

鳥越橋(鋼コンクリート活荷重合成箱桁橋)の応力測定試験報告

井 藤 昭 夫*

I. ま え が き

本橋は1級国道5号線が峠下赤井川間の道路改良により路線が変更し、国鉄函館本線大沼隧道付近で交叉するために架設された跨線橋である。

本道では例の少ない支間55.00 m、幅員7.00 mの鋼コンクリート活荷重合成箱桁橋であるため、その応力特性を調査する応力測定試験を行なった。

測定値を検討するための理論値は、まず、単なる I-section の2主桁橋として計算した値と、振りおよび曲げ振りに抵抗する閉じた薄肉断面の棒と見なして計算した値である。

結果の詳細は後述するが、本橋のように箱桁を用いた橋梁は立体的薄肉構造であるため曲げ振り理論によってその立体的応力解析を行なった結果、従来のような平面構造の桁の設計に用いられている計算方法では不充分であることがわかった。

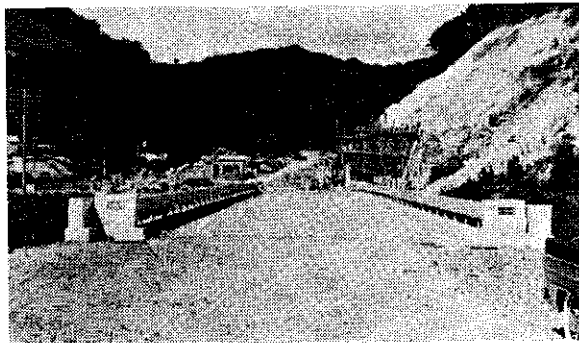


写真-1 鳥越橋正面

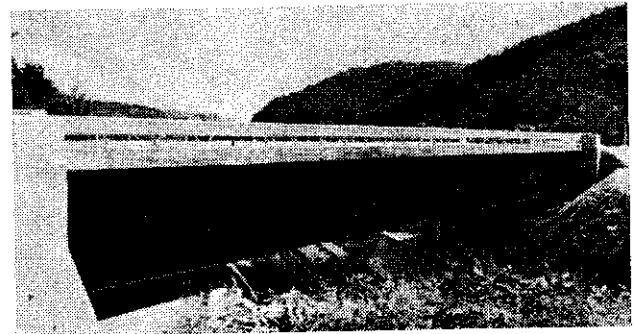


写真-2 鳥越橋側面

II. 合成箱桁橋の曲げ振り理論による解析

§1. 仮定断面

解析にあたり図-1に示す断面を仮定し、支間全長にわたり一定とする。

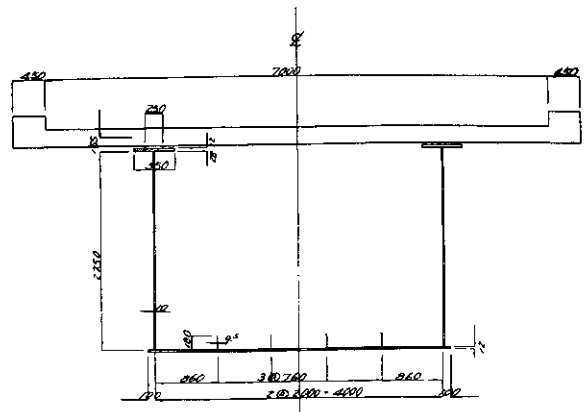


図-1

断面对称なるため左半分の断面積は

	Section	A_g	y	$A_g y$	$A_g y^2$	I_g
F.C.	3,950×228×1/7	1,286.5	153.0	196,834.5	30,115,678	55,729
Cov. PL	250×12	30.0	140.9	4,227.0	595,584	
FPL	550×28	154.0	138.9	21,390.6	2,971,154	
Web. PL	2,750×10	275.0				1,733,072
Stiff. PL	2×180×9.5	34.2	128.5	4,394.7	564,718	
FPL	2,100×12	252.0	138.1	34,801.2	4,806,045	
	A_s	745.2		13,578.9	10,670,573	
	A_v	2,031.7		183,256.2	40,841,980	

* 構造研究室、技官

$$e_s = \frac{13,579.9}{745.2} = 18.2 \text{ cm} \quad e_v = \frac{183,256.2}{2,031.7} = 90.2 \text{ cm}$$

$$I_s = 10,670,573 - 745.2 \times 18.2^2 = 10,423,733 \text{ cm}^4$$

$$I_v = 40,841,980 - 2,031.7 \times 90.2^2 = 24,311,990 \text{ cm}^4$$

§2. セン断流の計算

セン断流理論により合成箱桁橋の断面が曲げを受けて曲げ垂直応力とともに、これに釣り合うセン断流 q_b が作用する。この断面は閉断面であるため内的不静定であるので1個の切断を入れた静定断面について静定セン断流 $\bar{q}_b$ を求める。

変形により切口にくい違いを生ずるのでこれを閉じるために均一不静定セン断流 S を追加しなければならない。

したがって全セン断流 q_b は次式となる。

$$q_b = \bar{q}_b + S \quad (1)$$

$\bar{q}_b$ は次式で定義される。

$$\bar{q}_b = \bar{q}_{bt} = \frac{Q}{I} \int_{\text{Shaded Area}} y dA$$

合成箱桁断面では

$$\bar{q}_b = \frac{Q}{I} \int_0^S \frac{yt}{n} dS \quad (2)$$

ここに

Q : 断面に作用するセン断力

I : 合成箱桁の鋼に換算した断面二次モーメント

$\int_0^S \frac{yt}{n} dS$: 桁断面壁部分 $0 \sim S$ の断面重心 S を通る水平軸に関する鋼に換算した断面一次モーメント

n_0 : 1 鋼およびジベル, E_b/E_c コンクリート

$$\bar{q}_0 = 0$$

$$\bar{q}_1 = \bar{q}_2 = \frac{\theta}{I} \int_{206.8}^{225.4} St_B dS = \frac{\theta}{I} \times \frac{0.95}{2} (225.4^2 - 206.8^2)$$

$$\bar{q}_3 = \frac{Q}{I} (1.2 \times 200 \times 225.4)$$

$$\bar{q}_4 = \frac{Q}{I} (1.2 \times 10 \times 225.4)$$

$$\bar{q}_5 = \frac{Q}{I} \sum_1^4 \bar{q}$$

$$\bar{q}_{\max} = \bar{q}_5 + \frac{Q}{I} \int_0^{225.4} St_W dS = \bar{q}_5 + \frac{\theta}{I} \times \frac{1.0}{2} \times 225.4^2$$

$$\bar{q}_6 = \bar{q}_{\max} - \frac{Q}{I} \int_0^{52.2} St_W dS = \bar{q}_{\max} - \frac{\theta}{I} \times \frac{1.0}{2} \times 52.2^2$$

$$\bar{q}_7 = \bar{q}_8 = \frac{Q}{I} (40 \times 27.5 \times 52.2)$$

$$\bar{q}_9 = \bar{q}_6 - (\bar{q}_7 + \bar{q}_8)$$

$$\bar{q}_{10} = \frac{Q}{I} (52.2 + 13.5) \times 22.8 \times \frac{1}{7} \times 175.0$$

ゆえに (2), (3) より

$$S \int \frac{n_0}{t} dS + \int \frac{\bar{q}_b n_0}{t} dS = 0$$

$$S = - \frac{\int \frac{\bar{q}_b n_0}{t} dS}{\int \frac{n_0}{t} dS} \quad (4)$$

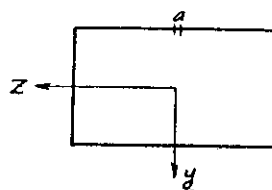


図-2

図-2 の a に切口を設うけ

れば $\int \frac{\bar{q}_b n_0}{t} dS = 0$ となるから $S = 0$

$\bar{q}_b$ の計算および $\bar{q}_b$ 図を示すと

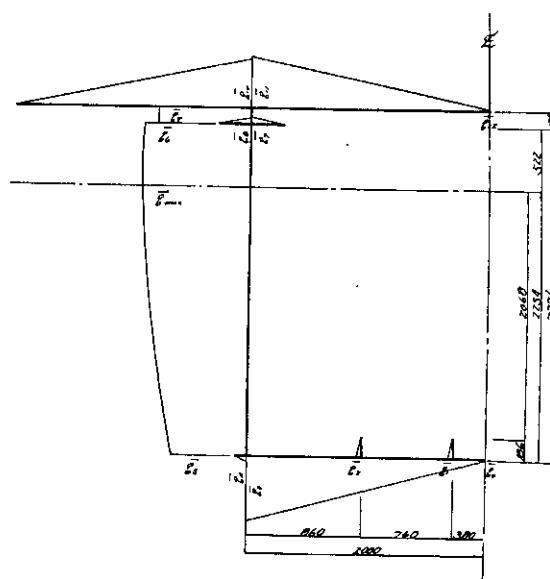


図-3 静定セン断流 $\bar{q}_b$ 図

$$= 3,818 \frac{Q}{I}$$

$$= 54,096 "$$

$$= 2,704 "$$

$$= 64,436 "$$

$$= 89,838 "$$

$$= 88,476 "$$

$$= 5,740 "$$

$$= 76,996 "$$

$$= 41,728 "$$

$$\bar{q}_{11} = \frac{Q}{I} (52.2 + 13.5) \times 22.8 \times \frac{1}{7} \times 200.0$$

$$= 42,771 \frac{Q}{I}$$

$$\bar{q}_{12} =$$

$$= 0$$

§ 3. セン断中心の決定

本合成箱桁橋は左右対称であるから、セン断中心 S は y 軸上にあることは明らかである。したがって y 軸上における S の位置を求めればよい。いま水平セン断力 H が床版中心線と y 軸との交点 C 上 h の位置に作用したとき桁には捩りを生ぜず、曲げのみが作用するとすれば、 y 軸上点 C より h の位置にある点 S がセン断中心である。

