

木造三重塔の構造特性に関する実験的考察

- 第2報 縮小模型を用いた自由振動実験について -

A STUDY ON THE STRUCTURAL CHARACTERISTIC OF
A TRADITIONAL WOODEN THREE STORIED PAGODA

- Free vibration test of a small scale model -

西川 英 佑*, 西澤 英 和**

Eisuke NISHIKAWA and Hidekazu NISHIZAWA

We performed free vibration tests with a 1/10 model of a traditional wooden three storied pagoda. By changing the weight of the model, we simulated the behavior of three different pagoda the height of which is 18m, 5.4m 1.8m.

When the height of pagoda is relatively large, natural frequency of vibration tend to become small, because of the decrease of stiffness.

When the height is small, by increase of amplitude, natural frequency of vibration and damping ratio become small, because of rocking of pagoda.

Keywords : three storied pagoda, structural characteristics, seismic property, traditional wooden architecture, scale model

三重塔, 構造特性, 耐震性, 伝統的木造建築, 縮小模型

1. 緒言

近年、振動実験装置の大型化によって、かつては不可能であった実物大の試験体の動的破壊実験が可能となった。木造建築の分野においても、このような大型実験の成果が期待されている。しかしながら、大型実験には多額の費用を要するため、研究手法としての一般化は当面望めない。

ところで、層塔を始めとする伝統的木造建築の構造形式は時代によって徐々に変化してきたが、ある時期に作られた建築については、建物全体の姿や各部の木割などが、建物の規模にはあまり依存せず、一定の様式と比例関係に則って作られたと見なせる場合が多い。とりわけ、層塔建築は巨視的にみると、基本的な部材寸法や構成については建立時期や地域による差が比較的小さい。

ちなみに、古代につくられた小塔には縮尺 1/10 の精密模型と見なせるものがあり、さらに、大小の様々な規模の層塔は、構造学的には、あるプロトタイプに対する縮尺率の異なる相似模型として近似的に扱うことも可能である。

そのような意味で、木造層塔の縮小模型の実験結果を相似則に基づいて検討することは、実大振動実験の難しい実物の層塔の耐震性の評価や、規模の異なる層塔の構造性能の比較解明につながる可能性があると考えられる。

今まで、木造層塔の耐震性については種々の仮説が提唱されてきたが、周期が他の木造建築に比べ長いことや減衰性が高いことが指摘されている。

明治30年代の大森房吉による6基の五重塔の振動観測¹⁾を皮切りに、現在までに数多くの木造層塔で常時微動観測や加振実験が行われてきた^{2)~12)}。これらによれば、木造層塔の振動数は0.5~2Hz、減衰定数が1~5%であり、振動数は規模の大きいものほど低い傾向がある。ただし、これらは微小変形に対する観測結果であり、大地震を受けて大変形した時の特性については未解明な点が多い。

昭和4年(1929)に開催された万国工業会議で、武藤清は高さ156cmの層塔の簡略模型の振動実験を行い、減衰性能が高いことを指摘している¹³⁾。また1960年の第2回世界地震工学会議で、棚橋諒は木造層塔の高い耐震性についてその規模が大きいことも1つの要因であると指摘し、これをスケールエフェクトと呼んだ¹⁴⁾。近年、千葉一樹らは五重塔の縮尺1/5の模型による振動実験を行い、振幅の増大により振動数が低下することを報告しているが、実大スケールの塔との相似則についてはあまり言及されていない¹⁵⁾。

筆者らは前報¹⁶⁾において三重塔の縮小模型を用い、重量を変えながら静的水平載荷実験を行った結果、重量条件により塔全体の復元力特性が大きく変化することを指摘した。また縮尺に合わせて重量

* 東京工業大学大学院理工学研究科

グローバル COE 研究員・工博

** 関西大学都市環境工学部 教授・工博

GCOE Researcher, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.

Prof., Kansai University, Ph. D.

を調節することにより、実大スケールの特性をある程度再現できる可能性があることを指摘した。

以上を踏まえ、本報では前報と同じ三重塔の模型を用いて、重量条件の異なる各状態で自由振動実験を行い、大変形時の振動特性や塔の規模が振動特性に与える影響などについて考察する。

2. 相似則に関する考察

2-1. 縮小模型の寸法と重量の相似則

想定架構モデル

まず、縮小模型の相似則について検討する。図1の①～⑤に示す架構を想定し、架構の復元力特性が線形域にあると仮定し、外力に対する変形状と重量条件の関係について考察する¹⁷⁾。

①は底部で浮き上りを生じる架構。

②は底部で滑りを生じる架構。

③は柱の曲げ変形によって水平力に抵抗する架構、柱と水平材の接合部が剛と仮定。

④は板壁と木枠で生じるめり込みによって抵抗する架構、柱は上下端をピン接合と仮定¹⁸⁾。

⑤は柱との接合部で生じる貫のめり込みによって抵抗する架構、柱は上下端をピン接合、貫は成が大きく曲げ変形しないと仮定¹⁹⁾。

寸法と重量の相似率

各架構において実物（左）と縮小模型（右）を考える。模型の実物に対する相似率は、

・寸法の相似率（size factor）を α

・重量の相似率（weight factor）を β

とし、図に記載された荷重や寸法を表す文字は大文字が実物大のもの、小文字が縮小模型のものとする。

実物の復元力

各架構の実物における変形 X の時の復元力 P の大きさを求める。ただし架構①、②に関しては浮き上りや滑りを生じ始める水平力を求めた。摩擦係数を γ 、柱の曲げヤング係数を E 、木材のめり込み剛性を K_s とすると、式1～5のようになる。

I) 架構①

$$P_r = \frac{Wg \cdot B_c}{H} \quad \dots \text{式1}$$

II) 架構②

$$P_s = Wg \cdot \gamma \quad \dots \text{式2}$$

III) 架構③

$$P_c = \frac{24 \cdot E \cdot I \cdot \delta_c}{H^3}, \quad I(\text{柱の断面2次モーメント}) = \frac{B^4}{12},$$

$$\therefore P_c = \frac{2 \cdot B^4}{H^3} \cdot E \cdot X_c \quad \dots \text{式3}$$

IV) 架構④

$$P_w = \frac{Z \cdot \varepsilon \cdot K_s}{H}, \quad Z(\text{板壁・柱のめり込み部の断面係数}) = \frac{T \cdot H^2}{6},$$

$$\varepsilon(\text{柱上下端のめり込み歪}) = \frac{X_w}{2 \cdot B},$$

$$\therefore P_c = \frac{T \cdot H}{12 \cdot B} \cdot K_s \cdot X_w \quad \dots \text{式4}$$

V) 架構⑤

$$P_n = \frac{2 \cdot M_n}{h}, \quad M_n(\text{接合部1箇所当りの抵抗モーメント}) = \varepsilon \cdot K_s \cdot Z,$$

$$\varepsilon(\text{接合部端部のめり込み歪}) = \frac{X_n \cdot b}{2 \cdot h \cdot c}, \quad Z(\text{貫穴の断面係数}) = \frac{d \cdot b^2}{6}$$

$$\therefore P_n = \frac{B^3 \cdot D}{6 \cdot C \cdot H^2} \cdot K_s \cdot X_n \quad \dots \text{式5}$$

縮小模型の復元力

縮小模型について、実物の架構と同じ変形状態、すなわち変形 $x = \alpha X$ の時の復元力 p を求めると、式6～10のようになる。

i) 架構①

$$p_r = \frac{wg \cdot b_c}{h} = \frac{(\beta \cdot W)g \cdot (\alpha \cdot B_c)}{(\alpha \cdot H)} = \beta \cdot P_r \quad \dots \text{式6}$$

ii) 架構②

$$p_s = wg \cdot \gamma = (\beta \cdot W)g \cdot \gamma = \beta \cdot P_s \quad \dots \text{式7}$$

iii) 架構③

$$p_c = \frac{2 \cdot b^4}{h^3} \cdot E \cdot x_c = \frac{2 \cdot (\alpha \cdot B)^4}{(\alpha \cdot H)^3} \cdot E \cdot (\alpha \cdot X_c) = \alpha^2 \cdot P_c \quad \dots \text{式8}$$

iv) 架構④

$$p_w = \frac{t \cdot h}{12 \cdot b} \cdot K_s \cdot x_w = \frac{(\alpha \cdot T) \cdot (\alpha \cdot H)}{12 \cdot (\alpha \cdot B)} \cdot K_s \cdot (\alpha \cdot X_w) = \alpha^2 \cdot P_w \quad \dots \text{式9}$$

v) 架構⑤

$$p_n = \frac{b^3 \cdot d}{6 \cdot c \cdot h^2} \cdot K_s \cdot x_n = \frac{(\alpha \cdot B)^3 \cdot (\alpha \cdot D)}{6 \cdot (\alpha \cdot C) \cdot (\alpha \cdot H)^2} \cdot K_s \cdot (\alpha \cdot X_n) = \alpha^2 \cdot P_n \quad \dots \text{式10}$$

