

## 斜張橋のケーブルプレストレスの一計算方法

### A METHOD TO DETERMINE CABLE PRESTRESSES OF CABLE-STAYED BRIDGES

星 埜 正 明\*

By Masaaki HOSHINO

The purpose of this paper is to present a practical computational method to determine cable prestresses of cable-stayed bridges.

In order to determine cable prestresses a cost function is introduced as the objective function instead of the compatibility condition to which no consideration need to be given. It is shown that the solution is easily obtained from an usual structural analysis of a statically-indeterminate system using modified cross sectional properties of members which depend on costs and allowable stresses of used materials.

A simple method to satisfy constraints which are introduced in order that the solution is acceptable for the design is also described.

*Keywords* : design, cable-stayed bridges, cable prestresses, structural analysis

#### 1. ま え が き

斜張橋においてケーブルプレストレスを導入するということは、一般化して考えれば、不静定構造物において不静定力を操作することによってある荷重状態のもとで望ましい応力状態を得ることであるといえる。この場合重要なことは、一般に不静定構造物において不静定力は設計者が任意に選ぶことができるということである。このことは、変形の適合条件は考慮する必要がなく、力のつり合い条件のみを満たせばよいということを意味しており、基本的には静定系での計算でよい<sup>1)</sup>。したがって、計算自体それほど難しいものではなく、手計算で可能な程度のものであるといえる。実際に、少数ケーブル形式の斜張橋では不静定次数が低いことから、ケーブルプレストレスの決定は比較的容易であり、設計の手間はそれほど大きくはない。これに対して、最近架設例の多い多数ケーブル形式の場合、不静定次数が高いため、決定すべきケーブルプレストレスの数が多くしかも何回かの試算が必要なことから、設計の手間がかなりかかることになる。また、いくつかの制約条件を同時に満足しながらケーブルプレストレスを決定する必要のあることも多く、このこ

とも設計作業を煩雑なものとしている。したがって、このような場合、すみやかに目的に合ったケーブルプレストレスを決定するのに利用できる計算方法が確立されていれば、設計の手間が省けるという意味で好ましいといえる。

斜張橋のケーブルプレストレスの決定方法についてはいくつかの論文が発表されており、最近では山田ら<sup>2)</sup>、長崎ら<sup>3)</sup>、長井ら<sup>4)</sup>の研究がある。このうち、山田らはひずみエネルギー最小を最適規準として導入し、ケーブルプレストレスを決定する方法を提案している。このとき、ケーブルのひずみエネルギーは無視され、桁および塔のひずみエネルギーのみが考慮されているものと考えられる。不静定構造物において、つり合い状態ではひずみエネルギーは最小になっていることおよびケーブルのひずみエネルギーを無視することはケーブルの軸剛性を $\infty$ にしたことに等しいことから、山田らの方法は基本的にはケーブルの軸剛性を十分大きくとって不静定構造物の解析を行うことと同等と考えられる。

長井らの方法はケーブルの桁定着位置に鉛直方向の支点を設け、この支点反力をケーブル張力の鉛直成分とするということから出発している。この場合、塔位置では支点が設けられていないようであるので、厳密には違うのであるが、近似的にはケーブルおよび塔の剛性を $\infty$

\* 正会員 工博 Dr.-Ing. 新日本技研(株)  
(〒103 港区芝2-1-23)

とした系で得られた断面力を出発点としているといってもよいと思われる。あるいは、桁のひずみエネルギーを最小とすることを基本としていると言い換えてもよいと考えられる。

したがって、上記2方法は主として桁の応力状態を望ましいものにすることに重点が置かれているといってもよく、他の部材、特にケーブルにその分必要以上の負担がいく可能性があると考えられる。また、長井らの指摘するように、これらの方法では、最上段ケーブルとその下段のケーブル間、あるいは、最下段ケーブルとその上段ケーブル間で大きな張力差が生じたり、大きな負のプレストレスが生じるというような問題がある。これらの問題に対して、長井らのように、工学的な判断から簡便な方法を用い修正するという方法は妥当なものと考えられる。ただ、設計の便宜という点からは、できるだけ修正の少なく済む計算方法の方が好ましいということはいえよう。

本論文では長崎ら<sup>3)</sup>と同様に、変形の適合条件の代わりに、構造系全体の工費を最小にするという条件を設定し、ケーブルプレストレスを計算する方法を提案する。最終的には、この方法は、換算された部材断面定数を用いて、不静定構造物としての解析を行うことに帰される。

以下では、まずはじめに基本式を誘導し、続いて種々の制約条件の処理の方法について述べる。最後に本方法を用いていくつかの試算を行う。なお、ここでは斜張橋は平面骨組構造物として扱えるものとする。

## 2. ケーブルプレストレスの計算方法

先に述べたように、ケーブルプレストレスを導入するという事は、一般的には不静定構造物において不静定力を操作するという事である。したがって、不静定力として桁の曲げモーメントをとってもよいし、支点反力をとっても一向に差し支えない。しかしながら、ここでは従来のいい習わしに従い、不静定力を操作することをケーブルプレストレスといい表わすことにする。

