

歩道橋上を群衆が移動する場合の振動使用性評価法

A Simplified Method to Evaluate Maximum Lateral Response of Pedestrian Bridges
due to Synchronized Walking by Pedestrians

米田昌弘*

Masahiro YONEDA*

* 工博 近畿大学教授 理工学部社会環境工学科 (〒577-8502 東大阪市小若江 3-4-1)

This paper deals with a simplified method to evaluate the maximum lateral response of pedestrian bridges caused by synchronized walking by pedestrians. A pedestrian bridge with the span length of 144m, which was the model of the Millennium Bridge in London suffered pedestrian-induced sways, was chosen as a case study. Numerical simulations were carried out for the pedestrian bridge model with the structural logarithmic decrement δ_1 of 0.01~0.10. It was ascertained that the evaluation value based on the simplified method developed in this paper could be fairly in good agreement with the computed value when pedestrians walked in step with the bridge's resonant frequency.

*Key Words : congested pedestrian bridge, synchronized walking, lateral vibration
vibration serviceability, simplified method*

キーワード：群衆，歩道橋，共振歩行，横振動，振動使用性，簡易評価式

1. まえがき

振動刺激に対する人間の心理的反応と歩道橋の振動使用性を検討した代表的なものとして、小堀・梶川の研究^{1), 2)}が広く知られている。すなわち、小堀・梶川は、振動刺激が比較的小さい場合、歩行位の振動感覚は振動速度に依存することを明らかにし、使用性評価基準と振動速度（実効値）との関係を定量的に与えた。また、歩行者との共振を避けるため、歩道橋の固有振動数を2.3Hz程度以上にするのが望ましいとの見解を示した。これらの研究成果に基づき、現在、立体横断施設技術基準³⁾や建設省の標準設計⁴⁾では、歩道橋の振動が利用者に不快感を与えないよう、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。

動的応答解析を実施すれば、歩行者が歩道橋を移動する場合の動的応答量を算出できる。しかしながら、実務設計にあたっては歩行者による最大変位や最大速度が推定されれば十分であり、振動工学の知識を必要とする動的応答解析は、実務技術者にとって現在でも難解な検討方法であると認識されている。

このようなことから、田中・加藤⁵⁾は、単純桁形式歩道橋の振動使用性を評価できる、設計上の簡易式を与えた。また、著者^{6), 7)}も、吊床版橋や連続桁形式歩道橋に適用できる簡易手法を同様に提案している。このように、歩行者によって誘起される歩道橋の鉛直たわみ振動に関しては、振動使用性の評価基準や設計上の簡易照査法がほぼ確立されていると言える。

これに対し、歩行者に起因した歩道橋の水平振動は、歩行にともなう踏力の水平成分が鉛直成分のほぼ1/10と小さいこともあり⁸⁾、従来はあまり注目されていなかった。しかしながら、最近になって、テムズ河に架かるミレニアムブリッジ、セーヌ河に架かるソルフェリーノ歩道橋で、それぞれ群衆による大きな水平振動が生じ、相次いで閉鎖される事態が生じた^{9), 10)}。群衆に起因した歩道橋の水平振動については、わが国においてもすでに藤野らによって調査されており¹¹⁾、比較的大きな水平振動が発生している場合、歩行者が桁の動きに同調し、歩調だけでなく位相までそろって歩行するグループが認められたと報告している。すなわち、何らかの要因で水平振動が発生した歩道橋では、歩道橋と歩行者の間

で一種の動的相互作用が生じ、振幅の増大とともに歩行者の歩調が歩道橋の固有振動数と同調するようになり、その結果、さらに大きな振動へと発達していくメカニズムを説明している。

歩道橋の水平振動に関しては、立体横断施設技術基準や建設省の標準設計にも明記されておらず、従来の設計では特別な検討を実施していない。しかしながら、斜張橋形式や吊床版橋形式など多種多様化した歩道橋が数多く架設されている現在、わが国においても群衆に起因した歩道橋の水平振動に対して検討を要する事例が増加すると十分に予想される。

通常の歩行状態では、鉛直方向の加振周波数は約 2Hz で、水平方向の加振周波数は約 1Hz である。したがって、1Hz と 2Hz 付近にそれぞれ水平振動モードと鉛直振動モードが存在する歩道橋上を群衆が移動する場合、一般には水平振動のみならず鉛直振動も発現すると予想される。しかしながら、斜張橋形式歩道橋を対象とした藤野らの研究¹⁾によれば、鉛直の固有振動数が 2Hz 付近に存在したにも関わらず、観測された鉛直振動成分は水平振動成分と比べ非常に小さかったと報告されている。この要因として、水平振動ではロックイン現象（歩行にともなう水平加振力の周波数成分が歩道橋の水平振動数と同期する現象）が生じ、ひとたび大きな振動が発生すると共振状態が継続しやすいことがあげられる。水平振動と鉛直振動の連成問題については今後さらに詳細な検討が必要であると考えられるが、本研究では、藤野らの研究成果を踏まえ、群衆の移動によって水平振動が支配的に誘起される場合に限定することとした。一方、歩道橋と歩行者間の動的相互作用はミレニアムブリッジの歩行実験でも確認されており、166 人の歩行者が移動して主桁の振動振幅がある限界値（限界振幅）に到達すると歩行者の歩調と位相が完全に一致し、主桁の応答が急激に増大する現象が生じている。しかしながら、群衆の移動による水平振動が問題となった歩道橋の事例は未だ少なく、完全共振歩行が実現する限界振幅を定量的に評価できないのが現状である。

このように、群衆に起因した歩道橋の水平振動問題については解明すべき課題が多く残されており、動的応答解析を実施する場合にも歩道橋上を移動する群衆密度（歩行者数）や水平歩行外力ならびに移動パターンなどを仮定しなければならない。また、たとえこのような仮定を導入しても、歩行者の歩調が歩道橋の固有振動数と同調する過程（きわめて非線形性の強い同調過程）やロックイン現象を正しくモデル化することはできない。しかしながら、実務設計では、たとえこのような不確実な要素が多々残されていても、ある仮定条件のもと、群衆が移動す

る場合の最大速度応答を算出する必要がある。そこで、本研究では、設計上の簡便さに加え、基本的には安全側の結果が与えられるとの観点から、人数に係わらず歩行者は常に完全共振歩行すると仮定して振動使用性評価式を提案することとした。その結果、事前に固有振動解析を実施して、固有振動数と一般化質量を算定する必要があるものの、比較的簡単にしかも精度良く、群衆に起因した歩道橋の最大水平速度応答を推定できる設計式を提案できたことから、ここにその具体的な手法を提示する。

