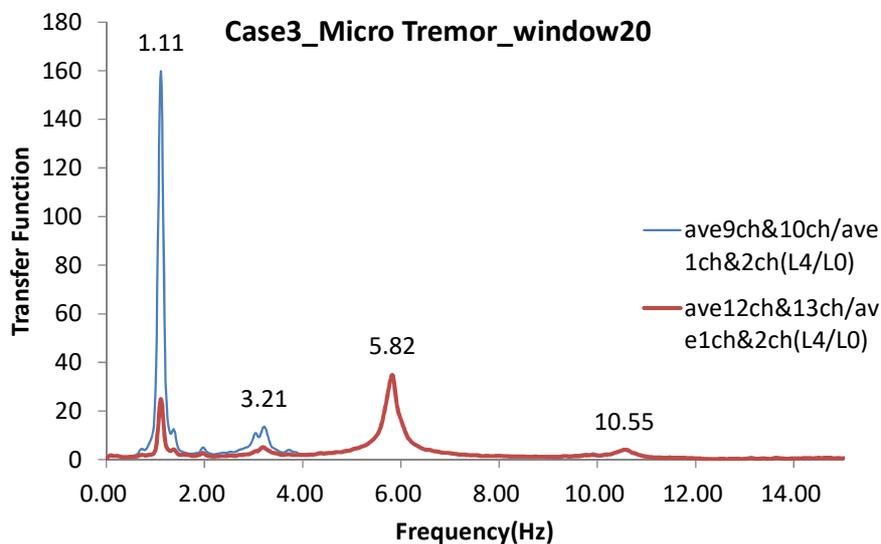
附圖 2.21 時刻歷波形 Band Pass Filter 1.4Hz-1.6Hz



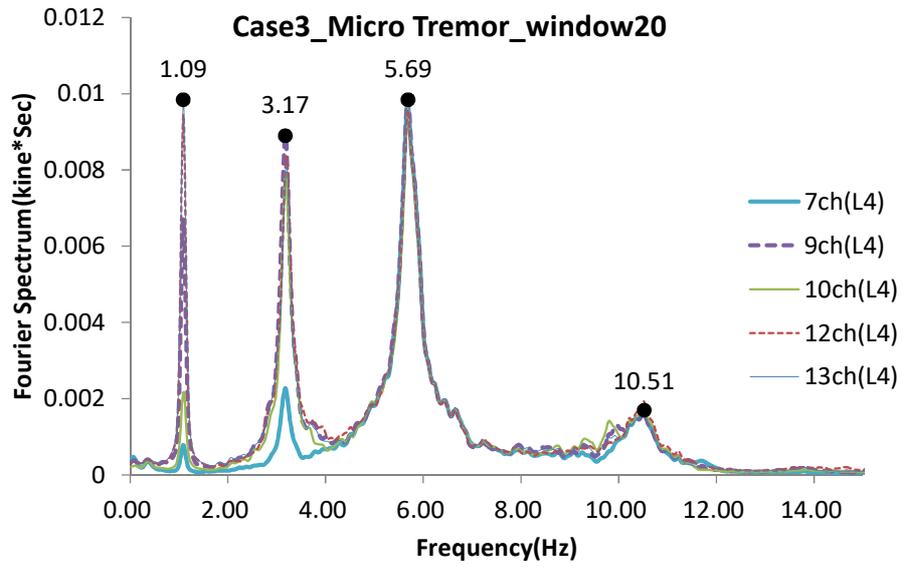
附図 2.22 時刻歴波形 Band Pass Filter 1.7Hz-1.9Hz

(3) 鉛直方向

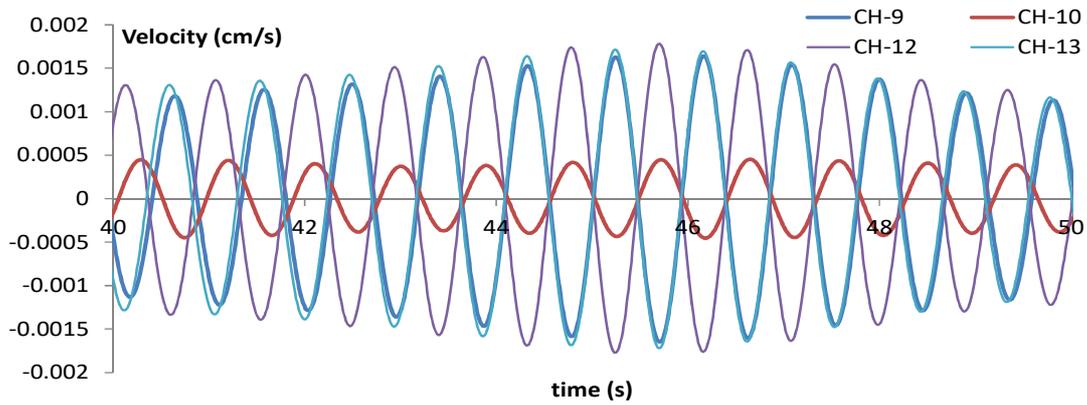
Case3 の常時微動測定によって得られた速度記録から、L0 に対する L4 の鉛直方向成分の伝達関数と、L4 測定点のフーリエスペクトルを求めた (附図 2.23, 2.24)。共通して現れる、1.1Hz, 3.2Hz, 5.7~5.8Hz 付近のピーク値は並進 1 次~3 次モードのロッキングによる影響であり、鉛直方向の固有振動数は 10.5Hz である。これは、狭域のバンドパスフィルタを 1.1Hz, 10.5Hz を含む範囲でかけた時刻歴波形 (附図 2.25, 2.26) より、1.1Hz では並進 1 次モードで振動しているため塔身の両端での逆位相となるが、10.5Hz では同位相となり伸縮であることが分かる。以上より鉛直方向の 1 次固有振動数は 10.5Hz である。



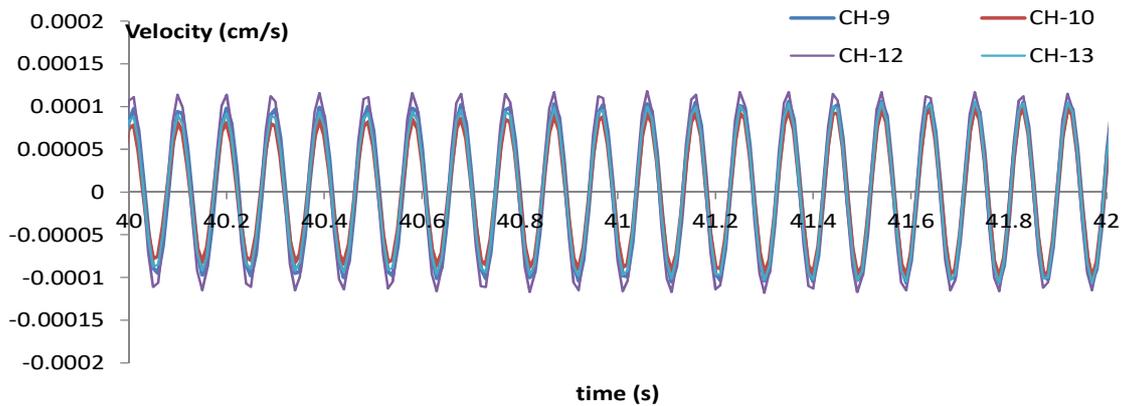
附図 2.23 Case3 微動測定 鉛直方向 Transfer Function



附圖 2.24 Case3 微動測定 鉛直方向 Fourier Spectrum



附圖 2.25 時刻歷波形 Band Pass Filter 0.9Hz-1.2Hz

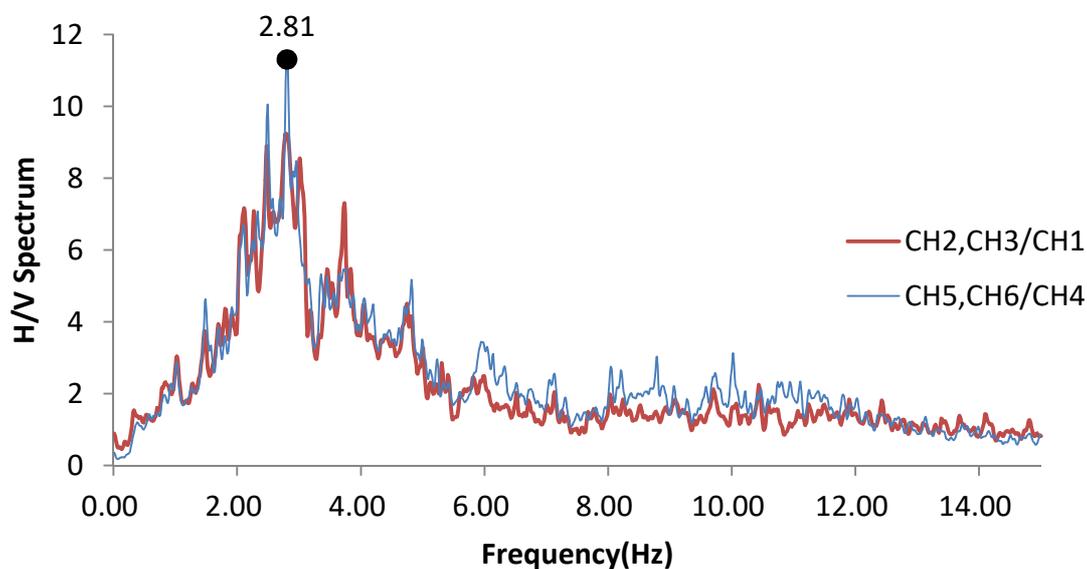


附圖 2.26 時刻歷波形 Band Pass Filter 10.4Hz-10.6Hz

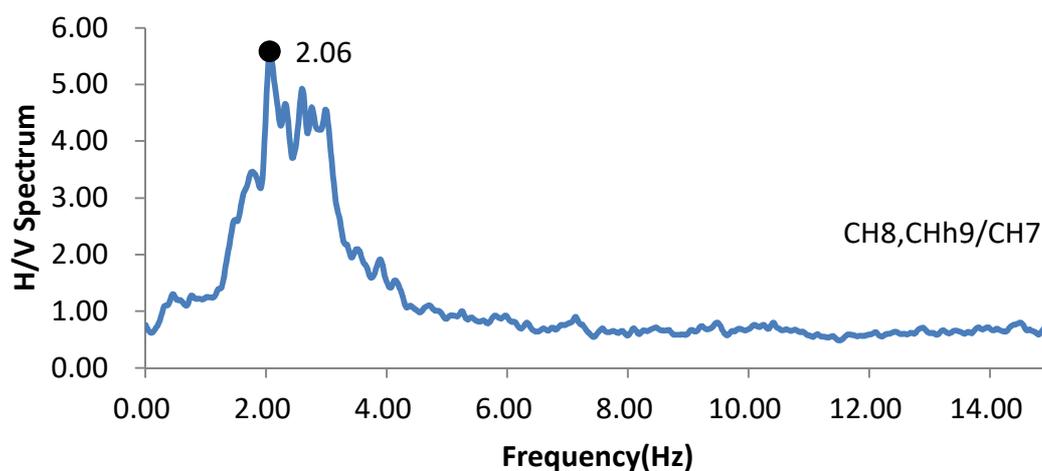
(4) 基壇及び地盤

Case4 では、基壇(L0)及び地盤の卓越振動数を明らかにするため、基壇 2 箇所と地盤の H/V(8ch×9CH/7ch)スペクトル算出を行った。H/V スペクトルは、S 波増幅特性／P 波増幅特性に近似することが知られ、表層地盤の卓越振動数の簡易な推定が行える。附図 2.27 に基壇の H/V スペクトルを示し、附図 2.28 に地盤の H/V スペクトルを示す。

