

札幌大橋の耐風安定性について

Windproofing of the Sapporo-Oh-Hashi (Bridge)

桜田昌之* 小玉 茂** 本名一夫***

Masayuki SAKURADA, Shigeru KODAMA and Kazuo HONNA

近年、箱げた橋は長スパン化の傾向を呈してきた。長スパンの箱げた橋は相対的な剛性が低下するため、耐風性が良好とはいえなくなっている。札幌大橋の主径間部は中央径間長が150 mと長く、架橋地点も振動を励起しやすい風特性を有するため、耐風安全性が懸念された。

そこで、風洞模型実験と実橋振動試験を行い、構造の空力的特性、固有振動数、構造減衰を調査した。

その結果、固有振動数は約0.7 Hz (鉛直1次)であり、同程度のスパンを有する斜張橋と差がなかったが、構造減衰はかなり大きいことが判明した。したがって、札幌大橋における発現振幅は微小であり、耐風安定性は良好であるとの結論を得た。

<箱げた橋；固有振動数；構造減衰；札幌大橋>

Windproofing of Box-Girder-Bridges is difficult to generalize due to the reduced stiffness of longer spans. The middle span of the Sapporo-Oh-Hashi (Bridge) is long (150 m length), and the characteristic winds at the bridge site may cause vibration.

To investigate this, wind tunnel experiments and oscillations of the Sapporo-Oh-Hashi (Bridge) were made, to check the air dynamics of the structure, natural frequency, and structural damping.

There were no differences between the natural frequency of Sapporo-Oh-Hashi (Bridge) and Cable-Stayed-Bridges with similar spans, but structural damping of Sapporo-Oh-Hashi (Bridge) was much higher than Cable-Stayed-Bridges. This showed that amplitudes caused by winds will be very small, and that the windproofing of Sapporo-Oh-Hashi (Bridge) is adequate.

Keywords: box-girder-bridge, natural frequency, structural damping, Sapporo-Oh-Hashi (bridge).

1. まえがき

従来、箱げた橋は剛性が大きいことにより、耐風安定性について検討されることはあまりなかった。しかし、

昭和47年に架設された石狩河口橋(斜張橋)の最大支間が160 mであるのに対し、昭和62年架設の札幌大橋(箱げた橋)では150 mとなっていることから明らかなように、箱げたの長スパン化は近年目ざましいものがある。したがって、長スパン化が相対的な剛性低下をもたらし、

*構造研究室主任研究員 **同室員 ***同室長

箱げた橋は理論上は耐風安定性が十分なものとはいえず、
 なくなっている。札幌大橋は架橋地点の風速、頻度とも大であり、
 また乱れが少なく振動を励起しやすい風特性であるので、耐風安定性が懸念された。

橋梁の耐風性を評価する場合、構造の空力的特性、固有振動数、
 構造減衰が重要な因子となる。札幌大橋の場合、構造の空力的特性を把握するために、
 模型風洞実験を行った。次に実橋において振動試験を行い、固有振動数、
 構造減衰を確認した。また、今後の設計に資するため、主げたに設置した
 加速度計により対風応答の調査を続けている。

本報告は、実橋での振動試験結果を中心に以上をまとめ、札幌大橋の耐風安定性を評価したものである。

2. 札幌大橋の概要

札幌大橋は、一般国道 337 号道央新道の石狩川横断部に架けられた橋梁で、
 昭和 63 年 8 月 10 日に開通した。

橋長は 985.3 m、大小 4 連の 3 径間連続鋼床版橋で構成されている。
 理論上、耐風安定性が問題となるのは主径間部（中央径間 150 m、側径間 90 m）
 であり、図-1 に示すような変断面構造となっている。幅員に対して高が
 高く、しかも長スパンであるため、空力的に振動しやすい構造である。

風によって構造物に発現する振動現象を大まかに分類すると、表-1 のよ
 うになる。箱げた橋はねじり剛性が高いので、ねじれフラッター発生
 の可能性は低く、札幌大橋で発現が予想されるのは、パフエィング、
 渦励振、ギャロッピングである。

架橋地点の風特性を把握するため、昭和 59 年 7 月から昭和 60 年 9 月
 にかけて風観測を行った。その結果、風の乱れ強さは水平、垂直方向とも
 比較的小さいことが判明した。

