

超長大吊橋の対風応答解析の精度向上に関する一考察

Study on wind response analysis of super-long span cable suspension bridges

村越 潤*, 麓 興一郎*, 吉岡 勉*, 丹羽量久**, 田中克弘***, 徳橋亮治****

Jun MURAKOSHI, Kouichirou FUMOTO, Tsutomu YOSHIOKA, Kazuhisa NIWA, Katsuhiko TANAKA, and Ryouji TOKUHASHI

* 工修, (独) 土木研究所, 構造物研究グループ橋梁構造チーム (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

** 工博, JIP テクノサイエンス(株), システム技術研究所 (〒600-8815 京都市下京区中堂寺栗田町 93 番地)

*** 工博, JIP テクノサイエンス(株), 構造技術部 (〒532-0011 大阪市淀川区西中島 2-12-11)

**** 大日本コンサルタント(株), 構造事業部解析技術室 (〒343-0851 埼玉県越谷市七左町 5-1)

(研究当時: (独) 土木研究所, 構造物研究グループ橋梁構造チーム)

It is very important theme that the aerodynamic stability is examined in further detail for realizing super long-span bridges such as over Akashi Kaikyo Bridge. The aerodynamic stability of long-span bridges is usually experimented by using wind tunnel tests with time and money. From the economic viewpoint, it is preferable that numerical analysis is applied to practically evaluate the aerodynamic stability. In this paper, the sensitivity of the stiffness parameter of the suspender rope is parametrically discussed to find an efficient analysis model for predicting modal frequencies and displacements of a super long-span suspension bridge with two box girders. As the results, an efficient analysis model having suspender ropes with the flexural rigidities is proposed, and it was found that the analytical values shows a good agreement with the measured values by 1/125 scale model tests.

Key Words: super-long span bridges, full model test, structural analysis, flutter analysis

キーワード: 超長大橋, 全橋模型試験, 構造解析, フラッター解析

1. はじめに

平成 10 年 3 月に閣議決定された第 5 次全国総合開発計画「21 世紀のグランドデザイン」においては, 多軸型国土構造の形成について記述されており, それに関連して国内各地では海峡を横断する道路が構想されている. こ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ケースもある.

そのような超長大橋を実現するには, 耐風安定性の確保が最も重要な課題の一つであるが, 同時に経済性にも優れた構造でなければならない. 土木研究所と本州四国連絡橋公団等による共同研究(平成 10 年度～平成 17 年度)¹⁾では, 耐風安定性・経済性に優れた桁構造として, 桁中央に開口を有する箱桁断面(以下, 二箱桁断面)が提案され, その耐風安定性について, 大型風洞試験施設を用いた三次元の全橋模型試験(中央径間 2,800m, 橋長 5,000m, 縮尺 1/125)により確認されている²⁾³⁾. この提案構造(4 車線)は図-1 に示すように, 桁中央の開口部上面にオープングレーチングを設置して追い越し車線として使用するとともに, センターバリアやガイドベーンなどの耐風安定化部材を設けた構造とされている.

一般的に, 耐風安定性の確認には, 全橋模型風洞試験を実施するのが信頼性の面からは有効であるが, 多くの時間と費用を要する. そこで, 文献 4)では, 部分模型を用いた風洞試験により計測された構造物に作用する空気力を考慮することで, フラッター特性を解析的に推定する方法(以下, 三次元フラッター解析)が提案され, 明石海峡大

橋の全橋模型を用いた風洞試験結果との比較によりその方法が概ね有効であることが確認されている. この成果より, 耐風設計要領 2001⁵⁾には明石海峡大橋のフラッター特性を推定するための解析手法がまとめられている.

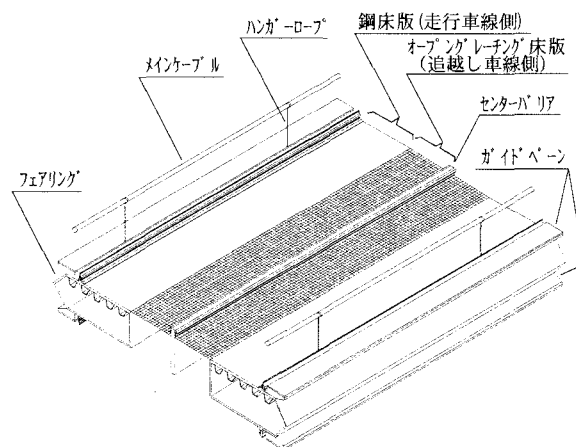


図-1 耐風安定性を考慮した二箱桁形式の桁断面

しかしながら, 二箱桁断面を有する超長大橋¹⁾は, 明石海峡大橋を上回る規模であるとともに, 既に建設されたようなトラス構造や箱桁構造と異なり, 剛性が低く鋼重が軽い桁断面を有していることから, この解析手法⁴⁾⁵⁾の適用性について確認することが必要である. また, 文献 2)では, フラッター特性は静的変形性能や固有振動特性に大きな影響を与えることから, それらの推定精度を高めていく必

