

# 合掌大橋載荷試験報告

## Loading Test on Gatsho Bridge

北島 彰夫 \*  
Akio KITAJIMA  
梅沢 宣雄 \*\*  
Nobuo UMEZAWA

前田研一 \*\*\*  
Ken-ichi MAEDA  
米田昌弘 \*\*\*\*  
Masahiro YONEDA

### 1. まえがき

合掌大橋（旧名：新滝橋）は、富山・岐阜両県境で蛇行した庄川を一般国道156号が横断する位置に、本邦最大級の完全張り出し工法によって架設された山間部には珍しい斜張橋を主体とする橋長440.1mの橋梁であり、昭和51年6月に着工、同54年10月に完成した。本橋の完成によって、延長39.9kmの五箇山地区の一次改築工事はほぼ終了し、雨期における落石、法面崩壊および冬期における豪雪、雪崩などによる長期の交通途絶に悩まされてきた地域住民にとって掛け替えのない安全な生活道路となっている。

本橋は、「飛越七橋」と呼ばれる種々のタイプの橋梁群のうちでもモニュメント的な存在であり、庄川の溪谷美と共に合掌造りの集落や民謡など有形無形の文化財の豊庫である秘境「越中五箇山」「白川郷」の新たな観光資源とすることも考慮し、設計においては、図-1の一

般図に示すように、A型立体ラーメン構造の主塔を有するほぼ対称の2径間斜張橋型式で合掌造りに擬したデザインを採用している。さらに、特異な地形および地質条件を考慮しつつ経済性および施工性などを検討した結果、半島部のRC地中梁を介した2径間非連続桁型式の斜張橋となっている。また、工期および地組場の制約から主桁を2箱桁断面とし、斜張橋特有の風琴振動に対する耐風安定性を風洞実験によって検証して、箱桁配置を決定している。

本橋の設計、施工の妥当性、さらに、完成橋梁の安全性を検証するために、昭和54年10月に静的載荷試験、起振試験、走行試験および強風観測による実橋試験を実施した。

本橋の設計および施工性については、既に一部報告済であり<sup>1)~3)</sup>、さらに、本技報において工事報告がなされている。そこで本文では、実橋試験結果を理論計算値

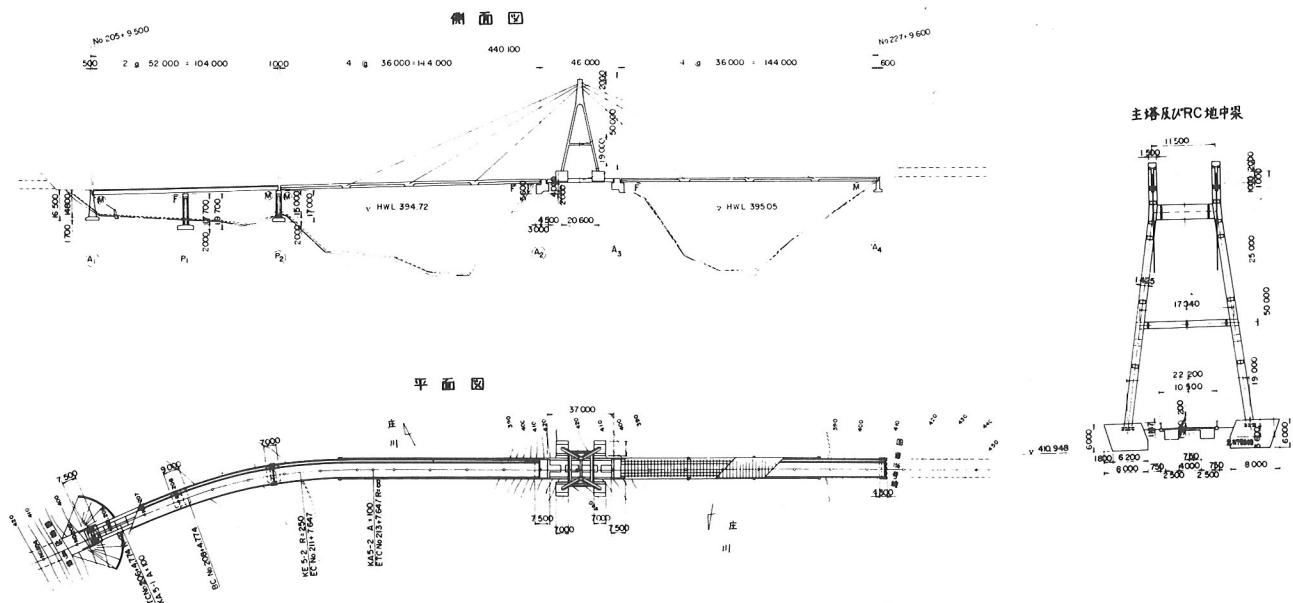


図-1 一般図

4)~8) および既設斜張橋の実橋試験報告 9)~12) と対比させて報告する。なお、本文の一部は、既に報告済である 13)~16)。

## 2. 理論計算要領

### 2-1 計算モデル

図-2, 3 に示す平面、立体骨組モデルに加えて、床版作用を検討するための部分的モデルとして、図-4 に示す鋼床版格子モデルも対象とした。斜張橋特有のケーブルのサグ、横振動の影響を考慮するために、平面骨組モデルでは、直線ケーブル、放物線ケーブルおよび鎖状ケーブルを有する 3 種類の斜張橋モデルを用いた。また、道路橋示方書に基く設計衝撃係数を検討するために、ケーブル定着点を支点とした 4 径間連続梁モデルも用いた。一方、立体骨組モデルでは、直線主桁のみならず、曲線部を考慮した曲線主桁の斜張橋モデルも用いた。なお、可動台については、相対的に摩擦力が大きく、固定となる場合も考えた。

