

斜張橋のねじれ最大変位の算定と 変形特性に関する検討

EVALUATION OF MAX. TORSIONAL ANGLE AND TORSIONAL BEHAVIOUR
OF CABLE-STAYED GIRDER BRIDGES

長井正嗣* 佐野信一郎** 大鳥靖樹*** 小松貴雄****

By Masatsugu NAGAI, Shin-ichiro SANO, Yasuki OHTORI and Yoshio KOMATSU

This paper presents a simple formula to estimate a maximum torsional angle of cable-stayed girder bridges. Charts are also presented to evaluate the difference of max. angles due to the variations of tower types, number of cable-planes and cross sectional types of girders. In this study, the torsional rigidity ratio of the girders to cables is also defined. Furthermore, the torsional behaviour of the cable-stayed girder bridges in a long span range is made clear.

These results are useful for designers to select and combine the design parameters which have a close relation to torsional behaviour.

1. まえがき

斜張橋の立体的力学特性、すなわちねじれ変形挙動が簡便かつ精度良く推定できれば、その変形に対して支配的な設計パラメータ、とくに主塔形状（H、A形）、ケーブル面数（1面吊、2面吊）、主桁断面形式（開、開・閉、閉断面）といった橋軸方向からみた設計パラメータの選定また組合せの上で、とくに基本計画に有益と考える。

これまで、斜張橋を側面からみた鉛直面内挙動に関わる主要設計パラメータ（例えば、主塔高さ、支間長比、ケーブル張り形式、主桁高 etc.）については、面内挙動の明解な解説とともにその適切な選定のための資料も多く提供されている^{1) ~ 3)}。

* 工博	長岡技術科学大学 助教授	建設系	(〒940-21 長岡市上富岡町1603-1)
**	川崎重工業(株) 橋梁設計部	部長	(〒136 江東区南砂2-4-25)
*** 工修	(財)電力中央研究所 F B R 部免震研究室		(〒270-11 我孫子市我孫子1646)
	(研究当時、長岡技術科学大学大学院修士課程)		
**** 工修	川崎重工業(株) 橋梁設計部	課長代理	(〒136 江東区南砂2-4-25)

一方、斜張橋を橋軸方向からみた前述の設計パラメータと力学性状の関係については、定性的に明らかであるが、定量的にかつ簡便にその特性差を予測する資料は少ないと考える。例えば、同一レベルのねじれ変形を確保する上で、ねじれに関する設計パラメータのどれを組み合わせればよいか、またケーブルのねじれ剛性が橋梁全体のねじれ剛性に寄与する割合はどの程度かといった興味ある課題を簡単に同定するには困難を伴う。これまでねじれの定量的評価に関する資料が十分でなかった理由としては、①、静的には、ねじれ変形量が設計上 critical にならなかったこと、②、ねじれ変形を支配するパラメータは、面内変形に関する設計パラメータも含みきわめて多く、そのためわかりやすく整理するのに困難を伴う点が挙げられる。

しかしながら、今日では、単に経済性、機能性のみでなく、景観、美観の面からの形式選定が重要な設計要因になっている。とくに鉛直面内挙動よりも立体挙動に関係の深いケーブル面数、主塔形状は”斜張橋の顔”として人々に最もアピールするものであり、したがって、技術者としてはこれら設計パラメータの選定に当り、性状の差異を定量的に予測できる資料を準備しておくことは有益と考える。また、面内挙動に関するこれまでの検討から、1000 m 近い長大支間では制約を受ける⁴⁾ものの桁高は支間に関係なく選べること^{1), 4)}、経済的な設計では閉断面より開・閉または開断面主桁が選ばれることが我国でも支間を伸ばしつつ着実に定着してきていると思われる。このような状況の中では、むしろねじれ変形に対する理解を深めておくことの重要性が強調される。さらに、これらの資料は1面吊形式の適用限界といった興味ある課題の議論を行う上で、また斜張橋としての全体ねじれ剛性が耐風安定性と密接に関連していることを考えると、形式別の安定性の比較、考察、予測を行う上で有益と考える。

以上より、本文では、まず中央径間に等分布トルク荷重が作用した場合の最大ねじれ角(変位)の簡易算定式を、H形、A形塔に対して与える。算定式には、当然、その他の幾何形状パラメータとともに剛性、剛比といった力学パラメータが含まれている。これより、ねじれ変形を支配するパラメータが明らかになるとともに、それらの変化に伴う性状変化(感度係数)が簡単に予測できることになる。次に、H形とA形塔、1面と2面吊、開と閉断面主桁の採用に伴う最大ねじれ角の差を予測する資料(図)を提供し、あわせてねじれ変形に関する基本的考察を行う。さらに、最近斜張橋は急速にその適用支間を伸ばしつつあるが、支間の変化に伴うねじれ挙動をパラメータ別に予測し、今後の計画、設計資料とする。

2. 算定式の提案

面内の分布活荷重による最大たわみの算定式と同様の手法⁵⁾により、ねじれ変位がケーブルの伸び(伸び量が主塔、主桁の剛性に依存する)によって生じると仮定した算定式を提案する。