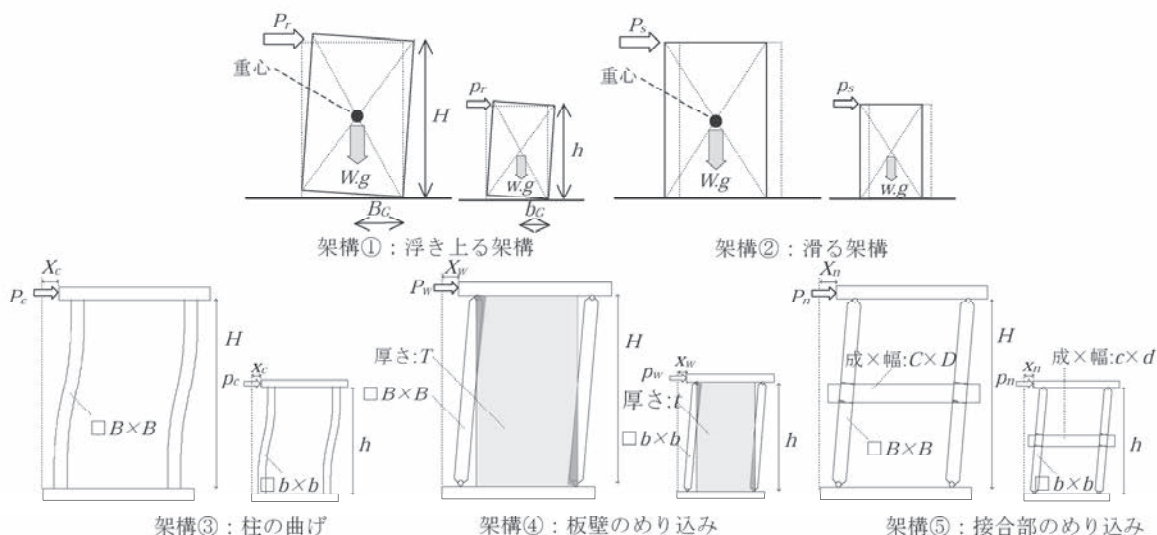


図1 架構の変形モード

size factor α と weight factor β の関係

これらの架構モデルが複合した建物について、縮小模型で実物の変形状を再現するためには、各抵抗要素の復元力の相似率が一律でなければならない。復元力の相似率は架構①、②が β 、架構③～⑤が α^2 であるから、以上より $\beta = \alpha^2$ 、すなわち weight factor を size factor の 2 乗とした時、実大建物の変形状を模型で再現できることが分る²⁰⁾。

2-2. 三重塔における重量の相似率と変形状の関係

三重塔は、塔身内部の変形とともに浮き上りや滑りを生じる可能性があるため、復元力が β に比例する架構①、②と、 α^2 に比例する架構③～⑤が上下方向に重なった構造と見なすことができる。

そこで重量条件が変形状に与える影響を検討するために、 $\beta = \alpha^2$ とした場合と $\beta = \alpha^3$ とした場合の三重塔の縮小模型の変形状について考える。

図 2 に実物と各条件における縮小模型の変形状の差を模式的に示す。 $\beta = \alpha^2$ とすると前述のように実物と同じように変形するが(図 2-b)、 $\beta = \alpha^3$ とした場合、復元力の相似率が架構①で α^3 、架構③～⑤で α^2 となり、縮小模型なので $\alpha < 1$ であるから架構①の復元力が相対的に小さくなり、実物よりも浮き上がりが大きくなること分る(図 2-c)。

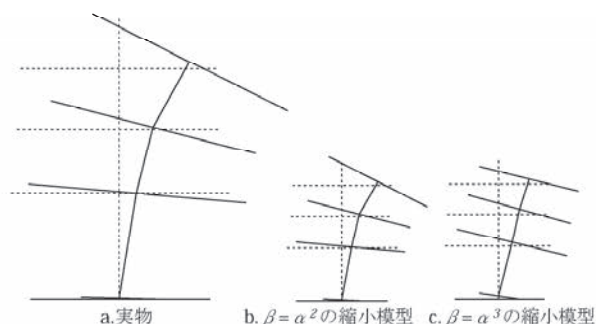


図 2 重量条件による縮小模型の変形状の違い

2-3. 縮小模型の各要素の相似率

$\beta = \alpha^2$ とした場合、剛性 K は水平力 P を変位 X で割れば求まるので、その相似率は α となる。振動数 f は $2\pi\sqrt{K/M}$ で求められるので、その相似率は $1/\sqrt{\alpha}$ となり、周期の相似率はその逆数の $\sqrt{\alpha}$ となる。模型の応答特性を実大建物のものと合わせるためには、外力の時間軸の相似率 (time factor) を模型の周期の相似率に合わせれば良いので $\sqrt{\alpha}$ となる。このとき外力の加速度の相似率を 1 とすれば変位の相似率が α となり、これは模型の寸法の相似率と一致する。以上の考察に基づき、各要素の相似率を表 1 にまとめた。

表 1 模型の各要素の相似率

	実物	模型
寸法(size factor: α)	m	α
重量(weight factor: β)	kg	α^2
回転慣性	kg·m ²	α^4
復元力	N	α^2
復元モーメント	N·m	α^3
剪断剛性	N/m	α
回転剛性	N·m/rad	α^3
固有振動数	Hz	$1/\sqrt{\alpha}$
時間軸(time factor)	sec.	$\sqrt{\alpha}$
変位	m	α
速度	m/s	$\sqrt{\alpha}$
加速度	m/s ²	1

3. 実験概要

3-1. 試験体

試験体は精巧に製作した縮尺 1/10 の三重塔の模型である(図 3)。総高さ 1.8m、塔身部分の高さ 1.1m、初層幅 0.3m である。実物の三重塔は高さ 18m、重量 32ton で、金属板葺きの屋根であるため屋根葺材の重量が全体の重量に占める割合は約 5%と小さい。模型の詳細については前報で述べた通りである。

3-2. 重量条件

本報では前報と同様に表 2 に示す 3 種類の重量条件で実験を行った。それぞれの状態を[鍾なし]、[鍾一部あり]、[鍾あり]と称する。各条件下の模型の総重量は 30kg、83kg、319kg である。また相輪の重量を再現するために相輪の模型(写真 1)を、その重量が実物の 1/100(鉄製 3.15kg)のもの、1/1000 のもの(アルミ製 0.35kg)の 2 種類作成し、[鍾あり]には前者、[鍾なし]、[鍾一部あり]には後者を付けた。相輪模型は実物と状況と近くなるように 12 個の部品を組み合わせたものとなっており、部品同士は噛み合せている(図 4)。

実物の重量の分布に合わせるには、重量の殆どを占める木部の重さに合わせ、鍾を木部位置に積載することが望ましいが、寸法上の制約から各層の屋根上にボルトで鍾を固定した²¹⁾。写真 2 は[鍾あり]の状態である。

