

都市高速道路における鋼桁橋の振動特性の経年変化からみた剛度評価に関する研究

STUDY ON STIFFNESS EVALUATION OF STEEL PLATE GIRDER BRIDGES

FROM LONG TERM VARIATIONS OF THEIR DYNAMIC PROPERTIES

中井 博^{*}・吉川 紀^{*}・加賀山泰一^{***}・矢幡武人^{***}

Hiroshi NAKAI, Osamu YOSHIKAWA, Taiichi KAGAYAMA and Takehito YAHATA

This study attempts to evaluate the stiffness of the steel plate girder bridges in the urban expressways from a long term variation of dynamic properties of them, i.e., period of natural frequency (T) and logarithmic damping coefficient (δ). First, the field tests of the free vibration for the simply supported plate girder bridges were carried out in a similar manner to fifteen years ago and thus measured T and δ were compared with each others. It is observed from these measurements that the values of T of some bridges more or less increase due to the long term service of traffics. Second, the dynamic properties of continuous girder bridges with medium span length, which have been constructed newly along the Osaka Bay, were also investigated in the same method mentioned above. From these measurements, the values of T and δ of continuous plate girder bridges are much more scattered than the simply supported plate girder bridges. However, this method is useful for evaluating the stiffness of steel bridges as a nondestructive testing method.

1. まえがき

阪神高速道路公団においては、昭和39年から供用を開始して以来、年々路線を延長し、現在、供用総延長138.5kmにも及んでおり、通行台数も一日当り72万台に達している。これらの路線は、都市高速道路という宿命から、ほとんど全線にわたり高架構造物が採用されており、建設ののち10～20年を経過した構造物も多い。

その間、高速道路上を走行する自動車荷重は、質および量ともに供用開始時に比べて相当な変化をきたしており、橋梁構造物も床版をはじめ、床組、主桁、あるいは、伸縮継手など広範囲にわたる部材に損傷が発生してきたが、阪神高速道路公団では、その都度、補修を行ってきた。しかしながら、補修後の橋梁全体としての剛度をどのように評価するか適切な方法がなく、また道路を維持・管理していくうえで、橋梁の剛度の経年変化をどのように追跡していくかという点が重要な課題となっている。

そこで、本研究においては、橋梁の固有振動周期や対数減衰率などの振動特性を調べるとともに、これらの特性の経年変化から橋梁構造物の剛度を判定しようと試みたものである。なお、現在、わが国でも道路協会を中心にして、鋼橋の設計法を限界状態設計法に切り換えようとする検討が鋭意進められている。これら

[*]	工博	大阪市立大学教授	工学部土木工学科	(〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)
^{**}	工修	阪神高速道路公団	工務部設計課	(〒541 大阪市東区北久太郎町4-68)
^{***}	工修	阪神高速道路公団	大阪第一建設部設計課	(〒559 大阪市住之江区北加賀屋2-11-8)
^{****}		大阪市立大学大学院生	工学研究科土木工学専攻	(〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)

のうち橋梁の振動に関することも、一つの重要な課題である。すなわち、それらは、①荷重としての衝撃、②また使用性限界状態としての振動・騒音、および、③疲労限界状態など定め方に係わっている。これらの問題に取り組むためには、橋梁構造物の固有振動数や減衰定数を知ることが不可欠である。

まず、昭和44年に振動特性の測定が実施されている阪神高速道路公団の守口・森小路線内の26橋を対象とし¹⁾、再び同一項目の実験を行い、固有振動周期および対数減衰率の経年変化を調べた。さらに、15年の供用期間中に行われた補修工事の詳細を調査した。そして、昭和44年の建設当初と15年後の昭和59年との振動特性の差異から、両者間の変動値を求めた。また、この変動の原因を補修と関連させて検討するとともに、永年にわたって供用された橋梁の剛度の評価を試みた。

つぎに、阪神高速道路の大阪湾岸線内の三宝～出島間において、供用直前の新設橋梁のうち、既往の研究でデーターが不足しているスパン 24.0～84.5mの比較的中スパンの連続桁橋を対象として人力加振によって自由振動させて振動特性の測定を行い、今後の橋梁構造物の剛度の変化を調べるための資料を得たので、これらについても報告するものである。

