

# 横浜ドリームランド大船モノレールPC軌条桁の設計

榎 本 盛 彦\*

## 1. まえがき

国鉄大船駅と横浜ドリームランドを結ぶ約 5.4 km のモノレールが昭和 41 年 5 月運転を開始した。横浜市郊外の丘陵地帯を川や谷を越えて走り人々を夢の国へ案内してくれる。

このモノレールの軌条桁は、大部分がその定着装置に M.D.C 工法を採用した長さ 19.96 m の PC 桁である。またこの桁の製作には、カントのある平面曲線、縦断曲線、緩和曲線など複雑な線形を一つの型わくで自由に製作できる特殊型わく装置を採用した。

高速車両を走らせる軌条桁としてなお検討すべき点があると思われるが、ここに使用した半径 200 m 曲線軌条桁の設計を紹介する。

## 2. 半径 200 m 曲線軌条桁の設計

### (1) 設計条件

- 1) 橋脚中心間距離：20.00 m
- 2) 桁 長：19.96 m
- 3) 支 間：19.50 m
- 4) 活 荷 重：図-1 に示す
- 5) 衝 撃 係 数： $i = \frac{20}{50+l} \leq 0.3$
- 6) 横 荷 重：1.6 t が軌条面上 50 cm に作用
- 7) 風 荷 重：一軸 1.4 t 軌条面上 60 cm
- 8) 遠 心 荷 重： $F = \frac{V^2}{127R}$  ただし横荷重と同時には作用しない
- 9) 設 計 速 度： $V \text{ km/h} = 60 \text{ km/h}$
- 10) 桁 形 式：M.D.C. 工法によるポストテンション単純桁
- 11) 材 料 強 度：
  - a) コンクリート；
    - 圧 縮 強 度  $\sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$
    - そ の 他 モノレール設計基準による

b) P C 鋼 線；12- $\phi 7 \text{ mm}$

引張応力度  $\sigma_{pu} = 155 \text{ kg/mm}^2$

降伏点応力度  $\sigma_{py} = 135 \text{ kg/mm}^2$

そ の 他 モノレール設計基準による

c) その他の材料；モノレール設計基準による

12) 荷重の組合せ：同時に作用する荷重の組合わせ、それに対する許容応力度の割増率を表-1 に示す。

図-1 東芝中型モノレール動荷重図

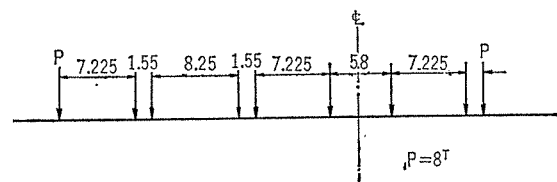


表-1

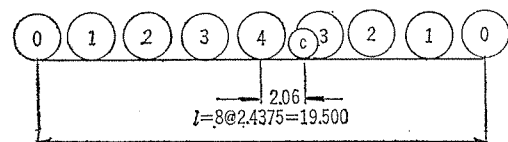
荷 重 の 組 合 わ せ	許容応力度割増率
1. 死荷重+活荷重+衝撃(+遠心荷重)	0
2. 死荷重+活荷重+衝撃+横荷重(または遠心荷重)+風荷重	15
3. 死荷重+活荷重+地震荷重	40

### (2) 設計計算に用いるスパンおよび断面

設計計算に用いる記号は図-2のごとく約束する。ただし寸法は曲線長とする。

断面形状は図-3に示す。

図-2



### (3) 曲げモーメント・せん断力・ねじりモーメント

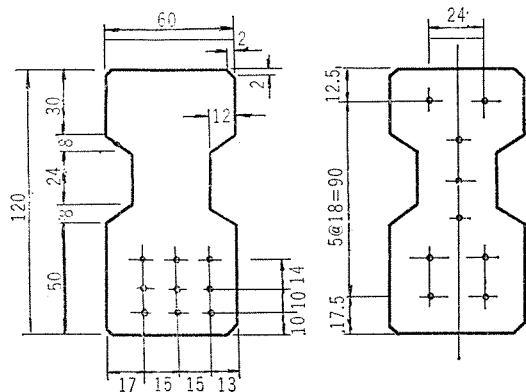
#### a) 垂直荷重による曲げモーメントおよびせん断力

曲げモーメントおよびせん断力は半径に比べ径間が短いので直線桁として計算しても大差がない。したがって直線桁として計算する。

#### ① 曲げモーメント

\* 三井建設株式会社技術部

図-3



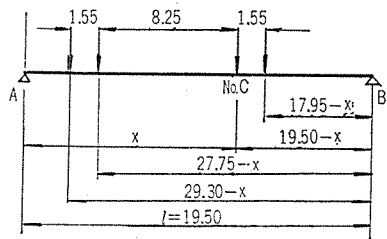
中央

支点上

㊤ 活荷重; 衝撃係数  $i = \frac{10}{25+l} = 0.225 \leq 0.3$

各断面におけるモーメントはつぎのごとくなる (図-4)。

図-4



i) 絶対最大曲げモーメント

$$R_A = \frac{8}{19.5} (94.5 - 4x)$$

$$M_x = \frac{8}{19.5} (94.5x - 4x^2) - (8.25 + 9.80) \times 8$$

$$dM_x/dx = \frac{8}{19.5} (94.5x - 8x) = 0$$

$$x = \frac{94.5}{8} = 11.81$$

$$M_{\max} = 84.56 \text{ tm}$$

$$M_{(l+i)\max} = 84.56(1+0.225) = 103.59 \text{ tm}$$

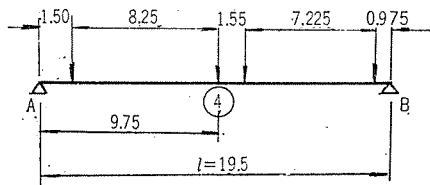
ii) No. ㊤ におけるモーメント (図-5)

$$R_A = \frac{8}{19.5} (0.975 + 8.2 + 9.75 + 18.0) = 15.15 \text{ t}$$

$$M_l = 15.15 \times 9.75 - 8 \times 8.25 = 81.69 \text{ tm}$$

$$-M_{(l+i)} = 81.69(1+0.225) = 99.99 \text{ tm}$$

図-5



iii) No. ㊤㊤㊤ におけるモーメント

No. ㊤㊤㊤ におけるモーメントも同様にして計算し、その結果を表-2 に示す。

㊤ 死荷重 (桁自重 1.64 t/m)

$$\text{No. ㊤ } M_{d4} = \frac{1}{8} wl^2 = \frac{1}{8} 1.64 \times 19.5^2 = 77.95 \text{ tm}$$

