

## 4 径間吊橋の構造特性と実用化へ向けての一考察

## STRUCTURAL CHARACTERISTICS AND FEASIBILITY OF FOUR SPAN SUSPENSION BRIDGE

吉田 修\*・守矢 健生\*\*

Osamu YOSHIDA and Takeo MORIYA

\*本州四国連絡橋公団 企画開発部付 (〒105 東京都港区虎ノ門5-1-5)

\*\*大日本コンサルタント (株) 技術本部 (〒170 東京都豊島区駒込3-23-1)

A symmetric four span suspension bridge with the edge and intermediate spans of 1000m and 2000m respectively, is chosen to carry out parametric studies in order to understand the deformation characteristics and vibration modes. This study is mainly focused on the influence of the properties, such as bending and torsional rigidities of the center tower, torsional rigidity of the twin box girder, sag and dead load, on the structural behavior. Based on this study, a four span bridge with parallel main cables is designed and its structural behavior is compared with that of a bridge type in which the main cable has sag in the horizontal and the vertical plans. From this comparison, this three dimensional sag cable system seems to be superior to the parallel main cable system because of higher torsional rigidity which is well suited to multi-span bridges.

Key Words : *Four span suspension bridge, Deformation characteristics, three dimensional sag cable system, Vibration mode*

## 1. まえがき

近年、世界的な長大橋プロジェクトの展開がみられるが、多径間吊橋を本格的に施工した例は、日本の小鳴門橋（主径間長158m+158m）以来見られない。（ここに多径間吊橋とは連続する2つ以上の主径間を有する吊橋形式の橋梁をいう。）これは多径間吊橋の場合、単径間吊橋または三径間吊橋に比較して活荷重撓みが著しく大きいという問題があり、敢えて適用する必要性に迫られなかったことによるものであろう。文献1)~5)によれば主径間長1500m以下の多径間吊橋の構造特性として、大きな活荷重撓みと塔頂におけるケーブルの滑動を問題点として挙げている。

しかしながら径間長の大きいほど死荷重の活荷重に対する比率が大きくなり、活荷重の構造特性に及ぼす影響は小さくなる傾向にある。その点で多径間吊橋はむしろ長径間吊橋への適用性に期待するものがある。

また、水深が深くかつ架橋延長が非常に長い場合に、三径間吊橋を連続させると、その接続点にケーブルアンカレイジを設置することになる。これを多径間吊橋とするならばアンカレイジは不要となり、全体として経済的になることが期待される。したがって今後の海峡横断プロジェクトにおいて多径間吊橋の実用化は重要な検討課題になるものと思われる。

ここでは主径間長2000mの4径間吊橋をとりあげ、活荷重撓みと耐風安定性に大きく影響する要素である固有振動性状に着目して、その特性をパラメトリックに把握し、4径間吊橋に特有な構造上の問題点を明ら

かにするものである。

パラメトリックスタディは以下の方針で行った。

- ① 基本となる構造系（基本形）の基本構造諸元を定め、試設計を行って断面諸元等を決定する。補剛桁の断面形式としては流線形鋼床版二箱桁を対象とする。
- ② 静的変形特性を検討する際のパラメータは中央塔の曲げ剛性と振り剛性、ケーブルサグおよび死荷重強度をとりあげ、振動性状の検討については更に補剛桁の振り剛度と極慣性モーメントを加える。

4径間吊橋の活荷重撓みが大きいという問題について吊橋全体剛性を表わす、「ケーブル剛度」の概念を導入し、塔頂の水平変位をケーブル自体の持っている剛性の効果による部分と塔の剛性に依存している部分とに区分したケーブル剛度式を導き、それらの量的な関係を撓度理論によるものと対比することで概括的に把握した。

次にパラメトリックスタディを一般的な平行ケーブル+門型ラーメン形式塔（平行2主ケーブル形式と呼ぶ）の4径間吊橋に対して行ったところ、中央塔の振り変形に起因する桁の振り変形が問題となることが明らかになった。このような振り変形の抑制に効果的な塔形式としてA型塔を、ケーブルシステムとして三次元サグケーブルシステム<sup>†</sup>を用いたものについて構造特性の検討を行い、固有振動形と振り載荷時の挙動に

<sup>†</sup> ケーブル間隔を補剛桁側の吊材取付点間隔より小さくするとケーブルの釣合曲線は平面的にも投影サグを有する。ここでは、これを三次元サグケーブルシステムと称する。

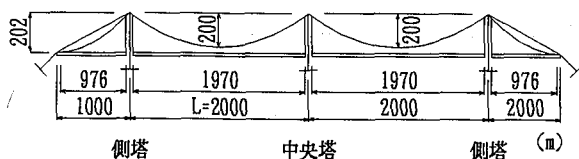


図-1 基本形側面図 (単純補剛桁)

表-1 基本形の諸元

|                           |               |                            |
|---------------------------|---------------|----------------------------|
| ケーブル断面積                   | $A_{c0}$      | 0.633 m <sup>2</sup>       |
| ケーブル部重量                   | $W_{c0}$      | 5.431 tf/m/c               |
| 吊構造部重量                    | $W_{cg0}$     | 11.900 tf/m/c              |
| 死荷重                       | $W_{d0}$      | 17.331 tf/m/c              |
| 活荷重(等価L荷重)                | $W_l$         | 1.966 tf/m/c               |
| 死荷重時水平張力                  | $H_0$         | 43328 tf/c                 |
| 塔高                        | $h_{c0}$      | 286 m                      |
| 主桁振り定数                    | $j_{g0}$      | 8.584 m <sup>4</sup>       |
| 極慣性モーメント                  | $I_{p0}$      | 1097.7 tf·sec <sup>2</sup> |
| ケーブル許容応力度                 | $\sigma_{ca}$ | 82 kgf/mm <sup>2</sup>     |
| ケーブルサグ                    | $f$           | 200 m                      |
| サグスパン比                    | $f/L$         | 1/10                       |
| 中央塔の曲げバネ定数 <sup>††</sup>  | $K_{tb}$      | 1300 tf/m/c                |
| 中央塔の振りバネ定数 <sup>†††</sup> | $K_{tt}$      | 30000 tf/m/Br              |

ここに  $\infty/c$  : 片側ケーブル当たり  
 $\infty/Br$  : 全橋当たり

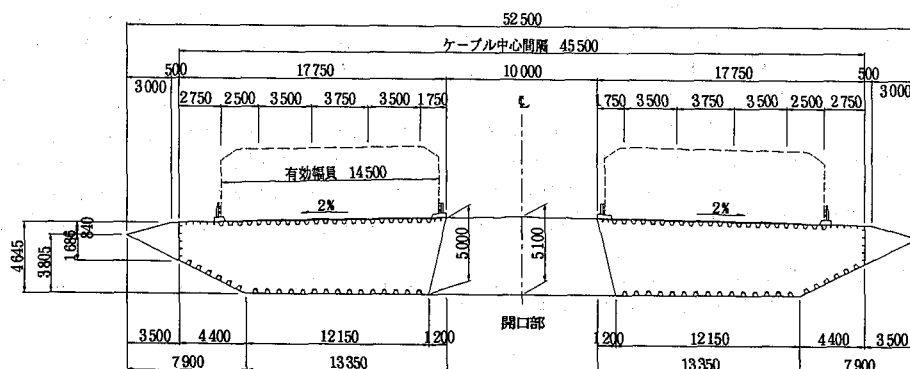


図-2 基本形断面図

について同一の諸元を持つ平行2主ケーブル形式と対比し、その特性を明らかにした。

## 2. パラメトリックスタディ

### 2.1 検討条件・方針

基本構造として、両主径間長2000mの中央塔に対して対称な平行2主ケーブル形式の4径間吊橋を取り扱うこととする。基本構造寸法を図-1に、ケーブル断面積、死荷重、活荷重、補剛桁の断面性能等を表-1に示す。

側径間比(側径間長/主径間長)は基礎の設置位置や諸々の制約条件によって決定されるものであるが、ここでは吊橋の剛性に最も不利となる0.5をとることとした。路面高は塔基面から80mの位置に設定してある。パラメトリックスタディを行うため、基本となる設計諸元を試設計によって求めておく必要がある。ここでは、補剛桁に、耐風安定性に優れるとされる図-2に示すような並列二箱桁形式を選定した。これは路面中央に風抜孔の開口部を有し、ハンガー取付け格点において両箱桁が横梁によって剛結されている構造である。このような補剛桁形式の耐風安定性については、文献6)の風洞試験結果によれば、偏平率0.1、中央開口率20%の場合、単断面箱桁に比べて約30%限界風速が向上するとされている。

