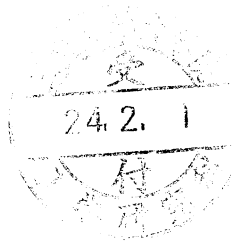


平成 23 年度

修士論文

伝統構法木造五重塔への制振技術の適用



指導教員 花里利一 教授

三重大学大学院工学研究科
建築学専攻
綾木大輔

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の概要	2
1.2 研究の背景	2
1.3 研究の目的と方法	3
1.4 木造層塔に関する既往の研究	4
1.4.1 はじめに	4
1.4.2 振動特性と耐震性	4
1.4.3 被災履歴	4
1.4.4 数値解析	5
1.4.5 連結制振	6
1.5 対象建物	7
1.5.1 東長寺五重塔 概要	7
1.5.2 構造物 概要	8
1.6 適用技術	10
1.6.1 粘弾性ダンパー	10
1.6.2 炭素繊維補強	10
1.6.3 ヒノキ心材曲げ強さの確認	11
1.6.4 タイロッド	11
第2章 振動特性	12
2.1 概要	13
2.2 測定目的	13
2.3 測定方法・使用機器	13
2.4 測定結果	18
2.4.1 固有振動数	18
2.4.2 減衰定数	27
2.4.3 減衰自由振動軌跡	28
2.4.4 既往の研究との比較	29
2.5 まとめ	31
第3章 構造のモデル化と妥当性	32
3.1 概要	33
3.2 目的・方法	33
3.3 解析モデル作成	34
3.3.1 構造要素のモデル化	34
3.3.2 平面モデル	38

3.3.3 3次元モデル	41
3.4 固有値解析によるモデルの妥当性の検討	43
3.4.1 目的と方法	43
3.4.2 固有値解析結果・考察	43
3.5 まとめ	47
第4章 大変形時の振動特性及び 制振ダンパーの適用	48
4.1 概要	49
4.2 静的増分解析	49
4.2.1 目的・方法	49
4.2.2 入力地震力	49
4.2.3 結果・考察	51
4.3 制振ダンパー検討のための比較検討モデル	52
4.4 固有値解析	53
4.4.1 目的・方法	53
4.4.2 結果・考察	53
4.5 時刻歴応答解析	54
4.5.1 目的・方法	54
4.5.2 入力地震動	54
4.5.3 心柱一相輪の応答性状	58
4.5.4 制振ダンパーの抽出	60
4.5.5 制振ダンパーの効果	62
4.6 まとめ	67
第5章 まとめ・結論	68
5.1 まとめ・結論	69
謝辞	70
参考文献	71

第1章 序論

1.1 研究の概要

伝統構法の木造五重塔は、過去に台風で倒壊した記録はあるが、地震により倒壊した記録は見当たらない。しかし、地震被害記録として、宗教的に重要な意味を持つ心柱－相輪系の相輪根元付近における被害が多く残されている。この歴史的な背景を踏まえ、伝統構法の木造五重塔を新たに建設するにあたり、耐震設計の一つとして、相輪根元付近の被害を防ぐ方法として、心柱－相輪と塔身間に制振ダンパーを設置した一種の連結制振システムを導入した。また、心柱に炭素繊維板による曲げ引張補強（2010 年度卒業論文で報告）を行い耐力の向上を施した。本研究は、制震システムによる効果を数値解析により確認し、現地の地震観測により実証する設計研究であり、伝統構法と新しい技術の融合を目指したものと位置づけられる。

対象建物は福岡市博多区に位置する東長寺五重塔である。2011 年(平成 23 年)3 月竣工総高 25.9m、軒高 17.9m の伝統構法の木造五重塔である。東長寺五重塔の基本的な振動特性を把握するため、常時微動測定及び人力加振試験によって微小振動での建物の固有振動数、振動モード、減衰定数を明らかにした。数値解析では、既往の研究で 2 次元解析、または 3 次元の弾性解析が行われているが詳細な 3 次元モデルでの弾塑性解析は行われていないことより、めり込みを考慮した 3 次元の弾塑性モデルを作成した。解析モデルは、常時微動測定、人力加振試験、使用構造材のヤング係数測定、粘弾性ダンパーの性能試験、心柱(大断面製材)の炭素繊維補強時の曲げ試験などの結果を基にモデル化を行い、固有値解析・静的増分解析・時刻歴応答解析を行った。現地では、大変形時の制振ダンパーの効果を実証するため地震計を設置し地震観測を行なっている。

1.2 研究の背景

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する。五重塔の地震による被災履歴に関する研究によると、現存する江戸時代以前に建立された五重塔全 22 基中 12 基について震度 6 以上の地震に 16 回遭遇し、7 件の地震被害があると記録がある。被害の 7 件中 5 件は相輪付近の損傷であることが報告されている。また、歴史地震資料には現存しない木造層塔の被災履歴では、被害の 35%を相輪に関わる損傷が占めていると報告されている¹⁾。近年では微動測定や強震動観測、解析的検討、1/5 縮小模型実験などにより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^{2)~16)}、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あまりなされていない。

1.3 研究の目的と方法

本研究の目的は、相輪が損傷する原因が心柱－相輪と塔身頂部が接触することにより、接触面より上部の相輪が片持ち柱のような挙動を示すことを解析的に確認し、接触面で相互に加わるエネルギーを制振ダンパーにより吸収することで損傷を防ぐことである。特に心柱－相輪と塔身というそれぞれ独立した構造物を制振ダンパーで繋ぎ一種の連結制振とし、相輪－心柱の応答変位を低減し、五重塔の外観を損なうことなく耐震性能の向上を期待するものである。

また、制振ダンパーと併せて、心柱に炭素繊維板による曲げ引張補強を行い耐力の向上を施している¹⁷⁾。

検証方法として数値解析と現地観測の比較を行うため、めり込み剛性を考慮した設計解析に加え、本研究では詳細な3次元の弾塑性モデル解析を行い、現地では常時微動測定と自由振動試験、さらに地震観測を行なっている。3次元モデルは五重塔の解析ではあまり使用されないが、多質点系モデル、平面モデルなどの2次元解析モデルでは、平面に対して傾斜して取り付く部材が五重塔では多いことから種々の仮定が必要となり、詳細な解析は3次元モデルであることが望ましいといえる。解析モデルには東長寺五重塔を想定し、構造部材であるヒノキの縦振動法によるヤング係数測定、含水率測定、連結制振に使用する粘弾性ダンパーの性能試験、心柱の炭素繊維補強時の曲げ試験等をモデル化に反映した。

比較方法は以下に示すように微小変形時と大変形時に大きく分かれる。常時微動測定については2章、五重塔のモデル化と剛接モデルを使用した常時微動測定結果との比較を3章、弾塑性モデルの解析結果と、地震観測の現状について4章で述べる。

解析モデル	現地観測	
剛接モデル 固有値解析	常時微動測定 固有振動数 振動モード 減衰定数	〔微小変形〕 めり込み無し 制振ダンパーが 作用する
弾塑性モデル 固有値解析 静的増分解析 地震応答解析	地震観測 固有振動数 振動モード 地震応答加速度	〔大変形〕 めり込み有り 制振ダンパーが 作用する

1.4 木造層塔に関する既往の研究

1.4.1 はじめに

現存する最古の五重塔は、680 年頃に建立された法隆寺五重塔であるが、五重塔を始めとする木造層塔の構造特性を定量的に論考した最も早い事例は約 120 年前の 1892 年(明治 25 年)であると報告され、現在では文献調査に基づく理論的考察や数値解析、実験結果に基づく基礎的な振動特性など、多くの研究結果が蓄積されている。本項では概要を示す。

1.4.2 振動特性と耐震性

実験結果に基づく定量的な研究としては、1921 年の大森房吉による常時微動測定及び、人力加振試験が最も早い例であり、法隆寺、教王護国寺、上野東照宮、池上本門寺、日光東照宮、浅草寺で常時微動測定を行い、基礎的な振動特性を明らかにしている⁸⁾。1970 年代から金井清・山辺克好ら⁹⁾、その後、大場新太郎・木下顕宏ら¹⁴⁾によって行われ、最近では内田昭人・花里利一ら¹⁰⁾によって実施されてきた。この結果より振動特性について以下のことが指摘されている。

- (1)五重塔の 1 次固有振動数は 0.5Hz～2.0Hz の間に分布し、振幅に依存する傾向がある。
- (2)塔の総高と固有振動数の間に比例関係が認められる。
- (3)振動モード 1 次が片持ち構造の曲げ変形、2 次はせん断変形系である。
- (4)2 次モードでは心柱と塔身が逆位相で揺れる。
- (5)主要な振動は対角方向である。
- (6)耐震性に関しては以下の項目が指摘されている。
- (7)抵抗力・変形能力共に大きく、潜在的な耐震性能が高い。
- (8)組物などの摩擦減衰、大きな塑性変形能力を有することによる減衰能力。
- (9)建物の固有振動数が、地盤の卓越振動数(0.5Hz)に比べ低い(長周期)ことで共振し難い
- (10)心柱が特定層の過大な変形を極僅かに触れることによって抑制し、各層にわたって変形を一様化する働きを持つ。(心柱門説)
- (11)塔身各層が互い違いに振動する。(スネークダンス説)
- (12)塔身のせん断変形と心柱の曲げ変形が合わさることにより座屈が起こりにくい。
- (13)柱の細長比が小さく、大変形時も転倒せず復元する変形追従性が高い。

1.4.3 被災履歴

藤田香織らは江戸時代以前に建立された木造五重塔 22 基を対象とした文献調査から、各塔の遭遇した歴史地震*とその被災状況を立地条件・構法的特徴との比較を行い以下のことを指摘している¹⁾。

- (1)建物詳細の得られた五重塔(12 基)は、震度 6 以上と推定される地震に 16 件(平均 1.3 件/基、380 年に 1 度)遭遇し、7 件(5 塔)で被災記録を確認した。
- (2)被害内容は相輪付近に集中している。
- (3)全体の 73%(16 基)が洪積層に立地している。

(4)被害の記録のある5基では本瓦葺の割合が高いが、他に構法的な共通点は見出せない。

*古文書などの歴史的資料により発生が確認された比較的古い地震
大森房吉によると1885年（安政2年）の江戸大地震で浅草寺五重塔の相輪が傾斜したと報告されている⁸⁾。(図1-1) また中外日報（2011年3月15日）によると、東京大空襲で焼失後に再建されたRC造の浅草寺五重塔において、2011年3月11日の東日本大震災時に宝珠（100kg程度）が落下したと記録されている。

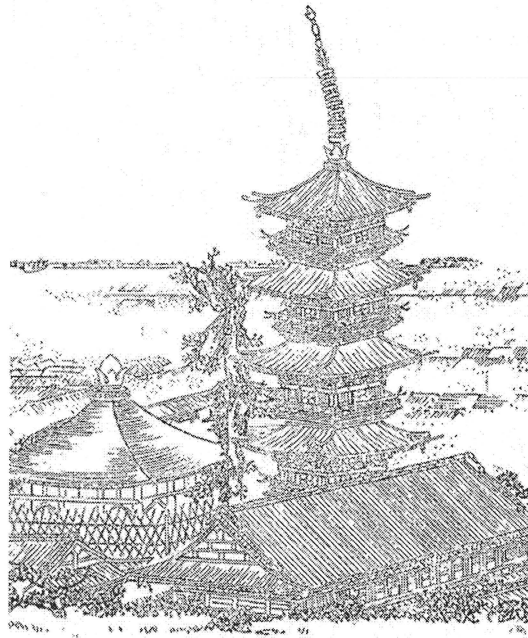


図 1-1 安政江戸地震で相輪が傾斜

1.4.4 数値解析

妹沢・金井は五重塔を剛床を有する高層建物と見なし解析を行った結果の一つとして、心柱を懸垂式にすることは塔の共通点を一つ増やすのみで制振効果は認められないとし、心柱を耐震性能向上に資するには、心柱と塔身間に粘性摩擦系を設けるべきであるとしている¹⁸⁾。

木村は1.4.2の(10)(11)に述べた両説を用いて五重塔の力学モデルを構築し、地震応答解析を行った。その結果、両説を適用した場合は安定した応答性状を示すが、一方のみでは発散すると指摘している¹⁸⁾。

花里・稲山・三井所・坂本ら⁷⁾は五重塔を新築するにあたり、伝統的な木造建築の水平抵抗要素に関する実験的研究をもとに、柱貫接合部・板壁・斗組などのモデル化を行い、平面並列骨格モデルを構築した。このモデルを用いて静的増分解析を行った結果、層間変形角 $1/50\text{rad}$ 時の初重層せん断力係数は地震力に対して $C_B=0.28$ 、風圧力に対して、 $C_B=0.35$ を求めている。さらに、曲げせん断型多質点系モデルに置換し、非線形地震応答解析を行なっている。入力地震動(ElCentro・Taft・八戸)の最大速度を 25kine に基準化し

て応答解析を行った結果、層間変位角が $1/50\text{rad}$ 以内に収まっていることを確認している。また、相輪の有無による影響も検討しており、心柱のない場合に 2 重から 3 重の層間変位が AMD 効果により抑えられていると指摘している。同建物が竣工後に常時微動測定と人力加振測定を行い、実測の固有周期が設計解析の固有周期に比べて約 $1/2$ と短周期であることについて以下の考察を行なっている。

- (1)設計解析で使用する接合部の剛性は、回転角が約 $1/200$ の割線剛性を想定し、自由振動実験における回転角 $1/20,000$ 程度での剛性には対応していない。
- (2)安全側の評価を行うため、柱の傾斜復元力を考慮せず、また設計時と施工後の柱脚部の境界条件が違い施工後の剛性が高いため短周期化する。
- (3)構造設計で仮定した含水率は 30% であるが、屋根工事の段階で 22% であり、設計時の重量から約 8% 軽く固有周期は約 4% 短くなる。

1.4.5 連結制振

粘弾性ダンパーの木造建築物への適応は、仕口に於いて多く行われている¹⁹⁾。五重塔を対象とした制振ダンパーの検討としては、三辻和弥が²⁰⁾、心柱－相輪が五重塔の振動特性に対してどのような影響を持つか、連結制振構造として見た五重塔の振動特性について、醍醐寺五重塔を想定した簡易な振動モデルを用いて検討している。検証では心柱－相輪と塔身をつなぐダンパー(減衰)とバネ(剛性)の最適解を導出するため、塔身に対する心柱－相輪の質量比が 0.04、剛性比が 0.0025 として、定点定理を用いた伝達関数の検討から、連結バネ剛性 $= 0.035 \times (\text{塔身の剛性})$ と算出し、醍醐寺五重塔では、この結果からダンパー性能を決定することで大きな制振効果が得られる可能性を指摘している。

1.5 対象建物

1.5.1 東長寺五重塔 概要

本研究の対象建物である東長寺五重塔は、福岡県福岡市博多区に位置する和様の楼閣形式の仏塔である。2011 年(平成 23 年)5 月に竣工し、近代では鉄筋コンクリートによる五重塔が建立されることが多いが、総檜の伝統構法による純木造五重塔である。図 1-2～1-4 に外観、屋根面、屋根伏写真を示す²¹⁾。



図 1-2 東長寺五重塔外観

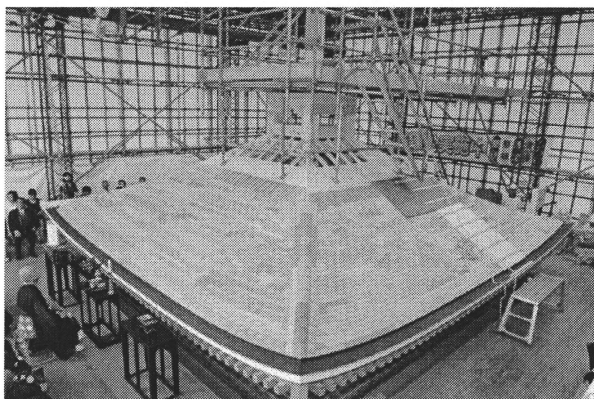


図 1-3 五重屋根

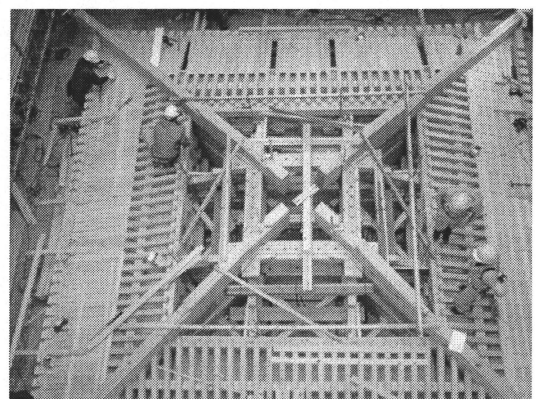


図 1-4 屋根伏

1.5.2 構造物 概要

東長寺五重塔は、総高 25.9m、軒高 17.9m、初重柱間隔 4.330m、総重量は約 1300 k N(基礎除く)、構法は積み重ね式、主要構造材はヒノキ心材(赤味)、屋根面は本瓦葺、心柱は五重四天柱に懸垂式に吊られている。構造体は大きく塔身と相輪・心柱からなっている。塔身は、RC の基壇の上に 12 本の側柱と 4 本の四天柱を配し、台輪・斗組・通肘木・尾垂木・桔木束・地垂木・桔木・野垂木・柱盤・野地板・落とし込み板壁などで構成されている。水平力に対しては、ほぞや込栓・貫によるラーメン構造と落とし込み板壁で抵抗し、各重の引抜き力に抵抗するためタイロッドを基壇から五重まで通している。心柱は八角形の大断面製材で四天柱に囲まれた塔の中心に位置し、初重天井上から相輪まで連なり五重四天柱から懸垂式に吊られ、露盤部分で四方に制振ダンパーを設置し四天柱と連結され、下端は初重四天柱頭部で水平方向の移動を固定している。図 1-5 に立面図及び断面図と制振ダンパー設置位置、図 1-6 に 2 重平面図、図 1-7 に部材名称を示す。

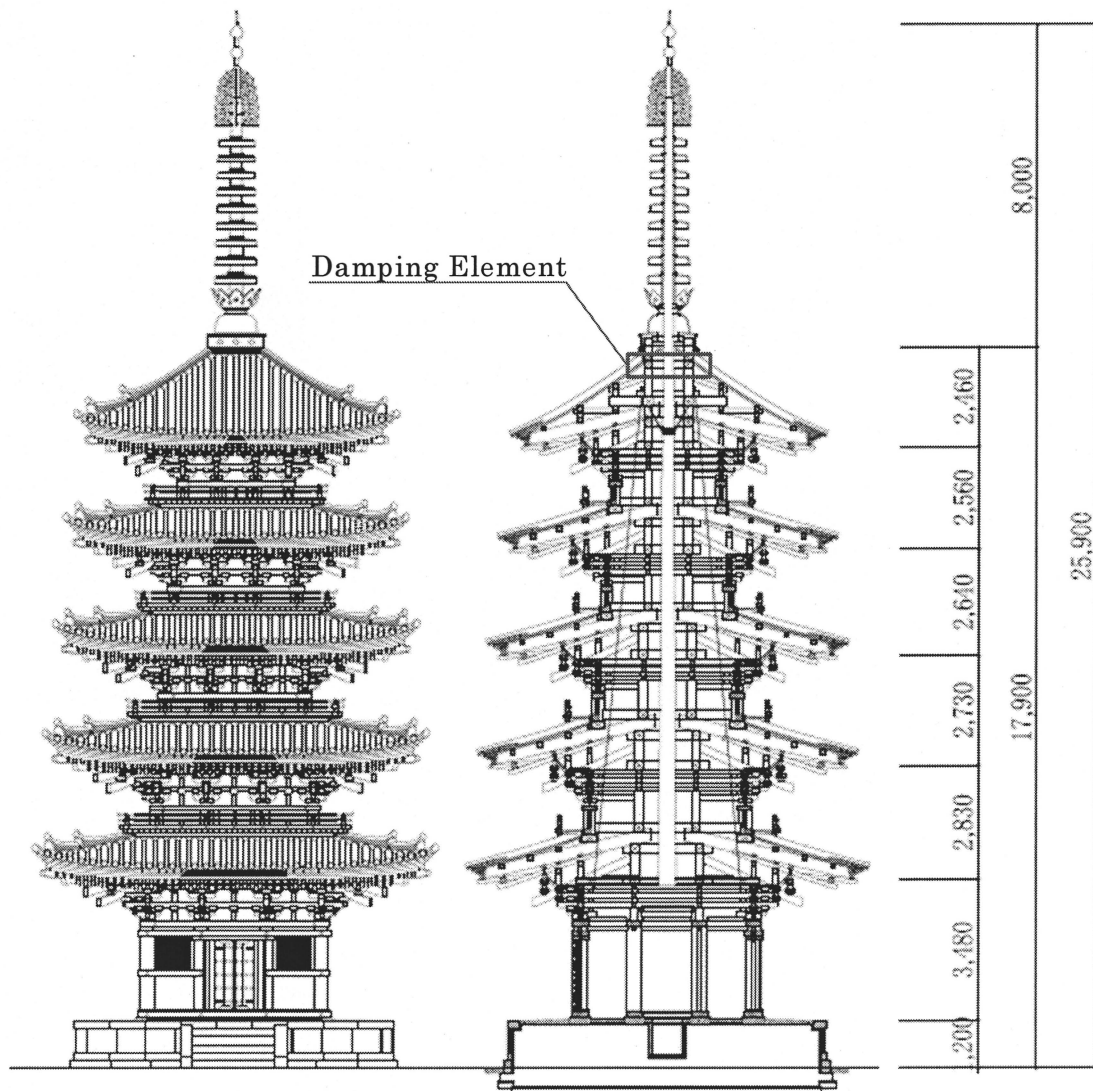


図 1-5 立面図・断面図

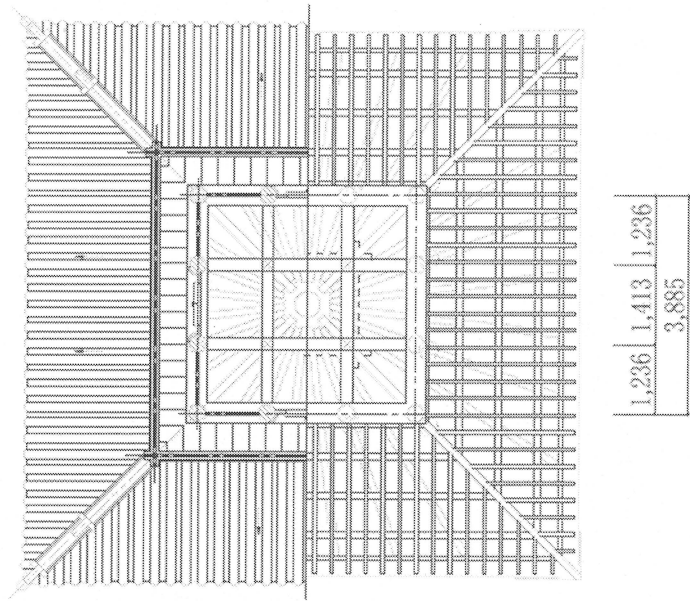


图 1-6 2重平面図

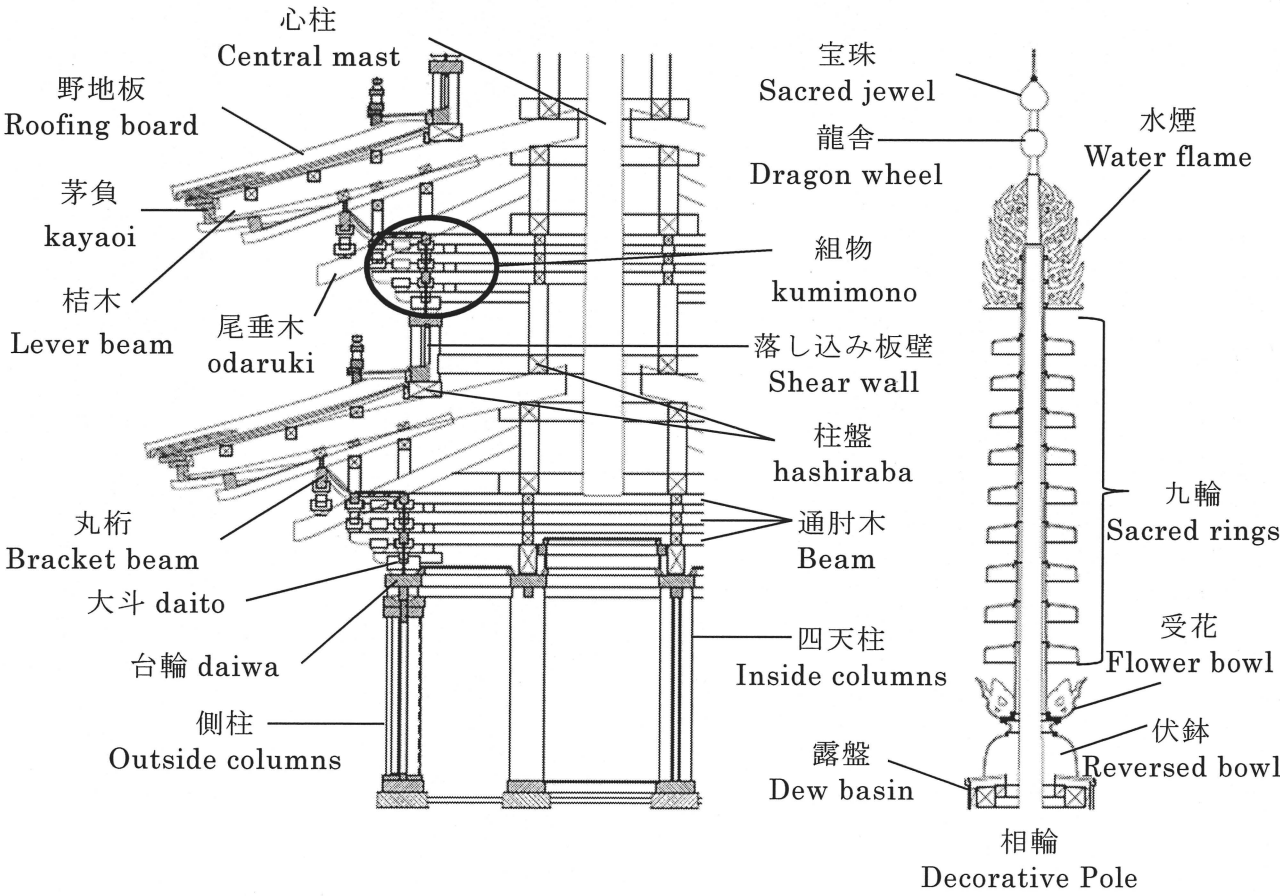


图 1-7 部材名

1.6 適用技術

1.6.1 粘弾性ダンパー

相輪が損傷に至る一連の挙動を防ぐために制振装置を用いた。制振装置は、木材の乾燥収縮に追従できるようにスプリングを介してステンレス製の金物を心柱に取り付け、減衰と剛性をもつ粘弾性ダンパーを4方向から取り付け塔身と連結した。(図 1-8,1-9)

