

## P C 吊床版橋の端部拡幅が水平振動の使用性に及ぼす影響

Influence on the lateral vibration serviceability of the PC stress ribbon footbridge due to widening at the end of the span

深田宰史<sup>\*</sup>, 梶川康男<sup>\*\*</sup>, 角本周<sup>\*\*\*</sup>

Saiji Fukada, Yasuo Kajikawa and Meguru Tsunomoto

<sup>\*</sup>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)

<sup>\*\*</sup>工博, 金沢大学教授, 理工研究域環境デザイン学系 ( 同上 )

<sup>\*\*\*</sup>博(工), オリエンタル白石 株式会社 (〒810-0001 福岡市中央区天神 4-2-31)

In order to improve the aeroelastic stability, there is a prestressed concrete stress ribbon footbridge, which was widened at the end of the span. The serviceability of the lateral vibration of the widened bridge is not clear. Therefore this study investigates the serviceability for the lateral vibration of the PC stress ribbon footbridges due to widening at the end of the span. This study made widened stress ribbon footbridge analytical models with various widths and span lengths using finite element method. Additionally, eigen-value analysis was carried out to grasp the vibration characteristics of those bridges. The vibration serviceability subjected to pedestrians walking on those bridges was simulated using the Hivoss guidelines method.

*Key Words : Stress ribbon bridge, Lateral vibration, Vibration serviceability, Widening*

*キーワード : 吊床版橋, 水平振動, 振動使用性, 拡幅*

## 1. まえがき

PC 吊床版歩道橋は, 経済性, 施工性および景観性に優れた構造形式である。しかし, フレキシブルな吊構造形式であるため, ミレニアムブリッジのように多くの群衆が通行する場所に架設された場合, 振動使用性の検討が重要になってくる。これまで日本では, 鉛直振動を対象とした振動使用性の研究<sup>1)-6)</sup>は数多く行われてきたが, 水平振動を対象とした研究<sup>7)-9)</sup>は少ない。そのため本研究では, 水平振動を対象とした振動使用性の評価方法や振動対策の構築が必要と考え, 特に, 水平振動に着目した構造変更による振動対策について検討した。

一般的に PC 吊床版歩道橋の場合, 架設場所によって, 雪荷重や風荷重で構造寸法が決まる場合があり, 特に, 耐風安定性を向上させるために端部のみを拡幅している橋梁がある<sup>10)</sup>。拡幅することは, 耐風安定性だけでなく, 歩行者による水平・ねじり振動に対して振動応答を低減させる効果があるものと考えられるが, どの程度の拡幅により, それらの振動使用性がどの程度向上するのか不明である。

そこで本研究では, PC 吊床版橋の水平振動に着目して, 端部の拡幅に関して, 拡幅長さとの組み合わせを様々に変化させたときの振動使用性に及ぼす影響について検討することにした。

特に, 使用性の検討を行う場合, 支間長によって, 検討対象とする振動数範囲が変化するため, 支間長をパラメータとした検討が必要となる。そのため本研究では, 支間長ごと拡幅長さ, 幅の組み合わせを様々に変化させた端部のみを拡幅した解析モデルを作成し, それらの固有振動解析を行うことにより, 固有振動数がどの程度変化するのかを調べた。さらに, 拡幅前に比べて, 拡幅後に水平方向の応答値がどの程度低減されるのかを解析的に検討することにした。この時に用いた振動使用性の評価手法としては, Hivoss ガイドライン<sup>11)</sup>を用いた。欧州では, ミレニアムブリッジにおいて引き込み現象による水平振動<sup>12)</sup>(群衆による水平加振の振動数と橋梁の水平振動モードの振動数との同調により生じた発散振動)が問題になってから, 歩道橋における振動使用性の研究が数多く行われ, 様々なガイドライン<sup>11), 13)-15)</sup>が公表されている。その中でもこの

Hivoss ガイドラインは、欧州を中心とした振動使用性評価の主流になると考えられ、その有用性が見込まれることから、本研究では、その国際的な評価手法を用いた振動使用性の検討を行った。

## 2. 水平振動に対する照査方法

### 2.1 Hivoss ガイドラインにおける照査方法

水平振動に対する振動使用性の照査方法として、本研究では Hivoss ガイドライン<sup>11)</sup>を用いて評価することにした。Hivoss ガイドラインは、Setra<sup>14)</sup>や Synpex<sup>15)</sup>と同様に、欧州を中心として用いられている評価方法であり、それらの動的解析手法は、ほぼ類似しており、解析に用いるパラメータが多少異なっている程度である。以下では、本研究で用いる Hivoss ガイドラインにおける照査概要について説明する。

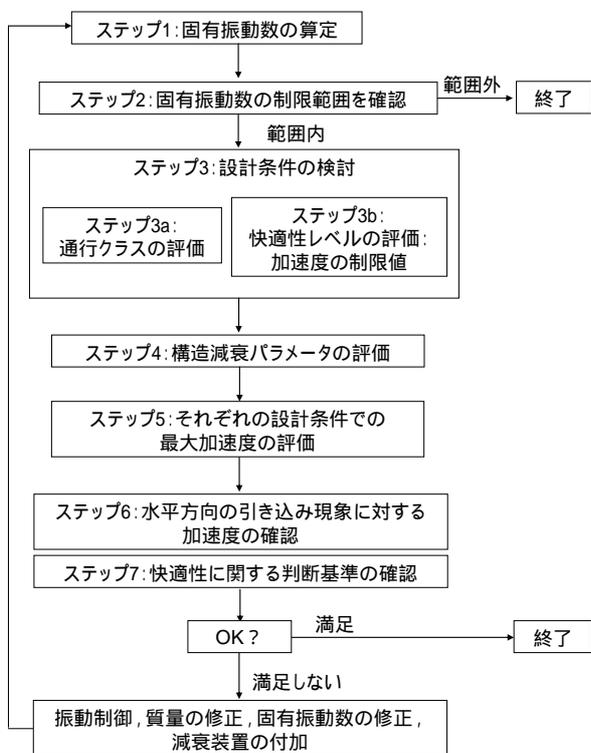


図 - 1 Hivoss ガイドラインにおける照査フロー

Hivoss ガイドラインにおける照査フローを図 - 1 に示す。はじめに、固有振動解析による固有振動数の算定を行い、得られた振動数が固有振動数の制限範囲（水平振動の場合：0.5Hz～1.2Hz）に入っているのかを確認する。範囲外の場合は、照査終了となるが、範囲内の場合には、設計条件の検討として、表 - 1 および表 - 2 に示す歩行者密度と関連付けた通行クラスおよび加速度の制限値で区分した快適性レベルを選定する。Hivoss<sup>11)</sup>および Synpex<sup>15)</sup>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 - 3 のように規定する仕様例を提示している。

