

# I-27 鋼床版箱げた橋（札幌大橋）の実橋振動実験

北海道開発局開発土木研究所 正員 小玉 茂

正員 本名 一夫

正員 桜田 昌之

## 1. まえがき

最近、橋梁は構造工学の進歩にともなって長大化する傾向にあり、構造形式によっては可撓性が大きく、減衰の小さいものが施工されてきている。このような橋梁にとって風による動的影響は重要である。橋梁の耐風性を評価する場合には固有振動数、構造減衰といった構造特性を把握する必要がある。このうち固有振動数については、実橋での測定値と数値解析値が比較的良く一致するが、構造減衰については影響要因が多くかつ複雑であるため、数値解析は困難である。

箱げた橋は近年になって長スパン化の傾向を現し、実際上はともかく、理論的には剛性が低下し、強風に対する安全性が懸念されている。箱げた橋は耐風性の検討がなされるようになってまだ日も浅く、データの蓄積も少ない。札幌大橋の架橋地点は高風速高頻度という風環境にあるため、耐風安定性を検証することとした。本実験はこのような経緯から、実橋において起振機による振動実験を行い、振動特性について検討した。

## 2. 風洞実験

表-1 風洞実験結果

風洞実験は、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（表-1）<sup>1) 2)</sup>。一様流中では構造減衰

0.020とすると、実橋風速15~19m/secにおいて

鉛直1次モードの渦励振が最大となり、構造減衰を0.040以上とすると振幅は低下し、許容振幅以下となる。一方、架橋地点と相似させた乱流中では、渦励振、ギャロッピングとも発現せず、風速の増大にともなって振幅が緩やかに増大する不規則な振動現象であるバフェティングが発生するのみである。

乱流中は構造減衰が0.019で最大となるが、一様流中同様、構造減衰を増加させると振幅は低下する傾向にあり、その振幅は許容値以下である。

乱流中は構造減衰が0.019で最大となるが、一様流中同様、構造減衰を増加させると振幅は低下する傾向にあり、その振幅は許容値以下である。

## 3. 振動実験

実験は起振機加振と常時微動の計測を行い、固有振動数、固有モード、構造減衰および支承部の水平移動量と回転量の関係について検討した。主径間部の側面図、断面図を図-1に示す。加振には建設省土木研究所保有の起振機を使用した。起振機の仕様を表-2に示す。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加振力を発揮できるように改良されたものである。本橋は数値解析結果によると、ねじれ1

| 気流  | 構造減衰<br>(1次モード) | 渦励振           |            | ギャロッピング<br>発現風速<br>m/s | バフェティング<br>最大振幅 (cm) |       |
|-----|-----------------|---------------|------------|------------------------|----------------------|-------|
|     |                 | 発現風速領域<br>m/s | 最大振幅<br>cm |                        | 37m/s                | 55m/s |
| 一様流 | 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                     | *                    | *     |
| 乱流  | 0.019           | *             | *          | *                      | 21                   | 42    |
|     | 0.041           | *             | *          | *                      | 17                   | 34    |
|     | 0.070           | *             | *          | *                      | 15                   | 33    |

注) \*印は発現なし。

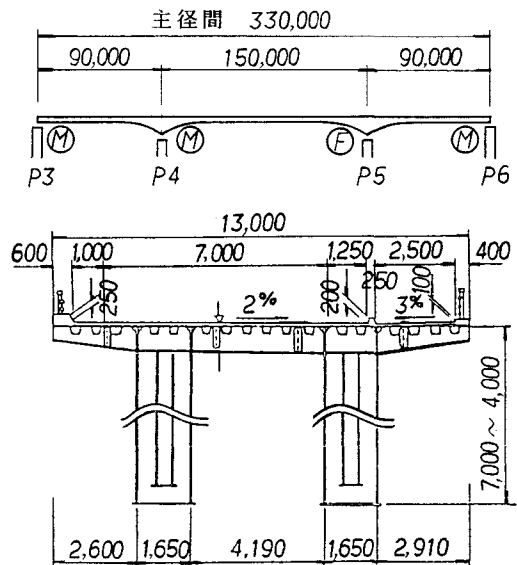


図-1 札幌大橋一般図

次モードの固有振動数は、鉛直たわみ1次モードより大きく、これまでの風洞実験結果を参考にすると、ねじれモードの振動現象が現われる風速はかなり高い。したがって、今回ねじれ試験は行なわないので起振機使用は1台とした。起振機の設置位置は図-2に示すように、主径間の中央支間の中央 1/2点と 1/4点とした。1/2 点では鉛直1次と鉛直3次、1/4 点では鉛直2次のたわみ振動を得るようにした。振動計測は箱げた間中央の橋面上で加速度型換振器を用いた。図-3に換振器配置図を示す。測定は計測器の容量から、2系統に分けて行った。支承部の測定はP4のローラ支承部で水平移動量と回転量、P5のピン支承部で回転量を非接触型変位計で行った。図-4に支承部の非接触型変位計位置を示す。実験は、第1日目に鉛直2次、2日目に常時微動、鉛直1次、3次、3日目に小さい起振力による鉛直1次試験を実施した。計測システムを図-5に示す。

