

## 東神戸大橋主塔の対風挙動と振動実験

神戸建設部	設	計	課	上	田	芳	夫
同 部	東	神	戸	北	沢	正	彦
同 部	同	所		正	田	正	一
同 部	同	所		金	治	英	貞

### 要 約

東神戸大橋は、その構造の特徴として、オールフリー構造（主構の橋軸方向支持条件が全支点で可動）および突出長の比較的長いH型の主塔形状を有している。そのため、完成系の橋全体の卓越振動は主構の鉛直変形を伴わないスウェーモードとなり、主塔の振動特性が全体系の振動性状に大きな影響を与えることになる。また、架設期間中の主塔の特徴としては、固有振動数の低下から風による有害な振動が推定され、これを抑制する目的で制振装置を設置している。

したがって、設計で推定した完成時および架設時の主塔の振動特性値の確認および制振装置の有効性を把握することを目的として、強風時における主塔の挙動の観測および主塔の独立時における振動実験を行った。

その結果、制振装置を機能させた強風時の主塔挙動においては、解析による非制振時の推定応答値との比較から、応答振幅が非制振時の $1/5 \sim 1/4$ に減少しているものと推測され、非定常な振動に対しても制振装置は十分に機能していることが確認できた。

また、振動実験の結果からは、①固有振動数は1次モードにおいて解析値 $0.25\text{Hz}$ とほぼ一致し、②対数減衰率は1次モードにおいて $0.03 \sim 0.04$ で、設計定数より大きな減衰特性を呈示し、③制振装置は減衰率、応答倍率ともに、十分な制振効果を発揮するものと判断された。

### まえがき

東神戸大橋は、橋長 $885\text{m}$ 、中央径間 $485\text{m}$ の3径間連続鋼斜張橋である。本橋の特徴の一つとして、主構の支持方法が、ペンデル支承を除き、すべて主塔からケーブルを介して弾性支持されている、いわゆるオールフリー構造を採用していることが挙げられる。そのため、橋全体の固有振動数が、1次モードで $4.4$ 秒と、長周期構造となっている。

このような特徴を持つ本橋の場合、主塔の振動特性が橋全体の振動性状に大きな影響を及ぼすことが考えられる。また、主塔の耐風設計にあたっては、三次元模型を用いた風洞実験によりその耐風安定性を検討し、その結果、塔には架設中の制振対策として、Tuned Mass Damper（以下TMDと称す）を設けている。

よって、減衰性能を始めとする主塔の振動特性

および主塔制振装置の有効性を確認するため、ケーブル架設前に、強風に対する主塔の挙動観測と大型起振機を用いた主塔の振動実験を実施した。

以下、本稿では、風洞実験等による挙動の推定について簡単に述べ、これら対風挙動観測結果および振動実験結果について振動特性上検討すべき各種問題について考察を加えながら報告する。

## 1 主塔の耐風性検討

### 1-1 概要

架設時の主塔は、ある期間ケーブルが張られていないため、橋軸方向の振動が発生し易い。特に本橋の場合、細長い自由突出柱による剛性低下と溶接接合の多用による減衰低下が考えられ、振動を助長する可能性がある。そこで、設計時に主要な架設段階について風洞実験と解析によりその現象の把握を試みた。

なお、上記とは90°異なる主塔面内方向の振動に対しては、架設上支障とならない範囲でカバープレートを設け断面形状を変えることにより空力的な制振を行っている。

### 1-2 風洞実験<sup>1)</sup>

実験はケーブル張り出し時等多くのケースを実施しているが、ここでは主塔の渦励振に着目した写真-1、2に示す主塔独立時の2ケースの実験結果について述べる。

なお、ここに示す実験は一様流中の結果であり、主塔の対数減衰率としては耐風設計基準<sup>2)</sup>に記載しているとおり0.01を与えている。

①実験A (1/100模型、防護ネットなし)

→曲げ1次、ねじれ、曲げ2次の渦励振

②実験B (1/100模型、防護ネットあり)

→曲げ1次、ねじれ、曲げ2次の渦励振

実験Aと実験Bでは同じ振動が生じているが、いずれの振動においても主塔回りに設置されている防護ネットをセットした実験Bの方が小振幅、高風速発振となっている(図-1参照)。

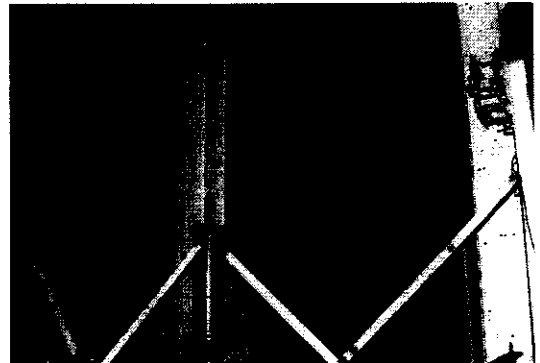


写真-1 塔独立状態（ネット無し）実験状況



写真-2 塔独立状態（ネット有り）実験状況

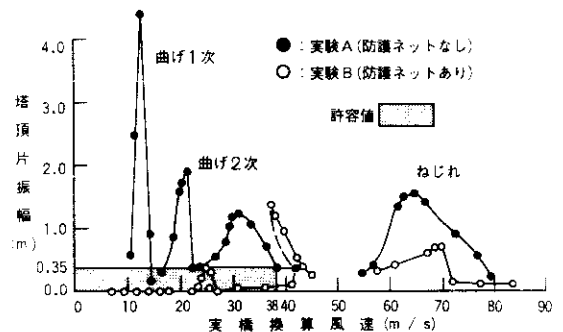


図-1 塔独立状態の塔面外曲げ振動応答特性 (一様流中)

しかしながら、実験Bは防護ネットの充実率を合わせているものの実橋における実際の防護ネットによる空力特性が忠実に反映されているとは言えず、この結果より実橋の耐風性を評価することは問題であると判断された。そこで、基本的には安全側評価となる実験Aの結果を有効とした。

### 1-3 渦励振推定解析

前項の実験結果はあくまで主塔独立時の挙動であり、他の架設段階毎の耐風性については渦励振という現象のメカニズムから下記の解析により推定する。

- ①タワークレーン等架設機材も考慮したモード解析を各架設段階毎に行い、等価質量、固有振動数、振動モードを求める
- ②独立時実験より求められている共振風速式 ( $V = NH/k$ ;  $N$ :固有振動数、 $H$ :塔頂幅、 $k$ :換算振動数) に各モードの固有振動数を代入し、その架設段階における共振風速を求める
- ③独立時実験より得られた振幅-質量減衰パラメータ関係図に各モードの等価質量より求められた質量減衰パラメータをプロットし、その架設段階における推定振幅を求める (図-2参照)