つぎに、構造減衰パラメータを設定して、それぞれの設計条件での最大加速度を算出する。その際に水平方向の引き込み現象を生じないように加速度を確認し、最後に要求された快適性レベルを満足するのかが照査する。満足しない場合には、構造変更や減衰装置を付加する方法を検討することになる。

表 - 1 通行クラスと歩行者密度<sup>11)15)</sup>

通行クラス	歩行者密度 (人/m <sup>2</sup> )	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

表 - 2 快適性レベルと加速度レンジ<sup>11)15)</sup>

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	< 0.50m/sec <sup>2</sup>	< 0.10m/sec <sup>2</sup>
CL 2	中位	0.50-1.00m/sec <sup>2</sup>	0.10-0.30m/sec <sup>2</sup>
CL 3	最小	1.00-2.50m/sec <sup>2</sup>	0.30-0.80m/sec <sup>2</sup>
CL 4	不快	> 2.50m/sec <sup>2</sup>	> 0.80m/sec <sup>2</sup>

表 - 3 設計条件を規定した仕様例<sup>11)15)</sup>

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

### 2.2 日本における照査方法

これまで日本では、鉛直振動に対する振動使用性の照査として、幾つかの評価方法を用いて評価し、事例<sup>1)-3)16)-19)</sup>も多いが、水平振動に対する評価方法やその事例<sup>7)8)</sup>は少ない。

そこで本研究では、図 - 2 に示すような水平振動に対する照査フローを提案することにした。基本的には、鉛直振動の場合と同様であるが、大きく異なる点は、たわみ制限がないこと、さらに固有振動数を確認する範囲が異なることである。

水平方向の固有振動数の制限範囲として、各国で提案されているものの中には、0.5Hz～1.2Hz<sup>11)15)</sup>、0.8Hz～1.2Hz、1.3Hz 以下など様々<sup>13)</sup>である。具体的な振動数については、発注者や設計者の判断により決定すればよく、ここでは 1.0Hz 前後としたが、本研究では、Hivoss で提案されている 0.5Hz～1.2Hz を固有振動数の制限範囲として解析に用いる。

また、振動限度については、Hivoss で提案されているように、日本においても発注者側が、初めに

対象とする歩道橋が満足すべき仕様、すなわち、通行クラスに該当する設計荷重（または計画通行量）に対応した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定義した上で、加速度または速度振幅の制限値を提示し、それに対して照査することが望ましいと考える。

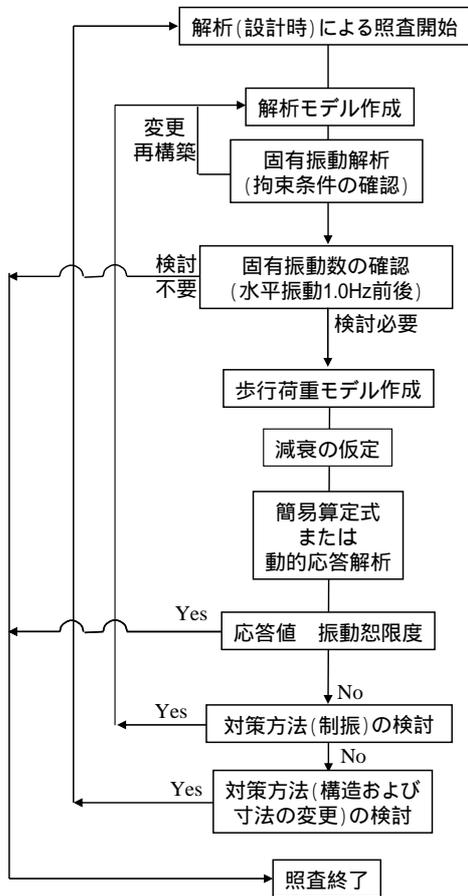


図 - 2 水平振動に対する照査フロー

### 3. 解析モデル

本研究では、PC 吊床版橋の支間長、有効幅員、スパン/サグ比、拡幅量および拡幅長を表 - 4 のように様々な変化させて解析モデルを作成した。同表に対応した解析モデルの概要図を図 - 3 に示す。

検討した解析モデルのパラメータは、支間長 80m ~ 150m、有効幅員 1.5m ~ 3.0m、スパン/サグ比 20 ~ 60、拡幅量 0.0 ~ 3.0m (0.0m は拡幅なしのモデル)、端部からの拡幅長 1L/16 ~ 4L/16m (L: 支間長) とした。ここで、拡幅量とは、端部における全幅員と標準部における全幅員の差を表している。なお、端部を拡幅したモデルは、拡幅量と拡幅長との組み合わせから 12 パターンのモデルを作成できる。以後、例として拡幅量 1m、拡幅長さが支間長の 1/16m の解析モデルのことを 1\_1/16 と記述する。

表 - 4 解析パラメータ

支間長 (m)	有効幅員 (m)	スパン/サグ比	拡幅量 (m)	拡幅長 (m)
80	1.5	20	0.0	1L/16
90	2.0	25	1.0	2L/16
100	2.5	30	2.0	3L/16
110	3.0	35	3.0	4L/16
120		40		
130		45		
140		50		
150		55		
		60		
8ケース	4ケース	9ケース	4ケース	4ケース

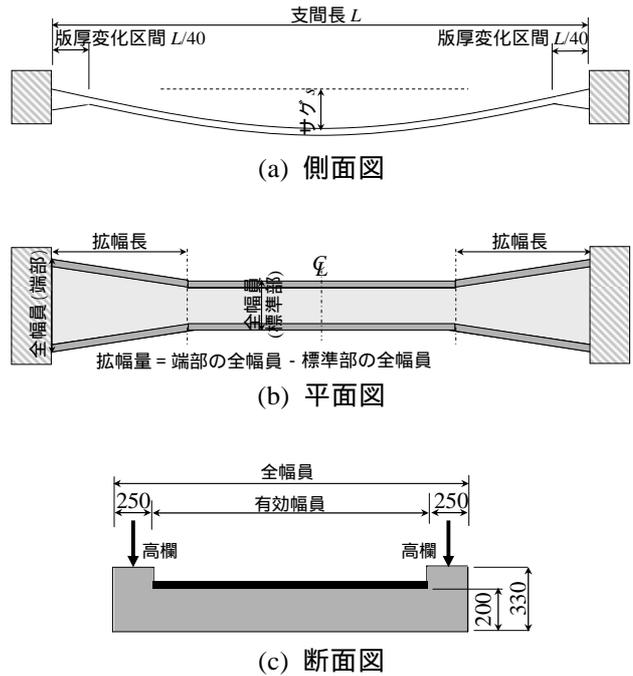


図 - 3 解析モデルの概要図

吊床版断面のモデル化は文献<sup>4)</sup>を参考にして、図 - 3 (c) に示すように仮定した。床版厚については、国内の架設実績の平均的な値を用いて 200mm とした。ケーブル張力は、式(1)により計算し、幾何剛性は死荷重作用時のケーブル張力を用いて算出している。