3. 風洞模型実験^{2),3)}

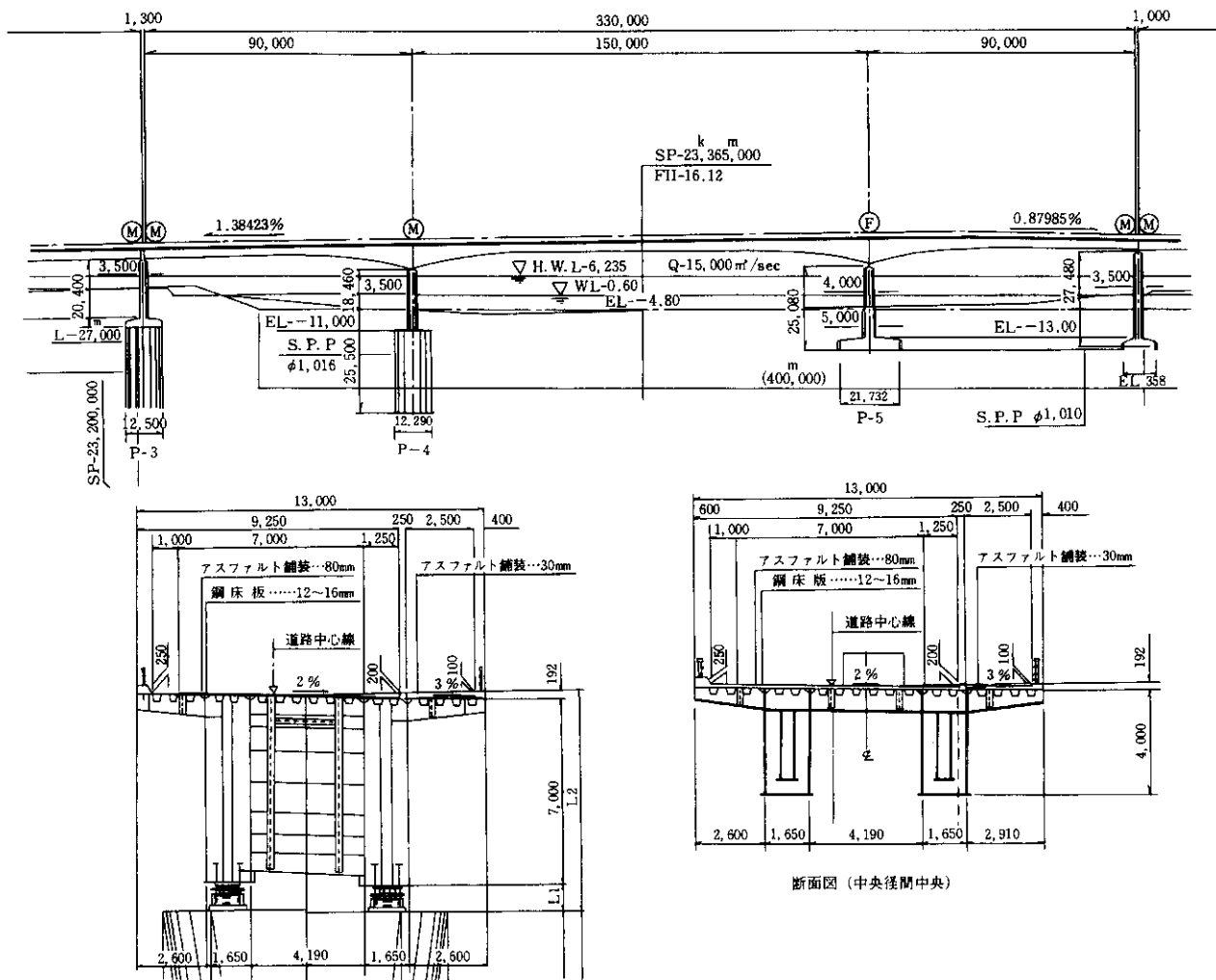


図-1 札幌大橋一般図

表-1 風によって構造物に生ずる振動の種類

限定振動 (低風速域)	バフェティング	風速の増大に伴い、振幅が徐々に大きくなる不規則振動。接近流の乱れによる変動空気力がもたらす。
	渦励振	後流の非定常性による変動空気力がもたらす共振風速は、構造物の固有振動数に比例し、発現振動数は固有振動数に一致する。
発散振動 (高風速域)	ギャロッピング	構造物の運動による非定常空気力がもたらす自励振動。発生が構造物の崩壊に直結する。
	ねじれフラッター	
	曲げねじれフラッター	

模型実験は、昭和60年度に建設省土木研究所で、縮尺1/100の3次元全橋模型を用いて行った。模型の構造減衰については、斜張橋の構造減衰が0.02と規定(本州四国連絡橋耐風設計基準)されていること、箱げた橋は斜張橋より減衰が大きいことを考慮して、0.02, 0.04, 0.07, 0.10の4ケースを実験した。模型と実橋の振動モード形状が一致する鉛直1次モードについて、実験結果を表-2に示す。

一樣流中では、実橋風速15~19 m/secにおいて振幅54.6 cm(構造減衰 $\delta=0.02$)の渦励振が発現したが、構造減衰を0.04以上にすると発現振幅は微小となる。また、いずれの実験ケースとも実橋風速40 m/sec前後において、振幅が急激に発達するギャロッピングが発生した。

一方、乱流中では渦励振、ギャロッピングとも発現せず、風速の増大に伴って応答振幅が緩やかに大きくなるバフェティング(図-2)が発生する。設計風速(37 m/sec)

表-2 風洞実験結果

気流	構造減衰 (1次モード)	渦励振		ギャロッピング 発現風速 (m/s)	バフェティング 最大振幅 (cm)	
		発現風速領域 (m/s)	最大振幅 (cm)		37m/s	55m/s
一樣流	0.020	14.7~19.1	54.6	39	*	*
	0.041	16.9~18.8	2.6	40	*	*
	0.071	17.0~18.4	1.3	42	*	*
	0.100	16.4~18.3	1.3	45	*	*
乱流	0.019	*	*	*	21	42
	0.041	*	*	*	17	34
	0.070	*	*	*	15	33

注) *印は発現なし。

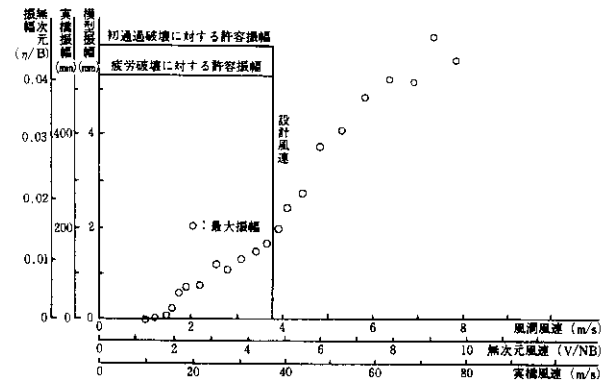


図-2 風速とバフェティング振幅(中央径間中央)におけるバフェティング振幅は、構造減衰が大きいと低減する傾向にあるが、いずれも応力的に問題となるものではない。中央径間中央部の応答波形例を図-3に示す。実験における乱流は、乱れ強さ、乱れのスケール、風速のパワースペクトルを架橋地点と相似させたものである。したがって、札幌大橋で発現する振動現象はバフェティングであり、耐風性は良好と予想された。

4. 実橋振動試験

前述のように、橋梁の耐風性を評価するためには固有振動数、構造減衰を確認する必要がある。固有振動数は解析値と比較的よく一致することが知られているが、1割程度ずれる場合が多い。また、構造減衰については影響要因が多く、複雑であるため数値解析は困難である。したがって、これらの振動特性を把握するため、昭和63年7月に実橋振動試験を行った。

4-1 固有振動解析

試験に先立ち、変断面げた構造の影響を考慮した2次元モデルにより固有振動解析を行った。Uリブ、開リブを断面換算した床版と下フランジははり要素として、またウェブは膜要素として分割した。地覆、高欄、舗装については質量のみ考慮し、横げた、対傾構などの剛性は無視した。解析モデルと鉛直3次までの振動モード形状、固有振動数を図-4に示す。

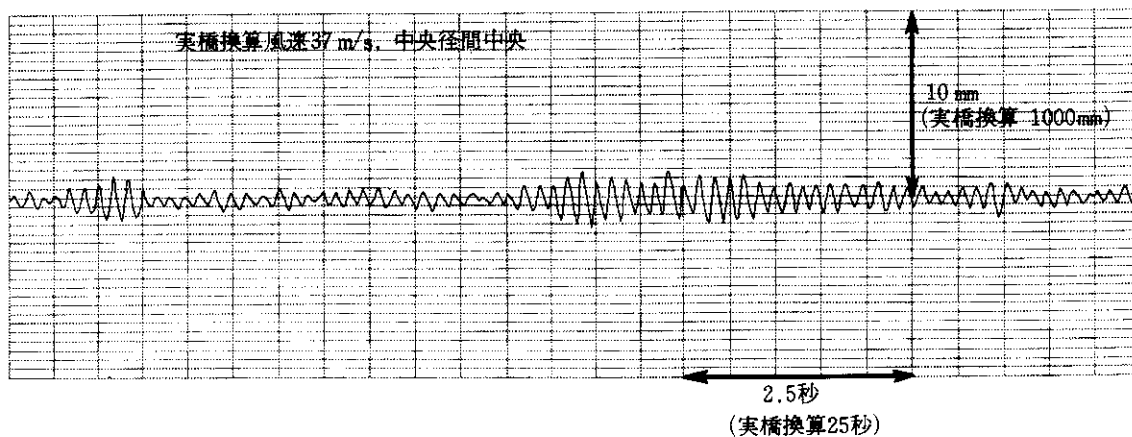


図-3 応答波形例 (実橋換算25秒)

表-3 起振機の仕様と振動数特性

振動数範囲 (Hz)	最大起振力 (t)	振動数 f での最大起振力 (kgf)	使用モーター	寸法 (m)
0.2~2.0	12.0	$3000f^2$ (kgf)	BL-37kw	4.20 * 2.30 * 2.135

(1台当たり)

