

# —— 東神戸大橋の耐震設計と 模型振動実験による確証 ——

神戸建設部 設計課 北沢正彦  
同部 同課 杉江功

## 要 約

オールフリー構造系の採用により、本格的な長周期構造物となる東神戸大橋の耐震設計における重要な課題は、長周期域での設計に用いる地震力を如何に精度よく設定するか、さらに、その地震力によって得られる変位量に対して如何に適切な処置を施すかである。これまでの検討および実験の結果、当初設定された設計スペクトルは、長周期域においてもほぼ妥当なものであることが評価されている。

また、構造減衰付加装置の設置により、設計スペクトルで想定した減衰（2%）を確保できることが確認されている。本文では、これらの成果のうえに、応答スペクトル法による耐震設計と構造減衰付加装置を耐震安全装置としても活用することにより、設計地震以上の大地震に対しても安全となるように設計した結果を報告する。耐震安全装置の設計には、時刻歴応答解析を用い、地震の大きさは固有周期位置での加速度レベルが設計地震の1.4倍となるスペクトルを使用している。また、地震時の挙動を把握するために模型実験を実施し、この結果からも安全性の照査を行った成果を報告する。

## まえがき

東神戸大橋では、塔および基礎に作用する地震力を軽減するため、支持条件を全支承位置で可動とした、いわゆる「オールフリー」構造系を採用することにしている。このため、橋軸方向の振動に対して4.4秒と非常に長い固有周期となり、耐震設計上、地震時の橋軸方向変位は従来の斜張橋に比べかなり大きくなるなど、地震荷重に関する検討がより重要な課題となった。

これまで、技報第4号<sup>1)</sup>、第7号<sup>2)</sup>にも述べたように、以下の検討および実験等を行ってきた。

①地震波形の長周期域の記録時誤差を修正し、信頼度の高い波形より加速度応答スペクトルを作り直し、設計スペクトルの妥当性を検証した。

②設計スペクトル作成時に想定した構造減衰を確保し橋軸方向変位を小さくするため、ダンパーの設置を考え、その検討および実験を行った。

これらの成果を踏まえ本文では、橋全体の耐震設計の手法とその結果を報告する。すなわち、本橋の耐震設計は応答スペクトル法によっているが、この橋が長周期構造物として本格的に設計する初めての例であることから、上記①の設計スペクトル以上の大地震に対しても、橋梁の崩壊につながらないための耐震安全装置の一つとして、ダンパーを設計・設置することとしている。このダンパーは上記②の考え方からスタートしたが、そのダンピング効果が5~6%もあることから、これを耐震安全装置として用いることにしたものである。ここで、ダンパーの開発とダンパー設置時のこの橋全体の地震時挙動を把握することが重要であると考えられる。

次に、この橋の耐震設計には解析を多用してきたものであるが、端橋脚に設置したダンパーまで含めた実物の1/100模型を振動台に載せ、実験的にその挙動を把握した。これは、斜め方向あるいは二次元、三次元地震に対して、解析で追従するには限界があると思われる、その挙動をマクロに捉えようとしたものである。この実験によりダンパーの有効性について検証し、短・長周期地震による応答の違いを確認し、あとゆれ振動による応答の確認を行い、これまでの設計概念を裏付けることができた。

## 1 耐震設計法

### 1-1 概説

オールフリー構造系の採用により耐震設計の重要度が一段と高まっている。その理由としては、

①設計スペクトル長周期部の信頼性に問題がある。

②SWAY振動で大変位を起こしやすい。

③想定した構造減衰(2%)が確実に期待しうるか。

などの疑問が挙げられる。

①については、採用した設計スペクトルは、SMAC地震計の強震記録から長周期成分に含まれる記録時誤差を修正し見直した結果、平均値(m)に $1\sigma$ ( $\sigma$ は標準偏差)のバラツキを考慮したもの

に相当していると評価されている<sup>2),3)</sup>。②および③については、何らかの構造減衰付加装置の設置により、設計減衰を確保し、水平変位を小さくする手法を採用することとしている。そのオイルダンパーについては、減衰力が速度の自乗に比例する非線形特性を有することが確認されている<sup>4)</sup>。