この結果より、基壇の卓越振動数は 2.81Hz、地盤の卓越振動数は 2.06Hz であると得られた。



附図 2.27 微動測定 L0 H/V Spectrum

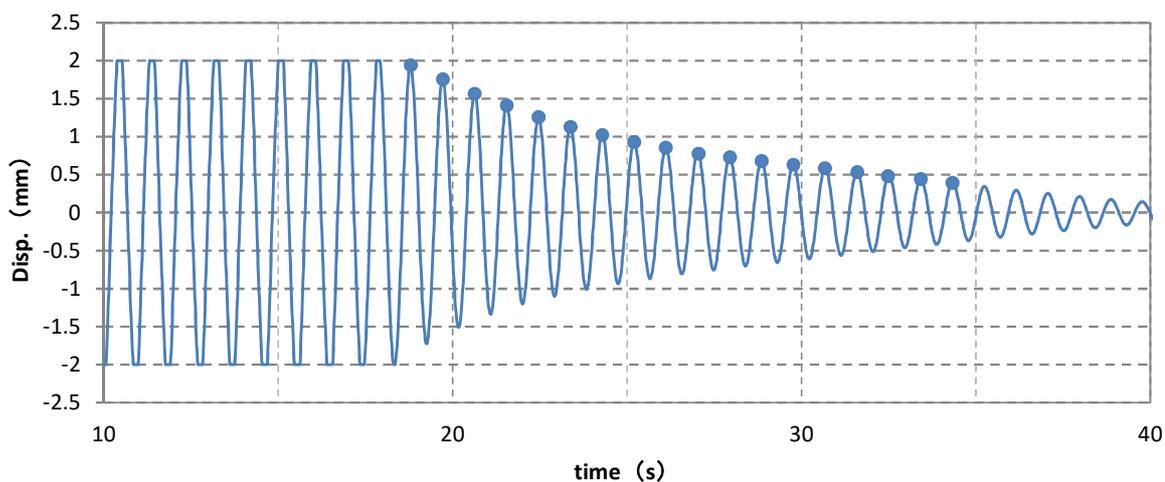


附図 2.28 微動測定 地盤 H/V Spectrum

附 2.1.2 減衰定数

Case1 の測定点で並進 1 次固有振動数にあわせ人力加振し，その後の自由減衰振動波形から対数減衰率により減衰定数を求めた．附図 2.29 に時刻歴波形，附図 2.30 に最小 2 乗法による X_i/X_{i+1} の算出を示し減衰定数 h の算定方法を以下に示す．

この算定法により減衰定数 h は NS 方向 1.56%，EW 方向 1.64%と得られた．

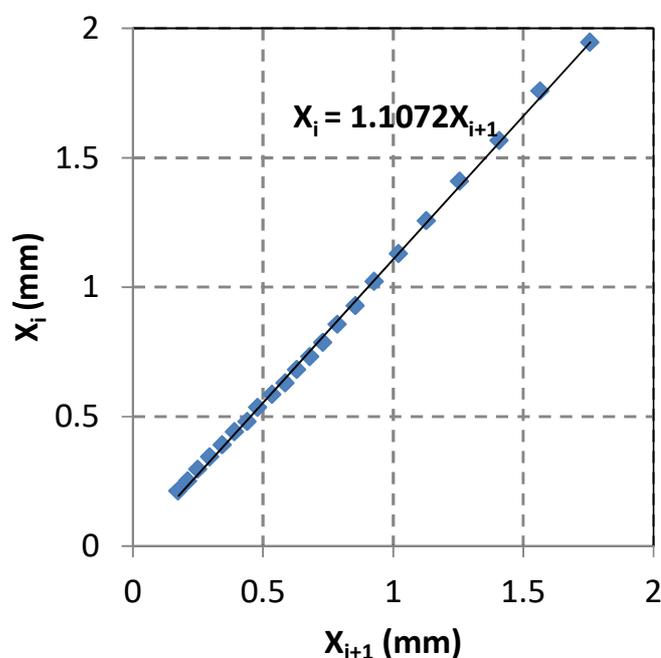


附図 2.29 Case1 EW 方向 減衰自由振動 時刻歴波形 ch12

時刻歴波形に●で示すように 1 周期ごとに最大振幅値を抽出し順に X_i ， X_{i+1} とする．

X_i を Y 軸 X_{i+1} を X 軸としてプロットし最小 2 乗法により X_i/X_{i+1} を算出する．本結果では 1.1072 と求まる．減衰定数 h の算定式で算出

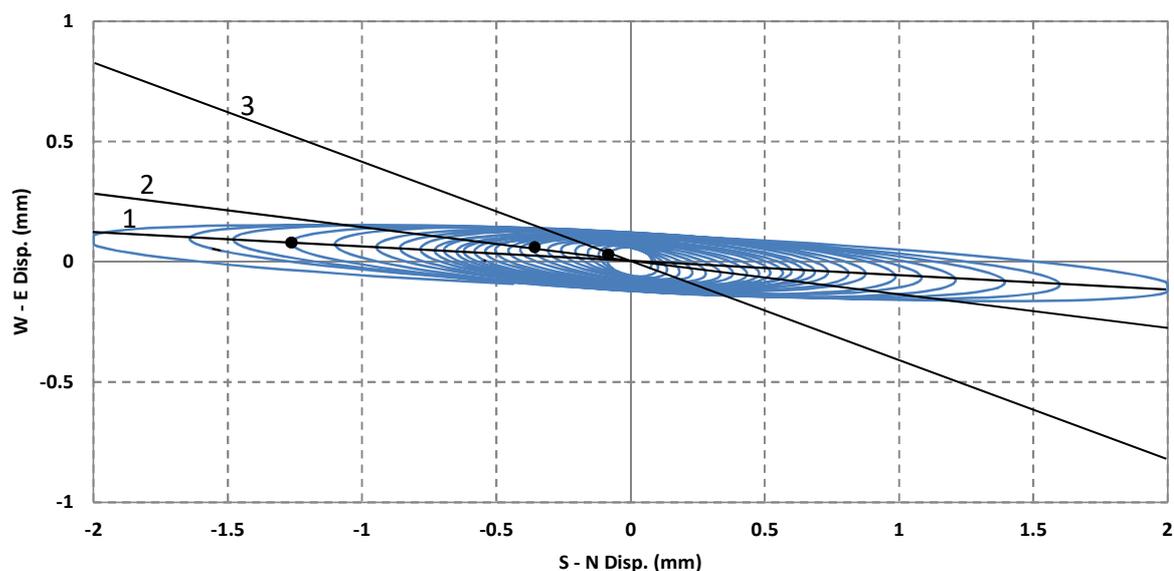
$$h = \frac{1}{2\pi} \log \left(\frac{X_i}{X_{i+1}} \right) = 0.016$$



附図 2.30 最小 2 乗法による X_i/X_{i+1} の算出

附 2.1.3 減衰自由振動軌跡

既往の研究結果では、五重塔の主要振動方向が対角方向であることが指摘されている。本建物において、同様の傾向がみられるかを確認するため、Case1 NS 方向人力加振による自由減衰振動の軌跡と、原点からの振動方向最大値を任意に 3 点抽出し、原点と最大値を結ぶ直線 1~3 を附図 2.31 に示した。附表 2.2 に 1~3 の NS 方向軸となす角度(rad)を示す。約 0.3rad であるが、減衰が進むに連れて加振方向が支配的であった軌跡が、対角方向の振動に変化することが分かる。



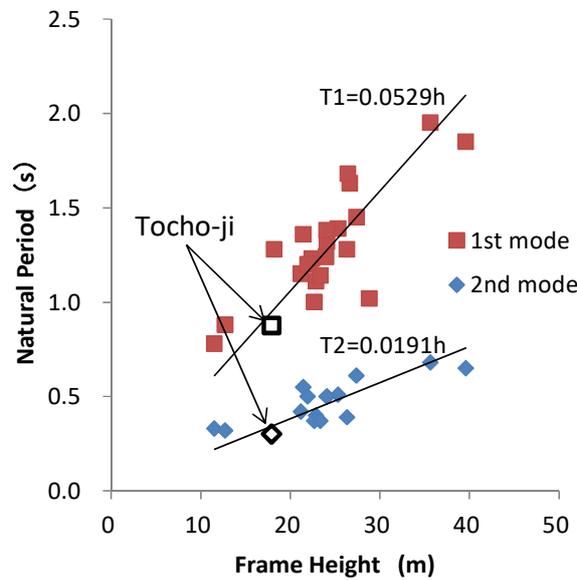
附図 2.31 Case1 人力加振自由振動 NS 方向軌跡 NS(ch11),EW(ch12)

附表 2.2 任意点の座標・NS 軸となす角

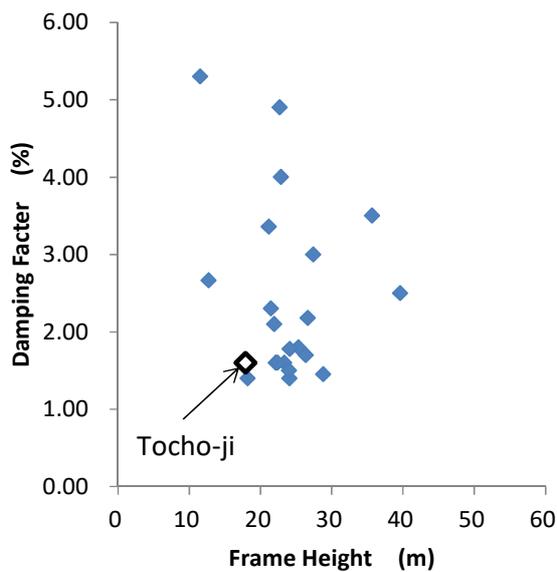
Number	W-E Disp. (mm)	S-N Disp. (mm)	Angle(rad)
1	0.08	-1.26	0.06
2	0.06	-0.36	0.17
3	0.03	-0.08	0.37

附 2.1.4 既往の研究との比較

既往の研究による江戸時代以前に建立された 22 基の木造五重塔の振動特性と、東長寺五重塔の振動特性について比較を行った。附表 2.3 に五重塔の一覧表を、附图 2.32 に木造五重塔の並進固有振動数と塔身高さを、附图 2.33 に塔身高さと並進 1 次モードでの減衰定数の関係を示した。固有振動数の結果は、大場ら^{附 1.2)}によって指摘されている並進 1 次モード $T1=0.05h$ 、2 次モード $T2=0.0191h$ の直線と比較的良く一致し、相関性があることが分かる。微小変形時の減衰定数は、1%~5.5%間に分布しているが、その中で 1600 年以降に建立された五重塔は 1%~2.5%間に集中しており、新築の東長寺五重塔の減衰定数も新しい五重塔の傾向と対応していると確認できる。



