【土木学会論文集　第362号／I-4　1985年10月】

3径間連続マルチケーブル斜張橋の部材断面力算定法の提案

A PROPOSAL OF EVALUATING METHOD OF THE SECTIONAL FORCES OF THE THREE SPAN CONTINUOUS CABLE-STAYED GIRDER BRIDGE WITH MULTIPLE CABLES

長井正嗣*・赤尾　宏**・佐野信一郎***・井澤　衛****
By Masatsugu NAGAI, Hiroshi AKAO, Shinichiro SANO and Mamoru IZAWA

This paper presents equations and figures for evaluating the sectional forces of each members of the cable-stayed girder bridges with multiple cables. These results are useful not only for the understanding of the static behavior of the bridge but also available for the check of the results obtained by the electric computer which is inevitable in the design stage. Especially, BEF analogy is used for the evaluation of the sectional forces and a new parameter concerning the rigidity ratio between the bending stiffness of the girder and axial stiffness of the cables is presented.

1. まえがき

周知のとおり，斜張橋は高次の不静定構造物であり，その構造解析に当たっては，電子計算機の利用が必要不可欠である．また，斜張橋が戦後急速に発展したのは，電子計算機の発達に負う所が大きいこともよく知られている．しかしながら，斜張橋の基本設計に当たって，逐一大型計算機を駆使して解析することは必ずしも得策ではなく，各部材の断面力を事前に精度よく推定しておくことは基本計画上きわめて有益であると考える．あわせて，これらの断面力を理論的に究明しておくことが，斜張橋の力学性状を明確にする上でも有益であると考える．

さて，斜張橋の断面力のうち，主桁・主塔の軸力については比較的精度のよい算定法が与えられているものの[1]，主桁とケーブルの剛比に密接に関連する活荷重による主桁曲げモーメントおよびケーブル張力については，その推定が困難とされている．さらに，主桁とケーブルの剛比に関するパラメーターの定義についても不明確な点があるのが実情である．

以上より，本文では，今後ますます大型化する斜張橋において主流になると予想されるマルチケーブルタイプを対象に，各部材の断面力の算定法を示すとともに，ケーブルと主桁の剛比選定に関する検討を行い基本計画上の一資料を提示することとした．すなわち，まず，主桁・主塔の軸力および端支点反力算定法を示し，次に主桁曲げモーメント，ケーブル張力算定法を示す．後者については，マルチケーブル斜張橋を弾性床上のはりに置き換えたモデルにより検討を行う．さらに，弾性床上のはりモデルを考える場合，ケーブルと主桁の剛比が密接に関連することから，これらについて新しいパラメーターを定義して検討を行うこととする．

2. 主桁・主塔の軸力および反力

主桁，主塔の軸力は，ケーブルを介して導入されることから，まず，ケーブル張力と荷重の関係を求める[1]．両者の関係は，**Fig. 1** を参照して

$$\left.\begin{aligned} T\sin\alpha &= q\,dx \\ T\cos\alpha &= dH \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (1)_{a,b}$$

と与えられる．ここに，T はケーブル張力，dH は水平分力の増分，α はケーブルと桁のなす角度，q は外力で

* 正会員　工博　川崎重工業(株) 橋梁設計部第1設計課係長（〒136　江東区南砂 2-4-25）
** 正会員　川崎重工業(株) 橋梁設計部部長（同上）
*** 正会員　川崎重工業(株) 橋梁設計部第1設計課課長（同上）
**** 正会員　工修　川崎重工業(株) 橋梁設計部第1設計課（同上）

ある．

式（1）より

$$dH=\frac{\cos\alpha}{\sin\alpha}q\,dx=\frac{q}{h}x\,dx \quad\cdots\cdots(2)$$

となる．ここに，h は塔高さ（桁上）である．

式（2）より，q，h を一定とすれば，x 位置での水平張力は，

$$H=\frac{q}{h}\int x\,dx \quad\cdots\cdots(3)$$

と与えられる．

次に，側径間最上段ケーブルの張力を考える．まず，主桁死荷重 W_d による水平張力は，中央径間と側径間の死荷重のバランス差により生じることから，

$$H_c=\frac{W_d}{h}\int_0^{l_c/2}x\,dx-\frac{W_d}{h}\int_0^{l_s}x\,dx$$

$$=\frac{W_d l_c^2}{8h}\left\{1-4\left(\frac{l_s}{l_c}\right)^2\right\} \quad\cdots\cdots(4)$$

となり，したがって，張力 T_D^u は，

$$T_D^u=H_c/\cos\phi \quad\cdots\cdots(5)$$

と定義できる．ここに，ϕ は最上段ケーブルと桁のなす角度で，死荷重強度は全径間一定とする．

次に，活荷重による最大，最小張力を求める．中央径間満載時および側径間満載時，最上段ケーブルのみで抵抗するとして（**Fig. 2** 参照），

$$\left.\begin{aligned} T_{p,\max}^u&=\frac{p_c l_c^2}{8h}\Big/\cos\phi \\ T_{p,\min}^u&=\frac{p_s l_s^2}{2h}\Big/\cos\phi \end{aligned}\right\} \quad\cdots\cdots(6)_{a,b}$$

となる．ここに，$T_{p,\max}^u$，$T_{p,\min}^u$ はそれぞれ側径間最上段ケーブルの活荷重最大および最小張力，p_c，p_s はそれぞれ中央径間および側径間の活荷重強度である．p_c，p_s の差は支間長の差に起因する活荷重強度および衝撃係数の差によるもので，長大橋になるほど，その差は小さくなると考えてよい．また，集中荷重については，長大橋ほどその影響が小さいことから無視している．ただし，以後に説明するケーブル単独の張力および主桁曲げモーメントの算定には考慮する．

主桁の最大軸力は，$p_c \cong p_s \cong p$ として，式（3）より，

$$N_{G,\max}=\frac{q}{h}\int_0^{l_c/2}x\,dx=\frac{q\,l_c^2}{8h} \quad\cdots\cdots(7)$$

