

高架道路上の F 型標識柱の制振装置による振動対策

神戸建設部 調査設計グループ 脇村宜郁
渋滞対策室 松本 茂
計 画 部 事業調整グループ 安藤高士

要 旨

都市内の高架高速道路には橋梁付属構造物として照明柱や各種標識柱が設置されている。これらの付属構造物は、一般に剛性が小さいため、交通荷重に基づく橋梁振動や風などの外乱によって振動が生じやすい。

本文では、橋梁付属構造物として標識柱をとりあげ、実際に振動の認められる標識柱に制振装置として TMD を設置し、その振動抑制効果を検証した。検証の方法としては、実交通下での減衰振動の分析、および、実交通の影響を排除した減衰自由振動の分析により行った。その結果、制振装置設置後の応答加速度の標準偏差を設置前の 1/2 に抑制するという当初の目標を達成していることが確認できた。

また、標識柱の交通振動による疲労損傷度も約 1/14 (疲労等級を F と仮定) から約 1/7 (疲労等級を G と仮定) に低減しており、制振装置は疲労対策としても有効であることが確認できた。

キーワード : 制振装置, TMD, 対数減衰率, 加速度標準偏差, パワースペクトル, 疲労寿命

はじめに

都市内の高架高速道路には橋梁付属構造物として照明柱や各種標識柱が設置されている。これらの付属構造物は、一般に剛性が小さいため、交通荷重に基づく橋梁振動や風などの外乱によって振動が生じやすい。大型車の走行や、橋梁振動の特性によっては付属構造物の振動が増幅され、ボルトのゆるみ・部材の亀裂などの損傷に到ることもあり、振動を軽減するための対策が課題となっている¹⁾。本文では、橋梁付属構造物として標識柱をとりあげ、その振動対策について検討した結果を報告する。

橋梁付属構造物の制振対策としてはこれまでに、①構造物の剛性を増加させる方法、②制振装置を設置する方法などが検討されている。①につ

いては、断面寸法や板厚を増加させる対策のほか、柱基部へのUリブの適用などが挙げられる。

また、最近では、紫外線硬化樹脂や炭素繊維などを用いて柱基部を補強する手法等が検討されている。②の対策は、制振装置により構造物本体の振動エネルギーを吸収して制振を図るもので、同調質量ダンパー (Tuned Mass Damper, 以下、「TMD」と称す)、衝撃質量ダンパー、チェーンダンパー、同調液体ダンパー等が挙げられる。

標識柱の剛性を増加させる方法では、主桁振動との共振を避けるために剛性を大幅に増加させる必要があることから、標識柱の取替え等の大掛かりな工事が必要となることが予想され、経済性や施工性の面で課題がある。そこで、比較的簡易な制振装置で標識柱の振動を抑制することを考え、交通荷重により実際に振動が認められている

標識柱に設置して、その有効性を確かめることとした。

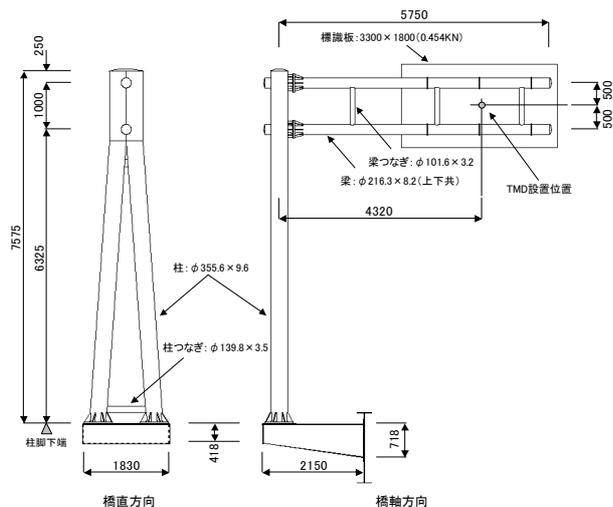
平成14年度には阪神高速道路3号神戸線の振動の認められる標識柱に加速度計を設置して振動特性を把握し、さまざまな制振装置(磁気ダンパー方式TMD, 粘性ダンパー方式TMD, 衝撃質量ダンパー, チェーンダンパー, 同調液体ダンパー)について基本設計を実施した。基本設計に際しては制振装置設置後の応答加速度の標準偏差を設置前の1/2に抑制することを前提とした。そして、上記制振装置の設計・製作に要する費用を比較検討した結果、F型標識柱については、磁気ダンパー方式TMD²⁾が最も経済的かつ軽量であったためこれを採用し、設計・製作を実施した。

