

強制加振実験法を用いた無意根大橋の健全度評価

Evaluation of healthiness of Muine bridge by mean of forced vibration test method

室蘭工業大学	フェロー	岸 徳光	(Norimitsu Kishi)
室蘭工業大学	正 員	小室 雅人	(Masato Komuro)
(独)土木研究所寒地土木研究所	正 員	西 弘明	(Hiroaki Nishi)
(独)土木研究所寒地土木研究所	正 員	佐藤 京	(Takashi Sato)
室蘭工業大学大学院	○ 学生員	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、定期的に実施することは困難である。

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。この手法は定期的に固有振動特性や減衰定数を測定し、それらのデータを蓄積することによって、数年後あるいは地震発生後における振動特性をそれ以前に蓄積されたデータと比較することにより、経年劣化の程度や損傷の有無を適切に評価しようとするものである。

このような観点より、著者らは既往の研究で、鋼斜張橋やランガー橋等の種々の橋梁形式を対象に強制加振実験や常時微動観測を行い、その固有振動特性評価に関する検討を実施してきた^{2)~4)}。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の動的振動特性と健全性を把握することを目的に、強制加振実験および常時微動観測による固有振動特性の評価を試みた。本論文では、特に強制加振実験に関する概要を報告すると共に、当初設計図を基に作成した三次元有限要素モデルによる固有振動解析を実施し、補修補強時における固有振動特性を求め、強制加振実験結果と数値解析結果を比較することによ

り、現状における本橋梁の健全性についての検討を行った。常時微動観測に関しては、固有振動特性が数値解析と大略一致していることを確認している⁵⁾。なお、本実験は平成18年11月に実施した。

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-1c参照)、バント上垂直補剛材(P3, P6橋脚)および桁負反力対策工(P2, P6橋脚、図-1d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。