となる．ここに，$q=W_d+p$ で，ケーブルが塔頂部で分散されて定着される場合は，h として **Fig. 5** に示す $\overline{h}$ を用いる．

次に，主塔の最大軸力は，中央径間部の荷重を支持することから，

$$N_{T,\max}=q\,l_c \quad\cdots\cdots(8)$$

となり，側径間と中央径間の支間長比にかかわりなく，中央径間長のみに依存する．ただし，塔の自重および桁反力の影響は別途考慮するものとする．

以上を整理すると，主桁，主塔の軸力分布は **Fig. 3** に示すとおりとなる．なお，図中の α_2，α_4 は，式（3）より，主桁軸力分布が放物線分布になることを考慮して得られたものである．

次に，反力について考える．斜張橋の反力のうち，側径間端支点の上揚力の処理が設計上重要な問題になることから，この上揚力の算定法を示す．式（5），（6）$_a$ より，

$$R^u=(T_D^u+T_{p,\max}^u)\sin\phi$$

$$=\left[\frac{W_d l_c^2}{8h}\left\{1-4\left(\frac{l_s}{l_c}\right)^2\right\}+\frac{p\,l_c^2}{8h}\right]\tan\phi \quad\cdots\cdots(9)$$

と与えられる．ここに，R^u は上揚力，また，h の取り

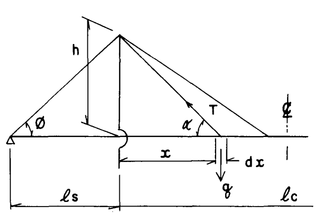


Fig. 1 Equilibrium between Cable Tension Force and External Load.

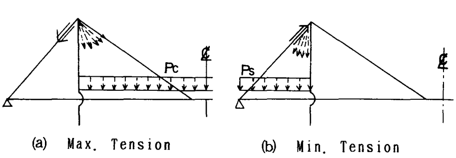


Fig. 2 Loading for Max. and Min. Tension Force of the highest Cable in a Side Span.

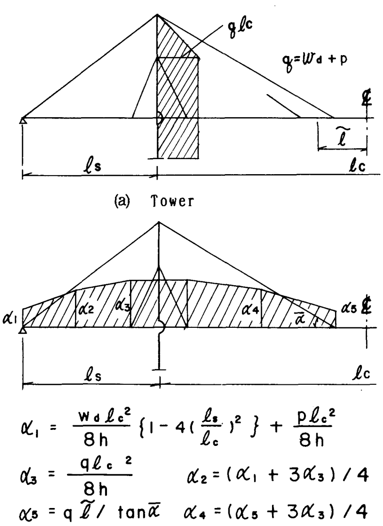


Fig. 3 Axial Forces of the Tower and the Main Girder.

扱いは式（7）と同様である．

式（9）より，支間長比（$=l_c/l_s$）が大きくなるほど上揚力が大きくなることがわかる．

ところで，支間長比が小さくなる場合，式（9）によれば，死荷重による上揚力が0に近づくが，実用上の観点からは式（9）に代わって

$$R^u=\left(\frac{W_d\tilde{l}}{\tan\tilde{\alpha}}+\frac{pl_c^2}{8h}\right)\tan\phi \quad\cdots\cdots(10)$$

を用いればよい．ここに，$\bar{\alpha}$，$\tilde{l}$ はFig. 3に定義されているものである．支間長比が小さくなる場合，式（9）または式（10）のうち大きい方の値を用いればよい．

3. 塔曲げモーメント

死荷重状態での曲げモーメントは既知であるとして，活荷重による塔頂部最大曲げモーメントを求める．中央径間に活荷重が満載された状態での塔頂近傍のケーブル水平張力分布は Fig. 4（a）のとおりと予想される．これを，Fig. 4（b）の分布に置き換える．さらに，構造モデルとしては，Fig. 5 に示す塔頂ばねを有する片持ちばりモデルを考える．

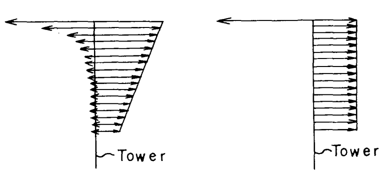
ここで，塔頂ばねについて考える．中央径間に活荷重が満載された状態で，側径間最上段ケーブルの伸びにより，塔頂は橋軸方向に，

$$\delta_H=\frac{l_s^2+h^2}{l_s}\left(\frac{\sigma}{E_c}\right) \quad\cdots\cdots(11)$$

変位する．ここに，E_c はケーブルのヤング率，σ はケーブルの発生応力である．

橋軸方向の変位が定義できれば，Fig. 5 に示す不静定力 R_T は，

$$R_T=\frac{q_h h'}{8}\xi(8-6\xi+\xi^3)-3\frac{l_s^2+h^2}{l_s h'^3}\sigma I_T \quad\cdots\cdots(12)$$



(a) Actual (b) Idealized

Fig. 4 Cable Tension Force near the Tower Top.

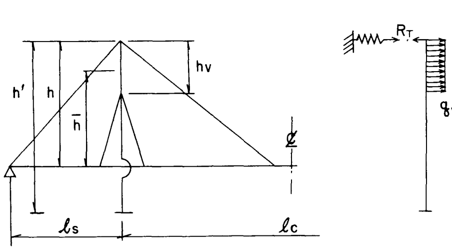


Fig. 5 Notation for Tower Moment.

