

徳島大学工学部 正員 星 治雄
 徳島大学工学部 正員 宇都宮英寿
 徳島大学工学部 正員 ○正木 範昭

1. まえがき

現在、一般に用いられている耐震設計法としては、経験的事実に基づく震度法があるが、この方法は、塔などの長周期橋造物に対しては適用できない。長周期橋造物に対しては、構造物の応答特性に注目して耐震性を評価する動的耐震設計を考える必要がある。

本研究では、まず、1967年にコロンビア大学の *Shinozuka* 氏によって発表された地震波のシミュレーション手法⁽¹⁾によって、シミュレーション地震波を作成し、この地震波に対し、スペクトルアナライザーを用いてスペクトル解析を行い、つぎに、徳島県が昭和40年度に設計計算を行った大鳴門橋タワーをモデルとした質点系の振動方程式を作成し、これに、上でシミュレートした地震波を作用させて、アナログ計算機による自由振動解析を行い、最大変位量を求めた。最後に、シミュレーション地震波の特性とモデルの最大応答量との関係を分析し、構造物の応答に対する一推定法を述べた。

2. 地震波のシミュレーション

地震波をシミュレートする方法には種々あるが、本研究では、*Shinozuka, Sato* のモデルを採用する。この方法は、ガウシアンホワイトノイズをフィルターして、これに非定常な修正関数をかけるところに特徴がある。いま、インプット $\xi(t)$ に対するアウトプット $\eta(t)$ が線形微分演算子 $L\{\cdot\}$ により、つぎのように表わされるシステムを考える。

$$L\{\eta(t)\} = \xi(t) \quad (1)$$

この式の解は、つぎのようになる。

$$\eta(t) = \int_{-\infty}^t \xi(\tau) \cdot h_0(t-\tau) d\tau \quad (2)$$

ここで、 $h_0(t-\tau)$ は、系が Dirac の Delta 関数で与えられる単位インパルスを入力する場合の解である。式(1)は $\xi(t)$ はホワイトノイズを微分演算子 $L\{\cdot\}$ によりフィルターすることと意味する。フィルター $L\{\cdot\}$ としては、次式で表わされるものを用いる。

$$L\{\cdot\} = \frac{d^2}{dt^2} + 2\mu \frac{d}{dt} + \omega_d^2 \quad (3)$$

さらに、非定常な関数 $\psi(t)$ を導入して、つぎのような Random process $x(t)$ を考える。

$$x(t) = \psi(t) \cdot \eta(t) = \int_{-\infty}^t \psi(t) \cdot h_0(t-\tau) \xi(\tau) d\tau \quad (4)$$

ここで、 $\psi(t)$ はつぎのような条件を満足しなければならない。

$$\left. \begin{aligned} \psi(t) &= 0, & t &\leq 0 \\ \psi(t) &> 0, & t &> 0 \\ \psi(t) &\rightarrow 0, & t &\rightarrow \infty \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

この条件と満足するものとして、次式で表わされるものを用いる。

$$y(t) = e^{-\alpha t} - e^{-\beta t} \quad (\beta > \alpha > 0) \quad (6)$$

式(3), (4), (6)によって地震波をシミュレートする場合のアナログブロックダイアグラムをFig. 1に、シミュレートされた地震波の一例をFig. 2に示す。

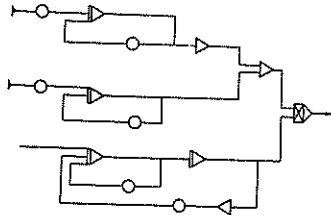


Fig. 1

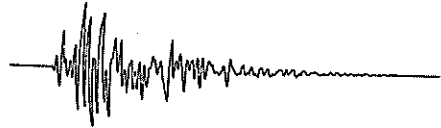


Fig. 2

なお、以上の式におけるパラメーターの値としては、 α , β に対し、それぞれ、0.25, 0.5 と、フィルターのパラメーターに対しては 3.89, ω_n に対しては 10.00, 12.89, 16.00 の三種を用いた。

