

長大並列高架橋の空力弾性振動と TMD による振動制御

Aeroelastic Vibration of Parallel Viaduct and Suppression of The Vibration by TMD

久保喜延* 村松俊之** 中村康輝*** 加藤九州男**** 山口栄輝*****

Yoshinobu Kubo, Toshiyuki Muramatsu, Kouki Nakamura, Kusuo Kato and Eiki Yamaguchi

*正会員 工博 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804 - 8550 北九州市戸畑区仙水町 1 - 1)

**正会員 北九州市 建設局 (〒803 - 8520 北九州市小倉北区大手町 1 - 1)

***学生員 九州工業大学大学院 工学研究科設計生産工学専攻 (〒804 - 8550 北九州市戸畑区仙水町 1 - 1)

****正会員 九州工業大学助手 工学部建設社会工学科 (〒804 - 8550 北九州市戸畑区仙水町 1 - 1)

*****正会員 PhD 九州工業大学助教授工学部建設社会工学科 (〒804 - 8550 北九州市戸畑区仙水町 1 - 1)

Viaducts have been constructed in a large city to solve traffic congestion in the city. In recent year, the long viaducts are constructed from the viewpoint of the construction cost reduction. In some cases, a parallel viaduct is adopted. Since most viaducts in the city have the sound-barrier wall, they are susceptible to vibration under the wind action. The present paper deals the aeroelastic instability of the parallel long viaduct with sound-barrier wall and the suppression of the vibration by TMD. In the experiments, the leeward viaduct of the parallel viaduct vibrated under wind action by the influence of the wake of the windward viaduct. The divergence force worked on the leeward viaduct was very strong. It was considered that it was difficult to adopt the aerodynamic countermeasure on the leeward viaduct for suppressing the aeroelastic vibration. The another method was TMD. In this paper, it is introduced that the TMD is effective for the control of the aeroelastic vibrations of the leeward viaduct under wind action.

Key Words : *aeroelastic vibration, viaducts, vibration control, TMD*

1. はじめに

自動車交通量の増加に伴い、地方都市の交通事情は悪化の一途を辿っている。その解決策として、地方大都市では、都市内高架高速道路の建設が行なわれている。その場合、昨今の土木構造物に対する経済性重視の観点から、橋脚本数をできるだけ少なくし、径間長を長くする構造が採用される場合が出てきた。また、その場合、高架橋が 2 本並列に架設される場合もある。一般に、交通量が少ない段階では、少数レーンの高架橋を架設しておき、交通量が増加した段階で、もう一本の高架

橋を先に架設された高架橋に併置する場合に、並列高架橋となることが多い。本論文で検討対象としたものは、計画当初から最長径間が 99m の 3 径間連続鋼箱桁橋で構成された並列高架橋である。これまでの並列高架橋は径間長が短かったために、風による振動は問題にならなかった。しかし、検討対象となった並列高架橋は、80m 以上の径間長を有しており、固有振動数が 1Hz を下回る可能性があるため、風作用下での挙動について検討する必要があると考えられた。なお、このような長大並列高架橋について、その対風挙動が検討された

例はほとんどない。全く同じ桁配置ではないが、これまでに行なわれた検討例として、関西国際空港連絡橋などの例がある¹⁾。

また、空力弾性振動を抑制する方法としてのTMDは塔の制振などには数多く用いられてきたが、桁の制振に用いられた例は少ない。代表的な例としては、並列橋ではないが、連続鋼箱桁の東京湾連絡橋の渦励振に対する制振対策が上げられる²⁾。

本論文では、対象とした並列連続鋼箱桁橋の構造特性を示し、風洞実験の概要、応答特性、空力弾性振動抑制に用いるTMDの概要、その抑制効果に関する検討結果を示す。

2. 並列高架橋の実験模型

検討対象とした橋梁は、都市高速道路の一部として建設が予定されている3径間連続鋼床版曲線橋（支間割：79.35m+99.00m+49.35m，曲率：R=200m）である。その概略図を図-1に示す。

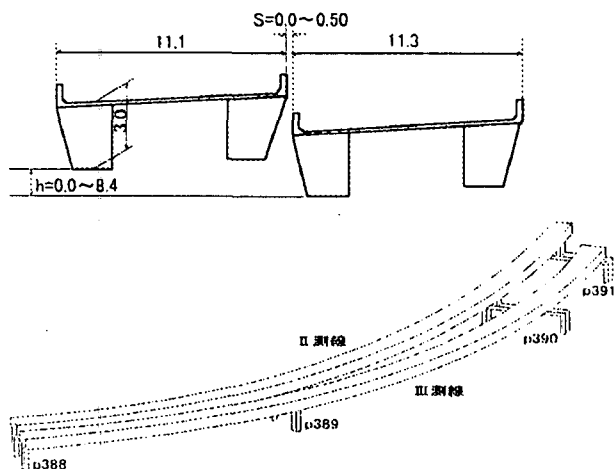


図-1 検討対象とした並列高架橋(単位はm)

