

## 吊橋タワーの静的挙動に関する基礎的研究

## ELASTIC-PLASTIC BEHAVIOR OF SUSPENSION BRIDGE TOWERS

福本 晴士\*・大森 和実\*\*

By Yuhshi Fukumoto and Kazumichi Omori

## 1. 緒 言

吊橋や斜張橋のタワーは、通常、塔基部が固定され、塔頂がケーブルによって締結された、いわゆる可撓性のタワーになっている。このようなタワーは橋全体の死荷重、載荷される活荷重などによって、タワーの塔頂に鉛直荷重 ( $P$ ) を受け、同時に橋軸方向の水平変位 ( $\delta$ ) が生ずることになり、タワーは曲げに対しても抵抗する。タワーの橋軸方向の静的挙動をみると、一般のタワーでは、荷重の初期段階では、塔頂が水平移動すると同じ向きに塔頂の水平力が生ずるが、荷重の増加に伴って、吊橋の全体系から得られる  $P=f(\delta)$  曲線に沿って塔頂が変位していくと、それとつり合い形を保つに必要な塔頂の水平力  $F$  はしだいに減少し、水平変位の方向とは逆向きの水平力となり、タワー内での降伏域のひろがりに伴って、ついにはタワーは最高強度に達して不安定現象になる。タワーは軸方向圧縮力と曲げを受ける部材として有限変形解析することになるが、通常のはり-柱の解析と異なる点は、塔頂の軸方向力と水平変位が吊橋系全体から先に与えられることにある。設計荷重に対して弾性設計されたタワーが荷重の増加に対してどのようなつり合い形を保ち、さらに最高強度に対して所定の安全率が確保されているかをタワーの弾塑性解析によって確かめる必要がある。

Birdsall<sup>1)</sup> はタワーを長さ方向に数区間に分割し、各区間ごとの曲げの微分方程式をもとにして、境界条件、連続条件を用いて解いて、タワーの塔頂の水平力  $F$ 、弾性たわみ曲線、断面力などを求めている。与えられた荷重の組合せに対して、水平力  $F$  と水平変位  $\delta$  とは線形関係にあること、また実用的には、与えられた  $\delta$  に対して、 $F$  と  $P$  とはほぼ線形関係にあることを明らかにし

た。また、Chu<sup>2)</sup> はマキナック橋のタワーの設計において、タワーの最小必要剛度について言及している。小西・高岡<sup>13)</sup> は文献 1) と同様な問題を積分方程式の理論を用いて解き、実際計算への理論の適用方法を示している。Klöppel ら<sup>3)</sup> は等断面主塔の塔頂に作用する鉛直力、水平変位、タワーの曲げ剛性、高さなどとタワーの弾性挙動との相関関係について求め、還元法によりタワーの数値計算を行っている。また弾性座屈強度との関連性を明らかにしている。主ケーブルの塔頂拘束力がタワーの弾性座屈荷重に与える効果を調べたものに文献 15)、16) などがある。これらの文献はすべて、タワーを弾性挙動の中でとらえているが、実在のタワーの細長比は、橋軸方向の曲げに対しては約 70 前後であり、さらにタワーの溶接組立て時の残留応力分布を考慮すると、タワーの挙動は、弾性限をこえて、非弾性域に入ってくる。文献 17)、18) は鉛直力と水平力が比例載荷されるときタワーの曲げ問題を差分法を用いて、弾塑性解析を行い、また高さ 1.5 m の H 形断面の模型タワーを用いて、パラレルワイヤを介して載荷実験を行っている。文献 10)、11)、12) はタワーの  $P=f(\delta)$  を吊橋全体系から求めるのに、各種荷重の組合せ載荷に対して荷重係数の概念を導入して、設計荷重をこえた荷重の大きさを規定している。還元法によるタワーの弾塑性解析により、実在のタワーの耐荷力に対して数値計算を行っている。文献 5) は斜張橋タワーの解析を行うのに、2 次弾性理論により、荷重係数の考えを用いて弾性限までの強度を求めている。文献 20) は主塔の設計要領について細かく規定したものであり、許容応力設計と耐荷力の照査の両面について述べている。

本論文は、可撓性のタワーの橋軸方向の静的挙動を取扱ったものである。吊橋全体系から塔頂の鉛直力 ( $P$ ) と水平変位 ( $\delta$ ) の関係があらかじめ求められているとする。すなわち、まず死荷重のみが作用するときの  $\delta=0$  の位置から、活荷重の作用に対して  $P=f(\delta)$  の関係

\* 正会員 工博 名古屋大学助教授 工学部土木工学科

\*\* 正会員 工修 岡山県土木部道路建設課, 前名大大学院

が既知としたときの、タワーの弾塑性挙動ならびに最高強度について明らかにした。それには、タワー断面を構成する多室箱断面の材料の降伏点応力度、溶接残留応力分布を考慮してタワーの弾塑性解析を行った。一方、300 t 長柱試験機内にて、実際タワーの挙動を高さ 2.8 m の模型によって再現させ、タワーの荷重-変形性状、タワーの極限強度について実験的に求めた。理論値と実験値との比較検討を行い、従来あまり明確でなかった、タワーの崩壊に対する安全性に関する基礎資料を与えようとするものである。

2. 多室箱形断面の曲げモーメント-曲率-軸方向力曲線 ( $M-\phi-P$  曲線)

タワーの断面構成の特徴は、縦横のリブを持つ補剛板パネルによる多室箱形断面である。このような複雑な断面構成を持つタワーが、軸方向力と曲げを受けたときの変形挙動を明らかにするために、次のようにしてタワーの弾塑性解析を行った。まず、溶接組立てによる残留応力分布を考慮して、多室箱形断面の  $M-\phi-P$  を求め、次に、この  $M-\phi-P$  曲線を基にして、数値積分法によって、タワーの弾塑性解析を行った。

