

# 斜め吊材を有する自碇式吊橋形式歩道橋の振動とその使用性

## VIBRATION AND SERVICEABILITY OF SELF-ANCHORED SUSPENSION FOOTBRIDGE

### WITH DIAGONAL HANGERS

梶川 康男\*・中平 進夫\*\*・薄井 王尚\*\*\*

By Yasuo KAJIKAWA, Nobuo NAKAHIRA and Kimihisa USUI

Recently, the second self-anchored suspension footbridge with diagonal hangers in Japan was built. This type of bridges are very sensitive to dynamic loads because of their low bending stiffness, low vibration damping and low natural frequencies. For this reason, it is necessary to analyze their dynamic response both theoretically and in the field.

The suspension pedestrian bridge : " Manganji " bridge has been subjected to dynamic tests by an impact excitation, or by a human force. In addition, the eigenvalue analysis by using FEM and the probabilistic analysis of vibration serviceability has been made.

From the results of dynamic tests and analyses, the motion of this bridge caused by some people and crowded people will not exceed the recommended limit of unpleasant feeling.

#### 1. まえがき

多摩丘陵の東南に位置する日野市の中央を、多摩川の支流のひとつである浅川が流れている。その浅川に架けられた万願寺歩道橋は、高幡地区と万願寺地区をつなぐ人道橋で、浅川河川敷公園の中心に位置し、将来、地域のシンボルにもなり得るように、歩道橋であるにもかかわらず斜め吊材を持つ吊橋形式の橋（写真-1）を採用した。また、美観上優れた橋とすることに努力し、塔の先端には球状のシンボルを配置し、中間橋脚上にはバルコニーを設け、住民の憩いの場となるようにベンチを配置するなど、歩行者が親しみやすい橋となるような配慮がなされている。もちろん、付近住民の交通の便がよくなることは言うまでもない。一般図を図-1、構造諸元を表-1に示す。

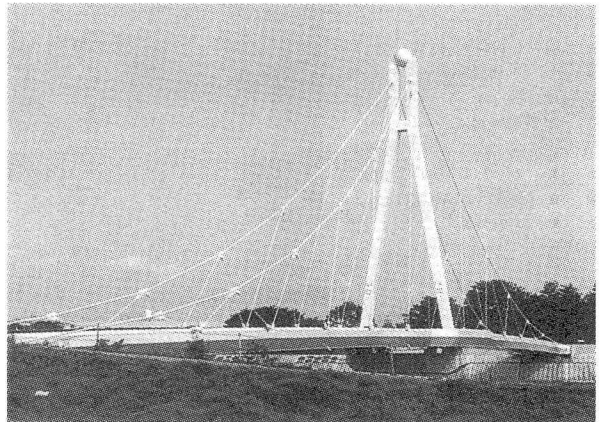


写真-1 万願寺歩道橋全景

- |      |                     |                          |
|------|---------------------|--------------------------|
| * 工博 | 金沢大学工学部土木建設工学科      | (〒920 金沢市小立野2丁目40-20)    |
| **   | (株)片山ストラテック 橋梁設計部   | (〒551 大阪市大正区南恩加島6丁目2-21) |
| ***  | (株)フジエンジニアリング 調査設計部 | (〒530 大阪市北区中崎西4丁目3-27)   |

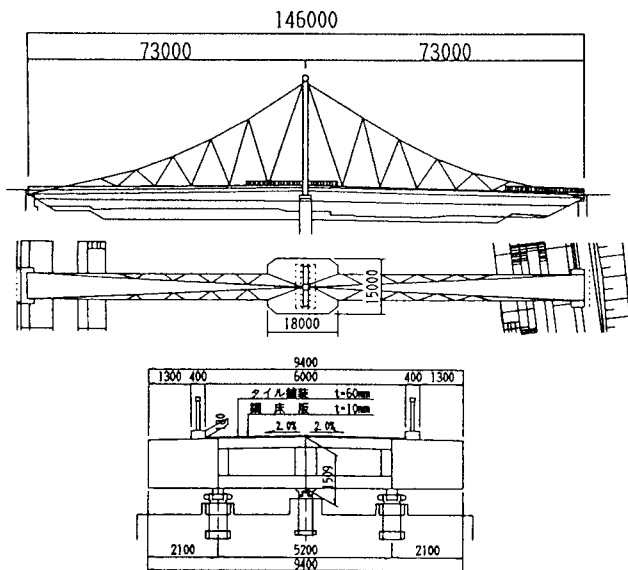


表-1 構造諸元

|       |                                 |
|-------|---------------------------------|
| 橋梁形式  | 斜め吊材を有する2径間連続自旋式吊橋              |
| 橋格    | 歩道橋(群集荷重 350kg/m <sup>2</sup> ) |
| 橋長    | 148.0m(支間長73.0m+73.0m)          |
| 幅員    | 総幅員7.4m, 有効幅員6.0m               |
| 平面線形  | 直線                              |
| 縦断勾配  | 2.0% 放物線                        |
| 横断勾配  | 2.0% 直線山勾配                      |
| 鋼重    | 補剛桁 394t, ケーブル 21t              |
|       | 塔柱 39t, 付属物 18t                 |
| 適用示方書 | 昭和55年 道路橋示方書Ⅰ, Ⅱ, Ⅳ             |

