

横河機器製作所 正員 ○盛川 魁  
東北大学 正員 倉西 茂

**1**はじめに 本研究は、吊橋主塔の地震時振動応答性状を数値計算により検討したものである。吊橋主塔は、基部が橋脚上に固定され、塔頂はケーブルによって繋結された可撓性の構造物となっており、塔頂にケーブル又は補剛材の鉛直反力を受ける。本研究では、専ら地震外力による吊橋主塔の弾塑性応答から、強度という点に着目した。吊橋主塔としては閑門橋のそれを取り上げ、外力としては1968年6月の宮城県沖地震データと正弦波外力を使って若干の数値計算により吊橋主塔橋軸方向の耐震性を検討してみた。

**2**解析方法 本研究で用いた方法は次の通りである。平面骨組構造全体の有限変形を考慮した増分形式の運動方程式を求める。次にその運動方程式を数値積分することにより動的応答を求める。以下にその概要を述べる。図1に示す骨組要素の運動を考へる。部材座標系を時間増分前(時刻t)の変形状態に設定し、各時刻の状態量を次のように定義する。

$\Delta u_x, \Delta u_y$ : 端節点変位のX方向増分

$\Delta v_x, \Delta v_y$ : 端節点変位のY方向増分

$\Delta \theta_x, \Delta \theta_y$ : 端節点変位のたわみ角増分

R: 部材回転角の増分

$\tau_i, \tau_j$ : 時刻tの部材端のたわみ角

u, v: 実素の変位関数

$l_0, l$ : 時刻0及び時刻tの部材長

ここで、要素の変位量はすべて時刻0の要素形状を基準として表現される。また時刻t+Δtの変形はすべて、時刻tからの増分として定義される。時刻t及び時刻t+Δtの要素内の変位場及び変位関数を次のように定める。

$$\text{変位場} \left\{ \begin{array}{l} U(x, y) = u(x) - y \frac{dv(x)}{dx} \\ V(x, y) = v(x) \end{array} \right. \quad (1)$$

$$\text{変位関数} \left\{ \begin{array}{l} u(x) = \alpha_1 + \alpha_2 x \\ v(x) = \alpha_3 + \alpha_4 x + \alpha_5 x^2 + \alpha_6 x^3 \end{array} \right. \quad (2)$$

この要素内において、仮想仕事の原理から出発して剛性方程式を立て、それを一般の有限要素法の手法に従って構造全体について組み立てるとき次の式が得られる。

$$[K]\{u\} = \{F\} - \{R\} \quad (3)$$

ここに、 $\{u\}$ は変位増分を簡略化した表わし方で、 $[K]$ は有限変形剛性マトリックス、 $\{F\}$ は外力ベクトル、 $\{R\}$ は内部抵抗力ベクトルである。増分形の運動方程式は式(3)に慣性項を付け加えて次式で与えられる。

$$[M]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\} - \{R\} \quad (4)$$

式(4)が、有限変形を考慮した増分形式の運動方程式である。さらに、弾塑性応答においては、剛性マトリックス $[K]$ に階伏の影響が加わる。すなわち、構造材料を完全弾塑性体と仮定すれば、断面の階伏した部分の剛性はゼロとなる。しかし、階伏は弾塑的に起きるものとする。本研究では、式(4)で得られた運動方程式をNewmarkのβ法を用いて数値積分して解いている。直、 $\beta=1/4$ としている。

