

PC吊床版橋「うさぎ橋」の静的および動的力学特性

中沢 隆雄*1・今井 富士夫*2・前田 文男*3・高橋 司*4

1. はじめに

緩やかな曲線形状を有する優美な吊床版橋は、主として公園などに歩道橋として建設されるようになってきている¹⁾。最近では施工性などの改善により、適用支間も伸びて 100 m を超えるものも出現している^{2),3)}。また、国内では数少ないものの、道路橋に適用された事例もある⁴⁾。このように、吊床版橋の建設は今後増加するものと思われるが、長大化あるいは道路橋への適用を考えると、柔構造である本構造の体系的な静的および動的力学特性を十分に把握することは重要であり、これまでもいくつかの報告がなされている^{5)~11)}。

平成 4 年 8 月に宮崎県東臼杵郡北方町の五ヶ瀬川に PC 吊床版橋「うさぎ橋」が竣工した。本橋は 100 m を超す長大支間を有するものであり、かつ床版の両端を剛結とした構造となっている。

本稿は、今後の吊床版橋の設計・施工に参考となるようなデータ収集を目的として実施された静的・動的試験結果を報告するものである。

2. うさぎ橋の概要

本橋の設計ならびに施工についてはすでに報告しているため^{12),13)}、ここでは本橋の構造概要を述べるにとどめる。一般図は図-1 に示すとおりであり、橋長は 127.5 m、支間 115.0 m、全幅員 2.0~5.0 m (有効幅員 1.5~4.5 m)、標準部床版厚 0.17 m、サグ量 3.5 m (スパン/サグ比は約 33) となっている。床版断面は逆翼形断面とし、横風による床版の浮き上がりの防止を図るとともに、両橋台部付近では標準幅員の 2 m から 5 m にまで漸次拡幅し、耐風安定性を向上させている。これに伴って床版厚も標準部の 17 cm から 120 cm にまで増厚している。

また、従来の吊床版橋では、橋台部付近において活荷重による回転変形が大きくなるため、橋台部に曲面支承

区間を設置し、床版の回転変形に追従して支持位置が移動するような形状が多いのに対して、本橋では橋台と床版の取付け部を剛結とし、上述のように床版厚を変化させることによって回転変形量を分散させるようにした。

3. 静的特性

3.1 静的解析理論

本橋は曲げ剛性の小さな柔構造であり、その変形性能は可撓性のケーブルに大きく依存する。このような構造物の解析には一般にケーブル理論や幾何学的非線形性を考慮した大変形理論が用いられる。ケーブル理論は簡便な解析手法ではあるが、両端の支持条件がピン支持と仮定されているため、本構造のように両端が固定に近い状態のものへの適用性については検討する必要があるものと思える。

本章では、まず解析に使用したケーブル理論と大変形理論を概説し、次いで実験と理論の比較による適用性を検討する。

(1) ケーブル理論

吊床版橋にケーブル理論を適用するとき、一般に死荷重に対する解析には床版の曲げ剛性を無視した理論が、そして活荷重に対する解析には曲げ剛性を考慮したものが採用される。そこでまず、曲げ剛性を考慮しないケーブル理論を誘導すると、以下のようになる。

支間長 L の吊床版上に等分布荷重 q が作用するとき、支間中央におけるサグ量 f_0 と水平反力 H_0 との関係は、周知のように次式で表される。

$$H_0 = qL^2 / (8f_0) \dots \dots \dots (1)$$

この状態でさらに追加荷重 p が作用するとき、床版の伸び剛性が比較的大きくて荷重載荷による変形量が小さい場合には、追加荷重が作用したときの水平反力 H_1 は式 (2) およびサグ f_1 は式 (3) で求められる。

$$r^3 - (1 - J \cdot F_0) \cdot r^2 - J \cdot F_1 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$H_1 = (q + p)L^2 / (8f_1) \dots \dots \dots (3)$$

