

木吊床版歩道橋の静的・動的力学特性

Static and dynamic characteristics of wooden stress-ribbon foot bridge

○中澤隆雄* 飯村豊** 三浦功*** 宮里順**** 今井富士夫*
NAKAZAWA Takao, IIMURA Yutaka, MIURA Isao, MIYAZATO Jun and IMAI Fujio

- * 工博 宮崎大学工学部土木環境工学科(〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1)
** 農博 宮崎県木材利用技術センター (〒885-0037 都城市花繰町 21-2)
*** 宮崎大学博士後期課程 (〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1)
**** 清本鐵工株式会社 (〒889-0595 延岡市土々呂町 6-1633)

Static and dynamic characteristics of wooden stress-ribbon foot bridge are described in this paper. Experimental deflections agreed well with calculated results by the cable theory. Natural frequency obtained from the experiment was in the range of 0.684~3.223Hz. Because the range of natural frequency approximates to walking pace of about 2 steps per second, the bridge is vibrated easily by walking. The damping coefficient was in the range of 0.010~0.013.

Keywords : 吊床版、サグ、固有振動数、振動モード、減衰定数
stress-ribbon, natural frequency, vibration mode, damping coefficient

1. まえがき

我国では、1969年に大阪万国博9号橋が竣工して以来、PC（プレストレストコンクリート）吊床版橋の施工実績も増加し、100m以上の吊支間を有する橋も相当数にのぼっている。吊床版橋は軸剛性が卓越する柔構造であり、変形性能が可撓性のケーブルに依存するとともに、振動の問題も重要となってくる。よって、PC吊床版橋については多くの研究報告がなされている^{1), 2)}。しかし、木吊床版橋の施工例はそれほどはなく、これまで静的および動的力学特性に関する報告はほとんど見受けられない。

本論は、2002年に東臼杵郡西郷村の石峠レイクランドに宮崎県では初めての橋長83mの木吊床版歩道橋（小曾木橋）について、静的載荷試験および動的載荷試験を実施した結果をとりまとめ、本橋の静的・動的力学特性を検討したものである。

2. 小曾木橋の概要

木吊床版歩道橋である小曾木橋の概観を写真-1に示す。また、本橋の設計条件は表-1に示すとおりである。

設計計算によれば、ケーブルの張力Tはケーブル理論による次式から求められている。

$$T = W \times L^2 / (8 \times f) \quad (1)$$

ここに、W：荷重強度、L：径間長、f：サグ量
設計サグ量は1.435m、死荷重は385kg/m、活荷重は360kg/m

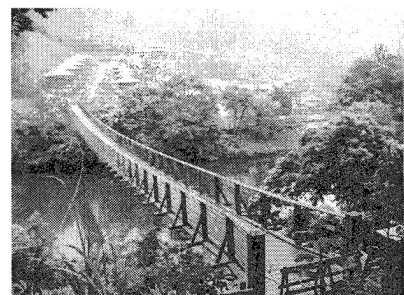


写真-1 小曾木橋

となっており、径間長 83.0m に対して、死荷重によるケーブルの水平張力は 231,034kg、活荷重によるケーブルの水平張力は 216,031kg である。よって死荷重と活荷重によるケーブルの最大張力はケーブルの最大傾斜角を考慮して 439,110kg となり、この張力を 3 以上の安全率で負担するため、A 級 2 種の $\phi 60$ ストランドロープ（標準断面積 1,710mm²、素線径 2.86mm、切断荷重 239t）が 6 本用いられている。

また、耐風索には A 級 2 種の $\phi 24$ のストランドロープ（標準断面積 281mm²、素線径 2.66mm、切断荷重 40.4t）が、耐風支索には 6m 間隔で A 級 2 種の $\phi 9$ のストランドロープ（標準断面積 39.4mm²、素線径 1.00mm、切断荷重 5.67t）が使用されている。本橋の側面図と平面図を図-1 に、また断面図を図-2 に示す。

床版にはヒノキ材が用いられている。3 等分点 4 点荷重曲げ試験（スパン 2,700mm、荷重点間距離 900mm）の結果、表-2 に示す曲げ強度を有していることが確かめられている。

