

## 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

STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF AN ULTRA LONG-SPAN MONO-DUO TYPE SUSPENSION BRIDGE  
TAKING JOINTLY WITH SUPPLEMENTARY HANGERS SYSTEM

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

Ken-ichi MAEDA, Yasuyuki MORIZONO, Masami IWAMOTO, Masatsugu NAGAI and Yoza 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)

\*\* 工修 (株)長大 長大橋事業部 長大橋第二部 (〒305 茨城県つくば市梅園2-7-3)

\*\*\* 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)

\*\*\*\* 工博 長岡技術科学大学助教授 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)

This paper deals with the feasibility study on an ultra long-span mono-  
duo type suspension bridge taking jointly with supplementary hangers  
system, not only crossed hangers, but also stay hangers proposed newly.  
At first, an evaluation method for the initial tension and configuration  
under dead loads is introduced to three dimensional frame models. Next,  
from eigen-value analyses of a trial design model with the center span of  
2,500m, approximate values of the critical wind velocity are estimated  
and compared in order to discuss the aerodynamic stability. Moreover,  
influence-line analyses and finite displacement analyses under live loads  
and wind loads are employed to investigate the static behavior. Finally,  
structural characteristics of this type are concluded from all results.

Key Words : ultra long-span bridge, suspension bridge, mono-duo type,  
supplementary hangers system, aerodynamic stability, static behavior

## 1. 緒言

中央径間長1,990mの明石海峡大橋の建設が佳境に入った現在、次世代の計画として、津軽海峡、東京湾口、伊勢湾口、紀淡海峡、豊予海峡などでの海峡横断道路プロジェクト構想<sup>1)</sup>が発表され、超長大橋の建設がわが国においても具体化しつつある。このような背景の下、支間2,500mから、支間3,000mを超える超長大吊橋の研究開発が、活発に行われている。

超長大吊橋では、補剛桁あるいは橋全体のねじり剛性をより高くして、耐風安定性を確保することが、最重要課題であることはよく知られている。この課題に関する構造面からの既往の研究は、補剛桁断面構造に着目したもの、および、ケーブルシステムに着目したものの両者に大別される。後者は、さらに、これまでにない新しい吊システムを提案するものと、従来形式吊橋に補助的なケーブルシステムを付加するものとに分けられる。

補剛桁断面構造に着目した研究の一つとして、著者らは、最適な横構タイプを選定し、鋼床版とトラス桁とを合成させることによって、従来技術の延長線上で支間3,000mの超長大吊橋のより合理的な設計が可能であることを既に示している<sup>2)</sup>。これに対して、例えば、流線形箱

桁吊橋に関する著者らの研究成果<sup>3)</sup>からは、支間3,000mの場合、耐風安定性を確保するうえで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結果が得られている。

したがって、箱桁吊橋を超長大橋に適用するため、空力特性に優れた斬新なデザインの断面構造の開発が活発に行われる一方、橋全体のねじり剛性をより高くするケーブルシステムに着目した研究が、現在、特に注目されている。

新しい吊システムに関する研究は、海外で発表されたコンセプト<sup>4) 5)</sup>などを基に、わが国においても、著者らによる斜張橋と吊橋を組み合わせた超長大斜張吊橋に関する研究<sup>6)</sup>を含めて、多くの研究が進行中である。しかし、従来形式吊橋の主ケーブルの張り方を変えたMONO-DUO形式超長大吊橋については、フラッター限界風速が大きく変化する試算結果<sup>7) 8)</sup>が海外において既に示されているにもかかわらず、わが国の設計環境での具体的な検討は未だ十分になされていない。

また、上述の文献7)、8)には、補助的なケーブルシステムに関する研究成果として、従来形式吊橋にステイクケーブルシステム(タワーステイ)、あるいは、クロス

ハンガーシステムを付加した場合のフラッター限界風速の変化を試算した結果も示され、クロスハンガーが有効であることが指摘されている。このクロスハンガーについては、ある程度具体的な検討<sup>9)</sup>がわが国でも既に行われ、より詳細な検討も着手されているが、建築限界による制約や、運転者の視覚を妨げる問題などがあり、新しい補助ハンガーシステムを開発する余地も残されている。

本研究は、これらの既往の研究の動向を踏まえ、MONO-DUO形式超長大吊橋の動的、および、静的構造特性を、支間2,500mの試設計例を対象に従来形式と比較して、その実現性を検討するものである。さらに、ねじり剛性をより高めるために補助ハンガーシステムの併用を考え、クロスハンガーに加えて、ステイハンガーと名付ける新しい補助ハンガーを提案し、これらの付加が耐風安定性に及ぼす効果と問題点を比較、検討するものである。

本論文では、まず最初に、MONO-DUO形式吊橋のコンセプトを説明し、新しい補助ハンガーシステムを提案した後、固有振動解析、および、有限変位解析に用いる立体骨組モデルの死荷重時の形状決定について、MONO-DUO形式特有の手法を導く。次に、新たに試設計した中央支間2,500mの3径間2ヒンジ吊橋の構造諸元、基本解析モデル、および、その形状決定結果を従来形式とMONO-DUO形式の両形式について示し、簡易モデルの使用や、補助ハンガーシステムの併用の有無、ステイハンガーの定着パターンとの相異などを含めた全解析モデルを予め示す。

解析結果としては、固有振動解析結果を先に示し、振動数や振動モードの変化の状況を把握するとともに、フラッター限界風速の推定値を概算して、耐風安定性の確保に及ぼす効果の度合いを比較、考察する。また、ステイハンガーの最適定着パターンの選定も試みる。さらに、固有振動解析結果も踏まえ、影響線解析結果、および、活荷重固定載荷時、風荷重載荷時の有限変位解析結果を示して、静的挙動に与える影響を把握するとともに、静的設計における問題点を指摘し、超長大吊橋形式としての実現性と今後の課題を明らかにする。

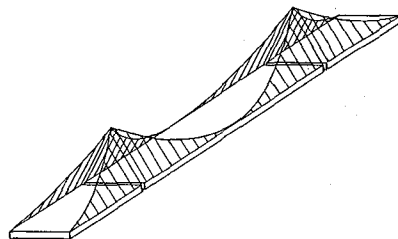
## 2. MONO-DUO形式吊橋と補助ハンガーシステム

### 2.1 超長大吊橋としてのコンセプト

本研究で取扱うMONO-DUO形式吊橋の概念図を、図-2.1に示す。全体模式図から解るように、ここでは、主ケーブルの塔頂サドルを中央に集中して配置し、塔頂でのみモノケーブル状態となる形式を対象とした。本形式は、中小吊橋での実績が国内外で既にあり、主ケーブルの架設工法や塔頂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と考えられる。

塔頂からある区間をモノケーブル状態とする形式が本来のMONO-DUO形式であり、より効果的であると思われるが、より多くの問題点を有しており、ここでは第1段階として、図-2.1に示した形式を対象とすることとした。

a)全体模式図



b)塔頂変位図

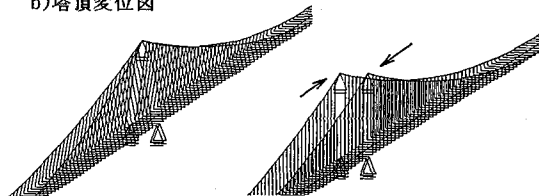


図-2.1 MONO-DUO形式吊橋の概念図

まず、全体模式図から、主ケーブルに関する極慣性モーメントが従来形式に比べて低減され、対称、逆対称ねじり固有振動数がともに大きくなることが予測される。また、塔頂変位図から、対称ねじり振動に際して、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され、結果的に塔頂変位が拘束されることによっても、固有振動数が大きくなることが予測される。

したがって、超長大吊橋において、対称モードの連成フラッターがクリティカルになるような場合には、耐風安定性を確保するうえでかなりの効果を与えることが期待される。さらに、静的にも、ねじり剛性の増加が予測されるとともに、主ケーブルやハンガーケーブルの傾斜による鉛直方向、および、橋軸直角方向のたわみ剛性の増加も検討に値するものと考えられる。

