

MONO-DUO形式化とリジッドハンガーによる超長大吊橋の耐風安定化策の実現性

REALIZABILITY OF WIND-RESISTANT COUNTERMEASURE BY USING MONO-DUO CABLE AND RIGID HANGER FOR AN ULTRA LONG-SPAN SUSPENSION BRIDGE

前田研一*・岩本政巳**・森園康之***・田平秀和****・長井正嗣*****・藤野陽三*****

Ken-ichi MAEDA, Masami IWAMOTO, Yasuyuki MORIZONO, Hidekazu TABIRA, Masatsugu NAGAI and Yozo FUJINO

* 工博 東京都立大学助教授 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢1-1)
 ** 工博 名古屋工業大学講師 工学部社会開発工学科 (〒466 名古屋市昭和区御器所町)
 *** 工修 (株)長大 長大橋事業部 長大橋計画部 (〒305 茨城県つくば市梅園2-7-3)
 **** 工修 日本鋼管(株)橋梁鉄構部橋梁設計室 (〒230 神奈川県横浜市末広町2-1)
 ***** 工博 長岡技術科学大学教授 工学部建設系 (〒940-21 新潟県長岡市上富岡町1603-1)
 ***** 工博 東京大学教授 工学部土木工学科 (〒113 東京都文京区本郷7-3-1)

The realization of the wind-resistant countermeasure by using mono-duo cables and proposed rigid hangers for ultra long-span suspension bridges depends not only the static design stress but also the static and aerodynamic stability. In this paper, firstly, the designing of stiffening girder section under static wind loads are done by applying a model of trial design with the center span of 2,500m. Next, non-linear finite displacement analyses are performed to confirm the static stability under displacement-dependent wind action. Furthermore, from multi-modes flutter analyses, coupled flutter characteristics are estimated, and approximate values of the critical wind velocity are compared to investigate the aerodynamic stability. Finally, the authors discuss the realizability of the wind-resistant countermeasure.

Key Words : ultra long-span bridge, suspension bridge, mono-duo cable, rigid hanger, static design, static and aerodynamic stability

1. 緒言

中央径間長1,990mの明石海峡大橋の供用を目前に控えた現在、次世代の計画として我が国で策定された海峡横断道路プロジェクト構想の一部が具体的な段階に移行しつつあり、その世界最大支間を大きく超える超長大橋時代の幕開けが間近に迫っている。このような背景の下、近年、特に支間2,500mから3,000mに至る超長大吊橋の研究開発¹⁾が活発に行われてきたが、実現に向け、より詳細な検討が実際問題に即して実施されようとしている。

超長大吊橋では、経済性の追求とともに、耐風安定性を確保することがその成否を左右する最重要課題であり、補剛桁断面のねじり剛性または橋全体のねじり剛度をより高くすることや、補剛桁断面の空力特性を改善することなどが主要な研究対象とされてきた。

著者らは、この課題に関する補剛桁断面のねじり剛性に着目した研究として、中央径間長3,000mの超長大吊橋を対象に、従来技術の延長線上でトラス型吊橋のより合理的なトラス断面構造を提案している²⁾。しかしながら、トラス型吊橋では経済性の革新的な向上を望めなかったことから、流線形箱桁型吊橋の適用を検討した結果、十

分な箱桁断面のねじり剛性を与えるためには、板厚をかなり厚くする必要があり、経済性を著しく損なうことが確かめられた³⁾。

そこで、流線形箱桁型吊橋の超長大橋への適用を可能にするため、橋全体のねじり剛度をより高くするケーブルシステムに着目し、海外で提案されたコンセプト^{4) 5)}などを基に、斜張橋と吊橋を組み合わせた超長大斜張吊橋に関する基礎的研究⁶⁾に着手する一方、フラッター限界風速が大きく変化する試算結果^{7) 8)}を基に、超長大吊橋の主ケーブルのMONO-DUO形式化と補助ハンガーシステムによる耐風安定化策に関する研究を進めてきた。

これまでの研究では、我が国の厳しい設計条件下で、中央径間長2,500mのMONO-DUO形式超長大吊橋を従来形式と比較した結果から、MONO-DUO形式化による効果が既に確かめられている⁹⁾。また、この文献⁹⁾では、クロスハンガーに代えて、ステイハンガーと名付けた新しい補助ハンガーシステムの付加を提案し、中央径間全域への付加による効果を検討した結果から、これによれば、建築限界や運転者の視覚などの問題なしにクロスハンガーと同程度の効果を期待できることも確かめられている。

文献10)では、補助ハンガーシステムの集中配置を検討して、パラメトリック解析により最適配置位置、および、所要断面剛性などを明らかにするとともに、非抗圧部材であるステイハンガーと実ハンガーに生じる大きな圧縮力の問題を解決するために、ステイハンガーと力学的に同一の原理でリジッドハンガーと名付けたものを新たに提案し、結合条件を変えて検討した結果から、その効果が確かめられている。

本論文は、これまでの研究成果を踏まえて、MONO-DUO形式化とリジッドハンガーによる超長大吊橋の耐風安定化策の実現可能性を明確にする目的で、これらの耐風安定化策に伴って新たに生じてきた静的問題、すなわち、風荷重下でのねじりモーメントの増大に対する補剛桁の断面設計の問題、および、ねじり角の増大に対する横ねじり座屈安定性の問題について検討したものである。

さらに、同じ目的から、これらの耐風安定化策に伴う固有振動特性の変化をより詳細に検討し、マルチモード連成フラッター解析を行って、これまでの基本2モードのみを用いた解析による曲げねじりフラッター限界風速の算定結果と比較するとともに、限界風速の増減を左右する基本2モード以外の支配的なモードを探索することを試みたものである。

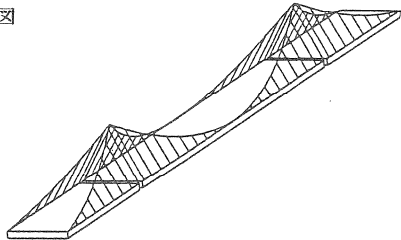
2. 超長大吊橋の耐風安定化策

2.1 主ケーブルのMONO-DUO形式化

本研究におけるMONO-DUO形式化の概念を図-2.1に示す。対称ねじり変形に際して従来形式に生じる主ケーブル両面の塔頂での橋軸方向相対変位が相殺（結果的に塔頂変位が拘束）され、橋全体のねじり剛度を高めることによる効果が主で、主ケーブルの極慣性モーメントが従来形式に比べて低減されることによる効果は比較的小さい。

なお、このような主ケーブルのMONO-DUO形式化は、中小吊橋での実績が国内外で既にあり、架設工法やサドル構造の問題などを克服できれば、長大吊橋、さらには超長大吊橋に応用することは必ずしも困難ではない。

a)全体模式図



b)塔頂変位図

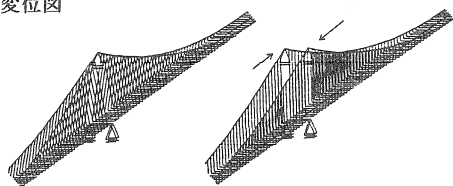


図-2.1 MONO-DUO形式化の概念図

2.2 リジッドハンガーの集中配置

本研究において超長大吊橋に集中配置することを提案し、リジッドハンガーフレームと名付けた新しい補助ハンガーシステムの模式図を、図-2.2に示す。

図-2.2 a)、および、b)は、従来形式、および、MONO-DUO形式における完全剛結構造をそれぞれ示したものであり、曲げ剛性を付与され、補剛桁と剛結されたリジッドハンガーと横梁で構成されたラーメン構造である。

補剛桁架設時には実ハンガーを用いて架設を行い、閉合後に、例えば、実ハンガーを内包、あるいは、それに近接するような形でリジッドハンガーを剛結し、横梁を組立てれば、架設上の大きな問題点はみられない。

この完全剛結構造は、風荷重によって補剛桁との剛結位置であるリジッドハンガー基部に大きな曲げモーメントを生じることから、運転者の視覚を多少は妨げることになるが、基部曲げモーメントの軽減と構造の安定性、耐久性に配慮して横梁を設けたものである。