$$T = \frac{wL^2}{8s} \quad (1)$$

ここに、 $T$  は張力、 $w$  は単位長さあたりの死荷重、 $L$  は支間長、 $s$  はサグを表している。

有限要素にモデル化した解析モデルを図 - 4 に示す。解析モデルの構造軸線は、サグ量と支間長から求められる放物線を仮定した。質量は集中質量とし、高欄重量 (片側 0.5kN/m) を考慮して床版モデルの部材軸上に配置した。なお、両支点部の境界条件は、全自由度固定としている。

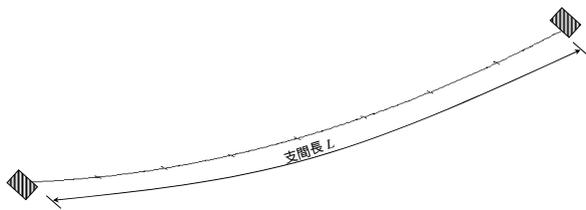
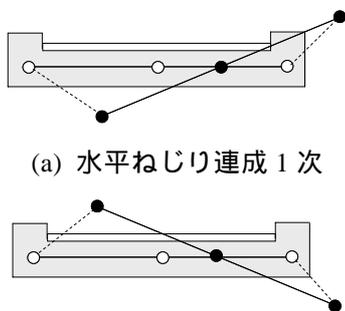


図 - 4 有限要素にモデル化した解析モデル

#### 4. 固有振動特性

##### 4.1 実橋における水平方向の卓越振動数

既往の研究<sup>5)</sup>から、PC 吊床版歩道橋には図 - 5 に示すような 2 種類の水平振動があることが明らかになっている。いずれも、ねじり振動と水平振動が連成した振動モードであるため水平ねじり連成 1 次および 2 次と称する。



(a) 水平ねじり連成 1 次

(b) 水平ねじり連成 2 次

図 - 5 水平方向の振動モード

これまで著者らは、実際に国内に架設されている表 - 5 に示す様々な支間長を有する PC 吊床版歩道橋を対象として、人力による振動実験<sup>6)</sup>を行ってきた。それらの橋梁を対象とした振動実験の結果として、水平ねじり連成 1 次および 2 次振動の振動数と支間長との関係を図 - 6 に示す。

これらの橋梁は、床版厚、有効幅員および地覆幅などが異なっているため、同じ条件のデータとして直接的な比較はできないが、ほぼ支間長の関数として卓越振動数をまとめることができる。

実験対象とした橋梁では、水平ねじり連成 1 次振動が最低次の水平振動として卓越している。また、1.0Hz 付近の振動数範囲(Hivoss ガイドラインで規定：0.5Hz ~ 1.2Hz)に存在する振動は、水平ねじり連成 1 次振動が該当し、支間長 90m ~ 150m の範囲になっていることがわかる。そこで、拡幅モデルの検討では、図 - 5 (a)に示す水平ねじり連成 1 次振動を検討の対象とした。なお、図 - 6 では、すでに拡幅している橋梁の振動数を丸で囲んでいるが、この図から、他の支間長を有する橋梁との明確な違いを見出すことはできなかった。

表 - 5 人力による振動実験を行った PC 吊床版橋

橋名	支間長 (m)	全幅員 (m)	有効幅員 (m)	床版厚 (m)	スパン/サグ比
夢吊橋	147.6	3.64	2.5	0.250	42.2
陣屋の森吊橋	123.0	3.3	1.5	0.200	30.0
うさぎ橋	115.0	2.00 ~ 5.00	1.50 ~ 4.50	0.170	32.9
梅ノ木轟公園橋	105.0	2.0	1.3	0.200	32.9
であい橋	97.0	2.10 ~ 4.00	1.50 ~ 3.40	0.200	38.8
グリーンパーク橋	94.0	2.3	1.5	0.200	34.8
音海橋	91.0	3.3	2.5	0.220	41.4
ふれあい橋	79.0	3.3	2.5	0.200	31.6
哀伝橋	78.0	2.0	1.5	0.190	34.7
縄文橋	76.5	2.00 ~ 3.50	1.50 ~ 3.00	0.180	34.8
烏山城C.C.橋	63.0	3.0	2.5	0.200	37.1
葛葉渓谷中央ゾーン橋	60.0	2.8	2.0	0.200	33.3
片倉ダム林道5号橋	51.0	2.5	2.0	0.200	36.4
あじさい橋	45.0	2.5	2.0	0.170	40.7

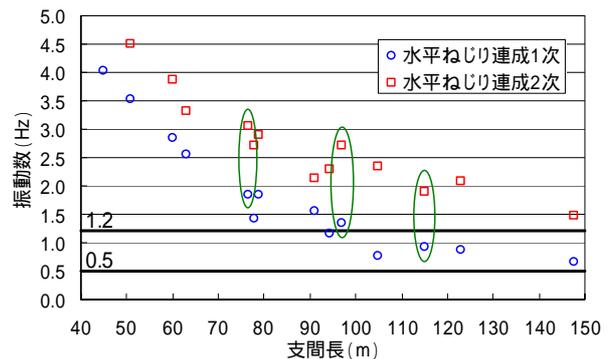


図 - 6 水平ねじり連成 1 次および 2 次振動の振動数と支間長との関係 (実橋)

##### 4.2 固有振動解析

支間長、有効幅員、スパン/サグ比、拡幅量および拡幅長を様々な変化させた解析モデルを用いて固有振動解析を行った。その解析による一例として、固有振動解析から求められた水平ねじり連成 1 次振動の振動モード(拡幅なしモデル、支間長 150m、有効幅員 1.5m、スパン/サグ比 20 の場合)を図 - 7 に示す。この固有振動解析を各解析モデルに対して行い、次節にて考察を加えた。