2. 一人の歩行者が移動する場合の推定式

著者は、任意形式歩道橋を対象として、一人の歩行者が共振歩行する際に誘起する最大速度応答 $\dot{y}_{\max}$ を算定できる評価式をすでに提案している⁶⁾。提案した評価式は、鉛直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、以下では n 次モードの水平たわみ振動を対象とした算定式を提示する。

$$\dot{y}_{\max} = \omega_n \times \frac{1}{M_n} \times \frac{F_0}{\sqrt{(\omega_n^2 - \Omega_m^2)^2 + 4h_n^2 \omega_n^2 \Omega_m^2}} \times d \quad (1)$$

ここに、 F_0 は歩行外力（水平加振力）の最大値、 ω_n は n 次の固有円振動数、 M_n は n 次振動モードの一般化質量、 h_n は n 次振動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 を共振歩調時の移動速度、 ℓ_m を代表長とすれば、

$$\Omega_m = \frac{\pi v}{\ell_m} - \omega \quad (2)$$

と表示される。

式(1)中の d は補正係数で、共振歩行時に限定すれば、単純桁形式歩道橋モデルから算出した式(3)を適用すれば良い⁶⁾。なお、以下の式(3)は鉛直たわみ振動が誘起される場合について算出したものであるが、後述する理由から、水平たわみ振動が誘起される場合にもそのまま適用できるものとする。

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

ここに、 x_{np} は、歩行者が歩道橋（代表長 ℓ_m 区間）を渡るまでの加振回数に構造対数減衰率 δ_n を乗じた無次元パラメーター⁶⁾で、

$$x_{np} = \frac{\omega_n \times \ell_m}{10v} \times \delta_n \quad (4)$$

と表示される。なお、式(3)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。

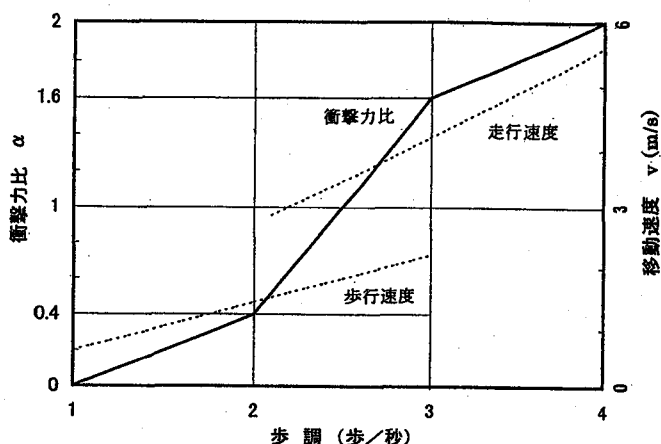


図-1 衝撃力比と移動速度（鉛直加振力）

任意形式歩道橋を対象とする場合、補正係数 d も厳密には同じ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、歩道橋の形式や振動の方向（鉛直たわみ振動と面外の水平振動）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、両端ヒンジとした単純桁形式歩道橋の鉛直たわみ振動から算出した補正係数 d を水平振動モードに適用した場合、一般には安全側の結果を与えること（たとえば、一般的な歩道橋の水平振動では振動モードが正弦波と相違するため、歩行外力に振動モードを乗じた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、提案した評価式ではどのような歩道橋形式や振動モードに対しても式(3)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、 n 次モードの固有円振動数 ω_n を計算できる。また、解析で得られた n 次の振動モードを ϕ （最大値は 1.0）とすれば、 n 次モードの一般化質量 M_n は次式で算定できる。

$$M_n = \int_0^L (w/g) \times \phi^2 dx \quad (5)$$

ここに、 w は単位長さ当たりの重量、 g は重力加速度、 L は任意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 、 Ω_m 、 h_n 、 d とともに式(1)に代入すれば、動的応答解析を実施しなくても一人の歩行者が共振歩行する場合の最大速度応答を推定できることになる。

ところで、藤野らは、人間の歩行にともなう歩行衝撃力の水平成分は、歩調に対応する円振動数の約半分の大きさが卓越し、加振力は鉛直成分のほぼ 1/10 であることを報告している^{8), 11)}。そこで、本研究では藤野らの知見を踏まえ、式(1)中における歩行外力（水平加振力）の最大値 F_0 として、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（正負の周期的な鉛直歩行外力を仮定する方法）¹²⁾を採用し、以下のように算出するものとする。すなわち、一人の歩行者に起因した鉛直加振力の最大値は歩行者の体重 W に衝撃力比と呼ばれる係数 α を乗ずれば算定できることから、水平方向の歩行加振力はさらに 0.1 を乗じて

$$P(t) = F_0 \cos \omega t = 0.1 \times \alpha W \cos \omega t \quad (6)$$

で表現した。ここに、 ω は歩調に対応する円振動数（水平加振力ではなく、鉛直加振力に対応する円振動数）で、歩調によって衝撃力比 α 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¹²⁾。

3. 群衆が移動する場合の簡易推定法

(1) 推定式

式(1)は、一人の歩行者が歩道橋上を共振歩行する際に誘起する水平速度応答の最大値を算定する式である。それゆえ、歩道橋上を群衆が移動する場合には、式(1)をそのままでは適用できない。そこで、以下では、群衆が移動する場合にも適用できるように式(1)を修正する。

ところで、等間隔で完全共振歩行（歩調だけでなく位相特性も完全に一致した歩行）する j 人によって誘起される最大速度応答は、当然のことながら、歩行間隔 0m の j 人（歩行間隔を無視した j 人）が完全共振歩行する場合の応答よりも小さくなる。そこで、歩行間隔の影響を表す補正係数 C_{mp} を導入すれば、等間隔で完全共振歩行する j 人によって誘起される最大速度応答は、次式で算定できるものと推察される。

$$\dot{y}_{\max} = \omega_n \times \frac{1}{M_n} \times \frac{j \times F_0}{\sqrt{(\omega_n^2 - \Omega_m^2)^2 + 4h_n^2 \omega_n^2 \Omega_m^2}} \times d \times C_{mp} \quad (7)$$

ここに、補正係数 C_{mp} は、歩行者間隔のみならず、歩行者が主桁を加振する回数（代表長に相当する橋長を ℓ_m 、誘起される面外の固有円振動数を ω_n 、移動速度を v とすれば $\omega_n \times \ell_m / v$ ）や歩道橋の構造対数減衰率 δ によっても変化すると考えられる。そこで、次節では、これらのパラメーターを考慮して、補正係数 C_{mp} を定量的に算出するものとした。

