

常時微動観測法を用いた無意根大橋の振動特性評価

Vibration characteristics of Muine bridge by mean of microtremor measuring method

室蘭工業大学

室蘭工業大学

(独)土木研究所寒地土木研究所

(独)土木研究所寒地土木研究所

室蘭工業大学

正 員

フェロー

正 員

正 員

○ 学生員

小室 雅人 (Masato Komuro)

岸 徳光 (Norimitsu Kishi)

西 弘明 (Hiroaki Nishi)

佐藤 京 (Takashi Sato)

中村 亮太 (Ryota Nakamura)

1. はじめに

我が国は高度成長期(1960年～1980年)にかけて数多くの橋梁を建設したことで橋令が50年以上経過する橋梁数は2010年以降急激に増加するといわれている¹⁾。このような橋梁を健全に供用し続けるためには、定期的な劣化度診断のもとに、適切な補修補強を実施することが必要不可欠である。しかしながら、河川橋梁や山岳橋梁あるいは長大橋梁の場合には、劣化度診断に多大な労力と時間、費用を要するため、定期的の実施することは困難と考えられる。

一方、橋梁全体の劣化度を診断する一つの方法として、固有振動特性の経年変化に着目した評価法が検討されている。通常、橋梁の固有振動特性評価には起振機を用いた加振実験が行われるが、この種の実験は装置が大がかりになることや通行止めを必要とすることより、供用開始後には容易に実験を行うことが困難である。従って、橋梁の維持管理を定期的に可能とするための簡易な固有振動特性評価手法の確立が望まれている。著者らは既存の研究で、鋼斜張橋、吊橋やランガー橋などを対象に固有振動特性の簡易評価法として常時微動観測に着目した検討を行い、本手法が固有振動特性の評価に有効であることを確認している^{2)~4)}。さらに、これらの橋梁を対象とした有限要素法による固有振動解析を行い、数値解析結果が工学的に妥当であり、固有振動特性を評価する有効な手法の一つであるこ

とを明らかにしている。しかしながら、これらの橋梁は全て直線橋であり、曲線橋に関する検討は十分になされていない。

このような観点より、本研究では昭和42年に札幌市に建設された大規模曲線橋である無意根大橋を対象に、常時微動観測による固有振動特性の評価を試みた。さらに、有限要素法による固有振動解析を実施し、両者を比較することによりその妥当性の検討を行った。なお、本実験は平成18年11月に実施し、常時微動観測の他に強制加振実験に関しても実施した。



