

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

A STUDY ON THE DETERMINATION OF THE BASIC CONFIGURATION 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

In recent years, many cable-stayed girder bridges with a long span length more than 400 m have been planned and these projects are mostly planned as structures with multiple cables. Nevertheless, the materials for basic planning of them have not been prepared sufficiently so far.

In this paper, the materials for basic planning of them are presented. That is to say, the determining method of prestress quantity of the cables which is most important on designing the cable-stayed bridges is discussed and presented relating to the anchoring points of the cables to the girder. Furthermore, the materials for selecting the ratio a side span length to a center span length are presented.

1. ま え が き

近年、斜張橋は急速に大型化する傾向にあり、わが国の例でみても支間長は400 m～500 m級に達しようとしている¹⁾。さて、斜張橋が長大化する趨勢の中で、ケーブルの張り形式としては、特に架設を容易にする立場から多段(マルチ)ケーブルが主体となると考えられる。事実、わが国で計画または施工中の長大斜張橋はこのタイプであり、マルチケーブルタイプが今後の主流になることは想像に難くない。しかしながら、わが国では比較的マルチケーブル形式の歴史が浅いこともあって、基本計画・設計に当たっての十分な実績あるいは資料が整理されているとはいいがたく、今後早急に基本計画上の資料を具備する必要があると考える。

周知のとおり、斜張橋はきわめて多くの設計変数を持っており、そのうち、塔の支持条件、ケーブルの塔での定着法、ケーブル本数、塔高さ・剛度、ケーブルと主桁

の剛度比等が力学性状に及ぼす影響については、莫大な数値計算に基づく研究^{2)～4)}から一見解が示されている。

しかしながら、この種の検討では斜張橋の基本性状を支配するパラメーターが十分に把握・整理されつくされていない面があり、斜張橋の長大化の傾向の中で検討の余地があると考えられる。たとえば、斜張橋の経済設計上重要な役割を果たすケーブルプレストレス量の決定に当たって、これを簡便かつ合理的に決定することとケーブルの張り方の関係、また、長大化の中で側径間と中央径間の支間長比の選定に当たっての塔高さ、死・活荷重強度比の関係、さらに側径間最上段ケーブルの果たす役割などが十分に議論されつくされていないと考える。ところで、Leonhardt⁵⁾は以上の問題について貴重な資料を与えている。この研究は斜張橋の力学性状の本質をつくものとして高く評価されるものである。また、最近では星壁⁶⁾が斜張橋の力学特性に関する基本的考察を行っており、特性を本質から検討する気運が高まっていると考える。

以上より、本文では、マルチケーブルの張り方の基本的考え方とプレストレス量の決定法の関係を力学的観点から整理し、かつプレストレス量を簡便かつ合理的に決定する一手法を提案する。次に、側径間と中央径間の支間長比の選定法について、①ケーブルの疲労強度、②たわみ、の面から検討を行い、基本計画上の一資料を与え

* 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)橋梁設計部部长(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)

ることとする。

2. ケーブルの張り形状（側面）に関する基本的考察

周知のとおり、斜張橋の断面力決定に当たっては、ケーブルのプレストレス操作（導入）がきわめて重要な役割を果たし、プレストレス量次第で断面力は大幅に変動する。

ケーブルプレストレス量の決定に当たり、従来から採用されている一般的条件を列挙すると、

- ④ 完成時（前＋後死荷重）桁に発生するモーメントは、全長にわたり極力0に近づけて平滑化する。
- ⑤ 完成時、塔には曲げモーメントが発生しない。
- ⑥ 桁閉合時、閉合位置断面力を0とする。

となる。さて、④の条件は、活荷重による正負曲げモーメントが一般的な形状の斜張橋ではほぼ等しいため死荷重モーメントを桁全長にわたり0に近づけて平滑化しておくことが好ましいことを意味している。見方を変えると、Fig.1に示すように連続桁上のモーメントと類似のモーメント分布を求めることになる。これは、Fig.1に示す破線モーメントを0に近づけることになるが、このモーメントが0になるかどうかは、側径間長と中央径間長の比、ケーブル配置およびプレストレス決定条件に左右されることからのちほど説明する。

ところで、Fig.1に示すようにプレストレスが決定できるならば、当然吊り区間（ l_c ）が小さいほど好ましいことになり、マルチケーブル斜張橋が経済的であるといわれるゆえんである。

次にプレストレス決定条件④、⑥を同時に満足することを考えてみる。プレストレス決定条件④より、まず、中央径間側の桁曲げモーメントを連続桁の曲げモーメント分布に等しくした場合（プレストレス決定後）、Fig.2の中央径間側 i 番目ケーブルの張力はほぼ以下のとおりとなる。

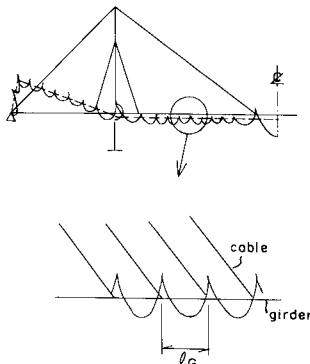


Fig.1 Moment Distribution of the Main Girder.

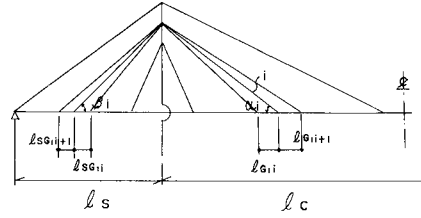


Fig.2 Estimation of Cable Tension Force.

$$T_i = W_d \cdot \frac{l_{c,i} + l_{c,i+1}}{2} \cdot \frac{1}{\sin \alpha_i} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 W_d は死荷重強度、 α_i は中央径間側 i 番目ケーブルと桁のなす角度、 T_i は i 番目ケーブルの張力、 $l_{c,i}$ 、 $l_{c,i+1}$ はケーブルの吊り点間隔である。

いま、塔に曲げモーメントを生じさせない条件⑤を考え、側径間側の対応するケーブル張力は、

$$T_{si} = W_d \cdot \frac{l_{c,i} + l_{c,i+1}}{2} \cdot \frac{\cos \alpha_i}{\sin \alpha_i} / \cos \beta_i \dots\dots\dots (2)$$