2. 測定方法

(1) 測定計器

a. 15年経過した高速道路橋

今回の測定では、15年前に用いた阪神高速道路公団保有の測定計器（サーボ式変位計 0.002～100mm, 1～50Hz(振動開発KK)）と同等の性能を有する表－1の測定計器を使用した。加振は、人力による加振方法を採用した。

b. 新設高速道路橋

新設橋梁に使用した測定計器を、表－2に示す。

表－1 測定計器（15年経過）

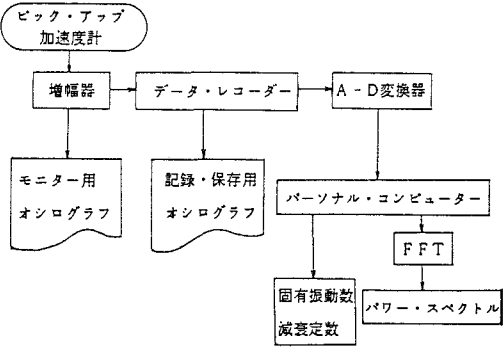
測定計器	性能
サーボ型加速度変換器	1G 0-300Hz
専用コンディショナル	0.05-100mm peak to peak 0.5-60Hz
圧電式加速度ピックアップ	30G 0.1-50Hz
低振動数計（増幅器）	0.002-100mm peak to peak 1-50Hz
データーレコーダー	8チャンネル
オシログラフ	周波数特性 MAX. DC-7000Hz

(2) 測定方法

図－1には、測定方法のフローチャートを示す。現場では、すべてのデータを一度モニター用のオシログラフでプロットして、振動波形の良否を判断した。また、同時にすべてのデータをデーターレコーダーに記録させ、後日、再度オシログラフでプリントして記録保存用とした。写真－1は測定の状況を、また写真－2は人力加振の状況を示す。

表－2 測定計器（新設）

測定計器	性能
サーボ型ピックアップ	0.00002-1G 0.5-250Hz
サーボ型低振動数用振動計	0.01-30mm peak to peak 1-250Hz
データーレコーダー	8チャンネル
オシログラフ	周波数特性 MAX. DC-7000Hz
A-D変換器	分解能12bit 10μV付
パーソナルコンピュータ	NEC PC-9801(16bit)
FFT	サンプリング 100KHz-2.5Hz



図－1 測定のフローチャート



写真-1 測定状況

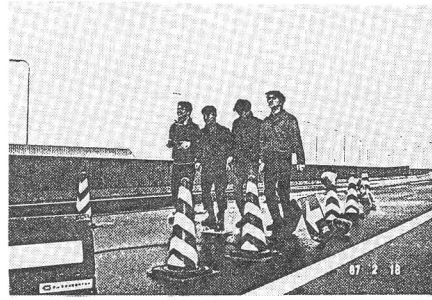


写真-2 加振状況

3. 測定対象橋梁

(1) 15年経過した高速道路橋

昭和44年より供用開始された阪神高速道路公団の守口・森小路線の橋梁において、前回、固有振動周期 T 、および、対数減衰率 δ 等の測定が行われている26橋を対象した。

表-3 測定対象橋梁のスパン・幅員・断面諸元（15年経過）

表-3には、スパン、幅員、および断面諸量などを示す。

(2) 新設高速道路橋

昭和62年3月に供用開始した阪神高速道路の大阪湾岸線内の32橋を、測定の対象とした。表-4には、実験橋梁の概略を示す。

表-4 対象橋梁の概略（新設）

スパン割り	断面形状	橋梁番号
単純桁橋 $L_1 = 106\text{m}$	鋼床版箱桁	No. 1, No. 2
等2径間連続桁橋 $L_1 = 30\text{m} \sim 49\text{m}$	非合成1桁	No. 3 ~ No. 6
不等2径間連続桁橋 $L_1 = 31 \sim 42\text{m}, L_2 = 28 \sim 30\text{m}$	非合成1桁	No. 7, No. 8
等3径間連続桁橋 $L_1 = 30\text{m} \sim 36\text{m}$	非合成1桁	No. 9 ~ No. 12
不等3径間連続桁橋 $L_1 = 30\text{m} \sim 85\text{m}$ $L_2 = 25\text{m} \sim 50\text{m}$	非合成1桁	No. 13 ~ No. 26
	非合成箱桁	No. 27 ~ No. 30
	鋼床版箱桁	No. 31, No. 32

