

【論文・報告】

斜張橋の基本固有振動数の簡易推定法

Simplified Evaluation Technique of Fundamental Frequencies for Cable-Stayed Bridges

前田研一*
*Ken-ichi MAEDA*米田昌弘**
*Masahiro YONEDA*西土隆幸***
*Takayuki NISHIDO*磯光夫***
Mitsuo ISO

1. まえがき

近年、斜張橋の発展には目覚しいものがあり、わが国においてもその使用実績は急速な伸びを示している。その反面、斜張橋は吊橋に次いで比較的剛性の低い柔構造であることから、動的耐風設計に際しては慎重な検討を行う必要があり、現在では個々の橋梁ごとに風洞模型実験を実施して動的耐風安定性を検証する方法が一般に採用されている。

風洞模型実験による動的耐風安定性の検証は最も信頼性のある方法であるが、初期の設計段階のように概略的な動的耐風安定性を検討するような場合の便宜を考えて、過去の風洞模型実験結果から渦励振やフラッターの発現風速を推定する経験式も最近提案されている^{1),2)}。これらの経験式を適用するにあたっては、幾何学的な構造断面形状とともに構造減衰や基本固有振動数が必要となる。構造減衰は理論的に算定するのが不可能であり、通常、類似した橋梁の実橋試験値から推定した値を代用している。一方、斜張橋の固有振動数は、運動方程式を吊橋の撓度理論のように直接微分方程式で表現することが困難であることから、通常、離散系モデルの固有振動解析によって算定している。しかしながら、概略の動的耐風安定性を検討するような初期の設計段階では、固有振動解析によって厳密な固有振動数を算定するよりも、比較的簡単でしかもある程度の精度で基本固有振動数を推定できる方法があれば、これによって基本固有振動数を計算しても実用上有効であると考えられる。

このような観点から、斜張橋の基本固有振動数を推定する方法として種々のもの^{3)~7)}が提案されているが、岡内ら³⁾や星埜⁴⁾の研究を除いて、いずれも最大支間長に着

目して経験的に推定することから、全体剛性におけるケーブルの寄与は明確にされていない。一方、岡内らは、ケーブル剛性と桁剛性の比を表す剛比パラメーターを導入し、事前に計算した剛比パラメーターと振動数パラメーター（斜張橋の固有振動数／斜張橋の橋長を支間長とする単純桁の固有振動数）の関係から、斜張橋の鉛直たわみ固有振動数を推定する方法を、また、星埜は、最上段ケーブルに着目して等価桁剛性を求め、この桁剛性を用いた単純桁の解析解から斜張橋の鉛直たわみ固有振動数を推定する方法をそれぞれ提案しているが、いずれの方法も対象とする形式によっては十分に推定できない場合も存在するようである。さらに、これらの研究は、主として鉛直たわみ固有振動数の推定法に限定されており、ねじれ固有振動数の簡易推定法については成田⁵⁾が一部言及しているのみであり、今までに十分な検討はなされていないようである。

そこで、本論文では、通常、一般に採用されることが多い連続形式斜張橋を対象として、鉛直たわみとねじれの固有振動数特性をそれぞれ支配する無次元パラメーターを導入し、初期の設計段階では実用上十分な精度で斜張橋の基本固有振動数を推定する方法を提案する。

なお、本文の一部は既に報告済み^{8),9)}である。

2. ケーブル剛性の寄与

斜張橋の全体剛性には、桁、ケーブルおよびタワーの各剛性が寄与する。これらをすべて包括して議論することは非常に困難であることから、ここではまず、最も支配的と考えられる桁剛性とケーブル剛性に着目する。また、ケーブルの初期張力やサグは、通常、固有振動数に大きな影響を及ぼさないことから無視することにする。

*川田工業株式会社技術本部中央研究室室長 **川田工業株式会社技術本部中央研究室係長 ***川田工業株式会社技術本部中央研究室

今、図-1, 2にそれぞれ示すTYPE-1, TYPE-2なるモデルに対して構造解析の初等理論を適用すれば、以下に示す無次元パラメーター P_v, P_T を導くことができる。なお、ここで対象としたTYPE-1, TYPE-2は、それぞれ3径間連続斜張橋と2径間連続斜張橋の支承条件を加味して主径間部のみをモデル化したものである。

鉛直たわみ振動

$$P_v = n \left(\frac{E_c A_c}{\ell} X^2 \sin^2 \theta \right) / \frac{EI}{L_c} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ねじれ振動

$$P_T = n \left(\frac{E_c A_c}{\ell} \frac{b^2}{4} \sin^2 \theta \right) / \frac{GJ}{L_c} \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 $E_c A_c$ はケーブルの伸び剛性、 ℓ はケーブル長、 X は固定端からケーブル定着点までの距離、 θ はX-Y平面内での桁とケーブルのなす角度、 b はケーブル定

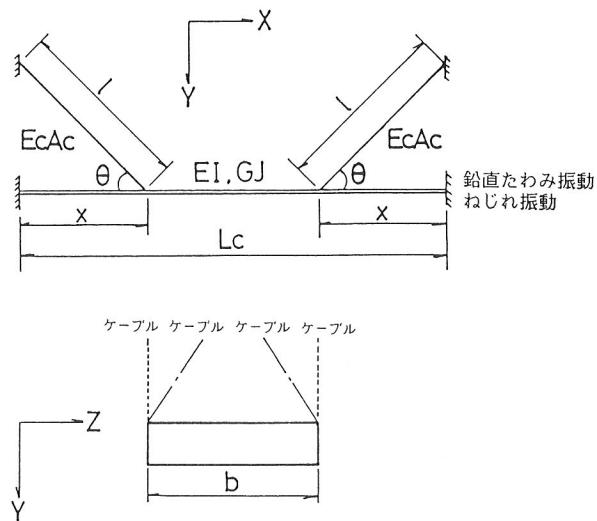


図-1 解析モデル(TYPE-1)

