

## I-325 超長大吊橋の固有振動特性について

住友重機械工業 (株) 正員 ○谷本 健  
 住友重機械工業 (株) 正員 北原俊男  
 住友重機械工業 (株) 正員 中村 幸  
 住友重機械工業 (株) 正員 西村俊行

## 1 まえがき

長大橋においては耐風性の良否が、その構造系の存立の是非を支配することになるが、耐風性を支配する因子の一つに固有振動特性がある。中央径間が2000mを超えるような超長大吊橋の計画を遂行するに当たっては、その振動特性が既往のそれに対して如何に変わるか議論することは重要な意味を有すると考える。そこで本報告では、①主塔の剛性評価の有無、②主塔の初期軸力評価の有無、③風による横撓みの評価の有無、の3点に着目し、それぞれの固有振動特性を明らかにする。解析には、有限要素法による立体モデルを設定し解析するものとし、①は線形固有値解析、②と③は静的非線形解析を行って平衡状態を求めた後に、固有値解析を行っている。要素的には、ケーブルにストリング要素を、補剛桁と主塔には、線形梁、1次非線形梁、2次非線形梁要素（文献1）をそれぞれに使い分けた。尚、解析に当たっては、SHIが開発して来た汎用非線形骨組み構造解析プログラム（SUMISAP）を使用し、図化はCADAMで行った。

## 2 主塔の剛性を考慮した場合の固有振動特性 ——補剛桁振れ対称1次モードの変動——

吊橋補剛桁の固有振動解析には、解析理論の発展史の背景やCPUタイムとメモリー容量の関連から主塔の剛性を無視して塔頂スライドの条件で処理するのが一般的である。ここでは塔頂サドルの結合条件に着目し、主塔とケーブルを結合したモデルと塔頂でサポートし橋軸方向にスライド可としたモデルに対して、桁剛性を変化させ数値実験を試みた。表-1は振動数の比較を行ったものである。その結果、以下のことが明らかとなった。

- ① 既存の1000m級の吊橋において主塔剛性の影響が曲げ・振れの対称1次振動に1%の差が生ずるが、工学的にはスライドモデルで解析しても問題は生じない。
- ② 2000m級の超長大吊橋では、曲げ振動への影響は1%程であるのに対し、振れ振動では、11～5%と無視出来ない影響が現れている。
- ③ 振れ振動に塔の剛性がなぜ寄与するかは、モード形状を考えると、その理由が容易に推定される。

表-1 主塔の有無による振動数の比較

|                                                         |    | 補剛桁<br>の剛度 | 対称1次   |        |      | 逆対称1次  |        |      |
|---------------------------------------------------------|----|------------|--------|--------|------|--------|--------|------|
|                                                         |    |            | ①スライド  | ②主塔    | ②/①  | ①スライド  | ②主塔    | ②/①  |
| 2000Mクラス<br>L1=1000M<br>L2=2000M<br>L3=1000M<br>主塔=300M | 曲げ | 5.00       | 0.0592 | 0.0600 | 1.01 | 0.0720 | 0.0725 | 1.01 |
|                                                         |    | 10.00      | 0.0594 | 0.0602 | 1.01 | 0.0723 | 0.0729 | 1.01 |
|                                                         |    | 20.00      | 0.0599 | 0.0607 | 1.01 | 0.0730 | 0.0735 | 1.01 |
|                                                         | 振れ | 5.00       | 0.0993 | 0.1105 | 1.11 | 0.1193 | 0.1232 | 1.03 |
|                                                         |    | 10.00      | 0.1185 | 0.1280 | 1.08 | 0.1449 | 0.1492 | 1.03 |
|                                                         |    | 20.00      | 0.1468 | 0.1541 | 1.05 | 0.1852 | 0.1900 | 1.03 |
| 1000Mクラス<br>L1=400M<br>L2=1000M<br>L3=400M<br>主塔=150M   | 曲げ | 5.00       | 0.1133 | 0.1151 | 1.02 | 0.1164 | 0.1164 | 1.00 |
|                                                         |    | 10.00      | 0.1193 | 0.1210 | 1.01 | 0.1219 | 0.1219 | 1.00 |
|                                                         |    | 20.00      | 0.1295 | 0.1310 | 1.01 | 0.1322 | 0.1322 | 1.00 |
|                                                         | 振れ | 5.00       | 0.2232 | 0.2280 | 1.02 | 0.2775 | 0.2776 | 1.00 |
|                                                         |    | 10.00      | 0.2697 | 0.2726 | 1.01 | 0.3736 | 0.3737 | 1.00 |
|                                                         |    | 20.00      | 0.3320 | 0.3340 | 1.01 | 0.5132 | 0.5134 | 1.00 |