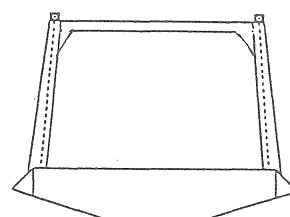
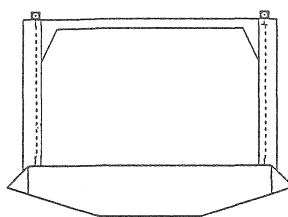
このような完全剛結された構造の他、リジッドハンガーフレームの結合条件としては、MONO-DUO形式について図-2.2 c)、および、d)に同時に示したように、3軸回りの回転を許すように補剛桁とピン結合された構造、および、剛結されたリジッドハンガーを横梁なしにそのまま用いた構造が考えられる。

ピン結合の構造では、実施に際して、ピン結合の詳細構造の検討が不可欠であり、基部曲げモーメントは零となるが、横梁との剛結位置の曲げモーメントが大きくなる。一方、構造景観や運転者の視覚を優先させる場合には、横梁なしの構造を用いることも十分に予測される。

文献10)では、完全剛結、ピン結合、および、横梁なしの3種類の結合条件について検討した結果、これらによる効果の差異はほとんどないことが確かめられており、ここでは完全剛結構造のみを対象とする。

a) 完全剛結(従来形式)

b) 完全剛結(MONO-DUO形式)



c) ピン結合(MONO-DUO形式)

d) 横梁なし(MONO-DUO形式)

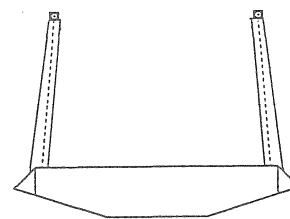
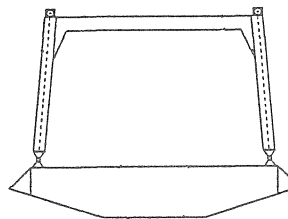


図-2.2 リジッドハンガーフレームと結合条件

3. 超長大吊橋の解析モデル

3.1 試設計例とMONO-DUO形式化

検討対象は、文献9)、10)で対象としたものと同じ中央径間長2,500mの3径間2ヒンジ流線形箱桁吊橋の試設計例とした。その一般図、および、補剛桁断面図を図-3.1、および、図-3.2にそれぞれ示す。

表-3.1 試設計例の構造諸元

形 式		3径間2ヒンジ吊橋
支間長	主ケーブル	1000 + 2500 + 1000 m
	補剛桁	980 + 2480 + 980 m
主ケーブル	サグ比	1 / 10
	中心間隔	32 m (最大)
	断面積	0.5564 m ² / cable
	慣性質量	4.575 tf / m ÷ g (9.8m/sec ²)
ハンガーケーブル	断面積	0.006 m ² / 格点
	慣性質量	0.05 tf / m ÷ g (9.8m/sec ²)
	中心間隔	中央径間 24.8 m 側径間 24.5 m
センターステイ	断面積	0.2 m ² (中央径間 1山) / cable
補剛桁	形式(桁高)	鋼箱桁(桁高 7m)
	断面積	1.3 m ²
	鉛直曲げ剛性	11.0 m ⁴
	水平曲げ剛性	132 m ⁴
	ねじり剛性	23.7 m ⁴
	慣性質量	23 tf / m ÷ g (9.8m/sec ²)
主塔	回転慣性	2500 tf・m ² / m ÷ g (9.8m/sec ²)
	断面積	2.6~4.2 m ² / 塔柱
	塔面内剛性	13.5~23.2 m ⁴ / 塔柱
	塔面外剛性	26.0~85.3 m ⁴ / 塔柱
	ねじり剛性	17.6~37.3 m ⁴ / 塔柱

表-3.1は構造諸元を示すものであり、この表には、死荷重に対応する主ケーブル、実ハンガーの慣性質量、および、補剛桁の慣性質量と回転慣性の値を付記しているが、主塔の慣性質量の値は省略した。

MONO-DUO形式化に際しても、従来形式と同じに表-3.1の構造諸元をそのまま用いることとし、A型主塔の傾斜

塔柱の各部材剛性については、この表に示した従来形式のH型主塔の塔面内、面外の剛性に等価となるように換算して与えるものとした。

3.2 両形式のモデル化と形状決定

対象とした試設計例に基づいて、補剛桁を魚骨(fish-bone)モデルに置き換えた立体骨組構造モデルを、従来形式とMONO-DUO形式の両形式について作成し、ウィンドシューについては、図-3.3に示すように、橋軸直角方向成分以外の全ての変位成分が解放された節点を一端に持つ剛部材を塔横梁上に配置してモデル化した。

また、吊橋特有の設計条件を満たすための初期形状決定、すなわち、死荷重時の主ケーブルの節点座標や初期張力、無応力長、および、主塔の無応力形状などの算定は、従来形式については文献11)、MONO-DUO形式については文献9)でそれぞれ誘導した手法を適用した。

3.3 リジッドハンガーのモデル化

リジッドハンガーフレームは、文献10)におけるパラメトリック解析結果から最適配置位置が既に明らかになっており、骨組構造にモデル化し、中央支間をL(=2,480m)として、0.36L、0.64Lの対称な2箇所の実ハンガー位置に集中配置するものとした。

同じパラメトリック解析結果からは、リジッドハンガーフレームの剛性の増加がねじり剛性を高める効果には限度があり、所要剛性は風荷重に対する静的設計から決定されることも明らかになっている。そこで、後述する設計風荷重を載荷して応力照査を行い、従来形式に設置する場合には図-3.4a)、MONO-DUO形式に設置する場合には図-3.4b)にそれぞれ示す断面構成とした。

解析の便宜上、リジッドハンガーフレームの自重による死荷重を無視し、前述の架設要領を想定して、死荷重時には無応力としたが、固有振動解析やフラッター解析における慣性質量については考慮するものとした。

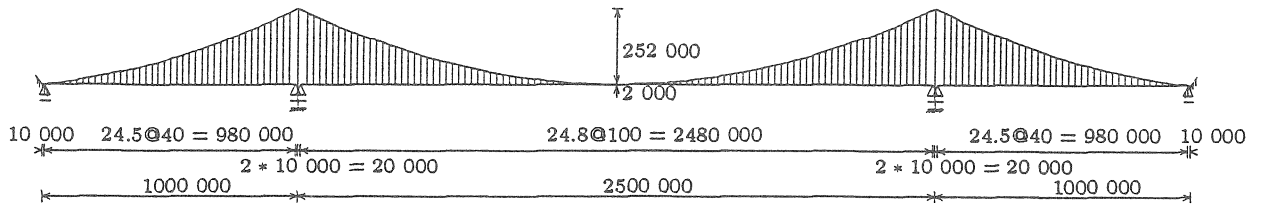


図-3.1 MONO-DUO形式超長大吊橋の試設計例の一般図

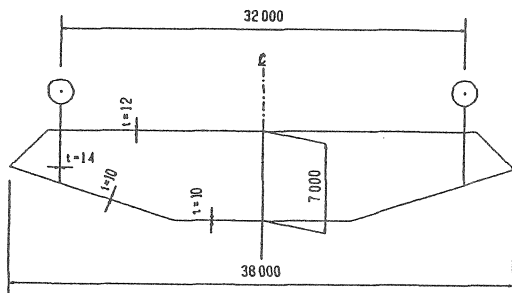


図-3.2 補剛桁の断面図

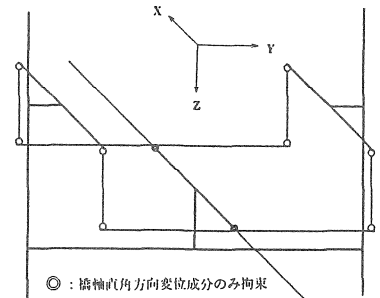
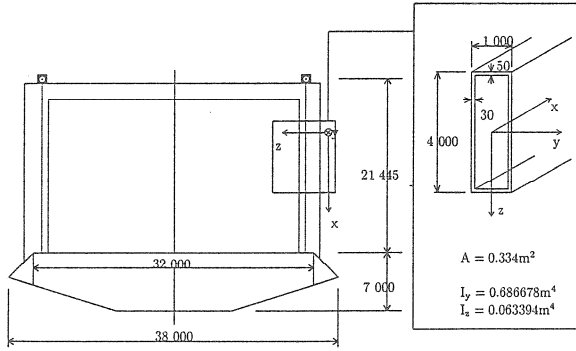