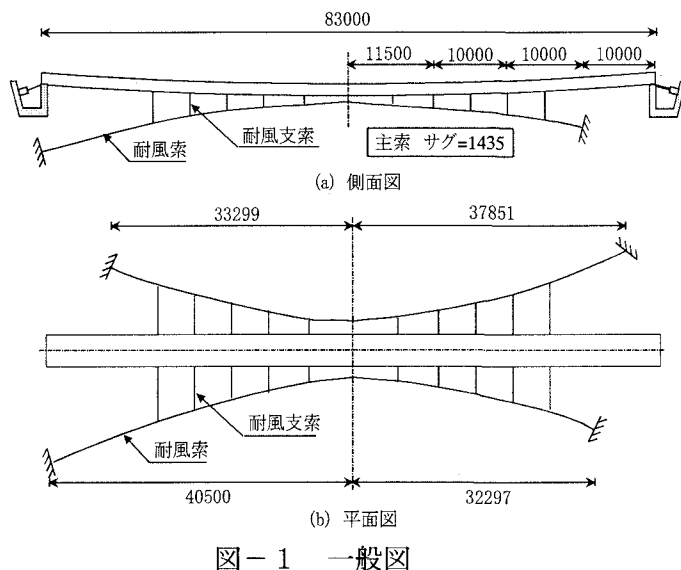


図-1 一般図

表-1 設計条件

| | |
|--------|-------------------------------|
| 形式 | 単径間無補剛吊床版橋 |
| 橋長 | 83m (吊径間 83m) |
| 幅員 | 1.80m (有効幅員) |
| 荷重 | 活荷重(等分布荷重) |
| | 床版、床組 300kg/m ² |
| | ケーブル、サドル 200kg/m ² |
| | 風荷重 450kg/m ² |
| 設計水平震度 | 0.2 |
| 床版 | 木床版 |
| 耐風索 | 有り |
| 適用基準 | 小規模吊橋指針 |

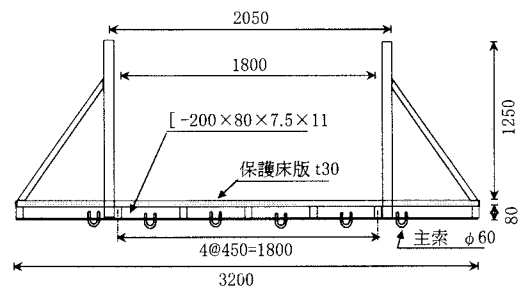


図-2 断面図

表-2 床版ヒノキ材の曲げ試験結果

| | 幅 (mm) | 厚さ (mm) | 最大荷重 (kN) | 曲げ強度 (N/mm ²) |
|-------|--------|---------|-----------|---------------------------|
| 試験体 1 | 195 | 74.7 | 23.4 | 58.2 |
| 試験体 2 | 195 | 74.8 | 14.3 | 35.4 |
| 平均 | - | - | 18.9 | 46.8 |

3. 実験結果および考察

3.1 静的力学特性

本橋が竣工した 2002 年 2 月時点で測定した縦断線形を図-3 に示す。気温 3℃時に設計サグ量よりも実測サグ量が 41mm ほど大きくなっている。当日は気温が 17℃まで変化しており、気温の上昇に伴って設計計算値よりもサグ量が増大していることがわかる。

静的載荷試験を実施するに先立ち、無載荷状態での縦断線形をトータルステーションを用いて計測した。図-4 に示すように、設計サグ量よりも 50mm 程度実測サグ量の方が大きくなっていた。この状態で、20 リットル入りのポリタンク 150 個にそれぞれ

