

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

EFFECTS OF RIGID HANGERS ON AERODYNAMIC STABILITY
OF AN ULTRA LONG-SPAN MONO-DUO TYPE 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)〔前・東京都立大学院生 工学研究科土木工学専攻修士課程(※同)〕
 ***** 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)

This paper deals with the study on effects of newly proposed rigid hangers to the aerodynamic stability of an ultra long-span MONO-DUO type suspension bridge. Firstly, in order to determine the location and the stiffness of rigid hangers, parametric analyses for torsional frequencies and static member forces under wind loads are done by applying a model of trial design with the center span of 2,500m. Secondly, from the coupled flutter analysis of models with rigid hangers of three different connections, approximate values of the critical wind velocity are estimated and compared to discuss the aerodynamic stability. Finally, not only under wind loads, but also under live loads, the conditions of connection are compared from the static design.

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

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、支間3,000mを超える海峡横断道路プロジェクト構想が我が国でも公表され、支間5,000mにまで至る海外における構想とともに、超長大橋時代の到来が間近に迫っている。このような背景の下、我が国では特に、支間2,500mから支間3,000mに至る超長大吊橋の研究開発が、近年、活発に行われている¹⁾。

超長大吊橋では、経済性の追求とともに、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によって、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。

この課題に関する補剛桁断面のねじり剛性に着目した既往の研究の一つとして、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示している²⁾が、経済性の革新的な向上は望めない。また、例えば、流線形箱桁吊橋に関する著者らの研究成果³⁾からは、支間3,00

0m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補剛桁断面構造の開発が活発に行われる一方、橋全体のねじり剛度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、特に注目されており、これまでにない新しい吊システムのコンセプトや、従来形式吊橋にも付加できる補助的なケーブルシステムなどが提案されつつある。

この新しい吊システムに関する研究は、海外で提案されたコンセプト^{4) 5)}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⁶⁾を含めて多くの研究が進行中であり、従来形式吊橋の主ケーブルの張り方を変えたMONO-DUO形式超長大吊橋に関する研究もその一つである。

著者らは、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、我が国の厳しい設計条件下で、MONO-DUO形式超長大吊橋の静的、動的構造特性を、中央径間長2,500mの試設計例を対象に従来形式と比較した結果、設

計風荷重に対する補剛桁のねじりモーメントは多少大きくなるものの、橋全体のねじり剛度は静的、動的ともに高くなって、フラッター限界風速も高くなり、耐風安定性がかなり改善されることを既に確かめている⁹⁾。

さらに、この文献⁹⁾では、補助的なケーブルシステムとしてのクロスハンガーに関する同様の試算結果^{7) 8)}を基に、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を提案して、これらの中央径間全域への付加が耐風安定性に及ぼす効果についても比較、検討した結果、ステイハンガーを併用すれば、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、経済性や構造景観も大きく損なうことなく、より高い耐風安定性を確保できることを確かめている。

本論文は、これまでの成果を踏まえて、今後の課題の一つとしたステイハンガーの集中配置の問題、および、非抗圧部材であるステイハンガーと本来のハンガーケーブル（以下、単にハンガーと略称する）に生じる圧縮力の問題を検討し、これら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られる新しい補助ハンガーシステムを、MONO-DUO形式超長大吊橋に併用することを提案するものである。

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統合して設置し、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。

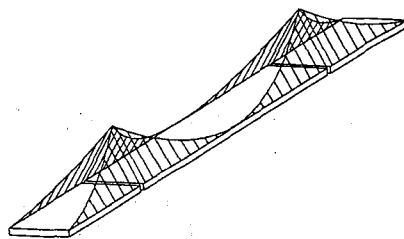
全体模式図は、主ケーブルに関する極慣性モーメントが従来形式に比べて低減されることによって、また、塔頂変位図は、対称ねじり振動に際して従来形式に生じる主ケーブル両面の塔頂での橋軸方向相対変位が相殺（結果的に塔頂変位が拘束）され、橋全体のねじり剛度が高められることによって、ねじり振動数が大きくなることをそれぞれ示している。したがって、鉛直たわみ振動とねじり振動の対称モードに関する連成フラッターが支配的でクリティカルになるような場合には、限界風速も高められ、耐風安定性を確保するうえでかなりの効果を期待できることになる。

2.2 集中配置用補助ハンガーシステム

我が国の厳しい耐風設計条件を満たすために、前に提案したステイハンガーに代えて、MONO-DUO形式超長大吊橋に併用し、数箇所に集中して配置することを提案する新しい補助ハンガーシステムは、図-2.2に示すようなものであり、リジッドハンガーと名付けることにする。

ステイハンガーの力学的な原理は、図-2.2に示したね

a)全体模式図



b)塔頂変位図

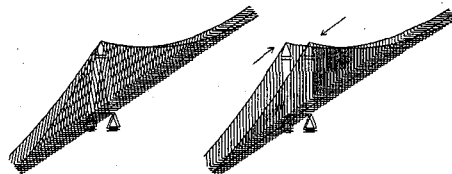
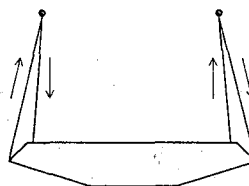


図-2.1 MONO-DUO形式吊橋の概念図

a)ステイハンガー



b)リジッドハンガー

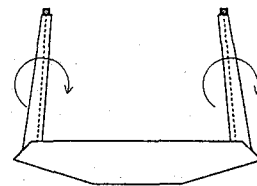
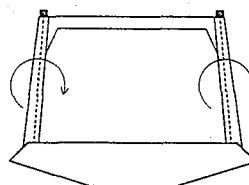


図-2.2 ステイハンガーとリジッドハンガー

c)完全剛結



d)ピン結合

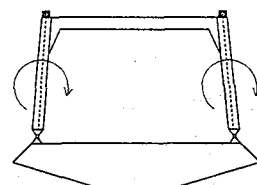


図-2.3 リジッドハンガーフレームと結合条件

じり変形時の軸力の配分からも解るように、ステイハンガーとハンガーとで構成されるトラス構造によって曲げに抵抗することであり、曲げ剛性を付与したリジッドハンガーによれば、同様の効果を非抗圧部材における弛緩の問題なしに得ることができるものと予測される。

ステイハンガーの弛緩の問題は、前出の文献⁹⁾で述べたように、中央径間全域のハンガー位置に分散して配置するような場合には、ハンガーの死荷重時張力を適切に配分することなどによるプレストレスの導入で対処が可能と考えられる。しかしながら、数箇所に集中して配置するような場合には、ハンガーとの補剛桁側定着点間距離（ブラケット張出し長）を余程大きくしない限りは、ステイハンガーとその配置箇所のハンガーに生じる圧縮力は過大なものとなり、対処し得ないことが予測される。