附图 2.32 塔身高さ(m)と固有振動数(sec)の関係



附图 2.33 塔身高さ(m)と減衰定数(%)の関係

附表 2.3 五重塔一覽

五重塔(指定)	建立年(時代)[年]	總高[m]	塔身高[m]	構造形式		固有周期[sec]		減衰定数[%]	
				構法	屋根	心柱	1次		2次
法隆寺(国宝)	680頃(飛鳥)	32.55	22.87	積重ね式	本瓦葺	掘立	1.11	0.4	4.00
室生寺(国宝)	800頃(奈良末~平安)	16.10	11.53	積重ね式	檜皮葺	礎石上	0.78	0.33	5.30
醍醐寺(国宝)	952(平安天曆)	38.16	25.35	積重ね式	本瓦葺	礎石上	1.39	0.51	1.80
海住山寺	1214(鎌倉建保)	17.70	12.73	積重ね式	本瓦葺	初重天井上	0.88	0.32	2.67
明王院(国宝)	1348(室町貞和)	29.14	21.46	積重ね式	本瓦葺	初重天井上	1.36	0.55	2.30
羽黒山(国宝)	1377(室町応安)	29.29	22.15	積重ね式	二ヶら葺	初重天井上	1.20		1.60
巖島神社(重文)	1407(室町応永)	28.38	21.19	積重ね式	檜皮葺	初重天井上	1.15	0.42	3.36
興福寺(国宝)	1426(室町応永)	50.10	35.66	積重ね式	本瓦葺	礎石上	1.95	0.68	3.50
法観寺(重文)	1440(室町永享)	38.87	26.66	積重ね式	本瓦葺	礎石上	1.63		2.18
瑠璃光寺(国宝)	1442(室町嘉吉)	31.20	22.69	積重ね式	檜皮葺	礎石上	1.00	0.37	4.90
池上本門寺(重文)	1607(桃山慶長)	29.25	23.35	長柱式	1・2層本瓦葺・上3層銅板瓦葺	初重天井上	1.14	0.37	1.60
妙成寺(重文)	1618(江戸元和)	33.87	24.10	長柱式	二ヶら葺	礎石上	1.32	0.5	1.78
法華経寺(重文)	1622(江戸元和)	30.78	22.41	長柱式	銅板瓦葺	礎石上	1.23		1.60
旧寛永寺(重文)	1639(江戸寛永)	32.26	24.08	長柱式	4層まで本瓦葺・5層銅板瓦葺	礎石上	1.38	0.5	1.40
教王護国寺(国宝)	1643(江戸寛永)	54.84	39.60	長柱式	本瓦葺	礎石上	1.85	0.65	2.50
仁和寺(重文)	1644(江戸寛永)	35.92	26.41	長柱式	本瓦葺	礎石上	1.68		
最勝院(重文)	1666(江戸寛文)	31.31	21.94	櫓式(特殊)	銅板瓦葺	初重天井上	1.20	0.5	2.10
大石寺(重文)	1749(江戸寛延)	33.40	28.83	長柱式	銅板瓦葺	礎石上	1.02		1.45
興正寺(重文)	1808(江戸文化)	30.00	24.00	積重ね式	本瓦葺	礎石上	1.24		1.50
日光東照宮(重文)	1818(江戸文政)	34.46	26.34	櫓式	銅板瓦葺	懸垂	1.28	0.39	1.70
妙宣寺(重文)	1825(江戸文政)	24.10	18.20	不明	棧瓦葺	礎石上	1.28		1.40
備中国分寺(重文)	1825(江戸文政)	34.24	27.39	櫓式	本瓦葺	礎石上	1.45	0.61	3.00
東長寺五重塔	2011.3(平成23年)	25.90	17.90	積重ね式	本瓦葺	初重天井上	0.88	0.30	1.60

附 2.2 まとめ

附表 2.4 に本測定によって得られた固有振動数と減衰結果の一覧を示す。常時微動測定および自由振動実験より、並進固有振動 1 次, 2 次, 3 次は南北方向 1.12Hz, 3.34Hz, 5.69Hz, 東西方向 1.15Hz, 3.30Hz, 5.59Hz と得られた。南北方向および東西方向で近い固有振動数を取り剛性がほぼ等しいと分かった。

人力加振での並進 1 次固有振動数は 1.09Hz と常時微動測定の結果よりやや長周期化しており、固有振動数の変位依存性によるものと思われる。また、ねじれの固有振動数は 1 次 1.49Hz, 2 次 3.63Hz と得られ 2 次は人力加振時のみ確認できた。1 次モードでの減衰定数は、微小変形時で 1.6% と得られたが、大変形時には増加すると考えられるため地震観測結果との比較が必要である。

微動による基壇及び地盤の卓越振動数は 2.81Hz, 2.06Hz と確認できたが、地震時は長周期成分の卓越も考えられるため検討が必要である。既往の研究と東長寺五重塔の振動特性を検証した結果では、自由減衰振動時に振動方向が対角方向に変移していく現象がみられ、固有周期は五重塔の塔身高さと固有周期の関係式に対応することを確認でき、減衰定数も概ね対応していた。

附表 2.4 固有振動数(Hz)と減衰定数一覧

Method	Microremor			Free-Vibration		Free-Vibration		Microremor	Microremor	Microremor
	Translational mode			Translational mode	Damping Factor	Torsional mode				
	1 st mode	2 nd mode	3 rd mode			1 st mode	2 nd mode			
NS	1.12	3.34	5.69	1.08	1.56%	1.49	3.63			
EW	1.15	3.30	5.59	1.09	1.64%	-	-	10.50	2.81	2.06
ave.	1.14	3.32	5.64	1.09	1.60%	-	-			

附録 2
長念寺本堂
常時微動測定と自由振動実験

附録 2 長念寺本堂の常時微動測定と自由振動実験^{附 2.1)}

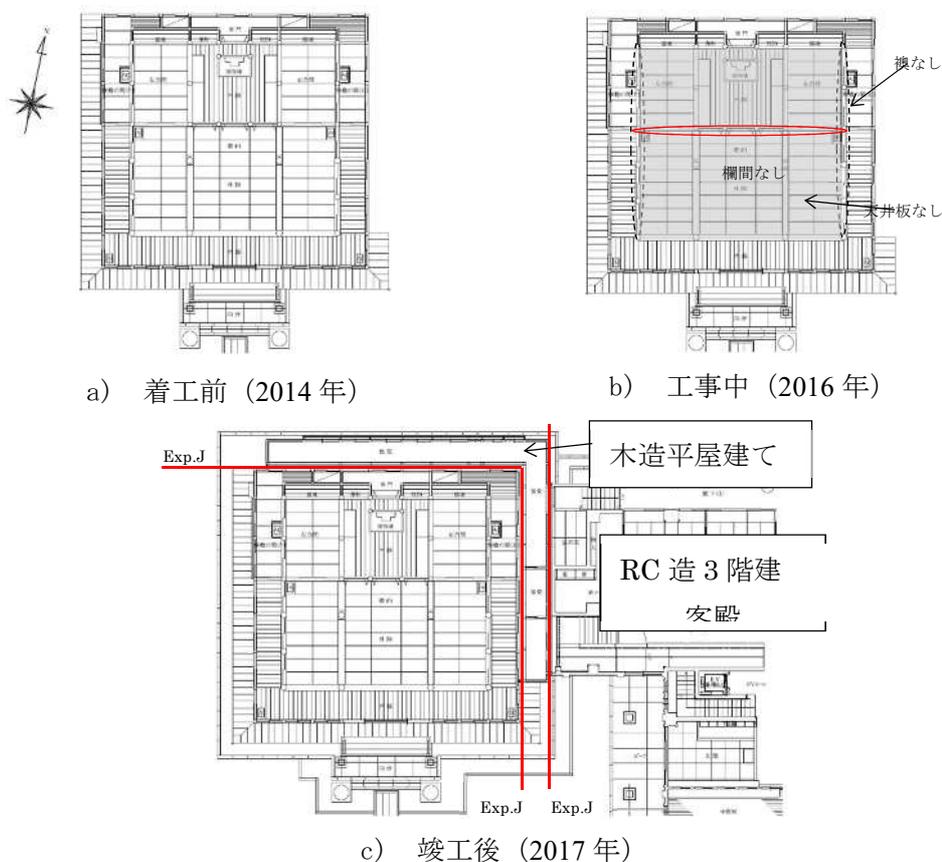
附 2.1 測定概要

長念寺本堂の基本的な振動特性を調査するために、工事の進捗に伴って常時微動測定と人力加振による自由振動実験を行った。測定時期は、工事前・工事中・竣工時の3つの時期で、それぞれの建物の特徴を以下に列挙し、**附図 2.1**に各測定時期の建物平面図を示す。

着工前 (2014年) 長念寺本堂が単体で建っている状況で、長押や1階床などに歪みが生じていた。ただし、軸組には大きな歪は生じておらず、2011年東北地方太平洋沖地震による顕著な被害は見受けられなかった。

工事中 (2016年) 長念寺本堂が単体で建っている状況で、RC造の耐圧版が施工されており、屋根の葺き替えと水平構面ダンパーの設置が完了している。なお、欄間や襖、天井板、仏具などは補修のため取り外されていた。

竣工後 (2017年) 長念寺本堂がエクステンションジョイント（以後、Exp.Jと呼称）を介して、L字型の木造の後堂と一体となっており、さらに後堂は、Exp.JでRC造の客殿と一体となっている。また、工事中取り外されていた欄間や襖、仏具などは全て設置されており、室内は着工前と同様の状態である。



附図 2.1 工事の進捗に伴う建物変遷図

伝統木造建築物の常時微動測定は、数多く実施されておりその振動特性の傾向が示されている^{附 2.2~2.8}。本測定では、長念寺本堂の振動特性を明らかにし、併せて既往の研究結果との比較を行う。

附 2.2 測定目的

常時微動測定では、交通振動などによる本堂の微小振動を観測することで、微小振動時の固有振動数・振動モード・地盤の卓越振動数を調査することを目的とした。また、人力加振による自由振動実験では、常時微動測定で得られた並進 1 次固有振動数で加振することにより、加振後の自由減衰振動から減衰定数を求めることを目的とした。

これらの測定結果と解析モデルの固有値解析の結果を比較することで、解析モデルの妥当性を検証することができる。

附 2.3 測定方法・使用機器

附図 2.2~2.3 に(株)東京測器製のサーボ型速度計 VSE - 15D(センサー)を、附図 2.4~2.6 に速度計の設置状況を、附図 2.7 に人力加振状況を、附図 2.8~2.9 に速度計の周波数特性を示す。速度計は、小屋裏の桁梁上と地盤にそれぞれ設置し、合計 15 台使用した。データ収録装置は SPC - 51 を使用した。人力加振は成人数名で行った。

