

供用後27年経過した三径間連続鋼床版斜張橋の自由振動特性

Free Vibration Characteristics of 27 Year-Passed Three-Span Continuous
Steel-Deck Cable-Stayed Bridge

新山 惇* 佐藤 昌志** 小室 雅人*** 岸 徳光****

Makoto NIYAMA, Masashi SATO, Masato KOMURO, and Norimitsu KISHI

* 工修 (社) 北海道開発技術センター 顧問 (〒060-0051 札幌市中央区南1条東2丁目11番地)

** 工博 北海道開発局旭川開発建設部 次長 (〒070-0025 旭川市8条12丁目)

*** 工修 室蘭工業大学助手 工学部建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町27-1)

**** 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町27-1)

A three-span continuous steel-deck cable-stayed bridge was constructed by Hokkaido Development Bureau to let route 231 of national highway cross Ishikari River. This bridge has been commonly used for twenty-seven years after construction. Since this route is very important for people living in the region along the Sea of Japan in Hokkaido, maintenance has been continued and total 200,000 kg steel members have been installed to retrofit and strengthen. Here, in order to investigate the influence of installed steel members on natural vibration characteristics, forced vibration test is conducted by means of weight motion method. From this experiment, it is seen that each fundamental vibration frequency is almost 4 % small due to mass increasing, and then earthquake- and wind-resistant performances have not been changed.

Key Words: steel-deck cable-stayed bridge, forced vibration test, finite element analysis

キーワード: 鋼床版斜張橋, 強制加振実験, 有限要素法

1. はじめに

北海道開発局は昭和47年に一般国道231号の石狩川河口から5.5 km上流に橋長1,412.7 mの石狩河口橋を供用させた¹⁾。その主径間部は橋長が288 mの三径間連続鋼床版斜張橋(以後、単に本斜張橋)である。本斜張橋は現在多く建設されている斜張橋に比べケーブル数が少ない非常にシンプルな構造となっている。また、本斜張橋は日本海からの強い季節風をまともに受け限定振動が発生するため、耐風安定性向上のためのフェアリングやダンパーが設けられている等の工夫が施されている。

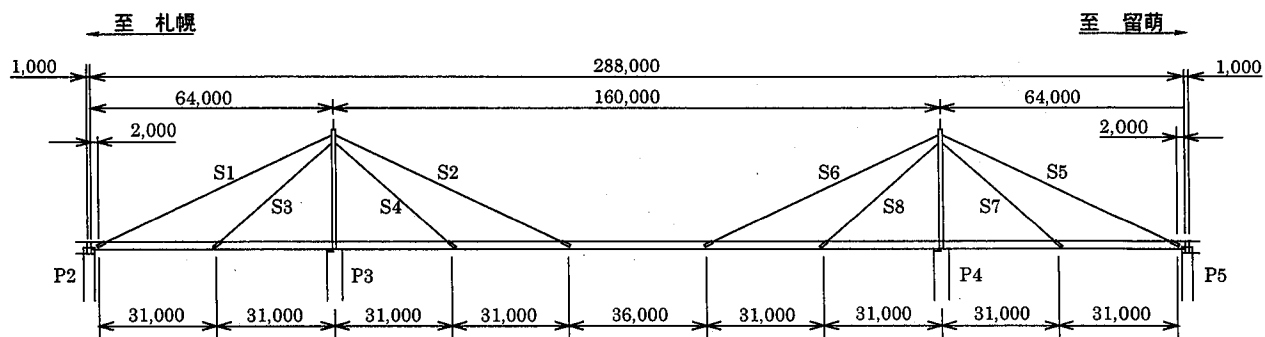
国道231号線は、稚内から留萌を経由して札幌に通じる北海道日本海側の重要な路線であることより、本斜張橋も定期的に維持補修が実施されてきた²⁾。昭和56、57年には縦リブの溶接不良箇所が発見され補修を実施している。平成7年からは交通量の増大に伴う縦リブの疲労強度の低下を想定して、縦リブの曲げモーメントを低減するための横リブの追加や縦リブの補強を実施している。また、平成9年度には新活荷重に対応させるため対傾構に斜材を追加補強している。本斜張橋の補修・補強は、補剛桁に関する補強の必要性がないことから、鋼床版縦リブや対傾構等の箇所限定されている。しかしながら、建設当初の本斜張橋の全鋼材量が約1,500,000 kg¹⁾であ

るのに対して、補強に用いられた鋼材量が約200,000 kgに達し、重量的に約13%の増加となっていることより、死荷重増加に伴う橋梁全体系の振動特性への影響が懸念される。

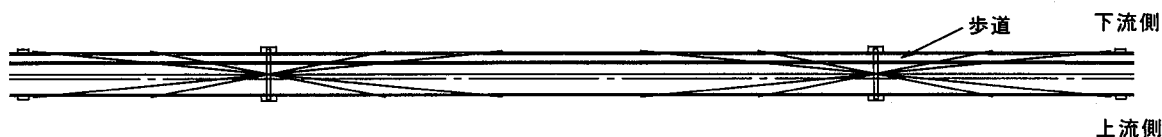
このような観点から、北海道開発局では石狩河口橋の主径間である三径間連続鋼床版斜張橋の補修・補強後の自由振動特性を把握することを目的に強制加振実験を実施した。実験はトラッククレーンを用いた重錘上下法³⁾(2,000 kg重錘)により強制加振させ、補剛桁内部や主塔、ケーブル各点に設置した加速度計からの出力を同時計測することによって実施した。実験結果から得られた加速度波形を基に低次の各固有振動数および固有振動モードを抽出している。また、有限要素法による固有振動解析も試み、実験結果との整合性を確認の後、死荷重のみによる振動特性を数値解析的に評価し、補強前の実測結果⁴⁾や設計当初の固有振動特性値⁵⁾との比較検討を行っている。

