I-291　斜張橋のねじれ１次固有周期の支間をパラメータとした予測

駒井鉄工（株）　正員　○有村英樹
長岡技術科学大学　正員　長井正嗣
長岡技術科学大学　学生員　川畑　治

1．まえがき

斜張橋のねじれ１次固有周期は、長径間領域における我国の吊橋に比してもかなり短いと言われている。

著者らは、これまで斜張橋のねじれ１次固有周期の精度よい算定式を提案し、さらに支間長をパラメータとして箱断面桁の最大固有周期の極めて簡単な予測式を誘導した。また、予測式を用いて、斜張橋のねじれ周期が、長径間領域においてもかなり短いことを明らかにした[1)]。

斜張橋は益々長大化の傾向にあり、長大化に伴いその動特性の予測、把握がとくに重要になってくると考えられる。本文では、耐風安定性にも関連するねじれ１次周期について、支間の変化（長大化）に伴う変化の予測をより詳細に行い、長大橋での形態決定、長大化の可能性を探るといった基本計画上の設計資料を提供する。具体的には、箱断面桁とともに開断面桁を対象に、またH、A形塔の差を考慮して、ねじれ周期の変化を予測する。

2．箱断面桁の予測

2－1　A形塔　　２面吊A形塔の１次固有周期の予測式は[1)]、中央径間に等分布トルク荷重（強度 m_t）満載時の桁最大ねじれ角 ξ_{MAX} を用いて、

$$T_t = (\pi\sqrt{\pi}/\sqrt{g})\cdot\sqrt{\gamma_s I_P \xi_{MAX}/m_t} \qquad (1)$$

と与えられる。ここで、gは重力加速度、γ_s は鋼の単位体積重量、I_P は極慣性モーメントである。また、このときの振動は主に桁のみに生じ、モード形はほぼ sin の半波である。側径間、塔の振動モード値は振動数評価の上では無視できる程小さい。

ξ_{MAX} の算定式[2)]を式（1）に代入し、支間に関係なく、①．中央径間長／塔高（桁上）＝ 5.0、②．ケーブルの断面積は 57600（＝0.9 x 64000）tf/m^2 の応力レベルで設計される、と仮定すると、

$$T_t = 0.23\cdot\sqrt{\gamma_s I_P/B_G{}^2 W_G(1+1.3\omega)}\cdot\sqrt{\eta_A}\cdot\sqrt{\ell_c} \qquad (2)$$

となる。ここで、B_G はケーブルの吊間隔（橋軸直角方向）、W_G は死荷重強度、ω は活荷重強度／死荷重強度、η_A は文献 2）で定義される値で、等分布の単位トルク荷重が中央径間に満載された時のケーブルの伸びを表わすパラメータ、ℓ_c は中央径間長である。

図－１に示す箱閉断面を対象に次の諸量を仮定する[1)]。

$$A_{eq} = A_G + (\gamma_c/\gamma_s)A_c,\qquad I_P \fallingdotseq (B_G{}^2/12)A_{eq} \qquad (3)_{a,b}$$

ここで、γ_c は後死荷重部材のように剛性に寄与しない部材（舗装を考えている）の単位体積重量である。

式（3）を式（2）に代入する。このとき、$W_G \fallingdotseq 1.3\gamma_s A_{eq}$ と仮定する（文献１）では、最大値を予測するため、係数 1.3 を 1.0 とした。これは、死荷重を小さく見積と、ケーブル断面積すなわち剛性を過小評価し周期が長くなることを意味している）。また、活荷重と死荷重の強度比 ω ＝ 0.2 と仮定する。

さらに、桁のねじれ剛性も無視して、$\eta_A=1.1$[1)] と仮定すると、最終的に、

$$T_t = 0.054\cdot\sqrt{\ell_c} \qquad (4)$$

なる簡単な予測式を得る。

2－2　H形塔　　塔形状をH形状に変更すると、全体のねじれ剛性の低下に起因して周期が長くなる。また、振動モード形も変化する。まず、全体のねじれ剛性の低下は $\gamma_{CG,J}$[3)]（ケーブルと桁の純ねじれの剛比パラメータ）に応じて、H、A形状塔でのξ_{MAX}の比が与えられている。それを図－２に示す。振動モード形については、H形塔では、側径間のモード値が大きくなるものの、実際上（最大 1000m 程度の斜張橋を考

