

【論文・報告】

質量付加式吊橋の動的特性に関する研究

Dynamic Characteristics of Suspension Bridge with Additional Mass

野村国勝* 前田研一**
Kunikatsu NOMURA Ken-ichi MAEDA

米田昌弘***
Masahiro YONEDA

1. 緒言

耐風性を考慮した長大吊橋の補剛桁としては、トラス形式と流線形箱桁形式がある。我が国では、諸般の事情からトラス形式が主流であったが、最近になって中央径間長 560 m の大島大橋¹⁾に桁高の非常に低い箱桁形式が採用されたのを契機として、流線形箱桁形式吊橋に対する関心も高まっている。

流線形箱桁形式吊橋はトラス形式に比べて、一般に使用鋼重が少なく経済的となり、塗装などに対する維持管理も容易となるなどの利点を有する。しかしながら、その反面、トラス形式に比べて質量や構造減衰が小さいことから、渦励振、バフェティングおよびフラッターなどの風によって誘起される種々の振動に対して注意を払う必要がある。

このような振動を制振する方法には、構造断面の変更やスタビライザーを設置することによって加振空気力の低減を図る空気力学的対策と、剛性・質量・減衰などを構造物に付加することによって振動の抑止や低減を図る構造力学的対策とに大別される²⁾。経済性および機能性の面からは、制振対策として空気力学的対策の採用を設計の当初から考えるのが常道であろう。しかしながら、空気力学的対策は確かに有効な方法ではあるが、実際には種々の制約のため、常にこの方法に頼ることができず、構造力学的対策の採用や両者の併用を考えねばならないことも多い。

構造力学的な耐風制振対策としては、従来から種々の提案があるが、吊形式橋梁における実施例は未だ必ずしも多くない²⁾。その1つとして、セバーン橋におけるように、斜めハンガーによって吊橋全体の剛性を高め、その

ヒステリシス減衰に期待する方法（斜めハンガーを有する流線形箱桁形式吊橋）は当時注目を浴びたが、最近になって種々の問題点が指摘されている^{3),4)}。一方、すでに指摘されているように、吊橋の剛性には自重が寄与する⁵⁾。それゆえ、流線形箱桁断面形状はそのままで自重を増加させた場合に、トラス形式に比べてなお経済的優位が保て、しかも吊橋の耐風安定性を検討する上で重要な低次の鉛直たわみ振動数とねじれ振動数が大幅に低下することがなければ、従来の流線形箱桁形式吊橋に質量を付加した場合の耐風安定性を検討することは意義のあることと考えられる。

また、吊橋の静的変形量も自重の大きさに依存することから、トラス形式に比べて自重の小さい流線形箱桁形式吊橋では、所要の質量を付加することにより、その静的特性を著しく改善できると考えられる。

以上のことと明らかにするため、著者らは、流線形箱桁形式吊橋の断面形状はそのままで、意図的に質量を付加した吊橋（質量付加式吊橋）の静的特性や動的特性を検討してきた。その結果、前年度⁶⁾は

- (1) 質量付加式吊橋は、従来の流線形箱桁形式吊橋に比べて、活荷重や風荷重による変位や断面力が小さくなり、静的特性が向上する。
- (2) 質量付加式吊橋の低次の固有振動数は、質量を付加する前に比べてほとんど低下しない。
- (3) 一方、吊橋の全体剛性を高めるためにサグ比を小さくすると、ねじれ対称1次振動数が低下する。
- (4) ばね支持模型風洞実験の結果、流線形箱桁断面に発生する可能性がある渦励振は、設計可能な範囲のスクルートンナンバーで制振することができる。また、ねじれフラッターに対しても、若干ではあるが同様に自

* 川田工業技術本部本部長代理 **川田工業技術本部中央研究室室長 ***川田工業技術本部中央研究室

重の効果を認めることができる。
ことを明らかにした。

しかしながら、前回の報告では、径間比 0.3 の吊橋モデル ($300^m + 1,000^m + 300^m$) に限定していたことから、その他の径間比や諸元を有する吊橋の特性についても検討する必要があると考えられる。また、流線形箱桁形式吊橋には、水平風のもとで曲げねじれフラッターが、および、比較的断面が bluff な場合には低風速域で渦励振が発生すると予想されるが、これらの現象に対する考察も十分ではなかった。

そこで、本文では質量付加式吊橋の動的特性に着目して、まず、吊橋の鉛直たわみとねじれ振動を支配している無次元の力学的パラメーターに関するパラメーター解析を行い、質量や極慣性モーメントが増加しても耐風安定性上重要な低次振動数が大幅に低下しないパラメーターの範囲を検討する。次に、前年度と同様の概略設計した 3 径間単純支持吊橋を用いて、質量を付加した場合や全体剛性を上げるためにサグ比を小さくした場合について、曲げねじれフラッターの限界風速と風洞実験から得られた非定常空気力を用いた渦励振の時系列応答をそれぞれ計算して、質量付加式吊橋の有効性に関する基礎的な資料を得ることを試みた。

なお、本文の一部は既に報告済み^{7), 8)}である。

2. 無次元の力学的パラメーターに着目した吊橋の固有振動特性

(1) 解析手法と無次元パラメーター

吊橋の鉛直たわみ振動とねじれ振動特性は、線形化挠度理論を適用することにより、実用上十分な精度で算定することができる。その詳細はすでに種々の文献^{9), 10)}に紹介されているので、ここでは、後の記述に必要な結果のみを整理するにとどめる。

最も一般に広く用いられている、鉛直ハンガーを有する 3 径間単純支持吊橋の鉛直たわみとねじれの低次の振動数を求める場合には、それぞれの振動モード $\eta(x)$, $\psi(x)$ を次のように仮定すれば実用上十分正確である。

