

伊唐大橋の振動実験と常時微動計測

折田 秀三*1・福田 博文*2・前田 勉*3・藤岡 秀信*4・上野 健治*5

1. まえがき

伊唐大橋^{1),2)}は、鹿児島県西北部の八代海に面した長島と離島の伊唐島を結ぶ全長 675 m の海上道路橋である。主橋梁部は、中央径間 260 m の 5 径間連続 PC 斜張橋で、コンクリート橋として我が国最大径間長となる。

本橋は、同クラスの PC 斜張橋として我が国初の 5 径間連続構造を採用しており、さらに、主塔や中間の橋脚基礎に多柱式基礎を用いている。多柱式基礎とは、複数列の杭を海底の基礎地盤から立ち上げ、海面上において杭頭部をフーチングで結合して一体とする構造である。

上記のように、本橋はこの種の橋梁形式としては、これまでに例の無い新たな構造的特徴を有していることから、その振動特性を把握し、本橋の耐震安全性を確認するため、大型起振機を用いた振動実験と常時微動計測を行った。本報文では、これらの実験結果および他橋での振動実験結果との比較から判断される本橋特有の振動特性について報告する。さらに、斜張橋の振動特性を同定

するうえでの常時微動の有用性について検討した結果についても併せて報告する。

2. 伊唐大橋の構造概要

本橋の全体一般図を図-1 に示す。

図-1 に示すように、A 1, A 2 橋台と P 1, P 6 橋脚の基礎は直接基礎であり、P 2, P 5 橋脚および P 3, P 4 主塔の基礎は、地質条件、海象条件、構造特性、施工性、経済性を考慮し、さらに架橋地点付近には養魚場があるため、海水汚濁防止の観点から多柱式基礎が採用された。

主塔は、図-2 に示すような準 H 形 RC 構造で、基礎と主塔は剛結されている。また、主塔位置には支承がなく、主桁の変位は拘束されていない。ただし、地震時の過大な水平変位を抑えるため、橋軸直角方向にコンクリート製のストッパーを設置している。

主桁断面は、図-3 に示すようなウィンドノーズを有する箱桁断面となっている。ウィンドノーズは、風による主桁の振動を抑えるはたらきがあり、その形状は風洞

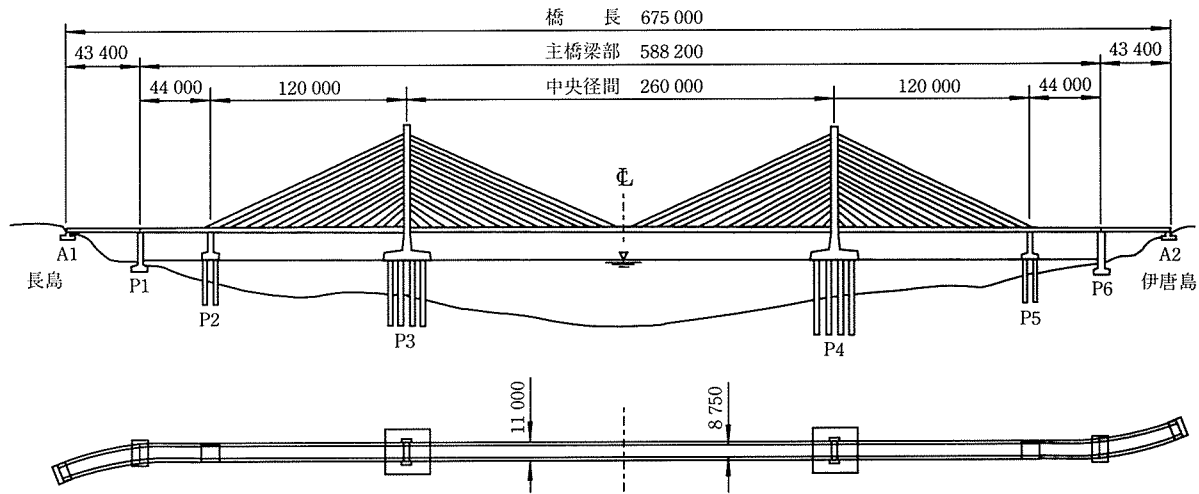


図-1 伊唐大橋の一般図(単位: mm)