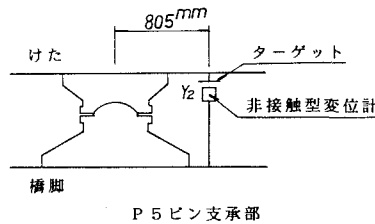
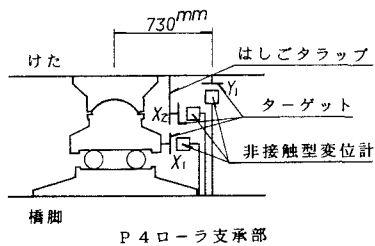


図-4 支承部の変位計位置図

表-2 起振機仕様

| 振動数範囲<br>Hz | 最大起振力<br>(t) | 振動数 f での<br>最大起振力       | 使用モーター  | 寸 法<br>(mm)     |
|-------------|--------------|-------------------------|---------|-----------------|
| 0.2~2.0     | 12.0         | 3000f <sup>2</sup> ·kgf | BL-37kw | 4.20×2.30×2.135 |

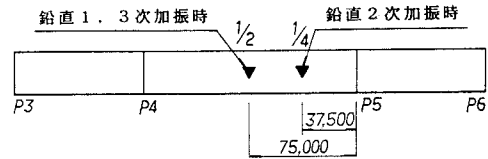
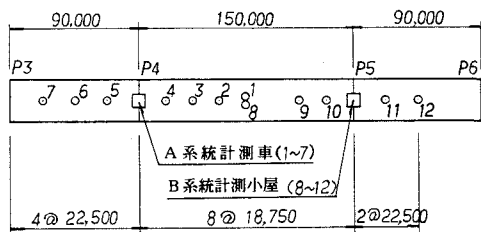
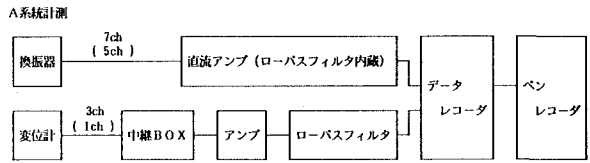


図-2 起振機位置図



注) 鉛直2次計測時は換振器1を9の位置に移動した。

図-3 換振器位置図



注) ( ) 内はB系統計測

図-5 計測システム図

#### 4. 実験結果

##### 1) 固有振動数

表-3に共振試験、常時微動、数値解析および経験式による固有振動数を示す。共振試験は起振力 0.9t のとき振動数が0.01Hzごと、その他は0.02Hzごとで行なった。常時微動

による固有振動数は、1時間の計測データから任意の25分間のパワースペクトル図より求めた。鉛直1次の結果と比較すると、固有振動数は常時微動において最も大きく、次いで起振力の小さい順となっている。すなわち、振動振幅が大きくなるほど振動数は低下する傾向にあり、鉛直2次、3次でも同様であった。数

表-3 固有振動数

(単位: Hz)

| 起振力  | 共振試験  |           |       |       |       |       | 常時微動        | 計算値   | 経験式   |
|------|-------|-----------|-------|-------|-------|-------|-------------|-------|-------|
|      | 2.00t | 1.00t     | 0.90t | 0.30t | 0.10t | 0.05t |             |       |       |
| 鉛直1次 | ----  | ----      | 0.67  | 0.70  | 0.72  | 0.72  | 0.740-0.748 | 0.632 | 0.667 |
| 鉛直2次 | 1.28  | ----      | ----  | ----  | ----  | ----  | 1.340-1.354 | 1.224 | ----  |
| 鉛直3次 | ----  | 1.69-1.71 | ----  | ----  | ----  | ----  | 1.734       | 1.656 | ----  |

