

Campus<sup>®</sup>

KOKUYO NOTEBOOK

For the best writing experience, this Campus notebook uses carefully selected writing paper, which is available for writing in pen as well as in pencil.



構造物設計製図(2)

計算書

〈単純非合成鋼プレートガーダー道路橋〉

5-3 / 7 / 10

ノ-4A 40枚





# [1] 設計条件

- 1. 支間長  $L = 30.80\text{m}$  ] (課題番号33)
- 2. 幅員  $B = 6.00\text{m}$  ]
- 3. 等級 1等橋 (荷重T-L-20)
- 4. 形式 単純非合成鋼プレートガーダー道路橋 (2主桁)
- 5. 勾配 [ 横断 2%  
縦断 なし
- 6. 震度 [ 水平  $k_h = 0.2$   
鉛直  $k_v = 0.1$
- 7. 床版 鉄筋コンクリート床版 (設計基準強度  $\sigma_{ck} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ )
- 8. 舗装 5cm厚アスファルト舗装
- 9. 使用鋼材
- 10. 支承
- 11. 現場搬入可能鋼材最大長 15.00m
- 12. 連結 [ 工場 溶接継手  
現場 高力ボルト継手

## [2] 床版の設計

### 1. 床版の全厚

最小全厚 連続版  $h_1 = 3L + 11 = 3 \times 1.76 + 11 = 16.28 \text{ cm}$

(「道示」6-1-5) 片持版  $h_2 = 28L + 16 = 28 \times 0.035 + 16 = 16.98 \text{ cm}$

連続版と片持版の全厚を同じにする。

$$\therefore h = 17.0 \text{ cm}$$

### 2. 荷重

(1) 死荷重 (イ) アスファルトコンクリート舗装 単位重量  $2300 \text{ kg/m}^3$

$$5 \text{ cm 厚とすると, } w_1 = 2300 \times 0.05 = 115 \text{ kg/m}^2$$

(ロ) 鉄筋コンクリート床版 単位重量  $2500 \text{ kg/m}^3$

$$w_2 = 2500 \times 0.17 = 425 \text{ kg/m}^2$$

(ハ) 地覆  $r_1 = 2500 \times 0.40 \times 0.30 = 300 \text{ kg/m}^2$

(ニ) 高欄  $r_2 = 50 \text{ kg/m}$

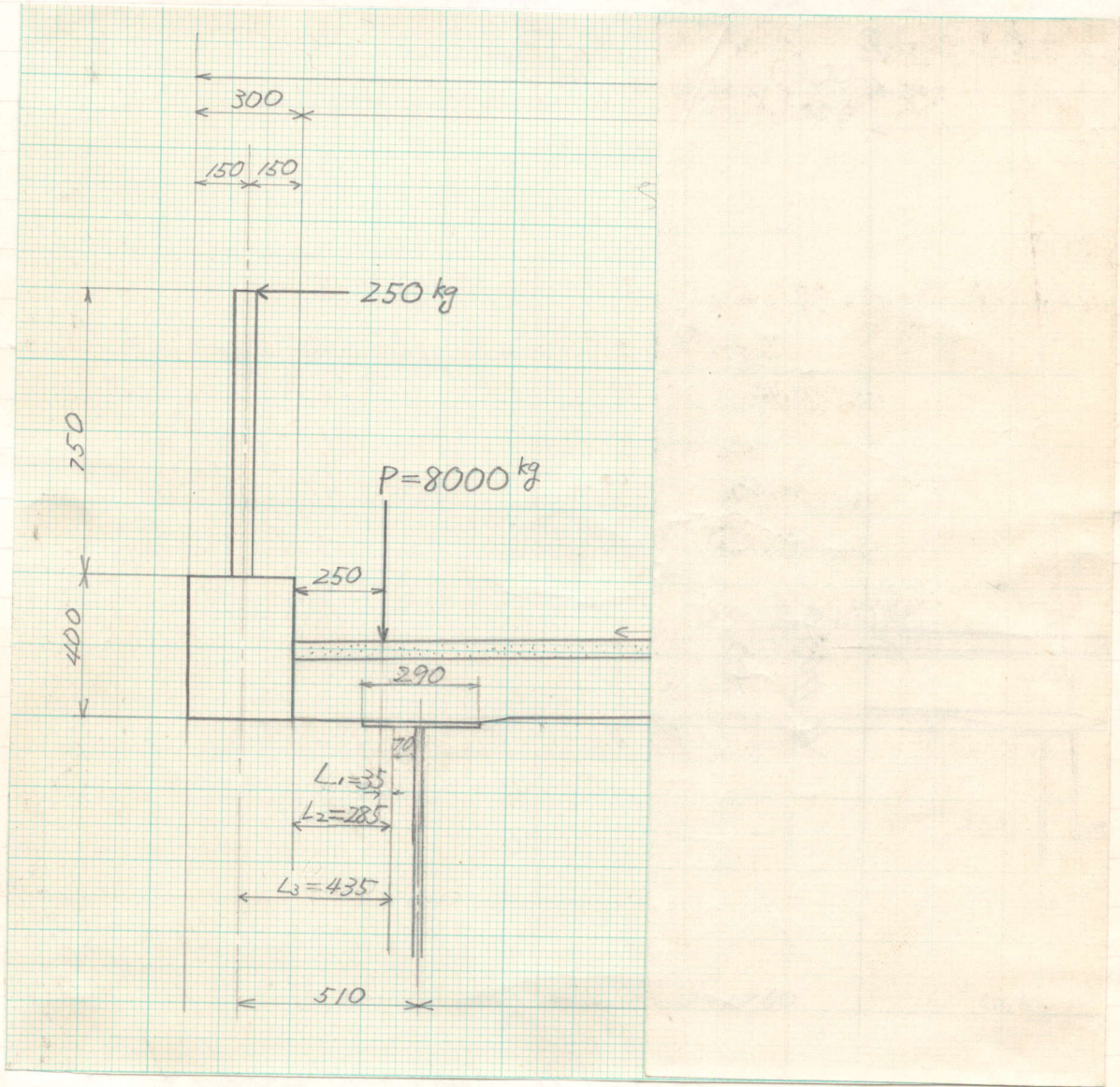
以上より.

幅員方向 等分布荷重  $w_d = w_1 + w_2 = 540 \text{ kg/m}^2$

集中荷重  $r_d = r_1 + r_2 = 350 \text{ kg/m}$

(2) 活荷重 (T-20) 後輪荷重  $P = 8000 \text{ kg}$







## 3. 曲げモーメント (「道示」6.1.4)

## (1) 主鉄筋方向

(イ) 連続版・中間支点 (縦桁上)

$$M_d = -w_d L^2 / 10 = -540 \times 1.76^2 / 10 = -167.27 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$M_{eti} = -(0.12L + 0.07)P \times 0.80$$

$$= -(0.12 \times 1.76 + 0.07) \times 8000 \times 0.80$$

$$= -1799.68 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$\therefore M_1 = -(167.27 + 1799.68) = -1966.95 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m}$$

(ロ) 連続版・中間支間

$$M_d = w_d \cdot L^2 / 14 = 540 \times 1.76^2 / 14 = 119.48 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$M_{eti} = 1799.68 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$\therefore M_2 = 119.48 + 1799.68 = 1919.16 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m}$$

(ハ) 連続版・端支間

$$M_3 = -M_1 = 1966.95 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m}$$

(ニ) 片持版・支点

$$M_d = -w_d L_2^2 / 2 - p_d \cdot L_3$$

$$= -(540 \times 0.280^2 / 2 + 350 \times 0.430)$$

$$= -171.67 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$M_{eti} = -PL_1 / (1.30L_1 + 0.25)$$

$$= -8000 \times 0.030 / (1.30 \times 0.030 + 0.25)$$

$$= -830.45 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m}$$

高棟推力による曲げモーメント

$$M_k = -250 \times (0.75 + 0.40) = -287.50 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$\therefore M_4 = -(171.67 + 830.45 + 287.50)$$

$$= -1289.62 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m}$$

よって最大曲げモーメント  $M = \pm 1966.95 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m}$



## (2) 配力鉄筋方向

配力鉄筋方向の、等分布死荷重による床版の設計曲げモーメントは無視してよい。

## (イ) 連続版・中間支間及び端支間

$$\begin{aligned} M_1 &= (0.10L + 0.04)P \times 0.80 \\ &= (0.10 \times 1.76 + 0.04) \times 8000 \times 0.80 \\ &= 1382.40 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m} \end{aligned}$$

## (ロ) 片持版・先端付近

$$\begin{aligned} M_2 &= (0.15L_1 + 0.13)P \\ &= (0.15 \times 0.030 + 0.13) \times 8000 \\ &= 1076.00 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m} \end{aligned}$$

よって最大曲げモーメント  $M = 1382.40 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m}$



## 4. 断面算定

a) 主鉄筋方向.

 $M = 196700 \text{ kg}\cdot\text{cm}$  について  $b = 100 \text{ cm}$  とし計算する。

・使用コンクリート 設計基準強度  $\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_{ca} = 240 / 3 = 70 \text{ kg/cm}^2$

・使用鉄筋 SD24  $\sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$

$$m = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} = \frac{1400}{70} = 20, \quad n = \frac{E_s}{E_c} = 15$$

$$s = \frac{n}{n+m} = \frac{15}{15+20} = 0.429$$

$$j = 1 - \frac{s}{3} = 1 - \frac{0.429}{3} = 0.857$$

$$c = \sqrt{\frac{M}{\sigma_{ca} b}} = \sqrt{\frac{196700}{70 \times 100}} = 5.30$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2}{s \cdot j}} = \sqrt{\frac{2}{0.429 \times 0.857}} = 2.33$$

$$\therefore d = C_c \sqrt{\frac{M}{\sigma_{ca} b}} = 2.33 \times 5.30 = 12.4 \text{ cm}$$

よって有効高さ  $d = 13.0 \text{ cm}$  とする。

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d} = \frac{196700}{1400 \times 0.857 \times 13.0} = 12.61 \text{ cm}^2$$

D-16 (公称断面積  $1.986 \text{ cm}^2$ ) を使うと,

$$100 \times \frac{1.986}{12.611} = 15.75 \text{ cm}$$

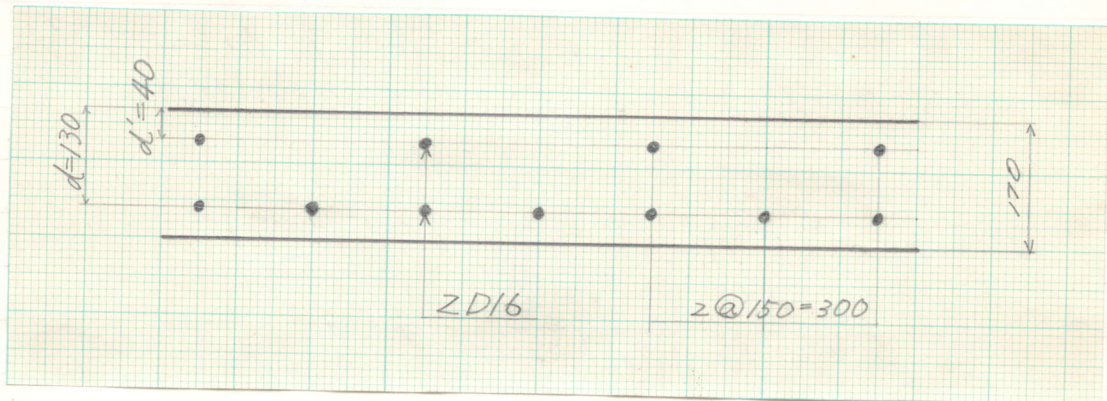
 $10 \text{ cm} < \text{ピッチ} < h = 17 \text{ cm}$  より  $15 \text{ cm}$  ピッチとする。



このとき、

$$A_s = \frac{100}{15} \times 1.986 = 13.240 \text{ cm}^2$$

圧縮側  $A'_s = \frac{A_s}{2} = 6.620 \text{ cm}^2$  (30cm<sup>2</sup>の4)



\*応力照査

$$A_s = 13.240 \text{ cm}^2, A'_s = 6.620 \text{ cm}^2$$

$$A_s + A'_s = 19.860 \text{ cm}^2$$

$$d = 130 \text{ cm}, d' = 40 \text{ cm}$$

$$x = -\frac{n(A_s + A'_s)}{b} + \sqrt{\left\{ \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \right\}^2 + \frac{2n(dA_s + d'A'_s)}{b}}$$

$$= -\frac{15 \times 19.860}{100} + \sqrt{\left\{ \frac{15 \times 19.860}{100} \right\}^2 + \frac{2 \times 15 \times (130 \times 13.24 + 40 \times 6.62)}{100}}$$

$$= 5.30 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{b \times (d - x/3)/2 + nA'_s(x - d')(d - d')/x}$$

$$= \frac{196700}{100 \times 5.3(130 - 5.3/3)/2 + 15 \times 6.62(5.3 - 4)(130 - 4)/5.3}$$

$$= 62 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = n\sigma_c \frac{d-x}{x} = 15 \times 62 \times \frac{13-5.3}{5.3} = 1350 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_s = n\sigma_c \frac{x-d'}{x} = 15 \times 62 \times \frac{5.3-4}{5.3} = 228 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

(2) 配力鉄筋方向

$$M = 138240 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$d = c_c \sqrt{\frac{M}{\sigma_c a \cdot b}} = \sqrt{\frac{2M}{\sigma_c a b S_j}}$$

$$= \sqrt{\frac{2 \times 138240}{70 \times 100 \times 0.429 \times 0.857}} = 10.4 \text{ cm}$$

よって主鉄筋のガバリ及び径を考へて、 $d = 11.4 \text{ cm}$  とする

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} j d} = \frac{138240}{1400 \times 0.857 \times 11.4} = 10.107 \text{ cm}^2$$

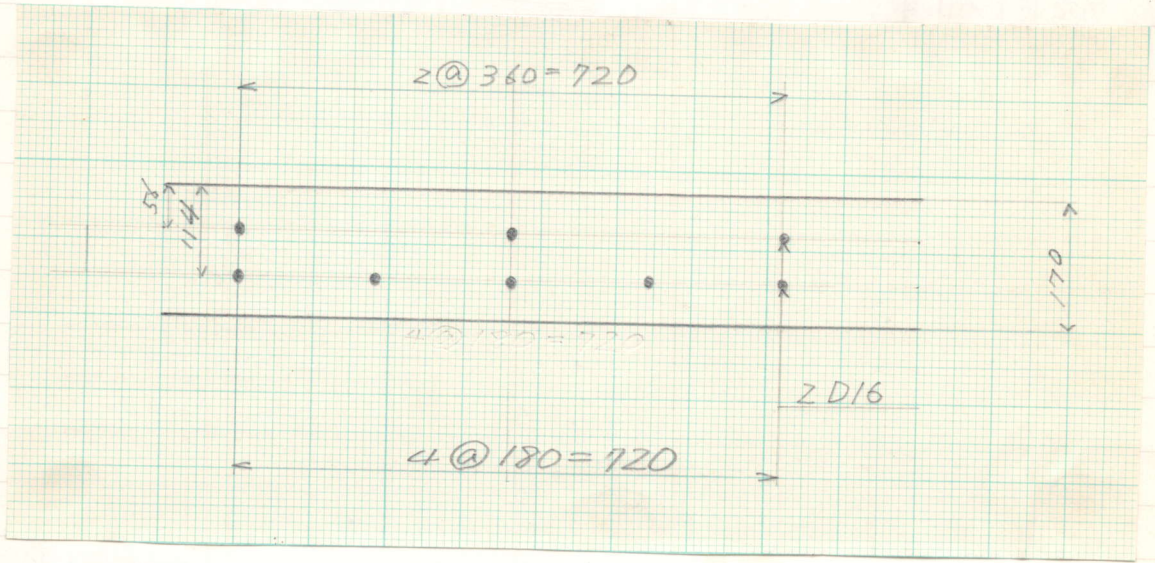
$$\frac{1.986}{10.107} \times 100 = 19.6 \text{ cm}$$

18 cm とついで D16 を配置する

$$A_s = 1.986 \times \frac{100}{18} = 11.033 \text{ cm}^2 > 10.107 \text{ cm}^2$$

→ 圧縮側 36 cm とつ  $A'_s = A_s / 2 = 5.517 \text{ cm}^2$





### [3] 縦桁の設計

#### 1. 設計荷重

##### (1) 死荷重

アスファルトコンクリート舗装

及RC床版  $w_d = 540 \text{ kg/m}^2$

$w_1 = 540 \times 1.76 = 950 \text{ kg/m}$

縦桁鋼重(仮定)  $w_2 = 70 \text{ kg/m}$

その他(ハンチなど)  $w_3 = 45 \text{ kg/m}$

計  $w = 1065 \text{ kg/m}$

$\Rightarrow 1070 \text{ kg/m}$

##### (2) 活荷重

##### (1) 曲げモーメントの計算に用いる荷重

$1.75\text{m} < \lambda = 1.76\text{m} < 2.75\text{m}$  ( $\lambda$ : 縦桁間隔)