2. 1 算定式

中央径間に満載された等分布トルク荷重に対して、最大ねじれ角 ϕ を、H形塔、A形塔について、それぞれ以下のように表す(図-1参照)。

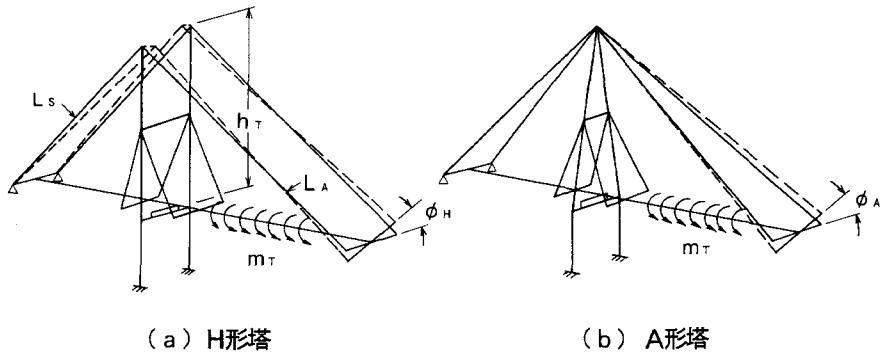
$$\phi_H = \frac{4m_t}{B_G^2} \frac{\beta\sigma_a}{E_C} \left\{ \frac{\alpha_H}{W_G / (1-\alpha)} \frac{L_S L_A}{h_T} + \frac{\eta_H}{W_G (1+1.3\omega)} \frac{L_A^2}{h_T} \right\} \quad (1)$$

$$\phi_A = \frac{4m_t}{B_G^2} \frac{\beta\sigma_a}{E_C} \left\{ \frac{\eta_A}{W_G (1+1.3\omega)} \frac{L_A^2}{h_T} \right\} \quad (2)$$

ここで、 m_t は等分布トルク荷重強度、 B_G はケーブル間隔(橋軸直角方向)、 E_C はケーブルのヤング係数、 $\beta\sigma_a$ はケーブルの許容応力(σ_a)に余裕を見込む係数($\beta = 0.9$)を乗じたもので、 $\beta\sigma_a/E_C$

でもってケーブルの最大ひずみ（鉛直面内の死・活荷重載荷状態）を表す。 W_G は死荷重強度、 α は側径間最上段ケーブルの全張力のうち活荷重の占める割合⁵⁾で付録－1に算定図を与える。 ω は死、活荷重強度比、 L_S 、 L_A 、 h_T は図－1に示す幾何形状に関する量である。また、 α_H は側径間最上段ケーブルの伸び、 η_H 、 η_A は中央径間最上段ケーブルの伸びを表すパラメータで、後述する主桁のねじれ剛性とケーブルの伸び剛性（ねじれ剛性として評価）の比を用いて定義される。

なお、式（１）、（２）に荷重強度が用いられているのは、ケーブルの伸び剛性を死、活荷重強度で評価しているためである。すなわち、ケーブルの断面積は死、活荷重といった面内荷重でもって設計されることから、それらのパラメータを導入している。具体的には、ケーブルに作用する最大張力に対応する荷重を分母に用いている。



図－1 ねじれ変形

2. 2 係数 α_H 、 η_H 、 η_A の算定

式（１）、（２）において、 α_H 、 η_H 、 η_A が導入されているが、前述の通り、トルク荷重によるケーブルの伸び率（最大ひずみに対する）を表す係数である。さて、活荷重による鉛直たわみに対する主桁曲げ剛性の役割と異なり、主桁ねじれ剛性、とくに閉断面の純ねじれ定数（ J ）に関するバネ定数 $GJ/1_C$ （ G ：せん断弾性係数、 1_C ：中央径間長）は支間長に逆比例しており、かなりの支間までその寄与が期待できる。そこで、主桁ねじれ剛性とケーブルのねじれに対する剛性の比を導入して評価することとした。

すなわち、純ねじれ、そりねじれに関して次の無次元パラメータを導入して上記係数を評価することとした。

$$\gamma_{CG,J} = KB_G^2 / (GJ/1_C) \quad (3)$$

$$\gamma_{CG,W} = KB_G^2 / (EI_W/1_C^3) \quad (4)$$

ここで、 GJ は主桁の純ねじれ剛性、 EI_W は主桁のそりねじれ剛性、 K はケーブルの伸び剛性（中央径間内の各ケーブルの伸び剛性の総和）を表し、荷重強度を用いて（ケーブルの断面積を荷重強度で評価）以下のように定義される（図－2参照⁵⁾）。

$$K = 2(E_C/\beta\sigma_a)W_G(1+1.3\omega)F \quad (5)$$

$$F = \frac{a}{2(1+a^2)} \left[1_n \left\{ \frac{1+a^2}{4} \left(\frac{1_C}{h'} \right)^2 + a \left(\frac{1_C}{h'} \right) + 1 \right\} \right. \\ \left. + \frac{1}{1+a^2} \left[\tan^{-1} \left\{ \frac{1+a^2}{2} \left(\frac{1_C}{h'} \right) + a \right\} - \tan^{-1}(a) \right] \right] \quad (6)$$

$$a = (2/n_h)(1 - h'/h_T) \quad (7)$$

係数 α_H 、 η_H 、 η_A の値は、数値計算から求めた。その際のモデルは文献 5) と同一の支間 400, 600, 800 m のモデルである。また、ケーブル取り付け間隔(橋軸直角方向)を 20 m (4 車線を想定)とし、塔形状としては、図-1 に示すものを対象に主桁ねじれ剛性、塔柱の曲げ、ねじれ剛性を変化させて計算を行った。また、式(7)中の n_H は中央径間長と塔高の比 ($=l_c/h_T$) である。