この条件を式に示せば

$$\bar{q}_0 = 0$$

$$\bar{q}_1 = \frac{H}{I} (18.0 \times 0.95 \times 38.0)$$

$$\bar{q}_2 = \frac{H}{I} (18.0 \times 0.95 \times 114.0)$$

$$\bar{q}_3 = \frac{H}{I} \int_0^{200.0} S \cdot t_F dS = \frac{H}{I} \cdot \frac{1}{2} \times 200.0^2 \times 1.2$$

$$\bar{q}_4 = \frac{H}{I} \int_{200.0}^{210.0} S \cdot t_F dS = \frac{H}{I} \cdot \frac{1.2}{2} (210.0^2 - 200.0^2)$$

$$\bar{q}_5 = \sum_1^4 \bar{q} =$$

$$\bar{q}_6 = \bar{q}_5 + \frac{H}{I} (1.0 \times 200.0 \times 277.6)$$

$$\bar{q}_7 = \frac{H}{I} \int_{172.5}^{200.0} S \cdot t_F dS = \frac{H}{I} \cdot \frac{4.0}{2} (200.0^2 - 172.5^2)$$

$$\bar{q}_8 = \frac{H}{I} \int_{200.0}^{227.5} S \cdot t_F dS = \frac{H}{I} \cdot \frac{4.0}{2} (227.5^2 - 200.0^2)$$

$$\bar{q}_9 = \sum_6^8 \bar{q} = \frac{H}{I} (84,579 + 20,488 + 23,512)$$

$$\bar{q}_{10} = \bar{q}_9 + \frac{H}{I} \int_{200.0}^{395.0} S t_{Fc} dS = \bar{q}_9 + \frac{H}{I} \cdot \frac{22.8}{2} \times \frac{1}{7} (395.0^2 - 200.0^2)$$

$$\bar{q}_{11} = \bar{q}_{10} + \frac{H}{I} \int_0^{200.0} S t_{Fc} dS = \bar{q}_{10} + \frac{H}{I} \cdot \frac{22.8}{2} \times \frac{1}{7} \times 200.0^2$$

$$= 0$$

$$= 650 \frac{H}{I}$$

$$= 1,949 "$$

$$= 24,000 "$$

$$= 2,460 "$$

$$= 29,059 "$$

$$= 84,579 "$$

$$= 20,488 "$$

$$= 23,512 "$$

$$= 128,579 "$$

$$= 317,534 "$$

$$= 382,676 "$$

q_h : 点 S に作用する水平セン断力 H による単純曲げによるセン断流

r_c : 点 C より q_h の方向に下した垂線の長さ

$$h = \frac{M_t}{H} = \int_F \frac{q_h r_c dS}{H} \quad (5)$$

$$q_h = \frac{H}{I} \int_0^S \frac{x \cdot t}{n} dS \quad \text{である。} \quad (6)$$

§ 2 の場合と同様に静定セン断流 $\bar{q}_h$ を求める。

$$= 0$$

$$= 650 \frac{H}{I}$$

$$= 1,949 "$$

$$= 24,000 "$$

$$= 2,460 "$$

$$= 29,059 "$$

$$= 84,579 "$$

$$= 20,488 "$$

$$= 23,512 "$$

$$= 128,579 "$$

$$= 317,534 "$$

$$= 382,676 "$$

次に不静定セン断流 S を式 (4) より求める。

これらの積分において n_g は積分要素 dS が、鋼桁あるいはシベル中にあれば $n_g = 1$ 、コンクリート中にあれば $n_g = G_s/G_c$ をとる。

式中の t は桁の肉厚である、シベルを通る dS に対する t の値は、次のように等価壁厚を用いることにする。

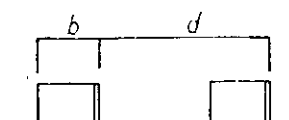


図-5

すなわち 図-5 に示すとおり、シベルのピッチ d 、水平方向の腹 b 、厚さ t_a の場合には、シベルに一定セン断流 q_a が作用するものとするれば、各シ

ベルの間ではセン断流は存在しない。

すなわち、不連続性のセン断流の状態である。

これを連続性セン断流に換算するため、 x 方向に連続した鋼の壁体を仮定すれば、その等価壁厚 t_e は次式で示される。

$$t_e = \frac{b \cdot t_a}{d} \times 2 \quad (7)$$

$$t_e = \frac{3 \times 3}{40} \times 2 = 0.45 \text{ cm}$$

$$\oint \frac{n_g}{t} dS = \frac{200.0}{1.2} \times 2 + \frac{(52.2 + 225.4)}{1.0} \times 2 + \frac{13.5}{0.45}$$

$$\times 2 + \frac{200.0 \times 2}{22.8} \times \frac{8.1}{1.29} = 1,057.2$$

$$\frac{1}{2} \oint \frac{\bar{q}_h n_g}{t} dS = \left\{ \frac{1}{2} \times \frac{200.0 \times 24,000}{1.2} + \frac{1}{2} \times \frac{1}{10} \right.$$

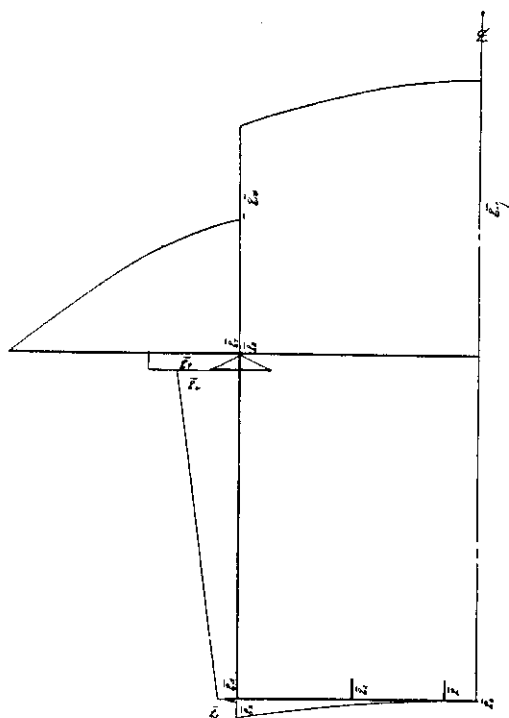


図-4 静定せん断流 $\bar{q}_h$ 図

$$\begin{aligned} & \times 277.6 \times (29,059 + 84,579) + \frac{13.5}{0.45} \times 128,579 \\ & + \frac{6.279}{22.8} \times (57,913 + 317,534) \times 200.0 \left\} \frac{H}{I} \right. \\ & \doteq 40,422,454 \end{aligned}$$

$$\oint \frac{\bar{q}_h n_q}{t} dS = 80,844,908 \frac{H}{I}$$

ゆえに式(4)から $S = -\frac{80,844,908}{1,057.2} = -76,470 \frac{H}{I}$

$$\int F q_h r_c dS = \sum F (r_c \times (q_h \text{ 線図の面積}))$$

q_h 線図の面積

1) Upper Flange

$$F_{uf} = \frac{H}{I} (20,488 \times 27.5 \times 0.5 - 23,512 \times 27.5 \times 0.5) = -41,580 \frac{H}{I}$$

2) Lower Flange

$$F_{lf} = \frac{H}{I} (-76,470 - 52,470) \times \frac{200.0}{2} = -12,894,000 "$$

3) Web. PL

$$F_w = \frac{H}{I} \left(-\frac{1}{2} \times 233.0 \times 47,411 \right) + \frac{H}{I} \left(+\frac{1}{2} \times 44.60 \times 0.109 \right) = -5,342,552 "$$

4) シェル部

$$F_d = \frac{H}{I} \times 13.5 \times 44,000 = 594,000 "$$

$$\frac{1}{2} \sum M = -41,580 \times 13.5 \times \frac{H}{I} = -561,330 "$$

$$-12,894,000 \times 291.1 \times " = -3,753,443,400 "$$

$$-5,342,552 \times 200.0 \times " = -1,068,510,400 "$$

$$+594,000 \times 200.0 \times " = 118,800,000 "$$

$$\therefore \sum M = -9,407,430,260 \frac{H}{I} = -4,703,715,130 \frac{H}{I}$$

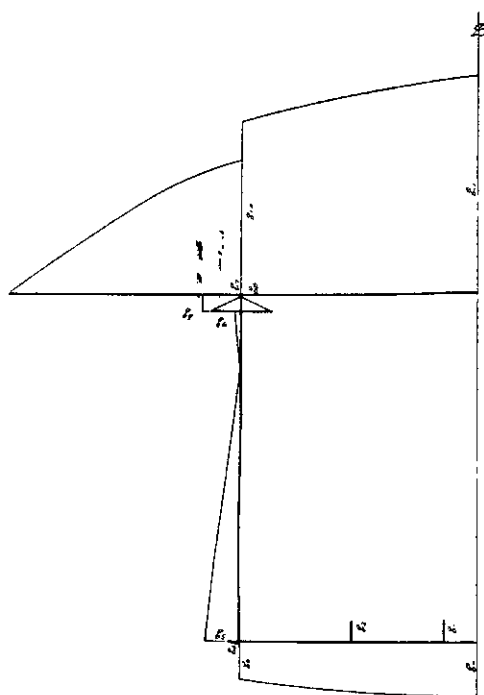


図-6 $\int F q_h r_c dS = \sum F [r_c \times (q_h \text{ 線図の面積})]$

故式(1)より q_h を求めると

$$q_0 = 76,470 \frac{H}{I} = 76,470 \frac{H}{I}$$

$$q_3 = (76,470 - 24,000) " = 52,470 "$$

$$q_5 = (76,470 - 29,059) " = 47,411 "$$

$$q_6 = (84,579 - 76,470) " = 8,109 "$$

$$q_9 = (128,579 - 76,470) " = 52,109 "$$

$$q_{10} = (317,534 - 76,470) " = 241,064 "$$

$$q_{11} = (382,676 - 76,470) " = 306,206 "$$

図-1 に示す断面の y 軸 (橋軸) に関する断面二次モーメント I_y は

Fc	$\frac{1}{12} \times \frac{1}{7} \times 22.8 \times 790^3$	= 133,824,871 cm ⁴
Up. Flg.	$2 \times \frac{1}{12} \times 4.0 \times 55^3 + 2 \times 55 \times 4 \times 200^2$	= 17,710,905 "
Lo. Flg.	$\frac{1}{12} \times 1.2 \times 420^3$	= 7,408,800 "
Web. PL	$2 \times \frac{1.0^3}{12} \times 275.0 + 2 \times 1.0 \times 275.0 \times 200^2$	= 22,000,044 "
Stiff. PL	$2 \left(2 \times \frac{18.0}{12} \times 0.95^3 + 18.0 \times 0.95 \times 114.0^2 + 18.0 \times 0.95 \times 38.0^2 \right)$	= 493,852 "
		$I_y = 181,438,472 \text{ cm}^4$

$$h = -\frac{9,407,430,260}{181,438,472} = -51.84 \text{ cm}$$

§ 4. 捩りによる応力

(a) 捩り剛性 K

合成箱桁橋の捩りの問題を薄肉閉断面の棒の捩り理論を適用できるものとして解くことにする。

今 θ を捩りに関する応力関数とすれば、断面内の一つの曲線に沿って座標 u を取り、これから右手の方に引いた法線方向を n とすると

$$\begin{aligned} \frac{\partial \theta}{\partial n} &= \frac{\partial \theta}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial n} + \frac{\partial \theta}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial n} = \tau_{yz} \frac{\partial y}{\partial u} + \tau_{xz} \frac{\partial x}{\partial u} \\ &= \tau_{uz} \end{aligned} \quad (8)$$