ダンパーは振動特性について実験が行われている。材料はジェン系粘弾性体 SDM-1 を使用し、2 層の粘弾性体を鉄板 3 層で交互に挟みこんだ制振ダンパーを使用している。

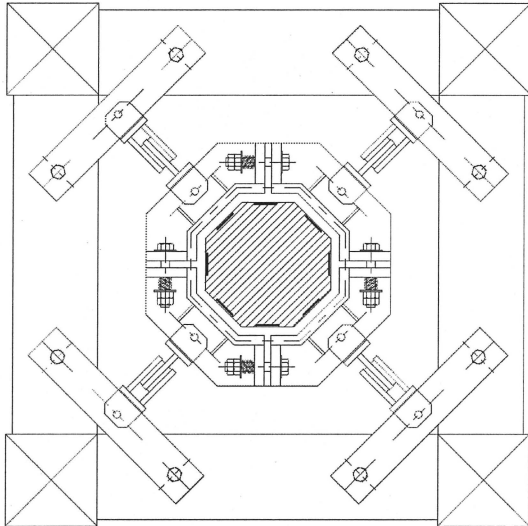


図 1-8 ダンパー設置 平面図

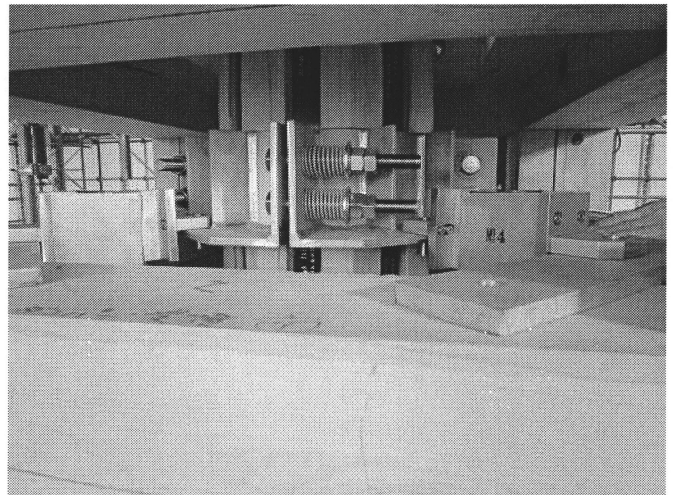


図 1-9 制振ダンパー設置写真

1.6.2 炭素繊維補強

相輪－心柱の下端は四方を木材で囲まれているため水平変位が抑えられピン端となり、片持ち柱のような挙動の支点となる塔身との接触面において、心柱－相輪には曲げによる引張荷重が生じると予想された。地震力が大きく、相輪頂部の応答変位が増加すれば、荷重も増加し心柱損傷の可能性があるため、炭素繊維版による補強を施した。炭素繊維補強は主にコンクリート構造物に使用する研究が多くなされており、木材では集成材に使用する例がある。しかし、大断面製材の炭素繊維補強効果の検証は見当たらないため実大実験により補強効果を確認した¹⁷⁾。

実験には実大心柱（ヒノキ）を使用し無補強・炭素繊維板補強（8 面）・炭素繊維板（8 面）と炭素繊維シート補強の 3 体の試験体を作製し曲げ試験を行った。試験の結果、最大耐力と剛性は、表 1-1 のようになり、炭素繊維板補強は約 28%、炭素繊維板と炭素繊維シートによる補強では約 58%の剛性の向上が見られたが、最大耐力の向上はともに約 36%であった。実際の補強には炭素繊維板のみの補強を採用している¹⁷⁾。

表 1-1 炭素繊維補強効果

曲げ試験	最大耐力	剛性
	kN	kN/mm
無補強	180.49	5.74
炭素繊維板	246.13	7.32
炭素繊維板＋炭素繊維シート	244.9	9.06

1.6.3 ヒノキ心材曲げ強さの確認

東長寺五重塔に使用する構造材は、「針葉樹の構造用製材の日本農林規格」機械等級区分 E90 を設定し、高知県および奈良県内の製材所に集積された 100～200 年生国産ヒノキの大径丸太の心材より採材している。しかし、100～200 年生のヒノキ大径丸太より採材される大断面心材の曲げ強度が明らかにされているとは言い難い。そこで、縦振動法によるヤング係数の測定値が 2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書の基準値を満足することを確かめるため(独)森林総合研究所と松井建設(株)とで共同研究が行われた²²⁾。

縦振動法によるヤング係数の測定には、100～200 年生のヒノキ丸太の一部より心去り材を採材し、130×130×4000mm(縦×横×長さ)、130×190×4000mm 各 30 体の合計 60 体を使用し、機械等級 E90 の基準の下限值である 7.8kN/mm²を下回る試験体が 1 体あったほかは、全て基準値を満足していると確認された。また、天然乾燥後、断面寸法を 120×120mm(縦×横)の正角および 120×180mm の平角に挽き直し、平均含水率は 25.0%と計測された。曲げ試験は挽き直した試験体の E90 と評価された 59 体について、「構造用木材の強度試験法」(日本住宅・木材技術センター)により行われ、各試験体の曲げ強度を ASTM D-2915-98 によって含水率 15%時の値に補正したところ機械等級 E90 に対応した基準強度 30.6 N/mm²を下回る試験体が 1 体あったが、合格率は 98%で、95%¹⁾を上回った。この結果より縦振動法によるヤング係数を測定した結果で、2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書の基準値を満足することが確認された。

1.6.4 タイロッド

五重塔にかかる水平荷重によって各重に生じる引き抜き力に抵抗する要素としてタイロッドが用いられている。タイロッドは基壇から初重天井までは耐食性・耐久性に優れた PC 鋼棒を使用し、初重天井から五重小屋組までは炭素鋼が使用され、初重天井・五重小屋組での端部は H 形鋼により固定されている。このタイロッドの剛性は斗組の圧縮剛性に近いものであり、本研究で作成した解析モデルの斗組部分の引張剛性に相当する部材である。

第2章 振動特性

2.1 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。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。測定は構造体が完成し内装仕上げのみとなった状態で行い、周囲を覆う足場は五重塔の塔身には触れず、基壇上に自立した状態であり測定に影響はない状態であった。測定時に制振装置は設置してある状態であるが、制振ダンパーの効果が現れる程の変形量が測定では生じないため影響はないものと思われる。

2.2 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 次固有振動及び減数定数を求め、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。

2.3 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（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。（図 2-3～2-5）人力加振は図 2-6 に示すように成人数名による加振である。速度計の詳細を以下に示し、周波数特性を図 2-7,2-8 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、図 2-9～2-11 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℃

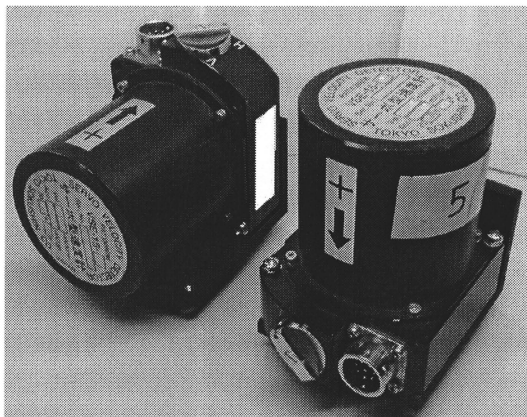


図 2-1 サーボ型速度計



図 2-2 データ収録装置

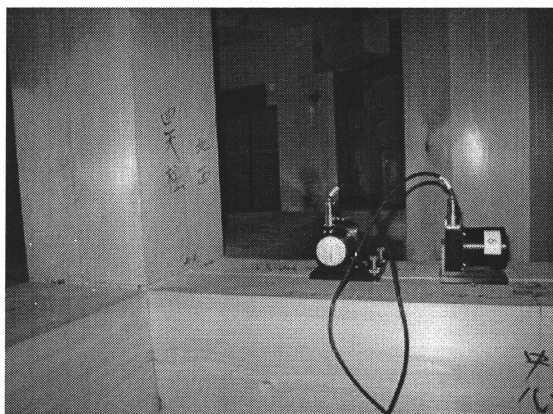


図 2-3 速度計設置（柱盤上）

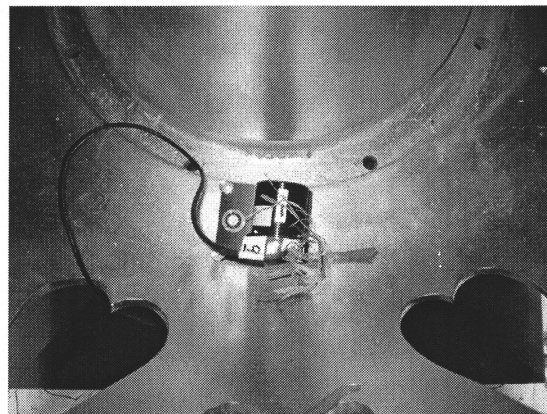


図 2-4 速度計設置（受花）

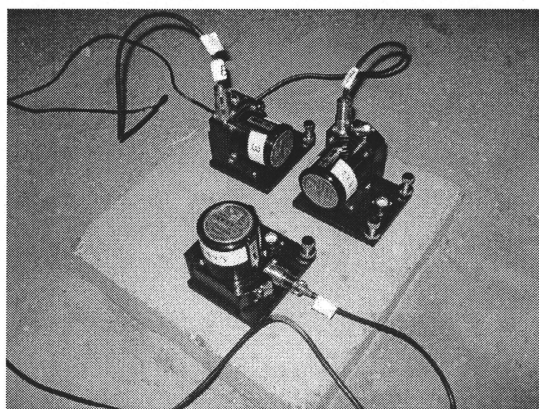


図 2-5 速度計設置（地盤）

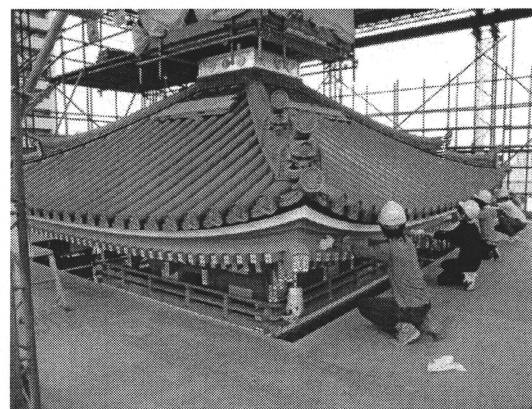


図 2-6 五重軒での人力加振（並進）

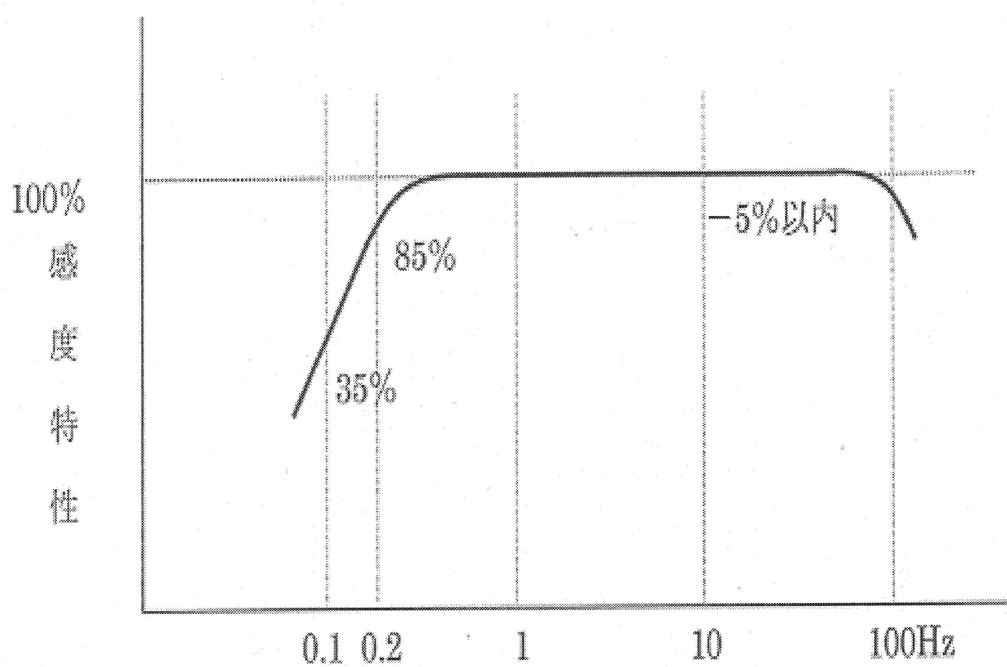


図 2-7 速度計感度特性

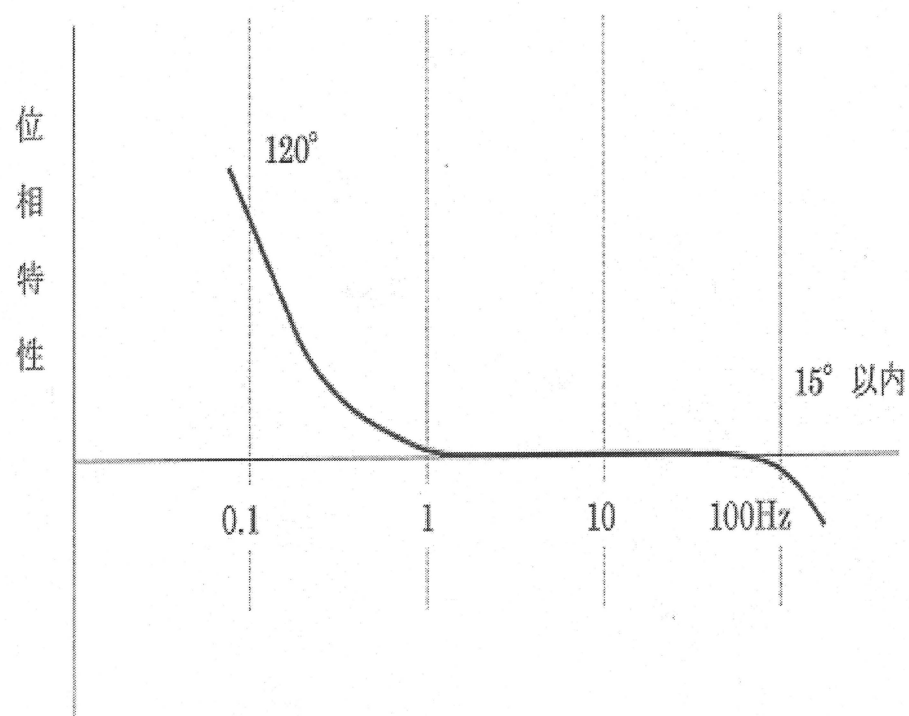


図 2-8 速度計位相特性

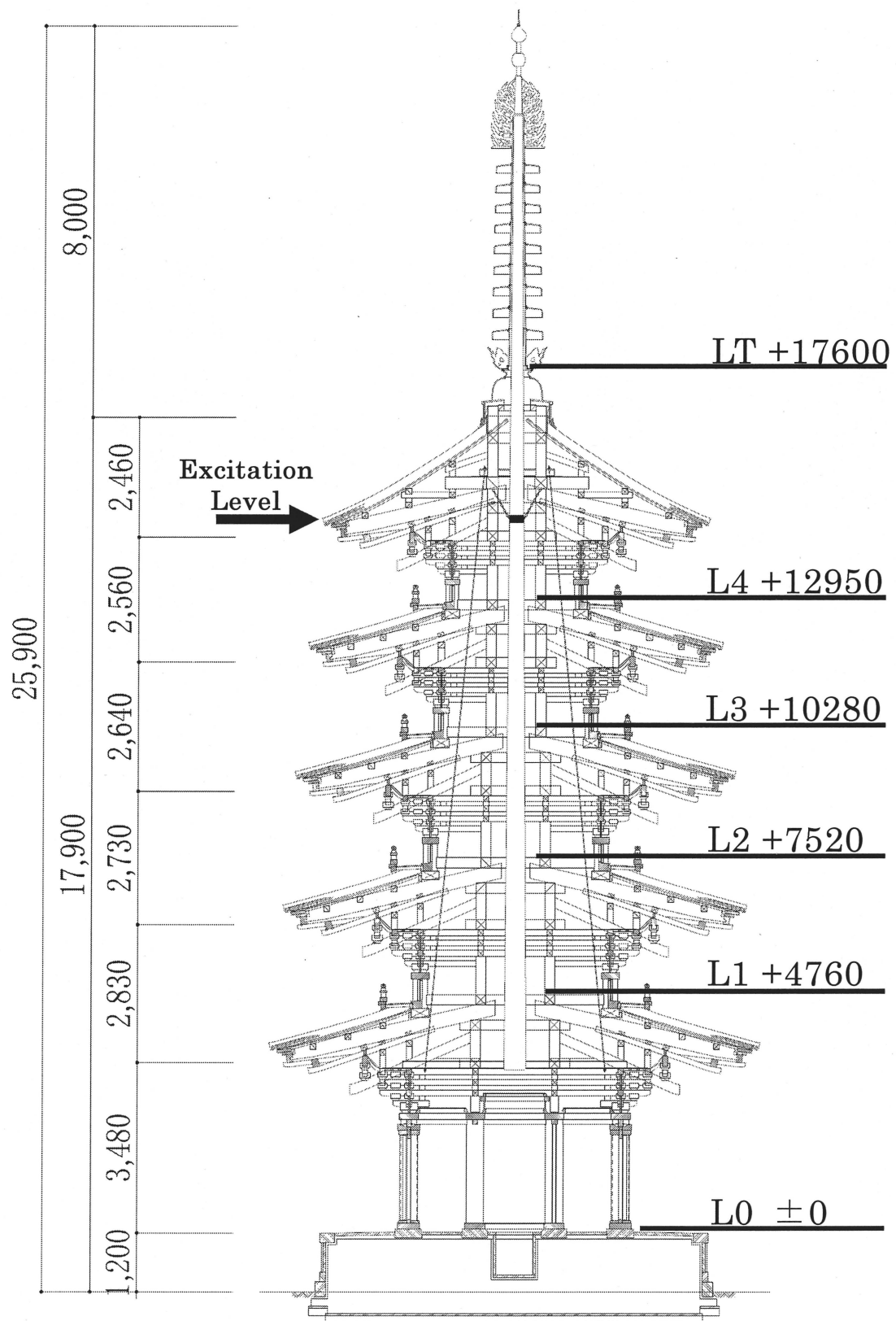


図 2-9 測定点 高さ

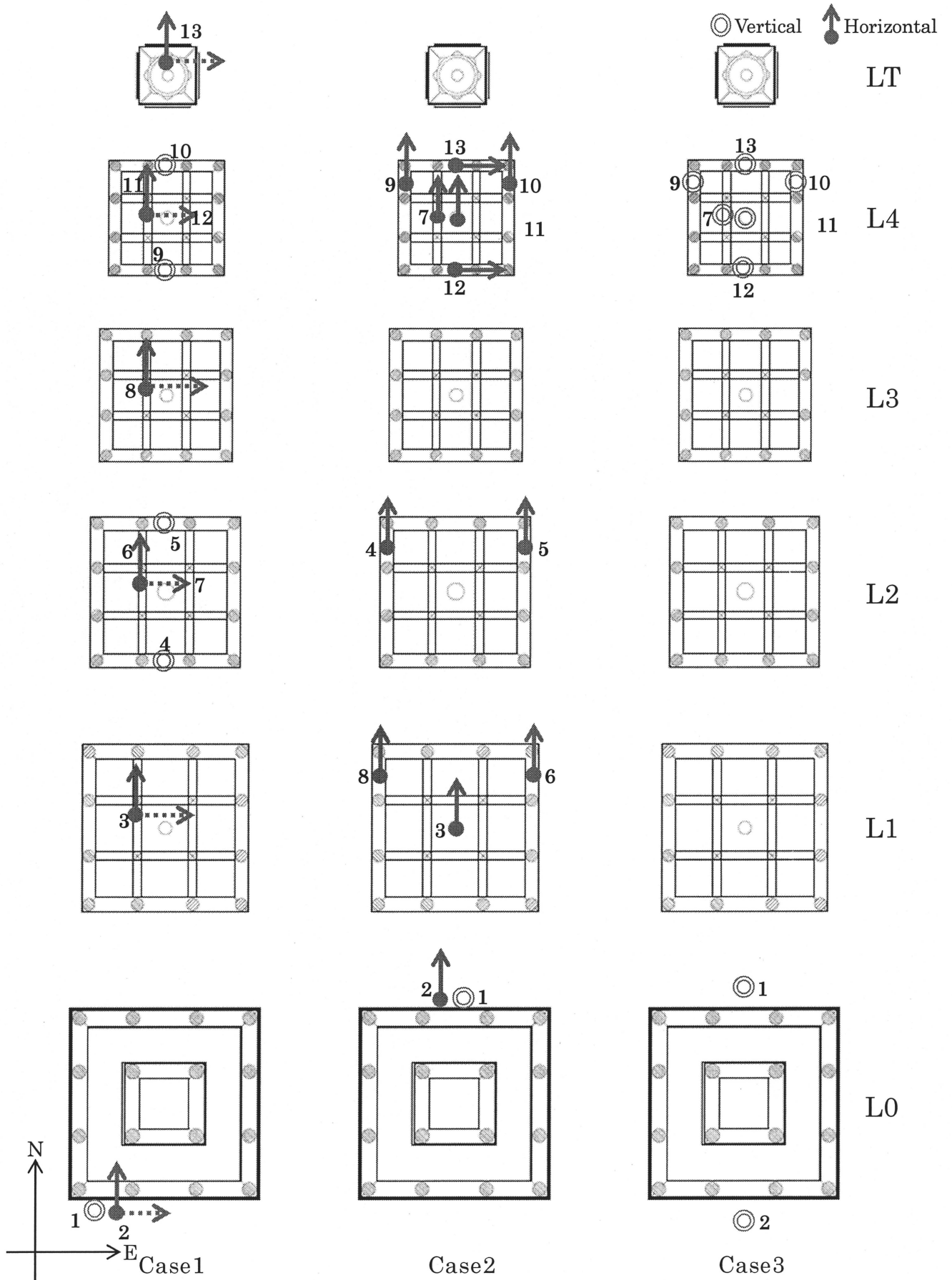
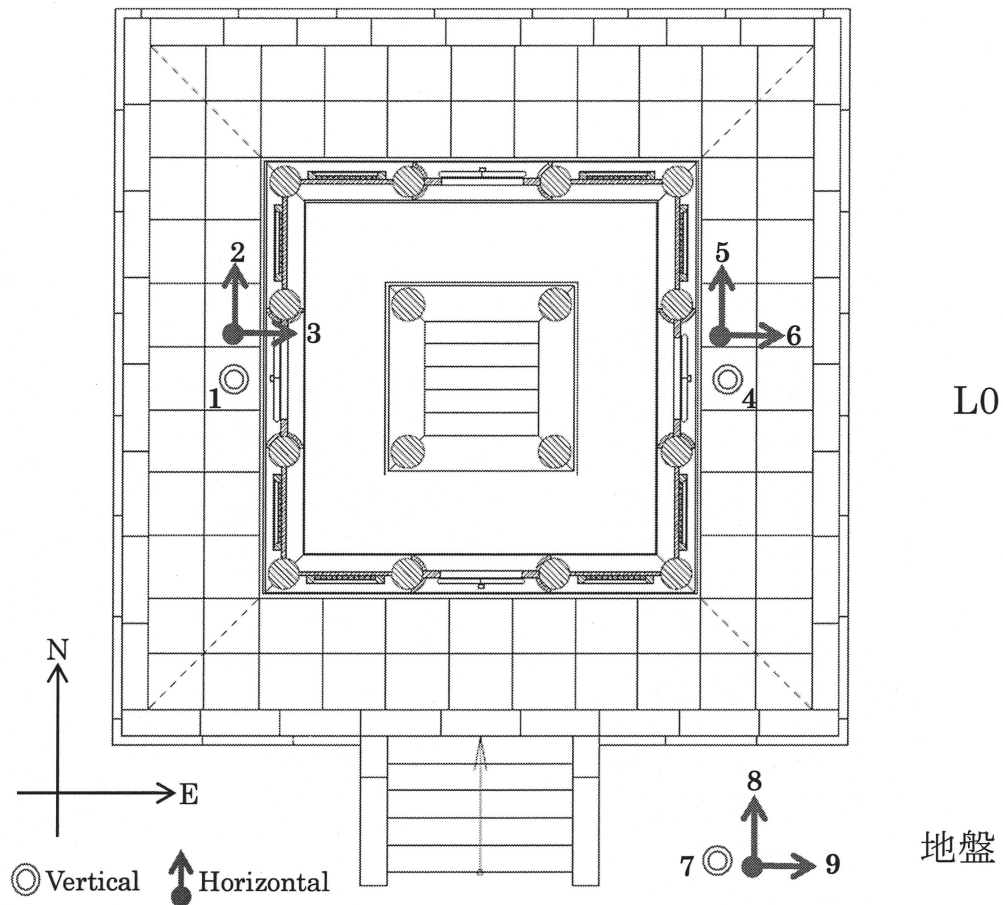


图 2-10 测定点 平面配置



Case4

図 2-11 測定点 平面配置

2.4 測定結果

2.4.1 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 方向の伝達関数を図 2-12 に示し、ピーク振動数でのモード図を図 2-13 に示す。EW 方向の伝達関数を図 2-14 に示し、NS,EW 方向のフーリエスペクトルを図 2-15,2-16 に示す。人力加振は図 2-8 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)。

