

暴風時質量付加型超長大吊橋の検討と試設計

中崎俊三¹・山口宏樹²

¹正会員 工修 川田工業株式会社 技術開発本部 部長 (〒114 東京都北区滝野川 1-3-11)

²正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科 (〒338 浦和市下大久保 255)

暴風時質量付加型吊橋は、暴風時のみ一時に海水などの質量を箱桁断面中央に付加して耐風安定性を向上させようとするもので、構造力学的方法に分類される。本論文では、まず、質量付加位置を種々変えて耐風安定性に最も効果的な位置を求めた。そして、それをもとに試設計を行い、従来型吊橋と比較を行った。その結果、本型式は他の構造力学的方法とほぼ同等な耐風効果が認められるとともに、従来型式に比べてかなり経済的になることが判明した。また、有風時に生じる変形に起因した剛性変化は、質量付加型吊橋を更に有利にする傾向が認められた。解析方法は高次のたわみモードを考慮した拡張 Bleich 理論と直接積分法の異なる二法を適用している。

Key Words : suspension bridge, flutter, temporary mass, preliminary design

1. 緒言

人的・物的交流を大幅に促進するグローバルな開発計画が内外で計画されられており、その中には大規模な海峡横断プロジェクトが見受けられる。これらについての橋梁計画案を見ると、海底地形との関係から明石海峡大橋（1998 年完成予定、最大スパン 1990m）を上回る規模の吊橋が想定されている。

このような大規模な吊橋の経済性は当然ながら、適用する耐風安定化策に支配されると言っても過言ではない。

これまでの耐風安定化策としては、従来からのケーブルシステムの変更や質量を付加したりする構造力学的方法^{2)~5)}や箱桁中央部に開口部を設けるなどの空気力学的方法^{6)~8)}、翼^{8)~9)}や鉛直板¹⁰⁾を利用したアクティブコントロール法などが提案されている。

これらの耐風安定性、特に曲げねじれフラッター発振風速向上効果に対する比較を行うと（アクティブコントロール法を除く）、概して空気力学的方法が効果があるようで、例えば箱桁中央部に開口部を設けることで、参考文献によりバラツキはあるが、従来案に比べて実橋レベルで 20m/s 程度限界風速が上昇すると報告され^{6)~8)}、更に、開口部を大幅に拡げた場合にはフラッターは発生せずダイバージェンスが問題になって来るとしている¹¹⁾。

構造力学的方法の検討例をみると、解析が主体のようである。しかし、フラッター発現風速の計算方法（多自由度高次モード解析或いは簡易計算）はまちまちであったり、検討スケルトンや剛性の相違、有風時の剛性や有風時の主軸のねじれ角を考慮したりしなかったりで互いに対等に比較ができない。最終的には風洞実験による確認が必要であるが、あえて現時点でのケーブルシステムを主にみた場合の耐風安定化効果をまとめると 10m/s 前後の発現風速の上昇が見込めるのではないかと考えられる。

本論文は、構造力学的方法としての暴風時質量付加型吊橋について、その耐風安定化効果と経済性効果をみようとするものである。

暴風時質量付加型吊橋は暴風時において一時に海水などの質量を主軸中心（ねじれ振動数を低下させないように、言い換えると、質量付加による極慣性モーメント増加を極力小さくするため）に、橋軸方向に沿って付加する方法である⁴⁾。

すなわち、質量付加による質量効果、ケーブル張力増加による吊橋の剛性増加効果、および本文のテーマの一つである質量付加を橋軸方向に沿って部分的とすることによるモード制御効果をも期待しようとするものである。なお、質量付加を暴風時のみとし、常時に付加しないのは常時における設計を質量付加により不経済としないためである。

暴風時質量付加方式としてはその他に質量偏載

方式⁵⁾があるが、これは質量を風上に付加することにより、空気力に対するキャンセル効果を意図したもので本法とは考え方方が異なる。

文献⁸⁾によると、箱桁中央部に開口部を設けることによる耐風安定性上昇率と鋼重増加率は同じ程度であるとしている。新しい形式を提案する場合、他部材への影響、架設、維持管理など全コストを考えねばならない。このことから、本論文では暴風時質量付加型吊橋について、まず、耐風安定性上の最適な質量付加位置を検討し、それをもとに試設計を行って、従来案との比較においてその経済性効果をみようとするものである。なお、試設計後、有風時の吊橋剛性変化がフラッター発現風速に及ぼす影響についても検討した。

解析方法としては多重モードフラッター解析¹²⁾などにより、このような問題には対応できるが、最適質量付加位置の目安を付ける上で簡易に計算できる拡張 Bleich 理論（従来、たわみ、ねじれモードとも一次までとしたものを、たわみモードを 4 次まで拡張したものである）による複素固有値解析と、別の手法としての立体解析による直接積分法の二法¹³⁾によるものとした。

2. 検討および試設計の条件

(1) 対象とする吊橋諸元の設定

対象とする吊橋は図-1 に示す 3 径間吊橋である：検討スパン L の範囲としては超長大吊橋を対象とすることから、明石海峡大橋の中央径間長にはほぼ相当する 2000m から 3000m までとし、2000m, 2500m, 3000m の 3 ケースを検討の対象としてスパン長と質量付加による耐風安定化効果の関係をみるものとした。また、側径間長 L_1 は既往吊橋の平均値とされる中央径間長 L の 1/3 長さとした。

ケーブルサグ比は、過去に経験の無い上記スパン長に対し、適切な値は何かそれ自体、重要な課題であるが、ここでも既往吊橋の平均値 1/10 を適用することにした。

ケーブル間隔 b は総車線数を 6 とし、明石海峡大橋と同じ 35.5m とした。

主桁形式は質量付加に適し、かつ、維持管理にも有利な箱桁とし、桁高は、 $L=2000m$ に対しては明石海峡大橋の検討例¹⁴⁾を参考に 7m とし、 $L=3000m$ に対しては従来方式の設計の場合に極端な増厚とならない 10m と設定し、 $L=2500m$ はそれらの中間の 8.5m とした。