### 2.2 クロスハンガーとステイハンガー

わが国の厳しい耐風設計条件を考え、併用を検討する補助ハンガーシステムとして図-2.2に示すように、従来のクロスハンガーに加えて、ここでは、ステイハンガーと名付けた新しい補助ハンガーの使用を提案し、両補助ハンガーの効果と比較することとした。これらの補助ハンガーシステムの付加によって、対称、逆対称ねじり固有振動数がともに大きくなり、連成フラッター限界風速がより高くなることが期待される。

a)クロスハンガー

b)ステイハンガー

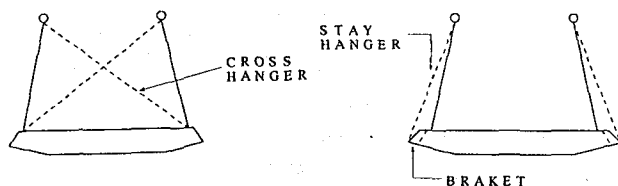


図-2.2 補助ハンガーシステム

ステイハンガーは、クロスハンガーのように、建築限界による制約や、運転者の視覚を妨げる問題などはなく、ステイハンガーとハンガーケーブルの桁側面定着点間の距離が余程長くない限り、フラップの補強や簡素なブラケットの増設で対処でき、構造景観や経済性を大きく損なうことはないと考えられる。

### 3. 設計条件と解析モデルの形状決定

#### 3.1 完成時の設計条件

吊橋の死荷重時における完成形状は、補剛桁については所定の縦断勾配から、主塔については所定の高さから、それぞれ設計条件に基づいて決定される。しかしながら、主ケーブルの完成形状については、解析当初は、一般に中央径間の支間中央点のサグ値が与えられるのみであり、MONO-DUO形式の場合は、吊橋特有の設計条件を満たし、鉛直方向に所定のサグ値を有した状態で、橋軸直角方向にも曲線を描くことになる。

したがって、MONO-DUO形式吊橋の構造特性の検討を目的として、固有振動解析、および、有限変位解析を実行するためには、立体骨組解析モデルの作成にあたって、特有の形状決定の手法を導入し、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を算定する必要がある。なお、従来形式吊橋の形状決定の手法については既に文献10)に詳述しているので、ここでは、MONO-DUO形式吊橋に特有の部分を中心に述べることにする。

#### 3.2 立体骨組モデルの形状決定

##### (1) 主ケーブル、ハンガー

##### a) 橋軸方向・鉛直方向成分

橋軸方向にX軸、鉛直方向にZ軸を取ると、X-Z平面において、中央径間の主ケーブルの第i節点(i=1, n-1)に作用する力の成分は、主ケーブル、補剛桁の節点死荷重をそれぞれ $W_i$ 、 $W_{G_i}$ (ハンガーケーブルの重量の1/2づつを含む)として、図-3.1のように表される。

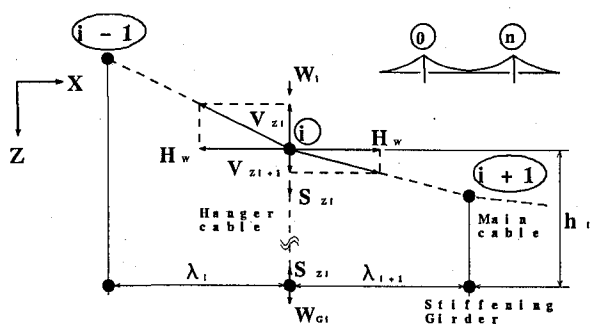


図-3.1 X-Z平面における作用力

図-3.1において、 $H_w$ は、主ケーブル張力の橋軸方向成分であり、全径間全節点にわたって等しい値をとるものである。また、 $V_{z_i}$ 、および、 $S_{z_i}$ は、主ケーブル張力、および、ハンガーケーブル張力の鉛直方向成分であ

り、主ケーブルの節点座標を $(X_i, Z_i)$ 、ハンガー間隔を $\lambda_i$ とすると、それぞれ次式で与えられる。

$$V_{z_i} = H_w(Z_i - Z_{i-1}) / \lambda_i, \quad \lambda_i = X_i - X_{i-1} \quad (1)$$

$$S_{z_i} = W_{G_i} \quad (2)$$

ここに、式(2)は、死荷重時に補剛桁が無応力という吊橋特有の設計条件に対応する関係式である。

主ケーブルの第i節点での力の釣り合いから、

$$V_{z_i} - V_{z_{i+1}} = W_i + S_{z_i} \quad (3)$$

なる式が得られ、式(1)、式(2)を代入して変形すると、n-1元の連立方程式である次式が誘導される。

$$H_w \{ (Z_i - Z_{i-1}) / \lambda_i - (Z_{i+1} - Z_i) / \lambda_{i+1} \} = W_i + W_{G_i}, \quad (i=1, n-1) \quad (4)$$

主ケーブルが定着される両側の塔頂の座標 $(X_0, Z_0)$ 、 $(X_n, Z_n)$ 、および、 $\lambda_i$ 、 $W_i$ 、 $W_{G_i}$ は既知量であり、この連立方程式を解くことによって、 $H_w Z_i$  (i=1, n-1)の解が得られる。しかし、 $H_w$ も未知量であり、 $Z_i$ を求めるためには、条件式がもう一つ必要である。

この条件式は、支間中央点のサグ値fが既定されているとすると、支間中央点の座標を $(X_c, Z_c)$ として、

$$Z_c = (Z_0 + Z_n) / 2 + f \quad (5)$$

なる式で与えられる。式(4)の解として得られた $H_w Z_i$ の値と式(5)による $Z_c$ の値を対比させることによって、 $H_w$ の値は容易に求められ、 $Z_i$  (i=1, n-1)の値も求められることになる。

$V_{z_i}$ 、 $X_i$ が式(1)から求められ、 $S_{z_i}$ は式(2)で既に与えられていることから、主ケーブル節点のX、Z座標、主ケーブル張力の橋軸方向、鉛直方向成分、および、ハンガーケーブル張力の鉛直方向成分が定められたことになる。なお、側径間については、 $H_w$ の値が既に求められており、式(4)と同様の連立方程式を解けばよい。

##### b) 橋軸直角方向成分

橋軸直角方向にY軸を取ると、X-Y平面において、中央径間の主ケーブルの第i節点(i=1, n-1)に作用する力の成分は、図-3.2のように表される。

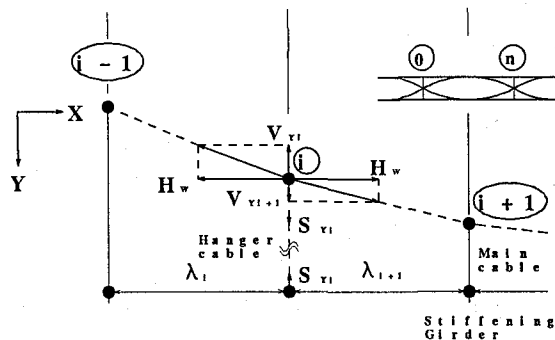


図-3.2 X-Y平面における作用力

図-3.2において、 $V_{y_i}$ 、および、 $S_{y_i}$ は、主ケーブル張力、および、ハンガーケーブル張力の橋軸直角方向成分であり、主ケーブル節点のY座標を $Y_i$ 、ハンガー長を $h_i$ 、既知量である補剛桁側の節点のY、Z座標を $Y_{G_i}$ 、

$Z_{G_i}$ とすると、それぞれ次式で与えられる。

$$V_{Y_i} = H_w(Y_i - Y_{i-1}) / \lambda_i \quad (6)$$

$$S_{Y_i} = S_{z_i}(Y_{G_i} - Y_i) / h_i, \quad h_i = (Z_{G_i} - Z_i) \quad (7)$$

主ケーブルの第  $i$  節点での力の釣り合いから、

$$V_{Y_i} - V_{Y_{i+1}} = S_{Y_i} \quad (8)$$

なる式が得られ、式(6)、式(7)、式(2)を代入して変形すると、 $n-1$ 元の連立方程式である次式が誘導される。

$$H_w \{ (Y_i - Y_{i-1}) / \lambda_i - (Y_{i+1} - Y_i) / \lambda_{i+1} \} = W_{G_i}(Y_{G_i} - Y_i) / h_i, \quad (i=1, n-1) \quad (9)$$

主ケーブルが定着される両側の塔頂の  $Y$  座標  $Y_0, Y_n$ , および、 $\lambda_i, W_{G_i}$  は既知量で、 $H_w, h_i$  も既に求められていることから、式(9)の連立方程式を解くことによって、求める  $Y_i$  ( $i=1, n-1$ ) の解が得られる。

$V_{Y_i}, S_{Y_i}$  は、式(6)、式(7)からそれぞれ求められ、主ケーブル節点の  $Y$  座標、主ケーブル張力、および、ハンガーケーブル張力の橋軸直角方向成分が定められたことになる。なお、側径間についても、式(9)と同様の連立方程式を誘導して解けばよい。

