

# ランガートラス橋の震害についての一考察

## Investigation Report on Earthquake Damages of Langer Truss Bridge

梅澤宣雄\*  
Nobuo UMEZAWA

### 1. まえがき

1978年2月20日宮城県沖に発生した地震によって、当社が昭和36年製作、架設したランガートラス型式である柵の瀬橋（図-1に三連のうちの一連の一般図を示す）に数ヶ所の破損を生じた。被害の概要については、前回の技報<sup>1)</sup>で報告したが、今回はこの原因等について考察する。

橋梁の地震による被害は一般的に下部構造に多く、支

承部を除く上部構造が直接地震による被害を受けることは、比較的少ないとされている。しかし、今回は支承部以外に橋門構と上横構に座屈が生じた。この原因としては、本橋が橋軸方向および橋軸直角方向に、大きく振動したためと考えられ、その際、剛性の比較的大きい補剛トラスと、フレキシブルな上弦材や上横構とがアンバランスな動きをして、補剛トラスと上弦材の荷重を伝達する部材である橋門構に、過大な力が働いたためと推定さ

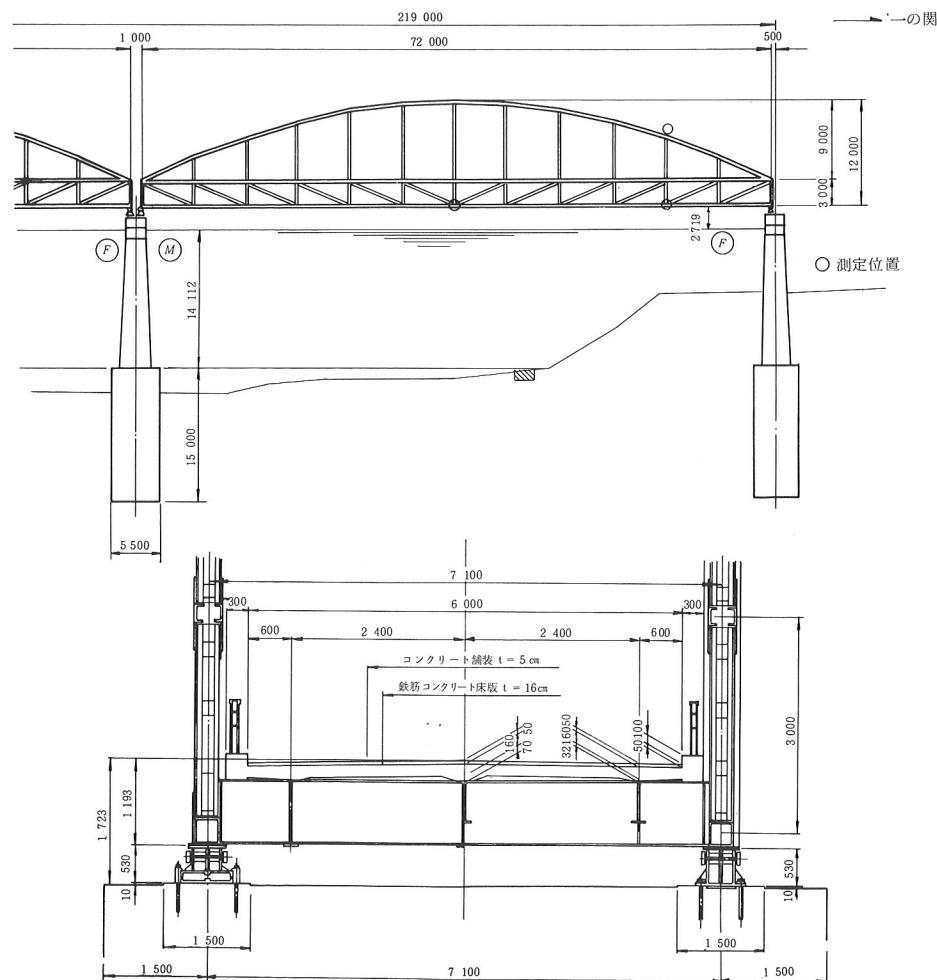


図-1 柵の瀬橋一般図

\*川田工業機技術本部研究室係長

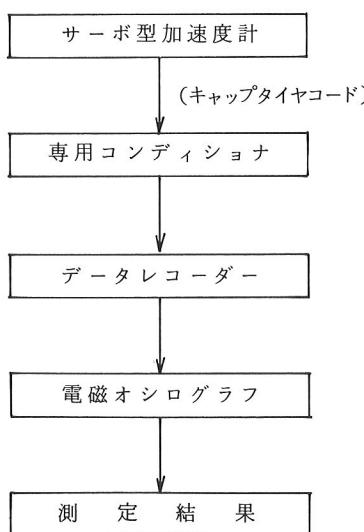
れる。一方、ランガー型式のアーチ橋は、アーチリブにかなりスレンダーな部材を使用することから、地震や風などの面外荷重に対して、アーチリブのみの面外剛性では、抵抗できない部材構成となっている。それゆえ、ランガー型式のアーチ橋は面外荷重に対して、二本のアーチリブと横構が一体となった断面として、面外荷重に抵抗するように部材構成を行う必要がある。本橋についてはこの部材構成、特に上横構に弱点があったものと推定される。

以上の点から、本橋について車両通過時の振動測定を実施して、振動特性を把握すると同時に、数値計算を行って地震時の挙動を推定して被害の原因を調べてみる。また、補修後の安全性についても検討してみる。