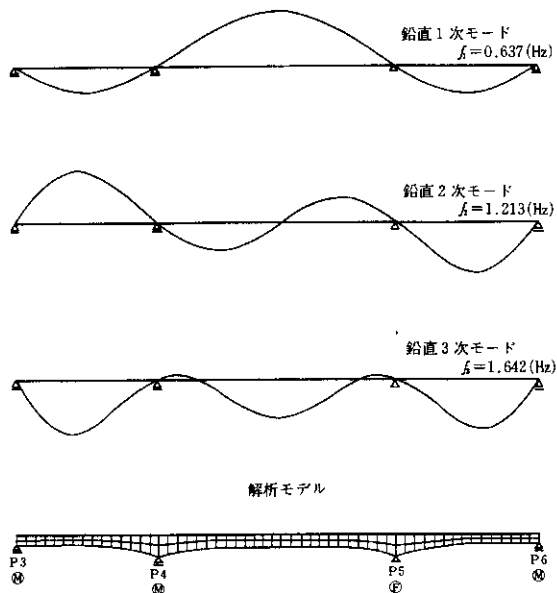


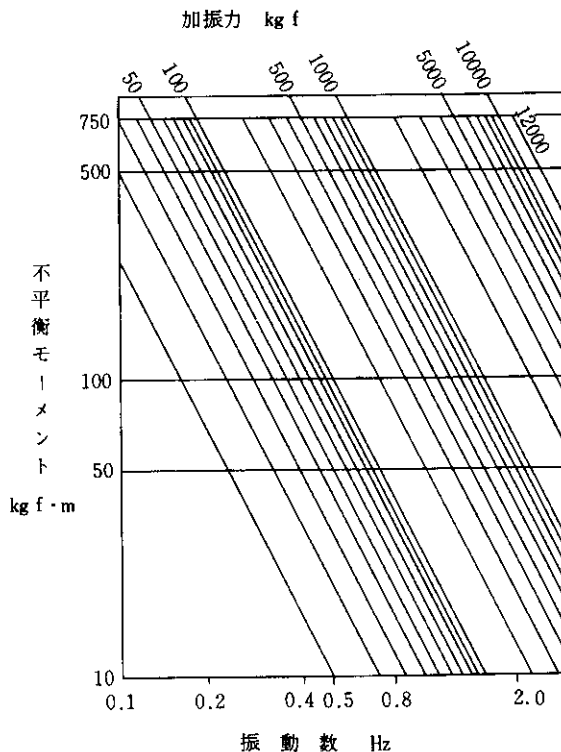
図-4 2次元モデルによる固有振動解析



写真-1 起振機

4-2 試験概要

起振機(建設省土木研究所所有, 写真-1)は, 2個の不平衡重錘を逆位相で回転させることにより, 遠心力を鉛直方向の加振力に変換する構造になっている。この起振機は従来型に比較し, 橋梁の固有振動数付近で大きな起



振力が発揮できるように, 振動数特性を改良したものである。したがって, 従来型による試験での最大応答振幅が数 mm 程度(鉛直1次モード)であったのに対して, 1~2 cm まで応答を大きくできる。起振機の仕様と振動数特性を表-3 に示す。

試験項目は固有振動数, 振動モード, 構造減衰, 支承

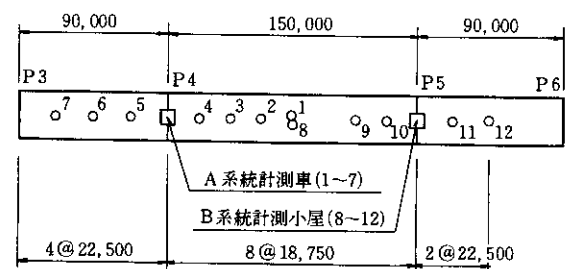
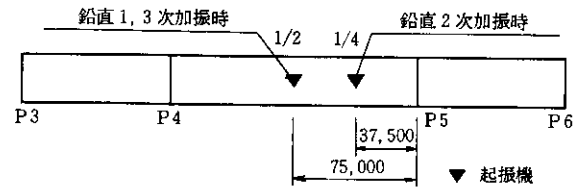
部の挙動の4項目であるが、鉛直1次モードについては4項目の振幅依存性も調べた。試験工程を表-4に示す。まず中央径間1/4点に起振機を設置して、鉛直2次のたわみ振動試験を行い、次に1/2点に起振機を移動させて鉛直1次、3次の試験を実施した。けたの応答測定には加速度型換振器を用い、図-5のように配置した。また、支承部の挙動は非接触型変位計により、可動支承(P4)で水平移動量と回転量、固定支承(P5)で回転量を測定し

た(図-6)。

計測はデータレコーダの容量の関係から、図-5のようなA、B2系統に分けて行った。計測システムを図-7に示す。

表-4 試験工程

年月日	実験内容	実験目的
昭和63.7.18	計測器設置箇所マーキング 起振機(1/4点)、観測小屋、変位計設置	—
7.19	換振器設置 試運転 鉛直2次共振試験 鉛直2次自由減衰試験 換振器撤去	固有振動数、構造減衰 構造減衰
7.20	起振機移動(1/2点) 換振器設置 常時微動計測(12:00~13:00) 鉛直1次共振試験 鉛直1次自由減衰試験 鉛直3次共振試験 鉛直3次自由減衰試験 換振器撤去	固有振動数 固有振動数・構造減衰 構造減衰 固有振動数・構造減衰 構造減衰
7.21	換振器設置 起振力の違いによる鉛直1次共振試験 起振力の違いによる鉛直1次自由減衰試験 計測器撤去 起振機、観測小屋撤出	固有振動数の振幅依存性 構造減衰の振幅依存性



注) 鉛直2次計測時は換振器1を9の位置に移動した

図-5 換振器配置図

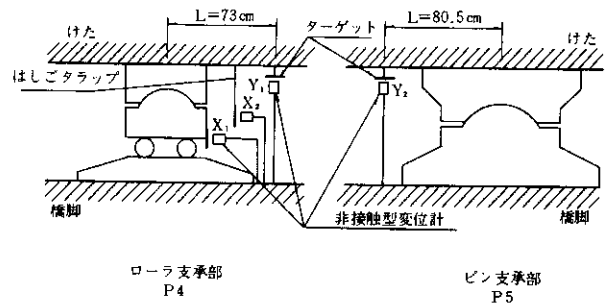
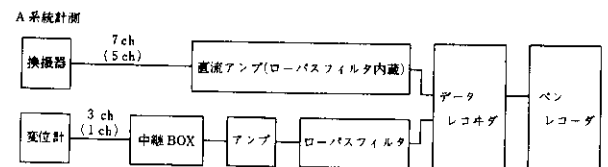


図-6 支承部の変位計配置図



注) () 内はB系統計測

図-7 計測システム図

表-5 固有振動数

(単位: Hz)

起振力	共振試験						常時微動	解折値
	2.00 t	1.00 t	0.90 t	0.30 t	0.10 t	0.05 t		
鉛直1次	0.67	0.70	0.72	0.72	0.740~0.748	0.637
鉛直2次	1.28	1.340~1.354	1.213
鉛直3次	1.69~1.71	1.734	1.642

4-3 試験結果

4-3-1 固有振動数

表-5 に共振試験，常時微動測定から得られた固有振動数を解析値も含めて示す。常時微動の固有振動数は1時間の計測データから任意の25分間を抽出し，そのパワースペクトルから求めた。各振動モードとも固有振動数は常時微動時が最も高く，共振試験時，解析値の順に低下した。解析値が最も低いのは地覆，高欄，舗装などの剛性を考慮しなかったためと考えられる。