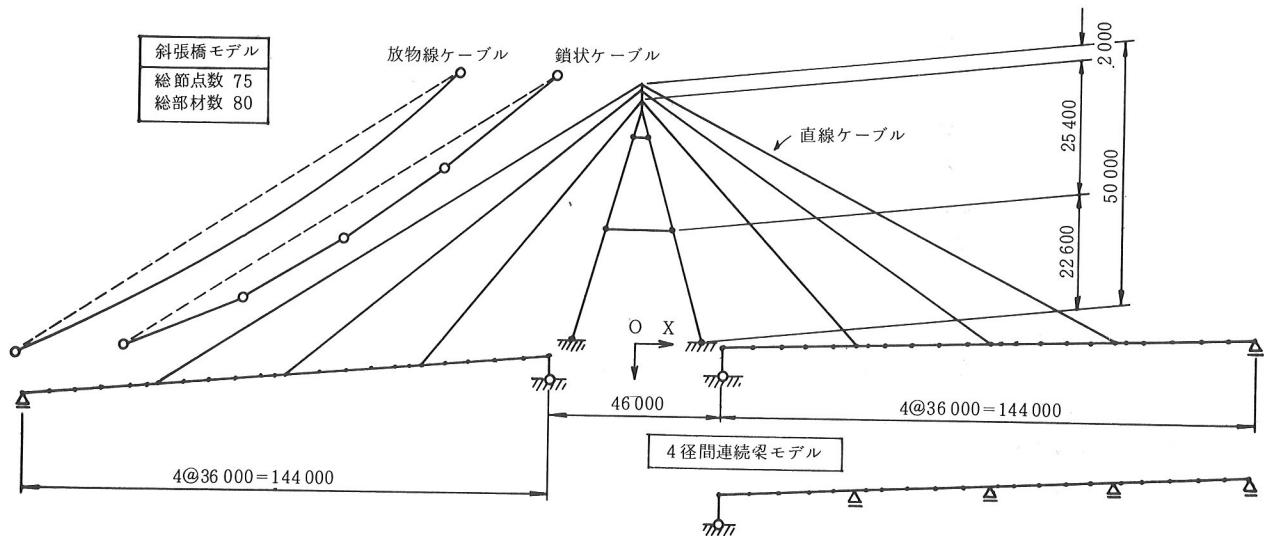


図-2 平面骨組モデル

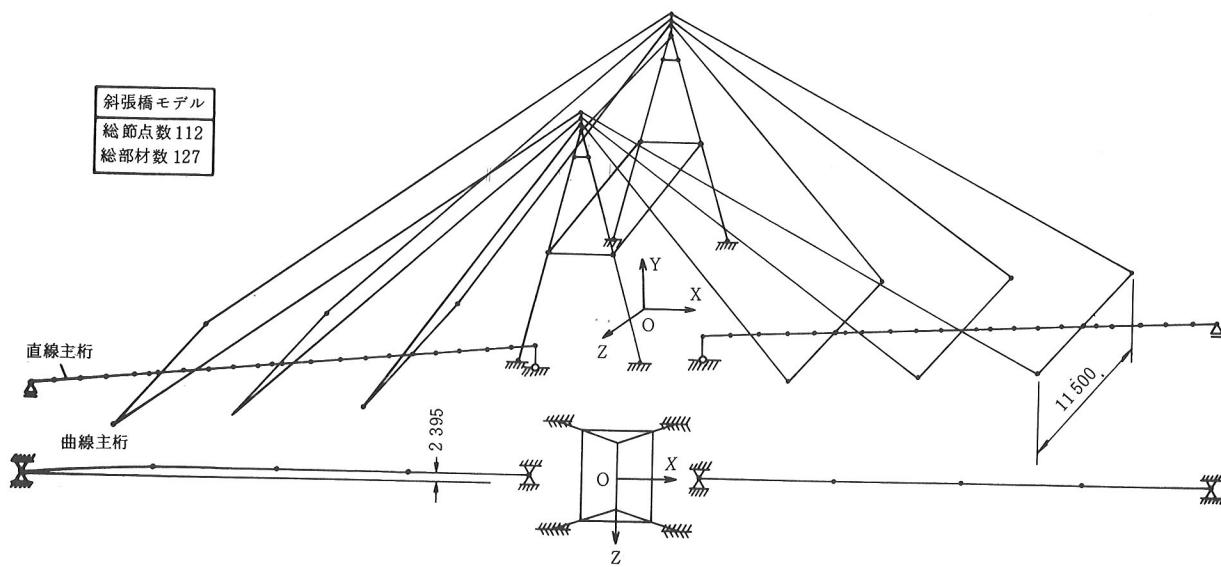


図-3 立体骨組モデル

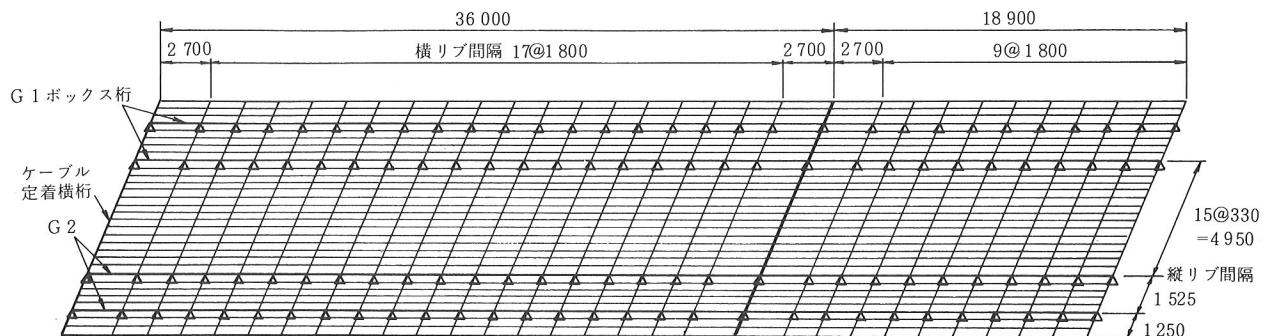


図-4 鋼床版格子モデル

表-1は、設計諸元をもとにした断面諸量の概要である。道路橋示方書に基く主桁フランジの設計有効幅を検討するために、全幅有効断面のみならず、完成系有効幅断面の主桁の断面諸量も用いた。ただし、主桁剛性には、横桁、横リブ、添接板および舗装、地覆、分離帯などの剛性は考慮していない。

死荷重および質量については省略するが、主桁の回転

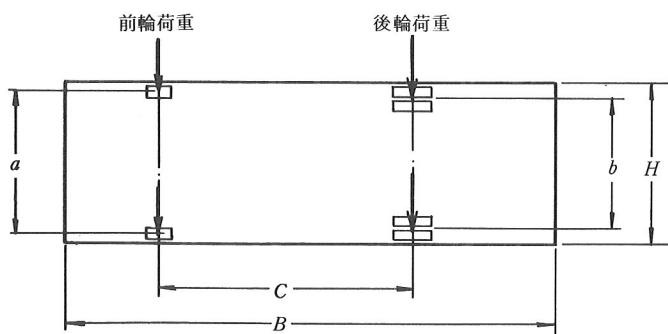
慣性の算出にあたっては、ねじれ中心回りと、重心回りとの、両者の場合を考えた。

さらに、図-5は、静的活荷重および走行荷重モデルである。荷重自身の動的特性を考慮できるように、走行荷重モデルとしては、単なる集中荷重とした場合と、減衰定数、ばね定数を定めたバネ上支持荷重とした場合との、両者の場合を考え、平滑走行させた。

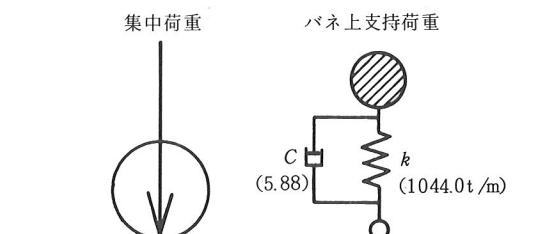
表-1 断面諸量

(1 / Bridge)

	A ( $m^2$ )	I X ( $m^4$ )	I Z ( $m^4$ )	E ( $t/m^2$ )
主桁(完成系有効幅)	0.3403 ~ 0.4690	0.1055 ~ 0.1754	0.1885 ~ 0.2992 (0.1861 ~ 0.2571)	$2.1 \times 10^7$
主塔	0.2318 ~ 0.2768		脚柱部 0.074 独立柱部 0.258	$2.1 \times 10^7$
下、中、上段ケーブル	0.02040, 0.02776, 0.03584			$1.6 \times 10^7$



静的活荷重モデル



走行荷重モデル

図-5 静的活荷重および走行荷重モデル

## 2-2 理論解析法

表-2に示す種々の名称の解析法を計算モデルに適用し、理論計算値を求めた。静的解析に加えて、固有振動および動的応答解析も実行し、固有振動数、固有振動モ

ード、動的増幅率などの値も求めた。また、斜張橋特有の非線形性を考慮するために、微小変形理論のみならず、有限変形理論に基づく解析も行った。

表-2 理論解析法

解 析 法		計 算 モ デ ル						
理 論	名 称	ケーブル形状	主 桁		可動荷	回 帧 性	活荷重	
			形 状	断 面				
静的 解 析	微小変形	SL-P1	平面 骨組	S C	A D	M S	—	C L
		SL-P2			P D			
	有限変形	SN-P3	S C	S G	P D	M S	—	C L
		SN-P4	P C					
固有振動 解 析	微小変形	SL-S1	立体 骨組	S C	S G	A D		
		SL-S2				P D	M S	—
		SL-S3						C L
	微小変形	SL-G1	格子	—	S G	P D	—	—
動的応答 解 析	微小変形	EL-P1	平面 骨組	S C	S G	A D	M S	—
		EL-P2				P D		
	線形化	EN-P3	S C				M S	—
	有限変形	EN-P4	LC	S G		A D		
		EN-P5				F S		
動的応答 解 析	微小変形	EL-S1	立体 骨組	S C	S G	A D		
		EL-S2				P D	M S	—
		EL-S3						S I
		EL-S4	S C		CG	A D		—
		EL-S5				F S	G I	
動的応答 解 析	微小変形	DL-P1	平面 骨組	N C	S G	P D	M S	—
		DL-P2		S C				C L
	線形化	DN-P3	S C		S G	P D	M S	—
	有限変形	DN-P4	LC					K L
		DN-P5						

記号 SC : 直線  
SC : 放物  
LC : 鎮状  
NC : (連続梁)  
SG : 直線  
CG : 曲線  
AD : 全幅有効  
PD : 完成系有効幅  
MS : 可動  
FS : 固定  
SI : ねじれ中心回り  
GI : 重心回り  
CL : 集中  
KL : パネ上支持

### 3. 静的載荷試験

#### 3-1 試験要領

荷重載荷は砂利を満載した総重量20t/台のダンプトラックによって行い、図-6に示す節点①～⑩に載荷した。岐阜側主桁の節点①～⑦には2台2列の主桁中心載荷および4台1列の車道側偏心載荷の14ケース、そして、富山側主桁上の節点⑧～⑩には2台2列の主桁中心載荷の3ケース、合計17の載荷ケースである。また、主桁、ケーブルの表面温度および外気温の測定結果を参照しながら、補正を目的とした空載荷時の測定も隨時実施した。

測定は次の項目について行った。

- 1) 主桁静たわみ測定
- 2) 主桁静ひずみ測定
- 3) ケーブル張力測定

たわみ測定については、図-6に示す測定位置の高欄に鉛直に取付けた標尺を視準し、鉛直たわみの変化量を測定した。正確を期すために、本試験では、レベル視準者は視準補助者が標尺上を移動させた一部黒塗り名刺を視準し、伝達を受けた視準補助者が数値を読み取った。

静ひずみ測定については、図-6に示す測定位置に歪ゲージを貼付し、温度変化の影響ができるだけ少なくするためアクティブゲージとダミーゲージとでブリッジ

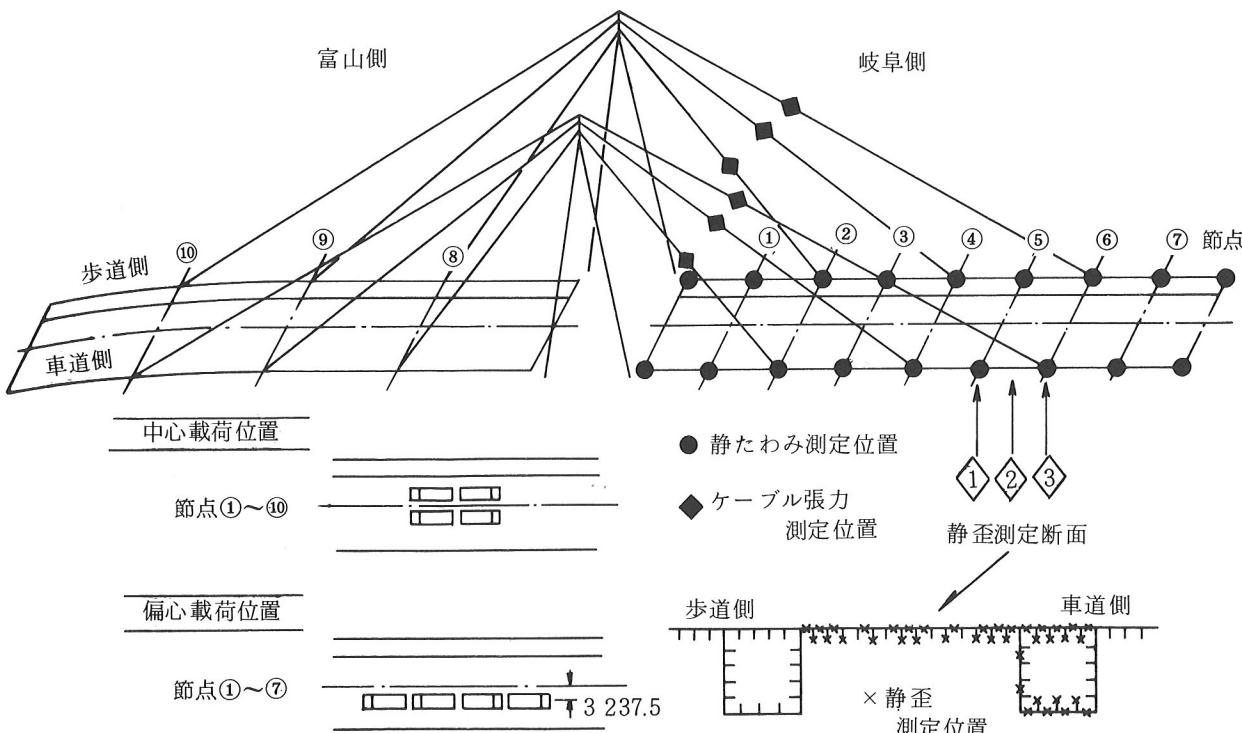


図-6 静的載荷試験の載荷位置と測定位置

回路を構成して、2ゲージ法で測定した。なお、測定に先立っては、ならし載荷を実施した。

ケーブル張力測定については、歪型加速度計を図-6に示すケーブルバンド上に取付け、強制外力を加えてケーブルに自由振動を与える、動歪測定器で增幅して、ペン書きオシログラフなどでモニターしながら、アナログ記録をデータレコーダに記録した。

