

## 【論文】

## 吊床版歩道橋の経年に伴う形状・静特性・振動特性について

水田洋司\*1 白地哲也\*1 松浦一郎\*2

## About shape, static characteristic and vibration characteristic with aging of a stress ribbon pedestrian bridge

Yoji MIZUTA, Tetsuya SHIRACHI, Ichirou MATSUURA

Japanese stress ribbon bridges were constructed a lot in 1990's, but the authors do not yet hear about their inconvenience. We carried out regularly a static experiment and dynamic experiment of JINYANOMORI stress ribbon pedestrian bridge to have been constructed in 1993 and were able to accumulate many data. In this paper, we examined about characteristics on JINYANOMORI stress ribbon pedestrian bridge. These are shape of a bridge, the situation of bridge, influence line of deflection, natural frequencies, natural modes and damping constants. And we examined a variation of measurement values to know how a shape of bridge, a static characteristic and a vibration characteristic changed with aging more than 10 years. In numerical calculation, we executed the solid analysis using the beam element. By decreasing tensions we obtained the bridge shape, influence line of deflection, the variation of natural frequencies and the variation of natural modes.

Key Words; stress ribbon pedestrian bridge, static characteristic, vibration characteristic, shape, tension

## 1. 序論

吊床版橋は 1958 年にトルコのボスポラス海峡横断計画の際に、ティビダーグ社（西ドイツ）の U.Finisterwalder 博士によって提案された吊橋で、ケーブル、吊材、塔、補剛桁等の諸要素をケーブルと補剛床版に置き換えたものである。そのためシンプルでスレンダーな形状を持ち、美観に優れている。また、座屈の心配がなく材料の強度を十分に利用できるため、小さな断面で極めて軽い構造体の作成が可能である。したがって、吊床版橋は使用材料も少なくでき、経済的にも優れている。実用化に関しては、1964 年にスイスで輸送ベルトコンベアー用とし

\*1 九州産業大学 工学部 都市基盤デザイン工学科

\*2 九州産業大学大学院 工学研究科 土木工学専攻

て建設されたのが最初である。わが国では 1969 年に大阪万博会場で歩道橋として架設された。その後 1990 年代の初め頃に吊床版歩道橋が多数架設され 15 年近く経過しているが、著者らの知る限り、吊床版歩道橋に不具合は生じていない。

著者らは大分県狭間町の陣屋の森吊橋の特性を架設後から毎年計測しており、今回（2005 年 8 月）で 11 回目の計測である。前報<sup>1)</sup>では 1993 年に架設された陣屋の森吊橋の 8 年間の形状・静特性・動特性について報告した。本論文では架設後 12 年間の特性変化について静的実験・動の実験<sup>2)</sup>から得られた結果と数値解析を基に考察している。経年変化は、目視による外観の変化、静特性はたわみの影響線、振動特性は固有振動数・固有モード、歩行者による

卓越振動数等について検討している。数値解析では、3次元はり要素の静的プログラムを用いて形状及びたわみ量を、幾何剛性を考慮した3次元はり要素とQR法の固有値解析プログラムを用いて固有振動数、固有モードを算定し、実験値と比較した。

### 2. 吊床版歩道橋の形状

陣屋の森吊床版橋の側面図・平面図を図-1、断面図を図-2、諸元を表-1示す。図-2のように床版両側面には三角形のフェアリングが設置してある。また、計測用のテントは毎年右岸側に設営している。吊床版歩道橋の形状測定にはレベル、箱尺を用いた。対象橋梁のスパンを12等分した各点上に、箱尺を持った人間を往復させ、レベルで計測した。この際、移動する人間の体重(60kgf)は全体の重量(292.5tf)に比べ軽いため、無視した。架設時より行われてきた形状測定の内4回分の実測値と解析値の比較を図-3に示す。この図から、実測値と解析値にはほとんど変化は見られないことが判る。