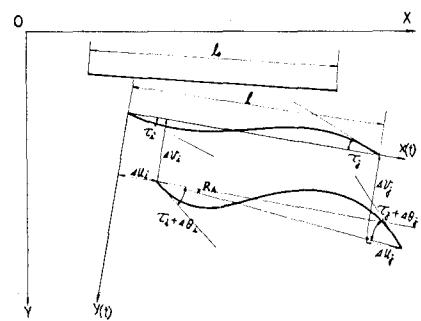


図1 骨組要素の運動

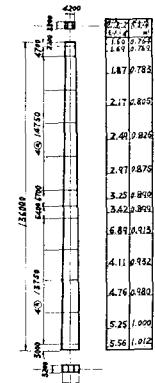


図2 計算モデル

入力データ	項目	時刻s	最大値	最大値 発生位置	入力データ	項目	時刻s	最大値	最大値 発生位置
ケーブル架設前	最大入力加速度	—	191 gal	—	ケーブル架設後	最大入力加速度	—	191 gal	—
	最大応答変位	2285	187 mm	塔頂		最大応答変位	11.46	200 mm	塔頂
	最大応答加速度	2285	1504 gal	塔頂		最大応答加速度	11.65	847 gal	塔頂
	最大応力	24.71	516 kg/cm <sup>2</sup>	基部		最大応力	12.15	1503 kg/cm <sup>2</sup>	中間部
	最大応答変位	1.98	7726 mm	塔頂		最大応答変位	2.53	3553 mm	塔頂
	最大応答加速度	1.76	122000 gal	基部上		最大応答加速度	1.61	3938 gal	塔頂
	最大応力	—	3600 kg/cm <sup>2</sup>	—		最大応力	—	3600 kg/cm <sup>2</sup>	—
	最大応答変位	279	2283 mm	塔頂		最大応答変位	4.05	804 mm	塔頂
	最大応答加速度	256	8444 gal	塔頂		最大応答加速度	4.05	2052 gal	塔頂
	最大応力	—	3600 kg/cm <sup>2</sup>	—		最大応力	1.45	2232 kg/cm <sup>2</sup>	基部

表1 計算結果

(注) 入力正弦波は振幅1000 gal<sup>2</sup>三波のみ。時刻tが企図の倍数個の場合も同様

③ 計算結果 屋橋主塔の諸元を図2に示す。材質はすべてSM53Bで降伏応力は3600 kg/cm<sup>2</sup>である。表1にはじめに述べた外力モデルを使って、ケーブルタバシ補剛桁の架設前及び架設後、応答計算した結果の主な数値を示す。この結果をみると宮城県沖地震データの最大入力加速度に対して最大応答加速度はケーブル架設前に比べて1500 galと極めて大きな値を示しているが、変位及び応力的には極めて小さな値である。また、ケーブル架設後も、ケーブルタバシ補剛桁の鉛直反力により応力的には増加しているが、それでも許容応力の半分以下となっている。従ってこの地震外力に対するケーブル架設前及び架設後とも十分に安全であると思われる。

図3にはケーブル架設前の主塔の2次固有周期をもつ正弦波三波(最大加速度1000 gal)による強制振動時の応答曲線を示す。図4、図5にはそれぞれ応答変位最大時及び応答加速度最大時の主塔各点の応答変位、応答加速度、曲げモーメント、端部応力図を示す。紙面の都合上断面の応力分布図は示さないが、応答加速度最大時には断面の降伏ばかり進行している。以後除荷と降伏を繰り返して応答変位最大時には応力分布は折れた直線状となる。

ケーブル架設前の正弦波一次強制振動の値は収敛計算の技術上の問題もあり途中までの値である。ケーブル架設後の二次強制振動においては他と同様に最大加速度1000 galを与えているが基部においても降伏は見られない。

④ おわりに 屋橋主塔の動的耐荷力を求めすべくして本研究を始めた。動的耐荷力を算定のためには崩壊判定等の理論上よりプログラミング上の若干の問題が残っているものと思われる。また主塔のモデル化に際しては橋脚との連成を考慮する必要があると思われる。

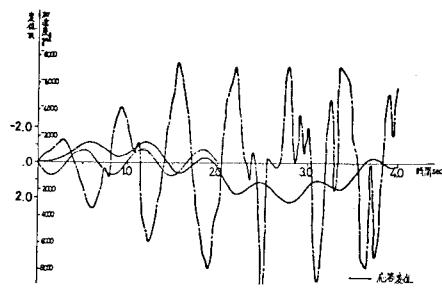


図3 ケーブル架設前二次強制振動応答曲線

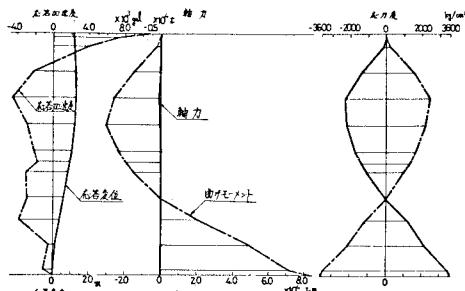


図4 ケーブル架設前一次強制振動 応答加速度最大時応答値

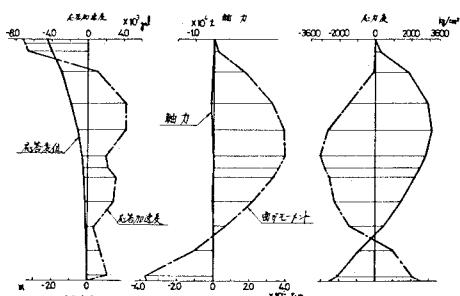


図5 ケーブル架設前二次強制振動 応答変位最大時応答値