

## 吊床版歩道橋「蜂の巣キャンプ場橋」の特性

## 〔II〕測 定 編

村	上	良	丸*
瀬	崎	満	弘**
長	井	健	雄†
藤	元	安	宏††

## 1. ま え が き

前回紹介した蜂の巣キャンプ場（宮崎県南那珂郡北郷町）内の吊床版歩道橋<sup>1)</sup>は、昭和 59 年 12 月中旬に概ね完成し、「双龍橋」と命名された。2 スパン全長 75.0 m (36.5+2.0+36.5) で、スパン/サグ比 36.5 を有するこの吊床版橋は、スパン中央での橋幅 1.7 m が、橋台と橋脚上では 3.7 m に拡大される独特の平面形状を採用している。今回は、本橋施工の最終段階であるプレキャスト床版に通した PC ケーブルへのプレストレス導入時の計測ならびにその後の温度変化の影響、更に宮崎大学の村上研究室とピーエス社が協同で実施した静的載荷、固有振動周波数と歩行者挙動による振動状況などの測定結果を述べる。

## 2. 主ケーブル緊張時の計測

## 2.1 計測目的

本橋の現場施工では、前回述べたように、所定のサグ量  $f=1.00$  m と床版下面の曲率半径に合わせて設置した支保工台上に、プレキャストの RC 版ブロックを、1 スパン当り 13 枚並べ、各ブロック間の目地部 8 cm と両端の橋座対応部 225 cm に、現場打ちコンクリートを打設した。その硬化後、各ブロック内に設けていた 10 本のシースに、PC ケーブル (SWPR-1 T 21.8 mm) を通して緊張し、床版全体を支保工上から浮上させた。この時の浮上サグ量から、床版自重対応分以上に導入されたプレストレス力を評価するために、床版縦断線形の主要点（前報の図-5 参照）での変位量、代表的な PC ケーブルの両端部応力ならびに RC 床版内の鉄筋応力などの変化を実測した。

## 2.2 縦断線形変位量の実測結果

各スパン 10 本ずつの PC ケーブルは、前回述べたよ

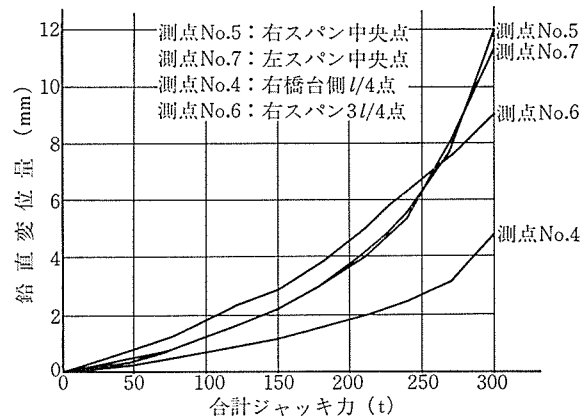


図-1 合計ジャッキ力とサグ変化量 ( $\Delta f$ )

うに両橋台と橋脚の各側で、交互に、15 t/ケーブル 1 本ずつ、2 回にわけて緊張した（前報の図-6 参照）。合計 300 t までのジャッキ緊張に伴う、主要点での縦断線形の変位量を、当該位置床版の上・下流両側面に設置した変位測定用ゲージで実測した。合計ジャッキ力と床版鉛直変位量の関係のうち、スパン中央点と、橋幅の変化点でえられた結果を図示したのが、図-1 である。前者については、右スパンの測点 No. 5 と左スパンの No. 7 の測定値がほぼ完全に一致し、最終ジャッキ力 300 t に対しても、それぞれ、11.87 mm と 11.31 mm (平均 11.6 mm) のサグ変化量 ( $\Delta f$ ) になっている。これに対して、 $l/4$  点と  $3l/4$  点位置に相当する後者の測点 No. 4 と No. 6 での測定結果は、全くかけ離れている。すなわち橋脚に近い No. 6 の浮上量 (9.0 mm) の方が、橋台側の No. 4 のもの (4.8 mm) の 2 倍近くになっている。これは本橋が、2 スパン連続梁と相似の性状にあることを示唆するものであろう。

## 2.3 PC ケーブルの張力測定

既述のように、本橋の橋幅は、橋座部の 3.7 m が、橋中央部では、1.7 m に絞られているため、使用した 10 本の PC ケーブルはいずれも、立体曲線状に配置されている。したがって、一端を固定して、他端からジャッキ

\* 宮崎大学工学部教授，工博

\*\* 宮崎大学工学部助手，工修

† ピー・エス・コンクリート（株）本社原子力事業部課長代理

†† ピー・エス・コンクリート（株）本社技術部主任技師

表—1 PC ケーブルの張力変化

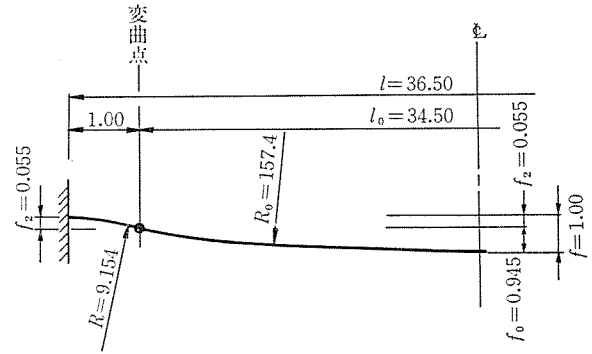
測定日 (昭和 59 年)	時刻	No. 5 ケーブル (橋軸付近)		No. 10 ケーブル (最外縁)	
		緊張端 (t)	固定端 (t)	緊張端 (t)	固定端 (t)
12 月 15 日	17:00	21.0	16.5	21.2	14.5
〃 16	9:45	20.9	16.4	21.1	14.6
〃 17	8:45	20.8	16.2	21.0	14.6
〃 18	8:45	20.9	16.1	21.0	14.6
〃 18	13:45	20.9	16.2	21.0	14.6
〃 20	9:00	20.8	16.1	21.0	14.7
〃 20	13:20	20.8	16.1	21.0	14.7
〃 21	9:00	20.8	16.1	20.9	14.6
〃 23	13:00	20.7	16.0	20.9	14.6

で片引きすると、緊張力のかなりの部分は、シースとの摩擦力として床版内に蓄積されるので、ケーブル沿いの張力は、緊張端から固定端に向けて変化するはずである。この状況を把握する目的で、橋幅の最も外側に配置した No. 10 ケーブルと橋軸付近の No. 5 ケーブルの各両端にロードセルを取り付け、これらのケーブルを、ジャッキ力 30 t で片引きして碇着したときの、緊張端と固定端でのケーブル応力を実測した。表—1 に、ジャッキ緊張端での全ケーブルの碇着が完了した昭和 59 年 12 月 15 日 17 時より、同 23 日までに観測したこれらのロードセル読み値を掲げているが、有意の経時変化はないことがわかる。すなわち碇着時のロスを除いては、プレキャスト RC 版内に、立体曲線状に配置されたケーブルの緊張力には、少量の場所打ちコンクリートと相まって、この短期間では、乾燥収縮やクリープの影響は認められない。また、No. 10 ケーブルの実測では、ジャッキ力 30 t で緊張し、碇着具をセットする直前のロードセル応力は、緊張端で 28.7 t、固定端で 14.6 t、平均で 21.7 t だった。これが碇着後には、表—1 に見るように固定端側は、14.6 t で不変にもかかわらず、緊張端では、セット時の 21.2 t から 20.9 t へと低下している。よってこのケーブルに導入された平均緊張力は、概ね 21 t 程度と考えれば、橋台側を橋脚側の交互片引きのため、10 本のケーブル全体では、210 t 程度の緊張力が床版に導入されたと推定できよう。これについて、次節で、より詳細に考察する。