はじめに本方法で求めようとしている断面力が何かを明確にしておこう。いま、ある荷重状態  $S$  に着目する。完成系に荷重  $S$  を外荷重として作用させて得られた断面力を  $F_s$  とする。一方、この荷重状態  $S$  に対して、ケーブルプレストレスを導入して得られる断面力を  $F_{s+p}$  とする。ケーブルプレストレスによる断面力  $F_p$  は、

$$F_p = F_{s+p} - F_s \dots \dots \dots (1)$$

と書き表わされる。  $F_s$  は通常の不静定構造物の解析によって計算できる。ここで検討の対象とするのは  $F_{s+p}$  である。この  $F_{s+p}$  の計算方法について以下で述べる。なお、実際の設計で必要なのは  $F_{s+p}$  であり、  $F_s$  あるいは  $F_p$  をわざわざ計算するようなことはしなくてもよい

ということを注意しておく。

すでに述べたように、ケーブルプレストレスの計算では変形の適合条件は考慮する必要はなく、力のつり合い条件のみ満たしていればよい。したがって、変形の適合条件の代わりにある条件を設定してケーブルプレストレスを求めることが可能である。種々の制約条件もこれらの条件の1つと考えてもよいわけであるが、これについては後で別に述べる。ここでは、変形の適合条件に代わって、構造系全体の工費を最小にするという条件を設定して、ケーブルプレストレスを求めることを考える。

本論文では次の式から出発する。

$$f = \sum_{i=1}^n \alpha_i A_i L_i \rightarrow \min \dots \dots \dots (2)$$

$$\alpha_i = a_i / a_0 \dots \dots \dots (3)$$

ここに、  $A_i$  :  $i$  部材の断面積

$L_i$  :  $i$  部材の部材長

$n$  : 部材数

$a_i$  :  $i$  部材の単位体積当たりの工費

$a_0$  : 基本部材の単位体積当たりの工費

基本部材として何を選ぶかは全く任意である。というのは式(2)のような問題では、  $f$  にある定数を乗じても結果は全く変わらないからである。

さて、いま対象としている荷重状態のもとで曲げモーメント  $M_i$ 、軸力  $N_i$ 、せん断力  $S_i$  を受ける部材の断面積  $A_i$  は次の2式から決定されると考える。すなわち、上フランジ、下フランジについて、垂直応力度とせん断応力度の合成応力度がその荷重状態に対して許容される応力度に等しいという条件である。ここで、許容せん断応力度は許容垂直応力度の  $1/\sqrt{3}$  であるという前提を設けている。

$$(\beta_{ui} \sigma_{ai})^2 = \left( \frac{M_i}{W_{ui}} + \frac{N_i}{A_i} \right)^2 + 3 \left( \frac{S_i}{A_{wi}} \right)^2 \dots \dots \dots (4)$$

$$(\beta_{li} \sigma_{ai})^2 = \left( -\frac{M_i}{W_{li}} + \frac{N_i}{A_i} \right)^2 + 3 \left( \frac{S_i}{A_{wi}} \right)^2 \dots \dots \dots (5)$$

ここに、  $\sigma_{ai}$  :  $i$  部材の常時における許容応力度

$W_{ui}$  :  $i$  部材の上フランジの断面係数

$W_{li}$  :  $i$  部材の下フランジの断面係数

$A_{wi}$  :  $i$  部材のせん断断面積

$\beta_{ui}$  :  $i$  部材の上フランジに対する許容応力度の修正係数

$\beta_{li}$  :  $i$  部材の下フランジに対する許容応力度の修正係数

上式は道路橋示方書における合成応力度の照査式に相当するといってもよい<sup>5)</sup>。左辺は、いま対象としている荷重状態に対して許容される応力度を表わしており、したがって係数  $\beta$  はいま検討の対象としていない他の荷重状態の影響、荷重の組合せに対する許容応力度の割増し

等を考慮するためのものといえる。せん断応力度を上式に含めた効果については後で計算例で述べる。なお、ケーブルあるいはトラス部材のように軸力  $N_i$  のみを受ける部材は当然  $M_i$ 、 $S_i$  とともに 0 であるし、上下フランジの区別もない。

式(2)~(5)を解くのに、はじめにいく通りかのケーブルプレストレスを選定し、全部材の  $M_i$ 、 $N_i$ 、 $S_i$  を計算し式(4)、(5)から  $A_i$  を求めることが考えられる。そして、式(2)から工費を算出し比較することによって望ましいケーブルプレストレスを決める方法である。この方法はわかりやすく、しかも  $M_i$ 、 $N_i$ 、 $S_i$  の計算は静定系で行えばよいので簡単であるが、それ以降の計算に手間がかかる。しかも、はじめに選び出すケーブルプレストレスをどのようにして決めたらよいかケーブル本数の多い場合は問題である。したがって、ここではこのような方法はとらない。以下に述べるような方法を本論文では採用する。

まず、式(4)、(5)から次の式を得る。

$$A_i = \frac{1}{\beta_{ui}^2 \sigma_{ai}^2} \left\{ \frac{M_i^2}{W_{ui}^2} + \frac{2M_i N_i}{W_{ui}} + \frac{N_i^2}{A_i} + 3 \frac{S_i^2}{A_i} \right\} \dots\dots\dots(6)$$

$$A_i = \frac{1}{\beta_{ii}^2 \sigma_{ai}^2} \left\{ \frac{M_i^2}{W_{ii}^2} + \frac{2M_i N_i}{W_{ii}} + \frac{N_i^2}{A_i} + 3 \frac{S_i^2}{A_i} \right\} \dots\dots\dots(7)$$