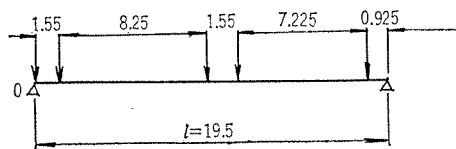
その他計算の結果を表-2 に示す

b) せん断力;

㊤ 活荷重

i) No. ㊤ (A) におけるせん断力 (図-6)

図-6



$$S_{l0} = \frac{8}{19.5} (0.925 + 8.15 + 9.70 + 17.95 + 19.5) = 23.07 \text{ t}$$

$$S_{l+i} = 28.24 \text{ t}$$

ii) No. ㊤㊤㊤㊤㊤ におけるせん断力

No. ㊤ と同様計算した結果を表-3 に示す。

㊤ 死荷重

$$\text{No. ㊤ } S_d = \frac{1}{2} wl = \frac{1}{2} 1.64 \times 19.5 = 15.99 \text{ t}$$

他の計算の結果を表-3 に示す。

表-3

	4	c	3	2	1	0
$S_l$	6.34	9.86	10.65	14.69	18.69	23.07
$S_{l+i}$	7.76	12.07	12.90	17.98	22.88	28.04
$S_d$	0	3.38	4.00	7.99	11.99	15.99

表-2

	$M_d$	$M_l$	$M_{l+i}$	$M_{dV}$	$M_{lV}$	$M_{(l+i)V}$	$M_{dH}$	$M_{lH}$	$M_{(l+i)H}$
4	77.95	81.69	99.99	77.56	81.88	99.49	7.76	8.12	9.95
c	74.47	84.56	103.59	74.10	84.14	103.07	7.40	8.41	10.31
3	73.08	84.33	103.22	72.71	83.91	102.70	7.27	8.39	10.27
2	58.46	71.60	87.64	58.17	71.24	87.20	5.82	7.12	8.72
1	34.30	40.59	49.68	34.13	40.39	49.43	3.41	4.04	4.94

c) カントによる桁垂直および水平方向曲げモーメント  
前に計算した曲げモーメントをカントとして  
 $\tan \alpha = 0.1$  の傾斜を持つ桁に対し 垂直方向と水平方向  
に分け設計曲げモーメントとする。

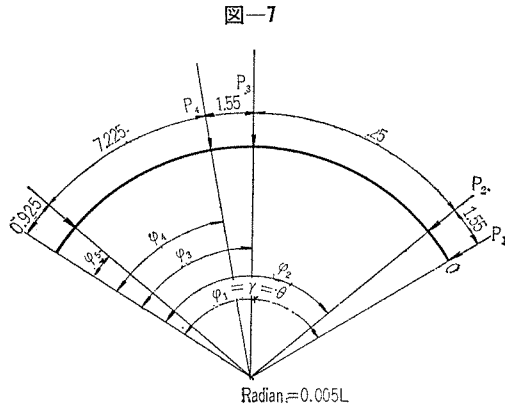
$$\frac{M_D}{M} = 0.99504 \quad \frac{M_H}{M} = 0.0995$$

この計算結果を表-2 に示す

(2) 垂直荷重によるねじりモーメント

a) 活荷重によるねじりモーメント

① No. 0 点 (図-7)



$$M_T = PR \frac{\sin \varphi}{\sin \theta} - PR \frac{\varphi}{\theta}$$

$$\therefore M_T = 8.0 \times 200 \left( \frac{0.2805284}{0.097365} - \frac{0.281125}{0.0975} \right)$$

$$= 2.58 \text{ tm (表-4)}$$

$$M_{Ti} = 2.58 \times 0.225 = 0.58 \text{ tm}$$

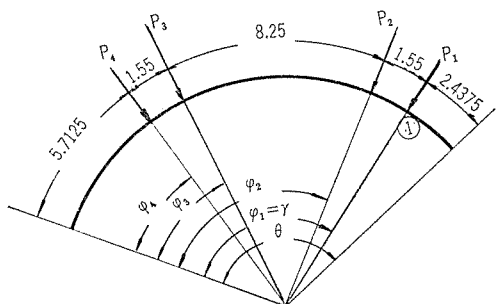
② No. 1 点 (図-8)

$$M_T = PR \frac{\cos r}{\sin \theta} \sin(\theta - r) - PR \frac{\theta - \varphi}{\theta} \varphi \geq r$$

表-4

	Lm	Radian	Angle	Sin $\varphi$
$\varphi_5$	0.925	0.004625	15'54"	0.0046251
$\varphi_4$	8.15	0.0407500	2°20'05"	0.0404467
$\varphi_3$	9.70	0.0485000	2°46'44"	0.0484818
$\varphi_2$	17.95	0.0897500	5°08'32"	0.0896283
$\varphi_1 = \gamma = \theta$	19.50	0.0975000	5°35'11"	0.0973465
$\Sigma$		0.281125		0.2805284

図-8



$$M_T = -PR \frac{\cos(\theta - r)}{\sin \theta} \sin \varphi + PR \frac{\varphi}{\theta} \varphi \leq r$$

$$P_1 \cos r \sin(\theta - r) = 0.0121439$$

$$-(\theta - r) = -0.0121875$$

$$P_2 -\cos(\theta - r) \sin \varphi_2 = -0.0774770$$

$$\varphi_2 = 0.0775625$$

$$P_3 -\cos(\theta - r) \sin \varphi_3 = -0.0363019$$

$$\varphi_3 = 0.0363125$$

$$P_4 -\cos(\theta - r) \sin \varphi_4 = -0.0285544$$

$$\varphi_4 = 0.0285625$$

$$\Sigma -0.1301894 \quad 0.1302500$$

$$M_T = 8.0 \times 200 \times \left( \frac{-0.1301894}{0.0973465} + \frac{0.1302500}{0.097500} \right)$$

$$= 2.37 \text{ tm}$$

$$M_{Ti} = 2.37 \times 0.225 = 0.53 \text{ tm}$$

③ No. 2, 3, 4.

