

実鋼アーチ橋に対する起振機実験および常時微動測定に 基づく固有振動特性に関する検討

崔準祐¹・星隈順一²・堺淳一³

¹正会員 博（工） 独立行政法人 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 専門研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

²正会員 博（工） 独立行政法人 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

³正会員 博（工） 独立行政法人 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

1. はじめに

長期間供用され老朽化の進んだ橋梁において、適切な維持管理を行うためには、主要部材の残存耐力や橋全体としての耐震安全性を精度良く評価することが重要である。既設橋の耐荷性能や耐震性能の評価には、一般に構造解析が用いられているが、特に長期間供用されていたような橋の実挙動を解析により精度よく評価するためには課題も多い。例えば、解析モデル化の高度化のためには、実橋梁を対象とした現地実験による検証が有効であるが、供用中の橋梁においては制約が多く、現実的には実験事例が極めて少ないのが現状である。

また、吊橋、斜張橋、アーチ橋のような地震時の挙動が複雑な橋に対しては、実橋を用いた実験などによる基礎データが少ないこと、またこれらの橋梁は構成部材が多く解析モデルが非常に複雑になることから、解析モデル化において不明なところが多い。既往の研究や報告事例をみると、これらの橋梁に対する数値解析による固有振動解析や地震応答解析の事例は多いものの、実橋梁における現地実験による振動特性の確認事例は少ない。

そこで、著者らは長年の供用を終え、撤去される予定となった実鋼アーチ橋（昭和38年3月竣工、写真-1）を活用し、その橋の固有振動特性を把握することを目的として、起振機を用いた現地振動実験と常時微動測定を行った。また、対象橋梁に対して3次元骨組みモデルによる固有振動解析を行い、解析結果と現地で得られた実験結果の対比により、解析モデルの妥当性について考察を行った。

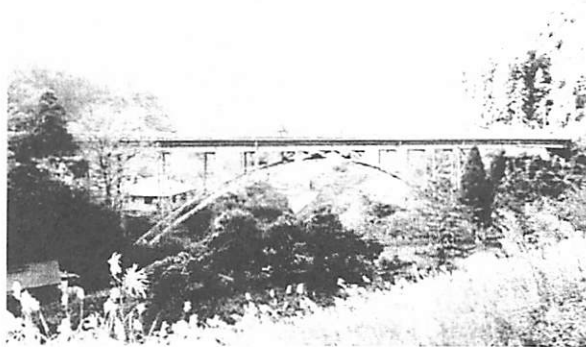


写真-1 対象橋梁の全景

2. 対象橋梁

本実験で対象とした橋梁は、写真-1に示す昭和38年に竣工された鋼上路式アーチ橋である。本橋は、実験を実施した時点で建設後47年が経過しており、防災事業による道路の付け替えによって、平成21年度から供用停止とされている。

対象橋梁の一般図および諸元を図-1と表-1にそれぞれ示す。橋長135.9m（支間割：30.0m＋75.0m＋30.0m）、有効幅員7.0mを有する3径間連続逆ランガー桁橋である。上部構造は鋼鈑桁を有する非合成RC床版構造であり、鋼鈑桁は2本の主桁と3本の縦桁で構成されている。下部構造は、A1、A2は逆T式橋台、P1、P2はアーチアバット形式であり、支承条件は、A1、A2は可動支承（補強前）、P1、P2はピン支承である。本橋の構造的特徴としては、アーチ支間が75.0mと短くアーチライズが16.5mと比較的高いこ