となる。

ここに、 β_i は側径間側ケーブルと桁のなす角度、 T_{si} は側径間側ケーブルの張力である。

ここで、側径間を吊り上げるケーブル張力と桁自重の関係を考える。いま、 $l_{c,i} = l_{s,i}$ 、 $l_{c,i+1} = l_{s,i+1}$ 、 $\alpha_i = \beta_i$ および死荷重強度が全長にわたり一定（通常の鋼桁では妥当な仮定と考えられるが、側径間のみコンクリート桁のように自重が異なる場合は別の配慮が必要である）とすれば、ケーブルで側径間を吊り上げる力は $T_i \sin \alpha_i$ となり、中央径間でモーメントの平滑化が図れていれば側径間も同様になる。このことより、プレストレス決定条件⑥を考えれば、ケーブルの張り形状としては塔を中心に対称配置とすることが、塔、桁にとって好ましいことになる。

ところで、支間長が200m～300m級の斜張橋では中央径間のケーブルで吊られていない区間の選定にもよるが支間長比にかかわらずケーブル対称配置が可能となる。一方、長大橋になると、側径間長と中央径間長の比によっては以上の対称配置は不可能となる。たとえば、支間長500m、支間長比1:2.5としてケーブルを対称配置とすると、中央径間の吊られていない区間は100mになり架設工法によっては好ましくない場合が生じる。このような場合は、塔から対称にケーブル配置を行い、対称配置できない側径間側の上段ケーブルを端支点上に集約すればよい。実際には、特に橋梁が大型化しケーブル張力も大きくなると、端支点上にケーブルを集中させることが構造上困難となる。その場合には、ケーブル定着に必要な空間を考慮し、端支点からある区間にケーブルを集約すればよい。ただし、そのことに起因して側径

間端部では大きな曲げモーメントが発生することになる。以上の張り形式を力学的観点からみると以下のとおりである (Fig. 3 参照)。

死荷重時、中央径間で桁自重とケーブル張力をプレストレス操作によりつり合わせる。このとき、Fig. 3(a) のようなケーブル配置を採用すれば全径間にわたりケーブル張力と桁自重のつり合い状態が再現できケーブルを支点とする完全な連続桁状態が再現できることになる。一方、Fig. 3(b) のように配置すれば、側径間の端支点近傍で $f'' \neq W''$ に起因して Fig. 4 に示す曲げモーメントが発生することになり、このモーメントを基線 (Fig. 1 に示した破線モーメント) とした連続桁のモーメントが再現されることになる。

これらの検討により、ケーブルは塔を中心に両側に対称配置することが好ましいことがわかる。この観点からは、支間長比として 1:2 がよいことになるが、支間長比選定に当たっては別の要因が関連するためのちほど説明する。また、支間長比が 1:2 より大きい場合は、非対称区間のケーブルを極力端支点部に集約すればよい。現実に側径間部の不つり合い力によるモーメントが発生する場合には、カウンターウエイトの採用または側径間を連続構造として、前述の不つり合い力の合力を支点上に作用させる等の配慮により、支間長比にかかわらず死荷重状態で塔の曲げモーメント 0 かつ桁全長にわたり連

続桁のモーメント分布が得られることになる。

3. ケーブルプレストレスの簡易決定法の提案

プレストレス決定法は、完成時塔モーメントを 0 にするか、桁モーメントを全長にわたり 0 に近づけて平滑化するか、あるいはその中間の方法に分類されよう。

ここでは、第 1 の方法を基本としたプレストレス決定法について検討を加える。さて、一般に行われているプレストレス決定手順は以下のとおりである。

- ① 斜張橋構造モデルに死荷重 (前+後死荷重) を載荷し断面力を算出する。
- ② ケーブルを除去した系に単位プレストレスを載荷し、ケーブル本数分のモーメント図を作成する。
- ③ ②の単位プレストレスを種々変化させて①のモーメントと組み合わせるで Trial でプレストレス量を決定する。

この方法では、少数段ケーブルの場合比較的少ない労力でプレストレスが決定できるものの、マルチケーブルの場合繁雑となり多大な労力を要する。最近では最適設計に基づく計算⁷⁾も提案されているが、本文では塔のモーメントを 0 にし、かつ中央径間のモーメントを均一化する机上でも比較的簡単に行えるプレストレス決定法を考える。その基本的考え方は、塔のモーメントを 0 にすると、側径間と中央径間の一對のケーブル間には従属関係が存在することに着目し、中央径間のモーメントの平滑化を図るものである。すなわち、中央径間のケーブル定着点を支点とした連続桁として、そのモーメント分布を得ようとするものである。

(1) プレストレス決定手順

具体的手順を示すと、

- ① 斜張橋構造モデルの死荷重解析により、ケーブル張力 $\{T_d\}$ を求める。[解析 I]
- ② 上記構造モデルで同時に、桁とケーブル取り付け位置に支点を設けて死荷重解析により反力 $\{R\}$ を求める。[解析 II]

この 2 種類の解析によりプレストレスを決定する。

すなわち、中央径間について、

$$\{T_{dc}\} + \{P\}_c = \{R\}_c \dots\dots\dots (3)$$

より、プレストレスは

$$\{P\}_c = \{R\}_c - \{T_{dc}\} \dots\dots\dots (4)$$

となる。ここに、添字 c は中央径間側を意味し、 $\{P\}$ はプレストレスよりなるベクトル、 $\{R\}$ は支点反力ベクトル $\{R\}$ から求めたケーブル張力ベクトルである。次に、プレストレス $\{P\}_c$ を以下のように分解する。

$$\{P\}_c = \{P_{1c}\} + \{P_{2c}\} \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 $\{P_{1c}\}$ は塔のモーメントを 0 にするために必要なプレストレスで以下のとおりである。すなわち、[解

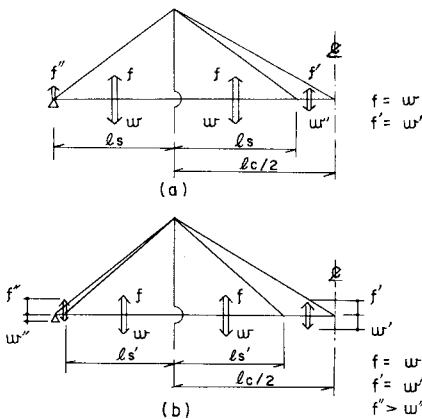


Fig. 3 Equilibrium between Cable Tension Force and Girder Weight for Whole Span.

