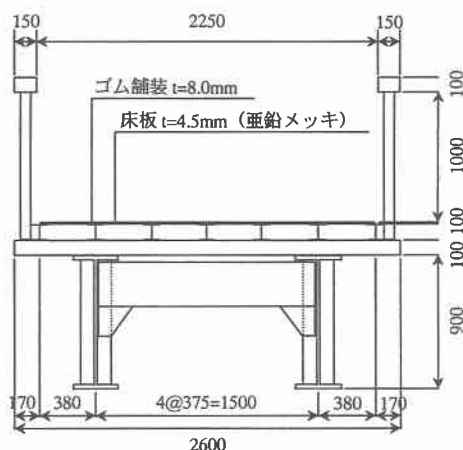


岩 見 沢 市 建 設 部	戸 借 誠 治
株 式 会 社 開 発 工 営 社	○ 正 員 川 上 江 佐 夫
北 海 道 大 学 大 学 院 工 学 研 究 科	正 員 松 井 義 孝
北 海 道 大 学 大 学 院 工 学 研 究 科	フ ェ ロ ー 林 川 俊 郎
北 海 道 大 学 大 学 院 工 学 研 究 科	正 員 小 幡 卓 司
北 海 道 大 学 大 学 院 工 学 研 究 科	学 生 員 宮 森 保 紀



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)
	フランジ	300×28 (主径間) 300×24 (側径間)

鋼板による主桁連結装置によって腹板同士が連結されている。床版は H 形鋼(H100×100×6×8)からなる床組上に鋼鋼板が歩道板として設置されゴム舗装が行われており、また高欄は形鋼による形式である。

本橋の腐食損傷は中央径間において確認されたが特に左岸側で著しく、主桁腹板下部を中心に下フランジにも若干の腐食が見られた(写真-1)。腐食損傷箇所において板厚減少幅を計測したところ腹板下部において最大 7.1mm、下フランジにおいては最大 4.0mm の板厚減少が確認された。これらの断面欠損点について応力度照査を行ったところ応力上および静的たわみに関する問題は特に認められず、将来における腐食の進行を防止する立場からカバープレートの溶接等によって補修および再塗装を行った。また、これらと同時に床版および高欄の交換も行われた。

3. 現場振動実験および固有振動解析

3.1 現場振動実験方法

本研究では検討対象橋梁における低次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。実験に際しては、主に主径間部分の動的特性を把握するため、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。この際のサンプリング周波数は 1000Hz であり、図-2 に本実験で用いた振動測定システムの概略図および写真-2 に鉛直方向減衰自由振動実験の実験風景を示す。

実験ケースについては表-2 に示すように、1 次および 2 次固有振動数の測定を目的とした減衰自由振動実験は、鉛直方向においてはそれぞれのモード形状を考慮し鉛直 1 次モードは支間中央点、鉛直 2 次モードについては支間 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。さらに水平方向については、支間中央点を中心とした位置で複数の人間が高欄を押すことによって起振力を与える減衰自由振動実験を行った。また、強制加振実験においては荷重となる歩行者が電子メトロノームを携帯し、一



写真-1 損傷状況

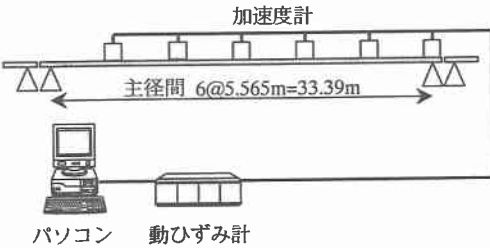


図-2 実験装置概要



写真-2 実験風景

表-2 実験ケース一覧表

減衰自由振動実験			
加振方向	鉛直方向		水平方向
加振位置	支間 1/2 点	支間 1/4 点	支間 1/2 点
強制加振実験			
加振方向	鉛直方向		
加振振動数	2Hz	3Hz	4Hz

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。

3.2 固有振動解析手法

歩道橋および人道橋における歩行者交通による振動レベルでは、支承等の境界条件および地覆や高欄等による付加剛性等が設計条件と異なった状態となり、橋梁の設計時における固有振動数の解析値と完成後の実測値は一致しない場合がある³⁾。そこで本研究においては解析値と実測値の差異を把握し、補修前後における動的特性の変化の検討を行うために固有振動解析を行う。

具体的には補修前後における対象橋梁の各部材について、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入力データとして入力し、各々の解析モデルについて鉛直、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3次元固有振動解析である。実際の数値解析にあたっては、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。

4. 低次固有振動数における動的性能の検討

4.1 減衰自由振動実験結果および考察

減衰自由振動実験結果の一例として、鉛直1次モードを対象とした主径間1/2点加振時において支間1/2点で観測された応答加速度波形を図-3に示す。またこの際に各観測点で得られた応答加速度波形に高速フーリエ変換(First Fourier Translation, FFT)を施して得られた各観測点の応答加速度のフーリエスペクトルを図-4に示す。

