

## 安芸大橋 (ニールセン型ローゼ桁橋) の実験報告

REPORT OF EXPERIMENTAL RESEARCH ON AKI-OHASHI  
(NIELSEN SYSTEM ROHSE GIRDER BRIDGE)

高木 澄 清\*・玉 川 正\*\*・益 田 正 雄\*\*  
永 井 晋 也\*\*・是 松 雅 雄\*\*\*

By Sumikiyo Takagi, Tadashi Tamagawa, Masao Masuda  
Shinya Nagai and Masao Korematsu

**要 旨** 安芸大橋は、従来のローゼ桁の吊材を斜めに配置し、これにロックド コイル ロープを使用した、わが国で初めての本格的なニールセン型ローゼ桁橋である。これに対し、架設時に吊材の張力計測を行ない、また、完成後に、動的および静的載荷実験を行ない、主構各部(吊材も含む)の応力、ならびに、たわみを計測し、実験値と計測値とを比較した。起振機による加振実験も行ない、固有振動数、および、対数減衰率を求め、トラスド ランガー桁、ランガー桁、ローゼ桁との比較を行なった。また、ニールセン型橋梁の維持管理の資料とするために、竣工後半年経過時、1 年経過時の吊材の張力値を計測した。

### 1. ま え が き

本橋は、スパン 110.0 m のニールセン型ローゼ桁 1 連とスパン 41.84~39.80 m の活荷重合成桁 6 連とからなる、全長 364.80 m、幅員 6.00 m の 2 等橋である。本橋の計画、設計、施工、架設については、すでに、くわしく報告されている<sup>1)~4)</sup>。本格的なニールセン型ローゼ桁橋は、わが国としては最初の試みであったため、その性状を把握すべく、本橋の竣工後、つぎに述べるような各種の実験を行なった。

- 1) 静的載荷実験により、本橋の設計に用いた計算式が妥当なものであるかどうかを確認する。
- 2) 自動車走行中の振動状態を調べる。
- 3) 加振機により、本橋の固有振動数、対数減衰率の計測を行ない、これらが通常の鉛直吊材をもつランガー桁、ローゼ桁、トラスド ランガー桁などの場合とどのように異なるかを調べる。

4) 架設後長時間経過した後(半年、および、1 年後)のロープ張力の変動の有無を調査し、本形式の橋梁の維持管理の難易を判断する。

また、不静定次数が高い(27 次)ため、架設時の吊材力のが問題となってくるが、なかでも、吊材の張力導入値が重要である。このため、架設時に施工管理として実施した張力の計測結果もあわせて報告し、本形式の橋梁を設計施工される際の参考に供したいと思う。

### 2. 架設時の吊材張力の調査

ニールセン型ローゼ桁は、不静定次数が非常に高い構造物であるうえ、吊材にロープのような非抗圧部材を採用しているため、完成した系の状態で、当初の計画どおりの張力が導入されているか否かは、その構造物の強度に大きく影響する。したがって、本橋においては、吊材の張力を比較的簡単に調整できると思われる——上弦材閉合後、下弦材を吊材にて吊りながら架設していく——工法を採用し<sup>4)</sup>、架設に先だて、綿密に計算された張力となるよう、各架設段階で、ロープに導入する張力の調整を常に行なった。架設途上の吊材張力値を理論値と比較すると、表-1 のとおりである。

表-1 のうち、Case 1~6 は、架設途上のつぎの状態を示す。

Case-1: 下弦材の閉合前で、R-2、および、R-2' を緊張した状態。

Case-2: 下弦材の閉合後で、ハの字側のロープ(R)の緊張がすべて終わった状態。

Case-3: すべてのロープに張力を導入し終え、両支点を固定した状態。

Case-4: Case-3 より片支点を可動にした状態。

Case-5: 床版打設後の状態(足場荷重を含む)。

Case-6: 完成した状態。

\* 正会員 広島県土木建築部次長

\*\* 正会員 広島県土木建築部道路建設課

\*\*\* 正会員 三菱重工広島造船所 鉄構部

表-1 架設途上の吊材張力値(単位 t)