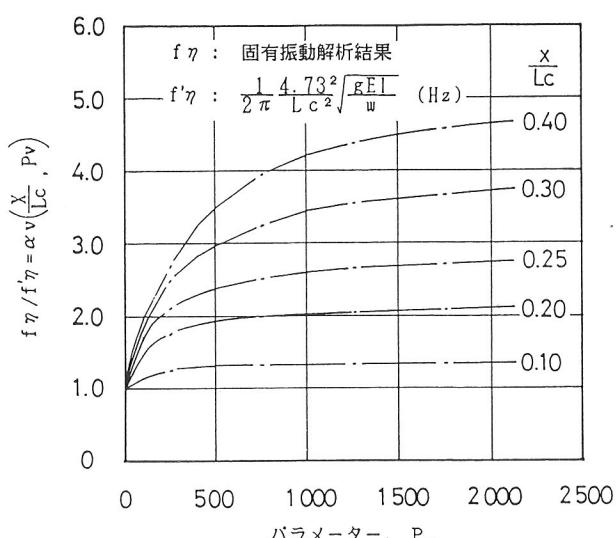


図-3 鉛直たわみ基本固有振動数に及ぼすケーブル剛性の寄与(TYPE-1)

着点におけるケーブル間隔、 EI と GJ はそれぞれ桁の曲げ剛性とねじれ剛性、 L_c は支間長、 n はMODEL-1とMODEL-2のケーブル本数であり、1面吊り形式と2面吊り形式に対応してMODEL-1では2, 4, MODEL-2では1, 2となる。式(1), (2)中にあらわれる($E_c A_c / \ell \cdot \sin^2 \theta$)は全体座標系で表わしたケーブルの鉛直方向剛性である。それゆえ、この値に、鉛直たわみ振動に対しては X^2 を、ねじれ振動に対しては $b^2/4$ を乗じた後、それぞれ EI/L_c , GJ/L_c で除した無次元パラメーター P_v, P_T は鉛直たわみ振動とねじれ振動におけるケーブル剛性の寄与を表わす。

そこで、図-1, 2のそれぞれのモデルに対して、基本固有振動数に及ぼすパラメーター P_v, P_T の寄与の程度を、ケーブル取り付け位置 X/L_c を変化させて計算した。その結果を図-3, 4および図-5, 6に示す。なお、図-3, 4における縦軸はそれぞれ両端固定梁の鉛直た

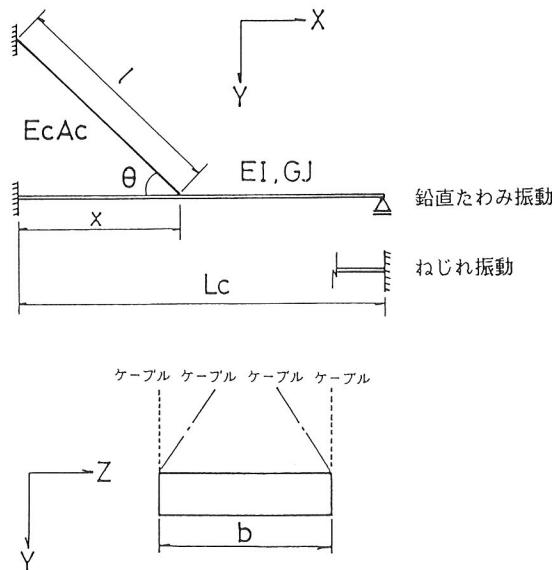


図-2 解析モデル(TYPE-2)

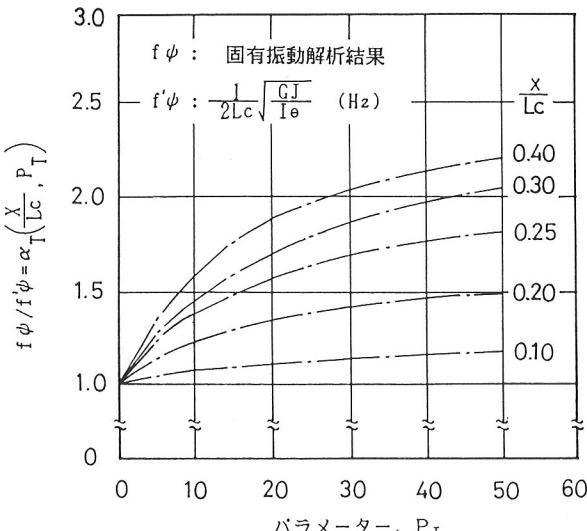


図-4 ねじれ基本固有振動数に及ぼすケーブル剛性の寄与(TYPE-1)

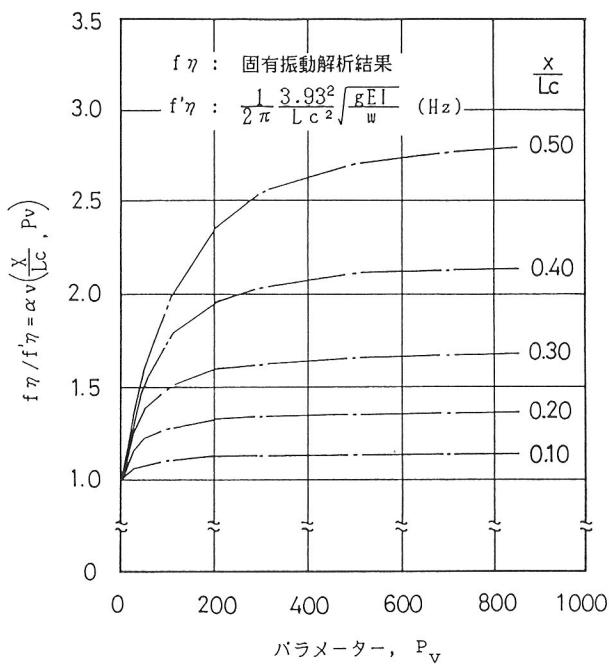


図-5 鉛直たわみ基本固有振動に及ぼすケーブル剛性の寄与(TYPE-2)