なお、質量付加位置は 1. で述べたように主桁断面中央部とし、図-1 に示すようにポンプアップし

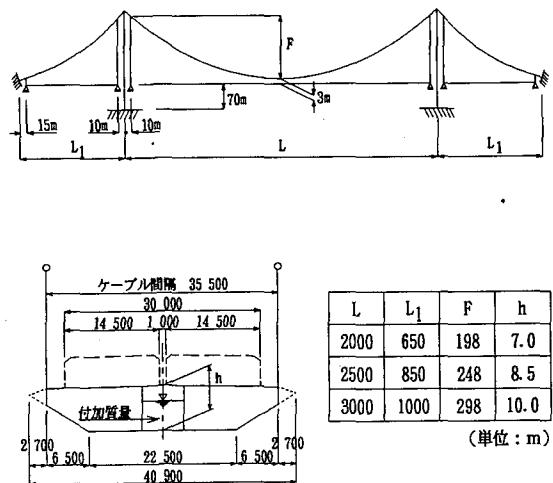


図-1 対象とする吊橋

た海水を一時的に貯えることのできるような多室箱断面としている。

(2) 基本条件

① 主ケーブルなどの仮定断面の算出に必要となる活荷重の大きさは本州四国橋公団上部構造設計基準¹⁵⁾によった。

② 主ケーブルの許容応力度としては明石海峡大橋に適用されたケーブルを前提に、常時は 82kgf/mm² とし、質量を付加する暴風時の場合は、暴風時の基準¹⁵⁾を適用すると 123kgf/mm² ($=82\text{kgf/mm}^2 \times 1.5$) となるが、安全側に弾性限界程度の 107kgf/mm² とした。

③ 試設計に必要な風荷重の大きさは、明石海峡大橋耐風設計要領¹⁶⁾に基づき、基本風速を 46m/s として算出した。

④ フラッター解析に適用する主桁への空気力は Theodorsen の平板翼としての空気力を適用した。また、立体解析による直接積分法の場合、主桁および主ケーブルへの抗力による準定常空気力¹⁷⁾を考慮し、その際の抗力係数は、主桁に対しては 0.75、主ケーブルに対しては 0.7 とした。

なお、本論文はフラッター解析時の吊橋の対数減衰率を無視するものとした。

⑤ 曲げねじれフラッター発現風速の照査値は文献¹⁶⁾より求めると 78m/s となるが、図-1 に示すような桁高の高い箱桁の実際のフラッター発現風速は、平板翼としての解析値よりも低下することが予想されるのでこれより大きめの 85m/s に設定した。

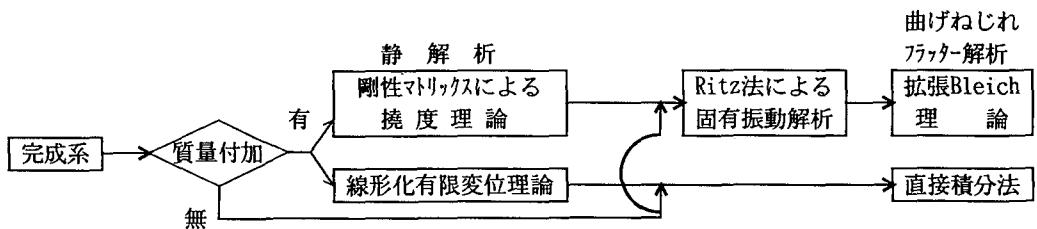


図-2 解析の流れ図

表-1 吊橋基本データ

項目		2 0 0 0 m	2 5 0 0 m	3 0 0 0 m
死荷重	ケーブル部	tf/m/Br.	11.850	17.719
	吊構造部	tf/m/Br.	22.743	24.486
	合計	tf/m/Br.	34.593	42.205
	(鋼重)	tf/m/Br.	27.593	35.205
主ケーブル	断面積	m ² /Br.	1.258	1.881
	極慣性モーメント	tf·m ² ·s ² /m	381	570
	水平張力	tf/Br.	85618	130836
	ねじれ定数	m ⁴ /Br.	26.0	37.5
桁	断面積	m ² /Br.	1.3	1.4
	面内断面2次モーメント	m ⁴ /Br.	12.4	18.6
	面外断面2次モーメント	m ⁴ /Br.	164.1	174.2
	ねじれ定数	m ⁴ /Br.	26.0	37.5
	極慣性モーメント	tf·m ² ·s ² /m	267	300
				336

なお、本論文は箱桁への作用空気力を平板翼とみなし、剛性と質量により耐風安定性を確保しようとするものであるが、最終的には風洞実験による確認が必要である。

(3) 基本データ

4. において、最適質量付加位置を選定する際の吊橋基本データを表-1に示す。これらのデータは主桁のデッキプレートの板厚を12mm、橋面死荷重、添架物などの非鋼重死荷重を7tf/mとして求めたものである。

3. 解析方法の概要

(1) 耐風安定性の解析

耐風安定性の検討は曲げねじれフラッターを対象にしており、質量付加の有無により、図-2の流れで行った。なお、有風時剛性変化の影響の検討は、試設計の後に行うものとした。

a) 質量付加に対する静解析

質量付加による変形および主ケーブル張力の増分計算は次の二法によった。

拡張Bleich理論に対しては剛性マトリックスに基づく撓度理論解析¹⁸⁾を適用した。これは、微分方程式に基づく方法では、超長大吊橋の場合に式(1)

の吊橋無次元パラメーター $C\ell$ が大きくなり過ぎて解析値を得るのが困難になるからである。

$$C\ell = \ell \sqrt{\frac{H\omega}{EI}} \quad (1)$$

ここに ℓ : 中央径間長, $H\omega$: ケーブル水平張力,

EI : 主桁曲げ剛性

一方、直接積分法に対しては線形化有限変形理論を適用した。

b) 曲げねじれフラッター解析

以下に述べる拡張Bleich理論¹⁸⁾と直接積分法¹⁹⁾により解析を行った。

① 拡張Bleich理論

本法は吊橋を連続体とみなしたモード法によるフラッター解析であり、複素固有値解析によって解を求める。無風時の固有振動数、固有振動モードはRitzの方法¹⁹⁾による撓度理論で求めた。考慮するモード次数としては、ねじれモードは付加質量による極慣性モーメントの影響が小さく無視したことから一次のみとし、たわみモードに関しては質量付加を橋軸方向に部分的とするケースもあるため、Bleich²⁰⁾が簡略化して一次のみとしたのに対して、4次まで考慮するものとした。

