

## 三重塔の免震性に関する一考察 \*

服部秀人\*1・小林 清\*2・菊地敏男\*3・荏本孝久\*4・並木 厚\*5・和田 勝\*6

吉澤政己\*7・大沼万孫\*8・奥田 暁\*3・岩楯敏広\*9・島 坦\*10

Study on Aseismic Isolation Characteristics of  
Traditional Three-storied Wooden PagodaHATTORI Hideto, KOBAYASHI Kiyoshi, KIKUCHI Toshio, ENOMOTO Takahisa,  
NAMIKI Atsushi, WADA Masaru, YOSHIZAWA Masami, OONUMA Kazuhiko,  
OKUDA Satoshi, IWATATE Takahiro and SHIMA Hiromu

In order to clarify the vibration characteristics of the traditional wooden pagoda with three-storied of Shinraku-ji temple, the microtremors and the vibration tests by man - powered excitations were carried out before and after repairs of this pagoda.

From microtremors, three predominant frequencies and modes were obtained, as 1.5Hz, 2.3Hz and 3.7Hz, respectively. From vibration tests, the damping coefficient of 1st mode frequency of the pagoda was obtained as about 0.03.

Comparing the vibration characteristics of the pagoda before and after repairs, the natural period was slightly increased (7%).

Furthermore, the aseismic isolation effect of the center pillar of the pagoda was examined by the method of Tuned Mass Damper (TMD).

キーワード : 三重塔, 常時微動, 振動特性, 伝統的木造建築物, 免震, TMD

## 1. はじめに

我が国の伝統的木造建築物は比較的地震に強いと言われている。筆者らはこれまで、善光寺地震(1847)におけるお寺の被害をもとに、お寺本堂の振動特性や本堂の被害と地震動強度について調べてきた<sup>1)2)</sup>。それら一連の研究を通して、確かに木造のお寺の

古い本堂は強震動に対して強いとの印象を抱いている。五重塔については、山辺・金井(1988)が耐震性について考察しており、五重塔が地震で倒壊したという資料が無いことや、関東地震(1923, M=7.9)の際、下町の多くの木造家屋が倒壊したにもかかわらず浅草寺の五重塔には被害がなく、今でも語り草になっていると述べている<sup>3)</sup>。また、内田ら(1996)が法隆寺五重塔について微動観測を行っている<sup>4)</sup>。ここに述べる真楽寺三重塔は長野県御代田町の有形文化財で、2000年に修理工事が行われた。その際、修理の前と後に常時微動測定と人力加振による共振実験を行い、三重塔の振動特性を調べた。また、心柱のTMD効果に着目して、三重塔の免震性について

\* 地盤工学会中部支部 信州地域地盤研究委員会 第4回 信州ジオテクセミナーにおいて発表

\*1 長野工業高等専門学校 環境都市工学科教授

\*2 長野工業高等専門学校 環境都市工学科技官

\*3 大林組技術研究所 \*4 神奈川大学工学部

\*5 タケル技術コンサルタント

\*6 信濃伝統建築研究所 \*7 信濃建築史研究室

\*8 トランスコスモス \*9 東京都立大学工学部

\*10 信州大学名誉教授

原稿受付 2003年4月18日

考察を加えた。

## 2. 真楽寺三重塔および修理の概要

### 2-1 真楽寺三重塔

真楽寺は浅間山麓にある真言宗の古寺で、山号を浅間山と称し、浅間山鎮静の寺とされている。1万余坪の境内に本堂、庫裏、書院、三重塔、仁王門、観音堂などがある。三重塔は観音堂の東に南を正面として立っている。建築年代は、露盤銘に寛延4年(1751)と有り、18世紀中期と推定されている。塔の規模は、高さが相輪を含めて約20.5m、初重の1辺が12.5尺(3.787m)の計画寸法で、三重塔としては中規模である。各重の遞減率は少なく、縁(えん)が高く屋根の勾配も急で、江戸時代の三重塔の特徴を有している。

