

てこを利用して制震効果を高めたTMD型 橋梁用制震装置

金子 登¹・勝川 藤太²・鈴木 猛康³・井澤 衛⁴・利根川 太郎⁵

¹正会員 工修(株)熊谷組 技術研究所 土木系研究開発部 (〒300-22 茨城県つくば市鬼ヶ窪1043)

²正会員 工修(株)熊谷組 技術研究所 土木系研究開発部 (〒300-22 茨城県つくば市鬼ヶ窪1043)

³正会員 工博(株)熊谷組 技術研究所 土木系研究開発部 (〒300-22 茨城県つくば市鬼ヶ窪1043)

⁴住友金属工業(株)建設エンジニアリング事業部 (〒100 東京都千代田区大手町1-1-3)

⁵住友金属工業(株)建設エンジニアリング事業部 (〒100 東京都千代田区大手町1-1-3)

てこの原理を利用して制震効果を大きく高めたTMD型橋梁用制震装置について検討を行っている。本論文では、本制震装置の概要を紹介した上で、有効減衰を指標とした本制震装置の減衰性能の評価法について述べている。つぎに大地震に対する本制震装置の適用性を、地震応答解析によって検討し、さらに本制震装置の既設橋梁への適用性を、多質点フレームモデルによる地震応答解析を実施して検討し、本制震装置の実橋梁への適用性を考察している。

Key Words : TMD-type control device, Bridge, Formulation, Shaking table test, Numerical Simulation

1. はじめに

Den Hartog¹⁾, Warburton²⁾によって最適制御理論が確立され、TMDはタワーや建築物の風振動ならびに中規模地震による地震動に対する制振装置として、実構造物に採用されるようになってきている。しかし、橋梁主塔の風対策としての適用以外では、制震装置としてのTMDの土木構造物への適用例は見られない。これはTMDが地震動のように非定常かつ衝撃型の振動に対する最大応答値レベルの振動抑制効果が比較的小さく、また大地震に対応できる制震効果を得るためには質量比を大きくとる必要があるからである。

筆者らは、橋梁用制震装置として適用可能なほど減衰性能を向上させた、新しいTMD型制震装置を開発した³⁾。この制震装置はパッシブなTMDを用いるが、てこの原理を応用し、橋台からの反力を利用してTMDを強制的に振動させることにより、TMDの制御力を大きく増幅させるものであり、その機構からパワフルTMDと呼ぶことにした。金子ら^{3),4),5)}は本制震装置の動力学モデルの定式化を行い、最適調整法を提案し、また模型振動台実験によって、これらの妥当性ととも、大きな制震効果が得られる

ことを検証した。

本論文では、まず本制震装置の制震原理、動力学モデル、ならびに最適調整法を概説した上で、新たに検討した有効減衰を指標とした本制震装置の減衰性能の評価法について述べる。つぎに大地震に対する本制震装置の適用性を、地震応答解析によって検討した結果について述べる。さらに、本制震装置の既設橋梁への適用性を、多質点フレームモデルでモデル化し、地震応答解析を行うことによって検討し、本制震装置の実橋梁への適用性を考察する。

2. 装置の概要と動力学モデル^{3),5),7)}

(1) 装置の概要と動力学モデル

図-1はパワフルTMDの動作原理を模式的に示したもので、装置は橋桁の端部に設置する。本装置は、制御力発生機構としてTMDを用いているが、これに加えて、てこの原理を応用した制御力増幅機構を併せ持っている。こうした機構を実現するために、まずTMDは橋桁に直接固定せず、橋軸方向にスライド可能な反力フレームに水平支持させる。また、2元てこを形成することで制御力増幅機構とし、具体的には、てこの一端を支点として橋台に、

他端を力点として反力フレームに、中間部を荷重点として橋桁にそれぞれ接続する。ここでてこ比を r_L とすると、以下に示す2つの要因により、パワフルTMDではより大きな制震効果が得られる。

- 橋桁が振幅 u_s で振動するとき、TMDを支持する反力フレームを振幅 $r_L u_s$ で強制的に振動させる。
- TMDの慣性力 P がてこに伝わると、橋台から反力 $(r_L - 1)P$ が得られ、これらを合計した $r_L P$ が制御力として橋桁に作用する。