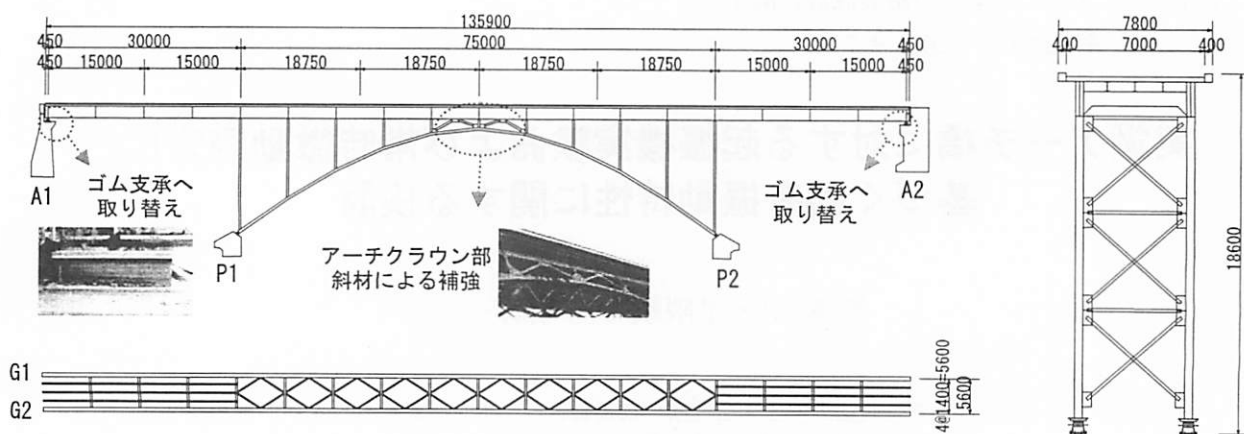


図-1 対象橋梁の一般図

表-1 対象橋梁の諸元

橋長	135.9m
支間	30.0m+75.0m+30.0m
橋梁形式	上路式逆ランガー桁橋
幅員	車道 7.000m
架設年次	昭和38年
適用示方書	昭和31年鋼示(一等橋)

と、また中央径間の中心部や横断面の中心部を基準に左右対称構造となっていること、などが挙げられる。

本橋はこれまでに様々な補修、補強が施されている。まず、平成11年には耐震補強を目的として、アーチクラウン部に対して補強材(斜材)の追加とA1、A2橋台の支承部に対して鋼製支承からゴム支承への取り替えが行われている。また、平成19年には、鋼材の劣化損傷により各部で補強が必要と判断されたため、鉛直材付け根部や対傾構部、下横構部などに対し、あて板補強が行われている。

3. 固有振動解析

(1) 解析概要

対象橋梁の固有振動特性の把握や起振機の載荷位置を決定するため、実験に先立って固有振動解析を行った。本固有振動解析では、対象橋梁の劣化損傷による断面欠損など、部材剛性の低下は考慮せず、各部材が架設当時の断面剛性を有していると仮定してモデル化を行った。

(2) 解析モデルおよび解析手法

対象橋梁の解析モデルを図-2に示しており、3次元骨組みモデルによりモデル化を行った。ここでは、

各構造部に対して詳細にモデル化を行うこととし、上部構造においては、補剛桁、縦桁、横桁、上横構、床版をそれぞれモデル化し、各部材に剛性や質量を与えることとした。床版のモデル化においては、1本の梁要素に断面剛性を与えることとし、質量は各節点に分配させることとした。

支承部のモデル化に関しては、一般には道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾に基づいて支承形式に応じた拘束条件を与える方法が広く用いられている。ただし、橋の挙動を厳密に解析する場合は、支承部が有する特性を適切に考慮し、支承部にバネ定数を与える方法がよく用いられており、本解析では、支承部に対し6方向成分を有する弾性バネ要素を用いてモデル化を行うこととした。

P1、P2のピン支承に対しては、橋軸直角方向軸回りのみ自由、他の方向に対しては拘束と仮定した。一方、A1、A2のゴム支承に対しては、橋軸直角方向軸と鉛直方向軸回りを自由、鉛直方向と橋軸方向軸回りを拘束、橋軸方向および橋軸直角方向にはゴム支承のせん断剛性を与えることとした。ゴム支承のせん断剛性の算定については、道路橋支承便覧²⁾を参考にし、式(1)に基づいてゴム支承のせん断剛性