*1 Takao NAKAZAWA : 宮崎大学 工学部土木環境工学科 教授

*2 Fujio IMAI : 宮崎大学 工学部土木環境工学科 助教授

*3 Fumio MAEDA : (株) ピー・エス 九州支店技術部設計課

*4 Tsukasa TAKAHASHI : (株) ピー・エス 九州支店技術部設計課

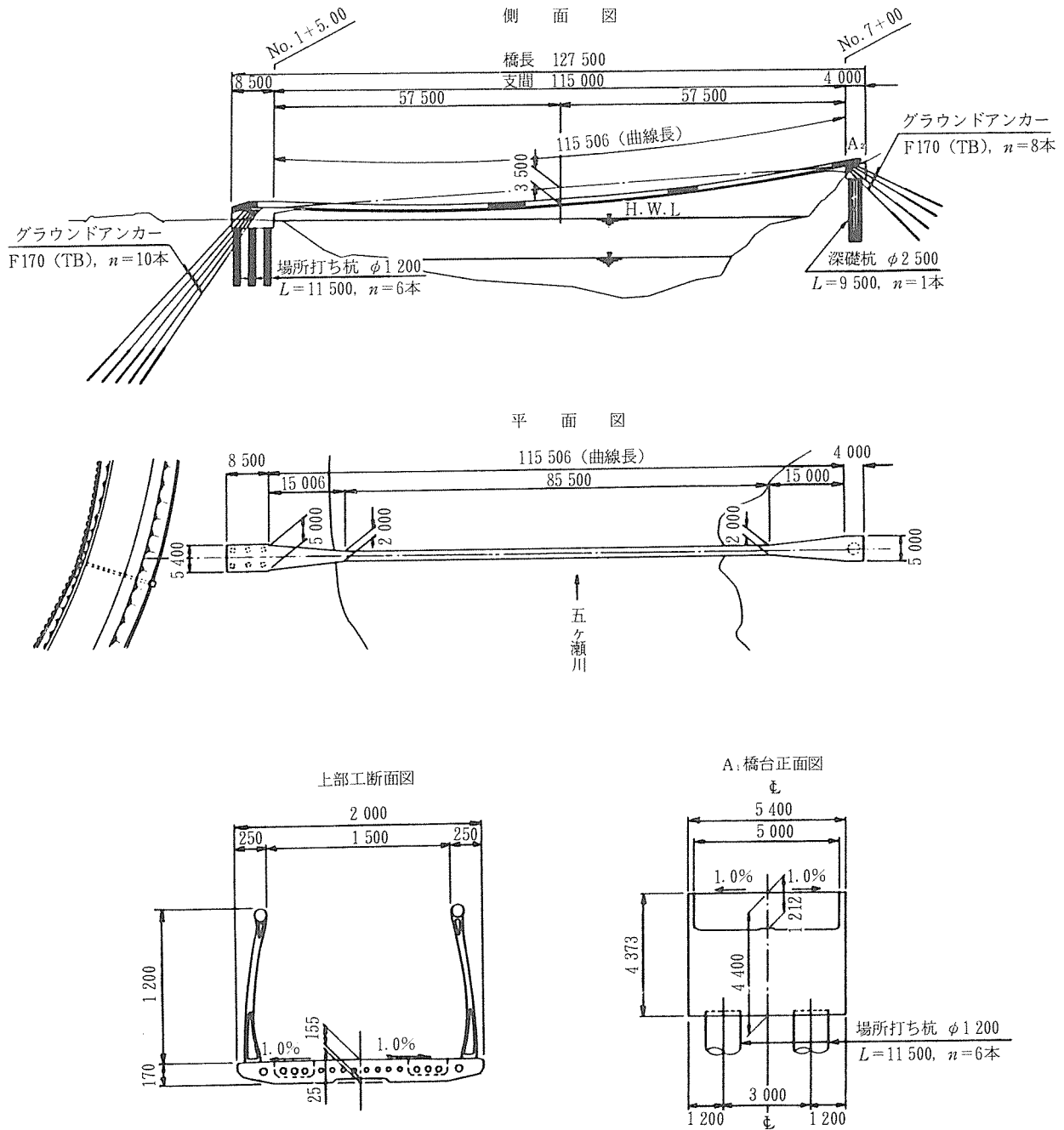


図-1 全体一般図

ここに、

$$J = EA / (2LH_0), F_j = \int_0^L (Q_j / H_0)^2 dx,$$

- EA : 吊床版の伸び剛性
- H₀ : 追加荷重載荷前の水平反力
- Q₀ と Q₁ : それぞれ L を支間とした単純梁の追加荷重載荷前後のせん断力

$$r = H_1 / H_0$$

である。

床版の曲げ剛性を考慮しなければならない場合の変形方程式は次のように表される。

$$EI(d^4 \eta / dx^4) - H_1(d^2 \eta / dx^2) =$$

$$p - q(H_1 - H_0) / H_0 \dots\dots\dots(4)$$

ここに、

η : 追加荷重 p が作用したときの変形量

である。

また、ケーブル方程式は以下のように表現される。

$$(H_1 - H_0)L / EA \cdot (1 + 8f^2 / L^2) - (8f / L^2) \int_0^L \eta dx = 0 \dots\dots\dots(5)$$

したがって、変形方程式を具体的な荷重状態に対して解き、その結果を上記のケーブル方程式の第2項に代入することによって解析することができる。なお、本橋の解析での曲げ剛性は変断面部を無視した床版中間部の値