そして、仮定断面を作り、上式の右辺に代入する。このようにすると上式から  $A_i$  を  $M_i$ 、 $N_i$ 、 $S_i$  で表現できるので、式(2)に代入することによって、 $M_i$ 、 $N_i$ 、 $S_i$  を求める問題に変換される。もし、 $M_i$ 、 $N_i$ 、 $S_i$  が計算できれば、式(4)、(5)によって断面設計を行い、仮定断面と一致していれば計算は終了となる。一致していなければ新しく設計し直した断面を仮定断面として同じ計算を繰り返す。このような計算は、以下に述べるように、通常の不静定構造物の解析と類似となり、仮定断面の変動がそれほど結果に大きな影響を与えないと考えられる。したがって、残る問題は式(2)、(6)、(7)を用いて  $M_i$ 、 $N_i$ 、 $S_i$  をどのようにして求めるかである。これについて説明しよう。

式(6)、(7)を骨組構造解析で独立に取り扱うことはできない。というのは1つの部材について1つの断面があるだけだからである。したがって、式(6)、(7)の代わりに両式を平均した次式を近似的に  $A_i$  の式として用いる。

$$A_i = \frac{1}{\sigma_{ai}^2} \left\{ \frac{M_i^2}{\frac{2\beta_{ui}^2 \beta_{ii}^2 W_{ui}^2 W_{ii}^2}{(\beta_{ui}^2 W_{ui}^2 + \beta_{ii}^2 W_{ii}^2) A_i}} + \frac{N_i^2}{2\beta_{ui}^2 \beta_{ii}^2 A_i} + \frac{3S_i^2}{\frac{2\beta_{ui}^2 \beta_{ii}^2 A_{wi}^2}{(\beta_{ui}^2 + \beta_{ii}^2) A_i}} \right\} \dots\dots\dots(8)$$

式(8)を導くにあたって、式(6)、(7)の右辺第2項は符号が反対であり、他の項に比べて影響が小さいと考え無視した。式(8)を式(2)に代入すると最終的に次の式が得られる。

$$f = \frac{2E_0}{\sigma_{\sigma\sigma}^2} \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{M_i^2}{2E_i I_i'} + \frac{N_i^2}{2E_i A_i'} + \frac{S_i^2}{2G_i A_{wi}'} \right\} L_i \rightarrow \min \dots\dots\dots(9)$$

$$I_i' = \frac{\gamma_i^2 E_0}{\alpha_i E_i} \frac{2\beta_{ui}^2 \beta_{ii}^2 W_{ui}^2 W_{ii}^2}{(\beta_{ui}^2 W_{ui}^2 + \beta_{ii}^2 W_{ii}^2) A_i} \dots\dots\dots(10)$$

$$A_i' = \frac{\gamma_i^2 E_0}{\alpha_i E_i} \frac{2\beta_{ui}^2 \beta_{ii}^2}{(\beta_{ui}^2 + \beta_{ii}^2)} A_i \dots\dots\dots(11)$$

$$A_{wi}' = \frac{\gamma_i^2 E_0}{\alpha_i G_i} \frac{2\beta_{ui}^2 \beta_{ii}^2}{(\beta_{ui}^2 + \beta_{ii}^2)} \frac{A_{wi}^2}{3A_i} \dots\dots\dots(12)$$

$$\gamma_i = \frac{\sigma_{ai}}{\sigma_{\sigma\sigma}} \dots\dots\dots(13)$$

ここに、 $E_0$ ：基本部材のヤング係数  
 $E_i$ ： $i$ 部材のヤング係数  
 $G_i$ ： $i$ 部材のせん断弾性係数  
 $\sigma_{\sigma\sigma}$ ：基本部材の常時における許容応力度

式(9)とひずみエネルギー最小の定理との比較から、結局問題は式(10)~(12)で表わされる換算断面定数を用いて不静定構造物の解析を行うことに帰されることがわかる。いま、全部材で近似的に  $\beta_{ui} = \beta_{ii} = \text{一定}$  が成り立つと仮定できる場合式(10)~(12)は簡単になり

$$I_i' = \frac{\gamma_i^2 E_0}{\alpha_i E_i} \frac{2W_{ui}^2 W_{ii}^2}{(W_{ui}^2 + W_{ii}^2) A_i} \dots\dots\dots(14)$$

$$A_i' = \frac{\gamma_i^2 E_0}{\alpha_i E_i} A_i \dots\dots\dots(15)$$

$$A_{wi}' = \frac{\gamma_i^2 E_0}{\alpha_i G_i} \frac{A_{wi}^2}{3A_i} \dots\dots\dots(16)$$

のようになる。この場合、 $f$ にある定数を乗じても結果は変わらないということを利用して、式(10)~(16)からわかるように、許容応力度の高い部材および単価の低い部材ほど換算断面は大きくなり剛性が高く評価されることになる。このことは、これらの部材により大きな力が流れた方が経済的となるということと対応している。

以上のようにして計算した部材力は当然力のつり合い条件は満足している。しかしながら、実際の変形状態に関してはこのような計算からは何も得られない。変形状態を知るためにはつり合い状態から出発して逆に荷重を除去していくことが必要である。いわゆる解体計算はこれに相当する。このとき部材の剛性は実際のものを用いなければならないことは当然である。

