

# 損傷を有する人道橋の振動使用性に関する実験

## Vibration Experiments on Damaged Pedestrian Bridge

松井 義孝 \* 川上 江佐夫 \*\*

近年では橋梁の性能評価にあたって静的活荷重などの静的性能のみならず、振動性能などの動的な面も問題となりつつある。特に歩道橋などの人道橋では「人にやさしい」土木構造物を目指して、振動使用性の照査が行われる例が増加している。本レポートでは振動使用性照査の実施例として、腐食による損傷を受けた人道橋に対して、補修と同時にその前後に実施した現場振動実験によって、振動使用性の照査を行うことを主なテーマとして検討を行ったものである。



### 1. 検討の目的

公共構造物の設計に考慮されるべき事項は各種ある。従来において、構造物の強度に対する安全性の確保を主とした設計が行われてきた。近年、これらの設計法は、従来の許容応力度設計法から限界状態設計法に移行しつつあり、社会基盤が整備されつつある今日では、部材の安全度の追求のみでは次第に不十分になると考えられている。

特に、人道橋について考えた場合、直接人が歩いて渡る性質上、その使用に際しての快適性、すなわち振動使用性の検討は非常に重要な項目の一つである。我が国では、昭和54年に立体横断施設技術基準・同解説が制定され、利用者への振動の影響について配慮を加えるよう明記された。近年ではこの問題について各種の研究から、さらに多くの知見が加えられ、平成10年に日本鋼構造協会において、人にやさしい歩道橋計画設計指針・同解説が制定された。

本検討では腐食による主桁の損傷を受けた人道橋の補修を行う際に、人道橋としての振動使用性判定、および補修前後の動的性能の変化を把握するために現場振動実験および3次元固有値解析を行い、これらに必要な橋梁の固有振動数および動的応答性状を求めたものである。

### 2. 対象橋梁の概要

検討対象とした橋梁は、3径間単純鋼2主桁人道橋あり橋長89m、最大支間長33.4mである。主桁はH形鋼が用いられ断面寸法は主径間においてH900×300×16×28、側径間においてはH700×300×16



写真-1 検討対象橋梁

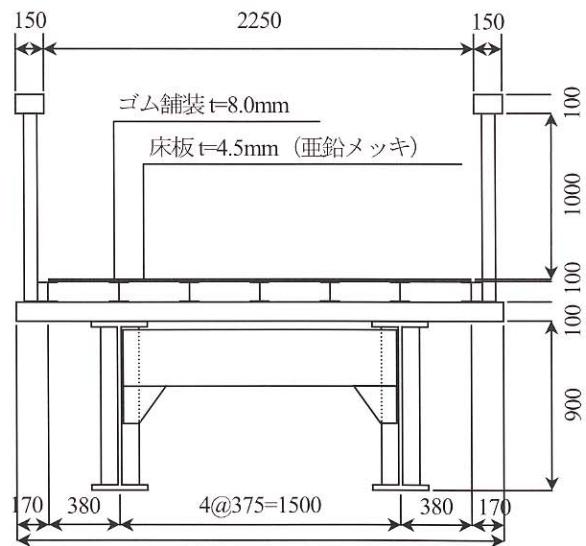


図-1 概略断面図（改築断面）

\*) 企画調査室 室長・技師長（技術士：鋼構造及びコンクリート, RCCM:土質及び基礎,

土木学会構造工学委員会橋梁振動モニタリング研究小委員会・委員) Yoshitaka MATSUI

\*\*) 橋梁部 課長（RCCM:鋼構造及びコンクリート) Esao KAWAKAMI

×28 である。さらに主桁に、横桁間隔 3,339mm で横桁が配置されている。また、中央径間と側径間は主桁腹板同士が主桁連結装置によって連結されており、その断面は 600×300×10mm の鋼板である。

橋脚は径 800mm の単円鋼管柱を用い鋼管柱長さは 7,800mm である。床版は H 形鋼(H100×100×6×8)からなる床組上に厚さ 3.2mm の縞鋼板が歩道板として取り付けられ、さらに厚さ 5mm 程度のゴムマットが敷かれており、高欄は形鋼による形式である。写真-1 に検討対象とした橋梁の外観を、図-1 に主径間部分の概略断面図を示す。

