

はんなぐろ おお はし
花畔大橋 (斜張橋) 主塔の TMD による制振対策
Design and Fabrication Procedures of TMD in the Bannaguro Bridge

寺元 博昭* 佐野 信一郎** 長井 正嗣*** 奥井 義昭****

By Hiroaki TERAMOTO, Sin-ichirou SANO, Masatugu NAGAI and Yoshiaki OKUI

TMD (Tuned Mass Damper), one of mechanical means has been used mainly to suppress wind-induced vibrations of bridge towers. Its effectiveness to harmonic vibrations has been confirmed through forced vibration test at site. Even though many papers have reported above mentioned effectiveness of TMD so far, detailed design and fabrication procedures which take into account of maintenance have not been revealed. In this paper, through design and fabrication of TMD installed atop of the tower of the Bannaguro bridge (cable-stayed bridge), a detailed design procedure is reported with problematic subjects to be resolved. And a system employed which takes into account of maintenance is proposed. Finally, the effectiveness of this system at site is reported.

1. まえがき

ここ10年間、橋梁に対する振動制御対策の1つとして TMD(Tuned Mass Damper)を含む同調型の制振器の使用が盛んになっている^{1)~6)}。これらは長大吊形式橋梁の主塔の風に起因する振動の制振対策法を中心として利用されており、また、横に長い桁の交通荷重、風に起因する振動の制御^{7)~10)}、比較的細いロープの振動制御用としても利用されており¹¹⁾、特に調和振動に対して有効に機能する事が主に実験的(振動台、現地加振)ではあるが確認されている。したがって、大型構造物あるいはフレキシブルな部材で今後も予想される不快または破壊的な振動の制御対策として実用上期待される。そのため、多くの技術者がこの種の対策法に対して理解を深め、具体的設計手順、製作プロセス、さらには効果に対する問題点について正しい認識を持つことが有益と考える。

さて、同調型の制振器の1つであるTMDは、①装置の摩擦等に起因して微小振幅に対する作動が期待しづらい、②オイルダンパー等のメンテナンスが必要となる、③不規則振動に対する効果が不明である、等の欠

-
- | | | | | |
|---------|------------------|------------|----------|----------------|
| * 工修 | 北海道開発局 札幌新道建設事務所 | 工事課計画係長 | (〒062 | 札幌市豊平区水車町1丁目) |
| ** | 川崎重工業(株) | 橋梁設計部部長 | (〒136 | 江東区南砂2-4-25) |
| *** 工博 | 長岡技術科学大学助教授 | 建設系 | (〒940-21 | 長岡市上富岡町1603-1) |
| **** 工修 | 埼玉大学助手 | 工学部建設基礎工学科 | (〒338 | 浦和市下大久保255) |

点があげられている。これまで、TMD は主に架設時の調和振動を対象に検討されており^{1)・3)・6)}、①～③は差程問題にならなかったものと思われ、そのため永久製品としての設計上の配慮なりメンテナンスについての十分な報告がみられなかった。また、設置時期、期間の関係で実際に有害な振動が発生しなかった場合も多いと思われる。しかし、このシステムを構造物の期待寿命と同程度に利用しようとする場合^{4)・5)}、①～③は重要な検討課題となる。これらの欠点を補う同調型の制振対策として、流体を利用した制振器が高層ビルの不快な振動の制御用に開発、実用化され¹²⁾、また橋梁の塔状構造物の制振用に研究、開発^{13)・15)}が行われており、一部には実用化されている¹⁶⁾。流体を利用した制振器(TLD, TLCD等)は①、②の問題点を解決する有効な対策と期待されるが、調和振動を対象とした実験的検証結果に基づいて設計を行っているのが現状であり、③の問題が明らかにされていないこと、さらに、破壊的な大振幅が生じた場合の波動の非線形挙動を的確に評価、反映できるか等、問題が残る。また、以上の受動型(Passive Type: エネルギーを導入せず、またフィードバック等の閉ループがない)に対して能動型(Active Type)ダンパー^{17)・18)}が検討されているが、メンテナンスの問題は依然残るものと思われる。

このような観点からは、現状では TMD は有効な制振対策法と考えられ、将来とも他の制振対策との併用も一方策と考えられ、その効果、設計法、メンテナンス対策を明らかにしておくことが重要と考える。また、流体を利用したダンパーと異なり TMD に関する理論は古くからあり、^{19)・20)} 比較的簡単と思われる。そのため、以上の効果、具体的設計法、メンテナンスの問題を考慮しつつ具体化していくプロセスが最も重要と思われる。しかしながら、この点を詳細に説明した論文なり報告は少ないと言えよう。

以上より、本論文では、花畔大橋(斜張橋)主塔に設置した永久構造としての TMD 設計、製作、実験を通して、一連の設計法、製作プロセスを紹介するとともに、メンテナンスを考慮したシステムの提案およびその過程で生じた設計、製作上の問題点を明らかにし、今後の設計、計画資料とする。

2. 花畔大橋の概要と風洞実験

花畔大橋(北海道開発局)の構造一般図をFig.1 に示す。本橋は支間140.4m+87.8m の2径間連続一面吊り斜張橋で、主塔は桁上 45mの矩形断面を有する独立1本柱である(塔重量: 約280tf)。本橋の架設地点は札幌の北約50km の石狩町花畔、荻戸川を横断する地点で、北3kmには石狩河口橋がある。架設地点での卓越風