図-1において、曲率内側の橋梁をII測線，外側の橋梁をIII測線とし、桁形状および寸法は図-1に示すとおりである。p388-p389間では両橋梁は同じ高さである。p389-p391間ではIII測線の高さは変わらないが、II測線は徐々に高くなっており、II測線の底面位置がIII測線の底面位置より0mから8.4mの高さで変化している。

風洞実験に使用した模型は、縮尺率 $1/n = 1/100$ の3径間弾性模型2体である。この模型の剛性は、断面中央に配置した剛性棒で代表させ、鉛直曲げ剛

性と水平曲げ剛性を相似させた。また、桁部は剛性棒に長さ100mm程度の木製の模型外形材を1mmの隙間を設けて取り付け、模型外形材の剛性が剛性棒に付加されないように配慮した。支承部のモデル化には板ばねを剛性棒に取り付けることにした。防音壁は、取り外しを行うことによって高さを変えることが可能になっているが、今回の実験では、実際に建設が予定されている防音壁の形状で行った。橋脚に付けられている番号は橋脚番号である。

鉛直曲げ剛性、水平曲げ剛性の諸元について、実橋と剛性に関する相似則により求めた模型の所要値、模型の実現値をそれぞれ表-1に示す。本橋の特徴は、曲率を持っているために、III測線が長くなっており、固有振動数も小さくなっている。また、鉛直振動が主であったため、表-2には鉛直振動モードのみを示している。

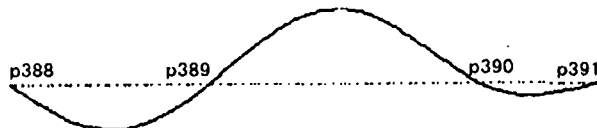
表-1 実橋と模型の構造諸元

	単位(N・m ²)	実橋	所要値	模型
II 測線	鉛直曲げ剛性	1.13×10^{11}	11.3	11.0
	水平曲げ剛性	9.74×10^{11}	97.3	68.6
III 測線	鉛直曲げ剛性	1.23×10^{11}	12.3	12.1
	水平曲げ剛性	11.9×10^{12}	119	91.3

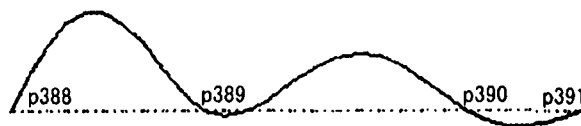
縮尺率 $1/n = 1/100$

表-2 実橋および模型の固有振動特性

測線	鉛直たわみ振動モード	固有振動数 (Hz)			模 型
		実橋	所要値	模型	所要値
II	1次	0.844	8.440	8.362	0.991
	2次	1.407	14.070	13.070	0.929
III	1次	0.739	7.390	7.335	0.993
	2次	1.242	12.420	11.930	0.961



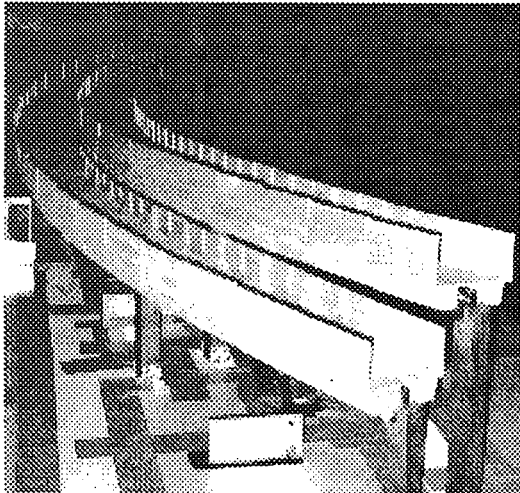
(a) 鉛直たわみ1次振動モード



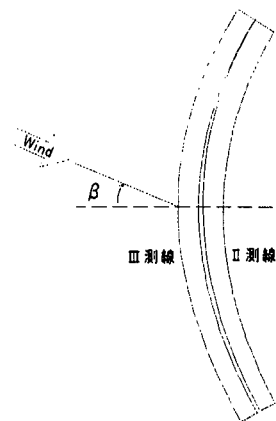
(b) 鉛直たわみ2次振動モード

図-2 固有振動モード

表－２には、固有振動モードについて実橋の解析値と実験模型用の所要値と模型での実現値を示している。そのときの所要値に対する実現値の比を見ると、両高架橋とも7%程度以下の誤差で模型の設置ができたことになる。図－２には固有振動解析による鉛直固有振動モードのうち、風洞実験の結果、設計風速以下の風速域で問題となった1次と2次の振動モードのみを示した。写真－１は橋脚 P391 側からの実験用模型の設置状況である。この場合、風向に対して対称な位置関係を主としたものであり、桁端部の影響は小さいと考えた。