設計・製作したTMDの性能について、実橋においてTMD設置前後での振動測定を実施して各種の評価を行った。

1. 標識柱の振動特性

1-1 標識柱の概要

対象とした標識柱は阪神高速道路3号神戸線湊川付近に平成9年に設置されたF型標識柱である。標識柱の概要を図-1に、標識柱の一般図を図-2に示す。



(※) 標識板以外に灯具類(灯具本体および安定器等, 計1.195kN)が梁および柱部に設置されている。

図-1 F型標識柱の概要図

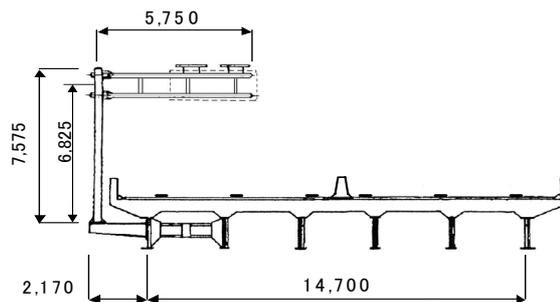


図-2 対象となるF型標識柱の一般図

本標識柱は、高さ7,575mm、張出し長5,750mmの円形断面の鋼製柱である。また、支柱基部は2本の逆V形式となっており、単純鋼鈹桁橋(支間長25m)のウェブから張出したブラケットに固定される構造となっている。

1-2 振動解析

現地での振動測定に先立って、固有振動解析を行った。解析に使用したプログラムは、HKS社の汎用3次元構造解析プログラムABAQUSである。解析条件としては、支柱基部を完全固定とし、ブラケットは考慮しなかった。表-1に固有振動数および一般化質量(モード最大点)の結果を示す。

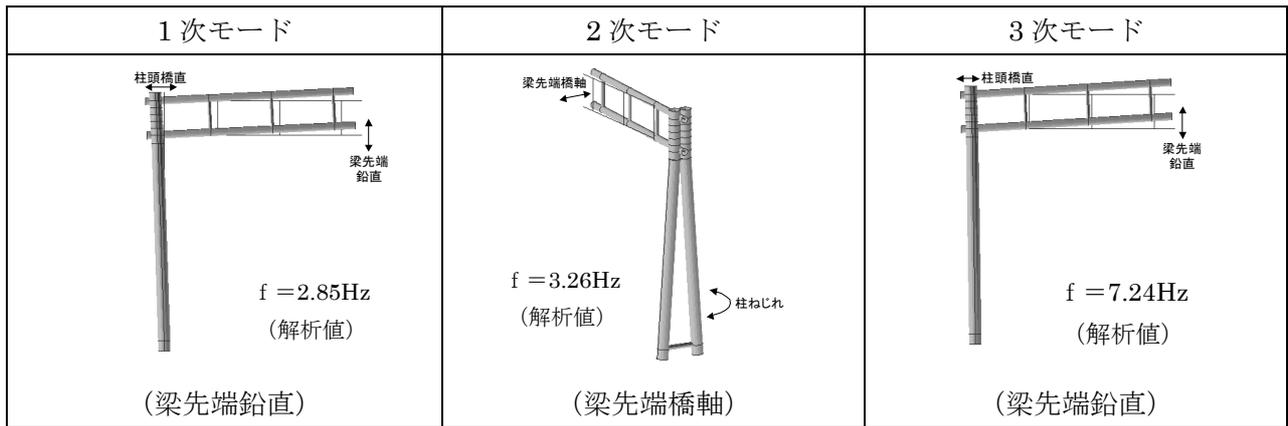
また、1次～3次までの振動モードを図-3に示す。1次および3次は標識柱面内(橋軸直角面内)、2次は支柱のねじれが各々卓越する振動モードである。

表-1 固有振動数・一般化質量

振動モード	固有振動数 (Hz)	一般化質量 (kg)
1次	2.85	775
2次	3.26	258
3次	7.24	407
4次	13.31	916
5次	19.39	284

1-3 実橋での振動測定

制振の対象となるF型標識柱の振動を実橋で測定し、前述の解析結果を参照してTMDの設計に必要な振動特性を明らかにした。



(※) 図中の () は卓越振動方向を示す。1次モードと3次モードはいずれも橋軸直角方向に変位する振動モードであるが、1次モードは柱の曲げ変形によるモードであるのに対し、3次モードはさらに梁部の曲げ変形も加わったモード形状となっている。

図-3 固有振動モード

実橋では図-4 に示す要領で加速度計を支柱基部・頂部など代表箇所に設置し、交通荷重による振動を測定した。表-2 に測定結果を示す。振動次数は前述の解析値を参照して決定した。表中に、対応する解析結果も示す。

表より、振動数は解析値がやや高めであるが、これは基部ブラケットの剛性を無視した影響と考えられる。対数減衰率は重量車通過後に得られる波形からRD法(Random Decrement法)³⁾により求めたものである。減衰自由振動波形から求める値に比べ厳密さに欠けるが参考として示す。また、代表的な加速度データから振動レベル(いずれも梁先端の卓越振動方向の数値、加速度より変位に換算)を概略推定した数値も併記した。

これより、標識柱の変位振幅としては1, 2次

モードが支配的であると推測されたので、この2つの振動モードを制振対象とした。

表-2 F型柱の振動特性(測定結果)

振動モード	振動数(Hz)		対数減衰率(参考値)	振動レベル(測定値, cm)
	計測値	解析値		
1次	2.25	2.85	0.023	2.2~2.9
2次	2.73	3.26	0.017	2.3~2.6
3次	6.79	7.24	0.015	0.5