これらの状況を踏まえ、段階的に検討の結果、この橋の耐震設計にあたっての基本的条件は次のとおりである。

- ①基本的に長周期の応答をやや安全に評価するような設計スペクトル( $h=2\%$ )で設計する。
  - ②支配的な振動モードが、塔を除いて剛体変位的なモード(SWAY振動)であるため、 $h=2\%$ を確保するダンパーを開発して設置する。
  - ③この橋が長周期構造物として、初めて本格的に設計することもあり、耐震安全装置を設置する。
  - ④耐震安全装置として、いわゆるストッパーは、この橋のゆれを完全に止めるには能力がないので、②で開発したダンパーの効果を活用する。
  - ⑤ダンパーとこれを支持する端橋脚の設計には、設計地震以上の地震レベルを想定することとし、 $(m+\sigma)$ と評価された設計スペクトルレベルに対して、 $(m+2\sigma)$ レベルを選定する。
  - ⑥橋梁の安全性を全体として捉えるために、 $(m+2\sigma)$ レベルの地震によるダンパーを設置した状態での挙動応答を求めると、端橋脚のみならず、 $(m+\sigma)$ レベルで設計された塔についても不安定とならないことが示されている。
  - ⑦斜方向からの地震が塔に与える影響が最も厳しいが、その簡易設計法を定めている。
- 以下に耐震設計法の概要を示す。

### 1-2 応答スペクトル法による耐震設計

耐震設計には応答スペクトル法を用いている。応答スペクトル法による実設計に用いる設計スペクトルを図-1に示す。

設計概要については、技報第4号に示されている。また、技報第7号では、その信頼性を検討し、上述

したとおり、この設計スペクトルが  $(m + \sigma)$  に相当しているものと評価されている。このような意味からもこのスペクトルで設計することは妥当であると判断されるものである。

次に、構造減衰については、オールフリー構造系の橋軸方向振動の支配的モードが剛体変位的であることから、比較的小さな減衰しかないのではないかという疑問がある。これについては、技報第7号のとおり最低2%の減衰が確保できるダンパーを設置すれば解決できることが示されている。以

(GAL)

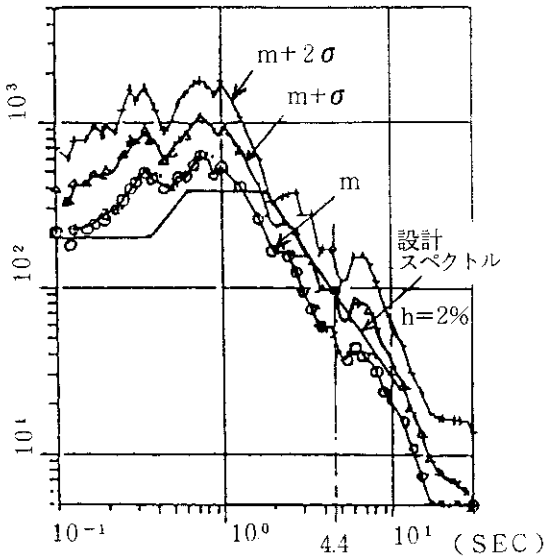


図-1 加速度応答スペクトル

上の結果より、従来通り減衰2%の既提案スペクトルをそのまま用いることとしている。

また、塔柱断面の設計で最も厳しい斜方向地震による応答は、次のような考え方を設計に取り入れている。

固有値解析結果によると、斜め方向地震時の橋軸および橋軸直角方向の連成による影響は全く見られない。したがって、地震応答は橋軸および橋軸直角方向の各単独入力による応答を、入力角度  $(\theta)$  で補正して次式のように表現できる。

$$M_x(\theta) = M_x(\theta = 0^\circ) \times \cos \theta \quad \dots\dots (1)$$

$$M_y(\theta) = M_y(\theta = 0^\circ) \times \sin \theta \quad \dots\dots (2)$$

$M_x$  : 橋軸方向曲げモーメント

$M_y$  : 橋軸直角方向曲げモーメント

$\theta$  : 橋軸方向に対する入力角度

この計算結果を図-2に示す。これより、塔の設計では斜方向地震が支配的となり、中でも最も厳しくなる地震の入力角度は、着目位置によって異なることが明かになっている。

以上の結果より、任意方向の地震を対象として設計すると計算が非常に煩雑なものとなる。そこで、安全かつ不経済とならない地震時の断面力として、図-3に示す手法により設計値を設定した。すなわち、任意方向からの地震入力による応答は、橋軸方向地震による応答値と橋軸直角方向による応答値のうち、大きいものを  $1/2(\beta)$  として、小さい応答値との自乗平均することとしたものである。本四基準では、上記の値を  $\beta = 2/3$  としているが、こ

