

3次元連続高架橋の基本固有周期の
算定について

CALCULATION OF FUNDAMENTAL NATURAL PERIODS OF THREE-DIMENSIONAL CONTINUOUS VIADUCTS

林川俊郎* 角田典史雄** 松井義孝***

By Toshiro HAYASHIKAWA, Yoshio KAKUTA and Yoshitaka MATSUI

Two different matrix methods for determining natural periods and mode shapes of three-dimensional vibrating continuous viaducts are presented. One method is the consistent mass method based on the finite element approach of space frame structures. The other method is a simple calculation procedure based on the Rayleigh's method, and it is called the seismic frame method. Numerical examples are presented to illustrate the applicability of the seismic frame method and to discuss the dynamic characteristics of space viaducts. The numerical results computed by two different matrix methods are given in tabular form, and the approximate quantity of natural periods obtained by the seismic frame method is investigated.

1. まえがき

近年、都市部内の安全かつ機能的な高速自動車道路網を構成する橋梁形式の一つとして、多径間連続高架橋の施工例が多くなってきた。従来の高架形式の道路橋では、単純桁を多数連ねる形式を採用することが多かった。しかし、単純桁形式では伸縮継手の数が多くなり、継手の維持管理、走行性、騒音振動等について問題を生じることが少なくないと言われている¹⁾。橋梁の維持管理の上で問題点の多い伸縮継手の数を減らし、走行安定性を高めるとともに騒音振動の発生源を少なくする目的で、あるいは都市部の美観に適合した橋梁構造群という多様化した要求に対応する構造形式として、上部構造の多径間連続化が採用されている。

このような多径間連続形式の橋梁が建設されるにつれて、耐震設計上必要とされる慣性力の算定に際し、従来のように橋全体を1基の下部構造とそれが支持している上部構造を単位とする構造系に分割することが不合理であることが明らかになってきた²⁾。特に、下部構造に伝えられる上部構造の慣性力の配分は、橋脚の剛性および高さ、基礎地盤の特性、上部構造の形式によって変化するため、各種の橋梁形式に対して慣性力を統一的に算定する方法が望まれていた。平成2年2月に改訂された新しい道路橋示方書耐震設計編³⁾で

* 工博 北海道大学助教授 工学部土木工学科 (〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

** 工博 北海道大学教授 工学部土木工学科 (〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

*** 中央コンサルタンツ(株)設計部長 (〒065 札幌市東区北36条東17丁目)

は、地震時に上部構造と下部構造が同一の振動をすると思なし得る「設計振動単位」という新しい概念を導入し、それぞれの設計振動単位ごとに慣性力を算出する方法が取り入れられた^{4)・5)}。特に、設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持する上部構造よりなる場合には、固有周期の算定として建設省土木研究所で開発された「静的フレーム法」⁶⁾が新たに取り入れられた。

静的フレーム法は、ある一自由度の振動系のひずみエネルギーと運動エネルギーとの最大値が相等しいという、いわゆる Rayleigh法を骨子とした固有周期の近似値を求める計算方法である。Rayleigh法は高次の固有振動モードに対する振動数も計算することは可能であるが、特に基本固有振動数を求める場合に有用であると言われている。振動モードの形を表すたわみ関数の選定には、境界条件を満たすという条件以外特に規準はなく、よい近似値を得るためには構造物の固有振動モードによく対応した変位曲線を与えることが重要となる。静的フレーム法は構造物の固有値解析を行わなくとも、静的な変位計算を基にして簡易的に固有周期を算出する有用性がある。しかし、上部構造と下部構造とが一体となった各種の橋梁形式に対する適用性については、まだ十分な研究がなされていないように思われる。

そこで、本研究は3次元連続高架橋の固有周期を静的フレーム法および整合質量法により数値計算し、求められた固有周期を比較することにより、解の妥当性について検討する。基本固有周期としては3次元連続高架橋の橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直方向の1次固有振動モードに着目して考える。さらに、上部構造と下部構造との結合条件、橋台および橋脚基部の支持条件、および上部構造の斜角による固有周期への影響について検討し、静的フレーム法の有効性とその適用性について考察する。

2. 固有振動解析

固有振動解析は対象とする構造物の幾何学的構造特性、材料特性、荷重特性および重要度等に応じて、適当な数学的モデル化および解析手法の選択が重要である。構造物の質量系のモデル化によって、固有振動解析は分布座標系による解と離散座標系による解に大きく2通りに分類される^{7)・8)}。前者は構造物の質量および剛性等の力学的特性を分布量として取り扱い、運動方程式の一般解を用いて動的な剛性マトリックスを誘導し、節点力と節点変位との関係式を求める。最終的な振動数方程式は固有値を含む種々の関数より構成された超越方程式となるが、厳密解を与える。この解析方法は連続質量法 (Continuous Mass Method) と呼ばれる^{9)・10)}。後者は構造物の質量を多質点系に離散化し、静的剛性マトリックスと質量マトリックスよりなる標準的な固有値問題に帰着される。この方法は部材要素の並進運動の質量および回転運動の質量モーメントの分配の方法により、集中質量法 (Lumped Mass Method) と整合質量法 (Consistent Mass Method) に分類される¹¹⁾。これらの解法は近似解を与えることになるけれども、構造物が複雑になると連続質量法よりも比較的容易に解が求められることから広く利用されている。一般的に、集中質量法により求められた固有円振動数は厳密解に対して下界値を、整合質量法による解は上界値を与える。また、同じ要素分割数では整合質量法により求められた解は集中質量法による解に比較して、かなり良い精度で固有値を計算できることが知られている⁹⁾。

