

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

Dynamic Response Characteristics of the Stress Ribbon Pedestrian Bridges due to a Walking Human and a Simplified Method for Evaluating Maximum Amplitude of this Type of Bridges

米田昌弘*

Masahiro YONEDA*

* 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)

The purpose of this paper is to investigate the dynamic response characteristics of the stress ribbon pedestrian bridges and to propose the simplified method for evaluating the maximum amplitude caused by a walking human. The stress ribbon pedestrian bridges have the vibration modes of closely spaced natural frequencies at the range of human walking pace. It is ascertained from the numerical results that the maximum dynamic response does not almost depend on the presence of these vibration modes when a person is walking on the bridge at the same pace as the natural frequency of the bridge. Numerical examples also illustrated that the evaluation value based on the proposed simplified method was fairly in good agreements with the computed maximum value of the stress ribbon pedestrian bridge.

Key Words : stress ribbon bridge, dynamic response analysis, vibration serviceability

1. まえがき

成人(高校生以上)が一般街路上を普通に歩く場合、歩調が2.0歩/秒で歩行速度が1.4m/sec程度であることが知られている。したがって、歩道橋の固有振動数が歩調域付近にあると共振現象によって振動し、場合によっては利用者に不安感や不快感を与えることになる。このようなことから、立体横断施設技術基準¹⁾や建設省の標準設計²⁾では、たわみ制限に加え、歩道橋のたわみ固有振動数が1.5Hz~2.3Hzに入らないように規定している。しかしながら、立体横断施設技術基準が制定された1979年から、建設省の標準設計が提示された1985年頃においては、斜張橋形式や吊床版橋形式などの人道橋も含め、今日のような長支間化、広幅員化した多様な歩道橋は想定しておらず、対象とした歩道橋によっては上述した振動数の規定を順守できなかったり、たとえ順守できたとしても著しく不経済な設計になってしまうケースも見受けられるようになってきた。このようなことから、最近では、動的応答解析を実施して、歩道橋の使用性を評価する手法も一般化しつつある^{3), 4)}。

ところで、単純桁形式歩道橋の動的応答解析では、基本振動数(鉛直たわみ対称1次振動数)と2次以上の固有振動数が十分に離れていることから、一般には

基本振動のみを考慮している。これに対し、吊形式歩道橋では一般に歩調範囲内に多数の振動モードが比較的接近して存在することから、動的応答解析ではこれらの振動モードをすべて考慮する必要がある。また、実際、梶川ら^{5)~7)}は、数多くの吊形式歩道橋を対象として実橋試験や動的応答解析を実施し、吊形式歩道橋の使用性について有用な知見を報告している。しかしながら、従来の吊形式歩道橋を対象とした動的応答解析は、共振歩行試験結果を補足する目的で実施したケースがほとんどで、歩調範囲内に多数の振動モードが比較的接近して存在することに主眼を置いた解析や検討はほとんどなされていない。また、単純桁形式歩道橋については、田中・加藤⁸⁾によって簡易な使用性評価式が与えられているが、歩行者によって種々の振動モードが誘起される吊床版橋に対しては、未だ実務設計用の使用性評価式が提示されていないのが実状である。

以上のことから、本研究では、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動的応答特性とその使用性評価式について検討することとした。その結果、吊床版橋のように歩調付近に多くの振動モードが比較的接近して存在しても、近接モードは動的応答の最大値にほとんど影響しないことがわかった。また、固有振動解析結

表-1 対象とした吊床版橋（標準部）の構造諸元

支間長	サ グ	曲げ剛性		ねじれ剛性	重 量	重量慣性 モーメント
		面 内	面 外			
63.0 m	1.70 m	143.5 MN・m ² (14,687 tf・m ²)	20.32 GN・m ² (2,072,700 tf・m ²)	118.0 MN・m ² (12,030 tf・m ²)	19.71 kN/m (2.01 tf/m)	17.65 kN・m ² /m (1.80 tf・m ² /m)

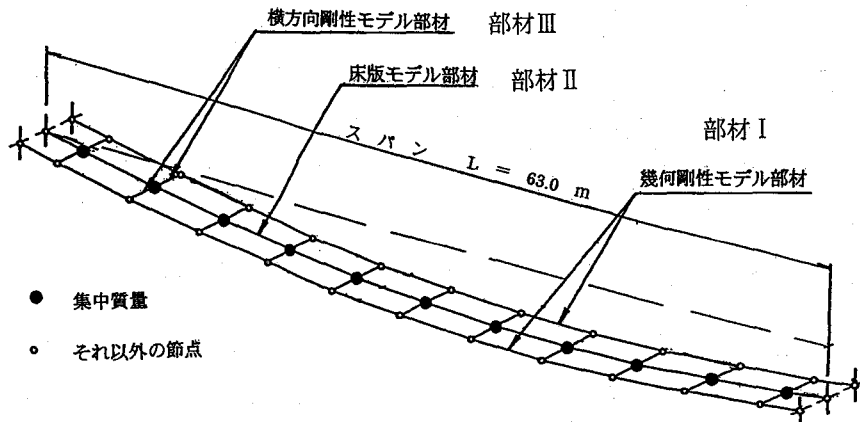


図-1 対象とした吊床版橋モデル

果を利用すれば、比較的簡単にしかも比較的精度良く、吊床版橋のたわみ振動やねじれ振動に対する使用性を評価できる設計式を提示することができた。このように、本文で得られた知見と評価式は、吊床版橋の設計に携わる実務技術者にとって示唆に富んだものと考えられ、ここにその検討結果を報告する。

2. 対象とした吊床版橋と歩行外力

(1) 対象とした吊床版橋

本研究で対象とした橋梁は、表-1の構造諸元を有する吊床版橋⁹⁾である。固有振動解析にあたっては、図-1に示すように、ケーブル緊張力による幾何学的な復元力をケーブル要素の部材Ⅰ（張力は3272kN=333.7tf）で、床版部分の曲げ剛性や伸び剛性を梁要素の部材Ⅱでモデル化した。ここに、部材Ⅰと部材Ⅱの間隔は $b=0.763\text{m}$ であるが、これは多数のケーブルを2本の部材Ⅰに置換した場合の等価間隔に相当する。なお、部材Ⅲは、部材Ⅰと部材Ⅱを結ぶダミー部材である。

対象とした吊床版橋の固有振動解析結果を図-2に示す。また、文献9)より引用した、固有振動数（実測値と計算値）と対数減衰率の実測値を表-2にまとめて示す。なお、本吊床版橋では、図-3に示すような、水平（橋軸直角）成分の連成方向が相異なる2つのねじれ対称1次モードが4次と6次に認められた。それ

ゆえ、本文では、必要に応じ、4次（ねじれ対称1次振動が卓越し、それにもなつて水平成分が連成するモード）をねじれ対称1次(1)、6次（水平振動が卓越し、それにもなつてねじれ対称1次成分が連成するモード）をねじれ対称1次(2)と記すこととした。

(2) 歩行外力

歩行者の体重（質量）は吊床版橋の質量に比べて非常に小さいことから、歩行者の体重で吊床版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。

