

歩行者により励起される橋桁の水平応答値の推定法

川崎俊次^{*1}・中村俊一^{*2}

Method of Predicting Horizontal Girder Response Induced by Pedestrians

by

Toshitsugu KAWASAKI and Shun-ichi NAKAMURA

(Received on March 31, 2007 & accepted on July 4, 2007)

Abstract

Equations of motion have been proposed to predict the horizontal girder response of footbridges induced by pedestrians. The equations take into consideration the ratio of the pedestrians' horizontal force to their weight, the pedestrian density, the proportion of synchronized pedestrians, and the pedestrians' response to large-amplitude vibrations. The equations are then applied to two cable-supported bridges that have suffered from horizontal vibration. The predicted horizontal girder response agreed well with the measured girder response of these bridges, which verifies the validity of the prediction method.

Keywords: lateral vibration, footbridges, cable-supported bridges, synchronization

1. はじめに

近年、吊形式の歩道橋で、歩行者によって桁が水平振動する問題が相次いで報告されている^{1)・4)}。この振動現象が実橋梁で最初に発見・計測されたのは T-Bridge (斜張橋) である^{1)・3)}。本橋を多くの人が歩行した際、桁が水平対称 1 次モードで水平振動した。桁の応答振幅は 10-15 mm 程度であり、歩行への悪影響および橋の安全性についての問題はなかった。しかし、それまでに経験されていなかった新しい振動現象であったため、現地測定が実施され、原因が究明された^{1)・3)}。その結果、歩行者が桁の水平固有振動モードに同調することによって、共振が生じたと推定された。

同様な水平振動が London Millennium Bridge で 2000 年 6 月に発生した⁴⁾。開通式当日に多くの人が歩行した際に桁が水平振動し、その応答振幅は 70mm にも及んだ。これは、歩行に障害をきたすほどの振動であったため、直ちに橋は閉鎖された。多くの現地振動実験が実施され、T-Bridge で解明された基本的な振動メカニズムが再確認された。

M-Bridge は 1999 年に完成された吊橋であるが、開通直後から桁の水平振動が発生した。筆者らは現地振動計測を実施し、桁は水平対称 4 次モードおよび水平逆対称 3 次モードで振動していること、桁と歩行者の位相差の値を明確にした⁵⁾。

歩行者による水平振動のメカニズムについては以下のように考えられる。人は約 2.0Hz で歩行し、この振動数の鉛直力が発生する (Fig.1)。同時に、人が歩行する際には重心が左右にふれるため、水平方向にも約 1.0Hz の水平力が生ずる (Fig.2)。桁の固有振動数が、この歩行者の水平方向振動数 (約 1.0Hz) に近い場合、共振現象が生ずる可能性が高い。しかし、桁の水

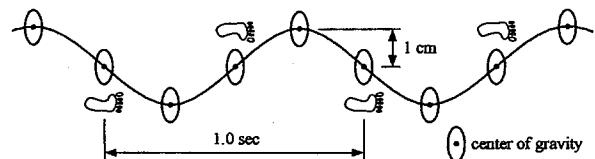


Fig.1 歩行者の動き

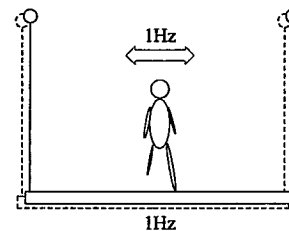


Fig.2 振動現象のモデル

平応答変位は、歩行者起振力の大きさ、歩行者と桁変位の位相差、桁の振動に同調する歩行者の割合など種々の要因により影響されると考えられる。これら個々の要因は室内実験および現地計測によりある程度解明されている^{5)・6)}。しかし、実橋での測定データが少ないため水平振動に対する設計基準化には至っていない。

本論文では、桁の水平振動に影響すると考えられる上述した要因を現地測定および振動実験により求めたデータを基に、歩行者により励起される桁の水平応答振幅の推定法を提案する。さらに、この推定法を 2 つの実橋 T-Bridge^{1)・3)・7)} と M-Bridge^{5)・8)} に適用し、別途実施した振動測定データと比較し、提案式の適用性を検討した。実橋での測定データは極めて少なく、推定応答値の妥当性を検証することは貴重な技術成果であり、本論文の特徴である。

