

プレキャストPC桁よりなる桁橋の荷重分配について

渡 辺 明*
 豊 福 俊 英**
 前 原 昭 一 郎***

1. 諸 言

短スパンの道路橋として、プレキャストPC桁をならべ、部材接合目地部に現場打ちのコンクリートくさび（以下 shear connector と呼ぶ）で構成した桁橋が広く利用されている。

従来、この形式の橋では、橋軸直角方向の接合部での剛性を増し、荷重の横方向分配をよくするために、その方向へプレストレスを導入するか、ボルトなどによる横締めが行われてきた。しかしながら、昨今その現場作業の繁雑さを除く意味と、プレハブ構造のせっきくの合理性利点を生かすべく、一般には、プレストレスが導入されていない桁橋が多く用いられるに至った。

これらの桁橋は Guyon, Massonnet, Olsen, Roesli, Walther, Rowe, Cusens, Pama などによって一般に直交異方性版として解析されているが、そのことにはなお問題があることは周知のとおりである。

そこで、この場合、目地部での接合はピン結合、すなわち、ピンヒンジであると考ええる。いわゆる“Articulate Plate”として検討する必要もあり、これまでこの理論に基づいて解析した研究としては N. Khachaturian, R.B. Pool, A.S. Arya, A.R. Robinson, A.R. Cusens, R.P. Pama, 渡辺英一, 大島 久, 西堀忠信氏らの報告がある。

さて、筆者らはプレキャストPC桁をならべ、横締めしない桁橋の解析にあたり、新しい試みとして N.D. Nathan の方法が簡易計算法として、より合理的な方法ではないかと考え、理論的、実験的に検討してみることにした。

2. Nathan の方法による解析

(1) 解析の基礎となる記号

a) R 単純支承された単一のはりに、ねじりの影

響を受けずに $1/2$ 単位の最大曲げたわみを支間中央に生じさせるため、同断面の両縁に作用させるべき一對の同方向の仮想荷重で

$$R = \frac{12EI}{L^3}$$

である。

b) S 前記断面両縁に $1/2$ 単位の最大ねじり変位を生じさせるため、同断面両縁に作用させるべき一對の仮想偶力で

$$S = C \cdot \frac{4}{b^2L}$$

$$C = kbd^3G \text{ (矩形断面)}$$

で表わされる。ここに k は $d/b=1\sim10$ 程度に対して、数表が与えられている。

c) P と Q 部材 P 側にのみ 1 単位の変位を生じさせるために必要な支間中央断面両縁に作用させるべき一對の仮想力で

$$P = R + S$$

$$Q = R - S$$

である。

d) Distribution Factor connector 直上の荷重 W は、connector 位置で接合両部材の変位が同一となるという仮定より、両部材が同一断面でない場合、部材の曲げおよびねじり剛性の比、すなわち、2部材の P の比で分担される。つまり、この仮想分担力をそれぞれ H_A, H_B とし、それぞれの部材に対する P の値を P_A, P_B とすると

$$W = H_A + H_B$$

$$H_A/H_B = P_A/P_B$$

の関係がなりたち、これより

$$\left. \begin{aligned} H_A &= \frac{P_A}{P_A + P_B} W \\ H_B &= \frac{P_B}{P_A + P_B} W \end{aligned} \right\}$$

が得られる。この $P_A/(P_A + P_B)$ と $P_B/(P_A + P_B)$ とを Distribution Factor という。

e) Deflection Factor 1部材の支間中央一縁に

* 工博 九州工業大学教授 工学部 開発土木工学科

** 九州工業大学大学院 開発土木工学科

*** 新日本コンクリート株式会社取締役

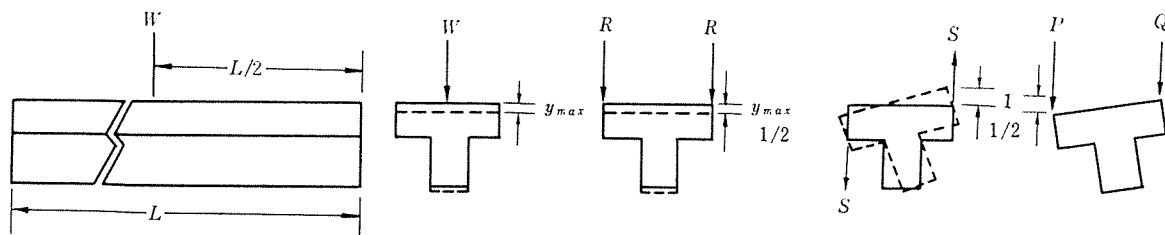


図-1

想定する荷重 H_a が P の n 倍であれば、変位は当然 1 単位の n 倍の変化とならなければならない。

すなわち、

$$H_a = nP$$

$$\therefore n = \frac{1}{P} \cdot H_a$$

となり、この $1/P$ を Deflection Factor という。もちろん、この場合他縁はある力によって変位は拘束されていなければならない。

f) Carry Over Factor e) で示したように、1 部材スパン中央一縁に想定する荷重 H_a が P の n 倍であれば、当然他縁を拘束している荷重 H_b は Q の n 倍でなければ変位を 0 とすることができない。

