

## 固有振動特性の再現性に着目した既設鋼アーチ橋のモデル化

A Study on Modeling of an Existing Steel Arch Bridge Focusing  
on its Natural Vibration Characteristics

中島章典\*・松田政禎\*\*・斉木功\*\*\*・柳智子\*\*\*\*・加藤雅史†

Akinori NAKAJIMA, Masayoshi MATSUDA, Isao SAIKI, Tomoko YANAGI, Masafumi KATO

\*正会員 工博 宇都宮大学教授 大学院工学研究科情報制御システム科学専攻 (〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)  
 \*\*学生会員 横浜国立大学大学院工学府 社会空間システム学専攻 (〒 240-8501 神奈川県横浜市保土ヶ谷区常盤台 79-5)  
 \*\*\*正会員 博(工) 宇都宮大学助手 工学部建設学科建設工学コース (〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)  
 \*\*\*\*学生会員 宇都宮大学大学院 工学研究科建設学専攻 (〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)  
 †正会員 工博 九州東海大学教授 工学部都市工学科 (〒 862-8652 熊本県熊本市渡鹿 9-1-1)

Nowadays, accurate numerical analysis is required for appropriate structural design of bridges. Therefore, it is important to confirm the accuracy of the numerical model employed for the design. In this paper, we improve the accuracy of the three-dimensional finite element model of an existing steel arch bridge with measurement of its natural vibration characteristics. The numerical model of the arch bridge is constructed paying attention to the stiffness of the members, the connecting condition between the members and the restrict condition of the superstructure. Consequently, the natural vibration characteristics is well reproduced by the final model employed in the analysis.

**Key Words** : steel arch bridge, natural vibration characteristics, three-dimensional analysis, modeling

## 1. はじめに

1995 年に発生した兵庫県南部地震以降、構造物の地震に対する安全性について今まで以上に強い関心が寄せられるようになっており、対象とする構造物の適切な設計を行うためにも構造特性に応じた精緻な数値解析が必要とされてきている。このような理由から、鋼アーチ橋などの複雑な構造についても、耐震設計の際には、2 次元あるいは 3 次元のより精緻な数値解析による動的弾塑性挙動の検討が必要となっている。例えば、部材のせん断変形の影響やポスト両端部の剛域の有無など、モデル化の差異が固有振動特性や結果的にその動的弾塑性挙動に大きく影響を及ぼすことが報告されている<sup>1)</sup>。したがって、まず、実構造物を構成する各部材が振動特性に与える影響を把握し、対象構造物の固有振動特性を精度よく再現することができるモデルの妥当性を確認しておく必要がある。

現在では、複雑な 3 次元構造物を対象として、車両・橋梁系振動問題を解くために精緻なモデル化を考慮した動的線形解析<sup>2),3)</sup>や、実構造物の固有振動特性を確認した上で、鋼アーチ橋<sup>4)</sup>や鋼トラス橋<sup>5)</sup>の非線形地震応答性状を検討している研究もある。しかし、これら複雑な構造物の動的線形解析に用いられているモデルの各部材や付属物の剛性、部材の結合条件あるいは拘束条件などが解析結果に及ぼす影響は、必ずしも明らかになっていない。さらには、それらのモデルによる固有振動特性が実構造物のそれに対してどの程度の

精度を有しているかを把握するためには、多くの事例で両者を比較する必要がある。

そこで本研究では、愛知県に既設されている長篠大橋 (2 ヒンジ上路式鋼アーチ橋) の振動調査による固有振動数の実測値<sup>6)</sup>を参考にして、実橋を構成する各部材の剛性や結合法あるいは上部構造端部の拘束条件などに着目して 3 次元固有振動解析を行い、実橋に対応させたモデル化を試み、固有振動特性の再現性を比較検討した。

## 2. 解析対象

## 2.1 長篠大橋

本研究では、車両走行法による振動測定調査が行われた図-1 に示すような橋長 80m、アーチライズ 11m の長篠大橋<sup>7)</sup>を解析対象とした。本橋は、支間 80m の 2 ヒンジ上路式鋼アーチ橋と、支間 27m の単純活荷重合成桁橋より成っているが、ここではアーチ橋部分のみを対象とする。本橋の上部構造の桁端部に支点はないが、桁端部には伸縮継手があり、さらに単純桁側には落橋防止構造が設置されている。アーチ橋部分には 7m の車道と 2m の歩道が両側にあり、総幅員は 12.8m である。図-2 に示すように、上部構造の桁部分は補剛桁 2 本、縦桁 3 本からなる。また、図-3~図-5 に示すように、主要な部材の断面として、補剛桁、縦桁および横桁は I 型断面、アーチリブおよびポストは箱型断面である。ここで、アーチリブおよびポストについて

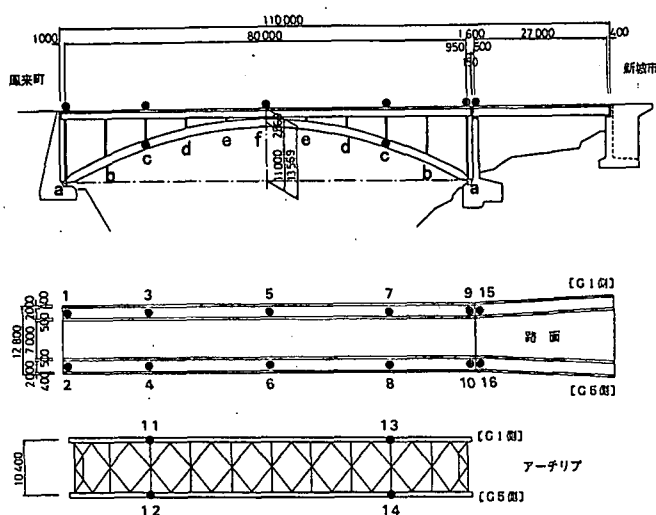


図-1 長篠大橋一般図

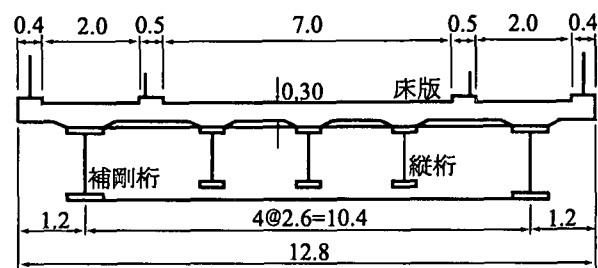


図-2 上部構造の断面図 (m)

