

滝野大橋（連続格子桁橋）の載荷実験について

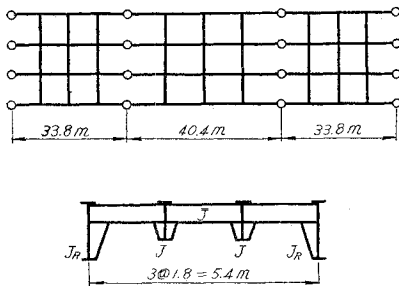
成 岡 昌 夫*
山 本 知 弘**
岩 本 幸 二***

要 旨 滝野大橋は、わが国で最初の3スパン連続格子桁橋であつて、本文は、その載荷実験について、二、三の計算値と実測値と比較検討した結果の概要を述べたものである。

1. 本橋の概要

本橋は加古川上流の兵庫県加東郡社町付近に架設されたものであつて、平面および横断面の略図を図-1に示す。橋長33.8+40.4+33.8=108m、有効巾員6.5mの連続格子桁、一等橋であつて、荷重分布横桁は側径間、中央径間ともに3本である。また主桁本数は4本（間隔1.8m）、スラブは鉄筋コンクリート厚さ18cm、スラブと鋼桁とは、スラブ止めでとめられており、単なる鋼連続格子桁である。

図-1 滝野大橋の平面図と横断面図の略図



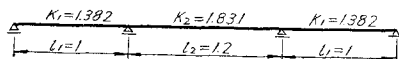
2. 設 計

本橋の設計計算は、Leonhardt, F. の格子桁の計算方法¹⁾によつてゐる。既知のように、つぎのような諸値がわかると、Leonhardt の与えた公式によつて、簡単に格子桁の横分布係数 q が求められる。すなわち、

$$\bar{J}/J=0.1, \quad j=J_R/J=1.6$$

3本横桁にたいして、 $i=1.6$ であり、また、連続桁にたいする係数 K は図-2に示す。

図-2 連続桁に対する係数 K_1, K_2



したがつて、剛度 z は、

$$\text{側 径 間; } z_1 = \frac{\bar{J}}{J} \left(\frac{l_1}{2a} \right)^3 \frac{i}{K_1} = 95.819$$

$$\text{中央径間; } z_2 = \frac{\bar{J}}{J} \left(\frac{l_2}{2a} \right)^3 \frac{i}{K_2} = 123.420$$

となり、 z が計算されると、格子桁の横分布係数 q の値は、表-1のように計算される。ただし、 J_R, J, \bar{J} は縁桁、中桁、横桁の断面2次モーメント、 l は主桁のスパン、 a は主桁間隔、 i は横桁の数による補正係数である。

表-1 鋼格子桁としての横分布係数

側 径 間		中 央 径 間	
縁 桁	中 桁	縁 桁	中 桁
$q_{aa}=0.781$	$q_{ba}=0.284$	$q_{aa}=0.780$	$q_{ba}=0.285$
$q_{ab}=0.454$	$q_{bb}=0.235$	$q_{ab}=0.456$	$q_{bb}=0.233$
$q_{ac}=0.143$	$q_{bc}=0.168$	$q_{ac}=0.145$	$q_{bc}=0.166$
$q_{ad}=-0.154$	$q_{bd}=0.089$	$q_{ad}=-0.155$	$q_{bd}=0.091$

また、曲げモーメントは次式によつて求められる。

$$M_x = M_{0,x}q + M_x'q'$$

ただし、 $M_{0,x}$ は連続桁としての曲げモーメント、 M_x' は横桁の位置で剛に支持された連続桁の曲げモーメントである。したがつて、この場合、 M_x' は12スパン連続桁の曲げモーメントとなり、十分小さいので、計算には省略してある。このようにしてえられた結果から、主桁および横桁断面は、表-2のようなものを採用した。

