

# 起振器を用いた振動実験と振動解析による鐘樓の耐震特性に関する研究 — 定点理論を用いた釣鐘による応答制御 —

## Research on the Seismic Performance of Belfry Using Vibration Tests and Analysis with a Vibration Exciter — Response Control Using a Bell with Fixed-Point Theory —

24FMA15 岡崎菜央  
研究指導教員 教授 朝川剛

**Keywords:** traditional wooden architecture; belfries; seismic performance; natural frequency; response control; fixed-point theory  
伝統木造建築物, 鐘樓, 耐震性能, 固有振動数, 応答制御, 定点理論

### 1. はじめに

日本に古くからある伝統木造建築物の中には鐘樓がある。鐘樓は、地震による転倒、倒壊、移動などの被害が報告されている<sup>1)</sup>。これらの伝統木造建築物は人が日常的に出入りするため、建物の耐震補強の重要性が増している。一方、既往研究は縮小模型に対し、振動台を用いた振動実験を行い、釣鐘が架構に及ぼす影響についてまとめられている<sup>2)</sup>。また、耐震改修の事例として、一層の鐘樓に対し制振改修を行い、改修前と改修後の比較を行った論文がある<sup>3)</sup>。しかし、いずれの研究も釣鐘が架構の揺れを抑制するための釣鐘の設計には至っておらず、釣鐘の揺れを用いた耐震設計に関する研究は限定的である。一方で、応答制御に関する既往研究は多岐にわたり、馬渡らは超高層建物に用いる履歴型 TMD の最適同調比について Den Hartog の同調条件を用いて、応答低減効果を評価している<sup>4)</sup>。他にも小野寺らは、今回対象にする主系（建物の架構）と従系（TMD）の 2 質点モデルに対して定点理論を用いた応答制御を行っている<sup>5)</sup>。また、これらの発展として浅見は、主系の減衰を考慮した最適設計式も導出している<sup>6)</sup>。2015 年に竣工された新宿三井ビルディングは、TMD を用いた制振改修事例の一つである。この建物は、TMD により既存超高層ビルの長周期地震に対する安全・安心を実現した。実際に起きた地震に対しても TMD による制振効果が確認されている<sup>7)</sup>。

本稿では、図 1 に示す山梨県小淵沢にある高福寺に実在する鐘樓を対象とし、釣鐘を TMD のように機能させることを目的に、その設計条件に関する解析を行った。これまでに起振器と加速度計を使用した振動実験と現地調査に基づいたモデルに対し振動解析をすでに行っている<sup>8)</sup>。本稿では、これらの結果を用いて、3 質点系モデルを作成した。このモデルに対し、定点理論を用いた釣鐘による応答制御を行った。最初に Den Hartog 等の最適同調条件を用いて釣鐘の最適剛性を推定し、剛性による応答低減効果を明確にした（4.1 節）<sup>9)</sup>。その後、釣鐘の最適減衰を推定し、釣鐘の減衰による応答低減効果を明確にした（4.2 節）。ここまで、架構を非減衰と仮定したモデルを対象としていたが、さらに架構の減衰を考慮した場合の検討も行った（4.3 節）。これにより、さらに実構造物における最適な釣鐘による低減効果を明確にした。他にも、釣鐘の質量をパラメータとして釣鐘の最適な剛性と減衰を算出した場合の応答値が一番小さくなる釣鐘の質量について検証した。以上より、既存モデルと最適モデルの比較を行い、定点理論を用いた釣鐘による架構の応答制御について評価した。

### 2. 建物概要

対象の鐘樓は明治 22 年に再建されたものであり、築年数は 136 年である。南北面と東西面の立面図と現地調査にて計測した建物高さや部材寸法を図 2 に示す。また、これらより算出した建物質量とこれまでの研究より推定された鐘樓の層の剛性と減衰定数を図 3 (a) に示す<sup>8)</sup>。特徴として、以下のことが挙げられる。

- ・一層目の南北方向のみに貫がある。
- ・天井に取り付けられている釣鐘と屋根に瓦が使われているため、下部より上部の質量が大きい。
- ・釣鐘は屋根内の大梁に金具を通し、そこから吊られている。



