

有限要素法による美原大橋の固有振動特性評価

An evaluation of natural vibration characteristics of Mihara bridge by means of FE method

北海道開発局	正員	三田村 浩	(Hiroshi Mitamura)
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)
(株) KGE	正員	巽 治	(Osamu Tatsumi)
室蘭工業大学	○学生員	加藤 剛	(Tsuyoshi Kato)

1. はじめに

近年、長大橋梁の劣化度診断の1つとして固有振動特性の経時変化に着目した方法が検討されている。この方法は長大橋梁の固有振動特性評価が簡易な方法で実施可能になれば、工学的にも優れた維持管理法の1つになるものと期待されている。通常、橋梁の固有振動特性評価のための実験計測には、起振機が用いられている。しかしながら、供用開始後に起振実験を適用する場合には、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、容易に実験を行うことが不可能である。これより、長大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法の確立が望まれている。

このような観点から、著者らは過去の研究で、石狩河口橋¹⁾(一般国道231号・石狩町)、神納橋²⁾(一般道道旭川深川線)、白鳥大橋³⁾(一般国道37号・室蘭市)および星の降る里大橋⁴⁾(一般国道452号・芦別市)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⁵⁾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。さらに、これらの橋梁を対象に有限要素法を用いた固有振動解析を行い、1)

数値解析結果が工学的に妥当であること、2)有限要素法が、固有振動特性を評価する有効な手法の1つであることを明らかにしている。

本研究では、現在、江別市(一般国道337号線)に建設中である美原大橋を対象に、今後の維持管理上の基礎データとなる固有振動特性を把握することを目的として、主塔部のみおよび完成後の橋梁全体の2つの構造系を対象に有限要素法を用いた固有振動解析を実施した。また、主塔部の固有振動特性に関しては、別途実施した常時微動観測結果と比較することにより、本解析手法の妥当性の検討を行っている。

2. 美原大橋の概要

美原大橋は、道央圏連絡道路(一般国道337号線)美原バイパスの一部として、現在、石狩川に建設中の3径間連続鋼斜張橋である。

本橋は、全長972m、斜張橋部が648m(154+340+154m)、主塔の高さが80mとなっている。また、2基の主塔は石狩平野との景観を考慮した逆Y字型の構造型式を採用している。なお、本橋は、主桁部(幅28.8m、高さ

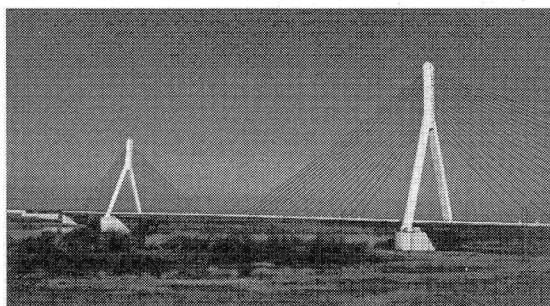


写真-1 建設中の美原大橋(2003年12月撮影)