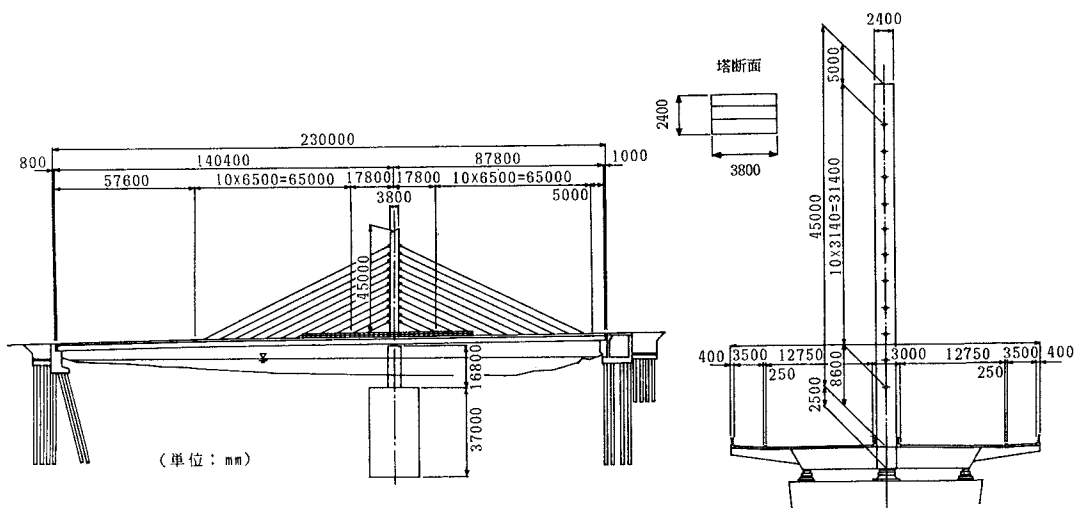


Fig.1 花畔大橋の構造一般図

向は本橋の橋軸方向とほぼ一致すること、また、20m/s 以上の風速が度々観測されていることから、架設時のみならず完成時においても塔の橋軸直角方向の振動が予想された。

計画時に実施された風洞実験より、一様流中では塔の橋軸直角方向の1次モードに対し風速20～35m/sで塔頂倍振幅 70cm 程度の渦励振が、乱流境界層中では同じく橋軸方向に設計風速55m/s において等価倍振幅で $2\sqrt{2}\sigma=40\text{cm}$ (σ ; 標準偏差) 程度のパフエティンが生じることが明らかになった。実験は現断面とデフレクターを設置した断面について行い、構造減衰を種々変化させ構造減衰と振幅の関係を把握した。以下ではこれらの振動現象に対し制振対策が必要であるか否かを含め、Fig.2の手順により検討を行った。

3. 許容振幅

制振対策が必要であるかの検討を行う上で、また装置の規模を決定する上で、構造物の許容振幅を適切に決定しておくことは重要な課題となる。許容振幅の算出は、初通過破壊と疲労破壊について行ったが、渦励振、パフエティンとも塔の橋軸直角方向1次モードが卓越するため、上記モードで最大応力が発生する塔基部について検討を行った。

1) 初通過破壊

大振幅によって塔が破壊する際の限界振幅を算出する。塔基部の補剛板(塔壁)については、降伏域(SM58材、 $\sigma_y=4600\text{kgf/cm}^2$)まで局部座屈が生じないことから、文献21)「軸方向力と曲げモーメントを受ける部材」より、安全率を1.0として以下の照査式を用いた。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bao}(1-\sigma_c/\sigma_{eay})} < 1.7 \quad (1)$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{1-\sigma_c/\sigma_{eay}} < 1.7\sigma_{ca1} \quad (2)$$

ここで、 σ_c は圧縮応力度、 σ_{cay} は許容軸方向応力度、 σ_{bao} は許容曲げ応力度、 σ_{eay} は許容オイラー座屈応力度、 σ_{ca1} は局部座屈に対する許容応力度であり、(1)、(2)式のうち最小値を与える σ_{bcy} を用いて、初通過破壊の振幅を算出した。

2) 疲労破壊

疲労破壊に対しては、渦励振、パフエティンとも(3)式で定義される累積疲労度Fが1.0となるような振幅を求めこれを限界振幅とした。

$$F = \sum n_i/N_i \quad (3)$$

ただし、 $a_i/a_o=(N_o/N_i)^\alpha$ であり、 α は S-N 曲線の勾配(0.18 or 0.33)^{22), 23)}で2つの係数について計算を行い、安全側の値を採用した。また、 n_i は振幅 a_i の生起回数、 N_i は振幅 a_i における限界振動回数、 N_o は200万回、 a_o は200万回繰返し回数における疲労限界振幅で、文献22)より疲労の等級はDとして算出した。

算出法については文献24)に詳述されているためここでは概要の説明にとどめるが、風速の生起確率としてワイブル分布を仮定し耐用期間(50年)内に生じる各振幅の生起回数を算出した。その際、渦励振についてはV-A関係を矩形と仮定し、パ

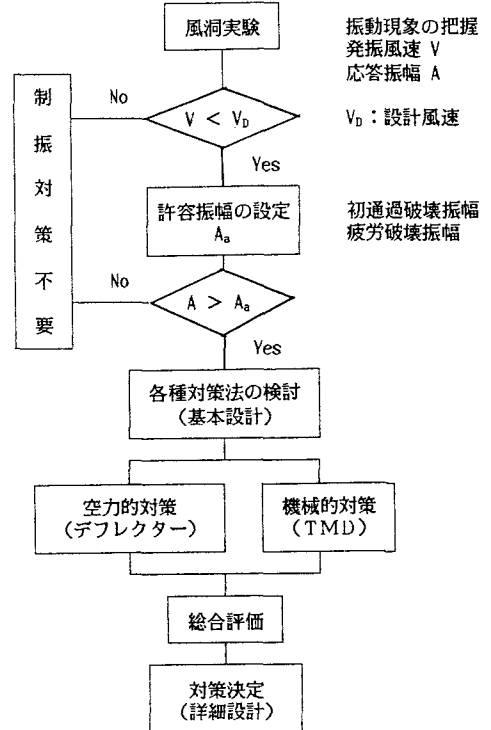


Fig.2 制振対策フローチャート

フェーティングについてはある風速での応答がReyleigh分布に従うものと仮定している。そのため許容振幅の算出においては現地でのワイブル分布のパラメータ、風向の確率が必要になる。本橋の場合、架設地点におけるワイブル分布が不明のため、現地に比較的近い石狩気象観測所と札幌管区気象台の風速の相関関係²⁵⁾を用い、現地の風速を札幌管区気象台の風速に変換した後、札幌管区気象台のワイブル分布を用いることとした。また、風向の確率については、石狩気象観測所での観測結果から現地の卓越風向はSE方向であり、本橋の橋軸方向とほぼ一致することから1.0とした。