(2) 補正係数 C_{mp}

本研究では、表-1 に示した構造諸元を有する単純桁形式歩道橋モデル（支間長 40m）を対象として補正係数 C_{mp} を算定することとした。参考までに、対象とした橋梁の面外 1 次固有振動モード（固有振動数 f_1 は $f_1=1.252\text{Hz}$ ）を図-2 に示す。ただし、一

表-1 補正係数 C_{mp} の算定に用いた単純桁歩道橋の構造諸元

支間長	重量 w	曲げ剛性 (面外) EI	1次固有振動数 (面外) f_1
40m	9.81 kN/m	1625.82 MN·m ²	1.2518 Hz



図-2 両端をヒンジとした固有振動モード



図-3 両端を固定とした固有振動モード

一般的な歩道橋では、一本の梁モデルに置換した場合、支承部で面外方向の回転変位を拘束する必要がある。したがって、固有振動モードは図-3に示すような形状を呈するが、この場合の一般化歩行外力は、図-2の振動モードを用いた一般化歩行外力よりも小さくなる。また、群衆によって大きな水平振動が生じたミレニアムブリッジでは、面外の水平振動が正弦波に近いモードを呈している⁹⁾。それゆえ、本研究では、設計にとって一般には安全側の結果が得られるように、両端ヒンジとした図-2の振動モードを用いて補正係数 C_{mp} を算出するものとした。

一方、支間長 40m 程度の単純桁歩道橋を実際に設計した場合、面外の 1 次固有振動数は $f_1=1.252\text{Hz}$ よりもかなり高い値を有するが、ここでは、群衆の移動で面外方向の振動が誘起された実在歩道橋¹¹⁾を参考にして、固有振動数が 1Hz に近い値となるように構造諸元を調整している。ただし、解析結果はすべて、式(4)に示した無次元パラメータ x_{np} (歩行者が主桁を加振する回数に、歩道橋の構造対数減衰率 δ を乗じた無次元パラメータ) で整理することから、本節で算出した補正係数 C_{mp} は、構造諸元が実際と相違しても、本質的な差異は生じない。なお、次章では、このことを検証するため、支間長や固有振動数が異なる他の歩道橋を対象とした数値計算例を提示する。

すでに述べたように、人間の歩行にともなう歩行衝撃力の水平成分は、歩調に対応する円振動数の約半分の大きさが卓越し、加振力は鉛直成分のほぼ 1/10 である⁸⁾。それゆえ、ここでは、歩行者はすべて同じ体重 ($686\text{N}=70\text{kgf}$) を有するものとし、移動速度を算出するための歩調を $1.252\text{Hz} \times 2 = 2.504$ 歩/秒と仮定するものとした。また、2.5Hz 付近には鉛直振動モードが存在しないものとし、歩行にともなって面外の水平 1 次振動のみが誘起されるものとした。以上のもとで、図-1を利用して歩行者一人あたりの歩行特性を算定すれば、移動速度が

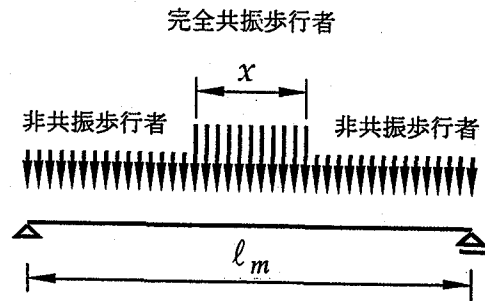


図-4 群衆のモデル化

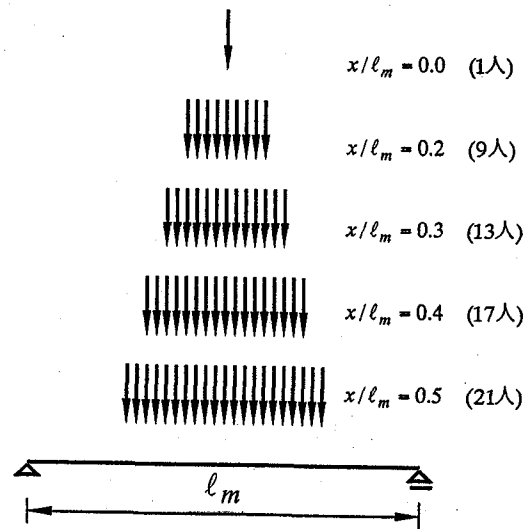


図-5 補正係数 C_{mp} の算定に用いた完全共振歩行者グループ

$v=1.803\text{m/s}$ (2.504 歩/秒の歩調に対応する移動速度)、水平加振力が $0.1 \times 1.00 \times 686\text{N} = 68.6\text{N}$ (1.00 は 2.504 歩/秒の歩調に対応する鉛直加振力の衝撃力比) となる。

ところで、事前に実施した予備解析の結果、補正係数 C_{mp} は前後の歩行者間隔にはほとんど依存せず、先頭と最後尾の歩行者間隔 x (代表長 l_m で無次元化

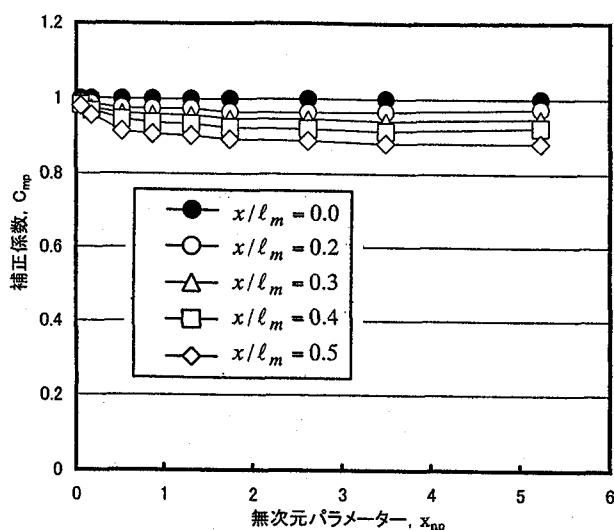


図-6 補正係数 C_{mp} (群衆が1回だけ移動する場合)