を使用した。

(2) 大変形理論に基づくマトリックス解析法

解析法として前田らが誘導した推定増分法¹⁴⁾を用いた。本法は、変形後の状態を考えることによって剛性マトリックスを単純化し、さらに荷重増分に対する変位増分を推定することにより、非線形解析での収束回数の低減を図ったものである。ここでの剛性方程式は以下のように与えられ、各々剛性マトリックス $[k]$ は文献 14) に簡便な形で与えられている。

$$\{f\} = [k(\delta)]\{\delta\} = [k_0 + k_1(\delta) + k_2(\delta)]\{\delta\} \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 k_0 は微小変形理論における剛性マトリックス、 k_1 と k_2 は非線形項で変位の 1 次および 2 次の項を含むものである。

本理論による解析では、急変している両端部の変断面を 7 分割、等断面部は 17 分割した。分割図を図-2 に、

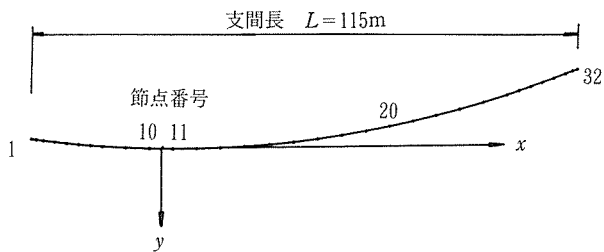


図-2 解析時の要素分割

各節点の座標を表-1 に、そして各要素の剛性を表-2 に示す。

3.2 静的試験概要

本橋は歩道橋なので、載荷試験では床版上に多数の人間 (50 人) を配置する方法を採用した。載荷方法は満載分布荷重、部分分布荷重ならびに集中荷重などである。

一般に構造の曲げ剛性が低い場合には、非対称荷重による変形が問題となることはよく知られている。そこで、まず対称変形と非対称変形特性を考察するために、載荷試験は満載分布荷重と非対称な部分分布荷重について行った。次いで、本橋での床版の曲げ剛性の影響や荷重増加に対する非線形挙動を検討するために、支間長の各 20 等分点に人を集中させて載荷した。このとき、荷重は 5 人を 1 つの単位とし、5 段階 (最終的には 25 人) の荷重増分を行った。

これらの載荷に対するたわみやひずみあるいは応力度の測定は以下のようなものである。

たわみは、本橋の支間長が 100 m を超して変位計設置のための不動点確保が困難であること、および発生変位が大きいことなどの理由から、レベル測量による計測となった。床版のひずみは埋込み型ひずみゲージにより、ケーブルの張力はアンカー部にてロードセルを用いて計測した。

表-1 節点の座標値

節点番号	座標値		節点番号	座標値		節点番号	座標値		節点番号	座標値	
	x (m)	y (m)		x (m)	y (m)		x (m)	y (m)		x (m)	y (m)
1	-28.000	-0.866	9	-8.000	-0.104	17	32.000	-1.102	25	72.000	-5.525
2	-27.000	-0.808	10	-3.000	-0.045	18	37.000	-1.485	26	74.500	-5.913
3	-25.500	-0.724	11	2.000	-0.040	19	42.000	-1.904	27	77.000	-6.314
4	-23.000	-0.596	12	7.000	-0.088	20	47.000	-2.375	28	79.500	-6.728
5	-20.500	-0.481	13	12.000	-0.188	21	52.000	-2.899	29	82.000	-7.155
6	-18.000	-0.379	14	17.000	-0.342	22	57.000	-3.476	30	84.500	-7.596
7	-15.500	-0.290	15	22.000	-0.548	23	62.000	-4.106	31	86.000	-7.865
8	-13.000	-0.215	16	27.000	-0.808	24	67.000	-4.789	32	87.000	-8.050

表-2 要素の断面定数

要素番号	断面積 (m ²)	断面 2 次モーメント		ねじり定数 R (m ⁴)
		I _z (m ⁴)	I _y (m ⁴)	
1, 31	4.620	3.657 × 10 ⁻¹	9.184	31.670
2, 30	2.776	1.133 × 10 ⁻¹	5.020	18.120
3, 29	1.176	1.123 × 10 ⁻²	1.790	6.878
4, 28	0.601	1.402 × 10 ⁻³	0.660	2.584
5, 27	0.520	1.218 × 10 ⁻³	0.383	1.690
6, 26	0.438	1.026 × 10 ⁻³	0.214	1.031
7, 25	0.354	8.240 × 10 ⁻⁴	0.142	0.571
8~24	0.312	7.210 × 10 ⁻⁴	0.095	0.387