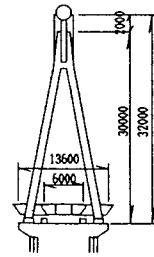


図-1 構造一般図

今までに、斜めハンガーを有する吊橋の建設例は比較的少なく、海外ではセバーン橋、ボスポラス橋、ハンバー橋などの長大橋梁が有名である。わが国では道路橋の此花大橋(仮称北港連絡橋、モノケーブル2面吊り)<sup>1)</sup>があり、歩道橋としては1989年名古屋で開催された世界デザイン博覧会の白鳥会場の入口に架けられた熱田記念橋(仮称シンボルブリッジ、2面ケーブル)<sup>2)</sup>について本橋が2橋目となる。

本橋の構造上の特徴としては、以下のものが挙げられる。

- 1) 主ケーブルは、補剛桁端部に定着する自旋式であり、2面ケーブルである。
- 2) 主ケーブルおよびハンガーケーブルには、ロックドコイルロープを使用している。
- 3) 主塔の形状は、橋全体のねじり剛性を高める目的から、上部を絞ったH型である。
- 4) 補剛桁はねじり剛性の確保と主ケーブルから導入される軸力に抵抗させるため、3ウェブの箱断面とし、耐風安定性に優れた逆台形断面とするためと美観上の配慮から化粧板を設けている。
- 5) ハンガーケーブルは、斜めに配置することにより、橋全体の剛性や減衰を増大させ、動的特性を向上させている。また、ハンガーケーブルを横断方向に傾斜させることによって、橋梁のねじり剛性を高めている。これにより、曲げとねじりの連成フラッターの発振風速が高くなる<sup>3)</sup>と予想され、耐風安定性が高まるものと考えられる。

## 2. 吊形式歩道橋の動的挙動の特徴

吊形式橋の構造的興味深さや景観の良さから考えると、今後、ますます長スパン化あるいは広幅員化する傾向にあるものと考えられる。そのためには、振動の問題が解決される必要がある。

吊形式の歩道橋については当初から振動が問題となっており、さまざまな検討が行われてきている。そこで、国内で建設された吊形式の歩道橋について、振動使用性の問題から、つぎの点が重要となっている。

- 1) 歩行者の歩調周期(約2Hz)に近い振動数付近に多くの固有振動モードが存在するため、その解析方法と精度
- 2) 多くの固有振動モードが隣接している場合、起振機による振動試験が実際上難しいことから、固有振動数・固有振動モードおよび減衰定数を求めるための簡単な振動試験法の開発とその有用性の確認
- 3) 歩行者通過に伴う振動の大きさの予測方法の確立

そこで、今後、計画され建設される吊形式歩道橋の支間長は大きくなり、しかも、幅員が広くなるのは必至であり、動的な照査方法を確立しておく必要性を痛感している。今回、国内で歩道橋としては2番目の、図-1のような斜め吊材の自碇式吊橋形式歩道橋(写真-1参照)が建設され、本橋の振動について設計時の解析的な検討に加えて、詳細な振動試験を実施し、振動使用性を検討する機会を得たので、既設の吊形式橋梁の振動試験結果を参考にしつつ、その結果について報告する。

3. 固有振動解析

吊橋は、たとえそれが適当な補剛桁を備えていても、他の橋梁形式に比べて比較的剛性が低く、したがってその振動によって引き起こされる諸現象が問題となることが多い。特に、風による空気弾性振動は其中でも最も重要なものである。また、吊橋の地震に対する挙動を調べる場合にも、従来の建造物の耐震計算とは別の角度からの検討がなされなければならない。さらに、歩道橋においては、歩行によって生ずる振動に対して不快感あるいは不安感を与えないように配慮しなければならない。

これらの吊橋の動力学上の諸問題を解析する基礎として知っておかなければならないものとして、吊橋の固有振動特性がある。ところで、吊橋はケーブル、補剛桁、塔などより構成されている複合構造物であるので、多様な振動モードを呈する。したがって、できるだけ正確な振動計算が必要となり、構造モデルを実橋にできるだけ近いものにするために、3次元立体骨組構造解析モデルによる固有振動解析を行った<sup>4)</sup>。

固有振動解析結果として、表-2に固有振動数を、図-2に低次の代表的な固有振動モードを示した。なお、表-2の次数のうち省略したものは主塔と補剛桁がほとんど振動しないケーブルのみの振動モードである。これらの結果から、本橋の固有振動特性とそれに基づく耐震性と耐風安定性については以下の通りである。

1) たわみ逆対称1次モードが最低次の基本モードとなり、通常、歩行者通過時の振動使用性や耐震・耐風の安定性を考えるとき、重要となる比較的低振動数の範囲に多くの振動モードが存在している。

2) 他の同規模の吊構造形式歩道橋<sup>2), 5) ~ 6)</sup>との比較を表-3に示した。なお、熱田記念橋は本橋と同形式の吊橋であり、他の橋は斜張橋である。

表-2 固有振動解析結果

| 次数 | 固有振動数<br>(Hz) | 固有周期<br>(sec) | 対象箇所 | 方向 | 備考    | 振動モード |
|----|---------------|---------------|------|----|-------|-------|
| 1  | 0.8028        | 1.2456        | 補剛桁  | 鉛直 | 逆対称1次 |       |
| 6  | 1.7911        | 0.5583        | 補剛桁  | 鉛直 | 対称1次  |       |
| 11 | 2.8162        | 0.3551        | 補剛桁  | 鉛直 | 逆対称2次 |       |
| 20 | 3.7422        | 0.2672        | 補剛桁  | 鉛直 | 対称2次  |       |
| 21 | 3.8856        | 0.2574        | 補剛桁  | 水平 | 逆対称1次 |       |
| 22 | 3.8989        | 0.2565        | 補剛桁  | 水平 | 対称1次  |       |
| 27 | 5.0942        | 0.1963        | 塔    | 水平 | 面内1次  |       |
| 28 | 5.9369        | 0.1684        | 塔    | 水平 | 面外1次  |       |
| 29 | 6.1006        | 0.1639        | 補剛桁  | 鉛直 | 逆対称3次 |       |
| 30 | 7.2213        | 0.1385        | 補剛桁  | 鉛直 | 対称3次  |       |
| 31 | 7.7545        | 0.1290        | 補剛桁  | 捩れ | 逆対称1次 |       |
| 32 | 7.8939        | 0.1267        | 補剛桁  | 捩れ | 対称1次  |       |