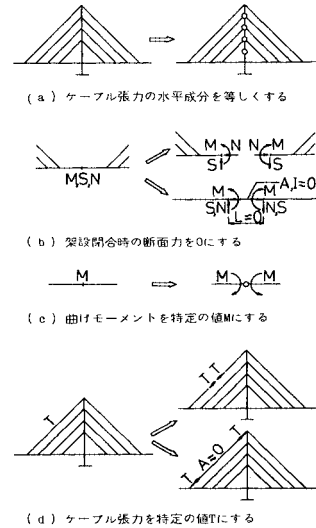
### 3. 制約条件

いままでは、すべての不静定力は設計者が任意に選ぶことができると仮定していた。実際には種々の制約条件

が設けられることが多く、設計者が自由に決定することのできる不静定力の数はそれだけ減少する。制約条件というのは、たとえば、塔を挟んで相対するケーブルの水平分力を死荷重状態で等しくするとか、桁の架設閉合時に閉合断面の断面力は0とするとかあるいはケーブル張力に上下限値を設定するとかの条件である。これらの条件は工学的な判断により導入されたものであると考えることができる。たとえば、死荷重状態で塔に曲げをとらせないことによる不利益（ケーブル、桁の負担がその分大きくなると考えられる）よりも、製作上、架設上あるいは下部工設計上の利益の方が大きいという判断があるのである。他の制約条件についても同様である。したがって、制約条件が必要かどうかは十分検討すべきであり、いつの場合でも同じ制約条件が成り立つということではない。

それでは制約条件の取り扱いについて考えてみよう。前にも述べたように、制約条件を設けるということは不静定次数が減少することと同じであるから、構造系の不静定次数を落とすことによって簡単な場合は処理できる。いくつかの例でこのことを説明しよう。

まず、実際の設計でよく設けられる塔を挟んで相対するケーブルの張力の水平成分を等しくするという条件を考えよう。この条件は図一1 (a) に示すように塔にピンを入れることによって自動的に満たされる。ケーブル本数と同じ数のピンが入り、制約条件の数だけ不静定次数が減少していることがわかる。次に、断面力0の状態では桁を閉合しその後の荷重に対してはケーブル張力の調整は行わないという条件を取り上げよう。この条件は閉合点での断面力が閉合後の荷重によって生じる断面力に等しいという条件になるから、図一1 (b) に示すように閉合点を切り離し、この点に外力として閉合後の荷重によって生じる断面力を作用させればよい。切り離れたことによって構造系の格点数が変化するのを避けたいければ、閉合部分にあらかじめ長さが無視し得るほどの部材を設けておき、この部材の剛性を十分小さくして、その両端に閉合後の荷重によって生じる断面力を部材荷重として作用させればよい。これと同じようなことであるが、ある点の曲げモーメントを特定の値にするという条件は、図一1 (c) に示すように、その点にピンを入れ接続する部材の両端部に特定の曲げモーメントを部材荷重として作用させることによって処理できる。同じように、ケーブルの張力のある特定の値にするためには、図一1 (d) に示すように、該当するケーブルを切り離しその両端に外力として特定のケーブル張力を作用させればよい。しかしながら、この場合も格点数が変化することは好ましくないため、ケーブルの断面積を十分小さくして、その両端に部材荷重として特定のケーブル張力の値を作



図一1 種々の制約条件の取り扱い方法

用させる方がよい。ケーブル張力に上下限値を設けるといふ条件は上述の条件と同様に取り扱えるが、何回かの繰り返し計算が一般に必要なになる。

以上のように、多くの制約条件は構造系の部材数および格点数を変えずに不静定次数を減少させることによって簡単に対処できる。このようなことができるのは、ケーブルプレストレスの計算では力のつり合い条件のみ満たしていればよいということが前提としてあるからである。ただし、制約条件によってはそれほど簡単に扱うことのできないものもあることに注意する必要がある。たとえば、あるケーブルとあるケーブルの張力を値は特定しないが等しくするというような条件である。このような制約条件に対しては特別な取り扱いが必要である。

#### 4. 計算例 1

##### (1) 概 要

中央径間 550 m の斜張橋を例題として取り上げ、本論文で述べた方法によりケーブルプレストレスを計算する。その際、比較のためにいくつかの場合に対して並行して計算を行う。支間割は 2 通り考える。すなわち、 $250 + 550 + 250 = 1050$  m (支間割 1) と  $200 + 550 + 200 = 950$  m (支間割 2) の 2 つである。構造系は中央径間中央に関して対称とする。

ケーブルプレストレスは死荷重状態 D を対象として計算する。活荷重 L に対しても計算は行いが、これは通常の影響線解析である。影響線解析ではせん断変形の影響は無視する。

制約条件として、塔を挟んで相対するケーブルの張力の水平成分は等しいという条件と架設閉合時に中央径間

中央の断面では断面力は0であるという条件を設ける。後者の条件は、架設時に作用する前死荷重 D1 によっては閉合断面には断面力が生ぜず、完成系に作用する後死荷重 D2 によってのみ断面力が生じているということである。

計算は仮定断面を用いて1回のみ行っており、断面を設計し直すということはしていない。また実際の設計ではこのような計算の後で設計上の判断からケーブルプレストレスの修正を行うことも一般に必要となるが、ここでは計算方法の検討が目的であるので、このような修正は行っていない。