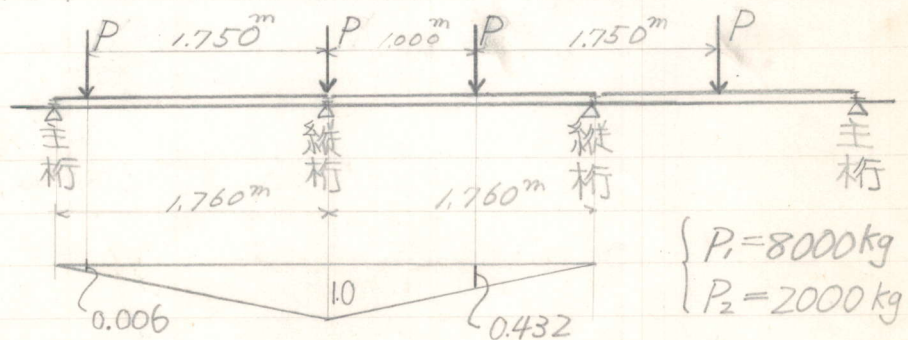
後輪荷重  $P'_1 = \frac{\lambda}{1.375} P_1 = \frac{1.76}{1.375} \times 8000$   
 $= 10240 \text{ kg}$

前輪荷重  $P'_2 = \frac{\lambda}{1.375} P_2 = \frac{1.76}{1.375} \times 2000$   
 $= 2560 \text{ kg}$

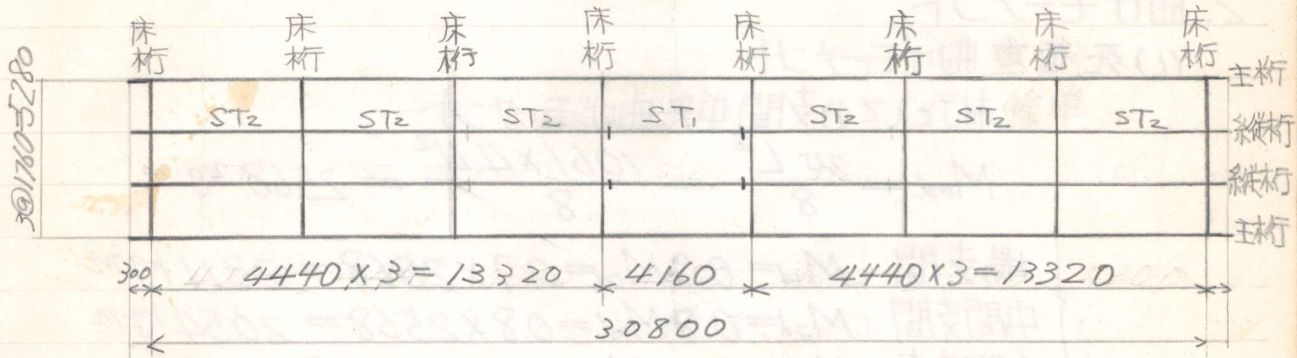
不足  
(555)

##### (2) せん断力の計算に用いる荷重

床版を単純桁と仮定して算出した縦桁上の反力とする。







$$\text{縦桁上の反力 } R = (0.006 + 1.000 + 0.432)P = 1.438P$$

$$\therefore \text{後輪荷重 } R_1 = 1.438 \times 8000 = 11504 \text{ kg}$$

$$\text{前輪荷重 } R_2 = 1.438 \times 2000 = 2876 \text{ kg}$$

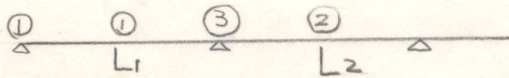
(1) 衝撃係数.

◦ ST<sub>1</sub> (単純桁)

$$i = \frac{20}{50 + 4.16} = 0.370$$

◦ ST<sub>2</sub> (連続桁)

$$i_1 = i_2 = i_3 = \frac{20}{50 + 4.44} = 0.368$$



## 2. 曲げモーメント

(1) ST<sub>1</sub> (単純桁)

$$M_{do} = \frac{wL^2}{8} = \frac{1070 \times 4.16^2}{8} = 2315 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{(e+i)o} = \frac{P_i L_i}{4} (1+i_i) = \frac{10240 \times 4.16}{4} (1+0.370)$$

$$= 14590 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_o = M_{do} + M_{(e+i)o} = 2315 + 14590$$

$$= \underline{16905 \text{ kg}\cdot\text{m}}$$

(2) ST<sub>2</sub> (3径間連続桁)

単純桁としての支間中央曲げモーメント

$$M_{do} = \frac{wL^2}{8} = \frac{1070 \times 4.44^2}{8} = 2637 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{(e+i)o} = \frac{P_i L_i}{4} (1+i) = \frac{10240 \times 4.44}{4} (1+0.368)$$

$$= 15550 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_o = M_{do} + M_{(e+i)o} = 2637 + 15550 = 18187 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\text{端支間 } M_3 = 0.9M_o = 0.9 \times 18187 = \underline{16369 \text{ kg}\cdot\text{m}}$$

$$\text{中径支間 } M_4 = 0.8M_o = 0.8 \times 18187 = 14550 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\text{中径支点 } M_5 = -0.7M_o = -0.7 \times 18187 = -12731 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

故に 最大曲げモーメント  $M_{max} = 16905 \text{ kg}\cdot\text{m}$



3. せん断力：単純桁と仮定して計算する。

(1)  $ST_1$

$$S_d = \frac{wL}{2} = \frac{1070 \times 4.16}{2} = 2226 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} S_{c(t_i)} &= (R_1 + 0.039R_2)(1 + i) \\ &= (11504 + 0.039 \times 2876)(1 + 0.370) \\ &= 15915 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\therefore S_1 = S_d + S_{c(t_i)} = 2226 + 15915 = 18141 \text{ kg}$$

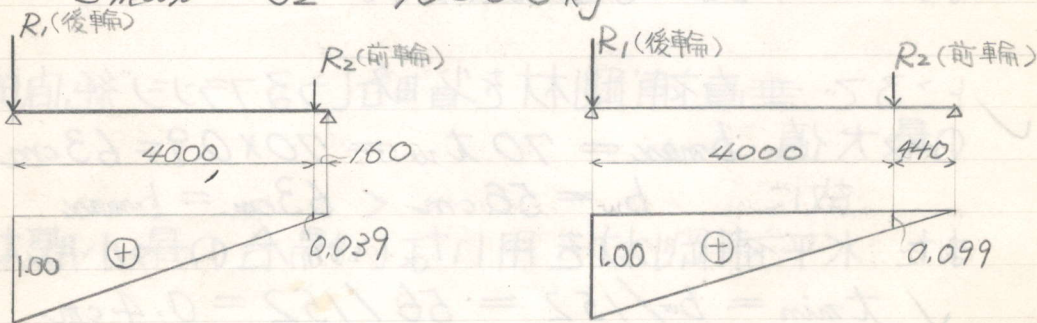
(2)  $ST_2$

$$S_d = \frac{wL_1}{2} = \frac{1070 \times 4.44}{2} = 2376 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} S_{c(t_i)} &= (R_1 + 0.099R_2)(1 + L_1) \\ &= (11504 + 0.099 \times 2876)(1 + 0.368) \\ &= 16127 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\therefore S_2 = S_d + S_{c(t_i)} = 2376 + 16127 = 18503 \text{ kg}$$

$$\therefore S_{\max} = S_2 = 18503 \text{ kg}$$



(1)  $ST_1$

(2)  $ST_2$

## 4. 断面算定.

条件

1. 使用鋼材; SM41 許容引張応力度  $\sigma_{ta} = 1400 \text{ kg/cm}^2$   
許容圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 1400 \text{ kg/cm}^2$   
許容せん断応力度  $\tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$
2. 補剛材は、水平・垂直共に使用しない。
3.  $A_t = A_c$  とする。

$$M = 1690500 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$S = 18503 \text{ kg}$$

腹板の板厚  $t_w = 9 \text{ mm} (= 0.9 \text{ cm})$  とする。

(1) フランジ純間隔 ( $b_w$ )

$$b_w = \frac{4}{3} \sqrt{\frac{M}{\sigma_a t_w}} = \frac{4}{3} \sqrt{\frac{1690500}{1400 \times 0.9}} = 49 \text{ cm}$$

ここで

$$b_w \geq \frac{L}{8} = \frac{444}{8} = 55.5 \text{ cm}$$

よって  $b_w = 56 \text{ cm}$  とする。

ここで、垂直補剛材を省略しうるフランジ純間隔 ( $b_w$ ) の最大値  $b_{\max} = 70 t_w = 70 \times 0.9 = 63 \text{ cm}$

故に  $b_w = 56 \text{ cm} < 63 \text{ cm} = b_{\max}$

また、水平補剛材を用いない場合の最小腹板厚は、

$$\checkmark t_{\min} = b_w / 152 = 56 / 152 = 0.4 \text{ cm}$$

故に  $t_w = 9 \text{ mm} > 4 \text{ mm} = t_{\min}$

よって、条件2. を満たしている。



(2) フランジ断面積.

$$A_t = A_c = \frac{M}{b \cdot \sigma_a} = \frac{b \cdot t_w}{6}$$

$$= \frac{1690500}{56 \times 1400} = \frac{56 \times 0.9}{6}$$

$$= 13.2 \text{ cm}^2$$

フランジ板厚  $t_f = 9 \text{ mm} (= 0.9 \text{ cm})$  とすると、

$$\text{フランジ巾 } a = A / t_f = 11.13 / 0.9 = 12.4 \text{ cm}$$

実際にはフランジ巾  $a = 18 \text{ cm}$  とする。

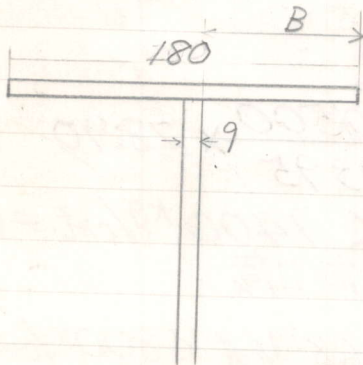
ここで圧縮フランジの自由突出部の最小板厚は、

$$t_{f \min}^c = \frac{B}{13} = \frac{(18 - 0.9) / 2}{13} = 0.7 \text{ cm} \rightarrow \frac{B}{13.1} \text{ に近い}$$

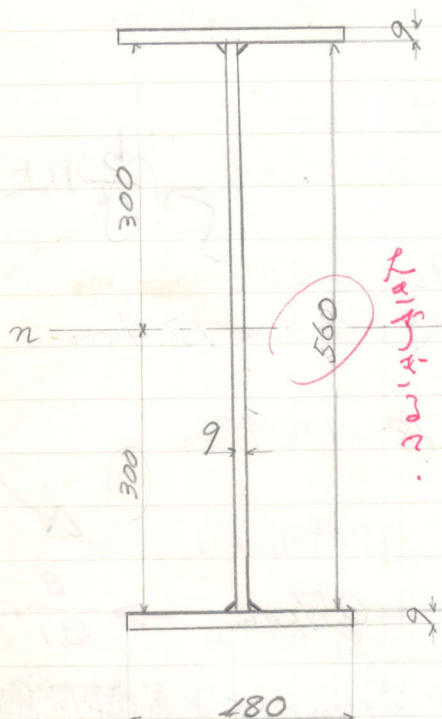
よって  $t_f = 9 \text{ mm} > 7 \text{ mm} = t_{f \min}^c$  より、局部座屈について安全である。

また、引張フランジの自由突出部の最小板厚は、

$$t_{f \min}^t = \frac{B}{16} = \frac{(18 - 0.9) / 2}{16} = 0.6 \text{ mm}$$

よって  $t_f = 9 \text{ mm} > 6 \text{ mm} = t_{f \min}^t$  より、安全である。  
(「道示」8.3.1) のく。

(3) 応力照査



$M = 1690500 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$S = 18503 \text{ kg}$

$\sigma_a = 1400 \text{ kg}/\text{cm}^2$

$\tau_a = 800 \text{ kg}/\text{cm}^2$

運搬・加工上の配慮から  
フランジ巾 = 180mmとした。

|       | mm x mm | A (cm <sup>2</sup> ) | y (cm) | Ay <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) |
|-------|---------|----------------------|--------|------------------------------------|-----------------------------------|
| 上フランジ | 180 x 9 | 16.2                 | 28.45  | 13112                              |                                   |
| ウェブ   | 560 x 9 | 50.4                 |        |                                    | 13171                             |
| 下フランジ | 180 x 9 | 16.2                 | 28.45  | 13112                              |                                   |
| 計     |         | 80.0                 |        | 26224                              | 13171                             |

$\therefore I_n = 39395 \text{ cm}^4$

(1) 曲げモーメントによる垂直応力度

$$\sigma_c = \sigma_t = \frac{M}{I_n} y = \frac{1690500}{39395} \times 28.90$$

$$= 1240 \text{ kg}/\text{cm}^2 < 1400 \text{ kg}/\text{cm}^2 = \sigma_{ca} = \sigma_{ta}$$

(2) 腹板の(曲げにともなう)せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{18503}{56 \times 0.9} = 368 \text{ kg}/\text{cm}^2 < 800 \text{ kg}/\text{cm}^2 = \tau_a$$



## (4) 仮定鋼重と実鋼重との比較(誤差の検討)

$$\text{仮定鋼重} = 70 \text{ kg/m}$$

(P76の鋼重計算より)

$$\text{実鋼重} = 4547 \div 2 \div 31.4 = 72.4 \text{ kg/m}$$

$$\text{誤差} = \frac{|\text{仮定鋼重} - \text{実鋼重}|}{\text{仮定鋼重}} \times 100$$

$$= \frac{|70.0 - 72.4|}{70.0} \times 100$$

$$= 3.4\% < 5\%$$

## 5. フランジと腹板との接合(すみ肉溶接)

<工場溶接とする。> SM41  $\rightarrow \tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$

## (1) サイズ(S)

$$t_w = t_f = 9 \text{ mm より}$$

$$t_1 > S \geq \sqrt{2t_2}$$

$$9 > S \geq \sqrt{18} = 5$$

故に サイズ S = 6 mm とする。

## (2) 応力照査

$$b = \Sigma a = \frac{0.6}{\sqrt{2}} \times 2 = 0.848 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \therefore \tau &= \frac{SG}{Ib} = \frac{18503 \times 16.2 \times 28.45}{39395 \times 0.848} \\ &= 256 \text{ kg/cm}^2 < 800 \text{ kg/cm}^2 = \tau_a \end{aligned}$$

## 6. 腹板の添接.

高力ボルト接合とする。(現場接合)

添接板の巾  $b_s = \overset{54}{\cancel{58}} \text{ cm}$  とする。

$$t_s \geq \frac{t_w b_w}{2 b_s} = \frac{0.9 \times 156}{2 \times 54} = 0.467 \text{ cm}$$

実際には、 $t \geq 8 \text{ mm}$  より  $t = 9 \text{ mm}$  とする。

摩擦接合高力ボルト F8T, 呼び径 M20 を使う。

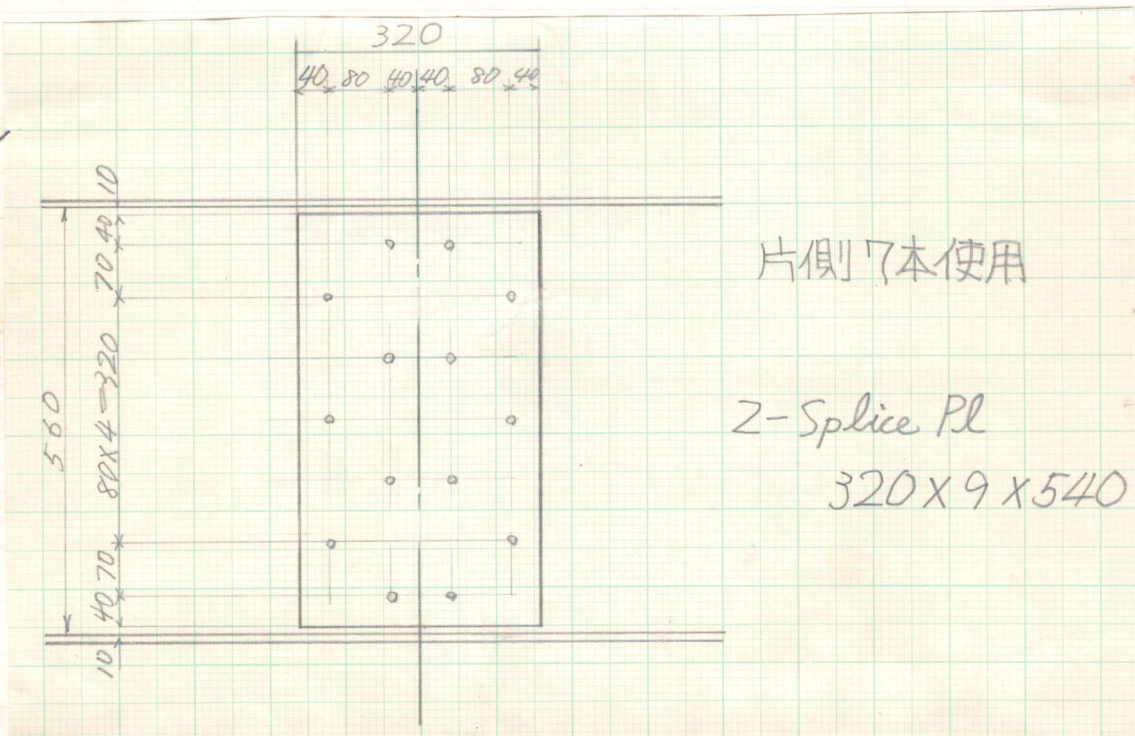
許容せん断応力度  $\tau_a = 1,000 \text{ kg/cm}^2$

ボルトねじ部外径に基づいて計算した断面積  $A_0 = 3.142 \text{ cm}^2$

作用せん断力  $S = 18915 \text{ kg}$

$$P = 2 \tau_a A_0 = 1,000 \times 3.142 \times 2 = 6284 \text{ kg}$$

$$\therefore n = \frac{18503}{6284} = 3.0 (\text{本})$$





◎ ボルトの締付け長さに応ずる高カボルトの長さ

JIS B 1186-1970 より.