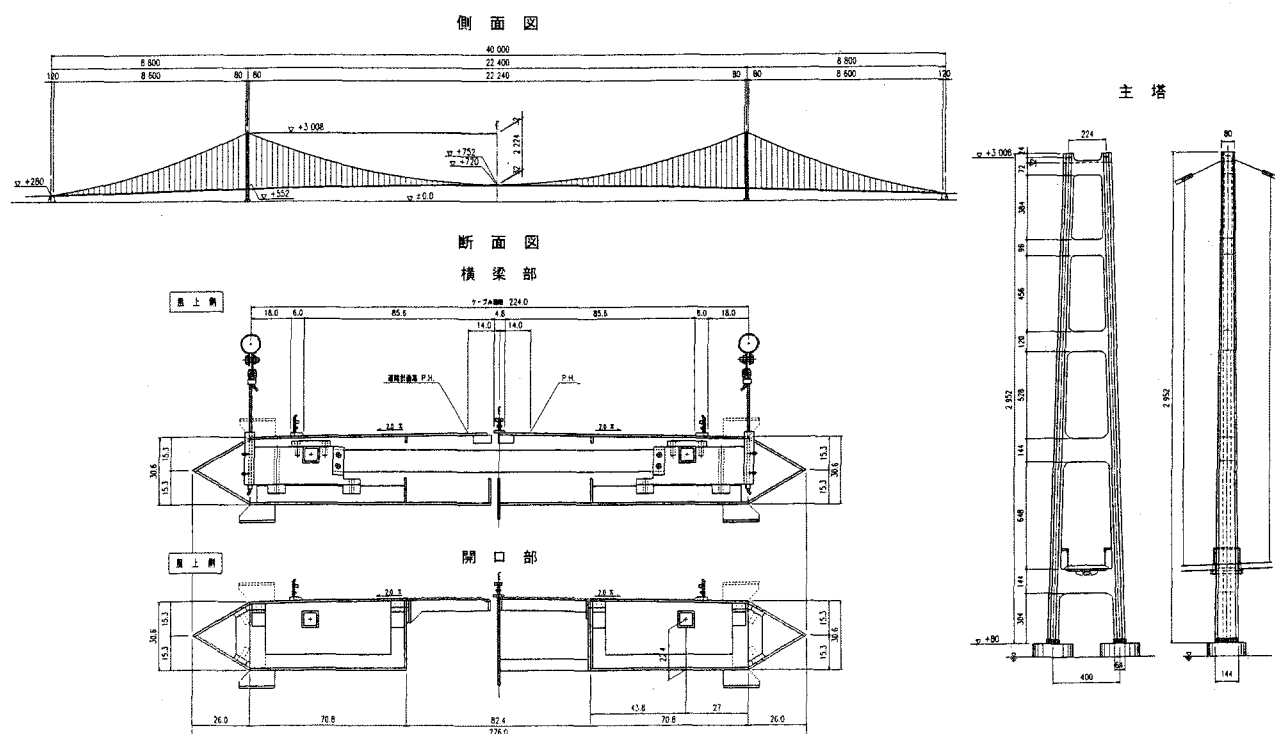


図-3 全橋模型の一般図 (単位: mm)

動的特性試験は、各振動モードの最も揺れる位置を人手によって加振し、目的とするモードで揺れていることを確認した後、振動数、対数減衰率および振動モードを光学式変位計により計測している。

3. 全橋模型のモデル化に関するパラメータ解析

三次元フラッター解析では、対象構造物に対して、振動特性および静的変形特性に關与するパラメータを精度良くモデル化することが重要である²⁾。まず、桁以外について、吊橋全体としてのモデル化の方法について検討する。具体的には、ケーブルとハンガーのモデル化の相違が、全橋模型の構造特性の推定精度に与える影響を検討するために、それらに用いる幾何要素やケーブル・ハンガー径及び曲げ剛性などを検討対象としたパラメトリック解析を実施する。次に、精度の高いモデル化手法を提案する。

3.1 従来手法を基本とした解析モデル

明石海峡大橋に代表される従来のモデル化手法の基本的な考え方は、ケーブルとハンガー要素に、軸剛性のみを有する要素（以下 ROD 要素）を用い、桁にフィッシュボーンモデルを用いるものである。本論文では、その考え方を 2 箱桁形式の全橋模型に適用してモデル化したものを基本の解析モデル（CASE1；図-4 参照）と呼ぶことにする。具体的には、従来手法を採用しつつ、主桁については二箱桁形式であることから、その特徴を踏まえ、実際の模型と同様に、各箱桁の鉛直方向にはせん断中心位置に、水平方向には重心位置に箱桁剛性棒を配置し、これらを横梁剛性棒で連結する構造とする。箱桁剛性棒からハンガー一定着位置まで、箱桁剛性棒から横梁剛性棒端部までは剛な部

材で連結している。極慣性は部分模型による計測値との整合を適宜図り設定するものとし、箱桁剛性棒とケーブルに区分して、それぞれの格点上に集中質量として配置する。

解析モデルの妥当性確認のため、CASE1 の解析値と、2.2(2) で記述した全橋模型試験の計測値を比較した結果を表-1 及び表-2 に示す。これによると、鉛直・水平たわみ性状においては、固有振動数、静的変形量ともに、比較的良好な一致を示しているが、ねじれ性状に関しては大きな差が生じていることがわかる。

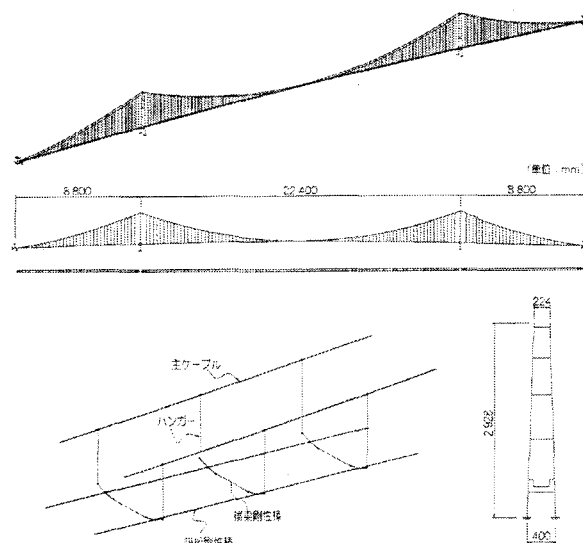


図-4 従来手法を基本とする全橋模型の解析モデル (CASE1)