3) 本橋は旧道路橋示方書により設計されているため、それに基づき耐震性の照査を行った。架橋地点の地盤は堅固な岩盤

(1種地盤)であること、補剛桁の水平方向の固有振動周期  $T = 0.257$  秒、塔の水平面内方向の固有振動周期  $T = 0.196$  秒であることより、修正震度法における補正係数は  $\beta = 1.0$  となり、耐震設計上問題はないことが確認された。

4) 耐風安定性に関しては、支間と桁高 ( $H/L = 1.68/73 = 1/48.7$ )、補剛桁の幅と桁高の比 ( $B/H = 7.4/1.68 = 4.93$ ) ともに他の歩道橋の値と比較して同程度の値となっている。つぎに、後流渦の発生周波数と物体の固有振動数が一致すると、共振現象により振幅が大きくなる。この振動が渦励振で、限定振動とも呼ばれる。この渦励振の発現風速は  $V = 13.5\text{m/s}$  となり、限定振動が生じて人もほとんど歩かないような風速である。また、一般に桁の曲げ振動数と捩れ振動数が接近すると桁は曲げと捩りの連成フラッター振動現象を起こしやすいことが知られている。本橋の場合、この値は  $9.66$  (捩れ振動数/曲げ振動数) であり、十分離れている。この自励振動の限界風速は  $V_{CR} = 166\text{m/s} > 55\text{m/s}$  となった。これに加え、2面ケーブルを有する斜め吊材の吊橋であること、補剛桁が整流箱断面であること、地形条件、同規模歩道橋の耐風安定性などを総合的に検討した結果、本橋の耐風安定性には問題ないことが確認された。

5) 歩行者による振動に対しては、立体横断施設技術基準に示された通常避けることが望ましいとされている振動数範囲 ( $1.5 \sim 2.3\text{Hz}$ ) に、補剛桁の鉛直振動の対称1次固有振動数  $f = 1.791\text{Hz}$  があるため、これに対しては次節以降で本橋の振動使用性について詳細に検討した。

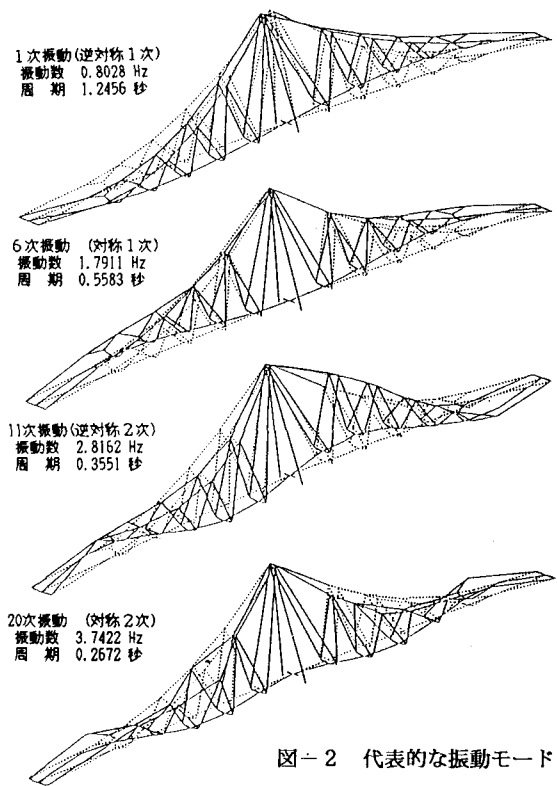


図-2 代表的な振動モード

表-3 他橋梁との固有振動数(Hz)の比較

| 橋 梁 名       |       |          | 万願寺橋                                                                                | 熱田記念橋                                                                               | 川崎橋                                                                                  | 雪吊橋                                                                                   |
|-------------|-------|----------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| 支 間 割 (m)   |       |          | 73+73                                                                               | 38+68                                                                               | 88+41                                                                                | 44+57                                                                                 |
| 補<br>剛<br>桁 | 鉛 直   | 逆対称1次    | 0.803                                                                               | 1.234                                                                               | 0.994                                                                                | 1.054                                                                                 |
|             |       | 対称1次     | 1.791                                                                               | 2.599                                                                               | 2.246                                                                                | 2.336                                                                                 |
|             |       | 逆対称2次    | 2.816                                                                               | 3.213                                                                               | 3.494                                                                                | 3.990                                                                                 |
|             |       | 対称2次     | 3.742                                                                               | 6.472                                                                               | 4.794                                                                                | 5.713                                                                                 |
|             | 水 平   | 逆対称1次    | 3.886                                                                               | 1.869                                                                               | —                                                                                    | —                                                                                     |
|             |       | 対称1次     | 3.899                                                                               | —                                                                                   | —                                                                                    | —                                                                                     |
|             | ね じ れ | 逆対称1次    | 7.755                                                                               | 7.708                                                                               | 7.469                                                                                | 5.844                                                                                 |
|             |       | 対称1次     | 7.894                                                                               | —                                                                                   | —                                                                                    | —                                                                                     |
| 塔           | 断 面   |          |  |  |  |  |
|             | 水 平   | 面 内 1次   | 5.094                                                                               | 2.551                                                                               | 2.601                                                                                | 7.096                                                                                 |
|             |       | 面 外 1次   | 5.937                                                                               | 4.196                                                                               | 6.967                                                                                | 3.714                                                                                 |
|             |       | ね じ れ 1次 | 11.925                                                                              | 7.708                                                                               | —                                                                                    | 5.844                                                                                 |
|             | 形 状   |          |  |  |  |  |