No. 0, 1 と同様に計算した結果を表-5 に示す。

表-5

	Lm	Radian	Angle	Sin $\varphi$	Cos $\varphi$
$\varphi_4$	5.7125	0.0285625	1°38'11"	0.0285565	
$\varphi_3$	7.2625	0.0363125	2°04'50"	0.0363046	
$\varphi_2$	16.5125	0.0775625	4°26'38"	0.0774828	
$\varphi_1 = \gamma$	17.0625	0.0853125	4°53'17"	0.0852092	0.9963878
$\theta$	19.60	0.0975000	5°35'11"	0.0973465	
$\theta - \varphi_1$ ( $r$ )	2.4375	0.0121875	41'54"	0.0121879	0.9999257

b) 死荷重によるねじりモーメント (桁自重 1.64 t/m)

① No. 0 点

$$M_T = wR^2 \left( -\frac{\theta}{2} + \tan \frac{\theta}{2} \right)$$

$$= 1.64 \times 200^2 (-0.0487500 + 0.0487915)$$

$$= 2.72 \text{ tm}$$

② No. 1 点

$$M_T = wR^2 \left\{ \left( r - \frac{\theta}{2} \right) + \frac{\sin \left( \frac{\theta}{2} - r \right)}{\cos \frac{\theta}{2}} \right\}$$

$$= 1.64 \times 200^2 \left( -0.0365625 + \frac{0.0365565}{0.9988121} \right)$$

$$= 2.48 \text{ tm}$$

③ No. 2, 3, 4

No. 1 と同様に計算した結果を表-6 に示す。

(3) 風荷重による曲げモーメント, せん断力, ねじりモーメント

活荷重載荷の場合

$$\text{一軸当り } P_w = 1.40 \text{ t} \quad M_w = M_l \frac{1.40}{8.0}$$

表-6

	0	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
$M_{Td}$	2.72	2.48	1.84	0.98	0
$M_{Ti}$	2.58	2.37	1.93	0.84	0.09
$M_{Tj}$	0.53	0.53	0.43	0.19	0.02
$\Sigma M_T$	5.88	5.38	4.20	2.01	0.11

$$S_w = S_l \frac{1.4}{8.0} \quad M_{Tw} = S_w \times 1.20$$

この計算結果を表-7に示す。

表-7

	$M_l$	$S_l$	風 荷 重			遠 心 力		
			$M_w$	$S_w$	$M_{Tw}$	$M_F$	$S_F$	$M_{TF}$
4	81.69	6.34	14.30	1.11	1.44	11.45	0.90	0.99
c	84.56	9.86	14.80	1.73	2.08	11.94	1.39	1.53
3	84.33	10.65	14.76	1.86	2.23	11.91	1.50	1.65
2	71.60	14.69	12.53	2.57	3.08	10.11	2.07	2.28
1	40.59	18.69	7.10	3.27	3.92	5.73	2.64	2.90
0	0	23.07	0	4.04	4.85	0	3.26	3.59

(4) 遠心力による曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメント

$$\text{一軸当り } F = \frac{V^2 W}{127 R} = \frac{60^2 \times 8}{127 \times 200} = 1.13 \text{ t}$$

$$M = M_l \frac{1.13}{8.0} \quad S = S_l \times \frac{1.13}{8.0}$$

$$M_T \approx S \times \left( 0.5 + \frac{1.2}{2} \right)$$

この計算結果を表-7に示す。

#### 4. 断面の形状および諸係数

1) 形状寸法：図-3に示す。

2) 断面の諸係数

a) 断面④③③ 垂直方向(表-8参照)

$$\text{シース穴 } 40 \text{ mm } \quad 4 \times 4 \times 0.785 \times 9 = 113 \text{ cm}^2$$

$$\text{P C 鋼線 } 12\text{-}7 \text{ mm } \quad 4.618 \times 9 \approx 41.6 \text{ cm}^2$$

$$\frac{E_p}{E_c} = \frac{20 \times 10^5}{3.5 \times 10^5} = 5.7$$

b) 断面④③③ 水平方向(表-9参照)

#### 5. 断面④における曲げ応力度

(1) 設計荷重時

a) 鉛直方向

① 桁自重  $M_d = 77.56 \text{ tm}$

$$\sigma_{cd}' = \frac{7756000}{137000} = 56.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cd} = \frac{7756000}{140000} = -55.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ceg} = \frac{7756000}{235000} = -33.0 \text{ kg/cm}^2$$

② 活荷重  $M_o = 81.18 \text{ tm}$

$$\sigma_{cl}' = \frac{8118000}{139000} = 58.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cl} = \frac{8118000}{148000} = -54.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{clg} = \frac{8118000}{252000} = -32.2 \text{ kg/cm}^2$$

③ 活荷重+衝撃  $M_{t+i} = 99.49 \text{ tm}$

$$\sigma_{cli}' = \frac{9949000}{139000} = 71.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cli} = \frac{9949000}{148000} = -66.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{clig} = \frac{9949000}{252000} = -39.5 \text{ kg/cm}^2$$

b) 水平荷重

① 桁自重  $M_{dH} = 7.76 \text{ tm}$

$$\sigma_{cd} = \frac{776000}{55000} = 14.1 \text{ kg/cm}^2$$

表-8

記号	A	y'	y		I	W'	W		$r^2$
総断面	6424 cm <sup>2</sup>	61.2 cm	58.8 cm		8456000 cm <sup>4</sup>	138000 cm <sup>3</sup>	144000		2.829
記号	$A_c$	$y_c'$	$y_c$	$e_{pc}$	$I_c$	$W_c'$	$W_c$	$W_{cp}$	$r_c^2$
純断面	6311	60.6	59.4	35.4	8317000	137000	140000	235.000	1.318
記号	$A_c$	$y_c'$	$y_c$	$e_{pc}$	$I_c$	$W_c'$	$W_c$	$W_{cp}$	$r_c^2$
換算断面	6548	61.8	58.2	34.2	8604000	139000	148000	252.000	1.314

表-9

記号	A	y'	y		I	W'	W		$r^2$
総断面	6424 cm <sup>2</sup>	30.0	30.0		1665000	55500	55500		259
記号	$A_c$	$y_c'$	$y_c$	$e_p$	$I_c$	$W_c'$	$W_c$		$r^2$
純断面	6311	30.0	30.0	2.0	1648000	55000	55000		261
記号	$A_c$	$y_c'$	$y_c$	$2pe$	$I_c$	$W_c'$	$W_c$		$r_c^2$
換算断面	6458	29.6	30.4	2.4	1685000	57000	55430		261