## 3 主塔の初期軸力を考慮した場合の固有振動特性 ——主塔卓越モードの変動——

既往の吊橋では主塔の剛性と同様に振動特性に主塔軸力が余り影響しないと言われてきた。しかし軸力を有する部材の振動数(Hz)は軸力を無視した場合に比べ、低下するのが一般的である。一方約300m級の主塔では完成系での渦励振の発現の有無も議論されているのが現状であり、その評価は大切である。

そこで主塔の初期軸力を考慮した場合どのような振動特性となるか数値実験した。表-2には主塔卓越モ

ードの振動数比較を示した。検討の結果以下の事が明らかとなった。

- ① 初期軸力を考えるとモード数が変わり、振動数も12～13%低下しており、完成系での耐風性を議論する場合初期軸力を考慮すべきである。
- ② 低次モードでのケーブルと補剛桁を主体とした挙動には初期軸力の影響は殆ど現れない。

表-2 主塔卓越モードの振動数(HZ)比較

| 初期軸力無 |        | CASE-3,初期軸力有 |        |      | CASE-3,横変位 |        |      |
|-------|--------|--------------|--------|------|------------|--------|------|
| MODE  | ①      | MODE         | ②      | ①/②  | MODE       | ③      | ①/③  |
| 56    | 0.3991 | 46           | 0.3577 | 1.12 | 46         | 0.3568 | 1.12 |
| 58    | 0.4077 | 48           | 0.3600 | 1.13 | 47         | 0.3603 | 1.13 |

\* ; CASE-3は補剛桁、主塔が2次非線形梁要素のモデル。

4 風による横撓みの有無

風による横撓みの固有振動特性による影響については文献2),3) にその基本特性について考察されている。その中では、固有振動数の変化は見られないが、モード形状は変化し耐風性を評価する上で重要となることを言及している。ここでは、補剛桁と主塔を線形梁、1次非線形梁、2次非線形梁のそれぞれでの有異差の有無に着目し、設計限界風速下の抗力作用状態での数値実験を試みた。図-1は横撓み下における代表的特性を示すモード形状である。また以下のようなことが明かとなった。詳細については発表当日、データにより示すが、

- ① 振動数については、横撓みの有無による変化は少なく、限界風速状態下でも最大3%程である。
- ② 図示したモード3と4においては、横変位状態の影響を最も強く受け、面外と面内が互いにリンクしたモードが発生している。
- ③ 梁要素の差による違いはモード3と4に現れ、水平、鉛直、両変位比率が微妙に変化する。
- ④ 鉛直、水平、捩りという3タイプに分類して議論することが多いが、横撓み下においては連成モードが卓越し、3タイプに分類することの意味付けは薄れる。

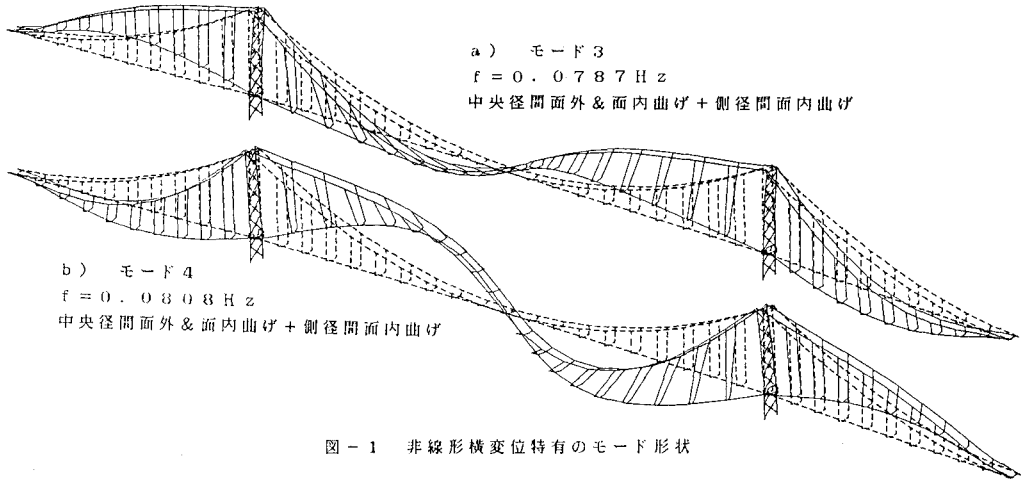


図-1 非線形横変位特有のモード形状

1)前田・林 立体骨組構造物の有限変位解析 論文集 1976年9月  
2)山口・横山・伊藤 風圧により変形した吊橋の動力学的特性と耐風性 論文集 1983年3月  
3)土木学会・本州四国連絡橋耐風小委員会作業班 本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書 昭和61年3月