風に対する動的安定性は最終的には風洞試験によって照査すべきものであるが、ここでは、同じ振動諸元の開口部を持つ並列二箱桁の場合、Selberg式による連

成フラッター限界風速(単板断面)に対して、約30%の向上があるものとして計算を進めることとした。

Selberg式は(1)式に示す通りであり、振り固有振動数と撓み固有振動数の比、質量や極慣性モーメントなどをパラメータとして簡易に計算できる手法である。また風洞試験結果とSelberg式値とを対応させた報告例<sup>9)</sup>もあり一定の実用性があるものである。

$$V_{cr} = 0.88b\omega_{\alpha} \sqrt{\frac{\sqrt{\nu}}{\mu} \left(1 - \frac{\omega_{\eta}^2}{\omega_{\alpha}^2}\right)} \quad (1)$$

$$\nu = \frac{2r^2}{b^2}, \mu = \frac{2\pi\rho b^2}{m} \quad (2)$$

ここに  $V_{cr}$ : 連成フラッターの限界風速 (m/sec)  
 $\omega_{\eta}$ : 鉛直撓みの固有円振動数 (rad/sec)  
 $\omega_{\alpha}$ : 振りの固有円振動数 (rad/sec)  
 $b$ : 橋幅の1/2 (m)  
 $m$ : 単位長さ当りの質量 (tf·sec<sup>2</sup>/m/m)  
 $r$ : 断面の回転半径 (m)  
 $\rho$ : 空気密度 (tf·sec<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>)

今後の海峡横断プロジェクトを想定し、限界風速80m/secを確保することを目標とする。Selberg式(1)による限界風速  $V_{cr} \geq 60\text{m/sec} (\approx 80/1.3)$  となる中央塔の振り剛性を求めることとする。表-1に示した基本型の諸元は文献7), 8)の設計基準に基づいて上記の対称1次振り振動数が得られるよう試設計したものである。

†† 単独塔柱に単位塔頂水平変位を与える塔頂水平力

††† 図-12に定義を示す

表-2 パラメータと解析手法

|         | パラメータ                                                                                    | 解析手法          |
|---------|------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| ① 活荷重撓み | 中央塔の曲げバネ定数 $K_{tb}$<br>サグ, 死荷重                                                           | 撓度理論          |
| ② 固有振動数 | 中央塔の曲げバネ定数 $K_{tb}$<br>中央塔の振りバネ定数 $K_{tt}$<br>サグ, 死荷重<br>補剛桁の振り剛性 $GJ$<br>極慣性モーメント $I_p$ | 立体骨組<br>固有値解析 |

パラメトリックスタディの基本形に使用する箱桁の断面性能は、上記の風洞試験のモデルとほぼ相似の外郭寸法と開口幅を設定し、橋軸直角方向の風荷重に対する強度設計から最小板厚を 14mm とし算出したものである。

一般に吊橋の撓み剛性に寄与するファクターは補剛桁の曲げ剛度、サグおよび死荷重であり、振り振動性状には、補剛桁の振り剛性 ( $GJ$ ) と極慣性モーメント ( $I_p$ ) が影響する。4 径間吊橋の場合は加えて中央塔の剛性が曲げと振りに大きく関係してくることから補剛桁の対称一次曲げ振動に関係する曲げ剛度 ( $K_{tb}$ ) と、対称一次振り振動に関係する振り剛度 ( $K_{tt}$ ) に区分して考える。

以上の関係から表-2 に示すパラメータに着目して検討を行う。尚、①の構造計算は橋軸面内には標準形の吊橋であり、橋軸面内問題であるため計算効率のよい撓度理論を用い、②の解析には立体骨組モデルを用いる。

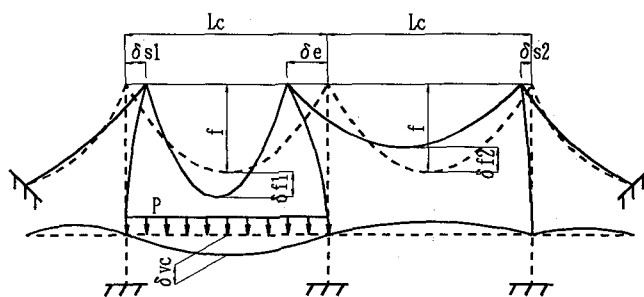
## 2.2 ケーブル剛度

ケーブルの変形は初期の均衡状態 (死荷重完成系) が活荷重の载荷によって崩れ、新たな均衡点まで移行することによって生ずる。図-3 は片側径間に活荷重が満載したときの変形を模式図にしたものである。この载荷状態は中央塔頂の水平変位を最大とするもので、4 径間吊橋に顕著な構造特性を考察するための载荷状態である。活荷重の载荷により図に示すようにケーブルサグの増減 ( $\delta_{f1}, \delta_{f2}$ ) と塔の曲げ変形 ( $\delta_e$ ) が生じている。

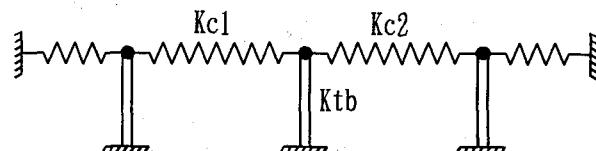
これらの変形状態から塔頂での力の釣り合い状態を考えると、活荷重载荷によって生じるケーブル張力の増加分は塔だけでなく、塔を経由して非载荷側のケーブルに伝達する。また、载荷側のケーブルにも载荷径間長が短縮する方向に作用する力の成分がある。以上の 3 つの力はいずれも载荷側方向に向きを持っており、これに抗してケーブルと塔が弾性バネとして機能し、均衡点 ( $\delta_e$ ) を与えることとなる。

この内ケーブルのバネ定数に相当するものを、本文では一応「ケーブル剛度」と称することとする。ケーブル剛度として片側径間のみのケーブルに関するもの ( $K_{c1}, K_{c2}$ ) とケーブル系の剛度 ( $K_c$ )、すなわち両径間の合成剛度とを考える。

片側径間のケーブル剛度式は、放物線ケーブルの水



(a) 橋軸面内変形図



(b) バネモデル

図-3 橋軸面内変形図とバネモデル

平力を与える式 (3) より水平張力 ( $H$ ) を径間長 ( $l$ ) で微分することにより得られ、以下にその誘導を行なう。

水平張力  $H$  とケーブル長  $S$  は次式で表わされる<sup>9)</sup>。

$$H = \frac{Wl^2}{8f} \quad (3)$$

$$S = \frac{l}{2} \left[ (1 + Y^2)^{\frac{1}{2}} + \frac{\ln(Y + (1 + Y^2)^{\frac{1}{2}})}{Y} \right] \quad (4)$$

ここに  $W$  : 死荷重,  $f$  : ケーブルサグ  
 $l$  : スパン長,  $Y = \frac{4f}{l}$

主ケーブルがどのように動いても全死荷重は変わらないことから  $Wl$  は一定と考えられ、これを微分式で表すと、

$$ldW + Wdl = 0 \quad (5)$$

になる。ここに  $dW, dl$  は  $W$  と  $l$  の微分である。式 (5) を考慮し、式 (3) の微分をとればケーブルバネ定数  $K_{ci}$  は次のように表せる。

$$K_{ci} = \frac{dH}{dl} = \frac{H}{l} \left( 1 - \frac{l}{f} \frac{df}{dl} \right) \quad (6)$$

これをケーブル剛度の定義式とする。また、 $\frac{df}{dl}$  は、式 (4) の微分をとり、ケーブルの伸び ( $s$  の微分  $ds$ ) = 0 を仮定すれば次式のようなである。

$$\frac{df}{dl} = \frac{Y \ln(Y + (1 + Y^2)^{\frac{1}{2}})}{2(\ln(Y + (1 + Y^2)^{\frac{1}{2}}) - Y(1 + Y^2)^{\frac{1}{2}})} \quad (7)$$

ケーブル系の剛度には全ての径間が関係するが、側径間のケーブル剛度は主径間に比べて大きく、主径間のケーブルバネと直列の関係にあるため、 $\delta_e$  が十分小さいとき中央塔の塔頂におけるケーブル系の合成剛度に側径間のケーブル剛度の与える影響は小さい。したがっ

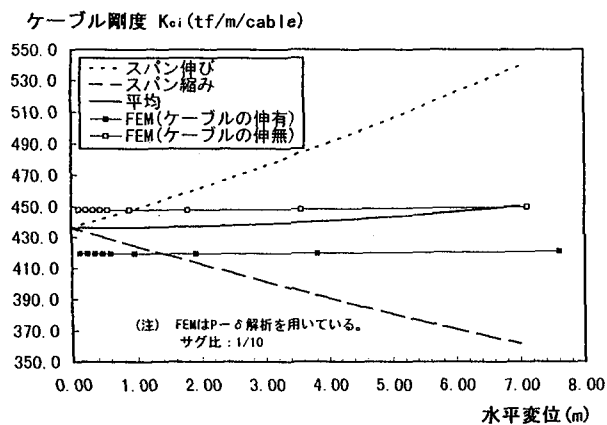


図-4 ケーブル剛度 ( $K_{ci}$ ) と水平変位

て、中央塔におけるケーブル剛度は両主径間のケーブル剛度と中央塔自体の剛度の代数和となるから

$$K = K_{tb} + K_c \quad (8)$$

ここに  $K_c = K_{c1} + K_{c2}$

$K_{c1}$  : スパンが縮む側のケーブル剛度

$K_{c2}$  : スパンが伸びる側のケーブル剛度

$K_{tb}$  : 中央塔の曲げバネ定数

これをトータル剛度と呼ぶこととする。このようにして求めたケーブル剛度を図-4~6に示す。図-4は  $K_{tb} = 0$  としたときの塔頂水平変位とともにケーブル剛度が変化する状況を示したものである。