#### 4. 振動使用性の解析的検討

著者の一人が文献<sup>8) 9)</sup>で歩道橋の振動使用性の照査法を提案した。その照査法を提案した段階では、はり構造を対象とし、振動モードを正弦級数で仮定していたため、有限要素法のように固有振動モードが離散値で表される方法を前提にしていなかった。そこで、その照査法を振動モードが離散値で表されるような場合に適用する方法を提案<sup>7)</sup>した。その方法を用いて本橋の振動使用性を解析的に設計時に検討した。

照査の手順は次の通りである。

- ①有限要素法などによる固有振動解析結果から、固有振動数、歩行面と考えた節点の支点からの距離 ( $X_i$ )、および鉛直方向のモード値 ( $Z_i$ ) と水平方向のモード値 ( $Y_i$ ) を求める。
- ②一般に節点は不等間隔であるので、距離 ( $X_i$ ) とモード値 ( $Z_i$ あるいは $Y_i$ ) を用いて、補間法 (今回はラグランジュ補間を使用) によって等間隔な点のモード値に変換する。
- ③文献8)では $n$ 次の固有振動モードが式(1)で表されるとしているの、等間隔な点のモード値を用いて、有限フーリエ正弦級数  $a_{nm}(m=1, 2, \dots, M)$  を求め、式(2)で正規化しておく。

$$\varphi_n(x) = \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm} \sin \frac{m\pi x}{l} \quad (1) \quad \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm}^2 = \frac{2}{\rho l} \quad (2)$$

- ④固有振動モードが式(1)で表されるとき、運動方程式は式(3)のように表され、文献8)に示したように解析的にその解を求めることができ、それを利用することにより、振動使用性照査法<sup>6)</sup>を適用することが可能となる。

$$\ddot{q}_n + 2h_n \dot{p}_n \dot{q}_n + p_n^2 q_n = f_0 \cos \omega t \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm} \sin \frac{m\pi vt}{l} \quad (3)$$

ここで、本橋では共振歩調での歩行試験が完成後行われるので、その試験条件で動的応答解析を行い、実験での応答振幅値と比較することとした。そこで、文献8)の照査法に基づいて、単独歩行時と多くの歩行者 (群集歩行) が通過するときの本橋の振動使用性を考えることとした。

まず、基準となる荷重状態として、1人の歩行者が固有振動数と同じ歩調で歩行する状態を想定して、その試験 (共振歩調試験) をすることになっている。そこで、あとで実験値との比較のため式(3)の外力振幅 ( $f_0$  = 歩行衝撃力比  $\times$  体重) と移動速度 ( $v$ ) を図-3に示した歩調に依存する値とした。また、振動数としては解析による固有振動数 (対象としたモードは対称1次、1.79Hz) を用い、減衰定数は他の橋梁の実験値から0.5~1.0%とした。

##### 1) 単独歩行時の照査

体重70kgfの歩行者が共振歩調1.79歩/秒で速度1.27m/sで歩行したときの振動速度の実効値は、減衰定数 $h=0.5\%$ の時、振動速度  $V_{rms} = 0.51\text{cm/s}$  (加速度  $A_{rms} = 5.8\text{cm/s}^2$ )  
 $h=1.0\%$ の時、振動速度  $V_{rms} = 0.32\text{cm/s}$  (加速度  $A_{rms} = 3.6\text{cm/s}^2$ )

これらの数値は、「少し感ずる」程度の振動であり、あまり問題とはならない。

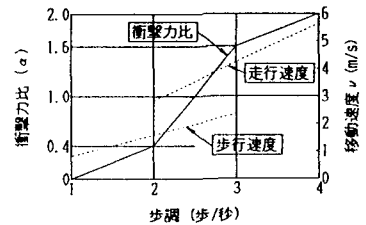


図-3 衝撃力と移動速度

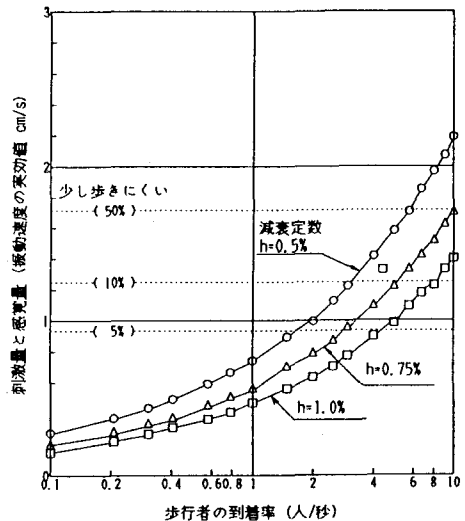


図-4 歩行者の到着率と振動使用性レベル

## 2) 群集歩行時の照査

文献8)の照査法に基づいて、多くの歩行者が通過するときの本橋の振動使用性を検討した。対象となる振動モードは対称1次(1.791Hz)で、図-4のような結果となり、歩行者数が多くなると使用性が悪くなってくることを示している。しかし、本橋が河川公園内にあり、多くの歩行者が通過するようなイベントが開催された時以外は、ほとんど振動問題は起こらないことを示している。