		Case 1			Case 2			Case 3			Case 4			Case 5			Case 6								
		理論値						実測値						理論値						実測値					
		上流側		下流側		上流側		下流側		上流側		下流側		上流側		下流側		上流側		下流側					
6	D							2.521	3.5	1.6	3.388	3.1	2.5	15.22	13.9	13.7	17.53	20.80	19.80						
	R	4.146	3.4	4.4	4.634	3.7	4.2	1.162	2.1	2.1	0.112	1.0	2.0	3.43	7.4	7.3	5.54	9.45	9.32						
5	D							2.351	2.6	2.1	2.612	3.2	2.0	12.78	12.5	13.9	15.11	16.00	16.00						
	R	4.546	3.3	3.9	5.171	—	—	1.806	2.8	2.8	1.699	2.7	2.7	8.60	9.5	9.9	10.63	12.90	12.80						
4	D							2.207	2.9	1.4	2.141	2.4	1.2	10.98	12.1	11.9	13.17	14.60	13.95						
	R	3.796	4.2	4.2	4.273	—	—	2.009	1.5	3.0	2.191	2.8	2.0	10.23	11.0	11.4	12.52	14.85	15.40						
3	D							2.142	1.8	1.9	2.011	1.0	1.5	10.29	10.5	11.0	12.47	13.10	13.45						
	R	3.143	3.1	3.3	2.992	3.2	2.0	2.177	1.2	2.2	2.437	1.6	3.4	10.98	10.8	11.2	13.61	14.40	14.10						
2	D							2.083	1.8	1.2	1.935	2.9	2.6	9.98	9.8	10.9	12.20	13.60	14.00						
	R	4.417	3.5	3.5	2.319	—	—	2.217	2.0	3.0	2.434	1.9	1.5	11.17	9.9	11.6	13.04	12.50	14.50						
1	D							2.102	1.5	2.8	2.063	2.2	2.4	10.24	11.0	11.6	12.99	13.70	15.00						
	R				5.442	4.9	5.1	2.165	1.3	3.0	2.278	3.1	1.3	10.79	11.7	11.2	13.20	14.50	13.85						
1'	D							2.102	1.2	2.8	2.063	1.3	3.0	10.24	10.5	12.1	12.99	14.15	13.35						
	R				5.442	5.0	4.7	2.165	2.0	1.6	2.278	1.5	2.2	10.79	11.4	10.9	13.20	—	—						
2'	D							2.083	3.1	2.3	1.935	1.5	1.4	9.98	11.2	11.6	12.20	—	—						
	R	4.417	3.4	4.7	2.319	—	—	2.217	2.4	1.4	2.434	1.5	3.3	11.17	11.1	10.6	13.04	—	—						
3'	D							2.142	1.1	1.6	2.011	1.8	1.7	10.29	9.3	10.1	12.47	—	—						
	R	3.143	3.0	2.8	2.992	2.1	1.9	2.177	1.8	3.0	2.437	1.5	2.0	10.98	11.1	12.4	13.61	—	—						
4'	D							2.207	2.6	1.4	2.141	2.8	1.2	10.98	11.4	10.7	13.17	—	—						
	R	3.796	4.0	3.4	4.273	—	—	2.009	1.7	2.0	2.191	2.5	3.0	10.23	11.3	9.4	12.52	—	—						
5'	D							2.351	3.0	2.4	2.612	2.4	3.6	12.78	12.0	11.9	15.11	—	—						
	R	4.546	3.7	3.6	5.171	—	—	1.806	2.3	2.7	1.699	2.5	2.5	8.60	9.7	9.2	10.63	—	—						
6'	D							2.521	3.0	2.5	3.388	4.4	4.2	15.22	14.2	14.1	17.53	—	—						
	R	4.146	3.6	3.3	4.634	4.6	3.8	1.162	2.1	2.1	0.112	1.2	1.1	3.43	7.5	8.0	5.54	—	—						

なお、吊材の符号は、格点番号（橋中央より支点へ向かっての一連番号）、および、吊材の傾斜方向（格点より橋の中央へ向かって傾斜しているものを R、その反対を D とする）によって表示するようにした。Case-4 では、±1 t 程度の誤差が生じている。これは、吊材張力そのものが 2 t 程度であり、後述するように計測誤差が大きいこと、下弦材のそりがほぼ満足すべき値であることなどにより、とくに張力調整は行わず、床版打設を行なった。その結果、4~6 本のロープを 20% 程度ずつ 2 回修正を行なうのみで、最終の姿 (Case-6) で R-6、R-6' (これらは、活荷重の載荷状態により最も張力が少なくなる部材であるため、あらかじめ過剰張力を与えることにした)を除き、±10% 程度の誤差範囲におさめることができた。なお、ロープ張力が 1 t 変化した場合の上・下弦材の断面応力度の変化は 2% 程度しかないことを、計算ならびに模型実験によって確認している。

以上の結果より、工場製作時において、ロープ定着距離、および、ロープ長を正確に計測し、調整ライナー量を求め、現地では製作そりに主眼を置き架設していけばロープにはほぼ自動的に所期張力が導入され、最終の姿

において数回ロープの張力を調整するのみで十分と思われる。

ロープを定着した後のロープ張力の計測は困難である。計測法はこれまで種々考えられてきた。Fehmarnsund 橋では、吊材の上端に設置した張力導入用ジャッキメーターにより、いちいち張力を読みとる方法を採用したと報告されている<sup>11)</sup>。本橋では、①張力計(元運輸省運輸技術研究所技官長谷川源太郎氏考案のもの<sup>10)</sup>)による計測、②ロープの振動数の計測、の二つの方法が簡便であると判断し、この両者について種々検討を加えた。

