

九州大学 学生員 緒方紀夫

福岡大学 正 員 黒木健実

九州大学 正 員 太田俊昭

1. まえがき

吊橋の極限耐力ならびに塑性力学性状を解明した既往研究には、国広⁽¹⁾、福本⁽²⁾および太田⁽³⁾らの研究があり、特に、国広、福本氏の研究では、塔の弾塑性不安定現象に力点を置いた興味ある結果が報告されている。一般に塔の剛性は、ケーブルの剛性に比べて非常に小さいので、吊橋全体系を解析する場合、弾性時では塔の影響を近似的に無視できることが知られており、両氏の研究でも塔のみを別個に取り扱っている。この場合、塔の断面の塑性化が進み、塔頂水平反力が急増する条件下で、どの程度の精度がえられるのかどうかを吟味することが必要であり、本研究では、そのための体系解析法を提示し、実際に本四級の長大吊橋について比較検討した結果の一部を報告する。

2. 基礎式

撓度理論を用いれば、一般に補剛桁のモーメント M_k は、ケーブルのたるみ δ_k 、死荷重による水平張力 H_k 、活荷重による水平張力 H_L 、補剛桁のたわみ η などを用いて次のように表わされる。

$$M_k = \bar{M}_k - \delta_k H_k - H_k \eta - h_k \eta \quad \text{----- (1)}$$

ただし、 $\bar{M}_k$: 補剛桁を単純ばりに換算したときのモーメント、

h_k : H_k に関する行列、

また、補剛桁の換算断面形状を用いれば、モーメント M_k と曲率 ϕ_k との関係が次のように表わされる。⁽⁴⁾

$$\phi_k = \phi_k^p + \phi_k^e \quad \text{----- (2)}$$

ただし、 ϕ_k^p : 塑性曲率、 ϕ_k^e : 係数行列、

次に、補剛桁の変位 η と曲率 ϕ_k の関係を次のように表わす。

$$\eta = \alpha_k \phi_k \quad \text{----- (3)}$$

ただし、 α_k : 係数行列

とくに、塔頂の変位、各径間の張力の相違を考慮に入れた Cable 方程式は次のように一般表示できる。

$$H_k = \mathcal{C} \Delta + \mathcal{E} \eta \quad \text{----- (4)}$$

ただし、 Δ : 塔の変位、 $\mathcal{C}$ 、 $\mathcal{E}$: 各々係数行列、

式(3)に式(1)、(2)、(4)を代入し、整理すれば、

$$J_k \eta + G_k \Delta = A_k \bar{M}_k + \alpha_k \phi_k^p \quad \text{----- (5)}$$

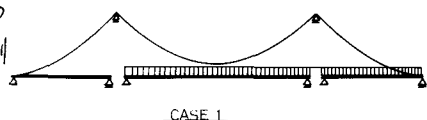
ただし、 $J_k = \mathcal{I} + H_k A_k + A_k h_k + A_k \delta_k \mathcal{E}$, $G_k = A_k \delta_k \mathcal{C}$, $A_k = \alpha_k \delta_k$, $\mathcal{I}$: 単位行列、

一方、塔についても同様な手法で基礎式が誘導できる。塔のモーメント M_k は、塔頂からの鉛直距離に関する行列 δ_k 、水平張力 H_k 、塔頂に如かる鉛直力に関する行列 $\mathcal{X}$ 、および塔の水平変位 Δ を用いて次のように表わされる。

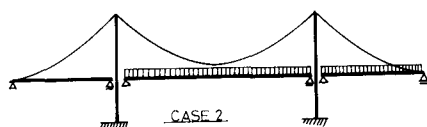
$$M_k = -\delta_k H_k + \mathcal{X} \Delta \quad \text{----- (6)}$$

式(2)、(3)と同様に、塔についても次の式を与える。

$$\phi_k = \beta_k M_k + \phi_k^p \quad \text{----- (7)}$$



CASE 1



CASE 2

Fig. 1 解析モデル

$$\Delta = \alpha_x \phi_c \quad \text{----- (8)}$$

式(8)に式(4), (6), (7)を代入のうえ整理すれば次のようになる。

$$J_x \Delta + G_x \eta = \alpha_x \phi_c^p \quad \text{----- (9)}$$

ただし、 $J_x = I + A_x \bar{y}_c^2 - A_x y_c^2$, $G_x = A_x \bar{y}_c E$, $A_x = \alpha_x S_x$
式(5), (9)を連立して、

$$\begin{Bmatrix} J_x & G_x \\ G_x & J_x \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \eta \\ \Delta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} A_x \bar{M}_s + \alpha_x \phi_c^p \\ \alpha_x \phi_c^p \end{Bmatrix}$$

$$\therefore \begin{Bmatrix} \eta \\ \Delta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} J_x & G_x \\ G_x & J_x \end{Bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} A_x \bar{M}_s + \alpha_x \phi_c^p \\ \alpha_x \phi_c^p \end{Bmatrix} \quad \text{---- (10)}$$