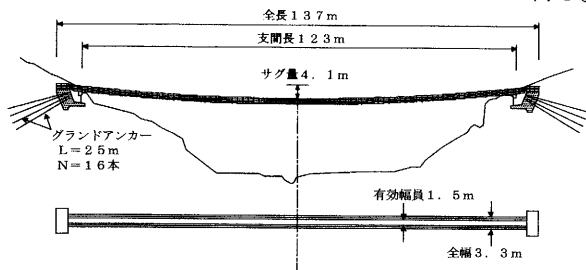


図-1 側面図・平面図

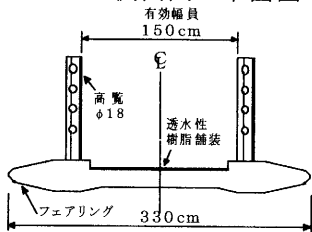


図-2 断面図

表-1 諸元

所在地	大分県狭間町
橋種	歩道橋
構造形式	PC吊床版橋
橋長(m)	137
スパン(m)	123
基本サグ量(m)	4.1
全幅(m)	3.3
有効幅員(m)	1.5
断面積(cm <sup>2</sup> )	7296
E(kgf/cm <sup>2</sup> )	363000
Iz(cm <sup>4</sup> )	390000
Iy(cm <sup>4</sup> )	68060000
初期張力(kgf)	1088800
$\rho$ (kgf·s <sup>2</sup> /cm <sup>4</sup> )	0.02427
ねじり定数J(cm <sup>4</sup> )	1020000
ポアソン比	0.167

E: 弾性係数

Iz: 鉛直軸回りの断面二次モーメント

Iy: 面外水平軸回りの断面二次モーメント

$\rho$ : 単位長さあたりの質量

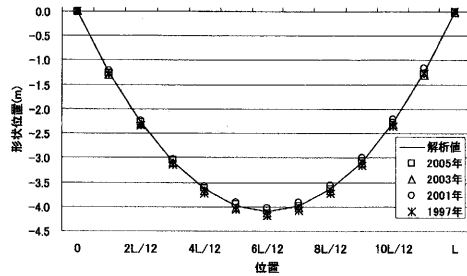


図-3 縦断形状

通常のPC橋梁は経年的なクリープの影響で形状位置が変化するのが一般的であるが、吊床版橋においてはクリープの影響は全く見られないことが判っている。したがって、当初の形状位置が維持されておればプレストレス力及び縦断形状も正常に保たれていると考えることができる。

### 3. 吊床版歩道橋の外観

躯体の様々な場所を観察し、現状が過去の外観と変化しているかを調べた。現在(2005年8月)の躯体状況の写真を写真-1~4に示す。架設後12年経過しているため、舗装の色落ち、高覧の破損(写真-1)、橋台部のボルトの突出(写真-2)、桁支承部や橋台のひび割れ(写真-3)、フェアリング部の小さなひび割れ(写真-4)などが見られる。写真-1,2の事象は2004年の測定時に見つけれ、年毎に数は増えている。このような風化による橋梁の劣化は、見た目の印象が悪く、安全面で歩行者に不安を与える影響が大きく、補修が必要である。また、写真-3,4のひび割れは年を経るごとに増大しており、今後さらに調査していく必要があると考えられる。

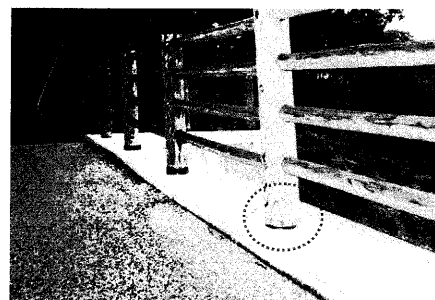


写真-1 高覧の破損

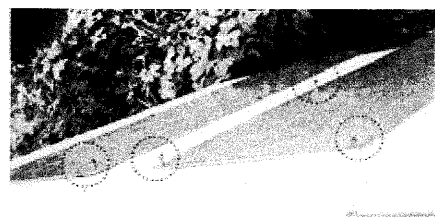


写真-2 橋台部のボルトの突出

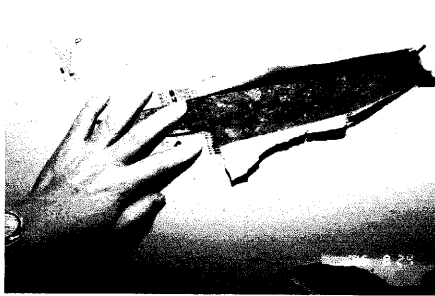


写真-3 橋台下部のひび割れと塗料の剥離



写真-4 フェアリング部のひび割れ

4. 静特性

図-4のように箱尺を設置し、スパンを12等分した点に荷重を載荷した。レベルでたわみ量を計測し、たわみの影響線を求めた。載荷については数人の成人男子(約500kgf)を荷重とし、各点に移動し、その荷重を載荷した。荷重を1.0tfに換算した場合の影響線を図-5(a)~(c)に示し、解析値と比較している。解析値は後述する7の方法で求めた値である。図-5の結果から、各年の測定値は少々の違いはあるものの、解析値ともほぼ一致していることが判る。このことより前章で述べたひび割れ等の軽微な損傷ではたわみの影響線に影響しないと考えられる。