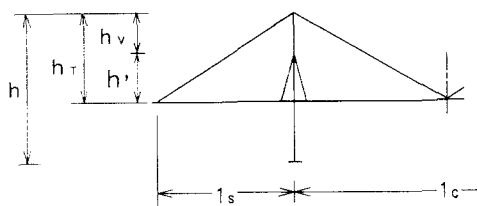


図-2 K 値算定用の記号

その結果を図-3～8 に示す。図-3、4 は α_H の算定図であるが、図-4 は $\gamma_{CG,J} \approx \infty$ 、すなわち開断面 ($J \approx 0$) の場合に適用される。図-5、6 は η_H 、 η_A の算定図で、図-6 は、図-4 同様開断面に対して適用される。また、 $\eta_A > \eta_H$ となっているのは、H 形塔よりも A 形塔の最上段ケーブルに張力が集中するためである。なお、 $n_{CS} = 2.5$ の場合の係数は $n_{CS} = 2.3$ と大差ないため記載していない。

図-3、5 より、 $\gamma_{CG,J}$ がおよそ 1000 以上になると、ねじれ変形に対してそりねじれ剛性の影響がでてくることがわかる。

周知の通り、H 形塔を採用すると、塔柱の曲げおよびねじれ剛性が橋梁のねじれ変形に影響を与える。図-7、8 は、塔柱の曲げおよび純ねじれ剛性に応じた補正係数で、 α_H に対して適用される。すなわち、図-3、4 の係数は塔柱 1 本あたり、 $E I_T/h^3 = 20$ 、 $G J_T/h_L^2 B_G = 125$ として求めたもので、これらの数値が異なる場合補正が必要となる。ここで、 I_T 、 J_T はそれぞれ塔柱の断面 2 次モーメント、純ねじれ定数、また h 、 h_L はそれぞれ塔基部から最上段ケーブル取り付け位置および上段水平材までの高さである。

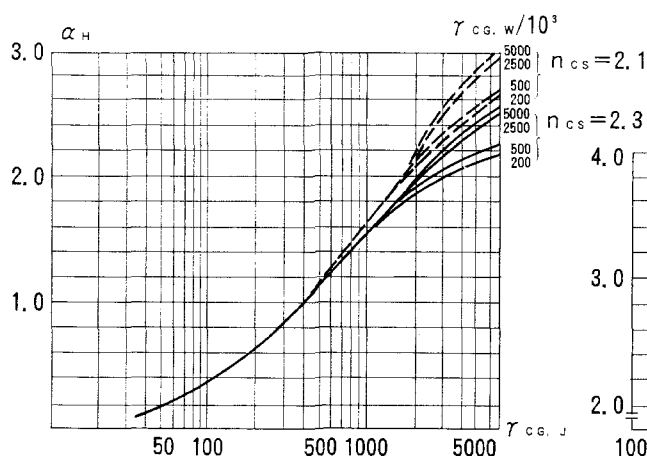


図-3 係数 α_H

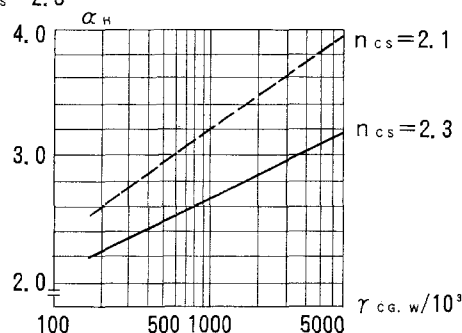


図-4 係数 α_H ($\gamma_{CG,J} \approx \infty$)

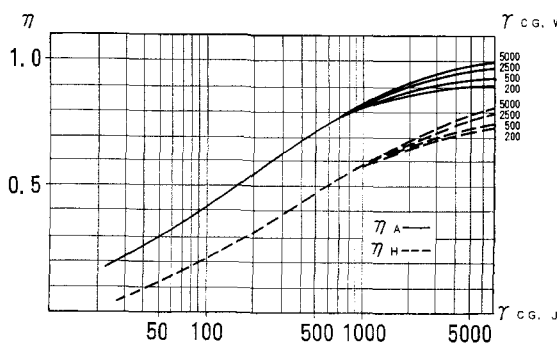


図-5 係数 η

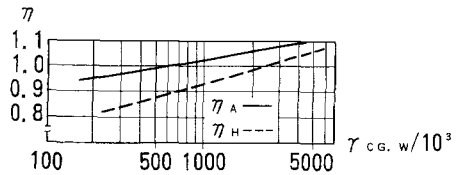
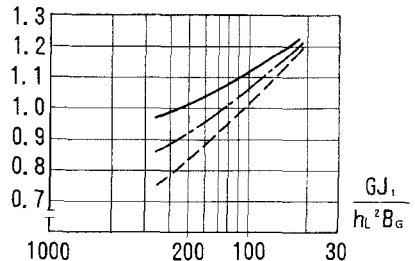
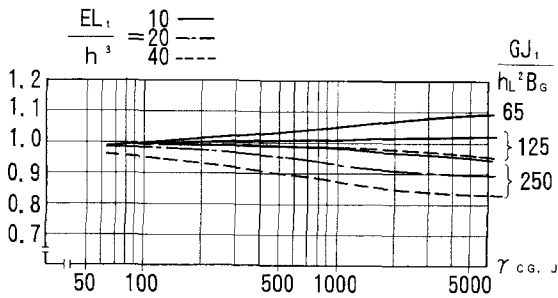
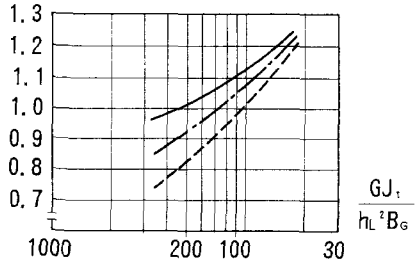
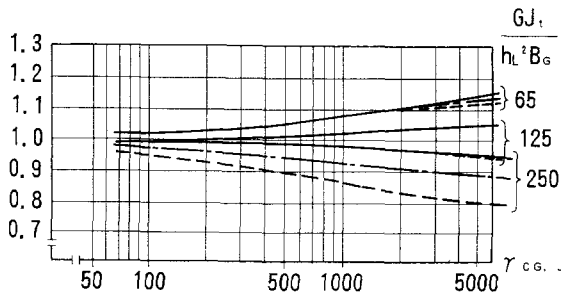


