

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*, 大野克紀**, 中崎俊三***

Masahiro YONEDA, Katsunori Ohno and Shunzo NAKAZAKI

- * 工博 川田工業株式会社技術本部研究室, 室長 (〒114 東京都北区滝野川 1-3-11)
 ** 川田工業株式会社技術本部長大橋部 (同 上)
 *** 工修 川田工業株式会社技術本部長大橋部, 部長 (同 上)

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 a complex eigenvalue analysis of three dimensional frame model. It is found from the results of complex eigenvalue analyses that asymmetrically 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 : asymmetrically 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 1,990m 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規模の超長大吊橋案がすでに国内外において計画されつつある。このような超長大吊橋の設計にあたっては、風荷重による静的変形特性はもちろんのこと耐フラッター性がきわめて重要な検討項目となる。

周知の如く、吊橋は中央支間長の増加とともに固有振動数が低下し、また、暴風時の水平たわみ量も急激に増大する。したがって、超長大吊橋の耐風安定性を確保することは従来規模の吊橋に比べてはるかに厳しい問題であると認識されている。ところで、1,500m 級程度までの従来規模の吊橋ではねじれフラッターが耐風性を支配する振動現象となる場合が多かったのに対し、2,000m 級以上の超長大吊橋では曲げとねじれが連成するいわゆる連成フラッターが耐風性を支配する振動現象となる。それゆえ、明石海峡大橋を上回る 2,500m 級や 3,000m 級の超長大吊橋を実現させるためには、連成フラッターの発現風速を照査風速以上に高めるための工夫がきわめて重要なこととなり、今までにも、箱桁断面の上下にエヤーギャップを設ける方法¹⁾、2 つの吊橋を並行に配置して

吊構造部を横桁で結合する Twin Suspension Bridge 案²⁾、質量を付加して吊橋の重量を増加させる方法^{3),4)}、二重構造の鋼製箱桁断面内に高流動性コンクリートを充填して剛性効果と質量効果の両方を期待する方法⁵⁾、良好な空力特性を有する箱桁とねじれ剛性の大きい箱桁を組み合わせる方法⁶⁾、ケーブルにクロスステイを設置する方法^{7)~9)}、ケーブルに水平ステイを設置する方法¹⁰⁾、ケーブル構造をモノケーブルとする方法^{9),11)}、TMD を設置する方法¹²⁾、アクティブフラップやアクティブゲートをはじめとする能動的制御^{13)~15)}など、連成フラッターの発現風速を向上させるための数多くの提案がなされている。

ところで、2,500m 級や 3,000m 級の超長大吊橋で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り、実現するのはきわめて困難である。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、ジャイロを設置して補剛桁の姿勢を制御する方法¹⁶⁾、床版を 2 段構造にして重力による復元力を利用する方法¹⁷⁾、浮力を利用して死荷重やケーブル張力を軽減する方法¹⁸⁾など、このような観点からの斬新な研究も鋭意実施されている。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¹⁹⁾。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²⁰⁾。しかしながら、明石海峡大橋の全橋模型風洞試験²¹⁾や立体骨組みフラッター解析結果²²⁾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にあって、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、2,500m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3,000mの超長大吊橋モデルを対象とし、クロスステイを設置した場合としない場合のそれぞれについて、橋梁の全長にわたって質量を付加した場合および中央径間や側径間の中央部付近のみに質量を部分的に付加した場合につい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実橋への適用性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²³⁾、これらをすべてパラメーターとした場合にはきわめて多くの解析を実施する必要がある。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3,000m、側支間長が1,000m、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²⁴⁾を参考にして図-2に示すような桁高7m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）の基本条件と構造諸元をそれぞれ表-1、表-2に示す。

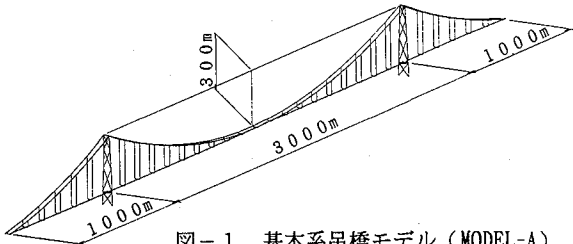


図-1 基本系吊橋モデル (MODEL-A)

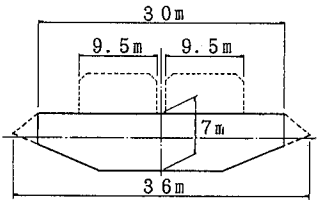


図-2 補剛桁断面

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	3.0 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.	2100
	吊構造部	tf・m ² /m/Br.	4050
	合計	tf・m ² /m/Br.	6150
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

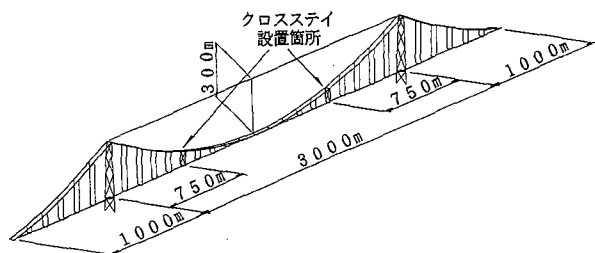


図-3 基本系吊橋モデル (MODEL-B)

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 0.0075m^2 なるクロスステイ (弾性係数は $1.4 \times 10^7 \text{tf/m}^2$) 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)²⁵⁾ 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)²²⁾ 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) を用いることとした。また、作用空気力としては、質量を偏載したことのみによる効果を把握するのを主目的とし、吊橋がねじれ変形した場合にも平板翼の非定常揚力と非定常空力モーメントをこれらの補剛桁に作用させるものとした。さらに、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 (補剛桁の抗力係数 C_{Dc} として $C_{Dc}=0.65$ 、ケーブルの抗力係数 C_{Dc} として $C_{Dc}=1.0$ なる値を仮定) 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. 全長にわたって質量を偏載した場合の特性

本章では、MODEL-A (クロスステイのない基本系吊橋モデル) および MODEL-B (クロスステイを設置した基本系吊橋モデル) の上流側に、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 を主たる着目ケースとし、質量を偏載した場合の基本的な特性を把握することとした。ただし、付加質量は、主桁部の中心から 15.0m なる位置 (魚骨モデルにおけるダミー部材の端部) に集中質量として入力するものとした。