スパン伸び (サグが小さくなる) の方向に変位する場合はバネが増大し、逆方向に変位する場合はバネが減少する。これらの合計値が塔に依存しないケーブルの合成剛度 ( $K_c$ ) である。図-4に  $K_{ci}$  の増減傾向を見るため、伸び側と縮み側のバネの平均値を重ねて示す。

一方、ケーブル剛度は有限変形理論を用いた骨組構造解析によって求めることも出来る。中央塔の塔頂においてケーブルがローラー支持されているものと仮定し ( $K_{tb} = 0$ ) ケーブルの折れ点に水平力を作用させた場合の変位からバネの値を計算したものが図-4の細い実線で示したものである。同図によればケーブルの伸びの有無で約7%の差がある。式(6),(7)から求めた結果と伸びを考慮したケースとを比較すると約4%の差がある事が分かり、構造系全体の特性を把握する目的で使用するのであれば求めたケーブル剛度の式(6)は十分に実用的なものといえよう。

以上のようにケーブル剛度は、サグ比と初期張力から代数的に計算する簡易な手法によってもその傾向を精度良く把握することができることがわかり、4径間吊橋の構造特性を概括的に把握するための指標となる。

水平変位の増加に伴って若干ではあるがケーブル剛度も増加傾向を示しているが、 $K_{c1}, K_{c2}$  の平均値はほぼ一定であり、合成剛度  $K_c$  は安定していることが分かる。

図-5は支間長と  $K_c$  の関係を示したものである。点線は死荷重の変化を表わしており、支間長が大きくなる

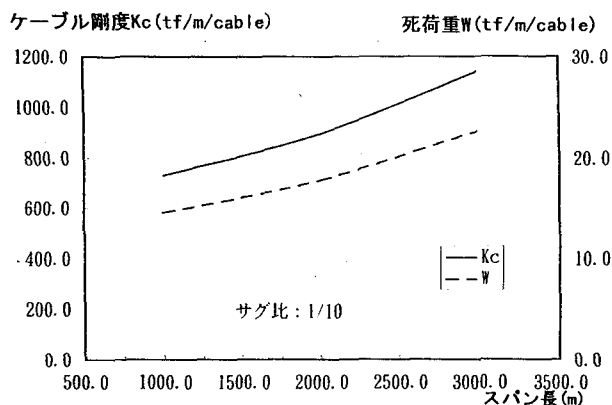


図-5 スパン長によるケーブル剛度と死荷重の変化

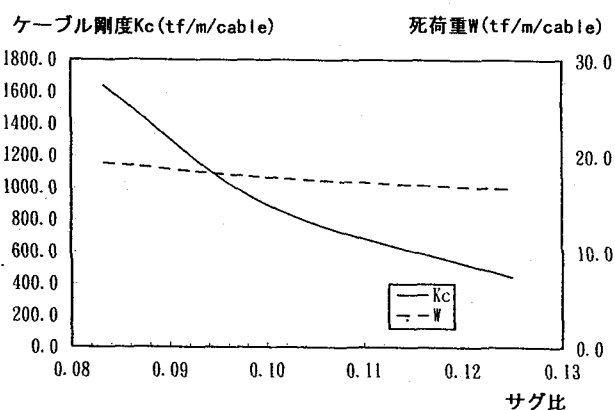


図-6 サグ比によるケーブル剛度と死荷重の変化

にしたがって、ケーブル張力が増大し、ケーブル断面が大きくなるため死荷重が増加し、ケーブル剛度も大きくなっている。

図-6にサグ比と  $K_c$  の関係を表わす。サグ比によるケーブル剛度への影響はケーブル張力の変化により、サグ比とほぼ反比例する傾向を示している。サグ比が大きくなるとケーブル断面が縮小するため死荷重が減少することもケーブル剛度の減少に寄与している。

サグ比が1/10の場合、合成剛度  $K_c$  は870tf/m/c程度である。一方、中央塔の基本曲げバネ定数は1300tf/m/c (表-1) であるからケーブル剛度は塔の曲げバネ定数の約67%程度となっている事が分かる。

以上は主径間のケーブル剛度について述べたが、側径間のケーブル剛度は主径間のサグ比が1/10の場合、2700tf/m/cであった。したがって主径間と側径間との比は1:6.2となり、また、中央塔をはさむ両主径間の合成剛度と側塔をはさむ側径間と主径間の合成剛度を比較すると

$$(2 \times 435) : (2700 + 435) = 1 : 3.6$$

となる。上式左辺の (2700 + 435)tf/m/c は同一諸元の3径間吊橋のケーブル剛度に相当するもので、4径間吊橋とはケーブル系の剛性が根本的に異なることを示している。

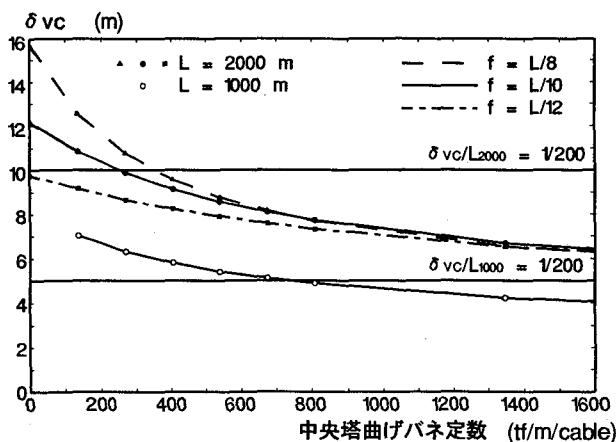


図-7(a) 補剛桁中央点の鉛直たわみ (D+L時)

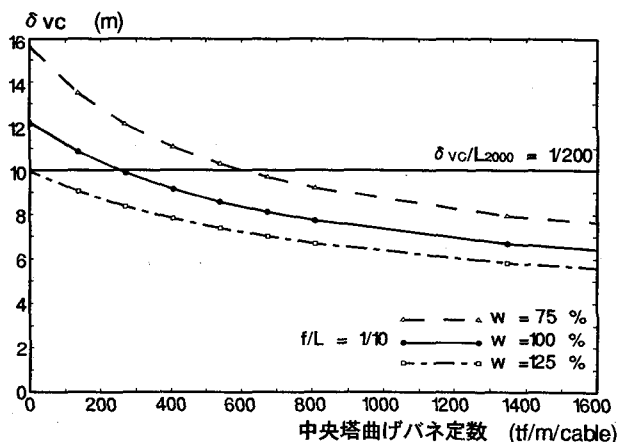


図-7(c) 補剛桁中央点の鉛直たわみ (D+L時)

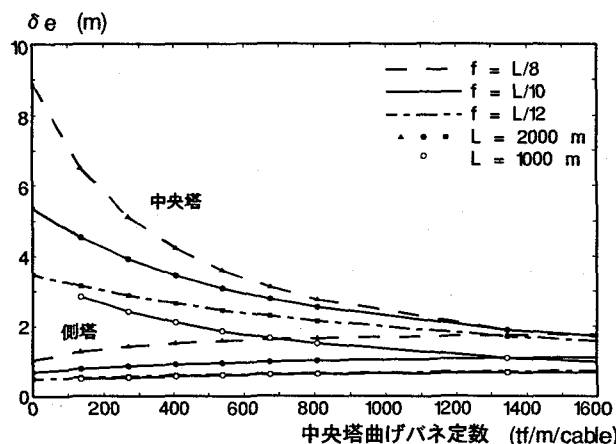


図-7(b) 中央塔・側塔の塔頂水平変位 (D+L時)

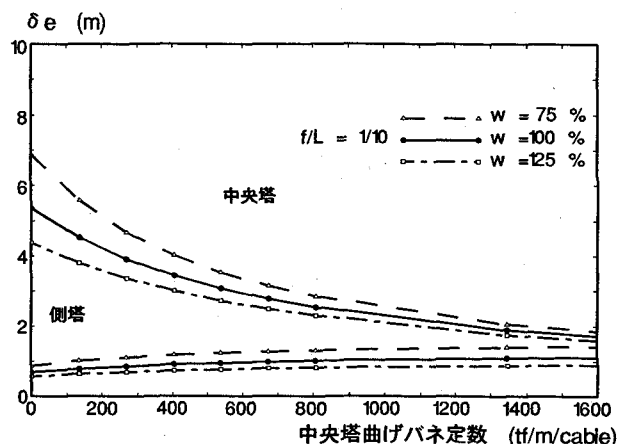


図-7(d) 中央塔・側塔の塔頂水平変位 (D+L時)