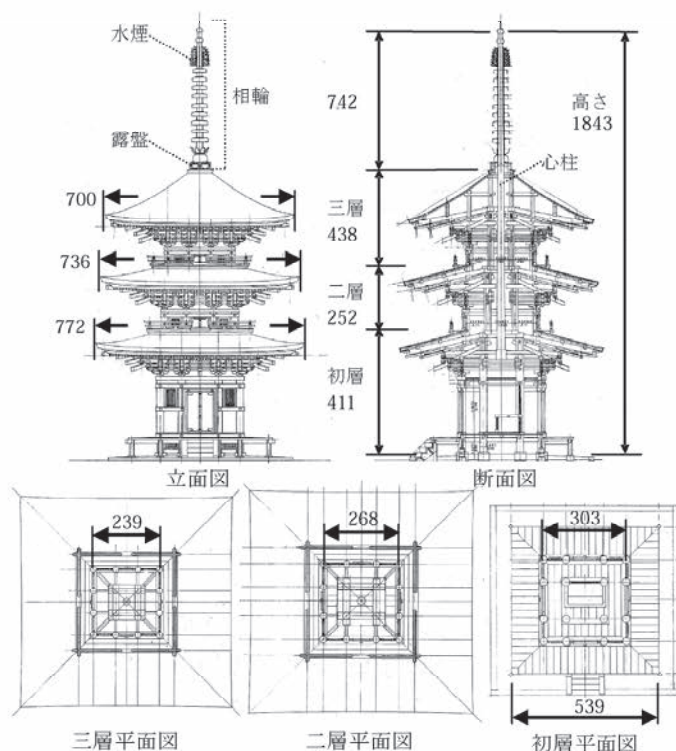


図 3 模型の概要 (単位: mm)

表 2 模型の重量表

	鍾なし kg	鍾一部あり kg	鍾あり kg
三層	8.67	29.07	92.07
二層	9.30	24.90	98.50
初層	12.01	28.81	125.41
相輪	0.35	0.35	3.15
合計	30.33	83.13	319.13
実物/模型	1	2.7	10

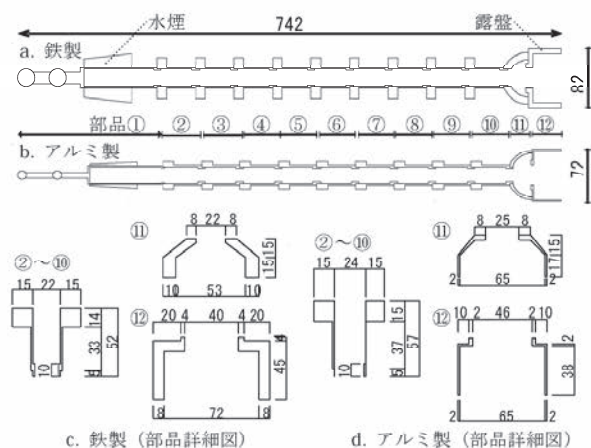


図4 相輪模型の形状寸法 (単位:mm)

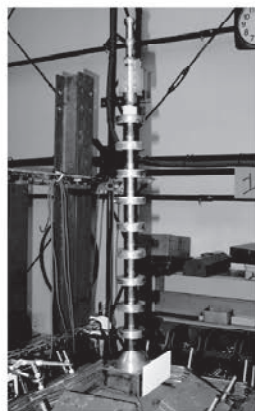


写真1 鉄製の相輪模型

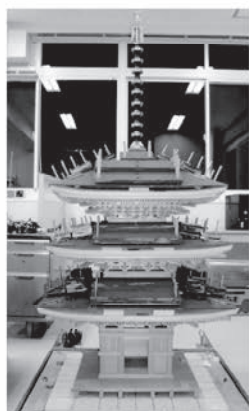


写真2 [鍾あり]の模型

3-3. 想定建物の規模

前章で示したように、weight factor を size factor の 2 乗とする。
高さ 18m の三重塔を想定した場合（以下、三重塔（18m））、模型の
size factor は 1/10 となり、weight factor は 1/10² となる。実物の
重量が 32ton であるから模型重量は 320kg となり、[錘あり]がこれ
に相当する。

ここで高さ 5m の三重塔（以下、三重塔（5m））を想定すると、その高さは三重塔（18m）の 1/3.6 倍であり、木材体積はおおよそ 1/3.6³ 倍となると推定される。重量は木材体積に比例するから、建物の総重量は 640kg になる。三重塔（5m）にとって高さ 1.8m のモデルの size factor は 1/2.7 で、weight factor は 1/2.7² となる。すなわちモデル重量は 88kg となり、[錘一部あり]がこれに相当する。同様に、[錘なし]はモデルと等倍の高さ 1.8m の三重塔（以下、三重塔（1.8m））を再現したことに相当する。

一方、表 1 より time factor は size factor の平方根となるから、[鍾あり]で $1/\sqrt{10}$ 、[鍾一部あり]で $1/\sqrt{2.7}$ 、[鍾なし]で 1 となる。

以上より、同じ大きさの模型実験において、重量を変えることは想定する建物の規模を変えることを意味する。従って、重量の異なる実験結果において、相似則を考慮すれば、三重塔の規模の違いが復元力特性や振動特性に与える影響を考察することができる。

3-4. 载荷方法

実験システムを図 5 および写真 3-a に示す。実験は以下の手順で行った。まず塔身の頂部を引っ掛けたワイヤー (A) を介して電動アクチュエーター (B) により水平方向に牽引し、塔に強制変位を

与えた。このワイヤーを中間 (C) で切ることで張力を解放し、解放後の自由振動を測定する。

3-5. 測定方法

測定にはレーザ変位計（水平：4台，上下：2台）と加速度計（水平：4台，上下：6台）を使用し、測定したデータはAD変換器を介してPCで収録した。測定はサンプリング周波数2kHzで8秒間行なった。使用した測定機材を表3に示す。

レーザー変位計は図 5、写真 3-b に示すように設置し、各層の軒先の水平変位を $dh-1 \sim dh-3$ 、相輪頂部の水煙の水平変位を $dh-4$ 、三層の軒先の上下変位を $dv-3e, dv-3w$ で測定した。変位計は模型の周囲に設けた測定フレームに設置したため、測定変位は絶対値である。またレーザーの照射点が垂直、水平とするため写真 3-c のようにジグを測定点に設け、実験中の模型の移動によって照射点がジグより外れないようにした。

加速度計は図 6、写真 3 c のように設置し、三層の各辺矢印方向の加速度を ah-3n, ah-3s, ah-3e, ah-3w で、各層の軒先の上下加速度を av-3e, av-3w, av-2e, av-2w, av-1e, av-1w で測定した。加速度計の外形寸法は 10×10×5mm で、重量は 2 グラムである。これを屋根の野地板に両面テープで固定した。

3-6. 実験スケジュール

強制変位の大きさは三層の軒先の水平変位がその高さの1/240 (水平変位:3.8mm), 1/120(7.5mm), 1/90(10mm), 1/60(15mm), 1/40(22.5mm), 1/30(30mm), 1/22.5(40mm)となるように与えて実験を行った。

表3 使用した測定機材

	製作会社	型番	仕様
レーザー変位計	キーエンス	LB-300	サンプリング36Hz ±100mm
加速度計	曙ブレーキ		DC～50Hz ±2G
AD変換機	キーエンス	NR-110	

