

超長大吊橋の連成フラッター特性に及ぼす 偏載質量効果に関する研究

Effects of Asymmetrically Added Temporary Mass on the Windward Side of the Deck
on the Compound Flutter Speed for Ultra Long Span Suspension Bridge

米田 昌弘
Masahiro YONEDA

川田工業㈱技術本部研究室室長

中崎 俊三
Shunzo NAKAZAKI

川田工業㈱技術本部長大橋部部長

大野 克紀
Katsunori OHNO

川田工業㈱技術本部長大橋部技術開発課

This paper presents the compound flutter characteristics of a 3,000m class suspension bridge with asymmetrical added mass on the windward side of the deck. Static analyses and eigenvalue calculations are carried out to understand static and dynamic properties. Compound flutter oscillation is also investigated by complex eigenvalue analyses of three dimensional frame model. It is found from the result of complex eigenvalue analyses that asymmetrical added temporary mass on the windward side of the deck could be one of the useful countermeasures to increase the compound flutter speed for ultra long span suspension bridge against violent storm.

Key words : asymmetrical added mass, compound flutter characteristics, complex eigenvalue calculation, ultra long span suspension bridge

1. まえがき

完成すれば世界最大となる中央支間長1 990 mの明石海峡大橋はその建設が現在急ピッチで進められているが、一方で、明石海峡大橋を上回る超長大吊橋が、すでに国内外において計画されつつある。しかしながら、超長大吊橋の実現には建設費用の抑制が最重要課題となっており、明石海峡大橋で開発された技術をこのような超長大吊橋に単純に適用しても建設費用が膨大となることが予想される。それゆえ、超長大吊橋の研究・開発にあたっては、既往の技術にとらわれない自由な発想が必要であり、実際、このような観点からの研究も実施されつつある^{1)~3)}。一方、著者らも、人工衛星からの迅速で正確な気象情報（台風の進路や最大瞬間風速などに関する台風情報）を活用し、台風などの暴風時においてのみ質量を一時的に付加して吊橋の耐フラッター性を向上させる方式を提案している⁴⁾。この方式では、付加する質量が一時的なものであることからケーブルに対して許容応力度の割増しを適用することも可能で、吊橋の設計を合理的にかつ経済的に実施できるものと著者らは考えている。しかしながら、先の研究では、断面中心付近に質量を付加するものとしていたことから、連成フラッターの発現風速を工学的に有意な程度まで向上させるためにはかなり大きな質量を付加する必要がある。

ところで、たわみとねじれの2自由度系では、風上側

のみに質量を偏載すれば連成フラッターの発現風速が向上することが知られており、実際、ハンバー橋の架設時には補剛桁の両側に設置した水袋から風下側の水を抜いて偏載質量とする方式が強風時における耐風対策として採用されている⁵⁾。しかしながら、明石海峡大橋の全体模型風洞試験や立体骨組みフラッター解析結果によれば、明石海峡大橋の連成フラッター振動波形は曲げとねじれの対称1次モードだけでなく、曲げの低次対称モードも含んだ多自由度モード波形となっていることが報告されている。したがって、超長大吊橋の連成フラッター特性に及ぼす偏載質量の効果をより詳細にかつ適切に評価するためには、たわみとねじれの2自由度系とした検討では不十分であり、非定常空気力に基づく立体骨組みフラッター解析を実施する必要があるものと言える。

上述した暴風時に質量を偏載する手法は、吊橋全体系の構造特性を変更する手法に位置づけられるものである。一方、構造特性を変更する種々の対策方法の中であって、クロスステイ方式は連成フラッターの発現風速を確実に向上できる手法の一つと認識されているが、その効果には上限値が存在する。それゆえ、必要に応じ、たとえば本研究で対象とする暴風時偏載質量方式との併用効果について検討することも一考の価値があろう。すなわち、超長大吊橋の研究開発にあたっては既往の技術にとらわれない斬新な発想が必要であるという認識のもと、偏載質量方式や偏載質量方式とクロスステイ方式の併用などに