主径間：

対称振動

$$\eta(x) = a_1 \sin \frac{\pi x}{l} + a_3 \sin \frac{3\pi x}{l}$$

$$\psi(x) = b_1 \sin \frac{\pi x}{l} + b_3 \sin \frac{3\pi x}{l}$$

逆対称振動

$$\eta(x) = a_2 \sin \frac{n\pi x}{l}$$

$$\psi(x) = b_2 \sin \frac{n\pi x}{l}, (n = 2, 4, \dots)$$

側径間：

$$\eta(x_1) = \bar{a}_1 \sin \frac{\pi x_1}{l_1}$$

$$\psi(x_1) = \bar{b}_1 \sin \frac{n\pi x_1}{l_1}, (n = 2, 4, \dots)$$

ここに、 l はスパン長、 x は各スパン左端より補剛桁に沿って測った長さで、添字 1 を付した量は側径間にに対するものを示す。また、 a_i , b_i ($i = 1, 2, 3$) および \bar{a}_1 , \bar{b}_1 は、それぞれ主径間と側径間の振幅に対応する。

鉛直たわみとねじれの対称振動数は、それぞれ運動エネルギーの最大値 T_{max} とポテンシャルエネルギーの最大値 V_{max} の差である ($T_{max} - V_{max}$) を最小にする条件から誘導できる振動数方程式を解析して得られるが、その詳細は文献¹⁰⁾に詳しいのでここでは省略する。

逆対称振動はケーブルの弾性伸縮を伴わないと仮定して差し支えないことから、主径間と側径間は独立な振動モードを持ちうる。それゆえ、主径間における鉛直たわみとねじれの逆対称振動数は、式(1)のような振動モードを仮定することにより、それぞれ次式で計算できる。

鉛直たわみ逆対称振動

$$\omega_{n,\eta} \sqrt{\frac{wl^4}{gEI}} = (n\pi)^2 \sqrt{1 + \left(1 \frac{Hw}{EI}\right) \frac{1}{(n\pi)^2}} \quad (n = 2, 4, \dots) \quad (2)$$

ねじれ逆対称振動

$$\begin{aligned} \omega_{n,\psi} \sqrt{\frac{I\theta \cdot l^2}{GJ}} &= (n\pi)^2 \sqrt{\frac{Hw \frac{(b_2)^2}{l^2}}{GJ} \frac{1}{(n\pi)^2} + \frac{1}{(n\pi)^2} + \left(\frac{ECw}{l^2 GJ}\right)} \\ & \quad (n = 2, 4, \dots) \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 w は単位長さ当たりの重量、 Hw は死荷重による主ケーブルの水平張力、 EI は曲げ剛性、 $I\theta$ は単位長さ当たりの極慣性モーメント、 GJ はねじれ剛性、 ECw は曲げねじれ剛性、 b は主ケーブル間隔、 g は重力加速度である。

式(2)から判るように、中央径間の鉛直たわみ逆対称振動については、1 つの無次元パラメーター

$$P_{1,V} = 1 \sqrt{\frac{Hw}{EI}} \quad (4)$$

が関係する。また、対称振動については上記のパラメーターの他に、以下に示す 4 つのパラメーターも関係する。

$$P_2 = \frac{EcAc}{L_E} \frac{f^2}{Hw l}, P_3 = \frac{l_1}{l}, P_4 = \frac{w_1}{w}, P_5 = \frac{I_1}{I} \quad (5)$$

ここに、 $EcAc$ は主ケーブル剛性、 L_E は主ケーブルの形状長さである。さらに、固有円振動数 w_{η} は次のように無次元化される。

$$\omega_{\eta}^* = \omega_{\eta} \sqrt{\frac{w \cdot l^4}{gEI}} \quad (6)$$

一方、中央径間のねじれ逆対称振動については、式(3)から判るように、曲げねじれ剛性の影響を無視すると1つの無次元パラメーター

$$P_{1,T} = \frac{Hw}{GJ} \left(\frac{b}{2}\right)^2 \quad (7)$$

が関係する。また、対称振動については上記のパラメーターの他に、式(5)に示した P_2 , P_3 , P_4 と以下に示す2つの無次元パラメーターも関係する。

$$P_6 = \frac{J_1}{J}, \quad P_7 = \frac{I}{I} \theta \quad (8)$$

さらに、固有円振動数 ω_ψ は次のように無次元化される。

$$\omega_\psi^* = \omega_\psi \sqrt{\frac{I\theta \cdot I^2}{GJ}} \quad (9)$$

上述したパラメーターのうち、 $P_{1,v}$, $P_{1,T}$ および P_2 は中央径間長が500mを越える長大吊橋では、一般に以下の範囲内に分布している¹¹⁾。

$$P_{1,v} : 8 \sim 50, \quad P_{1,T} : 0.05 \sim 0.67, \quad P_2 : 1.5 \sim 2.5$$

(2) 計算結果と考察

前章で示した無次元パラメーターの分布特性と通常の吊橋が有する構造特性に若干の工学的判断を加味して、鉛直たわみ振動の無次元力学的パラメーターは次の範囲の値を考えることにした。

$$P_{1,v} : 5 \sim 55, \quad P_2 : 1.0 \sim 3.0, \quad P_3 : 0, 0.35 \sim 0.5 \\ P_4 : 0, 1, \quad P_5 : 0, 1$$

また、ねじれ振動に対しては

$$P_{1,T} : 0.05 \sim 0.65, \quad P_6 : 0, 1, \quad P_7 : 0, 1$$

とし、その他の3つの無次元力学的パラメーター P_2 , P_3 , P_4 は鉛直たわみ振動と同様の値とした。なお、これらの値において、 $P_3 = P_4 = \dots = P_7 = 0$ は単径間吊橋の場合に対応する。また、耐風安定性の見地から、本研究では主径間の鉛直たわみとねじれの対称1次、逆対称1次振動数を計算の対象とした。

a) 鉛直たわみ振動

単径間単純支持吊橋の無次元固有円振動数を図-1に、また、3径間単純支持吊橋において、径間比を表わすパラメーター P_3 を0.35, 0.5に設定した場合の無次元固有円振動数をそれぞれ図-2, -3に示す。