### 3-2 データ処理要領

静たわみ測定によって得られたデータは、温度による影響の補正を目的として、次のように処理した。

- 1) 注目した載荷ケースの測定値について、前後の空載荷時の測定値を線形補間し、たわみ測定値からの差を求め、静たわみ値とした。
- 2) 同じ載荷ケースについて、複数回の測定値がある場合は、1)によって求めた静たわみ値の単純平均を最終的な静たわみ値とした。

なお、各測定値は、レベル規準に伴なう誤差を除去するため、岐阜側支間中央点における歩道側および車道側の各両面に取付けられた標尺の読み値の平均値に対応して前もって補正してある。

また、主桁静ひずみ測定によって得られたデータも温度による影響の補正を目的として、静たわみ測定の場合と同様な方法で処理した。ただし、各測定値は、次式により前もって補正してある。

$$\epsilon = \frac{K_u}{K_G} \cdot \frac{R + R'}{R} \cdot \epsilon_0 \quad (1)$$

ここに、

$\epsilon$  : 補正後の修正値

$\epsilon_0$  : 補正前の測定値

$K_u$  : 静歪計にセットしたゲージ率

$K_G$  : 歪ゲージのゲージ率

$R$  : 歪ゲージのゲージ抵抗

$R'$  : リード線の全抵抗（往復）

最後に、ケーブル張力測定によって得られた加速度記録については、A/D変換器によってデジタル化した後、スペクトル解析を行って、加速度パワースペクトルを求め、ケーブルの自由振動の1次共振振動数（これについては後述する）を読み取った。ケーブルの減衰定数は十分に小さいので、これを1次の固有振動数とみなしても差し支えない。それゆえ、読み取った1次共振振動数を次式に代入して求めた値を、ケーブル張力の測定値

とした。

$$T = \frac{A \cdot r}{g} (2\ell \cdot f)^2 \quad (2)$$

ここで、 $T$ は張力、 $\ell$ は弦長、 $f$ は振動数、 $A$ は断面積、 $g$ は重力加速度、 $r$ は密度である。

なお、スペクトル解析に用いた加速度データは、次式により前もって補正してある。

$$a = \frac{R + R'}{R} \cdot a_0 \quad (3)$$

ここに、

$a$  : 補正後のデータ

$a_0$  : 補正前のデータ

$R$  : 歪型加速度計のゲージ抵抗

$R'$  : キャップタイヤコードの全抵抗（往復）

さらに、温度変化による補正については、静たわみおよび静ひずみ測定と同様に行つた。

### 3-3 測定値と理論値との比較および考察

静的載荷試験によって得られた測定結果の一部を図-7と図-8、および、表-3に示す。

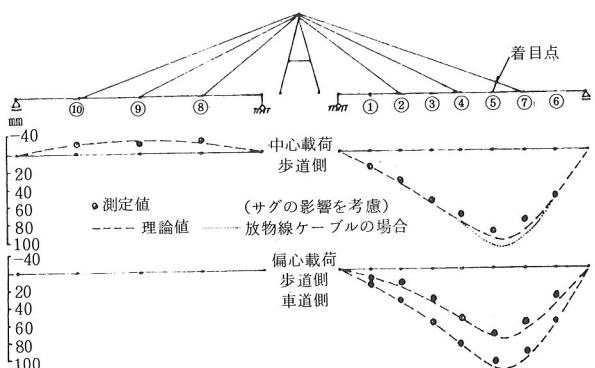


図-7 主桁静たわみ影響線の測定値と理論値

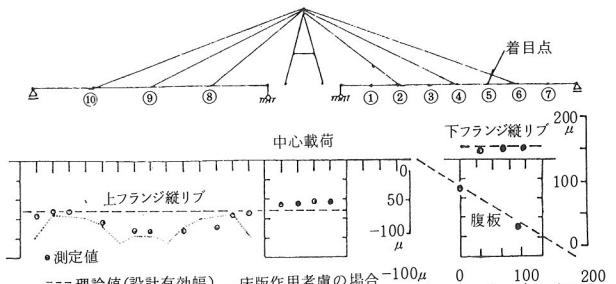


図-8 主桁最大静ひずみ分布の測定値と理論値

表-3 ケーブルの最大張力の測定値と理論値

			測定値(t)	理論値(t)
中心載荷	下段	歩道側	56.	48.
	ケーブル	車道側	59.	48.
	中段	歩道側	76.	55.
	ケーブル	車道側	61.	55.
	上段	歩道側	33.	46.
	ケーブル	車道側	34.	46.
偏心載荷	下段	歩道側	36.	27.
	ケーブル	車道側	75.	60.
	中段	歩道側	41.	31.
	ケーブル	車道側	78.	68.
	上段	歩道側	23.	28.
	ケーブル	車道側	57.	59.

図-7は、最大たわみを生じる位置を着目点とした主桁静たわみ影響線の測定値と理論値である。この図を参照すれば、測定値は設計に用いた直線ケーブル斜張橋モデルの理論値とほぼ一致していることが判る。一方、放物線ケーブルとした場合の理論値に対しては、最大たわみおよび影響線面積で最大5%程度小さくなっていることから、実橋の剛度が所定の設計剛度を充分に保持していると判断できる。この剛度増加の原因としては、理論解析に際して、横桁、横リブ、添接板および舗装、地覆、分離帯などの剛性を無視したためと考えられる。なお、全幅有効断面と設計有効幅との差異、初期ひずみ、および、曲線主桁などの影響は、理論計算値においてほとんど見られなかった。

次に、図-8は主桁静ひずみ測定値と理論値とを比較したものである。この図からは、シア・ラグ現象の把握までは不可能であるが、設計有効幅および鋼床版設計法による応力照査が充分に安全側であることが確認できる。なお、本文では省略したが、偏心載荷の場合、静歪分布にはそり振りモーメントによる影響が見られた。しかし、現在の設計法では何ら支障となるものではない。

さらに、表-3はそれぞれのケーブル取付位置で、活荷重を中心載荷および偏心載荷させた場合に生じたケーブルの最大張力の測定値と理論値である。この表から、死荷重張力をも考慮して考えれば、測定値は充分な精度で求まっており、理論値と良く一致していることが判る。

一方、表-4に示す主桁基準キャンバーの測量結果からは、温度による変動を考慮に入れても、施工管理が妥当であったと判断できる。また、表-5に示すプレスト

レスを含むケーブル完成時張力については、温度による変動を考慮に入れても最大10%程度の導入誤差であり、±10%の張力導入誤差を容認した設計方針および施工管理が妥当であったと判断しても良いと思われる。

表-4 主桁基準キャンバー測量結果と設計値(m)

		固定沓	②	④	⑥	可動沓
測定値	歩道	0.	0.261	0.468	0.662	0.860
	車道	0.	0.260	0.467	0.664	0.860
クリープ開始時設計値		0.	0.275	0.494	0.697	0.860
クリープ収束時設計値		0.	0.256	0.457	0.659	0.860

表-5 ケーブル完成時張力測定結果と設計値

		設 計 値 (t)		
		測定値(t)	クリープ開始時	クリープ収束時(振動数)
下段	歩道側	229.	218.	220.(0.964)
ケーブル	車道側	234.	218.	220.(0.964)
中段	歩道側	319.	291.	297.(0.706)
ケーブル	車道側	300.	291.	297.(0.706)
上段	歩道側	558.	506.	493.(0.613)
ケーブル	車道側	548.	506.	493.(0.613)

なお、本試験では精度上の問題から測定しなかったが、本橋特有の水平固定沓の反力については、架設途中の各段階でのコンタクトゲージによる測定結果を用いて、安全性の検証を行った。そして、その結果からは、非連続桁斜張橋型式なる型式が施工上において特に困難なものではなく、本橋のような支承構造および施工管理を採用すれば、ほぼ設計通りの完成系を得ることが可能であると判断できた。

#### 4. 振動試験

##### 4-1 試験方法

###### 4-1-1 起振試験

起振試験は起振機（土木研究所所有双子型、最大起振力2.0t/台、2Hz）を岐阜側および富山側径間の上段ケーブル定着点に設置した。連結桿で結ばれた2台の起振機を同位相および逆位相で回転して、鉛直加振およびねじれ加振を行い、図-9に示す各位置において、桁の鉛直変位と加速度、主塔の水平加速度を測定した。図-10には測定方法を示す。また、共振点では急停試験も実施した。測定された変位と加速度から、鉛直方向加振の場合は単位加振力1.0ton、ねじれ加振の場合は単位加振力1.0tm当たりの変位の共振曲線を描き、各測定加速度の位相から固有振動モードを求めた。

