

4 径間吊橋主塔の断面決定要因および安定照査の比較

東京都立大学 正会員 ○岩下慎吾 東京都立大学 正会員 中村一史
東京都立大学 フェロー会員 野上邦栄

1. 目的

近年、世界における吊橋の長大化に向けた構造形式として4径間吊橋が採用されている。中国では中央径間長1080mの4径間吊橋が2橋（秦州長江大橋，馬鞍山長江公路大橋）完成し，チリでは中央径間長1155mの4径間吊橋チャカオ橋が建設中である。4径間吊橋は活荷重の偏載によって3径間吊橋より大きく変形するため，中央塔を補剛構造形式の立体主塔によって変形を抑え込む手法が採られているが，一方で塔の鋼重増加により経済性が犠牲になる傾向にある。本検討では，過年度の主径間長1000mを有する4径間吊橋の設計¹⁾において未検討であった安定照査や補剛板としての設計を考慮し，主塔の設計を行った。対象橋梁は，本四高速(株)の許容応力度設計法に基づく設計基準類^{2)~4)}を用いて試設計を行い，3通りの荷重ケースおよび本四設計基準の基準耐荷力曲線およびH29道路橋示方書⁵⁾で新たに規定された溶接箱形断面圧縮部材の基準耐荷力曲線をパラメータとして，主塔断面の決定要因について，さらに側塔および中央塔の応力度照査・安定照査について比較検討している。

2. 検討対象と設計条件

本検討では，既存の4径間吊橋の規模に近い図-1のような中央径間長1000m，幅員34mの吊橋を想定し，上部構造設計基準¹⁾，吊橋主塔設計要領³⁾および耐震設計要領⁴⁾に基づいて設計した。主塔の材料諸元を表-1に示す。設計荷重は，死荷重D，活荷重L，風荷重W，地震荷重EQの4種類であり，その組合せはD+L，D+W，D+L(EQ)+EQの3通りとした。L(EQ)は $0.5L_1$ であり，風荷重Wの設計基準風速 U_{10} は明石海峡大橋と同様46m/secである。地震荷重EQは兵庫県南部地震（JR鷹取駅）を用いて基礎-地盤ばね系を考慮した動的解析により照査する。なお，WとEQを考慮するとき許容応力は1.5倍に割増す。主塔形式は側塔と中央塔ともに図-3に示す3層ラーメン形式であり，柱断面は図-4に示すように側塔が3セル，中央塔は剛性確保のため7セル断面とした。表-2に塔柱の断面諸元を示す。図-5に活荷重の載荷条件を示す。L₁は主ケーブル張力と主塔軸圧縮力が最大になるケースであり，L₂，L₃は側塔，中央塔における基部の面外曲げモーメントが最大になるケースである。

3. 安定照査と応力度照査

主塔（図-3）の安定照査は塔面内方向について行う。荷重組合せはD+L₁およびD+W（横風）の2通りで，キーワード 多径間，吊橋，主塔，設計

連絡〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1 Email: iwashita@tmu.ac.jp TEL: 042-677-1111

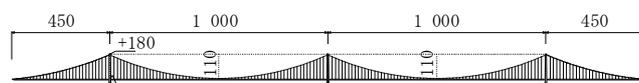


図-1 4径間吊橋一般図

表-1 材料諸元

| 部材 | 補剛桁 | 塔柱 | ケーブル | ハンガー |
|-----------|--------|---------|--------|--------|
| 鋼種 | SM490Y | SM570 | ST1960 | ST1570 |
| 許容応力(MPa) | 210 | 245-255 | 891 | 628 |
| 降伏応力(MPa) | 355 | 430-450 | 1523 | 1176 |
| ヤング率(GPa) | 200 | 200 | 195 | 195 |