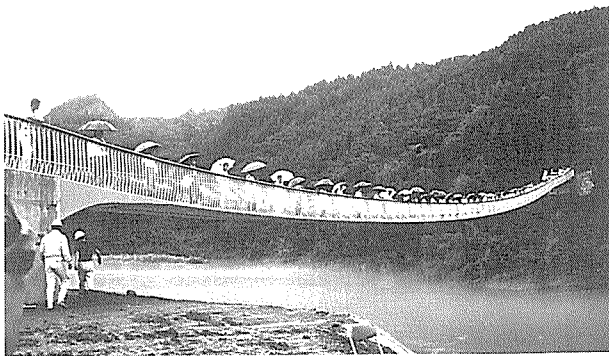


写真-1 静的載荷状況（満載等分布）



写真-2 静的載荷状況（中央集中載荷）

載荷試験時の状況を写真-1 および写真-2 に示す。

3.3 結果および考察

50 人の人間を満載等分布荷重（荷重強度 0.03 tf/m）になるようにして載荷したときのたわみ曲線を図-3 と図-4 に示す。図-3 は実験値とケーブル理論（床版の曲げ剛性を考慮した場合と無視した場合）による計算値を示したものであり、図-4 は実験値と大変形理論（端部の回転を拘束した場合としない場合）による計算値を示したものである。次に、同じく 50 人を半載等分布荷重（荷重強度 0.06 tf/m）として作用させたときのたわみ曲線を図-5 と図-6 に示す。

等分布荷重の満載時と半載時を比較してみると、荷重に対する変形応答は半載時が大きくなるのがわかる。すなわち、半載時の荷重強度は満載時のおよそ 2 倍に相当するが、最大たわみは実験値ならびに各理論計算値のいずれもが約 3 倍となっている。

またケーブル理論によって分布荷重状態を解析した場合には、満載あるいは半載を問わず、解析過程での床版曲げ剛性の有無は、たわみにほとんど影響はしていないようである。さらに、当然なことであるが、ケーブル理論による解は大変形理論の端部の回転を自由とした場合

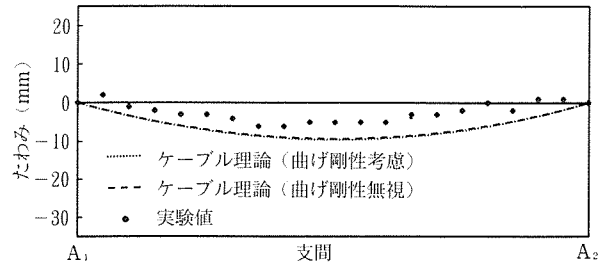


図-3 満載等分布荷重によるたわみ曲線

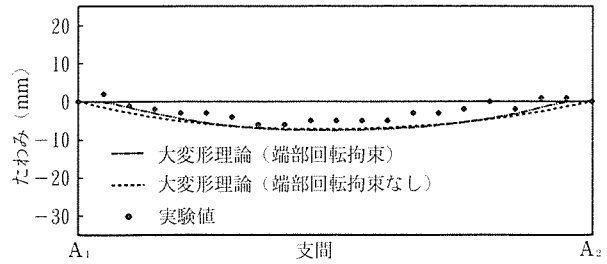


図-4 満載等分布荷重によるたわみ曲線

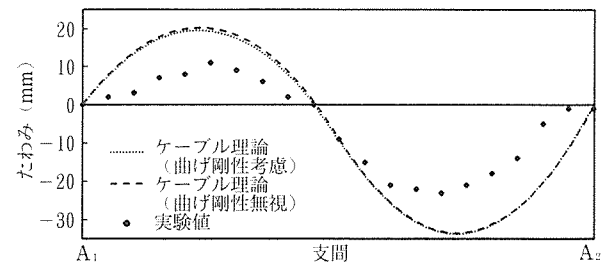


図-5 半載分布荷重によるたわみ曲線

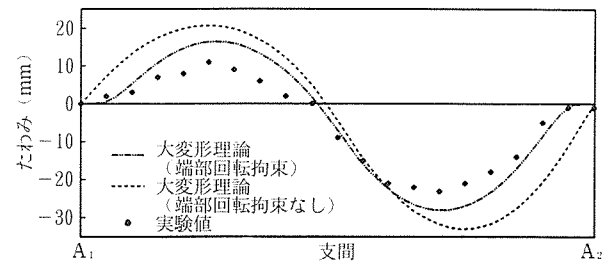


図-6 半載分布荷重によるたわみ曲線

の解とほぼ一致している。

実験からえられたたわみ曲線の形状には両端部に回転拘束の影響が生じているのに対して、ケーブル理論ではその影響をとらえることができていない。大変形理論では、端部の回転を拘束して解析した結果が実験値とよく一致している。

次に、集中荷重が作用した場合について検討する。図-7 には、支間中央に 1.726 tf (25 人) が集中荷重として作用したときのたわみ曲線を、実験値とケーブル理論による計算値を比較して示す。また、大変形理論による解析結果と比較したものを図-8 に示す。