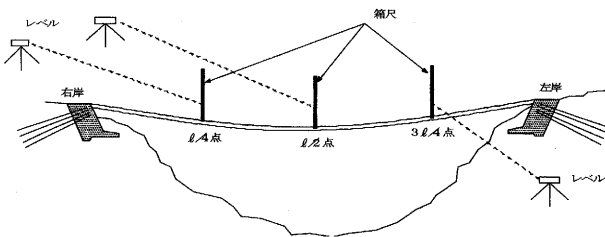
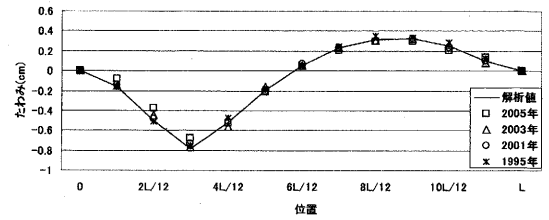


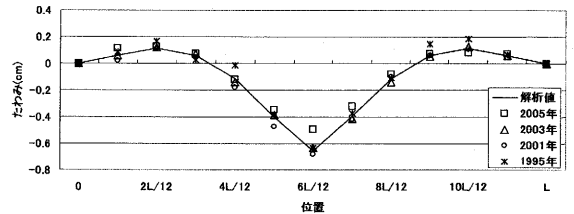
図-4 箱尺設置図

5. 振動特性

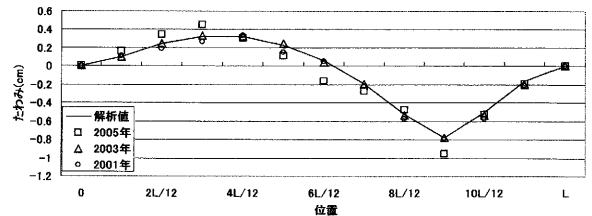
対象橋梁の動的挙動を調べるために、図-6のようにサーボ型加速度計(共和電業 ASQ-2CA)を設置し、振動実験を行った。常時微動から得られた卓越振動数、過去の振動実験より得られた固有振動数を参考にし、固有モードの腹の部分を手力加振して共振振動を起こした。その後加振を止め、自由振動



(a) L/4点



(b) L/2点



(c) 3L/4点

図-5 影響線

している状態のデータを取り込み、FFT解析により固有振動数を求めた。また、自由振動の加速度波形にバンドパス処理を行い、処理後の波形から減衰定数と固有モードを求めた。固有振動数の比較を表-2に、減衰定数の比較を表-3に、各固有モードの比較を図-7(a)~(d)示す。なお、表-2、3、図-7の値は共に実験から得られた複数の値の平均値である。また、表、図中の解析値は後述する7の方法で求めた値である。

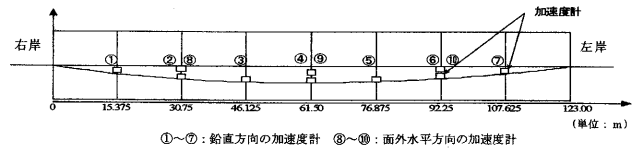


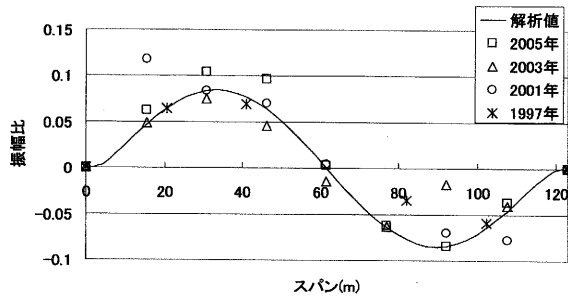
図-6 加速度計設置図

表-2 固有振動数 (Hz)