上記の①は、図-1 のように、張力  $T$  で張られているロープを支間長  $L$  の中央で  $\delta$  だけたわませるのに、 $f$  なる推力が必要であるとすれば、 $T=f \cdot L/4 \delta$  (ただし、 $\delta/L$

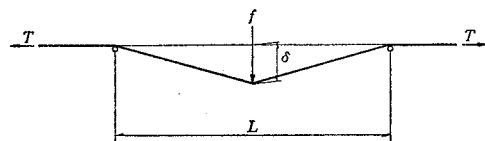


図-1 ロープ張力計測の原理図

が十分小さいと仮定する)の関係があることを利用したものである。径が大きくなると、ロープ自体が相当の曲げ剛性を持ってくると、ロープは多くの素線からなっているため、素線間のすべりがあること、推力によるロープ径の変形が起こること、などの物理的誤差のほかに、計測器の取付け、ならびに、操作が非常に面倒で、人為的誤差が入ってくるため、計測値にばらつきが生じ、精度が落ちる。実物実験によれば、10 t まで計測可能として製作した小型計器では、5~10 t の範囲で 20% 程度のばらつきがあり、30 t まで計測可能とした大型計器では、10~30 t の範囲で ±10% 程度のばらつきがあった。これ以外の範囲では、両者とも精度上、ならびに、計測器の強度上、計測は不能に近い。

② は、ロープの振動数  $f$  は、理論的には、

$$f = \frac{i\pi}{L} \sqrt{\frac{T \cdot g}{A \cdot r}}$$

ここに、 $T$  : ロープ張力 (kg)

$r$  : ロープの密度 (kg/cm<sup>3</sup>)

$L$  : ロープの固定間距離 (cm)

$A$  : ロープ断面積 (cm<sup>2</sup>)

$g$  : 加速度 (cm/sec<sup>2</sup>),  $i$  : 整数

で表われ、振動数 ( $f$ ) はロープ張力 ( $T$ ) の平方根に正比例する性質があることを利用したものである。本橋に使用されるロックド コイル ロープ (C 型 38 φ) に対して  $T$ , および、 $L$  を変化させ、 $f$  と  $T$  との関係を示す校正曲線を求めて利用した。これによれば、計測値は、3~6 t の範囲で 2~7% 程度のばらつきで、かなりの精度があることがわかった。しかし、この計測法も、ロープ長が 10 m 以上、ロープ張力が 2 t 以下では、一次の自由振動を与えることが困難となって、計測の精度が低下してくる。

振動数の計測法としては、1) アスカニア手持振動計を使用する (精度は前記の 1/2 位に低下する) か、2) 加速度計により振動数をひろい、アンプを介してオシロに記録 (図-2) させる (最も数精度がよい) か、3) 振動数が比較的低い場合 (1.5~3 c/s 程度) は、人体で数える (計測者の熟練度に左右され、精度は期待できない) か、があり、これら三者を場合に応じて使いわけることができる。

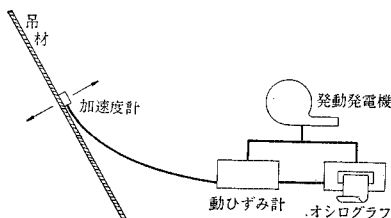


図-2 ロープ振動数計測図

以上の結果より、本橋では、②の計測法を採用し、公式の記録としては、2) の加速度計使用によったものとするにしました。

### 3. 完成後の吊材の張力調査

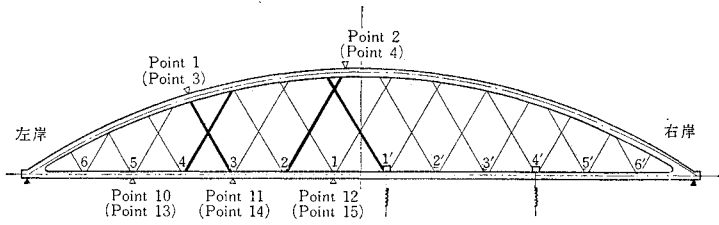
吊材にロープを使用したことにより、本橋の耐久性、維持管理が問題にされ、完成時、完成後 6 カ月経過時、および、1 年経過した時点における吊材張力の計測を行ない、相互間の張力値の変動をみた。表-2.3 に計測結果を示す。これによれば、張力値で最大 0.45 t の変動しかみられず、ロープおよび鑄込みメタルのクリープ現象は確認できないほど少ないといえる。先に述べたような計測法を採用しているため、計測誤差が数%あるものとすれば、時間経過によるロープ張力の変化は無視できるほど小さい。なお、鑄込みメタルは、若戸大橋の工事報

表-2 吊材張力の変動値 (上流左岸側) (単位 t)