*1 Hidemi ORITA : 鹿児島県 出水耕地事務所橋梁課
 *2 Hirofumi FUKUDA : 鹿児島県 出水耕地事務所橋梁課
 *3 Tsutomu MAEDA : 鹿児島県 出水耕地事務所橋梁課
 *4 Hidenobu FUJIOKA : 鹿児島・桑木・小牧共同企業体 伊唐島架橋工事事務所
 *5 Kenji UENO : 鹿児島建設(株) 鹿児島技術研究所第一研究部

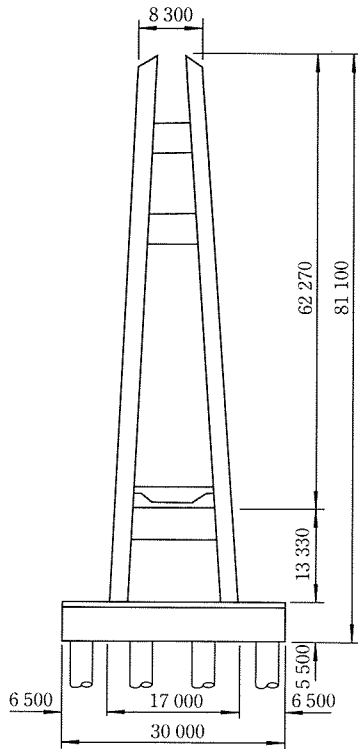


図-2 主塔形状(単位: mm)

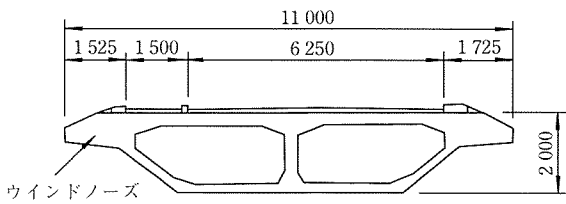


図-3 主桁断面形状(単位: mm)

実験により決定した。

3. 大型起振機を用いた振動実験

3.1 振動実験の概要

本橋完成系での振動特性を把握するため、舗装等の橋面工を残して主桁、主塔の架設が終了した段階(1995年11月)で、大型起振機を用いた振動実験を行った。起振

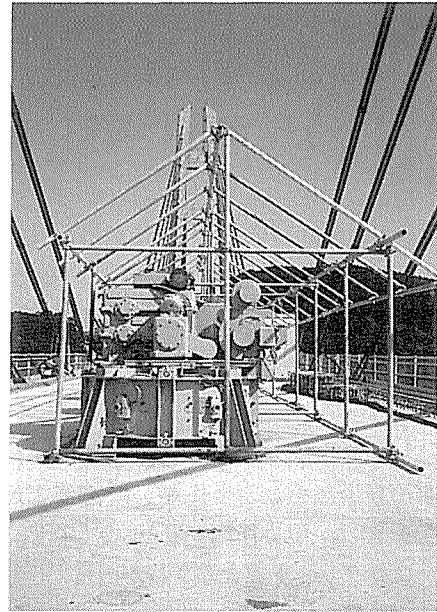


写真-1 起振機の設置状況

機は、重錘を回転させて、その遠心力を加振力に変換するタイプで、加振振動数は0.01 Hz 間隔で設定できる。今回の実験では、図-4に示すA点およびB点の主桁橋面上に起振機を設置して、橋軸直角方向に最大2 tf (19.6 kN) 程度、鉛直方向に最大0.5 tf (4.9 kN) 程度の力で加振した。起振機の設置状況を写真-1に示す。ここで、橋軸直角方向の加振では、面外振動(主桁、主塔が橋軸直角方向に振動)、鉛直方向の加振では、面内振動(主桁は鉛直方向に、主塔は橋軸方向に振動)が励起される。また、加振点を2ヶ所としたのは、A点では中央径間中央が腹となって大きく振動するモード(主桁対称モード)、B点では中央径間中央が節となるモード(主桁逆対称モード)を主に励起させるためである。主桁、主塔および基礎の応答は、図-4に示した位置に速度計を合計45個設置し、応答速度を記録した。