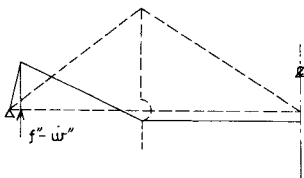


Fig. 4 Bending Moment Induced by Unbalanced Force $f'' - W''$

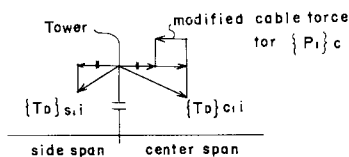


Fig. 5 Determination of Prestress $\{P_1\}_c$.

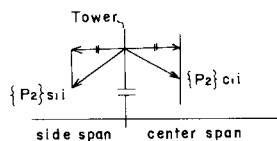


Fig. 6 Determination of Prestress $\{P_2\}_c$.

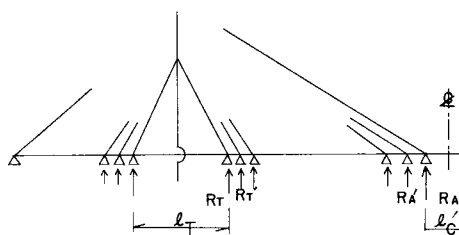


Fig. 7 Reactions.

析 I] で得られた $\{T_{ds}\}$, $\{T_{dc}\}$ より一対のケーブルの水平張力成分が塔左・右でつり合うよう $\{T_{dl}\}$ を補正するものである (Fig. 5 参照). ここに、添字 s は側径間側を意味する. ところで、 $\{P_1\}_c$ が求まれば $\{P_2\}_c$ は式 (5) より求まる. さらに、塔左・右のケーブルの従属関係より Fig. 6 に示すとおり側径間側プレストレス $\{P_2\}_s$ が求まり、この値が側径間ケーブルのプレストレス量となる.

以上を数式で整理すると次のとおりである.

$$\left. \begin{array}{l} \text{プレストレス量} \quad \text{全張力} \\ \text{側径間} \quad \{T_{ds}\} + \{0\} + \{c\} \{P_2\}_c = \{R\}_s \\ \text{中央径間} \quad \{T_{dc}\} + \{P_1\}_c + \{P_2\}_c = \{R\}'_c \\ \text{プレストレス量} \quad \text{全張力} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 $\{c\}$ は塔のモーメントが 0 になるよう $\{P_2\}_c$ に乗ずべき係数よりなるベクトルで、肩付き T は転置を意味する. 塔左・右でケーブルが対称配置されていれば、そのケーブルに対応するベクトルの要素は 1 となる. また、肩付き $'$ および $'$ 印はそれぞれ構造解析 I, II より与えられる値である.

ところで、このような方法によっても次の問題が残る. すなわち、Fig. 7 に示すように中央径間中央最上段ケーブルとその下段の反力 (R_A, R'_A), 塔位置最下段ケーブルとその上段の反力 (R_T, R'_T) に大差が生じる. これは区間 l_T, l_C が大きくなるほど顕著となる. ケーブル張力に大差が生じることは通常は好ましくなく、極力ケーブル張力を均等化することが、ケーブル種の選定上

および剛度のばらつきを防ぐうえからも好ましい^{註1)}. また、本手法によれば、桁閉合位置断面力を 0 として閉合操作なく閉合することができない^{註2)}. そこで、この点を改良する簡便な手法を示す.

まず、Fig. 8 に示す荷重系を考える. これらの荷重系より、支間中央のモーメント $M|_{x=l_c/2}$ と荷重 \bar{P} の関係は次のとおりである.

$$M|_{x=l_c/2} = M^* + \bar{P}(b-a) \dots\dots\dots (7)$$

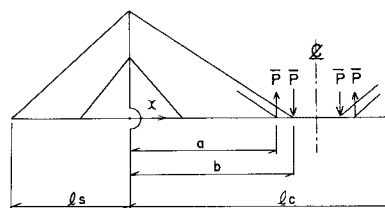
ここに、

$$\left. \begin{array}{l} M^* = \frac{-2(m+2)H_0}{3m+4/m+8}, \quad m = l_c/l_s \\ H_0 = \frac{3\bar{P}}{2l_c}(a-b)(-l_c+a+b) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

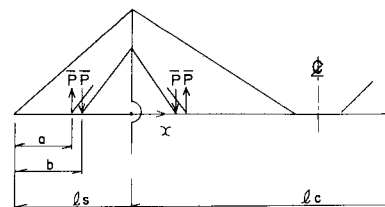
また、塔位置モーメント $M|_{x=0}$ と荷重 \bar{P} の関係は、

$$M|_{x=0} = \frac{-2}{3m+2}(H_a + mH_b) \dots\dots\dots (9)$$

ここに、



(a) For Elimination of Moment for Closure



(b) For Uniform Cable Force near the Tower

Fig. 8 Basic Load System.

注1) ケーブル張力を均等化し、極力同一サイズのケーブルを採用するためには、ケーブルの傾斜角に対応して吊り間隔を調整する手法が考えられる. この間隔決定については、架設時の挙動をぬきにして議論できない問題であることから、別途検討することとし、本文では特に言及しなかった. しかしながら、(2)の計算モデル選定に当たってはケーブルの傾斜角を考慮し、かつ片面当たり $\phi 7$ mm 素線 300~400 本を目標にして吊り間隔を決定している.