2.4 RC 床版に導入されたプレストレス力の検証

(1) サグの変化量から

構造解析に採用した吊床版の基本寸法は、図—2 に示すように、全スパン  $l=36.5$  m のうち、両端 1.00 m 区間は、上に凸 ( $R=9.154$  m) の片張出し部で、変曲点となるその先端の下がり量は、 $f_2=0.055$  m に採っていた。したがって、この両変曲点間の距離  $l_0=36.5-1.0 \times 2=34.5$  m が純粋の意味での「吊スパン長」となり、それに対応するサグ量は、 $f_0=f-f_2=1.00-0.055=$



図—2 吊床版部基本寸法 (床版自重 0.94 t/m に対して)

0.945 m である。ゆえに、床版本体部の曲率半径 (上に凹) を  $R_0$  とすれば、

$$R_0 = l_0^2 / 8f_0 = (34.5)^2 / 8 \times 0.945 = 157.4 \text{ m}$$

床版 (幅 1.7 m) の自重を、 $q=2.5 \times 0.376=0.94$  t/m とすれば、 $f=1.00$  m に対応する両端の所要水平緊張力  $H_0$  は、

$$H_0 = qR_0 = 0.94 \times 157.4 = 147.956 \text{ t}$$

このときの床版長を  $S_0$  とすれば、

$$S_0 = l_0 + \frac{8}{3} \frac{f_0^2}{l_0} = 34.5 + \frac{8 \times (0.945)^2}{3 \times 34.5} = 34.569 \text{ m}$$

前述のように、10 本の PC ケーブル全体による緊張力を  $P=210$  t と仮定すれば、 $(P-H_0)$  が、支保工台の上ののっていた RC 床版に圧縮力 (負) として働き、床版の全体長に  $\Delta S$  の短縮を生じ、支保工台上から  $\Delta f$  の浮上をさせる：

$$\begin{aligned} \Delta S &= -(P-H_0)S_0/EA \\ &= \frac{-(210-147.956) \times 34.569}{3.44 \times 10^6 \times 0.376} \\ &= -1.658 \times 10^{-3} \text{ m} \end{aligned}$$

ここに、

E: RC 床版コンクリートのヤング率で、対応する圧縮強度 (48 日) とともに、表—2 に掲げた。

ここでは PC ケーブル緊張時のプレキャスト版 48 日のものを使用した。

A: 幅 1.7 m の橋中央部 RC 版断面積 3760 cm<sup>2</sup>

表—2 床版コンクリート供試体の圧縮強度とヤング率測定値 (kg/cm<sup>2</sup>)

項目	プレキャスト部		現場打設部	
	圧縮強度	ヤング率 ( $\times 10^6$ )	圧縮強度	ヤング率 ( $\times 10^6$ )
3 日	—	—	358	—
7 日	474	—	469*	2.40*
14 日	—	—	476**	2.65**
28 日	527	3.32	512	—
48 日	567*	3.44*	—	—
55 日	616**	3.52**	—	—

注) \* PC ケーブル緊張時  
\*\* 載荷試験時

ゆえに、PC ケーブル緊張作業後の床版サグ量を  $f_1$  とすれば、

$$\Delta S = \frac{8}{3} \frac{(f_1^2 - f_0^2)}{l_0} \text{ より}$$

$$f_1 = \sqrt{f_0^2 + \frac{3}{8} \Delta S l_0}$$

$$= \sqrt{(0.945)^2 + \frac{3}{8} \times (-1.658 \times 10^{-3}) \times 34.5}$$

$$= 0.9335 \text{ m}$$

このサグ量  $f_1$  に対応する床版自重からの張力を  $H_1$  とすれば、

$$H_1 = ql_0^2 / 8 f_1 = 0.94 \times (34.5)^2 / 8 \times 0.9335 = 150 \text{ t}$$

すなわち、 $\Delta P = P - H_1 = 210 - 150 = 60 \text{ t}$  が、プレストレス力として、RC 床版に導入され、

$$\Delta f = f_1 - f_0 = 0.9335 - 0.945$$

$$= -0.0115 \text{ m} = -11.5 \text{ mm}$$

すなわち、 $f_0 = 0.945 \text{ m}$  ( $f = 1.00 \text{ m}$ ) に対応して設置されていた支保工台から  $11.5 \text{ mm}$  の浮上を起こすことになる。実測値は、上述のように、両スパン平均で  $11.6 \text{ mm}$  で、完全に一致し、 $P = 210 \text{ t}$ 、 $\Delta P = 60 \text{ t}$  の推定が妥当だったことを検証している。

### (2) 床版応力の実測から

上述の  $\Delta P = 60 \text{ t}$  の推定が妥当なら、橋中央部の RC 床版内には、橋軸方向に：

$$\sigma_c' = \Delta P / A = 60000 / 3760 = 16.0 \text{ kg/cm}^2$$

程度の圧縮応力が生じるはずである。これを実証するものとして、工場製作した RC 床版ブロック内の鉄筋に貼布したひずみゲージによる測定値がある。すなわち、右スパン橋台側  $l/4$  位置の測点 No. 4 と同スパンの中央位置の No. 5 付近の橋軸および地覆の縦方向鉄筋の上段と下段に貼布したひずみゲージは、合計ジャッキ力  $300 \text{ t}$  での PC ケーブル緊張時について、平均  $47 \mu$  ( $43 \sim 50 \mu$ ) の圧縮ひずみを示した。この範囲の鉄筋の圧縮ひずみと、コンクリートのそれは、同一と見なせるので、上述の  $E_c = 3.44 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  を使えば、RC 床版コンクリートの橋軸方向の圧縮応力  $\sigma_c$  は、

$$\sigma_c = E_c \epsilon = 47 \times 10^{-6} \times 3.44 \times 10^5 = 16.2 \text{ kg/cm}^2$$

となり、上述の推定計算値  $\sigma_c' = 16.0 \text{ kg/cm}^2$  と、ほぼ完全に一致する。

### (3) 考 察

以上により、 $R_0 = 157.4 \text{ m}$  の曲率半径と  $f = 1.00 \text{ m}$  のサグに対応するように、支保工台上に並べた RC 床版を貫通させた PC ケーブルを、合計ジャッキ力  $300 \text{ t}$  で緊張して平均  $11.6 \text{ mm}$  浮上させた時、この床版に導入されたプレストレス力は  $P = 60 \text{ t}$ 、発生する橋軸方向圧縮応力  $\sigma_c = 16 \text{ kg/cm}^2$  と推定できる。

このプレストレス応力は、温度変化や上載荷重によっ

て床版コンクリートにクラックが発生しても、それらの除荷後には、そのクラックを閉合させる効果がある。当然このプレストレス力の一部は、時間の経過に伴うクリープとコンクリートの乾燥収縮で失われ、その相当分だけ、端部水平力が増加するが、Trost のクリープ方程式<sup>3)</sup>によれば、約 30% (18 t) 程度にすぎない。

## 3. 温度変化の影響測定

### 3.1 予備測定

薄くて細長い構造物である吊床版は、温度変化に敏感である。それは無載荷でも床版長を変化させ、特に温度降下時に床版面上昇としてあらわれるサグ量の減少は、端部水平力の増加を意味し、RC 床版にクラックを発生させることさえある。

本橋では、この温度変化影響の予備測定として、昭和 59 年 12 月 15 日 17 時の PC ケーブル緊張作業終了時点のサグ量を基準にして、同月 23 日 13 時までの間に、随時、行ったサグ変化量の測定にあわせて、その時の外気

表-3 温度-サグ変化量の予備測定 (負は床版の上昇)