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

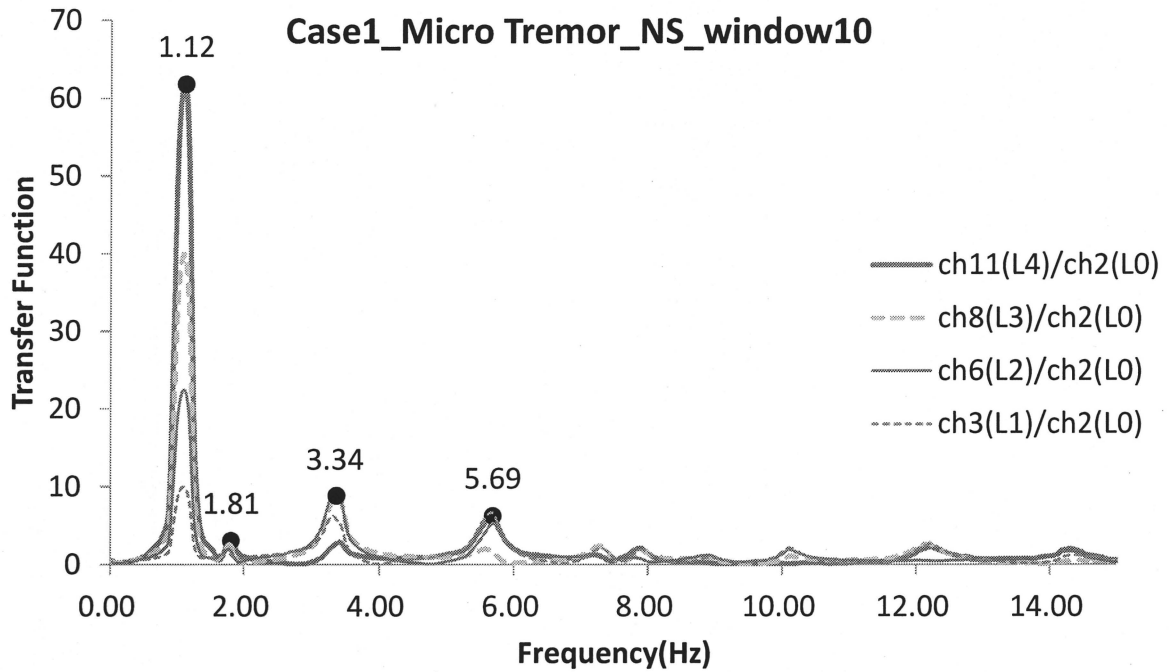


図 2-12 Case1 微動測定 NS Transfer Function

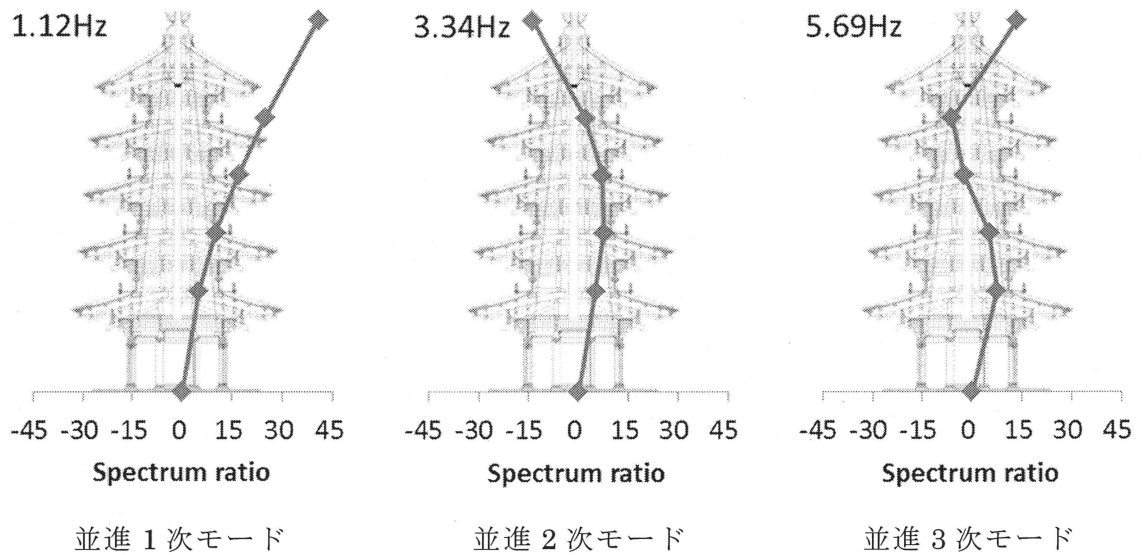


図 2-13 並進モード図

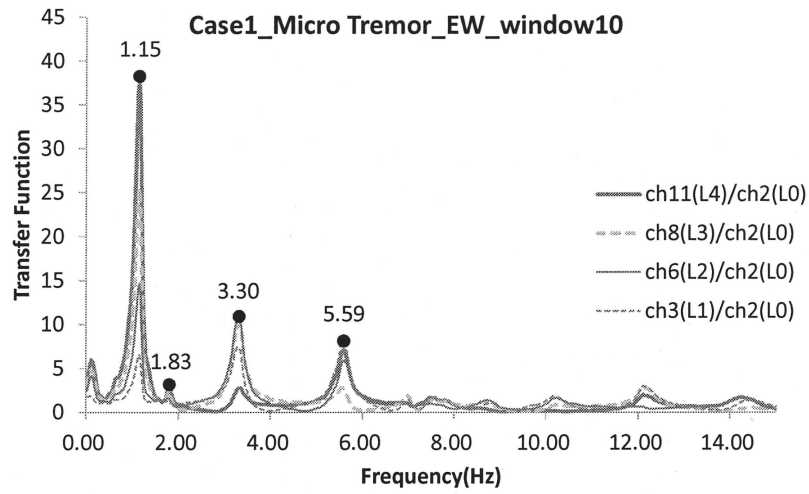


図 2-14 Case1 微動測定 EW Transfer Function

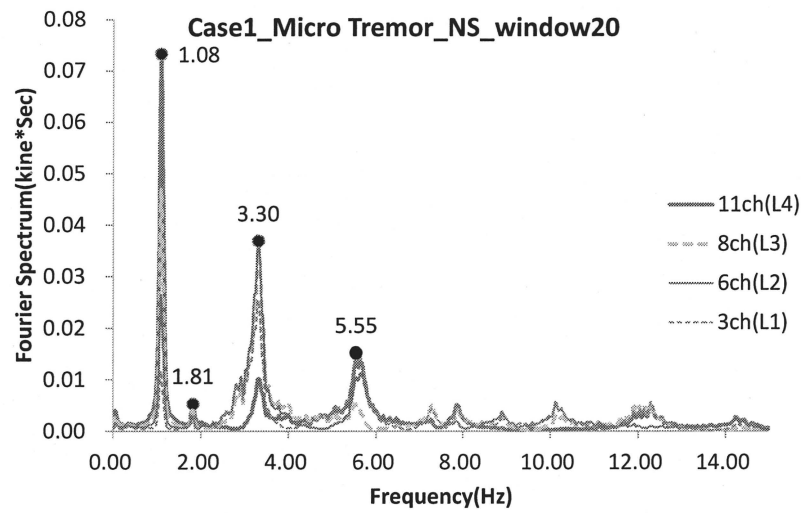


図 2-15 Case1 微動測定 NS Fourier Spectrum

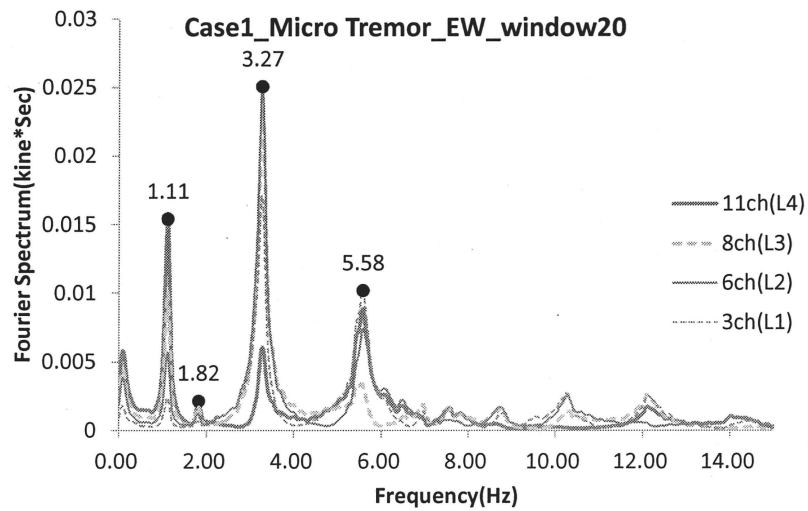


図 2-16 Case1 微動測定 EW Fourier Spectrum

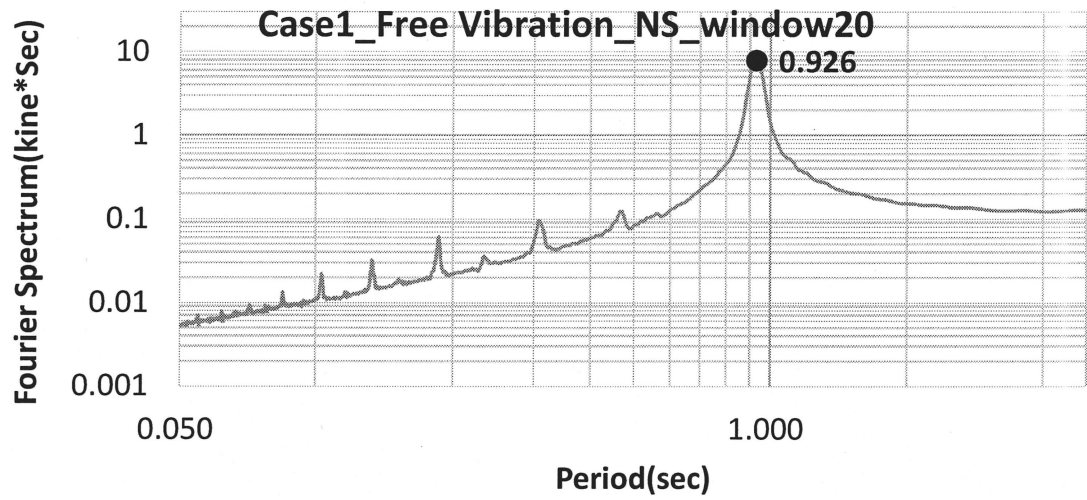


图 2-17 Case1 人力加振 NS Fourier Spectrum

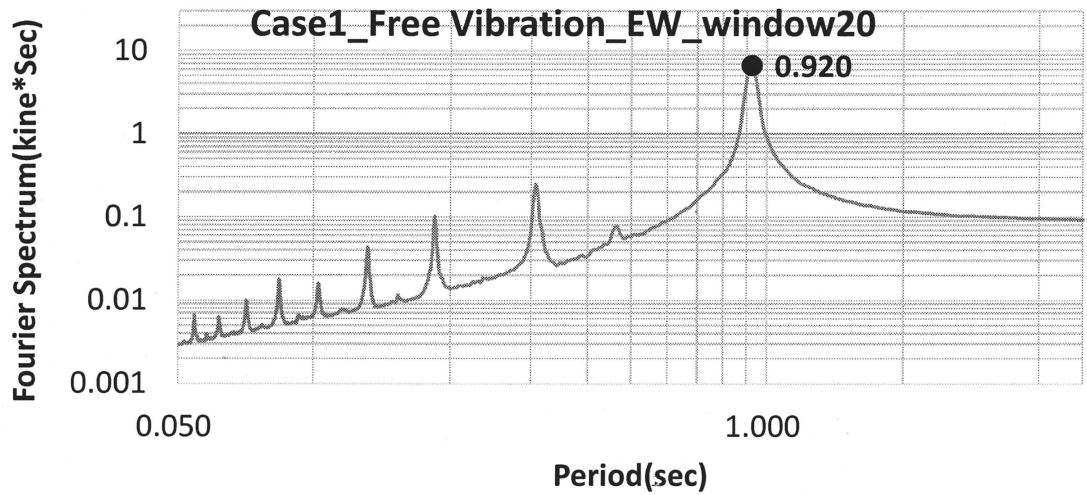


图 2-18 Case1 人力加振 EW Fourier Spectrum

(2)ねじれ動

Case2 の常時微動測定と人力加振試験(図 2-20)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。(図 2-21~2-23) 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。図 2-20 のピーク値 3.31Hz、5.16Hz は並進の 2 次、3 次固有振動数である。6.76Hz はねじれ 3 次固有振動数である可能性があるが、解析的に確認することは出来なかった。図 2-21、2-22 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。図 2-23 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が図 2-24,2-25 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るが、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。

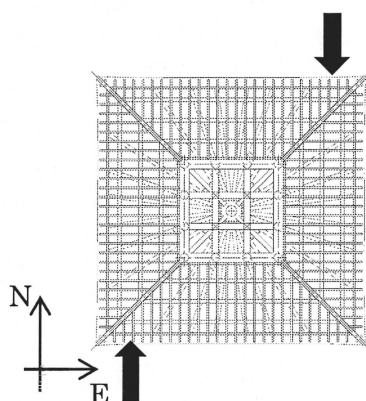


図 2-19 ねじれ人力加振方向(Torsional Excitation)

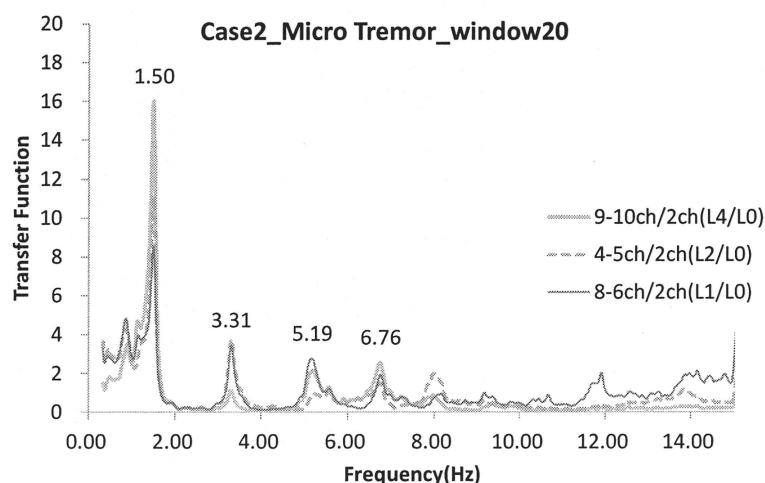


図 2-20 Case2 微動測定 NS Transfer Function

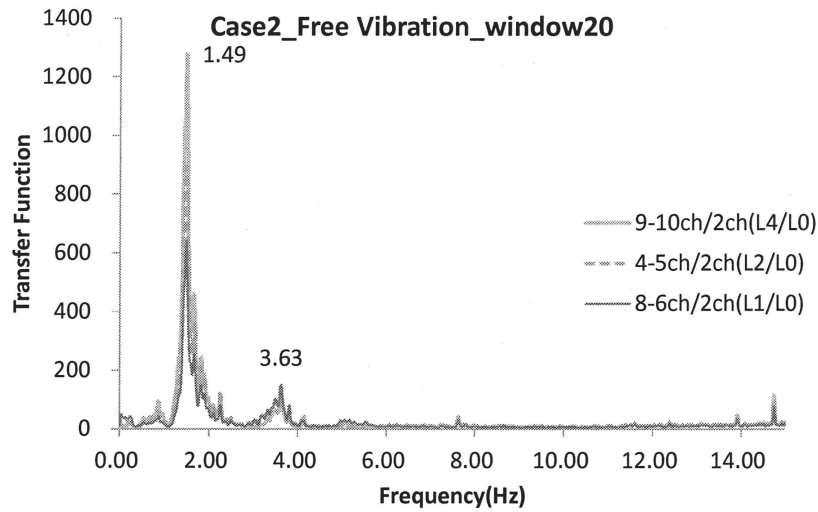


图 2-21 Case2 人力加振 NS Transfer Function

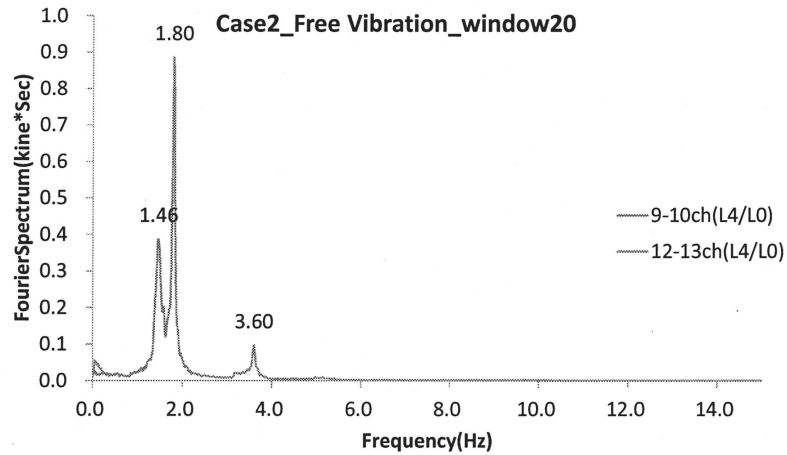


图 2-22 Case2 人力加振 NS Fourier Spectrum

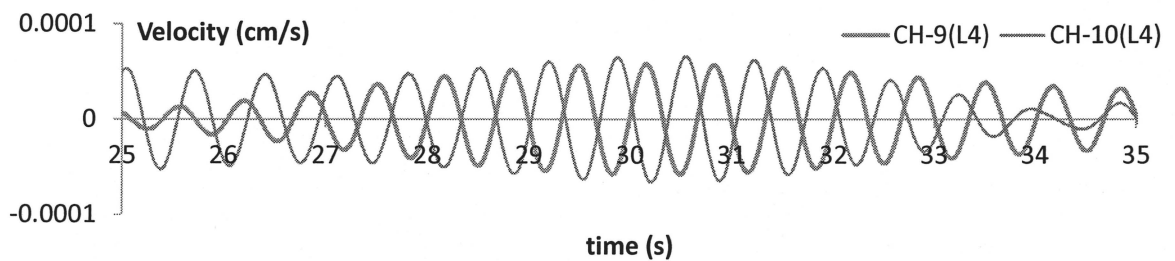


图 2-23 時刻歴波形 Band Pass Filter 1.4Hz-1.6Hz

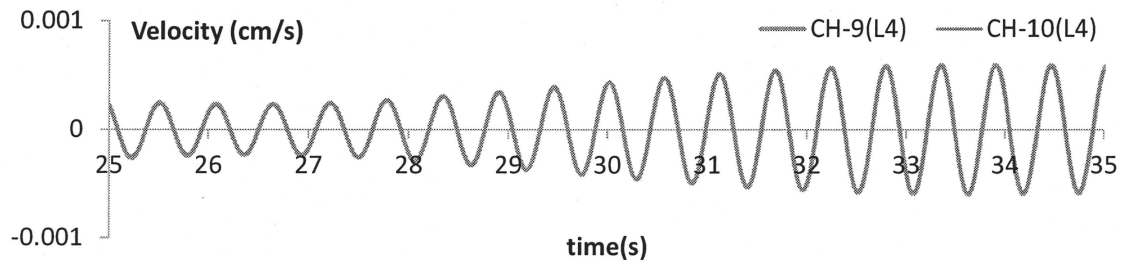


图 2-24 時刻歴波形 Band Pass Filter 1.7Hz-1.9Hz

(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。(図 2-25, 2-26) 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(図 2-28,2-29)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。

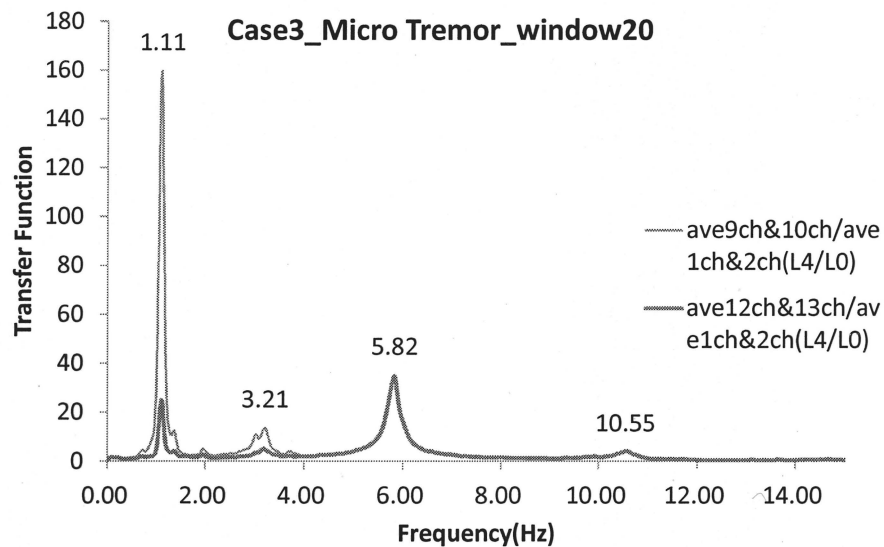


図 2-25 Case3 微動測定 鉛直方向 Transfer Function

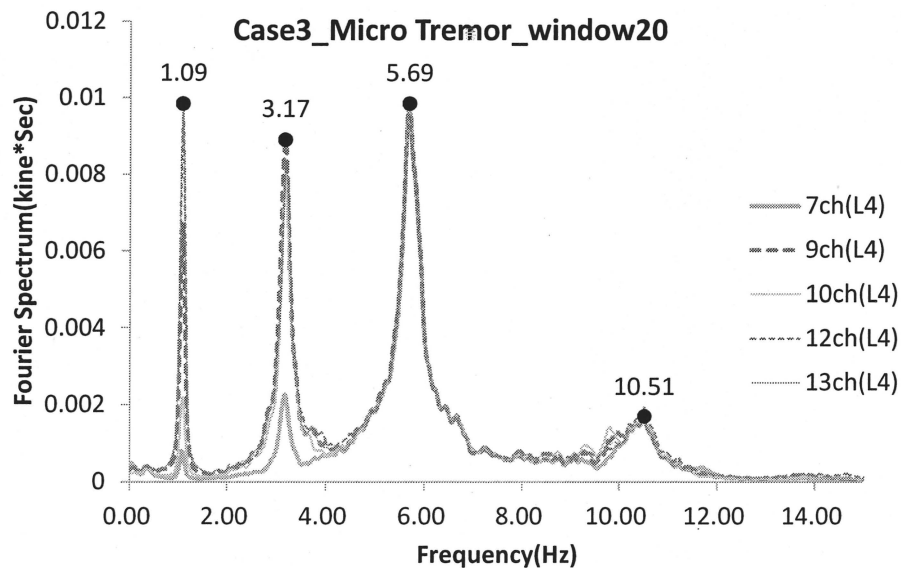


図 2-26 Case3 微動測定 鉛直方向 Fourier Spectrum

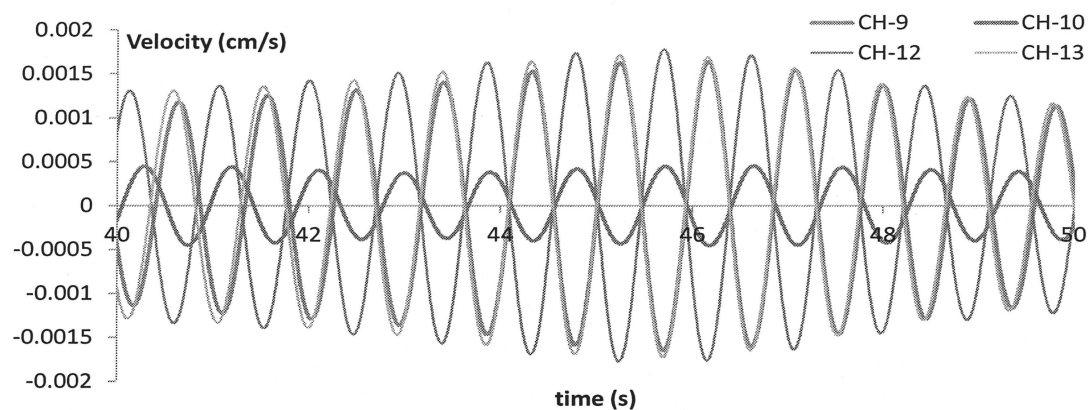


图 2-27 時刻歴波形 Band Pass Filter 0.9Hz-1.2Hz

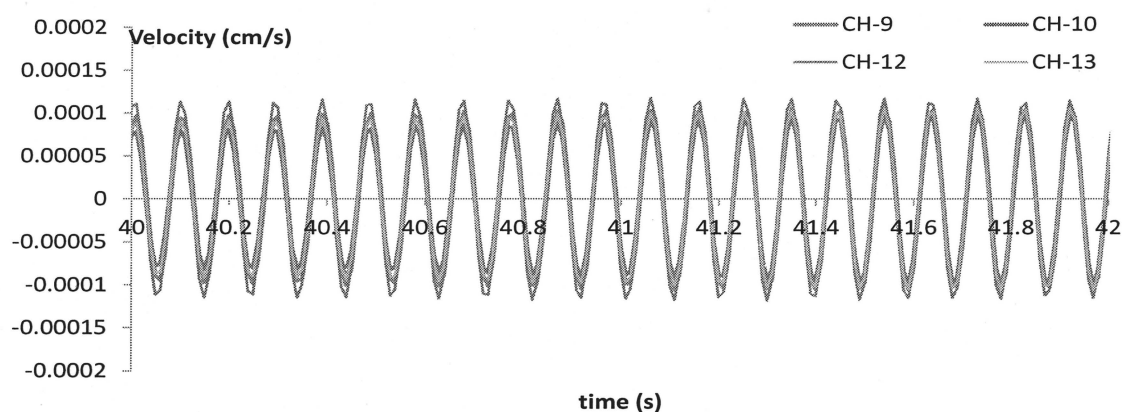


图 2-28 時刻歴波形 Band Pass Filter 10.4Hz-10.6Hz

(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。図 2-29 に基壇の H/V スペクトルを示し、図 2-30 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。