3.2 振動実験による振動モード

図-5(a)に、橋軸直角方向に加振力を加えて計測した、A点加振でのA点およびB点加振でのB点の主桁

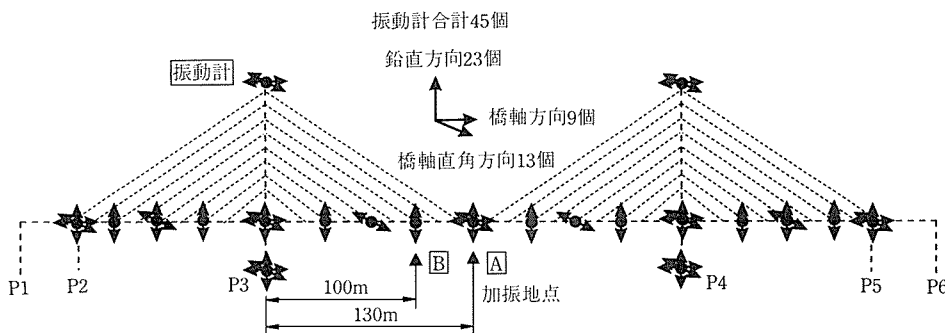
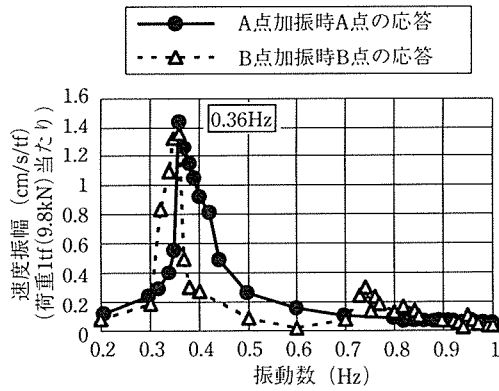
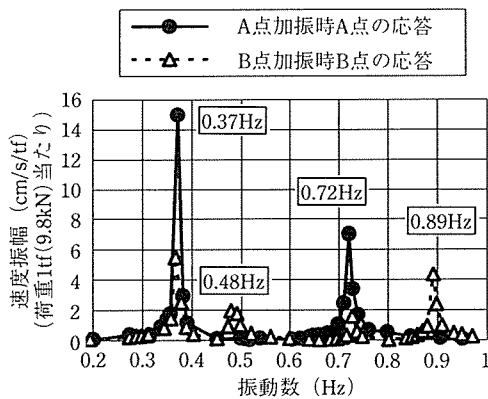


図-4 振動実験での振動計の設置位置



(a) 主桁橋軸直角方向の共振曲線



(b) 主桁鉛直方向の共振曲線

図-5 振動実験による主桁の共振曲線

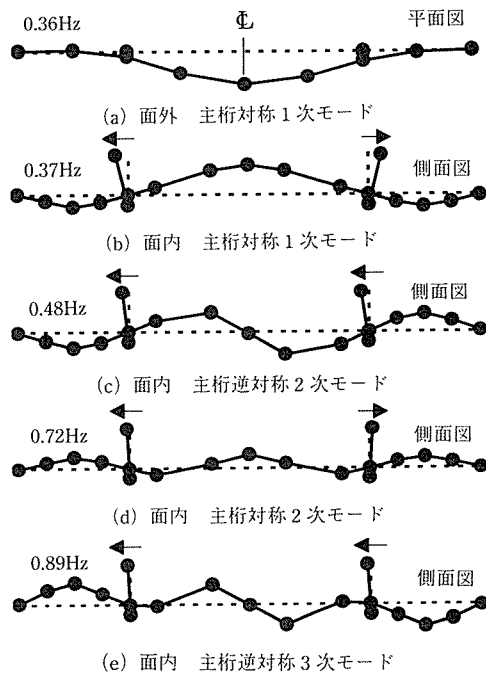


図-6 振動実験による振動モード

橋軸直角方向の共振曲線を併せて示す。この図で、0.36 Hz に速度振幅のピークがあり、これが卓越振動数である。

同様に、鉛直方向加振時の A 点加振での A 点および B 点加振での B 点の主桁鉛直方向の共振曲線を図-5 (b) に示す。この図から、0.37、0.48、0.72 および 0.89 Hz が卓越振動数であることが分かる。