測定記録は速度記録で、サンプリング周波数は 100Hz、ゲインは常時微動測定では 20 ゲイン、人力加振では 2 ゲインで測定を行った。安定した微動を得るために 1 分程度の短い計測を数回(5~7 回程度)行い、その後 20 分程度の計測を行った。常時微動測定は、並進方向及び地盤の測定を同時にできるよう附図 2.10 に示す位置に速度計を設置し、2 方向(南北、東西)同時に測定を行った。高さ方向の設置位置を附図 2.10 に示す。人力加振では、南北方向・東西方向それぞれで行い、各 5 回測定した。附図 2.11 に加振位置を示す。地盤の微動測定は、建物の影響が及びにくい地盤上の適当な場所にコンクリート板を埋め込み、その上に速度計 3 台(水平方向と上下動測定)を設置した。

【速度計の仕様】

外形寸法：59.5 mm×55 mm×72 mm ($L_1 \times L_2 \times L_3$), 測定周波数：0.2～70Hz

測定範囲：(速度)±10kine, (加速度)±2000Gal, 分解能： 10^{-5} mV/Gal

感度：(速度 Low)1V/kine, (速度 High)10V/kine, (加速度)5mV/Gal

検定コイル：6 μ A/Gal, 使用温度範囲：-10℃～50℃



附図 2.2 速度計(VSE-15D)



附図 2.3 データ収録装置(SPC-51)



附図 2.4 CH4 及び CH7 の設置状況



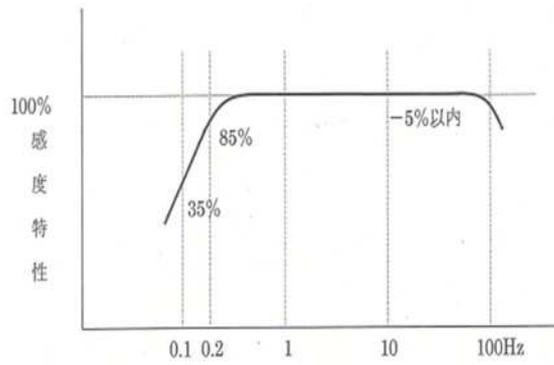
附図 2.5 CH9 の設置状況



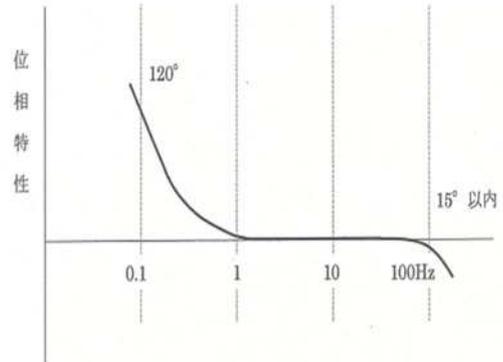
附図 2.6 地盤用速度計設置状況



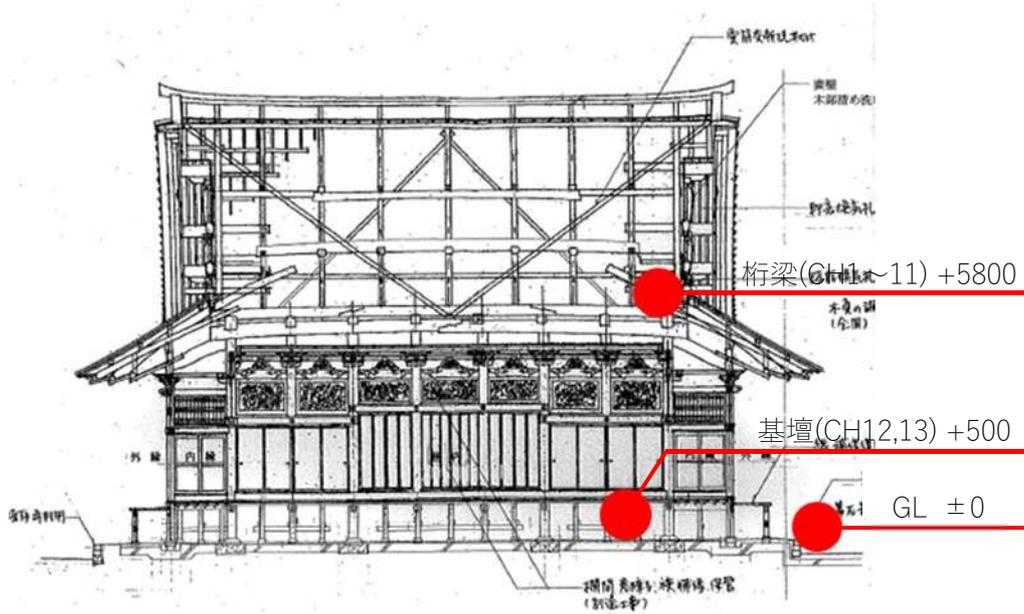
附図 2.7 東西方向人力加振の様子



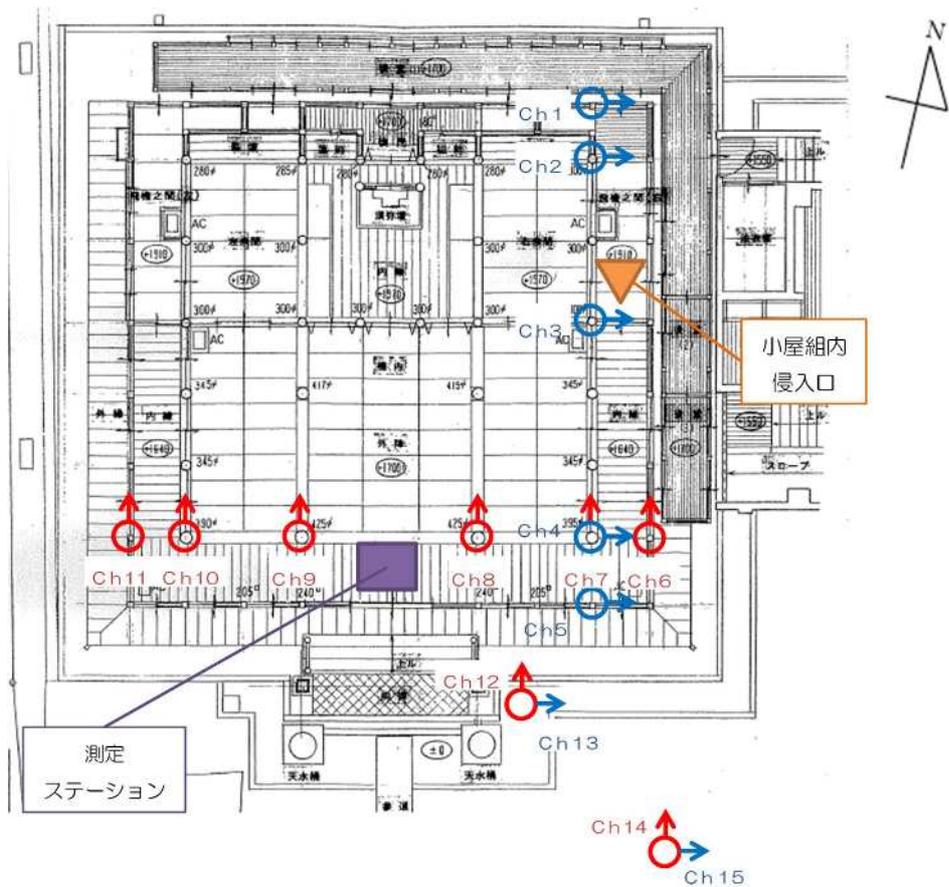
附図 2.8 速度計感度特性



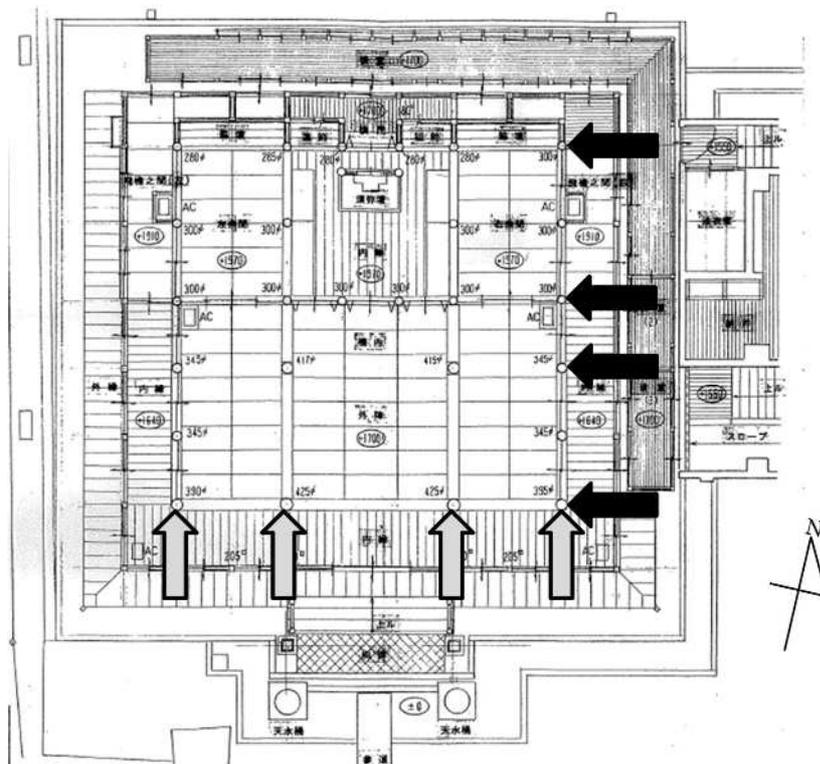
附図 2.9 速度計位相特性



附図 2.10 速度計設置位置 (高さ方向)



附図 2.11 速度計設置位置 (平面)



附図 2.12 人力加振位置

附 2.4 測定結果

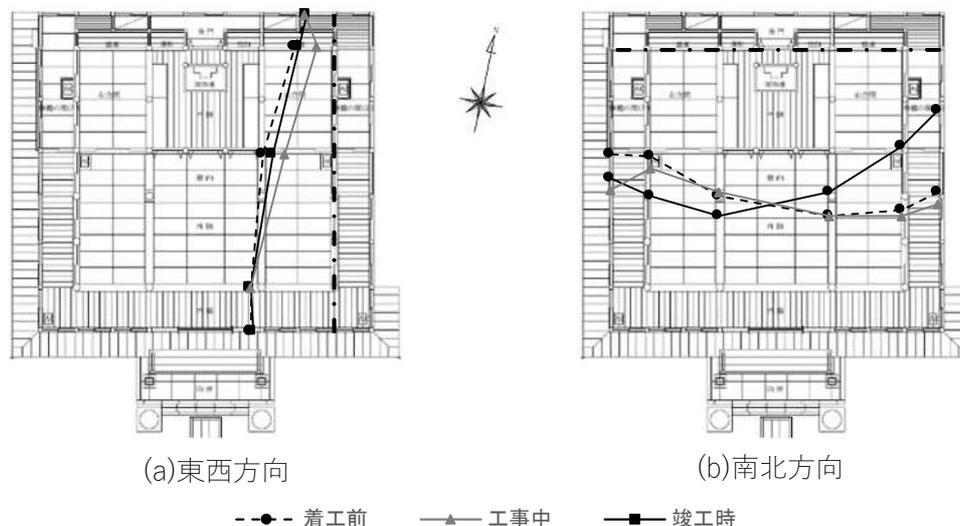
附 2.4.1 固有振動数

常時微動測定の記録より FFT 解析を行い、基壇に対する CH1～11 の伝達関数及び CH1～11 のフーリエスペクトルを求め、本堂の東西方向と南北方向の固有振動数を得た。フーリエスペクトル算出は、Hanning Window(5 回)によって平滑化を行った。伝達関数については平滑化を行っていない。