## 2. 振動測定

### 2-1 振動測定概要

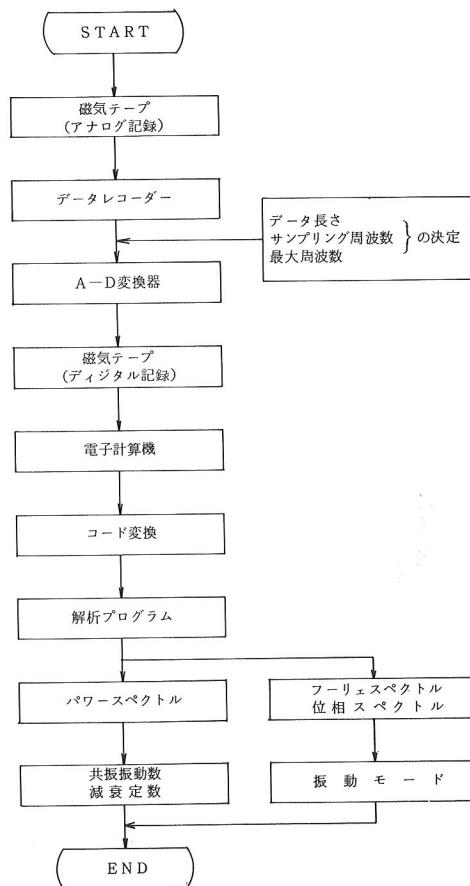
本橋の固有振動数、固有振動モードおよび減衰特性を測定するために、図-1に示す本橋の支間中央と橋門構取付点において、各々鉛直方向と橋軸直角水平方向にサーボ型加速度計を設置した。そして、車両通過時の不規則振動と通過後の自由振動を測定した。測定方法は図-2に示すように、各測定点のサーボ型加速度計から雑音



防止のためにキャップタイヤコードにより専用コンディショナへ導き、データレコーダにより磁気テープに記録した。現場においては測定結果の妥当性を評価するために、オシログラフに波形を出力した。一方、磁気テープに記録された波形は次章に示す方法により解析する。

### 2-2 測定結果の整理方法

磁気テープに記録された振動記録は図-3に示す方法により不規則振動解析を行う。すなわち、



- 1) 磁気テープに記録されたアナログ記録をデータレコーダにより再生して、A-D変換機により微小時間毎のデジタル記録に変換して、この結果を別の磁気テープに記録する。なお、A-D変換にあたっては、データの長さ、サンプリング周波数（又は微小時間間隔）、および最大周波数を決定しておかなければならない。
- 2) 微小時間毎のデジタル記録が入っている磁気テープを電子計算機の入力として、コード変換を行い、不規則振動解析のプログラムを用いて、パワースペクトル、フーリエスペクトル、位相スペクトルおよび自己相関関数を求める。これらの結果はディスプレイ又はドロフターにも出力する。
- 3) 求まったパワースペクトルより共振振動数および減衰定数、フーリエスペクトルと位相スペクトルより共振時の振動モードを求める。

なお、パワースペクトルの形状より共振振動数と減衰定数を求めるにあたっては、図-4に示すように二つの方法を併用した。

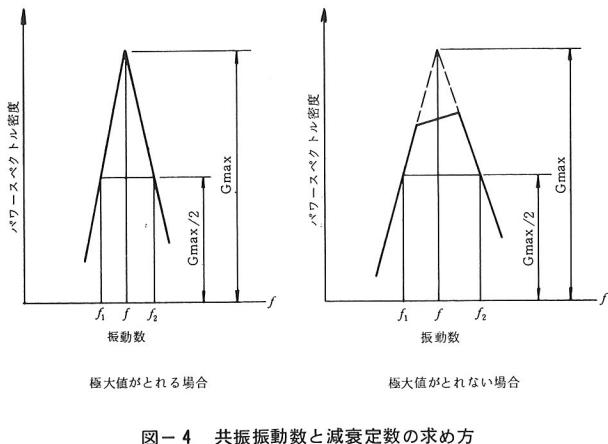


図-4 共振振動数と減衰定数の求め方

## 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 $h$ 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ることができる。

$$h = \frac{A}{2} \left( 1 - \frac{3}{8} A^2 \right), \quad A = \frac{f_2^2 - f_1^2}{f_2^2 + f_1^2} \quad (1)$$

## 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して、その交点の横軸が共振振動数であり、交点の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。

一方、両車通過後の自由振動からも減衰定数を求めることができる。自由減衰振動の記録が得られた場合、この記録から減衰定数を計算するためには、倍振幅を $m$ 番目ごとに読み取りこれらを $w_1, w_2, w_N$ とする。次に、横軸に $N$ 、縦軸に $\log_{10} w_N$ をとって片対数方眼紙に記入する。 $N$ と $\log_{10} w_N$ は直線関係にあり、その勾配 $\tan\vartheta$ 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。

$$\delta = \frac{\tan\vartheta}{m \log_{10} e} \doteq 2.303 \frac{\tan\vartheta}{m} \quad (2)$$

$$h = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}} \doteq \frac{\delta}{2\pi}$$

## 2-3 測定結果

今回の振動測定のデータ整理にあたっては、サンプリング周波数を 50 Hz (微小時間間隔 0.02 sec), データ個数を 4096 個すなわち波の継続時間 81.92 sec で不規則振動解析を行った。解析結果のうち左岸から右岸へ 29 km/h で走行したときのパワースペクトルの一例を図-5に示す。

車両通過時の不規則振動解析と通過後の自由振動から得られた共振振動数（減衰が小さいのでこれを固有振動数とみなす）の各測定値にはあまり差がみられなかったので、これらの平均値を共振振動数の測定値とみなして