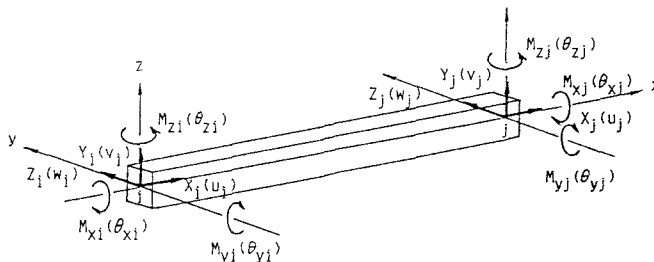


図-1 立体骨組部材の断面力と変位

本研究では連続高架橋を立体骨組構造物にモデル化し、整合質量法（略して、C.M.M.とする）を用いることにより、固有周期と固有振動モードが計算される。図-1には立体骨組部材要素の節点力（ X, Y, Z, M_x, M_y, M_z ）と節点変位（ $u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z$ ）が示されている。X-Z面内（変位 W ）とX-Y面内（変位 V ）の各曲げ振動、X-軸方向（変位 u ）の縦振動、およびX-軸まわり（変位 θ_x ）の St. Venantのねじり振動を考えると、3次元空間の部材要素の剛性マトリックス K_s と整合質量マトリックス M_c は次のように表される¹⁾。

$$F_s = K_s U_s \quad (1)$$

$$F_s = M_c U_s \quad (2)$$

ここに、

$$F_s = \{X_i, Y_i, Z_i, M_{x_i}, M_{y_i}, M_{z_i}, X_j, Y_j, Z_j, M_{x_j}, M_{y_j}, M_{z_j}\}^T \quad (3)$$

$$U_s = \{u_i, v_i, w_i, \theta_{x_i}, \theta_{y_i}, \theta_{z_i}, u_j, v_j, w_j, \theta_{x_j}, \theta_{y_j}, \theta_{z_j}\}^T \quad (4)$$

さらに、

$$K_s = \begin{bmatrix} EA/L & & & & & & -EA/L & & & & & \\ & 12EI_z/L^3 & & & 6EI_z/L^2 & & & -12EI_z/L^3 & & & 6EI_z/L^2 & \\ & & 12EI_y/L^3 & & -6EI_y/L^2 & & & & -12EI_y/L^3 & & -6EI_y/L^2 & \\ & & & GJ/L & & & & & & -GJ/L & & \\ & & & & -6EI_y/L^2 & 4EI_y/L & & & 6EI_y/L^2 & 2EI_y/L & & \\ & 6EI_z/L^2 & & & & 4EI_z/L & & -6EI_z/L^2 & & & 2EI_z/L & \\ -EA/L & & & & & & EA/L & & & & & \\ & -12EI_z/L^3 & & & -6EI_z/L^2 & & & 12EI_z/L^3 & & & -6EI_z/L^2 & \\ & & -12EI_y/L^3 & & 6EI_y/L^2 & & & & 12EI_y/L^3 & & 6EI_y/L^2 & \\ & & & -GJ/L & & & & & & GJ/L & & \\ & & & & -6EI_y/L^2 & 2EI_y/L & & & 6EI_y/L^2 & 4EI_y/L & & \\ & 6EI_z/L^2 & & & & 2EI_z/L & & -6EI_z/L^2 & & & 4EI_z/L & \end{bmatrix} \quad (5)$$

さらに、

$$M_c = \frac{mL}{420} \begin{bmatrix} 140 & & & & & & 70 & & & & & \\ & 156 & & & 22L & & & 54 & & & -13L & \\ & & 156 & & -22L & & & & 54 & & 13L & \\ & & & 140J/A & & & & & & 70J/A & & \\ & & & & -22L & 4L^2 & & & & -13L & -3L^2 & \\ & 22L & & & & 4L^2 & & 13L & & & -3L^2 & \\ 70 & & & & & & 140 & & & & & \\ & 54 & & & 13L & & & 156 & & & -22L & \\ & & 54 & & -13L & & & & 156 & & 22L & \\ & & & 70J/A & & & & & & 140J/A & & \\ & & & & 13L & -3L^2 & & & & 22L & 4L^2 & \\ & -13L & & & & -3L^2 & & -22L & & & 4L^2 & \end{bmatrix} \quad (6)$$

各部材要素の剛性マトリックス K_e と質量マトリックス M_e に座標変換を施し、重ね合せの原理を適用すると、最終的な整合質量法による構造物の振動数方程式は次のような固有値問題となる。

$$\det |K - \omega^2 M| = 0 \quad (7)$$

ここで、 K および M はそれぞれ拘束節点変位を処理した後の縮約された構造物全体の剛性および質量マトリックスである。また、 ω は構造物の固有円振動数である。本研究では式(7)の固有値問題をHouseholder法を用いて計算する¹²⁾。

