

# 歩行者による連続桁形式歩道橋の振動使用性評価法

米田昌弘

正会員 工博 近畿大学助教授 理工学部土木工学科 (〒577-8502 東大阪市小若江 3-4-1)

多種多様化した現在の歩道橋では、単純桁形式のみならず連続桁形式も数多く存在する。歩道橋では振動使用性の検討が重要となるが、連続桁形式歩道橋に対しては、未だ設計で要求される簡易さと精度を兼ね備えた推定式が提示されていないのが現状である。そこで、本文では、連続桁形式歩道橋の振動使用性を評価できる簡易推定法について検討した。提案した推定法は、可動支点部が設計条件通りの挙動を示す場合だけでなく、クーロン摩擦の影響で可動支点部の水平移動が拘束された場合についても適用できるものである。また、固有振動解析結果を利用すれば、本手法は、斜張橋形式などの任意形式の歩道橋に対しても振動使用性を評価でき、実務設計上の汎用性がきわめて高いことを数値計算例から示した。

*Key Words : pedestrian continuous bridge, dynamic response characteristics  
vibration serviceability, simplified evaluation method*

## 1. まえがき

田中・加藤<sup>1)</sup>は、歩行者による単純桁歩道橋の最大応答変位  $y_{max}$  を求める、設計上の簡易式を与えており、この簡易式は、歩道橋を単純桁形式歩道橋に限定するとともに、単純桁形式歩道橋の1次固有周期に合わせて歩行者が共振歩行するなどの幾つかの条件を設けてはいるが、歩行者による最大応答変位を容易に推定できることから、現在、歩道橋の使用性を論じる上で重要な評価式となっている。

一方、多種多様化した現在の歩道橋では、単純桁形式のみならず連続桁形式も数多く存在する。連続桁形式歩道橋に対しては、単純桁形式歩道橋の応答推定値に構造係数  $K$  を乗じて振動応答を推定する手法が知られている<sup>2)・3)</sup>。この手法では構造係数  $K$  の設定が重要となり、田中・加藤<sup>3)</sup>は連続桁と単純桁（連続桁の主径間部分を取り出した単純桁モデル）について共振歩行状態における動的応答解析をそれぞれ実施し、その応答比から構造係数  $K$  を算出している。したがって、提示された構造係数  $K$  は径間比によって変化し、また、同じ径間比であっても2径間と3径間のように径間数が異なれば構造係数  $K$  も相違する結果となっている。さらに、同じ共振歩行状態であっても、連続桁と単純桁（連続桁の主径間部分を取り出した単純桁モデル）では基本振動

数が相違するため、解析で用いる歩行者外力が両者で相違することになる。すなわち、構造係数  $K$  は、その算定で仮定した歩道橋モデル（連続桁と連続桁の主径間部分を取り出した単純桁）の基本固有振動数の大きさによっても変化する場合があると考えられる。このように、連続桁形式歩道橋に対しては、未だ設計で要求される簡易さと精度を兼ね備えた推定式が提示されていないのが現状である。

ところで、著者は、吊形式歩道橋の代表的な形式である吊床版橋に着目し、歩行者によって誘起される吊床版橋の使用性評価式を提案している<sup>4)</sup>。この評価式の適用にあたっては、事前に固有振動解析を実施して固有振動数と固有振動モードおよび一般化質量を算定する必要はあるものの、表計算ソフトを利用すれば比較的簡単にしかも比較的精度良く、吊床版橋のたわみやねじれの振動応答を推定できる。また、この評価式は、基本振動モードのみならず、高次モードに対しても振動使用性を検討できるようになっている。したがって、本研究で連続桁形式歩道橋に対する適用性とその精度が確認されれば、同一の評価式を適用することによって任意形式の歩道橋に対する振動使用性評価が可能となり、実務設計上の有用性はきわめて高いと考えられる。

一方、汎用プログラムの普及によって、固有振動解析は比較的容易に実施できるようになっているが、

振動工学の知識を必要とする固有振動解析を今なお難解に感じる実務技術者が多いのも事実である。このようなことから、著者は、耐風設計上の観点から、連続桁橋の固有振動数を算定する手法をすでに提案している<sup>5)</sup>。しかしながら、この算定式は、概略の耐風安定性を検討する場合には概ね十分な精度を有するものであったが、歩道橋の振動使用性を検討する際には、共振歩行時の歩行外力が固有振動数によって変化することからもわかるように、固有振動数をさらに精度良く推定する必要があった。それゆえ、連続桁橋における基本固有振動数の推定精度をさらに向上させるとともに、新たに一般化質量の算定式を提示できれば、固有振動解析を実施しなくても連続桁形式歩道橋の振動使用性を評価でき、実務技術者の利便性はさらに大きく向上するものと考えられる。

以上に述べた理由から、本研究では、連続桁形式歩道橋の振動使用性を評価できる簡易推定法として、固有振動解析結果を利用する方法と固有振動解析結果を必要としない方法の二通りの手法について検討した。前者の固有振動解析結果を利用する手法は、連続桁形式歩道橋のみならず斜張橋形式などの任意形式歩道橋の振動使用性を検討する際に、また、後者の手法は、固有振動解析を実施しないで連続桁形式歩道橋の振動使用性を検討する際に、それぞれきわめて有用と考えられ、ここにその具体的な手法を提示する。

なお、本文は、歩道橋の振動使用性を初期の設計段階から合理的に検討できるようにとの観点から、著者の既往研究<sup>4), 5)</sup>に新たな知見を加味して再構成し、歩道橋の振動使用性に関する簡易評価法を総括したものであることをはじめに述べておく。

## 2. 歩行外力モデル

歩行者の体重（質量）は歩道橋の質量に比べて非常に小さいことから、歩行者の体重で歩道橋が静的に変形する量は無視しても差し支えない。すなわち、歩行外力としては、歩行にともなう衝撃力（歩行衝撃力）のみを考えれば十分である。

歩行衝撃力のモデル化としては、小幡・林川らの方法（余弦波における負の部分の荷重を除外する方法）<sup>6)</sup>も知られているが、本研究では従来から最も一般に利用されている梶川の方法（正負の周期的な歩行外力を考慮する方法）<sup>7)</sup>を採用するものとした。

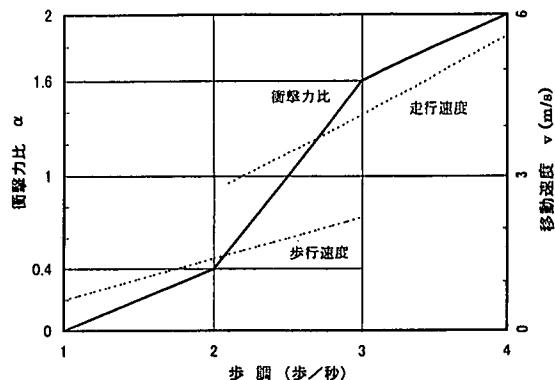


図-1 衝撃力比と移動速度

すなわち、歩行外力の最大値  $f_0$  は歩行者の体重  $W$  に衝撃力比  $\alpha$  を乗すれば算定できるものとし、歩行外力を

$$F(t) = f_0 \cos \omega t = \alpha W \cos \omega t \quad (1)$$

で表現した。ここに、 $\omega$  は歩調に対応する円振動数で、歩調によって衝撃力比  $\alpha$  と移動速度  $v$  は図-1 に示すように変化することが知られている<sup>8)</sup>。

なお、小幡・林川らの方法を用いた動的応答解析結果は、梶川の方法を用いた結果の約半分の大きさになる<sup>8)</sup>。それゆえ、歩行衝撃力のモデル化として小幡・林川らの方法を採用した場合には、次章で述べる推定法で求めた結果に 0.5 を乗ずれば良いことを付記しておく。

## 3. 歩行者による振動応答の推定法

### (1) 固有振動解析結果を用いる場合（推定法1）

著者はすでに、吊床版橋を対象とした使用性評価式を提案している<sup>4)</sup>。提案した評価式は、高次モードのたわみ振動やねじれ振動にも適用できるようになっているが、連続桁形式歩道橋では一般に基本振動モードのみが検討の対象となる。一方、実務設計では、振動感覚の指標として速度応答を用いている。それゆえ、本文では、基本振動モードのみを対象とし、一人の歩行者が連続桁形式歩道橋を歩行する際に誘起する最大速度応答  $\dot{y}_{max}$  の算定式として、以下の式(2)を提示する。なお、当然のことながら、実務設計で連続桁形式歩道橋の使用性を検討する場合には、式(2)の結果に 0.707 を乗じて算出した実効値  $\dot{y}_{E,max}$  を評価指標とする必要がある。

$$\dot{y}_{\max} = \omega_1 \times \frac{1}{M_1} \frac{f_0}{\sqrt{(\omega_1^2 - \Omega_m^2)^2 + 4h_1^2\omega_1^2\Omega_m^2}} \times d \quad (2)$$