*1 連合大学院 理工学研究科 総合理工学専攻

*2 工学部 土木工学科 教授

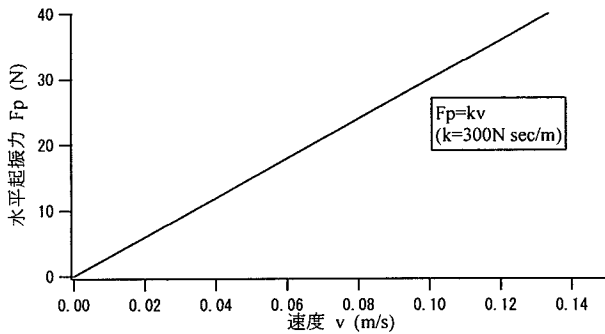


Fig.3 London Millennium Bridge で提案された水平起振力

2. 推定法の提案

桁を水平振動させる主要因は、人が歩行する際に生ずる水平方向の力、すなわち水平起振力である。London Millennium Bridge での水平振動に関する検討では、歩行者の水平起振力を式 (1) で表している⁴⁾。

$$F_p = kv \quad \dots \dots \dots \text{式 (1)}$$

ここで、 v は桁の速度を表しており、起振力は桁の速度に比例するという式である。係数 k の値は London Millennium Bridge での現地計測の結果より 300 Nsec/m としている (Fig.3)。この式では、桁の速度に伴い応答変位は単純増加し、起振力には上限がない。しかし、歩行者は桁の速度が増加、すなわち桁の変位が大きくなると、危険を感じ、歩行ペースが落ちる、あるいは歩行を中断してしまうと考えられる。このような傾向は後述する M-Bridge の測定時でも確認された。そこで筆者らは、これらの歩行者の挙動を考慮し、新たに式 (2) ~ 式 (5) を提案する^{3), 9)}。

$$M_B x_B'' + C_B x_B' + K_B x_B = F_p(t) \quad \dots \dots (2)$$

$$F_p(t) = k_1 k_2 H(x_B') G(f_B) M_p g \quad \dots \dots (3)$$

$$H(x_B') = \frac{x_B'(t)}{k_3 + |x_B'(t)|} \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$G(f_B) = 1.0 \quad \dots \dots \dots (5)$$

これらの式は以下に述べるような、桁を水平振動させる要因を取り入れた式で構成されている。

式 (2) は運動方程式であり、 x_B は桁の水平変位、 x_B' は桁の水平速度、 x_B'' は桁の水平加速度を表している。 M_B は桁のモード質量、 C_B は桁のモード減衰係数、 K_B は桁のモード剛性である。

式 (2) の右辺 F_p はモード外力であり、橋上の全歩行者の水平起振力を表している。ただし、水平起振力は歩行者が固定した床上を歩行する際に生ずるものではなく、水平振動している床上を歩行する際に生ずるものである。過去の研究においては、このような水平起振力は明確にされてはいない。著者らは、式 (3) に示すように、この水平起振力は基本的には歩行者重量に比例すると考えた。ここで、 M_p は歩行者モード質量、 g は重力加速度である。そして、鉛直力である歩行者重量の何割かが水平方向に作用すると仮定した (係数 k_1)。具体的な係数値は次

章で説明する。次に、桁が水平振動しているときは、歩行者 1 人ではなく、群集となった複数歩行者が歩行していることを考慮する必要がある。しかし、橋を振動させる力は、橋上にいる全員が起振力となっているわけではない。すなわち、橋の固有周期に同調する歩行者のみが起振力となる。そこで、水平振動する加振台上での歩行実験を実施し、何割の歩行者が同調するかを考慮した (係数 k_2)。具体的な係数値は次章で説明する。

関数 $H(x_B')$ は、前述したように、歩行者は桁変位が大きくなると、歩行ペースが落ちる、あるいは歩行を中断してしまうという挙動を考慮している。本関数内の係数 k_3 を変化させることにより、最適な関数形状を選択できる。具体的な係数値は次章で説明する。

関数 $G(f_B)$ は、橋の固有周期の影響を考慮したものである。前述したように、水平方向歩行者起振力は 1.0 Hz 程度であり、橋の固有周期がこれに近い場合は、共振しやすいと言える。一方、橋の固有周期が 1.0 Hz から離れるほど共振は生じにくい。過去に水平振動が生じた橋の共振振動数はすべて 1.0 Hz 程度であるため、本研究では関数 $G(f_B)$ は 1.0 とした。

3. 係数の説明

本章では、提案式に用いた各係数を具体的に説明する。

係数 k_1 は歩行者重量の水平方向に働く割合を表している。係数 k_1 を求めるために、次のような実験を行った⁶⁾。Photo.1 のように歩道橋の水平振動を模擬する加振台の上で人が足踏みをし、水平反力を測定した。加振台は振幅 10mm~70mm、周波数 0.5Hz~2.0Hz として実験を行った。被験者は 5 人とした (男 3 人、女 2 人、質量 45-80 kg)。また、被験者は橋梁技術者でなく、本実験の目的も知らせていなかった。測定の結果、振幅が増加するにつれ起振力も増加した。加振振動数が歩行者の水平振動数である 1.0Hz の場合、水平起振力を被験者の体重で除した値は約 8%~18%であった (Fig.4)。すなわち、歩行者体重の約 8%~18%が水平方向に作用していることを表している。ここで、図中の白抜きは 5 人の値を平均し、さらに回帰分析して直線近似したものであり、今回の測定では傾き 0.001、切片 0.079 の一次関数が得られた。これを提案式の係数とした。応答振幅を求めるためには、初期振幅を仮定し、推定計算を繰り返せば係数 k_1 が求められる。