長方形、H形、単一箱形断面などの比較的単純な断面の  $M-\phi-P$  関係を求めるのに用いる仮定と同様の仮定を用いている<sup>7)</sup>。すなわち、鋼材は理想弾塑性材料とする。柱のたわみ  $y$  と曲率  $\phi$  との間には、 $\phi = d^2y/dx^2$  の関係が成立する。柱の断面は変形後も平面保持の法則が成立する、などである。

$M-\phi-P$  関係を求めるための断面のつり合い方程式は、

$$P = \int_A \sigma dA, M = \int_A \sigma y dA \dots\dots\dots(1)$$

であるが、ここでは、断面形状が複雑なため、断面を細かく区分した分割法によった。

単一箱形断面の残留応力分布は、本論文の後半に示すタワーの供試体の残留応力分布の実測値をもとに、Fig. 1 のような直線分布形に仮定した。ここに、圧縮残留応力  $\sigma_{rc} = 0.5 \sigma_y$ 、引張残留応力  $\sigma_{rt} = \sigma_y$  である。図の残留応力の大きさは降伏点応力  $\sigma_y$  との比によって示した。ここに、実験に用いた供試体の  $\sigma_y$  は 15 本の単一箱形断面の短柱試験から求めた値の平均値から  $\sigma_y = 2865 \text{ kg/cm}^2$  (SS 41) とした。多室箱形の場合には各セルが Fig. 1 の分布形を持つものとした。

$M-\phi-P$  曲線は、Fig. 2 に示す順序で求めた。まず、断面を構成する板を小さな要素に区分し、 $\phi$  を与え、その曲率に対する各要素のひずみ  $\epsilon_i$  を計算し、応力-ひずみ曲線より各要素の応力  $\sigma_i$  を計算する。次に断面全体の  $\sum_i \sigma_i dA_i$  が、ある誤差範囲内で  $P$  に一致するまで、断面内のひずみ勾配を平行移動させながら計算を繰

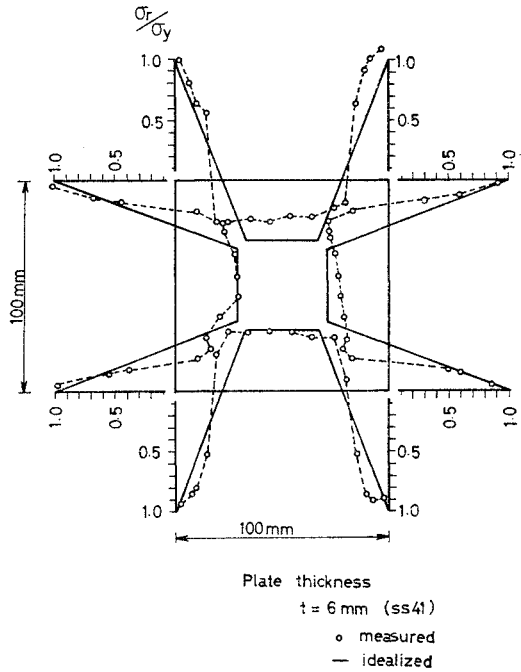


Fig. 1 Residual Stress Distribution due to Welding.

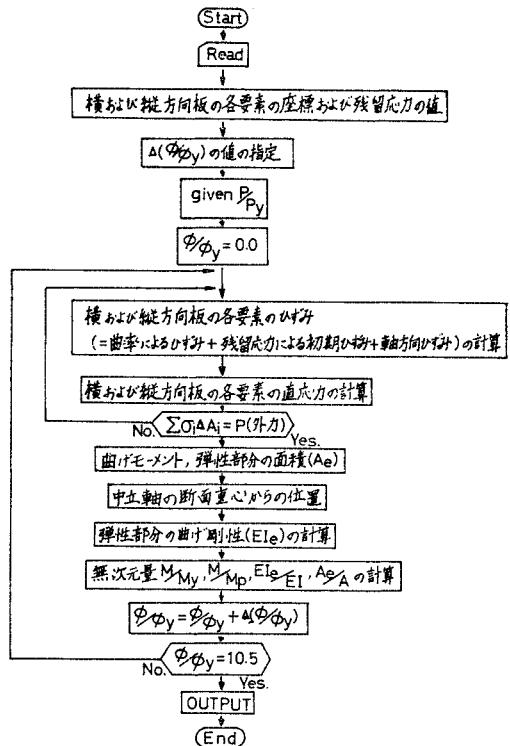


Fig. 2 Flow Chart for  $M-\phi-P$  diagrams.

返す。次に、曲げのつり合い式  $M = \sum_i \sigma_i y_i dA_i$  から対応する曲げモーメントを求める。このようにして、軸方向力  $P/P_y$  ( $P_y = A \sigma_y$ ) を一定としたときの  $M/M_y$ ,

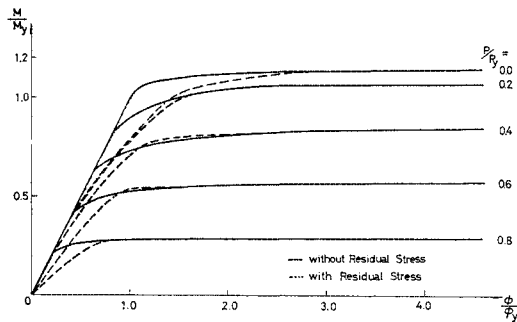


Fig. 3  $M-\phi-P$  curves for Single Box Section.

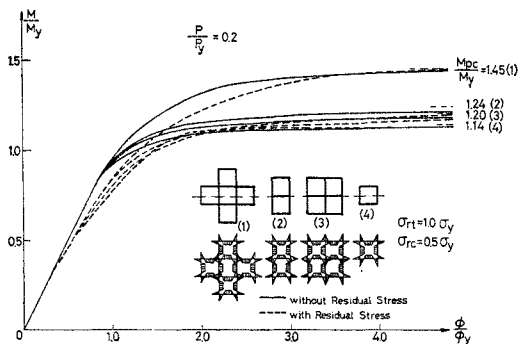


Fig. 4  $M-\phi-P$  curves for Multi Cells.