図-3.3 ウィンドシューのモデル化

a) 従来形式に設置する場合



b) MONO-DUO形式に設置する場合

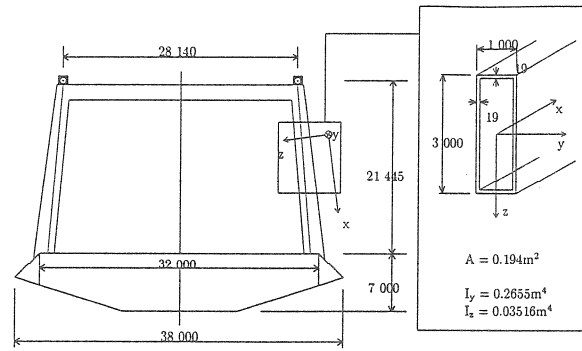


図-3.4 リジッドハンガーフレームの断面構成

3.4 解析モデルの種類とスケルトン

主ケーブルのMONO-DUO形式化とリジッドハンガーの集中配置による超長大吊橋の耐風安定化策に伴う静的問題の検討、および、固有振動特性、連成フラッター特性のより詳細な検討のために適用する解析モデルは、図-3.5に示すようなスケルトンの4種類のモデルとした。

この図-3.5において、a)、および、b)は、従来形式モデル（以降、PARAモデルと略称する）、および、MONO-DUO形式モデル（MONOモデル）をそれぞれ表している。

また、c)、および、d)は、従来形式にリジッドハンガーを集中配置したモデル（PARA-RIGIDモデル）、および、MONO-DUO形式にリジッドハンガーを集中配置したモデル（MONO-RIGIDモデル）をそれぞれ表している。

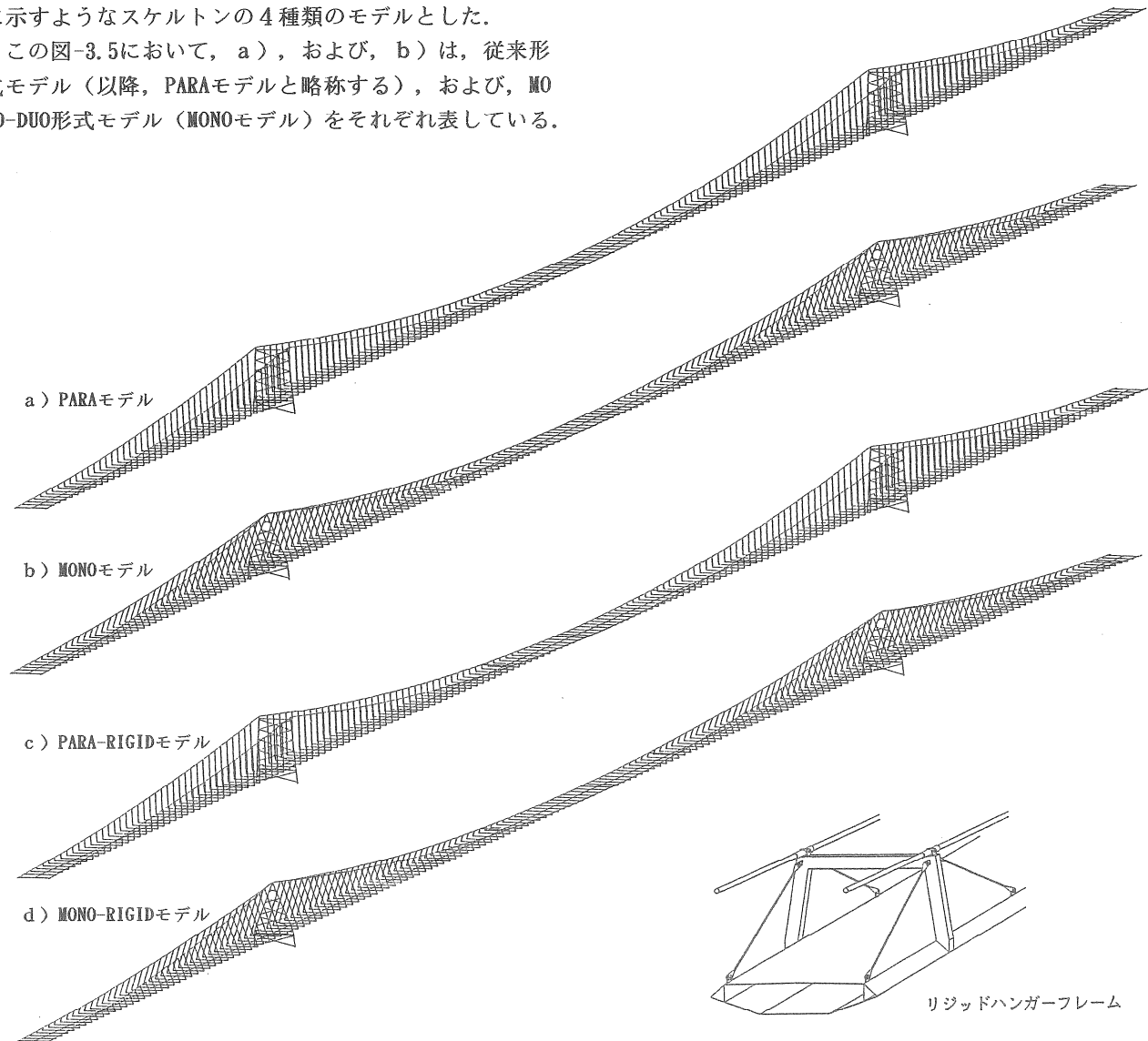


図-3.5 各解析モデルのスケルトン図

4. 耐風安定化策に伴う静的問題の検討

4.1 耐風安定化策に伴う静的問題

まず、耐風安定化策に伴う静的問題を明らかにするために、一部は既に解析済みであるが、全解析モデルを対象に、風荷重載荷時の有限変位解析¹¹⁾¹²⁾を行った。

風荷重は、文献9)、10)と同じに、基本風速 45m/s、ガスト応答の補正係数2.0、補剛桁の平均高度70mとして、橋軸直角方向に水平な設計風荷重¹³⁾を、補剛桁の全径間(抗力係数1.64)、実ハンガー、リジッドハンガーと主ケーブル(抗力係数0.70)、および、主塔の塔柱(抗力係数1.80)に載荷した。

補剛桁の抗力係数1.64は、文献14)に解説された算定式によって求めたものであり、現状では0.80~1.00程度が实际的といえるが、この点については次節で検討を加えることとして、ここではそのまま用いることとした。

解析結果として、図-4.1、図-4.2、および、図-4.3、図-4.4に、補剛桁の面外曲げモーメント、ねじりモーメント、および、面外方向水平変位、ねじり回転角の分布を、各解析モデルについてそれぞれ示す。

