

川田工業(株) 正会員 米田昌弘
大阪大学工学部 正会員 前田幸雄
川田工業(株) 正会員 前田研一

1. まえがき 部分構造の振動周期が互いに近接する場合、内部共振を起こし、全体構造としては、各々の相似な振動成分が異なる比率で連成する2種の固有振動モードを生じ、斜張橋の場合には、それらに対応する主桁とケーブルの弦としての振動成分に関する自由振動項のbeating現象がシステムダンピングの支配的の一要因となることと著者らは別に報告している¹⁾。そして、吊橋の場合には、リンク、ハンガーに吊下げられた補剛桁が部分構造系としての遊動円木振動の振動成分を有し、通常の逆対称一次の鉛直たわみ振動成分と内部共振を起こすことが、既に、理論的および実験的に確認されている^{2), 3)}。さらに、著者らは、先に、任意径間数、任意支持条件の吊橋に対して、線形化摂動理論に基づく鉛直たわみ振動の基礎微分方程式の解析解を用いた固有振動計算法、および、補剛桁の遊動円木振動の連成を考慮した補正計算法を提案し、線形化有限変位理論に基づくマトリックス振動計算法と比較させることによって、妥当性と簡便性を検証している⁴⁾。しかしながら、長大吊橋の場合、平滑走行の鉄道荷重による速度効果が設計断撃係数を決定する際の重要な要素の一つであり⁵⁾、しかも、逆対称一次の振動モードに対応するものが支配的であるにもかかわらず、補剛桁の遊動円木振動が動的応答性状に及ぼす影響についての研究はほとんどみられない。本文は、このような観点から、鉄道吊橋の動的応答性状に及ぼす補剛桁の遊動円木振動の影響を、本四架橋案を基に検討するものである。なお、センターステイ（一般に偏心荷重によるトルクに対して降伏点を越えないように、橋軸方向の風荷重、地震力に対して破断しないように設計されるが、ハンガーと同程度の断面である）などの付属部材が設置されている場合でも、鉄道荷重が南側に載荷される活荷重であることと考へれば、安全側の点から橋軸方向の拘束がないとした場合の検討も必要であると思われる。また、本文の一部は既に報告済みのものである⁶⁾。

2. 遊動円木振動の影響の要因分析 吊橋の補剛桁の設計に用いる実際の鉄道荷重の載荷長は相当に長く、それによる動的応答は強制振動項が支配的で自由振動項が大きく寄与することはない。さらに、逆対称一次振動モードの鉛直方向成分は側径間部の占める割合が小さく、中央径間長と支間長とする単純桁橋のものと振動エネルギーの大きな差異はない。そこで、ここでは、強制振動項のみに着目し、内部共振によって生じた2種の逆対称一次モードに関する各々の動的増幅率を

$$(DAF)_1 = 1/(1 - \alpha \omega_1^2), \quad (DAF)_2 = 1/(1 - \alpha \omega_2^2), \quad \alpha \omega_j = V T_j / L_0 \text{ (遊パラメータ)} \quad (1)$$

なる式で与え、強制振動項は周期 T_1 , T_2 に無関係に合算できることから、

$$(DAF)_0 = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{\alpha^2} \max(\xi_j)^2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{\alpha^2} \max(\xi_j)^2}}, \quad (DAF)_0 = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{\alpha^2} \max(\xi_j)^2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{\alpha^2} \max(\xi_j)^2}} \quad (2)$$

なる式で表わされる $(DAF)_0$, $(DAF)_0$ の値を、代表的な無次元パラメータ

$$\beta = \omega_2 / (\omega_1 + \omega_2), \quad \delta = hc/f \quad (\omega_1, \omega_2: \text{補剛桁の固有振動数}, hc, f: \text{ハンガーの長, 剛}) \quad (3)$$

に対して算定し、補剛桁の遊動円木振動が鉛直および橋軸方向変位の動的増幅率に及ぼす影響の要因を分析する。ここに、 $\max(\xi_j)$ は一般化座標の静的な場合の最大値、 ξ_j は鉛直方向成分の最大値を1.0とした場合の固有モードにおける橋軸方向成分の連成比である。