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、かつ、設計にとって安全側の結果を与える梶川の方法（正負の周期的な歩行外力を考慮する方法）¹⁰⁾を採用するものとした。すなわち、歩行外力の最大値 F_0 は歩行者の体重 W に衝撃力比と呼ばれる係数 α を乗ず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、 ω は歩調に対応する円振動数で、歩調によって衝撃力比 α と歩行速度 v は図-4に示すように変化することが知られている¹⁰⁾。

なお、歩行衝撃力のモデル化として、余弦波における負の部分の荷重を除外する小幡・林川らの方法⁴⁾も知られている。しかしながら、小幡・林川らの方法を

表-2 対象とした吊床版橋の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		
1	1.22	1.25	0.030	たわみ逆対称 1 次
2	1.50	1.56	0.047	たわみ対称 1 次
3	2.17	2.24	0.041	たわみ対称 2 次
4	2.54	2.46	0.042	ねじれ対称 1 次(1)
5	3.08	3.03	0.042	たわみ逆対称 2 次
6	3.31	3.45	0.052	ねじれ対称 1 次(2)



$f_1=1.25\text{Hz}$

(1) 1 次モード



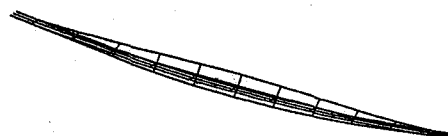
$f_2=1.56\text{Hz}$

(2) 2 次モード



$f_3=2.24\text{Hz}$

(3) 3 次モード



$f_4=2.46\text{Hz}$

(4) 4 次モード



$f_5=3.03\text{Hz}$

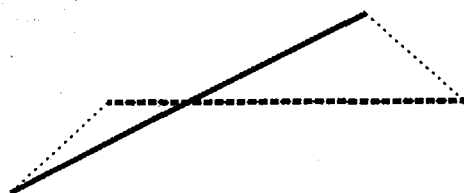
(5) 5 次モード



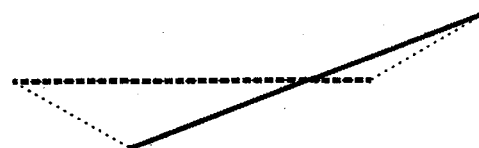
$f_6=3.45\text{Hz}$

(6) 6 次モード

図-2 対象とした吊床版橋の固有振動解析結果



(a) ねじれ対称 1 次モード(1)
4 次



(b) ねじれ対称 1 次モード(2)
6 次

図-3 2つのねじれ対称 1 次モード

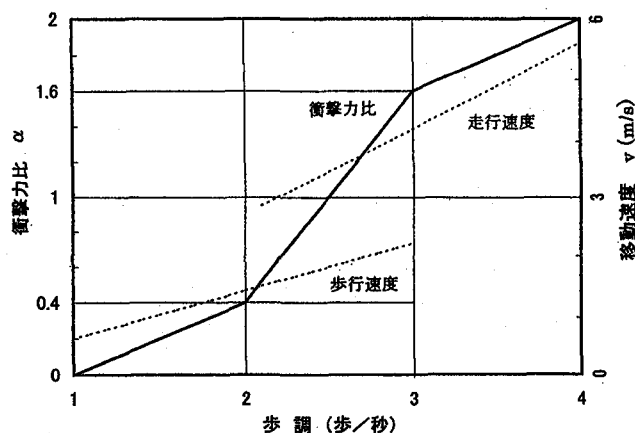


図-4 衝撃力比と移動速度

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となる¹¹⁾。すなわち、歩行衝撃力のモデル化は実測値との対比、言い換えれば、加振効率を議論する場合に重要となるが、本研究のように、歩行者による吊床版橋の動的応答特性や使用性評価式を検討する場合、歩行外力モデルの差異は、得られた知見に本質的な影響を及ぼすものでないことを強く述べておく。

3. 動的応答解析の手法

本研究では吊床版橋を対象とすることから、以下に示すような数値積分する手法を適用して歩行者による動的応答を算出することとした。

モーダルアナリシスを適用すれば、歩道橋の各節点におけるたわみは次のように展開できる。

$$\{y\} = \sum_n \{\phi\}_n q_n = [\Phi] \{q\} \quad (2)$$

ここに、 $\{\phi\}_n$ は第 n 次の固有振動モードを表すベクトル、 $[\Phi]$ はモーダルマトリックス、 $\{q\}$ は一般化座標 q_n を成分とするベクトルである。ところで、 $[I]$ を単位マトリックスとし、モーダルマトリックス $[\Phi]$ を

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] = [I] \quad (3)$$

となるように正規化しておけば、歩道橋の運動方程式

$$[M] \{\ddot{y}\} + [C] \{\dot{y}\} + [K] \{y\} = \{F\} \quad (4)$$

は、次のように変形される。

$$\{\ddot{q}\} + 2[h][\omega]\{\dot{q}\} + [\omega^2]\{q\} = [\Phi]^T \{F\} \quad (5)$$

ここに、 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ は、それぞれ歩道橋の質量、減衰、剛性を表すマトリックス、 $\{y\}$ は節点変位を表

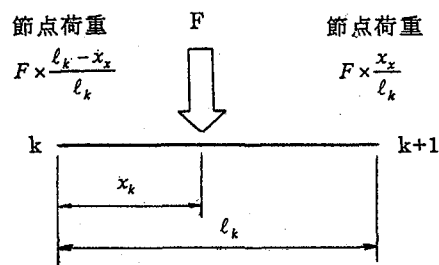


図-5 節点荷重への変換

すベクトル、 $\{F\}$ は歩行外力ベクトルである。また、 $[h]$ 、 $[\omega]$ 、 $[\omega^2]$ は、 h_n と ω_n を第 n 次固有振動モードの構造減衰定数および固有円振動数とすると、それぞれ h_n 、 ω_n 、 ω_n^2 を対角要素とするマトリックスである。

ところで、マトリックス解析では、節点 k と節点 $k+1$ の途中に歩行者がいると、図-5に示すように節点荷重に変換しなければならない。それゆえ、

$$\varphi_k = \frac{l_k - x_k}{l_k} \quad (6)$$

$$\varphi_{k+1} = \frac{x_k}{l_k} \quad (7)$$

として、

$$\{\varphi(t)\} = \{0; 0; \dots; \varphi_k; \varphi_{k+1}; 0; \dots; 0\} \quad (8)$$

とすれば、歩行者外力ベクトル $\{F\}$ は、

$$\{F\} = \{F_0 \cos \omega t\} \{\varphi(t)\} \quad (9)$$

となる。ただし、時間の経過とともに歩行者は移動するので $\{\varphi(t)\}$ は時間の関数となる。したがって、式(5)は次のようになる。

$$\begin{aligned} \{\ddot{q}\} + 2[h][\omega]\{\dot{q}\} + [\omega^2]\{q\} \\ = [\Phi]^T \{F_0 \cos \omega t\} \{\varphi(t)\} \end{aligned} \quad (10)$$

以上より、式(10)で与えられる方程式を、たとえば $q=0$ 、 $\dot{q}=0$ の初期条件（歩行者が進入する前に、歩道橋が静止している状態）で、Newmarkの β 法などの手法を用いて数値積分すれば、歩行者による吊床版橋の動的応答を求めることができる。