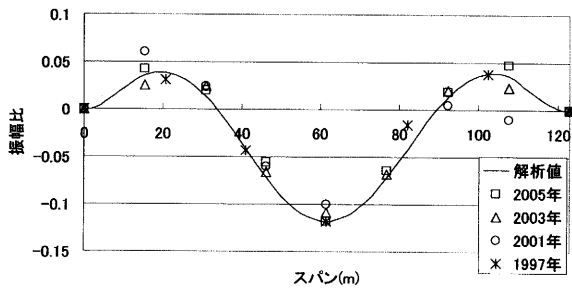
	解析値	2005年	2003年	2001年	1997年	1995年
逆対称一次	0.61	0.59	0.64	0.62	0.61	0.63
対称一次	0.83	0.88	0.88	0.86	0.85	0.88
対称二次	1.13	1.27	1.27	1.27	1.28	1.28
逆対称二次	1.27	1.37	1.37	1.32	1.34	1.36

表-3 減衰定数

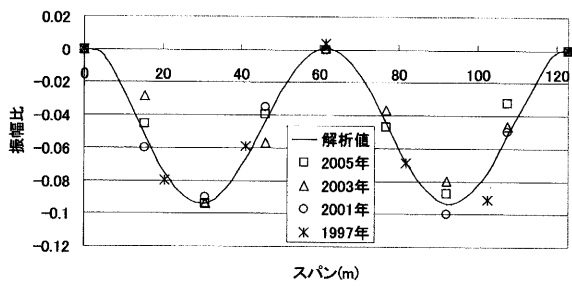
	2005年	2001年	1997年	1993年
逆対称一次	0.007	0.004	0.005	-
対称一次	0.005	0.005	0.005	0.003
対称二次	0.007	0.005	0.006	-
逆対称二次	0.007	0.006	0.004	-



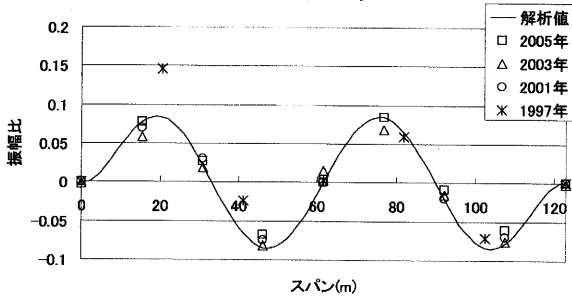
(a) 逆対称一次



(b) 対称一次



(c) 対称二次



(d) 逆対称二次

図-7 固有モード

以上の結果から固有振動数は各年の測定値、解析値共に大きな違いはないことが判る。固有モードについても多少の違いはあるものの大きな違いは見られない。また、減衰定数も少々増大しているが、大きな変化は見られない。以上のことから、3.で述べた程度のひび割れや損傷は、固有振動数や固有モードに大きな影響を及ぼすものでないことが判る。

6. 歩行者によって励起される振動

歩行者の歩行によって発生する振動数を調査する

ために歩行実験を行った。図-6 と同じ位置に加速度計（共和電業 ASQ-2CA）を設置し、各点の加速度を計測した。歩行人数は 1~5 人とし、スパン間を往復した。歩行実験は片道に要した時間・歩数と各点の加速度波形から得られる卓越振動数を調べた。表-4 に歩行速度、表-5~表-9 に歩行人数ごとの卓越振動数を示す。往路は右岸から左岸へ、復路は左岸から右岸への歩行を意味する。

表-4 歩行者の速度 (秒/歩)

歩行人数	2005年		2004年	
	往路	復路	往路	復路
1	0.52	0.52	0.46	0.45
2	0.52	0.51	0.44	0.45
3	0.50	0.51	0.44	-
4	0.50	0.51	0.45	0.43
5	0.52	0.50	0.42	0.42

歩行人数	2003年		2002年	
	往路	復路	往路	復路
1	0.62	-	0.47	0.47
2	0.57	-	0.48	0.47
3	0.54	-	0.46	0.46
4	0.53	-	-	-
5	0.52	-	0.50	0.49

表-5 歩行者 1 人の卓越振動数 (Hz)