係数 k_2 は加振振動数に同調する人の割合を表している。前述の実験において、加振台の加振振動数は 0.75Hz, 0.87Hz, 1.00Hz, 1.25Hz で測定しているが、0.75Hz と 1.25Hz では 5 人の被験者ともそれに同調していなかった。同調したのは歩行者の水平振動数である 1.0Hz に近い値であり、この実験では 0.87Hz と 1.00Hz が同調する結果となった。0.87Hz では 5 人の被験者のうち 1 人だけ同調した。すなわち、20%の人が同調した。

1.00Hz では加振振幅にもよるが、2~3 人 (平均 2.5 人) が同調した (Fig.5)。実験は 1 人ずつ測定したが、実際は複数人が歩行する。そのため、加振台変位と 5 人の被験者変位には個人差による位相差が確認された。すなわち、加振台に対し、5 人が同じ動きをしているわけではない。したがって、2~3 人が同調する時の起振力は、各個人の起振力最大値を単純に加算するのではなく、起振力波形を重ね合わせなければならない。前述を“単純加算”、後述を“波形重ね合わせ”とすると、起振力の値

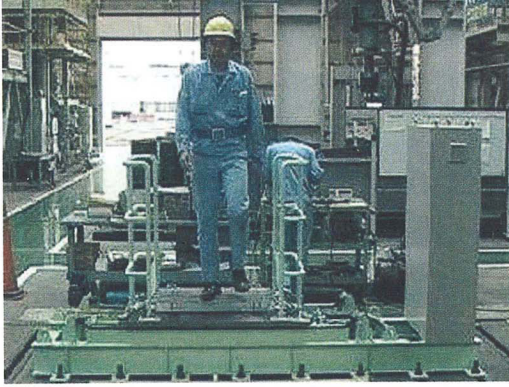


Photo.1 水平起振力測定実験

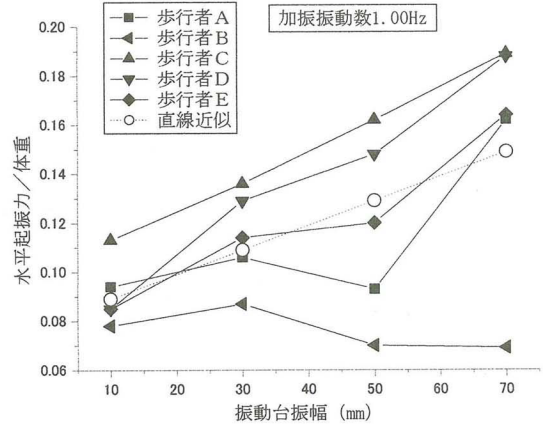


Fig.4 無次元化水平起振力 (係数 k_1)

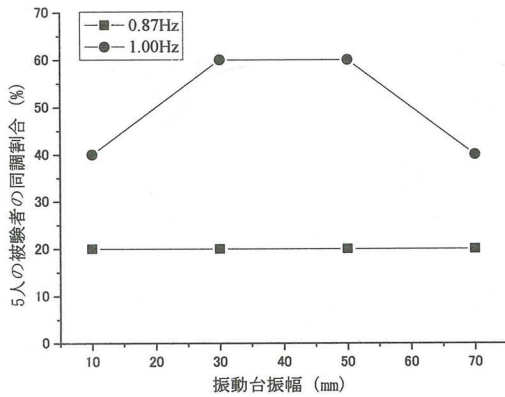


Fig.5 被験者の同調割合 (係数 k_2)

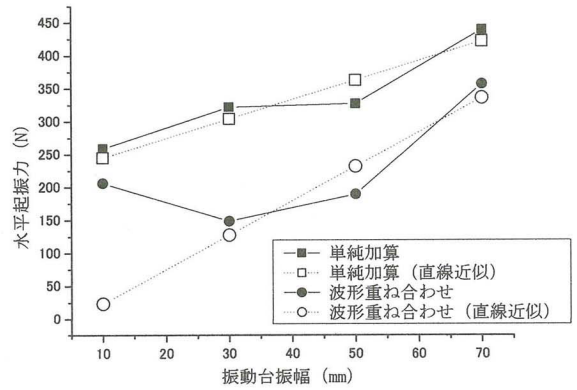


Fig.6 測定水平起振力の足し合わせ

Table 1 測定水平起振力の足し合わせ

単位: (N)