は図-1 中のアーチリブ部分に付した記号に対応させて部材断面の位置を示している。

## 2.2 振動特性調査方法

次に、引用文献 [6] で行われた振動調査の概要について説明する。

長篠大橋の振動特性調査は、一般大型車両を用いた車両走行法により行われ、車両走行時のアーチリブと補剛桁の鉛直方向、橋軸方向および橋軸直角方向の振動加速度が測定されている。なお、図-1 に示す●は、調査に使用した加速度計の設置個所を示し、アーチリブ上で 4 箇所、路面歩道上で 12 箇所の計 16 箇所所で測定されている。

加速度計で測定されたアナログデータから、まず、ローパスフィルタで不必要な高振動数成分を取り除き、ついで AD 変換により、デジタルデータを求めている。そのデジタルデータのスペクトル解析を行い、低次の固有振動数と振動モードの実測値を求めている。ただし、試験車両である大型車自身の固有振動数が 3Hz 程度であることから、これにより橋梁が強制加振される影響が認められ、結果的に、3Hz 前後の固有振動数の実測値の測定精度に影響する可能性が指摘されている。

以上の振動実験により得られた固有振動数と振動モー

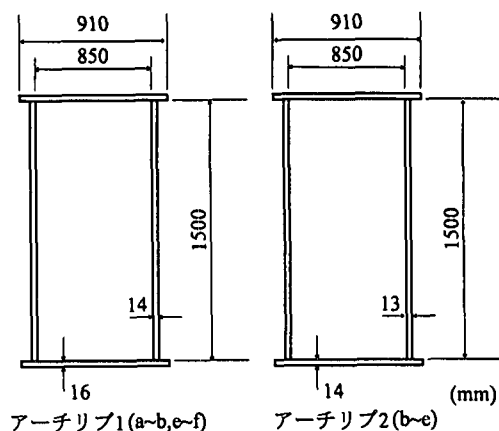


図-3 アーチリブ断面形状

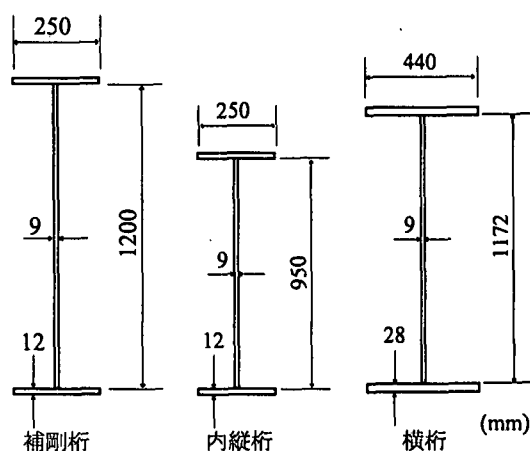


図-4 補剛桁・縦桁・横桁の断面形状

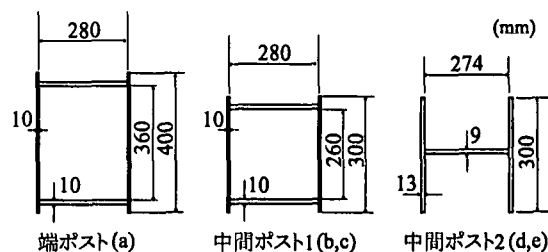


図-5 ポストの断面形状

ドは、低次から、面内逆対称 1 次 (1.45Hz)、面外対称 1 次 (2.53Hz)、面内対称 1 次 (2.75Hz)、面内対称 2 次 (3.22Hz)、ねじり対称 1 次 (4.31Hz) の計 5 つである。

## 3. 基本モデルと検討項目

### 3.1 立体骨組モデル

対象とした上路式鋼アーチ橋を解析するにあたり、各部材のモデル化や橋梁上部構造両端部の拘束条件などを変えた、幾つかの FEM 立体骨組モデルを用いた。図-6 は基本的な骨組モデルの要素分割状況であり、×は

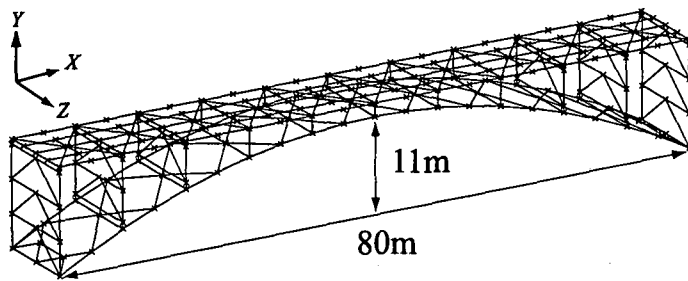


図-6 3次元FEM骨組モデル

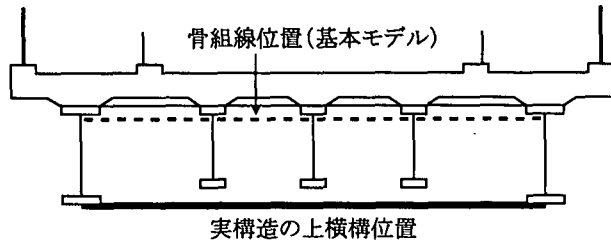


図-7 実構造の上横構位置

各節点を表している。モデルの全体座標系として、 $X$  軸を橋軸方向、 $Y$  軸を鉛直方向、 $Z$  軸を橋軸直角方向に定めた。まず、アーチリブおよび補剛桁の要素分割数は1ポスト間2要素とし、全体で21節点20要素とした。また、ポストおよびセンターポストは、各部材の長さに応じて1要素から3要素に分割した。以上の各部材の要素分割数から、全体系モデルを262節点、520要素に分割した。梁要素のタイプとして、Timoshenko梁要素<sup>8)</sup>を用いており、せん断変形を考慮している。なお、本研究の固有振動解析では、全死荷重載荷時に生じる部材の軸力がもたらす幾何剛性も考慮している。