吊材	完成時 $T_0$	半年後 $T_{0.5}$	1年後 $T_{1.0}$	変 動 値			
				$\Delta T_1 = T_{0.5} - T_0$	$\Delta T_2 = T_{1.0} - T_{0.5}$	$\Delta T_3 = T_{1.0} - T_0$	
6	R	9.45	9.40	9.65	-0.05	+0.25	+0.20
	D	20.80	21.00	20.99	+0.20	-0.01	+0.19
5	R	12.90	12.90	12.85	0	-0.05	-0.05
	D	16.00	16.05	16.38	+0.05	+0.33	+0.38
4	R	14.85	14.55	14.85	-0.30	+0.30	0
	D	14.60	14.60	14.73	0	+0.13	+0.13
3	R	14.40	14.56	14.20	+0.16	-0.36	-0.20
	D	13.10	13.06	13.15	-0.04	+0.09	+0.05
2	R	12.50	12.60	12.20	+0.10	-0.40	-0.30
	D	13.60	13.80	13.80	+0.20	0	+0.20
1	R	14.50	—	—	—	—	—
	D	13.70	14.00	14.05	+0.30	+0.05	+0.35
1'	R	14.15	14.05	14.25	-0.10	+0.20	+0.10
	D	—	—	—	—	—	—

表-3 吊材張力の変動値 (下流左岸側) (単位 t)

吊材	完成時 $T_0$	半年後 $T_{0.5}$	1年後 $T_{1.0}$	変 動 値			
				$\Delta T_1 = T_{0.5} - T_0$	$\Delta T_2 = T_{1.0} - T_{0.5}$	$\Delta T_3 = T_{1.0} - T_0$	
6	R	9.32	9.35	9.45	+0.03	+0.10	+0.13
	D	19.80	19.50	19.90	-0.30	+0.40	+0.10
5	R	12.80	12.70	12.89	-0.10	+0.19	+0.09
	D	16.00	16.00	16.20	0	+0.20	+0.20
4	R	15.40	15.65	15.40	+0.25	-0.25	0
	D	13.95	13.85	13.70	-0.10	-0.15	-0.25
3	R	14.10	14.30	14.55	+0.20	+0.25	+0.45
	D	13.45	13.25	13.70	-0.20	+0.45	+0.25
2	R	14.50	14.40	14.61	-0.10	+0.21	+0.11
	D	14.00	14.00	14.24	0	+0.24	+0.24
1	R	13.85	—	—	—	—	—
	D	15.00	14.85	14.65	-0.15	-0.20	-0.35
1'	R	13.35	13.40	13.20	+0.05	-0.20	-0.15
	D	—	—	—	—	—	—



- ※ ▽ …… 静的及び動的実験計測点(( )は下流弦計測点)
- ※ □ …… たわみ設置箇所(上・下流弦とも設置)
- ※ 太線斜材(ロープ)はロープ張力測定部材(上流側のみ)

図-3 計測点配置図

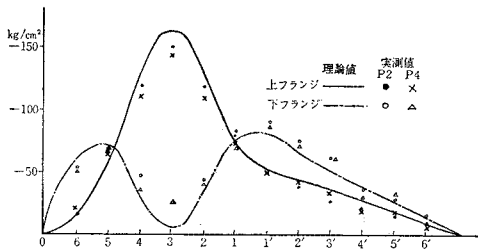


図-4 上弦材応力度の影響線図(その1)

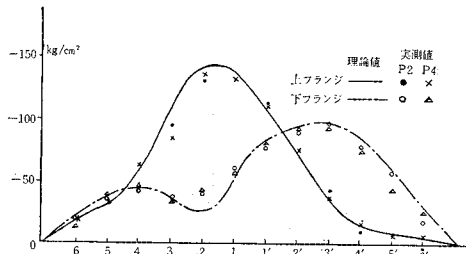


図-4 上弦材応力度の影響線図(その2)

告を参照し、亜鉛 98%、銅 2% の亜鉛銅合金を使用した。計算によれば、クリープ量はロープ長方向に 0.05 mm/年 であった。

なお、ニールセン型タイド アーチである Fehmarnsund 橋(ドイツ)で、このような実験を行なったかどうか、製作・架設した GHH(ドイツ)に問いあわせていたが、本文執筆までに返答に接しなかった。このような実験はこの橋の工事報告にも発表されていない。

#### 4. 静的載荷実験

全重量を約 14t にしたトラック 4 台(総重量 54.70 t)を、後輪間隔 6.7 m で床版上の各格点に載荷し(載荷点を順次移動させる)、電気抵抗線ひずみ計により各部材の応力を、たわみ度計(八千代製作所製)により下弦材のたわみを、また、加速度計によりロープの張力を、それぞれ、計測した。計測点の配置を図-3 に示す。図-4