値解析値が共振試験より小さいのは、計算上の仮定に舗装、地覆、高欄等の剛性を考慮していないためと思われる。経験式は鉛直1次の固有振動数を推定する際によく用いられ、以下の式で表わされる。

$$f = 100 / \ell$$

$\ell$  : 最長スパン長 (m)

$$f : \text{鉛直1次の固有振動数 (Hz)}$$

経験式による推定値は今回の実測値とほぼ一致した。

2) 固有振動モード

図-6に数値解析と共振試験による固有振動モード形状を示す。鉛直1次の起振力 0.05tの場合は数値解析と多少ズレている。これは起振力が小さいと応答値も小さくなり、誤差を生じやすいためと思われるが、起振力が大きくなると両者は比較的良く一致している。

3) 構造減衰

共振曲線と自由減衰波形および常時微動より求めた対数減衰率を表-4に示す。自由減衰波形から求める方法は起振機で共振状態に振動させておき、起振機を急停止させて自由減衰させる。この時の波形から減衰定数を求めた。鉛直1次の自由減衰波形と対数減衰率 $\delta$ を求めた一例を図-7に示す。

常時微動の対数減衰率についてはパワースペクトルより算出したが、他に比較して全体的に非常に小

さい値となっている。鉛直1次の対数減衰率については、共振曲線から算定した方が自由減衰より多少大きめであり、また起振力の大きい方が減衰も大きくなる傾向であった。鉛直2次、鉛直3次については、共振曲線と自由減衰波形から算定した値はほぼ一致していた。

4) 支承部の水平移動量と回転変位置

支承部の水平変位を図-8に、回転変位を図-9に示す。水平移動量はP4側のみで測定したが、振動数が固有振動数から離れるほど不規則な動きとなっていた。回転変位置はP5のピン支承部がP4のローラ支承部に比較して大きくなっている。回転変位置は水平

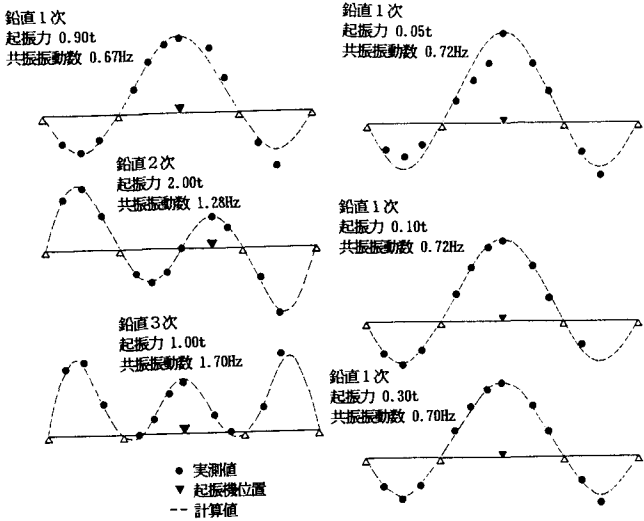


図-6 固有振動モード

表-4 対数減衰率

| 起振力  | 自由減衰波形による |       |       |       |       |       | 共振曲線による |       |       |       |       |       | 常時微動  |
|------|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|      | 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 | 0.015 |
| 鉛直2次 | 0.098     | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | 0.102   | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | 0.009 |
| 鉛直3次 | -----     | 0.081 | ----- | ----- | ----- | ----- | -----   | 0.074 | ----- | ----- | ----- | ----- | 0.014 |

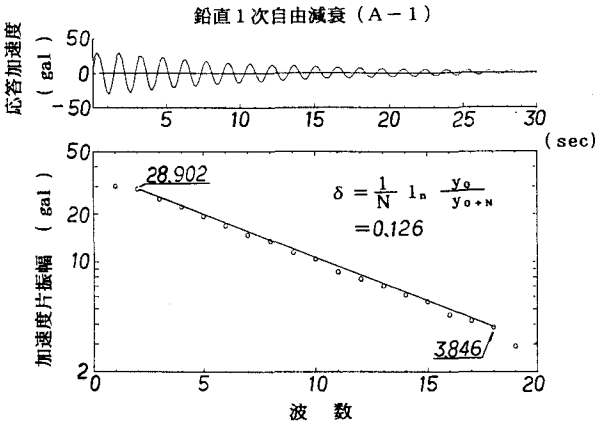


図-7 自由減衰波形の例

移動量に比べ絶対値が小さく、変位波形も不規則であったが、固有振動数に近づくほど規則正しい動きとなっていた。起振力の違いによる比較では水平移動量、回転量とも起振力が大きくなると当然変位も大きくなっており、振幅のピークも固有振動数同様、低振動数方向に移動している。主径間中央のたわみとP4の水平変位の関係を図-10に示す。けたたわみと水平移動量はほぼ直線的に比例している。たわみが小さいとき、支承部の拘束は小さいと思われる。