加振振幅 (mm)	単純加算		波形重ね合わせ	
	折れ線	直線近似	折れ線	直線近似
10	258.81	245.10	206.18	23.22
30	321.77	303.94	148.45	127.37
50	327.13	362.78	189.37	231.53
70	439.45	421.62	356.76	335.68

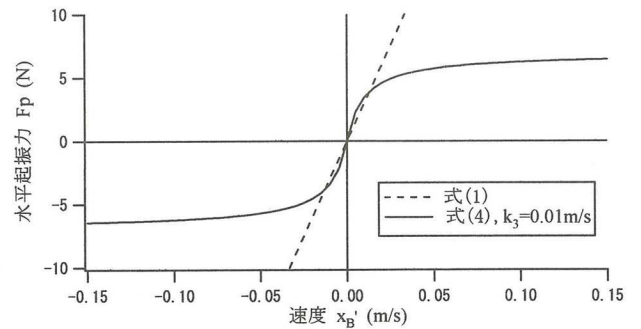


Fig.8 関数 $H(x'_B)$ (係数 k_3)

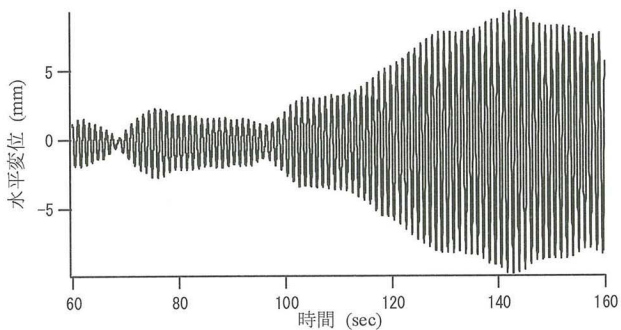


Fig.7 T-Bridge の水平変位

$$k_2 = \begin{cases} \frac{1}{5} \times \frac{23.22 + 127.37 + 231.53}{3} & (0.87\text{Hz}) \\ \frac{2.5}{5} \times \frac{(23.22 + 127.37 + 231.53)/3_{\text{(波形重ね合わせ)}}}{(245.10 + 303.94 + 362.78)/3_{\text{(単純加算)}}} & \\ = 0.5 \times 0.42 = 0.21 & (1.00\text{Hz}) \end{cases} \dots \text{式 (6)}$$

はそれぞれ表-1 のようになり、波形重ね合わせは単純加算より約半分の起振力しか発生しないことがわかる (Fig.6)。また、図中の白抜きは単純加算データおよび波形重ね合わせデータを回帰分析し直線近似した値である (Fig.6, Table 1)。今回の現地測定で確認された振幅が 10mm~50mm に着目すると、式 (6) となり、同調する 2.5 人にさらに 0.42 を乗じ 0.21 となる。したがって、50% (5 人のうち 2.5 人) が同調しているが、起振力として働くのはその 42% であるため、1.00Hz では 21% が同調すると設定した。

式 (4) は歩行ペースを表している。関数 $H(x'_b)$ は、前述したように、歩行者は桁変位が大きくなると、歩行ペースが落ちる、あるいは歩行を中断してしまうという挙動を考慮している。Fig.7 は T-Bridge で測定した水平変位であるが、時間とともに桁の振幅が大きくなっているが、ある時間からは増加していない。これは、前述した歩行者挙動によると考えられる。また、Fig.5 の加振振動数 1.00Hz で加振振幅が 70mm と大きくなった場合に同調者の割合が下がっているのも同様の理由によると考えられる。

係数 k_3 は歩行における形状係数である。この関係をグラフにしたものが Fig.8 である。係数 k_3 はこの関数である係数 k_3 として、まず数種類の値を仮定し、T-Bridge の検討ケースについて実測値と測定値を比較し、その誤差が最も小さくなる $k_3=0.01$ とした。また、歩行者 1 人当たりの質量は着衣を含め 70kg とした。また、Fig.8 の点線は London Millennium Bridge の式 (1) を表しており、初期は両者とも同様の挙動を示すが、桁速度が 0.02 m/s 以降は、著者らの提案式は非線形、London Millennium Bridge 式は単純増加することが理解できる。