となる。同様にして

$$\begin{aligned} \frac{\partial \theta}{\partial u} &= \frac{\partial \theta}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial u} + \frac{\partial \theta}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial u} = -\tau_{yz} \frac{\partial y}{\partial n} - \tau_{xz} \frac{\partial x}{\partial n} \\ &= -\tau_{nz} \end{aligned} \quad (9)$$

そのために $\theta =$ 一定である線と一致すると $\tau_{nz} = 0$ であり、 τ_{uz} はその点での合セン断力と一致する。薄肉断面であると、その内外の周辺がそれぞれ $\theta =$ 一定の線であって、その間を θ が一様に变化するものと考えることができる。

したがって肉厚力として $\tau_{uz} t = \theta_{y1} - \theta_{y2} =$ 一定

このセン断力 τ_u による捩りモーメント M_τ は、 r_u を捩り中心とすれば

$$M_\tau = \oint \tau_{ut} r_u du \quad (10)$$

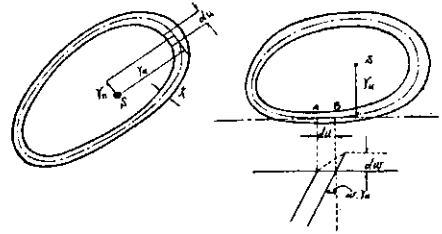
ここで $\tau_{ut} = \text{const}$ であるから $M_\tau = \tau_{ut} \oint r_u du$

$\oint (y dx - x dy) = 2F$ であるから $M_\tau = \tau_{ut} \cdot 2F$ となる

図のように $u-z$ 面内でのセン断ヒズミは

$$w r_u + \frac{dw}{du}$$

ここに w は捩り率を表わす。



したがって

$$\frac{\tau_u}{G} = w r_u + \frac{dw}{du}$$

したがって

$$\begin{aligned} \int_A^B \tau_u du &= G(w_B - w_A) + Gw \int_A^B (x dy - y dx) \\ &= G(w_B - w_A) + Gw \int_A^B r_u du \end{aligned} \quad (11)$$

ゆえに積分が全周を回ると B が A に一致するので、その点の w が一致するためには

$$w = \frac{d\theta}{dx} = \frac{\tau_u t}{2FG} \oint \frac{du}{t} \text{ となる。}$$

今捩り関数 $\bar{q}_K = \frac{q_K}{\frac{d\theta}{dx} \cdot G}$ と定義すると

$$\bar{q}_K \oint \frac{n_q}{t} du = 2F \quad (12)$$

ここに

$\oint du =$ 閉断面の肉厚中心線に沿う一周積分

$F =$ 閉断面の囲む面積

$n_q = \frac{G_s}{G_c}$ (鋼, コンクリートセン断弾性係数比)

$$\therefore \bar{q}_K = \frac{2F}{\oint \frac{n_q}{t} du} \quad (13)$$

全断面の捩りモーメントは断面を四角形とすれば開断面の床版, フランジ, リブの捩りモーメントとセン断流

による振りモーメントの和であるから

$$T = M_r + \sum \frac{1}{3} Gbt^3 w \cdot f\left(\frac{b}{t}\right) \quad (14)$$

ここに $f\left(\frac{b}{t}\right)$ は $\frac{b}{t}$ で定まる定数で $\frac{b}{t} \approx \infty$ の時は

$$f\left(\frac{b}{t}\right) \approx 1 \text{ である。}$$

$$\text{ゆえに } T = 2Fq + \sum \frac{1}{3} Gbt^3 \frac{d\theta}{dx} \text{ となる。} \quad (15)$$

$T/w = K$ が振り剛性であるから

$$K = \frac{M_r}{w} + \sum \frac{1}{3} Gbt^3 = \frac{4F^2 G_s}{\int \frac{n_g}{t} du} + \sum \frac{1}{3} Gbt^3$$

$$= K_c + K_0 \quad (16)$$

$$F = (277.6 + 13.5) \times 400.0 = 116,440 \text{ cm}^2$$

$$F^2 = 1.355827 \times 10^{10} \text{ cm}^4$$

$$K_c = \frac{4 \times 1.355827 \times 10^{10} \times 8.1 \times 10^5}{1.0572 \times 10^3} = 4.1552$$

$$\times 10^{13} \text{ kg cm}^2$$

$$K_0 = \frac{1}{3} \{ (2 \times 250 \times 12^3 + 2 \times 55.0 \times 2.8^3 + 4 \times 18.0$$

$$\times 0.95^3) \times 8.1 \times 10^5 + 2 \times 200.0 \times 22.8^3 \times 1.29$$

$$\times 10^5 \} = 0.061 \times 10^{13} \text{ kg cm}^2$$

$$\therefore K = (4.1552 + 0.0613) \times 10^{13} = 4.2165 \times 10^{13} \text{ kg cm}^2$$

(b) 単純振りの振り関数

式(13)より

$$\bar{q} = \frac{2F}{\int \frac{n_g}{t} du} = \frac{2 \times 116,400}{1,057.2} = 220,204 \text{ cm}^2,$$

§5. 合成箱桁橋断面の曲げ振り

(a) 曲げ振りによる二次せん断流

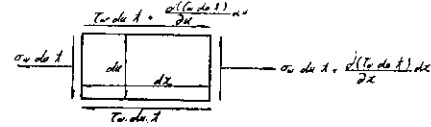
載荷状態が桁断面に対して非対称の場合には、箱桁は曲げ同時に振りを受け、振りによるスパン方向のソリ(Warping)が一般に拘束を受け、その程度は断面の位置によって変化し、ソリを拘束するためにヒズミが生ずる。したがってスパン方向の垂直応力ならびにこれと釣

り合う二次せん断力を発生する。

ソリ w_u のスパン方向の変化により生ずる垂直応力は

$$\sigma_w = E \frac{\partial w_u}{\partial x} \quad (17)$$

σ_w とこれに釣り合うために生ずる二次せん断応力 τ_w との関係は



$$\frac{\partial(\tau_w t)}{\partial u} + \frac{\partial(\sigma_w t)}{\partial x} = 0 \text{ である。} \quad (18)$$

いま $W_u = \frac{w_u}{d\theta}$ によってソリ関数を定義すれば、曲

げ振りによる二次せん断流 q_w は

$$q_w = \sigma_w t = \int \frac{\partial(\tau_w t)}{\partial u} du = - \int \frac{\partial(\sigma_w t)}{\partial x} du$$

$$= -E_s \frac{d^3 \theta}{dx^3} \left[\int_0^u \frac{W_u t}{n} du + S_w \right] \quad (19)$$

S_w は不静定せん断流の項である。

振りモーメントは $T_w = \int_F q_w r_u du$ で表わされる。 $\int_F$ は全橋断面についての線積分である。

結局

$$T_w = -E_s \frac{d^3 \theta}{dx^3} \int_F \left[\frac{W_u t}{n} \left\{ - \int_0^u r_u du \right. \right.$$

$$\left. \left. + \int_0^u \frac{\bar{q} n_g}{t} du \right\} \right] du \quad (20)$$

したがって

$$W_u = \frac{w_u}{d\theta} = - \int_0^u r_u du + \int_0^u \frac{\bar{q} n_g}{t} du \quad (21)$$

$$\therefore T_w = -E_s \frac{d^3 \theta}{dx^3} \int_F \frac{W_u^2 t}{n} du \quad (22)$$

$$C_w = \int_F \frac{W_u^2 t}{n} du \text{ とおけば (22) 式は}$$

$$T_w = -E_s \cdot C_w \frac{d^3 \theta}{dx^3} \text{ となる} \quad (23)$$

$\bar{q}_w$

$\bar{q}_0 =$	$= 0$
$\bar{q}_1 =$	$= 573,232 \left(-E_s \frac{d^3 \theta}{dx^3} \right)$
$\bar{q}_2 =$	$= -2,230,393 \left(\quad \right)$
$\bar{q}_3 = (573,232 - 2,230,393)$	$\left(-E_s \frac{d^3 \theta}{dx^3} \right)$
$\bar{q}_4 = (-1,657,161 + 22,653)$	$\left(\quad \right)$
$\bar{q}_5 =$	$= -1,634,508 \left(\quad \right)$
$\bar{q}_6 =$	$= 565,290 \left(\quad \right)$
$\bar{q}_7 =$	$= 681,230 \left(\quad \right)$
$\bar{q}_7 = (-1,634,508 + 565,290 + 681,230)$	$\left(\quad \right)$
	$= -387,988 \left(\quad \right)$

$$\begin{aligned}
\bar{q}_8 &= (-387,988 + 2,355,713) & \left(-E_s \frac{d^3\theta}{dx^3}\right) &= 1,967,725 \left(-E_s \frac{d^3\theta}{dx^3}\right) \\
\bar{q}_9 &= & &= 149,640 \left(\quad \right) \\
\bar{q}_{10} &= (1,967,725 + 149,640) & \left(\quad \right) &= 2,117,365 \left(\quad \right) \\
\bar{q}_{11} &= (2,117,365 + 1,039,430) & \left(\quad \right) &= 3,156,795 \left(\quad \right) \\
\bar{q}_{12} &= & &= 134,149 \left(\quad \right) \\
\bar{q}_{13} &= (3,156,795 + 134,149) & \left(\quad \right) &= 3,290,944 \left(\quad \right) \\
\bar{q}_{14} &= (3,290,944 + 413,417) & \left(\quad \right) &= 3,704,361 \left(\quad \right) \\
\bar{q}_{15} &= & &= 38,304 \left(\quad \right) \\
\bar{q}_{16} &= (3,704,361 + 38,304) & \left(\quad \right) &= 3,742,665 \left(\quad \right) \\
\bar{q}_{17} &= (3,742,665 + 53,808) & \left(\quad \right) &= 3,796,473 \left(\quad \right)
\end{aligned}$$