図-1, 表-1に示す本四架橋案を対象に、パラメータの各値に対して

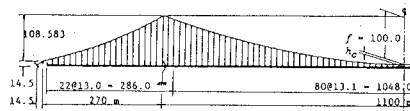


図-1 本四架橋案

表-1 断面諸量

	Area	Inertia	Modulus	U-load
	(m ²)	(m ⁴)	(t/m ²)	(t/m)
Main	1,341.0	0.0	1.000	14.5
Cable	0.132	0.0	1.800	0.2
Hanger	0.074	0.0	1.800	0.2
Stiff	0.074	0.0	1.800	0.2
Clower	0.074	0.0	1.800	0.2
Lower	0.074	0.0	1.800	0.2

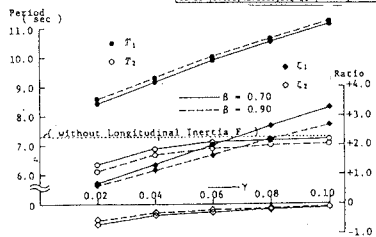


図-2 固有振動周期と遊動円木振動の連成比

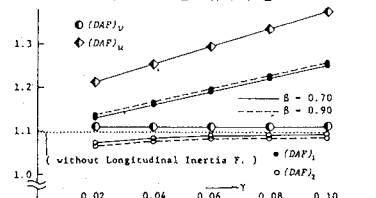


図-3 動的増幅率(強制振動項) (V=160km/h)

て、周期、達成比および動的増幅率の値を算出した結果が、図-2、3である。計算には、簡便性から模度理論に基づく方法(文献4)を適用した。

3. 鉄道荷重による動的応答解析 本節では、前節の結果を参照し、鉄道荷重(車輪荷重 38 kN 、軌間 320 m)が平滑走行する場合の動的応答解析を、パラメータの値を組合せた次の5ケース

- CASE-1: $\beta=0.90, \rho=0.06$ CASE-2: $\beta=0.70, \rho=0.06$
CASE-3: $\beta=0.70, \rho=0.02$

を対象にして行ない、若干の設計資料と得ることと試みた。数値計算には、有限変位理論に基づく、表-2に示す周期の遊対称固有モードの固有振動モードを用いたモード重畳法、

直接積分法を適用し、線形化解析のみならず、非線形解析も行なった。なお、表-2のCASE-3Sの場合、遊対称二次の固有振動が2種存在しているが、遊対称本振動とは異なり、鉛直方向成分に多大の影響を及ぼす橋軸方向成分の連成(補剛析の橋軸方向の移動が拘束されているからであり、ステイケーブルの断面を大きくすれば、さらに高次の遊対称固有振動において生じる)によるものである。解析結果の一部として、表-3に、補剛析の変位、モーメントおよび主ケーブルの張力の静的な場合の最大応答値、動的増幅率を示す。また、図-4には、動的増幅率と速度パラメータとの関係を示し、参考のために、式(2)の $(DAF)_v$ 、 $(DAF)_u$ の値も付記しておく。

4. 解析結果の考察 これらの要因分析、動的応答解析からは、次のようなことなどが考察される。

- ①橋軸方向変位の動的増幅率は鉛直方向変位のそれより大きく、パラメータ β には依存しないが、 ρ の値の増加に伴って増大し、センターステイのある場合および橋軸方向の慣性力を無視した場合に比較して、かなり大きな値となる場合も有り得る。
- ②鉛直方向変位の動的増幅率は、パラメータ β 、 ρ に関係なくほぼ一定であるが、センターステイのある場合および橋軸方向の慣性力を無視した場合に比較して少し大きな値となる。
- ③補剛析の曲げモーメント、主ケーブルの張力などの断面力に及ぼす影響はほとんどない。
- ④線形化および非線形解析による動的増幅率の差異は、静的な場合の最大応答値のそれと比較して非常に小さく、動的な場合に特有の非線形問題とはいえない。
- ⑤強制振動項が支配的であることから、速度パラメータの各値に対応する動的増幅率は、式(2)によって算定される値と大きな差異はない。
- ⑥自由振動項の影響は鉛直方向変位と橋軸方向変位とは逆に作用して、斜梁橋のシステムダンピングにおける主桁の鉛直方向変位とケーブルの法線方向変位との場合と同様の傾向を示すことから、その一部はbeating現象によるものと推測され、鉄道荷重の軌間長が長くない場合には無視できないものであると思われる。

5. あとがき 以上から、実施設計において、特に補剛析の橋軸方向変位の動的増幅率に及ぼす影響に対する何らかの配慮が必要とする場合が十分に予測されるが、文献4)の線形化模度理論に基づく計算法による結果を適用するモード重畳法は、試算計算法として非常に有効であると思われる。最後に、本研究に際して常に適切な御助言をいただいた、長岡技術科学大学工学部・林正助教授に対し、心より謝意を表したい。