締付け長さ =  $3 \times 9 = 27 \text{ mm}$  の場合,

高カボルト長さ  $l = 65 \text{ mm}$  (M20)

◎ 高カボルト1セット(ボルト1個, ナット1個, 座金2個)の重量

JIS B 1186 (1970) より

呼びM20 } の場合  
 $l = 65 \text{ mm}$  }

1セットの重量 =  $0.398 \text{ kg}$

[4] 床桁(横桁)の設計.

1. 設計荷重.

(1) 死荷重.

(a) 縦桁(1本)よりの反力

中間床桁 ①  $\frac{1070}{2} (4.44 \times 2) = 4751 \text{ kg}$

②  $\frac{1070}{2} (4.44 + 4.16) = 4601 \text{ kg}$

$\therefore R_1 = 4760 \text{ kg}$

端床桁  $R'_1 = \frac{1070}{2} \times 4.44 = 2375 \text{ kg} \approx 2380 \text{ kg}$

(b) 床桁自重(仮定)

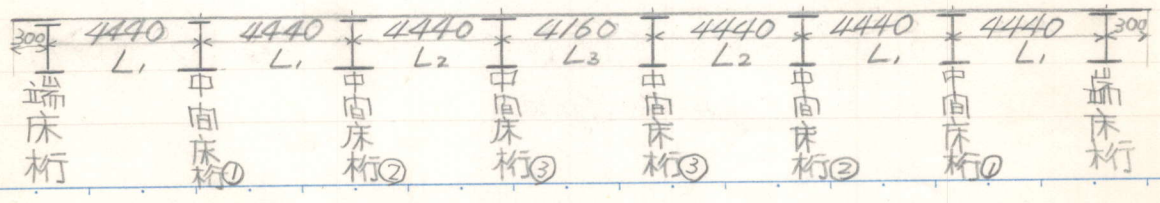
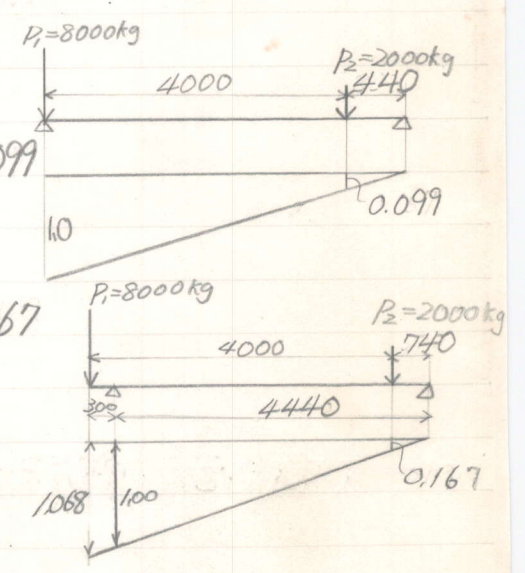
中間床桁  $R_2 = 140 \text{ kg/m}$

端床桁  $R'_2 = 135 \text{ kg/m}$

(2) 活荷重.

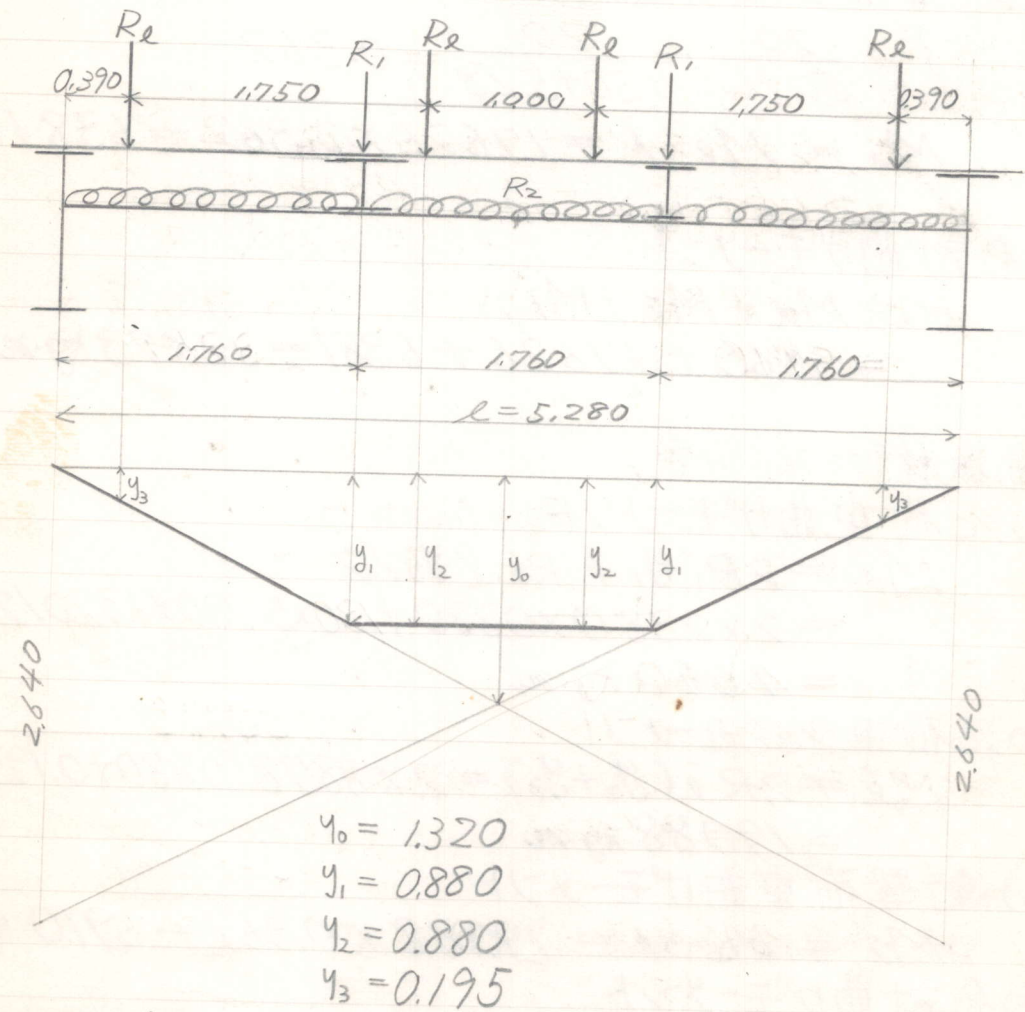
中間床桁  $R_e = 8000 \times 1.0 + 2000 \times 0.099 = 8198 \text{ kg}$

端床桁  $R'_e = 8000 \times 1.068 + 2000 \times 0.167 = 8878 \text{ kg}$





## 2. 曲げモーメント



(1) 中間床桁

(イ) 死荷重曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_d &= 2 R_1 y_1 + R_2 l y_0 / 2 \\
 &= 2 \times 4760 \times 0.880 + 140 \times 5.280 \times 1.320 / 2 \\
 &= 8866 \text{ kg}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

(ロ) 活荷重曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_l &= 2 R_e (y_2 + y_3) = 2 \times 8198 (0.880 + 0.195) \\
 &= 17626 \text{ kg}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

(1) 衝撃荷重曲げモーメント

$$i = \frac{20}{50+L} = \frac{20}{50+5.28} = 0.362$$

$$\therefore M_i = M_e \cdot i = 17626 \times 0.362 = 6381 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

(2) 合計曲げモーメント

$$M = M_d + M_e + M_i$$

$$= 8866 + 17626 + 6381 = 32873 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

(2) 端床桁

(1) 死荷重曲げモーメント

$$M_d' = 2R_1' y_1 + R_2' L y_0 / 2$$

$$= 2 \times 2380 \times 0.880 + 135 \times 5.280 \times 1.320 / 2$$

$$= 4660 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

(2) 活荷重曲げモーメント

$$M_e' = 2R_2' (y_2 + y_3) = 2 \times 8878 (0.880 + 0.195)$$

$$= 19088 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

(3) 衝撃荷重曲げモーメント

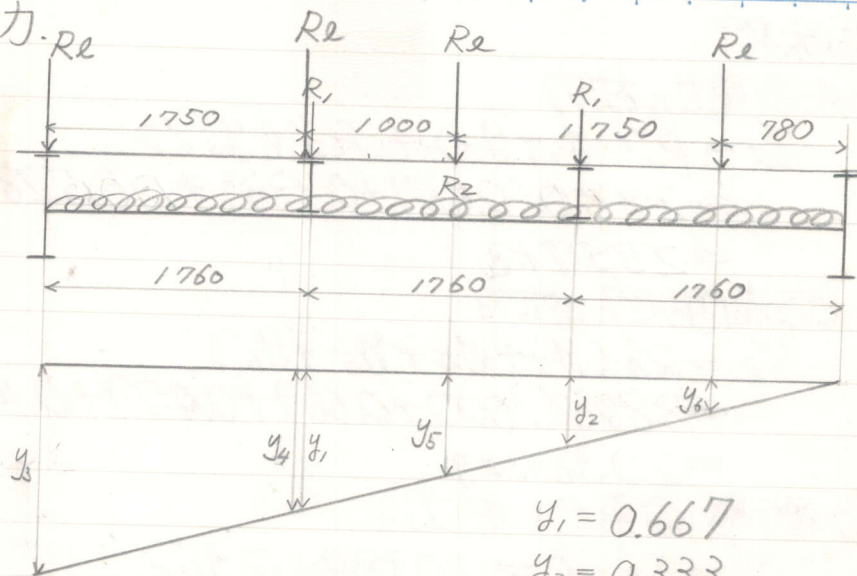
$$M_i' = M_e' \cdot i = 19088 \times 0.362 = 6910 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

(4) 合計曲げモーメント

$$M' = M_d' + M_e' + M_i'$$

$$= 4660 + 19088 + 6910 = 30658 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



3. せん断力  $R_e$ 

$$y_1 = 0.667$$

$$y_2 = 0.333$$

$$y_3 = 1.000$$

$$y_4 = 0.669$$

$$y_5 = 0.479$$

$$y_6 = 0.148$$

(1) 中間床桁

(1) 死荷重せん断力

$$\begin{aligned} S_d &= R_1(y_1 + y_2) + R_2 \cdot 2y_3 / 2 \\ &= 4760(0.667 + 0.333) + 140 \times 5.28 \times 1.000 / 2 \\ &= 5130 \text{ kg} \end{aligned}$$

(2) 活荷重せん断力

$$\begin{aligned} S_e &= R_e(y_3 + y_4 + y_5 + y_6) \\ &= 8198(1.000 + 0.669 + 0.479 + 0.148) \\ &= 18823 \text{ kg} \end{aligned}$$

(3) 衝撃荷重せん断力

$$S_i = S_e \cdot i = 18823 \times 0.362 = 6814 \text{ kg}$$

(4) 合計曲げモーメント

$$S = S_d + S_e + S_i = 5130 + 18823 + 6814 = 30767 \text{ kg}$$

## (2) 端床桁

(1) 死荷重せん断力

$$S_d = R_1'(y_1 + y_2) + R_2' l y_3 / 2$$

$$= 2380(0.667 + 0.333) + 135 \times 5.280 \times 1,000 / 2$$

$$= 2737 \text{ kg}$$

(ii) 活荷重せん断力

$$S_e = R_e'(y_3 + y_4 + y_5 + y_6)$$

$$= 8878(1.000 + 0.669 + 0.479 + 0.148)$$

$$= 20384 \text{ kg}$$

(iii) 衝撃荷重せん断力

$$S_i = S_e \cdot i = 20384 \times 0.362$$

$$= 7379 \text{ kg}$$

(iv) 合計せん断力

$$S' = S_d + S_e + S_i$$

$$= 2737 + 20384 + 7379 = 30500 \text{ kg}$$

## 4. 断面算定

(1) 中間床桁 SM41 使用.  $M = 3287300 \text{ kg}\cdot\text{cm}$   
 $S = 30767 \text{ kg}$ 腹板厚  $t_w = 9 \text{ mm}$ フランジ純間隔  $h_w$ 

$$h_w = \frac{4}{3} \sqrt{\frac{M}{\sigma t_w}} = \frac{4}{3} \sqrt{\frac{3287300}{1400 \times 0.9}} = 69 \text{ cm}$$

$$h_w \geq \frac{L}{8} = \frac{528}{8} = 66 \text{ cm}$$

実際には  $h_w = 80 \text{ cm}$  とする。



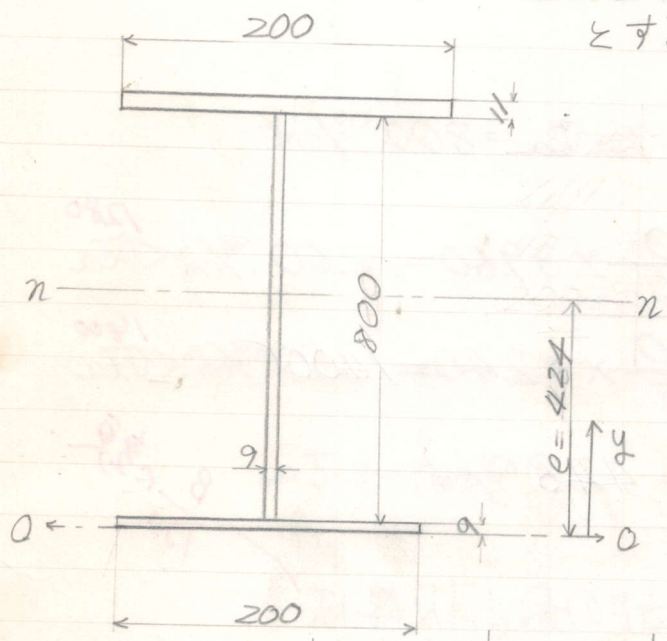
補剛材についてしらべると、

$$\frac{h_w}{152} = \frac{80}{152} = 0.53 \text{ cm} < t_w$$

よって、水平補剛材は必要ない。また、  
 $70t_w = 70 \times 0.9 = 63 \text{ cm} < h_w$   
 よって、垂直補剛材は必要である。

フランジ巾  $b = h_w/3 \sim h_w/5$   
 $= 26 \text{ cm} \sim 15.6 \text{ cm}$

- [上フランジ] 200 x 11
  - [下フランジ] 200 x 9
- とする。



$$e = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{4745}{112.0} = 42.4 \text{ cm}$$

$$I_n = I_o - \sum Ae^2 + \sum Ay^2$$

$$= 266395 - 1120 \times 42.4^2 + 38400$$

$$= 103445 \text{ cm}^4$$

$$A_c = \frac{3287300}{1300 \times 80} - \frac{72}{6} \cdot \frac{1200}{1300}$$

$$= 20.53 \text{ cm}^2$$

$$A_d = \frac{3287300}{1400 \times 80} - \frac{72}{6} \cdot \frac{1500}{1400} = 19.25 \text{ cm}^2$$

|          | Size     | A (cm <sup>2</sup> ) | y (cm) | Ay (cm <sup>3</sup> ) | Ay <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> ) |
|----------|----------|----------------------|--------|-----------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| 1-Flg PL | 200 x 11 | 22.0                 | 81.45  | 1792                  | 145950                             |                                   |
| 1-Web PL | 800 x 9  | 72.0                 | 40.90  | 2945                  | 120442                             | 38400                             |
| 1-Flg PL | 200 x 9  | 18.0                 | 0.45   | 8                     | 3                                  |                                   |
| 計        |          | 112.0                |        | 4745                  | 266395                             |                                   |

$$y_t = c = 42.4 \text{ cm}$$

$$y_c = 82.00 - 42.4 = 39.6 \text{ cm}$$

$$\frac{A_w}{A_c} = \frac{72.0}{22.0} = 3.273$$

$$k = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} = \sqrt{3 + \frac{3.273}{2}} = 2.153$$

$$k \frac{l}{b} = 2.153 \times \frac{176}{20} = 18.946$$

$$\therefore 9 < k l / b = 18.946 \leq 30 \text{ より}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ca} &= 1400 - 12(18.946 - 9) \\ &= 1280 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