図-5 で見られた卓越振動数での、各計測点での応答速度の振幅と位相から求めた振動モードを図-6 に示す。橋軸直角方向加振の卓越振動数 0.36 Hz は、主塔はほとんど振動せず、主桁が橋軸直角方向に中央径間中央を中心として左右対称に振動する面外主桁対称 1 次モードである。また、鉛直方向加振の卓越振動数 0.37 Hz と 0.72 Hz は、2 本の主塔が橋軸方向に左右対称に振動し、主桁が鉛直方向に左右対称に振動するモードで、それぞれ面内主桁対称 1 次および 2 次モードである。これに対し、0.48 Hz と 0.89 Hz は、2 本の主塔が橋軸方向に左右逆対称に、主桁が鉛直方向に左右逆対称に振動するモードで、それぞれ面内主桁逆対称 2 次および 3 次モードである。

3.3 卓越振動数の他橋との比較

本橋と同規模の PC 斜張橋について、振動実験で求められた卓越振動数（主桁対称 1 次モード）の比較^{3)~5)}を図-7 に示す。この図で、最大径間長のほぼ等しい呼子大橋、十勝大橋および伊唐大橋について、面外振動の卓越振動数が大きく異なっている。これは、主桁の橋軸直角方向変位を端部で拘束している端橋脚の剛性の違いによる影響が大きいと考えられる。すなわち、面外振動の卓越振動数は、主桁端部が固定に近い程高くなるため、端部が橋台である十勝大橋が、主桁の橋軸直角方向変位の拘束が最も強く、卓越振動数が一番高くなっている。呼子大橋と伊唐大橋を比較すると端橋脚の断面 2 次モーメントは呼子大橋の方が若干大きい、伊唐大橋の方が橋脚高さが低いために橋脚全体の曲げ剛性が大きく、主桁の橋軸直角方向変位の拘束は呼子大橋よりも強

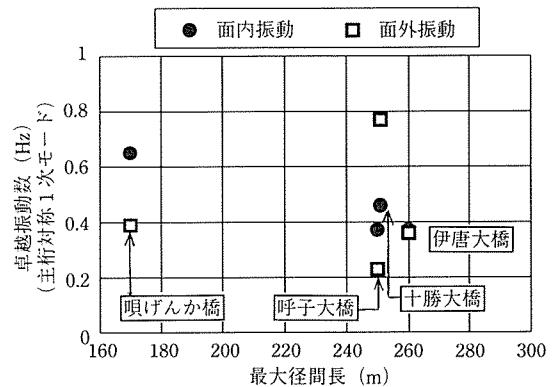


図-7 PC 斜張橋の最大径間長と卓越振動数の関係

◇研究報告◇

くなっている。したがって、面外振動の卓越振動数は呼子大橋が一番低くなっている。また、呼子大橋は3径間であるのに対し、伊唐大橋は5径間で端橋脚と主塔間の橋脚(P2, P5)が主桁の橋軸直角方向変位を拘束していることも、伊唐大橋の方が呼子大橋よりも卓越振動数が高くなっていることの一因であると考えられる。これに対し、これらの橋はすべてフローティングタイプで、主桁の橋軸方向変位を拘束しておらず、橋脚剛性の影響がほとんど無いため、面内振動の卓越振動はほぼ同等の値となっている。

4. 常時微動計測

4.1 常時微動計測の方法

常時微動とは、交通振動や機械振動などが地盤を介して構造物に伝播したり、波や風の力が直接構造物に作用することによって生じる構造物の微小な振動のことである。常時微動計測は、起振機などの大型の機器を設置する必要が無く、比較的短時間で計測が可能のため、供用中の橋梁のように速やかに計測を行いたい場合は有利な計測手法である。実際に常時微動を橋梁振動特性の推定に用いた例もいくつか報告されている⁶⁾。しかし、起振機を用いた振動実験では、加振力が明らかなために構造物の応答に含まれるノイズを除去することが比較的容易であるが、常時微動の場合は、振動源が不明確で、構造物の応答とノイズを区別することが難しく、さらに振動のレベルが微小なため、応答振動を精度良く求めることが難しい。このような欠点を補うため、図-8に示すフローで常時微動波形の処理を行った。このように、データを平均化処理することによって、ノイズの影響を小さくできる。さらに、伝達関数の計算で、単純なスペクトルの比でなく、クロススペクトルを計算することで、相関のあるデータとして、より精度の高い伝達関数が算定できる。ただし、橋梁のように、振動の入力源となる地

