

常時微動観測による神納橋の振動特性評価

An Evaluation of Vibration Characteristics of Sin-No Bridge by Means of Microtremor Measuring Method

(社)北海道開発技術センター	フェロー	新山 惇 (makoto Niiyama)
室蘭工業大学	正 員	岸 徳光 (Norimitsu Kishi)
北海道開発局開発土木研究所	正 員	三田村 浩 (Hiroshi Mitamura)
北海道開発局札幌道路事務所	正 員	佐藤 昌志 (Masashi Sato)
室蘭工業大学	○学生員	堀越 弘美 (Hiromi Horikoshi)

1. はじめに

一般に構造物の長寿命化を計るためには、定期的な劣化度診断が必要不可欠である。橋梁の場合に限定して考えると、これらの作業は高架や橋長の短い橋梁の場合には比較的容易に実施可能である。しかしながら、河川橋梁や山岳橋梁あるいは橋長の長い橋梁の場合には多大な労力と時間、費用を必要とする。

一方、橋梁全体の劣化度を診断する一つとして、固有振動特性を用いて剛性低下度を評価する方法がある¹⁾。橋梁の固有振動特性は通常起振機を用いた加振実験を実施して評価している。しかしながら、この種の実験は長時間車輦の通行止が必要であり、供用後にはほとんど不可能に近い。著者等は、簡易に橋梁の固有振動特性を評価するために常時微動観測による方法を提案²⁾し、石狩河口橋を対象として常時微動観測を実施し起振実験による測定や解析結果との比較を行い、その妥当性を検討している。その結果、提案の方法を用いることによりほぼ妥当な評価が可能であることが明らかとなっている。

ここでは、提案手法の応用と妥当性の再確認のために、石狩河口橋と同一橋梁型式である神納橋を取り上げて、常時微動観測を実施し、類似の検討を試みた。すなわち、常時微動観測データを用いて、低次固有振動数および対応する固有モード、減衰定数の特定を試みた。特に固有振動数、固有モードに関しては解析結果との比較検討も実施している。

2. 神納橋の概要

神納橋は一般道道旭川深川線の石狩川に架設されてい

る橋長 250.8 m の橋梁で、その主径間部は、図-1 に示すように全長 160.8 m の二径間連続鋼床版二箱桁斜張橋である。当初は、国道 12 号線の一部をなしており北海道開発局札幌開発建設部が建設を担当した。その後、バイパスの完成にともない北海道に移管されたものである。

本斜張橋は二径間連続桁を連続する 2 本のケーブルで吊った構造で、横断方向には両端に箱桁を配し、床版部は鋼床版型式となっている。主塔は下端がヒンジ、上端は下段ケーブルに固定してロッキングタワーとし、上段ケーブルはロッカー巻により固定されている。

3. 常時微動測定の概要

本斜張橋の固有振動特性を評価するために、両箱桁にサーボ型加速度計（容量：9.8 m/s²あるいは 19.6 m/s²、周波数特性：DC ~ 100 Hz）を 14 台設置し、常時微動観測を実施した。測定位置は構造系や振動モードの対称性、経費の節約を考慮して旭川側の半スパンに限定している。図-1 には加速度計配置位置を示している。なお、測定は走行車輦の少ない夜間実施している。