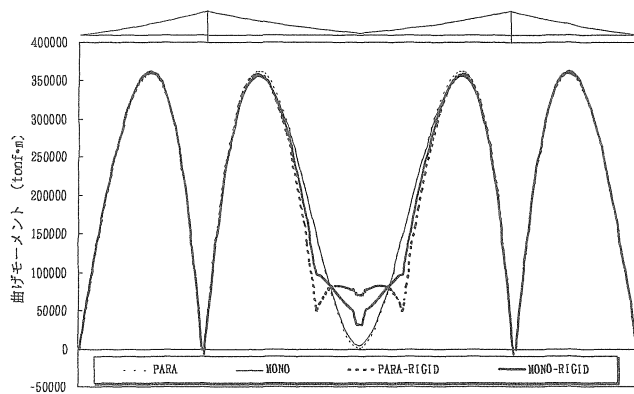


図-4.1 風荷重載荷時の補剛桁の面外曲げモーメント

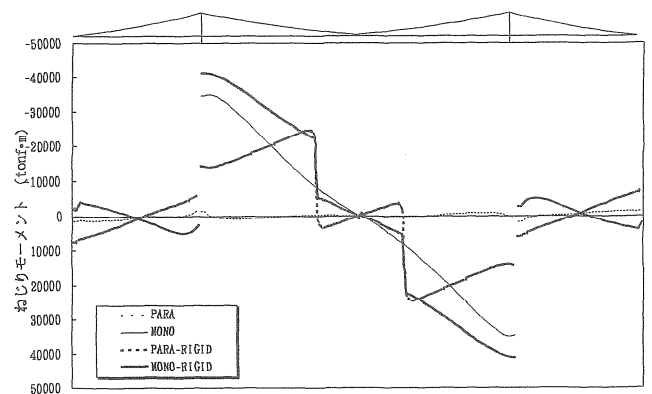


図-4.2 風荷重載荷時の補剛桁のねじりモーメント

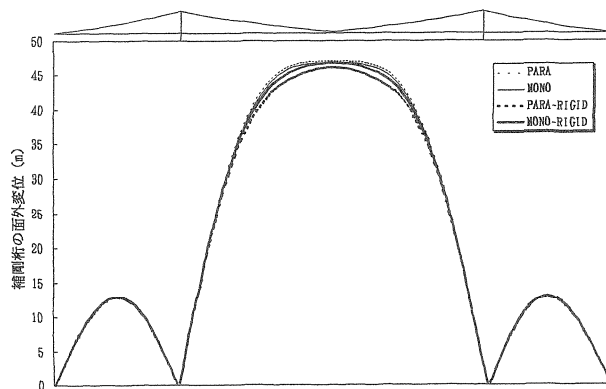


図-4.3 風荷重載荷時の補剛桁の面外方向水平変位

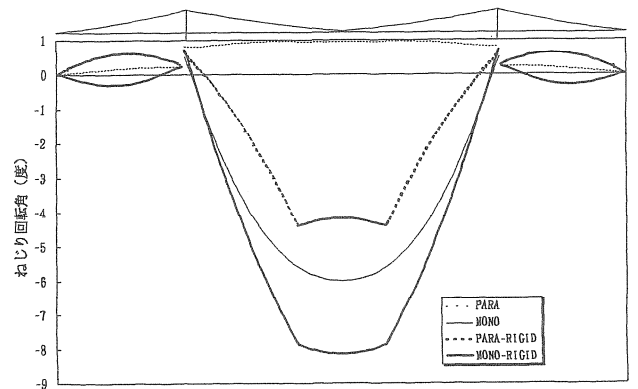


図-4.4 風荷重載荷時の補剛桁のねじり回転角

4.2 補剛桁断面の静的設計問題の検討

本節では、まず、耐風安定化策に伴って生じる風荷重時の過大なねじりモーメントに対して、補剛桁断面の静的設計問題を検討する。

図-4.1、図-4.2から、耐風安定化策による影響は、補剛桁の面外曲げモーメント分布にはほとんどみられないが、ねじりモーメント分布には顕著に現れ、MONO-DUO形式とすることで従来形式に比べて増大することが解る。

また、リジッドハンガーフレームの集中配置によっても、その箇所に生じる集中ねじりモーメントにより、両形式ともに中央径間の両端へ至る領域ではほぼ平行移動する形でかなり増加することが解る。

図-4.3、図-4.4からは、補剛桁の面外方向水平変位には耐風安定化策による影響がほとんどみられないが、ねじり回転角に影響が顕著に現れ、MONO-DUO形式とすることで従来形式と符号が逆転して増大し、リジッドハンガーフレームの集中配置によっても、両形式ともかなり増加することが解る。

したがって、耐風安定化策に伴って新しく生じた静的問題として、風荷重時の過大なねじりモーメントに対する補剛桁断面の静的設計問題、および、過大なねじり回転角に対する暴風時の静的不安定問題の検討が、その実現にあたっては不可欠であるといえる。

応力照査は、補剛桁の面外曲げモーメント最大点、および、桁端部で、図-3.2、表-3.1に示した断面を基準断面とし、面外曲げモーメント(M_z)による直応力、および、面外せん断力(Q_T)、純ねじりモーメント(M_T)に

よるせん断応力をそれぞれ σ_M , および, τ_Q , τ_T として, 次式¹⁵⁾によるものとした。

面外曲げモーメント(M_z) 最大点:

$$\sigma_M < 1.5\sigma_a, \quad \tau_T < 1.5\tau_a, \\ \{\sigma_M/(1.5\sigma_a)\}^2 + \{\tau_T/(1.5\tau_a)\}^2 < 1.2 \quad (1)$$

$$\text{桁端部: } \tau_Q + \tau_T < 1.5\tau_a, \quad (2)$$

ここに, σ_a , τ_a は材料の許容応力度を表し, リブ間隔を $b=320\text{mm}$ とすると, 各種鋼材の許容応力度は, 板厚 t に応じて, 表-4.1のようになる。

表-4.1 各種鋼材の許容応力度 (単位: kgf/cm^2)

鋼種	板厚 (b/t)	$t=10\text{mm}$	$t=12\text{mm}$	$t=14\text{mm}$
		(320/10)	(320/12)	(320/14)
SM570	σ_{ts}	2,600	2,600	2,600
	σ_{cs}	1,930	2,287	2,543
	τ_a	1,500	1,500	1,500
HT690	σ_{ts}	3,200	3,200	3,200
	σ_{cs}	2,100	2,633	3,014
	τ_a	1,800	1,800	1,800
HT780	σ_{ts}	3,600	3,600	3,600
	σ_{cs}	2,247	2,903	3,372
	τ_a	2,000	2,000	2,000

図-3.2, 表-3.1の値から, 基準断面の断面係数 W_z は,

$$W_z = 132.0/16.0 = 8.25\text{m}^3 \quad (3)$$

であり, 面外せん断力 $Q_y=10^3\text{tonf}$, 純ねじりモーメント $M_T=10^4\text{tonf}\cdot\text{m}$ によって基準断面に生じるせん断応力分布は, 図-4.5, 図-4.6にそれぞれ示すようである。

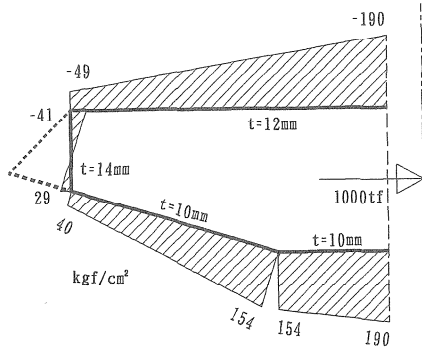


図-4.5 面外せん断力によるせん断応力分布

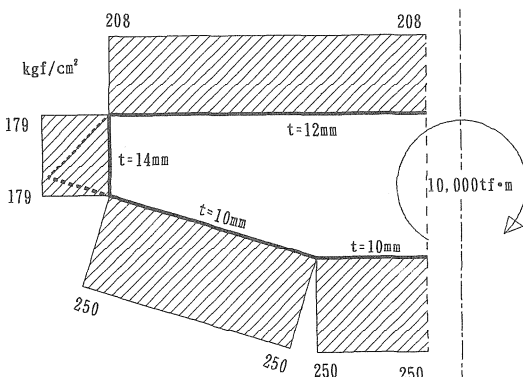


図-4.6 純ねじりモーメントによるせん断応力分布

前節における解析から得られた風荷重載荷時の補剛桁の面外曲げモーメント(M_z), 面外せん断力(Q_y), および, 純ねじりモーメント(M_T)の値を, 各解析モデルについて表-4.2に示す。また, 表-4.3には, 補剛桁の抗力係数のみを現状における実際の値である $C_D=1.00$ に変えて行った解析結果を, 表-4.2と同様に示す。

表-4.2 補剛桁の断面力 (抗力係数: $C_D=1.64$)

解析モデル	着目点	M_z (tonf·m)	Q_y (tonf)	M_T (tonf·m)
PARA	M_z 最大点	361,872.	21.	688.
	桁端部	-1,187.	-1,810.	-1,319.
MONO	M_z 最大点	355,188.	14.	-23,854.
	桁端部	-5,983.	-1,803	-34,620.
PARA -RIGID	M_z 最大点	358,340.	55.	-18,586.
	桁端部	-2,842.	-1,815.	-14,173.
MONO -RIGID	M_z 最大点	356,122.	32.	-32,940.
	桁端部	-6,778.	-1,813.	-41,028.

表-4.3 補剛桁の断面力 (抗力係数: $C_D=1.00$)

解析モデル	着目点	M_z (tonf·m)	Q_y (tonf)	M_T (tonf·m)
PARA	M_z 最大点	235,465.	6.	837.
	桁端部	-386.	-1,170.	1,741.
MONO	M_z 最大点	233,148.	6.	-15,315.
	桁端部	-1,797	-1,174.	-20,169.
PARA -RIGID	M_z 最大点	233,853.	28.	-10,884.
	桁端部	-854.	-1,173.	-6,234.
MONO -RIGID	M_z 最大点	234,094.	16.	-20,526.
	桁端部	-2,014.	-1,181.	-23,910.