注2) 最近の長大斜張橋のプレストレス決定法としては、前死荷重に対して支間中央を切り離した系で、また後死荷重に対して連続桁での取り扱いがみられる. この手法では、閉合力を必要とせず仕口あわせのみで閉合ができるが、①2つの構造系でプレストレス決定を行うため、適切なプレストレスの決定が繁雑になる. ②架設解体計算を行う場合、異なった系でのプレストレスが決定されているため、完成系の断面力作成に困難を伴う.

$$\left. \begin{aligned} H_a &= \frac{\bar{P}}{2 l_s} \{-a(l_s^2 - a^2) + b(l_s^2 - b^2)\} \\ H_b &= \frac{\bar{P}}{2 l_c} \{-a(l_c - a)(2 l_c - a) + b(l_c - b)(2 l_c - b)\} \\ m &= l_c / l_s \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(10)$$

と与えられる。

支間中央を閉合点として、ケーブル張力の調整を考える。閉合断面力（モーメント）を0にするには、完成状態で閉合位置に後死荷重によるモーメントが残っていればよい。したがって、Fig.9 に示すように連続桁としてのモーメントと後死荷重モーメントの差、 M_R を算定し、式（7）に代入して補正力 \bar{P} を求めればよい。

また、塔近傍のケーブルについては、式（9）を用いれば、張力の変化と塔位置桁モーメントの変化の関係が与えられているため任意の調整が可能となる。このようにして最終反力が決定できれば、式（6）よりすべてのケーブルプレストレス量が既知となる。

ところで、以上のケーブル張力の再調整を行えば、桁全体のモーメントが大きく変動し、連続桁としてのモーメント分布が再び変化することが考えられる。しかしながら基本的に鉛直合力が0になる荷重系を考えているため大きな変動はないと考えてよい。この点については、(2)の数値計算例で説明する。

(2) 数値計算例

Fig.10～12 に示す、中央支間長 600 m、塔高さ桁上 130 m で、支間長比 1 : 2.5 および 1 : 2.11 のマルチケーブルモデルについて本手法を適用した例を報告する。なお、1 : 2.5 のモデルは塔から極力対称配置を行い、残りのケーブルを端支間に集約させたもので、Fig.10, 11 は死荷重強度が異なる。

Fig.10, 11 に 1 : 2.5 の場合のモデルとあわせて死荷重時モーメントを示す。図中の実線は連続桁としてのモーメント、破線は支間中央で桁閉合モーメントが0になるよう、かつ塔近傍で各ケーブル張力が均等化するようプレストレスを決定した結果である。両者に大差はみられないが、側径間部については2.で説明したとおり大きいモーメントが発生している。

Fig.12 は 1 : 2.11 の場合のモデルとあわせて死荷重時モーメントを示す。図中の実線および破線は Fig.10

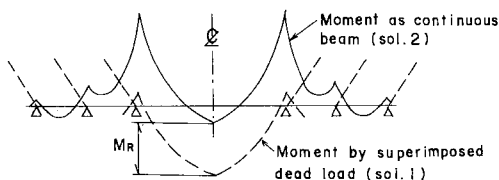


Fig.9 Definition of M_R .

と同様である。対称配置を採用することにより、桁全長にわたりモーメントの平滑化が図れることがわかる。

Table 1 にケーブル張力を示す。図中の破線に対応するケーブル張力はほぼ均等化されていることがわかる。なお、Fig.10, 12 のモデルについては、中央径間上段 2 本のケーブルを対象に式（7）を用いて補正した。Fig.11 については、上段 2 本のケーブル操作では、ケーブル張力の均等化と閉合モーメント 0 の条件は同時に満足できなかった。そこで、まず、上段ケーブル 2 本を均等化しておき、次に最上段と 3 段目ケーブルに対して式（7）を用いて補正したものである。すなわち、上段 2 本のケーブルで処理できない場合は、3 段目ケーブルも考慮して補正することが可能である。

本例題の一部では、側径間部にかなり大きな死荷重モーメントが発生している。これは、活荷重によるモーメントの絶対値が側径間端支間部近傍で大きくなることを考えると、必ずしも好ましくない。その意味では、本例題の場合には、Fig.4 に示す $J''-W$ を極力小さくするよう配慮する必要がある。たとえば、2.で説明したカウンターウエイト等の採用が必要となる。しかしながら、支間長比が小さくできる場合等、Fig.1 の基線モーメントをほぼ0にできるケーブル配置を採用しておれば、有益な方法といえる。すなわち、本手法は、影響値に基づくトライアルを必要とせず、比較的等断面のケーブルサイズが得られ、かつ閉合条件も同時に満足できることからきわめて実用性の高いものと考えられる。

4. 支間比長の選定に関する考察

側径間と中央径間の支間長比は、斜張橋の経済性にかかわる問題として知られている。わが国の 3 径間連続斜張橋においては、特殊な地理条件を除けば、支間長比は 1 : 2.3～1 : 2.5 に集中しているようである。

側径間長を大きくすることは、斜張橋の力学性状に重大な影響を及ぼす側径間最上段ケーブルの剛度が相対的に低下することを意味する。すなわち、端支点上の上揚力は減少するものの、側径間の定着桁としての機能が低下し、最上段ケーブルに張力が集中する。また、このことに起因して、最上段ケーブルに疲労の問題も生じる。かつ、塔の曲げモーメントが増加する⁵⁾。しかしながら文献5)を除いてこれらの一般的挙動について、定量的考察に基づく見解を示したものは見当たらない。

そこで、基本計画上の1つの目安を与えることを目的として、側径間最上段ケーブルに着目し、わが国の慣用設計の考え方のとおり、支間長比の限界について検討を加えることとした。また、その中で、斜張橋の力学性状を支配する基本パラメーターを整理することとした。

(1) 疲労強度に関する検討

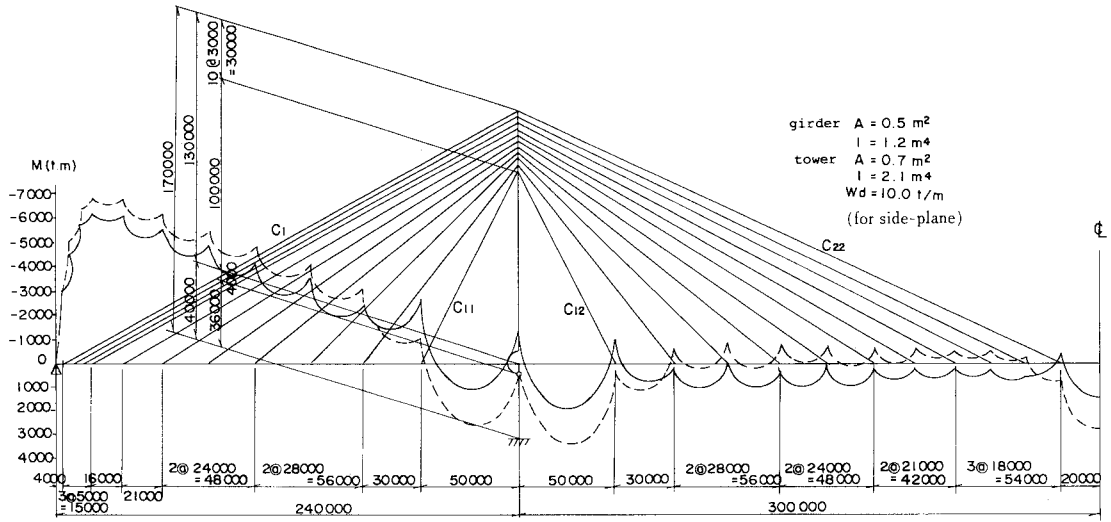


Fig. 10 Cable-Stayed Girder Model 1.