ここに、 $f_0$ は歩行外力の最大値、 $\omega_1$ は基本固有円振動数、 $M_1$ は基本振動モードの一般化質量、 $h_1$ は基本振動モードの減衰定数である。また、 $\Omega_m$ は、 $\omega$ を共振歩調に対応する円振動数、 $v$ を共振歩調時の移動速度、 $\ell_m$ を代表長とすれば、

$$\Omega_m = \frac{\pi v}{\ell_m} - \omega \quad (3)$$

と表示される。なお、連続桁形式歩道橋では、代表長 $\ell_m$ として最大支間長を採用すれば良い。これは、式(2)を適用するにあたり、連続桁形式歩道橋の基本固有円振動数 $\omega_1$ や一般化質量 $M_1$ を用いる必要はあるが、評価式そのものは単純梁（支間長は $\ell_m$ ）上を歩行する際の応答式と同形であることからも容易に推察されよう。

式(2)中の $d$ は補正係数で、共振歩行時に限定すれば、単純桁歩道橋モデルから算出した図-2に示す結果からわかるように、次式で与えられる<sup>4)</sup>。

$$d = 0.0152 \times x_{np}^4 - 0.1637 \times x_{np}^3 + 0.6573 \times x_{np}^2 - 1.2092 \times x_{np} + 1.8981 \quad (4)$$

ここに、 $x_{np}$ は、歩行者が歩道橋（代表長 $\ell_m$ 区間）を渡るまでの加振回数を表す無次元パラメーター<sup>4)</sup>で、

$$x_{np} = \frac{\omega_1 \times \ell_m}{10v} \times \delta_1 \quad (5)$$

と表示される。ただし、 $\delta_1$ は基本モードの構造対数減衰率である。なお、式(4)の適用範囲は $0.1 \leq x_{np} \leq 3.5$ であり、 $3.5 \leq x_{np} \leq 8.0$ の範囲では $d = 0.980$ を用いれば良い。

連続桁形式歩道橋を対象とする場合、補正係数 $d$ も厳密には連続桁形式の歩道橋モデルから算出しなければならない。しかしながら、歩道橋の形式によって補正係数 $d$ を変化させた場合、補正式が大幅に増加して設計が煩雑になること、また、単純桁形式歩道橋の補正係数 $d$ をその他の橋梁形式に適用した場合、一般には安全側の結果を与えること（連続桁形式歩道橋などその他の歩道橋形式では、振動モードが単純桁の正弦波と相違するため、一般化歩行外力が実際より幾分大きく評価されること）なども加味し、本研究では連続桁形式歩道橋に対しても式(4)の補正係数算定式を適用するものとした。

固有振動解析を実施すれば、基本固有円振動数 $\omega_1$ を計算できる。また、解析で得られた鉛直方向の基本振動モード $\phi_v$ （最大値は1.0）を用いれば、一般

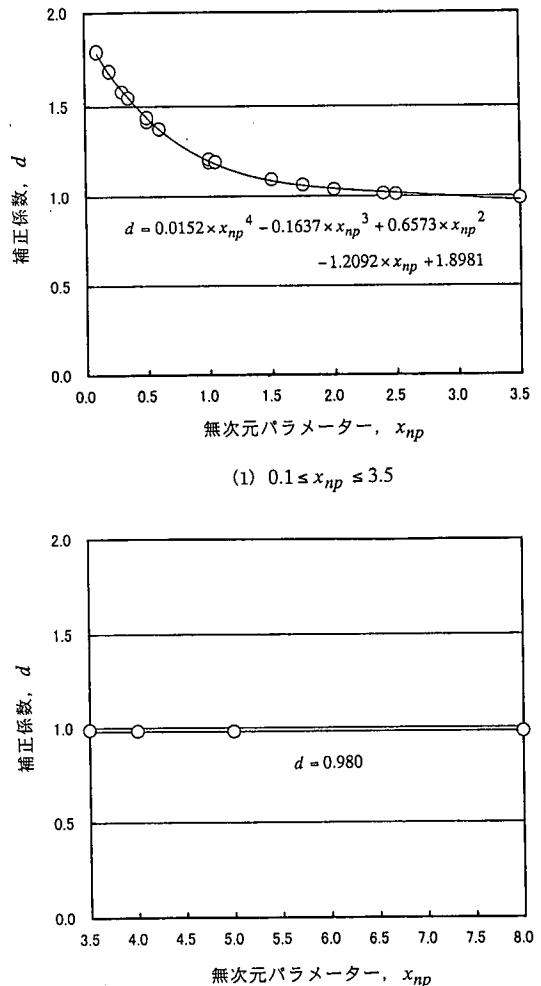


図-2 補正係数 $d$ と無次元パラメーター $x_{np}$ の関係

化質量 $M_1$ は次式で算定できる。

$$M_1 = \int_0^{\ell_T} (w/g) \times \phi_v^2 dx \quad (6)$$

ここに、 $w$ は単位長さ当たりの重量、 $g$ は重力加速度、 $\ell_T$ は連続桁形式歩道橋の全長である。したがって、固有振動解析で得られたこれらの値を、 $f_0$ 、 $\Omega_m$ 、 $h_1$ 、 $d$ とともに式(2)に代入すれば、動的応答解析を実施しなくても歩行者による動的応答を推定できることになる。なお、以下では、固有振動解析結果を用いる本節の手法を、必要に応じ、推定法1と記す。

## (2) 固有振動解析結果を用いない場合（推定法2）

上述したように、固有振動解析結果を用いて、基

本固有円振動数  $\omega_1$  と一般化質量  $M_1$  を算定すれば、歩行者によって誘起される連続桁形式歩道橋の最大速度応答を推定できる。ただし、汎用プログラムの普及によって、固有振動解析は比較的容易に実施できるようになっているが、一方で、なお難解に感じる実務技術者が多いのも事実である。それゆえ、ここでは、動的応答解析はもちろんのこと、固有振動解析も実施しないで、連続桁形式歩道橋の振動応答を推定する手法（以下、必要に応じ、推定法 2 と記す）を提示することとする。ただし、推定法 2 では、簡単のため、2 径間連続桁形式歩道橋に対しては主桁の中立軸から可動支点部までの高さが等しいという仮定を、また、3 径間連続桁形式歩道橋では、主桁の中立軸から可動支点部までの高さが等しいという仮定に加え、左右の側支間長が等しいという仮定を設定する。したがって、これらの仮定が成立しない場合は、前節の推定法 1（固有振動解析結果を利用する手法）を適用して、歩行者による動的応答を推定しなければならない。

なお、著者は、耐風設計上の観点から、すでに連続桁の固有振動数算定式を提案しているが<sup>5)</sup>、歩道橋の振動使用性を検討する場合には、共振歩行時の歩行外力が固有振動数によって変化することからもわかるように、固有振動数をさらに精度良く推定する必要があった。それゆえ、文献 5) の基本概念は踏襲するものの、以下では、歩道橋の振動使用性に対しても十分に適用できる精度を有する、基本固有振動数の推定手法を新たに提示する。

#### a) 可動支点部が設計通りの挙動を示す場合

可動支点部が設計条件通りの挙動を示すとした場合、2 径間および 3 径間連続桁形式歩道橋の基本固有振動数  $f_1$  は、全長が等しい単純桁のたわみ基本固有振動数算定式に、振動数の上昇を表す補正係数  $C_v(\ell_s/\ell_T)$  を乗ずれば算出できる。

$$f_1 = \frac{\pi}{2\ell_T^2} \sqrt{\frac{g \cdot EI}{w}} \times C_v(\ell_s/\ell_T) \quad (7)$$

ここに、 $\ell_s$  は側支間長、 $\ell_T$  は連続桁（中間支点を除去した場合の単純桁）の全長、 $EI$  は鉛直曲げ剛性、 $w$  は単位長さ当たりの重量である。

振動数の倍率を表す補正係数  $C_v(\ell_s/\ell_T)$  の具体的な数値は、連続桁（2 径間および 3 径間連続桁）モデルおよびこれらと全長が等しい単純桁モデルのそれぞれについて固有振動解析を行い、両者の基本固有振動数を対比すれば算出できる。主径間長が 40m の連続桁橋（2 径間では  $0.33 \leq \ell_s/\ell_T \leq 0.50$ 、3 径間では  $0.25 \leq \ell_s/\ell_T \leq 0.33$ ）およびこれらと全長が等し