図-6 係数 η ($\gamma_{CG, J} \approx \infty$)



($\gamma_{CG, J} \approx \infty$)

図-7 塔剛性による補正係数 ($n_{CS}=2.1$)



($\gamma_{CG, J} \approx \infty$)

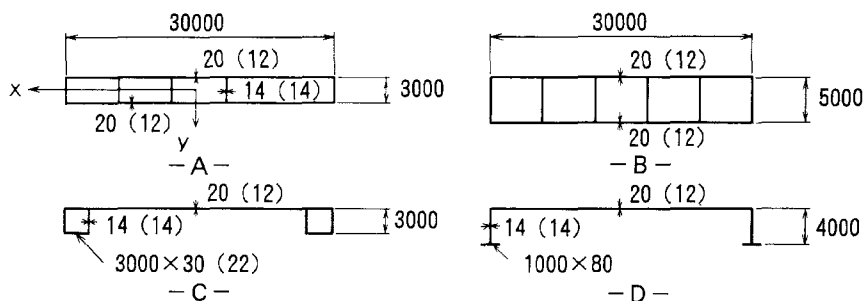
図-8 塔剛性による補正係数 ($n_{CS}=2.3$)

2.3 算定式の精度

算定式(3)、(4)中の係数は、前述のモデルに対して主桁のねじれ剛性、塔の曲げ、ねじれ剛性を種々変化させて求めている。そのため、用いたモデルについては高い精度(最大10%の誤差)を有することを確認している。

ここでは、図-9 に示す断面（橋幅は 6 車線を想定して 30m とする）を用いて、図-10 の支間長 600 m のモデル（死荷重強度 $W_G = 24 \text{ tf/m}$ 、活荷重強度 $p = 4.8 \text{ tf/m}$ として断面に関係なく一定とする）について計算した結果と算定式を用いた結果の比較を行う。用いた断面諸元を表-1 に示すが、塔の断面定数は比較結果を示す表-2 に与えられる。表-1 中、 Y_S は断面のせん断中心の座標である。

結果 ($m_t = 1.0 \text{ tf} \cdot \text{m/m}$ に対する) を表-2 に示す。これより、おおよそ 10 % 前後の誤差で評価できることがわかる。



() 内数値は純ねじれ定数計算用の板厚

図-9 モデルの断面

Cable	No.	Ac(m ²)	Cable	No.	Ac(m ²)
C ₁		0.0162	C ₁₀ , C ₂₃		0.0077
C ₂		0.0121	C ₁₁ , C ₁₂ , C ₂₁ , C ₂₂		0.0072
C ₃ , C ₄ , C ₃₁		0.0109	C ₁₃ , C ₂₀		0.0064
C ₅ , C ₆ , C ₂₇ , C ₂₈		0.0093	C ₁₄ , C ₁₅ , C ₁₈ , C ₁₉		0.0058
C ₇ , C ₈ , C ₁₆ , C ₁₇ , C ₂₅ , C ₂₆		0.0086	C ₂₉ , C ₃₀		0.0101
C ₉ , C ₂₄		0.0081	C ₃₂		0.0134

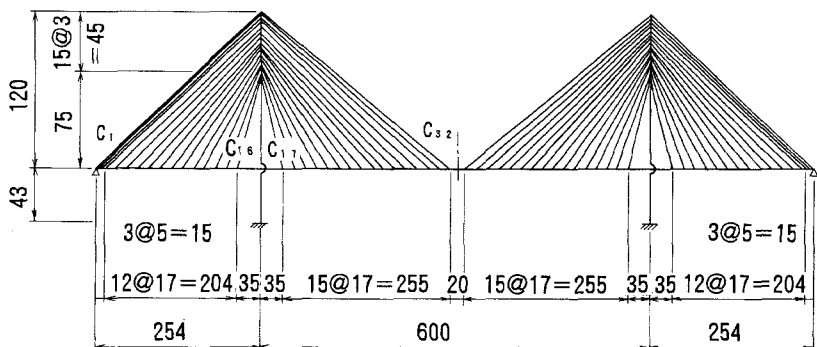


図-10 斜張橋モデル

表-1 モデルの断面諸元

	A(m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	J(m ⁴)	I _x (m ⁶)	Y _s (m)	Aeq(m ²)	H _U (m ³)	I _p (m ⁴)	γ _{CG, J} /10 ³	γ _{CG, J}	γ _{CG, W} /10 ³
A	1.45	2.89	116.5	6.0	159.3	0.0	2.41	1.52	194.25	100.	320.	1690.
B	1.62	8.38	134.1	16.00	368.1	0.0	2.58	1.52	221.38	35.	120.	730.
C	0.95	1.46	108.9	0.80	191.5	-2.70	1.91	-4.27	192.86	200.	2440.	1400.
D	0.87	2.30	106.2	0.0004	355.0	-3.83	1.83	-5.99	201.09	130.	∞	760.