これらの図より、パラメーター $P_{1,v}$ が10を越える範囲に着目すると、パラメーター $P_3 = 0$ すなわち単径間単純支持吊橋の鉛直たわみ最低振動モードは逆対称1次であり、また、パラメーター P_3 が0.35を越えると最低振動モードは対称1次に変化することが判る。また、パラメーター P_3 が大きくなるに従って、パラメーター P_2 の対称1次振動数に及ぼす影響の程度が小さくなることも判る。

今、簡単のため、吊橋の単位長さ当りの重量 w と曲げ剛性 EI がそれぞれ独立に変化する場合を考える。吊橋の単位長さ当りの重量 w と主ケーブルの水平張力や成分は

比例関係にあり、また、 Hw にはほぼ比例してケーブル断面積 A_c も増加することから、パラメーター P_2 の値はほとんど変化しない。そこで、 $P_3 = 0.5$ の無次元固有円振動数 ω_ψ^* と $P_{1,v}$ の変化率の比 $\Delta \omega_\psi^* / \Delta P_{1,v}$ を $P_{1,v} = 2$ に対して計算してみると、対称1次、逆対称1次とも

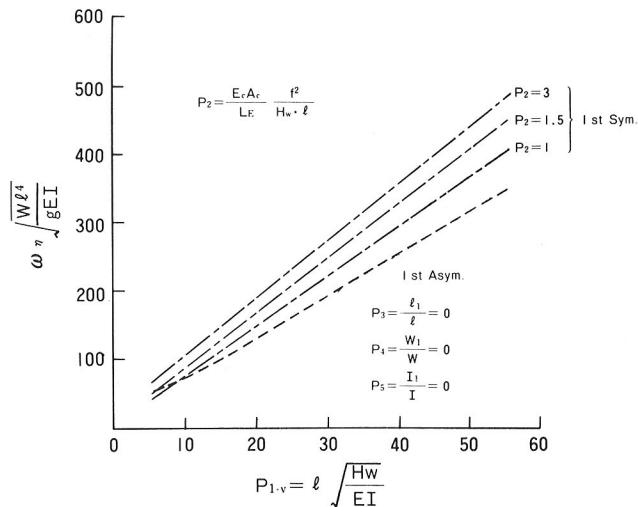


図-1 鉛直たわみの無次元固有円振動数 ($P_3 = 0$)

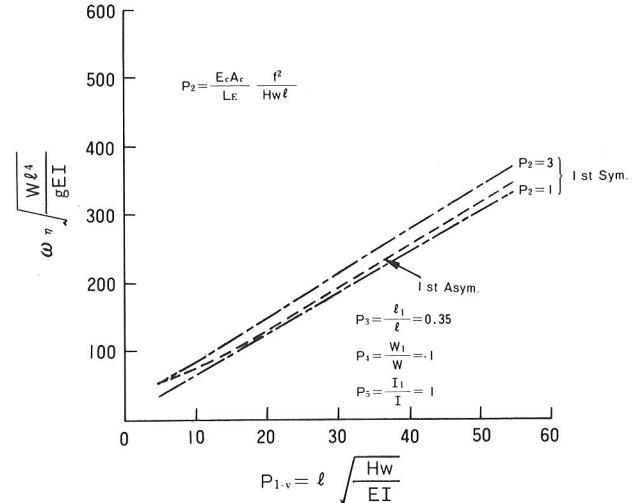


図-2 鉛直たわみの無次元固有円振動数 ($P_3 = 0.35$)

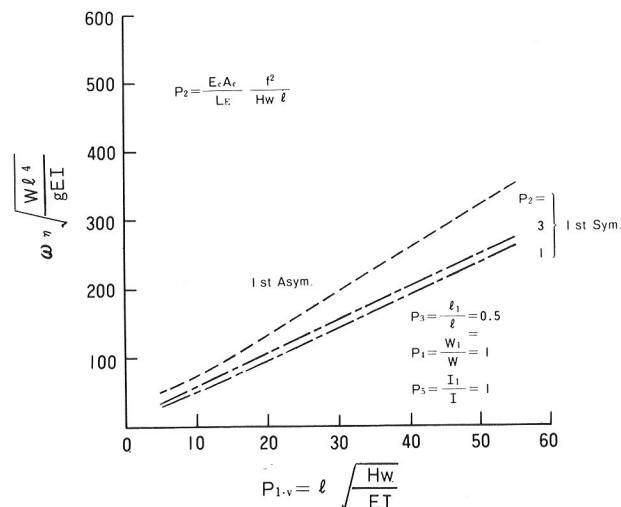


図-3 鉛直たわみの無次元固有円振動数 ($P_3 = 0.5$)

それより1より若干小さい程度であった。それゆえ、パラメーター P_3, P_4, P_5 が一定であれば、言いかえれば、自重に起因する Hw や EI が変化しても鉛直たわみ振動数はほとんど低下しないと言える。なお、 Hw はサグ f を小さくしても増加する。この場合にはパラメーター P_2 は小さくなるが、ケーブルの重量が若干増加する程度であることから、同様にほとんど低下しないか、あるいは逆に幾分上昇する程度であろう。

b) ねじれ振動

単径間単純支持吊橋の無次元固有円振動数を図-4に、また、3径間単純支持吊橋において、径間比を表すパラメーター P_3 を 0.35, 0.5 に設定した場合の無次元固有円振動数をそれぞれ図-5, -6 に示す。