3. 静的フレーム法

静的フレーム法(Seismic Frame Method、略して、S.F.M.とする)は、地震荷重を受ける橋梁の時刻歴応答解析あるいは応答スペクトル法による動的解析法(モード解析)を行う代わりに、静的な変位計算に基づいて固有周期および慣性力を近似的に算定する方法である。一般的に、1次の基本固有振動モードによる応答が他の振動モードによる応答に比較して卓越するとき、また、自重を静的にある特定の方向に作用させた場合の構造物の静的たわみ形が基本固有振動モードに近似できる場合には有効であると言われている^{13), 14)}。

具体的には、Rayleigh法により固有周期 T を求める。いま、静的変位 $u_0(s)$ で振動モードを近似すると、構造系の自由振動は次式で表される。

$$u(s) = u_0(s) \cdot \sin(\omega_d t) \quad (8)$$

ここで、 ω_d は静的変位 $u_0(s)$ により求められる固有円振動数である。上式(8)より、構造系の運動エネルギーの最大値 T_{max} は次のようになる。

$$T_{max} = \frac{1}{2} \omega_d^2 \int_s M(s) \cdot u_d(s)^2 ds \quad (9)$$

ここで、 $M(s)$ は位置 s における質量である。次に、構造系に貯えられるひずみエネルギーは、式(8)より明らかに $\sin(\omega_d t) = 1$ のとき、すなわち $u(s) = u_0(s)$ のときに最大となる。 $u_0(s)$ は構造系の自重 $[M(s)g]$ に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させたときの変位であるから、ひずみエネルギーの最大値は水平力のなす仕事に等しい。すなわち、ひずみエネルギー最大値 U_{max} は次式となる。

$$U_{max} = \frac{1}{2} \int_s M(s) g \cdot u_0(s) ds \quad (10)$$

ここに、 g は重力加速度である。減衰力のない保存系では

$$T_{max} = U_{max} \quad (11)$$

であるから、固有周期 T は次のように求められる。

$$T = \frac{2\pi}{\omega_d} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\int_s M(s) u_d(s)^2 ds}{\int_s M(s) u_d(s) ds}} \quad (12)$$

ここで、次式により δ を定義すると、

$$\delta = \frac{\int_s M(s) u_d(s)^2 ds}{\int_s M(s) u_d(s) ds} \quad (13)$$

式(12)は次のように表される。

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \quad (14)$$

さらに、図-2に示すような離散座標系における骨組構造物の質量 m_i （あるいは自重 $m_i g$ ）と静的変位 u_i を用いて、式(13)を表現すると次のようになる。

$$\delta = \frac{\sum m_i u_i^2}{\sum m_i u_i} \quad (15)$$

したがって、式(14)および式(15)から、離散座標系における立体骨組構造物の固有周期が計算できる。定式化の便宜上、図-2に示すような水平方向に関する固有周期の算定方法について述べたが、静的フレーム法はRayleigh法により誘導されたものであるから、橋軸方向および鉛直方向の固有周期の計算も可能と考えられる。つまり、橋梁構造物の各節点において隣接する部材要素の重量を均等に配分し、それを各節点における外部荷重として橋軸直角方向、橋軸方向および鉛直方向に静的に作用させ、各節点における静的変位を求め、式(14)、(15)からそれぞれ3方向の固有周期が計算できる。一般的に、Rayleigh法により求められる構造系の固有振動数はやや高めの値になる¹³⁾と言われているが、求めようとする方向の固有周期の精度を向上させるためには、できるだけ実際の固有振動モードに近い静的変位曲線を与えることが重要となる。

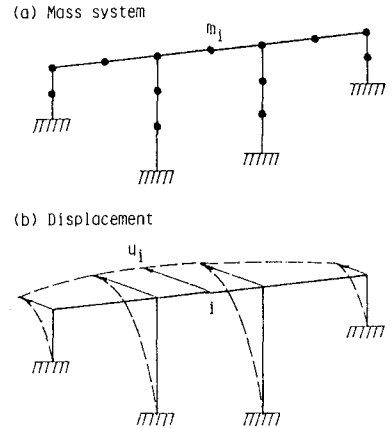


図-2 質量と変位曲線

4. 数値計算結果

数値計算例として、図-3に示すような3径間連続鋼鈑桁高架橋について考える。本橋は3本主桁であり、橋脚部でヒンジ支承、橋台部で可動支承となっている。図-4には静的フレーム法および整合質量法による固有周期および固有振動モードを計算するための立体骨組モデルが示されている。また、表-1には数値計算に必要な断面諸元が与えられている。ここで、荷重分配桁として用いられる中間対傾構および端対傾構の断面積 $A(\text{m}^2)$ および断面2次モーメント $I_y(\text{m}^4)$ は考慮されるが、Z軸まわりの断面2次モーメント $I_z(\text{m}^4)$ とねじり定数 $J(\text{m}^4)$ は小さいものとして無視している。また、横桁および対傾構の部材重量 $W(\text{t/m})$ は計算の便宜上、主桁の重量に加算されている。上部構造（主桁）と下部構造（橋台と橋脚）との接合部には、主桁の桁高が2,000mmと比較的大きいことから、また、主桁が3本と橋台および橋脚が1本という幾何学的形状から、断面諸元の大きな仮想部材を挿入している。つまり、仮想部材は剛体変位するものとし、主桁と橋台および橋脚との結合条件は表-2のように取り扱う。