本橋の腐食損傷は、中央径間において確認され、特に中央径間左岸側で著しかった。腐食は主桁腹板下部を中心に下フランジも若干の腐食が見られた。これより、中央径間主桁における腐食損傷箇所の板厚減少幅を計測し、カバープレートによって補修を行った。腐食損傷の状況を写真-2 に、また補修に際してのケレン後の状況を写真-3 に示す。

### 3. 現場振動実験および3次元固有値解析

#### 3-1 実験方法

本実験は、検討対象橋梁の低次の固有振動数と動的応答特性を把握するために減衰自由振動実験および強制加振実験を実施した。表-1 に主な諸元を示す。本橋は 3 径間からなる単純桁橋である。本実験においては、主に主径間部分の動的特性を知るため、加振位置および加速度測定位置を主径間に定めた。

測定方法は、本橋の主径間を 6 分割し、支点上および支間 1/6 点～5/6 点の各点に加速度計を設置して動ひずみ計、A/D 変換ボードを介してパソコンに直接データを入力することにより加速度応答値を得た。サンプリング周波数は 1000Hz である。図-2 に本実験で用いた振動測定シス



写真-2 損傷状況（原形）

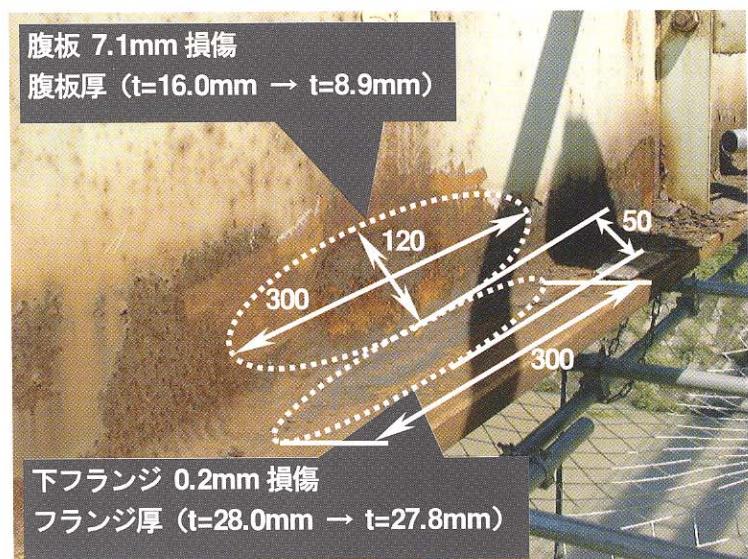


写真-3 損傷状況（ケレン後）

表-1 主な諸元

橋梁形式	3 径間単純鋼 2 主桁橋
径間割(mm)	27,025@33,390@27,025
橋長(mm)	88,340
主桁間隔(mm)	1,500
主桁 断面 形状 (mm)	腹板 844×16 (主径間) 652×13 (側径間)
	300×28 (主径間) 300×24 (側径間)

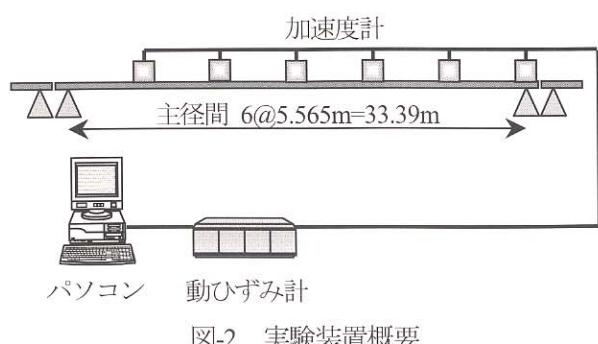


図-2 実験装置概要

テムの概略図を、写真4～7に実験装置の外観、写真8,9に実験風景を示す。

1次および2次固有振動数の測定に当たって減衰自由振動実験はそれぞれのモード形状を考慮し、前者は支間中央点、後者は支間1/4点において人間が跳躍し、橋梁を加振することにより実験を行った。また、強制加振実験において、荷重となる歩行者が

電子メトロノームを携帯し、一定周期の発振音に歩調を合わせることによって加振を行った。

水平方向の実験ケースとしては、支間中央点を中心とした位置で人間が高欄を押すことにより加振する減衰自由振動実験を行った。さらに、水平方向の強制加振実験としてモード形状および減衰自由振動実験後に現地で得られた観測波形を考慮して、支間