これに対して、リジッドハンガーの集中配置は、弛緩の問題は回避できるが、風荷重に対して補剛桁との剛結位置で大きな曲げモーメントが生じることになる。したがって、運転者の視覚を多少は妨げることになるが、曲げモーメントの軽減と構造の安定性に配慮して、図-2.3に示すように、横梁を設けてラーメン構造とすることを考え、このようなラーメン構造をリジッドハンガーフレームと名付けるものとする。

以下、ステイハンガーとも対比させ、補剛桁と完全剛結されたリジッドハンガーフレームを用いる場合を中心に、図-2.3に同時に示した3軸回りの回転を許すようにピン結合されたリジッドハンガーフレームを用いる場合、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る場合を加えた3種類の結合条件の場合について、リジッドハンガーの併用がMONO-DUO形式超長大吊橋の耐風安定性に及ぼす効果と静的設計荷重（活荷重、風荷重）載荷時の挙動を比較、検討する。

ピン結合のリジッドハンガーフレームは、補剛桁との結合位置にモーメントそのものが生じないようにしたものであるが、この場合の力学的な原理は、ステイハンガーよりも、クロスハンガー（集中配置の場合はクロスステイと呼ぶことがある）に近いものと考えられる。ただし、実施に際しては、3軸回りの回転を許すピン結合の構造詳細の検討が不可欠である。

また、構造景観や運転者の視覚を優先させる場合には、補剛桁との剛結位置付近の断面寸法や板厚がかなり大きくなり、厚くなるとしても、リジッドハンガーをそのまま横梁を設けずに用いることが十分に考えられる。

なお、補剛桁架設時にはハンガーを用いて架設を行うものとし、閉合後に、例えば、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架設すれば、架設上の大きな問題点はみられない。

3. MONO-DUO形式超長大吊橋の解析モデル

3.1 試設計例の一般図と構造諸元

検討の対象とした設計例は、前出の文献9)で対象としたものと同じ中央径間長2,500mでMONO-DUO形式の3径間2ヒンジ流線形箱桁吊橋の試設計例である。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、構造諸元を表-3.1にそれぞれ示す。

表-3.1には、死荷重に対応する主ケーブル、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。また、傾斜塔柱の各部材剛性は、表に示した塔面内、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 基本解析モデルと形状決定結果

解析モデルは、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用いるものとし、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。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、解析モデルの作成にあたっては、文献9)で誘導したMONO-DUO形式特有の形状決定の手法を適用して、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。図-3.4は、そのような形状決定を行って得られたスケルトン図を示すものであり、これを補助ハンガーシステムを併用しない場合の基本モデルとする。

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)
ステイハンガー	中心間隔	中央径間 24.8 m 側径間 24.5 m
クロスハンガー	断面積	0.2 m ² (中央径間 1山) / cable
センターステイ	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)
	回転慣性	2500 tf・m ² / m ÷ g (9.8m/sec ²)
主塔	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

3.3 補助ハンガーシステムと解析モデル

ステイハンガー、および、3種類の結合条件のリジッドハンガーはすべて、解析の便宜上、これら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、動的解析における慣性質量については考慮するものとした。

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、リジッドハンガーフレームモデル（完全剛結、ピン結合、横梁なしの3種類）と呼ぶことにする。中央支間をLとして、0.36L、0.64Lの2箇所のハンガー位置に集中配置した場合のスケルトン図を、ステイハンガーモデル（ブラケット張り出し長4m）について図-3.5に、リジッドハンガーフレームモデル（完全剛結）について図-3.6に示す。

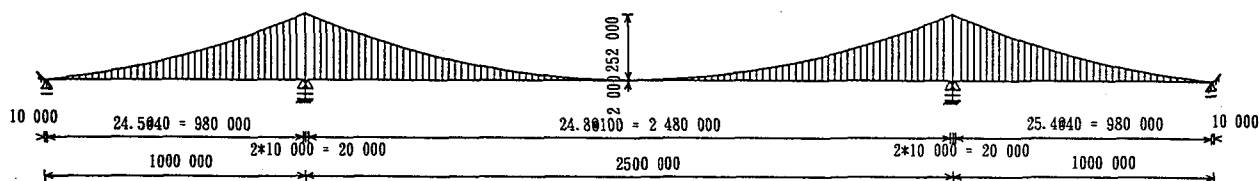


図-3.1 MONO-DUO形式超長大吊橋の試設計例の一般図

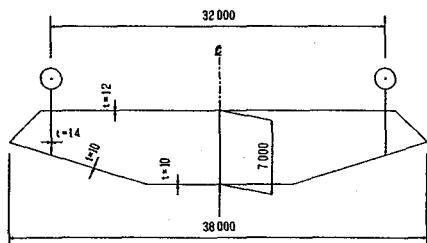


図-3.2 補剛桁の断面図

図-3.4 基本モデル

図-3.5 スティハンガーモデル

図-3.6 リジッドハンガーフレームモデル

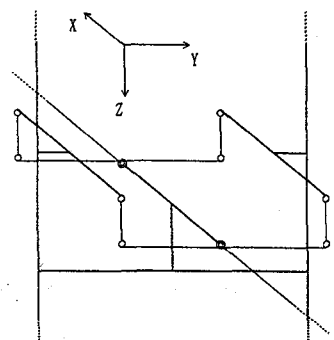


図-3.3 ウィンドシュアのモデル化

4. パラメトリック解析による検討

補助ハンガーシステムを集中的に配置することを検討するために、本章では、まず、配置箇所や、補助ハンガーの種類、剛性などを変えて行ったパラメトリック解析の結果を示し、その最適な配置箇所、スティハンガーの問題点、および、リジッドハンガーの所要剛性、結合条件などについて考察する。

パラメトリック解析は、吊橋特有の設計条件を考慮できる立体有限変位解析プログラム¹⁰⁾によって求められる死荷重時の平衡状態における接線剛性行列と集中質量

行列を用いた固有振動解析^{11) 12)}、および、風荷重載荷時の静的有限変位解析^{10) 12)}によるものとした。

風荷重は、前出の文献9)と同じものとし、基本風速45 m/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⁾を補剛桁全径間(抗力係数1.64)、ハンガー、補助ハンガー、主ケーブル(抗力係数0.70)、および、主塔(抗力係数1.80)に載荷した。なお、補剛桁の抗力係数は、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1.00程度が实际的といえるが、抗力のみで空力モーメントは