#### c) 初期張力と無応力長

死荷重時の主ケーブル、および、ハンガーケーブルの初期張力は、定められた3方向成分(ハンガー張力の橋軸方向成分は零)の合成によって与えられる。さらに、完成形状に対応する主ケーブルの節点座標が定められたことにより、死荷重時のそれぞれの部材長が与えられ、初期張力から逆算して無応力長も算定される。

### (2) 補剛桁、主塔

立体骨組解析モデルにおいて、補剛桁は、箱桁の場合、魚骨モデルを用い、重心やねじり中心の位置、および、ハンガー長を適合させるのが一般的である。したがって、等価な剛性や回転慣性を有する中央の梁部材に関する節点、および、両側のハンガーあるいはリンクの定着点に関する節点について、死荷重時の完成形状に対応する座標を与えなければならないが、設計条件から容易に定められる。また、前述の吊橋特有の設計条件から、死荷重時に補剛桁は無応力であり、無応力形状は、完成形状に一致し、改めて求める必要はない。

これに対して、主塔は、死荷重、および、塔頂における主ケーブル張力の鉛直成分や、タワーリンク張力が作用した状態で、所定の完成形状となるような無応力形状を定める必要がある。この形状決定には、有限変位解析による繰返し計算が厳密には必要となるが、具体的な手法については、塔柱が傾斜した従来形式の場合と同様であり、文献10)に詳述しているのでここでは省略する。

## 4. 超長大吊橋の試設計例と解析モデル

### 4.1 一般図と構造諸元

本研究のために新たに試設計した中央支間2,500mの3径間2ヒンジ流線形箱桁吊橋の一般図、および、補剛桁断面図を図-4.1、および、図-4.2に、従来形式とMONO-D UO形式に共通の構造諸元を表-4.1にそれぞれ示す。この

表-4.1には、死荷重に対応する主ケーブル、ハンガーケーブルの慣性質量、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、主塔に関しては省略した。

### 4.2 基本解析モデルと形状決定結果

固有振動解析、および、有限変位解析に用いる立体骨組モデルとしては、効率的な解析を目的とし、主塔を忠実にモデル化したフルモデルとともに、塔頂位置において橋軸方向のみ可動の支点で主ケーブルを支持した簡易モデルも用いることとした。

両形式フルモデルの塔柱の各部材剛性は、表-4.1に示された共通の値に等価となるように換算して与え、ウィンドシューについては、図-4.3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。

前章の手法に従い両形式の形状決定を行って得られたスケルトン図を、簡易モデルについて図-4.4に、フルモデルについて図-4.5に示す。これらを、補助ハンガーシステムを併用しない両形式の基本モデルとする。

### 4.3 補助ハンガーシステムと解析モデル

ステイハンガー、クロスハンガーともに、断面積や死荷重、慣性質量はハンガーケーブルと同一とし、解析の便宜上、死荷重時には無応力としたが、圧縮にも仮に抵抗できるものとした。実際は非抗圧部材である両補助ハンガーを抗圧部材とするためには、今後の課題として、死荷重時のハンガーケーブル張力の適切な配分や、プレストレスの付与などの検討を行う必要があるが、現段階では上述のように仮定することとした。

前項で示した両形式の基本モデルに補助ハンガーシステムを付加した解析モデルを、ステイハンガーモデル、および、クロスハンガーモデルと呼ぶことにする。まず、これらのモデルにおいて、さらに、次のように定着パターンなどを変えた簡易モデルを計12種類作成した。

ステイハンガーモデルに関しては、図-4.6に示すように直線状、凸状、凹状(ともに放物線)、あるいは、凹凸状(4次曲線)に張り出して、フラップあるいはブラケットに定着するものとし、取付けた径間やハンガーケーブルの桁側定着点からの距離を次のように変えて、10種類のモデルを作成した。すなわち、直線状の場合は、全径間に距離8m、中央径間のみに距離8m、4m、2m、1m、0mで定着した6種類、凸状、凹状の場合は、ともに中央径間のみに最大距離8m(最小距離1m)で定着した各1種類、および、凹凸状の場合は、最大距離8m、4m(ともに最小距離1m)で定着した2種類とした。

図-4.7は、本試設計モデルにおけるステイハンガーの取付け状況を示したものであり、最大距離4m程度までであれば、フラップの補強や簡素なブラケットの増設で十分対処できることが解る。

他方、クロスハンガーモデルに関しては、全径間の全区間、あるいは、中央径間のみの全区間に取付けた2種類とした。建築限界を考えれば、全区間に取付けること

は実際には考えられないが、ここでは、ステイハンガーモデルとの比較を主たる目的としており、このようなモデルを用いることとした。

これらの簡易モデルに対して、フルモデルは、中央径間のみ凹凸状に最大距離4m(最小距離1m)で定着したステイハンガーモデル、および、中央径間のみに取り付けたクロスハンガーモデルの計2種類とした。両形式のこれらのフルモデルのスケルトン図を、ステイハンガーモデルについて図-4.8に、クロスハンガーモデルについて図

-4.9にそれぞれ示す。

さらに、図-4.10は両形式のフルモデルの主塔面への射影図を、基本モデル、ステイハンガーモデル、および、クロスハンガーモデルについて示したものである。建築限界を無視して全区間に取り付けたクロスハンガーモデルは比較の対象にはならないが、MONO-DUO形式基本モデルのハンガーケーブルはほぼ同一平面内にあること、および、ステイハンガーも構造景観を大きく乱すものではないことなどが、この図から解る。