表-3 撓度理論と代数計算 (サグ変化の成分分担) の比較

| サグ比       | f/L               | tf/cable              | 1/8 |     |     |      |      | 1/10 |     |     |      |      | 1/12 |     |     |      |      |
|-----------|-------------------|-----------------------|-----|-----|-----|------|------|------|-----|-----|------|------|------|-----|-----|------|------|
|           |                   |                       | 0   | 400 | 800 | 1600 | 4000 | 0    | 400 | 800 | 1600 | 4000 | 0    | 400 | 800 | 1600 | 4000 |
| 中央塔曲げバネ定数 | Kb                | tf/m/cable            |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |
| ケーブル断面積   | A                 | m <sup>2</sup> /cable |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |
| サグ        | f                 | m                     |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |
| 死荷重       | Wd                | tf/m/cable            |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |
| 活荷重       | Wl                | tf/m/cable            |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |
| 死荷重時撓力    | Hd                | tf/cable              |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |
| 活荷重時撓力    | Hp                | tf/cable              |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |
| 度         | δTs               | m                     |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |
| 理         | 側塔 δTc            | m                     |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |
| 論         | 中央塔 δTc           | m                     |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |
| 論         | 桁鉛直たわみ δg         | m                     |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |
| 代         | ケーブル伸びによるサグ変化 Δf1 | m                     |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |
| 数         | 塔頂水平変位によるサグ変化 Δf2 | m                     |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |
| 計         | Δf1+Δf2 Δf        | m                     |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |
| 算         | Δf1/Δf            | %                     |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |
|           | Δf2/Δf            | %                     |     |     |     |      |      |      |     |     |      |      |      |     |     |      |      |

## 2.3 活荷重撓み

通常の3径間吊橋の場合、塔頂の水平変位がさほど大きくないため、補剛桁の鉛直撓みはケーブル形状が死荷重状態の放物線形状からくずれる事によって生ずる撓みが支配的である。そのときの撓み特性の検討に使用する載荷ケースは中央径間の片側半分に偏載であり、最大鉛直撓みは1/4点付近である。一方、4径間吊橋の場合は、中央塔が水平方向に変位することによってサグが増加し、鉛直撓みに大きく影響する。したがって撓み特性の検討に使用する活荷重の載荷ケースは中央塔の水平変位が最大となるケース、すなわち片側の主径間に満載するケースを選んだ。この時の最大鉛直

撓みは1/2点である。

また、筆者らは主径間長が1000m級の4径間吊橋の撓み特性を改善し、中央塔頂における両主径間のケーブル張力差によるケーブルの滑動を防止するため、死荷重を付加する方式を検討し提案してきたが、ここでも吊構造の死荷重を意識的に変化させて構造特性がどのように変化するかを見ることとした。そのため、活荷重撓みの検討については支間長は1000m級のものと2000mのものを比較することとした。

### (1) 補剛桁の撓み

図-7(a)は主径間長(L)が1000mおよび2000mのケースにおいて、活荷重撓みと中央塔の曲げバネ定数と

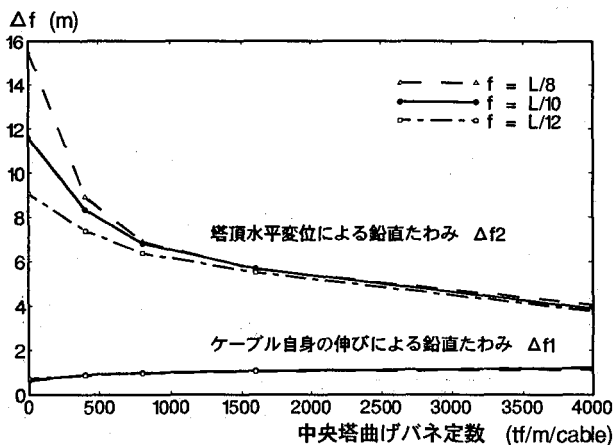


図-8 補剛桁中央点の鉛直たわみの内訳

の関係をサグ比をパラメータとして表したものである。曲げバネ定数が大なるほど、また、サグが小さいほど撓みは小さくなる。活荷重撓みを  $L/200$  に抑制するには、サグ比  $1/10$  の場合、塔の曲げバネ定数を  $L=1000\text{m}$  では  $750\text{tf/m/c}$  程度、 $L=2000\text{m}$  では  $270\text{tf/m/c}$  程度とすることになる。これは後述する強度設計を確保するための曲げバネ定数と比較すると極めて小さな値である。

サグ比の違いによる活荷重撓みの差は塔の曲げバネ定数が小さい領域では顕著に現われ、塔の曲げバネ定数が  $800\text{tf/m/c}$  程度まで増加させると、サグ比による撓みの差は小さくなる。これは、4 径間吊橋の場合、中央塔の剛性が低い場合の活荷重撓みは塔頂の水平変位がケーブル全体のサグを増大させる形で補剛桁全体が撓む挙動となることによるものである。

支間長が  $2000\text{m}$  級の吊橋ではケーブルの伸びによる撓みが無視できなくなるものと考えられるので、補剛桁の活荷重撓みのうちケーブルの伸びがどの程度を占めるか、サグ比と中央塔の曲げバネ定数 ( $K_{tb}$ ) をパラメータにして調べる。計算方法はケーブル張力・サグ比等からケーブルの伸びとサグ変化を与える以下の公式 (9), (10), (11)<sup>9)</sup> を用いた代数計算によるものとする。

$$\Delta f_1 = \frac{\Delta L}{16n \left( \frac{1}{3} - \frac{8}{5}n^2 \right)} \quad (9)$$

$$\Delta L = \frac{H_p}{EA} l \left( 1 + \frac{16}{3}n^2 \right) \quad (10)$$

ここに  $\Delta f_1$  : ケーブルの伸びによるサグ変化  
 $\Delta L$  : 活荷重張力による弾性伸び  
 $H_p$  : 活荷重水平張力  
 $EA$  : ケーブルの伸び剛性  
 $n$  : サグ比

$$\Delta f_2 = \frac{1 - \frac{8}{3}n^2 + \frac{96}{5}n^4}{16n \left( \frac{1}{3} - \frac{8}{5}n^2 \right)} \delta_e \quad (11)$$

表-4 式 (12) と撓度理論による塔頂水平変位

| f/L  | 塔の曲げバネ定数<br>$K_{tb}$ (tf/m/c) | 式 (12) による<br>塔頂水平変位<br>$\delta_e$ (m) | 撓度理論による<br>塔頂水平変位<br>$\delta_e$ (m) |
|------|-------------------------------|----------------------------------------|-------------------------------------|
| 1/10 | 0                             | 5.64                                   | 5.32                                |
|      | 800                           | 2.84                                   | 2.64                                |
|      | 1600                          | 1.99                                   | 1.76                                |

ここに  $\Delta f_2$  : 塔頂水平変位によるサグ変化  
 $\delta_e$  : 塔頂水平変位  
 $n$  : サグ比

撓度理論から得たケーブル水平張力と塔頂水平変位をそれぞれ式 (9), (10), 式 (11) に代入して  $\Delta f_1, \Delta f_2$  を算出する。結果を表-3 と図-8 に示す。( $\Delta f_1 + \Delta f_2$ ) と撓度理論による桁の撓み値とを比較するとその差異はサグ比  $1/10$  の場合で  $1\%$  以下にあり、このような簡易な代数計算によっても撓度理論の解とよく近似したものが得られることが分かる。図-8 からケーブルの伸びによる撓みはサグ比による差異はほとんどない。

また、サグ比  $1/10$  の場合、活荷重撓みに含まれるケーブルの伸びの成分は、塔の曲げバネ定数が大きくなるほど相対的にその比率を増し  $5 \sim 24\%$  になることが分かった。

図-7(b) は同じく中央塔の活荷重による水平変位と曲げバネ定数との関係をサグ比をパラメータとして表わしたものである。図-7(b) は図-7(a) とほぼ相似形となっており、前述したように中央塔の塔頂水平変位が桁の活荷重撓みの主因となっていることを示している。

次に、トータル剛度式 (式 (8)) を用いて塔頂変位  $\delta_e$  を求め、撓度理論による結果図-7(b) と照合してみる。

まず、等分布活荷重満載時における塔頂水平変位とトータル剛度の関係は、活荷重が死荷重より十分小さいものと仮定すれば以下のように表わせる。

$$\delta_e = \frac{H_{p0}}{K} \quad (12)$$

ここに  $\delta_e$  : 塔頂水平変位,  $K$  : トータル剛度  
 $H_{p0}$  : 活荷重水平張力

ここで、 $K = \infty$  のとき、等分布荷重満載時において塔頂水平変位は  $0$  となり、活荷重水平張力  $H_{p0}$  は以下で表わせる。

$$H_{p0} = \frac{pl^2}{8f} \quad (13)$$

ここに  $p$  : 活荷重強度,  $f$  : サグ  
 $l$  : 径間長

式 (13) の活荷重張力を用い、塔の曲げバネ定数をパラメータとして式 (12) に代入して塔頂水平変位を求めると表-4 のようになる。なお、撓度理論による結果は側塔の塔頂を固定して、中央塔のみが水平変位するよ

