

エッジガーダー形式合成桁を有する吊橋の概略試設計

新日鉄エンジニアリング(株) 正会員 ○山崎伸介 櫻井信彰 中山 逸人
横浜国立大学 正会員 山田 均 勝地 弘

1. はじめに

明石海峡大橋等我が国を代表する吊橋の建設から10年以上経過し、長大吊橋の建設は中国などを中心とした海外において今後しばらくは展開していくことと考えられる。一方、東南アジアをはじめとする新興国では、経済成長に伴うインフラ整備が喫緊の課題であり、500m前後の中規模の橋梁整備に対するニーズは非常に高いと考えられる。

近年においては、500m前後の橋梁形式においては経済性の観点から、一般的に斜張橋形式が選定される場合が多い。しかしながら、吊橋の外観上の美しさを好む人々も多く、シンボリックな構造形式であることは間違いないことから、吊橋構造形式の簡素化により経済性のメリットが出てくれば十分に斜張橋と競合できると思われる。

以上のような背景のもと、本検討においては、主に桁構造の簡素化に着目し、近年主流となっている鋼箱桁構造から、高耐久性コンクリート系プレキャスト床版(以下、プレキャスト床版)を有するエッジガーダー形式合成桁の適用についてその構造的課題を抽出するための概略試設計を行った。

2. 補剛桁構造

形鋼を用いた吊橋の検討としては文献1)などに例があるが、ハンガー支持、架設性を考慮し、ここでは、架設ブロックごとにプレキャスト床版と一体化したエッジガーダー形式合成桁構造を採用した。今回の検討では床版は底鋼板を有する合成床版とし、全体桁重量を小さくするために、横桁(H=1000mm)を2.5mピッチで配し、床版コンクリート厚を16cmとした。主桁は圧延可能最大寸法である桁高H=1000mmを標準とし、剛性の向上具合を検討するため、2500mmまで段階的に大きくした。幅員は上下2車線とし、歩道も考慮し、ケーブル間隔を13mとした。主桁および横桁断面についてはハンガーピッチ間(15m)で支持された連続桁としてB活荷重影響線載荷における最大断面力で照査した。(図-1 補剛桁構造参照)

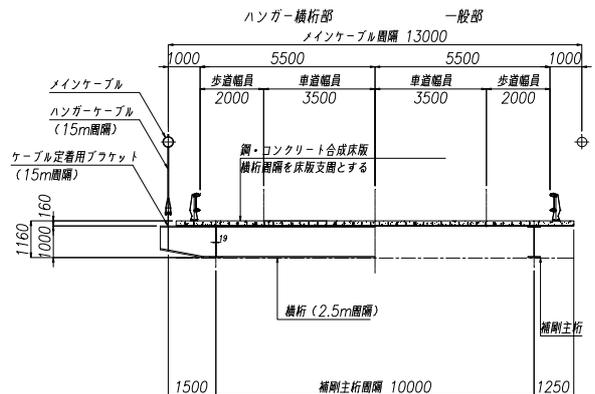


図-1 補剛桁構造

3. 吊橋概略設計

概略試設計においては、主桁および横桁について有効幅を持った合成床版と一体となった梁要素としてモデル化し、桁重量および橋面工重量を前死として載荷させて、汎用解析ツールにより形状決定を行った。なお、箱桁構造と比較するために、最近建設された豊島大橋(支間L=540m)の構造諸元(文献2))と同等のものも実施し、主に、固有振動数を比較することにより検討断面の課題を抽出した。その他、支間L=300m、420mについても概略試設計を実施した。ここで、補剛桁については、標準化の観点から全径間同一とし、ケーブル断面については、活荷重載荷時に安全率2.5を満足するように設定し、ケーブルサグ比は全てf/L=1/10とした。なお、主塔については、検討の簡略化のためそれぞれの支間において一様断面の門形ラーメン主塔とした。表-1に各種諸元を示す。

キーワード 吊橋、形鋼、高耐久性床版、エッジガーダー、合成桁
連絡先 〒293-0011 千葉県富津市新富 20-1 新日鉄エンジニアリング(株) TEL : 0439-80-4398