表-1 固有振動数の比較 (単位: Hz)

		解析値	模型計測値	誤差 (%)
鉛直たわみ	対 称 1 次	0.682	0.674	-1.2
	逆対称 1 次	0.684	0.703	2.7
	対 称 2 次	1.116	1.106	-0.9
	逆対称 2 次	1.510	1.494	-1.1
水平たわみ	逆対称 1 次	0.350	0.352	0.6
	逆対称 1 次	0.494	0.491	-0.6
ねじれ	対 称 1 次	1.115	1.321	15.6
	逆対称 1 次	1.343	1.597	15.9

※誤差 = (模型実測値 - 解析値) / 模型実測値

表-2 静的変形量の比較 (単位: mm, rad)

		解析値	模型計測値	誤差 (%)
鉛直載荷	載荷ケース①	-32.564	-33.437	2.6
	載荷ケース②	-21.244	-21.644	1.8
水平載荷		182.847	179.487	-1.9
ねじれ載荷	載荷ケース①	6.370	4.971	-28.1
	載荷ケース②	7.254	5.580	-30.0
	載荷ケース③	5.635	4.501	-25.2

3.2 パラメータ解析方法

3.1 の結果より、従来手法をもとにした解析モデル (CASE1) では、ねじれの構造特性 (振動数と静的変形量) の推定精度が悪いことがわかった。しかしながら、桁のモデル化については、二箱桁の特徴を踏まえており、剛性・極慣性などの情報が模型製作値どおり取り込まれていることから、信頼性は高いと考えられる。そのため、ここでは吊橋全体系としてモデルを見直すことを検討する。具体的には、ケーブルとハンガーが桁に及ぼす影響が無視できないと考え、それらの曲げ剛性などを考慮したモデル化を検討する。

図-5 に検討した解析モデルの概念図を示す。

検討としては、ケーブルとハンガーに軸剛性・曲げ剛性・ねじり剛性を有する要素 (以下 BEAM 要素) を用い、要素種の違いが桁の固有振動数と静的変形に与える影響を調べる。その後、ハンガー・ケーブル双方に BEAM 要素を使用することを前提として、それらの幾何条件に着目したケースの解析を実施し、モデル化を検討する。

ハンガーのモデル化については、全橋模型のハンガーには撓り線が採用されているため、別途その軸剛性・ねじり剛性・曲げ剛性を選定した上で、実際の変形状態を反映できるように、要素分割数などを検討対象とする。

ケーブルのモデル化については、模型二次部材 (ケーブル抗力・形状相似部材、ハンガー固定金具) にも軸剛性や曲げ剛性、ねじり剛性を考慮するケースと考慮しないケース (二次部材は影響しないと考えるケース) を検討対象とする。

なお、解析プログラムは、汎用有限要素解析パッケージ NASTRAN[®]を使用する。

3.3 パラメータ解析結果

表-3 に、検討した代表的な解析条件とその解析結果を示す。

(1) ケーブル・ハンガーの曲げ剛性

ここでは、ケーブルとハンガーのモデル化に用いる要素種について検討する。CASE1 は従来型の ROD 要素を用いたモデルで、CASE2 は BEAM 要素を用いたものである。

全橋模型では、ケーブルには $\phi 0.6\text{mm}$ のピアノ線を、ハンガーには外径 $\phi 1.0\text{mm}$ の鋼より線を使用している。鋼より線の曲げに対する断面性能は明確でないため、鋼より線を構成する細線を円柱とみなし集合体として算出す