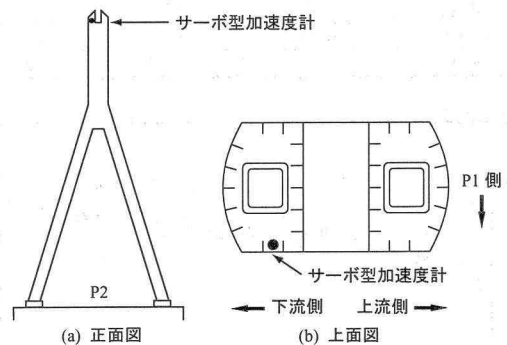


図-1 P2主塔加速度計設置位置図

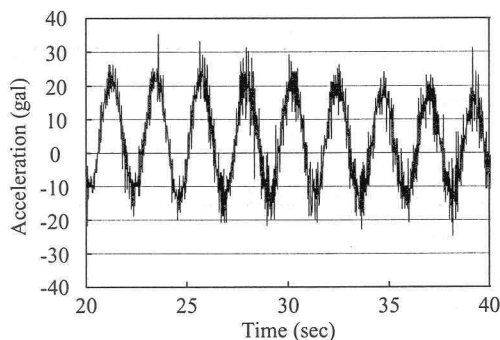


図-2 常時微動観測から得られた加速度波形

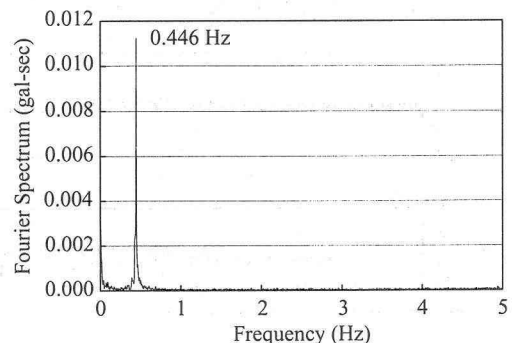


図-3 加速度波形から得られたフーリエスペクトル

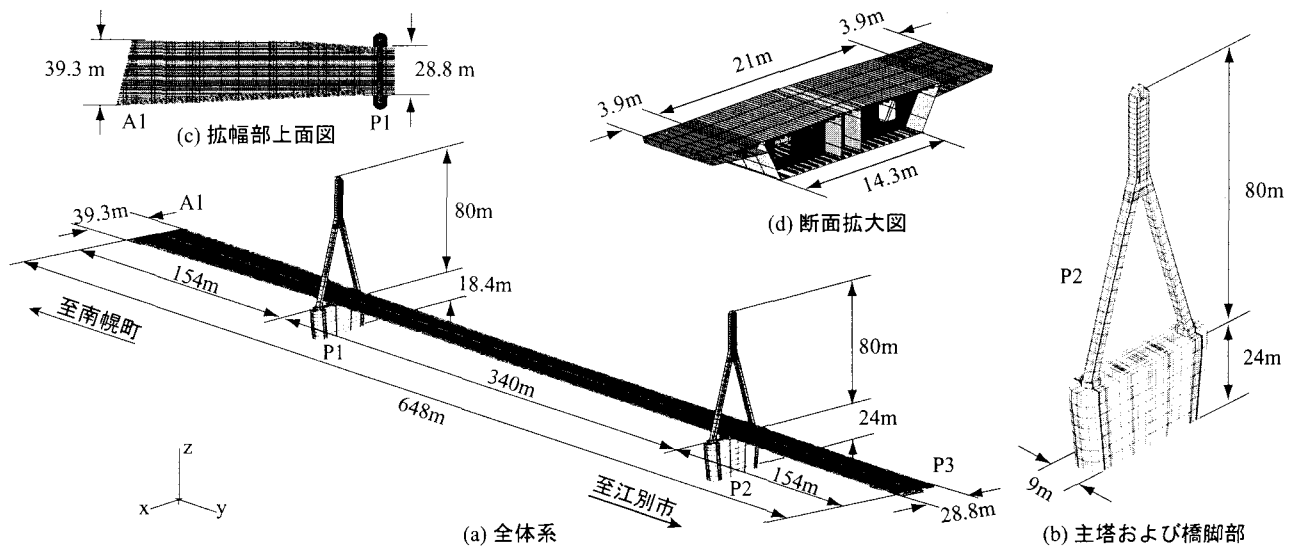


図-4 要素分割状況

約3.6mの鋼箱桁)を主桁中央部で1面吊りする構造形式であり、1面吊り鋼斜張橋として、道内最大規模、日本で3番目、世界で8番目の規模となる。

工事は平成7年度に橋脚工事を着工し、平成12年には主塔が完成し、現在、平成16年完成に向けて、主桁建設が進められている。写真-1には、建設中の美原大橋を示している。以下に本橋の諸元を示す。

路線：一般国道337号線

橋長：648m(斜張橋部)

型式：三径間連続鋼斜張橋(一面吊り構造)

支間：154m + 340m + 154m

幅員：28.8m(拡幅部39.3m)

3. 主塔部における常時微動観測の概要と結果

本橋の供用後の維持管理を担当する北海道開発局札幌開発建設部では、主塔完成後、その振動特性を確認するために常時微動観測を実施している。以下、その概要と観測結果について述べる。

3.1 観測方法

主塔部の固有振動特性を評価するために、サーボ型加速度計をP2主塔頭頂部に設置し、常時微動観測を実施した。図-1(a),(b)は加速度計設置位置を示している。なお、加速度計は橋軸方向の振動のみを対象とし、サンプリングタイムは50msecとしている。

3.2 固有振動数の決定

常時微動観測によって収録された加速度波形を用いたP2主塔の低次固有振動数の決定は、以下の過程に基づいて実施した。

- 1) 収録された橋軸方向の加速度波形からある一定時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) フーリエスペクトルから卓越振動数を抽出し、
- 3) 固有振動数を決定する。