### 2-2 修理の概要

今回(2000~2001年)の修理は1951年に行われて以来のものである。その概要を以下に記す。一重(いちじゅう)の外回りについて、縁の下部の石を据え直し、縁の板を張り直した。外周に雨落溝(あまおちみぞ)と、地面から縁への石の階段を設置した。一、二、三重の屋根を銅板で葺き替えた。屋根の葺き替えに先立ち、裏甲(うらごう)と軒付(のきづけ)を外へ移動して屋根の輪郭を広げ、元来の大きさに屋根を復元した。三重の屋根の野地板(のじいた)を取り替えた。相輪(そうりん)下部の露盤(ろばん)が割れて心柱(しんばしら)に水が入り、心柱を支える盤木(ばんぎ)の一部が腐っていたので補修し、露盤も修理した。露盤を支える左義長柱(さぎちょうばしら)を修理し、その内1本を取り替えた。相輪に修理と塗装を施した。

## 3. 振動測定

三重塔の固有振動数と振動モードを推定するために、常時微動の速度波形を約30分間測定した。また、減衰定数を推定するために人力加振を行い、減衰自由振動の速度波形を収録した。常時微動のスペクトルから1次卓越振動数が1.5Hzであることが確認された。メトロノームを1.5Hzにセットし、そのリズムに合わせて人力加振を行った。

### 3-1 修理前後における振動計の配置

修理前の測定は2000年7月<sup>5)</sup>、修理後は2001年7月に実施した。修理後の速度計配置を図1に示す。速度計は各々のF(階)ごとに水平2成分(HS, HE)上下2成分(北側にVN, 西側にVW)を配置した。また、修

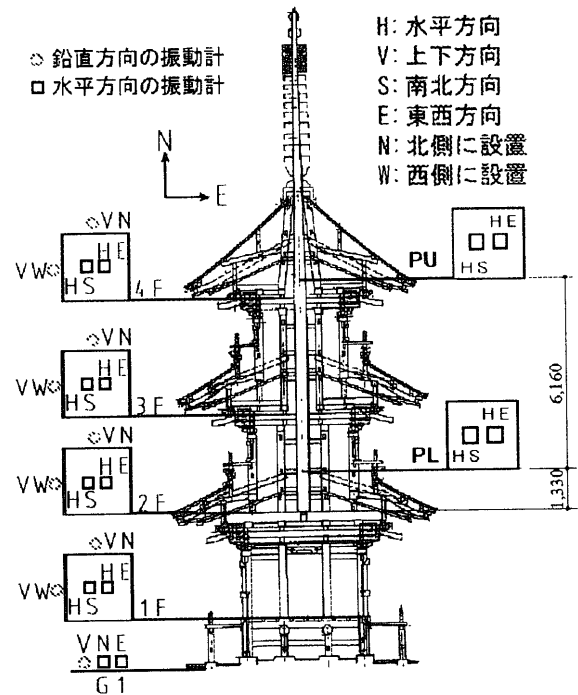


図1 修理後の速度計配置

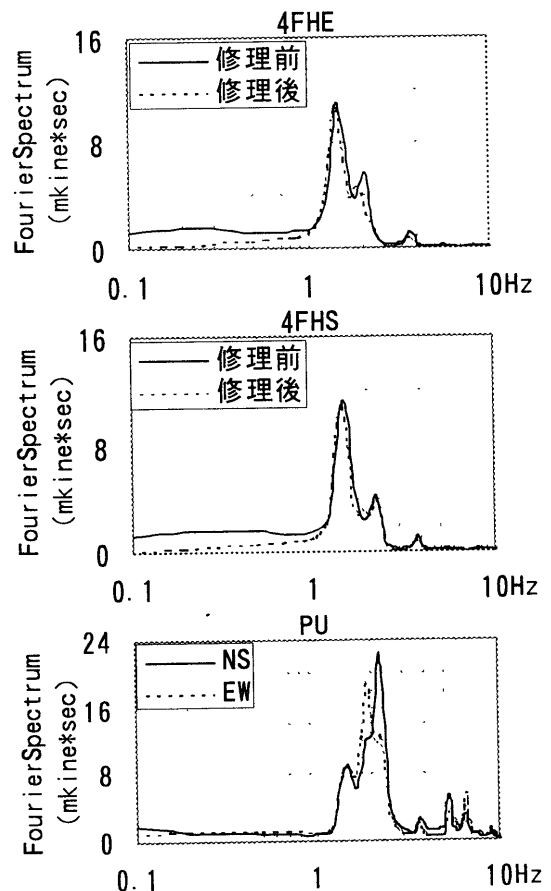


図2 フーリエスペクトル

理後では、心柱(P)の上部(U)に水平2成分、低部(L)に同じく水平2成分の振動計を配置し、塔の本体と心柱が互いにどのように振動しているか調べることにした。心柱の測定は修理後にのみ実施した。