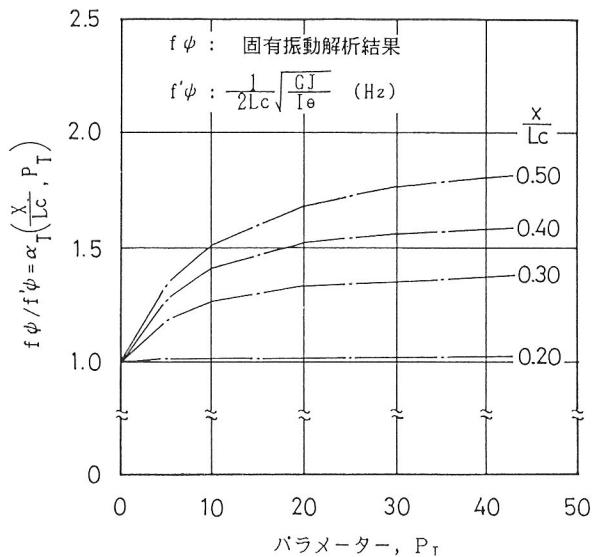


図-6 ねじれ基本固有振動数に及ぼすケーブル剛性の寄与(TYPE-2)

たわみ振動数とねじれ振動数で、また、図-5、6における縦軸はそれぞれ1端固定他端単純支持梁の鉛直たわみ振動数と両端固定梁のねじれ振動数で基準化している。これらの図から、パラメーター P_v, P_T がそれぞれ増加すると、縦軸の規準化した振動数はケーブル取り付け位置ごとにそれぞれの上限値に収束するような増加傾向を示すことが判る。

3. 3径間連続斜張橋における基本固有振動数の簡易推定法

(1) 鉛直たわみ振動

3径間連続斜張橋の鉛直たわみ基本固有振動数モードを図-7に示す。この固有振動モードに対応する鉛直たわみ基本固有振動数 f_η は、3径間連続桁の基本固有振動数にケーブル剛性の寄与やタワー形式の差異などによる補正係数をそれぞれ乗じた次式で推定できるものと仮定する。

$$f_\eta = \frac{\pi}{2 L_T^2} \sqrt{\frac{gEI}{w}} \cdot C_v \left(\frac{L_s}{L_T} \right) \cdot \alpha_v^{max} \left(\frac{\bar{X}}{L_c}, P_v^T \right) \cdot \beta_v \quad \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 w は単位長さ当たりの重量、 g は重力加速度、 L_c と L_s はそれぞれ中央支間長と側支間長であり、全長 L_T は $L_T = L_c + 2L_s$ となる。また、 $C_v(L_s/L_T)$ は支間長比 L_s/L_T なる3径間連続桁の基本固有振動数と支間長を L_T とする単純桁の基本固有振動数との比を表わし¹⁰⁾、具体的には表-1で与えられる。

$\alpha_v^{max}(\bar{X}/L_c, P_v^T)$ はケーブル剛性の寄与を表わす補正係数である。両端固定梁に1対のケーブルを設置した

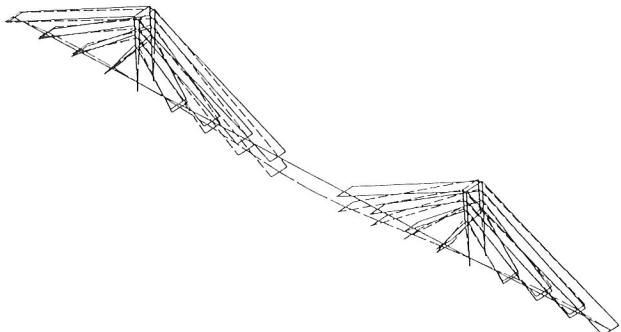


図-7 3径間連続斜張橋の鉛直たわみ基本固有振動モード

表-1 3径間連続斜張橋における補正係数 $C_v(L_s/L_T)$

L_s/L_T	$C_v(L_s/L_T)$
0.100	3.096
0.200	4.755
0.225	5.458
0.250	6.323

場合の補正係数 $\alpha_v(X/L_c, P_v)$ はすでに図-3に示しているが、タワーを介して複数本のケーブルを有する通常の斜張橋では、それぞれのケーブルが図-3のように別々に寄与するのではなく、振動数の上昇に対して支配的なケーブルが存在すると考えられる。そこで、本研究では、中央径間側の $X/L_c > 0.25$ にあるケーブルに着目し、この範囲内で計算したケーブルの平均取り付け位置 $\bar{X}/L_c = 1/m \sum_{i=1}^m X_i/L_c$ 、パラメーター P_v^T の合計 $P_v^T = \sum_{i=1}^m (P_v)_i$ を用いて図-3から読み取った値を、ケーブル剛性の寄与による補正係数 $\alpha_v^{max}(\bar{X}/L_c, P_v^T)$ として採用

する。なお、ケーブルの境界取り付け位置として0.25を選定したのは、事前に実施した予備検討の結果、 $X/L_c > 0.25$ にあるケーブルが主として基本固有振動数の上昇に寄与していると推測されたからである。

また、中央径間側のケーブルのみに着目して図-3から補正係数を読み取ったのは、支間長の差異を考慮すると側径間側の剛性(EI/L_s)が中央径間側の剛性(EI/L_c)に比べ比較的大きいと考えられるからである。

さらに、 β_v は、中央径間側のケーブル剛性のみに着目した影響およびタワーの形式と剛性の影響等を考慮するための補正係数であり、以下に述べるように固有振動解析結果と式(3)で $\beta_v=1.0$ と想定した推定結果との比較から最終的に決定する。