したがって

$$H_b = n \cdot Q = \frac{1}{P} \cdot H_a \cdot Q = \frac{Q}{P} H_a$$

ここに、 Q/P は H_a という 1 部材スパン中央部一縁に想定された荷重が、他縁拘束の条件から他の分担力に及ぼす力の Factor、すなわち、Carry Over Factor という。

(2) 解析法

a) Influence Value の算定 解析は、まず最初に前項 (1) の各値を求め、それを用いてスパン中央部自由縁および connector 直上にあると想定したおのこの仮想単位荷重に対して、スパン中央部自由縁および connector 位置の変位をそれぞれ求めて Influence Value を算定する。なお、算定法の詳細は具体例に対して (3) に示す。

b) Connector shear の算出

1) Holding Force; H_L および H_R : 図-2 に示すように部材端部の支点から x の距離で、部材長手方向のセンターラインから y の位置にある実荷重 W による仮想分担力は、曲げのみを考慮した場合の部材のスパン中央の 2 つの分担力 H_L とねじりのみを考慮した H_2 との和で表わされる。

すなわち

$$\left. \begin{aligned} H_R &= H_1 + H_2 = \frac{W \cdot x}{2L} \left(3 - 4 \frac{x^2}{L^2} \right) + \frac{2W}{bL} \cdot x \cdot y \\ H_L &= H_1 - H_2 = \frac{W \cdot x}{2 \cdot L} \left(3 - 4 \frac{x^2}{L^2} \right) - \frac{2W}{bL} \cdot x \cdot y \end{aligned} \right\}$$

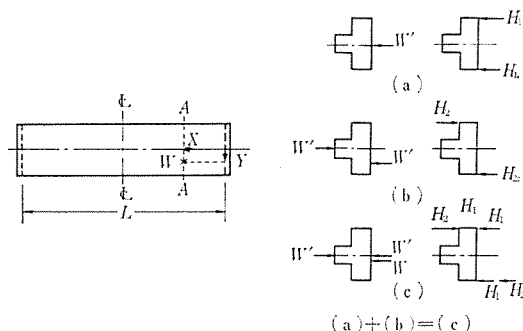


図-2

この両式により、荷重が床版を構成するどの部材のどの位置にあっても、その大きさ W と位置 (x, y) とが明らかであれば、荷重が位置する、部材の支間中央両縁の仮想分担力に置換、合成することができる。

2) Connector Shear: Connector Shear は次のようにして求められる。すなわち、はりが connector の影響を受けて挙動する場合、同位置の変位 $\Delta L'$, $\Delta R'$ との差 $\Delta CL - \Delta CR$ が Connector Shear を分担したことによって生じたものとして解析される。

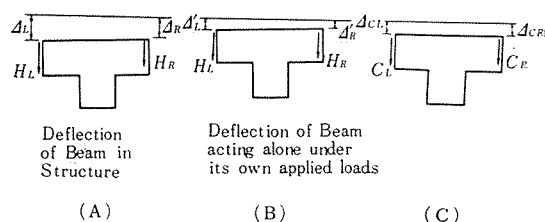


図-3

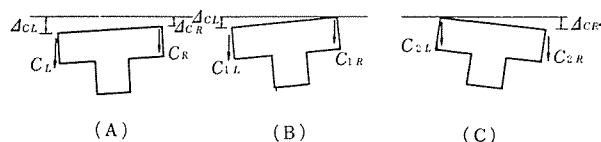


図-4

ここで、 ΔL , ΔR は前項で求めた Influence Value を用いて、各 Connector および自由縁にかかる想定される仮想荷重 H_R , H_L に対して、それぞれ変位を計算し、重ね合わせることによって求められる。

次に、 $\Delta L'$, $\Delta R'$ は H_L , H_R , R および S を用いて次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} A_L' &= \frac{1}{2}(H_L + H_R) \cdot \frac{0.5}{R} + \frac{1}{2}(H_L - H_R) \cdot \frac{0.5}{S} \\ A_R' &= \frac{1}{2}(H_L + H_R) \cdot \frac{0.5}{R} - \frac{1}{2}(H_L - H_R) \frac{0.5}{S} \end{aligned} \right\} \text{(a)}$$

また、 $\Delta_{CL} (= \Delta_L - \Delta_{L'})$, $\Delta_{CR} (= \Delta_R - \Delta_{R'})$ はいずれも Connector Force に基因すると考えるが、解析にあたってはこの変位をまず 2 対の Connector Force によって生じたものとして取り扱う。

すなわち、まず Δ_{CL} はその位置にある Connector Force C_{1L} と他縁の Connector Force C_{1R} によったもので、図—4 に示すように、 L 側に Δ_{CL} 、 R 側に 0 の変位を生じさせるものとする。