写真－１ 実験用模型



図－３ 風向の定義

3. 風洞実験方法

風洞実験は、測定断面 2.5x1.8x20m を有する九州工業大学工学部建設社会工学科所属の境界層型風洞で行なわれた。実験時の対数構造減衰率は、Ⅱ、Ⅲ測線の鉛直 1 次振動に対してそれぞれ $\delta = 0.024, 0.011$ であった。模型の設定条件の微妙な

違いで、構造減衰率は異なったが、空力減衰による比較を行なうため、応答特性の把握に際して支障はないと考えた。海岸近くの市街地を想定して気流特性を変化させた実験を行ない、応答特性の違いを検討した。

- 1) 気流特性 --- 気流特性としては、一様流と乱流強度が 6%、10%、14%、18% の 4 種類の格子乱流を用いた。
- 2) 風向 --- 曲率を有しているため、図－３に示すように曲率の外側に位置するⅢ測線側から風が作用する場合（偏角 $\beta = 0^\circ, 20^\circ$ ）と曲率の内側に位置するⅡ測線側から風が作用する場合（偏角 $\beta = 180^\circ$ ）とについて行なった。ここで、偏角 $\beta = 0^\circ, 180^\circ$ は風向に対して平面線形で対称な位置、すなわち、橋梁が風洞の風軸に対して平面線形で対称な位置にある場合である。 $\beta = 20^\circ$ の場合は、区間 p388 から p389 が風向に直交する位置関係となる場合で、この区間は水平面で 2 つの橋梁が平行となっており、応答振幅も最も大きな振幅になった。

応答特性を検討するために、無風状態で実験模型を小型加振器で加振し、径間の中央に設けられたレーザー変位計を用いて振動振幅および振動モードを測定した。送風時の応答特性の測定も、これらのレーザー変位計によってなされた。

4. 風洞実験結果

風洞実験は一様流中と乱流中で行なわれたが、ここでは、風向偏角が $\beta = 20^\circ$ と 180° の場合についてⅡ測線とⅢ測線の応答結果について示す。また、乱流中の結果は乱れ強度が 6% のものについて示す。

図－４～７は、横軸に換算風速 ($V_r = V / f D$)、縦軸に無次元倍振幅 ($2A/D$) をとり、風速に対するⅡ測線およびⅢ測線の中央径間中央の応答を示したものである。なお、応答振幅は 1 次モード成分の振幅である。但し、 V : 風速 (m/s)、 f : 鉛直たわみ固有 1 次振動数 (1/s)、 D : 防音壁を含まない桁高 (実橋

3m、模型 0.03m)、A : 振動応答片振幅 (m) である。
 図-4 は、一様流中で、 $\beta = 20^\circ$ の場合の結果である。これによると、下流側に位置するⅡ測線は換算風速 $V_r = 7$ 付近から渦励振が発生し、その振幅は換算風速 $V_r = 8$ で無次元倍振幅 $2A/D = 0.32$ 程度と大きなものとなっている。Ⅲ測線は換算風速 $V_r = 4$ から渦励振が発生し、その振幅は、換算風速 $V_r = 5$ 付近で無次元倍振幅 $2A/D = 0.07$ 程度とあまり大きくはない。

図-5 は一様流中で、 $\beta = 180^\circ$ の場合の結果である。Ⅱ測線は換算風速 $V_r = 13$ 付近から徐々に桁が振動し始め、換算風速 $V_r = 18$ 付近からギャロッピングが発生している。Ⅲ測線は換算風速 $V_r = 12$ 付近から徐々に振動が大きくなり、換算風速 $V_r = 19$ 付近で無次元倍振幅 $2A/D = 0.18$ 程度の振動が生じているが、この場合 ($\beta = 180^\circ$) はⅢ測線の方が後流側にあるため、Ⅱ測線のギャロッピング振動によりⅡ測線の後流に不規則性が生じて、バフエーティング的な振動が起こったのではないかと考えられる。

次に、乱流中での応答結果である図-6 (乱流中、 $\beta = 20^\circ$) について述べる。Ⅱ測線は、一様流中と同様に換算風速 $V_r = 7$ 付近から渦励振が発生し、換算風速 $V_r = 8$ 付近で最大振幅となる。しかし、その振幅は無次元倍振幅で $2A/D = 0.17$ 程度であり、一様流中の応答よりもかなり小さくなっている。Ⅲ測線についても、一様流中と同様に換算風速 $V_r = 4$ から渦励振が発生し、換算風速 $V_r = 5$ で最大振幅となるが、その振幅は無次元倍振幅で $2A/D = 0.04$ 程度であり、やはり一様流中の応答よりも小さくなっている。また、Ⅱ測線、Ⅲ測線共に高風速域でバフエーティング的な振動が発生している。

最後に、図-7 (乱流中、 $\beta = 180^\circ$) について述べる。Ⅱ測線は換算風速 $V_r = 15$ から徐々に桁が振動し始め、換算風速 $V_r = 20$ 付近からギャロッピングが発生している。しかし、一様流中と比較するとその発現風速は高くなっている。Ⅲ測線は、換算風速 $V_r = 15$ 付近から無次元倍振幅 $2A/D = 0.12$ 程度の振動が発生しているが、これも一様流中の $\beta = 180^\circ$ の場合と同様に、Ⅱ測線の振動の影響に