2. 制振装置の設計・製作

2-1 設計条件の設定

制振装置の設計に当たっては、以下の条件を考慮した。①型式：TMD(Tuned Mass Damper)、②制振対象振動モード：1次モード、2次モード、③振動質量：標識柱一般化質量(1次モード)の1%以下、④制振性能：標識柱の振動は不規則振動現象であるため、性能の評価は、標識柱の振動応答の標準偏差を考慮するものとした。制振性能としては、質量比1%のTMDが不規則外力(白色雑音)を受ける場合の理論解⁴⁾をもとに、各振動モードとも制振率1/2(装置設置前後で加速度応答の標準偏差が1/2となること)を目標とした。

TMDの設計に用いる標識柱の振動特性を表-3に示す。表中の一般化質量は、TMD設置点に対する値である。

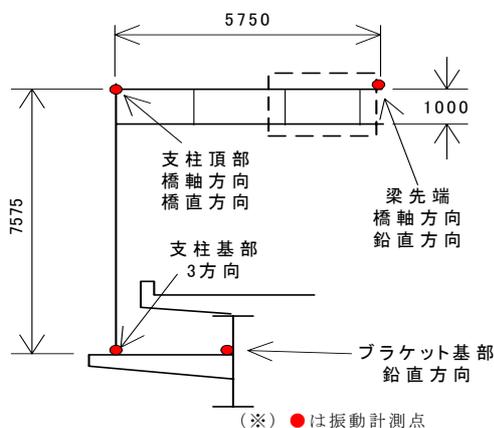


図-4 振動計測点

表-3 標識柱の振動特性

振動モード	固有振動数 (Hz)	対数減衰率 [RD法による]	一般化質量 (kg)
1次	2.25	0.023	2009
2次	2.73	0.017	533

2-2 制振装置の概要

図-5にTMDの機構概念図を示す。本TMDの設計コンセプトは、小型・メンテナンスフリーとすることである。このため、減衰装置として永久磁石の利用を考えた。図示のようにTMDは水平方向にスライドする重錘をコイルバネで両側から支持する構造となっている。1次・2次両モードを制御するため、重錘が橋軸直角及び橋軸方向に振動するように2方向からコイルバネで支持している。

なお、各コイルバネのバネ定数は、振動モード毎の固有振動数に対して調整される。磁気ダンパーは、磁力が強く安価なネオジウム磁石（磁束密度490mT、100℃耐熱）と銅板で構成される。図示のように、磁石は片面配置であり、TMD容器の上部蓋下面に埋め込まれている。

また、駆動重錘の上部には銅板が取付けられており、銅板と磁石面の間隙を調整することにより減衰力の調整が図れる。重錘の水平振動時にできるだけ摩擦を少なくするため、図示のように重錘を鋼球群の上に設置するようにした。重錘の質量はこれまでの実績から1次モードに対する一般化質量の1%とし、20kgを目標とした。

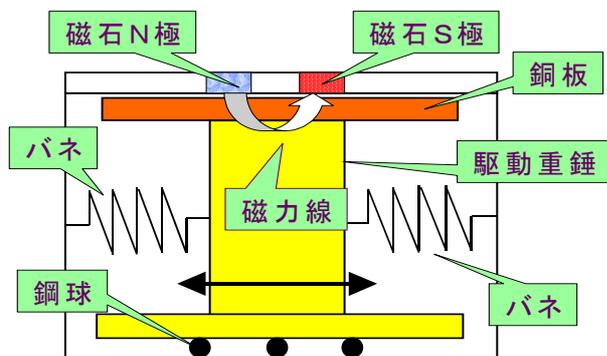


図-5 磁気ダンパーを利用した小型TMDの概要

2-3 制振装置の製作・設置

TMDの製作にあたっては、駆動重錘の質量を10kgとしたTMDを同一条件で2台作成し、これを2段重ねとして実用に供した。2台とするメリットは、マルチプルTMDを可能とすることを意図したことによる。すなわち、2台のTMDの振動数を若干分散させることで、ロバスト性（制振対象構造物の振動数のズレに対し、広い範囲で制振性能を維持する）を向上させることができる⁵⁾。ただし、今回の対象構造物では振動特性が事前の測定で自明であり、2台の特性を同一とした。

本TMDは1次モード、2次モードとも重錘の水平振動で対応する点が特徴である。2次モードでは梁先端部は橋軸方向への水平振動が卓越となるが、1次モードでは橋軸直角面内の振動であり、梁先端部は鉛直振動が卓越する。しかし、水平成分のモード値も有していることから、本TMDでは1次モードに対しても水平成分を制振するという考えにより、1個の重錘（装置では2分割）で2つの振動モードを制御する方式とし装置の小型・軽量化を図った。表-4にTMDの諸元を示す。標識柱の振動数（設計時）は、TMD設置前の実測値に対してTMDの質量を加味し計算上補正している。同様に、一般化質量の補正も行い、質量比を算定した。なお、表中の「調整後」の数値とは、このような補正を考慮してTMDを製作し、TMD単体での固有振動数や構造減衰を計測したものである。

表-4 TMDの設計諸元と調整後（計測値）の数値

項目	設計時		調整後（計測値）	
	1次	2次	1次	2次
モード次数	1次	2次	1次	2次
質量比(%)	1.00	3.75	0.93	3.49
重錘質量(kg)	20		18	
標識柱振動数(Hz)	2.25	2.73	2.17	2.41
標識柱対数減衰率	0.023	0.017	0.023	0.017
TMD振動数(Hz)	2.23	2.63	2.15	2.44
TMD対数減衰率	0.384	0.325	0.374	0.361
加速度応答低減率	1/2.7	1/4.0	1/2.7	1/3.9