この場合

$$C_{1L} = \Delta_{CL} \times P, \quad C_{1R} = \Delta_{CL} \times Q$$

の関係が成り立つ。

同様に、 L 側 0, R 側 Δ_{CR} の変位が生じる場合は、

$$C_{2L} = \Delta_{CR} \times Q, \quad C_{2R} = \Delta_{CR} \times P$$

となる。

この2組に分解して考えた Connector Force を合成して Connector Force とすると,

$$\begin{aligned} C_L &= C_{1L} + C_{2L} \\ &= \Delta_{CL} \times P + \Delta_{CR} \times Q \\ C_R &= C_{1R} + C_{2R} \\ &= \Delta_{CL} \times Q + \Delta_{CR} \times P \end{aligned}$$

が得られる。

この両式によって、Connector Shear が求められるが、この求められた Connector Shear は支間中央各部材間にそれぞれ1個だけ存在する Connector に作用するものと考えたが、実際には Connector は支間内に一定の間隔で分布して数個存在する。

いま, 部材間 Connector Shear が支間中央の Connector からの距離の 2 乗に比例して減少するという形で各 Connector へパラボラ状に分配されると仮定すると, 支承部から n 番目の Connector Shear は Connector 数を N とした場合, 次式で表わされる。

$$C_{Ln} = V_n \times C_L$$

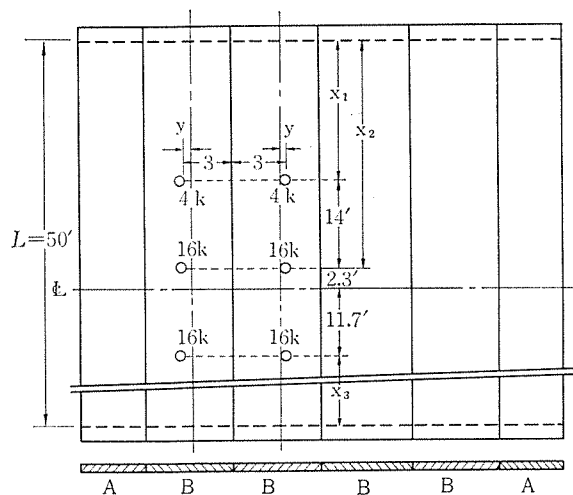
$$C_{Rn} = V_n \times C_R$$

ただし, $V_n = \frac{480}{61} \times \frac{n(N+1) - n^2}{N(N+1)(N+2)}$

最後に、支承点における反力および各部材に作用する断面力は、各部材のそれぞれの Connector 位置および自由縁での Shearing Force が求められたので、各部材にそれぞれ一対の既知の反力があるとして解析できることになる。

(3) 解析例

図—5 に示すような 6 本の部材が Connector で連結された場合について考えてみる。なお、各部材の断面諸



图—5

元から P , Q , Distribution Factor, Carry over Factor
 および Deflection Factor は (1) に示す方法で 表-1
 に示すとおり算出されているものとする。

表—1

	Beam Type	
	A	B
<i>R</i>	10.06 kips	17.25 kips
<i>S</i>	46.55 kips	52.49 kips
<i>P</i>	56.61 kips	69.74 kips
<i>Q</i>	-36.49 kips	-35.24 kips
Distribution Factors		
A~B 間	0.448	0.555
A~A 間		0.500
Deflection Factors	0.0177 in/kips	0.01435 in/kips
Carry Over Factors	-0.643	-0.508

Influence Value の算定 いま、一例として、図-5 左より 2 番目の連結位置、すなわち、第 2、第 3 部材間 Connector 直上に 1000 unit の仮想分担力がある場合について考えてみることにする。

1 000									
									
0									
1 Balance			-1 000						
			+500	+500					
2 Carry Over			-251	-251					
3 Balance		+114	+140	+127	+127				
4 Carry Over	+73		-71	-61		-64			
5 Balance	+73		+67	+67		+32	+32		
6 Carry Over		-43	-34		-31	-16		-16	
7 Balance		+36	+45		+25	+25		+9	+7
8 Carry Over	-23		-23	-13		-13	-5		-4
9 Balance	+23		+18	+18		+9	+9		+4
10 Carry Over		-15	-9		-9	-5		-5	-3
11 Balance		+11	+13		+7	+7		+4	+4
12 Carry Over	-7		-7	-4		-4	-2		-3
13 Balance	+7		+5	+5		+3	-3		+3
14 Carry Over		-4	-3		-3	-2		-2	-2
15 Balance		+3	+3		+2	+2		+2	+2
16 Carry Over	-2		-2	-1		-1	-1		-1
17 Balance	+2		+1			+1	+1		+1
18 Carry Over		-1	0						
Total	1.65	1.64	2.02	7.93	1.61	1.61	45.45	15.13	8
Deflection	1.86	2.90	8.48	2.31	0.46	0.22	0.14		