測定点	2005年		2004年		2003年	
	往路	復路	往路	復路	往路	復路
L/8	1.84	1.83	2.17	2.26	1.82	-
L/4	1.88	1.83	2.17	2.26	3.41	-
3L/8	1.84	1.83	2.13	2.26	1.71	-
L/2	1.84	1.83	2.13	2.26	1.82	-
5L/8	1.89	1.83	2.13	2.26	1.67	-
3L/4	1.92	1.83	2.17	2.26	-	-
7L/8	1.84	1.83	2.17	2.21	1.82	-

測定点	2002年		測定点	1997年	
	往路	復路		往路	復路
L/8	2.02	2.24	L/6	1.82	1.87
L/4	2.00	2.24	L/3	1.97	1.89
3L/8	3.97	3.97	L/2	1.97	1.89
L/2	3.97	3.97	2L/3	1.97	1.95
5L/8	3.97	3.97	5L/6	1.82	1.87
3L/4	2.03	2.24			
7L/8	2.02	2.24			

表-6 歩行者 2 人の卓越振動数 (Hz)

測定点	2005年		2004年		2003年	
	往路	復路	往路	復路	往路	復路
L/8	1.87	1.93	2.28	2.13	1.80	1.81
L/4	2.83	2.00	2.28	2.08	1.75	1.81
3L/8	1.86	1.93	2.28	2.09	1.80	1.81
L/2	1.86	1.93	2.27	2.08	1.80	1.81
5L/8	1.87	1.93	2.28	2.08	1.80	1.81
3L/4	2.83	1.95	2.28	2.08	-	-
7L/8	1.87	1.93	2.28	2.08	1.80	1.81

測定点	2002年		測定点	1997年	
	往路	復路		往路	復路
L/8	1.95	2.08	L/6	1.88	1.92
L/4	2.04	2.08	L/3	1.88	1.97
3L/8	2.05	3.99	L/2	1.88	1.90
L/2	1.90	2.00	2L/3	1.88	1.97
5L/8	2.05	2.15	5L/6	1.88	1.97
3L/4	2.04	2.08			
7L/8	2.04	2.00			

表-7 歩行者 3 人の卓越振動数 (Hz)

測定点	2005年		2004年		2003年	
	往路	復路	往路	復路	往路	復路
L/8	1.94	1.98	2.26	2.25	1.84	1.84
L/4	2.02	1.97	2.26	2.25	1.84	1.84
3L/8	4.08	4.08	2.26	2.25	1.84	1.84
L/2	4.08	4.08	2.28	2.25	1.84	1.84
5L/8	4.08	4.08	2.26	2.25	1.84	1.84
3L/4	4.08	2.03	2.26	2.25	-	-
7L/8	1.94	2.04	2.26	2.27	1.84	1.84

測定点	2002年		測定点	1997年	
	往路	復路		往路	復路
L/8	2.09	2.22	L/6	1.84	1.95
L/4	2.09	2.22	L/3	0.62	1.95
3L/8	3.99	2.22	L/2	1.94	2.02
L/2	3.99	3.97	2L/3	0.62	2.02
5L/8	3.99	3.97	5L/6	1.94	2.02
3L/4	2.08	2.22			
7L/8	2.08	2.22			

表-8 歩行者4人の卓越振動数(Hz)

測定点	2005年		2004年		2003年	
	往路	復路	往路	復路	往路	復路
L/8	1.99	1.95	2.28	2.30	1.88	1.88
L/4	2.05	2.04	2.28	2.30	1.92	1.96
3L/8	2.06	4.08	2.28	2.30	1.88	1.88
L/2	1.93	1.83	2.20	2.42	1.88	1.88
5L/8	4.07	4.08	2.28	2.30	1.88	1.90
3L/4	2.06	2.02	2.28	2.30	-	-
7L/8	1.99	1.83	2.28	2.30	1.88	1.88

表-9 歩行者5人の卓越振動数(Hz)

測定点	2005年		2004年	
	往路	復路	往路	復路
L/8	1.93	2.04	2.34	2.37
L/4	2.03	1.99	2.34	2.37
3L/8	2.04	2.02	2.34	2.49
L/2	1.99	2.00	2.34	2.49
5L/8	1.98	2.03	2.34	2.27
3L/4	1.99	2.04	2.34	2.27
7L/8	1.99	2.03	2.34	2.27

測定点	2003年		2002年	
	往路	復路	往路	復路
L/8	1.90	1.86	1.75	1.75
L/4	1.94	1.93	1.99	2.22
3L/8	1.90	1.86	3.94	1.80
L/2	1.90	1.86	1.80	1.80
5L/8	1.88	1.99	3.96	1.80
3L/4	1.82	1.86	1.80	1.80
7L/8	1.82	1.86	1.80	1.80