なお、質量付加によって吊橋は変形するが、撓度理論による固有振動数・固有振動モードの解析モデルにおいては質量付加による主ケーブルの変形は考慮するが主桁の変形は無視している。

② 直接積分法

本法は、主桁にはTheodorsenの非定常空気力と準定常抗力を、ケーブルには準定常抗力と揚力を考慮した直接積分法による立体解析法である。

図-3に直接積分法での解析モデルを、また、式(2)にその基本式を示すが、これは複素変数で表された空気力を実数部のみの式で書き換え、構造体の振動方程式の項に組み込んだものである(式(2)のなかで*の項が空気力である)。本式は減衰自由振動方程式であるので初期変位を与えてその後の自由振動を時間積分して求めることにより対数減衰率を得ることができる。なお、時刻歴応答時の作用空気力は、フラッター時の振動数の仮定値を用いた換算振動数により計算されている。

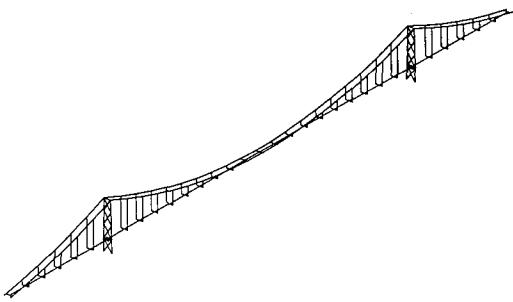


図-3 直接積分法に対する解析モデル

計算は仮定動数と応答振動数とが一致するまで繰り返される。フラッター発現風速は、この減衰率が零の時とし、その際、たわみ振動数とねじれ振動数は一致する。

$$[M] - [M^*] \ddot{y} + [C] - [C^*] \dot{y} + [K] - [K^*] y = 0 \quad (2)$$

ここに、 $[M]$ ：質量マトリックス、 $[C]$ ：構造減衰マトリックス（本論文では $[C]=0$ とする）、 $[K]-[K_e]+[K_G]$ ： $[K_e]$ は線形剛性マトリックス、 $[K_G]$ ：初期軸力による幾何剛性マトリックス

時間積分法としては安定性の良い Wilson のθ 法を適用した。なお、質量付加による変形に対し、拡張 Bleich 理論では主桁の変形を無視したが、直接積分法では主桁の変形も考慮した。

(2) 試設計に対する応力照査

a) 主桁

吊橋の静的面内解析は先に述べた剛性マトリックスを適用した挠度理論解析によった。また、静的面外解析は Ellis の方法¹⁹⁾に対し、質量付加によるハンガー張力の増分を考慮して行った。

b) 主塔

塔面内に対しては微少変形理論、塔面外に対しては有限変形理論を適用した。

4. 最適質量付加位置と付加質量の大きさ

(1) 質量付加位置の検討ケース

質量付加位置の検討ケースは図-4 に示す 17 ケースである。図中の棒線が暴風時に質量を付加する位置を示している。ケース 0 は付加しない場合、ケース 1~9 は側径間に質量を付加するとともに、中央径間中央から漸次その付加範囲を増した場合である。ケース 10~17 はケース 2~9 の中央径間の付加

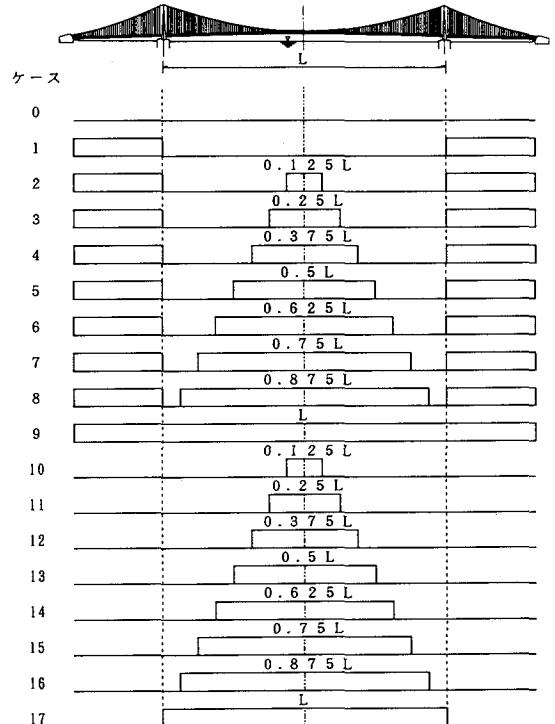


図-4 質量付加位置の検討ケース

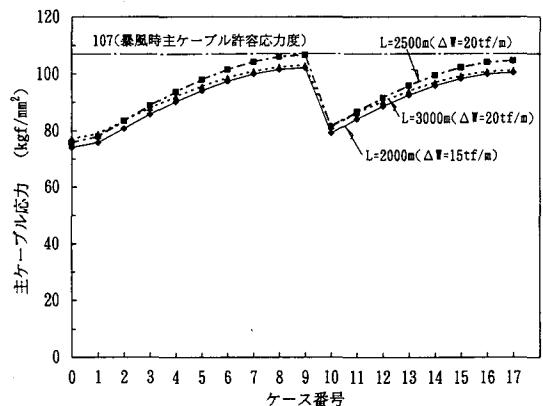


図-5 質量付加位置（検討ケース）と主ケーブル応力

パターンと同じとするが側径間には付加しない場合である。

スパン長の異なる 3 吊橋それぞれに対する付加質量の大きさは、ケーブル水平張力が最大となるケース 9 でケーブル応力が弾性限界値 107kgf/mm^2 程度になるものとし、その値を他のケースにも適用した。その結果、 $L=2000\text{m}$, 2500m , 3000m に対する付加質量の大きさは各々、 15tf/m , 20tf/m , 20tf/m となり、これによる各ケースでのケーブル応力を図-5 に示す。

なお、ここで用いる付加質量の大きさはあくまで

耐風安定性に有効な付加位置の目安を付けるための仮の値であって、試設計においては、付加質量の大きさを吊橋各部の応力などを考慮して再度決定するものとする。

(2) 質量付加位置とフランジャー発現風速

図-6にフランジャー解析結果を示す。適用した解析方法は全ケースに対して拡張Bleich理論を適用し、数ケースについて直接積分法による解析を行って、解析法による差異をチェックした。