表-1 ソリ関数 W_u の計算

壁区間 ($i-1$) ~ i	$-\int_{i-1}^i r_u du$	$-\int_0^i r_u du$	$\int_{i-1}^i \frac{n_g}{t} du$	$\int_{i-1}^i \frac{\bar{q}n_g}{t} du$	$\int_0^i \frac{\bar{q}n_g}{t} du$	W_u	点
1	0	0	—	—	—	0	0
2	$-51.84 \times 200.0 = -10,368$	-10,368	$\frac{6,279}{22.8} \times 200.0 = 55.078$	12,128	12,128	1,760	1
3	$-51.84 \times 200.0 = -10,368$	-20,736	—	—	12,128	-8,608	2
4	$-13.5 \times 200.0 = -2,700$	-13,068	$\frac{13.5}{0.45} = 30.000$	6,606	18,734	5,066	3
5	$277.6 \times 200.0 = -55,520$	-68,588	$\frac{277.6}{1.0} = 277.600$	61,128	79,862	11,274	4
6	$-38.34 \times 27.5 = -1,054$	-14,122	—	—	18,734	4,612	5
7	$38.34 \times 27.5 = 1,054$	-12,014	—	—	18,734	6,720	6
8	$10.0 \times 230.26 = 2,392$	-66,196	—	—	79,862	13,666	7
9	$-86.0 \times 239.26 = -20,576$	-86,772	$\frac{86.0}{1.2} = 71.666$	15,781	95,643	8,871	8
10	$-18.0 \times 114.0 = -2,052$	-88,824	—	—	95,643	6,819	9
11	$-76.0 \times 239.26 = -18,183$	-107,007	$\frac{76.0}{1.2} = 63.333$	13,946	109,589	2,582	10
12	$-18.0 \times 38.0 = -684$	-107,691	—	—	109,589	1,898	11
13	$-38.0 \times 239.26 = -9,091$	-116,782	$\frac{38.0}{1.2} = 31.666$	6,972	116,561	-221	12

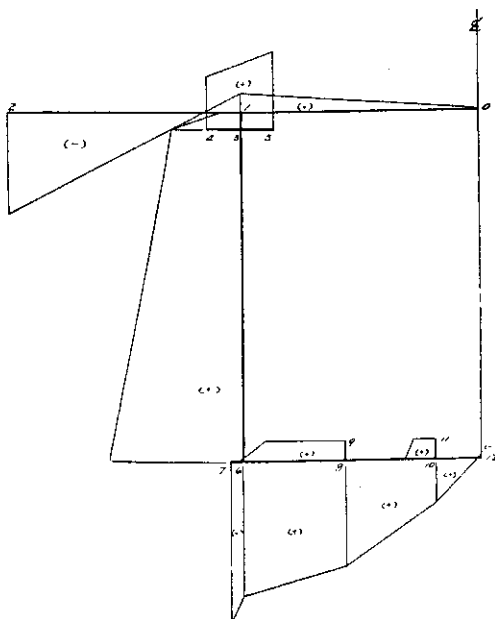


図-7 ソリ関数 W_u

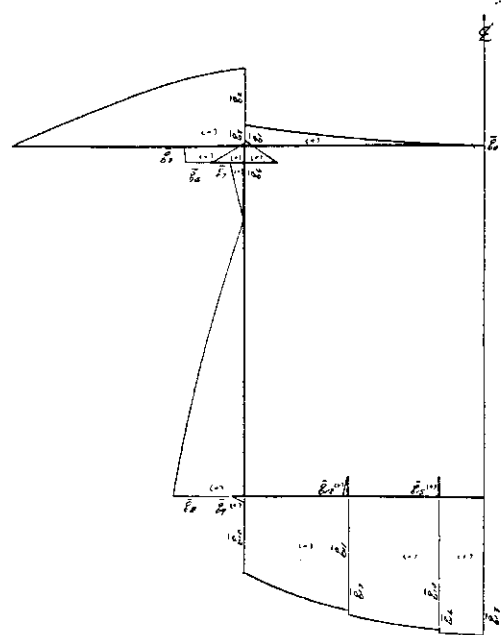


図-8 $\bar{q}_w$

表-2 $\int \frac{W_{ut}}{n} du$ の値

壁区間 (i-1)~i	W_{ui-1}	W_{ui}	$\frac{W_{ui-1} + W_{ui}}{2}$	Δu_i	$\frac{t_i}{n}$	$\int_{i-1}^i \frac{W_{ut}}{n} du$
0~1	0	1,760	880	200.0	$\frac{22.8}{7} = 3.257$	573,232
1~3	1,760	5,666	3,729	13.5	0.450	22,653
3~6	5,666	11,274	8,486	277.6	1.000	2,355,713
6~8	11,274	8,871	10,072	86.0	1.200	1,039,430
8~10	8,871	2,582	5,726	76.0	0.950	413,417
10~12	2,582	-221	1,180	38.0	1.200	53,808
1~2	1,760	-8,608	-3,424	200.0	3.257	-2,230,393
3~4	5,666	4,612	5,139	27.5	4.000	565,290
3~5	5,666	6,720	6,193	27.5	4.000	681,230
6~7	11,274	13,666	12,470	10.0	1.200	149,640
8~9	8,871	6,819	7,845	18.0	0.950	134,149
10~11	2,582	1,898	2,240	18.0	0.950	38,384

不静定セシ断流の計算

$$\begin{aligned}
 & \frac{1}{2} \oint \frac{\bar{q}_{in} n_g}{t} du \\
 &= \frac{6,279}{22.8} \times 0.5 \times (0 + 573,232) \times 200.0 \times \left(-E_s \frac{d^3 \theta}{dx^3} \right) \\
 &+ \frac{1}{0.45} \times 0.5 \times (-1,657,161 - 1,634,508) \times 13.5 \times \left(\quad \quad \right) \\
 &+ \frac{1}{1.0} \times 0.5 \times 1,967,725 \times 232.76 - \frac{1}{1.0} \times 0.5 \times 387,988 \times 44.83 \\
 &+ \frac{1}{1.2} \times 0.5 \times (2,117,365 + 3,796,473) \times 200.0 \quad \left(\quad \quad \right) \\
 &= 679,507,513
 \end{aligned}$$

$$S = \frac{-679,507,513 \times 2}{1,057.2} \left(-E_s \frac{d^3 \theta}{dx^3} \right) = -1,285,480 \left(-E_s \frac{d^3 \theta}{dx^3} \right)$$

qw

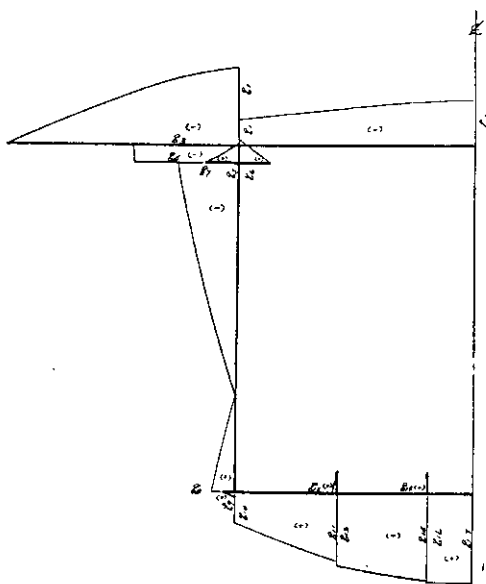
$$\begin{aligned}
 q_0 &= -1,285,480 \left(-E_s \frac{d^3 \theta}{dx^3} \right) = -1,285,480 \left(-E_s \frac{d^3 \theta}{dx^3} \right) \\
 q_1 &= (573,232 - 1,285,480) \left(\quad \quad \right) = -712,248 \left(\quad \quad \right) \\
 q_2 &= (-2,230,393) \left(\quad \quad \right) = -2,230,393 \left(\quad \quad \right) \\
 q_3 &= (-1,657,161 - 1,285,480) \left(\quad \quad \right) = -2,942,641 \left(\quad \quad \right) \\
 q_4 &= (-1,634,508 - 1,285,480) \left(\quad \quad \right) = -2,919,988 \left(\quad \quad \right) \\
 q_5 &= (565,290) \left(\quad \quad \right) = 565,290 \left(\quad \quad \right) \\
 q_6 &= (681,230) \left(\quad \quad \right) = 681,230 \left(\quad \quad \right) \\
 q_7 &= (-387,988 - 1,285,480) \left(\quad \quad \right) = -1,673,468 \left(\quad \quad \right) \\
 q_8 &= (1,967,725 - 1,285,480) \left(\quad \quad \right) = 682,245 \left(\quad \quad \right) \\
 q_9 &= (149,640) \left(\quad \quad \right) = 149,640 \left(\quad \quad \right) \\
 q_{10} &= (2,117,365 - 1,285,480) \left(\quad \quad \right) = 831,885 \left(\quad \quad \right) \\
 q_{11} &= (3,156,795 - 1,285,480) \left(\quad \quad \right) = 1,871,315 \left(\quad \quad \right) \\
 q_{12} &= (134,149) \left(\quad \quad \right) = 134,149 \left(\quad \quad \right) \\
 q_{13} &= (3,290,944 - 1,285,480) \left(\quad \quad \right) = 2,005,464 \left(\quad \quad \right) \\
 q_{14} &= (3,704,361 - 1,285,480) \left(\quad \quad \right) = 2,418,881 \left(\quad \quad \right) \\
 q_{15} &= (38,304) \left(\quad \quad \right) = 38,304 \left(\quad \quad \right) \\
 q_{16} &= (3,742,665 - 1,285,480) \left(\quad \quad \right) = 2,457,185 \left(\quad \quad \right) \\
 q_{17} &= (3,796,473 - 1,285,480) \left(\quad \quad \right) = 2,510,993 \left(\quad \quad \right)
 \end{aligned}$$