図 - 7 水平ねじり連成 1 次振動の振動モード

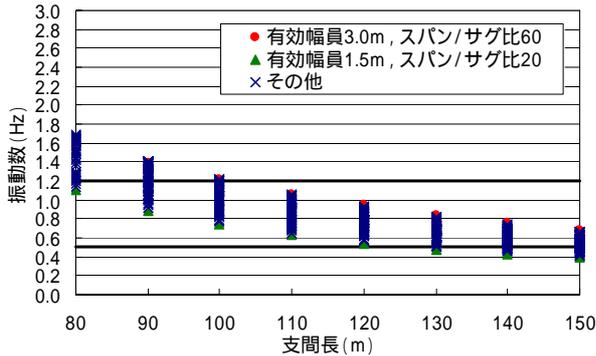
##### 4.3 解析による水平方向の固有振動数

###### (1) 拡幅なしモデルの場合

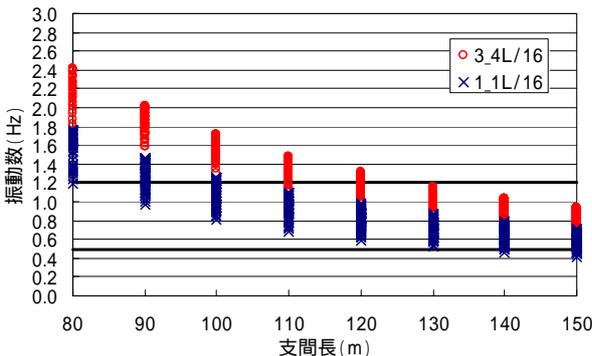
支間長、幅員およびスパン/サグ比をパラメータとして変化させたときの拡幅がないモデルを対象として、支間長 (80m ~ 150m) と水平ねじり連成 1 次振動数との関係を図 - 8 (a)に示す。ここでは、面外剛性が最も大きい有効幅員 3m、スパン/サグ比 60 の解析モデルと面外剛性が最も小さい有効幅員

1.5m, スパン/サグ比 20 の解析モデルを別標記で示している。また, 同図には Hivoss ガイドラインで規定している水平振動に対する振動数の照査範囲 0.5Hz~1.2Hz を太線で記載した。

これより, 面外剛性が大きな解析ケースが振動数の上限側に, 面外剛性が小さな解析ケースが振動数の下限側になっており, 支間長が長くなると上限値から下限値の振動数範囲が小さくなっており, 振動数に与える幅員やサグの影響が小さくなっていることがわかる。



(a) 拡幅なしモデル



(b) 拡幅ありモデル

図 - 8 水平ねじり連成 1 次振動の振動数と支間長との関係 (解析)

## (2) 拡幅ありモデルの場合

支間長, 幅員およびスパン/サグ比をパラメータとして変化させたときの拡幅をしたモデルを対象として, 支間長と水平ねじり連成 1 次振動数との関係を表したものを図 - 8 (b) に示す。ここで示す拡幅モデルは, 拡幅量 1m, 拡幅長さとして支間長の 1/16m の解析モデルケース (解析モデル 1<sub>1</sub>/16) と拡幅量 3m, 拡幅長さとして支間長の 4/16m の解析モデルケース (解析モデル 3<sub>4</sub>/16) とした。

これより, 水平方向の面外剛性は 1<sub>1</sub>/16~3<sub>4</sub>/16 の範囲で設定しているため, 固有振動数は図 - 8 (b) にプロットされた上限の振動数 (3<sub>4</sub>/16) と下限の振動数 (1<sub>1</sub>/16) 範囲で出現する。

また, 照査範囲に該当する振動数は, 拡幅をしていないモデル (図 - 8 (a)) から支間長 80m~150m 範囲になっていたが, 拡幅をしたモデルの場合 (図 - 8 (b)), 振動数が高くなること, さらに前節にて述べた, 実橋における照査範囲が 90m 以上であったことから, 支間長 90m~150m の範囲を対象として拡幅モデルの動的解析を行うことにする。

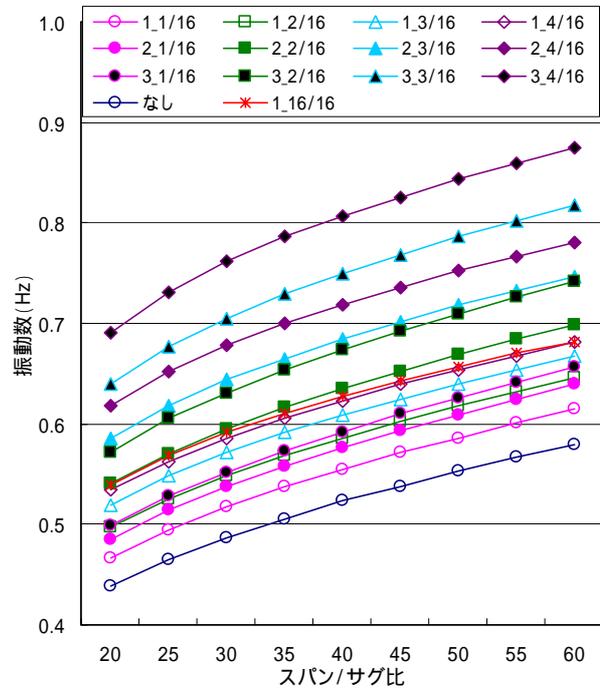


図 - 9 拡幅ケースごとのスパン/サグ比と水平ねじり連成 1 次振動の振動数との関係 (支間長 150m, 有効幅員 2m の場合)  
(注) 例えば 1<sub>1</sub>/16 とは拡幅量 1m, 拡幅長さとして支間長の 1/16m を表している。

つぎに, 支間長 150m, 有効幅員 2m の場合を例にして, スパン/サグ比を横軸とした水平ねじり連成 1 次振動数の変化を拡幅ケースごとプロットしたものを図 - 9 に示す。これより, 拡幅なしのケースを下限として, 1<sub>1</sub>/16, 2<sub>1</sub>/16, 1<sub>2</sub>/16, 3<sub>1</sub>/16, 1<sub>3</sub>/16, 1<sub>4</sub>/16, 2<sub>2</sub>/16, 3<sub>2</sub>/16, 2<sub>3</sub>/16, 2<sub>4</sub>/16, 3<sub>3</sub>/16, 3<sub>4</sub>/16 の順で振動数が大きくなっていることがわかる。この傾向は, 他の支間長および幅員ケースでも同じであった。特に, 1<sub>2</sub>/16 と 3<sub>1</sub>/16, 1<sub>4</sub>/16 と 2<sub>2</sub>/16 および 3<sub>2</sub>/16 と 2<sub>3</sub>/16 のケースについては振動数がほぼ同じ値になることがわかった。これは, 拡幅により増加した質量と面外剛性との比が同じになった結果といえる。さらに, 支間長全体に 1m 拡幅した 1<sub>16</sub>/16 (有効幅員 3m のケース) と 1<sub>4</sub>/16 を比較した結果, 振動数はほぼ同じになることがわかった。すなわち, 水平ねじり連成 1 次振動に対しては, 支間全体にわたって拡幅して

