

I-287 斜張橋のねじれ変形特性に関する定量的考察

川崎重工業(株) 正員 小松 貴雄
 長岡技術科学大学 正員 長井 正嗣
 電力中央研究所 正員 大鳥 靖樹
 川崎重工業(株) 正員 佐野 信一郎

1. まえがき

斜張橋のねじれ変形に対して支配的と考えられる設計パラメータとしては、主塔形式(H形状、A形状)、ケーブル面数(1面吊、2面吊)、主桁断面形状(開、開・閉、閉断面)とそれぞれの伸び、曲げ、ねじれ剛性、剛比が挙げられる。また、ケーブルの伸び剛性を考える場合、その断面が死、活荷重で決定されと考えると、ケーブル断面積に代わってそれらがパラメータとなる。

さて、以上のパラメータの内、H形状よりA形状の塔、1面吊より2面吊形式、開断面より閉断面の採用がねじれに対して剛となることは明白である。しかしながら、定量的かつ簡単に以上の差異を評価する設計資料はこれまで得られていないといえる。この理由として、前述の通り、設計パラメータが多い点が挙げられる。

上述のパラメータのいずれを選択するか、すなわち橋梁タイプ決定は設計上、とりわけ基本計画上重要な問題となる。最近では、経済性のみを最優先させるのではなく、多少の差であれば美観を優先させることが時代の要請としてある。とくに、主塔形式、ケーブル面数は最も人々にアピールすることを考えると、技術者としては、これらパラメータの変化に対する力学性状の差異を把握しておくことが大切と考える。

そこで、本文では、文献1)で提案した算定式を利用し、主塔形式、ケーブル面数、主桁断面形状の差に起因するねじれ変形の差異を定量的に簡単に評価する図を与えるとともに、特性に関する考察を加える。

2. H形状、A形状塔の差

H、A形状塔に対する最大ねじれ角¹⁾、 ϕ_H 、 ϕ_A の比をとると以下ようになる。

$$\frac{\phi_H}{\phi_A} = \frac{\alpha_H}{\eta_A} (1-\alpha) (1+1.3\omega) f + \frac{\eta_H}{\eta_A} \quad (1)$$

$$f = \sqrt{(1./n_{cs}^2 + 1./n_h^2)} / (1./4. + 1./n_h^2) \quad (2)$$

ここで、 n_{cs} は支間長比(= l_c/l_s)、 n_h は塔高さ(桁上)と中央径間長の比(= l_c/h_T)で、その他のパラメータは文献1)を参照されたい。係数 α_H 、 η_H 、 η_A はケーブルと主桁のねじれ(そりおよび純ねじれ)剛比($\gamma_{cg,j}$ 、 $\gamma_{cg,w}$)の関数で同じく文献1)で定義されている。

以上の結果($n_h = 5$ 、 $\omega = 0.2$)を図-1($n_{cs} = 2.3$)、図-2($n_{cs} = 2.1$)に示す。図中、 γ_{cg} はケーブルの伸びと主桁曲げの剛比を表わす。このパラメータでもって、主桁曲げ剛性に応じて側径間最上段ケーブルの断面積が変化することを評価している。図より、 $\gamma_{cg,j}$ が小さい場合、すなわち支間長が短く、主桁の純ねじれ剛性が大きい場合、塔形式に起因する差がかなり小さくなることが定量的にも評価できる。なお、 $\gamma_{cg,w}$ の影響は、両形式の差を考える上では小さかった。

3. 1面吊、2面吊形式の差

A形状塔(2面吊)を対象に両形式の差を検討する。1面吊形式(主桁は閉断面とする)の最大ねじれ角を以下のように定義する。

$$\phi_s = \frac{m + l_c}{8} / (GJ / l_c) \quad (3)$$

A形状塔の場合の最大ねじれ角¹⁾との比をとると、同一のGJ(純ねじれ剛性)に対して、

$$\frac{\phi_A}{\phi_S} = 64 \frac{\eta_A (n_h/4 + 1/n_h) F_1}{\gamma_{cs,j}} \quad (4)$$