測定日時 (59年12月)	天候	外気温 (°C)	版内温度 (°C)	サグ変化量 (mm)
15日 17:00	くもり	11.8	12.0	0
16 9:45	小雨	11.4	9.6	-5.6
17 8:45	晴	9.2	7.4	-12.8
18 8:45	くもり	11.0	8.4	-10.8
18 13:35	晴	15.6	15.2	8.2
20 9:00	晴	8.0	6.4	-19.8
20 13:20	晴	13.2	11.2	-2.8
21 9:00	くもり	5.6	2.8	-28.8
23 13:00	晴	8.8	6.2	-18.3

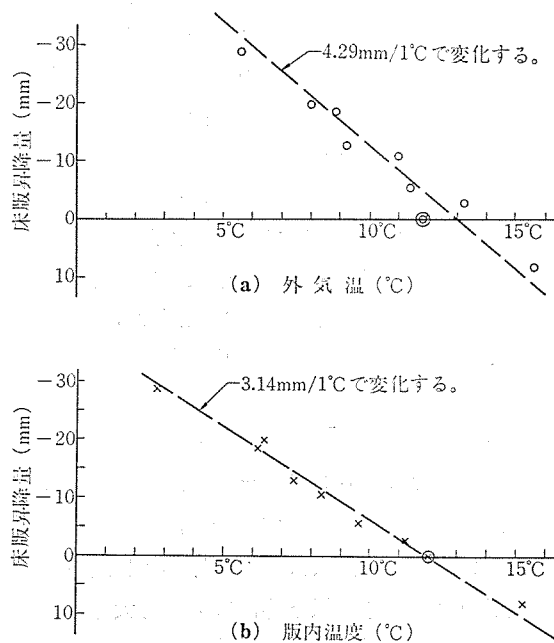


図-3 外気温および版内温度に対応する床版の昇降量

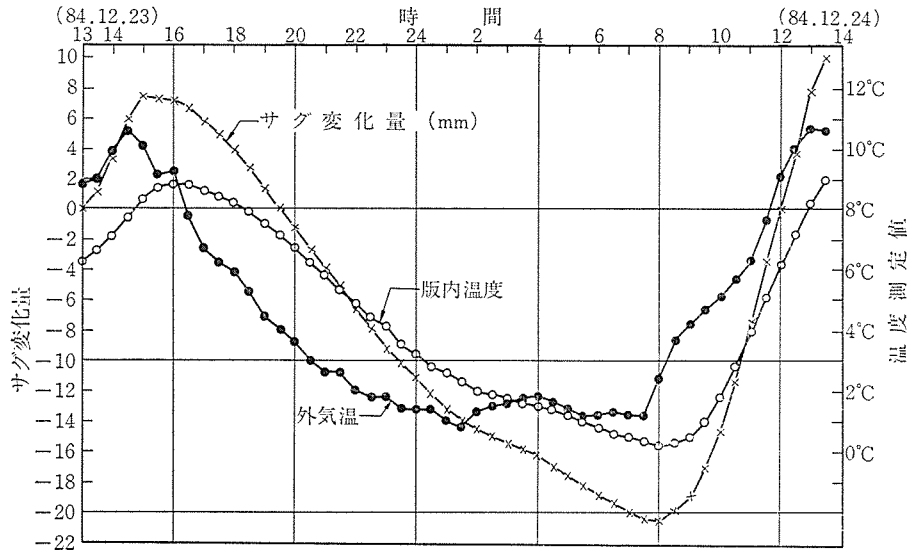


図-4 気温、版内温度およびサグの経時変化量

温と RC 床版内の温度を、予めセットしておいた温度ゲージで測定した。表-3 に示すその結果を図化したのが図-3 である。同図から、外気温の降下、床版面上昇を起すことと同時に、サグ量の変動は、版内温度の方に、より良く追従することがわかる。

### 3.2 連続測定結果

予備測定の結果をふまえて、あらためて 12 月 23 日 13 時のサグを基準にし、翌 24 日 13 時 30 分までの 24 時間 30 分にわたり、30 分毎に、変位計によるサグ変化量、温度ゲージによる外気温と版内温度、更にひずみゲージによる主要点の床版ひずみなどを、いずれも自動計測した。

その結果、図-4 に示すように、サグ量の変動は、版内温度に追従し、それが最低温度になる午前 8 時に、サグ量も、最も減少（床版が最も上昇）することが判明した。また、同時に実施した既述の版内鉄筋ゲージと、床版の上・下面に貼布したコンクリート・ゲージによるひずみ計測では、最大の引張ひずみが、橋軸方向ではスパン中央部で  $46 \mu$ 、スパン端部で  $48 \mu$ 、また橋軸直角方向では、橋幅が狭まっているスパン中央部で  $49 \mu$ 、橋台ないし橋脚からの拘束が大きいスパン端部で  $76 \mu$  の最高値が観測された。場所打ちコンクリート部でのこの観測値は、

$$\sigma = 76 \times 10^{-6} \times 2.65 \times 10^5 = 20.1 \text{ kg/cm}^2$$

の引張応力が、そのコンクリートに生じていることを意味する。当日の外気温の変化範囲は、 $1^\circ \sim 11^\circ \text{C}$  までの  $10^\circ \text{C}$  だったことを考えると、より大きな日間温度差ないし外気温のより大きな低下時にはもっと大きな引張応力が生じて、RC 床版にクラックを発生させる危険性は、十分にある。しかしそのようなきびしい温度応力が

発生するのは、冬期の深夜から午前 10 時頃までで、上載荷重としての歩行者は殆んどない時間帯に当たっていることに注目すべきであろう。なお、スパン中央の測点 No. 5 で得られた、床版上・下面のひずみ差の最大は、 $55 \mu$  だった。これはスラブ上面を伸ばす方向（負）の曲げモーメント力である。

## 4. 静的荷重試験

橋幅が変化する 2 スパンの本橋の設計解析では、図-5 に示す支端条件の平面骨組を仮定して、NTT の LAF-RAS プログラムを使用した。その結果で設計・施工した本橋の静力学的性状をチェックするのが、静的荷重試験の主目的である。このための上載荷重として、体重の計測をした、全部で 52 人の学生をあて、それを橋上の種々の指定位置に移動させることで、集中荷重や満載等分布荷重、部分等分布荷重、偏載荷重などの各種の荷重状態を、迅速に現出させ（写真-1）、対応するサグ変化量、床版応力、橋台・橋脚の変位量などの測定をした。以下に、得られた結果の要点を述べる。

### 4.1 集中荷重テスト

集中荷重テストは、12 月 22 日午後の薄曇り（気温約  $10^\circ \text{C}$ ）状態のとき、学生数最大 8 名で行った。

集中荷重の荷重位置として、純粋な吊スパン  $l_0 = 34.50 \text{ m} = L$  の 8 等分点 7 か所を指定し、学生を移動させた。

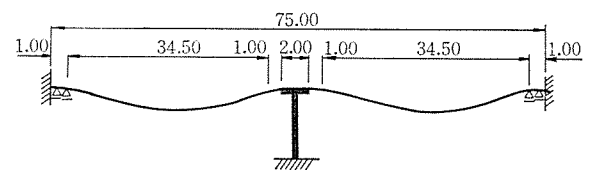
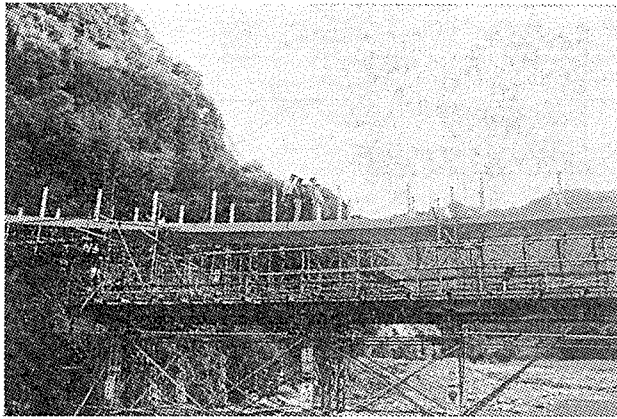
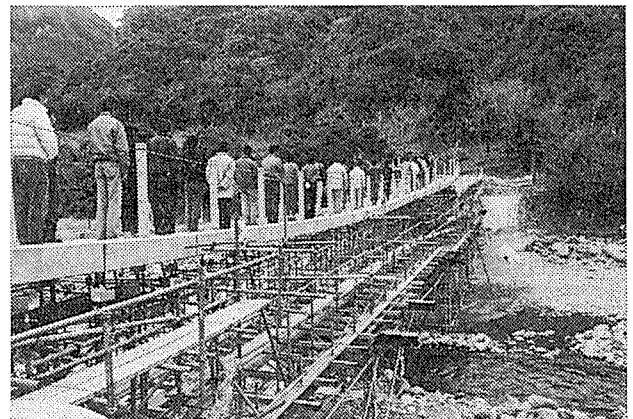