も質量が大きくなるために支間長の 4/16m 以上拡幅しても振動数の増加が見込めないと考えられる。

## 5. 水平振動に対する減衰の仮定

### 5.1 振動実験から得られた等価減衰定数

既往の研究<sup>4)</sup>から、PC 吊床版歩道橋の鉛直曲げ振動モードを対象として、振動モードのひずみエネルギーとモード減衰定数との関係を用いて吊床版の等価減衰定数 1.01% が算出されている。

本研究では、PC 吊床版歩道橋の水平ねじり連成 1 次モードのみを対象として、同様の方法を用いて振動モードのひずみエネルギーとモード減衰定数との関係から吊床版の等価減衰定数を算出することにした。ここでの減衰定数は、表 - 5 に示した PC 吊床版歩道橋で行った振動実験から得られた減衰自由振動波形に対して ERA<sup>20)</sup>(100Hz サンプリングのデータから 4000 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、算出した水平ねじり連成 1 次振動のモード減衰定数とした。

また、ひずみエネルギー比(吊床版のひずみエネルギー/全振動エネルギー)は、図 - 3 に示した解析モデルに対して、支間長、サグ、床版厚、有効幅員および地覆幅を実橋に即してモデル化し、固有振動解析を行って算出した。解析により算出した各橋梁におけるひずみエネルギー比と実験により求めたモード減衰定数を表 - 6 に示す。ここで、解析モデルの作成上、拡幅されているうさぎ橋、であい橋および縄文橋は比較から除くことにした。さらに、夢吊橋は支点近傍にゴム支承を設置しているため、この比較からは除いた。

これより、モード減衰定数としては 0.4% ~ 0.6% となっており、支間長との関係が認められないことがわかる。このモード減衰定数とひずみエネルギー比を用いて吊床版の等価減衰定数を算出した結果、平均して 0.6% という結果を得た。

表 - 6 ひずみエネルギー比とモード減衰定数

橋名	支間長 (m)	ひずみエネルギー比	モード減衰定数 (-)	等価減衰定数 (-)
陣屋の森吊橋	123.0	0.862	0.0052	0.00603
梅ノ木轟公園橋	105.0	0.769	0.0057	0.00741
グリーンパーク橋	94.0	0.875	0.0048	0.00549
音海橋	91.0	0.925	0.0044	0.00476
ふれあい橋	79.0	0.960	0.0056	0.00583
哀伝橋	78.0	0.884	0.0054	0.00611
烏山城C.C.橋	63.0	0.978	0.0068	0.00700
葛葉深谷中央ゾーン橋	60.0	0.977	0.0069	0.00706
片倉ダム林道5号橋	51.0	0.982	0.0060	0.00611
あじさい橋	45.0	0.993	0.0066	0.00664

### 5.2 Hivoss ガイドラインによる等価減衰定数

Hivoss ガイドライン<sup>11)</sup>では、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プレレストコンクリートにおいて、最小:0.5%、平均:1.0%、大振幅時:2.0%、吊床版において、最小:0.7%、平均:1.0%となっている。

本研究では、実験で得られた 0.6% の値に近い、Hivoss ガイドラインで規定している 0.5% を吊床版の等価減衰定数として用い、ひずみエネルギー比例減衰<sup>4)</sup>を計算して動的解析に用いることにした。

### 5.3 拡幅モデルのモード減衰定数

前節にて仮定した吊床版の等価減衰定数 0.5% を用いて、ひずみエネルギー比例減衰<sup>4)</sup>を仮定した拡幅ケースごとのモード減衰定数を比較することにした。図 - 10 に示したものは、支間長 150m、有効幅員 2m の場合のスパン/サグ比をパラメータとした拡幅ケースと水平ねじり連成 1 次振動のモード減衰定数の関係である。また、同図に支間長全体に 1m 拡幅した 1\_16/16 ケース(有効幅員 3m のケース)を比較として付記した。

これより、水平ねじり連成 1 次振動のモード減衰定数は、拡幅した幅よりも橋軸方向への拡幅長さに大きく依存していることがわかる。さらに、スパン/サグ比が大きいくほどモード減衰定数が小さくなっている。これは、スパン/サグ比が大きいくほど剛性が高くなるため、見掛け上の剛性増加が影響した結果である。これらの傾向は、150m 以外の解析ケースすべてに対しても同じであった。また、支間長全体に 1m 拡幅した 1\_16/16 と 1\_1/16 を比較すると、1\_16/16 の減衰は、スパン/サグ比が大きいくほど増加量が大きく、スパン/サグ比 60 では 1.4 倍程度減衰が増加している。しかし、スパン/サグ比が小さい場合には支間長全体にわたって拡幅してもそれほど減衰増加を見込めない結果となった。

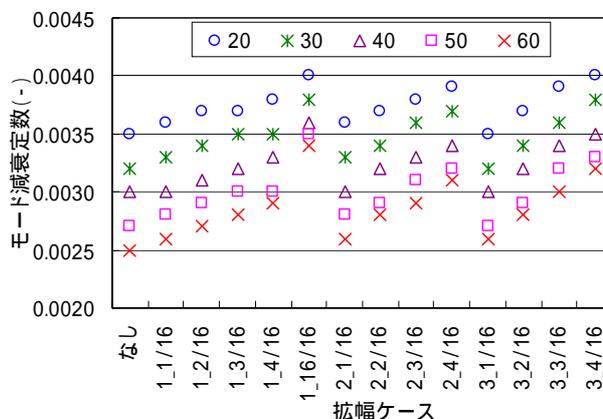


図 - 10 スパン/サグ比(20~60)ごとの拡幅ケースと水平ねじり連成 1 次振動のモード減衰との関係(支間長 150m、有効幅員 2m の場合)

## 6. 動的応答解析・簡易算定式による応答値の算出

### 6.1 解析概要

#### 1) 歩行荷重モデル

歩行荷重モデルは、表 - 1 に示した通行クラス TC1 ~ TC5 の歩行者密度に対して、等価な歩行者の流れを表した式(2)<sup>11)14)15)</sup>に示す一様な分布調和荷重  $p(t)$  [N/m<sup>2</sup>]により計算する。