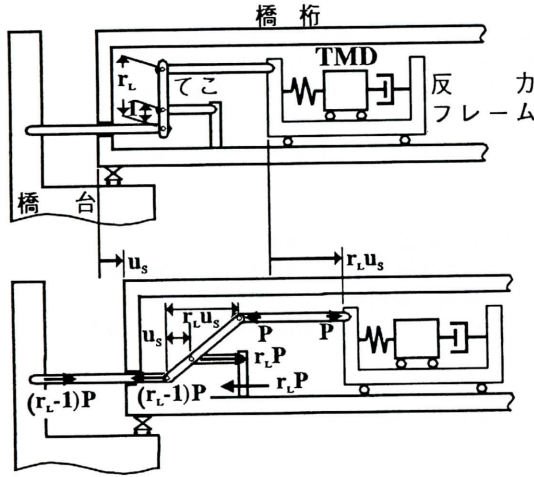


図-1 パワフルTMDの原理

(2) 動力学モデルの定式化

橋を1自由度振動系とすると、パワフルTMDを取り付けた系の力学モデルは図-2のように表わされる。てこにより、反力フレームの変位 u_T は橋桁の変位 u_s を用いて、

$$u_T = r_L u_s \quad (1)$$

とかけると、地震時の系の運動方程式は、橋とTMD重錘に関する2自由度振動系について式(2)のように表わされる。

$$\begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_T \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_s + r_L^2 c_T & -r_L c_T \\ -r_L c_T & c_T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_T \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_s + r_L^2 k_T & -r_L k_T \\ -r_L k_T & k_T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_T \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{u}_G \quad (2)$$

ここに、添字 S 、 T および G はそれぞれ橋梁、TMDおよび地盤を表わし、 m 、 k 、 c および u はそれぞれ質量、剛性、減衰係数および変位を表わす。なお、式(2)において、てこ比を $r_L = 1$ とおくと、在来TMDを取り付けた系の運動方程式となる。

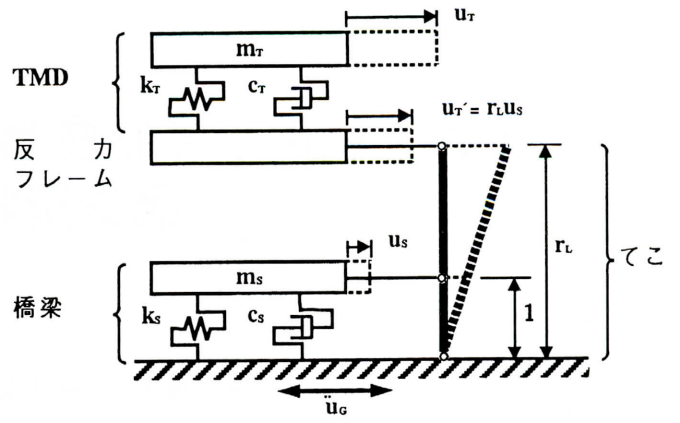


図-2 パワフルTMDを取り付けた系の力学モデル

3. 設計理論^{3),7)}

(1) 最適調整法

Den Hartog¹⁾ による在来TMDの最適調整法にならい、パワフルTMDの最適条件を導いた。最適同調条件および最適減衰条件は、それぞれ式(3)および式(4)のように表わされる。

$$v_{opt} = \frac{1}{1 + r_L^2 \mu} \quad (3)$$

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{3r_L^2 \mu}{8(1 + r_L^2 \mu)}} \quad (4)$$

ここに、 v_{opt} はTMDと橋の最適振動数比、 h_{opt} はTMDの最適減衰定数、 μ はTMDと橋の質量比を表わす。式(3)および式(4)においても、てこ比を $r_L = 1$ とのおくと在来TMDの最適条件となる。

(2) パワフルTMDの有効減衰

橋にパワフルTMDを取り付けたときの制震効果は動的解析により確認できるが、設計の初期段階では概略の効果が簡便に求められることが望ましい。パワフルTMDにより橋の減衰定数がみかけ上増加するものとして扱うことができれば、橋の最大応答値が容易に推定できる。そこで、みかけ上の減衰定数の増加分を有効減衰定数として与えることとした。有効減衰定数 h_{eff} は、調和振動外力に対する有効減衰定数 h_{eff_0} と地震動の非定常性に基づく補正係数 c_h の積として式(5)で定義する。

$$h_{eff} = c_h \cdot h_{eff_0} = c_h \cdot \frac{h_T r_L \mu v}{(v^2 - 1)^2 + (2h_T v)^2} \quad (5)$$

ここに、 v はTMDと橋の振動数比、 h_T はTMDの減

表-1 有効減衰定数の補正係数に関する解析の概要

解 析 モ デ ル	2 自由度	式(2)による詳細解析
	1 自由度	減衰定数の補正係数 $C_h = 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0$
橋 梁	固有周期	$T_s = 1.0, 3.0, 5.0 \text{ sec}$
	減衰定数	$h_s = 0.01$
パワフル TMD	質 量 比	$\mu = 0.03$
	て こ 比	$r_L = 3$
入 力 地 震 波		・ I 種地盤用標準波 ・ III 種地盤用標準波 ・ 神戸海洋気象台 (NS) ・ 東神戸大橋 (橋軸直角) ・ Taft (EW) ・ El Centro (NS)

減衰定数である。

有効減衰定数の補正係数は、以下に述べる地震応答解析の結果から0.7と定めた。補正係数の検討のために行った地震応答解析の概要を表-1に示す。解析は、式(2)の2自由度振動系の運動方程式を直接解く方法と、有効減衰定数だけ橋の減衰定数を増し