附表 2.1 に各測定時期の固有振動数の一覧を、附図 2.13 に常時微動測定から得られた各方向の並進 1 次の振動モードを示す。並進 1 次の固有振動数は、工事の進捗に伴い増大する傾向が見られた。これは、改修工事により軸組の緩みや長押、欄間などのゆがみが解消されたことで、いわゆる軸組の「ガタ」が解消されたためと考えられる。各測定時期の振動モード図を比較すると、東西方向は測定時期によらず同じような傾向を示しており、北側に比べ南側の振幅が大きい。これは、北側に比較的壁が多いためと考えられる。一方、南北方向の振動モード図は、竣工後の東側が小さくなっている。これは、微動範囲では、本堂と東側の木造後堂が一体に振動しているためと考えられる。大地震時には、本堂と後堂および後堂と RC 造 3 階客殿の間の Exp.J が損傷し、それぞれ 3 棟が単独に振動するものとする。また、竣工後の振動モード図によれば、両方向とも水平構面に柔性を有しており、改修工事において設置した水平構面ダンパーは、大変形時に効果を発揮できるものと推察される。

附表 2.1 各測定時期による固有振動数の一覧

測定時期	固有振動数 (Hz)	
	東西方向	南北方向
着工前 (2014年)	2.14	2.15
工事中 (2016年)	2.34	2.34
竣工後 (2017年)	2.44	2.44

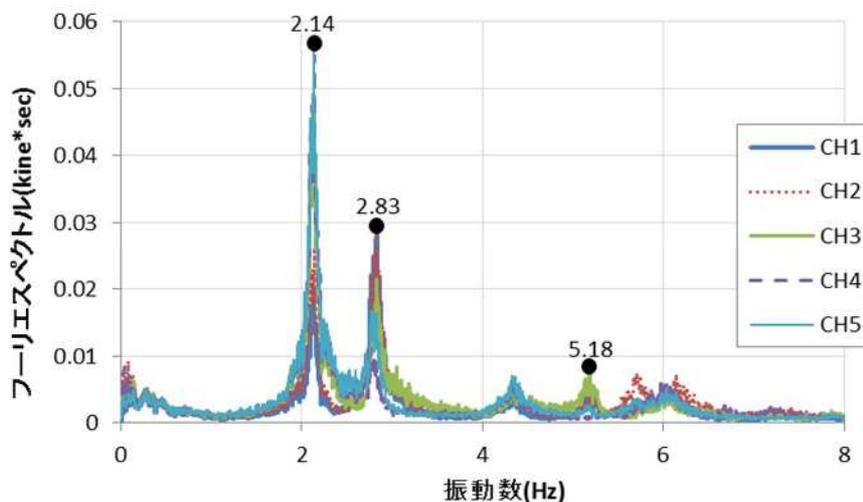


附図 2.13 微動測定による並進一次モード

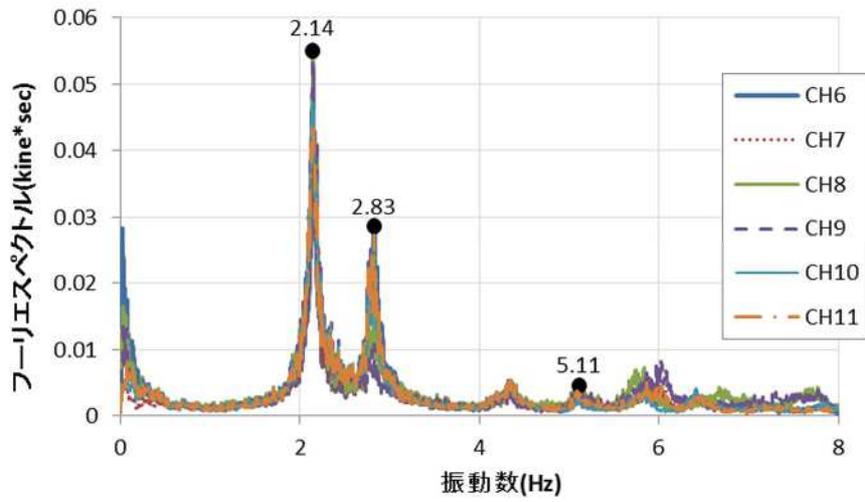
附図 2.14～2.15 に工事前のフーリエスペクトルを、附図 2.16～17 に工事前の伝達関数を示す。附図 2.18 に地盤の微動測定記録より算出した H/V スペクトルを示す。なお、図表に示す結果は、複数回計測した記録の平均を使用している。

これらの結果から、長念寺本堂の並進 1 次固有振動数は東西方向で 2.12～2.14Hz、南北方向で 2.15Hz であることが分かった。前に示した通り、2.83Hz でピークがみられるが、これは壁配置の影響で、内陣側の剛性が高く外陣側の剛性が低いためであると考えられる。

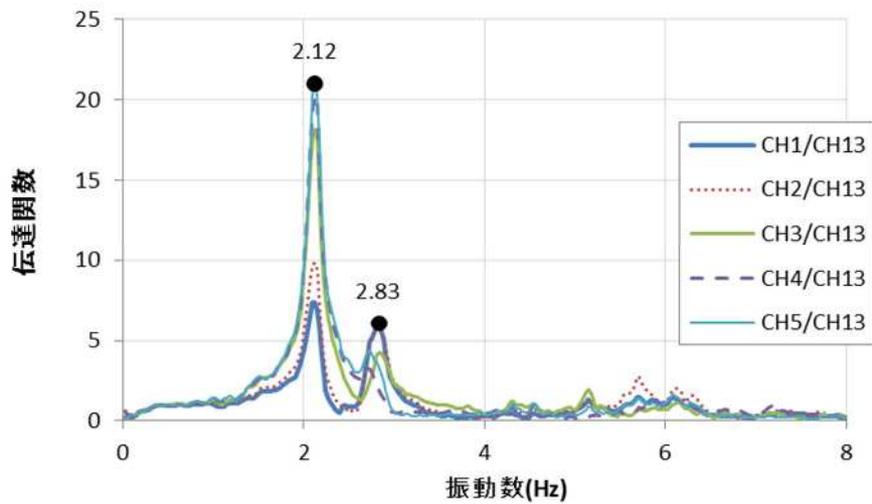
2.12Hz の時の振動モード図を見ると、内陣と比較して外陣の振幅が大きくなっているのがわかる。これは、内陣側に非構造部材が多く剛性が高いため、建物全体としてねじれは生じていないが、剛性の差による偏心が生じていると考えられる。微小変形レベルではそのような非構造部材の影響が表れやすいので今回の測定結果は妥当な結果であるといえる。また(株)地盤調査事務所による地盤調査の結果、長念寺本堂の建つ地盤の地層構成は、地表面付近より河川(多摩川等)堆積物の沖積層・砂礫層が厚く堆積している。その下位には、洪積層(東京層群に相当)の砂質土、粘性土、礫質土の互層、基盤相となる上層層群の土丹(泥岩)層の順に堆積している。附図 2.18 より、長念寺の建つ地盤はおおよそ 0.1 秒～0.3 秒付近に顕著なピークが見られることから、建物を建設する上で問題はなく、良好な地盤であると思われる。また、6Hz 付近にもピークが見られるがこれは関東平野一帯で見られる長周期成分の影響であると考えられる。



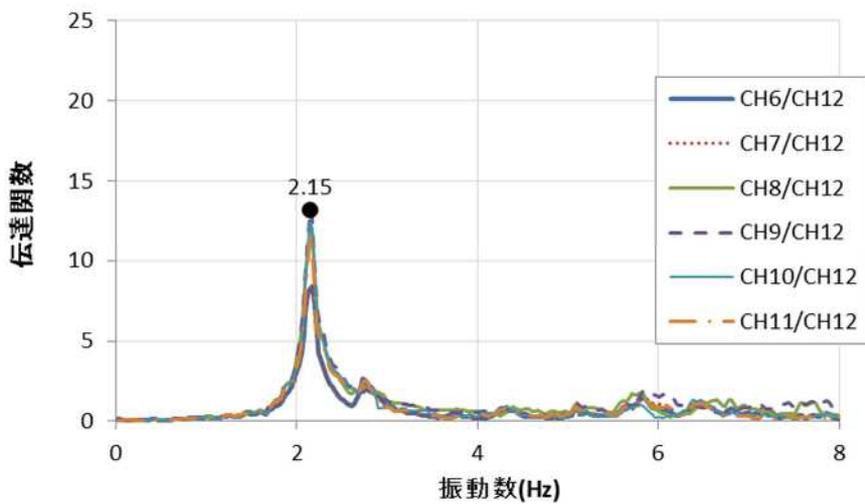
附図 2.14 フーリエスペクトル(東西方向)



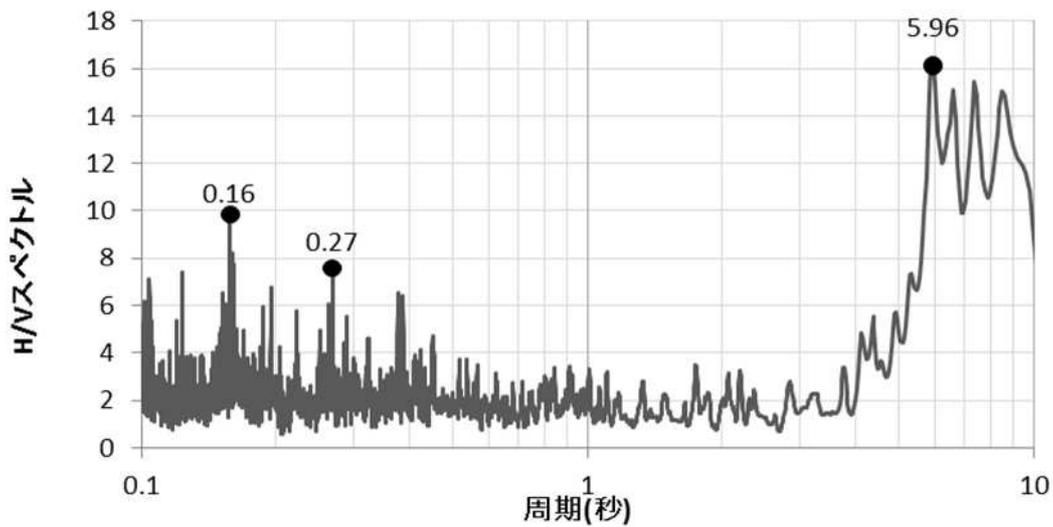
附図 2.15 フーリエスペクトル(南北方向)



附図 2.16 伝達関数(東西方向)



附図 2.17 伝達関数(南北方向)