$\phi/\phi_y$  ( $M_y$ =降伏モーメント,  $\phi_y$ =降伏曲率) が求まる。

Fig. 3 は後に示す実験柱断面 UH1 に対して求めた  $M-\phi-P$  曲線である。また、Fig. 4 は多室箱形断面の例としての2室、4室、5室箱形断面に対する  $P=0.2 P_y$  のときの  $M-\phi$  曲線群である。一室の箱は  $100 \times 100 \times 6$  mm の断面を用いた。図中、実線が残留応力分布を含まない場合であり、点線が含む場合である。なお、仮定した残留応力分布は図中に示してある。また、 $\phi/\phi_y \rightarrow \infty$  では、 $M/M_y = M_{pc}/M_y$ 、 $M_{pc}$ =軸方向力を考慮した断面の全塑性モーメントである。

Fig. 4 のように無次元化した  $M/M_y-\phi/\phi_y-P/P_y$  曲線は、箱の数にはそれほど影響されることなく、曲線群は狭い範囲内に落ち着き、 $M_{pc}/M_y$  の値によって異なる。

### 3. タワーの弾塑性解析

#### (1) 塔頂鉛直力と水平変位 ( $P-\delta$ 曲線)

タワーの塔頂に作用する軸方向圧縮力と水平変位は、吊橋系全体に作用する各種の組合せ荷重に対して求めることになる。一般に、吊橋全体の剛性に比べて、タワーの曲げ剛性がきわめて小さいので、タワーに注目すれば塔頂に作用する外力と変位はタワーの曲げ剛性に影響されることなく、それ以外の吊橋全体の挙動から求められ

る<sup>2), 4), 14), 20)</sup>。

文献 10) は  $P-\delta$  曲線を求めるのに、タワーに対して最も不利な各種荷重の組合せ載荷状態を考慮し、死荷重と活荷重を荷重係数的な考え方にたって処理している。Fig. 5 は文献 10) に得られた塔頂の  $P-\delta$  関係を無次元化して模型的に示した非線形曲線である。ここに、 $p_d$  は吊橋の死荷重のみによる荷重であり、死荷重のみでは  $\delta=0$  であることを示している。また、 $P_y = A \sigma_y$  全断面降伏荷重、 $h$ =タワーの高さである。

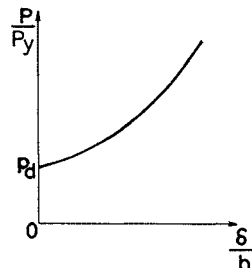


Fig. 5 Schematic  $P-\delta$  curve.

以下のタワーの弾塑性解析には、したがって、Fig. 5 のような  $P-\delta$  曲線があらかじめ吊橋全体系から求められているものとして、このような関係が塔頂に制約条件として与えられるときのタワーの弾塑性挙動について解析を進める。

#### (2) 数値積分法

与えられた  $P-\delta$  曲線に対して、タワーがつり合い系を保つためのたわみ形および塔頂の水平力  $F$  を求めなければならない。このようなタワーの弾塑性挙動を求めるのに、ここでは部材を小区間の長さ分割して、さきに求めた  $M-\phi-P$  曲線をもとにして数値積分法によることにした。Fig. 6 に示すように部材の長さ  $h$  を  $n$  等分した要素の長さを  $a$  とする。分割した区間では等断面、かつ、たわみは円弧で表わされ、微小であると仮定する<sup>6), 9)</sup>。(  $i-1$  ) ~  $i$  番目の要素において、曲率  $\phi_i$ 、曲率半径  $\rho_i$ 、円弧の開角  $\alpha_i$  をもとに、 $\alpha_i = \phi_i a$ 、 $\rho_i = 1/\phi_i$  であるから、

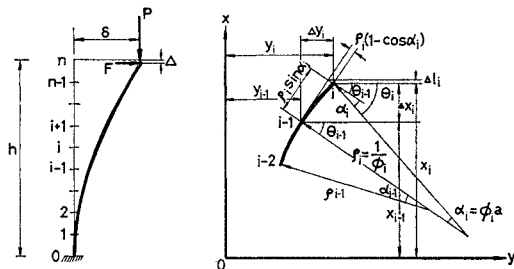


Fig. 6 Numerical Integration Method.

$$\left. \begin{aligned} \theta_i &= \theta_{i-1} + \alpha_i \\ x_i &= x_{i-1} + \rho_i (\sin \theta_i - \sin \theta_{i-1}) \\ y_i &= y_{i-1} + \rho_i (\cos \theta_i - \cos \theta_{i-1}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

の関係が成立する。ここに、 $x_i$ =基部から  $i$  点までの高さ、 $y_i$ =  $i$  点の水平変位である。また、 $i$  点の曲げモーメントは、

$$\left. \begin{aligned} M_i &= M_0 + P y_i + F x_i \\ M_0 &= P \delta + F h \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

で表わされる。

まず、 $P$ - $\delta$  曲線上の  $P$ 、 $\delta$  の値に対してタワーが釣り合い状態にあるときを考える。最初に、塔頂に生ずる水平力  $F$  を仮定し、式 (3) より基部での曲げモーメント  $M_0$  を求める。0 点での曲率  $\phi_1$  は、前記の  $M$ - $\phi$ - $P$  曲線から得られる。基部におけるたわみ角は  $\theta_0=0$  であるから、 $\phi_1$  を用いて、式 (2)、(3) から  $\theta_1$ 、 $x_1$ 、 $y_1$ 、 $M_1$  が求められる。これらの値をもとに、上方の区間へ逐次計算を行っていくと、最後に塔頂  $n$  点でのたわみ  $y_n$  が求められる。この  $y_n$  が最初に与えた  $\delta$  に一致しないときには、 $F$  の値を仮定しなおして、上記の操作を繰返し、 $y_n$  がある誤差範囲内で  $\delta$  に一致するまで行う。このように得られた  $F$  値が一組の  $P$ 、 $\delta$  のもとで釣り合う塔頂水平力である。また、このときのタワーのたわみ曲線も求まる。