ところが、最近このようなシンボリックな要素を強調した記念橋などの計画が多く見られ、吊構造形式の歩道橋はその優美なことや全体としての経済性などから今後、多くの建設計画が予想される。そこで、ここでの解析的な振動使用性の検討であまり問題は生じなかったものの、今後の参考になるように詳細な振動実験を実施しておくこととした。

## 5. 衝撃と人力による加振試験と常時微動測定

吊構造形式橋梁は比較的単純な構造形式であるが、3.で示したように隣接した固有モードが多く存在しており、振動特性を求めるには注意が必要である。橋梁の振動特性を把握するためには、起振機法など大掛かりな試験方法<sup>10)</sup>もあるが、本橋が歩道橋であり、橋梁としては比較的小規模であることなどから常時微動測定や衝撃と人力による加振法により、本橋の固有振動特性を求め、3.で求めた解析値との比較により解析モデルの妥当性を検討した。なお、本橋の場合、工事費用の関係から路面工事(高欄工と舗装工)が約1年後に行われたために上部構造が架設された直後で鋼床版のままの状態(以後、本文では前死荷重状態と称する)と路面工事が完了した完成状態で開通直前(以後、本文では後死荷重状態と称する)の2回の測定を実施した。ただし、人力加振試験については、完成状態のみに実施した。

### (1) 常時微動測定

様々な外乱によって構造物が振動している状態を測定することによって、構造物の振動特性を検出できる。ただし、非常に微小な振幅レベルでの測定であるので高感度の検出器が必要となる。そこで、本橋の測定では動電型の振動計(振動速度を検出)を図-5のように12台配置し、1時間分のデータを記録した。データ処理としては、約50秒間の振動波形を連続的にA/D変換し、フーリエスペクトルを求めた後、他の時間帯のスペクトルとを加算平均した。この加算平均したものに対してスペクトル分析し、卓越振動数のピークや位相差から固有振動数や固有モードについて推定を行った。その結果を表-4に示した。

### (2) 衝撃加振試験

#### 1) 組立式衝撃加振装置

構造物を衝撃加振する方法には、ハンマーの打撃、タイヤの落下や人のジャンプによる方法もあるが、大きな衝撃力が得られないことやその大きさ・衝撃継続時間が一定ではなく、ばらつきが大きく、モーダル解析などのデータ処理に苦勞する。そこで、重錘の落下を利用しているために安定した衝撃力が得られ、しかも簡単に移動が可能な小型衝撃加振装置(写真-2)を使用した。また、本橋が鋼床版であるために重錘の落下による加振装置の場合、高い周波数成分が多く励起されることから、低い周波数を励起できるように砂袋を落下させることによる衝撃試験も一部実施した。



写真-2 重錘落下式衝撃加振試験の状況

## 2) 測定方法

ピックアップとしては、圧電型加速度計を用いることとし、主に鉛直たわみ振動とねじり振動の測定用に図-5のように18台配置した。衝撃加振点は片側径間の支間中央と1/4点と3/4点の幅員中央と高欄寄りの点とした。なお、衝撃回数は各点5回とした。ロードセルによる衝撃力と加速度計による波形はアンプを通してデータレコーダに記録した。

## 3) モーダル解析による試験結果

衝撃加振器による加振試験では、データレコーダに記録した各測点での振動波形およびロードセルの衝撃力波形をAD変換・高速フーリエ変換し、得られた伝達関数を円適合することによって固有振動数、固有モード、減

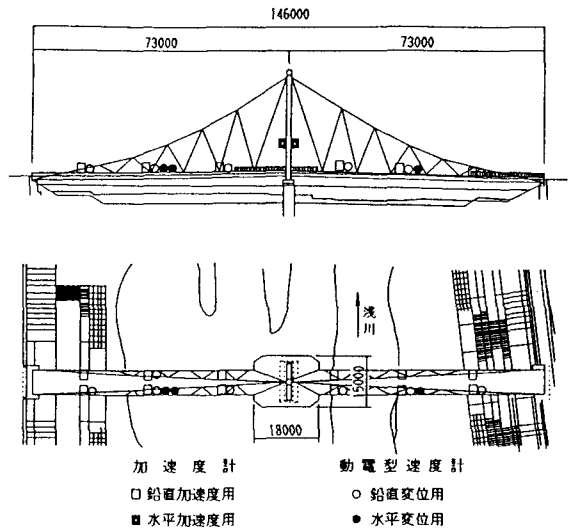


図-5 計測器の配置

衰定数を求めた<sup>11)</sup>。図-6に得られた周波数応答（伝達）関数の一例として1/4点加振の場合の支間中央点付近の鉛直加速度の結果を示す。衝撃加振の場合、入力としての衝撃力のスペクトルが低周波数域で平坦であるため、常時微動法と異なり、周波数応答の結果は一応、固有振動モードについてのピークのみが卓越していると言える。ここで、各ピーク付近で周波数応答関数が1自由度の振動系であると仮定すると、応答曲線を曲線適合することによって、固有振動数と減衰定数を求めることができる。ところが、すべての観測データにおいて、曲線適合がうまくいくとは限らないので、通常用いているスペクトル分析法をも併用しつつ、データ処理を行った。その結果および推定された固有振動モードを表-4に記した。