考慮していないことや、文献9)における解析結果とも対比できることを考えて、そのまま用いることとした。

図-4.1は、ハンガーとの桁側定着点間距離（ブラケット張り出し長）を4mとしたステイハンガーモデルを用いて、断面積0.10m²で、中央径間中央点に関して対称な箇所に配置した一対のステイハンガーの配置箇所を移動させ、その中央支間L(=2,480m)に対する比率と対称一次ねじり振動数の変化の関係を、影響線的に示したものである。図には、参考のために、それを配置していない基本モデルや、文献9)における中央径間全域のハンガー位置に分散配置したモデルのねじり振動数も併記している。

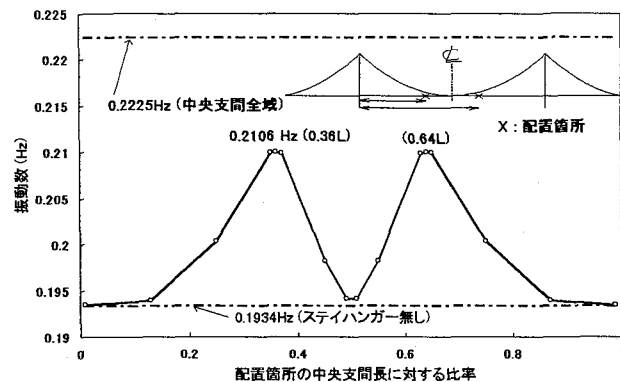


図-4.1 ステイハンガーの配置箇所とねじり振動数

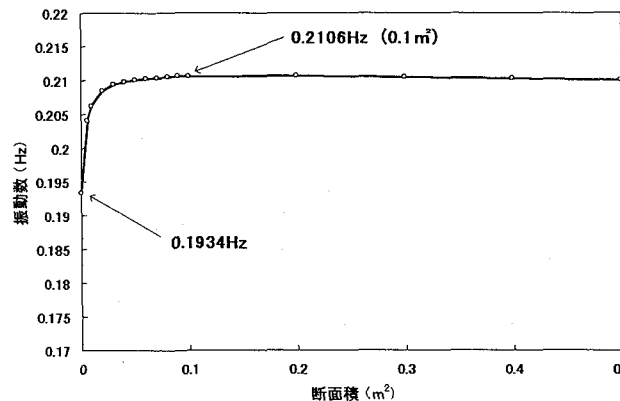


図-4.2 ステイハンガーの断面積とねじり振動数

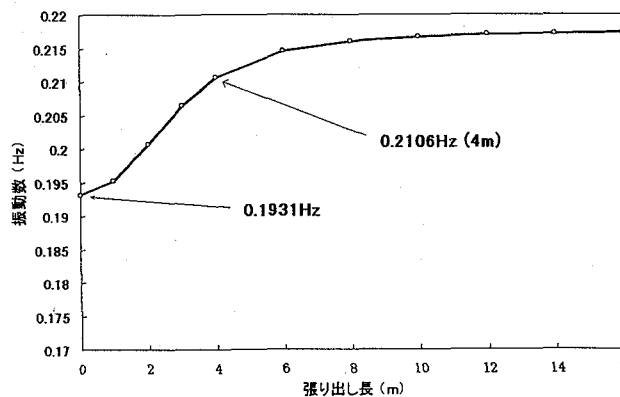


図-4.4 ブラケットの張り出し長とねじり振動数

この図から、全域に分散して配置した場合に比べて、集中配置によるねじり振動数の増加はほぼ6割に減少するが、0.36L、0.64Lの2箇所のハンガー位置に配置した場合に、ねじり振動数が最大となることが解る。

図-4.2、および、図-4.3は、ステイハンガーを上述の2箇所に集中してブラケット張り出し長4mで配置したモデルを用いて、その断面積を変化させ、対称一次ねじり振動数の変化との関係、および、風荷重によるハンガーとステイハンガーの張力の変化との関係を、それぞれ示したものである。これらの図からは、断面積0.10m²でねじり振動数はほぼ最大となるが、ハンガー、ステイハンガーともに、死荷重時ハンガー張力(約290tf)の数倍の非常に大きな圧縮力を生じるようになることが解る。

図-4.4、および、図-4.5は、ステイハンガーを上述の2箇所に集中して断面積0.10m²で配置したモデルを用いて、そのブラケット張り出し長を変化させ、対称一次ねじり振動数の変化との関係、および、風荷重によるハンガーとステイハンガーの張力の変化との関係を、それぞれ示したものである。これらの図からは、ねじり振動数は張り出し長8m付近から変化が緩やかになって収束していく一方、ハンガー、ステイハンガーに生じる圧縮力は張り出し長15mを超えても未だ減少傾向にあり、張り出し長をより長くしてブラケットや補強部の死荷重を有効に利用すれば、十分なプレストレスを導入することも不

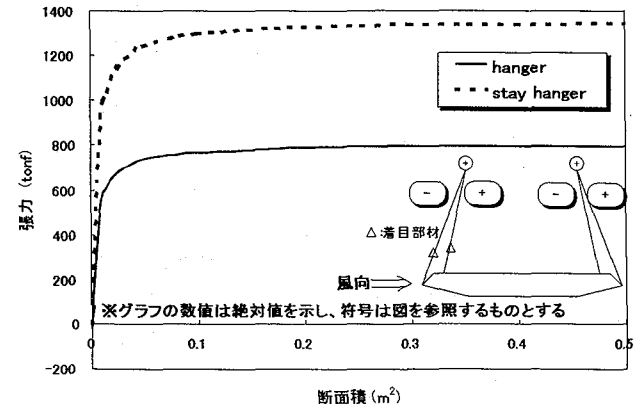


図-4.3 ステイハンガーの断面積と張力

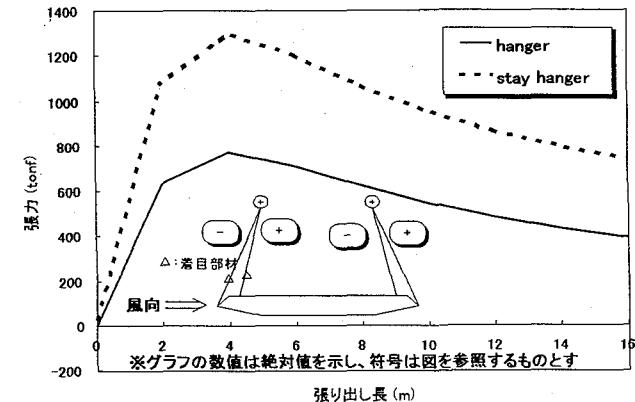


図-4.5 ブラケットの張り出し長と張力

可能とはいえないが、かなり困難であることが解る。

したがって、ステイハンガーに関するパラメトリック解析の結果によれば、最初に予測したように、その集中配置は、非抗圧部材であるハンガー、ステイハンガーに非常に大きな圧縮力を生じ、これらの弛緩の問題から非常に困難であるといえる。ブラケットの張り出し長をかなり大きくすれば対処し得る可能性もみられたが、多くの課題が残されていると考えられ、ここでは、以降、ステイハンガーに代えて、リジッドハンガーを集中配置することを検討するものとする。