現在までに架設されたり、あるいは計画中の3径間連続斜張橋(支間長比0.370~0.440)¹¹⁾の固有振動解析結果と式(3)で $\beta_v=1.0$ と想定した推定結果を、タワーアンダーカーが固定された場合とヒンジ結合された場合のそれぞれの形式に着目して比較した。その結果を図-8に示す。この図において、縦軸は離散質量系にモデル化した場合の固有振動解析結果を、横軸は式(3)で $\beta_v=1.0$ と仮定した場合の推定結果をそれぞれ表わしていることから、この勾配から実際の補正係数 β_v を最終的に決定することができる。また、図-8はケーブル本数やケーブル取り付け位置およびタワー剛性等の影響を補足する目的で図-9に示す斜張橋(以下、3径間モデル斜張橋と記す)を対象に、同様に比較した結果も付記している。なお、3径間モデル斜張橋の固有振動解析にあたっては、ケーブル断面積をすべて等しくした場合や各段のケーブル断面積を変化させた場合も実施して、タワーへの取り付け位置による影響を除けば、ケーブルの張り渡し形状の差異を考慮している。また、タワー剛性の影響も h をタワー高と

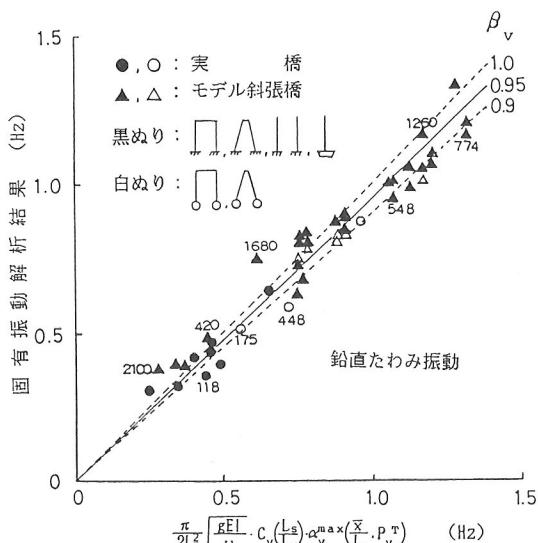


図-8 3径間連続斜張橋の固有振動解析結果と式(3)による推定結果との比較

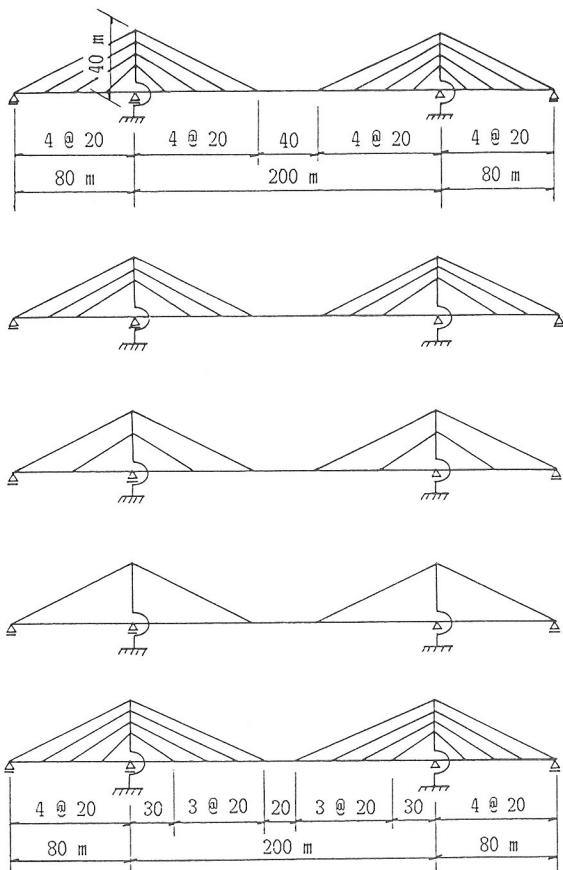


図-9 3径間モデル斜張橋の一般図

して $\gamma = (EI/h)_{tower} / (EI/L_c)_{girder}$ なるパラメータを変化させることによって考慮している。なお、図-8中に付した数値は P_v^T 値である。

図-8より、パラメーター P_v^T が1,500程度以下の範囲では、式(3)で $\beta_v=0.95$ を仮定すれば幾分ばらつきはあるものの、タワーアンダーカーを固定とした場合の鉛直たわみ基本固有振動数を比較的精度良く推定できることが判る。なお、このばらつきは、ケーブル取り付け位置やケーブル本数などにも関係するが、主としてタワーと桁の剛性比 γ に依存するもので、 γ が0.5と5程度の場合には、それぞれ β_v を0.9、1.0に設定した方が一致の程度はさらに良くなる結果が得られた。しかしながら、概略的な耐風検討に際しては、平均値として $\beta_v=0.95$ を採用して差し支えないと考えられる。

中央支間長355mの大和川橋梁における P_v^T 値は700程度である。それゆえ、タワーアンダーカーを固定とした通常の斜張橋においては、式(3)で $\beta_v=0.95$ を仮定すれば、初期の設計段階では、実用上十分な精度で、鉛直たわみ基本固有振動数を推定できると言えよう。

一方、今回の計算では、タワーアンダーカーをヒンジとした場合の基本固有振動数はタワーアンダーカーを固定とした場合に比べて、その他の構造諸元が同じであれば7%程度低下する結果が得られた。このような低下は、タワーと桁の剛性比、ケーブル取り付け位置および支間長比によっても