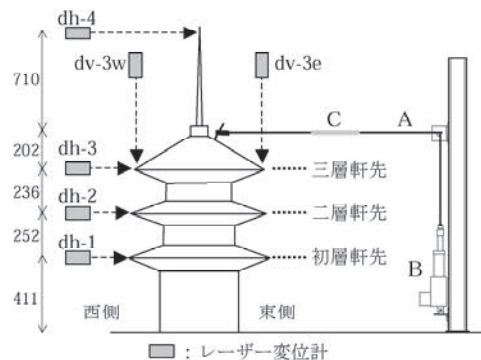


図5 実験システムと変位計設置位置

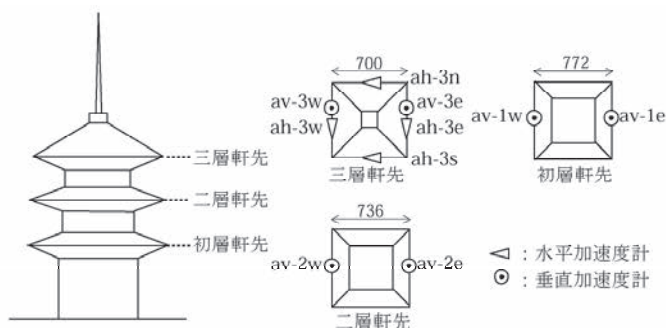


図6 加速度計設置位置

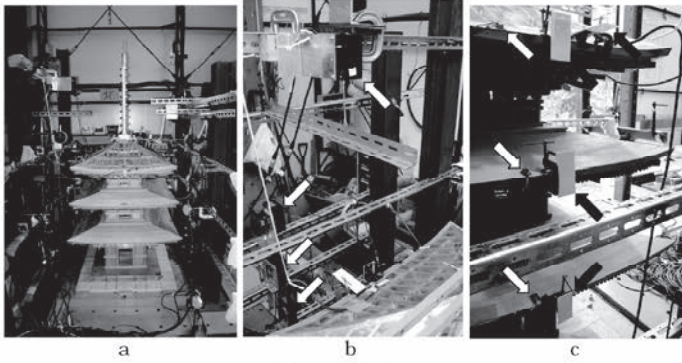


写真3 実験の様子

a.実験システム全体 b.変形計（白矢印）の設置状況
c.変形計用ジグ（黒矢印）と加速度計（白矢印）の設置状況

4. 実験結果

4-1. 時刻歴応答

各条件の 1/120, 1/60, 1/30 からの自由振動の時刻歴波形を図 7,9,11 に示す。各図は、張力解放の直前から 3 秒間における塔身各層の軒先と相輪頂部の水煙の水平変位を示している。なお、水煙の変位は塔身各層の変位に比べ著しく大きいので、各図では Y 軸の目盛について、水煙は図の右側、塔身各層は左側に表記し、水煙の波形を図の下側に、塔身各層の波形を上側に示した。

また、塔身の振動を代表して三層軒先の変位波形 (dh-3)、心柱を代表して水煙の変位波形 (dh-4)、それぞれの 1~3 波目を対象に各周期毎の波形のピークから時刻と振幅比を読み取り、振動数と減衰定数を求めた。この結果に基づき、図 7,9,11 には矢印の区間ごとに振動数を、点線とともに減衰定数を記した。

次に自由振動時の振動周波数の時刻歴変化を視覚化するために、1/30 の変位からの自由振動における三層軒先の水平加速度 (ah-3s) の非定常パワースペクトルを図 8,10,12 に示す。各図の下段は加速度波形、中段は非定常パワースペクトルの等高線表記、上段は非定常パワースペクトル上の a-a', b-b' におけるスペクトル分布である。中段の図で等高線の高い部分に振動数成分が集中することを意味する。非定常パワースペクトルは亀田の提案によるもの²²⁾を用いた。

【鍾あり】の場合

図 7-a~7-c の塔身各層と水煙の波形を見ると、三層と水煙の波形の振動数や位相には差異が見られる。大きい強制変位からの自由振動では比較的その差異が小さいのに対し、強制変位が小さくなるにつれ三層の波形の位相に対し水煙のそれが遅れ、その差異が大きくなっていく傾向がある²³⁾。

三層の波形の 1 波目の見かけ上の減衰定数は 10~20% と高い。しかし、図 7-a や図 7-b では、三層の波形の振幅は 3 波目で少し増幅し、一方で水煙の波形の振幅は逆に大きく減衰している。水煙と三層の位相を考えると衝突により相輪の振動エネルギーが塔身に移ったと考えられる²⁴⁾。

次に図 8 の非定常パワースペクトルを見ると、振動開始直後ではスペクトルのピークが 2.1Hz であるのに対し、1.2 秒後では 2.5Hz となっており、三層の振動数が上昇していく様子が分る。

【鍾一部あり】の場合

図 9 a~9 c の塔身各層と水煙の波形を見ると、【鍾あり】と同様に

強制変位が小さくなるにつれ三層に対し水煙の波形の位相が遅れていく。三層の波形の 1 波目の見かけ上の減衰定数は約 10% である。また水煙の波形形状が【鍾あり】のそれと比較するとサインカーブではなく三角形に近く、両振幅がおおよそ 20mm 以下となると急激に減衰する。これは水煙の振動に影響を与える塔身と心柱の接合部が、一定振幅までは復元力が小さく、それ以上の振幅となると復元力が急激に増大するような機構であることを示唆している。

図 10 の自由振動の非定常パワースペクトルでは、まず振動開始直後ではスペクトルのピークが 1.8Hz であるのに対し、1.3 秒後では 3.2Hz となっている。三層の振動数が上昇しており、その上昇率は【鍾あり】よりも大きい。

【鍾なし】の場合

図 11-a~11-c の塔身各層と水煙の波形を見ると、強制変位が小さくなるにつれ三層に対し水煙の波形の位相が遅れていくことや、水煙の波形形状が三角形であることなど、【鍾一部あり】と同様の傾向が見られる。

図 12 の非定常パワースペクトルでは、振動開始直後ではスペクトルのピークが 2.01Hz であるのに対し、1.2 秒後では 3.51Hz となっている。三層の振動数が上昇しており、その上昇率は振動開始直後やや緩やかで、約 0.4 秒後から上昇率が大きくなっている。

4-2. 相輪と塔身の変形性状

自由振動時の塔の変形形状を把握するため、図 13~15 に振動開始後の半周期における塔身と相輪の変形形状を表す。三層の回転角 $d\theta-3$ と塔身頂部の水平変位 $dh-3'$ を式 11, 12 で求め、塔身頂部と各層の水平変位、三層の回転角、水煙の水平変位から模式図を作成した。なお、相輪の変形形状は曲げ変形していると仮定し図化した。

$$d\theta-3 = \frac{(dv-3e - dv-3w)}{h_3} \quad \dots \text{式11}$$

$$dh-3' = dh-3 + d\theta-3 \cdot h_3 \quad \dots \text{式12}$$

$dv-3e, dv-3w$: 三層軒先の対辺の上下方向の変位

$dh-3$: 三層軒先の水平方向の変位

h_3 : 三層軒先から塔身頂部までの高さ 202mm

h_3 : 三層軒の幅 700mm

各図に於いて、A は振動開始直前の載荷状態、B は三層の変位が 0 となる時点、C は半周期後に三層がピークを取る時点、D は同様に水煙がピークを取る時点の変形形状を表して、図 7-c, 9-c, 11-c にそれぞれの時点を記している。ただし【鍾一部あり】、【鍾なし】は C, D がほぼ同時であったため、C の時のみを図化している。

【鍾あり】の場合

図 13 の変形形状を見ると、A よりも C, D の方が相輪部分の変形が大きく、D において水煙は塔身頂部の 5.3 倍揺れている。これは相輪の重量が大きい場合には、水煙付近のホイッピング（むち振り）現象が著しいことを示している。

【鍾一部あり】、【鍾なし】の場合

図 14, 15 の変形形状を見ると、【鍾一部あり】と【鍾なし】の変形形状は類似している。C における相輪部分の変形は A におけるそれと同じ程度であり、C において水煙は塔身頂部の約 2.4 倍揺れている。以上より、相輪部分のホイッピング現象は【鍾あり】ほど大きくないことが分る。