は、上弦材の 4 つの測定点における応力(軸方向力と曲げモーメントによる応力の合成)の影響線、図-5 は、下弦材の 6 つの測定点における応力(軸方向力と曲げモーメントによる応力の合成)の影響線、図-6 は、吊材 4 本における軸方向の影響線、図-7 は、下弦材の 4 つの測定点におけるたわみの影響線を示す。以上は、いずれも、計算値と実測値とを併記している。ただし、下弦材に関しては、床組の協力作用を考慮したものとししないものとの

2 種の計算値を用いた。

上・下弦材とも、その応力は軸方向力と曲げモーメントによる応力の合成であり、断面は箱型断面であるが、計算値と実測値とはかなりよく一致している。下弦材には床版が直接載っているため、“床版断面、および、縦桁断面が軸方向力に対してある程度抵抗する”と仮定した理論値によく一致している。今日では、床組と主構との協力作用を考慮に入れて設計することが、かなり研究されているが<sup>5)</sup>、各部材の取り付け部の構造(格点構造)、

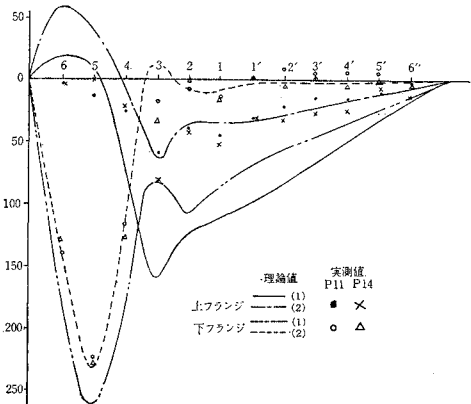


図-5 下弦材応力度の影響線図(その1)

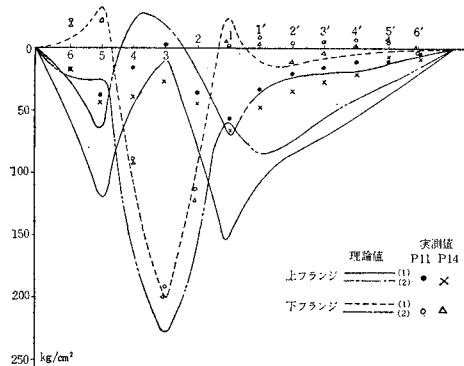


図-5 下弦材応力度の影響線図(その2)

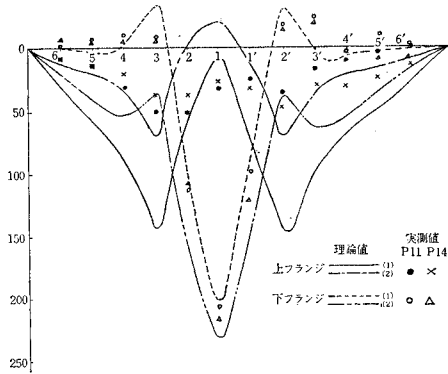


図-5 下弦材応力度の影響線図（その 3）

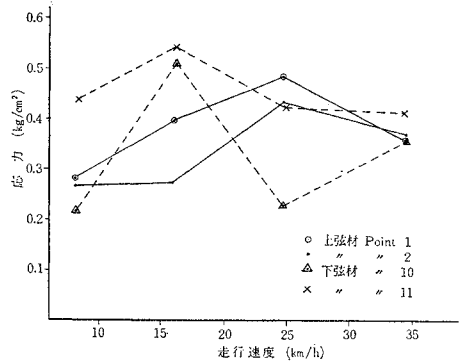


図-8 走行速度と衝撃係数との関係

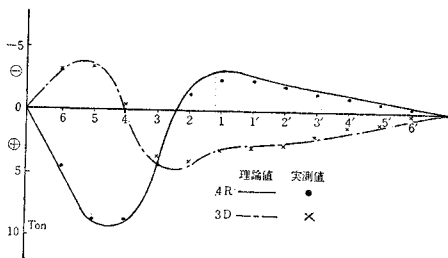


図-6 吊材張力の影響線図（その 1）

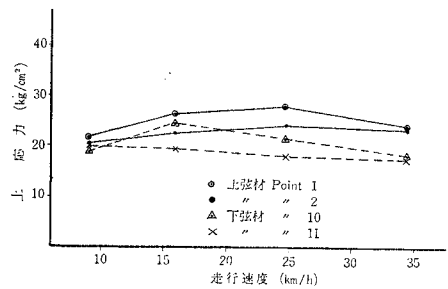


図-9 走行速度と最大応力との関係

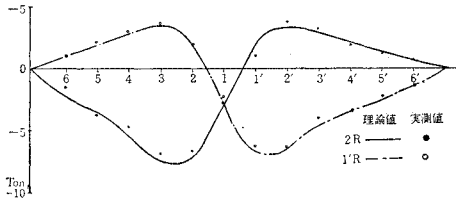


図-6 吊材張力の影響線図（その 2）

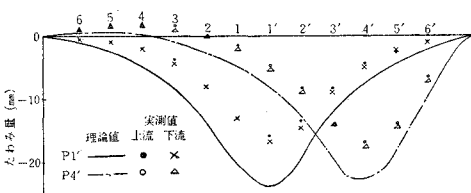


図-7 たわみの影響線図

設計荷重満載時の状態などの条件により、応力状態がかなり大きく変動するため、注意を要する。吊材は、ロックド コイル ロープを用いていること、不静定次数が高い (27 次) ことと理由で、その実測結果がとくに注目されたが、計算値と非常によく一致している。下弦節点のたわみは理論値の約 70~80% になっていて、これも床組、および、床版の協力作用がみられる。