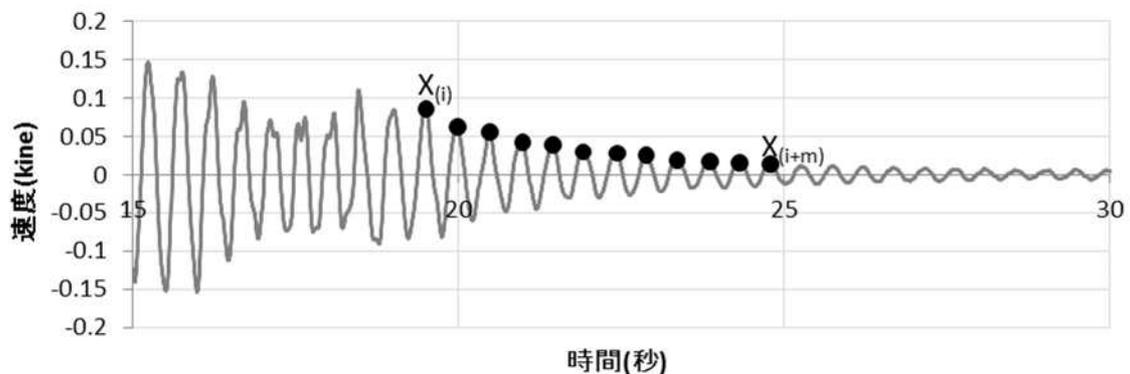
附図 2.18 地盤の H/V スペクトル

附 2.4.2 減衰定数

本項目では、人力加振による自由振動試験から得られた自由減衰振動波形から減衰定数を算出する。減衰定数の算出は、附図 2.19 に示すような自由振動波形から、式 (附 2.1) 及び式 (附 2.2) により算出する。減衰定数 h は振動波形から減衰の効果がみられるピークの点 $X_{(i)}$ とその点から 1 周期ごとにピークをとった m 個目のピークの値 $X_{(i+m)}$ を抽出し、式 (附 2.1) より対数減衰率 δ を求め、式 (附 2.2) を使用して算出した。

$$\delta = \frac{1}{m} * \ln \left(\frac{X_{(i)}}{X_{(i+m)}} \right) \quad \dots \text{式(附 2.1)}$$

$$h \cong \frac{\delta}{2\pi} \quad \dots \text{式(附 2.2)}$$

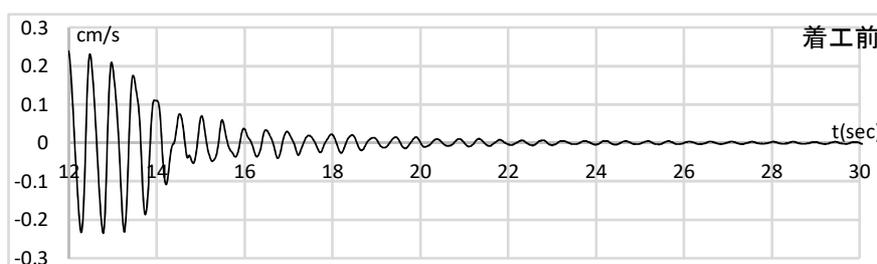


附図 2.19 自由減衰振動波形

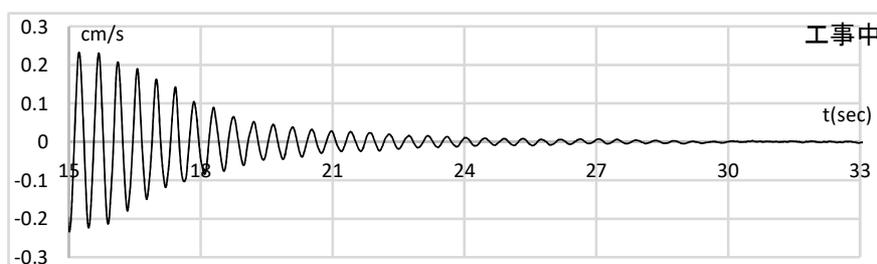
附表 2.2 に各測定時期の減衰定数の算出結果を、附図 2.20 に自由振動波形を示す。各測定時期における自由振動波形を比較すると、着工前と工事中では、単調に減衰する波形を示しているのに対し、竣工後の波形(附図 2.20 c)は、単調に減衰した波形が 15sec 付近で再度振幅が大きくなり、17sec 付近から減衰する現象が見られた。これは、測定時期による建物状況から、Exp.J による影響と考えられる。この現象については、附 2.5 項の自由振動解析で、解析的な検証を行うものとする。

附表 2.2 各測定時期の減衰定数 (%)

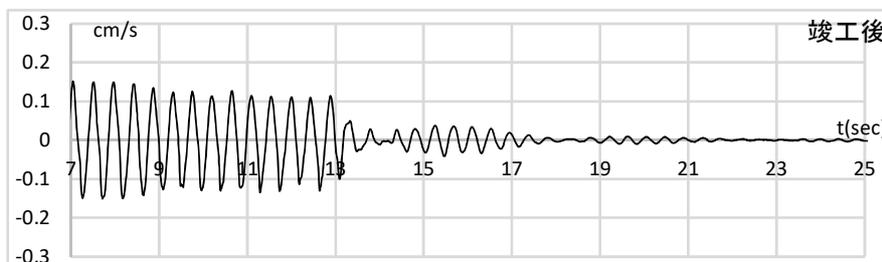
測定時期	東西方向	南北方向
着工前 (2014年)	2.9	2.8
工事中 (2016年)	2.2	2.0
竣工後 (2017年)	1.5	1.5



a) 着工前 (2014年)



b) 工事中 (2016年)



c) 竣工後 (2017年)

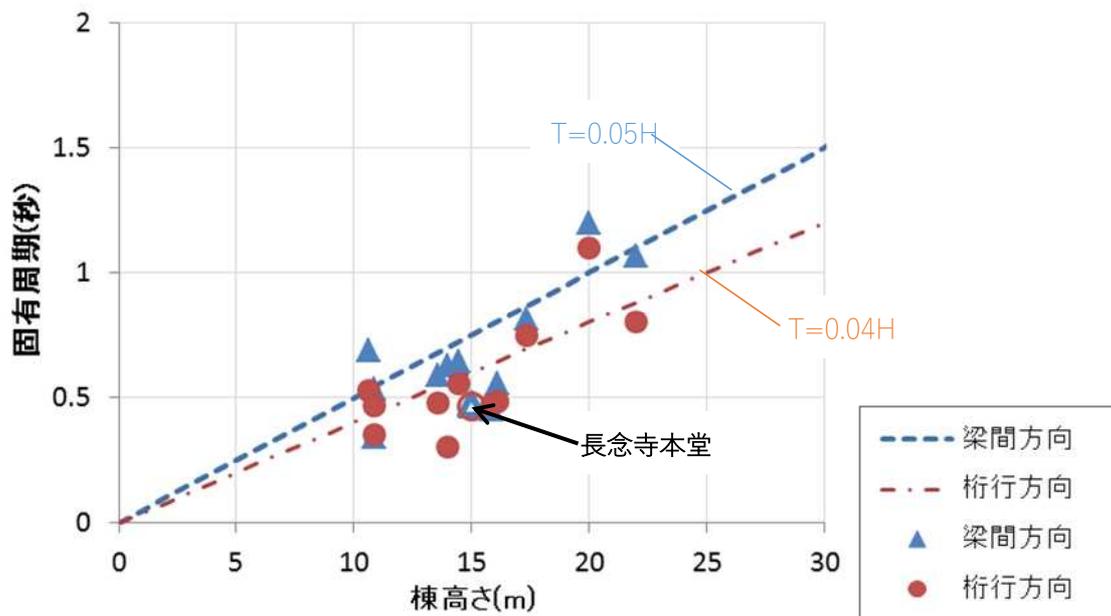
附図 2.20 各測定時期の自由振動波形の測定結果

附 2.4.3 既往の研究との比較

既往の研究で明らかにされている伝統的木造建築物の振動特性^{附 2.1) ~2.6)} と、長念寺本堂の振動特性を比較する。附表 2.3 に比較する伝統的木造建築物の一覧を示し、附图 2.21 に固有振動数と棟高さの関係を示す。固有振動数の結果は花里ら^{附 2.7)} によって指摘されている梁間方向は式(附 2.3)式及び桁行方向は式(附 2.4)の直線と概ね一致している。以上の事から、長念寺においても相関性があると分かる。

$$T = 0.05 * H \quad (\text{s}) \quad \cdots \text{式(附 2.3)}$$

$$T = 0.04 * H \quad (\text{s}) \quad \cdots \text{式(附 2.4)}$$



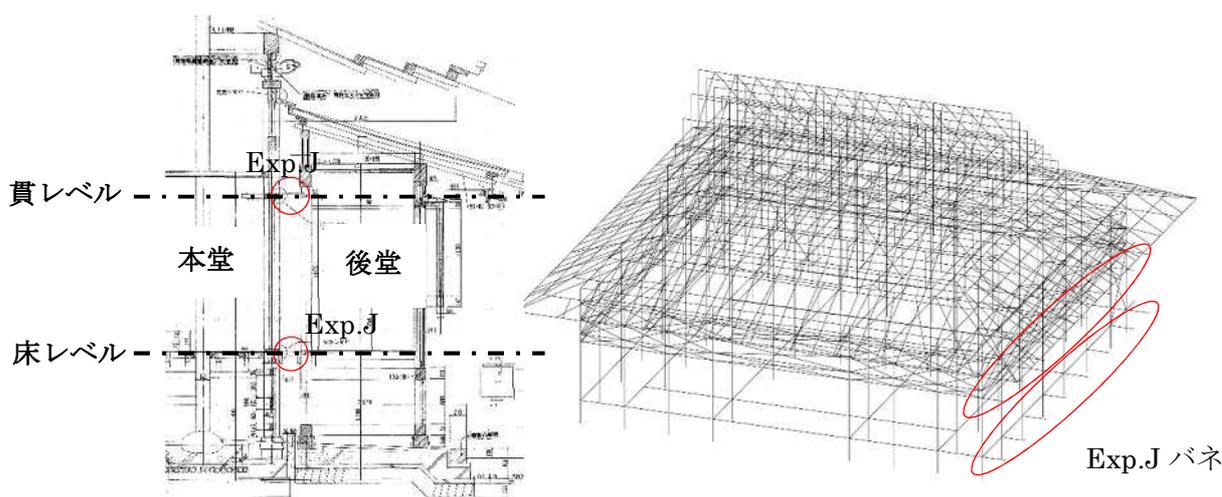
附图 2.21 常時微動による固有周期(秒)と棟高さ(m)の関係

附表 2.3 伝統的木造建築物 一覧

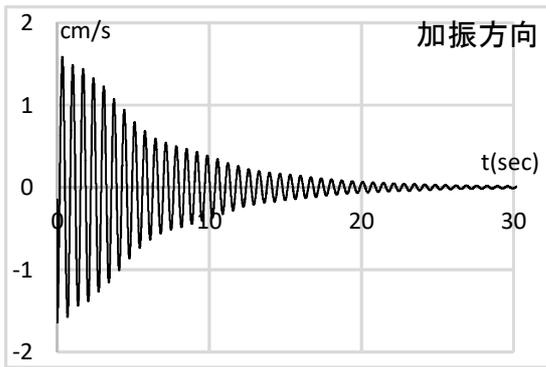
建物名称	建設時期	棟高さ (m)	屋根	固有周期 (秒)		減衰 定数 (%)
				梁間	桁行	
法隆寺金堂	7 世紀末	16.07	本瓦葺・裳階板 葺	0.6	0.5	4.4
法隆寺中門	8 世紀前半	14.44	本瓦葺	0.6	0.6	4.4
東大寺転害門	8 世紀中頃	10.64	本瓦葺	0.7	0.5	1.6
法隆寺大講堂	10 世紀後 半	13.56	本瓦葺(野屋根)	0.6	0.5	2.5
薬師寺東院堂	13 世紀後 期	10.86	本瓦葺	0.5	0.5	2.6
清水寺仁王門	15 世紀後 期	14	檜皮葺	0.6	0.3	2~ 3
旧松應寺観音堂	16 世紀後 半	15.88	鉄板葺	0.4	0.5	2.2
慈眼寺庫裏	17 世紀前 半	10.88	茅葺	0.3	0.4	2.1
南禅寺三門	17 世紀前 半	22.01	本瓦葺	1.1	0.8	2~ 3
總持寺香積台(横 浜)	19 世紀前 半	17.34	不明	0.8	0.7	不明
總持寺本堂(和歌 山)	19 世紀後 半	20	本瓦葺	1.2	1.1	不明