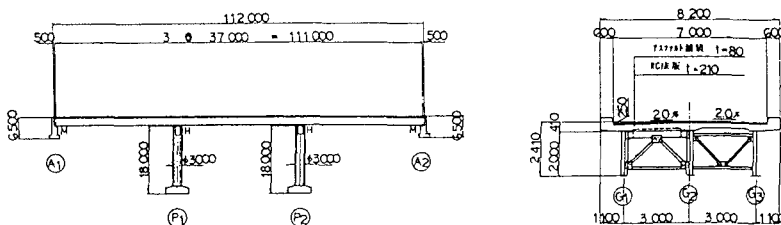


図-3 連続高架橋

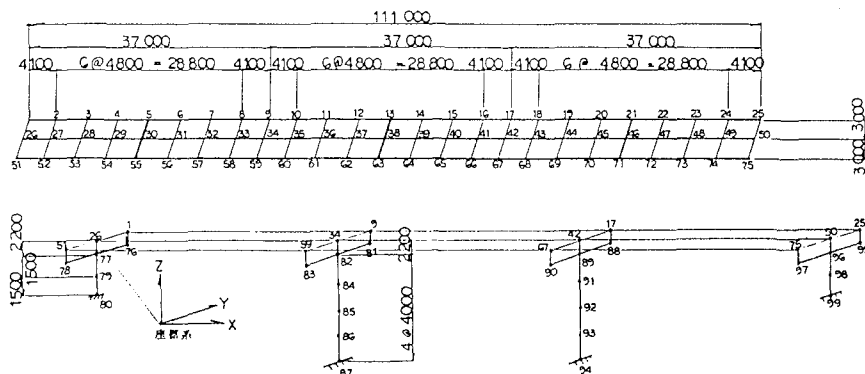


図-4 立体骨組モデル

表-1 3径間連続鋼鈑桁高架橋の各部材の断面諸元

Members	A (m ²)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	J (m ⁴)	E (t/m ²)	W (t/m)
Main girder (G1, G3)	0.98×10^{-1} $\sim 1.10 \times 10^{-1}$	3.61×10^{-2} $\sim 5.52 \times 10^{-2}$	3.96×10^{-2} $\sim 3.99 \times 10^{-2}$	1.83×10^{-5} $\sim 2.08 \times 10^{-5}$	2.10×10^7	3.048
Main girder (G2)	1.07×10^{-1} $\sim 1.19 \times 10^{-1}$	3.42×10^{-2} $\sim 5.71 \times 10^{-2}$	6.08×10^{-2} $\sim 6.10 \times 10^{-2}$	2.06×10^{-5} $\sim 2.36 \times 10^{-5}$	2.10×10^7	2.433
Cross beam	0.18×10^{-1}	0.56×10^{-2}	1.55×10^{-5}	5.24×10^{-7}	2.10×10^7	—
End sway bracing	0.10×10^{-1}	0.27×10^{-2}	—	—	2.10×10^7	—
Intermediate sway bracing	0.79×10^{-2}	0.20×10^{-2}	—	—	2.10×10^7	—
Abutment	13.120	2.799	73.516	9.820	2.35×10^6	32.800
Beam of pier	2.600	0.867	0.366	0.874	2.35×10^6	6.600
Column of pier	7.069	3.976	3.976	7.952	2.35×10^6	17.671