なお、本研究で対象とした基本系吊橋モデルにおける主ケーブルの死荷重時応力度 σ_d は $\sigma_d = 77\text{kgf/mm}^2$ であるのに対し、吊構造部重量の 30% に相当する重量を偏載した CASE-30F における主ケーブルの応力度は $\sigma_d = 94\text{kgf/mm}^2$ であった。したがって、CASE-30F における主ケーブルの応力度は、主ケーブルの許容応力度 σ_a を $\sigma_a = 82\text{kgf/mm}^2$ とし、暴風時における割り増し係数を 1.5 として算出される 123kgf/mm^2 なる値よりも小さい範囲にあることをはじめに述べておく。

(1) 静的特性と固有振動特性

まず、クロスステイのない MODEL-A なる基本系吊橋モデルを対象に、汎用プログラムである NASTRAN を用いて上流側の全長にわたり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 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、図-5 はクロスステイを設置した MODEL-B に対する結果を示したものであるが、図-4 と比較すればわかるように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、偏載質量にともな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、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

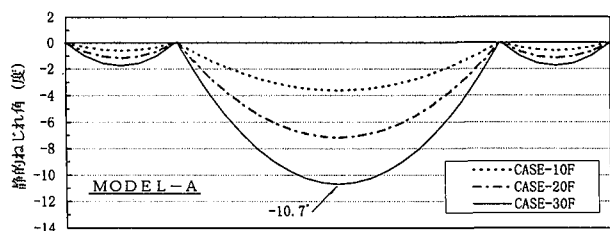


図-4 質量偏載時の静的ねじれ角 (MODEL-A)

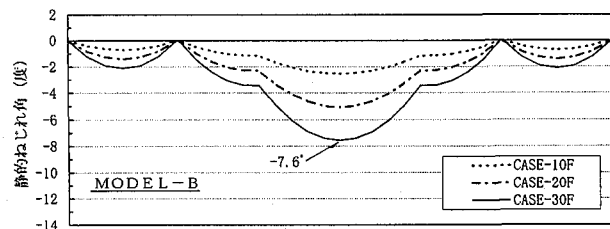


図-5 質量偏載時の静的ねじれ角 (MODEL-B)

表-3 固有振動解析結果 (MODEL-A)

振動モード		単位: Hz			
		ケース			
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)

表-4 固有振動解析結果 (MODEL-B)

振動モード		単位: Hz			
		ケース			
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)

動解析を実施した。MODEL-A (クロスステイのない基本系吊橋モデル) と MODEL-B (クロスステイを設置した基本系吊橋モデル) の各ケースに対する固有振動解析結果をそれぞれ表-3, 表-4 にまとめる。ここに, 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。なお, 質量を偏載した場合やクロスステイを設置した場合には, 主桁のねじれモード成分が卓越した多数のモードが出現する。それゆえ, 表-3 と表-4 には, 図-6 に示したようなねじれ卓越モードに着目し, それぞれの振動数を併記することとした。表-3, 表-4 から, 当然のことながら, たわみ振動数の変化は非常に小さいことがわかる。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 (MODEL-A の CASE-30F では 17 次や 18 次モード) 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ねじれモード (MODEL-A の CASE-30F では 13 次モード) では徐々に増加する結果となっていることが理解できよう。

(2) クロスステイがない場合の連成フラッター特性

前章に示した条件のもと, まず, MODEL-A (クロスステイのない基本系吊橋モデル) の各ケースについて, 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 ($V-\delta$ 図) を図-7 に示す。この図において, 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。なお, 図-7 において, ある風速で空力減衰が負となっても, それ以上の風速域においては励振力が逆に低下するフラッターも認められているが, これはフラッターモードの変化に伴って風からの流入エネルギーが低下したと考えれば理解できる。ところで, 本研究で対象としたような中央支間長が 3,000m にも達する超長大吊橋の構造減衰については

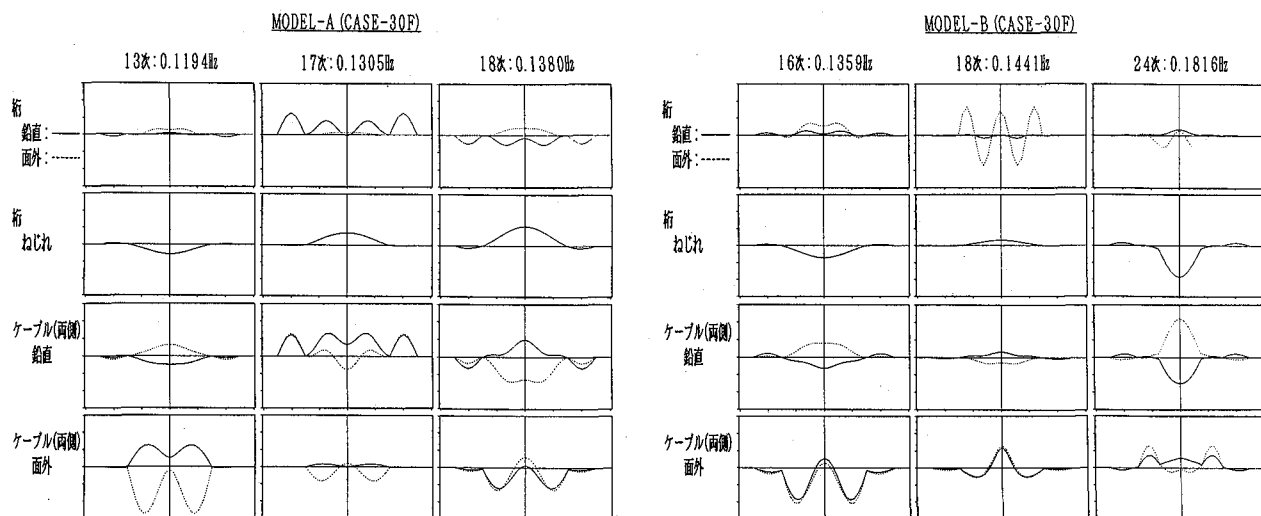


図-6 CASE-30Fにおける振動モード例 (MODEL-A, MODEL-B)

