

# 長大橋架の設計震度について

高 田 孝 信※  
大久保 忠 良※※  
栗 林 栄 一※※※

## 1. はじめに

長大橋，なかんずく長大吊橋の構造設計で耐震設計が占める役割は，わが国では非常に大きいと云われている。本州四国連絡橋としての中央経間1500M級の吊橋の耐震設計では次の三つの大きな問題があると考えられる。

一つは地震荷重と他の諸荷重または作用とのつりあいの問題，第二に構造物自身における各部の耐震性のつりあいの問題，第三に地震の作用の絶対量の問題である。

土木研究所ではこれらの問題に関する調査研究を実施中であり，また土木学会が主催する本州四国連絡橋技術調査委員にもこれらの調査結果の御検討をお願いしている。

本報告では，上記の問題の第三点に関して地震応答の解析の基本になる振動応答スペクトルをわが国の地震加速度の記録から求め，その応用上の問題点について考察してみた。

## 2 日本で観測された地震加速度の記録による応答スペクトル

### 2.1 応答解析の対象とした地震加速度の記録

1959年から1964年の間に日本国内およびその周辺で生じた6コの地震，28成分の記録を対象とした。その内訳は次のとおりである。

水平成分 20成分 (Group III)

上下成分 8成分 (Group IV)

さらに水平成分は次のように分類される。

最大加速度50gal以下の成分 9成分 (Group I)

" 以上の成分 11成分 (Group II)

これらの記録に関する諸元は表-1に示してある。

### 2.2 動的係数

地震時に一自由度の質点系に生ずる最大の絶対加速度<sup>1)</sup>と地動の最大加速度との比は加速度の増幅率いわゆる"動的係数"， $\beta$ ，と云われているものである。 $\beta$ は，系の固有周期と減衰常数をパラメーターとして次のように表わすことができる。

---

※ 建設省土木研究所

※※ 同 上

※※※ 同 上

$$\beta = \frac{S_A}{\ddot{Z}_{\max}} = \frac{1}{\ddot{Z}_{\max}} \frac{2\pi}{T} \left[ \int_0^t \ddot{Z}(\tau) e^{-n(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) \alpha \tau \right]_{\max}$$

$$= \frac{P}{\ddot{Z}_{\max}} \left[ \int_0^t \ddot{Z}(\tau) \cdot e^{-n(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) \alpha \tau \right]_{\max} \quad (1)$$

ここで

$S_A$ :	応答加速度スペクトル	gal
$\omega = \sqrt{P^2 - n^2}$ :	円振動数	Rad/sec
$P = \sqrt{k/m}$ :	非減衰円振動数	Rad/sec
$n = C/2m$ :	減衰係数	Rad/sec
$k$ :	一自由度質点系のバネ係数	Kg/cm
$m$ :	質量	Kg/gal
$C$ :	粘性減衰係数	Kg/kine
$n/p$ :	減衰常数	
$T$ :	固有周期	sec
$t$ :	SAが生ずる時刻	sec
$\ddot{Z}(\tau)$ :	地動の加速度	gal
$\ddot{Z}_{\max}$ :	地動の加速度の最大値	gal
$\tau$ :	積分変数	sec

(1)式の計算には無論電子計算機が用いられた。基本資料はつぎのような形で与えられた。

- $\ddot{Z}(\tau)$  : 地動の経続時間中、加速度の読み取り値を0.1秒~1秒間隔で与えた。(計算機内部では更にこれ1/100秒又は1/200秒刻みに補間した。)
- $n/p$  : 0%, 2%, 5%, 10%, 20%, 40%
- $T$  : 0.1秒から10秒の間で $n/p$ に応じて83コから33コを指定した。

動的係数( $\beta$ )の最大値およびそれが生ずる周期、またそれらの各グループごとの平均値を表2, 3, 4, 5, に示してある。平均値からみれば各グループ間には大差がないことがわかる。

解析結果からみた今一つの特徴は水平成分のグループすなわちGroup I, II, III では必ず $T = 6$ 秒にも加速応答の卓越が認められたことである。

これらの点からGroup III, すなわち水平成分の記録20成分の平均的特性は他のものおも代表するものとみなしうると考えられる。Group IIIの平均の動的係数スペクトルの包絡線を図-1に示してある。図中の実線は相加平均、点線は相乗平均の結果を示すものである。