表-2 上部構造と下部構造との結合条件

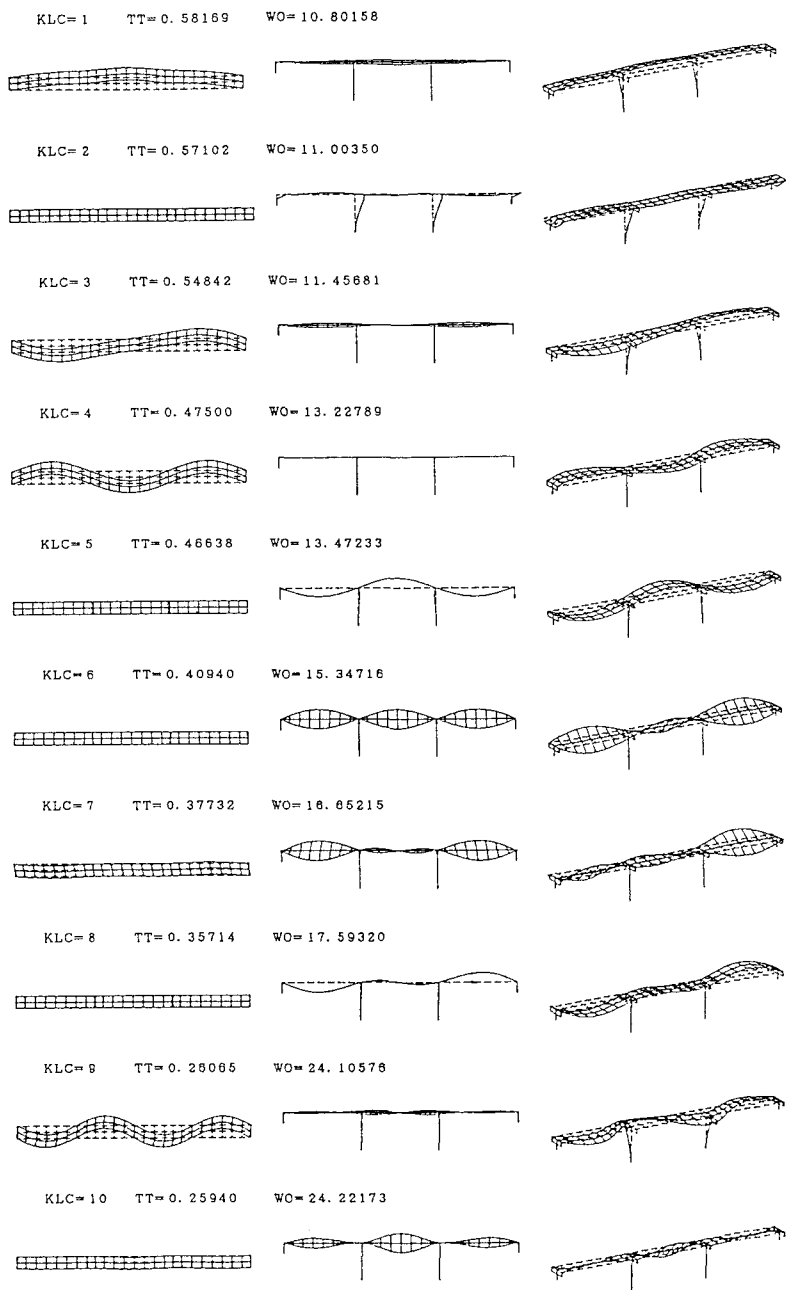
4. 1 整合質量法による固有振動モード

表-2に示した内部ヒンジを有する(ヒンジ結合と呼ぶ)高架橋の1次から10次までの固有振動モードが図-5に示されている。第1次固有振動モードは橋軸直角方向の水平曲げ振動であり、ねじり振動との連成振動が少し見られ、基本固有周期は $T_1=0.5817\text{sec}$ である。

さらに、橋軸直角方向の曲げ振動は3次、4次、9次振動モードに現れている。第2次固有振動モードは橋軸方向の曲げ振動であり、橋脚の曲げ振動が支配的となり、固有周期は $T_2=0.5710\text{sec}$ である。鉛直方向の基本曲げ振動は5次振動モードに現れ、その固有周期は $T_5=0.4664\text{sec}$ である。さらに、鉛直方向2次の曲げ振動は8次固有振動モードに現れている。残りの6次、7次、10次の固有振動モードはねじり振動が卓越している。

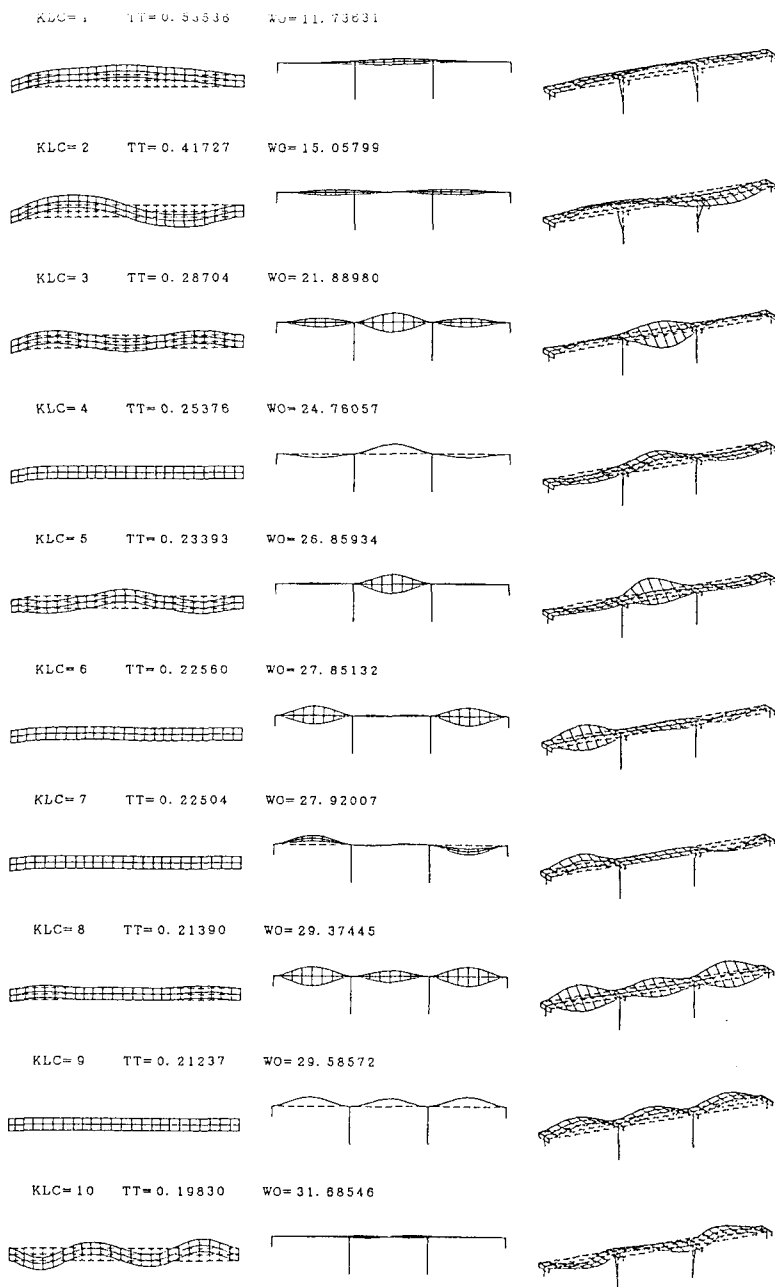
図-6には上部構造と下部構造とが剛結合されている場合の固有振動モードが1次から10次まで示されている。やはり、第1次固有振動モードに橋軸直角方向の水平曲げ振動が現れ、固有周期は $T_1=0.5354\text{sec}$ と