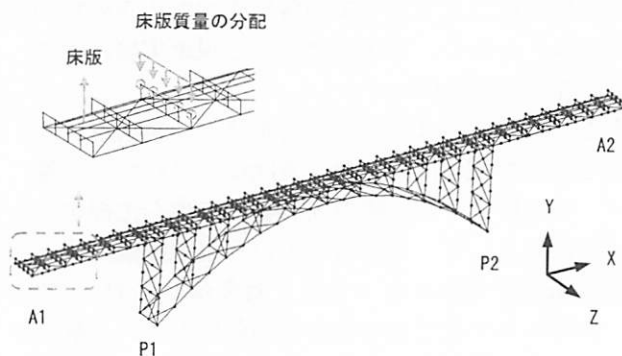


図-2 解析モデル

を算出した。ゴム支承は、ゴムの材料特性としてせん断ひずみによって剛性が変化するという‘ひずみ依存性’を有しているため、ゴム支承の挙動を厳密に評価するためにはこのひずみ依存性を適切に考慮してモデル化を行う必要があるが、本実験では起振機の加振により、ゴム支承が大きくせん断変形しないと見込み、ひずみ依存性による影響は小さいと仮定した。

$$K_s = \frac{G(\gamma)A_e}{\sum t_e} \tag{1}$$

ここに、 $G(\gamma)$: ゴムのせん断弾性係数
 A_e : ゴム支承のせん断断面積
 t_e : ゴム支承の総厚

主要鋼材間の節点部の結合条件については、剛結合と仮定した。また、桁と床版の結合条件としては、起振機の加振により桁と床版間で相対変位が生じないと仮定し、剛結合とした。

(3) 解析結果

対象橋梁に対し固有振動解析を行い、1次から10次までの解析結果を表-2に示す。また、主要変形モードのモード図を図-3に示す。各方向の有効質量比と固有変形モードを基に、本橋の卓越モードについて分析を行った。

1次モードは、固有振動数1.385Hzで、アーチ支間中央部が橋軸直角方向へ大きく変形するモード（橋軸直角方向1次モード）である。また、2次モードは固有振動数1.750Hzで現れ、上部構造の端部が橋軸直角方向へ変形する橋軸直角方向2次モードである。一方、橋軸方向1次モードは3次モード（固有振動数1.890Hz）で現れた。変形モードは、支柱が橋軸方向へ変形するモードであるが、上部構造の上下方向への変形も伴っている。また、橋軸方向2次モードは、6次モード（固有振動数3.317Hz）で確認できおり、本橋の橋軸方向への変形モードは比較的高

表-2 固有振動解析結果

モード	振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比			変形モード
			X(橋軸)	Y(鉛直)	Z(橋直)	
1	1.385	0.722	0.000	0.000	0.795	橋直1次
2	1.750	0.571	0.000	0.000	0.000	橋直2次
3	1.890	0.529	0.485	0.000	0.000	橋軸1次
4	1.958	0.511	0.000	0.000	0.167	橋直3次
5	3.032	0.330	0.000	0.287	0.000	鉛直1次
6	3.317	0.301	0.483	0.000	0.000	橋軸2次
7	3.948	0.253	0.000	0.162	0.000	鉛直2次
8	3.982	0.251	0.000	0.000	0.000	
9	4.393	0.228	0.003	0.000	0.000	
10	4.488	0.223	0.000	0.001	0.000	