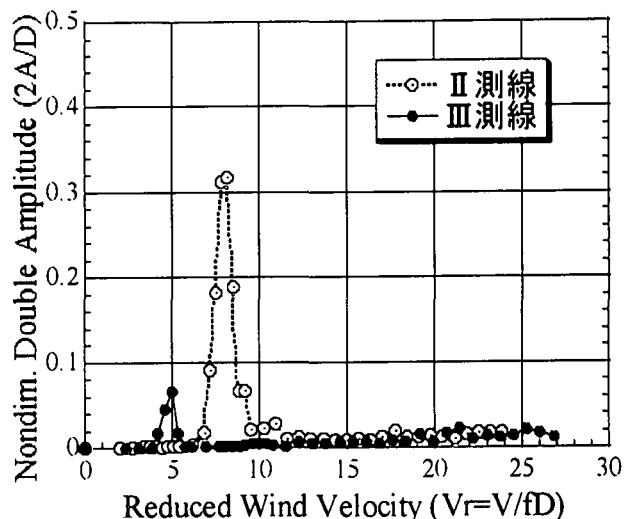


図-4 並列高架橋の空力弾性振動
(一様流、風向角 $\beta = 20^\circ$)

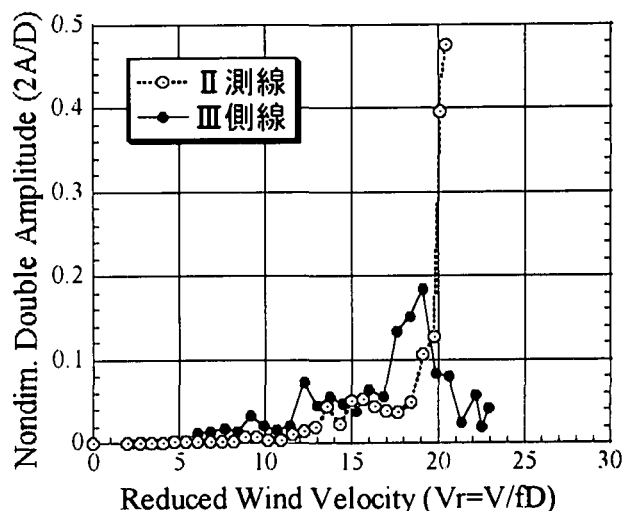


図-5 並列高架橋の空力弾性振動
(一様流、風向角 $\beta = 180^\circ$)

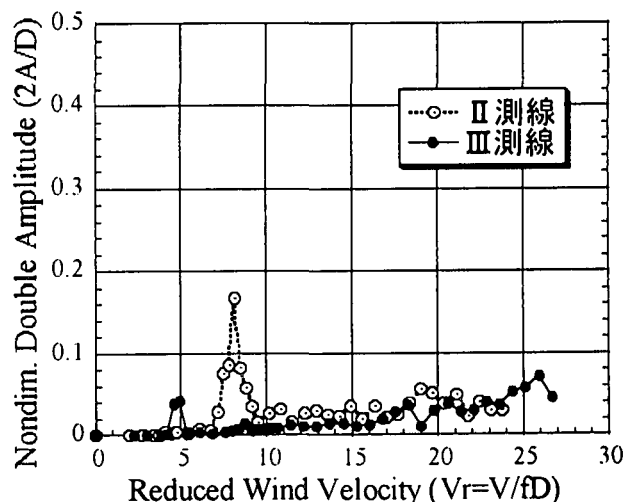


図-6 並列高架橋の空力弾性振動
(乱流、風向角 $\beta = 20^\circ$)

よるものであると考えられる。以上の結果をまとめると、Ⅲ測線の応答振幅は、構造上問題のない振幅であったが、Ⅱ測線の振幅は大きいため、Ⅱ測線には制振対策を施す必要性があると考えられる。

5. 制振対策に関する考察

制振方法として、まず空力的対策が可能か否かの検討を行なった。本橋の場合、桁形状および防音壁形状の変更が認められないため、橋梁の外部に取りつけられ、空力弾性振動を抑制できるものを試行錯誤を繰り返しながら、検討を行なった。その結果、Ⅱ測線の桁下部のⅢ測線側に鉛直に3mの板を垂直に取りつけられ、図-4で示された渦励振および図-5のギャロッピング的振動を抑制できることがわかった。これは、上流側からの剥離流をこの垂直版で下流側の桁に影響を与えない領域まで迂回させる効果があるために、空力弾性振動を抑制できたと考えられる。しかしながら、桁下空間内での建築限界および景観上からの観点からこの空力的対策を採用することはできなかった。

そこで、考えられた方法は、TMDによる制振である。対象としている空力弾性振動を抑制できるかどうかを風洞実験で検討するために、風洞実験に用いることができるTMDの設計を行なうことから始めた。