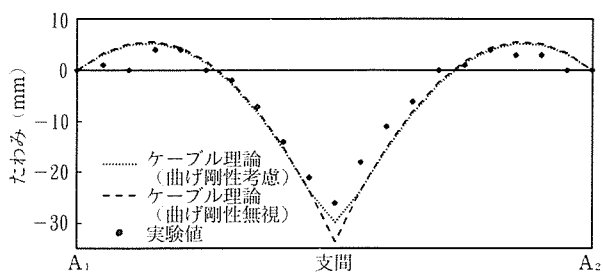


図-7 中央集中荷重によるたわみ曲線

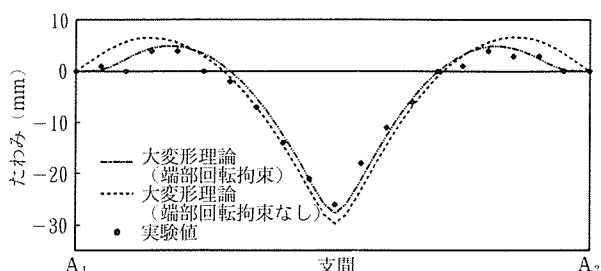


図-8 中央集中荷重によるたわみ曲線

ケーブル理論で曲げ剛性の影響は分布荷重系においては先の結果より無視できるものと思われる。しかしながら、集中荷重が作用した場合には荷重作用点近傍において、その差異が生じている。

実験値と解析解を比較すると、分布荷重系の場合と同様に端部回転拘束のある場合の大変形理論による値が実験値とよく一致しており、本橋の端部の回転拘束が十分であることが確認できる。

本橋のような吊構造の場合、荷重によるケーブル張力の増加によって床版の剛性が大きくなるため、変形増分は次第に低減してくる。そこで、本橋の活荷重に対するこのような幾何学的非線形性状を確認する目的で、支間中央部に集中荷重を順次増加させ、そのときのたわみを測定した。荷重の大きさは0.39 tf (5人)、0.73 tf (10人)、1.06 tf (15人)、1.39 tf (20人) および1.73 tf (25人)である。このときの荷重に対する中央点たわみを示したものが図-9である。実験値は10人荷重(0.73 tf)までは荷重の増加に伴ってたわみの増分がやや小さくなるような非線形性が認められるが、それ以上の荷重増分に対しては非線形性はあまり認められない。理論ではすべての荷重段階でほぼ線形となっている。これは、死荷重に対して活荷重が非常に小さいことに起因している。

なお、これらの荷重に対するコンクリートひずみやケーブルの張力の変化は微小であり、例えば50人半載分布荷重時では、実験値は支間の中央部に埋め込んだコンクリートひずみゲージによる軸ひずみの変化は約 10×10^{-6} となっており、端部拘束した大変形理論による解析値の 12×10^{-6} とほぼ一致している。このときの

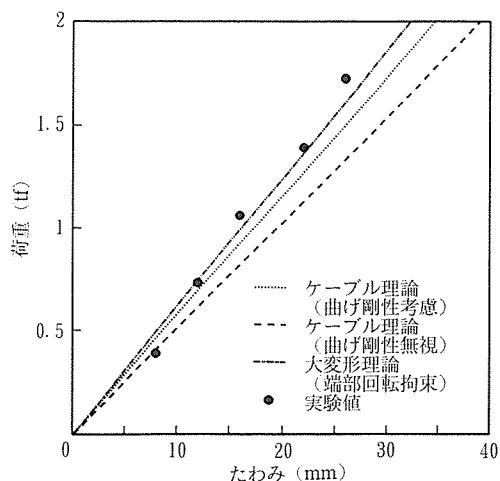


図-9 支間中央点における荷重—たわみ関係

ケーブルの張力変化は約12 tfであった。

4. 動的 特性

4.1 動的試験概要

本橋のように剛性が小さく、かつ縦断(橋軸)方向に高低差を有する吊床版橋では、垂直なたわみ振動に加えてねじり振動や橋軸直角方向の水平振動も生じるものと考えられる。このような観点から、加速度計を図-10に示すように鉛直方向(図中の○印)と橋軸直角水平方向(図中の●印)の成分を測定できるような位置に設置した。加速度はデジタル式動ひずみ計によって計測した。動的な载荷は人力によるもので、たわみ振動やねじり振動が生じるように満載や半載状態あるいは集中状態でほぼ1~4 Hz状態になるように全員が調子をそろえて膝の屈伸運動をしたり、1列12人あるいは2列6人で歩行あるいは駆け足での通行、さらには1列3人が全速力で走行したりした。また、定位置での屈伸運動が共振に近い振動状態となったのち、ただちに静止して振動の減衰性も調べた。

4.2 結果および考察

ここでの解析には3次元梁要素モデルを採用し、支間の両端は剛結されているものとした。固有値解析での剛性マトリックスには、大変形理論により得られた死荷重時のケーブル張力451.0 tfを考慮した幾何剛性も導入しており、また質量には分布質量を採用した。なお、コンクリートの弾性係数は $3.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、ポアソン比は0.167、単位重量は 2500 kg/m^3 とした。