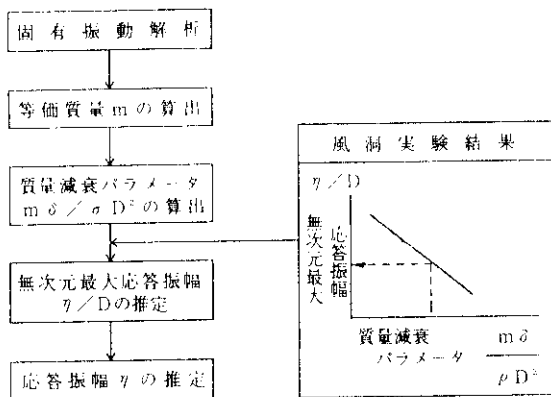
表-1に架設ステップと以上の解析結果を示す。なお、表中各欄は制振対策が必要となった振動のみ数値を記入しており、上段から共振風速、固有振動数、推定振幅を示している。

### 1-4 制振対策

解析による結果を、耐風設計基準に記されている部材耐力、架設機材耐力、作業性の観点から検討すると多くの架設段階において制振対策が必要となった (表-1参照)。

そこで、制振対策としてTMDとスライディングブロックの検討を行ったが、塔ブロック架設、ケーブル架設、形状管理において後者では支障をきたすことから、最近の長大橋架設に実績のあるTMDを採用するに至った (写真-3参照)。

TMDは、おもり、ばね、ダンパーの3要素で



- ここに:  $m$ : 等価質量 ( $\text{kgfs}^2/\text{m}^3$ )
- $\delta$ : 構造減衰 ( $\delta = 0.01$ )
- $\rho$ : 空気密度 ( $\rho = 0.12\text{kgfs}^2/\text{m}^3$ )
- $D$ : 塔頂幅 (橋軸方向の辺長, m)
- $\eta$ : 応答振幅 (m)

図-2 応答振幅の推定

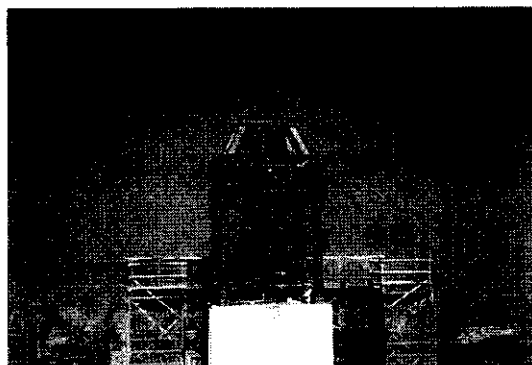
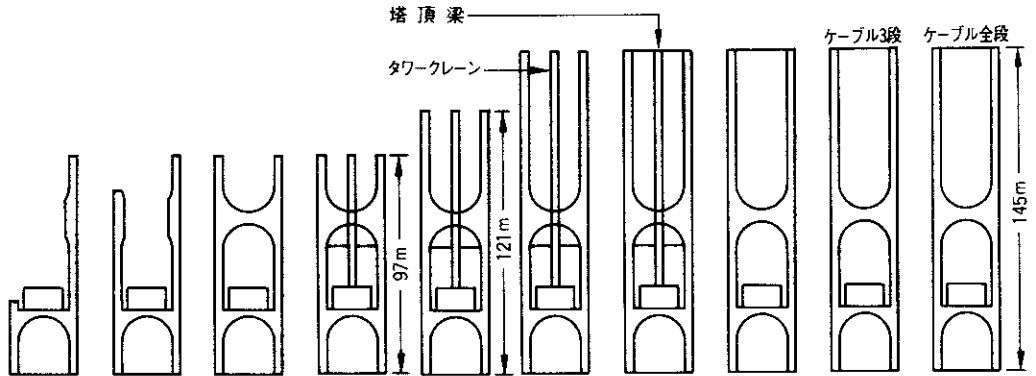


写真-3 塔頂に設置されたTMD

構成されており、上述した部材耐力等の3条件を満たすべき所要減衰と各振動数を確保するように質量、ばね定数、減衰を設定し設計する。設置台数は、表-1に示したとおり最大3モードに対し制振の必要性が生じたので、各々の振動数に対応させるため3台としている。

表一 共振風速と塔頂振幅の推定



	CASE1	CASE2	CASE3-1	CASE3-2	CASE4	STEP38-1	STEP38-2	STEP38-3	STEP30	STEP5
曲げ ①	32.8m/s 0.635Hz (2.92m)	32.3m/s 0.626Hz (2.92m)	27.9m/s 0.540Hz (2.48m)	37.8m/s 0.732Hz (1.78m)	16.5m/s 0.341Hz (0.97m)	13.2m/s 0.293Hz (1.80m)	12.1m/s 0.269Hz (1.60m)	13.2m/s 0.293Hz (2.77m)	17.3m/s 0.386Hz (0.81m)	
曲げ ②					27.8m/s 0.576Hz (1.40m)				29.4m/s 0.658Hz (1.01m)	30.0m/s 0.671Hz (0.37m)
ねじれ①					30.7m/s 0.767Hz (2.19m)	19.1m/s 0.515Hz (1.22m)	24.9m/s 0.672Hz (0.59m)	26.2m/s 0.707Hz (2.34m)	33.1m/s 0.893Hz (1.11m)	
ねじれ②						21.6m/s 0.582Hz (1.01m)	28.4m/s 0.766Hz (1.13m)			

ここでの値は制振の必要性のある振動に対するもので、上段は共振風速、中段は固有振動数、下段は非制振時の塔頂片振幅を表す

## 2 対風挙動<sup>3), 4), 5)</sup>

### 2-1 概要

ここでは、平成2年度に観測した二つの台風と冬季の季節風による主塔の挙動について述べる。

風観測は、二つの台風においては、架橋地点の北約600mに位置する東神戸大橋情報安全管理室(以下情管と称する)で行われ、冬季の季節風においては、塔頂付近(地上約150m)に設置された超音波風速計で行われている。なお、情管の風向風速計は地上約11mの高さに設置されているが、北側にはこれとほぼ同程度の工場建屋が存在することから、北風については乱れの影響を受け信頼性が低下していることが懸念される。