☒—6 Typical Distribution Solution for Unit Load

まず、第2連結位置に作用する1つの1000 unitの置換分担力(下向き)は同位置のConnectorに仮想する上向き(負号)の支承力により支承され、balanceが保たれると考えられる。この支承力はConnectorによって連結された左右両部材により配分分担されるわけであるから、図-6のNo.0ラインに記入する。次に第2、第3両部材はいずれもBタイプでDistribution Factorは0.500だから、配分は次のようになる。

$$1000 \times 0.500 = 500$$

これをNo.1ラインに記入する。すなわち、この置換分担力を想定することにより、このNo.0~No.1区間内はbalanceが保たれる。

次に第0~第1区間のbalanceを保たせた2つの分担力はそれぞれが作用している部材のそれぞれ反対側の縁のConnectorに拘束力の形で影響を及ぼす。すなわち、これはCarry Over Factorで計算でき、Bタイプの場合には、

$$500 \times (-0.508) = -254$$

となるから、この値をそれぞれNo.2ラインに記入する。このcarry overされた仮想支承力はいずれも部材縁、すなわちConnector位置にあるわけで、当然そのConnectorによって連結された両部材に配分分担され、balanceが保たれることになる。両部材への配分分担は、第1連結位置、すなわち第1、第2部材間では両部材が同一でなく異なったABタイプであるから配分量は、Aタイプ側へ

$$254 \times 0.448 = 114$$

Bタイプ側へ

$$254 \times 0.552 = 140$$

である。また、第2、第3部材間では両部材が同一タイプ(Bタイプ)なので、Distribution Factorは0.500であり、それぞれ半々に配分される。これらをNo.3ラインのそれぞれの位置に記入する。こうして、No.2~No.3区間内でbalanceした分担力をNo.4に

carry overし、これをbalanceする分担力をNo.5に求めて記入していくわけである。ただし、図-6に示すとおり、No.4ライン第2連結位置では左右両部材からcarry overされた仮想支承力は同方向ではあるが同値ではない。この場合にも、前述の計算と同様に、単にこの位置で合成され、両部材のDistribution Factorによって配分分担される。

これらの計算を繰り返して行ない、分担力が無視しても差し支えない程度の微小値、すなわち、当初分担力の1/1000に至ったところで、奇数ライン(Balance)の総和を求め、その値にDeflection Factorを乗じた値を各部材各縁の仮想単位荷重に対するDeflection Profileとする。同様にして、仮想単位荷重1000 unitの載荷位置を左縁から自由縁第1連結位置、第2連結位置の順に移して、部材各縁のDeflection Profileをそれぞれ求め、それらをまとめると、表-2に示す支間中央部でのInfluence Valueが得られる。

表-2 Influence Value

22.10	6.87	1.86	0.49	0.13	0.04	0.02
6.89	10.68	2.80	0.76	0.22	0.08	0.05
1.86	2.90	8.48	2.31	0.64	0.22	0.14
0.60	0.82	2.34	8.39	2.34	0.82	0.60

3. 実 験

(1) 供試スラブ橋

実験に用いたスラブ橋は400×50×14 cmプレキャストP C板を6本スパン3.75 mでならべてつくったもので、その横断面図、配置を図-7、および図-8に示す。表-3はその諸元である。なお、部材間には図-7に示すように、異形鉄筋を定間隔で互いに交差させて配置し、目地部凹溝に硬練りのモルタルを充填して垂直せん断に耐えるConnectorを形成した。

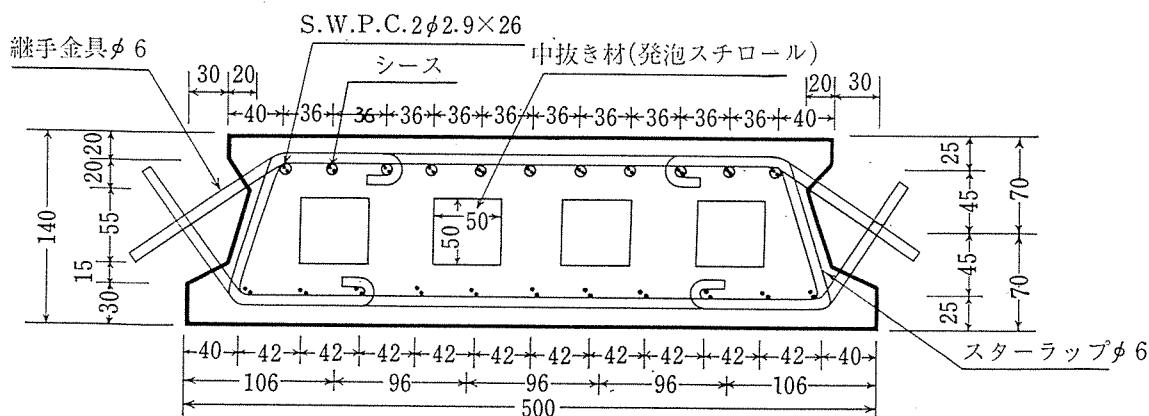
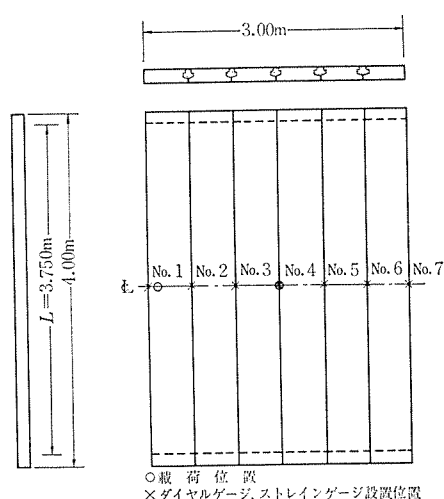