関する検討も、2 500 m級以上の超長大吊橋の実現可能性を探る上で重要な研究テーマの一つになりえるものと思われる。そこで、著者らは、中央支間長3 000 mの超長大吊橋モデルを対象として、立体骨組みフラッター解析を実施し、超長大吊橋の連成フラッター特性に及ぼす偏載質量効果とクロスステイとの併用効果について検討することとした。その結果、超長大吊橋の耐風設計に携わる実務技術者や風工学の研究者にとってきわめて有用な知見が得られたことから、ここにその検討結果を報告する。

2. 対象とした超長大吊橋モデル

吊橋の構造特性は、タワー剛性やサグ比あるいは支間長比などによって変化することが知られているが⁶⁾、これらをすべてパラメータとした場合にはきわめて多くの解析を実施する必要が生じる。そこで、本研究では、主目的を偏載質量効果の定性的把握に置き、図1に示すような中央支間長が3 000 m、側支間長が1 000 m、サグ比が1/10なる超長大吊橋を基本系モデル（以下、MODEL-Aと記す）として採用し、暴風時に質量を偏載した場合の連成フラッター特性を把握することとした。なお、超長大吊橋を設計するにあたっては補剛桁に作用する風荷重の低減を図ることも重要であることから、本研究では明石海峡大橋の箱桁検討案⁷⁾を参考にして図2に示すような桁高7 mの流線形箱桁を想定するものとした。対象とした基本系吊橋モデル（MODEL-A）の基本条件と構造

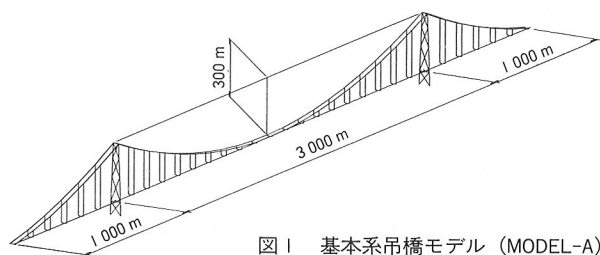


図1 基本系吊橋モデル (MODEL-A)

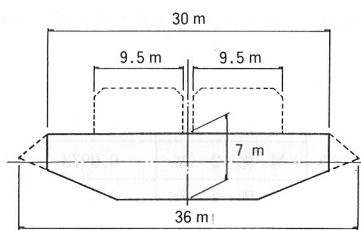


図2 補剛桁断面

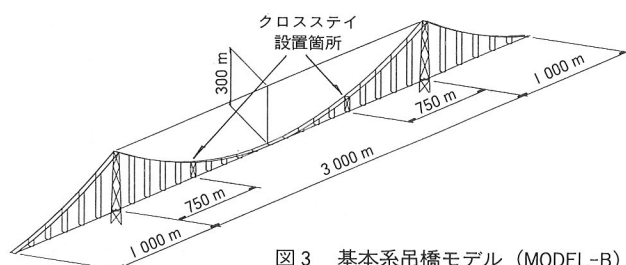


図3 基本系吊橋モデル (MODEL-B)

表1 対象吊橋の基本条件 (MODEL-A)

項目	条件
形式	3 径間吊橋
支間割	1 000 m+3 000 m+1 000 m
サグ比	1/10
幅員構成	第1種第3級4車線
ケーブル間隔	30 m
ハンガー形式	鉛直ハンガー

表2 構造諸元

重 量	ケーブル	tf/m/Br.	18.0
	吊構造部	tf/m/Br.	19.5
	合 計	tf/m/Br.	37.5
重量慣性モーメント	ケーブル	tf・m ² /m/Br.	2 100
	吊構造部	tf・m ² /m/Br.	4 050
	合 計	tf・m ² /m/Br.	6 150
剛 性	面内断面2次モーメント	m ⁴ /Br.	11.0
	面外断面2次モーメント	m ⁴ /Br.	110.0
	ねじれ定数	m ⁴ /Br.	22.0
ケーブル断面積		m ² /Br.	2.0

諸元をそれぞれ表1、表2に示す。

一方、クロスステイ方式との併用効果を検討する場合には、上述したMODEL-Aなる基本系吊橋の中央径間側1/4点に、断面積が0.0075m²なるクロスステイ（弾性係数は1.4×10⁷tf/m）を設置したモデルを採用し、暴風時に質量を偏載した場合の連成フラッター特性を同様に把握することとした。参考までに、クロスステイを設置した基本系吊橋モデル（以下、MODEL-Bと記す）を図3に示す。