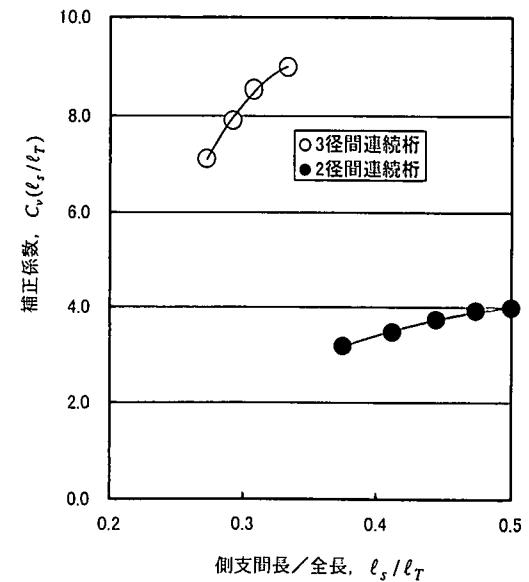


図-3 補正係数  $C_v(\ell_s/\ell_T)$

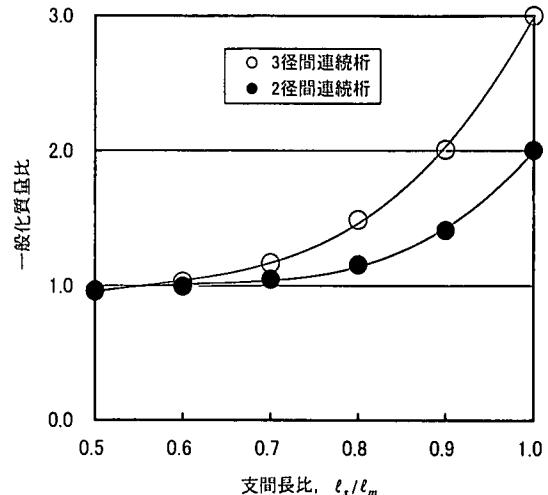


図-4 一般化質量比の算定結果

（可動支点部が設計条件通りの挙動を示す場合）

い単純桁橋から算出した結果を図-3 に示す。図-3 の結果に最小二乗法を適用すれば、2 径間と 3 径間連続桁橋の補正係数  $C_v(\ell_s/\ell_T)$  は、それぞれ次式で与えられる。

#### 2 径間連続桁

$$C_v(\ell_s/\ell_T) = -25.84 \times (\ell_s/\ell_T)^2 + 29.27 \times (\ell_s/\ell_T) - 4.17 \quad (0.33 \leq \ell_s/\ell_T \leq 0.50) \quad (8)$$

#### 3 径間連続桁

$$C_v(\ell_s/\ell_T) = -323.4 \times (\ell_s/\ell_T)^2 + 227.0 \times (\ell_s/\ell_T) - 30.75 \quad (0.25 \leq \ell_s/\ell_T \leq 0.33) \quad (9)$$

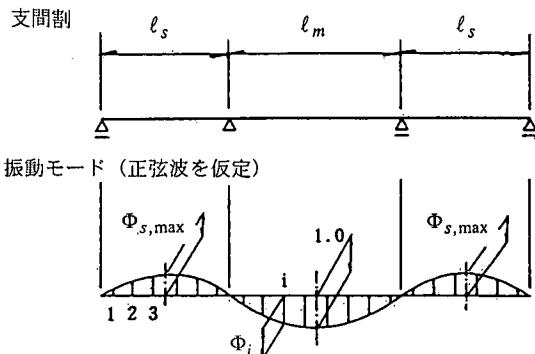


図-5 振動モードの仮定

一方、固有振動解析で得られた2径間および3径間連続桁の基本固有振動モードを式(6)に代入すれば、それぞれの一般化質量 $M_1$ を計算できる。その結果を図-4に示す。図-4の結果に最小二乗法を適用すれば、2径間および3径間連続桁の一般化質量 $M_1$ （基本振動モード）は、それぞれ以下の式で与えられる。

## 2径間連続桁

$$M_1/(w\ell_m/2g) = 17.094 \times (\ell_s/\ell_m)^3 - 31.994 \times (\ell_s/\ell_m)^2 + 20.144 \times (\ell_s/\ell_m) - 3.2498 \quad (10)$$

## 3径間連続桁

$$M_1/(w\ell_m/2g) = 19.283 \times (\ell_s/\ell_m)^3 - 32.405 \times (\ell_s/\ell_m)^2 + 18.941 \times (\ell_s/\ell_m) - 2.8255 \quad (11)$$

ここに、 $w \times \ell_m/2g$ は、可動支点部が設計条件通りの挙動を示す単純桁歩道橋（長さは $\ell_m$ ）の一般化質量である。したがって、式(10)と式(11)の左辺 $M_1/(w\ell_m/2g)$ は一般化質量比（連続桁と単純桁の一般化質量の比率）を表している。

以上の手法で、基本固有円振動数 $\omega_1$ と一般化質量 $M_1$ が求まれば、これらの値を式(2)に代入することによって、歩行者によって誘起される連続桁形式歩道橋の動的応答を算定できる。

なお、比較的規模の大きい連続桁橋（道路橋）では、中間支点部における負の曲げモーメントに対処するため、一般には主桁の鉛直曲げ剛性や単位長さ当たりの重量が橋軸方向に大きく変化する。これに対し、歩道橋は道路橋と比べて規模も小さく、たとえ連続桁形式であっても変化の程度はさほど大きくなはないが、構造諸元の変化を考慮してより厳密な検討を実施する必要がある場合には、式(7)中の断面2次

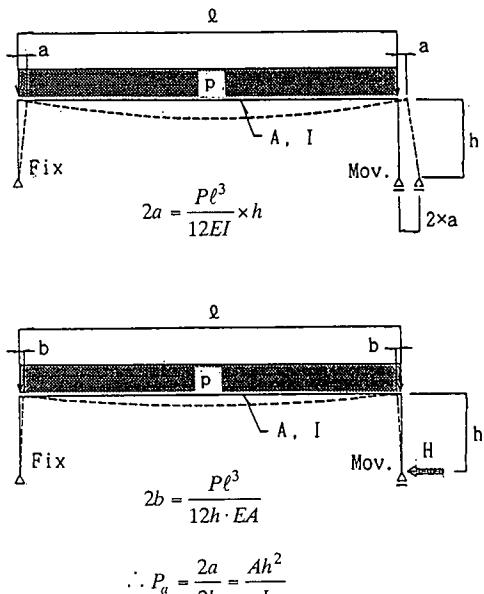


図-6 無次元パラメーター $P_s$ の算出方法

モーメント $I$ と単位長さ当たりの重量 $w$ を、以下の式で算定される、等価断面2次モーメント $I_{eq}$ と等価重量 $w_{eq}$ にそれぞれ置換すれば良い。

$$I_{eq} = \sum_{i=1}^{i=n} I_i \times \Phi_i^2 / \sum_{i=1}^{i=n} \Phi_i^2 \quad (12)$$

$$w_{eq} = \sum_{i=1}^{i=n} w_i \times \Phi_i^2 / \sum_{i=1}^{i=n} \Phi_i^2 \quad (13)$$

ここに、 $\Phi_i$ はモード振幅であり、図-5に示すように主径間に於けるモード振幅の最大値を1.0と仮定した場合、側径間のモード振幅の最大値 $\Phi_{s,max}$ は

$$\Phi_{s,max} = 2.651 \times (\ell_s/\ell_m)^2 - 2.399 \times (\ell_s/\ell_m) + 0.735 \quad (14)$$

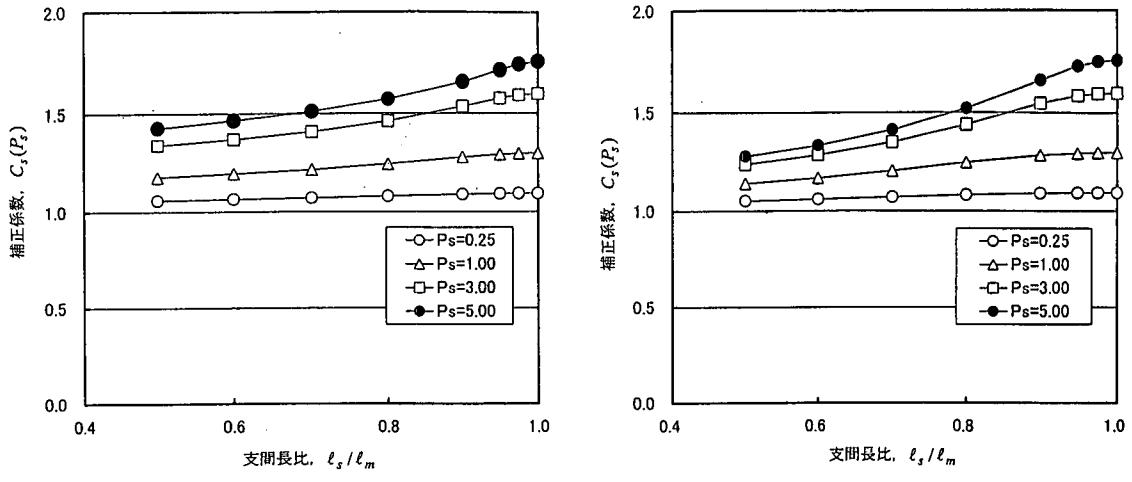
で与えられる。

### b) 可動支点部の水平移動が拘束される場合

実橋の可動支点部には鉛直反力に比例するクーロン摩擦が作用し、歩道橋上を少人数の歩行者が移動するような微小振動時においては、回転方向には可動するものの、水平方向には設計条件通りの挙動を示さないことが多いことも知られている<sup>9)</sup>。このように、水平方向への移動が拘束される場合、以下に定義される無次元パラメーター $P_s$ を導入する必要がある<sup>5)</sup>。

$$P_s = Ah^2/I \quad (15)$$

ここに、 $A$ は主桁の断面積、 $h$ は主桁の中立軸から可動支点部までの高さを表す。なお、この無次元パ



(1) 2径間連続桁

(2) 3径間連続桁

図-7 補正係数  $C_s(P_s)$ 表-1 補正係数  $C_s(P_s)$  ( $0.5 \leq l_s/l_m \leq 1.0$ )