表-2 精度比較結果

	H形塔		A形塔	
	I _t =4.1 m ⁴ J _t =5.4 m ⁴		I _t =4.1 m ⁴ J _t =5.4 m ⁴	
	FEM解	算定式(誤差%)	FEM解	算定式(誤差%)
A	0.000379	0.000421(11.1)	0.000261	0.000254(2.7)
B	0.000218	0.000227(4.1)	0.000176	0.000175(0.6)
C	0.000761	0.000820(7.8)	0.000392	0.000352(10.2)
D	0.000970	0.001093(12.7)	0.000442	0.000393(11.1)

3. 変形特性に関する検討

ここでは、算定式を用いて塔形状、ケーブル面数、断面形式の差に起因するねじれ変形の差について検討を行い、推定図を与えるとともに性状差について考察を加える。その際、式(3)、(4)で定義した無次元パラメータ(γ_{CG, J}、γ_{CG, W})を用いた議論を行うが、パラメータの値と実橋との対応が把握しづらいと思われるため、支間 300, 500, 700 m、橋幅 16, 23, 30 m、断面形式として開、開・閉、閉断面の組合せを考えたが、γ_{CG, J}の値を図中に記載する。なお、付録-2により詳細なデータを追記する。

3.1 H形、A形塔の差

式(1)、(2)の比をとると、

$$\phi_H / \phi_A = (\alpha_H / \eta_A) (1 - \alpha) (1 + 1.3\omega) f + \eta_H / \eta_A \quad (8)$$

$$f = \sqrt{(1/n_{CS}^2 + 1/n_h^2) / (1/4 + 1/n_h^2)} \quad (9)$$

となる。ここで、n_{CS}は支間長比(I_C/I_S)、n_hは塔高と中央径間長の比(I_C/h_T)である。

今、n_h=5.0、ω=0.2と一般的とみなせる値を固定して式に代入すると、n_{CS}=2.3に対して図-11を得る。図中のγ_{CG}(=K/(E I_G/I_C³): E I_Gは主桁曲げ剛性)はケーブルの伸びと主桁曲げの剛比で、γ_{CG}とn_{CS}が与えられるとαが決定できる(付録-1)。なお、これらの図は塔柱について、E I_T/h³=20、G J_T/h²B_G=125に対応するもので、これらの値が変化すると、図-7、8を用いて別途計算する必要がある。また、図-11でγ_{CG, W}が記入されていないが、H、A形塔の差を考える上でこの影響が比較的小さかったためである。

この図より、γ_{CG, J}に応じたH、A形塔の差に起因する変形量の差が予測できる。γ_{CG, J}が小さい場合、

すなわち純ねじれ剛性が大きく、また支間が短い程いずれの塔形状を用いても差が小さいことがわかる。

さて、図中に記載する通り支間長によっても変化するが、 γ_{CG} が小さい場合は桁曲げ剛性が大きく、また $\gamma_{CG,J}$ が小さい場合は桁のねじれ剛性が大きい。そのため、一般的傾向としては図中の破線のように推移すると考えられる。 $n_{CS} = 2.1$ の場合、 $n_{CS} = 2.3$ に対して γ_{CG} が 100, 10 と小さくなるにつれて ϕ_H/ϕ_A がかなり大きくなる。しかし、前述の破線をひいてみるとほぼ同じ比率となる。

ここで用いた閉断面に対しては、H形塔の最大ねじれ角はA形塔に比して、1.2~1.6 倍程度となり、開・閉断面の場合、1.5~2.2 程度となる。閉断面の場合、本算定式の比をとると、H形塔の最大ねじれ角はA形に比して約 3 倍となる。ところが、係数 α_H の算定にあたっては図-12の左側のモデルを用いたため、図中の破線の変形が含まれている。したがって、右側のような骨組モデルが採用できる場合、破線の変形が防止できて安全側となる。このことは、支間長が大きくなるにつれて顕著となる。閉断面の場合で右側モデルを用いると（アンカーケーブルを端支点位置で定着する）、数値計算結果によれば、両者の比はおおよそ 2~2.5 倍程度となる。前述の開、開・閉断面に対しては、アンカーケーブルの桁定着方法の影響は小さい。なお、以上の数値は概略の値と理解されたい。