写真-1 無意根大橋全景（P3-P6径間）

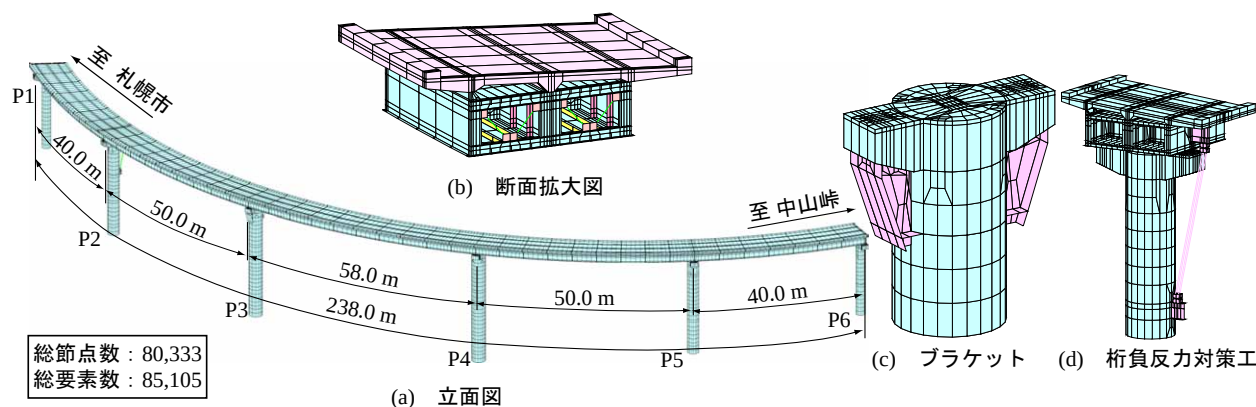


図-1 要素分割状況

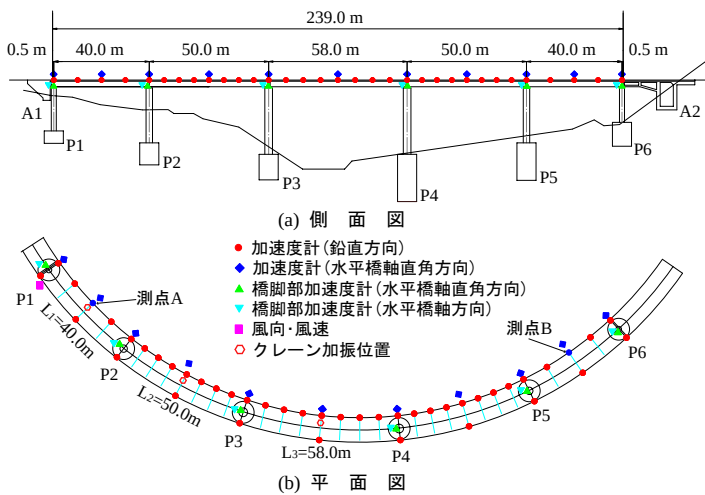


図-2 加速度計設置位置および加振位置

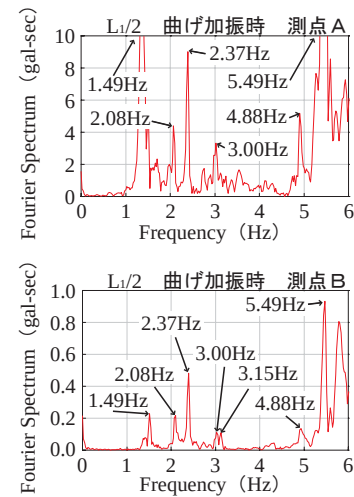


図-3: 観測加速度波形から求めたフーリエスペクトル

表-1 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)						加振位置
		強制加振			常時微動観測			
		解析結果 *	実験結果	解析/実験	解析結果	実験結果	解析/実験	
曲げ振動	対称 1 次	1.51	1.44	1.05	1.55	1.47	1.05	$L_3/2$
	逆対称 1 次	2.15	2.08	1.03	2.15	2.10	1.02	$L_3/2$
	対称 2 次	2.47	2.32	1.06	2.51	2.37	1.06	$L_3/2$
	逆対称 2 次	3.14	3.00	1.05	3.24	3.00	1.08	$L_1/2$
	対称 3 次	3.34	3.15	1.06	3.35	3.13	1.07	$L_3/2$
ねじり振動	対称 1 次	5.17	4.88	1.06	5.19	4.88	1.06	$L_2/2$
	逆対称 1 次	5.79	5.49	1.05	—	—	—	$L_1/2$

* クレーン質量考慮

表-2 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

3. 強制加振実験の概要と結果

3.1 強制加振実験の概要

強制加振実験は加振装置の移動が容易なトラッククレーン(全質量: 26,500kg)を用いた重錘上下法(2,000kg 重錘)により行った。また、橋梁各点に設置した加速度計からの出力を同時収録し、得られた加速度波形を基に低次の各固有振動数および固有振動モードの抽出を行った。

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-2 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 加振位置および加振方法

加振位置は図-2 に示すとおり P1-P4 径間の下流側を用い、P1-P2 径間を L_1 、P2-P3 径間を L_2 、P3-P4 径間を L_3 として、 $L_1/2$ 点、 $L_2/2$ 点および、 $L_3/2$ の 3 点とした。加振は、クレーンに重錘(2,000kg)を取り付けて行うこととし、曲げ振動励起加振ではブームを橋軸方向に、ねじり振動励起加振ではブームを橋軸直角方向に張り出すことにより、効率よく強制振動が励起されるようにした。

3.4 固有振動数の決定

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) 重錘を断続的に上下させて上部工に振動を励起させて全加速度波形を収録する。
- 2) 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。
- 3) 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。
- 4) 固有振動モードを求めるために、3) 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。
- 5) 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。
- 6) 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。

3.5 強制加振実験結果

図-3には実験結果の一例として、 $L_1/2$ (P1-P2 区間中心部) 曲げ加振時において図-2に示す測点 A および測点 B から観測された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、スペクトル振幅は大きく異なるものの、卓越振動数はほぼ等しい。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-1に示す固有振動数を特定した。また、表には強制加振実験と同時に実施された、常時微動観測により特定した固有振動数も併せて示している。表より、両者の固有振動数を比較すると、強制加振実験結果は常時微動観測結果と同程度もしくは若干小さい値を示している。これは、強制加振実験の場合にはトラッククレーンおよび重錘重量が付加されたことによるものと推察される。しかし、曲げ対称3次振動モードにおいては、強制加振実験の固有振動数は若干大きい。これは、計測による誤差が若干あるためであると考えられる。また、両者の固有振動数の誤差は最大でも2%以下であることより、いずれの実験においても固有振動特性を適切に評価できているものと判断される。なお、常時微動観測においては、ねじり逆対称1次振動モードの特定が不可能であった。これは、常時微動観測の加速度波形の振幅が小さいことに起因している。

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-1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-1(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。本解析では強制加振実験時の条件と同一となるように、トラッククレーンの質量を考慮している。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80,333、85,105である。