以上の結果より、本橋の解析設計<sup>2), 3), 8)</sup>が妥当なものであったといえよう。

### 5. 走行荷重試験

荷重車 (約 14 t) 1 台を、橋軸中央を 10 km/h, 15 km/h, 25 km/h, 35 km/h と速度を変えて走らせ、おのおの場合における部材応力、ならびに、下弦材のたわみを計測した。計測点を 図-3 に示す。計測結果を、① 走行速度と最大応力との関係、② 走行速度と衝撃係数との関係、③ 走行速度と最大たわみとの関係、としてまとめた。本実験を行なった時点では、路面は未舗装で、床版面は、床版厚を計測する目的で、約 2 m 間隔で鉄筋が立てられていた影響で、かなりの凹凸があり、計測結果は単なる参考値程度にしかならない。したがって 図-8, 9 にその一部を掲載するにとどめる。走行速度が 16 km/h 近傍で共振現象がみられたが、これは、本橋の固有振動のうちの 2 次 (2.185 c/s) が発生したためとみられる (凹凸の間隔が、2 m の場合、2.185 c/s の振動を与える車速は 15.77 km/h となる)。

### 6. 加振試験

起振機 (最大起振力 5 t, 自重 3.2 t) を、橋面上 (支間の中央から 4.150 m 右岸よりの幅員中央に、アンカーボルト 15 本にて床版に固定) にすえつけ、橋体を上下方向に強制振動させた。この強制振動の振動数を、共

振点近傍で 5 r.p.m. 間隔で変化させ、1 次振動より 5 次振動まで強制振動を行なわせ、加速度計により加速度をひろいアンプを介して直視式電磁オシログラフ（ラピコーダー）に記録させた。固有振動数のみでなく、振動モードを得るために、図-10 に示すように、下格材の下流側の格点に加速度計を設置した（添字は計測点番号を示す）。

(1) 理論計算

理論計算は、三菱重工業本社に設置されている IBM 7044 に対して開発された多質点系面内振動解析プログラム<sup>9)</sup>を利用し、固有振動数とモードとを求めた。この理論については、文献 7) を参照されたい。計算に使用

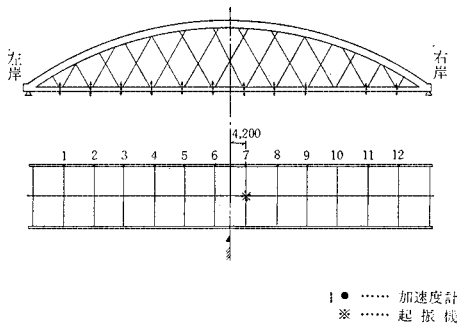


図-10 加速度計および起振機据付図

表-4 構造量諸元

		縦桁を考慮しない場合		縦桁を考慮した場合	
		断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )	断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面 2 次モーメント (cm <sup>4</sup> )
上弦材	Sec 1	533.8	121.0 × 10 <sup>4</sup>	533.8	121.0 × 10 <sup>4</sup>
	Sec 2	420.8	95.67 × 10 <sup>4</sup>	420.8	95.67 × 10 <sup>4</sup>
	Sec 3	455.8	109.8 × 10 <sup>4</sup>	455.8	109.8 × 10 <sup>4</sup>
下弦材	Sec 4	278.6	37.28 × 10 <sup>4</sup>	347.0	43.32 × 10 <sup>4</sup>
	Sec 5	297.8	41.63 × 10 <sup>4</sup>	355.0	46.17 × 10 <sup>4</sup>
吊材	Sec 6	10.2	—	10.2	—

表-5 格点番号および質量

格点番号	質量	格点番号	質量	格点番号	質量	格点番号	質量
1	20.41	9	17.14	17	1.84	25	2.14
2	3.67	10	2.65	18	17.14	26	2.55
3	18.37	11	1.73	19	2.04	27	17.14
4	2.35	12	17.14	20	2.04	28	1.73
5	2.96	13	2.55	21	17.14	29	2.65
6	17.14	14	2.14	22	1.84	30	17.14
7	2.86	15	17.14	23	2.14	31	2.14
8	2.14	16	2.14	24	17.14	32	2.86
						33	17.14
						34	2.96
						35	2.35
						36	18.37
						37	3.67
						38	20.41