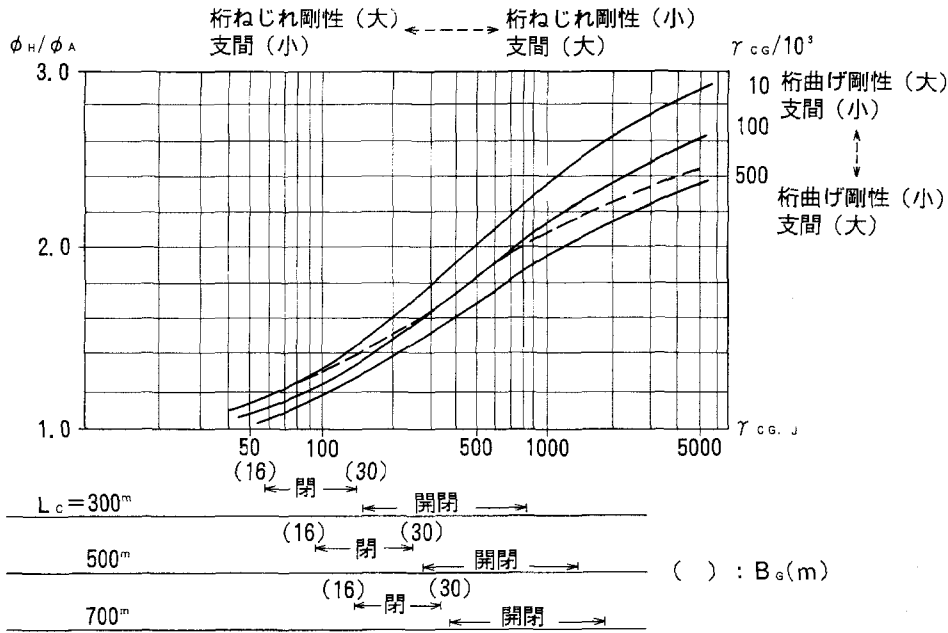


図-11 ϕ_H/ϕ_A

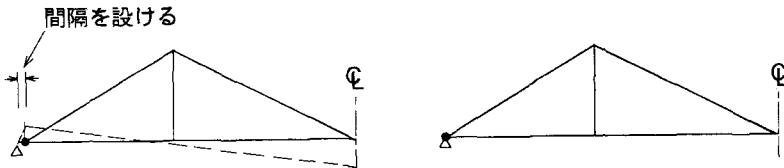


図-12 アンカーケーブルの桁端定着

3. 2 ケーブル面数の差

1面吊形式の最大ねじれ角は以下のように与えられる。

$$\phi_s = (m_t l_c / 8) / (G J / l_c) \quad (10)$$

A形塔の最大ねじれ角との比をとると、同一の純ねじれ剛性 ($G J$) のもとで、

$$\phi_A / \phi_s = 64 \eta_A (n_h / 4 + 1 / n_h) F / \gamma_{CG, J} \quad (11)$$

となる。

2面吊形式の、ケーブルを含む等価ねじれ定数を J^* とし、主桁の純ねじれ定数を J とすれば、最大ねじれ角が等しい条件のもとで J^* / J は上式の逆数で与えられる。これより、2面吊形式のねじれ強さと箱桁との対応が可能になる。また等価ねじれ定数が予測できれば、ねじれに対する1質点系のモデルの設定にも役立つと考えられ、例えば1次振動数の推定に利用できると考える。

今、 $n_h = 5$ 、またケーブルの塔定着区間が h_T の半分という条件 (F が一定値となる) で、式 (11) の結果が図-13に示される。当然、 $\gamma_{CG, J}$ が小さい程、両者の差は小さくなる。また、H形塔との比較は、図-11を利用して ϕ_H / ϕ_s も推定可能となる。

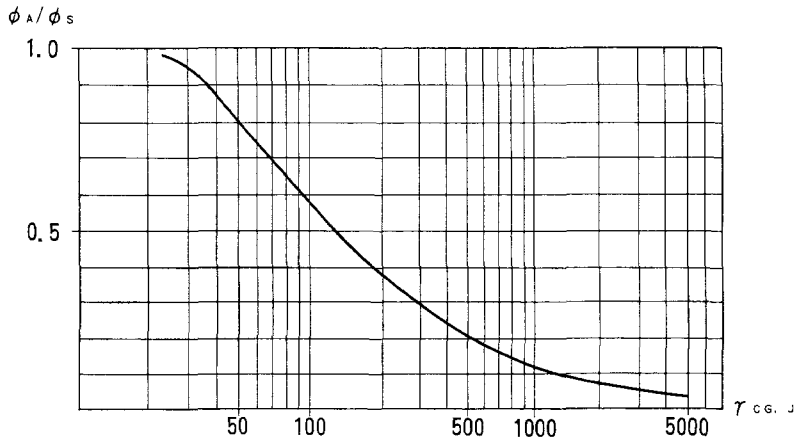


図-13 ϕ_A / ϕ_s

3. 3 開、閉断面の差

A形状塔を対象に、開、閉断面の採用に起因するねじれ角の差を検討する。この場合、 η_A を比較することになる。そこで、 $\gamma_{CG, J} \approx 0$ ($J \approx 0$)、 $\gamma_{CG, H} = 5000 \times 10^3$ 程度、すなわち $\eta_A = 1.1$ の場合との比を考えると図-5の η_A を 1.1 で除した値が断面形式の差に起因するねじれ角の差 $\phi_A / \phi_A|_{J=0}$ を表すことになる。この場合も、図-11を利用して、 $\phi_H / \phi_A|_{J=0}$ も推定可能となる。

また、式 (11) を用いると、

$$\phi_s / \phi_A|_{J=0} = \gamma_{CG, J} / \{1.1 \times 64 (n_h / 4 + 1 / n_h) F\} \quad (12)$$

となり、3. 2 と同様、 $n_h = 5.0$ 、ケーブルの塔定着区間が h_T の半分と仮定すると、

$$\phi_s / \phi_A|_{J=0} \approx \gamma_{CG, J} / 150 \quad (13)$$

となる。式 (13) の分母は2面ケーブルのねじれ角 (わずかであるが桁のねじれ抵抗が含まれる、 $\gamma_{CG, H} = 5000 \times 10^3$) に比例する量を表わし、分子が桁単独のねじれ角に比例する量を表わす。この式より、両者の比率 (荷重分担率) が概略予測できる。

4. 支間長とねじれ変形

3では、無次元パラメータを用い、橋を橋軸方向から見た各形式間のねじれ変形の比を中心に検討を行った。ここでは、支間長をパラメータとし、ねじれ変形の絶対量について検討してみる。