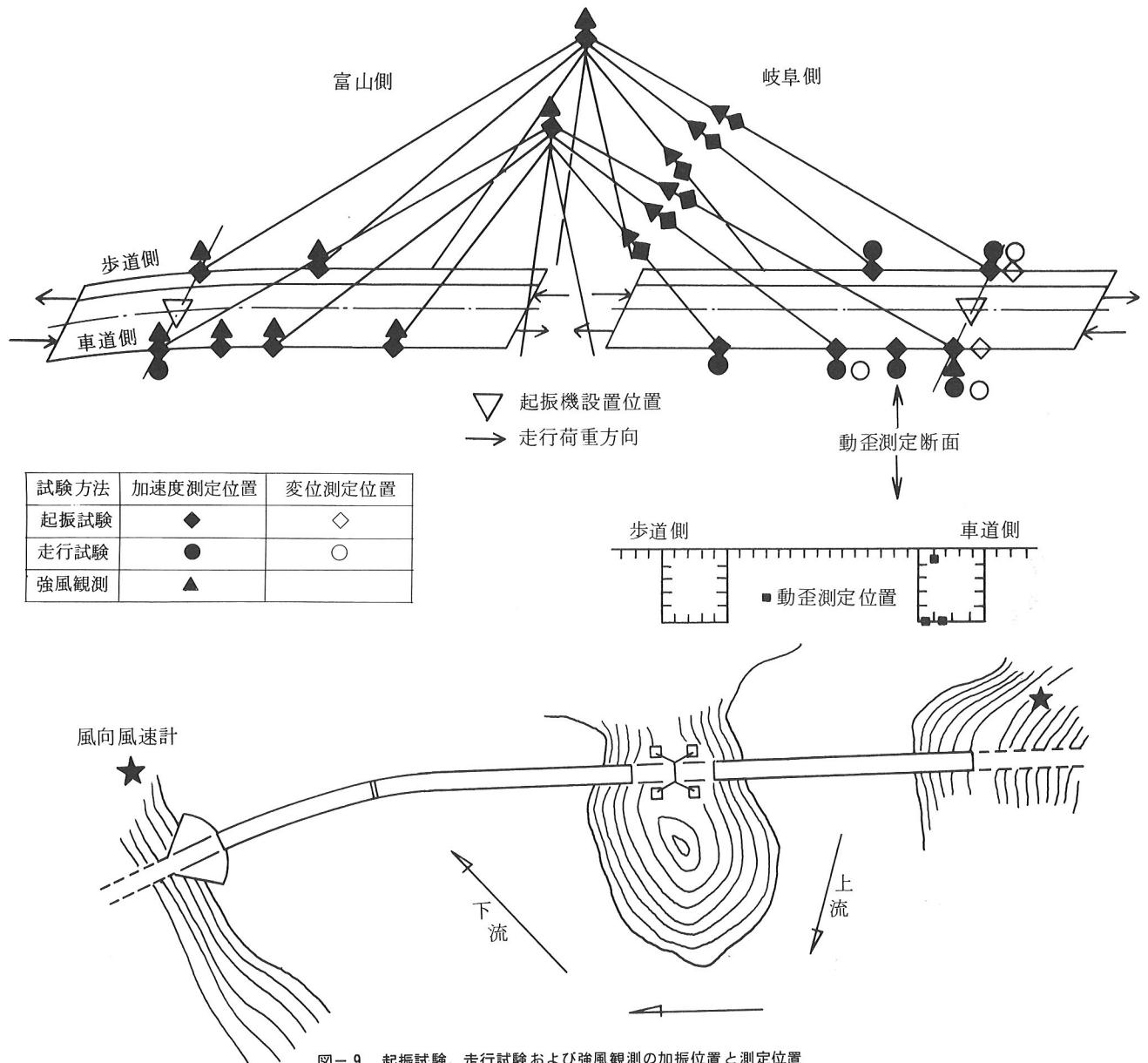
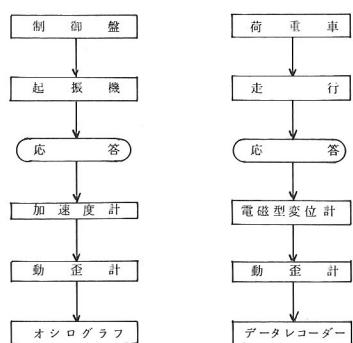


図-9 起振試験、走行試験および強風観測の加振位置と測定位置



#### 図-10 測定方法

得られた共振曲線の形状より共振振動数（これを固有振動数とみなす）と減衰定数を求める。図-11に示すように、共振振動数は曲線の頂点に対応する振動数である。また、減衰定数は共振振動数  $f$  Hz における振幅  $x_{max}$  に 対して

$$x = \frac{x_{max}}{\sqrt{2}} \quad (4)$$

に対応する振動数の差を $\Delta f$ とすれば、対数減衰率 $\delta$ 、減衰定数 $h$ は次式より求められる。

$$\delta = \pi \frac{\Delta f}{f} \quad (5)$$

$$h = \frac{1}{2} \frac{\Delta f}{f} \quad (6)$$

なお、今回の減衰定数の計算にあたっては、粘性減衰のある強制振動の理論式を用い、振動数と振幅から最小二乗法を用いて共振曲線を仮定して求めた。

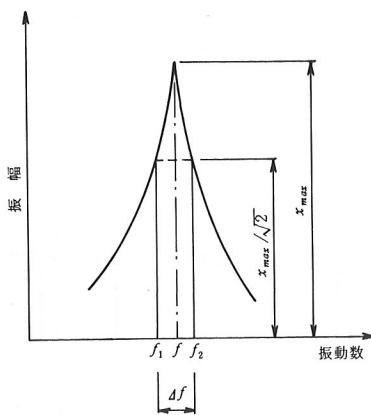


図-11 共振曲線から共振振動と減衰定数を求める方法

一方、急停試験によって、図-12に示すような減衰自由振動波形が得られたとすると、この記録から減衰定数を計算するには次のようにする。まず、倍振幅を  $m$  番目ごとに読み取りこれらを  $w_1, w_2 \dots, w_N$  とする。次に横軸に  $N$ 、縦軸に  $\log w_N$  をとって片対数方眼紙に記入する。 $N$  と  $\log w_N$  は直線関係にあり、その勾配  $\tan \theta$  が対数減衰率の  $m$  倍となっている。それゆえ、対数減衰率  $\delta$  と減衰定数  $h$  は次式より求めることができる。

$$\delta = \frac{\tan \theta}{m \log_{10} e} \approx 2.303 \frac{\tan \theta}{m} \quad (7)$$

$$h = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}} = \frac{\delta}{2\pi} \quad (8)$$

なお、今回は  $N$  と  $\log_{10} w_N$  の直線関係を最小二乗法を用いて求めた。

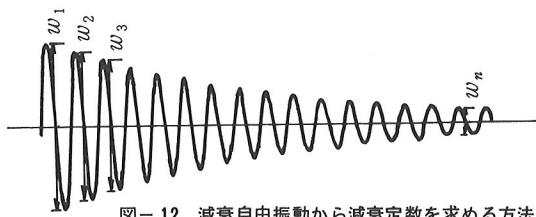


図-12 減衰自由振動から減衰定数を求める方法

#### 4-1-2 走行試験

走行車は砂利を満載した総重量約20ton/台のダンプトラック2台で、主軸中心線上を1台単独走行及び2台連行走行させた。岐阜側主軸は、塔→岐阜、岐阜→塔の2方向に、5, 10, 20, 30, 40, 50km/hの単独走行および10, 20, 30km/hの速度で車頭間隔18m, 36mについて連行走行させた計24ケースを行った。また、富山側主軸上については、塔→富山、富山→塔の2方向に5, 20, 40km/hで単独走行させた6ケースであり、合計30の走行ケースを行った。なお、走行にあたっては、ストップウォッチによる実走行時間の計測、目視による車頭間隔の確認も行った。上述の各走行ケースに対して図-9に示す測定位置で、鉛直変位と加速度を測定した。ま

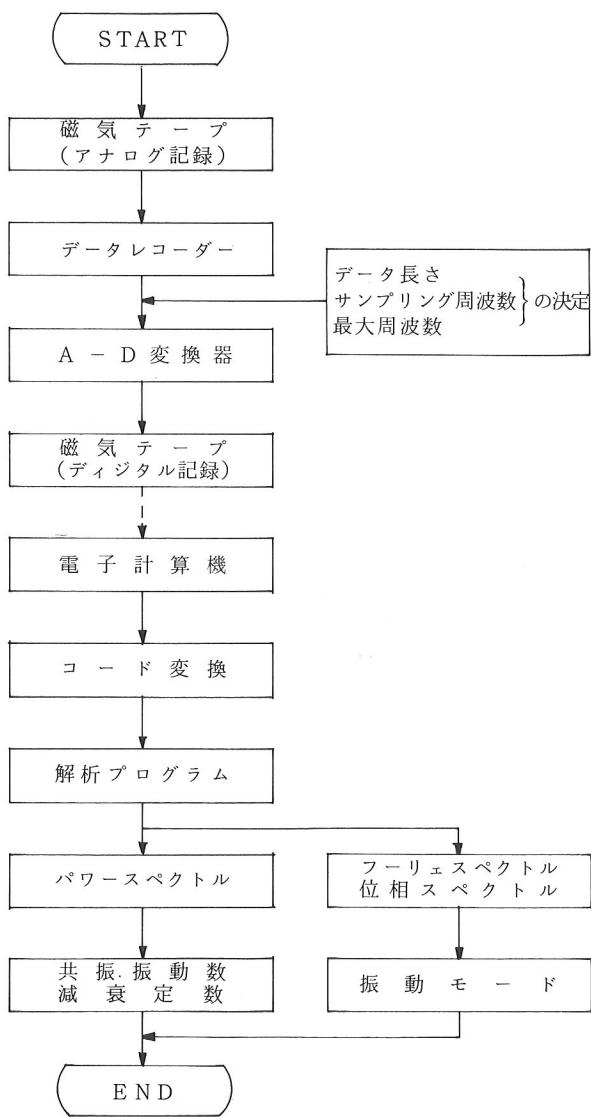


図-13 不規則振動解析ブロックチャート

た、動的ひずみ増幅率を算定するために、動ひずみ測定も行った。

走行試験からは、図-10に示す測定方法により加速度記録が得られた。そして図-13に示すプロットチャートに従い、スペクトル解析した。なお、今回の解析では、データレコーダーに記録されているアナログ記録を、時間間隔 0.02 sec データ数 4,096 個又は 2,048 個でデジタル化した。