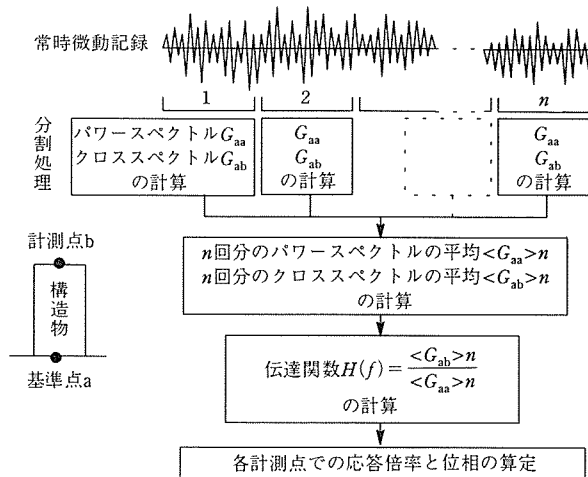


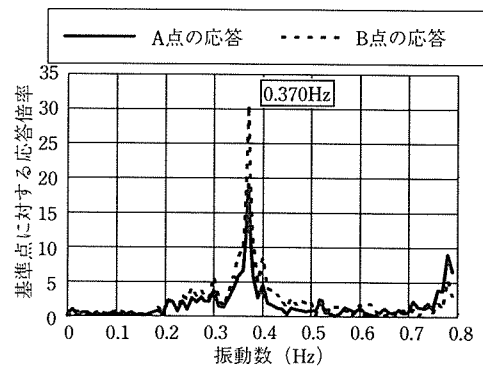
図-8 常時微動計測フロー

盤と複数箇所て接している構造物の場合、基準点の選択が問題となる。ここでは、主塔が水平（橋軸直角および橋軸方向）に振動し、これによって生じる主桁の橋軸直角あるいは鉛直方向の振動が支配的であると考え、P3橋脚のフーチング上の計測点を基準点とした。なお、今回の計測では、常時微動全体の計測時間を20分(20.48 Hzのサンプリングで24576データ)とし、これを200秒(4096データ)ごとに分割して平均化処理を行った。したがって、求められる伝達関数の振動数の間隔は、解析時間の逆数であることから、0.005 (=1/200) Hzとなる。

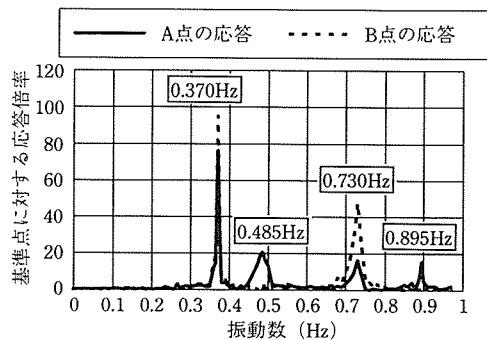
4.2 常時微動計測から求めた振動モード

前節に示した手法で求めた伝達関数を図-9に示す。主桁橋軸直角方向の振動では、0.370 Hz、橋軸方向の振動では0.370, 0.485, 0.730 および 0.895 Hz にピークが見られ、図-5に示した振動実験結果とよく一致している。

次に、常時微動計測で求めた伝達関数の応答倍率と位相から求めた振動モードを図-10に示す。この図では、0.370 Hz が面外および面内の主桁対称1次モードで、0.485 Hz, 0.730 Hz および 0.895 Hz がそれぞれ面内主桁逆対称2次、対称2次および逆対称3次モードである。伝達関数と同じく、図-6に示した振動実験結果とよく一致している。



(a) 主桁橋軸直角方向の伝達関数



(b) 主桁鉛直方向の伝達関数

図-9 常時微動計測から求めた伝達関数

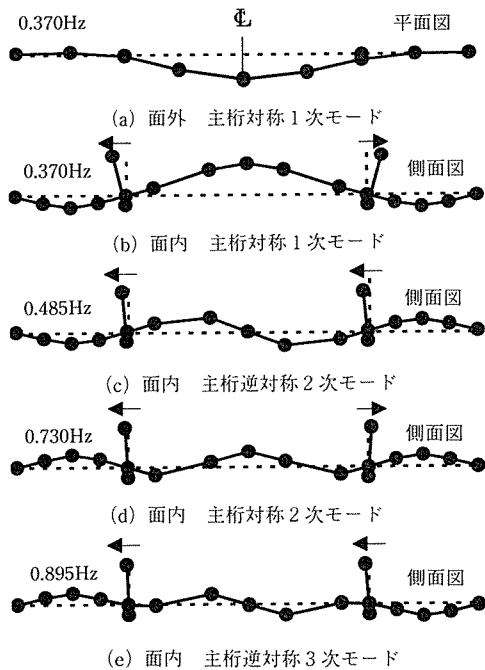


図-10 常時微動計測による振動

振動モードを求めるには、応答倍率（振幅）と位相が必要であり、振動モードが一致していたことから、前節に示した方法で、常時微動計測でも振動実験と同程度の精度でこれらを求めることが可能であることが確認できた。