図-3に示した応答加速度波形からは振動数の卓越状況は判然としないが、図-4におけるフーリエスペクトル図からはすべての観測点において2.93Hzで明確なピーク値が得られていることが確認できる。さらに各観測点のピーク値の大小関係からこの際のモード形状は支間1/2点を中心とした対称形であると考えられ、本橋の鉛直1次固有振動数は2.93Hzであると認められる。さらにこのフーリエスペクトルからパワースペクトル曲線を求め、1/2法(Half-Power-Method)を適用して減衰定数を求めたところ、減衰定数として2.61%を得た。鉛直2次固有振動数および水平方向の低次固有振動数等についても同様の方法で固有振動数ならびに減衰定数を求め、表-3にその結果を示す。

これらの減衰自由振動実験結果から得られた低次の固有振動数に基づいて、対象橋梁の共振可能性の照査を行う。立体横断施設技術基準・同解説によれば、歩行者の平均歩調が2Hz程度であることを考慮し、歩道橋のたわみ振動の固有振動数が2Hz付近にあった場合に共振が生じ振動振幅が大きくなることを防ぐため、歩道橋の固有振動数が2Hz前後(1.5~2.3Hz)となることを避けることとしている²⁾。本橋は鉛直1次固有振動数が2.93Hzであり、鉛直方向について共振が生じる可能性は少ないものと思われる。さらに水平方向に関しては、水平横振動に

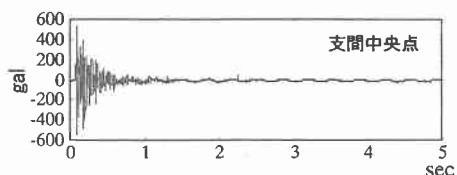


図-3 応答加速度波形
(鉛直方向減衰自由振動・支間1/2点加振)

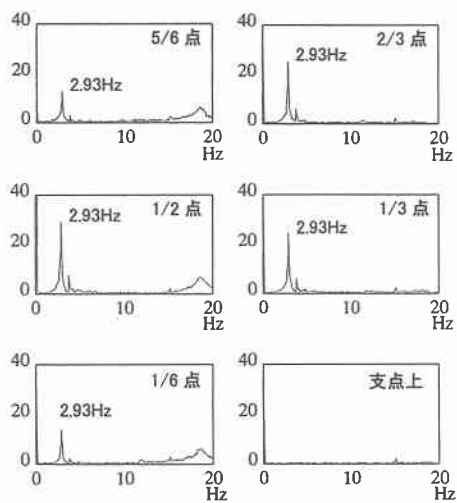


図-4 フーリエスペクトル
(鉛直方向減衰自由振動・支間1/2点加振)

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

対する使用性の問題として、歩行者の歩行踏力における1Hz前後の水平卓越成分が主桁の揺れを発生させ、これに人の歩行時の状態の揺れが同調し、その結果として主桁をさらに励振する場合がある⁴⁾。本橋における水平1次固有振動数は1.63Hzであり問題となる振動数からは比較的離れているため、水平横振動についても共振の可能性は少ないと思われる。これらより低次の固有振動数における共振については、鉛直および水平両方向において歩行者の歩行によって共振する可能性は少ないと思われる結果が得られた。

4.2 固有振動解析結果および考察

固有振動解析結果の一例として、補修後のデータを用いた解析モデルについて固有振動解析を実施した際の鉛直および水平方向における低次固有振動モードのモード形状図、固有周期および固有振動数を図-5に示し、固有振動数について解析結果と実験結果の比較を表-4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考えられる。最も卓越鉛直1次モードの固有振動数については補修前後ではほぼ同一の値であり、主桁等の主構造の剛性にはほとんど変化がないものと判断できる。また、他の振動モード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、これは新規に取り付けた床版および高欄の剛性が比較的大きかっ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本研究における対象橋梁においてはほとんどなかったものと思われる。

5. 動的応答量による振動使用性照査

5.1 強制加振実験結果および考察

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-6に示す。図-6より各観測点において最大応答値を記録する時刻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。またFFT解析結果によると、この3Hz歩行時の応答加速度の振動数

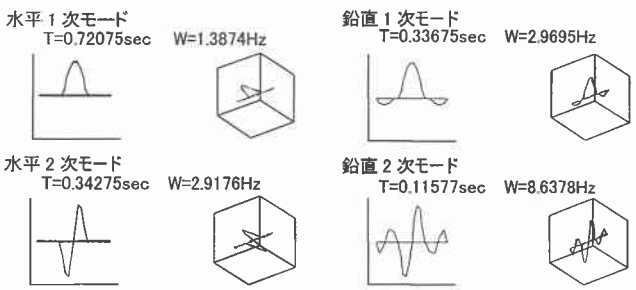


図-5 3次元固有振動解析結果（補修後データ）

表-4 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	固有振動解析結果	2.93	8.39	1.09	2.43
	振動実験結果	2.93	9.25	1.63	2.50
補修後	固有振動解析結果	2.97	8.64	1.39	2.92
	振動実験結果	2.93	9.25	1.63	2.50