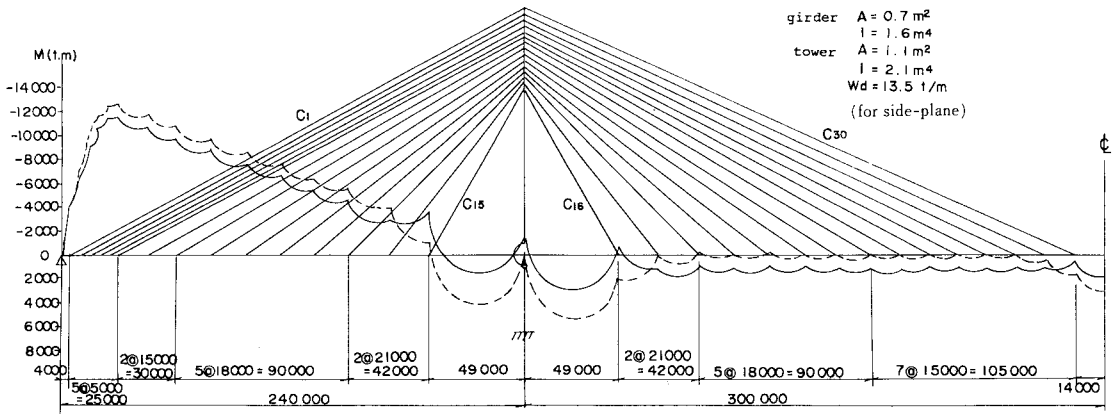


Fig. 11 Cable-Stayed Girder Model 2.

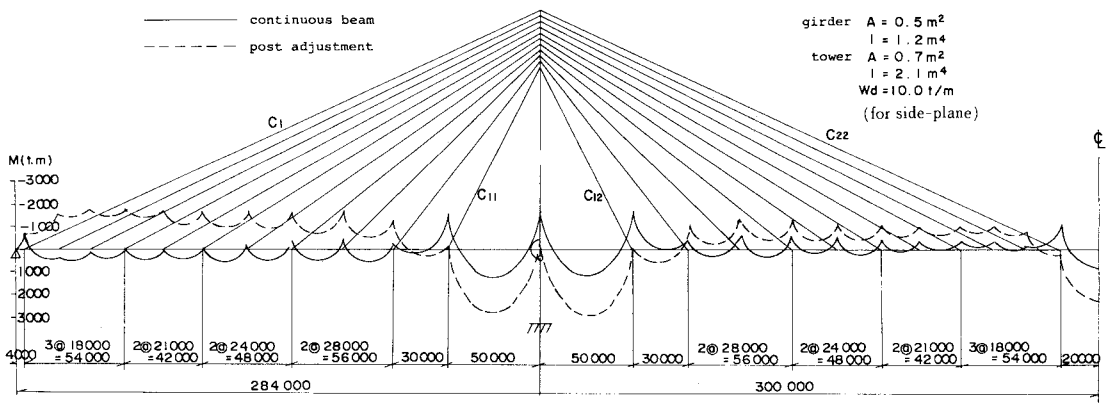


Fig. 12 Cable-Stayed Girder Model 3.

Table 1 Cable Tension Force.

(Model-1)		補正前(連続桁)			補正後	
Cable No.(A)	D	P	D+P	P	D+P	
1 (0.0141)	656	245	901	-48	608	
2 (0.0141)	635	-331	304	-51	584	
3 (0.0109)	476	-6	470	-6	470	
4 (0.0102)	432	5	437	5	437	
5 (0.0097)	391	53	444	53	444	
6 (0.0097)	383	64	447	64	447	
7 (0.0097)	389	44	433	44	433	
8 (0.0097)	401	24	425	24	425	
9 (0.0097)	405	31	436	31	436	
10 (0.0097)	374	67	307	33	407	
11 (0.0097)	256	238	494	150	406	
12 (0.0097)	249	245	494	157	406	
13 (0.0097)	377	-70	307	30	407	
14 (0.0097)	428	8	436	8	436	
15 (0.0097)	450	-26	424	-26	424	
16 (0.0097)	460	-26	434	-26	434	
17 (0.0097)	462	-14	448	-14	448	
18 (0.0097)	457	-13	444	-13	444	
19 (0.0097)	443	-9	434	-9	434	
20 (0.0102)	449	13	462	13	462	
21 (0.0134)	555	-267	289	5	560	
22 (0.0134)	507	371	878	89	596	

(Model-2)		補正前(連続桁)			補正後	
Cable No.(A)	D	P	D+P	P	D+P	
1 (0.0141)	693	186	879	103	590	
2 (0.0141)	655	-229	426	-24	631	
3 (0.0134)	588	-33	555	40	628	
4 (0.0134)	557	-63	494	-63	494	
5 (0.0120)	474	1	475	1	475	
6 (0.0120)	453	3	456	3	456	
7 (0.0120)	406	16	422	16	422	
8 (0.0120)	382	77	459	77	459	
9 (0.0120)	375	101	476	101	476	
10 (0.0120)	382	51	433	51	433	
11 (0.0109)	360	55	415	55	415	
12 (0.0109)	373	-22	351	-22	551	
13 (0.0109)	379	49	428	49	428	
14 (0.0109)	364	-151	213	74	438	
15 (0.0109)	298	343	641	139	437	
16 (0.0109)	287	354	641	150	437	
17 (0.0109)	360	-147	213	78	438	
18 (0.0109)	387	41	428	41	428	
19 (0.0109)	398	-47	351	-47	351	
20 (0.0109)	406	9	415	9	415	
21 (0.0120)	456	-23	433	-23	433	
22 (0.0120)	464	11	475	11	475	
23 (0.0120)	472	-13	459	-13	459	
24 (0.0120)	479	-58	421	-58	421	
25 (0.0120)	486	-31	455	-31	455	
26 (0.0120)	489	-19	470	-19	470	