$c_h = 0.5 \sim 1.0$ にた1自由度振動系の運動方程式を解く方法の2通りの方法で行った。ここで、後者の解析は補正係数を変化させて行い、最大応答値を前者の解析結果と比較することにより、補正係数として適当な値を探すこととする。また、その他のパラメータは、橋の固有周期を1, 3, 5secの3ケース、入力地震波を6波とした。なお、パワフルTMDの質量比は $\mu = 0.03$ 、てこ比は $r_L = 3$ で一定とし、式(3)および式(4)により最適調整されているものとした。

図-3は、横軸に補正係数を取り、縦軸に1自由度振動系モデルと2自由度振動系モデルの最大応答変位の比をとって、両者の関係を橋の固有周期別に示したものである。最大応答変位の比が1.0となるときの補正係数が最適値である。最適値はかなりばらついており、不明なケースもあるが、補正係数として $c_h = 0.7$ 程度が適当と思われる。逆に、補正係数を0.7としたときの最大応答変位の比は、(e)Taftの固有周期1.0secのケースで0.80となるが、それ以外のケースでは0.9～1.1の範囲にあり、最大応答値を概略推定するという所期の目的に対して十分な精度といえる。

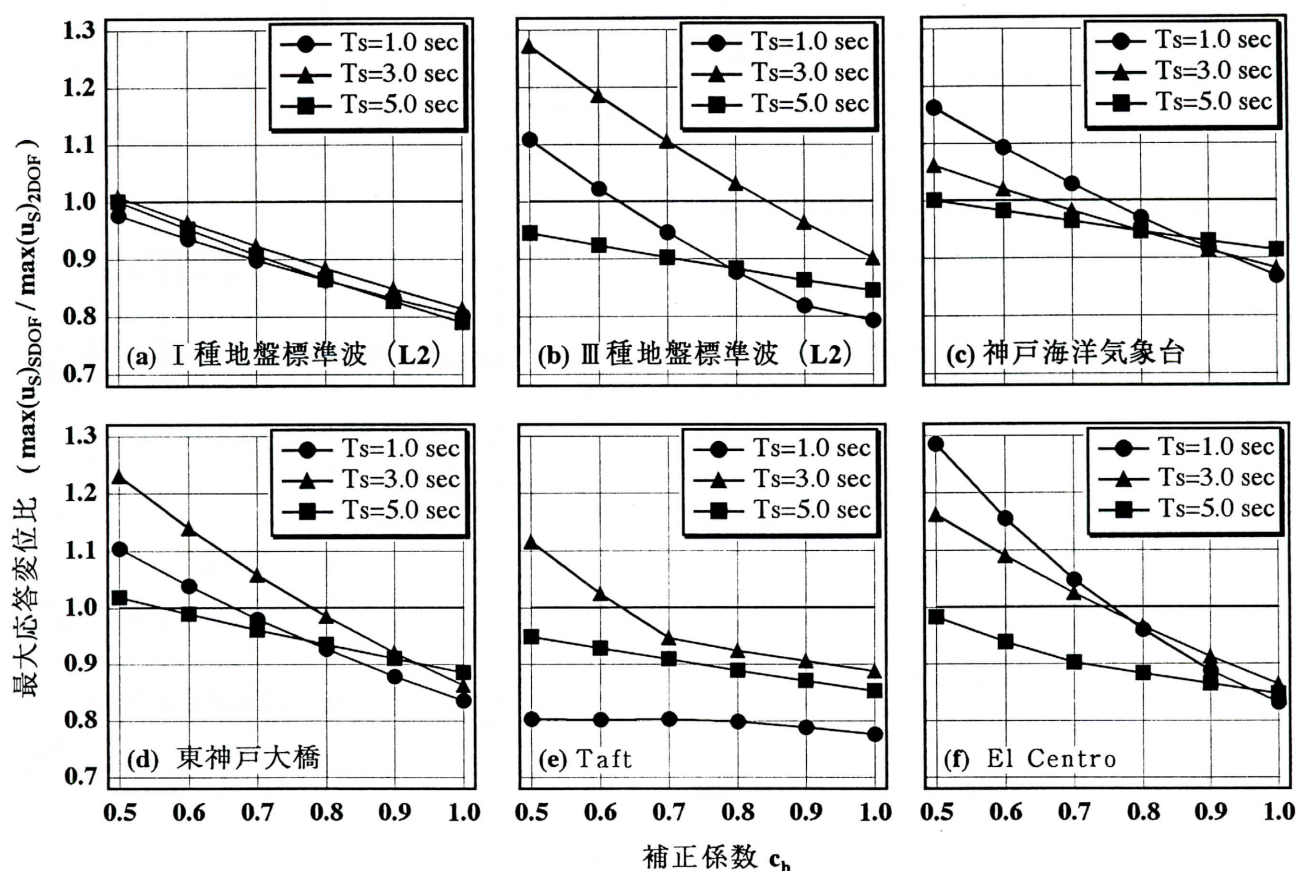


図-3 有効減衰定数の補正係数と最大応答変位比の関係

4. 地震応答解析

(1) 解析概要

大地震時におけるパワフルTMDの適用性を検討するために、地震応答解析によるパラメトリックスタディーを行った。表-2にパラメトリックスタディーの概要を示す。ここで取り上げたパラメータは、橋梁の固有周期、制震方法および入力地震波である。1自由度振動系の橋を対象に、無制震、在来TMD（てこ比 $r_L = 1$ に相当）およびパワフルTMD（ $r_L = 2, 3$ ）により制震するケースの解析を行った。解析は直接積分法により行うものとし、パワフルTMDのケースでは式(2)の運動方程式を解いた。なお、TMDの質量比は $\mu = 0.03$ で一定とし、いずれのケースも最適調整されているものとした。また、入力地震波には、長大道路橋の耐震設計用に作成された標準波2波と兵庫県南部地震における観測波2波を用いた。