4. 検討対象橋梁の概要

検討対象とした橋は、T-Bridge と M-Bridge である。両橋梁の構造概要および水平振動時の歩行者密度、振動モード等を以下に示す。

4.1 T-Bridge

T-Bridge は主径間 134m、側径間 45m の 2 面吊歩行者専用斜張橋である (Photo.2, Fig.9) ⁷⁾。桁は鋼箱桁でウェブ高さ 1.8m、幅員 5.25m、主塔高さは 61.4m である。本橋は競艇場とバスターミナルを結ぶ唯一の交通手段であり、レース終了時に一度に多くの歩行者が利用し、その際に水平振動が発生した (Photo.3) ^{1)~3)}。水平振動時は対称 1 次モードで振動した。固有振動数は 0.90Hz である。本橋においては歩行者密度の異なる 2 ケース (T-1, T-2) について比較する (Fig.9)。T-1 ケースは歩行人数が多い日を選び、測定当日の歩行者密度はおよそ 0.794 人/m² であった。T-2 ケースは T-1 ケースほど歩行人数が多くなく、歩行者密度はおよそ 0.476 人/m² であった。橋梁の正確な減衰を求めるためには、大規模な強制加振実験が望ましいが、本橋では実施していない。本橋では、レース直後に歩行者が集中し、その際に共振現象が生ずる。しかし、その継続時間は短時間であり、その後は歩行者がほとんどいなくなる。したがって、強制加振した後、自由振動する現象に類似している。そこで、共振後の歩行者がいなくなる時の測定水平変位データ (Fig.10) よりパワースペクトルを求め、ハーフパワー法により減衰定数

を求めた (Fig.11, Table 2)。解析条件は、時間刻みは 0.01sec、データ数は約 8,000 個、総解析時間は約 100sec とした。



Photo.2 T-Bridge



Photo.3 T-Bridge 混雑時の様子

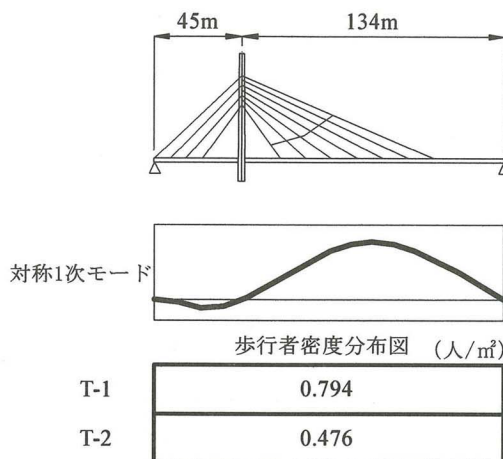


Fig.9 T-Bridge (対称 1 次モード)

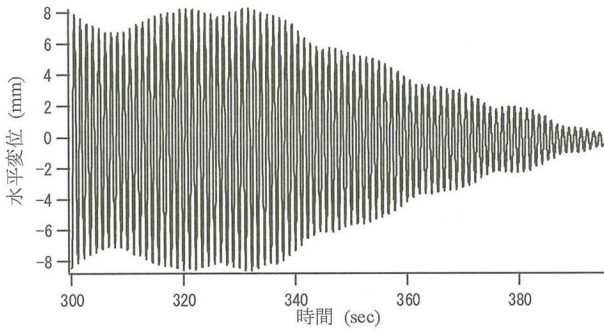


Fig.10 T-Bridge の減衰変位波形



Photo.5 測定装置および測定状況

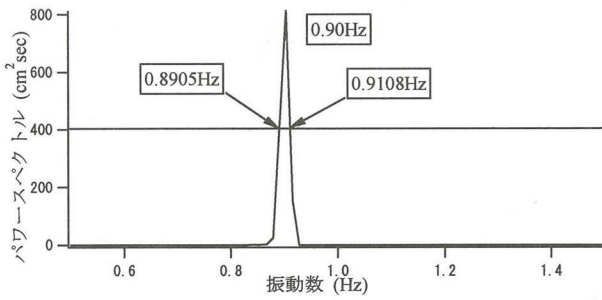


Fig.11 ハーフパワー法

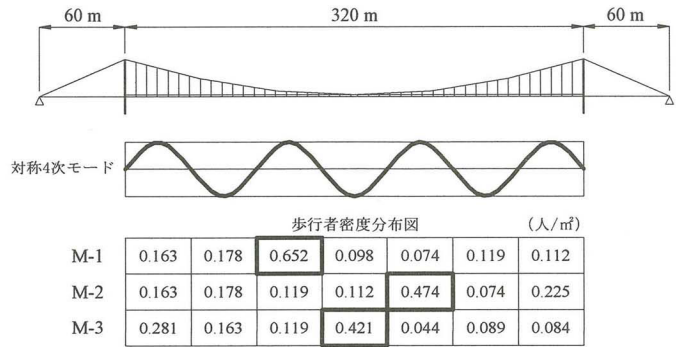


Fig.13 M-Bridge (対称4次モード)