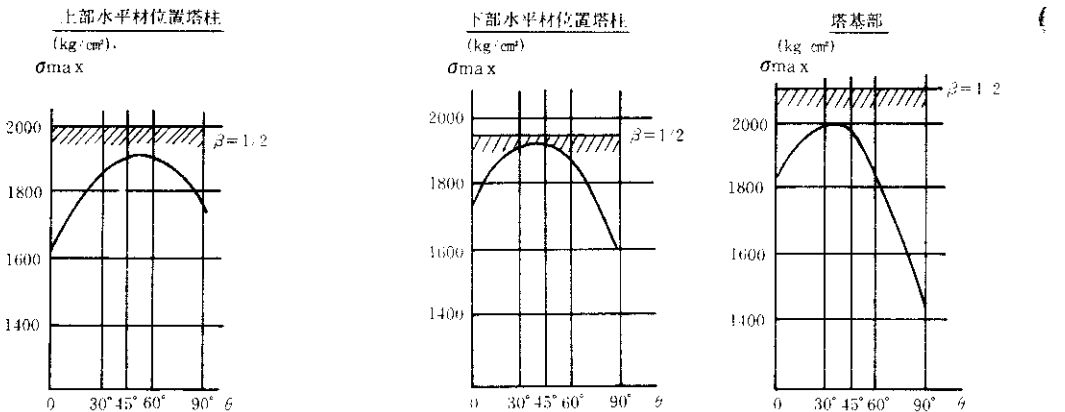


図-2 2方向曲げと軸力の重ね合わせ応力度

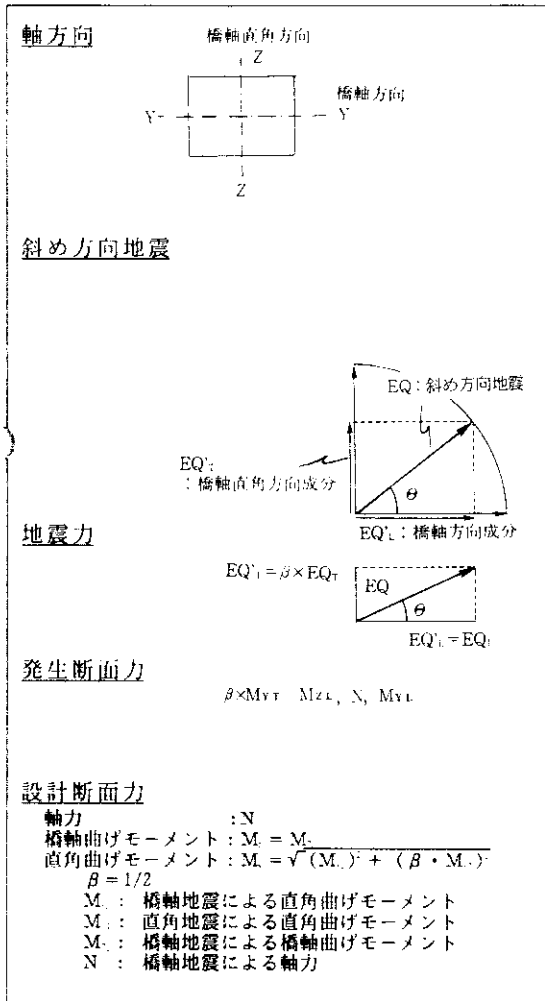


図-3 斜め方向地震時の設計断面力の算出概念  
(例：橋軸方向地震の影響が大きい部材について)

の橋では、図-2に示すように、各部材の重ね合わせ応力度が $\beta = 1/2$ で許容値内にはいることを確認している。

なお、ケーブルおよび主桁は活荷重時が支配的であり、地震時は問題とならないと考えられる。

### 1-3 耐震安全装置および端橋脚の設計

設計減衰を付加するほかに、巨大地震に対して安全装置となるようにダンパーを設計している。その解析には、時刻歴応答解析を用いている。図-

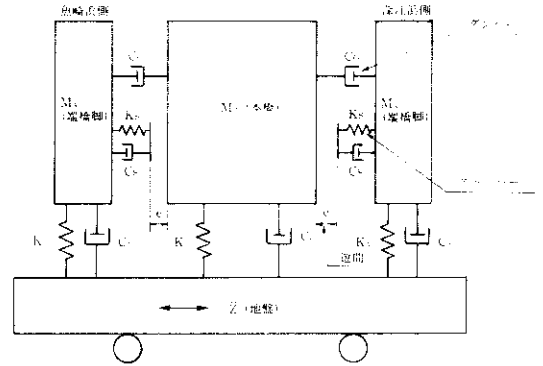
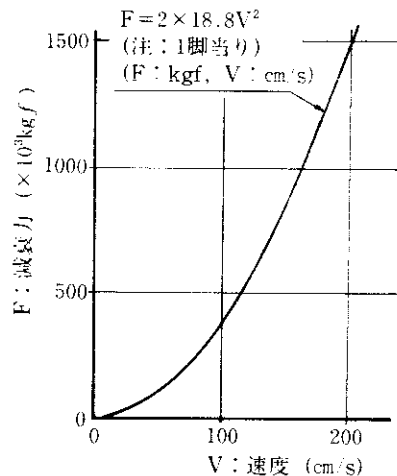