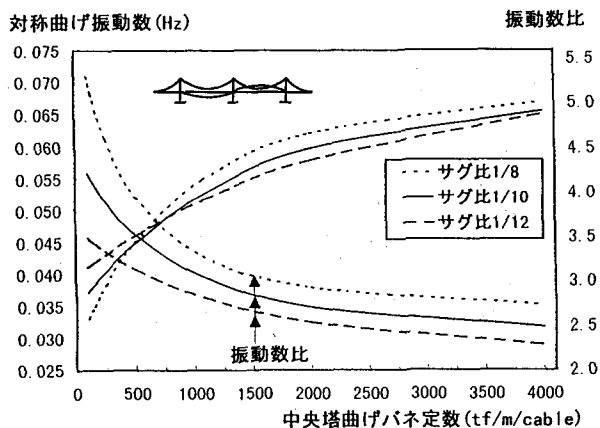


図-9 対称曲げ1次振動数の変化

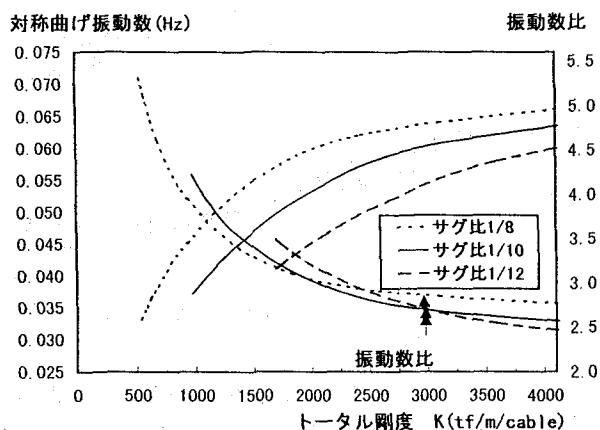


図-10 トータル剛度による対称曲げ振動数の変化

うに計算した結果である。表-4より、式(12)を用いても概ね近似できることがわかる。

## (2) 死荷重による変化

図-7(c)と図-7(d)は死荷重の違いによって、活荷重撓みがどの程度変化するかを示したものである。桁の鉛直撓みが中央塔の水平変位に比例することは共通であるが死荷重による差はほぼ平行になっており、死荷重の増分の影響は塔の曲げバネ定数とは独立して効いていることが分かる。

## 2.4 固有振動数解析

立体骨組モデルを用いた固有振動解析を行い、主径間における対称1次曲げ振動と対称1次振り振動モードの固有振動数を求め、サグ比をパラメータとして図-9~11に示した。中央塔の曲げバネ定数と対称1次曲げ振動数との関係、および振りと曲げの振動数比との関係を表したものが図-9である。

塔の曲げバネ定数が増大するにしたがって曲げ振動数も増大しているが750tf/m/c付近以下の領域では、ケーブル剛度の効果が大きく、サグ比が大きくなるほど振動数は小さい。750tf/m/c以上では塔剛度の影響が卓越するため、サグ比による影響が逆転する。

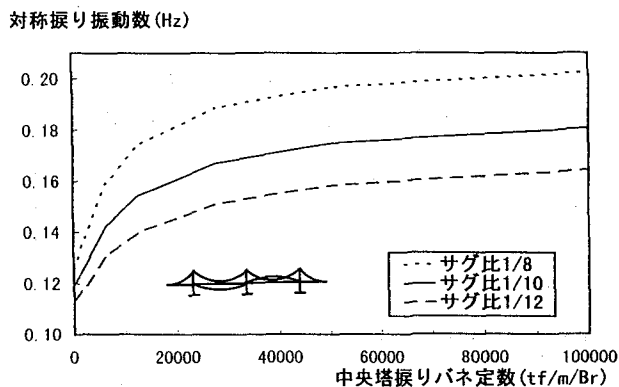


図-11 対称振り1次振動数の変化

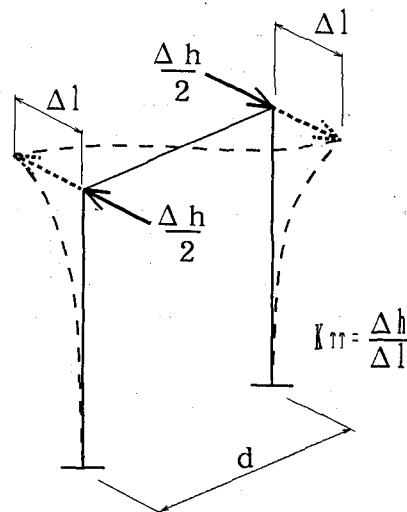


図-12 振りバネ定数( $K_{tt}$ )の定義

これに対して、塔とケーブルの剛度を合算したトータル剛度との関係で表すと図-10のようになる。これは、図-9から $K_c$ 分だけ曲線を平行移動したものである。

図-10によると曲げ振動数はサグ比の大きい方が常に大きくなっている。これは塔頂変位( $\delta_e$ )が式(12),(13)から、トータル剛度、サグ比の各々にほぼ反比例( $\delta_e \propto \frac{1}{(f/l)(K_{tb}+K_c)}$ )する関係にあるためと考えられる。また、 $K_{tb}$ の小さい領域では振動数を高める割合すなわち上昇率が大きい。

図-9において振動数比は塔の曲げバネ定数が増大するにしたがって減少しているが、1500tf/m/c程度以上ではその勾配が緩やかになる。

図-11は中央塔の振りバネ定数と補剛桁の対称1次振り振動数との関係を、サグ比をパラメータにして表したものである。

ここにいう中央塔の振りバネ定数とは、塔頂に与えた単位偶力によって生じる相対変位であり、塔全体の振り回転バネ定数( $K_\theta$ )とは $K_\theta(tm/rad) = K_{tt} \times (d^2/4)$ の関係にある。ここに、ケーブル間隔( $d$ )を一定とすると、 $K_\theta$ の代わりに $K_{tt}$ を塔全体の振り性能を表す指標

対称振り振動数 (Hz)

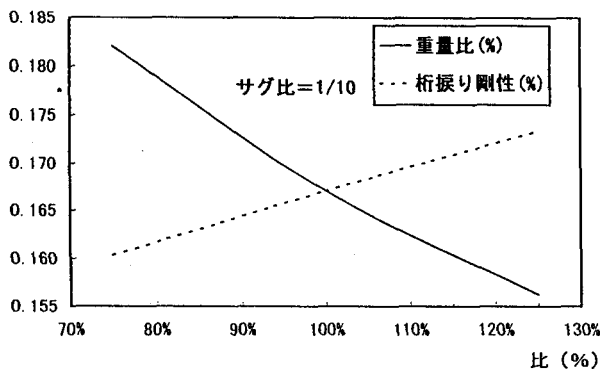


図-13 対称振り1次振動数の変化

限界風速 (m/s)

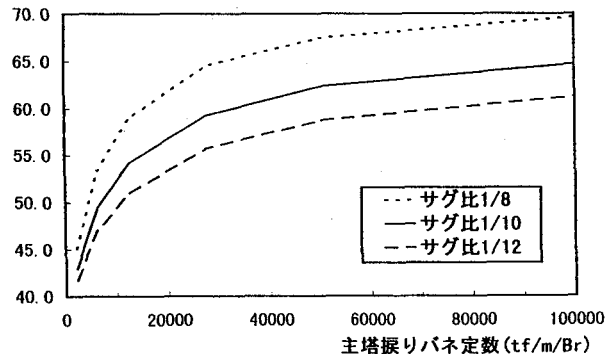


図-14 Selbergの限界風速

とすることができる。(図-12)。

当然、振りバネ定数が増大するにつれて振動数が上昇する。ただしバネ定数が30000tf/m/Br以上では上昇効果は顕著でなくなる。これは曲げ振動数の場合にも見られた傾向である。つまり塔の剛性だけを高めても振動数を改善するにはさほど有効でない事が分かる。またサグについてはサグ比が大きくなるほど振り振動数は高くなっており、これは活荷重撓みの点からは逆の傾向となっている。つまり活荷重撓みを抑制するためにはサグ比が小さいほうが良く、振り振動数を高めるためにはサグ比が大きいほうがよい事になる。

図-13は補剛桁の死荷重および振り剛性が振り振動数に与える影響を算出したものである。振り剛性を高めると振動数は上昇し、死荷重(桁の質量)が増加すると振動数は低下する。またこれらの傾向はほぼ線形に推移している。死荷重の増加は活荷重撓みを抑制する効果があるが、振り振動数に対しては低下させる方に作用している。

以上の解析結果の振動数等を用い、Selberg式を適用して限界風速を求めた。

図-14は限界風速を塔の振りバネ定数とサグ比をパラメータとして表わしたものである。サグ比が1/10の場合でSelbergの限界風速 $V_{cr} = 60\text{m/sec}$ を得る塔の振りバネ定数は30000tf/m/Br程度となる。

表-5 パラメータの方向性

| パラメータの方向    | 活荷重撓み | 曲げ振動数 | 振り振動数 |
|-------------|-------|-------|-------|
| サグの増        | 増     | やや高める | 高める   |
| 死荷重(桁質量)の増  | 減     | 低める   | 低める   |
| 中央塔のバネ定数の増  | 減     | 高める   | 高める   |
| 桁の振り剛度の増    | —     | —     | 高める   |
| 桁の $I_p$ の増 | —     | —     | 高める   |