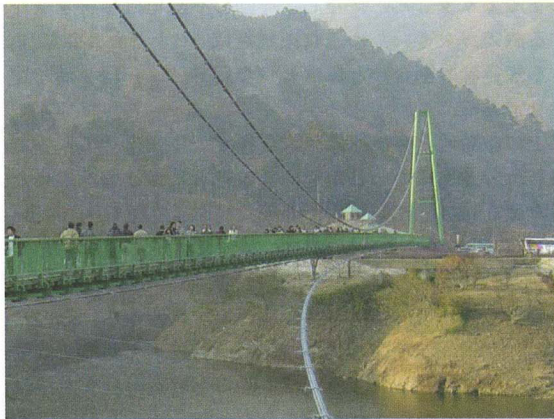


Photo.4 M-Bridge

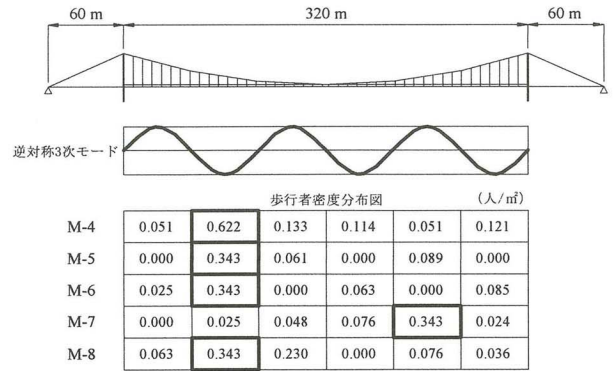


Fig.14 M-Bridge (逆対称3次モード)

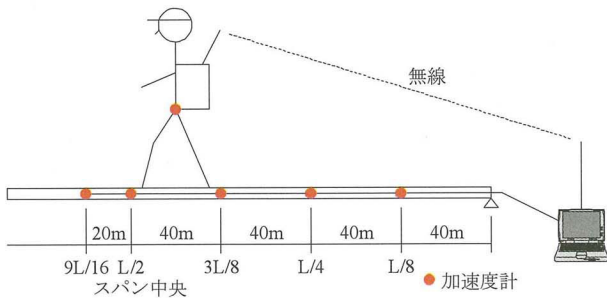


Fig.12 測定システム

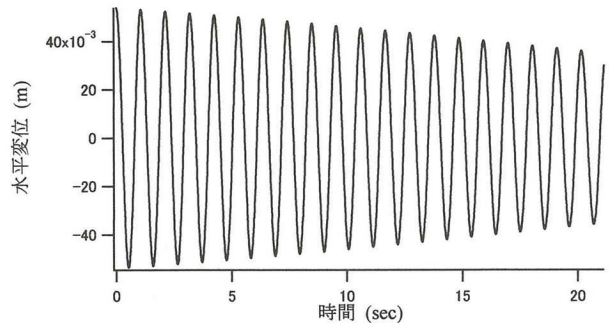


Fig.15 RD法による自由振動波形 (スパン中央)

Table 2 解析条件

項目	T-1	M-1	M-4
振動モード	対称 1 次	対称 4 次	逆対称 3 次
固有振動数 (Hz)	0.900	1.025	0.879
桁のモード質量 M_B (t)	214.010	97.200	97.200
桁のモード剛性 K_B (t/sec ²)	7307.361	4031.566	2964.857
桁のモード減衰定数 C_B (t/sec)	28.262	3.387	2.905
歩行者密度 (人/m ²)	0.794	0.074~0.652	0.051~0.622
歩行者のモード質量 M_P (t)	14.969	3.350	2.469
係数 k_1	0.0987	0.1251	0.1227
係数 k_2	0.2	0.21	0.2
係数 k_3	0.01	0.01	0.01
対数減衰率 δ	0.0710	0.017	0.017
減衰定数 h	0.0113	0.0027	0.0027

4.2 M-Bridge

M-Bridge は主径間 320m, 側径間 60m の歩行者専用の単径間吊橋である (Photo.4)⁸⁾。幅員は 1.5m, 主塔高さは 26.2m である。景勝地に架橋され, 多くの人々が訪れる。今回の測定も紅葉時期かつ週末に合わせ, 多くの歩行者を見込んでの測定となった。加速度計は, 桁上の 5 箇所 (L/8 点, L/4 点, 3L/8 点, L/2 点, 9L/16 点, L: スパン長) の高欄基部に取り付け, 桁の水平方向加速度を測定した。振動の原因は歩行者であると考えられたため, 一人の歩行者の腰ベルトにも加速度計を取り付け, 歩行者の水平加速度を測定した。測定された加速度は無線で主塔付近の受信器に送られた (Fig.12)。測定歩行者は, ひずみ増幅器および送信器をリュックに入れ, 測定歩行者が背負った (Photo.5)。また, 測定歩行者は信号発生器を手に持ち, 桁上加速度位置を通過する際, ボタンを押して信号を発し, これも無線で送った。この信号により, 歩行者の位置を把握することができた。このような無線を用いた振動測定の事例は少なく, その意味でも, 今回の測定には新規性があると考えられる。