表-2 鋼桁断面（単位：mm）

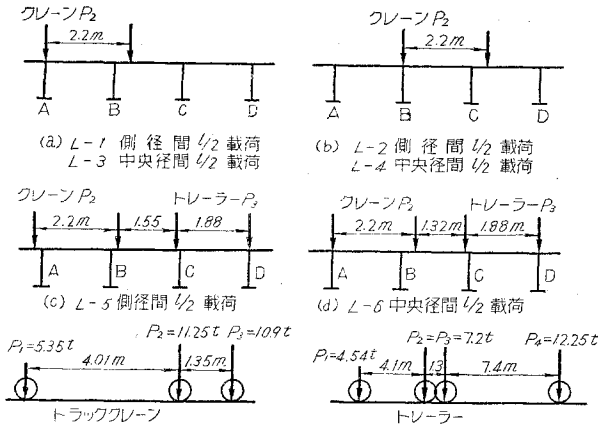
	側 径 間	支 点 (橋脚上)	中 央 径 間
縁 桁 1/2	1-P1 580×25	1-P1 380×19	1-P1 520×25
	1-Web 1700×11	1-P1 420×20	1-Web 1700×11
	1-P1 530×25	1-Web 1700×11	1-P1 1700×11
		1-P1 500×22	1-P1 440×25
中 桁 1/2	1-P1 370×20	1-P1 450×20	1-P1 370×19
	1-Web 1700×11	1-Web 1700×11	1-Web 1700×11
	1-P1 320×20	1-P1 500×22	1-P1 300×19
		1-P1 460×20	
横 桁	1-P1 280×16		1-P1 280×16
	1-Web 750×9		1-Web 750×9
	1-P1 250×14		1-P1 250×14

3. 載荷実験

本橋の載荷実験は、昭和33年1月9日から5日間にわたつて行われた。荷重としては自衛隊の20tトラッ

* 正員 工博 京都大学教授、工学部土木教室（イリノイ大学研究員として渡米中）
** 正員 修士 京都大学助手、工学部土木教室
*** 正員 兵庫県技師、土木建築部道路課

図-3 荷重位置



クレーンおよびトレーラーを用い、静的および動的試験を行った。

(1) ひずみ計、計測器など

ひずみの測定には、電気抵抗線ひずみ計を用い、静的ひずみの読みには、ストレインメーターを、静的たわみの測定には、ダイヤルゲージを用いた。また動的たわみの測定には、インダクタンス変位計を用い、オシログラフで記録した。

(2) 静的試験

ひずみ計の位置は、側径間では主桁 1/2 断面の上下縁に、中央径間では主桁 1/4, 1/2 断面の上下縁にそれぞれ取りつけた。またダイヤルゲージは、ひずみ計と同じ断面に設置した。荷重の荷重位置は図-3に示す。

(3) 動的試験

一台のトラッククレーンおよびトレーラーを橋の中央を約 10 km/h の速度で走行させ、これをさきに述べたように、オシログラフで記録した。荷重通過後の自由振動の記録よりえられる本橋の固有振動周期は 0.358 sec であった。

4. ひずみとたわみの解析

二、三の方法で計算値と実測値とを比較検討してみる。

(1) F. Leonhardt の方法

まず始めに、F. Leonhardt の格子桁の解法により、種々の荷重状態について、各断面の応力を計算する。

本橋は単なる鋼連続格子桁として設計してあるが、実験に用いた程度の荷重に対しては、スラブ止めと、付着によつて、鋼桁とスラブは、外力に対してほぼ協同して抵抗し、合成桁に近い状態にあるものと考えられるので、解析にあたっては、一応、活荷重合成桁

として、横分布係数を求めることにした。これを表-3に示す。参考までに各断面をコンクリートに換算 ($n=10$) した場合の断面 2 次モーメントおよび重心から鋼桁の上下縁に至る距離 y_o, y_u は、表-4 のようになる。

以上のようにして求められた横分布係数と断面 2 次モーメントを用いて、種々の荷重状態に対する各点の鋼桁の上下縁応力を求め、実測値とあわせて示せば表-5, 6 のようになる。

表-5 からわかるように、下縁では計算値と実験値とは、かなりよく合っているようであるが、上縁では合っていない。これはスラブと鋼桁とは、実際にはスラブ止めとめてあるだけであるにもかかわらず、合成格子桁として計算したためと考えられる。さきに、成岡・大村・伊藤は、スラブ止め格子桁の実験的研究において、応力測定の結果は、下縁においては、合成断面と考えたものと、比較的良好一致し、上縁においては、一致しないことを示した²⁾が、本測定