写真-1 無意根大橋全景（P3-P6 径間）

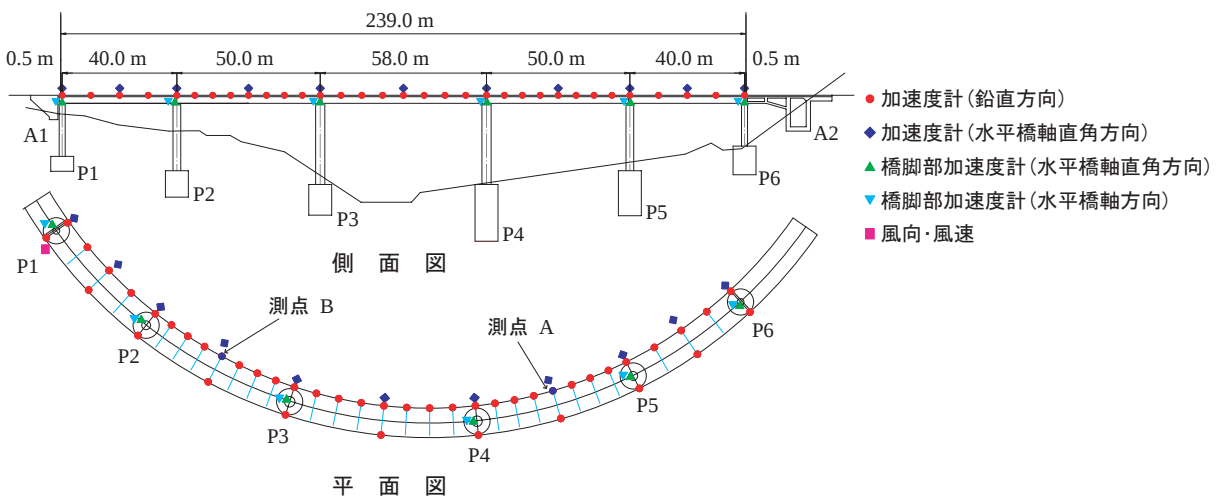


図-1 加速度計設置位置

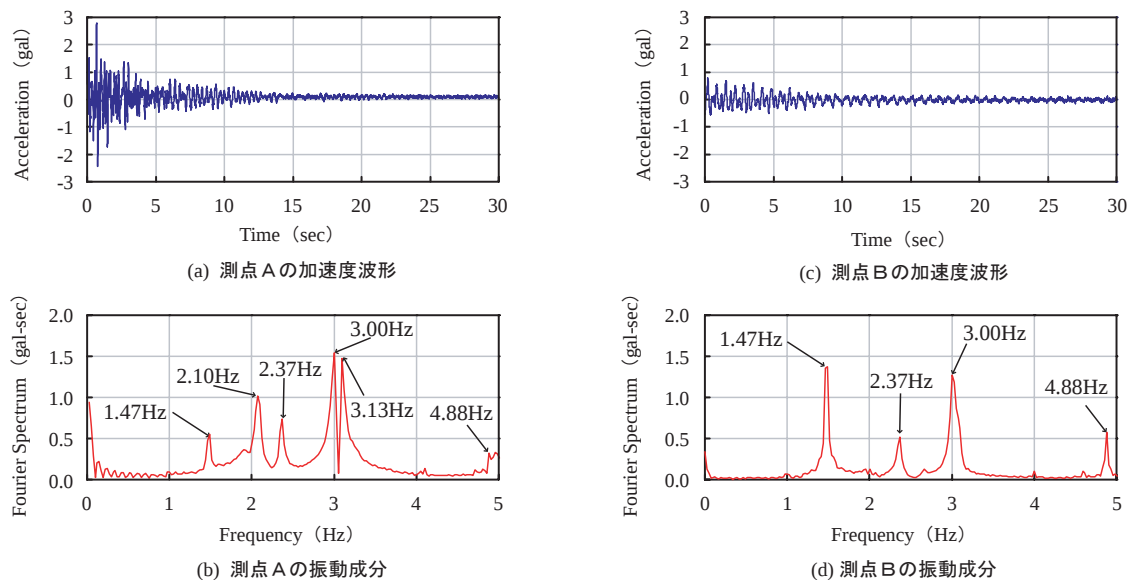


図-2 加速度波形とそのフーリエスペクトル

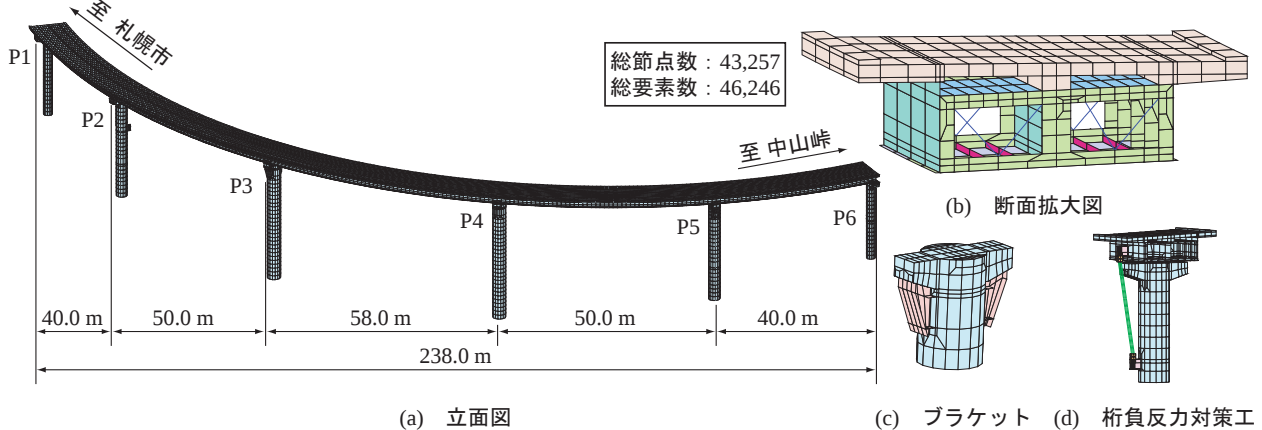


図-3 要素分割状況

2. 無意根大橋の概要

無意根大橋は、一般国道230号の札幌市南部に位置する半径140m、橋長239mの大規模な曲線橋であり、昭和42年に竣工した。本橋の上部構造は5径間連続曲線箱桁橋、橋脚は鋼管構造で構成されており、鋼材には耐候性鋼材が使用されている。また、本橋梁は平成12年に発生した地滑り対策として橋脚張出部補強ブラケット（P3、P5橋脚、図-3c参照）、ベント上垂直補剛材（P3、P6橋脚）および桁負反力対策工（P2、P6橋脚、図-3d参照）が施工されている。写真-1には、無意根大橋の全景（P3-P6径間）を示している。