写真4 計測システム概観

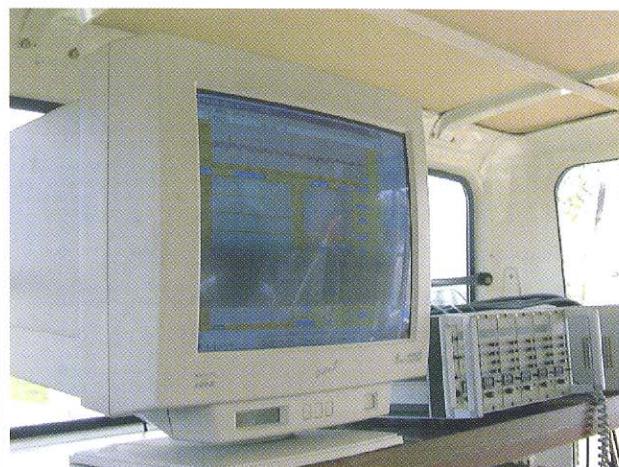


写真5 計測中パソコン画面



写真6 実験用車輛

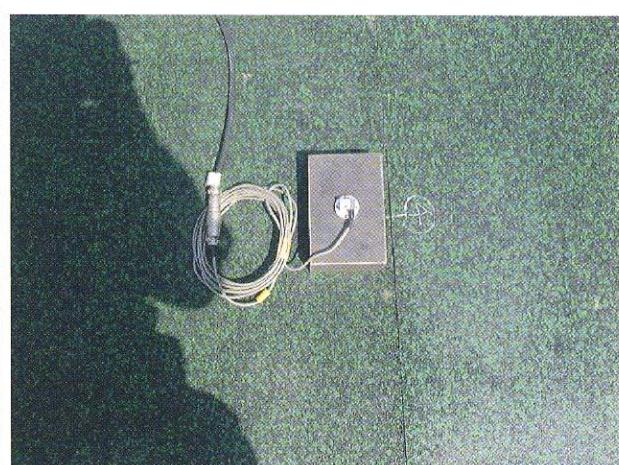


写真7 加速度計



写真8 減衰自由振動実験



写真9 強制加振実験

中央点では 1.5Hz 強制加振実験と支間 1/4 点では 2.5Hz 強制加振実験を行った。表-2 に実験ケースを示す。

本実験においては、補修前後の構造系で動的特性を比較するため固有値解析を併せて行い、実験結果との比較を行う。固有値解析においては部材ごとの質量および剛性等のデータを用いて、3 次元固有値解析を行う。

### 3-2 実験結果

支間 1/2 点および 1/4 点における減衰自由振動実験の実験結果を表-3 に示す。1 次および 2 次固有振動数の同定は、高速フーリエ変換を用いて卓越振動数の解析を行っており、減衰定数についてはパワースペクトル曲線から 1/2 法 (Half-power-method) を適用して求めた。減衰自由振動実験の観測結果の一例として図-3 に支間中央点で加振した場合の支間中央点における加速度応答波形を、また図-4 にこの際の各観測点における加速度応答波形から求めた観測点ごとのフーリエスペクトル図を示す。図-5 は支間 1/4 点加振時のフーリエスペクトル図である。

鉛直方向の固有振動数は、1 次固有振動数が 2.93Hz、2 次固有振動数が 9.25Hz となった。図-3 に示す応答加速度の観測波の形状からは判然としない部分があるが、図-4 のピーク値および各測点での応答性状から 2.93Hz が鉛直 1 次モードの固有振動数であると判断された。鉛直 2 次モードについても同様に図-5 に示されるピーク値などから鉛直 2 次の固有

振動数を 9.25Hz と判断した。また、水平方向の固有振動数についても、減衰自由振動結果および強制加振結果を用いて同様の方法から水平 1 次については 1.63Hz、水平 2 次については 2.50Hz と判断した。

表-2 実験ケース一覧表

加振箇所	中央支間 1/2 点(水平)	中央支間 1/4 点 (水平)
加振方法	減衰自由 1.5 Hz 強制	2.5 Hz 強制
中央支間 1/2 点 (鉛直)	中央支間 1/4 点 (鉛直)	歩行 (鉛直)
減衰自由	減衰自由	2 Hz 強制 3 Hz 強制 4 Hz 強制