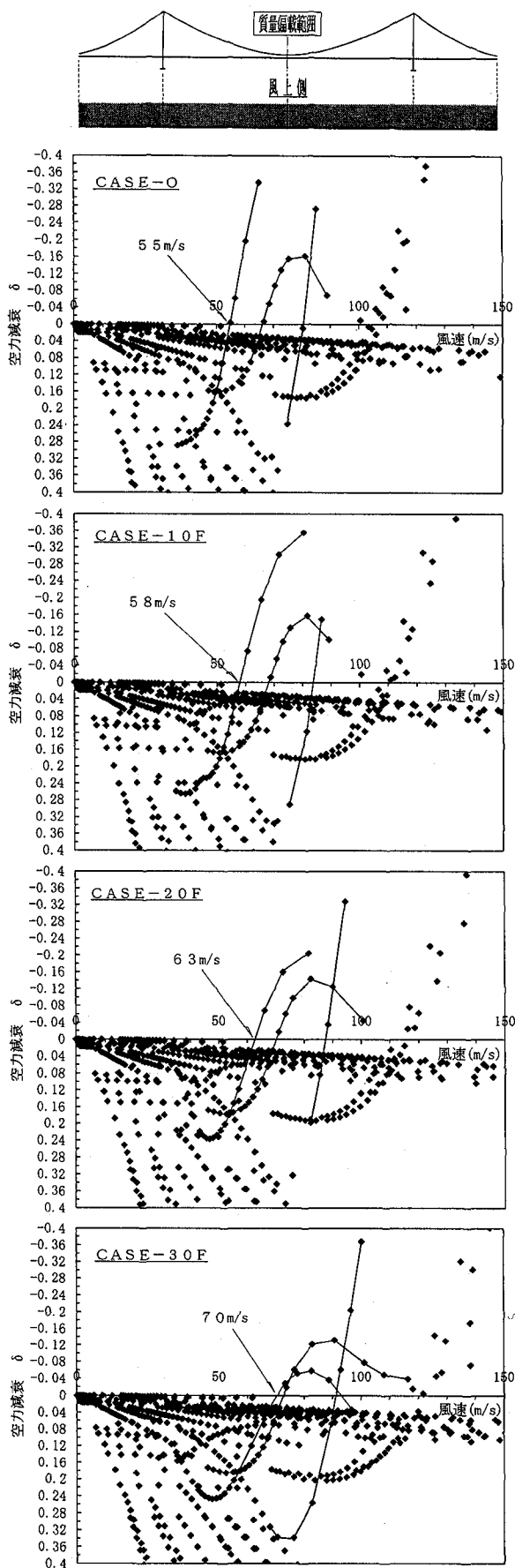


図-7 風上側に質量を偏載した場合のV- δ 図 (MODEL-A)

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、図-7からもわかるように、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-7から、質量を付加しない場合 (CASE-O) の連成フラッター発現風速は55m/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58m/s、63m/s、70m/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-8は比較のため吊構造部の30%に相当する重量を断面中心付近に設置した場合の結果であるが、この場合には56m/sなる風速で連成フラッターが発現していることがわかる。同じ重量を上流側に偏載した場合の発現風速は上に示したように70m/sであったことを考慮すれば、連成フラッターの発現風速に及ぼす偏載質量効果は非常に大きいと言えよう。なお、補足的に、吊構造部の30%に相当する重量を風下側に設置した場合についても連成フラッター解析を実施した。その結果を図-9に示す。図-9からわかるように、この場合の連成フラッターは46.5m/sと上流側に設置したケースと比較して24m/s程度も低い風速域で発現している。参考までに、図-10には吊構造部の30%に相当する重量を風上側と断面中心付近および風下側のそれぞれに設置した場合のフラッターモードを示す。図-10から、風上側に質量を偏載したケースでは、その他のケースと比較し、連成フラッターモードのねじれ成分が非常に小さくなっていることが理解できよう。

このように、質量偏載方式では風上側のみに質量を付加した場合に有効な結果が得られるが、たとえば、さらに吊構造部の50%、70%、90%に相当する重量を風上側の橋梁全長にわたって偏載したCASE-50F、CASE-70F、CASE-90Fでは、図-11からわかるように質量の偏載効果がきわめて大きく現れる。すなわち、連成フラッターの発現風速はCASE-50Fで80m/s、CASE-70Fで90m/sまで上昇するとともに、フラッターの励振力も明らかに小さくなっている。そして、CASE-90Fでは、連成フラッターの発現風速が110m/sまで上昇し、また、 $\delta=0.02$ 程度の構造対数減衰率を仮定すればCASE-50FとCASE-70Fで発現していた最低次のフラッターが消滅して123m/sというきわめて高風速域から別モードの連成フラッターが発現する結果となっている。なお、ハンバー橋では主桁部の1/10が張り出された状態でフラッター特性に及ぼす偏載質量効果を検討しているが、この場合には偏載質量を大きくしすぎるとフラッターの発現風速が低下するとの報告がなされている²⁰⁾。ハンバー橋に

おける解析条件の詳細は不明であるが、本解析結果との相違は 2 自由度フラッターと多自由度モードフラッターの差異に起因するものと考えられることを付記しておく。偏載重量をこのように大きくすれば、当然のことながら静的ねじれ角もさらに増大することとなる。それゆえ、非定常抗力の影響が無視できなくなるなど、作用する非定常空気力も本研究で仮定したものと相違し、今後さらに詳細な検討が必要となろう。しかしながら、たとえば、クロスステイのより効果的な配置を考えるとともに、抗力係数勾配が小さく、また、有風時の頭下げ時においても良好なフラッター特性を示す主桁断面を採用するなどして静的ねじれ角の増大に伴う諸問題が解決されれば、上に示したような比較的大きな重量の偏載付加も可能となり、質量偏載方式は超長大吊橋の耐風対策としてきわめて魅力ある手法になり得るものと考えられる。

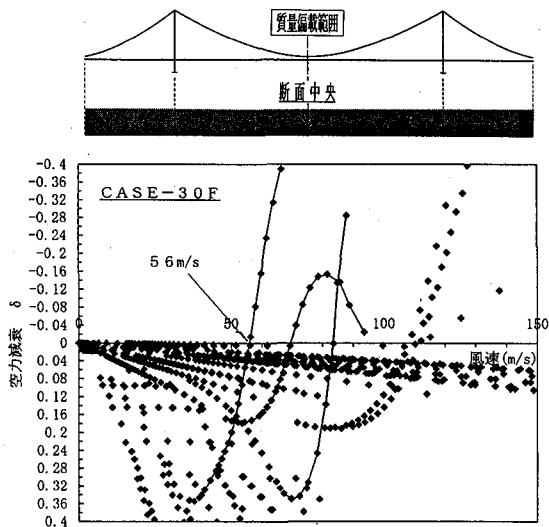


図-8 断面中央に質量を付加した CASE-30Fの $V-\delta$ 図 (MODEL-A)

