

# I-17 花畔大橋主塔の制振対策について (Tuned Mass Damperの現地試験結果)

北海道開発局札幌開発建設部 正員 寺元博昭  
北海道開発局札幌開発建設部 正員 沢口二郎  
北海道開発コンサルタント(株) 正員 勝俣征也  
北海道開発コンサルタント(株) 正員 外山義春

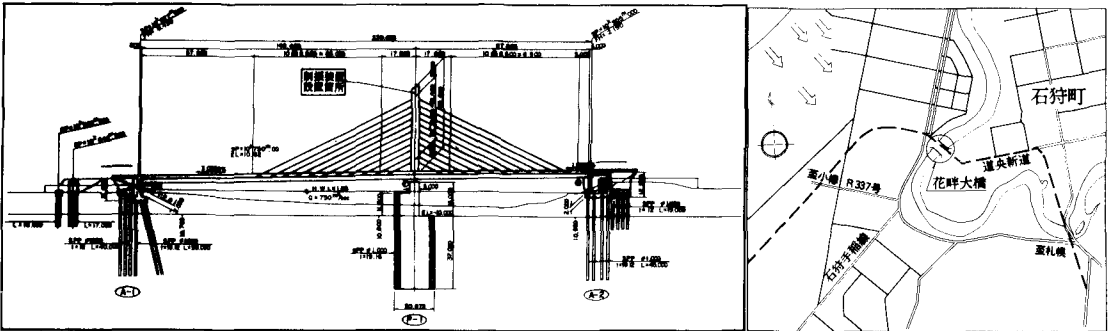
## 1. はじめに

本報文は、現在一般国道231号石狩町に架設中の花畔大橋の主塔制振装置TMDの室内作動試験及び架設時独立塔における現地試験に関するものである。

室内作動試験、現地試験(架設時)までに至る経緯等を以下に概説する。<sup>1) 2) 3)</sup>

### 1-1 橋梁概要

本橋は、図-1に示す様に支間割り(140.4+87.8m)の2径間連続鋼斜張橋で、広幅員1面吊り型式としては国内最大規模の斜張橋である。



### 1-2 風洞試験結果<sup>4)</sup>

架橋位置における風環境のうち、設計風速は55m/sであり、風向については4月～9月はSE方向、10月～3月はNW方向が卓越し、橋軸方向と略一致する。この為本橋の1面吊り独立主塔においては、架設時、完成時に主塔の発振が予想された。試験は、三分力試験、主塔2次元剛体模型試験、全橋3次元弾性模型試験を行った。結果は、主桁には一部限定振動が発生したが、その振幅は小さく問題は無かった。しかし、主塔においては一様流中においては図-2、3に示す渦励振、乱流中においては図-4、5に示すパフティングが発生した。

### 1-3 振動の許容評価基準とその結果<sup>5)</sup>

振動の予測とその振動に対する許容評価基準は、安全性、作業性、走行性、景観性等多方面から決定されるべきであるが、本橋においては表-1に示す1) 初通過破壊振幅、2) 疲労破壊振幅を評価基準として検討を行った。

表-1より、本主塔に対しては渦励振、パフティング両方に対して疲労強度の面からの対策が必要となった。

表-1 風洞実験結果と許容評価基準

| 気流特性        | 振動現象                                                                  | 許容評価基準                               | 所要対数減衰率                     |
|-------------|-----------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| 一様流         | 渦励振<br>( $V=20\sim35\text{m/s}$ )<br>$2a=70\text{cm}$                 | 初通過破壊振幅<br>105cm<br>疲労破壊振幅<br>7.2cm  | $\delta > 0.04$<br>又はデフレクター |
|             | パフティング<br>( $V_b=55\text{m/s}$ において)<br>$2\sqrt{2}\sigma=40\text{cm}$ | 初通過破壊振幅<br>105cm<br>疲労破壊振幅<br>21.5cm |                             |
| 乱流<br>(境界層) |                                                                       |                                      | $\delta > 0.07$<br>又はデフレクター |

The oscillation suppressing countermeasure of a single pillar pylon of cable-stayed bridge of Bannaguro  
(Field test results of tuned mass damper) by H. TERAMOTO, J. SAWAGUCHI, S. KATSUMATA and Y. TOYAMA