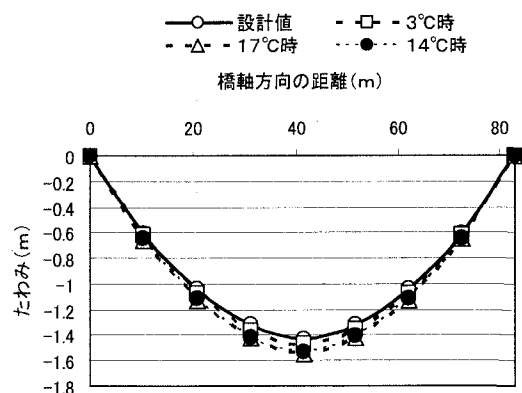


図-3 竣工当時の縦断線形

れ 20kg の水を入れ、これらのポリタンクを種々の
 載荷状態になるようにならべてたわみの変化を
 トータルステーションによって測定した。

写真-2 に載荷状態の 1 例（半スパン幅員中央
 載荷）を示す。写真-2 に示す半スパン幅員中央
 載荷時に得られた、無載荷時の縦断線形を基準と
 した幅員の上下流側でのスパン長の 8 等分点の各
 点におけるたわみ変化を、ケーブル理論による計
 算値の縦断線形と比較して図-5 に示す。



写真-2 静的載荷試験
 （半スパン幅員中央載荷）

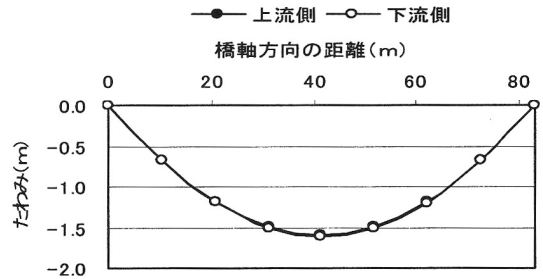


図-4 静的載荷試験前の縦断線形

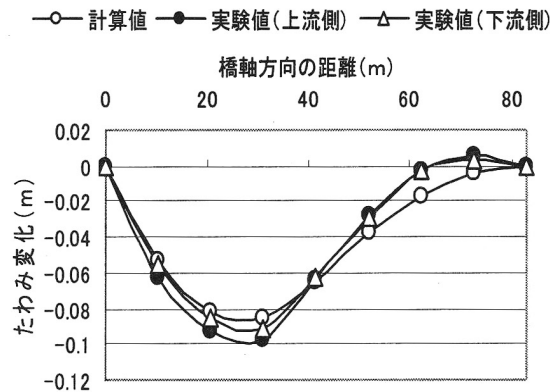


図-5 各測点でのたわみ変化
 （半スパン幅員中央載荷）

図-5 からわかるように、最大で 100mm 程度のたわみ変化が生じており、計算値よりも 10
 ~15mm 程度たわみ変化量が大きくなっているが、ほぼ計算値と合致している。なお、非載荷側
 では支点から約 20m の区間において計算値にはみられない床版の浮き上がりが認められる。

また、図-6 ~図-9 にはそれぞれ半スパン幅員上流側載荷、全スパン幅員上流側載荷、スパン
 の 1/4 点における 150 個のポリタンクの集中載荷およびスパンの 1/2 点における 150 個のポリ
 タンクの集中載荷の状態に対応するたわみ変化の状態を示す。

これらの図から、荷重の大きさが同一である時、全スパンに分布させて載荷する場合よりも半
 スパンに分布させて載荷する方がたわみ変化が大きくなること、全荷重をスパン中央に集中させ
 て載荷する場合が最もたわみ変化が大きくなることわかる。