径間	$P_s$ の値	補正係数
2径間	$P_s=0.25$	$C_s(P_s) = -0.001 \times (l_s/l_m)^2 + 0.078 \times (l_s/l_m) + 1.019$
	$P_s=1.00$	$C_s(P_s) = 0.116 \times (l_s/l_m)^2 + 0.085 \times (l_s/l_m) + 1.103$
	$P_s=3.00$	$C_s(P_s) = 0.578 \times (l_s/l_m)^2 - 0.334 \times (l_s/l_m) + 1.363$
	$P_s=5.00$	$C_s(P_s) = 0.891 \times (l_s/l_m)^2 - 0.674 \times (l_s/l_m) + 1.545$
3径間	$P_s=0.25$	$C_s(P_s) = -0.069 \times (l_s/l_m)^2 + 0.194 \times (l_s/l_m) + 0.970$
	$P_s=1.00$	$C_s(P_s) = -0.103 \times (l_s/l_m)^2 + 0.495 \times (l_s/l_m) + 0.915$
	$P_s=3.00$	$C_s(P_s) = 0.361 \times (l_s/l_m)^2 + 0.233 \times (l_s/l_m) + 1.024$
	$P_s=5.00$	$C_s(P_s) = 0.861 \times (l_s/l_m)^2 - 0.282 \times (l_s/l_m) + 1.200$

ラメーター  $P_s$  は、図-6 に示すように、連続桁橋において 1 径間部分のみを取り出し、鉛直方向に等分布荷重  $p$  を載荷した場合の可動支点部での水平移動量  $2a$  と可動支点部の水平移動を拘束した場合に発生する水平力に起因した主桁の橋軸方向変形量  $2b$  の比  $2a/2b$  から算出したものである。

可動支点部における水平方向移動が拘束された場合、基本固有振動数は、当然のことながら、式(7)で計算される値よりも大きくなる。それゆえ、この影響を補正係数  $C_s(P_s)$  で表現できるものとすれば、この場合の鉛直たわみ基本固有振動数  $f_1$  は、式(7)に  $C_s(P_s)$  を乗じた次式で推定できることになる。

$$f_1 = \frac{\pi}{2\ell_T^2} \sqrt{\frac{g \cdot EI}{w}} \times C_v(\ell_s/\ell_T) \times C_s(P_s) \quad (16)$$

文献 5)では、2 径間および 3 径間連続桁のいずれにも適用できる、簡易な補正係数  $C_s(P_s)$  の評価式を与えていた。この評価式は、概略の耐風安定性を検討する場合には、概ね十分な精度を有するものであったが、歩道橋の振動使用性を検討する場合には、共振歩行時の歩行外力が固有振動数によって変化することからもわかるように、固有振動数をさらに精度良く推定する必要がある。そこで、本研究では、主径間長が 40m の連続桁形式歩道橋を対象として、すべての可動支点で水平方向の移動を拘束した場合と設計条件通りの挙動を示すとした場合の固有振動解析結果を対比し、補正係数を新たに算出するものとした。その結果を図-7 に示す。また、図-7 の 2 径間および 3 径間連続歩道橋に対する結果に最小

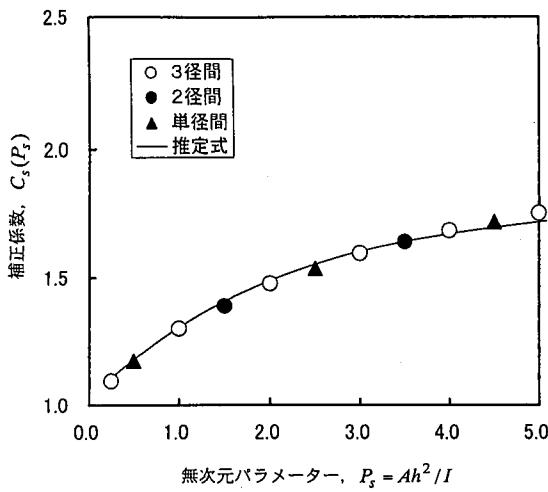


図-8 単純桁と等径間連続桁の補正係数  $C_s(P_s)$

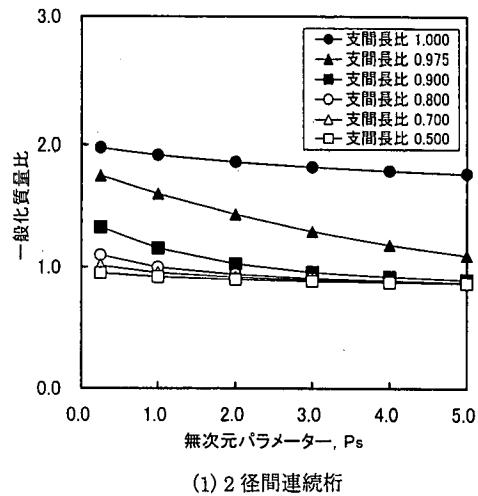
二乗法を適用して算出した推定式を表-1に示す。それゆえ、可動支点部の水平移動が拘束された、2径間および3径間連続歩道橋では、表-1中の補正係数  $C_s(P_s)$  を式(16)に代入すれば固有振動数を推定できる。

なお、図-8は、単純桁形式歩道橋について、可動支点での水平方向移動を拘束した場合と設計条件通りの挙動を示すとした場合の固有振動数を対比したものである。この図には、補足的に等径間の2径間および3径間連続桁橋の結果も付記しているが、この図より、可動支点部の水平移動が拘束された単純桁歩道橋に対しては、等径間の2径間および3径間連続桁橋と同一の式(17)で振動数の上昇を評価できることがわかる。

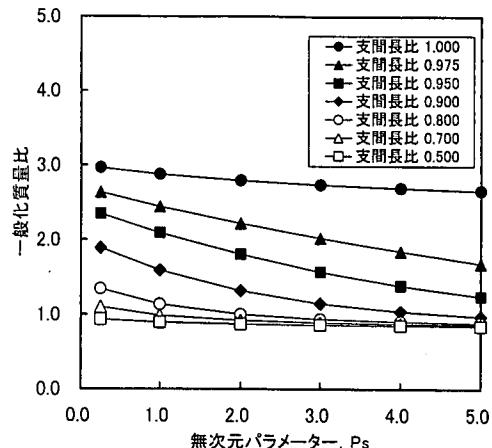
$$C_s(P_s) = 0.004 \times P_s^3 - 0.059 \times P_s^2 + 0.334 \times P_s + 1.025 \quad (17)$$

$$(0.25 \leq P_s \leq 5.0)$$

一方、可動支点部の水平移動が拘束された、2径間および3径間連続桁橋についても、固有振動解析で得られる基本固有振動モードを式(6)に代入すれば、それぞれの一般化質量  $M_1$  を計算できる。その結果を図-9に示す。図-9より、可動支点部の水平移動を拘束した連続桁形式歩道橋の一般化質量  $M_1$  は、支間長比のみならず、無次元パラメーター  $P_s$  によっても変化する。それゆえ、可動支点部の水平移動が拘束された場合の検討では、一般化質量  $M_1$  として、図-9の結果に最小二乗法を適用して算出した表-2の評価式を用いなければならない。なお、表-2中の  $w \times \ell_m / 2g$  は、可動支点部が設計条件通りの挙動を示す場合の単純桁歩道橋（長さは  $\ell_m$ ）の一般化質量である。また、この表には、参考までに、可



(1) 2径間連続桁



(2) 3径間連続桁

図-9 一般化質量比の算定結果  
(可動支点部の水平移動を拘束した場合)

動支点部の水平移動が拘束された単純桁歩道橋に対する結果も付記している。

以上の手順にしたがえば、固有振動解析を実施しなくとも、可動支点部の水平移動が拘束された連続桁形式歩道橋の基本固有円振動数  $\omega_1$  と一般化質量  $M_1$  を推定でき、これらの値を式(2)に代入することによって、歩行者によって誘起される連続桁形式歩道橋の動的応答を算定できる。

#### 4. 連続桁形式歩道橋の数値計算例

##### (1) 対象とした歩道橋

連続桁では支間長比を小さく設定すると支点部に

表-2 一般化質量の算定式  $M_1$   
(可動支点部の水平移動を拘束した場合,  $0.25 \leq P_s \leq 5.00$ )