2. 石狩河口橋の概要

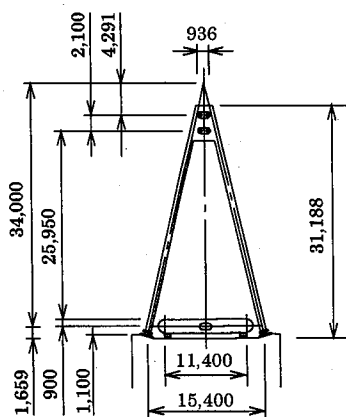
まえがきにも述べているように、石狩河口橋は石狩川河口から5.5 km上流に位置し、全長が1,412.7 mにおよぶ長大橋である。その主径間部は、図-1に示すように全長288 mの三径間連続鋼床版斜張橋である。



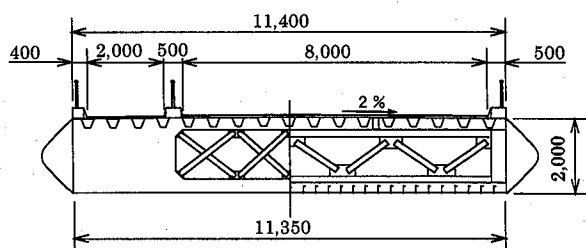
(a) 側面図



(b) 平面図



(c) 主塔部



(d) 補剛桁断面図

(単位: mm)

図-1 三径間連続鋼床版斜張橋の概要図

本斜張橋の補剛桁は幅 11.4m, 高さ 2.0m の扁平な単箱桁型式であり, 耐風安定性向上のために補剛桁両側面にはフェアリングが設置されている。また, ケーブルは A 型主塔から補剛桁の外側に配置され, 主塔および主桁でヒンジ結合されている。本斜張橋の諸元を示すと以下のとおりである。

路線 : 一般国道 231 号
橋長 : 288.0 m
型式 : 三径間連続鋼床版斜張橋
支間 : 64.0 m + 160.0 m + 64.0 m
幅員 : 車道 8.0 m, 歩道 2.0 m (片歩道)
日交通量 : 約 15,000 台 (平成 11 年度)