図-4 時刻歴応答解析モデル

4に、この解析に用いた解析モデル(3質点系)を示す。入力地震波は、設計スペクトルの作成時に用いている伊豆半島沖地震(1974)の短周期成分と長周期成分を合成した波形を用いている。その加速度レベルは、図-1の $(m+2\sigma)$ レベル、つまり固有周期位置で応答加速度が設計地震の1.4倍となるレベルとしたものである。ダンパーの減衰



特性は、前述のように減衰力が速度の自乗に比例する非線形特性として得られており(図-5参照)、これを忠実にモデル化して解析している。

以上の応答解析結果(表-1)について要約すると次のとおりである。

①設計地震レベルでは、主桁の応答変位は60cm

表 - 1 解析結果一覧表

入力地震 (地震波)		地震 レベル	構造系 全 減衰定数 (h)	本橋と端 橋脚との 相対変位 (cm)	応答最大 速度 (cm/s)	耐震安全装置反力		備 考
						ダンパー (t)	ストッパー (t)	
時刻歴 応答解析	伊豆半島沖 地 震 1974.5.19	設計 スペクトル レベル	h = 2%	61				
			1%	72				
			2%	61	98			
			5%	44		125		
			10%	35		230		
			(1+4.8)%	48	75	151		非線形ダンパー
		耐震安全装 置設計用 レベル	(1+6.2)%	64	99	369		非線形ダンパー
				64		369	69	ストッパー遊間60cm
				64		369	314	ストッパー遊間55cm
				66	104	369		ダンパー正規機能 の80%を考慮
	h = 1%	102	231		5283	ダンパーなし ストッパー遊間55cm		

程度で、塔の耐荷力から定まる許容変位 (74cm) に対し14cm程度の余裕を持っている。また、ダンパーを用いれば、設計レベル (h = 2%) に対し8割程度の応答に抑えることができる。

②耐震安全装置設計用レベルの地震に対しては、ダンパーの付加により、応答を設計レベル程度に抑えられ、許容変位に対し余裕ができる。

③ダンパーの効果としては、変位換算で等価減衰が6%程度の高い減衰効果がえられる。

④ダンパーの性能低下 (減衰力を80%に減) を想定しても、応答変位はほとんど影響を受けない。

⑤端橋脚にダンパー反力を作用させ、これを端橋脚の設計に用いる必要がある。

⑥ストッパー機能は、遊間の値によって反力が変動し、信頼性に問題があり、かつストッパーを用いても変位量は変化しない。すなわち、この橋の大きな重量を剛度の小さな端橋脚では制御できず、ストッパーは有効とならない。

この橋の設計においては、以上の結果を次のように加味している。

①構造減衰付加装置としてダンパーを設置するが、その有効性を考えストッパーは設置しない。

②端橋脚の設計にあたっては、ダンパー反力に30%の安全率を考慮して、1脚あたり500ton (= 369 × 1.3) の水平力を用いる。ただし、荷重の組合せ (D + EQ + L<sub>Eq</sub> + T<sub>12</sub>) においては、許容応力度の割増しに係数1.70を見込む。

③ペンデルおよびウインド沓ならびに伸縮装置の設計移動量としては、他の荷重による変位と支点およびアプローチ部の移動量を考慮して、端橋脚で±900mm、中間橋脚で±850mmを設定する。

## 2 全橋模型実験

### 2-1 実験の目的と流れ

オールフリー構造形式の採用によりこの橋梁の振動特性は、特に、斜め方向や二次元、三次元方向の地震力に対して、その挙動が複雑になると予

想される。

そこで、1/100縮尺の三次元相似模型を用い、特に、ダンパーの特性を加味した全体系の地震応答特性を確認することとした。主な確認項目は、次に示すとおりである。

- ①オイルダンパーの有効性
- ②設計地震入力に対する安全性
- ③斜めおよび二次元、三次元方向地震による挙動

実験は、模型および電磁ダンパーの振動特性を

確認するための振動特性試験,および各地震波による応答を把握する応答特性試験を実施した。

また、本実験では、ダンパーを端橋脚ではなく、寸法上の制約から別の支柱に設置している。このため、実橋とは若干異なった挙動となることが考えられる。そこで、模型に対して多質点系モデルによる時刻歴応答解析を行い、模型実験との比較から同解析の妥当性を確認のうえ、実橋に対しての解析より応答値を推定している。

減  
-7:

