

端部分離した外ケーブル併用 PC 吊床版歩道橋の振動使用性

Vibration serviceability for the PC stress ribbon pedestrian bridge with external tendons and supports

深田幸史*, 梶川康男**, 日出平洋一***, 河島淳一****

Saiji Fukada, Yasuo Kajikawa, Yoichi Hidehira and Jyunichi Kawashima

*博(工), 金沢大学准教授, 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 金沢市角間町)

**工博, 金沢大学教授, 理工研究域環境デザイン学系 (同上)

***石川県石川土木総合事務所 (〒920-2113 白山市八幡町イ 20 番地)

**** (株) ピーエス三菱, 東京支店 (〒104-8215 東京都中央区晴海 2 丁目 5 番 24 号)

A prestressed concrete stress ribbon pedestrian bridge with external tendons and supports was constructed in Hakusan city. The different structural characteristics from the Morinowakuwaku Bridge are that the prestressing cables are arranged outside of the concrete deck, and also that the concrete deck is supported by shoes at the abutments. A static loading test was performed to confirm the stiffness of the analytical model. Also, vibration tests were carried out to grasp the vibration characteristics and vibration serviceability subjected to pedestrians walking. The results of the vibration tests show that the several vibration modes existed in the critical ranges of natural frequencies for vertical and lateral vibration. An analytical model was made by finite element method. The vibration serviceability of this bridge was confirmed by using the conventional method and foreign method.

Key Words : Stress ribbon bridge, Vibration characteristics, Vibration serviceability

キーワード : 吊床版橋, 振動特性, 振動使用性

1. まえがき

直路式 PC 吊床版橋は, 吊橋の塔を省略して吊ケーブルと補剛桁を一体化させた形式の橋梁であり, これまでに数多く架設されてきた. これに対して, 直路式 PC 吊床版橋において床版断面内に配置していたプレストレス導入用のケーブルを床版断面外に配置し, 鉛直材を介して床版を支持する外ケーブル併用 PC 吊床版橋が提案され, 2001 年福島県いわき市に森のわくわく橋¹⁾として世界で初めて架設された.

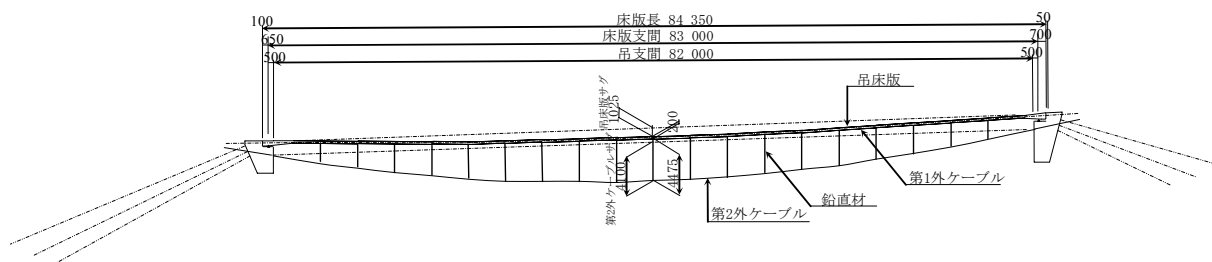
これに対して, 外ケーブル併用 PC 吊床版橋の 2 橋目, 大巻どんど橋が石川県白山市の白山ろくテーマパーク内に架設された (写真-1). 本橋は, 公園内という点からバリアフリー化するためにサグによる最急勾配 5% 以下, さらに山間部に位置する豪雪地帯であるために雪荷重 (既往最大) 7.7kN/m^2 という要求性能のもとで設計され, 次節に述べるいくつかの構造的な特徴を有している. その特徴の一つとして, 森のわくわく橋では橋台と吊床版が剛結

構造になっていたが, 本橋は分離構造へと変更し, 吊床版を支承で支持している²⁾.

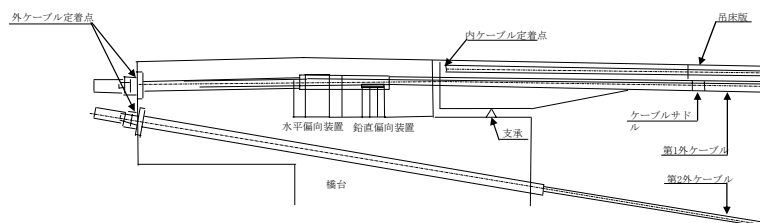
本橋は, 森のわくわく橋と同様に吊構造であるために, 歩調範囲にいくつかの鉛直振動が卓越することが予想され, 本橋梁形式の試設計段階において鉛直振動に対する振動使用性の検討²⁾が行われた. しかしながら, 設計段階における固有振動解析から, 本橋では端部分離構造としたことにより, 歩調の半分である 1Hz 付近に水平振動が卓越することが予想され, 実測においても確認された.



写真-1 大巻どんど橋 (石川県白山市)



図－1 一般図



図－2 支点部拡大

わが国においては、鉛直振動に対して幾つかの評価方法が提案されている^{3)~7)}が、水平振動に対しては群衆が歩道橋上を移動する場合の水平振動応答の推定方法などが提案⁸⁾⁹⁾されているだけである。

1993年の藤野らの研究を契機¹⁰⁾として、2000年にミレニアムブリッジにおいて群衆による大きな水平振動（Lock-in 現象）が問題¹¹⁾になってから、1Hz 付近の水平振動に対する評価方法が世界的に検討されてきた。その中でも欧州における fib¹²⁾をはじめとして Setra¹³⁾、Synpex¹⁴⁾および Hivoss¹⁵⁾は具体的な評価方法について言及している。

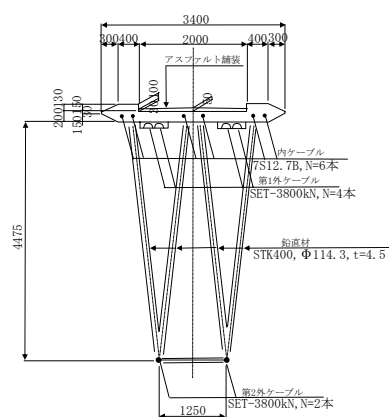
そこで本論文では、対象橋梁に対する振動使用性の評価として、これまでわが国において提案されている評価方法を用いることに加え、欧州において用いられている評価方法を用いることにした。また最後に、今後のわが国における鉛直および水平振動に対する振動使用性の評価方法について提言した。

2. 対象橋梁

本論文で対象とした外ケーブル併用 PC 吊床版橋の一般図を図－1に、橋台上の支点部の拡大図を図－2に、断面図（標準部:吊床版の単位長さあたりの重量 21.7kN）を図－3にそれぞれ示す。

PC 吊床版橋は、サグ量が大きいほど橋台に作用する水平力を低減でき、建設コストを抑えることができるため、これまでの実績からサグ/スパン比は 1/30～1/50（最急勾配 13～8%）となっている。これに対して、本橋で要求されたサグによる最急勾配 5%は、サグ/スパン比が 1/80 となる。サグ/スパン比 1/80 で設計した場合、以下の点が問題となる²⁾。

- ① クリープ・乾燥収縮、活荷重および温度により吊床版に作用する軸引張力が過大となり、使用限界状態での要求性能（PC 部材では引張強度、



図－3 断面図

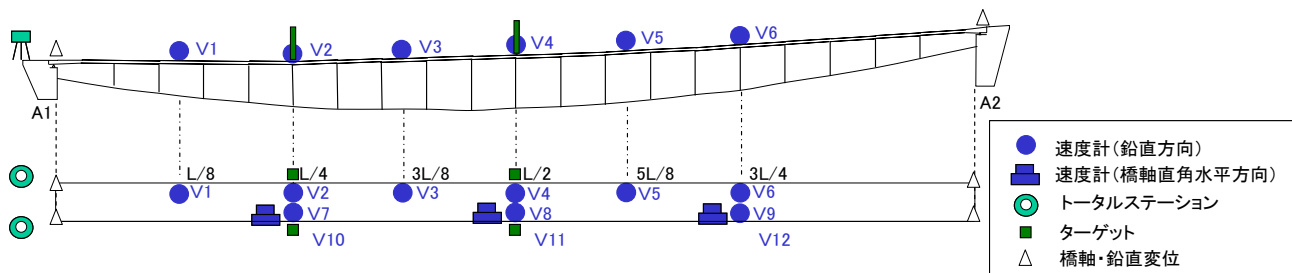
PRC 部材では許容ひび割れ幅）を満足しない。

- ② 吊床版に導入するプレストレスの有効導入率が 50%程度以下に低下する¹⁶⁾。

これら問題に対して、本橋においては、橋台と吊床版を剛結構造から分離構造¹⁷⁾へと変更して、吊床版を支承で支持することにした²⁾。

森のわくわく橋では、プレストレス導入用のケーブルを外ケーブル化していたが、本橋では、吊床版内に内ケーブルとして配置し、床版端部に定着させた。また、森のわくわく橋では、吊床版架設のための 1 次ケーブルを吊床版内に配置していたが、本橋では、施工性の向上、自重の低減、および橋台と吊床版を分離構造としたため、第 1 外ケーブルを吊床版の下側に外ケーブルとして配置している。