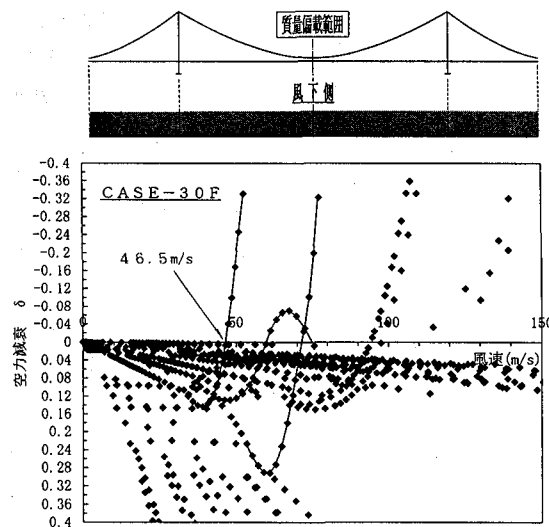


図-9 風下側に質量を偏載した CASE-30Fの $V-\delta$ 図 (MODEL-A)

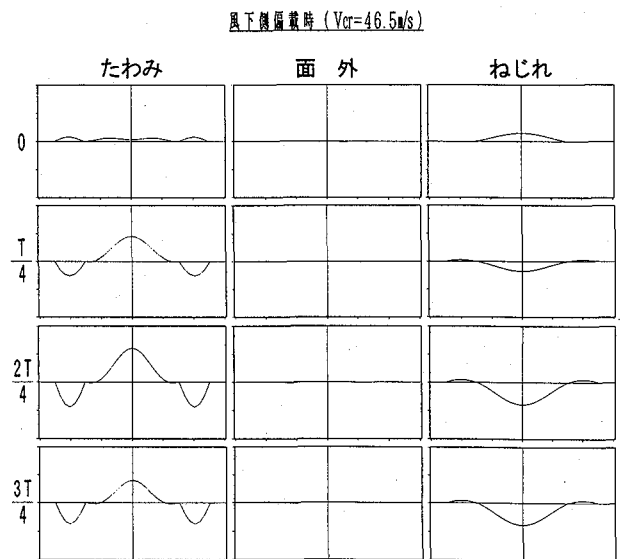
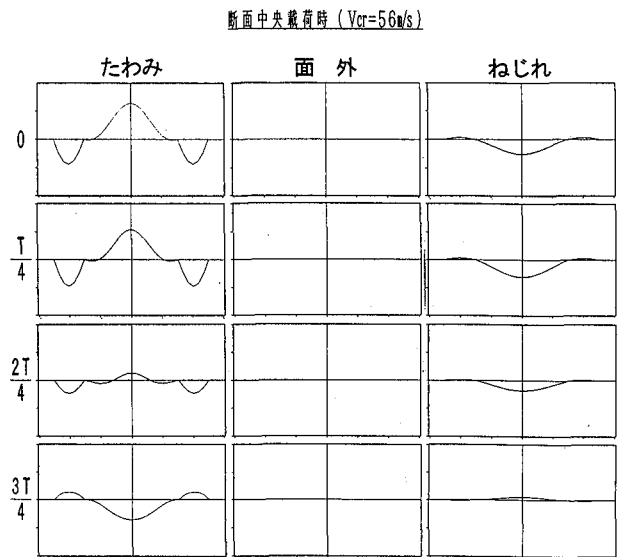
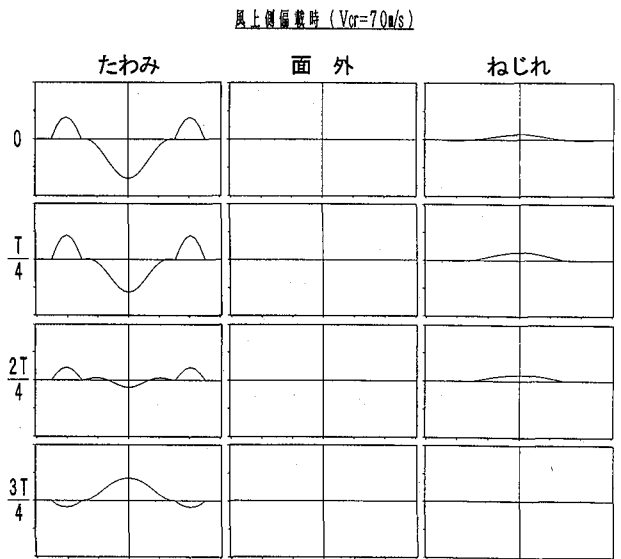


図-10 桁のフラッターモード図 (MODEL-AのCASE-30F)

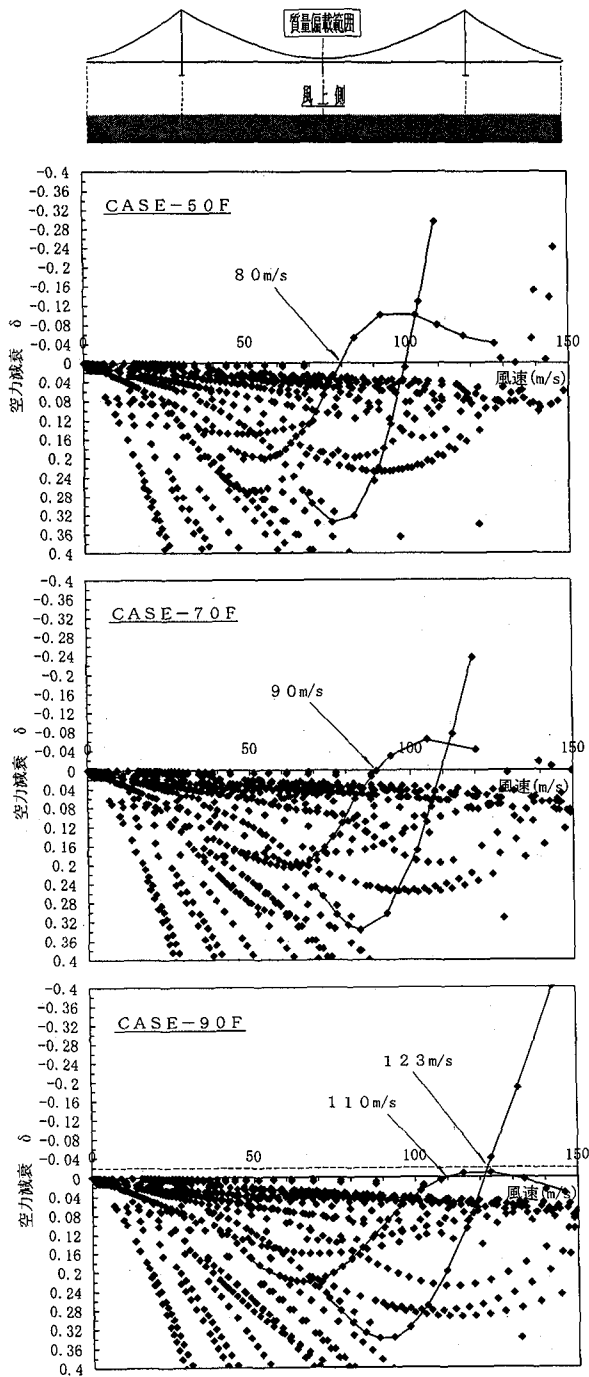


図-1 1 CASE-50F, CASE-70F, CASE-90Fなる場合の
V- δ 図 (MODEL-A)