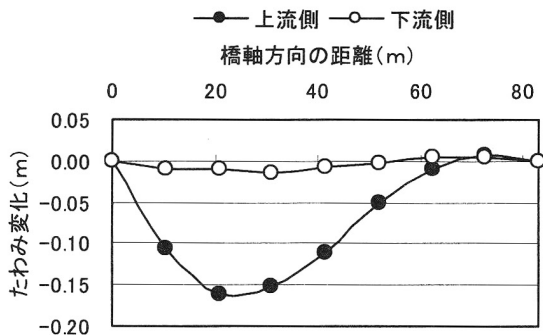


図-6 各測点でのたわみ変化
 （半スパン幅員上流側載荷）

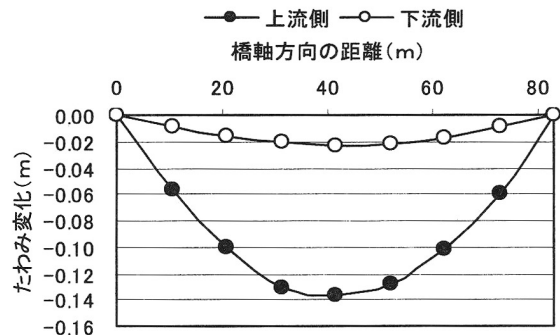


図-7 各測点でのたわみ変化
 （全スパン幅員上流側載荷）

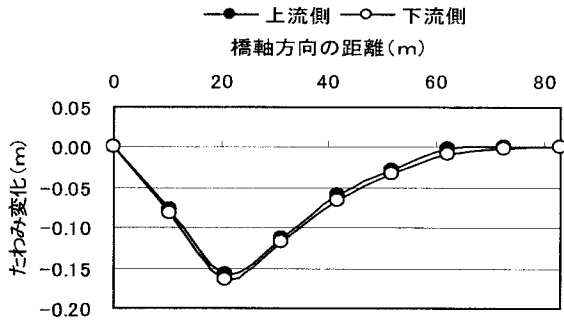


図-8 各測点でのたわみ変化
(スパン 1/4 点集中荷)

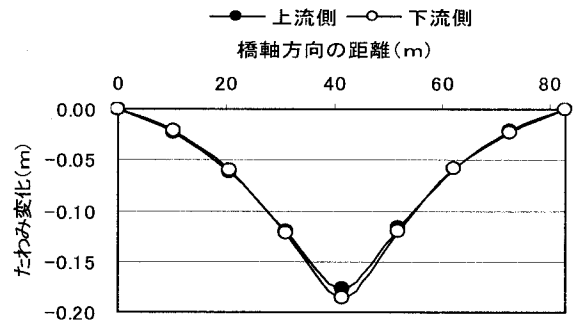


図-9 各測点でのたわみ変化
(スパン 1/2 点集中荷)

3.1 動的力学特性

本橋の固有振動数、減衰定数や振動モード等の動的力学特性を把握するために、振動実験を行った。加振方法は幅員両端部および幅員中央でのスパン長の各 8 等分点で、3 名の人間がタイミングを合わせてジャンプする衝撃加振を用いた。加振ケースは 21 通りである。さらには、幅員両端の各点で定常状態の振動を発生させ、その後の自由減衰振動を測定する方法を用いた。この場合の加振ケースは 7 通りである。振動の測定にはサーボ型加速度計を使用した。振動計測のインターバルは 1/100 秒とし、10~20 秒間測定した。

図-10 には、スパン長の 1/4 点での幅員上流側で 3 名がジャンプして衝撃加振した場合の幅員上流側の各測点のうち、スパン長の 5/8 および 7/8 点での加速度振動波形を示す。衝撃加振した直後には 200~500gal 程度の加速度が発生し、振動は 10~15 秒間継続した。このようにして得られた振動波形を FFT 解析することによって、図-11 に示すパワースペクトルが得られた。

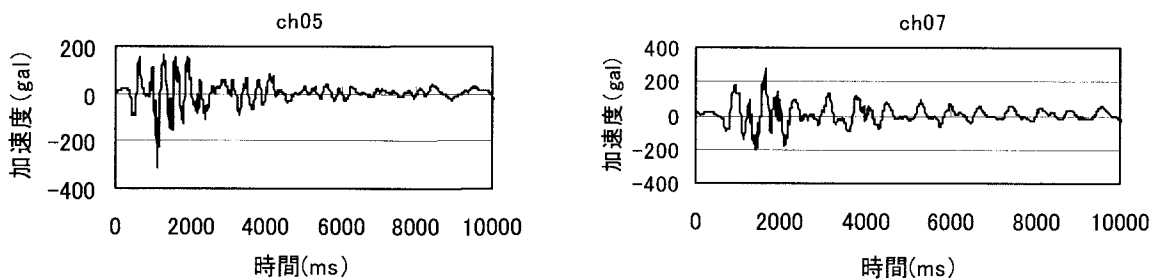


図-10 衝撃加振時の各測点での加速度波形
(衝撃加振点：スパン長の 1/4 点、幅員上流側)