表-3 合成桁としての横分布係数

側 径 間		中 央 径 間	
縁 桁	中 桁	縁 桁	中 桁
$q_{aa}=0.786$	$q_{bb}=0.281$	$q_{aa}=0.789$	$q_{bb}=0.286$
$q_{ab}=0.453$	$q_{bb}=0.244$	$q_{ab}=0.446$	$q_{bb}=0.238$
$q_{ac}=0.141$	$q_{bc}=0.168$	$q_{ac}=0.134$	$q_{bc}=0.162$
$q_{ad}=-0.157$	$q_{bd}=0.087$	$q_{ad}=-0.151$	$q_{bd}=0.089$

表-4 主桁の断面 2 次モーメントおよび重心から鋼桁の上下縁に至る距離 (単位: 断面 2 次モーメント; cm^4 , y_o, y_u ; cm)

	側 径 間 1/2	中 央 径 間	
		1/4	1/2
縁 桁	$J_R=43.6 \times 10^6$	$J_R=34.9 \times 10^6$	$J_R=39.7 \times 10^6$
	$y_o=42.6$	$y_o=39.3$	$y_o=39.6$
	$y_u=127.5$	$y_u=130.9$	$y_u=130.4$
中 桁	$J=30.5 \times 10^6$	$J=27.1 \times 10^6$	$J=29.1 \times 10^6$
	$y_o=33.3$	$y_o=33.1$	$y_o=32$
	$y_u=136.7$	$y_u=136.9$	$y_u=138$

表-5 側径間 1/2 断面の応力 (単位: 応力 kg/cm^2 , 応力比 %)

荷 重	桁 区分	A 桁			B 桁			C 桁			D 桁		
		実測値	計算値	応力比	実測値	計算値	応力比	実測値	計算値	応力比	実測値	計算値	応力比
		L-1	上縁	-183	-99	185	-102	211	-78	-26	300	-52	25
	下縁	243	299	81	177	198	89	97	107	91	25	15	167
L-2	上縁	-82	-45	182	-93	37	251	-109	-40	273	-101	-57	177
	下縁	113	135	84	139	151	92	158	164	96	155	171	91
L-3	上縁	54	25	216	34	12	284	19	6	317		1	
	下縁	65	76	86	41	50	82	26	27	96		4	
L-4	上縁		11	24	9	267	28	10	280	28	14	200	
	下縁		35	30	38	79	36	41	88	35	44	80	
L-5	上縁		-106	-211	-72	293	-182	-70	260	-226	-97	233	
	下縁		320	273	299	91	247	288	86	258	291	89	
L-6	上縁		24	258	45	19	231	21	73	32	228		
	下縁		74	99	61	79	77	86	85	85	97	88	

表-6 中央径間 $l/2$ 断面の応力 (単位: 応力 kg/cm^2 , 応力比 %)

荷重	区分	A 桁			B 桁			C 桁			D 桁		
		実測値	計算値	応力比	実測値	計算値	応力比	実測値	計算値	応力比	実測値	計算値	応力比
		L-1	上縁 下縁	24 -49	16 -53	150 93	16 -28	7 -33	229 85	8 -10	4 -18	200 56	8 -1
L-2	上縁 下縁	5 -17	7 -24	72 71	-19	6 -25	76	14 -20	6 -27	234 74	21 -26	9 -31	234 84
L-3	上縁 下縁	-202 283	-96 -317	210 89	-74 126	-46 199	161 63	-62 81	-26 106	238 76	8 12	-5 16	160 75
L-4	上縁 下縁	-75 120	-44 145	170 83	-81 113	-34 150	238 75	-106 145	-38 163	279 89	-121 165	-54 183	224 90
L-5	上縁 下縁	31 -49	17 -57	182 86	29 -44	12 -52	242 85	30 -47	12 -52	250 91	34 -42	17 -58	200 73
L-6	上縁 下縁	-185 289	-94 311	197 93	-221 270	-67 290	330 93	-219 273	-68 294	322 93	-167 290	-99 329	169 88