式(1)~式(3), 表-4.1~表-4.3, および, 図-4.5, 図-4.6から, 次のようなことなどが解る。

まず, 面外曲げモーメント(M_z) 最大点では, 全解析モデルでほぼ等しい直応力(σ_M)の照査によって断面が決まることが確かめられ, 耐風安定化策に伴う純ねじりモーメント(M_T)の増大によって, せん断応力(τ_T)はかなり大きくなるが, せん断応力の照査と合成応力の照査には十分な余裕があり, 支配的にはなっていない。

その結果, 全解析モデルともに, 補剛桁の抗力係数が $C_D=1.64$ の場合は, 部分的にBottom Pl.とDeck Pl.を14mmに増厚しHT690を用いるか, 部分的にBottom Pl.のみを12mmに増厚してHT780を用いればよく, 抗力係数が $C_D=1.00$ の場合には, 部分的にHT690を用いれば, 増厚の必要は全くないことが解る。

これに対して, 桁端部におけるせん断応力(τ_Q , τ_T)の照査では, 耐風安定化策に伴ってせん断応力(τ_T)はかなり大きくなるが, 補剛桁の抗力係数が $C_D=1.64$ の場合であっても, 増厚なしにSM490Y($\tau_a=1,200\text{kgf}/\text{cm}^2$)で十分であることが解る。

補剛桁の抗力係数は, フェアリングや桁断面そのものの形状によって, $C_D=0.7$ 以下も可能とされており, 断面力は抗力係数にほぼ比例していることを考えれば, 断面設計の点からは今後も特に問題とはならないといえる。

4.3 暴風時の静的不安定問題の検討

本節では、耐風安定化策に伴って生じる暴風時の過大なねじり回転角に対する静的不安定問題を検討するために、明石海峡大橋の計画時における風洞試験結果（桁高：8m）¹⁶⁾を参考に、図-4.7に示すような迎角に依存する3分力係数を定め、静的空気力を補剛桁に作用させて弾性有限変位解析法^{11) 12)}による安定解析^{17) 18)}を行った。

図-4.7に示した迎角 α の関数で与えられる抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L 、ピッチングモーメント係数 C_M を用いて、補剛桁の平均高度の風速 V (m/sec)時の単位長さ当たりの静的空気力の3成分は、風軸に関して次式で表される。

$$\begin{aligned} D(\alpha) &= \frac{1}{2} \rho V^2 A_n C_D(\alpha) \\ L(\alpha) &= \frac{1}{2} \rho V^2 B C_L(\alpha) \\ M(\alpha) &= \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 C_M(\alpha) \end{aligned} \quad (4)$$

ここに、 ρ は空気密度（ここでは、 $0.000125 \text{ t} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$ とする）であり、 A_n は補剛桁の鉛直投影面積、 B は桁幅で、図-3.2に示した断面図から、それぞれ 7m^2 、 38m である。

迎角 α は、初期迎角を α_0 、ねじり回転角を θ_x として、

$$\alpha = \alpha_0 + \theta_x \quad (\text{deg.}) \quad (5)$$

なる式で表されることから、基準座標系に関する橋軸直角方向（Y軸方向）、鉛直方向（Z軸方向）、および、橋軸（X軸）回りの静的風荷重は、次式で与えられる。

$$\begin{aligned} F_Y &= D(\alpha) \cos \alpha_0 - L(\alpha) \sin \alpha_0 \\ F_Z &= -\{D(\alpha) \sin \alpha_0 + L(\alpha) \cos \alpha_0\} \\ M_X &= M(\alpha) \end{aligned} \quad (6)$$

初期迎角 α_0 を ± 0 度とし風軸を水平にとった際、および、 α_0 を -5 度または $+5$ 度として風軸を傾けた際の風速 V と中央径間中央部のねじり回転角 θ_x の収束値との関係を、解析結果として図-4.8、および、図-4.9にそれぞれ示す。

なお、両図における縦軸のねじり回転角の範囲は、図-4.7の空気力係数の迎角 $-10 \sim +10$ 度の範囲に対応しているが、初期迎角 ± 0 度の際の解析は、空気力係数をさらに外挿して、ねじり回転角の解が発散するまで行っている。

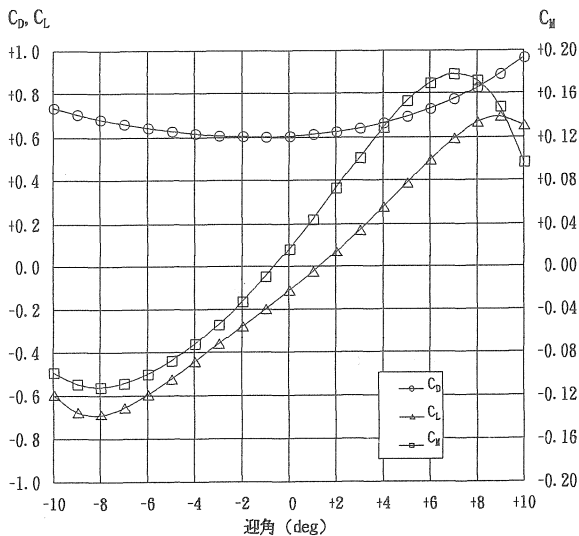


図-4.7 静的空気力の3分力係数

図-4.8から、初期迎角 ± 0 度の横ねじり座屈特性について、次のようなことなどが解る。

まず、PARAモデルの場合、低風速では他の3解析モデルに比べて非常に小さいねじり回転角が、高風速になるに従って増大することが解り、図-4.10に示すように、 80m/sec までは解が着実に収束したが、 90m/sec になると解が一定の範囲を反復するようになり、さらに、それを超えると解が発散した。

これに対して、PARAモデル以外の3解析モデルの場合は、同風速時のねじり回転角はPARA-RIGIDモデルの場合に最も小さくなること解るが、全てのモデルの場合に 100m/s までは解が着実に収束し、それを超えて風速を高めていくと、解が同様に反復し始め、発散に至った。

これは、高風速に達し、ねじり回転角の増加に伴って迎角がある程度大きくなると、それ以降は、増大するモーメント成分に対して、ねじり剛性の大きさが横ねじり座屈現象の安定に寄与することによるものと考えられる。

図-4.9からは、初期迎角の正負による影響が特にPARAモデルの場合に顕著であり、 $+5$ 度の際の ± 0 度に対するねじり回転角の増加は -5 度の際に比べかなり大きく、全ての解析モデル、初期迎角で最大となること解る。

一方、PARAモデル以外の3解析モデルの場合には、図-4.8に付記したように初期迎角 ± 0 度の際のねじり回転角の符号が異なることによって、逆に $+5$ 度の際よりも -5 度の際の方がねじり回転角の増加は大きくなるが、PARAモデル程大きな差異ではないことが解る。

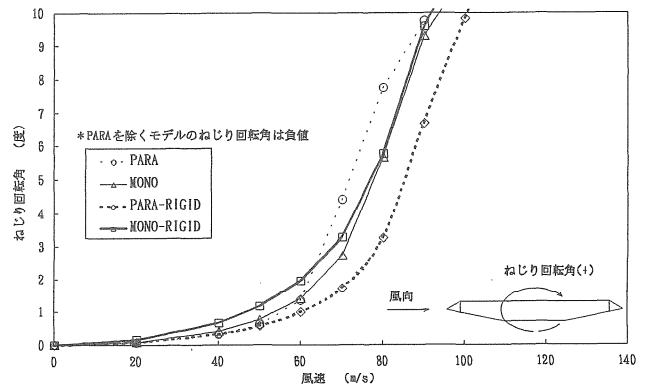


図-4.8 風速とねじり回転角の収束値（初期迎角： ± 0 度）

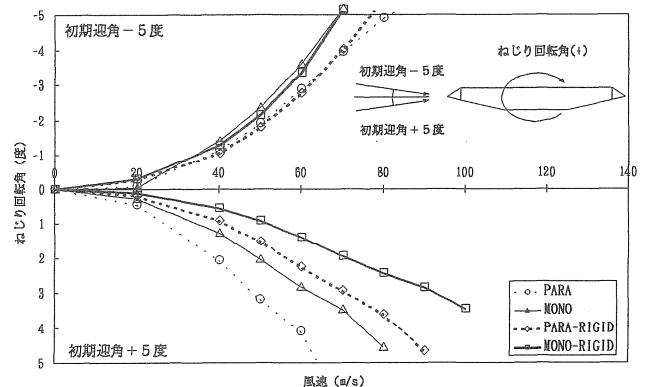


図-4.9 風速とねじり回転角の収束値（初期迎角： ± 5 度）

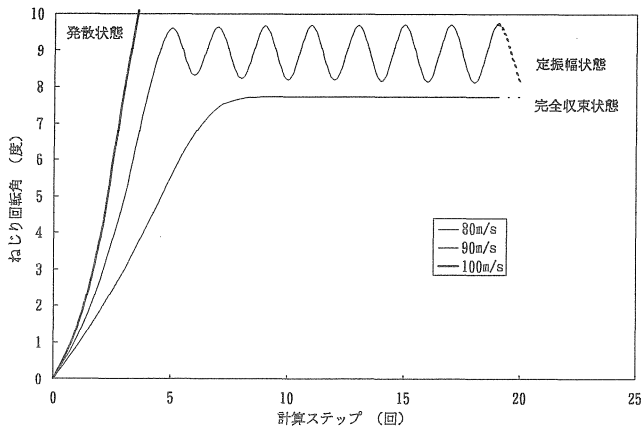


図-4.10 解の収束・発散状況(PARAモデル, 初期迎角: ±0度)

