

◆ 長大橋特集 ◆

二箱桁断面を有する超長大橋のフラッター特性

佐藤弘史* 楠原栄樹** 大儀健一*** 伊藤進一郎****

1. はじめに

平成10年3月に閣議決定された全国総合開発計画「21世紀の国土のグランドデザイン」において、多軸型国土構造の形成には海峡を横断する新しい交通軸の調査の推進が必要であるとされている。また、国内各地では海峡横断道路プロジェクトが構想されており、それらの中には明石海峡大橋を超える規模の超長大橋が必要となる可能性がある。

超長大橋の上部構造の実現において、耐風安定性の確保は最も重要な課題の一つである。一方、超長大橋は非常に大規模な構造物となるため、経済性も考慮した上部構造とする必要がある。

超長大橋の桁形式としては、トラス桁と箱桁と考えられる。トラス桁は、明石海峡大橋(中央径間長1,991m)で実績のある形式であり、所要の耐風性を有するものと考えられる。しかしながら、超長大橋のようにスパンが長い構造物では、風荷重が設計上大きなウエイトを占めるため、抗力係数の大きな部材により構成されるトラス桁は風荷重に抵抗するために必要な部材が大きくなり鋼重が増加する。一方、飛行機の翼に似た流線型箱桁はトラス桁よりも風荷重が小さくなるため、経済性の面においては優れた形式と考えられる。また、トラス桁に比べ維持管理が容易という特長も有している。しかしながら、これまでの研究では中央径間長が2,000mを越える規模の超長大橋に対して、流線型箱桁でフラッター(風による発散的なねじれ振動)に対する耐風安定性を確保するのは困難であるとされてきた。現在のところ、デンマークのグレートベルトイースト橋(中央径間長1,624m)が流線型箱桁を採用した最大の吊橋となっている。

このような背景のもと、土木研究所では平成4年度より経済性、耐風性に優れた桁断面の摸索を開始し、箱桁の中央にできるだけ大きな開口部を設けることにより耐風性が向上することを確認している¹⁾。しかし、開口部の拡大は桁幅の拡大

につながり、主塔や基礎・アンカレイジなどの下部構造も拡大する必要があり、工費が増加し不経済となる。そこで筆者らは経済性を考慮し、センターバリアやガイドベーンを耐風安定化部材として設置することにより、開口部の拡大を抑制した二箱桁断面を提案している¹⁾。

今回は、さらに経済性を追求するため、桁幅の拡大が生じない様に中央側の車線は開口部上面に設置したグレーティング上を走行する二箱桁断面を考えた。

本報告は、この二箱桁断面を超長大橋に適用した場合の一様流中における耐風安定性を、バネ支持模型試験、フラッター解析及び大型風洞試験により確認した結果について述べるものである。

2. バネ支持模型試験

試験の対象として補剛桁断面は、図-1に示す開口部を内側の2車線の部分とし、耐風安定化部材であるセンターバリアとガイドベーンを設置した4車線の二箱桁断面である。

この断面の基本的な耐風特性を、表-1に示す条件によるバネ支持模型試験を実施し確認した。バネ支持模型試験とは、図-2に示す様に風洞内に模型をバネで支持し、実橋と相似な状態で風を流し、橋桁の耐風性を検証する実験である。

試験結果より求まるフラッター発生風速は、試験条件が異なっても容易に比較が可能となるように以下の無次元化を行った。

$$\text{形状補正係数} (\kappa) = \frac{\text{風洞試験結果}}{\text{平板における推定値}} \quad (1)$$

上式の平板における推定値とは、平板翼と同じ空力特性を有する構造のフラッター発生風速であり、ゼルベルグ(Selberg)の提案した次式²⁾を

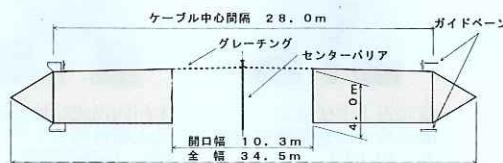


図-1 超長大橋の桁断面

表-1 バネ支持模型試験条件

縮 尺	1/85
質 量	4,100kg/m
極慣性モーメント	0.078kg·m ² /m
振動数	たわみ 1.145Hz
	ねじれ 1.546Hz
構造減衰	たわみ 0.02
	ねじれ 0.02
桁 幅	0.406m
桁 高	0.045m