3. 解析手法

立体骨組みフラッター解析には、固有振動モードを組み合わせる方法（モード組み合わせ法）⁸⁾と基本となる連成空気力を加えた運動方程式を直接解く方法（直接法）⁹⁾とがある。モード組み合わせ法は、直接法に比べ、大きな計算容量を必要としないが、超長大吊橋の解析にあたって考慮すべきモード次数についての定量的指標が与えられていないこともあり、本解析では直接法による立体骨組みフラッター解析を実施することとした。

なお、連成フラッター解析にあたっては、図1と図3に示したような中央径間部を20分割、側径間部を6分割したMODEL-A（クロスステイのない基本系吊橋モデル）あるいはMODEL-B（クロスステイを設置した基本系吊橋モデル）を用いて、平板翼の非定常揚力と非定常空力モーメントのみをこれらの補剛桁に作用させるものとした。また、桁とケーブルの横たわみ振動に伴う抗力ならびにケーブルの鉛直たわみ振動に伴う揚力は考慮するものとしたが、簡単のため、有風時における横たわみの影響については無視することとした。ただし、所定の

質量を補剛桁の風上側に偏載する本方式では、当然のことながら質量付加時にはねじれ変形が生じ、ケーブル張力なども初期のつり合い状態から変化することとなる。それゆえ、事前に静的解析を実施して偏載質量付加時における各節点の変形やケーブル張力を算出するとともに、これらを用いて対象吊橋モデルの入力データを修正し、固有振動解析や直接法による連成フラッター解析を実施することとした。

4. 解析結果と考察

(1) 静的特性と固有振動特性

まず、MODEL-AおよびMODEL-Bを対象に、汎用プログラムであるNASTRANを用いて風上側の全長にわたって質量を偏載した場合の静的特性を把握することとした。吊構造部重量(19.5tf/m)のそれぞれ10%, 20%, 30%に相当する重量を全長にわたって偏載したCASE-10F, CASE-20F, CASE-30Fなる場合の解析結果を図4に示す。図4から、付加する偏載重量が大きくなるにしたがって当然のことながら補剛桁の静的ねじれ角が増加し、たとえばMODEL-AのCASE-30Fでは最大で $\theta \approx -10.7^\circ$ なるねじれ変形が生じていることがわかる。これに対し、MODEL-Bではクロスステイの設置によってCASE-30Fにおける静的ねじれ角の最大値は $\theta \approx -7.6^\circ$ まで減少する結果となっている。すなわち、中央径間の1/4点に設置した1対のクロスステイは、偏載質量に伴う頭下げ方向の静的ねじれ角を低減させる効果を有するものと言える。

次に、中央径間部中央の1000mなる区間のみに吊構造部の30%に相当する重量を偏載した場合(CASE-30PC)についても静解析を実施した。その結果を図5に示す。なお、図5には参考までにCASE-30F(吊構造部の30%に相当する重量を全長にわたって偏載した場合)の結果も併記している。この図から、CASE-30PCにおける静的ね

じれ角の最大値はMODEL-Aで $\theta \approx -7.7^\circ$ 、MODEL-Bで $\theta \approx -6.4^\circ$ となっており、全長にわたって質量を偏載した場合と比較し、MODEL-Aで30%, MODEL-Bで15%程度も静的ねじれ角が低減していることが理解できよう。

上述の静解析で算出した各節点の変位やケーブル張力をもとに各ケースの入力データを修正し、固有振動解析を実施した。MODEL-AとMODEL-Bについて質量を全長にわたって偏載したCASE-10F, CASE-20F, CASE-