Nodal points	Linear displacements			Angular displacements		
	u	v	w	θ_x	θ_y	θ_z
81, 82, 83, 88, 89, 90	FIX	FIX	FIX	FIX	MOV	MOV
76, 77, 78, 95, 96, 97	MOV	FIX	FIX	FIX	MOV	MOV
The others	FIX	FIX	FIX	FIX	FIX	FIX



図一5 固有振動モード（ヒンジ結合）

ヒンジ結合の場合よりやや小さな値となっている。橋軸方向の基本曲げ振動は高次の12次振動モードに現れ、固有周期は $T_{12}=0.1340\text{sec}$ とかなり小さな値となっている。次に、鉛直方向の基本曲げ振動は4次振動モードにあり、固有周期の値は $T_4=0.2538\text{sec}$ とかなり小さくなっている。同じ断面諸元をもつ高架橋でありながら、結合条件がヒンジ結合から剛結合になると、構造全体の剛性が高められ、固有周期が小さくなる傾向がある。特に、その影響は橋軸方向および鉛直方向の基本曲げ振動モードに顕著に現れる。



図一6 固有振動モード（剛結合）

4. 2 静的フレイム法による変位曲線

図一7、8はそれぞれ静的フレイム法により求められたヒンジ結合および剛結合の場合における静的変位曲線である。各節点における部材の自重を静的な外部荷重とし、その载荷の作用方向は橋軸直角方向においてはY軸の正の向き、橋軸方向にはX軸の正の向きを取っている。鉛直方向に着目したときの载荷方向は、図一5の5次振動モードや図一6の4次振動モードから理解できるように、中央径間はZ軸の正の向き、側

径間はZ軸の負の向きに取っている。
いずれの場合においても、橋軸直角方向、橋軸方向および鉛直方向における静的変位曲線はそれぞれの基本固有振動モードをよく近似しており、得られた固有周期もよく一致していることがわかる。

もし、各節点における自重をZ軸の正の方向に一樣に载荷すると、鉛直方向の静的たわみ曲線は図-9のように、上に凸な変位曲線が得られる。静的フレイム法により求められた剛結合の場合における連続高架橋の固有周期の値は $T=0.2102\text{sec}$ となり、図-6の第9次固有振動モードとその変位曲線の形状がよく似ており、固有周期の値も $T_9=0.2124\text{sec}$ とよい一致が見られる。したがって、求めようとする構造物の固有周期を精度よく算定するためには、その固有振動モードに近い静的変位曲線を得るように、荷重の载荷方法に工夫をすることが必要である。