表-3 実験結果 (減衰自由振動)

	固有振動数(Hz)		減衰定数(%)	
	1 次	2 次	1 次	2 次
鉛直	2.93	9.25	2.61	2.76
水平	1.63	2.50	4.38	2.40

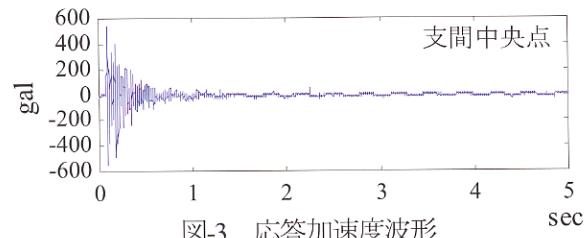


図-3 応答加速度波形

(支間中央点加振・鉛直方向減衰自由振動)

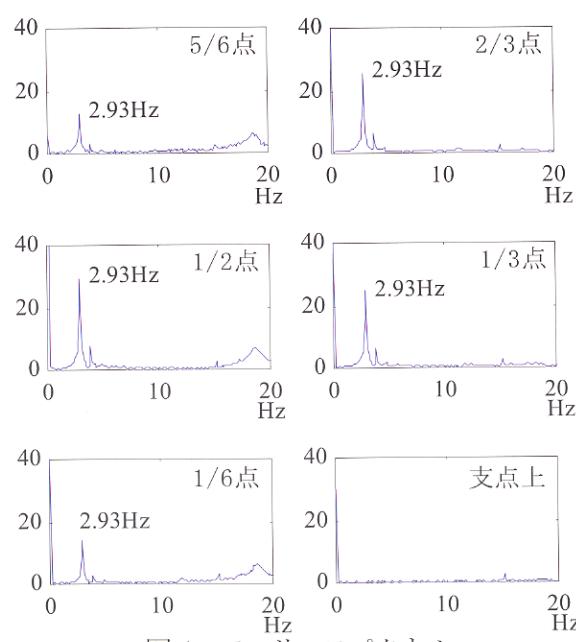


図-4 フーリエスペクトル  
(支間中央点加振・鉛直方向減衰自由振動)

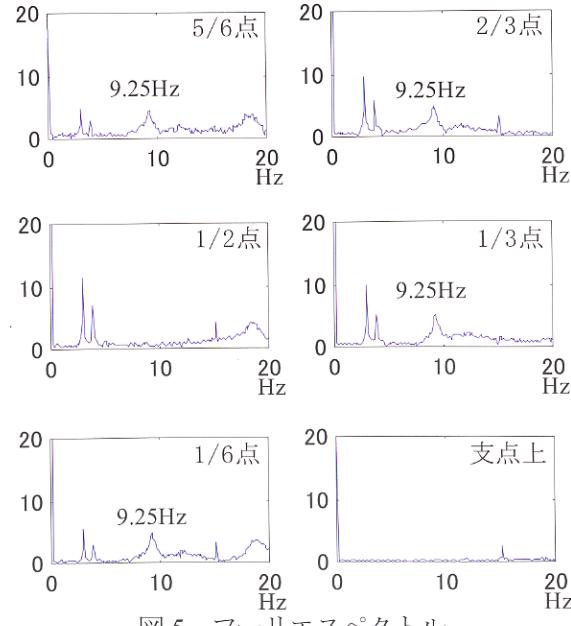


図-5 フーリエスペクトル  
(支間 1/4 点加振・鉛直方向減衰自由振動)

動的応答量を求めるために行った鉛直方向の強制加振実験は、荷重となる人間1名の歩行あるいは走行によって橋梁を加振し、その際の応答加速度を記録することによって行った。実験ケースは表-2に示すとおりであり、2Hz～4Hzの3ケースである。表4に各ケースにおける支間1/2点の最大加速度応答値および、瞬時値の2乗平均値の平方である実効値（速度実効値）を示す。後述する振動使用性照査においてはその許容値として実効値で示されたものが多く、実験で直接観測された波形を平準化して応答値の大きさの程度を表したものである。解析結果の一例として本橋の鉛直1次固有振動数に近い、3Hz歩行での強制加振実験時の各観測点の応答加速度波形を図-5に示す。