すれば、 x/l_m に依存することが判明した。それゆえ、本研究では、図-4に示すように、代表長 l_m (単径間の歩道橋では $l_m = L$) と同じ長さの群衆の中で、非共振者は動的応答に関与しないと仮定し、 x/l_m 区間の歩行者 (歩行者間隔によって結果は変わらないことから、ここでは歩行者間隔を 1m と仮定) のみが歩道橋上を一度だけ完全共振歩行する状態を想定するものとした。この x/l_m 区間の歩行者を、以下では、必要に応じ、完全共振歩行するグループあるいは完全共振歩行者グループと記す。

補正係数 C_{mp} は、歩行者が等間隔で完全共振歩行する場合の動的応答解析結果と式(7)で $C_{mp} = 1.0$ を代入した推定値との比から算出できる。動的応答解析手法については、文献5)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が、本章では、図-5に示すような、 $x/l_m = 0.0$ (1人が完全共振歩行する場合)、0.2 (9人が完全共振歩行する場合)、0.3 (13人が完全共振歩行する場合)、0.4 (17人が完全共振歩行する場合)、0.5 (21人が完全共振歩行する場合) の5ケースに着目して動的応答解析を実施することとした。また、先頭者が歩道橋に進入するまで歩道橋は静止状態にあるものとし、先頭者が歩道橋を渡り始めてから最後尾の歩行者が歩道橋を渡り終えるまでの時間領域で動的応答(中央点での速度応答)を算出するものとした。なお、歩行者が増加すると歩行者の体重で歩道橋の固有振動数は幾分変化することも予想されるが、歩行者の体重は面外(水平)方向の動的応答には寄与しないことを述べておく。

ところで、藤野らは、ビデオ画像を解析し、群衆の移動で大きな水平振動が誘起されている実在歩道橋では完全共振歩行者の割合が 20%程度であっ

表-2 補正係数 C_{mp} (歩行回数; 1回) の算定式 ($0.052 \leq x_{np} \leq 5.23$)

x/l_m	補正係数 C_{mp}
0.0	$C_{mp} = 1.000$
0.2	$C_{mp} = -0.012 \log x_{np} + 0.974$
0.3	$C_{mp} = -0.023 \log x_{np} + 0.957$
0.4	$C_{mp} = -0.035 \log x_{np} + 0.937$
0.5	$C_{mp} = -0.052 \log x_{np} + 0.910$

たと報告している¹¹⁾。それゆえ、本研究ではこの知見も踏まえ、完全共振歩行者の割合を最大で 50% ($x/l_m = 0.5$) に設定するものとした。

以上の条件のもとで、構造対数減衰率を $\delta = 0.003 \sim 0.30$ の範囲 (無次元パラメーター x_{np} で整理すると $x_{np} = 0.052 \sim 5.23$ の範囲) に設定して算出した補正係数 C_{mp} を図-6に示す。図-6からわかるように、先頭と最後尾の歩行者間隔が $x/l_m = 0.3$ ($x=12\text{m}$ で歩行者総数は 13 人) の完全共振歩行では、無次元パラメーター x_{np} の値に関わらず、 C_{mp} は $C_{mp} = 0.95$ 程度以上となっている。すなわち、 $x/l_m = 0.3$ 以下で完全共振歩行した場合の動的応答は、歩行間隔を無視した完全共振歩行状態の値とほぼ一致すると言える。一方、 x/l_m が増加するにしたがって補正係数 C_{mp} も低下するが、無次元パラメーター x_{np} の値に関わらず、 $x/l_m = 0.5$ でも $C_{mp} = 0.85$ 程度以上の値を有していることがわかる。

表-2は、図-6の解析結果に最小二乗法を適用して算出した補正係数 C_{mp} をまとめたものである。したがって、表-2から補正係数 C_{mp} を算出した後、式(7)を適用すれば、完全共振歩行者グループが1回だけ歩道橋を移動する場合の最大速度応答を推定できる。

(3) 繰り返し歩行

前節では、代表長と等しい群衆の中で完全共振歩行する x/l_m 区間のグループが歩道橋を 1 回だけ渡り終えるまでの補正係数 C_{mp} を提示した。しかしながら、設計対象とした歩道橋が競艇場などの遊興施設、スポーツ関連施設あるいは観光地近くに計画され、多くの歩行者が通行すると予想される場合には、完全共振歩行者グループが複数回繰り返し歩行する場合を想定した検討も必要になると考えられる。歩行者の到着特性はポアソン分布にしたがうとされているが、1回目と2回目の歩行者グループを相違させると組み合わせケースが増大し、実務設計上の煩雑が増加することになる。そこで、ここでは、前節

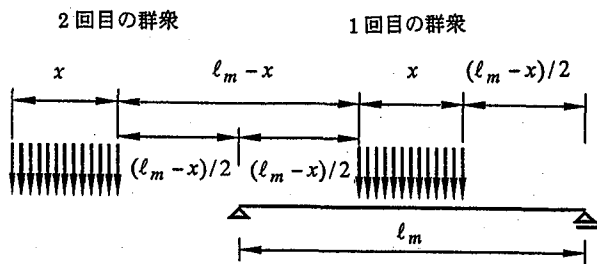


図-7 完全共振歩行者グループが
2回繰り返す場合の载荷イメージ

の完全共振歩行者グループが2回あるいは3回繰り返す場合の補正係数 C_{mp} を算出するものとした。この場合の補正係数 C_{mp} は、完全共振歩行者グループが2回あるいは3回繰り返す場合と式(7)で $C_{mp} = 1.0$ を代入した推定値をそれぞれ比較すれば算出できる。ただし、本研究では、1回目の完全共振歩行者グループの最後尾者と2回目の完全共振歩行者グループの先頭者との間隔は、図-7に示すように、 $2 \times (\ell_m - x)/2 = \ell_m - x$ と仮定した。これは、完全共振歩行者グループの前後 $(\ell_m - x)/2$ 区間には、動的応答に関与しない非共振歩行者グループがそれぞれ歩行していると想定したことによる。算出した補正係数 C_{mp} をそれぞれ図-8および図-9に示す。図-8、図-9から、完全共振歩行者グループが複数回繰り返す場合、補正係数 C_{mp} は無次元パラメータ x_{np} の増加とともに低減することがわかる。ただし、一例として $x/\ell_m = 0.2$ の結果に着目すれば、 $x_{np} = 2.5$ 程度以上になると、2回および3回の繰り返しではそれぞれ $C_{mp} = 1.0$ 付近に漸近している。図-10、図-11は、 $x/\ell_m = 0.2$ の完全共振歩行者グループが2回繰り返す場合について、 $x_{np} = 0.052$ ($\delta = 0.003$) と $x_{np} = 2.62$ ($\delta = 0.30$) に対応する時刻歴波形を示したものである。これらの図を比較すればわかるように、完全共振歩行者グループが2回通過した場合、 $x_{np} = 0.052$ では完全共振歩行者グループが1回通過した場合よりもさらに発達するのに対し、 $x_{np} = 2.62$ では完全共振歩行者グループが1回通過した場合とほぼ等しい応答を示している。すなわち、無次元パラメータ x_{np} が $x_{np} = 2.5$ 程度以上であれば、完全共振歩行者グループが複数回繰り返して移動しても、最大速度応答は完全共振歩行者グループが1回だけ移動する場合の結果と概ね一致すると言える。