図 1 鐘樓全景

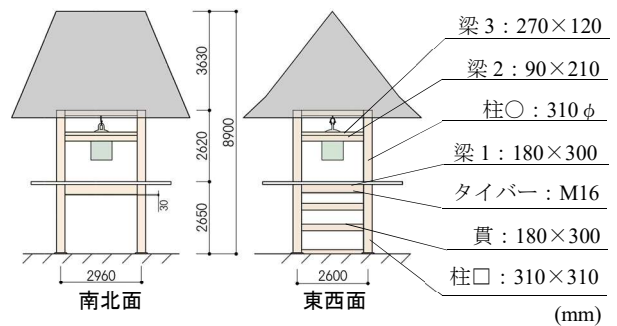


図 2 立面図と各部材断面寸法

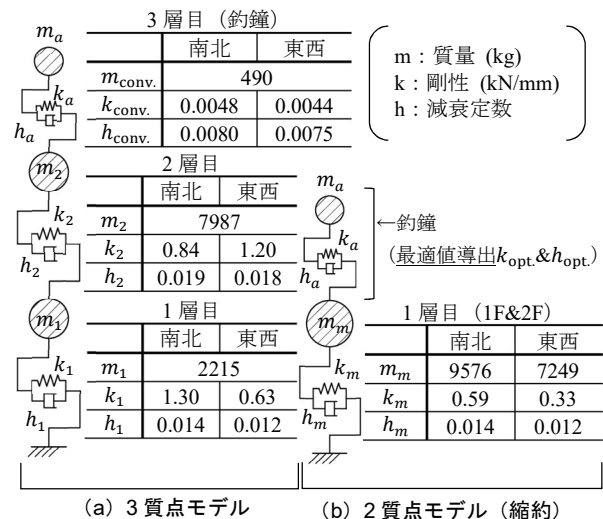


図 3 質点系モデルと質量, 剛性, 減衰定数

- ・1 階の各梁下には直径 M16 のタイバーが設置されている。
- ・柱については、1, 2 階で柱の断面形状が異なる通し柱である。
- ・創建後も多くの地震に見舞われ 2011 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災時にも震度 5 弱を経験したが、大きな被害は確認されていない<sup>10)</sup>。

本稿は、架構を  $m$ 、釣鐘を  $a$  とし、既存値を Conventional より Conv. とし、最適値を Optimized より Opt. と表している。

### 3. 縮約モデル

Den Hartog の最適設計理論は、主系+非減衰吸振器の 2 質点モデルに対し、調和振動を入力した際の応答倍率の理論値に基づいている。以上より、本稿においても 3 質点系モデル (1F, 2F, 釣鐘) の 1 層目と 2 層目のみを等価一自由度に縮約し、架構部分と釣鐘の 2 質点系モデルを対象に最適化を行った。縮約方法は、実験で得たある時刻の各階応答変位 $\delta_i$ と各階の質量 $m_i$ を用いて、有効質量 $M_u$ を式 (1) より導いた<sup>11)</sup>。剛性 $k_m$ は、架構の固有振動数 $f$ と有効質量 $M_u$ より導いた。減衰定数は、Rayleigh 減衰として算出した。各方向の縮約前と縮約後の質点系モデルを図 3 (a), (b) に示す。縮約前後の架構の固有周期が一致することは確認できた。

$$M_u = \frac{(\sum m_i \delta_i)^2}{\sum m_i \delta_i^2} \quad (1)$$

### 4. 定点理論を用いた釣鐘による応答制御の評価方法

定点理論とは、各質点の伝達関数がある振動数で同一の伝達率を示す定点 (交点 P, Q) を用い、以下 2 つの条件を満たすことで最適化する手法である<sup>12)</sup>。

A. 交点 P, Q を同じ高さに揃える

B. その P, Q が伝達関数のピークになるように設計

条件 A を満足するために、まず非減衰系モデルに対して最適同調設計を行い、釣鐘の剛性による架構の応答低減効果を確認した。次に、条件 B を満足するため、釣鐘の減衰を考慮したモデルの最適化を行い、さらに浅見が示した設計式を用いて、架構の減衰を考慮した場合の最適化を行った<sup>9)</sup>。

