

奥多摩大橋の制振対策

Tuned Mass Dampers of Okutama Bridge

嶋田正大 橋梁建設部 橋梁設計室 室長
 和田博久 橋梁建設部 橋梁設計室 統括スタッフ
 中村 宏 橋梁建設部 橋梁設計室
 武田勝昭 都市工学研究部 耐風構造チーム 主査
 津村直宜 都市工学研究部 耐風構造チーム 統括スタッフ
 綿引 透 NKK ヨーロッパロンドン事務所

Masahiro Shimada, Hirohisa Wada,
 Hiroshi Nakamura, Katsuaki Takeda,
 Naoyoshi Tsumura and Tohru Watabiki

東京都から受注した奥多摩大橋では、主桁の渦励振対策として桁内にTMDを搭載した。TMDを斜張橋の完成後の桁の制振対策に用いるのは我が国で初めてである。本論文では、奥多摩大橋の概要に関して簡単に述べたのち、TMDを用いた制振対策および振動実験の結果について紹介する。

The Okutama Bridge is a cable-stayed bridge that has 8 sets of TMD (Tuned Mass Dumper) in the girder against Aeolian Oscillation. It is the first attempt in Japan that TMD is installed in its completed girder perpetually. This paper describes circumstance of wind-resistant design of the bridge, for example, aerodynamics approach, wind tunnel test, design of TMD, vibration test.

1. はじめに

奥多摩大橋は、秩父多摩国立公園内に建設されている多摩川を跨ぐ2径間複合斜張橋である。本橋は、主桁の渦励振対策としてTMDを搭載した。TMDは、長大橋の主塔や高層建築物などの制振対策としてすでに、数多くの実績があるが、国内の斜張橋において、主桁内に設置するのは初めての事例となる。そこで、本橋では主桁架設完了後に起振機を用いた振動実験を行った。本論文では、奥多摩大橋の概要について述べたのち、耐風設計の経緯ならびに実橋の振動実験の結果について報告する。

2. 奥多摩大橋の概要

構造形式の選定にあたっては、斜張橋、アーチ、吊橋などの案に対して、経済性比較のほか、CGやフォトモンタージュなどによる景観評価を行った。その結果、最終的に斜張橋形式に決定した。構造は主塔をSRC構造、主桁を鋼構造とする複合斜張橋であり、Fig. 1に示すような諸元をもつ。長径間と短径間の比は、黄金分割比(1.68:1)となっている。

ケーブルの定着に関しては、腹板がデッキプレート端より内側に位置するため、ケーブルは主桁から張り出された横桁に定着されている。この定着横桁は、主桁と同じ桁高で主桁と一体となった構造である。架設は、短径間側橋台から主塔までを送り出し工法により行い、主塔から長径間側橋台までを張り出し架設工法によって行った(Fig. 2)。

3. 耐風性の検討

3.1 風洞実験

斜張橋や吊橋などの吊構造においては、耐風設計が重要になる。本橋の桁断面を決定するにあたっては、風洞実験を行った。風洞実験は、桁断面の形状や制振対策部材の動的挙動に及ぼす影響を検討するため、細部の模型化が可能な2次元部分模型を用いたばね支持実験とした。模型の縮尺は1/30、模型長は1600mmである。Table 1に実験条件を示す。気流は、一様流を用い、迎角 -3° 、 0° 、 $+3^\circ$ 、 $+5^\circ$ の4ケースとした。模型断面は、箱桁数を1、2とし、それぞれブラケット有り無しの2ケースを対象とした。2箱桁のブラケット有りについては、さらに、主桁間にカバープレートをつけたものを2種類追加し、全部で6断面とした。なお、このカバープレートは、添架管を隠すために設けたものである。そのうち、カバープレートを下フランジから上方に400mmずらしたケースが最も高い耐風安定性を示したため、これを基本断面として採用した。本ケースのV-AならびにV- δ 曲線をFig. 3に示す。これから、たわみの渦励振が10m/sで、ねじりの渦励振が45m/sで発生することがわかる。