表 - 1

欄 番号	資料 番号	地震発生 年月日	観測地点	最大加速度 gal	成分方向	機種・型式	摘要	グループ
1	1	61. 8.19	豊橋(吉田大橋)	19.00	Trans	電磁式	北美濃	I III
2	2	"	" "	15.76	Long	加速度計	地震	I III
3	3	63. 3.27	大阪(安治川橋)	21.88	Long (NW28°)	SMAC B-2	越前岬沖 地震	I III
4	6	63. 8. 4	千葉(土研)	76.75	N-S	SMAC		II III
5	7	"	" "	34.63	U-D	B-2		IV
6	8	"	" "	74.62	E-W			II III
7	9	63. 3.27	尼ヶ崎(高架橋)	27.95	Long	SMAC	越前岬沖	I III
8	10	"	" "	13.50	U-D	B-2	地震	IV
9	11	"	" "	37.58	Trans			I III
10	12	"	塩谷	26.88	N-S	SMAC		I III
11	13	"	"	8.33	U-D	B-2	"	IV
12	14	"	"	24.25	E-W			I III
13	15	"	岩谷	22.38	N-S	SMAC	"	I III
14	16	"	"	11.50	U-D	B-2		IV
15	17	"	明石	79.88	N-S	SMAC		II III
16	18	"	"	27.66	U-D	B-2	"	IV
17	19	"	"	39.93	E-W			I III
18	21	62. 4.23	釧路	243.88	N-S	SMAC		II III
19	22	"	"	220.75	U-D			IV
20	23	"	"	372.75	E-W			II III
21	24	56. 2.14	東京(東大)	70.25	N-S	SMAC		II III
22	25	"	" "	30.13	U-D			IV
23	26	"	" "	56.00	E-W			II III
24	27	"	" "	66.63	N-S	D C		II III
25	28	"	" "	50.13	E-W			II III
26	29	64. 6.16	新潟(県営アパート)	137.13	N-S	SMAC	地下一階	II III
27	30	"	" "	42.38	U-D		"	IV
28	31	"	" "	156.88	E-W			II III
29	20	40. 3.18	El Centro	313.06	N-S	米国製強震計		

註)

グループⅢ：すべての水平成分(20成分)	最大加速度の平均値
" II：最大加速度50gal以上の水平成分(11成分)	グループI 26.2 gal
" IV：すべての上下成分(8成分)	" II 125.8 "
" I：最大加速度50gal以下の水平成分(9成分)	" III 81.0 "
	" IV 48.6 "

表-2

Group I

n/p data No	0		0.02		0.05		0.10		0.20		0.40		最大加速 度 (gal)
	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	
19	11.20	0.50	6.12	0.55	4.15	0.50	2.70	0.50	1.70	0.50	1.19	0.50	39.93
11	9.33	0.46	4.11	0.46	2.58	0.50	2.21	0.50	1.71	0.50	1.24	0.35	37.58
9	15.22	0.30	5.84	0.48	4.14	0.48	2.65	0.50	1.74	0.30	1.18	0.30	27.95
12	7.58	0.55	4.12	0.90	3.00	0.50	2.38	0.50	1.83	0.50	1.29	0.45	26.88
14	10.07	0.29	4.52	0.28	3.11	0.28	2.32	0.30	1.77	0.30	1.22	0.25	24.25
15	12.05	0.50	7.10	0.50	4.67	0.50	3.12	0.50	2.14	0.40	1.43	0.43	22.38
3	23.22	0.55	6.78	0.40	4.30	0.60	3.05	0.50	2.00	0.60	1.23	0.50	21.88
1	7.00	0.46	4.50	0.34	3.30	0.34	2.40	0.35	1.80	0.40	1.07	0.30	19.00
2	14.33	0.30	7.16	0.30	4.22	0.30	2.86	0.35	1.87	0.35	1.24	0.15	15.76
平均	12.22	0.43	5.58	0.47	3.72	0.44	2.63	0.44	1.84	0.43	1.23	0.36	