得られたフーリエスペクトルと位相スペクトルから、振動モードが求められる。また、図-14に示すようなパワースペクトルが得られたとすれば、次のようにして共振振動数と減衰定数を求めることができる。

#### 1) パワースペクトルの極大値がとれる場合

共振振動数は極大値を示す振動数であり、減衰定数はパワースペクトルの極大値の $\frac{1}{2}$ なる点の振動数を $f_1$ ,  $f_2$  ( $f_1 < f_2$ ) とすれば次式より求められる。

$$h = \frac{A}{2} \left( 1 - \frac{3}{8} A^2 \right) \quad (9)$$

$$A = \frac{f_2^2 - f_1^2}{f_2^2 + f_1^2}$$

#### 2) パワースペクトルの極大値がとれない場合

パワースペクトルの直線をそのまま延長するとその交点の横軸が共振振動数であり、縦軸をパワースペクトルの極大値とみなして、1)と同じ方法により減衰定数を求める。

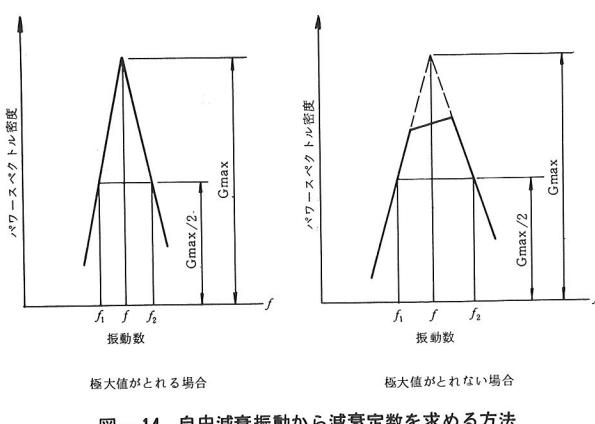


図-14 自由減衰振動から減衰定数を求める方法

#### 4-1-3 強風観測

本橋の振動試験の実施中、10月19日に台風20号の直撃を受けたために急拵強風観測を行い、強風時の振動特性

に関する資料を得ることができた。風向風速計は、岐阜側および富山側の2箇所に設置しており、測定位置は図-9に示す通りである。

台風20号は早朝より次第に風雨が強くなり、9時過ぎには一時弱くなつたが、14時頃から15時半頃まで最も強く吹き荒れ、その後は少し弱まり、風雨は夜半まで続いた。特に、岐阜側に設置された風向風速計には14時45分に瞬間最大風速 31.0 m/sec が記録された。第1回目の測定は最も風雨の強かった14時30分前後に約10分間、第2回目の測定は多小風雨の弱くなった15時過ぎに約25分間実施した。この記録を時間間隔 0.025 sec, データ個数 4,096 個でデジタル化して走行試験の場合と同様にしてスペクトル解析を行い、パワースペクトルから共振振動数と対数減衰率を求めた。

#### 4-2 測定値と理論値との比較および考察

##### 4-2-1 固有振動数

本橋の共振振動数は、岐阜側および富山側の起振試験、岐阜側の走行試験、並びに富山側の強風観測から得られた。強風観測によるパワースペクトルの一例を図-15に示す。また、それぞれの振動試験から得られた測定結果を表-6に示す。これらから本橋は、鉛直たわみ逆対称1次振動が卓越していることが判る。今回の測定に用いた各方法には一長一短があるが、表-6から判るように各測定値の間にはあまり差がないので、これらの平均値を本橋の固有振動数とみなした。また、この表-6には理論計算値も併せて載せてあるが、表-2に示した種々の解析モデルを比較検討した結果、次に述べるモデルが適当であると考えて解析した。すなわち、鉛直たわみ振

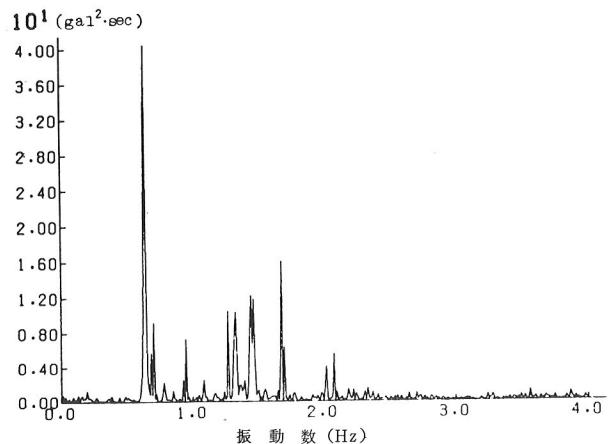


図-15 パワースペクトル (中段ケーブル定着点・歩道側)

表-6 共振振動数

次数	振動モード	起振板	試験	走行試験	強風類似	測定値	計算値		測定値
							平面骨組	立体骨組	
1	鉛直たわみ振動 逆対称1次	0.643	0.629	0.636	0.638	0.64	0.572	0.553	1.113
2	上段ケーブル 卓越振動	0.660		0.662	0.654	0.66	※0.622 0.627		1.054
3	中段ケーブル 卓越振動	0.743		0.748	0.742	0.74	※0.699 0.719		1.049
4	鉛直たわみ振動 対称1次	0.933	0.930	0.930	0.925	0.93	0.830	0.804	1.120
5	下段ケーブル 卓越振動			0.998	0.991	0.99	※0.963 0.978		1.025
6	鉛直たわみ振動 逆対称2次	1.313	1.301	1.284	1.357	1.31	1.206	1.204	1.090
7	鉛直たわみ振動 対称2次	1.426	1.394	1.436	1.407	1.42	1.242	1.266	1.140
8	ねじれ振動 逆対称1次	1.700	1.693	1.705	1.680	1.69		1.354	1.251
9	面外たわみ振動 対称1次							1.630	
10	面外たわみ振動 逆対称1次							1.635	
11	ねじれ振動 対称1次		1.927	2.019	1.97		1.713	1.152	
12	鉛直たわみ振動 逆対称3次		※※ 2.221	※※ 2.246	※※ 2.23	1.858	1.845	※ 1.197	
13	鉛直たわみ振動 対称3次					1.874	1.906		
14	ねじれ振動 逆対称2次		2.959	2.935	2.97		2.611	1.138	
15	ねじれ振動 対称2次		3.034		3.03		2.633	1.152	

\*上段(富山側)、下段(岐阜側)。計算値は両者の平均  
\*\*岐阜鉛直たわみ振動3次  
\*\*\*計算値は逆対称3次と対称3次の平均  
\*\*\*\*塔の面外振動が造成

測定値と計算値の比較は鉛直振動については平面骨組、ねじれ振動については立体骨組の値を用いる。ケーブル卓越振動については岐阜側と富山側の平均値を用いる。

動の計算に用いた平面骨組モデルについては、主桁断面は全幅有効、岐阜側および富山側の可動部は固定(計算上は可動としても固定としても大差ないが、今回の測定範囲では摩擦が大きいと考えて固定)とした。また、測定結果から、ケーブルが卓越する振動(これについては後述する)が見られたので鎖状ケーブルを考え、線形化有限変形理論を用いた。

一方、ねじれ振動に用いた立体骨組モデルについては、主桁断面を全幅有効にし、曲線桁の影響も考慮した。また、可動部は固定と考え、ねじれ中心を重心位置と仮定して微小変形理論を用いた。

次に、測定値と計算値の比較を表-7に示す。この結果によれば、鉛直たわみ振動の固有振動数については、

表-7 固有振動数・測定値と計算値の比較

振動モード	鉛直たわみ振動	ねじれ振動
	測定値 / 計算値	測定値 / 計算値
逆対称1次	1.113	1.251
対称1次	1.120	1.152
逆対称2次	1.090	1.138
対称2次	1.140	1.152
3次	1.197	—
1-2次平均値	1.116	1.173
1-3次平均値	1.132	—

測定値は計算値に対して今回測定した1-3次振動では、9.0-19.7% (平均で13.2%) 高くなっている。また、1-2次の低次振動のみを比較してみても9.0-14.0% (平均で11.6%) 高くなっている。一般的に、設計値を用いて固有振動数を計算すると5-20%高い傾向になるので、本橋についてもほぼ妥当な値が得られたものと判断できる。

計算値に比べ測定値が高くなかった原因としては、

- 1) 舗装や地覆・縁石の剛度
- 2) ケーブル定着部横桁の剛度
- 3) 添接部の断面増加

等による剛度の増加が影響しているものと考えられる。

一方、ねじれ振動についても、今回測定した1-2次振動について比較してみると、測定値は計算値に対して13.8-25.1% (平均で17.3%) 高くなっている。これは鉛直たわみ振動の結果よりも高いが、この原因としては、

- 1) 横リブによる格子桁としての影響
- 2) 2主桁を1本の梁に置換したモデル化の影響

等がさらに加わったためと考えられる。

表-8 既設斜張橋の固有振動数および対数減衰率

橋名	振動モード	固有振動数(Hz)		対数減衰率		橋梁の概要
		たわみ振動	ねじれ振動	たわみ振動	ねじれ振動	
北道大橋	対称1次	0.58	1.66	0.05	0.035	橋長85+215+85
	逆対称1次	0.92	2.94	0.045	0.03	幅員10.4
	対称2次	1.38	—	—	—	A型タワー、2面吊り
荒川大橋	逆対称2次	1.62	—	—	—	
	対称1次	0.75	1.45	0.024	0.032	橋長60.5+160+60.5
	逆対称1次	1.25	2.80	0.034	—	
	対称2次	1.91	4.24	—	—	幅員17.9
	逆対称2次	2.41	—	—	—	1面吊り
木広大橋	対称3次	2.83	—	—	—	
	逆対称3次	5.36	—	—	—	
	対称1次	0.472	1.446	0.0305	0.0158	橋長111+250+111
	逆対称1次	0.712	2.888	0.0183	0.0559	幅員18.5
	対称2次	1.069	4.444	0.0180	—	1面吊り
水郷大橋	逆対称2次	1.264	6.712	0.0154	—	
	対称3次	1.616	—	0.0122	—	
	逆対称3次	2.094	—	—	—	
	1次	0.454	1.655	0.0685	0.0575	橋長178.9+111.6
	2次	0.852	2.978	0.0371	0.0571	
	3次	1.256	4.453	0.0402	0.1061	幅員20.5
	4次	2.026	5.630	0.0639	0.0601	1面吊り
合掌大橋	5次	2.558	6.750	0.0775	0.0901	
	6次	3.582	—	0.0629	—	
	7次	4.589	—	0.0826	—	
	逆対称1次	0.64	1.69	0.084	0.034	橋長144+46(地中梁)+4144
	上段ケーブル卓越	0.66	—	0.075	—	幅員10.5
	中段ケーブル卓越	0.74	—	0.065	—	主塔・橋脚A型
	下段ケーブル卓越	0.99	—	0.046	—	幅員門型
逆対称2次	1.31	2.97	0.066	0.019	—	2面吊り
	対称2次	1.42	3.05	0.072	0.026	
	3次	2.23	—	0.023	—	