3.2 制振対策の選定

TMDの採用を決定するのにさきだち、空力的対策についても検討した。基本断面に、空力的対策として実績のあるフラップ・スプリッタープレート・フェアリング・デッキ

ドプレート・スポイラー・デフレクターの6種類を取り付け、風洞実験を行い、制振効果を調べた。その結果、フラップのみが許容振幅内（加速度100galに相当する）におさま

たが、橋上からの眺望が著しく損なわれることや、子供がフラップ（幅約1m）上に乗った場合の安全対策上の問題などから採用を控えた。

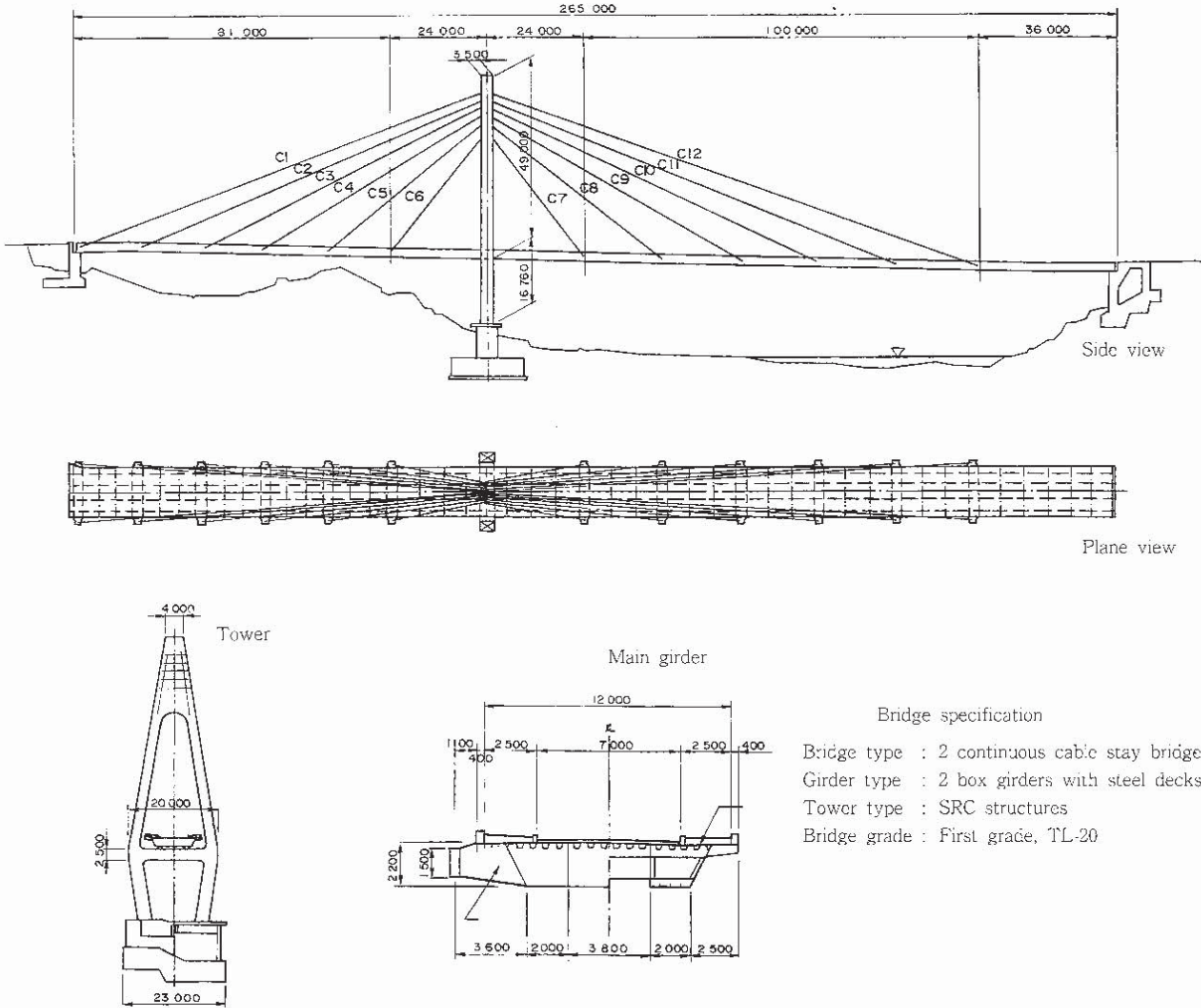


Fig.1 General view of Okutama Bridge

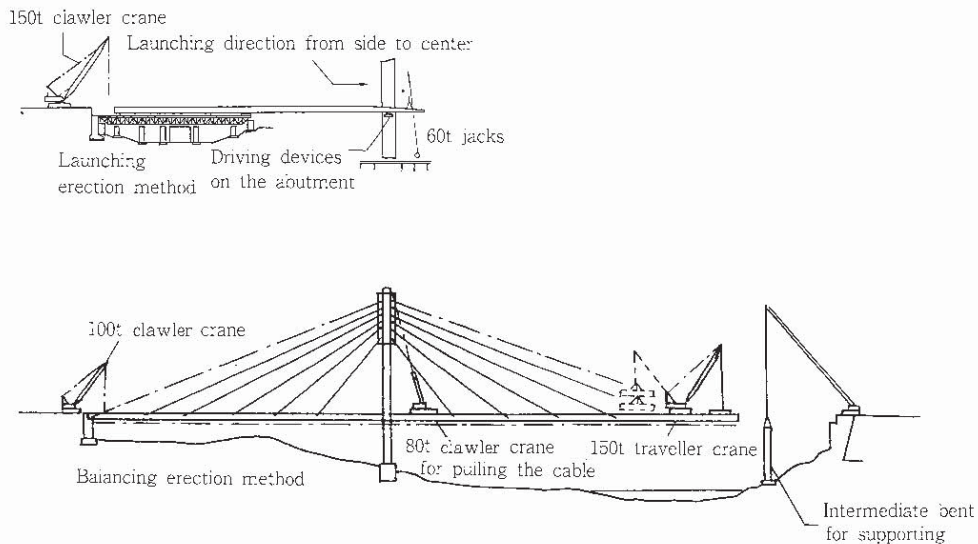


Fig.2 Sequence for the erection

4. TMD の設計

制振対策における機械的対策としてTMDがある。TMDを設計するためにはまず、対象構造物の許容振幅を定め、つぎに、発生振幅を許容値以下におさめるために必要な等価減衰の大きさを定める。本橋では、渦励振の許容加速度として100galを目安として検討を行ってきた。Fig. 3によれば、本橋で加速度100gal（振幅約12cm）を満足するには、対数減衰率を0.03程度にすればクリアできるため、TMDは、有効質量比0.1%（重錘重量1.04t）以下で満足であるが、この場合、TMDの応答振幅が過大となって、主桁内部への設置が不可能となる。そこで、本橋ではTMDの大きさ・経済性・振幅などを検討した結果、TMDの有効質量比を0.5%とした。