橋梁番号	スパン(m)	主桁形式	幅員(m)	死荷重(kg/cm)	全断面2次モーメント($\times 10^8 \text{ cm}^4$)	備考
1	55.3	1 Box	15.35	175.88	8.7381	非合成1桁
2	30.8	1 形 5	12.05	86.52	2.6392	
3	34.3	1 形 6	17.60	162.52	4.4596	
4	39.3	1 形 6	17.60	158.68	5.1788	
5	44.3	1 形 6	17.60	158.86	5.9544	
6	34.3	1 形 6	17.60	157.88	4.3754	非合成箱桁
7	54.3	2 Box	17.60	199.00	11.0666	
8	39.3	1 形 6	17.60	158.60	5.1396	
9	44.3	1 形 6	17.60	162.62	5.6532	
10	54.3	2 Box	17.60	195.88	9.8000	
11	45.8	1 形 6	17.60	162.62	5.6532	鋼床版箱桁
12	54.3	2 Box	17.60	195.88	9.8000	
13	39.3	1 形 6	17.60	159.18	5.1218	
14	44.3	1 形 6	17.60	159.82	4.6402	
15	61.5	2 Box	17.60	216.28	11.8660	
16	32.3	1 形 6	17.60	162.67	4.3907	
17	34.3	1 形 6	17.60	162.67	4.3907	
18	64.3	2 Box	17.60	112.48	8.6682	
19	34.3	2 Box	17.60	180.64	3.3780	
20	51.4	1 Box	6.25	74.77	3.3889	
21	51.3	2 Box	21.01	219.63	6.2270	
22	49.3	2 Box	21.01	202.57	10.1710	
23	59.2	2 Box	17.60	183.00	7.5440	
24	57.1	1 Box	12.00	119.03	6.8640	
25	59.1	1 Box	9.73	100.56	5.5480	
26	39.1	1 Box	9.76	92.53	3.4950	

備考：No. 18橋梁以外は活荷重合成橋で、No. 18橋梁は鋼床版桁である。

4. 測定・結果とその考察

(1) 15年経過した高速道路橋

a. 振動特性の測定方法

対象とした橋を人力加振し、そののちの自由振動波形を加速度計でピックアップし、動的増幅器を経由し

てオシログラフで記録した。これらの記録により、固有振動周期と対数減衰率とを求めた。測定結果の一例を図-2に示す。また、図-3は、対数減衰率の測定例を示す。さらに、これらの測定と併行して現地調査と補修工事報告書とから補修状況の調査も行った。

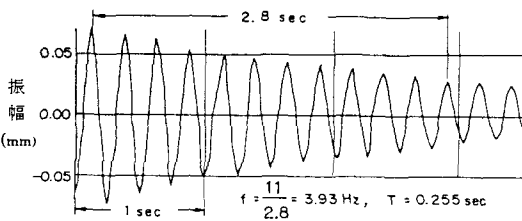


図-2 自由振動記録例 (昭和59年、No. 2橋梁)

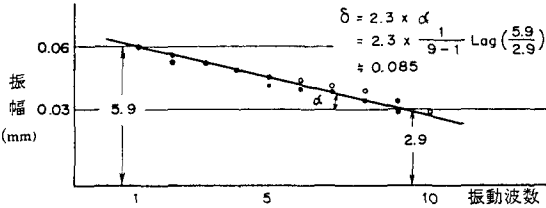


図-3 対数減衰率の測定例 (昭和59年、No. 2橋梁)