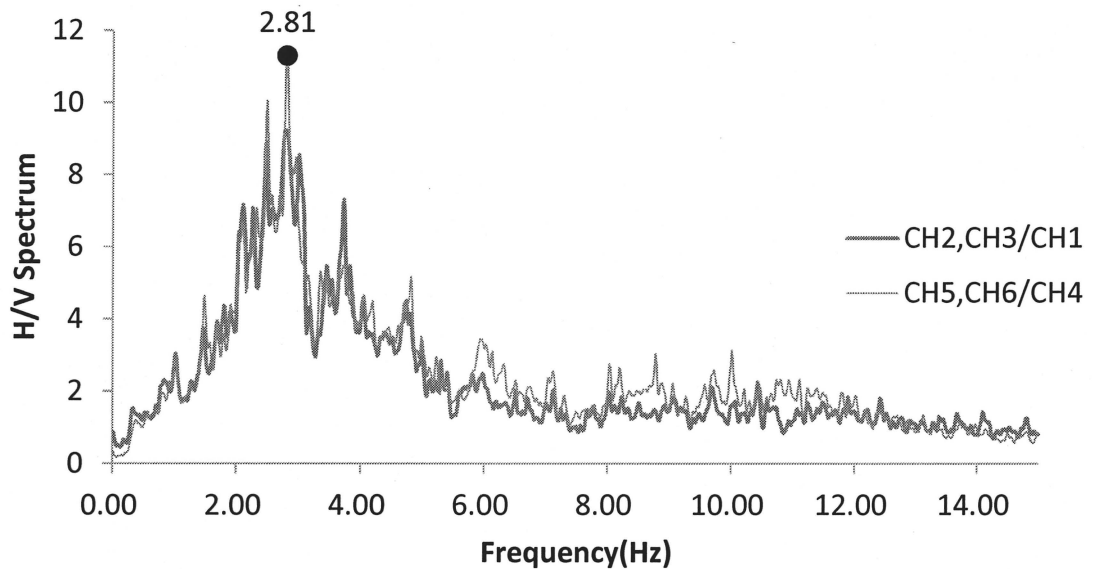


図 2-29 微動測定 L0 H/V Spectrum

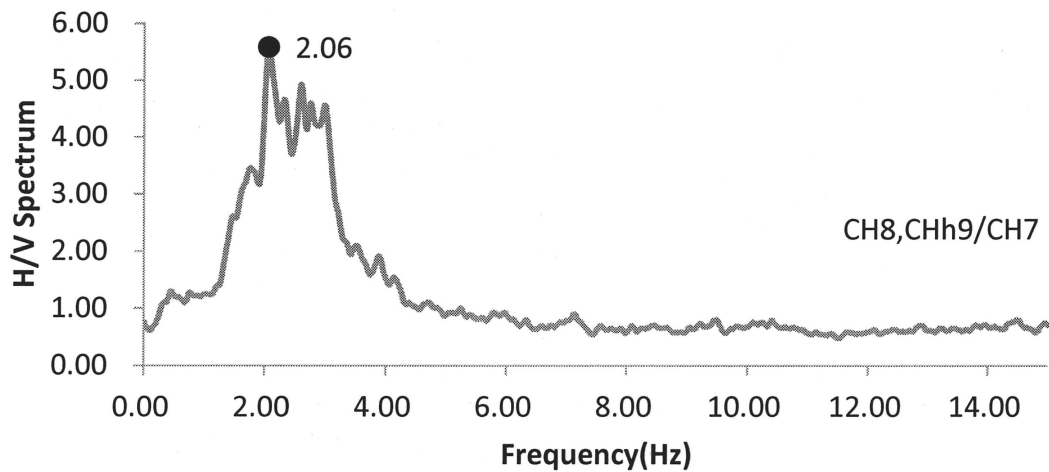


図 2-30 微動測定 地盤 H/V Spectrum

2.4.2 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。図 2-31 に時刻歴波形、図 2-32 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。

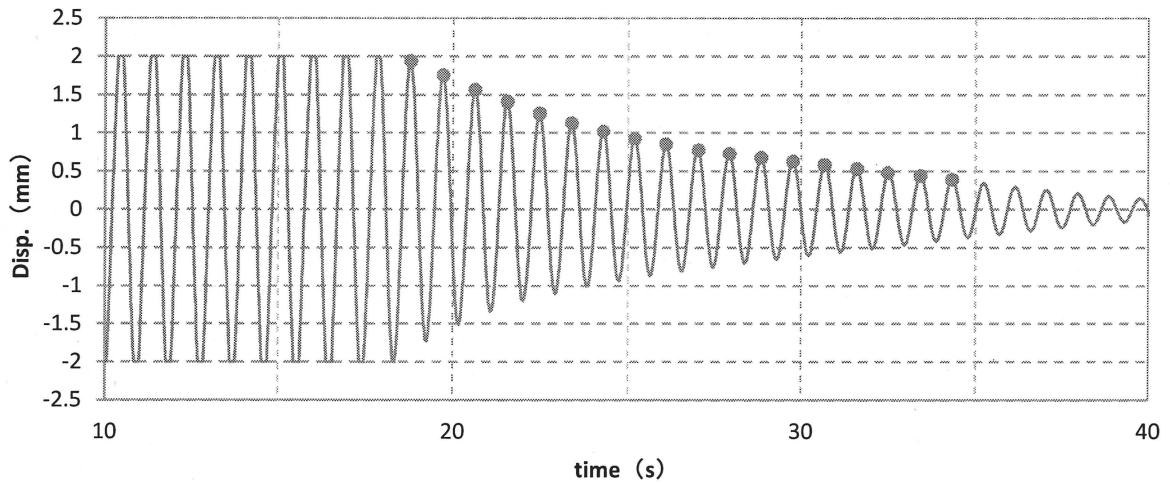


図 2-31 Case1 EW 方向 減衰自由振動 時刻歴波形 ch12

(1)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。

(2) 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。

(3)減衰定数 h の算定式で算出

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

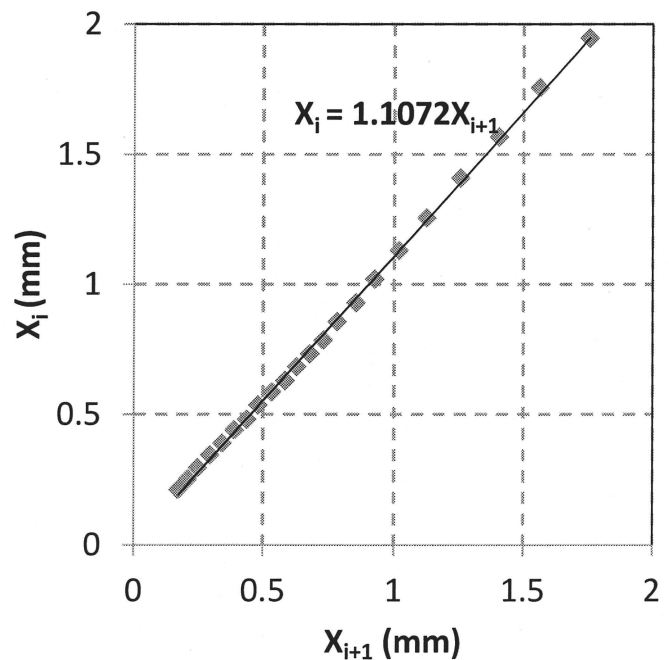


図 2-32 最小 2 乗法による X_i/X_{i+1} の算出

2.4.3 減衰自由振動軌跡

既往の研究により五重塔の主要振動方向が対角方向であることを確認することを目的として Case1 NS 方向入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 を図 2-33 に示した。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。

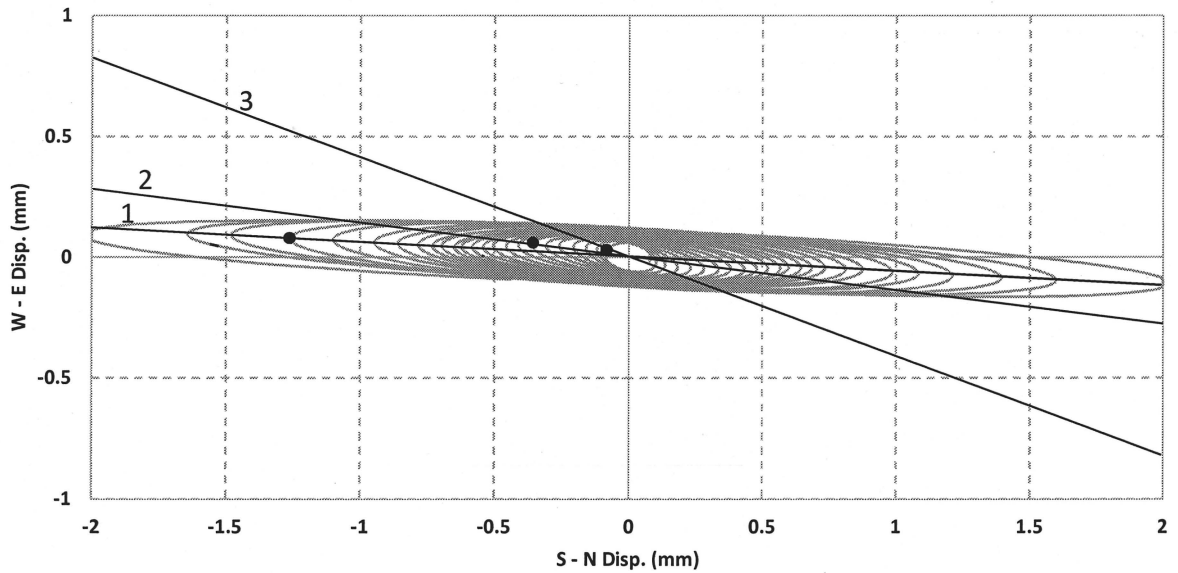


図 2-33 Case1 入力加振自由振動 NS 方向軌跡 NS(ch11),EW(ch12)

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

2.4.4 既往の研究との比較

既往の研究で明らかにされてい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い、東長寺五重塔を検証する。表 2-3 に五重塔の一覧を示し、図 2-34 五重塔の並進固有振動数と塔身高さ、図 2-35 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¹⁴⁾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 $T2=0.02h$ の直線とよく合っている。相関性を持つと分かる。減衰性能に相関性はあまりないが、微小変形時の減衰定数は 1%~5.5%間に分布し 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。

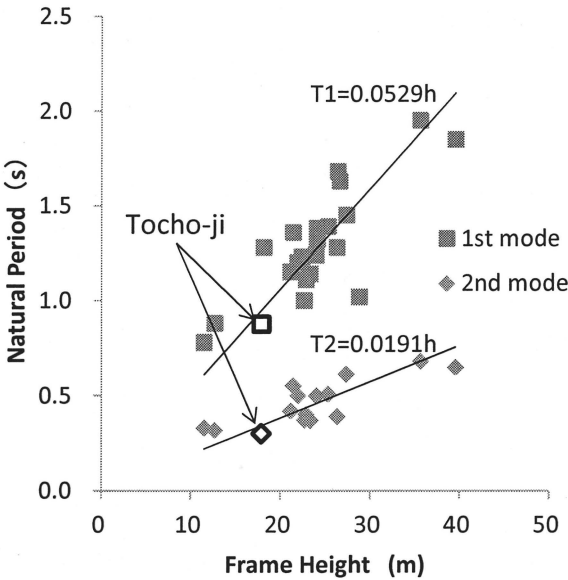


図 2-34 塔身高さ(m)と固有振動数(sec)の関係

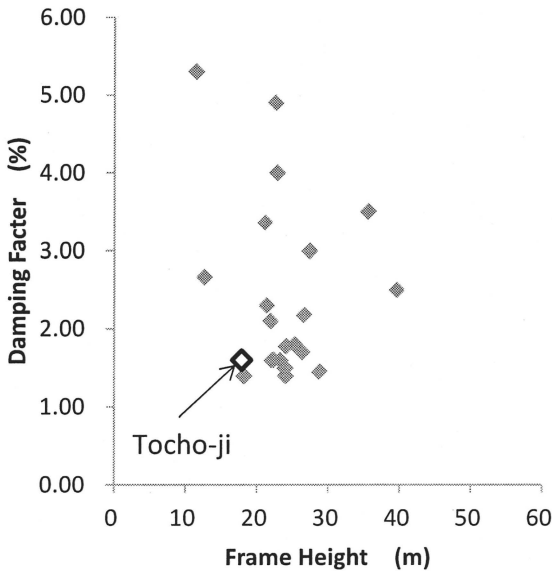


図 2-35 塔身高さ(m)と減衰定数(%)の関係

表 2-3 五重塔一覧

五重塔(指定)	建立年(時代)[年]	総高[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(平安天暦)	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	こけら葺	初重天井上	1.20		1.60
厳島神社(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	こけら葺	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

2.5 まとめ

本章で得られた固有振動数と減衰結果を表 2-4 にまとめて示す。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。

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
Direction	Translational mode			Translational mode	Damping Factor	Torsional mode		Vertical mode	Base	Ground
	1 st mode	2 nd mode	3 rd mode	1 st 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%	-	-			

第3章 構造のモデル化と妥当性

3.1 概要

本研究で対象とする東長寺五重塔は、松井建設（株）によって設計された。その設計書と設計で用いられた平面モデルを元に 3 次元モデルを作成し TDAPⅢを用いて解析を行った。ここでは、モデル化方法と、解析モデルの妥当性について検討する。

3.2 目的・方法

解析モデルは平面モデルと 3 次元モデルの 2 種類である。この 2 種類のモデルの接合部の条件を変化させ、大きく分けて剛接モデルと弾塑性モデルを作成した。それぞれ微小変形時、大変形時の五重塔を想定している。剛接モデルでは、仕口にめり込みを考慮せず剛接合として作成し、初重柱脚も剛接合としたモデルである。弾塑性モデルは、剛接モデルの仕口部分に“めり込み”剛性を考慮したスリップ型の復元力特性をもつ回転バネを入力したモデルである。本章では構造要素のモデル化及び平面モデルと 3 次元モデルの詳細を示し、剛性モデルの固有値解析からめり込みのない場合の振動特性を明らかにし、同条件の振動特性を表す常時微動測定の結果と比較し解析モデルの妥当性を検証することを目的とする。なお弾塑性モデルでは第 4 章にて静的増分解析・地震応答解析を行う。表 3-1 に解析モデルと、解析内容の対応を示す。

表 3-1 解析モデルと解析種別の対応

解析モデル	仕口条件	解析種別	制振ダンパー
3次元モデル	剛接	固有値解析	無し
		固有値解析	無し 有り
	弾塑性	静的増分解析	無し
		地震応答解析	無し 有り
		地震応答解析	無し 有り
平面モデル	剛接	固有値解析	無し
		固有値解析	無し 有り
	弾塑性	静的増分解析	無し
		地震応答解析	無し 有り
		地震応答解析	無し 有り

3.3 解析モデル作成

3.3.1 構造要素のモデル化

本建物の詳細な立断面図、平面図、屋根伏図、名称等は序論で示した。東長寺五重塔は、各重の側柱・四天柱の柱脚は、地長押または土台とほぼ接合され、斗組は肘木と一体化した形状をとり剛性を高められている。また、せん断耐力要素としてダボを用いた落とし込み板壁を使用しており、地震や強風時の引き抜き力を負担する補強金物としてタイロッドを基壇から五重小屋組まで四隅に通している。以上のような構造的な特徴を踏まえ、構造要素のモデル化の方法を以下に示す。

(1) 仕口接合部の回転剛性

側柱－斗組、斗組全体、桔木－束などの部材仕口の回転剛性と降伏変形角を「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」²³⁾のめり込み式から算出した。斗組全体の回転剛性の算出は、藤田ら²⁴⁾の文献を参考とした。図 3-1 に使用した三角めり込み式（弾性範囲）の記号凡例を示す。降伏変形角 θ_y と任意の変形角 θ に対するモーメント M は以下の式で得る。

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

回転バネに入力した回転剛性は $K_{\theta} = M/\theta$ として求めた

各補正係数は以下に示す通りである。詳細は参考文献を参照されたい。

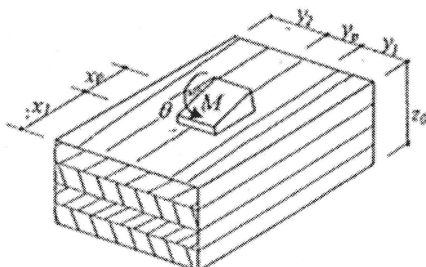
$$C_x = 1 + \frac{2z_0}{3x_p} \left(2 - e^{-\frac{3x_1}{2z_0}} - e^{-\frac{3x_2}{2z_0}} \right), \quad C_{xm} = 1 + \frac{4z_0}{3x_p}$$

$$C_y = 1 + \frac{2z_0}{3ny_p} \left(2 - e^{-\frac{3ny_1}{2z_0}} - e^{-\frac{3ny_2}{2z_0}} \right), \quad C_{ym} = 1 + \frac{4z_0}{3y_p}$$

E_{\perp} : 繊維直行方向ヤング係数, 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)

本研究では、 $E_{\perp} = \frac{1}{50} \times 900(\text{kN/cm}^2) = 18\text{kN/cm}^2$, ひのき $n=6$ として算出を行った。解析モデルには、この算定式から求めた結果より、めり込み回転剛性 K_{θ} を初期剛性とし降伏回転角 0.01rad とする完全弾塑性スリップ型の復元力特性を使用した。(図 3-2、 K : 初期剛性, a : 剛性低下率 $\doteq 0$)



C_x の計算の際は $x_2 = x_1$ とおく

図 3-1 三角めり込み

出典「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」

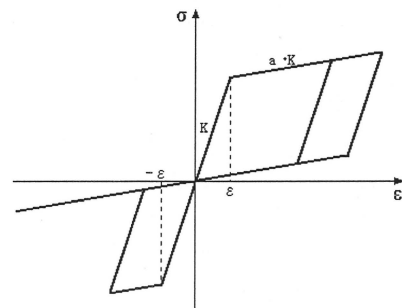


図 3-2 めり込み復元力特性

出典：TDAPⅢ非線形材料特性より

(2) 柱・横架材・心柱

東長寺五重塔の構造材には高知県・奈良県内の製材所に集積された国産のヒノキ材の心材を使用しており、このヒノキ材は「針葉樹の構造用製材の日本農林規格」機械等級ひのき E90 と設定してある。実際に使用される材料の縦振動法によるヤング係数の測定値が 2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書の基準値を満たすことを（独）森林総合研究所と松井建設（株）によって確かめられており、解析では柱と横架材の繊維方向ヤング係数は 900kN/cm^2 とした。またせん断耐力要素の板壁に使用するヒノキ材は同等級区分の E70 が設定されている。

(3) 落とし込み板壁

板壁のせん断剛性は、「土塗り壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係わる技術解説書」²⁵⁾に示された、落とし込み板壁の剛性・降伏耐力の算定式を使用して剛性を算出した。図 3-3 に算定式の記号凡例を示す。この式より初期剛性 K は、 K_d :ダボによるせん断剛性、 K_s :板のせん断剛性、 K_a :板の圧縮筋交い剛性 K_c :板木口の柱へのめり込みによる剛性、 K_b :板木口の横架材へのめり込みによる剛性により決定される。このとき設計で許容変形角としている $1/120\text{rad}$ での耐力 P_{120} は、初期スリップ R_0 と K で決定し復元力特性はバイリニア型となる。しかし同書の試験結果によると、図 3-4 に示すように $1/15\text{rad}$ のせん断変形角でも明確な破壊見られず、変形性能が優れていることが示されている。そのため、解析モデルでは板壁に復元力特性は使用せず線形とし、せん断剛性は初期剛性（弾性）を使用した。

(4) タイロッド

タイロッドはアンカーで基壇に固定され初重壁内を通り初重天井上で H 型鋼に固定される。さらに初重天井上から五重小屋組まで設置され、両端を H 型鋼で固定し引き抜き力に抵抗する。タイロッドの引張剛性が斗組の鉛直方向圧縮剛性とおおよそ等しいことから、解析モデルでは斗組の軸剛性を圧縮剛性と同じとした。

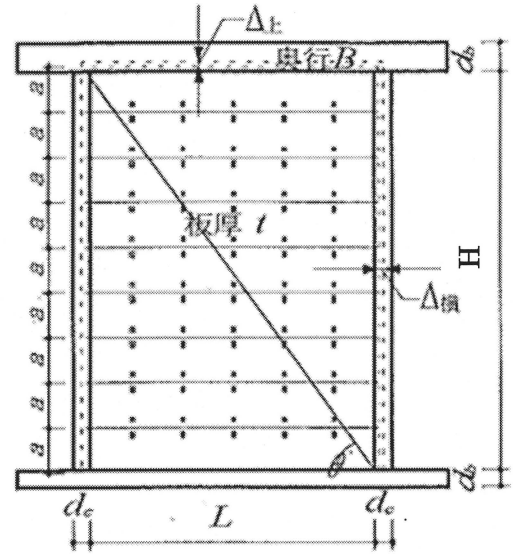
(5) 制振ダンパー

制振ダンパーの設置位置は塔身頂部の四天柱であり、露盤のすぐ下にあたる。制振ダンパーは剛性と減衰をせん断バネと減衰要素でモデル化した。五重塔の設置条件に近い条件下で行われた性能試験から得られた減衰の復元力特性を使用している。図 3-5 に減衰力の復元力特性を示す。この復元力特性は振動数に依存し変化するが、本解析では性能試験の結果の中で、解析モデルの並進 1 次固有振動数に近い 0.8Hz での試験結果を使用した。

(6) 建物重量

地震力用重量として図 3-6 に示すように四天柱、側柱の中間で分け初重から五重までの重量を算定した。相輪の地震力は 1 G を考慮し、五重に作用する。予備荷重として 5 重に 15kN 追加してある。表 3-2 に地震力用重量と建物総重量一覧を示す。

L : 板壁の内法幅(cm)
 H : 板壁の内法高さ(cm)
 a : 板幅 t : 板厚
 d_c : 柱の見付幅 d_b : 横架材せい
 B : 柱と横架材の奥行き
 $\Delta_{横}$: 柱と板のクリアランス (左右の和) (cm)
 $\Delta_{上}$: 柱と横架材のクリアランス(cm)
 E_{\parallel} : 板材の繊維方向ヤング係数(kN/cm²)
 板材のせん断弾性係数 = $1/15E_{\parallel}$
 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/cm²)
 ΔP_y : ダボ 1 本の降伏せん断耐力
 n_d : 板の継目 1 段あたりのダボ本数



初期剛性 $K(\text{kN/rad}) = \frac{1}{\left(\frac{1}{K_d} + \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_b}\right)}$
 $1/120\text{rad}$ での耐力 $P_{120} = K(1/120 - R_0)$

図 3-3 落とし込み板壁のせん断剛性の算出

出典「土塗り壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係わる技術解説書」

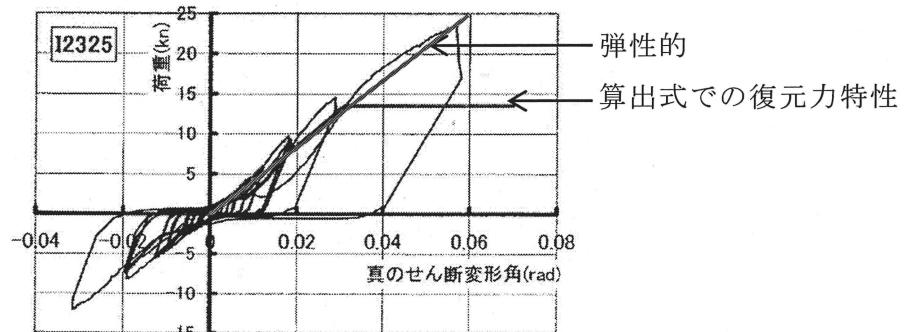


図 3-4 落とし込み板壁の履歴曲線

出典「土塗り壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係わる技術解説書」

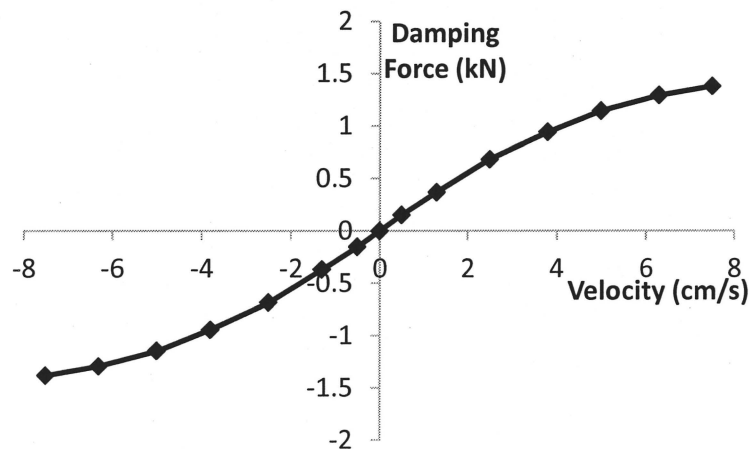


図 3-5 ダンパー減衰力の復元力特性_入力振動数 0.8Hz

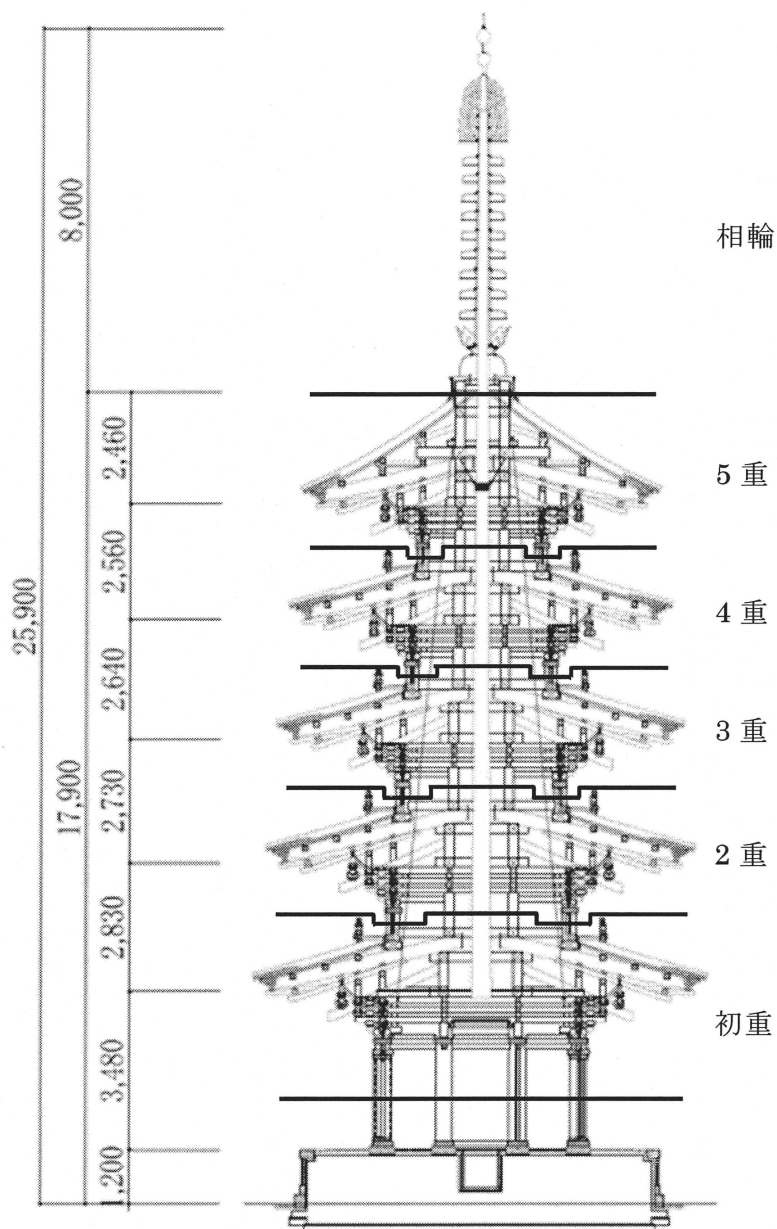


図 3-6 地震力の算定区分

表 3-2 建物総重量と地震力用重量

	柱軸力(kN)			地震力用荷重 (kN)
	隅柱(側柱)	側柱	四天柱	総重量
相輪	-	-	2.50	10.0
5重	27.10	9.06	7.57	211.2
4重	27.70	10.70	4.28	213.5
3重	29.50	12.30	4.95	236.2
2重	30.80	13.80	5.59	256.0
初重	35.00	17.40	9.86	318.6
基礎用	0.46	0.62	0.92	10.5
地震力用重量の総重量				1245.3kN
建物総重量				1255.8kN