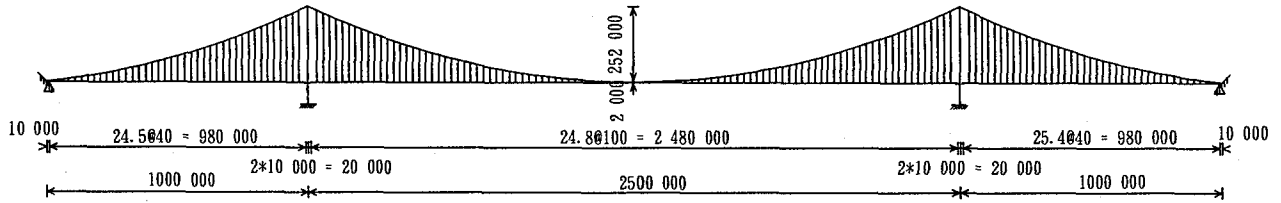


図-4.1 超長大吊橋の試設計例の一般図

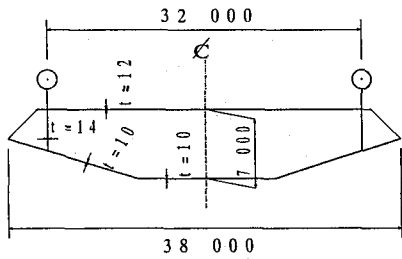


図-4.2 主桁の断面図

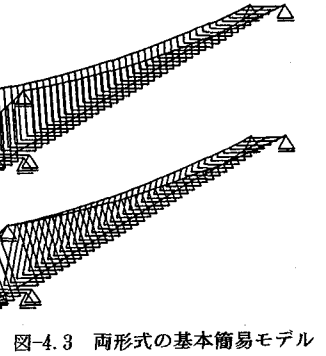


図-4.3 両形式の基本簡易モデル

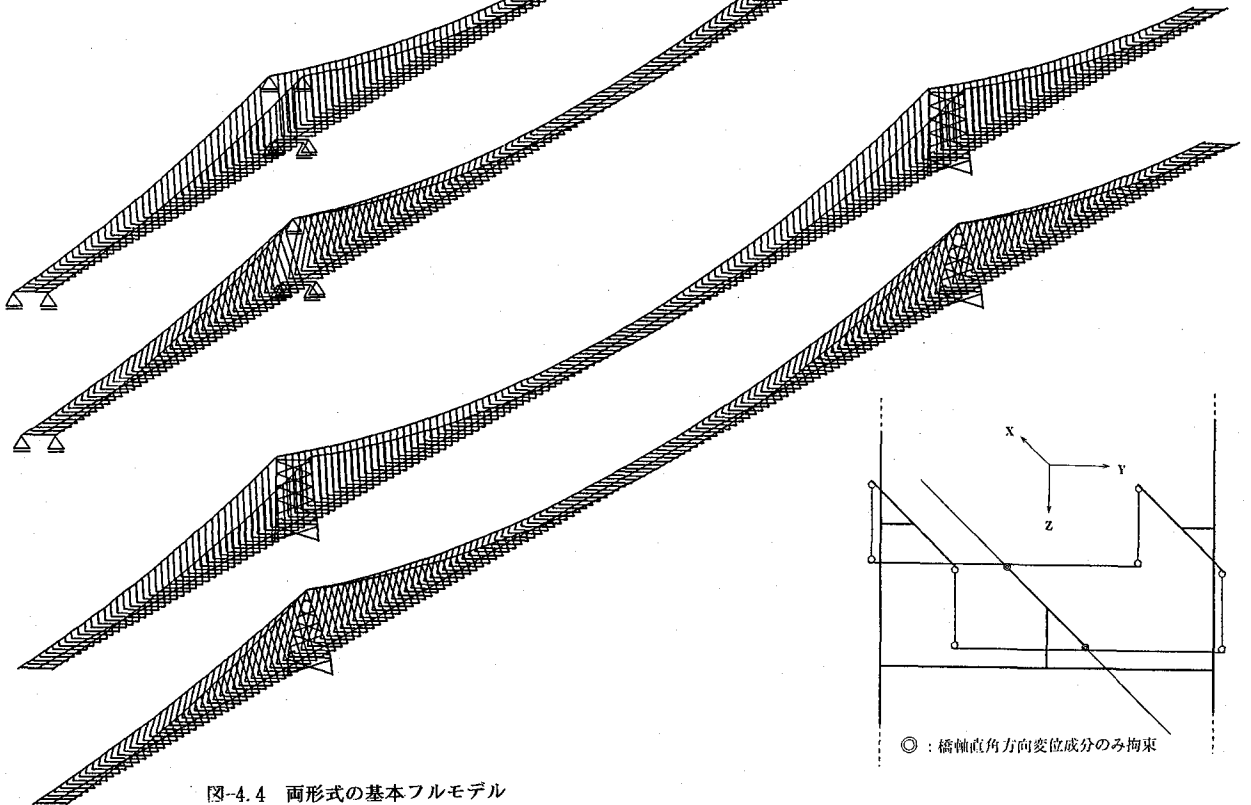
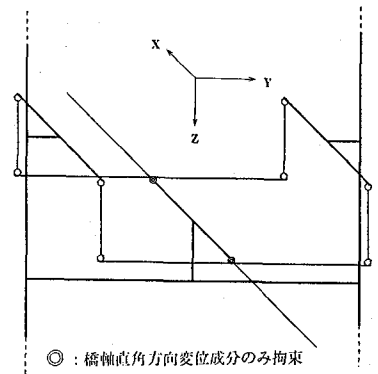


図-4.4 両形式の基本フルモデル



◎ : 橋軸直角方向変位成分のみ拘束

図-4.5 ウィンドシューのモデル化

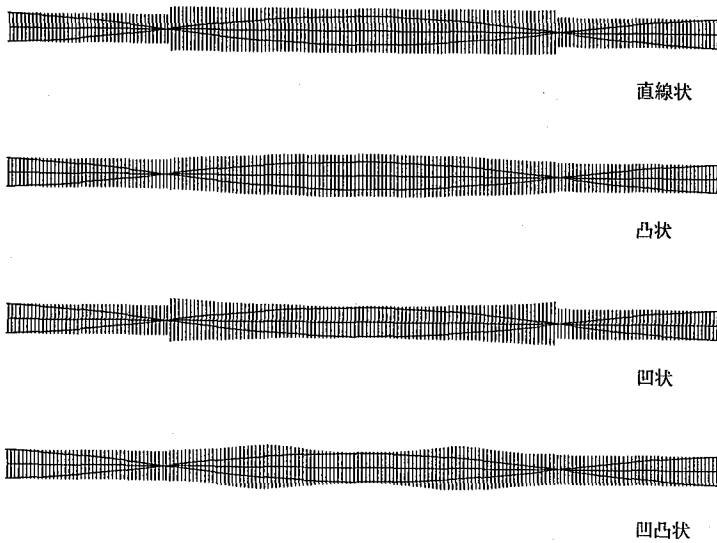


図-4.6 ステイハンガーの定着パターン

表-4.1 両形式の共通構造諸元

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 <sup>2</sup> / cable
	慣性質量	4.575 t / m + g (9.8m/sec <sup>2</sup> )
ハンガーケーブル	断面積	0.006 m <sup>2</sup> / 格点
ステイハンガー	慣性質量	0.05 t / m + g (9.8m/sec <sup>2</sup> )
クロスハンガー	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 <sup>2</sup> (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 <sup>2</sup>
	鉛直曲げ剛性	11.0 m <sup>4</sup>
	水平曲げ剛性	132 m <sup>4</sup>
	ねじり剛性	23.7 m <sup>4</sup>
	慣性質量	23 t / m + g (9.8m/sec <sup>2</sup> )
	回転慣性	2500 cm <sup>2</sup> / m + g (9.8m/sec <sup>2</sup> )
主塔	断面積	2.6~4.2 m <sup>2</sup> / 塔柱
	塔面内剛性	13.5~23.2 m <sup>4</sup> / 塔柱
	塔面外剛性	26.0~85.3 m <sup>4</sup> / 塔柱
	ねじり剛性	17.6~37.3 m <sup>4</sup> / 塔柱

## 5. 固有振動特性と耐風安定性の検討

本章では、固有振動解析結果、および、その結果を用いたフラッター限界風速の推定結果を示して、MONO-DUO形式とすることや、補助ハンガーシステムを併用することが固有振動特性に与える影響、および、耐風安定性に及ぼす効果などを考察する。

### 5.1 固有振動数と固有モードの変化

固有振動解析<sup>11)</sup>は、表-4.1に示した慣性質量と回転慣性による集中質量行列、および、完成死荷重状態での接線剛性行列を用いて、前章に示した全解析モデルを対象に行った。各解析モデルの鉛直たわみ対称1次、逆対称1次、および、ねじり対称1次、逆対称1次の固有振動数を、従来形式の場合について表-5.1に、MONO-DUO形式の場合について表-5.2にそれぞれ示す。

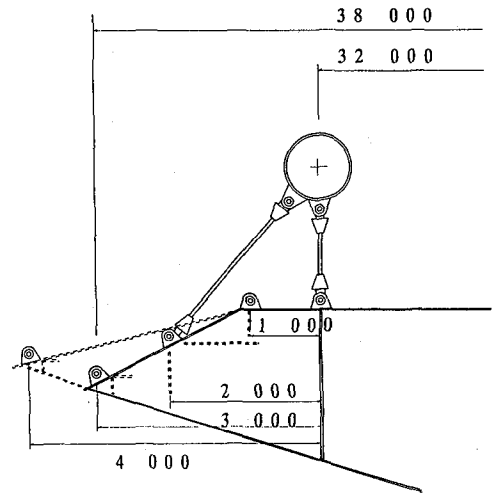


図-4.7 ステイハンガーの取付け状況 (最大4m)