また、本 TMD による制振性能を設置前後の加速度応答の標準偏差の比で定義して不規則振動論⁴⁾により算定すると、表-4 に示すように、1 次モードで 1/2.7，2 次モードで 1/3.9 となり目標値を満たすことになる。なお、本 TMD の概略寸法は、外径 318.5mm，高さ 361mm である。

図-6 に採用した TMD の概略設計図を示す。

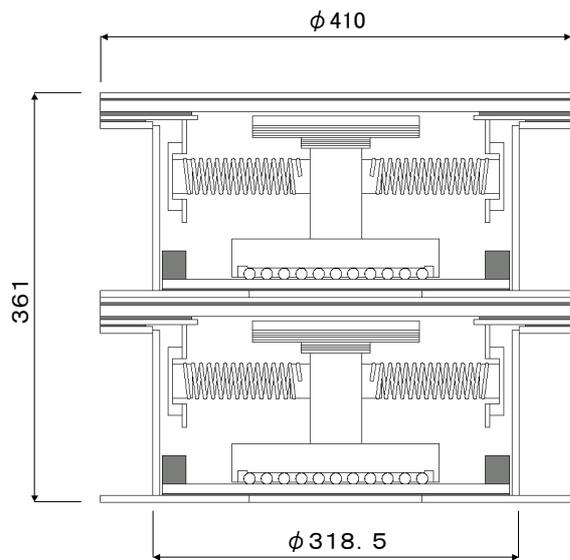


図-6 TMD 概略設計図

3. 実橋での性能確認

実橋においては、加速度計による標識柱各部の振動測定、及びひずみゲージによる標識柱基部の振動応力の測定を行った。測定は、TMD 設置前後に各 2 4 時間実施した。設置後の測定は設置か



図-7 TMD 設置状況写真

ら 1 週間後の同一曜日・時間帯とした。図-7 に TMD を設置した標識柱の状況を示す。

3-1 加速度による制振性能の評価

(1) 加速度の測定要領

加速度計の設置位置については、図-4 に示されている。表-5 に加速度計の設置方向をまとめる。合計 8 個の加速度計を使用した。

(2) 加速度波形

TMD 設置前後における代表的な加速度波形（10 分単位データ）とその周波数分析結果を、図-8 に示す。

後述のように TMD 設置前後で走行車両の状況には大差がなかったが、図から明らかなように、TMD 設置後の加速度応答レベルが大きく低減している様子が認められる。周波数分析の結果から、梁先端橋軸方向では 2.7Hz（2 次モード）、梁先端鉛直方向では 2.3Hz（1 次モード）が卓越することがわかる。

表-5 加速度計設置方向

測定部位	検出方向	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
		水平	水平	
標識柱	柱基部	○	○	○
	柱頂部	○	○	
	梁先端部	○		○
ブラケット	基部			○