3.3.2 平面モデル

平面モデルは、モデル化に際して面外方向の部材に関する以下の仮定の元に作成されている。

(1) 面内剛性

各重の桔木が側柱・四天柱と取り付く高さ（図 3-7 に点線で示す範囲）の、剛性が確保されているとし、図 3-8 に示す四天柱通り (Section1) と側柱通り (Section2) の点線で囲まれたそれぞれの X 方向変位を同一として扱った。

(2) 質量分布

側柱より面外方向に突出する軒部材の質量は全て四天柱と側柱に集中質量として分布させ、モデルでは五重塔の 2/4 構面をモデル化しているため、質量も 2/4 の値とした。

(3) 四天柱・側柱の奥行き方向のずれ

四天柱と側柱は、初重から五重にかけて塔の中心部に向かって軸がずれ、同一断面内に無い。平面モデルにおいては、桔木によって十分に力が伝達されると仮定し同一断面とした。

以上の仮定もと、側柱通りおよび四天柱通り各断面のモデルを連成した平面並列モデルを作成している。図 3-9 に平面モデルの詳細を示し、図 3-10 に質量分布を示す。柱、梁、斗組、板壁は 3.3.1(2),(3) で示した方法によりモデル化した。弾塑性モデルでは、めり込みを考慮して回転バネを各部材間に入力し、3.3.1(1) で示した方法により回転剛性を決定した。心柱-相輪では、下端を固定する材との水平方向と回転方向めり込みを考慮したバネで塔身と連結し、制振ダンパーの取付くレベルでは、制振ダンパーをバネ要素と減衰要素でモデル化し塔身頂部で連結した。

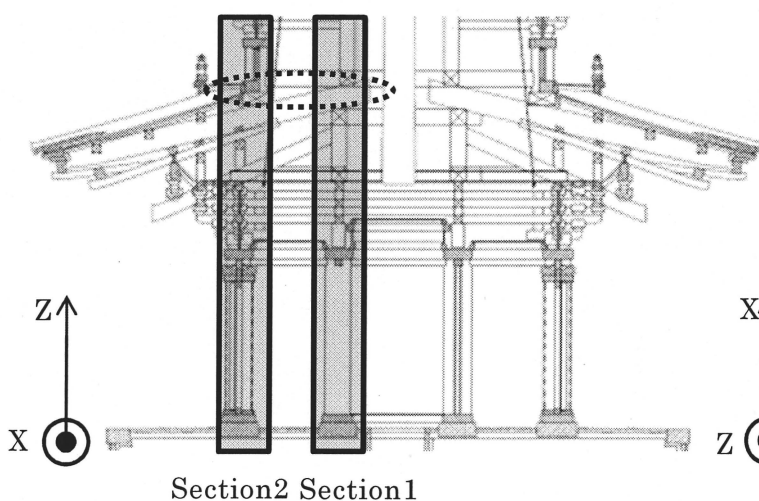


図 3-7 同一変位高さ

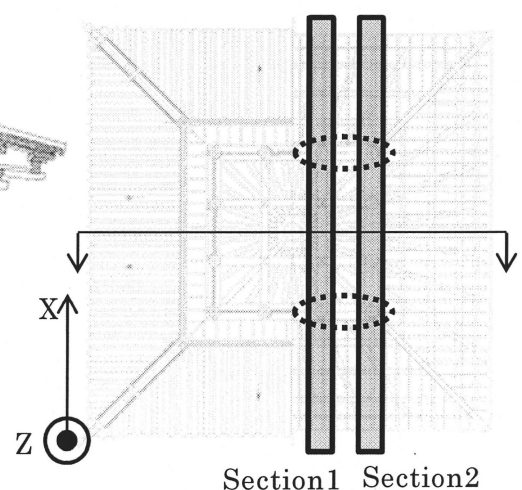


図 3-8 同一変位箇所

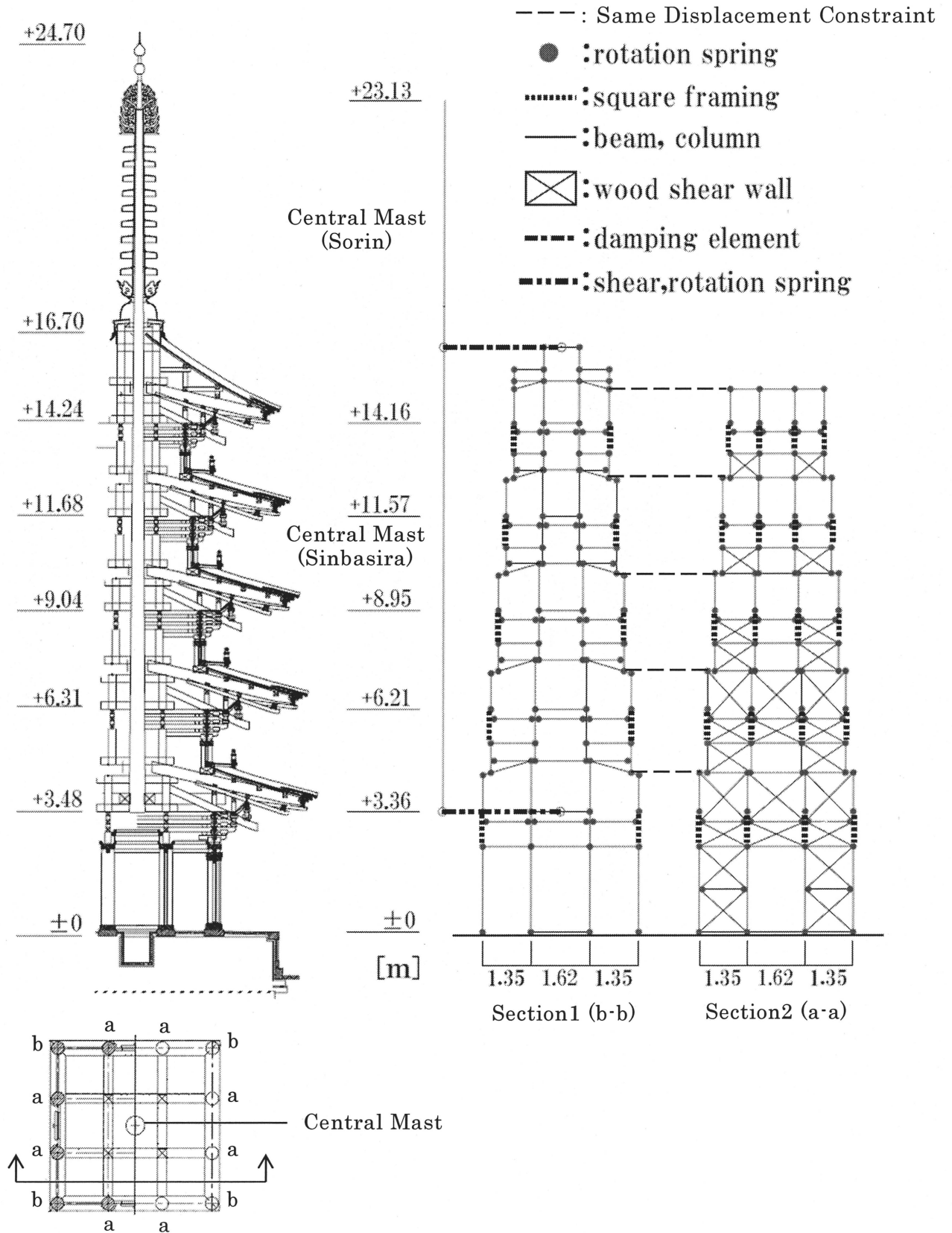


図 3-9 平面モデル詳細

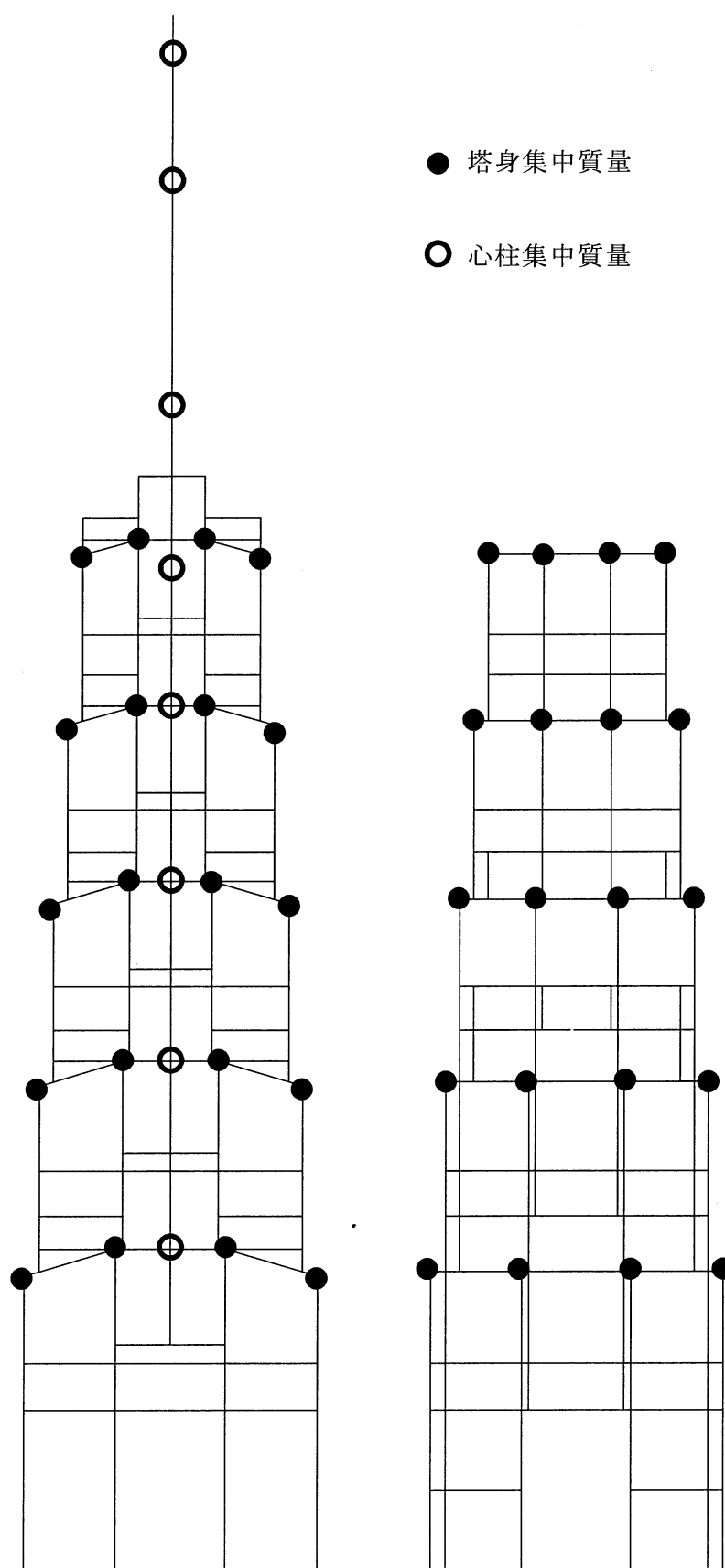


図 3-10 平面モデル質量分布

3.3.3 3次元モデル

3次元モデルは、平面モデルでモデル化が困難である四天柱通りと側柱通り間の部材（貫、肘木、桔木）、軒をモデル化し、四天柱・側柱が初重から五重にかけて塔の中心部に向かって軸がずれる構造を考慮したモデルである。これにより建物全体としての平面的なねじれ変形、力の伝達を考慮することができる。（部材のねじれは考慮しない）また軒では、野地板をヤング係数 $E=700\text{kN/cm}^2$ （弾性）としてモデル化し、四天柱と側柱に集中させていた軒の質量を支配面積に応じて桔木に分布させた。解析モデルを構成する柱、梁、板壁、心柱、回転バネ、心柱一相輪と塔身のモデル化の方法は同様であるが、制振ダンパーは実際の設置方法と同様に四天柱から心柱へ向かって取り付く。図 3-11 に軒の質量分布の支配面積を示し、図 3-12 に 3次元モデル軒の質量分布を示し、図 3-13 に 3次元モデルを示す。

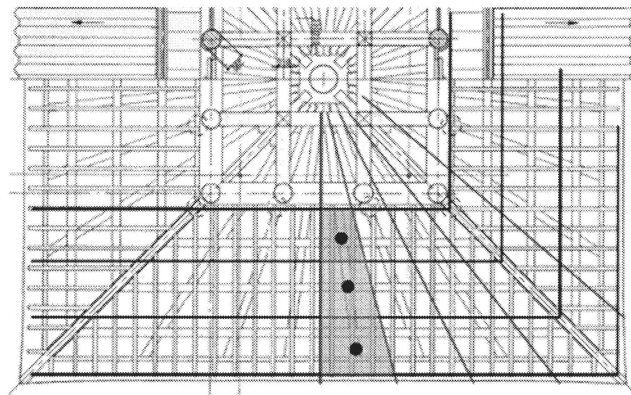


図 3-11 3次元モデル質量分布軒の質量分布

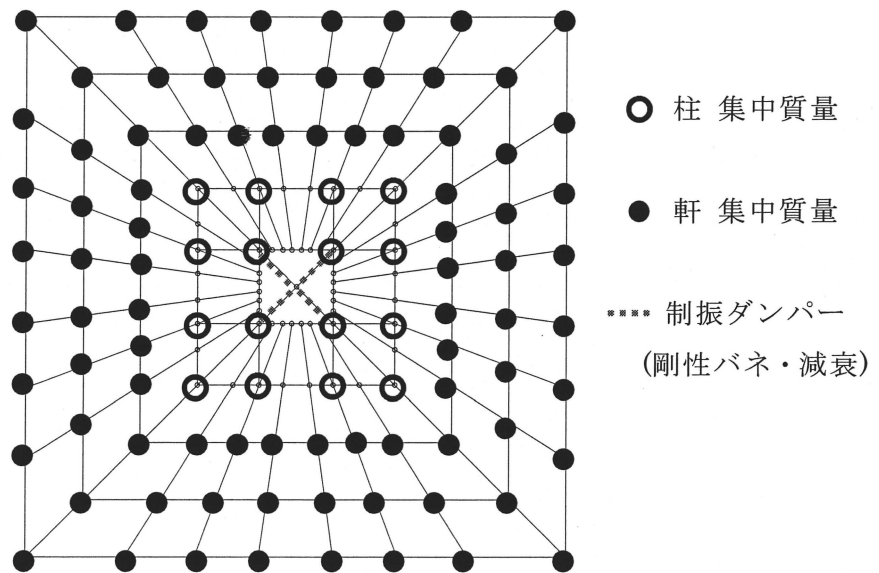


図 3-12 3次元モデル五重質量分布 制振ダンパー

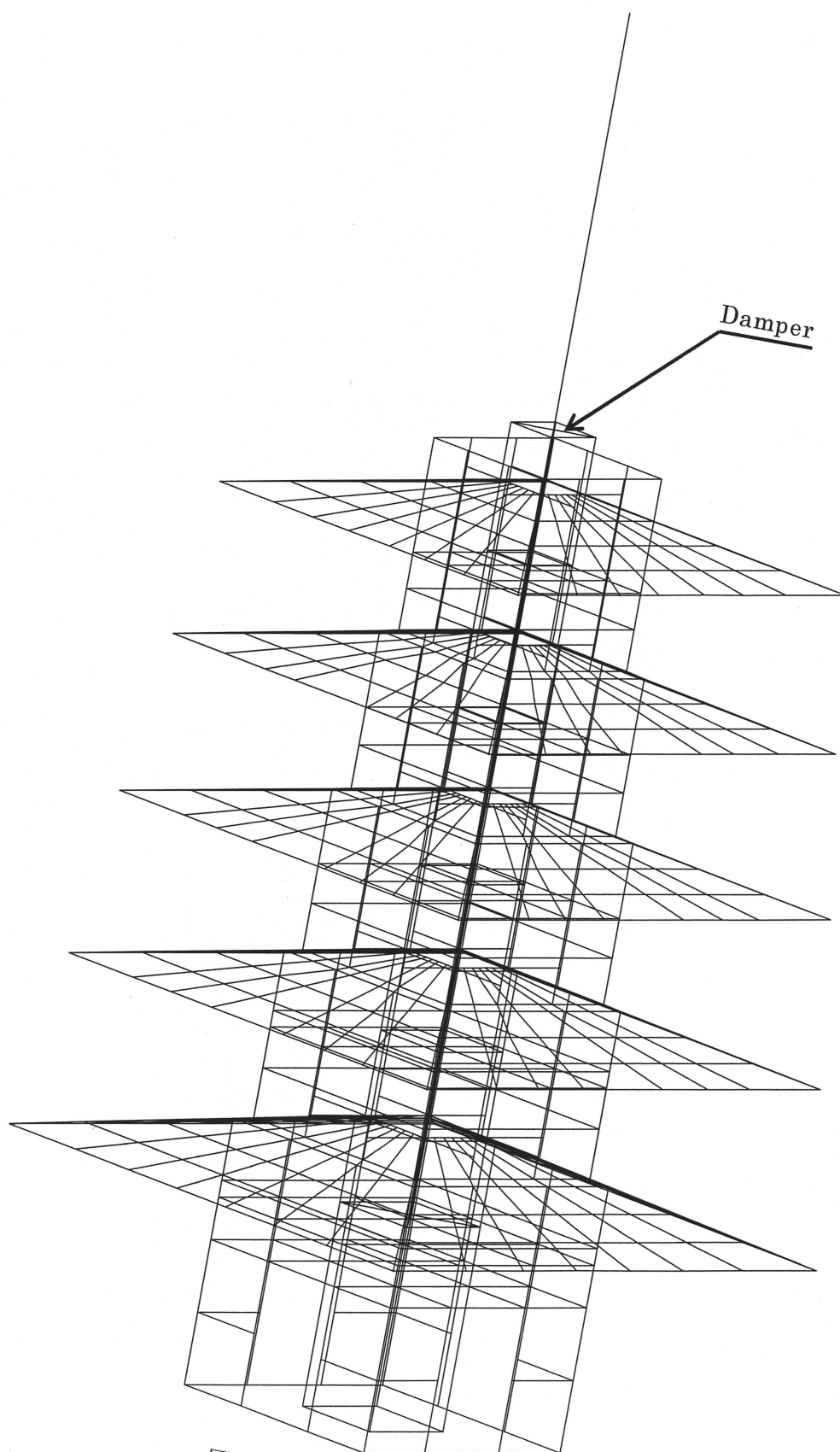


図 3-13 3次元解析モデル

3.4 固有値解析によるモデルの妥当性の検討

3.4.1 目的と方法

作成した解析モデルの妥当性を検証するため、剛接モデルの固有値解析で求めた振動特性と常時微動測定で得られた実物の振動特性の比較を行う。微小変位での振動特性を想定するため、以下の条件のもと固有値解析を行う。

- (1) めり込みは考慮せず、仕口、柱脚は剛接合とする。
- (2) 微小振動では制振ダンパーの影響が極めて少ないと思われるため考慮せず、制振ダンパー設置位置での心柱一相輪と塔身の変位を同一とした。

3.4.2 固有値解析結果・考察

平面モデルおよび3次元モデルの固有値解析を行い固有振動数と有効質量比、振動モードを求めた。結果を表3-3,3-4に示し、比較のため第2章で得られた東長寺五重塔の振動特性を表3-5に示す。3次元モデルにおいて、狭域の振動帯で同じ並進モードが連続して現れる現象は、振動方向が異なるためである。図3-14に平面モデルの振動モード、図3-15に3次元モデルの振動モードを示す。

平面モデルの固有値解析結果では、1.4Hzでの有効質量比が9割をしめる結果となり、塔身の並進1次振動が支配的であると分かる。3次元モデルでは、塔身の並進1次、ねじれ1次、鉛直方向の伸縮の有効質量比を合計すると約8割を占め、平面モデルでは現れなかったねじれ振動と鉛直方向の振動モードが現れた。これは3次元モデルに於いて四天柱通りと側柱通りを部材で繋ぎ同一変位としなかったことと、軒に質量を分布させた結果、軒の振動モードが現れたと考えられる。

これらの固有値解析の結果を常時微動測定結果と比較すると、並進1次および並進2次固有振動数では、平面モデルと3次元モデルの両方で測定値に非常に近い結果が得られた。また、3次元モデルのねじれ1次固有振動数1.12Hzに対して測定値1.49Hzと近い値を得られ、鉛直方向8.99Hz(0.111sec)に対して測定値10.50Hz(0.095sec)と約1.5Hz(0.026sec)の差となり高振動数域では差のある結果となった。以上より、有効質量比の高い振動モードにおいて、固有値解析と測定結果の対応関係が確認でき、作成した解析モデルは妥当性である結果が得られた。

表 3-3 平面モデル（剛接）固有値解析

Natural Frequency(Hz)	Effective Mass /Total Mass	Mode
0.89	0.02	Central Column 1st
1.40	0.90	Translational mode 1st・ Central Column 2nd
3.77	0.02	Central Column 3rd
3.81	0.06	Translational mode 2nd
5.83	0.00	Central Column 4th
7.06	0.01	Translational mode 3rd

表 3-4 3次元モデル（剛接）の固有値解析

Natural Frequency(Hz)	Effective Mass /Total Mass	Mode
0.93	0.04	Central Column 1st
0.93	0.04	Central Column 1st
1.11	0.10	Translational mode 1st
1.12	0.19	Translational mode 1st
1.12	0.23	Torsional mode 1st
2.97	0.03	Translational mode 2nd
2.98	0.03	Translational mode 2nd
8.99	0.28	Vertical mode

表 3-5 常時微動測定・人力加振試験結果

Natural Frequency(Hz)	Mode
1.14 (ave.)	Translational mode 1st
1.49	Torsional mode 1st
3.32 (ave.)	Translational mode 2nd
3.63	Torsional mode 2nd
5.64 (ave.)	Translational mode 3rd
10.50	Vertical mode