図-7 断 面 図

表—3 供試スラブ橋の諸元

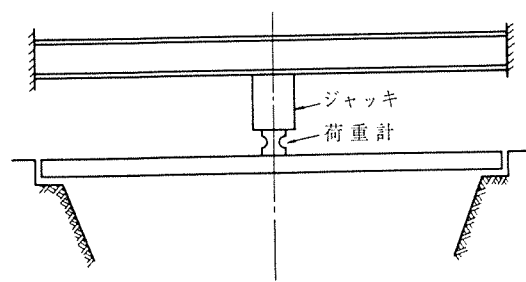
摘 要			数 値	摘 要			数 値
断面 諸 元	部材の幅	b	50 cm	PEP 化後の換算断面の諸元	A_{e2}	609 cm^2	
	部材の厚さ	h	14 cm		e_{pk}	-3.7 cm	
	断面積	A	600 cm^2		y_e	-0.052 cm	
	断面 2 次モーメント	I	11 225 cm^4		e_{pek}	-3.648 cm	
コン グ リ ー ト 諸 元	設計基準強度	σ_{ck}	500 kg/cm^2	PEP 化後の有効プレストレス	y_{e2}	7.052 cm	
	弾性係数	E_c	$3.75 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$		y_{eu}	6.948 cm	
	許容曲げ引張応力度	σ_{cu}'	-20 kg/cm^2		I_{e2}	11 340 cm^4	
	クリープ係数	φ	1.38		P_{i2}	26 290 kg	
	クリープ係数割増係数	k	0.69		σ_{cpi2}	74.9 kg/cm^2	
	乾燥収縮度	ε_s	2.0×10^{-5}		σ_{pt2}	12 881 kg	
	破壊時最大ひずみ度	ε_{cu}	0.0025		P_{t2}	25 504 kg/cm^2	
					σ_{cpt2}	72.7 kg/cm^2	
P C 鋼 線 に 対 す る 各 事 項	鋼線断面積 (上縁)	A_{p0}	1.452 cm^2	上縁の有効プレストレス (支承部をのぞく)	σ_{cpd1}	34.4 kg/cm^2	
	同セット後カットする分	A_{pc}	1.452 cm^2		σ_{pp2}	0.087	
	鋼線断面積 (下縁)	A_{pu}	1.98 cm^2		σ_{pe2}	6.3 kg/cm^2	
	鋼線 1 本あたり緊張力	P	1 840 kg		P_{e2}	11 760 kg/cm^2	
	弾性係数	E_p	$2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$			23 285 kg	
	許容引張応力度 (最終)	σ_{pa}	1 200 kg		$\sigma_{ce \cdot o2}$	-14.6 kg/cm^2	
	〃 (最初の緊張時)	$\sigma_{pt \cdot a}$	1 850 kg		$\sigma_{ce \cdot u2}$	90.2 kg/cm^2	
	レラグゼーション係数	K	0.05				
PEP 化以前の設計各値	換算断面の断面積	A_{e1}	615 cm^2	最終設計各内容	全設計荷重作用時の抵抗モーメント	M_e	179 860 $\text{kg} \cdot \text{cm}$
	〃 断面 2 次モーメント	I_{e1}	11 524 cm^4		上縁応力度	σ_{c0}	97.2 kg/cm^2
	鋼線応力度	P_i	45 572 kg		破壊モーメント	M_u	278 712 $\text{kg} \cdot \text{cm}$
	鋼線応力度	σ_{bi1}	13 278 kg/cm^2		破壊時の PC 鋼線に作用する計算上の応力度	σ_p	29 400 kg/cm^2
	鋼線応力度	σ_{pt1}	12 885 kg/cm^2		したがって $\sigma_p = 20\,000$ で M_u を決定		
	鋼線応力度	P_{t1}	44 221 kg				
	プレストレス	σ_{cpi1}	74.1 kg/cm^2				
	プレストレス	$\sigma_{cu \cdot t}$	71.9 kg/cm^2				
	PEP 化前の部材の抵抗モーメント	M_{at}	118 367 $\text{kg} \cdot \text{cm}$				
	同 上 縁応力度	σ_{c0}	143.8 kg/cm^2				



図—8 テストスラブ

(2) 載荷試験

載荷試験は図—9に示す方法で、 T 荷重（後輪）に類似した部分等分布荷重 $W=1.0, 2.0, 3.0, 4.0 \text{ t}$ を載荷し、図—8の各位置でダイヤルゲージを用いて変位を、電気抵抗線ひずみ計を用いてひずみの測定を行なった。