3. シミュレーション波のスペクトル解析

以上のようにしてシミュレーションされた地震波を、スペクトルアナライザーを用いて解析した。それらのスペクトル図の一例をFig. 3に示す。

また、各地震波のスペクトルより、本研究で対象とした塔構造物の固有周期(1次=0.215 cycle, 2次=1.439 cycle)の付近の成分の大きさをTable-1に示す。

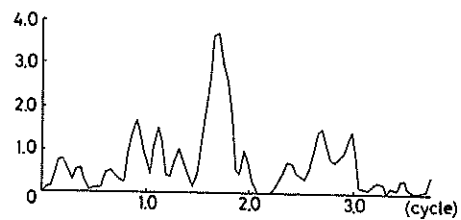


Fig. 3

Table - 1

No.	3	4	5	6	7	8	9	10	11	34
A 1	0.00	0.00	0.32	0.72	0.87	1.39	1.79	1.97	1.48	0.87
A 2	0.00	0.00	0.27	0.74	0.89	1.07	1.12	0.81	0.39	1.05
A 3	0.84	1.19	1.26	1.04	0.74	0.45	0.00	0.22	0.00	1.58
A 4	0.32	0.00	0.67	1.32	1.53	1.04	0.63	0.71	0.55	0.57
A 5	0.00	0.00	0.32	0.97	1.48	1.71	1.54	1.26	0.89	1.80
A 6	0.40	0.67	0.68	0.74	0.41	0.90	1.30	1.18	1.22	1.63
A 7	0.55	0.85	0.74	0.55	0.18	0.32	0.55	1.08	1.36	0.00
A 8	0.72	0.32	0.22	0.00	0.39	0.76	0.87	0.68	0.58	0.70
A 9	1.38	1.64	1.45	1.07	0.86	0.83	0.79	0.52	0.74	1.71
A10	0.71	1.05	1.36	0.83	0.75	1.27	1.47	1.48	1.49	0.86

(注) Table-1 において、構造物の1次の固有周期の付近の周期 0.168 cycle, 0.209 cycle, 0.251 cycle は 3, 4, 5 の欄に、2次の固有周期 1.424 cycle は 34 の欄に示されている。

4. 塔橋造物の自由振動解析

m 質点系橋造物の自由振動の基礎方程式は、つぎのようになる。⁽²⁾

$$-m_i \ddot{Y}_i = \sum_{j=1}^m C_{ij} \dot{Y}_j + m_i \ddot{y}_0, \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (7)$$

ここで、 m_i = 第 i 質点の質量

Y_i = 第 i 質点の地盤に対する相対変位

C_{ij} = 弾力係数

y_0 = 地盤変位

上式を、大鳴門橋タワーのモデルに適用する場合のモデルの断面図を Fig. 4 に示す。Fig. 4 の寸法を用いて、3 質点系の振動方程式を作ると、つぎのようになる。

$$\left. \begin{aligned} -\ddot{Y}_1 &= 780.08 \dot{Y}_1 - 207.76 \dot{Y}_2 + 45.86 \dot{Y}_3 + \ddot{y}_0 \\ -\ddot{Y}_2 &= -207.76 \dot{Y}_1 + 129.36 \dot{Y}_2 - 44.20 \dot{Y}_3 + \ddot{y}_0 \\ -\ddot{Y}_3 &= 45.86 \dot{Y}_1 - 44.20 \dot{Y}_2 + 18.72 \dot{Y}_3 + \ddot{y}_0 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式(8)を解析するためのアナログブロックダイアグラムを Fig. 5 に示す。このアナログプログラムを用いて、2. でシミュレートされた地震波を作用させ、各質点の変位応答を求めた。このようにして計算された変位応答のうち、第 3 質点の変位を Table-2 の第 4 列目に示す。