架設状況は各強風時において異なり、台風19号

時においては塔高約120mでタワークレーンが設置され、28号時においては塔高約145mでタワークレーン、塔頂梁、塔頂クレーンが設置され、季節風時においては約145mで塔頂梁、塔頂クレーン、振動実験用の起振機が設置されていた。

なお、いずれの場合においてもTMDは設置されていた。つまり、ここに述べる主塔挙動は制振時の挙動である。

### 2-2 台風19号(H2.9.19)による挙動

#### (1)風特性

まず風速の経時変化であるが、PM6時頃より最大瞬間風速10m/s以上の風が吹きはじめ、8時から9時にかけて15m/s程度、10時頃に20m/s程度、そして11時において

は20~25m/sの風速を記録している(図-3参照)。

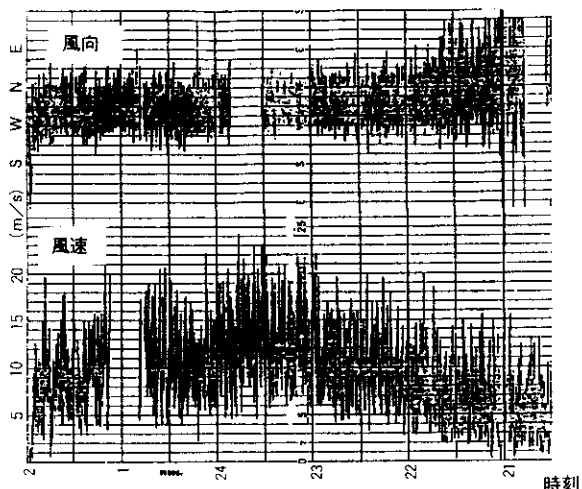


図-3 風向・風速データ(台風19号)

一方風向は、架橋地点が台風の進行方向の左に位置していることから、NE(PM6時~9時頃)→NNE→N(9時半頃)→NNW(10時頃)→NW(11時頃)と反時計回りに変化している。

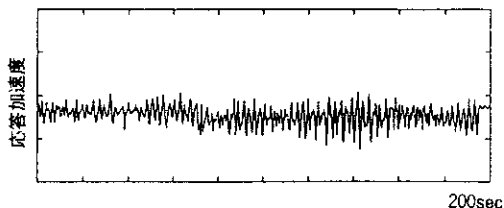
### 12振動数

加速度パワースペクトルを図-4に示すが、低周波数域では0.255Hzと0.420Hzにおいて振動数が卓越している。これは前述の振動解析結果CASE4からタワークレーン曲げの卓越する塔面外曲げ1次(0.341Hz)、塔のみの塔面外曲げ1次(0.576Hz)に対応するものと考えられる。

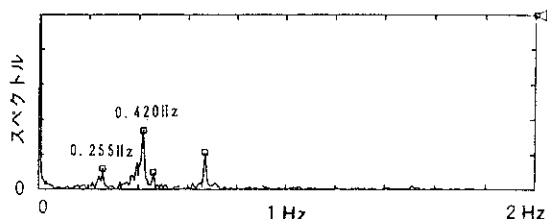
解析値との差異は、塔高の相違(実橋の方が6m高い)、TMDの質量加算の他に、解析上のタワークレーンの剛度、質量評価誤差に起因している。

### 13塔頂応答

振動数の差異を考慮して、塔面外曲げ1次の渦励共振風速を求めると、20.3m/sである。観測データからは、この風速に近い時



(a) 時刻歴



(b) パワースペクトル

図-4 主塔最大応答時の加速度パワースペクトル(台風19号)

刻であるPM10過ぎに最大応答加速度36.9galを記録している。この時の風向は塔面外の渦励振を生じる橋軸直角方向NNWである。

さらに、加速度振動波を2回積分して最大応答加速度時付近の最大応答振幅を求めると5.2cm(片振幅)となる(図-5参照)。

なお、振動波形を正弦波としてこの振幅と

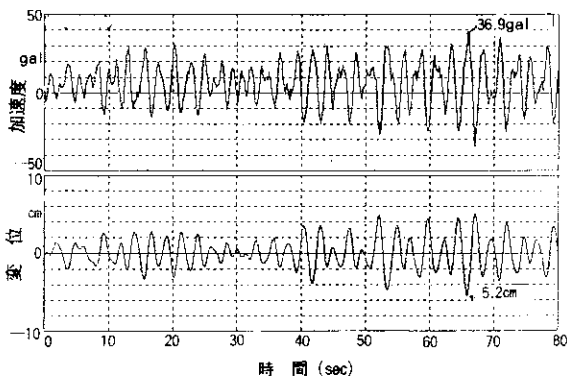


図-5 最大応答付近における主塔の加速度記録と変位記録(台風19号)

加速度から振動数を逆算して求めると0.423 Hzとなり、最大応答時に生じていた振動は塔のみの面外曲げ1次ということを裏付ける結果となる。

### 2-3 台風28号 (H2.11.30) による挙動

#### (1) 風特性

PM 2時半過ぎからPM 6時頃まで平均風速が10m/sを超える強風が吹き続け、PM 3時から5時頃までは最大瞬間風速20m/sを超える風が時折吹く状態が続いた(図-6参照)。

一方風向は、PM 1時頃はENEであったのが台風の通過とともにNE→N→NNWに変わり、さらに台風通過直後急激にNNW→W→WSWと変化している。

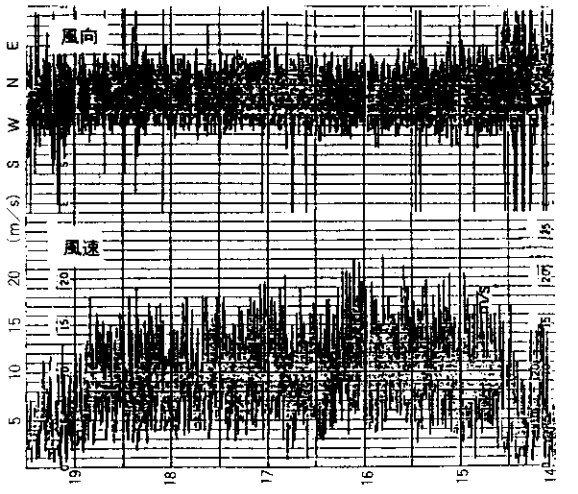
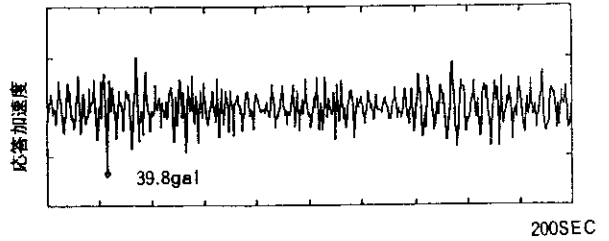