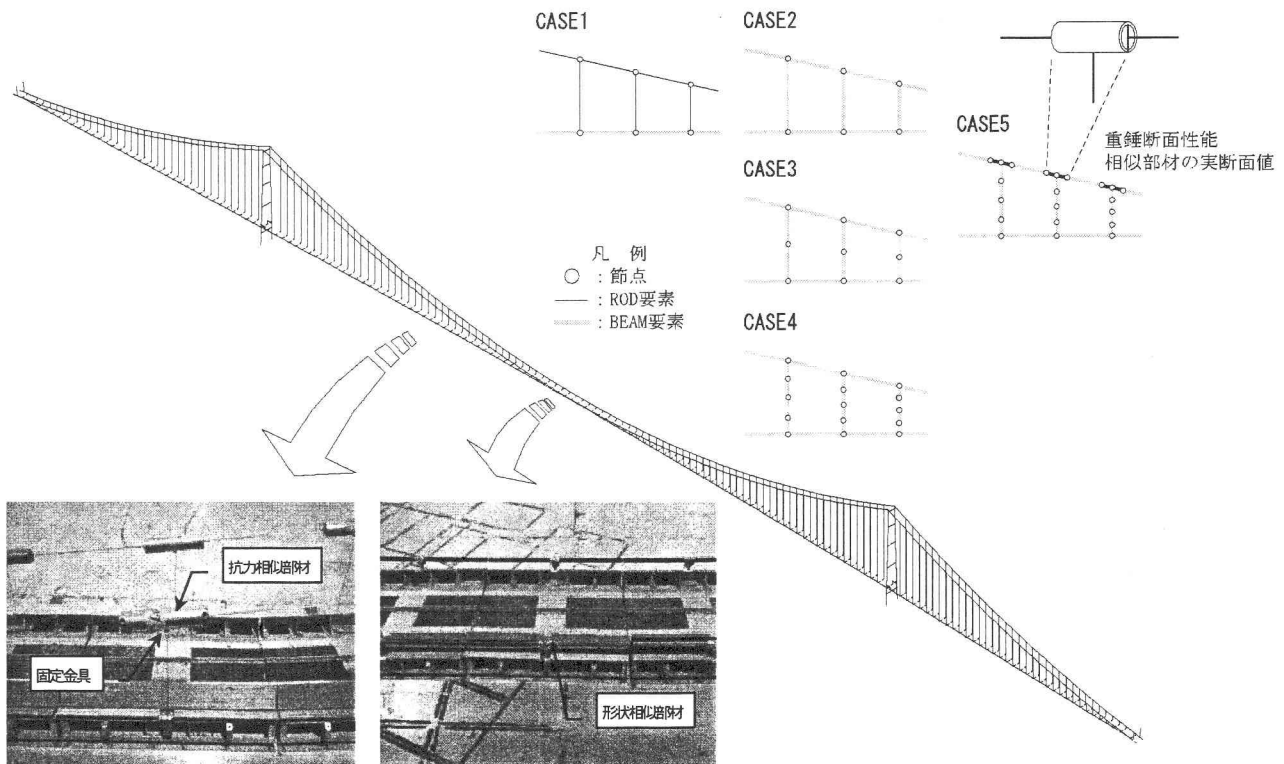


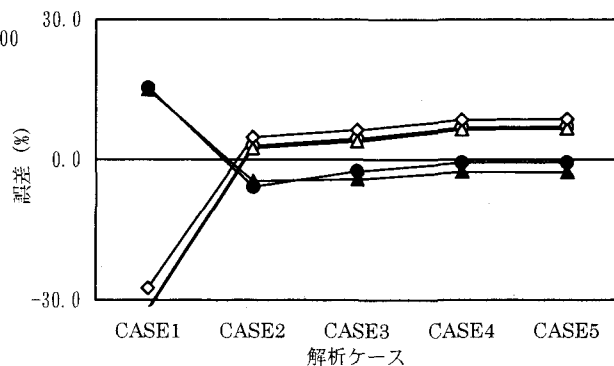
図-5 解析モデルと模型実写

表-3 解析結果と誤差

			模型 計測値	解析ケース				
				CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5
解析 条件	主ケーブル	剛性考慮の有無		無	有			
		重錘のモデル化の有無		無			有	
	ハンガーロープ	剛性考慮の有無		無	有			
		要素分割数		1	2	4		
固有値解析	固有振動モード							
	鉛直 たわみ 振動数 (Hz)	対称 1 次	0.674	0.688	0.678	0.678	0.678	0.678
		逆対称 1 次	0.703	0.686	0.708	0.711	0.712	0.712
			2.4	-0.8	-1.2	-1.3	-1.3	
		対称 2 次	1.106	1.122	1.123	1.114	1.113	1.114
		逆対称 2 次	1.494	1.519	1.514	1.513	1.512	1.513
			-1.7	-1.3	-1.3	-1.2	-1.3	
	水平 たわみ 振動数 (Hz)	対称 1 次	0.352	0.352	0.351	0.351	0.350	0.350
		逆対称 1 次	0.491	0.497	0.504	0.502	0.500	0.500
	ねじれ 振動数 (Hz)	対称 1 次	1.321	1.118	1.397	1.353	1.329	1.329
		逆対称 1 次	15.4	-5.8	-2.4	-0.6	-0.6	
			1.597	1.357	1.670	1.664	1.638	1.640
			15.0	-4.6	-4.2	-2.6	-2.7	
	静的解析	載 荷 条 件						
鉛直 載荷 変位 (mm)		①中央径間載荷	-33.437	-33.549	-33.310	-33.307	-33.306	-33.258
		②全径間 載荷	-21.644	-21.476	-21.549	-21.549	-21.554	-21.513
			0.8	0.4	0.4	0.4	0.6	
水平載荷変位 (mm)		179.487	181.187	179.611	179.502	179.973	179.559	
ねじれ 載荷 角度 (deg.)		①中央径間風下側載荷	4.971	6.556	4.823	4.747	4.629	4.618
		②中央径間風上側載荷 側径間 風下側載荷	5.580	7.379	5.440	5.358	5.217	5.206
			-32.2	2.5	4.0	6.5	6.7	
		③全径間 風下側載荷	4.501	5.736	4.283	4.214	4.116	4.106
			-27.4	4.8	6.4	8.6	8.8	

※解析結果 上段は解析値、下段は誤差を示す。
 誤差(%) = (模型実測値 - 解析値) / 模型実測値 × 100

(凡例)	
固有値解析結果	静的解析結果
ねじれ対称 1 次 : ●	ねじれ載荷① : ○
ねじれ逆対称 1 次 : ▲	ねじれ載荷② : △
	ねじれ載荷③ : ◇



ることとした。

CASE1 と CASE2 の解析値を比較すると、固有値解析ではねじれ振動数、静的解析ではねじれ載荷角度の推定精度が改善されていることがわかる。一方、他の項目については、さほど変化しない。すなわち、フラッター特性の推定に大きな影響を与えるねじれ振動数²⁾の精度向上が顕著であり、ケーブルとハンガーのモデル化には BEAM 要素を用いる必要があることを示している。

(2) ハンガーの分割数

ハンガーの要素分割数を増やすことにより、その変形は実挙動に近づくと考えられるため、ここでは適切な要素分割数を検討する。図-5 に示すように、CASE2 のモデルを基にして、ハンガーの要素分割数を 2 と 4 に増やしたモデルがそれぞれ CASE3 と CASE4 である。ハンガーを 4 分割した CASE4 の方が、ねじれ振動の解析値が計測値に近づく傾向がみられた。