さらに、車両走行の振動レベル程度では、一般にコンクリート床版は補剛桁および縦桁と完全に一体であると考えられるので、コンクリート床版を鋼換算した上で桁断面に含めた。このとき、舗装および地覆の剛性を考慮して、床版厚さを30cmに設定した。また、2次元平面部材である実構造の床版を桁ごとに切断して梁要素にモデル化することで、橋軸直角方向の板としての剛性が不足する。そこで、ポスト間に設けた補剛桁および縦桁の節点を橋軸直角方向にオフセット部材で結び、橋軸直角方向の剛性の不足を補った。さらに、横桁のモデル化に際しても、横桁上部の床版(幅2m分)を鋼換算し横桁の剛性に含めた。

なお、設計実務において一般的に用いられるように、それぞれの部材はすべて骨組線同士で結合し、また、実橋に対応させアーチリブ端部に $Z$ 軸回り回転のみ自由のヒンジの境界条件を設定した。

以上のようなモデルを基本モデルとし、このモデルに加えて以下に示す項目について検討を行った。

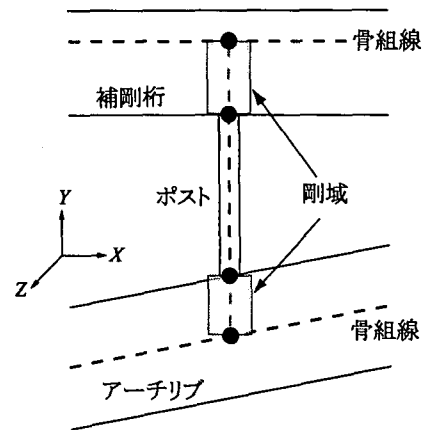


図-8 センターポストおよびポスト両端部の剛域検討

### (1) 上横構の取り付け位置

まず、上横構の取り付け位置について検討する。基本モデルにおいて、上横構は補剛桁および縦桁間の骨組線同士をつなぐ要素として図-7の破線の位置に配置した。しかし、実構造では上横構は補剛桁の下部に設置されている。そこで、実構造に適合させて上横構を補剛桁の下部に設置させたモデルを設定し、実測値および基本モデルと比較検討する。この場合、補剛桁の節点と上横構の節点間にはオフセット部材を挿入した。

### (2) センターポストおよびポスト両端部の剛性

基本モデルでは、補剛桁とアーチリブとの節点間を一樣なポスト断面としている。しかし、補剛桁の骨組線より下側部分とアーチリブの骨組線より上側部分の断面は、実際には、ポスト部材の断面よりも剛であると考えられる。また、上述のような骨組モデルで解析を行うと、ポスト部材の長さを実橋よりも長く評価し、結果的に細長比が大きくなり、ポストのせん断変形や曲げ剛性が実際よりも小さく見積もられてしまう。

以上のような理由から、長篠大橋のようなポスト部材の断面が細い橋梁では、ポスト両端部分に剛域を考慮する必要があると考えられる。

そこで、図-8の陰影部で示すように、コンクリート床版を含む補剛桁の骨組線より下側の長さに相当する部分とアーチリブの骨組線より上側の長さに相当する部分に剛域を設置した場合を検討する。なお、剛域もFEM立体骨組要素でモデル化し、図中の●は節点を表している。剛域に用いる断面の剛性は補剛桁あるいはアーチリブの曲げ剛性を基準とし、その断面の $Z$ 軸回りおよび $X$ 軸回りの剛性を、1.0倍、0.3倍、0.1倍と変化した計3タイプについて検討を行う。ただし、実構造において補剛桁側のポストの剛域にあたる部分は、補剛桁と横桁の結合部である。このことから、補剛桁側の剛域は橋軸直角( $Z$ 軸)方向に変形しにくいと考えられるので、断面の $Z$ 軸回りの剛性のみを変化させるものとし、 $X$ 軸回りの剛性には補剛桁断面の強軸の

表-1 基本モデルの主要部材の断面諸量

| 部材        | $A$ (m <sup>2</sup> ) | $I_1$ (m <sup>4</sup> ) | $I_2$ (m <sup>4</sup> ) | $J$ (m <sup>4</sup> ) |
|-----------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|
| アーチリブ 1   | $8.83 \times 10^{-2}$ | $2.77 \times 10^{-2}$   | $1.14 \times 10^{-2}$   | $2.10 \times 10^{-2}$ |
| アーチリブ 2   | $8.17 \times 10^{-2}$ | $2.50 \times 10^{-2}$   | $1.05 \times 10^{-2}$   | $1.93 \times 10^{-2}$ |
| 補剛桁 (床版含) | $1.27 \times 10^{-1}$ | $6.28 \times 10^{-2}$   | $1.46 \times 10^{-2}$   | $3.34 \times 10^{-3}$ |
| 縦桁 (床版含)  | $1.25 \times 10^{-1}$ | $6.28 \times 10^{-2}$   | $9.93 \times 10^{-3}$   | $3.34 \times 10^{-3}$ |
| 横桁 (床版含)  | $1.20 \times 10^{-1}$ | $3.11 \times 10^{-2}$   | $2.89 \times 10^{-2}$   | $2.57 \times 10^{-3}$ |
| アーチ支材     | $1.16 \times 10^{-2}$ | $1.10 \times 10^{-3}$   | $1.77 \times 10^{-5}$   | $3.41 \times 10^{-7}$ |
| 端ポスト      | $1.36 \times 10^{-2}$ | $2.98 \times 10^{-4}$   | $2.04 \times 10^{-4}$   | $3.82 \times 10^{-4}$ |
| 中間ポスト 1   | $1.16 \times 10^{-2}$ | $1.62 \times 10^{-4}$   | $1.47 \times 10^{-4}$   | $2.43 \times 10^{-4}$ |
| 中間ポスト 2   | $1.02 \times 10^{-2}$ | $1.76 \times 10^{-4}$   | $5.85 \times 10^{-5}$   | $5.05 \times 10^{-7}$ |
| センターポスト   | $7.70 \times 10^{-3}$ | $1.94 \times 10^{-4}$   | $1.25 \times 10^{-7}$   | $5.03 \times 10^{-7}$ |
| ポスト斜材     | $6.60 \times 10^{-3}$ | $5.89 \times 10^{-5}$   | $2.30 \times 10^{-5}$   | $2.08 \times 10^{-7}$ |
| ポスト支材     | $1.00 \times 10^{-2}$ | $1.69 \times 10^{-4}$   | $4.59 \times 10^{-5}$   | $5.60 \times 10^{-7}$ |
| 上横構       | $3.64 \times 10^{-3}$ | $7.13 \times 10^{-6}$   | $7.10 \times 10^{-6}$   | $1.45 \times 10^{-7}$ |
| 下横構       | $6.20 \times 10^{-3}$ | $4.60 \times 10^{-5}$   | $1.60 \times 10^{-5}$   | $2.60 \times 10^{-7}$ |