表-2 制震効果に関するパラメトリックスタディーの概要

橋梁	固有周期	Ts = 0.1～0.5 sec		
	減衰定数	hs = 0.02 / Ts (0.01 ≤ hs ≤ 0.05)		
制震方法		無制震	在来TMD	パワフルTMD
	質量比	——	μ = 0.03	μ = 0.03
	てこ比	——	(r _L = 1)	r _L = 2,3
入力地震波		・Ⅰ種地盤用標準波 ・Ⅲ種地盤用標準波 ・神戸海洋気象台 (NS) ・東神戸大橋 (橋軸直角)		

(2) 解析結果

図-4は、橋の最大応答加速度をスペクトル表示したものである。てこ比 r_L が大きいほど最大応答加速度の低減効果が大きく、特に無制震のケースで応答が卓越している周期において顕著である。その結果、てこ比が大きくなるほどスペクトル形状が滑らかになり、また値が全体に低くなっており、同調質量ダンパーとして橋に付加する減衰が大きくなったものとして理解できる。また、橋の固有周期ごとの最大応答加速度の低減率は、てこ比と入力地震動によりかなりばらついている。したがって、パワフルTMDの制震効果を最大応答値の低減率で直接評価することは難しく、むしろ前述した有効減衰定数を用いて橋に付加される減衰を評価し、橋の最大応答は応答スペクトルを通してみる方が理解しやすい。

図-5は、TMD重錘と橋桁との最大相対変位を示したものである。(a)神戸海洋気象台および(b)東神戸大橋では、それぞれ固有周期 $T_s = 1.0, 2.0 \text{ sec}$ 程度を境として、これより短周期側ではてこ比が大きくなるほど相対変位は大きくなり、長周期側ではその逆となっている。また、図示していないケースも含めて、神戸海洋気象台以外の地震入力3波では、固有周期が約2sec以上の場合に相対変位が200cm以上となり、これだけの移動量の確保は困難と思われる。その対応策として、装置の減衰を最適減衰以上に設定したり、ある一定以上の相対変位を制限する緩衝機能付きのストッパーを配置することなどが考えられるが、これらは制震効果を阻害する要因にもなりうるので、さらに詳細な検討を要する。