3. 常時微動観測の概要と結果

3.1 常時微動観測の概要

本研究では、無意根大橋で車両通行時の常時微動観測を行った。常時微動観測とは橋梁周辺の風などの自然の力や地盤振動による微小振動をランダム振動として計測する観測方法であることより、車両通行時の観測データは厳密には常時微動とはいえない。本論文では、観測データを以下のような暗振動と車両通行の2つに分類することにより、固有振動特性の評価を試みた。

- 暗振動：収録された波形データに大きな振幅が見られず一定な振動状態（最大4gal程度）
- 車両通行：車両通行によって大きな振幅（最大20gal

程度以上）を伴う波形が存在する振動状態

なお、振動モードの特定にあたり、鉛直成分には暗振動時データを、水平成分に関しては振幅が大きく示される車両通行時データを使用することとした。

3.2 計測システム

測定する振動成分は全て加速度成分とし、主桁上および橋脚部に無線LAN式サーボ型加速度計を設置した。図-1には加速度計の設置位置を示している。なお、加速度計からの出力波形は5msのサンプリングタイムで収録用PCにて一括収録している。

3.3 データ処理の概要

実測加速度波形を用いた本橋の低次固有振動モードおよび固有振動数の決定は、以下の過程に基づいて実施した。

- 1) 収録された全加速度波形から30秒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。
- 2) 主要な測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し、固有振動モードおよび固有振動数を決定する。

3.4 常時微動観測結果

図-2には常時微動観測結果の一例として、図-1に示す測点 A, B から観測された加速度波形を示している。また、併せて加速度波形から求められたフーリエスペクトルを示している。図より、各フーリエスペクトルには複数の卓越振動数が確認される。また、各観測点における卓越振動数を比較すると、若干の違いが見られる。なお、これらの卓越振動数を基に後述の振動モード分布および表-2に示す固有振動数を特定した。

4. 三次元有限要素法を用いた固有振動解析

4.1 有限要素モデル

図-3には、本解析で用いた無意根大橋の要素分割状況を示している。解析対象範囲はP1～P6橋脚区間の238.0mである。本橋梁は脚高が31.5mと高いことにより、橋脚の振動が全体系の振動特性に影響を与えることが考えられるため、橋脚を含めた全体系のモデル化を行った。図-3(b)～(d)には桁内部、橋脚ブラケットおよび負反力対策工の要素分割状況を示している。モデル化には、主桁部、橋脚部、支承部には4節点シェル要素あるいは8節点固体要素を、桁負反力対策工に設置されているPC鋼棒については、2節点ビーム要素を用いた。また、対傾構にはモデルの簡略化のために2節点ビーム要素を用いた。なお、本解析モデルの総節点数および総要素数はそれぞれ43,257、46,246である。

4.2 数値解析条件

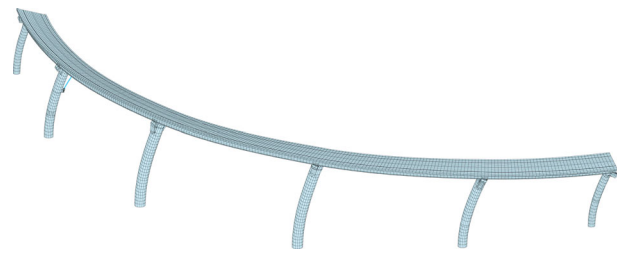
本解析では、三次元構造解析用汎用プログラムABAQUS⁵⁾を用いて、弾性固有振動解析を実施した。なお、橋梁全体の振動特性の把握に主眼を置いていることより、P2, P6橋脚に設置されている桁負反力対策工のPC鋼棒について

表-1 使用物性値一覧

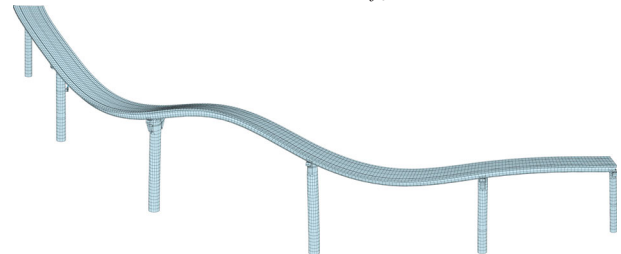
使用材料	弾性係数 E (GPa)	密度 ρ (g/cm ³)	ポアソン比 ν
耐候性鋼材	210	8.01	0.30
鉄筋コンクリート	30	2.50	0.20
アスファルト	9.8	2.30	0.35