表-7 中央径間 $l/2$ 断面のたわみ (単位: たわみ $1/100 \text{ mm}$, たわみ比 %)

荷重	区分	A 桁			B 桁			C 桁			D 桁		
		実測値	計算値	たわみ比	実測値	計算値	たわみ比	実測値	計算値	たわみ比	実測値	計算値	たわみ比
		L-1	-163	-127	128	-120	-83	145	-72	-65	-42	155	
L-2	-190	-133	143	-136	-195	-147	133	-192	-148	130			
L-3	434	375	116	448	408	110	340	291	117	232	207	112	
L-4	356	286	124	372	318	117	396	317	125	430	379	114	
L-5	-367	-313	117	-382	-322	119	-378	-311	122	-389	-342	115	
L-6	475	383	124	602	488	123	515	445	116	830	691	121	

の結果も同一の傾向を示している。このような不完全合桁構造では, modulus of shear connection を実験的に求め, 理論的に解析すべきであるが, ここでは省略する。

つぎに, たわみの実測値と計算値とを表-7に示す。たわみ比の平均は124%である。

(2) K. Sattler の方法³⁾

一般に桁橋構造では, 縁桁と中桁の剛度は異なり, Guyon-Massonnet の表を利用することはできない。そこで K. Sattler は, 縁桁と中桁の剛度が異なる場合の荷重分布係数を, Guyon-Massonnet の表を利用して導いた。その概略の一部を紹介しあわせて, 荷重分布係数を求めてみよう。

まず,

表-8

	$k=K/4$	verbessert	ζ'	ζ''	
縁桁	k_{aa}	+0.6825	+0.6877	+0.2645	+0.4232
	k_{ab}	+0.3725	+0.3753	+0.2355	+0.1398
	k_{ac}	+0.0950	+0.0957	+0.2355	-0.1398
	k_{aa}	-0.1575	-0.1587	+0.2645	-0.4232
	Σ	+0.9925	+1.0000		
中桁	k_{ba}	+0.3825	+0.3815	+0.2407	+0.1408
	k_{bb}	+0.3050	+0.3042	+0.2593	+0.0448
	k_{bc}	+0.2150	+0.2145	+0.2593	-0.0448
	k_{bd}	+0.1000	+0.0998	+0.2407	-0.1408
	Σ	+1.0025	+1.0000		

$$\text{側径間}; \theta = \frac{b}{l} \sqrt{\frac{J_m q}{J_p}} = 0.296,$$

$$r = \frac{J_r}{J_m} = 1.71$$

$$\text{中央径間}; \theta = 0.286, r = 1.61$$

ただし, l : スパン, $2b$: 有効巾員, $J_m(\bar{J})$: 中桁(横桁)の断面2次モーメント, $p(q)$: 主桁(横桁)間隔である。なお, θ の計算にあたって, 側径間および中央径間にたいして, スパン中央のたわみが等しくなるような単純桁の断面2次モーメントに換算してある。

T桁断面のねじり剛性は, 十分小さいので無視して, $\alpha=0$ とし, Guyon の表から, K_0 値が求められる。 θ が 0.296 と 0.286 との場合は, K_0 値は大差ないので, $\theta=0.286$ の場合の K_0 値を用いるものとする。荷重分布係数 $k=K/n$ は表-8のようになる。ただし n は主桁の本数である。このようにして, $J_r=J_m$ の場合の荷重分布係数が計算されると, $J_r \neq J_m, \alpha=0$ の場合の荷重分布係数はつぎのようにして計算される(図-4, 5, 6 参照)。

図中 k は荷重分布係数, ζ', ζ'' は荷重分布係数の対称および逆対称部分である。また-をつけたものは, $J_r \neq J_m$ に対するものである。まず縁桁について, 図-4から次のようになる。

$$\frac{A\delta_a}{B\delta_a} = \frac{A\bar{\delta}_a}{B\bar{\delta}_a} \dots\dots\dots(1)$$

したがって, (1) 式は,

$$\sum_{r+m} \bar{k}_{ai} z_a = \frac{r}{r \sum k_{ai} + \sum_m k_{ai}} = \frac{r}{r \sum \zeta_{ai}' + \sum_m \zeta_{ai}''} \dots\dots\dots(2)$$