これらのことから、耐風安定化策を施しても、安定性が大きく損なわれることはなく、逆に改善される可能性もあることが解り、暴風時の静的不安定問題は、風荷重時の補剛桁断面の静的設計問題と同様に、耐風安定化策の実現を妨げる大きな問題とはならないといえる。

5. マルチモード連成フラッター解析による検討

5.1 固有振動特性

本節では、次節のマルチモード連成フラッター解析に先立って、これまでの基本2モード以外のモードにも着目し、各解析モデルの固有振動特性をより詳細に検討するために、パラメトリックな固有振動解析を実施した。

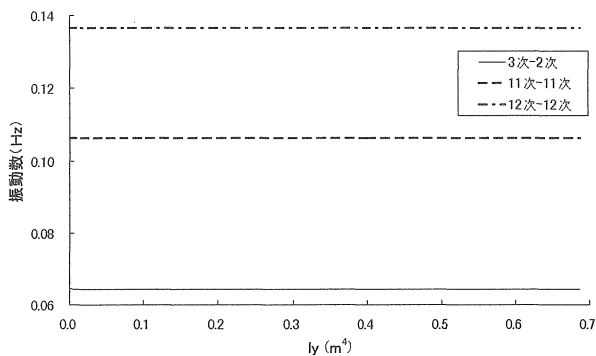


図-5.1 対称たわみ振動数の変化(PARA→PARA-RIGIDモデル)

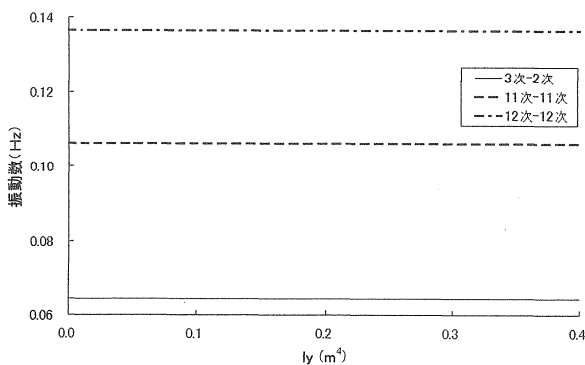


図-5.2 対称たわみ振動数の変化(MONO→MONO-RIGIDモデル)

解析は、前章で適用した静的有限変位解析法¹¹⁾¹²⁾によって求められる死荷重時の平衡状態での接線剛性行列と集中質量行列を用いた固有振動解析¹²⁾¹⁹⁾による。

また、リジッドハンガーの集中配置の影響をより明確にするために、そのフレーム面内の曲げ剛性に関する断面2次モーメント(図-3.4の I_y) をパラメーターとして、PARA-RIGIDモデルとMONO-RIGIDモデルの解析を行った。

ここでは、PARA-RIGID、MONO-RIGIDモデルの $I_y=0$ における解析結果と、PARA、MONOモデルの解析結果とにはほとんど差異がなかったことから、 $I_y=0$ における解析結果を両モデルの解析結果として取り扱うものとした。

1) たわみ固有振動特性

対称一次～三次モードのたわみ固有振動に関する解析結果を、図-5.1～図-5.3に示す。これらの図から、次のようなことなどが解る。

すなわち、対称一次モードは、PARA、MONOモデルではともに3次(基本モード)に現れ、PARA-RIGID、MONO-RIGIDモデルでは、 I_y の増加に伴って、その次数がともに3次から2次(基本モード)に変わるが、解析モデルの相違による振動数の差異はほとんどみられないことが解る。また、全解析モデルで、対称二次、三次モードが11次、12次にそれぞれ現れることが解る。

a) 3次(対称一次)モード



b) 11次(対称二次)モード



c) 12次(対称三次)モード



図-5.3 対称たわみモードの鉛直成分(MONOモデル)

2) ねじり固有振動特性

対称一次モードのねじり固有振動に関する解析結果を、図-5.4～図-5.8に示す。ここに、図-5.5、図-5.7におけるモードの連成率は、主ケーブル、および、補剛桁の面外成分(橋軸直角方向)の最大値を、各々の鉛直成分の最大値で除したものである。これらの図からは、次のようなことなどが解る。

まず、対称一次モードは、PARAモデルでは17次（基本モード）のみに現れるが、PARA-RIGIDモデルでは、 I_y の

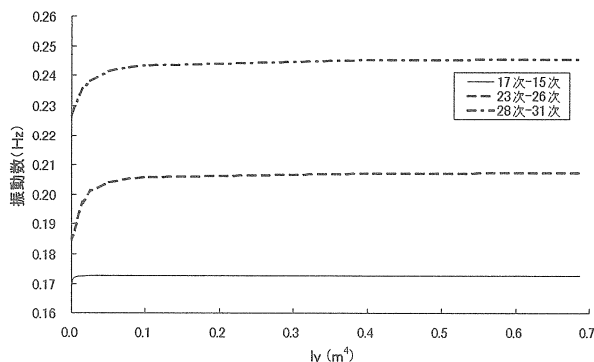


図-5.4 対称ねじり振動数の変化(PARA→PARA-RIGIDモデル)

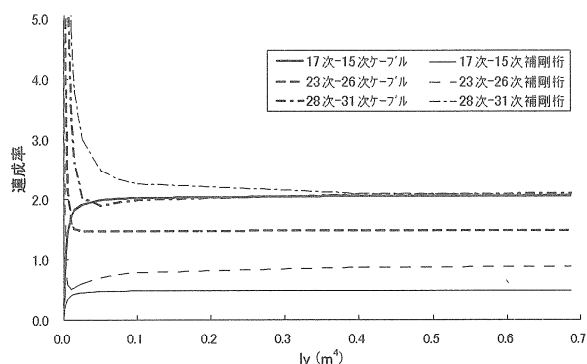


図-5.5 対称ねじりモードの変化(PARA→PARA-RIGIDモデル)

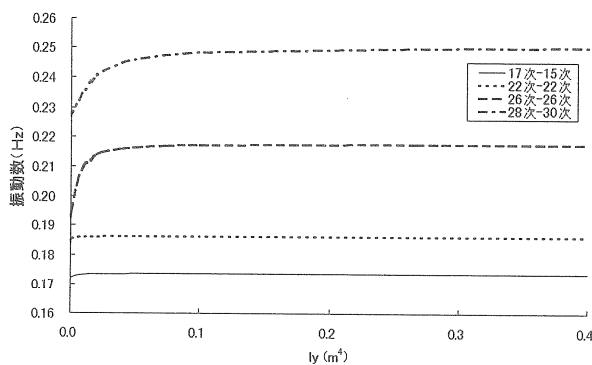


図-5.6 対称ねじり振動数の変化(MONO→MONO-RIGIDモデル)

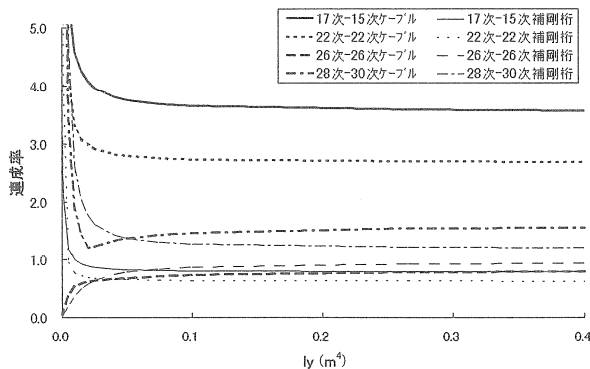


図-5.7 対称ねじりモードの変化(MONO→MONO-RIGIDモデル)

増加に伴って、その次数が17次から15次（基本モード）に変わるとともに、26次、31次にも現れることが解る。

他方、MONOモデルでは26次（基本モード）のみに対称一次モードが現れるが、MONO-RIGIDモデルでは、 I_y の増加に伴って、それと同じ次数の26次（基本モード）とともに、15次、22次、30次にも現れることが解る。