27 (0.0134)	544	-60	484	-60	484
28 (0.0134)	532	7	539	78	610
29 (0.0141)	537	-132	405	56	603
30 (0.0141)	500	352	852	75	575

(Model-3)		補正前(連続桁)			補正後	
Cable No.(A)	D	P	D+P	P	D+P	
1 (0.0162)	613	266	879	-7	606	
2 (0.0146)	564	-277	287	-13	551	
3 (0.0109)	434	28	462	28	462	
4 (0.0097)	399	36	435	36	435	
5 (0.0097)	415	29	444	29	444	
6 (0.0097)	429	19	448	19	448	
7 (0.0097)	439	-5	434	-5	434	
8 (0.0097)	440	-16	424	16	424	
9 (0.0097)	427	9	436	9	436	
10 (0.0097)	380	-73	307	26	406	
11 (0.0097)	253	241	494	153	406	
12 (0.0097)	250	243	493	155	405	
13 (0.0097)	377	-70	307	29	406	
14 (0.0097)	428	8	436	8	436	
15 (0.0097)	450	-25	425	-25	425	
16 (0.0097)	460	-26	434	-26	434	
17 (0.0097)	462	-14	448	-14	448	
18 (0.0097)	457	-13	444	-13	444	
19 (0.0097)	444	-9	435	-9	435	
20 (0.0102)	449	13	462	13	462	
21 (0.0134)	555	-267	288	-4	551	
22 (0.0134)	508	370	878	97	606	

わが国で採用されているケーブルの疲労強度の照査式は $\sigma_a = 6400 \text{ kg/cm}^2$ の場合、以下のとおりである。

$$\sigma_{ra} = \begin{cases} 6400 \text{ (kg/cm}^2\text{)} & K > 0.681 \\ 2500 / (1 - 0.895 K) & K < 0.681 \end{cases} \dots\dots (11)$$

$$K = \frac{\sigma_D + 0.5 \sigma_{L,\min}}{\sigma_D + 0.5 \sigma_{L,\max}}$$

ここに、 σ_{ra} は疲労許容応力、 σ_D は死荷重による応力、 $\sigma_{L,\max}$ 、 $\sigma_{L,\min}$ はそれぞれ活荷重による最大および最小応力である。

次に、側径間最上段ケーブルの張力を推定する⁸⁾。その際の仮定を列挙すると、

- ① ケーブルは密に配置され、かつ塔頂に集約される。
- ② 死荷重による張力は、(中央径間長/2-側径間長)分の荷重のすべてを受けもつものとする。
- ③ 活荷重による張力のうち、最大張力は中央径間に満載される荷重を受けもち、最小張力は側径間に満載される荷重を受けもつものとする。
- ④ 補剛桁の曲げ剛性は無視する。
- ⑤ 死・活荷重強度は全長にわたり等しい。

である。これより、

$$\left. \begin{aligned} T_b &= \frac{W_a l_c^2}{8h} \left\{ 1 - 4 \left(\frac{l_c}{l_s} \right)^2 \right\} / \cos \phi \\ T_{L,max} &= \frac{p_c l_c^2}{8h} / \cos \phi \\ T_{L,min} &= \frac{p_s l_s^2}{2h} / \cos \phi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)_{a,b,c}$$

と定義される。

ここに、 T_b 、 $T_{L,max}$ 、 $T_{L,min}$ はそれぞれ死荷重、活荷重最大および最小張力、 W_a 、 p はそれぞれ死荷重および活荷重強度、 l_c 、 l_s は中央径間長および側径間長、 h は塔高さ（桁上）、 ϕ は側径間最上段ケーブルと桁のなす角度である。ここで、疲労強度によるケーブル許容応力度の低減を考慮しなくてよい範囲は、

$$K > 0.681 \dots\dots\dots (13)$$

式 (12)_{a,b,c} を式 (11) の K に代入して整理すると、

$$K = \frac{1 - 4\lambda^2 - 2\lambda^2\omega}{1 - 4\lambda^2 + \omega/2} \dots\dots\dots (14)$$

を得る。ここに、 $\lambda = l_s/l_c$ 、 $\omega = p/W_a$ である。式 (14) より、ケーブルの疲労強度は支間長比と死活荷重強度比に影響されることがわかる。式 (14) を式 (13) に代入すると

$$\frac{l_s}{l_c} < \sqrt{\frac{0.319 - 0.341\omega}{1.276 + 2\omega}} \dots\dots\dots (15)$$

を得る。式 (15) を Fig. 13 に示す。

ところで、式 (15) で与えられる限界式は、基本的なパラメーターを考えるうえで有益であったが、実際には次の理由により安全側となる³⁾。①桁の曲げ剛性を無視していること、②側径間最上段ケーブルから下数段までケーブルが密に配置されているため、それらのケーブルもアンカーケーブルの役割を果たすこと等による。

そこで、Fig. 10、12 に示すモデルについて、さらに支間長比 1 : 2.3 のケースを追加して計算した結果を図中の破線で示す。また、疲労の照査応力度を

$$\sigma_f = \sigma_b + 0.5 \sigma_{L,max} \dots\dots\dots (16)$$

とした場合の疲労許容応力度を越える支間長比を一点鎖線で示す。あわせて実橋の K 値を○印で示す。

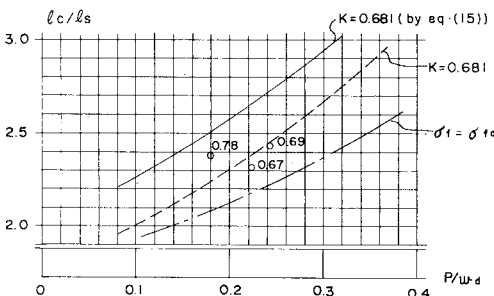


Fig. 13 Span Length Ratio vs p/W_a .

