

高橋脚3スパン連続トラス橋の地震応答特性

EARTHQUAKE RESPONSE CHARACTERISTICS OF THREE SPANS
CONTINUOUS TRUSS BRIDGE WITH HIGH PIERS小坪清真*・高西照彦**・鳥野清***・松下淳****
By Seima KOTSUBO, Teruhiko TAKANISHI, Kiyoshi UNO
and Sunao MATSUSHITA

1. まえがき

高橋脚上に架設された連続トラス橋の耐震設計に関しては、現在までにその合理的な耐震設計法が確立されているとはいえない。本論は高千穂橋（3スパン連続上路式トラス鉄道橋、宮崎県高千穂町）を例にとり、この種橋梁の耐震設計のための基礎的資料を得るために、まず (i) 本橋に対して起振機による振動試験ならびに常時微動測定を行って、その振動性状を求め、次に (ii) この種橋梁の固有振動数および振動型を理論的に求めるための動力学的モデル化について論じ、さらに (iii) 本橋のスパン割、ピアーの曲げ剛性、対傾構の数などをいろいろ変えて地震応答計算を行って、それが本橋の地震応答特性にどのような影響を及ぼすかについて検討を加え、最後に (iv) アバットおよび各ピアーからの入力地震波に位相差があると考えたとき、この位相差の大きさを種々変えて応答計算を行い、それが本橋の地震応答特性に及ぼす影響について章を改めて論じた。

一般に橋梁の耐震性については、検討すべき事項は多岐にわたっており非常に多いのであるが、本論では主として地震応答特性に関する検討を行った。地震応答特性についてもそれぞれ変位、加速度、モーメント、軸力などに対するものが考えられるが、本論ではおもに橋軸直角水平方向の最大応答変位について本橋の地震応答特性の検討を行うこととし、一部は部材軸応力の最大応答値をも求めて参考にした。

なお、本論の内容の一部は、すでに後掲の参考文献1), 3), 4) にそれぞれ断片的に発表されたものであるが、本論は上記の内容にさらにいくつかの章を新たに加

えて一つにまとめたものである。

2. 振動性状に関する試験

振動試験は昭和46年12月に行った。

(1) 橋梁概要

高千穂橋は Fig. 1 に示すように、スパン長 58.8 m, 117.6 m, 78.4 m の3スパン連続トラスとスパン長 58.8 m の単純トラスとからなる上路式鉄道橋で、幅員は 6.5 m, 桁高は 10 m である。節点数は 134, 部材数は 500 である。また、ピアーは高さ 35 m, 31 m, 20.5 m の RC 造である。このように高橋脚上に架設された橋梁の地震応答特性については、橋軸直角水平方向の振動が最も重要であると考えられるので、橋軸直角水平方向に対して振動試験を行って本橋の振動性状（固有振動数、共振時変位モード、減衰定数）を求めた。

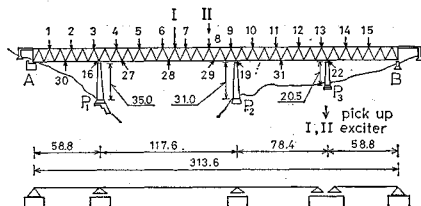


Fig. 1 Takachiho Railway Bridge (m).

(2) 起振機試験

a) 使用機器

起振機試験で使用した機器は次のとおりである。

(i) 起振機：自重 1.5 t, 起振力 $P=25f^2$ (kg). ここで f は振動数 (Hz) である。

(ii) 速度型電磁式地震計：水平動用 9 台, 上下動用 4 台 (固有振動数 0.3 Hz, 感度 2 V/kine). 水平動用 9 台 (固有振動数 1 Hz, 感度 2 V/kine). 水平動用 8 台

* 正会員 工博 九州大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 九州工業大学助教授 開発土木工学科

*** 正会員 工博 九州大学助手 工学部土木工学科

**** 正会員 工修 長崎県水産部

(固有振動数 1 Hz, 感度 0.27 V/kine, 直結型).

(iii) 直流増幅器: 周波数特性 DC~2 500 Hz, 感度 40 dB, 6 ch. 2台.

(iv) 直記式電磁オシログラフ: ガルバノメーター G-2 500 AF, 6 ch. 2台.

b) 振動試験概要

測点は Fig. 1 に示すように, 水平動用として下流側上弦格点上に 15 点, 下弦格点上に 5 点, ピアー天端およびピアー内に合計 7 点を設置し, 上下動用として左右兩岸のピアー上およびピアー基礎の下流側に 4 点を設置した. ここで, ピアー基礎上に設置した上下動地震計は, ピアー基礎の回転量を計測する目的をもつものであったが, 実際の計測結果から判断して, それはほとんど無視してもよいことがわかった.

起振機を Fig. 1 の I および II に設置したそれぞれの場合について, 橋軸直角水平方向の起振を行い, 起振機の回転数を除々に上げていって, そのときの各地震計の出力を直流増幅器を通して直記式電磁オシログラフに記録した. なお, 測定は同時に 12 チャンネルしかできなかったので, 合計 31 個の測点を 3 つのグループに分けて計測した. その際各グループに属する測点間相互の位相判別のため, 測点 6 の地震計出力を基準として常にこれを記録した.

c) 振動試験結果

(i) 固有振動数

電磁オシログラフ上の記録を読み, 必要な調整を行った後に得られたデータを用いて共振曲線を描き, 共振曲線が極大値を示す点の振動数を読みとること

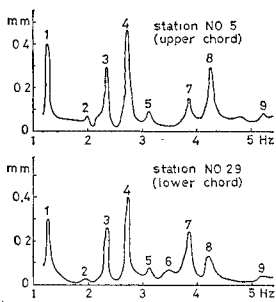


Fig. 2 Resonance curve.

によって本橋の固有振動数を求めた. その際各次数の共振時において, 共振曲線の示すピークが高く, 明瞭に共振振動数が決定されるような共振曲線を有する測点の記録を選び, これらから得られ

た値の平均値をもって固有振動数とした.

変位の共振曲線の一例を Fig. 2 に示す.

本橋の第 1 次から第 8 次までの固有振動数を Table 1 の (a) 欄に示す.

(ii) 共振時変位モード

共振時における各測点の変位記録から, 共振時変位モードを求めることができる. しかし, 起振機の位置および測定日によって, 同一測点の共振時の変位の大きさに多少の相異が生じる. したがって著者らは次のようにして各測点の変位モード振幅を決定した. すなわち, N 回の起振機試験を行ったとき, 第 n 回目の試験で得られた第 i 測点の共振時変位振幅を $y_i^{(n)}$ とし, 各測点について全試験回数に対する平均値 $\bar{y}_i (\bar{y}_i = \sum_{n=1}^N y_i^{(n)} / N)$ を求める. 次に全測点数を M としたとき, $\bar{y}_{max} = \max(\bar{y}_1, \bar{y}_2, \dots, \bar{y}_M)$ とおいて, この \bar{y}_{max} を基準として各測点に対して $Y_i = \bar{y}_i / \bar{y}_{max} (i=1, 2, \dots, M)$ を求め, Y_i を第 i 測点の変位モード振幅とした. また, 変位モードの位相は基準測点 6 に対する各測点の位相差から定めた.