4. 動的応答解析結果と考察

(1) 解析条件

対象とした本吊床版橋では、表-2からわかるように基本振動がたわみ逆対称1次で、その固有振動数は

1.25Hz（解析値）となっている。しかしながら、歩行者は 1.25 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、本章では対象とする歩調範囲を 1.48 歩/秒～2.58 歩/秒（2 次～4 次振動を誘起する歩調範囲）に設定して動的応答解析を実施するものとした。ただし、動的応答解析にあたっては、1 次から 6 次までの固有振動モードを考慮し、構造減衰については振動試験で実測された値を使用することとした。また、歩行者は、実橋の歩行試験時と同じく、体重を 755N（=77 kgf）に設定し、さらに、たわみ振動とねじれ振動が近接した影響を考慮できるよう、特に断りのない限り、歩行者は吊床版橋の端部（部材 I）上を歩行するものとした。なお、歩行外力として従来から種々のモデルが提案されているが、本研究では 2 章で述べたように最も一般的な梶川の歩行外力モデルを採用するものとした。したがって、動的応答解析における歩行外力は余弦波の正負を考慮し、歩行速度 v と衝撃力比 α も、図-4 を参照して、たとえば、1.48 歩/秒では $v = 0.984\text{m/s}$ と $\alpha = 0.192$ を、また、2.58 歩/秒では $v = 1.864\text{m/s}$ と $\alpha = 1.096$ をそれぞれ採用することになる。

(2) 歩調と速度応答の関係

動的応答解析で得られた、歩調と中央点（L/2 点）での速度応答の関係を図-6 に示す。図-6 からわかるように、歩行者による速度応答には、1.56 歩/秒と 2.46 歩/秒付近に鋭い明確なピークが現れているが、これらの応答特性は従来の単純桁形式歩道橋の結果ときわめて類似している。これは、図-7 と図-8 に示した 1.56 歩/秒と 2.46 歩/秒で歩行した場合の速度応答波形からわかるように、歩行者によって 2 次のたわみ対称 1 次振動と 4 次のねじれ対称 1 次振動(1)がそれぞれ誘起されていることを考えれば容易に理解できる。なお、1.56 歩/秒と 2.46 歩/秒の共振歩調で速度応答に明確な鋭いピークが現れていることから、単純桁形式歩道橋の場合と同じく、歩調が共振歩調から若干でも相違すれば、速度応答の最大値も大きく低下するものと考えられる。すなわち、たわみ振動やねじれ振動に係わらず、誘起される振動が単純桁形式歩道橋と同じ対称 1 次モードであれば、歩行者による動的応答は歩調変化に対してきわめて敏感であると予想されることを付記しておく。

一方、3 次振動（たわみ対称 2 次振動）の共振歩調である 2.24 歩/秒付近の歩調域でも、図-6 からわかるように、速度応答は明らかに大きくなっているが、2.20 歩/秒～2.30 歩/秒付近では頂部の欠けたピーク性状を呈し、速度応答も 3 次振動（たわみ対称 2 次振動）の共振歩調（2.24 歩/秒）と若干異なる 2.30 歩/秒付近で若干であるが最も大きな値を示す結果と

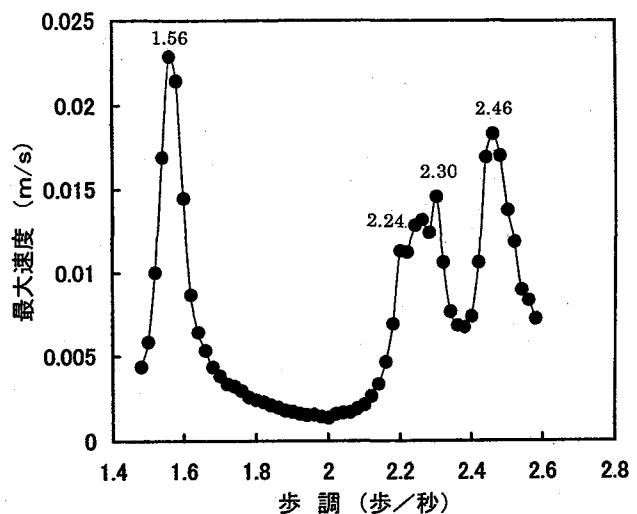


図-6 歩調と速度応答の関係
(着目点；中央点，歩行レーン；部材 I)

なっている。それゆえ、共振歩行試験を実施した場合、歩調が共振歩調と 2%～3% 程度相違しても、単純桁形式歩道橋の場合と異なり、速度応答の最大値も著しく低下しない可能性があるかと推察される。

(3) うなり波形に対する考察

上述したように、2.20 歩/秒～2.30 歩/秒付近では頂部の欠けたピーク性状を呈したが、これは単純桁形式歩道橋で得られた応答特性と大きく相違していることから、以下で詳細な検討を実施する。

まず、2.24 歩/秒と 2.30 歩/秒で歩行した場合の速度応答波形をそれぞれ図-9、図-10 に示す。これらの図から、2.24 歩/秒と 2.30 歩/秒で歩行した場合には、いずれもうなり性状の波形を呈していることがわかる。一般に、うなりは 2 つの振動モードが同時に誘起された場合に生じることから、図-9 と図-10 のうなり波形では 3 次のたわみ対称 2 次と 4 次のねじれ対称 1 次(1)がそれぞれ誘起されている可能性がある。このことを検討するため、2.24 歩/秒と 2.30 歩/秒の歩調で、中央部（部材 II）上をそれぞれ歩行した場合について、新たに動的応答解析を実施した。結果は省略するが、4 次のねじれ対称 1 次(1)振動が誘起されないよう、中央部上を歩行させたにも係わらず、この場合、応答波形には依然としてうなりが存在し、かつ、速度応答の最大値も端部（部材 I）を歩行した場合とほぼ等しい結果となっていた。そこで、図-9、図-10 に示した応答波形を FFT でスペクトル解析することとした。その結果を図-11、図-12 に示す。

図-11 から、2.24 歩/秒で歩行した場合、3 次（たわみ対称 2 次）の固有振動数とほぼ等しい 2.22Hz

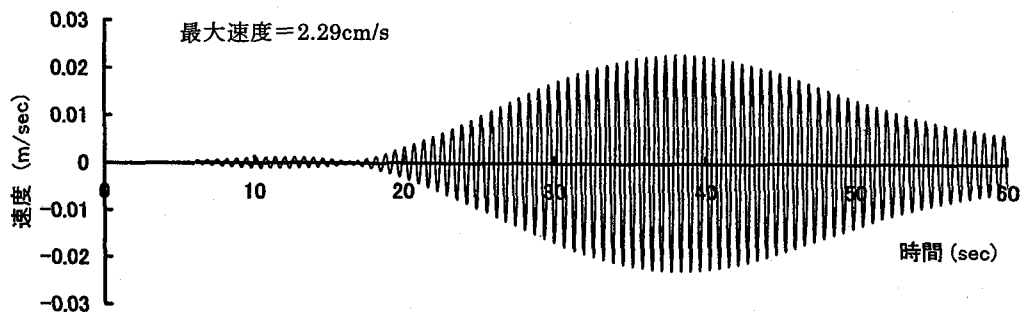


図-7 1.56 歩/秒で歩行した場合の速度応答波形
(着目点；中央点，歩行レーン；部材 I)