② 活荷重  $M_{IH}=8.12 \text{ tm}$

$$\sigma_{cl}' = \frac{812000}{57000} = -14.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cl} = \frac{812000}{55430} = 14.7$$

③ 風荷重  $M_w=14.30$

$$\sigma_{cw}' = \frac{1430000}{57000} = 25.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cw} = \frac{1430000}{55430} = -25.8 \text{ kg/cm}^2$$

④ 遠心荷重  $M_F=11.54 \text{ tm}$

$$\sigma_{cF}' = \frac{1154000}{57000} = 20.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cF} = \frac{1154000}{55430} = -20.8$$

(2) 有効プレストレス

有効引張応力度  $\sigma_{pe}=85 \text{ kg/mm}^2$  とする (図-9)。

$$P_e = A_p \times \sigma_{pe} = 9 \times 461.8 \times 85 = 353300 \text{ kg}$$

鉛直方向 P C 鋼線偏心  $e_{pc}=35.4 \text{ cm}$

$$M_{Vpe} = 353300 \times 35.4 = 12507000 \text{ kg-cm}$$

水平方向 P C 鋼線偏心  $e_{pc}=2.0 \text{ cm}$

$$M_{Hpe} = 353300 \times 2 = 706600 \text{ kg-cm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ce1} &= \frac{P_e}{A_c} - \frac{M_{Vpe}}{W_{cV}'} - \frac{M_{Hpe}}{W_{cH}'} \\ &= \frac{353300}{6311} - \frac{12507000}{137000} - \frac{706600}{55000} \\ &= 56.0 - 91.3 - 12.8 = -48.1 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ce2} &= \frac{P_e}{A_c} - \frac{M_{Vpe}}{W_{cV}'} + \frac{M_{Hpe}}{W_{cH}'} \\ &= 56.0 - 91.3 + 12.8 = -22.5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

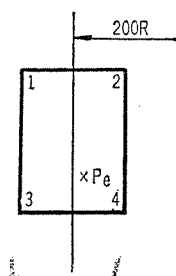
$$\begin{aligned} \sigma_{ce3} &= \frac{P_e}{A_c} + \frac{M_{Vpe}}{W_{cV}'} - \frac{M_{Hpe}}{W_{cH}'} \\ &= \frac{353300}{6311} + \frac{12507000}{140000} - \frac{706600}{55000} \\ &= 56.0 + 89.3 - 12.8 = 132.5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ce4} &= \frac{P_e}{A_c} + \frac{M_{Vpe}}{W_{cV}'} + \frac{M_{Hpe}}{W_{cH}'} \\ &= 56.0 + 89.3 + 12.8 = 158.1 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

P.C.W 図心位置

$$\sigma_{ceg} = \frac{353300}{6311} + \frac{12507000}{235000} + 12.8 \times \frac{2}{30}$$

図-9



$$= 56.0 + 53.2 + 0.9 = 110.1 \text{ kg/cm}^2$$

a) 桁自重のみ

$$\begin{aligned} \text{上 } \sigma_1 &= \sigma_{ce1} + \sigma_{cd}' + \sigma_{cdH} = -48.1 + 56.1 + 14.1 \\ &= 22.1 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \sigma_{ce2} + \sigma_{cd}' + \sigma_{cdH} = -22.5 + 56.1 - 14.1 \\ &= 19.5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{下 } \sigma_3 &= \sigma_{ce3} + \sigma_{cd} + \sigma_{cdH} = 132.5 - 55.4 + 14.1 \\ &= 91.2 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_4 &= \sigma_{ce4} + \sigma_{cd} + \sigma_{cdH} = 158.1 - 55.4 - 14.1 \\ &= 88.6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

b) 列車停車時+風荷重 (曲線中心方向の風)

$$\begin{aligned} \text{上 } \sigma_1 &= \sigma_{ce1} + \sigma_{cd}' + \sigma_{cdH} + \sigma_{cl}' + \sigma_{clH} + \sigma_{cw}' \\ &= 22.1 + 58.4 + 14.70 + 25.8 = 121.0 \text{ kg/cm}^2 \\ &< 130 \times 1.15 = 149.5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_2 = 19.5 + 58.4 - 14.20 - 25.1 = 38.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下 } \sigma_3 = 91.2 - 54.9 + 14.70 + 25.8 = 76.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = 88.6 - 54.9 - 14.2 - 25.1 = -5.6 \text{ kg/cm}^2$$

c) 列車運転時+風荷重 (曲線中心反対方向の風)

$$\begin{aligned} \text{上 } \sigma_1 &= \sigma_{ce1} + \sigma_{cd}' + \sigma_{cdH} + \sigma_{cl}' + \sigma_{clH} + \sigma_{cw}' \\ &\quad + \sigma_{cF}' \\ &= 22.1 + 71.5 + 14.7(1 + 0.225) - 25.8 \\ &\quad - 20.8 = 65.0 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= 19.5 + 71.5 - 14.2(1 + 0.225) + 25.1 \\ &\quad + 20.2 = 118.9 \text{ kg/cm}^2 < 130 \times 1.15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{下 } \sigma_3 &= 91.2 - 71.5 + 14.7(1 + 0.225) - 25.8 \\ &\quad - 20.8 = -9.5 \text{ kg/cm}^2 > 20 \times 1.15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_4 &= 88.6 - 71.5 - 14.2(1 + 0.225) + 25.1 \\ &\quad + 20.2 = 45.0 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

(3) プレストレス導入直後の応力度

コンクリートの乾燥収縮クリープによる P C 鋼線の応力度の減少はつぎの式による。

$$\sigma_{p\phi} = \frac{n\varphi\sigma_{cp} + E_p\epsilon_s}{1 + n\frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}}\left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

$$\sigma_{cp} = \sigma_{cpt} - \sigma_{dg}$$

$$\sigma_{p\phi} = \sigma_{pt} - \sigma_{pe}$$

$\epsilon_s$ ; コンクリートの乾燥収縮度  $15 \times 10^{-5}$

$\sigma_{dg}$ ; 考えている P C 鋼線の位置における桁自重によるコンクリートの応力度

$\sigma_{pe}$ ; P C 鋼線有効引張応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{cpt} &= \frac{A_p\sigma_{pt}}{A_c} + \frac{A_p\sigma_{pt}e_{pV}^2}{r_c^2A_c} + \frac{A_p\sigma_{pt}e_{pH}^2}{r_c^2A_c} \\ &= \frac{A_p}{A_c}\sigma_{pt}\left(1 + \frac{e_{pV}^2}{r_c^2} + \frac{e_{pH}^2}{r_c^2}\right) \end{aligned}$$

