

I-787

長大吊橋の制震・免震構造に関する研究

建設技術研究所 正員 土田 貴之  
同上 正員 後藤 和満

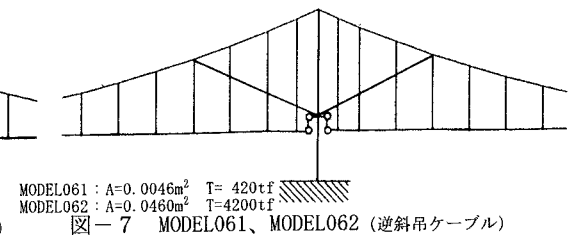
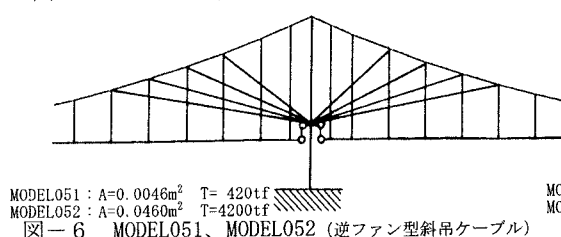
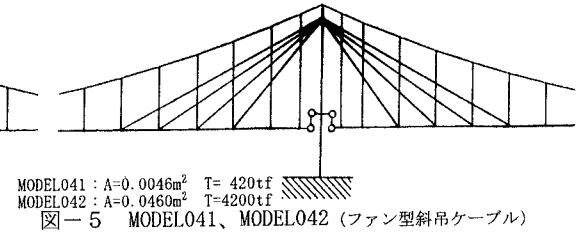
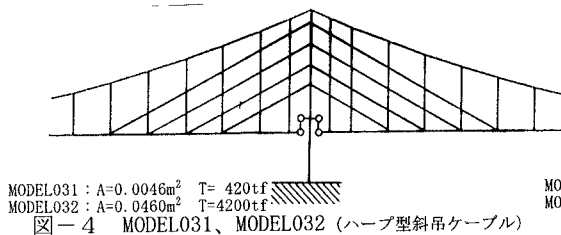
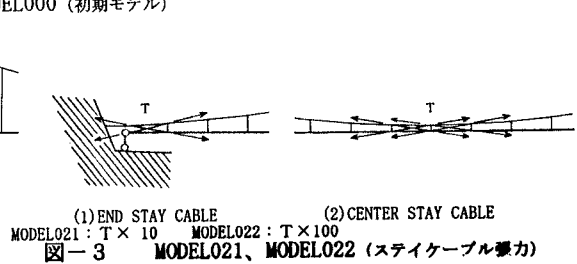
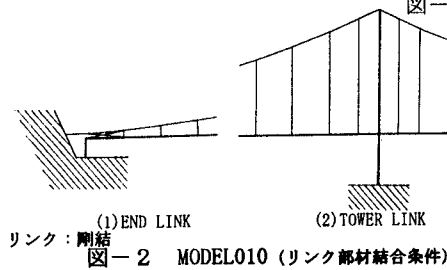
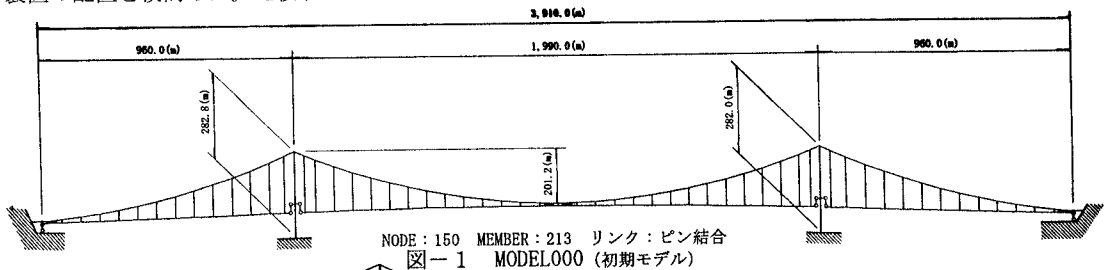
1. 研究の目的

長大吊橋上部構造は、主に風荷重により断面が決定されることが多い。しかし、減衰定数が1%以下と小さい場合には、上部構造の断面は地震荷重で決定されることもある。特に、地震時の長大吊橋の減衰性能は、不確定な要素が多く、制震・免震技術を利用した減衰性能の向上が望まれている<sup>1)</sup>。

本研究の目的は、中央径間2,000 mを越す長大吊橋に対して、制震・免震装置の効果的かつ実用的な配置を検討することである。そのために、制震・免震の観点から諸種の部材を配置した2次元解析モデルの橋軸方向に対し固有値解析および応答解析を実施し、主塔基部の断面力を低減される構造系を検討した。

2. 2次元長大吊橋モデル

制震・免震装置の有効的な配置を比較検討するために、基本となる初期モデルと構造系を変化させた6種11モデルを作成した。基本となる初期モデル（MODEL000）は図-1に示すように、節点数150、部材数213である。この初期モデルと他のモデルとの固有値解析と応答解析の結果を比較することにより有効的な制震・免震装置の配置を検討した。比較するモデルは、図-2から図-7に示すとおりである。



## 3. 固有値解析結果および応答解析結果

各モデルにおける固有値解析と応答解析の結果を表-1に示す。応答解析は応答スペクトル法を用い、加速度応答スペクトルは、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定されている鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査レベル（Ⅲ種地盤）のものを用いた。