ここではおのおのの支間割に対して、次の5つの場合に対して計算を行った。

- CASE 0 完成系に死荷重を作用させた場合、すなわち、ケーブルプレストレスなしの場合
- CASE 1 実際の断面定数を用いて制約条件のみを満たすようにした場合
- CASE 2 本論文の方法による場合
- CASE 3 本論文の方法による場合、ただし、せん断応力度の影響は無視
- CASE 4 CASE 1 の結果をみたらうで下段4段のケーブルプレストレスを修正した場合

CASE 0 が死荷重のみの状態 D であり、CASE 1~4 が死荷重とケーブルプレストレス D+P になる。したがって、CASE 1~4 から CASE 0 を差し引いたものがそれぞれ P によるものということになる。なお、CASE 2, 3 では、簡単のために、価格に対する係数  $\alpha$  および応力度に関する係数  $\beta$  は全部材で等しいとする。したがって、係数としては式 (13) で与えられる  $\gamma$  のみが考慮されている。

計算結果は図-2, 3 および表-1 にまとめている。桁の設計は一般に死荷重と活荷重の組合せが支配的であるので、図-2, 3 では活荷重との組合せも示しておいた。以下でそれぞれの支間割について、計算結果を検討しよう。なお、曲げモーメント図は格点間を直線で結んでいることをお断りしておく。

## (2) 支間割1の計算結果

はじめに制約条件の影響をみてみよう。図-2 (a) の CASE 1 の結果からわかるように死荷重状態で塔の曲げモーメントは CASE 0 に比べて大幅に減少している。また、架設閉合時の制約条件から中央径間中央付近の曲げモーメントが大きく変化しているのが認められる。これに伴い上段ケーブルの張力が増加していることが表-1 (a) からわかる。

本論文の方法による CASE 2 と CASE 1 の相違は、ケーブル張力からみれば、上段のケーブルと下段のケーブルにあるといえる (表-1 (a))。上段3段と下段2段

の張力がかなり異なっている。上段ケーブルについては CASE 1 の方が張力が揃っており、断面設計の上からはむしろ好ましいといえるかもしれない。下段ケーブルについては CASE 1 は張力がやや不足であるといえよう。このようなケーブル張力の相違は当然桁の曲げモーメントに反映されるのであるが、図-2 (a) からわかるように CASE 2 では中間支点での負の曲げモーメントが著しく小さくなっている。下段ケーブルの大きなケーブルプレストレスの影響である。これに対して、上段ケーブルのプレストレスの相違の影響はあまり顕著ではないといえる。

以上のように、CASE 1 のような普通の解析でもケーブル張力の一部を除いてそれほどおかしな値になっていない。本試算例のような長大支間斜張橋でしかも桁の曲げ剛性が小さい場合、ケーブルの剛性が相対的に高くなり、特別なことをしなくてもケーブルに主として力が流れるからである。ただ、支点に比べればケーブルの剛性は小さいから、このような所ではケーブルへの力の伝達が少なくなる。したがって、その場合はケーブルの許容応力度が高いことを利用して、ケーブルへ力を移し変えた方がよいということになる。

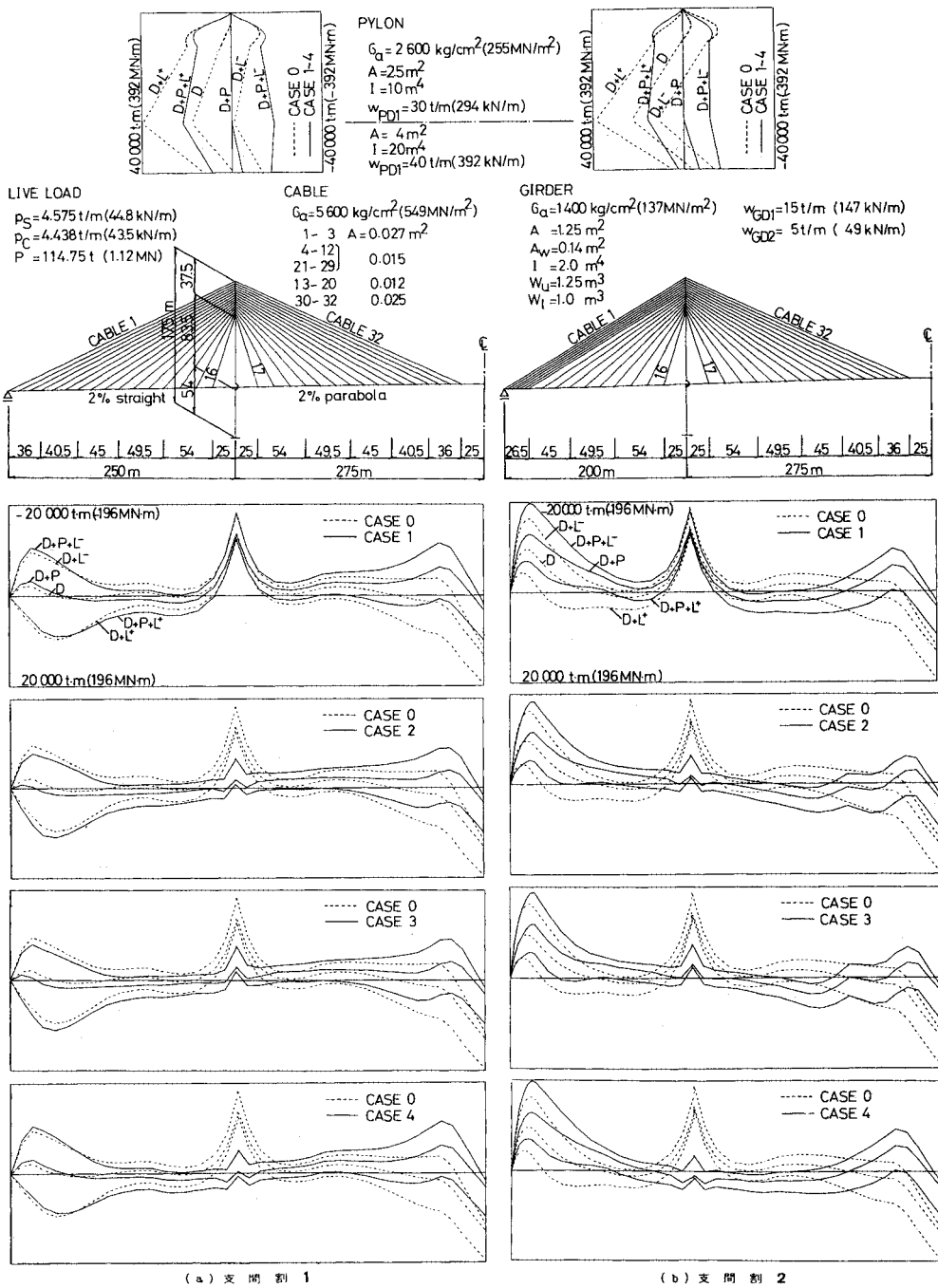
このことを考慮して、下段のケーブルを調整したのが CASE 4 である。CASE 2 に比べて、桁の曲げモーメントが部分的にやや大きいところが残るが、ケーブル張力は各ケーブル間でよく揃っている。このように CASE 4 のような方法も実際の設計で十分使用できると考えられるが、CASE 2 の方法に比べていくらか手間がかかるといえる。