今回の測定の特長としては、ケーブルが卓越する振動（以下ケーブル卓越振動と呼ぶ）が見られたことである。ケーブル卓越振動は初期張力によって左右されるが、今回の測定値は、完成時のケーブル張力測定時の固有振動数と完全に一致した。また、最低次の固有振動数が設計時より高くなつたこともあり、上段ケーブル卓越振動が最低次の固有振動数に近くなつた。

最後に、本橋と既設の桁型式斜張橋の固有振動数を比較して表-8に示す。一般に、桁型式斜張橋の場合、固有振動数は振動次数により多少異なるが、径間長が長くなるにつれて小さくなる傾向がある。これに対して本橋は、支間に比べてやや小さい固有振動数を示していることが判る。この原因としては、塔が設計時に期待したほど剛ではなく、独立塔としては比較的柔であることと、反対側の径間が影響しているためと考えられる。

#### 4-2-2 固有振動モード

測定した鉛直たわみ振動モードとねじれ振動モードを理論計算値と比較して図-16および図-17に示す。ただし、測定値としては直接振幅を測定した起振試験の値を用いたが、ねじれ振動対称1次以上の中次振動については、走行試験と強風観測の卓越振動に対応するフーリエスペクトルと位相スペクトルから求めた。

これらの図から、鉛直たわみ振動モードとねじれ振動モードの測定値は、理論計算値と良く一致していることが判る。

また、本橋の特長として、ケーブル卓越振動が見られると述べたが、これらの振動モードはその前後の桁の振動モードになっている。すなわち、上段ケーブル卓越振動が逆対称1次、中段ケーブル卓越振動が対称1次、下段ケーブル卓越振動が逆対称2次である。

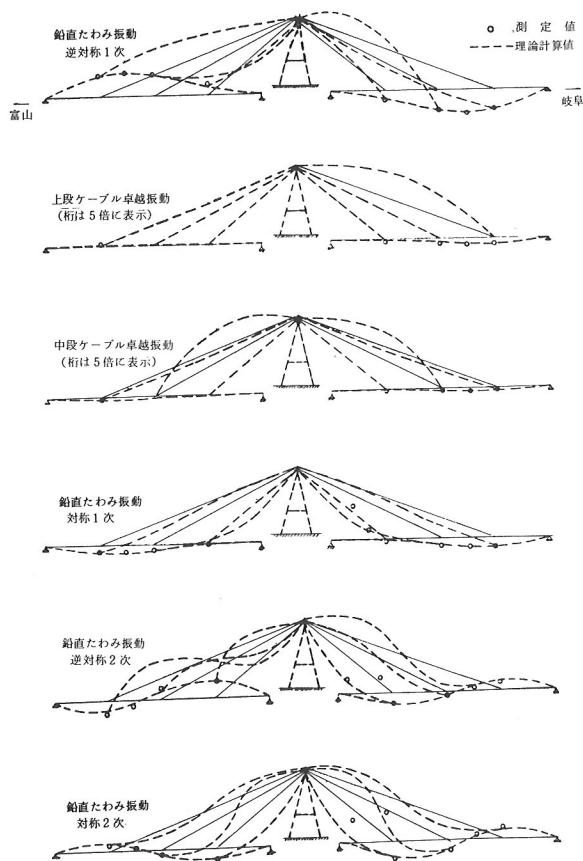


図-16 鉛直たわみ固有振動モード

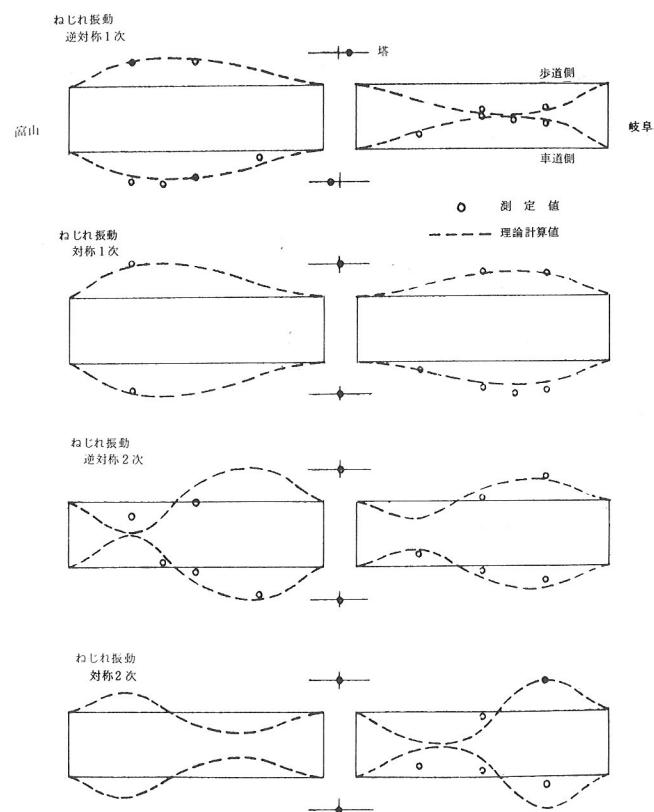


図-17 ねじれ固有振動モード

#### 4-2-3 主桁の対数減衰率

本橋の減衰定数は、岐阜側および富山側の起振試験、岐阜側の走行試験並びに富山側の強風観測から得られた。今回の測定に用いた各方法には一長一短があり、また、測定点および各測定法によりデータにはばらつきが見られたが、これらの平均値を本橋の減衰定数として表-9に示す。この表から、鉛直たわみ振動の逆対称1次から対称2次までは、通常の桁橋と同様の1.05-1.33%の減衰定数を有する（3次振動は振幅が非常に小さいので減衰も小さくなつたものと考えられる）。これに対してねじれ振動は逆対称1次から対称2次まで0.30-0.54%の減衰定数であり、鉛直たわみ振動に比べて約1/3程度の小さな減衰しかないと判る。

一方、ケーブルの卓越振動時の減衰とその振動モードに対する鉛直たわみ振動の減衰とを比較して表-10に示す。この表から、ケーブル卓越時の減衰は、上段、中段、下段とも桁が卓越する振動時の減衰よりは少し小さいが、ケーブル自体の減衰よりも少し大きく、この両者の中間の減衰特性を有することが判る。

表-9 減衰定数

単位：%

振動モード	減衰定数					
	起振試験 岐阜側	起振試験 富山側	走行試験 岐阜側	走行試験 富山側	強風観測	急停試験
鉛直たわみ振動	逆対称1次	1.37	0.97	1.61	1.36	(0.0836) 1.33
	対称1次	1.30	1.30	1.04	0.57	(0.0660) 1.05
	逆対称2次	1.69	1.41	0.60	0.49	(0.0660) 1.05
	対称2次	1.79	1.60	0.77	0.66	0.90 (0.0716) 1.14
	3次			0.43	0.31	(0.0232) 0.37
ねじれ振動	逆対称1次	0.60		0.62	0.41	0.51 (0.0339) 0.54
	対称1次			0.43	0.33	(0.0239) 0.38
	逆対称2次			0.33	0.26	(0.0188) 0.30
	対称2次			0.42		(0.0264) 0.42
ケーブル卓越振動	上段	1.28	1.29	1.29	0.77	1.34 (0.0748) 1.19
	中段	0.92		1.12	1.06	(0.0647) 1.03
	下段			0.83	0.62	(0.0459) 0.73

表-10 桁の共振とケーブルの共振時の減衰定数

鉛直たわみ振動	桁 越 越	ケーブル卓越	ケーブル自体
逆対称1次	(0.0836) 1.33	(0.0748) 1.19	(0.0597) 0.95
対称1次	(0.0660) 1.05	(0.0647) 1.03	(0.0502) 0.80
逆対称2次	(0.0660) 1.05	(0.0459) 0.73	(0.0389) 0.62

単位：%

( ) 内は対数減衰率を示す

次に、振幅と対数減衰率の関係の一例を図-18に示す。この図は、強風観測より得られたものであるが、一部を除いて振幅が大きくなるにつれて、対数減衰率も大きくなる傾向にあることが判る。また、対数減衰率は、ある値（今回の場合は対数減衰率で0.088）に漸近していることも判る。しかし、振幅と対数減衰率の関係を振動モード別に見ると、対数減衰率の領域があるものと判断され、振幅にはあまり依存せずほぼ一定な値を示す傾向も見られる。

また、表-8には本橋の対数減衰率と既設斜張橋の対数減衰率との比較も示してある。この表から、本橋の鉛直たわみ振動の対数減衰率は他橋に比べて大きい方になるが、ねじれ振動の対数減衰率は他橋と大きな差異はないものと判断される。