これらの図より、パラメーター P_3 が 0.35 より大きい場合には、ねじれの最低振動モードが対称1次になることが判る。 P_3 が 0.35 より小さい場合には $P_{1,T}$ と P_2 の値によって最低振動モードは変化しており、 $P_{1,T}$ と P_2 が小さい範囲では対称1次、大きい範囲では逆対称1次となっていることが判る。逆対称1次の無次元固有円振動数は、 $P_{1,T}$ にはほぼ比例して増加している。一方、対称1次の無次元固有円振動数も $P_{1,T}$ が大きくなるに従って増加しているが、その程度は $P_{1,T}$ が小さい範囲で大きくなっている。また、パラメーター P_2 の対称1次振動数に及ぼす影響は、パラメーター P_3 が大きくなるに従って低下していることも判る。

前述したように、重量が増加するとそれに比例して主ケーブルの水平張力成分 Hw も増加する。また、 Hw の増加にはほぼ比例してケーブル断面積 A_c が大きくなることから、極慣性モーメントも増加する。一方、ねじれ剛性 GJ を増加させれば重量や極慣性モーメントも幾分大きくなるが、ここでは簡単のため GJ そのものの効果について考える。そこで、無次元固有円振動数 ω_ϕ^* と $\sqrt{P_{1,T}}$ の変化率の比 $\Delta\omega_\phi^*/\sqrt{\Delta P_{1,T}}$ を $P_3 = 0.35$ かつ $P_{1,T} \leq 0.3$ なる範囲の対称1次について計算した結果、 $\sqrt{\Delta P_{1,T}} = 1.732$ とした場合でも 1 より若干小さい程度であった。また、 $P_3 = 0$ かつ $P_{1,T} \leq 0.3$ なる場合には、ほとんど 1 に等しい結果が得られた。それゆえ、 $P_3 \leq 0.35$ かつ $P_{1,T} \leq 0.3$ なる範囲の対称1次振動数は、自重に起因して主ケーブルの極慣性モーメントが大きくなってしまっても振動数はほとんど低下しないと考えられる。また、逆に、この範囲内ではねじれ剛性が増加しても対称1次振動数はほとんど上昇しないと言える。なお、サグ f を小さくして Hw を増加させた場合には、パラメーター P_2 がその定義式からも判るように小さくなるので対称1次振動数はかなり低下し、しかもその程度はパラメーター P_3 が小さいほど大きいと言える。一方、逆対称1次振動数については、 $\sqrt{\Delta P_{1,T}} = 1.732$ とした場合の

$\Delta\omega_\phi^*/\sqrt{\Delta P_{1,T}}$ のなる値が 0.65 程度であることから、自重に起因して主ケーブルの極慣性モーメントが増加すれば振動数は幾分低下し、また、ねじれ剛性 GJ が増加すれば幾分上昇する。なお、逆対称1次が最低次モードとなる場合には、センタースティの設置が、最低次振動数を上昇させる有効な手段の一つになり得ると考えられる。

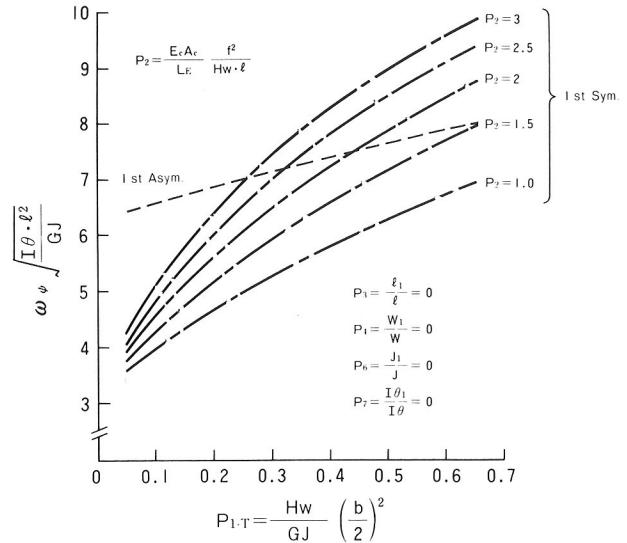


図-4 ねじれの無次元固有円振動数 ($P_3 = 0$)

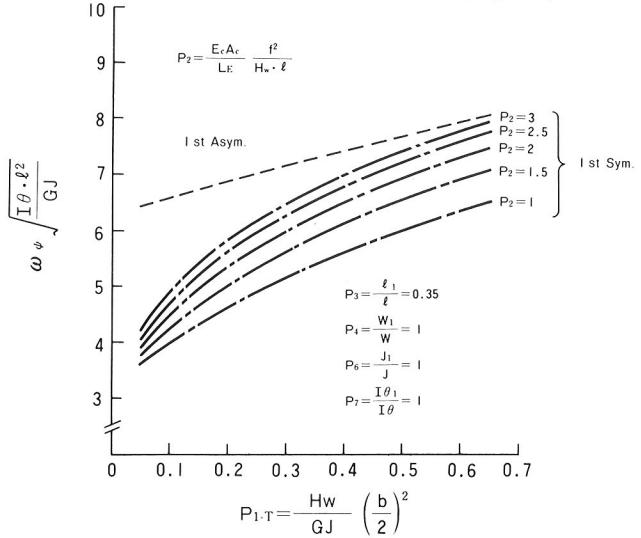


図-5 ねじれの無次元固有円振動数 ($P_3 = 0.35$)