このようにして得られた第 1 次から第 7 次までの橋軸直角水平方向の変位モードを Fig. 3 に示す. 図中の○印および●印はそれぞれ上弦材および下弦材の変位モードである.

Fig. 3 から, 橋桁にはかなり大きな回転およびねじ

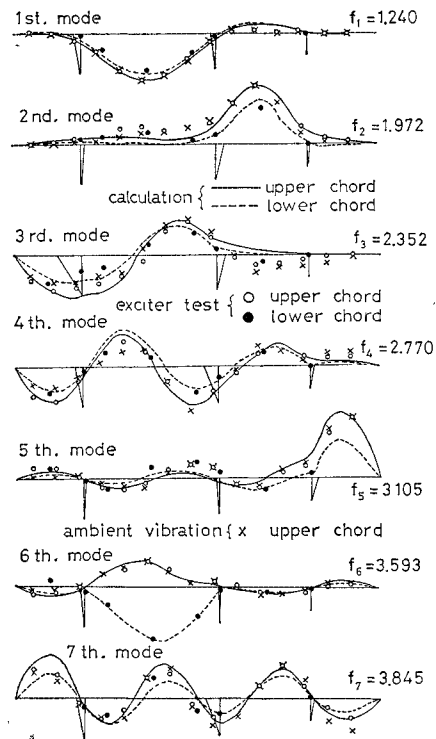


Fig. 3 Horizontal vibration modes.

Table 1 Natural frequency (Hz).

Mode	(a) Exciter test	(b) Ambient vibration measurement	(c) Calculation
1	1.240	1.23	1.207
2	1.976	1.98	2.017
3	2.352	2.33	2.206
4	2.770	2.77	2.954
5	3.105	3.07	3.480
6	3.593	3.59	3.697
7	3.845	3.78	3.974
8	4.240	—	4.699

れ変形が生じていることがわかる。それは本橋の桁高が高く、ねじれに対する剛性が比較的小さいためであると考えられる。

(iii) 減衰定数

このことに関しては次項に項を改めて述べる。

d) 減衰定数

減衰定数を求めるのに、次に述べるような3つの方法が考えられる。

(i) 共振曲線を利用する方法

各測点の共振曲線において、共振振動数 f_{s0} に対する変位振幅の $1/\sqrt{2}$ 倍の変位振幅となる振動数を f_{s1} , f_{s2} ($f_{s2} > f_{s1}$) とすれば、この系の減衰定数 h_s は近似的に

$$h_s = (f_{s2} - f_{s1}) / (2 f_{s0})$$

によって求めることができる。得られた結果を Table 2(a) 欄に示す。

Table 2 Damping constant.

Mode	Exciter test		Ambient vibration measurement	
	(a) Resonance $1/\sqrt{2}$ method	(b) Displacement mode	(c) Half power method	(d) Root mean square method
1	0.0122	0.0162	0.0164	0.0131
2	0.0118	0.0177	0.0156	0.0130
3	0.0081	0.0191	0.0063	0.0059
4	0.0131	0.0151	0.0082	0.0085
5	0.0146	0.0155	0.0048	0.0032
6	0.0108	0.0178	—	—
7	0.0083	0.0145	—	—
8	0.0157	0.0138	—	—

(ii) 共振時変位モードから計算する方法

いま本橋を多質点系に置換したとき、第 s 次の共振時における上弦材、下弦材、ピアーの各点の水平変位モードを Y_{si} とすれば、各点の水平変位 y_i は規準座標 a_s を用いて次のように表わせる。

$$y_i = \sum_{s=1} a_s Y_{si}$$

各点の重量を W_i とすれば、運動エネルギー K は、

$$K = \frac{1}{2g} \sum_{s=1} a_s^2 \sum_{i=1} W_i Y_{si}^2$$

第 s 次の固有円振動数を n_s とすれば、ひずみエネルギー V は、

$$V = \frac{1}{2g} \sum_{s=1} n_s^2 a_s^2 \sum_{i=1} W_i Y_{si}^2$$

第 s 次の減衰定数を h_s とすれば、散逸関数 F は、

$$F = \frac{1}{2g} \sum_{s=1} 2 h_s n_s a_s^2 \sum_{i=1} W_i Y_{si}^2$$

起振機の設置位置を点 p とし、起振力を $P_0 \sin \omega t$ とおけば、一般力 Q_s は、

$$Q_s = P_0 Y_{sp} \sin \omega t$$

と表わされる。上述の K, V, F を Lagrange の運動方

程式に代入すれば次式を得る。

$$a_s + 2 h_s n_s a_s + n_s^2 a_s = \frac{g P_0 Y_{sp}}{\sum_{i=1} W_i Y_{si}^2} \sin \omega t$$

これを解けば、

$$a_s = \frac{g P_0 Y_{sp}}{n_s^2 \sum_{i=1} W_i Y_{si}^2 \sqrt{(1 - \omega^2/n_s^2)^2 + 4 h_s^2 \omega^2/n_s^2}} \cdot \sin(\omega t - \varphi)$$

ここに、 φ は位相差である。第 s 次の共振時においては $\omega = n_s$ であり、 s 次以外の規準座標は 0 と見なしてもよいから、測点 q の変位振幅を \bar{y}_q とすれば、

$$\bar{y}_q = |a_s|_{(\omega=n_s)} \cdot Y_{sq} = \frac{g P_0 Y_{sp} Y_{sq}}{2 h_s n_s^2 \sum_{i=1} W_i Y_{si}^2}$$

したがって減衰定数 h_s は、

$$h_s = \frac{g P_0 Y_{sp} Y_{sq}}{2 \bar{y}_q n_s^2 \sum_{i=1} W_i Y_{si}^2} \dots \dots \dots (1)$$

によって求めることができる。本起振機試験の場合、起振力は $P_0 = 25 f^2$ (kg) であるから、 h_s は次式となる。

$$h_s = \frac{25 g Y_{sp} Y_{sq}}{8 \pi^2 \bar{y}_q \sum_{i=1} W_i Y_{si}^2} \dots \dots \dots (2)$$

h_s の計算誤差をできるだけ小さくするために、共振時において最大の変位振幅を生ずる測点を点 q に選んで \bar{y}_q とし、 $Y_{sq} = 1.0$ にとって式 (2) から h_s を求めた。得られた結果を Table 2(b) 欄に示す。

(i) の方法では共振時における変位振幅のピーク値を押えることがかなり難しく、そのことが h_s の精度を低下させる原因となる。(i) の方法によって求めた h_s に比べると、(ii) の方法によって求めた h_s の方がより信頼度が高いと考えられる。

(iii) 減衰自由振動を利用する方法

これは共振時に起振機を停止させて、そのとき生ずる橋梁の減衰自由振動から減衰定数を求めようとするものである。しかし、第2次以上の共振時にこの方法を用いようすると、起振機が停止するまでにモーターの回転数が変化して徐々に低くなってゆくと、より低次の振動を誘発し、振動数一定の減衰自由振動とはならない。したがって本試験では、この方法によっては減衰定数を求めることはできなかった。

