

P C 吊床版歩道橋の振動とその使用性

VIBRATION AND SERVICEABILITY OF PRESTRESSED CONCRETE STRESS RIBBON
PEDESTRIAN BRIDGES

梶川康男*・津村直宜**・角本 周***

By Yasuo KAJIKAWA, Naoyoshi TSUMURA and Meguru TSUNOMOTO

Recently, the fifth stress ribbon pedestrian bridge was built in Japan. Stress ribbon structures are sensitive to dynamic loads because of their low bending stiffness, low vibration damping and low natural frequencies. For this reason, it was necessary to analyze their dynamic response both theoretically and in the field.

The stress ribbon bridge in Karasuyamajo Country Club has been subjected to dynamic tests by an impact exciter, and by a human force. In addition, the eigen value 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 will not exceed the recommended limit of unpleasant feeling, but the motion by many crowded people may exceed its limit.

1. ま え が き

吊床版橋は、西ドイツの U. Finsterwalder 博士によって、1958年に提案され、多くは歩道橋として建設され、すでに最大吊支間長が100mを越える歩道橋が建設されている¹⁾。日本においては、1969年大阪万国博9号橋が試験的に架設されて以来、しばらく、この形式の橋の建設はなかったが、ここ数年ほどの間に4つの歩道橋が建設され、今後さらに長スパン化し、その数も増えるものと思われる。

最近の吊床版橋は、その架設方法にも特徴があり、架設費用の軽減と工事期間の短縮が図られている。その架設方法は、まず、両岸に橋台が建設され、その間にP Cケーブルを張り渡し、工場製作されたプレキャスト版をケーブルに金具で取り付け、ロープで引き出し、所定の位置に配置する。そして、二次緊

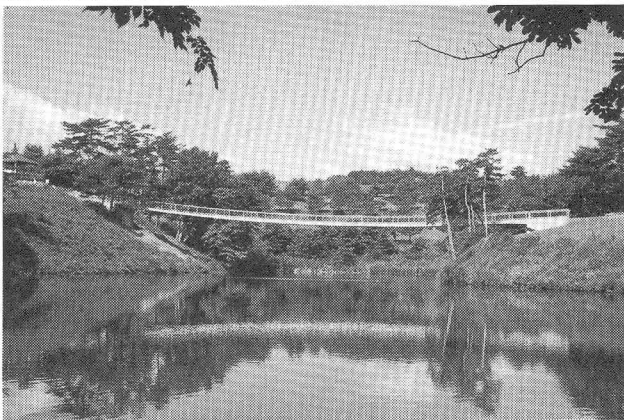


写真-1 烏山城CC. 本丸5番ホール歩道橋(吊床版橋)

*工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科 (〒920 金沢市小立野2-40-20)

**工修 NKK 応用技術研究所耐風構造研究室 (〒210 川崎市川崎区南渡田町1-1)

***工修 オリエンタルコンクリート(株)技術部 (〒102 東京都千代田区五番町5)

張PCケーブルを追加しておき、プレキャスト版上に配筋し、コンクリートを打設する。十分な養生後に脱枠し、二次緊張PCケーブルにより、コンクリート床版にプレストレスを導入する。高欄建込み・防水工・舗装工を行い、完成となる。

このような架設方法で建設される吊床版橋においては、ケーブルの水平張力を支える下部構造の問題と吊床版部の振動の問題（歩行者による振動問題と風による偏平な床版の振動問題）があると言われている。本形式橋の経済性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。今回、国内で5橋目の、写真-1のような支間長63mの吊床版形式歩道橋（栃木県内烏山城CC、本丸5番ホール歩道橋）が建設され、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、既設の吊床版橋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。

2. 既設吊床版橋の動的挙動の特徴

吊床版形式の歩道橋は大阪万国博9号橋以来、国内での実績は本橋で5橋目である。支間長は徐々に長くなり、すでに77.5mに達している。ここで、過去に建設され、振動試験が実施された4橋の吊床版形式歩道橋の動的挙動の概要について述べる。

（1）大阪万国博9号橋²⁾（1969年完成、大阪府内）

日本で初めての吊床版橋として建設されたこの橋は図-1に示すような形式であり、支間長27m、吊支間長19m、有効幅員5m、床版厚10cm（現場打ち床版）であり、完成時のサグは6.3cm、サグ比 $f/l=0.0033$ と非常に小さくしているので、ケーブルの水平張力を定着させるのに大きなアンカーブロックを設けている。完成後、起振器による振動試験が実施され、共振曲線より固有振動数が求められており、1次振動数2.49Hz（たわみ対称モード）、2次振動数2.97Hz（ねじり対称モード）、3次振動数5.0Hz（たわみ逆対称モード）と報告されている。また、歩行・走行試験も実施され、共振したときの振動をドイツの振動暴露基準VDIのK値と比較し、加振力の大きさや歩調がそろった確率は小さいことから、振動使用性の問題はないと結論されている。