図-11に、支点A₁から支間長の7/20の位置の幅員中央部において、4人がほぼ2 Hzで屈伸運動を繰り返し、定常の振動状態になった後、ただちに静止した状態で測点4(図-10参照)での鉛直加速度波形を示す。振動が減衰していく状況がよく表されており、減衰定数の

測点 1~13

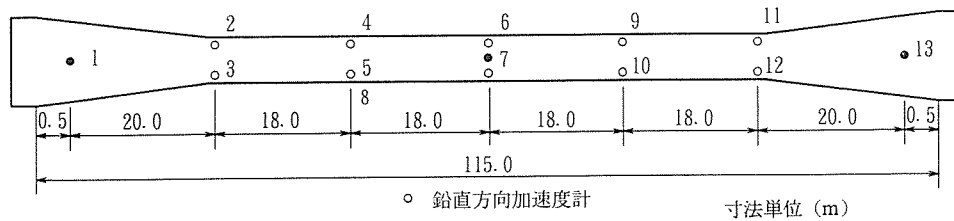


図-10 加速度計設置位置

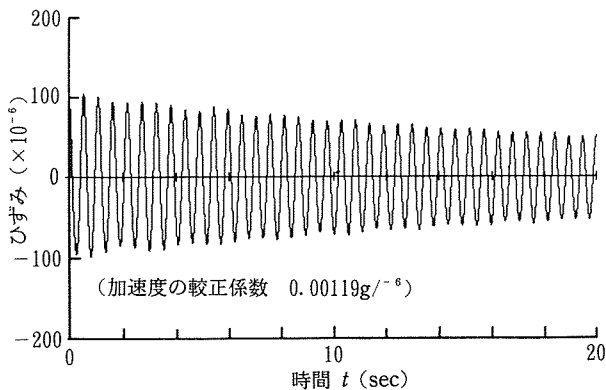


図-11 鉛直加速度波形 (測点4)

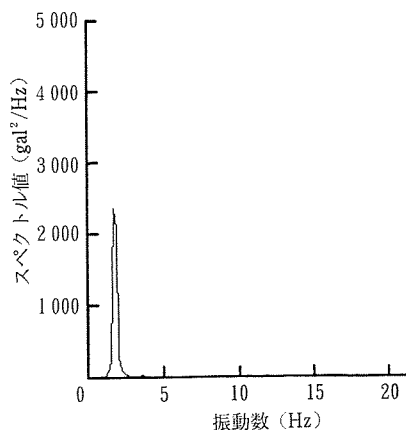


図-12 応答加速度スペクトル (測点4)

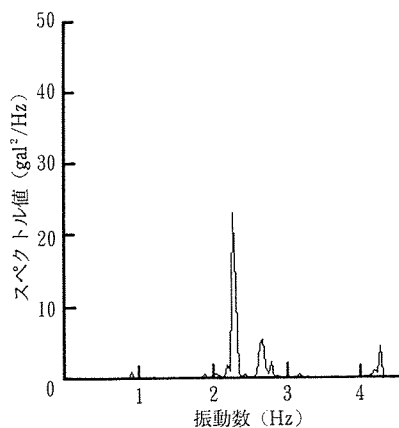


図-13 応答加速度スペクトル (測点7)

値は0.0027であった。また、このときの応答加速度スペクトルを図-12に示す。振動数1.758 Hzのところ卓越したスペクトルがみられる。このときのたわみ振動モードは逆対称であった。

図-13は、12人が1列になり5 m 間隔でA₁からA₂に向かって駆け足でわたっていったときの測点7での水平加速度応答スペクトルを示したものである。振動数2.2 Hzのところスペクトルが卓越している。

このようにして実験および解析で得られた固有振動数を表-3に、固有モード(解析による)を図-14に示す。固有振動数の解析値は実験値とほぼ一致しており、基本振動形状はスパン/サグ比が大きいため、逆対称のたわみモードとなっている¹⁾。3次と8次には水平振動が生じているが、これらはいずれもねじり振動と連成したものであり、図には同一のスケールで水平振動とねじり振動を表現している。これらの結果からわかるように低い振動数の領域に多くの固有振動数が含まれており、これらの固有振動数が歩行者の歩調にほぼ合致するものとなっているのは、これまでの報告と同様である¹⁰⁾。

そこで、歩行者が静かに通行した場合と駆け足でわたった場合、さらには歩行者が橋台A₁からA₂に向かうときと橋台A₂からA₁に向かうときの動的挙動にどのような相違が生じるかについて検討を行ってみた。この試験は6人を1組にした2列を並列移動させたもの

表-3 固有振動数

次数	振動モード	解析値	実験値
1	たわみ逆対称1次	0.550	0.586
2	たわみ対称1次	0.766	0.732
3	水平対称1次*	0.836	0.781
4	たわみ逆対称2次	1.146	1.123
5	たわみ対称2次	1.154	1.172
6	たわみ対称3次	1.510	1.465
7	たわみ逆対称3次	1.825	1.758
8	水平逆対称1次*	2.130	2.344
9	たわみ対称4次	2.213	2.730
10	たわみ逆対称4次	2.621	-