なお、本文では吊床版を架設するために使用した外ケーブルを第 1 外ケーブル、鉛直材を介して吊床版を支持する外ケーブルを第 2 外ケーブル、吊床版断面内にプレストレスを導入するケーブルを内ケーブルと称する²⁾。



図－4 測点配置図

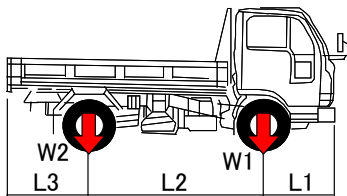
3. 実験概要

本橋において、車両を用いた静的載荷実験と人力による振動実験を行った。実験内容は以下の通りである。なお、振動実験では振動速度を計測するため、サーボ型速度計（株式会社東京測振・VSE-15、計測周波数 0.1～70Hz）を 12 個用いた。その測点配置図を図－4 に示す。また、車両を用いた静的載荷実験は、夏季 7 月（気温 32 度）に行い、人力による振動実験は、冬季 12 月（気温 5 度）と夏季 8 月（気温 32 度）の 2 回行った。冬季と夏季に行った理由は、温度の影響により、張力が変化し、振動特性がどの程度変化するのかを調べるためである。

(1) 車両を用いた静的載荷実験

本橋が有する剛性の確認および解析モデルの剛性の妥当性を確認するために、図－5 に示す空車重量約 25kN の小型ダンプ 3 台を用いた静的載荷実験を行った。各車両の寸法と重量諸元を表－1 にまとめた。

静的載荷実験では、3 台を直列に配置し、先頭車両の前軸を吊支間長の 1/16 ずつ移動しながら吊床版の鉛直変位を計測した。静的載荷実験の状況を写真－2 に示す。測点は吊支間長の 1/4 点（A1 側）と 1/2 点の両地覆位置にターゲットを設置し、A1 側に設置した 2 台のトータルステーション（GPT - 7500, Tajima）により計測した。



図－5 実験車両

表－1 実験車両の寸法と重量諸元

			1号車	2号車	3号車
前軸重量	W1	kN	14.70	13.97	14.31
後軸重量	W2	kN	10.98	11.27	11.37
距離	L1	m	1.02	1.02	1.00
軸間距離	L2	m	2.50	2.50	2.50
距離	L3	m	1.18	1.18	1.14



写真－2 静的載荷実験の状況

(2) 衝撃加振実験

本橋の各卓越振動数を把握することを目的として、人間の飛び降りによる衝撃加振実験を行った。衝撃加振実験では、吊支間長の 1/8 点ずつ、幅員中央と地覆側の偏心位置で、2 人が椅子（高さ約 40cm）から同時に飛び降りることにより橋梁に衝撃を与えた。さらに、得られた速度波形から、卓越振動数および振動モードを算出した。

(3) 定点加振実験

衝撃加振実験から得られた各卓越振動数に対するモード減衰定数を求めるために、モードの腹となる地点において、卓越振動数前後の振動数に合わせた電子メトロノーム音を聞きながら屈伸やジャンプを行い、その振動だけを卓越させた後に加振を止め、減衰自由振動波形を計測する定点加振実験を行った。この減衰自由振動波形から ERA¹⁸⁾（100Hz サンプリングのデータから 6500 個用いてハンケル行列を作成し、その行と列のサイズを 3:1 とした。特異値分解後の採用次数は 2 とした。）を用いて減衰定数を求めた。

(4) 人力による共振歩行・走行実験

歩行者の通行により生じる鉛直振動に対する振動使用性を検討するため、歩行者が共振歩行および走行する歩行・走行実験を行った。共振歩行・走行実験では、衝撃加振実験の結果から得られた対象橋梁の卓越振動数前後に歩調を合わせながら、歩行時には 2 人が共振歩行を、走行時には 1 人が共振走行

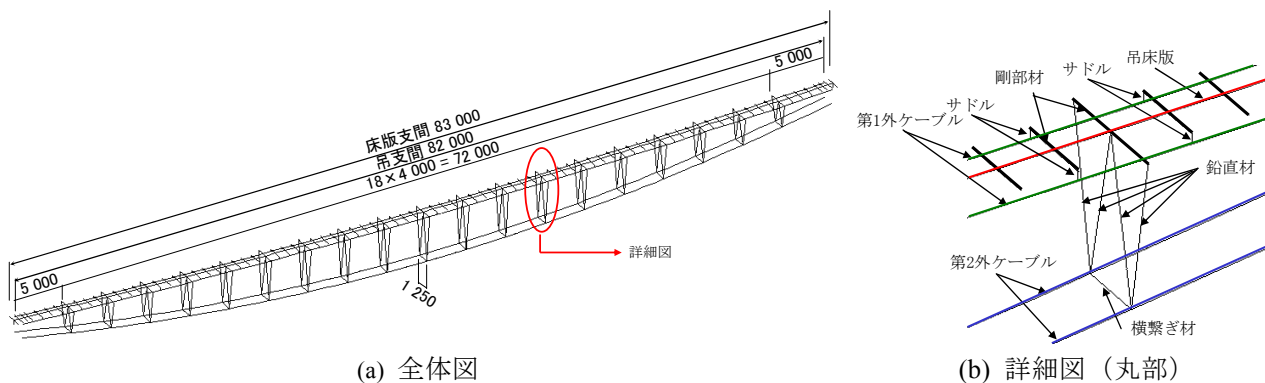


図-6 解析モデル

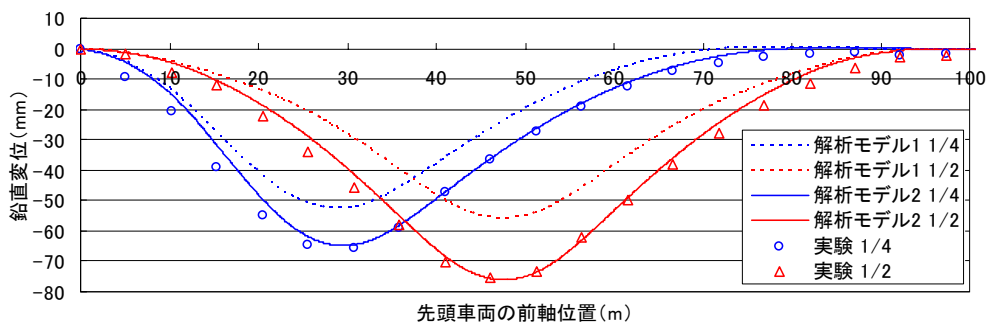


図-7 静的載荷実験の結果（実験と解析により得られた鉛直変位）

を行い、得られた結果より本橋の鉛直振動に対する振動使用性を検討した。また、水平振動に対する歩行実験として、7名（約4.41kN）が2Hzで歩行する歩行実験も行った。

4. 解析モデル

本橋を立体骨組モデルにモデル化した。解析モデルの全体図および詳細図を図-6に示す。

吊床版部を梁部材、外ケーブル（第1、第2）は幾何剛性を考慮した弦部材、鉛直材および横継ぎ材は梁部材にモデル化した。第1外ケーブルは、吊床版から張り出した剛部材を介して、サドル要素と接合されている。このサドル要素は、写真-3に示すように設計上、橋軸方向に可動および3方向に回転可動となっている。また、鉛直材についても設計上は上下端ともに橋軸直角方向周りに対して回転可動となっている。また、夏季の高温時には温度によって張力が変化するため、サグ量が変化する。そのため、以下のような2つの解析モデルを作成することにした。