3.3 観測結果

図-2,3にはそれぞれ常時微動観測により得られた20秒間の加速度波形とその加速度波形から得られたフーリエスペクトルを示している。

図-3より、1つの卓越振動数が確認されたため、こ

表-1 使用物性値一覧

使用材料	密度 ρ (g/cm ³)	弾性係数 E (GPa)	ポアソン比 ν
鋼材	7.85	206	0.3
鉄筋コンクリート	2.50	30	0.2

の振動数を橋軸方向1次振動モードの固有振動数0.446Hzと特定した。なお、今回の観測では、橋軸方向2次振動モードについては、明確な卓越振動数が確認されず、特定することができなかった。

4. 有限要素法を用いた固有振動解析仮定

本研究では、今後の維持管理の観点から、P2主塔部と橋梁全体の2つの構造系を対象に有限要素法を用いた固有振動解析を実施した。特に、P2主塔部は常時微動観測結果、橋梁全体は設計値と比較することにより、本解析手法の妥当性を検討している。

4.1 有限要素モデル

美原大橋は、南幌町側の側径間部において、主桁幅員が約28.8mから約39.3mに拡幅されており、非対称な構造となっている。このため、本解析では橋梁全体のモデル化を行った。図-4には、本解析モデルの要素分割状況を示している。解析対象範囲は斜張橋部の648mとしている。(b),(c),(d)図には、それぞれ逆Y字型主塔、拡幅部上面図および主桁内部の要素分割状況を示している。なお、本解析モデルの総節点数および総要素数は、全体系においては157,472節点、209,414要素、P2主塔部においては11,170節点、13,484要素である。使用要素は、主桁部および主塔部に4節点および3節点シェル要素、橋脚部に8節点および6節点固体要素、ケーブルに3次元トラス要素を用いた。

本解析では、計算の効率化、要素分割の煩雑さを防ぐために、主桁下面フランジに接合されている縦補剛材の本数を半分に減らし、その板厚を2倍として処理することとした。また、主桁上のアスファルト、高欄および歩道部のコンクリートに関しては、その剛性が構造全体の振動特性に与える影響は小さいものと判断し、剛性を無視し質量のみを考慮することとした。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。

表-2 主塔部の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 (a)/(b)
		解析結果 (a)	実験結果 (b)	
橋軸方向	1次	0.468	0.446	1.05
	2次	3.06	-	-
橋軸直角方向	1次	2.86	-	-
	2次	3.76	-	-
ねじり振動	1次	4.59	-	-

表-3 橋梁全体の解析結果と設計値の比較

振動モード		固有振動数 (Hz)		誤差 (a)/(b)
		解析結果 (a)	設計値 (b)	
曲げ振動	対称1次	0.361	0.330	1.09
	対称2次	0.749	-	-
	逆対称1次	0.491	-	-
	逆対称2次	0.897	-	-
ねじり振動	1次	0.693	0.840	0.83

4.2 数値解析条件

固有振動解析は、三次元構造解析用汎用プログラムであるABAQUS⁶⁾を用い、弾性解析に基づいて実施している。なお、ここでは、主塔あるいは橋梁全体の固有振動特性把握に主眼を置いていることより、ケーブル振動の励起を防ぐ目的で、ケーブル質量は主塔および主桁ケーブル定着部に等しく付加することとした。

数値解析は、実構造と同様に、全てのケーブルに設計条件と等しい初期張力(約2,800~6,500 kN)を導入し、その後、固有振動解析を実施している。各支点の境界条件は、設計条件と同様に主桁下面の可動支点に相当する節点を橋軸直角方向および鉛直方向に拘束し、主塔基部を完全固定としている。

5. 数値解析結果および考察

5.1 主塔部における数値解析結果と実験結果との比較

表-2には、P2主塔部のみを対象とした数値解析結果より得られた各振動モードおよびその固有振動数を常時微動観測により得られた橋軸方向1次振動モードの固有振動数と比較して示している。また、図-5(a)~(e)には、数値解析結果より得られたP2主塔部の振動モード分布を示している。

表-2より、橋軸方向1次振動モードに対応する固有振動数に着目すると、数値解析結果は常時微動観測結果よりも若干大きな値を示しているものの、その誤差は5%であり、大略一致しているものと考えられる。