(3) 数値計算結果および考察

a)  $F$ - $\delta$  曲線

与えられた  $P$ - $\delta$  曲線に対応するタワー塔頂の水平力  $F$  の変化の様子の一例を Fig. 7 に示す。図は後の供

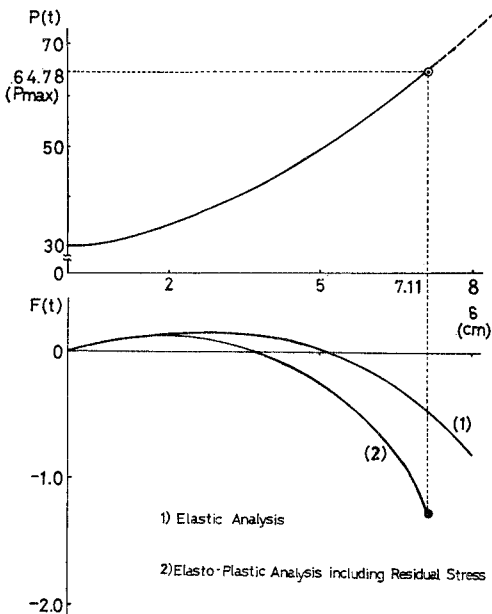


Fig. 7 Theoretical  $P$ - $\delta$ - $F$  curves.

試体 UH1 を対象に  $P(t) = (35/64)\delta^2 + \delta + 30$  のときの  $F$ - $\delta$  曲線を示している。曲線 (1) は弾性解析によるものである。曲線 (1) は文献 (2) の解析解とよく一致している。この曲線は基部固定、塔頂ピン支持の中心軸圧縮柱のオイラー荷重  $P = \pi^2 EI / (0.7h)^2 = 384.5 \text{ t}$  にて  $F \rightarrow -\infty$  と発散している。また、 $F=0$  に対応する  $P$  の値は基部固定、塔頂自由のオイラー荷重  $P = \pi^2 EI / (2h)^2 = 47.1 \text{ t}$  に相当している。曲線 (2) は Fig. 1 の残留応力分布を用いて求めた弾塑性解析結果である。降伏点応力と残留応力分布により曲線 (1) より分岐している。曲線 (1)、(2) とも  $P$  の値が大きくなるにつれて  $F$  値は正  $\rightarrow$  0  $\rightarrow$  負となめらかに変化している。曲線 (2) は (1) に比べて曲げ剛性が降伏域のひろがりにより低下するので、釣り合いを保つに必要な  $F$  値は負で大きくなっている。

b) 最高強度

数値積分法による部材の最高強度を求めるのに、本文で用いた繰返し計算法がよく用いられる。この場合に、繰返し計算が収束する範囲内では、部材のたわみ曲線は安定な釣り合い状態にある。しかしながら、部材が最高強度に近づくとき繰返し計算は、収束することなく発散する<sup>7)</sup>。タワーの弾塑性計算において、タワーが最高強度に近づくとき、与えられた  $P$ 、 $\delta$  に対して数値積分結果が発散する。この場合、発散する近傍の  $P$ 、 $\delta$  に対しては増分のステップを細かくすることにより、発散の状況が精度よくつかめるように心がけた。すなわち、計算上発散する直前の強度をタワーの最高強度とみなすことが

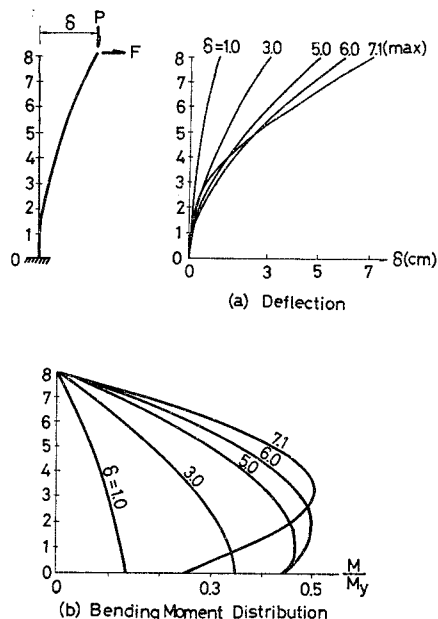


Fig. 8 Theoretical Bending Moment Diagrams and Deflections.

できる。

Fig. 7 において、発散する直前の  $P_{max}=64.780 t$ 、そのときの  $\delta=7.1127 cm$ 、 $F=-1296 kg$  であった。この値より大きな  $P, \delta$  に対しては数値積分結果は発散した。

また、異なった  $P-\delta$  曲線に対する、同一タワーの最大強度の計算結果によれば、 $P-\delta$  曲線がゆるやかになるにつれて最大強度が低下する様子が得られた。

Fig. 8 は供試体 UH1 の  $P-\delta-F$  曲線に対応するタワーのたわみ形と曲げモーメント分布の計算結果例である。横軸の  $M_y$  は弾性限モーメントである。 $\delta$  が増加するにつれて曲げモーメントの最大値の位置は基部から上方へ移動する。 $P_{max}$  に近づくと、たわみは高さの中央付近の水平変位は減少してくる。なお、格点ごとに得られた  $M, \phi, P$  の値から、荷重の増加につれて  $\phi$  が減少するのは、その断面のひずみの反転が生じたことを意味する。弾塑性解析にこのひずみ反転の効果を含ませたが、ひずみ反転の効果がタワーの弾塑性挙動におよぼす影響は無視できるほど小さいことがわかった。