解析モデル1：サドル部は剛部材、鉛直材は橋軸直角方向周りに対して回転しない、サグ・張力は設計値および現場での最終施工値を用いる。

解析モデル2：サドル部は橋軸方向に可動および3方向に回転可動のばね要素、鉛直材は上下端ともに橋軸直角方向周りに対して回転可動、サグ・張力は設計値から夏季実験時の気温（32度）を考慮した。

上記の解析モデル1は、人力による加振時など、サドル部において第1外ケーブルが可動にならない程度の微小振幅時の挙動を表すモデルである。ここでは、冬季に行った振動実験時のモデルとして用いる。また、解析モデル2は、サドル部において第1外ケーブルが可動する程度の大振幅時の挙動を表すモデルである。ここでは、夏季に行った静的載荷実験時のモデルとして用いる。

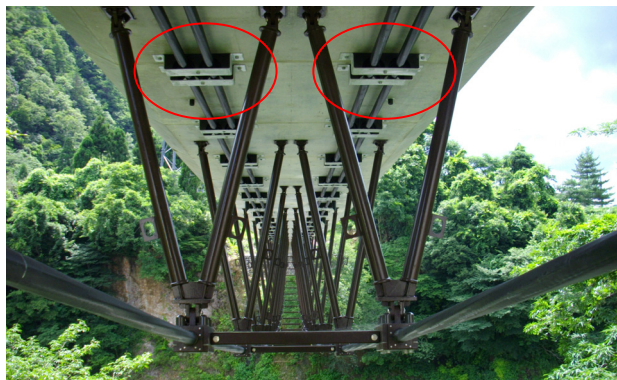


写真-3 サドル部（赤丸部）

5. 静的特性

本橋梁が有する剛性の確認および解析モデルの剛性の妥当性を確認するために、空車重量25kNの小型ダンブ3台（合計76.6kN）を用いた静的載荷実験を行った。実験と解析により得られた1/4点、および1/2点における鉛直変位を図-7に示す。な

お、実験値は、それぞれの測点において、両地覆位置で計測しており、ここではそれらのデータを平均して図中に示している。

これより、実測では 1/4 点および 1/2 点における鉛直変位は、それぞれ 66mm および 76mm を観測した。森のわくわく橋の静的載荷実験の結果¹⁾と比較すると 1/2 点載荷では 1/4 点付近が上方向に浮き上がる傾向を示していたが、本橋ではそのような傾向が見られず、桁形式構造の特性に近い傾向であった。

一方、解析値との比較から、拘束条件が設計に近い解析モデル 2 と実験値の整合性が見られる。支点部で計測した橋軸変位から分析した結果、この両モデルの結果が相違している主要因は、吊床版と第 1 外ケーブルとの接点となるサドル部において、第 1 外ケーブルが橋軸方向へスライドしているためであることがわかった。これにより、数人程度の歩行者荷重による加振振幅レベルにおいて、サドル部の変位の拘束条件は摩擦により橋軸方向に拘束されているものと考えられる。

6. 固有振動特性

冬季と夏季の衝撃加振実験および定点加振実験より得られた卓越振動数と固有振動解析より得られた固有振動数を表-2 にまとめた。また、解析モデル 1 を用いて得られた固有振動モード図を図-8 に示す。

これより、冬季 12 月（気温 5 度）と夏季 8 月（気温 32 度）の卓越振動数を比較すると、それほど大きな変化が見られず、気温により張力が変動してサグが 70mm 程度変化していたが、振動数が大きく変動していないことがわかった。

著者らは、これまで様々な支間長の直路式吊床版橋を対象として振動特性¹⁹⁾を調べており、それらの振動特性と本橋の振動特性を比較した。図-9(a) に示すように概ね支間長 30m 以上の直路式吊床版橋では、サグや部材の剛性などの影響により、最低次の卓越振動に逆対称 1 次モードが卓越し、続いて対称 1 次モードが卓越している。それに対して本橋では、最低次の卓越振動として対称 1 次振動が卓越している。解析上、端部を完全固定としても最低次が対称 1 次振動になることから、サグが小さい（張

表-2 固有振動特性

次数	振動モード	振動数 (Hz)				減衰定数			
		実験値		解析値		実験値		解析値	
		冬季	夏季	モデル1	モデル2	冬季	夏季	モデル1	モデル2
1	たわみ対称1次	0.62	0.63	0.68	0.59	0.009	0.011	0.009	0.008
2	たわみ逆対称1次	0.89	0.89	0.89	0.83	0.010	0.009	0.010	0.009
3	水平ねじれ連成1次	0.93	0.93	0.98	0.82	0.014	0.012	0.013	0.016
4	たわみ対称2次	1.44	1.43	1.41	1.30	0.011	0.011	0.010	0.009
5	水平ねじれ連成2次	1.86	1.85	1.91	1.90	0.016	0.007	0.015	0.015
6	たわみ逆対称2次	2.06	2.04	1.99	1.82	0.011	0.012	0.011	0.010
7	たわみ対称3次	2.84	2.79	2.70	2.44	0.011	0.012	0.012	0.013
8	水平ねじれ連成3次	3.20	3.20	3.04	2.86	-	-	0.017	0.018
9	たわみ逆対称3次	3.69	3.64	3.47	3.14	0.009	0.009	0.012	0.013

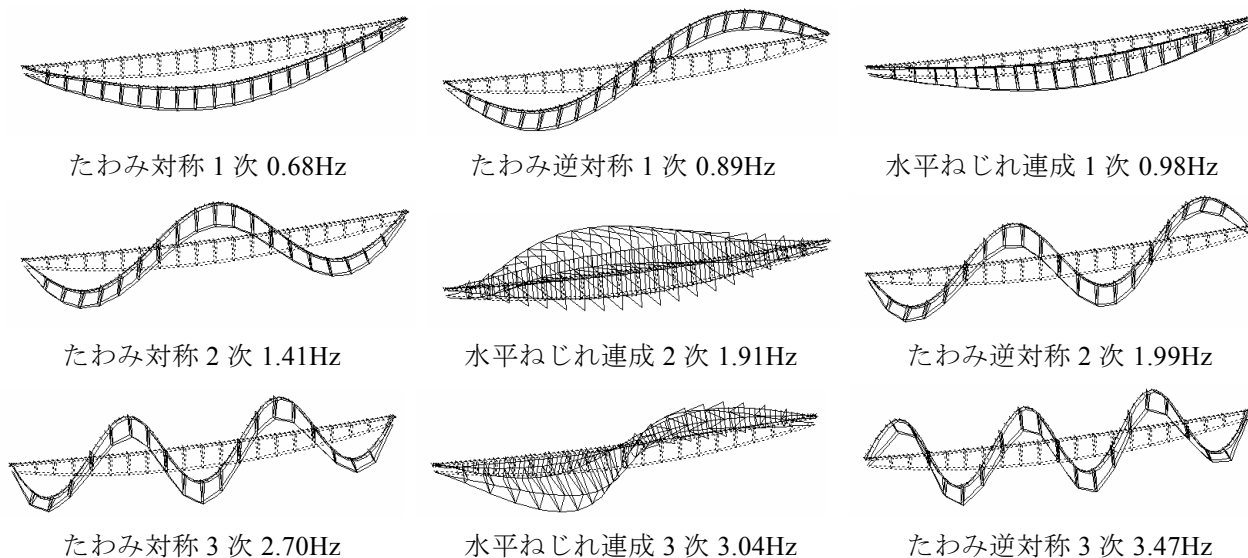


図-8 振動モード図（解析モデル 1）

力が大きい) ことが影響していると考えられる。また、外ケーブル併用吊床版橋である本橋も森のわくわく橋も上記以外の鉛直振動に関しては、同支間長の直路式吊床版橋の卓越振動数と同程度であることがわかった。

つぎに、水平振動について比較したものを図-9(b)に示す。水平ねじれ連成1次振動については、同支間長の直路式吊床版橋の卓越振動数と同程度であった。また、水平ねじれ連成2次振動については、多少低めであることがわかる。後述するひずみエネルギー比でもわかるように水平ねじれ連成2次振動は、吊床版と第2外ケーブルの振動に依存している。吊床版の幅員や第2外ケーブルの間隔および高さなどの面外剛性が関与しているものと考えられる。