表-3

Group II

n/p data No	0		0.02		0.05		0.10		0.20		0.40		最大加速 度 (gal)
	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	
23	16.17	0.36	7.64	0.32	5.21	0.34	3.09	0.53	1.85	0.35	1.19	0.10	372.75
21	21.45	0.28	4.58	0.28	3.15	0.28	2.07	0.25	1.43	0.25	1.00	0.00	243.88
31	7.25	0.28	3.55	0.44	2.64	0.46	1.90	0.45	1.25	0.45	1.05	0.25	156.88
29	7.63	0.16	3.50	0.48	2.43	0.48	1.76	0.50	1.32	0.45	1.05	0.30	137.25
17	7.91	0.55	4.13	0.50	3.10	0.50	2.22	0.50	1.57	0.50	1.10	0.45	79.88
6	11.05	0.17	5.44	0.18	4.12	0.18	2.94	0.15	1.99	0.15	1.30	0.15	76.75
8	5.84	0.19	2.94	0.18	1.97	0.18	1.68	0.50	1.44	0.50	1.17	0.45	74.62
24	5.92	0.23	3.62	0.20	2.88	0.20	2.17	0.20	1.53	0.20	1.14	0.20	70.25
27	6.22	0.23	3.47	0.22	2.66	0.22	1.85	0.25	1.47	0.20	1.15	0.15	66.63
26	5.34	0.75	2.85	0.22	2.35	0.80	1.92	0.20	1.47	0.20	1.05	0.20	56.00
28	5.70	0.25	3.36	0.26	2.76	0.70	2.06	0.80	1.54	0.80	1.11	0.20	50.13
平均	9.13	0.31	4.05	0.30	3.02	0.40	2.15	0.39	1.53	0.37	1.21	0.22	

表-4

Group III

n/p data No	0		0.02		0.05		0.1		0.2		0.4		最大加速 度 (gal)
	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	
23	16.17	0.36	7.64	0.32	5.21	0.34	3.09	0.53	1.85	0.35	1.19	0.10	372.75
21	21.45	0.28	4.58	0.28	3.15	0.28	2.07	0.25	1.43	0.25	1.00	0.00	243.88
31	7.25	0.28	3.55	0.44	2.64	0.46	1.90	0.45	1.25	0.45	1.05	0.25	156.88
29	7.63	0.16	3.50	0.48	2.43	0.48	1.76	0.50	1.32	0.45	1.05	0.30	137.25
17	7.91	0.55	4.13	0.50	3.10	0.50	2.22	0.50	1.57	0.50	1.10	0.45	79.88
6	11.05	0.17	5.44	0.18	4.12	0.18	2.94	0.15	1.99	0.15	1.30	0.15	76.75
8	5.84	0.19	2.94	0.18	1.97	0.18	1.68	0.50	1.44	0.50	1.17	0.45	74.62
24	5.92	0.23	3.62	0.20	2.88	0.20	2.17	0.20	1.53	0.20	1.14	0.20	70.25
27	6.22	0.23	3.47	0.22	2.66	0.22	1.85	0.25	1.47	0.20	1.15	0.15	66.63
26	5.34	0.75	2.85	0.22	2.35	0.80	1.92	0.20	1.47	0.20	1.05	0.20	56.00
28	5.70	0.25	3.36	0.26	2.76	0.70	2.06	0.80	1.54	0.80	1.11	0.20	50.13
19	11.20	0.50	6.12	0.55	4.15	0.50	2.70	0.50	1.70	0.50	1.19	0.50	39.93
11	9.33	0.46	4.11	0.46	2.58	0.50	2.21	0.50	1.71	0.50	1.24	0.35	37.58
9	15.22	0.30	5.84	0.48	4.14	0.48	2.65	0.50	1.74	0.30	1.18	0.30	27.95
12	7.58	0.55	4.12	0.90	3.00	0.50	2.38	0.50	1.83	0.50	1.29	0.45	26.88
14	10.07	0.29	4.52	0.28	3.11	0.28	2.32	0.30	1.77	0.30	1.22	0.25	24.25
15	12.05	0.50	7.10	0.50	4.67	0.50	3.12	0.50	2.14	0.40	1.43	0.40	22.38
3	23.22	0.55	6.78	0.40	4.30	0.60	3.05	0.50	2.00	0.60	1.23	0.50	21.88
1	7.00	0.46	4.50	0.34	3.30	0.34	2.40	0.35	1.80	0.40	1.07	0.30	19.00
2	14.33	0.30	7.16	0.30	4.22	0.30	2.86	0.35	1.87	0.35	1.24	0.15	15.76
平均	10.51	0.368	4.77	0.37	3.34	0.42	2.37	0.41	1.67	0.40	1.17	0.28	