(参考文献) 1) 前田・前田・越後: 斜梁橋のシステムダンピングの要因の定量的な検討と実橋例, 土木学会第37回年次学術講演会講演要録, 1982. 2) Selberg, A.: Oscillation and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges, Acta Polytechnica, Scandinavia, C18, 1961. 3) 吉田: ダンパーによる吊橋の自由振動の抑制について, 土木学会論文集, No. 142, 1967. 4) 前田・林・前田: 吊橋の固有振動計算法, 土木学会論文集, No. 242, 1977. 5) 伊藤: 走行荷重に対する吊橋の動的応答と衝撃, 土木学会論文集, No. 149, 1968. 6) 前田・林・前田・光田: 補剛析の遊対称本振動が鉄道荷重の動的応答に及ぼす影響, 昭和55年度土木学会関西支部年次学術講演会講演要録, 1982. 7) 前田・林・前田: 斜梁橋の非線形化による平面内橋軸構造の動的応答解析, 土木学会論文集, No. 249, 1976.

表-2 固有振動周期(単位: sec)

	Asy.		Sym.		Asy.		Sym.		Asy.		Sym.	
	1st	2nd	1st	2nd	1st	2nd	1st	2nd	1st	2nd	1st	2nd
CASE-1	9.90	6.90	5.81	4.37	3.16	2.54	2.42	1.98	1.58			
CASE-2	9.78	7.03	5.82	4.38	3.17	2.55	2.46	1.99	1.59			
CASE-3	8.31	6.36	5.82	4.38	3.17	2.55	2.46	1.99	1.59			
CASE-3S	7.67	5.82	4.37	3.41	3.13	2.55	2.41	1.99	1.68			
CASE-3V	7.22	5.80	4.35	3.14	2.51	2.40	1.97	1.57				

表-3 補剛析の変位、モーメントおよび主ケーブルの張力の動的増幅率 ($V=160\text{ km/h}$)

MODE DIRECT INTEGRA- TION METHOD	SUPERO- SITTON M.	LINEARIZED	SINGLE TRACK	CASE-1	DISPLACEMENT		MOMENT		TENSION									
					STIFFENING GIRDER (m)		STIFF, G.		MAIN CABLE									
					VERTICAL	LONGITUDINAL	VERTICAL	LONGITUDINAL	VERTICAL	LONGITUDINAL								
					STATIC (DAF)	STATIC (DAF)	STATIC (DAF)	STATIC (DAF)	STATIC (DAF)	STATIC (DAF)								
					($\times 10^4$ mm)	($\times 10^4$ mm)	($\times 10^5$ mm)	($\times 10^5$ mm)	($\times 10^4$ mm)	($\times 10^4$ mm)								
NON-L.A.	D.T./2	CASE-2	CASE-3	CASE-3S	CASE-3V	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-3S	CASE-3V								
											0.875	1.101	0.110	1.586	0.158	1.101	0.264	1.045
											0.876	1.098	0.111	1.583	0.157	1.108	0.265	1.046
											0.873	1.098	0.116	1.298	0.157	1.108	0.265	1.049
											0.873	1.087	0.121	1.151	0.157	1.102	0.262	1.053
0.873	1.073	0.117	1.102	0.158	1.082	0.264	1.042											
D.T./2	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-3S	CASE-3V	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-3S	CASE-3V								
											0.871	1.101	0.110	1.581	0.148	1.121	0.264	1.049
											0.853	1.097	0.108	1.571	0.146	1.112	0.263	1.046
											0.852	1.093	0.114	1.290	0.146	1.116	0.263	1.044
											0.852	1.084	0.118	1.147	0.146	1.107	0.263	1.048
0.835	1.080	0.114	1.142	0.144	1.103	0.262	1.046											

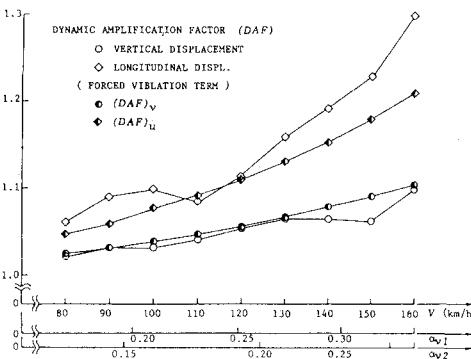


図-4 動的増幅率と速度パラメータ (CASE-3)