さらに、PARA-RIGID、MONO-RIGIDモデルの全ての対称一次ねじりモードには橋軸直角方向の面外成分が大きく連成しており、それらのうち、基本モード以外のは、PARA、MONOモデルでは橋軸直角方向の面外成分卓越モードであったものが I_y の増加に伴って変化し、基本モードとともに振動数も増加したものであることが解る。

a) 15次、26次、31次モードの鉛直成分



b) 15次モードの面外成分



c) 26次モードの面外成分



d) 31次モードの面外成分



図-5.8 対称一次ねじりモード(PARA-RIGIDモデル)

5.2 連成フラッター特性

連成フラッター特性の検討と限界風速の推定には、モード解析法によるマルチモード連成フラッター解析プログラム^{20) 21)}を適用するものとし、前節の固有振動解析結果を用い、考慮するモード数と組み合わせるモードの種類を変えて解析を行った。

1) 基本2モード解析とマルチモード解析

当初の解析では、非定常空気力として、平板翼理論による補剛桁の揚力、ピッチングモーメントのみを作用させ、空気力の定式化は文献²²⁾によるものとした。

組合わせた各モードのうち、PARA-RIGIDモデルの8次、10次、および、17、18次は、前節で触れていないが、それぞれ側径間の遊動円木モード、橋軸直角方向の面外成分(対称2次)卓越モード、および、ともに鉛直成分(対称4次)と側径間の面外成分の連成モードであった。

解析結果として、 $V-\delta_w$ (V :風速, δ_w :対数減衰率) 曲線を、各解析モデルについて図-5.9~図-5.12に示す。ここに、各図の凡例は考慮したモードの次数をそれぞれ表し、各々の最初の組み合わせがこれまでの基本2モードを用いた解析に対応している。

また、各解析からは、考慮したモード数と同じ本数の $V-\delta_w$ 曲線が得られるが、各図には、限界風速を推定する上で支配的な曲線のみを示した。ただし、PARA-RIGIDモデルの場合は、現れた低風速発振モードも付記した。

これらの図から、次のようなことなどが解る。

まず、PARAモデルの場合、考慮したモード数や組合せたモードの種類の違いによる差異は小さく、基本2モードのみによる解析によっても1~40次モードによる解析結果と大差ない限界風速が得られていることが解る。

これに対して、PARAモデル以外の3解析モデルの場合、基本2モードによる解析結果と1~40次モードによる解析結果には大きな差異がみられる。フラッター限界風速はかなり減少し、限界風速を減少させる上で最も支配的なモードが12次(対称三次たわみモード)で、11次(対称二次たわみモード)がこれに続いていることが解る。

基本モードでない対称一次ねじりモードの寄与については、PARA-RIGIDモデルにおいて、1~30次モードによる解析結果で変化の兆しを示していた $V-\delta_w$ 曲線の形状が、さらに31次モードの考慮により急激に変化した後は、40次まで考慮してもほとんど変わらず、31次モードの考慮が限界風速を10m/sec余増加させることが解る。その他のモードについては、大小はあるものの限界風速を減少させる側に寄与しているようである。

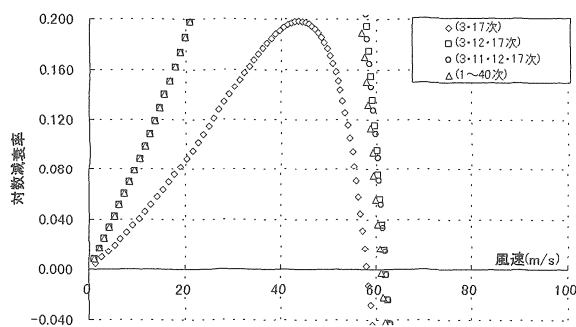


図-5.9 $V-\delta_w$ 曲線(PARAモデル)

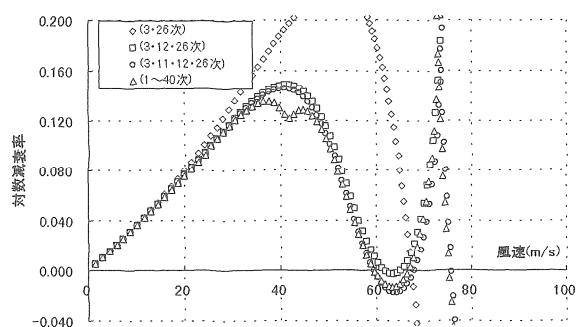


図-5.10 $V-\delta_w$ 曲線(MONOモデル)

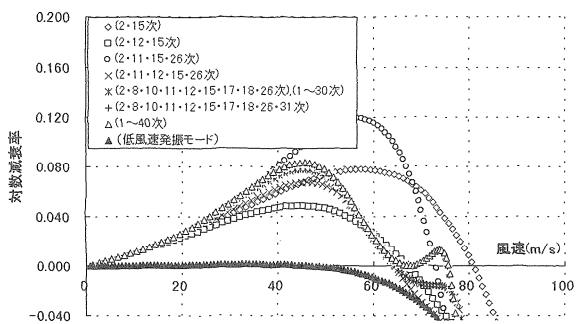


図-5.11 $V-\delta_w$ 曲線(PARA-RIGIDモデル)

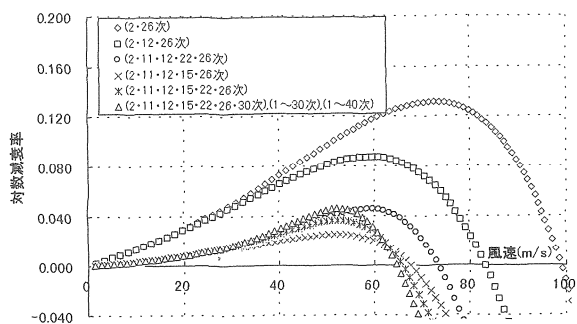


図-5.12 $V-\delta_w$ 曲線(MONO-RIGIDモデル)

2) 抗力, および, 構造減衰の影響

前項の解析結果を参照し、全解析モデルを対象に、空気力成分として準定常理論に基づく抗力成分(抗力係数0.80)を加えた解析も行った。

さらに、MONOモデルのみを対象に、構造減衰として対数減衰率 $\delta = 0.02$ を考慮した解析も行った。

図-5.13, および, 図-5.14に示すこれらの解析結果から、次のようなことなどが解る。

図-5.13からは、抗力成分を考慮することによって、全解析モデルで全体的に δ_w が増加する傾向がみられ、図-5.11にも付記したようにPARA-RIGIDモデルに生じていた低風速発振モードは消滅したが、限界風速そのものの変化はほとんどないことが解る。

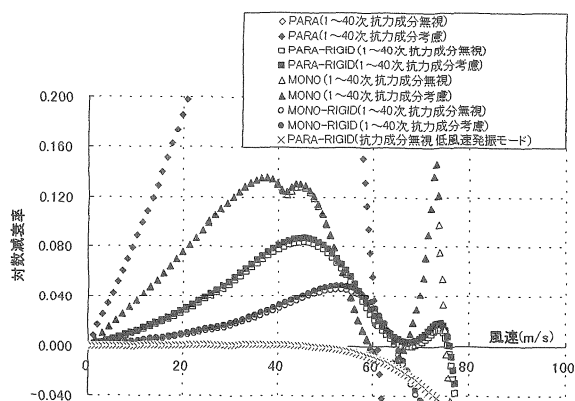


図-5.13 抗力成分と $V-\delta_w$ 曲線

また、図-5.14からは、構造減衰を考慮することによって、 $V-\delta_w$ 曲線は上方にほぼ平行移動し、MONOモデルの場合、構造減衰を無視して得られた図-5.10の $V-\delta_w$ 曲線の屈曲形状から予測されたように、限界風速が15m/sec増加することが解る。

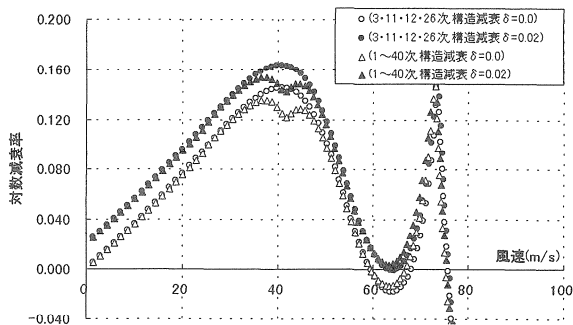


図-5.14 構造減衰と $V-\delta_w$ 曲線(MONOモデル)