4. データ処理の概要

4.1. 固有振動数の抽出および固有振動モードの決定法

実測加速度波形を用いた本斜張橋の低次固有振動数の抽出、各固有振動モードの決定は、以下の過程に基づいて実施した³⁾。

- 1) 収録された全加速度波形から 130 sec 間に区切った波形データを用いて、FFT 処理を施しフーリエスペクトルを求める。

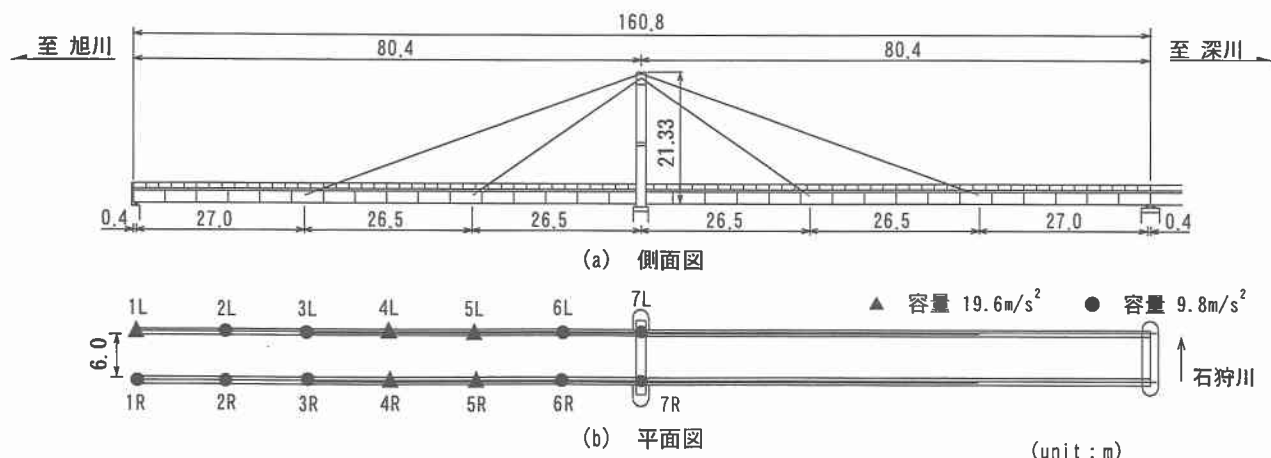


図-1 本斜張橋の概要図および加速度計設置位置

- 2) 主要な点に関するフーリエスペクトルから低次固有振動数であると考えられる卓越振動数を抽出する。
- 3) 固有振動モードを求めるために、2) で着目した卓越振動数における各測点のフーリエスペクトル値および位相スペクトル値を求める。
- 4) 時間軸を統一し、かつ橋軸方向の最大振幅で正規化した状態で、1/4 振幅ごとの時間における各測点の振幅を各測点にプロットする。
- 5) 各時間におけるモード分布の節や腹が軸方向に変動していないことを確認する。

4.2. 減衰定数の決定

各固有振動成分に関する減衰定数は以下の手順により算定した。すなわち、

- 1) 各固有振動モードが卓越する測点に関する観測波形データに、FFT 処理を施してフーリエスペクトルを求める。
- 2) 着目している固有振動成分の周波数を中心として、バンドパスフィルター処理を施し、波形を生成する。
- 3) RD 法を適用し、高周波成分等のランダム波形の除去を行う。
- 4) 得られた波形に対して減衰自由振動を仮定し、半周期ごとの極大値、極小値に対して最小二乗法を適用し減衰定数を決定する。

なお、上述の RD 法とはランダム波成分が含まれている時系列波形において、最大振幅発生時を始点として一周期毎に時間軸を移動させて重ね合わせることで、ランダム波成分を相殺させる手法である。本手法は一波形に適用することは勿論のこと、同一地点で測られた数波に対しても適用することが可能である。

本研究では、30 sec 間の観測波形に対して RD 法を適用している。

5. 有限要素法を用いた固有振動解析仮定

5.1. 有限要素モデル

本斜張橋の固有振動解析では、箱桁、床版および主塔は 4 節点シェル要素、横構およびケーブルは三次元梁要素を用いてモデル化した。解析は、ねじり振動成分も一括して求めるために、構造系や振動モードの対称性を考慮せず全体系について実施することとした。従って、要素分割は全スパンに対して行っている。ただし、高欄、照明柱は無視している。また、アスファルト舗装と鋼床版を一枚のシェル要素でモデル化することとし、質量が等しくなるように密度を換算して評価することとした。図-2 には、本斜張橋の要素分割の状況を示している。総要素数および総節点数は、38,945、31,321である。

鋼材、ケーブルの材料定数は鋼材の公称値を用いることとし、弾性係数 E 、ポアソン比 ν 、密度 ρ をそれぞれ $E_s = 206 \text{ GPa}$ 、 $\nu_s = 0.3$ 、 $\rho_s = 7,850 \text{ kg/m}^3$ と仮定している。また、アスファルトの密度は $\rho_a = 2,300 \text{ kg/m}^3$ と仮定している。