Fig. 13 より、長大橋の死活荷重強度比として 0.15～0.2 を考えると、疲労強度を考慮しなくてもよい範囲として、2.2～2.3、また、疲労により断面が決定される範囲として 2.0～2.1 程度になる。この範囲以上では疲労による応力低減は考慮しなくてよいことになり、疲労を考慮したケーブル断面積増に起因する側径間最上段ケーブルの大幅な剛度低下は防ぐことができる。

(2) たわみ制限に関する検討

斜張橋の最大たわみを推定しておくことは、斜張橋の剛性を評価するうえで、また一次の固有振動数を推定する上で、基本計画上重要な問題である。あわせて、このたわみに関するパラメーターを把握することは重要である。そこで、主桁の最大たわみが、側径間および中央径間の最上段ケーブルの伸びに支配されるとして検討を行う。

Fig. 14 より、桁 A 点のたわみは次式で与えられる。

$$\delta_A = \Delta L \cdot (L_A/h) \dots\dots\dots (17)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \Delta L &= \Delta L_s + \Delta L_A \\ \Delta L_s &= (\sigma/E_c)_s \cdot L_s \\ \Delta L_A &= (\sigma/E_c)_A \cdot L_A \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18)_{a,b}$$

ΔL_s 、 $(\sigma/E_c)_s$ は側径間最上段ケーブルの活荷重による伸びとひずみ、 ΔL_A 、 $(\sigma/E_c)_A$ は中央径間最上段ケーブルの伸びとひずみ、 σ はケーブルの応力、 E_c はケーブルのヤング係数である。

式 (18) を式 (17) に代入すると、

$$\delta_A = \left(\frac{\sigma}{E_c} \right)_s \frac{L_s L_A}{h} + \left(\frac{\sigma}{E_c} \right)_A \frac{L_A^2}{h} \dots\dots\dots (19)$$

を得る。また、中央径間の最大たわみは⁶⁾

$$\delta_c = \frac{l_c}{2 l_c'} \delta_A \dots\dots\dots (20)$$

となる。

式 (19) より、たわみは側径間が長くなるほど、また側径間最上段ケーブルに応力が集中するほど、かつ塔高さが低いほど大きくなるのがわかる。

さて、側径間最上段ケーブルのひずみのうち、活荷重の占める割合を α (< 1.0) とすれば、

$$(\sigma/E_c)_s = \alpha (\beta \sigma_A/E_c) \dots\dots\dots (21)$$

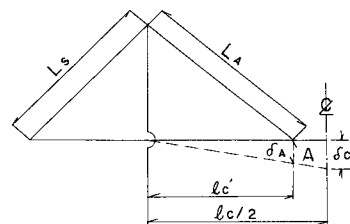


Fig. 14 Maximum Deflection of the Girder.

Table 2 Comparison of Maximum Deflection.

	P / Wd	ℓ _c / ℓ _s	α	(t / m') / βσ _a	δ _{max} (m)	δ _D (m)	δ _{max} / δ _D
A	0.18	2.38	0.30	50000*	0.570	0.556	1.03
B (M)	0.24	2.40	0.35	"	0.445	0.429	1.04
C (M)	0.23	2.31	0.35	59000	0.834	0.751	1.11
model (Fig. 10)	0.20	2.50	0.30	0.95 × 64000 = 60800 **	0.963	1.077 (1.040)	0.90
" (Fig. 12)	0.20	2.11	0.40	"	1.370	1.363 (1.278)	0.99

(M) : multi cable type δ_D : deflection (designed)
 50000t / m' * : see ref. 6) () : five times tower rigidity
 60800t / m' ** : aimed value by authors

となる。ここに、σ_aはケーブルの許容応力、βは許容応力に対して何%で設計するかによる値で設計者の判断に委ねられる。

次に、中央径間最上段ケーブルのひずみは、

$$(\sigma/E_c)_A = [1.1 \omega / (1 + 1.3 \omega)] (\bar{\beta} \sigma_a / E_c)^{1/3} \dots \dots \dots (22)$$

とする。ここに、ω = p / W_dで、pは分布荷重強度である。

以上より、斜張橋のたわみ、ひいては全体剛性を支配するパラメーターとして側径間最上段ケーブル張力のうち、活荷重の占める割合(α)がきわめて重要な役割を果たすことがわかる。しかしながら、この値は死活荷重強度比、支間長比に依存し理論的に究明することは困難である。そこで、3. で用いたモデルをもとに死活荷重

強度比を変化させてケーブル張力を算出し Fig. 15 に示す α の推定図を作成した。

図中縦軸が α、横軸が支間長比である。また、○印は実橋の支間長比と死活荷重強度比から α を推定した値、また、●印は実橋の α 値である。これより、α の推定図は実用的なものであることがわかる。

次に、式 (20) を用いて最大たわみを推定した結果を Table 2 に示す。

これより、式 (20) は比較的精度よく斜張橋の最大たわみを推定し得ることがわかる。

ところで、わが国の道路橋示方書¹⁰⁾によれば、斜張橋のたわみ制限は、

$$\delta_c / l_c < 1/400 \dots \dots \dots (23)$$

と与えられている。ここで、

$$\left. \begin{aligned} l_c &= 2 l'_c \\ L_A &= \sqrt{h^2 + (l_c/2)^2} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (24)_{a,b}$$

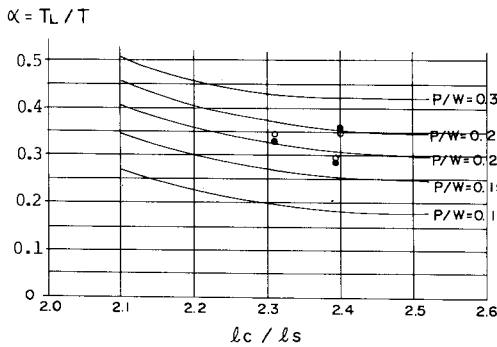


Fig. 15 Estimation of α Value.