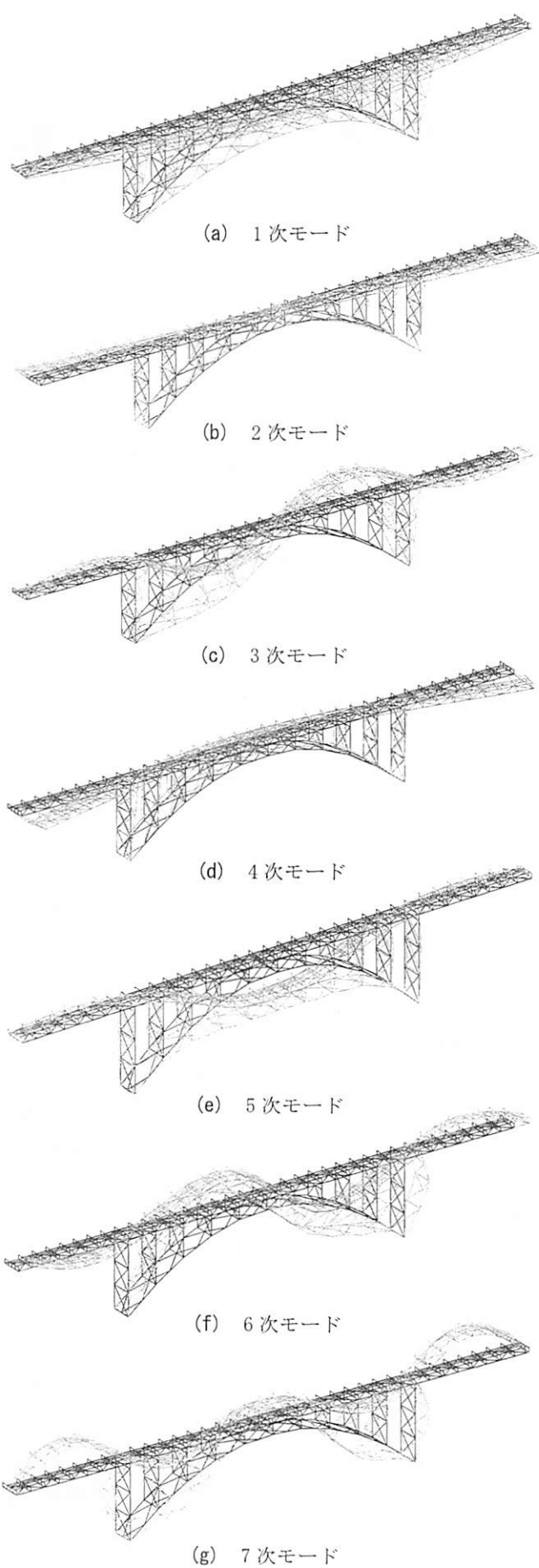


図-3 固有変形モード図

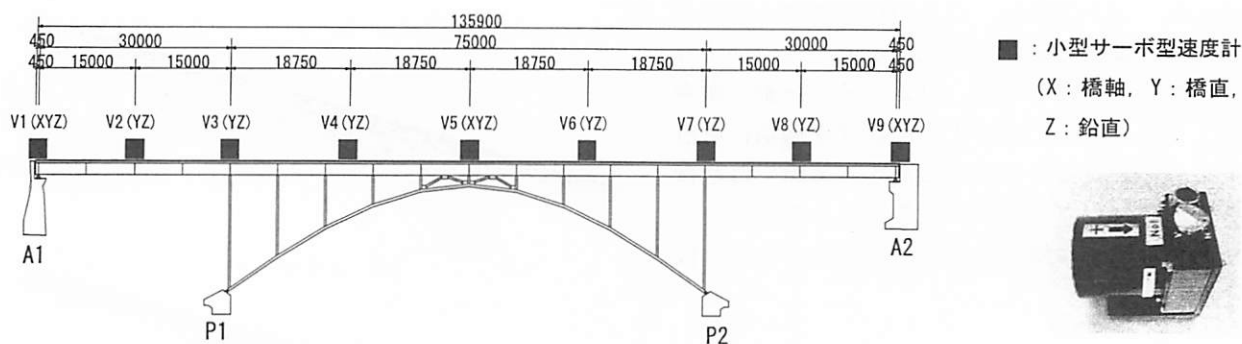


図-4 測定箇所の位置図

次モードで現れる結果となった。なお、鉛直方向への変形モードは、5次モード（固有振動数3.032Hz）と7次モード（固有振動数3.948Hz）で確認できた。

4. 起振機実験および常時微動測定

(1) 概要

対象橋梁の固有振動特性を把握することを目的とし、起振機による加振実験と常時微動測定を行った。ここでは、3.にて行った固有振動解析の結果により推定された、低次モードの変形が卓越する箇所において、起振機加振実験を行い、共振領域を確認することとした。しかし、起振機加振実験の途中で起振機の故障により、当初計画していた加振ケースの全てを加振することが出来なかったが、常時微動測定による固有振動特性の推定は行った。