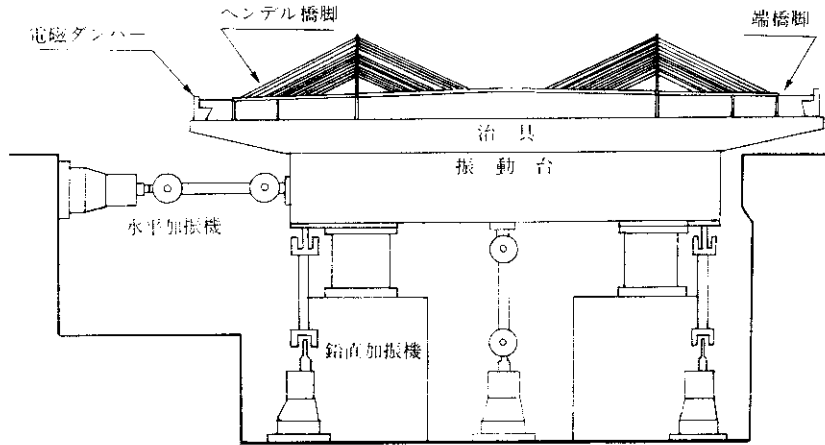


図 - 6 模型全体図

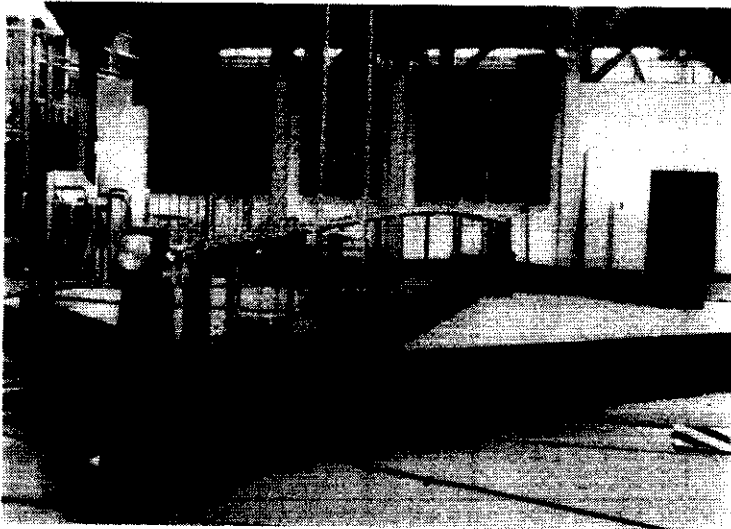


写真 - 1 模型全景

## 2-2 実験方法

模型および振動台の全体図を図-6および写真-1に示す。縮尺率は、振動台の大きさおよび加振能力より  $n=1/100$  とした。この実験では、弾性パラメータと重力パラメータの相似則を満足させるため、各部材において質量分布、断面2次モーメント、ねじり定数およびケーブルでは引張剛性を相似させている。また、従来の風洞実験等に用いられている電磁ダンパーにて、実橋に設置するオイルダンパーの特性を付加するように工夫している。これは、橋軸方向の振動モードが単純であり、簡単に電磁ダンパーで再現できるものと考えられるためである。

表-2に実験ケースを示す。振動特性試験では、正弦波を用いて0.02から30Hzまでの掃引加振を行い、模型の橋軸方向および橋軸直角方向の固有振

動数、振動モード、減衰定数等の振動特性を確認している。応答特性試験に用いた伊豆沖地震合成波は、同地震の短周期成分を含む京浜記録と長周期成分を含む本郷記録を合成し、この橋の固有周期において設計スペクトルに応答値を合わせている。また、千葉沖地震修正波は、比較的長周期成分を含んだ3成分記録であることから選んだものである。このスペクトルでは、1秒付近の卓越した応答をカットしている。レベルはNS成分について伊豆沖と同様の操作を施している。また、EW、UD成分はNS成分の修正率に合わせて修正している。短周期地震の代表としては、El-Centro地震波を原波形で用いている。また、正弦10波は、主要動の後に続く比較的正弦波に近い長周期成分で振動するあとゆれを想定したものである。

計測項目は次のとおりである。

表-2 模型実験の組合せケース

項目	加振方向		橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	斜め方向 (橋軸に対し30°)	2方向(水平) 同時加振	3方向同時 加振	備 考
	項目	加振波形							
振動特性		正弦波掃引	$h=0.03$ $h=0.05$ $h=0.07$ $h=0.10$	$h=0.01$	—	—	—	—	$h=0.01$ のみ5gal, 他は7galにて加振
応答特性試験		伊豆沖地震合成NS	$h=0.01$ $h=0.02$ $h=h_n$	$h=0.02$ $h=h_n$	—	$h=0.02$ $h=h_n$	$h=0.02$ $h=h_n$	—	(1) 単軸加振は全方向設計地震レベル (2) 2方向および3方向同時加振はNS方向のみ設計地震レベル、他の方向は実記録レベルの関係を保持
		千葉沖地震修正波	NS	$h=0.01$ $h=0.02$ $h=h_n$	—	—	—	$h=0.01$ $h=0.02$	
	EW		—	$h=0.02$ $h=h_n$	—	—	$h=h_n$	$h=0.02$	
	UD		—	—	$h=0.02$ $h=h_n$	—	—	$h=h_n$	
		EL-Centro地震波	$h=0.01$ $h=0.02$ $h=h_n$	$h=0.02$ $h=h_n$	—	—	—	—	
	正弦10波	$h=0.01$ $h=0.02$ $h=h_n$	—	—	—	—	—	加振レベル10gal	