(3) クロスステイを設置した場合の連成フラッター特性

以上は、クロスステイのない場合の検討であったが、クロスステイを設置した MODEL-B の各ケースについても同様の検討を実施することとした。連成フラッター解析で得られた風速と空力減衰の関係 (V- δ 図) を図-1 2 に示す。

MODEL-A では質量を付加しない基本検討ケース (CASE-O) のフラッター発現風速が 55m/s であったのに対し、図-1 2 からクロスステイを設置した MODEL-B

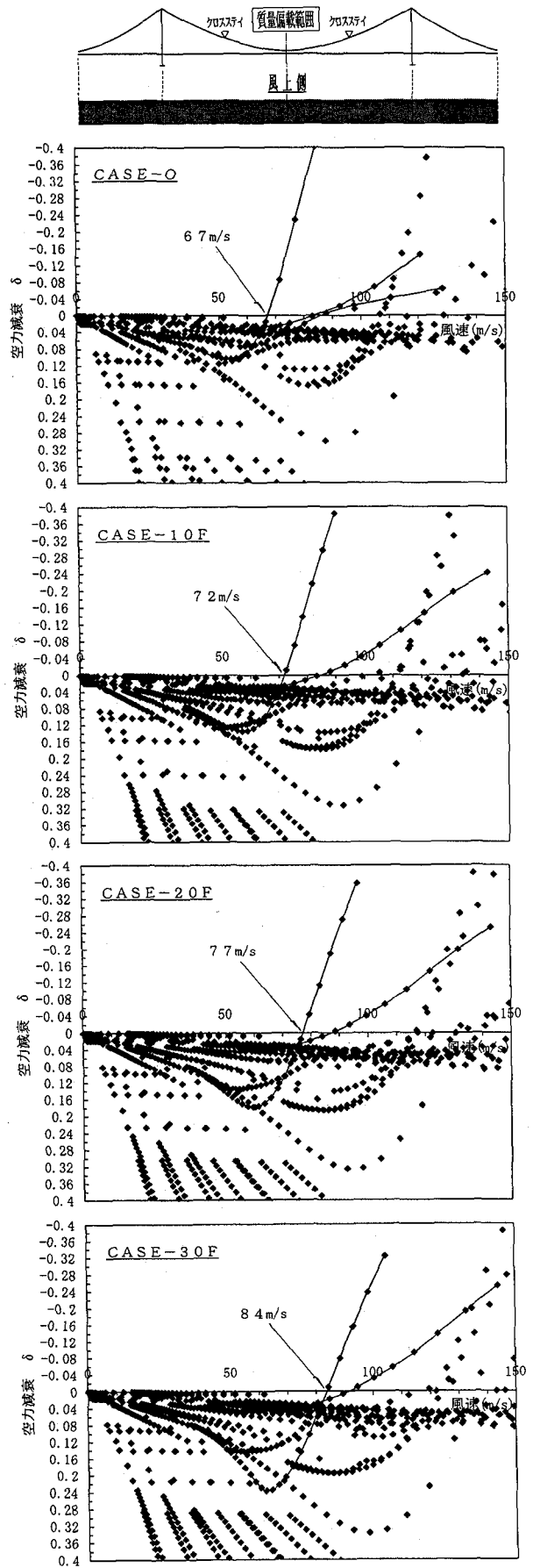


図-1 2 風上側に質量を偏載した場合の V- δ 図 (MODEL-B)

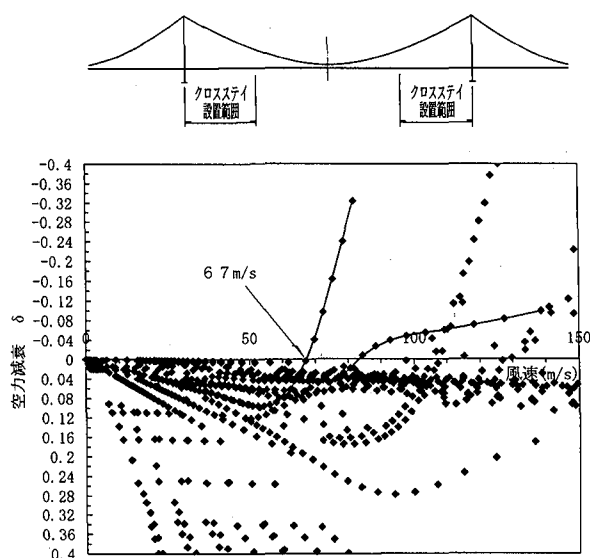


図-13 クロスステイを中央径間の1/4区間まで設置した場合のV- δ 図

の基本検討ケース (CASE-O) では 67m/s と発現風速が 12m/s ほど上昇している。これは、文献 9) で報告したように、連成フラッターの発現に關与する振動モード (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。ただし、連成フラッターに及ぼすクロスステイの効果は、中央径間の端部から 1/4 区間まで設置した場合 (クロスステイの総設置個数は 5 対で、各クロスステイの断面積はそれぞれ 0.0075m²) の解析結果である図-13 からわかるように、設置本数を増加しても発現風速は上昇せず上限値が存在する。これに対し、吊構造部の 10%、20%、30% に相当する重量を上流側に偏載した CASE-10F、CASE-20F、CASE-30F では、図-12 に示したように連成フラッターの発現風速がそれぞれ 72m/s、77m/s、84m/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がわかる。なお、クロスステイを設置しない MODEL-A の CASE-10F、CASE-20F、CASE-30F に対するフラッター発現風速はそれぞれ 58m/s、63m/s、70m/s であったが、それぞれの発現風速に 12m/s なる風速 (クロスステイによる発現風速の上昇分) を加えた値は 70m/s、75m/s、82m/s となる。これらの風速値は上述した MODEL-B の各ケースに対するフラッター発現風速とほぼ等しく、それゆえ、質量を偏載したことによる効果とクロスステイを設置したことによる効果は、連成フラッターに対してそれぞれ重ね合わせがほぼ可能であると言える。