若干変化すると予想されるが、タワー下端をヒンジとした形式を採用する場合には、上述の方法で推定した振動数を7%程度低下させることを一応の目安とすれば良い。

(2) ねじれ振動

3径間連続斜張橋のねじれ基本固有振動モードを図-10に示す。この固有振動モードに対応するねじれ基本固有振動数 f_ϕ は、両端固定梁の基本固有振動数にケーブル剛性の寄与やタワー形式の差異などによる補正係数をそれぞれ乗じた次式で推定できるものと仮定する。

$$f_\phi = \frac{1}{2L_c} \sqrt{\frac{GJ}{I_\theta}} \cdot \alpha_{T\max} \left(\frac{\bar{X}}{L_c}, P_{T^T} \right) \cdot \beta_T \quad \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 I_θ は単位長さ当たりの極慣性モーメントである。 $\alpha_{T\max}(\bar{X}/L_c, P_{T^T})$ はケーブル剛性の寄与を表わす補正係数で、図-4を用いれば鉛直たわみ振動における $\alpha_{V\max}(\bar{X}/L_c, P_{V^T})$ の算定方法と全く同様にして計算できる。また、 β_T は式(3)における β_V と同じ理由から導入した補正係数であり、以下に述べるように固有振動解析結果と式(4)で $\beta_T=1.0$ と想定した推定結果の比較から最終的に決定する。なお、図-11から1面吊り斜張橋に対しては式(4)で $\alpha_{T\max}(\bar{X}/L_c, P_{T^T})=\beta_T=1.0$ と仮定して差し支えないことを、また、2面吊り斜張橋に対してはケーブル剛性の適切な評価が必要であることを、それぞれ事前に確認している。

そこで、既往の2面吊り3径間連続斜張橋の固有振動解析結果と式(4)で $\beta_T=1.0$ と想定した推定結果を、タワーが門型形式の場合と独立柱形式の場合のそれぞれの形式に着目して比較した。その結果を図-12に示す。また、この図は、図-9に示した3径間モデル斜張橋を対象に同様に比較した結果を用いて補足している。なお、図-12に示した数値は P_{T^T} 値である。

図-12により、パラメータ P_{T^T} が90度以下の範囲では、式(4)で $\beta_T=0.95$ を仮定すれば幾分ばらつきはあるものの、門型形式タワーを有する場合のねじれ基本固有振動数を比較的精度良く推定できることが判る。なお、このばらつきは、主としてケーブル取り付け位置やケーブル本数に関係するもので、タワー剛性の影響は鉛直たわみ振動の場合に比べ小さいものであった。

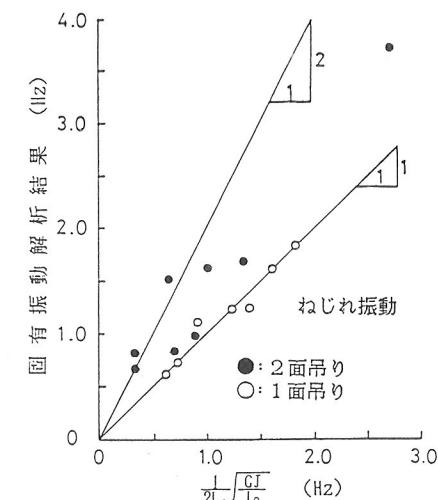


図-11 3径間連続斜張橋のねじれ基本固有振動数に及ぼすケーブル剛性の寄与

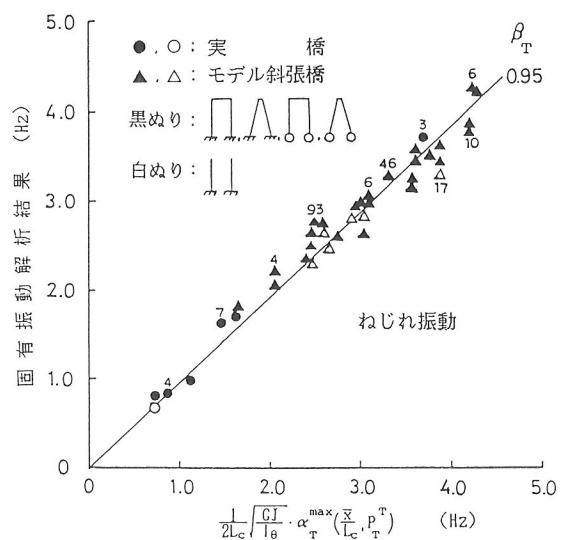


図-12 3径間連続斜張橋の固有振動解析結果と式(4)による推定結果との比較

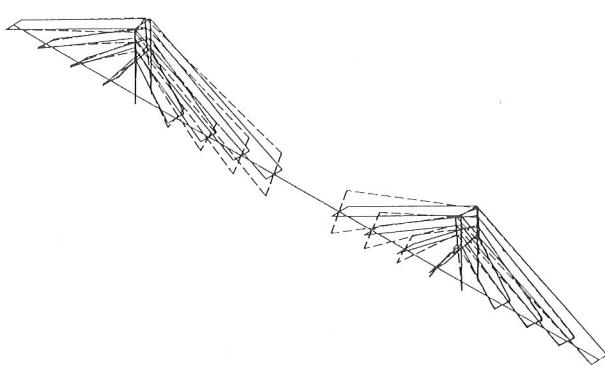


図-10 3径間連続斜張橋のねじれ基本固有振動モード

一方、今回の計算では、独立柱形式タワーを有する場合の基本固有振動数は門型形式タワーを有する場合に比べて、他の構造諸元が同じであれば5%程度低下する結果が得られた。このような低下は、タワーと桁の剛性比、ケーブル取り付け位置および支間長比によっても若干変化すると予想されるが、独立柱形式タワーを採用する場合には、上述の方法で推定した振動数を5%程度低下させることを一応の目安とすれば良い。