図-4

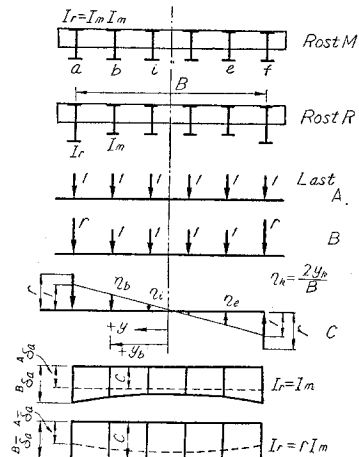


図-5 縁桁の荷重分布影響線

$$\begin{aligned} \zeta_{aa'} &= (k_{aa} + k_{af})/2 \\ \zeta_{aa''} &= (k_{aa} - k_{af})/2 \\ \zeta_{ab'} &= (k_{ab} + k_{ae})/2 \\ \zeta_{ab''} &= (k_{ab} - k_{ae})/2 \\ &\dots\dots\dots(3) \end{aligned}$$

となる。\$\bar{\zeta}_{ai}'\$ と \$\zeta_{ai}'\$ は比例関係にあるから、

$$\bar{\zeta}_{ai}' = \mu \zeta_{ai}' \dots (4)$$

となり、したがって、

$$\mu = \alpha_a \dots\dots\dots(5)$$

となる。また、図-5 から次のようになる。

$$\begin{aligned} \bar{\zeta}_{ai}'' &= \zeta_{ai}'' + \kappa_i \cdot v \\ \bar{\zeta}_{aa}'' &= \zeta_{aa}'' + v \\ &\dots\dots\dots(6) \end{aligned}$$

ただし \$\kappa_i = \zeta_{ai}'' / \zeta_{aa}''\$ であつて、\$v\$ は次式によつて計算される。

$$\begin{aligned} &2r(\zeta_{aa}'' + v) + 2 \\ & \left[\sum_{\eta=0}^{\eta_b} \zeta \eta_i (\zeta_{ai}'' + \kappa_i v) \right] \\ &= r \dots\dots\dots(7) \end{aligned}$$

つぎに中桁について Maxwell の法則から

$$\bar{k}_{ba} = \frac{1}{r} \bar{k}_{ab}, \quad \bar{k}_{bf} = \frac{1}{r} \bar{k}_{af} \dots\dots\dots(8)$$

をうる。また4本主桁の場合には、荷重分布係数は対称であるから、

$$\bar{\zeta}_{bb}'' = 0.5(1 - 2\bar{\zeta}_{ab}') \dots\dots\dots(9)$$

逆対称部分は、

$$\begin{aligned} \bar{\zeta}_{bk}'' &= \zeta_{bk}'' + [\bar{\zeta}_{ba}'' \cdot \eta_k + 0.45 \theta^3 (\eta_k - \eta_k^2) - \zeta_{bk}'] \\ & \frac{r-1}{r} \cdot 1.10 \dots\dots\dots(10) \end{aligned}$$

から計算される。したがつて、

$$\bar{k}_{bk} = \bar{\zeta}_{bk}' + \bar{\zeta}_{bk}'', \quad \bar{k}_{ik} = \bar{\zeta}_{ik}' + \bar{\zeta}_{ik}'' \dots\dots\dots(11)$$

となる。

以上の諸式を用い数値計算を行えば、まず表-9 が求められ、これより荷重分布係数 \$\bar{k}\$ が、表-10 のように計算される。

この \$\bar{k}\$ 値と、Leonhardt, F. の \$q\$ 値とを比較してみると、同じような傾向がみられ、いずれの方法で計算しても大差ないことがわかる。従つて、この方法による計算値と実測値の比較は省略する。