注) *ねじり振動連成

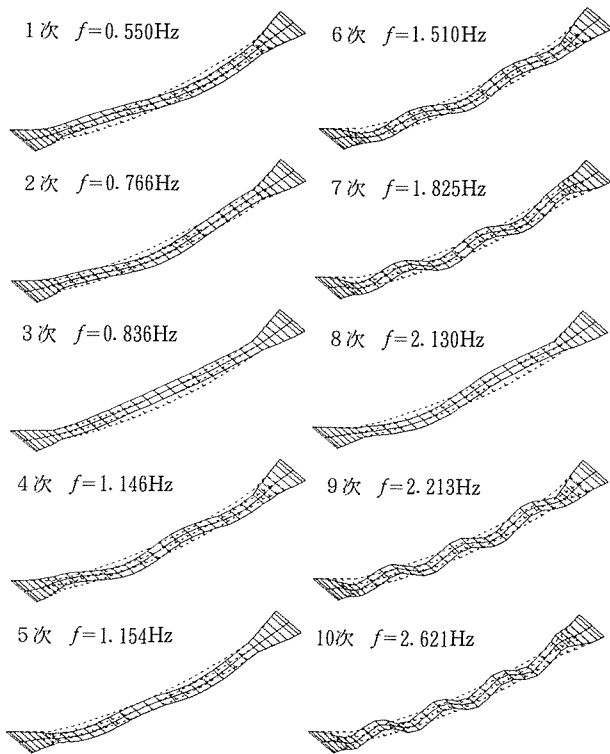


図-14 解析による振動モード

で、それらの結果を示せば以下のとおりである。

A_1 から A_2 に向かって歩行したときの測点 5 での鉛直加速度応答スペクトルを図-15 に、 A_2 から A_1 に向かって歩行したときのものを図-16 に示す。また、移動を駆け足で行った場合の測点 5 での応答スペクトルを図-17 および図-18 に示す。

これらの図から、通行方向についてみれば、 A_2 から A_1 に向かって移動したとき、すなわち高所から低いほうへと下ったときの方が応答スペクトルの値が大きいことがわかる。

移動形態の違い（歩行あるいは駆け足）についてみると、歩行時には歩行のペースに応じた振動数のみが卓越するのに対して、駆け足ではいくつかの卓越したスペクトルが生じるが、このときの振動数が 8 次のねじりと連成した水平振動の固有振動数に近いために、横揺れが生じることとなった。歩行時には特に横揺れは認められなかった。

歩行時では多少の揺れはあるものの、その方向が上下であることから歩行者にそれほど不安感を抱かせるものではなかったが、駆け足時の特に下り方向のときには、横揺れが生じて不安を感じるようになった。