附 2.5 自由振動解析

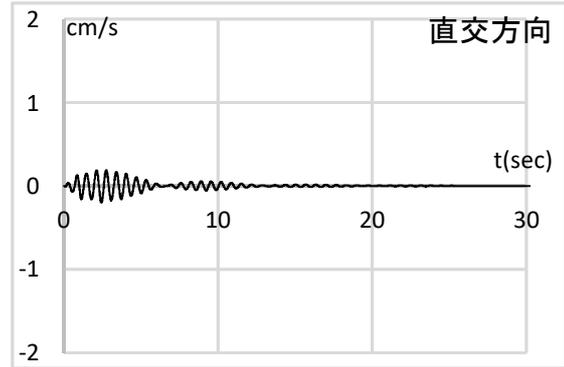
附図 2.22 に自由振動解析に用いる解析モデルと建物断面を示す。本解析モデルは、本文の 5 章で使用した解析モデルに Exp.J を模したバネ（以後、Exp.J バネと呼称）を床板部分と貫部分に設けたものとなっている。Exp.J バネの設置位置は、各柱に 2 箇所、平面的には東面から北面にかけて L 字型に配している。なお、Exp.J バネの外端は固定端としている。Exp.J バネは、軸方向およびせん断方向のバネでモデル化し、Exp.J に設けている板材（床面 $t=30\text{mm}$ 、貫レベル $t=15\text{mm}$ ）の剛性をバネ定数とした。附図 2.23～2.24 に Exp.J バネの有無による自由振動解析結果の加振方向と加振直交方向の速度波形を示す。Exp.J バネを入れていないモデルでは、時間の経過とともに単調に減衰しており、着工前および工事中に行った実験結果と同様の結果を示した。また、加振直交方向はほとんど振動しておらず、加振方向のみに振動していることが分かる。一方、Exp.J バネを入力したモデルの加振方向の波形は、時間の経過とともに減衰していくが、図中の時刻 A から再度振幅が大きくなり 10 秒付近でピークを迎え、その後減衰している。この自由振動波形は、竣工後の自由振動実験(附図 2.20 c)で得られた結果と酷似しており、Exp.J による影響が主な要因ではないかと推察される。また、加振直交方向の速度波形は、加振直後から徐々に振幅が大きくなり、加振方向の時刻 A 付近でピークを示し、その後減衰している。加振方向と加振直交方向の速度波形を比較すると、加振方向の再度振幅が大きくなったピークの 10 秒付近は、加振直交方向の波形が減衰した時刻 B 付近であることが分かる。つまり、加振方向における再度振幅が大きくなる現象は、加振方向と直交する方向の振動と密接に関係していることが分かった。



附図 2.22 自由振動解析に用いる解析モデルと建物断面図

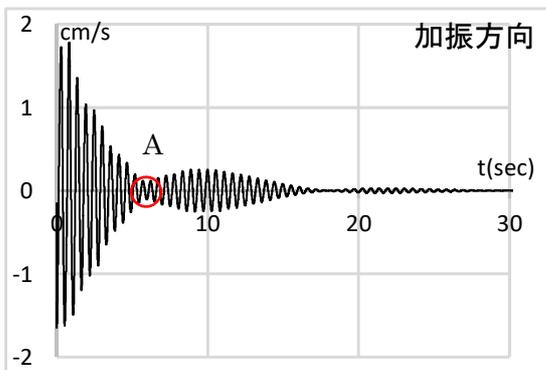


a) 加振方向

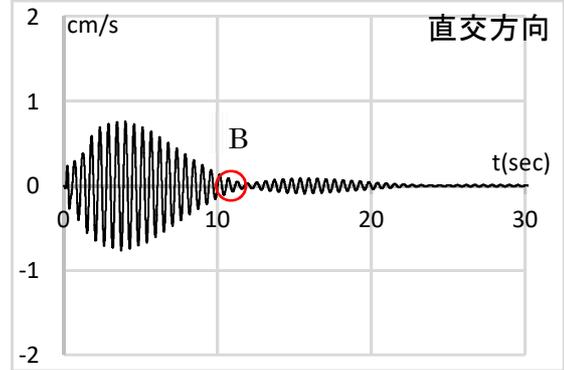


b) 加振の直角方向

附図 2.23 節点応答速度波形 (Exp. J バネなし)



a) 加振方向



b) 加振の直角方向

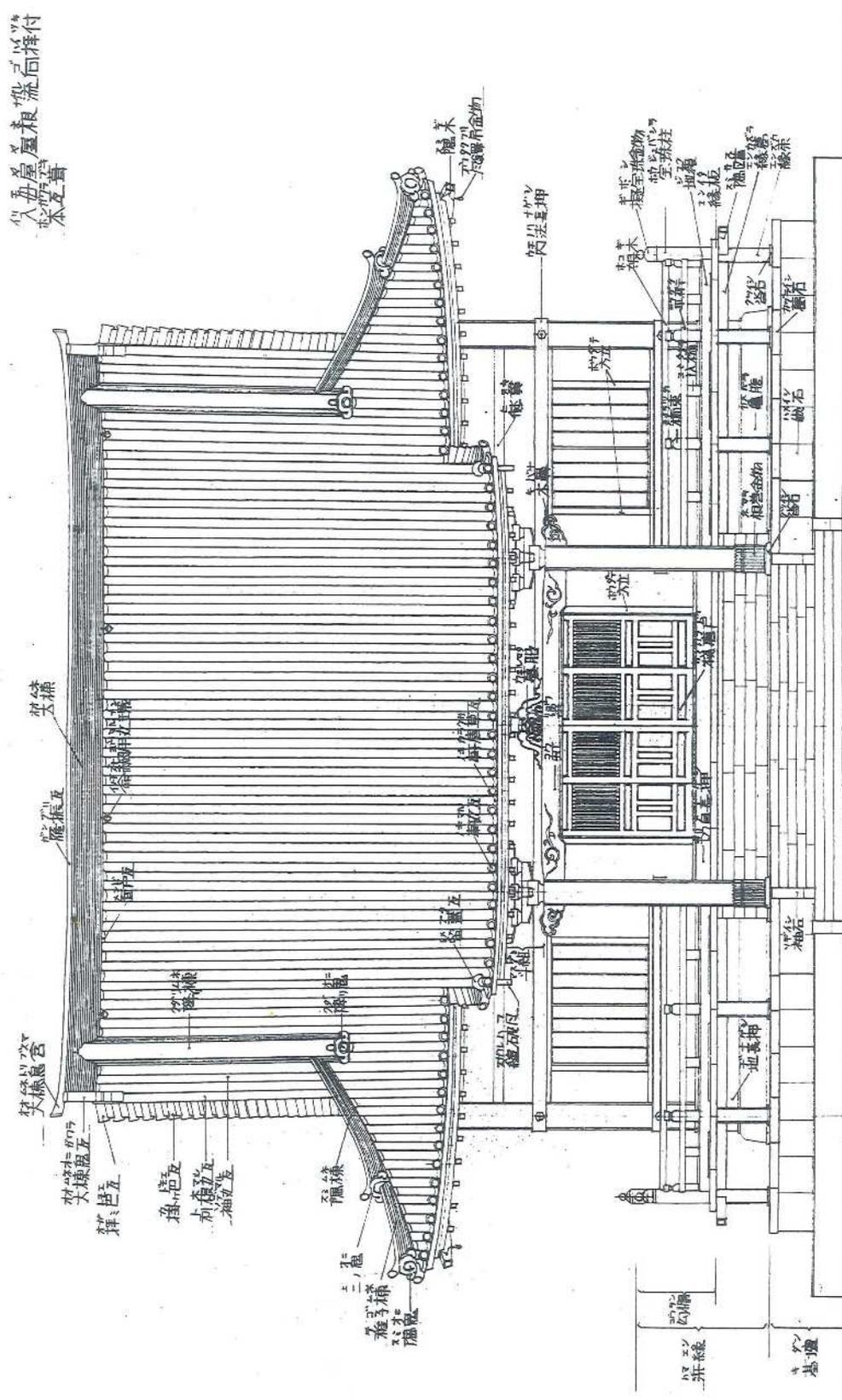
附図 2.24 節点応答速度波形 (Exp. J バネあり)