径間	支間長比	算定式
2径間	1.000	$M_1/(w\ell_m/2g) = 0.007 \times P_s^2 - 0.077 \times P_s + 1.992$
	0.975	$M_1/(w\ell_m/2g) = 0.014 \times P_s^2 - 0.210 \times P_s + 1.803$
	0.900	$M_1/(w\ell_m/2g) = 0.024 \times P_s^2 - 0.123 \times P_s + 1.294$
	0.800	$M_1/(w\ell_m/2g) = 0.013 \times P_s^2 - 0.111 \times P_s + 1.114$
	0.700	$M_1/(w\ell_m/2g) = 0.007 \times P_s^2 - 0.066 \times P_s + 1.021$
	0.500	$M_1/(w\ell_m/2g) = 0.004 \times P_s^2 - 0.035 \times P_s + 0.955$
3径間	1.000	$M_1/(w\ell_m/2g) = 0.010 \times P_s^2 - 0.116 \times P_s + 2.989$
	0.975	$M_1/(w\ell_m/2g) = 0.012 \times P_s^2 - 0.262 \times P_s + 2.696$
	0.950	$M_1/(w\ell_m/2g) = 0.026 \times P_s^2 - 0.366 \times P_s + 2.435$
	0.900	$M_1/(w\ell_m/2g) = 0.041 \times P_s^2 - 0.401 \times P_s + 1.971$
	0.800	$M_1/(w\ell_m/2g) = 0.029 \times P_s^2 - 0.239 \times P_s + 1.379$
	0.700	$M_1/(w\ell_m/2g) = 0.015 \times P_s^2 - 0.124 \times P_s + 1.116$
単純桁	0.500	$M_1/(w\ell_m/2g) = 0.005 \times P_s^2 - 0.044 \times P_s + 0.940$
	-	$M_1/(w\ell_m/2g) = 0.003 \times P_s^2 - 0.039 \times P_s + 0.996$

表-3 数値計算例で対象とした歩道橋の構造諸元

径間	名称	支間割	支間長比	重量 w	断面2次モーメント I	断面積 A	高さ h
3径間	Bridge-505050	50m+50m+50 m	1.0	9.81 kN/m	0.03 m <sup>4</sup>	0.04 m <sup>2</sup>	0.75 m
	Bridge-405040	40m+50m+40 m	0.8	9.81 kN/m	0.03 m <sup>4</sup>	0.04 m <sup>2</sup>	0.75 m
	Bridge-305030	30m+50m+30 m	0.6	9.81 kN/m	0.03 m <sup>4</sup>	0.04 m <sup>2</sup>	0.75 m
2径間	Bridge-5050	50m+50m	1.0	9.81 kN/m	0.03 m <sup>4</sup>	0.04 m <sup>2</sup>	0.75 m
	Bridge-4050	40m+50m	0.8	9.81 kN/m	0.03 m <sup>4</sup>	0.04 m <sup>2</sup>	0.75 m
	Bridge-3050	30m+50m	0.6	9.81 kN/m	0.03 m <sup>4</sup>	0.04 m <sup>2</sup>	0.75 m

表-4 対象とした歩道橋の基本固有振動数

径間	名称	基本固有振動数 $f_1$			
		設計条件通り		水平移動を拘束	
		固有値解析	推定法2	固有値解析	推定法2
3径間	Bridge-505050	1.561 Hz	1.559 Hz	1.931 Hz	1.928 Hz
	Bridge-405040	1.976 Hz	1.959 Hz	2.371 Hz	2.332 Hz
	Bridge-305030	2.303 Hz	2.293 Hz	2.621 Hz	2.607 Hz
2径間	Bridge-5050	1.561 Hz	1.564 Hz	1.931 Hz	1.934 Hz
	Bridge-4050	1.806 Hz	1.801 Hz	2.161 Hz	2.143 Hz
	Bridge-3050	1.944 Hz	1.936 Hz	2.250 Hz	2.201 Hz

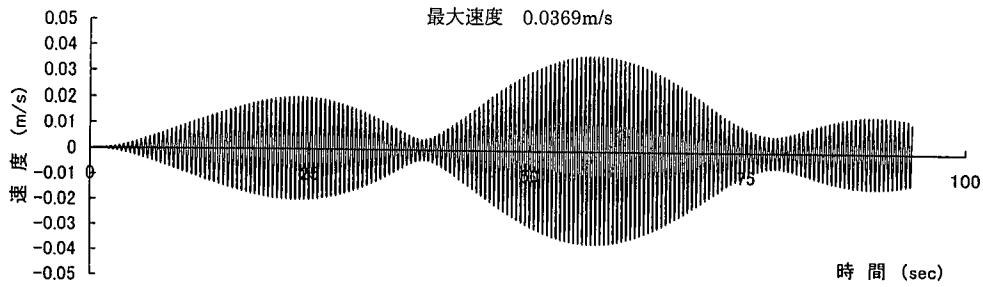


図-1-0 Bridge-405040 の動的応答解析結果  
(対数減衰率;  $\delta = 0.03$ , 共振歩調; 1.976 歩／秒, 歩行距離: 40m+50m+40m)

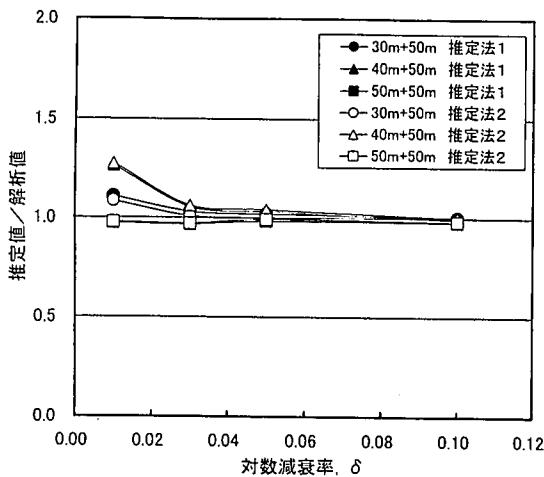


図-1-1 2 径間連続桁形式歩道橋（歩行区間；全長）の推定精度（可動支点部が設計通りの挙動を示す場合）

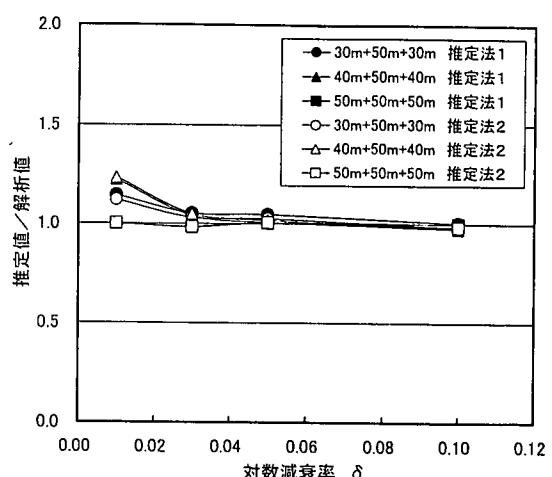


図-1-2 3 径間連続桁形式歩道橋（歩行区間；全長）の推定精度（可動支点部が設計通りの挙動を示す場合）

負の死荷重反力が生じることから、通常の設計では支間長比を 0.5~1.0 の範囲に設定する場合が多い。それゆえ、本研究でも、支間長比  $\ell_s / \ell_m$  が 0.6, 0.8, 1.0 の 2 径間および 3 径間連続桁形式歩道橋（最大支間長はいずれも 50m）を検討の対象とした。各歩道橋モデルの構造諸元を表-3 にまとめた。なお、本研究では、表-3 の各歩道橋モデルに対して、可動支点部が設計通りの挙動を示すとした場合に加え、クーロン摩擦の影響で可動支点部の水平移動が拘束された場合についても検討することとした。固有振動解析で得られた、各歩道橋モデルの基本固有振動数（可動支点部が設計条件通りの挙動を示す場合と可動支点部の水平移動が拘束された場合の結果）を表-4 に示す。なお、この表には、参考までに、推定法2を適用した場合の結果も併記している。

## （2）可動支点部が設計通りの挙動を示す場合

まず、Bridge-405040 (40m+50m+40m) の 3 径間

連続桁形式歩道橋）を対象として、歩行者による動的応答解析を実施した。なお、動的応答解析手法については、文献4)をはじめとする多くの文献に詳述されていることから、ここでの記述は省略する。一例として、一人の歩行者（体重は 686N=70kgf）が橋端から橋端まで移動した場合（歩行距離は橋長と同じく 40m+50m+40m=130m）の時刻歴応答波形（主径間の中央点における速度応答）を図-1-0 に示す。なお、この解析にあたっては、1 次の基本振動のみを考慮し、構造対数減衰率を  $\delta = 0.03$  に設定している。また、歩行者は基本固有振動数が 1.976Hz であることから 1.976 歩／秒（共振歩調）で歩行するものとし、移動速度  $v$  と衝撃力比  $\alpha$  は、図-1においてこの歩調に対応する  $v = 1.381 \text{ m/s}$ ,  $\alpha = 0.390$  を採用するものとした。