表-3

壁区間 (i-1)~i	ソ W_{i-1}	リ W_i	$W_{i-1} \cdot W_i$ $\times 10^3$	$W_{i-1}^2 \times 10^3$	$W_i^2 \times 10^3$	$\frac{t_i}{3n} \Delta u_i$	$\int_{i-1}^i \frac{W_u t}{n} du$
0~1	0	1,760	0	0	3,097	217.0	0.067204×10^{10}
1~3	1,760	5,666	9,972	3,097	32,103	2,025	0.009147
3~6	5,666	11,274	63,878	32,103	127,103	92,533	2.064263
6~8	11,274	8,871	100,011	127,103	78,694	34,400	1.051979
8~10	8,871	2,582	22,904	78,694	6,666	30,400	0.329122
10~12	2,582	-221	-570	6,666	48	15,200	0.009338
1~2	1,760	-8,608	-15,150	3,097	74,097	217,000	1.346354
3~4	5,666	4,612	26,131	32,103	21,270	36,657	0.291437
3~5	5,666	6,720	38,075	32,103	45,158	36,657	0.422787
6~7	11,274	13,666	154,070	127,103	186,759	4,000	0.187172
8~9	8,871	6,819	60,491	78,694	46,498	5,694	0.065869
10~11	2,582	1,898	4,902	6,666	3,602	5,694	0.008637

$$\Sigma = 5.853309 \times 10^{10}$$

$$\therefore C_w = 2 \Sigma = 11.706618 \times 10^{10} \text{ cm}^6$$

図-9 q_w 図

(a) 偏心 e (cm) をたて $p=1 \text{ t/m}$ の等切線荷重が支間 L (m) に載荷された場合

$x=l/2$ 断面における垂直応力は慣用計算法によれば

$$\sigma_t = \frac{(M)_{x=\frac{l}{2}}}{I_y} y_t = \frac{\frac{10 \times 5,500^2}{8}}{28,765 \times 10^6} \times 224.8$$

$$\times \frac{725}{711} = 301.3 \text{ kg/cm}^2$$

曲げ振り理論によれば

$$\sigma = \sigma_b + \sigma_w$$

σ_b : $e=0$ の時の純粋曲げ応力

σ_w : $T=-pe$ によるソリの拘束によって生ずる垂直応力

$$\sigma_{bt} = \frac{\frac{10 \times 5,500^2}{8}}{2 \times 28,765 \times 10^6} \times 224.8 \times \frac{725}{711}$$

$$= 150.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_w = E_s W_s \frac{d^2 \theta}{dx^2}$$

$$\frac{d^2 \theta}{dx^2} = \frac{\rho}{a^2} \left\{ \frac{\sinh \alpha x}{\sinh \alpha l} (1 - \cosh \alpha l) + (\cosh \alpha x - 1) \right\}$$

$$\text{ここに } \rho = \frac{pl}{E_s C_w} \quad x = \frac{l}{2}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{K}{E_s C_w}} = \sqrt{\frac{4.2165 \times 10^{13}}{2.1 \times 10^6 \times 11.7066 \times 10^{10}}}$$

$$= 1.3096 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_w = E_s W_s \frac{pe}{E_s C_w} \frac{1}{a^2} \left[\frac{\sinh \left(\alpha \frac{l}{2} \right)}{\sinh(\alpha l)} (1 - \cosh \alpha l) \right]$$

(b) 曲げ振り剛性 $E_s C_w$

$$C_w = \int_{-l}^l \frac{W_u^2 t}{n} du$$

W_u は壁区間において直線分布するから

$$\int_{i-1}^i \frac{W_u^2 t}{n} du = \frac{t_i}{3n} \Delta u_i (W_{i-1} W_i + W_{i-1}^2 + W_i^2)$$

§ 6. 横方向影響線の計算

(A) $\sigma_{\max}$ および曲げモーメント算出に用いる横方向影響線

$$+ \left\{ \cosh \left(\frac{al}{2} \right) - 1 \right\} \Big] = \frac{W_s pl}{C_F a^2} \left[\frac{\sinh \left(a \frac{l}{2} \right)}{\sinh(al)} \right. \\ \left. (1 - \cosh al) + \left\{ \cosh \left(\frac{al}{2} \right) - 1 \right\} \right]$$

$$\doteq \frac{13,666 \times 10 \times e}{11.7066 \times 10^{10} \times 1.7150 \times 10^{-4}} [-1.0000] \\ = -0.00680 e$$

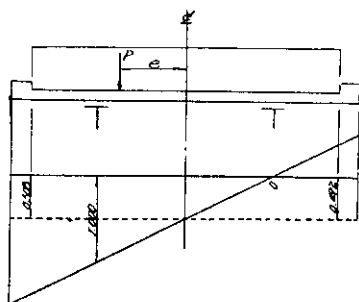
$$\therefore \sigma_t = (150.7 - 0.0068 e) \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{te=-350} = (150.7 + 0.0068 \times 350) = 153.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{te=350} = (150.7 - 0.0068 \times 350) = 148.3 "$$

以上により横方向影響線の縦距を求めると

$$\eta_1 = \frac{153.1}{301.3} = 0.508 \quad \eta_2 = \frac{148.3}{301.3} = 0.492$$



— 慣用計算法によるもの
----- 曲げ振り理論によるもの

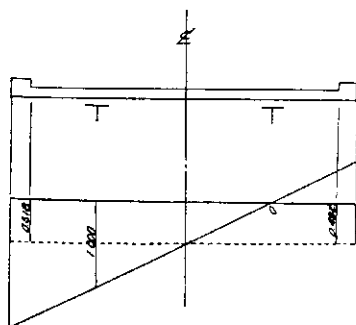
図—10

(b) 集中荷重による $\sigma_{\max}$ および曲げモーメントの算出に用いる横方向影響線、

慣用計算法によれば

$$\sigma_t = \frac{pl}{4} y_t = \frac{1,000 \times 5,500}{28,765 \times 10^6} \times 224.8 \times \frac{725}{711} \\ = 11.0 \text{ kg/cm}^2$$

曲げ振り理論によれば



図—11

$$\sigma_{bt} = 5.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_w = E_s W_s \cdot \frac{\eta}{a} \left\{ - \frac{\sinh a(l-c)}{\sinh al} \sinh ax \right\}_{c=l/2}^{x=l/2} \\ = -0.065 \times 10^{-2} \times e$$

$$\text{ここに } \eta = \frac{pe}{E_s C_W}$$

$$\sigma = 5.5 + 0.065 \times 10^{-2} \times e$$

$$\sigma_{e=350} = 5.5 + 0.2 = 5.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \eta_{1,2} = 0.518$$

$$\sigma_{e=-350} = 5.5 - 0.2 = 5.3 \quad \eta_{1,2} = 0.482$$

(B) $\tau_{\max}$ およびせん断力を算出するために用いる横方向影響線

(a) 偏心 e (cm) を以て $p=1$ t/m の等布線荷重が支間 L (cm) に載荷された場合、

最大せん断応力は慣用計算法によれば

$$\tau_{\max} = \frac{(Q)_{x=0}}{I_v} \times \frac{q_{b\max}}{t_v} = \frac{10 \times 5,500}{23,385,000} \times \frac{89,838}{1.0} \\ = 105.6 \text{ kg/cm}^2$$

曲げ振り理論によると

$$\tau = \tau_b + \tau_{s1} + \tau_{w}$$

τ_b : $e=0$ の対称曲げによるせん断応力

τ_{s1} : $T=pe$ による St. Venant の振りせん断応力

τ_w : 振りモーメント T による二次せん断応力

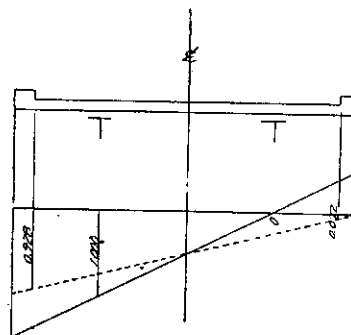
$$\tau_b = 52.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{s1} = \frac{q_{s1}}{t_w} = \frac{\tilde{q}_1}{t_w} G_s \frac{pe}{K} \left(\frac{l}{2} - \frac{\cosh al - 1}{a \sinh al} \right) \\ \doteq \frac{220,204 \times 8.1 \times 10^5 \times 10 \times e}{1.0 \times 4.2165 \times 10^{13}} \left(\frac{l}{2} - \frac{1}{a} \right) \\ = \frac{2.20204 \times 8.1 \times e \times 10^8}{1.0 \times 4.2165 \times 10^{13}} \left(\frac{5,500}{2} - \frac{100}{1.3325} \right) \\ = 0.1132 e$$

$$\tau_w = - \frac{E_s}{t_w} \frac{d^3 \theta}{dx^3} \left[\int_0^u W_u t du + S_w \right] \\ = \frac{q'_w}{C_W t_w} pe \frac{\cosh al - 1}{a \sinh al} \\ = \frac{2,942,641 \times 10^7 \times e}{11.7066 \times 1.2 \times 10^{10} \times 1.3096 \times 10^{-2}} = 0.0160 e$$

$$\therefore \tau = 52.8 + 0.1132 e + 0.0160 e = (52.8 + 0.1292 e)$$

$$\tau_{e=350} = 52.8 + 350 \times 0.1295 = 98.1 \text{ kg/cm}^2$$



— 慣用計算法によるもの
----- 曲げ振り理論によるもの

図—12

$$\tau_e = -350 = 52.8 - 350 \times 0.1295 = 7.5 \text{ 〃}$$

$$q_1 = \frac{98.1}{105.6} = 0.928 \quad q_2 = \frac{7.5}{105.6} = 0.072$$

(b) 集中荷重による $\tau_{\max}$ およびせん断力の算出に用いる横方向影響線

慣用計算法によれば

$$\tau_{\max} = \frac{(\theta)_{x=0}}{L_r} = \frac{1,000}{23,385,000} \times \frac{89,838}{1.0} = 3.8 \text{ kg/cm}^2$$

曲げ振り理論によれば

$$\tau_0 = 1.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{s1} = \frac{q_{s1}}{t_{10}} \cdot p e \cdot \frac{G_s}{K} \lim_{x \rightarrow 0} \left(-\frac{\sinh a(l-c)}{\sinh a l} \cosh a x + \frac{l-c}{l} \right) = 0$$

$$\tau_{10} = \frac{p e q'_{10}}{t_{10} C_W} \lim_{x \rightarrow 0} \left(\frac{\sinh a(l-c)}{\sinh a l} \cosh a x \right) = \frac{1,000 \times e \times 2,942,641}{1.0 \times 11.7066 \times 10^{10}} = 2.51 \times 10^{-2} e$$