#### 4. 測定結果と考察

##### 4-1 卓越振動数

図2に修理前後の常時微動波形のフーリエスペクトルを示す。4階(4F)の正面-奥行き方向(4FHS)において、低次から順に1.46(1.46)Hz, 2.25(2.25)Hz, 3.81(3.71)Hzに3つの卓越振動数が存在する。( )内は修理後の数値である。左右方向(4FHE)では1.46(1.46)Hz, (1.86Hz), 2.05(2.25)Hz, 3.71(3.61)Hzとなっている。修理後における4FHEの2番目の卓越振動数1.86Hzは、心柱上部(PU)の卓越振動数(1.86Hz)と一致している。これら2Hz付近の卓越値は心柱の固有振動と関連したものであろうと思われる。上記の卓越振動数(1.46(1.46)Hz, 2.25(2.25)Hz, 3.81(3.71)Hz)は三重塔の固有振動数と対応した値と考えられる。これら3つの卓越振動数を1次, 2次, 3次と呼ぶことにする。この度の修理によって剛性・質量ともに少し増大したと考えられるが、微動による1次と2次の卓越振動数には修理の前後における差異が見られず、わずかながら3次の固有振動数が3%ほど小さくなっている。

##### 4-2 振動モード

図3に修理前後の振動モードを示す。1~3次の卓越振動数について、各階(2F, 3F, 4F)の1Fに対する各スペクトル比から倍率と位相差を読み取り、1Fの動きを1とした振動モードを示したものである。各振動モードは1次が片持ち構造の曲げ変形的であり、2次がせん断変形的である。3次は片持ち梁の2次モード的である。

##### 4-3 心柱の振動モード

1Fに対する心柱のスペクトル比から、心柱の振動モードを調べたが、1次から3次ともに塔本体と同位相で振動しており、逆位相は見られない。

##### 4-4 減衰定数

人力加振による共振実験で測定された自由振動波形を図4に示す。これらの波形から対数減衰率と減衰固有振動数を読み取り、減衰定数を求めた結果、減衰定数はおおよそ0.03であった。修理前後にお