以上の方法で求められた限界振幅をFig.3 に示す。图中、各限界振幅は倍振幅で示しており、特にバフェーティングに対する限界振幅は等価倍振幅で表記してある。また、バフェーティングについては初通過破壊振幅の耐用期間内における生起回数は1回を下回っており、バフェーティングにおいても、初通過破壊でなく疲労により限界振幅が決定される事になった。

4. 風洞実験結果と限界振幅の対比および制振対策法

一様流中の三次元弾性模型を用いた風洞実験結果をFig.4 に示す。同図は渦励振時のピーク振幅と質量減衰パラメータの関係を示したものであり非制振時の振幅は70cm程度で、先に求めた限界振幅と比較すると、初通過破壊に対しては十分安全であるが、疲労強度の面で何等かの制振対策が必要となる。また、制振対策法としては構造減衰を $\delta = 0.04$ 以上確保するか、またはデフレクターにより対応可能である。

一方、バフェーティングについては、風洞実験より得られたV-A 図を Fig.5に示す。バフェーティングについても渦励振時と同様に疲労強度の面で制振対策が必要となり、所要対数減衰率は $\delta = 0.07$ となった。

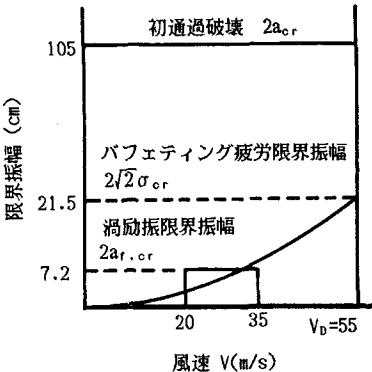


Fig.3 限界振幅のまとめ

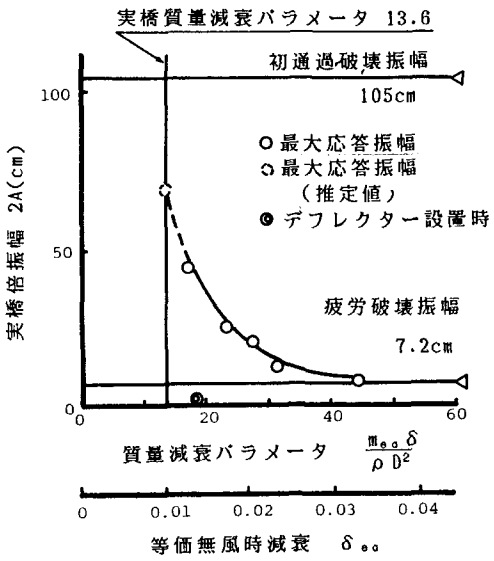


Fig.4 風洞実験結果 (渦励振)

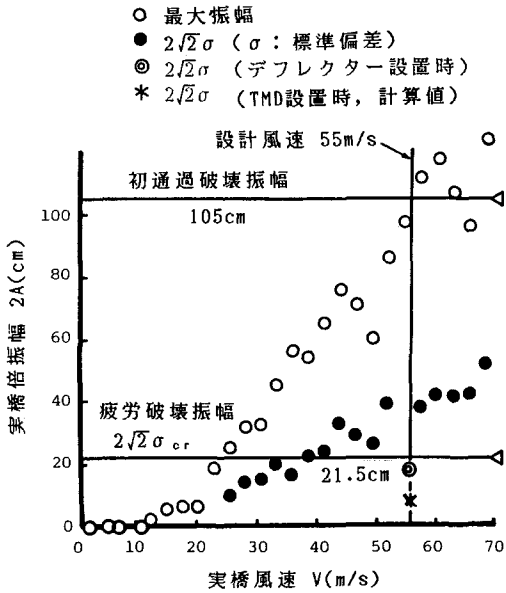


Fig.5 V-A図 (バフェーティング)

Table 1 制振対策法のまとめ

	長 所 ・ 短 所	メインテナンス	備 考
TMD	1. 塔の外観形状に変化なし⇔美観 2. 組立が塔内面で、設置作業性が良く飛来落下、墜落等の災害に対する危険性が小さい。 3. 塔架設・溶接作業および足場設備に対する影響が少ない。	1. 油圧ダンパーに対するメインテナンスが必要である。 a) 定期点検 1回/5年 b) 耐用年数 15～22年(実績)	1. 装置の作動試験が必要である。 2. 現地に、主塔の固有振動数を計測する必要がある。 →TMD同調のため 3. TMD作動の停止も可能である。非制振時の主塔振動性状のフォローも可能
デフレクター	1. 塔の外観形状が変化する⇔美観 2. TMDと逆に、作業時災害に対する危険性がある。 3. TMDと逆に溶接作業に対する影響がある 4. 着氷の落下による人身事故の可能性あり ○着氷をCheckする必要がある。 ○Checkおよび除去のための足場等が必要 5. 着氷(雪)によるデフレクターの効果について検討が必要である。	1. 塗装塗り換え工事	1. 実橋における制振効果の詳細な検討が不可能

制振対策法としては空気力学的対策法としてデフレクター案、機械的制振対策法としてはTMD案が Table 1 に示すように総合的に検討されたが、本橋が特に寒冷地に架設されることから、デフレクター部に着氷の可能性があることなどを考慮しTMD案が採用された。

5. TMDの設計

1) 運動方程式

TMDの設計においては、文献26) に詳細な検討報告がみられるが、ここでは橋梁単体の固有振動解析より得られた主塔制振対象モードとTMDから成る2質点系モデル (Fig.6 参照) より計算を行った。このとき運動方程式は次式で与えられる。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P\} \quad (4)$$

ここで、

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ M_2 & M_2 \end{bmatrix} \quad [C] = \begin{bmatrix} C_1 - C_2 & \\ 0 & C_2 \end{bmatrix} \quad [K] = \begin{bmatrix} k_1 & -k_2 \\ 0 & k_2 \end{bmatrix}$$

$$\{x\} = \{x_1, x_2\}^T \quad \{P\} = \{p(t), 0\}^T$$

であり M_1, C_1, k_1 は各々一般化質量、一般化減衰、一般化剛性であり、下添字 $i=1$ は主振動系、 $i=2$ はTMD に関する量を表す。また、 $p(t)$ は主塔制振対象モードに関する一般化外力である。