2. 3の精度比較で用いたモデル(図-10、表-1)を対象に、さらに車道幅員を2@3.5 m狭くした橋幅23 mのモデル(30 mモデルに対して死荷重強度を75 %とし、橋幅を7 m狭くして断面定数を計算している)を用い、本算定式を利用して検討を行う。なお、支間に伴う形状の変化、塔の剛性は相似とする。また、主桁高さ、仮定鋼重は一定とする。この仮定は斜張橋については自然なものである(F. Leonhardtの記述¹⁾、また著者らの支間と応力の関係予測および桁曲げ応力が桁高さに依存しないことの証明⁴⁾を参照されたい)。

検討にあたり、結果の考察の一助とするため、ねじれ変形量の制約を我国の道路橋示方書⁶⁾のたわみ規定を用いて次のように求める。

図-14に荷重の横断面内载荷状態を示す。全荷重载荷の状態で鉛直たわみが許容値($\delta_a = 1c/400$)に達していると仮定すると、片車線载荷状態での鉛直たわみは $(1c/400) \times 0.586 = 1c/682$ 生じていることになる。ここで、係数0.586は片車線载荷と全線载荷の荷重強度比として求まる。したがって、ねじれ変形として許容される量は $1c/1000$ 程度となる。なお、23 m幅の場合もほぼ同一の許容量となる。また、荷重として集中荷重、衝撃を考慮していない点、たわみ制限を $1c/400$ とした点で、互いに相殺関係にあると思われるが、厳密性に欠ける。しかし、一般的傾向は把握できると考える。

図-15に橋幅30 mモデルの計算結果を示す。また、1面吊形式に対応する箱断面の結果もあわせ示す。橋幅23 mモデルの結果は図-15と大差がなく、1面吊タイプでは変位が小さくなるため省略した。図中、斜張橋モデルで支間が800 m以上では破線表示となっている。これは、このクラス前後からたわみに対するケーブルサグの影響を考慮する必要があると判断し、今後の検討課題と考えているためである。ちなみに、1000 mクラスで約10%の影響が生じる検討結果を得ている⁴⁾。また、開・閉断面で数値が記載されていないのは、著者らの予測式⁵⁾では対応できなかったためである。しかし、これらの予測曲線を外挿してもよいと考える。勿論、このような長大橋に対して設計可能かの検討は別途行う必要があることはいうまでもない⁴⁾。

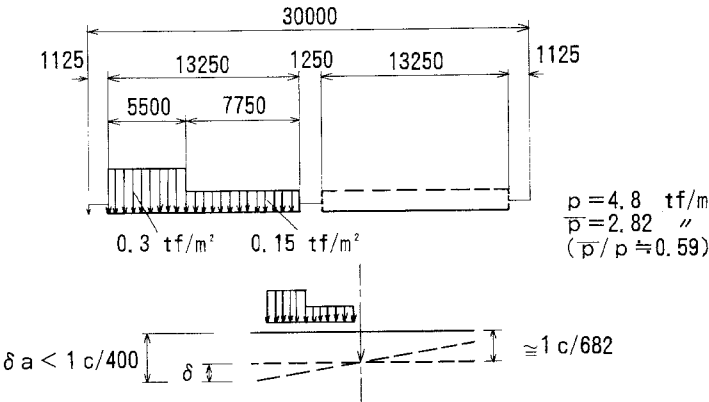


図-14 荷重载荷と許容たわみ

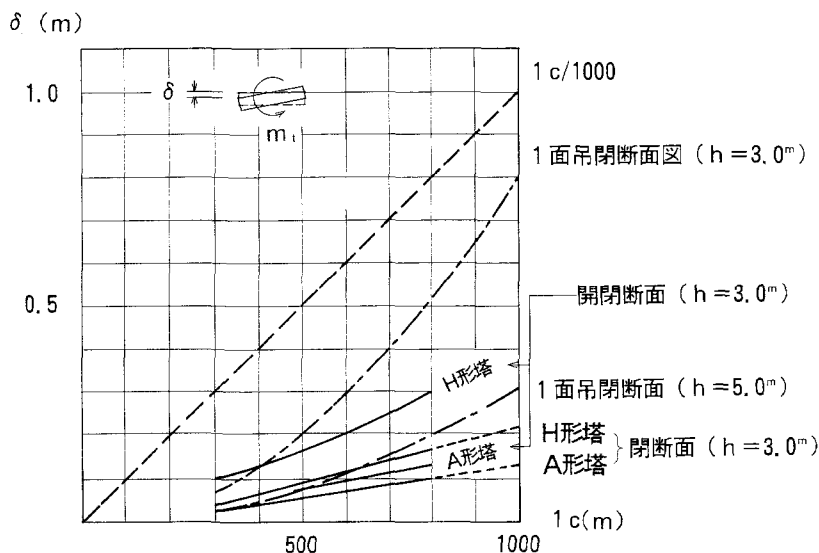


図-15 ねじれ変位の比較

これらの図より、静的ねじれ変位はかなり小さいことがわかる。とくに、支間が大きくなってもその量は小さく、長大橋領域でも斜張橋のねじれ剛性が高いことを示唆している。前述のサグの影響を考慮するにしてもほとんど問題にならないと考えられる。一方、1面吊タイプでは、本モデルで桁高さ 3 m の場合は長大橋領域で許容値に近いねじれ変形が生じている。しかし、桁高さを 5 m とすれば、H 形塔で閉断面（桁高さ 3 m）の場合に匹敵しており興味深い。長大橋領域では、文献 4）でも説明した通り種々の検討課題があるが、1面吊形式でもかなりなねじれ剛性を有していることを、2面吊斜張橋の比較を通して示すことができた。