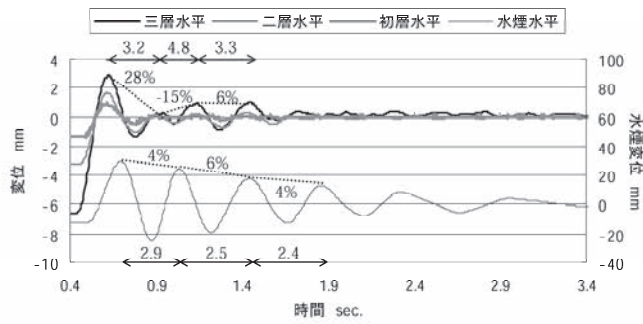


図 7-a 塔身と水煙の変位波形 [錘あり] 1/120

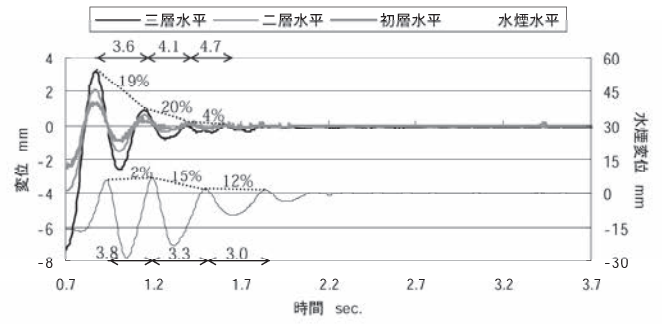


図 9-a 塔身と水煙の変位波形 [錘一部あり] 1/120

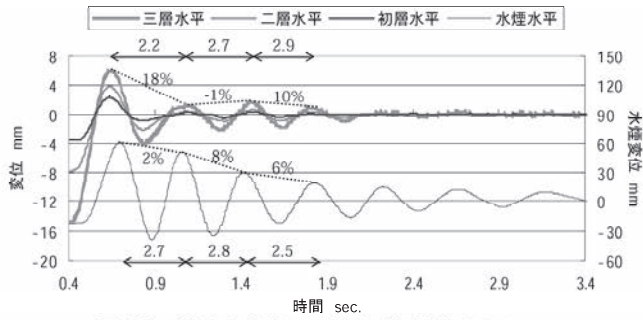


図 7-b 塔身と水煙の変位波形 [錘あり] 1/60

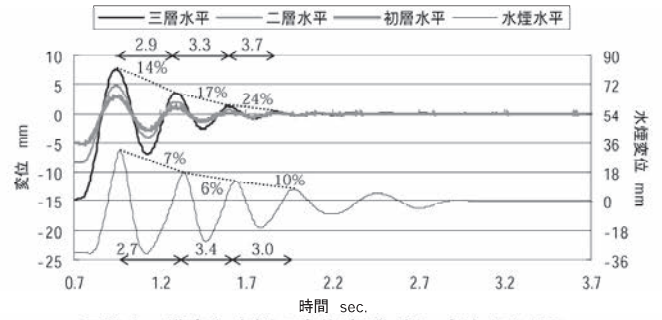


図 9-b 塔身と水煙の変位波形 [錘一部あり] 1/60

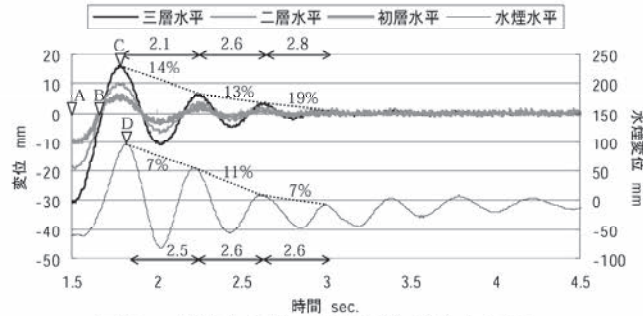


図 7-c 塔身と水煙の変位波形 [錘あり] 1/30

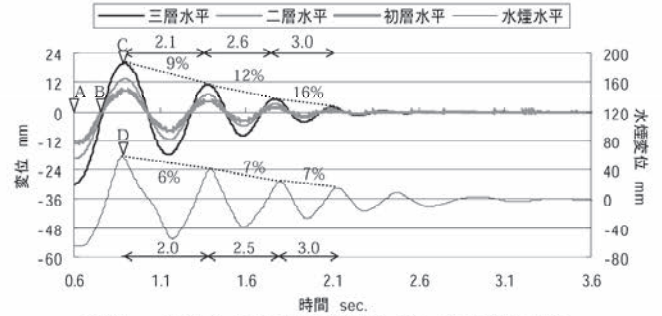


図 9-c 塔身と水煙の変位波形 [錘一部あり] 1/30

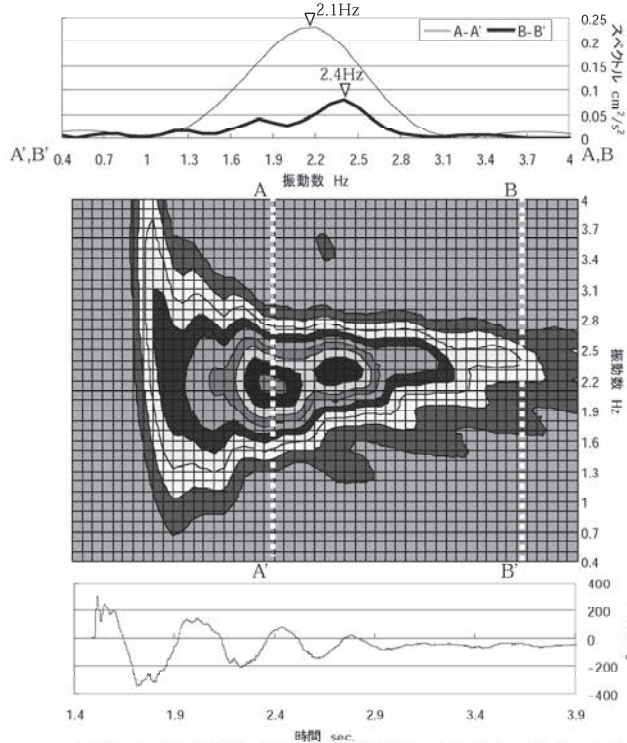


図 8 三層の加速度波形と非常スペクトル [錘あり] 1/30

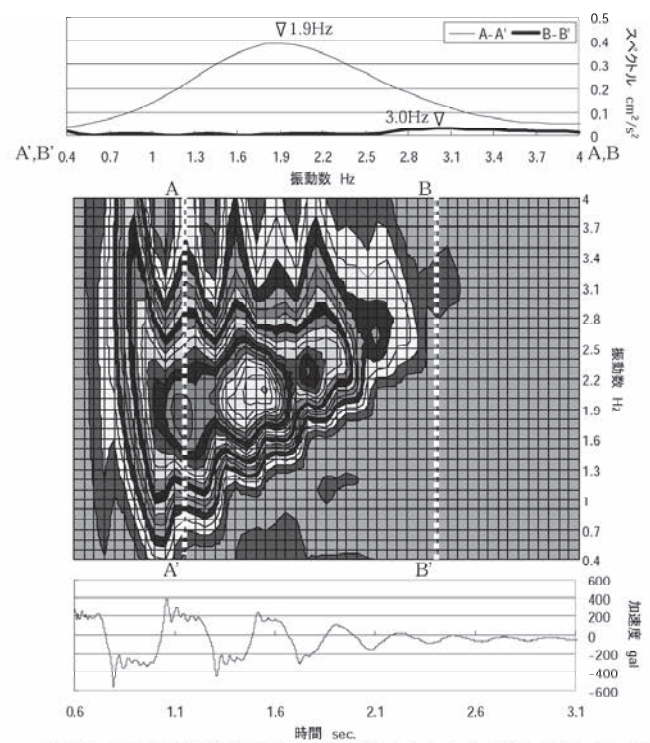


図 10 三層の加速度波形と非常スペクトル [錘一部あり] 1/30

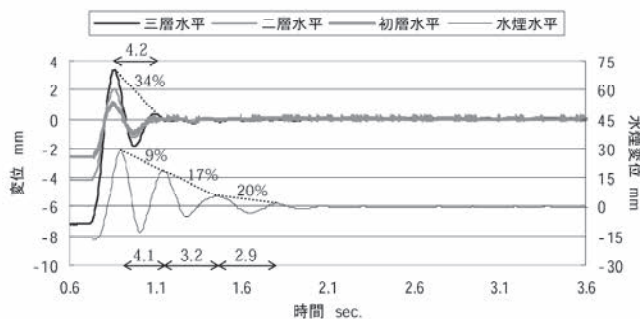


図 11-a 塔身と水煙の変位波形 [鍾なし] 1/120

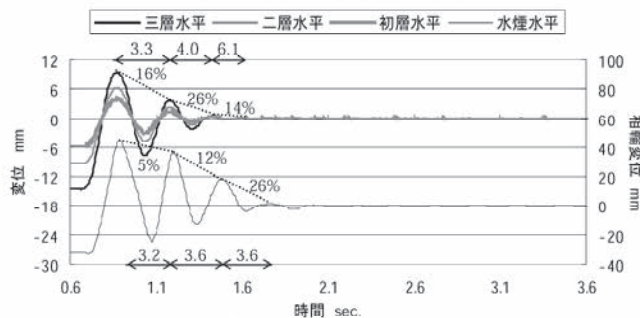


図 11-b 塔身と水煙の変位波形 [鍾なし] 1/60

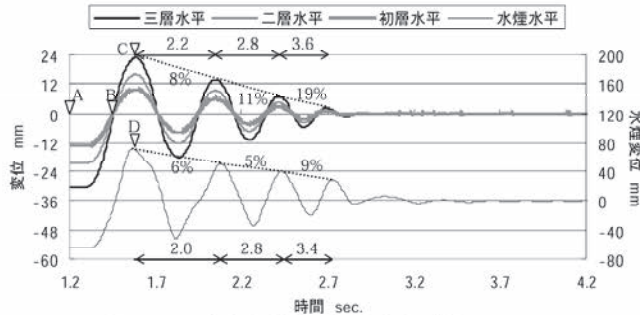


図 11-c 塔身と水煙の変位波形 [鍾なし] 1/30

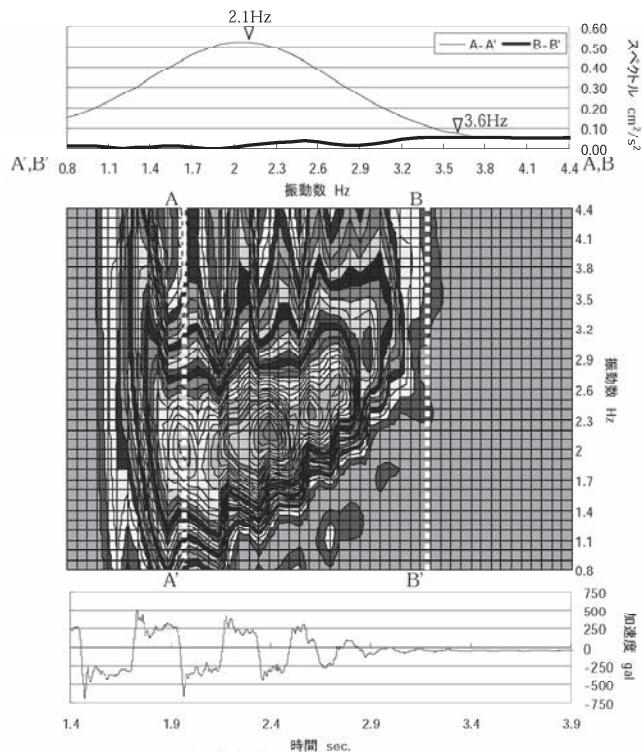


図 12 三層の加速度波形と非常定スペクトル [鍾なし] 1/30

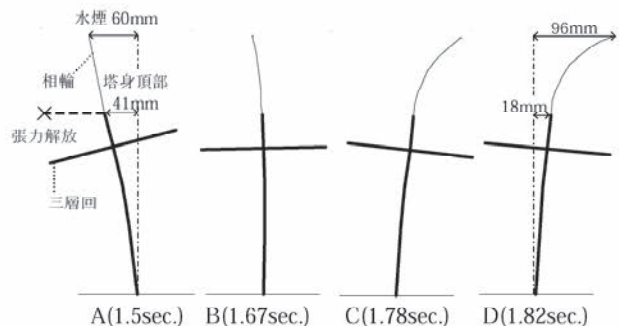


図 13 1波目の変形性状の時刻歴変化 [鍾あり]

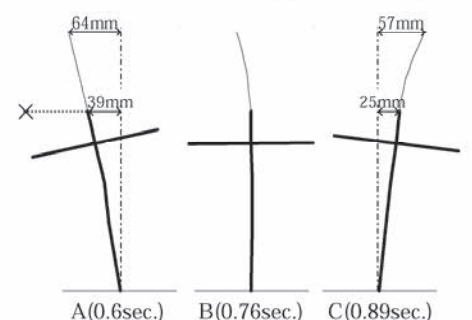


図 14 1波目の変形性状の時刻歴変化 [鍾一部あり]

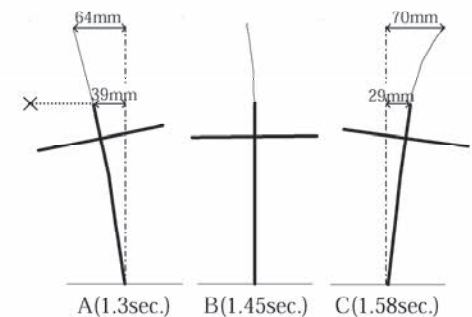


図 15 1波目の変形性状の時刻歴変化 [鍾なし]

4-3. 振動数と振幅の関係