えてもその値は小さい）は振動数評価に与える影響は小さい。また、塔のモード値であるが、この影響を特定するには困難を伴う。本文では、幾つかの数値計算結果を参照して、約 5 %程度の周期の上昇を仮定する。したがって、H形塔に変更すると、図 － 2 で示されるねじれ角の比をルート倍し、さらに 5 %増させた値でもって固有周期を概略予測する。

3．開断面桁の予測

3－1　A形塔　　2．と同様の仮定を設けて検討を行う。このとき、

$$A_{eq} = A_G + (\gamma_C / \gamma_S) A_C, \quad I_P = (B_G^2 / 12)(1.4 A_{eq}) \qquad (5)_{a,b}$$

と仮定し（図 － 3 参照）、式（2）に代入すれば、

$$T_t = 0.065 \cdot \sqrt{\lambda_c} \qquad (6)$$

を得る。

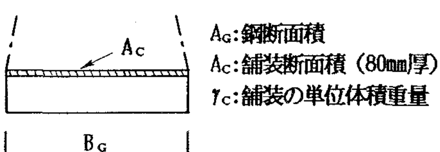
開断面の場合、桁のねじれ剛性はほとんど期待できないことから、ねじれ剛性無視の仮定は妥当なものと考えられる。

3－2　H形塔　　H形塔に変更すると、全体のねじれ剛性の低下とともに、振動モード形も大きく変化する。これらの影響を特定するには困難を伴う。ここでは、A、H形塔での振動モード形の差に起因する側径間の影響を約10%（側径間桁のモード値を中央径間の半分と仮定[1]）、塔の影響を約 5 %増と見込む。さらに、ねじれ変位の増加については、これまでの数値計算結果から、最大ねじれ角が約 2.2 ～ 2.5 倍増となるため、全体として、約1.7 ～ 1.8倍程度の固有周期の増加を概略予測する。

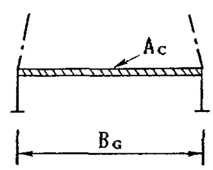
4．まとめ

以上の検討結果を図－ 4 に整理して示す。箱断面桁の場合、桁ねじれ剛性を無視することは現実的でないことから、概略試算した結果（桁高さ 3 m程度の箱桁）を併記する。実際の斜張橋では、断面の詳細、後死荷重の決定方針（極慣性モーメントがここで仮定した値と異なると大きな差異が生じる）もバラエテイにとむことから、周期の特定を一般的に論ずるには困難を伴う。しかしながら、まえがきで述べたパラメータ毎の概略の予測が行えたと考える。

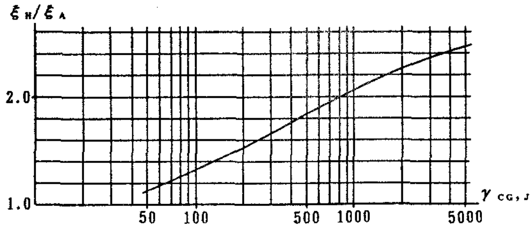
参考文献　1)、2)、3）長井他、土木学会構造工学論文集、Vol.36A、Vol.37A



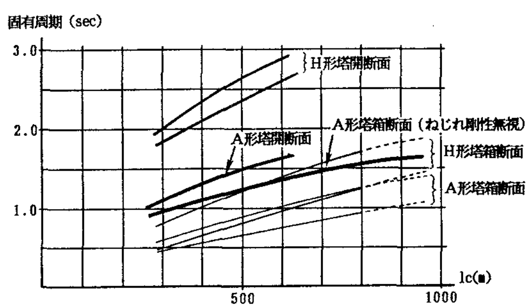
図－1　箱断面桁



図－3　開断面桁



図－2　H，A形塔の最大ねじれ角の比



図－4　ねじれ１次固有周期の概略予測