TMDは、質量、減衰、ばね定数の3要素からなり、1自由度系でモデル化される。構造物は多自由度系でモデル化されるが、モード解析法を用いて1自由度系の集合に変換できる。したがって、TMDを設計する場合、制振対象となるモードの質量、減衰、剛性を求め、以下のようなパラメータを用いて設計する。

$$\begin{aligned} \text{質量比 } \mu &= m_T / m_S, \quad \text{振動数比 } \gamma = \omega_T / \omega_S \\ \text{減衰比 } h_T &= c_T / 2m_T \omega_T \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、 m は質量、 ω は固有角振動数、 c は減衰係数を表し、添え字のTはTMDを、Sは構造物を表す。また、ある質量比に対し、制振効果が最大となる最適な振動数比および減衰比は、次式より求められる。

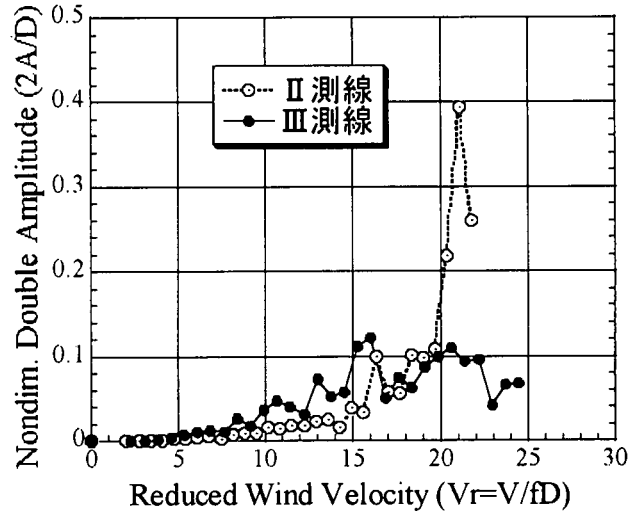


図-7 並列高架橋の空力弾性振動
(乱流、風向角 $\beta = 180^\circ$)



写真-2 模型用片持ち梁式TMD

$$\gamma_{opt} = 1/(1 + \mu), \quad (h_T)_{opt} = \sqrt{3\mu/8(1 + \mu)} \quad (2)$$

6. TMDに関する実験

既往の研究により、本研究において制振対象となった振動モードは、並列高架橋Ⅱ測線の鉛直たわみ振動の1次モードの一樣流中および乱流中での調和的振動である。したがって、この振動モードを対象としたTMDを設計して以下の各実験を行った。

(1) TMDの設計 質量比は1~3%の範囲で、振動数比は最適振動数比を目標に、減衰比は0~0.05の範囲でTMDを製作した。ここで用いたTMDは片持ち梁形式とした。写真-2は製作したTMDの一例である。左端が重錘、右端が固定部、両者の間が梁部である。片持ち梁形式の場合、TMDのばね定数 k_T [N/m] は次式で表される。

$$k_T = \frac{3EI}{\ell^3} \quad (3)$$

ここに、 E : 梁の弾性係数 [N/m²]
 I : 梁の断面二次モーメント [m⁴]
 ℓ : 梁の長さ [m]

梁の長さ ℓ は0.1mとし、材質はりん青銅(弾性係

数 $E=1.196 \times 10^{11} \text{ [N/m}^2\text{]}$ を使用した。また、片持ち梁形式の TMD の振動数は次式で表される。

$$f_T = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3EI}{(m_T + 0.23m_b) \cdot \ell^3}} \tag{4}$$

但し、 m_b は梁の質量である。式 (4) より、 $(m_T + 0.23m_b)$ が所要値になるように設計し、梁の先端に重錘重量を付加した。TMD の梁と重錘重量の諸元を表－3 に示す。なお、減衰の調整は、梁部に発泡スチロールの細い棒を貼りつけ、その長さで厚さで行なった。

表－3 TMDの梁と重錘重量の諸元

TMD	I	II	III	IV	V
質量比 μ	0.01	0.015	0.020	0.025	0.030
幅 [mm]	2.0	2.2	2.3	2.4	2.6
高さ [mm]	6.2	6.8	7.3	7.7	8.1
長さ [mm]	100	100	100	100	100
重量[N]	50.6	78.2	105.6	132.8	160.2