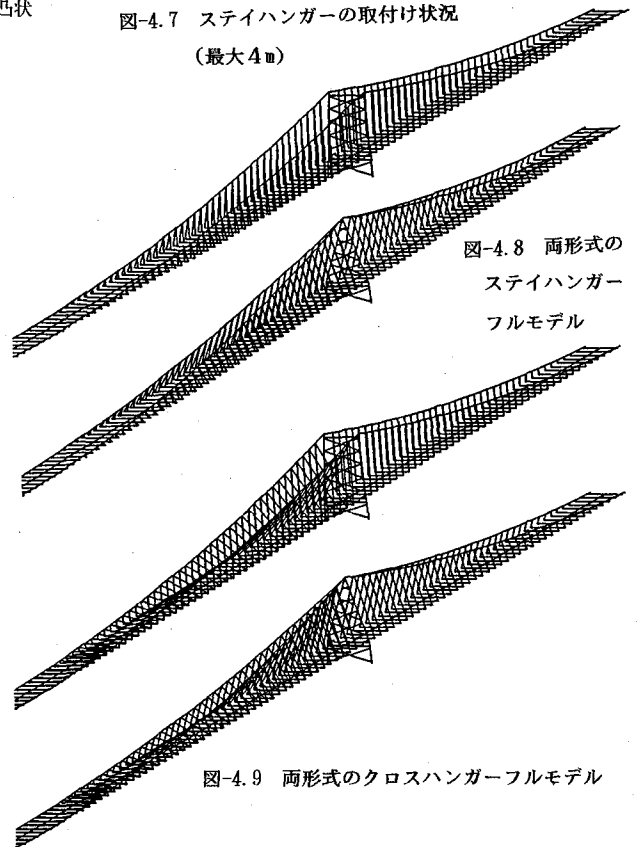


図-4.8 両形式のステイハンガーフルモデル

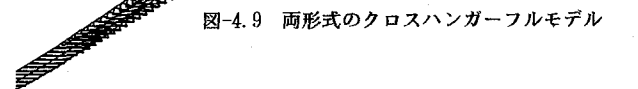


図-4.9 両形式のクロスハンガーフルモデル

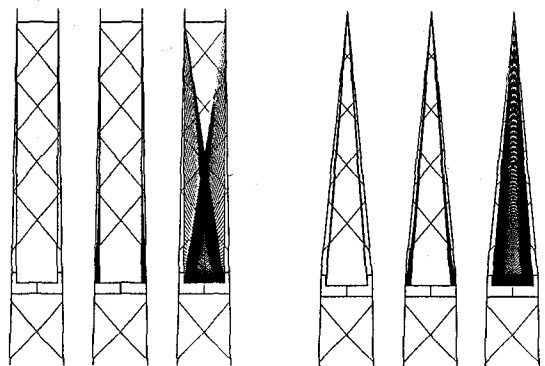


図-4.10 両形式フルモデルの主塔面への射影図

図-5.1は、両形式の主要な各簡易モデルのねじり対称1次固有振動数を縦軸にとって比較したものであり、特にステイハンガーを中央径間で直線状に張り出して定着したモデルに関しては、横軸にハンガーケーブルの桁側定着点からの距離をとって振動数の変化状況を具体的に示している。

図-5.2の1)~6)は、両形式の全6種類のフルモデルについて、ねじり対称1次固有振動モードの変化を示したものであり、この図には、橋軸(X軸)、橋軸直角(Y軸)、および、鉛直(Z軸)方向の最大変位成分の比率なども参考のために併記している。

これらの図表にその一部を示した固有振動解析結果か

らは、次のようなことなどが考察される。すなわち、まず、表-5.1、-5.2、および、図-5.1から、MONO-DUO形式とすることによる影響、および、補助ハンガーシステムを併用することによる影響は、鉛直たわみ対称1次、逆対称1次固有振動数にはほとんど現れないことが解り、ここでは省略したが、振動モードにもほとんど変化がみられなかった。

これに対して、ねじり対称1次固有振動数には、MONO-DUO形式とすることによる影響、および、補助ハンガーシステムを併用することによる影響はともに顕著に現れることが解り、図-5.2に示したように、これらの影響が大きい程、振動モードに橋軸直角方向成分がより大きく

表-5.1 従来形式モデルの固有振動数

従来形式モデルの固有振動数 ( Hz )		鉛直たわみ対称1次	鉛直たわみ逆対称1次	ねじり対称1次	ねじり逆対称1次
簡易モデル	基本モデル	0.0647	0.0673	0.1683	0.2747
	全径間ステイハンガーモデル (直線状 8 m)	0.0646	0.0670	0.1776	0.3126
	中央径間ステイハンガーモデル (直線状 8 m)	0.0647	0.0670	0.1775	0.3108
	中央径間ステイハンガーモデル (直線状 4 m)	0.0647	0.0670	0.1770	0.2979
	中央径間ステイハンガーモデル (直線状 2 m)	0.0647	0.0670	0.1762	0.2836
	中央径間ステイハンガーモデル (直線状 1 m)	0.0647	0.0670	0.1746	0.2759
	中央径間ステイハンガーモデル (直線状 0 m)	0.0646	0.0670	0.1679	0.2731
	中央径間ステイハンガーモデル (凸状 max 8 m)	0.0647	0.0670	0.1772	0.3031
	中央径間ステイハンガーモデル (凹状 max 8 m)	0.0647	0.0670	0.1767	0.2946
	中央径間ステイハンガーモデル (凹凸状 max 8 m)	0.0647	0.0670	0.1773	0.3042
	中央径間ステイハンガーモデル (凹凸状 max 4 m)	0.0647	0.0670	0.1768	0.2934
	全径間クロスハンガーモデル	0.0645	0.0670	0.1781	0.3232
中央径間クロスハンガーモデル	0.0646	0.0670	0.1777	0.3207	
フルモデル	基本モデル	0.0644	0.0675	0.1693	0.2713
	中央径間ステイハンガーモデル (凹凸状 max 4 m)	0.0643	0.0672	0.1723	0.2895
	中央径間クロスハンガーモデル	0.0643	0.0671	0.1725	0.3203

表-5.2 MONO-DUO形式モデルの固有振動数

MONO-DUO形式モデルの固有振動数 ( Hz )		鉛直たわみ対称1次	鉛直たわみ逆対称1次	ねじり対称1次	ねじり逆対称1次
簡易モデル	基本モデル	0.0647	0.0672	0.1937	0.2789
	全径間ステイハンガーモデル (直線状 8 m)	0.0645	0.0669	0.2285	0.3390
	中央径間ステイハンガーモデル (直線状 8 m)	0.0646	0.0670	0.2285	0.3168
	中央径間ステイハンガーモデル (直線状 4 m)	0.0646	0.0670	0.2241	0.3043
	中央径間ステイハンガーモデル (直線状 2 m)	0.0646	0.0670	0.2171	0.2891
	中央径間ステイハンガーモデル (直線状 1 m)	0.0646	0.0670	0.2067	0.2806
	中央径間ステイハンガーモデル (直線状 0 m)	0.0661	0.0688	0.1930	0.2785
	中央径間ステイハンガーモデル (凸状 max 8 m)	0.0646	0.0670	0.2259	0.3093
	中央径間ステイハンガーモデル (凹状 max 8 m)	0.0646	0.0670	0.2215	0.3000
	中央径間ステイハンガーモデル (凹凸状 max 8 m)	0.0646	0.0670	0.2265	0.3098
	中央径間ステイハンガーモデル (凹凸状 max 4 m)	0.0646	0.0670	0.2223	0.2995
	全径間クロスハンガーモデル	0.0645	0.0673	0.2326	0.3259
中央径間クロスハンガーモデル	0.0646	0.0673	0.2326	0.3259	
フルモデル	基本モデル	0.0643	0.0674	0.1926	0.2741
	中央径間ステイハンガーモデル (凹凸状 max 4 m)	0.0643	0.0671	0.2218	0.3081
	中央径間クロスハンガーモデル	0.0642	0.0672	0.2321	0.3219

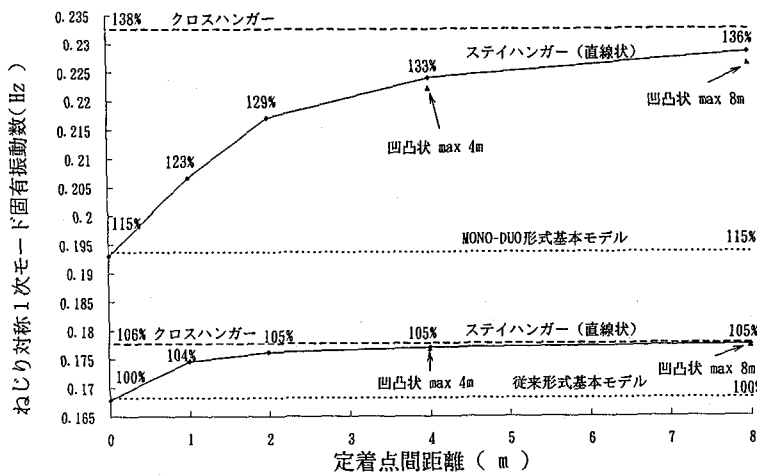


図-5.1 ねじり対称1次固有振動数の変化(簡易モデル)