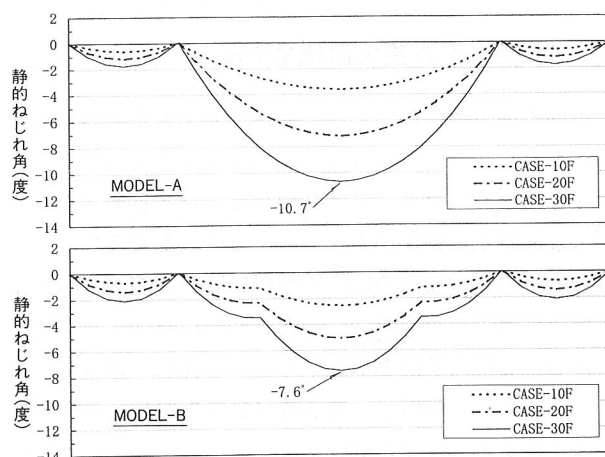


図4 質量偏載(全長)時の静的ねじれ角

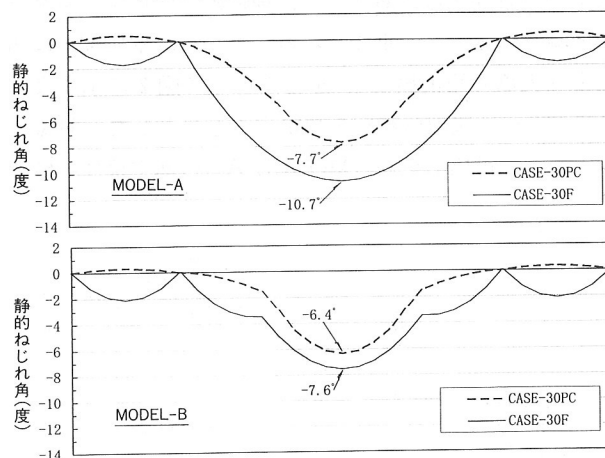


図5 質量偏載(部分)時の静的ねじれ角

表3 固有振動解析結果(質量を全長にわたって偏載した場合)

単位: Hz

振動モード			CASE-O	CASE-10F	CASE-20F	CASE-30F
MODEL-A	たわみ	対称1次	0.0686	0.0681	0.0676	0.0671
		対称2次	0.0973	0.0970	0.0968	0.0966
		対称3次	0.1624	0.1618	0.1611	0.1605
	ねじれ	対称1次(次数)	—	0.1169(13)	0.1188(13)	0.1194(13)
			0.1439(20)	0.1350(19)	0.1326(17)	0.1305(17)
			0.1457(24)	0.1419(20)	0.1398(20)	0.1380(18)
MODEL-B	たわみ	対称1次	0.0686	0.0681	0.0676	0.0671
		対称2次	0.0973	0.0970	0.0968	0.0966
		対称3次	0.1625	0.1617	0.1611	0.1604
	ねじれ	対称1次(次数)	0.1305(15)	0.1325(15)	0.1344(16)	0.1359(16)
			0.1577(22)	0.1525(22)	0.1480(18)	0.1441(18)
			0.1930(29)	0.1881(24)	0.1847(24)	0.1816(24)

表4 固有振動解析結果(質量を部分的に偏載した場合)

単位: Hz

振動モード			CASE-O	CASE-30PC
MODEL-A	たわみ	対称1次	0.0686	0.0692
		対称2次	0.0973	0.0982
		対称3次	0.1624	0.1632
	ねじれ	対称1次(次数)	—	0.1173(13)
			0.1439(20)	0.1344(17)
			0.1457(24)	0.1402(20)
MODEL-B	たわみ	対称1次	0.0686	0.0692
		対称2次	0.0973	0.0983
		対称3次	0.1625	0.1629
	ねじれ	対称1次(次数)	0.1305(15)	0.1318(14)
			0.1577(22)	0.1551(22)
			0.1930(29)	0.1832(24)

30Fの各ケースに対する固有振動解析結果を表3に、また、質量を中央径間部中央の1 000 m区間のみに部分的に偏載したCASE-30PCなる場合の結果を表4に示す。なお、これらの表中に記したCASE-Oは質量を付加しない基本検討ケースに対応する。表3と表4から、当然のことながら、たわみ振動数はほとんど変化しないことがわかる。これに対し、ねじれ振動数の変化は複雑で、桁のねじれが卓越するモードでは偏載質量が大きくなるにしたがって徐々に低減するものの、ケーブルが面外方向に卓越するモードでは徐々に増加する結果となっている。