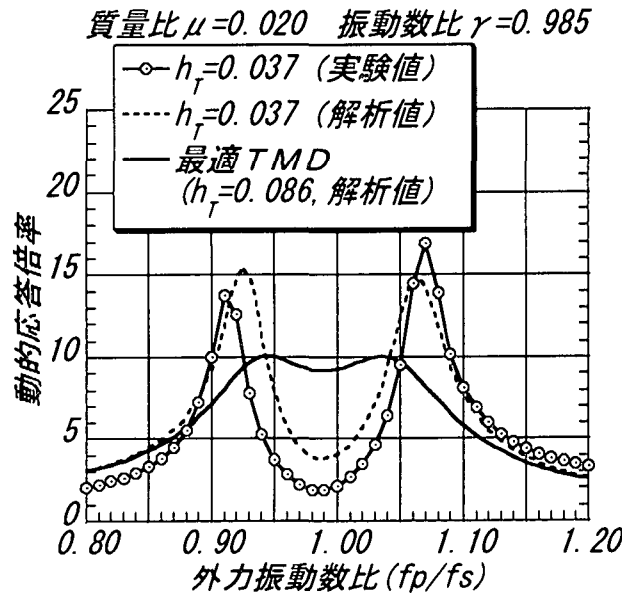
(2) 強制加振実験 この片持ち梁を実験用模型の剛性棒に取りつけ、強制加振振動実験を行なって、TMD の制振性能を調べた。強制加振の振動数は、外力振動数比 f_p/f_s (f_p : 強制加振の振動数、 f_s : 模型の振動数 (8.06Hz)) が 0.80～1.20 (6.45Hz～9.67Hz) の範囲で行った。

(3) 風洞実験 質量比 0.020、振動数比 0.985、減衰比 0.037 の TMD をⅡ測線に設置して、風洞風速 0.6～7.0m/s の範囲で、一様流中における応答を測定した。風向は、 $\beta=20^\circ$ と 180° について行った (図－3)。

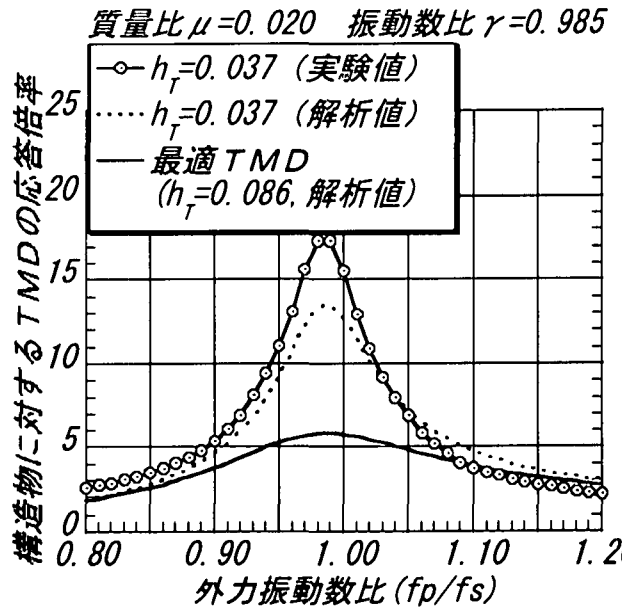
7. TMDの強制加振実験結果

質量比 0.020、振動数比 0.985、減衰比 0.037 の TMD をⅡ測線に設置した場合の強制加振実験の結果を図－8 に示す。また、その時の構造物の応答に対する TMD の応答倍率を図－9 に示す。これらの図には最適 TMD の諸元で解析を行った結果もあわせて示した。図－8 より、外力振動数比が 0.91、1.07 の時に構造物の動的応答倍率が 15 程度となってお

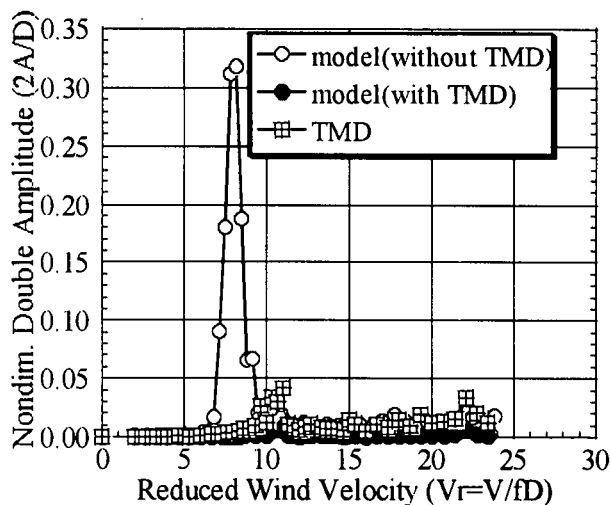
り、大きな振動が生じている。しかし、様々な外力に対して安定した制振効果を保つには、この応答曲