となる．ここに，

$$\left.\begin{aligned} q_h&=\frac{pl_c^2}{8\bar{h}}\Big/h_V \\ \xi&=h_V/h' \end{aligned}\right\} \quad\cdots\cdots(13)_{a,b}$$

また，I_T は塔の断面二次モーメントである．

式（12）の右辺第2項に側径間長の影響が考慮されることになるが，塔高さ h' が大きいほどこの効果は小さくなる．したがって，基本計画上の概略値としては，式（12）の右辺第2項は無視してよいと考える．

不静定力 R が求まれば，塔の最大曲げモーメントは，

$$M_{\max}=R^2/(2q_h) \quad\cdots\cdots(14)$$

となる．

以上の精度については，のちほど数値計算例で報告する．

4. 主桁最大曲げモーメントとケーブル張力

ここでは，活荷重による主桁曲げモーメントおよびケーブル張力の算定法を検討する．死荷重による曲げモーメントは，ケーブルプレストレス量次第で大幅に変動し，また，その決定法は設計者の判断に委ねられている．そこで，本文では活荷重による上記断面力を取り扱うこととした．

さて，マルチケーブル斜張橋の場合，ケーブルが比較的密に配置されていることに着目し，主桁を弾性床上のはりとみなして検討を行う．弾性床モデルのばね定数算定法，主桁断面二次モーメントの選定についてはのちほど説明することとして，ここでは，それらが既知であるとして検討を行う．

無限弾性床上のはりに集中荷重 P_0 が作用した場合（Fig. 6）の解として，主桁曲げモーメント分析は，

$$M=\frac{P_0}{4\beta}e^{-\beta x}(\cos\beta x-\sin\beta x) \quad\cdots\cdots(15)$$

と与えられる．ここに，

$$\beta=\sqrt[4]{\frac{k}{4E_GI_G}} \quad\cdots\cdots(16)$$

k は弾性床のばね定数，E_G，I_G はそれぞれ主桁のヤング率および断面二次モーメントである．

次に，図中の x_0 は式（15）の右辺を0とおいて，

$$x_0=\pi/4\beta \quad\cdots\cdots(17)$$

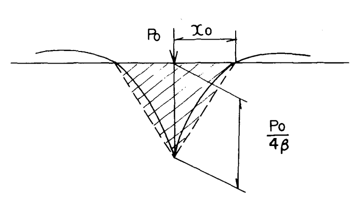


Fig. 6 Moment Distribution of the Girder on Elastic Foundation under Concentrated Load.

となる．さらに，Fig. 6 の斜線部の面積（$\overline{A}$）は分布形状を三角形分布と仮定すれば，

$$\overline{A}=\frac{1}{4\beta}x_0=\frac{\pi}{16\beta^2} \quad\cdots(18)$$

となる．

これより，分布荷重を p，集中荷重を P とすれば，主桁の曲げモーメントは，

$$M=\frac{p\pi}{16\beta^2}+\frac{P}{4\beta} \quad\cdots(19)$$

と与えられる．ただし，p，P には衝撃係数を含むものとする．

ところで，斜張橋の活荷重曲げモーメントのうち，側径間端支点近傍には大きな曲げモーメントが発生する．側径間端支点近傍の曲げモーメント影響線正領域は側径間全長にわたることから

$$M_s=\frac{1}{4\beta}\cdot\frac{p_s l_s}{2}+\frac{P_s}{4\beta}$$
$$=\frac{p_s l_s}{8\beta}+\frac{P_s}{4\beta} \quad\cdots(20)$$

と定義する．ここに，添字 s は側径間の値を意味する．

次に，ケーブル張力について検討を行う．Fig. 6 に示す荷重状態に対するたわみ分布は，

$$\delta(x)=\frac{P_0\beta}{2k}e^{-\beta x}(\cos\beta x+\sin\beta x) \quad\cdots(21)$$

と与えられる[2]．したがって，反力分布は，

$$r(x)=k\delta(x)=\frac{P_0\beta}{2}e^{-\beta x}(\cos\beta x+\sin\beta x) \quad\cdots(22)$$

となる．

まず，集中荷重によるケーブル張力の鉛直成分を求める．ケーブル位置両側の吊り点間隔の半分長で式（22）を積分するが，隣接ケーブル吊り点間隔の和の半分を L_{CD} とすれば，

$$R_c=2\int_0^{L_{CD}/2} r(x)dx$$
$$=P_0\left(1-\cos\frac{\beta L_{CD}}{2}\Big/ e^{\frac{\beta L_{CD}}{2}}\right) \quad\cdots(23)$$

となる．ここに，R_c は集中荷重 P_0 に対するケーブル張力の鉛直成分である[注1]．いま，$\beta=0$（ケーブル剛度$=0$）とすれば，$R_c=0$ となり，$\beta=\infty$（桁の剛度$=0$）のとき，$R_c=P_0$ となる．

次に，等分布荷重によるケーブル張力の鉛直成分を求める．式（22）は，$P_0=1$ とすれば，ケーブル張力鉛直成分の影響線を表わしている．$r(x)=0$ なる x_u を求めると，

$$x_u=3\pi/4\beta \quad\cdots(24)$$

となる．これより，影響線を直線近似すれば，

$$R_u=p\left(1-\cos\frac{\beta L_{CD}}{2}\Big/ e^{\frac{\beta L_{CD}}{2}}\right)\frac{3\pi}{4\beta} \quad\cdots(25)$$

を得る．ここに，R_u は等分布荷重 p によるケーブル張力の鉛直成分である．R_u，R_c より，ケーブルの傾斜角を考慮すればケーブル張力が求まることになる．

ところで，式（25）は

$$R_u/L_{CD}=\frac{3\pi}{8}p\left(1-\cos\frac{\beta L_{CD}}{2}\Big/ e^{\frac{\beta L_{CD}}{2}}\right)\Big/\frac{\beta L_{CD}}{2} \quad\cdots(26)$$

と表わせ，$\beta L_{CD}/2$ を変数とみなして，$\beta L_{CD}/2\to 0$ とすれば

$$R_u=\frac{3\pi}{8}pL_{CD}=1.178\,pL_{CD} \quad\cdots(27)$$

に収束する．6. で示すとおり，実橋の β が比較的小さいこともあって，設計上は安全側の考えから，

$$R_u=1.2\,pL_{CD} \quad\cdots(28)$$

と定義する．すなわち，直観的に $R_u=pL_{CD}$ と考えられていたのに対し，設計張力の鉛直成分は，多少安全側であるが，20 % 程度大きい値になる．

次に，ケーブルの分布荷重による張力と，集中荷重による張力の比を考える．式（23），（25）の比をとると，

$$R_c/R_u=\frac{P}{p}\frac{4\beta}{3\pi}(P=P_0) \quad\cdots(29)$$

さらに，式（27）を代入すると，

$$R_c=\frac{P\beta}{2}L_{CD} \quad\cdots(30)$$

を得る．これより，活荷重によるケーブル張力の鉛直成分 R は，近似的に，

$$R=\left(1.2\,p+\frac{P\beta}{2}\right)L_{CD} \quad\cdots(31)$$

と表わせる．

さて，式（29）について，道路橋示方書[3]の荷重強度から，分布荷重 $p=300\ \mathrm{kg/m^2}$（支間長 130 m 以上として），線荷重 $P=5\ \mathrm{t/m}$ とし，かつ衝撃係数を共通とすれば，