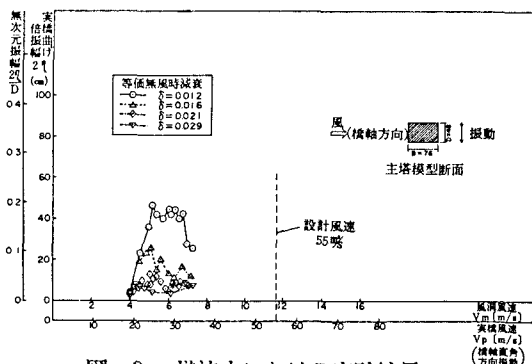


図-2 一様流中における実験結果

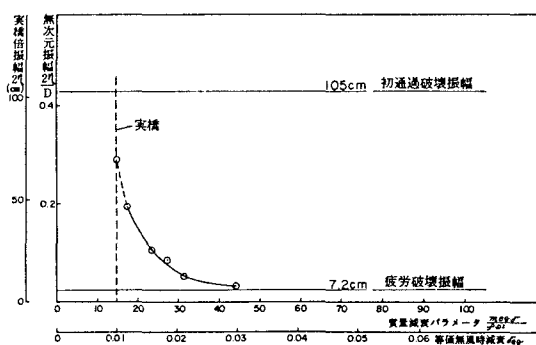


図-3 質量減衰パラメータと振幅の関係（一様流中）

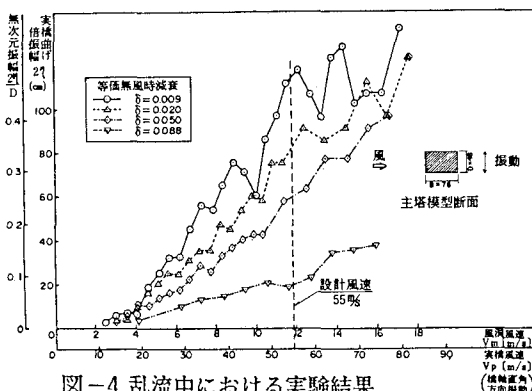


図-4 乱流中における実験結果

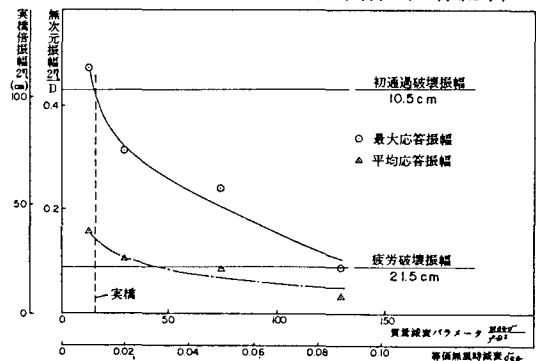


図-5 質量減衰パラメータと振幅の関係（乱流中）

#### 1-4 制振対策

主塔の制振対策例を図-6に示す。本橋においては構造力学的対策のうち同調ダンパー型式のTMDを以下の理由により採用した。

- 1) 塔内収納型となり塔の外観形状が変化しない。
- 2) デフレクターは着雪、着氷による落雪、落水により交通障害を起こす危険がある。

#### 1-5 TMDの設計<sup>6)</sup>

本橋のTMD概要図を図-7に示す。計算モデルは主振動系（塔）と副振動系（TMD）からなる2質点系モデルである。

設計的には、以下の3パラメータを決定する問題に帰着する。（ ）内値は設計目標値である。

- 1) 質量比  $\mu = M_2/M_1$  ( $\mu = 0.015$ ,  $M_1$ :主塔質量,  $M_2$ :TMD重錘質量)
- 2) 固有振動数比（同調比） $f = f_2/f_1$  ( $f = 1/(1+\mu) = 0.985$ )
- 3) TMDの減衰定数  $h_2$  ( $h_2 = 0.15$ )

なお、同調比 $f$ とTMDの減衰定数については制振効果が最大となる最適値が存在することが知られており、その関係は $f = 1/(1+\mu)$ と表わされる。