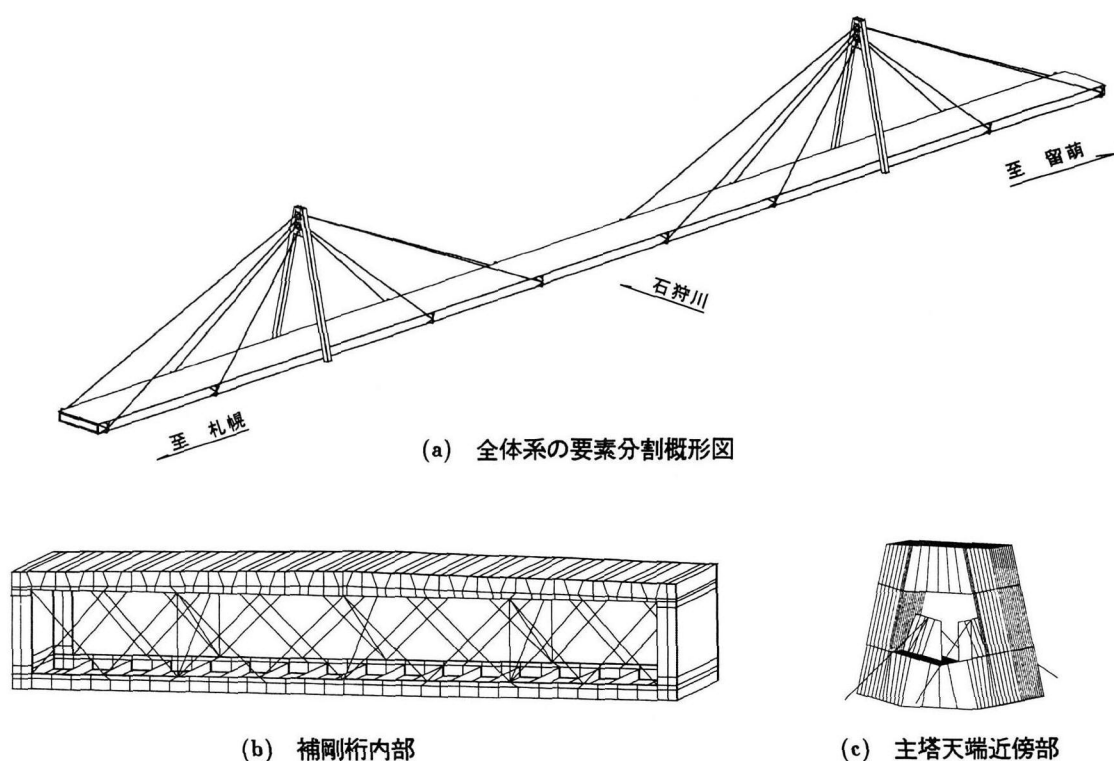
3. 加振実験の概要

補修・補強後の本斜張橋の振動特性を把握するために,

トラッククレーンを用いた強制加振実験を実施した。以下にその概要を述べる。

通常, 構造物の固有振動数, 固有振動モード, 減衰定数等を特定するためには, 起振機を用い共振曲線を求めて評価する方法³⁾が一般的である。しかしながら, 本斜張橋の場合には供用中でかつ本路線が幹線道路で交通量も多く, 全面交通規制や十分な交通止め時間を取ることが不可能であることから, 片側交互交通状態で実験が可能でかつ加振装置の移動が容易なトラッククレーン (全質量: 26,500 kg) を用いた重錘上下法を採用することとした。本実験では上下加振用として 2,000 kg の重錘を用いている。なお, 本実験は安全性を重視して, 最も交通量の少ない午後 10 時から午前 4 時の間に実施している。

加振位置は, 橋軸直角方向には上流側あるいは下流側車線を用い, 橋軸方向には中央径間のスパン長を L として $L/2$ 点と $L/4$ 点とした。なお, $L/2$ 点加振は橋軸方向対称振動モード (以後, 単に対称振動モード) を, $L/4$



図－3 斜張橋の有限要素分割状況（補強後）

表－1 ケーブル張力一覧

ケーブル番号	作用張力 (MN)
S1, S5	2.75
S2, S6	3.14
S3, S7	1.91
S4, S8	1.86

表－2 解析ケース一覧

解析ケース	解析条件	
	補強前後	加振装置の有無
ケース 1	後	有り
ケース 2		無し
ケース 3	前	有り
ケース 4		無し

照明柱は無視している。なお、補剛桁のケーブル定着部は質量を無視した仮定の梁要素を付加することにより、定着部の曲げ変形モードを拘束している。また、鋼床版上には実測により約 100 mm 厚のアスファルト舗装が施されていることが明らかになっている。ここでは、計算の簡素化のためにアスファルト舗装の曲げ剛性は無視し、その軸剛性と質量を鋼床版に付加する形で一枚のシェル要素にモデル化している。すなわち、シェル要素の物性値は、全軸剛性および質量が等しくなるように鋼床版の弾性係数、密度を換算して与えている。図－3には、本斜張橋の補強後の要素分割状況を示している。総要素数および総節点数は、補強前がそれぞれ 109,012、92,166、補強後が 110,376、92,278 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_s 、ポアソン比 ν_s 、密度 ρ_s 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、アスファルトの材料定数は、実験が冬期に実施されていることを考慮に入れて、弾性係数 E_a および密度 ρ_a をそれぞれ $E_a = 9.8 \text{ GPa}$ 、 $\rho_a = 2,300 \text{ kg/m}^3$ と仮定した。

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ある ABAQUS⁷⁾を用いることとし、ケーブルに作用張力（表－1）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、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。ケーブル以外の要素に関しては整合質量マトリックスを用いている。

各支点の境界条件は、設計仮定と同様に中央径間の札幌側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、橋軸直角方向、鉛直方向には

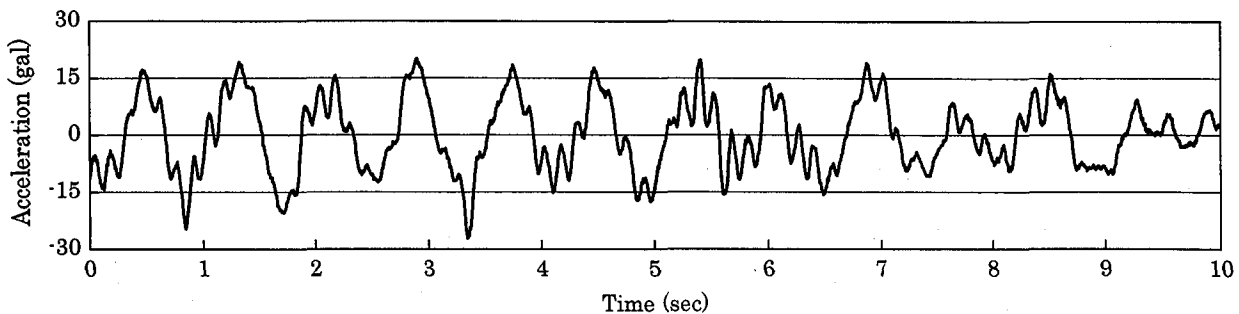


図-4 加速度波形の一例（中央径間札幌側上段ケーブル上流側定着部，鉛直方向成分：L/2点加振）

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、橋脚直角方向、鉛直方向のみを拘束することとした。また、主塔の基部は完全固定とし、全節点を拘束している。加振実験の解析にはトラッククレーンおよびカウンターウエイト（以後、これらを総称して加振装置と呼ぶ）の総質量も考慮することとし、加振装置配置位置の鋼床版要素にこれらの全質量である 48,500 kg を付加している。

数値解析は、加振実験結果との比較による解析手法の妥当性検討のための解析を含め、表-2 に示す 4 ケースについて実施している。

6. 実験結果

前述のように、加振装置は片側車線中央部に配置することとし、上下流側車線のいずれに配置する場合についても実験を実施している。実験終了後、全ての実験ケースの全測点に関するフーリエスペクトルを求め、卓越振動数が顕著に示されている実験ケース、加速度波形を選択して、固有振動数の抽出を行うこととした。本研究では、L/2 点加振時には加振装置を下流側に配置した場合を、L/4 点加振時には加振装置を上流側に配置した場合の測定結果を用いて検討を行っている。