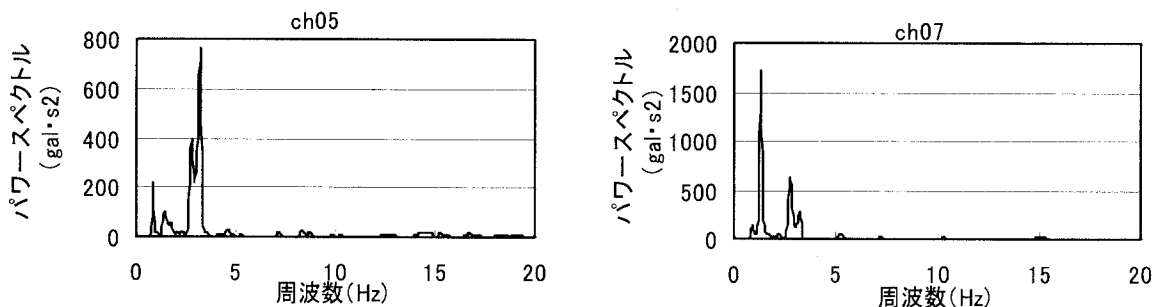


図-11 衝撃加振時の各測点での加速度パワースペクトル
(衝撃加振点：スパン長の 1/4 点、幅員上流側)

また、定常状態の振動を発生させた後の自由減衰振動の計測波形の1例を図-12に示す。この場合は、スパン中央点の幅員端部で本橋を揺さぶって定常状態を発生させた後の自由減衰振動波形である。測点は上記の場合と同様に、幅員上流側の各測点のうち、スパン長の1/8、3/8、5/8および7/8点である。この場合の加速度の大きさは10~50gal程度となっている。これらの波形を同様にFFT解析して得られたパワースペクトルは図-13に示すとおりである。

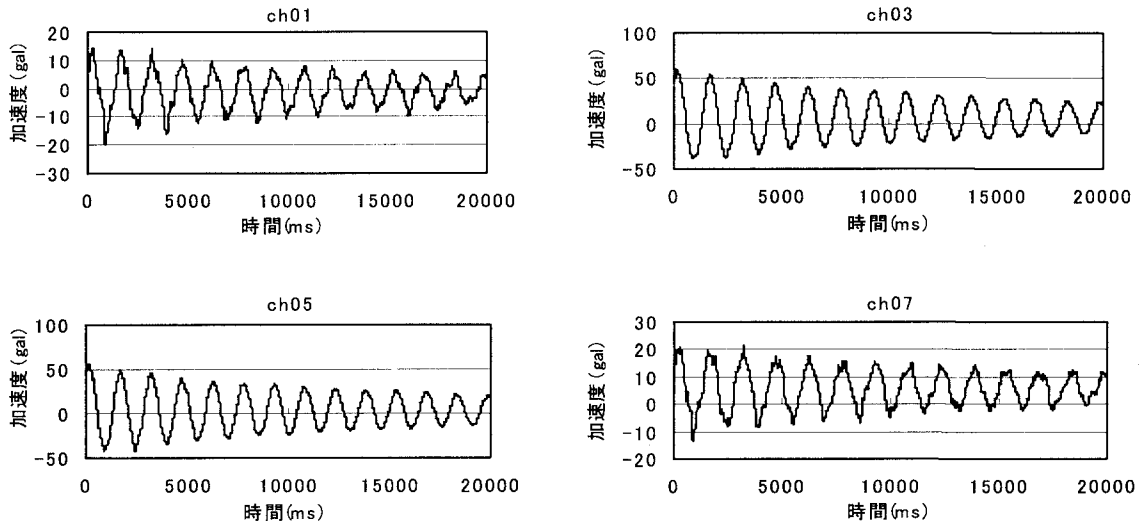


図-12 各測点での加速度減衰波形
(加振点：スパン長の1/2点、幅員上流側)