(3) 常時微動測定試験

本橋に対して常時微動測定を行い、得られたデータに統計的処理を施すことによって本橋の振動性状を求めるいわゆる常時微動測定試験を行った。測定方法、データ処理方法などの詳細についてはすでに報告¹⁾ がなされているので、本論ではその結果のみを示すにとどめる。

常時微動測定試験によって得られた結果を、固有振動数については Table 1(b) 欄に、上弦材の変位モード

については Fig. 3 の×印に、2通りの方法で得られた減衰定数については Table 2(c), (d) 欄にそれぞれ示した。

3. 動力学的モデル化と振動性状の解析

本橋の地震応答特性を種々の角度から検討するためには、まず本橋に対して適当な動力学的モデル化を考え、これを用いて求めた固有振動数および振動形が、前章の振動試験によって得られたそれとよく一致するようなできるだけ簡単な動力学モデルを見出すことが必要である。

(1) 各種動力学モデルの検討

著者らは以下に述べるような種々の動力学モデルについて検討し、その妥当性を調べた。

a) 連続ばり置換

最も単純なモデル化であって、本橋を3スパンの連続ばりに置換してその振動性状を求めた。ピアーについてはそれを等価なばね定数を有する1質点系に置換した。

結果は次のとおりである。固有振動数については次数の増加に伴う固有振動数の増加の割合が、理論値の方が実測値に比べてかなり大きく、振動形については振動次数が大きくなるに従って実測値のそれと大きく異なってくる。また、当然のことながらこのモデルでは、上下弦材のねじれが説明できない。

b) 曲げとねじれを考慮した連続ばり置換

結果は a) の場合と その傾向はほとんど同じであるが、a) に比べて多少その近似度が高い。また上下弦材のモードに差が生じてねじれの現象が現われてくるが、やはり振動次数が高くなると実測値との差はますます開いてゆく。

c) 立体トラスモデル (その1)

本橋を立体トラスとして節点法により厳密に解析することは、その節点数および部材数の多さから考えてそれは実用的ではない。したがってここでは、次のような仮定条件を設けてそのモデル化を行った。すなわち、橋軸方向および上下方向の変位を0に拘束し、橋軸直角水平方向のみの変位を許すが、左右の上下弦材の水平変位はそれぞれ等しいと考える。さらに重量は各節点に集中させる。

得られた結果は固有振動数については、次数の増加に伴う固有振動数の増加の割合は a), b) の場合に比べるとより実測値に近いといえるが、第1次の固有振動数が大きくでていることが特に注目される。振動形については低次のそれが実測結果とかなり異なった傾向を示す。これは橋軸方向および上下方向の節点変位をともに0と

おいたために橋梁全体としての剛性の増加が低次において大きく利いてきたのがその原因ではないかと考えられる。

d) 立体トラスモデル (その2)

自由節点を1パネルおきに選ぶことによりその数を c) の場合の半分とし、他方変位の自由度は橋軸方向、橋軸直角水平方向の変位(左右の上下弦材の変位は等しいとする)を許し、上下方向の変位のみを拘束する。

このモデルによる計算結果は固有振動数については、a)~c) の場合に比べてより高い精度の近似値が得られたが、それは実測値に比べて全体として小さめの値を示している。振動形については低次特に第1次および第2次のモードが振動試験から求めたそれとかなり異なった形をしている。

e) 立体トラスモデル (その3)

以上に述べた a)~d) の動力学モデルを用いては、いずれも振動試験によって得られた実橋の固有振動数および振動形と各次数についてよく一致する結果が得られないことがわかった。そこで、部分構造法を応用して本橋を立体トラスとして解析する方法について検討したところ、よい結果が得られたので、これについて次節以下に詳述する。

(2) 部分構造法による立体トラスの自由振動解析

まず本橋を Fig. 4 に示すようにいくつかの部分構造に分ける。第 r 番目の部分構造 (Fig. 5) について考えると、その振動方程式は次のように表わすことができる。

$$M_r \ddot{u}_r + K_r u_r = 0 \dots\dots\dots (3)$$

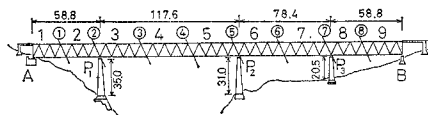


Fig. 4 Structure of Takachiho Railway Bridge (m).

ここに、 u_r は各節点において x, y, z 方向の変位成分をその要素としてもつ第 r 部分構造に属する全節点の変位成分からなる変位ベクトルである。 M_r

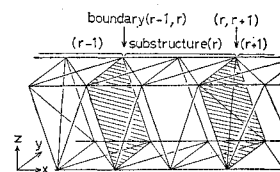


Fig. 5 Substructure of Space truss.

は部材の質量の1/2をその両端の節点に集中させて考えたとき、各節点においてその節点に集まる全部材の質量をその要素として有する質量マトリックスで、いまの場合対角マトリックスとなる。 K_r はその要素が各部材の伸縮の剛性から構成される剛性マトリックスである。また上付添字 \dots は時間に関する2階微分を表わす。いま、

$$u_r = U_r e^{i\omega t} \dots\dots\dots (4)$$

において式(3)に代入すると次式を得る。

$$\omega^2 M_r U_r = K_r U_r \dots\dots\dots (5)$$

ここで、各節点を次のような3つのグループに分類する。

- グループA：境界点に接続していない自由節点。
- グループB： $r-1$ または $r+1$ の部分構造に接続している自由節点すなわち境界点。
- グループF：支持（固定）されているかまたは変位に対する境界条件が与えられている節点。

さて、式(5)を上記の各グループに応じて次式のよりに並び変える。

$$\omega^2 \begin{bmatrix} M_{AA} & M_{AB} & M_{AF} \\ M_{BA} & M_{BB} & M_{BF} \\ M_{FA} & M_{FB} & M_{FF} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_{rA} \\ U_{rB} \\ U_{rF} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{AA} & K_{AB} & K_{AF} \\ K_{BA} & K_{BB} & K_{BF} \\ K_{FA} & K_{FB} & K_{FF} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_{rA} \\ U_{rB} \\ U_{rF} \end{Bmatrix} \dots\dots (6)$$

ここで、 $U_{rF} = 0$ であることを考慮して式(6)を展開すると、上2行は、

$$\omega^2 (M_{AA} U_{rA} + M_{AB} U_{rB}) = K_{AA} U_{rA} + K_{AB} U_{rB} \dots\dots (7)$$

$$\omega^2 (M_{BA} U_{rA} + M_{BB} U_{rB}) = K_{BA} U_{rA} + K_{BB} U_{rB} \dots\dots (8)$$

式(7)を U_{rA} について解けば、

$$U_{rA} = (K_{AA} - \omega^2 M_{AA})^{-1} (\omega^2 M_{AB} - K_{AB}) U_{rB} = (E - \omega^2 K_{AA}^{-1} M_{AA})^{-1} K_{AA}^{-1} (\omega^2 M_{AB} - K_{AB}) U_{rB} \dots\dots (9)$$