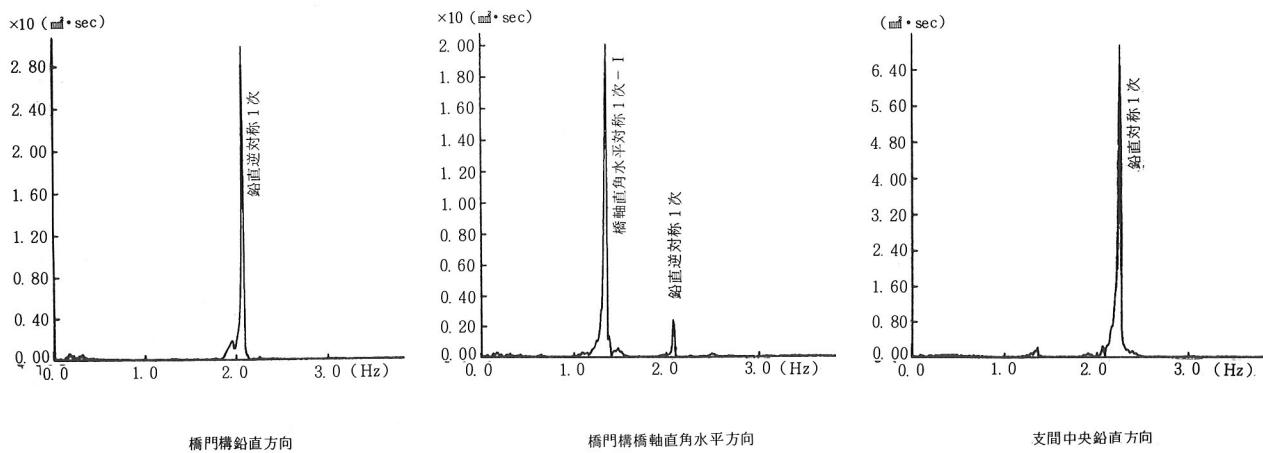


図-5 パワースペクトル

表-1に示す。また、減衰定数を表-2に示す。

表-1 共振振動数の測定値と計算値

振動次数	振動モード	測定値		計算値	測定値 計算値
		不規則振動解析	自由振動		
1	橋軸直角水平対称1次-I	1.35 Hz	1.35 Hz	1.192 Hz	1.133
2	振れ逆対称1次	1.96	—	1.911	1.026
3	橋軸直角水平対称1次-II	2.03	—	1.956	1.038
4	鉛直逆対称1次	2.08	2.08	1.966	1.058
5	鉛直対称1次	2.25	2.25	2.178	1.033
6	橋軸直角水平対称2次-I	2.97	—	2.821	1.053

I : 上下弦材同位相  
II : 上下弦材逆位相

表-2 減衰定数の測定値

振動次数	振動モード	減衰定数		対数減衰率	
		不規則振動解析	自由振動	スペクトル解析	対数減衰率
1	橋軸直角水平対称1次-I	0.90%	0.76%	0.057	0.048
2	振れ逆対称1次	0.91	—	0.057	—
3	橋軸直角水平対称1次-II	0.87	—	0.055	—
4	鉛直逆対称1次	0.60	0.49	0.038	0.031
5	鉛直対称1次	0.66	0.52	0.041	0.033
6	橋軸直角水平対称2次-I	0.65	—	0.041	—

I : 上下弦材同位相  
II : 上下弦材逆位相

振動測定の結果から本橋の振動特性として、次の点をあげることができる。

- 1) 鉛直方向の卓越振動は橋門構付近が逆対称1次振動であるのに対して、支間中央が対称1次振動であり、各測定点により卓越振動が異なる。
- 2) 橋軸直角水平方向の卓越振動は、走行速度が遅い場合(10km/h程度以下)については橋門構付近が対称1次(I)振動であるのに対して、支間中央が対称1次(II)振動である。一方、走行速度が速い場合には橋門構付近も支間中央も対称1次(I)振動である。このように橋軸直角水平振動は走行速度により卓越振動が異なる場合と同じ場合があり複雑な挙動を示す。ここで(I)は上弦材と下弦材が同位相であり、(II)は逆位相である。
- 3) 橋門構取付点の鉛直振動と橋軸直角水平振動を比較してみると、その振幅はほぼ同程度である。一般的の橋梁では橋軸直角水平振動より鉛直振動がかなり大きいことから考えて、本橋は橋軸直角水平方向に振動しやすいことを表わしている。
- 4) 橋門構位置での上弦材と下弦材の鉛直振動の振幅はほぼ同程度であるが、橋軸直角水平振動では下弦材より上弦材位置が非常に大きい。これは振動によって上弦材位置で橋軸直角水平方向に変位差が出やすいことを示している。
- 5) 走行速度が遅い場合(10km/h程度以下)、ねじれ対称1次振動が卓越することがあるが、走行速度が速い

場合はほとんど卓越しない。

- 6) 橋軸直角水平振動および振れ振動の減衰は鉛直振動に比べて多少大きい。
- 7) 自由振動から求めた減衰はスペクトル解析から求めた減衰より少し小さい。この原因としては、次の理由が考えられる。①車両通過後の自由振動の振幅が車両通過時の振幅に比べて小さい。②不規則振動解析から得られる減衰定数は真の値より大きくなる傾向にある。
- 8) 振動モードの測定値はフーリエスペクトルと位相スペクトルから間接的に求めたので、各測定値には多少のばらつきがある。