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

ここに、 $P \cos(2 f_s t)$ 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積(有効幅員 × 吊支間長)  $S$  上の等価な歩行者人数(95パーセントイル値)である。等価な歩行者人数  $n'$ は式(3)および式(4)により求める。

TC1 ~ TC3 (歩行者密度  $d < 1.0$  人/m<sup>2</sup>) の場合

$$n' = \frac{10.8 \sqrt{\xi \cdot n}}{S} \quad [1/m^2] \quad (3)$$

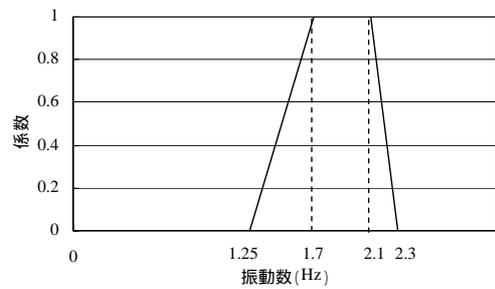
TC4, TC5 (歩行者密度  $d \geq 1.0$  人/m<sup>2</sup>) の場合

$$n' = \frac{1.85 \sqrt{n}}{S} \quad [1/m^2] \quad (4)$$

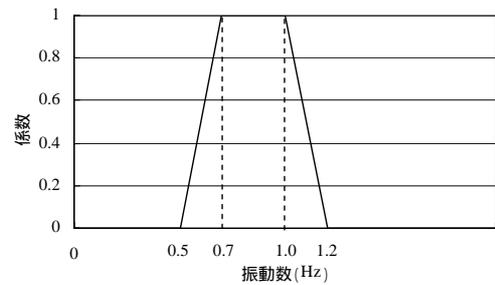
ここに、 $\xi$ はモード減衰定数、 $n$ は橋面積  $S$  上の歩行者人数( $n =$ 橋面積  $S \times$ 歩行者密度  $d$ )を表している。

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り、図 - 11 を用いる。対象とした PC 吊床版橋の水平ねじり連成1次振動は、橋軸直角水平方向だけでなく鉛直方向にも振動が生じる。したがって、鉛直方向にも歩行荷重を載荷しなければならないが、鉛直方向の適用範囲(図 - 11 (a)参照)は 1.25Hz 以上であるため、本解析では鉛直方向の荷重を同時に載荷しないことにした。

また本研究では、それぞれの拡幅ケース間の相对比较を行うため、どの通行クラスを用いても同じ結果が得られる。そこで、通常の歩行状態を考えることにして、表 - 1 に示した TC2 (歩行者密度 0.2 人/m<sup>2</sup>)の通行クラスを選択して解析することにした。



(a) 鉛直および橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図 - 11 低減係数<sup>11)</sup>

また、調和荷重  $p(t)$  [N/m<sup>2</sup>]は図 - 12 に示すようにモード形状に沿って荷重を載荷する<sup>11)14)15)</sup>。

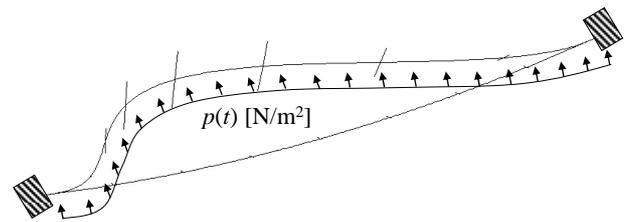


図 - 12 モード形状に沿った調和荷重の適用

#### 2) 簡易算定式(1自由度法)

動的応答解析により求められる最大加速度は、以下に示す1自由度法を用いた簡易算定式からも算出することができる。この手法は、橋梁を等価な1自由度系のばね - 質点系に置き換え、求めたい橋梁の固有振動モードに一致させた1自由度系を作成し、その1自由度系に対して  $i$  次振動に共振したときの測点  $j$  の最大加速度を式(5)から求める方法である<sup>11)14)15)</sup>。

$$a_{i,j,max} = \frac{P_i^*}{M_i^*} \frac{\pi}{\delta_i} \phi_{i,j} = \frac{P_i^*}{M_i^*} \frac{1}{2\xi_i} \phi_{i,j} \quad (5)$$

ここに、 $P_i^*$ 、 $M_i^*$ 、 $\delta_i$ および $\xi_i$ は、それぞれ  $i$  次振動のモード外力、モード質量、モード対数減衰率およびモード減衰定数であり、 $\phi_{i,j}$ は、測点  $j$  における  $i$  次振動のモードベクトルである。なお、モード外力は、式(2)で与えられた調和荷重  $p(t)$  の最大・最小値である  $\pm P \cdot n'$  を図 - 12 のようにモード形状に沿って載荷する。

## 6.2 解析結果

### 1) 最大加速度の低減率

水平ねじり連成 1 次振動を対象として通行クラス TC2 (歩行者密度 0.2 人/m<sup>2</sup>) を用いて、各拡幅ケースに対して 1 自由度法により支間中央(橋軸直角方向)の最大加速度を算出した。ここでは、拡幅があるモデルと拡幅がないモデルとの比率を求め、拡幅による応答の低減率としてまとめた。なお、本来であれば、拡幅により歩行者荷重を拡幅した分だけ増加して解析するのであるが、ここでは拡幅による純粋な応答低減量を算出するために拡幅前と同じ歩行荷重を載荷した。

図 - 11 (b) に示した橋軸直角方向の低減係数から、拡幅前の固有振動数が 0.7Hz 以下 (特に 0.5Hz ~ 0.7Hz) に存在している解析モデルの場合、拡幅により固有振動数が増加するため、拡幅モデルに用いる低減係数 (図 - 11 (b) 参照) は拡幅前のモデルより大きな値を入力することになる。そのため、拡幅モデルの応答値の方が大きくなることは明らかである。このような場合、図 - 2 に示したフローから拡幅による振動対策を採用せず、別の振動対策を検討することになる。本研究では、拡幅による振動対策が有効となる解析ケースとして、拡幅前の固有振動数が 0.7Hz 以上 1.2Hz 以下の振動を対象とし、検討対象の支間長を 130m 以下とした。