また

$$\sigma_{ta} = 1400 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{M}{I_n} y_c = \frac{3287300}{103445} \times 39.60 = 1260 \text{ kg/cm}^2 < \overset{1280}{\sigma_{ca}}$$

$$\sigma_t = \frac{M}{I_n} y_t = \frac{3287300}{103445} \times 42.40 = 1350 \text{ kg/cm}^2 < \overset{1400}{\sigma_{ta}}$$

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{30767}{72.0} = 428 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a$$

$\frac{B}{13.1}$  にあて

\* 圧縮フランジの自由突出部の最小板厚は

$$t_f = 1.1 \text{ cm} > B/13 = 9.55/13 = 0.8 \text{ cm} = t_{\min}$$

より 局部座屈について安全である。

\* 引張フランジの自由突出部の最小板厚

$$t_f = 0.9 \text{ cm} > B/16 = 0.7 \text{ cm} = t_{\min}$$

(端床桁も適用)



(2) 端床桁. SM41使用  $M = 3065800 \text{ kgcm}$   
 $S = 30500 \text{ kg}$

腹板厚  $t_w = 9 \text{ mm}$  とする。

フランジ純間隔 ( $h_w$ ) は。

$$h_w = \frac{4}{3} \sqrt{\frac{3065800}{1400 \times 0.9}} = 65.8 \text{ cm}$$

$$h_w \geq L/8 = 66 \text{ cm}$$

実際には、 $h_w = 75 \text{ cm}$  とする。

補剛材についてしらべると、

$$\frac{h_w}{152} = \frac{75}{152} = 0.48 \text{ cm} < t_w$$

より、水平補剛材は必要ない。また、

$$70t_w = 70 \times 0.9 = 63 \text{ cm} < h_w$$

より、垂直補剛材は必要である。

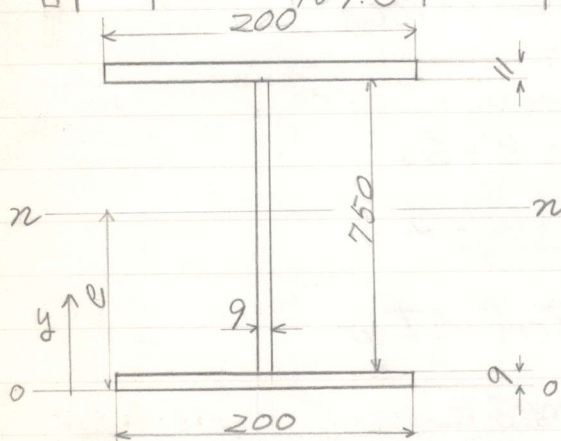
$$\begin{aligned} \text{フランジ巾 } b &= h_w/3 \sim h_w/5 \\ &= 24.3 \text{ cm} \sim 14.6 \text{ cm} \end{aligned}$$

実際には 上フランジ 200 × 11

下フランジ 200 × 9

とする。

|          | Size   | A (cm <sup>2</sup> ) | y (cm) | Ay (cm <sup>3</sup> ) | Ay <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>G</sub> |
|----------|--------|----------------------|--------|-----------------------|------------------------------------|----------------|
| I-Flg PL | 200x11 | 22.0                 | 76.45  | 1682                  | 128581                             |                |
| I-Web PL | 750x9  | 67.5                 | 38.40  | 2592                  | 99532                              | 31640          |
| I-Flg PL | 200x9  | 18.0                 | 0.45   | 8                     | 4                                  |                |
| 計        |        | 107.5                |        | 4282                  | 228117                             |                |



$$A_c = \frac{3065800}{1300 \times 75} - \frac{67.5}{6} \cdot \frac{1200}{1300}$$

$$= 21.06 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{3065800}{1400 \times 75} - \frac{67.5}{6} \cdot \frac{1500}{1400}$$

$$= 17.18 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{4282}{107.5} = 39.83 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_n &= I_G + \sum Ay^2 - e^2 \sum A \\ &= 31640 + 228117 - 39.83^2 \times 107.5 \\ &= 89472 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

よて

$$y_t = 39.83 \text{ cm}$$

$$y_c = 77.00 - 39.83 = 37.17 \text{ cm}$$

$$\frac{A_w}{A_c} = \frac{67.5}{22.0} = 3.068$$

$$k = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} = \sqrt{3 + \frac{3.068}{2}} = 2.129$$

$$k \frac{l}{b} = 2.129 \times \frac{176}{20} = 18.735$$



$$9 < k \frac{l}{b} = 18.735 < 30 \text{ より}$$

$$\sigma_{ca} = 1400 - 12(18.735 - 9) = 1280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{M}{I_n} y_c = \frac{3065800}{89472} \times 37.17 \\ &= 1274 \text{ kg/cm}^2 = 1280 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{ca}' = 1280 \text{ kg/cm}^2 \quad \checkmark \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{M}{I_n} y_t = \frac{3065800}{89472} \times 39.83 \\ &= 1370 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta} = 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad \checkmark \end{aligned}$$

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{30500}{67.5} = 452 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$$

\* 圧縮フランジの自由突出部の最小板厚は、 $\rightarrow \frac{B}{13.1}$   $B$  の変更。  
 $t_f^c = 1.1 \text{ cm} > \frac{B}{13} = \frac{9.55}{13} = 0.8 \text{ cm} = t_{\min}$   
 より、局部座屈について安全である。

## 5. 仮定鋼重と実鋼重の比較 (P76 鋼重計算より)

## (1) 中間床桁

仮定鋼重  $140 \text{ kg/m}$ 実鋼重  $4470 \div 6 \div 5.28 = 141.1 \text{ kg/m}$ 

$$\begin{aligned} \text{誤差} &= \frac{|140 - 141.1|}{140} \times 100 \\ &= 0.8\% < 5\% \end{aligned}$$

## (2) 端床桁

仮定鋼重  $135 \text{ kg/m}$ 実鋼重  $1455 \div 2 \div 5.28 = 137.8 \text{ kg/m}$ 

$$\begin{aligned} \text{誤差} &= \frac{|135 - 137.8|}{135} \times 100 \\ &= 2.1\% < 5\% \end{aligned}$$



## 6. 垂直補剛材 SM41 使用

## (1) 中間床桁

縦桁間隔を考へて、補剛材間隔  $a = 88 \text{ cm}$  とする。

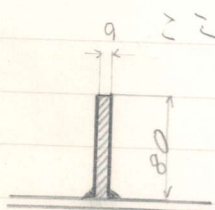
上下両フランジ純間隔  $b = 80 \text{ cm}$

腹板厚  $t_w = 9 \text{ mm} = 0.9 \text{ cm}$

$$\text{突出脚} > \frac{b}{30} + 50 = \frac{80}{30} + 50 = 77 \text{ mm} \rightarrow 80 \text{ mm とする。}$$

$$\text{板厚} > \frac{80}{16} = 5 \text{ mm} \rightarrow 9 \text{ mm とする。}$$

$$r = 8.0 \left( \frac{b}{a} \right)^2 = 8.0 \left( \frac{80}{88} \right)^2 = 6.62$$



ここで  $I = \frac{0.9 \times 8.0^3}{12} + (0.9 \times 8.0) \times 4.0^2 = 153.6 \text{ cm}^4$

$$\frac{bt^3}{11} r = \frac{176 \times 0.9^3}{11} \times 6.62 = 77.3 \text{ cm}^4$$

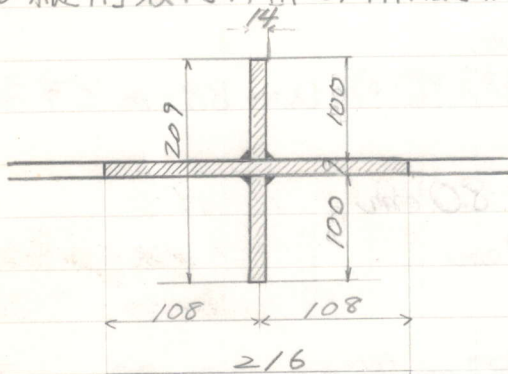
$I > \frac{bt^3}{11} r$  より補剛材の剛度は十分である。

$$1.5 > \frac{a}{b} = \frac{88}{80} = 1.10 > 1$$

$$\left( \frac{b}{100t} \right)^4 \left[ \left( \frac{\sigma}{3650} \right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{810 + 610 \left( \frac{b}{a} \right)^2} \right\}^2 \right]$$

$$= \left( \frac{80}{100 \times 0.9} \right)^4 \left[ \left( \frac{1260}{3650} \right)^2 + \left\{ \frac{428}{810 + 610 \left( \frac{80}{88} \right)^2} \right\}^2 \right] = 0.141 < 1$$

● 縦桁取付け部の補剛材



$$12t = 12 \times 9 = 108 \text{ mm}$$

有効断面積  $A_1 = 2 \times 10.0 \times 1.4 + 21.6 \times 0.9 = 47.44 \text{ cm}^2$   
 $A_2 = 1.7 \times 2 \times 10.0 \times 1.4 = 47.60 \text{ cm}^2$   
 $A_2 > A_1 \quad \therefore A = 47.44 \text{ cm}^2$

$$I = \frac{1}{12} \times 1.4 \times 20.9^3 = 1065 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{1065}{47.44}} = 7.81 \text{ cm}$$

有効座屈長  $l = \frac{80}{2} = 40$

細長比  $\frac{l}{r} = \frac{40}{7.81} = 5.12 < 20$

$\therefore$  許容軸方向圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$

縦桁力の反力

$$R = \frac{2(1070 \times 4.44)}{2} + 16127 = 20878 \text{ kg}$$

$$\therefore \sigma_c = \frac{R}{A} = \frac{20878}{47.44} = 440 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$



## (2) 端床桁

補剛材間隔  $a = 88 \text{ cm}$ 上下フランジ純間隔  $b = 75 \text{ cm}$ 腹板厚  $t_w = 9 \text{ mm}$ 突出脚  $> b/30 + 50 = 75/30 + 50 = 75.0 \text{ mm}$ 

突出脚 = 75 mm とする。

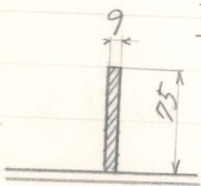
板厚  $> 75/16 = 4.7 \text{ mm}$ 

板厚 = 9 mm とする。

$$r = 8.0 \left(\frac{b}{a}\right)^2 = 8.0 \times \left(\frac{75}{88}\right)^2 = 5.81$$

$$\frac{bt^3}{11} r = \frac{176 \times 0.9^3}{11} \times 5.81 = 67.78 \text{ cm}^4$$

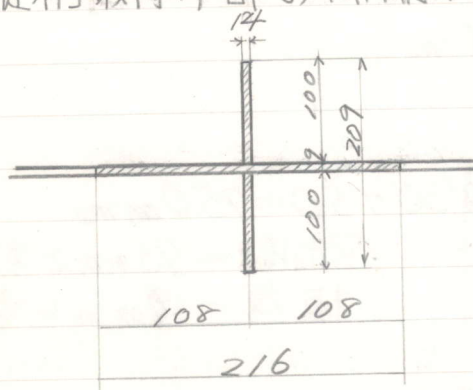
$$I = \frac{1}{12} (0.9 \times 7.5^3) + 0.9 \times 7.5 \times 3.75^2 = 126.56 \text{ cm}^4$$

 $I > \frac{bt^3}{11} r$  より、補剛材の剛度は十分である。


$$1.5 > \frac{a}{b} = \frac{88}{75} = 1.17 > 1$$

$$\begin{aligned} & \left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[ \left(\frac{\sigma}{3650}\right)^2 + \left\{ \frac{L}{810 + 610(b/a)^2} \right\}^2 \right] \\ &= \left(\frac{75}{100 \times 0.9}\right)^4 \left[ \left(\frac{1280}{3650}\right)^2 + \left\{ \frac{452}{810 + 610(75/88)^2} \right\}^2 \right] \\ &= 0.122 < 1 \end{aligned}$$

● 縦桁取付け部の補剛材



$$12t = 12 \times 9 = 108 \text{ mm}$$

$$A_1 = 2 \times 1.4 \times 10.0 + 21.6 \times 0.9 = 47.44 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 1.7 \times 2 \times 1.4 \times 10.0 = 47.60 \text{ cm}^2 > A_1$$

$$\therefore \text{有効断面積 } A = 47.44 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 1.4 \times 20.9^3 = 1065 \text{ cm}^4$$

$$\therefore r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1065}{47.44}} = 7.81 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{有効座屈長 } l = \frac{75}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{糸田長比 } \frac{l}{r} = \frac{37.5}{7.81} = 4.81 < 20$$

$$\therefore \text{許容軸方向圧縮応力度 } \sigma_{ca} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

縦桁から与えられた反力

$$R = \frac{1070 \times 4.44}{2} + 16127 = 18502 \text{ kg}$$

$$\therefore \sigma_c = \frac{R}{A} = \frac{18502}{47.44} = 390 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$



## 7. フランジと腹板の溶接。(すみ肉溶接)

&lt;工場溶接&gt;

SM41  $\rightarrow \tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$

(1) サイズ(S), のど厚(a)

$$t_w = 9 \text{ mm}, \quad t_f^c = 11 \text{ mm}, \quad t_f^t = 9 \text{ mm}$$

$$\left[ \begin{array}{l} 9 \text{ mm} > S \geq \sqrt{2 \times 11} = 4.7 \text{ mm} \\ S \geq 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

よって上下共にサイズ  $S = 6 \text{ mm}$  とする。

$$\text{のど厚 } a = S / \sqrt{2} = 6 / \sqrt{2} = 4.24 \text{ mm}$$

(2) 応力照査

(1) 中間床桁

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{SG}{2Ia} = \frac{30767 \times 22.0 (39.60 - 0.55)}{2 \times 103445 \times 0.424} \\ &= 302 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

(2) 端床桁

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{SG}{2Ia} = \frac{30500 \times 22.0 (37.17 - 0.55)}{2 \times 89472 \times 0.424} \\ &= 324 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

8. 主桁との取付部の設計  
高力ボルト接合とする

(1) 中間床桁

$$S = 31362 \text{ kg}$$

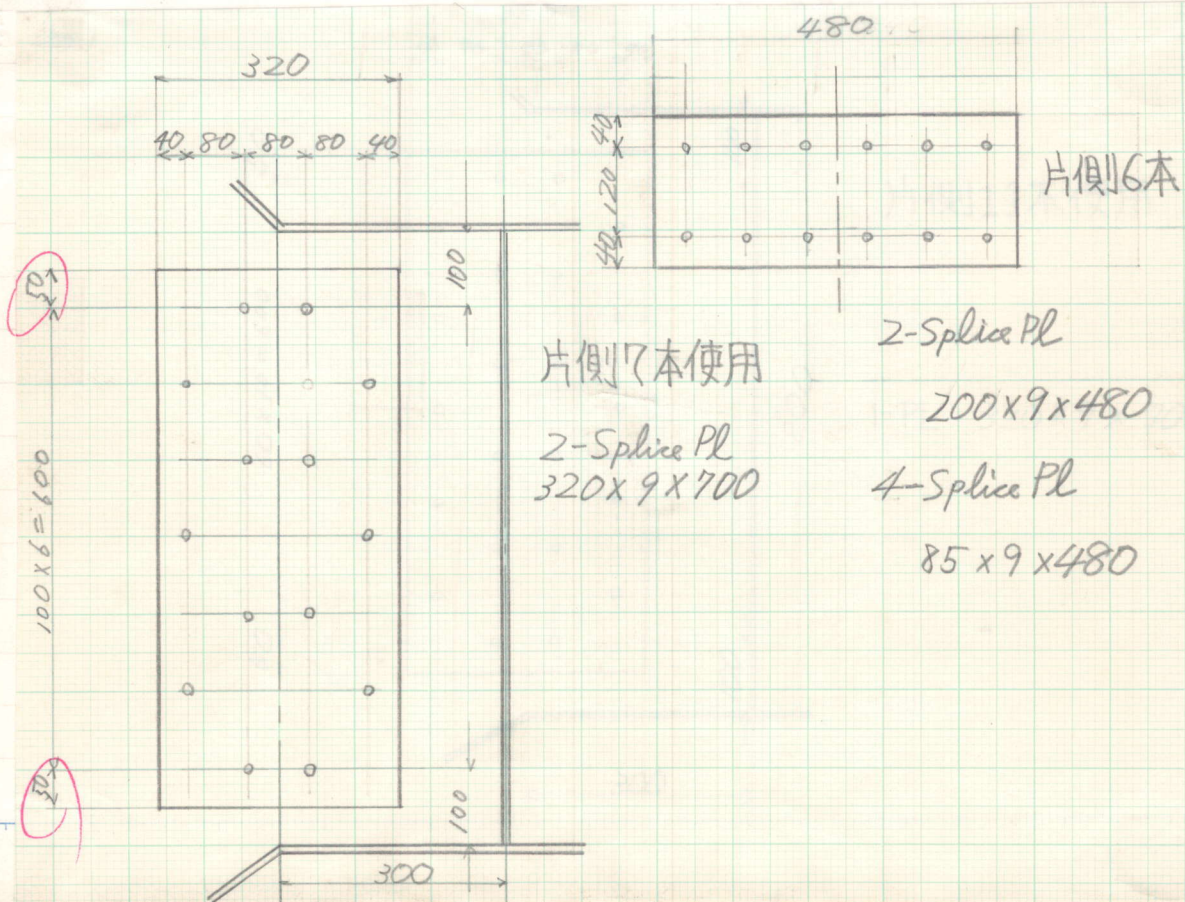
$$t_s \geq \frac{t_w}{2} \frac{b_w}{b_s} = \frac{0.9}{2} \cdot \frac{78}{68} = 0.52 \text{ cm}$$

よて添接板厚  $t_s = 9 \text{ mm}$  とする。

F8T, M20 を使うと,

$$P_a = 3.142 \times 1.000 \times 2 = 6284 \text{ kg}$$

$$\therefore n = \frac{31362}{6284} = 5.0 \text{ (本)}$$





(2) 端床桁.