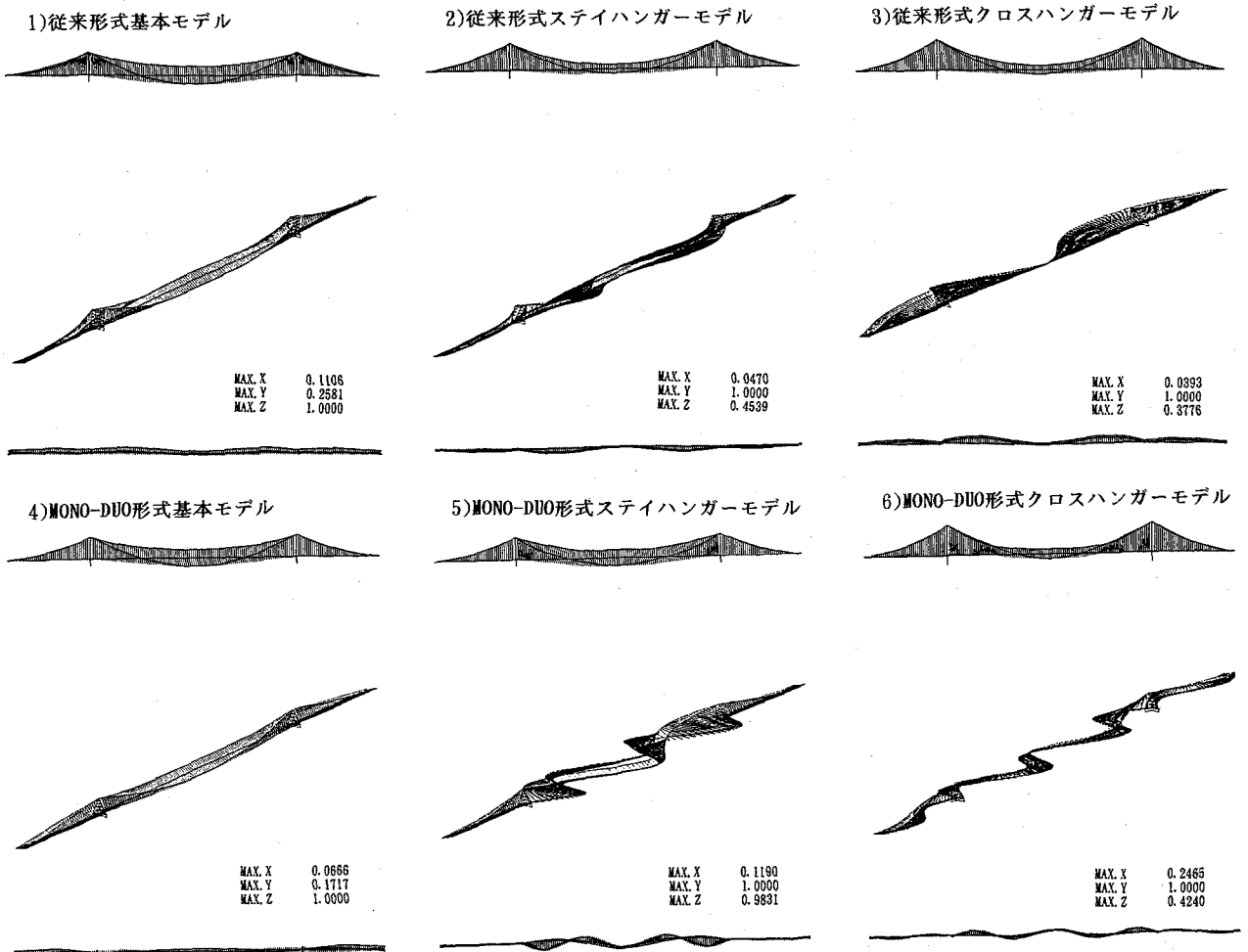


図-5.2 ねじり対称1次固有振動モードの変化(フルモデル)

表-5.3 対称モードの連成フラッター限界風速の推定値(フルモデル)

解析モデル	従来形式			MONO-DUO形式		
	基本	ステイハンガー	クロスハンガー	基本	ステイハンガー	クロスハンガー
等価質量 ( $t \cdot s^2/m^2$ )	3.37	3.38	3.37	3.36	3.37	3.38
等価極慣性 ( $t \cdot s^2$ )	530	2275	2853	512	1449	6690
たわみモード振動数 (Hz)	0.0644	0.0643	0.0643	0.0643	0.0643	0.0642
ねじりモード振動数 (Hz)	0.1693	0.1723	0.1725	0.1926	0.2218	0.2321
連成ファクター	0.90	0.90	0.90	0.86	0.86	0.78
フラッター限界風速 (m/s)	58.0	83.0	85.8	67.4	105.4	155.5
Selbergの式 (m/s)	55.2	80.6	85.3	62.9	95.5	147.2



連成することも解る。また、ねじり逆対称1次固有振動数には、MONO-DUO形式とすることによる影響は余り現れないが、補助ハンガーシステムを併用することによる影響は顕著に現れることが解り、ここでは省略したが、この影響が大きい程、振動モードに橋軸直角方向成分のより大きな連成がみられた。

さらに、補助ハンガーシステムの併用がねじり対称1次固有振動数に与える影響は、従来形式に比較して、MONO-DUO形式の方がかなり大きい、ねじり逆対称1次固有振動数に与える影響に関する両形式の差異は小さいことも解る。

一方、ステイハンガーの配置に関して、表-5.1、-5.2、および、図-5.1の簡易モデルに対する解析結果から、ハンガーケーブルの桁側定着点からの距離最大4mの場合と最大8mの場合との差異がそれほど小さくなく、張り出し形状による差異も小さいことが解り、経済性や構造景観を考慮に入れれば、最大距離4m(最小距離1m)の凹凸形状(4次曲線)が、ここでは、最適な定着パターンと考えられる。

したがって、ここでは、ステイハンガーモデルにおけるフラップの補強やブラケットの設置に伴う慣性質量、回転慣性の増加を無視しているが、最大距離4mであれば、局部的で簡素な補強やブラケット構造で十分であり、これらによる質量の増加は大きな影響を与えないものと考えられる。

なお、この定着パターンによるステイハンガーモデルを含む全6種類のフルモデルに対する解析結果が、対応する簡易モデルに対するものとよく一致していることは、表-5.1、-5.2から容易に確かめられる。

## 5.2 フラッター限界風速の推定値

フラッター限界風速の推定は、前項の固有振動解析結果から得られた最低次の鉛直たわみ対称1次、および、ねじり対称1次の固有振動数と振動モードを用い、モード解析法による連成フラッター解析プログラム<sup>12) 13)</sup>を適用して、全6種類のフルモデルを対象に行った。非定常空気力としては、平板翼理論による補剛桁の揚力、モーメントを考え、空気力の定式化は文献14)によった。空気密度は $\rho=0.000125 \text{ t} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$ とし、構造減衰は無視した。

より厳密には、より多くの次数のモードを用い、準定常理論による補剛桁の抗力や、主ケーブルの揚力、抗力なども空気力として考える必要があるが、限界風速の概算値を推定して、耐風安定性に及ばず効果を相対的に評価するような場合には、上述の手法によっても大きな問題はないものと考えた。

表-5.3が、両形式各フルモデルの連成フラッター限界風速の推定結果を示したものである。この表には、比較のために、従来のSelberg式<sup>15)</sup>による限界風速の推定値を付記している。ただし、これらの推定値では、補正係数 $K=1$ として、桁形状による補正を行っていない。

この表から、MONO-DUO形式は、超長大吊橋において、対称モードの連成フラッターがクリティカルになるような場合、従来形式に比べて耐風安定性に優れ、補助ハンガーシステムを併用することによって、より高い耐風安定性を確保できることが次のように解る。

すなわち、まず、補助ハンガーシステムを併用しない従来形式とMONO-DUO形式の限界風速の推定値に、現在の箱桁断面の一般的な値である補正係数 $K=0.8$ を乗じて比較すると、それぞれ約46m/s、54m/sであり、16%程度増加することが解る。また、ステイハンガー、および、クロスハンガーを従来形式に併用することによって、補正係数 $K=0.8$ を乗じた限界風速の推定値が、それぞれ約66m/s(43%)、69m/s(48%)と増加することも解る。

さらに、ステイハンガーをMONO-DUO形式に併用することによって、補正係数 $K=0.8$ を乗じて、限界風速の推定値が80m/sを超えることが解る。他方、クロスハンガーをMONO-DUO形式に併用した場合には、前項の図-5.2に示したように橋軸直角方向成分の連成が非常に大きくなって等価極慣性の値が増大し、補正係数 $K=0.8$ を乗じた限界風速の推定値が120m/sを超えることが解る。

なお、連成フラッター解析による限界風速の推定値とSelberg式によるものとは比較的よく一致しており、連成ファクター1.0である後者が安全側の値を与えていることが解る。

## 6. 設計荷重載荷による静的構造特性の検討

本章では、前章の固有振動解析結果も踏まえ、影響線解析結果、および、活荷重固定載荷時、風荷重載荷時の有限変位解析結果を示して、MONO-DUO形式とすることや、補助ハンガーシステムを併用することが静的挙動に与える影響などを考察するとともに、静的設計における問題点を指摘する。

### 6.1 活荷重載荷に対応する静的挙動

吊橋の場合には、幾何学的非線形性によって厳密には影響線は存在せず、着目した荷重・変形状態での線形化有限変位理論に基づく幾何剛性行列や、各種有限変位理論に基づく接線剛性行列を用い、移動集中荷重に対する線形化解析を行って求めたものを、その状態での影響線と便宜的に呼んでいる。