$e_{pV}$ ; 垂直方向の P C 鋼線の偏心距離

$e_{pH}$ ; 水平方向の P C 鋼線の偏心距離

いま  $\frac{A_p}{A_c} \left( 1 + \frac{e_p V^2}{r_c^2} + \frac{e_p H^2}{r_c^2} \right) = r$  とおく

$$\sigma_{cpt} = r \sigma_{pt}$$

これらの式より

$$\sigma_{p\varphi} + n \sigma_{p\omega} \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left( 1 + \frac{\varphi}{2} \right) = n \varphi \sigma_{cp} + E_p \varepsilon_s$$

$$\sigma_{pt} - \sigma_{pe} + n (\sigma_{pt} - \sigma_{pe}) r \left( 1 + \frac{\varphi}{2} \right) = n \varphi (r \sigma_{pt} - \sigma_{dg}) + E_p \varepsilon_s$$

$$\sigma_{pt} = \frac{\sigma_{pe} \left\{ 1 + n r \left( 1 + \frac{\varphi}{2} \right) \right\} - n \varphi \sigma_{cd} + E_p \varepsilon_s}{1 + n r \left( 1 - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$\sigma_{pe} = 85 \text{ kg/mm}^2 = 8500 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_p = 4.618 \times 9 = 41.56 \text{ cm}^2$$

$$r = \frac{A_p}{A_c} \left( 1 + \frac{e_p V^2}{r_c^2} + \frac{e_p H^2}{r_c^2} \right) = \frac{41.56}{1311}$$

$$\left( 1 + \frac{3514^2}{1311^2} + \frac{2.0^2}{261} \right) = 0.0129$$

$$\sigma_{cdg} = \frac{M_d}{W_{cg}} = \frac{7795000}{235000} = 33.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pt} = \frac{8500 \left\{ 1 + 5.7 \times 0.0129 \times \left( 1 + \frac{2.0}{2} \right) \right\} - 5.7 \times 2.0 \times 33.2 + 20 \times 10^{-5} \times 15 \times 10^{-5}}{1 + 5.7 \times 0.0129 \left( 1 - \frac{2.0}{2} \right)}$$

$$= 9750 - 378 + 300 = 9672 \text{ kg/cm}^2$$

レラクセーションを 5% とすれば

$$\sigma_{pt} = \frac{9672}{0.95} = 10180 \text{ kg/cm}^2 = 101.8 \text{ kg/mm}^2$$

$$\eta = \frac{85.0}{101.8} = 0.834$$

プレストレス直後の応力は

$$\sigma_{ce1} = -48.1 \times \frac{1}{0.834} = -57.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ce2} = -22.5 \times \frac{1}{0.834} = -27.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ce3} = 132.5 \times \frac{1}{0.834} = 159.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ce4} = 158.1 \times \frac{1}{0.834} = 189.8 \text{ kg/cm}^2$$

桁自重と合成すれば (カントのある場合)

$$\sigma_1 = -57.7 + 56.1 + 14.1 = 12.4 \text{ kg/cm}^2 > -15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -27.0 + 56.1 - 14.1 = 15.0 \text{ kg/cm}^2$$

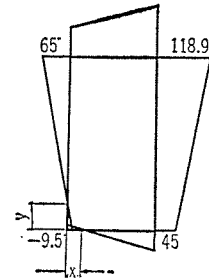
$$\sigma_3 = 159.1 - 55.4 + 14.1 = 117.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = 189.8 - 55.4 - 14.1 = 120.3 \text{ kg/cm}^2 < 170 \text{ kg/cm}^2$$

#### (4) 引張鉄筋の算定

引張鉄筋の算定は風荷重を考えた列車運転時について計算し、その他の場合これに準ずる (図-10)。

図-10



$\sigma_c = 0$  の位置

$$y = \frac{9.5}{65 + 9.5} 120 = 15.3 \text{ cm}$$

$$x = \frac{9.5}{45 + 9.5} \times 60 = 10.5 \text{ cm}$$

$$T = \frac{1}{6} 15.3 \times 10.5 \times 9.5 = 254.3 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{253}{1600 \times 1.15} = 0.14 \text{ cm}^2$$

ゆえに  $A_s = D \phi 16 = 1.98 \text{ cm}^2$  を用いると十分である。

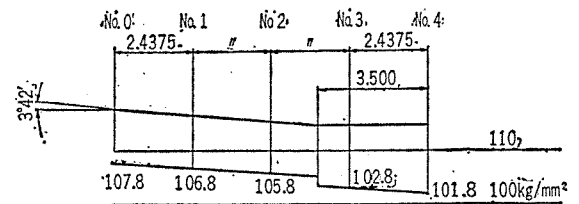
#### 6. 各断面の曲げ応力度

No. 0, No. 1, No. 2, No. 3, No. C の曲げ応力度計算は省略する。

#### 7. プレストレス直後の PC 鋼線応力度

プレストレス導入直後の PC 鋼線は、シースの摩擦および曲げ上げにより応力度が 図-11 のように変化する。

図-11



$$\sigma_{pt} = \sigma_{pt_4} (1 + \mu \alpha + \lambda l) = \sigma_{pt_4} (1 + 0.3 \alpha + 0.004 l)$$

No. 0 においては

$$\sigma_{pt_0} = 101.8 (1 + 0.3 \times 0.0646 + 0.004 \times 9.75)$$

$$= 101.8 + 2.0 + 4.0 = 107.8 \text{ kg/mm}^2$$

#### 8. 活荷重載荷時の PC 鋼線応力度

荷重による PC 鋼線応力度の増加量

$$\Delta \sigma_p = n \sigma_{cg}$$

$\sigma_{cg}$ ; PC 鋼線図心位置のコンクリート応力度

断面④活荷重 (衝撃をふくむ) 載荷時

$$\Delta \sigma_p = 5.7 \times 39.5 = 225 \text{ kg/cm}^2 = 2.3 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{pe \text{ max}} = 85 + 2.3 = 87.3 \text{ kg/mm}^2$$

$$< \sigma_{peg} = 93 \text{ kg/mm}^2$$

断面③は省略する。

9. せん断応力度および斜引張応力度

(1) 垂直荷重によるせん断力

a) 設計荷重時

支点  $\Sigma S = S_d + S_{l+i} = 15.99 + 28.04 = 44.03 \text{ t}$

中央  $\Sigma S' = S_{l+i} = 7.76 \text{ t}$

$\tau_{ca} = 9 \text{ kg/cm}^2$  とした場合の抵抗せん断力

$$S_R = \frac{bI\tau_{ca}}{Q} = \frac{36 \times 8456000 \times 9}{103400} = 26500 \text{ kg}$$