-29-

4. 2径間連続斜張橋における基本固有振動数の簡易推定法

(1) 鉛直たわみ振動

2径間連続斜張橋の鉛直たわみ基本固有振動モードを図-13に示す。この固有振動モードに対応する鉛直たわみ基本固有振動数 f_n は、2径間連続桁の基本固有振動数にケーブル剛性の寄与やタワー形式の差異などによる補正係数をそれぞれ乗じた次式で推定できるものと仮定する。

$$f_n = \frac{\pi}{2L_T^2} \sqrt{\frac{gEI}{w}} \cdot C_v \left(\frac{L_s}{L_T} \right) \cdot \alpha_v^{max} \left(\frac{\bar{X}}{L_c}, P_v^T \right) \cdot \beta_v \quad \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 w は単位長さ当たりの重量、 g は重力加速度、 L_c と L_s はそれぞれ主径間と側径間の支間長であり、全長 L_T は $L_T = L_c + L_s$ となる。また、 $C_v(L_s/L_T)$ は支間長比 L_s/L_T なる2径間連続桁の基本固有振動数と支間長を L_T とする単純桁の基本固有振動数との比を表わし、具体的には表-2で与えられる。なお、上述の式(5)とすでに示した式(3)を比較すれば判るように、2径間連続斜張橋に対する推定式は、見かけ上、3径間連続斜張橋に対する推定式と全く同様の式で表示される。

$\alpha_v^{max}(\bar{X}/L_c, P_v^T)$ はケーブル剛性の寄与を表わす補正係数であり、2径間連続斜張橋では主径間側の $0.3 \leq X/L_c \leq 0.6$ にあるケーブルに着目し、以下のようにしてケーブル剛性の寄与を考慮する。すなわち、まず、 $0.50 < X/L_c \leq 0.60$ にあるケーブルについては、それが有する伸び剛性 $E_c A_c$ の半分の大きさを持つケーブルが見かけ上 $X/L_c = 0.5$ にあると想定し、 $0.3 \leq X/L_c \leq 0.50$ なる

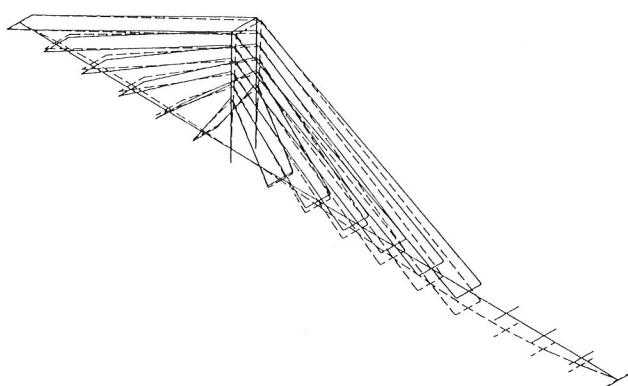


図-13 2径間連続斜張橋の鉛直たわみ基本固有振動モード

表-2 2径間連続斜張橋における補正係数 $C_v(L_s/L_T)$

L_s/L_T	$C_v(L_s/L_T)$
0.100	1.812
0.200	2.162
0.300	2.670
0.400	3.391
0.500	4.002

範囲でケーブルの平均取り付け位置 $\bar{X}/L_c = 1/m \cdot \sum_{i=1}^m X_i/L_c$ 、パラメーター P_v^T の合計 $P_v^T = \sum_{i=1}^m (P_v)_i$ を計算する。そして、これらの結果を用いて図-5から読み取った値を、ケーブル剛性の寄与による補正係数 $\alpha_v^{max}(\bar{X}/L_c, P_v^T)$ として採用する。なお、 $0.50 < X/L_c \leq 0.60$ にあるケーブルに対して、それが有する伸び剛性 $E_c A_c$ の半分の大きさを持つケーブルが見かけ上 $X/L_c = 0.50$ にあると想定したのは、事前に実施した予備検討の結果、 $0.30 \leq X/L_c \leq 0.50$ なる範囲のケーブルが基本固有振動数の上昇に対して支配的であるものの、 $0.50 < X/L_c \leq 0.60$ なる範囲のケーブルも振動数の上昇に幾分寄与していると推測されたからである。ここで導入した伸び剛性の半分を考慮するという取り扱い方は幾分あいまいであり、今後の検討の余地が残されている。しかしながら、たとえば $X/L_c = 0.6$ にある伸び剛性 $E_c A_c$ のケーブルを、見かけ上、 $X/L_c = 0.5$ と 0.7 にそれぞれ位置する $E_c A_c/2$ なるケーブルに置換できるものと想定し、振動数の上昇に対して寄与の大きい $X/L_c = 0.5$ 側のケーブルのみを考慮したと考えれば、上述の仮定も工学的にある程度意味を持つものと思われる。

また、主径間側のケーブルのみに着目して図-5から補正係数を読み取ったのは、側径間側の剛性(EI/L_s)が主径間側の剛性(EI/L_c)に比べ、一般に大きい場合が多いと考えられるからである。

さらに、 β_v は主径間側のケーブルのみに着目した影響、タワーの形式とその剛性の差異による影響および支間長比の差異による影響等を考慮するための補正係数であり、その決定方法を以下に具体的に述べる。

2径間連続斜張橋の設計および工事概要については数多く報告されているが、パラメーター P_v の算出に必要な構造諸元が明確でない場合も多い。そこで、本研究では図-14に示す斜張橋(以下、2径間モデル斜張橋と記す)に対して、その固有振動解析結果と式(5)で $\beta_v = 1.0$ と想定した推定結果との比較から、 β_v の値を決定することにする。2径間モデル斜張橋の固有振動解析結果と式(5)で $\beta_v = 1.0$ と想定した推定結果を、タワーの形状とその剛性による影響をそれぞれ考慮して比較した。その結果を図-15に示す。なお、固有振動解析にあたっては、ケーブル断面積をすべて等しくした場合や各段のケーブル断面積を変化させた場合も実施して、タワーへの取り付け位置による影響を除けばケーブルの張り渡し形態の差異に対処している。また、既往の2径間連続斜張橋におけるタワーと桁の剛性比 $\gamma = (EI/h)_{tower} / (EI/L_c)_{girder}$ を考慮して、解析は $\gamma = 3$ なる場合を主として対象としたが、一部 $\gamma = 2, 5$ なる場合もそれぞれ実施している。なお、図中に付した数値は P_v^T 値である。さらに、図中には、既往の2径間連続斜張橋に対する推定結果も少数ではある