表-4 各種試験で得られた卓越振動数と減衰定数

| 振 動 モ ー ド |            |          | 前 死 荷 重 状 態   |                |         | 後 死 荷 重 状 態   |                |         |         |               |                |
|-----------|------------|----------|---------------|----------------|---------|---------------|----------------|---------|---------|---------------|----------------|
| 番<br>号    | 名 称        | モー ド 形 状 | 衝 撃 加 振 器     |                | 常 時 微 動 | 衝 撃 加 振 器     |                | 常 時 微 動 | 砂 袋     | 人 力 加 振       |                |
|           |            |          | 振 動 数<br>(Hz) | 減 衰 定 数<br>(%) |         | 振 動 数<br>(Hz) | 減 衰 定 数<br>(%) |         |         | 振 動 数<br>(Hz) | 減 衰 定 数<br>(%) |
| 1         | 逆対称たわみ1次振動 |          | 1.1           | 2.2~2.5        | 1.1     | 1.1           | 2.3~3.0        | —       | 1.1     | 1.1           | 1.9~3.2        |
| 2         | 対称たわみ1次振動  |          | 2.1           | 1.2~1.6        | 2.3     | 2.0           | 1.2~2.5        | 2.0     | 2.0~2.1 | 2.0           | 1.9~3.5        |
| 3         | 逆対称たわみ2次振動 |          | 3.6           | 1.0~1.2        | 3.5     | 3.3           | 0.7~1.6        | —       | 3.3~3.4 | 3.3           |                |
| 4         | 対称たわみ2次振動  |          | 4.4           | 1.0~1.1        | 4.5     | 4.1           | 0.5~1.5        | 4.1     | 4.1     | 4.1           |                |
| 5         | 逆対称たわみ3次振動 |          | 7.3           | 0.4~0.9        | —       | —             | —              | —       | —       | —             |                |
| 6         | 対称たわみ3次振動  |          | 7.8~8.8       | 0.3~0.6        | —       | —             | —              | —       | —       | —             |                |
| 7         | 逆対称ねじれ1次振動 |          | 6.5~6.7       | 0.6~0.9        | 6.7     | —             | —              | —       | —       | —             |                |
| 8         | 対称ねじれ1次振動  |          | —             | —              | —       | —             | —              | —       | —       | —             |                |
| 9         | 逆対称水平1次振動  |          | 3.3           | —              | —       | —             | —              | —       | —       | —             |                |
| 10        | 対称水平1次振動   |          | 4.0           | —              | —       | —             | —              | —       | —       | —             |                |

### (3) 人力加振試験

衝撃加振による試験では比較的小さな振幅の領域での減衰を求めているので、大きな振幅の領域での構造減衰を求めるために、人力加振による試験を実施した。なお、計器の配置は図-5に示した常時微動測定時と同じである。本橋での試験では、衝撃加振試験による波形を実験現場で直ちに周波数分析し、その結果を参考にして、支間中央点で人が調子を合わせて膝を屈伸することによって橋梁を、あるモードに共振させて、加振停止後の減衰自由振動波形から対数減衰率を求めた。その結果を表-4に示した。高い振動数を持つ振動モードについては膝の屈伸で加振することは困難であり、2次までとした。衝撃加振による結果と比較すると、比較的類似した値となっており、この程度の振幅範囲においては構造減衰が振幅依存性をあまり持たないと言えよう。

### (4) 固有振動数・モードと減衰率についてのまとめ

常時微動試験、衝撃加振試験、人力加振試験ならびに固有振動解析から得られた固有振動特性の一覧を表-5にまとめて示した。この結果より、三次元骨組解析で計算した固有振動数と固有振動モードが測定値と比較的類似したものとなっていることから、三次元骨組解析に用いたモデルと諸量がほぼ妥当であったと言える。そして、各振動モードの対数減衰率が0.05~0.10(減衰定数で約1~2%)であり、他の形式の歩道橋よりもやや大きい値となっていることがわかった。