ここで、 $A$  は全断面積、 $I_1$  (強軸) および  $I_2$  (弱軸) は断面 2 次モーメント、 $J$  はねじり定数を表す。

剛性を用いる。

### (3) 上部構造のコンクリート床版剛性

上部構造のコンクリート床版の剛性の取扱いは固有振動特性に大きな影響を与えることが予想される。本研究において、設定した基本モデルの床版断面は鋼換算して補剛桁および縦桁に含めた。しかし、上部構造には補剛桁、縦桁およびコンクリート床版のほかにアスファルト舗装、地覆、高欄などの付属物やハンチの影響もあり、これらの剛性を正確にモデル化することは難しいと考えられる。

そこで、基本モデルで用いているコンクリート床版および舗装などの剛性を含めた補剛桁および縦桁の剛性を増減することで、上部構造の剛性が固有振動特性に与える影響を検討する。

まず、基本モデルで用いた補剛桁および縦桁の剛性を基準 (1.0 倍) とし、基本モデルに対して、その剛性をそれぞれ同時に 0.8 倍、1.5 倍、2.0 倍の 3 タイプに変化させて検討する。さらに、3 次元骨組解析ではねじりの影響も考えられるため、上部構造各部材のねじり剛性の影響についての検討も行う。ねじり剛性についても床版剛性と同様に、基本モデルのねじり剛性を基準 (1.0 倍) とし、それに対して 0.8 倍、1.5 倍、2.0 倍の 3 タイプを検討する。なお、これらの検討時において、上部構造の縦振動は高次になると考えられるため、各部材の断面積は基本モデルのままとした。

### (4) 上部構造端部の拘束条件

基本モデルでは境界条件として、アーチリブ端部にヒンジを設定し、上部構造端部には支点がないものとして実構造に対応させた。しかし、上部構造の桁端には伸縮継手が設置され、一端が隣接径間の部材に落橋防止構造により連結されている。また、固有振動数の実測値は比較的振動振幅の小さい領域で得られている。

そこで、上述のような上部構造端部の伸縮継手や落橋防止構造の影響を考慮するため、上部構造端部の橋軸方向および橋軸直角方向を弾性支持としたモデルを設定した。

### 3.2 解析条件

基本モデルに使用した各主要部材の断面諸量を表-1 に示す。本研究では、幾何剛性を考慮した固有振動解析を実施している。鋼材のヤング係数は  $205.8 \text{ kN/mm}^2$ 、せん断弾性係数は  $78.4 \text{ kN/mm}^2$  とし、コンクリートの弾性係数は  $29.4 \text{ kN/mm}^2$  とした。また、死荷重の大きさとしては、コンクリート床版、補剛桁、縦桁、舗装、地覆、ハンチなどの重量を考慮して上部構造全体で  $8.56 \text{ MN}$  とする。なお、せん断変形の影響を考慮する場合には、各鋼断面のウェブのみをせん断有効面積として考慮する。そこで、各断面のせん断補正係数  $K_T$  は、 $K_T = A_W/A$  ( $A$ :全断面積、 $A_W$ :ウェブ断面積) から算出し、結果的に主要な断面としては、補剛桁強軸断面で 0.085、弱軸断面で 1.000、アーチリブ 1 の強軸断面で 0.475、弱軸断面で 0.330、アーチリブ 2 の強軸断

表-2 解析モデルおよび検討項目の内容

| モデルおよび検討項目      | 内容                                                                          |
|-----------------|-----------------------------------------------------------------------------|
| 基本モデル           | せん断変形，幾何剛性に加えて，舗装・地覆を含むコンクリート床版剛性を考慮，部材は骨組線で結合，アーチリブ端部に Z 軸回り回転のみ自由の境界条件を設定 |
| 上横溝取り付け位置 (A)   | 上横溝を補剛桁の下部に取り付け，その影響を基本モデルと比較                                               |
| ポスト剛性 (B)       | ポスト両端部に剛域を考慮し，その影響を基本モデルと比較                                                 |
| 上部構造の曲げ剛性 (C)   | 上部構造の曲げ剛性の影響を考慮し，その影響を基本モデルと比較                                              |
| 上部構造のねじり剛性 (D)  | 上部構造のねじり剛性の影響を考慮し，その影響を基本モデルと比較                                             |
| 上部構造端部の拘束条件 (E) | 拘束条件により伸縮継手および落橋防止構造の影響を考慮し，その影響を基本モデルと比較                                   |
| 修正モデル 1         | 基本モデルに上記 (A)，(B) の影響を適切に考慮したモデル                                             |
| 修正モデル 2         | 修正モデル 1 に上記 (E) の影響を弾性支持により適切に考慮したモデル                                       |

面で 0.477，弱軸断面で 0.312 を用いた。一方，ねじり定数  $J$  は，各部材の断面ごとに付録の式 (I.1) および式 (I.2) から算出した。

#### 4. 各モデルの検討結果

前節において設定したそれぞれの解析モデルに対して固有振動解析を行った。以下には，基本モデルおよび検討項目別の結果を示す。なお，本研究で用いた鋼アーチ橋の実測値は，基本モデルの 1 次，2 次，3 次，5 次，6 次振動モードに対応する計 5 個のみが計測されている。しかし，検討ケースによっては振動モードがモード間で入れ替わったり，実測値にはない振動モードが現われたりするため，基本モデルを基準として相互に比較している。