設計目標値と許容範囲の関係図を図-8, 9, 10に示す。

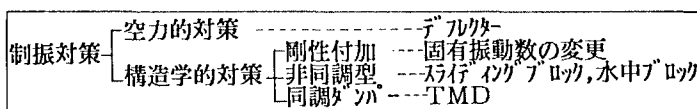
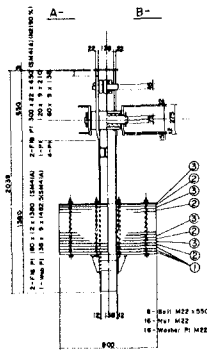
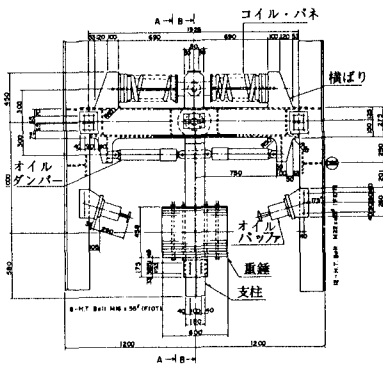


図-6 制振対策例



|         |                                 |
|---------|---------------------------------|
| 重錘重量    | 1.83t                           |
| 有効質量比   | 1.5% ( $\mu$ )                  |
| 振子長     | 0.783~1.186m                    |
| 振動数範囲   | 0.78~1.05Hz                     |
| 付加バネ    | 23.5kg/mm $\times$ 2本           |
| オイルダンパー | 1.87t $\cdot$ sec/m $\times$ 2本 |
| オイルバッファ | 6.7t(抵抗力)                       |

図-7 TMDの概略図

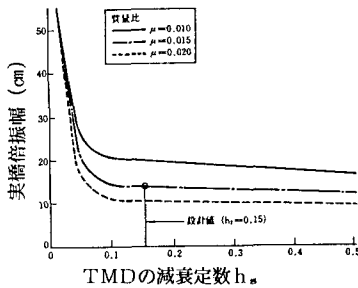


図-9 TMDの減衰定数TMDの倍振幅

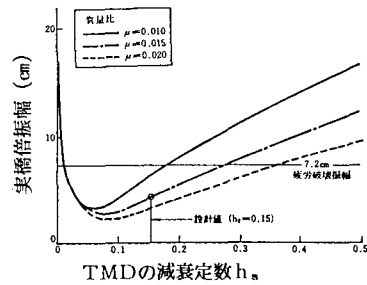


図-8 TMDの減衰定数と実橋の倍振幅

表-2 実験手順

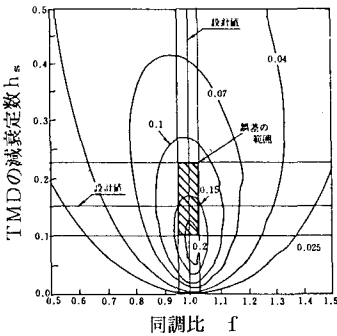


図-10 有効減衰の等高線図

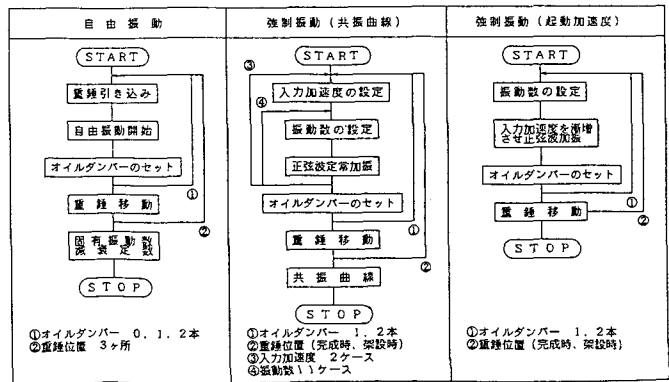


表-3 設計仕様の概要

|       |                        |
|-------|------------------------|
| 重錘重量  | 1.8tf                  |
| 固有振動数 | 0.874Hz(完成時)1.063(架設時) |
| 減衰定数  | 0.15(完成時)0.22(架設時)     |
| 最大振幅  | $\pm 0.3m$ (完成時)       |

## 2. TMDの室内作動試験<sup>7)</sup>

### 2-1 目的と方法

TMD単体の性能試験を室内振動台を用いて行った。試験は自由振動、強制振動を表-2に基づき行った。試験の目的を以下に示す。

1) 重錘の取付け位置と固有振動数の関係確認

3) TMDの起動加速度の確認

2) 共振曲線によるTMDの減衰定数の確認

4) 摩擦の影響の把握

表-3に設計仕様の概要を示す。

### 2-2 結 果

自由振動試験により求めた各減衰定数及び振動数を表-4、5、6に、また強制振動試験による共振曲線を図-11に示す。これらの結果より減衰定数は0.17程度と考えられる。(目標値 $h_z=0.15$ ) また、振動数の誤差は目標値の1%程度であった。