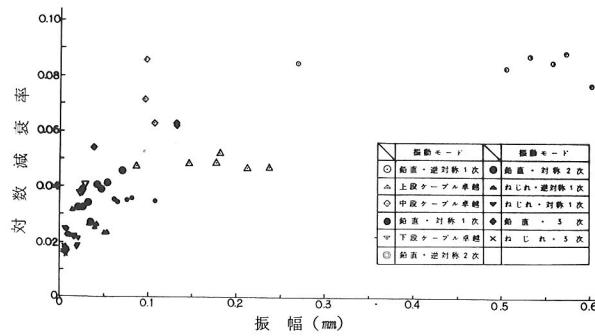


図-18 振幅と対数減衰率

#### 4-2-4 ケーブルの対数減衰率

ケーブルの対数減衰率は、強風観測および張力測定から算定されたが、両者にはあまりばらつきがないので、今回はこれらの平均値を対数減衰率とみなした。この対数減衰率と振幅の関係を各ケーブル別に示したのが図-19である。この図から、振幅が大きくなるにつれて対数減衰率も大きくなっていることが判る。そこで、ケーブルの減衰を構造減衰  $\delta_s$  と空気抵抗による減衰  $\delta_A$  に分けて、 $\delta = \delta_s + \delta_A$  と考える。このうち、空気抵抗による減衰は、空気の流体としての粘性や圧力に起因する。また、振幅と共に増大するものと考えられ、構造物の寸法、振動数および振動形にも関係する。本橋のケーブルについてみると、振動次数が高くなるにつれて対数減衰率も小さくなり、0.012程度に漸近している。したがって、これがケーブルの構造減衰に近い値と考えることができる。また、本橋のケーブルは図-20に示すように、振動次数が高くなるにつれて減衰は小さくなり、また、下段、中段、上段の順に対数減衰率が大きくなっている。そこ

で、比較的減衰の大きい1次と2次振動について、ロッドコイルの径と対数減衰率の関係を図-21に示す。この図から構造物の寸法（今回の場合はケーブル径）が大きくなると空気抵抗による減衰も大きくなることが判る。また、今回の測定結果では、ケーブルの径と減衰定数にはほぼ一次的な相関があると考えられる。

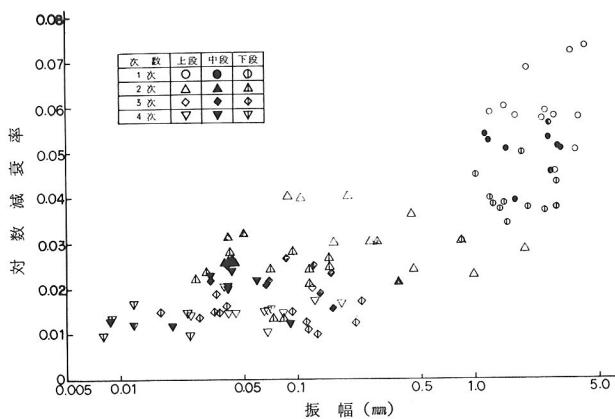


図-19 ケーブルの振幅と対数減衰率

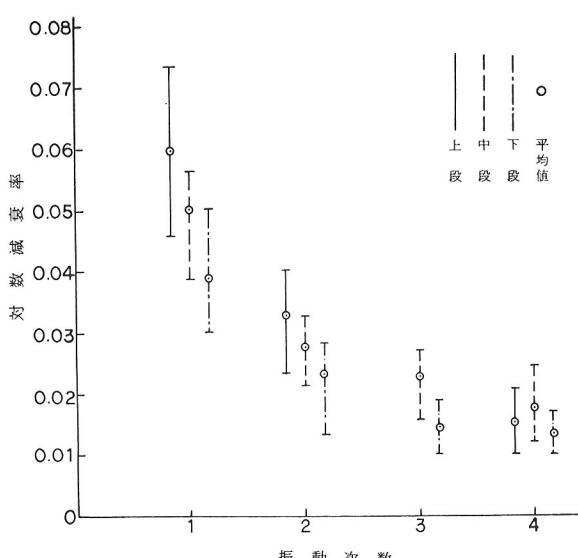


図-20 ケーブルの対数減衰率

#### 4-2-5 動的増幅率

動的たわみ増幅率を求めるには、図-22に示すような記録が得られた場合、まず最大応答変位（下向き、 $+\delta_d$ ）と最小応答変位（上向き、 $-\delta_d$ ）を求める。次に、静的載荷試験の結果より静的最大たわみ（ $\delta_s$ ）を用いて、次式より求める。

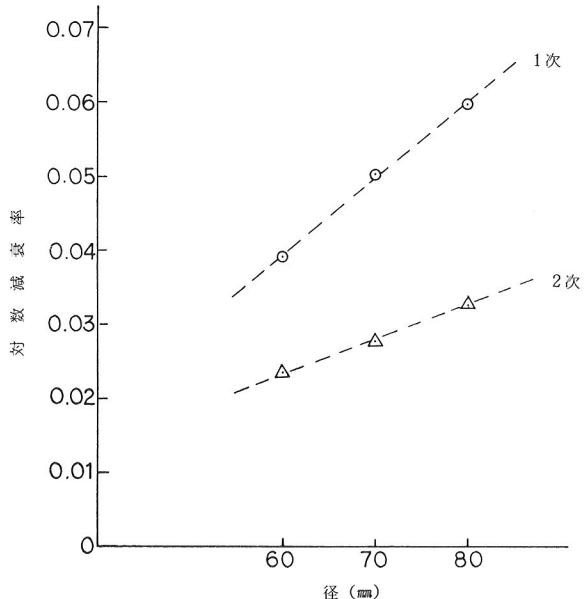


図-21 ケーブルの径と対数減衰率

$$+ i_d = \frac{+\delta_d}{\delta_s} \quad (\text{下向き})$$

$$- i_d = \frac{-\delta_d}{\delta_s} \quad (\text{上向き}) \quad (10)$$

動的ひずみ増幅率を求めるためには、図-23に示すような記録が得られた場合、まず最大応答ひずみ（ $\epsilon_d$ ）とその発生時刻を求める。次に、静ひずみは最大応答ひずみを生じている近傍では二次曲線であると仮定して、この発生時刻の前後各々2secづつのデータを用いて最小二乗法により曲線を求める。そして、その極値より静ひずみ（ $\epsilon_s$ ）を求めれば、動的ひずみ増幅率（ $i_\epsilon$ ）は次式より求めることができる。

$$i_\epsilon = \frac{\epsilon_d}{\epsilon_s} \quad (11)$$

ここに、 $\epsilon_s$  と  $\epsilon_d$  は同方向の記録であり、また今回の解析にあたってはサンプリング周波数を50Hzとした。

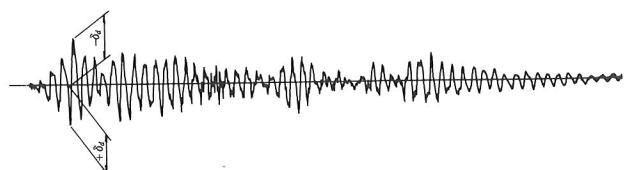


図-22 動的たわみ増幅率

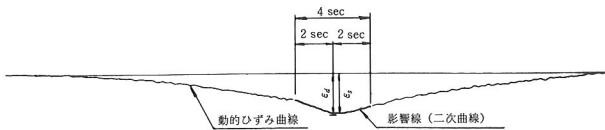


図-23 動的ひずみ増幅率

今回の測定によって得られた動的たわみ増幅率および動的ひずみ増幅率の一部を図-24と図-25に示す。図-24には固有振動解析で適当であると考えた平面骨組構造（鎖状ケーブル、線形化有限変形理論）の結果も載せてあるが、この図から理論計算値と測定値は非常に良い一致を示していることが判る。

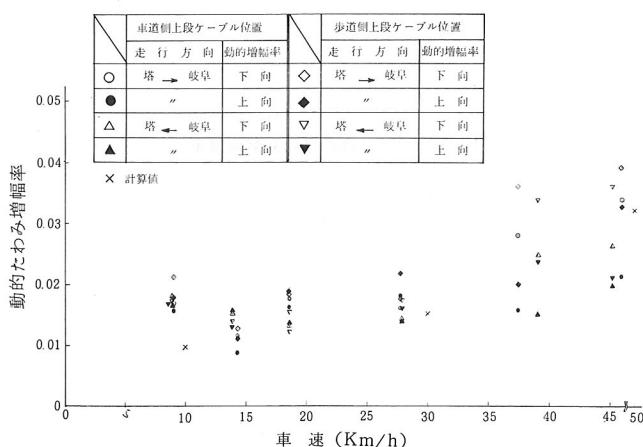


図-24 動的たわみ増幅率（岐阜側1台走行、上段ケーブル位置）

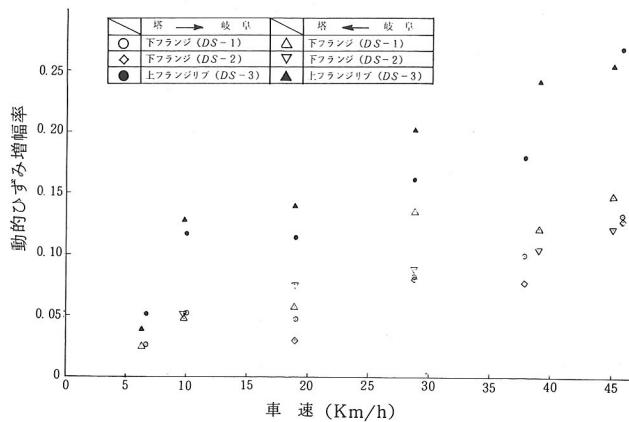


図-25 動的ひずみ増幅率（岐阜側1台走行、1回目）

次に、動的ひずみ増幅率と動的たわみ増幅率の比較を行う。今回の測定より得られた動的たわみ増幅率は最大でも0.039であるのに対して、動的ひずみ増幅率は下フランジの最大で0.150と約3.85倍になった。この原因としては、

- 1) たわみは橋梁全体として応答しているが、ひずみはケーブル定着点を弾性支承として応答している。
  - 2) ひずみを生ずるのは局部的な影響が大きいので、たわみにあまり影響のない高次振動の影響が入っている。
  - 3) 動ひずみの変動成分が最大で $3.9\mu$ と非常に小さく、測定誤差およびデータ整理方法による誤差が累積することが考えられる。
  - 4) 表-11に示すように、理論計算値では10, 30, 50 Km/h走行時に、動的ひずみ増幅率とほぼ同程度か多少大きい値である。
- 等が考えられる。