以下で検討する項目とその解析モデルの概要を表-2 にまとめる。

##### 4.1 基本モデルの固有振動特性

図-9 には，基本モデルの固有振動数と実測値との比較を示す。縦軸に実測値を基本モデルの解析値で無次元化した固有振動数比を示し，横軸には振動次数を示す。基本モデルの振動モードは低次から順に，面内逆対称 1 次，面外対称 1 次，面内対称 1 次，ねじり逆対称 1 次，面内対称 2 次，ねじり対称 1 次である。なお，図-10 に，実測値に対応する 1 次，2 次，3 次，5 次，6 次の 5 つの振動モードを示す。ただし，4 次のねじり逆対称 1 次振動モードに対応する実測値は得られていない。

図-9 で示す固有振動数のうち，1 次～3 次および 5 次振動モードでは，どれも解析値と実測値とが異なる結果となったが，特に，2 次振動モードは実測値と 45% 程度もの差異が認められた。これは，2 次振動モードは面外振動であり，基本モデルの面外剛性が実橋よりかな

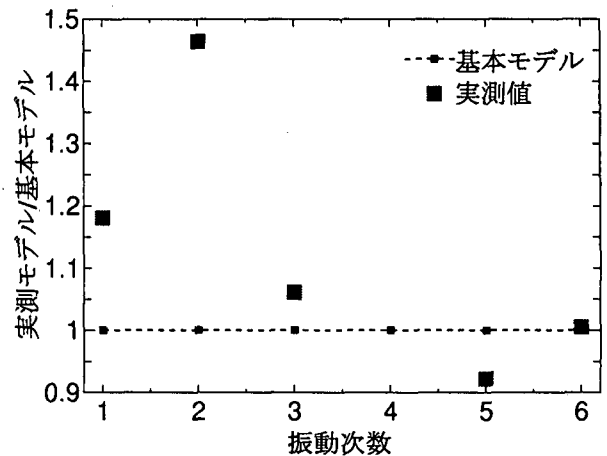


図-9 基本モデルの固有振動数

り弱いためであると考えられる。一般に橋梁は面外振動に弱いため，実構造では面外振動に対して十分な剛性が与えられているはずである。したがって，基本モデルは面外振動の剛性を高める要素のモデル化が不十分であると考えられる。一方，面内およびねじり振動についても，実測値と解析値の間には 10～20% 程度の差異が認められ，やはり基本モデルに不備があると考えられる。このとき，5 次振動モードの解析値が実測値を上回り，他のモードと傾向が異なる。しかし，本研究では，実用上より重要な低次振動モードに注目してモデル化を再検討するため，高次振動モードである面内対称 2 次およびねじり対称 1 次の実測値の再現性については言及しない。