表-5

Group IV

n/p data No	0		0.02		0.05		0.1		0.2		0.4		最大加速 度(gal)
	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	$\beta_{max}$	Tm(sec)	
22	17.0	0.17	5.68	0.18	3.40	0.18	2.25	0.30	1.57	0.15	1.21	0.15	220.75
30	9.77	0.36	4.43	0.36	3.46	0.36	2.68	0.35	1.85	0.30	1.24	0.20	42.38
7	6.62	0.16	3.30	0.14	2.41	0.14	1.56	0.15	1.42	0.10	1.18	0.10	34.63
25	8.09	0.21	6.05	0.20	4.69	0.20	3.38	0.20	2.16	0.20	1.31	0.15	30.13
18	8.86	0.48	4.73	0.50	3.22	0.50	2.16	0.60	1.44	0.60	1.11	0.25	27.66
10	16.20	0.46	6.43	0.46	3.39	0.40	2.49	0.40	1.71	0.25	1.20	0.15	13.50
16	6.08	0.55	3.87	0.28	3.14	0.46	2.35	0.45	1.52	0.45	1.13	0.20	11.50
13	9.12	0.65	4.63	0.60	3.42	0.70	2.40	0.60	1.54	0.45	1.08	0.15	8.33
平均	10.81	0.380	4.89	0.34	3.39	0.37	2.41	0.38	1.65	0.31	1.18	0.17	

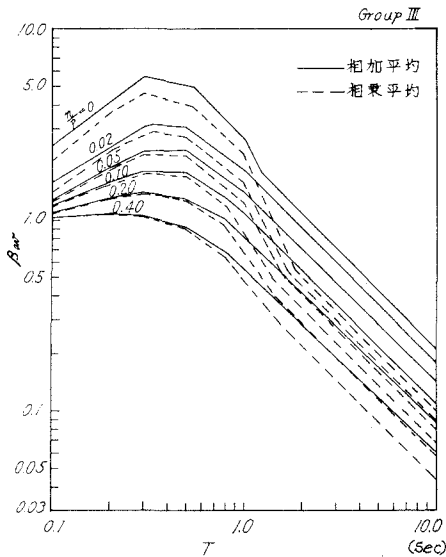


図-1

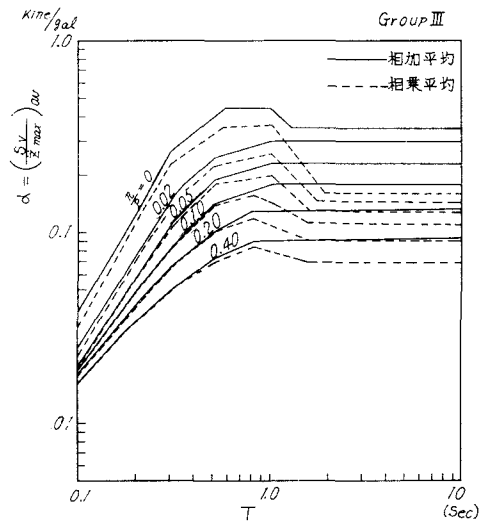


図-2

2.3 応答速度スペクトルの係数

応答速度スペクトル (Sv)は応答加速度スペクトル (SA)を用いてつぎのように表わされる。

$$Sv = \frac{T}{2\pi} SA = \frac{1}{p} SA, \quad \text{kine} \quad (2)$$

Svをその地動加速度の最大値で除したものを応答速度スペクトルの係数,  $\alpha$ , とすれば,  $\alpha$ は $\beta$ を用いて次のように表わされる。

$$\alpha = \frac{S_v}{Z_{\max}} = \frac{\beta}{p} \text{ or } \frac{T}{2\pi} \cdot \beta, \quad \text{kine/gal} \quad (3)$$

すなわち $\alpha$ は地動の最大加速度の単位加速度当りの応答速度である。したがって地動の最大加速度を $\alpha$ スペクトルに乗ずれば、地震動に対する応答速度スペクトルが得られる。

前述の動的係数スペクトルに対応するGroup IIIの応答速度スペクトルの係数 $\alpha$ の包絡線は図-2に示すとおりのものである。

### 3 設計震度

以上述べてきた地震動の応答スペクトルの性質の外に地盤に生ずる地震動の最大加速度の期待値が得られて、はじめて設計震度あるいは応答速度スペクトルが求められる。

今、瀬戸内海地方を対象とすれば、河角博士の御研究になられた、同地方の100年間の震度期待値は100gal(西部,北部)から200gal(東部,南部)となっている。また土木学会の調査委員会が御調査された資料によると震度階Vの地震が、100年間に同地方で出現する期待値は0.7~6回となっている。<sup>Z)</sup>