なお、本文中には示していないが、ハンガーの要素分割

数を8としたケースも検討したが、CASE4 とほぼ同等な結果が得られた。したがって、ハンガーの要素は4以上に分割すれば、実用上ハンガーの挙動の影響を反映できるものと考えられる。

(3) 模型の二次部材の影響

全橋模型のケーブルには、図-5 の部分模型写真に見られるように、中央径間中央部には形状を相似させるための部材を、その他の区間には抗力を相似させるための部材を取り付けてある。ここでは、これらの二次部材の影響について調べる。

CASE4 のケーブルに二次部材を考慮したモデルがCASE5 で、ケーブルに取り付く抗力・形状相似部材は曲げ剛性を、ハンガー固定金具には軸剛性・曲げ剛性・ねじり剛性を考慮している。

CASE4 と CASE5 はすべての固有振動数と静的解析についてほぼ同等であり、有意な差はみられなかった。すなわち、全橋模型の相似のためにケーブルに取り付けられた二次部材のモデル化が解析結果に与える影響は小さく、実務上はCASE4 を用いても問題はないと考えられる。

3.4 全橋模型に対するモデル化手法の提案

以上の検討結果をまとめ、二箱桁断面を有する超長大橋の全橋模型に対する構造解析において、固有振動数及び静的変位の精度向上を図るとともにモデルの実用性を考慮して、以下のモデル化手法を提案する。

- ・ケーブル、ハンガーはともに BEAM 要素を用いて軸方向剛性、曲げ剛性、ねじり剛性を考慮する。
- ・ハンガーの要素分割数は4以上とする。
- ・全橋模型のケーブルに取り付ける二次部材は無視してもよい。

4. 提案したモデル化手法の影響に関する検討

4.1 検討内容

全橋模型と模型の対象とした想定超長大橋(以下、実橋)では構造特性が異なるため、本提案のモデル化手法が実橋レベルの解析にどの程度影響するのか、特に、ケーブル・ハンガーの曲げ剛性等が桁のねじれ振動の固有振動数にどの程度の影響を与えるかを検討する。

4.2 実橋解析モデルにおけるねじれ振動

図-2 に示す二箱桁断面を有する実橋を取り上げる。従来手法であるケーブルおよびハンガーに ROD 要素を用いたモデルを CASE-A とする。一方、本提案方法である BEAM 要素を用い、ハンガーを4分割したモデルを CASE-B とする。表-4 に両モデルの固有振動数の解析値を比較する。

表-4 より実橋の解析モデルにおいて、両ケースによる固有振動数は、差が一番大きいねじれ振動でも4%未満であり、表-3 に示す全橋模型の解析モデル(CASE1 と CASE4)による解析結果の15%程度の差に比べてかなり小さいことがわかる。しかしながら、フラッター特性の推

定に大きな影響を及ぼすねじれ振動特性は、できるだけ忠実に実構造を反映させたものでなければならない。したがって、ケーブルとハンガーのモデル化の違いで生じる4%弱の誤差は無視できないと考えられ、実橋においても提案したモデル化手法を適用することが望ましい。

表-4 実橋解析モデルによる固有振動数の比較

(単位: Hz)				
固有振動モード		CASE-A	CASE-B	誤差 (%)
鉛直たわみ	対 称 1 次	0.0613	0.0614	0.2
	逆対称 1 次	0.0616	0.0621	0.8
	対 称 2 次	0.0992	0.0995	0.2
	逆対称 2 次	0.1338	0.1342	0.3
水平たわみ	対 称 1 次	0.0316	0.0317	0.3
	逆対称 1 次	0.0561	0.0563	0.4
ねじれ	対 称 1 次	0.1350	0.1390	3.0
	逆対称 1 次	0.1640	0.1698	3.5

誤差 (%) = (CASE-B - CASE-A) / CASE-A

4.3 ハンガーの曲げ剛性を考慮したねじれ振動

4.2 で示したように実橋の解析モデルにおいては、実務上ケーブルとハンガーの曲げ剛性等の影響は小さい。しかし、全橋模型試験を実施する際には、桁やハンガーの曲げ剛性等がどの程度ねじれ振動に影響を与えるかを把握しておくのが望ましい。そこで、これまでの吊橋のねじれ自由振動の式から、ハンガーの曲げ剛性を考慮した式を定式化し、桁やハンガーの曲げ剛性等がねじれ振動に与える寄与率を調べてみる。

吊橋のねじれ自由振動は、補剛桁の慣性モーメントを I_p 、そりねじり剛度を EI_w 、単純ねじり剛度を GJ とすると次式で与えられる⁵⁶⁾。

$$EI_w \frac{\partial^4 \theta}{\partial x^4} - \overline{GJ} \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} - H_p \frac{8f}{l^2} \frac{b}{2} + I_p \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = 0 \quad (1)$$

および

$$H_p = -\frac{E_c A_c}{L_E} \frac{b}{2} \sum \left(\frac{8f}{l^2} \right) \int_0^l \theta dx \quad (2)$$

ここで、

$$\overline{GJ} = GJ + \frac{b^2}{4} H_w : \text{補剛桁の換算ねじり剛度} \quad (3)$$

l : スパン長, f : サグ, b : ケーブル間隔, H_w : 死荷重 w によるケーブルの水平張力, $E_c A_c$: ケーブルの軸剛性である。 L_E は

$$L_E = \int \sec^3 \varphi(x) dx \quad (4)$$

で表される。 L : ケーブルの定着間距離, $\varphi(x)$: ケーブルの傾斜角である。

ハンガーの補剛桁定着点の回転により補剛桁に作用する単位長さあたりのねじりモーメント m_T は、ハンガーの曲げ剛性を $E_h I_h$ 、ハンガー長を h 、ハンガー間隔を d とおくと、次式のようになる。

$$m_T = -\frac{3E_h I_h}{hd} \theta \times 2 = -\frac{6E_h I_h}{hd} \theta \quad (5)$$