2) 渦励振

渦励振時の設計においては、一般化外力として正弦波 ($p(t) = P \exp(i\omega t)$) が作用するものとして計算を行った。この時(4)式の定常解より、応答倍率は次式で与えられる。

$$R_1 = |x_1| / \delta_{st} = [(A^2 + B^2) / (C^2 + D^2)]^{1/2} \quad (5a-b)$$

$$R_2 = |x_2| / \delta_{st} = [r^4 / (C^2 + D^2)]^{1/2}$$

ここで、

$$\delta_{st} = P/k_1 \quad ; \text{静的変位} \quad (6)$$

$$A = f^2 - r^2, \quad C = f^2(1-r^2) - \mu f^2 r^2 - r^2(1-r^2) - 4h_1 h_2 f r^2 \quad (7a-d)$$

$$B = 2h_2 f r, \quad D = 2h_2 r f(1-r^2 - \mu r^2) + 2h_1 r(f^2 - r^2)$$

であり、 h_i は減衰定数、 μ, f, r は次式で定義される無次元パラメータである。

$$\mu = M_2/M_1 \quad ; \text{質量比}$$

$$f = \omega_2/\omega_1 = (\sqrt{k_2/M_2})/(\sqrt{k_1/M_1}) \quad ; \text{同調比} \quad (8a-c)$$

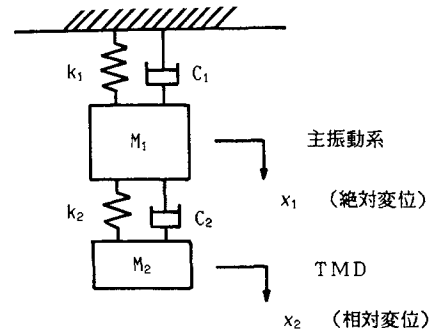


Fig.6 2質点系モデル

$$r = \omega/\omega_1 = \omega/(\sqrt{k_1/M_1}) \quad ; \text{振動数比}$$

風洞実験より渦励振時での強制外力としての励振力の振幅が求まれば、(5)式より制振時の主振動系およびTMDの振幅は明かとなる。しかし実際には渦励振時においても自動振動的影響から、空気力を一定と考えた強制振動解析より応答振幅を推定するには問題がある。そこでTMD設置時の見かけの減衰（有効減衰）を算出し、有効減衰から風洞実験結果Fig.4を用いてTMD設置時の振幅を推定することとした。そのため、運動方程式(4)式において x_2 を消去し1つの方程式で表せば次式となる。

$$\ddot{x}_1 + 2(h_1 - \mu r \Gamma/2)\omega_1 \dot{x}_1 + \omega_1^2 [1 - \mu r^2(1+\Lambda)]x_1 = P/M_1 \cdot \exp(i\omega t) \quad (9)$$

ここで、

$$\Lambda = Ar^2/(A^2+B^2) \quad , \quad \Gamma = -Br^2/(A^2+B^2) \quad (10)$$

(9)式より有効減衰として次式を用いることとする。

$$h_{eff} = h_1 - \mu \Gamma r/2 \quad (11)$$

結局TMDの設計は質量比（ μ ）、同調比（ f ）、TMDの減衰定数（ h_2 ）の3つのパラメータを決定する問題となる。これらのパラメータについては、種々の最適値が提案されているが、^{19), 20)} 実際の設計では同調比についてはDen Hartongの最適条件¹⁹⁾により、 $f=1/(1+\mu)$ とした。また、主振動系の減衰は本四基準²²⁾より対数減衰率で $\delta=0.01$ を用いることとした。

Fig.7(a),(b)に有効対数減衰率と質量比、TMDの減衰定数の関係を示す。これらより所要対数減衰率が確保できる質量比およびTMDの減衰定数の組合せが決定でき、さらに有効減衰が最大となるTMDの減衰定数が求まる。装置を設計する場合、種々のタイプが考えられるが設置空間に対する配慮とともに、TMD本体の振幅を計算しておく必要がある。Fig.7(c)に主振動系の振幅とTMDの振幅の比 R_2/R_1 と質量比、TMD減衰定数の関係を示す。質量比、TMDの減衰定数を設定すれば δ_{eff} (Fig.7(a),(b))が求まり、主塔の振幅が求まる。さらに、Fig.7(c)からTMDの振幅が予測できる。本橋の場合、高減衰時の主塔の振幅