TMD起動時の入力加速度は約25galで、塔頂変位が0.8mm程度で作動することが確認できた。

表-4 主塔の固有振動数(橋軸方向振動)

| 振動次数 | 自由減衰振動<br>による実験値 | 常時微動測定<br>による実験値 | 理論値     |
|------|------------------|------------------|---------|
| 1次   | 1.11Hz           | 1.18Hz           | 1.126Hz |
| 2次   | —                | 3.60Hz           | 3.508Hz |

表-5 主塔の固有振動数(橋軸直角方向振動)

| 振動次数 | 自由減衰振動<br>による実験値 | 常時微動測定<br>による実験値 | 理論値      |
|------|------------------|------------------|----------|
| 1次   | 0.99Hz           | 1.01Hz           | 1.000Hz  |
| 2次   | —                | 5.70Hz           | 5.826Hz  |
| 3次   | —                | 13.87Hz          | 15.572Hz |

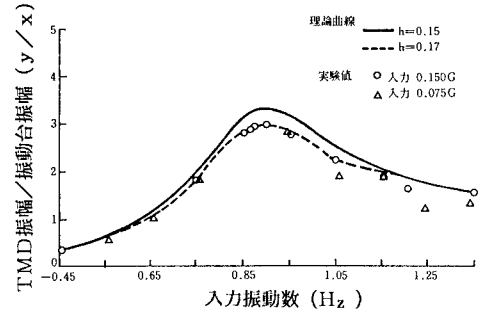


図-11 強制振動試験による共振曲線

表-6 減衰定数

| 振動モード        | 自由振動実験            |              | 常時微動測定<br>減衰定数 |
|--------------|-------------------|--------------|----------------|
|              | 塔頂の振幅             | 減衰定数(対数減衰率)  |                |
| 橋軸方向<br>曲げ1次 | 倍振幅 12.4mm~6.5mm  | 0.6% (0.040) | 1.1%           |
|              | 倍振幅 1.8mm~1.0mm   | 0.3% (0.019) | 1.1%           |
| 橋軸<br>曲げ1次   | 倍振幅 71.0mm~51.0mm | 0.4% (0.023) | 1.1%           |
|              | 倍振幅 26.0mm~20.0mm | 0.2% (0.013) | 1.1%           |
| 直方曲げ2次       | —                 | —            | 1.0%           |
| 角向曲げ3次       | —                 | —            | 2.1%           |

## 3. TMDの現地作動試験(架設時独立塔)<sup>8)</sup>

### 3-1 目的と試験方法

架設時独立塔の現地試験を以下の目的で実施した。

1) 独立塔の固有振動数、振動モード、減衰定数の確認

2) 実橋によるTMDの作動と制振効果の確認

3) 強風時のTMDの作動確認

試験は、昭和63年11月18日~27日に実施した。加振方法は以下の6ケースを試みたが、1)の人力加振による方法が最も良い結果が得られた。この方法は4~5人の人間が主塔の塔頂部で、主塔の固有周期に合わせながら加振させる方法である。またTMDの作動確認は、加振時にTMDを固定しておき、塔の振動が最大となった時加振停止と同時にTMDを急開放した。

1) 人力による自由振動試験

4) 車両走行による自由振動試験

2) TMD加振による自由振動試験

5) 常時微動測定

3) TMDの初期変位開放による自由振動試験

6) 強風時の主塔振動測定

## 3-2 試験結果

試験結果のうち独立塔の振動特性に関するものを表-7, 8, 図-12に示す。振動数とモード値は良く一致している。また、対数減衰率は振幅の増大とともに増大する傾向にあると言われているが、本結果でもこの振幅依存性が見られた。この値は風洞試験で設定した $\delta=0.01$ よりも大きな値であるため、減衰特性に関しては実橋の方が安全側であることが確認された。

図-13にTMD固定、可動の場合の自由振動波形の例を示す。また表-9, 10にTMD作動時の有効対数減衰率の増加を示す結果を示す。これらの結果より架設時の制振対策としての所要対数減衰率が確保されていることが確認された。

また強風時での振動測定では表-11, 図-14に示す測定ができた。これらの風速は渦励振の発振風速25m/s~30m/sには至らずバフティング的な振動が生じたものと考えられる。この結果では塔頂での振幅は10mm程度と小さく制振効果を定量的には確認できなかったが、TMDが強風により作動することが確認された。