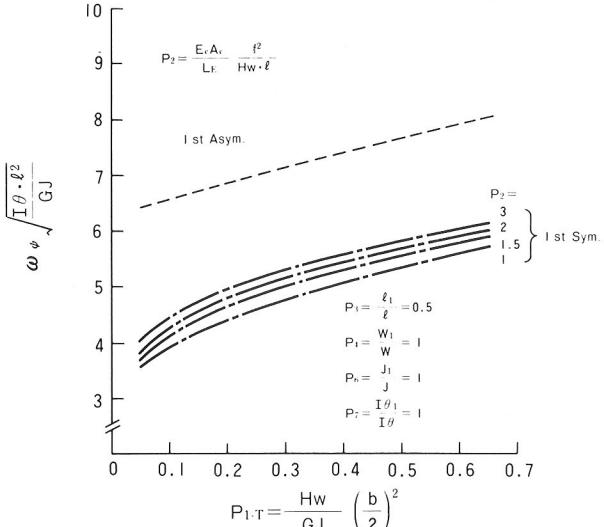


図-6 ねじれの無次元固有円振動数 ($P_3 = 0.5$)

3. モデル吊橋での耐風安定性の検討

(1) 計算モデル

対象とした吊橋は、中央径間長1.000m、径間比0.3の流線形箱桁で補剛された3径間単純支持吊橋であり、表-1に示す条件のもとで本州四国連絡橋技術関係諸基準¹²⁾および道路橋示方書・同解説¹³⁾を参考にして概略設計を実施した。この概略設計の示様は図-7に示すようであって、これを基本系(Bタイプ)とする。また、断面形状はそのままで、箱桁中央付近に桁剛性に寄与しないような材料で質量を付加した場合(MBタイプ)，さらに極慣性モーメントがMBタイプよりも大きくなるように箱桁中央より5m離した位置に付加した場合(I Bタイプ)についてもそれぞれ概略設計を実施した。ただし、付加する質量はMB1タイプで2.8t/m, MB3タイプで6.8t/mであり、同じ条件のもとで概略設計した鋼床版とRC床版を有するトラス形式吊橋の死荷重合

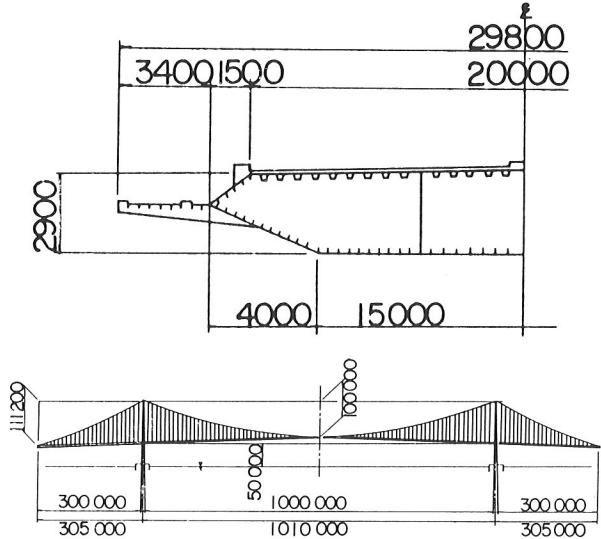


図-7 対象としたモデル吊橋(Bタイプ)

表-1 設計条件

橋梁型式	3径間2ヒンジ補剛吊橋
橋長	1,640m
ケーブル支間割	315m+1,010+315m
吊構造支間	側径間：300m 中央径間：1,000m
ケーブルサグ	100m(中央径間理論サグ)
幅員	車道：2×9.5m 自歩道：2×2.0m
床版	鋼床版型式
設計自動車荷重	TL-20, TT-43
横断勾配	2%山形直線
縱断勾配	側径間：2%直線 中央径間：1%放物線
舗装	車道：アスファルト舗装 t=65mm 自歩道：アスファルト舗装 t=30mm

計にはほぼ等しくすることを想定している。また、実際の設計では吊橋全体系の剛性を高めるためにサグ比を幾分小さくすることがあるのを考慮して、主ケーブルの水平張力がMBタイプやIBタイプと同じになるようにサグ比を変化させた場合(SBタイプ)についても同様に概略設計した。それぞれの断面諸量を表-2に示す。この表において各タイプとも同一の桁剛性を有しているが、これは各タイプとも最小板厚(鋼床版12mm, 下フランジ10mm)で断面が決定されているためである。

(2) 固有振動数

表-2に示した各種のモデル吊橋の固有振動数を、線形化挙動理論を適用して算定した。解析の結果得られた鉛直たわみとねじれの対称1次および逆対称1次振動数をそれぞれ図-8,-9に示す。また、無次元の力学的パラメーターに着目して整理した鉛直たわみとねじれの無次元固有円振動数をそれぞれ図-10,-11に示す。

まず、鉛直たわみ振動について考察する。図-8,-9より、MBタイプ(IBタイプ)の鉛直たわみ対称1次と逆対称1次振動数は、重量が増加してもほとんど低下していないことが判る。一方、SBタイプの鉛直たわみ対称1次と逆対称1次振動数は、サグ比が小さくなるに従って若干増加していることが判る。これらの結果は、図-10に示した鉛直たわみの無次元固有円振動数が、MBタイプ(IBタイプ)では P_2 がほぼ一定で増加し、SBタイプでは P_2 が減少しても徐々に増加していることから判断できる。

次に、ねじれ振動について考察する。今回対象としたモデル吊橋の最低次モードは対称1次であり、耐風安定性を検討する上で最も重要なものである。この値は図-8から判るように、MBタイプではほとんど変化せず、極慣性モーメントがBタイプより約3.2%増加したIB3タイプでも4.5%程度しか低下していないのに対し、SB3タイプでは約1.2%も低下している。これらの結果は図-11に示したねじれの無次元固有円振動数が、MB