5. 部分的に質量を偏載した場合の特性

前章に示したように、質量を補剛桁の上流側に偏載す

れば回転中心が移動し、連成フラッターの発現風速を確実に上昇することができる。しかしながら、実橋への適用を考えた場合には、付加する質量をできる限り少なくし、また、静的ねじれ角もあまり大きくならないようにすることが重要であろう。そこで、ここでは MODEL-A (クロスステイのない基本系吊橋モデル) および MODEL-B (クロスステイを設置した基本系吊橋モデル) を対象とし、補剛桁部の 30% に相当する重量を、中央径間部中央の 1,000m なる区間のみに偏載した場合 (以下、CASE-30PC と記す)、側径間部中央の 333m なる区間のみに偏載した場合 (以下、CASE-30PS と記す)、中央径間部中央の 1,000m なる区間と側径間部中央の 333m なる区間にそれぞれ偏載した場合 (以下、CASE-30PCS と記す) のそれぞれのケースについて、質量を部分的に偏載した場合の諸特性を把握することとした。

(1) 静的特性と固有振動特性

MODEL-A と MODEL-B の各ケースをそれぞれ対象とし、NASTRAN を用いて部分的に質量を付加した場合の静的特性を把握した。CASE-30PC と CASE-30PS および CASE-30PCS なる場合の静解析結果を図-14 に示す。なお、図-14 には、参考までに補剛桁部の 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 (中央径間部中央の 1,000m なる区間のみに偏載した場合) なる場合の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、それぞれ 25% 程度も低減していることが理解できよう。

次に、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 の各ケースに対する固有振動解析結果をそれぞれ表-5、表-6 にまとめる。なお、質量を部分的に偏載した場合にも、全長にわたって偏載した場合と同じく、主桁のねじれ成分が卓越した多数のモードが出現していた。それゆえ、表-5 と表-6 には代表的なねじれ卓越モードに対応する振動数を併記することとしている。これらの表を表-3 と表-4 に示した結果と比較すれば、CASE-30PC、CASE-30PS、CASE-30PCS の桁成分が卓越したねじれモードの振動数は、全長にわたって同じ質量を偏載した CASE-30F の値より若干大きくなっているが、ケーブルの面外成分が卓越したモードでは逆に若干小さくなっていることがわかる。

(2) クロスステイがない場合の連成フラッター特性

MODEL-A の各ケースに対する連成フラッター解析で得られた風速と空力減衰の関係 (V- δ 図) を 図-15

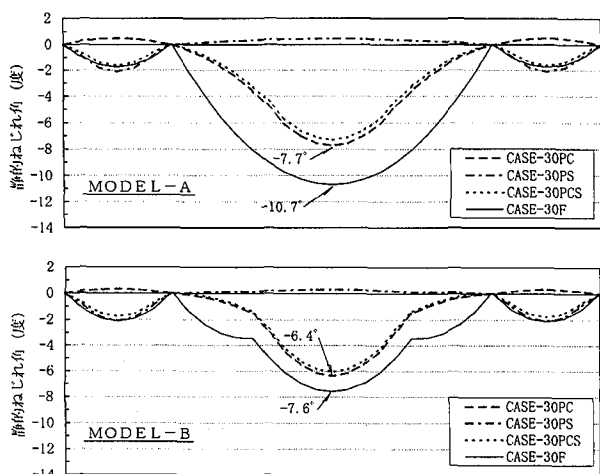


図-14 質量偏載時の静的ねじれ角

表-5 固有振動解析結果 (MODEL-A)

単位: Hz

振動モード		ケース			
		CASE-0	CASE-30PC	CASE-30PS	CASE-30PCS
たわみ	対称 1 次	0.0686	0.0692	0.0661	0.0667
	対称 2 次	0.0973	0.0982	0.0968	0.0977
	対称 3 次	0.1624	0.1632	0.1628	0.1636
ねじれ	対称 1 次(次数)	—	0.1173(13)	—	0.1175(13)
		0.1439(20)	0.1344(17)	0.1360(19)	0.1333(17)
		0.1457(24)	0.1402(20)	0.1447(20)	0.1390(20)

表-6 固有振動解析結果 (MODEL-B)

単位: Hz

振動モード		ケース			
		CASE-0	CASE-30PC	CASE-30PS	CASE-30PCS
たわみ	対称 1 次	0.0686	0.0692	0.0661	0.0668
	対称 2 次	0.0973	0.0983	0.0968	0.0977
	対称 3 次	0.1625	0.1629	0.1628	0.1633
ねじれ	対称 1 次(次数)	0.1305(15)	0.1318(14)	0.1306(15)	0.1320(14)
		0.1577(22)	0.1551(22)	0.1577(22)	0.1551(22)
		0.1930(29)	0.1832(24)	0.1927(28)	0.1829(24)

に示す。図-15 から、CASE-30PS (側径間部中央の 333m なる区間に質量を偏載した場合) の連成フラッター発現風速は 56m/s となっていることがわかる。図-12 に示したように質量を付加しない場合 (CASE-0) の連成フラッター発現風速が 55m/s であったことを考えれば、側径間部の風上側に設置した偏載質量は連成フラッターの発現風速の向上にはほとんど寄与しないと言える。また、この知見は、CASE-30PCS (中央径間部中央の 1,000m なる区間と側径間部中央の 333m なる区間にそれぞれ質量を偏載した場合) の発現風速 (64m/s) が、CASE-30PC (中央径間部中央の 1,000m なる区間のみに質量を偏載した場合) の結果 (63.5m/s) とほぼ等しいことから理解される。

CASE-30PC (中央径間部中央の 1,000m なる区間に質量を偏載した場合) の連成フラッター発現風速は上に示したように 63.5m/s となっているが、この値は補剛桁部の 20% に相当する重量を上流側の全長にわたって付加した場合の発現風速 (63m/s) にほぼ等しい。それゆえ、