ここに、 E は単位マトリックスである。式(9)において $(E - \omega^2 K_{AA}^{-1} M_{AA})^{-1}$ を展開して、 $\omega^2 K_{AA}^{-1} M_{AA}$ が小さいと仮定し、 ω^4 以上の項を省略して式(8)に代入して整理すると、縮小された剛性マトリックス K_r^* 、縮小された質量マトリックス M_r^* が得られる。したがって、部分構造 r に対してその境界点の変位ベクトル U_{rB} に関する振動方程式が求められて次式のように表わせる。

$$M_r^* \ddot{u}_{rB} + K_r^* u_{rB} = 0 \dots\dots (10)$$

ここに、

$$K_r^* = K_{BB} - K_{BA} K_{AA}^{-1} K_{AB} \dots\dots (11)$$

$$M_r^* = M_{BB} - M_{BA} K_{AA}^{-1} K_{AB} - K_{BA} K_{AA}^{-1} (M_{AB} - M_{AA} K_{AA}^{-1} K_{AB}) \dots\dots (12)$$

特に、本論におけるように質量マトリックス M_r が対角マトリックスのときは、式(12)は単純化されて、

$$M_r^* = M_{BB} + K_{BA} K_{AA}^{-1} M_{AA} K_{AA}^{-1} K_{AB} \dots\dots (13)$$

となる。

さて、各部分構造に対して式(10)と同型の式が成立するから、これらを各部分構造について重ね合わせれば、系全体の境界点の変位ベクトル \bar{u}_B に関する振動方程式が得られる。

$$\bar{M}_B \ddot{\bar{u}}_B + \bar{K}_B \bar{u}_B = 0 \dots\dots (14)$$

ここで、

$$\bar{u}_B = \bar{U}_B e^{i\omega t} \dots\dots (15)$$

において式(14)に代入して時間関数を分離すれば、次の振動方程式が得られて、

$$[\bar{K}_B - \omega^2 \bar{M}_B] = 0 \dots\dots (16)$$

これを解けば、系の固有円振動数および境界点における振動形 \bar{U}_B が求められる。 \bar{U}_B が与えられれば式(9)より各部分構造内の自由節点における振動形 U_{rA} を求めることになる。

以上のことから、部分構造法を応用すれば、取り扱うべきマトリックスの次元数を大幅に減少させることができることがわかる。

なお、式(9)に含まれる因子 $(E - \omega^2 K_{AA}^{-1} M_{AA})^{-1}$ の展開式において、 ω^4 以上の項を省略したことが、系全体の固有振動数に与える誤差に関しては、本橋の場合、低次の固有振動数のみを取り扱う限りにおいてはその誤差は無視してもよい。

(3) 解析上の仮定および境界条件

前節で述べた部分構造法による振動解析理論を用いて本橋の動学的モデル化を行ったが、解析にあたっては次のような仮定および境界条件を設けた。

a) 立体トラスについて

- (i) 立体トラス一般の仮定が成り立つ。たとえば各節点はヒンジ結合とするなど。
- (ii) 各部材の重量はその1/2を両節点に集中させる。
- (iii) 立体トラスを Fig. 4 に示すように9個の部分構造に分割する。

(iv) Fig. 6 に示すような断面を考えて、 x, y, z 軸をそれぞれ橋軸方向、橋軸直角水平方向、橋軸直角上下方向にとり、たとえば節点 i における節点変位を u_x^i, u_y^i, u_z^i と表わせば、各節点における変位の自由度は3であるから、Fig. 6 に示す断面

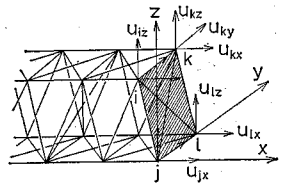


Fig. 6 Space truss.

ではその自由度は $4 \times 3 = 12$ となる。いま Fig. 6 において、各節点間の y, z 両方向の相対変位は小さいとして

$$\left. \begin{aligned} u_{iy} = u_{ky}, \quad u_{jy} = u_{ly} \\ u_{iz} = u_{jz}, \quad u_{kz} = u_{lz} \end{aligned} \right\} \dots\dots (17)$$

とよいとすれば、Fig. 6 の断面での自由度を 8 に低減することができる。

(v) Fig. 4 において、左右両端の下弦節点 A, B は x, y, z の 3 方向の変位が拘束されている。

(vi) 各ピアア上の支点については x 方向はローラー支承であり、 y, z 方向の変位は拘束されている。また P₀ 上では下弦材は連続しておらず、別々に独立した固定節点となっている。

b) ピアアについて

Fig. 7 に示すように、各ピアアは橋軸直角水平方向の変位および橋軸まわりの回転のみを考える 2 自由度系に置換した。したがって、ピアアのねじれ、橋軸方向の抵抗などはこれを無視した。また、ピアアの換算質量は次のように考えて求めた。すなわち、ピアアを下端固定の変断面を有する片持ばりと考えて、その天端を 1 だけ変位させたときの静変位型を $Z(z)$ とし $W(z)$ を単位長さあたりの重量とすれば、換算質量 M_P は近似的に

$$M_P = \int_0^l \frac{W(z)}{g} Z^2(z) dz \quad \dots\dots\dots (18)$$

と表わせる。ここに、 l はピアアの天端までの高さである。なお、橋軸まわりの回転慣性モーメントについてはこれを小さいとして無視した。

ピアアのばね定数としては、ピアアの天端の回転あるいは水平変位を拘束して、天端に単位の水平変位あるいは $u_{Pz} = -u_{Qz} = 1$ となる回転を生じさせるのに必要な水平力およびモーメントを採用した。したがって、ピアア天端に加わる外力と変位との関係は次式のように表わせる。

$$\begin{Bmatrix} P \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{yy}^{(p)} & K_{yz}^{(p)} \\ K_{zy}^{(p)} & K_{zz}^{(p)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{Py} \\ u_{Pz} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (19)$$

なお、各ピアアの頭部は剛体であると考えて、Fig. 7 に示すように各ピアアについて、常に

$$u_{Qz} = -u_{Pz} \quad \dots\dots\dots (20)$$

が成り立つ。

起振機試験の結果によれば、ピアア自体の第 2 次形の振動は現われなかったので、ピアアを上述のようにモデル化することが許されよう。

(4) 固有振動数および振動形

前節までに述べた本橋の動力学モデルについて、自由振動解析を行って固有振動数および振動形を求めた。本論の場合、振動数方程式中のマトリクスの次元数は 67

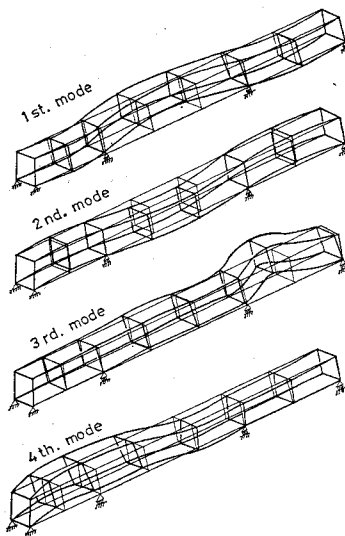


Fig. 8 Three dimensional vibration modes.