以上の結果から、卓越振動数は過去の実測値とほぼ一致していることが判る。このことから、3.で述べた躯体の損傷程度では、歩行時の卓越振動数にも影響は生じないと考えられる。また、歩行速度が0.50(秒/歩)を越えて速くなると、2.0Hz以上の高い振動数が検出されている。

7. 緊張力の減少が及ぼす影響

架設時、陣屋の森吊橋には1088.8tfの初期張力がかけられている。この張力が減少(例えば900tf、700tf)していくと躯体の形状・静特性・振動特性にどのような影響が生じるかを、3次元はり要素の静的プログラムS6Mと、幾何剛性を考慮した3次元はり要素とQR法の固有値解析プログラムG6Mを用いて求めた。図-8に吊床版橋の解析モデルを示す。

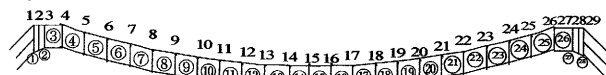


図-8 解析モデル

7.1 形状

吊床版橋の水平張力とサグ量の関係は次式で表される。

$$H = \frac{Wl}{8f} \quad (1)$$

ここに、H: 水平張力(tf) W: 全重量(tf)

l: スパン(m) f: サグ量(m)

式(1)を用いて陣屋の森吊橋の張力と縦断形状図の関係を表すと図-9のようになる。但し、縦断形状は放物線と仮定している。図-9より、張力を減少させるとサグ量は大きくなるが判る。また、張力が700tfまで減少するとサグ量は、初期張力時

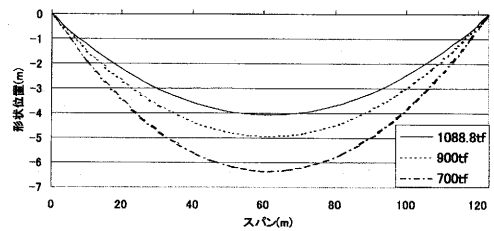
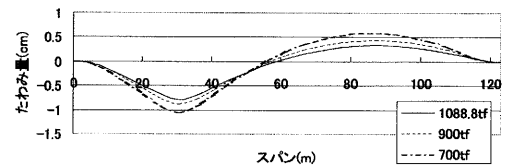


図-9 縦断形状図

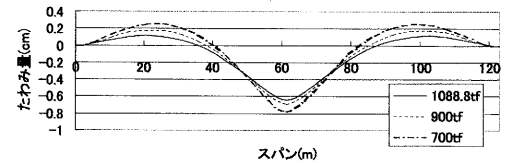
の1.5倍に増加している。このことより、架設後に形状測定を行うことで、張力がどの程度減少しているかの推定が可能である。

7.2 静特性

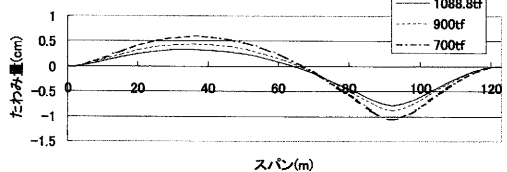
張力とたわみの影響線を図-10(a)~(c)に示す。なお、たわみの影響線は図-9の縦断形状図の点からのたわみ量として図示している。また、たわみの影響線を求めた時の荷重は1.0tfである。図-10から、張力が減少するとたわみ量は増加することが判る。いずれの点の影響線も、L/4点では、張力700tfにおいて、初期張力の約2.2倍になっている。



(a) L/4点



(b) L/2点



(c) 3L/4点

図-10 影響線

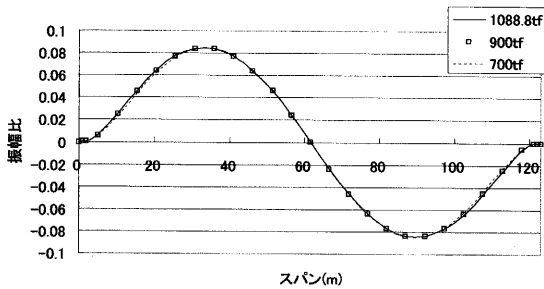
7.3 振動特性

表-10には緊張力を変えたときの固有振動数を示している。緊張力の減少に伴い、逆対称振動の振動数は小さくなるが、対称振動の振動数は一次と二次で傾向が異なる。また、張力900tf,700tfでは、対称二次振動数と逆対称二次振動数の大きさが、初期張力1088.8tfの場合と逆転していることが判る<sup>3)</sup>。