図-4.6は、ステイハンガーの場合と同じ $0.36L$ 、 $0.64L$ の2箇所のハンガー位置にリジッドハンガーフレーム（完全剛結）を配置するものとし、その配置状況、および、断面積を仮に 0.10m^2 として算定したリジッドハンガーの基準断面の寸法と各種断面剛性を示したものである。

図-4.7は、リジッドハンガーフレームモデル（完全剛結）を用いて、リジッドハンガーと横梁の剛性を共通のものとし、基準断面剛性における断面2次モーメント I_y のみをもとに変化させ、フレーム面内の曲げ剛性と対称一次ねじり振動数の変化の関係を示したものである。図には、参考のために、リジッドハンガーは基準断面剛性のままで、横梁のみの I_y を変化させた場合のねじり振動数の変化も併記している。

この図から、ねじり振動数は、フレーム面内の曲げ剛性をリジッドハンガーに付与することによって急激に増

加し、 I_y の増加に伴って曲げ剛性が十分に大きくなると一定値に収束する傾向がみられ、橋全体のねじり剛度をステイハンガーと同様に高める効果を期待できることが解る。また、横梁を設けることによる効果は余り大きくないことも解る。さらに、図-4.1との比較から、リジッドハンガーの集中配置によるねじり振動数の増加は、ステイハンガーを集中配置した場合よりも大きく、全域に分散配置した場合に対してもその8割以上を確保できることが解る。なお、 I_y 以外の他の断面剛性を変化させても、ねじり振動数はほとんど変化しなかった。

図-4.8、および、図-4.9は、リジッドハンガー、横梁ともに基準断面剛性における断面2次モーメント I_y のみ、および、 I_z のみをそれぞれ変化させ、風荷重載荷時におけるフレーム面内の曲げ剛性と曲げモーメント M_y の変化の関係、および、その面外の曲げ剛性と曲げモーメント M_z の変化の関係を、それぞれ示したものである。

図-4.8からは、リジッドハンガーに生じる面内の曲げモーメント M_y は、図-4.7と同様に一定値に収束する傾向にあるが、横梁側、補剛桁側剛結位置ともにかかなり大きく、面内の曲げ剛性の所要値は、ねじり振動数の増加に及ぼす効果の度合からではなく、風荷重に対する静的設計から決まることが解る。また、図-4.9からは、面外の曲げモーメント M_z は、横梁側剛結位置では小さいが、補剛桁側剛結位置では面外の曲げ剛性の増加にほぼ比例し