鉛直1次モードでは，起振力の増加による固有振動数の低下が認められた。常時微動における振幅が微小であること，また起振力とけたの応答振幅は図-8のような比例関係にあることを考えると，振幅の増加により共振応答が長周期化するといえる。

4-3-2 振動モード

図-9 は鉛直1次～3次モードについて，共振試験時の振動モード形状と解析値を比較したものである。いずれのモードとも，実測値と解析値はよく一致している。

鉛直1次モードでは起振力0.05tの場合，実測値にややばらつきがあるが，応答の絶対値が小さいための誤差とも考えられる。起振力が0.10t, 0.30tの場合両者はほぼ一致しており，振動モード形状の変化は認められない(図-10)。

4-3-3 構造減衰

構造減衰は，共振させた後起振機を急停止させること

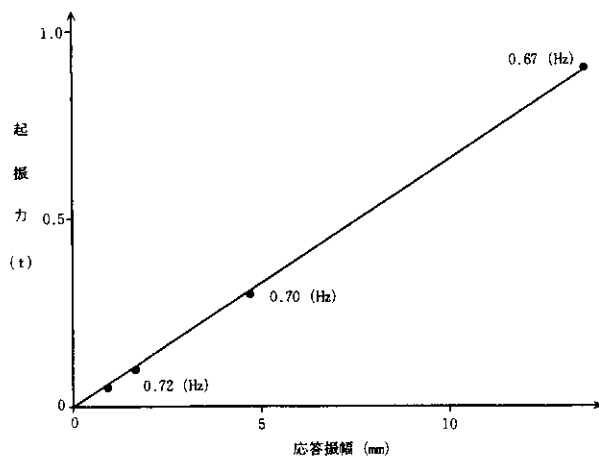


図-8 起振力と応答振幅

によって得られる自由減衰波形(図-11)から，対数減衰率をとるのが一般的であるが，共振曲数(図-12)からもハーフパワー法⁴⁾によって求めることができる。自由減衰波形と共振曲線から求めた構造減衰を表-6に示す。表中の値は，12個の換振器から得られた値を平均したものである。

構造減衰は，高次モードほど小さくなっている。また，鉛直1次については，起振力の増加により構造減衰も大きくなる傾向が認められた。ただし，共振曲線から求めた構造減衰は自由減衰より多少大きめの値になっている。

図-11において，鉛直2次の自由減衰波形が不規則であるので，共振時と減衰時のパワースペクトル曲線を求

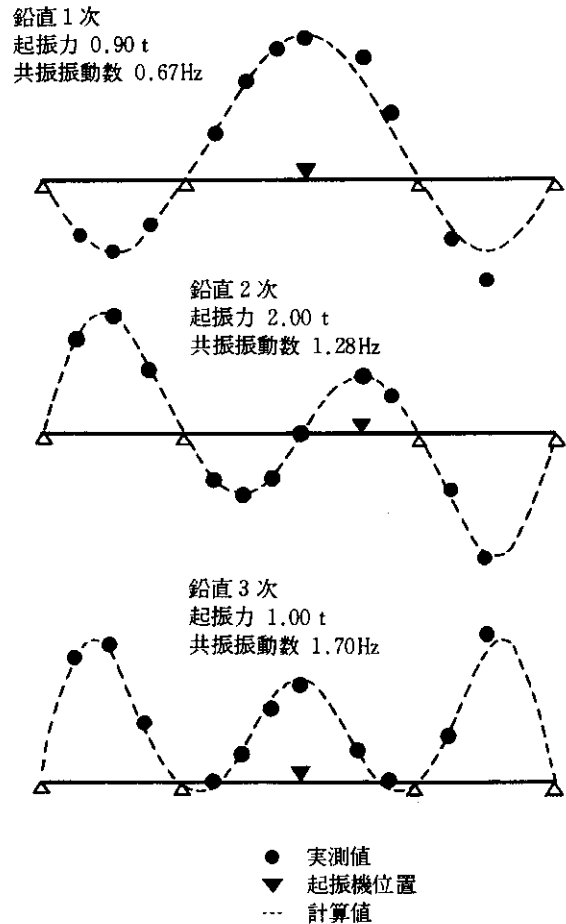
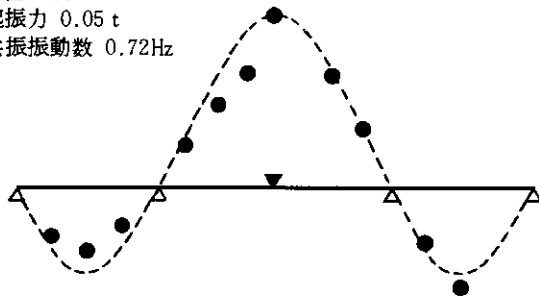


図-9 振動モード形状の比較

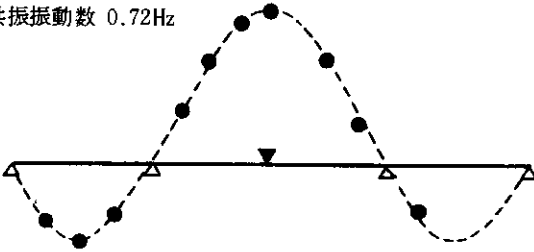
表-6 対数減衰率

起振力	自由減衰波形による						共振曲線による					
	4.00t	2.50t	1.30t	0.30t	0.10t	0.05t	2.00t	1.00t	0.90t	0.30t	0.10t	0.05t
鉛直1次	0.128	0.116	0.089	0.090	0.142	0.110	0.123	0.115
鉛直2次	0.098	0.102
鉛直3次	0.081	0.074

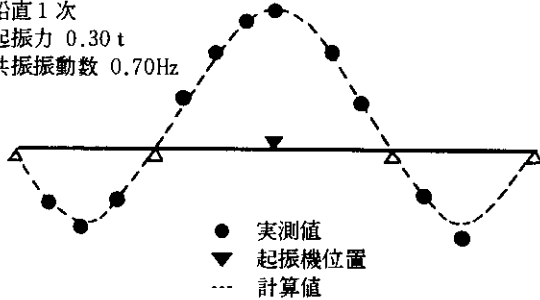
鉛直1次
起振力 0.05 t
共振振動数 0.72Hz



鉛直1次
起振力 0.10 t
共振振動数 0.72Hz



鉛直1次
起振力 0.30 t
共振振動数 0.70Hz



● 実測値
▼ 起振機位置
--- 計算値

図-10 起振力の違いによる振動モード形状

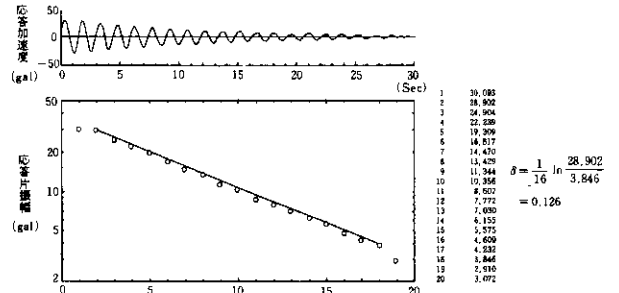
め比較した(図-13)。鉛直1次および3次モードでは、両者にほとんど変化はない。しかし、鉛直2次モードでは減衰時に1次モードと思われる振動数が混在しているので、不規則な減衰波形をもたらしたと推察される。