（2）双龍橋（蜂の巣キャンプ場橋）³⁾（1984年完成、宮崎県内）

この橋は図-2に示すように2径間を持つ形式であり、支間長は36.5m、有効幅員を1~3mで変化させ、床版厚18cm（プレキャスト版）であり、完成時のサグを1mとし、サグ比 $f/l=0.027$ に選ぶことにより、ケーブル水平張力の軽減を図り、ロックアンカーを用いて水平力をとっている。完成後、歩行者による人力加振試験が行われており、波形観察より、1次振動数は1.5Hz（たわみ対称1次モード）であり、減衰定数は0.01~0.02である。そして、2次振動数は2.0Hz（たわみ逆対称1次モード、1径間目と2径間目は対称形）、3次振動数2.3Hz（たわみ逆対称1次モード、1径間目と2径間目は逆対称形）、4次振動数は3.0Hz（たわみ対称2次モード）であると報告されている。歩行試験時の振幅についても計測されているが、その使用性については報告されておらず、1次振動数を歩調から大きく離すことが必要であることが述べられている。

（3）ひぐらし橋⁴⁾（1987年完成、愛媛県湊の宮CC内）

この橋は図-3に示すように、支間長は63m、有効幅員1.5m、床版厚17cm（プレキャスト版）であり、完成時のサグを1.7mとし、サグ比 $f/l=0.027$ である。この橋では、ゴルフ場内の歩道橋であることから、設計活荷重（群集荷重）は 100kg f/m^2 としている。完成後、起振器による振動試験が行われ、表-1のように3次元骨組振動解析の結果が測定した固有振動数とよく一致することが示されている。ここでの特徴は、前に示した2橋の1次モードが対称形であったが、この橋の1次モードは逆対称形となっていることである。このことは、山口・伊藤の研究⁵⁾によるとサグ比とケーブルの縦波・横波伝播速度比によって決まることが報告されており、妥当な結果となっている。また、歩行・走行試験が行われ、振動の感じ方についての

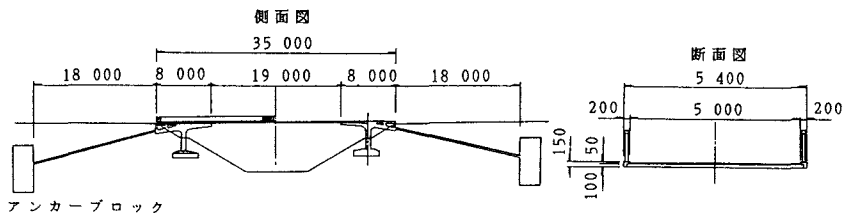


図-1 大阪万国博9号橋の側面図と断面図

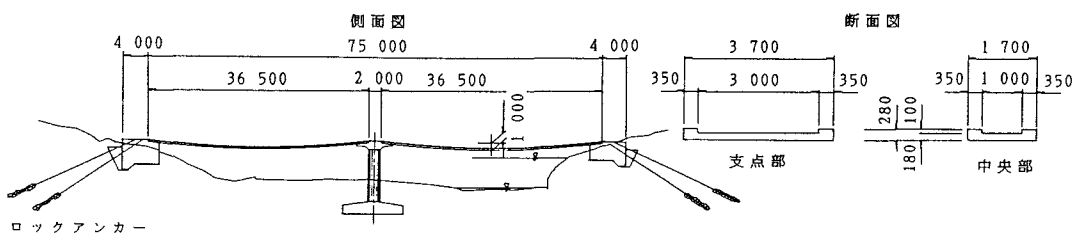


図-2 双龍橋（蜂の巣キャンプ場橋）の側面図と断面図

表-1 ひぐらし橋の固有振動数

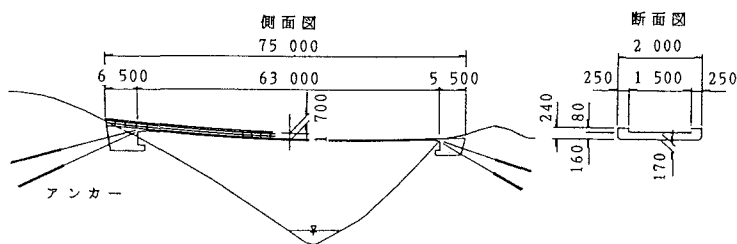


図-3 ひぐらし橋の側面図と断面図

振動モード	3次元解析	測定値
鉛直たわみ振動		
逆対称1次	1.05Hz	1.18Hz
対称2次	2.51	2.80
逆対称3次	4.55	5.00
対称1次	1.49	1.53
逆対称2次	2.13	2.22
対称3次	3.49	3.76
ねじれ振動		
対称1次	3.42	3.54
逆対称1次	4.91	6.00
横たわみ振動	1.92	1.95

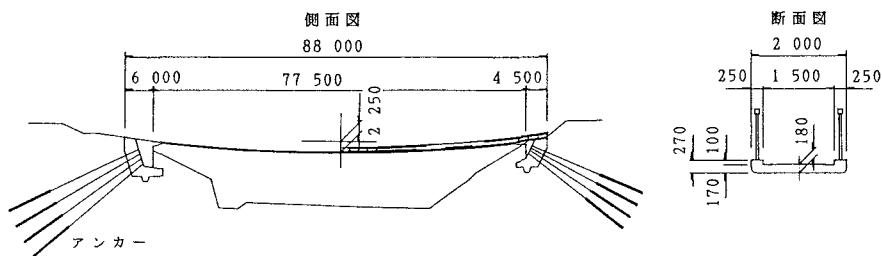


図-4 あずみの橋の側面図と断面図

アンケート調査も実施された。その結果、最も悪い状態で、一部の人が「不快」と反応したが、この橋を供用した場合に実際に起こりうる歩行パターンから考えて、使用性に問題はないと結論されている。