この場合、TMDの振幅は6cm程度であり、十分に桁内に格納可能である。また、橋梁の固有振動数の変化に対して制振性能が過度に敏感にならないように、TMDの減衰は最適チューニング状態よりも高めに設定した。本橋で用いたTMDの一般図をFig. 4、諸元をTable 2、および設置位置をFig.5に示す。

Table 1 Test conditions

	Prototype	model
Scale		1/30
Equivalent mass	$1.348t^2 \cdot s^2/m/m$	$1.49kg \cdot m \cdot s^2/m/m$
Equivalent polar moment of inertia	$31.54t^2 \cdot m \cdot s^2/m$	$0.0388kg \cdot m \cdot s^2/m$
Frequency	Deflection	0.461Hz
	Torsion	1.932Hz
	Frequency ratio	4.191
Structural damping	Deflection	—
	Torsion	—

装置は、ねじりコイルバネの先端に重錘を載せた片持ち式である。所要有効質量比から、重錘重量は6.4tとなるが、主桁内への取り付けを考慮して8台に分割し、将来の故障時に際しても取り替え可能な大きさとした。さらに、TMDは、橋面にも含めた架設完了後の桁の振動数・減衰に応じてチューニングする必要がある。本橋では、補助バネおよびダンパーの取付位置を変化させることにより振動数を調整できるようにした。