図-5 解析に採用した構造骨組



(a) 集中荷重状態 (8人,  $P=500\text{kg}$ )



(b) 満載等分布荷重状態 ( $61.2\text{kg/m}^2$ )

写真-1 静的載荷試験の実施状況

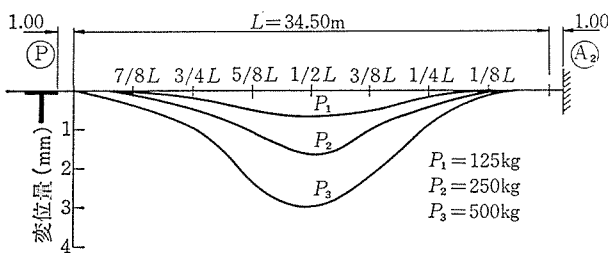


図-6 測点 No. 5 (載荷スパン中央点) の種々の集中荷重強度による実測「たわみ影響線」

すなわち、まず体重合計  $P=125\text{kg}$  の学生 2 人が右端の  $L/8$  点にのったときの、既述の測点 No. 4, 5, 6 および 7 でのサグ変化量と床版ひずみ、橋台・橋脚の変位量などを同時測定した。ついでこの学生を、 $2/8L$  点、 $3/8L$  点、……へと順次移動させて、同様な測定をくり返した。

こうして得られた多くの結果のうち、代表的なものとして、載荷スパン中央の測点 No. 5 のサグ変化量、すなわち、同点の「たわみ影響線」を、図-6 の  $P_1$ -線で示す。同図には、学生 4 人を使った  $P_2=250\text{kg}$ 、同 8 人の  $P_3=500\text{kg}$  のときの影響線も記入されている。ここで、 $P_1:P_2:P_3=1:2:4$  の比になっているが、対応するスパン中央点の実測最大サグ変化量は、 $0.66\text{mm}:1.67\text{mm}:3.01\text{mm}=1:2.5:4.5$  で載荷点の局部曲げ変形や橋脚の回転などによる影響が見られた。

次に、図-7 は、 $P=500\text{kg}$  の集中荷重が、 $L/4$ 、 $L/2$ 、 $3L/4$  の各位置にのったときの、橋全体のたわみ曲線を、図-5 に示した構造系に基づいて、LAFRAS プログラムで解析した結果と、主要測点

での実測 (平均) 値を掲げたものである。スパン中央点 (載荷スパンの No. 5 と非載荷スパンの No. 7) のたわみは、どの載荷位置についても、実測値と計算値が、概ね一致しているが、測点 No. 4 ( $L/4$  点) と No. 6 ( $3L/4$  点) では、中心 ( $L/2$ ) 点載荷のケース以外では、かなりずれている。これは、これらの載荷点位置で、床版幅が急変している本橋の特性のほか、橋脚との接合部付近の橋座による床版支持の変化を、バネ支承などでシミュレートさせなかった結果と思われるが、実用上では、今回の解析で十分なことがわかる。

図-8 は、集中荷重  $P=500\text{kg}$  を、スパン中央 ( $L/2$ ) に載荷したときに得られた、橋軸方向のひずみを、測点

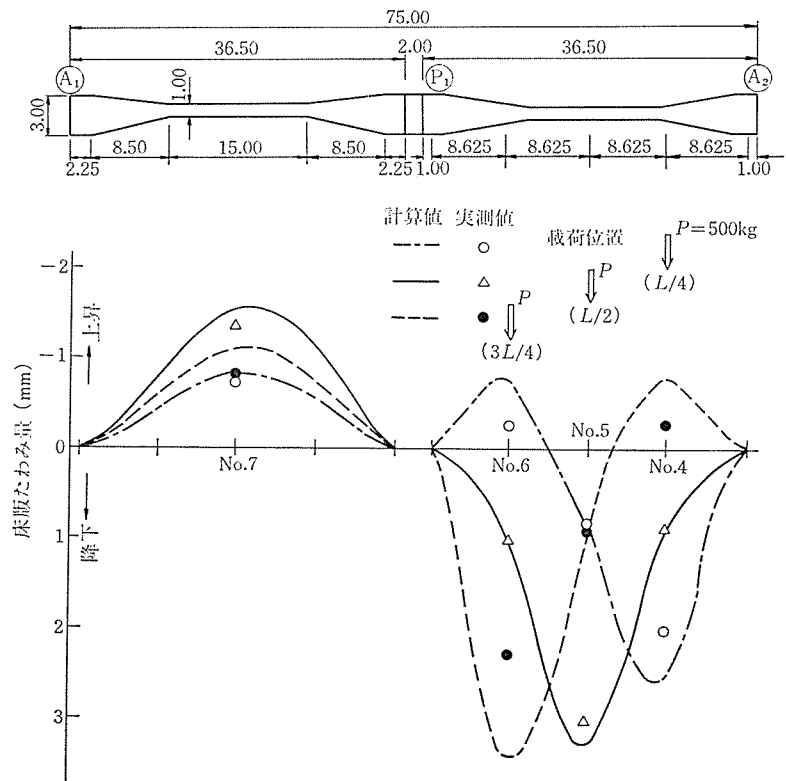


図-7 集中荷重位置によるたわみの実測値と計算値

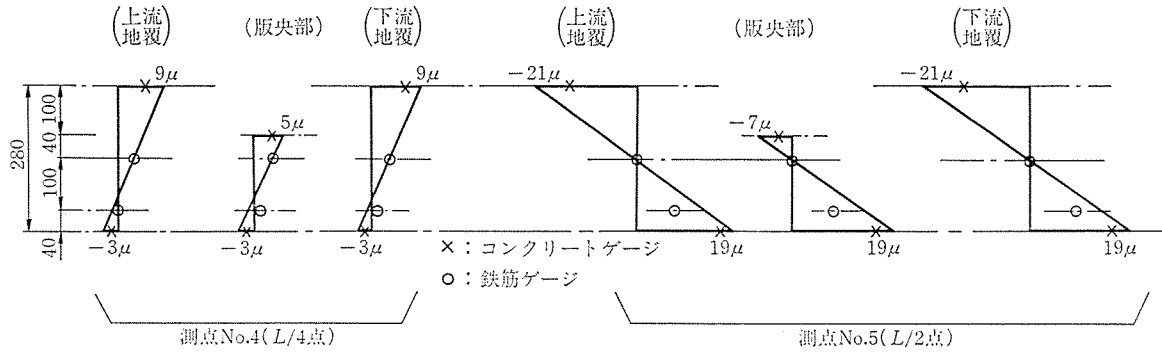


図-8 スパン中央載荷 ( $P=500 \text{ kg}$ ) による計算ひずみと実測ひずみ

No. 4 ( $L/4$  点) と測点 No. 5 ( $L/2$ ) の床版上・下面に貼布したコンクリートひずみゲージと、同所の版内鉄筋に貼布したひずみゲージで測定した結果を図示したものである。この図には、版厚  $18 \text{ cm}$  の床版中央部と同  $28 \text{ cm}$  の地覆部断面について、平面保持の仮定で算出した計算値も、直線で記入されている。一般に実測値の方が低めになっており、平面保持仮定の計算が、安全側であることを示す。なお、集中載荷テストのすべてのケースに対して、橋台と橋脚には、有意の変位は、観測されなかった。