それでは桁のせん断応力度を考慮した CASE 2 と無視した CASE 3 を比較してみよう。表-1 (a) からわかるように、上段ケーブルと下段ケーブルの張力が両者でいくらか相違している。CASE 2 の方が桁の荷重伝達が少なくなるようになっていることが認められる。桁の曲げモーメントについては両 CASE で著しい相違はないが、CASE 2 の方が若干分布が滑らかになっていることがわかる。

いままでは、桁については曲げモーメントに着目していた。実際には桁には軸力も作用する。ケーブルプレストレスの変化によって軸力はそれほど影響されないもので、詳しい検討は省略する。ただし、桁の設計は当然軸力も考慮して行うことが必要である。そこで、図-3 (a) に CASE 2 の場合について核モーメント図を示しておいた。実際の設計では、このような核モーメント図を用いて断面設計を行いながら、ケーブルプレストレスの調整をさらに進めていく必要があるといえる。

## (3) 支間割2の計算結果

支間割2のように側径間と中央径間の死荷重のつり合



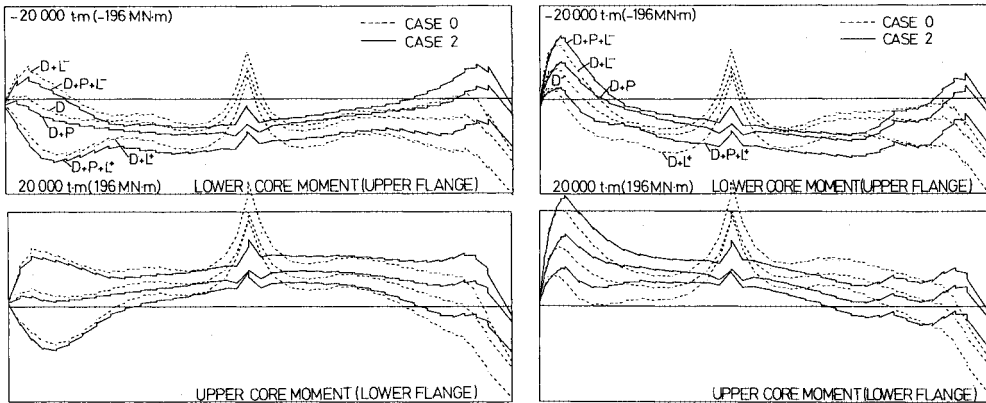
図一 構造諸元と塔および桁の曲げモーメント

表一 ケーブルプレストレスの計算結果

(a) 支間割 1										(b) 支間割 2									
NO.	CASE 0 D	CASE 1		CASE 2		CASE 3		CASE 4		NO.	CASE 0 D	CASE 1		CASE 2		CASE 3		CASE 4	
		D+P	P	D+P	P	D+P	P	D+P	P			D+P	P	D+P	P	D+P	P		
1	841	966	125	1307	466	1247	406	966	125	1	1049	1051	3	1608	560	1482	433	1051	3
2	842	934	91	819	-23	387	45	934	91	2	1003	1006	3	393	-111	971	-33	1006	3
3	949	908	59	663	-186	712	-137	908	59	3	959	967	8	603	-356	664	-293	967	8
4	479	515	36	440	-39	414	-65	515	36	4	509	541	32	320	-189	303	-205	541	32
5	491	512	20	503	11	471	-20	512	20	5	488	532	44	420	-63	401	-27	532	44
6	505	512	7	536	31	524	19	512	7	6	469	523	59	556	87	584	116	523	59
7	517	516	-2	553	36	554	37	516	-2	7	453	529	76	821	368	896	444	529	76
8	530	527	-9	557	26	561	31	527	-9	8	434	506	70	476	40	453	17	506	70
9	540	527	-15	540	0	546	6	527	-13	9	438	495	57	428	-10	376	-63	495	57
10	546	532	-14	527	-19	532	-19	532	-14	10	453	494	41	464	10	434	-19	494	41
11	551	537	-14	513	-37	511	-39	537	-14	11	478	501	23	491	14	494	16	501	23
12	549	537	-12	497	-53	508	-42	537	-12	12	502	509	7	493	-9	517	16	509	7
13	430	421	-3	446	16	435	5	418	-12	13	410	406	-4	446	36	441	31	418	-12
14	392	383	-9	441	30	451	59	417	25	14	389	376	-13	442	53	452	64	417	29
15	300	289	-11	409	109	434	134	416	117	15	306	287	-19	409	103	434	128	416	111
16	139	127	-12	398	259	298	159	415	276	16	147	126	-21	398	250	297	150	415	267
17	112	125	13	393	281	295	183	410	298	17	105	125	19	393	283	294	188	410	305
18	272	285	13	403	131	427	155	410	138	18	267	282	15	403	136	427	160	410	143