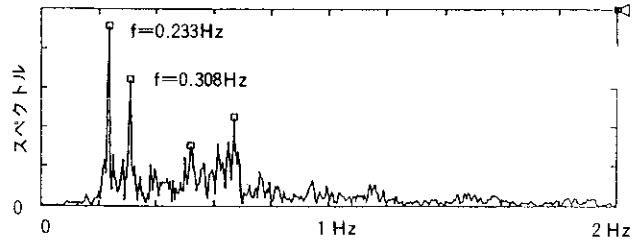
図-6 風向・風速データ (台風28号)

#### (2) 振動数

加速度パワースペクトルを図-7に示すが、低周波数域では0.233Hzと0.308Hzにおいて振動数が卓越している。これは前述の振動解析結果STEP38-2から、塔のみの塔面外曲げ1次(0.269Hz)、タワークレーン曲げの卓越する塔面外曲げ1次(0.478Hz)に対応するものと考えられる。



(a) 時刻歴



(b) パワースペクトル

図-7 主塔最大応答時の加速度パワースペクトル (台風28号)

#### (3) 塔頂応答

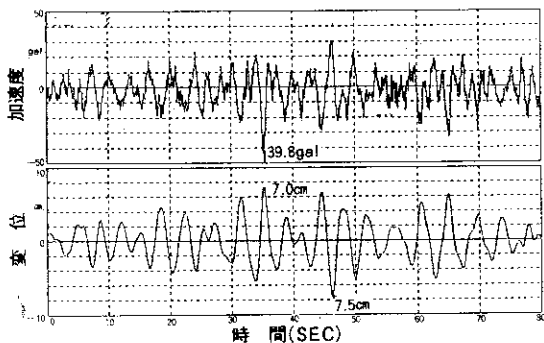
振動数の差異を考慮して渦励振共振風速を求めると、塔曲げ1次において10.5m/s、タワークレーン振動が卓越する塔曲げ1次において13.8m/sである。観測データからは、この風速に近い時刻であるPM 4過ぎに最大応答加速度39.8galを記録している。この時の風向は、台風19号の時と同様NNWである。

また、加速度波形を2回積分して求めた最大加速度付近の最大応答振幅は7.5cm(片振幅)となる(図-8参照)。台風19号同様に得られた応答から振動数を逆算して求めると0.379となり、この時の振動は複数の周波数成分を含んだ合成振動と考えられる。

### 2-4 冬季強風 (H3.2.19) による挙動

#### (1) 風特性

この風は冬の季節風であることから、架橋地点付近で事前調査されている既存の風配図のとおり風向はNからWの範囲において吹き、



図一八 最大応答付近における主塔の加速度記録と変位記録 (台風28号)

瞬間風速は  $6\text{ m/s} \sim 21\text{ m/s}$  であり、ほとんどが  $10\text{ m/s}$  を超えている。

### (2) 振動数

加速度パワースペクトルは、前述の二つの台風挙動とは異なり振動数は  $0.254\text{ Hz}$  のみにおいて卓越している (図一九参照)。これは振動系を複雑化していたタワークレーンが解体されていたことが主要因と考えられる。

### (3) 塔頂応答

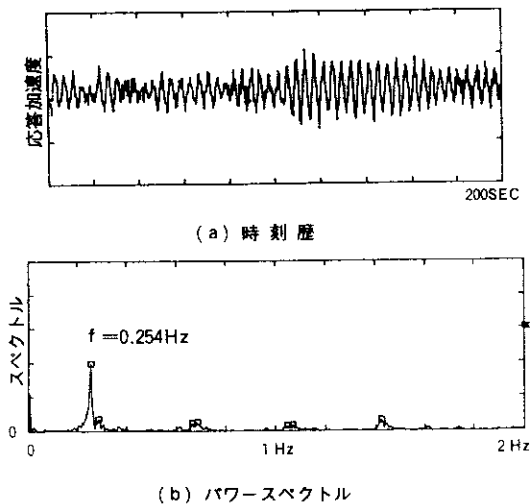
最大応答は図一十のとおり台風応答と比較すると非常に小さく加速度で  $6\text{ gal}$ 、振幅で  $2.3\text{ cm}$  となる。なお、ここでの応答振幅はパワースペクトルの卓越性から、加速度波形を正弦波として算出している。

## 2-5 考察

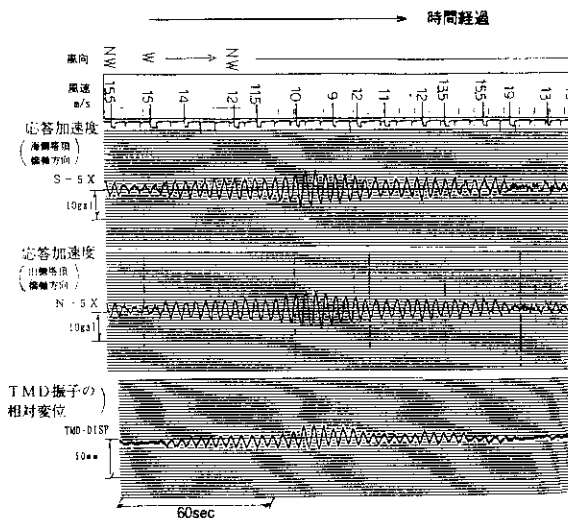
### (1) 設計の妥当性

架設時主塔の耐風設計において検討した渦励振は実橋においても発生した。この渦励振の推定解析によって求めたものは、振動数、共振風速、振幅であったが、以下に観測値との比較をする。

振動数は両者において違いが見られたが、これはタワークレーンの剛度、質量を正確に評価出来なかったことが原因と考えられる。事実、実測振動数はタワークレーンの影響分



図一九 主塔応答の加速度パワースペクトル (冬季強風)



図一十 主塔の加速度記録とTMDの変位記録 (冬季強風)

のみで台風19号時において約15%、台風28号時において約10%低下していた。つまり、剛度/質量を約20~30%低く評価していたとい

える。

共振風速については10分間平均最大風速を塔高の65%高さにおいて直接測定していなかったことから解析値との厳密な比較をすることは出来ないが、10~20m/sという大きな範囲には両者入っていると考えられる。