となった。

計算結果を固有振動数については Table 1(c) 欄に示す。振動試験によって得られた実測値に比較して理論値はかなりよく一致しているといえよう。

立体振動の変位モードを Fig. 8 に示す。第 1 次振動は橋軸直角水平方向(以下単に水平方向という)の第 1 次振動形であり、第 2 次振動は上下方向の第 1 次振動形、第 3 次は水平方向の第 2 次振動形、第 4 次は水平方向の第 3 次振動形である。以下、橋軸方向第 1 次、水平方向第 4 次と続くが、これからわかるように、低次振動には水平方向の振動モードが多く現われている。

立体振動モードから水平方向の振動モードのみを選び、これを振動試験から得られた変位モードと比較して示したのが Fig. 3 である。図において実線は上弦材の振動モードを、点線は下弦材のそれを示す。ここで各振動モードは、いずれもその最大値が同一になるように調整してある。振動モードに関しても理論モードと実測モードとは全体としてよく一致しているといえよう。

以上のことから、本論の動力学モデルはその妥当性が示されたことになる。さらに、 ω^4 以上の項を省略しても低次振動に対してはその影響はほとんど無視してもよいことが示されたことになる。

4. 応答スペクトルによる地震応答計算

一般に、構造物の地震応答特性を検討する際に最も重要な指標となるのは変位、応力などの最大応答値である。

起振機試験によって得られた振動性状を用いて、本橋

の地震応答計算を行うには次の2通りの方法が考えられる。すなわち、(i) 振動形解析法に従って、各次数ごとにその振動方程式を数値積分して刻々の応答値を計算し、それらを各次数について重ね合わせて橋桁の各点の地震応答を求める直接積分法、(ii) G.W. Housner の応答スペクトルを利用して応答スペクトル法によって橋桁の各点の地震応答の最大値を求める確率論的方法。直接積分法による応答計算はその精度は高いが、この方法に従うと変位などの最大応答値を得るための計算量が非常に多くなる。そこで本章では、上記の2通りの方法で求めた最大応答値を互いに比較することによって、応答スペクトル法の有用性について検討を加える。

なお、応答計算に用いる振動形としては振動試験によって得られた橋軸直角水平方向の変位モードを用いる。

(1) 直接積分法

本橋を多質点系に置換したときの i 点の重量を W_i 、第 s 次の固有円振動数を n_s 、 x, y, z 方向の変位モードをそれぞれ $U_{si}^x, U_{si}^y, U_{si}^z$ 、減衰定数を h_s 、規準座標を ψ_s とすれば、たとえば i 点の橋軸直角水平方向の変位 u_i^y は、

$$u_i^y = \sum_{s=1} \psi_s U_{si}^y \dots\dots\dots(21)$$

と書くことができる。いま、橋軸直角水平方向の入力地震波を $\ddot{\phi}(t)$ とすれば、 ψ_s に関する微分方程式は、

$$\ddot{\psi}_s + 2h_s n_s \dot{\psi}_s + n_s^2 \psi_s = -\beta_s \ddot{\phi} \dots\dots\dots(22)$$

ここに、 β_s は第 s 次振動の刺激係数で、

$$\beta_s = \frac{\sum_{i=1} (W_i/g) U_{si}^y}{\sum_{i=1} (W_i/g) \{ (U_{si}^x)^2 + (U_{si}^y)^2 + (U_{si}^z)^2 \}} \dots\dots\dots(23)$$

$\ddot{\phi}$ が与えられれば、式 (21)、(22) から刻々の u_i^y を求めることができる。

(2) 応答スペクトル法

第 s 次の速度応答スペクトルを S_{vs} とすれば、たとえば i 点における橋軸直角水平方向の変位、速度、絶対加速度の最大応答値は、確率統計的には各次数についての最大応答値の2乗和の平方根で表わされると考えてよいから、

$$\left. \begin{aligned} u_i^y \max &= \sqrt{\sum_{s=1} (\beta_s U_{si}^y S_{vs} / n_s)^2} \\ \dot{u}_i^y \max &= \sqrt{\sum_{s=1} (\beta_s U_{si}^y S_{vs})^2} \\ (\ddot{u}_i^y + \ddot{\phi}) \max &= \sqrt{\sum_{s=1} (\beta_s U_{si}^y S_{vs} n_s)^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots(24)$$

によって与えられる。

(3) 応答計算結果

地震応答計算は橋軸直角水平方向について第8次まで

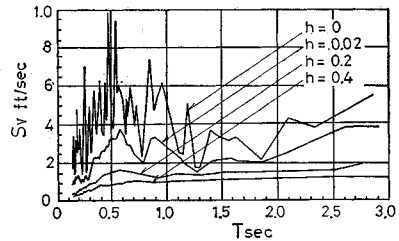


Fig. 9 El Centro Earthquake velocity response spectrum (after Housner).

の共振時変位モードを採用し、各次数に対する減衰定数は Table 2(a) 欄に示した値を用いて、それぞれ直接積分法および応答スペクトル法による応答計算を行い、橋桁各点における変位、速度、絶対加速度の最大値を求めた。なお、入力地震波としては El Centro 地震波 NS 成分(最大加速度を 150 gal に補正)を用いた。また、速度応答スペクトルは Fig. 9 に示す G.W. Housner の El Centro 地震応答スペクトル⁸⁾を用いた。

計算結果を Fig.

10 に示す。図は両方法によって求めた最大変位応答値をプロットしたもので、●印は直接積分法による上弦材各点の最大変位応答値を、

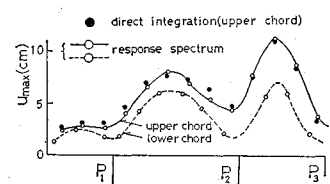


Fig. 10 Maximum value of relative displacement.

—○— は応答スペクトル法によるそれを、⋯○⋯ は応答スペクトル法による下弦材の最大変位応答値を表わしている。

応答スペクトル法による結果と直接積分法によるそれとはよく一致しており、したがって多くの計算時間を必要とする直接積分法を用いなくても、応答スペクトル法によれば比較的簡単に本橋の各点における地震応答の最大値を推定することができる。

5. 地震応答特性の検討

Fig. 10 からわかるように、本橋の各点の最大応答変位の最大値(以下簡単のため絶対最大応答変位とよぶ)は中央スパンにではなく、その右隣の2番目に長いスパン(P2~P3間)に生じている。このように比較的短いスパンに絶対最大応答変位が生ずることは同時に曲げモーメントも大きくなることが予想され、地震応答特性上好ましいこととはいえない。

本橋の地震応答特性に関しては、検討すべき事項は多々あるが、本論では特に次の諸項目を取り上げて、それらが本橋の地震応答特性に対していかなる影響を及ぼす

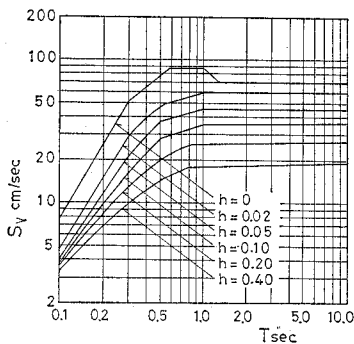


Fig. 11 Standard velocity response spectrum (after TAKADA et al).