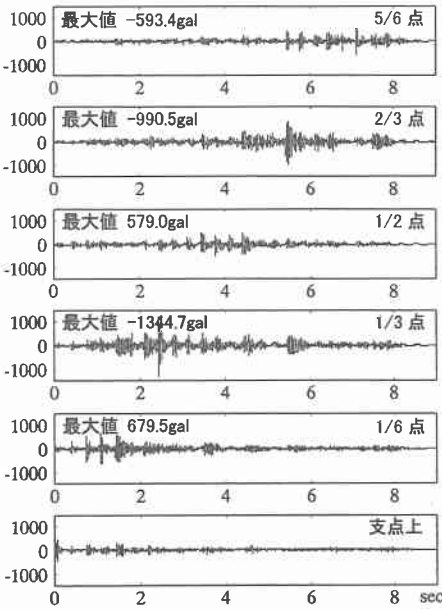


図-6 応答加速度波形

(鉛直方向強制振動・3Hz加振)

成分は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された。他の実験ケースである2Hzおよび4Hz歩行時における強制加振実験結果もあわせて、表-5に支間1/2点における最大応答加速度と速度実効値を示す。表-5に示した実効値について、一般に実験においては付近の自動車交通等によるノイズや衝撃あるいは対象とした固有振動数以外の振動モードの影響が比較的大きく、これらの望ましくない影響を軽減するためには実効値で比較することが有効であると思われる。したがって、振動使用性判定に用いられる振動限度はこの実効値を用いる場合が多く、本研究においても実効値によって振動限度との比較を行うものである。

5.2 動的応答量の振動限度との比較

前述の固有振動数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。照査の際に用いる速度実効値を各振動ケースおよび各測点ごとに表-6に示す。振動に対する照査方法には種々の方法や感覚の指標値が提案されているが、本研究においては、荷重状態が単独歩行あるいは共振歩調1人の場合の速度実効値によって振動限度を定めた梶川の方法および小幡らの方法を規定値として扱い表7に示す^{3),5),6)}。

まず歩行者の最頻歩調である2Hz加振時においてはほとんどの観測点で、表-7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0.7cm/secを満たしている。一般に通学、通勤などのような生活道路の一部として用いられる歩道橋においては、実効値が1.0cm/sec程度であればその使用性が十分確保できると考えられるため、本橋の立地条件および使用状況を考慮すると十分に使用性を満たしているものと思われる。次に3Hz強制加振時については、本橋の1次固有振動数が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るため、このケースにおける照査も重要視すべきものと思われる。表-6から3Hz強制加振時の各観測点の実効値は表-7に示す小幡らの2Hz前後以外の振動許容値1.0cm/secを完全に満たしており、この場合における振動使用性についても問題がないと認められる。さらに4Hz強制加振時には表-6より2Hzおよび3Hz加振時と比較して実効値が大きくなる傾向を有しているが、これは人間が4Hzの歩調で移動した場合は走行状態となり、これによって橋梁に与える衝撃が大きくなったためと考えられる。このように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安感、不快感等は増大しないであろうと推定できる。さらに表-8における梶川の照査方法において振動感覚が「少し歩

表-5 強制加振実験結果

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

表-6 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

表-7 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	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%

きにくい」程度の振動許容値 1.7cm/sec を全ての観測点において満たしていることから、歩行者の走行時を想定した 4Hz における振動使用性も問題がないものと考えられる。

以上より本橋の人道橋としての振動性能の照査結果は、前述した橋梁の固有振動数などによる制限を満たしているに加えて、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ものと思われる結果が得られ、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。

6. おわりに

本研究は近年問題となりつつある橋梁の振動使用性照査の実施例として、腐食によって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、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うとともに、解析モデルに対する固有振動解析を併せて行い、補修前後の構造特性の変化を把握することを試みたものである。まず、減衰自由振動実験によって 1 次および 2 次の低次の固有振動数を把握し、歩行者の歩行によって共振する可能性が少ないことを確認した。また固有振動解析結果より、本研究における対象橋梁は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と思われる結果を得た。さらに本橋の振動レベルにおける人道橋としての振動性能についても強制加振実験によって得られた動的応答量について振動限度に基づいた照査を行い、その許容値をほぼ満たしていると思われる結果を得たことから、本研究において検討対象とした橋梁は十分な振動性能を有しているものと考えられる。

今後、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、今後は振動性能等構造物の動的な挙動も考慮した評価手法の構築が進むものと思われる。一方で振動使用性照査の手法は、現在では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。しかしながら今後の研究の進展とともに、このような振動使用性照査の実施例を蓄積することによって信頼性および適用性が向上していくものと期待される。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：立体横断施設設置要領（案）横断歩道橋設計指針解説，丸善，1967.
- 2) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，丸善，1979.
- 3) 日本鋼構造協会：これからの歩道橋-付・人にやさしい歩道橋計画設計指針，技報堂出版，1998.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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.