

I-A 303

長大斜張橋主桁の座屈照査法の検討

○芝浦工業大学大学院 学生員 木下 博道
 芝浦工業大学 正会員 山本 一之
 東京都立大学 正会員 野上 邦榮
 長岡技術科学大学 正会員 長井 正嗣

1. はじめに 近年、斜張橋は長大化の傾向にあり、国内外でスパン900mクラスの斜張橋が相次いで建設されている。このような長大斜張橋の終局状態は塔の座屈に先行して桁の座屈が生じる可能性があることが多数の解析と実験より確認されている。従って、長大斜張橋の主桁は圧縮部材としての座屈安定性に対する照査が重要になる。しかし、これまで主桁全体の安定性の明確な評価方法は確立していない。現在、道路橋示方書¹⁾（以後、道示と呼ぶ）の応力度・安定照査式が準用されてきた。

そこで、本研究では斜張橋のより合理的な設計を確立するため、新しい照査法を提案し、現行照査法との比較、検討を行い、その適用性を検証する。

2. 解析モデル 解析モデルには中央支間長600m、800mの2面張り斜張橋を用いた(Fig.1に600mモデルのみ示す)。また、主桁断面は、600m、800mとも同図に示す4室マルチセル断面であり、桁高 h を1mから5mまで0.5mビッチで変化させている。塔形状はA型で断面は一定とする事で、桁と塔の剛性比を600mは $I_c/I_t=0.015\sim0.408$ 、800mは $I_c/I_t=0.010\sim0.285$ まで変化させた。

3. 安全性照査式 従来の斜張橋の主桁は軸圧縮応力度が小さく、曲げ部材として補剛桁の局部座屈の照査を行うケースが多い。しかし、斜張橋が長大化すると共に、主桁はモーメントの影響だけではなく軸力が支配的な梁-柱部材になると考えられる。現在応力度照査として式(1)が、安定照査として式

(2)が多用されている。ここでは新たに、式(3)～式(5)を提案し、これらの有効性を従来式と比較した。

$$\sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} < \sigma_{cal} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{ba0}(1 - \sigma_c/\sigma_{eaz})} < 1.0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bay}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{ba0}} < 1.0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\kappa \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{ca0}} > \nu \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\kappa(Q) > \nu \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 σ_c は軸圧縮応力度、 σ_{bcy} 、 σ_{bcz} は強軸、弱軸回りの曲げ圧縮応力度、 σ_{caz} は E_f 法²⁾により求められた弱軸回りの許容軸圧縮応力度、 σ_{bay} は強軸回りの許容曲げ圧縮応力度、 σ_{eay} 、 σ_{eaz} は強軸、弱軸回りの道示に規定される許容オイラー座屈応力度、 σ_{cal} は局部座屈に対する許容応力度、 σ_{ca0} は局部座屈を考慮しない許容軸圧縮応力度の上限値である。また κ 、 $\kappa(Q)$ は E_f 法及びQ-factor法を考慮した最小座屈固有値、 ν は安全率(=1.7)である。

式(3)は式(2)の作用応力度項に微小変位解析に変えて有限変位解析から得られた値を用いて付加モーメントの影響項を省略した修正式である。式(4)、(5)は E_f 法による全体系固有値解析から求められる最小固有値に局部座屈の影響を考慮し、その項が所要安全率 ν を満足するように照査する提案式である。

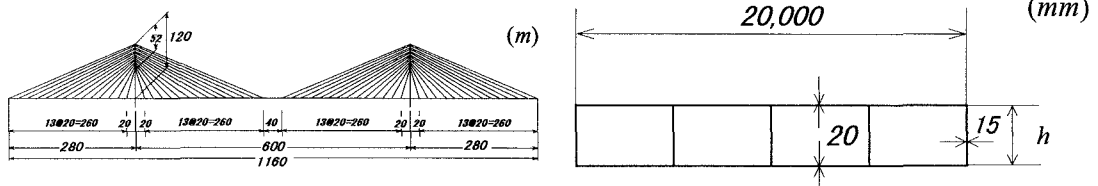


Fig.1 解析モデルの全景と断面図

また、 E_f 法に用いる基準耐荷力曲線は、一般的に使用されている道示の曲線(以下JSHB)の他に座屈設計ガイドライン³⁾で推奨される耐荷力曲線の分類1(以下GSD-1)を用いた。

4. 数値解析結果 Fig.2～5に以上の仮定より得られた結果を示す。尚、各図は横軸に主桁と塔の剛性比として I_G/I_T をとり、縦軸に塔基部位置における主桁の各照査式の値をとった。結果はすべて上記の式が1.0未満であることが安全であるように変形した式を用いた。得られた座屈モードより塔の座屈が先行する領域をハッチした。