## 4. あとがき

今日、斜張橋の大型化に伴いケーブルの耐風安定性と防振対策と同様に主塔に対する対策にも関心が高まっている。

従来、塔の制振対策例としては、吊橋の架設時塔に「非同調型」の使用例が多く見受けられたが、最近では本橋の様な独立塔型式又は剛性の低いA型、H型塔の架設系、完成系塔に対しても制振対策が必要となるケースが増加してきている。

今回報告したTMDは、国内において独立塔型式の制振対策事例としては、九州の荒津大橋（斜張橋）に次いで2番目のケースとなるが、本TMDの室内及び架設系での現地試験によって、その有効性及び安全性が略確認された。

今後は、完成後の振動実験等を含め検討を行っていく予定である。最後に、本報文をまとめるに際し、風洞試験を実施し主塔の耐風安定性を検討頂いた川崎重工の方々に貴重な助言を頂いた。ここに厚く感謝の意を表します。

表-7 自由振動試験結果（固有振動数）

| 重錘位置<br>(m) | ダンパー<br>本数 | 実験ケース<br>引き込み<br>治具NO. NO. | 1回目<br>(Hz) | 2回目<br>(Hz) | 3回目<br>(Hz) | 平均<br>(Hz) |
|-------------|------------|----------------------------|-------------|-------------|-------------|------------|
| 0.783       | 0          | 1                          | 1.032       | 1.029       | 1.032       | 1.031      |
|             | 1          | 1                          | 1.029       | 1.041       | 1.036       | 1.035      |
|             | 2          | 1                          | 1.029       | 1.024       | 1.034       | 1.029      |
| 1.000       | 0          | 1                          | 0.860       | 0.862       | 0.860       | 0.861      |
|             | 1          | 1                          | 0.864       | 0.868       | 0.864       | 0.865      |
|             | 2          | 1                          | 0.867       | 0.868       | 0.864       | 0.864      |
|             | 2          | 2                          | 0.859       | 0.870       | 0.866       | 0.865      |
|             | 2          | 3                          | 0.871       | 0.866       | 0.864       | 0.867      |
| 1.186       | 0          | 1                          | 0.756       | 0.756       | 0.756       | 0.756      |
|             | 1          | 1                          | 0.757       | 0.761       | 0.759       | 0.759      |
|             | 2          | 1                          | 0.758       | 0.756       | 0.758       | 0.757      |

表-8 自由振動試験結果（減衰定数）

| 重錘位置<br>(m) | ダンパー<br>本数 | 実験ケース<br>引き込み<br>治具NO. NO. | L<br>(cm) | 間隔<br>N | 対数減衰率 | 減衰定数  |
|-------------|------------|----------------------------|-----------|---------|-------|-------|
| 0.783       | 0          | 1                          | 4.65      | 13      | 0.132 | 0.021 |
|             | 1          | 1                          | 6.55      | 3       | 0.804 | 0.127 |
|             | 2          | 1                          | 4.10      | 1       | 1.511 | 0.234 |
| 1.000       | 0          | 1                          | 4.35      | 13      | 0.123 | 0.020 |
|             | 1          | 1                          | 7.25      | 4       | 0.668 | 0.106 |
|             | 2          | 1                          | 5.88      | 2       | 1.083 | 0.170 |
|             | 2          | 2                          | 10.90     | 2       | 1.087 | 0.170 |
|             | 2          | 3                          | 5.65      | 2       | 1.041 | 0.163 |
| 1.186       | 0          | 1                          | 7.35      | 13      | 0.109 | 0.017 |
|             | 1          | 1                          | 5.60      | 4       | 0.516 | 0.082 |
|             | 2          | 1                          | 5.20      | 2       | 0.958 | 0.151 |

表-9 自由減衰振動の対数減衰率

| 現象         | 制振目標値                         | 所要対数減衰率                     | TMD<br>ダンパー2本<br>理論値 |
|------------|-------------------------------|-----------------------------|----------------------|
| 一様波<br>渦動振 | 初通過破壊振幅 $2\eta_{cr}=175^{**}$ | $\delta_{cr} > 0.09$        | $\delta = 0.163$     |
|            | 疲労破壊振幅 $2\eta_{fr}=18^{**}$   |                             |                      |
| 乱波<br>乱流   | 初通過破壊振幅 $2\eta_{cr}=175^{**}$ | 対策不要<br>( $\delta < 0.01$ ) | $\delta = 0.151$     |
|            | 疲労破壊振幅 $2\eta_{fr}=21^{**}$   |                             |                      |