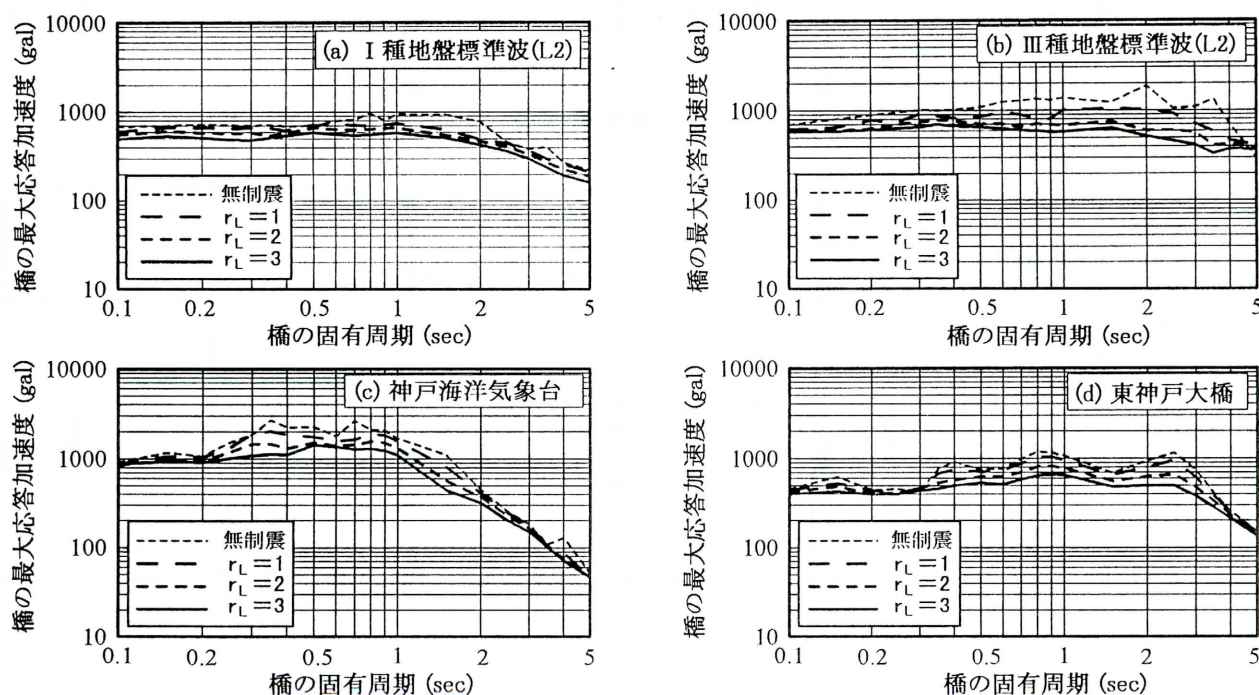


図-4 橋の最大応答加速度

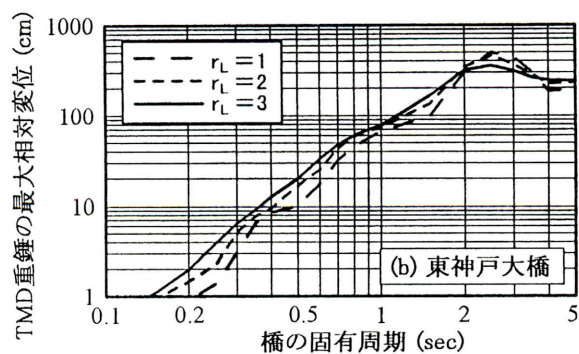
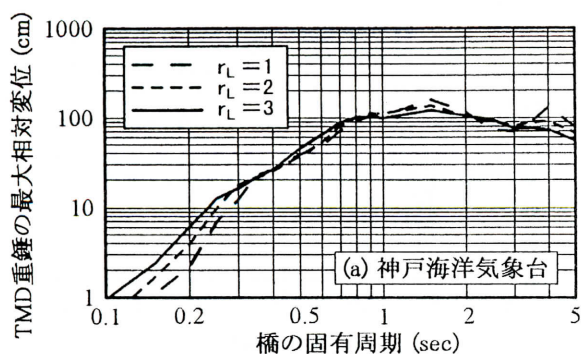


図-5 TMD重錘と橋桁の最大相対変位

6. パワフルTMDの適用例

(1) 概要

パワフルTMDを既設橋梁へ適用した場合の制震効果を検証する目的で、多質点系フレームモデルによる地震応答解析を行い、無制震とパワフルTMD取付時の応答を比較した。解析には、直接積分法を用いた。解析概要を表-5に示す。モデル橋梁としては、三径間連続鋼柱版箱桁橋⁸⁾を選定した。モデル化に際してはできるだけ単純化し、橋脚は直径3.0 mの中空円柱断面のRC橋脚で、鋼版巻立て補強を施してあるものとし、橋脚基部は完全固定の条件とした。また、モデル橋のような鋼橋にパワフルTMDを設置し、大きな制震効果を得るためには、支承を鋼製支承から弾性支承に取り替えるのが得策である。そこで、支承構造を多点弾性固定とした。

表-5 多質点フレームモデルによる解析の概要

橋梁	形式	三径間連続鋼柱版箱桁橋	
	減衰定数	$h_s = 0.02$ (上部工), 0.03 (下部工)	
	橋脚	RCの低橋脚 (鋼版巻立て補強)	
	支承	鋼製支承を弾性支承に取り替える	
地盤		III種地盤	
制震方法		無制震	パワフルTMD
	質量比	—	$\mu = 0.03$
	てこ比	—	$r_L = 5$
入力地震波		・東神戸大橋 (橋軸直角) ・III種地盤用標準波	

パワフルTMDは、質量比 $\mu = 0.01$ 、てこ比 $r_L = 5$ で、全ての橋脚から反力が取れるから、全ての橋脚に分配して設置した。なお、入力地震波には、兵庫県南部地震・東神戸大橋 (橋軸直角) とIII種地盤用標準波 (L2) を用いた。

(2) パワフルTMDの設計

パワフルTMDの設計に際し、制震対象モードを決定する目的でモード解析を行った。制震対象モードは、有効質量比が他のモードに比べてはるかに大きい1次モードとした。モード解析の結果を表-6に示す。解析結果と式(3)、(4)より求まるTMDと橋の最適振動数比 ν_{opt} およびTMDの最適減衰定数 h_{opt} から、パワフルTMDを設計した。パワフルTMDの設計値を表-7に示す。この設計値は、パワフルTMDを1基設置する場合の値である。しかし、今回はすべての橋脚にパワフルTMDを設置することにして、これらの諸値を各橋脚のパワフルTMDに割り振った。