図-5より各測点が最大値を記録する時間が加振者の移動に伴って、支間1/6点から支間5/6点方向へと移動していくことが確認できる。FFT解析の結果、この3Hz歩行時の応答加速度は2.93Hzが卓越しており、鉛直1次モードで共振していることが確認できた。なお、図-5の支間1/3点において2.4秒付近で1344.7galと瞬間に大きな値を記録しているが、これは測点通過時に加振者が加速度計の極近傍に着地したためと考えられる。なお、3Hzの歩行とは一般的にジョギング程度の歩調である。他の解析ケースとして、2Hzは人が歩行するときの平均的な歩調であるが、FFT解析からこの橋梁においては特に共振状態にはならないことが確認された。4Hz歩行時においては、既に歩調が走行状態となっていることから着地時の衝撃が大きくなり、加速度応答値が大きくなったものと考えられる。

### 3-3 3次元固有値解析および解析結果

本実験においては、本橋の動的特性を補修前後で比較して動的性能の変化を検討するために固有値解析を併せて行った。固有値解析は本橋の補修前と補修後のデータを用いた2ケースについて行い、補修後に行った現場振動実験の実験結果との比較を行う。

固有値解析は、部材ごとに両端のx,y,z軸方向、軸周りおよびそりねじりに関する剛性を用いて解析を行う3次元固有値解析であり、鉛直、水平、ねじり各方向の固有振動モード形状、固有周期、固有振動数等を得るものである。解析には汎用数値解析プログラムMATLABを用いて作成したエキスパートシステムを用いた(図-6)。解析モデルの概略図を図-7に示す。

解析結果の一例として、補修後のデータを用いて

表4 強制加振実験結果

	2Hz	3Hz	4Hz
最大加速度応答値 (gal=cm/sec <sup>2</sup> )	-526.4	579.0	-856.5
実効値(速度) (cm/sec)	0.298	0.328	0.485

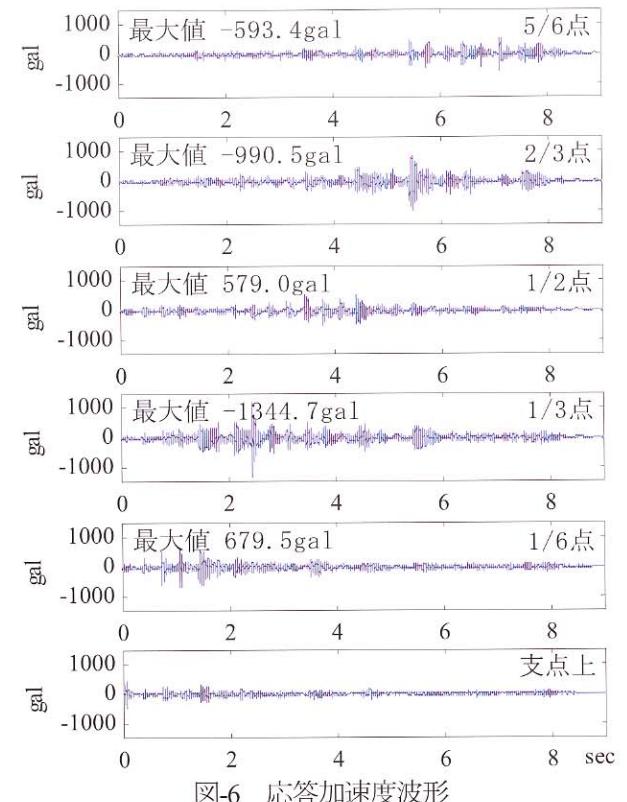


図-6 応答加速度波形

(3Hz歩行・鉛直方向強制加振)