よって合成せん断応力 $\tau_{\max}$ は

$$\tau_{\max} = 1.9 + 2.51 \times 10^{-2} e$$

$$[\tau]_{e=350} = 1.9 + 2.51 \times 10^{-2} \times 350 = 10.7 \text{ kg/cm}^2 \quad [\tau]_{e=-350} = 1.9 - 2.51 \times 10^{-2} \times 350 = -6.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_1 = \frac{10.7}{3.8} = 2.815 \quad q_2 = -\frac{6.9}{3.8} = -1.815$$

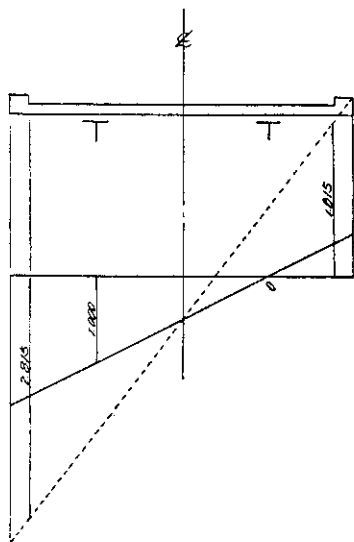


図-13

(なお以上の影響線の縦距の計算に用いた式は土木学会論文第25号の p. 8~9 にあるものを引用した。)

III. 載荷実験

§1. 実験目的

1. 本橋の床版および下部カバープレートの荷重分担

作用

2. 偏心荷重に対する振りおよび曲げ振り抵抗
3. ジュベルの効果

§2. 実験要領

7 ton 積ダンブトラックに砂利を満載し、(自重とも約 15 ton) これを 3 台橋軸に対して偏心量 2 m の位置に載荷してワイヤーストレンゲージを貼付した橋の静的ヒズミを測定した。

測定は温度その他気象条件の良い夜間に行なった。

測定に用いたものその他の事項を列記すると次のとおりである。

測定器具

1. SM 型ストレンメーター 1 台
2. " スイッチボックス (1 台 24 点) 3 "
3. " ジャンクションボックス 1 "

ワイヤーストレンゲージ

1. KP-8 (共和無線製) 6 枚
2. KP-22 (") 33 "
3. KPR-9 (") 9 "

測定用ビニールリード線

0.5 mm² 平型 1 束 100 m もの 22 束 2,200 m

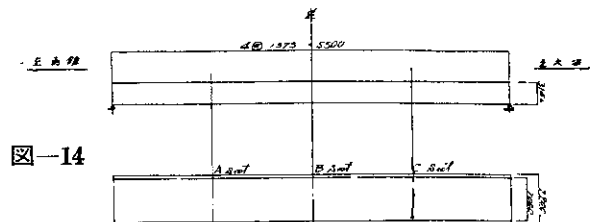


図-14

図-15

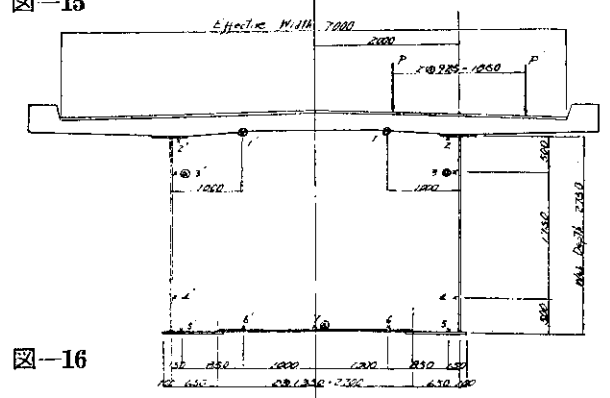


図-16

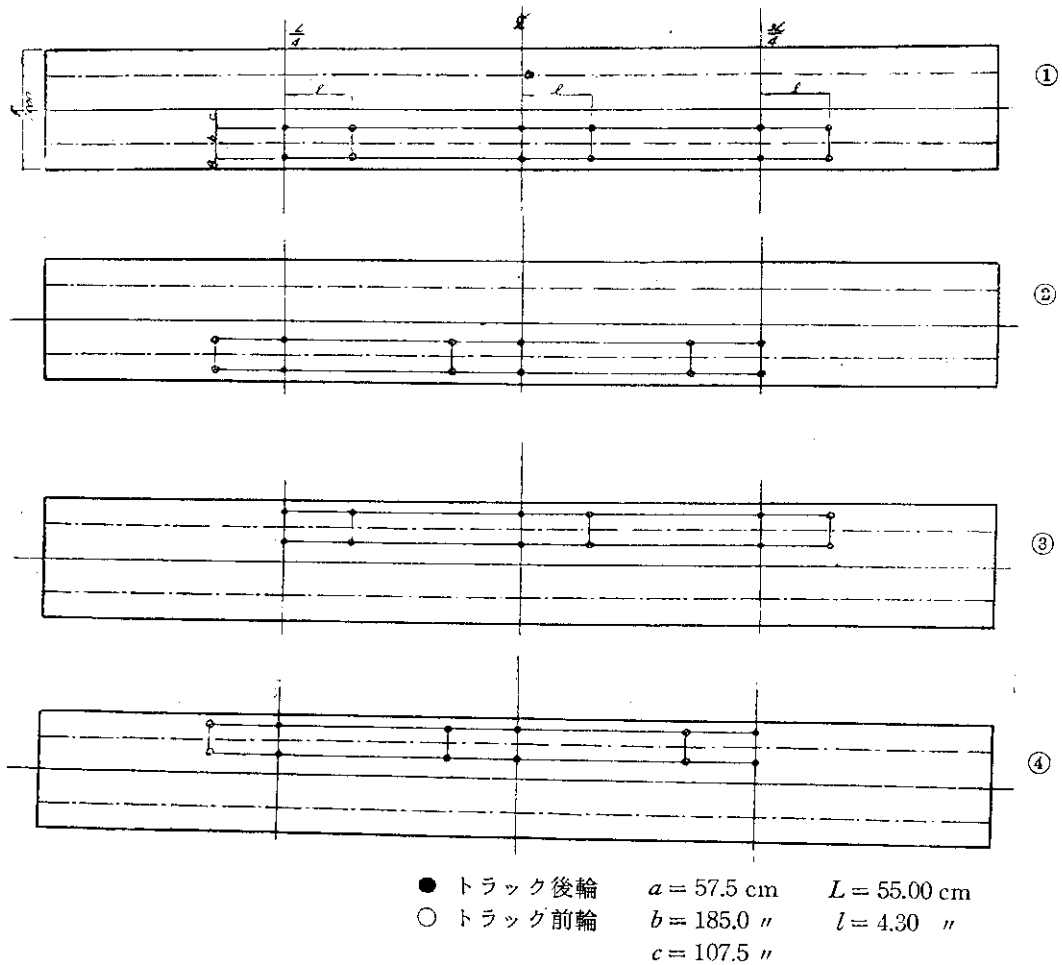
各測定断面について

⊗	KP-8	2 枚	2×3=6
×	KP-22	11 "	11×3=33
⊙	KPR-9	3 "	3×3=9

全断面で

48 枚

図-14~16 峠下跨線橋載荷試験断面及ゲージ貼付位置



図一17 載荷位置および試験順序



写真一3 トラック載荷状況

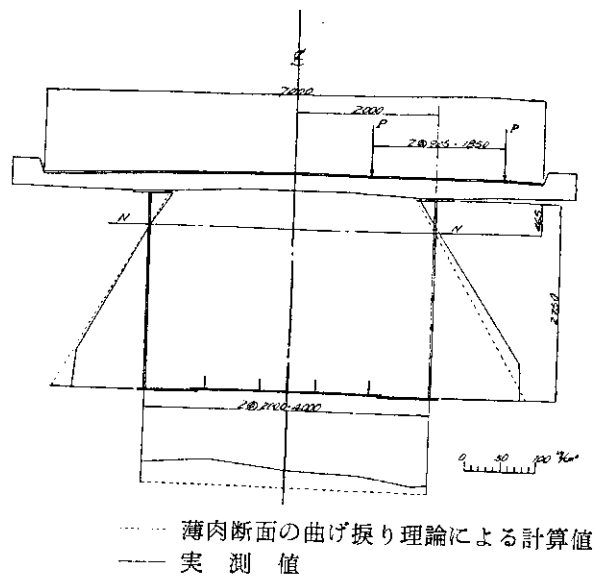
載荷用トラック			前輪荷重 実測値	後輪荷重 実測値
1.	日野 ZH 10 型	7 ton 積	4.33 ton	10.80 ton
2.	ふそう T 370 型	"	4.69 "	10.39 "
3.	"	"	4.45 "	10.67 "

測定日時

1961. 7. 15, PM 8.30~16, AM 2:30 (小雨後晴)

§3. 実験結果

A 断面の測定ヒズミ ($\times 10^{-6}$) および応力度 (kg/cm^2)
 と理論上の応力度 (文 17 ページに続く)