表-6 モード解析結果

モード 次数	固有周期 (sec)	減衰 定数	刺激係数		有効質量比	
			X	Y	X	Y
1	0.724	0.008	1.048	0.000	0.711	0.000
2	0.228	0.020	0.000	1.327	0.000	0.137
3	0.228	0.020	0.000	1.327	0.000	0.137
4	0.141	0.020	0.000	1.372	0.000	0.108
5	0.130	0.026	0.000	0.000	0.000	0.000

表-7 パワフルTMDの設計値

てこ	橋 梁			T M D					
r_L	W_s (tf)	K_s (tf/m)	C_s (tf・s/m)	μ	ν_{opt}	h_{opt}	W_t (tf)	K_t (tf/m)	C_t (tf・s/m)
5.0	892.4	6867.1	12.7	0.01	0.80	0.274	8.9	43.95	3.465

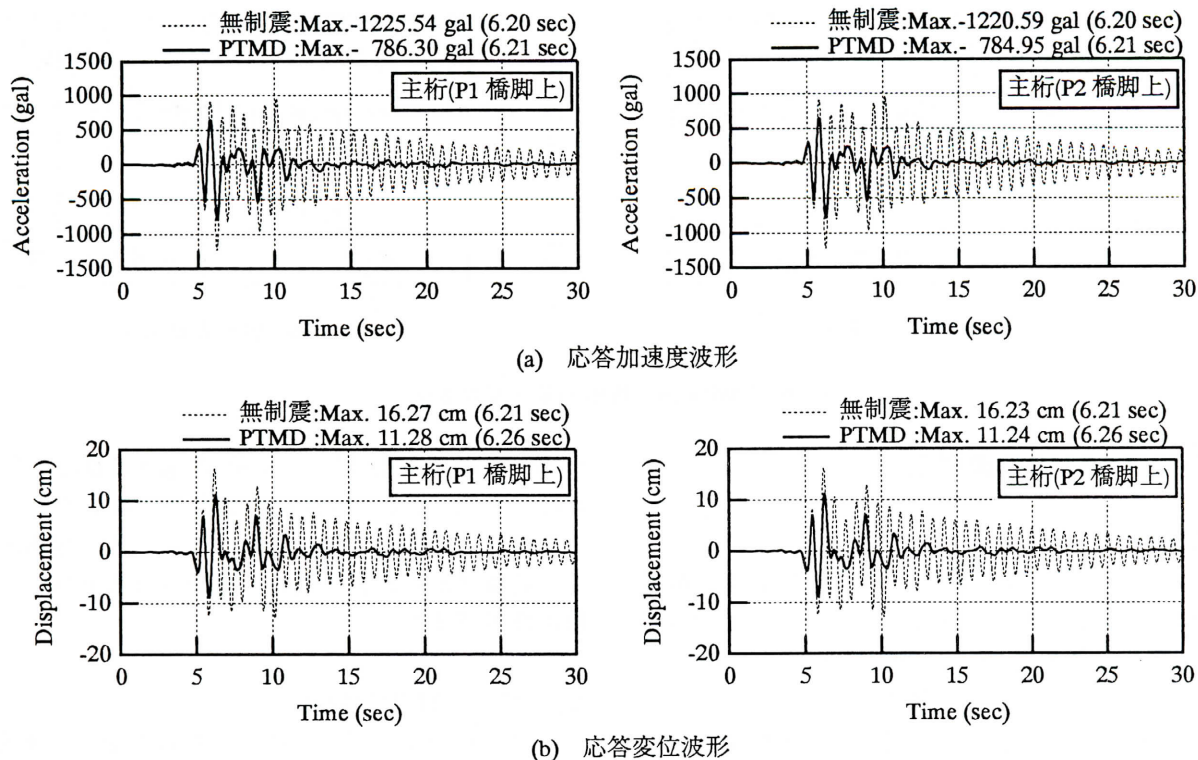


図-6 主桁の応答の時刻歴波形（東神戸大橋）

(3) 解析結果

図-6(a)は、入力地震波を東神戸大橋としたときの主桁の応答加速度の時刻歴波形を示したものである。弾性支承を配置して橋梁の長周期化をはかっているため、無制震、パワフルTMD設置時ともに、応答波形には長周期成分のみが卓越して現れている。パワフルTMD設置時の最大応答加速度は、無制震時と比較して、主桁(P1橋脚上)、主桁(P2橋脚上)ともに64%に低減されている。また、無制震時における地震動初期の大きな応答が、パワフルTMD設置時には低減されていることから、パワフルTMDが地震の初期の段階から制震効果を発揮していることが分かる。図-6(b)は主桁の応答変位の時刻歴波形を示したものであるが、前述の加速度と同様の傾向を示している。低減率は、主桁(P1橋脚上)、主桁(P2橋脚上)ともに69%である。