その他の連続桁形式歩道橋についても同様に動的応答解析を実施できる。表-4 の 2 径間および 3 径間の連続桁形式歩道橋において、構造対数減衰率を

それぞれ  $\delta=0.01, 0.03, 0.05, 0.10$  に設定した場合の動的応答解析結果と推定値（推定法 1 と推定法 2 の結果）の比を比較して図-1-1, 図-1-2 に示す。ただし、動的応答解析にあたっては、歩行者は短径間側から歩行を開始してすべての径間を歩行する（たとえば、30m+50m の 2 径間連続桁形式歩道橋では、短径間側の 30m 区間から歩行を開始する）ものとしている。なお、これらの図中において、黒塗り記号の推定法 1 による結果は、固有振動解析結果を用いて式(6)から一般化質量  $M_1$  を算定した後、基本固有振動数  $f_1$  とともに式(2)に代入して算出したものである。また、白抜き記号の推定法 2 による結果は、式(7)で基本固有振動数  $f_1$  を、式(10)および式(11)で一般化質量  $M_1$  を算定した後、式(2)に代入して算出したものである。図-1-1, 図-1-2 から、推定法 1 と推定法 2 の結果は、いずれも非常に良く一致していることがわかる。すなわち、可動支点部が設計条件通りの挙動を示す連続桁形式歩道橋では、固有振動解析を実施しなくても、本文で提案した推定法 2 を適用すれば、固有振動解析結果を用いる手法（推定法 1）と同程度の精度で、歩行者による振動応答を算定できると言える。

次に、動的応答解析結果との比較について考察する。図-1-1, 図-1-2 から、2 径間連続桁および 3 径間連続桁とも、構造対数減衰率を  $\delta=0.03$  以上に設定した場合、いずれの推定法による結果も精度が -3%～+3% にあり、動的応答解析結果と非常に良く一致していることがわかる。これに対し、構造対数減衰率を  $\delta=0.01$  に設定した場合には、3 径間連続桁の Bridge-305030 と Bridge-405040 および 2 径間連続桁の Bridge-3050 と Bridge-4050 で、推定値（推定法 1 と推定法 2）の精度は +10%～+25% の範囲にあり、設計にとって安全側ではあるものの、動的応答解析結果と比べ幾分大きい結果を示している。これは、図-1-0 に示した時刻歴波形からも推察されるように、第 1 径間部（短径間部）の歩行中に発生する振動応答に起因していると考えられる。すなわち、等径間でない連続桁形式歩道橋では最大応答が主径間の中央点で生じるが、構造対数減衰率を  $\delta=0.01$  と非常に小さく設定した場合、歩行者が第 1 径間部の歩行を終了しても比較的大きな振動応答が残留し、第 2 径間部（主径間部）に進入した後も、歩行外力は、しばらくの時間、第 1 径間部の歩行中に発生した振動応答の低減に費やされるためである。また、実際、図-1-3 は 3 径間連続桁（支間長比は 0.6, 0.8, 1.0）の第 2 径間部（主径間部）のみを歩行した場合（歩行距離は 50m）について動的応答解

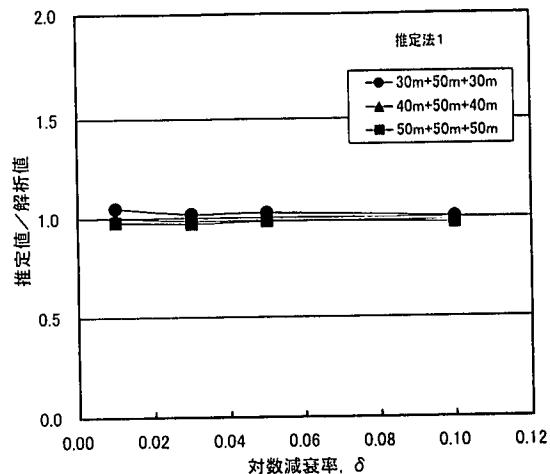


図-1-3 3 径間連続桁形式歩道橋（歩行区間：主径間の 50m）の推定精度（可動支点部が設計通りの挙動を示す場合）

析結果と推定法 1 による結果を比較したものであるが、構造対数減衰率が  $\delta=0.01$  の場合にも非常に良く一致していることがわかる。

なお、等径間の Bridge-505050 と Bridge-5050 では、構造対数減衰率を  $\delta=0.01$  と非常に小さな値に設定しても推定値と動的解析結果は非常に良く一致しているが、これは径間長が等しいため、第 1 径間部を歩行中に最大応答が生じたためである。結果は省略するが、このことから、径間長が相違する 2 径間連続桁形式歩道橋でも、主径間側（長径間側）から歩行した場合には主径間の中央点で最大応答が生じ、たとえ、構造対数減衰率が  $\delta=0.01$  であっても推定値は動的解析結果と非常に良く一致すると見える。

### (3) 可動支点部の水平移動が拘束される場合

表-3 の 2 径間および 3 径間の連続桁歩道橋において、可動支点部の水平移動を拘束した場合についても、同様に、本文で提案した推定法の精度を検討した。構造対数減衰率をそれぞれ  $\delta=0.01, 0.03, 0.05, 0.10$  に設定した場合の動的応答解析結果と推定値（推定法 1 と推定法 2 の結果）の比較結果をそれぞれ図-1-4, 図-1-5 に示す。ただし、動的応答解析にあたっては、歩行者は短径間側から歩行を開始してすべての径間を歩行する（たとえば、30m+50m の 2 径間連続歩道橋では、短径間側の 30m 区間から歩行を開始する）ものとしている。なお、これらの図中において、黒塗り記号の推定法 1 による結果は、

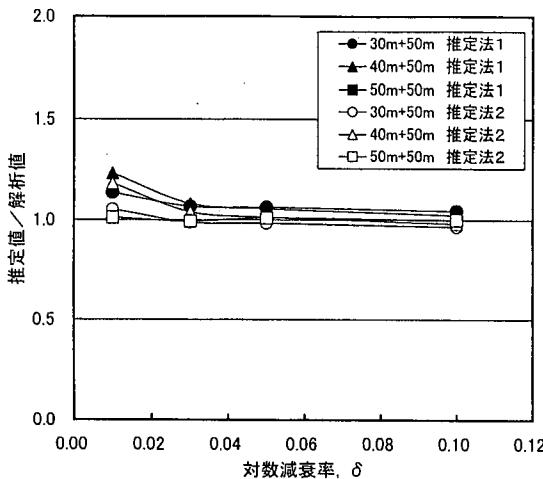


図-14 2径間連続桁形式歩道橋（歩行区間；全長）の推定精度（可動支点部の水平移動を拘束した場合）

固有振動解析結果を用いて式(6)から一般化質量 $M_1$ を算定した後、基本固有振動数 $f_1$ とともに式(2)に代入して算出したものである。また、白抜き記号の推定法2による結果は、式(7)で基本固有振動数 $f_1$ を、表-2中に示した各式で一般化質量 $M_1$ を算定した後、式(2)に代入して算出したものである。

図-14と図-15からわかるように、前節の結果と同様に、構造対数減衰率を $\delta=0.01$ に設定した場合、推定値（推定法1と推定法2）の精度は+10%～+25%の範囲にあり、動的応答解析結果と比べ幾分大きい結果（安全側の結果）を示している。しかしながら、2径間連続桁および3径間連続桁とも、構造対数減衰率を $\delta=0.03$ 以上に設定した場合、いずれの推定法による結果も精度が-3%～+3%になり、動的応答解析結果と非常に良く一致していることがわかる。すなわち、可動支点部の水平移動が拘束された連続桁形式歩道橋でも、推定法2を適用すれば、固有振動解析結果を用いる手法（推定法1）と同程度の精度で、歩行者による振動応答を算定できると言える。

## 5. その他の歩道橋形式に対する適用性

本文で提示した推定法1は、固有振動解析結果を用いて、歩行者による振動応答を評価する手法である。それゆえ、連続桁形式歩道橋のみならず、その他の歩道橋形式に対しても適用できると考えられる。

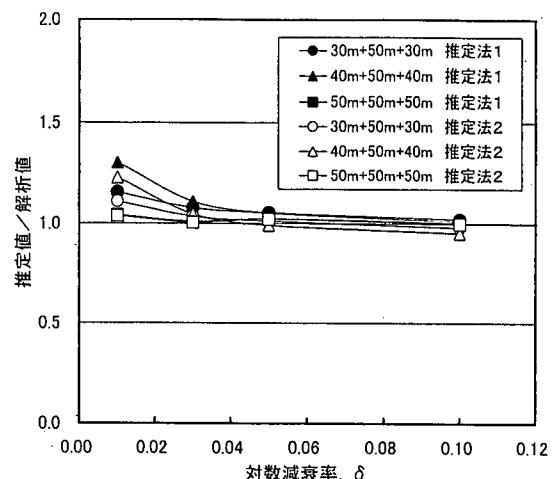


図-15 3径間連続桁形式歩道橋（歩行区間；全長）の推定精度（可動支点部の水平移動を拘束した場合）

そこで、本章では、斜張橋形式歩道橋を対象として、歩行者による動的応答解析結果と推定法1の結果を対比し、その他の歩道橋形式に対する推定法1の適用性について検討する。