図-4 には、計測された応答加速度波形の一例として、L/2 点加振時の中央径間札幌側上端ケーブル上流側定着近傍部の鉛直方向成分波形を示している。図より、振動波形は周期 T が 0.8 sec 程度の低周波振動成分の他に、高周波振動成分が含まれたものとなっている。

6.1 フーリエスペクトル分布

図-5 には、L/2 点、L/4 点加振時の主要な測点における応答加速度波形から求められるフーリエスペクトルを 10 Hz まで示している。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、4 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。(a)、(b) 図より、補剛桁のフーリエスペクトルに着目すると、0.71 ~ 3.15 Hz の間に 4 ~ 6 個の卓越振動数が存在することが分かる。また、この卓越振動数は加振位置 (L/4 点お

よび L/2 点) にかかわらず、両者ほぼ一致している。これは、L/4 点加振時においても L/2 点加振時と同様の対称振動モードが十分な大きさと励起されていることを暗示している。また、(a) 図より、主塔およびケーブルの測点に着目すると、補剛桁の低次卓越振動数である 0.71, 1.22 Hz には、大きなスペクトルが確認できるものの、他の卓越振動数に関しては明確に励起されていないことが分かる。また、補剛桁の測点には励起されていない高周波の卓越振動数が示されている。これは、主にケーブル自身の固有振動数成分によって励起されたものであると推察される。

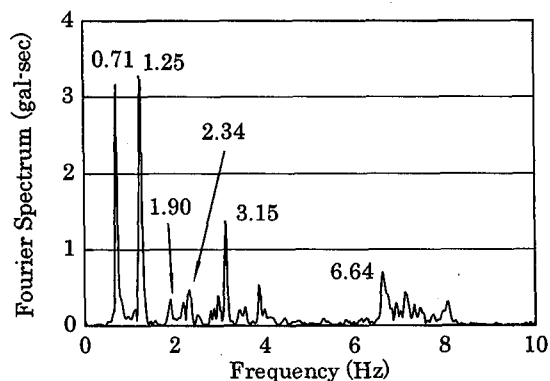
本研究では、これらの結果を踏まえ、補剛桁の卓越振動数に対応するケーブルの連成振動に関しては、明確な振動モードの抽出は困難であるものと判断し、補剛桁の固有振動モードにのみ主眼を置いて検討することとした。

6.2 固有振動モードの特定

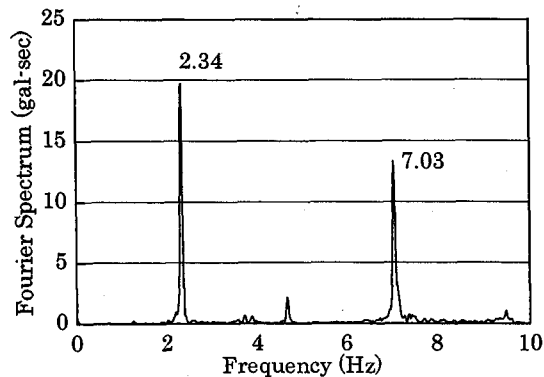
図-5 のフーリエスペクトル図を基に、バンドパスフィルター処理を施し固有振動モードの特定を行った。表-3 にはケーブルおよび主塔部を除いた補剛桁に関する卓越振動数に対するバンドパス振動数を一覧にして示している。

図-6 には、バンドパスされたフーリエスペクトルを逆変換することによって得られる加速度波形を基に、補剛桁に限定して各卓越振動数に関する 1/8 周期毎の加速度振幅を用いたモード図を示している。図は、各振動モードの最大値が 1 となるように、各測点における応答加速度を最大応答加速度で除し無次元化を行っている。図より、対称三次および逆対称二次振動モードの場合には各時間毎でモード分布にズレが生じており、完全な固有振動状態を抽出することができていない。一方、その他の振動モードに関しては節部が一周期の間で一定しており、真に固有振動に対応するモードであることが分かる。

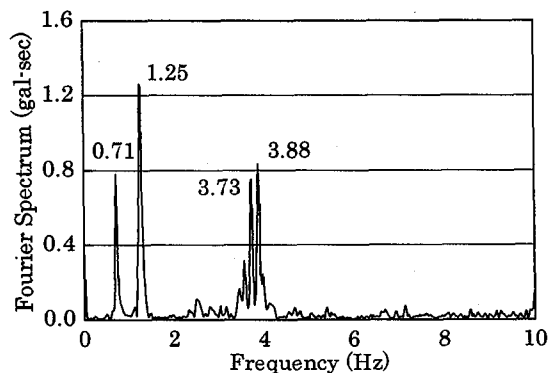
(f) 図のねじり一次振動モードにおける上下流側のモードを比較すると、側径間および中央径間中央部の下流側のモード分布が上流側よりも大きく示されている。これは、下流側に設置した加振装置の質量の影響によるものと推察される。