表-2 数値解析結果と実験結果の比較

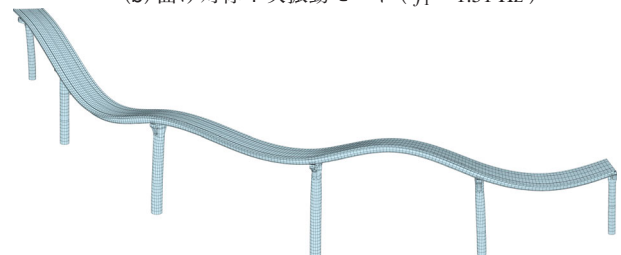
振動モード		固有振動数 (Hz)		誤差 解析/実験
		実験結果	解析結果	
水平振動		-	0.66	-
曲げ振動	対称 1 次	1.47	1.51	1.03
	対称 2 次	2.10	2.06	0.98
	逆対称 1 次	2.37	2.35	0.99
	逆対称 2 次	3.00	3.00	1.00
ねじり振動	対称 1 次	4.88	4.05	0.83



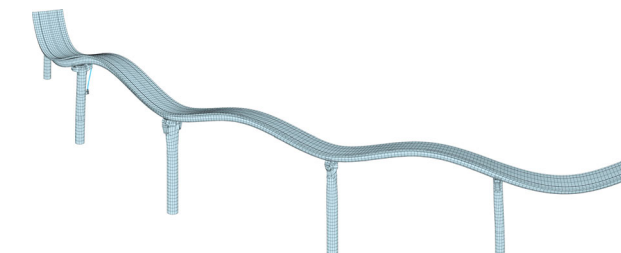
(a) 水平振動モード ($f_0 = 0.66$ Hz)



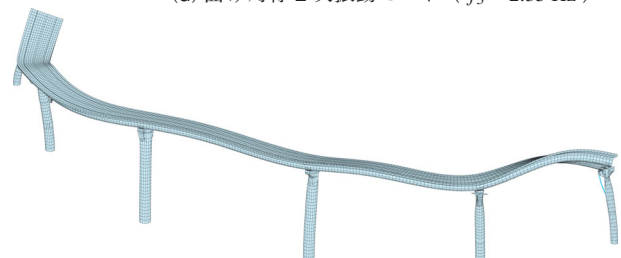
(b) 曲げ対称 1 次振動モード ($f_1 = 1.51$ Hz)



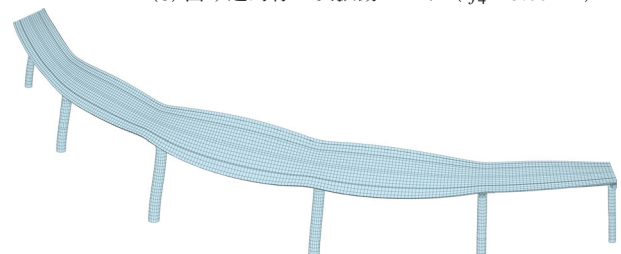
(c) 曲げ逆対称 1 次振動モード ($f_2 = 2.06$ Hz)



(d) 曲げ対称 2 次振動モード ($f_3 = 2.35$ Hz)



(e) 曲げ逆対称 2 次振動モード ($f_4 = 3.00$ Hz)



(f) ねじり対称 1 次振動モード ($f_5 = 4.05$ Hz)

図-4 解析結果から得られる振動モード

は、その振動励起を防ぐ目的で、鋼棒の質量はそれぞれ定着部に等しく付加することとした。境界条件は、フーチング上面に相当する橋脚底面のみを完全固定とした。表-1には、本解析で使用した物性値を一覧にして示している。

5. 数値解析結果および実験結果との比較

図-4には、固有振動解析結果より得られた振動モード図を示している。図より、解析結果の最低次固有振動数は0.66 Hzで水平振動モードとなっている。しかしながら、この振動モードは常時微動観測では観測されていない。これは、常時微動観測では水平方向の振動成分が小さいためと考えられる。また、表-2には、固有振動解析結果より得られた固有振動数を常時微動観測結果と比較して示している。表より、曲げ振動モードに関しては、解析結果と常時微動観測結果の誤差は0~3%程度となっており、ほぼ一致している。一方、ねじり振動モードに関しては、17%程度の誤差が生じていることが分かる。