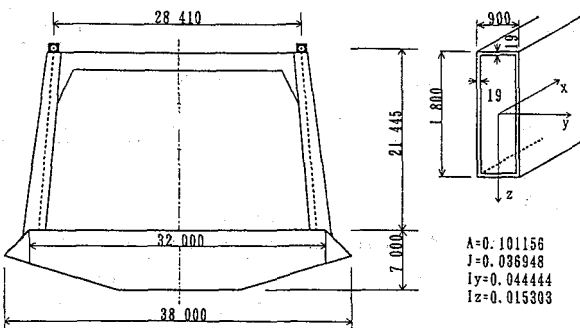


図-4.6 リジッドハンガーの配置状況と基準断面

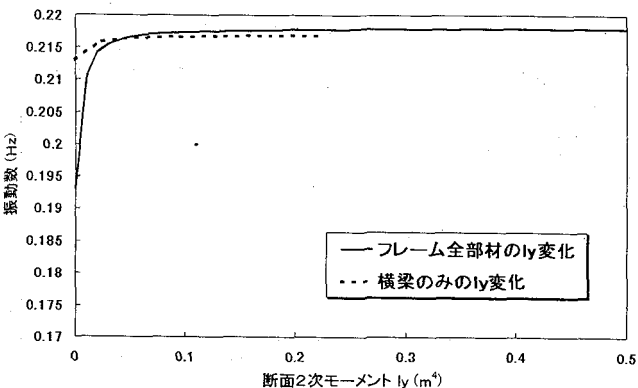


図-4.7 リジッドハンガーの面内曲げ剛性とねじり振動数

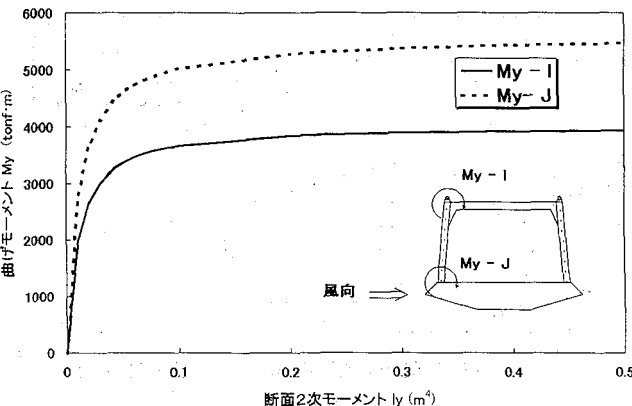


図-4.8 リジッドハンガーの面内曲げ剛性と曲げモーメント

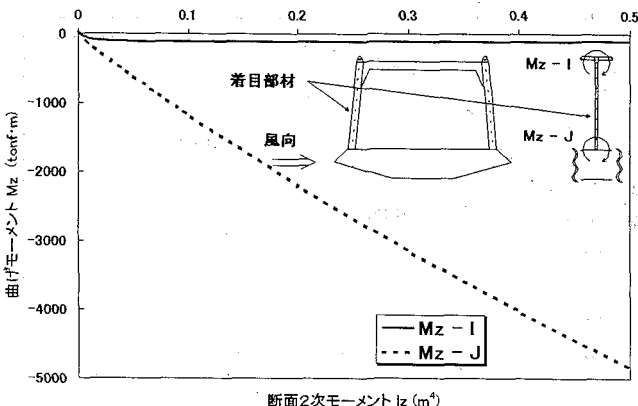


図-4.9 リジッドハンガーの面外曲げ剛性と曲げモーメント

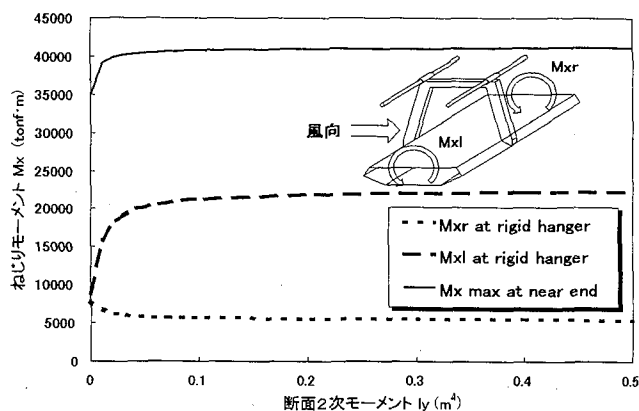


図-4.10 リジッドハンガーの面内曲げ剛性とねじりモーメント

て大きくなり、橋軸方向の風荷重や地震力の影響も考慮して面外の曲げ剛性の所要値を決める際には、配慮が必要であることが解る。

図-4.10、および、図-4.11は、リジッドハンガー、横梁ともに基準断面剛性における断面2次モーメント I_y のみ、および、断面積のみをそれぞれ変化させ、風荷重載荷時におけるフレーム面内の曲げ剛性と補剛桁のねじりモーメントの変化の関係、および、フレームの断面積とリジッドハンガー、ハンガーの軸力の変化の関係を、それぞれ示したものである。

図-4.10からは、フレーム面内の曲げ剛性の増加に伴って、補剛桁のねじりモーメントは、両端近傍における最大値、および、リジッドハンガーを配置した箇所の左右における値ともに増加して一定値に収束し、リジッドハンガーの配置により補剛桁に作用する集中ねじりモーメント(配置箇所の左右の値の差で与えられる)も同様に収束することが解る。また、図-4.11からは、フレームの断面積の増加に伴って、ハンガーの軸力がリジッドハンガーに移転していき、断面積がある程度の値に達した後は、両者の軸力の合計がほぼ一定となって収束していくことが解る。

5. 静的設計荷重載荷時の構造特性

本章では、前章のパラメトリック解析の結果から、リジッドハンガー断面の仮定剛性を定めて、静的設計荷重(活荷重、風荷重)載荷時の解析結果を示し、次章における耐風安定性に及ぼす効果の検討に先立って、リジッドハンガーの集中配置が静的構造特性に及ぼす影響、および、仮定した断面剛性の妥当性などについて考察する。

解析は、基本モデル、および、 $0.36L$ 、 $0.64L$ (L : 中央支間)の2箇所のハンガー位置に集中配置したリジッドハンガーフレームモデル(完全剛結、ピン結合、横梁なしの3種類)を用いて、前章と同じ静的有限変位解析によるものとした。また、活荷重は、幅員方向に偏心なしに分布する設計活荷重¹⁵⁾を中央径間に全載するものとし、風荷重の載荷は前章と同じものとした。

図-5.1は、リジッドハンガーフレーム(完全剛結)の

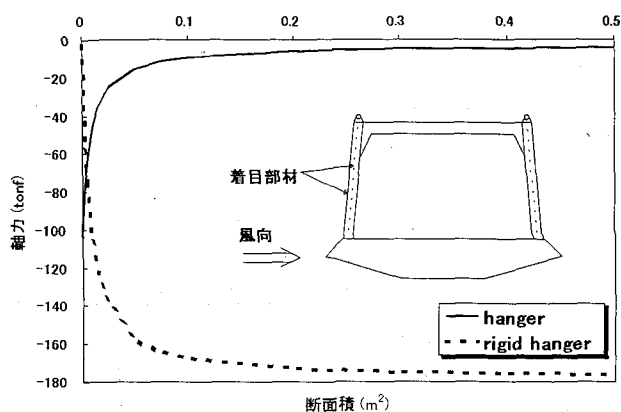


図-4.11 リジッドハンガーの断面積と軸力

イメージ図、および、リジッドハンガーと横梁に共通の断面として仮定した断面寸法と各種断面剛性を示したものである。ここに、断面2次モーメント I_y 、 I_z 、および、断面積の仮定にあたっては、前章のパラメトリック解析結果における図-4.8、-4.9、および、図-4.11を参照した。

なお、 I_z については、図-4.9で、その増加に伴ってフレーム面外の曲げモーメントが単調増加する傾向がみられたことから、橋軸方向の風荷重や地震力の影響には、 I_z の増加ではなく、図のようなステイケーブルを設けることによって対処するものとした。ただし、ここで取り扱った荷重に対しては、このステイケーブルの存在を解析に考慮しないものとした。

また、図-5.1の仮定断面剛性は、リジッドハンガーの完全剛結の結合条件に対応して定めたものであるが、比較のために、ピン結合、および、横梁なしの結合条件に対しても全く同一の剛性とした。

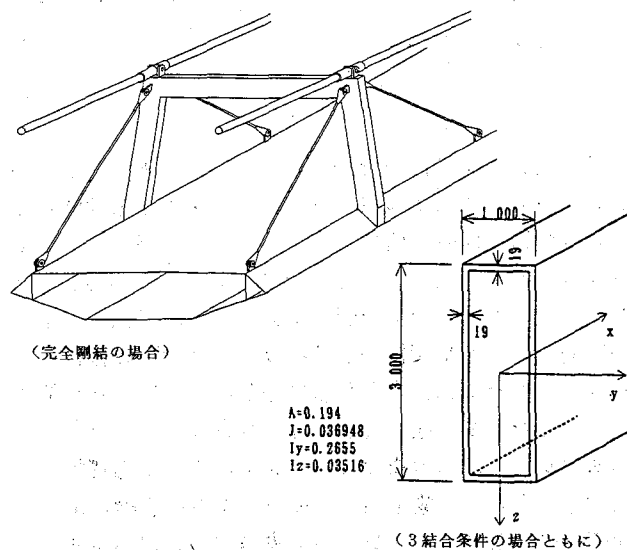


図-5.1 リジッドハンガーフレームと仮定断面剛性

図-5.2、および、図-5.3は、基本モデルとリジッドハンガーフレームモデル(完全剛結)の活荷重載荷時における補剛桁面内の曲げモーメント、および、ハンガー張力を、それぞれ示したものである。これらの図から、2

箇所のハンガー位置に集中配置されたリジッドハンガーに生じるフレーム面外の曲げモーメント、および、軸力による影響が、それぞれ非常に局所的であり、橋全体には大きな影響を及ぼさないことが解る。