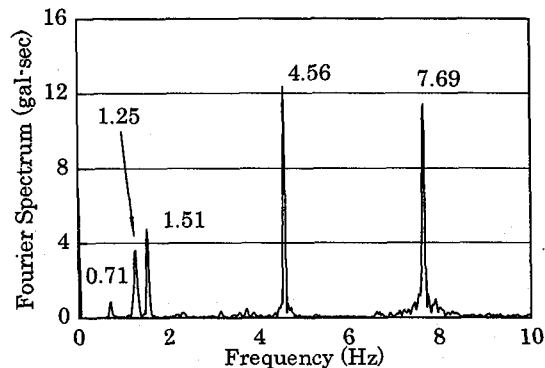
中央径間札幌側上段ケーブル定着部 上流側 鉛直方向成分



中央径間札幌側下段ケーブル中央点 上流側 法線方向成分

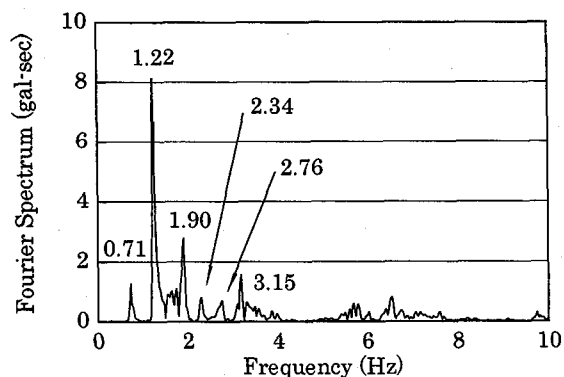


札幌側主塔天端 橋軸方向成分

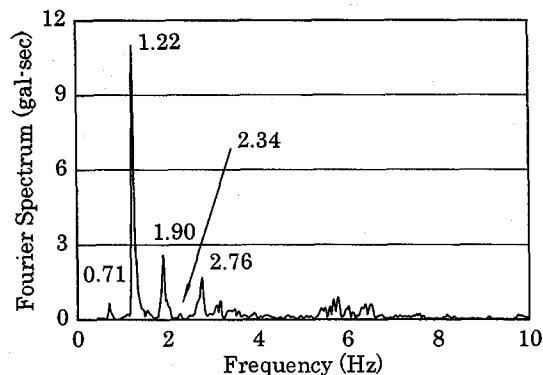


中央径間札幌側上段ケーブル中央点 上流側 法線方向成分

(a) L/2点加振時の各フーリエスペクトル (加振位置：下流側車線上)



中央径間札幌側上段ケーブル定着部 下流側 鉛直方向成分



中央径間札幌側L/4点 下流側 鉛直方向成分

(b) L/4点加振時の各フーリエスペクトル (加振位置：上流側車線上)

図-5 主要測点における加速度波形のフーリエスペクトル

表-3 卓越振動数およびバンドパス振動数一覧

固有振動数 (Hz)	0.71	1.22	1.90	2.34	2.76	3.15
バンドパス振動数 (Hz)	0.64 ~ 0.90	1.17 ~ 1.54	1.78 ~ 2.12	2.24 ~ 2.47	2.59 ~ 2.93	3.10 ~ 3.45