### 3. 地震時応答の推定

#### 3-1 理論計算概要

地震時における橋の応答を支配する要素としては、地震動の強さとその特性、地盤の特性、橋の構造(基礎や下部構造と上部構造)型式などが考えられる。

今回の検討では、本橋の近くに地震計が設置されていないため、本橋の周辺の被害状況や各地の記録から地震動の強さを推定する。今回の地震によって、取付道路の

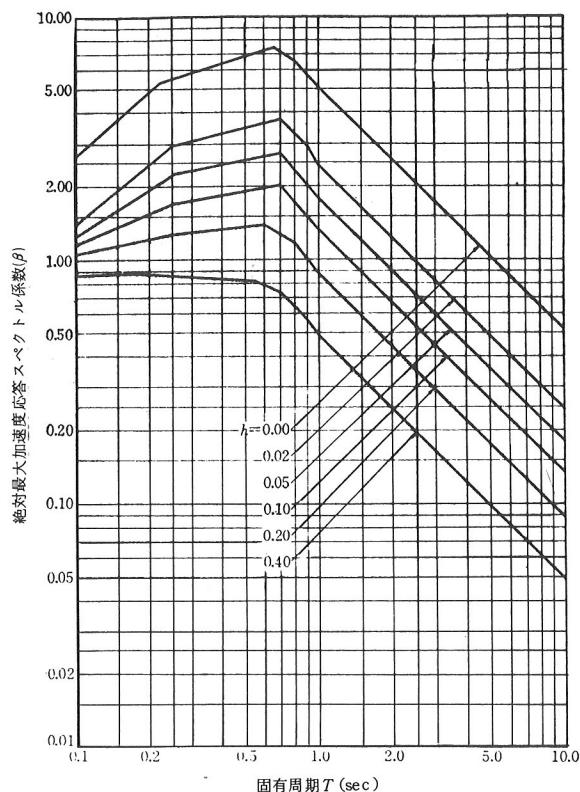


図-6 入力応答スペクトル曲線

盛土の崩壊、河川敷の噴砂現象、橋台と地盤のはく離状態からかなり大きな地震力が作用したものと推定される。<sup>1)</sup>また、震央距離がほぼ等しい石巻・塩釜・仙台等において地盤上で 150~200 gal 程度の最大加速度が記録されている。<sup>2)</sup>そこで、今回の解析にあたっては、設計水平震度 0.2 (加速度に換算すると 196 gal) の地震動が作用したものと仮定する。

次に、地震動の特性と地盤の特性としては、噴砂現象がみられたことや、基礎型式が十分信頼できるものでないものとして、道路橋耐震設計指針<sup>3)</sup>に示されている 4 種地盤の平均応答スペクトル曲線 (図-6 参照) を用いる。なお、外力は橋台および橋脚天端上で作用したものとして解析する。

ランガートラス型式の主要構成部材は一般に軸力のみをうける部材として仮定しているが、本橋の地震時の被害をみると曲げをうけた形跡がある。それゆえ、理論計算にあたっては本橋を図-7 に示す立体骨組構造と仮定する。また、本橋の減衰定数の測定値は表-2 に示すよ

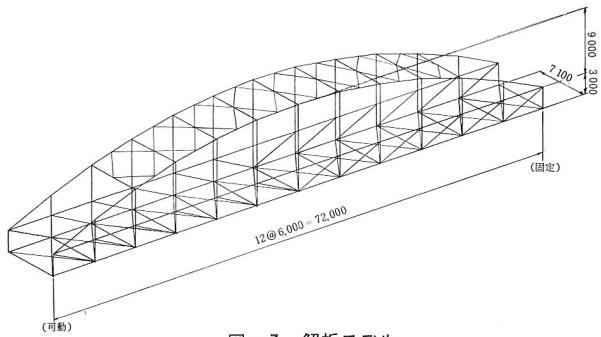


図-7 解析モデル

うに 0.60~0.91% であるが、地震時の振幅が大きく、支承部等の摩擦力も影響し、各構成部材の履歴減衰もあると考えられるので、解析にあたっては減衰定数は 2% とする。

### 3-2 固有振動数と振動モード

理論計算結果の固有振動数を表-3、固有振動モードを図-8 に示す。また、表-1 には測定値および計算値に対する測定値の比較も示してある。

測定値と計算値を比較してみる。

- 1) 鉛直振動の固有振動数は、計算値に比べ測定値が 3 ~ 6% 高い。
- 2) 橋軸直角水平振動の固有振動数は対称 1 次(I)振動が計算値に比べ測定値が 13% 高く、対称 1 次(II)振動と対

表-3 固有振動数と固有周期の計算値

振動次数	現 橋		補 修 後	
	固有振動数	固有周期	固有振動数	固有周期
1	1.192 Hz	0.839 sec	1.191 Hz	0.840 sec
2	1.911	0.523	1.884	0.531
3	1.956	0.511	1.955	0.511
4	1.966	0.509	1.967	0.508
5	2.178	0.459	2.176	0.459
6	2.821	0.355	2.816	0.355
7	3.214	0.311	3.217	0.311
8	3.486	0.287	3.472	0.288
9	4.425	0.226	4.450	0.225
10	4.770	0.210	4.684	0.214
11	4.929	0.203	4.908	0.204
12	4.930	0.203	4.920	0.203
13	5.864	0.171	5.843	0.171
14	6.356	0.157	6.354	0.157
15	6.604	0.151	6.596	0.152