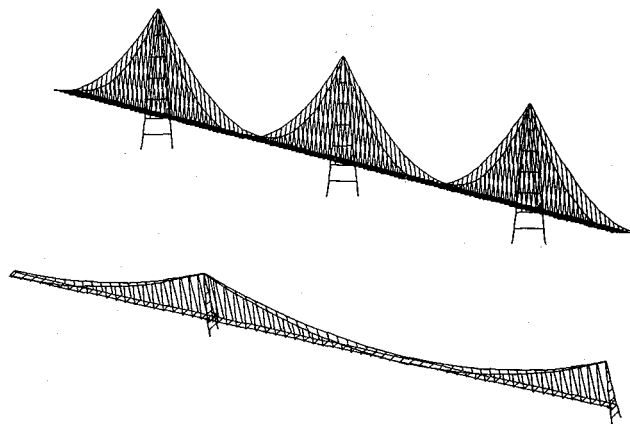


図-15 三次元サグケーブルシステムモデル

以上のパラメトリックスタディをまとめて各パラメータが作用する方向性のみを整理すると表-5のようになる。

4径間吊橋の構造設計を合理的に進めるためには、これらの各パラメータによる効果を的確に把握し経済性を損なわないよう構造諸元を決定する必要がある。

### 3. 三次元サグケーブルシステムの検討

#### 3.1 三次元サグケーブルシステム

パラメトリックスタディにおいて、平行2主ケーブルのケーブルシステムの場合、対称一次振り振動数と限界風速に中央塔の振り剛度が大きな影響を及ぼすことが分かった。この問題点を合理的に改善できる有力なケーブルシステムが図-15に示す三次元サグケーブルシステムである。これは2本の主ケーブルの間隔を塔頂では極力狭め、サグの最下点に行くにしたがいハンガー張力の橋軸直角方向成分によって拡げて行く幾何構造である。

この形式とほぼ同様な形式にMONO-DUO 3径間吊橋があり、文献<sup>10)</sup>にステイハンガーとの併用による耐風安定性の向上効果に関する報告がある。一方、4径間吊橋はケーブルシステムの剛性が3径間吊橋に比べて数分の一になることから、対称一次振り振動数も著しく小さい構造である。したがって、中央塔に所要の振り剛度を与えることが一つの設計要件である。

しかしながら、このようなケーブルシステムを導入



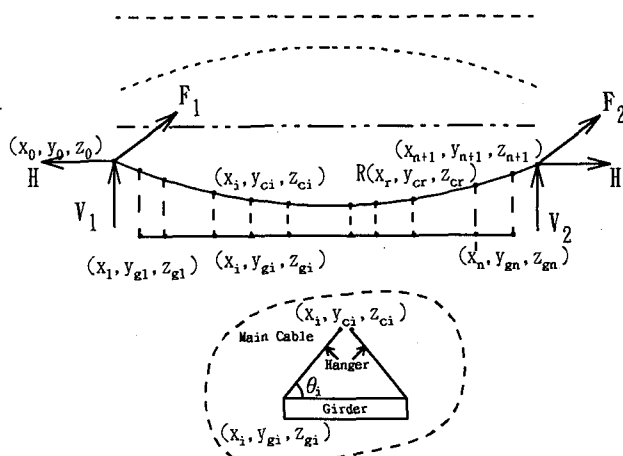


図-16 反力・座標系

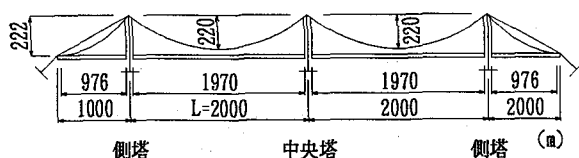


図-17 全体系断面寸法

することで中央塔に作用するケーブルの張力差があっても塔の捩り変形が小さくなるため、桁の捩り変形についても合理的に抑制できる構造形式である。塔形状は必然的にA形塔となる。

3次元サグケーブルの座標と初期張力は、格点に作用する任意の鉛直荷重に対して以下の手順により、決定することができる。記号を図-16に示す。

ケーブルの格点座標はシステムに作用する力の釣合いを考えることから導入できる。ここに橋軸方向をX軸、橋軸直角方向をY軸、鉛直方向をZ軸とする。主ケーブルの*i*番目のハンガーの取付点の座標を(*x<sub>i</sub>*, *y<sub>ci</sub>*, *z<sub>ci</sub>*)、桁での取付点の座標を(*x<sub>i</sub>*, *y<sub>gi</sub>*, *z<sub>gi</sub>*)とする。ハンガー間隔を決めることでハンガーのX座標*x<sub>i</sub>*は固定される。また、路面の計画位置が予め設定されることから*y<sub>gi</sub>*と*z<sub>gi</sub>*は既知である。未知の*y<sub>ci</sub>*と*z<sub>ci</sub>*を以下のように求める。既知である主ケーブルの両端の座標を(*x<sub>0</sub>*, *y<sub>0</sub>*, *z<sub>0</sub>*), (*x<sub>n+1</sub>*, *y<sub>n+1</sub>*, *z<sub>n+1</sub>*)とする。鉛直方向の釣合い条件から

$$V_1 + V_2 = \sum_{i=1}^n (w_{ci} + w_{gi}) \quad (14)$$

が成り立つ。ここに*V<sub>1</sub>*と*V<sub>2</sub>*はケーブル定着点での反力の鉛直成分を示す。*w<sub>ci</sub>*と*w<sub>gi</sub>*は*i*番目のハンガーの主ケーブルと補剛桁の取付位置に作用する死荷重を表す。また橋軸直角方向(Y軸)の釣合い条件から

$$F_1 + F_2 = \sum_{i=1}^n h_i \cos \theta_i \quad (15)$$

が成り立つ。ここに*F<sub>1</sub>*と*F<sub>2</sub>*はケーブル定着点でのY軸方向の反力成分を示す。*h<sub>i</sub>*は*i*番目のハンガーの張力で

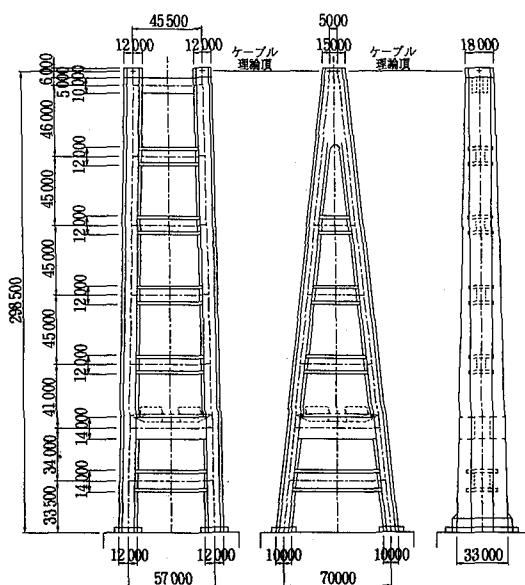


図-18 中央塔基本寸法

表-6 二、三次元サグモデルの諸元

|            |                        |                          |
|------------|------------------------|--------------------------|
| ケーブル断面積    | <i>A<sub>c0</sub></i>  | 0.634 m <sup>2</sup>     |
| ケーブル部重量    | <i>W<sub>c0</sub></i>  | 5.757 tf/m/c             |
| 構造部重量      | <i>W<sub>cg0</sub></i> | 13.457 tf/m/c            |
| 死荷重        | <i>W<sub>d0</sub></i>  | 19.214 tf/m/c            |
| 活荷重(等価L荷重) | <i>W<sub>l</sub></i>   | 1.966 tf/m/c             |
| 死荷重時水平張力   | <i>H0</i>              | 43668 tf/c               |
| 塔高         | <i>h<sub>c0</sub></i>  | 298.5 m                  |
| 主桁捩り定数     | <i>J<sub>g0</sub></i>  | 8.632 m <sup>4</sup>     |
| 極慣性モーメント   | <i>I<sub>p0</sub></i>  | 1208 tf·sec <sup>2</sup> |
| ケーブル許容応力度  | <i>σ<sub>ca</sub></i>  | 82 kgf/mm <sup>2</sup>   |
| ケーブルサグ     | <i>f</i>               | 220 m                    |
| サグスパン比     | <i>f/L</i>             | 1/9.1                    |

ある。また、*θ<sub>i</sub>*はこのハンガーがY軸となす角度を示す。ケーブルの*i* = *r*のときの任意格点*R*(*x<sub>r</sub>*, *y<sub>cr</sub>*, *z<sub>cr</sub>*)で、この点の左側の主ケーブル部分の釣合いを考える。

*R*を通りZ軸に平行な軸についてモーメントをとれば

$$F_1(x_r - x_0) - H(y_{cr} - y_0) = \sum_{i=1}^r h_i \cos \theta_i (x_r - x_i) \quad (16)$$

となる。ここに*H*はケーブル定着点でのX軸(水平)方向の反力成分を示す。ハンガーの桁側取付点での力の釣合い条件から

$$h_i \cos \theta_i = w_{gi} \frac{(y_{gi} - y_{ci})}{(z_{gi} - z_{ci})} \quad (17)$$