(3) 制振性能の評価

1 ケース 10 分単位の測定データについて、加速度の標準偏差を求め、TMD 設置前後の比較から制振性能の検討を行った。

1) 荷重条件の検討

比較の前提となる走行車両の条件について、表-6 に示す。表は、TMD 設置前（2004.1.28）、

表-6 測定日の交通量

	交通量	高車交通量	高車混入率(%)
TMD 設置前	42,223	13,904	32.9
TMD 設置後	43,681	14,124	32.3

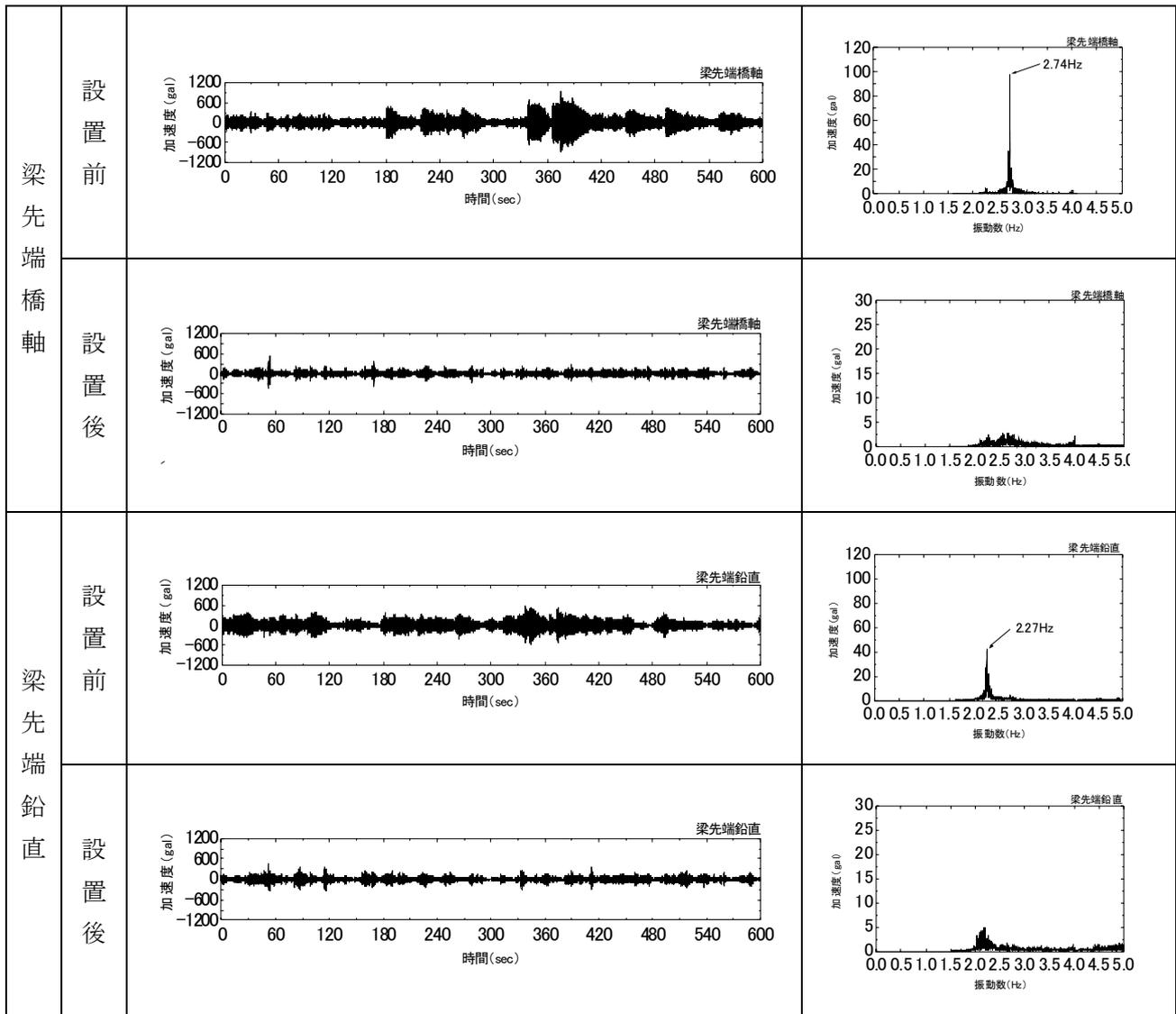


図-8 測定された時刻歴波形の一例

設置後（2004.2.4）の各24時間での交通量を比較したものである。表より、交通量・高車交通量（車高2.3m以上の車両）はTMD設置後が2～3%高いが、標識柱の振動効果が大きいと考えられる「高車混入率」は両日でほぼ等しく、TMD設置前後の交通量には大差がなかったと考えられる。さらに、図-9ではブラケット基部での加速度（鉛直方向）の標準偏差について頻度分布を求めた。これは、標識柱基部への外乱入力の方から荷重条件を比較するものである。図より、TMD設置前後で分布特性に顕著な差はないと考えられる。

2) 加速度標準偏差

図-10は、制振対象モードの卓越振動方向（梁

先端部鉛直方向及び橋軸方向）について、そのモードを起振すると考えられる支柱基部の振動との相関を示したものである。①は梁先端での鉛直加速度標準偏差（1次モード相当）と柱基部鉛直加速度標準偏差の関係、②は梁先端橋軸方向加速度標準偏差（2次モード相当）と柱基部橋軸方向加速度標準偏差の関係である。図より、基部の加速度標準偏差が大きくなるに従い、標識柱本体（梁先端）の応答も大きくなる様子がうかがえる。

また、TMD設置により加速度標準偏差が低減し、そのばらつきもかなり減少していることが分かる。各データ群の最大値を比較すると、装置設置後は1/2.2（1次モード相当）、1/2.9（2次モード相当）に減少していることが分かった。

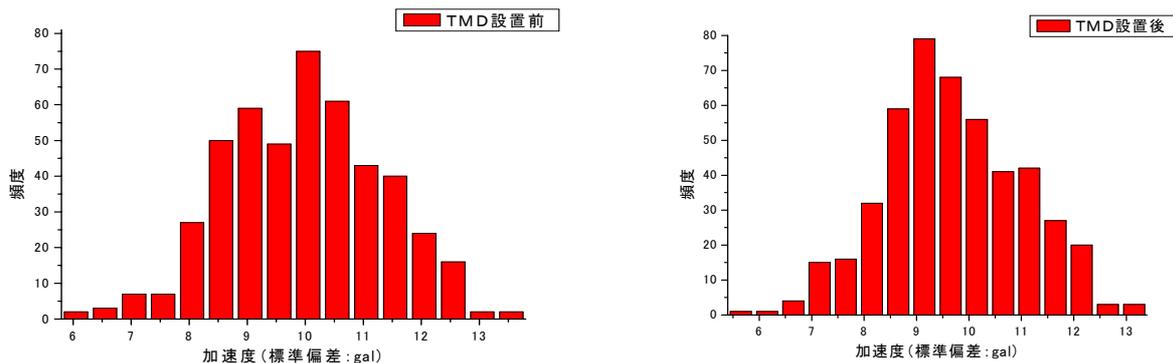
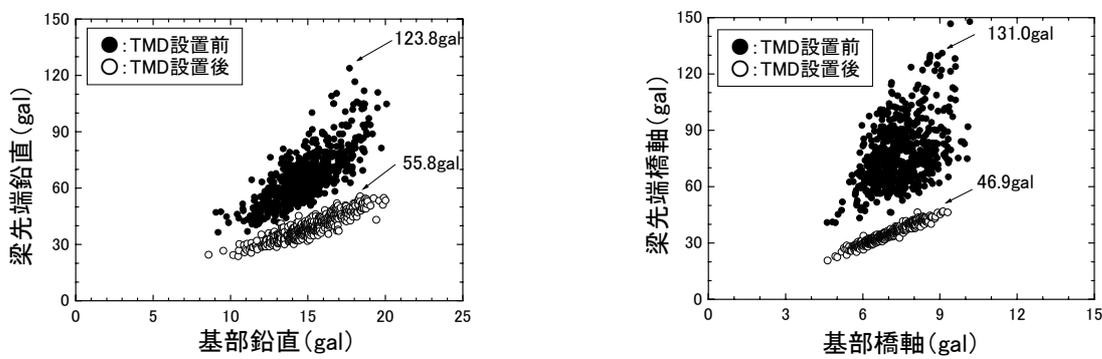