称 2 次(I) 振動が 4 ~ 5% 高い。

3) 摆れ振動の固有振動数は計算値に比べ測定値は 3% 高い。

4) 振動モードの測定値には多少ばらつきがあるが、ほぼ計算値に近い振動モードを示している。

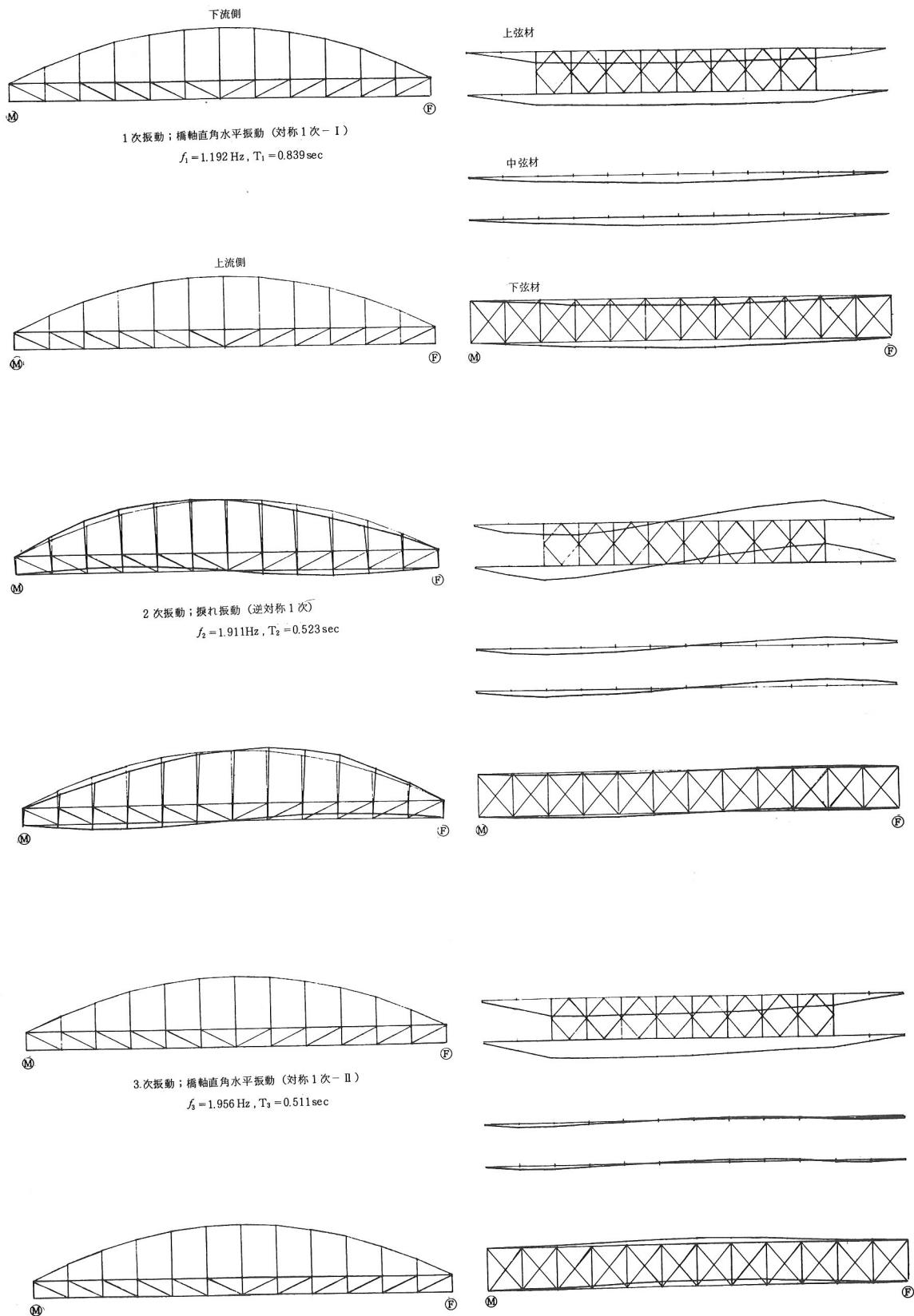
5) 計算値に比べ測定値の固有振動数が高くなかった原因としては、解析にあたって縦桁、床版、地覆や舗装等の剛性を無視したためと考えられる。

6) 橋軸直角水平振動および揺れ振動の減衰はほとんど測定例がないので他橋と比較できないが、鉛直振動の減衰を他のランガーモードの橋梁<sup>4), 5)</sup> と比較してみると非常に小さい部類に入る。

表-4 橋門構の断面力

断面力着目点		鋼重	舗装・床版 ハンチ・地覆	現 橋	地 震 時	補 修 後
				橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸直角方向
可動側	<i>N</i>	0.181	0.149	0.106	-1.3171	-1.3495
	<i>T</i>	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002
	<i>M<sub>y</sub></i>	0.035	0.079	0.016	0.702	1.949
	<i>M<sub>z</sub></i>	0.056	0.378	0.073	9.456	1.2349
	<i>N</i>	0.181	0.149	0.106	-1.3171	-1.3495
	<i>T</i>	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002
	<i>M<sub>y</sub></i>	-0.028	-0.067	0.012	0.098	0.259
	<i>M<sub>z</sub></i>	0.037	0.337	0.258	0.066	0.141
固定側	<i>N</i>	0.181	0.149	0.107	-1.2652	-1.3148
	<i>T</i>	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
	<i>M<sub>y</sub></i>	-0.035	-0.079	0.018	0.511	1.613
	<i>M<sub>z</sub></i>	0.056	0.378	0.061	15.679	2.0282
	<i>N</i>	0.181	0.149	0.107	-1.2652	-1.3148
	<i>T</i>	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
	<i>M<sub>y</sub></i>	0.028	0.067	0.014	0.088	0.219
	<i>M<sub>z</sub></i>	0.037	0.337	0.207	0.088	0.089

*N*: 軸力 (t)      *M<sub>y</sub>* : 垂直軸回り曲げモーメント (tm)  
*T* : 揆れモーメント (tm)      *M<sub>z</sub>* : 水平軸回り曲げモーメント (tm)