5. 振動実験

5.1 実験方法

橋梁の加振には、NKK所有の不均衡型起振機を使用した（Photo 1）。起振機の設置位置は、鉛直曲げ一次モードが最大となるC11ケーブル定着点付近の桁上とし、ねじれモードを加振するために、桁断面中心から2.1m下流側へ偏心させて設置した。

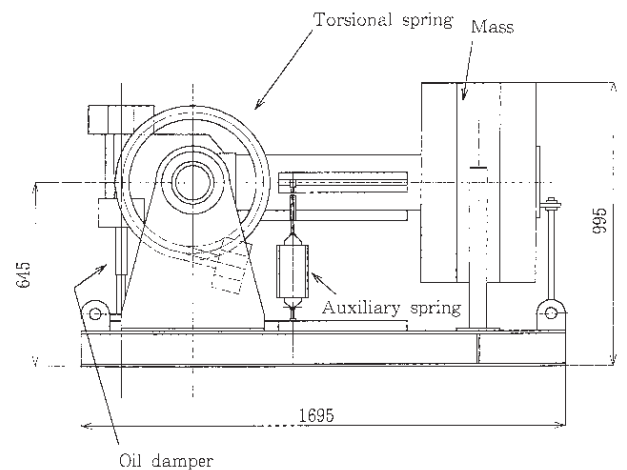


Fig. 4 General view of TMD

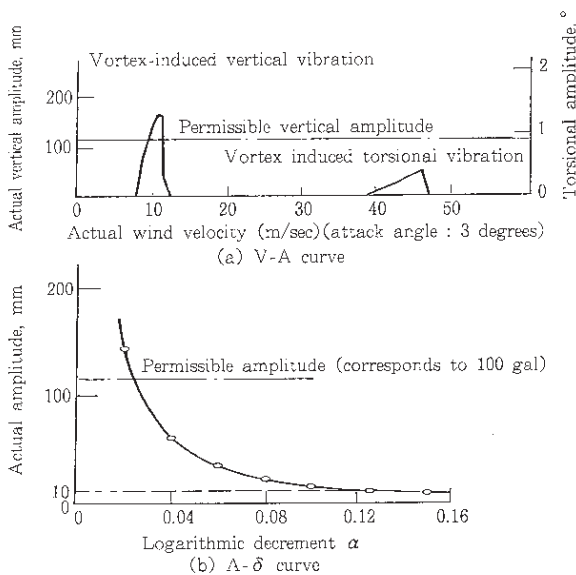


Fig. 3 Wind tunnel test results

Table 2 Dimensions of TMD

Quantity	8units
Frequency range	$0.493 \pm 1\%$ (Hz)
Position of TMD (mode amplitude)	Near the span center (0.90)
TMD's weight	0.8~1.2t
Effective mass ratio	0.50%
Virtual logarithmic decrement	0.12 or over
Response amplitude of main girder	0.01(m)
Logarithmic amplitude of TMD	0.45
Amplitude of TMD	0.07(m)

実験では、加振対象モードと TMD の調整条件に応じて実験ケースを設定し、おのおののケースについて定常加振試験と自由減衰試験を行なって、固有振動数、振動モードおよび対数減衰率を求めた。なお、実験を行なったのは舗装前の状態であるため、作動させる TMD は 8 台のうち 6 台として有効質量比を完成時にちかづけるとともに、残る 2 台の補助ばねを他の装置に転用して振動数の調整を図った。

測定項目は主桁の加速度と TMD の変位である。主桁の加速度はサーボ型加速度計、TMD の変位はひずみゲージ型変位計によって測定した。測定したデータはデータレコーダに記録し、実験後、AD 変換して詳細なデータ解析を行なった。

5.2 実験結果

本実験によって得られた奥多摩大橋（舗装前）の振動特性は、Fig. 6, Fig. 7 および Table 3 に示すようにまとめられる。固有振動数・振動モードともに実験値と解析値はよく一致しており、これらの結果から設計時のモデル化は妥当であったと判断される。