#### 4. 吊橋タワーの実験的研究

##### (1) 実験装置

タワーの支持条件とケーブルを介しての塔頂の  $P-\delta$  曲線による制約条件を持つタワーの荷重と変形挙動、最高強度を知るために基礎的実験を行った。Fig. 9 は、このようなタワーの挙動を実験室内の長柱試験機の中で相似させた実験装置である。同図に、300 t 長柱試験機の

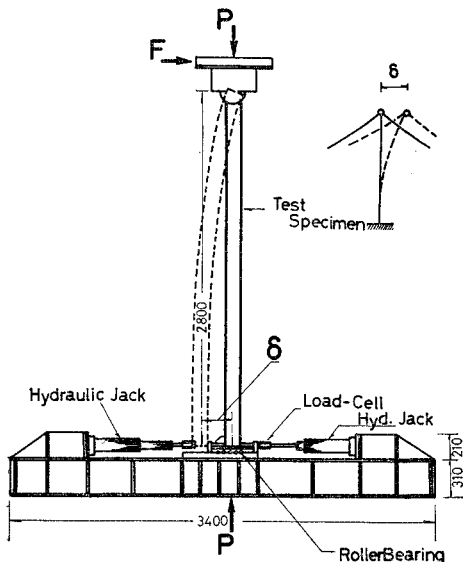


Fig. 9 Test Setup.



Photo 1 (a) Tower test.

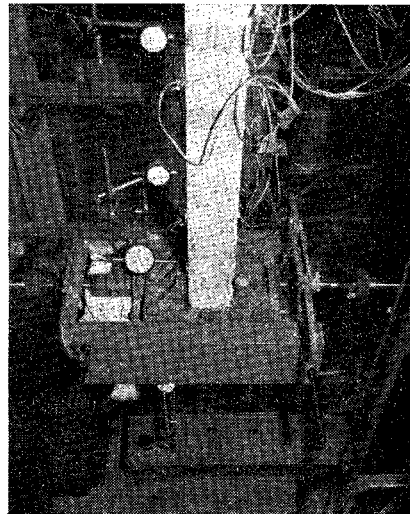


Photo 1 (b) Tower base.

中に組み込まれたタワーの供試体を示す (Photo 1 参照)。タワーの上端には、中心軸圧縮を精度よく行うために、かまぼこ型ローラー支承<sup>9)</sup>を用いた。タワー上端の加圧板の水平移動を外的に拘束し、基部を両側から水平方向にはさみつけた油圧ジャッキ (容量: 圧縮 10 t, 引張: 5 t) により、 $P$  に対する所定の  $\delta$  を与えるようにした。なお、基部の水平移動する個所には、針状コロのローラーベアリング (INA-NTN 平形保持器付針状コロ: FF 型および FF・ZW 型) を敷いて移動板と基部装置との接触面の摩擦の影響を小さくするように工夫した (摩擦検定の結果、この装置により摩擦抵抗の影響をなくすることができた)。水平力  $F$  は、左右 2 つの水平ジャッキの先端にとりつけたロードセルの読みの差から求めた。

Table 1 Test Specimens.

Specimens	Tower Shape	Cross Section (mm)	Tower Height (mm)	Materials	Areas (cm <sup>2</sup> )	Slenderness Ratio	Remarks
UH 1	Constant Section	115×170×6	2 800	S S 41	32.76	60.0	Severn type $\left(\frac{h}{r}\right)_{ave} = 59.7$
UH 2	"	100×150×6	2 800	S S 41	28.56	69.3	Forth type $\left(\frac{h}{r}\right)_{ave} = 70.5$
VH 1	Variable Section	T. 73×180×6 B. 120×180×6	2 800	S S 41	28.92 34.56	92.4 (74.8) <sub>ave</sub> 57.1	Kanmon type $\left(\frac{h}{r}\right)_{ave} = 74.0$
VH 2	"	T. 88×165×6 B. 110×165×6	2 800	S S 41	28.92 31.56	77.5 (70.5) <sub>ave</sub> 62.6	Forth type
UD 1	Constant Section	115×170×6	2 800	S S 41 S M 50	32.76	60.0	Hybrid Tower
UD 2	"	100×150×6	2 800	S S 41 S M 50	28.56	69.3	"

## (2) 実験供試体

供試体は Table 1 に示す高さ 2.8 m の 6 本の単一箱形断面からなり、等断面 (UH)、変断面 (VH)、ハイブリッド等断面 (UD、上半分は SS 41、下半分は SM 50) がそれぞれ 2 本ずつある。各供試体の細長比は、それぞれ実在のタワーにほぼ相似するように設計製作した。

## (3) 载荷方法

供試体は、まず中心軸圧縮状態になるように整置して、一様圧縮の状態では  $P=0$  から  $P_d$  まで载荷した。 $P=P_d$  にて、 $\delta=0$ 、 $F=0$  が満足されない場合には、 $\delta=0$  になるように水平ジャッキによって初期  $F$  値を与えた。Fig. 10 の  $F-\delta$  曲線が原点からでてないのは、この初期  $F$  値によるためである。

次に、 $P=P_d$ 、 $\delta=0$  から所定の  $P-\delta$  曲線 (実験では 2 次放物線) にそって、長柱試験機の鉛直荷重  $P$  と水平ジャッキをそれぞれ操作しながら同時に载荷した。 $P$ 、 $\delta$  を増加させていったとき、鉛直荷重を支えきれず、この曲線上から離れる点の  $P$  の値が最高強度  $P_{max}$  である。