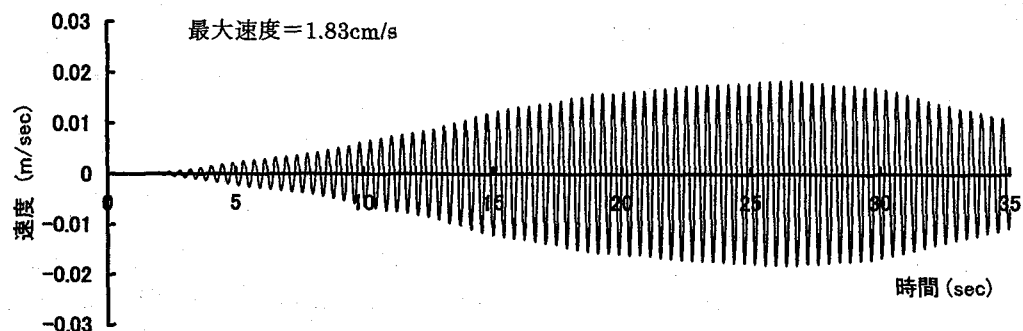


図-8 2.46 歩/秒で歩行した場合の速度応答波形
(着目点；中央点，歩行レーン；部材 I)

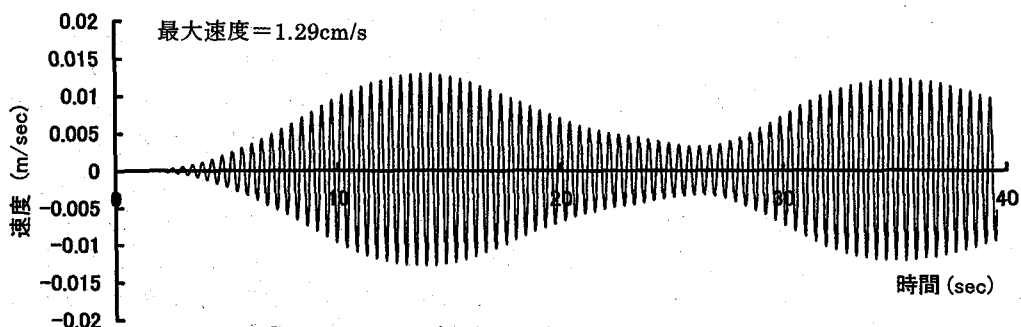


図-9 2.24 歩/秒で歩行した場合の速度応答波形
(着目点；中央点，歩行レーン；部材 I)

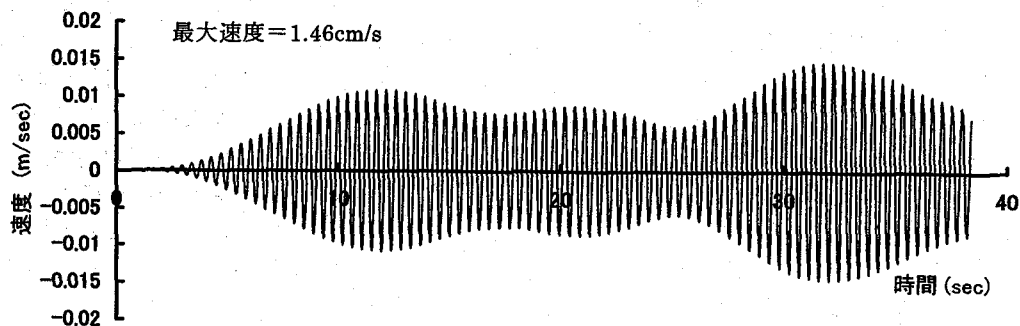


図-10 2.30 歩/秒で歩行した場合の速度応答波形
(着目点；中央点，歩行レーン；部材 I)

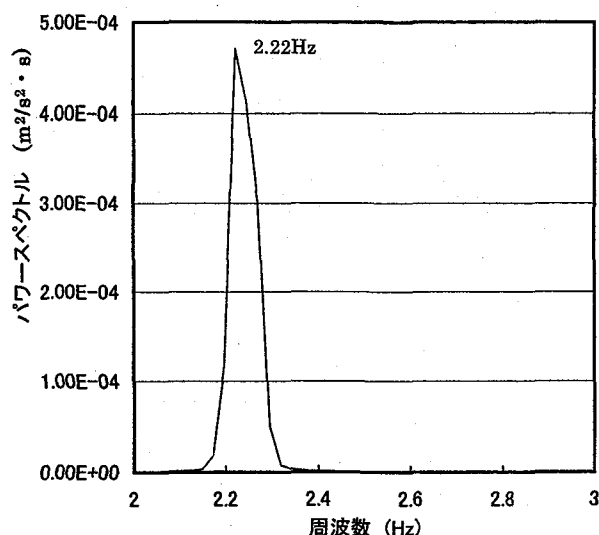


図-1-1 スペクトル解析結果
(2.24 歩/秒で部材 I 上を歩行した場合)

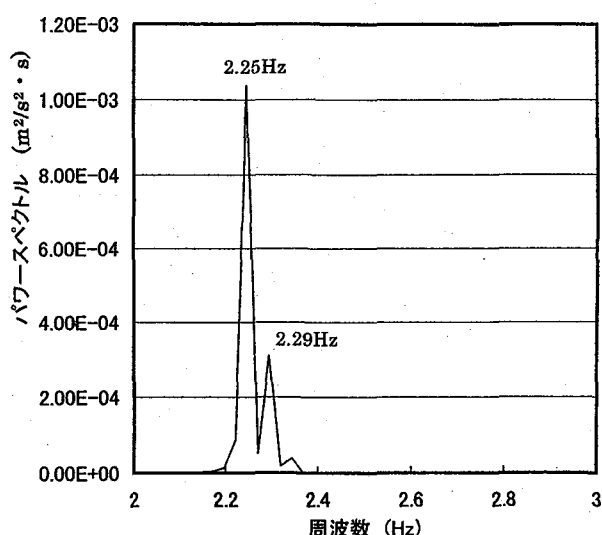


図-1-2 スペクトル解析結果
(2.30 歩/秒で部材 I 上を歩行した場合)

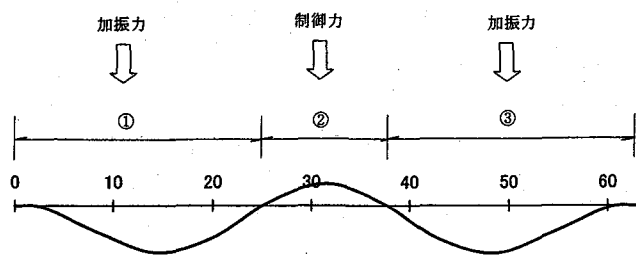


図-1-3 たわみ対称 2 次モードと歩行外力の関係

成分のみが卓越していることがわかる。それゆえ、2.24 歩/秒で歩行した場合に認められたうなりは、2つの振動モードに起因したものでないと断言できる。なお、2.24 歩/秒で歩行した場合に認められたうなり波形は、以下のように考えれば理解できる。すなわち、誘起される振動が 3 次（たわみ対称 2 次）のみであっても、完全共振歩行であることから、この場合には、図-1-3 からわかるように、①と③の部分歩行する場合には加振力として作用するのに対し、②の部分歩行する場合にはモード振幅の符号が異なるため制御力として作用する。言い換えれば、加振力（①の部分）→制御力（②の部分）→加振力（③の部分）と歩行外力が変化するため、見かけ上、うなり状の応答波形を呈したものとと言える。