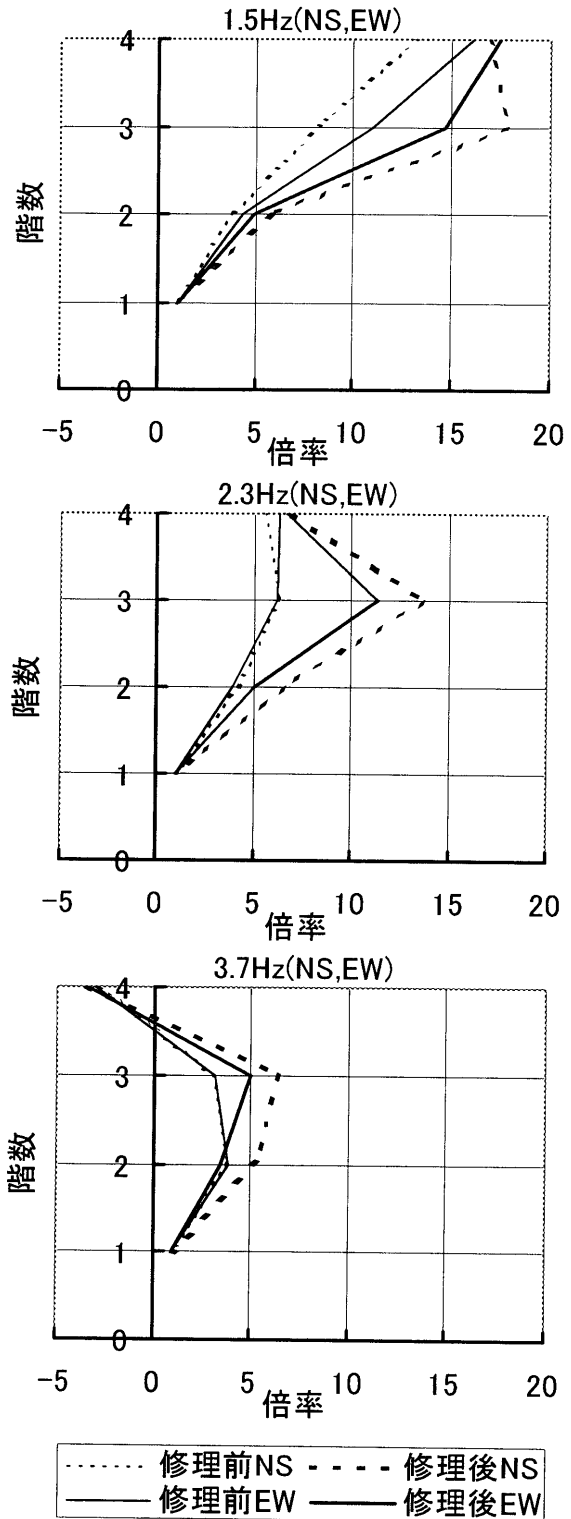


図3 三重塔の振動モード

ける減衰定数はほとんど同程度の値であった。1次固有振動数は修理前で平均1.51Hz, 修理後で1.40Hzとなり7%ほど低下している。

##### 4-5 多重塔の免震性について

五重塔の免震性について石田(1982)が「心柱門(か

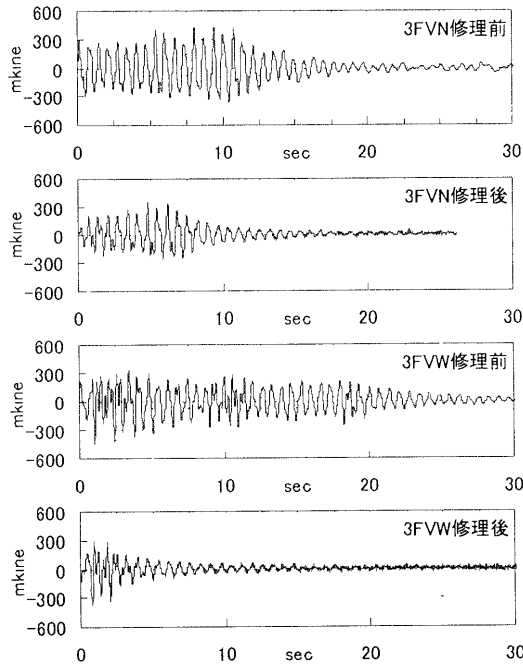


図4 減衰自由振動

んぬき) 説」<sup>6)</sup>を提案している。石田は、塔本体が柔構造であるため地震のエネルギーをまともに吸い上げないであろうと考えている。とは言え、大地震時には塔のいずれかの層は大きな変位を生ずる。そして不安定になる直前に心柱が塔の横架材に触れる。このわずかな「触れ」が特定層の過大な変形を抑制し、各層にわたって変形を一様化する働きをもつと考えた。心柱のこのような働きを「門作用」と名付けた。石田は「心柱門説」の中で、既往の研究を次のように紹介している。

① 中学校の理科の授業でも解説されている「心柱振子説」。心柱の振子作用が制振効果を発揮するというものであるが、心柱が振子状に吊り下げられるようになったのは江戸時代からであり、他の多くの五重塔の耐震性を説明するには無理がある。

② 次に有名なのが、真島健三郎の「柔構造説」。五重塔は他の木造に比べて固有周期が長く、地震の卓越周期の影響を受けにくいので有利であるとする説である。

③ 谷口 忠の「心柱説」。塔が地震を受けると、心柱は地面に立つ片持梁のような曲げ振動となり、塔本体はせん断振動となって、2種類の異なる振動が互いに牽制し合うために、倒壊を免れるというもの。しかしこの説では、心柱が吊り下げ方式の場合に説明が困難である。

④ 妹沢克惟は静的水平力に対する復元力特性を解

析し、五重塔が水平力に対して大きな抵抗力をもつと考えた。

⑤ 武藤 清は、塔の木組が地震のエネルギーを吸収し得ること、柱が太いので復元力が大きいこと、重層であるためにエネルギーが各層に分散されることの3点を挙げている。

⑥ 棚橋 諒は、更に五重塔の「スケール効果」、すなわち構造物が大きければ、それが倒れるまで地震のほうがちこたえられないとする考え方、および適度の復元力と大きな変形能力との相乗効果としての高いエネルギー消費能力、すなわち今日でいう「靱性」と「ねばり」を、塔の耐震性の根拠に上げている。