完全共振歩行者グループが2回および3回繰り返す場合の補正係数 C_{mp} を表-3にまとめる。ただし、算定式は、最小二乗法の適用性を考え、新たに

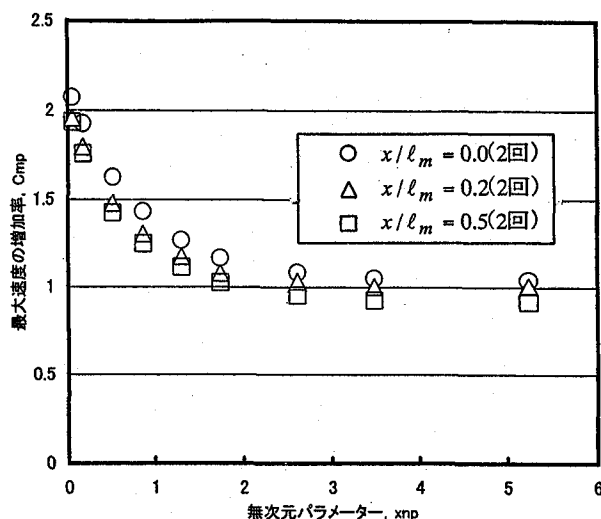


図-8 補正係数 C_{mp} と無次元パラメータ x_{np} の関係
(群衆が2回移動する場合)

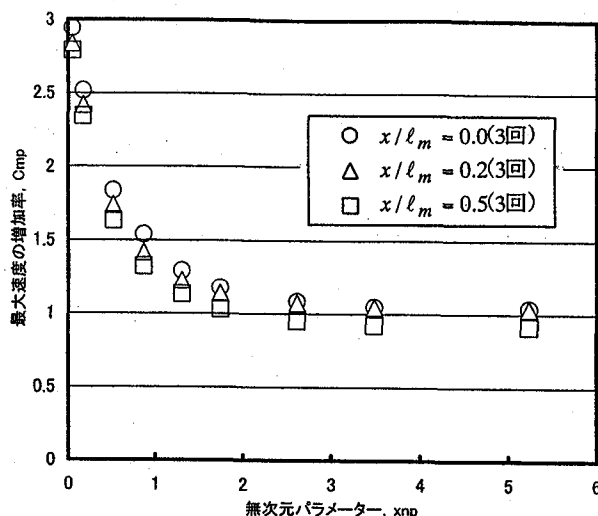


図-9 補正係数 C_{mp} と無次元パラメータ x_{np} の関係
(群衆が3回移動する場合)

$$x_{exp} = 1 - e^{-x_{np}} \quad (8)$$

なる無次元パラメータ x_{exp} を導入して算出している。したがって、表-3から補正係数 C_{mp} を算出した後、式(7)を適用すれば、完全共振歩行者グループが2回あるいは3回繰り返して歩行する場合の最大速度応答を推定できる。

(4) 逆対称1次モードに対する適用

歩道橋と歩行者の間で生じる動的相互作用は、振動振幅に依存し、振動振幅の大きい区間を歩行する場合にとりわけ強い相互作用を呈すると考えられる。したがって、等径間でない場合に最も多い支間長比

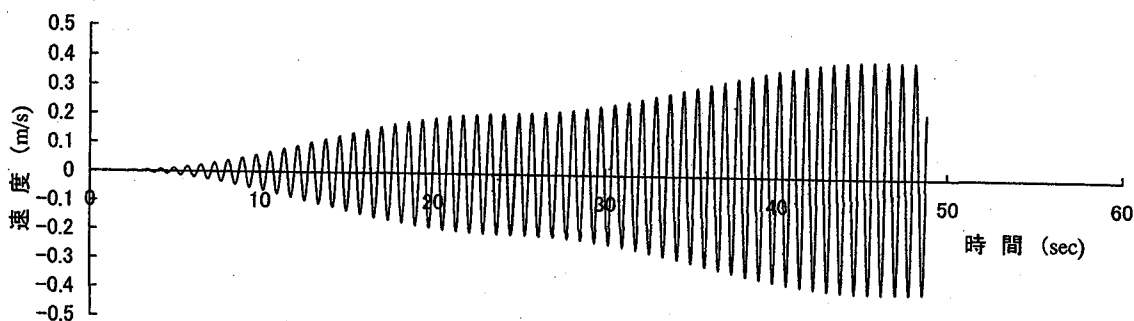


図-10 群衆が2回繰り返す場合の時刻歴波形
($x/\ell_m = 0.2$, $x_{exp} = 0.052$ の場合)

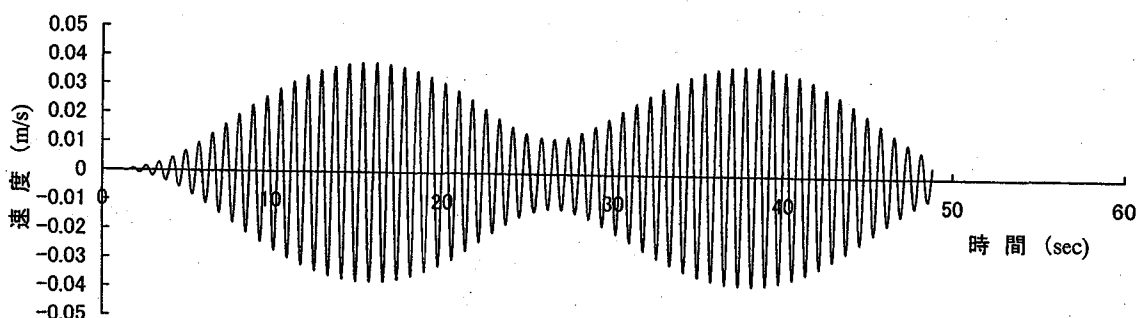


図-11 群衆が2回繰り返す場合の時刻歴波形
($x/\ell_m = 0.2$, $x_{exp} = 2.62$ の場合)