##### 4.2 上横溝の取り付け位置の影響

まず，上横溝の取り付け位置の影響について検討する。図-11 に，3.1(1) で説明したモデルによる固有振動数を○で示す。縦軸は上横溝の取り付け位置を考慮

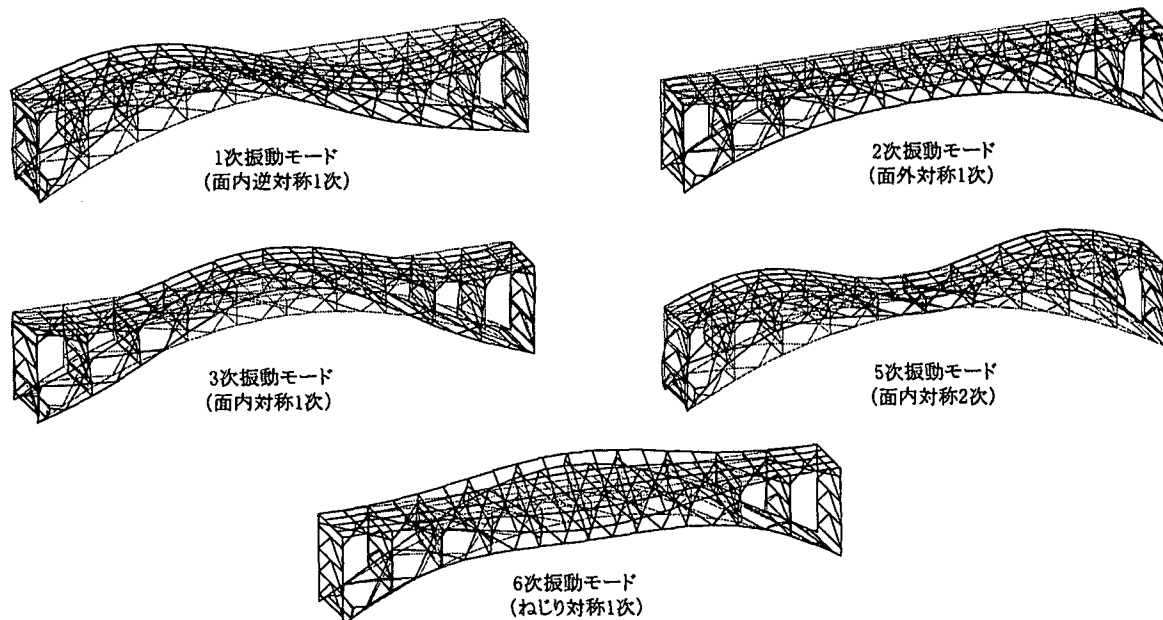


図-10 基本モデルの振動モード

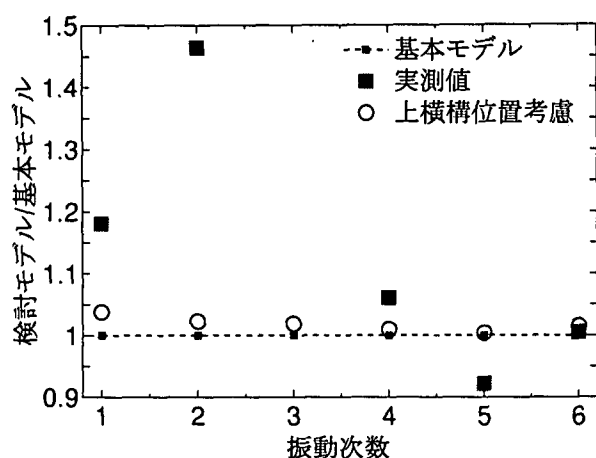


図-11 上横構位置の影響

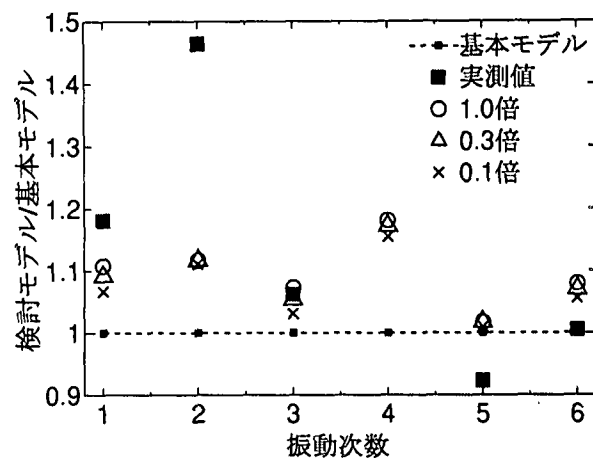


図-12 ポスト剛域の影響

したモデルの振動数を基本モデルの振動数で無次元化した固有振動数比を示し、横軸には振動次数を示す。このとき、3次振動モードがねじり逆対称1次モードで4次振動モードが面内対称1次モードとなり、振動モードが入れ替わっている。上横構位置を実構造に対応させたモデルの結果では、すべての振動モードで固有振動数が基本モデルよりも最大5%程度高くなることがわかった。ねじりが支配的な3次、6次振動モードについては、上横構がその基本的な役割であるねじりに対する補剛部材として、適切に機能を果たしているといえる。さらに、1次、4次の面内振動モードについては、床版とともに箱桁的な補剛効果を発揮しているものと考えられる。

これより、上横構位置を実構造に対応させて考慮すると解析値は実測値に幾分近づくが、固有振動数には

あまり大きい影響は及ぼさないことがわかる。

#### 4.3 ポスト剛域の影響

ポスト両端部に剛域を考慮し、その曲げ剛性を2軸同時に変化させた場合を検討する。図-12は、基本モデルの固有振動数との比較を示しており、ポスト両端の剛域部分の剛性を1.0倍（アーチリブおよび補剛桁の剛性と同じ）、0.3倍、0.1倍と変化した時の解析結果を示す。縦軸は剛域を考慮したモデルの振動数を基本モデルの振動数で無次元化した固有振動数比を示し、横軸には振動次数を示す。

ここで用いた範囲の剛性では、あまり差異は大きくないが、これらのモデルの振動数と基本モデルの振動数とを比較すると、剛域の考慮によりすべての振動モードにおいて固有振動数が10%程度増加していることが

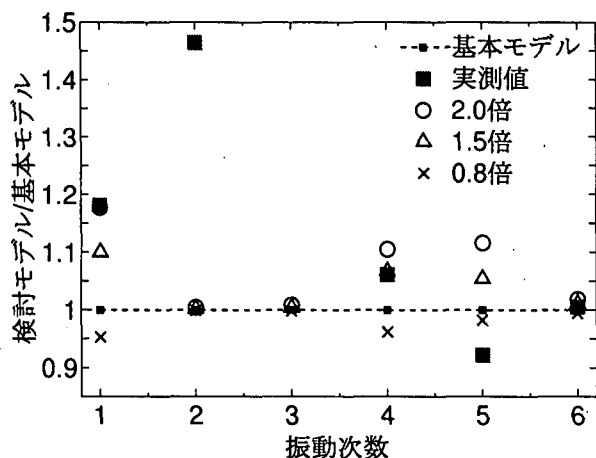


図-13 補剛桁および縦桁の面内・面外剛性の影響

わかる。特に、低次モードにおいては剛域の剛性を適切に考慮することによって解析値が実測値に近づいていく。ただし、3次の面内対称1次モードでは、剛域の剛性の大きさにより、解析値が実測値を上回る場合があった。これらの結果より、ポスト両端の剛域を適切に考慮することが必要であると考えられる。

#### 4.4 上部構造の曲げ剛性およびねじり剛性の影響

コンクリート床版の剛性を含めた補剛桁および縦桁の2軸方向の曲げ剛性について検討する。図-13は、基本モデルの解析値および実測値の固有振動数との比較図である。縦軸は補剛桁および縦桁の剛性変化時の固有振動数を基本モデルの値で無次元化した比を示し、横軸には振動次数を示す。

まず、振動モード別にみると、1次、4次、5次の面内振動モードは、補剛桁および縦桁の剛性を変化させることにより、最大で20%程度固有振動数が増加した。しかし、2次、3次の面外振動モードでの固有振動数はほとんど変化しない。つまり、補剛桁および縦桁の剛性は面内振動モードに大きな影響を与え、面外振動にはあまり影響しないことがわかる。また、4次のねじり振動モードも補剛桁および縦桁の曲げ剛性の変化による影響を受けていることがわかる。本研究で用いた基本モデルでは、付属物である舗装や地覆あるいはハンチを考慮して補剛桁および縦桁の剛性を算定しているが、この値は付属物を考慮しない場合の1.1~1.2倍となった。つまり、付属物の剛性を考慮しない場合は、図-13において、×で示した0.8倍のモデルに近い固有振動数になると予想される。

以上のことより、コンクリート床版を含む補剛桁および縦桁の曲げ剛性は面内振動に大きく影響を与えることがわかった。よって、実構造物の固有振動特性を再現するためには、上部構造のモデル化に際して、モデルの付属物などの影響を適切に考慮する必要があると考えられる。ただし、5次の面内対称2次モードの

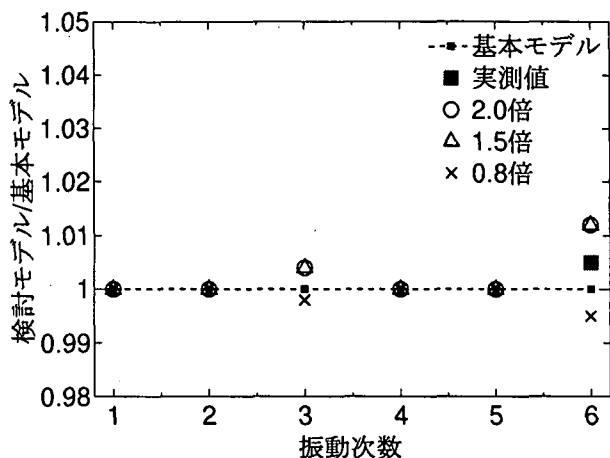


図-14 補剛桁および縦桁のねじり剛性の影響

結果から、過度に補剛桁および縦桁の曲げ剛性を増加させることは構造物を適切にモデル化しているとはいえない。

次に、補剛桁および縦桁のねじり剛性について検討する。図-14は、基本モデルの解析値および実測値の固有振動数との比較図である。縦軸は補剛桁および縦桁のねじり剛性を変化させた時の固有振動数を基本モデルの値で無次元化した比を示し、横軸には振動次数を示す。