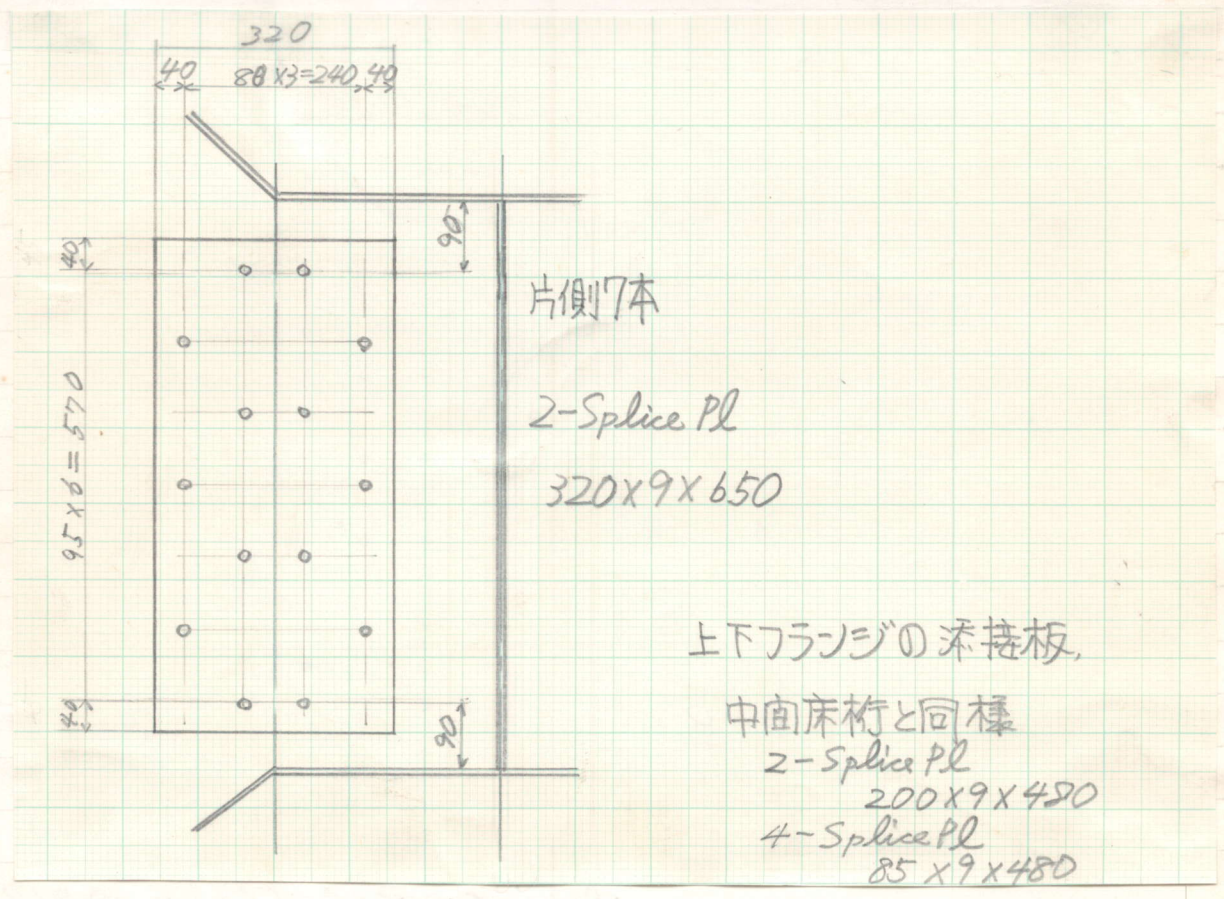
$$S = 30131 \text{ kg}$$

$$t_s \geq \frac{0.9}{2} \cdot \frac{75}{65} = 0.52 \text{ cm}$$

よて  $t_s = 9 \text{ mm}$  とする。

F8T M20 使用  $P_a = 6284 \text{ kg}$

$$\therefore n = \frac{30145}{6284} = 4.8 \text{ (本)}$$



## [5] 主桁の設計

1. 荷重

(1) 死荷重  $\Sigma A = 3.011 + 0.002 - 0.012 = 3.001$ 

アスファルトコンクリート舗装

$$2300 \times 0.05 \times 3.001 = 345$$

鉄筋コンクリート床版

$$2500 \times 0.17 \times 3.001 = 1275$$

地覆

$$2500 \times 0.30 \times 0.40 = 300$$

高欄

$$50$$

仮定鋼重

$$180 \times 3.001 = 542$$

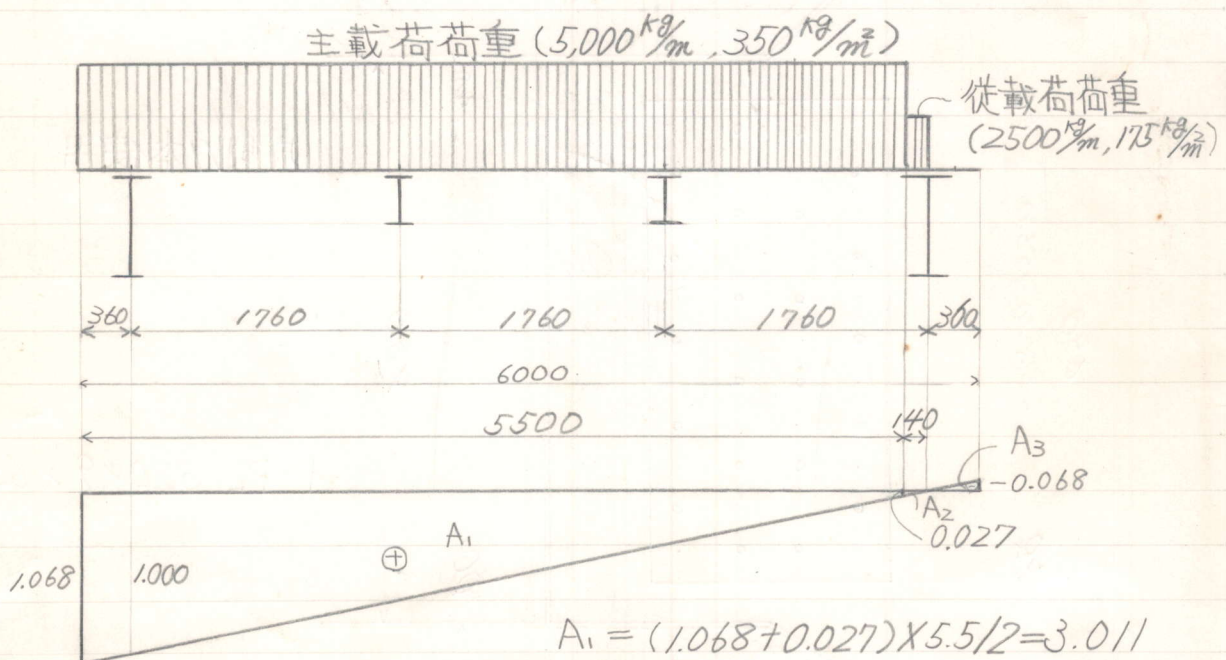
ハンチ・その他

$$20$$

$$W_d = 2530 \text{ kg/m}$$

542

20



$$A_1 = (1.068 + 0.027) \times 5.5 / 2 = 3.011$$

$$A_2 = 0.027 \times 0.14 / 2 = 0.002$$

$$A_3 = -0.068 \times 0.36 / 2 = -0.012$$



(2) 活荷重

$$\begin{aligned} \text{線荷重 } P &= 5000 \times A_1 + 2500 \times A_2 \\ &= 5000 \times 3.011 + 2500 \times 0.002 \\ &= 15060 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{等分布荷重 } q &= 350 A_1 + 175 A_2 \\ &= 350 \times 3.011 + 175 \times 0.002 \\ &= 1054 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

(3) 衝擊

$$i = \frac{20}{50 + L} = \frac{20}{50 + 30.8} = 0.248$$

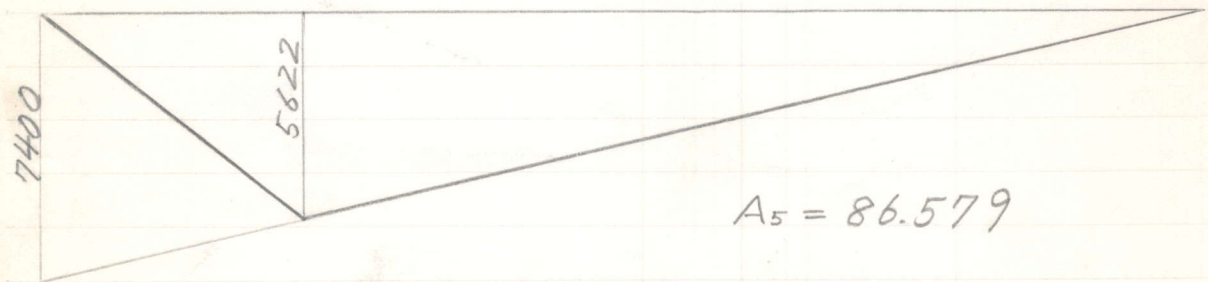
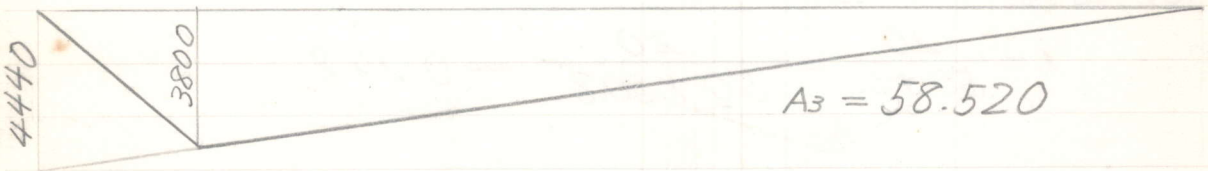
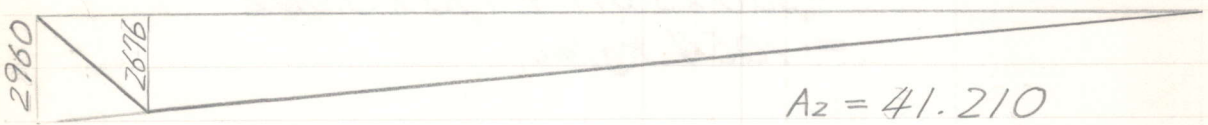
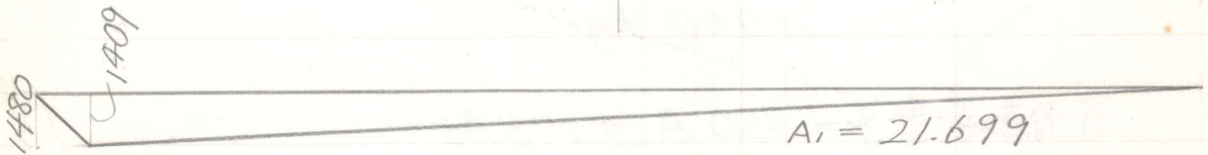
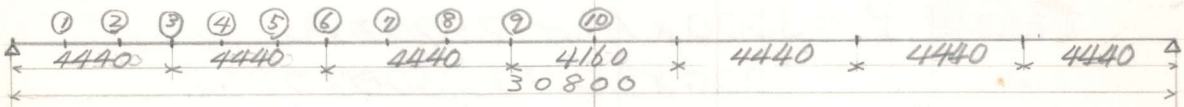
$$P_i = 15060 \times 0.248 = 3735 \text{ kg}$$

$$P_i = 1054 \times 0.248 = 261 \text{ kg/m}$$

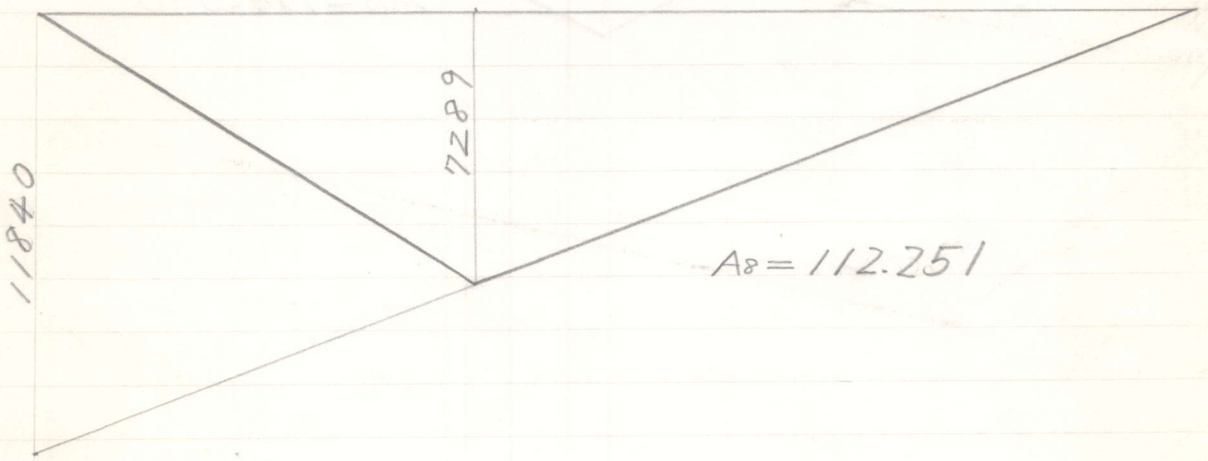
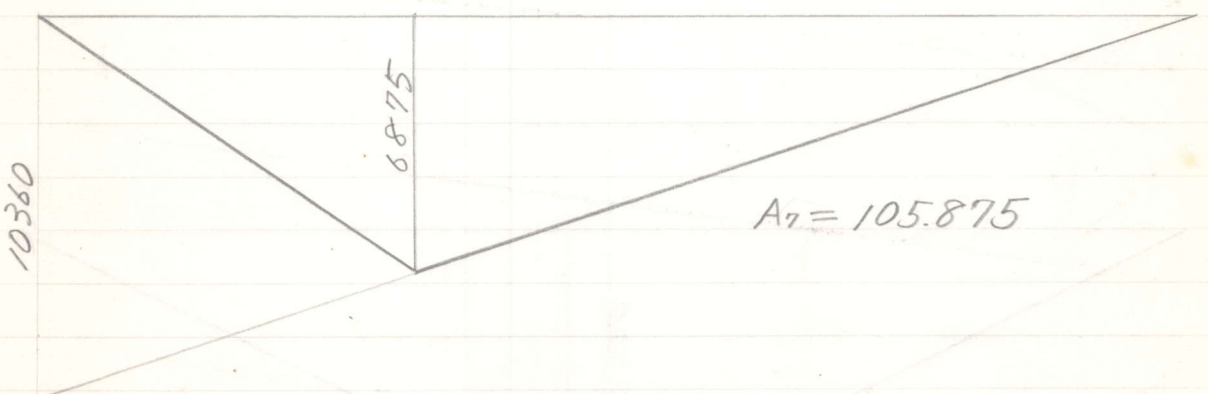
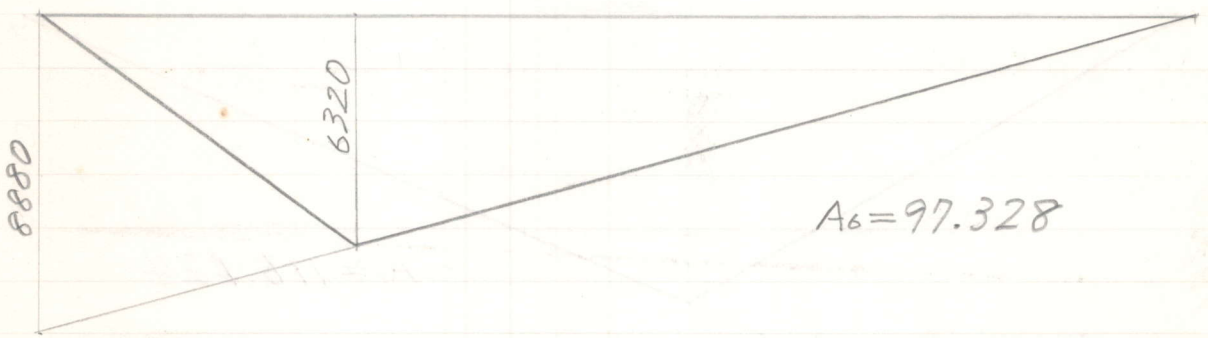
NO. 40