法を用いた。応答スペクトルとしては Fig. 9 に示す G.W. Housner の El Centro 地震波の速度スペクトル (地動最大加速度を 150 gal に補正) と Fig. 11 に示す建設省土木研究所の標準速度応答スペクトル⁹⁾ (地動最大加速度 200 gal) とを採用した。

応答計算はすべて第 8 次までの固有振動数および振動形を採用して行った。減衰定数は各振動次数に対して一様に 0.02 を用いた。

なお、Fig. 3 に示すように、本橋の場合 $P_3 \sim B$ 間の単純スパンについてはその変位モードは第 5 次の振動形を除いてはほかのスパンのそれに比べて小さい。また、第 5 次振動形は同図からわかるようにこの単純スパンの共振を示しており、そのときほかのスパンの変位モードはほとんど惹起されていない。したがって、 $P_3 \sim B$ 間の単純スパンの変形が $A \sim P_3$ 間の 3 径間連続トラス桁の変形に及ぼす影響は小さいので、本章ではこの単純スパンは省いて応答計算を行った。

(1) ピアーの曲げ剛性

ピアーの曲げ剛性が最大応答変位に及ぼす影響を調べるために、(i) ピアー P_2 の曲げ剛性を 2 倍にしたとき (ii) ピアー P_1, P_2, P_3 の曲げ剛性をすべて 2 倍にしたときの 2 通りの場合について最大応答変位を求めた。結果を Fig. 12 に示す。

同図 (a) は Housner の速度応答スペクトルを用いた場合、(b) は土木研究所の標準速度応答スペクトルを用いた場合 (以下同様) の計算結果である。

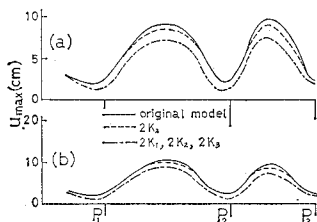


Fig. 12 Effect of rigidity of piers.

かを調べた。すでにまえがきで述べたように、本論では地震応答特性の良否の判定を橋桁 (特に上弦材) の橋軸直角水平方向の最大地震応答変位をもって行うこととし、応答計算はすべて

応答スペクトル

法を用いた。応答スペクトルとしては Fig. 9 に示す G.W. Housner の El Centro 地震波の速度スペクトル (地動最大加速度を 150 gal に補正) と Fig. 11 に示す建設省土木研究所の標準速度応答スペクトル⁹⁾ (地動最大加速度 200 gal) とを採用した。応答計算はすべて第 8 次までの固有振動数および振動形を採用して行った。減衰定数は各振動次数に対して一様に 0.02 を用いた。なお、Fig. 3 に示すように、本橋の場合 $P_3 \sim B$ 間の単純スパンについてはその変位モードは第 5 次の振動形を除いてはほかのスパンのそれに比べて小さい。また、第 5 次振動形は同図からわかるようにこの単純スパンの共振を示しており、そのときほかのスパンの変位モードはほとんど惹起されていない。したがって、 $P_3 \sim B$ 間の単純スパンの変形が $A \sim P_3$ 間の 3 径間連続トラス桁の変形に及ぼす影響は小さいので、本章ではこの単純スパンは省いて応答計算を行った。

た、 P_2 の曲げ剛性のみを 2 倍にしてもその絶対最大応答変位は現橋のそれと比べてほとんど差が生じないが、すべてのピアーの曲げ剛性を 2 倍にすると最大応答変位は全体として小さくなるのがわかる。

(2) 橋梁のスパン割

Fig. 10 に示したように、絶対最大応答変位は最長スパン $P_1 \sim P_2$ 間にはなく $P_2 \sim P_3$ 間に生じているが、同時に応答曲げモーメントも大きくなることが予想され、これは地震応答特性上好ましいことではない。 $P_2 \sim P_3$ 間の最大応答変位を減少させるための一方法として、橋梁のスパン割を 2, 3 変えて、ピアー P_2 をピアー P_3 の方に (i) 1 パネル移動させたとき (ii) 2 パネル移動させたときの橋桁各点の最大応答変位を求め、橋梁のスパン割が最大応答変位に及ぼす影響を調べた。結果を Fig. 13 に示す。同

図から P_2 を P_3 の方に移動させると、(a), (b) いずれの場合も $P_2 \sim P_3$ 間の絶対最大応答変位は約 1/2 に減少することがわかる。また (i) と (ii) の場合を比べると、その差

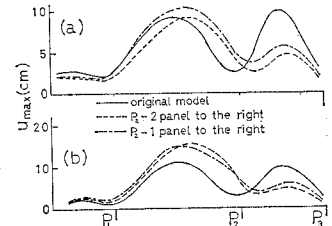


Fig. 13 Effect of span length ratio.

はそれほど大きいとはいえないが、(ii) の場合の方が多少小さくなっている。最長スパン $P_1 \sim P_2$ 間においては、(a) の場合 P_2 の移動によってもその絶対最大応答変位はほとんど変わらないが、(b) の場合にはそれは約 5 割増大している。このことは、 P_2 を移動したとき入力地震波の性質の違いによっては最長スパンの最大応答値にかなり大きな差が生じる可能性があることを示しているといえよう。

Fig. 14 は P_2 を 2 パネル P_3 の方向へ移動させた場合の橋桁の振動形の変化を示したものである。現橋の $P_2 \sim P_3$ 間の最大応答変位の値を左右するのは、

主として第 2 次の振動モードである。Fig. 14 から第 2 次と第 3 次の振動モードが現橋のそれと入れ変わっており、第 3 次モードの $P_2 \sim P_3$ 間の変位振幅の大きさが相対的に小さくなっていることがわかる。

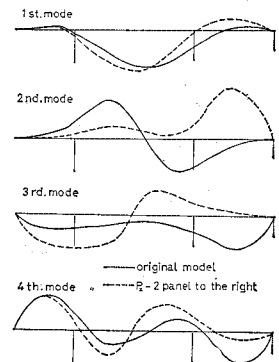


Fig. 14 Variation of modes.

(3) ピアーの回転

ピアーの橋軸まわりの回転変位が最大応答変位に及ぼす影響をみるために、 P_2 を P_3 の方向に2パネル移動

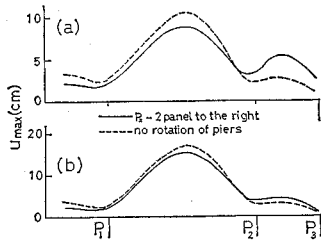


Fig. 15 Effect of rotation of piers.

した場合に対して、ピアーの回転を考慮したときと考慮しないときについて最大応答変位を求めて Fig. 15 に示した。両者の結果にはそれほど大きな差異はないが、 $P_1 \sim P_2$ 間では回転を考慮しないときの方が、また $P_2 \sim P_3$ 間では回転を考慮したときの方がそれぞれの区間における最大応答変位は大きくなっている。ピアーの回転を阻止したときの方が最長スパンの最大応答変位がわずかでも大きくなるということは、本橋の地震応答特性を考えるうえから注目すべきことであるとえられる。

(4) 対傾構の数

本橋の場合、対傾構はその数が比較的少なく、しかも規則正しくは設けられておらず、平均して2パネルに1対

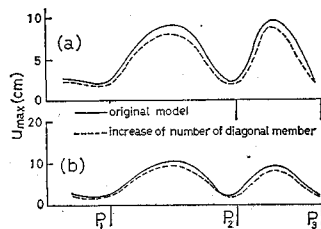


Fig. 16 Effect of the number of diagonal members.