### (1) 対象とした斜張橋形式歩道橋

対象とした歩道橋は、図-16に示すように、87.5m+40.65m=128.15mの橋長を有する2径間連続の斜張橋形式歩道橋<sup>10)</sup>である。構造諸元については、文献11)などで報告されている主桁断面やタワー断面ならびに風洞実験データを参考にして設定した。その結果を表-5に示す。図-17には、表-5の構造諸元を用いた場合の固有振動解析結果(1次モードと2次モード)を示す。図-17からわかるように、本解析では、1次の固有振動数 $f_1$ が $f_1=0.936\text{Hz}$ 、2次の固有振動数 $f_2$ が $f_2=2.336\text{Hz}$ となっているが、これらの値は文献11)の結果( $f_1=0.994\text{Hz}$ 、2次の固有振動数 $f_2$ が $f_2=2.246\text{Hz}$ )と概ね一致し、構造諸元の設定値はほぼ妥当であったと言える。

### (2) 推定法1の適用性

図-17からわかるように、本研究で対象とした斜張橋の1次と2次振動では、主桁が鉛直方向に振動する際、タワーも水平方向に振動する。それゆえ、推定法1を適用する場合、式(2)中の一般化質量 $M_1$ の算定にあたっては、次式に示すように、主桁部のみならずタワー部の質量効果も考慮する必要がある。

表-5 対象とした斜張橋形式歩道橋の構造諸元

	断面積 A	ヤング係数 E	断面2次 モーメント I	重量 w
桁	0.10 m <sup>2</sup> /Br.	200 GPa	0.05 m <sup>4</sup> /Br.	19.62 kN/m/Br.
タワー	0.20 m <sup>2</sup> /塔	200 GPa	0.02 m <sup>4</sup> /塔	14.72 kN/m/Br.
ケーブル	0.004 m <sup>2</sup> /本	196 GPa	-	-

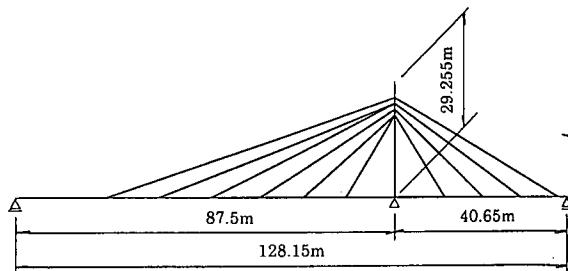


図-16 対象とした斜張橋形式歩道橋

$$M_1 = \int_0^{h_T} (w_G/g) \times \phi_v^2 dx + \int_0^{h_T} (w_T/g) \times \phi_h^2 dx \quad (18)$$

ここに、 $h_T$  はタワーの高さ、 $w_T$  はタワーの単位長さ当たりの重量、 $\phi_v$  は主桁部の鉛直方向モード振幅（最大値は 1.0）、 $\phi_h$  はタワー部の水平方向モード振幅である。

対象とした斜張橋形式歩道橋の 1 次固有振動数  $f_1$  は  $f_1 = 0.936\text{Hz}$  である。しかしながら、歩行者は 0.936 歩／秒のような非常にゆっくりした歩調では歩行できないことから、本章では 2 次振動モード（固有振動数は  $f_2 = 2.336\text{Hz}$ ）に着目して、歩行者による動的応答を推定するものとした。なお、本斜張橋では 2 次振動モードを対象とすることから、3 章で示した各式の添字 1（1 次振動モードに対応する諸元の意味）を 2 に置き換えて以下を記述する。

2 次の固有振動モードは、図-17 からわかるように、主径間側に着目すれば、逆対称 1 次形状を呈している。代表長  $\ell_m$  として正弦波の半波長を考えれば、図-17 中に付記したように  $\ell_m = 36.94\text{m}$ 、 $\ell_m = 50.56\text{m}$  となる。 $1.0$  となる鉛直モード振幅の最大値は  $\ell_m = 36.94\text{m}$  区間で生じ（節点番号 J7）、 $\ell_m = 50.56\text{m}$  区間での最大値は 0.836（節点番号 J26）である。一般に、歩行者による振動応答は、鉛直方向のモード振幅が最大値 (=1.0) を呈する区間に歩行する場合に生じると考えられる。しかしながら、斜張橋を対象とした本数値計算例で示すように、モード振幅が 1.0 より小さい場合でも、代表長  $\ell_m$  が他方と比べて長い

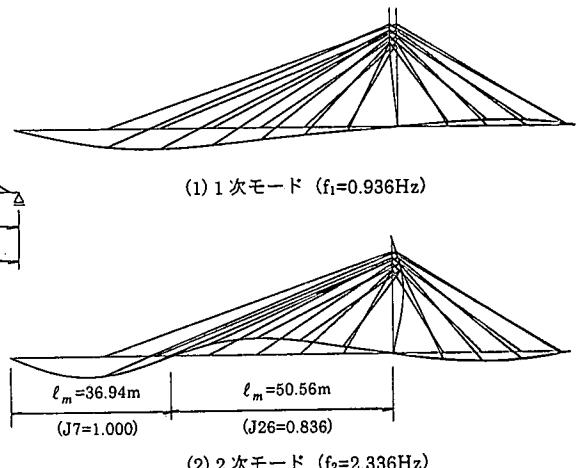


図-17 固有振動解析結果

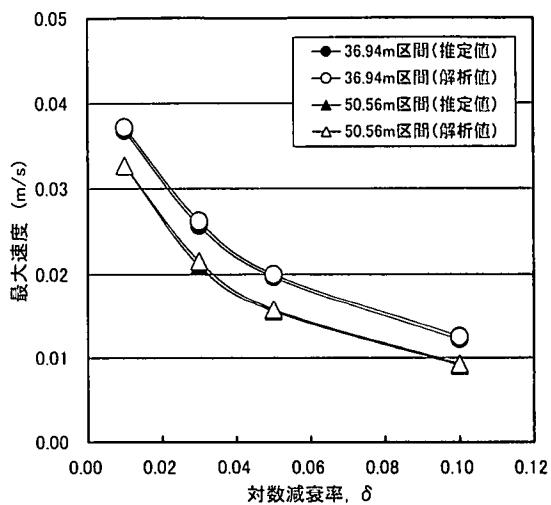
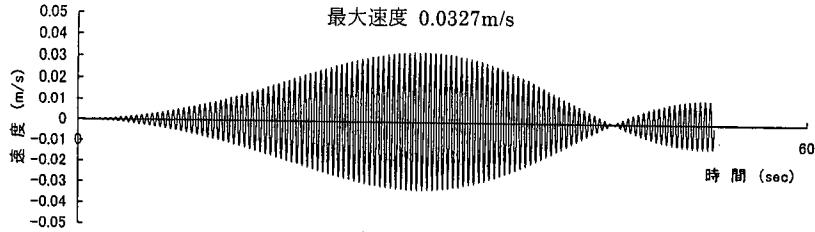
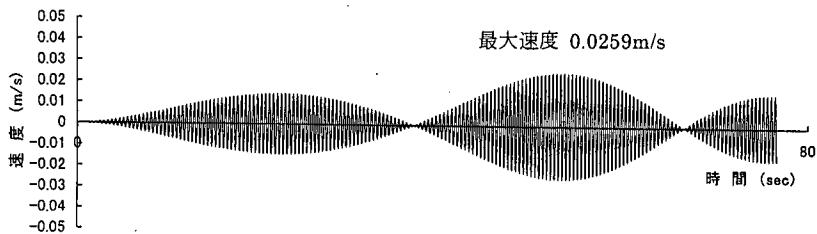


図-18 推定値と動的応答解析結果の比較  
(2 径間連続斜張橋)



(1) タワー部から主径間部に向かって歩行した場合（歩行距離；87.5m）



(2) 短径間の端部から主径間部に向かって歩行した場合（歩行距離；128.15m）

図-19 速度応答の時刻歴波形 ( $\delta_1=0.01$ , 着目点; J26)

場合には歩行者の加振時間も長くなり、モード振幅1.0の代表長区間を歩行する場合と同程度以上の振動応答を示すことも予想される。そこで、本研究では、 $\ell_m=36.94\text{m}$  と  $\ell_m=50.56\text{m}$  のそれぞれを代表長とした場合について、歩行者による速度応答の最大値を比較することとした。

$\ell_m=36.94\text{m}$  を代表長とする場合の応答着目点は、モード振幅が1.0を呈する節点J7である。この場合の一般化質量 $M_2$ は、式(18)に所定の諸元を代入すれば $M_2=8.38\text{ ton}$ と計算できる。歩行者（体重は $686\text{N}=70\text{kgf}$ ）は着目した固有振動数が $2.336\text{Hz}$ であることから $2.336\text{ 歩/秒}$ （共振歩調）で歩行し、移動速度 $v$ と衝撃力比 $\alpha$ は、図-1においてこの歩調に対応する $v=1.669\text{ m/s}$ ,  $\alpha=0.804$ を採用するものとした。したがって、構造減衰 $h_2$ を仮定するとともに、 $M_2$ ,  $\omega_2$ ,  $f_0$ ,  $\Omega_m$ ,  $d$ を式(2)に代入すれば、動的応答解析を実施しなくても歩行者による動的応答を推定できることになる。一方、 $\ell_m=50.56\text{m}$ を代表長とする場合についても、同様にして歩行者による最大応答（着目点はこの区間で最大のモード振幅0.836を呈する節点番号J26）を推定できる。ただし、一般化質量 $M_2$ の計算にあたっては、この区間での最大モード振幅が0.836であるため、すべてのモード振幅を $1.000/0.836=1.196$ 倍する必要がある（あるいは、 $\ell_m=36.94\text{m}$ を代表長とした場合の一般化質量 $M_2$ が $M_2=8.38\text{ ton}$ であることから、