なお、直接積分法で解析する場合の $L=2000m$, $3000m$ に対する付加範囲は、データ入力の便宜上、図-4に対し、(37.5%→35%, 50%→45%)と少し変更した。この場合、図-4に対応するケース番号に“”を付けた（図-7参照）。

図-6において、まず、直接積分法と拡張Bleich理論との結果を比較すると以下のことがわかる。

① 質量を付加しないケース0では両者は良く一致する。

② $L=2000m$ の場合、直接積分法の結果が小さめである。

③ $L=2500m$ の場合、直接積分法の結果は、ケース10~12で大きめであるが、その他は良く一致している。

④ $L=3000m$ の場合、両理論は良く一致している。

両理論の差は拡張Bleich理論が2次元解析であるのに対し、直接積分法は3次元解析であるなどの解析条件の違いにあると思われる。いずれにせよ、両者の結果に本質的な差はないものと考えられる。

そこで、全ケース解析した拡張Bleich理論による結果より質量付加位置とフランジャー発現風速の関係について考察を加えると以下のようである。

① 側径間にのみ付加したケース1以外は質量付加の効果が表れている。

② 中央径間の付加範囲を長くする程、効果が大きくなっている。側径間に付加した場合、ケース4~9で最高値を示す。側径間に付加しないケース10~17の場合も付加範囲を長くするに従い上昇するが、ケース11, 12をピークに満載に近くなると低下傾向となる。

いずれの場合も、中央径間長の25%を付加する付近が質量が少なくて最高値を示すことから耐風安定性上、有望である。

③ ここで適用した付加質量によるフランジャー発現風速向上効果は、 $L=2000m$, $2500m$, $3000m$ に対して、各々、 $4.8m/s$, $6.0m/s$, $5.5m/s$ である。

以上より、フランジャー発現風速の上昇に効果的な

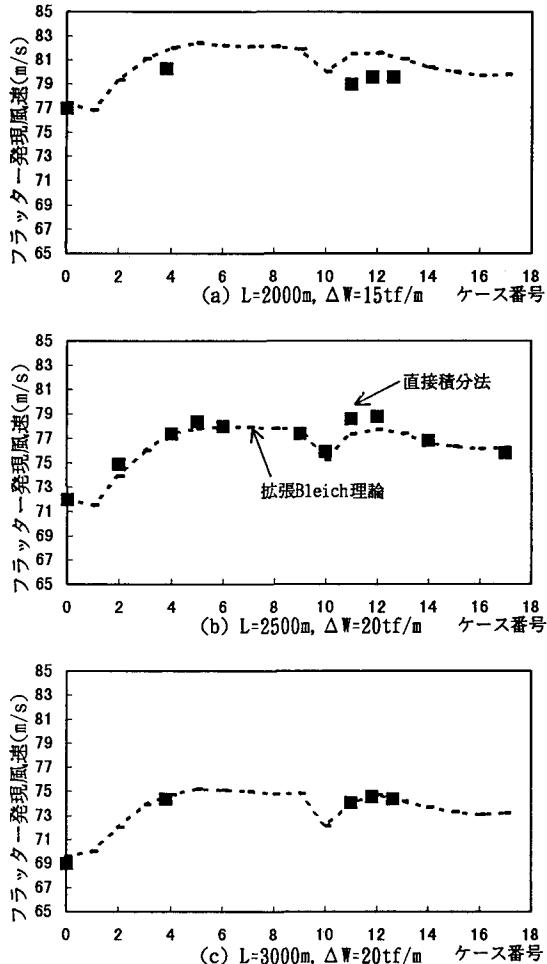


図-6 質量付加位置(検討ケース)とフランジャー発現風速

質量付加位置は側径間に付加するしないに関係なく、中央径間中央部に中央径間長の25%程度付加する状態が質量が少なく、かつ最大の上昇を示し、適当と考えられる。この領域はケーブル張力が最大の状態でないことから、ケーブル剛性よりもモード制御効果が大きく寄与したと思われる。

(3) 最適質量付加位置と付加質量の大きさの選定

先の検討結果より、適当と考えられる質量付加位置はケース4, 11, 12付近であることがわかった。これらの中から、最も適切な付加位置を選定するために次の検討を行った。