5.2. 解析条件

固有振動解析は、弾塑性構造解析用汎用プログラムで

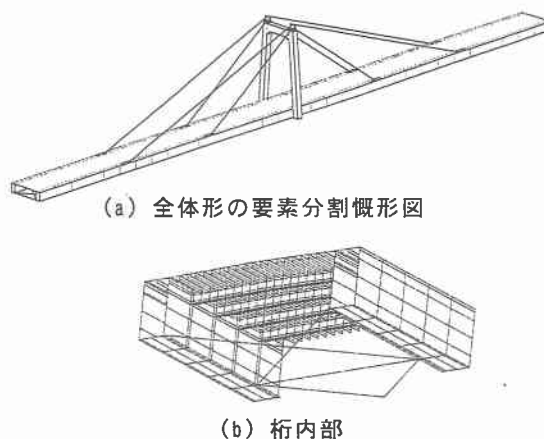


図-2 本斜張橋の要素分割状況

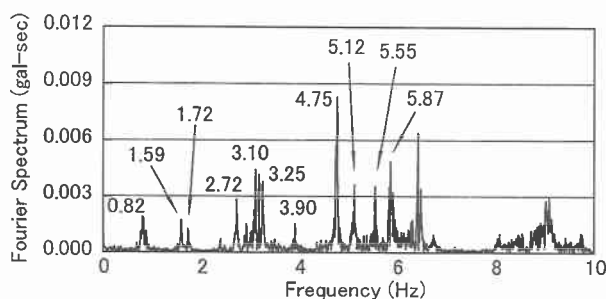


図-3 5L 測点におけるフーリエスペクトル

ある ABAQUS⁵⁾を用いることとし、上段および下段ケーブルにそれぞれ 1.47 MN、0.9 MN の作用張力を導入して、弾性解析に基づいて実施している。なお、本研究では主桁の振動性状に主眼を置いているためケーブルの連成振動は無視することとし、ケーブルの質量を主塔と主桁定着部に振り分けることにより考慮することとした。

各支点の境界条件は、設計仮定と同様に中央支点に相当する節点を拘束することとした。従って、その節点は橋軸方向、上下流方向、上下方向には固定状態で、橋軸直角方向への回転は許容される条件となっている。その他の支点は可動支点とし、上下流方向、上下方向のみを拘束することとした。また、主塔の基部はピン支持とし、中心節点を 3 方向に拘束している。

6. 常時微動計測結果

6.1. 固有振動数、振動モードの特定

図-3 には、測点 5L における 10 Hz までのフーリエスペクトル図を示している。本研究では低次固有振動数のみに着目していることより、6 Hz 以下の卓越振動数のみを抽出し、その振動数を求めることとした。本研究では起振機を用いていないため、顕著に卓越する振動数はみられないが、固有振動数の特定には支障はないものと思われる。

次に、フーリエスペクトル図を基に、各卓越振動に関する 1/4 振幅ごとのモード図を作成し、振動モードの特定を行った。表-1 に卓越振動数とそれに対応する振動モードを示す。表に示したとおり、複数の卓越振動数から類似の振動モードが抽出された。また、表に示されて

表-1 振動モードおよび減衰定数

卓越振動数 (Hz)	振動モード	バンドパス振動数 (Hz)	減衰定数
0.82	逆対称一次	0.40 ~ 1.30	0.0098
1.59	対称一次	1.30 ~ 1.66	0.0032
1.72		1.66 ~ 2.00	0.0038
2.72	逆対称二次	2.60 ~ 2.90	0.0017
3.10	ねじり一次	--	--
3.25		--	--
4.75	ねじり二次	4.60 ~ 5.00	0.0013

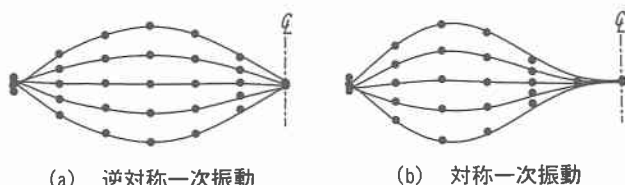


図-4 卓越振動数に対する 1/4 周期毎のモード分布図

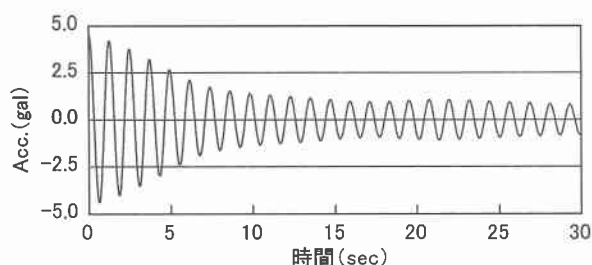


図-5 RD 法による加速度波形

いない卓越振動数においては、連成したモードが確認されている。今回はケーブルや主塔に測点を設けていないために、これらの固有振動数の詳細な特定は不可能であった。図-4に逆対称一次および対称一次 (1.59 Hz) 振動モード分布を示す。

6.2. 減衰定数の特定

前節より特定した各固有振動モードに関する減衰定数を求めた。表-1に各固有振動モードにおけるバンドパス振動数および特定された減衰定数を、図-5にRD法により求めた測点 4L における逆対称一次モードの加速度波形を示す。なお、対称一次振動モードであると推察される 1.59 Hz と 1.72 Hz の振動成分に関しては、振動数が互いに近接していることを前提にバンド幅を決定している。また、ねじり一次振動である 3.10 Hz と 3.25 Hz は、卓越するスペクトルの分布が明確に分かれていないため、この方法による減衰定数の特定は不可能であった。