図—9 載荷方法

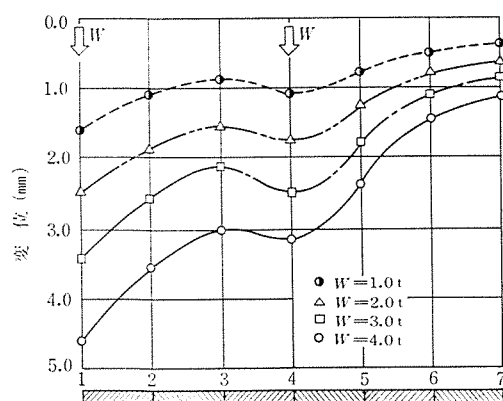
なお載荷最大荷重の 4.0 t は後述の値からわかるように部材の設計モーメントにほぼ相当する曲げモーメントを与える荷重である。

4. 実験結果および考察

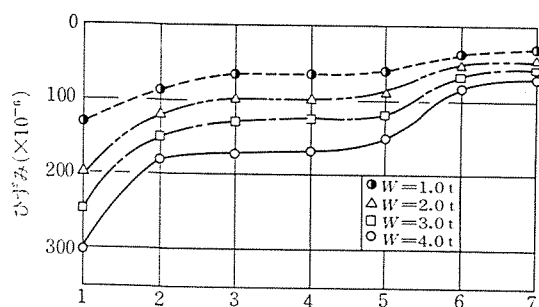
(1) 実験結果

荷重 $W=1.0, 2.0, 3.0, 4.0 \text{ t}$ に対するスパン中央部の点 No. 1~No. 7 におけるそれぞれの位置での変位およびひずみの測定値を図—10に示す。

これらによると、最大曲げモーメントは左端の耳桁に



図—10 (a) 各載荷時における実測変位



図—10 (b) 各載荷時における実測ひびき

生じており、いま、荷重 4 t の場合のコンクリートの圧縮応力度ならびにモーメントを計算すると次のようになる。

$$\begin{aligned} r &= \epsilon \cdot E_c \\ &= 300 \times 10^{-6} \times 375\,000 \end{aligned}$$

$$= 112.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} M &= \frac{r}{y_{eu}} \times I_e \\ &= \frac{112.5 \times 11\,340}{6.948} \times 10^{-5} \\ &= 1.836 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

このモーメントの値は表—3 に示した抵抗モーメント $M_e = 1.80 \text{ t} \cdot \text{m}$ にほぼ等しい。

(2) Nathan 法による理論値

a) Influence Value の算定 表—3 に示す各諸元より求めた Nathan の理論解析に必要な各値、各 Factor を表—4 に示す。これらを用いて、前述の方法で、Influence Value を求めると表—5 の値を得る。

b) 変位および Connector Shear の算定 仮想負担力 H_L, H_R を求め、この H_L, H_R と前項で求めた R, S, P, Q の各値を用いて、スパン中央部での $\Delta_L \cdot \Delta_R, \Delta_L' \cdot \Delta_R', \Delta_{CL} \cdot \Delta_{CR}$ および $C_L \cdot C_R$ を求めると表—6 のようになる。

表—5 Influence Value

	Deflection							
$-b$	0.101 6	0.069 3	0.047 8	0.033 8	0.025 2	0.020 4	0.019 0	
$-\frac{2}{3}b$	0.069 3	0.074 7	0.051 6	0.036 5	0.027 1	0.022 1	0.020 4	
$-\frac{1}{3}b$	0.047 8	0.051 6	0.063 4	0.044 9	0.033 4	0.027 1	0.025 2	
0	0.033 8	0.036 5	0.044 9	0.060 3	0.044 9	0.036 5	0.033 8	

表—4 計算に用いたスラブの諸元

断 面 寸 法	14×50×375 cm	Nathan 法の各値	各ファクター
弾 性 係 数	$E=3.75 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$	$R=967.7 \text{ kg/cm}$	distribution factor 0.5
せん断弾性係数	$G=1.61 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$	$S=25\,822 \text{ kg/cm}$	deflection factor
断面 2 次モーメント	$I=11\,340 \text{ cm}^4$	$P=26\,789.7 \text{ kg/cm}$	0.000 037 2 cm/kg
ね じ り 剛 さ	$C=0.605 2 \times 10^{10} \text{ kg/cm}^2$	$Q=-24\,854.3 \text{ kg/cm}$	Carry over factor -0.927 76

表—6

Holding force of Midspan											
H_L	H_R	3 000	1 000	0	4 000	0	0	0	0	0	0
Midspan deflection due to Removal											
of 3 000 kg Loads		0.305	0.208	0.144	0.102	0.076	0.061	0.059			
of 1 000 kg Loads		0.069	0.075	0.052	0.037	0.027	0.022	0.020			
of 4 000 kg Loads		0.135	0.146	0.179	0.241	0.179	0.146	0.135			
Δ_L	Δ_R	0.509	0.429	0.375	0.379	0.282	0.228	0.213			
Deflection of Beams Acting Alone											
H_L	H_R	3 000	1 000	0	0	0	2 000	2 000	0	0	0
Δ_L'	Δ_R'	1.054	1.015	0	0	0.498	0.537	0.537	0.498	0	0