(4) あずみの橋⁴⁾ (1988年完成、長野県あずみ野C.C. 内)

この橋は図-4に示すように、支間長は77.5m、有効幅員1.5m、床版厚18cm(プレキャスト版)であり、完成時のサグを2.25mとし、サグ比 $f/l=0.029$ である。この橋も、ゴルフ場内の歩道橋であることから、設計活荷重(群集荷重)は 100kgf/m^2 としている。この橋は現在、国内で最も長い支間長を持つ吊床版橋となっている。前述したひぐらし橋とはほぼ同様の振動特性を持つことが予想されたことから、この橋については報告されていない。

以上のように、吊床版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床版形式の歩道橋について、その動的挙動の特徴について述べたが、支間長が大きくなることによって、振動使用性の問題から、つぎの点が重要となっている。

- 1) 問題となる振動数範囲に多くの固有モードが存在し、その解析方法と精度。
- 2) 多くの固有モードが隣接している場合、起振器による振動試験が實際上、難しいことから、固有振動数・固有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。

そこで、今回対象とした吊床版橋(1989年6月完成)が図-5に示すように支間長とサグ量は前に示した「ひぐらし橋」と同じであるが、幅員が広く、設計活荷重も 300kgf/m^2 と大きくなっており、最大水平張力は「ひぐらし橋」の約3倍となっている。以上の点を踏まえて、本橋の振動について検討した。

3. 固有振動解析

吊床版橋は、構造が吊構造であるためフレキシブルであり、問題となる振動数範囲に多くの固有モードが存在することが予想され、ある程度正確に固有振動数と固有振動モードを推定する必要がある。ここでは、三次元骨組構造モデルを用いて、その固有振動解析を行った。

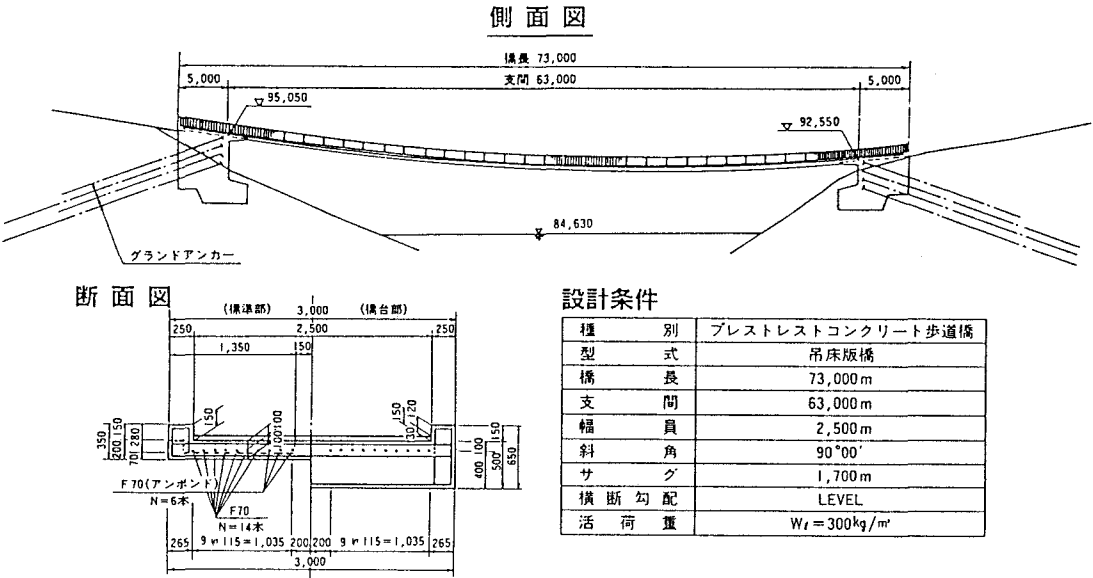


図-5 鳥山城CC. 本丸5番ホール歩道橋の一般図と設計条件

(1) 解析モデル

図-6に三次元骨組構造モデルを示した。このモデルは、床版剛性を表す床版モデル部材、張力による幾何剛性を表す幾何剛性モデル部材、および、それらを連結する横方向剛性モデル部材から成っている。このうち、床版剛性は本橋が地覆部分も構造断面としていることから、地覆も含めた床版断面より求め、橋台前面の版厚変化部はその平均版厚より剛性を決定した。一方、横方向剛性は床版厚と節点間距離からなる矩形断面より求めた。また、幾何剛性は、ねじり剛性に及ぼす効果を考慮するために、床版モデル部材から距離 η だけ離れた2本のケーブルでモデル化した。

$$\eta = \frac{\sum T_i y_i^2}{\sum T_i} \quad (1)$$

ここで、 T_i は各ケーブルの張力、 y_i は各ケーブルの床版中心からの距離である。なお、幾何剛性は、死荷重作用時のケーブル張力より決定し、その非線形性は考慮していない。そして、質量は集中質量とし、床版モデル部材軸上にもみ配置した。なお、吊構造であることから構造軸線は、ケーブル軸線と一致させ、放物線を仮定し、支点での支持条件は全自由度剛結とした。