$$R_c/R_u=7\beta \quad\cdots(32)$$

となる．これより，ケーブル張力の鉛直成分 R は，

$$R=(1+7\beta)R_u \quad\cdots(33)$$

とも定義できる．

5. ケーブルのばね定数

4. では，ケーブルのばね定数および桁の断面二次モーメントが既知であるとして検討を行った．ここでは，そのうち，ケーブルばね定数の評価法について検討を加えることとする．

斜張橋の最大たわみは，ケーブルの伸びに支配される

注1） 文献1）では，式（23），（25）に対応する式として，

$R_u=pL_{CD}$，$R_c=\dfrac{P_0L_{CD}}{30\,d}$

が与えられている．前者は直観的に得られたものと考えられ，後者については誘導過程が不明確である．ここに，d は主桁高さである．

として求めた式より,

$$\delta_A=\left(\frac{\sigma}{E_c}\right)_s\frac{L_sL_A}{h}+\left(\frac{\sigma}{E_c}\right)_A\frac{L_A^2}{h}$$

$$=\frac{\alpha\tilde{\beta}\sigma_a}{E_c}\frac{L_sL_A}{h}+\frac{1.1\,\omega}{1+1.3\,\omega}\frac{\tilde{\beta}\sigma_a}{E_c}\frac{L_A^2}{h}\cdots\cdots\cdots(34)$$

$$\delta_{\max}=\frac{l_c}{2\,l_c'}\,\delta_A\cdots\cdots\cdots(35)$$

と与えられている[4]. ここに, δ_A は中央径間最上段ケーブル位置のたわみ, $(\sigma/E_c)_s$, L_s はそれぞれ側径間最上段ケーブルのひずみと長さ, $(\sigma/E_c)_A$, L_A はそれぞれ中央径間最上段ケーブルのひずみと長さ, σ_a はケーブルの許容応力, $\tilde{\beta}(<1.0)$ はケーブルの許容応力に対してどの程度の余裕で設計するかに依存する値で設計者の判断に委ねられる値, $\alpha(<1.0)$ 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で **Fig. 7**[4] に示すものである. 図中, 実線は活荷重が中央径間に満載されたケース, 破線は活荷重が側径間に満載されたケースの値である. また, l_c' は塔位置支点から中央径間最上段ケーブル取り付け位置までの水平長, 係数 $1.1\omega/(1+1.3\,\omega)$ は, 中央径間最上段ケーブル全張力のうち活荷重の占める割合を定義するもので, $\omega=p/W_d$ である.

なお, 式 (35) が十分な精度を有することは, 文献 4) で確認されている.

次に, 支間中央部および側径間端支点近傍のケーブルばね定数算定法として, 無限弾性床上のはりのたわみに着目し, 式 (34), (35) で求めたたわみとの等価性を利用した考えを採用する.

無限弾性床上のはりのたわみに着目すると, 集中荷重 P に対して, 荷重直下で,

$$\delta_P=\frac{P\beta}{2\,k}\cdots\cdots\cdots(36)$$

また, 分布荷重 (載荷幅 l_c) p に対して, 載荷中央で

$$\delta_p=\frac{p}{k}\left(1-e^{-\frac{\beta l_c}{2}}\cos\frac{\beta l_c}{2}\right)\cdots\cdots\cdots(37)$$

と与えられる. ところで, 無限弾性床上のはりの理論を適用する範囲が $\beta l_c>\pi$ であることから, 一般に式 (37) の右辺第 2 項の影響は小さい. そこで,

$$\delta_p=\frac{p}{k}\cdots\cdots\cdots(38)$$

と近似する. したがって,

$$\delta_{\max}=\delta_p+\delta_P$$

$$=\frac{p}{k}+\frac{P\beta}{2\,k}=\frac{1}{k}\left(p+\frac{P\beta}{2}\right)\cdots\cdots\cdots(39)$$

より,

$$k=\frac{1}{\delta_{\max}}\left(p+\frac{P\beta}{2}\right)\cdots\cdots\cdots(40)$$

と定義できる.

側径間のばね定数評価に当たっては, 式 (34) の L_A として, L_s を考え, α としては **Fig. 7** の破線を用いてたわみ δ を求める. そして, 式 (40) の $\delta_{\max}$ に代入して k 値を求める.

ところで, 式 (40) には β が含まれており, このままでは不都合である. この取り扱いについてはのちほど説明を加えるが, 桁の断面二次モーメントが既知の場合には, β を仮定 (たとえば, $\beta=10/l_c$) して収束計算を行えば数回の繰り返しで収束値が得られる.

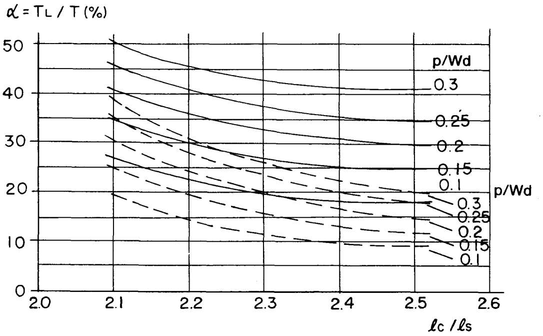


Fig. 7 Estimation of α Value.