### 5. 考察

#### 1) 固有振動数の振幅依存性

前述のように鉛直1次モードにおいて起振力の増加による長周期化が認められた。この現象を可動支承部の挙動から考えてみる。起振力が小さい場合、けたの応答波形は規則的であるのに対し、支承部の応答波形は不規則である(図-11)。したがって強制振動時、可動支承部には何らかの拘束が作用していると考え、支承に適当な剛性を有するバネを挿入して固有振動数の変化を調べた。解析は変断面構造の影響を考慮して2次元モデルで行なった(図-12)。なお、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、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(図-13)。

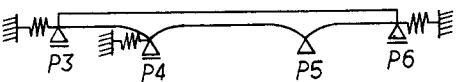


図-12 2次元モデル図

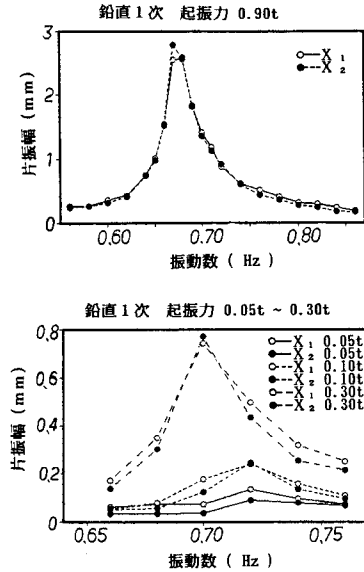


図-8 支承部の水平変位図

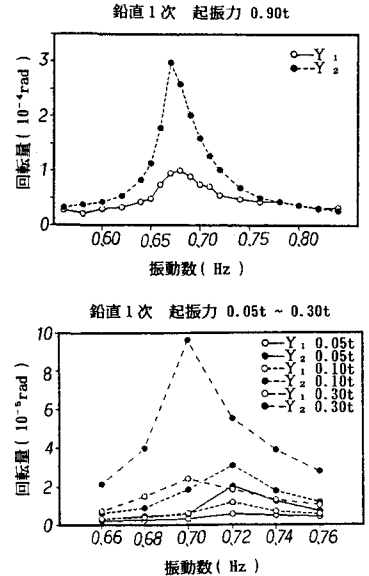


図-9 支承部の回転変位図

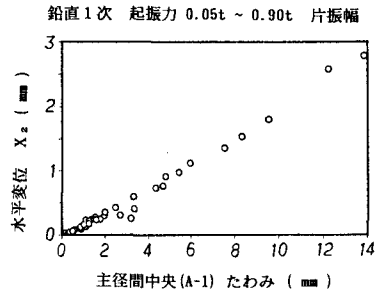


図-10 けたたわみと水平変位

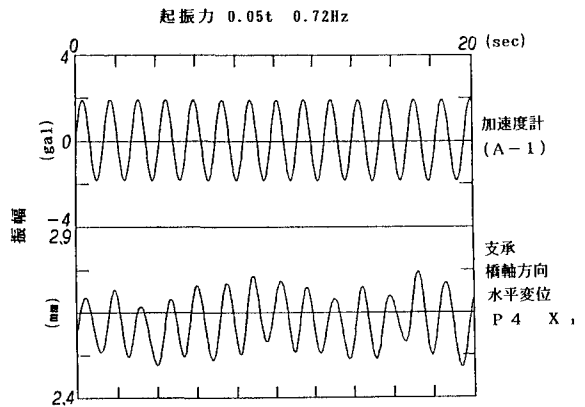


図-11 けたと水平変位の応答波形

## 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。振動時に、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、

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

$M(x)$  :  $x$  点の曲げモーメント

$E$  : 弾性係数

$y$  : たわみ

$I(x)$  :  $x$  点の断面2次モーメント

$L$  : 橋長

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、

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

$i = 1, 2, 3$  (径間数)

$\ell_i$  : スパン長

$a_i$  : 各スパン中央の振幅

よって、

$$W = \sum_{i=1}^3 \frac{\pi^4 E I_i}{4 \ell_i^3} a_i^2$$

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

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

一方、ローラーのころがり摩擦による逸散エネルギー  $\Delta W_R$  は、

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

$\mu$  : ころがり摩擦係数

$R$  : 反力

$t$  : ころがり距離 (1 サイクル当り)