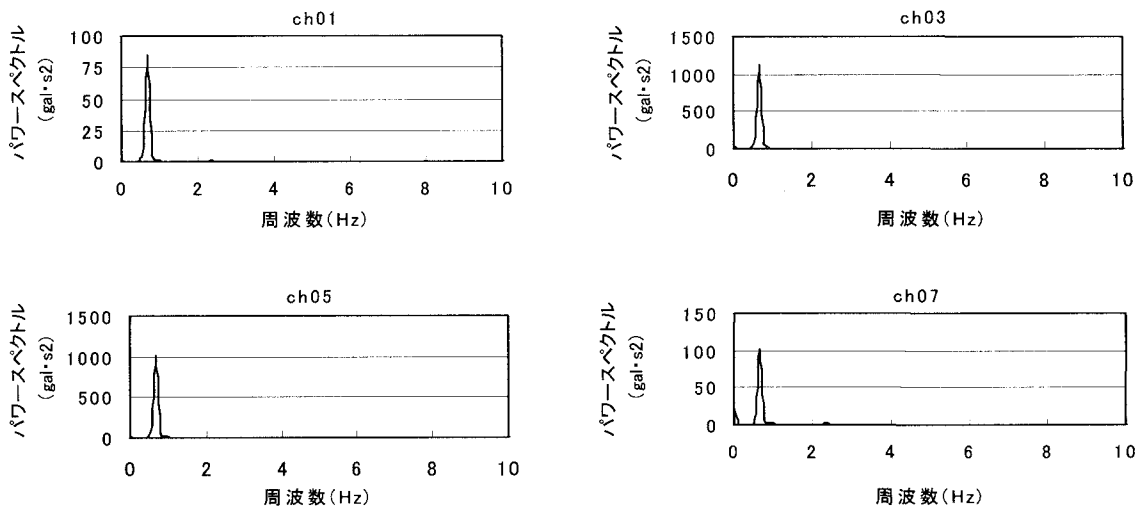


図-13 各測点での加速度パワースペクトル
(加振点：スパン長の1/2点、幅員上流側)

このようにして、各加振ケースに対する加速度振動波形をFFT解析して求めたパワースペクトルから、それらの固有振動数に対応すると想定できる振動モードを求めたところ、図-14に示すような各固有振動数に対応する振動モードが得られた。これらの図からわかるように、本橋の固有振動数は0.684Hz~3.223Hzの低いところにある。さらに、本橋が歩道橋であることを考えれば、人の歩調が2歩/秒程度であることから、人の歩行によって揺れやすい動的特性を有していると思われる。