まず、600mクラス(Fig.2、3)はいずれの剛性比でも照査値1.0以下を満足し、仮定した断面でも十分な安定性を確保できる。800mクラス(Fig.4、5)はFig.4において剛性比 I_G/I_T が0.02未満の領域($h < 1.5m$)で式(2)、式(3)の照査値が1.0以上をとる。これよりFig.1に仮定した断面の桁幅で800mクラスの斜張橋を設計する際、座屈安定性の点から少なくとも1.5m以上の桁高が必要になる。

また、4図とも共通して、照査の値は式(2)は式(3)に比べ常に同等、それ以上高めの評価をしている。これは着目位置で式(2)が付加モーメントを過大に評価しているためである。

JSHB曲線を採用した式(4)、(5)は、600m、800mとも剛性比が低い領域において式(3)の安定照査と同様の傾向を示し、かつ式(5)については非常に近い値を示す。また、特に剛性比が高い領域で式(5)は高めの照査値になる。これは式(4)、(5)が構造全体としての照査であるために、剛性比の増加により構造全体系で最もクリティカルな要素が桁から塔へ移る現象を捉えているため、また、式(5)は桁高の増加に対するウェブの局部座屈による保有耐力の低下を強く反映するため、他の安定照査値よりも高めの結果が得られた。また、GSD-1曲線のFig.3、5を見ると式(5)は剛性比が低い領域でJSHBと傾向が違い、式(3)とは一致しないものの、剛性比の高い領域ではJSHB曲線と同様の傾向がみられる。

また、塔座屈の先行する領域(斜線部分)は、耐荷力曲線の違いにより同スパンでも剛性比の範囲が大きく変化する。

5. 結論 式(3)は合理的であるとともに、経済的な照査式であり、その採用は今後の斜張橋設計にとって有益である。

式(4)、式(5)は E_f 法を利用した構造全体系の簡易安定照査式であり、特に式(5)は、剛性比の比較的高い実用領域の断面で安定照査と近い値、もしくは若干高めに評価することから簡易という意味では実用的であろう。

参考文献 1)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅱ 鋼橋編
2)本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説 3)土木学会：座屈設計ガイドライン

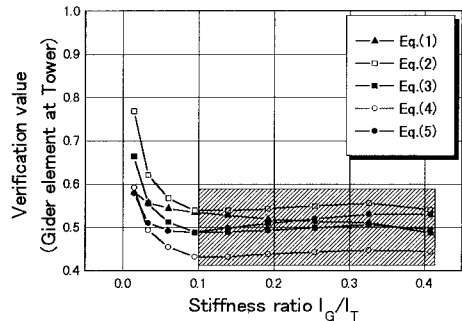


Fig.2 JSHB(600m)の照査結果

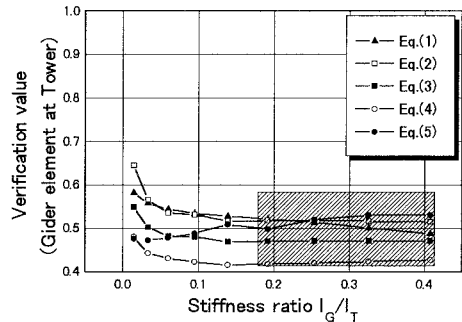


Fig.3 GSD-1(600m)の照査結果

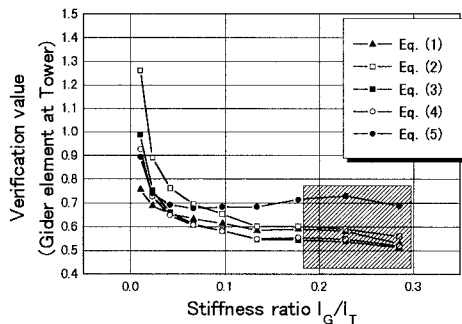


Fig.4 JSHB(800m)の照査結果

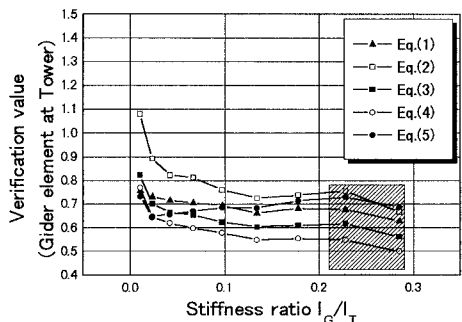


Fig.5 GSD-1(800m)の照査結果