図-9 ブラケット基部の加速度標準偏差（頻度分布）



① 基部鉛直—梁先端鉛直（1次モード相当）

② 基部橋軸—梁先端橋軸（2次モード相当）

図-10 標識柱基部と梁先端の加速度標準偏差の相関

3) パワースペクトル

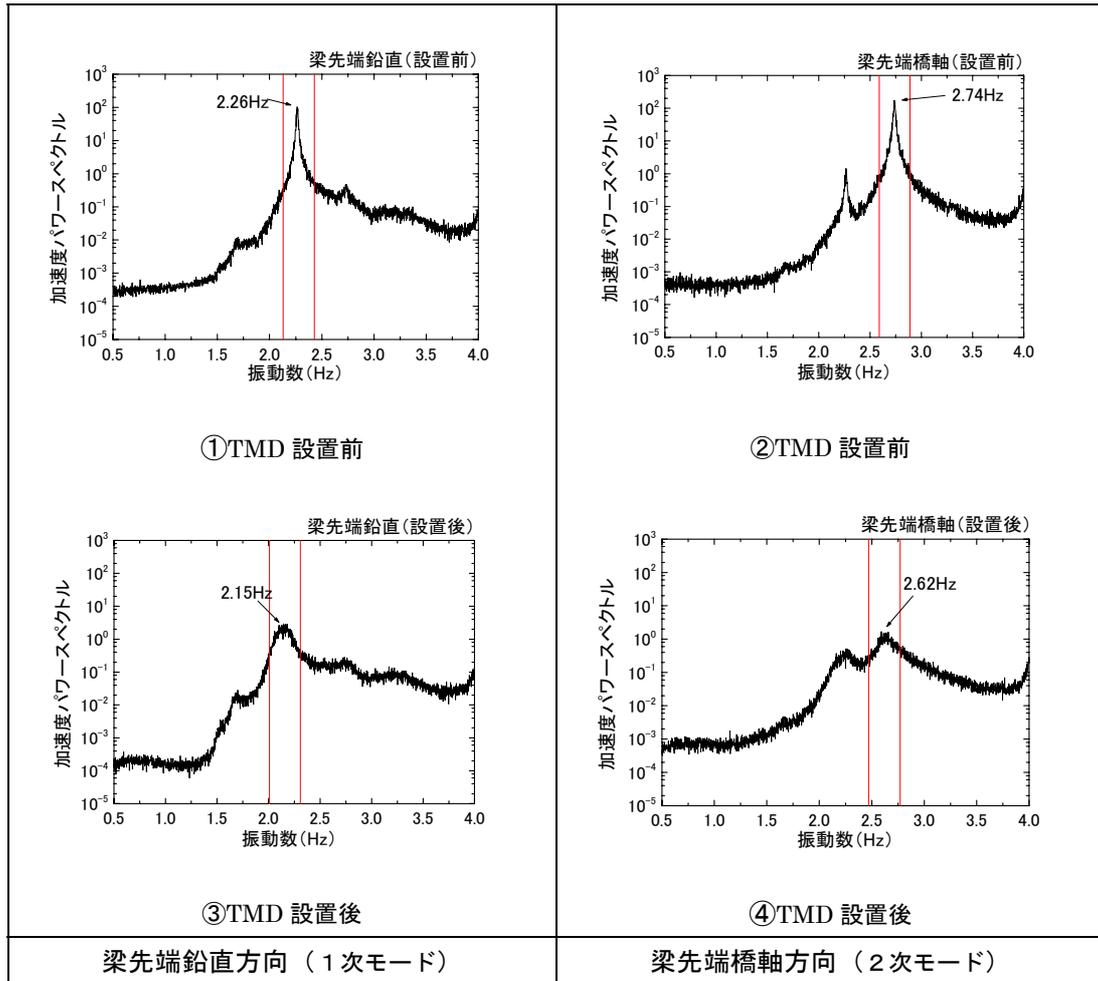
TMDによる制振は、もともと特定の振動モードを対象として設計される。不規則な外力を受ける場合においても、TMDの設計としては1質点に換算された線形システムへの多入力不規則応答として制振性能の事前評価を行っている。したがって、実測データからTMDの性能を厳密に評価する場合には、対象としている振動モード成分の応答を基に比較することが必要となる。ここでは、測定データからパワースペクトルを求め、対応する振動モード成分の加速度標準偏差を推定することでTMDの性能評価を行う。この場合、外力の状態はTMD設置前後で同一であることを前提としている。10分単位データ18個（3時間）を対象として、大型車を含む通常走行状態の加速度応答波形のパワースペクトルを求め、18