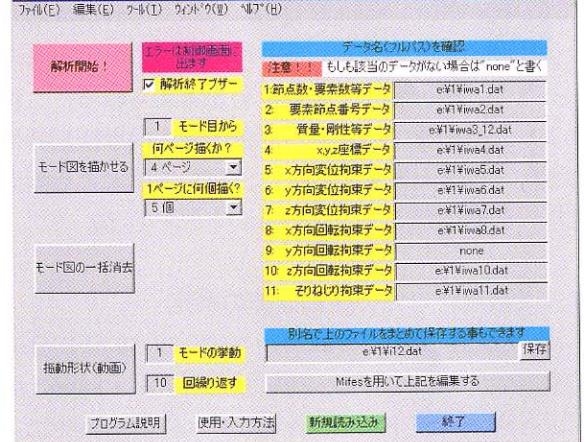


図-7 解析プログラム実行画面

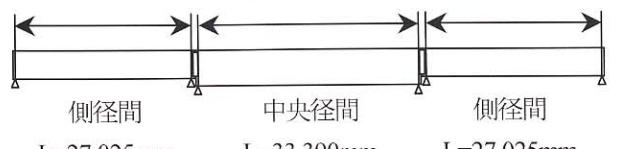


図-8 解析モデル概略図

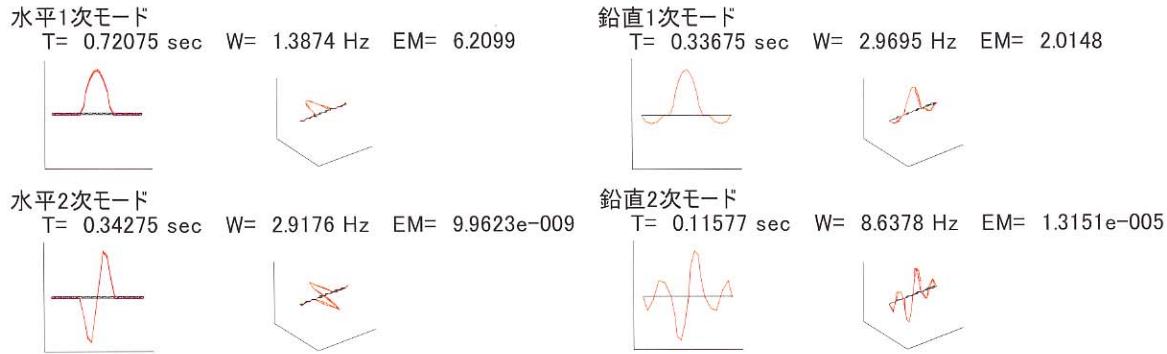


図-9 3次元固有値解析結果（補修後データ）

解析した場合の鉛直および水平方向の1~2

次モードの出力結果を図-8に示す。また、解  
析結果と実験結果の比較を表-5にまとめる。

これらの解析結果を振動実験結果と比較する  
と、まず補修後における実験結果と解析結果  
については概ね良い一致が得られていると思  
われる。一般に橋梁振動を考える上で重要視

され、卓越しやすい鉛直方向1次の固有振動数につ  
いてはほぼ一致した値が得られていることから、解  
析結果は実験結果と比して十分な整合性があるもの  
と考えられる。これをふまえて本橋における補修前  
後の振動特性の変化を考察すると、両者の解析結果  
から本橋の基本的な振動特性は大きな変化がないもの  
と判断できる。卓越しやすい振動数である鉛直1  
次モードについては補修前後でほぼ同じであり、主  
桁等の主構造の剛性にほとんど変化がないものと判  
断できる。また、他の振動次数では補修後の固有振  
動数が比較的高い傾向が見られるが、これは床版お  
よび高欄の剛性が新規に取り付けたものの方が大き  
かつたことが影響しているためと考えられる。これ  
により、主桁を中心とする本橋の基本的な振動特性  
は従前とほとんど変化はなく、腐食損傷による断面  
欠損の影響はほとんどないものと思われる。

#### 4. 人道橋としての振動性能の判定

歩道橋の振動使用性については昭和54年に日本  
道路協会において立体横断施設技術基準・同解説が  
制定され、最近では平成10年に日本鋼構造協会によ  
って人にやさしい歩道橋計画設計指針・同解説が制  
定された。本橋は支間長・幅員などが歩道橋に準じ  
る規模の人道橋として、これらの基準等に準じた振  
動使用性の照査を行う。

##### 4-1 固有値およびたわみによる制限等

立体横断施設技術基準・同解説によれば振動使用

表-5 固有振動数の比較

(単位:Hz)	鉛直方向		水平方向		
	1次	2次	1次	2次	
補修前	固有値解析結果	2.93	8.39	1.09	2.43
補修後	固有値解析結果	2.97	8.64	1.39	2.92
	振動実験結果	2.93	9.25	1.63	2.50