全実験について 4-1 と同様に三層の 1～3 波目の振動数を求めた²⁵⁾。各条件における振動数と振幅の関係を図 16～18 にまとめた。

三層の振動数は、振幅 20mm（“大振幅”と呼ぶ）では各条件ほぼ 2Hz であるが、振幅が小さくなるにつれ徐々に上昇し、振幅 3mm（“中振幅”と呼ぶ）で[鍾あり]2.5Hz、[鍾一部あり]4Hz、[鍾なし]4.7Hz となり、さらに振幅が小さくなると上昇率が大きくなり、振幅 0.5mm（“小振幅”と呼ぶ）で[鍾あり]3.8Hz、[鍾一部あり]5Hz、[鍾なし]7Hz となる。振幅が小さくなるにつれ振動数が上昇する傾向は各条件に共通して認められ、大振幅の振動数は小振幅のそれに比べ[鍾あり]で 1.9 倍、[鍾一部あり]で 2.5 倍、[鍾なし]で 3.5 倍となる。振幅と振動数の関係について、小振幅、中振幅、大振幅における振動数を結んだ近似直線を図 16～18 に示した。[鍾あり]の場合、小振幅から中振幅の直線と中振幅から大振幅の直線で傾きが著しく異なることが分る。

振幅増大に伴う振動数の低下には、前報の载荷実験の結果も合わせて考えると、[鍾あり]では塔身内部の剛性低下、[鍾一部あり]と[鍾なし]では建物下部からの浮き上がり、が主に関係していると考えられる。また、振幅が小さい範囲では心柱との衝突も塔身の振動数の変化に影響を与えていると考えられる。

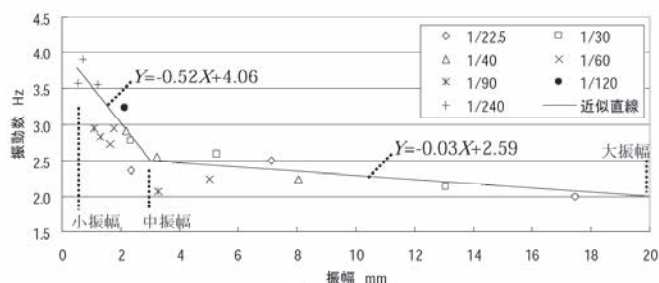


図 16 三層の振動数と振幅の関係 [鍾あり]

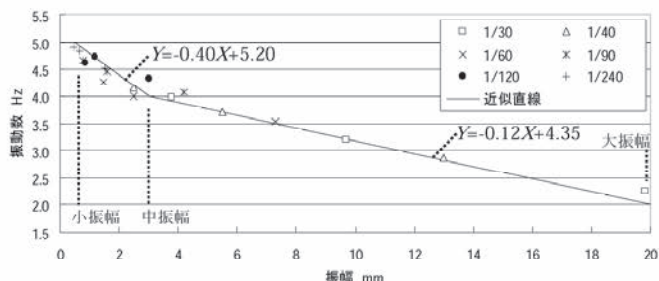


図 17 三層の振動数と振幅の関係 [鍾一部あり]

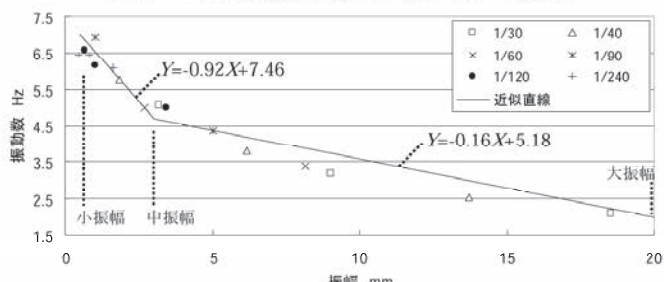


図 18 三層の振動数と振幅の関係 [鍾なし]

5. 実物の層塔との比較考察

5-1 既往の観測データとの比較

実物の層塔の振動に関する既往の観測結果をもとに、塔の高さと 1 次固有周期の関係を図 19 に示した²⁶⁾。対象とした層塔は瓦葺きのもの 23 基、屋根材が瓦以外のもの 12 基、の計 35 基である。屋根材の重量が周期に影響を与えているかを検討するため、屋根の重い本瓦葺き（三角印）とそれ以外のもの（菱形印）で区別したが、両者に大きな差異は見られなかった。

1 次固有周期と塔の高さの関係について、大場新太郎は 12 基の層塔の観測結果をもとに式 13 を提案している²⁷⁾。

$$T = 0.035H \quad \dots \text{式13}$$

T : 1 次固有周期(sec.)