4.2 分布荷重載荷テスト

12月23日午前中(晴,  $7^\circ\text{C}$ ) に実施した分布荷重の載荷テストでは、総勢 52 名の学生を A, B, C, D の 3 班にわけ、橋面積  $1 \text{ m}^2$  当り  $w=61 \text{ kg/m}^2$  の荷重強度になるようにして、図-9 に示す 8 通りの載荷ケースを実施した。そして、各ケースについて、主要測点での

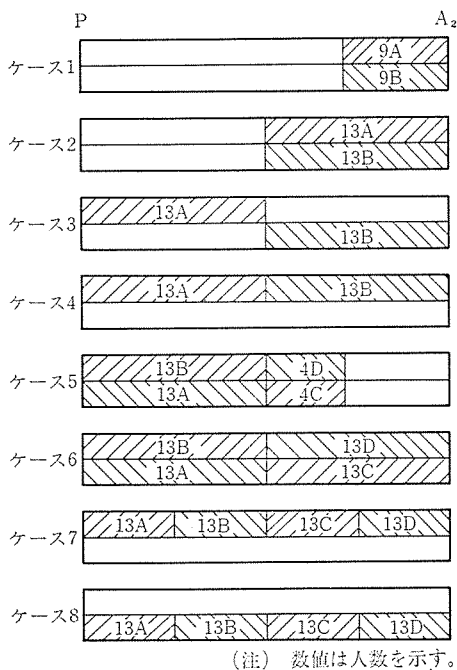


図-9 分布荷重 ( $w=61 \text{ kg/m}^2$ ) の載荷位置

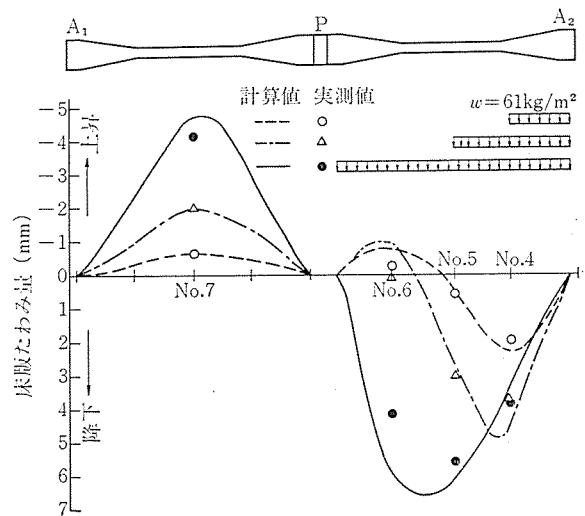
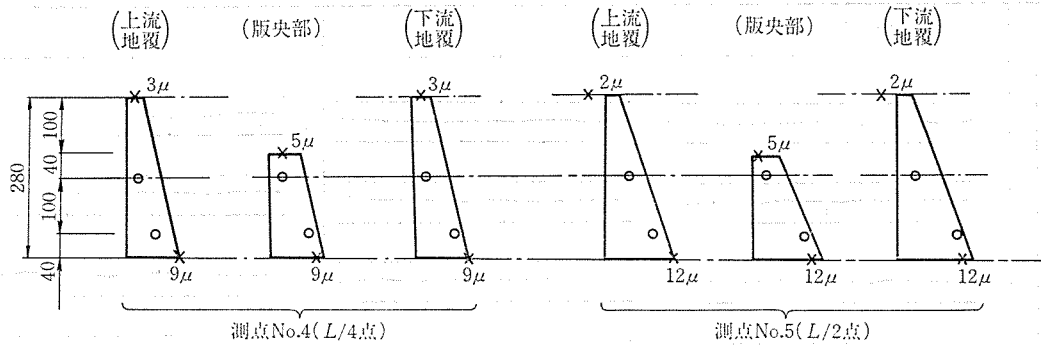


図-10 各等分布荷重による主要測点の床版たわみ量

サグ変化量、床版ひずみなどを、集中荷重の載荷テストのときと同様に計測した。代表的なサグ変化量として、ケース 1 の  $L/4$  区間載荷、ケース 2 の  $L/2$  区間載荷、ケース 6 の 1 スパン載荷の 3 つの場合については、測点 No. 4, 5, 6, 7 での実測値を図-10 に掲げる。同図には、既述の基本骨組(図-5 参照)を使った LAFRAS 解析の結果も、3 通りの曲線で記入されている。いずれの載荷ケースも、計算値と実測値は、十分満足できる一致をしており、本橋の設計解析が妥当だったことを裏付けている。一方、載荷ケース 4, 7, 8 は、偏載荷状態である。 $w=61 \text{ kg/m}^2$  で載荷したケース 7, 8 での、スパン中央測点 No. 5 の床版たわみは、載荷側の縁が、無載荷側より、それぞれ、 $0.49 \text{ mm}$  と  $0.41 \text{ mm}$  だけ大きく沈下した。これは、床版幅  $1700 \text{ mm}$  に対するもので、きわめて微小なねじれが生じたことを示す ( $w/2=30.5 \text{ kg/m}^2$  で載荷したケースでは、 $0.26 \text{ mm}$  にすぎない)。また、非載荷スパンの中央測点 No. 7 には、こうしたねじれは、全く見られなかった。更に逆対称載荷にあたるケース 3 では、スパン中央の測点 No. 5 のねじれ角は、ほぼ 0、No. 4 ( $L/4$  点) と No. 6 ( $3L/4$  点)



図—11 満載等分布荷重 ( $w=61 \text{ kg/m}^2$ ) による計算ひずみと実測ひずみ

の測点では、ケース 4 のときの、上述の測点 No. 5 の測定値の、前者が  $1/2$ 、後者が  $1/3$  程度だった。これらの事実は、スパン端部で橋幅を拡大し、連続スパン構造にしたことが、ねじり剛性の向上に寄与したことを示すものといえよう。

図—11 は、 $w=61 \text{ kg/m}^2$  の分布荷重を、右スパンに満載したケース 6 のときの橋軸方向の床版ひずみを、集中荷重の場合と同様に (図—8 参照)、測点 No. 4 と 5 について図示したものである。この図もまた、平面保持の仮定が、十分、安全側であることを示している。

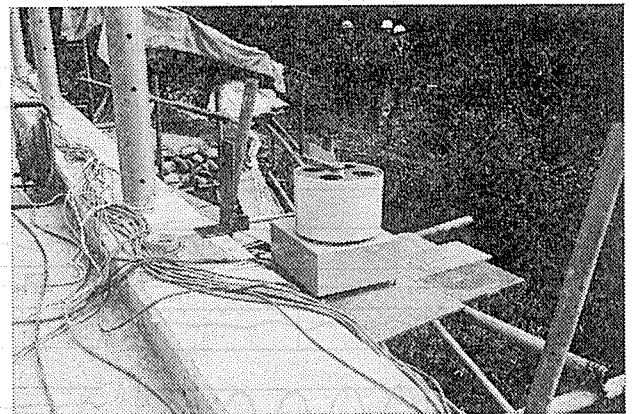
なお、これらの载荷テストのすべてのケースに対して、橋台は全く不動で、ロック・アンカーに与えたプレストレス力より、十分低い水平力しか生じなかったことを意味する。しかし片スパン満載のケース 6 では、橋脚項端が、 $0.2 \text{ m/m}$  だけ载荷スパン側に変位し、除荷と同時にもとに戻った。それは水平に緊張した 2 スパン連続構造体の特性であるとともに、载荷スパン側に発生する水平力の緩和効果もあることに留意すべきである。