振幅については観測値が制振時の値であることから、両者比較することは出来なかった。

## (2)主塔応答の影響要因と減衰効果

風による主塔の挙動は、風の乱れ、塔本体の構造減衰、架設機材の構造減衰、TMDの減衰効果、防護ネットの空力減衰、塔本体の空力減衰によって支配される。

表-2に実験、解析および実測から得た影響要因の条件別の応答振幅を示すが、これより各要因別の振幅低減率が試算できる。ここで最も着目されるのがTMDの減衰効果と風洞実験で示唆されたネットの減衰効果であるが、両者合わせた低減率は0.20~0.25とかなり高い効果を示している。なお、TMDの変位を計測していた冬季強風時の記録では主塔片振幅が約2.3cmと非常に小さいにも関わらずTMDは片振幅で約1.8cm相対変位しており、TMDの応答によって主塔の応答が減少している状況が観測されていることから、定性的ではあるがネットの効果は小さいと思われる(図-10参照)。

## 3 振動実験<sup>6),7)</sup>

### 3-1 実験の概要

振動実験は、塔の架設が完了し、タワークレーンが撤去された後、ケーブルによる主構張り出し架設が始まる前に行われた。実験時の架設状況を写真-4に示す。実験を行った際には、架設順序などの制約条件から、一括架設された主構大ブロック、耐震仮ベントが設置されていた。さらに、架設機材として、クレーン類6台、および、塔頂水平梁、などが搭載されていた。

実験は、神戸側主塔の各塔頂に設置された2台の大型起振機(建設省土木研究所蔵所有、EX-7500BL型、振動数限界範囲:0.1~2.0Hz、最大不平衡モーメント:750kgf・m)により塔を橋軸方向(面外方向)に水平加振し、サーボ型加速度計(測定範囲:0.2~2,000gal)、変位計(ストローク:200mm)、動歪計(周波数フィルターレンジ:0~10Hz、歪測定レンジ:100 $\mu$ )等により計測を行った。なお、本起振機は主塔の固有振動数に同調させることが可能なよう、選定されたものである。最大起振力は、1次モードでは起振機の最大能力300kgf、2次モードでは作業の安全性から1,520kgfとした。計測機器の設置位置を、図-11に示す。

### 3-2 実験ケース<sup>6),7)</sup>

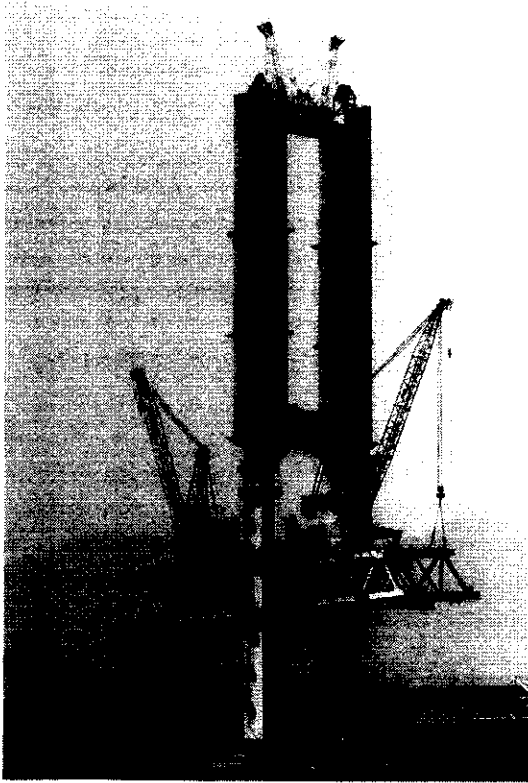
実験ケースを、表-3に示す。表中上段の英数

表-2 減衰影響要因の相違による応答比較

ケース	乱れ(%)	主塔 構造減衰	架設機材 構造減衰	TMD 減衰効果	ネット 空力減衰	主塔 空力減衰	塔頂変位 19号(cm)	塔頂変位 28号(cm)
実験	一様流	0.01	0.01	0	0	$\delta at$	140	160
解析A	15	0.01	0.01	0	0	$\delta at$	95	110
解析B	15	0.03	0.03	0	0	$\delta at$	26	30
実橋	15	0.03	0.03	$\delta TMD$	$\delta an$	$\delta at$	5.2	7.5
低減率	95/140 =110/160 =0.68	26/95 =30/110 =0.27		5.2/26=0.20(19号) 7.5/30=0.25(28号)		-		

実橋観測値における乱れは既存の観測値、主塔の構造減衰は振動実験により求められた値を与えている。





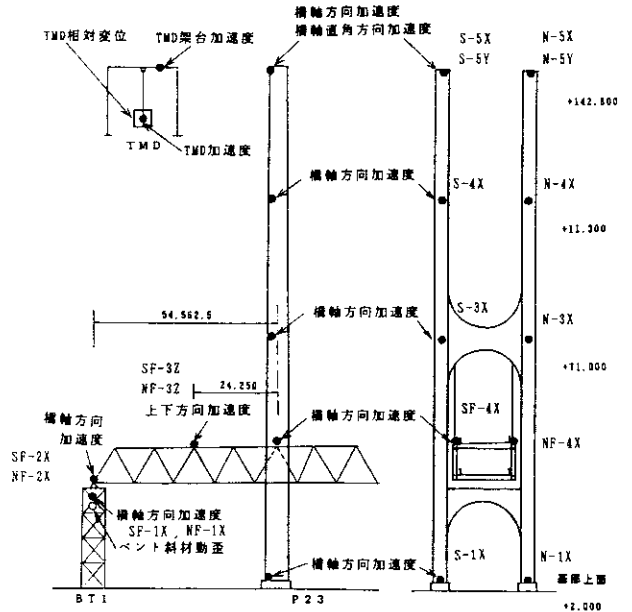
写真一 4 振動実験時の架設状況 (1991年 2月)

文字はケース番号を、下段の ( ) 内の数字は実験回数を表す。

実験ケースは大別して、実験の種類による常時微動計測、定常加振実験、自由振動実験の3ケース、着目する固有振動モードによる2ケース、振幅の大小による3ケース、制振装置の種類による3ケースに分けられる。制振装置としては、実際に制振に用いているTMDの他に、将来のフィージビリティ・スタディーの一助となるよう、TLC D (液柱管ダンパー) を用いた実験も併せて実施した。詳細については、文献11)、12) に詳しい。

### 3-3 塔の振動特性

各実験によって得られた固有振動数の測定結果を設計値と比較すると、表一4のようになる。実験値は設計値より若干高くなっているが、良い一致を示しているといえる。図一12に、曲げ1次および曲げ2次における振動モードの理論値と定常



図一11 計測項目

表一 3 実験の種類と実験ケース

	非制振		TMD制振	TLCD制振	
	曲げ1次	曲げ2次	曲げ1次	曲げ1次	
常時微動	TWR A (2)		.....	.....	
定常加振	大振幅	TWR1SL (2)	TWR2SL (1)	TMD1SL (2)	TLCD1SL (2)
	中振幅	TWR1SM (1)	TWR2SM (1)	TMD1SM (1)	TLCD1SM (1)
	小振幅	TWR1SS (1)	.....	.....	.....
自由振動	大振幅	TWR1FL (2)	TWR2FL (1)	TMD1FL (2)	TLCD1FL (2)
	中振幅	TWR1FM (1)	TWR2FM (1)	TMD1FM (1)	TLCD1FM (1)
	小振幅	TWR1FS (1)	.....	.....	.....