(2) 測定方法

a) 起振機加振実験

対象橋梁の1次モードの共振振動数を確認するため、事前に行った固有振動解析結果に基づいて写真-2に示すようにアーチ支間中央の橋面上に橋軸直角方向に対して加振出来るように起振機を設置した。起振機を加振振動数を0.5Hzから段階的に大きくしながら各加振振動数に対する各測定点の応答波形を記録した。今回の実験では、加振振動数2.50Hzの加振途中で起振機が故障したため、2.20Hz以降の加振実験は実施出来なかった。

速度計の設置位置は、各次数のモード形状が把握出来るように橋面上の9ヶ所に設置した。測定箇所の位置図を図-4に示す。測定点の両端（V1, V9）とアーチ支間中央（V5）は、橋軸方向（X）、橋軸直角（Y）方向及び鉛直（Z）方向の3成分とし、その他の測定点は橋軸直角（Y）方向の1成分とした。なお、実験の際には起振機からの出力信号（加振振動数、

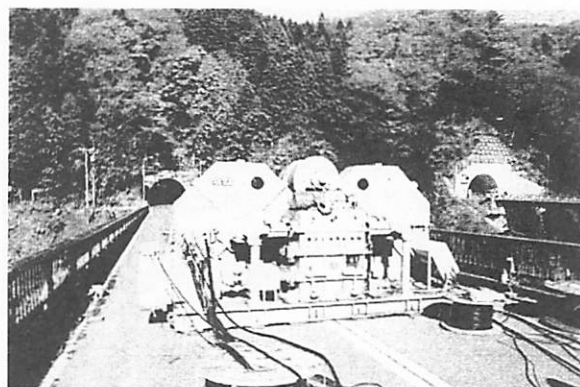


写真-2 起振機の設置状況（アーチ支間中央部）

加振力）を併せて記録した。

b) 常時微動測定

速度計の設置位置は、起振機加振実験と同様に各次数のモード形状が把握出来るように、図-4に示すように橋面上の9ヶ所に設置した。橋軸直角（Y）方向と鉛直（Z）方向を盛替えて10分間の常時微動を測定した。測定点の両端（V1, V9）とアーチ支間中央（V5）は、橋軸（X）方向、橋軸直角（Y）方向及び鉛直（Z）方向の3成分とし、その他の測定点は1成分（Y又はZ方向）とした。

記録時のサンプリング時間は0.005秒（200Hz）とし、速度波形で記録を行った。また、波形の収録にはAD変換器を備えたパソコンにデジタル数値として収録した。

(3) 測定結果

a) 起振機加振実験

ここでは、各加振時におけるV5-Yのデータ（アーチ支間中央部、橋軸直角方向の測定データ）を用いて1次モードの共振振動数を求めることとした。加振振動数ごとにV5-Yの応答波形の振幅値を読み取り、その値を加振力で割って単位加振力当たりの速度応答値を算定し、加振振動数との関係をプロットすることにより共振曲線を求めた。図-5に起振機加振に

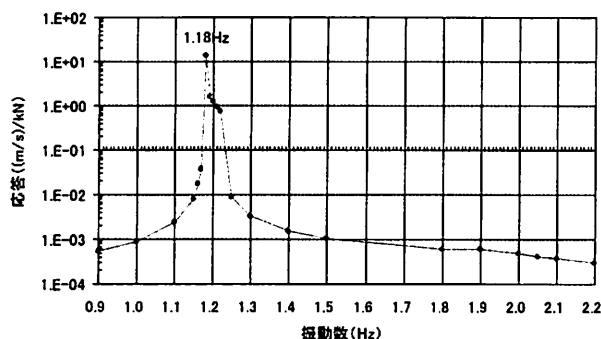


図-5 起振機加振実験から得られた共振曲線 (V5-Y)