この式(5)を式(1)に付加することにより、ハンガーの曲げ剛性を考慮したねじり自由振動の式が得られる。

$$EI_w \frac{\partial^4 \theta}{\partial x^4} - GJ \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \frac{6E_h I_h}{hd} \theta - H_p \frac{8f}{l^2} \frac{b}{2} + I_p \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = 0 \quad (6)$$

ここで、 h は任意点におけるハンガー長であり、次式で表される。

$$h(x) = h_T - \frac{4(h_T - h_c)}{l^2} x(l-x) \quad (7)$$

h_T 、 h_c はそれぞれ主塔位置、スパン中央におけるハンガー長である。

次に、固有振動数を求めるために、

$$\theta(x, t) = a_n \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \sin \omega_n t \quad (n=1, 2, 3, \dots) \quad (8)$$

とおく。式(6)で、 $h(x)$ を両辺に乗じて得た方程式に仮想仕事の原理を適用すると、振動数方程式が得られる。

得られた振動数方程式より、ハンガーの曲げ剛性を考慮した換算ねじり剛度 $\overline{GJ}$ は次式で表される。

$$\overline{GJ} = GJ + \frac{b^2}{4} H_w + \frac{6E_h I_h}{h_{mn} d} \frac{l^2}{n^2 \pi^2} \quad (9)$$

ただし、

$$h_{mn} = h_c + (h_T - h_c) \left(\frac{1}{3} - \frac{2}{n^2 \pi^2} \right) \quad (10)$$

ここに、 h_{mn} は平均ハンガー長を意味する値である。また、式(9)より n が高次の場合にはハンガーの曲げ剛性の影響が小さくなる。

ハンガーの曲げ剛性の影響を調べるために、式(9)の各項を同式で除して、ハンガーの曲げ剛性を考慮した換算ねじり剛度に対する比率を求める。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} \mu_1 &= GJ / \overline{GJ} \\ \mu_2 &= \frac{b^2}{4} H_w / \overline{GJ} \\ \mu_3 &= \frac{6E_h I_h}{h_{mn} d} \frac{l^2}{n^2 \pi^2} / \overline{GJ} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

表-5 に、 $n=1$ とおいた場合のパラメータ $\mu_1 \sim \mu_3$ の計算結果を示す。同表より、模型の解析モデルにおいては、桁がねじれ振動に与える影響 (μ_1 に着目) は、吊橋全体の換算ねじり剛度を意味する $\overline{GJ}$ に対して約 57% であることがわかる。一方、実橋解析モデルでは桁の最小断面で算出した場合でも桁の寄与率は 70% 弱に達している。このことから、4.2 で得られた傾向、すなわち、実橋ではケーブルとハンガーのモデル化の違いが与える影響が、全橋模型に比べて小さくなった原因が理解できる。

以上のことから、桁の寄与率が低い場合には、本論文の提案モデル化手法を採用する必要があると考えられる。

5. 全橋模型に対するフラッター解析

5.1 検討内容

4 章までで、本提案モデルを用いると解析精度が高くなることを述べた。本章では、その構造解析モデルを用いた三次元フラッター解析を実施し、全橋模型試験結果との比較を通して解析精度を検討する。

フラッター解析は、構造物の運動方程式の右辺に有風時の静的変形によって生じる迎角および無次元振動数に対応した非定常空気力を与えた、いわゆるフラッター方程式を解く手法である⁹⁾。この方程式を解く方法として今回用いるモード組み合わせ法は、いくつかの固有振動モードを用いてフラッター方程式をモード座標系に変換することにより解析自由度数を限定して複素固有値解析を行い、振

表-5 換算ねじり剛度のパラメータ

(a) 模 型		
模型の諸元		値
桁のせん断弾性係数	G (gf/mm ²)	2.70×10^6
桁のねじり定数	J (mm ⁴)	518
主ケーブルの水平張力	H_w (gf)	59220
主ケーブル間隔	b (mm)	224
スパン長	l (mm)	22400
ハンガー-ロープのヤング係数	E_h (gf/mm ²)	2.00×10^7
ハンガー-ロープの曲げ剛度	I_h (mm ⁴)	0.00432
ハンガー-ロープ間隔	d (mm)	240
主塔位置のハンガー-ロープ長	h_T (mm)	2456
スパン中央のハンガー-ロープ長	h_c (mm)	32
GJ	(gf・mm ²)	1.40×10^9
$b^2/4 \cdot H_w$	(gf・mm ²)	7.43×10^8
$6E_h I_h / (h_{m1} d) \times l^2 / \pi^2$	(gf・mm ²)	3.15×10^8
パラメータ	μ_1	0.569
	μ_2	0.302
	μ_3	0.128

(b) 実 橋		
実橋の諸元		値
桁のせん断弾性係数	G (tf/m ²)	8.10×10^6
桁のねじり定数(最小)	J (m ⁴)	5.300
主ケーブルの水平張力	H_w (tf)	98720
主ケーブル間隔	b (m)	28.0
スパン長	l (m)	2800.0
ハンガー-ロープのヤング係数	E_h (tf/m ²)	2.00×10^7
ハンガー-ロープの曲げ剛度	I_h (m ⁴)	2.5×10^{-6}
ハンガー-ロープ間隔	d (m)	30.0
主塔位置のハンガー-ロープ長	h_T (m)	307.0
スパン中央のハンガー-ロープ長	h_c (m)	4.0
GJ	(tf・m ²)	4.29×10^7
$b^2/4 \cdot H_w$	(tf・m ²)	1.93×10^7
$6E_h I_h / (h_{m1} d) \times l^2 / \pi^2$	(tf・m ²)	1.82×10^5
パラメータ	μ_1	0.687
	μ_2	0.310
	μ_3	0.003