現地測定により, 水平振動時は対称 4 次モードおよび逆対称 3 次モードで振動することがわかった⁹⁾。Figs.13,14 からわかるように, 歩行者密度が径間中央に密集しているときは対称モードで振動し, 側径間に密集しているときは逆対称モードで振動していることが理解できる。固有振動数はいずれのモードも 1.0Hz 前後である。本橋においては歩行者密度の異なる 8 ケース (M-1~M-8) について比較する。歩行者密度は測定時に撮影したビデオ画像を解析して算出した。対称 4 次モードでの振動を M-1~M-3 (Fig.13), 逆対称 3 次モードでの振動を M-4~M-8 (Fig.14) とする。

本橋においても大規模加振実験はされていないため, 減衰定数は常時微動波形から RD 法^{10),11)}により求めた (Fig.15, Table 2)。RD 法は, ランダムな時系列波形の極大値を初期値とした小サンプルを数多く作成し, それらを多数重ね合わせることににより, 時系列波形のランダム成分の和がゼロに近づき, 自由減衰振動を得るものである。

本橋は昼間のみ解放されており, 夜間は閉鎖される。したがって, 常時微動データは夜間の無人時のものを使用した。測定位置はスパン中央であり, 解析条件は, 時間刻みは 0.01sec, データ数は約 16,000 個, 総解析時間は約 160sec とした。

5. 実測値と推定値の比較と考察

歩行者密度の異なる 10 ケース (T-Bridge で 2 ケース, M-Bridge で 8 ケース) について, 推定値と実測値の比較を行った。代表例として固有振動モードの異なる T-1, M-1, M-4 ケースについての解析結果を示す。Table 2 は各ケースの解析条件である。

係数 k_1 (体重の水平方向に働く割合) は次の手順により求めた。まず, 適切な応答振幅を仮定し, Fig.4 で求めた一次関数より係数 k_1 値を求める。そして, その値を用いた推定計算により応答値を求め, それに対して新たな係数 k_1 値を算出し, 再度, 推定計算により応答値を求める。この手順を, 推定振幅が収束するまで繰り返した。ただし, 今回の検討では歩行者数などに関する誤差が大きいと見做し, 収束判定は 5% とした。係数 k_2 (同調する歩行者の割合) と係数 k_3 (歩行ペース) は 3 章で述べたとおりである。

以上の係数値と各橋梁緒元値を提案式に代入する。提案式は非線形微分方程式であるため, 数値解析により解を求めた。時間刻みは 0.1sec, 初期変位を 0mm, 初期速度を 0.001m/sec とした。ある時間が経過すると定常状態に達し, その値を解とした。なお, 数値解析の実施にあたっては, 事前に時間刻みを 0.1 秒, 0.01 秒, 0.001 秒に変化させて解析値を比較した。その結果, 0.1 秒と 0.001 秒の解析値の誤差は 0.9% 以下であった。したがって, 時間刻みを 0.1 秒としても妥当と考えた。また, 解は初期速度の値には影響されないことも確認した。

3 つの代表的な検討ケースに関する実測波形と推定法の波形を Table 3 に示す。ここでは 20sec の波形を示したが, 波形および振幅ともに推定値と実測値はほぼ同一である。

さらに, 全 10 ケースの結果一覧表を Table 4 に示す。実測値と推定法の誤差は, ほとんどのケースで約 20% 以内である。異なる橋梁形式や, 異なる振動モードでも実測値に近い値を示しており, 提案した推定法は実用上妥当であると考えられる。ただし, 若干のケースで 30~50% の誤差がある。これは歩行者密度が正確に把握できなかったためと思われる。

Table 3 実測値と推定値の比較

解析ケース	振動モード	実測波形および推定法による波形	応答変位 (mm)	比率 De/Dm
T-1	対称 1 次モード	実測波形 Dm 	13.3	1.49
		推定法 De 	19.8	
M-1	対称 4 次モード	実測波形 Dm 	40.1	1.21
		推定法 De 	48.4	
M-4	逆対称 3 次モード	実測波形 Dm 	34.8	1.28
		推定法 De 	44.5	