表-2 断面諸量

項 目	単位重量	メイクーブル部	吊構造部	サグ比	流線形箱桁形式			質量付加型		
					基本系			(サグ比1/10)		
					サグ比1/11.5	サグ比1/12.4	サグ比1/13.4	MB1タイプ	MB2タイプ	MB3タイプ
Bタイプ		SB1タイプ	SB2タイプ	SB3タイプ	MB1タイプ (IB1タイプ)	MB2タイプ (IB2タイプ)	MB3タイプ (IB3タイプ)			
メイクーブル部	t/m	5.300	6.000	6.500	7.000	6.000	6.500	7.000		
吊構造部	t/m	10.083	10.083	10.083	10.083	12.883	14.883	16.883		
サグ比	t/m	3.117	3.117	3.117	3.117	3.117	3.117	3.117		
合計	t/m	18.500	19.200	19.700	20.200	22.000	24.500	27.000		
極慣性モーメント	t·s ^{2.5}	127.0	136.5	143.2	150.0	136.5	143.2	150.0	(143.6)	(155.5)
メイクーブル部	m	23.0	23.0	23.0	23.0	23.0	23.0	23.0		
メイクーブル断面積	m ²	0.564	0.648	0.713	0.773	0.648	0.713	0.773		
メイクーブルサグ	t	100	87.273	80.408	74.815	100	100	100		
メイクーブル	H _m	23.125	27.500	30.625	33.750	27.500	30.625	33.750		
補剛	I _m	1.239	1.239	1.239	1.239	1.239	1.239	1.239		
面内断面2次モーメント	m ⁴	58.119	58.119	58.119	58.119	58.119	58.119	58.119		
面外断面2次モーメント	I _e	3.13×10 ⁸								
曲げねじれ剛性	EC _e	t·m ⁴	2.68×10 ⁷							
ねじれ剛性	GJ	t·m ²								

注1) サグが小さくなつた分だけ塔高も低くなると仮定している。

注2) サグ比変化型SB1, SB2, SB3のメイクーブル単位長さ当たりの重量は、それぞれ質量付加型MB1, MB2, MB3の値を代用した。

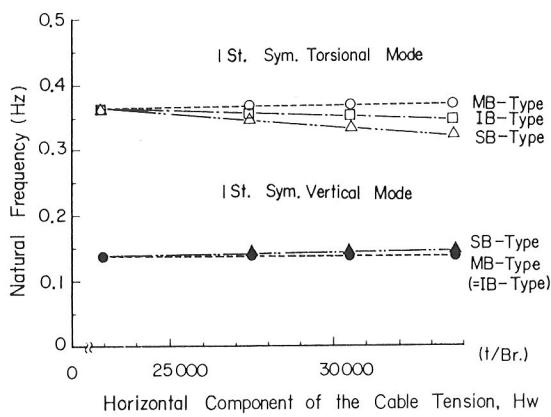


図-8 モデル吊橋の対称1次振動数

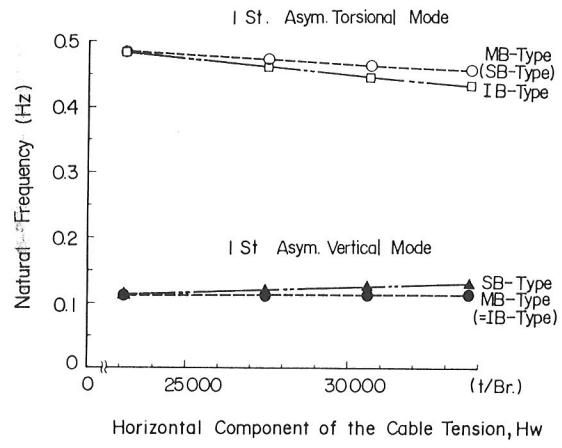


図-9 モデル吊橋の逆対称1次振動数

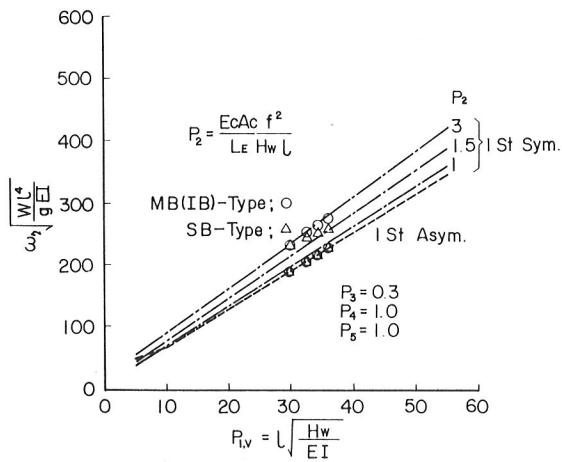


図-10 モデル吊橋の無次元鉛直たわみ固有円振動数

BタイプやIBタイプでは最も良好な $P_{1,T}$ の範囲内にあり、しかも $P_{1,T}$ の増加に伴って P_2 がほぼ一定の値をとる変化するのに対し、SBタイプでは P_2 の減少に伴って低減していることから判断できる。一方、ねじれ逆対称1次振動数はMB, IB, SBタイプとも若干低減しているが、対象となる振動が主に渦励振であることを考慮すれば、この程度の低下は大きな問題にならないと考えられる。

(3) 曲げねじれフラッター

流線形箱桁形式吊橋では、曲げねじれフラッターが最も重要なフラッター現象と考えられる。そこで、表-2に示した各形式の断面諸量と(2)で算定した固有振動数を用いて、Bleichの方法⁹⁾で曲げねじれフラッターの限界風速を計算した。計算にあたっては対称1次と逆対称1次モードの組合せをそれぞれ考慮したが、連成係数については簡単のため1.0と仮定した。また、曲げねじれフラッターには構造減衰がほとんど寄与しないことから、これらの値も無視することにした。得られた計算結果 V_F に補正係数0.8¹⁴⁾を乗じた値を実橋で予想される曲