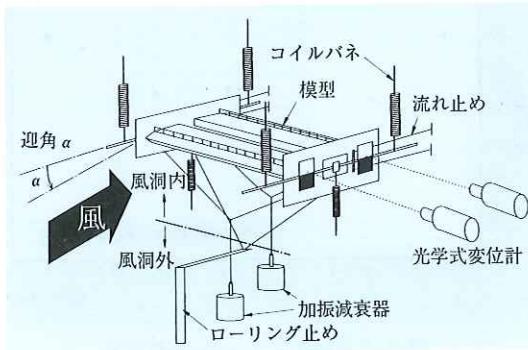


図-2 バネ支持模型試験概要

使用して求めた。

$$V_{Selberg} = 0.44\omega_z b \sqrt{\left\{1 - \left(\frac{\omega_z}{\omega_\theta}\right)^2\right\} \frac{\sqrt{4I/m b^4}}{\pi \rho b^2 / 2m}} \quad (2)$$

ここに、 ω_z 、 ω_θ は鉛直方向及びねじり方向の固有円振動数、 b は桁幅、 m は質量、 I は極慣性モーメント、 ρ は空気密度である。

試験の結果、迎角（気流に対する桁の角度であり、頭上げを正とする）0度における κ の値は2.98となっている。流線型箱桁断面のフラッター特性は平板と同様の傾向を示すことが確認されており³⁾、前述のグレートベルトイースト橋や箱桁としては国内最大規模の来島海峡大橋の κ の値はほぼ1.0であることから、本断面は非常に良好なフラッター特性を有する断面であると考えられる。また、これまでの報告⁴⁾において耐風性の悪化が予想される迎角-3度においても κ の値は1.99であり、良好なフラッター特性を有していると判断できる。

3. 非定常空気力の特性

バネ支持模型試験で基本的なフラッター特性が把握できたことから、大型風洞試験に対応するフラッター解析（非定常空気力と橋全体の運動方程

式から、解析的にフラッター特性を推定する手法）を実施する際に必要となる桁断面の非定常空気力の計測を実施した。非定常空気力とは、振動している構造物が風から受ける力であり、風洞に設置した模型を一定の振幅で加振しながら、模型に作用する空気力を計測した。

フラッター解析で必要となる非定常空気力係数 (L_{ij} , M_{ij} , D_{ij}) は次式により定義される。

$$\begin{aligned} L_{ij} &= \pi \rho \{ B^2 [L_{ZR} \omega^2 z + L_{ZI} \omega z'] \\ &\quad + B^3 [L_{\theta R} \omega^2 \theta + L_{\theta I} \omega \theta'] \\ &\quad + B^2 [L_{YR} \omega^2 y + L_{YI} \omega y'] \} \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} M_{ij} &= \pi \rho \{ B^3 [M_{ZR} \omega^2 z + M_{ZI} \omega z'] \\ &\quad + B^4 [M_{\theta R} \omega^2 \theta + M_{\theta I} \omega \theta'] \\ &\quad + B^3 [M_{YR} \omega^2 y + M_{YI} \omega y'] \} \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} D_{ij} &= -\pi \rho \{ Bd [D_{ZR} \omega^2 Z + D_{ZI} \omega Z'] \\ &\quad + B^2 d [D_{\theta R} \omega^2 \theta + D_{\theta I} \omega \theta'] \\ &\quad + Bd [D_{YR} \omega^2 y + D_{YI} \omega y'] \} \end{aligned} \quad (5)$$