19	367	377	10	434	67	443	76	410	43	19	364	369	5	434	70	444	80	410	46
20	409	414	5	438	29	427	18	410	1	20	407	399	-9	438	31	433	26	410	3
21	528	528	0	488	-40	499	-29	528	0	21	527	499	-28	484	-43	508	-19	499	-28
22	536	527	-9	504	-32	502	-34	527	-9	22	536	492	-44	483	-53	485	-51	492	-44
23	543	523	-19	518	-24	519	-24	523	-19	23	543	486	-57	456	-87	427	-116	486	-57
24	547	519	-29	531	-16	537	-10	519	-29	24	547	487	-68	422	-126	369	-178	487	-60
25	550	513	-37	548	-2	553	3	513	-37	25	550	498	-52	469	-81	446	-104	498	-52
26	550	508	-42	545	-4	546	-4	508	-42	26	549	521	-28	809	260	863	334	521	-28
27	546	505	-41	528	-18	516	-29	505	-41	27	546	514	-31	341	-4	370	24	514	-31
28	539	505	-34	496	-43	465	-74	505	-34	28	538	513	-26	405	-134	386	-152	513	-26
29	527	508	-19	434	-93	409	-119	508	-19	29	527	517	-10	506	-221	291	-236	517	-10
30	859	896	38	654	-204	703	-156	896	38	30	858	918	60	573	-295	630	-228	918	60
31	834	922	89	809	-24	876	43	922	89	31	833	950	117	843	10	916	84	950	117
32	800	955	154	1297	491	1232	432	955	154	32	799	988	189	1511	712	1393	594	988	189

(TON, \*9.8 KN)

(TON, \*9.8 KN)



(a) 支間割 1

(b) 支間割 2

図-3 桁の核モーメント (CASE 2)

いが崩れている場合には、塔に曲げを分担させないという制約条件は影響が大きい。すなわち、図-2 (b) に示す CASE 1 の計算結果からわかるように、塔の負担していた曲げモーメントが消えた代わりに、側径間の負の曲げモーメントが増している。側径間のケーブルのプレストレスが一般に正になっていることと対応している。

本論文の方法による CASE 2 で最上段ケーブルおよび最下段ケーブルで大きなプレストレスが生じているのは、支間割 1 と同様である。支間割 1 と異なるのはケーブル 7 と 26 で大きなプレストレスが得られていることである。これは 1~7 のケーブルが端支点付近に集められていることと関係している。桁の曲げモーメント図をみるとケーブル 26 付近で曲げモーメントの分布が滑らかでなくなっていることが認められる。実際の設計ではケーブル張力が急変することは好ましくないことおよび

桁の断面を設計曲げモーメントに沿って連続的に変化させることは困難であること等から次の段階でケーブル張力の調整を行う必要があるといえる。

CASE 3 の計算結果ではさらにケーブル 7 と 26 のプレストレスが大きくなっている。それに伴って、曲げモーメントの分布も一層不均一となっている。このように、せん断応力度の影響を無視することは桁の曲げモーメント分布をぎくしゃくしたものにする可能性があるといえる。

CASE 2 に比べ CASE 4 の曲げモーメント分布は滑らかである。各ケーブル間の張力もよく揃っている。したがって、この点に関しては CASE 4 が好ましいといえるのであるが、桁の曲げモーメントについては CASE 4 の方が一部大きくなっており、ケーブルの許容応力度が高いという利点が十分生かされていない可能性がある。このことから、やはり、CASE 2 を出発点とし

て、ケーブル張力を調整していく方が適当であると考えている。この場合、桁については軸力の影響も当然考慮する必要があり、図-3 (b) に示すような核モーメント図の使用が便利である。