最適モデルと既存モデルを対象に、Snap を使用して固有値解析と応答解析を行った<sup>13)</sup>。剛性は等価せん断剛性、減衰は部材初期剛性比例型で設定した。入力波は、以下の 3 種類とし、波①を 1 質点目に入力、波②、③を地面に地震動として入力した。

波① Sweep 波— 0.5Hz から 20Hz に変化する振幅 1kN の正弦波

波② BCJ 波—BCJ-L1 (中地震) と BCJ-L2 (大地震)<sup>14)</sup>

波③ 観測地震波—東日本大震災時、鐘楼近傍の観測地震波<sup>15)</sup>

各モデルの最大応答加速度、最大層せん断係数、最大層間変形を比較した。さらに、MATLAB を使用して数値計算による検証を行った<sup>16)</sup>。架構に正弦波外力 (0.5Hz から 20Hz) を加えた時の主系変位倍率の理論式を用い、各モデルの主系変位倍率曲線を求めた<sup>17)18)</sup>。以上より、振動解析および理論式に基づく数値計算から、定点理論を用いた釣鐘による架構の応答制御を評価した。

#### 4.1 非減衰系モデル

Den Hartog 等が明らかにした最適同調比の計算式を用いて最適値を求めた。まず、質量比 $\mu$ を

$$\mu = \frac{m_a}{m_m} \quad (2)$$

と定義される。 $m_m$ は架構の質量を、 $m_a$ は釣鐘の質量を示す。架構に対する釣鐘の最適同調比 $f_{opt}$ は、式 (2) を用いて、

$$f_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (3)$$

と表される<sup>9)</sup>。式 (2) と (3) より、釣鐘の最適剛性 $k_{opt}$ は、

$$k_{opt} = \frac{\mu k_m}{(1 + \mu)^2} \quad (4)$$

として表される。以上より、南北方向における釣鐘の最適モデルの剛性 $k_{opt}$ は、0.028 kN/mm、東西方向は、0.020 kN/mm と推定した。既存モデルの剛性 $k_{conv}$ は、実験と解析で得た値を用いた<sup>8)</sup>。

数値計算に用いる非減衰モデルにおける変位倍率の理論式は、
$$\frac{X_m}{x_{st}} = \frac{\omega_m^2 (\omega_a^2 - \Omega^2)}{(\omega_1^2 - \Omega^2)(\omega_2^2 - \Omega^2)} \quad (5)$$

と表される<sup>17)</sup>。ここで、 $\omega_m$ は建物固有円振動数を、 $\omega_a$ は釣鐘固有円振動数を示す。また、 $\Omega$ は、入力振動数を示し、 $\omega_1$ 、 $\omega_2$ は、そのモデルの 1 次、2 次固有円振動数を示す。

#### 4.1.2 非減衰モデルの解析結果

固有値解析の結果を表 1 に示す。1 次固有周期 $T_1$ は最適化することで既存モデルより大きく短縮された。一方で、各モデルの 2 次固有周期 $T_2$ は、互いに近い値となった。

表 1 各モデルの固有周期 T (s)

加振方向	南北		東西	
	1 次 $T_1$	2 次 $T_2$	1 次 $T_1$	2 次 $T_2$
Conv. (既存)	2.02	0.79	2.11	0.92
Opt. (最適)	0.91	0.73	1.09	0.84

図 4 には、波②L1 および波③の速度応答スペクトルと各モデルの 2 次固有周期に対応する速度スペクトル値を示す。また、応答解析における架構部分の最大応答加速度、最大層せん断力係数、最大層間変形を比較した結果を表 2 に示す。