以上より、本解析は主塔部の振動特性をほぼ再現しているものと考えられる。

5.2 全体系における数値解析結果と考察

ここでは、前項の結果を踏まえ、完成後の本橋の固有振動特性把握を目的として、主塔、主桁およびケーブルを含む橋梁全体系の固有振動解析を行った。図-6(a)~(e)には、数値解析結果より得られた全体系の振動モード分布およびそれらに対応する固有振動数を示している。また、表-3には、各振動モードに対応する固有振動数について、数値解析結果と設計値を比較して示している。なお、設計値は曲げ対称1次およびねじり1次振動モードの2つについて、道路橋耐風設計便覧⁷⁾に基づ

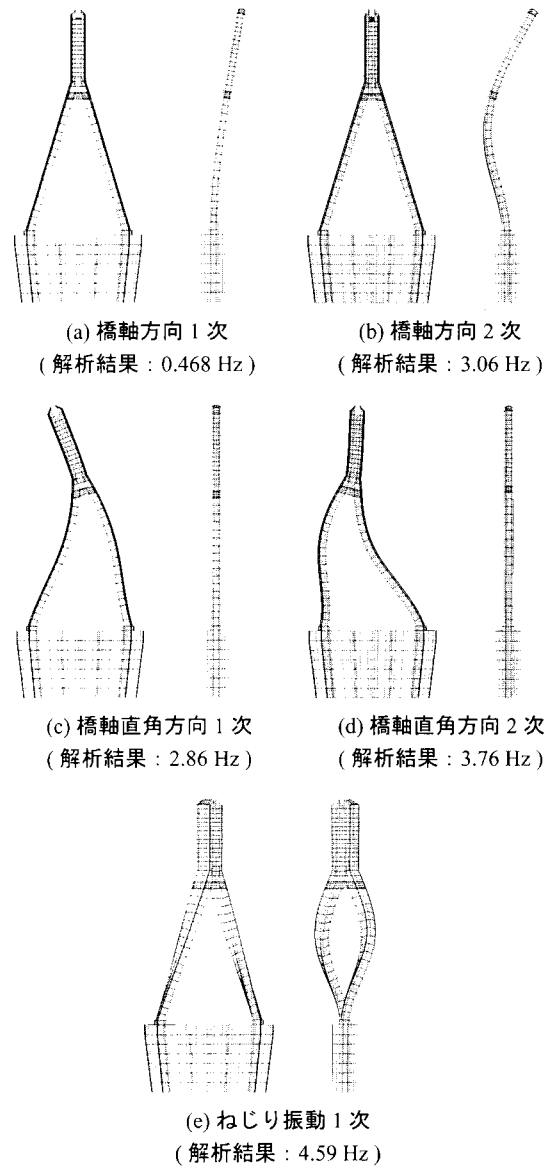


図-5 主塔部の振動モード分布図

いて推定されたものである。

表より、解析結果と設計値を比較すると、曲げ振動モードにおいて9%、ねじり振動モードにおいて17%の誤差があることが分かる。既往の研究成果^{1)~4)}によると、ねじり振動モードに対する数値解析結果と実測値の誤差は7~11%程度であることから、本解析結果は若干誤差が大きいものと考えられる。しかしながら、比較している設計値は道路橋耐風設計便覧⁷⁾による推定値であることより、本解析結果の妥当性に関しては、完成後に予定されている加振実験結果に基づいて検証する必要があるものと考えられる。

表-4には、本橋と我が国における他の斜張橋の固有振動数と支間割を比較して示している⁸⁾。なお、表中の固有振動数は、本橋は数値解析結果、他橋は実測値となっている。表より、本橋の曲げ振動に対する固有振動数は、本橋と支間割が類似している大和川大橋、名港西大橋と近いことが分かる。また、中央径間長が大きくなると曲げ振動数が小さくなる傾向が見られる。これより、曲げ振動モードに与える影響は側径間長/中央径間長の値よりも中央径間長の方が大きいものと考えられる。

表-4 美原大橋と他の斜張橋の固有振動数および支間割の比較

振動モード		固有振動数 (Hz)					
		美原大橋	大和川大橋	名港西大橋	末広大橋	豊里大橋	石狩河口橋
曲げ振動	対称1次	0.361	0.34	0.33	0.47	0.52	0.71
	対称2次	0.749	0.63	0.73	1.07	1.92	1.90
	逆対称1次	0.491	0.42	0.41	0.71	1.22	1.22
	逆対称2次	0.897	0.86	0.81	1.26	2.48	2.34
ねじり振動1次		0.693	0.87	1.31	1.45	1.43	3.15
中央径間長 (m)		340	355	405	250	216	160
側径間長 (m)		154	149	175	110	80.5	64
側径間長 / 中央径間長		0.453	0.420	0.432	0.440	0.373	0.400