表-3 固有振動数の比較

解析の 次数	振動数 (Hz)		誤差 (%)※
	常時微動測定結果	解析結果	
1	1.208	1.385	14.7
2	2.136	1.750	18.1
3	2.148	1.890	12.0
4	-	1.958	-
5	2.966	3.032	2.2
6	3.394	3.317	2.3
7	4.089	3.948	3.4

※誤差 = $[1 - (\text{解析結果} / \text{常時微動測定結果})] \times 100$

より得られたV5-Yの共振曲線を示しており、対象橋梁のアーチ支間中央部が橋軸直角方向に変形する共振振動数は1.18Hzであることが確認された。

b) 常時微動測定

各測定箇所にて測定された速度データからスペクトル解析を行い、対象橋梁の各次数の固有振動数および固有モードを求めることとした。

まず、各測定箇所の測定データからフーリエスペクトルを求め、卓越振動数を確認し、各次数の固有振動数を求めた。表-3に常時微動測定により推定された各モードの固有振動数と固有振動解析の結果を示す。アーチ中央支間部が橋軸直角方向へ変形する1次モードにおいては、常時微動測定による固有振動数が1.208Hzであり、解析結果より約0.18Hz小さいことがわかる。一方、2次モード（橋直2次）と3次モード（橋軸1次）においては、常時微動測定による固有振動数が解析結果より大きい結果となった。また、常時微動測定による結果においては、解析の4次モードの形状を示す振動数が現れず、解析結果との比較は行わないこととした。その後の高次モード（5, 6, 7次モード）においては、常時微動測定による固有振動数が2～3%程度の誤差で解析結果に近似する結果となった。このように、常時微動測定により確認された固有振動数と解析により得られた固有振動数の相違は、各モード次数ごとに異なる傾向を示している。

また、フーリエスペクトル処理による各測定箇所のスペクトル振幅値と位相角を計算し、基準箇所（フーリエ振幅値が最も大きい測定箇所）と各測定箇所間の振幅比と位相差を求め、固有モード図をプロットした。図-6は、常時微動測定による固有モード図と解析による固有モード図を比較したものである。2次モードにおいて両モード形状が若干異なるものの、全体的に両者がよく似た形状を示していることがわかる。