b. 測定結果

昭和44年の調査結果、および、昭和59年の測定結果は、表-5に総括したとおりである。

表-5 固有振動周期T(sec)および対数減衰率δの測定値

橋梁 番号	スパン 長 l (m)	主 桁 形 式	固有振動周期 T (sec)				対数減衰率 δ				死荷重 変動比 $\frac{\Delta S}{S}$
			測定値		変動幅 μ (±)	測定値		変動幅 μ (±)			
			S.44 ¹⁾	S.59		S.44 ¹⁾	S.59				
1	55.3	1 Box	0.556	0.550	0.0	0.059	0.059	0.0	1.0079		
2	30.8	1 Box	0.251	0.255	1.6	0.094	0.085	-9.6	1.0113		
3	34.3	1 Box	0.314	0.300	-4.5	0.107	0.091	-15.0	1.0100		
4	39.3	1 Box	0.369	0.360	-2.4	0.108	0.094	-13.0	1.0208		
5	44.3	1 Box	0.455	0.473	4.0	0.099	0.084	-15.2	1.0196		
6	34.3	2 Box	0.290	0.300	3.4	0.173	0.112	-35.3	1.0174		
7	54.3	2 Box	0.549	0.546	-0.5	0.062	0.073	17.7	1.0137		
8	39.3	1 Box	0.362	0.373	3.0	0.090	0.075	16.7	1.0257		
9	44.3	1 Box	0.426	0.450	5.6	0.116	0.080	-31.0	1.0212		
10	54.3	2 Box	0.585	0.586	0.2	0.061	0.053	-13.1	1.0139		
11	45.8	1 Box	0.463	0.373	-19.4	0.068	0.077	13.2	1.0290		
12	54.3	2 Box	0.585	0.586	0.2	0.103	0.180	55.3	1.0216		
13	39.3	1 Box	0.372	0.380	2.2	0.112	0.164	46.4	1.0408		
14	44.3	1 Box	0.481	0.480	-0.2	0.103	0.130	26.2	1.0400		
15	61.5	2 Box	0.692	0.667	-0.6	0.087	0.087	0.0	1.0126		
16	32.3	1 Box	0.265	0.271	2.3	0.076	0.140	84.2	1.0270		
17	34.3	1 Box	0.295	0.300	1.7	0.114	0.135	18.4	1.0289		
18	64.3	2 Box	0.642	0.642	0.5	0.059	0.061	3.4	1.0171		
19	34.3	2 Box	0.353	0.360	2.0	0.081	0.299	269.1	1.0197		
20	51.4	1 Box	0.412	0.460	11.7	0.200	0.163	-43.6	1.0029		
21	51.3	2 Box	0.503	0.510	1.4	0.081	0.073	-9.9	1.0204		
22	49.3	2 Box	0.478	0.482	0.8	0.081	0.061	-24.7	1.0177		
23	59.2	2 Box	0.680	0.690	1.5	0.054	0.057	5.6	1.0393		
24	57.1	1 Box	0.595	0.592	-0.5	0.049	0.080	22.4	1.0285		
25	59.1	1 Box	0.621	0.629	1.3	0.068	0.099	45.6	1.0192		
26	39.1	1 Box	0.328	0.350	6.7	0.166	0.198	34.9	1.0214		

備考: $v = \frac{【昭和59年の測定値】 - 【昭和44年の測定値】}{【昭和44年の測定値】} \times 100\%$

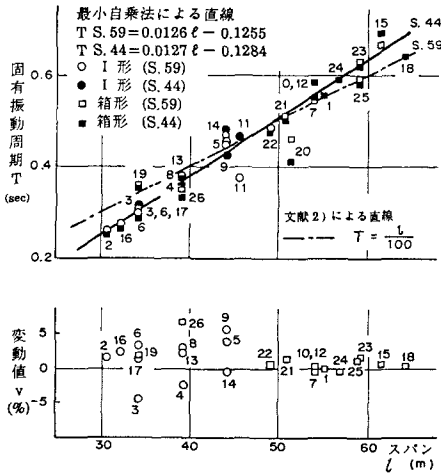


図-4 スパン長 l と固有振動周期 T および
その変動値 v との関係

この表より、スパン長 l と固有振動周期 T との関係、および固有振動周期 T の変動値 v をプロットしたものが図-4である。

また、スパン長 l と対数減衰率 δ との関係、および、対数減衰率 δ の変動値を図-5に示す。さらに、補修による死荷重 w の変動比 $w_{S.59}/w_{S.44}$ を調べたものも表-5の中に示した。

c. 測定結果の考察

以上の測定結果について考察すれば、下記のとおりである。

- i) 固有振動周期 T および対数減衰率 δ のいずれの結果においても、I 形断面桁や箱形断面桁などの主桁形式の相違による有意差は認められなかった。
- ii) 固有振動周期 T (sec) とスパン長 l (m) との関係は、線形関係にあるものとして最小自乗法により回帰