個のスペクトルをアンサンブル平均して1個のスペクトルを作成した。

図-11に平均化スペクトルの計算結果を示す。

図示のように、梁先端鉛直振動では1次モード、梁先端橋軸方向振動では、2次モードが卓越する。

スペクトルの面積が分散となることから、着目モードに寄与する周波数帯域の面積から分散を求め、TMD設置前後の応答加速度の標準偏差を比較することで性能評価ができる。周波数帯域の設定については、理論的な扱いも可能と考えられるが、ここでは計算の簡便性を考慮して隣接モードと干渉しないように帯域幅を1つ定めることにした。帯域幅は、図-11に縦線で示し、すべて0.3Hzの帯域幅としている。表-7に評価結果を示す。これより、1次・2次モードとも目標の制振性能が得られていることがわかる。



(※ 縦軸単位 : $\text{gal}^2 \cdot \text{sec}$)

図-11 平均化スペクトル

表-7 評価結果

	スペクトル帯域面積		低減度(計測値)	低減度
	①設置前	②設置後	$1/\sqrt{①/②}$	(理論値)
1次モード	1.51E+03	2.28E+02	1/2.6	1/2.7
2次モード	2.83E+03	1.29E+02	1/4.7	1/3.9

4) 制振装置の応答低減度

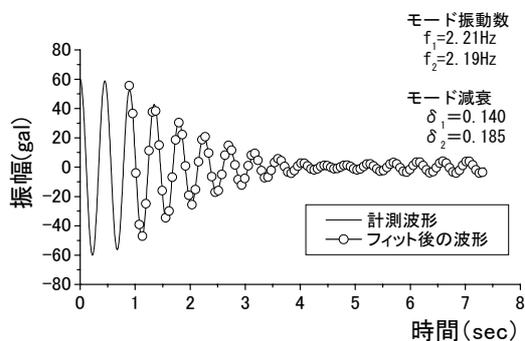
制振装置設置時に強制加振により加振減衰波形を計測し、制振装置設置後の構造減衰を算定した。強制加振はワイヤーにより標識柱に強制変位を与えた後、急速開放する方法で実施した。

図-12 に計測結果を示す。各々1次モードおよび2次モードが励起するように加振した後の減衰自由振動波形を示す。加振時は大型車の通行がないことを確認し、強制振動の影響を極力排除するように配慮した。

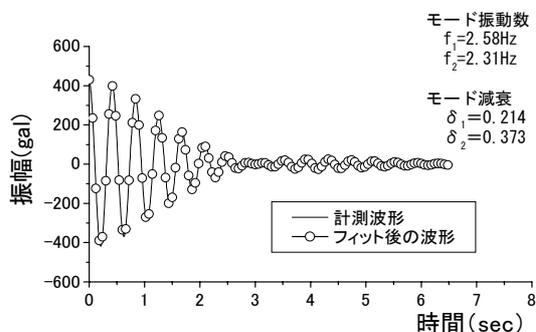
制振装置設置前は、単なる1自由度系の振動なので、減衰自由振動から標識柱の構造減衰を直接評価することができるが、制振装置設置後は2自由度振動系となるために計測された減衰波形から構造減衰を読むとかなりの誤差が生じる。そこで、2自由度振動波形を計測波形にフィットさせることで、2自由度系としてのモード減衰を算定した⁶⁾。図-12中に橋軸直角方向加振(1次モード)および橋軸方向加振時(2次モード)におけるフィット後の減衰波形を示す。表-8に制振装置設置前後のモード減衰を示す。モード減衰は2自由度系の場合2つの値が計算されるが、表中には2つのうちの小さい方の数値を記載している。

不規則振動の応答加速度の標準偏差は構造減衰の平方根に反比例することを考慮すると、TMD設置により1次モードでは1/2.5、2次モ

ードでは 1/3.6 の応答低減度となり、前述のモード別応答低減とほぼ対応する結果となった。



(a) 橋軸直角方向 (1次モード)



(b) 橋軸方向 (2次モード)

図-12 TMD 設置後の加振減衰波形

表-8 制振装置設置前後の構造減衰(対数減衰率)

	①TMD 設置前	②TMD 設置後	低減度 ($1/\sqrt{②/①}$)
1次モード	0.023	0.140	1/6.1(1/2.5)
2次モード	0.017	0.214	1/12.6(1/3.6)

3-2 柱基部の振動応力による制振性能の評価

柱基部の補強リブ先端近傍は応力集中による損傷が生じやすい部位と考えられる。そこで、柱基部のリブ先端部にひずみゲージを貼付し、走行荷重による応力頻度の測定(24時間)を行った。測定の目的は、交通振動による柱基部の応力範囲の把握とともに、疲労の観点から、TMD の効果