注1) 本表の減衰定数は全て橋軸方向の値を示す。橋軸直角方向の減衰定数  $h_r$  は  $h_r=0.01$  に固定である。

注2)  $h=0.01$  はダンパー無を示す。

注3)  $h=h_n$  はオイルダンパを模擬した速度2乗型電磁ダンパー装着時を示す。

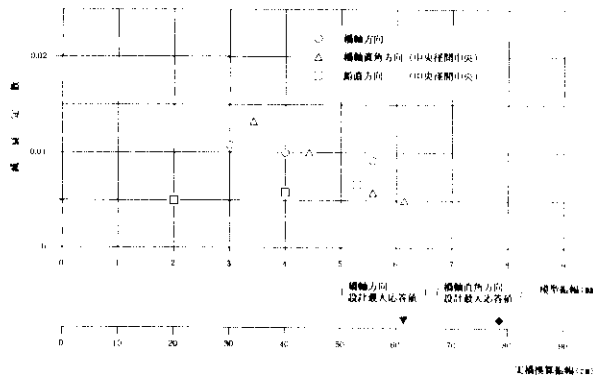


図-7 各振動方向の減衰定数

- ①主桁、主塔および橋脚の加速度
- ②主桁および主塔の変位
- ③主塔および橋脚のひずみ
- ④電磁ダンパーの反力

### 2-3 振動特製試験結果

振動台を用いた掃引加振による主桁の周波数応答曲線を見ると、橋軸方向では2.3Hz近傍のみが、橋軸直角方向ではこの他に10Hz近傍など、数個のピークがみられる。これらのピーク周波数において加振し、各部の振動応答の振幅と位相から振動モードを調査し、供試体の固有振動数を求めた結果を表-3に示す。この表には、設計計算値も付記しているが、これより各方向の1次固有振動数に関して、この模型はほぼ所定の振動特性を有しているものと考えられる。

表-3 固有振動数の実測値を設計計算値の比較

固有周期および振動数 振動モード	実測値		計算値	
	周期 (sec)	振動数 (Hz)	周期 (sec)	振動数 (Hz)
橋軸方向1次	0.4329 (4.329)	2.310 (0.231)	0.4346 (4.346)	2.301 (0.230)
橋軸直角方向1次	0.4651 (4.651)	2.150 (0.215)	0.4715 (4.715)	2.121 (0.212)
鉛直方向1次	0.2410 (2.410)	4.150 (0.415)	0.2576 (4.576)	3.881 (0.388)

注) ( ) は実橋換算値を示す。

次に、模型単独の構造減衰定数を自由減衰定数から求めた結果を図-7に示す。この図より、橋軸方向について、初期変位に係わらずほぼ目標とする0.01の構造減衰が得られていることが判る。しかし、橋軸直角方向についてはかなり振幅依存性が大きく、地震時に予想される応答振幅の範囲での減衰定数は、0.005から0.013であると考えられる。

電磁ダンパーに作用する反力と速度の関係について、実測値をプロットしたものを図-8に示す。図には、実機オイルダンパーの減衰力特性曲線を相似則で変換した模型上の特性曲線を示すが、両端橋脚の電磁ダンパーとも実機によく一致してい