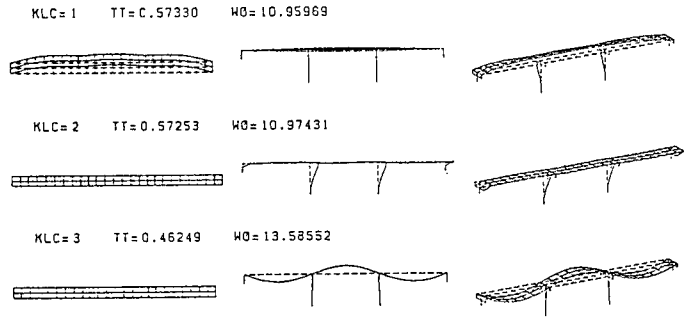


図-7 静的変位曲線（ヒンジ結合）

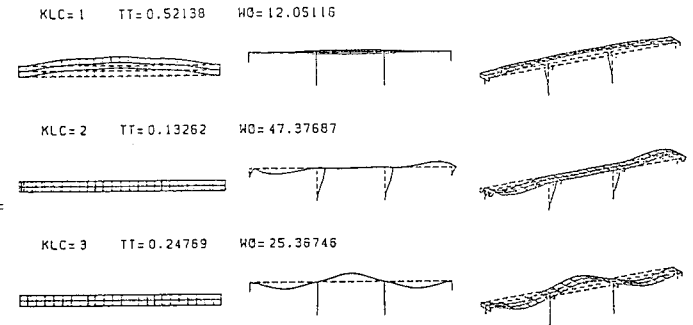


図-8 静的変位曲線（剛結合）

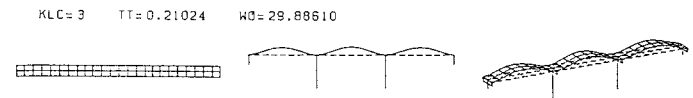


図-9 一樣荷重による静的変位曲線（剛結合）

4. 3 斜角の影響

次に、上部構造（主桁）が橋台および橋脚上で斜角を有する場合について、静的フレイム法の適用性について考えてみよう。表-3、4は斜角が 90° （直橋）、 75° 、 70° 、 60° 、 50° 、 45° と変化したときに、静的フレイム法（S.F.M.）と整合質量法（C.M.M.）により計算された固有周期の比較を示している。表-4に示した剛結合の場合における橋軸方向（X-方向）、橋軸直角方向（Y-方向）および鉛直方向（Z-方向）の基本固有周期は、あまり斜角の影響を受けず、両者の値はよく一致している。

一方、表-3に示したヒンジ結合の場合には3方向の基本固有周期にかなり斜角による影響が見られる。この原因として、剛結合の場合にはすべての節点が剛結合であることから、斜角の変化に伴う拘束変位の方向に変化が生じない。しかし、ヒンジ結合の場合には斜角とともに、拘束変位の方向が変化するためであると考えられる。いずれにしろ、ヒンジ結合あるいは剛結合を問わず、静的フレイム法により計算された斜角を有する高架橋の固有周期は整合質量法の計算結果とよく一致することが確認される。

表-3 計算された固有周期（秒、ヒンジ結合）

Skew angle	X-Direction		Y-Direction		Z-Direction	
	S.F.M.	C.M.M.	S.F.M.	C.M.M.	S.F.M.	C.M.M.
90°	0.5725	0.5710	0.5733	0.5817	0.4625	0.4664
75°	0.5689	0.5664	0.5742	0.5860	0.4428	0.4449
70°	0.5669	0.5676	0.5749	0.5889	0.4314	0.4353
60°	0.5627	0.5590	0.5554	0.5659	0.4108	0.4143
50°	0.5607	0.5668	0.5411	0.5513	0.3963	0.3995
45°	0.5609	0.5688	0.5336	0.5408	0.3922	0.3938

4. 4 地盤ばね定数の影響

上述の計算では、橋台および橋脚の基部が剛支承であるものとして、固有周期を算定した。ここでは、同基部の支持条件をばね支承とし、そのばね剛度の影響による静的フレーム法の適用性について検討する。実在する中小規模の連続高架橋を参考にして、次に示すような地盤ばね定数を基準値として数値計算を行う。

並進ばね定数: $k_x=2.0 \times 10^6 \text{ t/m}$, $k_y=5.0 \times 10^6 \text{ t/m}$, $k_z=2.0 \times 10^6 \text{ t/m}$

回転ばね定数: $k_{\theta x}=5.0 \times 10^7 \text{ tm/rad}$, $k_{\theta y}=5.0 \times 10^7 \text{ tm/rad}$, $k_{\theta z}=2.0 \times 10^6 \text{ tm/rad}$

表一5はヒンジ結合を有する直橋 ($\theta=90^\circ$) タイプの高架橋が上記のばね支承を持つ場合を基準値 ($\times 10^2$) とし、剛支承から非常に軟らかいばね支承 ($\times 10^{-2}$) まで変化したときの静的フレーム法と整合質量法により求められた固有周期の比較を示している。当然の結果であるが、地盤ばね定数が軟らかくなるにつれて静的フレーム法により求められた固有周期の値は大きくなり、整合質量法により計算された固有周期の値をよく近似していることがわかる。表一6は斜橋 ($\theta=60^\circ$) タイプの固有周期の計算結果であるが、いずれの地盤ばね定数に対してもよい一致が見られる。したがって、静的フレーム法により計算される連続高架橋の橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直方向の基本固有周期は種々の斜角および地盤ばね定数に対して高い適用性があり、非常に有効な固有周期の簡易計算法であると言える。

5. あとがき

本研究は3径間連続鋼鉄桁高架橋の橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直方向における基本固有周期を静的フレーム法により算定し、整合質量法による数値計算結果と比較することにより、その解の妥当性と有効性について検討した。ここで得られた結果と今後の研究課題についてまとめると次のようになる。

- 1) 上部構造と下部構造との結合条件により、連続高架橋の固有周期が変化し、一般的に、剛結合された高架橋の固有周期はヒンジ結合の場合よりも小さな値となる。特に、その傾向は橋軸方向および鉛直方向の曲げ振動モードに大きく現れる。しかし、いずれの結合条件に対しても、静的フレーム法による固有周期の解は整合質量法による解に比べてやや小さな値となるが、よい近似値を与える。

表一4 計算された固有周期 (秒、剛結合)