付記: ( ) 内は実験回数

加振実験での応答値との比較を示す。図中の数値は実験から得られた基準変位モード値を示す。解析においては、架設クレーン等の付属物は各々の質量・剛性によって補正を行い、その影響を考慮している。図より、今回用いた有限要素モデルによる固有振動解析は、主塔の実挙動をよく表しているものといえる。実験の結果、固有振動数は曲げ1次モードで0.26Hz、曲げ2次モードで1.09Hz

表-4 主塔の固有振動数(実験値と解析値の比較)  
(Hz)

モード	主塔の状態	実験結果			解析値
		常時微動	定常加振	自由振動	
曲げ 1次	主塔+起振機 +TMD	0.254 (1.021)	0.253 (1.017)	0.253 (1.017)	0.248 (1.000)
	主塔+起振機 +TMD+付属物	0.254 (1.031)	0.251 (1.020)	0.252 (1.023)	0.246 (1.000)
曲げ 2次	主塔+起振機 +TMD+付属物	1.094 (1.046)	1.110 (1.061)	1.107 (1.058)	1.046 (1.000)

(下段は解析値に対する比)

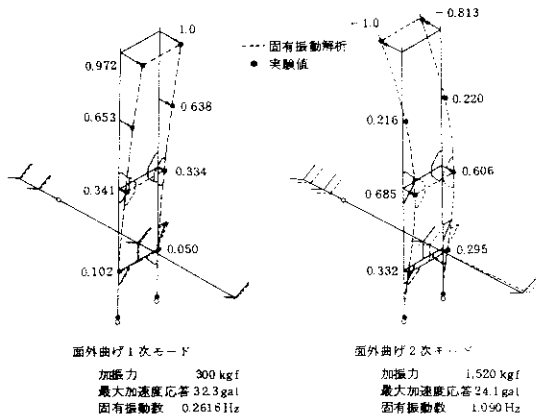


図-12 振動モード

であった。

なお、主塔基部の加速度応答値は、一連の定常加振実験を通じて、1次モードの最大値で0.2gal (0.8mm) 以下、2次モードの最大値で0.5gal (0.1mm) 以下であった。この値は、塔頂での最大応答加速度32.3gal (図-12参照) に比べてはるかに小さく、加速度センサーの分解能とほぼ同程度である。よって、基礎-地盤間での逸散減衰は小さいものと推察される。

主構大ブロックの応答は、ほぼ剛体的な水平振動挙動を示した。よって、主構の曲げ振動による履歴減衰は、主塔の振動減衰に比べて、はるかに小さいものと考えられる。

また、耐震ベントの影響については、ベント上部の応答が主構各部の水平方向挙動とほぼ同じ程度であったことから、主構と耐震ベントとはほぼ同調して振動したものと考えられる。ただし、ベ

ント上部の加速度計からはスパイク波形 ( $10^{-2}$ 秒間での加速度の鋭角的变化) が観測され、ベント上部の上下杓間で衝突が生じていたことも考えられるが、断定はできなかった。

最後に、実験にあたっては、2台の起振機を同位相 (誤差 $\pm 1\%$ 以内) で作動させ、2本の塔柱の間にねじれが働かないように注意したが、測定の結果では、TMD等の偏載があったにもかかわらず、両塔柱の加速度はほとんど同じ値を示しており、ねじれの影響は無いものと判断された。

### 3-4 塔の減衰性

図-13に1次モードにおける周波数応答曲線の実験結果と理論値との比較を示す。図中の理論曲線は対数減衰率を0.03とした時のものである。実験値は、振幅の大きさに関係なく、対数減衰率 $\delta$ を0.03とした時の理論値に良く適合している。なお、2次モードについては、加振力の違いによって、0.12~0.15の減衰率の場合が最も適合性が良かった。

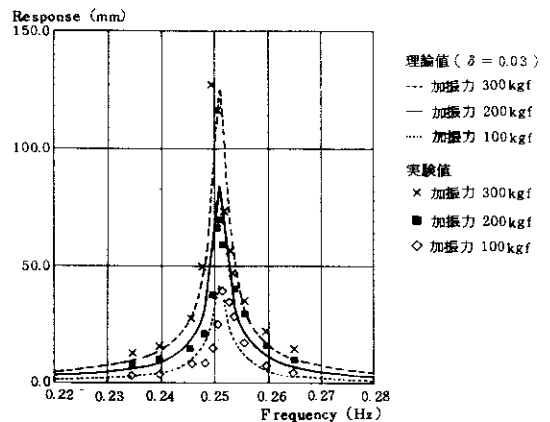


図-13 周波数応答曲線(面外曲げ1次モード)

自由振動実験および定常加振実験から得られた、1次モードにおける振幅と減衰との関係をまとめたものが図-14である。図より、非制振時における対数減衰率は0.02~0.05程度の値を示す。自由振動実験の場合には、振幅が小さくなるにつれ減衰率が低下する、所謂、減衰の振幅依存性が認め

られた。減衰振動において振幅が小さくなると誤差が大きくなることを考慮し、得られた減衰率を振幅の大きい側から有効な範囲について1次回帰を行った結果、図に示すように、自由振動実験から得られた対数減衰率としては、0.03~0.04が妥当と考えられる。なお、自由振動実験から得られた2次モードにおける対数減衰率は、1次回帰の結果、0.10程度の値が得られた。

よって、今回の振動実験から得られた対数減衰率は、曲げ1次モードの場合で、自由振動および定常加振とも0.03~0.04、また、曲げ2次モードの場合で、自由振動で0.10程度、定常加振で0.12~0.15程度である。これらの値は、架設時の耐風設計における対数減衰率0.01と比較すると、大きな減衰性を示している。