これに対し、2.30 歩/秒で歩行した場合、図-1-2 からわかるように、2.25Hz と 2.29Hz 成分が卓越している。前者の 2.25Hz 成分は 3 次（たわみ対称 2 次）の固有振動数に、後者の 2.29Hz 成分は歩調の周波数成分に、ほぼ対応している。すなわち、図-1-0 に示したうなり波形はこの両者によって引き起こされたも

ので、4 次のねじれ対称 1 次(1)との連成は認められないことがわかる。この知見から、逆に、吊床版橋のように歩調付近に多くの振動モードが比較的接近して存在しても、それぞれ単独の振動モードについて共振歩調時における動的応答量を算出できれば、歩行者による吊床版橋の使用性を十分に検討できると考えられる。実際、図-1-4 は歩調が 2.30 歩/秒で 3 次モード（たわみ対称 2 次モード）のみを考慮した場合（1 次、2 次、4 次～6 次の構造対数減衰率を $\delta=6.283$ に設定した場合）の速度応答波形であるが、1 次～6 次までの振動モードを考慮した図-1-0 と比較すればわかるように、両者の時系列波形は最大値も含め、非常に良く一致したことを付記しておく。

5. 吊床版橋の設計用使用性評価式

前章の検討で、吊床版橋のように歩調付近に多くの振動モードが比較的接近して存在しても、それぞれ単独の振動モードについて共振歩調時における動的応答量を算出できれば、歩行者による吊床版橋の使用性を十分に検討できることがわかった。そこで、本章では、この知見をもとに、吊床版橋にも適用できる設計用使用性評価式を提示することとする。ただし、本評価式は梶川の歩行外力を用いた場合の結果であり、小幡・林川らの歩行外力を採用した場合には、本章で述べる評価式の推定結果に 0.5 を乗じれば対応できることをはじめに述べておく。これは、小幡・林川らの歩行外力を用いた動的応答解析結果は、梶川の歩行外力を用いた結果の約半分の大きさになるとの知見¹¹⁾に基づくものである。

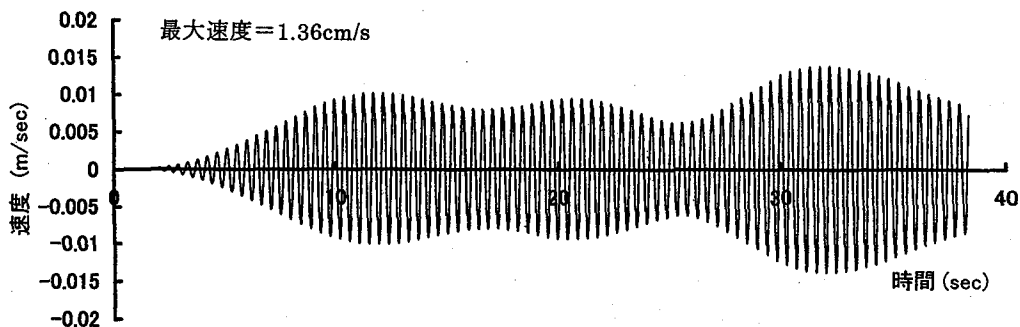


図-14 2.30 歩/秒で歩行した場合の速度応答波形

(たわみ対称 2 次のみを考慮, 着目点; 中央点, 歩行レーン; 部材 II)

(1) たわみ振動に対する簡易推定法

田中・加藤⁸⁾は,

- ①対象とする歩道橋は単純桁形式に限定する.
- ②鉛直たわみの 1 次振動のみに着目する ($n=1$)
- ③着目点は支間中央に限定する ($x = \ell/2$)
- ④歩行者は歩道橋の 1 次固有周期に合わせて歩行する ($\omega = \omega_1$).

という条件のもとで, 歩行者による最大応答変位 $y_{\max}$ を求める, 設計上の簡易式を提案している. この手法は歩行者による最大応答変位をきわめて簡単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. しかしながら, 田中・加藤の方法では, たとえ, たわみ振動であってもそのままでは吊床版橋の使用性を検討できない. また, この方法では, 推定精度が歩道橋の構造対数減衰率 δ_1 に依存し, たとえ $\delta_1 = 0.05$ であっても設計にとって危険側の結果 (最大で 12% 程度) を与える場合がある¹²⁾.

ところで, 著者は, $\omega \neq \omega_1$ の非共振歩行時にも適用でき, かつ, 構造対数減衰率が $\delta_1 = 0.05$ 以下でも十分な精度を有する, 単純桁形式歩道橋の簡易評価式を提案している¹²⁾. 著者の提案する単純桁歩道橋の評価式は, 歩行者による動的変位と静的変位の比の形で与えているが, 吊床版橋では高次モード形状まで対象とした静的変位を求めるのは容易でない. そこで, ここでは, 静的変位を用いないで, 歩行者によって誘起される鉛直たわみ i 次振動の動的変位の最大変位 $y_{i,\max}$ を推定できる形に変形して提示することとした. すなわち,

$$y_{i,\max} = \frac{1}{M_{vi} \sqrt{(\omega_i^2 - \Omega_m^2)^2 + 4h_i^2 \omega_i^2 \Omega_m^2}} \times F_0 \times f(x_p) \quad (11)$$

ここに, F_0 は歩行外力の最大値, ω_i は i 次の固有円振動数, h_i は i 次モードの減衰定数である. また, Ω_m は, ω を共振歩調に対応する円振動数, v を共振歩調時の歩行速度, ℓ_{eq} を代表長とすれば,

$$\Omega_m = \frac{\pi v}{\ell_{eq}} - \omega \quad (12)$$

と表示される. ただし, ℓ_{eq} は単純桁歩道橋では ℓ/i (ℓ は支間長) で与えられるのに対し, 吊床版橋では, 固有振動解析によって図-15 に示すような振動モードが得られた場合, 最大の半波長を与える長さを用いるものとする.

式(11)中の $f(x_p)$ は補正係数で, 共振歩行時を対象とした場合に限定すれば, 文献 12) に提示した式の係数 a , b , c (非共振歩行時の応答特性を表すための係数) はそれぞれ $a=b=c=0$ となり, 最終的に

$$f(x_p) = d \quad (13)$$

で表示できる. ここに, x_p は, 歩行者が単純桁歩道橋上を共振・非共振歩行する場合の応答変位を推定する際に導入した無次元パラメーターで, 共振歩行時には $x_p = 0$ となる. なお, 係数 d (共振歩行時の応答特性を表すための係数) は, 厳密には吊床版橋を対象として動的応答解析を実施した後, 式(11)において $f(x_p) = 1.0$ とした推定結果との比較から決定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 (吊床版橋などの歩道橋形式では, 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) など加味し, 本研究では吊床版橋に対しても, 単純桁歩道橋を対象として算出した値を使用するものとした. すなわち, 本章で提示する評価式は, 単純桁歩道橋の 1 次振動に対する使用性についても適用できるものである.