## 5. 振動試験

引張応力が主である吊床版のような吊構造物本体には、座屈の問題がないため、使用材料の強度をフルに利用できる。したがって、吊構造は、「最小の材料使用量で、最大の強度が得られる最も経済的な構造系」といえるが、反面、低い剛性のため、振動が大きな問題となる。それにもかかわらず、歩行者を対象とした吊床版橋の振動性状については、殆んど知られていない。このため、概成した本橋の供用前に、固有振動とともに、複数の歩行者を通して、橋上で種々の挙動をとらせた時の床版振動を実測した。以下にその要点を述べる。

### 5.1 歩行者挙動による振動

橋上で歩行者が跳んだりはねたりする時の床版の最大振幅は、本橋の場合、 $20 \text{ mm}$  程度になろうと予測した。それで、直径  $30 \text{ cm}$  の回転円筒 (周速  $3.14 \text{ cm/sec}$ ) を製作し、その表面にグラフ用紙をはったものを足場上に



写真—2 歩行者挙動による床版振動を直接自記した回転円筒記録計

において回転させ、床版に固定したペンで、それに床版の振動を、直接、自記させる方法をとった (写真—2)。

実験に当たった歩行者の体重は、1 人のときに  $93 \text{ kg}$ 、2 人、3 人、4 人のときの平均体重は、それぞれ、 $73 \text{ kg}$ 、 $66 \text{ kg}$ 、 $57 \text{ kg}$  だった。彼らに、普通の歩調で歩く「並み足」、適度の速さで走る「かけ足」、また歩調を揃えたときと乱したときに分けた跳びはねる形で進む「はね足」の、全部で 4 通りの挙動をとらせた。人数をかえることで、各挙動 4 ケース、全部で 16 ケースの測定をした結果から、以下のような解析をした。

#### (1) 測点別振動記録

上述の歩行者挙動に基づく床版の鉛直振動は、スパン中央の測点 No. 5 をはさんで、 $L/4$  点の No. 4、 $3L/4$  点の No. 6 の 3 か所で、回転円筒の記録紙に自記させた。得られた各測点の代表的な振動波形を、歩行者の挙動別にまとめたのが 図—12 である。また表—4 に、最大振幅とその時の振動周波数が掲げられている。

記録された最大振幅は、歩調を乱した「はね足」時の測点 No. 4 と No. 6 の  $18 \text{ mm}$  と  $19 \text{ mm}$  である。また一般に、スパン中央の測点 No. 5 の振幅が小さく、この付近が「節」となるようなスパン全体の振動モードが卓越していたことを予見させた。

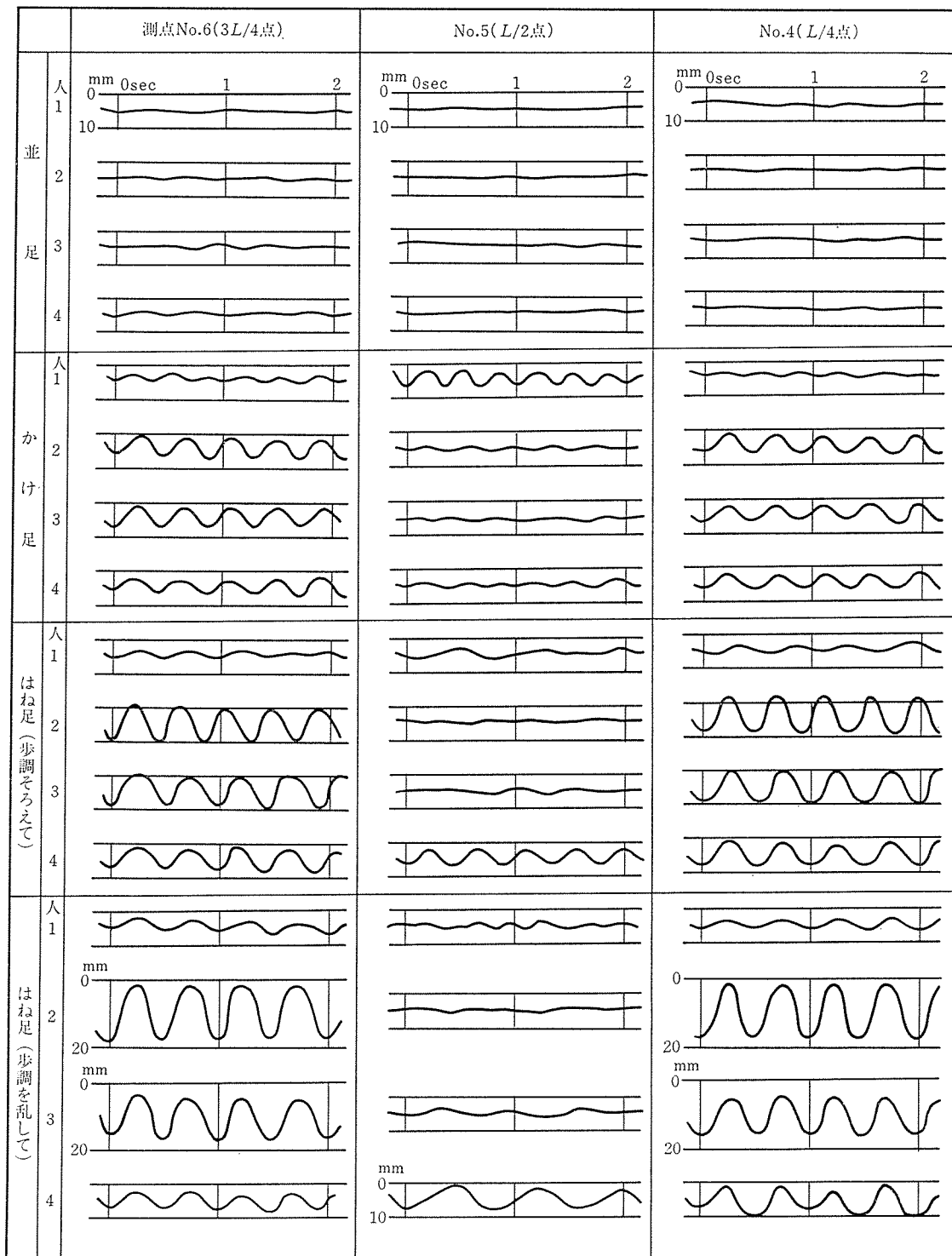


図-12 歩行者挙動別の各測点の振動波形

(2) 荷重スパンの振動モード

表-4 に示された各測点の卓越周波数と対応振幅の最大値をまとめたのが、表-5 である。この表から、歩行者挙動にあてた右橋台 A<sub>2</sub>~橋脚 P 間の右スパン床版全体の振動波数形は、大別して、1.35~1.50 Hz の1次振動、2.01~2.31 Hz の2次振動、3.02 Hz の3次振動などがあると推定される。これについては、次の固有振動