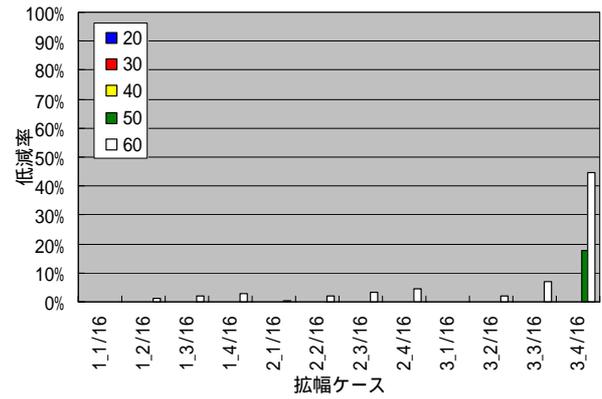
支間長 100m ~ 130m の拡幅ケースに着目して、スパン/サグ比をパラメータとした最大加速度の低減率を図 - 13 に示した。これより、支間長 130m ~ 100m まで見ると、振動数が大きくなっていた順番と同様に最大加速度の低減率が増えていることがわかる。すなわち、1\_1/16, 2\_1/16, 1\_2/16, 3\_1/16, 1\_3/16, 1\_4/16, 2\_2/16, 3\_2/16, 2\_3/16, 2\_4/16, 3\_3/16, 3\_4/16 の順番で、さらにスパン/サグ比で見ると 20 ~ 60 の順、すなわち、剛性が大きくなる順に低減率が大きくなっている。

支間長が 100m 以下になると 3\_4/16, 3\_3/16 および 2\_4/16 の解析モデルはスパン/サグ比 20 ~ 60 のすべてのケースで最大加速度が 100% 低減する。これは、拡幅モデルの固有振動数が図 - 11 (b) の範囲を超えて増加するため、計算される拡幅モデルの応答値がゼロとなるためである。

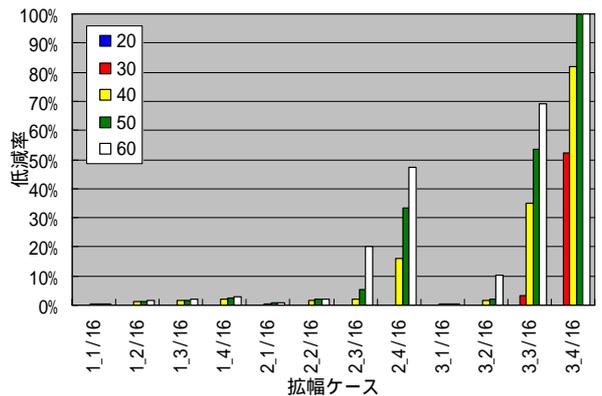
### 2) 最大加速度

支間長が 110m ~ 90m の解析モデルを対象として、スパン/サグ比をパラメータとした拡幅モデルごとの最大加速度を図 - 14 に示す。

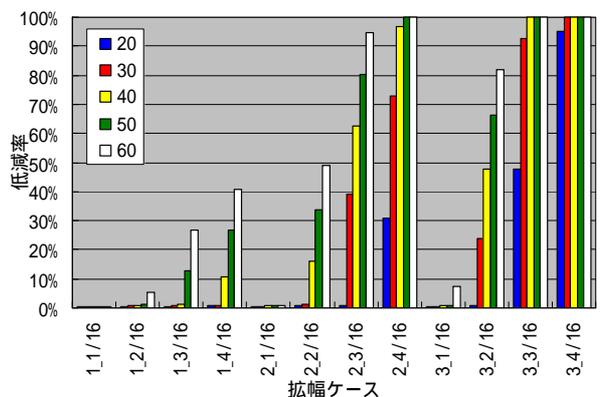
これより、拡幅していないモデルでは、通行クラス TC2 (歩行者密度 0.2 人/m<sup>2</sup>) の歩行荷重に対して最大加速度が 0.15m/sec<sup>2</sup> 程度となっている。これは表 - 2 に示した快適性レベルで表現すると CL2



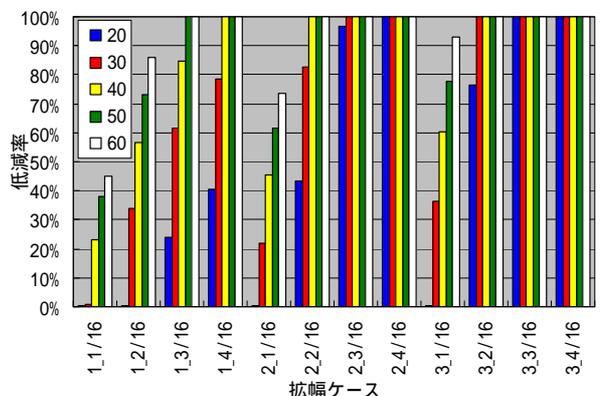
(a) 支間長 130m



(b) 支間長 120m



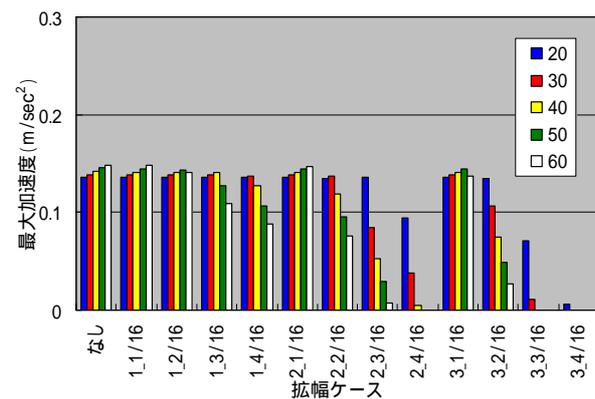
(c) 支間長 110m



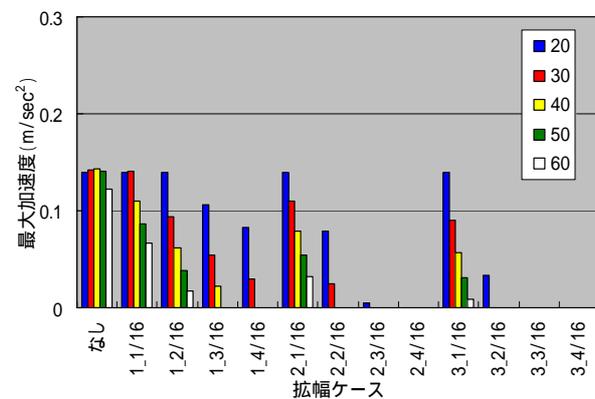
(d) 支間長 100m

図 - 13 スパン/サグ比(20 ~ 60)をパラメータとした拡幅ケースごとの最大加速度の低減率

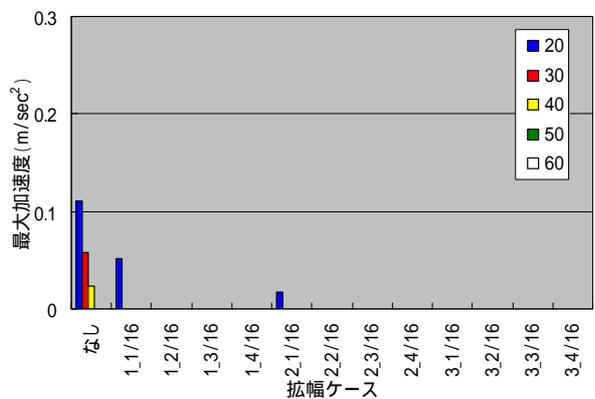
(中位：加速度 0.10-0.30m/sec<sup>2</sup>) 範囲に該当する。