単位：kg/sec<sup>2</sup>/cm

した構造諸元を 表-4 に、格点の質量を表-5 に示す。下弦材の断面に縦桁を考慮した場合としない場合の 2 種類の計算を行ない、結果を図-12、表-6 に実験値と併記する。

(2) 実測結果、および、考察

実測データから、各次の振動モードにおける共振曲線を描いたうちから、代表的なものを 図-11 に示す。各次数の固有振動数は、これら曲線のピーク時の振動数である。比較検討のため、過去に計測された、a) 同形式の橋梁、および、b) トラスドランガー桁、c) 垂直吊材に本橋の吊材の断面積の 2 倍を持ち、他の部材の諸元はすべて同一にしたローゼ桁、の固有振動数、および

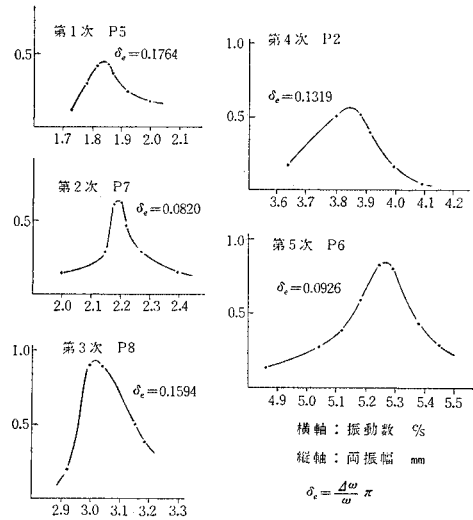


図-11 共振曲線

表-6 固有振動数

橋名	振動次数	実験値	理論値		備考
			縦桁考慮	縦桁無考慮	
安芸大橋	1	1.8525	1.790	1.695	110.0 m 2 等橋
	2	2.185	2.141	2.123	
	3	3.015	2.897	2.878	
	4	3.850	3.785	3.757	
	5	5.260	4.705	4.663	
境川橋	1	1.865	1.805	1.606	98.0 m 2 等橋
	2	2.450	2.448	2.382	
	3	3.560	3.651	3.571	
	4	5.300	5.363	4.950	
山下橋	1	2.130	—	1.791	89.0 m 1 等橋
	2	3.355	—	3.207	
	3	4.880	—	4.679	
	4	6.200	—	5.705	
比較ローゼ橋	1	—	0.534	—	110.0 m 2 等橋
	2	—	1.127	—	
	3	—	2.121	—	
	4	—	3.269	—	
	5	—	4.514	—	

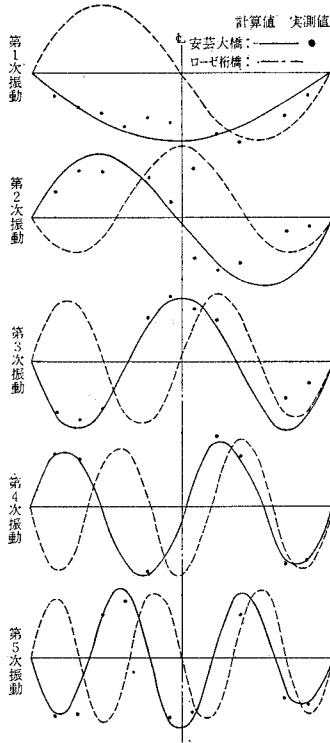


図-12 振動モード

振動モードを、表-6、図-12に併記する。

ニールセン型ローゼ桁は、通常のローゼ桁に比較して振動数が高くなっていることから、橋体の剛度は、かなり高いといえる。おもしろいことは、ニールセン型ローゼ桁でみられる対称1次のモードが通常のローゼ桁ではみられず、最低次モードとして、逆対称1次が現われる。通常のランガー桁、ローゼ桁と、ニールセン型ローゼ桁との断面力の比較を、文献6)で発表しているが、これによると、弦材の軸方向力は三者ともほとんど差はないが、曲げモーメントにおいて著しい差があり、また、吊材の影響線はトラスの斜材に似た性状を示している。これらのことが、ニールセン型ローゼ桁が、振動数に関しても、通常のローゼ桁、ランガー桁と大きく異なる原因となっている。