(2) 連成フラッター特性

3章に示した条件のもと、まず、MODEL-AとMODEL-BのCASE-10F、CASE-20F、CASE-30Fなる各ケースに対し連成フラッター解析を実施した。得られた風速と空力減衰の関係(V - δ 図)を図6、図7に示す。なお、これらの図において、空力減衰が正から負になる風速が構造減衰を無視した場合のフラッター発現風速に対応する。ところで、本研究で対象としたような中央支間長が3 000 mにも達する超長大吊橋の構造減衰については議論の余地があるものの、いずれにしても構造対数減衰率で $\delta=0.02$ 程度の非常に小さな減衰しか期待できない可能性が高い。また、対象とした橋梁の連成フラッターは励振力が非常に強いことから、以下の議論では、構造減衰を無視した場合の値を連成フラッターの発現風速として採用することとした。

図6から、MODEL-Aでは質量を付加しない場合(CASE-O)の連成フラッター発現風速が55 m/sであるのに対し、吊構造部の10%、20%、30%に相当する重量を橋梁全長にわたって偏載したCASE-10F、CASE-20F、CASE-30Fなる場合の連成フラッター発現風速はそれぞれ58 m/s、63 m/s、70 m/sと偏載重量の増加とともに上昇していることがわかる。一方、図7から、クロスステイを設置したMODEL-Bの基本検討ケース(CASE-O)では67 m/sとMODEL-Aの同じ基本ケースと比較し、発現風速が12 m/sほど上昇していることがわかる。これは、文献10)で報告したように、連成フラッターの発現に関与する振動モード(桁のねじれ変形を伴った面外卓越モード)の等価極慣性モーメントがクロスステイの設置によって増大したことに起因する。また、吊構造部の10%、20%、30%に相当する重量を風上側に偏載したCASE-10F、CASE-20F、CASE-30Fでは、図7に示したように連成フラッターの発現風速がそれぞれ72 m/s、77 m/s、84 m/sと偏載重量の増加とともに耐風設計上有意な程度まで上昇していることもわかる。

次に、MODEL-AとMODEL-Bを対象に、吊構造部の30%に相当する質量を部分的に偏載したCASE-30PCに対して連成フラッター解析を実施した。その結果を図8

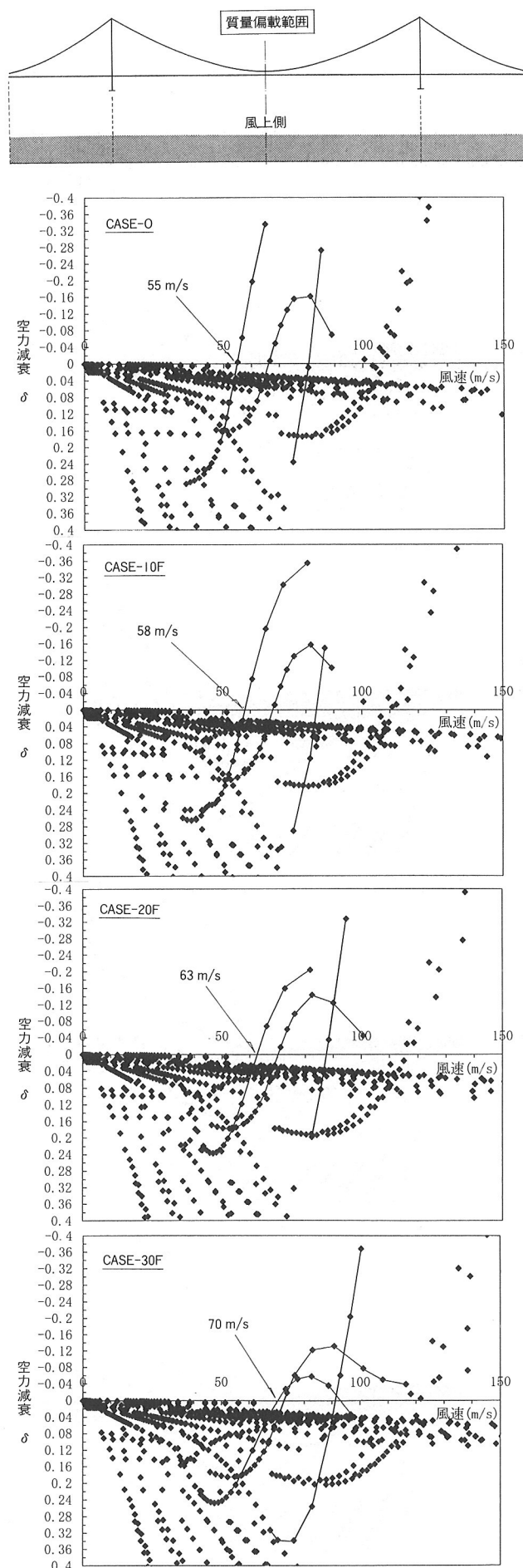


図6 MODEL-Aの V - δ 図(質量を全長にわたって偏載した場合)