4-3-4 支承の水平移動量と回転変位量

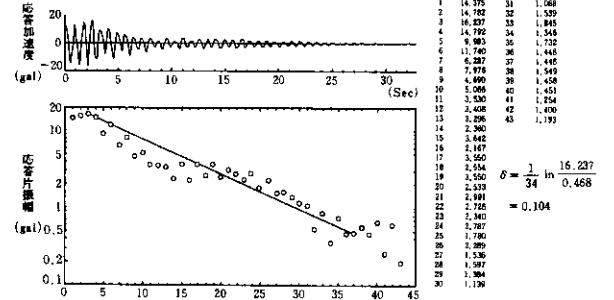
支承の回転変位量を計測した結果、図-14のようになった。鉛直1次、3次とも共振振動数はけたと一致している。また、ピークの回転変位量はP5の固定支承部がP4の可動支承部より大きくなっている。原因についてはピンとローラーの回転運動性の違いによるとも考えられるが、応答の絶対値が小さいこともあり、明らかではない。

水平変位量を図-15に示す。回転変位と同様、共振振動数はけたと一致している。また、鉛直1次の共振曲線形状は回転変位とほぼ似た関係にある。

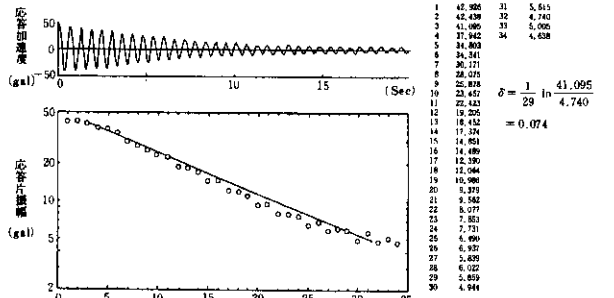
起振力の違いによる応答(図-16)の比較では、水平移動量、回転量とも起振力が大きくなると共振振動数が長周期化しており、振幅依存性が認められる。また、中央径間中央部のけたの応答振幅とP4支承の最大応答変位



No.1. 鉛直1次



No.2. 鉛直2次



No.1. 鉛直3次

図-11 自由減衰波形

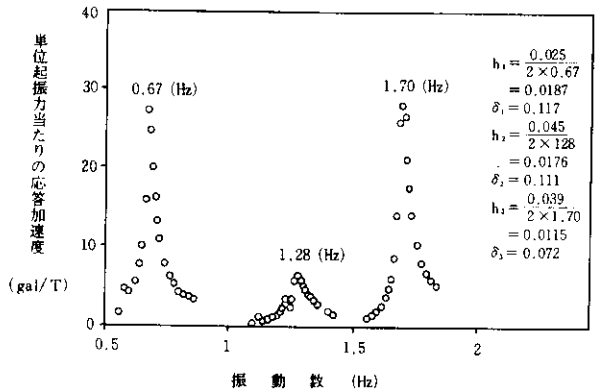


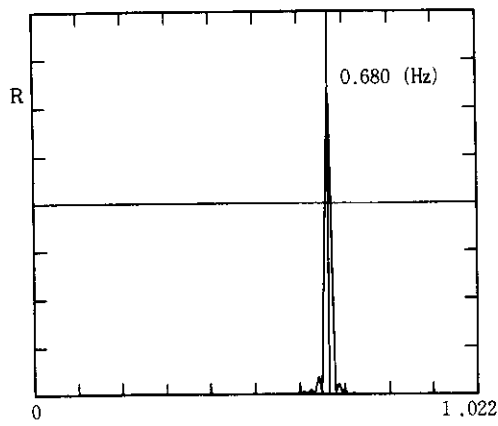
図-12 共振曲線(換振器 No.1)

はほぼ比例関係にある(図-17)。したがって、変位の最大応答値でみる限り、支承の挙動はけたの振幅の大小に関係なく、スムーズだったと考えられる。

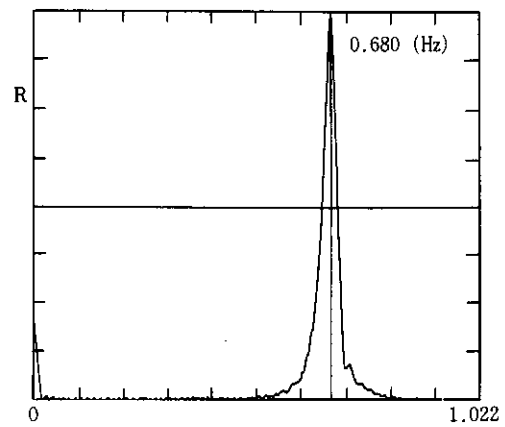
4-4 考察

4-4-1 固有振動数の振幅依存性

鉛直1次モードでは、起振力の増加による共振振動数の低下が認められた。この現象を共振時における可動支承の挙動から考えてみる。起振力が小さい(0.05 t)場合、

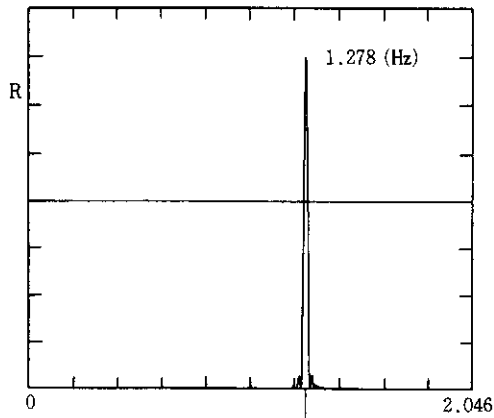


共振時

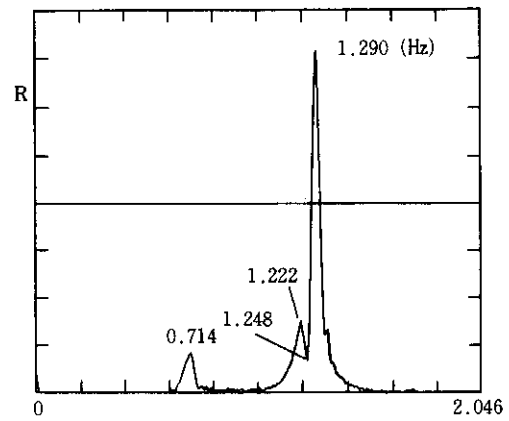


減衰時

鉛直1次 (換振器No.1)

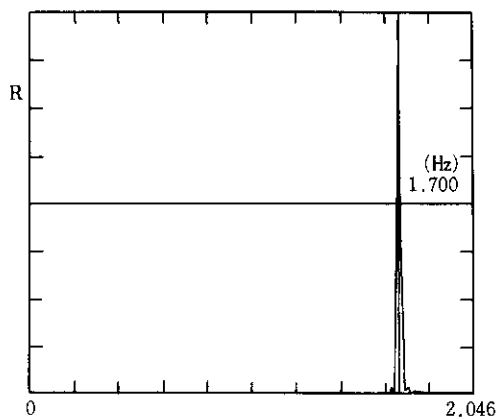


共振時

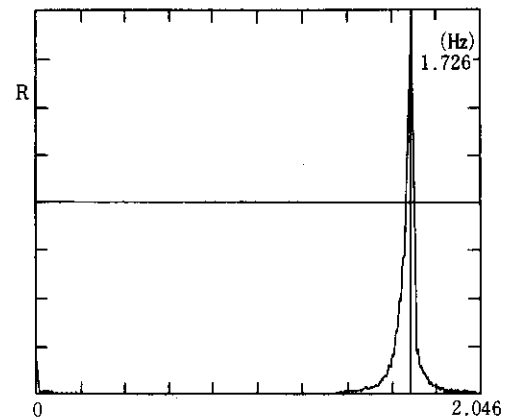


減衰時

鉛直2次 (換振器No.2)