表-6 たわみ制限

たわみ制限値
振動が利用者に及ぼす影響につ いて配慮しない場合
振動が利用者に及ぼす影響につ いて配慮した場合

(出典：立体横断施設技術基準・同解説)

性の照査には固有振動数による制限が設定されてい  
る。これは歩行者の平均歩調が2Hz程度であるため、  
歩道橋のたわみ振動の固有振動数が2Hz付近にあ  
った場合、共振が生じ振動振幅が大きくなることがあ  
るので、歩道橋の固有振動数が2Hz前後にならない  
ように制限するものである。本橋は鉛直1次固有周  
期が2.93Hzであり、この制限には抵触しない。さ  
らに人にやさしい歩道橋計画設計指針・同解説によ  
れば、特に吊構造系などのような水平横方向の固有振  
動数が低くなりやすいものについては、水平横方向  
の固有振動数が1Hz付近の場合に、歩行者の状態の  
揺れによって水平横方向の振動が励起される可能性  
があるとされている。本橋においては水平1次固有振  
動数が1.63Hzであり制限値1Hzからは比較的離  
れており、構造形式および使用環境の面からも特に  
横方向の振動が問題となる可能性は少ないと思われ  
る。

立体横断施設技術基準・同解説においては主桁の  
最大たわみについて表-6に示す制限を設けている。  
ここに支間長/600の制限は歩道橋の剛性の低さを考

慮し、道路橋の設計上の標準値より厳しい値を設定したもので、一般に支間長/400 程度のたわみであれば構造物の安全性の妨げとはならないとされている。本橋においては事前に静的活荷重による主桁のたわみを算出し、主径間中央部の主桁のたわみは 7.83cm との結果を得た。これは支間長の約 427 分の 1 である。この値は表-6 に示すたわみの制限値、支間長/400 を満たしており、振動使用性の照査を行い振動が歩行者に与える影響に配慮していることや、本橋が一般的な歩道橋に比較して剛性が高いことなどを考慮すれば、本橋における最大たわみは立体横断施設技術基準・同解説に定められた制限を十分に満たしている。以上より立体横断施設技術基準・同解説などに定められた固有値およびたわみによる制限は、本橋においてこれらの制限を満たしていると判断される。

#### 4-2 振動レベルによる照査

固有値など共振の可能性に対する照査に加えて、振動によって歩行者が不快感を感じる振動量の制限値（振動恕限度）をもとに振動レベルにおいて振動使用性の照査を行う。照査の際に用いる実効値を各振動ケースおよび各測点ごとに表-7 に示す。また、人にやさしい歩道橋計画設計指針・同解説に示されている振動使用性照査方法のうち、梶川および小幡らの方法を規定値と扱い表-8 に掲載する。

まず最頻歩調（2Hz）においてはほとんどの測点で、表-8 中の小幡らの 2Hz 前後で使用性を重視した場合の振動許容値を満たしている。1/3 点においては許容値の 0.7cm/sec を 0.03cm/sec ほど上回っているが、前述のように加振者が測点通過時に加速度計の

近傍に着地し瞬間に過大な衝撃が加わったためと考えられ、全体としての問題はないものと考えられる。よって、歩行者が一般的な歩調で本橋を渡る際の振動使用性については問題がないと認められる。

つぎに 3Hz 強制加振時についての照査を行う。本橋の 1 次固有振動数は 2.93Hz であり、歩行者がこの振動数で歩行あるいは走行した場合に本橋は共振状態を生じる可能性があり、さらにジョギングなどのピッチが 3Hz 程度であるため、このケースにおける照査も考慮すべきものである。表-7 から 3Hz 強制加振時の各測点の実効値は表-8 に示す 2Hz 前後以外の振動許容値 1.0cm/sec を完全に満たしており、振動使用性は全く問題がないと認められる。

4Hz 強制加振時についても照査を行った。表-7 より 2Hz, 3Hz のケースと比較して実効値が大きくなっているが、これは人間の歩行による 4Hz の加振は歩行状態になり橋梁に与える衝撃が大きくなつたためと考えられる。歩行者が振動の原因を明確に理解できる場合、すなわちこのケースにおいては「走っている人がいる」と認識できる場合には、歩行者は多少の振動を感じてもそれによる不快感は少ないとする研究結果がある。さらに表-8 において小幡らの振動許容値 1.0cm/sec をほぼ満たし、梶川の振動感覚を「少し歩きにくい」とする振動許容値 1.7cm/sec を全ての測点において満たしていることから、歩行者の歩行時を想定した 4Hz における振動使用性も問題がないと認められる。