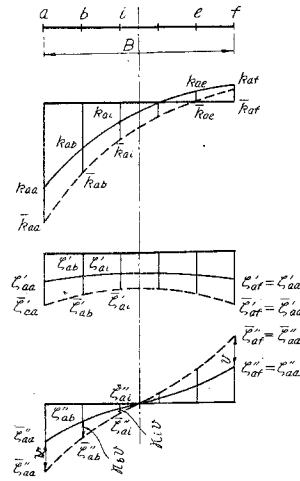


図-6 中桁の荷重分布影響線

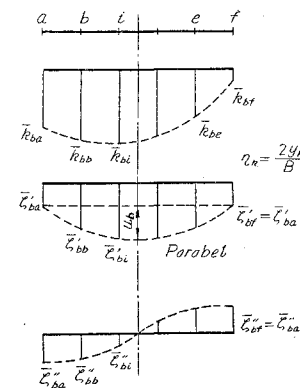


表-9

		側 径 間	中 央 径 間
縁 桁	\$\mu\$	1.243	1.218
	\$\kappa_b = -\kappa_c\$	0.330	0.330
	\$\eta_b\$	0.333	0.333
	\$v\$	0.047	0.045
中 桁	\$\bar{\zeta}_{ba}' = \bar{\zeta}_{bd}'\$	0.171	0.178
	\$\bar{\zeta}_{bb}'\$	0.207	0.213
	\$\bar{\zeta}_{ba}''\$	0.091	0.096
	\$\bar{\zeta}_{bb}'' = -\bar{\zeta}_{bc}''\$	0.039	0.040

表-10 荷重分布係数 (Sattler)

		側 径 間	中 央 径 間
縁 桁	\$\bar{k}_{aa}\$	+0.7986	+0.7903
	\$\bar{k}_{ab}\$	+0.4480	+0.4415
	\$\bar{k}_{ac}\$	+0.1376	+0.1323
	\$\bar{k}_{ad}\$	-0.1410	-0.1459
中 桁	\$\bar{k}_{ba}\$	+0.2620	+0.2735
	\$\bar{k}_{bb}\$	+0.2466	+0.2535
	\$\bar{k}_{bc}\$	+0.1678	+0.1727
	\$\bar{k}_{bd}\$	+0.0805	+0.0820

表-11 荷重分布係数 (Guyon)

		側 径 間		中 央 径 間	
		\$K_0\$	\$k=K/4\$	\$K_0\$	\$k=K/4\$
縁 桁		+2.72	+0.680	+2.73	+0.682
		+1.48	+0.370	+1.47	+0.368
		+0.38	+0.095	+0.37	+0.092
		-0.64	-0.160	-0.63	-0.158
中 桁		+1.54	+0.385	+1.53	+0.382
		+1.21	+0.302	+1.22	+0.305
		+0.86	+0.215	+0.87	+0.218
		+0.42	+0.105	+0.41	+0.102

(3) Y. Guyon の方法⁴⁾

桁橋構造を直交異方性板とみなした Y. Guyon の表は、縁桁と中桁の剛度が等しい場合にのみ適用できるが、ここでは一応、参考までに Y. Guyon の表から、\$K_0\$ 値を求め、荷重分布係数 \$k=K_0/4\$ を計算し、その結果を表-11 に示す。ただし主桁の剛度としては、縁桁と中桁の剛度の平均値をとり、横桁の剛度は、(1)、(2)の方法と同様にスラブ厚さの12倍の有効巾を考慮剛度を計算した。また側径間および中央径間の主桁の剛度は、スパン中央のたわみが等しくなるように、単純桁の断面2次モーメントに換算した。

以上の計算結果からわかるように、Y. Guyon の表からえられる荷重分布係数 \$k\$ は、さきの2つの方法すなわち、Leonhardt および Sattler の方法からえられる値とは、かなりの相違があることがわかる。

5. 固有振動周期

本橋は巾員 6.5m に比較して側径間 33.8m, 中央径間 40.4m であつて、スパンは巾員に比較して、十分大きいので、振動性状は桁に類似なものであると予想される⁵⁾。そこでここでは、変断面変スパンの連続桁の振

動数方程式を求め、固有振動周期を求めた上、実測値と比較してみる。

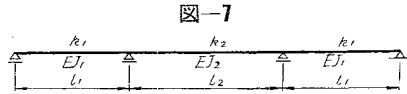


図-7を参考して、振動数方程式は、つぎのようになる⁵⁾。

$$\frac{J_1 k_1}{J_2 k_2} \cdot \frac{1}{C_1(k_1 l_1)} + \frac{1}{C_2(k_2 l_2) + s_2(k_2 l_2)} = 0$$