ここに、 L は揚力、 M は空力モーメント、 D は抗力、 z は鉛直方向変位、 θ は回転変位、 y は水平方向変位、 d は桁高、 B は桁幅、 ω は円振動数であり、非定常空気力係数の添字 i は変位の方向 (z , θ , y) を表し、添字 j は実数部 (R) および虚数部 (I) を表す。

フラッター特性に影響を与えるとされる主要な非定常空気力係数 (M_{ZI} , $L_{\theta R}$, $M_{\theta R}$, $M_{\theta I}$) を、迎角毎に整理すると図-3に示すとおりである。ここで特徴的なのは、 $M_{\theta I}$ の値が迎角-7度及び-9度付近で符号が逆転しており、フラッター特性が大きく変化していると考えられる。

この断面のフラッター特性を簡易的に推定するため、まず計測された非定常空気力係数を、筆者らが提案³⁾している次式に適用した。

$$\alpha M_{ZI} L_{\theta R} / M_{\theta I} + \beta M_{\theta R} \geq 1 \quad (6)$$

$$\alpha = \frac{\varepsilon^2}{(\varepsilon^2 - 1)} \cdot \frac{\pi}{\mu} \quad (7)$$

$$\beta = \frac{1}{(\varepsilon^2 - 1)} \cdot \frac{\pi}{\nu} \quad (8)$$

$$\varepsilon = f_\theta / f_z \quad (9)$$

$$f_o \cong f \sqrt{1 + \frac{\pi M_{\theta R}}{\nu}} \quad (9)$$

ここに、 μ は無次元質量 ($= m / (\rho b^2)$)、 ν は無次元極慣性モーメント ($= I / (\rho b^4)$) である。

表-1に示したバネ支持模型試験条件で式(6)の

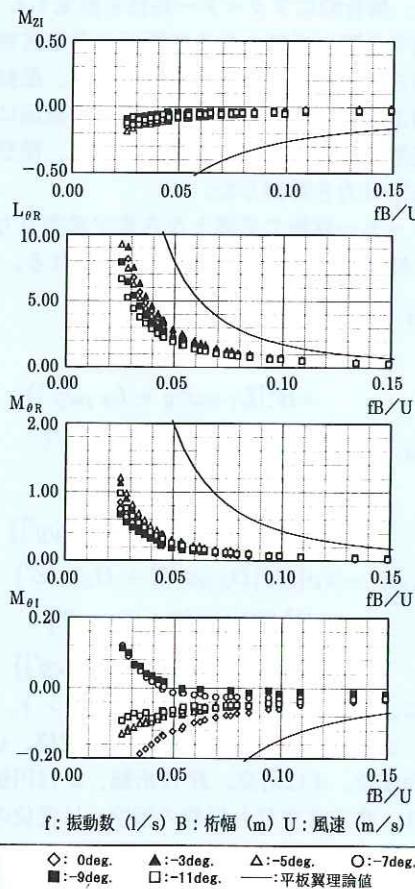


図-3 非定常空気力係数

左辺の値をプロットすると、図-4 のようになる。各迎角における縦軸の値が 1.0 となる横軸の値がその断面のフラッターが発生すると推定される無次元振動数を表しており、この値が小さい方がフラッター特性が良いことになる。

具体的には、迎角が 0 度の時に無次元振動数は最も小さな値を示しており、負の迎角が大きくなるにつれて無次元振動数も大きくなっている。迎角 -7 度で無次元振動数は最も大きくなっている。迎角 -9 度では少し小さな値となっている。

すなわち、この断面のフラッター特性は迎角の増加に伴い悪化し、迎角 -7 度程度で最も悪くなつた後、迎角 -9 度程度で多少回復と予想される。

より詳細に迎角毎のフラッター特性を把握するため、2 自由度（鉛直およびねじれの 1 次モードのみを考慮）のフラッター解析を実施した。その結果を図-5 に示す。図の縦軸はバネ支持試験の場合と同様に形状補正係数 (κ) で整理して ●印でプロットしており、△印はバネ支持試験結果である。

