

九州大学 正員 今井富士夫

九州大学 正員 太田俊昭

福岡大学 正員 黒木健実

1. まえがき 長大吊橋は、固有周期の大きな補剛桁と小さな主塔とが可撓性を有する線材、いわゆるケーブルで連成された特殊な構造物であり、地震動に対しては他の構造物とは比較にならない複雑な応答を示すことが予想される。さて、構造物のより合理的な耐震強度を考えるには、弾塑性応答解析が有用であり、吊橋の場合も例外ではない。本論では、長大吊橋の耐震性（橋軸面内変形）を論ずるために主塔と補剛桁とを有限個の質点振動系で近似し、たわみ度理論による弾塑性応答解析を試み、結果の一部を報告する。すなわち、3径間長大吊橋が地震動を受けた場合を想定して、補剛桁と主塔が強制外力を受けた場合と、主塔基部の地盤が変位した場合について弾塑性振動方程式を導き、それぞれの地震に対する応答挙動を追跡した。なお、解析に用いた仮定は、通常のたわみ度理論に従うものとし、主塔は、変断面3Boxとし、補剛トラスについては、換算曲げ剛性を用いた。

2. 基礎理論 図-1に示すように29個の質点を有する振動

系モデルを考える。主塔・ケーブル・補剛桁の静的・体解析理論は、文献(1)に示されており、ケーブル方程式は、

$$H_x = C\Delta + e\eta \quad \text{----- (1)}$$

ここに、 H_x : 荷重による水平張力、 Δ : 主塔の水平変位、 η : 補剛桁の垂直変位、 C, e : 係数行列

さらに、たわみ度理論による補剛桁・ケーブルの基礎式、および主塔・ケーブルの基礎式は、各々次式となる。

$$J_s \eta + G_s \Delta = A_s D_s P_s + a_s \#_s^p \quad \text{----- (2)}$$

$$G_t \eta + J_t \Delta = A_t D_t P_t + a_t \#_t^p \quad \text{----- (3)}$$

式(2), (3)をまとめて、

$$J y = D P + L^p \quad \text{----- (4)}$$

$$\text{ここに、} J = \begin{bmatrix} J_s & G_s \\ G_t & J_t \end{bmatrix}, y = \begin{bmatrix} \eta \\ \Delta \end{bmatrix}, D = \begin{bmatrix} A_s D_s & 0 \\ 0 & A_t D_t \end{bmatrix}, P = \begin{bmatrix} P_s \\ P_t \end{bmatrix}, L^p = \begin{bmatrix} a_s \#_s^p \\ a_t \#_t^p \end{bmatrix}$$

次に、式(4)を用いて、主塔と補剛桁に強制外力が作用する場合と、主塔の基部が地盤変位を起こす場合の両者についての弾塑性振動方程式を導く。

1) 強制外力が作用する場合 分割点の質量マトリックスを m とし、荷重項 P に強制外力 p と慣性力を含めると、式(4)は、次のようになる。

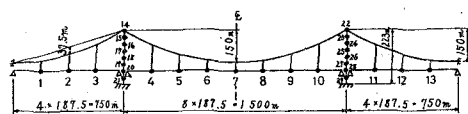
$$J y = D(p - m \ddot{y}) + L^p \quad \text{----- (5)}$$

これが、強制外力が作用するときの弾塑性振動方程式であり、この式中の強制外力項 p 、塑性項 L^p として、荷重によるケーブルの水平張力 H_x を各々 0 とすれば、弾性自由振動方程式ともなる。

1) 地盤変位が起こる場合 吊橋は、ケーブルアンカーと主塔のみが大地と接続し、地震動の影響は、それらの接点から構造全体に伝達される。今回は、主塔基部の地盤を強制変位させた場合の応答解析を試みた。(なぜなら、地震動の加速度は、時間的変動が複雑で、地震動特性の把握は困難であり、加速度を時間積分した変位一時間曲線は、前者と比較してはるかに緩やかな変動を示し、地動特性の判定、および塑性の判定計算をしやすいこととが挙げられる。)

いま、図-2に示すように、地盤が Z_0 だけ変位したと仮定すると、主塔の各分割点の絶対変位 Z_t は、

$$Z_t = \Delta + Z_0 \quad \text{----- (6)}$$



よって、式(3)の Δ は、相対変位であるため $(z_t - z_0)$ を代入し、一方のケーブル方程式の式(1)の Δ は各ケーブル間の絶対変位を示すものであるから、その Δ は、 z_t に置き換えられる。よって、式(2)、(3)は、次のようになる。

$$J_0 \ddot{z} + G_s z_t = 0 \cdot z_0 + A_s D_0 P_t + \alpha_s \dot{z}_t^2 \quad \text{----- (7)}$$

$$G_t \ddot{z} + J_s z_t = J_t z_0 + A_t D_t P_t + \alpha_t \dot{z}_t^2 \quad \text{----- (8)}$$