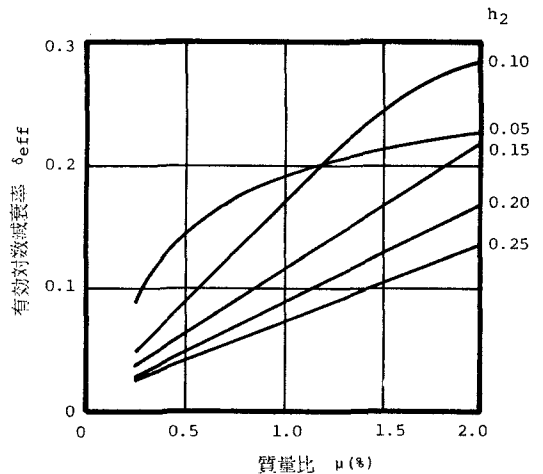


Fig.7(a) 有効対数減衰率と質量比

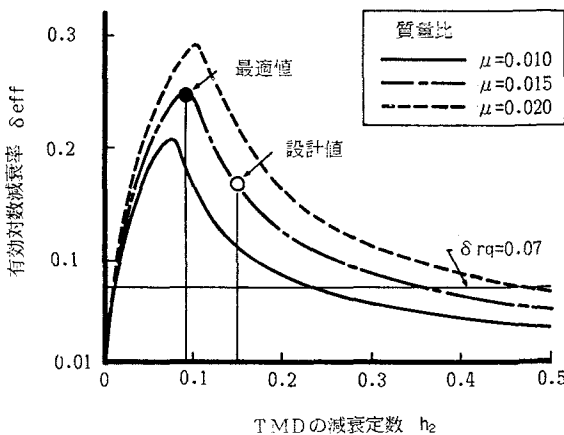


Fig.7(b) 有効対数減衰率とTMDの減衰定数

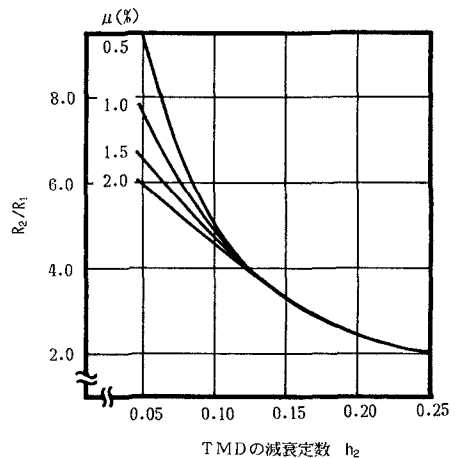


Fig.7(c) 振幅比

については実験結果が得られていなかったため、実験結果を外挿して主塔の振幅を求めた。その後、オイルダンパーの減衰係数の公差(±15%)、温度依存性(+50~-3%)、バネ定数の公差(±4%)、主塔固有振動数の推定誤差(±25%)に起因する誤差による制振効果の安定性を勘案して設計目標値を決定した。なお、固有振動数の実際の誤差は約1%であり25%は過大な値となった。

誤差伝播の法則を用い、誤差解析を行った例をFig. 8に示す。同図はTMDの減衰定数と同調比の変化に伴う有効減衰(対数減衰率)の等高線図であり、各種の誤差により同調比、TMDの減衰定数が変化する範囲を斜線部で示している。同図からもわかるようにTMDの減衰定数についても制振効果が最大となるような最適値が存在する。しかしながら、最適値の近傍では制振効果が急激に変化してTMD自身の振幅も急激に増加することから、設計目標値としては、後述するメンテナンスに対する配慮と過減衰タイプが各種誤差に起因する応答の変化に鈍感であることから、ほぼ2倍の $h_2=0.15$ を採用し、また質量比は1.5%とした。

3) バフエティング²⁷⁾

バフエティング時のTMDの設計法は明確でなく、本橋では基本的に渦励振対策で決定されたTMDの諸元を用い以下の手順で検討を行った。

バフエティング時には定常ランダム過程とし、ガスト応答解析により設計を行った。計算においては風洞実験から得られた応答のパワースペクトルより、制振対象モードの固有振動数近傍の狭い範囲でのみ応答が生じていることから、渦励振時と同様に2質点系モデルを用いることとした。また、本橋の場合架設地点での風速のパワースペクトル密度等のデータがなく、一般に平均風速と水平直角方向の変動風速に対するパワースペクトルのデータも乏しいことから、外力のパワースペクトルは振動数によらず一定(ホワイトノイズ、 $S(f)=S$)として検討を行った。

この時、TMDが設置されていない状態での応答の標準偏差 σ_0 に対するTMD設置時の標準偏差 σ_{x1} の比は次式で与えられる。²⁸⁾

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_{x1} &= \sigma_{x1}/\sigma_0 = [2h_1\{B_0^2(A_2A_3-A_1A_4)/A_0+A_3(B_1^2-2B_0B_2)+A_1B_2^2\}/\Delta]^{1/2} \\ \bar{\sigma}_{x2} &= \sigma_{x2}/\sigma_0 = [2h_1A_1/\Delta]^{1/2}\end{aligned}\quad (12a, b)$$

ここで、 $\Delta=A_1(A_2A_3-A_1A_4)-A_0A_2^2$ 、 $A_0=f^2$ 、 $A_1=2h_1f^2+2h_2f$

$$A_2=1+(1+\mu)f^2+4h_1h_2f, \quad A_3=2h_2f(1+\mu)+2h_1$$

$$A_4=1, \quad B_0=f^2, \quad B_1=2h_2f, \quad B_2=-1 \quad (13a-i)$$

次に、ガスト応答時における有効減衰としてTMD設置時の標準偏差と標準偏差が等しくなるような1自由度系を考えこの時の減衰を有効減衰とした。

$$h_{eff} = \pi \omega_1 S / 2 \sigma_{x1}^2 = h_1 / \bar{\sigma}_{x1}^2 \quad (14)$$

以上の計算結果をFig. 9に示す。これより、主塔制振時の応答はFig. 5に示す*印程度となり、また、非制振時の標準偏差は風洞実験から得られているため、許容振幅を算出した際と同様な方法により、塔およびTMD自身の耐用期間内の各振幅の生起回数を求めることができる。その結果、TMD

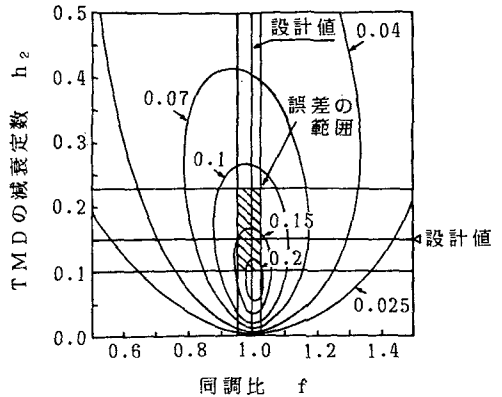


Fig. 8 誤差解析結果

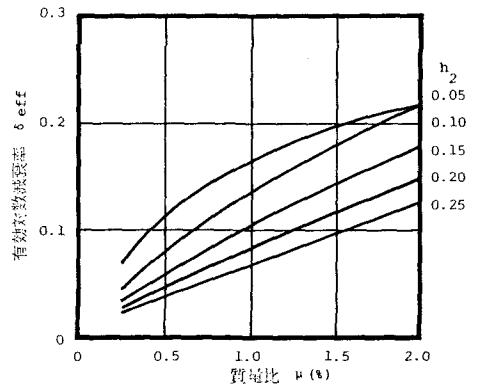


Fig. 9 有効対数減衰率と質量比

自身の振幅に対してかなりの大振幅が予想されたため、振れ止め（油圧緩衝器）を設置し、TMDの最大片振幅は30cmとした。また、オイルダンパーの最大減衰力、油圧緩衝器の最大吸収エネルギーなどの設計条件は、以上の計算から求められた耐用期間内の生起回数が1回となるようなTMDの速度から決定した。