図一18 A 断面の応力度 (kg/cm^2) $1/4 L$

表-4

Test T-1-1	ϵ	T-1-2	ϵ	T-1-3	ϵ	T-1-4	ϵ	T-2-1	ϵ	T-2-2	ϵ	T-2-3	ϵ	T-2-4	ϵ	M.P.V.	a_m	a_c
A-1	-4	C-1	-9	A-1'	-17	C-1'	-	A-1	-8	C-1	-3	A-1'	-19	C-1'	-	-10.0	-3.2	-3.8
2	-23	2	-3	2'	-11	2'	-6	2	-20	2	-6	2'	-14	2'	-3	-10.8	-22.7	-26.3
3	-6	3	+1	3'	+9	3'	+9	3	-1	3	+3	3'	+5	3'	+10	+3.8	+9.1	+2.0
AR-3-1	-17	CR-3-1	-15	AR-3'-1'	+24	CR-3'-1'	-	AR-3-1	-18	CR-3-1	-14	AR-3'-1'	+13	CR-3'-1'	-	-16.0	-33.6	-
2	-7	2	+9	2'	-9	2'	-20	2	0	2	+5	2'	-15	2'	-16	-7.5	-15.7	-
3	+21	3	+21	3'	+11	3'	+5	3	+26	3	+21	3'	+5	3'	+6	-10.5	+32.1	-
A-4	+63	C-4	+62	A-4'	+56	C-4'	+52	A-4	+63	C-4	+62	A-4'	+52	C-4'	+53	+57.8	+121.5	+103.8
5	+56	5	+58	5'	+60	5'	+49	5	+55	5	+65	5'	+58	5'	+73	+59.3	+124.5	+133.1
6	+54	6	+61	6'	+40	6'	+50	6	+50	6	+56	6'	+38	6'	+56	+54.5	+114.5	+132.7
AR 7-1	-	CR-7-1	-20	AR-7-1	-	CR-7-1	-16	AR-7-1	-	CR-7-1	-	AR-7-1	-	CR-7-1	-	-18.0	-37.8	-
2	-	2	+48	2	-	2	+47	2	-	2	+48	2	-	2	+37	+45.0	+94.5	-
3	-	3	+18	3	-	3	+7	3	-	3	-	3	-	3	-	+12.5	+26.3	-
A-7	+118	C-7	+55	A-7	+47	C-7	+52	A-7	+62	C-7	+49	A-7	+51	C-7	+48	+51.5	+108.1	+132.0
6'	+44	6'	+51	6	+44	6	+50	6'	+42	6'	+53	6	+44	6	+45	+46.5	+97.6	+131.3
5'	+51	5'	+32	5	+46	5	+45	5'	+51	5'	+61	5	+50	5	+50	+48.3	+101.4	+130.3
4'	+38	4'	+47	4	+49	4	+52	4'	+40	4'	+44	4	+50	4	+48	+46.0	+96.6	+102.8
AR-3'-1'	+1	CR-3'-1'	-9	AR-3-1	-3	CR-3-1	-7	AR-3'-1'	+8	CR-3'-1'	-	AR-3-1	0	CR-3-1	0	+1.6	+3.4	-
2'	-1	2'	0	2	-5	2	+3	2'	-2	2'	0	2	-2	2	+5	0	0	-
3'	-4	3'	+7	3	+9	3	+9	3'	+7	3'	-3	3	+9	3	+12	+8.0	+16.8	-
A-3'	-2	C-3'	+6	A-3	-2	C-3	0	A-3'	0	C-3'	+5	A-3	-5	C-3	+3	0	0	+2.0
2'	-17	2'	-10	2	-18	2	+13	2'	-12	2'	-8	2	-19	2	-10	-13.4	-28.1	-26.3
1'	+4	1'	-	1	0	1	+11	1'	0	1'	-	1	+3	1	-5	-5	-1.6	-3.8

備 考 Test T-1-1の意味は第1回目の実験の第1番目の載荷状態を表わす。

AR- は3方向ゲージを表わす。

M.P.V. は最確値を表わす。

B.C. 断面についても同様である。

B 断面

表—5

Test T-1-1	ε	T-1-2	ε	T-1-3	ε	T-1-4	ε	T-2-1	ε	T-2-2	ε	T-2-3	ε	T-2-4	ε	σ_m	σ_c
B-1	-12	B-1	-11	B-1'	-31	B-1'	-35	B-1	-12	B-1	-15	B-1'	-1	B-1'	-	-4.0	-5.1
2	-6	2	-9	2'	-	2'	-	2	-12	2	-15	2'	-	2'	-3	-25.2	-35.5
3	0	3	+2	3'	+2	3'	0	3	+3	3	+1	3'	+8	3'	+10	+4.2	-2.4
BR-3-1	-2	BR-3-1	-4	BR-3'-1'	-3	BR-3'-1'	+2	BR-3-1	0	BR-3-1	-5	BR-3'-1'	-5	BR-3'-1'	-	-16.4	-
2	+6	2	+3	2'	-12	2'	-6	2	+5	2	+1	2'	-8	2'	-16	-6.3	-
3	-17	3	-11	3'	+5	3'	+5	3	-10	3	-10	3'	+7	3'	+6	-6.9	-
B-4	+39	B-4	+53	B-4'	+38	B-4'	+33	B-4	+48	B-4	+52	B-4'	+48	B-4'	+53	+93.7	+114.5
5	+64	5	+61	5'	+70	5'	+68	5	+62	5	+65	5'	+75	5'	+73	+139.4	+148.4
6	-	6	-	6'	+61	6'	+60	6	-	6	-	6'	+70	6'	+56	+139.0	+148.0
BR-7-1	+61	BR-7-1	+57	BR-7-1	+60	BR-7-1	+60	BR-7-1	+59	BR-7-1	+60	BR-7-1	+60	BR-7-1	-	+125.4	-
2	-	2	-	2	-	2	-	2	-	2	-	2	-	2	+37	-	-
3	+22	3	+20	3	+23	3	+21	3	+21	3	+20	3	+23	3	-	+46.4	-
B-7	+62	B-7	+62	B-7	+59	B-7	+56	B-7	+61	B-7	+59	B-7	+62	B-7	+48	+126.5	+147.0
6'	+65	6'	+65	6	-	6	-	6'	+59	6'	+65	6	-	6	+45	+133.4	+146.0
5'	+68	5'	+69	5	+61	5	+63	5'	+63	5'	+68	5	+61	5	+50	+136.0	+145.5
4'	+37	4'	+41	4	+47	4	+52	4'	+40	4'	+39	4	+44	4	+48	+90.5	+113.5
BR-3'-3'	-15	BR-3'-3'	+1	BR-3-3	+3	BR-3-3	0	BR-3'-3'	0	BR-3'-3'	+3	BR-3-3	+2	BR-3-3	0	+4.6	-
2'	-14	2'	+2	2	0	2	0	2'	-1	2'	+3	2	0	2	+5	0	-
1'	-12	1'	+2	1	0	1	0	1'	0	1'	-2	1	+5	1	+12	-2.1	-
B-3'	0	B-3'	+2	B-3	-1	B-3	-4	B-3'	0	B-3'	+3	B-3	0	B-3	+3	0	+2.4
2'	-	2'	0	2	-12	2	-13	2'	-	2'	-	2	-12	2	-10	-28.4	-35.8
1'	-20	1'	-17	1	-4	1	-3	1'	-20	1'	+3	1	0	1	-5	-2.8	-5.0

C 断面

表—6

Test T-1-1	ε	T-1-2	ε	T-1-3	ε	T-1-4	ε	T-2-1	ε	T-2-2	ε	T-2-3	ε	T-2-4	ε	M.P.V. $\frac{\varepsilon}{m}$	σ_m	σ_o
C-1	-23	A-1	-3	C-1'	—	A-1'	0	C-1	+1	A-1	0	C-1'	—	A-1'	0	-5.0	-1.6	-3.9
2	-4	2	-22	2'	-3	2'	-11	2	-8	2	-24	2'	0	2'	-12	-12.0	-25.2	-27.2
3	+1	3	-4	3'	+8	3'	-4	3	+3	3	-2	3'	+12	3'	+6	+2.5	+5.2	+2.0
CR-2-1	+5	AR-3-1	-19	CR-3'-1'	+10	AR-3'-1'	+9	CR-3-1	-12	AR-3-1	-20	CR-3'-1'	—	AR-3'-1'	+6	+3.0	+6.3	—
2	-23	2	-4	2'	-13	2'	-23	2	+5	2	0	2'	-16	2'	-19	-13.2	-27.7	—
3	-2	3	+19	3'	+20	3'	+2	3	+18	3	+22	3'	+10	3'	+8	+12.6	+26.5	—
C-4	+36	A-4	+62	C-4'	+55	A-4'	+55	C-4	+47	A-4	+62	C-4'	+53	A-4'	+54	+53.0	+111.3	+107.1
5	+58	5	+54	5'	+74	5'	+63	5	+45	5	+58	5'	+68	5'	+61	+60.1	+126.2	+137.4
6	+36	6	+51	6'	+56	6'	+41	6	+42	6	+52	6'	+58	6'	+45	+54.2	+113.9	+137.0
CR-7-1	+31	AR-7-1	—	CR-7-1	+48	AR-7-1	—	CR-7-1	—	AR-7-1	—	CR-7-1	—	AR-7-1	—	+39.5	+83.0	—
2	+19	2	—	2	+48	2	—	2	+32	2	—	2	+54	2	—	+37.0	+77.7	—
3	+64	3	—	3	—	3	—	3	—	3	—	3	—	3	—	+64.0	+134.5	—
C-7	+10	A-7	+55	C-7	+53	A-7	+77	C-7	+54	A-7	+47	C-7	+51	A-7	+64	+57.2	+120.0	+136.0
6'	+81	6'	+42	6	+56	6	+45	6'	+54	6'	+46	6	+64	6	+46	+50.4	+105.8	+134.8
5'	+88	5'	+52	5	+49	5	+53	5'	+61	5'	+55	5	+70	5	+53	+53.8	+112.9	+134.6
4'	+62	4'	+43	4	+28	4	+52	4'	+46	4'	+43	4	+65	4	+51	+48.7	+102.3	+105.1
CR-3'-1'	-6	AR-3'-1'	+9	CR-3-1	-5	AR-3'-1'	0	CR-3'-1'	—	AR-3'-1'	+10	CR-3-1	-3	AR-3-1	0	0	0	—
2'	+6	2'	-1	2	+1	2'	-3	2'	-5	2'	+2	2	+4	2	-2	0	0	—
3'	+1	3'	+1	3	-9	3'	+11	3'	+1	3'	+2	3	+16	3	+10	+6.0	+12.6	—
C-3'	+2	A-3'	-2	C-3	0	A-3	-7	C-3'	+5	A-3'	0	C-3	+3	A-3	-5	0	0	+6.9
2'	-7	2'	-14	2	-10	2	-24	2'	-10	2'	-15	2	-10	2	-22	-10.4	-21.9	-25.2
1'	—	1'	+5	1	-5	1	+3	1'	—	1'	+5	1	-6	1	+5	0	0	-3.5

$$(E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)$$

$$(E_c = 3.23 \times 10^5 \text{ "})$$

$$\varepsilon = \text{ヒズミ} (\times 10^{-6})$$

$$\sigma \begin{cases} \sigma_m: \text{測定応力度 (kg/cm}^2\text{)} \\ \sigma_c: \text{計算応力度 (")} \end{cases}$$