### 3-5 TMD、TLC Dの有効性

実験で用いたTMDとTLC Dの諸元を表-5に示す。

振動実験から得られた制振時と非制振時の自由振動波形の比較を図-15に示す。同図の最上段に非制振時の場合の塔頂の応答を、中段に自由減衰中に急にTMDを解放した場合の塔頂の応答とTMDの重錘の相対変位を、下段にTLC Dを機能

表-5 TMDとTLC Dの諸元の比較

	TMD	TLC D
有効質量比	0.01	0.0031
減衰比	0.20	0.05
同調比	1.02	0.98

させながら起振機を停めた場合の塔頂の応答とTLC Dの液柱の水位応答を示す。中段の図より、TMD解放後、2~3波でTMDが最大47cm程度の振幅で揺動するが、約1分後には振幅が15mm程度となり、塔頂の変位の減衰は非制振の場合とあまり変わらなくなった。これは図-14にも示されるように、15mm以下では制振時と非制振時の減衰率はほとんど同じ値を示し、TMDがほとんど機能していないことを示している。一方、下段の図では、TLC D液柱の応答はTMD重錘の揺れに比べて、なかなかおさまらないものの、TLC D液柱の応答振幅が小さい場合には、塔頂の応答がTLC Dによって必ずしも抑制されていないように見える。これは、表-5に示すように、TLC Dの減衰比をTMDのそれに比べて小さく設定したためと考えられる。

制振装置が付加された定常加振実験値と周波数

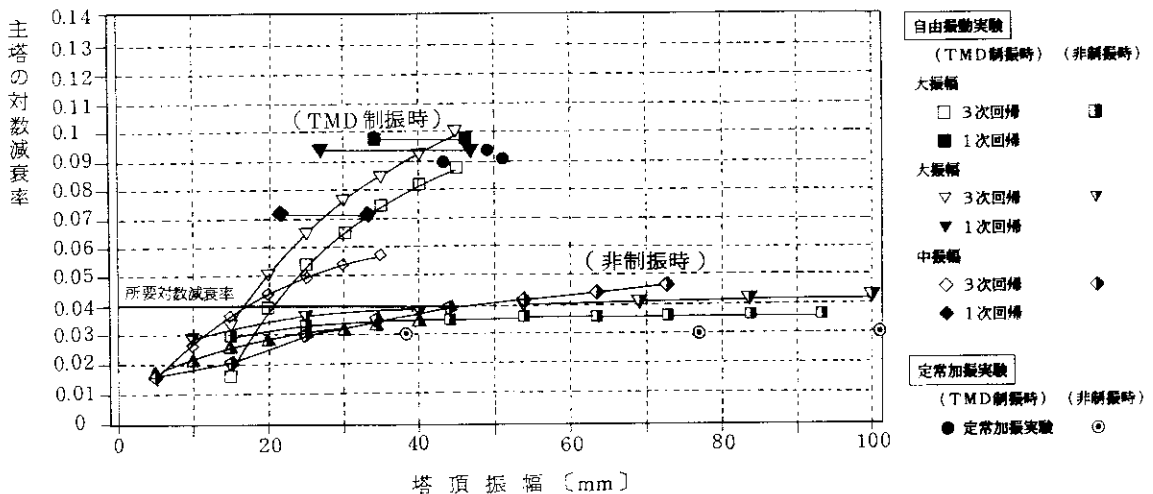


図-14 塔頂振幅と主塔の対数減衰率

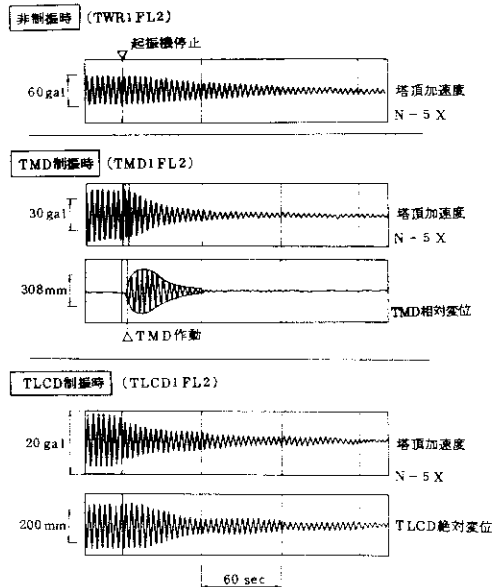


図-15 TMD、TLCD機能時の自由振動波形

応答解析値とを比較すると、図-16のようになる。理論曲線は、塔の対数減衰率を0.03として求めたものである。図より、制振時の全体系の対数減衰率は0.091~0.11程度に増加し、応答倍率については、非制振時のピーク値から約1/3~1/4程度に減少していることがわかる。

また、図-14によれば、TMDを用いた場合、振幅20mm以上で減衰率は0.07~0.10となっている。これより、計測された減衰率は、最小値でも、実験時の塔頂クレーン安全限界、作業者恕限度から求まるTMD設計上の所要対数減衰率0.039を十分に上回っている。

以上のことから、TMDおよびTLCDは十分な制振効果を有していると判断された。一般に、最適振動制御がなされた場合には、制振時の周波数応答曲線は2つのピークをもつことが知られている<sup>8)</sup>が、今回のTMD制振の場合には1つのピークしか見られない。この原因としては、TMDの重錘の振幅が過大にならないように、また、TMDの同調誤差が10%程度あっても安定した制振効果が得られるように、TMDの減衰を最適値よりも大きく設定したためと思われる。

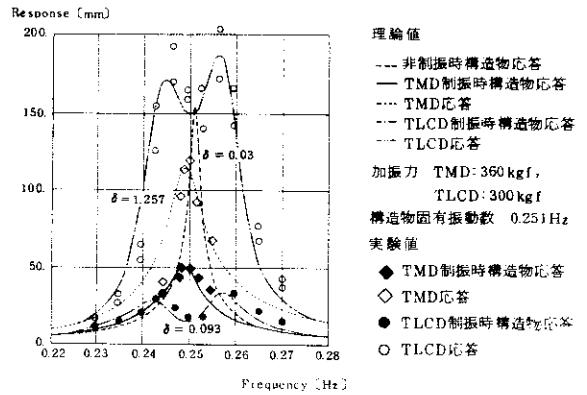


図-16 TMD、TLCDの効果

### 3-6 減衰性の検討

今回の振動実験によれば、対数減衰率は、前述したように、一般に耐風設計で用いられる0.01よりかなり大きな値であり、また、1次モードにくらべて2次モードの減衰が大きい。この原因を調べるため種々の検討を行ったが、本稿では構造減衰について述べる。一般に、構造減衰は、地盤や空気にエネルギーが逃げる逸散減衰と、摩擦や材料の非線形性によりエネルギーが消費される履歴減衰に分けられる<sup>9)</sup>。これらは、Rayleighの比例減衰の単純なモデルに置き換えられると仮定すると、次のように表される<sup>9) p.10</sup>。