よって、式(7)、(8)をまとめると、

$$J \ddot{z} = J_0 z_0 + D P + L \dot{z}^2 \quad \text{----- (9)}$$

$$\text{ここに、} z = [z_t \ z_0]^T, J_0 = \begin{bmatrix} 0 & J_t \\ J_0 & 0 \end{bmatrix}$$

そして、強制外力は作用しない状態を考えているので、荷重は慣性力のみとなる。

よって、式(9)は、

$$J \ddot{z} = J_0 z_0 - D m \ddot{z} + L \dot{z}^2 \quad \text{----- (10)}$$

すなわち、地盤変位が作用する場合の弾塑性振動方程式が導かれた。

3. 解析例 図-1に示す長大吊橋を例にとり、その応答解析を行った。その諸元量は、各々、次のとおりである。径間長； $l_2 = 1500\text{m}$ 、 $l_1 = l_3 = 750\text{m}$ 、ラゲ； $t_2 = 150\text{m}$ 、 $t_1 = t_3 = 37.5\text{m}$ 、ケーブルの面積； $A_c = 0.6568\text{m}^2$ 、死荷重； $g = 15.84\text{t/m}$ 、主塔高さ； $h_1 = h_2 = 223\text{m}$ 、ヤング率；主塔と補剛桁 $E = 2.1 \times 10^9\text{t/m}^2$ 、ケーブル $E_c = 2.0 \times 10^9\text{t/m}^2$ 、降伏応力； $\sigma_y = 35000\text{t/m}^2$ 。ただし、補剛桁の断面は、実際の補剛トラスの曲げ剛性を変化させない桁に置換した。また、主塔の断面諸元は、図-3

と表-1に表示している。

静的解析によれば、吊橋の崩壊は、主塔に起因することが判明しており、ここでは、左側主塔の各分割点に主塔の固有周期に近い周期 $T = 1.4\text{sec}$ を持つ強制加速度 300gal の強制外力を負荷した。

図-4は、この場合の左側主塔の点17のたわみ-時間曲線である。図-4から弾塑性解は、弾性解と比較して、若干その応答同期は伸びる傾向にあり、また鉄面の都合で割愛したが、 H_k の応答は、弾性解に比べて弾塑性解では押えられる傾向があることが判明した。鉄面の都合上ここでは、強制外力による応答のみを提示したが、地盤変位に關しても解析結果をえており、その詳細は、講演時に発表する。

<参考文献>

緒方・太田・黒木；吊橋の極限耐力と塑性力学特性，第31回年次学術講演概要集，昭和51年

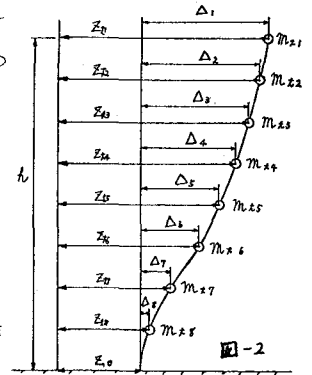


図-2

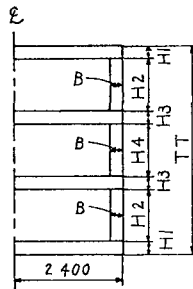


図-3

(mm)						
節点番号	B	H1	H2	H3	H4	TT
1	60	60	2650	60	1800	7340
2	65	60	2960	60	1820	7980
3	65	60	3330	60	1820	8720
4	65	60	3680	60	1820	9420
5	70	65	4020	65	1820	10120
6	75	65	4360	70	1820	10810
7	75	65	4700	70	1820	11490
8	75	65	5060	70	1820	12210

表-1

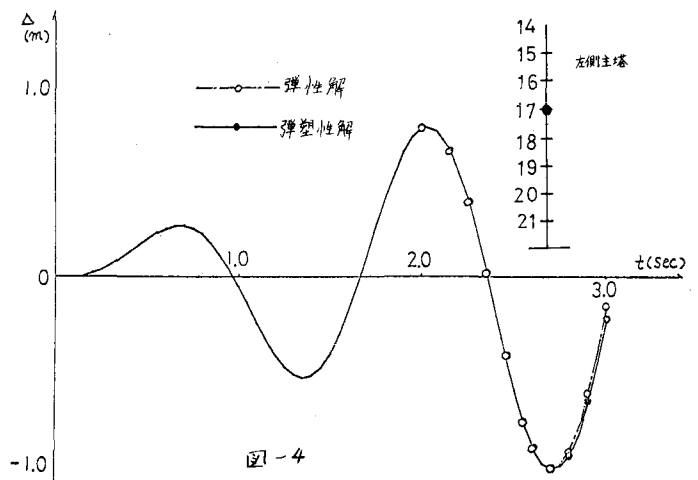


図-4