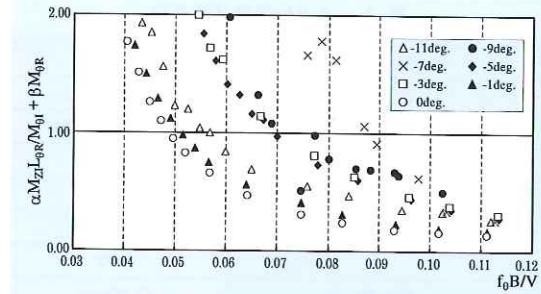


図-4 フラッターの判定結果

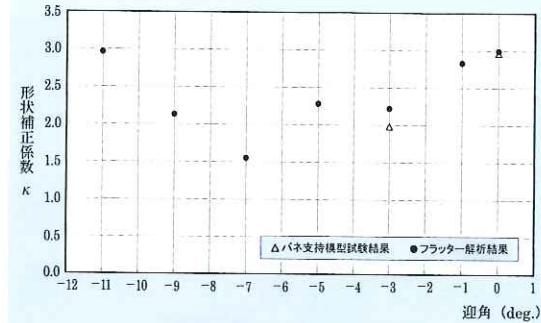


図-5 2自由度フラッター解析結果

迎角 0 度と -3 度には限られるが、実験結果と解析結果はほぼ一致しており、空気力係数の値および解析手法は概ね妥当であると考えられる。

迎角別の κ の値に着目すると、 $M_{\theta I}$ の符号が変わっていた迎角 -7 度付近で最も値が小さくなっている。迎角 -11 度になると再び κ の値は迎角 0 度での値まで回復しているのがわかる。超長大橋は相対的にねじり剛性が低く、風荷重によりねじり変形し易くなるため、このような迎角によるフラッター特性の変化には充分に注意する必要がある。

また、この迎角 -7 度付近でフラッター特性が悪化する傾向は、前述のフラッターの判定式による推定結果と同様であり、比較的容易に計算可能な判定式によるフラッター特性の推定が有効であることも明らかとなった。

4. 全橋模型試験

バネ支持模型試験、空気力計測および 2 自由度フラッター解析等により、筆者らが提案している桁断面は非常にフラッター特性に優れていることが明らかとなった。しかし、超長大橋は風荷重により大きく変形し、しかもその変形量が橋軸方向の位置によって異なるため、構造の 3 次元性を考慮する必要がある。そのためには、橋梁全体をモデル化した全橋模型により耐風性を確認することが必要である。

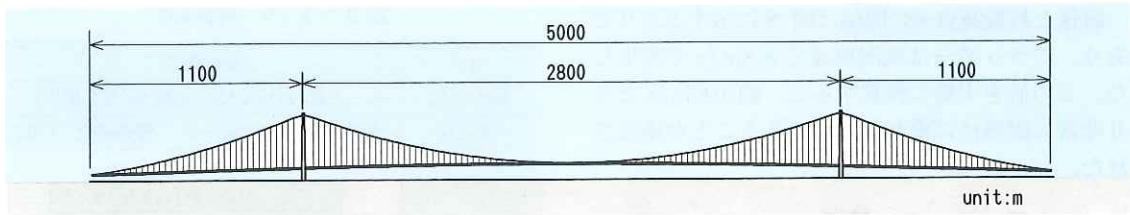


図-6 想定した超長大橋

今回耐風性の確認を行った超長大橋(図-6)は、中央径間 2,800m、全長 5,000m を想定したものであり、その縮尺 1/125 の全橋模型により、表-2 に示す条件で全橋模型試験を実施した。

全橋模型風洞試験においては、重力の影響が卓越していることからフルードの相似則が適用される。すなわち、実物と模型との間で以下の関係を満たすように模型の所要値は定められる。

$$\left. \begin{aligned} \rho_{sp}/\rho &= \rho_{sm}/\rho \\ \delta_p &= \delta_m \\ E_p/\rho V_p^2 &= E_m/\rho V_m^2 \\ V_p^2 &= \frac{V_m^2}{g L_p} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