5. 計算例 2

4. で述べた計算例 1 では死荷重を対象としてケーブルプレストレスを求めていた。活荷重に対する計算も行っているが、これは単に影響線解析を行っているに過ぎない。ここでは活荷重に対して、本論文で提案した方法によりケーブルプレストレスを計算する。活荷重は移動荷重であるので種々の荷重状態が考えられるが、代表的な 3 つの荷重状態を対象とした。構造系は計算例 1 で取り上げた支間割 1 と同じであり、制約条件も同じとした。制約条件が同じということは、今の場合、活荷重によって塔に生じる曲げモーメントおよび架設閉合点で生じる断面力はケーブルプレストレスに影響されないということである。

計算結果は表-2 に示す。荷重状態 L3 は L1 と L2 を重ね合わせたものとなっている。L3 は死荷重状態 D と類似であるが、L3 に対しては塔は曲げ部材として働くし、また、桁は中央径間中央で連続しているという点で D と異なる。表-2 から次のようなことがわかる。すなわち、活荷重が側径間あるいは中央径間に偏載された L1, L2 の状態では部分的にケーブルプレストレスが大きくなる場所があるが、両者を重ね合わせた L3 ではケーブルプレストレスは小さい。

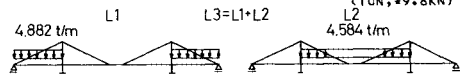
実際の設計ではケーブルプレストレスは一通りしか与え得ないから、活荷重のすべてに対して都合のよいようにケーブルプレストレスを導入することはできない。設計で支配的となる載荷状態に対してケーブルプレストレスを与えておくことは考えられる。また、最下段ケーブルに関しては活荷重の影響を見越してあらかじめプレストレスを多く入れておくことは好ましいかもしれない。しかしながら、だからといって、活荷重に対しても詳しいケーブルプレストレスの計算をすべきだということではない。同程度のことは、たとえば、図-3(a) をみながらケーブルプレストレスを調整するという方法で、もっと簡単にできると考えられるからである。

6. ま と め

本論文では、斜張橋のケーブルプレストレスの計算方法について述べた。本方法は、構造系全体の工費を最小にすることから出発し、最終的には換算された部材断面定数を用いて不静定構造物の解析を行うことに帰着される。ケーブルプレストレスの計算に際しては種々の制約条件が設定されることが多いが、その取り扱い方

表-2 活荷重に対するケーブルプレストレス (支間割 1)

NO.	L1			L2			L3		
	L	L+P	P	L	L+P	P	L	L+P	P
1	-352	-575	-223	524	737	213	171	162	-10
2	-248	-238	10	426	405	-21	178	167	-11
3	-141	-38	103	327	208	-119	186	171	-15
4	-22	52	74	131	61	-70	108	113	5
5	34	96	62	81	29	-52	115	125	10
6	81	119	38	40	10	-30	121	129	8
7	117	133	16	9	-2	-11	126	131	5
8	145	143	-2	-14	-11	3	130	131	1
9	161	146	-14	-27	-18	9	134	128	-5
10	167	147	-20	-32	-21	11	135	127	-9
11	166	145	-21	-30	-20	10	136	125	-11
12	159	140	-20	-24	-18	6	136	122	-14
13	119	114	-5	-13	-5	8	106	109	3
14	105	107	2	-8	1	9	96	108	11
15	81	92	12	-6	8	14	74	100	26
16	44	76	31	-8	22	30	56	98	62
17	-7	24	31	34	64	30	27	88	61
18	-4	7	11	67	81	14	63	88	25
19	-2	1	2	86	95	9	84	95	11
20	0	-5	-5	94	102	8	94	97	3
21	0	-19	-19	121	126	5	121	107	-14
22	0	-20	-21	123	132	9	123	112	-11
23	0	-19	-19	124	135	11	124	116	-8
24	-1	-15	-14	126	135	9	125	120	-5
25	-1	-3	-2	127	130	3	126	127	1
26	-1	15	16	127	116	-11	126	131	5
27	-1	37	38	126	96	-30	125	133	8
28	0	61	61	124	73	-51	123	134	10
29	1	74	74	120	52	-69	121	126	5
30	4	106	102	193	76	-117	197	182	-15
31	7	17	10	185	164	-21	192	181	-11
32	12	-209	-220	172	383	211	194	175	-10



法についても検討した。多くの制約条件は、不静定次数を下げることによって簡単に対処できることを述べた。したがって、本方法では多くの場合、通常の骨組構造解析法がそのまま利用できるという特徴を有している。

計算例で示したように、計算の手間を省くという意味では、ここで述べたような計算方法は有用なものと考えている。しかしながら、本計算法によって自動的に最適なケーブルプレストレスが得られるということではない。計算で考慮されていない設計因子が実際にはかなりあると考えられるからである。実際の設計への適用にあたっては、これらの点に十分注意する必要がある。

終りになったが、有意義な助言および議論を頂いた、首都高速道路公団神奈川建設局の恵谷舜吾博士に厚くお礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) 星埜：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。
- 2) 山田・古川・江草・井上：斜張橋ケーブルの最適プレストレス量決定に関する研究、土木学会論文集、第356号、1985年4月。
- 3) 長崎・鳥居：斜張橋の最適設計法に関する研究、土木学会第40回年次学術講演会概要集、1985年10月。
- 4) 長井・赤尾・佐野・井澤：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) 道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅱ鋼橋編、pp.208~209、丸善、1980年2月。