③の波の時の東西方向を除き、最大応答加速度、最大層せん断係数、最大層間変形ともに、減少がみられた。図 4 に示すように、各モデルの 2 次固有周期に対応する ③の波の速度応答スペクトル値を比較すると、東西方向においては最適モデルの 2 次固有周期付近のスペクトル値の方が大きい。このため、③の地震の大きさが既存モデルよりも大きく、結果として最適モデルの応答が大きくなったと考えられる。このように、最適同調設計は、ある周期における応答を小さくすることが目的であり、剛性のみ最適化した釣鐘では地震応答の低減に限界がある。

図 5 に縦軸を架構の変位倍率、横軸を入力振動数 (0.5~20Hz) とした架構の変位倍率曲線を示す。最適同調設計により既存モデルの共振時の応答が効果的に抑制されていることが分かった。

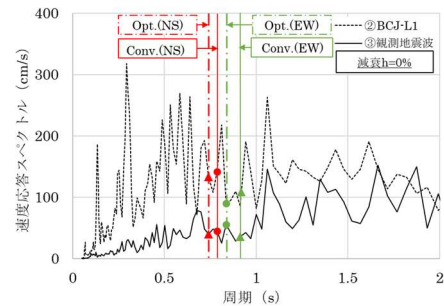


図 4 速度応答スペクトル図 (波②L1, 波③)

表 2 最大応答加速度・最大層せん断係数・最大層間変形

最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> )						
波	①Sweep 波		②BCJ 波 (L1)		③観測地震波	
加振方向	南北	東西	南北	東西	南北	東西
Conv. (既存)	103.5	134.1	1766.5	901.3	406.2	316.5
Opt. (最適)	97.4	110.1	1324.9	778.7	231.1	461.6
差分率%	-5.9	-17.9	-25.0	-13.6	-43.1	45.9
最大層せん断係数						
Conv. (既存)	0.10	0.12	-1.70	-0.86	-0.40	-3.0
Opt. (最適)	-0.09	0.09	-1.17	0.77	0.22	-0.47
差分率%	-12.2	-20.3	-31.0	-11.1	-46.0	56.4
最大層間変形 (mm)						
Conv. (既存)	16.1	27.1	-281.9	-198.4	-67.1	-69.6
Opt. (最適)	-14.1	21.6	-193.9	176.4	36.2	-108.9
差分率%	-12.3	-20.4	-31.0	-11.1	-46.0	56.5

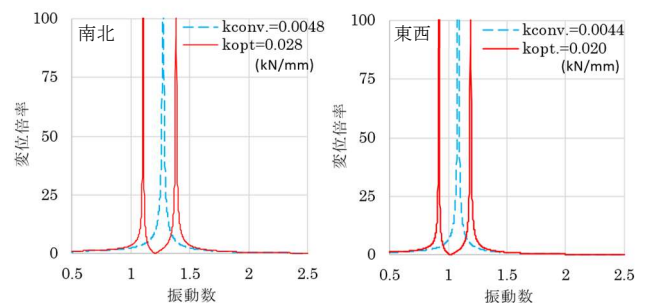


図 5 変位倍率曲線 (非減衰モデル)

#### 4.2 釣鐘の減衰を考慮するモデル

最適減衰 $h_{opt}$ は、式(6)を用いて算出した<sup>9)</sup>。結果、釣鐘の最適減衰は南北方向で14%、東西方向で16%であると推定できた。

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} \quad (6)$$

既存モデルの減衰は、実験で得た減衰 $h_{conv}$ を用いた<sup>8)</sup>。

今回のモデルにおける数値計算に用いる変位倍率の理論式は、

$$\frac{x_m}{x_{st}} = \sqrt{\frac{(\alpha^2 - \beta^2)^2 + (2h_a\alpha\beta)^2}{[(\alpha^2 - \beta^2)(1 - \beta^2) - \mu\alpha^2\beta^2]^2 + (2h_a\alpha\beta)^2(1 - \beta^2 - \mu\beta^2)^2}} \quad (7)$$

と表される<sup>17)</sup>。 $\alpha$ は、架構の円振動数に対する釣鐘の円振動数の比を示し、 $\beta$ は架構の円振動数に対する入力円振動数の比を示す。また、 $h_a$ は、釣鐘の減衰定数を示す。