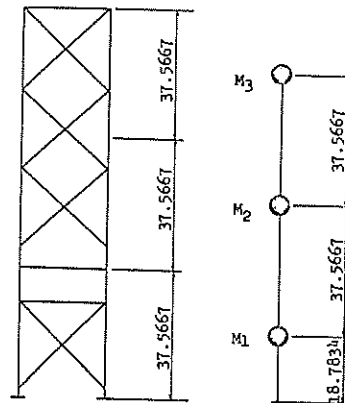


Fig. 4

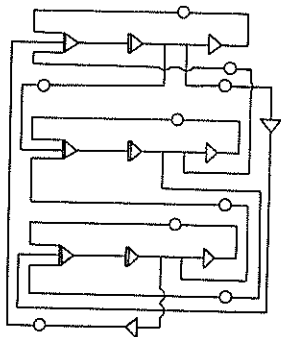


Fig. 5

Table - 2

No.	Estimated Values			Practical Values
	Pt. 1	Pt. 2	Pt. 3	Pt. 3
A 1	11.37	69.29	139.75	119.56
A 2	6.47	42.04	90.75	80.36
A 3 *	2.25	14.31	30.48	35.26
A 4	4.70	30.28	64.58	78.40
A 5	9.21	60.47	131.61	127.40
A 6	7.84	49.39	102.12	116.62
A 7	3.72	24.70	54.19	54.88
A 8	5.68	34.59	69.29	72.52
A 9	4.90	31.07	65.17	72.52
A10	8.53	55.76	120.83	97.02

5. 構造物の変位応答に対する推定

4. で求めた3質点系の変位応答はすべて、最大加速度 $0.3g$ の地震に対するものであるが、それらは各地震波により大きく異なっている。いま、構造物の1次、および2次の固有周期の付近のスペクトルの大きさと変位応答について考える。Table-1, および2からわかるように、一般に、1次の固有周期の付近のパワースペクトルが大きい地震波の場合には、構造物の変位応答も大きい値を示すことがわかる。また、塔のような長周期構造物の応答は、シミュレーション波のうち構造物の1次、および2次の固有周期の付近のスペクトルパワーにより、ており、その他の周波数成分のパワーには、ほとんど影響をうけないことがわかった。そこで、構造物の1次の固有周期の付近の3個の周期 (0.168 cycle , 0.209 cycle , 0.251 cycle) のパワースペクトル、および2次の固有周期 (1.424 cycle) のパワースペクトルの振幅をもつ *Sin Curve* を作成し、その *Sin Curve* に対する構造物の変位応答量から実際の応答を推定した。その結果を Table-2 の第3列目に示す。この Table における *印は、上述の1次の固有振動数付近のパワースペクトルの値が 0.1 未満であって、この方法では推定が困難な場合である。*印の場合を除くと、大体、誤差 10% 以内で実際の変位を推定できる。

6. 結論

以上のようは、地震波のシミュレーション、構造物の応答解析、および、応答に対する推定法に対して、つぎのような考察を行い、かつ問題点を指摘した。

- (1) Shinoyuka 氏のシミュレーション法においては、修正関数として $\psi(x) = e^{ax} - e^{bx}$ を用いているため、実際の地震波の一般特性である初期微動が現れない。したがって、この初期微動をもつような修正関数を考える必要があり、同時にそれが構造物の応答に対してどの程度の影響をもつものであるか考察すべきである。
- (2) 塔のような長周期構造物の応答は、シミュレーション地震波のうち構造物の1次、および2次の固有周期付近のスペクトルパワーによっており、その他の周波数成分のパワーにはほとんど影響されない。このことは同時に、地震波の規模を表わす1つのパラメーターとされている最大地震加速度が、長周期構造物の応答に対してほとんど影響しないことを示している。
- (3) 構造物の1次の固有周期付近、および2次の固有周期の周期をもつ *Sin Curve* を考え、変位応答の推定を行、た結果、1次固有周期におけるパワーをある程度以上もっている場合には、実際変位とよく合うが、そのパワーが小さい場合には、変位応答の推定は困難となる。この点は今後の研究の課題としよう。
- (4) シミュレーション地震波による構造物の応答計算に際して、本研究では、地震波の減衰、および、基礎のロッキングの影響を考慮していないが、今後はこれらについても考えるべきである。

参考文献

- 1) "Simulation of nonstationary random process", Shinoyuka, A S C E, Vol 93, EH1, 1967.
- 2) 大隅門橋概略設計書(上部工), 徳島県, 1965,
- 3) 構造物の動的解析, 武藤 清, 丸善株式会社, 1966,