表より、固有振動数が大きいほど減衰定数が小さくなっており、一般的な構造物の減衰性状とは異なる現象を示している。これはフーリエスペクトルからも明らかに本観測波形には低次振動成分が高次のそれに比べて十分励起されていないことが一因であるものと推察される。

また、曲げ鉛直振動モードに関しては、他の 11 橋における二径間および三径間連続鋼斜張橋の種々の実験方法により求められた減衰定数⁶⁾と本斜張橋で求められた

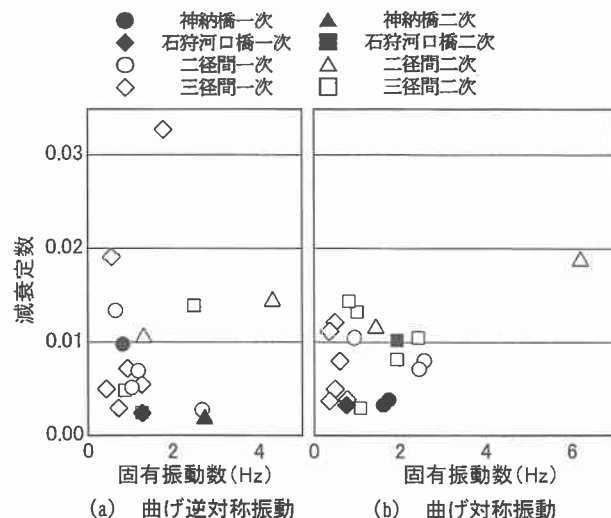


図-6 固有振動数と減衰定数の関係

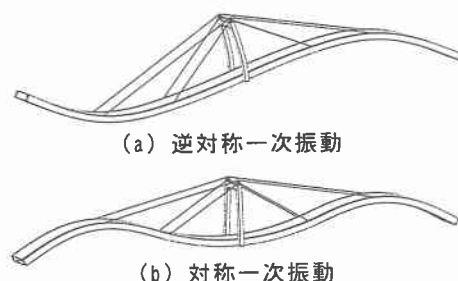


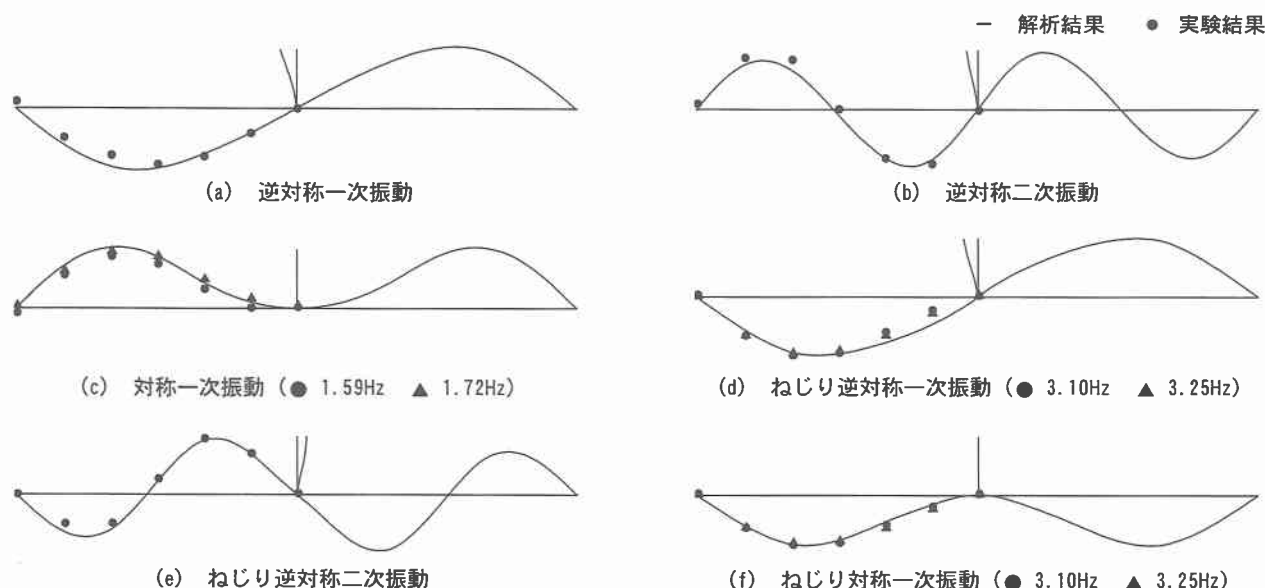
図-7 解析結果のモード分布図

減衰定数との比較を行った。図-6は、対称振動モードと逆対称振動モード毎の固有振動数と減衰定数の関係を示している。図より、曲げ対称振動成分に関しては他の橋梁に比較して若干小さい値を呈していることがわかる。曲げ逆対称振動成分に関しては、最低次振動成分は他橋との平均的な値を呈しているものの、振動数が大きい場合には最も小さい値を呈している。