図-5からわかるように、ケース4, 11, 12はケーブルの許容応力に対し、まだかなり余裕がある。ケーブルの応力に関する限り、付加質量の大きさを

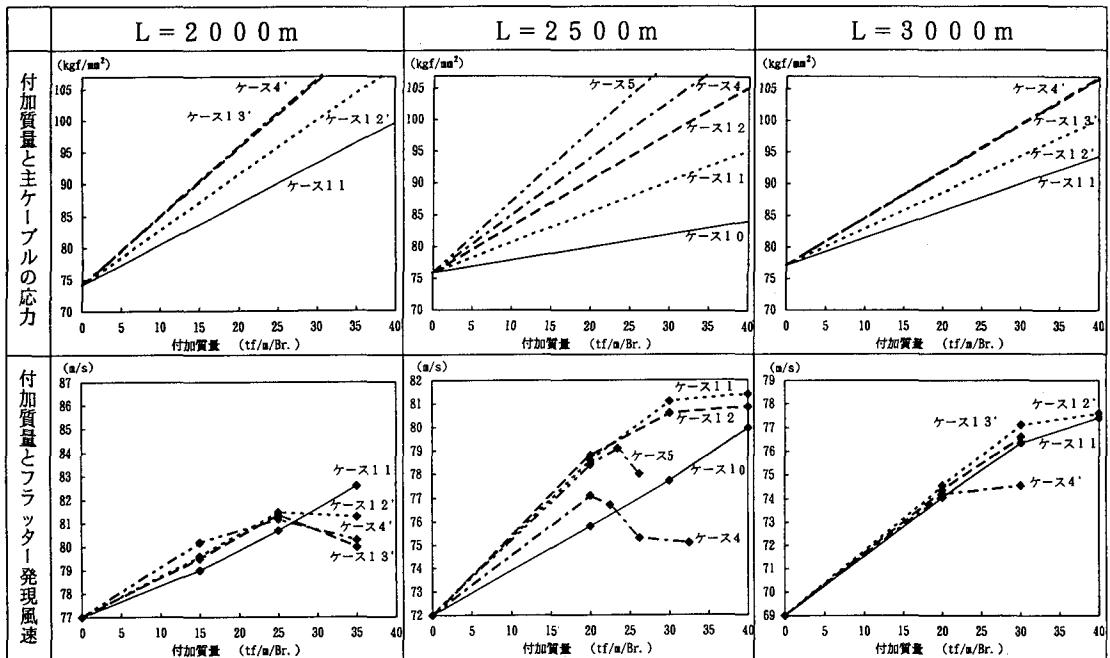


図-7 付加質量と主ケーブル応力・フラッター発現風速

まだかなり大きくすることができる。

そこで、適当とされたケース4、10~13付近について付加質量を大きくした場合に、フランジャー発現風速とケーブル応力がどのように変化するか調べた。

解析方法は直接積分法を適用するものとし、その結果を図-7に示す。

$L=2000\text{m}$ の場合の付加質量の大きさとフランジャー発現風速の関係をみると、ケース 11 以外は 25tf/m でピークに達するがその後減少する。途中から低下するケースは $L=2500\text{m}$, 3000m でもみられる。ケース 11 は付加質量の大きさにほぼ比例してフランジャー発現風速が上昇し、 25tf/m では他のケースより小さいが 35tf/m では最高になる。また、主ケーブル応力は検討ケース中、最小である。

一方、付加質量の大きさは、 $L=2500\text{m}, 3000\text{m}$ と同様、主桁・主塔の応力が過度に大きくならない程度としたが、 $L=2000\text{m}$ では更に、吊構造重量程度に抑え、 38tf/m とする。

次に、図-7で、 $L=2500m$ の場合に着目すると、ケース11が付加質量の大きさに関係なく、フラッタ発現風速はほぼ最高値を示しており、付加位置としてはケース11を選定する。また、付加質量の大きさとしては 30tf/m 以後、発現風速の上昇率が小さいこと、付加質量の大きさをなるべく小さくする方が望ましいことから 30tf/m とする。

最後に、 $L=3000\text{m}$ の場合、ケース 4 以外は発現風速に差がないことからケーブル応力の小さいケース 11 を選定することにする。また、付加質量の大きさは、 $L=2000\text{m}, 2500\text{m}$ とほぼ同じ理由で 40tf/m とした。

以上、選定された付加位置と質量の大きさによって上昇するフラッター発現風速は $L=2000\text{m}$, 2500m , 3000m に対し、 6.0m/s , 9.0m/s , 8.6m/s である。 $L=2000\text{m}$ の場合、付加質量の大きさを吊構造重量程度に抑えたために 6m/s 程度であったが、それを無視すれば他のスパンと同様の 9m/s 程度も可能と考えられる。 9m/s のフラッター発現風速の上昇は他の構造力学的方法と同等と思われる。

5. 試設計

質量付加型吊橋の経済性を検討するため、従来型吊橋をも試設計し、両者の比較を行った。

(1) 従来型吊橋の試設計

従来形式すなわち一箱桁形式についてフラッタ-発現照査風速 85m/s を満足する箱桁断面を求めた。 85m/s を満足しない場合は箱桁の外殻板厚を一様に増厚させた。

解析方法は 4. の検討において質量付加がない状

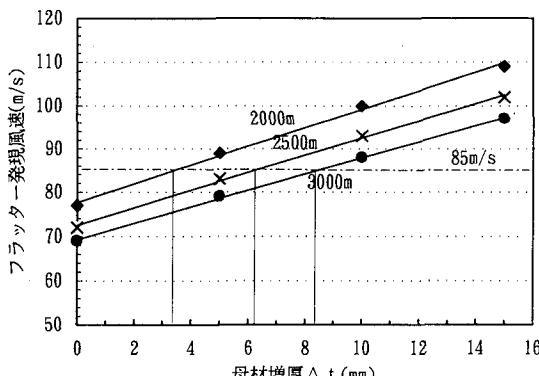


図-8 従来型吊橋の箱桁母材増厚とフリッターフラッターエアロ動力風速

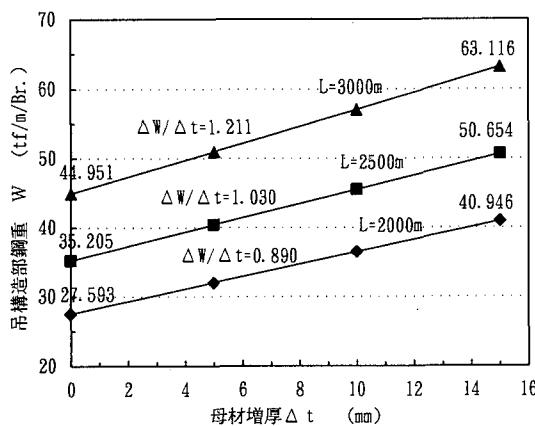


図-9 従来型吊橋の箱桁母材増厚と吊構造部鋼重増

態（ケース0）で直接積分法と良い一致を示した拡張Bleich理論を、解析の容易性から適用した。

図-8に、母材増厚量 Δt と曲げねじれフリッターフラッターエアロ動力風速の関係を示す。勾配を見ると、平均的に1mmの増厚で約2m/s発現風速が増加している。

スパン長により比較すれば、スパンが長くなると勾配がやや緩くなる傾向にあり、超長大吊橋になる程、耐風安定性に対する増厚効果がわずかながら小さくなる傾向が認められる。

図-9に母材増厚量と吊構造部の鋼重増との関係を示すが、スパンが長い程、増厚に対する鋼重増の割合が大きい。これはケーブル重量の増加がスパン長にはほぼ比例するためである（活荷重を含めてケーブル断面は決まるので正確には比例しない）。

(2) 質量付加型吊橋の試設計

付加質量の大きさおよび位置は、先に選定した結果を適用し、フリッターフラッターエアロ動力風速に達しない場合は、従来型吊橋と同様に増厚させた。解析方法は直接積分法によった。なお、塔の剛性は従来型と同一としている。