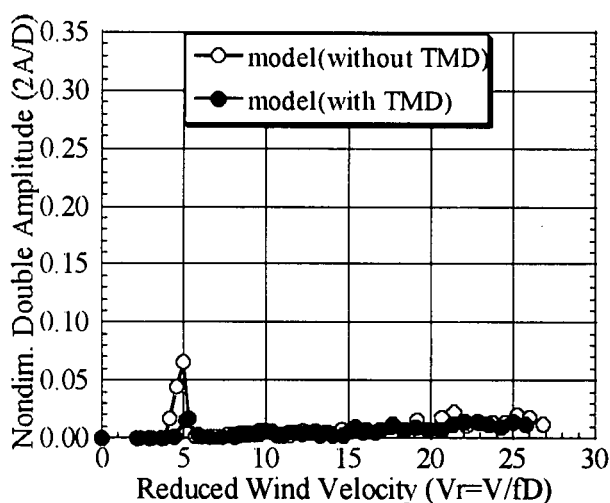
図－8 強制加振時の応答倍率



図－9 TMD の橋梁の振動に対する応答倍率線ができるだけ平滑になることが重要であり、最適 TMD の制振効果が高いことが確認できる。図－9 より、構造物に対する TMD の応答倍率は、TMD の固有振動数と外力の振動数が一致した時に最も大きくなり、減衰比の値が大きくなる (最適減衰比 $h_r=0.086$ に近づく) と小さくなる。図－8 と図－9 を比較すると、TMD の応答曲線が最大となる時に構造物の応答は小さくなっており、模型の振動エ

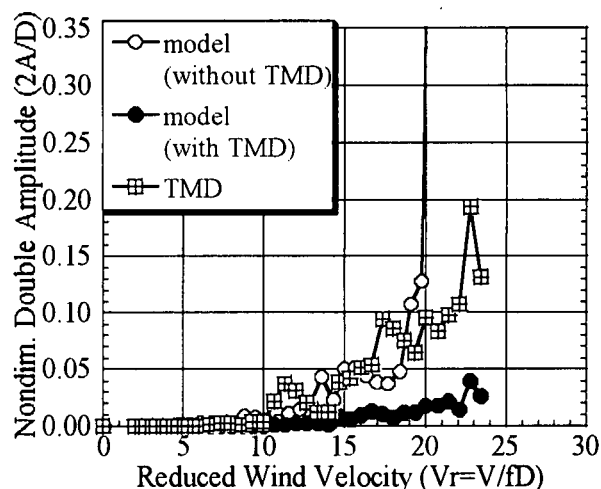


(a) II 測線の空力弾性応答

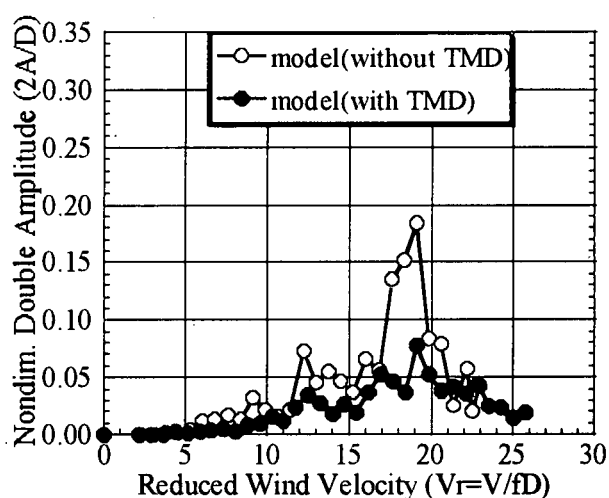


(b) III 測線の空力弾性応答

図-10 TMD 付き並列高架橋の応答
(一様流、風向偏角 $\beta = 20^\circ$)



(a) II 測線の空力弾性応答



(b) III 測線の空力弾性振動応答

図-11 TMD 付き並列高架橋の応答
(一様流、風向偏角 $\beta = 180^\circ$)

エネルギーがTMDに伝わり消散されていることがわかる。また、実験結果と解析結果を比較すると、ほぼ同様の傾向を示していたため風洞実験を行い、その対風挙動について検討した。

(2) 風洞実験 風洞実験の結果を図-10、図-11に示す。図-10(a)の結果より、TMDが設置されていない場合、換算風速 $V_r=8$ で無次元倍振幅 $2A/D=0.32$ 程度の大きな振幅の渦励振が発生していた。しかし、TMDを設置すると耐風安定性が大幅に向上して模型はあまり振動しておらず、換算風速 $V_r=11$ 付近で無次元倍振幅 $2A/D=0.01$ 程度の渦励振と思われる振動が発生している。次に、図-10(b)の結果について述べる。TMDをII測線に設置している場合、設置していない場合共に、換算風速 V_r

$=4$ 付近から渦励振が発生しているが、振幅は無次元倍振幅でそれぞれ $2A/D=0.02, 0.07$ 程度であり、異なる結果となった。それ以降の風速域での違いはあまり見られなかったが、渦励振の振幅に差が出ていることから、II測線にTMDを設置した影響がIII測線にも現れていると考えられる。次に、図-11(a)について述べる。TMDを設置していない場合、換算風速 $V_r=11$ 付近から模型が徐々に振動し始め、換算風速 $V_r=20$ 付近からギャロッピングが発生している。TMDを設置すると、換算風速 $V_r=11$ 付近ではTMDは振動しているものの、模型の振動はあまり見られなかった。さらに、ギャロッピングが発生した換算風速 $V_r=20$ 以上ではTMDの振幅は大きいものの、模型の振動は換算風速 $V_r=23$ 付近