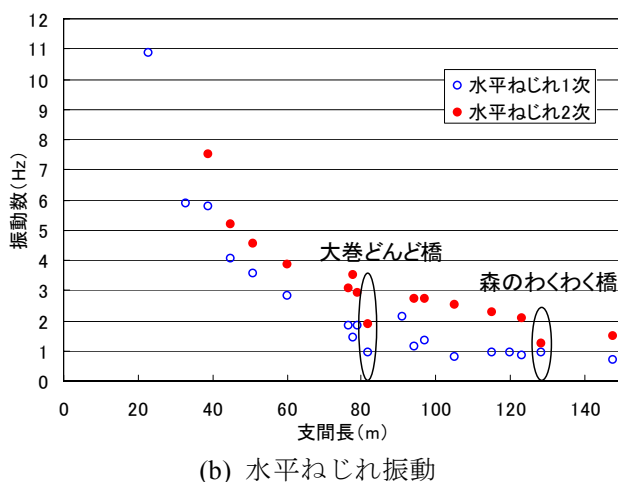
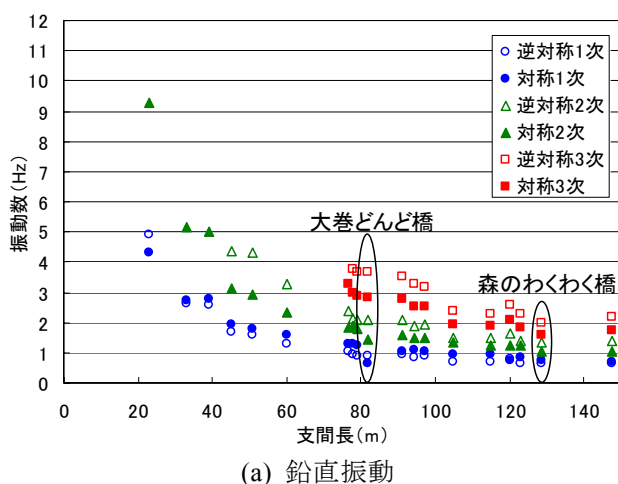


図-9 他の吊床版橋との比較 (振動数)

歩調範囲である 2.0Hz 付近の鉛直振動に関して、たわみ対称2次、水平ねじれ連成2次、たわみ逆対称2次の3つの振動数が存在し、走行範囲である 3.0Hz 付近には、たわみ対称3次、水平ねじれ連成3次の2つの振動数が存在することがわかった。一方、歩調範囲の半分 1.0Hz 付近の水平振動に関して、

0.93Hz に水平ねじれ連成1次振動が卓越していた。

上記の振動モードのうち、たわみ逆対称2次、水平ねじれ連成1次に関して、定点加振実験により得られた振動モード形状と固有値解析から求めたモード振幅との比較を図-10に示す。なお、同図は実験、解析ともに最大振幅の比で正規化している。これらの図より、実験と解析によって得られたモード形状は比較的良好に類似していることを確認した。

なお、定点加振実験から水平ねじれ連成1次および2次振動においては、吊支間長の1/2点における幅員両端で速度振幅が逆位相となっている²⁰⁾ことを確認しており、ねじれ振動となっていたため、ここでは水平ねじれ連成振動と呼ぶことにした。

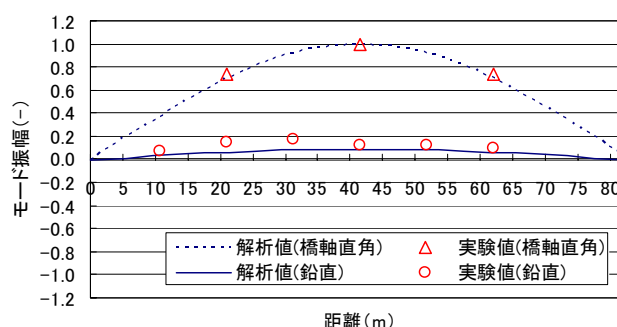
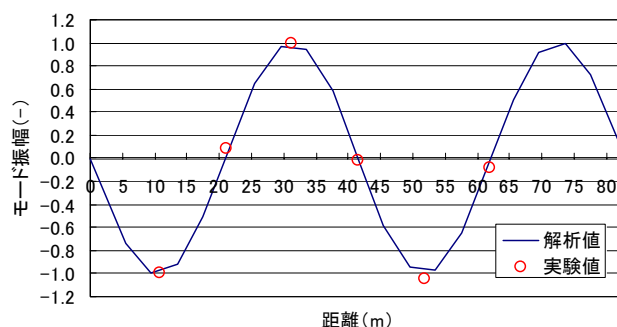


図-10 実験と解析におけるモード振幅の比較

7. 減衰特性

冬季と夏季の定点加振実験により得られた各振動モードに対する減衰定数を表-2にまとめた。また、解析値として、ひずみエネルギー比例減衰²¹⁾を仮定して計算した結果を同表に記載した。なお、ひずみエネルギー比例減衰に用いた各部材の等価減衰定数は、本橋の部材を吊床版、外ケーブル(第1, 第2), 鉛直材と横繋ぎ材, 支承ばねの4種類に分けて、解析におけるひずみエネルギー比例減衰定数と実験で得られた減衰定数が近くなる上記の材料の等価減衰定数をGA²²⁾(遺伝的アルゴリズム, 個体数: 30, 世代数: 1000, 染色体数: 36, 交差確

率 0.5, 突然変異確率 : 0.1, 選択方法 : ルーレットルール) により算出した。その結果, 吊床版 0.018, 外ケーブル 0.007, 鉛直材と横繋ぎ材 0.04, 支承ばね 0.093 を得た。

つぎに, 固有振動解析により得られた各次数の振動モードベクトルから全振動エネルギーに対する各構成部材のひずみエネルギー比を求め図-11 にまとめた。なお, 横軸の振動次数は表-2 に対応している。

これより, 鉛直振動 (1, 2, 4, 6, 7 および 9 次) に関しては外ケーブル (第 1, 第 2) による比率が大きい。また, 水平ねじれ振動 (3, 5 および 8 次) については, 外ケーブル (第 1, 第 2) による比率が小さく, 床版の比率が大きいことがわかる。これは, 水平ねじれ振動における減衰定数が, たわみ振動における減衰定数より大きい理由の一つといえる。

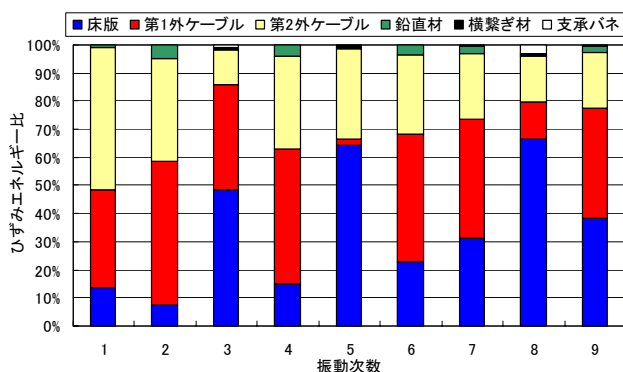


図-11 ひずみエネルギー比 (解析モデル 1)

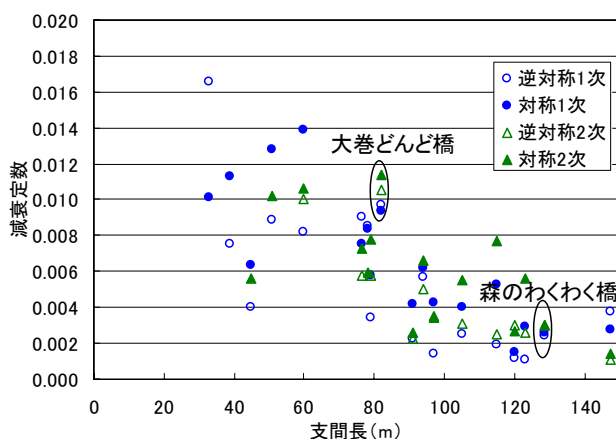


図-12 他の吊床版橋との比較 (減衰定数)