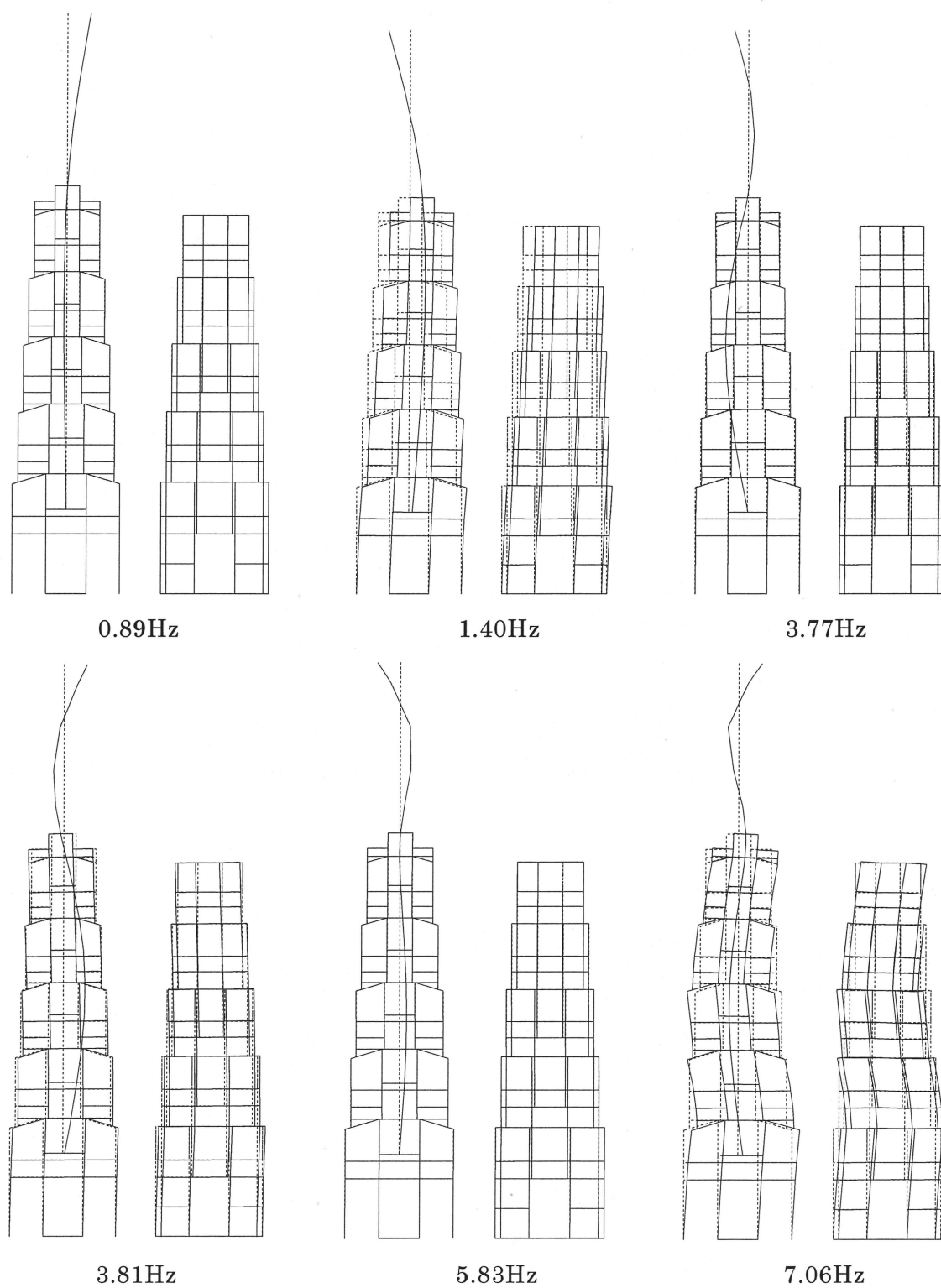


図 3-14 平面モデル（剛接）の振動モード

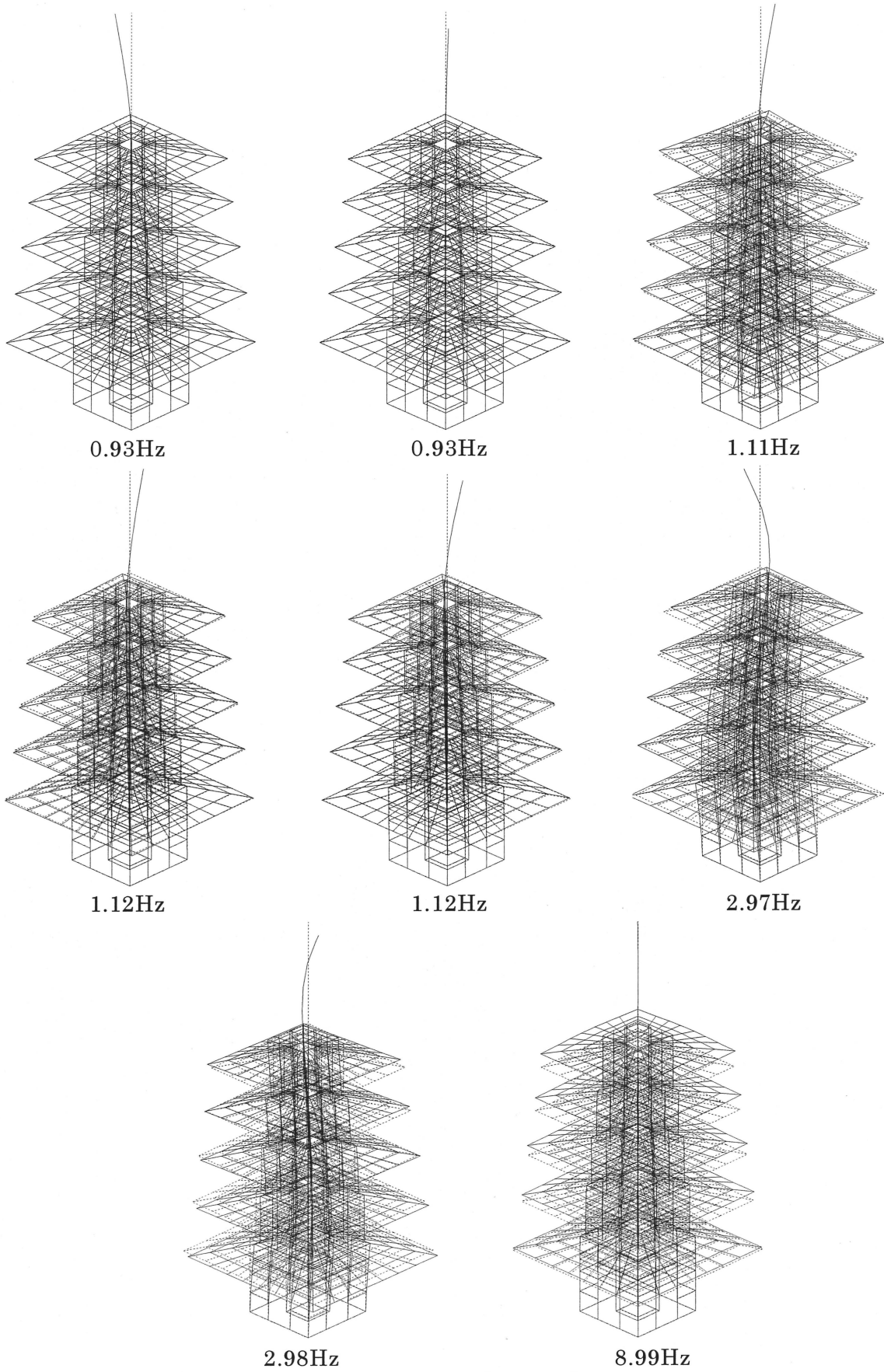


図 3-15 3次元モデルの振動モード

3.5 まとめ

本章では東長寺五重塔を構成する構造部材を柱、貫・台輪・通肘木・桔木などの横架材、斗組、落し込み板壁、野地板、心柱一相輪としてモデル化を行った。これらの部材を剛接合した剛接モデル、仕口のめり込み剛性を考慮しスリップ型の復元力特性を用いた回転バネで部材を接合した弾塑性モデルの 2 種類を作成し、平面的に組み立てたモデルと立体モデルの 2 種類、計 4 種類の解析モデルを作成した。制振ダンパーは、せん断バネと粘性要素でモデル化し塔身頂部に設置した。作成した解析モデルが妥当であるか検証するため、微小振動時の振動特性を示す常時微動測定と剛接モデル（平面モデル、3 次元モデル）の振動特性の比較を行い、支配的と考えられる振動モードの並進 1 次モード、ねじれ 1 次モード、鉛直方向 1 次モードにおいて高い相関性を確認でき、微動レベルにおいて解析モデルが妥当であると得られた。これは、微動レベルでは接合部において「めり込み」は生じておらず、ほぼ剛接合として挙動していることを示していると考えられる。特に、3 次元モデルでは低次のねじれモードについても微動によるものと概ね対応している。地震時には、変形が大きくなりめり込みが生じると考えられることから、地震観測による検証が必要である。

第4章 大変形時の振動特性及び 制振ダンパーの適用

4.1 概要

本章では大変形時の五重塔を想定し、平面モデルおよび3次元モデルのめり込み剛性を考慮した弾塑性解析モデルに制振ダンパー（剛性と減衰要素）を適用し、固有値解析と静的増分解析、時刻歴応答解析を行うこととする。まず、静的増分解析では A_i 分布を用いた地震力の載荷を行い、ベースシア係数による五重塔の耐力評価を行う。固有値解析では、めり込み剛性を考慮するモデルの基本的な振動特性を把握する。また時刻歴応答解析では、制振ダンパーの剛性をパラメータとして、心柱一相輪頂部の応答を効率的に低減する事ができる制振ダンパーの抽出を行う。抽出された制振ダンパーを適用した弾塑性モデルで、模擬地震波4波を使用した時刻歴応答解析を行い制振ダンパーの効果を確認する。

4.2 静的増分解析

4.2.1 目的・方法

平面モデル、3次元モデルで A_i 分布を用いた地震力による静的増分解析を行う。地震力を塔身に載荷するため境界条件の影響が少ないと思われる制振ダンパー設置位置での心柱一相輪と塔身の水平変位は同一とした。

4.2.2 入力地震力

入力地震力は第3章に示した地震力用重量を用いて算出する。以下に算出式を示し、算出結果のまとめを表4-1に示す。本解析では設計時の算出結果の比を使用し構造体が降伏するまで載荷を行った。また3次元モデルにおいて各層の地震力は図4-3に示すように側柱頂部と四天柱頂部に分布させ、平面モデルでも同様の分布を使用する。

$$Q_i = W_i \times A_i \times C_0 \times Z \times R_t$$

標準せん断力係数 $C_0=0.2$

地盤種別 $T_c(2種地盤)=0.6sec$

地域係数 $Z=0.8(福岡)$

建物高さ $h=17.9m$

1次固有周期 $T=0.03 \times h=0.03 \times 17.9=0.537sec$

振動特性係数 $T=0.537 < T_c=0.60$ より $R_t=1$

表 4-1 地震力算定

(kN)	各層重量	総重量	Wi/W(全重量)	高さ分布係数	地震層せん断力係数	地震層せん断力	地震力
	wi	Wi	α_i	Ai	Ci	Qi	Pi
相輪	10	10				10.0	10.0
5重	216.4	216.4	0.175	1.911	0.306	66.2	66.2
4重	214.5	430.9	0.349	1.553	0.248	107.1	40.9
3重	240.4	671.3	0.543	1.334	0.214	143.3	36.3
2重	257.3	928.6	0.752	1.165	0.186	173.1	29.8
初重	306.7	1235.3	1.000	1.000	0.160	197.6	24.5

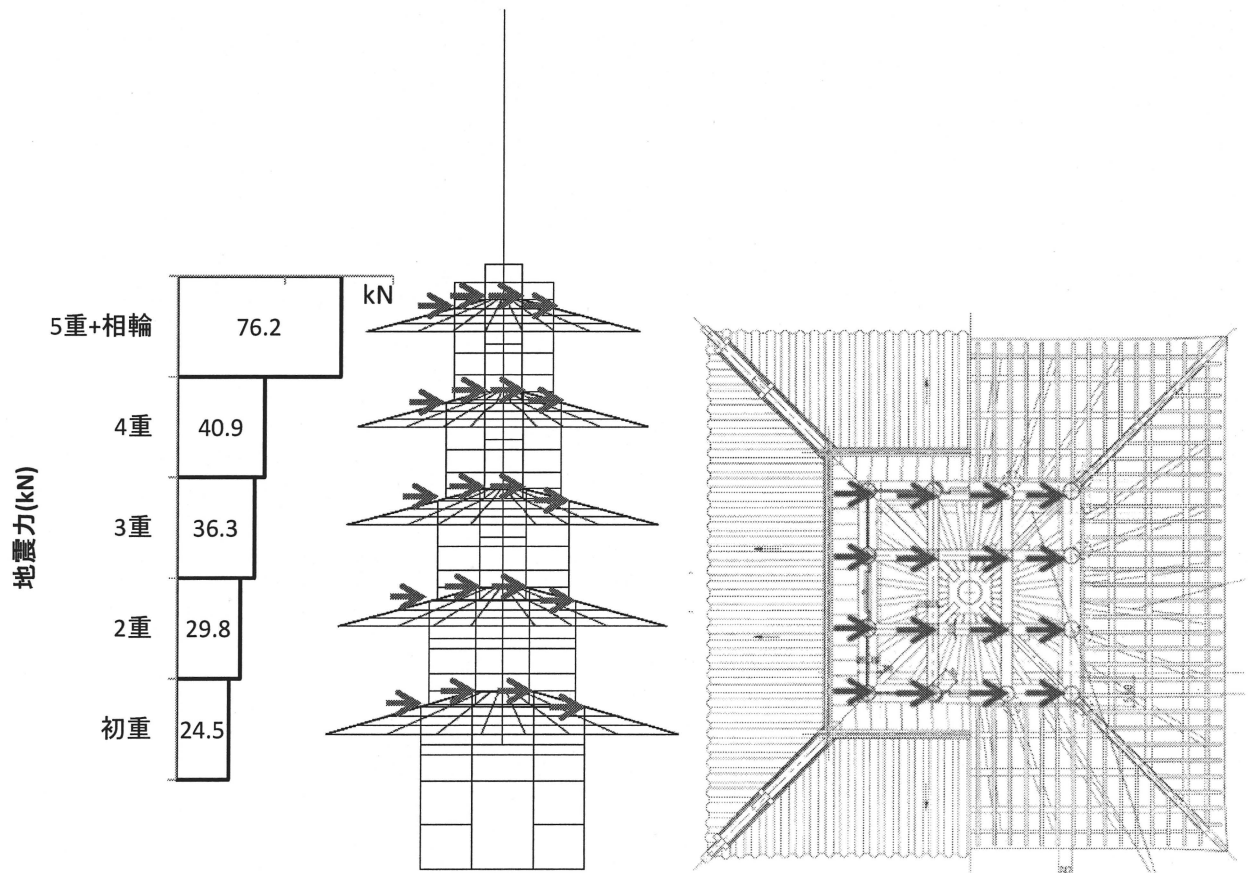


図 4-1 3次元モデルでの地震力の分配

4.2.3 結果・考察

図 4-2 に初重層せん断力と五重水平変位の関係を示した。平面モデルでは 2/4 構面をモデル化しているため建物総重量の 1/2 の重量を使用している。そのため、図 4-2 では 3 次元モデルとの比較のために初重層せん断力を 2 倍の値とした結果を併せて示している。3 次元モデルに明確な降伏が見られないため、平面モデルと同じ $1/28\text{rad}$ でのベースシア係数を求めたところ、平面モデルのベースシア係数は 0.47、3 次元モデルのベースシア係数は 0.52 と決まる。約 5% の差は、3 次元モデルの部材数が平面モデルに比べて多く、剛性が高くなったと考えられる。

平面モデルの降伏は、4 重及び 5 重において斗組と台輪間での降伏によるものであり、他の層と違い板壁が柱頭部分までしか構造体としてモデル化していないことが原因である。

3 次元モデルにおいて明確な降伏点が見れない現象は、平面モデルとのモデル化の違い、板壁の剛性を線形に仮定していることの 2 点が考えられる。モデル化の違いとは、平面モデルでは図 3-9 に示すように四天柱通りと側柱通りが剛床仮定された面において同一変位を取るようモデル化されている仮定を指す。このモデル化により、板壁の入っていない四天柱通り (Section1) の降伏に伴い、側柱通り (Section2) が降伏していない状態でも、四天柱通りに引っ張られて変位が増大する。しかし 3 次元モデルは部材で四天柱通りと側柱通りを繋ぎ、板壁の剛性が十分に発揮され、さらに板壁の剛性が線形で降伏しないため、斗組と台輪間に於いて降伏していても明確な降伏点は見られないこととなる。3 次元モデルにおいて五重の基壇に対する変形角が $1/28\text{rad}$ の時の 4 重及び 5 重の層間変形角は $1/31\text{rad}$ 、 $1/36\text{rad}$ であり、落とし込み板壁が $1/15\text{rad}$ でも降伏しないことを考慮すると妥当な結果であると考えられる。

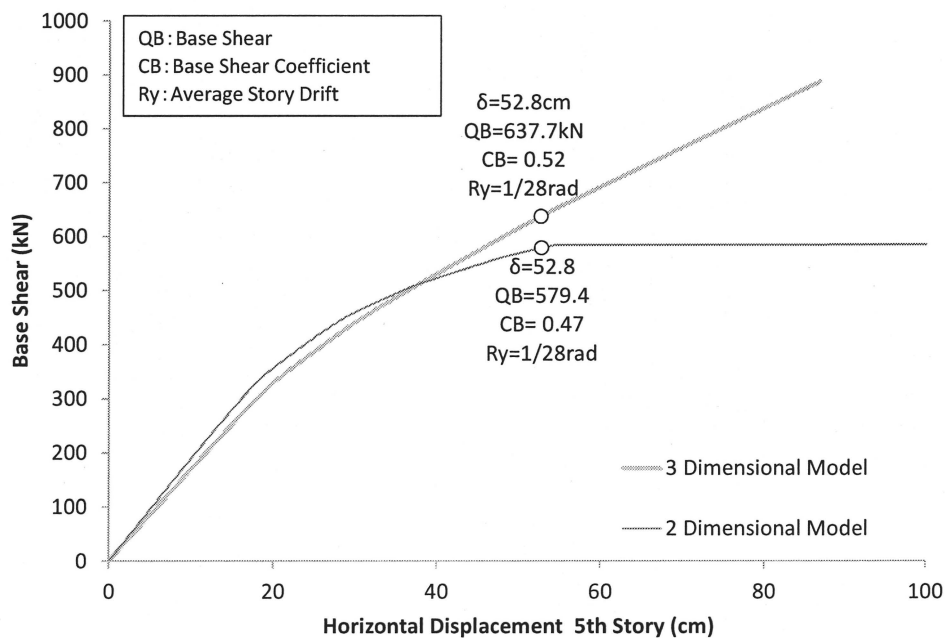


図 4-2 初重層せん断力(kN)—五重水平変位(cm)関係

4.3 制振ダンパー検討のための比較検討モデル

平面解析モデルを本章では、塔身をせん断 5 質点、心柱一相輪を曲げ、せん断要素系 7 質点の等価な剛性と減衰性能を持つ多質点系モデルに置換し解析を行う。図 4-3 には等価な多質点系に置換したモデル図を示し、塔身と心柱一相輪の柱脚及び制振ダンパー設置高さでの境界条件を変化させた 2 つのケースを示す。Case1 は大変形時に心柱一相輪が塔身五重の小屋組に接触し同一変位を取ることを仮定したモデルである。Case2 は制振ダンパーを心柱一相輪と塔身間に設置したモデルであり、制振ダンパーの性能は剛性および減衰係数により決定する。なお心柱一相輪の柱脚は、四方を足固め材により固定されているため、柱脚と足固め材のめり込みと傾斜復元力特性を考慮してモデル化を行った。これらの境界条件は 3 次元モデルにおいても同様である。L1～L8 は時刻歴応答解析の結果で使用する高さを示す。

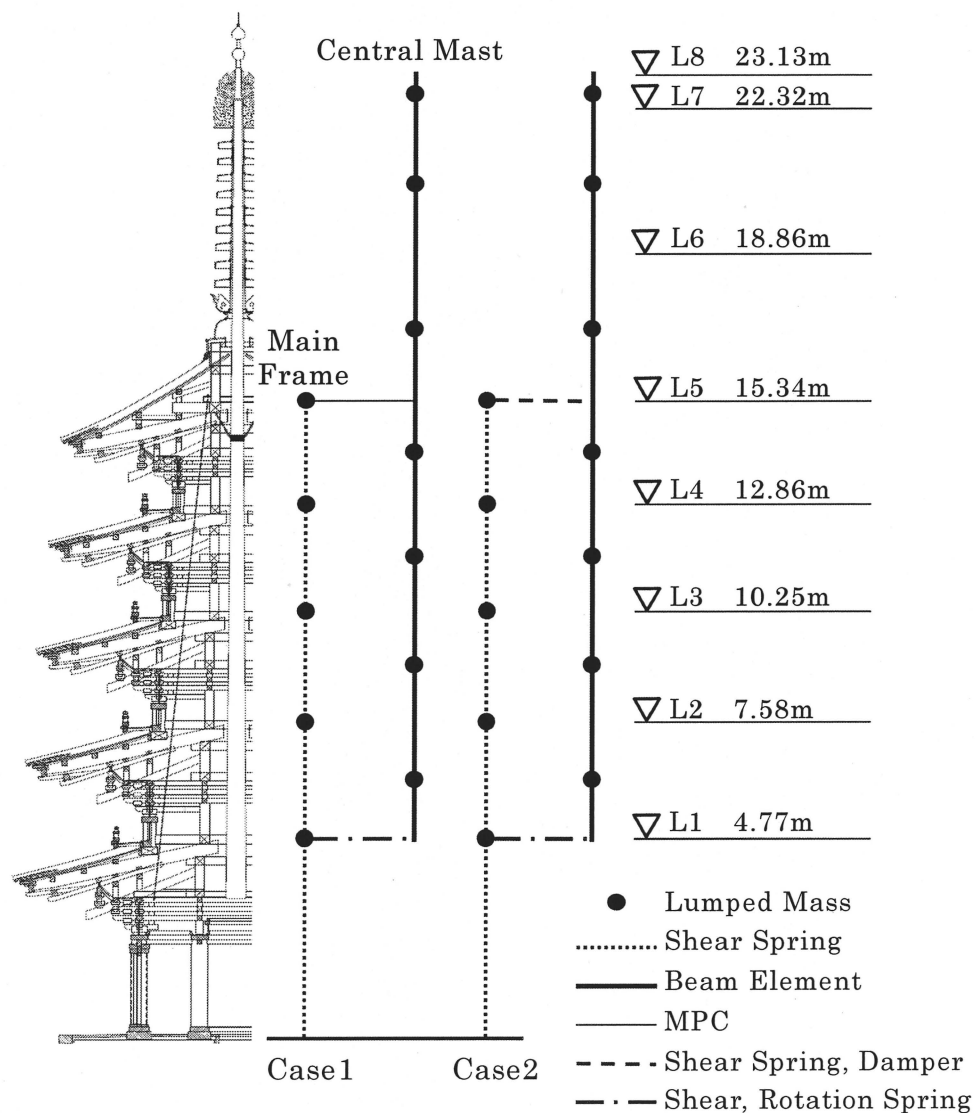


図 4-3 等価な多質点系モデルおよび心柱一相輪と塔身間の境界条件

4.4 固有値解析

4.4.1 目的・方法

前章での固有値解析結果は微小振動時を想定したものであり、地震時の振動特性を正確に表したものとは言い難い。そのため、解析モデルの仕口にめり込みを考慮した弾塑性モデルにより固有値解析を行う。

4.4.2 結果・考察

Case2 は制振ダンパーの剛性が影響するため、Case1 の境界条件のもとで等価な多質点系モデルと 3 次元モデルの固有値解析を行った結果を表 4-2,4-3 に示す。等価な多質点系モデル及び 3 次元モデルの剛接モデルの並進 1 次固有振動数が 1.4Hz、1.1Hz であったのに対して 0.7Hz、0.76Hz と長周期化している。これは、めり込み剛性を考慮することで剛性が低下した影響であり、大変形時に長周期化することを示す。この傾向は五重塔の 1 次固有振動数が変位に依存する既往の研究と一致する。また、心柱 1 次の有効質量比が剛接モデルに比べ非常に増加し支配的な振動特性であると言える。3 次元モデルでは、並進 1 次と心柱 1 次の有効質量比が高く支配的となり、剛接モデルで支配的であったねじれ 1 次と伸縮は共に有効質量比が低下しているが、伸縮は 18%を占める。

表 4-2 等価な多質点系モデル Case1 固有値解析

Natural Frequency(Hz)	Effective Mass /Total Mass	Mode
0.70	66.50	Translational mode 1st
0.87	14.40	Central Column 1st
1.93	11.20	Translational mode 2nd
2.87	4.60	Translational mode 3rd
3.83	1.70	Translational mode 4th

表 4-3 3 次元モデル Case1 固有値解析

Natural Frequency(Hz)	Effective Mass /Total Mass	Mode
0.76	21.70	Translational mode 1st・ Central Column 1st
0.77	24.70	Translational mode 1st・ Central Column 2st
0.79	4.60	Torsional mode 1st
0.93	3.40	Central Column 2nd
0.93	3.40	Central Column 2nd
2.10	3.90	Translational mode 2nd
2.12	3.70	Translational mode 2nd
8.65	1.50	Vertical mode
8.71	18.00	Vertical mode
8.73	7.60	Vertical mode

4.5 時刻歴応答解析

4.5.1 目的・方法

地震応答解析では、制振ダンパーの性能を変化させ、塔身と心柱 - 相輪の最大層間変形角を確認することで、心柱 - 相輪の地震応答が低減される適切な制振ダンパーの性能を検討する。

4.5.2 入力地震動

時刻歴応答解析に用いた模擬地震波の一覧を表 4-4、4-5 に示し、加速度波形を図 4-4 および加速度応答スペクトルを図 4-5～4-8 に示す。

使用する地震波の位相は、防災科学技術研究所、強震ネットワーク FK0006 により得られた 2005 年福岡西方沖地震の観測波を解放工学的基盤まで引き戻した位相（以下引き戻し基盤波）、神戸海洋気象台より得られた兵庫県南部地震の南北方向の位相、1968 年十勝沖地震で得られた八戸の南北方向の位相を用いた。