DATE

2 曲げモーメント・せん断力  $\epsilon$



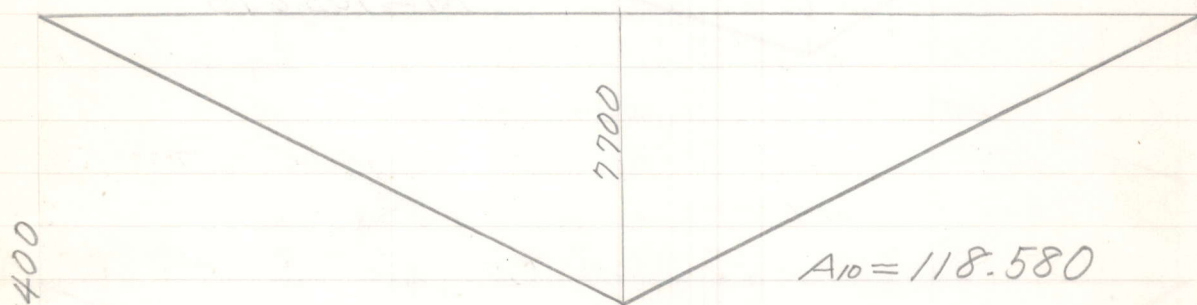
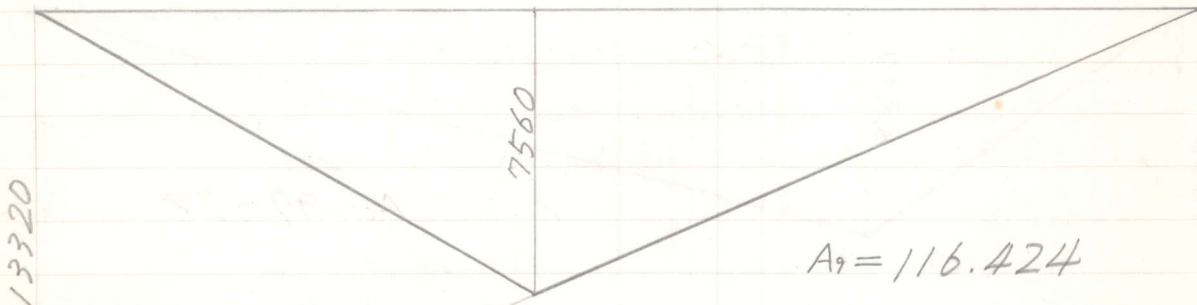




NO.

42

DATE

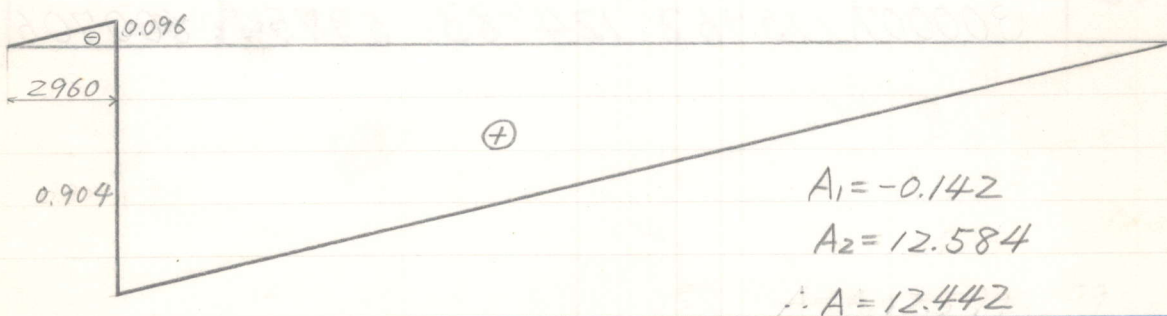
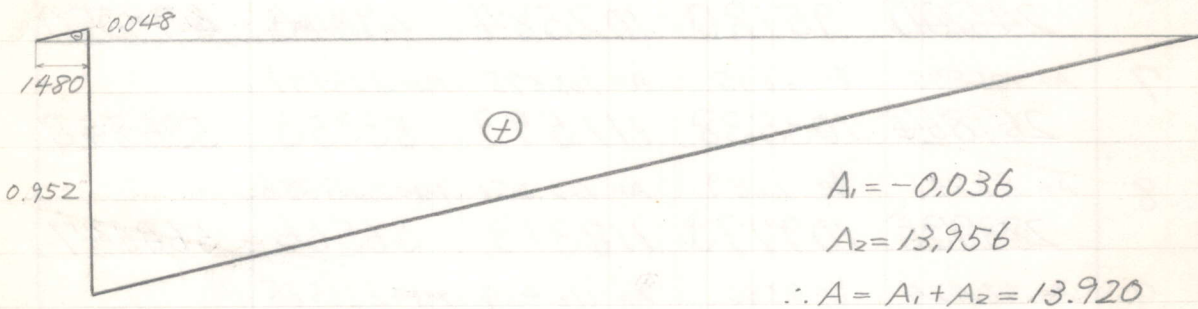
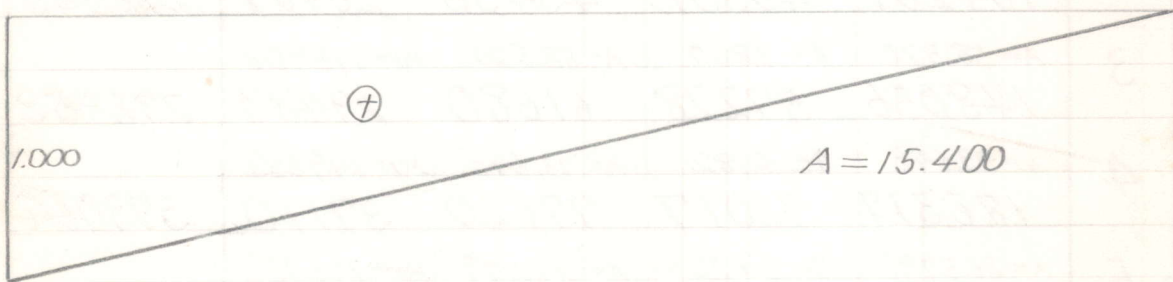
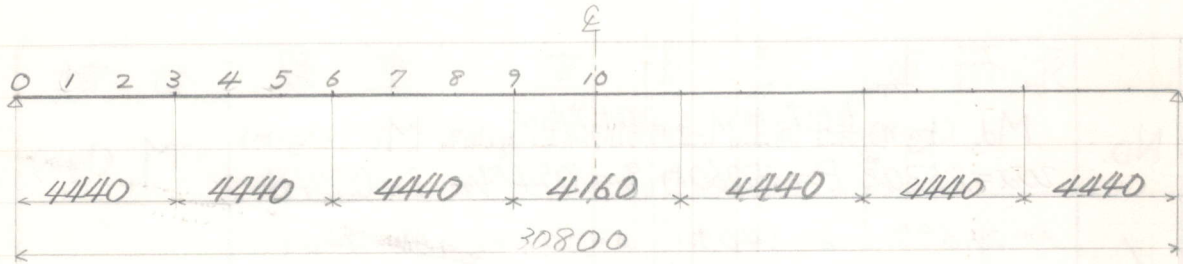




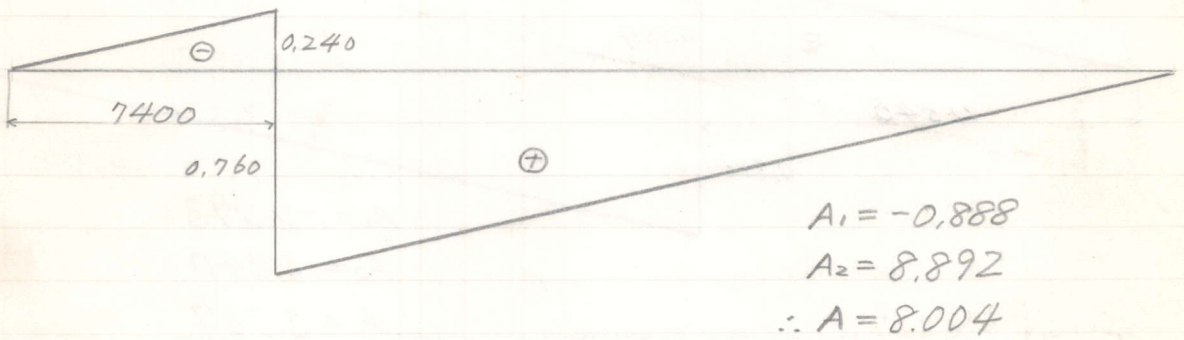
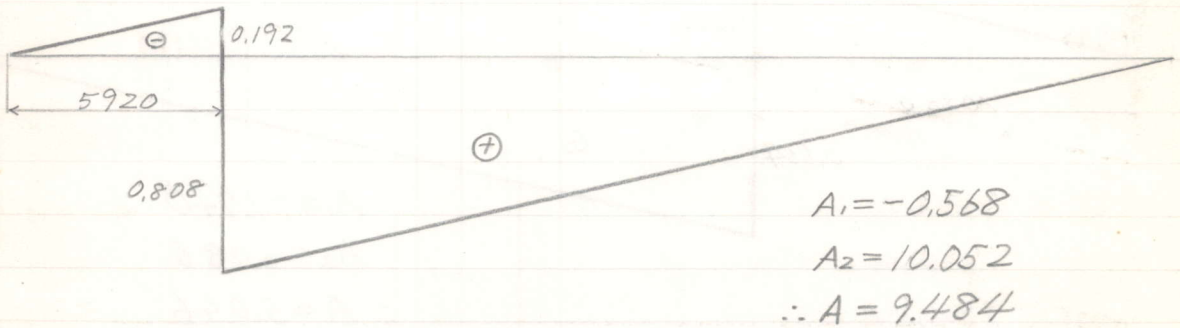
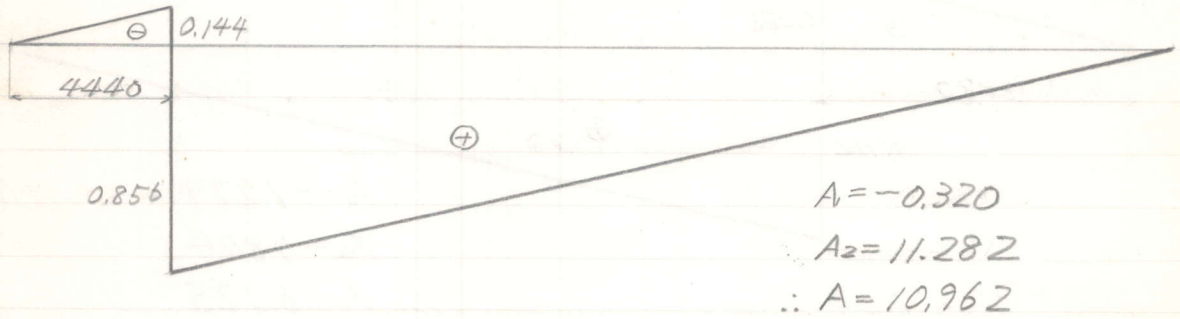
| No. | 死荷重                                       | 活荷重                               |   | 衝擊                          | 合計         |
|-----|---|-----------------------------------|---|-----------------------------|------------|
|     | $M_d$ (kg·m)<br>$w_d = 2530 \frac{kg}{m}$ | 集中荷重 $M_P$ (kg)<br>$P = 15060 kg$ | 等分布荷重 $M_q$ (kg/m)<br>$q = 1054 \frac{kg}{m}$ | $M_i$ (kg·m)<br>$i = 0.248$ | $M$ (kg·m) |
| 1   | $A = 21.699$<br>54899                     | $y = 1.409$<br>21220              | $A = 21.699$<br>22871                         | $M_i = 44091$<br>10935      | 109925     |
| 2   | $A = 41.210$<br>104261                    | $y = 2.676$<br>40301              | $A = 41.210$<br>43436                         | $M_i = 83737$<br>20767      | 208765     |
| 3   | $A = 58.520$<br>148056                    | $y = 3.800$<br>57228              | $A = 58.520$<br>61680                         | $M_i = 118908$<br>29489     | 296453     |
| 4   | $A = 73.643$<br>186317                    | $y = 4.782$<br>72017              | $A = 73.643$<br>77620                         | $M_i = 149637$<br>37110     | 373064     |
| 5   | $A = 86.579$<br>219045                    | $y = 5.622$<br>84668              | $A = 86.579$<br>91255                         | $M_i = 175923$<br>43629     | 438597     |
| 6   | $A = 97.328$<br>246240                    | $y = 6.320$<br>95180              | $A = 97.328$<br>102584                        | $M_i = 197764$<br>49046     | 493050     |
| 7   | $A = 105.875$<br>267864                   | $y = 6.875$<br>103538             | $A = 105.875$<br>111593                       | $M_i = 215131$<br>53353     | 536348     |
| 8   | $A = 112.251$<br>283995                   | $y = 7.289$<br>109773             | $A = 112.251$<br>118313                       | $M_i = 228086$<br>56566     | 568647     |
| 9   | $A = 116.424$<br>294553                   | $y = 7.560$<br>113854             | $A = 116.424$<br>122711                       | $M_i = 236565$<br>58668     | 589786     |
| 10  | $A = 118.580$<br>300007                   | $y = 7.700$<br>115962             | $A = 118.580$<br>124983                       | $M_i = 240945$<br>59754     | 600706     |