ここでは、そのような線形化解析によらず、死荷重状態を基準に、活荷重に対応する移動集中荷重に対して非線形形の有限変位解析を行ったものを、影響線解析と呼ぶことにする。移動集中荷重の大きさにもよるが、吊橋の幾何学的非線形性はそれほど高くなく、上述の線形化解析による結果とほぼ同様の結果が得られる。

この活荷重載荷に対応する影響線解析、および、固定荷重解析には、微小ひずみ・有限回転の有限変位解析プログラム<sup>10)</sup>を適用した。移動集中荷重は、ある程度の大きさの変形を生じる必要があることから、面内鉛直荷重500ton、あるいは、ねじりモーメント荷重 $10^4 \text{ ton} \cdot \text{m}$ と

し、活荷重としては、文献16)のものを用いた。

影響線解析は、従来形式(Parallel形式)とMONO-DUO形式の両形式について、6種類の簡易モデル(ステイハンガーモデルは中央径間凹凸状最大距離4mのもの、クロスハンガーモデルは中央径間のみもの)を対象とし、固定荷重解析は、これらに対応する全6種類のフルモデルを対象に行った。

影響線解析結果の一部を、図-6.1~図-6.4に示す。図-6.1、および、図-6.2は、面内鉛直移動集中荷重による中央径間1/2点の補剛桁の鉛直方向変位、および、中央径間1/4点の補剛桁の面内曲げモーメントの影響線をそれぞれ示したものである。図-6.3、および、図-6.4は、ねじりモーメント移動集中荷重による中央径間1/4点のハンガーケーブルと補助ハンガーの張力、および、中央径間1/2点の補剛桁のねじり回転角の影響線をそれぞれ示したものである。

図-6.5は、固定荷重解析結果の一部として、活荷重を幅員26.5mで偏心させて中央径間に満載した際の補剛桁のねじりモーメント図を示したものである。

これらの図からは、次のようなことなどが考察される。すなわち、まず、図-6.1、および、図-6.2の影響線から、MONO-DUO形式とすることや、補助ハンガーシステムを併

用することによる鉛直たわみ剛性の変化は、静的にもほとんどみられないことが解る。

これに対して、図-6.3、および、図-6.4の影響線からは、MONO-DUO形式とし、補助ハンガーシステムを併用することによって、ねじり剛性が静的にも増大していく状況が顕著に現れ、ハンガーケーブルと補助ハンガーの張力分担にも大きな問題はみられないことが解る。

この静的ねじり剛性の増大は、図-6.5の固定荷重解析結果からも確かめられる。

## 6.2 設計風荷重載荷時の静的挙動と問題点

風荷重載荷時の静的解析は、従来形式(Parallel形式)とMONO-DUO形式の両形式の全6種類のフルモデルを対象に、前項と同じ微小ひずみ・有限回転の有限変位解析プログラムを適用して行った。

風荷重は、文献17)の設計風荷重を用い、基本風速を45m/sとして、主ケーブル、ハンガーケーブル、補助ハンガー、補剛桁、および、主塔に載荷し、補剛桁については全径間に渡って橋軸直角方向に水平に満載した。

図-6.6、図-6.7、および、図-6.8は、解析結果の一部として、設計風荷重載荷時の補剛桁の橋軸直角方向変位図、面外曲げモーメント図、および、ねじりモーメント図をそれぞれ示したものである。

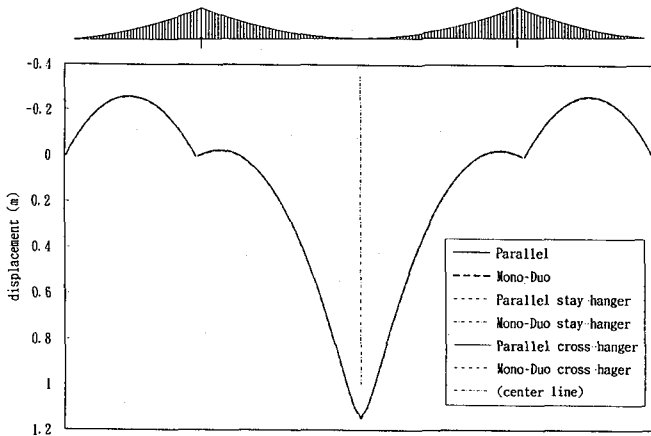


図-6.1 中央径間1/2点の補剛桁の鉛直方向変位の影響線(鉛直荷重)

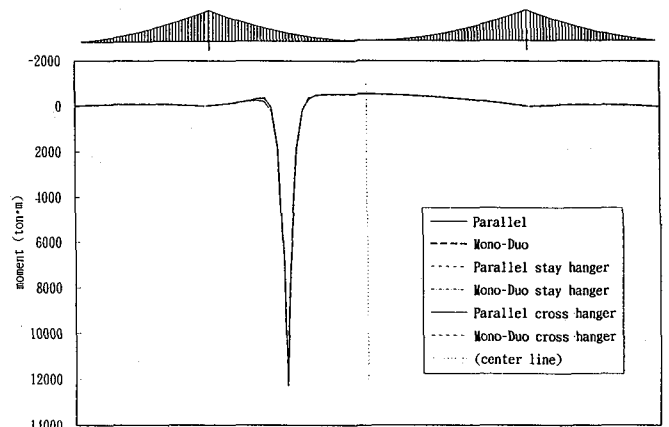


図-6.2 中央径間1/4点の補剛桁の面内曲げモーメントの影響線(鉛直荷重)

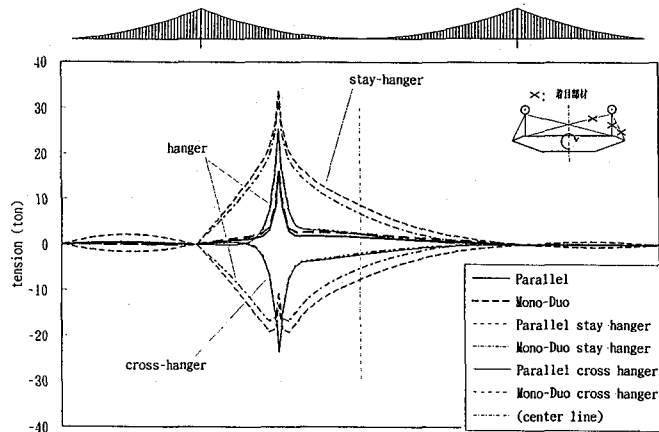


図-6.3 ハンガー、および、補助ハンガーの張力の影響線(ねじり荷重)

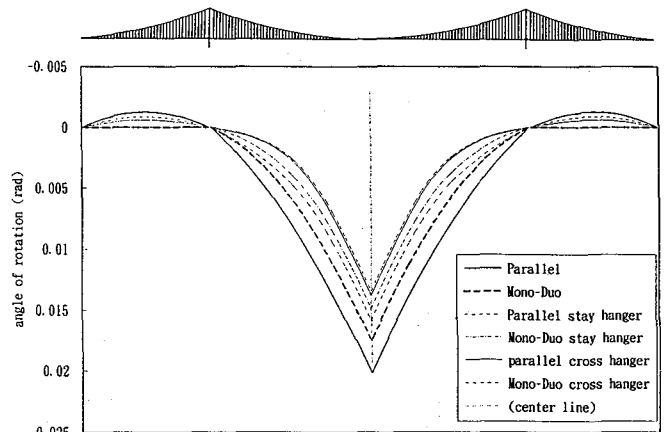


図-6.4 中央径間1/2点の補剛桁のねじり回転角の影響線(ねじり荷重)