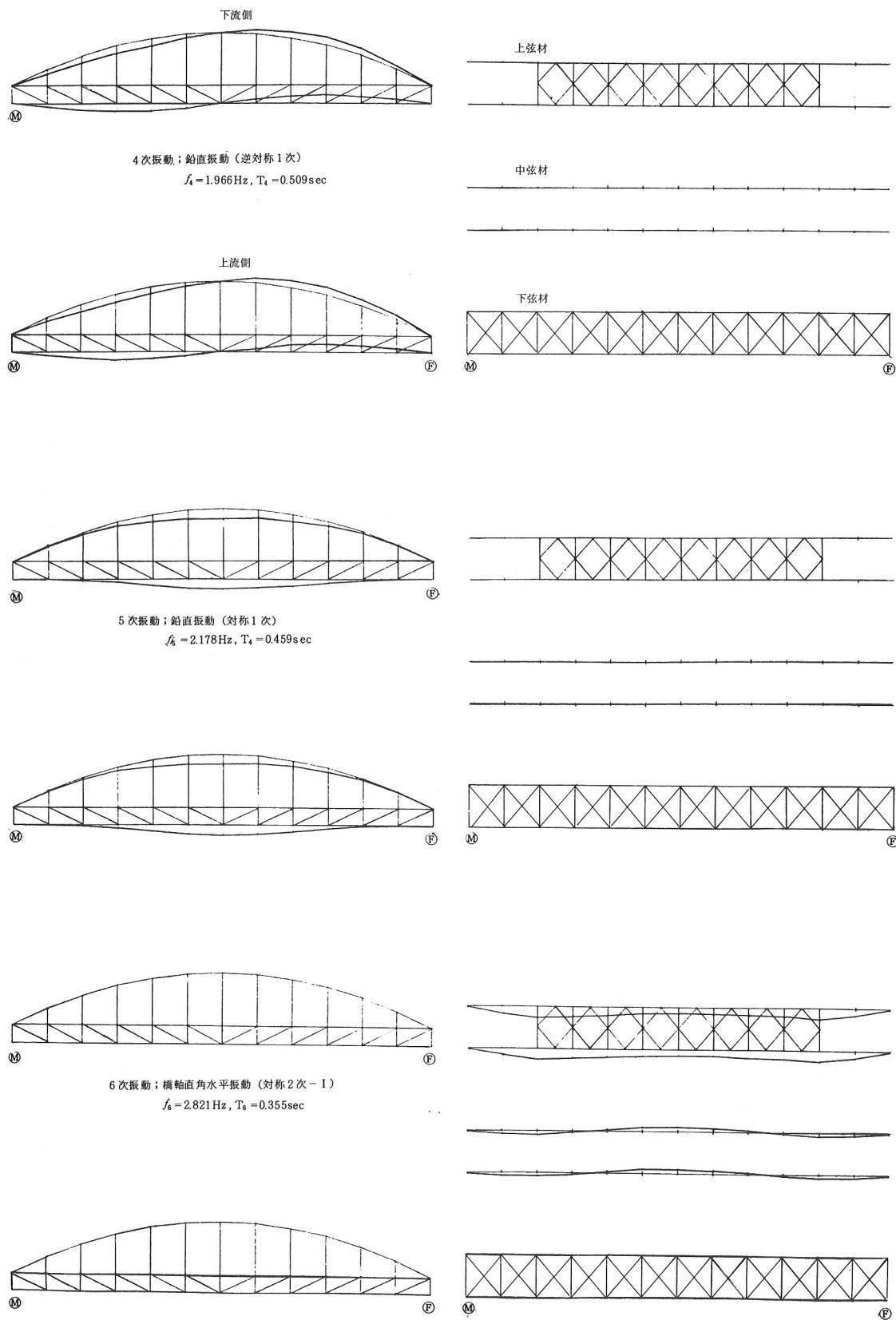


図-8 固有振動モード

### 3-3 地震時断面力

解析結果のうち、今回被害の生じた橋門構および上横構の死荷重と地震時の断面力を各々表-4および表-5

表-5 上横構の断面力と応力照査

	鋼重	舗装・床版 ハンチ・地盤	現橋 地震時		合計軸力 (kg/cm)	軸圧縮応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	軸引張応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	軸力(t)
			橋軸方向	橋軸直角方向				
可動側	-0.026	-0.060	-0.092	-17.311	-17.397	8.36	-16.979	
	-0.747	-1.558	-0.359	-3.670	-5.975	2.87	-3.268	
	-0.743	-1.551	-0.385	-4.056	-6.305	3.03	-3.943	
第2パネル	-0.596	-1.311	-0.285	-2.882	-4.789	2.30	-2.776	
	-0.596	-1.310	-0.309	-1.755	-3.611	1.74	-1.681	
	-0.678	-1.448	-0.322	-0.607	-2.733	1.31	-0.854	
第3パネル	-0.677	-1.446	-0.340	-0.634	-2.757	1.33	-0.799	
	-0.619	-1.347	-0.296	-1.625	-3.591	1.73	-1.895	
	-0.619	-1.347	-0.314	-2.845	-4.811	2.31	-2.951	
固定側	-0.677	-1.446	-0.335	-3.544	-5.667	2.73	-3.741	
	-0.678	-1.448	-0.353	-4.888	-7.014	3.37	-4.981	
	-0.596	-1.310	-0.303	-5.150	-7.056	3.39	-5.371	
第4パネル	-0.596	-1.311	-0.315	-6.676	-8.583	4.13	-6.787	
	-0.743	-1.551	-0.386	-6.476	-8.788	4.23	-6.660	
	-0.747	-1.558	-0.399	-6.655	-8.960	4.31	-6.723	
第1パネル	-0.026	-0.060	-0.073	-16.678	-16.764	8.06	-16.730	

に示す。この結果、主構面内の地震に対しては、橋門構および上横構には当然ながら非常に小さい断面力しか生じないが、橋軸直角水平方向の地震に対して非常に大きな断面力が生ずる。それゆえ、以下の検討にあたっては、橋軸直角水平方向の地震が作用したものと考える。