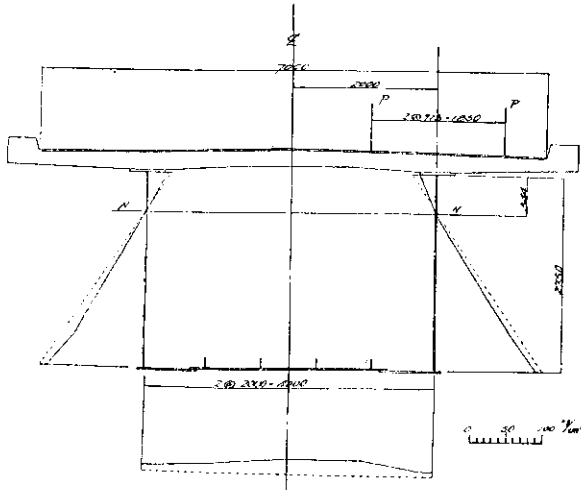


図-19 B断面の応力度 (kg/cm²) 1/2 L

弾性係数比 n の計算

図-19 のとおり中立軸は計算とほぼ一致しているの
でジュベル効果は充分と見てよいと思われる Upper Flange
と Concrete Slab とのヒズミの測定値の誤差が大き
いので、測点 3, 4, 5 の測定値より Concrete のヒズミを
外押しして $\varepsilon = 16.5$ を得る。これを用いて n を求める。

$$\begin{aligned} \sigma_{conc.} &= \varepsilon E_c = \varepsilon \frac{E_s}{n} = \frac{M_R}{n I_v} y_c \\ &= \frac{M_R}{\left\{ \frac{1}{n} (I_c + A_c \cdot a_c^2) + (I_s + A_s \cdot a_s^2) \right\}} \frac{1}{n} \left(a_c - \frac{t}{2} \right) \\ &= \frac{16.5 \times 2.1 \times 10^6}{n} \\ &= \frac{402,975 \times 10^5}{\left[\frac{1}{n} \left\{ 984,000 + 18,540 \times \left(\frac{1,860}{18,540} \times 177 \right)^2 \right\} \right.} \\ &\quad \left. + \left\{ 27,422,000 + 1,860 \times \left(\frac{18,540}{18,540} \times 177 \right)^2 \right\} \right] \\ &\quad \times \frac{1}{n} \times \left(\frac{1,860 \times 177}{18,540} - 15.8 \right) \end{aligned}$$

上式より試算法によって n を求めると、 $n \approx 6.5$ とな
る。(設計書 $n = 7.0$)

したがって $E_c = 323,000 \text{ kg/cm}^2$ となる。

ゆえに全橋にわたって $n = 6.5 \sim 7.0$ であると思われる。

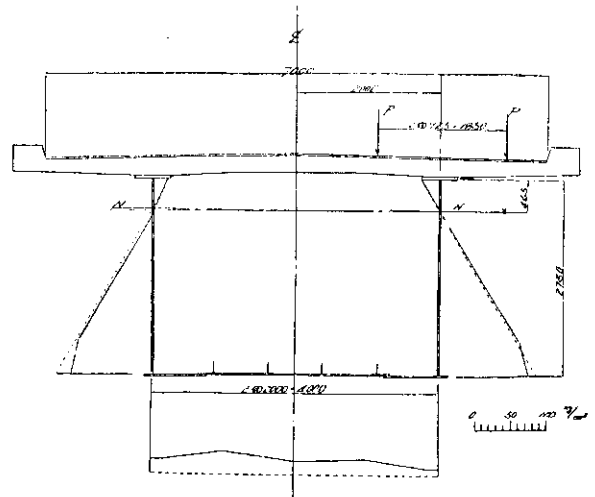


図-20 C断面の応力度 (kg/cm²) 3/4 L

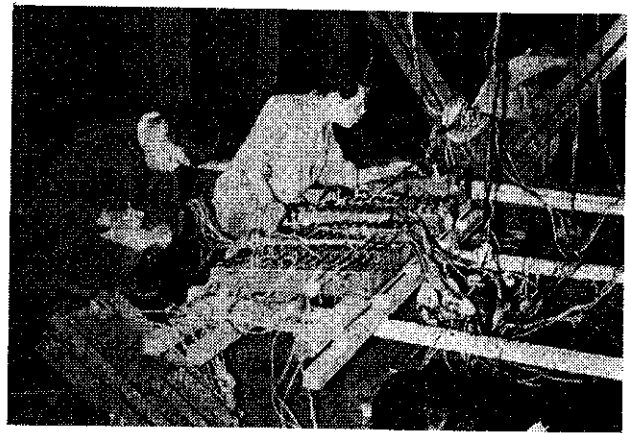


写真-4 箱桁内での歪測定状況

§4. 実験結果に対する考察

I. 本橋で、幅員方向の断面を 2 主桁を持つ全断面有
効の I-桁橋とみなす慣用計算方法と、薄肉断面の曲げ振
り理論を適用して計算した場合と比較するために、曲げ
モーメントによる最大垂直応力度 σ_{max} および最大セン
断応力度 τ_{max} を求めるための幅員方向の影響線により
比較検討して見る。

(a) 曲げモーメントにより生ずる最大垂直応力度
 σ_{max} の計算については、床版の荷重分配作用という
考え方は妥当でなく、支間および振り剛性が大きい
場合には $T = -pe$ なる偏心荷重によるソリの拘束
によって生ずる垂直応力が非常に小さく、載荷の位
置にほとんど無関係に桁断面が一体となって作用す
る。

したがって慣用法における負の載荷面にも載荷し
て設計すべきである。実験でも、この曲げモーメン
トにより生ずる垂直応力度は、薄肉断面の棒の曲げ
振り理論より求めた値と良く一致している。

(b) セン断応力については、集中荷重を載荷する時はできるだけ偏心させて載荷し、負の載荷面に載荷してはならない。この場合には慣用法によるより大きな値を示すので注意する必要がある。

橋梁幅員に比して支間の大なる場合は偏心荷重による振りセン断力は無視できなくなるが、振りモーメントによる二次セン断力は設計上無視してよい。

II. ジュベル効果について

表-6 およびこれを図示した 図-18~20 に見るようにジュベル効果は完全であると思われる。また B 断面について弾性係数比 n の値を求めると $n \approx 6.5$ となっている。したがって設計書どおり $n = 7.0$ に近い値となっている。

§5. 結 語

今回の実験の測定値は補剛材および対傾構を無視した

仮定断面を用い、これが全支間にわたり一定であるとして薄肉断面の棒の曲げ振り理論を適用した計算値と良く一致している。

したがって計算どおり普通の開断面の I-section を持つ橋梁より非常に大きな振りおよび曲げ振り抵抗を有することがわかる。

したがって長大径間の橋梁には、断面が一体となって荷重に抵抗するような箱桁断面を採用することが有利である。

参 考 文 献

- 1) 倉西正嗣：応用弾性学。
- 2) コロナ社：応用数学講座 4, 関数論とその応用。
- 3) 小西一郎・小松定夫・大橋昭光：土木学会論文集 第 25 号, 合成箱桁橋の応用解析と設計計算法。

試 験 所 短 信

地 質 研 究 室 の 36 年 度 の 業 務 概 要

開発事業に先行あるいは、付随して当研究室が処理しなければならない問題は、非常に広い範囲に及んでいるが、「土质地質」は近年漸く開拓されてきた新しい未完の分野であるため、研究の立ち遅れによる未解決事項もまた多い。とかく抽象的表現に終わりやすい地質現象を定量的にとり扱うよう、岩石の物理試験に重点をおいて研究を進めているが、36年度は以下の事項について調査研究を実施している。

1. 基礎地盤の地質工学的研究

(1) 構造物基礎地盤……構造物基礎地盤の地質構成と動的あるいは静的物理諸量との関係を室内実験を主とする方法によって求める。

(2) 基礎地盤の改善に関する研究……構造物基礎地盤の地質構造に応じたグラウト工法を検討する。

2. 表層地質に関する研究

主に岩石の風化をとり扱い、風化の素要因、特に凍害ならびに類型化をすすめ、材料土の鉱物学的な研究をおこなう。

3. 道路に関する調査試験

(1) 1級国道37号線計画路線地質調査……豊浦一長万部間における地表踏査、弾性波調査、ボーリングなどによる路線の選定ならびに施工法に関する調査試験。

(2) 道路工事に伴う表層地質調査試験……岩質と地質構造の施工に及ぼす影響のうち、①岩石の風化度と切取り、②凍上と粘土鉱物、③骨材の賦存量と性質、④重錘による弾性波検査の4点について実施する。

(3) 隧道工事に伴う地質調査試験……2級国道小樽一江差線六志内隧道ならびに函館一江差線中山隧道について、岩質と地質構造を調査し、盤圧、凍上性などについての試験を実施する。

(4) 依頼試験……一般的な調査ならびに試験。

4. 河川に関する調査試験

(1) 河川の堆砂に関する調査試験……石狩川4区の一般地質、崩壊地の分布調査ならびに岩石の物理試験。

(2) 金山ダムの基礎処理と改善効果に関する試験……現場載荷試験、トラベルタイムカウンター、超音波伝播速度測定器などによる岩盤ヤング率の検討。

(3) 砂防調査……忠別川上流流域における土砂生産の量的調査

5. ダム基礎地盤の調査

農業用アースダムサイトとして、清富、野花南、幌加内、幌新、北松山の4地点、水資源開発による多目的ロックフィルダムサイトとして岩尾内、同じく多目的コンクリートダムサイトとして大雪、鶴川一沙流川をいずれも継続しており、今年度新たに支笏湖の水源開発調査を開始した。

6. そ の 他

大夕張川端水路隧道における路線の地質調査、岩石の物理試験および盤圧の測定ならびに勇払原野泥炭地域の深層地下水調査のための弾性波調査。

佐々木地質研究室長に学位授与さる

当所の地質研究室長佐々木敏雄氏は、かねて北大理学部にて学位論文を提出していたが、先般教授会を通過して9月13日付で理学博士の学位を授与された。主論文は「鉱物質土木材料の応用鉱物学的性質に関する研究」であり、土木材料あるいは各種構造物の基礎材としての岩石について、今回本道産の岩石中から82種の試料を選び、測定実験を行ない、応用鉱物学的諸性質を明らかにするとともに、これらの相互関係につき考察して、測定実験の結果および各種性質間の相互関係について論述したものである。

温厚な氏は大正8年札幌市に生れ、札幌一中を経て北大理学部(地質学鉱物学科)を昭和18年に卒業、復員後当試験所に勤務して今日に至っている。道内の戦後の堰堤建設・計画地点などの地質調査は殆んど氏が手がけており、本道開発に大きく貢献している。