Skew angle	X-Direction		Y-Direction		Z-Direction	
	S.F.M.	C.M.M.	S.F.M.	C.M.M.	S.F.M.	C.M.M.
90°	0.1326	0.1340	0.5214	0.5354	0.2477	0.2538
75°	0.1328	0.1341	0.5221	0.5347	0.2478	0.2541
70°	0.1329	0.1342	0.5226	0.5349	0.2479	0.2547
60°	0.1332	0.1344	0.5176	0.5296	0.2481	0.2546
50°	0.1338	0.1348	0.5152	0.5242	0.2486	0.2556
45°	0.1343	0.1351	0.5142	0.5223	0.2490	0.2556

表一5 計算された固有周期 (秒、 $\theta=90^\circ$)

Spring stiffness	X-Direction		Y-Direction		Z-Direction	
	S.F.M.	C.M.M.	S.F.M.	C.M.M.	S.F.M.	C.M.M.
Fixed support	0.5725	0.5710	0.5733	0.5817	0.4625	0.4664
$\times 10^2$	0.5727	0.5704	0.5734	0.5810	0.4625	0.4658
$\times 10^0$	0.5844	0.5852	0.5829	0.5923	0.4630	0.4671
$\times 10^{-1}$	0.6826	0.6773	0.6640	0.6773	0.4667	0.4728
$\times 10^{-2}$	1.3132	1.2754	1.2001	1.2086	0.4772	0.4836

表一6 計算された固有周期 (秒、 $\theta=60^\circ$)

Spring stiffness	X-Direction		Y-Direction		Z-Direction	
	S.F.M.	C.M.M.	S.F.M.	C.M.M.	S.F.M.	C.M.M.
Fixed support	0.5627	0.5590	0.5554	0.5659	0.4108	0.4143
$\times 10^2$	0.5628	0.5674	0.5555	0.5605	0.4108	0.4138
$\times 10^0$	0.5741	0.5819	0.5654	0.5745	0.4113	0.4137
$\times 10^{-1}$	0.6679	0.6764	0.6460	0.6538	0.4149	0.4187
$\times 10^{-2}$	1.2309	1.2385	1.1320	1.1715	0.4278	0.4327

- 2) 斜角が連続高架橋の固有周期に与える影響は剛結合よりもヒンジ結合の方が顕著であることがわかった。たとえ、斜角が $\theta=45^\circ$ という極端に鋭い斜角を有する高架橋の場合でも、静的フレーム法による変位曲線はX-、Y-およびZ-方向のそれぞれの基本固有振動モードをよく近似しており、固有周期の値も比較的よい近似で解を求めることができることがわかった。
- 3) 橋台および橋脚基部の支持条件が剛支承から非常に軟らかい地盤ばね定数を持つ場合について、パラメーター解析を行った。その結果、いずれの地盤ばね定数に対しても両者の解にはよい一致が認められた。したがって、静的フレーム法は種々の斜角および地盤ばね定数を有する高架橋の固有周期の算定に、非常に適用性の高い簡易計算法であると言える。
- 4) 幅員の広い高架橋、曲線格子桁橋、アーチ橋、吊り構造物等の他の橋梁形式については今後の研究課題としたい。また、静的フレーム法による慣性力の算定・評価も重要な検討課題であろう。

(謝辞)

本研究を遂行するにあたり、北海道大学名誉教授渡辺昇氏より常に適切な助言をいただき謝意を表します。また、本研究での数値計算には高田振一郎氏(現、大阪府)に多大のご協力を得たことに感謝いたします。最後に、膨大なる数値計算には北海道大学大型計算機センターの HITAC M-682 と S-810 システムを利用したことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 中川誠志：多径間連続高架橋の動的応答特性，橋梁，pp.2-8，1981年11月。
- 2) 浅沼秀弥：静内橋地震災害調査，土木技術資料，Vol. 25，No. 11，pp.15-26，1983年11月。
- 3) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1990年2月。
- 4) 川島一彦：道路橋示方書V耐震設計編の改訂概要，土木技術資料，Vol. 32，No. 6，pp.49-57，1990年6月。
- 5) 川島一彦・長谷川金二：震度法による連続橋の耐震設計法，橋梁と基礎，Vol. 24，No. 10，pp.37-45，1990年10月。
- 6) 建設省土木研究所地震防災部・耐震研究室：連続橋の耐震設計法，土木研究所資料，第2409号，1986年9月。
- 7) Clough, R. W. and Penzien, J.: Dynamics of Structures, McGraw-Hill Book Co., 1975.
- 8) 林川俊郎：Vレグラーメン橋の固有振動解析とその精度の検討について，構造工学論文集，Vol. 35A，pp.719-725，1989年3月。
- 9) Ovunc, B. A.: Dynamics of Frameworks by Continuous Mass Method, Computers & Structures, Vol. 4, pp.1061-1089, 1974.
- 10) Scholl, R. E.: Dynamic Analysis of Tree-Dimensional Frames, Proc. of ASCE, Vol. 98, No. ST1, Jan., pp.401-406, 1972.
- 11) Paz, M.: Structural Dynamics -Theory and Computation-, Van Nostrand Reinhold Co., 1980.
- 12) 磯田和男・大野 豊：FORTRANによる数値計算ハンドブック，オーム社，1971.
- 13) 亘理 厚：機械振動，丸善，1966.

(1991年9月30日受付)