した結果、次式で表される。

$$T_{s.59} = 0.0126 l - 0.1255 \text{ (sec)} \quad \dots (1)$$

ちなみに、昭和44年の測定結果は、

$$T_{s.44} = 0.0127 l - 0.1284 \text{ (sec)} \quad \dots (2)$$

である¹⁾。

iii)対数減衰率 δ の経年変化は、橋梁によってばらつきが大きく、支承の取り替え、および構造形式の変更などの行われた橋梁では変動値が大きい。対数減衰率の値は全体的な傾向として、文献²⁾に示された値に近いものがあった。

iv)一方、補修状況の調査の結果、ほとんどの橋梁で床版の補修や添加物（遮音板、検査路、標識）の新設が行われているが、それらは部分的なものであるため、主桁の曲げ剛度の増大には寄与していないと判断される。

v)しかしながら、上記の補修によって主桁の死荷重が増大したことは事実である。そのため、図-4に示すように大半の橋梁の固有振動周期は、補修後において若干大きくなっている。

vi)補修による死荷重の変動比 $w_{s.59}/w_{s.44}$ と固有振動周期の変動比 $T_{s.59}/T_{s.44}$ とを考慮し、補修後の昭和59年における各橋の梁曲げ剛度 $E I_{s.59}$ と昭和49年建設当初における曲げ剛度 $E I_{s.44}$ との比 β を固有振動周期の理論値に基づいて推定すれば、次式が得られる。

$$\beta = \frac{E I_{s.59}}{E I_{s.44}} = \left(\frac{T_{s.44}}{T_{s.59}} \right)^2 \cdot \left(\frac{w_{s.59}}{w_{s.44}} \right) \quad \dots (3)$$

vii)各橋梁について、これらの値とスパン長との関係をプロットすれば、図-6が得られる。

)この図から、主桁の自重が増大したことを考慮すれば、補修後の昭和59年における曲げ剛度は建設当初とほぼ同じ値を有しているものが多く、橋全体としての耐荷性の低下は顕著でないと思われる。

(2) 新設高速道路橋

a. 振動特性の測定方法

上述の4(1)a.で述べたと同じ方法を用いた。

b. 測定結果

表-6には、スパン長 l と固有振動数および対数減衰率の関係を示す。

c. 測定結果とその考察

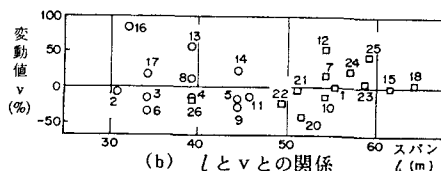
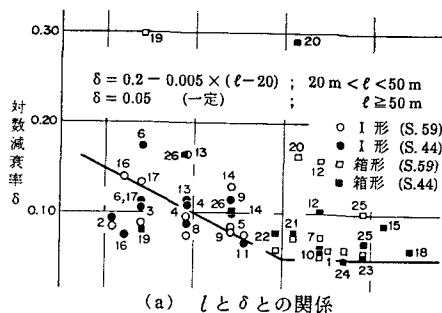


図-5 スパン長 l と対数減衰率 δ およびその変動値 v との関係

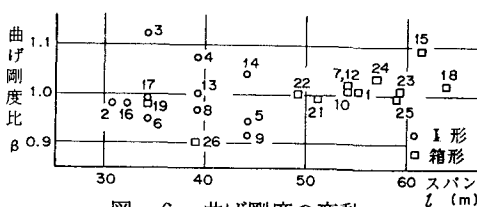


図-6 曲げ剛度の変動

上述の4(1)aで述べたのと同じ方法を用いた。

しかしながら、橋梁によっては1次の固有振動周期よりも2次以上の固有振動周期が卓越して現れるものがあった。そのようなときFFT処理を行ってピーク値を求め、数値計算値(伝達マトリックス法)により基本固有振動周期を定めた。図-7には、このようにして得られたスパン l と基本固有振動周期 T との関係を示す。参考のため、文献2)および4)の単純スパンと基本固有振動周期の関係を直線で示した。