また、各加振ケースから得られた図-12と同様な加速度減衰波形を用いて減衰定数を求めたと

ころ、0.010～0.013 のやや小さい値が得られたことから、振動が幾分長く続く特性を有していると考えられる。

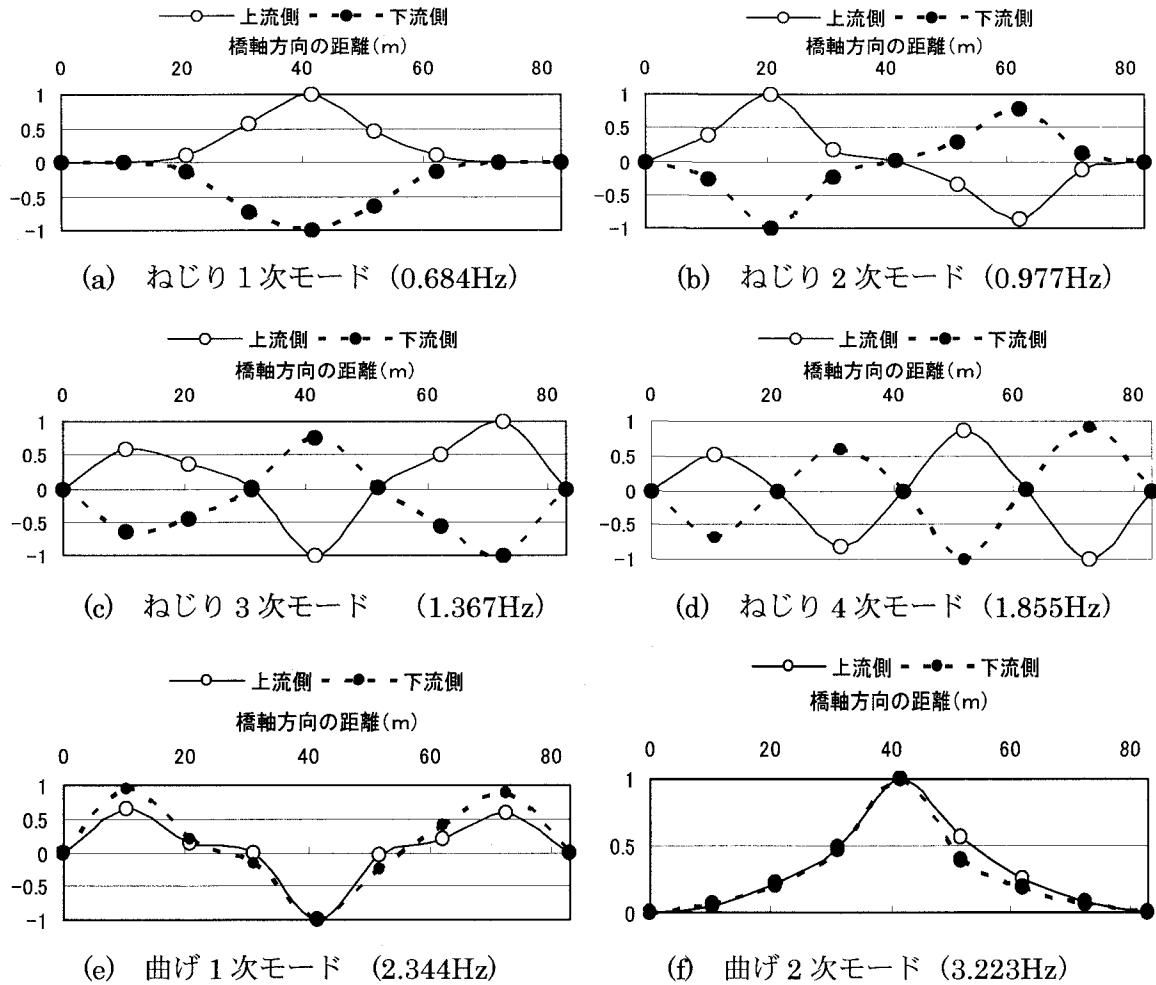


図-14 各固有振動数に対する振動モード

4. まとめ

得られた結果を整理すると以下ようになる。

- (1) 竣工当時のサグ量は 1.473m (気温 3℃時) であり、設計値の 1.435m とほぼ一致していたが、今回の測定では 1.606m (気温 20℃時) となっており、竣工当時の気温 17℃時の 1.541m と比較すれば、気温の影響を考慮しても幾分サグが増大していた。
- (2) 総重量 3000kg を種々のパターンで载荷したところ、得られたたわみ変化量はケーブル理論を用いた計算結果とほぼ一致した。
- (3) 動的試験の結果、本橋の固有振動数は 0.684Hz～3.223Hz の低い領域にあった。また、1.855Hz や 2.344Hz の固有振動数は、人の歩調である 2 歩/秒程度と合致しやすいため、人の歩行によって揺れやすい特性を有していると考えられる。
- (4) 本橋の減衰定数は 0.010～0.013 程度であった。

参考文献

- 1) 新井英雄、錦英樹：吊床版橋、コンクリート工学、Vol. 30、No. 3、pp.42-52、1992.3
- 2) 柴田英雄、山口順一、牧野正明、前田文男：PC 吊床版橋「うさぎ橋」の設計と施工、プレストレストコンクリート、Vol. 35、No. 1、pp.14-21、1993.1