## 5. 実験結果および考察

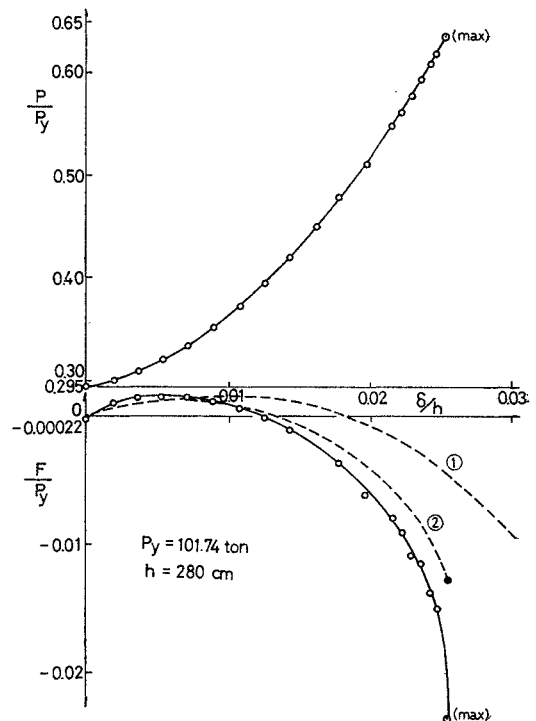
### (1) $P-\delta-F$ の関係

UH1 タイプについての  $P$ 、 $\delta$ 、 $F$  の相関関係は Fig. 10(a) ようである。ここに、 $P-\delta-F$  の関係は、図のように  $P$ 、 $\delta$  に関しては、それぞれ  $P_y = A \sigma_y$ 、変断面では上下の平均断面積、タワー高さ  $h$  にて無次元化してある。○印の実験点は、あらかじめ定めた  $P-\delta$  曲線 (実線) 上に沿って与えてある。 $F-\delta$  曲線では、実線は得られた実測点をなめらかに結んだものである。実験による最高荷

重  $P_{max}$  は ○(max) で示す。

タワーが最大強度に近づくとき、塔頂の水平変位の増分  $\Delta\delta$  に比して、柱中央付近の水平変位の増分が逆向きとなり、 $P-\delta$  曲線上の  $\delta$  に対する  $P$  が支えきれなくなる。このときの  $P$  を最高荷重とした。 $\delta=0$ 、 $P=P_d$  において実測の  $F$  値が 0 とならないのは ( $F_0 = -22$  kg)、タワーの整置のために必要となった初期  $F$  値である。

一方、図中の  $F-\delta$  曲線の点線は理論計算によるものである。① は弾性理論、② は残留応力分布を含んだ弾塑性解析による曲線である。計算によるタワーの最高強

Fig. 10 (a)  $P-\delta-F$  curves for UH1

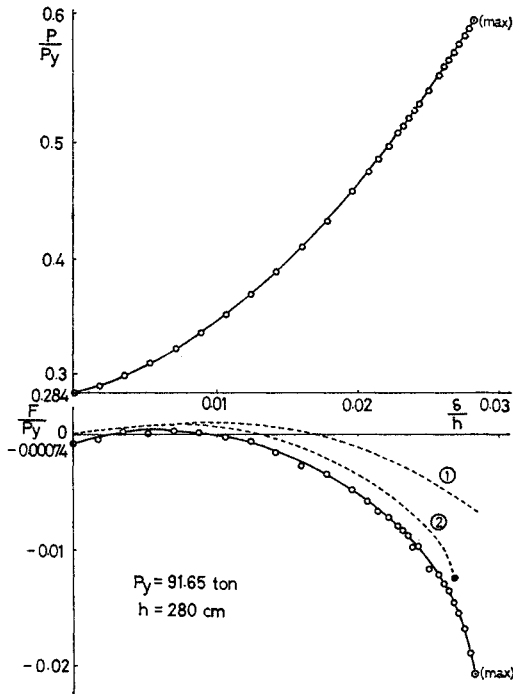


Fig. 10 (b)  $P$ - $\delta$ - $F$  curves for VH 2

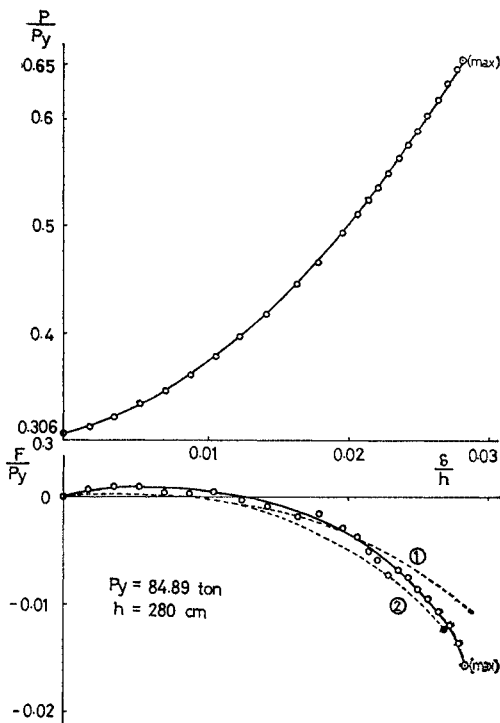


Fig. 10 (c)  $P$ - $\delta$ - $F$  curves for UD 2

度に対応する  $F$  値を ●印で示す。

VH 2 (変断面柱), UD 2 (ハイブリッド柱) に対する  $P$ - $\delta$ - $F$  曲線を Fig. 10 (b), (c) に示す。Fig. 10 から、実験から得られた  $F$ - $\delta$  曲線は曲線②とよく一致している。ただし、 $P_{max}$  に近づくとき  $F$ - $\delta$  曲線の勾配はかなり急勾配になっていることがわかる。

(2) タワーの prototype と model の相似律

塔頂に作用する  $P, F, \delta$  の関係は、等断面タワーの弾性範囲では<sup>3)</sup>,

$$\frac{Fh}{P\delta} = \frac{\alpha h}{\tan \alpha h - \alpha h} \dots\dots\dots (4)$$

である。ここに、 $\alpha = \sqrt{P/EI}$  である。

prototype ( $p$ ) と model ( $m$ ) の添字を用いると、式 (4) にて

$$(\alpha h)_p = (\alpha h)_m$$

になるためには、

$$\left(\frac{P}{P_y}\right)_p = \left(\frac{P}{P_y}\right)_m \frac{(\lambda\sqrt{\sigma_y/E})_m^2}{(\lambda\sqrt{\sigma_y/E})_p^2} \dots\dots\dots (5)$$