図-14から、低次振動モードにおいて、ねじり剛性の影響はほとんど認められない。3次および6次振動モードで補剛桁および縦桁のねじり剛性の影響を受けて幾分振動数比が変化しているが、基本モデルに対して1%程度である。したがって、各部材のねじり剛性を適切に算定している限り、ねじり剛性が固有振動数に与える影響は小さいと考えられる。

#### 4.5 上部構造端部の拘束条件の影響

上部構造端部の拘束条件の影響について検討する。図-15は、基本モデルの解析値と各方向変位拘束時の固有振動数の比較を示している。縦軸には、上部構造の端部を拘束した場合の固有振動数を基本モデルの振動数で無次元化した比を示し、横軸に振動次数を示す。なお、この場合、補剛桁端部の計4節点を各方向に変位拘束した。

まず、X軸方向（橋軸方向）の変位を拘束した場合の影響について検討する。X軸方向を拘束したモデルの解析値を○で示す。図-15から1次の面内逆対称1次モードと4次のねじり逆対称振動モードにおいて基本モデルの場合に対して20%程度の大きな差異が認められた。逆に、それ以外の振動モードでは差異が1%以内と小さいことがわかる。つまり、橋軸方向に振動する逆対称振動モードに影響が大きいことがわかる。次に、Y軸方向（鉛直方向）の変位を拘束した場合の影響について検討する。Y軸方向を拘束したモデルの解

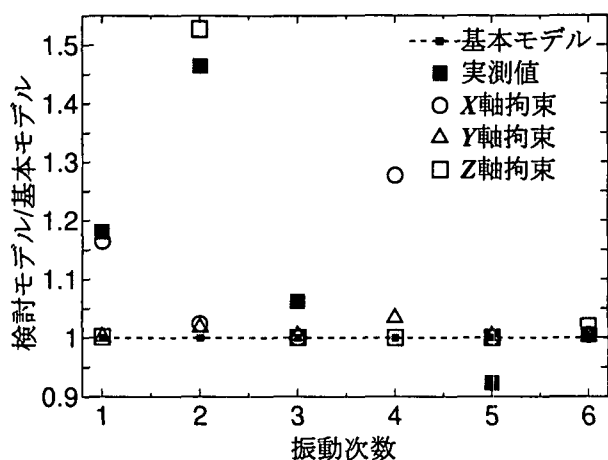


図-15 桁端部拘束の影響

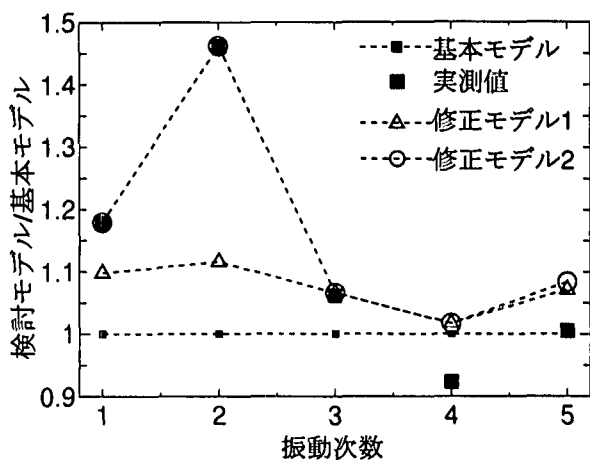


図-16 モデル化の違い

析値を同図に△で示す。この結果から Y 軸方向を拘束しても、基本モデルの場合と最大でも 2% 程度の差異でほとんど変化がないことがわかる。つまり、桁端部の鉛直変位は振動モードにほとんど影響を与えない。実際、長篠大橋の振動調査時も上部構造端部の鉛直方向加速度の測定値は非常に小さい。最後に、Z 軸方向（橋軸直角方向）の変位を拘束した場合の影響について検討する。Z 軸方向を拘束したモデルの解析値を同図に□で示す。この結果から、2 次の面外対称 1 次振動モードで基本モデルの約 1.5 倍の振動数となり実測値を超えており、やはり、面外振動に大きな影響を与えていることがわかる。

以上のことから、上部構造端部の拘束条件は、特に 1 次の面内逆対称 1 次振動モードと 2 次の面外対称 1 次振動モードに大きな影響を与えることがわかった。

## 5. 再現性を向上するモデルの同定

前章までは、基本モデルを基準として、種々のパラメータを変化させたモデル化の影響を検討してきた。そこで、本章では前章までの検討を踏まえ、実構造の固有振動特性を精度よく再現できるモデルの同定を試みる。

### 5.1 モデルの設定

これまでの個別の検討を踏まえて、基本モデルとは別に新たに異なる 2 つのモデルを考えた。1 つ目のモデルでは、すべてのポストに対して、補剛桁およびアーチリブの剛性の 0.3 倍の剛性をもつ剛域を考慮し、さらに、上横構の位置を実構造に対応させた。このモデルを修正モデル 1 とする。次に、2 つ目のモデルとして、修正モデル 1 に上部構造端部の拘束条件を実際の弾性支持により考慮したモデルを設定した。このモデルを修正モデル 2 とする。弾性支持を考慮するために、2 本の補剛桁と 3 本の縦桁の各桁端部に、橋軸方向および橋軸直角方向の弾性ばねを導入した。なお、そ