表-3 補正係数 C_{mp} の算定式 ($0.051 \leq x_{exp} \leq 0.995$)

x/L	2回の繰り返し	3回の繰り返し
	補正係数 C_{mp}	補正係数 C_{mp}
0.0	$C_{mp} = 0.289x_{exp}^2 - 1.412x_{exp} + 2.148$	$C_{mp} = 1.605x_{exp}^2 - 3.656x_{exp} + 3.094$
0.2	$C_{mp} = 0.544x_{exp}^2 - 1.590x_{exp} + 2.039$	$C_{mp} = 1.852x_{exp}^2 - 3.808x_{exp} + 3.006$
0.5	$C_{mp} = 0.529x_{exp}^2 - 1.629x_{exp} + 2.011$	$C_{mp} = 1.893x_{exp}^2 - 3.917x_{exp} + 2.954$

0.6 程度の2径間連続形式斜張橋や支間長比0.4程度の3径間連続形式斜張橋では、モード振幅が最大となる主径間側を通行する際には完全共振歩行するが、モード振幅の小さい側径間側を通行する際には完全共振歩行しないと考えるのが妥当であろう。この場合は、群衆が主径間側のみを通行すると仮定して動的応答を算出すれば良いと考えられる。すなわち、側径間の質量効果を考慮できるよう、橋長に対応する L を式(5)に代入して一般化質量 M_n を算出した後、式(7)を適用すれば完全共振歩行者グループによって誘起される最大速度応答を推定できることになる。

一方、等径間の2径間連続形式斜張橋では、面外の振動モードが図-12に示すような形状を呈する。

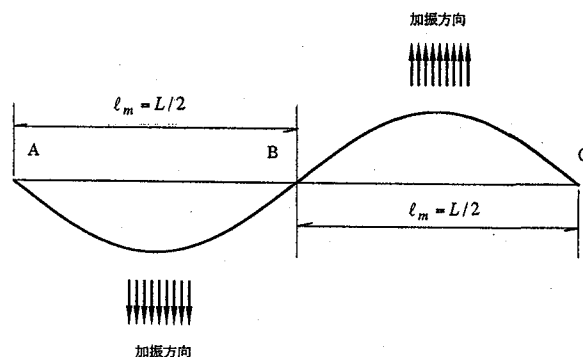


図-12 水平逆対称1次モードに対する適用

表-4 数値計算例で対象とした歩道橋の構造諸元

支間長	重量 w	ケーブル断面積 A_c	ケーブル張力 T
144m	9.81 kN/m/Br.	0.0452 m ² /本	9.81 MN/本

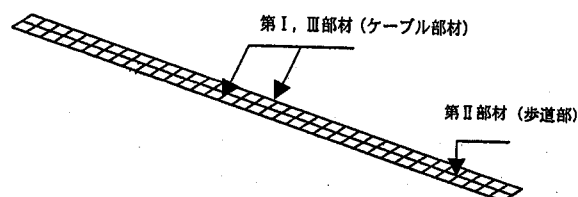


図-13 数値計算例で対象とした歩道橋モデル

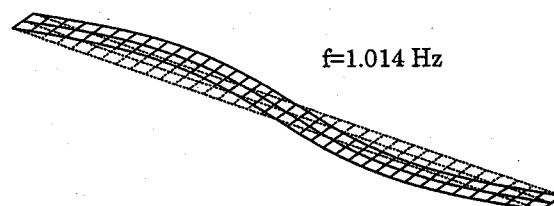


図-14 水平逆対称1次振動モード

この振動モードは、単径間形式歩道橋を基本にして考えれば、あたかも逆対称1次モードが最低次に出現していると思なすことができる。また、ミレニアムブリッジでは、群衆の通行によって主径間部の逆対称1次モードが主として誘起されたと報告されている^{9), 10)}。このような逆対称1次モードに対しては、AB区間とBC区間を同じ完全共振歩行者グループが同時に通行を開始すると仮定すれば、本文で提案した推定式をそのまま適用できる。ただし、AB区間とBC区間では振動モードの符号が異なるため、AB区間とBC区間を移動する完全共振歩行者グループの位相特性は180°ずれていると考えなければならない。この場合の最大速度応答は、容易に推察されるように、代表長 ℓ_m （橋長を L とすれば $\ell_m = L/2$ ）の歩道部をAB区間の群衆が完全共振歩行する場合の応答に等しくなる。したがって、 $\ell_m = L/2$ を式(5)に代入して一般化質量 M_n を算出した後、式(7)を適用すれば最大速度応答を算出できることになる。なお、逆対称1次モードに対しても、AB区間では完全共振歩行するがBC区間では完全共振歩行しないと設計で仮定した場合には、BC区間の質量効果を考慮するために $\ell_m = L$ を式(5)に代入して一般化質量 M_n を算出した後、式(7)を適用すれば最大速度応答を算出できる。

4. 数値計算例と考察

(1) 対象とした歩道橋

本章で対象とした橋梁は、ミレニアムブリッジの主径間部分を簡易モデル化した、図-13に示すような歩道橋（支間長は144m）である。なお、図-13において、第I部材と第III部材はそれぞれケーブル部材を、第II部材は歩道部を表している。

ミレニアムブリッジについては、群衆の移動で約0.95Hzの大きな水平逆対称1次振動が誘起された事実は明らかにされているが、詳細な構造諸元や固有振動特性（特に構造減衰特性）は公表されていない。そこで、本研究では、群衆の通行によって主径間部の水平逆対称1次モードが主に誘起されたとの報告^{9), 10)}を踏まえ、鉛直振動と連成しない面外の水平逆対称1次モードが1Hz付近に出現するように構造諸元を仮定した。本解析で用いた構造諸元を表-4に示す。ただし、文献9)によれば、ミレニアムブリッジの面外剛性には両サイドに設置したケーブル部材の張力のみが寄与していることから、歩道部（第II部材）には面外の曲げ剛性を付与させないものとした。また、ミレニアムブリッジのケーブルサグは2.3mであるが、本解析では、簡単のため、ケーブルサグも無視している。このように、本章で対象とした歩道橋はミレニアムブリッジの振動特性を参考にしたものであり、ミレニアムブリッジを忠実にモデル化していないが、群衆によって誘起される動的応答の簡易評価式とその妥当性を検証する上で、本質的な問題は生じないと考えている。