の項でもっと詳細に考究する。

5.2 固有振動

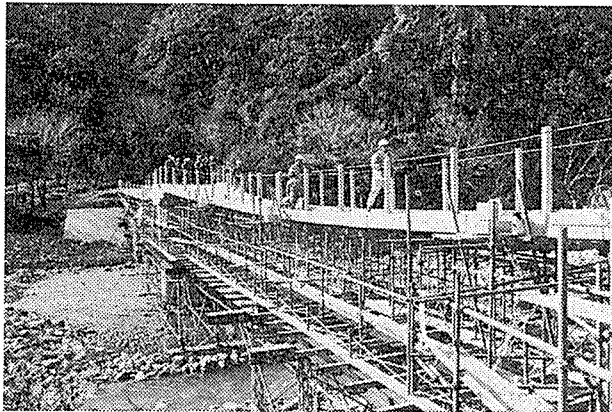
(1) 昭和59年12月22日の測定

歩行者挙動の実験に先立ち、12月22日午前中(くもり、7°C)に、橋上に速度式感振計を配置して、人的加振で固有振動の測定をした(写真-4)。

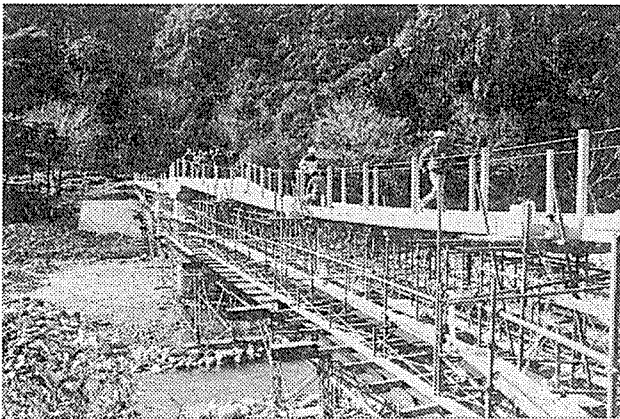
得られた結果は、表-6 に示すような固有周波数2.55



Hz の 2 波モードと、3.16 Hz の 3 波モードで、これは上述の歩行者挙動について推定した 2 次および 3 次振動モードの周波数 2.01~2.31 Hz と 3.02 Hz に近似していた。しかし、固有 1 次振動としての通常の 1 波モードは得られなかった。参考のため、両端固定の単スパン吊床版として、FRAP-GEN で解析した結果を 図-13 に掲げる。

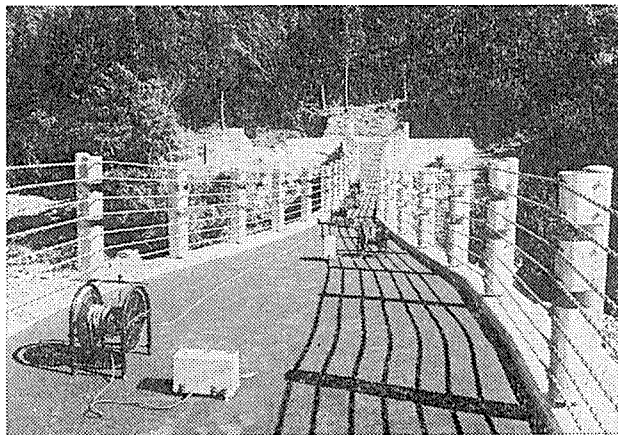


(a) 並み足 (3人)



(b) かけ足 (2人)

写真-3 歩行者挙動による振動測定



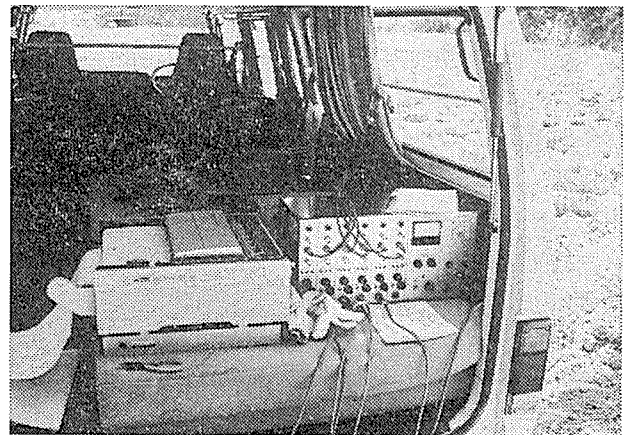
(a) 感振器 (速度式) の橋上配置

表-4 歩行挙動別に得られた各測点の最大振幅と、そのときの振動数

歩行者 挙 動	人 数	No. 6		No. 5		No. 4	
		最大振幅 (mm)	振動数 (Hz)	最大振幅 (mm)	振動数 (Hz)	最大振幅 (mm)	振動数 (Hz)
並 み 足	1	1	1.85	0.5	2.01	1	1.85
	2	1	1.85	0.5	1.85	1	2.24
	3	1	1.85	1	1.85	1	2.24
	4	2	2.01	1	2.01	2	1.85
か け 足	1	3	3.02	6	3.02	3	3.02
	2	6	2.31	2	2.31	6	2.31
	3	9	2.31	1	2.31	8	2.31
	4	7	2.31	3	2.31	6	2.31
(歩調そろう) は ね 足	1	3	2.01	3	2.01	3	2.01
	2	12	2.31	1	2.31	12	2.31
	3	12	2.01	1	1.85	12	2.01
	4	9	2.01	5	2.31	9	2.01
(歩調乱す) は ね 足	1	5	2.01	3	3.74	5	2.01
	2	19	2.01	2	2.31	18	2.01
	3	14	2.01	3	1.50	13	2.01
	4	11	2.01	8	1.35	11	2.01

表-5 各測点の周波数別最大振幅とスパン全体の推定振動モード

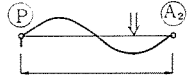
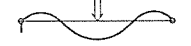
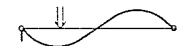
測 点 No. 6	No. 5	No. 4	振 動 モ ー ド
	1.35 Hz (8 mm) 1.50 Hz (3 mm)		1次  (P) 6 5 4 (A2)
1.85 Hz (1 mm)	1.85 Hz (1 mm)	1.85 Hz (1 mm)	(微 小 振 動)
2.01 Hz (19 mm) 2.31 Hz (12 mm)	2.01 Hz (3 mm) 2.31 Hz (3 mm)	2.01 Hz (18 mm) 2.31 Hz (12 mm)	2次
3.02 Hz (3 mm)	3.02 Hz (6 mm)	3.02 Hz (3 mm)	3次
	3.74 Hz (3 mm)		



(b) 計測機器

写真-4 固有振動の測定状況

表-6 固有振動測定結果 (59年12月22日分)

加振点	振動モード	波数	固有周波数 (Hz)	減衰定数
L/4		2	2.55	0.0060
L/2		3	3.16	0.0068
3L/4		2	2.55	0.0058

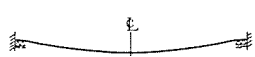
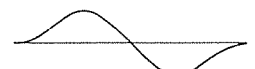

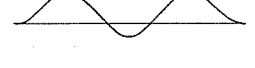
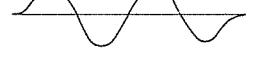

解析条件		
次数	固有振動数 (Hz)	
1次	2.16	
2次	3.11	
3次	4.36	
4次	6.74	
5次	9.82	

図-13 単スパン吊床版としての固有振動解析結果

(2) 昭和60年1月30日の測定

歩行者挙動のテストと同時に実施した、上述の固有振動測定の際の本橋の状態は、PC ケーブルのシース内にグラウトするために残っていた各スパン両端部（最高点）の小さな溝状部分に、コンクリートの充填をしていなかった。このため、2スパン連続構造よりも、両端不完全固定の2つの単スパン構造系に近く、それが上述のように、加振スパンに1波モードを現わさなかった理由と思われた。そこで、この溝状部分にコンクリートを詰め、橋面舗装とロープ式高欄の施工が終了した昭和60年1月30日（晴、5°C）にあらためて固有振動の再測定を行った。その結果は、図-14に示すように、すべての加振点位置に対して、加振スパンと非加振スパンに、向きの相反する逆対称的な1波モードが現われ、固有振動数はいずれも1.52 Hzで、減衰定数のみ、0.011~0.021の範囲で変動した。これは前回の結果とは全く異なっ

(昭和60年1月30日実験)