具体的には, 表-3 に示した 5 つの単純桁歩道橋について歩行者による動的応答解析を行い, 係数 d を決

表-3 単純桁歩道橋の構造諸元

名 称	支間長 ℓ	重 量 w	断面 2 次モーメント I	固有振動数 f_1	$\omega_1 \times \ell / v_r$
Bridge-100	12.40 m	2.452 kN/m (0.250 tf/m)	0.001 m ⁴	9.273 Hz	100
Bridge-200	23.07 m	2.452 kN/m (0.250 tf/m)	0.001 m ⁴	2.679 Hz	200
Bridge-350	39.22 m	9.708 kN/m (0.990 tf/m)	0.020 m ⁴	2.083 Hz	350
Bridge-500	53.55 m	9.806 kN/m (1.000 tf/m)	0.040 m ⁴	1.572 Hz	500
Bridge-800	72.30 m	9.806 kN/m (1.000 tf/m)	0.040 m ⁴	0.863 Hz	800

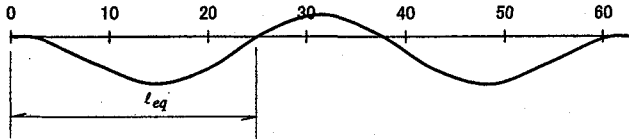


図-15 等価長さ ℓ_{eq} の定義

定した。ただし、 $\omega_1 \times \ell / v$ が歩行者が歩道橋を渡り終えるまでに加振する回数であることを考え、ここでは無次元パラメータとして

$$x_{np} = \frac{\omega_1 \times \ell}{10v} \times \delta \quad (14)$$

を採用するものとした。ここに、 δ は構造対数減衰率である。無次元パラメータ x_{np} と係数 d の関係を図-16に示す。この図から、係数 d は、次式を用いて算定すれば良いことがわかる。

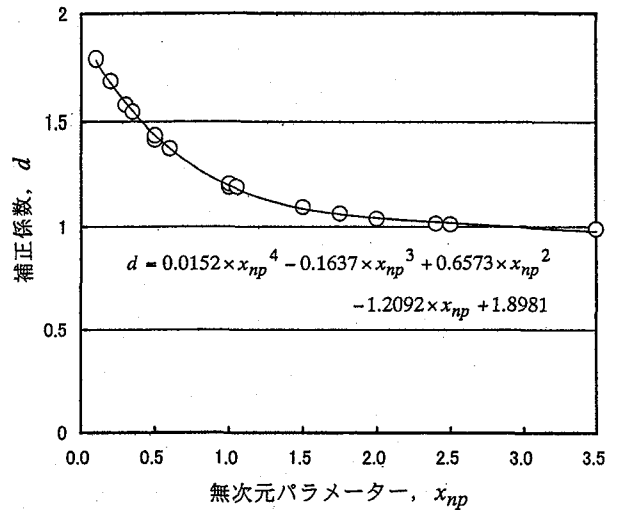
$$d = 0.0152 \times x_{np}^4 - 0.1637 \times x_{np}^3 + 0.6573 \times x_{np}^2 - 1.2092 \times x_{np} + 1.8981 \quad (15)$$

この式の適用範囲は $0.1 \leq x_{np} \leq 3.5$ 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。

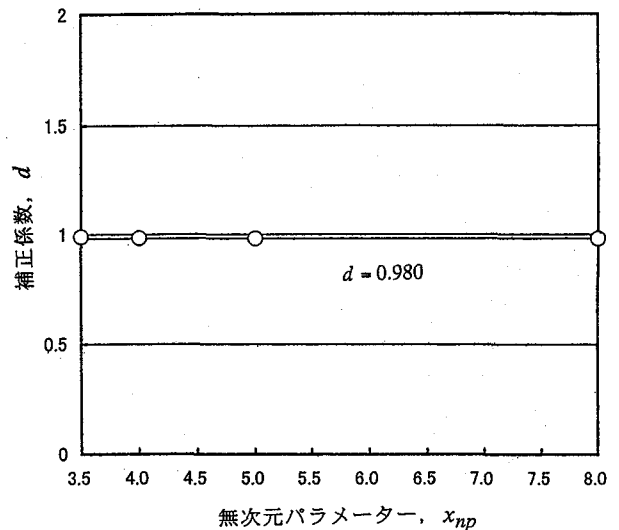
一方、式(11)において、 M_{vi} は吊床版橋の鉛直たわみ i 次振動に関与する全質量である。単純桁歩道橋では基本振動（鉛直たわみ対称 1 次振動）のみを対象とすれば良く、単位長さ当たりの重量を w 、支間長を ℓ とすれば、 $M_{v1} = w\ell/2$ で与えられた。これに対し、吊床版橋では高次振動モードについても使用性を評価する必要があることから、固有振動解析で得られた i 次の鉛直たわみ振動モード（最大値は 1.0）を $\phi_{v,i}$ とすれば、次式で評価する必要がある。

$$M_{vi} = \int_0^\ell (w/g) \times \phi_{v,i}^2 dx \quad (16)$$

以上より、歩行者が吊床版橋の任意の鉛直たわみ i 次振動と共振歩行する場合、その動的最大変位 $y_{i,max}$ （高次振動であれば、その最大の腹の位置における値）は



(1) $0.1 \leq x_{np} \leq 3.5$



(2) $3.5 \leq x_{np} \leq 8.0$

図-16 補正係数 d と無次元パラメータ x_{np} の関係

$$y_{i,\max} = \frac{1}{M_{vi}} \frac{F_0}{\sqrt{(\omega_i^2 - \Omega_m^2)^2 + 4h_i^2 \omega_i^2 \Omega_m^2}} \times d \quad (17)$$

で求められ、最大速度応答は $\dot{y}_{i,\max}$ は

$$\dot{y}_{i,\max} = \omega_i \times y_{i,\max} \quad (18)$$

で算出できる。

(2) ねじれ振動に対する簡易推定法

まず、問題を簡単にするため、歩行者によって誘起されるねじれ振動には水平振動が連成しないものと仮定する。この場合、歩行者による最大動的変位を求める式は、たわみ振動に対する推定式から推察されるように、以下のように表示される。

$$y_{i,\max} = \frac{1}{I_{\alpha i}} \frac{F_0 \times r \times r'}{\sqrt{(\omega_i^2 - \Omega_m^2)^2 + 4h_i^2 \omega_i^2 \Omega_m^2}} \times d \quad (19)$$

ここに、 $I_{\alpha i}$ は i 次モードに対応する橋梁の全極慣性モーメント、 r は橋面の中央部から測った歩行位置、 r' は応答変位を求める中央部からの位置である。

しかしながら、吊床版橋を対象とした場合、ねじれ対称 1 次モードで振動する場合には水平振動が必ず連成することから、簡易式の検討にあたっては連成の影響を考慮する必要がある。すなわち、吊床版橋が歩行者によってねじれ振動する場合の最大応答変位は、歩行位置での応答を求めるため $r=r'$ と仮定すれば、水平振動にともなう質量効果を加味した次式を適用する必要がある。

$$y_{i,\max} = \frac{1}{(I_{\alpha i}/r^2 + M_{hi})} \frac{F_0}{\sqrt{(\omega_i^2 - \Omega_m^2)^2 + 4h_i^2 \omega_i^2 \Omega_m^2}} \times d \quad (20)$$