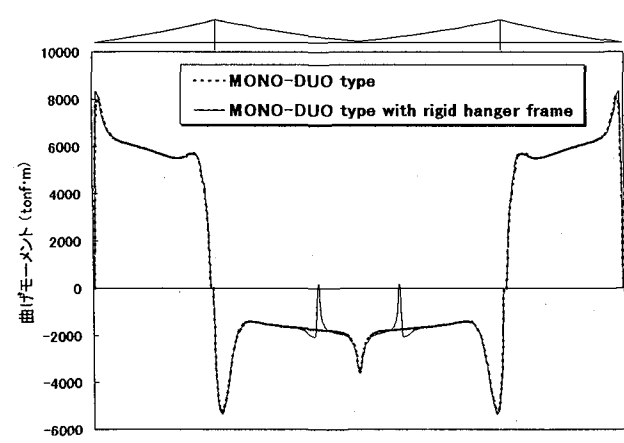


図-5.2 活荷重載荷時の補剛桁の面内曲げモーメント

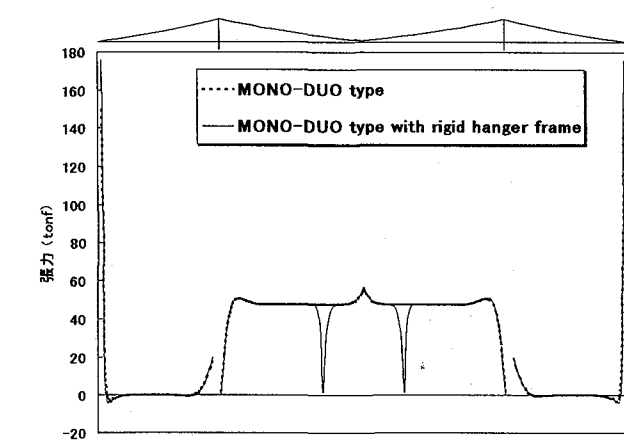


図-5.3 活荷重載荷時のハンガー張力

図-5.4、および、図-5.5は、基本モデルとリジッドハンガーフレームモデル（完全剛結）の風荷重載荷時における補剛桁の面外の曲げモーメント、および、ねじりモーメントを、それぞれ示したものである。図-5.4からは、リジッドハンガーの集中配置による影響が同様に非常に局所的で、かつ補剛桁の面外曲げモーメントの値は小さくなり、橋全体には大きな影響を及ぼさないことが解る。これに対して、図-5.5からは、リジッドハンガーに生じるフレーム面内の曲げモーメントによって補剛桁に作用することになる集中ねじりモーメントの影響により、補剛桁のねじりモーメントが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。したがって、文献9)で指摘したように、MONO-DUO形式とすることで、従来形式に比べてかなり大きいねじりモーメントを既に生じていることもあり、集中ねじりモーメントに対する補強構造を含め、静的設計における十分な配慮が不可欠といえる。

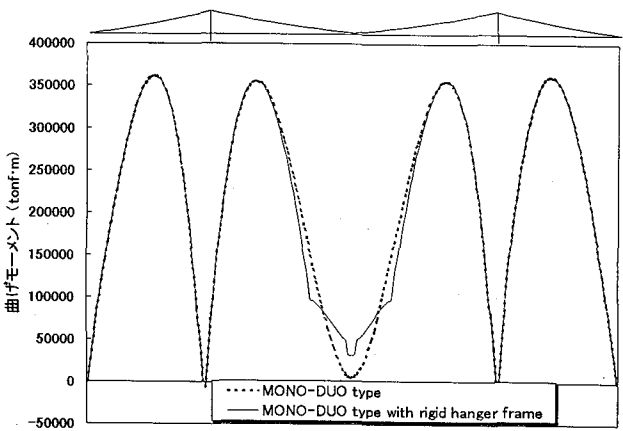


図-5.4 風荷重載荷時の補剛桁の面外曲げモーメント

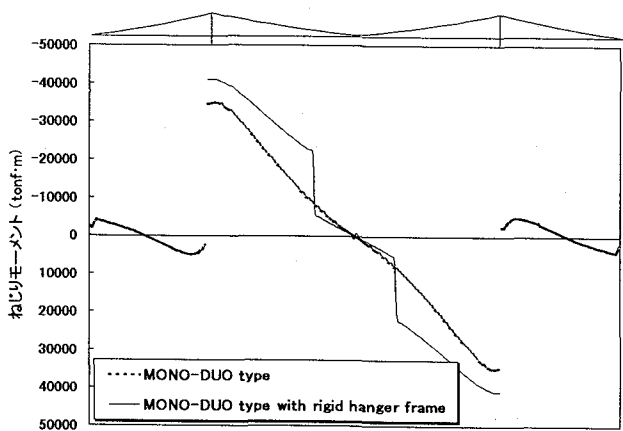


図-5.5 風荷重載荷時の補剛桁のねじりモーメント

図-5.6、図-5.7、および、図-5.8はそれぞれ、完全剛結、ピン結合、および、横梁なしの3種類の結合条件のリジッドハンガーフレームモデルにおいて、風荷重載荷時にリジッドハンガーに生じるフレーム面内、面外の曲げモーメント、軸力、および、リジッドハンガーの配置により補剛桁に作用する集中ねじりモーメントの値を示したものである。なお、3結合条件ともに同一の剛性としたが、図は断面力の値からイメージしたものである。