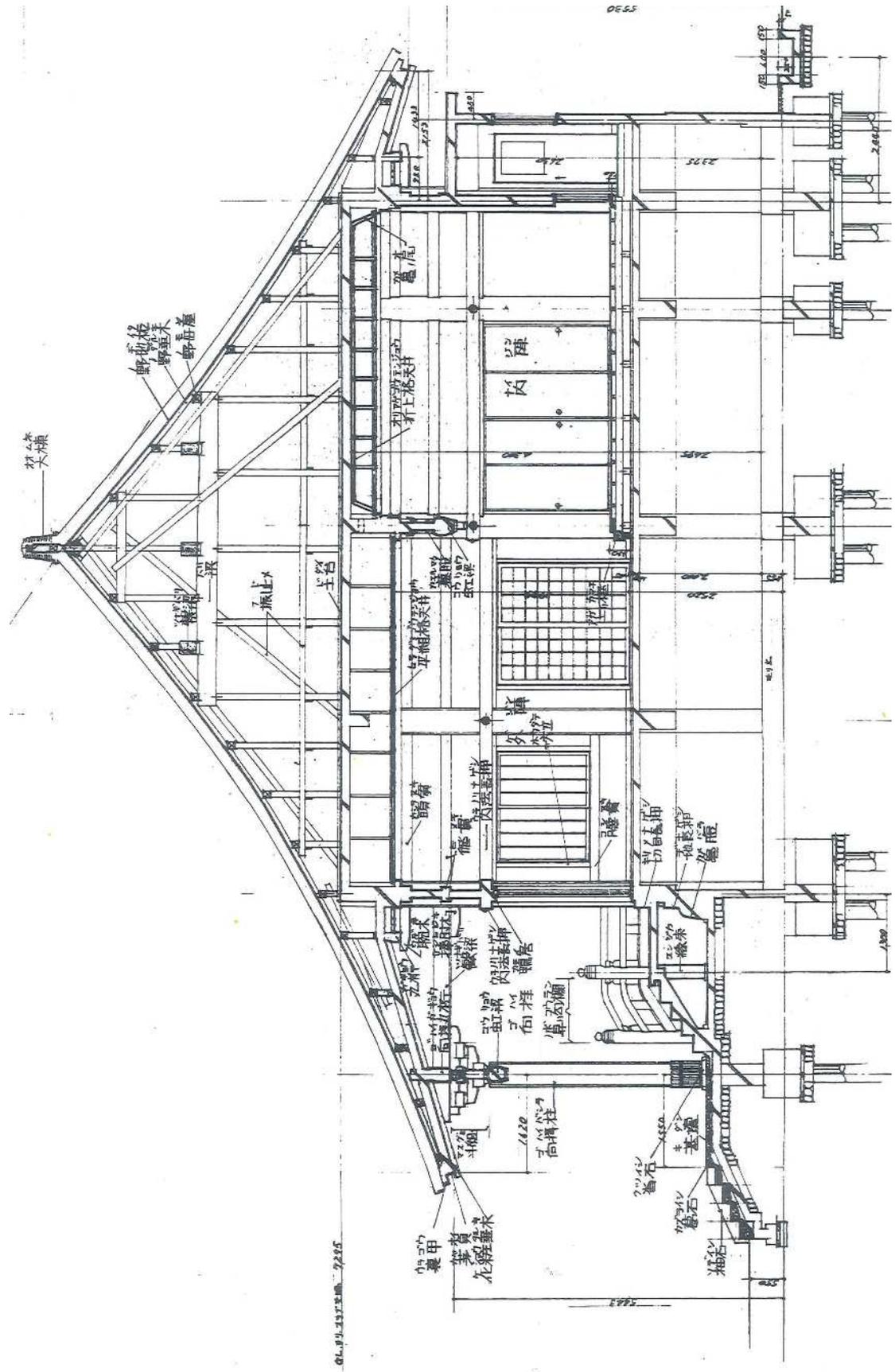
附録 3

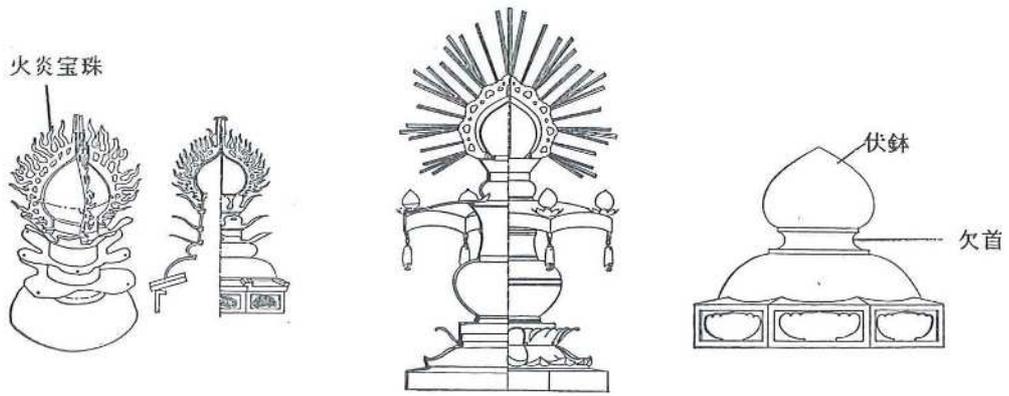
社寺仏閣建物の部材名称

用語：社寺仏閣建物の部材名称

本論文で用いる，社寺仏閣建物の部材名称の一覧図を以下に示す。

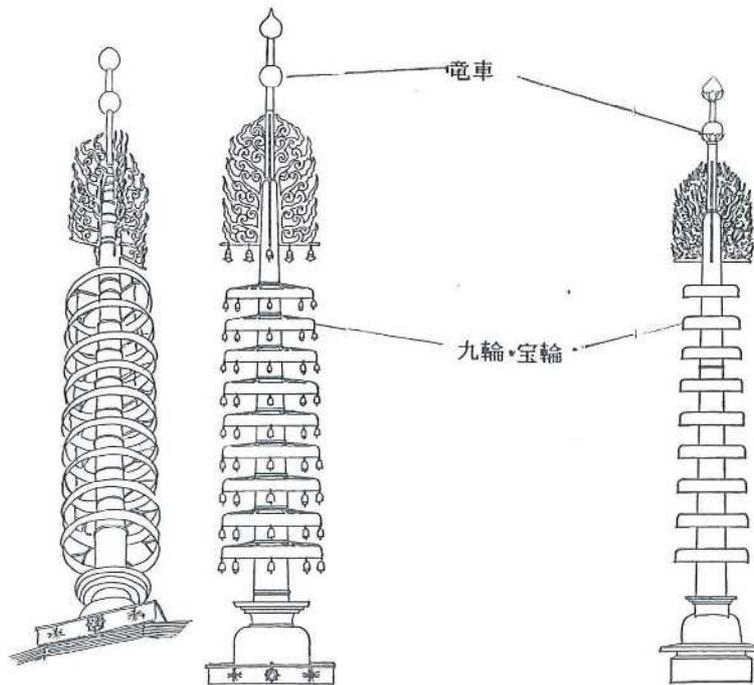






東福寺愛染堂（見取・立断面，室町） 法隆寺夢殿（奈良後期） 広隆寺桂宮院（推定復原・鎌倉）

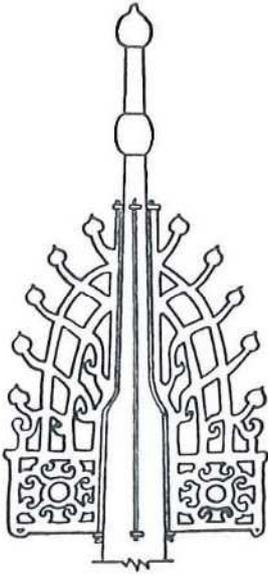
露盤宝珠



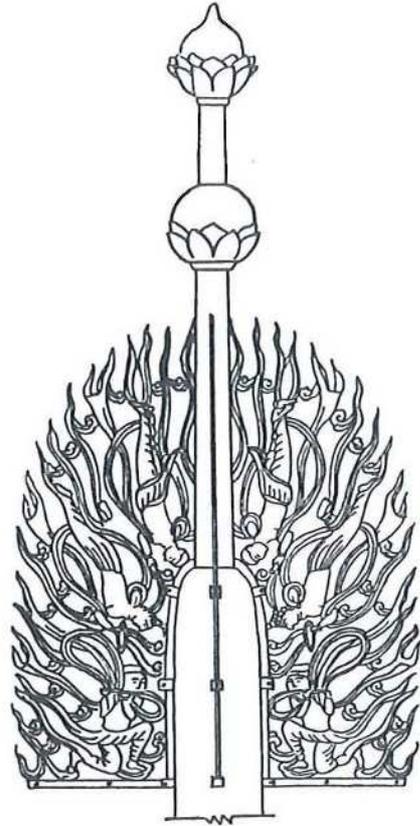
醍醐寺五重塔（修理前見取図と修理後の正面図・平安後期）

薬師寺三重塔（奈良前期）

相輪



法隆寺五重塔（飛鳥様式）



薬師寺東塔（奈良後期）

水 烟

謝 辞

本論文は、筆者が松井建設（株）に入社して以来、行ってきた伝統木造建物の耐震補強工法の研究開発をまとめたものである。この研究開発は、第4章の東長寺五重塔の構造設計が契機となっており、数多くの方々にご指導、ご鞭撻を賜った。

花里利一教授には、産学共同研究として東長寺五重塔の構造検討を契機にご指導を賜り、学位論文をまとめる際には主査をして下さり、終始、適切にご指導と温かい励ましを頂きました。深く感謝致します。

学位論文をまとめる際に副査をして下さった坂本功東京大学名誉教授には、東長寺五重塔の構造検討を契機にご指導を賜りました。東長寺五重塔の竣工以降も、月に一度のペースで木造建物の構造検討方法や耐震補強工法の研究開発に加わって頂き、終始、適切にご指導と温かい励ましを頂きました。深く感謝致します。

三重大学工学部の畑中重光教授ならび永井久也教授、川口淳准教授には、学位論文をまとめる際に副査をして下さり、終始、適切にご助言を賜りました。深く感謝致します。

筆者が、建築構造の分野の研究に関わった契機は、日本大学理工学部海洋建築工学科の浜原正行教授のご指導による卒業論文です。卒業論文や修士論文を通して、建築構造の面白さや楽しさ、最先端の研究に触れることができました。深く感謝します。

内田龍一郎博士には、筆者が松井建設（株）に入社して以来、構造設計の基本からご教授頂きました。また、東長寺五重塔の構造設計を契機に始めた、伝統木造建物の耐震補強工法の研究開発では、本研究活動を業務の一環として遂行させて頂く環境を整えて頂きました。深く感謝致します。

昭和電線ケーブルシステム（株）の加藤直樹氏ならびに三須基規氏には、粘弾性ダンパーを用いた制振補強工法について、多くのご助言を頂きました。また、粘弾性ダンパーの加振実験を行って頂きました。深く感謝致します。

元田治見エンジニアリングサービスの荻原幸夫氏には、固有値解析や時刻歴応答解析の手法について、丁寧にご指導頂きました。深く感謝致します。

固有値解析や時刻歴応答解析などの解析には、（株）アーク情報システムの TDAPIII を使用しました。ソフトの使用方法や理論、解析手法について元（株）アーク情報システムの田中規子氏に丁寧にご指導頂きました。深く感謝致します。

日本大学理工学部の近藤典夫教授には、東長寺五重塔での暴風時の検討を行って頂き、各重の屋根面に作用する風圧係数の算出を行って頂きました。深く感謝致します。

元（独）森林総合研究所の中井孝博士ならび（独）森林総合研究所の長尾博文室長、加藤英雄氏、井道裕史博士には、東長寺五重塔に使用する木材のヤング係数と曲げ強度の相関を実験して頂きました。深く感謝致します。

福岡大学工学部高山峰夫教授には、東長寺五重塔の地震観測において、適切にご助言を頂いた上に、地震観測委員会副委員長も務めて頂きました。深く感謝致します。

東長寺五重塔の常時微動測定や自由振動実験、地震観測では、東長寺の藤田紫雲住職に特別なご配慮を賜りました。また、自由振動実験では実験にもご参加頂き人力加振を行って頂きました。深く感謝致します。

長念寺本堂の常時微動測定や自由振動実験、地震観測では、長念寺の小林泰善住職に特別なご配慮を賜りました。また、自由振動実験では実験にもご参加頂き人力加振を行って頂きました。深く感謝致します。

東長寺五重塔ならびに長念寺本堂の常時微動測定や自由振動実験では、三重大学花里研究室の諸氏にご協力頂きました。深く感謝致します。

最後に、本研究を遂行するにあたり、温かなご理解とご支援を賜り、研究環境整えて頂いた、松井建設（株）の諸氏に厚く御礼申し上げます。