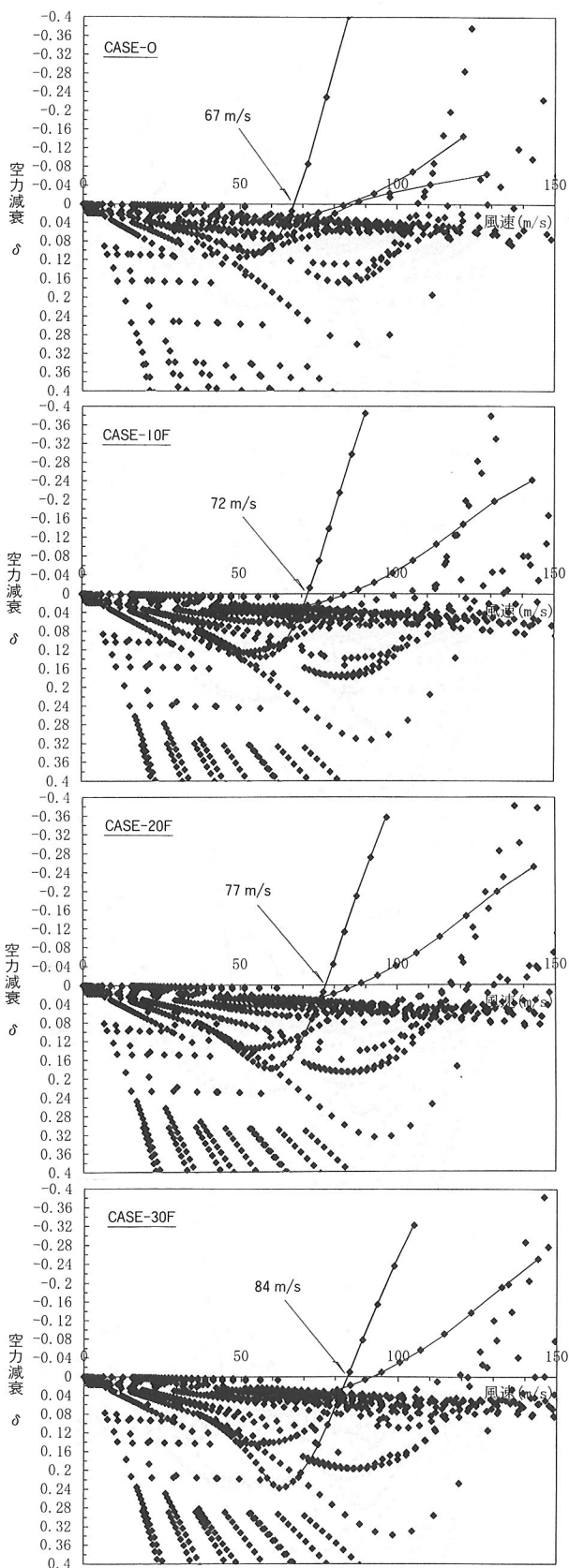
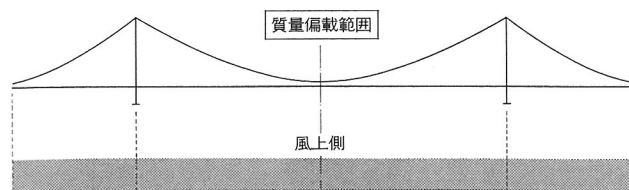


図7 MODEL-BのV- δ 図(質量を全長にわたって偏載した場合)