式(10)によつて、任意の荷重状態に対する塔と補剛桁の一体弾塑性変形解析が可能になるわけである。

3. 計算結果および考察

数値計算例として、本四吊橋に準じたA(中央径間770m), B(中央径間1500m) Typeの橋を対象に計算を行なつたが、ここでは紙面の関係上B Typeの橋の計算結果の一部を図に示した。この吊橋の諸元は表-1に示すとおりである。塔は変断面の3Box断面として解析を行なつた。

まず、Fig-2は、Fig-1のような等分布荷重 q (t/m)と水平張力 H ($H_u + H_c$)との関係を示したものであるが、中央スパンの水平張力は塔を考慮しない場合(CASE1)とほとんど同じだが、左サイドスパンの張力はFig2のように塔が降伏し始めるころより少いづつ大きくなる。これは塔の変形を阻止しようとする力、すなわち、塔頂に加わる水平反力が正の値と大きく変化するためである。さらに、塔頂変位 δ (m)と等分布荷重 q (t/m)との関係を示したのがFig-3であるが、CASE1の場合に比べて、塔の変位は弾性範囲内ではほぼ一致しているが、塔が降伏するころから少いづつ塔頂変位は大きくなる。この塔頂変位の差は量的には少なくとも不安定現象の発生する近傍では、塔の挙動に鋭敏に左右する因となり、この点吊橋の安定解析に際し、留意すべきことと言えよう。また、吊橋全体を思つても、塔を考慮しないときより考慮したときのオガその量は小さいけれども、少いづつ変位量が大きくなつてゐる。実際問題としては、著者が試みたこの二つの吊橋に關する限り、塔の影響は図に示すように2~3%とかなり小さいので、この量をカバーしたような塔頂に加わる力 P (鉛直力)- δ (塔頂変位)曲線を近似的に用いれば、塔のみの安定解析で十分な精度の解がえられるものと思われる。しかし、この傾向

は危険サイドにあり、また吊橋の形状、荷重状態などによつては量的に増大する場合も考えられるので、塔と吊橋とを一体解析による耐力の検討が基本的に必要であると思われる。なお、本研究は吊橋構造と撓度理論により解析したが、このような長大吊橋では当然、有限変形理論によらなければならぬ点については目下検討中である。

4. 参考文献

- (1) T. Ohta and T. Yamasaki: Elasto-Plastic Analysis of Steel Structures Considering the Effects of Residual Stress and Finite Deformation. Proc. of JSCE, No.199, Oct. 1971
- (2) 太田俊昭, 明田敏郎: 吊橋主塔と基礎一体構造の非線形解析, 九州大学工学集報 第47巻 第3号
- (3) 国田昌男, 藤原稔, 井川治久: 吊橋主塔の極限耐力, 建設省土木技術資料 14-5 1972
- (4) 福本勝士, 大森知史: 吊橋タワーの静的挙動に關する基礎的研究, 土木学会論文報告集 第224号, 1974: 7

計 算 例 諸 元	
中央支間長	1500 m
側径間長	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

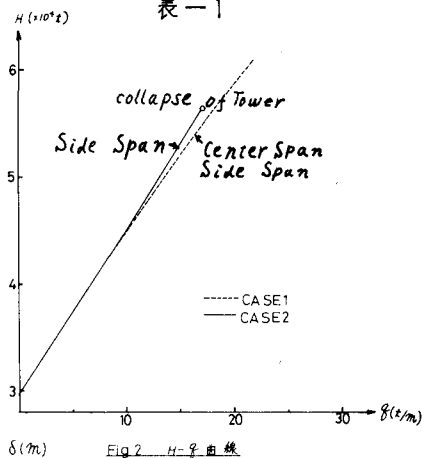


Fig 2 H-q 曲線

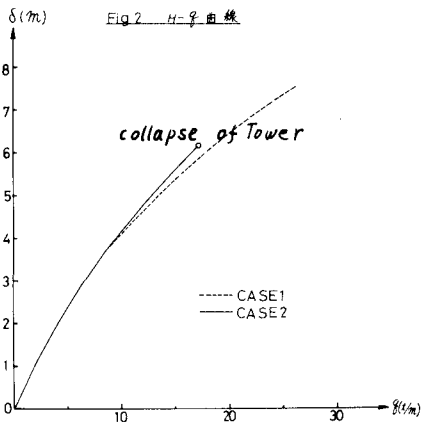


Fig 3 δ-q 曲線