固有振動解析で得られた水平逆対称1次モードを図-14に示す。この図から、水平逆対称1次モードは文献9)と同じく両端ヒンジの正弦波を呈していることがわかる。なお、対象とした歩道橋モデルでは、面外の対称1次モードが0.5Hz付近に存在するが、群衆の面外歩行成分は約1Hzであり、群衆が移動しても水平対称1次モードとの共振現象は生じない。したがって、動的応答解析と簡易推定法との対比にあたっては、水平逆対称1次モードとの共振に着目して、検討ケースを次節に示すように設定した。ただし、群衆の人数にもよるが、一般には群衆が歩道橋を同時に歩行する場合、歩行者の体重によって

表-5 CASE-1~CASE-3の説明

ケース名	x/ℓ_m	歩行者数	歩行者間隔
CASE-1	0.3	42人	約0.527m
CASE-2	0.4	22人	約1.371m
CASE-3	0.5	22人	約1.714m

固有振動数も変化する可能性がある。それゆえ、厳密には、歩行者の体重も考慮して固有振動数を算出しなければならないが、ここでは、実務設計者の理解が容易になるよう、歩行人数にかかわらず、固有振動数は変化しないものとしている。

(2) 検討ケース

本章で対象とした歩道橋では、群衆（完全共振歩行者グループ）の移動によって半波長の等しい水平逆対称1次モードが誘起されることになる。この場合、前章の(4)で述べたように、各半波長区間を同じ完全共振歩行者グループが同時に通行を開始すると仮定（ただし、各半波長区間での位相特性は 180° ずれ

ていると仮定）すれば、本文で提案した推定式をそのまま適用できる。すなわち、設計上は、半波長に相当する代表長 ℓ_m （ $\ell_m = L/2$ ）区間を取り出し、この区間の歩道部上を完全共振歩行者グループが移動するものとするれば、最大速度応答を推定できることになる。

動的応答解析と簡易推定法との対比にあたっては、表-5に示すCASE-1~CASE-3の3通りの完全共振歩行者列を採用した。ここに、CASE-1は $x/\ell_m = 0.3$ で42人が約0.527m間隔で完全共振歩行する場合、CASE-2は $x/\ell_m = 0.4$ で22人が約1.371m間隔で完全共振歩行する場合、CASE-3は $x/\ell_m = 0.5$ で22人が約1.714m間隔で完全共振歩行する場合に、それぞれ対応している。なお、これらの3ケースは、完全共振歩行者が奇数人で歩行間隔を1mに固定した3章の解析条件と相違するように設定したものである。

(3) 解析結果と推定結果の比較

動的応答解析では、歩行者の体重をすべて686N（ $=70\text{kgf}$ ）と仮定した。また、先頭者が半波長区間

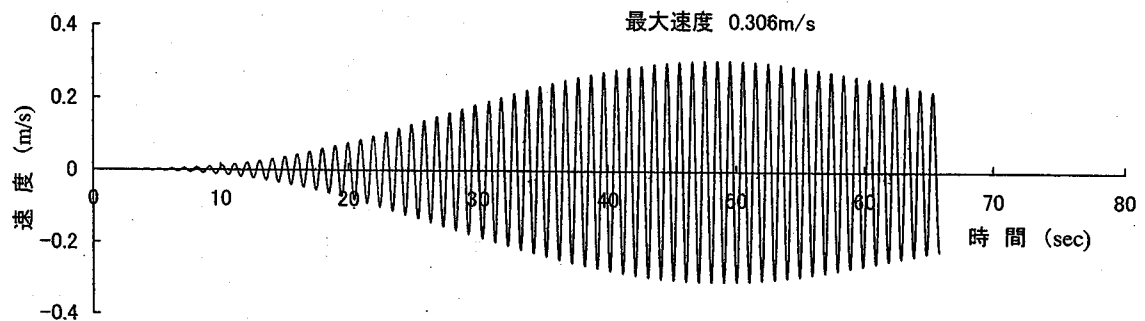


図-15 CASE-1の時刻歴波形（ $x/\ell_m = 0.3$ ， $\delta = 0.03$ ）

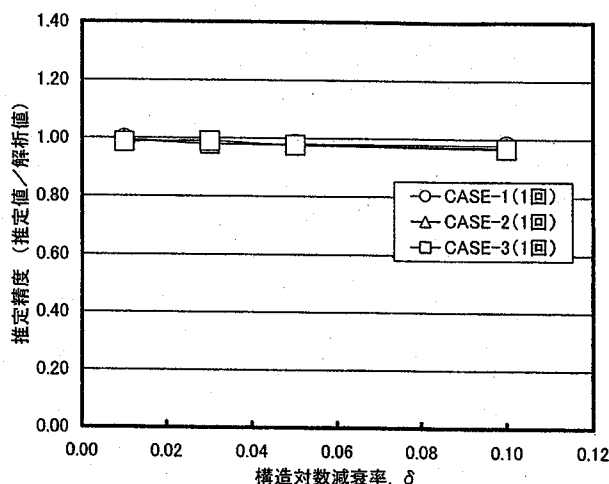


図-16 群衆が1回移動する場合の推定精度

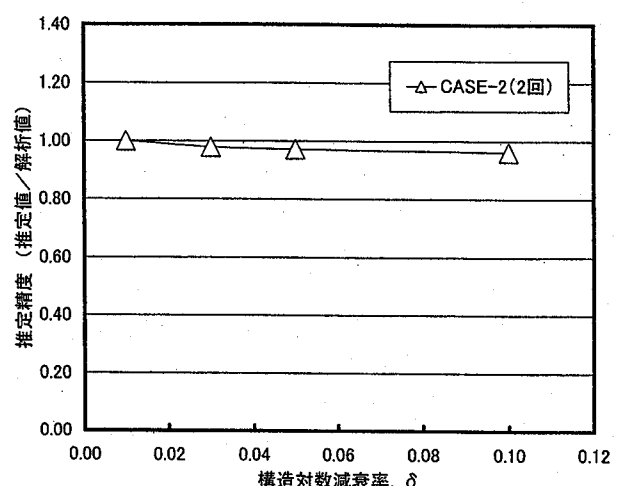


図-17 群衆が2回移動する場合の推定精度

(長さは 72m) の通行を開始するまで歩道橋は静止状態にあるものとし、先頭者が半波長区間を渡り始めてから最後尾の歩行者が半波長区間を渡り終えるまでの時間領域で動的応答 ($L/4$ 点での速度応答) を算出するものとした。