ここに、 L は長さ、 δ は対数減衰率、 E は弾性係数、 V は風速、 ρ は空気密度、 ρ_s は部材密度、 g は重力加速度であり、添字の p は実物、 m は模型を表す。

模型は所要値を満足させるため、外形を軽くて加工し易い木を使用し、所要の断面性能を有す

表-2 大型風洞試験諸元

		実橋諸元	全橋模型諸元
縮尺		—	1/125
死荷重		28.41t/m	2,100kg/m
極慣性モーメント		Ip	$388t \cdot m^2/m$
桁幅		B	0.276m
桁高		d	0.032m
剛性	鉛直	EI_v	$1.71kNm^2/box$
	水平	EI_H	$3.11kNm^2/box$
	ねじり	GJ	$1.09kNm^2/box$
固有振動数	鉛直	対称1次	0.062Hz
		逆対称1次	0.061Hz
		対称2次	0.099Hz
		逆対称2次	0.083Hz
	水平	対称1次	0.032Hz
		逆対称1次	0.055Hz
	ねじり	対称1次	0.126Hz
		逆対称1次	0.147Hz

る金属の棒により剛性を相似させている。また、質量や極慣性モーメントについても外形材の中に所要値を満たすようなおもりを設置することにより実橋と相似な模型を再現している。

また計測は、模型の振動特性に影響を及ぼさないように非接触型の計測器である、ビデオトラッカー(模型に設置したターゲットを高感度のビデオカメラで撮影し、画面内のターゲットの動きをコンピュータにより処理して変位を計測するシステムである)により実施した。

中央径間中央における模型の静的変形は図-7 に示すとおりである。風速の増加とともに水平方向変位、鉛直方向変位および回転変位が増加している。特に回転変位は、風洞風速約 9m/s で約 9 度の頭下げとなっており、これまでの長大吊橋以上の変形となっている。これは、径間の中央付近に前述のフラッター特性の悪化する迎角 -7~ -9 度の空気力が作用していることを意味している。

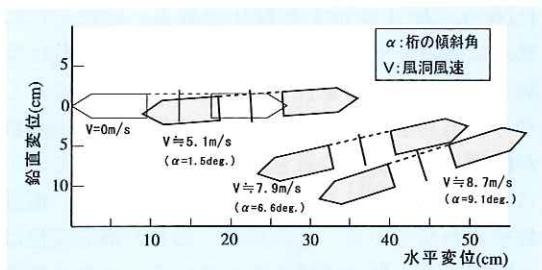


図-7 静的変形状況

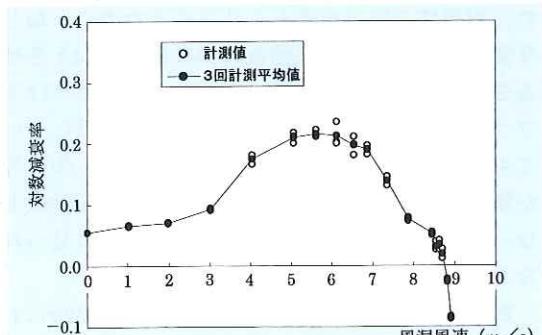


図-8 大型風洞試験結果

風速と対数減衰率の関係は図-8に示すとおりであり、フランジャーは風洞風速で8.8m/sで発生した。この値を実橋に換算すると、約100m/sとなり非常に耐風性に優れた断面であることが確認された。

5. 3次元フランジャー解析

大型風洞試験の実施は、多くの費用と時間を有するため、より簡易な手法で精度良く耐風性を推定できることが望ましい。そのため、明石海峡大橋の耐風性調査の一環において3次元フランジャー解析プログラムが開発されている。このプログラムは、全橋の解析モデルに別途実験で得られた非定常空気力を入力し、フランジャー特性を推定するものであり、明石海峡大橋全橋模型のフランジャー特性を概ね再現できることを確認している。しかし、明石海峡大橋を超える規模の超長大橋や開口部を有する桁断面等への適用性について明らかでないため、超長大橋の全橋模型試験に対応する3次元フランジャー解析を実施し、実験結果と比較した。主要な解析条件は表-3に示すとおりである。