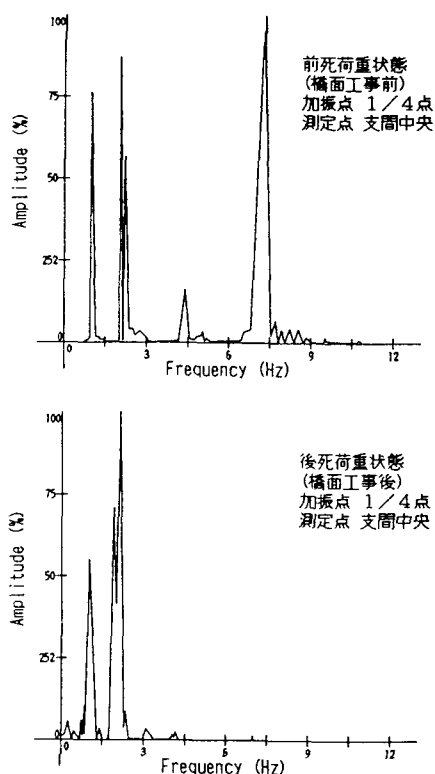


図-6 衝撃試験時のスペクトルの一例

表-5 振動数と減衰定数の一覧表

| 振動モード |          |       | 固有振動<br>解析結果<br>(Hz) | 前死荷重状態         |             | 後死荷重状態         |                  | 振動数<br>fa<br>解析結果 |
|-------|----------|-------|----------------------|----------------|-------------|----------------|------------------|-------------------|
| 番号    | 名称       | モード形状 |                      | 振動数<br>fb (Hz) | 減衰定数<br>(%) | 振動数<br>fa (Hz) | 減衰定数<br>(%)      |                   |
| 1     | 逆対称たわみ1次 |       | 0.803                | 1.1            | 2.2~2.5     | 1.1            | 2.3~3.0(1.9~3.2) | 1.37              |
| 2     | 対称たわみ1次  |       | 1.791                | 2.1~2.3        | 1.2~1.6     | 2.0~2.1        | 1.2~2.5(1.9~3.5) | 1.14              |
| 3     | 逆対称たわみ2次 |       | 2.816                | 3.5~3.6        | 1.0~1.2     | 3.3~3.4        | 0.7~1.6          | 1.19              |
| 4     | 対称たわみ2次  |       | 3.742                | 4.4~4.5        | 1.0~1.1     | 4.1            | 0.5~1.5          | 1.10              |
| 5     | 逆対称たわみ3次 |       | 6.106                | 7.3            | 0.4~0.9     | —              |                  |                   |
| 6     | 対称たわみ3次  |       | 7.221                | 7.8~8.8        | 0.3~0.6     | —              |                  |                   |
| 7     | 逆対称ねじれ1次 |       | 7.755                | 6.5~6.7        | 0.6~0.9     | —              |                  |                   |
| 8     | 対称ねじれ1次  |       | 7.894                | —              |             | —              |                  |                   |
| 9     | 逆対称水平1次  |       | 3.886                | 3.3            |             | —              |                  |                   |
| 10    | 対称水平1次   |       | 3.899                | 4.0            |             | —              |                  |                   |

—: 測定結果で明確に認められなかったかまたは検出できなかった。  
減衰定数の( )は、減衰自由振動波形から求めたもの。



6. 歩行による動的載荷試験

最近、建設されている規模の大きな歩道橋では、歩行者が移動することによって大きく振動すると、自分自身もまた、他の歩行者もびっくりすることがある。そこで、あまりに大きな振動にならないように留意する必要がある。そのために、本橋においても、歩行者による動的載荷試験を行った。本橋の場合、衝撃加振試験の解析結果として、本橋の固有振動特性を実験現場で得ているので、これを参考にして歩行者の歩調などを決め、表－6に示したような載荷パターンの動的載荷試験を実施した。なお、計器の配置は図－5に示した常時微動試験の動電型の振動計設置位置と同じであるが、感度の点からサーボ型加速度計を用いた。

ところが、人はさまざまな歩調で歩くことが知られており、一般に歩調は平均2歩/秒、標準偏差0.2歩/秒の正規分布であると言われている。本橋の場合、歩調範囲(1.6～2.4歩/秒)の中に対称1次振動モードの固有値が存在し、しかも、平均歩調である2Hz付近である。このことは、必ずしも大きく振動することを意味しないが、この歩調で歩く人が多い分、頻繁にあるいはしばしば対称1次振動モードが励起されて、たまたま同じ歩調で歩く人が多くいれば、大きな振動となる可能性がある。そこで、歩行者の歩調をこの固有値にできるだけ合わせて歩行させて、共振した場合の振幅を求めた。

著者の一人が提案しているように、振動使用性を評価する場合には振動速度の実効値を対象とすればよいことから、加速度値を積分して速度値に変換し、振幅値として2秒間の実効値を計算した。まず、各測点の最大加速度値と最大速度値を表－7に示し、振動速度の実効値の最大値を表－8に示した。その結果、一人の歩行者が共振歩調(2歩/秒)で歩いた場合、たかだかRMS値で0.2cm/sであり、「かすかに感ずる」程度の振動である。そして、4人の歩行者が共振する歩調で歩いたとしても0.5cm/s(RMS値)で、「少し感ずる」程度の振動であることを示している。また、歩道橋の振動使用性に関して提案されている各種の照査を実験結果に基づいて適用した結果を表－9に示した。また、減衰定数が実測されたように1%程度であるとする、4.

で求めた解析値とよく類似した実験結果となっている。

本橋において、問題となりそうな振動モードは、1.791Hz(実測値2.0Hz)の対称たわみ1次振動モードであった

表－6 動的載荷試験荷重パターン

| 実験ケース | 歩行実験(実験内容)    |
|-------|---------------|
| 1     | 4人がランダムな歩調で歩く |
| 2     | 1人(2歩/秒)      |
| 3     | 2人(2歩/秒)      |
| 4     | 4人(2歩/秒)      |
| 実験ケース | 走行実験(実験内容)    |
| 5     | 1人(1歩/秒)      |
| 6     | 1人(2歩/秒)      |
| 7     | 2人(1歩/秒)      |
| 8     | 2人(2歩/秒)      |

表－7 歩行試験時の最大加速度(cm/s<sup>2</sup>)と最大速度(cm/s)

| 実験<br>ケース | 歩行人数<br>(体重:Kg) | 測点2   | 測点5   | 測点7   | 測点8   |
|-----------|-----------------|-------|-------|-------|-------|
|           |                 | 最大値   | 最大値   | 最大値   | 最大値   |
| 2-1       | 1人(60)          | 0.090 | 0.087 | 0.090 | 0.101 |
| 2-2       | 1人(70)          | 0.136 | 0.139 | 0.144 | 0.160 |
| 2-3       | 1人(80)          | 0.133 | 0.136 | 0.140 | 0.156 |
| 3-1       | 2人(150)         | 0.314 | 0.311 | 0.326 | 0.368 |
| 3-2       | 2人(130)         | 0.274 | 0.272 | 0.282 | 0.316 |
| 4         | 4人(270)         | 0.405 | 0.398 | 0.412 | 0.464 |