5. まとめ

本論文では、斜張橋を橋軸方向（車の進行方向）からみた立体力学挙動に関わる設計パラメータに着目した検討を行った。代表的なパラメータである、塔形状、ケーブル面数、主桁断面形式の差が立体挙動（ねじれ変形挙動）に与える影響を定量的に評価する資料を作成した。

まず、H、A 形塔の力学特性を考慮し、かつ主桁、ケーブルの無次元ねじれ剛比（ $\gamma_{CG,J}$ 、 $\gamma_{CG,W}$ ）を導入した最大ねじれ角の算定式を提案した。また、それらが比較的高い精度を有していることを示した。さらに、算定式を用いて、各種設計パラメータの差に起因する立体挙動の差異を明らかにした。それらを要約すると、

- ①. 桁のそりねじれ剛性の影響は、本文で定義した $\gamma_{CG,J}$ で 1000 以上から生じる。この値は、実際の斜張橋の目安として（図-11 参照）、支間が 500~600 m 以上で開・閉断面の桁を採用した場合に対応する。

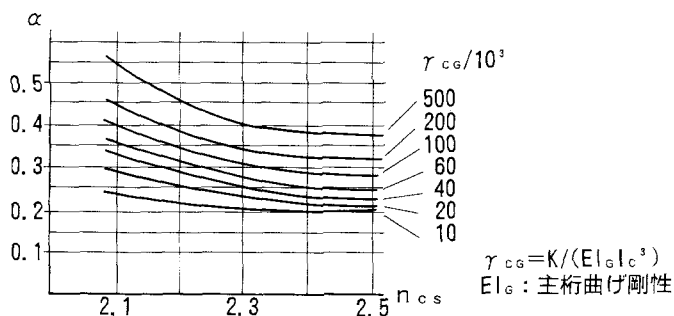
- ②. H形塔のA形塔に対するねじれ角の増加は、 $\gamma_{CG,J}$ に応じて閉断面の桁で約 1.2～1.7 倍、開・閉断面で約 1.5～2.2 倍となる。開断面の場合は、アンカーケーブルの桁端定着様式の影響を強く受ける。アンカーケーブルを桁端で拘束すると、約 2.0～2.5 倍、支点から少し離す（本モデルでは 3～5 m）と約 3 倍となる。桁ねじれ剛性がかなり小さい場合（曲げ剛性が小さい場合や支間がかなり長くなってくる場合も同様）、アンカーケーブルの桁端定着法によって数値が異なってくるため、とくに骨組解析モデルの作成には注意を要する。
- ③. ケーブル面数の差に起因するねじれ変形量の差を予測する資料を求めた。また、等価ねじれ定数（ J^* ）を定義した。すなわち、2面吊斜張橋のねじれ剛性と等しくなる単独の箱桁のねじれ定数（ J^* ）を定義した。
- ④. 断面形式の差では、その予測資料を示すとともに、桁とケーブルの荷重分担比率の予測が可能となるようにした。

である。

最後に、長支間領域でのねじれ変形量を予測したが、とくに2面吊斜張橋のねじれ剛性がかなり高いこと、あわせ箱桁単独（1面吊）でもかなりなねじれ剛性を有していることを説明した。

まえがきでも述べたように、静的なねじれ変位は詳細設計上は critical にならないと考えるが、本文は基本的な性状を理解する上で、また形状決定に関わる基本計画に有益と考える。

付録－1 係数 α の算定

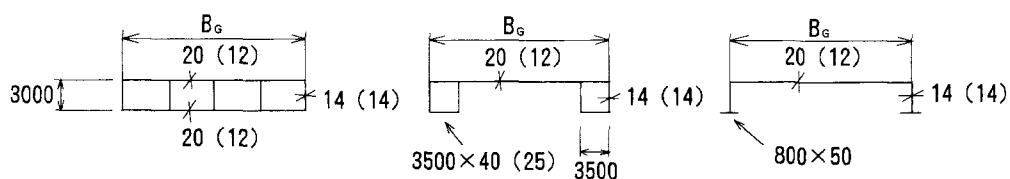


付録－2 モデルの詳細

1) 仮定死荷重強度 (tf/m)

	橋幅 (m)		
	16	23	30
閉断面	13	15	18
開・閉断面	14	16	20
開断面	15	18	22

2) 断面形式



() 内数値は純ねじれ定数計算用の板厚

参考文献

- 1) F. Leonhardt : Cable stayed bridges, Proc. of FIP Congress (Keynote Lecture), 1986
- 2) 星埜正明 : 斜張橋の構造系と設計一般、橋梁と基礎 (斜張橋特集号)、Vol. 19, No. 8, 1985
- 3) 長井正嗣、赤尾宏、佐野信一郎、井沢衛 : 3 径間連続マルチケーブル斜張橋の基本形状決定に関する一考察、土木学会論文集、No. 362/ I-4, 1985
- 4) 長井正嗣、佐野信一郎、遠藤秋主、奥井義昭 : 長大斜張橋に発生する垂直応力の予測と適用支間に関する検討、土木学会構造工学論文集、Vol. 35A, 1989
- 5) 長井正嗣、佐野信一郎、小松貴雄 : 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、土木学会構造工学論文集、Vol. 36A, 1990
- 6) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説、1990

(1990年10月12日受付)