文献29)、30)では、乱流境界層中のTMDの実験結果が報告されている。質量比、TMDの減衰定数等の実験条件が本橋とは一致しないため完全な比較は出来ないが、制振時の応答は非制振時の60%程度となっており、前述した計算法で求めた制振時の標準偏差とは一部異なる実験ケースもみられた。これまで乱流境界層中の実験例が少なかったこともあり、この種問題に対する合理的設計法の確立は今後の課題といえよう。なお、本橋の場合60～70%の制振効果が得られれば許容値以内となる。

6. TMD装置の概要とメンテナンス対策

TMD装置の構造概要図および諸元をFig.10に示す。構造形式としては、種々のタイプが考えられるが、本橋ではバネ付きの振りタイプとし、重錘の位置を変化させることにより完成時と架設時の双方に対応できる仕様とした。本橋の場合塔の固有振動数が1.06 Hz（架設時）から0.87 Hz（完成時）と変化するが、この程度の固有振動数で振りタイプを採用すると、振り長さが短くなり製作上の問題が生じるため振り長さを意図的に長くし、バネを併用することとした。

メンテナンスについては、永久構造物に設置されることから使用期間中の補修に伴う取り替え作業が困難と予想される軸受け部、バネ部についてはメンテナンスフリー化を目指した。具体的には、軸受け部については無給油タイプとベアリングタイプが考えられるが、一般に無給油タイプの軸受けはベアリングタイプの軸受けに比べ摩擦が大きくTMDの起動性は劣るものの、耐久性に富み給油等のメンテナンスが不要であることから、無給油タイプの軸受けを用いることとした。また、バネについては主塔の許容振幅を求めたのと同様の手順でバネの振幅と振動回数を予測し、製作メーカー提出のS-N曲線より安全性を検討した。一方、オイルダンパーについては、本橋が寒冷地に架設されることから、温度依存性の少ない航空機規格の作動油を用いることとし、バッキン部の劣化等から定期修理が避けられないため、TMDの減衰定数を最適値の2倍とし、オイルダンパーを2本設置したいわゆる倍減衰型のシステムとした。これより、約1ヶ月を要する定期修理の間もオイルダンパーを交互に定期修理に出すことから定期修理時においても片側1本のオイルダンパーのみ（最適値の状態）で制振可能となる。

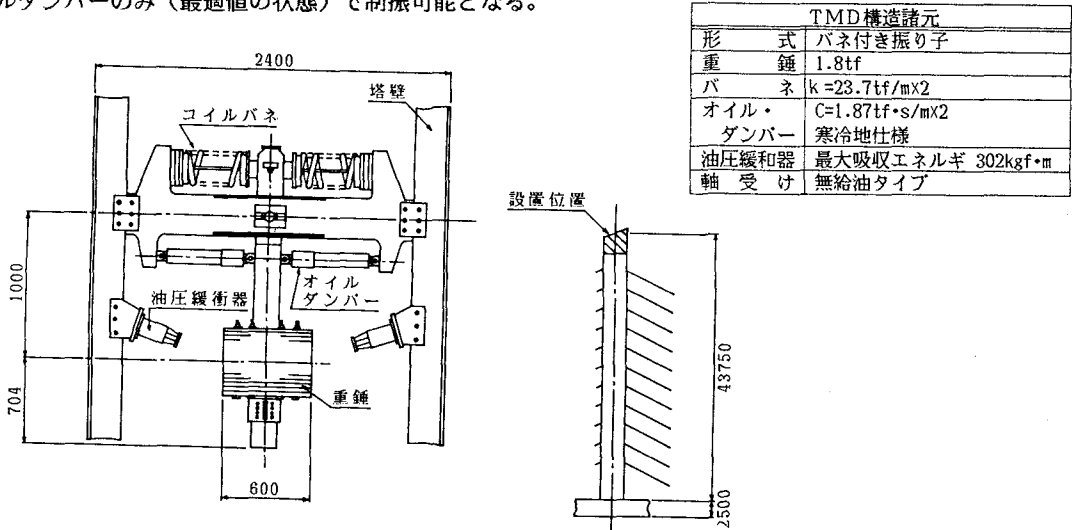


Fig.10 TMD構造概要図

7. TMDの作動実験

1) 性能試験

計画時においてはTMDは計画値の減衰、固有振動数を持つ1自由度系として設計されているが、実際の減衰についてはTMD各部の摩擦の影響により、理論的に推定することは一般に困難である。

(付録-1参照) 一方、TMDは同調比、TMD自身の減衰定数によりその減衰効果が大きく変化することから、実機による性能試験が必要と考える。以上のような背景から、TMDを現地にセットする前に振動台を用いTMD単体の性能試験を行った。試験目的としては重錘位置を変化させ、振動台による強制振動実験、

自由振動実験を行い(a)重錘位置と固有振動数の把握、(b)TMD自身の減衰定数の測定、(c)振動台において入力加速度を漸増させ、TMD起動時の入力加速度を測定し摩擦の影響を確認することとした。

Fig.11 に強制振動実験より得られた共振曲線を示す。同図よりTMD自身の減衰定数は $h_2=0.17$ 程度であり、設計目標値 0.15に比べ0.02大きめであるが、設計時において誤差解析で仮定した誤差の範囲内であり、所要の有効減衰が確保されることが確認された。また、前述 (c)で述べたTMD起動性については、入力加速度が2.5gal程度でTMDが起動することが確認された。これは、塔頂部の変位振幅に換算すると0.8mm程度であり、振幅の大きな振動の制御を目的として設置されたTMDであるため、本装置は十分有効と判断できる。

2) チューニング作業および現地振動実験

TMDの現地セットに伴うチューニング作業および現地振動実験は、昭和63年度内の架設工程がほぼ終了する昭和63年11月18日から27日に行われた。この時、本橋は側径間と塔が架設された状態で、翌平成元年4月の工事再開まで越冬期に入り、独立塔の状態で放置されるためチューニング作業の他に、実橋の振動性状の把握、TMD制振効果の確認、強風時の振動性状ととりわけTMD作動状態を確認する目的で現地実験が行われた。実験項目としては (a)入力加振による自由振動実験、(b)常時微動測定、(c)強風時における振動測定を行った。