Δ_{CL}	Δ_{CR}	-0.544	-0.586	0.429	0.375	-0.123	-0.158	-0.158	-0.216	0.282	0.228	0.229	0.213
Inter Beam Forces													
$P \times \Delta_{CL}$	$Q \times \Delta_{CR}$	-14 589	-15 710	+11 482	+10 033	-3 303	-4 219	-4 219	-5 779	+7 557	+6 146	+6 146	5 696
$Q \times \Delta_{CR}$	$P \times \Delta_{CL}$	+14 575	+13 531	-9 308	-10 653	+3 315	+3 065	+5 361	+3 915	-5 702	-7 011	-5 284	5 702
C_L	C_R	-14	2 179	2 147	-620	612	-1 155	1 142	-1 864	1 856	-866	+862	-6
Adjusted C_L	C_R	0	2 177	616	1 148	1 860	864	0					

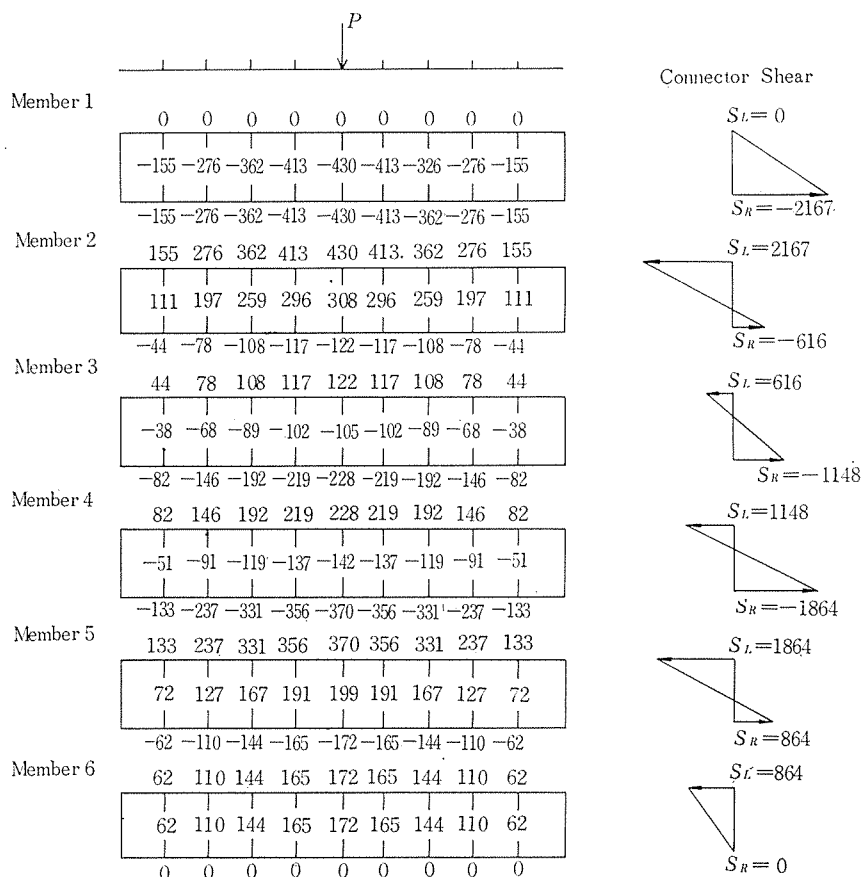


図-11

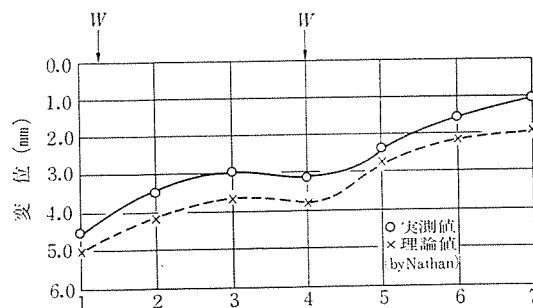
c) 各部材の Connector Shear および応力 さらに、各桁のおおのの Connector 位置における Connector Shear 支点反力およびモーメントを求めて 図-11, 表-7 に示す。

表-7 M_{max} (t·m)

Member	1	2	3	4	5	6
M_{max}	2.095	1.230	1.445	1.315	0.775	0.675

(3) 実験値と Nathan 法による理論値との比較

a) 変位の比較 実験値と前項で求めた Nathan の理論値とを比較すると、図-12 に示すように 後者の方が前者より約 1 割大きいことがわかる。

図-12 実験値と理論値との比較 ($W=4t$)

b) 最大曲げモーメントの比較 左端の耳桁の M_{max} は、実験値で $1.836 t \cdot m$ 、理論値は $2.095 t \cdot m$ (表-7) となり、変位の場合と同様やはり Nathan の理論値の方

が約1割程度大きい。

(4) Guyon-Massonnet 法との比較

実測値および Nathan の理論値より、分配係数 K を求めて Guyon-Massonnet 法と比較する。

ここに分配係数は次のように定義し、計算は Simpson の公式によった。

$$K = \frac{\text{ある点に集中荷重が作用したときの任意の点でのたわみ}}{W/2b \text{ なる等分布荷重が作用したときの全幅に同一のたわみを生じるときのたわみ}}$$