動数ならびに減衰を求める手法である。つまり、橋梁の構造特性および空力特性を忠実に反映させた解析モデルを用いて、有風時の静的変形解析および固有値解析の精度を向上させれば、正しい非定常空気力とモード座標系をフラッター方程式に与えることとなり、必然的にフラッター解析結果も高い精度が得られることになる。

今回、フラッター解析に用いる構造解析モデルは、実際の模型をできるだけ忠実に再現させた表-3のCASE5と、ケーブルの二次部材を考慮しないCASE4を用いる。また、比較対照として、従来のモデル化手法であるCASE1に対してもフラッター解析を行う。それらフラッター解析結果を全橋模型試験結果と比較し、各モデルに対する解析精度の検討を行う。

5.2 解析条件

表-6に今回実施する三次元フラッター解析の条件を整理する。

表-6 フラッター解析条件⁵⁾

項目	解析条件
解析方法	モード組み合わせ法(50次を使用) 有風時固有振動モードおよび有風時ねじれ変形を使用
諸定数	空気密度:0.125kg/m ³ 構造減衰:0.02
空気力係数	主桁
	鉛直 ねじり 水平
	揚力 ○ ○ △
	モーメント ○ ○ △
	抗力 ○ ○ △
○:非定常空気力試験より計測 ⁹⁾ △:準定常理論を用いて算出	
ケーブル:抗力係数 $C_D=1.0$	
主塔: " $C_D=1.8$	

5.3 有風時静的変形

三次元フラッター解析に先立って実施した有風時静的変形解析の結果と大型風洞による全橋模型試験結果の比較を図-6に示す。なお、解析モデルに与える桁の三分力

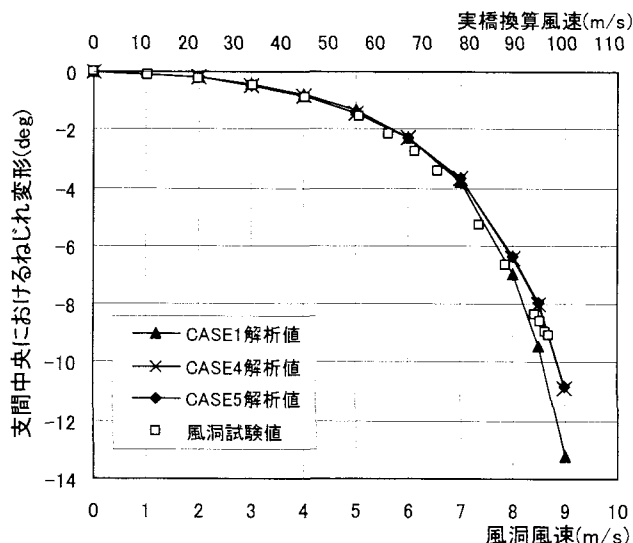


図-6 全橋模型試験結果と有風時静的変形解析結果の比較

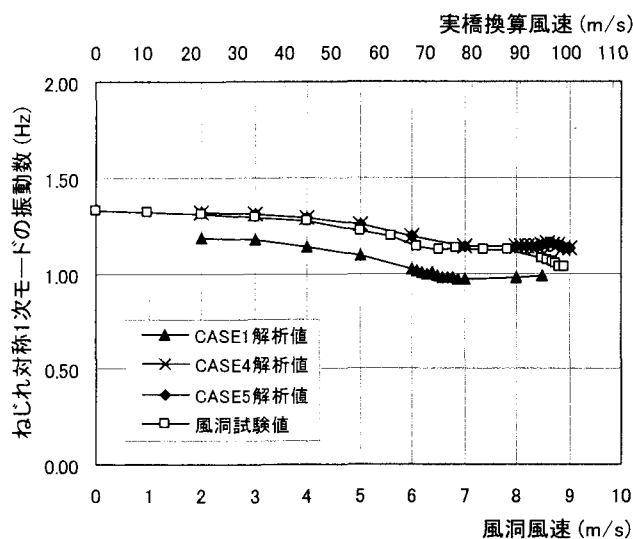
係数は文献2)に示されているものを用い、ケーブルおよび主塔の空気力係数は表-6に示す値とした。

図-6からわかるように、CASE4とCASE5の解析値は完全に一致し、それらは風洞試験値を精度良く推定している。一方、従来型のモデル化であるCASE1では、風洞風速8m/sを越えたあたりから、風速が大きくなるにつれて試験値との差が大きくなることがわかる。これらより、本提案モデルは、有風時に対しても有効であると考えられる。