4.2 数値解析条件

本解析では、三次元構造解析汎用プログラムABAQUS⁶⁾を用いて、弾性固有振動解析を実施した。なお、本研究では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鋼棒については、その振動の励起を防ぐ目的で、鋼棒の質量を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-2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。また、表-1には、固有振動解析結果よ

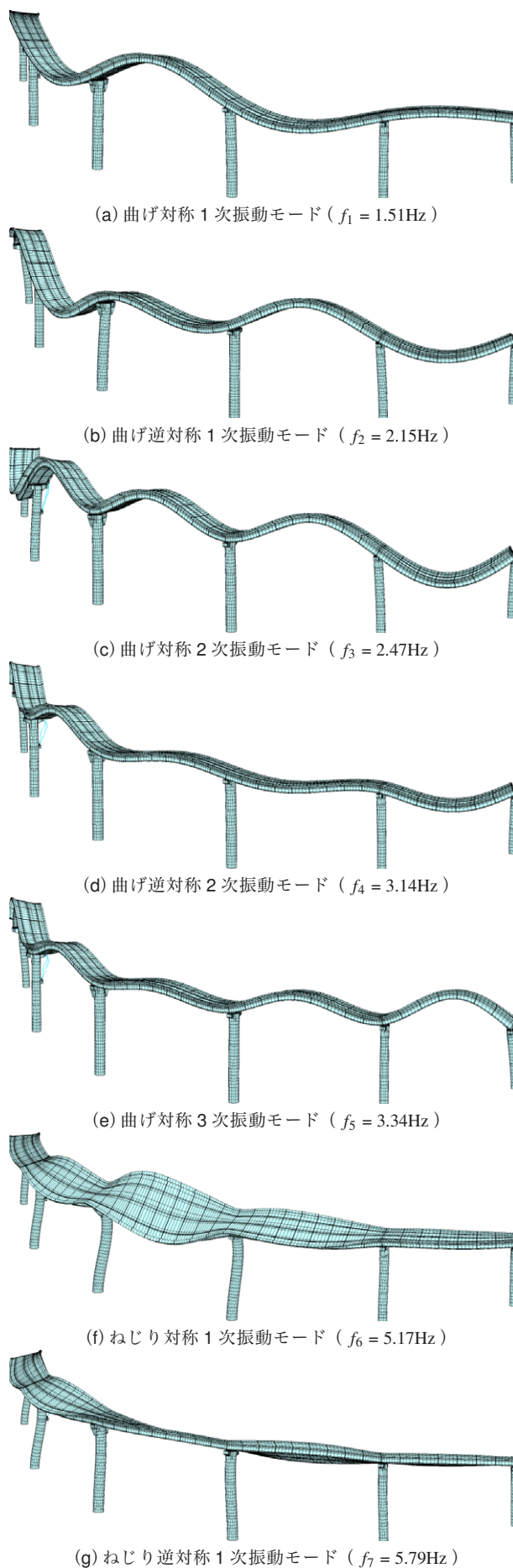


図-4 解析結果から得られる振動モード

り得られた固有振動数を強制加振実験結果と比較して示している。ここでは、曲げ対称モードおよび曲げ逆対称1次に関しては $L_3/2$ 加振時、曲げ逆対称2次およびねじり逆対称1次に関しては $L_1/2$ 加振時、ねじり対称1次に関しては $L_2/2$ 加振時における数値解析結果および実験結果を用いた。表より、固有振動数に着目すると、曲げ振動モードに関しては、解析結果と強制加振実験結果の誤差は最大6%程度(曲げ対称3次振動モード)となっており、解析結果は実験結果と大略一致している。一方、ねじり振動モードに関しては、最大6%程度(ねじり対称1次振動モード)の誤差が生じており、曲げ振動モードと同様に解析結果は強制加振実験結果と大略一致していることが分かる。表より、常時微動観測の解析結果と比較すると、両実験結果間で比較する場合と同様に強制加振実験時の解析結果は常時微動観測時の解析結果より小さいことがわかる。また、解析結果は強制加振および常時微動にかかわらず、実験結果より若干大きい値を示している。

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、全ての振動モードにおいて解析結果と強制加振実験結果の誤差は小さく、解析結果の振動モードは、強制加振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、ねじり逆対称1次振動モードの上流側のP1-P2区間において、解析結果は強制加振実験結果より若干大きく示されているものの、その他の区間については比較的良好に一致している。これより、現況における断面剛性等は設計時当初から大きく変化していないものと考えられることから、本橋の健全性は保持されているものと推察される。