表-10 架設時の所要対数減衰率

| TMDの<br>セット状態 | 実験値<br>塔頂の振幅<br>対数減衰率 | 理論値<br>対数減衰率 | 実験値<br>$\delta$ 理論値 |
|---------------|-----------------------|--------------|---------------------|
| ダンパー<br>2本    | 倍振幅<br>55.0~16.0**    | 0.140        | 0.175               |
|               | 倍振幅<br>4.8~4.1**      |              |                     |
| ダンパー<br>1本    | 倍振幅<br>61.0~8.0**     | 0.285        | 0.217<br>(初期条件で左右)  |
|               | 倍振幅<br>3.9~3.1**      |              |                     |

表-11 強風時の観測結果

| TMDの<br>条件 | 日 時           | 塔頂風速 (m/s) |      |      | 最大変位 (mm) |      | 変位の標準偏差 (mm) |
|------------|---------------|------------|------|------|-----------|------|--------------|
|            |               | 平均         | 最大   | 標準偏差 | 橋軸        | 橋直   |              |
| 固定         | 11月24日 9時55分  | 16.1       | 21.5 | 2.04 | 1.1       | 6.8  | 0.3          |
|            | 11月24日 10時18分 | 16.6       | 24.3 | 2.14 | 1.2       | 7.1  | 0.3          |
| 可動         | 11月23日 22時29分 | 21.6       | 27.2 | 2.07 | 2.0       | 10.1 | 0.6          |
|            | 11月24日 0時2分   | 21.6       | 27.2 | 2.09 | 2.0       | 10.1 | 0.6          |

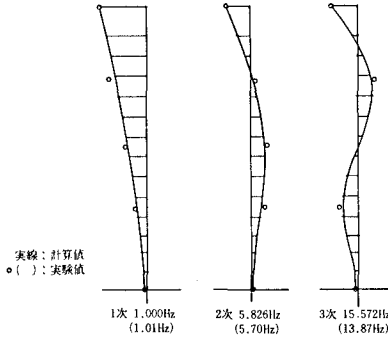


図-12 固有振動数および固有モード

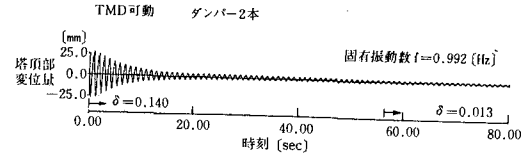
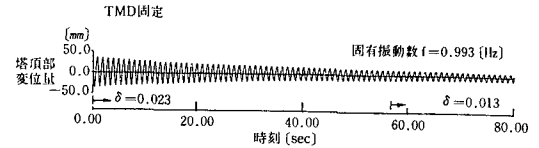


図-13 自由振動波形の一例

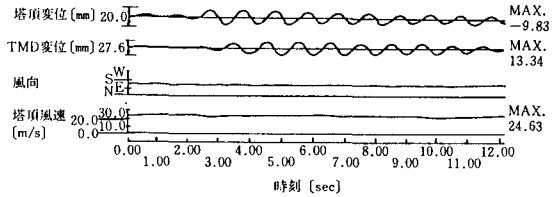


図-14 強風時の振動波形

#### <参考文献>

- 1) 北海道開発局札幌開発建設部；一般国道231号花畔大橋の耐震・耐風検討，1984年
- 2) 川崎・外山他；偏平主桁を有する一面吊り斜張橋の設計について〔花畔大橋〕，第42回年次学術講演会，1987年
- 3) 切石・寺元・勝俣・外山；斜張橋の耐風設計と制振対策について，土木学会北海道支部論文報告集，1988年
- 4) 北海道開発局札幌開発建設部；花畔大橋風洞試験報告，1987年
- 5) 松本・白石；構造物の空力限定振動の許容振幅に関する一考察，第37回土木学会年次講演会概要集，1982年
- 6) 北海道開発局札幌開発建設部；花畔大橋主塔制振対策検討及びTMDの設計，1987年
- 7) 北海道開発局札幌開発建設部；主塔TMD実験報告書，1988年
- 8) 北海道開発局札幌開発建設部；TMD現地検証実験報告書，1989年