となる。もし、 $(\lambda\sqrt{\sigma_y/E})_m = (\lambda\sqrt{\sigma_y/E})_p$  であるなら、

$$(P/P_y)_p = (P/P_y)_m$$

となる。ここに、 $P_y = A\sigma_y$  全断面降伏荷重、 $\lambda$  = タワーの細長比である。また、式 (4) より

$$(Fh/P\delta)_p = (Fh/P\delta)_m$$

であるから、

$$\left(\frac{F}{P_y}\right)_p = \left(\frac{F}{P_y}\right)_m \frac{(\delta/h)_m}{(\delta/h)_p} \frac{(\lambda\sqrt{\sigma_y/E})_m^2}{(\lambda\sqrt{\sigma_y/E})_p^2} \dots\dots\dots (6)$$

となる。

したがって、タワーに関して  $\lambda\sqrt{\sigma_y/E}$  を prototype と model で相等しくとれば、

$$(P/P_y)_p = (P/P_y)_m, (\delta/h)_p = (\delta/h)_m$$

$$(F/P_y)_p = (F/P_y)_m$$

が成立する。すなわち、Fig. 10 のように無次元化した  $P, \delta, F$  上で得られた相関曲線は、実物のタワーについても、そのまま換算することができる。

(3) 等断面, 変断面タワー, ハイブリッドタワーの比較

Fig. 11 は同一の  $P$ - $\delta$  曲線のもとに荷重したときの UH 2, VH 2, UD 2 タイプの 3 供試体の  $F$ - $\delta$  曲線の実測値を示したものである。3 本とも、ほぼ同じ細長比を有しているため、 $F$ - $\delta$  曲線もほぼ同じ傾向を示しながら最高荷重に達している。UD 2 では、下半分が SM 50 材のため、塑性域における曲げ剛度の低減が小さく、したがって、このため抵抗する  $F$  値は UH 2 に比べて、

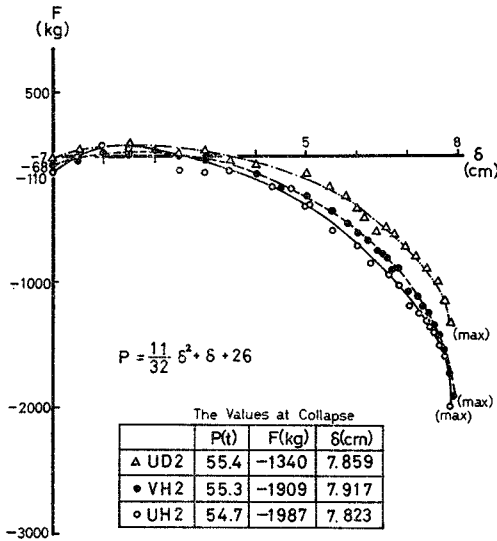


Fig. 11 Experimental  $\delta$ - $F$  curves.

かなり小さくなっている。

なお、最高荷重通過後のタワーの挙動から、各供試体とも基部から約 160 cm (0.57  $h$ ) のあたりが最も大きなひずみをうけており、その部分の圧縮側フランジの局部変形が観察された (Photo 1 参照)。

(4) 実験結果と数値計算結果のまとめ

Table 2 は 6 本の供試体についてのタワーの最高荷重とそのときの  $F$ ,  $\delta$  の値の実験値と理論値との結果をまとめたものである。表には、参考荷重として、タワーに生ずる最大直応力が許容引張応力度に等しくなるときに対応する設計荷重 ( $P_{all}$ )、座屈有効長さ係数  $k=2$ ,  $k=0.7$  を用いての柱の中心軸荷重 (道路橋示方書<sup>19)</sup>の許容

圧縮応力度にタワーの平均断面積と安全率 1.7 を乗じたもの ( $P_{cr1}$ ,  $P_{cr2}$ ) も与えてある。

Table 2 からわかるように、タワーの最高荷重は設計荷重の平均 1.9 倍の安全性が確保されている。また最高荷重は  $P_{cr2}$  の平均 0.9 倍となっている。 $P_{max}$  の理論値と計算値との良好な一致がみられる。

6. 結 論

本論文は吊橋主塔のように、基部が固定され、塔頂に作用する鉛直力と水平変位量があらかじめ制約された条件のもとに変化する時の、タワーの弾性ならびに非弾性域における挙動について検討したものである。得られた内容の要約は次のようである。

(1) タワー断面を構成する多室セル構造の曲げモーメント-曲率-軸方向力の相関関係を任意の残留応力分布を含む場合について求めた。

(2) 塔頂の鉛直荷重  $P$  と水平変位  $\delta$  の変化に伴って、塔頂に生ずる水平力  $F$  の変化の様子が理論解ならびに実験値から得ることができた。タワーの曲げ剛度、制約条件としての  $P$ - $\delta$  曲線によって、 $F$  値も正、0、負の範囲で大きく変化する。

(3) タワーの挙動と相似な実験装置を開発し、信頼性の高い実験結果を得ることができた。

(4) タワーの最大強度は  $P$ - $\delta$  曲線に沿って塔頂が移動するとき、タワーの力のつり合いが保持できなくなる点である。タワーは最大強度に近づくと、 $F$  は負の方向で急速に増加し、タワーの中央点付近の変形が大きくなる。そして荷重の増加に対して不安定な状態に近づくと、タワーは極限状態に達し、 $P$ - $\delta$  曲線からはずれ

Table 2 Test Results and Reference Loads.