H : 層塔の高さ(m)

本報では 1 次固有周期と塔の高さの関係式を、図 19 の 35 基の観測結果を対象に最小二乗法で求めた結果、式 14 が得られた。この式は式 13 よりも近似勾配がやや大きい。

$$T = 0.040H \quad \dots \text{式14}$$

相関係数 0.84, 信頼限界 90%: 0.040 ± 0.010

模型実験より得られた三層の振動数を塔身の振動数として、2・3 で求めた相似率を用いて、実大スケールの塔身の振動数に換算すると、高さ 18m, 5.4m, 1.8m の三重塔の振動数はそれぞれ、大振幅で 0.6Hz, 1.2Hz, 2Hz、小振幅で 1.2Hz, 3Hz, 7Hz となる。

図 19 の黒丸に上記の換算周期を示す。これらの傾向は、実物の観測結果に近いことが分かる。

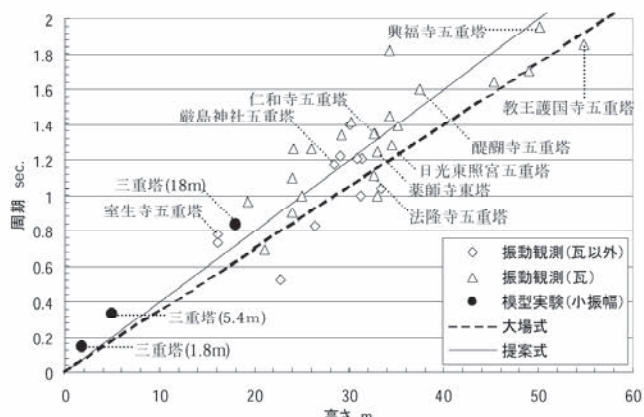


図 19 高さとの周期の関係
既往の振動観測結果と模型実験の比較

5-2 過去の地震被害との比較

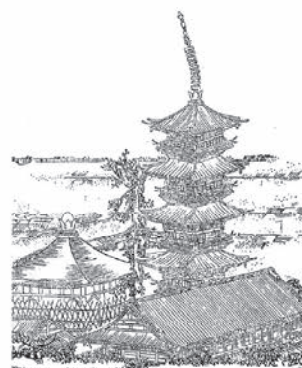
層塔の地震被害の記録の中には相輪部分の被害が多いことが注目される²⁸⁾。

例えば、大森房吉は安政江戸地震（1854）に於いて被害状況の絵図（図 20）に見られるように、浅草寺五重塔や谷中の五重塔の相輪が傾斜および落下したことを指摘している²⁹⁾。

薬師寺東塔では、安政奈良地震（1854）により三層が傾斜し、相輪部分には多数の被害を生じた³⁰⁾。この地震では法起寺三重塔の相輪も折損し落下している³¹⁾。

また、醍醐寺五重塔では天正 13 年（1586）の地震で最上層の軒が落下するとともに相輪が弓のように曲がったとの記録がある³²⁾。

このように相輪の被害記録が多く存在する事実は、4-2 で指摘したように相輪の重量が大きい場合ほど水煙部分のホイッピング現象が著しいという実験結果と傾向的に一致する。



浅草寺五重塔の安政元年の地震被害

図 20 相輪折損の記録

6. 結論

本研究では、模型実験を行うに当たって重要な相似則について検討するとともに、縮小模型を用いて 3 種類の重量条件下で自由振動実験を行い応答性状について考察し、以下の結果を得た。

- ①同じ模型を用いた実験でも、重量を変えることで規模の異なるモデルの挙動を評価することが可能であり、規模の違いが建物の特性に与える影響を考察することができる。
- ②塔の振動数は規模にかかわらず振幅の増大に伴い低下するが、その要因は規模が大きい場合には塔身内部の剛性低下、規模が小さい場合には建物下部の浮き上りによると考えられる。

- ③模型の塔の見かけ上の減衰定数は概ね 10%以上であった。
- ④振幅が小さい範囲では心柱が塔身と衝突することによって、心柱から塔身に運動エネルギーが移動することがある。
- ⑤相輪部分は重量が大きい場合、著しいホイッピング現象を生じ、これが相輪部分の地震被害の要因となっていると考えられる。
- ⑥模型実験の結果から相似則に基づき実大の三重塔の振動数を求めた結果、既往の振動観測の結果と良好な対応関係が認められた。

本報では、縮小模型を用いて塔の基本的な振動特性を把握するための自由振動実験を行ったが、今後は基礎部を加振する実験も行い、より地震時の挙動に近い状態を再現するとともに、実物の三重塔でも振動観測を行うことで、模型による再現性を検証していきたい。

謝辞

本研究の一部は平成 21 年度関西大学大学院理工学研究科高度化推進研究費によって行いました。

また、本研究を進めるに当たって、実験およびデータ解析等については乾崇彦氏（(株) 建研）および守屋友貴氏（関西大学大学院生）に協力を得ました。ここに感謝の意を表します。

注

- 大森房吉：五重塔の振動に就きて、『建築雑誌』, Vol.35, No.417 号, pp.219-226, 1921.1
- 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, pp.91-110, 1988 年 12 月
- 金多深、西澤英和：歴史的建造物の振動観測(木造層塔と煉瓦造建築の常時微動観測)、『都市耐震センター研究報告』, 第 8 号, pp.83-101, 1994. Apr.
- 内田昭人、河合直人、前川秀幸：伝統的木造建築の振動特性 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
- 登板弾行、松留慎一郎、他：伝統的木造建築の振動特性 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（東海）』, pp.467-468, 2003 年 9 月
- 登板弾行、松留慎一郎、他：伝統的木造建築の振動特性 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（北海道）』, pp.245-246, 2004 年 8 月
- 内田昭人、前川秀幸、他：伝統的木造建築の振動特性 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（近畿）』, pp.491-492, 2005 年 9 月
- 前川秀幸、河合直人、他：伝統的木造建築の振動特性 その 14. 中山法華経寺五重塔の振動実験、『日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）』, pp.467-468, 2006 年 9 月
- 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』, 第 559 号, pp.47-54, 2002 年 9 月
- 藤田香織、腰原幹雄、坂本功：伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究 その 2 池上本門寺五重塔の微動測定、『日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）』, pp.251-252, 2002 年 8 月
- 藤田香織、花里利一、坂本功：伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究 その 3 津観音五重塔の地震観測、『日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）』, pp.465-466, 2003 年 9 月
- 西川英佑、西澤英和：国宝薬師寺東塔及び復元薬師寺西塔の振動性状の差異について その 1 現地観測の概要と観測結果、『日本建築学会構造系論文集』, Vol.601, pp.121-128, 2006 年 6 月
- Kiyoshi Muto : Gojunoto and Earthquake, 『WORLD ENGINEERING CONGRESS TOKYO 1929 PROCEEDINGS VOL. V III Architecture and Structural Engineering Part 2』, pp.269-293, 1931
- Kyo Tanahashi : Earthquake Resistance of Traditional Japanese Wooden Structures, Special Lecture of 2 W.C.E.E. Proc. of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering July 1960, 『棚橋諒博士記念論