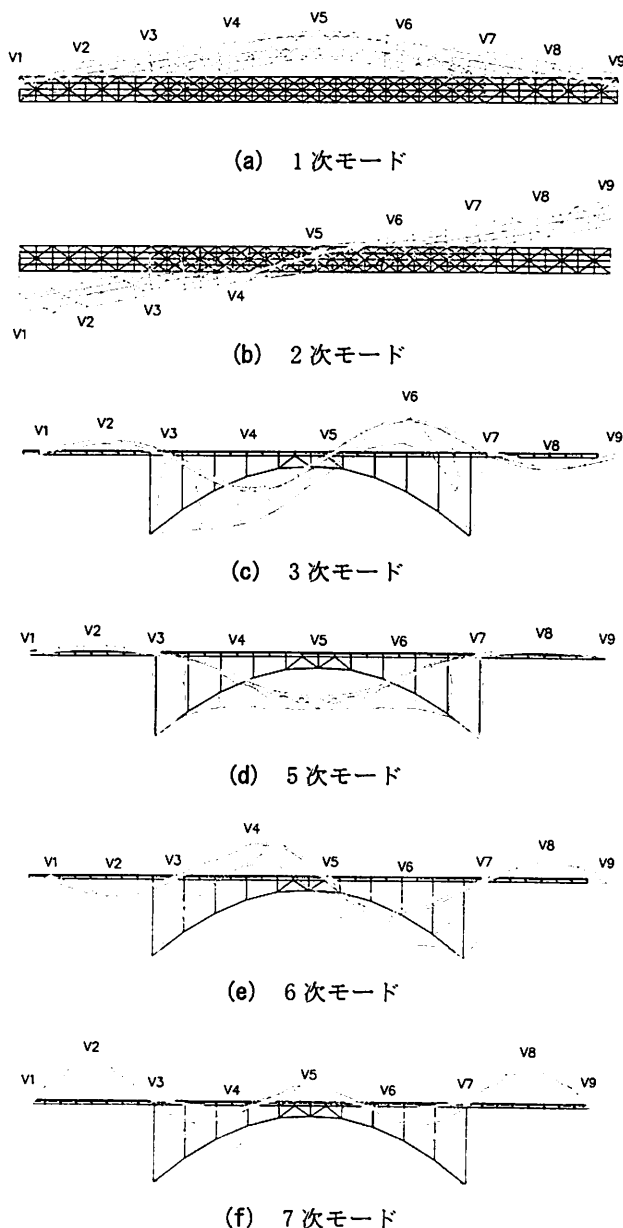


図-6 モード図の比較 (解析 vs 常時微動測定)

(4) 考察

起振機加振実験により得られた共振曲線から対象橋梁の1次モードの卓越振動数は1.18Hzであることが確認されたが、常時微動測定による固有振動数は

1. 208Hzであり、常時微動測定による固有振動数がわずかながら大きい結果となった。これは、常時微動が起振機の加振力による揺れより遙かに小さく、可動の箇所であっても常時微動では通常固定に近い挙動を行うため、全体的に剛性が高く評価されたことが原因であると考えられる。

また、1次モードにおいて、解析結果と比較してみると、起振機加振実験と常時微動測定による固有振動数の方が解析より約0.18Hz小さくなっており、解析で仮定した剛性より実剛性が低く、解析より実橋の方が変形しやすいことがわかった。これは、1次モード以降はこのような結果になっていないことから、解析モデルにおいて質量の設定に問題があるとは考えにくく、1次の変形モードに関係する支柱の面外剛性が実剛性より高く評価されていること、または、解析では格点部の結合条件として剛と仮定していたことが原因ではないかと考えられる。

2次モードと（橋直2次）と3次モード（橋軸1次）は、両モードともに上部構造の端部が大きく変化するモードが現れており、支承部のせん断剛性がこれらのモードに大きな影響を与えることが考えられる。両モードともに、常時微動測定により確認された固有振動数が解析による固有振動数より0.3Hz程度大きくなっているが、これは、常時微動ではゴム支承がほとんど変形せず、ゴムの実剛性が解析モデルで仮定したせん断剛性より大きかったことによる結果であると考えられる。また、2次モードにおいて、支承部に向かうにつれて形状に変化が見られたことも、ゴムの実剛性が解析モデルで仮定したせん断剛性より大きかったことが原因であると考えられる。

5. まとめ

本検討では、撤去される予定の実鋼アーチ橋を対象とし、起振機による加振実験と常時微動測定を行い固有振動特性を把握した。これらの結果と固有値解析の結果を比較し、解析モデルの妥当性について検討を行った。本検討で得られた知見を以下に示す。

- 1) 常時微動では構造系の固定度が上がる傾向にあるため、起振機加振実験により確認された1次モードの固有振動数より常時微動測定による固有振動数がわずかながら大きい。
- 2) 1次モードに関しては、解析より起振機加振実験や常時微動測定による固有振動数が小さい結果となった。解析モデルにおいて支柱の面外剛性や結合条件の設定が主たる原因であると考えられる。
- 3) 常時微動ではゴム支承の変形がほとんどなく、ゴムのせん断剛性が高く評価され、解析より高い振動数が得られた。

謝辞：本検討では、国土交通省近畿地方整備局、同局福井河川国道事務所の多大な協力を得て、現地実験を実施することができました。ここに、関係各位に深くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.
- 3) 麓 興一郎，村越 潤，鈴木 五月，出井 貴士，五島 浩一，宮崎 正男，清田 鍊次：起振機を用いた橋梁の現地振動試験，土木学会第59回年次学術講演会，pp. 1343-1344，2004.
- 4) 麓 興一郎，忽那 幸浩，清田 鍊次，宮崎 正男，荒居 祐基：長支間少数主桁橋の現地振動試験，土木学会第60回年次学術講演会，pp. 1065-1066，2005.