6. 主桁とケーブルの剛比に関する考察

主桁とケーブルの剛比に関するパラメーターとして,

$$\gamma_1=\frac{E_cA_c}{E_GI_G}l_T^2\cdots\cdots\cdots(41)$$

が提案されている[5]. ここに, l_T は桁の全長である. このパラメーターは物理的意味が不明確であるとして,

$$\gamma_2=\frac{E_c\sum(A_{ci}/l_i)\sin^2\alpha_i}{E_GI_G}l_T^3\cdots\cdots\cdots(42)$$

が提案されている[6]. ここに, A_{ci}, l_i, α_i はそれぞれ i 番目ケーブルの断面積, 長さおよび桁とのなす角度で, $\sum$ は総和記号である.

γ_2 は離散的に配置されたばね上のはりの無次元パラメーターに対応し, 物理的意味はより明確になっているものの, 主塔の変形が考慮されておらず, ケーブルのばね定数が正確には評価されていない欠点を有する.

ところで, 著者らは弾性床上のはりの問題 (BEF アナロジー) を斜張橋の構造解析に適用した. それによれば,

$$\gamma_3=\beta\bar{l}\cdots\cdots\cdots(43)$$

が無次元パラメーターとして定義できる. ここに, $\bar{l}$ は長さの単位を有する物理量である. さて, 本文では, $\bar{l}$ として中央支間長 l_c を選定し, 新しいパラメーターとして,

$$\gamma=\beta l_c=\sqrt[4]{\frac{k}{4\,E_GI_G}}\cdot l_c\cdots\cdots\cdots(44)$$

を定義する. ここに, k は式 (40) で定義されるもので, 支間中央の k 値を代表とする.

式 (44) のパラメーターを用いて，わが国の3径間連続斜張橋の実績調査を行った結果および7. の数値計算例で示す支間600 m のモデルについて計算した結果を Fig. 8 に示す．図中には，参考のため少数段ケーブルを有する斜張橋の結果も含まれている．

これより，支間200 m～300 m の斜張橋の βl_c は4～5で，このクラスの斜張橋でも，中央径間について無限弾性床上のはりモデルの適用は妥当であることがわかる．また，β 値については，支間300 m 以上では0.016以下となっている．

ところで，式 (34) で中央径間最上段ケーブルの張力のうち活荷重の占める割合を $1.1\,\omega/(1+1.3\,\omega)$ と定義したが，式 (33) に $\beta=0.016$ を代入すると，

$$R=1.112\,R_u \cdots\cdots(45)$$

となり，これより，線荷重の影響を分布荷重の約10 % 増として評価したものである．さらに，分布荷重による設計張力の鉛直成分は $1.2\,pL_{cD}$ であることから，分母の係数として，$1.1\times1.2\cong1.3$ を考えている．

次に，βl_c をパラメーターとして，中央径間主桁曲げモーメントの収束状態を検討した．支間600 m のモデルを考え，主桁断面二次モーメントを種々変化させて解析した結果を Fig. 9 に示す．図中，縦軸は曲げモーメントを M_∞ (ばねのない場合の曲げモーメント) で無次元化したものである．

これより，分布荷重に対して，$\beta l_c=10$，集中荷重に対して $\beta l_c=20$～30 で収束していることがわかる．ところで，$\beta l_c=10$ (Fig. 8 の破線) を収束値とみなし，これに対応する実橋の主桁断面二次モーメントを算定 (ただし，k は実橋の値を採用) すると，現状の1/10～1/30程度となり，かなり小さい値になることがわかった．明らかに，斜張橋としては，主桁の曲げ剛度をほとんど0に近づけて，輪荷重にのみ抵抗する軸力部材に置き換えることを意味しており，$\beta l_c=10$ が1つの目安になると考えられる．しかしながら，このように小さい主桁断面二次モーメントの採用については，主桁の座屈安定性等解明すべき問題が多い．そこで，主桁の曲げ剛性を設

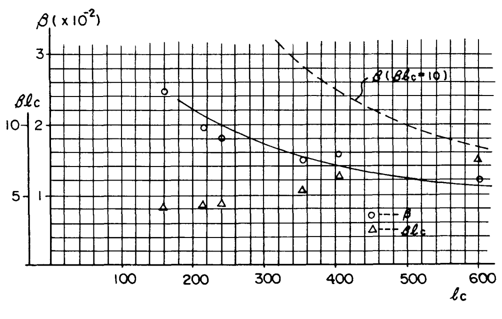


Fig. 8 β and βl_c values.

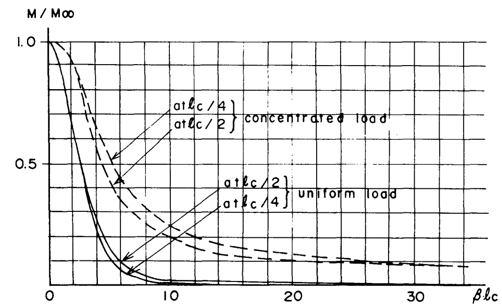


Fig. 9 Convergency of Bending Moment.

定する β の初期値としては，実績と600 m モデルの計算結果に基づいた Fig. 8 の実線の値を利用することを提案する．

さて，以上のとおり，主桁断面二次モーメントの初期値が設定され，さらに概略の断面力が得られれば，仮定した I_G が，ほぼ妥当であるか検討可能となる．その際，主桁の断面二次モーメントを変更する必要が生じた場合には，以下の変動モーメント推定図の利用を提案する．

中央径間および側径間の曲げモーメントは式 (19) および式 (20) で与えられている．いま，設定した β 値 ($=\beta^*$) で式 (19)，(20) より曲げモーメントが与えられる．次に，I_G を変化させて，新しい β 値に対する曲げモーメントの変動を考える．両者の比を考えると，中央径間に対して

$$M_c/M_c^*=\frac{1}{(\beta/\beta^*)^2}\cdot\frac{1+(4\,P/p\pi)\beta}{1+(4\,P/p\pi)\beta^*} \cdots\cdots(46)$$

側径間に対して，

$$M_s/M_s^*=\frac{1}{(\beta/\beta^*)} \cdots\cdots(47)$$

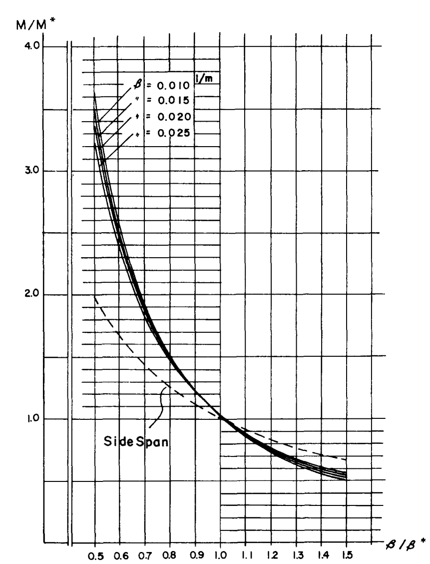


Fig. 10 Relationship between M/M^* and β/β^*.