Table 4 解析結果一覧表

ケース番号	T-1	T-2	M-1	M-2	M-3	M-4	M-5	M-6	M-7	M-8
固有振動モード	対称 1 次		対称 4 次			逆対称 3 次				
固有振動数 (Hz)	0.900	0.900	1.025	1.025	1.025	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879
歩行者密度 (人/m ²)	0.794	0.476	0.074 ~ 0.652	0.074 ~ 0.474	0.044 ~ 0.421	0.051 ~ 0.622	0.061 ~ 0.343	0.025 ~ 0.343	0.024 ~ 0.343	0.036 ~ 0.343
対数減衰率 δ	0.0710	0.0710	0.0170	0.0170	0.0170	0.0170	0.0170	0.0170	0.0170	0.0170
減衰定数 h	0.0113	0.0113	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027
係数 k ₁	0.0987	0.0885	0.1251	0.1238	0.1155	0.1227	0.0915	0.0923	0.0976	0.1074
係数 k ₂	0.2	0.2	0.21	0.21	0.21	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
係数 k ₃	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
推定値 De (mm)	19.8	9.6	48.4	46.0	38.0	44.5	12.1	12.9	19.4	28.8
実測値 Dm (mm)	13.3	8.0	40.1	41.3	31.7	34.8	14.4	14.8	14.7	26.7
比率 De/Dm	1.49	1.20	1.21	1.11	1.20	1.28	0.84	0.87	1.32	1.08

6. まとめ

歩行者により励起された吊形式歩道橋の水平振動に関し、桁の応答振幅の推定法を提案した。本推定法では、歩行者起振力の大きさ、桁振動に同調する歩行者の割合、大変位状態での歩行者特性を考慮した。

歩行者が励起する水平力は歩行者重量に比例すると仮定し、その割合は加振台上を歩行する実験結果を基にして、一次関数で表した。桁の振幅が10mmは体重の9%、30mmは11%、50mmは13%、70mmは15%が作用するとした。また、歩行者が桁の振動に同調する割合は、桁振動が0.87Hzでは20%、1.0Hzでは21%とした。

London Millennium Bridge では、起振力は桁の速度に単純比例するとしたが、実際には桁の速度が増加すると、人間の心理から歩行ペースが落ちる、または中断してしまう。この歩行者の挙動も推定式に組み込んだ。

そして、実際に水平振動した歩道橋に提案式を適用し、振動測定結果と比較した。T-Bridge は対称1次モードで振動し、M-Bridge は対称4次モードおよび逆対称3次モードで振動していた。歩行者密度が異なる10ケースを検討対象とし、提案推定式を適用した。その結果、ほとんどのケースで推定値と実測値の誤差は約20%以内であった。したがって、提案した推定式は妥当であると考えられた。

吊形式の歩道橋を設計する際、本推定式を用いれば応答振幅が求められ、事前に対策を講ずることが可能である。しかし、今回の振動実験では被験者が5人であり、推定法の係数を算出するためのデータが不足している。今後、データを追加し推定法の精度を向上させることが課題である。

今後、橋梁技術の進歩により、さらに長大な歩道橋が設計されると予想される。しかし、歩道橋は幅員が狭いため、剛性の小さな構造物になり、揺れやすい橋になりがちである。現在、歩行者により励起される水平振動に関する設計基準が確立されていないため、本論文は歩道橋設計に有益な情報を提供すると考えられる。

参考文献

- 1) Fujino, Y., Pacheco, B., Nakamura, S. and Warnitcahi, P.: Synchronization of human walking observed during lateral vibration of a congested pedestrian bridge, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.22, pp.741-758, 1993.
- 2) Nakamura, S. and Fujino, Y.: Lateral vibration on a pedestrian cable-stayed bridge, *Structural Engineering International, Journal of IABSE*, Vol.12, No.4, pp.295-300, 2002.
- 3) Nakamura, S. and Kawasaki, T. : Lateral vibration of footbridges by synchronous walking, *Journal of Constructional Steel Research* 62, pp 1148-1160, 2006
- 4) Dallard, P., Fitzpatrick, A., Flint, A., Bourva, S. and Low, A.: The London Millennium Footbridge, *The Structural Engineer*, Vol.79, No.22, pp 17-35, 2001.
- 5) 川崎, 中村, 大野: 歩行者により生じた吊橋の水平振動計測, *土木学会論文集*, No.777/VI-65, pp.97-107, 2004.
- 6) 川崎, 中村, 勝浦, 横山: 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) 酒井, 進藤, 藤本, 向山, 金子: T-Bridge の設計, 橋梁と基礎, No.10, pp.11-16, 1987.
- 8) 柳崎, 高橋, 島田, 田口, 大野, 畠中: M-Bridge の設計と架設, 橋梁と基礎, No.7, pp.17-23, 2000.
- 9) Nakamura, S.: Model for lateral Excitation of footbridges by synchronous walking, *Journal of Structural Engineering*, Vol.130, NO.1, ASCE, 32-37, 2004.
- 10) 田村, 佐々木, 塚越: RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価, *日本建築学会構造系論文報告集*, No.454, pp.29-38, 1993.
- 11) 構造工学シリーズ, 橋梁振動モニタリングのガイドライン, 4.3.6 ランダム振動からの同定方法, *土木学会*, pp.84-86, 2000.