図-7(a)は、入力地震波をⅢ種地盤用標準波としたときの主桁の応答加速度の時刻歴波形を示したものであり、長周期成分が卓越していること、パワフルTMDが地震動初期の段階から制震効果を発揮していることは、東神戸大橋の場合と同様である。また、主桁(P1橋脚上)、主桁(P2橋脚上)の低減率はともに30%である。低減率が東神戸大橋に比べて大きいのは、無制震時の主桁の応答がほぼモデル橋の固有周期であったために共振し、応答が大きくなっ

たことと、この周期がパワフルTMDの制震対象周期であったために、より効果が大きかったことが原因だと考えられる。図-7(b)は応答変位の時刻歴波形を示したものであり、加速度と同様の傾向を示している。低減率は、主桁(P1橋脚上)、主桁(P2橋脚上)ともに30%である。

表-8 TMD重錘と主桁の最大相対変位

	P1橋脚上 (cm)	P2橋脚上 (cm)
東神戸大橋	91.06	79.40
Ⅲ種地盤用標準波	77.49	67.66

表-8は、TMD重錘と主桁(P1, P2橋脚上)の相対変位の最大値を示したものである。パワフルTMD重錘の最大相対変位は、入力地震動、対象橋梁の固有周期、主桁の最大応答変位、パワフルTMDの質量比 μ 、てこ比 r_L などで変化するが、4. 地震応答解析の結果から、モデル橋のような固有周期 $T_s = 0.7 \text{ sec}$ 程度の橋では、てこ比 r_L が大きくなるほど相対変位が大きくなると考えられる。てこ比 $r_L = 5$ は、パワフルTMDとしては比較的大きなてこ比であるが、このてこ比を用いても、TMD重錘の最大相対変位は片振幅で1.0m程度となっている。今

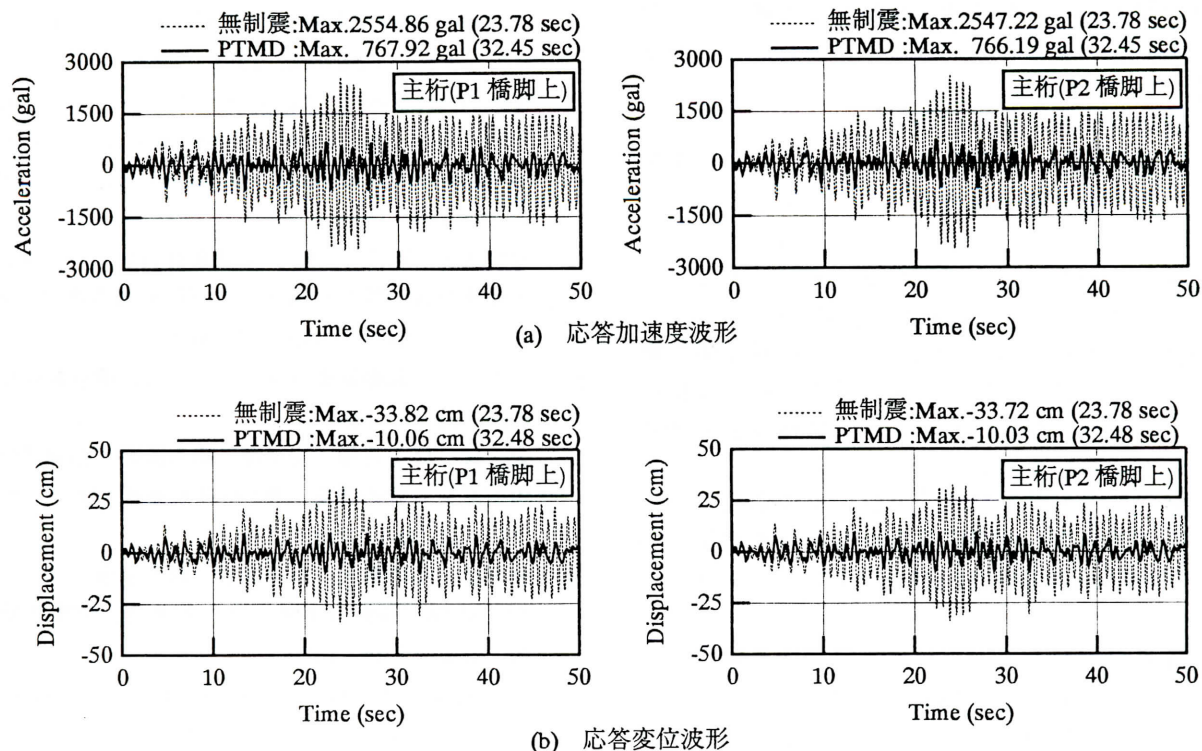


図-7 主桁の応答の時刻歴波形（III種地盤用標準波）

表-9 パワフルTMDの最大制御力および橋脚基部の最大せん断力

	パワフルTMDの制御力 (tf)		せん断力 (tf)	
	P1橋脚上	P2橋脚上	P1橋脚基部	P2橋脚基部
東神戸大橋	33.28	57.81	98.77	357.66
III種地盤用標準波	28.86	50.41	103.28	324.71