であるから、ころがり摩擦の寄与率は  $\Delta W_R / \Delta W$  で表わされる。

表-5 に試験 (鉛直1次自由減衰、起振力  $1.30^{ton}$ ) における諸元を示す。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、腐食や摩耗は微少であると考え、 $0.001^{3)4)}$  とした。

計算の結果、 $\Delta W = 5,754 (kgf \cdot cm)$ 、 $\Delta W_R = 1,921 (kgf \cdot cm)$  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1/3 を占める。残りの2/3 は、継手部の摩擦、不完全弾性、固体摩擦などによる減衰と思われる。

構造減衰  $\delta = 0.128$  という数値は、斜張橋の構造減衰の  $0.03 \sim 0.07$  よりかなり大きい。これは支承の摩擦、グース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よる減衰が大きいためと考えられる。しかし、構造減衰の振幅依存性による影響を考えると微妙な面もあるため、今後減衰要因の定量的な把握を目的として、模型実験を行う予定である。

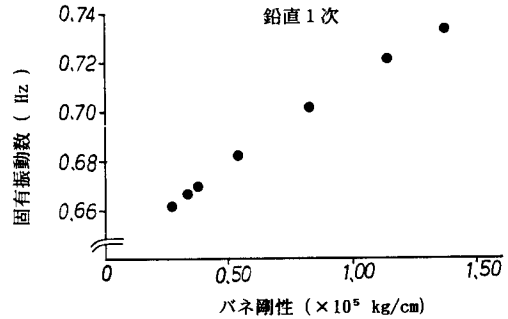


図-13 バネ剛性と固有振動数

表-5 計算諸元

|            | 主 径 間                      | 側 径 間                       |
|------------|----------------------------|-----------------------------|
| ス パ ン      | 150.0 m                    | 90.0 m                      |
| 断面2次モーメント  | $I = 2.235 \times 10^{-8}$ | $I = 1.6055 \times 10^{-8}$ |
| $a_i^*$    | 1.584 <sup>cm</sup>        | 0.806 <sup>cm</sup>         |
| $a_i^{**}$ | 1.385 <sup>cm</sup>        | 0.695 <sup>cm</sup>         |
| 反 力        | 686 <sup>ton</sup> /1 支承   | 103 <sup>ton</sup> /1 支承    |
| ころがり距離     | 1.16 <sup>cm</sup>         | 0.80 <sup>cm</sup>          |

## 5. まとめ

今回の実験結果をまとめると次のようになる。

- 1) 振動振幅が大きくなるほど固有振動数は小さく、構造減衰は大きくなる傾向にあり、振幅依存性が見られる。
- 2) 固有振動モードは振動振幅が小さいとき共振試験と数値解析では多少差が出た。これは振幅が小さいと応答値も小さく、誤差が生じやすいためと思われるが、振幅が大きくなると両者は比較的良く一致していた。
- 3) 構造減衰 $\delta$ は鉛直1次自由減衰で0.128、鉛直2次で0.098、鉛直3次で0.081であり、鉛直1次をこれまでの箱げた橋の資料<sup>5)</sup>と比較すると、大きめの値となっている。
- 4) 減衰を構造全体のエネルギー損失と考えると、支承のころがり摩擦による減衰は全体の1/3程度である。残りの2/3は継手の摩擦、不完全弾性、固体摩擦による減衰と考えられるが詳細は不明である。

従来、箱げた橋の構造減衰は本州四国連絡橋耐風設計基準に準じて、構造減衰 $\delta=0.02$ と考えられていた。しかし、箱げた橋の構造減衰はこれまでの実測結果によると、斜張橋に比較してかなり大きいと報告されている。風洞実験によると、一様流中で構造減衰を0.04以上にすると渦励振による振幅は非常に小さく、振動実験結果でも、鉛直1次の構造減衰 $\delta$ は0.128となり、耐風安定性に関しては問題ない。本報告の考察において、支承拘束の方法やモード形状の近似、および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言えない面もある。今後さらに実橋試験や模型実験を行い、現象の正確な把握に努めたい。最近、箱げた橋の振動計測が行われてきているが全体的にまだ少なく、今回のデータが今後の設計基準等へ反映されれば幸いである。

最後になったが本実験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北海道開発局札幌開発建設部札幌新道建設事務所の関係各位に謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室：「札幌大橋耐風性調査報告書」、土木研究所資料 第2293号 (1986.1)
- 2) 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
- 3) 日本道路協会：「道路橋支承便覧」、昭和48.4
- 4) 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)
- 5) 横山、中神、神崎：「箱桁橋の耐風設計に影響を及ぼす要因について」、土木学会第41回年次学術講演会講演概要集 第1部、昭和61.11