以上紹介したように、多重塔の免震性に関するこれまでの研究には、筆者らの知る限り、TMDに着目した考察が見られない。

#### 4-5-1 TMD(Tuned Mass Damper)について

筆者らが着眼したのは、心柱のTMD効果である。TMDとは、構造物に小さな質量とバネからなる付加振動体を取り付けて、外力に対して構造物を共振させないようにするものである。構造物と付加振動体の固有振動数をほぼ等しくすることにより免振効果が発揮される。この方法を武田(1996)はダイナミック防振法<sup>7)</sup>と呼んでいるが、TMDの呼称で紹介されていることが多い<sup>8)</sup>。

TMDのモデルを図5に示す。 $m_1$ が構造物、 $m_2$ が

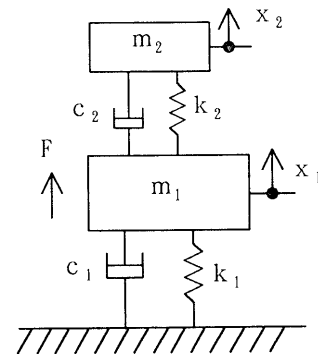


図5 連成2質点系

付加質量である。三重塔は3質点系モデルが妥当であろうが、1次モードに着目するので、三重塔を便宜的に質量 $m_1$ 、剛性 $k_1$ 、減衰係数 $c_1$ の1質点系と考え、心柱を $m_2$ 、 $k_2$ 、 $c_2$ からなる付加振動系と考える。

外力 $F$ を次式のような周期的外力として、各質点の周波数応答について検討する。

$$F = F_0 e^{i\omega t} \quad \dots (1)$$

図5に示す2質点系の振動方程式は式(2)のようになる。

$$\left. \begin{aligned} m_1 \ddot{x}_1 + (c_1 + c_2) \dot{x}_1 - c_2 \dot{x}_2 + (k_1 + k_2) x_1 - k_2 x_2 &= F_0 e^{i\omega t} \\ m_2 \ddot{x}_2 - c_2 \dot{x}_1 + c_2 \dot{x}_2 - k_2 x_1 + k_2 x_2 &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (2)$$

この解を式(3)のように仮定して、式(2)に代入すると式(4)が得られる。

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= X_1 e^{i(\omega t - \phi_1)} = \bar{X}_1 e^{i\omega t} \\ x_2 &= X_2 e^{i(\omega t - \phi_2)} = \bar{X}_2 e^{i\omega t} \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

ただし、 $\bar{X}_1, \bar{X}_2$  は外力  $F$  に対して位相差をもつ複素振幅である。

$$\left\{ \begin{aligned} (k_1 + k_2) - \omega^2 m_1 + i\omega(c_1 + c_2) \bar{X}_1 - \{k_2 + i\omega c_2\} \bar{X}_2 &= F_0 \\ -\{k_2 + i\omega c_2\} \bar{X}_1 + \{k_2 - \omega^2 m_2 + i\omega c_2\} \bar{X}_2 &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

さらに、式(4)の第1式を  $m_1$  で、第2式を  $m_2$  で割って、式(5)のように無次元化する。

$$\left\{ \begin{aligned} \{1 + f^2 \mu - g^2 + i(2gh_1 + 2fgh_2 \mu)\} \bar{X}_1 - (f^2 \mu + i2fgh_2 \mu) \bar{X}_2 &= \delta \\ -(f^2 + i2fgh_2) \bar{X}_1 + (f^2 + g^2 + i2fgh_2) \bar{X}_2 &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