NO. 44

DATE

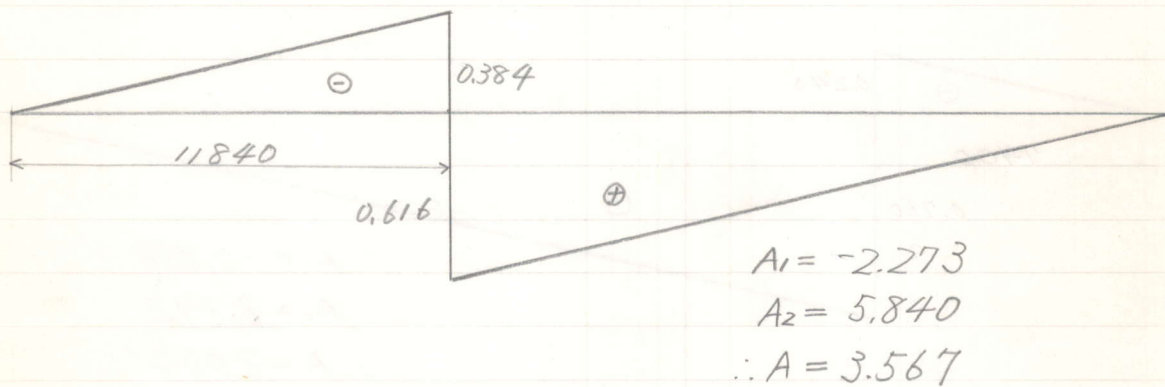
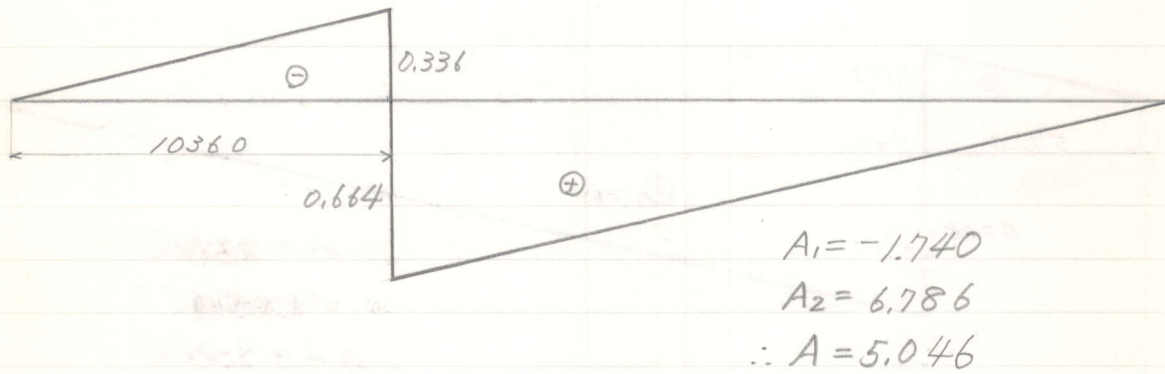
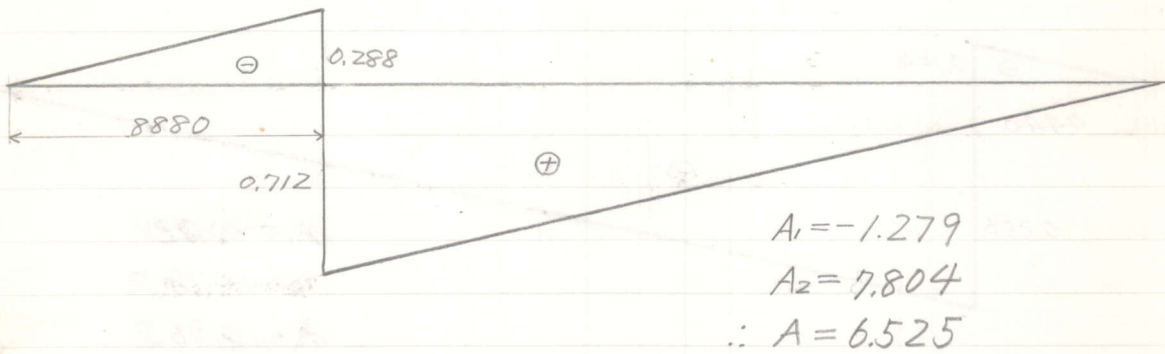




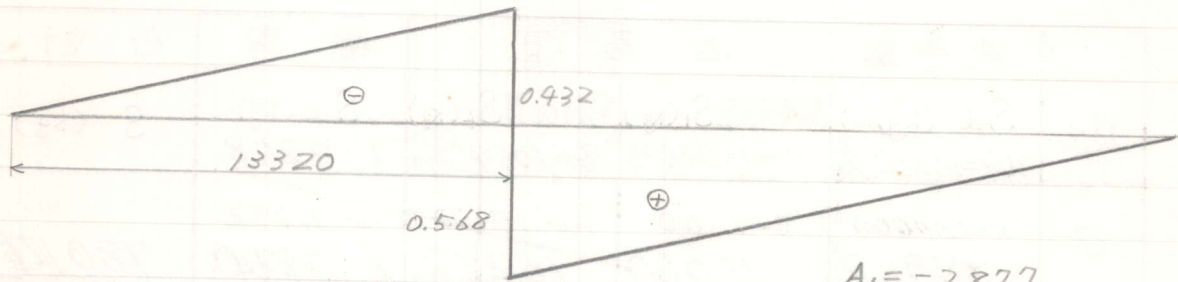


No. 46

DATE



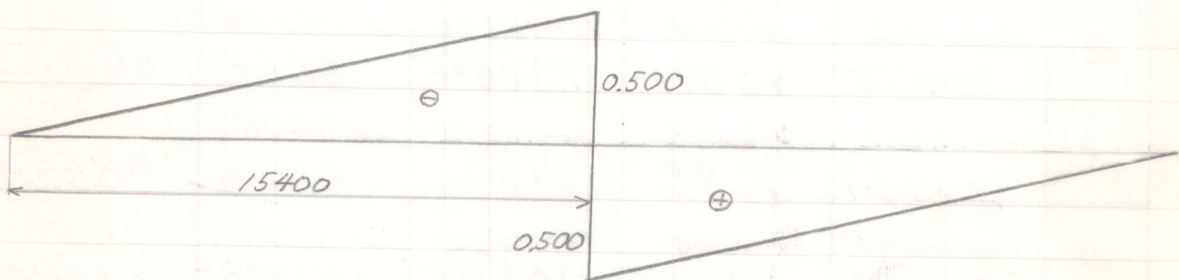




$$A_1 = -2.877$$

$$A_2 = 4.964$$

$$\therefore A = 2.087$$



$$A_1 = -3.850$$

$$A_2 = 3.850$$

$$\therefore A = 0.000$$

NO.

48

DATE

| No. | 死荷重                                     | 活荷重                                       |   | 衝撃                        | 合計       |
|-----|---|---|---|---------------------------|----------|
|     | $S_d$ (kg)<br>$W_d = 2530 \text{ kg/m}$ | 集中荷重 $S_p$ (kg)<br>$P = 15060 \text{ kg}$ | 等分布荷重 $S_q$ (kg)<br>$q = 1054 \text{ kg/m}$ | $S_i$ (kg)<br>$i = 0.248$ | $S$ (kg) |
| 0   | $A = 15.400$<br>38962                   | $y = 1.000$<br>15060                      | $A_z = 15.400$<br>16232                     | $S_d = 31292$<br>7760     | 78014    |
| 1   | $A = 13.920$<br>35218                   | $y = 0.952$<br>14337                      | $A_z = 13.956$<br>14710                     | $S_d = 29047$<br>7204     | 71469    |
| 2   | $A = 12.442$<br>31478                   | $y = 0.904$<br>13614                      | $A_z = 12.584$<br>13264                     | $S_d = 26878$<br>6666     | 65022    |
| 3   | $A = 10.962$<br>27734                   | $y = 0.856$<br>12891                      | $A_z = 11.282$<br>11891                     | $S_d = 24782$<br>6146     | 58662    |
| 4   | $A = 9.484$<br>23995                    | $y = 0.808$<br>12168                      | $A_z = 10.052$<br>10595                     | $S_d = 22763$<br>5645     | 52403    |
| 5   | $A = 8.004$<br>20250                    | $y = 0.760$<br>11446                      | $A_z = 8.892$<br>9372                       | $S_d = 20818$<br>5163     | 46231    |
| 6   | $A = 6.525$<br>16508                    | $y = 0.712$<br>10723                      | $A_z = 7.804$<br>8225                       | $S_d = 18948$<br>4699     | 40155    |
| 7   | $A = 5.046$<br>12766                    | $y = 0.664$<br>10000                      | $A_z = 6.786$<br>7152                       | $S_d = 17152$<br>4254     | 34172    |
| 8   | $A = 3.567$<br>9025                     | $y = 0.616$<br>9277                       | $A_z = 5.840$<br>6155                       | $S_d = 15432$<br>3827     | 28284    |
| 9   | $A = 2.087$<br>5280                     | $y = 0.568$<br>8554                       | $A_z = 4.964$<br>5232                       | $S_d = 13786$<br>3419     | 22485    |
| 10  | $A = 0.000$<br>0                        | $y = 0.500$<br>7530                       | $A_z = 3.850$<br>4058                       | $S_d = 11588$<br>2874     | 14462    |



断面変化を2ヶ所設けるとする。

$$l = \text{支間長の} 1/2 (= 15.400\text{m})$$

けた中央からの位置

$$x_1 = 0.522l = 0.522 \times 15.400 = 8.039\text{m}$$

$$x_2 = 0.783l = 0.783 \times 15.400 = 12.058\text{m}$$

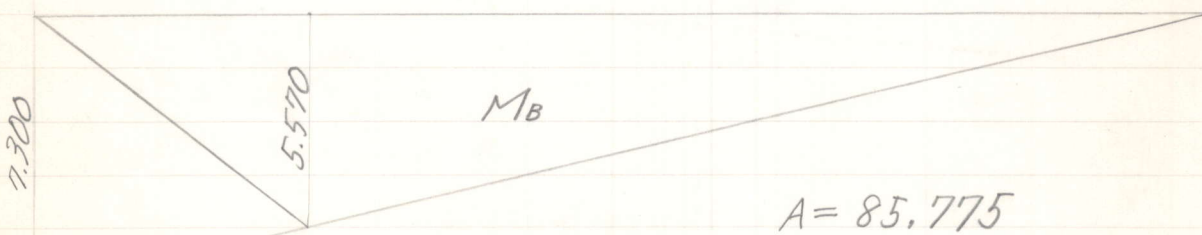
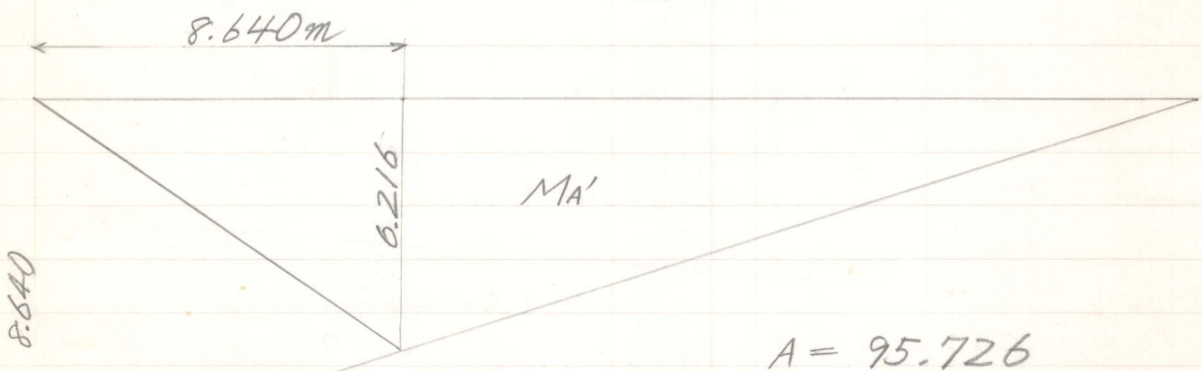
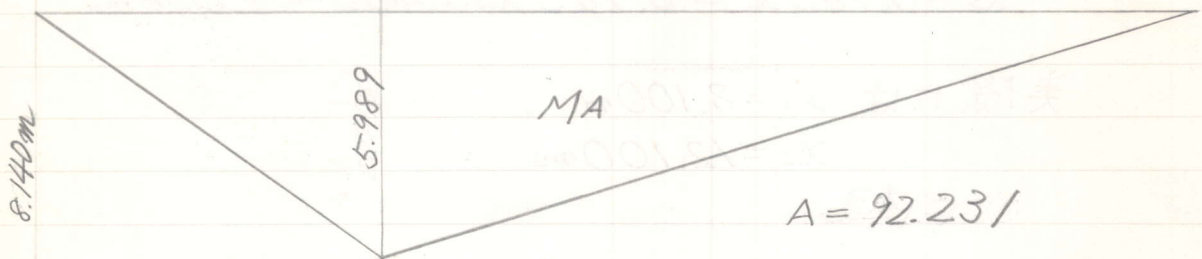
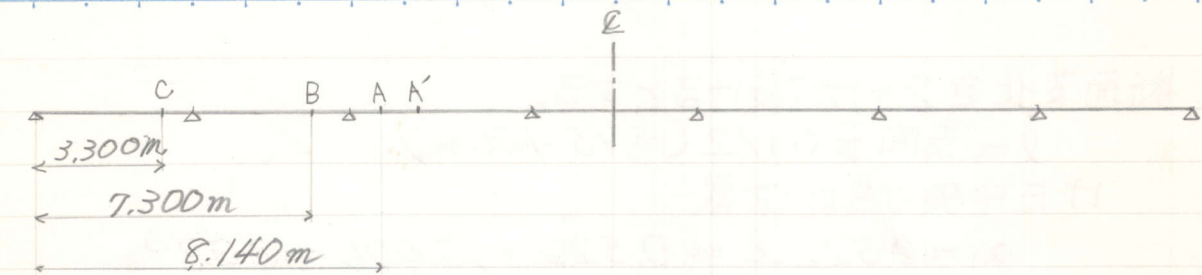
実際には  $x_1 = 8.100\text{m}$

$$x_2 = 12.100\text{m}$$

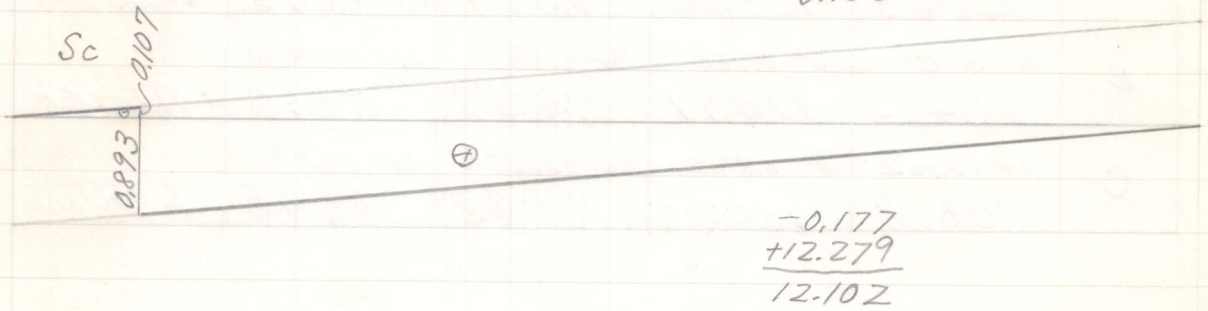
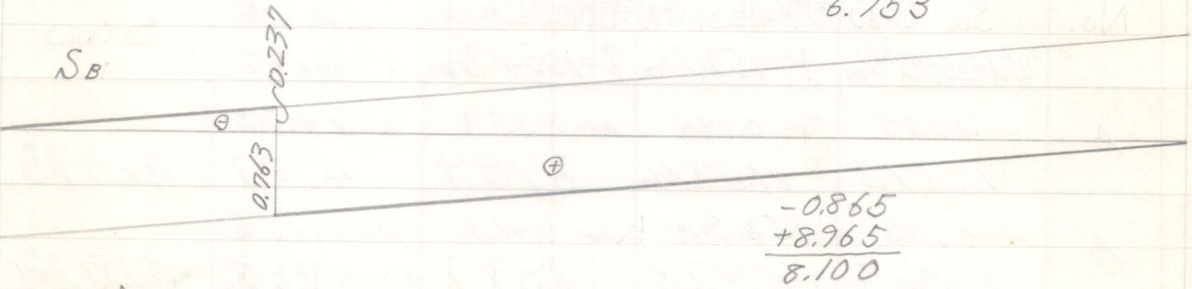
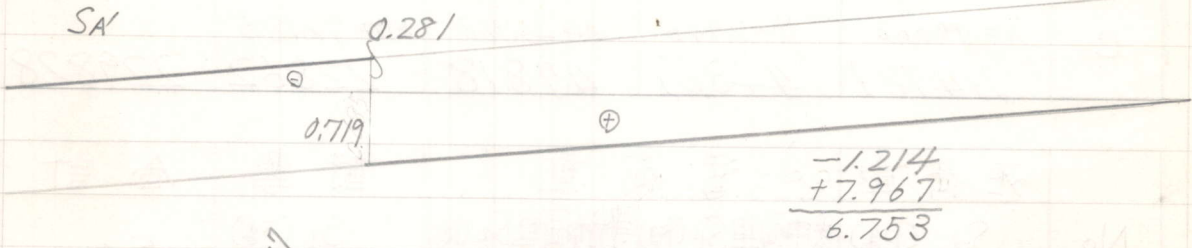
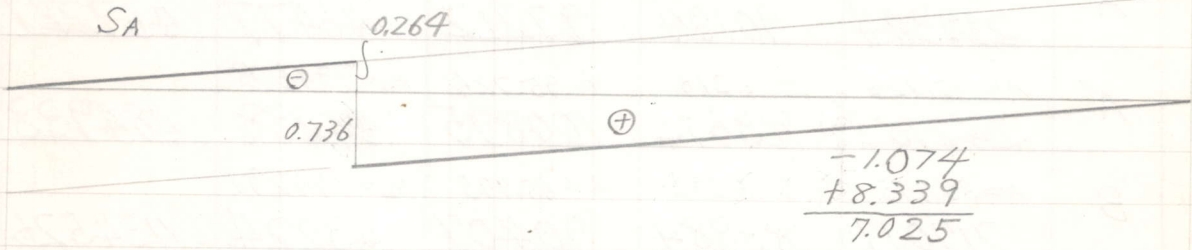
とする。