表-1 各種諸元

| 構造形式 | 単径間吊橋 | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|---------------|-------|-------|-------|---------------|-------|-------|-------|-------------|-------|-------|-------|
| 支間割り(m) | ① 127+540+158 | | | | ② 110+420+110 | | | | ③ 85+300+85 | | | |
| 主桁高(m) | 1000 | 1500 | 2000 | 2500 | 1000 | 1500 | 2000 | 2500 | 1000 | 1500 | 2000 | 2500 |
| ケーブル断面積(m ²) | 0.088 | 0.089 | 0.091 | 0.094 | 0.073 | 0.074 | 0.076 | 0.078 | 0.050 | 0.051 | 0.052 | 0.053 |
| ハガー断面積(mm ²) | 2809 | 3271 | 3271 | 3271 | 2809 | 2809 | 2809 | 2809 | 2809 | 2809 | 2809 | 2809 |
| ケーブル材料強度 | 1770MPa | | | | 1770MPa | | | | 1770MPa | | | |
| 主塔高さ(m) | 115.5 | | | | 90 | | | | 80 | | | |
| 主塔断面 (片シャフト当り) | | | | | | | | | | | | |

4. 検討結果

試設計の結果全てのケースにおいて活荷重満載時におけるたわみ制限 (L/350) を満足し、また応力的にも問題のない結果となった。

表-2 には豊島大橋との構造全体重量と固有振動数の比較を示す。桁重量は豊島大橋と比較して増加しているが、全体鋼重は低減している。固有周期については、水平1次、鉛直対象1次、逆対称1次ともに豊島大橋のものと同様であるが、ねじれ剛性の低下からねじれモードの固有周期が上昇していることが判る。表-3 には桁高の違いによる各支間ごとのねじれ逆対称1次モードの固有周期(sec)を示すが、桁高の違いによるねじれモードの相違はほとんどないことが判る。図-2 にはモード形状の代表例を示す。

表-2 豊島大橋との比較 L=540m H=1000mm

| | | 工事誌 | | 本解析 | |
|-----------|----------|------|------|------|--|
| | | 豊島大橋 | 豊島 | 本断面 | |
| 重量(ton) | ケーブル重量 | 914 | 893 | 1208 | |
| | 桁重量 | 3861 | 3796 | 4126 | |
| | 桁鋼重 | 2624 | 2140 | 1223 | |
| 固有周期(sec) | 水平1次 | 9.5 | 9.7 | 9.9 | |
| | 鉛直対称1次 | 4.0 | 3.9 | 4.7 | |
| | 鉛直逆対称1次 | 5.9 | 6.0 | 6.9 | |
| | ねじれ対称1次 | 1.2 | 1.0 | 3.3 | |
| | ねじれ逆対称1次 | 0.7 | 0.6 | 4.0 | |

表-3 桁高の違いによるねじれ逆対称1次周期(sec)の相違

| 桁高(m) | 支間(m) | | |
|-------|-------|------|------|
| | 300 | 420 | 540 |
| 1000 | 2.89 | 3.60 | 4.00 |
| 1500 | 2.86 | 3.58 | 4.18 |
| 2000 | 2.79 | 3.55 | 4.26 |
| 2500 | 2.70 | 3.50 | 4.29 |

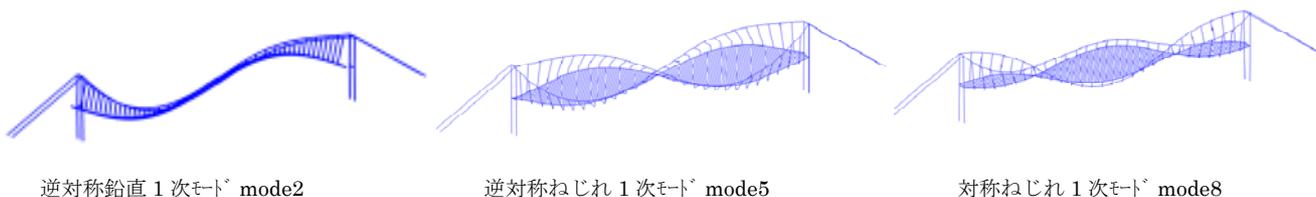


図-2 振動モード L=400m H=1000mm

5. まとめ

今回の検討においては、補剛桁の簡素化に着目し、ねじれ剛性の確認という点からその固有周期に着目して概略試設計を実施した。検討モデルはねじれ剛性の低下から固有周期が上昇しており、主桁高さを高くしてもほとんど変化はなかった。ここで、主桁高さを高くすることは、経済性も低下すると考えられる。

今後ねじれ剛性の向上策の検討とその必要性の程度について詳細検討していく考えであるが、既往の研究においては、フェアリングや、桁配置、床面開口部の設置などにより空力特性が改善されるとの報告も見受けられ、今後これらの点も考慮して詳細検討をしていきたい。

- 【参考文献】 1) 新形式形鋼橋梁を適用した合理化吊橋の耐風安定性検討 第61回年次学術講演会
 2) 豊島大橋工事誌 広島県および広島県道路公社