$M_2=8.38 \times 1.196^2=11.987\text{ ton}$ を用いなければならぬ）。

推定法1による結果を動的応答解析結果と比較して図-18に示す。ただし、 $\ell_m=36.94\text{m}$ 区間に着目した動的応答解析結果は、主径間の端部から歩行を開始してすべての径間を歩行させた場合の最大値を採用した。これに対し、 $\ell_m=50.56\text{m}$ 区間に着目した動的応答解析結果は、タワー部から主径間の端部に向かって歩行させた場合（歩行距離は87.5m）の最大値を採用した。これは、図-19からわかるように、単径間（径間長は40.65m）の端部から歩行を開始してすべての径間を歩行させた場合、単径間部を歩行した場合に誘起される振動の影響で、最大応答値がタワー部から主径間の端部に向かって歩行させた場合より小さくなり、設計にとって危険側に評価されるためである。

図-18からわかるように、推定法1の結果（図中の黒塗り記号）は、動的応答解析結果（図中の白抜き記号）と非常に良く一致している。また、対象とした2次モードでは、 $\ell_m=36.94\text{m}$ を代表長とする場合の方が $\ell_m=50.56\text{m}$ を代表長とする場合より大きな振動応答を呈する結果となっているが、本推定法を適用すれば、歩行者に起因した最大速度応答および最大速度応答が生じる歩行区間を設計上十分な精度で推定できると言える。

本章では、簡単のため、ケーブルの横振動を無視

した場合（各ケーブルをそれぞれ 1 本の軸力部材としてモデル化した場合）の結果を示したが、斜張橋では主桁の振動とケーブルの横振動が連成する場合のあることが知られている。結果は省略するが、このような場合についても、ケーブルの横振動を考慮して一般化質量  $M_2$  を算出すれば、同様の手順で歩行者による動的応答を推定できることを付記しておく。

本研究では、歩行衝撃力のモデル化として従来から最も一般に利用されている梶川の方法（正負の周期的な歩行外力を考慮する方法）<sup>11)</sup>を採用している。一方、単純桁形式歩道橋を対象とした研究<sup>12)</sup>から、歩行外力を梶川の方法でモデル化した場合、動的応答解析結果が共振歩行試験結果よりも大きくなることが知られている<sup>12)</sup>。それゆえ、設計にあたっては、本手法で共振歩行時における最大応答を求めた後、適切な加振効率を乗じる必要がある。単純桁形式歩道橋の加振効率としては 0.4~0.5 程度の値<sup>12)</sup>が報告されているが、斜張橋形式歩道橋では幾分相違する可能性もある。それゆえ、今後は、斜張橋形式歩道橋の加振効率についてさらに詳細なデータを蓄積する必要があると考えられる。この方面における今後の研究を期待したい。

## 6. まとめ

本文は、連続桁形式歩道橋の振動使用性を評価できる簡易推定法として、固有振動解析結果を利用する方法（推定法 1）と固有振動解析を実施しない方法（推定法 2）の二通りを提案し、それぞれの有用性を検討したものである。得られた主要な結果を以下にまとめる。

(1) 一人の歩行者が連続桁形式歩道橋を歩行する際に誘起する最大速度応答  $\dot{y}_{\max}$  の算定式を提示した。算定式を適用するにあたっては、歩行特性に関する諸元などに加え、基本固有円振動数  $\omega_1$  と一般化質量  $M_1$  が必要となる。推定法 1 は、固有振動解析を実施して基本固有円振動数  $\omega_1$  と一般化質量  $M_1$  を求めた後に、提案する算定式に代入する手法である。2 径間および 3 径間連続桁形式歩道橋を対象とした数値計算例（短径間側から歩行する場合）から、構造対数減衰率が  $\delta = 0.03$  より大きい場合には、推定法 1 の最大速度応答は動的応答解析結果と非常に良く一致した。

(2) 可動支点部が設計条件通りの挙動を示す場合および可動支点部のクーロン摩擦の影響で可動支点部

の水平移動が拘束された場合のそれぞれについて、基本固有振動数  $f_1$  と一般化質量  $M_1$  を算定できる推定式を提示した。2 径間および 3 径間連続桁形式歩道橋を対象とした数値計算例（短径間側から歩行する場合）から、構造対数減衰率が  $\delta = 0.03$  より大きい場合には、固有振動解析や動的応答解析を実施しなくとも、推定法 2 の最大速度応答は動的応答解析結果と非常に良く一致した。

(3) 等径間でない連続桁形式歩道橋（短径間側から歩行する場合）では、構造対数減衰率を非常に小さな  $\delta = 0.01$  に設定した場合、推定法 1 と推定法 2 の結果は、いずれも動的応答解析結果と比べて設計にとって安全側の値を与えた。これは、歩行者が短径間側である第 1 径間部の歩行を終了しても比較的大きな振動応答が残留し、第 2 径間部（主径間部）に進入した後も、歩行外力は、しばらくの時間、第 1 径間部の歩行中に発生した振動応答の低減に費やされるためである。これに対し、主径間部のみを歩行した場合や主径間部から短径間部に向かって歩行した場合には、たとえ構造対数減衰率が  $\delta = 0.01$  であっても、推定法 1 および推定法 2 の結果はいずれも動的応答解析結果と非常に良く一致した。

(4) 本文で提示した推定法 1 は、固有振動解析結果を用いて歩行者による振動応答を評価する手法である。そこで、その他の橋梁形式として 2 径間連続形式斜張橋を選定し、推定法 1 の適用性を検討した。着目した振動は 2 次モード（主径間側に着目すれば逆対称 1 次モード）であったことから、二通りの代表長について検討を行い、動的応答解析結果と対比した。その結果、推定法 1 を適用すれば、動的応答解析を実施しなくとも、歩行者に起因した最大速度応答および最大速度応答が生じる歩行区間を設計上十分な精度で推定できることがわかった。

## 参考文献

- 田中信治、加藤雅史：設計時における歩道橋の振動使用性照査法、土木学会論文集、第 471 号 / I-24, pp.77~84, 1993 年 7 月.
- Blanchard, J., Davis, B.L. and Smith, J.W.: Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Foot-bridges, Proc. Of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges, Supplementary Report 275, UK TRL, pp.90~106, 1977.
- 田中信治、加藤雅史：連続桁歩道橋の振動使用性照査法、土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集、I-569, pp.1136~1137, 1994 年 9 月.
- 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 年 3 月.
- 米田昌弘、宮地真一：桁橋の鉛直たわみ基本固有振動数を推定するための実用算定式について、構造工学論

- 文集, Vol.38A, pp.765~772, 1992年3月.
- 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, 第537号/I-35, pp.217~231, 1996年4月.
  - 7) 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研究, 土木学会論文集, 第325号, pp.23~33, 1982年9月.
  - 8) 米田昌弘: 種々の歩行外力モデルを用いた単純桁歩道橋の動的応答解析と共振歩行試験結果に対する考察, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.439~448, 2000年3月.
  - 9) 田中信治, 加藤雅史, 鈴木森晶: 河川歩道橋の設計と実測に基づく振動特性の検討, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.929~936, 1991年3月.
  - 10) 深田幸史, 吉川裕晃, 梶川康男: 鋼歩道橋の動的特性と振動使用性の実体調査, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.765~772, 1997年3月.
  - 11) たとえば, 加藤隆夫, 日暮俊哉, 松村 博, 黒山泰弘, 寺西 功: 川崎橋の設計と施工(上), 橋梁と基礎, Vol.12, No.11, pp.8~16, 1978年11月.
  - 12) 米田昌弘: 単純桁歩道橋の共振歩行時における動的応答特性に関する2,3の考察, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.623~632, 1999年3月.

(2000.11.14受付)

## A METHOD TO EVALUATE THE MAXIMUM RESPONSE AMPLITUDE OF CONTINUOUS TYPE PEDESTRIAN BRIDGES DUE TO A WALKING PERSON

Masahiro YONEDA

This paper deals with two kinds of simplified methods (Method I and Method II) to evaluate the maximum response amplitude of continuous type pedestrian bridges caused by a walking person; Method I does not require not only the eigenvalue calculation but also the dynamic response analysis, and Method II, based on the results of eigenvalue calculation, does not require dynamic response analysis. Numerical examples were evaluated out for several bridge models. It was ascertained that the evaluation value based on each method proposed in this paper was fairly in a good agreement with the computed value when a person walked on the continuous bridges with the same pace as natural frequency.