##### 4.2.1 釣鐘の減衰を考慮するモデルの解析結果

応答解析における架構部分の最大応答加速度、最大層せん断力係数、最大層間変形を比較した結果を表3に示す。いずれの波に対しても、最適モデルにおいて大きい応答低減が確認された。

図6に既存モデルと最適モデルの架構の変位倍率を示し、併せて釣鐘の減衰が0%及び無限大の場合の変位倍率曲線も示す。既存モデルでは2つの共振ピークの高さに大きな差が残っている。一方、最適モデルでは共振ピークが2つのピーク高さがほぼ一致し、最大変位倍率も低減している。これは、最適な減衰の導入により、共振時における架構の応答が効果的に抑制されていることを示している。

表3 最大応答加速度・最大層せん断係数・最大層間変形

最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> )						
波	①Sweep波		②BCJ波 (L1)		③観測地震波	
加振方向	南北	東西	南北	東西	南北	東西
Conv. (既存)	103.4	133.9	1738.4	883.1	382.1	309.8
Opt. (最適)	64.9	74.1	319.8	278.6	121.6	98.2
差分率%	-37.2	-44.7	-81.6	-68.5	-68.2	-68.3
最大層せん断係数						
Conv. (既存)	0.10	0.12	-1.67	-0.80	0.38	-0.30
Opt. (最適)	0.06	0.07	-0.37	0.29	-0.13	-0.10
差分率%	-41.8	-44.9	-77.9	-65.5	-67.0	-65.9
最大層間変形 (mm)						
Conv. (既存)	16.1	27.1	-277.1	-193.1	63.5	-68.0
Opt. (最適)	9.5	15.1	-61.2	-66.5	-20.9	-23.2
差分率%	-41.2	-44.5	-77.9	-65.5	-67.0	-65.9

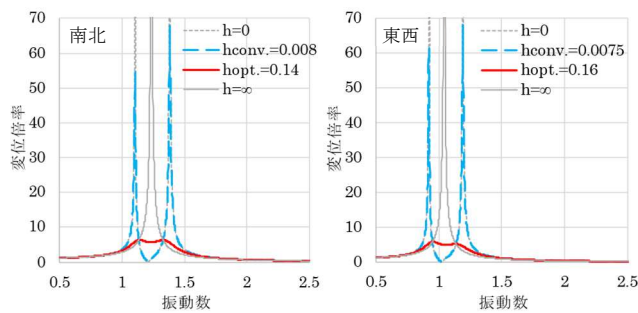


図6 変位倍率曲線 (釣鐘減衰考慮モデル)

#### 4.3 架構の減衰を考慮したモデル

本節では、実構造物の振動特性を考慮した場合の応答制御について明確にするため、架構の減衰も考慮したモデルに対して検証を行った。浅見は、定点理論に適用した減衰のある主系に取り付ける動吸振器の設計式は、以下の式(8)と示されている<sup>9)</sup>。

$$f_{opt} = \frac{1}{1+\mu} - h_m \frac{1}{1+\mu} \sqrt{\frac{1}{2(1+\mu)} \left( 3 + 4\mu - \frac{AB}{2+\mu} \right) + h_m^2 \frac{C_0 - 4(5+2\mu)AB}{4(1+\mu)^2(2+\mu)(9+4\mu)}} \quad (8)$$

$h_m$ は、架構の減衰定数を表す。 $C_0$ 、 $AB$ は、

$$\begin{aligned} C_0 &= 52 + 41\mu + 8\mu^2 \\ AB &= \sqrt{2(2+\mu)(9+4\mu)} \end{aligned} \quad (9)$$

と表される。これらより、釣鐘の最適な剛性 $k_{opt}$ は、

$$k_{opt} = m_a (f_{opt} \omega_m)^2 \quad (10)$$

と表すことができる。また、最適な減衰定数 $h_{opt}$ は、

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)} + h_m \frac{60 + 63\mu + 16\mu^2 - 2(3+2\mu)AB}{8(1+\mu)(2+\mu)(9+4\mu)} + h_m^2 \frac{C_1(A+B)\sqrt{2+\mu} + C_2(A-B)\sqrt{\mu}}{32(1+\mu)(2+\mu)^2(9+4\mu)^3\sqrt{2\mu(1+\mu)}}} \quad (11)$$