それ故、動的増幅率すなわち、衝撃係数との対比を行う場合には、動的たわみ増幅率を用いた方が良いと考えられる。

表-11 動的増幅率（下段ケーブル定着点）

	速度	直線ケーブル 微小変形	直線ケーブル 線形化有限変形	鎖状ケーブル 線形化有限変形	4径間連続桁
動的たわみ 増幅率	10KM/H	0.008	0.008	0.010	0.003
	30	0.018	0.016	0.015	0.009
	50	0.051	0.034	0.032	0.078
動的ひずみ 増幅率	10KM/H	0.005	0.009	0.010	0.002
	30	0.010	0.020	0.020	0.008
	50	0.023	0.043	0.039	0.066

一方、主桁の設計時衝撃係数*i*は、ケーブル定着点を支承とみなした4径間連続梁として、道路橋示方書に規定する $i = 20 / (50 + l)$  (*l*は支間長)なる式に*l* = 36.0 mを代入すれば、*i* = 0.233として求まっている。

これに対して、今回の測定より得られた動的増幅率は、動的たわみ増幅率が最大でも0.039 (46 Km/h単独走行)と非常に小さくなっている。また、鎖状ケーブル斜張橋モデルとケーブル定着点を支承とした4径間連続梁モデルの平滑走行荷重による動的応答解析の結果、動的たわみ増幅率は最大でそれぞれ0.032, 0.078 (50 Km/h単独走行)である。それゆえ、測定値と鎖状ケーブル斜張橋モデルの平滑走行の解析結果はほぼ同程度であり、4径間連続桁モデルの平滑走行の解析結果をかなり下回って、設計値より非常に小さくなっている。したがって、本橋の設計衝撃係数は、充分安全であると判断できる。

#### 4-2-6 耐風安定性

本橋の設計にあたっては、風琴振動に対する耐風性の検討を風洞実験によって実施している。

風洞実験に際しては、実橋に対して種々の相似則を満足させる必要がある。実験時の風洞風速と実風速の対応

には、次式で定義される風速換算比を用いる。

$$\text{風速換算比} = \frac{\text{実橋振動数}}{\text{模型振動数}} \cdot \frac{\text{実橋寸法}}{\text{模型寸法}}$$

風洞実験時には、実橋振動数として1次の鉛直たわみ振動数の推定値を用いたが、今回の振動試験により正確な固有振動数が得られたので耐風安定性の検討を行う。風洞実験時と実橋に対する耐風安定性の検討をあわせて表-12に示す。この結果によれば、風洞実験時の推定振動数が0.537Hzであったのが実橋については0.64Hzと高くなつたため、風速換算比も3.36から4.00に増加した。そのために、推定限界風速も37.9m/secから45.2m/secと高くなつた。また、対数減衰率も0.025から0.084と大きくなつたことも考慮すれば、耐風安定性が風洞実験時よりも増したと判断できる。

尚、今回の振動試験時に台風20号の直撃をうけ、瞬間最大風速31.0m/secが観測されたが、実橋について異常な状態は見あたらなかった。

表-12 耐風安定性の検討

	風洞模型実験時	実橋に対する検討
縮 尺	1 / 25	1 / 25
推定(実橋) 振動数	0.537 Hz	0.64 Hz
模型振動数	4.0 Hz	4.0 Hz
風速換算比	3.36	4.00
風洞風速	11.3 m/sec	11.3 m/sec
推定風速	37.9 m/sec	45.2 m/sec
対数減衰率	0.025	0.084

## 5.まとめ

本実橋試験において、静的載荷試験および振動試験の実測値と、各種解析法による理論計算値および風洞実験結果などとの比較および考察を行つた。そして、本橋の設計、施工の妥当性および完成橋梁の安全性を検証した結果から、次のようなことがいえる。

- 1) 主桁静たわみ測定結果および振動試験による共振振動数と振動モードの測定結果と理論値との比較から、本橋が所定の設計剛度を充分に保持していると判断できた。また、主桁静ひずみ測定結果から、シア・ラグ現象の把握まではできなかつたが、主桁設計有効幅および鋼床版設計法による応力照査は、充分に安全側の値を与えていることが確認できた。
- 2) 振動試験から、本橋の1次共振振動数と減衰定数は

それぞれ0.64Hzおよび1.3%であった。これらの値は、風琴振動に対する耐風性の検討のために事前に実施された風洞実験から得られた推定値0.54Hzおよび0.4%をかなり上回っている。したがつて、限界風速も37.9m/secから45.2m/secと上昇し、また、対数減衰率も0.025から0.084と大きくなり、耐風安定性が風洞実験時よりも増していると判断できた。したがつて、工期および地組場の制約から2箱桁断面となった主桁の断面配置は、抑流板などの設置を必要とせずに、風琴振動に対して充分に安定であると思われる。

なお、強風観測の際、岐阜側の風向風速計には瞬間最大風速31.0m/secが記録されたが、異常な状態は見あたらなかつた。

3) 走行試験による動的增幅率の測定結果と鎖状ケーブル斜張橋モデルおよびケーブル定着点を支承とした4径間連続梁モデルの平滑走行荷重による動的応答解析結果は、動的たわみ増幅率について、それぞれ最大1.039(46Km/h, 単独走行), 1.032および1.078(50Km/h, 単独走行)であった。すなわち、斜張橋モデルとした場合の値は、実測値および理論値とも4径間連続梁とした場合の理論値をかなり下回っていた。したがつて、支間長l=36mの4径間連続梁とみなして、 $i=20/(50+l)$ なる式で求めた設計衝撃係数i=0.233は、充分に安全側の値であると判断できた。

また、鎖状ケーブル斜張橋モデルおよび4径間連続梁モデルの動的ひずみ増幅率の理論値は最大1.039および1.066であったが、これらの値は動的たわみ増幅率に比べて大きくなる傾向にあった。

- 4) 主桁基準キャンバーの測量結果は、温度変化による-13mm(上方)~+6mm(下方)程度の変動量を考慮に入れても、ケーブルのクリープ開始時およびクリープ収束時での完成時設計キャンバーの両者の値(差異は最大38mm)のほぼ中間に位置していた。したがつて、本邦最大級の完全張り出し架設工法による本橋の施工管理が充分に妥当であると確認できた。
- 5) 完成時のケーブル張力測定結果とプレストレスを含む設計張力との比率は、温度変化による変動量を考慮に入れても、最大110%程度であった。したがつて、±10%の張力導入誤差を容認した設計方針および施工管理の妥当性が充分に確認できた。
- 6) 水平固定省反力の架設時測定結果から、2箱桁にはほぼ等分の水平反力が各架設段階において導入されてい

ることが確認できた。したがって、水平固定省の設計荷重が閉合直前の架設時での風荷重であることも考えれば、充分に安全であると判断してもよいと思われた。また、この判断は施工管理の妥当性の確認も意味しており、世界的にも類をみない非連続桁斜張型式なる型式が施工上においても特に困難なものではなく、本橋のような支構造および施工管理を採用すれば、ほぼ設計通りの完成系を得ることが可能であると言つてもよいと思われた。

なお、本試験のような斜張橋の実橋試験は我国ではまだ少なく、しかも、本橋が2径間の非連続桁型式という世界的にも類をみない型式であることから、ケーブルのサグ、初期ひずみなどの影響による非線形性も考慮した静的挙動、および、ケーブルの卓越振動なども考慮した固有振動および動的応答特性、振幅の大小による影響なども考慮した主桁、ケーブルの減衰特性などの結果は、今後の重要な資料の一つになり得るものと思われる。

最後に、双子型起振機を貸与、かつ、常に熱心な御指導と適切な御助言をしていただいた、成田部長をはじめとする建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室の皆様に、心より御礼を申し上げます。また、多大な御協力をいただいた金沢大学工学部建設工学科小堀研究室の皆様、ならびに建設省北陸地方建設局の皆様に、心より御礼を申し上げます。

## 参考文献

- 1) 千葉・丸山：ファン型斜張橋「新滝橋」，橋梁，Vol. 13, No. 6, 1977.
- 2) 倉島・松橋：新滝橋（合掌大橋）の設計・施工、橋梁，Vol. 15, No. 1, 1979.
- 3) 倉島・松橋・荒谷・西岡：新滝橋（合掌大橋）の施工、橋梁と基礎，Vol. 13, No. 6, 1979.
- 4) 前田・林・前田：サグを考慮したケーブル部材の計算式、土木学会論文報告集, No. 257, 1977.
- 5) 前田・林・前田：斜張橋の設計における非線形問題、第24回構造工学シンポジウム講演概要, 1978.
- 6) 前田・小神野：斜張橋の設計における非線形問題と解析法、橋梁と基礎, Vol. 13, No. 2, 1979.
- 7) 前田・林・前田：幾何学的非線形性を考慮した平面骨組構造物の動的応答解析法、土木学会論文報告集, No. 249, 1976.
- 8) 小松・川谷：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究、土木学会論文報告集, No. 275, 1978.
- 9) 大久保・榎波：尾道大橋振動実験報告書、土木研究所資料, No. 376, 1968.
- 10) 矢作・大野・柴田：首都高速荒川斜張橋の振動実験、第26回土木学会年次学術講演会講演概要集, 1971.
- 11) 成田・横山・桂樹：未広大橋振動実験報告書、土木研究所資料, No. 1134, 1976.
- 12) 成田・横山・桂樹・佐藤：水郷大橋振動実験報告書、土木研究所資料, No. 1349, 1978.
- 13) 北島・越後・倉島：合掌大橋（2径間非連続桁斜張橋）の静的載荷試験、第35回土木学会年次学術講演概要集, 1980.
- 14) 梅澤・前田・松橋：2径間非連続桁斜張橋の振動特性、第35回土木学会年次学術講演会講演概要集, 1980.
- 15) 米田・梅澤・難波：合掌大橋（旧名：新滝橋）の強風観測、第35回土木学会年次学術講演会講演概要集, 1980.
- 16) 倉島・松橋・石井・前田：2径間非連続桁斜張橋の構造特性と実橋試験—合掌大橋（旧名：新滝橋）—、橋梁と基礎, Vol. 15, No. 1, 1981.