表-2 従来型吊橋と暴風時質量付加型吊橋の試設計結果の比較

項目	スパン 形式	2000m		2500m		3000m	
		従来型	質量 付加型	従来型	質量 付加型	従来型	質量 付加型
母材 u.p.	mm	4	1	7	2	9	4
付加質量	t/f/m/Br.	---	38 (107)	---	30 (68)	---	40 (70)
ケーブル部	t/f/m/Br.	12,943	12,125	20,489	18,510	30,771	27,974
吊構造部	t/f/m/Br.	25,209	23,361	28,829	25,757	32,088	28,826
合計	t/f/m/Br.	38,152	35,486	49,418	44,287	62,859	56,800
(鋼)重	t/f/m/Br.	31,152	28,486	42,418	37,267	55,859	49,800
鋼重比率	1,000	0,914	1,000	0,879	1,000	0,892	
主ケーブル	n ² /Br.	1,374	1,287	2,175	1,965	3,267	2,970
水平張力	t/f/m ² s ^{1/2} /m	416	399	659	595	989	899
最大張力	t/f/m/Br.	94426	117566	153196	166234	234149	258166
ケーブル	t/f/m/Br.	102970	125534	167058	178558	255332	277026
応力度	kgf/mm ²	75	98	77	91	78	93
断面積	n ² /Br.	1.7	1.4	1.9	1.5	2.1	1.7
主桁内断面2次モーメント	n ⁴ /Br.	15.3	13.1	25.4	20.8	40.2	32.4
主桁外断面2次モーメント	n ⁴ /Br.	202.4	173.7	245.5	194.6	282.0	228.1
ねじれ定数	n ⁴ /Br.	35.5	28.4	61.7	44.5	92.7	69.5
横慣性モーメント	t/f/m ² s ^{1/2} /m	300	275	364	318	425	376
フリッターフラッターエアロ動力風速	m/s	85.7	85.2	85.8	85.4	85.9	85.2

(注) ①付加質量の()内は、吊構造部重量に対する比率(%)

②ケーブルの水平張力、最大張力は暴風時の値

(3) 従来型吊橋と質量付加型吊橋の比較

試設計の結果を比較して表-2に、主桁および主塔の応力照査結果を各々、図-10,11に示す。

表-2により次のことが言える。

①スパン2000m, 2500m, 3000mの質量付加型吊橋の吊構造部鋼重は従来型吊橋に比べ、各々、9%, 12%, 11%減少した。これは4.(3)で述べた3吊橋のフリッターフラッターエアロ動力風速の上昇率に対応している。

図-7より、質量増加に伴うフリッターフラッターエアロ動力風速の増加はL=2500m, 3000mの場合、設計付加量付近ではほとんど増加は望めないが、L=2000mの場合、まだ伸びる可能性がある。本設計では付加質量の大きさを吊構造重量程度に抑ええたが、大きさを問題にしなければ経済性は改善されると思われる。

②質量付加型吊橋の暴風時ケーブル応力は91~98kgf/mm²と弾性限界値107kgf/mm²に比べ、未だかなり余裕がある。これは、付加質量の大きさをケーブル応力から決めなかったためである。

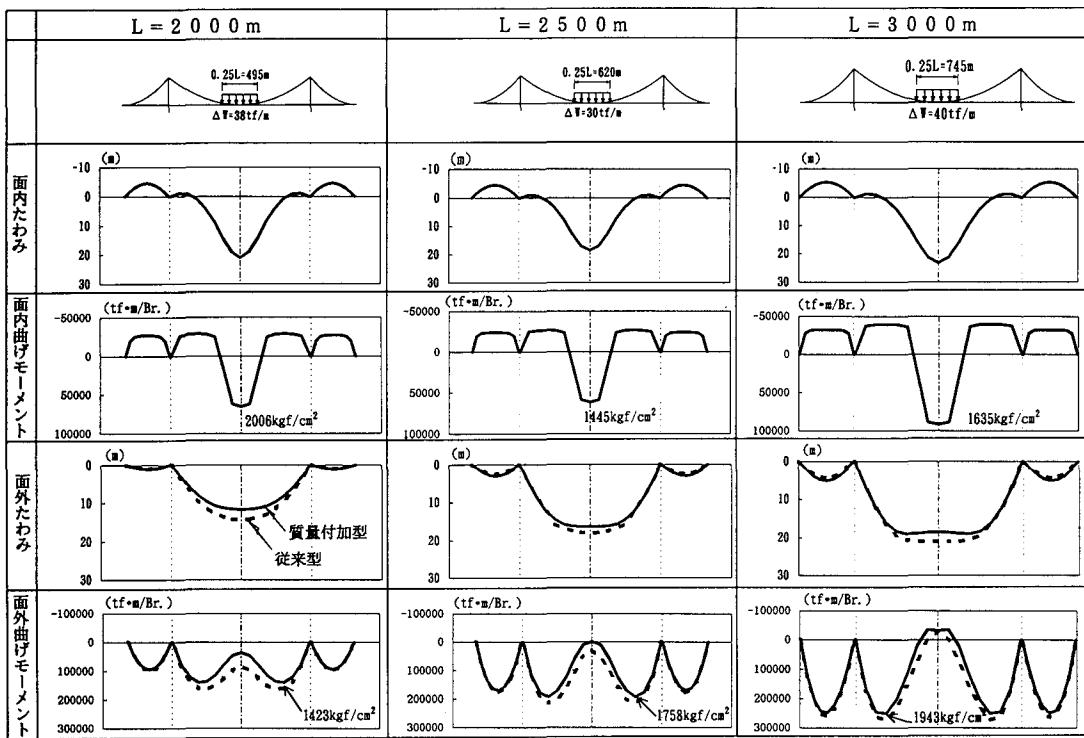
③最下欄にフリッターフラッターエアロ動力風速の計算値を示すが、質量付加型吊橋は付加質量の大きさを任意に変えられるので照査発現風速85m/sに近づけられるが、従来型吊橋は1mm単位の増厚であるので照査風速85m/sから遠ざかった結果となった。