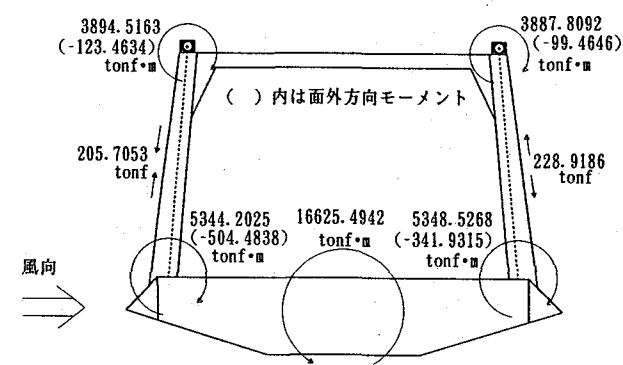


図-5.6 風荷重載荷時の断面力（完全剛結）

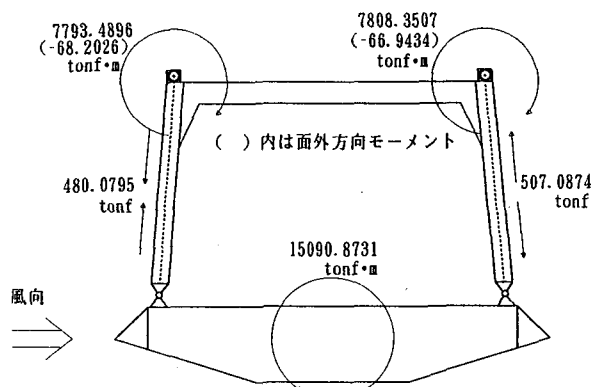


図-5.7 風荷重載荷時の断面力（ピン結合）

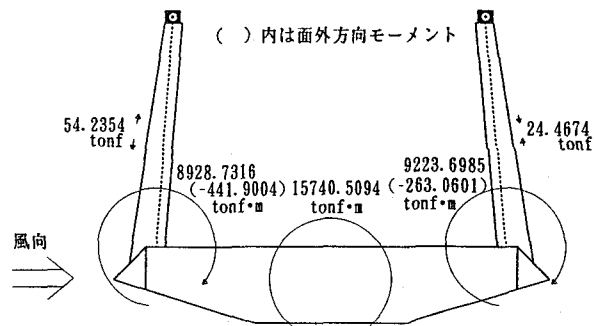


図-5.8 風荷重載荷時の断面力（横梁なし）

まず、図-5.6から、完全剛結の場合に、フレーム面内、面外の曲げモーメントが、横梁を設けたことによって全体的にほぼバランスし、軸力を加えた応力計算によれば、仮定した断面剛性が十分に妥当であることが解る。

また、図-5.7、および、図-5.8から、ピン結合、および、横梁なしの場合には、横梁、および、補剛桁との剛結位置でフレーム面内の曲げモーメントが完全剛結の場合に比べてそれぞれ大きくなり、横梁やリジッドハンガーの上部、および、その下部の断面剛性をそれぞれかなり大きくする必要があることが解る。

しかし、前章のパラメトリック解析結果を参照すれば、剛性を大きくしてもフレーム面内の曲げモーメントの変化は小さいと考えられ、最も大きい断面剛性を必要とする横梁なしの場合でも、断面設計が十分に可能な大きさであり、断面剛性を平均して考えれば、リジッドハンガーフレーム全体で必要となる総鋼材量も3結合条件で大差はないといえる。さらに、リジッドハンガーの配置により補剛桁に作用する集中ねじりモーメントの値には、結合条件による大きな差異がみられないことも解る。

6. 連成フラッター解析と耐風安定性

本章では、固有振動解析結果を用いた連成フラッター限界風速の推定結果を示し、前章と同じ断面剛性を有するリジッドハンガーの集中配置がMONO-DUO形式超長大吊橋の耐風安定性に及ぼす効果を考察する。

固有振動解析は、基本モデル、および、同様に0.36L、0.64L（L：中央支間）の2箇所ハンガー位置に集中配置したリジッドハンガーフレームモデル（完全剛結、ピン結合、横梁なしの3種類）を用いて、前々章におけるものと同じに行うものとした。

連成フラッター限界風速の推定は、固有振動解析結果から得られた対称一次の鉛直たわみ、および、ねじりの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^{16) 17)}を適用して行うものとした。ここに、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18)によった。空気密度は $\rho = 0.00125 \text{ t} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$ とし、構造減衰は無視した。

より厳密には、より多くの次数の振動数と振動モードを用い、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、耐風安定性に及ぼす効果を大略的に評価することを目的として、ここでは、上述の手法によるものとした。

表-6.1は、各モデルの連成フラッター限界風速の推定値を、対称一次の鉛直たわみ、および、ねじりモードの振動数などとともに示したものである。この表には、比較のために、Selberg式¹⁹⁾による限界風速の簡易推定値も付記している。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。

表-6.1 連成フラッター限界風速の推定値と対称一次モードの振動数

解析モデル	MONO-DUO 形式			
	基本	リジッドハンガフレーム		
		完全剛結	ピン結合	横梁なし
等価質量 ($\text{tf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^2$)	3.34	3.35	3.35	3.35
等価極慣性 ($\text{tf} \cdot \text{s}^2$)	509	1190	1070	1110
たわみモード振動数 (Hz)	0.0643	0.0643	0.0642	0.0643
ねじりモード振動数 (Hz)	0.1926	0.2176	0.2168	0.2172
連成ファクター	0.85	0.85	0.85	0.85
フラッター限界風速 (m/s)	67	99	96	97
Selbergの式 (m/s)	63	89	87	87

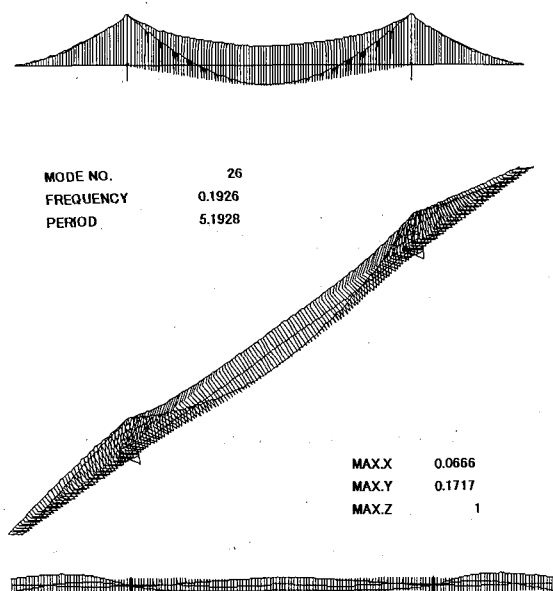


図-6.1 基本モデルの対称一次ねじり振動モード

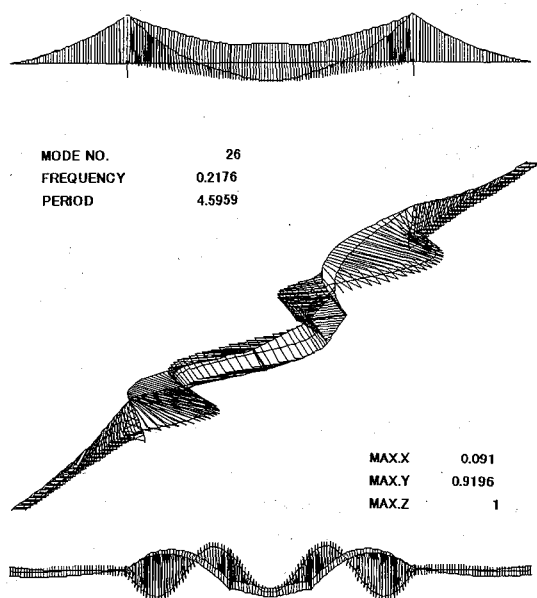


図-6.2 完全剛結モデルの対称一次ねじり振動モード

また、図-6.1、および、図-6.2は、基本モデル、および、リジッドハンガーフレームモデル(完全剛結)の対称一次のねじり振動モードを、それぞれ示したものである。

表-6.1から、MONO-DUO形式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、リジッドハンガーを集中配置することによって、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、連成フラッター限界風速の推定値には、3種類の結合条件による差異はほとんどみられず、現在の流線形箱桁断面の一般的な値である補正係数 $K=0.8$ を乗じても、限界風速の推定値がほぼ 80m/s に達することが解る。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良好一致しており、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。