表-1 固有値解析および応答解析結果

| モデル      | 1次固有振動数 |     | 主塔最大変位 |     | 主塔基部              |     |              |     | ケーブル反力 |     |
|----------|---------|-----|--------|-----|-------------------|-----|--------------|-----|--------|-----|
|          | (Hz)    | (%) | (m)    | (%) | 曲げモーメント<br>(tf・m) | (%) | せん断力<br>(tf) | (%) | (tf)   | (%) |
| MODEL000 | 0.105   | 100 | 1.15   | 100 | 1,423,250         | 100 | 25,599       | 100 | 4,985  | 100 |
| MODEL011 | 0.115   | 110 | 0.99   | 86  | 1,304,540         | 92  | 23,368       | 91  | 5,780  | 116 |
| MODEL021 | 0.107   | 102 | 1.15   | 100 | 1,423,510         | 100 | 31,517       | 123 | 4,985  | 100 |
| MODEL022 | 0.113   | 106 | 1.15   | 100 | 1,423,770         | 100 | 33,477       | 131 | 5,295  | 106 |
| MODEL031 | 0.107   | 102 | 1.04   | 90  | 1,342,500         | 94  | 22,391       | 87  | 4,942  | 99  |
| MODEL032 | 0.113   | 108 | 0.79   | 69  | 1,109,070         | 78  | 19,516       | 76  | 5,043  | 101 |
| MODEL041 | 0.107   | 102 | 1.14   | 99  | 1,415,840         | 99  | 23,777       | 93  | 5,051  | 101 |
| MODEL042 | 0.114   | 109 | 1.12   | 97  | 1,395,870         | 98  | 23,537       | 93  | 5,151  | 103 |
| MODEL051 | 0.109   | 104 | 1.14   | 99  | 1,394,430         | 98  | 26,765       | 105 | 5,188  | 104 |
| MODEL052 | 0.118   | 112 | 1.07   | 93  | 1,297,420         | 91  | 23,686       | 93  | 5,644  | 113 |
| MODEL061 | 0.106   | 101 | 1.15   | 100 | 1,419,330         | 100 | 23,798       | 93  | 5,082  | 102 |
| MODEL062 | 0.112   | 107 | 1.12   | 97  | 1,374,420         | 97  | 23,058       | 90  | 5,161  | 104 |

## 4. まとめ

固有値解析の結果より、1次固有振動数は、部材結合条件、ステイクケーブルの張力、あるいは構造系を変化させて拘束を多くしたことにより1～12%増加した。しかし、中央径間2,000 m級の長大吊橋においては、リンク部材の部材結合条件を剛結にしたモデル（MODEL011）においても1次固有振動数は10%しか増加しなかった。したがって、長大吊橋においては、自重も大きく、それ自体で構造系が完成しているため、多少の拘束を局部的に加えた程度ではモードに影響を及ぼすような効果は期待できないと考えられる。

応答解析の結果より、比較的、制震・免震効果が期待できる実用的な部材の配置は、主塔に集中する断面力を桁に分散させる効果がある構造系であることが確認された。本研究において示したモデルの中では、斜吊ケーブルを用いたモデルが有効であり、特に、その斜吊ケーブルの配置をハープ型にすることが望ましいと考えられる。この斜吊ケーブルにハンガーの2倍（400tf/本）程度の張力を与えることにより、主塔基部の断面力は25%程度減少することが明らかになった（MODEL032）。したがって、ハープ型斜吊ケーブルにハンガーの2倍程度の耐荷力を有する低塑性材料や高減衰材料を用いた制震・免震装置を配置することにより、主塔基部の断面力は25%以上低減されることが考えられる。

中央支間3,000～4,000 m級の長大吊橋に関しては、主塔基部にさらに大きな断面力が作用するため主塔断面は2,000 m級の長大吊橋の主塔断面よりかなり大きくなると考えられる。しかし、図-8に示すように、橋梁形式を吊橋と斜張橋との複合形式橋梁にすることにより主塔基部の断面力は減少し、主塔断面をより小さくできる可能性があると考えられる。

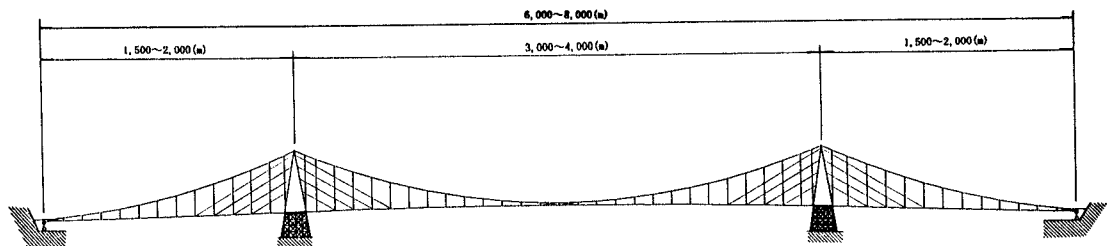


図-8 中央径間 3,000～4,000 m級の長大吊橋

## 参 考 文 献

- 1) 川島一彦, 大塚久哲, 運上茂樹, 向 秀毅: 振動実験から見た長大吊橋の減衰特性と地震応答, 土木技術資料, 37-3, 1995