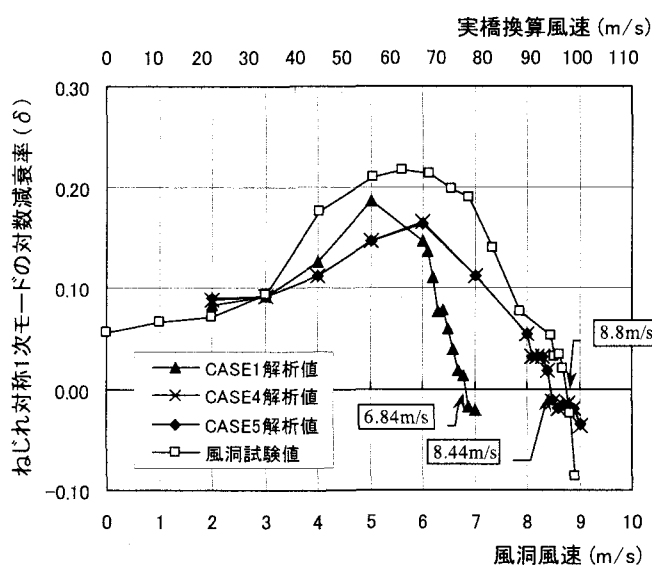
5.4 フラッター解析結果

ねじれ対称1次モードに着目した三次元フラッター解析結果と大型風洞による全橋模型試験結果を図-7に比較する。(a)に風速と振動数の関係を、(b)に風速と対数減衰率の関係をそれぞれ示す。

CASE4およびCASE5の解析値は振動数、対数減衰率とも一致し、フラッター発現風速は8.44m/sと、風洞試験



(a) 風速と振動数の関係



(b) 風速と対数減衰率の関係

図-7 全橋模型試験結果と三次元フラッター解析結果の比較

値 8.8m/s に対して十分満足できる結果が得られた。これは、有風時の静的ねじれ変形が解析値と試験値で良く一致していること(図-6)、振動数が試験値と十分近似できていることから(図-7(a))、迎角と無次元振動数の関数である非定常空気力が正しく選定されたことによるものと考えられる。

一方、CASE1 ではフラッター発現風速が 6.84m/s となり試験値より小さくなっている。これは、静的ねじれ角は試験値とほぼ合っているものの(図-6)、振動数が試験値に対して 1 割程度小さく見積もられたことにより(図-7(a))、実際より大きい非定常空気力と変形の大きいモード座標系がフラッター方程式に与えられたためと考えられる。

以上より、本提案モデルを用いれば、三次元フラッター解析の精度は向上し、全橋模型試験結果と整合するといえる。なお、模型にできるだけ忠実にモデル化した CASE5 とケーブルの二次部材をモデル化しない CASE4 がほぼ同じ精度で耐風特性を推定できることから、実務上は CASE4 を用いても問題ないと考えられる。

6. まとめ

本論文では、二箱桁断面を有する超長大橋の全橋模型を対象として、固有振動数及び静的変位の精度向上、さらに三次元フラッター解析によるフラッター発現風速の解析精度の向上を目的として、ハンガー・ケーブルのモデル化が精度に及ぼす影響について、全橋模型試験結果との比較を通じて検討を行った。以下に、得られた成果をまとめる。

- ① 二箱桁断面構造の全橋模型の場合、ケーブル・ハンガーに対して軸剛性のみを有する ROD 要素を用いた従来型の解析モデルよりも、軸剛性、曲げ剛性及びねじり剛性を適切に考慮した BEAM 要素を用いた解析モデルの方が、模型の固有振動数及び静的変位の推定精度が高いことを確認した。また、要素のモデル化方法を種々変えたパラメータ解析の結果を基に、精度が高く、かつ実用的な解析のモデル化手法を提案した。
- ② 全橋模型と模型の対象とした実橋では構造特性が異なることから、提案したモデル化手法を実橋レベルの解析に適用した場合の影響度について検討を行った。その結果、実橋においても、ねじれ振動に対する補剛桁のねじり剛性の寄与率が比較的低く、ケーブル・ハン

ガーの剛性の寄与の影響を無視できない場合には、本モデル化手法が有効であることを明らかにした。

- ③ 二箱桁断面構造の全橋模型に本モデル化手法を適用し、三次元フラッター解析を実施したところ、全橋模型試験によるフラッター発現風速値とほぼ整合する結果が得られ、本モデル化手法の有用性を明らかにした。

以上のことから、今後、長大橋及び超長大橋の耐風安定性を検討する際は、本論文で提案したモデル化手法が大いに活用できるものと考えられる。

参考文献

- 1) 土木研究所，他：経済性を考慮した超長大橋の耐風設計法に関する共同研究報告書（その1），土木研究所共同研究報告書第 264 号，2001.3.
- 2) 佐藤弘史，楠原栄樹，大儀健一，北川 信，伊藤進一郎，大廻 聡：超長大橋の一樣流中における耐風性，第 16 回風工学シンポジウム論文集，日本風工学会，pp.351-356，2000.11.
- 3) 佐藤弘史，荻原勝也，松藤洋照，他：超長大橋の耐風安定性に関する調査研究報告書，土木研究所資料，第 3429 号，1996.3.
- 4) 保田雅彦，金崎智樹，勝地 弘，植田利夫，田中 洋，樋上琇一：フラッター解析及び風洞試験による超長大吊橋の耐風安定性の検討，第 12 回風工学シンポジウム論文集，日本風工学会，pp.351-356，1992.12.
- 5) 本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)・同解説，本州四国連絡橋公団，2001.8.
- 6) MSC.Nastran 2001 ユーザーズガイド：エムエスシーソフウェア(株)，2002.
- 7) 平井敦他：土木学会監修 鋼橋(Ⅲ)，第 9 章 吊橋の固有振動，第 4 節 ねじれ振動，技報堂，1967.
- 8) 中井 博，北田俊行：鋼橋設計の基礎，第 11 章 吊橋，第 4 節 吊橋の動的解析，共立出版，1992.
- 9) H.Sato, N.Hirahara, K.Fumoto,etc : Full aeroelastic model test of a super long-span bridge with slotted box girder, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol.90, pp.2023-2032, 2002.

(2003 年 9 月 12 日受付)