また、図-8にはスパン l (m)と対数減衰率 δ との関係を示す。対数減衰率 δ は、短スパンにおいては、広い範囲に分布し、スパンが長くなるに伴って対数減衰率が小さい一定値に近づくといわれているが、本実験においても50m以下の範囲においては、 $\delta=0.044\sim0.203$ とばらつきが大きかった。また、スパンが50m以上の鋼の桁橋においては、 $\delta\geq 0.08$ のものはなかった。さらに、同種橋梁形式についても種々な値を取り、主桁の構造形式にはあまり関係はなかった。

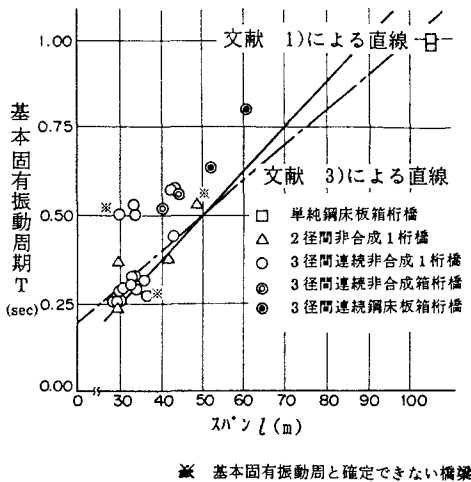


図-7 スパンと基本固有振動周期との関係

表-6 測定対象橋梁の固有振動数

および対数減衰率

観測 番号	記号	スパン (m)	平均スパン (m)	固有振動数 f (SEC)	対数減衰率 δ
1	1S-Sd-B	105.5	105.5	1.00	0.077
2	1S-Sd-B	105.5	105.5	1.03	0.072
3	2C-Mc-1	29.8129.5	29.5	4.29	0.188
4	2C-Mc-1	49.0149.0	49.0	1.90	3.059
5	2C-Mc-1	49.0149.0	49.0	(2.00)	—
6	2C-Mc-1	41.5142.7	42.2	2.89	0.089
7	2C-Mc-1	42.4129.5	29.0	(1.47)	—
8	2C-Mc-1	28.3131.4	29.0	2.70	0.078
9	3C-Mc-1	36.0126.0136.0	36.0	3.17	0.115
10	3C-Mc-1	28.0130.0129.0	29.3	3.83	0.092
11	3C-Mc-1	30.0130.0130.0	30.0	(2.15)	—
12	3C-Mc-1	30.0130.0130.0	30.0	(1.90)	—
13	3C-Mc-1	30.0145.0127.9	32.8	3.32	0.090
14	3C-Mc-1	30.0141.0129.1	33.4	3.06	0.065
15	3C-Mc-1	32.0135.0124.4	31.8	3.40	0.203
16	3C-Mc-1	38.0133.0131.5	34.2	3.44	0.151
17	3C-Mc-1	30.0135.0125.0	30.0	3.57	0.058
18	3C-Mc-1	50.0140.0140.0	43.3	2.30	0.044
19	3C-Mc-1	30.0130.0125.0	28.3	3.91	0.109
20	3C-Mc-1	40.0138.0124.0	34.3	(2.00)	—
21	3C-Mc-1	30.0140.0128.7	32.9	3.40	0.099
22	3C-Mc-1	32.0134.0136.1	34.0	3.31	0.146
23	3C-Mc-1	32.0135.0133.8	33.9	3.70	0.128
24	3C-Mc-1	28.0142.0131.3	34.1	2.98	0.178
25	3C-Mc-1	48.0140.0140.0	42.3	(1.85)	—
26	3C-Mc-1	29.7145.5126.3	33.8	(2.83)	—
27	3C-Mc-B	30.0158.0135.0	41.0	(1.80)	—
28	3C-Mc-B	34.0158.0138.0	43.3	1.72	0.113
29	3C-Mc-B	29.5158.7134.2	40.2	1.94	0.044
30	3C-Mc-B	34.0160.0158.0	44.1	1.78	0.159
31	3C-Sd-B	50.0184.0150.0	81.5	1.22	0.017
32	3C-Sd-B	47.0183.0147.0	58.3	1.58	0.033