3) 各解析モデルの限界風速の推定値

図-5.9～図-5.14に示した連成フラッター解析結果から、表-5.1に、基本2モード解析による場合と1～40次のマルチモード解析による場合の各解析モデルの限界風速の推定値を示す。なお、この表には、参考のために、Selberg式²³⁾による限界風速の簡易推定値(補剛桁断面形状に関する補正係数 $K=1$)も付記している。

表-5.1 連成フラッター限界風速の推定値(単位: m/sec)

解析モデル 解析法	PARA	MONO	PARA	MONO
			-RIGID	-RIGID
基本2モード	58.4	67.8	81.4	99.2
1~40次モード	61.1	59.5	75.9	65.5
(抗力成分考慮)	61.1	60.3	76.4	65.1
(構造減衰考慮)	—	75.7	—	—
Selberg式	55	63	77	89

表-5.1から、既に述べたように、マルチモード解析による限界風速の推定値(抗力成分考慮)は、PARAモデルを除いて、これまでの基本2モード解析による値に比べてかなり低下し、PARAモデルの推定値に対して、MONOモデルの推定値はそれを逆に下回り、MONO-RIGIDモデルの推定値はそれと大差なくなることが解る。

しかしながら、PARA-RIGIDモデルの限界風速の推定値は、PARAモデルの推定値を未だ大きく上回っていることが解り、MONOモデルの推定値は、現実的な値の構造減衰($\delta=0.02$)を考慮することによって、逆に基本2モード解析による値よりも大きく上昇し、PARA-RIGIDモデルの推定値とほぼ等しくなることが解る。

したがって、本解析では、両者を併用した場合については十分な効果が認められなかったが、主ケーブルのMONO-DUO形式化、あるいは、リジッドハンガーの集中配置

による耐風安定化策は、それぞれ十分に有効かつ有用で、実現に向けたより詳細な検討の実施に値するものであるといえる。

6. 結 言

前章までの検討結果からは、主ケーブルのMONO-DUO形式化、および、リジッドハンガーの集中配置による超長大吊橋の耐風安定化策の実現性に関して、次のようなことがいえる。

(1)耐風安定化策に伴って、風荷重載荷時に生じる過大なねじりモーメントに対する補剛桁断面の静的設計問題、および、過大なねじり回転角に対する暴風時の静的不安定問題(横ねじり座屈安定性)はともに、その実現を妨げる大きな問題とはならない。

(2)主ケーブルのMONO-DUO形式化によって、基本2モードのうち、対称一次たわみモードはほとんど変化しないが、対称一次ねじりモードは、主塔と側径間部のモード成分がなくなって、振動数が高くなる。

(3)リジッドハンガーを集中配置することによって、対称一次ねじり成分が卓越していた基本モードに橋軸直角方向の面外成分が大きく連成する一方、面外成分が卓越していたモードにねじり成分が連成して複数の対称一次ねじりモードが現れ、全てのモードの振動数が高くなる。

(4)耐風安定化策を施した場合の基本2モード解析結果とマルチモード解析結果には大きな差異がみられ、対称二次、二次たわみモードや対称一次ねじりモードなど、連成フラッター限界風速の増減を左右する支配的なモードが基本モード以外に存在する。

(5)主ケーブルをMONO-DUO形式とする耐風安定化策を施した場合、現実的な値の構造減衰を考慮することによって、マルチモード解析による連成フラッター限界風速の推定値が基本2モード解析による値よりも大きく上昇し、十分な効果を及ぼす。

(6)リジッドハンガーを集中配置する耐風安定化策を施した場合、マルチモード解析による限界風速の推定値は基本2モード解析による値に比べてかなり低下するが、未だ十分な効果を及ぼしており、抗力成分を考慮すれば低風速発振モードが発生することはない。

ゆえに、これらの耐風安定化策の実現性は低くないといえ、今後、これらが及ぼす効果の信頼性と、限界風速の増減を左右するモードの制御の可能性の把握や、有風時の変形の影響を考慮したフラッター解析の実施などを含め、超長大吊橋の耐風安定性に及ぼす効果を、より厳密かつより詳細に検討していく必要がある。

さらに、近い将来における流線形箱桁型超長大吊橋の建設をより確実なものとするためには、異種の構造的または空力的な耐風安定化策との併用の検討も、今後の課題として不可欠である。

最後に、本論文が鋼橋技術研究会技術情報部会(部会長:藤野陽三)における成果の一部であることを付記す

るとともに、委員各位の常に適切なお助言とご助力に対し、心より謝意を表したい。

また、当時、東京都立大学の大学院生、および、卒業研究生であった、志水 平氏（現 東京都）、および、中津川宏和氏（現 鹿児島県）らによる解析データの作成・整理などへの協力に対しても、心より謝意を表したい。

参考文献

- 1) 横山功一：海峡横断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-31，1996.
- 2) 野村国勝・中崎俊三・成田信之・前田研一：超長大吊橋における補剛トラスの合理的構造に関する研究，土木学会論文集，No. 516/VI-27，1995.
- 3) 野村国勝・中崎俊三・前田研一・成田信之：流線形箱桁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，Vol. 1，1993.
- 4) Niels J. Gimsing: Cable Supported Bridges, John Wiley & Sons, 1983 (伊藤 学 監修，藤野陽三・長井正嗣・杉山俊幸・中村俊一 訳：吊形式橋梁－計画と設計－，建設図書，1990).
- 5) T. Y. Lin and Philip Chow: Gibraltar Strait Crossing - A Challenge to Bridge and Structural Engineers, Structural Engineering International 1, Vol. 1, No. 2, 1991.
- 6) 成田信之・前田研一・野村国勝・中崎俊三・中村一史：超長大斜張吊橋の構造特性と実現可能性に関する基礎的研究，鋼構造年次論文報告集，Vol. 4，1996.
- 7) M. A. Astiz and E. Y. Andersen: On Wind Stability of Very Long Spans in Connection with a Bridge across the Strait of Gibraltar, Strait Crossings, J. Krokeborg(ed.), 1990 Balkema Rotterdam.
- 8) Klaus H. Ostenfeld & Allan Larsen: Bridge Engineering and Aerodynamics, Aerodynamics of Large Bridges, A. Larsen(ed.), 1992 Balkema Rotterdam.
- 9) 前田研一・森園康之・岩本政巳・長井正嗣・藤野陽三：補助ハンガーシステムを併用したMONO-DUO形式超長大吊橋の構造特性，構造工学論文集，Vol. 42A，1996.
- 10) 前田研一・岩本政巳・森園康之・田平秀和・長井正嗣・藤野陽三：MONO-DUO形式超長大吊橋の耐風安定性に及ぼすリジッドハンガーの効果，構造工学論文集，Vol. 43A，1997.
- 11) 林 正・前田研一・増井由春・内海 靖・山野長弘：長径間吊橋の立体有限変位解析，構造工学論文集，Vol. 37A，1991.
- 12) 土木学会：構造工学における計算力学の基礎と応用－応用編，構造工学シリーズ7，1996.
- 13) 本州四国連絡橋公団：尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説，平成6年11月.
- 14) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説，平成2年2月.
- 15) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準(1989)・同解説，昭和55年6月.
- 16) 藤野陽三・岩本政巳・伊藤 学・樋上秀一・武田勝昭・宮田利雄・辰巳正明：三次元弾性模型による箱桁補剛桁を有する超長大吊橋の風洞実験，日本風工学会誌，第46号，1991.
- 17) V. Boonyapinko, H. Yamada and T. Miyata: Non-Linear Buckling Instability Analysis of Long-Span Cable-Stayed Bridges under Displacement-Dependent Wind Load, Journal of Structural Engineering, Vol. 39A, 1993.
- 18) V. Boonyapinko, H. Yamada and T. Miyata: Non-Linear Buckling Instability Analysis of Long-Span Cable-Stayed Bridges under Gravity and Wind Loads, Journal of Structural Engineering, Vol. 40A, 1994.
- 19) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.
- 20) 岩本政巳・藤野陽三・長井正嗣：三次元モデルによる長大斜張橋のフラッター解析，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集I，1993.
- 21) 岩本政巳：吊形式橋梁に関するフラッターを中心とした空力振動予測，東京大学博士学位論文，1997.
- 22) 宮田利雄・山田 均・太田博文：立体骨組解析法におけ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，No. 404/I-11，1989.
- 23) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，平成3年7月。(1997年9月26日受付)