回選定したモデル橋では、パワフルTMDの設置箇所として主桁と橋脚天端の間が考えられるが、橋脚は直径3.0mの円形断面なので、十分設置可能であることが分かる。

表-9は、パワフルTMDの主桁に作用する最大制御力と橋脚基部に作用する最大せん断力を示したものである。最大制御力は制震対象モード重量の7%程度である。また、今回のケースでは、パワフルTMDは橋脚頂部より反力をとることになるが、橋脚頂部にかかる反力は制御力の $(r_L - 1)/r_L$ 倍だから、最大で50tf程度であり、橋脚基部にかかる最大せん断力の1/8～1/4程度である。

以上、多質点フレームモデルによる解析の結果、パワフルTMDを実橋へ適用した際、十分な制震効果を発揮することが確認できた。道路橋や鉄道橋などの既設橋梁では、必ずしも橋台にパワフルTMDを設置するとは限らず、橋脚に設置することも考えられる。この場合、橋脚の剛性や減衰がパワフル

TMDの制震効果に影響すると考えられるが、今回の解析から、十分に制震効果があることが確認できた。また、橋脚に設置する場合には、設置スペースが問題になるが、多点設置として、TMD重錘のサイズを小さくすることで、設置スペースを確保することが可能である。

7. まとめ

橋梁用制震装置として、橋台からの反力を利用することでTMDの制震効果を高めたパワフルTMDを提案した。以下に本論文で得られた結論をまとめる。

- 1) パワフルTMDの動作原理を整理し、動力学モデルの定式化を行った。また、この動力学モデルは、模型振動台実験を行って検証できた。
- 2) 設計理論としてパワフルTMDの最適調整法を示した。ここで、最適同調条件と最適減衰条件は、いずれも質量比 μ とてこ比 r_L により一意的

に定められる。

- 3) 橋の最大応答値を簡便に推定するために、パワフルTMDの減衰性能の評価指標として有効減衰定数を提案した。
- 4) 地震応答解析によるパラメトリックスタディーを行った結果、パワフルTMDによる制震効果を橋の最大応答値の低減率として直接論じても一般性をもたないことが示された。むしろ、一旦は減衰性能を評価し、応答スペクトルを通して制震効果をみると理解が得られやすい。
- 5) 地震応答解析から、周期2sec以上の長周期の橋では、大地震時にTMD重錘と橋桁の相対変位が200cm以上となる場合があり、装置を設計する上で注意する必要がある。
- 6) 実橋への適用性を検証する目的で多質点フレームモデルによる地震応答解析を行った結果、パワフルTMDの制震効果が十分あることが確認できた。
- 7) 多質点フレームモデルによる地震応答解析の結果、パワフルTMDを橋脚に設置する場合、設置スペースが問題となるが、多点設置としてパワフルTMD 1基の大きさを小さくすれば、十分設置可能である。

謝辞：本研究は、建設省土木研究所、(財)土木研究センターおよび民間19社による共同研究「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発」の一環として行ったものである。建設省土木研究所耐震研究室大塚久哲室長をはじめとして、共同研究のメンバーの方々には有意義なディスカッションをして頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) J.P. Den Hartog: Mechanical Vibrations, 4th edn., McGraw-Hill, Newyork, 1956.
- 2) G.B. Warburton: Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters, Earthquake eng. struct. dyn., vol.10, pp.381-401, 1982.
- 3) 建設省土木研究所, 他: 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書(その1~3), 1994.3, 1995.3, 1996.3.
- 4) 土木学会: 振動制御コロキウム, A. 構造物の振動制御, pp.57, 1991.7
- 5) 金子誉, 足立喜隆, 田中港, 鈴木猛康: 相対変位利用型減衰装置の考案, 第9回日本地震工学シンポジウム, pp.1861-1866, 1994.12.
- 6) 金子誉, 勝川藤太, 吉谷進治, 鈴木猛康: パワフルTMDの模型振動台実験, 第23回地震工学研究発表会, pp.525-528, 1995.7
- 7) I. Kaneko, T. Katsukawa, S. Yoshitani and T. Suzuki: The powerful TMD for bridges compulsorily shaken by a reaction force from an abutment, 11WCEE, 1996.6.
- 8) 首都高速道路公団: 鋼構造物標準図集, 1994.2

(1996.9.14 受付)

Powerful TMD for Bridges Strongly Shaken by a Reaction Force from an Abutment

Isao KANEKO, Touta KATSUKAWA, Takeyasu SUZUKI,
Mamoru IZAWA and Tarou TONEGAWA

Examinations on the TMD-type seismic control device for bridges, being enlarged its control effect by applying a principle of levers, are made in this paper. The outline of the device is introduced, first. The method of evaluation on the damping capability of the device are presented, next, using an effective damping as a parameter. The applicability of the device to a bridge subjected to large earthquake excitations is examined by earthquake response analyses, furthermore, the applicability of the device to the previously constructed bidges is also presented.