一方、図-10の暴風時の主桁応力の照査結果から次のことがいえる。

①当然ながら、面内断面力は質量付加型吊橋のみに生じ、中央径間中央付近に正の、塔付近に負の曲げモーメントが生じる。

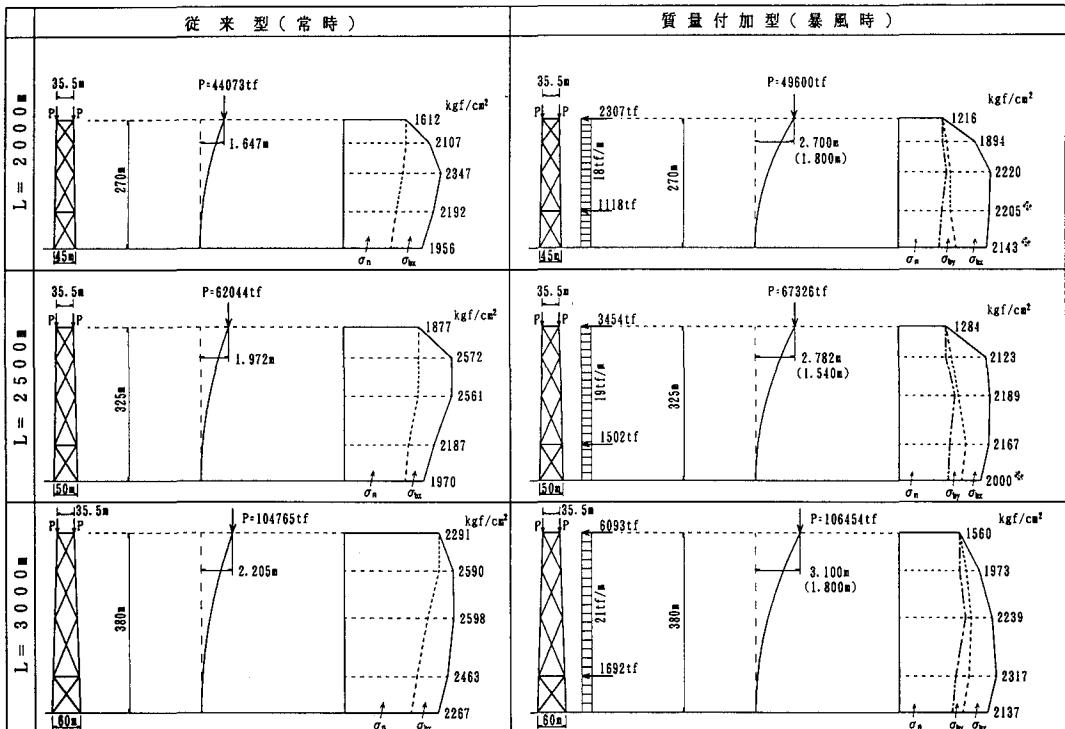
②面外の変形、断面力は質量付加によるケーブル水平張力の増加分、減少する。

③質量付加型吊橋の場合、面内・面外断面力による応力を重ね合わせて照査を行う。しかし、今回



(注)暴風時許容応力度 SM400 : $\sigma_a = 1400\text{kgf/cm}^2 \times 1.5 = 2100\text{kgf/cm}^2$, SM490 : $\sigma_a = 2100 \times 1.5 = 2100\text{kgf/cm}^2$. 図中の応力度は質量付加型吊橋の値

図-10 主桁の応力照査



(注)応力は常時換算値 ($1/1.5$)、() 内は付加質量による塔の倒れ量。その他は、温度変化、支点移動、製作・架設誤差の影響
 σ_a : 軸圧縮応力, σ_w : 塔面外曲げ応力, σ_m : 塔面内曲げ応力

図-11 主塔の応力照査

表-3 フラッター発現風速に対する有風時剛性変化の影響

(単位: m/s)

	従来型吊橋		質量付加型吊橋	
	剛性変化無視	剛性変化考慮	剛性変化無視	剛性変化考慮
2000m	86.7	85.8(-0.9)	85.2	87.0(1.8)
2500m	86.8	85.7(-1.1), 78.2(-8.6)	85.4	83.8(-1.6)
3000m	86.9	85.0(-1.9), 76.0(-10.9)	85.2	82.6(-2.6)

対象とした超長大吊橋の場合、面内曲げモーメントが最大となる中央径間中央付近で面外曲げモーメントが非常に小さいのが特徴で、応力照査の結果、SM400からSM490への材質アップ箇所が生じたもののその領域はわずかであった。

すなわち、L=2000mの場合、相対的に付加質量が大きいことから、支間中央付近の材質アップが生じたが、L=2500mでは、L/4点付近、L=3000mでは、L/4点付近と側径間中央付近のごく限られた領域であった。

図-11には、従来型吊橋の場合は応力上支配的となる常時、質量付加型吊橋の場合は暴風時の塔柱応力状態を示してある。図中、質量付加型吊橋の応力に*を付けたものが従来型吊橋よりもオーバーした箇所であるが、発生箇所は塔基部付近であり、スパンの短い吊橋程、厳しい。

塔基部の応力増は、質量付加による塔頂の倒れのためだが、塔上部では質量付加型吊橋の方が小さく、主塔も質量付加型吊橋の方が経済的と考えられる。

なお、アンカレッジの安全性であるが、例えば本州四国連絡橋の基準²¹⁾によると滑動時の安全率は常時2.0、地震時1.2である。質量付加時のケーブル応力は最大98kgf/mm²で、安全率は2×82/98=1.67と地震時の安全率を上回るが、質量付加時の安全率の取り方は今後の課題である。

(4) 有風時の検討

上述の検討・試設計では質量付加による幾何剛性的変化は考慮しているが風荷重による変形後のそれは考慮していない。そこで、試設計された従来型吊橋と質量付加型吊橋について有風時の剛性変化を考慮して直接積分法により解析を行った。

その結果を表-3に示す。これより、有風時剛性変化の影響はスパンおよび吊橋形式によって異なることがわかる。すなわち、スパンが長くなると発現風速が低下の方向に向かい、質量付加型吊橋では-2.6~1.8m/sの変動幅を示すが、従来型吊橋の場合は-1.9~-0.9m/s低下するケースとL=2500m、3000mのように10m/s近く低下するケースがある。小さい変動幅の場合は急激にフラッターが発達する出発点となっているが、大きい場合は、発現後、

しばらくして消滅しており、吊橋の対数減衰率0.02を考慮すると計算上、発生しない結果になった。もし、従来型吊橋において吊橋の対数減衰率を無視し、照査発現風速を満足させるとさらに吊構造部の鋼重が増し、その結果、L=2500mの場合、質量付加型吊橋が表-2の鋼重減12%→20%と、更に有利になる。曲げねじれフラッター解析に対する吊橋の対数減衰率の取り扱いは今後の課題である。