文集』, pp.175-184, 1980

- 千葉一樹、藤田香織、他：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』, Vol.614, pp.69-75, 2007 年 4 月
- 西川英佑、西澤英和：伝統的木造三重塔の構造特性に関する実験的考察～第一報 縮小模型を用いた静的載荷実験について～, 『日本建築学会計画系論文集』, Vol.652 号, pp.1631-1638, 2010 年 6 月
- 模型における実験条件の検討方法に次元解析を用いる手法が 江守一郎、斉藤孝三、関本孝三：『第三版 模型実験の理論と応用』, 技報堂出版, 2000 年で提案されている。本章では模型の重量条件について具体的な数値を用いて考察した。
- 土壁の剪断変形に関しても図 21 のようなモデルを想定し、土壁の剪断剛性 G とすると、実物と縮小模型で復元力を求め比較した場合、架構③～⑤と同様に、復元力の比率が α^2 に比例することが分る。

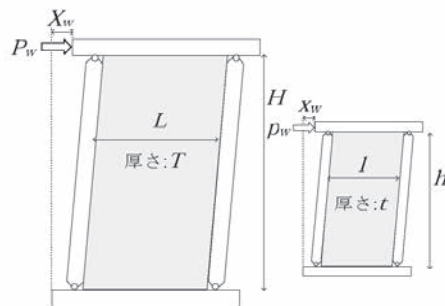


図 21 架構④：土壁の剪断

実物

$$P_w = \frac{L \cdot T}{H} \cdot G \cdot X_w$$

縮小模型

$$P_w = \frac{l \cdot t}{h} \cdot G \cdot x_w = \frac{(\alpha \cdot L) \cdot (\alpha \cdot T)}{(\alpha \cdot H)} \cdot G \cdot (\alpha \cdot X_w) = \alpha^2 \cdot P_w$$

- 架構④・架構⑤における木材のめり込みに関して、稲山正弘氏が提案する応力-歪の関係式（稲山正弘：めり込み抵抗接合の設計（貫構造）『建築雑誌』, No.547, pp.106-111, 1995 年 11 月号）があるが、本報では第 1 次近似として応力歪関係が弾性係数によって決まると仮定した。
- 前報（16）と同じくでは、同様に 3 種類の重量条件で静的載荷実験を行い、頂部を載荷した場合の変形形状を比較した。この実験によれば、規模が大きい塔（高さ 18m）の場合、外力に対し建物下部からの浮き上りは殆ど生じず塔身が大きく変形するのに対し、規模が小さい塔（高さ 5.4m、高さ 1.8m）の場合、建物下部の浮き上りが大きく塔身の変形が小さいことが分る。
- 第 2 章第 1 節で得た各架構の復元力の式を用いて、規模の異なる三重塔における各架構の復元力を考えると、規模が α 倍となると、size factor は α 、weight factor は α^2 となり、架構③～⑤の塔身内部の変形に関わる復元力は α^2 倍、架構②の浮き上りに関わる復元力は α^3 倍となり、 $\alpha > 1$ の場合、すなわち規模が大きくなると、前者よりも後者の増加率の増加率が大きく、よって浮き上りを生じにくくなる。これは前述の実験結果の傾向と一致し、本報で示した相似則に関する考察と整合的である。
- 屋根上に鍾を積載した場合、その鍾は実大建物の木材重量を再現していることとなるが、木材の多くが小屋組に存在することから平面方向において実大建物より模型の方が外側に重量が存在することとなり、このため模型の回転慣性は実大建物のそれを正確に再現できていない。清水寺の三重塔の重量計算の結果から求めた回転慣性を参考に、本模型が実物を忠実に再現するための回転慣性の理論値を求め、鍾ありの状態と比較した（表 4）。次報以降で報告する予定の解析モデルによれば、上記の回転慣性の差異は、高次モードに相当する振動の振動数には多少影響を与えるが、本報で考察対象とした 1 次モードに相当する振動の振動数には殆ど影響を与えないことが分っている。

表 4 鍾ありの回転慣性と理論値の比較

	実験時	理論値
三層	1.688	2.393
二層	1.966	3.474
初層	2.759	4.995
合計	6.413	10.862

22) 亀田弘行: 強震地震動の非定常パワースペクトル算出法に関する一考察, 『土木学会論文報告集』, No.235, PP.55-62, 1975.3

亀田の非定常パワースペクトルは線形 1 自由系の応答が狭帯域のバンドパスフィルターの特性を有することに着目し提案されたものである。線形 1 自由系の振動方程式を計算し、運動エネルギーとポテンシャルエネルギーの和を求め、X 軸に振動数、Y 軸に時刻、Z 軸にエネルギーの和をとり図化したものである。解析には線形加速度法を用い、粘性減衰定数を 20% として計算した。

23) 振動モードに分解して自由振動を捉えるのは、A) 塔身全体は両者が複合したものであること、B) 振幅の大きさによって両者の振動数を変化すること、によって困難であるが、ここでは塔身と心柱の振動について単純化し考察する。

まず、塔身・心柱の振動をそれぞれで分けて考えると、塔身は塔身のみの 1 次モード、心柱は心柱のみ（脚部・塔身頂部高さをピン接合）の 1 次モードを有しており、両者が組み合わさる塔全体の 1 次モード、2 次モードとなっていて、塔身のみの 1 次モードの振動数は、浮き上りや内部の剛性低下によって、振幅が増大するにつれ低下すると考えられる。

塔身のみの・心柱のみの 1 次モードの振動数は近接しているが、[鍾あり]の場合、

- イ) 振幅が大きいと、塔身のみの方が若干低い振動数、
- ロ) 振幅が小さいと、塔身のみの方が若干高い振動数となっている。

心柱の振動エネルギーは大部分が塔身を介して伝わっているのので、塔全体の振動においては基本的には塔身の 1 次モードに相当する振動が支配的であり、

- イ) の場合、塔全体の 1 次モード、すなわち塔身と心柱上部の相輪が同位相で揺れる振動モードに相当する振動
 - ロ) の場合、塔全体の 2 次モード、すなわち塔身と相輪が逆位相で揺れる振動モードに相当する振動
- が大きくなると考えられる。

以上のような要因により、実験結果に見られるよう、振幅が大きい場合には塔身・相輪が比較的同位相で、振幅が小さい場合には相輪の位相が遅れるような形で、自由振動していると考えられる。

24) 波形の形状が 2 波目以降で不自然な形状をしているのは、心柱との衝突による影響と考えられる。すなわち二波目で負方向に向う塔身と正方向に向う心柱が衝突することにより、塔身が正方向に向きを変えたと考えられる。重量比は塔身と心柱を比べた場合、塔身の方が著しく大きい（約 100 倍）が、振幅が小さい範囲では①塔身の揺れが三層のみ大きいため衝突対象として三層の重量のみ（全体の約 1/3）を考えれば良いこと、②塔身に対する相輪部分の振幅比が大きいこと（衝突時には約 100 倍）、などが塔身が心柱との衝突で影響を受ける要因となっていると考えられる。

25) 波形のピークが読み取れない場合は考察対象から除外した。

26) 1)～12)の測定結果をもとに図を作成した。同一の塔について複数の観測データが公表されている場合には、時代とともに測定精度が向上していると判断し、最も新しいデータを採用した。

27) 9)と同じ

28) 大山瑞穂、藤田香織：伝統的木造五重塔の振動特性 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（北陸）』, pp.249-250, 2002 年 8 月

29) 1)と同じ

30) 西川英佑、山内淳子、藤岡洋保、西澤英和：国宝薬師寺東塔の地震被害の履歴について、『日本建築学会計画系論文集』, Vol.647, pp.271-278, 2010

31) 『奈良六大寺大観 第一巻 法起寺・法輪寺・中宮寺』（岩波書店、1997 年）解説 p.15

32) 京都府教育庁文化財保護課：『国宝建造物醍醐寺五重塔修理工事報告書』, p.2, 1960

(2010年5月4日原稿受理、2010年10月25日採用決定)