フランジャー解析では各風速の各節点における静的な変形、固有振動特性が必要となるため、まず静的解析および固有振動解析を実施した。

静的解析結果及び固有振動解析結果は、それぞれ図-9、表-4に示すとおりである。それぞれの風速における変形状況と無風時の固有振動数は実験と解析とでほぼ整合していると考えられる。しかし、当初想定した解析モデルではねじり振動数が模型よりも低めの値を示したため、解析モデルにおける桁の剛性を増加させることにより、振動数をあわせている。その結果、ねじり静的変位は実験値よりも低めの値となっている。ねじり変位は解析で使用する非定常空気力係数を左右するため、耐風性の推定精度をより高めるために、ねじり変形およびねじり振動数の解析精度を向上させる必要がある。なお、表-4には、実験におけるフランジャー風速に近い8m/s時の解析結果についても掲載している。風荷重によりケーブル張力等が増加するため若干無風時よりも高めの振動数となっているが、無風時と比べ大きな変化は見られなかった。

風速に応じた桁の変形状況を考慮し無風時における50次の固有振動モードを用いた3次元フランジャー解析結果の風速と減衰の関係は図-10に示す

表-3 フランジャー解析条件

項目	解析条件		
解析方法	モード重ね合わせ法(最低50次を使用)		
諸定数	空気密度: 0.12kg/m ³ 構造減衰: 0.02		
主桁:			
空気力係数	鉛直	ねじり	水平
	揚力	○	○
	モーメント	○	○
	抗力	○	○
○: 非定常空気力係数 △: 準定常理論			
ケーブル: 準定常理論 ($C_D = 0.7$)			
主塔: 未考慮			

表-4 固有振動解析結果(単位: Hz)

振動モード	全橋模型 (無風時)	固有振動解析	
		無風時	8m/s
鉛直 対称1次	0.674	0.669	0.689
鉛直逆対称1次	0.703	0.681	0.709
ねじれ 対称1次	1.321	1.310	1.324
ねじれ逆対称1次	1.597	1,736	1.754
水平 対称1次	0.352	0.345	0.358

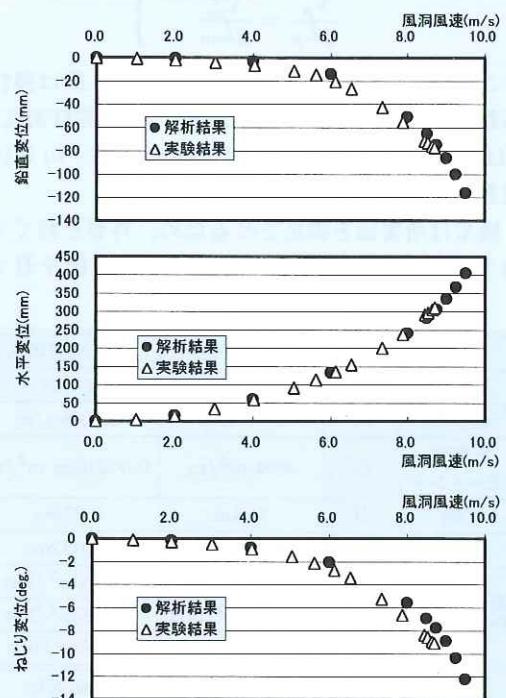


図-9 静的解析結果

とおりである。解析では各風速ですべてのモードの減衰が計算されるため、解析結果が図中にはいくつもプロットされている。実際には、最も早く減衰が負となるモードおよび風速においてフランジャーが発生することになる。