と示されている。ここで $C_1$ 、 $C_2$ 、 $A$ 、 $B$ は、

$$\begin{aligned} C_1 &= -1296 + 2124\mu + 6509\mu^2 + 5024\mu^3 \\ &\quad + 1616\mu^4 + 192\mu^5 \\ C_2 &= 48168 + 112887\mu + 105907\mu^2 + 49664\mu^3 \\ &\quad + 11632\mu^4 + 1088\mu^5 \\ A &= \sqrt{3(2+\mu) - \sqrt{\mu(2+\mu)}} \\ B &= \sqrt{3(2+\mu) + \sqrt{\mu(2+\mu)}} \end{aligned} \quad (12)$$

と表される。以上、釣鐘の最適剛性 $k_{opt}$ と最適減衰 $h_{opt}$ を算出した結果、南北方向が $k_{opt}=0.024$  kN/mm、 $h_{opt}=0.14$ 、東西方向が $k_{opt}=0.017$  kN/mm、 $h_{opt}=0.17$ という算出結果となった。4.2節の架構の減衰を考慮しない場合と比較すると、釣鐘の最適剛性は小さくなり、最適減衰はほぼ変化しない結果となった。

数値計算に用いる今回のモデルにおける変位倍率の理論式は、

$$\frac{x_m}{x_{st}} = \sqrt{\frac{(\alpha^2 - \beta^2)^2 + (2h_a\alpha\beta)^2}{D^2 + 4E^2}} \quad (13)$$

と表される。 $D$ 、 $E$ は、

$$\begin{aligned} D &= \beta^4 - \{(\mu+1)\alpha^2 + 4h_a h_m \alpha + 1\}\beta^2 + \alpha^2 \\ E &= -\{h_m + (\mu+1)h_a\alpha\}\beta^3 + (h_m\alpha + h_a)\alpha\beta \end{aligned} \quad (14)$$

と表される<sup>18)</sup>。

##### 4.3.1 架構の減衰を考慮したモデルの解析結果

固有値解析の結果を表4に示す。1次固有周期 $T_1$ は最適化することで既存モデルより大きく短縮された。また各モデルの2次固有周期 $T_2$ は、近い値となった。

表4 各モデルの固有周期T (s)

加振方向	南北		東西	
	1次 $T_1$	2次 $T_2$	1次 $T_1$	2次 $T_2$
Conv. (既存)	2.02	0.79	2.11	0.92
Opt. (最適)	0.95	0.75	1.15	0.87

応答解析時の架構部分の最大応答加速度、最大層せん断力係数、最大層間変形を比較した結果を表5に示す。どの波に対しても最適モデルの方が、応答の低減がみられた。表3に示した架構の減衰を考慮しない最適モデルの応答値と比較すると、最大応答加速度は多くの波で増幅する傾向がみられる。一方、最大層間変形は低減する傾向がみられた。これは、定点理論は評価指標である変位応答の低減を主な目的としているためだと考えられる。図7に既存モデルと最適モデルの架構の変位倍率曲線を示す。既存モデルでは2つの共振ピーク高さに差がある。一方で、最適モデルでは共振ピーク値は完全には一致しないものの、ピーク値が互いに接近し、その最大変位倍率は低減した。架構に減衰が存在する場合、非減衰系で成立する定点理論における厳密な定点条件は成立しないことが知られている<sup>9)</sup>。浅見が示した設計式は、このよう