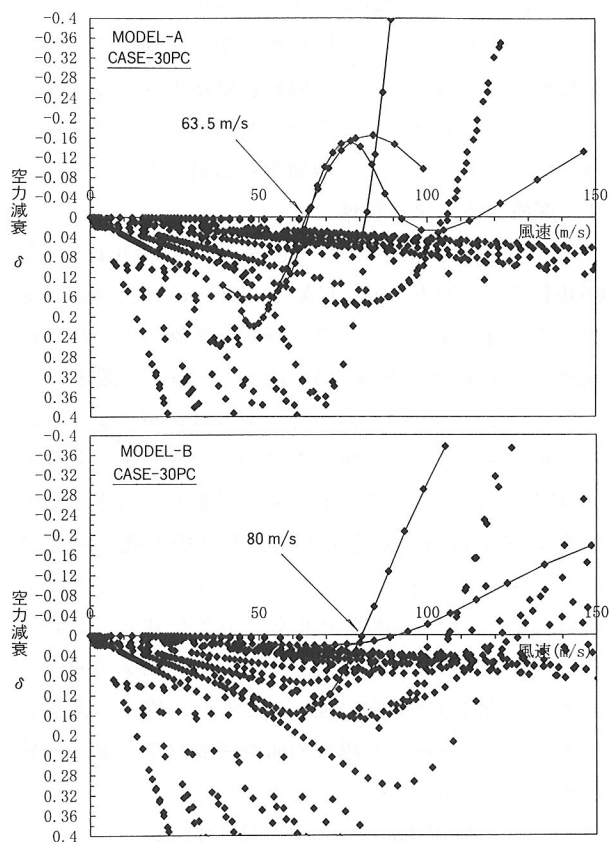
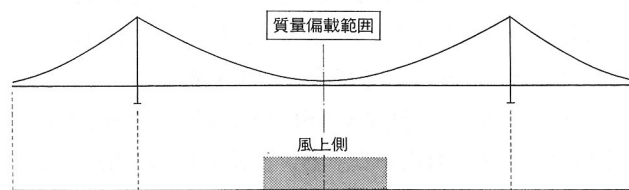


図8 V- δ 図(質量を部分的に偏載した場合)

に示す。図8からわかるように、MODEL-Aにおける連成フラッター発現風速は63.5 m/sと補剛桁部の20%に相当する重量を風上側の全長にわたって付加した場合の発現風速(63 m/s)にほぼ等しい程度まで上昇している。それゆえ、連成フラッターの発現風速には中央径間の中央部付近における偏載質量が大きく寄与しているものと言え、暴風時に質量を部分的に偏載する手法も耐風対策の一つに十分なり得るものと考えられる。なお、この知見は、連成フラッター発生時においては中央径間中央部に加振力が集中するとの報告¹¹⁾を考えれば、十分に理解できるものであることを付記しておく。一方、MODEL-Bにおける連成フラッター発現風速は、クロスステイの寄与もあり、80 m/sと耐風設計上有意な程度まで連成フラッターの発現風速が上昇している。すなわち、中央径間の1/4点に1対のクロスステイを設置するとともに、暴風時に中央径間の中央付近に長さ1000 mにわたり5.85 tf/m(補剛桁重量の30%に相当する重量)の重量を部分的に偏載するものとするれば、本研究で対象とした超長大吊橋の連成フラッター発現風速は、明石海峡大橋

での照査風速である78 m/sを上回ると言える。

5. まとめ

本論文は、中央支間長3 000 mの超長大吊橋モデルを対象として立体骨組みフラッター解析を実施し、吊橋の連成フラッター特性に及ぼす偏載質量効果を検討したものである。本研究で得られた主要な結果を以下にまとめる。