注) () 内はスペクトル解析値

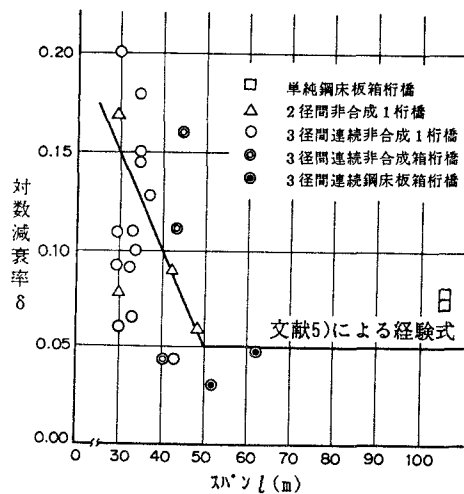


図-8 スパンと対数減衰率との関係

対数減衰率を判断する資料として、文献2)および4)をもとに文献5)で提案されている鋼道路橋のスパン l と対数減衰率 δ との関係を表す式も、図中にプロットしてみた。

$$\left. \begin{aligned} \delta &= 0.2 - 0.005(l - 20) & 20\text{m} < l < 50\text{m} \\ \delta &= 0.05 & (一定) & l \geq 50\text{m} \end{aligned} \right\} \dots (4) a, b$$

5. あとがき

上記の振動特性の測定結果を総合的に判断すると、まず15年経過したことによって鋼桁橋の固有振動周期

が若干大きくなっていた。阪神高速道路公団では、5年おきに保守・点検⁹⁾を行うとともに、損傷があれば、適宜、補修を行ってきている。これらの補修（床版補強）および添加物（遮音板、検査路、標識）により、死荷重の増大をきたしたことが固有振動周期が大きくなった原因と考えられる。したがって、今後とも点検を続ける必要があるが、今回の実験橋梁の主桁は2、3の橋梁を除き、ほぼ建設当初の曲げ剛度を保有しているものと思われる。

つぎに、新設高速道路内の中スパンの連続桁橋の振動特性、すなわち、スパン l と固有振動周期 T との関係、および、スパン l と対数減衰率 δ についての貴重なデータを得ることができた。今後、さらに多くの橋梁およびそれらの経年変化の測定を行い、連続桁橋の振動特性をより明確にしていきたい。

なお、加振方法として人力加振に加えて衝撃試験も若干の橋梁について実施して、データを解析しているが、供用中の橋梁への適用法については検討中である。

一方、長年月を経ると、継手のゆるみや支承部分のさび等により移動がスムーズでなくなったり、耐震連結装置のセット状況の変化等によりエネルギー消散により振動特性が変化することが考えられる。今後は、これらの点との関連についても研究調査していく必要があるものと思われる。

謝辞：実験や資料収集に御協力頂いた阪神高速道路公団・大阪管理部、大阪第1建設部、㈱日本工業試験所、㈱シグマ・ガル、および、大阪市立大学橋梁研究室の酒造敏廣助手をはじめとする関係各位に深謝する。

参考文献

- 1) 中井 博・松本雅治・斉藤博行・松下孝文：阪神高速守口・森小路線における既設橋梁の一耐荷性評価、第16回日本道路会議特定課題論文集、昭和60年10月、P273～P275
- 2) 伊藤 学・片山恒雄：橋梁の振動減衰 土木学会論文集、No.117、昭和40年 5月 pp.12～22
- 3) 渡辺 昇：橋梁工学、朝倉書店、昭和49年 3月
- 4) 土木学会：土木技術者のための振動便覧、昭和41年8月、P412～P413
- 5) 小松定夫・中井 博・事口寿男：曲線桁橋の自動車による動的応答と衝撃係数に関する研究、土木学会論文集 第192号、1971年8月
- 6) 阪神高速道路公団：道路構造物の点検標準（土木構造物編）、昭和56年4月

(1987年10月16日)