ここに、 i 次モードに対応する一般化極慣性モーメント $I_{\alpha i}$ は、単位長さ当たりの極慣性モーメントを I_{θ} 、歩行位置での鉛直モード成分の最大値が 1.0 となるように調整した鉛直モード成分を $\phi_{v,i}$ (歩行位置での値) とすれば、

$$I_{\alpha i}/r^2 = \int_0^l (I_{\theta}/r^2) \times \phi_{v,i}^2 dx \quad (21)$$

で計算される。また、 M_{hi} は i 次モードに対応する水平振動成分の一般化質量で、歩行位置での鉛直モード成分の最大値が 1.0 となるように調整した水平モード成分を $\phi_{h,i}$ とすれば、

$$M_{hi} = \int_0^l (w/g) \times \phi_{h,i}^2 dx \quad (22)$$

で与えられる。

(3) 本吊床版橋に対する適用

前節で示した簡易推定式を本研究で対象とした吊床版橋に適用し、その妥当性を検証することとした。対

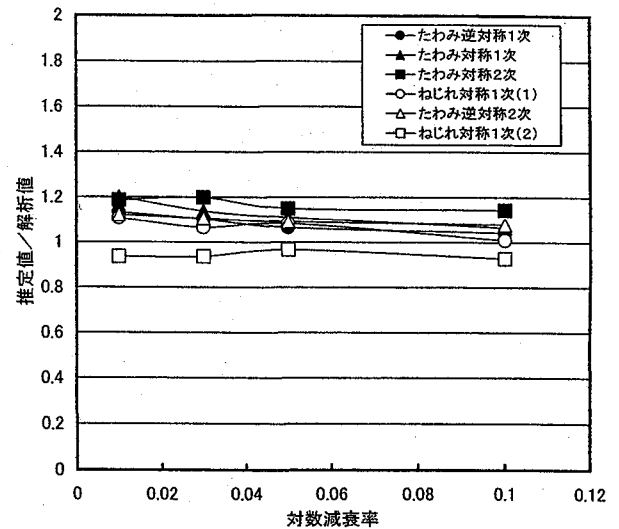


図-17 解析値と推定値の比較
(部材 I と部材 II の間隔 ; $b=0.763\text{m}$)

象とした吊床版橋は、2 章で示したように、部材 I と部材 II の間隔が $b=0.763\text{m}$ となっている。そこで、体重 755N ($=77\text{kgf}$) の歩行者が橋面の中央部から $r=0.763\text{m}$ 離れた位置を、1 次 (1.25Hz) ~ 6 次 (3.45Hz) までのそれぞれの固有振動数に対応する共振歩調で歩行する場合 (小数点以下 2 桁目までの固有振動数と一致する歩調で歩行者が移動する場合) について、簡易式による推定結果と動的応答解析結果を対比することとした。なお、歩行者は 1.25 歩/秒 (1 次振動の共振歩調) のような非常にゆっくりした歩調では歩行できないが、ここでは簡易式の妥当性を検証するため、1 次振動モードも検討の対象とした。また、5 次振動モード (3.03Hz) や 6 次振動モード (3.45Hz) では、歩行状態よりも走行状態に対応することになるが、ここでは同様の理由から、3.03 歩/秒や 3.45 歩/秒の歩行状態 (歩行速度は図-4 の歩行速度直線を外挿して求めた値を使用) を仮定するものとした。さらに、推定精度は、推定結果と解析結果の比率として整理することも加味し、すべてのケースについて衝撃力比を $\alpha=1$ と仮定した。

簡易式による推定結果と動的応答解析による結果を比較して図-17 に示す。ただし、動的応答解析は 1 次~6 次までの固有振動モードを使用し、いずれの振動モードに対応する共振歩行状態であってもすべての振動モードで同一の構造対数減衰率 ($\delta_i = 0.01, 0.03, 0.05, 0.10$ の 4 ケース) を用いている。図-17 からわかるように、6 次のねじれ対称 1 次(2)では推定精度が最大で 5% 程度となっているが、その他の振動モードについては構造減衰が $\delta_i = 0.01 \sim 0.10$ の範囲内で +1% ~ +20% 程度の推定精度となっており、本簡易式は動的応答解析結果と概ね一致とも言える。なお、

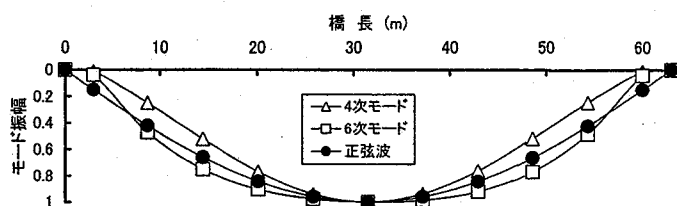


図-18 ねじれモード成分の差異

本簡易式では、6 次のねじれ対称 1 次(2)を除き、設計にとって安全側の結果を与えているが、この要因として、単純桁歩道橋と異なり複雑な高次振動モードまでを対象としていること、補正係数 d として単純桁橋から算出した安全側の値を採用したことなどが考えられる。これに対し、6 次のねじれ対称 1 次(2)で推定値が解析値よりも若干小さくなっているのは、図-18 からわかるように、6 次のモード振幅が簡易式で仮定した正弦波よりも大きくなっていること、部材 I と部材 II の間隔が $b=0.763\text{m}$ 程度であれば M_{hi} の寄与（水平振動成分に起因した質量効果）が相対的に大きく、ねじれ応答そのものが非常に小さな値しか示さなかったことなどが要因として考えられる。

ところで、吊床版橋のねじれ振動特性は橋幅によっても変化する。そこで、補足的に、部材 I と部材 II の間隔を $b=1.20\text{m}$ に変更し、体重 755N ($=77\text{kgf}$) の歩行者が橋面の中央部から $r=1.20\text{m}$ 離れた位置を歩行する場合についても、簡易式による推定結果と動的応答解析結果を対比することとした。4 次のねじれ対称 1 次(1)と 6 次のねじれ対称 1 次(2)の、それぞれの共振歩調状態に対する結果を対比して図-19 に示す。ただし、部材 I と部材 II の間隔を 0.763m から 1.20m に変更することによって、4 次のねじれ対称 1 次(1)振動数は 2.46Hz から 2.52Hz に、6 次のねじれ対称 1 次(2)振動数は 3.45Hz から 3.54Hz に、それぞれ増加したことから、解析では新たにそれぞれの共振歩調に対応する歩行速度を用いるものとした。図-19 から、部材 I と部材 II の間隔を 1.20m に変更した場合、4 次のねじれ対称 1 次(1)と 6 次のねじれ対称 1 次(2)に対する推定精度は概ね等しく、 $+2\%$ ($\delta_i = 0.10$) $\sim +18\%$ ($\delta_i = 0.01$) の範囲にあることがわかる。なお、6 次のねじれ対称 1 次(2)に着目した場合、 $b=0.763\text{m}$ (部材 I と部材 II の間隔) ではすべて負であった推定精度（最大で -5% 程度）が $b=1.20\text{m}$ に変更することによって正の推定精度を有するようになったのは、モード形状の微妙な変化や M_{hi} の寄与が低下したことに加え、 b の増加にともなうねじれ応答の加振力が増大