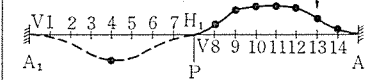
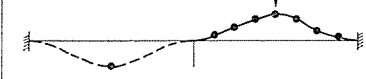
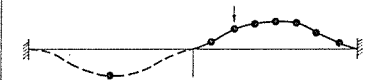
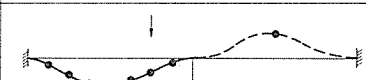
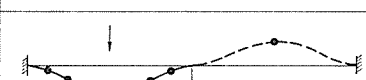
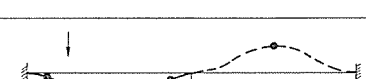
固有振動数 (Hz)	減衰定数	モード
1.52	0.011	
1.52	0.014	
1.52	0.021	
1.52	0.012	
1.52	0.015	
1.52	0.011	

図-14 橋梁完成後に行った固有振動測定結果


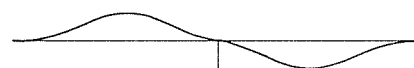
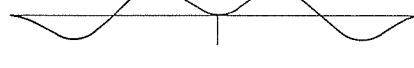
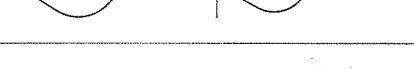
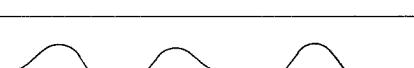
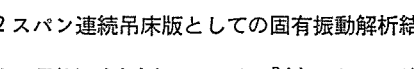
解析条件		
次数	固有振動数 (Hz)	
1次	1.45	
2次	1.99	
3次	2.01	
4次	3.11	
5次	3.70	

図-15 2スパン連続吊床版としての固有振動解析結果

おり、橋全体の剛性が大幅にました感触である（前回のテストは多分、スパン端部の床版にクラックが発生した後の、本橋の振動性状に対応するものと考えられよう）。

図-15は、2スパン連続吊床版として、FRAP-GENを使用して解析した結果である。得られた1次モードの振動数は1.45 Hz、2波モードの事実上区別つかない2つの2次振動では、1.99~2.01 Hz、3波モードは3.11 Hz、4波モードは3.70 Hzである。これらの振動

周波数は、歩行者挙動の時に現われたもの(表-5 参照)と、極めて良く近似していることに注目すべきである。

(3) 固有振動数概略値の推定方法

設計のはじめに構造寸法を仮定したとき、吊床版の1次固有振動数の概略値を推定するには、梁の非減衰曲げ振動の次の公式を利用するとよい(ベルヌーイ・オイラー梁)。すなわち、

$$n_i = \frac{P_i}{2\pi}, \quad P_i = \left(\frac{\lambda_i}{l}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{m}} \dots\dots\dots (1)$$

- ここに、 $n_i$ : 固有振動数 ( $i=1, 2, 3, \dots$ )
- $\lambda_i$ : 両端自由および両端固定梁では、 $i\pi$
- $l$ : 梁のスパン長
- $m$ : 梁の断面質量 ( $\rho A$ )
- $E$ : 梁のヤング率
- $I$ : 梁の断面2次モーメント

いま、梁の自重強度を  $w=mg$  とすれば、2スパン連続梁のスパン中央のたわみ  $\delta$  は、

$$\delta = \frac{wl^4}{192EI} = \frac{mg l^4}{192EI}$$

につき、

$$\frac{EI}{m} = \frac{gl^4}{192\delta} \dots\dots\dots (2)$$

(2) を (1) に代入すれば、

$$n_i = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\lambda_i}{l}\right)^2 \sqrt{\frac{gl^4}{192\delta}} = \frac{0.0359 \lambda_i^2}{\sqrt{\delta}} \dots\dots\dots (3)$$

$\delta$  の代りに、サグ変化量  $\Delta f$  を使うことにすれば、

$$\Delta f = \frac{3}{16} \cdot \frac{l\Delta l}{f} \dots\dots\dots (4)$$

ここで、

$$\frac{\Delta l}{l} = \epsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{H}{EA} \text{ より、 } \Delta l = \frac{H}{EA} l \dots\dots\dots (5)$$

また、 $f = l^3/8R \dots\dots\dots (6)$

につき、(5)、(6) を (4) に代入すれば、

$$\Delta f = \frac{3}{16} \cdot \frac{l(Hl/EA)}{(l^3/8R)} = \frac{3}{2} \cdot \frac{RH}{EA} = \delta \dots\dots\dots (7)$$

(7) を (3) に代入し  $\lambda_1 = 1 \cdot \pi = 3.14$  を使えば、

$$n_1 = 0.0359(3.14)^2 \sqrt{\frac{EA}{1.5RH}} = 0.289 \sqrt{\frac{EA}{RH}} \dots\dots\dots (8)$$

いま、 $E=2.6 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ ,  $A=0.376 \text{ m}^2$ ,  $R=157.9 \text{ m}$ ,  $H=200 \text{ t}$  とすれば、

$$n_1 = 1.61 \text{ Hz}$$

をうる。これは実測値の 1.52 Hz をやや上回るが、橋幅が変化し、プレキャスト版と場所打ちコンクリートが混在する複雑な条件の本橋に対する予備的推算値としては、十分満足できるものであろう。

振動が、実用上、最も問題となる吊床版橋では、固有振動数  $n_1$  の予測が大切で、それはできる限り、歩調周

波数より大きくはなすことが必要である。この点で式(8)は、良質コンクリートの大きなヤング率  $E$  と断面積  $A$  の増加、逆に床版曲率  $R$  と水平力  $H$  の減少が、効果的であることを示している。

6. む す び

張り渡した多数の PC ケーブルをコンクリートで巻いてつくった床版の上を直接歩く、歩行者用の吊床版橋の本格的なものは、アジアにはまだない。慣用吊橋に不可欠な主塔やハンガー、補剛骨組などを使わないこの形式の橋梁は、材料の使用面からきわめて経済的であると同時に、長スパンの架設が容易で、しかも維持作業が殆んど不要という大長所を有している。

それにもかかわらず、この形式の橋梁が、わが国に普及していない理由として、2つのことが考えられる。その1つは床版振動、他の1つは、水平張力をとらせるための下部工の問題であろう。両者は本来、密接な関係にあって、水平張力を減らすことが同時に、振動性状の改善にもなるため、自動車交通を主体とする現代の長大スパン用吊橋には、上述の慣用形式が定着したと思われる。しかしながら、比較的小さな水平張力ですむ歩道橋については、吊床版本来の利点を見直し、下部工には組合せ斜杭を使うなどして、この形式を活用することは有意義であろう。その意味で、蜂の巣キャンプ場内に架設された、この「双龍橋」の意義は大きく、本橋で紹介した多くのテスト資料が、今後の吊床版歩道橋の発展に寄与することを望むものである。

謝 辞

多くの既往タイプの橋に代えて、吊床版橋の採用を決定された宮崎県南那珂郡北郷町の高橋良則町長をはじめ、3年間にわたる工事期間全体を通じて、種々、御指導下さった町当局の関係各位に、深甚な謝意を表すものである。

参 考 文 献

- 1) 村上良丸ほか：“吊床版歩道橋「蜂の巣キャンプ場橋」の特性 [I] 設計・施工”，プレストレストコンクリート，Vol. 27, No. 4, 1985, 9/10.
- 2) Finsterwalder, U.: “Festschrift Ulrich Finsterwalder 50 Jahre für DYWIDAG”, 1973, Verlag G. Brau, Karlsruhe.
- 3) Eibl, J and Pelle, K.: “Zur Berechnung von Spannbandbrücken” 1973, Werner-Verlag, Düsseldorf.
- 4) 村上良丸ほか：“歩行者用吊り床版橋の模型実験 (上), (下)”，橋梁と基礎，1982年12月号，83年1月号.
- 5) Murakami, Y. Nakazawa, T and Sezaki, M.: “Model Test and Analysis on the Pedestrian Suspended-slab bridges”, 1985, Japan-Thai, Civil Eng. Conference.

【昭和 60 年 5 月 23 日受付】