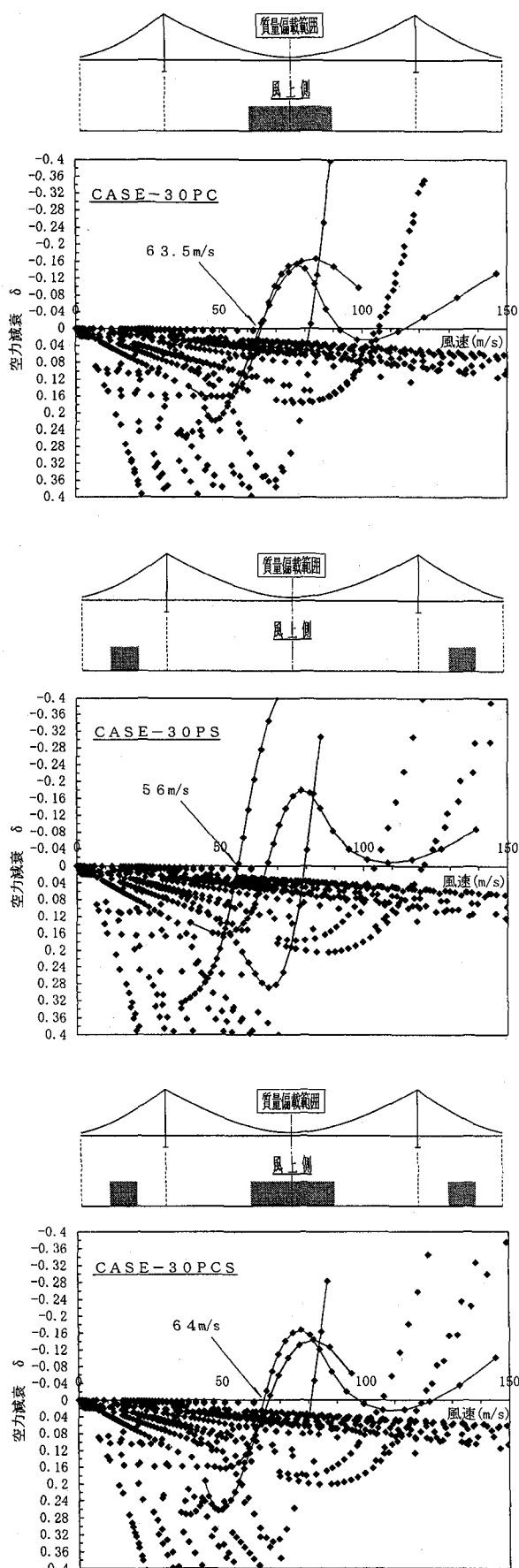


図-15 部分的に質量を偏載した場合の V- δ 図 (MODEL-A)

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²⁶⁾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。

(3) クロスステイを設置した場合の連成フラッター特性

MODEL-B の各ケースに対する連成フラッター解析で得られた風速と空力減衰の関係 ($V-\delta$ 図) を図-16 に示す。クロスステイを設置した場合の連成フラッター特性も基本的には前節の結果と同様であると言える。すなわち、クロスステイを設置した MODEL-B 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 67m/s であったのに対し、図-16 からわかるように、CASE-30PS (側径間部中央の 333m なる区間に質量を偏載した場合) の連成フラッター発現風速は 69m/s となっており、側径間部の偏載質量は連成フラッター発現風速の向上には大きく寄与しないと言える。一方、CASE-30PC (中央径間部中央の 1,000m なる区間に質量を偏載した場合) の連成フラッター発現風速は、クロスステイの寄与もあり、80m/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 1,000m にわたり 5.85tf/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、明石海峡大橋での照査風速である 78m/s を上回ると言える。

なお、図-17 は、クロスステイや偏載質量を設置しないで、桁高のみを 10m に変更してねじれ剛性を増加させた場合の解析結果である。図からわかるように、本ケースでは、80m/s 付近と 97m/s 付近で連成フラッターが発現する可能性がある。桁高を 10m とした場合の単位長さ当りの重量は 60.28tf/m であるが、この値は MODEL-A や MODEL-B の 37.5tf/m なる場合の 1.61 倍に相当する。それゆえ、クロスステイ方式と暴風時に質量を部分偏載する方式との併用は、きわめて経済的な耐風対策になり得る可能性を秘めていると言えよう。

6. まとめ

本論文は、中央支間長 3,000m 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の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。

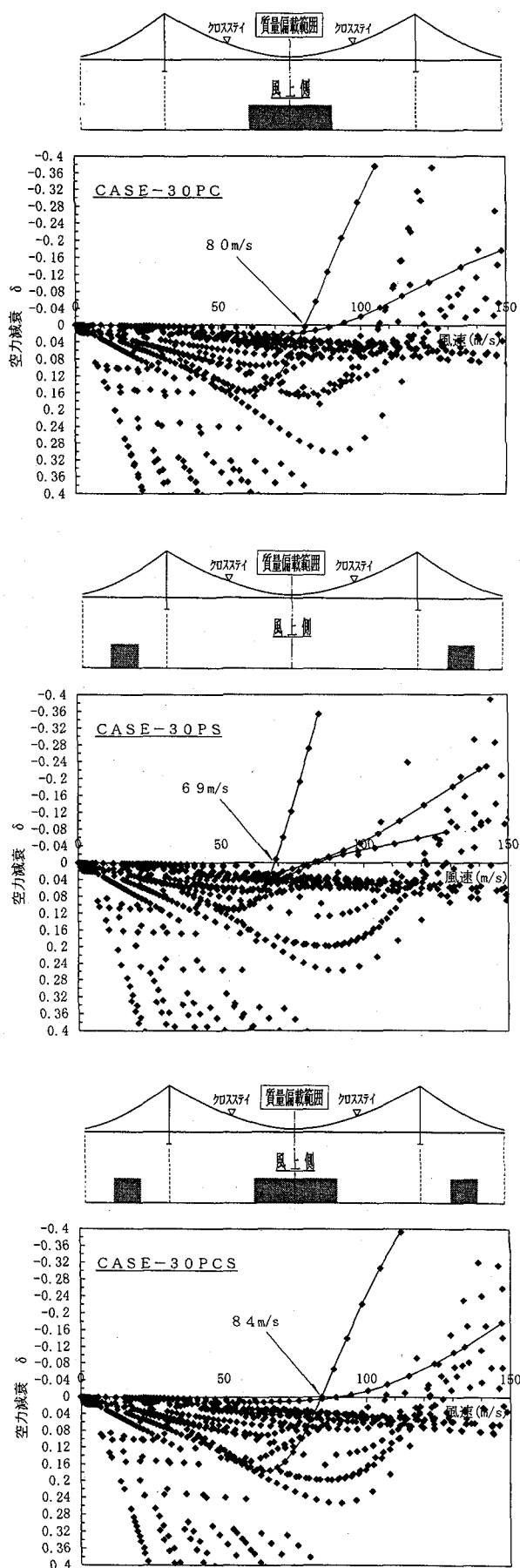


図-16 部分的に質量を偏載した場合の $V-\delta$ 図 (MODEL-B)