(2) 解析結果

固有振動解析結果として、表-2に固有振動数を、図-7に固有振動モードを示した。また、表-2には、弦理論とケーブル理論より求められるたわみ振動モードの固有振動数を付記した。これらの結果から、本

表-2 固有振動解析の結果

次数	振動モード	3次元骨組構造解析	ケーブル理論	弦理論
1	たわみ逆対称1次	1.25 Hz	0.91 Hz	0.91 Hz
2	たわみ対称1次	1.56	1.25	0.45
3	たわみ対称2次	2.25	1.94	1.38
4	ねじれ対称1次 ^{*)}	2.46	—	—
5	たわみ逆対称2次	3.04	1.81	1.81
6	ねじれ対称2次 ^{*)}	3.46	—	—
7	たわみ対称3次	4.21	2.33	2.26
8	ねじれ逆対称1次	4.53	—	—
9	たわみ逆対称3次	5.48	2.72	2.72
10	ねじれ対称3次	6.59	—	—

^{*)} 水平動連成

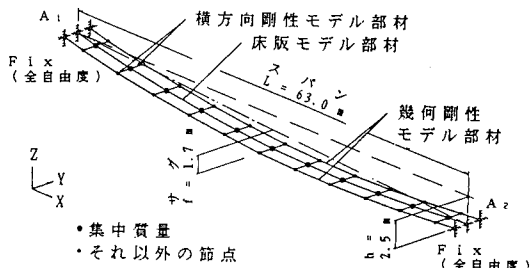


図-6 三次元骨組構造解析モデル

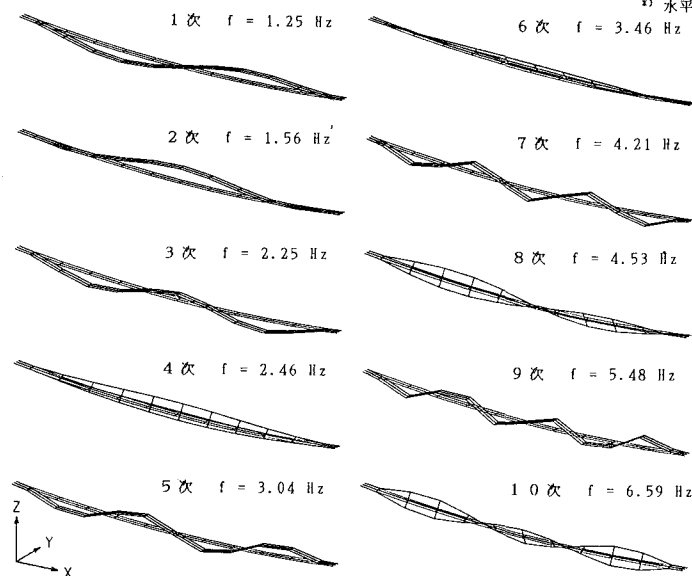
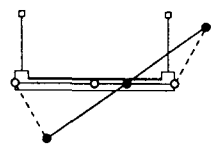
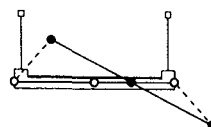


図-7 解析による固有振動モード



ねじれ対称1次
 $f = 2.46 \text{ Hz}$



ねじれ対称2次
 $f = 3.46 \text{ Hz}$

図-8 ねじりと水平の連成振動
(スパン中央部相対変位図)

橋の固有振動特性は以下の通りである。

1) たわみ逆対称モードが最低次の基本モードとなり、通常、弦やはりの基本振動モードであるたわみ対称モードとは逆転している。これは、サグ比が比較的大きいためであろう。

2) 歩行者通過時の振動使用性や耐風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。

3) 面外振動モードにおいては、ねじり振動と水平振動が連成しており、挙動が類似したモードが2つ生じており、図-8に示すように両モードではねじり角が逆位相となっている。なお、図-8の水平動とねじりに伴う上下動は同一スケールで表してある。

4) 吊床版橋の固有振動の推定法としては、弦理論を用いるもの、ケーブル理論を用いるもの、三次元骨組構造として考えるものなどがある。このうち、弦理論を用いるものではサグの影響を考慮していないことから、たわみ対称モードが最低次モードとなっており、また、ケーブル理論を用いるものでは床版の剛性を考慮していないことから、三次元骨組構造解析した値よりもかなり小さい値となっている。これらの方法のどの方法が妥当かについては、実橋の振動試験結果との比較から判断することとなる。

4. 衝撃加振試験と人力加振試験

吊床版橋は極めて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、起振器法や常時微動法など様々な試験方法⁶⁾があるが、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と、工期などの時間的制約から衝撃加振法と人力加振法により、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。

(1) 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、安定した衝撃力が得られ、しかも、簡単に移動が可能な組立式衝撃加振装置(写真-2)を使用した。この衝撃加振装置では、高さが調節されたマグネットに鋼製重錘(今回の試験では73kg)を固定し、クッションを置いたロードセル上に自然落下させるものである。衝撃後、重錘はバウンドし、ラチェットによる二度打ち防止装置によって最も高く上がったところで静止するようになっている。今回の試験では、最大約2300kgf、衝撃継続時間約30msの安定した衝撃力を得ることができた。