ただし、

$$\mu = \frac{m_2}{m_1} \text{ (質量比)}, \quad v_1^2 = \frac{k_1}{m_1}, \quad v_2^2 = \frac{k_2}{m_2}$$

$$h_1 = \frac{c_1}{2v_1 m_1}, \quad h_2 = \frac{c_2}{2v_2 m_2}, \quad f = \frac{v_2}{v_1} \text{ (振動数比)},$$

$$g = \frac{\omega}{v_1} \text{ (強制振動数比)}$$

$\delta$  は  $m_1$  の静的変位であり、式(6)で表される。

$$\delta = \frac{F_0}{k_1} \quad \dots (6)$$

式(5)を解いて、複素振幅は式(7)のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{X}_1 &= \frac{-\delta(f^2 - g^2 + i2fgh_2)}{D} \\ \bar{X}_2 &= \frac{-\delta(f^2 + i2fgh_2)}{D} \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

ただし、

$$D = -f^2 + g^2 + f^2 g^2 - g^4 + 4f g^2 h_1 h_2 + f^2 g^2 \mu + i2(-f^2 g h_1 + g^3 h_1 - f g h_2 + f g^3 h_2 + f g^3 h_2 \mu)$$

$$\dots (8)$$

よって、振動体(塔本体  $m_1$ )の変位応答倍率 Amp は式(9)となる。

$$Amp = \frac{|\bar{X}_1|}{\delta} \quad \dots (9)$$

外力に対する位相差は式(10)となる。

$$\left. \begin{aligned} \phi_1 &= \arg(\bar{X}_1) \\ \phi_2 &= \arg(\bar{X}_2) \end{aligned} \right\} \dots (10)$$

塔本体( $m_1$ )と心柱( $m_2$ )の位相差  $\phi$  は式(11)で与えられる。

$$\phi = \phi_1 - \phi_2 \quad \dots (11)$$

#### 4-5-2 数値例による考察

式(9)、式(11)による数値例を図6に示す。本体  $m_1$  と心柱  $m_2$  の振動数比を  $f = 1$  とする。実測のスペクトルを参考にして、便宜的に  $m_1$  の振動数を  $v_1 = 1.7 \text{ Hz}$  とし、減衰定数を  $h_1 = h_2 = 0.03$  とした。

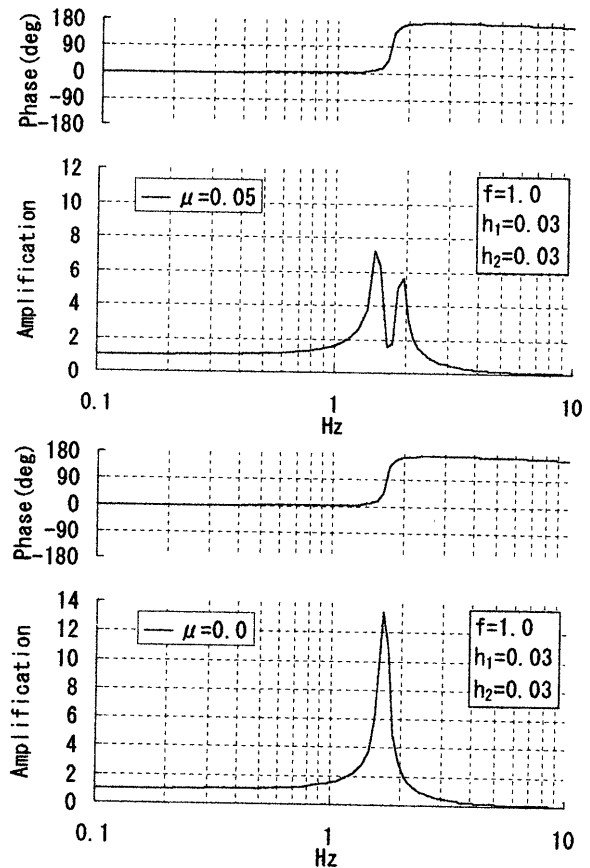


図6 TMDモデルの応答

質量比を  $\mu = 0.05$  ( $=1/20$ ) と  $\mu = 0$  (付加質量無し) の2例について図示した。

付加質量がない場合 ( $\mu = 0.0$ )、卓越ピークは1つで、倍率は13倍を超える。それに対して付加質量を付けると ( $\mu = 0.05$ )、卓越ピークが2つ現