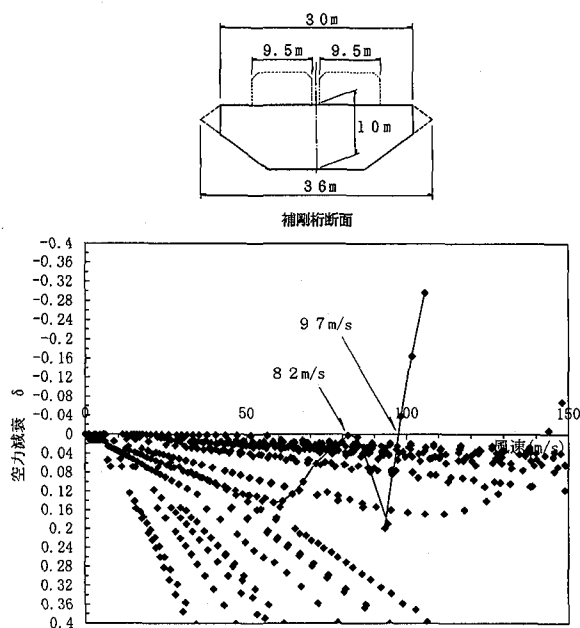


図-17 桁高D=D=10mとした場合のV-δ図

(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 (19.5tf/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ともな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 58m/s, 63m/s, 70m/s まで上昇する。また、吊構造部の 50%, 70%, 90% に相当する重量を風上側の橋梁全長にわたって偏載した場合、偏載質量の増加とともに連成フラッター特性が大きく改善され、たとえば、CASE-90F なるケース (吊構造部の 90% に相当する重量を偏載したケース) では連成フラッターの発現風速が 110m/s まで上昇し、さらに、 $\delta = 0.02$ 程度の構造対数減衰率を仮定すれば、123m/s なるきわめて高風速から別モードのフラッターが発現する。

(3) 連成フラッターに及ぼすクロスステイの効果は、設置本数を増加しても上昇せず上限値が存在する。これに対し、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 72m/s, 77m/s, 84m/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。

(4) 本研究で対象とした超長大吊橋モデルでは、側径間部の偏載質量は連成フラッター発現風速の向上にはほと

んど寄与しないものと言える。一方、中央径間部中央の 1,000m 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、80m/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 1,000m にわたり 5.85tf/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 78m/s を上回る。

周知の如く、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。本研究で提示した暴風時偏載質量方式は、人工衛星からの迅速で正確な気象情報 (最大風速のみならず、台風の中心が橋梁の左右どちら側を通過するなどの情報) を有効に活用するとともに、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考慮しようとするもので、吊橋の設計を合理的にかつ経済的に実施できる斬新な方式であると著者らは考えている。しかしながら、本方式を実橋に適用するにあたっては、海水などを利用して付加質量を偏載する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、暴風時に補剛桁の上流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 19) 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) 奥川淳志：ランタオ連絡橋計画，道路，pp.67～70，1992年1月。
- 2) Richardson, J.R. : The Development of the Concept of the Twin Suspension Bridge, National Maritime Institute, NMI R125, August, 1981.
- 3) Yoneda, M. and M. Ito : Effects of Dead Weight on Aerodynamic Stability of Long-Span Suspension Bridges, Proc. of JSCE, No.368/I-5, pp.135～145, April, 1986.

- 4) 野村国勝・中崎俊三・前田研一・成田信之：流線形箱桁形式吊橋の補剛特性に及ぼす自重の影響に関する研究，鋼構造年次論文報告集，第1巻，pp.457～464，1993年7月。
- 5) 中村俊一・森園康之・長井正嗣・藤野陽三：合成補剛桁を有する超長大吊橋の提案，橋梁と基礎，Vol.26, No.12, pp.37～42，1992年12月。
- 6) 山口浩二・鈴木周一・樋上琇一・籠田 彰：二種箱桁吊橋の耐フラッター性に関する研究，第9回風工学シンポジウム論文集，pp.241～246，1986年12月。
- 7) Klaus H. Ostenfeld : Innovative Structural Systems for the Gibraltar Strait Crossing Project, IASS-CSCE International Congress, Toronto, pp.231～242, July, 1992.
- 8) 亀井 浩・落合重俊・福田孝一・阿部喜久・西島晃・東 親佑：対角ステイを有する吊橋の研究，住友重機械技報，Vol.17, No.47, pp.13～41，1969年10月。
- 9) 米田昌弘・木村公男・大野克紀・中崎俊三・野村国勝：3,000m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。
- 10) 荒居祐基・宮崎正男：超長大吊橋の耐風設計と水平ステイシステムに関する研究，第13回風工学シンポジウム論文集，pp.503～508，1994年12月。
- 11) Fritz Leonhardt : Brücken -Ästhetik und Gestaltung-, Deutsche Verlags-Anstalt, 1982.
- 12) 延藤 遵・藤野陽三・伊藤 学：橋桁の連成フラッターに対するT.M.D.の制振効果について，土木学会論文集，第398号/I-10, pp.413～416，1988年10月。
- 13) 小林紘士・永岡 弘：吊橋のフラッターの能動的制御，第11回風工学シンポジウム論文集，pp.103～106，1990年12月。
- 14) M. A. Astiz and E. Y. Andersen : On Wind Stability of Very Long Spans in Connection with a Bridge across the Strait of Gibraltar, Proc. of The 2nd Symposium on Strait Crossings, Trondheim (Norway) , pp.257～264, June, 1990.
- 15) 日下部毅明・佐藤弘史・関谷光昭：アクティブコントロールによるフラッター制振に関する実験的研究，第13回風工学シンポジウム論文集，pp.431～436，1994年12月。
- 16) 藤澤伸光：連成フラッタ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。
- 17) 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5000m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。
- 18) 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。
- 19) 川田忠樹・野村国勝・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。
- 20) 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.
- 21) 宮田利雄・保田雅彦：明石海峡大橋の耐風性に関する大型風洞試験，構造工学論文集，Vol.39A, pp.861～874，1993年3月。
- 22) 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。
- 23) Yoneda, M. and M. Ito : Parametric Analyses of Natural Frequencies of Lower Vibration Modes of Suspension Bridges, Proc. of JSCE, No.380/I-7, pp.243～246, April, 1987.
- 24) 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。
- 25) 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。
- 26) 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。

(1995年9月18日受付)