

I-A75 600mクラス斜張橋の全体系安全性照査法の検討

○千葉県 正会員 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 邦栄
 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クラスのもの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主塔と同様に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。現在は弾性有限変位解析あるいは弾塑性有限変位解析による耐力照査を、もしくは部材系の照査として、道路橋示方書¹⁾(以後、道示と呼ぶ)の応力度・安定照査式が準用し、対応している。そこで、本研究では長大斜張橋の終局崩壊機構の変化を考慮するために、全体系の安全性照査法を新しく提案し、検討を行うとともに、より合理的な設計を確立するため、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 $L=600\text{m}$ 斜張橋を用いた(Fig.1)。また、主桁断面は4室マルチセル断面であり、桁高 h を1mから5mまで変化させ、主桁の曲げ剛性 I_G を変化させる。(Fig.2(a))。主塔は $H=140\text{m}$ であり、形状はA型で断面および断面剛性 I_T は一定(Fig.2(b))とする事で、桁と塔の剛性比 γ (式(1))を $\gamma=0.007\sim0.190$ まで変化させた。ここに

$$\gamma = (I_G/L) / (I_T/H) \quad (1)$$

3. 安全性照査式 従来の斜張橋は主塔について、

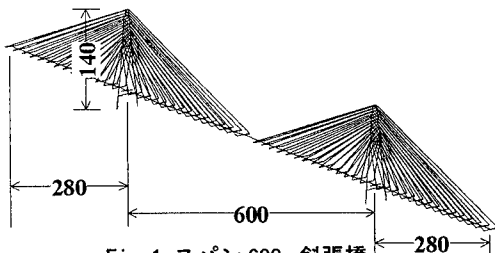


Fig. 1 スパン 600m 斜張橋

吊橋主塔と同様に応力度・安定照査式が準用され、主桁については軸圧縮応力度が小さいとされ、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、全体系の安全性を評価するために、弾性有限変位解析に基づく照査式、更に弾塑性有限変位解析に基づく式(5)で照査を行った上で、近年提案される E_f 法²⁾に局部座屈の影響を考慮した照査式(2)、(3)と比較を行い、構造全体の荷重倍率を算出し、検討する。

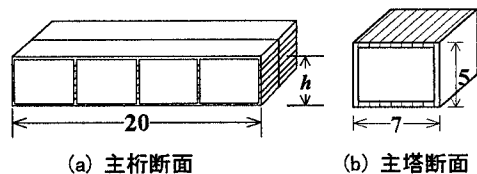
$$\left\{ \begin{array}{l} \kappa \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{ca0}} > \nu \\ \kappa(Q) > \nu \end{array} \right. \quad (2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_{rege} > \nu \\ \sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} = 1.7\sigma_{cal} \quad (\text{girder}) \end{array} \right. \quad (3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_{regep} > \nu \\ \sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} = 1.7\sigma_{cal} \quad (\text{girder}) \end{array} \right. \quad (4)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_{regep} > \nu \\ \sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} = 1.7\sigma_{cal} \quad (\text{girder}) \end{array} \right. \quad (5)$$

上式すべては、それぞれの左辺で表される構造全体系の安全率が所要安全率 $\nu=1.7$ を満足するか、否か照査する。ここに、 $\kappa, \kappa(Q)$ は E_f 法及びQ-factor法を考慮した最小座屈固有値である。また、 σ_c は軸圧縮応力度、 σ_{bx}, σ_{by} は強軸、弱軸まわりの曲げ圧縮応力度、



(a) 主桁断面

(b) 主塔断面

Fig. 2 主桁、主塔断面

UNIT:m

斜張橋 安全性照査式 剛性比 局部座屈

〒108 東京都港区芝浦 3-9-14 芝浦工業大学 土木工学科 Tel 03-5476-3047 Fax 03-5476-3166

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、 α_{reqe} は弾性有限変位解析により得られる弾性安定限界の荷重倍率、 α_{regep} は弾塑性有限変位解析により得られる構造安定限界での荷重倍率を表す。また式(1)、(2)について 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.3~4に式(4)、式(5)の各有限変位解析を用いた照査式の照査結果を示す。横軸、縦軸には塔位置の主桁に作用する軸、曲げ応力を取り、それらが局部座屈応力に達する時の荷重倍率を限界とした。尚、着目位置の選択については、死荷重載荷であるため、本解析では、この点で最大応力度を示すためである。両図とも限界点における軸応力が曲げ応力に比べて非常に大きく、桁高5mから1mを比較すると、軸応力は殆ど変化せず、曲げ応力は桁高が低くなると共に低下する。Fig.4からは桁高1mの場合を除き、いずれも局部座屈基準で構造安全率が決定する。