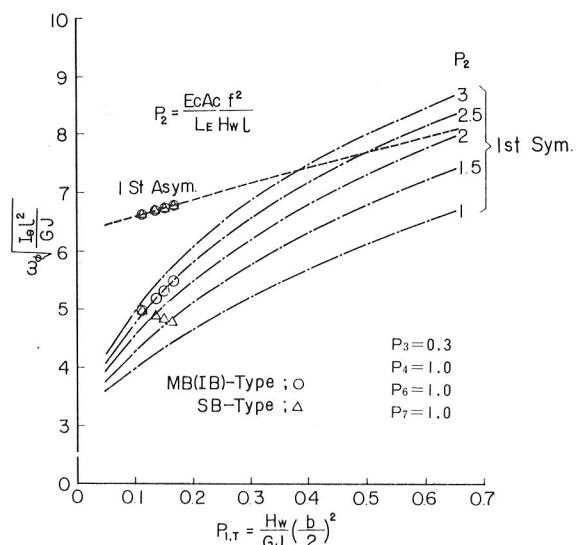


図-11 モデル吊橋の無次元ねじれ固有円振動数

げねじれフラッターの限界風速 V_{cr} とした。その結果を図-12に示す。なお、この図に付記した風速64.8m/sは基本風速 $V_{10} = 37\text{m/s}$ と仮定して算定した設計風速 V_D に1.2なる安全率を乗じた値であり、耐風設計基準¹⁵⁾で定める迎角 $\alpha = 0^\circ$ に対するフラッターの限界風速に相当する。

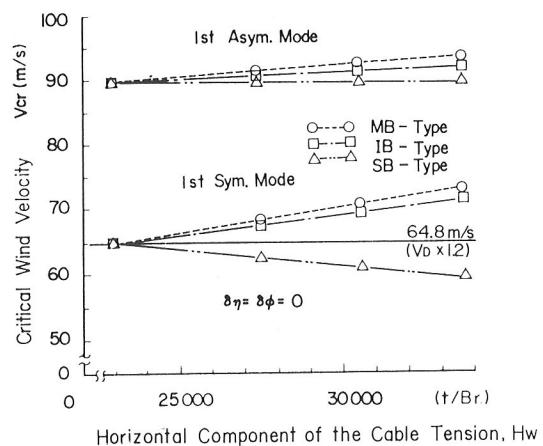


図-12 曲げねじれフラッターの限界風速

図-12より、逆対称1次よりも対称1次の限界風速の方が低い結果となっている。それゆえ、実橋では、対称1次の曲げねじれフラッターが発生すると予想される。対称1次の曲げねじれフラッターに対しては、MBタイプやIBタイプの限界風速がかなり上昇しているが、これはねじれ振動数や振動数比があまり変化せずに重量や極慣性モーメントが増加したことによる。一方、SBタイプではサグ比が小さくなるに従って限界風速が低下し、 $V_D \times 1.2$ なる風速を下回っている。これはサグ比が小さくなるに従って極慣性モーメントは幾分増加しているが自重の増加は若干であること、また、対称1次のねじれ振動数と振動数比がそれそれかなり低下したことに起因する。

(4) 渦励振

渦励振の時系列応答解析を実施するにあたり、まず、モデル吊橋を3次元構造系の離散質量系に置換して固有値解析を実施した。対象とした振動は、前年度の風洞実験結果⁶⁾を考慮してねじれ対称1次振動とした。一例として、Bタイプの固有値解析結果を図-13に示す。この図において()内に示した振動数は線形化揺度理論より算定した値であり、両者が良く一致していることが判る。そこで、図-14に示したばね支持模型風洞実験結果⁶⁾