なお、吊橋に抗力のみ作用させた時の質量付加型吊橋の主桁ねじり角は0.01°と微少であるので、解析用空気力は従来型吊橋と同等に扱うことができると考えられる。

6. 結論

暴風時質量付加型吊橋について最適質量付加位置の検討を行い、それを基に試設計を行って種々考察を加えた。本論文での結論をまとめると以下のようである。

(1) 曲げねじれフラッター発現風速の向上に対する最適質量付加位置は中央径間中央の25%領域である。この付加領域はケーブル張力増大に対して最大の状態でないことからモード制御効果が大きく寄与したと考えられる。

(2) 付加質量を大きくしていった場合のフラッター発現風速の変化は質量付加位置によってまちまちであって、上記中央径間中央の25%領域のように上昇傾向の場合もあれば、逆に途中から下降する場合もある。

(3) 試設計におけるL=2000m、2500m、3000mの各吊橋の付加質量によるフラッター発現風速の上昇は各々、6.0m/s、9.0m/s、8.6m/sであった

(L=2000mの場合、質量の大きさを吊構造重量程度に抑えたため小さめであるが、それを考えなければ9m/s程度も可能である)。9m/sの耐風安定化効果は他の構造力学的方式と同等と言える。

(4) 試設計の結果、質量付加型吊橋の吊構造部の鋼重は従来型吊橋と比べて9%、12%，11%低減し、上記の耐風効果に準じた結果になった。

(5) 有風時の剛性変化によりフラッター発現風速

は変化するが、質量付加型吊橋ではその影響が小さかったが、従来型吊橋の場合はかなり低下するケースがみられ、質量付加型吊橋を更に有利とする傾向が認められた。

暴風時質量付加法は、台風襲来の前日に、予め、海水などをポンプアップすればよいというシンプルな耐風安定化策であるのが特長である。ちなみに、必要なポンプ設備は電源設備を含めて数億円のコストと試算されている。本法は経済的かつプラクティカルな方法と考えられる。

今後の課題は、①付加質量を増大させても必ずしもフランジャー発現風速が上昇しないケースや有風時などについての検討分析②箱桁内の海水貯留部分の内面塗装系の検討（一般橋梁の箱桁内面や原油タンカーのバラストタンクの内面に適用されているタールエポキシ樹脂塗料も含めて）③架設時の耐風安定化策における本法の利用方法の検討などが必要と思われる。

参考文献

- 1) 横山功一：海峡横断道路プロジェクトを支える橋梁技術の動向、土木学会論文集、No.546/ VI-32,pp. 1-12,1996.9.
- 2) 米田昌弘、木村公男、大野克紀、田巻嘉彦：2500m級超長大吊橋の連成フランジャー特性に及ぼす鉛直クロスステイの効果、第14回風工学シンポジウム論文集、pp.473-478,1996.12.
- 3) 風間浩二、久保田浩、宮崎正男、荒居祐基：ケーブルスティ方式による超長大吊橋の耐風安定化に関する研究、第14回風工学シンポジウム論文集、pp.467-472,1996.12.
- 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, 1995.2.
- 5) 米田昌弘、大野克紀、中崎俊三：超長大吊橋の連成フランジャー特性に及ぼす偏載質量効果に関する研究、構造工学論文集、土木学会、Vol.42A, pp.535-546, 1996.3.
- 6) 小川一志、下土居秀樹、橋本靖智：2箱桁と1箱桁を併用した超長大吊橋のフランジャー特性、第14回風工学シンポジウム論文集、pp.413-418, 1996.12.
- 7) 多田和夫、小川一志、松田一俊：開口部のある流線形箱桁断面の空力特性およびその改善策に関する研
究、第9回風工学シンポジウム論文集、pp.211-216, 1986.
- 8) Klaus H. Ostenfeld: Innovative Structural Systems for the Gibraltal Strait Crossing Project, IASS-CSCE International Congress, Toronto, pp.231-242, July, 1992.
- 9) 小林紘士、永岡弘：吊橋のフランジャーの能動的制御、第11回風工学シンポジウム論文集、pp.103-106, 1990.12.
- 10) 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ンジャ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, 1994.12.
- 11) 徳重雅史、樋上秀一、松田一俊：分離二箱桁を有する2500m級吊橋のフランジャー特性、土木学会第50回国年次学術講演会講演概要集 I -685, 1995.9.
- 12) 例えば、田中洋、山村信道、白石成人：非相似なモード形状を有する橋梁に関する多重モードフランジャー解析と2次元及び3次元風洞実験、土木学会論文集、No.471/I-24, pp.35~46, 1993.7.
- 13) 中崎俊三、山口宏樹：暴風時質量付加型吊橋における橋軸方向質量付加位置に関する検討、第14回風工学シンポジウム論文集、pp.419-424, 1996.12.
- 14) 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、1985.4.
- 15) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説、1989.4.
- 16) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説、1990.2.
- 17) 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ンジャー解析、土木学会論文集、No.404/ I -11, pp.267-275, 1989.4.
- 18) 土木学会・本州四国連絡橋上部構造研究小委員会・解析分科会：アーチの解析と吊橋解析の追補、本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書、1974.3.
- 19) 平井敦ほか：鋼橋III、技報堂、1967.
- 20) Friedrich Bleichほか（猪瀬、高田共訳）：吊橋の振動解析、森北出版、1971.
- 21) 本州四国連絡橋公団：下部構造設計基準・同解説、1977.3.

(1997. 3. 3 受付)

**STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF VERY LONG SUSPENSION BRIDGES
USING THE TEMPORARY ADDITIONAL MASS METHOD
AGAINST A STORM**

Shunzo NAKAZAKI and Hiroki YAMAGUCHI

This method is a structural method to enhance the aerodynamic stability by adding temporarily the mass into the box girder of a suspension bridge against a storm. First of all, we researched the most effective longitudinal position of such the mass from the aerodynamic stability. And we roughly designed suspension bridges by this method. As a result, this method shows the same effect as other structural methods and reduces much structural material. It was recognized that the bridge's changed stiffness due to static wind loading makes this method more favorable. For this study, we employed the extended Bleich theory and a numerical integration method.