次に、Guyon-Massonnet 法における θ を求める。横方向の剛性に関与する断面としては次の3つの場合を想定した。

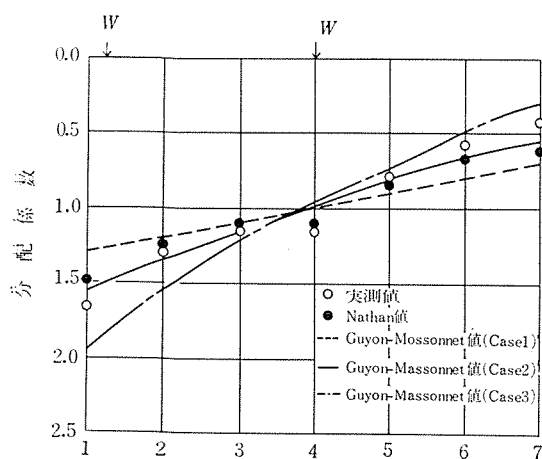
Case 1: 全断面有効 ($i_x/i_y=1.0$)

Case 2: 下フランジ部をのぞく断面有効 ($i_x/i_y=2.03$)

Case 3: 鉄筋より上の断面有効 ($i_x/i_y=8.0$)

i_x, i_y はそれぞれ x および y 軸方向の単位長さあたりの断面2次モーメント

これらの各場合について、実験値および Nathan 法の理論値と比較すると、図—13 のようになる。



図—13 Guyon-Massonnet 法との比較

この図より、Nathan 値は Case 2 における Guyon-Massonnet 値にほぼ近似することがわかる。

5. 結 言

本実験結果では、Nathan 値は Guyon-Massonnet 値より実験値に近似しており、この Nathan 値により近似する Guyon-Massonnet 値は Case 2, すなわち、 $i_x/i_y=2.0$ 程度の場合 ($\alpha=0.7\sim 1.0$) であることがわかった。したがって、プレストレストコンクリート道路橋示方書に示されている $\sqrt{\alpha}=0.8$ 程度の桁橋に対し、こ

の Nathan 法は簡易計算法として十分有用であると考えられる。

終りに、本研究にあたり種々ご教示を賜りました猪股俊司博士に深く謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) Nathan, N.D.: "Distribution of Loads in Precast Prestressed Concrete Members without Diaphragms" Journal of P.C.I., Oct. 1963.
- 2) Guyon, Y.: "Calcul des ponts larges à poutres multiples solides risees par des entretoises" Ann. des Ponts et Chaussees de France, 1946, Nos. 9~10, pp. 553~612
- 3) Massonnet, C.: "Methods of Calculation of Bridges with several Longitudinal Beams, Taking into account their torsional resistance", Internate Assn. of Bridge and Struct. Eng. Publ. 10, 1950 pp. 147~182.
- 4) Olsen, H.: Die Zweiseitig gelagerte Platte I, II, Berlin, 1950.
- 5) Roesli, A., Smislova, A., Ekberg, C.E., and Eney, W.J.: "Field Tests on a Prestressed Concrete Multi-beam Bridge", Proc. H.R.B. National Research Council, Vol. 35, 1956, pp. 152~171.
- 6) Roesli, A., Smislova, A., Ekberg, C.E. and Eney, W.J.: "Lateral Load Distribution in Multi-Beam Bridge", Prestressed Concrete Bridges Members Progress Report, No. 10, Fritz Engrg. Lab., Lehigh Univ., July, 1955.
- 7) Walther, R.E.: "Investigation of Multi-Beam Bridges", Prestressed Concrete Bridge Members Progress Report No. 14, Fritz Engrg. Lab., Lehigh Univ., August, 1956.
- 8) Rowe, R.E.: Concrete Bridge Design, Wiley, 1962.
- 9) Cusens, A.R. and Pama, R.P.: "Design of Concrete Multibeam Bridge Decks", Proc. of A.S.C.E., Vol. 91, ST. 5, pp. 255~278, Oct., 1965.
- 10) Pool, R.B., Arya, A.S., Robinson, A.R. and Khachaturian, N.: "Analysis of Multi-Beam Bridges with Beam Elements of Slab and Box Section Engineering Experiment Station Bulletin 483, 1965 University of Illinois.
- 11) Cusens, A.R. and Pama, R.P.: "Edge Beam Stiffening of Multibeam Bridges", Proc. of A.S.C.E., Vol. 93, ST 2, April, 1967, pp. 141~161.
- 12) Watanabe, E.: "A Study of Load Distribution in Multi-Beam Highway Bridges", A thesis submitted to the graduate Faculty in Partial Fulfilment of the Requirements for the Degree of Master of Science, Iowa State Univ., 1968.
- 13) 大島 久・西堀忠信: 横締めしないプレテン PC スラブの実験, コンクリートジャーナル Vol. 6, No. 4, 1968.4, pp. 9~17.
- 14) 日本道路協会: プレストレスト コンクリート道路橋示方書, 昭和43年7月

1973.2.5・受付