当時の道路橋示方書に準拠して橋門構の応力照査を行ってみる。橋門構は図-9に示すようにI型断面である。

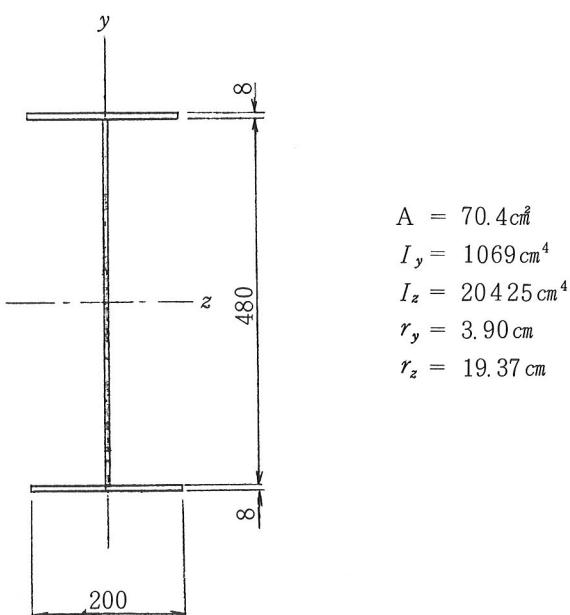


図-9 橋門構断面

水平軸および垂直軸のまわりの断面2次半径 $r_z$ ,  $r_y$ を用いた許容軸方向圧縮応力度 $\sigma_{ca1}$ ,  $\sigma_{ca2}$ と許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca3}$ は各々次のようになる。

$$\sigma_{ca1} = 1200 - 0.05 (l_z/r_z)^2 = 1200 - 0.05 \times (710/19.37)^2 \\ = 1.133 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca2} = 1200 - 0.05 (l_y/r_y)^2 = 1200 - 0.05 \times (355/3.90)^2 \\ = 785 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca3} = 1200 - 0.5 (l/b)^2 = 1200 - 0.5 \times (710/20)^2 \\ = 570 \text{ kg/cm}^2$$

ここで、 $l$ はフランジ固定間距離、 $b$ はフランジ幅、サフィックス $z$ ,  $y$ は各々水平軸、鉛直軸回りを示す。また、応力照査は次式を用いて行う。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \leq \sigma_{ca2}$$

$$\sigma_{b1} = \frac{N}{A} + \frac{M_z}{I_z} \times z \times \frac{\sigma_{ca1}}{1200} \leq \sigma_{ca1}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{N}{A} + \frac{M_z}{I_z} \times z \leq \sigma_{ca3}$$

尚、応力照査にあたって、鋼重と後死荷重の断面力は小さいので、地震時の断面力のみで照査する。又、各断面力は許容応力度の割増し係数で割って行う。この結果を表-6に示す。この結果によれば、可動側も固定側も上

表-6 橋門構の応力照査

単位 kg/cm <sup>2</sup>						
	位置	$\sigma_c$	$\sigma_{b1}$	$\sigma_{b2}$	$\sigma_{b3}$	備考
可動側	上弦材取付部	110	603	632	386	$\sigma_{b2} > \sigma_{ca3}$
	中間部	110	115	115	32	
固定側	上弦材取付部	105	923	971	281	$\sigma_{b2} > \sigma_{ca3}$
	中間部	105	109	109	48	

$\sigma_{b2}$ : 垂直軸まわりの曲げモーメントによる応力

弦材取付位置で、曲げ圧縮応力度が許容応力度を越えてしまっている。それゆえ、曲げによるフランジの座屈が生じたものと判断される。橋門構両端の被害状況から判断して、大きな曲げモーメントが作用したため、フランジが座屈したと考えられるので、ほぼ説明のつく解析結果が得られたものと思われる。尚、軸力と水平軸回りの曲げモーメントの他に、垂直軸固りの曲げモーメントが作用した軸力と二方向の曲げモーメントをうける部材として照査するならば、許容曲げ応力度をはるかに越える応力が生じたものと考えられる。

次に上横構の応力照査を行ってみる。上横構は図-10

に示すようにT型断面である。上横構には曲げモーメントがほとんど生じないので、軸力のみを考える。許容軸圧縮応力度  $\sigma_{ca}$  は次のようになる。

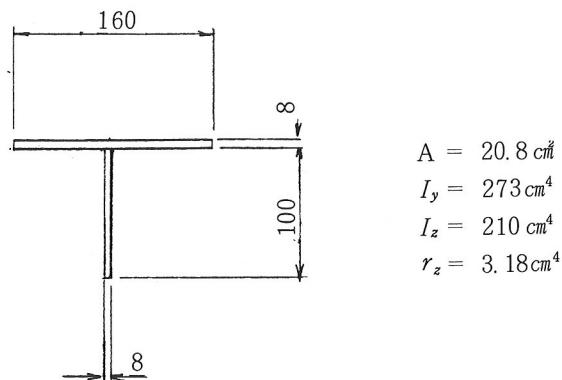


図-10 上横構断面

$$\begin{aligned}\sigma_{ca} &= 7.200.000 / (l/r)^2 \times 1.7 = 7.200.000 / 134.0^2 \times 1.7 \\ &= 682 \text{ kg/cm}^2 \\ l/r &= 472.9 \times 0.9 / 3.18 = 134.0\end{aligned}$$