ここに、 $C(kl) = \coth kl - \cot kl$

$$s(kl) = -\operatorname{cosech} kl + \operatorname{cosec} kl$$

$$k^4 = (Ar/EJg)p^2$$

p : 円振動数 Ar : 単位長さあたりの桁重量

である。いま、 $(Ar)_1 = (Ar)_2 = 14 \text{ kg/cm}$ 、 $E = 21 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 、断面2次モーメントは、表-4に示す縁桁と中桁の平均値をとつて、側径間で $J_1 = 37.064 \times 10^6 \text{ cm}^4$ 、中央径間で $J_2 = 34.381 \times 10^6 \text{ cm}^4$ とすると、結局振動数方程式は、

$$1.058 [C_2(k_2 l_2) + s_2(k_2 l_2)] = 0$$

となる。これから固有振動周期は、 $\tau = 2\pi/p = 0.362 \text{ sec}$ となる。実測値は5個の平均をとつて、 $\tau = 0.358 \text{ sec}$ であつて、比較的良好に合っている。

もちろんこの場合は、スパンが巾員に比較して十分大きいので、桁として固有振動周期を計算してもよいわけ

であつたが、巾員がスパンに比較して大きい場合には、板の振動として考えるべきであろう。

6. むすび

以上、滝野大橋について行つた載荷実験について、その概要を述べた。とくに荷重の横分布については、F. Leonhardtの方法と、K. Sattlerの方法による値は、大体同じような傾向を有することがわかつた。また縁桁と中桁の剛度が、かなり異なるような本橋の場合では、Y. Guyonの表から求められる荷重分布係数は、他の2つの方法から求められる値とは、かなり違つている。したがつて縁桁と中桁の剛度が異なる桁橋では、K. Sattlerの方法を、F. Leonhardtの方法とあいともなつて、広く利用したいものである。

また固有振動周期の計算にあつては、本橋のように細長い桁橋では、桁として計算しても十分正確であることがわかる。これは、さきに著者の一人成岡が指摘したとおりである。

参考文献

- 1) Leonhardt, F: Die Vereinfachte Trägerrostberechnung.
- 2) 成岡・大村・伊藤: 土木学会誌, 40-12 (昭 30.12), p.18~24
- 3) Sattler, K: Bauing, Bd. 34 (1959), s.1~9, 53~59
- 4) Morice, P.B. and G. Little: Structural Engineer, 32(1954)
- 5) 成岡・平井: 土木学会論文集第 35号 (昭 31), p.25~30
- 6) Timoshenko, S: Vibration Problems in Engineering, 1947

新 河 川 学

台風襲来 河川の調査研究の急務

扇状地や河成段丘などの発達過程の解析、さらに河谷の発生、河川の発達の地形学的解明などについて内外の諸研究を集大成し、地球物理学的立場から体系的に河川学を樹立した名著。水害対策、国土の総合開発にとまなう河川の改修、ダムの建設にあたり、河川の本性を総合的に究明する基本的知識を結集した河川理学の唯一の著書として河川工学、災害対策、農工水利関係者にお薦めする。

[A 5判 330 余頁 図版 270 余個 クロース上製本 定価 700 円]

建築材料ハンドブック 工学博士 狩野 春一編

設計施工にあたって必ず知っておくべき、材料に関する理論的並に実用的知識の集大成

[A 5判 750 余頁 ¥ 1800]

新地質学汎論 理学博士 藤本 治義著

地殻を構成する岩石、地殻の構造、古生物など地質学全般を明快に解説した地質学教科書

[A 5判 320 頁 ¥ 580]

季節風 根本・倉島共著 吉野・沼田

日本の風土文明は偉大な風の影響に支配される。土木事業も亦これに特に留意すべきである

[B 6判 300 頁 ¥ 390]