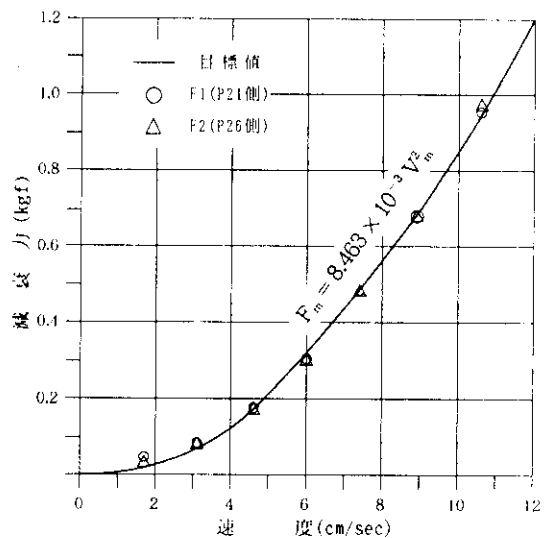


図-8 速度2乗型電磁ダンパーの減衰力特性



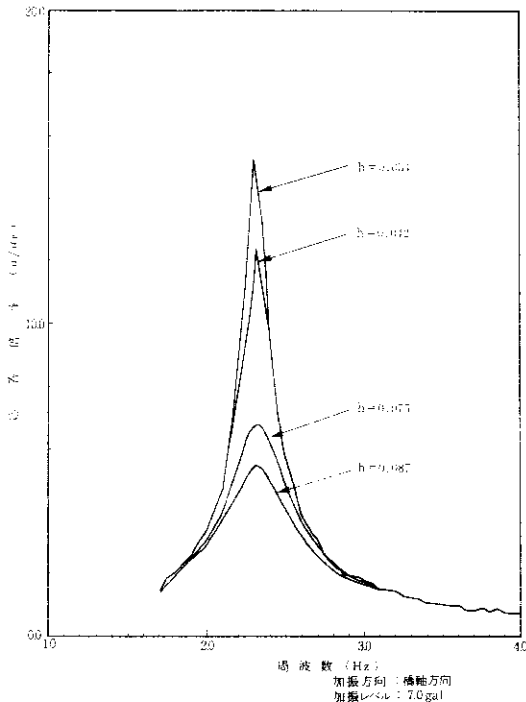


図-9 減衰定数の相違による振動応答の変化

ることが判る。さらに、この電磁ダンパーによる減衰が振動特性に与える影響を知るため、4種の減衰定数について加振し、橋軸方向固有振動数付近の周波数応答曲線を求めた結果を図-9に示す。こ

表-4 橋軸方向加振時の桁端最大変位 (cm)

条件		レベルI (m+σ)				レベルII (m-2σ)	
		ダンパー有		ダンパー無		計算値	
入力地震波		計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	計算値
長周期	伊豆川地震合成波	54.7	50.0 (53.5)	—	64.0	71.4	—
	千葉沖地震修正波	—	52.0 (51.5)	—	63.0	—	—
短周期	EL-Centro地震波	—	17.0	—	16.5	—	—
設計計算値		—	—	60.4	—	—	84.6*

注1) 表中の値は全て実橋換算値である

注2) ダンパー無の時の減衰定数は  $h = 0.02$  である

注3) \*は入力レベルに比例するものとしてレベルIの結果より求める  
( $60.4 \times 1.4$ )

注4) ( ) は模型に対する計算値である

の図から電磁ダンパーによる振動特性への影響はほとんどないものと考えられる。

#### 2-4 応答特性試験結果

この橋の耐震安全性の指標である橋軸方向変位について、橋軸方向加振時の応答値を表-4に示す。この表から、次のことが判る。

- ①長周期地震では、ダンパーなしの実験値において設計値とほぼ同じ応答が得られる。
- ②ダンパー有では、応答値は8割程度に減少し、ダンパーが有効に作用している。
- ③設計地震力の1.4倍程度の地震波(レベルII)を入力しても、応答値は1.3倍程度にしかならない。これは塔の耐荷力から決まる限界変位74cmより小さく、これよりダンパーおよび端橋脚のみならず橋梁全体がレベルIIの地震に対して十分な耐力を有する。
- ④EL-Centro地震波では、応答は設計時の1/3程度にしかならず、十分安全である。

斜方向地震に対しては、X方向単独加振、Y方向単独加振ならびに斜め方向(30°)加振の3つの実験結果から、斜め方向の合成の可否を検討している。応答スペクトル法による計算値と実測値の比較を図-10に示す。両者はほぼ一致しており、斜め加振時の応答は、各単独加振時の応答の重ね合わせで評価してよいものと考えられる。

二次元、三次元加振による応答についても、X、Y、Z各単独加振の合成応答とX、Y同時加振およびX、Y、Z同時加振時の応答は概ね一致している。つまり、実地震に対してもこの橋は、特に不安定になるような挙動はみられないことが確認される。

あとゆれ振動については、設計レベルI(4.4secで120gal)の1/12(10gal)の振動(正弦波)が10波続くものと考えられる。この時の応答変位の変化の様子を図-11に示す。この図より、実橋換算するとダンパーなしでは、応答が67cmまで達し設計値(60.4cm)を超える状況となる。しかし、ダンパーが付加されると、応答値が24cmに抑えられ、ダンパーがあとゆれ振動に対しても安全性向上に大きく寄与していることが理解される。