応力照査の結果、橋門構に近い上横構では  $\sigma_c = 836 \text{ kg/cm}^2$  の圧縮応力が生じ、当時の許容軸圧縮応力度に比較してもかなり大きく、部材中央で座屈しても仕方がないものと思われる。また、残留応力  $\sigma_r = 0.2 \sigma_y$  と偏心量  $f = l/1000$  ( $l$ :部材長) を仮定したI型鋼の弱軸に関する耐荷力  $P_{cr}$  は、道路橋示方書に従って求めると  $P_{cr} = 15.226 \text{ t}$  となる。本橋の場合、図-11に示すように、横構の取り付け位置およびガセットの板厚により横構端部で  $e = l/161$  ( $l$ :部材長) の偏心が考えられる。そこでこの端部偏心も考慮すると横構部材の耐荷力は約1/2程度<sup>6)</sup> ( $P_{cr} \approx 7.6 \text{ t}$ ) となり、横構の固定側第1パネルの支間中央寄りも座屈することになる。尚、可動側第1パネルの

支間中央寄りが座屈したのは、橋門構側の部材が座屈したために、その荷重をうけもったためと考えられる。

### 3-4 補修後の検討

本橋の補修方法としては、まず上横構を図-12に示す構造系で補強し、かつ、橋門構と第1パネルの上横構を剛度の大きい新規部材を取り換える。地震時の安全性を検討するため3-1と同じ方法により解析する。この結果のうち、

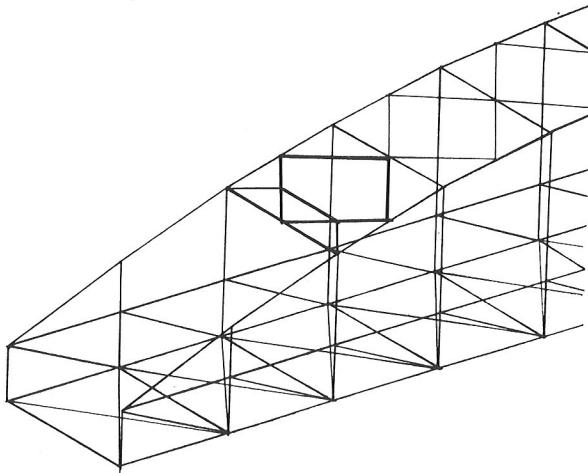


図-12 補修方法

固有振動数を表-3、橋門構および上横構の断面力を表-4と表-5に各々現橋とあわせて示す。

現橋と補修後ではその振動特性はほとんど変化がない。これは橋門構や上横構の一部を補修しても全体剛性はほとんど変わることを意味している。また、橋軸直角水平方向の地震時断面力は、橋門構では曲げモーメントが多少増加するが、上横構はほとんど変わらない。しかし、断面の剛性が増加しているので応力照査の結果十分安全である。また、旧部材については上横構の一部で  $20 \sim 40 \text{ kg/cm}^2$  の圧縮応力度の超過がみられる。しかし、生じている断面力が補修前の断面力とほぼ等しいのと、被害が生じなかつたことから、今回程度の地震に対しては抵抗できるものと判断される。

### 4.まとめ

1978年2月20日宮城県沖に発生した地震によって、ランガートラス型式である柵の瀬橋の上部構造の一部、すなわち、橋門構と上横構に座屈が生じた。この原因を推定するために、車両通過時の振動測定を実施して、振動

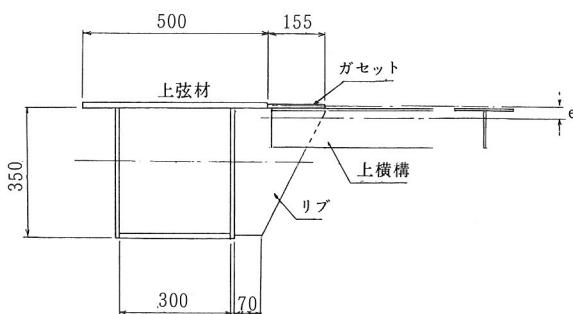


図-11 上横構の端部偏心

特性を把握すると同時に、数値計算を行って地震時の挙動を推定してみた。

まず、本橋の振動特性として橋軸直角水平方向および鉛直方向に非常に振動しやすいことがわかった。特に、橋軸直角水平方向に振動しやすく、鉛直方向と同程度の振幅が測定されたこともある。また、減衰も他のランガーモードの橋梁に比べて非常に小さい。一般にランガー型式の橋梁は揺れやすいが、本橋はその中でも特に揺れやすいと言えよう。

次に、地震時の挙動を数値計算より推定した結果、地震により橋軸直角水平方向に強く揺すられたために、剛性の比較的大きい補剛トラスに比べ、柔な上弦材や上横構が大きく振動したものと考えられる。このために、補剛トラスと上弦材の荷重を伝達する橋門構に、過大な力が作用して、フランジの曲げ圧縮による局部座屈が生じたものと考えられる。また、橋軸直角水平方向の荷重に対して、二本のアーチリブと横構が、一体となって抵抗するように部材を構成する必要があるが、上横構の部材剛性が小さかったとの、部材端部で偏心があったために、座屈を生じたものと考えられ、被害状況と一致することがわかった。

また、補修後の振動特性や断面力は現橋と大差ないが、部材剛性が増加しているので、今回程度の地震に対しては安全であろう。

振動測定にあたって御協力頂いた研究室越後滋氏と藤井堅氏（現広島大学工学部）に感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 梅澤・岡本・西塔：宮城県沖地震による柵の瀬橋の被害について、川田技報 Vol. 1, 1978年10月
- 2) 国立防災科学技術センター：強震速報No14, 1978年  
2月20日宮城県沖の地震
- 3) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針・同解説、昭和  
47年4月
- 4) 岸田・永井・市場・児島・成岡：トラス ドランガーモードの載荷実験、土木学会誌, 50-11, 1965年11月
- 5) 小堀・梶川：道路橋（鋼橋）の振動測定法とその特性、道路、1974年7月
- 6) 矢吹・倉西・菅原：ランガータイプアーチ橋の横構強度に関する一考察、土木学会第34回年次学術講演会講演概要集, I - 140, 昭和 54 年10月