一例として、構造対数減衰率を $\delta=0.03$ に設定した、CASE-1 の時刻歴応答波形 (モード振幅が最大となる $L/4$ 点における速度応答) を図-15 に示す。なお、この解析にあたっては、面外の水平逆対称 1 次振動数が 1.014Hz であることから、移動速度 v は図-1 において $1.014 \times 2 = 2.028$ 歩/秒の歩調に対応する $v=1.422$ m/s を採用している。また、2.028 歩/秒に対応する鉛直方向の衝撃力比が $\alpha=0.434$ であることから、この値に $1/10$ を乗じた 0.0434 を水平方向の衝撃力比に設定している。

その他のケースについても同様に動的応答解析を実施できる。また、推定値は、固有振動解析結果を用いて式(5)から一般化質量 M_n を算定した後、基本固有振動数 f_n 、完全共振歩行者数 j 、補正係数 C_{mp} などとともに式(7)に代入すれば容易に算出できる。なお、ここに、半波長の 72m 区間に対する一般化質量 M_n は $M_n = 3.68$ ton である。CASE-1~CASE-3 において完全共振歩行者グループが 1 回だけ移動する場合について、構造対数減衰率をそれぞれ $\delta=0.01, 0.03, 0.05, 0.10$ に設定した動的応答解析結果と推定値の比を比較して図-16 に示す。なお、ここで、構造対数減衰率を $\delta=0.01 \sim 0.10$ の範囲で設定したのは、制振対策を施さない歩道橋の一般的な構造減衰を考慮したことによる。また、CASE-2 については、完全共振歩行者グループが 2 回移動する場合についても、動的応答解析結果と推定値の比を比較した。その結果を図-17 に示す。図-16 と図-17 からわかるように、完全共振歩行者の人数や歩行間隔にかかわらず、推定精度は 0%~4% 程度であり、提案式に基づく推定値はいずれのケースも動的応答解析結果と非常に良く一致している。したがって、事前に固有振動解析を実施して、固有振動数と一般化質量を算定する必要があるものの、本提案式を適用すれば、比較的簡単にしかも精度良く、群衆に起因した歩道橋の水平応答量を推定できると言える。なお、本数値計算例では、推定値が動的応答解析結果よりも最大で 4% 程度小さくなっているが、この要因として、対象とした歩道橋 (ミレニアムブリッジの主径間部分を簡易的にモデル化した歩道橋) の水平逆対称 1 次モードが両端ヒンジの正弦波を呈していたこと、補正係数 C_{mp} の算出式に最小二乗法の適用にともなう若干の誤差が生じていたことなどが考えられる。

5. まとめ

本文は、群衆によって誘起される歩道橋の水平応答量を推定できる簡易手法を提案し、そ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) 等間隔で完全共振歩行 (歩調だけでなく位相特性も完全に一致した歩行) する j 人によって誘起される水平速度応答の最大値は、当然のことながら、歩行間隔 0m の j 人 (歩行間隔を無視した j 人) が完全共振歩行する場合よりも小さくなる。そこで、歩行間隔の影響を表す補正係数 C_{mp} を導入し、等間隔で完全共振歩行する j 人によって誘起される水平速度応答の最大値を推定できる設計式を提示した。
- (2) 補正係数 C_{mp} は先頭と最後尾の歩行者間隔 x (代表長 ℓ_m で無次元化すれば x/ℓ_m) に依存し、歩行者 (前後の歩行者間隔は 1m) が歩道橋上を一度だけ完全共振歩行する場合の値を算出した。その結果、 $x/\ell_m=0.3$ の完全共振歩行では、無次元パラメータ x_{np} の値に関わらず、 C_{mp} は $C_{mp}=0.95$ 程度以上の値を、また、 $x/\ell_m=0.5$ でも $C_{mp}=0.85$ 程度以上の値を有することがわかった。さらに、設計上の利便性を考え、補正係数 C_{mp} の算定式を具体的に提示した。
- (3) 完全共振歩行者グループが 2 回および 3 回繰り返し歩行する場合の補正係数 C_{mp} についても検討し、その具体的な算定式を提示した。また、無次元パラメータ x_{np} が $x_{np}=2.5$ 程度以上であれば、完全共振歩行者グループが複数回繰り返し移動しても、最大速度応答は完全共振歩行者グループが 1 回だけ移動する場合の結果と概ね一致することがわかった。
- (4) ミレニアムブリッジの主径間部分を簡易的にモデル化した歩道橋を対象として、動的応答解析結果と提案した設計式による推定値を比較した。その結果、完全共振歩行者の人数や歩行間隔にかかわらず、推定精度は 0%~4% 程度であり、提案式に基づく推定値はいずれのケースも動的応答解析結果と非常に良く一致した。したがって、事前に固有振動解析を実施して、固有振動数と一般化質量を算定する必要があるものの、本提案式を適用すれば、比較的簡単にしかも精度良く、群衆に起因した歩道橋の水平応答量を推定できると言える。

群衆によって誘起される歩道橋の水平振動問題をより詳細に検討するためには、歩道橋と群衆の同調メカニズムのより詳細な解明 (主桁の振動振幅が限界値に達すると急激に応答が増大する現象の解明)、完全共振歩行者の混入率の設定、水平振動に対する振動使用性評価指標の確立などの課題が残されている。しかしながら、群衆によって誘起される歩道橋の水平最大速度を推定できる簡易手法を提案した本

研究は、歩道橋の水平振動に対する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、歩道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。

参考文献

- 1) 小堀為雄, 梶川康男, 城戸隆良: 振動感覚を考慮した歩道橋の設計, Vol.8, No.12, pp.23~29, 1974年12月.
- 2) 梶川康男: 道路橋の振動とその橋梁の使用性を与える影響に関する研究, 京都大学学位論文, 1979年8月.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 米田昌弘: 歩行者による連続桁形式歩道橋の振動

使用性評価法, 土木学会論文集, 第693号/VI-53, pp.145~159, 2001年12月.

- 8) 岡本章司, 阿部雅人, 藤野陽三, 中野善浩: 水平横振動する床上での人の歩行特性, 土木学会論文集, 第441号/I-18, pp.177~184, 1992年1月.
- 9) Spans Sway underfoot in Europe: ENR, July 10, 2000.
- 10) 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, pp.412-417, Nov./Dec., 2001..
- 11) 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, September, 1993.
- 12) 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.

(2002年9月13日受付)