b) 破壊荷重時 静荷重に対し1.3倍、動荷重に対し2.5倍を考える。

支点  $\Sigma S = 15.99 \times 1.3 + 28.04 \times 2.5 = 90.9 \text{ t}$

中央  $\Sigma S' = 2.5 \times 7.76 = 19.4 \text{ t}$

$\tau_{ca} = 20 \text{ kg/cm}^2$  としたときの抵抗せん断力

$$S_R = \frac{36 \times 8456000 \times 20}{103400} = 58.9 \text{ t}$$

c) PC鋼線分力 PC鋼線有効引張力は1ケーブルにつき

$$p_e = 461.8 \times 85 = 39.253 \text{ t}$$

この垂直分力は

$$p_e \sin \alpha = 39.253 \times \sin 6^\circ \doteq 4.10$$

$$p_e \sin \alpha = 39.253 \times \sin 5^\circ \doteq 3.40$$

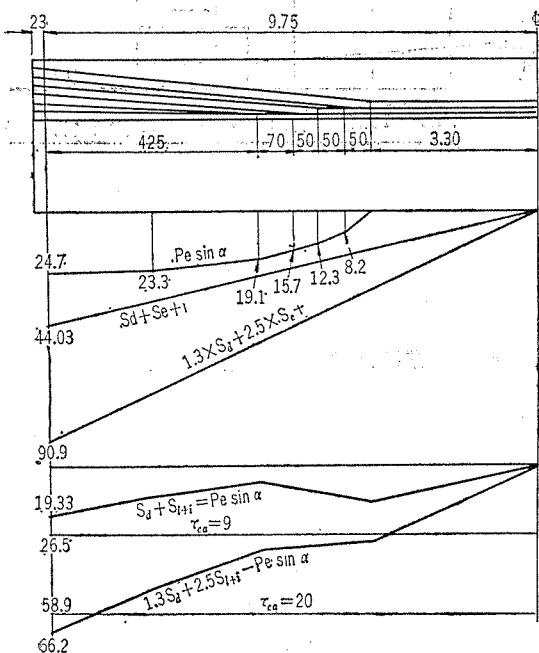
$$p_e \sin \alpha = 39.253 \times \sin 3^\circ \doteq 2.10$$

$$p_e \sin \alpha = 39.253 \times \sin 1^\circ \doteq 0.70$$

ゆえに支点上PC鋼線の垂直分力は

$$S_{pV} = 2 \times 4.10 + 4.10 + 3.4 + 3.4 + 2 \times 2.1 + 2 \times 0.7 = 24.7 \text{ t}$$

図-12



設計荷重時、破壊荷重時せん断力およびPC鋼線垂直分力を図示すれば 図-12 のごとくなる。

d) せん断応力度 せん断力に対し支点上が危険であるので、支点上についてせん断力を計算する。

① 設計荷重時

$$S_d + S_{l+i} - p_e \sin \alpha = 44.03 - 24.7 = 19.33 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{SQ}{bI} = \frac{19330 \times 103400}{36 \times 8456000} = 6.6 \text{ kg/cm}^2$$

② 破壊荷重時

$$1.3 S_d + 2.5 S_{l+i} - p_e \sin \alpha = 90.9 - 24.7 = 66.2 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{66200 \times 103400}{36 \times 8456000} = 22.5 \text{ kg/cm}^2$$

(2) ねじりモーメントによるせん断応力度

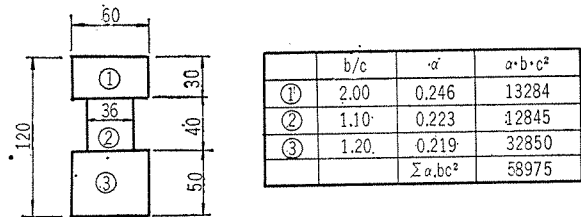
ねじりモーメントによるせん断応力度は次式による。

$$\tau_{T \max} = \frac{M_T}{\Sigma abd^2}$$

$\alpha$ ;  $b/d$  によって決まる係数

桁断面を 図-13 のように仮定し、ねじり抵抗断面を求める。

図-13



a) 設計荷重時ねじりせん断応力 支点上ねじりモーメントについて求める。

$$M_T = M_{Td} + M_{Tli} + M_{Tw} + M_T = 2.72 + 3.16 + 4.85 + 3.59 = 14.32 \text{ tm}$$

$$\tau_{1 \max} = \frac{M_T}{\Sigma \alpha \cdot bc^2} = \frac{1432000}{58975} = 24.3 \text{ kg/cm}^2$$

b) 破壊荷重時ねじりせん断応力

$$M_T = 1.3(M_{Td} + M_{Tw}) + 2.5(M_{Tli} + M_{TF}) = 26.72$$

$$\tau_{T \max} = \frac{2672000}{58975} = 45.3 \text{ kg/cm}^2$$

c) 鉛直荷重とねじりモーメントによるせん断応力の合成

設計荷重時  $\tau + \tau_T = 6.6 + 26.72 = 33.32 \text{ kg/cm}^2$

破壊荷重時  $\tau + \tau_T = 22.5 + 45.3 = 67.8 \text{ kg/cm}^2$

(3) 斜引張応力度

a) 設計荷重時 支点上においてねじりモーメントを考慮した場合

$$\tau = 33.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{p_e}{A} = \frac{39\,253}{6\,311} = 62.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_I = \frac{\sigma_c}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_c^2 + 4\tau^2}$$

$$= \frac{62.2}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(62.2)^2 + 4 \times (33.32)^2}$$

$$= 31.1 - 45.6 = -14.5 \text{ kg/cm}^2 < 25 \text{ kg/cm}^2$$

**b) 破壊荷重時**

$$\tau = 67.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_I = \frac{62.2}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(62.2)^2 + 4 \times (67.8)^2}$$

$$= 31.1 - 74.6 = -43.5 \text{ kg/cm}^2 < 50 \text{ kg/cm}^2$$

**(4) スターラップおよび軸筋の算定**

破壊荷重に対し斜引張応力度が 25 kg/cm<sup>2</sup> を越えるので鉄筋にて補なう (図-14)。

① ねじりモーメントに対して

$$M_T = 26.72 \text{ tm}$$

$$A_s = \frac{M_T t}{2 \sigma_{sa} A_0}$$

$t$ : スターラップのピッチ 15 cm,

$\sigma_{sa}$ : 3 000 kg/cm<sup>2</sup>,

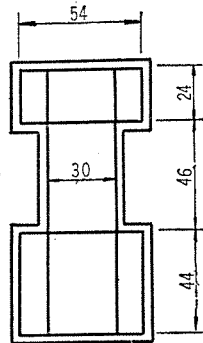
$A_0$ : スターラップにかこまれる面積

$$54 \times 24 + 30 \times 46 + 54 \times 44 = 5\,052$$

$$A_s = \frac{2\,672\,000 \times 15}{2 \times 3\,000 \times 5\,052} = 1.3 \text{ cm}^2$$

