

九州大学 正 員 太田俊昭

福岡大学 正 員 黒木健史

九州大学 学生員 緒方紀夫

1. まえがき

本研究の目的は、吊橋の終局耐力と弾塑性挙動を説明することにある。既に著者らは撓度理論を用いて、静的面内荷重による弾塑性挙動の説明を行なってきたが、長大吊橋のより厳密な解をえるには、有限変形理論によるなければならない。本論文は、塔・補剛桁の弾塑性を考慮し、ケーブル・ハンガーに有限変形理論を適用した理論を提示し、実際に本四級の吊橋を対象に撓度理論による解と各種の変形拘束条件下の有限変形理論解等を比較検討したものである。

2. 基礎式

(i) 主ケーブル・ハンガーについて

ある荷重で平衡状態にある軸力部材ABの両端の座標を $A(x_a, y_a)$, $B(x_b, y_b)$ とする。これに活荷重が加わり、ABが AB^* になつたときの座標を $A^*(x_a + \dot{x}_a, y_a + \dot{y}_a)$, $B^*(x_b + \dot{x}_b, y_b + \dot{y}_b)$ とすると、部材両端の節点力増分 $\dot{X}$, $\dot{Y}$ は、節点変位増分によって表わされ、次式のようになる。(Fig.1 参照) なお、節点カー変位はFig.1の X, Y 方向を正とする。

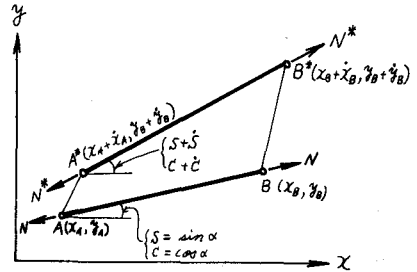


Fig.1 ケーブル・ハンガーモデル

$$\begin{pmatrix} \dot{x}_a \\ \dot{y}_a \\ \dot{x}_b \\ \dot{y}_b \end{pmatrix} = \mu \frac{EA}{l_0} \begin{pmatrix} C^* & SC^* & -C^* & -SC^* \\ SC^* & S^{*2} & -SC^* & -S^{*2} \\ -C^* & -SC^* & C^* & SC^* \\ -SC^* & -S^{*2} & SC^* & S^{*2} \end{pmatrix} + \frac{N^*}{l_{AB}} \begin{pmatrix} S^* & -SC^* & -S^* & SC^* \\ -SC^* & C^* & SC^* & -C^* \\ -S^* & SC^* & S^{*2} & -SC^* \\ SC^* & -C^* & -SC^* & C^* \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{x}_a \\ \dot{y}_a \\ \dot{x}_b \\ \dot{y}_b \end{pmatrix} \quad (1)$$

ただし、 μ : 部材の非線形性を考慮するための係数、 E : ヤング率、 A : 断面積、 l_{AB} : ある荷重状態での部材長、 l_0 : 無軸力時の部材長、 N^* : 荷重増加後の軸力、 S, C : 部材の X 軸に対する正弦、余弦。

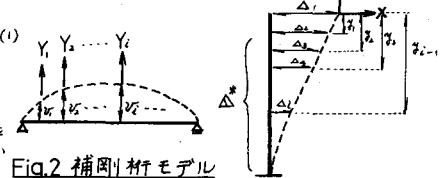


Fig.2 補剛桁モデル

Fig.3 塔モデル

(ii) 補剛桁について

補剛桁を単純ばりとみなし、ハンガーによる内力を節点力とみなすと節点力と節点変位との関係は次のように表わされる(Fig.2参照)。

$$\dot{Y} = (\alpha \Omega D)^{-1} \dot{V} - (\Omega D)^{-1} \dot{\phi} \quad (2)$$

もし、補剛桁が等断面であるとすると、

$$\dot{Y} = EI(\alpha \Omega D)^{-1} \dot{V} - EI D^{-1} \dot{\phi} \quad (2')$$

ただし、 α : 変位 $\dot{V}$ と曲率 $\dot{\phi}$ を関係づける行列、 Ω : 対角要素に $1/l_{AB}$ を持つ行列、 D : 曲げモーメントと荷重を関係づける行列、 $\dot{\phi}$: 塑性曲率、 I : 断面二次モーメント。

(iii) 主塔について

主塔についても補剛桁と同様に、塔を片持ばりと考え、節点力と節点変位の関係は次式で表わされる(Fig.3参照)。

$$\dot{X} = F_H \dot{\Delta} + G_H \quad (3)$$

ただし、 $F = -I + Y A_1 \bar{I}' - Y^T J^T A^* \bar{I}'$, $G = \dot{Y} A_1 (I - Y J^T A^* (\Delta, I' - \Delta)) + (\alpha_1 - Y A_1 J^T A^*) \dot{\phi}$, $H = A_1 \dot{y} - Y A_1 J^T A^* \dot{y}$, $A_1 = \alpha_1 \bar{s}$, $A^* = \alpha^* \bar{s}$, $J = \bar{I} + Y A^*$, $\bar{I}$: 単位行列、