これらの資料に基づき、地盤の地震時の水平加速度の最大値を200galにとって長大吊橋の設計の基本資料としても決して小さすぎることはない。今一応水平の地動加速度の最大値を200galとした。

上下動成分の最大値は表-1の7地点の記録から水平動の最大値が200galの場合にはその $\frac{1}{2}$ の値、100galが妥当な値であることが推定できた。

したがって水平動に対しては200gal、上下動に対しては100galをそれぞれ図-1、-2の応答スペクトル曲線に乗ずれば、応答加速度スペクトル、応答速度スペクトルが得られる。今回は $\beta$ 、 $\alpha$ スペクトルとして相加平均つまり図-1、-2に示す実線の値を用いることにした。

### 4 適用例

吊橋の金属部の減衰常数にGoldenblatおよびSisowの1.2%、Bayの1.5%、国内の小吊橋の実験結果の0.4~1.2%の値を参考にして、やや大き目な値ではあるが2%を用いることにした。また基礎のケーソン部では国内の小橋の実験結果では減衰常数は1%から10%の間にあるとみられるが、一応本例では5%とした。以下吊橋各部のおおよその応答震度を既出の例ならびに予想される対象について求めてみよう。

#### 4.1 補剛桁およびケーブルの上下方向の応答震度

減衰常数を2%として、前述の応答加速度スペクトルを用いれば、表-6に示す吊橋の例では、上下方向の地震動に対しては対称モードの応答が卓越するから

Golden Gateの中央径間と側径間では、6% $\delta$

Bay Brの中央径間では、1.2% $\delta$

小西、山田両氏の例の中央径間と側径間では、4% $\delta$

また水平方向の地震動に対しては非対称モードが卓越するが、地震のエネルギーの入射の仕方が表-

6の資料だけでは明らかでない。したがって最も不利な場合を予想すればつぎのようになる。

Golden Gate の中央径間では , 3.6% $g$   
 " の側径間では , 7.0% $g$   
 小西, 山田両氏の例の中央径間では , 4.0% $g$   
 " の側径間では , 4.0% $g$

表-6

吊 橋	中央径間長	計算の仮定	応答が卓越するモード		文 献
			中央径間	側 径 間	
Golden Gate Br.	1280.16 <sup>m</sup>	3 径 間	4 <sup>th</sup> SYM 3.22 sec	左に同じ	3)
			1 <sup>st</sup> ASYM 10.5 sec	2 <sup>nd</sup> ASYM 5.3 sec	
Bay Br.	704.03 <sup>m</sup>	(実験)	1 <sup>st</sup> SYM 9.0 sec		4)
小西, 山田の例	1300 <sup>m</sup>	3 径間+搭	3 <sup>rd</sup> SYM 4.45 sec	左に同じ	5)
			1 <sup>st</sup> ASYM 9.21 sec	2 <sup>nd</sup> ASYM 8.88 sec	

4.2 補剛桁およびケーブルの橋軸に直角方向の応答震度

表-7

	中央径間長	計算の仮定	応答が卓越するモード		文 献
			中央径間	側 径 間	
Golden Gate	1280.16 <sup>m</sup>	1 径 間	1 <sup>st</sup> 8.32 sec		6)
George Washinton (single deck)	1066.80	"	1 <sup>st</sup> 740		6)
Tacoma Narrows (1940)	853.44	"	1 <sup>st</sup> 6.06		6)
Bay Br.	704.09	"	1 <sup>st</sup> 4.72		6)
Bronx-Whitestone	701.04	"	1 <sup>st</sup> 4.58		6)
Detroit	560	"	1 <sup>st</sup> 4.13		6)
Tagus	1010	3 径間+搭	1 <sup>st</sup> 22.86	3 <sup>rd</sup> 7.04sec	7)

表-7の例に対しては

Golden Gate の中央径間では , 4.6% $g$   
 George Washinton " , 5.0% $g$   
 Tacoma Narrows " , 6.0% $g$   
 Bay Br. " , 7.6% $g$

Bronx-White Stoneの中央径間では , 8.0%g  
 Detroit " , 8.8%g  
 Tagus " , 1.6%g  
 Tagus の側径間では , 5.2%g

#### 4.3 主搭の橋軸方向の応答震度

表-8の例に対しては

上下方向の地動に対して最も不利な場合

Tagus (P<sub>3</sub>) , 14 %g  
 Tagus (P<sub>4</sub>) , 14 %g  
 小西, 山田両氏の例 , 13.5 %g