の割合である。対傾構の数を増して1パネルに1対の対傾構を設けて、橋桁のねじり剛性を大きくした場合について最大応答変位を求めた。結果を Fig. 16 に示す。同図からねじり剛性の増大によって最大応答変位は全体として小さくなるのがわかる。

6. 位相差を考慮した地震応答計算

前章までに述べた橋梁の地震応答解析においては、橋梁の各基礎には同一波形、同一位相の入力地震波が作用すると仮定しており、従来の耐震設計における地震応答計算はほとんどこのような仮定に従って行われてきている。しかし、長大スパンを有する橋梁においては、一般に地盤の性状が各基礎で同一ではなく、各基礎には波形も位相も異なる入力地震波が作用すると考えられる。したがってこのような長大スパンを有する橋梁の地震応答を求めるには、各基礎に入射する地震波の波形がそれぞ

れ異なることを考慮した地震応答計算を行う必要がある。

本論ではまずその第1段階として、各基礎に入射する地震波の波形は同一であるが、ただそれが相互に一定の位相差を有するというような場合を考えて、そのような場合に対する長大橋梁の地震応答計算法について述べ、さらにこの方法を用いて応答計算を行い、入力地震波の位相差が本橋の地震応答特性に及ぼす影響について論じた。

地動位相差を考慮した従来の計算法では入力として地動変位記録が必要であるが、現在ではまだ地震変位記録は十分完備されているとはいえず、加速度記録を数値的に2回積分して変位記録として用いているのが現状である。著者らの1人²⁾は、先に長径間ディビダグ橋(名護屋大橋)の場合について、外力項として地震加速度のみを含む振動形解析法による地震応答計算法を提案し、その妥当性を示した。

本章では上と同様な考え方に従って、一般の多自由度系に対して入力の位相差を考慮した応答計算式を導き、これを用いて入力の位相差を有する地震波が本橋に作用した場合の地震応答計算を行った。

(1) 解析理論

ほかの支点の変位をすべて拘束して、たとえば支点 j の y 方向のみに $\phi_j^y=1$ なる静変位を与えたときの任意点 i の x, y, z 方向の静的変位をそれぞれ $f_{ij}^{xy}, f_{ij}^{yy}, f_{ij}^{zy}$ とする。いま j 点が橋軸直角水平方向に $\phi_j^y(t)$ なる地震加速度を受けたとき、 i 点の x, y, z 方向にはそれぞれ $f_{ij}^{xy}, f_{ij}^{yy}, f_{ij}^{zy}$ に比例した地震加速度が作用することになる。したがって規準座標を ψ_s とすれば、 ψ_s に対する一般力 Q_s は次式のように表わすことができる。

$$Q_s = -U_s^T M f \ddot{\phi} \dots\dots\dots (25)$$

ここに、 U_s は各支点を拘束したときの各点の第 s 次の振動形を要素とする列マトリックスで、その要素数は質点数 $\times 3$ に等しい。 M は(質点数 $\times 3$) \times (質点数 $\times 3$)の質量マトリックス、 f は f_{ij}^{xy} などを要素とする(質点数 $\times 3$) \times (支点数 $\times 3$)の準静変位マトリックス、 $\ddot{\phi}$ は $\ddot{\phi}_j^y$ などを要素とする支点数 $\times 3$ に等しい要素数をもつ列ベクトルを表わす。

規準座標 ψ_s に関する運動方程式は次式のようになる。

$$\ddot{\psi}_s + 2h_s n_s \dot{\psi}_s + n_s^2 \psi_s = - \frac{U_s^T M f \ddot{\phi}}{U_s^T M U_s} \dots\dots\dots (26)$$

また、たとえば i 点の y 方向の相対変位 $u_i^y(t)$ は式(21)と同様に

$$u_i^y(t) = \sum_{s=1} \psi_s(t) U_{is}^y \dots\dots\dots (27)$$

によって求められる。さらに絶対変位 $\ddot{u}_i^y(t)$ は、相対変位 $u_i^y(t)$ と各支点における支点変位 $\phi_j^y(t)$ などによる準静的変位とを加えさせて

$$\ddot{u}_i^y(t) = \sum_{s=1}^3 \psi_s(t) U_{is}^y + \sum_{j=1}^3 \{f_{ij}^y \phi_j^x(t) + f_{ij}^x \phi_j^y(t) + f_{ij}^z \phi_j^z(t)\} \dots\dots\dots (28)$$

と表わされる。

各支点における入力加速度 $\ddot{\phi}_j^y$ などが与えられれば、式 (26), (27) から各点における刻々の相対変位を求めることができる。さらに各点の絶対変位が必要なときは、与えられた入力加速度 $\ddot{\phi}_j^y$ などを2回数値積分することによって式 (28) からそれを得ることができる。

(2) 地震応答計算

数値計算にあたっては、地震波は橋軸方向に伝播するものとし、その振動方向は橋軸直角水平方向であると仮定する。位相差を表すパラメーターとして地震伝播速度 V をとった。Fig. 4 において、支点 A から $\phi_0(t)$ なる地震波が入射するとき、 j 支点の A 点からの距離を l_j とすれば、 j 支点には

$$\ddot{\phi}_j^y(t) = \ddot{\phi}_0(t - l_j/V) \dots\dots\dots (29)$$

なる入力地震波が作用することになる。位相差を考慮しない場合、すなわち $V = \infty$ の場合には、各支点には同一波形の地震波が同時に作用することになって、結局

4. (1) の場合に帰着する。

a) 正弦波入力の場合

正弦波入力の場合について、Table 3 に示す3とおりの入力地震波 ϕ_0 に対してそれぞれ位相差をいろいろ変えて応答計算を行って、橋桁の各点の最大相対変位を求めた。結果を Table 3 に示す。表中の番号は Fig. 4 における各境界上の上弦格点を表わす。

Table 3 Maximum value of relative displacement (cm).

$\phi_0 = \sin 5t$ (0.795 Hz)								
Panel point	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
V m/s								
∞	0.36	0.51	1.52	1.23	0.25	0.30	0.09	0.01
200	0.17	0.27	0.74	0.81	0.20	0.43	0.13	0.01

$\phi_0 = \sin 10t$ (1.59 Hz)								
Panel point	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
V m/s								
∞	3.30	3.60	4.95	7.30	1.33	6.96	1.97	0.51
1000	2.36	2.44	4.55	7.55	1.83	5.57	1.54	0.57
600	1.73	1.49	4.69	6.88	1.76	3.71	0.95	0.54
200	2.56	2.40	5.06	8.20	1.44	4.95	1.22	0.44

$\phi_0 = \sin 15t$ (2.39 Hz)								
Panel point	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
V m/s								
∞	9.2	10.7	10.4	9.1	4.8	12.6	3.7	1.4
200	14.9	18.8	20.4	15.9	9.4	11.5	3.4	1.5