Table 1 Comparison of M/M^* value between proposed and calculated values.

		center span			side span		
I_G (m⁴)	$\beta\times10^{-2}$	(a) eq. (46)	(b) calculated	(a)/(b)	(a) eq. (47)	(b) calculated	(a)/(b)
0.4	1.624 (1.545)	0.63 (0.68)	0.68	0.93	0.75 (0.79)	max. 0.68 min. 0.83	1.10 0.90
0.8	1.354 (1.330)	0.84 (0.86)	0.87	0.97	0.90 (0.92)	max. 0.88 min. 0.90	1.02 1.00
2.4	1.017 (1.047)	1.36 (1.29)	1.30	1.05	1.20 (1.16)	max. 1.22 min. 1.16	0.98 1.03
4.8	0.085 (0.090)	1.85 (1.67)	1.71	1.08	1.43 (1.35)	max. 1.55 min. 1.41	0.92 1.01

β^* = 0.01218 1/m for I_G = 1.2 m⁴
( ) : using calculated δmax. for evaluation of k value

と与えられる．ここに，M_C，M_S はそれぞれ β 値での中央径間および側径間曲げモーメント，M_C^*，M_S^* はそれぞれ，β^* 値での曲げモーメントである．式 (46)，(47) の結果を Fig. 10 に示す（p=300 kg/cm²，P=5 t/m）．

次に，式 (46)，(47) の妥当性を検討するために，7. 数値計算例で示す，支間 240 m＋600 m＋240 m の斜張橋の主桁断面二次モーメントを変化させて比較した結果を Table 1 に示す．β 値としては，主桁たわみが断面二次モーメントが変化しても変わらないとしたケース，断面二次モーメントの変化に伴うたわみ変化を考慮した 2 ケースの結果が与えられている．後者を（ ）内数値で示す．算定式と電算結果の比（表中の(a)/(b)）は前者との比である．

これより，主桁断面二次モーメントを 2 倍程度変化させて，誤差は 2～3 % であり，4 倍程度変化させて，誤差は 8～10 % となっており，実用上の観点からは十分な精度を有していることがわかる．

7. 数値計算例

Fig. 11，12 に示す中央支間 600 m，側径間長それぞれ 240 m（Type A），284 m（Type B）で，塔高さ 170 m（桁上 130 m）の 3 径間連続マルチケーブル斜張橋について，断面力算定式による値と計算値の比較を行った結果を示す．断面性能および荷重強度は図中に示す．

（1） 主桁軸力および曲げモーメント

Fig. 13，14 に主桁軸力および曲げモーメントの比較結果を示す．主桁軸力については Type A，B ともに，最大軸力が約 5 % 程度小さめに評価されるが，ほぼ実情どおりの分布性状が得られることがわかる．主桁の曲げモーメントについては，Type B で，支間中央部約 3 % 程度小さめに評価されているが，実用上十分な精度で評価できることがわかる．

主桁曲げモーメントについては，マルチケーブルの実橋例として，名港西大橋(M 橋とよぶ)，かもめ大橋(K 橋とよぶ）についても比較を行った．M 橋については，本算定式は十分な精度を有していることが確認できた．K 橋については，中央径間で約 10 %，側径間で約 30 % 小さめに評価されることがわかった．前者については，中央径間部のケーブルで吊られていない区間長と中央径間長の比（α_u）が 1/5 と大きくなっているためと考えられる．ちなみに，この値は M 橋で 1/11，本計算モデルで 1/15 である．したがって，α_u が大きくなる場合には，ばねが無限に分布されているとする弾性床上のはりモデルは適用限界があり，α_u=1/5 程度で本算定式は約 10 % 程度過小評価することになる．また，側径間部については，K 橋の場合，βl_s=2 程度となっており，

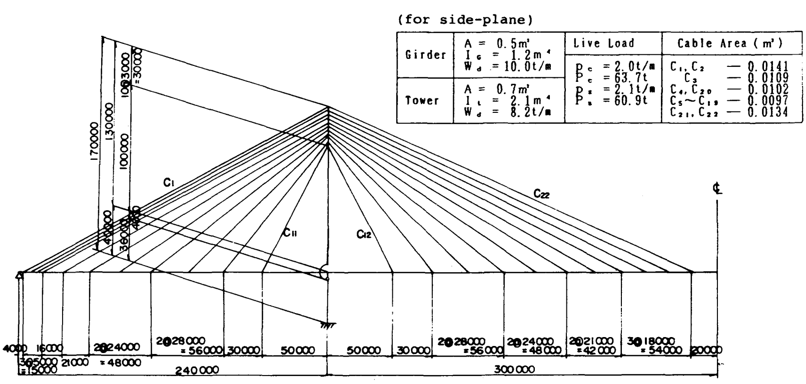


Fig. 11 Model (240 m+600 m + 240 m) typeA.

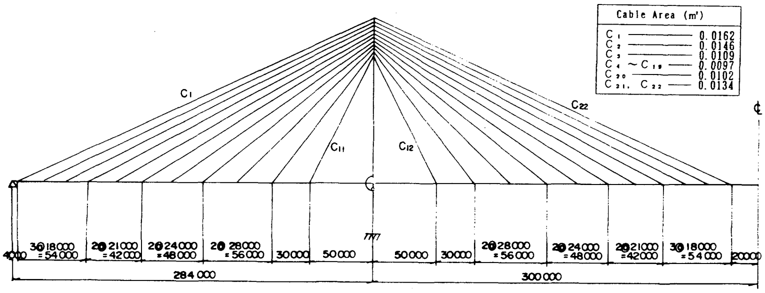


Fig. 12 Model (284 m+600 m +284 m) typeB.