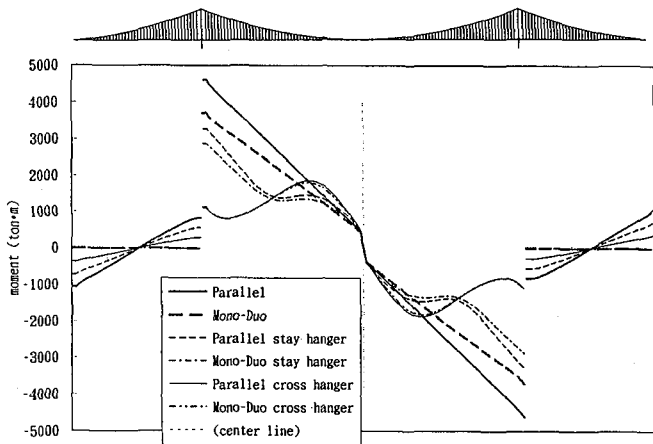


図-6.5 偏心活荷重中央径間満載時の補剛桁のねじりモーメント

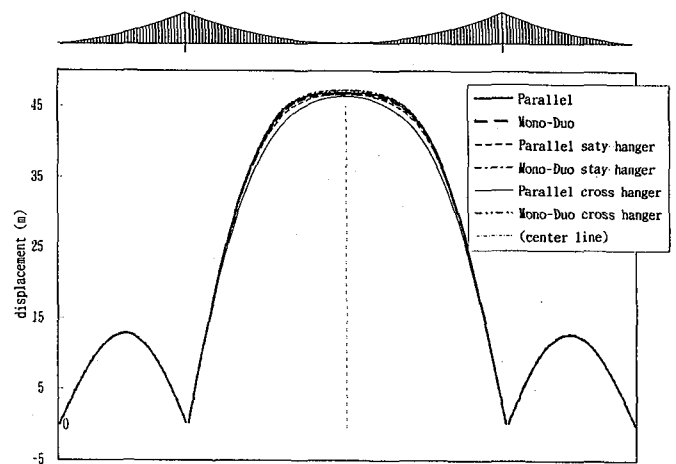


図-6.6 設計風荷重載荷時の補剛桁の橋軸直角方向変位

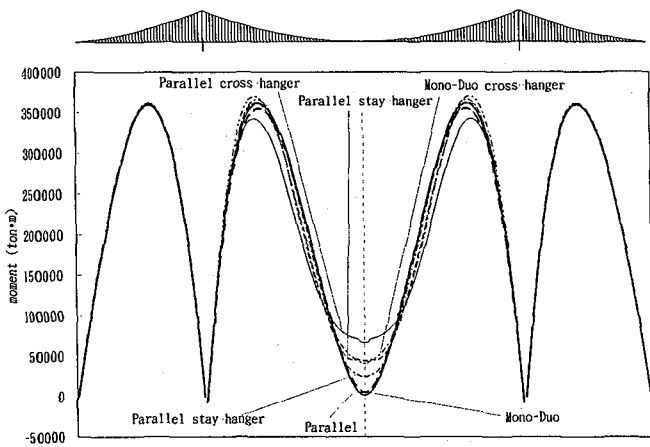


図-6.7 設計風荷重載荷時の補剛桁の面外曲げモーメント

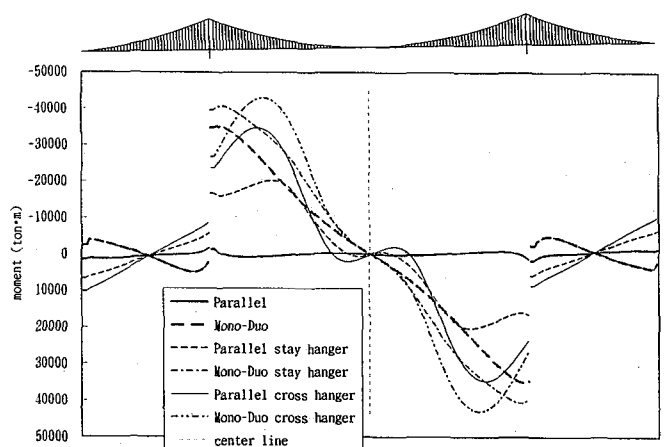


図-6.8 設計風荷重載荷時の補剛桁のねじりモーメント

これらの図からは、設計風荷重載荷時の静的挙動に関して、次のようなことなどが解る。すなわち、まず、図-6.6、および、図-6.7から、MONO-DUO形式とすることや、補助ハンガーシステムを併用することによる橋軸直角方向のたわみ剛性の変化は小さく、中央径間1/2点の補剛桁の面外曲げモーメントに若干の差異が見られるものの、その最大値の差異はより小さいことが解る。

しかしながら、図-6.8からは、MONO-DUO形式とし、補助ハンガーシステムを併用することによって、補剛桁のねじりモーメントが増大していく傾向がみられることが解る。この現象は、ねじり振動モードでの橋軸直角方向成分の連成に関連するものと考えられ、補剛桁のねじりモーメントの値がかなり大きくなっていることから、静的設計において無視できない問題といえる。

## 7. 結 言

前章までに述べてきたことから、補助ハンガーシステムを併用したMONO-DUO形式超長大吊橋の固有振動特性と耐風安定性、および、静的構造特性などについて、次のようなことがいえる。

(1) 橋軸直角方向の張力の釣り合いを考慮して、主ケーブ

ルやハンガーケーブルの節点座標、初期張力を算定することにより、MONO-DUO形式吊橋特有の立体骨組モデルの形状決定を行え、固有振動解析、および、有限変位解析を実行できる。

(2) 鉛直たわみ対称1次、逆対称1次固有振動数にはともに、MONO-DUO形式とすることによる影響や、補助ハンガーシステムを併用することによる影響はほとんど現れず、振動モードにもほとんど変化がみられない。

(3) ねじり対称1次固有振動数には、MONO-DUO形式とすることによる影響、および、補助ハンガーシステムを併用することによる影響がともに顕著に現れ、これらの影響が大きい程、振動モードに橋軸直角方向成分がより大きく連成する。

(4) ねじり逆対称1次固有振動数には、MONO-DUO形式とすることによる影響は余り現れないが、補助ハンガーシステムを併用することによる影響は顕著に現れ、この影響が大きい程、対称1次と同様に振動モードに橋軸直角方向成分がより大きく連成する。

(5) 補助ハンガーシステムの併用がねじり対称1次固有振動数に与える影響は、従来形式に比較して、MONO-DUO形式の方がかなり大きい、ねじり逆対称1次固有振動

数に与える影響に関する両形式の差異は小さい。

(6) MONO-DUO形式は、超長大吊橋において、対称モードの連成フラッターがクリティカルになるような場合、従来形式に比べて耐風安定性に優れ、補助ハンガーシステムを併用することによって、より高い耐風安定性を確保できる。

(7) 新たに提案したステイハンガーは、ハンガーケーブルの桁側定着点から比較的近い位置に定着することで、フラッター限界風速が増大する効果が得られ、フラップの補強や簡素なブラケットの増設で十分対処でき、構造景観や経済性を大きく損なうことなく、耐風安定性の確保を図ることができる。

(8) 活荷重載荷に対応する影響線・固定荷重解析結果には、鉛直たわみ剛性の変化はほとんどみられないが、MONO-DUO形式とし、補助ハンガーシステムを併用することによって、ねじり剛性が静的にも増大していく状況は顕著に現れ、ハンガーケーブルと補助ハンガーの張力分担にも、大きな問題はみられない。

(9) 設計風荷重載荷時の静的挙動には、橋軸直角方向のたわみ剛性の変化はほとんどみられないが、MONO-DUO形式とし、補助ハンガーシステムを併用することによって、補剛桁のねじりモーメントが増大していく傾向がみられ、ねじり振動モードでの橋軸直角方向成分の連成に関連するもので、静的設計において無視できない問題である。

なお、本論文では、一応、ステイハンガーの最適定着パターンを選定したが、中央径間の1/4点に集中して設置することなど、より合理的な配置方法の検討が必要である。また、ステイハンガーに生じる圧縮力や、設計風荷重載荷時に増大するねじりモーメントなどへの対処についても、今後、解決していく必要がある。

さらに、近い将来におけるMONO-DUO形式超長大吊橋の実現性を確実なものとするためには、主ケーブルの架設方法や、塔頂サドル構造の検討なども、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ご助言とご助力に対し、心より謝意を表したい。

また、MONO-DUO形式吊橋の形状決定の手法に関して貴重なご助言を戴いた、髙長大の大月 哲氏、および、主にプログラム面からご助力を戴いた、川田テクノシステム髙の諸氏に対し、心より謝意を表したい。

さらに、当時、東京都立大学の大学院生、あるいは、卒業研究生であった、保坂俊晃氏(現NKK)、田平秀和君(現大学院)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) 藤原 稔：海峽横断道路プロジェクト技術調査委員会の報告，道路，No. 632，1993. 10.

- 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 I, Vol. 1, No. 2, 1991.
- 6) 野村国勝・中崎俊三・田巻嘉彦・成田信之・前田研一：超長大斜張吊橋の耐風安定性に関する基礎的研究，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集 I，1995.
- 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 Crossing, 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) 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，1994.
- 10) 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.
- 11) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.
- 12) 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.
- 13) 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，平成7年3月。
- 14) 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.
- 15) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，平成3年7月。
- 16) 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。
- 17) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋耐風設計基準(1993)・同解説，平成6年3月。

(1995年9月18日受付)