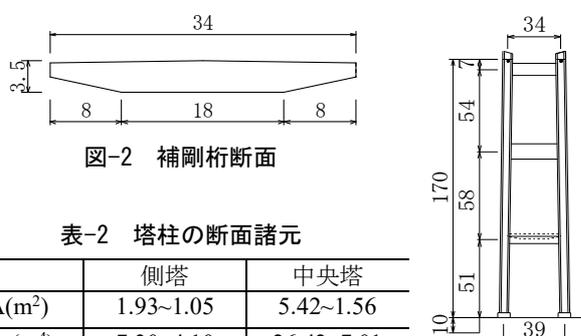
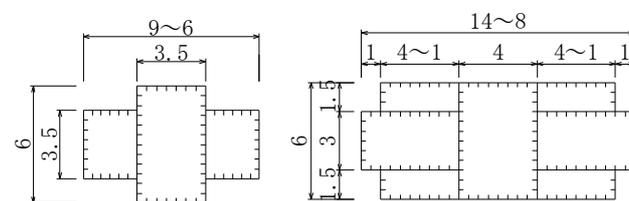


図-2 補剛桁断面

表-2 塔柱の断面諸元

| | 側塔 | 中央塔 |
|-----------------------------------|------------|-------------|
| A(m ²) | 1.93~1.05 | 5.42~1.56 |
| I _{yy} (m ⁴) | 7.30~4.10 | 26.42~7.01 |
| I _{zz} (m ⁴) | 15.02~4.97 | 96.90~10.93 |

図-3 主塔



(a) 側塔 (b) 中央塔

図-4 塔柱断面図

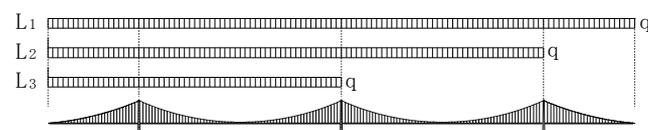


図-5 活荷重の載荷条件 (q=39.8kN/m)

有効座屈長の決定には E_f 法³⁾を用い、塔単独の平面解析により許容軸圧縮応力度 σ_{cax} を決定する。 E_f 法で用いる基準耐力曲線は、本四基準（H24道示の1本の基準耐力曲線と同じ）とH29に新たに導入された道示の溶接箱断面の基準耐力曲線を適用して比較している。最終的な照査は全橋モデルで行い、応力度照査式は $\sigma_c + \sigma_{by} + \sigma_{bz} \leq \sigma_{cal}$ 、安定照査式は $\sigma_c / \sigma_{cax} + C_{mx} \cdot \sigma_{bx} / \sigma_{bao} \leq 1.0$ である。ここで、 σ_c 、 σ_{by} 、 σ_{bz} はそれぞれ弾性有限変位解析で求められた軸圧縮応力、弱軸曲げ圧縮応力、強軸曲げ圧縮応力であり、 σ_{cal} は補剛板の局部座屈に対する許容圧縮応力度、 σ_{bao} は弱軸回りの許容曲げ圧縮応力度の上限値である。

4. 断面の照査結果と考察

図-6 に示す安定照査はいずれも照査式を満足している。図中の実線と破線はそれぞれ本四基準の耐力曲線、H29年道示の耐力曲線による解析結果である。特に中央塔(b)は側塔(a)に比べ大断面であるため余裕のある結果となった。一方、側塔は耐力曲線の差によって D+L₁ のケースで値が約 4%安全側に移動している。荷重ケースによる差では側塔、中央塔ともに基部で D+W が卓越しており、側塔は第1水平材付近も超過する。

図-7 に示す応力度照査は、側塔全域で地震荷重が卓越し、基部および水平材付近では照査式を満足しなかった。地震時の側塔応力(図-8)を曲げと圧縮に分解した結果、曲げ応力が卓越しており、断面の剛性不足を補う必要が生じている。一方、中央塔は基部で地震動が卓越し、その他の領域では D+L₃ が支配的となった。中央塔は側塔と異なり、隣に変形を引き留めるアンカレイジがなく、偏載荷重による曲げを直接受ける。そのため、側塔よりも補剛された断面を要することになり、地震動の影響は限定的であったと考えられる。