また、Fig.5~6は剛性比 γ を横軸にとり、各照査式から得られた荷重倍率を縦軸にとり、式(4)、式(5)と式(2)と式(3)の E_f 法を用いた照査を比較した。尚、 E_f 法を用いる照査について図中においてJSHBは実線、GSD-1は破線で表した。

まず、式(4)、式(5)の照査結果はいずれの剛性比でも互いに近い値を示すことから、構造安全率を決定する要因として、主桁の局部座屈強度の影響が大きいと考えられる。

また、Fig.5では式(2)の実線(JSHB)と有限変位解析による照査値が比較的近く、破線(GSD-1)は少々高めめに評価する。Fig.6について、式(3)の照査値は、剛性比の低い領域で有限変位解析による照査値と比較的近い値を示し、剛性比の高い領域でJSHB、GSD-1の差がほぼ無くなり、有限変位解析の照査とは、傾向を異にすることが判る。

5. 結論 終局崩壊状態の違いによる斜張橋の照査法の検討について論じたが、検討したクラスの斜張橋では弾塑性有限変位解析を用いた式(4)から、大部分が主桁の局部座屈により、構造全体系の荷重倍率が決定している。そのため弾性有限変位解析の式(4)、および E_f 法を利用した式(1)、式(2)の安全性照査式は、簡易という意味では実用的である。

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

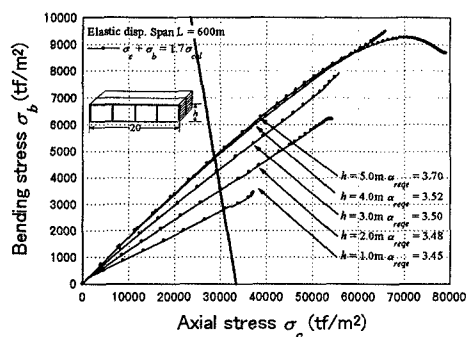


Fig.3 式(4)による照査結果

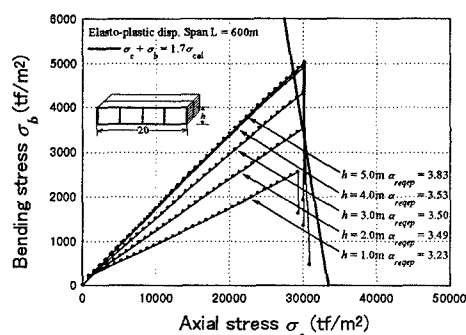


Fig.4 式(5)による照査結果

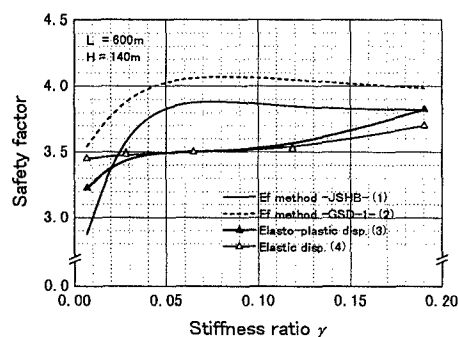


Fig.5 式(2)との照査比較結果

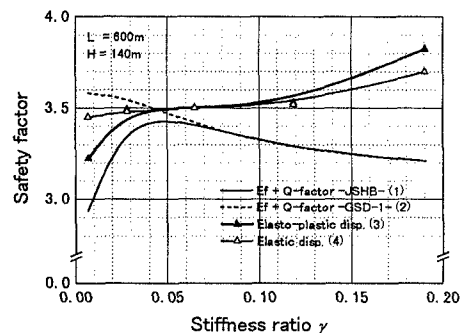


Fig.6 式(3)との照査比較結果