様々な支間長の直路式吊床版橋の減衰定数と本橋の減衰定数について, 鉛直振動を対象として比較したものを図-12 に示す。本橋のモード減衰定数は, たわみ振動において約 0.01 程度となっており, 支間長 80m 以上の直路式単径間 PC 吊床版橋の減衰定数は 0.005 以下が多く¹⁹⁾, それと比較すると大きな値である。

また, 静的載荷実験時には吊支間長の 1/2 点で 76mm の鉛直変位を観測し, 吊床版と第 1 外ケーブルとの接点となるサドル部において第 1 外ケーブルが可動していることが明らかとなった。これに対して, たわみ逆対称 2 次振動の定点加振時における吊支間長の 3/8 点の最大振幅は 5.0cm/sec であり, 変位振幅に換算して吊床版部では 4mm 程度の加振振幅であった。したがって, 常時の微小振幅時では摩擦が影響して橋軸方向に固定に近い状態であると考えられ, これらのサドル部の拘束条件も減衰に寄与していると考えられる。また, 夏季と冬季の減衰定数を比較したところ, 卓越振動数と同様にそれほど大きな変化は見られなかった。

8. 振動使用性の評価

本橋では, 歩調範囲にいくつかの鉛直振動が卓越することが明らかとなった。また, 歩調の半分である 1Hz 付近に水平振動が卓越することも確認された。そこで, 鉛直振動と水平振動に対する振動使用性について評価することにした。わが国においては, 鉛直振動に対して, これまでいくつかの評価方法が提案されている³⁾⁻⁷⁾が, 水平振動に対しては群衆が歩道橋上を移動する場合の水平振動応答の推定方法などが提案⁸⁾⁹⁾されているだけである。

そこで, わが国で用いられてきた解析および評価方法と欧州において用いられている評価方法 (fib¹²⁾, Setra¹³⁾, Synpex¹⁴⁾および Hivoss¹⁵⁾) を用いて対象橋梁の振動使用性について評価することにした。ここでは, その中から Hivoss における動的解析を用いることにした。なお, Setra, Synpex および Hivoss では動的解析手法はほぼ同じであり, 解析で用いているパラメータが多少異なっている程度である。

(1) 実験による従来の鉛直振動に対する評価

これまで著者らは, 鉛直振動に対して, 歩行時には 2 人が共振歩行を行い, 走行時には 1 人が共振歩行を行い, 橋梁を最大限に加振させてどの程度の振幅が得られるのかを調べることにより, 鉛直振動に対する振動使用性を検討してきた¹⁹⁾。

そこで, これまで著者らが実験してきた直路式 PC 吊床版橋と合わせて, 本橋の歩調範囲に存在する各振動モードに対する卓越振動数と振動速度, 加速度および歩行者の心理的な影響から見た振動限度の提案値^{3), 23)-25)}の関係を図-13 に示す。ここで, 照査する振動限度は, 以下の提案値を用いた。

• Ontario code : $0.25f^{0.78}$ (m/sec²)

• Wheeler・Kajikawa : 2.4 (cm/sec)

・BS 5400 : $0.5\sqrt{f}$ (m/sec²)

この図より、いずれの卓越振動ともにも限度の提案値を超えておらず、他の直路式吊床版橋と比較しても小さい傾向にあることを確認した。また、森のわくわく橋の結果と合わせて、外ケーブル併用タイプの吊床版橋は、直路式吊床版橋と比較して振動振幅が小さい傾向にある。同図には夏季と冬季の実験結果をプロットしている。卓越振動数の変化がほとんどないため、振動振幅の明らかな差異は見られなかった。

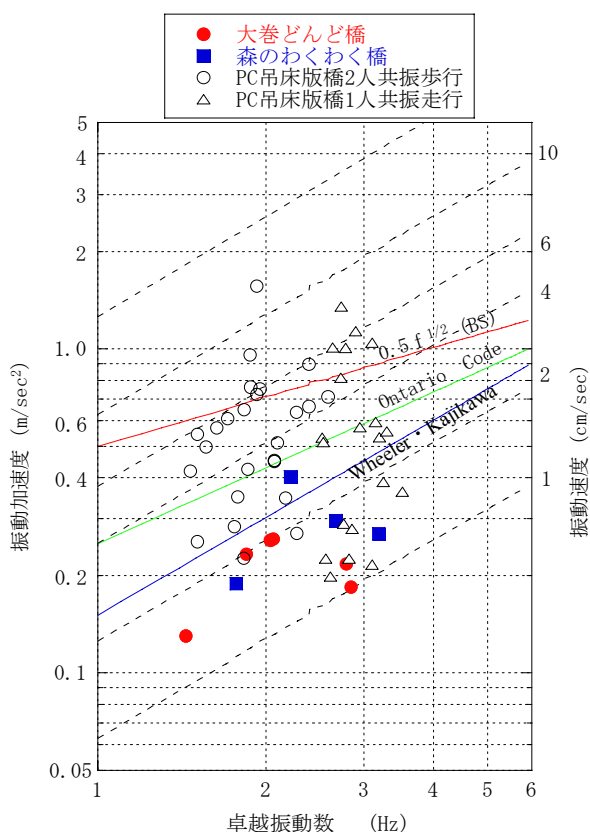
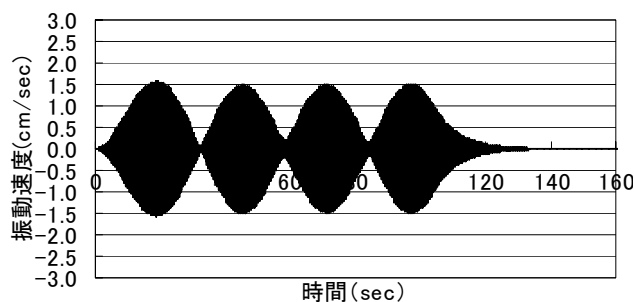


図-13 実験による従来の鉛直振動に対する評価

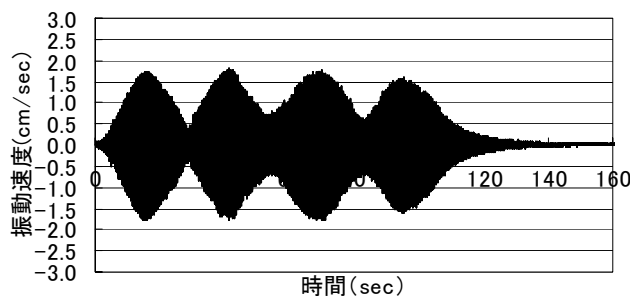
(2) 従来の解析による鉛直振動に対する評価

鉛直振動に対する評価方法として、ここでは従来から行われている動的解析手法を用いることにした。動的解析は、Newmark β 法 (時間間隔 0.01sec, $\beta=1/4$) を用いたモデル解析により行った。考慮した振動次数は 1 次振動から 10 次振動とした。解析に用いた減衰定数は、表-2 に示したひずみエネルギー比例減衰を用いた。歩行外力については、半余弦波⁶⁾を用い、衝撃力比²⁰⁾として、実験での歩行加振力 (一般の歩行に比べて強めの加振) を考慮して 2 倍を用いて解析した。本来、動的解析は設計段階において行うものであるが、ここでは実験から振動特性が既に得られているため、解析モデル 1 を用いることにした。

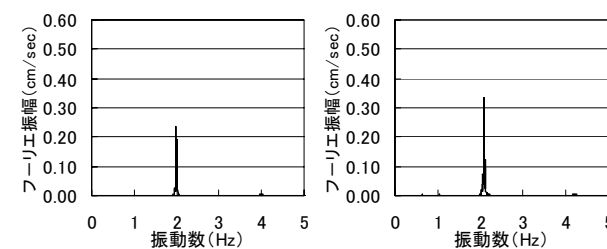
たわみ逆対称 2 次振動を対象とした実験と解析 (歩行者 2 名 (約 1.4kN) が 1.99Hz で歩行) によって得られた速度波形とスペクトルを図-14 に示す。これより、波形形状ともに実験と解析はよく整合しており、解析値においても 1.5cm/sec 程度の速度振幅となり、提案されている振動限度を満足することを確認した。鉛直振動に関しては、これまでも再現性がよい結果を得ているため、衝撃力比および歩幅などの細かいパラメータが明らかになっていれば速度振幅の予測は可能である。