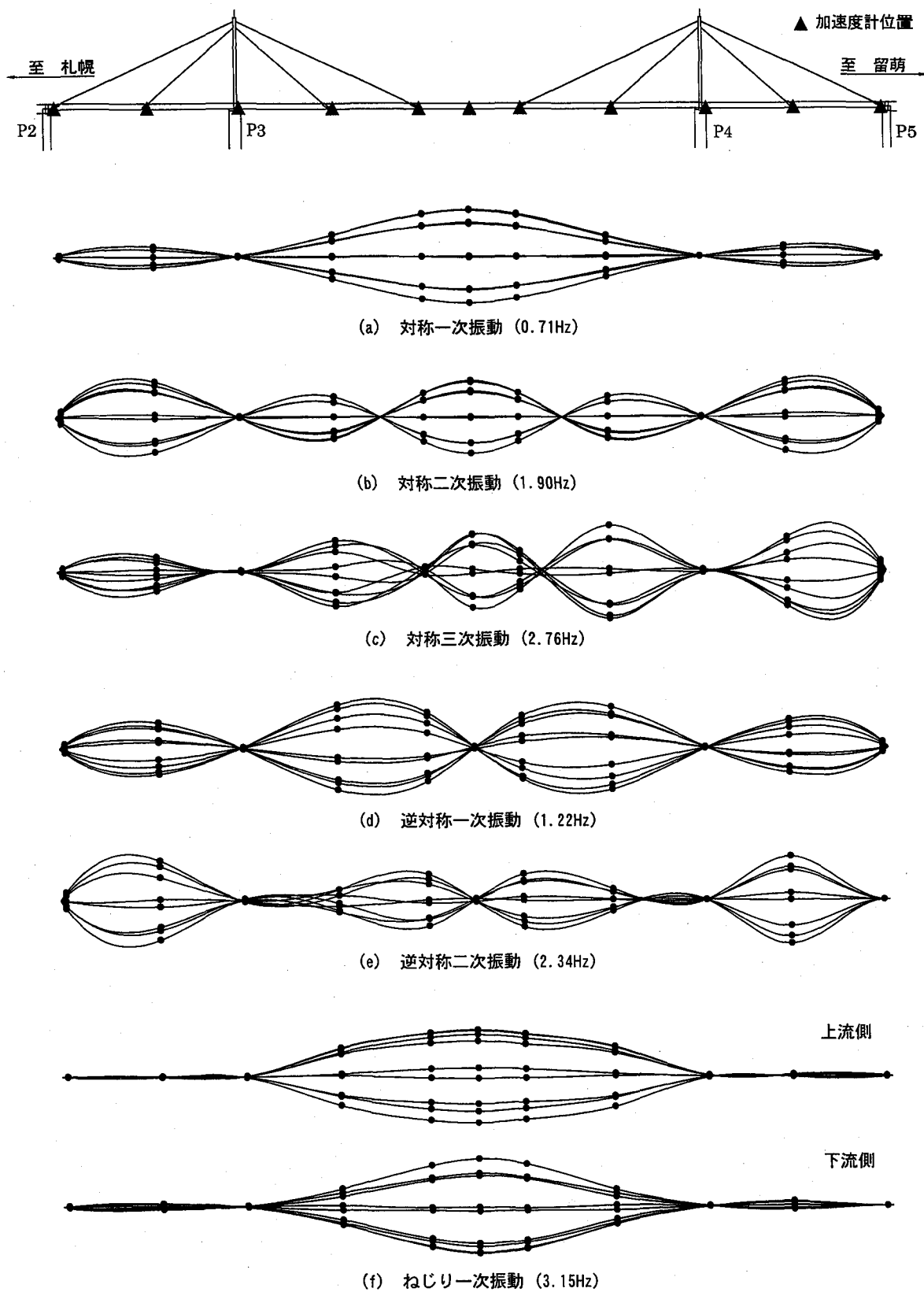


図-6 各卓越振動数に対する 1/8 周期毎の補剛桁の鉛直振動に関するモード分布図

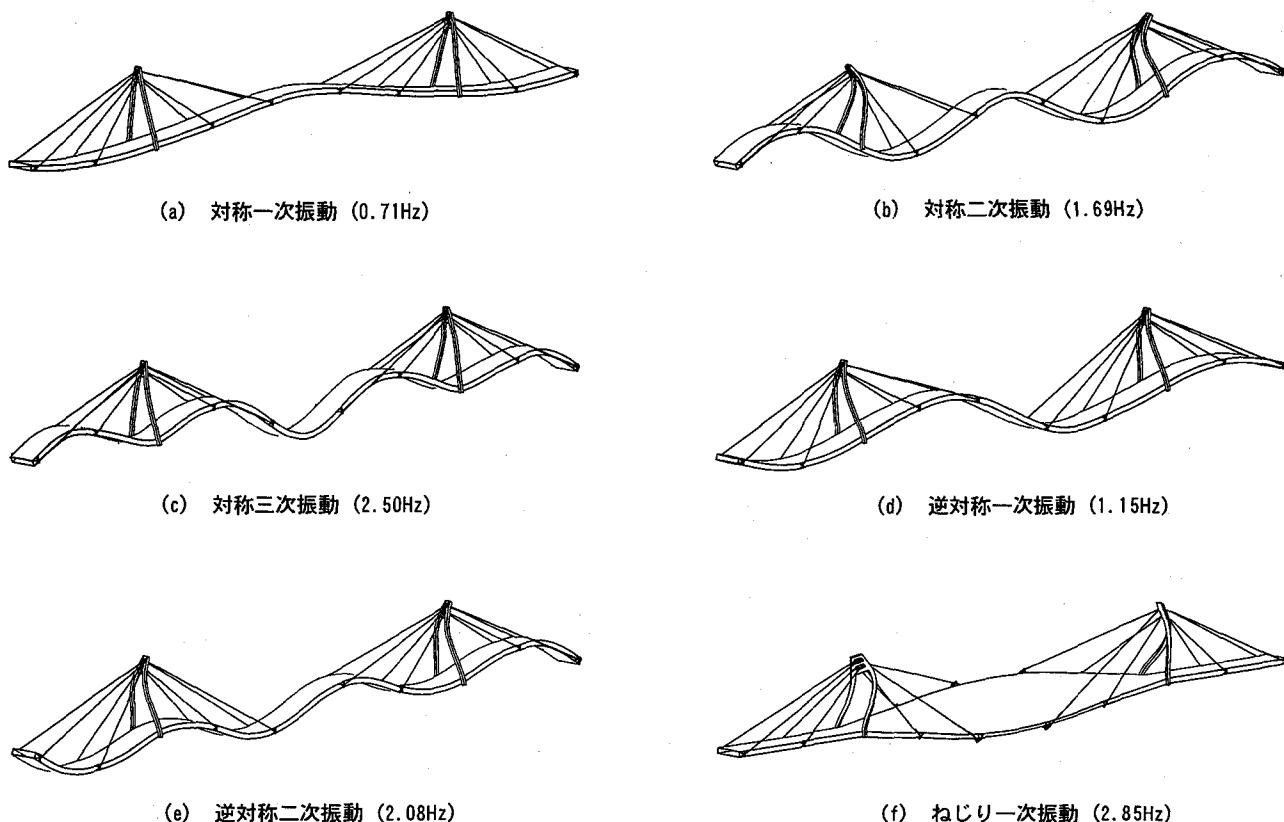


図-7 解析結果の固有振動モード分布例

7. 解析結果

7.1 解析結果の妥当性検討

固有振動解析は、解析対象振動数域を 3.5 Hz 以内に限定し ABAQUS に内蔵されているサブスペースイタレーション法によって実施した。図-7 には、補強後の加振実験と同様の条件の下に実施した解析結果の対称一次、二次、三次振動、逆対称一次、二次振動、およびねじり一次振動モードを示している。