- ① クロスステイのないMODEL-Aなる基本系吊橋モデルでは、吊構造部重量 (19.5 tf/m) の30%に相当する重量を全長にわたって偏載すれば、最大で $\theta \approx -10.7^\circ$ なるねじれ変形が補剛桁に生じる。これに対し、中央径間の1/4点に1対のクロスステイを設置した場合には、ねじれ変形の最大値は $\theta \approx -7.6^\circ$ まで減少したことから、クロスステイは偏載質量に伴う頭下げ方向の静的ねじれ変形を低減させる効果を有するものと言える。
- ② MODEL-Aでは、吊構造部の10%, 20%, 30%に相当する重量を風上側の橋梁全長にわたって偏載すれば、連成フラッターの発現風速がそれぞれ58 m/s, 63 m/s, 70 m/sまで上昇する。一方、クロスステイを有するMODEL-Bを対象として連成フラッター解析を実施したところ、CASE-10F, CASE-20F, CASE-30Fの連成フラッター発現風速はそれぞれ72 m/s, 77 m/s, 84 m/sと偏載重量の増加とともに耐風設計上有意な程度まで上昇する。
- ③ 中央径間部中央の1 000 mなる区間に質量を偏載した場合、MODEL-Bではクロスステイの寄与もあり、80 m/sと耐風設計上有意な程度まで連成フラッターの発現風速が上昇している。すなわち、中央径間の1/4点に1対のクロスステイを設置するとともに、中央径間の中央付近に長さ1 000 mにわたり5.85 tf/m (補剛桁重量の30%に相当する重量) の重量を部分的に偏載するものとすれば、本研究で対象とした超長大吊橋の連成フラッター発現風速は、明石海峡大橋の照査風速である78 m/sを上回る。

本方式を実橋に適用するにあたっては、海水などを利用した付加質量を偏載するための機械設備の開発や質量偏載時における静的ねじれ変形の影響など、さらなる検討が必要である。しかしながら、本文で示したように、暴風時に補剛桁の風上側に質量を偏載する本方式は、超長大吊橋の連成フラッター発現風速を確実にそして大幅に向上できる可能性を秘めた手法である。それゆえ、今後は、上述の問題点に対する検討に加え、風洞実験なども実施して連成フラッター特性に及ぼす偏載質量効果をより詳細に解明していく所存である。本研究が、超長大吊橋の耐風安定性を検討する実務技術者にとって有用な資料になることを心より願う次第である。

最後に、本研究での連成フラッター解析にあたっては、横浜国立大学の宮田利雄教授と山田 均助教授が開発されたプログラム⁹⁾を使用させていただきました。両先生には、本研究を実施するにあたり貴重なご助言も賜り、紙面を借りてここに厚くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 藤澤伸光：連成フラッターに対するジャイロダンパーの効果，超長大橋セミナーワークショップ論文集，pp. 1~4，1994年2月。
- 2) 樋上琇一・宇野名右衛門：超長大吊橋の設計上考慮すべき対風応答と新形式橋梁の提案—その3 重力による復元力を利用した中央支間5 000 m級超長大橋の提案，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，pp. 1100~1101，1994年9月。
- 3) 井上浩男・田中祐二・砂川忠仁：下に凸な桁の縦断勾配と水の浮力とを利用した超長大径間吊橋の可能性に関する一考察，超長大橋セミナーワークショップ論文集，pp. 9~12，1994年2月。
- 4) 川田忠樹・野村國勝・中崎俊三・江崎正浩：暴風時質量付加型超長大吊橋，橋梁と基礎，Vol.29, No.2, pp. 19~24，1995年2月。
- 5) F.Brancaloni and D.M.Brotton：Analysis and Prevention of Suspension Bridge Flutter in Construction, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.9, pp.489~500, 1981.
- 6) Yoneda, M. and Ito, M.：Parametric Analyses of Natural Frequencies of Lower Vibration Modes of Suspension Bridges, *Proc. of JSCE*, No.380/I-7, pp. 243~246, April, 1987.
- 7) 土木学会 本州四国連絡橋耐風研究小委員会作業班：本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書，1985年3月。
- 8) 田中 洋・山村信道：長大橋梁の非定常空気力係数による連成フラッター解析，第11回風工学シンポジウム論文集，pp.61~66，1990年12月。
- 9) 宮田利雄・山田 均・太田博文：立体骨組み解析法による横たわみしたトラス補剛吊橋の曲げねじれフラッター解析，土木学会論文集，第404号/I-11, pp. 267~275，1989年4月。
- 10) 米田昌弘・木村公男・大野克紀・中崎俊三・野村國勝：3 000 m級吊橋の静的特性と連成フラッター特性に及ぼす各種ケーブルシステムの効果について，構造工学論文集，Vol.40A, pp.735~747，1994年3月。
- 11) 風間浩二・宮田利雄・山田 均：振動モード形を考慮した長大吊橋の耐風安定化対策に関する研究，第13回風工学シンポジウム論文集，pp.413~418，1994年12月。