(a) 解析値



(b) 実験値



(c) 解析値

(d) 実験値

図-14 共振歩行実験における実験と解析の結果 (たわみ逆対称 2 次振動)

(3) 従来の解析による水平振動に対する評価

本来であれば、水平振動においても群衆を用いた振動実験により水平振動に対する振動使用性について実験的に評価するべきであるが、集めることができる人数にも限界があるため、ここでは解析により、評価することにした。

上述してきた振動実験の結果より，運動方程式（式(1)）の剛性マトリックス $[K]$ を静的特性から，剛性マトリックス $[K]$ と質量マトリックス $[M]$ を固有振動特性から，減衰マトリックス $[C]$ を減衰特性から同定することができた．これにより，橋梁側の振動特性を解析上で再現できたといえる．そのため，外力項 F については，わが国で用いられている従来の方法と欧州において用いられている方法を適用して解析的に水平振動に対する評価を行うことは信頼性があると考えられる．

$$[M]\ddot{X} + [C]\dot{X} + [K]X = \{F\} \quad (1)$$

1) 歩行外力

従来の解析による水平振動の歩行外力として，歩行者の体重 G_0 (700[N]) の 1/10 を用いる手法（式(2) 参照）¹²⁾ が一般的に知られているが，既往の研究²⁶⁾からも体重の 8% が水平に作用するなどの知見もある．

$$F_h = 0.1G_0 \sin(2\pi f_h t) \quad (2)$$

また，式(3)を用いた水平歩行外力¹²⁾についても提案されている．これは，高次の振動成分を考慮したものである．

$$F_h = \sum_{i=1/2}^2 G_i \sin(2\pi f_{vi} t) \quad (3)$$

$$G_{1/2} = G_{3/2} \approx 0.05G_0, \quad G_1 = G_2 \approx 0.01G_0$$

ここでは，比較として式(2)および式(3)を用いた解析を行うことにした．

2) 歩行者人数・歩行者密度

歩行者がある人数に達すると水平方向の応答が急激に増幅し，発散振動が生じ始める．ロックイン現象（多くの歩行者の水平加振が橋梁の水平振動に引き込まれることにより生じる橋梁の水平方向の発散振動）を生じる人数として式(4)²⁷⁾を用いて，解析的に求めることができる．

$$N_L = \frac{8\pi\xi Mf}{K} \quad (4)$$

ここに， ξ は構造物の減衰定数， M はモーダル質量， f は固有振動数， K は定数であり振動数範囲が 0.5-1.0Hz において 300Nsec/m である．

そこで，本解析で用いる歩行者人数は式(4)から求め，その値を橋面上の面積で割った歩行者密度を用いて，20～120 人まで群衆を 20 人ずつ増加させて解析することにした．解析モデル 1 では，歩行者

密度 0.373 人/m²，解析モデル 2 では 0.408 人/m² の値を用いた．

3) 解析結果

本橋の水平ねじれ連成 1 次振動は，図-10(b)に示したモード図からもわかるように鉛直方向にもモード振幅が確認されているため，鉛直加振による水平振動への寄与についても調べることにした．そこで，鉛直振動（たわみ逆対称 2 次振動）と水平振動（水平ねじれ連成 1 次）を同時に載荷した場合と水平振動（水平ねじれ連成 1 次）のみを載荷した場合で解析をすることにした．また，ここでは解析モデル 1 および解析モデル 2 を用いることにした．

図-15 に示したものが，式(2)を用いた結果，図-16 に示したものが，式(3)を用いた結果である．また，同図には 7 人が 2Hz で歩行実験したときの加速度振幅に換算した結果を付記した．

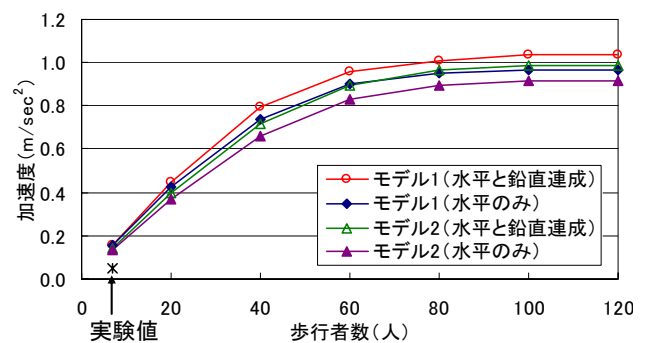


図-15 従来の解析(式(2))に基づく評価

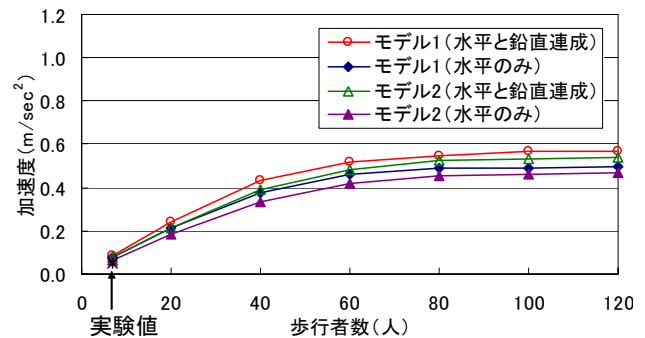


図-16 従来の解析(式(3))に基づく評価

これより，式(3)を用いた場合は式(2)に比べて加速度応答が半分程度となった．7 人歩行による実験結果は式(3)を用いた場合に近い結果となった．さらに，水平と鉛直を同時に載荷した場合には，水平のみを載荷した場合に比べて，1 割程度大きな応答が得られた．また，解析モデル 1 と解析モデル 2 を比べると解析モデル 1 の方が大きな応答を示しており，必ずしも設計に近い拘束条件が大きな応答を示すとは限らないことがわかった．このように解析モデル 1 の方が大きな応答を示した理由として，

解析モデル 2 に比べてモーダル質量やモード減衰が小さいことが影響している。

4) 評価方法

水平振動に対する評価方法は、様々なものが提案されている。それらの評価として、ロックイン現象が生じ始める時の加速度振幅の閾値として、 $0.1 - 0.15 \text{ m/sec}^2$ と定義している¹⁵⁾。また、Eurocode0 Appendix2 では、1Hz 付近の水平振動に対する限界値として、通常の歩行時で 0.2 m/sec^2 、群衆状態で 0.4 m/sec^2 と提案している。これらはいずれも加速度を指標として定義している。さらに、米田は、実橋における観測状況から変位および速度振幅を指標として速度振幅 6, 15, 27 および 45 cm/sec に対して使用性を定義している⁸⁾。

これらの提案されている評価方法を用いて本解析結果を評価する。安全側を見込んだ式(2)による結果(図-15)を用いると、米田の提案⁸⁾から“人によっては自然に歩行することに困難を感じ、手すりに触れながら歩行することになる。”という評価になり、歩行が危険な範囲まで達しない結果となった。

(4) 欧州における鉛直・水平振動に対する評価

2000 年にミレニアムブリッジにおいて群衆による大きな水平振動(Lock-in 現象)が問題^{11),27)}になってから、1Hz 付近の水平振動に対する評価方法が世界的に検討されてきた。その中でも欧州における fib¹²⁾をはじめとして Setra¹³⁾、Synpex¹⁴⁾および Hivoss¹⁵⁾は具体的な評価方法について言及している。以下ではそのなかでも Hivoss における動的解析について関係する部分を説明すると同時にその解析手法を適用した場合について検討することにした。

1) 設計条件の評価

設計条件の評価として、通行クラスの評価、快適性レベルの評価を行わなければならない。そこでまず、歩行外力に関係する歩行者密度を表-3 から用いて選択することにより、通行クラスを選択する。

表-3 通行クラスと歩行者密度¹⁴⁾¹⁵⁾

通行クラス	歩行者密度 (人/m ²)	定義の説明
TC1	15人程度/橋面	Very weak
TC2	0.20	Weak
TC3	0.50	Dense
TC4	1.00	Very dense
TC5	1.50	Exceptionally dense