7. 解析結果

図-7には、解析結果の対称一次および逆対称一次振動モードを、表-2には解析結果の固有振動数を測定結果と比較して示している。固有振動数解析は常時微動観測測定とは異なり全体系を対象として実施しているため、対称、逆対称ねじり一次振動モードが出現している。その上、測定では特定されていない対称二次振動も出現している。表より、逆対称一次振動に関しては測定値と一致しているが、その他は解析結果が実測結果より多少大きく評価していることがわかる。

また、図-8には各固有振動モードに関するモード分布を測定結果と比較して示している。(a)、(b)図より、逆対称一次、二次振動モードは両者良く対応していることがわかる。(c)図より、測定結果の 1.59 Hz、1.72 Hz の振動モードはいずれも解析結果の対称一次振動モードとよく対応していることがわかる。また(d)、(f)図より、測定結果の 3.10 Hz、3.25 Hz の振動モードが解析結果のねじり逆対称一次とねじり対称一次振動成分のいずれであるかの明確な区別がつかないことがわかる。これよ



図ー8 固有振動モード分布に関する解析結果と測定結果の比較

表ー2 固有振動数に関する解析結果と測定結果の比較

振動モード		解析結果	測定結果
曲げ振動	逆対称一次	0.82	0.82
	逆対称二次	2.09	2.72
	対称一次	1.68	1.59 および 1.72
	対称二次	3.72	—
ねじり振動	逆対称一次	2.37	3.10 および 3.25
	逆対称二次	5.27	4.75
	対称一次	2.88	3.10 および 3.25

り、明確にモードを特定するためには、測定点を増やした詳細な観測が必要であるものと判断される。

8. まとめ

- 1) 今回の常時微動測定は、主塔やケーブルに測点を設けていないことより、固有振動数、および振動モードを正確に抽出することはできなかった。しかしながら、最低次から数次の固有振動成分に関しては、常時微動観測結果を用いることにより十分に抽出できるものと考えられる。
- 2) 常時微動観測より抽出された固有振動に対する減衰定数は、バンドパスフィルター処理を施し RD 法を用いることで評価ができるものと考えられる。しかしながら、卓越する固有振動数が非常に近接している場合、この方法での特定は困難な場合もあり、今後、詳細な検討の必要がある。また、一般に構造物の減衰定数は固有振動数の増加に伴い増加する傾向がある。しかしながら、本斜張橋ではそのような明確な傾向が得られていない。これは低次振動成分が十分励起されていないことに起因しているものと考えられる。
- 3) 有限要素法による固有振動解析より、固有振動数は逆対称一次振動に関しては測定結果と一致するもの

の、高次振動成分に関しては過大評価する傾向にある。モード分布に関しては、逆対称一次、二次振動モードは解析結果と測定結果がよく対応している。しかしながら、測定結果の対称一次振動モードに関しては類似の 2 つのモードが抽出され、解析結果と対応しない。また、ねじり逆対称一次振動とねじり対称一次振動モードは対称半スパンのみの測定ではほぼ同一のモードとなることより、解析結果と対応することが不可能であった。これらのモードを解析結果と対応させるためには、ケーブルを含めた橋梁全体に渡って測定することが必要であるものと考えられる。

謝辞

実験データ処理を行うにあたり、計測技販（株）の高橋朋代君に多大なるご支援を戴いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 土木学会：橋梁振動モニタリングのガイドライン，丸善(株)，2000. 10.
- 2) 新山 惇，岸 徳光，佐藤昌志，池田憲二，高橋朋代：常時微動測定を用いた石狩河口橋の振動特性評価，土木学会北海道支部研究発表論文報告集，2001. 2.
- 3) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル入門，鹿島出版会，1994. 5.
- 4) 田村幸雄，佐々木淳，塚越治夫：RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価，日本建築学会構造系論文報告集，Vol. 454, pp. 29-38, 1993. 12.
- 5) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver. 5.7, Hibbitt Kalsson & Sorensen Inc., 1999.
- 6) 例えば，和田克哉，小山次郎，高野晴夫，津村直宜，林 寛之：横浜ベイブリッジの振動実験，橋梁と基礎，92. 2. pp. 15-18, 他 5 編