2) 測定方法

ピックアップとしては、サーボ型加速度計(1g用、DC~300Hz)を用いることとし、鉛直たわみ振動測定用に図-9(a)のように配置した。衝撃加振点はG6点幅員中央とG8・9の中間点幅員中央とした。また、ねじり振動測定用には、図-9(b)のように加速度計を配置し、衝撃加振点はG6点とG8・9の中間点の高欄寄りとした。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。

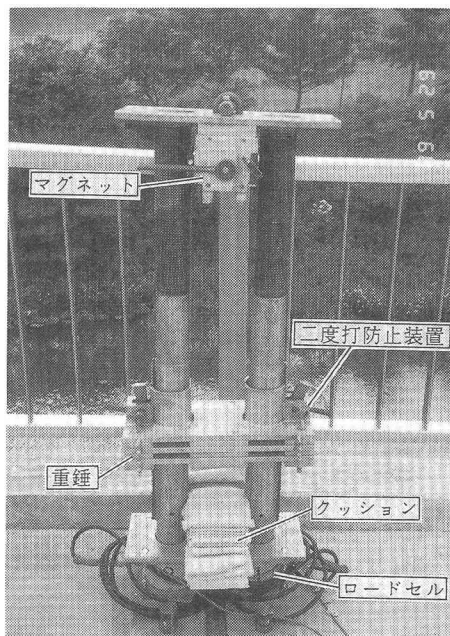


写真-2 組立式衝撃加振装置

3) モーダル解析による試験結果

データレコーダに記録した波形をAD変換し、モーダル解析⁷⁾によって固有振動数、固有モード、減衰率を求めた。図-10に得られた周波数応答(伝達)関数の一例としてG6点加振の場合の結果を示す。図-10(a)はたわみモード測定に対するG3点の結果であり、(b)はねじりモード測定に対するG4点の結果である。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自由度の振動系と同じ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、固有振動数と減衰係数(対数減衰率)を求めることができる。その結果を表-3に示し、固有振動モードを図-11に示した。ここに示した結果より、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

表-3 固有振動数と対数減衰率

次数	固有振動数(Hz)		対数減衰率		振動モード
	実測値	計算値	衝撃加振法	自由減衰法(最大初期振幅)	
1	1.22	1.25	0.040	0.030 (6.485 mm)	たわみ逆対称1次
2	1.50	1.56	0.046	0.047 (10.539 mm)	たわみ対称1次
3	2.17	2.25	0.041	0.041 (4.753 mm)	たわみ対称2次
4	2.54	2.46	0.043	0.042 (1.674 mm)	ねじれ対称1次
5	3.08	3.04	0.030	0.042 (2.775 mm)	たわみ逆対称2次
6	3.31	3.46	0.053	0.052 (0.992 mm)	ねじれ対称2次
7	4.29	4.21	0.052	—	たわみ対称3次
8	5.06	4.53	0.049	—	ねじれ逆対称1次
9	5.67	5.48	0.058	—	たわみ逆対称3次
10	—	6.59	—	—	ねじれ対称3次