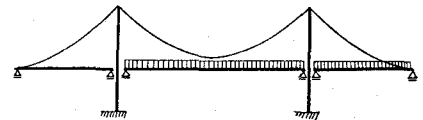


Fig.4 解析モデル

計 算 例 諸 元	
中央支間長	1500 m
側支間長	750 m
中央径間サグ	150 m
側径間サグ	37.5 m
ケーブル断面積	0.6568 m ² /Cable
補剛トラス高	12 m
補剛桁断面二次モーメント	3.349 m ⁴ /Br.
死 荷 重	15.84 t/m/Cable
主 塔 高	223 m
主 塔 平均二次モーメント	29.213 m ⁴
主 塔 平均断面積	2.523 m ²

表-1

α_1 : 塔頂変位 Δ と曲率を関係づける行列、 α_2 : 塔頂以外の塔の変位と曲率を関係づける行列、 Π : 1 を要素に持つ行列。

式 (1), (2), (3) は、いずれも節点力と節点変位の関係を示しているので、変形法の教える所により、吊橋の解析が可能になるわけである。しかし、吊橋の補剛桁の支持条件は Fig. 4 のように両端がローラー支承になっているので、これを次のようにして考慮する。すなわち、補剛桁の水平方向には拘束がないので、ハンガーによる水平方向の分力の総和がゼロになる。さらに、補剛桁の水平方向の伸縮を無視すれば、補剛桁の水平変位はその他の変位によって一義的に表わされる。このような補正を行なうことにより、吊橋のローラー支承を考慮した解析が可能になる。

3. 数値計算例と考察

数値計算例として、表-1 に示すような諸元を持つ本四級の吊橋を対象に、Fig. 4 のような分布荷重を漸増させて解析を行なった。その際、塔は 3 Box の変断面としている。

Fig. 5 は、設計荷重程度の等分布荷重を載荷した時のケーブルの水平変位と鉛直変位を示したものである。実線が有限変形理論、破線が有限変形理論で補剛桁の水平変位を拘束したもの、一点鎖線が撓度理論によるものであるが、荷重が右側に偏り載荷されているためケーブルの水平変位も大きく右にかたがっている。当然ながら、補剛桁を拘束するとケーブルの水平変位も小さくなる。鉛直変位を見ると、有限変形理論と撓度理論とではほとんど一致している。このことは、有限変形理論の一応の検証を与えていることになるだろう。Fig. 6 は、左側主塔の塔頂変位 (δ) と分布荷重 (P) との関係を示したものであるが、設計荷重の 2 倍くらいまでは両理論による差はほとんど見られないが、その後荷重が増加するに従って撓度理論の方が変位が大きくなっている。このことは他の点についても同様である。ここで留意すべき点は、最終段階における荷重の差である。この差は塔の不安定化によって生じるので、この差を調べるために、両理論および拘束条件の塔の不安定化に与える影響を示したのが Fig. 7 である (P : 塔頂鉛直荷重、 δ : 塔頂変位、 F : 塔頂水平力)。 F が正の間は両理論間の相違は小さいが、負の水平力が生じ塔の不安定化が進行する段階になると、これらの条件の差は明瞭に表われている。

の結果から言って約 15% 過大評価していることになる。また、補剛桁の水平変位を拘束する単純支持系の解析手法によれば、耐荷力は約 5% 過大評価とれることになる。

る。

4. 文献

- (1) 国広哲男、藤原純、井川治久: 吊橋主塔の極限耐荷力、建設省土木技術資料 14-5 1972
- (2) 後藤茂夫: 有限変形法による吊橋の解法、土木学会論文集第 156 号 (543.8)

- (3) 太田俊昭、黒木健実、緒方紀夫: 吊橋の極限耐荷力と塑性力学特性、土木学会第 31 回年次学術講演会概要集。

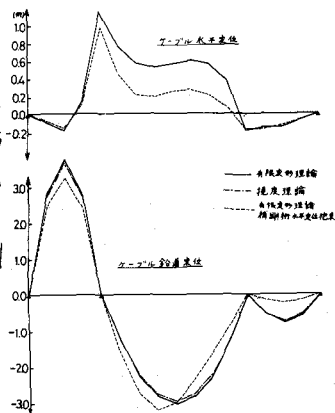


Fig. 5 ケーブル水平・鉛直変位図 (設計荷重)

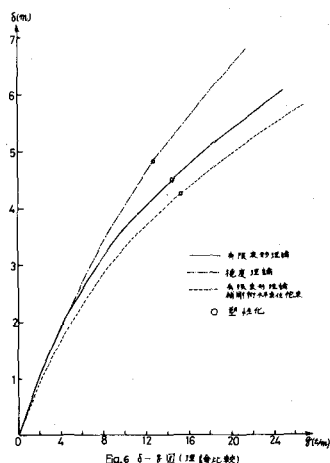


Fig. 6 δ - P 関係 (理論比較)

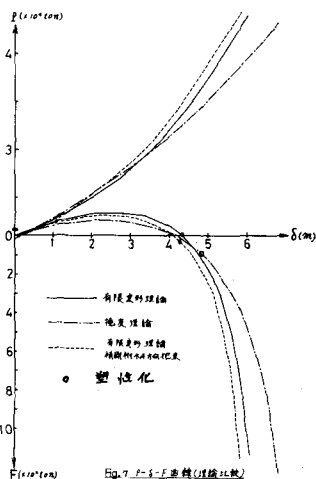


Fig. 7 F - δ 関係 (理論比較)