理学博士
野満隆治著
京大助教授・理学博士
瀬野錦蔵補訂

河川の涵養や流水の運動などの実測とその理論、運搬その他の河川作用の究明、河川ならびに河谷の形状、扇状地や河成段丘などの発達過程の解析、さらに河谷の発生、河川の発達の地形学的解明などについて内外の諸研究を集大成し、地球物理学的立場から体系的に河川学を樹立した名著。水害対策、国土の総合開発にとまなう河川の改修、ダムの建設にあたり、河川の本性を総合的に究明する基本的知識を結集した河川理学の唯一の著書として河川工学、災害対策、農工水利関係者にお薦めする。

日本土木技術史 高橋 裕著

封建制度の下で天才的技術家と農民の犠牲によって日本独自の工法を完成し、更に近代技術確立の過程を実証的に追求 [B 6判 ¥ 280]

日本建築技術史 村松貞次郎著

東西技術の融合、木造建築の近代化、施工技術などの発展過程を、資材や技法を通じて独自の証明を試みた特異の建築史 [B 6判 ¥ 350]

日本農業技術史 筑波 常治著

農業技術と自然的風土条件や社会機構との結びつき、更に時代的代表指導者とその思想的流れを追求した異色の農業史 [B 6判 ¥ 290]

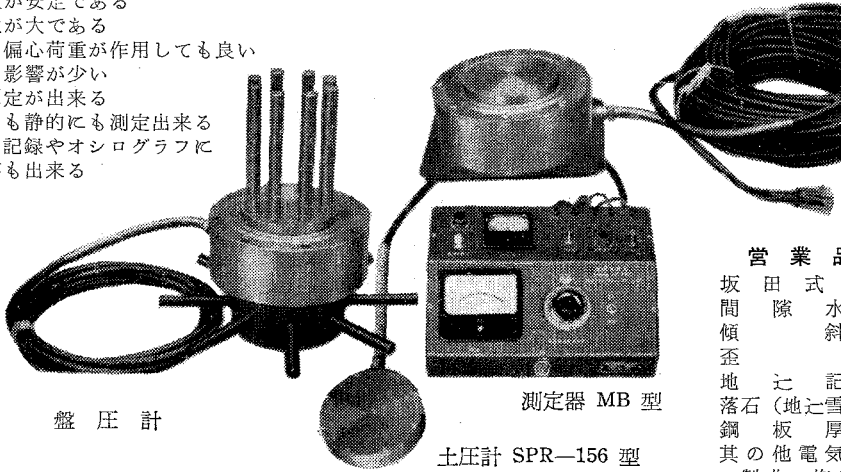
東京都文京区春日町 1 の 1 (水道橋傍) **地人書館** 振替口座東京 1532 番 電話 (92) 0525, 5375

土圧計、盤圧計には坂田式を!

特 徴

- ① 価格が低廉である
- ② 測定値が安定である
- ③ 耐久性が大である
- ④ 多少の偏心荷重が作用しても良い
- ⑤ 温度の影響が少い
- ⑥ 遠隔測定が出来る
- ⑦ 動的にも静的にも測定出来る
又自記記録やオシログラフにとる事も出来る

盤 圧 計



盤 圧 計

測定器 MB 型

土圧計 SPR-156 型

営 業 品 目

坂田式土圧計
 間隙水圧計
 傾歪斜計
 地記記録器
 落石(地雪崩)予報器
 鋼板厚み計
 其他電気機構装置
 製作・修理・販売



坂田電機株式会社

本社・工場：東京都杉並区荻窪2丁目48番地 電話(39)4652・(398)0152
 保谷工場：東京都北多摩郡保谷町上保谷上柳沢

コンクリートパンフレット 各号共 A・5判 1部 60円 十10円

58号 **コンクリートの練り混ぜと打込み** (上) 82ページ
 59号 (下) 76ページ
 (米国における最近の技術と傾向) 間組技術局 藤田圭一氏 訳

コンクリート辞典

京大名誉教授 工博 近藤泰夫氏 編

B・6 変形判
 254ページ
 1部 150円 十30円

コンクリート講習会テキスト

(昭和34年8月 京都市において開催のもの)

B・5 124ページ
 1部 150円 十20円

月刊雑誌

セメントコンクリート

長期講読料 1年 600円 半年 300円 (十共)

B・5 約50ページ
 1部 50円 十10円

東京都港区赤坂台町1番地 **日本セメント技術協会** 振替東京196803
 電話(48)8541~3