(3) 対数減衰率

対数減衰率は、図-11の共振曲線を用いて求める方法によった。共振時の振動数  $\omega_i$  ( $i=1, 2, \dots$ ) の時の振幅を  $W_{max}$  とすると、 $W_i = W_{max} / \sqrt{2} = 0.7071 \cdot W_{max}$  になるような  $\omega_i$  の範囲を  $\Delta\omega_i$  とすれば、対数減衰率  $\delta_{ei}$  は、

$$\delta_{ei} = \Delta\omega_i \cdot \pi / \omega_i$$

で求められる。このようにして求めた対数減衰率を、過去に同じようにして求められた同型の橋(ただし、吊材

表-7 各橋の対数減衰率

振動次数	安芸大橋	境川橋	阿保橋	山下橋	山城大橋	子飼橋
1	0.171	0.109	0.168	0.09	0.028	0.07
2	0.070	0.093	0.069	0.041	0.038	0.09
3	0.141	0.141	0.055	0.099	—	—
4	0.112	0.125	0.036	0.206	—	—
5	0.119	—	—	—	—	—
備考	ニールセン型ローゼ $L=110.0$ $TL 14$	ニールセン型ローゼ $L=98.0$ $TL 14$	トラスドランガー $L=59.0$ $TL 14$	トラスドランガー $L=89.0$ $TL 20$	ランガー桁 $L=63.0$ $TL 20$	ランガー桁 $L=57.2$ $TL 20$

はロッドを使用)、ランガー桁、および、トラスドランガー桁との比較ができるように、表-7にまとめて示す。

本橋は、吊材に非抗圧部材(ロープ)を使用しているため、通常のランガー桁、ローゼ桁、吊材にパイプ、H型鋼などの抗圧部材を用いたトラスドランガー桁などより、多少劣ると予想されていたが、表-7のように、逆に、かなりすぐれているということがわかった。これは、トラスドランガー桁の場合にみられたようなトラス作用のほかに、さらに、ロープ素線間のすべりがかなりのエネルギーを吸収するためではないかと思われる。

7. む す び

以上の静的載荷試験、動的載荷試験、ならびに、加振試験から、本橋(ニールセン型ローゼ桁橋)に関して、つぎの結論が得られよう。

- 1) 本橋の設計に用いた理論計算が正しいことが確認できた。
- 2) 本橋の特色とされている、a) 上・下弦材の曲げモーメントが通常のランガー桁、ローゼ桁に比較して著しく減少する、b) 弦材の位置による応力差がわずかである、c) 橋全体としての曲げこわさが大きく、たわみが少ない、などの点がはっきり現われ、確認できた。
- 3) 吊材にロープ(非抗圧部材)を使用しても、ニールセン型ローゼ桁は、十分な剛性、ならびに、減衰性をもつ。
- 4) 完成後の吊材張力の変動値の計測結果より、本形式の橋梁の吊材にロープを使用しても、死荷重による常時張力による応力を十分小さくすれば、クリープ(ロープ、ならびに、鑄込みメダル)現象による悪影響はないといってよい。したがって、ニールセン型ローゼ桁橋の維持管理は、通常のアーチ橋と同程度に考えてよいと結論できよう。

われわれは、この実験報告において、完成後半年、および、1年目に実施された吊材の張力調査がきわめてユニークなものであると思っている。計測誤差の問題はあるが、今後、3年、7年目というように実施していきたいものと考えている。

この報告が、今後、ニールセン型橋梁を設計、製作される方々の参考になれば幸甚である。

おわりに、本橋の計画、設計、実験にあたり、建設省道路局の方々のご理解を賜ったこと、ならびに、名古屋大学工学部 成岡教授のご指導をいただいたことを付記し、謝意を表したい。

#### 参 考 文 献

- 1) 袴田・竹元・能見・山本：安芸大橋(Nielsen System)の計画について、第8回道路会議論文集(1965), pp. 766~779.
- 2) 隠岐・岡山・喜多村・是松：安芸大橋(ニールセン型ローゼ橋)について、第21回土木学会年次学術講演会概要, I-81, 1967, pp. 81-1, 2.
- 3) 田辺・山本：安芸大橋(ニールセン型式)の上部工について、橋梁と基礎, 1.2 (1967.2), pp. 12-16.
- 4) 高木・山本・玉川・清水：安芸大橋の架設, 道路, 323 (1968.1), pp. 42-49.
- 5) 児島・成岡：下路トラス橋における床組の主構との協力作用について、土木学会論文集, 130 (1966.6), pp. 1-6.
- 6) 古賀：安芸大橋(ニールセン型ローゼ桁橋)について、橋梁, 4.2 (1968.2), pp. 26-32.
- 7) 岸田・永井・市場・児島・成岡：トラスドランガー桁の載荷実験, 土木学会誌, 50.11 (1965.11), pp. 27-32.
- 8) 山本・佐竹・是松：Study on Nielsen System Bridge, MITSUBISHI TECHNICAL BULLETIN, No. 21 (1965).
- 9) 藤野・大坂：ニールセン型橋梁の固有振動に関する研究, 三菱重工技報, 3.6 (1966.10), pp. 131-133.
- 10) 田中・平井：鋼橋 III, 1956, pp. 264.
- 11) Stein, P. und H. Wild : Das Bogentragwerk der Fehmarnsundrücke. Stahlbau, 34 (1965), S. 171.

(1969.6.23・受付)