なモデルに対し、最適値の近似解を導いたものであり、2つの共振ピークが一致せず、差が出てしまったと考えられる。

表5 最大応答加速度・最大層せん断係数・最大層間変形

最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> )						
波	①Sweep波		②BCJ波 (L1)		③観測地震波	
加振方向	南北	東西	南北	東西	南北	東西
Conv. (既存)	90.4	119.6	618.7	577.6	138.9	150.4
Opt. (最適)	60.5	74.3	355.8	288.7	108.9	101.2
差分率%	-33.1	-37.9	-42.5	-50.0	-21.6	-32.9
最大層せん断係数						
Conv. (既存)	0.08	-0.10	0.66	-0.56	0.15	-0.15
Opt. (最適)	0.05	0.06	-0.34	-0.26	-0.11	-0.10
差分率%	-39.1	-42.2	-48.0	-52.9	-24.0	-31.3
最大層間変形 (mm)						
Conv. (既存)	13.5	-23.5	109.6	-128.7	24.3	-34.5
Opt. (最適)	8.1	13.5	-57.0	-60.6	-18.5	-23.6
差分率%	-39.9	-42.5	-48.0	-52.9	-23.8	-31.6

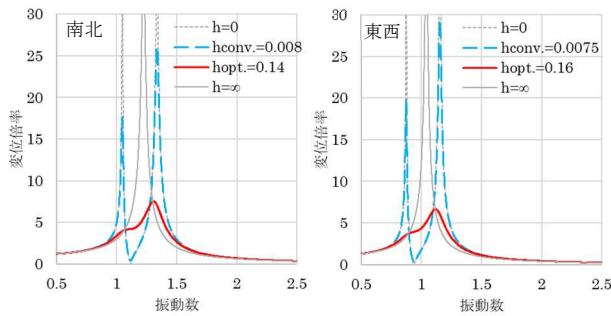


図7 変位倍率曲線 (減衰考慮モデル)

### 5. 最適な釣鐘の質量

これまで釣鐘の質量は変えずに、釣鐘による架構の応答制御を行った。本章では、釣鐘の質量を変えた質量比  $\mu$  を用いて、最適剛性と最適減衰を算出し、それらが架構の変位応答倍率にどのように影響を与えるかを検証した。このとき、架構の減衰も考慮した4.3節の南北方向のモデルを対象として解析を行った。釣鐘の質量は、既存値  $490\text{ kg} \pm 200\text{ kg}$  をパラメータの範囲とした。各質量パラメータに対して最適剛性および最適減衰を算出し、それぞれの条件における最大変位倍率を求め、その結果をプロットした。これまでと同様に MATLAB<sup>16)</sup> を用いて式 (13)、(14) の数値計算を行った。縦軸を各質量時の最大変位応答倍率、横軸を釣鐘の質量としたグラフを図8に示す。減衰を考慮した場合、釣鐘の質量を大きくするほど架構の変位は抑えられる傾向が確認され、質量比の増加に伴い釣鐘の制振効果が安定的に向上することが示された。

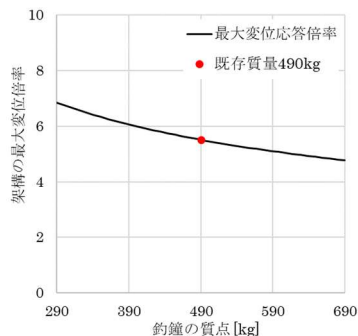


図8 各質量時の最大変位倍率

### 6. まとめ

本稿では、架構の減衰を考慮しないモデルに取り付ける釣鐘の剛性と減衰の最適値を既往文献より算出し、実際に地震応答解析と数値計算を行い架構の揺れが低減されているかの検証を行った。また、質量をパラメータとし、釣鐘の質量による架構の低減効果について検証を行った。これらにより、剛性、質量、減衰それぞれにおける効果を明確にすることができた。また、架構の減衰を考慮したモデルに対し、取り付ける釣鐘の最適値を求めることにより、さらに実構造物に近いモデルに対し、釣鐘による架構の応答制御の評価を行った。最終的に導き出した釣鐘の剛性と減衰定数における既存値と最適値は図9の通りである。