Specimens	$P$ - $\delta$ Curves	Allowable Stress Design			Maximum Strength						Reference Loads		Remarks		
		$P_{all}$ (t)	$F_{all}$ (kg)	$\delta_{all}$ (cm)	Theory			Test			$P_{cr1}$	$P_{cr2}$	$\frac{P_{ex\ max}}{P_{th\ max}}$	$\frac{P_{ex\ max}}{P_{all}}$	$\frac{P_{ex\ max}}{P_{cr2}}$
					$P_{th\ max}$	$F_{max}$	$\delta_{max}$	$P_{ex\ max}$	$F_{max}$	$\delta_{max}$					
UH 1	$P = \frac{35}{64} \delta^2 + \delta + 30$	32.1	94	1.25	64.78	-1 296	7.11	64.6	-2 405	7.10	31.7	67.7	1.00	2.01	0.95
UH 2	$P = \frac{11}{32} \delta^2 + \delta + 26$	28.3	25	1.50	52.84	-1 134	7.50	54.7	-1 197	7.82	22.5	56.4	1.04	1.93	0.97
VH 1	$P = \frac{195}{490} \delta^2 + 0.5 \delta + 27$	29.2	116	1.80	53.14	-1 087	7.50	49.3	-1 764	6.95	25.1	61.4	0.93	1.69	0.80
VH 2	$P = \frac{11}{32} \delta^2 + \delta + 26$	28.6	71	1.64	52.84	-1 126	7.50	55.3	-1 909	7.92	24.0	59.6	1.05	1.93	0.93
UD 1	$P = \frac{35}{64} \delta^2 + \delta + 30$	33.7	106	1.84	63.80	-918	7.00	67.3	-1 721	7.44	—	—	1.06	2.00	—
UD 2	$P = \frac{11}{32} \delta^2 + \delta + 26$	29.0	8	1.85	52.53	-1 021	7.45	55.4	-1 340	7.86	—	—	1.06	1.91	—



る。

(5) タワーの最大強度は、制約条件としての  $P=f(\delta)$  の曲線が急な勾配になるほど高くなり、 $P=f(\delta)$  がゆるやかになるほど最大強度は低くなる。

(6) 最大曲げモーメントの生ずる位置は  $P, \delta$  の大きさによって基部から逐次上方へ移動する。すなわち、設計荷重時と最大荷重時の曲げモーメント分布をともに考慮して断面性能を決める必要がある。

本研究は本州四国連絡橋公団から名古屋大学への委託研究(昭和47年度)の一部として行ったものである。本研究を行うにあたり、土木学会鋼上部構造研究委員会座屈分科会の委員の方々から貴重なご意見を賜った。ここに厚くお礼申し上げる。著者らの研究室の青木徹彦助手には実験装置の設計について並々ならぬ協力をえた。また、実験にあたって、堀口隆良技術員、鷲崎光夫君には協力をえた。ここに深謝する次第である。実験用タワー、実験装置の製作は滝上工業(株)、名大工学部実験実習工場の方々のお世話になった。また、解析には名大大型計算機センター FACOM 230-60 を用いた。

#### 参 考 文 献

- 1) Birdsall, B. : The Suspension Bridge Tower Cantilever Problem, Trans. ASCE Vol. 107, 1942, pp. 847-870.
- 2) Chu, K.H. : The Design of The Main Towers of The Mackinac Bridge, Proc. ASCE Vol. 84, No. ST 2, March, 1958, pp. 1565-1~26.
- 3) Klöppel, K., Esslinger, M. und H. Kollmeier: Die Berechnung eingespannter und fest mit dem Kabel verbundener Hängebrückenpylonen bei Beanspruchung in Brückenlangrichtung, Der Stahlbau Heft 12, 1965, S. 358.

- 4) Pugsley, A. : The Theory of Suspension Bridges, Arnold, 1968, Chapt. 13.
- 5) Tang, M.C. : Design of Cable-Stayed Girder Bridges, Proc. ASCE Vol. 98, No. ST 8, August, 1972, pp. 1789-1802.
- 6) Timoshenko, S.P. and Gere, J.M. : Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill, 1961, Chapt. 3.
- 7) Galambos 著, 福本・西野共訳: 鋼構造部材と骨組 一強度と設計一, 丸善, 1970.
- 8) 青木徹彦・福本啓士: 鋼柱の座屈強度のばらつきにおよぼす残留応力分布の影響について, 土木学会論文報告集, No. 201, 1972.
- 9) 草間孝志: 偏心圧縮柱の荷重・変形性状に与えるひずみ硬化の影響, 土木学会論文集 No. 184, 1970.
- 10) 国広哲男・藤原 稔・井刈治久: 吊橋主塔の弾性解析と設計上の問題点, 建設省土木技術資料 14-4, 1972.
- 11) 国広哲男・藤原 稔・井刈治久: 吊橋主塔の極限耐荷力, 建設省土木技術資料 14-5, 1972.
- 12) 国広哲男・藤原 稔・井刈治久・武田亘弘: 吊橋主塔の極限耐荷力, 土木研究所資料第 802 号, 1973.
- 13) 小西一郎・高岡宣善: 吊橋タワーの断面力, 変形量, 座屈荷重の計算法に関する研究, 土木学会論文集 No. 96, 1963.
- 14) 平井 敦: 鋼橋Ⅲ, 技報堂, 1967, 第 12 章.
- 15) 平井 敦・伊藤 学: 吊橋主塔の動的弾性安定, 土木学会第 20 回年次学術講演会講演概要集, 1965.
- 16) 深沢泰晴: 長径間吊橋主塔の適正剛度について, 土木学会第 23 回年次学術講演会講演集, 1968.
- 17) 福本啓士・三好弘高・小林和正: ケーブル・ステイド・タワーに関する基礎的研究, 土木学会第 26 回年次学術講演会講演集, 1971.
- 18) 三好弘高: ケーブル・ステイド・タワーの基礎的研究, 名大修士論文 No. 71113, 1971.
- 19) 道路橋示方書・同解説, 日本道路協会, 1973.
- 20) 吊橋主塔設計要領(案), 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会・座屈分科会, 1972.

(1973.7.16・受付)