表-3 実測値と各モデルの固有振動数 (Hz)

| 振動モード     | 実測値  | 基本モデル | 修正モデル 2 |
|-----------|------|-------|---------|
| 面内逆対称 1 次 | 1.45 | 1.23  | 1.45    |
| 面外対称 1 次  | 2.53 | 1.73  | 2.53    |
| 面内対称 1 次  | 2.75 | 2.59  | 2.76    |
| 面内対称 2 次  | 3.22 | 3.49  | 3.55    |
| ねじり対称 1 次 | 4.31 | 4.29  | 4.65    |

のばね定数は 1 次、2 次の固有振動数の解析値が実測値に一致するように試行錯誤的に同定した。

この 2 つのモデルを考えた理由は、前章の検討により、1 次、2 次振動モードでは端部拘束の考慮、3 次振動モードではポスト両端部の剛域の考慮によって実構造への対応を説明できる可能性が確認されたからである。そこで、同定した 2 つのモデルに対して固有振動解析を行い、各モデルの固有振動数の解析値と実測値を比較検討する。

### 5.2 固有振動数の再現性

まず、図-16 は、各モデルの解析値と実測値の比較図であり、縦軸は各モデルの固有振動数を基本モデルの固有振動数で無次元化した比を示し、横軸には振動次数を示す。

△で示す修正モデル 1 の結果は、実構造の各部材に対してできる限り忠実にモデル化を行ったものである。そのモデルの振動数と実測値との差異は、1 次振動モードで 10%、2 次振動モードで 25% 程度と大きい。この結果より、実構造の各部材特性を厳密にモデル化するだけでは、その構造物の振動特性を正確に再現することは極めて困難であるといえる。次に、○で示す修正モデル 2 の結果は、1 次から 3 次の低次の振動モードにおいて実構造の振動数との差異が 1% 以下となりよく一致している。対象としたアーチ橋の振動調査結果<sup>6)</sup>で得られているスペクトル解析結果から判断すると、上



部構造の端部において、橋軸方向と橋軸直角方向にはほとんど振動していないことが確認されている。つまり、上部構造端部に設置された伸縮継手や落橋防止構造が拘束条件に影響したと考えられる。したがって、上部構造端部の弾性支持による拘束を考慮することで、振動調査時の解析対象の固有振動特性をある程度再現できたと考える。

以上の結果を明確に示すために、表-3には、実測値と基本モデルおよび修正モデル2の固有振動数および固有振動モードを示す。なお、実測値との比較のため、対応する5つの振動モードのみを示している。

## 6. まとめ

本研究では、既設鋼アーチ橋である愛知県長篠大橋の振動調査による実測値をもとに、実橋を構成する各部材の剛性や結合法あるいは上部構造端部の拘束条件などに着目して、対象橋梁の3次元固有振動解析を行い、実橋の固有振動特性を再現できるモデル化を検討した。まず、その前段階として、実橋を構成する各部材の剛性などを変化させて固有振動解析を行った。これにより、個々の部材剛性が鋼アーチ橋全体の振動特性に与える影響を明らかにした。その後、個別の検討結果をもとに実橋の固有振動特性を精度よく再現できるモデルの検討を行った。

以上の検討から、得られた結果をまとめると以下のようになる。

1. 上部構造の上横構位置を実構造に対応させて考慮することで解析値は実測値に幾分近づく。ただし、その影響はあまり大きくない。
2. 鋼アーチ橋において、ポスト両端部にそれぞれ補剛桁およびアーチリブ部材の剛性に対応する剛域を設けることで固有振動数が大きく変化した。したがって、ポスト両端部の剛域を適切に考慮することが必要である。
3. コンクリート床版などを含む補剛桁および縦桁の曲げ剛性は鋼アーチ橋の面内振動に大きく影響を与える。よって、実構造物の固有振動特性を精度よく再現するためには、上部構造のモデル化に際して、舗装や地覆などの付属物やハンチの影響を考慮する必要がある。

4. ここで対象とした鋼アーチ橋において、上部構造端部の拘束条件は特に、その面内振動および面外振動の固有振動モードに大きな影響を与え、結果的に、1次、2次振動モードの固有振動数が大きく変化する。対象とした鋼アーチ橋のポストの剛域および上部構造端部の弾性支持を考慮することにより、実構造の低次振動モードの固有振動特性をある程度再現することができた。しかし、さらに高次の振動モードまでの固有振動特性を再現することは極めて難しいと考えられる。今後は、より再現性の高いモデル化を行うために、より多くの実橋と比較検討する必要がある。

## 付録 I ねじり定数

以下にねじり定数の算定式を示す。なお、 $b$  は断面幅、 $h$  は断面高さ、 $t$  は断面厚さを示す。

$$\text{箱型断面 } J = \frac{2b^2h^2}{b+h}t \quad (\text{I.1})$$

$$\text{I 型断面 } J = \frac{b_{tf}t_{tf}^3}{3} + \frac{b_{we}t_{we}^3}{3} + \frac{b_{bf}t_{bf}^3}{3} \quad (\text{I.2})$$

## 参考文献

- 1) 柳智子, 中島章典, 斉木功: 上路式鋼アーチ橋のモデル化と2次元弾塑性地震応答性状, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.543-552, 2003.3.
- 2) 梶川康男, 深田幸史, 大木太, 角本周, 町勉, 熊谷高: 外ケーブル併用吊床版橋の構造と振動特性, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.377-388, 2002.3.
- 3) 梶川康男, 深田幸史, 久保修平, 近藤真一: 斜材を有する上路式PC吊床版歩道橋の振動特性, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.389-397, 2002.3.
- 4) 大江豊, 大塚久哲, 水田洋司, 劉貴位, 飯塚智博: 鋼アーチ橋における主部材の断面特性と弾塑性動的解析, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.821-830, 2000.3.
- 5) 野中哲也, 宇佐美勉, 坂本佳子, 岩村真樹: 上路式鋼トラス橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.531-542, 2003.3.
- 6) 名古屋大学工学部土木工学科: 長篠大橋振動測定調査報告書, 1990.3.
- 7) 愛知県新城土木事務所: 橋梁整備工事の設計, 上部工設計計算書, 1985.
- 8) 奥村徹, 後藤芳顯, 鈴木昌哉: 非線形はりモデルを用いた鋼製橋脚の耐震解析における幾何学的非線形性とせん断変形の影響, 土木学会論文集, No.696/I-58, pp.157-172, 2002.1.

(2003年4月18日受付)