つぎに、快適性レベルの評価として、歩行者の快適性に関する判断基準について表-4 に示す加速度の制限値から選択する。

表-4 快適性レベルと加速度レンジ¹⁴⁾¹⁵⁾

快適性レベル	快適性の度合い	鉛直加速度	水平加速度
CL 1	最大	$<0.50 \text{ m/sec}^2$	$<0.10 \text{ m/sec}^2$
CL 2	中位	$0.50 - 1.00 \text{ m/sec}^2$	$0.10 - 0.30 \text{ m/sec}^2$
CL 3	最小	$1.00 - 2.50 \text{ m/sec}^2$	$0.30 - 0.80 \text{ m/sec}^2$
CL 4	不快	$>2.50 \text{ m/sec}^2$	$>0.80 \text{ m/sec}^2$

鉛直振動に関して、2Hz で換算して 0.5 m/sec^2 以下は Wheeler・Kajikawa や Ontario code に該当し、 0.5 m/sec^2 以上 1.0 m/sec^2 以下では BS に該当する。さらに 2.5 m/sec^2 以上は ISO2631 に該当する。また、わが国では鉛直振動に関して、立体横断施設技術基準²⁸⁾において、1 人/m² に対する最大加速度として 1.0 m/sec^2 以下が望ましいと解説している。

2) 構造減衰の評価

減衰に関しては、使用状態(最小および平均)および大振幅時における減衰定数として材料の減衰定数が示されている。例えば、プレストレストコンクリートとして最小：0.5%，平均：1.0%，大振幅時：2.0%，吊床版として最小：0.7%，平均：1.0% となっている。

本橋の場合は実験値からの逆算で吊床版部のプレストレストコンクリート 1.8% が得られている。これは大振幅による加振で得られたものであるため、記載されているプレストレストコンクリート 2% に比べてかなり近い値である。

本解析では、実験における減衰定数から逆算したひずみエネルギー比例減衰を用いることにした。

3) 最大加速度の計算

歩行荷重モデルは、各通行クラス TC1～TC5 に対して与えられ、ここでは、以下の歩行者密度からなる 2 つの異なった荷重モデルを与えている。

荷重モデルともに等価な歩行者の流れを表した一様な分布調和荷重 $p(t)$ [N/m²]を用いて式(5)¹³⁾⁻¹⁵⁾により計算する。

$$p(t) = P \cos(2\pi f_s t) n' \phi \quad (5)$$

ここに、 $P \cos(2\pi f_s t)$ とは 1 人の歩行者による調和荷重である。 P は歩道橋の固有振動数に一致させた歩調 f_s で加振したときの荷重成分である。1 人の歩行者荷重 P はそれぞれ鉛直：280 [N]、橋軸：140 [N]、橋軸直角：35 [N]としている。 n' はランダムな n 人からなる歩行者の流れに対して完全に同期した歩

行者を理想化した橋面 S 上の等価な歩行者人数 (95 パーセントタイル値) である. 等価な歩行者人数 n' は式(6)および式(7)により求める.

TC1~TC3 (歩行者密度 $d < 1.0$ 人/ m^2) の場合

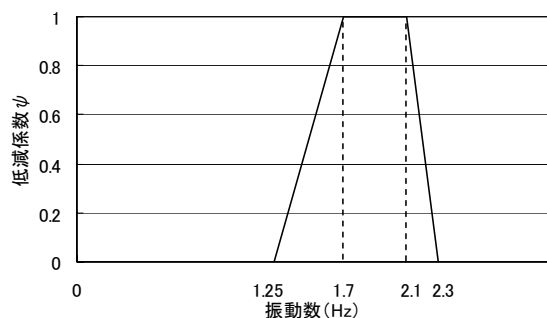
$$n' = \frac{10.8\sqrt{\xi \cdot n}}{S} \quad [1/\text{m}^2] \quad (6)$$

TC4, TC5 (歩行者密度 $d \geq 1.0$ 人/ m^2) の場合

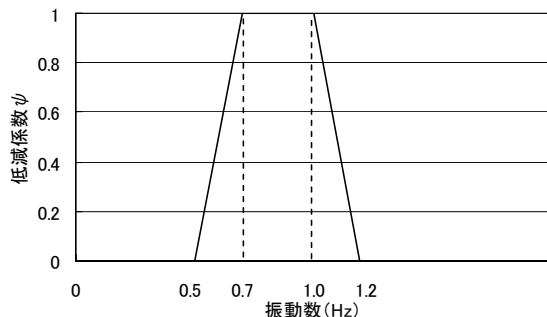
$$n' = \frac{1.85\sqrt{n}}{S} \quad [1/\text{m}^2] \quad (7)$$

ここに, ξ は減衰定数, n は橋面 S ($n = S \cdot d$) 上の歩行者人数を表している.

ϕ は歩調が歩道橋の固有振動数範囲に近接する確率を考慮した低減係数である. 調和 1 次および調和 2 次で加振したときの低減係数 ϕ を図-17 に示す.



(a) 鉛直および橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-17 低減係数 ϕ ¹⁵⁾

また, 調和荷重 $p(t)$ [N/m^2] は図-18 に示すようにモード形状に沿って荷重を載荷する.

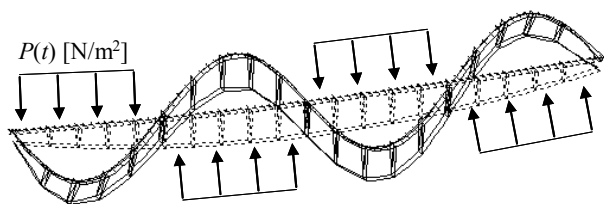
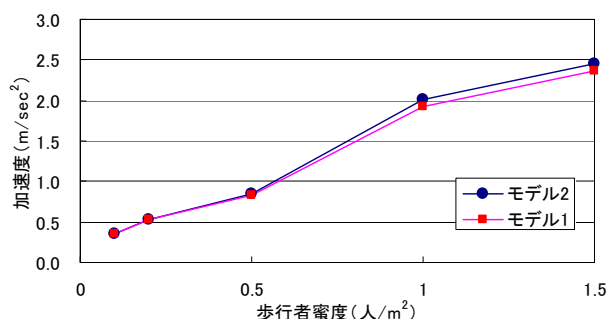


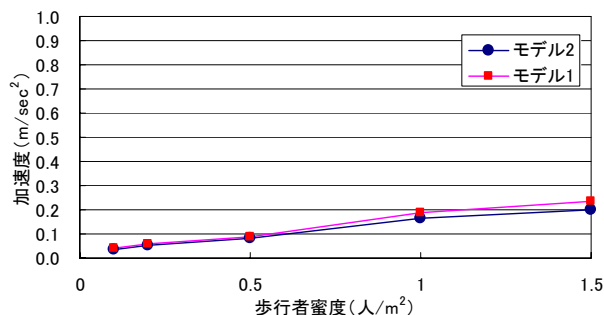
図-18 モード形状に沿った調和荷重の適用 ¹³⁾⁻¹⁵⁾

4) 評価結果

この解析では, 式(5)による荷重を用い, Newmark β 法 (時間間隔 0.01sec, $\beta=1/4$) を用いたモーダル解析により 80sec 解析させて収束した結果から加速度振幅を求めた. また, ここでは鉛直振動としてたわみ逆対称 2 次振動を, 水平振動として水平ねじれ連成 1 次振動を対象として各通行レベル (歩行者密度) に対して応答加速度を算出した. それらの結果を図-19 に示す. これより, 鉛直振動については歩行者密度 1.5 人/ m^2 において加速度 $2.5\text{m}/\text{sec}^2$ 未満であり, 不快レベル CL4 を超えておらず, 快適性が最小レベル CL3 であった. また, 水平振動については歩行者密度 1.5 人/ m^2 において加速度 $0.2\text{m}/\text{sec}^2$ で中位レベル CL2 に収まっており, 不快レベル CL4 に比べて小さいことを確認した.



(a) 鉛直振動 (たわみ逆対称 2 次)



(b) 水平振動 (水平ねじれ連成 1 次)

図-19 Hivoss に基づく振動使用性の評価

9. 今後のわが国の振動使用性の評価方法について

Setra¹³⁾, Synpex¹⁴⁾ および Hivoss¹⁵⁾ では, 対象とする歩道橋において起こり得る通行クラスと快適性レベルを設計条件として発注者側が表-5 のように規定することを推奨している.