また、図-8 には各固有振動モードに関する固有振動数および振動モード分布を実験結果と比較して示している。図より、固有振動数は、対称一次振動に関しては実験値と一致しているが、その他は解析結果が実験値よりも 6~11 % 程度小さく評価されている。しかしながら、モード分布は主塔部を除き両者良く一致していることより、本解析結果は工学的に妥当なものと判断される。

7.2 補強前後の固有振動特性

表-4 には、補強前後において加振装置を設置する場合と設置しない場合に関する本解析結果の固有振動数を実験結果とともに示している。また、比較のために設計当初の計算値⁵⁾も示している。なお、補強前の実験結果は、斜張橋完成当初に 2 台の 15,000 kg 起振機を用いて

行われた強制振動実験より得られた値⁴⁾である。

まず、補強後の加振装置の設置の有無による解析結果の固有振動数を比較すると、曲げの低次対称振動モードに関してはいずれの振動モードに対しても 1~3 % 程度 (0.02~0.03 Hz)、またねじり対称一次振動の場合には 0.4 % 程度 (0.01 Hz)、加振装置無しの場合が有りの場合より大きく示されており、48,500 kg の加振装置の質量の影響が対称振動モードに多少なりとも現れていることが分かる。しかしながら、逆対称振動の場合には加振装置の有無で固有振動数が変化せず、付加質量の影響の無いことが分かる。

一方、補強前の固有振動数について本解析結果と実験結果を比較すると、曲げ振動、ねじり振動とも解析結果が実験結果よりも小さく示されている。その程度は、曲げ振動で 4~5 % 程度、ねじり振動で 7 % 程度となっている。しかしながら、この両者の差異は、補強前の振動実験が昭和 47 年に実施されており、当時の計測機器の精度や信頼性を考慮すると、解析結果はほぼ適切な評価を与えているものと考えられる。また、補強前の加振装置の有無による解析結果の固有振動数を比較すると、補強後と同様曲げ振動で 0~2 % (0~0.02 Hz) だけ加振装置無しの場合が有りの場合より大きく示され、加振装置の影響が若干なりとも現れている。加振装置無しの状態で