5. 減衰定数の比較

5.1 振動実験と常時微動計測による減衰定数の比較

振動実験で求められた共振曲線と常時微動計測で求められた伝達関数から、ハーフパワー法で求めた減衰定数を表-1に示す。ハーフパワー法とは、簡単に説明すれば、共振曲線のピークの立ち上がり方から減衰定数を求める手法で、ピークの立ち上がりが急な程減衰定数が小さく、ゆるやかな程減衰定数が大きくなる。したがって、精度良く減衰定数を求めるためには、卓越振動数とその前後の振動数での構造物の応答振幅が精度良く求められている必要がある。

この表から、本橋の減衰定数は0.6~0.7%程度と判断されるが、振動実験による面外振動と面内振動の主桁対称1次モードの減衰定数は、2倍程度の大きさとなっている。これは、同程度の減衰定数であれば、振動数が低いほど共振曲線の立ち上がり方が急になるため、振動数の低い1次モードでは、起振機の加振振動数の最小間隔0.01 Hzでは、卓越振動数とその前後の振動数での構造物の応答が精度良く求められないためと考えられる。これに対し、常時微動計測で求めた伝達関数の振動数の間隔は、0.005 Hzであるため、振動実験よりも精度よく求まっていることが表-1から確認できる。この

表-1 振動実験と常時微動計測による減衰定数の比較

| 振動モード | 減衰定数(%) | |
|---------|---------|--------|
| | 振動実験 | 常時微動計測 |
| 面外対称1次 | 1.34 | 0.94 |
| 面内対称1次 | 1.19 | 0.60 |
| 面内逆対称2次 | 0.67 | - |
| 面内対称2次 | 0.63 | 0.69 |
| 面内逆対称3次 | 0.50 | 0.27 |

振動数の間隔は、常時微動の計測時間を長くすることにより、さらに小さくすることが可能である。

5.2 減衰定数の他橋との比較

卓越振動数と同じく、本橋と同規模のPC斜張橋^{3)~5)}について、振動実験で求められた減衰定数の比較を行った。図-11に、最大径間長と減衰定数の関係を示す。この図から、本橋を含めてPC斜張橋の減衰定数は0.6%前後であることが分かる。ただし、振動実験での主桁の変位は数ミリ程度で、地震時に想定している変位より1桁以上小さい。変位が大きくなれば、構造物内部のエネルギー吸収や、支承部の摩擦あるいは周辺地盤へのエネルギーの伝播によって構造全体系の減衰定数は大きくなると考えられる。一方、道路橋耐風設計便覧⁷⁾では、耐風性を検討するうえでの斜張橋の構造減衰を0.02~0.03と規定しているが、減衰定数の0.6%を構造減衰に換算すると0.038となり、振動実験程度の変位の大きさでも規定した値を満足している。減衰が大きくなれば構造物の応答は小さくなることから、安全側の検討であるといえる。

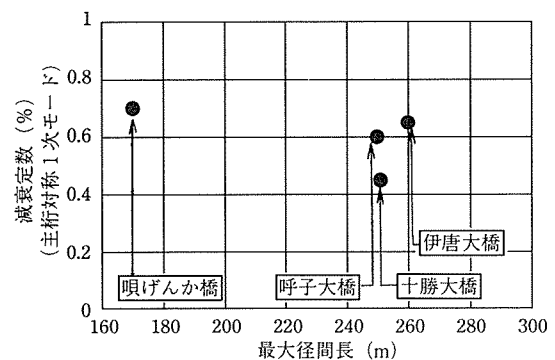


図-11 PC斜張橋の最大径間長と減衰定数の関係

6. まとめ

伊唐大橋は、コンクリート橋として我が国最大の径間長260 mを誇る5径間連続PC斜張橋である。これに加えて、基礎に多柱式基礎を採用するなど、この種の橋梁形式としては他に例を見ない新たな構造的特徴を有している。その振動特性を把握するため、大型起振機を用いた振動実験と常時微動計測を行った。その結果を以下