構造減衰率についてみると、耐風制振対策が必要とされた鉛直曲げ一次モードの対数減衰率は 0.028 で、風洞実験時の仮定値 (0.02) を上回っており、耐風設計が安全側となっていることが確認された。また、ねじれ一次モードは 0.019 で、風洞実験時とほぼ同程度であった。その他の高次モードでは、微小振幅ではあるがかなり小さい構造減衰のデータも得られており、今後、斜張橋の構造減衰を評価するうえで興味深い結果となった。

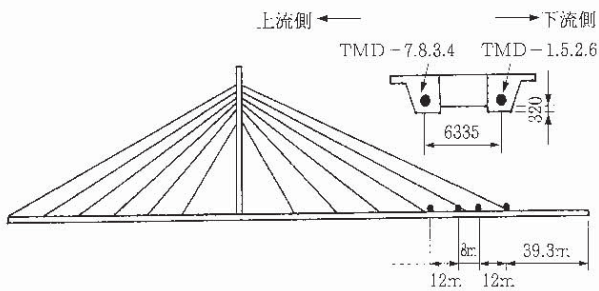


Fig. 5 Location of TMDs

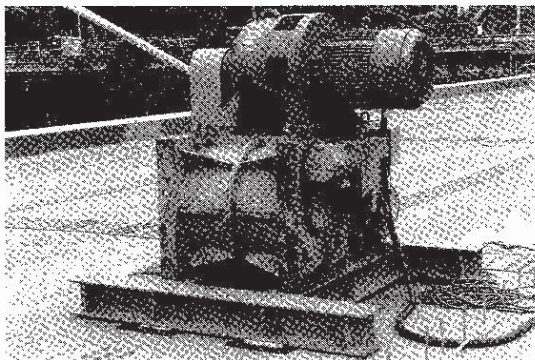


Photo 1 Shaker installed on the girder

Table 4 に TMD 作動時の対数減衰率をまとめた結果を示す。また、Fig. 8 に非制振時と制振時の周波数応答を比較したものを示す。ここで、主桁の応答は、実験結果を正規化するために振幅を加振力で割ったコンプライアンスとして表している。これらからわかるように、適当に調整された TMD は大きな制振効果を示し、完成系に比べ有効質量比が若干大きめのものの、設計目標（対数減衰率 0.12 以上）を上回る対数減衰率が本制振装置によって得られることが確認された。