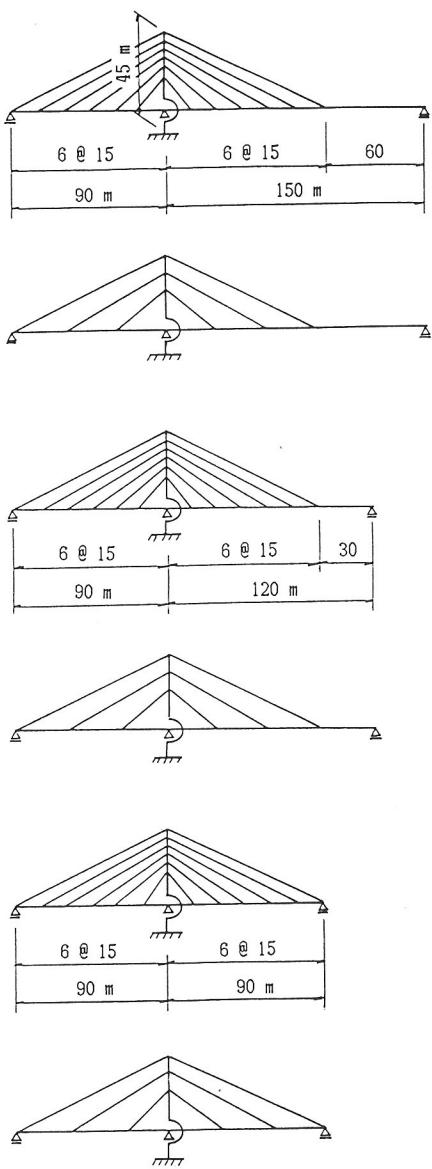


図-14 2径間モデル斜張橋の一般図

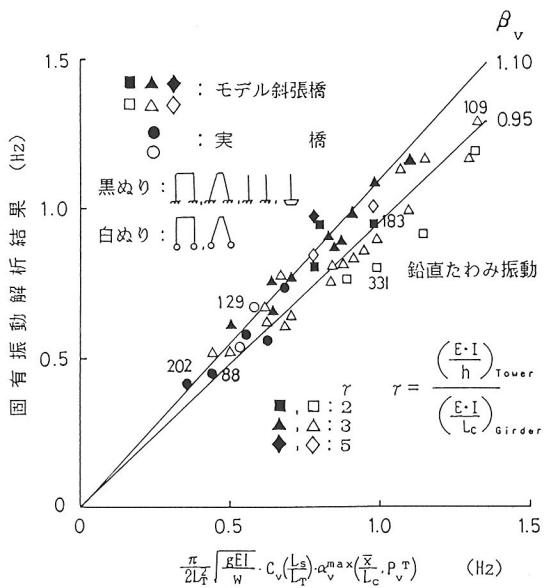


図-15 2径間連続斜張橋の固有振動解析結果と式(5)による推定結果との比較

るが付記している。

図-15より、タワー下端を固定とした場合およびヒンジとした場合の鉛直たわみ基本固有振動数は、式(5)で β_v をそれぞれ1.10, 0.95と仮定すれば、幾分ばらつきはあるものの比較的精度よく推定できることが判る。なお、このばらつきはケーブル取り付け位置やケーブル本数にも関係するが、主としてタワーと桁の剛性比 γ に依存するもので、さらにその程度は支間長比が大きくなるほど増加する傾向にあった。また、タワー下端をヒンジとした場合の β_v は支間長比によっても若干の差異が見られ、支間長比 $L_s/L_c=0.6$ で $\beta_v=1.0$, $L_s/L_c=1.0$ で $\beta_v=0.90$ とした方がさらに良い一致が得られたが、実用上は平均的な値として $\beta_v=0.95$ を適用すれば十分であると考えられる。

(2) ねじれ振動

2径間連続斜張橋のねじれ基本固有振動モードを図-16に示す。この固有振動モードに対応するねじれ基本固有振動数 f_ϕ は、両端固定梁の基本固有振動数にケーブル剛性の寄与やタワー形式の差異などによる補正係数をそれぞれ乗じた次式で推定できるものと仮定する。

$$f_\phi = \frac{1}{2L_c} \sqrt{\frac{GJ}{I_\theta}} \cdot \alpha_{T^T}^{\max} \left(\frac{\bar{X}}{L_c}, P_{T^T} \right) \cdot \beta_T \quad \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 I_θ は単位長さ当たりの極慣性モーメントである。なお、上記の式(6)とすでに示した(4)を比較すれば判るように、2径間連続斜張橋に対する推定式は、見かけ上、3径間連続斜張橋に対する推定式と全く同様の式で表示される。

$\alpha_{T^T}^{\max}(\bar{X}/L_c, P_{T^T})$ はケーブル剛性の寄与を表わす補正係数で、図-6を用いれば鉛直たわみ振動における $\alpha_v^{\max}(\bar{X}/L_c, P_v^T)$ の算定方法と全く同様にして計算できる。また、 β_T は式(5)における β_v と同じ理由から導入した補正係数であり、以下に述べるように、図-14に示した2径間モデル斜張橋に対する固有振動解析結果と式(6)で $\beta_T=1.0$ と想定した推定結果との比較から決定する。なお、2径間連続形式の1面吊り斜張橋に対しては、式