れ、倍率は半分ほどに小さくなる。TMDの効果による応答倍率の違いを図7に示す。

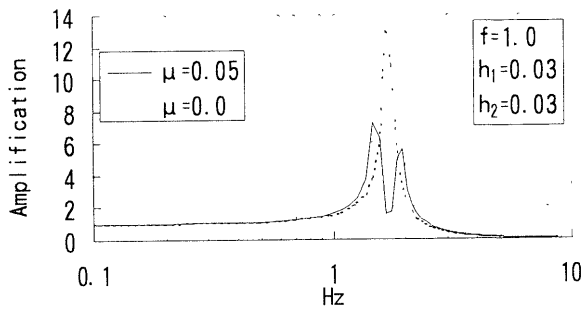


図7 TMDの効果

実測値においても図2の4Fのスペクトルに見られるように、1.7Hzの両側に1次と2次の2つの卓越振動数が現れており、TMDの様相をうかがわせる。

図5において、 $m_1$ と $m_2$ の位相差を見ると、 $v_1$  (=1.7Hz)の低周波側で位相差はほぼ $0^\circ$ 、高周波側でほぼ $180^\circ$ となる。したがって、 $\mu=0.05$ の場合の応答倍率における1次のピーク( $v_1$ の左側)では、付加質量 $m_2$ は塔本体 $m_1$ と同位相であり、2次のピーク( $v_1$ の右側)では逆位相であることを示している。

心柱の実測モードは、4-3で述べたように、1次から3次の卓越モードすべて塔本体と同位相である。1次モードについてはこの数値例と一致するが、2次モードについては位相が逆の結果となっている。これについては、①数値解析モデルにおいて三重塔を1質点系と仮定したこと、②心柱が固有の曲げ振動をしているかもしれないことなどが考えられるが、今後さらに詳しく調べてみたい。

以上のように単純モデルでは説明しきれない部分もあるが、多重塔において、心柱が付加質量としてTMD効果を発揮して塔本体の免震に寄与している可能性のあることが十分考えられる。

## 5. まとめ

以上の測定結果および考察から、真楽寺三重塔について以下のような貴重な知見が得られた。

- ① 1次、2次、3次の卓越振動数はそれぞれ1.5Hz、2.3Hz、3.7Hz付近の値である。
- ② 振動モードは卓越する1次が片持ち構造の曲げ変形的であり、2次がせん断変形的である。3次は片持ち梁の2次モード的である。

③ 修理後の固有振動数がわずかに低下した。

④ 100~200mkine程度の自由振動における減衰定数は0.03程度である。

⑤ 三重塔の免震性について、TMDの考え方をを用いて考察した結果、地震時において多重塔は、心柱がTMDとして働いて免震性を発揮する可能性があると考えられる。

## 謝辞

貴重な文化財の振動測定をお許しいただいた真楽寺ご住職向井深道師はじめ総代の皆様にご心より御礼申し上げます。また、真楽寺三重塔および諸堂の調査修理報告書<sup>9)</sup>に本研究の一部を掲載して下さった御代田町学芸員の堤 隆氏に感謝申し上げます。

## 参考文献

- 1) 服部秀人：「善光寺地震(1847)におけるお寺の被害と地盤・本堂の振動特性」, 地盤工学会中部支部 信州地域地盤研究委員会 第1回信州ジオテクセミナー, pp5-11 (2000.1)
- 2) 服部秀人 他：「善光寺地震(1847)におけるお寺の被害——山崩れによる本堂の倒壊と地震動強度——」, 第17回歴史地震研究発表会講演要旨集, pp53-54 (2000.9)
- 3) 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, 第2号, pp91-110(1988.2)
- 4) 内田昭人：「常時微動測定による古建築の構造安定性に関する研究」平成6年度~平成8年度科学研究費補助金(基盤研究B)研究成果報告書, (1997.4)
- 5) 服部秀人 他：「伝統的木造建築物(三重塔)の振動特性——真楽寺三重塔の修理前における微動観測——」土木学会第56回年次学術講演会講演概要集, I-A074(2001.10)
- 6) 石田修三：心柱門説, 京都伝統建築技術協会誌「普請」, 第8号, pp1-10 (1982.7)
- 7) 武田寿一：構造物の免震・防振・制振, 技法堂出版, pp169-175 (1996)
- 8) 制御ハンドブック：TMDを併用した除振装置, フジ・テクノシステム, pp461 (1993)
- 9) 浅間山 真楽寺：真楽寺三重塔および諸堂の調査修理報告書, (2002.3)