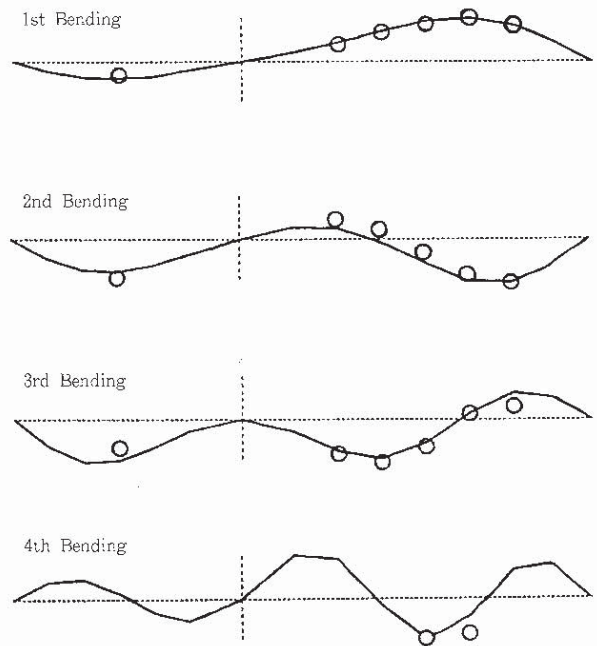


Fig. 6 Mode shapes of bending vibration

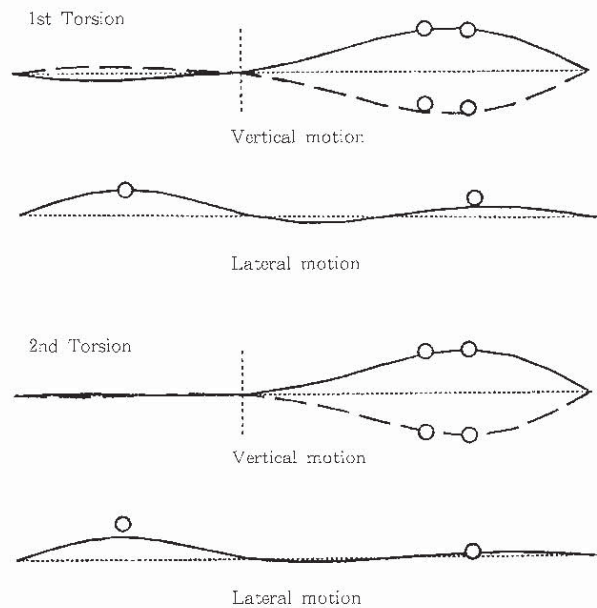


Fig. 7 Mode shapes of torsional vibration

6. おわりに

斜張橋などの吊構造では、耐風安定性を確保することが重要な技術課題となる。制振装置はこれに対する有力な対策の一つと考えられ、当社としては、今後もこの方面での研究開発を進めていく予定である。

最後に、制振装置の設計・施工ならびに振動実験において多大な御指導を戴いた東京都西多摩建設事務所に深く謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) 田代研一ほか. “梅沢橋（仮称）の計画・設計”. 橋梁と基礎. 92-5.
- 2) 高木ほか. “梅沢橋（仮称）の耐風設計”. 土木学会年次講演会. 1994.9.

<問い合わせ先>

橋梁建設部 橋梁設計室

Tel. 045 (505) 7555 嶋田 正大

基盤技術研究所 都市工学研究部 耐風構造研究室

Tel. 044 (322) 6337 津村 直宜

Table 3 Summary of test results

Mode shape	Natural frequency Hz		Logarithmic decrement
	Calculated	Measured	
1st bending	0.595	0.595	0.028
2nd bending	1.179	1.230	0.047
3rd bending	1.665	1.562	0.009
4th bending	2.534	2.379	0.007
1st torsion	2.341	2.286	0.019
2nd torsion	2.469	2.352	0.008

Table 4 Equivalent damping of 1st bending vibration

Case	TMD tuning		Equivalent logarithmic decrement
	Applied theory	Frequency ratio	
S-1	STMD	Optimum	0.157
S-2	STMD	8% error	0.104
M-1	MTMD	Optimum	0.207
M-2	MTMD	8% error	0.104

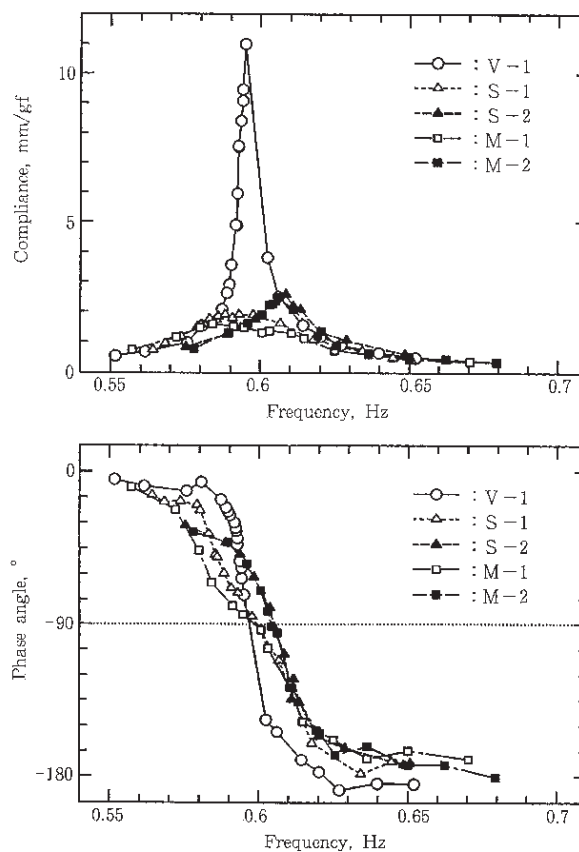


Fig. 8 Frequency response of bridge girder with/with out TMDs