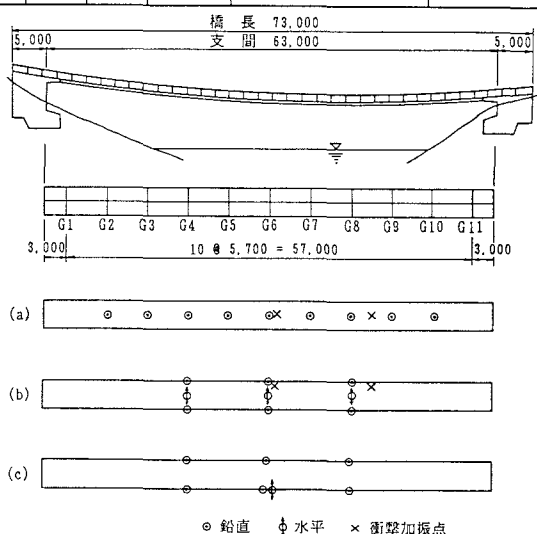


図-9 動的試験時の計器の配置

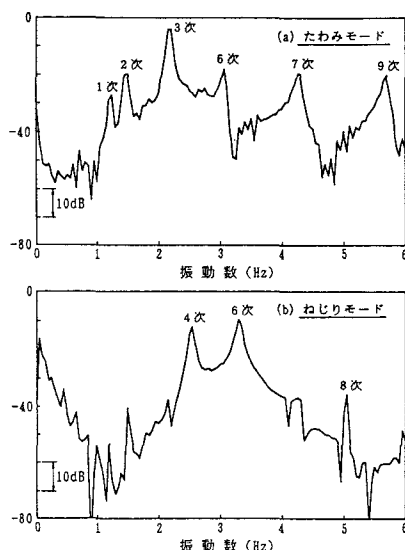


図-10 衝撃加振による周波数応答関数

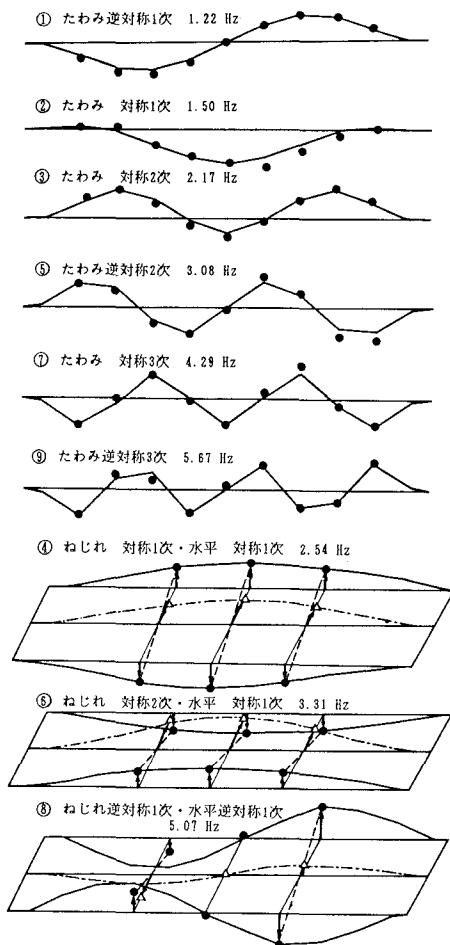


図-11 衝撃加振による振動モード

定値とよく一致していることから、三次元骨組解析に用いたモデルと諸量が妥当であったと言える。また、解析で予想された2個のねじり振動と水平振動の連成モードが振動試験でも確認され、さきに示した「ひぐらし橋」で横たわみ振動として扱われている振動が、本橋の場合の4次モードでは、ねじれ対称1次と水平動が連成したモードとなっており、6次モードと類似してはいるが、ねじれ角が逆位相であることが判明した。これらのモードについては、風の影響を考える場合に重要となるであろう。そして、各振動モードの対数減衰率が0.03～0.06（減衰定数で0.005～0.01）であり、他の形式の歩道橋と同様に比較的小さい値となっていることがわかった。このように、衝撃加振法が本橋のように隣接した固有値を多く持つ橋梁についても、容易に振動特性を求める有効な試験法であることが確認できた。

(2) 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-9(c)に示した通りである。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モーダル解析し、その結果、得られた固有振動数で、人が調子を合わせて膝を屈伸することにより、橋梁をあるモードに共振させた。そして、加振停止後の自由減衰波形から対数減衰率を求めた。その結果を表-3に示した。7次モード以上については膝の屈伸では困難であり、測定対象を6次までとした。衝撃加振による結果と比較すると、両者はよく一致しており、実験を行った振幅の範囲においては吊床版橋の構造減衰に振幅依存性は認められないことと、衝撃加振法が減衰率の測定にも有用であることが確認できた。

5. 歩行による動的載荷試験

すでに建設されている4橋の吊床版橋のうち、「双龍橋」と「ひぐらし橋」において、歩行者による動的載荷試験が実施されており、その一部が報告^{3), 4)}されている。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、衝撃加振試験のモーダル解析結果として、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を決めて、表-4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-9(c)に示した通りである。

図-12には、各載荷パターンのうち、1名が3.08歩/秒で走ったとき、1名が1.97歩/秒で歩いたとき、そして20名がランダムな歩調で歩いたときのG6点の鉛直方向加速度のスペクトルを示した。人が走ったときにはたわみ逆対称2次モード(3.08Hz)が卓越し、人が歩いたときにはたわみ対称2次モード(2.17Hz)が卓越することがわかる。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、歩調と考えられる範囲(1.5～2.5歩/秒)の中に3つの固有値が存在し、しかも、走った場合のピッチ(平均3歩/秒)の付近に2つの固有値がある。したがって、これらの固

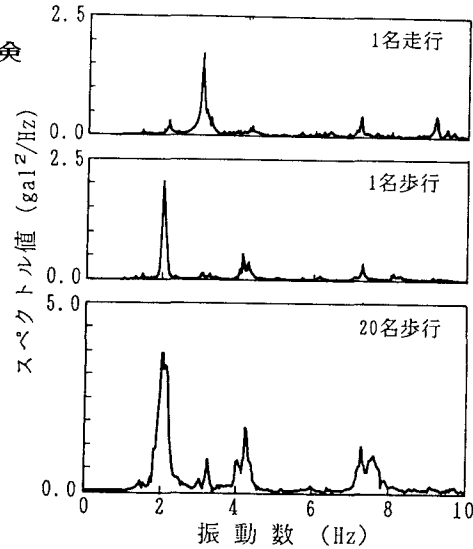


図-12 動的載荷時の加速度スペクトル

表-4 動的載荷試験時の荷重パターン

試験ケース	荷重条件	通過条件(ピッチ)
D L 1	4人(250kgf) + カート	遅め、普通、早め
D L 2	カート2台	普通
D L 3	1人(77kgf)走る	3.08, 3.36(偏載)歩/秒 ランダムピッチ
D L 4	歩行者 1人(77kgf)	1.55, 1.83, 1.97, 2.24歩/秒 2.38, 2.55(偏載)歩/秒, ランダム歩調
D L 5	歩行者 2人(132kgf)	1.80, 1.98, 2.16歩/秒, ランダム歩調
D L 6	5人(320kgf)	遅め、普通、早め, ランダム歩調
D L 7	10人(686kgf)	〃
D L 8	20人(1357kgf)	〃

有モードが歩行中あるいは走行中に励起されて大きな振動となる可能性があるので、歩行者の歩調をこれらの固有値にできるだけ合わせて歩行や走行をさせて、これらの固有モードが共振した場合の振幅を求めた。