以上によって本橋の人道橋としての振動性能の照査を行ったが、これらの照査結果より本橋におけ

表-8 各種振動使用性照査方法

照査方法	荷重状態		許容値	単位	振動感覚
梶川	単独歩行状態		1.7	cm/sec (RMS)	少し歩きにくい
	単独歩行状態		2.7	cm/sec (RMS)	大いに歩きにくい
小幡 林川 佐藤	共振歩調 1 人	2Hz 前後 使用性重視	0.7	cm/sec (RMS)	少し振動を感じる約 60% 明らかに振動を感じる約 25%
		2Hz 前後以外 多少振動を許容	1.0	cm/sec (RMS)	少し振動を感じる約 70% 明らかに振動を感じる約 40%

※単位欄における RMS は実効値を示す。（出典：人にやさしい歩道橋計画設計指針・同解説）

表-7 各測点における実効値

実効値 (cm/sec)	1/6 点	1/3 点	1/2 点	2/3 点	5/6 点
2Hz 強制加振	0.328	0.732	0.298	0.428	0.491
3Hz 強制加振	0.385	0.762	0.328	0.531	0.336
4Hz 強制加振	0.664	1.204	0.485	0.708	0.282

る振動使用性については、前節で示した橋梁の固有値およびたわみによる制限を満たしていることに加えて、平均歩調時など歩行者の歩行パターンごとの振動レベルによる振動使用性の照査でも問題が無いことが確認され、全体として本橋は振動使用性を十分に満たしていることが明らかになった。

## 5.まとめ

本レポートは近年問題となりつつある、橋梁の振動使用性照査の検討例として、損傷を受けた人道橋を対象橋梁として検討を行ったものである。腐食によって主桁に損傷を受けた人道橋に対して補修時に現場振動実験を行い、3次元固有値解析を併せて行うことで、補修前後の構造特性の変化を把握すると同時に振動実験によって得られた振動性状から人道橋としての振動使用性の照査を行った。

まず、現場振動実験として1次および2次の低次の固有振動数と動的応答量を把握した。さらに固有値解析を行い、補修前後で主桁を中心とする橋梁の構造特性には大きな変化が無いことを確認した。

本橋の人道橋としての振動性能については、立体横断施設技術基準・同解説および人にやさしい歩道橋計画設計指針・同解説を適用して検討を行った。これによると低次の固有振動数と主桁の最大たわみについてはずれも問題が無いと判断され、振動恕限度に基づく照査でも許容値をほぼ満たしているとの結果が得られ、検討対象とした橋梁は十分な振動性能を有しているとの結果が得られた。

土木構造物の性能評価は性能照査型設計法への移行が予想され、道路橋示方書においても従来型設計法から性能規定型設計法への移行に向けての準備

が進められている。このような流れと相まって、今後は振動性能など構造物の動的な挙動も考慮した評価手法の構築が進むであろう。今回検討を行った人道橋の振動使用性評価方法についても、種々の手法や指標値が提示されている段階で、未だ統一的な手法は確立されていない。しかしながら将来的にはこのようないより高度とも言える設計手法や評価方法の構築や習得は、不可避になるものと考えられる。以上よりこれらの評価手法を実橋に適用した本検討結果は、性能照査実施の先駆けとして大きな意義を有するものである。

## 【参考文献】

- 1) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説、丸善、1979.
- 2) 日本鋼構造協会：これから歩道橋付・人にやさしい歩道橋計画設計指針、技報堂出版、1998.
- 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、1996.
- 4) 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、土木学会論文集、1982.
- 5) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析、技報堂出版、1993.
- 6) 阿部雅人・藤野陽三：2足剛体モデルを用いた歩行者による歩道橋の水平励振に関する1つのシミュレーション、土木学会論文集、1992.
- 7) 小幡卓司：人間の振動感覚に基づいた歩道橋の振動使用性に関する研究、北海道大学学位論文、1997.