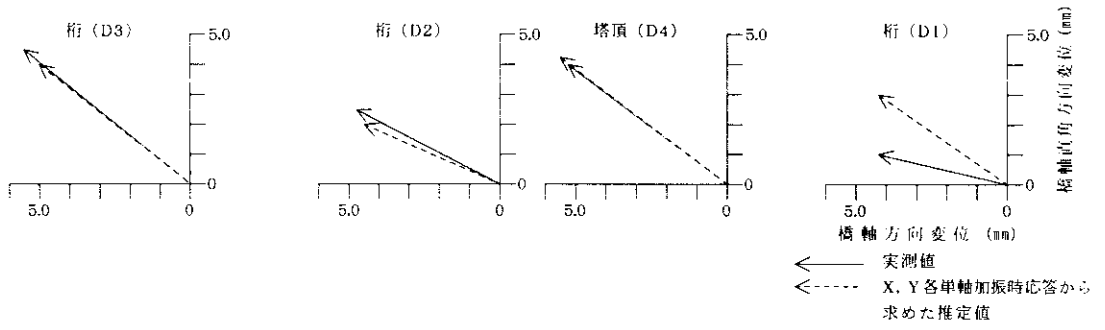
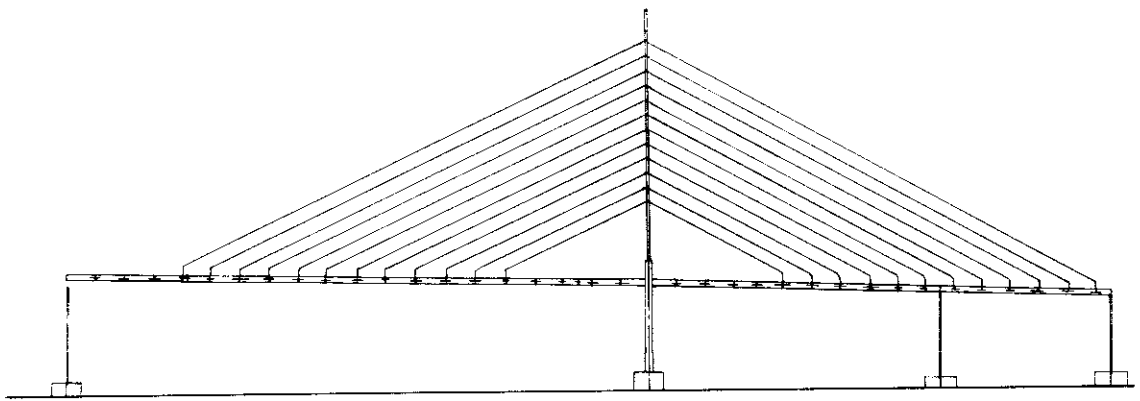
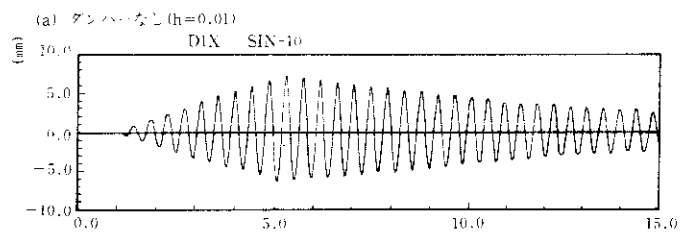


図-10 斜方向加振時の応答

(a) ダンパーなし ( $h = 0.01$ )



(b) ダンパー有 (速度2乗型ダンパー付)

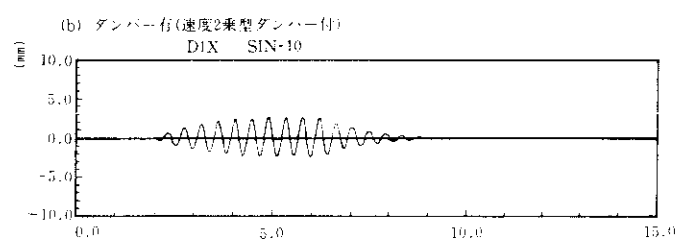


図-11 後ゆれ地震に対するダンパー有無の比較

## あとがき

今回の一連の検討によって、東神戸大橋の耐震設計は一応終了したものと考えられる。

この橋の耐震設計は、オールフリー構造系の採用による長周期構造物の設計を機に、応答スペクトル長周期部の信頼度の検証、構造減衰付加装置・ダンパー研究開発、時刻歴応答解析による巨大地震に対する安全照査、そして全体模型実験の実施など、従来の技術を拡張発展させたものである。

現在、東神戸大橋は、詳細設計の段階から順次製作・架設段階に移りつつある。今後の耐震設計上の課題としては、この橋のオールフリー構造系の成立に大きく関与しているオイルダンパーについて、前回1/2模型で実施した性能試験を実機について行い、その効果を確認することが残されている。

最後に、この橋の耐震設計にあたり御指導を賜った東神戸大橋技術委員会耐震設計幹事会（主査山田善一京都大学教授）の委員の方々に深謝する次第である。また、模型実験を担当された福沢氏ら三菱重工(株)高砂研究所の方々に感謝の意を表する次第である。

## 参考文献

- 1) 河井、塚原、北沢、吉田；東神戸水路橋の基本構造とその設計、阪神高速道路公団技報第4号、1984
- 2) 水元、中村、石崎、吉田；東神戸大橋の耐震性に関する検討、阪神高速道路公団技報第7号、1987
- 3) 土岐、沢田；強震記録における長周期成分の信頼度に関する研究（その3）、防災研究協会、1987. 3