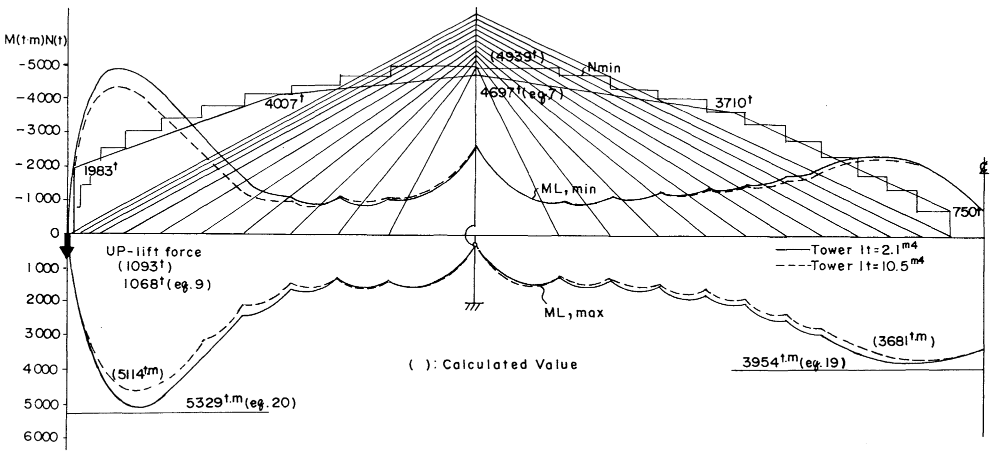


Fig. 13 Axial Force and Bending Moment of the Girder (TypeA).

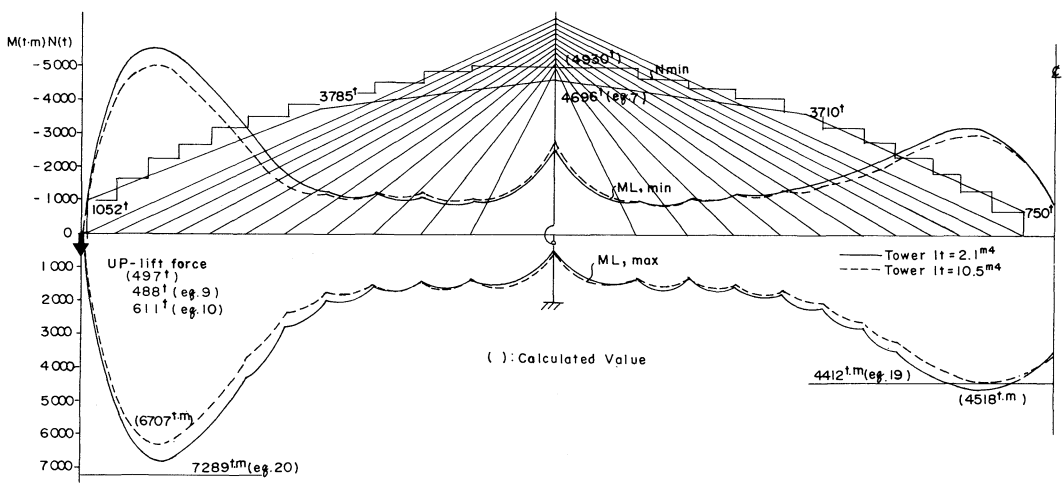


Fig. 14 Axial Force and Bending Moment of the Girder (TypeB).

無限弾性床上のはりモデルを考える限界$\beta l>\pi$よりかなり小さいため，本算定式が危険側の評価をしていると考えられる．ちなみに，M橋のβl_sは3程度であった．

以上，α_uがかなり大きくなる場合，また，βl_sがπよりかなり小さくなる場合は，本算定式は今後洗練させる必要がある．

(2) 主塔軸力および曲げモーメント

Fig. 15に，主塔軸力および曲げモーメントの比較結果を示す．主塔軸力については算定式，計算結果ともによい一致を示すことが確認できた．なお，算定式では，

桁下区間について，塔位置ケーブル間隔の半分に全荷重を乗じたものを桁支点反力として，さらに塔自重が考慮されている．

主塔曲げモーメントの算定式はかなり安全側の値を与える．Type B で約 7 %，Type A で約 35 % になっている．これより，本算定式は支間長比 2 程度のケースがカバーできると考えられ，支間長比が大きくなるにつれて安全側となる．

(3) 端支点上揚力

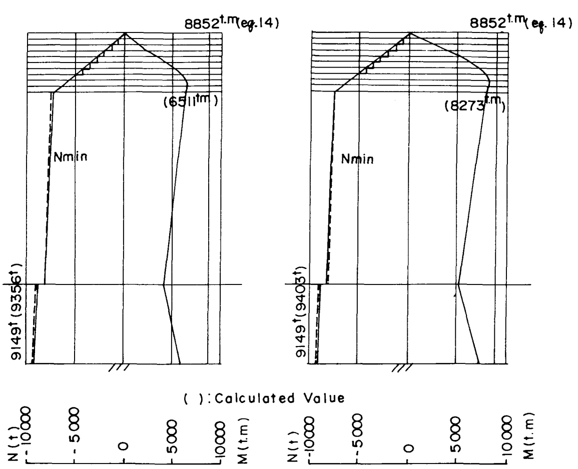
Fig. 13, 14 に端支点上揚力の比較結果を示す．算定式，計算結果ともによい一致を示すことが確認できた．