5. まとめと今後の方針

本検討では耐力曲線の差が安定照査に及ぼす影響は限定的となり、応力照査で支配的となる荷重組合せは過年度の検討¹⁾と同様の傾向であったが、断面の変更や地盤ばねの挿入により地震応答が増加している。今後は断面の収束計算を経て、合理的な活荷重の載荷方法⁶⁾や限界状態設計法の適用により、多径間吊橋のさらなる合理化を図る予定である。

参考文献

- 1) 岩下慎吾, 中村一史, 野上邦栄: 実用的な活荷重載荷ケースに基づいた4径間長大吊橋の試設計, 日本鋼構造協会, 鋼構造年次論文報告集, 第27巻, pp.41-48, 2019.11
- 2) 本州四国連絡橋公団: 上部構造設計基準・同解説, 1989.4
- 3) 本州四国連絡橋公団: 吊橋主塔設計要領・同解説, 2001.4
- 4) 本州四国連絡橋公団: 明石海峡大橋耐風設計要領・同解説, 1990.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説鋼橋・鋼部材編, 2017.
- 6) 杉山裕樹, 金治英貞, 渡邊裕規, 明田修: 多径間連続斜張橋の活荷重に対する2段階設計法の検討, 土木学会第72回年次学術講演会概要集, pp.387-388, 2017.9

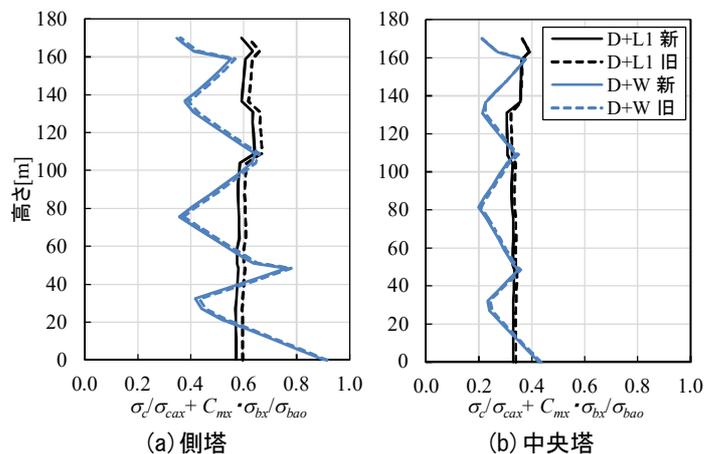


図-6 安定照査

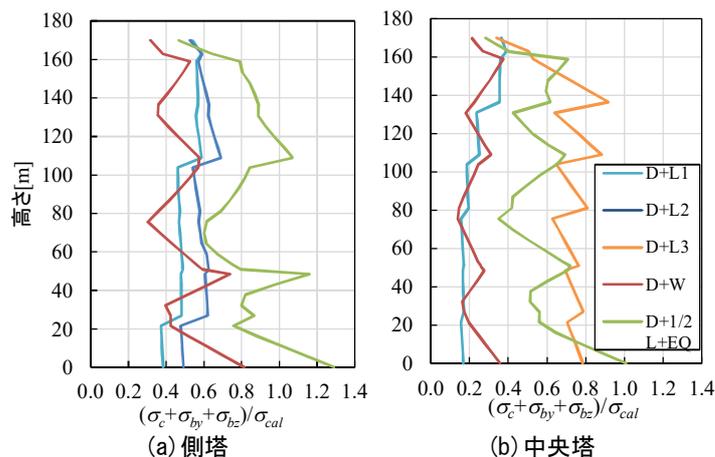


図-7 応力度照査

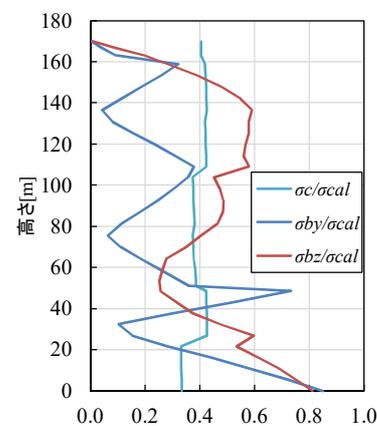


図-8 地震時の側塔応力