を得る。ここに、 F_1 は文献 2) で与えられる幾何形状に関するパラメータである。なお、式 1)、4) より ϕ_H/ϕ_S も定義できる。

2 面吊形式のケーブルを含む等価ねじれ定数を J^* とし、主桁のねじれ定数を J とすれば、最大ねじれ角が等しいという条件で J^*/J は式 4) の逆数として与えられる。

$n_h = 5$ 、またケーブルの塔定着区間が塔高さ(桁上)の上半分という条件(この場合、 F_1 が一定値となる)で、式 4) の結果を図 - 3 に与えられる。

4. 開、閉断面の差

A 形状塔を対象に、開、閉断面の差に起因するねじれ角の差を比較する。この場合、係数 η_A の比較を行うことになる。そこで、 $\gamma_{cs,j} = 0$ ($J = 0$)、 $\gamma_{cs,w} = 500 \times 10^3$ 程度、すなわち、 $\eta_A = 1.0^{(1)}$ の場合との比を考える。その結果を図 - 4 に示す。

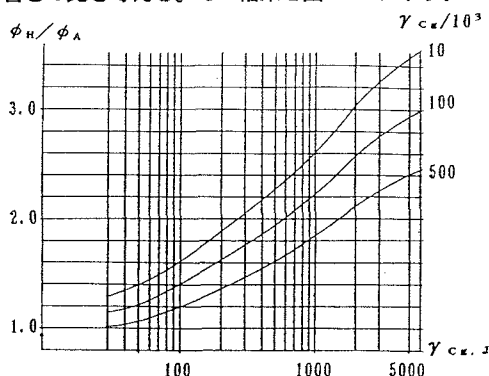


図-1 ϕ_H/ϕ_A ($n_h=5$, $\omega=0.2$, $n_{cs}=2.1$)

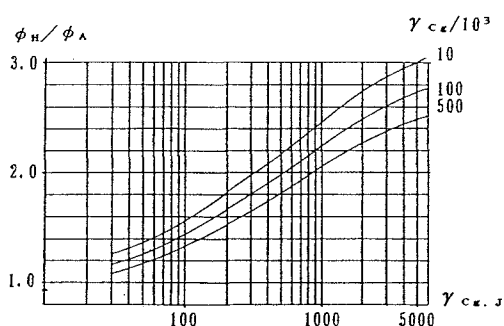


図-2 ϕ_H/ϕ_A ($n_h=5$, $\omega=0.2$, $n_{cs}=2.3$)

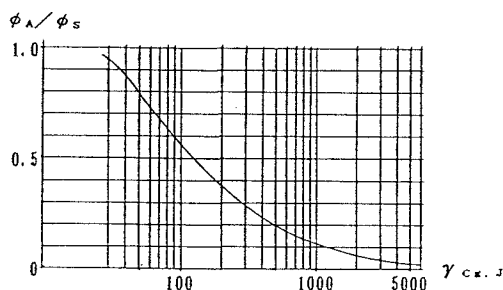


図-3 ϕ_A/ϕ_S ($n_h=5$)

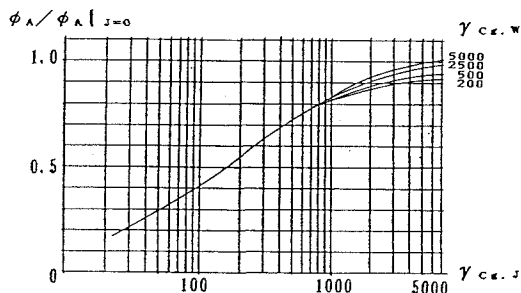


図-4 $\phi_A/\phi_A|_{J=0}$

5. あとがき

以上、提案した最大ねじれ角の算定式¹⁾を用いて、ねじれ変形に対して支配的と考えられる設計パラメータ、塔形状、ケーブル面数、断面形式を考え、その差に起因するねじれ変形量の差を定量的に評価する図を与え、若干の考察を加えた。本検討では変形量の比較のみであり、今後ねじれにかんする断面力の比較検討を行う必要があると考える。

参考文献

- 1) 有村他；斜張橋の最大ねじれ角の算定、土木学会年次学術講演会概要集、1990
- 2) 長井他；斜張橋の曲げ1次固有周期の算定とその性状に関する検討、構造工学論文集、1990