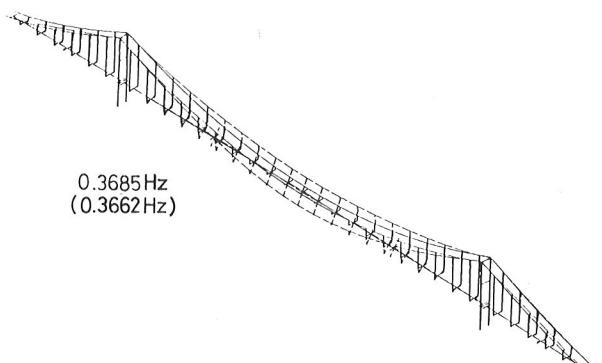


図-13 固有振動数と固有振動モード

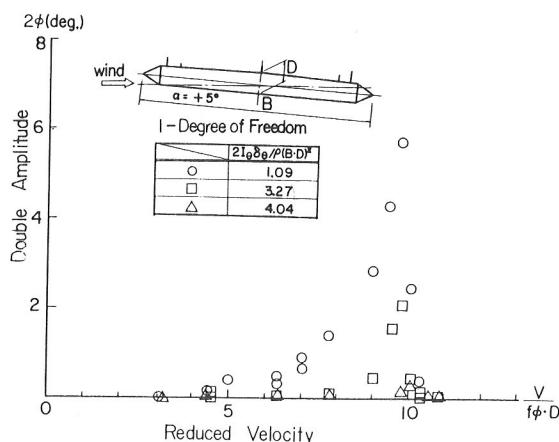


図-14 一様流中における風速-振幅曲線

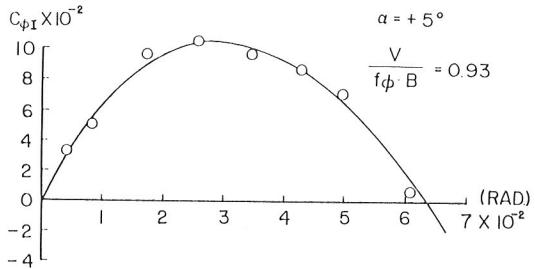
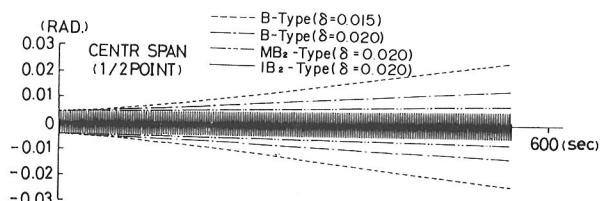
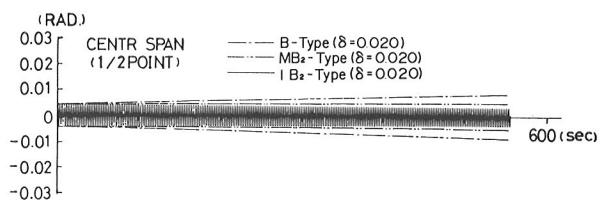


図-15 一様流中における非定常空気力係数

から算定した2次元非定常空気力を代用し、Strip theory¹⁶⁾にもとづいてモデル吊橋のねじれ対称1次渦励振の時系列応答を数値計算した。採用した数値計算法はNewmarkのβ法($\beta = \frac{1}{6}$)であり、時間ステップの微小時間間隔は固有振動周期の1/20とした。なお、計算にあたっては非定常空気力係数を図-15に示すように最小2乗法で定式化し、中央径間中央点での初期ねじれ角として0.00436rad. (0.25deg.)を与えていた。

図-16は、全径間に補剛桁に非定常空気力を作用させた場合の中央径間中央点での応答である。この図より、偏平な流線形箱桁形式の吊橋に発生する可能性のあるねじれ渦励振の励振力は非常に弱く、それゆえ極慣性モーメントやねじれの構造減衰が若干増加するだけでねじれ応答振幅がかなり低減することが判る。

一方、モデル吊橋の全長は1,600mであるが、この区間のすべてにねじれ渦励振を発生させる風速が所要の発達時間作用することは少ないと考えられる。そこで、振動モードを考慮し、中央径間補剛桁の約560mのみに非定常空気力を作用させた。その結果を図-17に示す。この図より、Bタイプではねじれ渦励振がなお発達していくが、

図-16 ねじれ渦励振の時系列応答解析結果
(全径間に非定常空気力を作用させた場合)図-17 ねじれ渦励振の時系列応答解析結果
(中央径間の約560mに非定常空気力を作用させた場合)

MB 2 タイプではほぼ定常となっており、また、IB 2 タイプではゆっくり減衰していくことが判る。

4. 結 言

本文は、質量付加式吊橋の動的特性を明らかにするために、質量を付加した場合の固有振動数の変化と風によって誘起される渦励振や曲げねじれフラッターに対する制振効果を数値計算によって論じたものである。これらの結果からは次のことがいえた。

- (1) 鉛直たわみの低次の振動数は、質量を付加してもほとんど低下しない。一方、ねじれ振動数については、耐風安定性上最も重要な最低次モードが対称1次となる場合に、極慣性モーメントがある程度増加しても振動数が大幅に低下しない力学的パラメーターの範囲が存在する。
 - (2) 流線形箱桁形式吊橋に発生する可能性がある渦励振や曲げねじれフラッターに対しては、質量や極慣性モーメントの大きさが耐風設計上重要な要因となる。
 - (3) 吊橋の静的設計では吊橋全体の剛性を高めるためにサグ比を幾分小さくすることがあるが、あまりサグ比を小さくするとねじれ対称1次振動数が低下する力学的パラメーターの範囲が存在する。それゆえ、このような範囲内にある吊橋に対してサグ比をあまり小さくしそうると、耐風安定性はかえって低下する。
- 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 學教授に心より謝意を表する。

参考文献

- 1) 岩屋 勝司：大島大橋の橋梁形式選定、本四技報、No.20, 1982.
- 2) 辻 松雄：構造力学的耐風制振対策、日本風工学会誌、第20号、1984.
- 3) 平井・川田：世界の吊橋で今何が起っているか—セバーン、ボスボラス、ゴールデンゲートー、橋梁と基礎、Vol.18, No.10, 1984.
- 4) Miyata,T. and Yamada,H. : Probabilistic Considerations of Aerodynamic Effects on Suspension Bridges with Inclined Hangers, Proc. 12th Congress, IABSE(Vancouver), 1984.
- 5) 平井・伊藤：重橋床式無補剛吊橋について、土木学会論文集、No.64, 1959.
- 6) 野村・岡・前田・米田：質量付加式吊橋の特性に関する研究、川田技報、Vol. 4, 1985.
- 7) 米田・伊藤：吊橋の耐風安定性における質量の効果、土木学会第40回年次学術講演会講演概要集、1985.
- 8) 米田・伊藤：吊橋の耐風安定性における自重の効果、日本風工学会誌、No.24, 1985.

- 9) Bleich,F. et al:He Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges,U.S.Gov., Printing Office, Washington, 1950.
- 10) 平井 敦：鋼橋III、技報堂、1967.
- 11) 小松・西村：長大吊橋の固有振動に対する吊構造せん断変形の影響、土木学会論文報告集、No.323, 1982.
- 12) たとえば、本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説、1980.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、1980.
- 14) Klöppel,K. and Thiele,F.: Modellversuche in Windkanal zur Bemessung von Brücken gegen die Gefahr winderregter Schwingungen, Der stahlbau, 1967.
- 15) 土木学会・本州四国連絡橋技術調査委員会：耐風設計指針および同解説、1967.
- 16) 久保・伊藤・宮田：風による吊橋の多自由度非線形応答に関する研究、土木学会論文報告集、No.232, 1976.