水平方向の地動に対して

Tagus (P<sub>3</sub>) , 24 %g  
 Tagus (P<sub>4</sub>) , 26 %g  
 小西, 山田両氏の例 , 27.4 %g

表-8

吊 橋	中央径間長	主搭の高さ	主搭基礎の条件	応答が卓越するモード		文 献
				SYM	ASYM	
Tagus P <sub>3</sub>	1010m	183m	ケーソン 23.8×40.7×87 <sup>m</sup>	1.3 sec	1.5 sec	7)
Tagus P <sub>4</sub>	1010m	183m	ケーソン 23.8×40.7×33.4 <sup>m</sup>	1.3	1.4	7)
小西山田の例	1300m	200m	固 定	1.35	1.37	5)

#### 4.4 主搭の橋軸に直角方向の応答震度

Tagus 橋の例では

P<sub>3</sub> 上の搭 (1.23sec) に対して, 30%g  
 P<sub>4</sub> " (1.15sec) " , 32%g

#### 4.5 主搭橋脚およびアンカーブロック

今架設地点における支持層の位置が水面下100 または 150M の地形を想定すれば, ケーソンの平面寸法は100M 前後の規模になることが予想される。その場合にケーソンの側面の土および水の影響を省略してケーソンのロッキングの周期支持地盤のヤング率の関係を求めると図-3のようになる。

ボーリングによって揚げられた試料の core test による支持層のヤング率

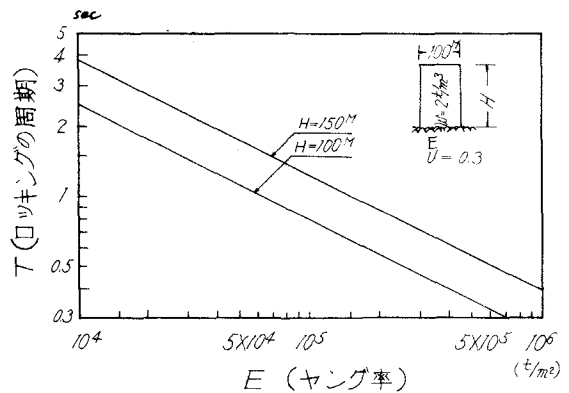


図-3



40000 t/m<sup>2</sup> を用いれば、支持層の深さが100Mの場合、150Mの場合のそれぞれのロックンク周期は1.25 sec, 1.75 secになる。したがって減衰常数を5%とすれば、ケーソンの応答震度はつぎのようになる。

水面下100M に支持層がある場合	23 % $\delta$
“ 150M “ “	16.4 % $\delta$

## 5 結 び

上部構造では荷重の組み合わせをより合理的に選ぶ必要が出てくるであろう。特にケーブルの鉛直方向、補剛桁の橋軸に直角方向、主塔の橋軸に直角方向などは、かなり大きな設計震度をとる必要が出てきそうである。

下部構造では減衰常数には大きな疑問点があり、今後更に調査研究を進める必要があると考えられる。また支持地盤のヤング率の値、ケーソン側面の土ならびに水の影響などを充分熟慮して震度を適正化しなければならない。特に基礎のヤング率は振動時には見掛け上大きな値になることを多くの実測例が示している。これは振動応答に最も大きな影響をおよぼす因子であると考えられる。

### 参 考 文 献

- 1) G.W. Housner "Behavior of Structure During Earthquakes"  
Journal of E.M.Div. Proc of ASCE, Oct. 1959
- 2) 本州四国連絡架橋技術調査委員会, 耐震小委員会, 幹事会資料 No 1019, 昭和38年度
- 3) George S. Vincent "Golden Gate Bridge Vibration Studies"  
Journal of S.T.Div Proc of ASCE. Oct. 1958
- 4) N.C Raab, H.C Wood, "Earthquake Stresses in the San Francisco  
Oakland  
Bay Bridge" Paper No. 2123, Traus ASCE, 1941
- 5) I. Konishi, Y. Yamada, "Earthquake Response of a Long Span  
Suspension  
Bridge" 2nd WCEE Prac, 1960 Tokyo
- 6) K. Silverman. The Lateral Rigidity of Suspension Bridges,  
Tousnal of E.M.Div Proc ASCE, July, 1957
- 7) TUDOR Engineering Co, "Seismic Analysis of the main Piers  
for the Tagus River Bridge" June, 1961