確認を行うことである。

図-13 に測定位置を示す。ひずみゲージは、リブ上端の溶接止端部から 10mm の位置に貼付した。TMD 設置前後の応力頻度をレインフロー法によって求めたが、最も応力範囲が高かった測点 K1 での結果を代表例として図-14 に示す。

図より、TMD の設置により応力範囲は低下し、その効果は応力範囲が大きいほど顕著であることがわかる。疲労等級を「F」と仮定して1日の疲労損傷度を試算したところ、設置後が設置前と比べて約 1/14 に、同じく疲労等級を「G」と仮定した場合には約 1/7 に減少する結果となった。

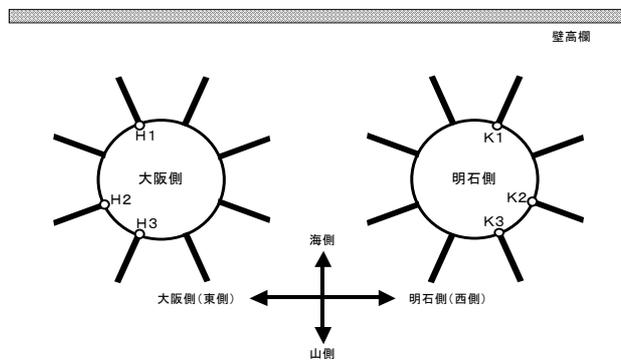


図-13 ひずみ測定箇所

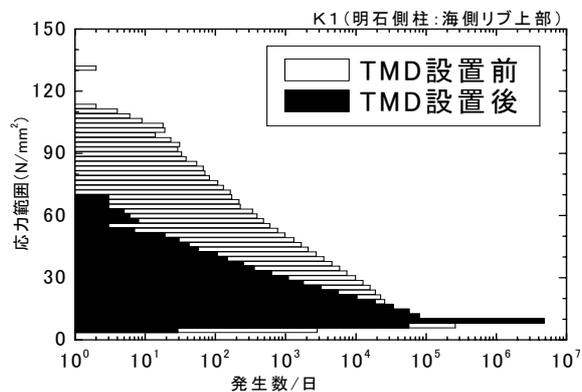


図-14 柱基部応力頻度

4. まとめ

高架道路上に設置されている標識柱の振動抑制を目的として、小型の制振装置を試験施工した。制振装置には、小型でメンテナンスフリーを設計コンセプトとした「磁気ダンパー方式 TMD

(Tuned Mass Damper)」を適用した。実橋において TMD 設置前後に振動測定を行った結果、TMD による減衰を付加することにより、加速度応答レベルを大きく低減することができた。

また、これに加えて「応答加速度の標準偏差を 1/2 に抑制する」という制振目標を満足することにより、F 型標識柱基部の疲労損傷度を約 1/14 (疲労等級を F と仮定) から約 1/7 (疲労等級を G と仮定) に低減することができた。

阪神高速道路では標識柱がいくつかのタイプに標準化されており、同種同形式の標識柱では設置条件が多少異なっているが、固有振動数に大きな差異が生じないものとする。したがって、2 基目以降の設置では、最初に設計した TMD をそのまま使用できるか、バネ等の一部の部品を交換するだけで設置が可能となり、ほとんど設計が不要となる。以上のことから、TMD は制振対策の一つの有効な手段として期待できると考える。

参考文献

- 1) 植木博, 金亨竜, 中野聡: 都市内高架道路上の門型標識柱における共振現象と制振装置の検討に関する一考察, 第 2 ジウム, 2000 年回日本制震(振)シンポ 11 月, pp. 471-476
- 2) 脇村宜郁, 松本茂, 安藤高士, 南條正洋, 畑中章秀, 松田良平: 制振装置による標識柱の振動対策, 橋梁と基礎, vol. 39, pp. 39-45, 2005. 4
- 3) 田村幸雄, 佐々木淳, 塚越治夫: RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 454 号, pp. 29-38, 1990.
- 4) Crandall, S.H., Mark, W.D.: Random Vibration in Mechanical Systems, Academic Press, 1963
- 5) 背戸一登, 松本幸人: パソコンで解く 振動の制御, 丸善株式会社, 平成 11 年 3 月 31 日
- 6) 岡林隆敏, 山森和博, 讃岐康博, 田村太郎: 近接固有値を有する構造物の振動特性推定, 土木学会論文集, No. 633 /I-49, pp. 93-102, 1999. 10

VIBRATION CONTROL OF A TRAFFIC SIGN POLE USING VIBRATION CONTROL DEVICE

Yoshifumi WAKIMURA, Shigeru MATSUMOTO, and Takashi ANDO

Traffic sign poles on highway bridges are exposed to the forced vibration due to the passage of heavy traffic. A tuned mass damper (TMD) was installed on traffic sign pole to reduce such vibration, and field vibration measurements with and without the TMD were carried out to check its effect. The measurements confirmed that the standard deviation of the acceleration at the top of the pole with the TMD was about 0.5 times smaller than that without the TMD.

脇村 宜郁



阪神高速道路株式会社
神戸建設部 調査設計グループ
Yoshifumi Wakimura

松本 茂



阪神高速道路株式会社
渋滞対策室
Shigeru Matsumoto

安藤 高士



阪神高速道路株式会社
計画部 事業調整グループ
Takashi Ando