◇研究報告◇

にまとめる。

- 1) 振動実験で求めた本橋の卓越振動数を、本橋と同規模のPC斜張橋である呼子大橋、十勝大橋と比較すると、面内（主桁は橋軸方向、主桁は鉛直方向）主桁対称1次モードは、ほぼ同等の値であった。これに対し、面外（主塔、主桁とも橋軸直角方向）主桁対称1次モードは大きく異なっていた。これは、端橋脚の剛性の違いによる影響が大きいと考えられ、実際、端部が橋台である十勝大橋の卓越振動数が最も高く、橋脚高が高く橋脚の剛性が最も低い呼子大橋の卓越振動数が最も低くなっていた。また、呼子大橋が3径間であるのに対し、伊唐大橋は5径間で端橋脚と主塔間の橋脚（P2, P5）が主桁の橋軸直角方向変位を拘束していることも、呼子大橋よりも伊唐大橋の方が卓越振動数が高くなっていることの一因であると考えられる。
- 2) 主桁、主塔および基礎の常時微動を計測し、これを平均化処理して、基礎の計測点を基準点として、主桁、主塔の各計測点の伝達関数を求めた。この伝達関数の応答倍率と位相から求めた卓越振動数と振動モード（振動形状）は、振動実験とほぼ一致していた。
- 3) 振動実験で求めた共振曲線と常時微動計測で求めた伝達関数から、ハーフパワー法で本橋の減衰定数を求めた。両者の値はほぼ等しく、0.6~0.7%程度であった。ただし、振動数の低い主桁対称1次モードは、共振曲線のピークの立ち上がり方が急であるため、起振機の加振振動数の最小間隔0.01 Hzでは精度が悪く、減衰定数は大きめの値となってしまった。これに対し、常時微動計測では、計測時間を長くすれば伝達関数の振動数の間隔を小さくできるため、1次モードと高次の振動モードはほぼ等しい減衰定数の値となっていた。

以上のように、常時微動計測でも、波形の処理を工夫

することにより、振動実験とほぼ同程度の精度で、卓越振動数と振動モードおよび減衰定数を求めることが可能であることが確認できた。常時微動計測は、振動実験と比較して、比較的速やかに計測が可能のため、供用中の橋梁などに有利な計測方法で、橋梁の耐震診断などに活用できると考えられる。

ただし、常時微動計測では、基準点に対する応答倍率は求められるが、特定の外力に対する応答の大きさを求めることができないため、構造物の定量的な応答量に関する検討には適用できない。また、振動実験や特に常時微動の振動のレベルは小さく、卓越振動数（特に地盤変位を含むモード）や減衰定数はひずみレベルに依存するため、地震時と比較すると、振動実験や常時微動計測の結果は、卓越振動数は高めに、減衰定数は小さめの値となることに留意する必要がある。

最後に、振動実験および常時微動計測に関して貴重な御意見を戴いた、伊唐島架橋技術検討委員会の渡辺明委員長（九州共立大学教授）、久保喜延委員（九州工業大学教授）をはじめ、委員の方々に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 星野、田口、福田ほか：伊唐島大橋（仮称）の下部工の施工、橋梁と基礎、pp. 2~9, 1995
- 2) 折田、福田、前田ほか：伊唐大橋の上部工施工、橋梁と基礎、pp. 7~14, 1995
- 3) 久我、竹田、徳山、日紫喜：呼子大橋の動的諸実験、橋梁と基礎、pp. 31~36, 1989
- 4) 佐藤、南雲、大保、井上：十勝大橋（PC斜張橋）振動実験、第5回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp. 53~58, 1995
- 5) 鳥野、麻生、北川、樺島：フローティング形式斜張橋（唄げんか橋）の起振機試験と台風時応答観測、土木学会論文集、No. 522 VI-28, pp. 97~106, 1995
- 6) 例えば、富田、中村、西永：常時微動を用いた橋梁の振動特性の推定、第22回地震工学研究発表会講演概要、pp. 515~518, 1993
- 7) (社)日本道路協会：道路橋耐風設計便覧、1991

【1996年5月17日受付】