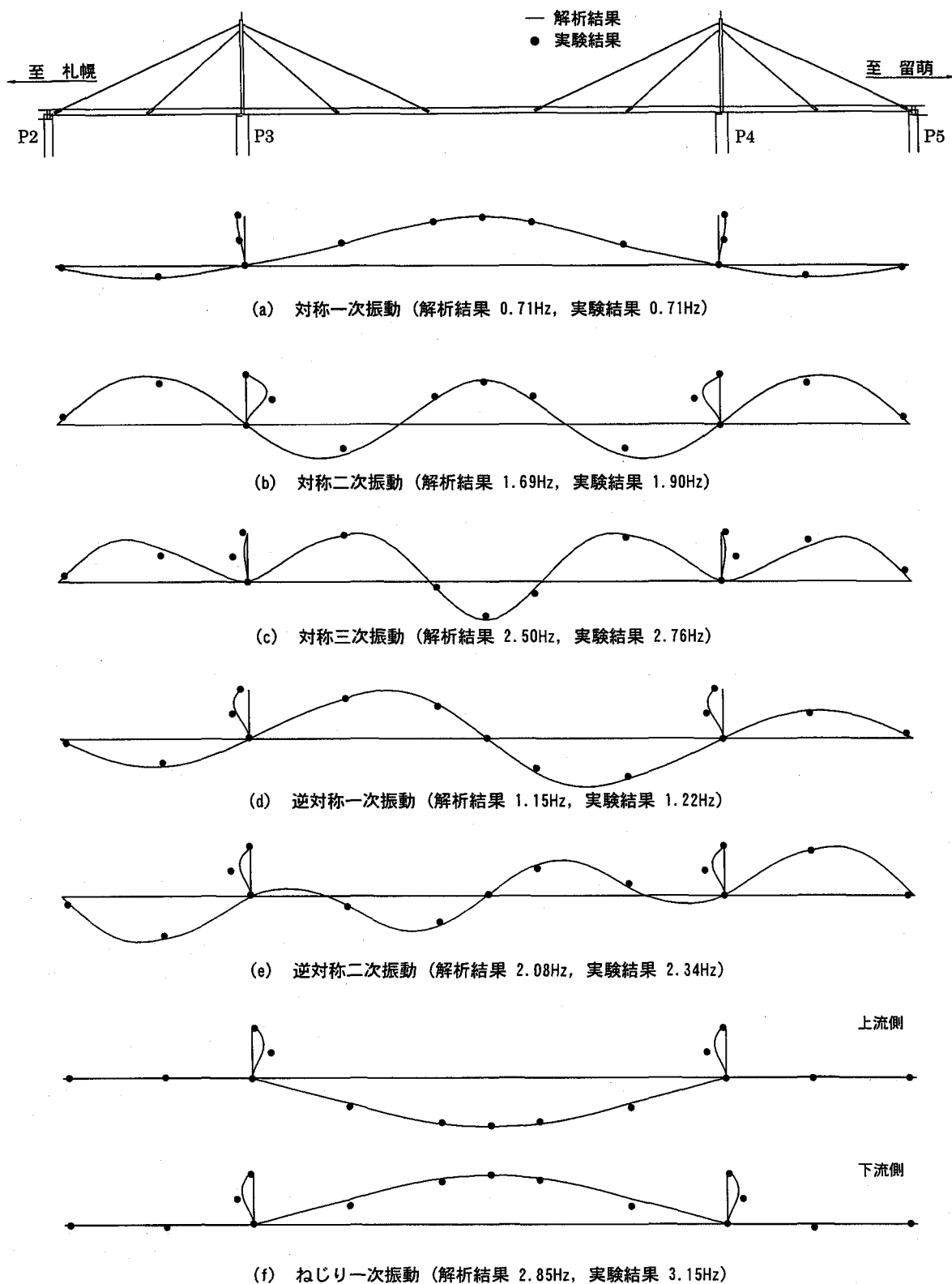


図-8 固有振動数、振動モード分布に関する解析結果と実験結果の比較

補強前後の解析結果の固有振動数を比較すると、いずれの振動モードに関しても補強後が補強前よりも小さな値となっている。その程度は曲げ振動モードが全て4%程度であり、ねじり振動モードは2%程度となっている。

いま、4%の振動数低下に対して補修・補強による13%の鋼重量の増加を考慮して1質点系振動問題に置き換えて略算すると、全体系の剛性増加は4%程度となる。また、設計時の固有振動数の評価計算結果と補強後の解

表-4 解析結果の補強前後の固有振動数一覧 (Hz)

振動モード		設計時	補強前			補強後		
			加振装置無	加振装置有 (30,000 kg)*		加振装置無	加振装置有 (48,500 kg)*	
			解析結果	解析結果	実験結果	解析結果	解析結果	実験結果
曲げ振動	対称一次	0.73	0.76	0.75	0.78	0.73	0.71	0.71
	対称二次	2.04	1.79	1.79	1.86	1.72	1.69	1.90
	対称三次	--	2.64	2.62	--	2.53	2.50	2.76
	逆対称一次	1.14	1.20	1.18	1.24	1.15	1.15	1.22
	逆対称二次	2.34	2.17	2.16	--	2.08	2.08	2.34
ねじり振動	対称一次	--	2.93	2.93	3.15	2.86	2.85	3.15

* () 内は加振装置の質量を示す。

析結果（加振装置無し）と比較すると、対称二次振動に 0.3 Hz 程度の差異が生じているが、その他の振動モードに関しては両者類似なものとなっている。

以上より、補強前後で鋼重量が 13 % 程度変化することにかかわらず、固有振動数で 4 % 程度の変化となっており、本斜張橋の耐震特性や耐風特性は設計当初と大差のないことが明らかとなった。

8. まとめ

本研究では、供用開始から 27 年経過した石狩河口橋を対象に、三径間連続鋼床版斜張橋の補修・補強後の自由振動特性を把握することを目的に、強制加振実験を実施した。実験はトラッククレーンを用いた重錘上下法を採用して強制加振させることにより実施している。さらに、補剛桁内部や主塔、ケーブル各点に設置した加速度計出力を基に各固有振動数および振動モードの抽出を試みた。また、有限要素法を用いた固有振動解析を試み、実験結果との比較検討を行っている。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) トラッククレーンを用いた重錘上下法による加振実験を実施することにより、低次の固有振動数および振動モードをほぼ正確に抽出できることが明らかになった。この実験方法は、車両を全面通行止めにすることなく加振実験が可能であり、供用中の橋梁の振動特性を把握する上で非常に有効な方法である。
- 2) 有限要素法による固有振動解析より、固有振動数は対称一次振動に関しては実験結果と一致するものの、高次振動に関しては解析結果が実験結果よりも 6 ~ 11 % 程度小さく評価された。しかしながら、モード分布は主塔部を除き両者良く一致していることから、

本解析結果は工学的に妥当であるものと考えられる。

- 3) 補強前後で鋼重が 13 % 程度変化するのに対して、低次固有振動数は 4 % 程度の変化（低下）となっており、本斜張橋における補修・補強による鋼重増加の耐震特性や耐風特性への影響は非常に小さいものと判断される。

謝辞：本研究を行うにあたり、室蘭工業大学松岡健一教授には実験、解析の両面に渡りご指導を戴いた。また、同大学院構造力学研究室の堀越弘美君に多大なるご支援を戴いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 高橋陽一，木元喬之，新山 惇：三径間連続斜張橋の架設－石狩河口橋－，土木学会北海道支部研究発表論文集，Vol. 28, pp. 9-16, 1972. 2.
- 2) 北海道開発局札幌開発建設部：一般国道231号石狩町石狩河口橋の維持管理に関する報告－石狩河口橋の建設から維持管理の経緯－，1997. 3.
- 3) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版（株），1993. 10.
- 4) 高橋陽一，新山 惇，吉田紘一：3径間連続斜張橋の現場実験－石狩河口橋－，土木学会北海道支部研究発表論文集，Vol.30, pp. 155-160, 1974. 2.
- 5) 北海道開発局札幌開発建設部：一般国道231号三径間連続斜張橋設計計算書，1967.
- 6) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル入門，鹿島出版会，1994. 5
- 7) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver. 5.7, Hibbitt, Kalsson & Sorensen Inc., 1999.

（2000年9月14日受付）