共振時



減衰時

鉛直3次 (換振器No.1)

図-13 パワースペクトルの比較 (共振時と減衰時)

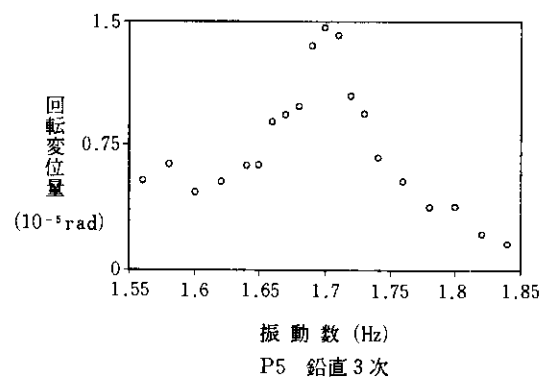
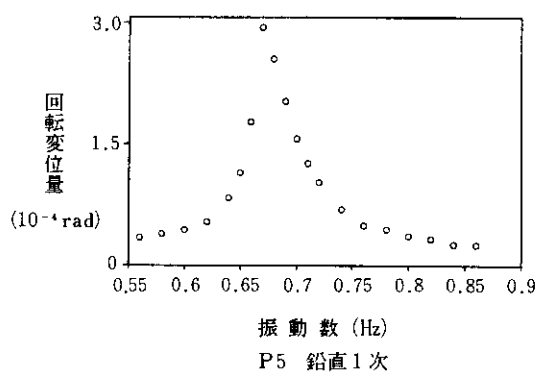
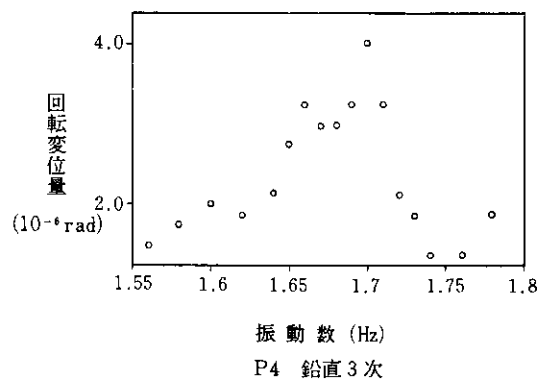
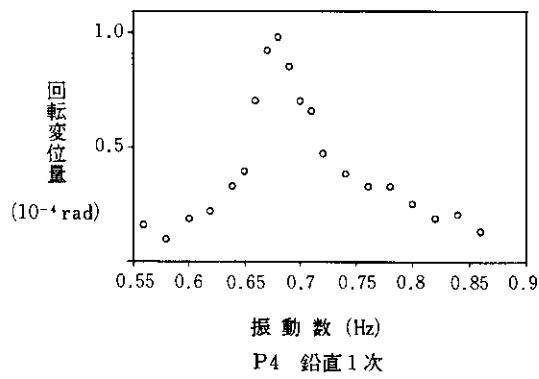


図-14 支承回轉變位置の共振曲線

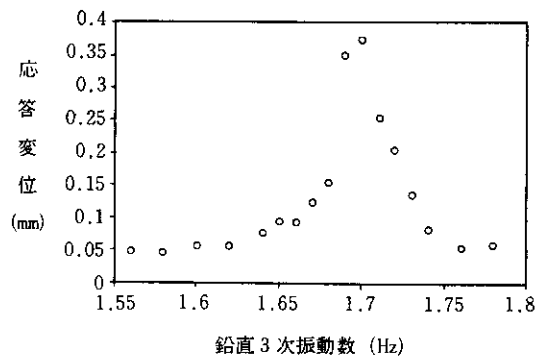
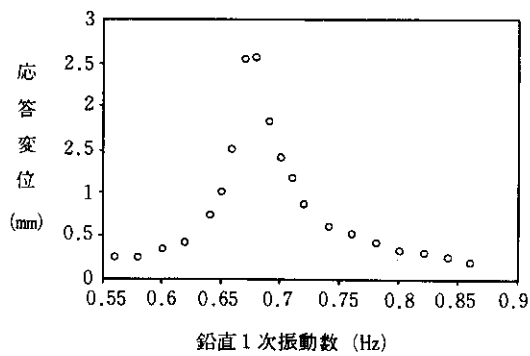


図-15 支承水平変位置の共振曲線 (P4, X_1)

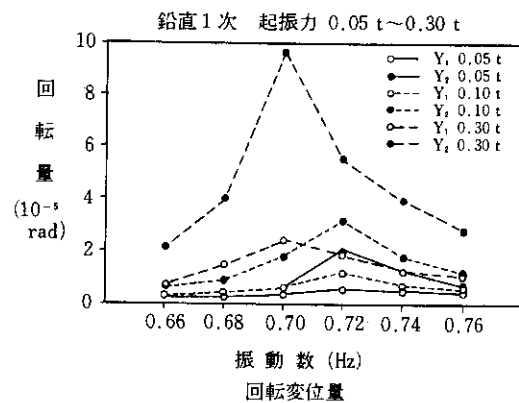
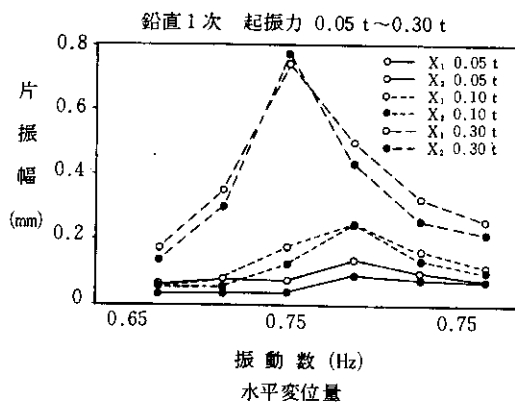


図-16 越振力の違いによる応答の比較

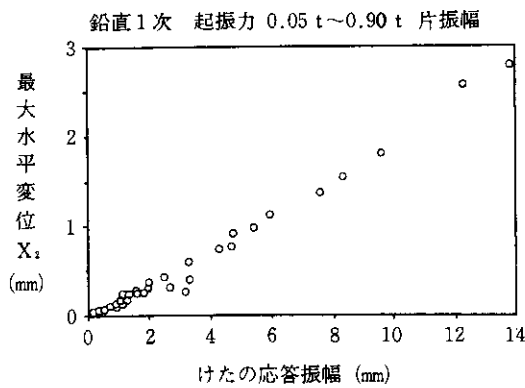


図-17 けたの振幅と支承の水平変位量

けたの応答波形が規則的であるのに対し、支承の応答波形は不規則である(図-18)。したがって、共振時可動支承部にはなんらかの拘束が作用していると考え、ひとつの拘束法として支承に適切な剛性を有するバネを挿入し、固有振動数の変化を調べた(図-19)。拘束の大部分はローラーのころがり摩擦と考えられるので、バネ定数は支点反力の大きさを考慮して決定した。計算の結果図-20に示すように、バネ剛性が大きく拘束が強いほど固有振動数が高くなり、実測値と一致する傾向となった。しかし、この拘束法ではバネの片ぎきの問題など、実橋の挙動に即していない面がある。再現性を高めるには、両ぎきのバネによる拘束や非線形拘束などにより、解析を行う必要がある。