Table 3 から次のようなことがいえる。すなわち、入力力の位相差の大きさが応答変位に及ぼす影響に関しては、なんらかの一般性のある結論を得ることは困難である。入力力の振動数の大小によって絶対最大応答変位が生ずる点に変化し、さらにそれらが入力力の位相差が大きくなるに従って一様に大きくなったりあるいは小さくなったりすることもなく、入力力の振動数の大きさによってもいろいろ異なってくる。

b) 非定常入力の場合

非定常入力波として El Centro 地震波 NS 成分 (最大加速度を 150 gal に補正) を用いて、入力力の位相差をいろいろ変えて応答計算を行った。橋桁上弦の各点における最大相対変位を Fig. 17 に示す。同図から入力力の位相差を考慮した場合はいずれも入力力の位相差を考慮しない場合よりも最大相対変位は小さいことがわかる。さらに入力力の位相差を考慮した場合には、たとえば $V=200$ m/s と $V=600$ m/s とに対する両者の最大相対変位を比較すると、 $P_1 \sim P_2$ スパンと $P_2 \sim P_3$ スパンとでその大小関係が互いに逆になっている。このことも入力力の位相差が本橋の地震応答特性に及ぼす影響の複雑さを示す一例であるといえよう。

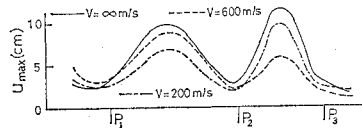


Fig. 17 Maximum value of relative displacement (El Centro Earthquake).

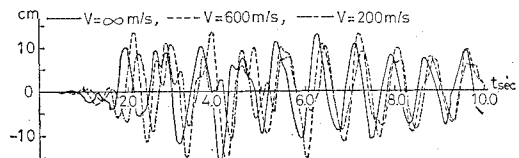


Fig. 18 Response of relative displacement (node 4).

応答計算結果の一例として Fig. 18 に ④ 点の時間相対変位応答曲線を示した。

c) 軸応力について

すでに述べたように、本橋は上弦材と下弦材との間のねじれが大きく、したがって対傾構にはかなりの軸応力が発生することが予想される。

Fig. 4 に示す各

境界面に挿入されている対傾構の軸応力を求めて、その最大値を示せば Table 4 のとおりである。軸応力についても相

Table 4 Maximum stress (kg/mm²).

node	2	4	5
V			
∞	36.445	-38.05	-21.17
1000	24.10	-24.24	-16.94
600	18.10	-23.81	-10.74
200	25.55	-25.58	13.59

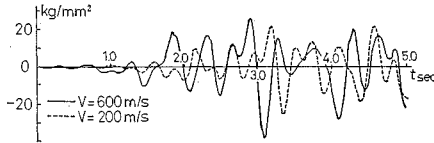


Fig. 19 Response of the normal stress of the diagonal member (node 4).

対変位の場合と同様に、入力の変位相を考慮したときの最大軸応力は変位相を考慮しない場合のそれより小さくなるという結果が得られた。また、 P_2 上の②点の対傾構の最大軸応力が中央スパンの④点のそれとほとんど同じくらいの大きさになっており、これは耐震設計上注意すべきことであると考えられる。

軸応力の応答計算結果の一例として、Fig. 19 に④点の時間-軸応力曲線を示した。

7. 結果のまとめおよび考察

高橋脚を有する3径間連続トラス橋に対して起振機試験ならびに常時微動測定試験を行い、さらに同橋の動力学的モデル化と地震応答特性に関して種々の検討を行ったが、以上をまとめると次のようになる。

(1) 本橋のように自由度の大きな骨組構造物の振動解析には、部分構造法を応用した振動解析の手法を用いることにより、計算の過程で取り扱うべき個々の行列の次元数を小さくすることができ、さらには最終的に得られる振動数方程式の次元数を著しく低減することができる。また、この手法を用いて得られた理論値(固有振動数および振動形)は振動試験によって得られた実測値によく一致する。

(2) Housner および土木研究所の応答スペクトルを用いた応答計算結果によれば、本橋の地震応答特性に関係する要素で最も影響の大きいと考えられるのはスパン割の影響であり、ピアー P_2 を P_3 の方向に1~2パネルだけ移動することにより、橋桁の絶対最大応答変位を現橋の約1/2に減少させることができる。

また、各ピアーの曲げ剛性を大きくすること、対傾構の数を増加することにより橋桁の各点における最大応答変位を減少させることができる。

一方、ピアーの橋軸まわりの回転を拘束しても、センタースパンにおける絶対最大応答変位はほとんど小さくならない。

(3) 一般の多自由度系の場合に対して、入力として

地震加速度記録をそのまま用いて、入力の変位相を考慮した地震応答計算を行うことができる方法を示した。

本理論を用いて正弦波入力と非正常入力(EI Centro地震波)とに対して応答計算を行った結果、正弦波入力の場合については入力の変位相が本橋の橋桁の最大応答変位に及ぼす影響に関して一般的な結論を得るに至らなかった。非正常入力の場合については入力の変位相を考慮したときの方がいずれも考慮しないときに比べて橋桁の最大応答変位は小さくなった。しかし、たとえば長径間ディビダーク橋(中央スパン長176mの道路橋)については、入力の変位相の大きいかんによっては変位相を考慮したときの方が大きな応答値を与える場合があることが指摘されている⁹⁾。このことを本論における計算結果と考え合わせると、地動位相を考慮した方が安全側であるか危険側であるかについてはいまいちがいはないようである。現在までのところ地動位相の影響に関する資料が少ないので、この点に関しては今後なお、種々の大規模な土木構造物について検討を加えて、多くの資料を集めることが必要であると考えられる。

(4) 本橋では、ピアー上の桁のねじれが比較的大きく、したがって対傾構にかなり大きな軸応力が発生することは耐震上注意すべきことである。

参考文献

- 1) 小坪清真・鳥野清: 常時微動測定による構造物の振動性状解析, 土木学会論文報告集, No. 222, 1974. 2.
- 2) 小坪清真・原田譲二: 各支点で異なる地震波をうける橋梁の応答解析, 土木学会論文報告集, No. 175, 1970. 3.
- 3) 小坪清真・高西照彦・鳥野清: 高橋脚3スパン連続トラス橋の振動性状に関する試験, 九州大学工学集報, 第45巻, 第5号, 昭47.10.
- 4) 小坪清真・高西照彦・鳥野清・松下淳: 高橋脚3スパン連続トラス橋の応答特性, 第4回日本地震工学シンポジウム, 昭50.11.
- 5) 河島佑男: 動的応答解析(コンピューターによる構造工学講座), 培風館, 昭47.
- 6) 戸川隼人: FORTRANによる有限要素法入門, サイエンス社, 昭50.
- 7) 小坪清真・高西照彦・松下淳: 位相差を考慮した三径間連続トラス橋の地震応答, 昭和50年度土木学会西部支部研究発表会, 昭51.2.
- 8) Alford, J.L., G.W. Housner and R.R. Martel: Spectrum analysis of strong motion earthquakes, California Inst. of Tech. Earthquake Research Lab., Pasadena, Calif., 1951.
- 9) 高田孝信・大久保忠良・栗林栄一: 橋梁の耐震設計に関する研究(1)―地震応答スペクトル1964―, 土木研究所報告, 128号の1, 昭40.

(1976.6.24・受付)