(4) ケーブル張力

Type A のモデルについて，ケーブル張力の比較結果を **Fig. 16** に示す．図中，○印は計算結果，△印は式 (31) より求めた値である．このとき，各ケーブルのばね定数 k は次のようにして求めた．まず，各ケーブルに pL_{cD} の荷重を考える．式 (34) の右辺第 1 項の α 値として，pL_{cD} 分の荷重を考え，中央径間で $(2\,L_{cD}/l_c)\alpha$，側径間で $(L_{cD}/l_s)\alpha$ を採用する．また，式 (34) の右辺第 2 項の係数は，集中荷重を無視したことから $\omega/(1+1.3\,\omega)$ とする．さらに，$\tilde{\beta}\sigma_a=0.95\times 64\,000=60\,800\ \mathrm{t/m^2}$，$E_c=2\times 10^7\ \mathrm{t/m^2}$ と仮定する．L_A としては各ケーブルの長さ，h は塔の桁上高さとする．これより，たわみ δ を求め，$k=pL_{cD}/\delta/L_{cD}$ と定義した．

側径間で集約されたケーブルおよび中央径間最上段ケーブルを除いて，本算定式と計算結果は比較的よい一致を示し，初期値として十分利用できると考える．中央径間上段部 2 本のケーブルについては，計算値は算定式の平均値程度と評価できる．平均値を図中の▲印で示す．

側径間最上段ケーブル張力の推定は困難を伴う．最上段ケーブル張力は式 (6)$_a$ で与えられているが，それによれば，張力は約 790 t となり，1 本のケーブルで受けもつと考えれば過大に安全側となる．そこで，式 (6)$_a$ で得られる張力を，集約した 4 本のケーブルで，かつ断面積比に応じて受けもつと考える．さらに側径間部の活荷重強度も均等に受けもつとして計算した結果を図中の▲印で示す．多少誤差は生じるものの初期値設定には利用できると考える．



(a) Type A　(b) Type B

Fig. 15 Axial Force and Bending Moment of the Tower.

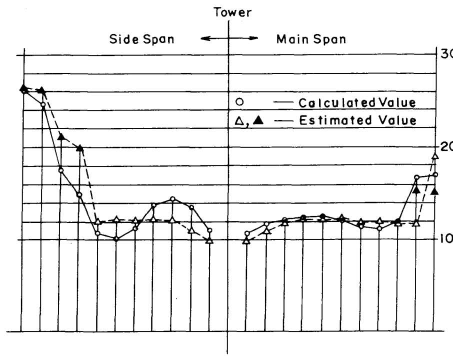


Fig. 16 Comparison of Cable Tension Forces.

8. まとめ

3 径間連続マルチケーブル斜張橋を対象に，部材断面力の算定法ならびに主桁曲げ剛度とケーブル伸び剛度の比について検討を加え，基本設計上有益と考えられる資料を提示した．本文の考察で得られた結果を要約すると以下のとおりである．

(1) 主桁および主塔の軸力算定式ならびに分布状態を考慮した図を与えた．数値計算結果から，本算定式が実用上十分な精度を有していることが確認できた．

(2) 主塔の曲げモーメントについては，支間長比＝2 程度に対して十分な精度を有していると考えられるが，支間長比が大きくなるにつれて，算定式は安全側になる．

(3) 従来まで推定が困難とされていた活荷重による主桁曲げモーメントについて，BEF アナロジーに基づく考察から，精度のよい算定式を与えた．本式を適用する場合，支間中央部のケーブルで吊られていない区間長と中央支間長の比 α_u が大きくなると危険側の評価をし，$\alpha_u=1/5$ で 10 % 程度となる．中央径間部では，ほとんどの橋梁が $\beta l_c>\pi$（**Fig. 8** 参照）のため，上述の問題を除けば無限弾性床上のはりモデルの適用は妥当と考えられるが，側径間長が短くなり，βl_s が π よりかなり小さくなる場合には適用に問題がある．

(4) 斜張橋のケーブルは全荷重強度を受けもつものとして設計すれば，ほぼその剛度が決定できるが，主桁の曲げモーメントは不静定構造物の特性として，曲げ剛

度次第で大きく変動する．そこで，主桁の断面二次モーメントの変化に伴う曲げモーメントの変動を精度よく推定する図を与えた．

（5） BEF アナロジーに基づき，主桁の曲げ剛度とケーブルの伸び剛度の比に関する新しいパラメーターを定義した．このパラメーターにより，主桁曲げモーメントならびにケーブル張力が精度よく推定できることから，物理的意味は従来より明確になっていると考える．中央径間中央に着目したβ値の実績調査から，主桁断面二次モーメントの選定法を示した．そこでは，支間600 m の斜張橋の解析を通して，支間 400 m～600 m の長大斜張橋の主桁断面二次モーメントの選定法が示されており，今後の長大橋の基本計画に役立つものと考える．

（6） 従来，明確にされていなかった集中荷重によるケーブル張力を含めて，ケーブル張力の算定式を与えた．数値計算結果から実用上十分な精度を有していることが確認できた．また，中央径間最上段部および側径間最上段部ケーブルの張力算定法についても一提案を行った．

以上，マルチケーブル斜張橋の基本計画上有益と考えられる部材断面力の精度よい算定式を与えた．また，これらの結果は電算解析結果の照査にも十分利用できると考える．なお，長大斜張橋の設計に当たっては，部材の安定性に関する照査には十分な注意が必要であり，主桁断面二次モーメントの選定法と関連づけて，今後の重要な検討課題であると考える．

謝　辞：本文をまとめるに当たり，貴重な資料を提供していただいた大阪市土木局橋梁課橋梁係長 石岡英男氏および日本道路公団東京湾横断道路調査室室長代理 川人達男氏（前名港西大橋工事事務所構造工事長）に厚く感謝の意を表します．

参　考　文　献

1） Gimsing, N. J.：Cable Supported Bridge, Concept and Design, John Willy & Sons, 1983.

2） 土木学会編：構造力学公式集，技報堂，1974 年．

3） 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，丸善，1980 年．

4） 長井正嗣・赤尾　宏・佐野信一郎・井澤　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，第 362 号，1985 年 10 月．

5） 前田幸雄・林　　正・井本賀章：斜張橋の剛性による静力学的特性に関する一考察，土木学会論文報告集，第 199 号，1972 年 3 月．

6） 建設コンサルタンツ協会近畿支部：斜張橋の実績調査報告，1982 年 5 月．

（1985. 5. 27・受付）