Fig.12に自由振動実験から得られた主塔塔頂部の振動波形を示す。同図では、TMDの減衰が主塔の制振効果に及ぼす影響を調べるため、TMDに設置してあるオイルダンパーの本数を変化させた場合の実験結果およびTMD固定時の実験

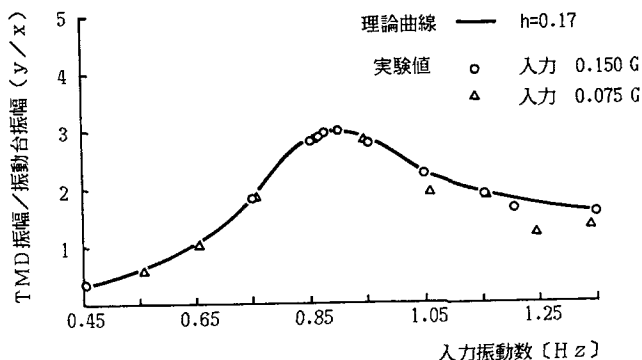


Fig.11 性能試験結果（振動台による強制振動実験）

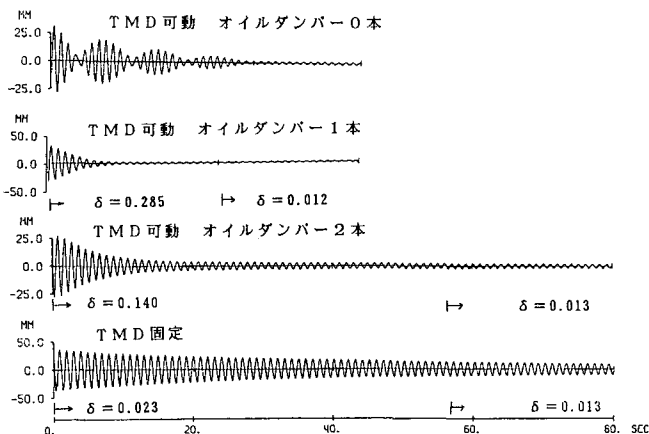


Fig.12 塔頂部の自由振動波形

結果も示してある。図中に示してある数字は、矢印の部分の波形を用いて対数減衰率を算出した結果で、TMDの設置により主塔の構造減衰が増加し、所要の構造減衰が得られていることがわかる。しかし微小な振幅の領域では、摩擦の影響によりTMDが停止するため、TMD可動時とTMD固定時の対数減衰率は $\delta = 0.013$ と同じ値になっている。また、オイルダンパーの本数による制振効果の差については、オイルダンパーが0本の状態ではTMD自身の減衰も小さいため、うなりが生じており、1本と2本では1本設置時の方が対数減衰率が大きく、TMDのメンテナンスと制振効果の安定性に重点を置いた倍減衰型の特性が良く表れている。一方、TMD固定時の振動波形からは、非制振時の構造減衰の振幅依存性が現れており、対数減衰率は振幅の増大に伴い0.013から0.023に増大することがわかる。

Fig.13に強風時に於ける振動測定より得られた、塔頂橋軸直角方向の変位、TMDの変位の振動波形およびそのときの塔頂部の風速を示す。同図からも強風時にTMDが作動することが確認されたが、塔頂部の最大変位は10mm程度と小さく、TMDの制振効果を明確に定量化するには至らなかった。これについては、塔頂部の平均風速で20m/sを超えるものも実験期間中に度々観測されたが、渦励振発振風速域25～30m/sには達せず、TMDの制振効果を定量化するには、若干風速が低かったものと考ええる。

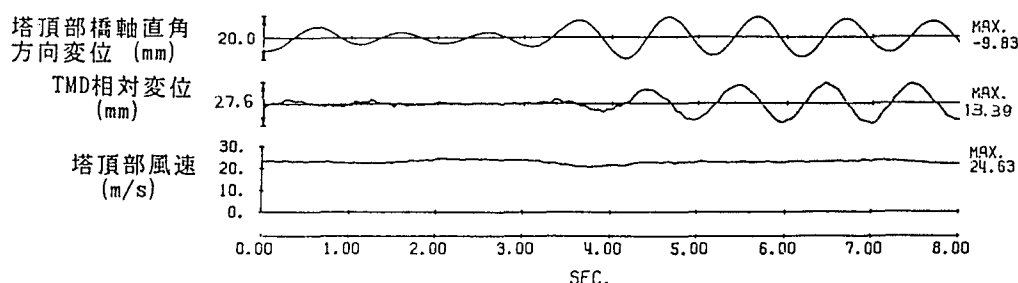


Fig.13 強風時の振動波形および風速

8. まとめ

以上、花畔大橋の主塔に設置したTMDについて、一連の設計法、製作プロセス、チューニング作業、現地実験について報告を行った。併せて、基本計画時に有効と考えられる設計図表を示し、メンテナンスを考慮したシステムの提案を行った。

これまで、TMDは架設用の短期間を対象に、もしくは実験的に取り付けられることが多かったこともあって、メンテナンスに対する配慮、システムの具体的な設計手順があまり明らかにされていなかったと考える。本文では、本橋に関連して以上の点を、今後の課題を含めて説明した（架設時の検討も同様に行われたが、紙面の都合で省略した）。この種の制振対策法を実構造物に適用する機会が今後も、多くなるものとして予想され、本報告が計画、設計時の一助となれば幸いである。

なお、本橋は平成元年9月に無事閉合を終え、平成2年4月以降後工事を行う予定である。

謝 辞

最後に、本橋TMDの計画、設計時において東京大学伊藤 学教授、藤野陽三助教授並びに、本文をまとめる際に埼玉大学山口宏樹助教授より適切な助言を頂いたことに深く感謝の意を表します。

付録-1 オイルダンパーの非線形性について

実際のTMD装置が持つ非線形性については、TMD各部の摩擦の他に、オイルダンパーの非線形性がある。今回用いたタイプのオイルダンパーの場合、オイルダンパーのピストン速度 V_p と減衰力 F の関係はFig.Aに示すような形になる。