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。強制加振実験結果より、

- 1) 7つの固有振動モード(曲げ成分5, ねじり成分2)および固有振動数を特定することができた。
- 2) 常時微動観測結果との比較により、本実験法を適用する場合においても固有振動特性を適切に評価できているものと判断される。

有限要素法を用いた固有振動解析より、

- 3) 数値解析結果と強制加振実験結果は大略一致することが確認できた。
- 4) これより、現況における断面剛性等は設計時および補修補強時当初から大きく変化していないことが確認され、本橋の全体系挙動に与える大きな損傷や材料劣化は生じていないものと推察される。

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) 西 弘明，佐藤 京，小室雅人，岸 徳光：既設バランスド・ラング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

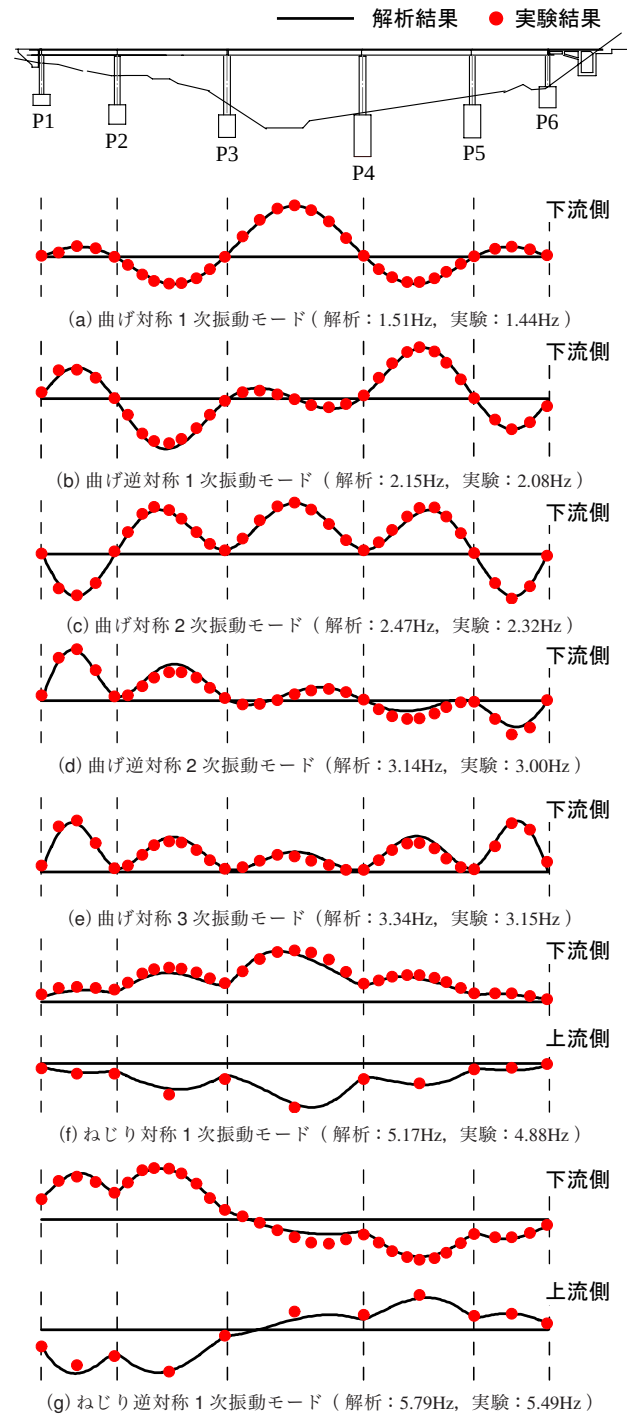


図-5 振動モード分布の比較

- 3) 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
- 4) 三田村浩，岸 徳光，小室雅人，巽 治，加藤 剛：美原大橋の強制加振実験と固有振動特性評価，土木学会北海道支部論文報告集，Vol.61 (CD-ROM)，1-36，2005.2
- 5) 小室雅人，岸 徳光，西 弘明，佐藤 京，中村亮太：常時微動観測法を用いた無意根大橋の振動特性評価，土木学会第62回学術講演会概要集報告集，(CD-ROM)，1-96，2007.9
- 6) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver. 5.8, Hibbitt Kalsen & Sorensen Inc., 1998.