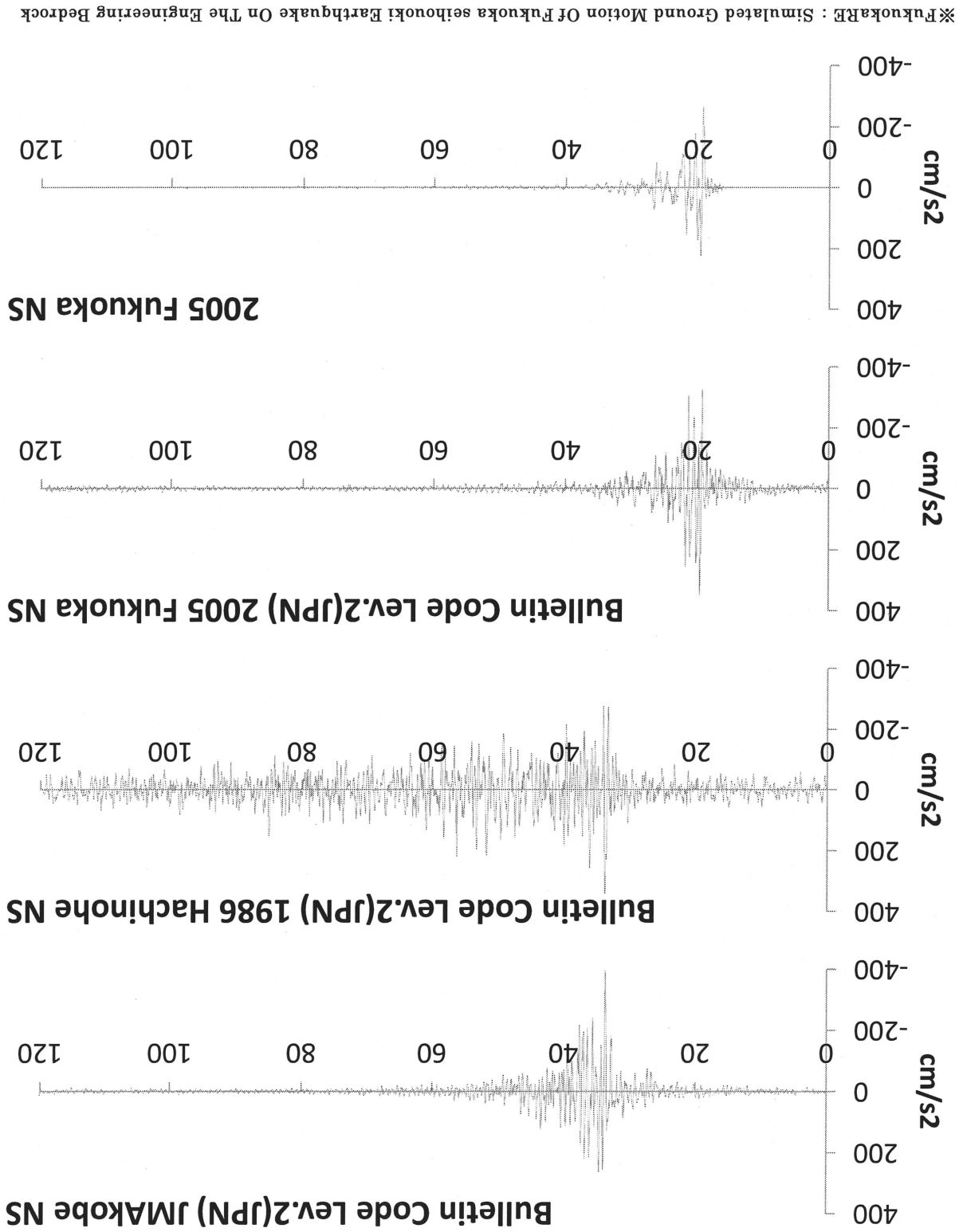
地盤による増幅を考慮した、平成 12 年建設省告示第 1461 号に基づく加速度応答スペクトルに適合する、告示規定の「極めて稀に発生する地震動」Level 2 の模擬地震波 3 波と、加速度応答スペクトル特性を変化させていない引き戻し基盤波の計 4 波使用する。減衰にはレーリー減衰を使用し、基準振動数の減衰比は 5%とし、弾塑性解析の剛性変化に伴う不釣り合い力の処理として、剛性列の組み換えを行い、反復補正は行わないこととした。時刻歴応答解析の時間刻みは 0.001 秒、5000step とし最大応答を含む 5 秒間である。時間幅は計算機の処理能力により決定したが、本来はより長時間の解析を行い、位相特性に影響が出ないように配慮すべきである。

表 4-4 極めて稀に発生する地震動 L2

Target Spectrum	Phase	Peak Acceleration (cm/s ²)	Peak Velocity (cm/s)	Peak Displacement (cm)
Japanese Bulletin Code Level 2	JMAkobe NS	395.57	53.321	47.188
	1986 Hachinohe NS	344.53	53.448	33.417
	2005 Fukuoka NS	350.16	79.498	49.798
	2005 Fukuoka NS	263.64	64.496	18.168

※FukuokaRE: Simulated Ground Motion Of Fukuoka seihouoki Earthquake On The Engineering Bedrock

図 4-4 模擬地震波 加速度波形



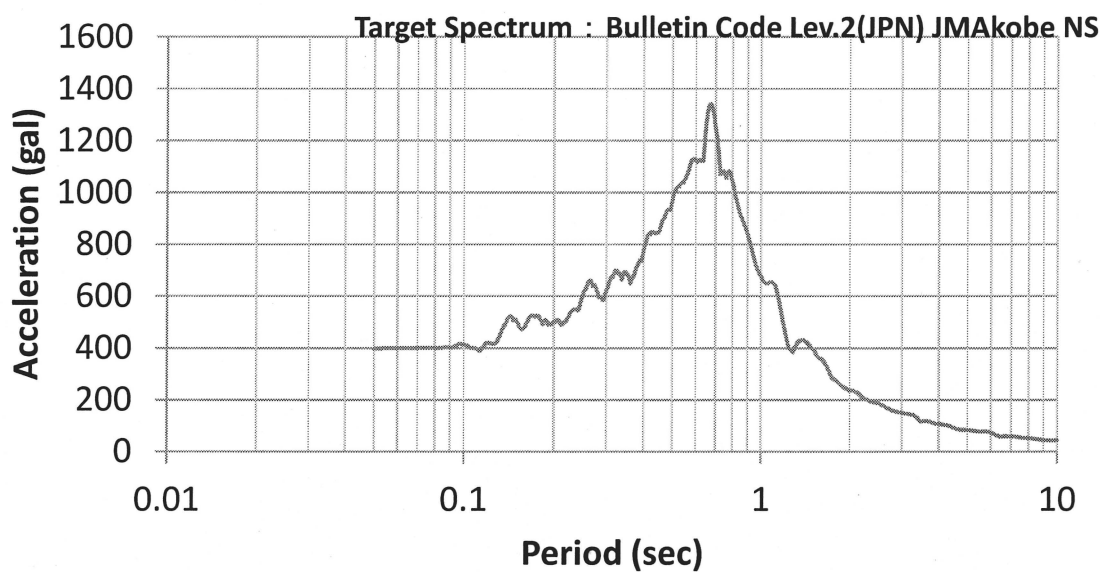


図 4-5 加速度応答スペクトル 告示波 JMA 神戸 NS 波 L2

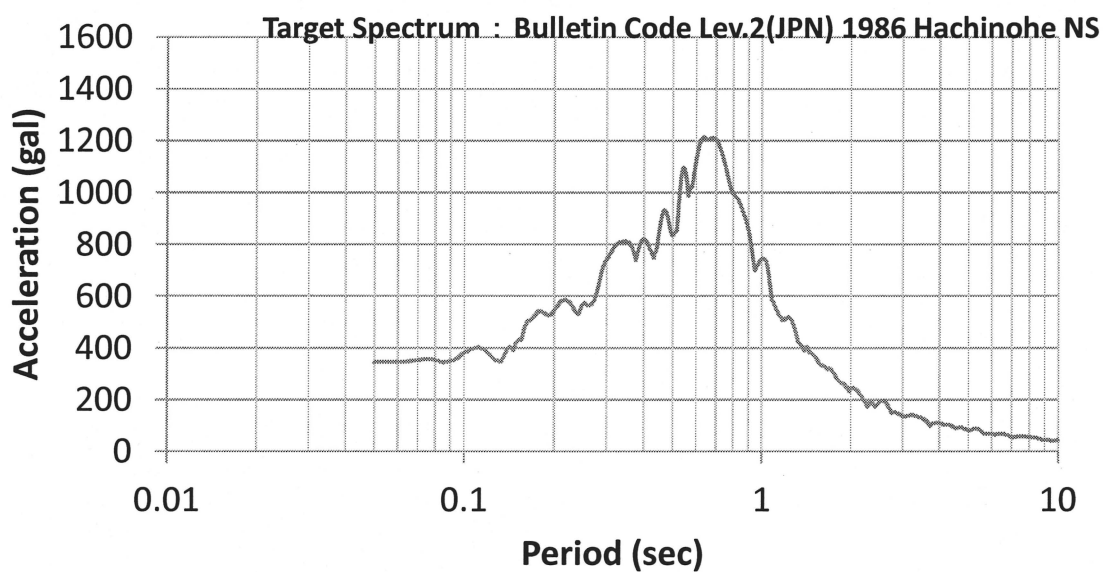


図 4-6 加速度応答スペクトル 告示波八戸 NS 波 L2

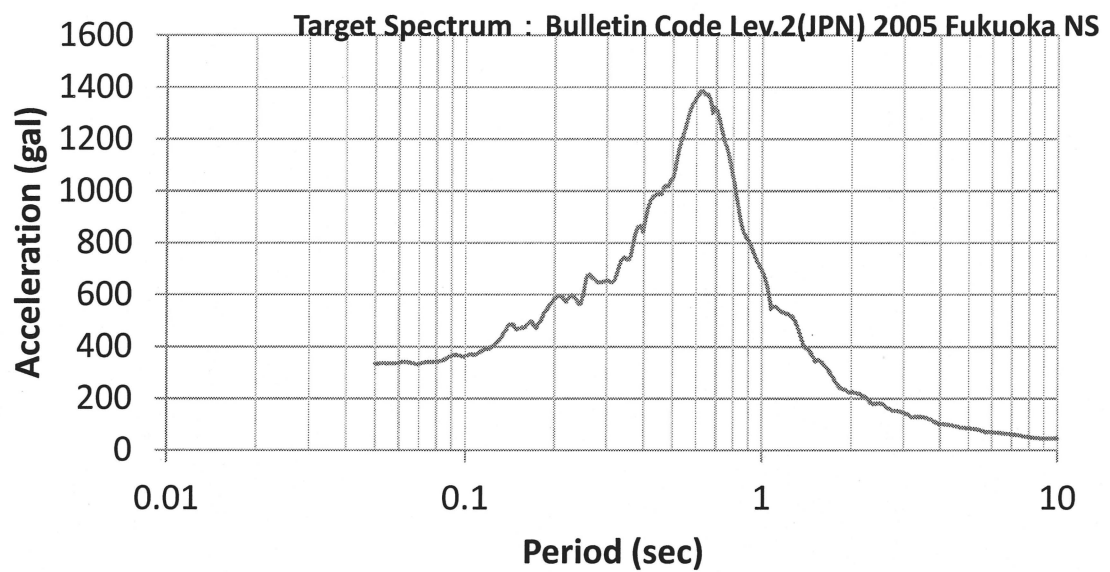


図 4-7 加速度応答スペクトル 福岡西方沖地震引戻し基盤波 L2

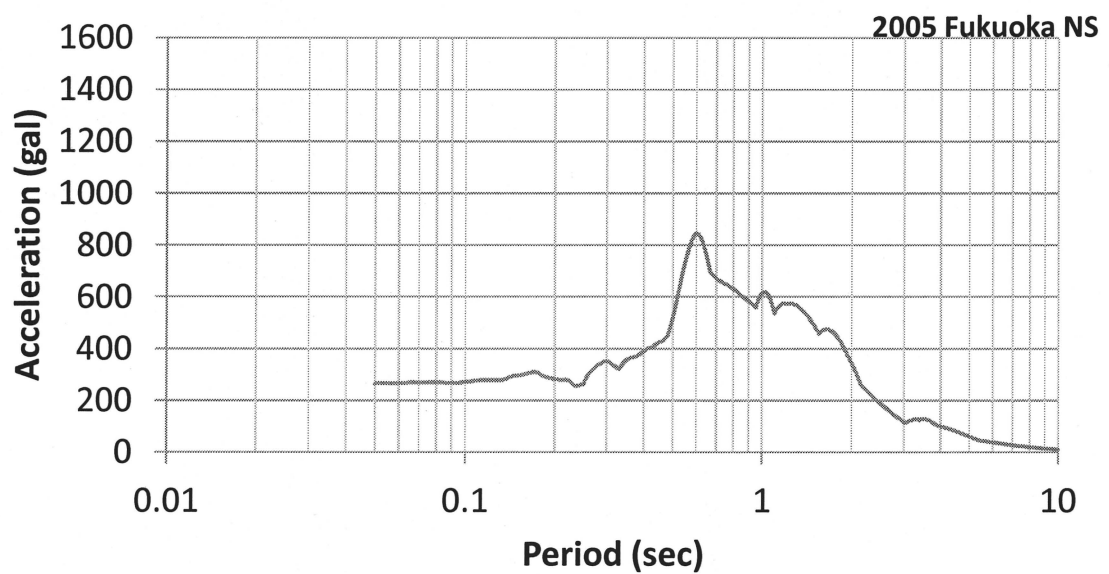


図 4-8 加速度応答スペクトル 福岡西方沖地震引戻し基盤波

4.5.3 心柱—相輪の応答性状

(1) 目的と方法

本研究では、心柱—相輪が塔身と接触する点で曲げせん断力が心柱—相輪に加わり、接点を支点として振動するムチ振りのように相輪頂部が揺れてしまうことで、応答が大きくなると考え、支点部分に制振ダンパーを設置することを提案している。この前提を確認するため、塔身と心柱—相輪が制振ダンパー設置高さ(L5)で接触している場合と接触しない場合で比較検証する。以下に図 4-3 に対応する塔身と心柱—相輪の境界条件を示す。

Case1：接触している→塔身と心柱—相輪が同一変位を取る。

Case2：接触していない→非常に剛性の低いせん断バネを入れて仮想的に再現する。

剛性 $K=0.01\text{kN/cm}$ 、減衰要素なし

(2) 結果と考察

3次元モデルにおいて Case1 及び Case2 の条件の下、福岡西方沖引戻し基盤波を入力波とした時刻歴応答解析を行った。図 4-9, 4-10 に心柱—相輪の頂部(L8)が最大変位となった時間断面での基壇に対する相対変位を示す。まず、Case1 では、塔身が 1 次モードで変形し、心柱—相輪は 2 次モードである。高さ L5 までの変位レベルは同程度であるが、L5 以上では L5 を支点として相輪が折れ曲がる様子がわかる。Case2 では、塔身が 1 次モードで変形し、心柱—相輪も 1 次モードである。Case1 と違い塔身と心柱—相輪が別々に振動しており、L5 での間隔は約 45.4cm である。解析上このような結果となり、実際では心柱—相輪は塔身を突き抜けているが、心柱—相輪頂部の応答の比較を目的としているため Case1 と Case2 の比較を行うと、Case1 に比べ Case2 では頂部の応答が約 40% にまで減少している。これは、Case1 では L5 に於いて塔身と心柱—相輪が同一変位をとるため塔身から心柱に曲げモーメントが加わり、その結果として頂部の応答が大きくなるムチ振り現象であると考えられる。Case2 で図 4-11 に示すように塔身が心柱—相輪の振動に干渉せず独立して振動するため、心柱—相輪単体での応答値であると想定でき、本来 79.2cm 程度であった応答変位が、塔身と接触することにより 191.1cm まで増幅したと結論づけられる。以上より、制振ダンパーにより塔身から心柱—相輪に伝わるエネルギーを制振ダンパー等で吸収する、または免震装置などで入力エネルギーを低減することが改善策として考えられ、本研究では制振ダンパーによるエネルギー吸収での改善を試みる。

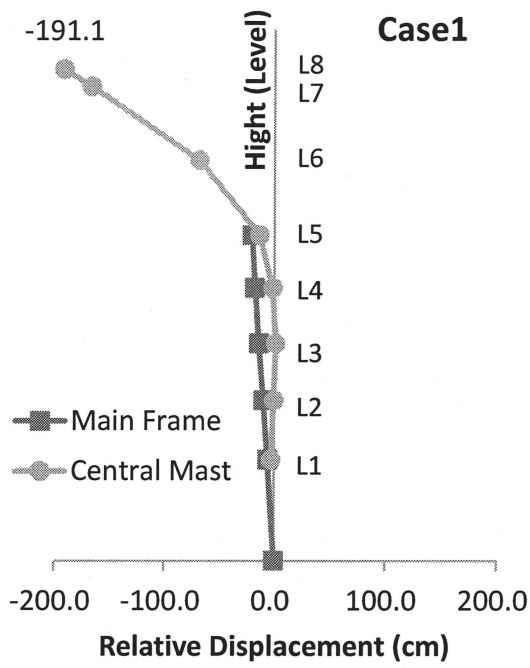


图 4-9 Case1 相对变位图

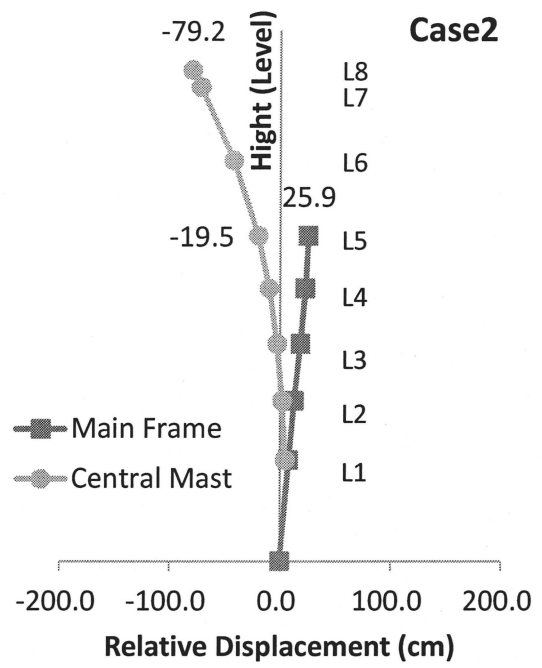


图 4-10 Case2 相对变位图

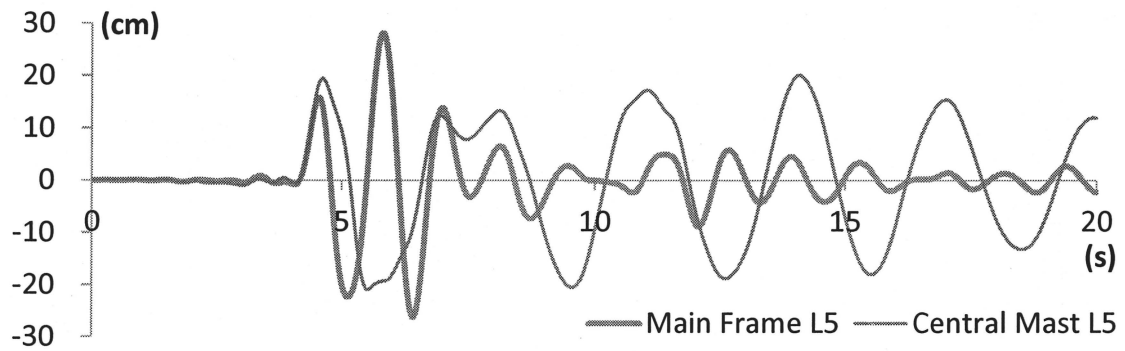


图 4-11 Case2 時刻歴変位 L5

4.5.4 制振ダンパーの抽出

(1) 目的と方法

制振ダンパーの減衰力の復元力特性を決定するにあたり、固有値解析の結果から、並進1次の約0.7Hzで塔身及び制振ダンパーが振動すると仮定し、最も結果の近い振動数0.8Hzでの粘弾性ダンパーの性能試験で得られた復元力特性を使用した。振動数に依存する減衰係数は $0.3\text{kN} \cdot \text{s}/\text{cm}$ と固定し、剛性を変化させることで効果的に応答を低減する制振ダンパーの抽出を行う。

図4-3 Case2のL5における減衰定数は $0.3\text{kN} \cdot \text{s}/\text{cm}$ 、せん断バネ剛性は $K=0.147\text{kN}/\text{cm}$ を基準として、剛性を5倍($0.735\text{kN}/\text{cm}$)、10倍($1.47\text{kN}/\text{cm}$)と変化させ、時刻歴応答解析を行い Case1 と併せて層間変形角の比較を行う。剛性 $0.147\text{kN}/\text{cm}$ は粘性ダンパー、5倍10倍とした剛性は粘弾性ダンパーを想定して決定し、制振ダンパーは図4-12に示すように心柱に対して4つ設置しているため剛性は4倍となる。なお解析時間と計算機の容量の関係から、めり込み剛性は線形とし、模擬地震波は福岡西方沖地震引戻し基盤波とした。

(2) 結果と考察

心柱と塔身の最大層間変形角を図4-13,4-14にプロットし示す。結果から剛性を5倍、10倍とした場合、Case1の層間変形角と同程度の最大層間変形角となった。これは心柱一相輪の質量及び応答加速度に対してダンパー剛性が大きいため制振ダンパーとして働かず、塔身と同一変位となったものである。これに対して、剛性を1/10にした場合は4.5.3Case2の結果のように心柱が塔身を突き抜ける結果となると考えられる。また、心柱一相輪頂部の応答が最大となった時間断面での相対変位図を図4-15に示し、図4-16にL5での時刻歴波形を示す。この時、塔身と心柱一相輪の間隔が最大でも25cmを超えないことが時刻歴波形から読み取れ、実際の五重塔に設置する際の塔身と心柱の間隔を考慮すると妥当な剛性値であると考えられる。

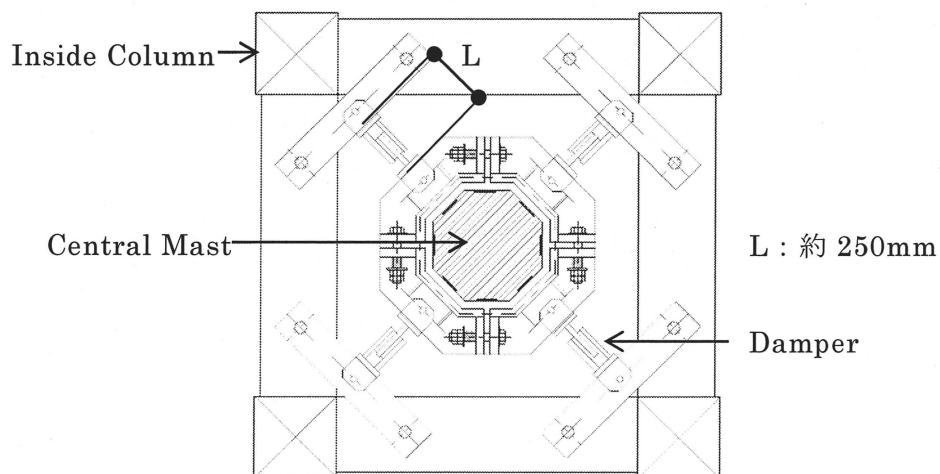


図 4-12 制振ダンパー設置図

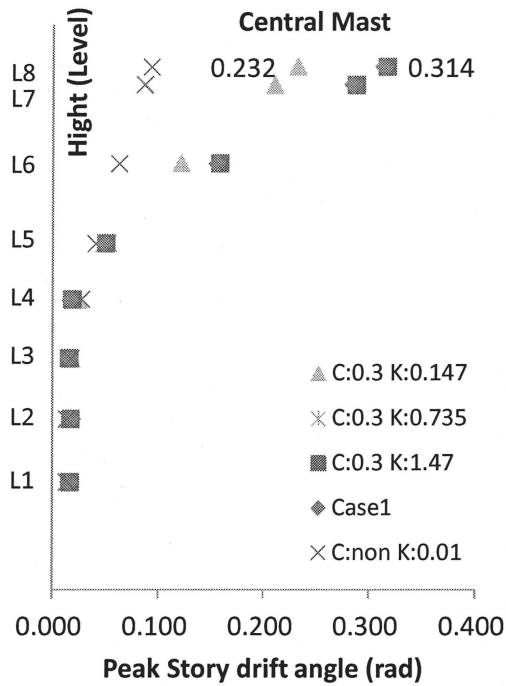


図 4-13 心柱一相輪の最大層間変形角

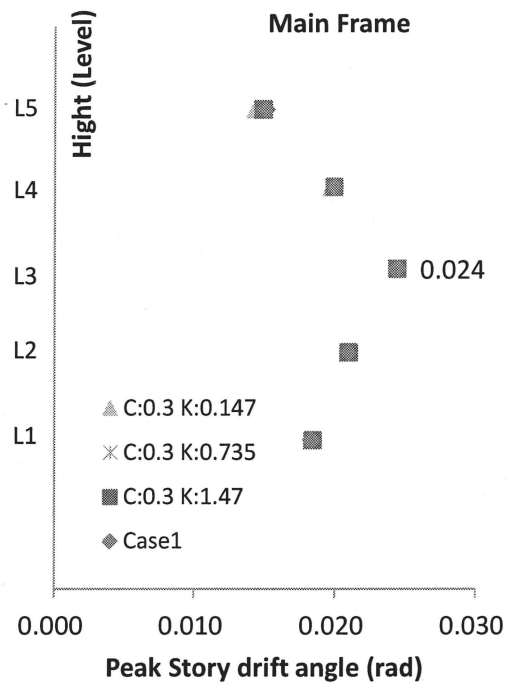


図 4-14 塔身の最大層間変形角

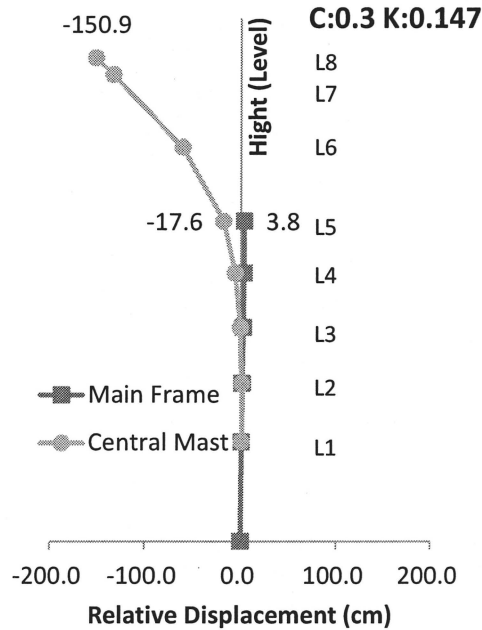


図 4-15 最大変位（心柱一相輪頂部）時間断面の相対変位図

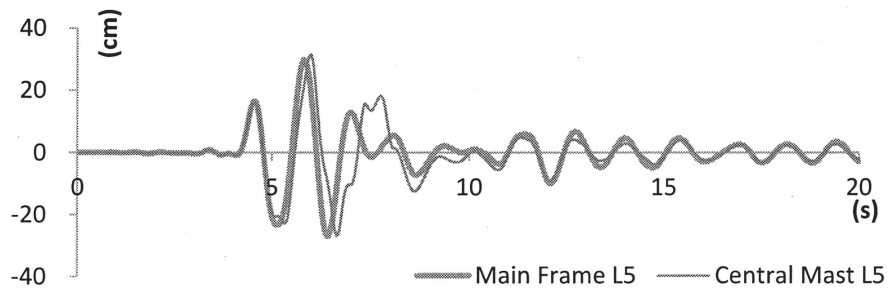


図 4-16 C:0.3 K:0.147 時刻歴波形 L5

4.5.5 制振ダンパーの効果

(1)方法

心柱頂部の地震応答を低減する効果が得られると確認した、剛性 0.147kN/cm と減衰係数 $0.3\text{kN}\cdot\text{s/cm}$ の制振ダンパーを使用して、Case2 の弾塑性の時刻歴応答解析を 3 次元モデルで行い Case1 結果と比較した。使用した入力地震波ナンバーを表 4-5 に示し、図 4-17、4-18 に心柱一相輪と塔身の最大層間変形角、図 4-19,4-20 に心柱一相輪および塔身の頂部 L8、L4 が最大変位の時間断面での変形図を示し、表 4-6~4-9 に低減率をまとめた。なお表 4-9 では、塔身の基壇 L0 に対する変形角を併せて示す。