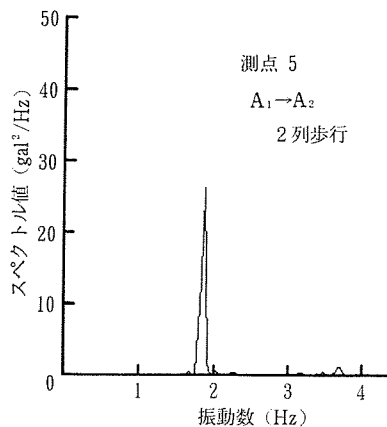


図-15 歩行者による応答加速度スペクトル

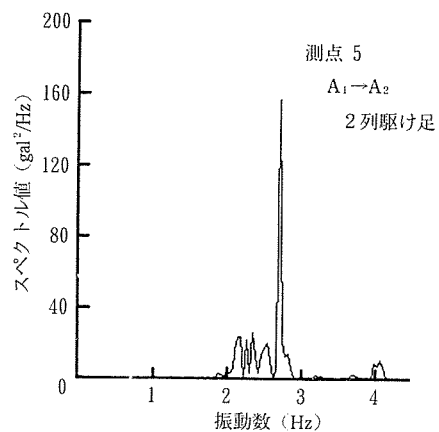


図-17 歩行者による応答加速度スペクトル

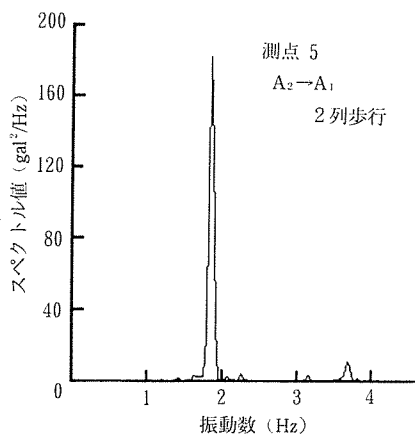


図-16 歩行者による応答加速度スペクトル

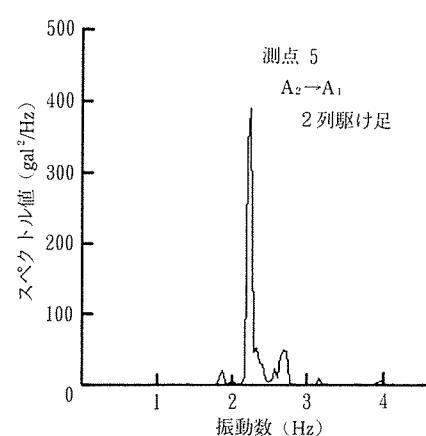


図-18 歩行者による応答加速度スペクトル

5. ま と め

実験および理論解析から得られた本吊床版橋の静的および動的挙動を要約すると次のとおりである。

- 1) ケーブル理論によって解析する場合、床版の曲げ剛性を考慮しても、その影響は集中荷重の載荷点近傍にのみ限定される。
- 2) 実験値は端部の回転拘束を考慮した大変形理論による解とほぼ一致していることから、本橋は橋台と床版の取付け部が剛結に近い状態にあることが確認された。このような構造における構造系全体の挙動を正確に把握するためには、端部回転拘束を考慮できる大変形理論によって検討することも必要と思われる。
- 3) 吊床版構造の解析には幾何学的非線形性を考慮する必要があるが、本橋の活荷重レベルでは特に目立った非線形性は認められなかった。
- 4) 本橋では多数の固有振動数が歩行者の歩調に近い領域にある。
- 5) 本橋は両橋台に約7mの高低差があることから、通行方向によって振動性状に違いがみられた。
- 6) 死荷重によるケーブル張力を剛性マトリックスに導入した3次元梁モデルで、実験値とほぼ合致する固有値の解析ができた。

参 考 文 献

- 1) 新井英雄, 錦英樹: 吊床版橋, コンクリート工学, Vol. 30, No. 3, pp. 42~52, 1992. 3
- 2) 松永純一, 岡崎洋, 荒巻武文, 錦英樹: 梅の木轟公園吊橋について, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, PC 技術協会, 1990. 10
- 3) 則武邦具, 細野宏巳, 新井英雄, 錦英樹, 高橋正雄: 石槌橋の設計と施工, プレストレストコンクリート技術協

- 会第3回シンポジウム論文集, pp. 217~222, 1992. 11
- 4) 上迫田和人, 徳山清治, 佐野健一, 大沼孝司: 千振湖橋(吊床版橋)の設計と施工, プレストレストコンクリート, Vol. 34, No. 4, pp. 7~13, 1992. 7
- 5) 堤一, 中沢隆雄: 吊床版橋の振動特性に関する一実験結果, 土木構造・材料論文集, 第3号, pp. 49~54, 1988. 1
- 6) T. Nakazawa, H. Tsutsumi and H. Yokota: Experimental Study on Dynamic Characteristics of Stress-Ribbon Bridge, Proc. of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. VI, pp. 519~524, 1988. 8
- 7) 錦英樹, 則武邦具, 熊谷紳一郎: PC 吊床版橋の振動使用性の照査, 土木学会第44回年次学術講演会講演概要集, 第5部, pp. 466~467, 1989. 10
- 8) 水田洋司, 平井一男, 元田和章: 吊床版歩道橋の固有振動数特性について, 土木学会第46回年次学術講演会講演概要集, 第1部, pp. 902~903, 1989. 10
- 9) 比江島慎二, 原口一哉, 藤野陽三: 吊床版橋の面内, 面外モードの固有振動数の近似解, 土木学会第46回年次学術講演会講演概要集, 第1部, pp. 904~905, 1989. 10
- 10) 梶川康男, 津村直宜, 角本周: PC 吊床版歩道橋の振動とその使用性, 構造工学論文集, Vol. 36 A, pp. 685~695, 1990. 3
- 11) 徳山清治, 上迫田和人, 石原元, 矢野一正: 吊床版橋の動的挙動について, 一車両走行試験と風洞実験一, プレストレストコンクリート技術協会第3回シンポジウム論文集, pp. 201~206, 1992. 11
- 12) 柴田英雄, 山口順一, 牧野正明, 前田文男: 吊床版橋「うさぎ橋」の設計と施工, プレストレストコンクリート技術協会第3回シンポジウム論文集, pp. 201~206, 1992. 11
- 13) 柴田英雄, 山口順一, 牧野正明, 前田文男: PC 吊床版橋「うさぎ橋」の設計と施工, プレストレストコンクリート, Vol. 35, No. 1, pp. 14~21, 1993. 1
- 14) 前田幸雄・林正・中村守: 増分法による平面骨組構造物の大変形解析の加速計算法, 土木学会論文報告集, 第223号, pp. 1~9, 1974. 3

【1993年10月12日受付】