表-5 設計条件を規定した仕様例 ¹⁴⁾¹⁵⁾

設計条件	解説	通行クラス	発生頻度	快適性レベル
1	開通式	TC 4	1回	CL 3
2	日常の通勤	TC 2	毎日	CL 1
3	週末の散策	TC 1	週1回	CL 2

これまで著者らが行ってきた振動使用性の評価では、1～2 人歩行および走行による加振に対して解析を行い、提案されている振動限度と比較して評価を行ってきた。その評価方法では、歩行者が多く通行する都市部の歩道橋と山間部の歩道橋で同じ評価方法を適用していた。

性能照査型の設計法に移行している現在、わが国においても発注者（施主）側が、初めに対象とする歩道橋が満足すべき仕様（通行クラスに該当する歩行者密度や快適性レベルに該当する加速度レベルなど）を規定しておくことが望ましいと考える。上述したようにわが国では鉛直振動に関して、立体横断施設技術基準²⁸⁾において、設計荷重 3.5kN/m^2 の $1/5$ 、1 人/ m^2 に対する最大加速度として 1.0m/sec^2 以下が望ましいと解説している。これと同様に、鉛直振動および水平振動に対しては、設計荷重（または計画通行量）に対応した歩行者密度を定義した上で、加速度または速度振幅の制限値を提示することが望ましいと考えられる。

10. まとめ

本論文では、端部分離した外ケーブル併用吊床版橋において、静的載荷実験および人力による振動実験を行い、その静的特性および振動特性を把握するとともに、歩行荷重による鉛直振動および水平振動に対する振動使用性について検討した。得られた知見は以下の通りである。

- (1)静的載荷実験から、本橋のたわみ性状は桁形式構造の特性に近かった。また、静的解析との比較から、サドル部の拘束条件は設計に近い解析モデル 2 と実験値の整合性が見られ、サドル部において、第 1 外ケーブルが橋軸方向へスライドしていることがわかった。
- (2)本橋の固有振動特性として、最低次の卓越振動は、逆対称 1 次ではなく、対称 1 次振動が卓越していた。たわみの卓越振動数は、同支間長の直路式吊床版橋の卓越振動数と同程度であった。
- (3)歩調範囲である 2.0Hz 付近の鉛直振動として、たわみ対称 2 次、水平ねじれ連成 2 次、たわみ逆対称 2 次の 3 つの振動数が存在していた。一方、歩調範囲の半分 1.0Hz 付近の水平振動として、水平ねじれ連成 1 次振動が卓越していた。
- (4)本橋の減衰特性として、たわみ振動のモード減衰定数は約 0.01 程度となっており、支間長 80m 以上の直路式単径間 PC 吊床版橋の減衰定数 0.005 と比較すると大きな値であった。また、水平ねじれ振動のひずみエネルギー比は、外ケーブル（第 1、第 2）による比率が小さく、床版の比率が大きい。このため、たわみ振動における

減衰定数より大きい値であった。

- (5)本橋の鉛直振動に対する振動使用性について、従来の手法により評価した結果、提案されている振動限度以下であることを確認した。
- (6)本橋の水平振動に対する振動使用性について、従来の手法により評価した結果、提案されている値から歩行が危険な範囲まで達しないことがわかった。
- (7)欧州にて用いられている Setra, Synpex および Hivoss の解析手法を本橋に適用して水平振動に対する振動使用性の評価を行い、快適性レベルが不快 CL4 にはならないことを確認した。
- (8)今後のわが国の鉛直振動および水平振動に対する振動使用性の評価手法として、発注者（施主）側が、設計荷重（または計画通行量）に対応した歩行者密度を定義し、加速度または速度振幅の制限値を提示することが望ましいと考える。

謝辞

本解析に際してデータ整理および振動解析を手伝ってくれた元金沢大学大学院博士前期課程の霍佳さんに謝意を表します。

参考文献

- 1) 梶川康男，深田宰史，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.
- 2) 吉川卓，町勉，角本周：バリアフリーに配慮した外ケーブル併用吊床版橋の構造および振動特性，プレストレストコンクリート，Vol.49，No.6，pp.35-42，2007.11.
- 3) 梶川康男：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.
- 4) 田仲信治，加藤雅史：設計時における歩道橋の振動使用性照査方法，土木学会論文集，No.471/I-24，pp.77-84，1993.7.
- 5) 米田昌弘：歩行者によって誘起される吊床版橋の動的応答特性とその設計用使用性評価式，構造工学論文集，Vol.47A，pp.351-362，2001.3.
- 6) 小幡卓司，林川俊郎，佐藤浩一：人間の振動感覚に基づいた歩道橋の使用限界状態に関する研究，土木学会論文集，No.537/I-35，pp.217-231，1996.4.
- 7) (社) 日本鋼構造協会：これからの歩道橋，技報堂出版，pp.120-123，1998.5.
- 8) 米田昌弘：歩道橋上を群衆が移動する場合の水平振動応答とその簡易推定法，構造工学論文集，Vol.55A，pp.261-274，2009.3.

- 9) 川崎俊次, 中村俊一: 歩行者により励起される橋桁の水平応答値の推定法, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.626-633, 2008.3.
- 10) Fujino, Y., Pacheco, M. B., Nakamura, S., and Pennung, W.: Synchronization of Human Walking Observed during Lateral Vibration of a Congested Pedestrian Bridge, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.22, pp.741-758, Sep., 1993.
- 11) P. Dallard, T. Fitzpatrick, A. Flint, A. Low, R.R. Smith, M. Willford and M. Roche: London Millennium Bridge: Pedestrian-Induced Lateral Vibration, Journal of Bridge Engineering, Vol.6, No.6, pp.412-417, Nov./Dec., 2001.
- 12) fib Bulletin 32: Guideline for the design of footbridge
- 13) Setra: Technical guide Footbridges -Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading-, 2006.10.
(<http://www.setra.equipement.gouv.fr/In-English.html#guides>)
- 14) C. Butz et al.: Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges, Research fund for coal and steel (final report), 2008.
(<http://bookshop.europa.eu:80/eubookshop/publicationDetails.action?pubuid=609422&offset=0>)
- 15) Human Induced Vibration of Steel Structures (<http://www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2007/HIV/OSS/download.php>)
- 16) (社)プレストレストコンクリート技術協会: PC吊床版橋設計施工規準(案), 2000.11.
- 17) 大木太, 梶川康男, 深田幸史, 神谷裕司: のぞみ橋(端部分離型上路式吊床版)の実橋載荷実験, 第13回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.27-30, 2004.10.
- 18) Juang, J.N. and Pappa, R.S.: An Eigensystem Realization Algorithm for Modal Parameter Identification and Model Reduction, Journal of Guidance, Vol.8, No.5, pp.620-627, Sept.-Oct., 1985.
- 19) 梶川康男, 深田幸史, 吉川裕晃: 単径間PC吊床版歩道橋の振動特性, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.811-817, 1998.3.
- 20) 梶川康男, 津村直宜, 角本周: PC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, 1990.3.
- 21) 角本周, 梶川康男: PC吊床版橋の減衰定数の評価と振動使用性照査における影響, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.337-348, 1999.1.
- 22) 石田良平, 村瀬治比古, 小山修平: パソコンで学ぶ遺伝的アルゴリズムの基礎と応用, 森北出版(株), 1997.
- 23) Wheeler, J.E.: Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, Proc. of ASCE, No.ST9, pp.2045-2065, 1982.
- 24) Blanchard, J.Davis, B.L. and Smith, J.W.: Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Footbridge, Proc. of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges, Supple. Rpt. 275, UK TRRL, pp.90-106, 1977.
- 25) Ontario Government: Ontario Highway Bridge Design Code ONT 83, 2000.
- 26) 川崎俊次, 中村俊一, 勝浦啓, 横山薫: 水平振動する床上での歩行時水平起振力に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.794/I-72, pp.281-290, 2005.7.
- 27) P. Dallard, A.J. Fitzpatrick, A. Flint, S. Le Bourva, A. Low, R. M. Ridsdill Smith and M. Willford: The London Millennium Footbridge, The Structural Engineer, Vol.79/ No.22, Nov., 2001.
- 28) 日本道路協会: 立体横断施設技術基準・同解説, pp.34-37, 1979.1.

(2009年9月24日受付)