注3) 設計応力 βσ_a に対応するケーブル力の鉛直成分は、W_d [1 + 1.2 α(1 + 7β)] · L_{cd}。一方、死、活荷重が中央径間満載時のケーブル力の鉛直成分は、W_d [1 + ω · (1 + 7β)] L_{cd} と定義できる。ここに、係数 1.2 は等分布活荷重によるケーブル設計張力の鉛直成分(影響線載荷)が 1.2 pL_{cd} になることを意味している。さらに、係数 (1 + 7β) は、TL-20 荷重 (p = 300 kg/cm², P = 5 t/m) 状態で、集中荷重による張力を分布荷重による張力で評価して得られるもので、分布荷重に乗ずる係数である。支間 300 m 以上の実橋および本例題で β を検討すれば、β < 1.6 × 10⁻² であることから、係数 1.1 を得る。これより、両者の比率をとると、1.1 ω / (1 + 1.3 ω) が得られる。ここに、β = √(k/4 E_c I_c) で、k はケーブルの分布ばね定数、E_c、I_c は主桁の剛性である。なお、詳細は文献 9) を参照されたい。

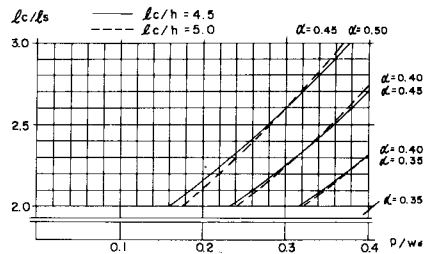


Fig. 16 Span Length Ratio Satisfying Allowable Deflection (l_c/h = 4.5 ~ 6).

と近似し、 $n_h = l_c/h$, $\bar{\lambda} = l_c/l_s$ とおく。さらに、 $\bar{\rho} = 0.9$ とすれば、式 (23) より、

$$\left[\frac{\alpha}{n_h} \sqrt{(1+n_h^2/\bar{\lambda}^2)(1+n_h^2/4)} + \frac{1.1 \omega}{1+1.3 \omega} \frac{1}{n_h} (1+n_h^2/4) \right] \frac{0.9 \sigma_a}{E} < \frac{1}{400} \dots\dots (25)$$

を満足すればよいことになる。その結果を Fig. 16 に示す。これによると、まず、支間長比を決定しておき、Fig. 15 から α を推定する。Fig. 16, 17 で α と p/W_a より支間比が求まる。この値が仮定より小さければたわみ制限は満足されることとなる。

5. ま と め

3 径間連続マルチケーブル斜張橋を対象に、基本計画上の資料を得ることを目的として一検討を行った。その結果を要約すると以下のとおりである。

(1) ケーブルの張り形状 (側面) について、完成時断面力の作成 (プレストレス決定法) と関連づけて力学的観点から整理を行った。それより、完成時に発生する曲げモーメントは、ケーブルと桁の取り付け位置に密接に関係することを明らかにした。完成時塔曲げモーメントを 0 にし、かつ主桁モーメントを 0 に近づけて平滑化するには、ケーブルを塔を中心に対称配置させることが好ましいことをケーブル張力と自重のつり合い関係から説明した。また、このとき、側径間長が中央径間長の 1/2 より小さい多くのケースでは、塔を中心に対称配置できない側径間部上段ケーブルを極力端支点近傍に集約することが好ましいことを示した。さらに、完全に集約できない場合の対策についても触れた。

(2) 斜張橋の経済設計上最も重要な役割を果たすプレストレス量の具体的な決定法について、比較的簡便な一手法を提案した。プレストレスの決定法はいくつか考えられるが、本文では塔曲げモーメントを完成時 0 にすること、中央径間中央の閉合条件を満足しつつ極力桁の曲げモーメントを 0 に近づけて平滑化し、かつ等断面のケーブルが選定できることを条件とした一手法を示した。本手法により、完成時、主桁全長にわたり曲げモーメントを 0 に近づけた断面力を作成するには、①で述べたとおり、側径間上段部ケーブルの桁取り付け位置に配慮を払う必要がある。

(3) 側径間と中央径間の支間長比選定に関する考察では、死荷重強度が大きくなるほど、最上段ケーブルの

疲労の問題が小さくなること、および斜張橋の剛性を評価するうえで、側径最上段ケーブル張力のうち、活荷重の占める割合を明らかにすることの重要性を示すとともに、これらのパラメーターと関連づけた設計資料を与えた。特に、支間長比選定および剛性評価に当たって、定量的観点からは従来まで明確にされていなかった死活荷重強度比および側径間最上段ケーブルの果たす役割を明確にした。これらの資料は、必ずしも斜張橋の経済性を考慮した最適な形状 (支間長比、塔高さ) を与えるものではないが、基本検討を行ううえでは有益な資料になると考える。

斜張橋の基本設計に当たっては、いくつかのモデルを設定したうえで試算による検討が多くみられるが、本文で示した結果が、今後のマルチケーブル斜張橋の基本計画に役立てば幸いであると考えられる。もとより、本文で斜張橋の特性がすべて検討されたわけではなく、ケーブルと桁の最適剛度選定法、側径間最上段ケーブルのサグに起因する非線形性状と側径間長の選定法との関係等は重要な問題であり、今後の検討課題としたい。

参 考 文 献

- 1) 大久保忠良：各湾岸道路における長大橋の計画，長大橋についての技術論文集，海洋架橋調査会，1982年6月。
- 2) 前田幸雄・林 正：任意の形状の斜張橋の解析，土木学会論文集，第160号，1968年12月。
- 3) 前田幸雄・林 正・井本賀章：斜張橋の剛性による静力学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。
- 4) 奥山敏恵・榎木通男・長谷川紀夫・宮下 泰：斜張橋の静力学的特性と経済設計，日立造船技報，第42巻第2号，1978年6月。
- 5) Leonhardt, F. and Zellner, W. (成井 信訳)：斜張橋一近年の発達について(その1, 2) 土木技術，第21巻11号，12号，1980年10月，11月。
- 6) 星楚正明：斜張橋の力学的特性と設計の基本的考え方(上)，橋梁と基礎，1983年4月。
- 7) 前田幸雄・林 正・榎 一：斜張橋の最適設計法，JSSC，第13回マトリックス解析法研究発表論文集，1979。
- 8) Gimsing, N.J. : Cable Supported Bridge, Concept and Design, John Wiley & Sons, 1983年。
- 9) 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部材断面力算定法の提案，土木学会論文集，第362号，1985年10月。
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980年2月。
(1985.5.24・受付)