- 1) 構造物の絶対速度に比例する外部減衰力 $f_d$ 。

$$f_d = c(x) * (\partial v / \partial t)$$

ここに、 $v$  : 変位

$t$  : 時間

$c(x)$  : 減衰係数

- 2) 材料の歪み速度に比例する内部減衰応力 $\sigma_d$ 。

$$\sigma_d = c_s * (\partial \epsilon / \partial t)$$

ここに、 $\epsilon$  : 歪み

$c_s$  : 減衰係数

これらの式を梁の運動方程式に代入し、振動モードの直交性を仮定すると、 $n$ 次モードの減衰定数は、次の式で表される。

$$h_n = (a_0 / \omega_r + a_1 \omega_n) / 2$$

ここに、 $a_0$  : 外部減衰に関する質量と

減衰との比例定数

$a_1$ : 内部減衰に関する剛性と

減衰との比例定数

$\omega_n$ :  $n$  次の固有振動数

上式において、第1項は外部逸散減衰の影響、第2項は内部履歴減衰の影響を表す。実験から得られた各モードの固有振動数、減衰定数を上式に代入して、 $a_0$ 、 $a_1$ を求めると、次のようになる。

$$a_0 = 5.28 \times 10^{-4} \quad (1/\text{sec})$$

$$a_1 = 6.63 \times 10^{-3} \quad (\text{sec})$$

本実験の結果からは、1次モードと2次モードの関係から判断するしかないものの、固有振動数 $\omega_n$ が大きくなるにつれ減衰性 $h_n$ が大きくなることが確認できた。よって、上式において、 $h_n$ と $\omega_n$ とが逆比例関係にある第1項よりも、正比例関係にある第2項の影響の方が支配的であると推察できる。得られた $a_0$ 、 $a_1$ の値から、外部逸散減衰と内部履歴減衰との比率を計算すると、3～1%:97～99%となり、外部逸散減衰より内部履歴減衰の影響がはるかに大きいという結果が得られた。この値が、すなわち実構造物の減衰特性を忠実に表わしているとは言えないが、定性的な本主塔の振動性状を表わすものと言えよう。

#### 4 考察

本稿では、強風時の非定常振動観測の結果、および、主塔独立時における起振機を用いた定常振動実験結果について、振動特性値、特に、制振装置の効果および減衰特性に着目して議論した。

強風時における制振装置の効果の議論にあたっては、その安全性に関する検討を行うのみならず、応答倍率に寄与する、制振装置や風の乱れ強さといった各種要因の影響を定量的に把握しようと試みた。

減衰特性については、振動実験から、塔の曲げ1次モードにおける対数減衰率は0.03～0.04、曲げ2次モードにおける対数減衰率は0.10～0.15であった。また、単に、その定数の絶対値を求めるのみならず、その減衰がどこで、いかなる原因によって、生じているのかという課題について試算

を行った。その結果、塔を非常に単純なモデルに置き換えた解析ではあるものの、振動実験における減衰の主な要因は、空気抵抗や地盤へのエネルギー逸散といった外部への逸散減衰ではなく、各材間での摩擦や材料の歪みエネルギー消費といった履歴減衰によるものが支配的であることが推察された。

また、主塔の応答倍率に与える主な要因として、当初より、制振装置、主塔の防護ネット、風の乱れ強さ等が予想された。振動実験では、制振装置単独での定常振動に対して応答倍率が1/3程度(ランダム振動に換算すると、応答倍率が3/5程度)に減少する一方、すべての要因が加味された強風時には非定常振動に対して応答倍率が1/4～1/5程度に減少することが明らかとなった。しかし、減衰特性および応答倍率に寄与する要因については、まだ各要因の現象が個別に解明されていないこともあり、これ以上の議論はできなかった。

#### あとがき

最後に、対風挙動観測および振動実験にあたって、多大なる熱意をもって取り組んでこられた坂井藤一、高枝新伍、酒井洋典、玉木利裕、恒川昌宏の各氏(川崎重工業株鉄構事業部)をはじめとした工事関係者各位、および、貴重な助言をいただいた京都大学 家村浩和、慶応大学 吉田和夫の両先生に対して敬意を表するものです。

#### 参考文献

- 1) 阪神高速道路公団、東神戸大橋J V: 東神戸大橋風洞実験業務報告書、平成1年1月
- 2) 阪神高速道路公団: 東神戸大橋耐風設計基準、平成2年3月
- 3) 北沢、田坂、正田、金治: 東神戸大橋の架設時における耐風性、第23回技術研究発表会、阪神高速道路公団、平成3年1月
- 4) 金治、田坂、上田、西岡、酒井、恒川: 東神戸大橋主塔架設時の風による挙動、第46回土木学会年次学術講演会講演概要集、pp 558～

559、平成3年9月

- 5) 阪神高速道路公団、東神戸大橋JV：東神戸大橋架設時主塔対風挙動報告書、平成3年10月
- 6) 阪神高速道路公団、東神戸大橋JV：東神戸大橋主塔振動実験報告書、平成3年11月
- 7) 正田、北沢、千代、三浦、他：東神戸大橋主塔の振動実験、土木学会第46会年次学術講演会講演概要集、第1部、pp688～689、平成3年9月
- 8) 土木学会：振動制御コロキウム、Part A、構造物の振動制御、pp36～60、平成3年7月
- 9) 川島、角本、運上：耐震設計に用いる斜張橋の減衰定数の推定法、橋梁と基礎、pp35～40、平成2年5月
- 10) Clough.R.W.and Penzien J.:Dynamics of Structures,McGraw-Hill,1975
- 11) 阪神高速道路公団、川崎重工業鉄構事業部：東神戸大橋主塔T L C D制振実験報告書、平成3年11月
- 12) 坂井、北沢、正田、他：T L C Dによる東神戸大橋主塔の制振実験、土木学会第46回年次学術講演会講演概要集、第1部、pp980～981、平成3年9月