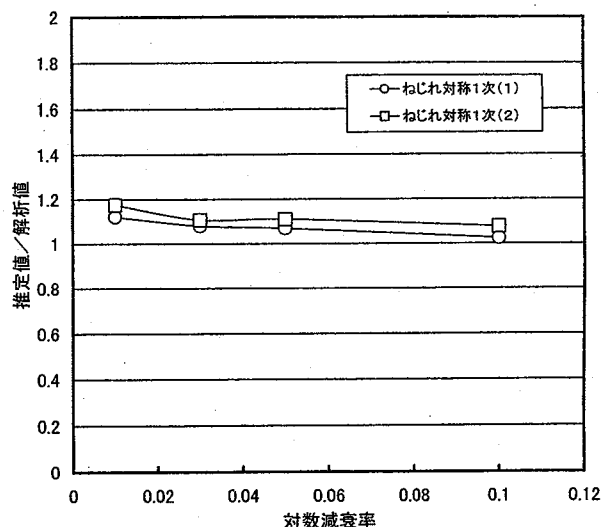


図-19 解析値と推定値の比較
(部材 I と部材 II の間隔； $b=1.2\text{m}$)

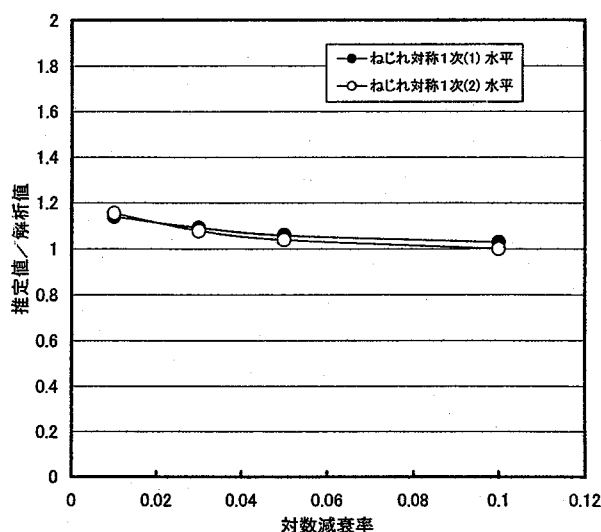


図-20 ねじれ振動時における水平連成成分の推定誤差 (部材 I と部材 II の間隔； $b=1.2\text{m}$)

したためと考えられる。一方、図-20 は、ねじれ振動にともなう水平振動成分について対比した結果であるが、この図から、ねじれにともなう水平変位（水平モード成分／鉛直モード成分の比率に鉛直変位を乗じて算定）も同程度の精度で推定できることがわかる。

以上より、本文で提案した吊床版橋の使用性評価式は概ね妥当で、初期の実務設計においても十分に適用できるものと言える。なお、本推定式を適用するにあたっては固有振動解析結果が必要となるが、これは汎用プログラムを使用すれば比較的容易に得られる。また、一般化質量や一般化極慣性モーメントの計算も、表計算ソフトを利用すれば、比較的容易に実施できることを付記しておく。

6. まとめ

本論文は、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使用性評価式について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) 歩行者が 1.56 歩/秒 (2 次振動の共振歩調) と 2.46 歩/秒 (4 次振動の共振歩調) で歩行した場合、それぞれの応答波形では 2 次のたわみ対称 1 次振動成分、4 次のねじれ対称 1 次振動成分が卓越する。また、1.56 歩/秒と 2.46 歩/秒の共振歩調で速度応答に鋭いピークがそれぞれ現れたことから、単純桁形式歩道橋の場合と同じく、歩調が共振歩調から若干でも相違すれば、速度応答の最大値も大きく低下するものと推察された。この知見は、たわみ振動やねじれ振動に係わらず、誘起される振動が対称 1 次モードであれば適用できると考えられる。

(2) 3 次振動 (たわみ対称 2 次振動) の共振歩調に対応する 2.24 歩/秒付近の歩調域では、頂部のピークが欠けた応答特性 (歩調と応答の関係) を呈し、速度応答も 3 次振動の共振歩調と異なる 2.30 歩/秒付近で若干であるが最も大きな値を示す結果となった。それゆえ、共振歩行試験を実施した場合、歩調が共振歩調と 2%~3% 程度相違しても、単純桁形式歩道橋の場合と異なり、速度応答の最大値も著しく低下しない可能性があるものと推察される。

(3) 2.24 歩/秒と 2.30 歩/秒で歩行した場合の速度応答波形は、いずれもうなり波形を呈した。2.24 歩/秒で歩行した場合のうなり波形は、3 次振動 (たわみ対称 2 次振動) のモード性状に起因して歩行外力が時間的に変化したことに起因するものである。また、2.30 歩/秒で歩行した場合のうなり波形は、3 次 (たわみ対称 2 次) 成分と歩調の周波数成分に起因するもので、いずれのうなり波形においても、4 次のねじれ対称 1 次モードとの連成は認められなかった。

(4) 吊床版橋のように歩調付近に多くの振動モードが比較的接近して存在しても、動的応答に及ぼす近接モードの影響は無視できる。それゆえ、それぞれ単独の振動モードについて共振歩調時における動的応答量を算出できれば、歩行者による吊床版橋の使用性を十分に検討できると考えられる。

(5) 吊床版橋の使用性を評価できる簡易推定式を提案した。本提案式は、高次モードのたわみ振動やねじれ振動にも適用でき、推定誤差は、たわみ振動で +1%~+20% 程度、ねじれ振動で -5%~+18% 程度であった。

本研究は特定の吊床版橋に限定した検討であるが、歩調範囲内に多数の振動モードが存在する吊形式歩道橋の使用性を検討する上できわめて有用な情報を与えていると思われる。本論文が、吊床版橋の設計に携わる実務技術者にとって示唆に富んだ有益な技術資料に

なることを心から願う次第である。なお、今後は吊床版橋を対象とした多数の共振歩行試験結果を収集するとともに、吊床版橋における加振効率と振動モードの関係などについて、研究を継続する所存である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：立体横断施設基準・同解説、丸善、pp.35~37, 1979 年 1 月。
- 2) 建設省土木研究所編：土木構造物標準設計第 5 巻解説書 (横断歩道橋・地下横断歩道)、全日本建設技術協会、pp.3~13, 1985 年 2 月。
- 3) 米田昌弘、柳沢則文、町田文孝、鴨野一夫：S 字形曲線トラス歩道橋 (あやとりはし) の振動とその使用性、構造工学論文集, Vol.39A, pp.801~810, 1993 年 3 月。
- 4) 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。
- 5) 梶川康男、小間井孝吉、河島良秀、沢田寛幸：斜張橋形式歩道橋「雪吊橋」の振動実験、橋梁と基礎, Vol.20, No.9, pp.8~14, 1986 年 9 月。
- 6) 梶川康男、中平進夫、薄井王尚：斜め吊材を有する自旋式吊橋形式歩道橋の振動とその使用性、構造工学論文集, Vol.40A, pp.703~712, 1994 年 3 月。
- 7) 梶川康男、深田宰史、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, 1999 年 3 月。
- 8) 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。
- 9) 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 年 3 月。
- 10) 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。
- 11) 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。
- 12) 米田昌弘：非共振歩行時にも適用できる単純桁歩道橋の設計用使用性評価式、土木学会論文集, 第 665 号/VI-49, pp.165~170, 2000 年 12 月。

(2000 年 9 月 14 日受付)