表－8 歩行試験時の振動速度(cm/s)の実効値(RMS値)

| 実験<br>ケース | 歩行人数<br>(体重:Kg) | 測点2 |     | 測点5 |     | 測点7 |     | 測点8 |     |
|-----------|-----------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
|           |                 | 加速度 | 速度  | 加速度 | 速度  | 加速度 | 速度  | 加速度 | 速度  |
| 2-1       | 1人(60)          | 4   | 0.4 | 3   | 0.4 | 4   | 0.3 | 4   | 0.3 |
| 2-2       | 1人(70)          | 6   | 0.4 | 5   | 0.5 | 6   | 0.4 | 6   | 0.6 |
| 2-3       | 1人(80)          | 5   | 0.4 | 5   | 0.5 | 6   | 0.4 | 6   | 0.5 |
| 3-1       | 2人(150)         | 13  | 0.9 | 12  | 0.9 | 14  | 1.0 | 15  | 1.1 |
| 3-2       | 2人(130)         | 11  | 0.8 | 11  | 0.8 | 11  | 0.8 | 13  | 0.9 |
| 4         | 4人(270)         | 16  | 1.2 | 16  | 1.2 | 17  | 1.2 | 18  | 1.4 |

表－9 各種振動照査法での使用性のチェック

| 照 査 法             | 荷 重 状 態     | 単 位               | 振動許容値 | 実 験 値 | 可 否 |
|-------------------|-------------|-------------------|-------|-------|-----|
| Leonard           | 多数の歩行者      | cm/s <sup>2</sup> | 34    | —     | —   |
| 小堀・梶川・城戸          | 最頻歩調1人      | cm/s              | 0.42  | 0.23  | ○   |
| BS5400, Blanchard | 共振歩調1人      | cm/s <sup>2</sup> | 71    | 6     | ○   |
| Wheeler           | 最頻または共振歩調1人 | cm/s              | 2.40  | 0.80  | ○   |
| 松本ら               | 1人/秒/m      | cm/s <sup>2</sup> | 98    | —     | —   |
| 梶川・小堀             | 単独歩行状態      | cm/s              | 1.20  | 0.80  | ○   |
|                   | 群集載荷状態      | cm/s              | 0.12  | —     | —   |
|                   | 単独走行状態      | cm/s              | 2.70  | —     | —   |

が、以上に示した歩行による動的載荷試験によれば、場合によっては「かすかに揺れる」との反応がある程度であり、特に問題となるような振動ではなく、振動使用性は非常によいと判断された。最近の研究<sup>12)</sup>によると、振動使用性に影響を与えるパラメーターとしては橋梁重量や減衰定数の影響が大きいとされている。本橋の場合、橋梁重量が補剛桁だけでも400トン近くあること、減衰定数が同規模の他の形式の橋梁より大きいこと等が影響して振動使用性がよいという結果になったものと思われる。

## 7. あとがき

吊橋は極めて単純な吊構造形式であり、橋梁技術者として興味をそそられるところが多い。今回、国内で2橋目の斜め吊材を持つ吊橋形式の歩道橋が建設され、振動使用性を検討したのを機会に、吊橋の振動問題について考えた。その結果、歩行者の歩調の範囲に固有振動モードが存在することは避けられず、非常に多くの歩行者が通行する場合以外には、振動使用性の問題は生じないとの結論に至り、本橋のように、シンボルとしての構造物となるような遊歩道などの大規模な歩道橋では十分な振動に対する配慮が行われれば、特に問題はないとの結論に達することができた。

今後、構造的な十分な配慮がされた上で、美観上にも優れた歩道橋が多く建設されることを望んでいる。最後に、本橋の設計と施工および実験に際しまして、種々の御指導と御協力を下さいました建設省京浜工事事務所の方々および関係各位に厚く御礼を申し上げます。

## 参考文献

- 1) 松村・石田・芦原：北港連絡橋（仮称）の架設および各種測定，橋梁と基礎，22巻 3号，pp.2～8，1988年。
- 2) 別府・西村・早川・岡本・小澤：シンボルブリッジ（仮称）上部工の設計，橋梁と基礎，23巻 4号，pp.11～17，1989年。
- 3) 岡内・伊藤・宮田：耐風構造，丸善出版，1977年。
- 4) 中平・西本・野神：二番橋（仮称）の設計と施工—斜めハンガーを有する自碇式吊橋—片山技報，10号，pp.51～63，1990年。
- 5) 二宮・加藤・日種・松村：川崎橋（自転車，歩行者専用斜張橋）の設計，土木学会誌，64巻 2号，pp.2～9，1979年。
- 6) 梶川・小間井・河畠・沢田：斜張橋形式歩道橋「雪吊橋」の振動実験，橋梁と基礎，20巻 9号，pp.8～14，1986年。
- 7) 梶川・津村・角本：P C 吊床版歩道橋の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol.36A，pp.685～695，1990年。
- 8) 梶川：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察，土木学会論文報告集，第325号，pp.23～33，1982年。
- 9) 梶川・加藤：歩道橋の振動と使用性設計，土木学会振動制御コロキウム PART.A 講演論文集，p.9～14，1991年。
- 10) 加藤・島田：橋梁の現地振動実験法，土木学会誌，Vol.66，No.2，pp.38～42，1981年。
- 11) 岡林・原：道路橋振動特性測定における衝撃加振法の適用，構造工学論文集，Vol.34A，pp.731～738，1988年。
- 12) 鈴木・加藤：歩道橋の減衰特性と歩行時振幅の検討，構造工学論文集，Vol.39A，pp.811～818，1993年。  
( 1993年 9月16日受付 )