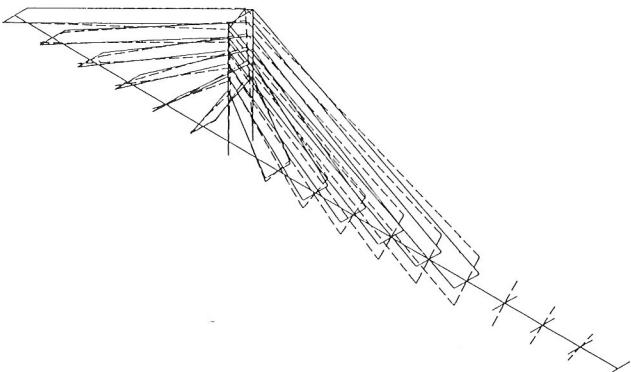


図-16 2径間連続斜張橋のねじれ基本固有振動モード

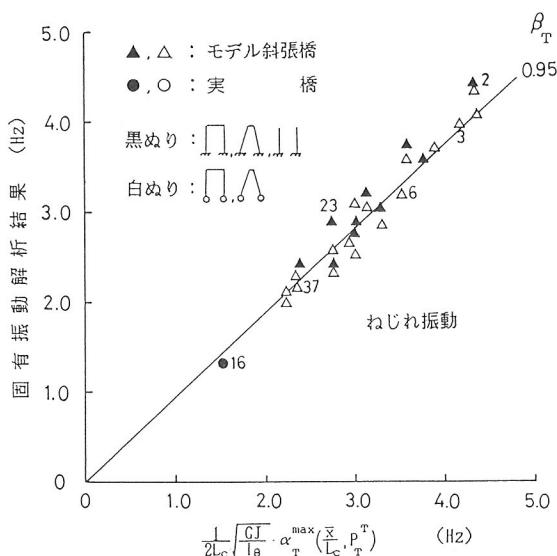


図-17 2径間連続斜張橋の固有振動解析結果と式(6)による推定結果との比較

(6)で $\alpha_T^{max}(\bar{X}/L_c, P_T^T) = \beta_T = 1.0$ と仮定して差し支えないことを、また、2面吊り斜張橋に対してはケーブル剛性の適切な評価が必要であることを、それぞれ事前に確認している。

そこで、2径間モデル斜張橋の固有振動解析結果と式(6)で $\beta_T=1.0$ と想定した推定結果を、タワー下端が固定された場合とヒンジ結合された場合のそれぞれの形式に着目して比較した。その結果を図-17に示す。なお、タワー形式をこのように大別したのは、タワー下端が固定された門型形式の固有振動解析結果に比べ、独立柱形式の値が2～3%程度の低下であるのに対し、タワー下端をヒンジとした形式の低下は幾分大きくなることを事前に確認できたからである。さらに、図中に付した数値は P_T^T 値である。なお、図中には、既往の2径間連続斜張橋に対する推定結果も少数ではあるが付記している。

図-17より、式(6)で $\beta_T=0.95$ を仮定すれば、幾分ばらつきはあるものの、タワー下端を固定とした場合のねじれ基本固有振動数を比較的精度良く推定できることが判る。一方、タワー下端をヒンジとした場合のねじれ基本固有振動数は、タワー下端を固定とした場合に比べ、その他の構造諸元が同じであれば6%程度低下する結果が得られたが、推定結果に幾分ばらつきがあることから同様に $\beta_T=0.95$ を仮定しても差し支えないと考えられる。なお、このばらつきは、主としてケーブル取付け位置やケーブル本数に関係するもので、支間長比やタワー剛性の影響は鉛直たわみ振動の場合に比べ非常に小さいものであった。

5. あとがき

本論文は連続形式斜張橋を対象として、鉛直たわみと

ねじれの固有振動数特性をそれぞれ支配する最も重要な無次元パラメーターに着目し、比較的簡単にしかも比較的良好な精度で斜張橋の基本固有振動数を推定する方法を提案したものである。斜張橋は設計自由度が多いことから、細部構造は非常に変化に富んでいることが多い。それゆえ、設計の最終段階には離散系モデルの固有振動解析により厳密な固有振動数を算定する必要があるが、初期の設計段階で概略の動的耐風安定性を検討するような場合には、本文で提案した推定式を用いれば、幾分制約条件はあるものの比較的良好な精度で斜張橋の基本固有振動数を推定でき、効率的な検討が可能であると言える。

最後に、本研究にあたって常に適切な御助言をいただいた東京大学・伊藤 学教授に心より感謝致します。

参考文献

- 1) Bridge Aerodynamics : Proposed British Design Rules, ICE, London, January, 1981.
 - 2) 白石成人・松本 勝：充腹構造断面の渦励振応答特性に関する研究, 土木学会論文報告集, 第322号, pp. 37~50, 1982年 6月.
 - 3) 岡内 功・矢部 明・安藤紘三：斜張橋の特性に関する 2, 3 の考察, 中央大学理工学部紀要, Vol. 10, pp. 42~59, 1967年.
 - 4) 星埜正明：斜張橋の力学的特性と設計の基本的考え方, 橋梁と基礎, Vol.17, No.4. pp. 16~23, 1983年 4月.
 - 5) 成田信之：充腹断面箱桁を有する斜張橋の耐風設計に関する基礎的研究, 東京大学学位請求論文, pp. 24~127, 1978年 2月.
 - 6) 渡辺 昇：橋梁工学, 朝倉土木工学講座11, 朝倉書店, pp. 28~55, 1981年 4月.
 - 7) 加藤雅史・島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析, 土木学会論文報告集, 第311号, pp. 49~58, 1981年 7月.
 - 8) 米田昌弘・前田研一：3径間連続斜張橋における基本固有振動数の簡易推定法, 土木学会論文集, 第380号／I - 7, pp. 493~496, 1987年 4月.
 - 9) 前田研一・米田昌弘：2径間連続斜張橋における基本固有振動数の簡易推定法, 土木学会第42回年次学術講演会講演概要集, I - 356, pp. 746~747, 1987年 9月.
 - 10) 平井一男：結合法による弾性支承を有する連続ばかりの動的解析, 土木学会論文集, 第104号, pp. 1 ~ 8, 1964年 4月.
 - 11) たとえば, (社)建設コンサルタント協会近畿支部：斜張橋の実績調査報告, 1982年 5月.