著者の一人がかつて実施した実験⁹⁾によれば、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。その実効値の最大値を図-13に示した。その結果、一人の歩行者が歩いた場合、たかだか0.7cm/s (RMS値)であり、「明らかに感ずる」程度の振動である。そして、2人の歩行者がたわみ対称2次モード(2.17Hz)に共振する歩調で歩いたとき、1.5cm/s (RMS値)に達し、「少し歩きにくさ」を感じずる程度の振動となることを示している。図中の解析値は、次節で示す方法で求めた値であり、それぞれ実験値をよく近似している。つぎに、図-14は歩行者数を増やしたときの振動速度(実効値の最大値)の変化である。図中には、歩調を合わせない場合(ランダム歩調)と早め、普通、遅めで歩調を合わせた場合について示した。この結果によれば、歩行者が10人以上となると、普通の歩行と早めの歩行の場合にかなり大きな振幅となり、一応の目安である「少し歩きにくい」の50%値(1.7cm/s, RMS値)を越える場合も生じている。しかし、2人の歩行者がたわみ対称2次モードに歩調を合わせて歩行した場合と比較すると応答速度は約1.5倍程度の振動であり、人数に比例して振動が大きくなるわけではないことを示している。一方、ランダムな歩行時には「明らかに振動を感じずる」の50%値(0.85cm/s, RMS値)を越えることはなく、多人数が同時に歩行したとしても問題になることは少ないものと思われる。また、本橋がゴルフ場内の歩道橋であることから、最も頻繁にありうる载荷状態として、カート車1台と歩行者4名の場合(図-14では4名载荷として図示)についても実験を行ったが、特に問題となるような振動のレベルではなかった。

本橋において、問題となりそうな振動モードは、2.17Hzのたわみ対称2次モードであったが、以上に示した歩行による動的载荷試験によれば、場合によっては「よく揺れる」との反応があることも考えられるが、特に問題となるような振動ではなく、振動使用性が劣るとは言えないと判断された。

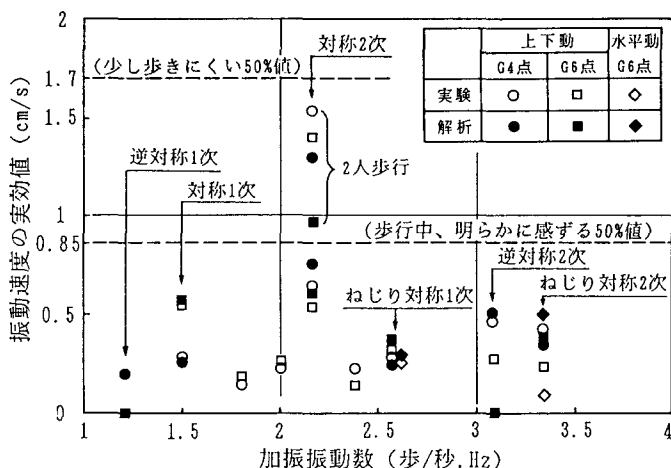


図-13 動的応答値の実験値と解析値

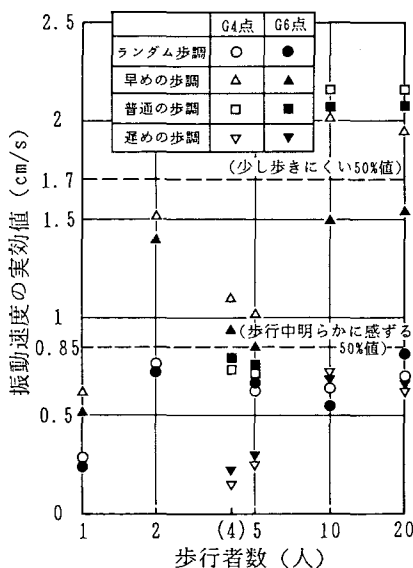


図-14 動的载荷試験時の振動振幅

6. 振動使用性の解析による検討

著者の一人が文献⁹⁾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し、本橋の振動使用性を解析的に検討したので、ここに、歩道橋振動使用性の検討例として報告しておく。

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⁹⁾では n 次の固有振動モードが式 (2) で表されるとしているので、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 (3) で正規化しておく。

$$\varphi_n(x) = \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm} \sin \frac{m\pi x}{l} \quad (2) \quad \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm}^2 = \frac{2}{\rho l} \quad (3)$$

- ④固有振動モードが式 (2) で表されるとき、運動方程式は式 (4) のように表され、文献⁹⁾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⁹⁾を適用することが可能となる。

$$\ddot{q}_n + 2h_n \dot{p}_n \dot{q}_n + p_n^2 q_n = f_0 \cos \omega t \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm} \sin \frac{m\pi vt}{l} \quad (4)$$

ここで、本橋ではさまざまな歩調での歩行試験が行われたので、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した。前述したように本橋では、1人の歩行者 (体重 77kgf) と2人の歩行者 (体重 132kgf) が歩調を合わせて試験した。そこで、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-15に示した歩調に依存する値とした。また、固有振動数としては実験値を用い、減衰定数は実験値から0.75%とした。このような条件で解析した振動速度の実効値の最大値を、実験結果を示した図-13の中に示した。解析では固有振動数と歩調がまったく一致しているものとして扱っていることを考えると、解析値が比較的良好に実験値を表していると言えよう。