(a) 支間長 110m



(b) 支間長 100m



(c) 支間長 90m

図 - 14 拡幅ケースごとの最大加速度

前出の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推奨した仕様例(表 - 3)に従うとすれば、通行クラス TC2 (歩行者密度 0.2 人/m<sup>2</sup>) に対して、快適性レベル CL1 (最大：加速度 0.10m/sec<sup>2</sup> 以下) にしなければならない。

これに対して、支間長 110m (図 - 14 (a)) の場合 3\_4/16, 3\_3/16, 2\_4/16 の拡幅ケースではすべてのスパン/サグ比において CL1 の条件を満たしている。また、支間長 100m (図 - 14 (b)) 以下になると、拡幅ケースの固有振動数が図 - 11 (b) の高周波領域に

分布するため、さらに CL1 の条件を満たす拡幅ケースが増えている。さらに、支間長 90m (図 - 14 (c)) では、すべての拡幅ケースにおいて CL1 の条件を満たしている。

以上より、拡幅する前の振動数が 0.7Hz 以上 1.2Hz 以下 (図 - 11 (b) 参照) であった場合、支間長やスパン/サグ比にもよるが、端部の拡幅により、水平方向の使用性を改善できることがわかった。

## 7. まとめ

本論文では、PC 吊床版橋の水平振動に着目して、端部の拡幅に関して、拡幅長さ、幅の組み合わせを様々に変化させた場合の振動使用性に及ぼす影響について Hivoss ガイドラインを用いた解析的な検討を行った。

本研究により得られた知見は以下の通りである。

- (1) 幅員やスパン/サグ比を様々に組み合わせた、端部を拡幅していない解析モデルにおいて、支間長と水平ねじり連成 1 次 の関係を調べた結果、支間長が長くなると振動数に与える幅員やサグの影響が小さくなっていった。
- (2) 任意の支間長および幅員において、スパン/サグ比を横軸とした水平ねじり連成 1 次振動数の変化を拡幅ケースごとで調べた結果、拡幅なしのケースを下限として、1\_1/16, 2\_1/16, 1\_2/16, 3\_1/16, 1\_3/16, 1\_4/16, 2\_2/16, 3\_2/16, 2\_3/16, 2\_4/16, 3\_3/16, 3\_4/16 の順で振動数が大きくなっていった。特に、1\_2/16 と 3\_1/16, 1\_4/16 と 2\_2/16 および 3\_2/16 と 2\_3/16 のケースについては振動数がほぼ同じ値になった。
- (3) 支間長全体に 1m 拡幅した 1\_16/16 (有効幅員 3m のケース) と 1\_4/16 を比較した結果、振動数はほぼ同じになることがわかった。すなわち、水平ねじり連成 1 次振動に対しては、支間全体にわたって拡幅しても質量が大きくなるために支間長の 4/16 以上を拡幅しても振動数が増加しない。
- (4) 実橋において得られた水平ねじり連成 1 次振動のモード減衰定数を用いてひずみエネルギー比から吊床版の等価減衰定数を算出した結果、平均して 0.6% という結果を得た。
- (5) 拡幅ケースの解析モデルにおける水平ねじり連成 1 次振動のモード減衰定数を調べた結果、モード減衰定数は拡幅した幅よりも橋軸方向への拡幅長さに大きく依存していた。さらに、スパン/サグ比が大きいほどモード減衰定数が小さくなっていった。
- (6) 水平ねじり連成 1 次振動を対象とした 1 自由度

法による応答解析から，水平方向（支間中央）の最大加速度の低減率は，振動数が大きくなっていた順番と同様に， $1_{1/16}$ ， $2_{1/16}$ ， $1_{2/16}$ ， $3_{1/16}$ ， $1_{3/16}$ ， $1_{4/16}$ ， $2_{2/16}$ ， $3_{2/16}$ ， $2_{3/16}$ ， $2_{4/16}$ ， $3_{3/16}$ ， $3_{4/16}$  の順番で大きくなっていった．さらに，スパン/サグ比で見ると 20～60 の順に低減率が大きくなっていった．

- (7) 拡幅していないケース（ただし，固有振動数が 0.7Hz 以上 1.2Hz 以下の範囲）に比べて，端部のみを拡幅しただけで水平方向の応答値を低減させ，使用性を改善できることを Hivoss ガイドラインによる使用性照査から明らかにした．

#### 謝辞

本解析に際してデータ整理および解析を手伝ってくれた金沢大学大学院博士前期課程の谷口雄太郎氏に謝意を表します．

#### 参考文献

- 1) 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.
- 2) 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方法，土木学会論文集，No.471/I-24，pp.77-84，1993.7.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 梶川康男，津村直直，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.
- 6) 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.
- 7) 米田昌弘：歩道橋上を群衆が移動する場合の振動使用性評価法，構造工学論文集，Vol.49A，pp.263-273，2003.3.
- 8) 川崎俊次，中村俊一，大野克紀：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.97-107，2004.12.
- 9) 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.
- 10) 中沢隆雄，今井富士夫，前田文男，高橋司：PC 吊床版橋「うさぎ橋」の静的および動的力学特性，プレストレストコンクリート，Vol.36，No.1，pp.61-68，1994.1.
- 11) Human Induced Vibration of Steel Structures ([http://www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2007/HIV\\_OSS/download.php](http://www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2007/HIV_OSS/download.php))
- 12) 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.
- 13) fib Bulletin 32: Guideline for the design of footbridge
- 14) 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>)
- 15) 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>)
- 16) (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.
- 17) Wheeler, J.E.: Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, Proc. of ASCE, No.ST9, pp.2045-2065, 1982.
- 18) 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.
- 19) Ontario Government: Ontario Highway Bridge Design Code ONT 83, 2000.
- 20) 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.

(2010年9月16日受付)