$V_p = 0 \sim V'$ の区間では、減衰力は速度2乗形の非線形性を示す。TMD稼動時のオイルダンパーのストロークが極端に小さい場合、ピストン速度は小さくなり、 $V_p = 0 \sim V'$ の非線形の領域でオイルダンパーが用いられることになるため、TMDの構造形式、オイルダンパーの選定には注意が必要である。

ちなみに本橋で用いたTMDの場合、渦励振時に予想される最大ピストン速度の1/4 以下に V' が収まるように構造諸元を決定した。

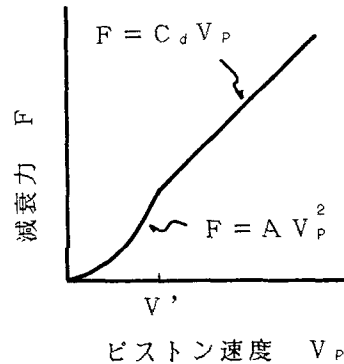


Fig.A

参考文献

- 1) 岡久夫, 辻松雄, 加納勇, 津村直宣; 橋梁の架設時耐風制振法, 日本鋼管技報, No.109, 1985
- 2) 成瀬輝男, 木本公平, 平島寛, 樋上 一; 主塔制振装置の開発, 石川島播磨技報, 第25巻, 第6号, 1985
- 3) 金沢克義, 河口浩二; 樫石島塔架設時の動吸振器式制振装置, 本四技報, No.41, 1987
- 4) 井上朝登, 吉崎信之, 田中千秋, 藤田敏夫, 加地健一, 阿比留久徳, 吉村健, 武藤賢司; 荒津大橋の塔の耐風安定性について, 九州橋梁構造工学研究会論文集, 1987
- 5) G.Huffmann, R.A.Freeman and C.W.Brown; DAO KHANONG CABLE STAYED BRIDGE TUNED MASS DAMPER IN DECK AND PYLON, Proc. of International Conference on Cable Stayed Bridges, Bangkok, 1987
- 6) 和田克哉, 東田弘寛, 恵谷瞬吾, 高野晴夫; 横浜ベイブリッジの耐風対策, 橋梁と基礎(特集 風と橋), Vol.23, No.8, 1989
- 7) 松本嘉司, 佐藤秀一, 西岡隆, 塩尻弘雄; 歩行者の特性を考慮した歩道橋の動的設計に関する研究, 土木学会論文報告集, 第205号, 1972
- 8) R.T.Jones, A.J.Pretlove and R.Eyre; TWO CASE STUDIES IN THE USE OF TUNED VIBRATION ABSORBERS ON FOOTBRIDGES, The Structural Engineer, Vol.59B, No.2, 1981
- 9) A.A.C.Wallace; WIND INFLUENCE ON KESSOCK BRIDGE, Eng. Struct. Vol.7, 1985
- 10) 梶川康男, 沖野真, 宇藤滋, 松浦康夫, 伊関治郎; 動吸振器による高架橋の振動軽減対策, 構造工学論文集, Vol.35A, 1989
- 11) 辻松雄; 構造力学的耐風制振対策, 日本風工学会誌, No.20, 1984
- 12) 萩生田弘; 水のスロットリングを利用した制振装置, 三井造船技報, No.137, 1989
- 13) 藤野陽三, ベニート M バチエコ, 孫利民, ビヤワット チャイセリ, 磯部雅彦; 同調液体ダンパーに関する非線形波動シュミレーションとその実験的検証-長方形容器の場合-, 構造工学論文集, vol.35A, 1989

- 14) 宮田利雄, 山田均, 齊藤善昭; 長方形水槽ダンパー適用に関する諸問題の検討, 構造工学論文集, Vol.35A, 1989
- 15) 坂井藤一, 高枝新伍, 液柱管ダンパー (Tuned Liquid Column Damper) の提案—液柱管の振動特性—, 構造工学論文集, Vol.35A, 1989
- 16) 米田昌弘, チャイセリ ピヤワット, 藤野陽三; 斜張橋主塔に対するT.L.D.の制振効果について—せん断振り子タイプの1自由度系モデルを用いた実験的検討—, 第44回土木学会年次学術講演概要集, 1989
- 17) 日本機械学会編; 耐震設計と構造動力学, 日本工業出版, 1985
- 18) 日本機械学会編; 振動工学におけるコンピュータナリシス, コロナ社, 1987
- 19) デン ハルトック (谷口修, 藤井澄二共訳); 機械振動論 (改訂版), コロナ社 (22版), 1986
- 20) T.Ioi and K.Ikeda; ON THE DYNAMIC VIBRATION DAMPED ABSORBER OF THE VIBRATION SYSTEM, Bulletin of the JSME, Vol.21, No.151, 1978
- 21) 日本道路協会; 道路橋示方書・同解説, 丸善, 1980
- 22) 本州四国連絡橋公団; 耐風設計基準(1976)・同解説, 1976
- 23) 日本鋼構造協会; 溶接継手の疲れ強さに関する実験的研究 (第2~3報), JSSC, Vol.10, No.99, No.105, 1974
- 24) 松本勝, 白石成人; 構造物の空力限定振動の許容振幅に対する一考察, 第37回土木学会年次学術講演会概要集, 1982
- 25) 建設省土木研究所; 札幌大橋耐風性調査報告書, 土木研究所資料第2293号, 1986
- 26) 高橋龍夫, 倉西 茂; 動吸振器による可撓性構造物の振動制御について, 土木学会論文報告集, 第308号, 1981
- 27) R.J.McNamara ; TUNED MASS DAMPERS FOR BUILDINGS, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.103, No.ST9, 1977
- 28) H.Tanaka and Y.Mak ; EFFECT OF TUNED MASS DAMPERS ON WIND INDUCED RESPONSE OF TALL BUILDINGS, J. of Wind Eng. and Indust. Aerodynamics, 14, 1983
- 29) S.H.Crandall ; RANDOM VIBRATION IN MECHANICAL SYSTEMS, Academic Press, New York , 1963
- 30) Y.Fujino, P.Warnitchai and M.Ito ; SUPPRESSION OF GALLOPING OF BRIDGE TOWER USING TUNED MASS DAMPER, Journal of the Faculty of Eng., The Univ. of Tokyo, Vol.38, No.2, 1985

(1989年10月2日受付)