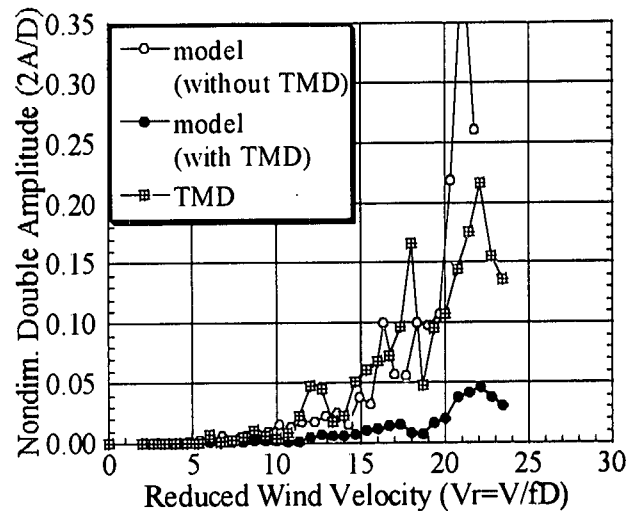
で無次元倍振幅 $2A/D=0.04$ 程度が最も大きかった。したがって、TMDはギャロッピングに対して、その振動を完全には抑制できないとしてもかなり低振幅の振動にまで抑えることが可能であると考えられる。最後に、図-11(b)について述べる。TMDをⅡ測線に設置していない場合、換算風速 $V_r=12$ 付近から徐々に振動が大きくなり、換算風速 $V_r=19$ 付近で無次元倍振幅 $2A/D=0.18$ 程度の振動が生じている。TMDを設置した場合も模型に振動は生じているものの、その振幅は全体的に小さくなっている。これは、Ⅱ測線の影響が考えられ、Ⅱ測線の振動により空気力に変動が生じたためであると考えられる。図-12 は乱流中での風向偏角 $\beta=180^\circ$ の場合のTMDを付けた場合の応答である。6%程度の乱流中でもギャロッピングが発生したが、TMDによりほとんど問題にならない振幅に抑制されている。

8. ま と め

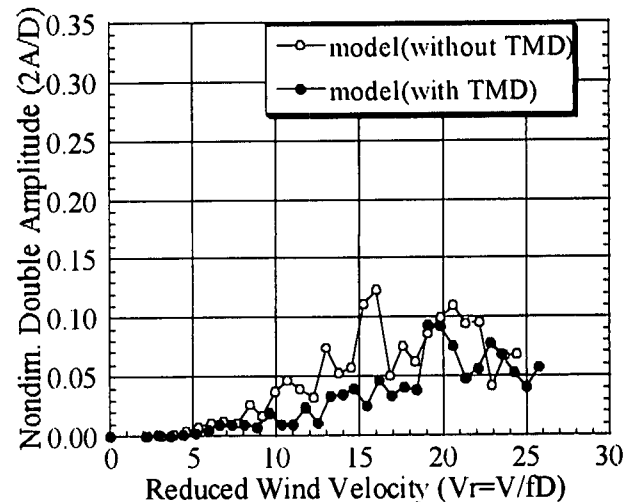
並列高架橋の対風特性の検討を行なった結果、斜張橋用並列斜ケーブルと同様に、下流側の桁が上流側桁の後流によって顕著な励振を誘起されることがわかった。本橋の場合、並列する2橋が曲率を有していることと、両橋の高低差が橋軸方向に少しづつについていることから、風向が逆になった場合でも、構造的に問題となるほど振動する橋梁は特定のもの(Ⅱ測線)であった。

これらの振動の抑制に、TMDを用いた検討を行なった結果、空力弾性振動が励起されている橋梁の振動振幅が抑制されていると同時に、制御されるはずのないTMDを付けていない橋梁の振動振幅も抑制されていることは、興味深いことである。

今後並列橋の架設は増えるものと考えられ、空力干渉による複雑な振動現象の発生機構を解明し、維持管理面を考えると、TMD以外の空力的対策の可能性についても研究を進める必要がある。



(a) Ⅱ測線の空力弾性応答



(b) Ⅲ測線の空力弾性応答

図-12 TMD付き並列高架橋の空力弾性応答
(乱流、風向偏角 $\beta=180^\circ$)

9. 参考文献

- 1) A. Honda, N. Shiraishi, S. Motoyama, Aerodynamic Stability of Kansai International Airport Access Bridge. J. of Wind Engineering, No.37, 1988, pp.521-528.
- 2) 吉田、藤野、佐藤、時田、三浦、東京湾アクアライン橋梁部鋼箱桁橋に発現した渦励振の振動制御、土木学会論文集、No. 633/I - 49、pp. 119 - 134、1999.
- 3) N. Shiraishi, M. Matsumoto and H. Shirato, On aerodynamic instabilities of tandem structures, J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 23, 1986.
- 4) 土木学会構造工学委員会振動制御小委員会、「構造物の振動制御(2)」、PARTA, 1993 年。

(2000 年 4 月 21 日受付)