と書かれ、式(15)、(17)から次の式が得られる。

$$F_1 + F_2 = \sum_{i=1}^n w_{gi} \frac{(y_{gi} - y_{ci})}{(z_{gi} - z_{ci})} \quad (18)$$

また式(16)、(17)から次の式が得られる。

$$F_1(x_r - x_0) - H(y_{cr} - y_0) = \sum_{i=1}^r w_{gi} \frac{(y_{gi} - y_{ci})}{(z_{gi} - z_{ci})} (x_r - x_i) \quad (19)$$

ケーブルの任意格点*R*(*x<sub>r</sub>*, *y<sub>cr</sub>*, *z<sub>cr</sub>*)を通りY軸に平行な軸についてモーメントをとれば

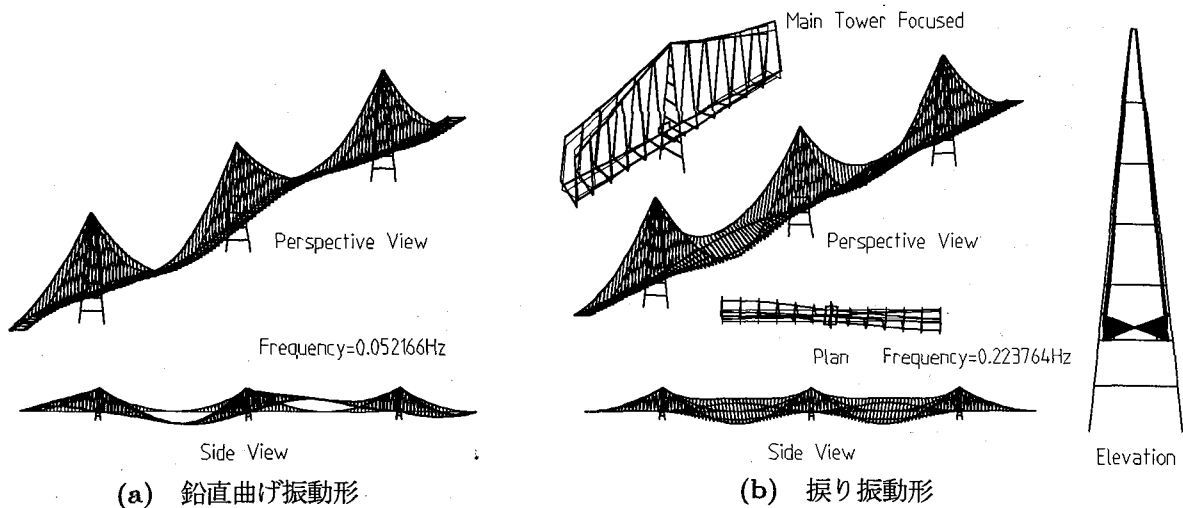


図-19 三次元サグタイプの対称一次振動形

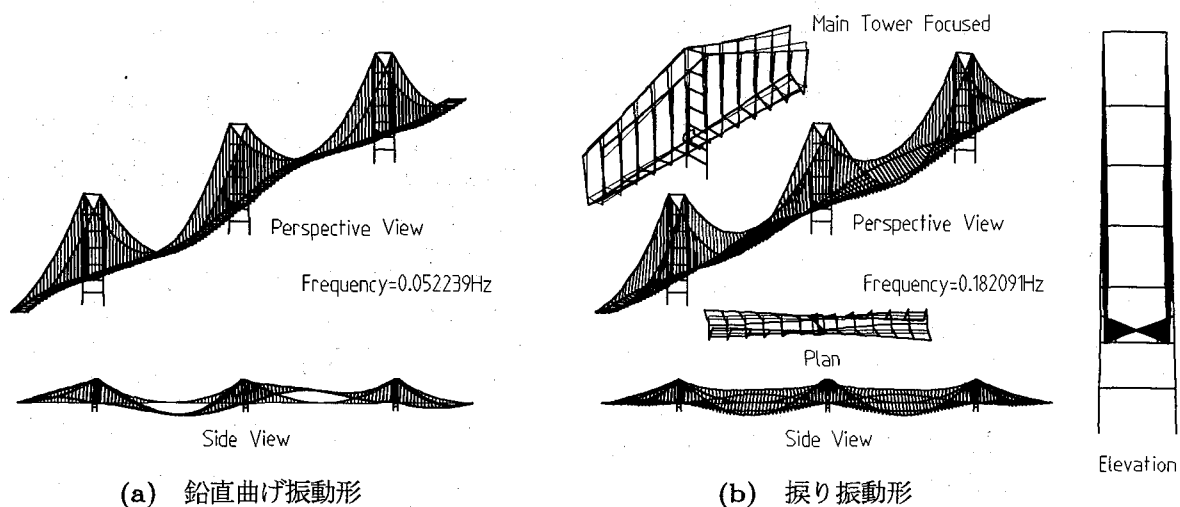


図-20 平行2主ケーブルタイプの対称一次振動形

表-7 平行2主ケーブルと3次元サグケーブルシステムの固有振動数

| 振動モード           | ①平行2主ケーブル   | ②3次元サグケーブル  | ②/①        |
|-----------------|-------------|-------------|------------|
| 対称曲げ1次          | 0.052239 Hz | 0.052166 Hz | 0.998      |
| 対称振り1次          | 0.182090 Hz | 0.223764 Hz | 1.229      |
| 逆対称曲げ1次         | 0.070153 Hz | 0.080050 Hz | 1.141      |
| 逆対称振り1次         | 0.268304 Hz | 0.274774 Hz | 1.024      |
| 振動数比            | 3.48        | 4.29        | 1.233      |
| Selberg式による限界風速 | 対称          | 67.6 m/sec  | 78.9 m/sec |
|                 | 逆対称         | 99.3 m/sec  | 95.3 m/sec |

$$V_1(x_r - x_0) - H(z_{cr} - z_0) = \sum_{i=1}^r (w_{ci} + w_{gi})(x_r - x_i) \quad (20)$$

となる。式(19),(20)で $r$ を1から $n+1$ までとることにより得られる式と式(14),式(18)を連立させることにより、ケーブルの任意格点のY,Z座標と主ケーブル定着点での反力V,F,Hを求めることができる。反力と座標

の未知数は $2n+5$ であり式数は $2(n+1)+2=2n+4$ である。なお、この吊形式の場合でも通常吊橋と同様に、予めサグまたは主ケーブル水平張力成分Hを設定しておく必要がある。これで未知数は一つ減り式数に等しくなる。これらの式を解く場合、式(14),(20)から $V_1, V_2$ とHを求め、式(20)から $z_i$ を求められる。続けて式(19)を解くことで $y_i$ と $F_1$ は求められる。主ケーブルの格点座標が分かると $\theta_i$ が計算でき、ハンガー張力 $h_i$ は式(17)から求めることができる。