4-4-2 可動支承の摩擦による減衰

一般に、橋梁上部構造における減衰の要因としては、可動支承の摩擦のほかに(1)材料の不完全弾性に基づくヒステリシス(2)継手における局所的摩擦(3)その他粒子内摩擦などが考えられる。ここでは構造減衰全体のなかで、ローラーのころがり摩擦による減衰がどの程度の割合を占めるかを試算する。共振時にけたに蓄えられているエネルギーは曲げひずみエネルギーであり、これを W とすると、

$$W = \frac{1}{2} \int_0^L \frac{M^2(x)}{EI(x)} dx = \frac{E}{2} \int_0^L I(x) \left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right)^2 dx$$

E : 弾性係数, $M(x)$: x 点の曲げモーメント,
 y : x 点のたわみ

L : 橋長, $I(x)$: x 点の断面2次モーメント

振動モード形状を正弦波で近似すると、鉛直1次モードでは、

$$y_i = a_i \sin \frac{\pi}{l_i} x$$

$$\begin{cases} i=1, 2, 3(\text{径間数}), l_i: \text{スパン長} \\ a_i: \text{各スパン中央の片振幅} \end{cases}$$

よって、

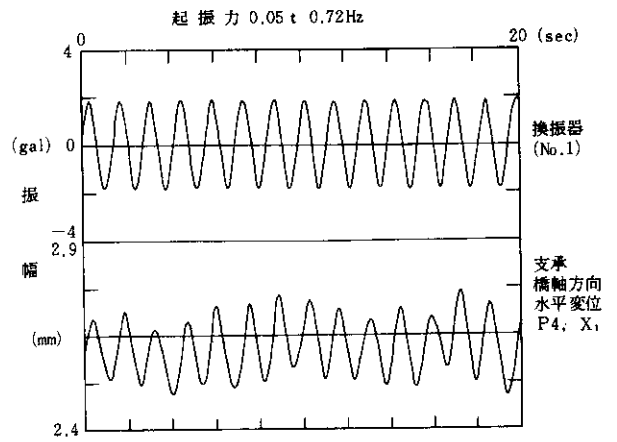


図-18 けたと水平変位の応答波形

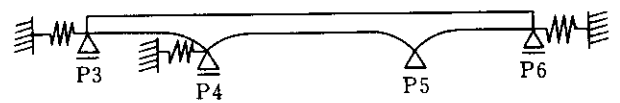


図-19 バネを挿入した2次元モデル

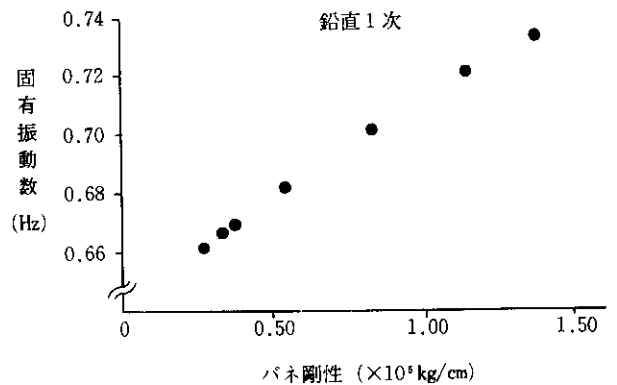


図-20 バネ剛性と固有振動数

$$W = \sum_{i=1}^3 \frac{\pi^4 EI_i}{4 l_i^3} a_i^2$$

ここで、自由減衰開始時の最大振幅を a^* 、1サイクル後を a^{**} とすると、1サイクル間に逸散するエネルギー ΔW は、

$$\Delta W = \sum_{i=1}^3 \frac{\pi^4 EI_i}{4 l_i^3} (a_i^*)^2 - \sum_{i=1}^3 \frac{\pi^4 EI_i}{4 l_i^3} (a_i^{**})^2$$

一方、ローラーのころがり摩擦による1サイクル間の逸散エネルギー ΔW_R は、

$$\Delta W_R = \mu R t$$

μ : ころがり摩擦係数, R : 反力

t : ころがり距離

であるから、ころがり摩擦によるエネルギー逸散の寄与率は $\Delta W_R / \Delta W$ で表わされる。

表-7に鉛直1次自由減衰、起振力1.30tの場合の計算諸元を示す。ここで、ころがり摩擦係数は上部工架設後数カ月を経ただけであるので、摩耗や腐食は微小である

と考え、 $0.001^{(5),(6)}$ とした。計算の結果、 $\Delta W = 5,754 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$ 、 $\Delta W_R = 1,921 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$ となり、ころがり摩擦によるエネルギー逸散は、構造全体のエネルギー逸散の1/3を占める。残りの2/3は継手部の摩擦、不完全弾性、粒子内摩擦などによる減衰と思われる。

鉛直1次の構造減衰 $\delta = 0.128$ という数値は、斜張橋の構造減衰 $\delta = 0.03 \sim 0.07^{(7)}$ よりかなり大きい。斜張橋と比較して札幌大橋の場合は、支承部の摩擦、グーアスファルト施工の際の熱応力による不完全弾性などに起因する減衰が大きいので、この差が生じたものと思われる。しかし、定量的に明確ではなく、また振幅依存性による影響を考えると微妙な面もある。

5. 供用後の対風応答

札幌大橋では、中央径間の中央に3方向（橋軸、橋軸

表-7 計算諸元

	主 径 間	側 径 間
スパン	150.000m	90.000m
断面2次モーメント	$I = 2.235 \times 10^{-8}$	$I = 1.6055 \times 10^{-8}$
ai*	1.584cm	0.806cm
ai**	1.385cm	0.695cm
反力	686ton/1支承	103ton/1支承
ころがり距離	1.16cm	0.80cm

直角、鉛直)の加速度計が設置されている。側径間部の河川敷上に設置された風速計が所定の瞬間風速を感知すると、けたの対風応答は自動的に収録される。

橋軸直角方向からの風に対する応答波形を図-21(最大風速16.5 m/sec)と図-22(7.5 m/sec)に示す。図-21において、応答が急に大きくなる部分は、大型車両が通過したためである。耐震設計では、車両のダンピングによる制振効果が質量増加を相殺するとして、活荷重の影響を無視しているが、耐風性に関しては、車両の制振効果が認められず、活荷重が応答振幅を増大させる。

実橋の応答を構造減衰、発現風速からパフティングと判断し、風洞実験における波形(図-3)と比較する。模型の波形は振動数約0.6 Hz、鉛直1次モードの振動である。実橋の波形は5 Hzのローパスフィルターをとったものであるが、依然として不規則であるので、パワースペクトル曲線により卓越振動数を調べた(図-23)。この結果、16.5 m/secでは0.70 Hz、7.5 m/secでは0.79 Hzが卓越しており、模型の振動数よりやや大きい。また、実橋の最大応答値から、振動試験結果と同様の振幅依存性が認められる。なお、図-23において、16.5 m/secの風により1.76 Hz(鉛直3次モード)が卓越しているのは、大型車両の通過による影響である。