ゆえに  $D\phi 16 = 1.98 \text{ cm}^2$  を採用した。

図-14



② 垂直荷重に対して

$$A_s = \frac{(S_u - S_{pu})t}{\sigma_{sa} z}$$

$S_u$ : 破壊荷重せん断力

$S_{pu}$ : PC鋼材が受け持つせん断力

$z$ : 抵抗曲げモーメントの腕長 =  $\frac{I}{Q}$

$t$ : スターラップのピッチ 15 cm

$$S_u - S_{pu} = 90.9 - 24.7 \frac{135}{85} = 90.9 - 39.2 = 51.7 \text{ t}$$

$$z = \frac{8\,456\,000}{103\,400} = 81.8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{51\,700 \times 15}{3\,000 \times 81.8} \doteq 3.2 \text{ cm}^2$$

ゆえに  $D\phi 16$  U型  $A_s = 1.98 \times 2 = 3.96 \text{ cm}^2$  を採用する。

**10. 破壊に対する安全度**

**(1) 作用破壊曲げモーメント No. 4 点**

$$\Sigma M_V = 77.56 \times 1.3 - 99.49 \times 2.5 = 349.6 \text{ tm}$$

$$\Sigma M_H = (7.76 + 14.30) \times 1.3 + 8.12 \times 2.5$$

$$= 49.0 \text{ tm (曲線中心反対方向)}$$

$$M = \sqrt{349.6^2 + 49^2} = 353 \text{ tm}$$

$$\tan \alpha = \frac{M_H}{M_V} = \frac{49.0}{349.6} = 0.14$$

$$\tan \beta = \frac{I_x}{I_y} \tan \alpha = \frac{8\,604\,000}{1\,685\,000} \times 0.14 = 0.715$$

**(2) 破壊曲げモーメント**

コンクリートひずみ度  $2.5 \times 10^{-3}$ :  $\sigma_{2s} = 400 \text{ kg/cm}^2$

有効引張応力度:  $\sigma_{pe} = 85 \text{ kg/cm}^2$

PC鋼線のひずみ増加分

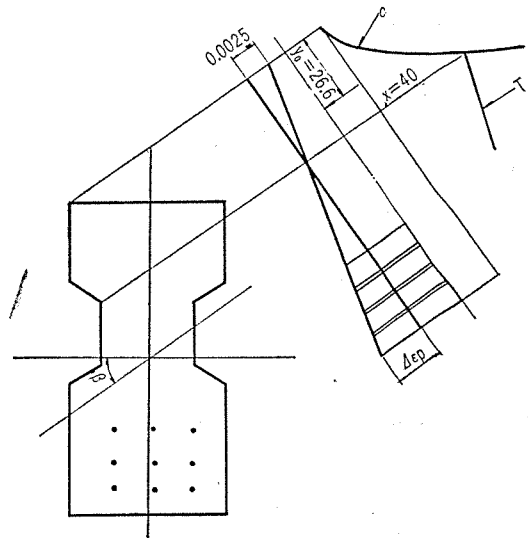
$$\Delta \epsilon_p = 0.0025 \times \frac{d-x}{x}$$

ただし 図-15 により図式で求めた結果つぎのようである。

$$x = 40 \text{ cm} \quad C = 1\,530 \text{ cm}^2 \times 400 = 612 \text{ t}$$

また  $\phi 7 \text{ mm}$  の Stress-Strain Curve より PC鋼線の引張力を求めると 表-10 のごとくなる。

図-15



ゆえに破壊曲げモーメントは

$$M_u = 71.2 \times 90.4 + 70.2(82.4 + 81.8) + 67.9(74.4 + 73.4 + 72.4) + 67.4 \times 65.4 + 66.1 \times 63.4 \times 54.4 = 449.84 \text{ tm}$$

**(3) 安全度**



表-10

	$\varepsilon_p$	$\Delta\varepsilon_p$	$\Sigma\varepsilon_p$	$\sigma_t$	$p_{e1}$	$p_{e12}$	$\Sigma p$
C <sub>1</sub>	0.43%	0.51%	0.94%	154 kg/mm <sup>2</sup>	5.93 t	71.2 t	
C <sub>2</sub>	"	0.45	0.88	152	5.85	70.2	
C <sub>3</sub>	"	0.45	0.88	152	5.85	70.2	
C <sub>4</sub>	"	0.38	0.81	147	5.66	67.9	
C <sub>5</sub>	"	0.38	0.81	147	5.66	67.9	
C <sub>6</sub>	"	0.38	0.81	147	5.66	67.9	
C <sub>7</sub>	"	0.35	0.78	145	5.62	67.4	
C <sub>8</sub>	"	0.33	0.76	143	5.54	66.1	
C <sub>9</sub>	"	0.28	0.71	138	5.32	63.8	612.6