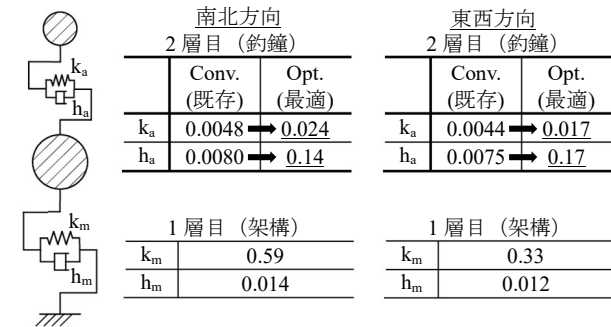


図9 既存値と最適値の比較

釣鐘の剛性は、既存値よりも南北方向で5.0倍、東西方向で3.9倍大きくしなければならない。減衰においても、南北方向で17.5倍、東西方向で22.7倍大きくする必要がある。このように、理論的には大きな剛性および減衰が必要となる結果となったが、実構造物への適用は現実的ではない。したがって、今後は複数の地震動に対してロバスト性の高い準最適設計の検討、実構造物への耐震改修の適用性を考慮した最適化手法の構築が重要となる。本研究で得られた理論最適値は、そのための基準値として位置付けられる。

#### 参考文献

- 1) 翠川：1995年兵庫県南部地震の際の鐘楼の移動について、日本建築学会大会 (北海道) 学術講演梗概集, pp205-206, 1995.8
- 2) 田口, 定村, 高田, 大橋, 西澤：古代の二層建築の特性に関する実験的研究-その3 振動台を用いた加振実験-, 日本建築学会大会 (関東) 学術講演梗概集, pp813-814, 2020.9
- 3) 魚津, 石垣, 石丸：伝統工法で建てられた鐘楼の制振改修について その1 制振改修の概要, 日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集, pp315-316, 2007.8
- 4) 馬渡, 山下：超高層に用いる履歴型 TMD の最適同調比, 日本建築学会大会 (関東) 学術講演梗概集, pp579-580, 2024.8
- 5) 小野寺, 佐藤, 沖村, 田中, 曾根, 渡井, 今野：TMD を有する超高層建物の定点理論を用いた耐風設計, 日本建築学会関東支部研究報告集 1, pp.453-456, 2024.3
- 6) 浅見, 細川：主系の減衰を考慮した動吸振器の設計式について (第2報, 定点理論に基づく設計法), 日本機械学会論文集 (C編), pp179-185, 1993.3
- 7) 鹿島建設：新居三井ビルディングに適用した超大型制震装置 TMD 「D3SKY®」, <https://www.kajima.co.jp/news/press/201612/27a1-j.htm>, (参照日: 2025.12)
- 8) Okazaki, Asakawa, Kawahara, Suzuki：Research on the Seismic Performance of Belfry Using Vibration Tests and Analysis with a Vibration Exciter, IABSE Congress Ghent 2025, pp2120-2127
- 9) J.P.DEN HARTOG, MECHANICAL VIBRATIONS, McGUAW-IIIILL BOOK COMPANY, INC, pp112-120, 1947
- 10) 公益財団法人 地震予知総合振興会：「平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震」, [https://www.adep.or.jp/kanren/Eq\\_data/110311a.html](https://www.adep.or.jp/kanren/Eq_data/110311a.html), (参照日 2025.12)
- 11) 柴田 明徳：最新 耐震構造解析 第3版, 森北出版株式会社, pp.335-336, 2019.8
- 12) 日本建築学会：やさしくわかる建物振動制御, 丸善出版株式会社, pp.11-19, 2014.6
- 13) 任意形状立体フレームの弾塑性解析ソフト [SNAP] : <https://www.kozo.co.jp/structure/snap/snapriyourei.html.ver.8> (参照日 2024.4)
- 14) 一般財団法人日本建築センター：「地震波のダウンロード」, <https://www.bcj.or.jp/download/wave/>, (参照日 2025.10)
- 15) 防災科学技術研究所：「地震検索 & ダウンロード」, <https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/search/>, (参照日 2025.9)
- 16) MATLAB : <https://jp.mathworks.com/products/matlab.html.ver.24.2> (参照日 2025.5)
- 17) 未岡淳男・金光陽一・近藤孝広：機械振動学 初版, 朝倉書店, pp86-89, 2000
- 18) 浅見敏彦：減衰系に取付ける単一質量動吸振器の H $\infty$ 最適化設計のための計算式, ばね論文集 第66号, pp.49-58, 2021