図-5には解析結果および強制加振実験から得られた振動モード分布を比較して示している。なお、ねじり振動以外のモードの比較に関しては、測定点数の多い下流側を使用している。図-5より、曲げ振動モード分布に着目すると、曲げ逆対称1次振動モードのP1-P2区間に若干の差異が見られるものの、解析結果の振動モードは、実験結果とほぼ一致していることが分かる。次に、ねじり振動モード分布に着目すると、P4-P5区間において、解析結果は小さく示されているものの、その他の区間については比較的よく一致している。

6. まとめ

本研究で得られた結果を整理すると、以下のようになる。

- 1) 常時微動観測結果より、5つの固有振動モード（曲げ成分4、ねじり成分1）および固有振動数を特定することができた。
- 2) 有限要素法を用いた固有振動解析より、数値解析結果と実験データは大略一致することが確認され、本解析手法は曲線橋についても適用可能であることが明らかになった。

今後は、強制加振実験に関する検討も行い、常時微動観測では得られなかった水平振動成分の特定を試みる予定である。

参考文献

- 1) 土木学会：橋梁振動の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，第57号，pp.116-119，2001.2
- 3) 西 弘明，佐藤 京，小室雅人，岸 徳光：既設バランスド・ランガー橋の固有振動特性評価，鋼構造年次論文報告集，Vol.14，pp.121-128，2006.11
- 4) 新山 惇，佐藤昌志，池田憲二，菅原登志也，佐藤浩一：白鳥大橋の固有振動数評価に関する常時微動観測の適応性，構造工学論文集，Vol.47A，pp.469-477，2001.3
- 5) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver. 5.8, Hibbitt Kalsen & Sorensen Inc., 1998.

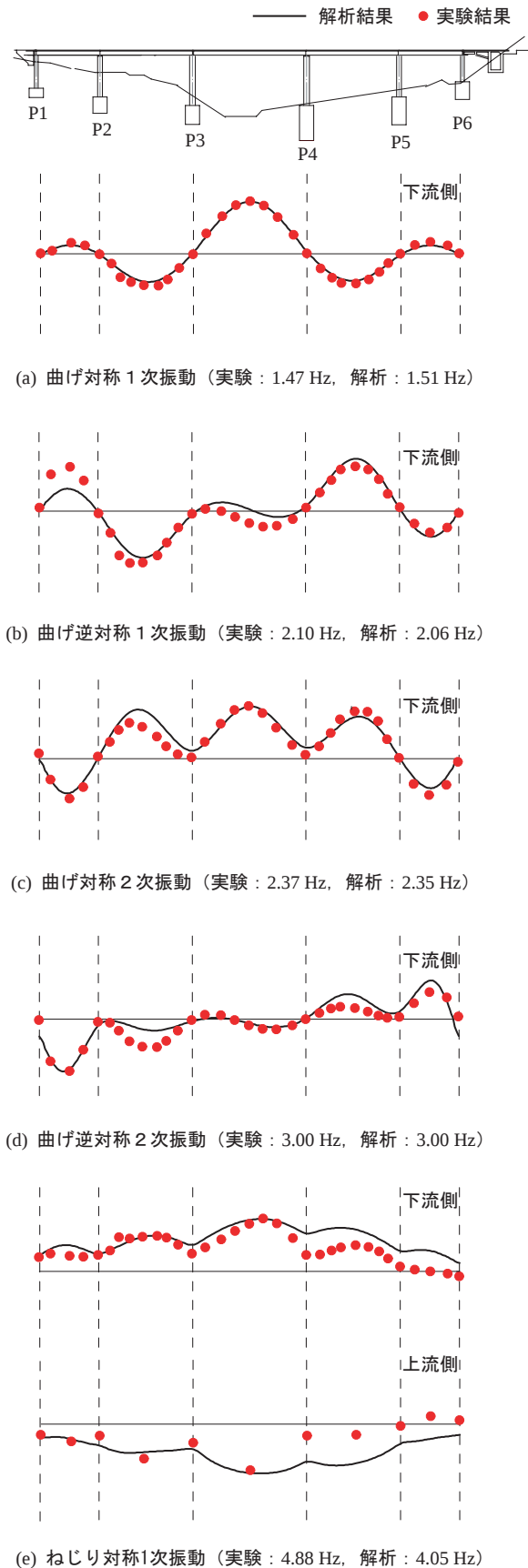


図-5 振動モード分布の比較