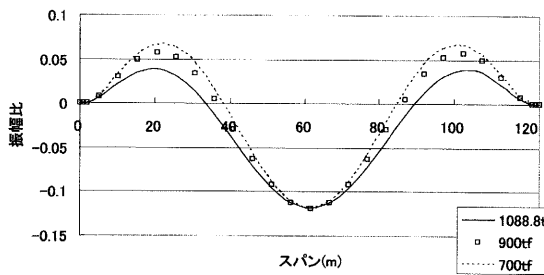
図-11には緊張力をパラメータにして固有モードを図示している。逆対称モード（一次、二次）は張力が変化しても同じ形状であるが、対称モードでは張力の変化に伴い、形状に異差が表れている。これらのことは張力による幾何剛性とアーチ効果で論

表-10 固有振動数(Hz)

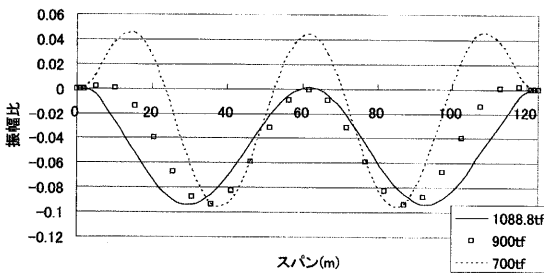
張力(tf)	逆対称一次	対称一次	対称二次	逆対称二次
1088.8	0.60	0.83	1.13	1.27
900	0.55	0.79	1.27	1.18
700	0.49	0.72	1.33	1.07



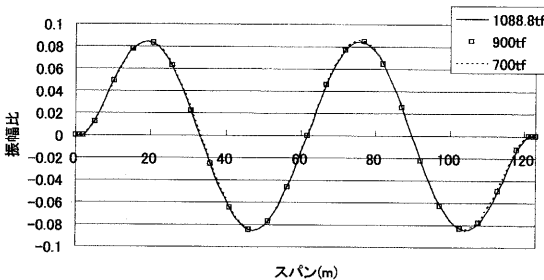
(a) 逆対称一次



(b) 対称一次



(c) 対称二次



(d) 逆対称二次

図-11 固有モード

じることができる。すなわち、張力が小さくなるとサグ量が大きくなり、形状が放物線アーチとなる。このため張力が小さいほど固有振動数、固有モードにアーチ効果の影響が大きくなる。逆対称モードに影響が見られないのがその証拠である。固有振動数は張力によって影響を受けるため、張力の減少に伴い逆対称モードの固有振動数は小さくなっているが対称モードの振動数はアーチ効果と張力の影響で対称一次は下降し、対称二次は上昇する結果になっている。

8. 結論

架設時から行ってきた実験、観察及び数値解析から得られた知見は以下の通りである。

- ① 形状・静特性に大きな経年変化は見られない。
- ② 外観は塗料の剥離やひび割れの進行が見られる。
- ③ 固有振動数、固有モードには大きな変化は見られない。
- ④ 張力の減少はサグ量やたわみの増加、対称固有モードに変化をもたらす。
- ⑤ 当初の形状が維持されていればプレストレス力の変化（減少）はないと考えられる。
- ⑥ 張力の減少は、橋の形状（特にサグ量）、たわみ、固有振動数、固有モードの変化で推定可能である。

謝辞

本論文で使用したデータは卒業研究で「陣屋の森吊床橋の経年変化」をテーマにした構造工学研究室卒業生の協力により得られたものである。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 水田・古賀・緒方・瓜生：吊床版歩道橋の経年変化と静的・動的特性への影響、九州産業大学工学部研究報告、第39号、pp.141~146、2002年12月。
- 2) 水田・光永・平井・宮崎・樋渡：PC吊床版歩道橋の振動特性について、土木構造・材料論文集、第10号、pp.77~82、1994年11月。
- 3) 水田・平井・元田・樋渡：吊床版歩道橋の鉛直固有振動数の解析法について、構造工学論文集、vol.38A、pp.755~763、1992年3月。