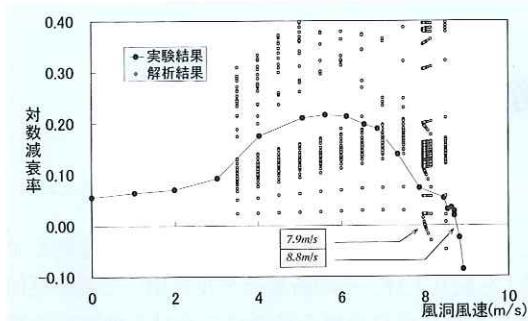


図-10 フラッター解析結果

表-5 振動モードの影響

ケース	フラッター風速	考慮した振動モード
基本	7.88m/s	無風時の50モード
1	7.71m/s	鉛直対称1次+ねじれ対称1次
2	7.84m/s	ケース1+鉛直対称2次
3	7.93m/s	有風(8m/s)時の50モード

図-10より、フラッターの発生風速は、風洞試験結果の8.8m/sに対して、解析は7.9m/sとほぼ妥当な結果が得られた。表-5は解析の対象とする振動モードを変えて計算した結果である。バネ支持模型試験と同様な条件となる解析(ケース1:鉛直対称1次モードとねじれ対称1次モードのみを考慮)では、若干低めの結果が得られた。また、代表的な3モードのみを考慮した解析(ケース2)では、50モードを考慮した解析結果とほぼ同じ結果が得られた。さらに、風速8m/sにおける振動モードを用いた解析(ケース3)においても、無風時の振動モードを用いた場合と大きな違いは生じなかった。以上より、今回検討の対象とした桁断面と同様な断面形状を有する超長大橋に限れば、中央径間3,000m程度までであれば、橋梁の構造特性及び空力特性を忠実に反映させた3次元フラッター解析により、フラッター特性の推定が可能であると考えられる。

5. まとめ

今回超長大橋に適用した断面は優れた耐風特性を示しており、鋼重も開口部の無い箱桁に比べ軽減されるため、超長大橋の桁断面として有効な断面の一つであると考えられる。

また、今回のような断面を有する中央径間3,000m程度の超長大橋に対しても3次元フラッター解析を適用することは概ね妥当であると考えられる。しかしながら、二箱桁断面を有する超長大橋のねじりの静的変形や固有振動数については、さらに推定精度を高める必要があると考えられる。そのため、二箱桁の解析モデルを作成する手法等についてより詳細に検討を行い、フラッター解析の精度をさらに向上させていく予定である。

今回は、一様流中における超長大橋の耐風性を確認したが、今後、乱流中や架設時における耐風性の確認を行うとともに対風応答解析との比較検討を行う予定である。また、あわせて、さらに経済性、耐風性に優れた超長大橋の上部構造の検討も実施していく予定である。

なお、この研究は土木研究所と本州四国連絡橋公団との間の「超長大橋の耐風設計法に関する共同研究」の一環として実施したものである。

参考文献

- 佐藤弘史、萩原勝也、松藤洋照、嶋本栄治、星加益朗：長大橋の耐風安定性に関する研究報告書、土木研究所資料第3429号、平成8年3月
- Selberg A : Oscillation and Aerodynamic Instability of Suspension Bridges, ACTA Polytechnica Scandinavica, Cil3, 1961
- 佐藤弘史、萩原勝也、松藤洋照、嶋本栄治、星加益朗：開口部を有する偏平箱桁の非定常空気力特性に関する考察、構造工学論文集、Vol.44A, pp.937-942, 1998.3
- 佐藤弘史、萩原勝也、松藤洋照：長大橋の耐風安定性に関する基礎的検討、土木技術資料第38巻第9号, pp.50-55, 1996.9

佐藤弘史*



建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室長、工博
Dr.Hiroshi SATO

楠原栄樹**



同 構造研究室
主任研究員
Shigeki KUSUHARA

大儀健一***



同 構造研究室研究員
Ken-ichi OGI

伊藤進一郎****



本州四国連絡橋公団長大橋
技術センター技術調整課長
代理
Shin-ichiro ITO