6. まとめ

今後の維持管理上の基礎データとなる本橋の固有振動特性把握を目的として、P2主塔部および完成後の橋梁全体の2つの構造を対象に有限要素法を用いた固有振動解析を実施し、それぞれ常時微動観測結果、設計値と比較することにより、本解析手法の妥当性を検討した。

本研究で得られた結果を整理すると以下のようになる。

主塔部の常時微動観測と数値解析結果より

- 1) 数値解析結果と常時微動観測結果の固有振動数を比較すると、橋軸方向1次振動モードに対して、両者は大略一致しており、本解析は主塔部の振動特性をほぼ再現しているものと考えられる。
- 2) 数値解析では、橋軸方向1次モード以外の振動モードが励起されているものの、常時微動観測では、他の振動モードの特定はできなかった。

橋梁全体の数値解析結果より

- 3) 数値解析結果と設計値の固有振動数を比較すると、曲げ対称1次振動モードにおいては、数値解析結果は設計値より若干大きな値を示すものの、その誤差は9%であり、固有振動特性を把握できたものと考えられる。
- 4) 本橋梁の曲げ振動に対する固有振動数は、本橋梁と支間割が類似している大和川大橋、名港西大橋と近いことが明らかになった。

最後に、本解析結果においてねじり振動モードに対する固有振動数は、設計値に対して、17%程度の誤差が生じていることより、本橋梁の完成後に予定されている加振実験結果と本解析結果を比較し、解析結果の工学的妥当性を検証する必要がある。

参考文献

- 1) 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
- 2) 新山 惇, 岸 徳光, 三田村浩, 佐藤昌志, 堀越弘美: 常時微動観測による神納橋の振動特性評価, 土木学会北海道支部研究発表論文報告集, 第57号, pp.120-123, 2001.2
- 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

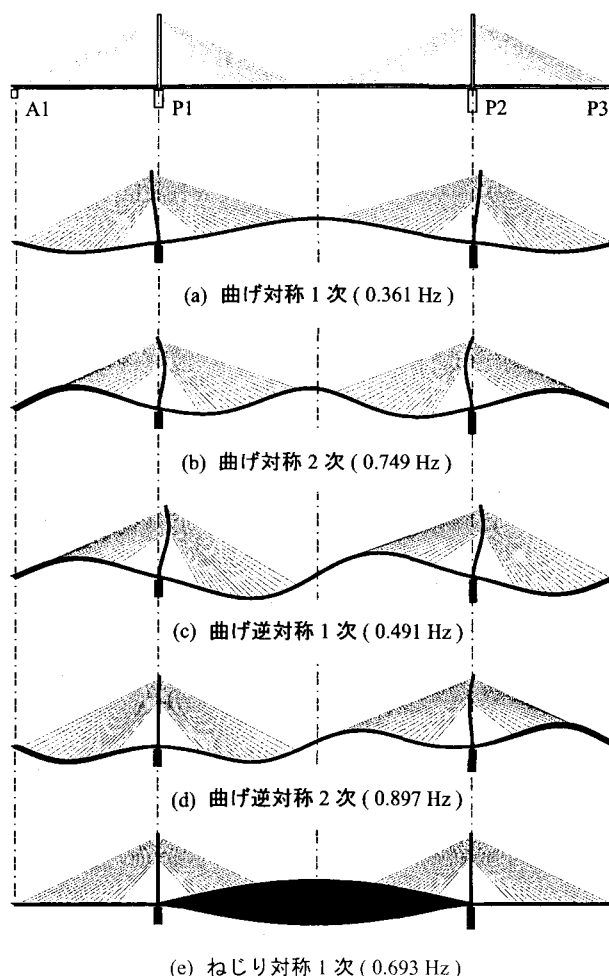


図-6 全体系の振動モード分布図

測の適用性, 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, 細川真利, 松本一希: 車輛走行実験による星の降る里大橋の振動特性評価, 土木学会北海道支部研究発表論文報告集, 第59号, pp.6-9, 2003.1
- 5) 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
- 6) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver. 5.7, Hibbitt Kalsen & Sorensen Inc., 1999.
- 7) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 丸善(株), 1991.7
- 8) 橋梁振動研究会: 橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版株式会社, 1993.10