リジッドハンガーの集中配置が固有振動特性に及ぼす影響については、鉛直たわみ振動数には影響がほとんど現れないことが確かめられ、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、ねじり振動数には、3結合条件のモデルすべてにその影響が顕著に現れ、図-6.1、および、図-6.2を比較することによって、固有振動モードに橋軸直角方向成分が大きく連成することが解る。

7. 結 言

前章までの検討結果から、前に提案したステイハンガー、および、それと同じ力学的原理と考えて新たに提案したリジッドハンガーを集中配置した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、静的構造特性と静的設計などについて、次のようなことがいえる。

(1)ステイハンガー、あるいは、リジッドハンガーを集中的に配置する箇所に関して、影響線的に求めた対称一次のねじり振動数の変化曲線には、ピーク値を明確に示す箇所が存在し、最適な集中配置箇所を選定する際の指標とすることができる。

(2)ステイハンガーの集中配置によって、対称一次のねじり振動数はその断面積の増加に伴って増加し、最大値を示した後はほとんど変化せずに一定値に収束する。

しかしながら、ハンガーとの補剛桁側の定着点間距離(ブラケット張出し長)を余程大きくしない限りは、設計風荷重載荷時にステイハンガーとその配置箇所のハンガーに生じる圧縮力は過大なものとなり、非抗圧部材の弛緩の問題から適用が困難である。

(3)横梁を設けてラーメン構造としたリジッドハンガーフレームを集中配置することによって、対称一次のねじり振動数は、フレーム面内の曲げ剛性の増加に伴って増加し、同様に一定値に収束するが、同じ位置にステイハンガーを集中配置した場合よりも大きく、中央径間全域にそれを分散配置した場合に近づくことができる。

また、リジッドハンガーの集中配置は、対称一次のねじり振動モードにも影響を及ぼし、橋軸直角方向成分が大きく連成するようになる。ただし、鉛直たわみ振動数、および、振動モードには、その影響がほとんど現れない。

(4)集中配置したリジッドハンガーフレームの面内の曲げ剛性の増加に伴って、設計風荷重載荷時にリジッドハンガーに生じる面内の曲げモーメントは増加し、同様に一定値に収束するが、かなり大きな値となり、面内の曲げ剛性の所要値は、ねじり振動数の増加に及ぼす効果の度合いからではなく、風荷重に対する静的設計から決定されることになる。

これに対して、設計風荷重載荷時にリジッドハンガーに生じるフレーム面外の曲げモーメントは、面外の曲げ剛性の増加にほぼ比例して大きくなり、橋軸方向の風荷重や地震力の影響も考慮して面外の曲げ剛性の所要値を決定する際には、十分な配慮が必要である。

(5)設計風荷重載荷時に、補剛桁に完全剛結されたリジッドハンガーに生じるフレーム面内、面外の曲げモーメントは、安定な構造とするために横梁を設けたことによって全体的にほぼバランスし、均整のとれた断面設計が可能である。

これに対して、3軸まわりの回転を許したピン結合の場合、および、横梁なしの場合には、横梁やリジッドハンガーの上部、および、その下部の断面剛性をそれぞれかなり大きくする必要はあるが、最も大きい断面剛性を必要とする横梁なしの場合でも、断面設計が十分に可能な大きさであり、断面剛性を平均すれば、リジッドハンガーフレーム全体で必要となる総鋼材量もこれらの3結合条件で大差はない。

(6)設計活荷重載荷時、および、設計風荷重載荷時に、リジッドハンガーフレームを集中配置した箇所のハンガーの張力はリジッドハンガーにほとんど移転するが、その影響は非常に局所的で、他のハンガーの張力はほとんど変化せず、橋全体には大きな影響を及ぼさない。

また、設計活荷重載荷時、および、設計風荷重載荷時にそれぞれ生じる補剛桁の面内、および、面外の曲げモーメントに及ぼす影響も、同様に非常に局所的である。

(7)設計風荷重載荷時に、リジッドハンガーに生じるフレーム面内の曲げモーメントによって補剛桁に作用することになる集中ねじりモーメントには、結合条件の相違による大きな差異はないが、その影響により、補剛桁のねじりモーメントは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。

したがって、MONO-DUO形式とすることで、従来形式に比べてかなり大きいねじりモーメントを既に生じていることもあり、集中ねじりモーメントに対する補強構造を含め、静的設計における十分な配慮が不可欠である。

(8)対称モードの連成フラッターがクリティカルになる場合、リジッドハンガーフレームを集中配置することによって、連成フラッター限界風速が増大する効果が得られ、MONO-DUO形式超長大吊橋に併用すれば、構造景観や経済性を大きく損なうことなく、十分な耐風安定性の確保を図ることができる。

完全剛結、ピン結合、および、横梁なしの3結合条件における連成フラッター限界風速の差異はほとんどない。したがって、完全剛結の場合は、構造の安定性の点、ピン結合の場合は、3軸まわりの回転を許す構造が可能であれば、補剛桁の補強構造が複雑にならない点、および、横梁なしの場合は、構造景観や運転者の視覚の点などで、それぞれ利点があり、3結合条件ともに実施へ向けたより詳細な検討に値するものである。

なお、本論文では、基本モードに関するフラッター特性を Selberg式との比較を通じて検討することに重点を置いたが、橋軸直角方向のモード成分が大きくなることもあり、非定常抗力を考慮した多自由度解析や、風洞試験の実施など、今後、リジッドハンガーが超長大吊橋の耐風安定性に及ぼす効果をより厳密かつ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、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社の諸氏に対して、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、および、卒業研究生であった、保坂俊晃氏（現 日本鋼管監）, 清水 平君（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) 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, 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. V. 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. 42 A，1996.
- 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. 37 A，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) 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) 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.
- 17) 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.
- 18) 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.
- 19) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，平成 3 年 7 月.
(1996 年 9 月 6 日受付)