そこで、文献⁹⁾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 (対象としたモードは対称2次、2.17Hz) を考えると、図-16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。本橋がゴルフ場内にあることからすれば、このような载荷状態は考えられないので問題はないが、多くの歩行者が通過する地点に架かる歩道橋とすると、やや振動問題が残ることを示している。

ところが、吊床版歩道橋はその施工性や経済性から今後、支間長が大きくなることが予想される。そこで、図-16 歩行者の到着率と振動使用性レベル

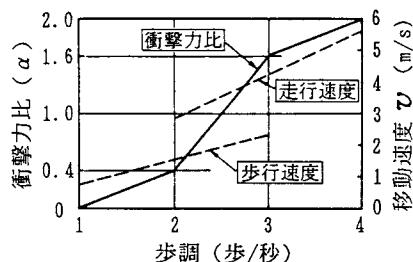
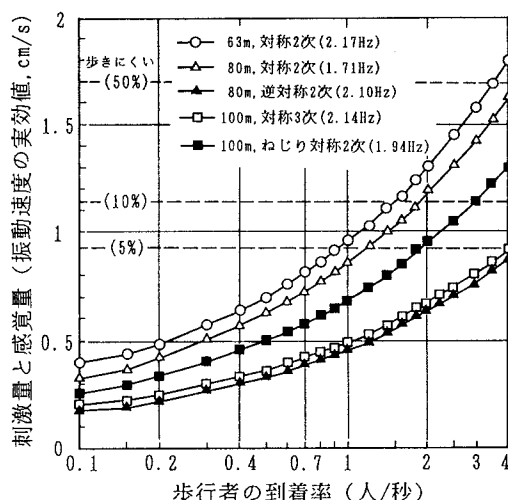


図-15 衝撃力と移動速度⁹⁾



本橋と同じ床版を用いて支間長を 80mと100mにした場合の仮定の吊床版歩道橋（サグはスパンの 1/35 ）を概略設計し、固有値解析と振動使用性の照査を行い、その結果のうち、10 次までの計算固有振動数を表－5 に、そして、多くの歩行者に対する結果を図－16 に示した。支間長を大きくした吊床版歩道橋の場合には本橋と同じ程度の振動使用性であるが、低振動数域に多くの固有振動が存在し、しかも、水平動を伴うねじり振動が歩調の範囲にあり、今後、さらに検討すべき点であろう。

表－5 計算固有振動数

振 動 モ ー ド	吊 支 間 長		
	63m	80m	100m
鉛直たわみ振動			
逆対称 1 次	① 1.25Hz	① 0.92Hz	① 0.75Hz
“ 2 次	⑤ 3.04	⑤ 2.10	⑤ 1.62
“ 3 次	⑨ 5.48	⑨ 3.71	⑨ 2.70
対 称 1 次	② 1.56	② 1.23	② 1.00
“ 2 次	③ 2.25	④ 1.71	④ 1.36
“ 3 次	⑦ 4.31	⑦ 2.86	⑦ 2.14
“ 4 次	—	⑩ 4.73	⑩ 3.37
ねじり・水平連成振動			
対 称 1 次	④ 2.46	③ 1.69	③ 1.14
“ 2 次	⑥ 3.46	⑥ 2.52	⑥ 1.94
逆対称 1 次	⑧ 4.53	⑧ 3.49	⑧ 2.65
“ 2 次	⑩ 6.59	—	—

7. あとがき

吊床版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5 橋目の吊床版歩道橋が建設され、振動使用性を検討したのを機会に、吊床版歩道橋の振動問題について考えた。その結果、歩行者の歩調範囲に固有振動モードが存在することは避けられず、群集に近いような多くの歩行者が通行する場合には、振動使用性の問題が生ずる可能性も考えられるが、本橋のように、ゴルフ場や歩行者の通行量が少ない遊歩道などの歩道橋では、特に問題はないとの結論に達することができた。今後、長スパンの歩道橋や多くの歩行者が通行する場合には、振動に対する十分な配慮がされた上で、吊床版形式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・施工および実験に際しまして、種々の御指導と御援助を下さいました方々に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) Strasky J.:Precast Stress Ribbon Pedestrian Bridges in Czechoslovakia,
PCI Journal/May-June, pp.52-73, 1987.
同上一部訳：猪俣俊司：プレキャスト・セグメントを用いたWT断面道路橋と吊床版歩道橋
（チェコスロバキヤの例）、「新しいPC技術とその展望」テキスト、
プレストレストコンクリート技術協会、pp.14-21、1988.
- 2) 百島・内藤・富田：万国博9号歩道橋の設計施工についてー吊床版橋ー、
プレストレストコンクリート、Vol.11, No.4, 1969.
- 3) 村上・藤田・長井・藤元：吊床版歩道橋「蜂の巣キャンプ場」の特性〔Ⅱ〕測定編、
プレストレストコンクリート、Vol.27, No.5, 1985.
- 4) 則武・熊谷：プレストレスト・コンクリート吊床版橋、道路とコンクリート、No.80 , 1988.
- 5) 山口・伊藤：単一ケーブルの三次元線形自由振動、土木学会論文報告集、No.286, pp.29-36, 1979.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 小堀・梶川：橋梁振動の人間工学的評価法、土木学会論文報告集、 No.230, pp.23-31, 1974.
- 9) 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、
No.325, pp.23-33, 1982.
(1989年10月2日受付)