以上の方法で求めたケーブル張力、座標等で、全体系骨組モデルにおいて完成時の釣合いがとれていることを確認した。

### 3.2 解析条件

3次元サグケーブルシステムの構造検討に当たって、ケーブルサグをパラメータとする鋼重の最小化を図った。その結果、サグ比を1/10から1/9.1に変更するなど

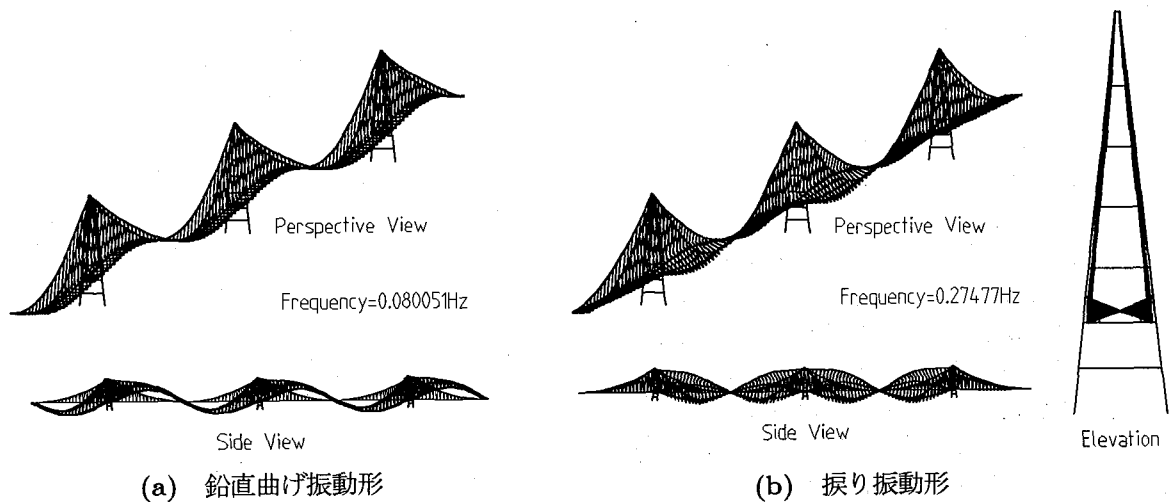


図-21 三次元サグタイプの逆対称一次振動形

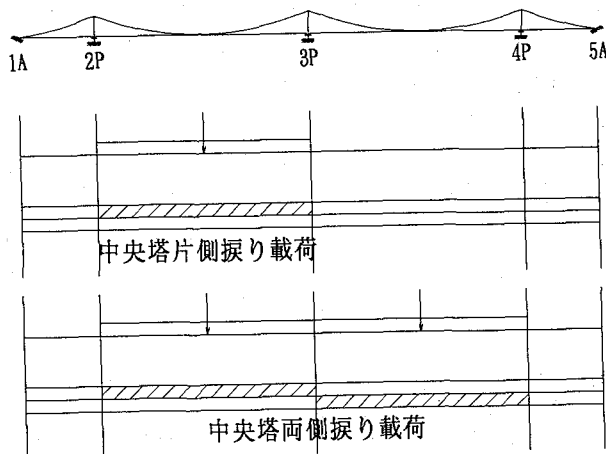


図-22 荷重位置図

新たに構造諸元を設定し直した。これを図-17,18と表-6に示す。吊構造の諸元は共通であるが、ケーブル重量、全死荷重および極慣性モーメントは基本系と異なる。また、中央塔は曲げバネ定数  $K_{tb,req}$  (桁たわみ)、振りバネ定数  $K_{tt,req}$  (耐風) を満足するとともに SM570 材レベルの強度設計を満足するものに設定してある。解析は、3次元サグ形式であることから、立体的な変形と力の釣り合いを極力正確に考慮するために、林ら<sup>11)</sup> による有限変形理論を用いて立体骨組解析を行なった。

### 3.3 固有振動形

図-19,20は対称曲げ1次と対称振り1次の振動モードと固有振動数を両タイプ対比して示したものである。また固有振動数を表-7にまとめて示した。ここで、平行2主ケーブルタイプの中央塔の振りバネ定数  $K_{tt}$  は、Selberg 式による限界風速が 60m/sec を確保すると同時に強度設計上必要な  $K_{tt}=32000tf/m/Br$  としている。

平行2主ケーブル形式の振りモードをみると塔頂部

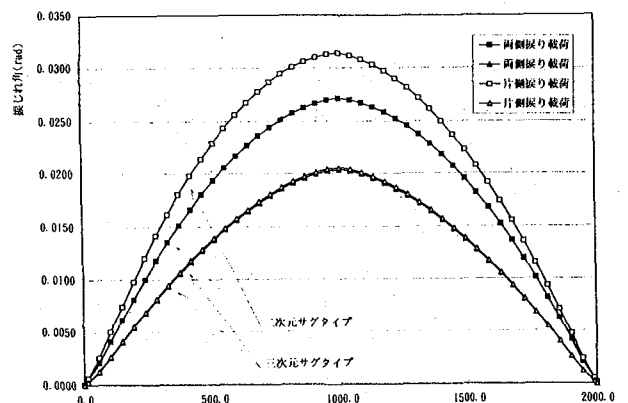


図-23 振り荷重による補剛桁の振り角

が振り回転している様子が分かる。また、対称曲げ一次振動数は中央塔の曲げバネ定数を共通としたことから両タイプほぼ同じであるが、振り対称一次振動数は3次元サグ形式のものが平行2主ケーブルのものよりも23%程度上回っている。振りと撓みの振動数比をみると平行2主ケーブル形式では3.48、三次元サグ形式では4.29となる。また Selberg 式による限界風速は、各々、67.6m/sec, 78.9m/sec となる。三次元サグ形式は極慣性モーメントがケーブル間隔の変化により約30%小さく、限界風速は約20%高くなる。平行2主ケーブル形式の場合、中央塔が振り変形することにより左右のケーブルサグに差が生じ補剛桁が振れるため、これが要因となって振り剛性が低下する。

一方3次元サグ形式の場合、中央塔の曲げ剛性は同じなので両主径間の撓み振動の連動を抑制する効果はなく、曲げ対称1次振動数は同じである。つまり振り変形のみが抑制されることになり、振りと撓みの振動数比を高める効果があることとなる。これらの振動形態は多径間吊橋の場合に特徴となる両主ケーブルのずれが、塔頂でケーブル間隔が狭められているために抑

制されることによるものである。

また、振り一次振動形は両タイプとも橋軸直角方向の成分は小さく純ねじりに近いモードとなっている。

### 3.4 活荷重による補剛桁の振り角

活荷重の偏載荷による補剛桁の振り変形について平行2主ケーブル形式と、3次元サグ形式の違いについて調べる。図-22は活荷重載荷状態、図-23は解析結果を示す。最大振り角は3次元サグタイプの方が約35%小さい。また、平行2主ケーブル形式の場合には、活荷重を片側の主径間のみに振り載荷した場合と、両主径間に非対称に振り載荷した場合とで補剛桁の最大振り角に約15%の差が生じている。一方、3次元サグ形式の場合は、活荷重の片側振り載荷と両主径間非対称載荷の場合に振り角の差が生じない。

## 4. まとめ

2000m級4径間吊橋に関するこれまでの検討結果の要点と今後検討すべき課題を以下に列記する。

### 4.1 ケーブル剛度

- ① 4径間吊橋の剛性を低下させている要因は主ケーブルの橋軸方向の剛性が低い点にあり、これをケーブル剛度としてバネ定数と同様な取り扱いで評価することができる。ケーブル剛度は死荷重とサグ比に依存しており、サグ比1/10の場合、主径間のケーブル剛度は約450tf/m/cであり側径間の約1/6である。
- ② 吊橋全体の剛性におけるケーブル剛度は塔の曲げバネ値と合成されて寄与する。両主径間のケーブル剛度の合成値は、中央塔頂の水平変位の増加に伴い微増しており、安定を保っている。

### 4.2 平行2主ケーブル形式の構造パラメータの特性

- ① 本検討モデルでは、サグ比が大きい方が対称振り1次振動数を高めることとなった。この理由は、ケーブル間隔が45mと比較的広いために、ケーブル断面の減少による極慣性モーメントの減少が、橋全体の振り剛性のそれよりも相対的に大きいことによるものと考えられる。
- ② 活荷重撓みは中央塔の曲げバネ定数を400tf/m/c以上とすることにより、主径間長の1/200以下とすることが出来る。
- ③ 2箱桁形式の補剛桁は空力的に優れる反面、振り剛性が低下するが、中央塔の振りバネ定数を高めることで振り剛性を高めることができる。Selberg式による限界風速を60m/sec以上とするためには振りバネ定数を30000tf/m/Br(塔基部 12m×33mの箱型塔柱)以上とする必要があり、活荷重撓みの

点から必要となる振りバネ定数を大幅に上回る。

- ④ 死荷重を25%増大(減少)させることによって活荷重撓みが約15%減少(増大)するが、振り振動数を8%低下(上昇)させる。

### 4.3 三次元サグケーブルシステムの有効性

塔頂のケーブル間隔を極力狭めてA型塔と組み合わせる3次元サグケーブルシステム形式は、両主ケーブルの橋軸方向のずれを抑制し、桁の振れに対する剛性を高める効果がある。(活荷重の振れ偏載荷による桁の振れ角を35%減少させ、振れ振動数を約23%高める。)多径間吊橋の振り剛性を高めるに有効な構造形式である。

### 4.4 今後の検討課題

以上、主径間長2000m級の4径間吊橋の構造特性について主に静的変形の特徴を明らかにし、耐風安定性の動的照査は簡易なSelberg式によった。この検討範囲では活荷重撓み等の静的な構造上の問題は対応可能な範囲と考えられる。

今後の重要な検討課題は耐風安定性に関するものであり、フラッター解析ならびに風洞試験による検討が必要となろう。また、3次元サグケーブルシステム吊橋の耐風安定性の検討にあたっては、強風時の風の水平力による桁の静的変形が塔頂を中心として回転するような動きとなるため数値解析、風洞試験においてもこの特性を考慮に入れる必要がある。

### 参考文献

- 1) 平井 敦: 鋼橋Ⅲ, 技報堂, 1967
- 2) 福田武雄: Analysis of Multi-span Suspension Bridge, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, June 1976
- 3) 福田武雄: Multi-span Suspension Bridge under Torsional Loading, PROC. of JSCE, No.242 Oct, 1975
- 4) N. J. ギムシング: CABLE SUPPORTED BRIDGES, -Concept and Design-, John Wiley & Sons Ltd., 1983, (伊藤 学 監訳: 吊形式橋梁 -計画と設計-, 建設図書, 1990)
- 5) 吉田 修: 2径間吊橋の構造検討, 本四技報 vol.14, No.56, 1990年10月
- 6) 鳥海隆一・佐藤弘史・渡辺正剛: スリット付き箱桁を有する超長大吊橋の耐風性, 土木学会第49回年次学術講演会講演概要集, 1994, 9
- 7) 本州四国連絡橋公団: 上部構造設計基準・同解説, 1989年4月
- 8) 本州四国連絡橋公団: 明石海峡大橋耐風設計要領, 1990年2月
- 9) 土木学会: 構造力学公式集(第1版), 1974
- 10) 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形式超長大橋の構造特性、構造工学論文集 Vol.42A(1996)
- 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.1, 37A, 1991, 3

(1996年9月6日受付)