表 4-5 入力地震波ナンバー

Number 1	Bulletin Code Level 2(JPN) JMAkobe NS
Number 2	Bulletin Code Level 2(JPN) 1986 Hachinohe NS
Number 3	Bulletin Code Level 2(JPN) 2005 Fukuoka NS
Number 4	2005 Fukuoka NS

(2)結果・考察

心柱一相輪の頂部の最大層間変形角が平均して約 34%低減する効果が得られ、特に八戸 NS L2 での低減効果が最も高く約 46%低減する効果となった。対して、長周期成分を含む福岡西方沖地震引戻し基盤波では最も層間変形角が大きく、応答の低減効果も約 22%と低い結果となった。変位での比較においても約 28%と同様の結果となっている。また、福岡西方沖地震引戻し基盤波において剛性を線形仮定した場合と弾塑性とした場合を比較すると、相輪頂部の応答が 0.232rad (図 4-13) から 3 次元モデルで 0.199rad (図 4-17) と低下している。これは、仕口の降伏によるエネルギー吸収の影響と考えられる。

塔身では層間変形角が安全限界の $1/30\text{rad}$ をいずれの場合も下回ることが分かり、基壇 L0 に対する塔身頂部 L4 の変形角が $1/74\sim 1/52\text{rad}$ と損傷限界を超える場合があると分かった。制振ダンパーを設置後でも大きな変化が現れないことが確認できた。

心柱一相輪において制振ダンパーによる低減効果が顕著に現れているのに対して塔身では効果が無い。これは塔身の質量に対する心柱一相輪の質量比が約 1/100 程度であるため、心柱一相輪での効果が得られ易いと考えられる。

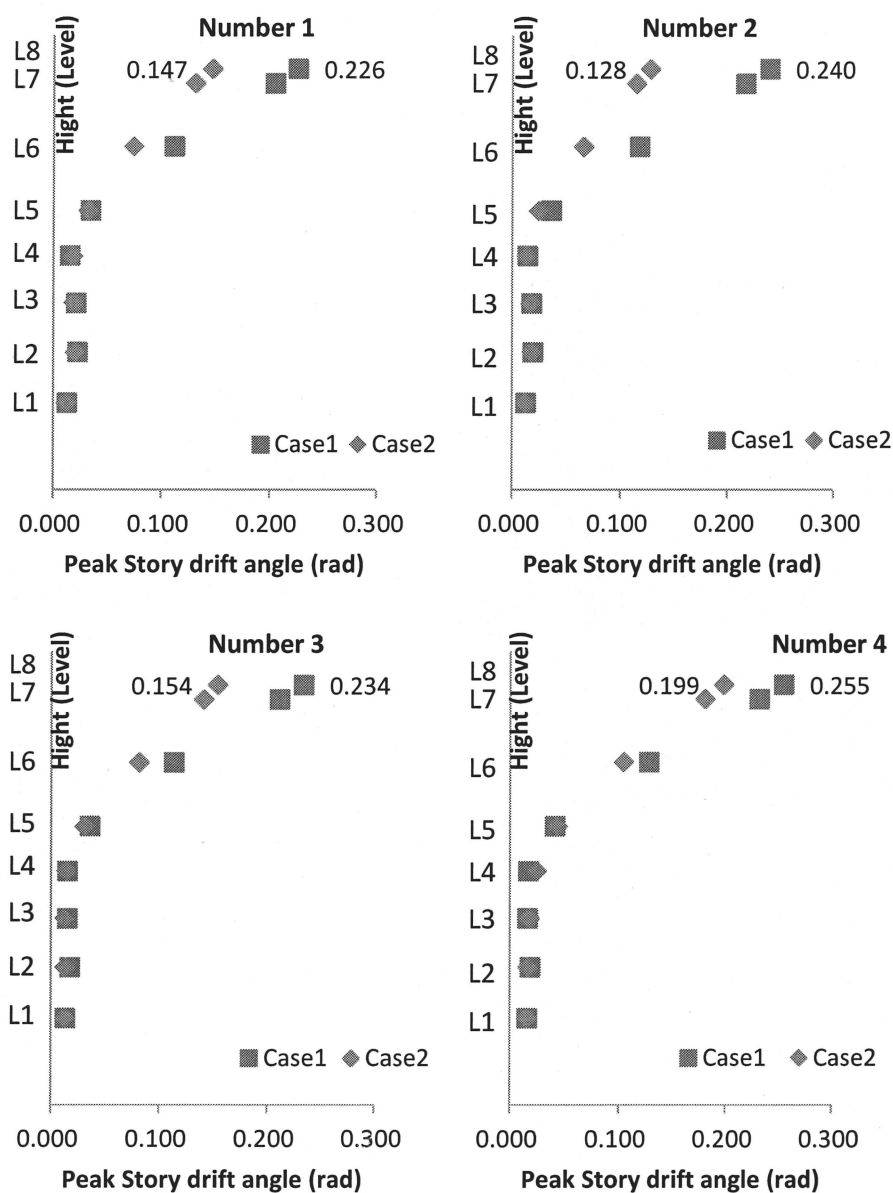


図 4-17 弾塑性 3次元モデル 心柱最大層間変形角

表 4-6 心柱一相輪 最大層間変形角の低減率(L8)

	Story Drift Angle (rad)		Decreasing Rate
	Case1	Case2	
Number 1	0.226	0.147	35%
Number 2	0.240	0.128	46%
Number 3	0.234	0.154	34%
Number 4	0.255	0.199	22%
	ave.		34%

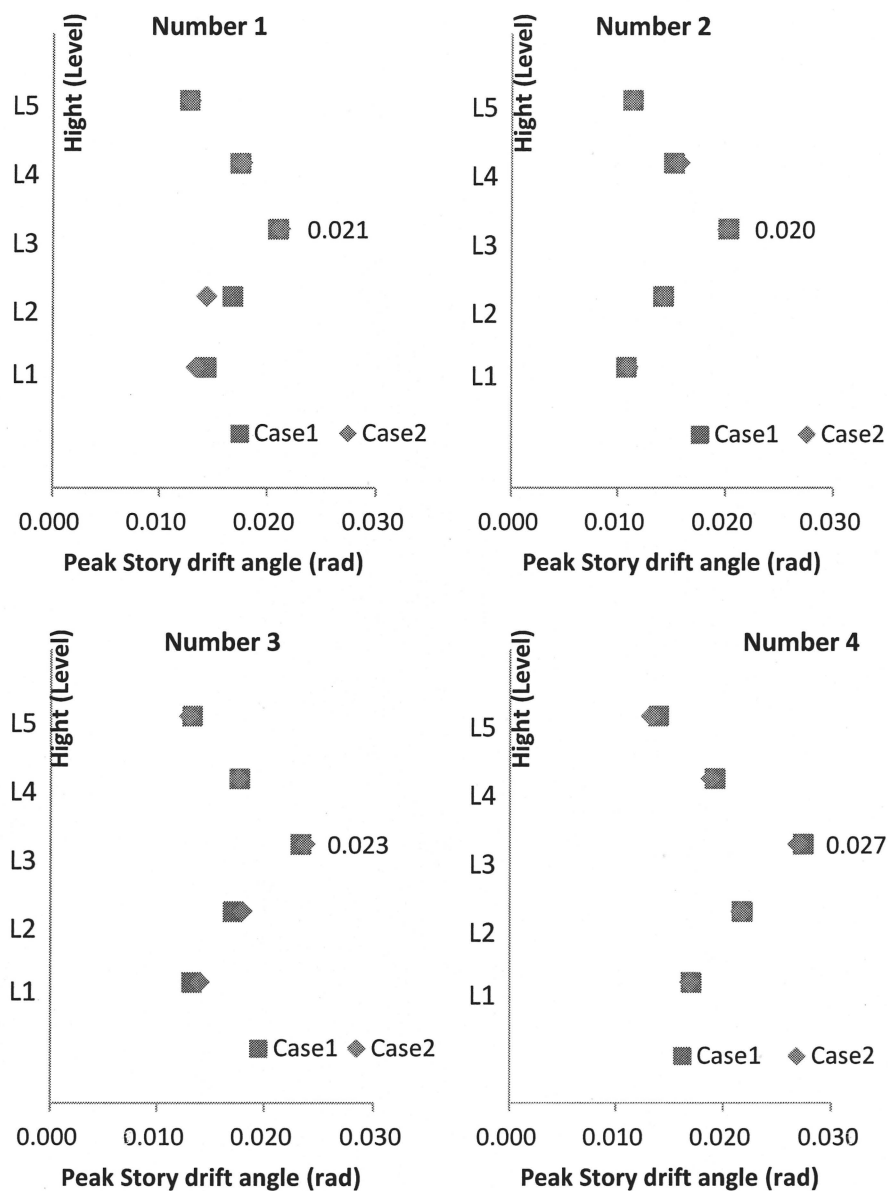


図 4-18 弾塑性 3次元モデル 塔身最大層間変形角

表 4-7 塔身 最大層間変形角の低減率(L3)

	Story Drift Angle (rad)		Decreasing
	Case1	Case2	Rate
Number 1	0.021	0.021	-1%
Number 2	0.020	0.020	0%
Number 3	0.023	0.024	-2%
Number 4	0.027	0.027	2%
	ave.		0%

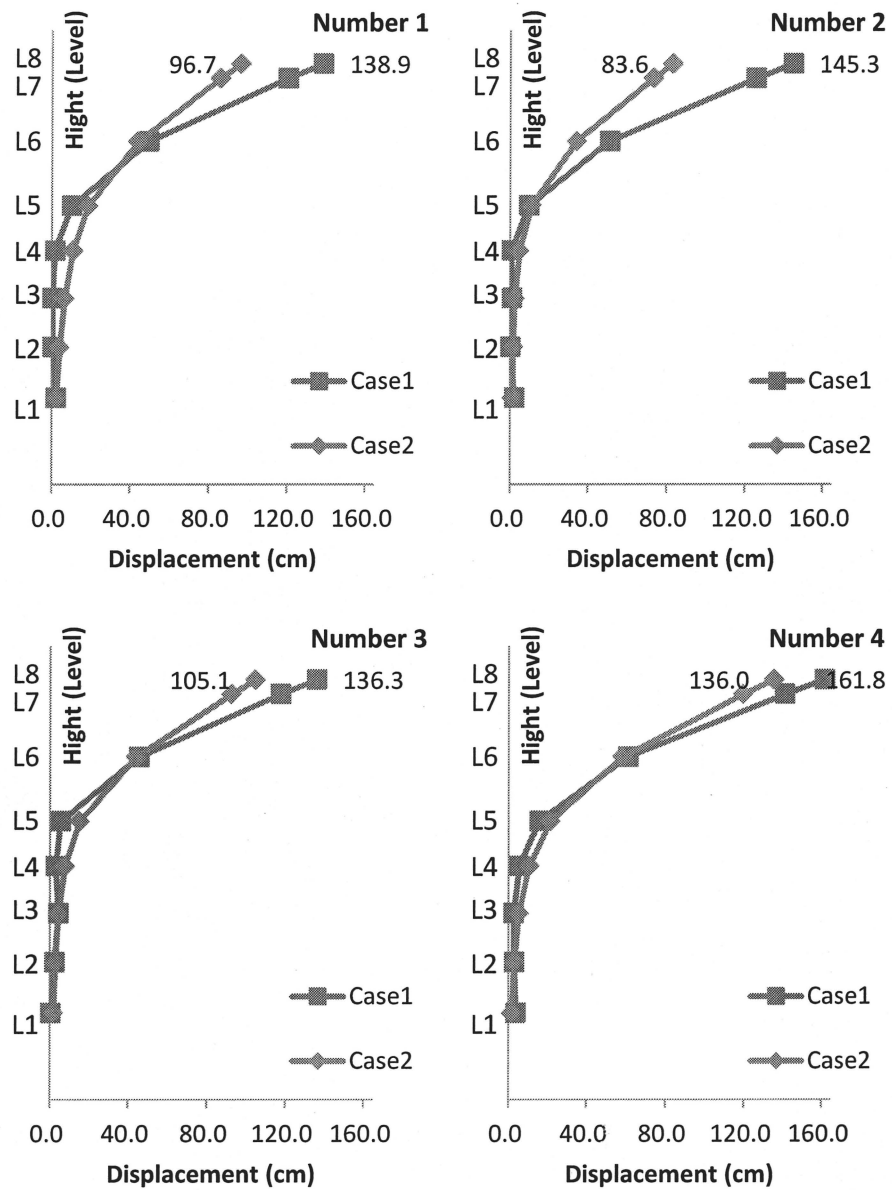


图 4-19

表 4-8

	Case1	Case2	Decreasing
	mm	mm	Rate
Number 1	1389.5	967.4	30%
Number 2	1452.8	836.2	42%
Number 3	1362.7	1050.6	23%
Number 4	1618.5	1360.0	16%
	ave.		28%

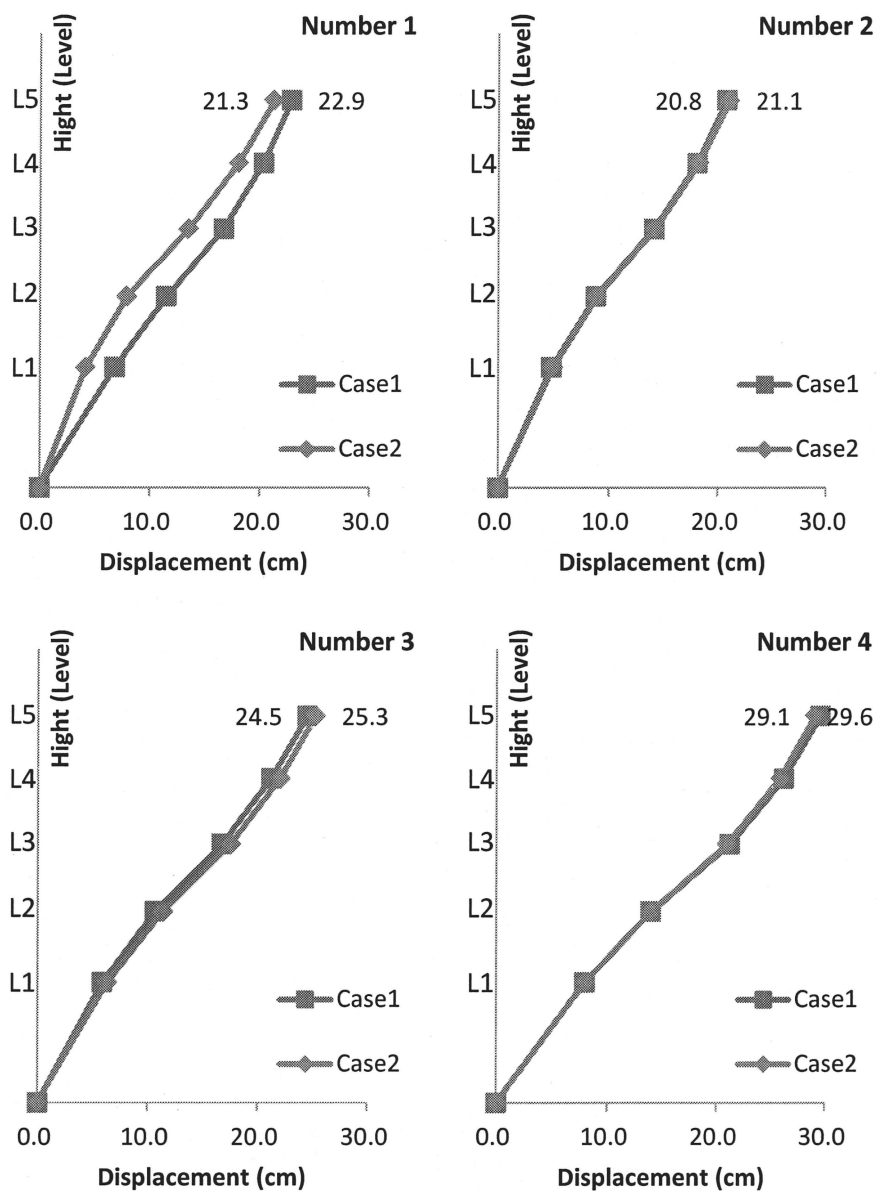


图 4-20

表 4-9

	Case1		Case2		Decreasing Rate
	mm	rad	mm	rad	
Number 1	228.9	1/67	213.1	1/72	7%
Number 2	208.2	1/74	211.3	1/73	-2%
Number 3	245.2	1/63	252.7	1/61	-3%
Number 4	296.1	1/52	291.0	1/53	2%
	ave.				1%

4.6 まとめ

静的増分解析では、3次元モデルに明確な降伏が見られないため、平面モデルと同じ $1/28\text{rad}$ でのベースシア係数を求めたところ、平面モデルのベースシア係数は 0.47、3次元モデルのベースシア係数は 0.52 と決まった。約 5%の差が現れたが、3次元モデルの部材数が平面モデルに比べて多く、剛性が高くなったと考えられる。また、平面モデルに現れた降伏点は、4重及び5重において斗組と台輪間での降伏によるものであり、他の層と違い板壁が柱頭部分までしか構造体としてモデル化していないことが原因である。3次元モデルにおいて明確な降伏点が現れない現象は、平面モデルとのモデル化の違い、板壁の剛性を線形に仮定していることの2点が考えられるが、3次元モデルにおいて五重の基壇に対する変形角が $1/28\text{rad}$ の時の4重及び5重の層間変形角は $1/31\text{rad}$ 、 $1/36\text{rad}$ であり、落とし込み板壁が $1/15\text{rad}$ でも降伏しないことを考慮すると妥当な結果であると考えられる。

めり込みを考慮した場合の固有値解析では、等価な多質点系モデル及び3次元モデルの剛接モデルの並進1次固有振動数が 1.4Hz、1.1Hz であったのに対して 0.7Hz、0.76Hz と長周期化し、めり込み剛性を考慮することで剛性が低下した影響を確認でき、大変形時に長周期化すると考えられる。

時刻歴応答解析では、心柱一相輪単体での 79.2cm 程度であった応答変位が、塔身と接触することにより 191.1cm まで増幅した結果が得られ、心柱一相輪が塔身と接触する点で曲げせん断力が心柱一相輪に加わり、接点を支点として振動するムチ振りのように相輪頂部が揺れる現象を確認した。この結果から制振ダンパーによるエネルギー吸収での改善を試み、減衰定数は $0.3\text{kN}\cdot\text{s}/\text{cm}$ 、せん断バネ剛性は $K=0.147\text{kN}/\text{cm}$ の制振ダンパーが最適であると選出した。制振ダンパーを設置した場合、大地震時を想定した時に相輪頂部の応答を約3割低減する効果が得られると結論づけられた。

第5章 まとめ・結論

5.1 まとめ・結論

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、鉛直方向の固有振動数は 10.5Hz と得られた。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。既往の研究と東長寺五重塔の振動特性を検証した結果、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。

東長寺五重塔の解析モデルの作成では、微小変形時、大変形時の五重塔を想定して仕口のめり込みを考慮しないモデルと、考慮したモデルの 2 種類を立体モデルと平面並列モデルにおいて作成し計 4 つのモデルを使用した。なお、めり込みを考慮するモデルは仕口バネにスリップ型の復元力特性を用いた弾塑性モデルである。制振ダンパーはバネと粘性要素でモデル化し、五重屋根の頂部に取り付けた。解析モデルの妥当性を検証するため、常時微動測定と仕口のめり込みを考慮しない立体モデルの固有振動数と振動モードの比較を行い高い相関性を確認でき微動レベルにおいて接合部を剛接合とした解析モデルの妥当性を確認できた。

静的増分解析では、立体モデルと平面並列モデルの荷重—変形関係が安全限界の $1/30\text{rad}$ 程度までは概ね対応し、ベースシア係数は平面モデル 0.47、立体モデル 0.52 と求まった。

めり込みを考慮しない剛接合モデルの並進 1 次固有振動数が 1.4Hz、1.1Hz であったのに対し、めり込みを考慮した半剛接合モデルの固有値解析では 0.7Hz、0.76Hz と長周期化し、めり込みを考慮した半剛接合モデルは剛接合モデルより固有周期が長い。

半剛接モデルの時刻歴応答解析から、適切な制振ダンパーを設置した場合、最大級の地震に対して相輪頂部の応答変位、及び応答変位角を約 3 割低減する効果が得られると結論づけられた。

今後の課題として、地震観測により制振ダンパーの効果を確認し、大変形時の実挙動を明らかにすると共に、めり込みを考慮した半剛接モデルによる解析モデルの検証を行う必要がある。現在、東長寺五重塔には制振ダンパーが設置されており、地震観測を行なっている。

謝辞

本研究をまとめるにあたり、三重大学工学部 4 年時から今日に至るまでご指導を賜りました三重大学花里利一教授に深く感謝いたします。

また、本研究を遂行するにあたり、東長寺藤田紫雲住職に格別のご助力とご配慮を賜り、松井建設株式会社内田龍一郎氏、佐藤信夫氏、東京大学坂本功名誉教授、荻原幸夫氏、昭和電線デバイステクノロジー株式会社三須基規氏、福岡大学高山峯夫教授に多大なご協力と助言をいただきました。測定に際しまして独立行政法人森林総合研究所、松井建設株式会社北原氏、川原氏、高山研究室一同、花里研究室一同に大変なご協力をしていただきました。ここに記して深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 藤田香織：木造層塔の構造性能に関する既往の研究、五重塔を揺らす・2004 五重塔 5 分の 1 模型振動台実験及びシンポジウム、pp.17-23、2004.12
- 2) 石田修三：心柱門説、京都伝統建築技術協会誌、普請第 8 号、1982.7
- 3) 上田篤(編著)：五重塔はなぜ倒れないか、新潮選書、1996
- 4) 藤田香織、大山瑞穂、腰原幹雄、坂本功：伝統木造五重塔の振動特性に関する研究、第 11 回日本地震工学シンポジウム、2002.11
- 5) 小田原聖、三辻和弥、佐々木達夫、杉村義広：小型振動台を用いた五重塔の制振効果に関する一考察、日本建築学会大会学術梗概集、C-1、pp.55-56、2004.8
- 6) 小田原聖、三辻和弥、杉村義広：質点系モデルによる五重塔の地震応答に関する一考察、日本建築学会大会学術梗概集、C-1、pp.493-494、2005.9
- 7) 花里利一他 5 名：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、1999.2
- 8) 大森房吉：五重塔の振動に就きて、建築雑誌 414、pp.219-227、1921.4
- 9) 山辺克好、金井清：五重塔の耐震性に関する研究、日本大学生産工学部報告第 21 巻 2 号、1988.12
- 10) 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、C-1、pp.171-172、1996.9
- 11) 登坂弾行、松留槇一郎、前川秀幸他 4 名：伝統的木造建築物の振動特性(その 11)旧寛永寺五重塔の振動実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.467-468、2003.9
- 12) 登坂弾行、松留槇一郎、前川秀幸他 4 名：伝統的木造建築物の振動特性(その 12)日光東照宮五重塔の振動実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.245-246、2004.9
- 13) 内田昭人、前川秀幸、河合直人他 4 名：伝統的木造建築物の振動特性(その 13)最勝院五重塔の振動実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.491-492、2005.9
- 14) 大場新太郎、木下顕宏：木造多層塔の振動特性、日本建築学会構造系論文集、No.559、pp.47-54、2002.9
- 15) 花里利一、藤田香織、千葉一樹、坂本功：木造伝統構法五重塔の振動特性に関する研究(その 5)観測記録に基づく津観音五重塔の地震応答解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.489-490、2005.9
- 16) 千葉一樹、藤田香織、腰原幹雄他 4 名：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 伝統的木造構法五重塔の縮小模型実験その 1、日本建築学会構造系論文集、第 614 号、pp.69-75、2007.4
- 17) 綾木大輔、花里利一、坂本功、内田龍一郎、荻原幸夫、三須基規：五重塔心柱の炭素繊維による補強効果に関する研究、日本建築学会構造系論文集、pp.531-532、2010.9

- 18)藤田香織：木造層塔の構造性能に関する既往の研究、五重塔を揺らす・2004 五重塔 5分の1 模型振動台実験及びシンポジウム、pp.25-34、2004.12
- 19)株式会社鴻池組 小川勝巳、檜原健一、黒木安男、太田寛、清水晶子：粘弾性ダンパーを用いた木造古建築の耐震改修、歴史的建築物のレトロフィット実例集、pp.38-57、1998.3
- 20)三辻和弥：五重塔の振動特性における心柱・相輪の効果について、五重塔を揺らす
- 21)東長寺：別格本山 東長寺五重塔、2011
- 22)内田龍一郎：伝統的木造構法と最新技術とを融合させた木造五重塔の建設、Journal of Timber Engineering、Vol.24、No.3、pp.1-6、2011.5
- 23)財団法人日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計
- 24)藤田香織、木村正彦、大橋好光、坂本功：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、第 543 号 pp.121-127、2001.5
- 25)財団法人日本住宅・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