写真-1 桁製作

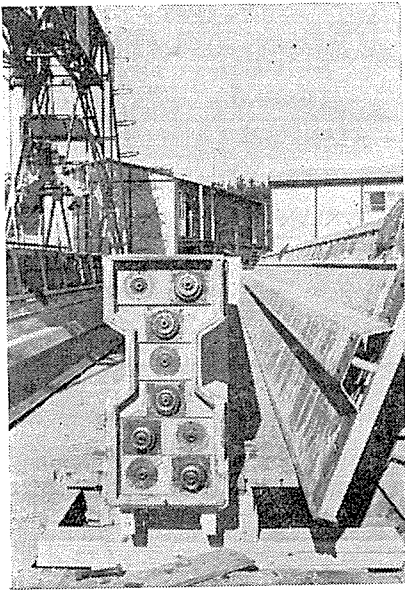


写真-2 桁架設

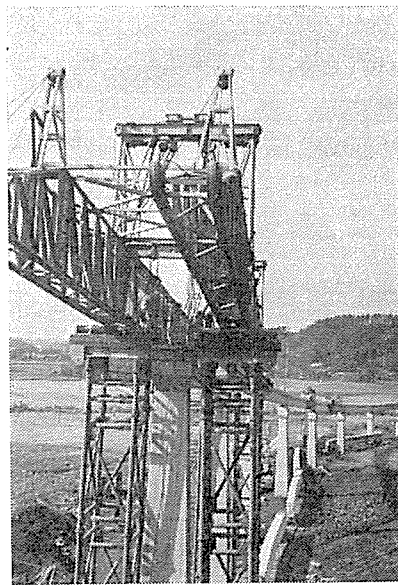
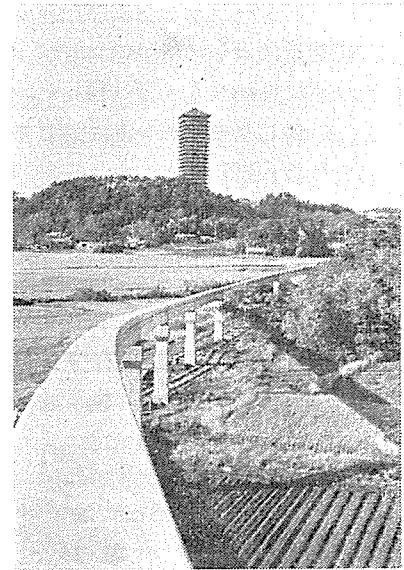


写真-3 完 成



ゆえに破壊荷重に対する安全度は

$$F = \frac{M_u}{M} = \frac{449.84}{353.0} \approx 1.27 > 1.000$$

### 11. 活荷重によるたわみ

中央断面におけるたわみの式は

$$\delta = \frac{xbp}{6LEI} \{x^2 - a(l+b)\} = \frac{bp}{12EI} \left\{ \frac{l^2}{4} - a(l+b) \right\}$$

$$0 \leq x = \frac{l}{2} \leq a$$

$$\text{or } \frac{pa}{6LEI} (l-x)(x^2 - 2lx + a^2)$$

$$= \frac{pa}{12EI} \left( a^2 - \frac{3}{4}l^2 \right) \quad a \leq x = \frac{l}{2} \leq l$$

$$\Sigma\delta = (\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4) \times 1225 = 1.18 \text{ cm}$$

$$< \frac{l}{800} = 2.44 \text{ cm}$$

荷重状態は 図-5 の場合を考えて

$$\delta_1 = \frac{8000 \times 97.5}{12 \times 350000 \times 8604000} \left\{ \frac{1950^2}{4} - 1852.5 \times 2047.5 \right\} = -0.062$$

$$\delta_2 = \frac{8000 \times 820}{12 \times 350000 \times 8604000} \left\{ \frac{1950^2}{4} - 1130 \times 2770 \right\} = -0.396$$

$$\delta_3 = \frac{-8000 \times 1950^3}{48 \times 350000 \times 8604000} = -0.411$$

$$\delta_4 = \frac{8000 \times 150}{12 \times 350000 \times 8604000} \left\{ 150^2 - \frac{3}{4}1950^2 \right\} = -0.094$$

衝撃荷重も考えると

### 11. あとがき

大船モノレールは、昭和 40 年制定のモノレール設計基準によって設計され、満員荷重による走行試験の結果も良好であり、もちろん現在も順調に運行されている。

しかし細部についてなお検討の余地もあると思われるので、先輩諸氏の御指導を御願ひする次第である。

#### 参 考 文 献

- 1) 猪股俊司：プレストレストコンクリートの設計および施工
- 2) 横道英雄：コンクリート橋
- 3) 島田静雄・倉西 茂：曲り梁の計算式

(1966.6.28・受付)

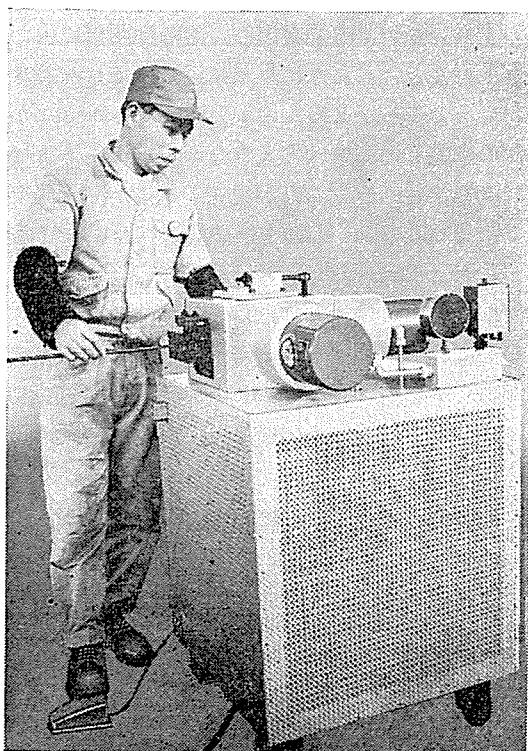


# 理研油圧パワー

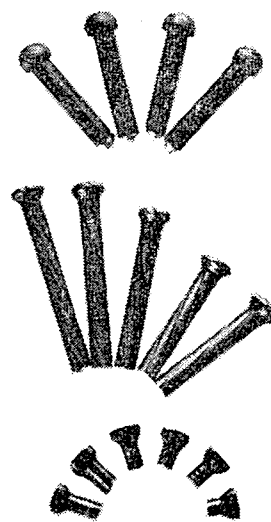
超高圧 700kg/cm<sup>2</sup>

## 理研 P C 鋼線用 油圧・冷間ヘッドイングマシン

50トン用 7<sup>m</sup>/<sub>m</sub>迄 抗張力 140kg/mm<sup>2</sup>において  
70トン用 12<sup>m</sup>/<sub>m</sub>迄



- 操作はワンタッチ
- 作業時間は数秒
- 超高圧により極めて軽量小型
- 価格定廉



### 理研機器株式会社

東京都港区芝浜松町4丁目21番地  
電話 芝(431) 1176~1179・1170  
国電浜松町駅下車 300m 田町寄り線路際  
大阪営業所 大阪市北区樋之上町65番地  
電話 (361) 9796・3509番