6. まとめ

本報告のまとめを、以下に列挙する。

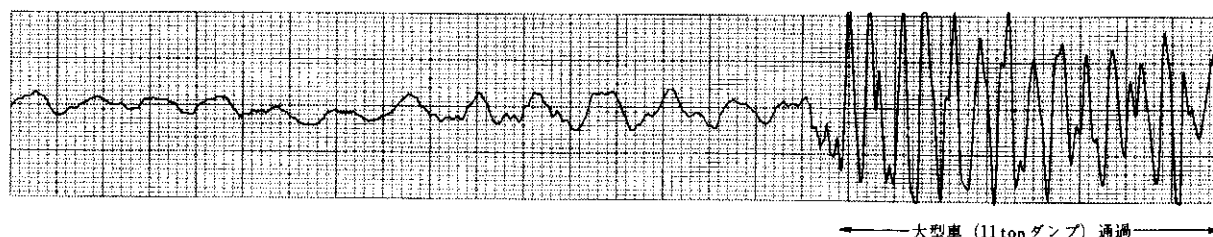
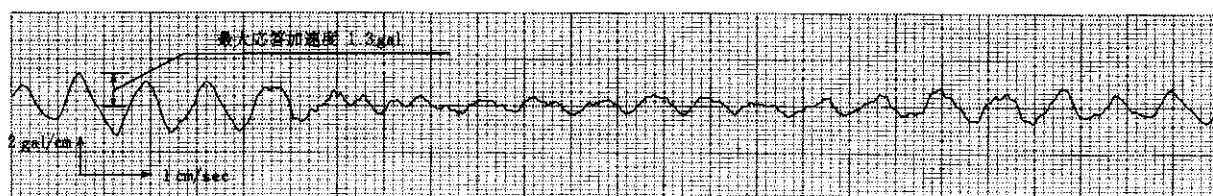


図-21 対風応答波形(平成元年1月10日、最大風速16.5m/sec)

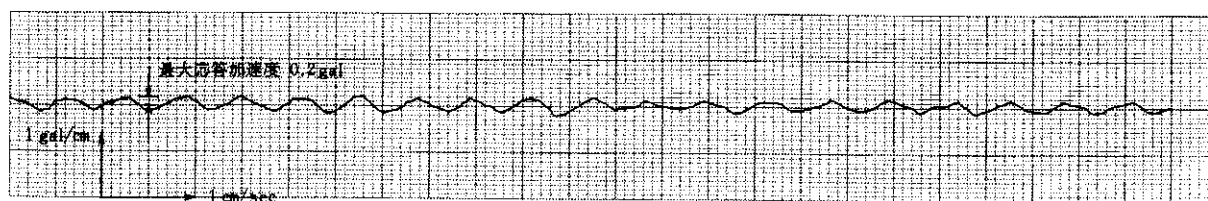
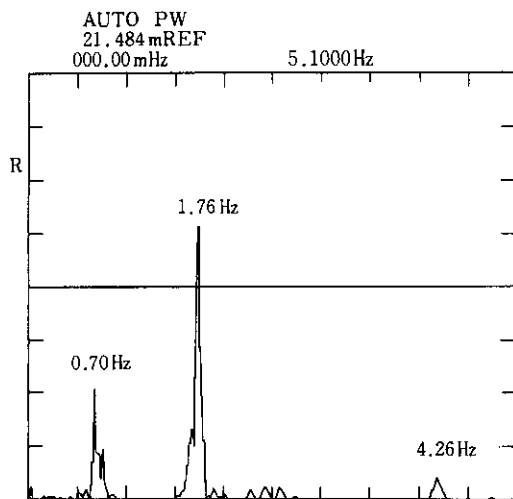
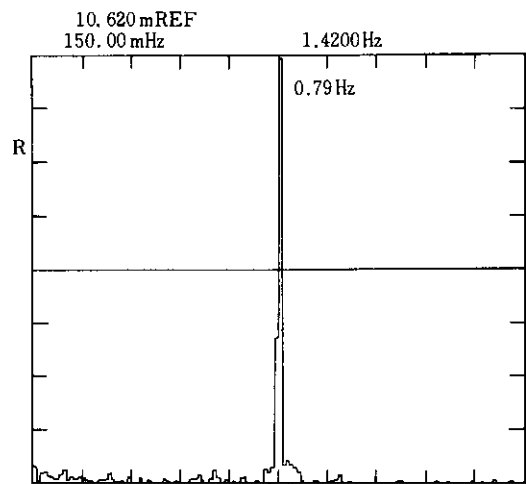


図-22 対風応答波形(平成元年1月26日、最大風速7.5m/sec)



(平成元年1月10日, 最大風速16.5 m/sec)



(平成元年1月26日, 最大風速7.5 m/sec)

図-23 応答波形のパワースペクトル

- (1) 固有振動数, 構造減衰とも振幅依存性が認められた。すなわち, けたの振幅が大きくなるほど固有振動数は低下し, 構造減衰は大きくなる傾向にある。
- (2) 固有振動モードの形状は, 解析値と比較的よく一致している。
- (3) 構造減衰は鉛直1次自由減衰で, $\delta=0.128$, 鉛直2次で $\delta=0.098$, 鉛直3次で $\delta=0.081$ であるが, 鉛直1次の値をこれまでの箱げた橋の資料と比較すると, 大きめである。
- (4) 減衰をエネルギー逸散の面から考えると, 支承のところが摩擦による減衰は, 構造系全体の1/3程度を占める。残りの2/3は継手の摩擦, 不完全弾性, 固体摩擦などによる減衰と考えられるが, 詳細は不明である。
- (5) 風洞実験と振動試験の結果を総合すると, 札幌大橋の構造減衰は十分大きいので, 乱れない風に対する渦励振, 乱流に対するパフティングとも発現振幅は非常に小さく, 本橋の耐風安定性は良好といえる。

7. あとがき

本報告の考察において, 支承拘束の方法や振動モード形状の近似, 摩擦係数のとり方などは, 必ずしも実橋に即したものとはいえない面もある。また, 構造減衰の要因や振幅依存性など未解明な点も多い。今後, 実橋試験, 模型実験などを行い, 現象の定量的な把握に努めたい。

供用後の対風応答については, データの蓄積により興味深い解析結果が得られるであろう。

本報告を終えるにあたり, 多大なる御尽力をいただいた建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室および札幌開発建設部札幌新道建設事務所の関係各位に対し, 謝意を表す。

参考文献

- 1) 岡内, 伊藤, 宮田; 耐風構造 P 226, 丸善, 昭和 52 年.
- 2) 建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室; 札幌大橋耐風性報告書, 土木研究所資料第 2293 号(1986.1).
- 3) 石橋ら; 札幌大橋の耐風安定性に関する風洞実験について, 第 29 回北海道開発局技術研究発表会論文集, 昭和 61 年度.
- 4) 土木学会; 土木技術者のための振動便覧 P 5, 昭和 60 年 10 月.
- 5) 日本道路協会; 道路橋支承便覧 P 40, 昭和 48 年 4 月.
- 6) 建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室; 日守大橋振動実験報告書, 土木研究所資料第 2251 号(1985.9).
- 7) 山本, 横山, 佐藤, 中神; 長大箱桁橋の耐風性, 土木技術資料 27-1 (1985).