NO. 50

DATE



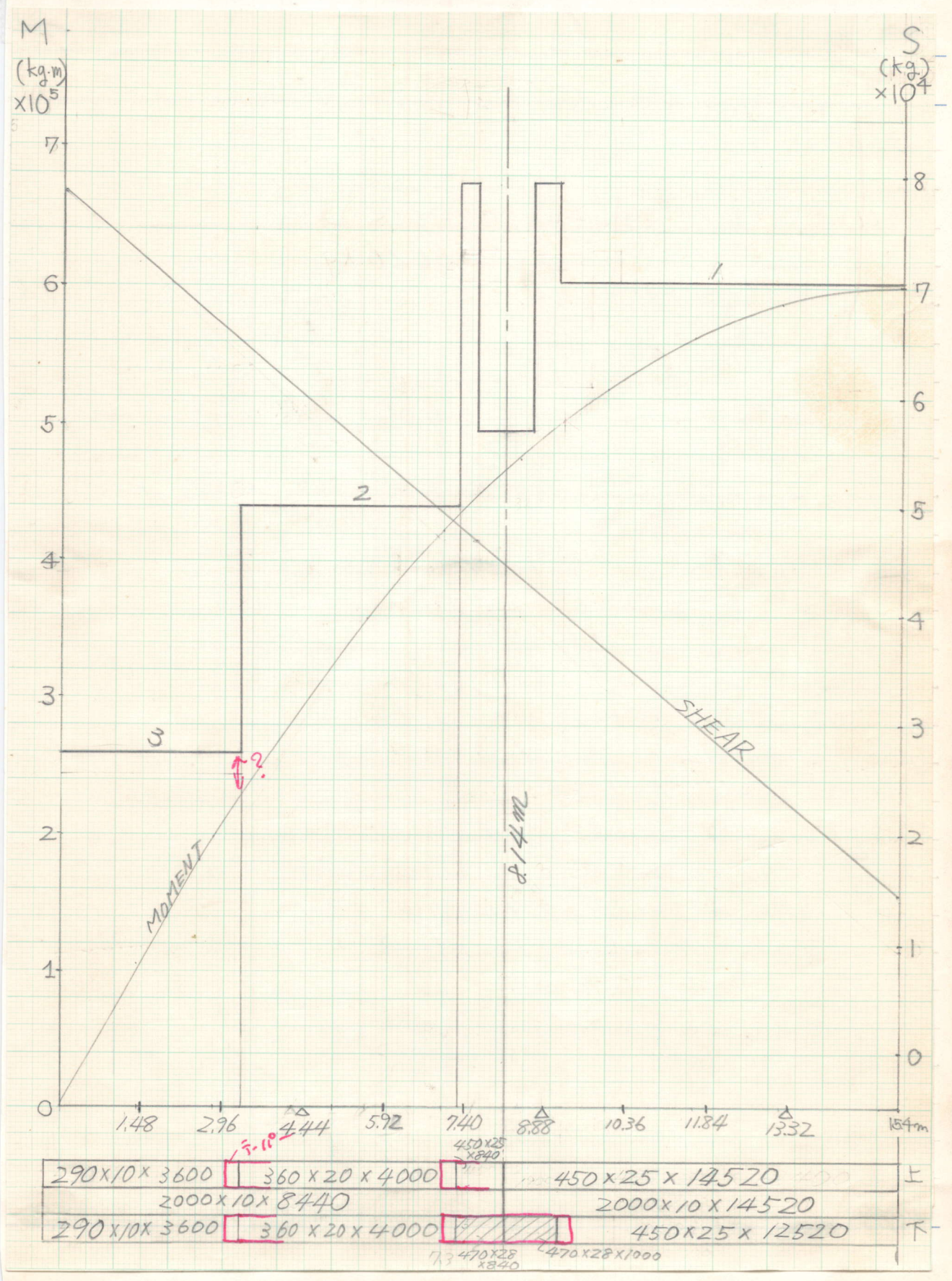




| No. | 死荷重                                     | 活荷重                                     |   | 衝擊                        | 合計         |
|-----|---|---|---|---------------------------|------------|
|     | $M_d$ (kg·m)<br>$W_d=2530 \text{ kg/m}$ | 集中荷重 $M_p$ (kg)<br>$P=15060 \text{ kg}$ | 等分布荷重 $M_q$ (kg·m)<br>$q=1054 \text{ kg/m}$ | $M_i$ (kg·m)<br>$i=0.248$ | $M$ (kg·m) |
| A   | $A=92.231$<br>233344                    | $y=5.989$<br>90194                      | $A=92.231$<br>97212                         | $M_i=187406$<br>46477     | 467227     |
| A'  | $A=95.726$<br>242187                    | $y=6.216$<br>93613                      | $A=95.726$<br>100895                        | $M_i=194508$<br>48238     | 484933     |
| B   | $A=85.775$<br>217011                    | $y=5.570$<br>83884                      | $A=85.775$<br>90407                         | $M_i=174291$<br>43224     | 434526     |
| C   | $A=45.368$<br>114781                    | $y=2.946$<br>44367                      | $A=45.368$<br>47818                         | $M_i=92185$<br>22862      | 229828     |

| No. | 死荷重                                   | 活荷重                                     |   | 衝擊                      | 合計       |
|-----|---------------------------------------|---|---|-------------------------|----------|
|     | $S_d$ (kg)<br>$W_d=2530 \text{ kg/m}$ | 集中荷重 $S_p$ (kg)<br>$P=15060 \text{ kg}$ | 等分布荷重 $S_q$ (kg)<br>$q=1054 \text{ kg/m}$ | $S_i$ (kg)<br>$i=0.248$ | $S$ (kg) |
| A   | $A=7.025$<br>17773                    | $y=0.736$<br>11084                      | $A_2=8.339$<br>8789                       | $S_i=19873$<br>4929     | 42575    |
| A'  | $A=6.753$<br>17085                    | $y=0.719$<br>10828                      | $A_2=7.967$<br>8397                       | $S_i=19225$<br>4768     | 41078    |
| B   | $A=8.100$<br>20493                    | $y=0.763$<br>11491                      | $A_2=8.965$<br>9449                       | $S_i=20940$<br>5193     | 46626    |
| C   | $A=12.102$<br>30618                   | $y=0.893$<br>13449                      | $A_2=12.279$<br>12942                     | $S_i=26391$<br>6545     | 63554    |





## (3. 断面算定. SM53使用)

$$(1) \text{ 断面1. } \begin{cases} M_{\max} = 60070600 \text{ kg}\cdot\text{cm} \\ S_{\max} = 46626 \text{ kg} \end{cases}$$

。桁高

$$\frac{L}{20} < h_w < \frac{L}{15} \text{ あり}$$

$$\frac{30.8}{20} = 1.54 < h_w < 2.05 = \frac{30.8}{15} \therefore h_w = 200 \text{ cm}$$

$$A_c = A_t = \frac{M}{\sigma_a \cdot h_w} = \frac{60070600}{2100 \times 200} = 142.5 \text{ cm}^2$$

。腹板厚 水平補剛材を1段用いる。

$$t_w \geq \frac{h_w}{209} = \frac{200}{209} = 0.96$$

よって  $t_w = 10 \text{ mm}$  とする。

|  | 断面       | $A(\text{cm}^2)$ | $y(\text{cm})$ | $Ay^2(\text{cm}^4)$ | $I_0$  |
|--|----------|------------------|----------------|---------------------|--------|
|  | I-Flg Pl | 450x25           | 112.5          | 1153300             |        |
|  | I-Web Pl | 2000x10          | 200.0          |                     | 666666 |
|  | I-Flg Pl | 450x25           | -112.5         | 1153300             |        |
|  | 計        |                  | 425.0          | 2306600             |        |

$$(A_c = A_t = 112.5 \text{ cm}^2 > 109.7 \text{ cm}^2)$$

$$\left\{ \begin{aligned} I &= \sum Ay^2 + I_0 = 2973266 \text{ cm}^4 \\ y_c &= y_t = 102.5 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

$$\therefore \sigma_c = \sigma_t = \frac{M}{I} y = \frac{60070600}{2973266} \times 102.5$$

$$= 2070 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = \sigma_{ta} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{46626}{200} = 234 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_t = I \sigma_a / y = 2973266 \times 2100 / 102.5 = 60915693 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$



(2) 断面2.  $\left( \begin{array}{l} M_{max} = 43452600 \text{ kg}\cdot\text{cm} \\ S_{max} = 63554 \text{ kg} \end{array} \right)$

$$h_w = 200 \text{ cm}, \quad t_w = 10 \text{ mm}$$

$$A_c = A_t = \frac{M}{\sigma_a h_w} = \frac{h_w}{6} = \frac{43452600}{2100 \times 200} = \frac{200}{6} = 70.13 \text{ cm}^2$$

|          | 断面      | A (cm <sup>2</sup> ) | y (cm) | Ay <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) |
|----------|---------|----------------------|--------|------------------------------------|-----------------------------------|
| 1-Flg Pl | 360x20  | 72.0                 | 101    | 734472                             |                                   |
| 1-Web Pl | 2000x10 | 200.0                |        |                                    | 666666                            |
| 1-Flg Pl | 360x20  | 72.0                 | -101   | 734472                             |                                   |
| 計        |         | 344.0                |        | 1468944                            | 666666                            |

$$\therefore I = \sum Ay^2 + I_0 = 2135610 \text{ cm}^4$$

$$y_c = y_t = 102 \text{ cm}$$

$$\therefore \sigma_c = \sigma_t = \frac{M}{I} y = \frac{43452600}{2135610} \times 102.0 = 2080 \text{ kg/cm}^2$$

$$< \sigma_a = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{63554}{200} = 318 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_r = \frac{I \sigma_a}{y} = \frac{2135610 \times 2100}{102.0} = 43968441 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

(3) 断面 3.  $\left( \begin{array}{l} M_{\max} = 22982800 \text{ kg}\cdot\text{cm} \\ S_{\max} = 78014 \text{ kg} \end{array} \right)$

$$h_w = 200 \text{ cm}, t_w = 10 \text{ mm}$$

$$A_c = A_t = \frac{M}{\sigma_a h_w} = \frac{h_w}{6} = \frac{22982800}{2100 \times 200} = \frac{200}{6}$$

$$= 21.39 \text{ cm}^2$$

|          | 断面        | A (cm <sup>2</sup> ) | y (cm) | Ay <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> ) |
|----------|-----------|----------------------|--------|------------------------------------|-----------------------------------|
| 1-Flg PL | 290 x 10  | 29.0                 | 100.5  | 292907                             |                                   |
| 1-Web PL | 2000 x 10 | 200.0                |        |                                    | 666666                            |
| 1-Flg PL | 290 x 10  | 29.0                 | -100.5 | 292907                             |                                   |
| 計        |           |                      |        | 585814                             | 666666                            |

$$I = \sum Ay^2 + I_o = 1252480 \text{ cm}^4$$

$$y_c = y_t = 101.0 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \sigma_t = \frac{M}{I} y = \frac{22982800}{1252480} \times 101.0$$

$$= 1860 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{78014}{200} = 390 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_r = \frac{I \sigma_a}{y} = \frac{1252480 \times 2100}{101.0} = 26041663 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$



(4) 主桁添接部 (  $M = 48493300 \text{ kg}\cdot\text{m}$   
 $S = 47000 \text{ kg}$  )

|          | 断面      | A(cm <sup>2</sup> ) | y(cm)  | Ay(cm <sup>3</sup> ) | Ay <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>0</sub> |
|----------|---------|---------------------|--------|----------------------|------------------------------------|----------------|
| 1-Flg PL | 450X25  | 112.5               | 101.25 | 11391                | 1153300                            |                |
| 1-Web PL | 2000X10 | 200.0               | 0      |                      |                                    | 666666         |
| 1-Flg PL | 470X28  | 131.6               | 101.40 | -13344               | 1353105                            |                |
| 計        |         | 444.1               |        | -1953                | 2506405                            |                |

$$e = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{-1953}{444.1} = -4.40 \text{ cm}$$

$$y_c = 100 + 2.5 + 4.40 = 106.9 \text{ cm}$$

$$y_t = 100 + 2.8 - 4.40 = 98.4 \text{ cm}$$

$$I = \sum Ay^2 + I_0 - e^2 \sum A$$

$$= 2506405 + 666666 - (4.40)^2 \times 444.1$$

$$= 3164473$$

$$A_n = \left\{ 47.0 - \left( 2.5 \times 6 - 4 \times \frac{4.0^2}{4 \times 6.0} \right) \right\} \times 2.8$$

$$= 97.07 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_g}{A_n} = \frac{131.60}{97.07} = 1.36$$

$$\sigma_c = \frac{48493300}{3164473} \times 106.90 = 1640 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{48493300}{3164473} \times 98.40 \times 1.36 = 2050 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta}$$

$$= 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{47000}{200} = 235 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{ra} = \frac{3164473 \times 2100}{106.90} = 62164577 \text{ kg-cm}$$

$$M_{rt} = \frac{3164473 \times 2100}{98.40} = 67534484 \text{ kg-cm}$$

$$M_{rt}' = M_{rt} / 1.36 = 49657709 \text{ kg-cm}$$

#### 4. 主桁の添接

(1) 圧縮コラシジ  $M_r = 48493300 \text{ kg-cm}$

$$A_{cf} = 45 \times 2.5 = 112.5 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} 1\text{-Splice Pl } 450 \times 15 \\ 2\text{-Splice Pl } 205 \times 15 \end{array} \right\} A_s = 129.0 \text{ cm}^2 > A_{cf}$$

作用応力  $\sigma_c = 1640 \text{ kg/cm}^2$

$$0.75 \sigma_{ca} = 0.75 \times 2100 = 1580 \text{ kg/cm}^2$$

よって  $\sigma_c = 1640 \text{ kg/cm}^2$  で計算する。

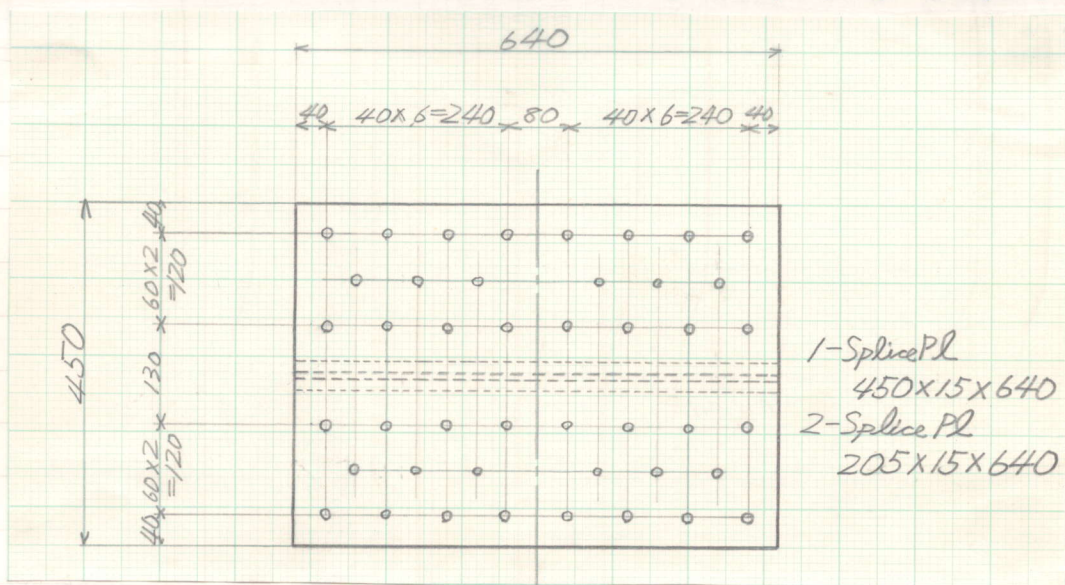
F10T, M22 を使う。

$$\rho = 3.801 \times 1250 \times 2 = 9502 \text{ kg}$$

$$n \geq \frac{\sigma_c A_g}{\rho} = \frac{1640 \times 45 \times 2.5}{9502} = 20 \text{ (本)}$$

$\therefore$  22本使用





(2) 引張フランジ

$$A_{tf} = 47 \times 2.8 = 131.6 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} 1\text{-Splice PL } 470 \times 1.6 \\ 2\text{-Splice PL } 215 \times 1.6 \end{array} \right\} A_s = 144.0 \text{ cm} > A_{tf}$$

$$\text{作用応力 } \sigma_t = 2050 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.75 \sigma_{fa} = 0.75 \times 2100 = 1580 \text{ kg/cm}^2$$

よて  $\sigma_t = 2050 \text{ kg/cm}^2$  で計算する。

F10T, M22を使う。

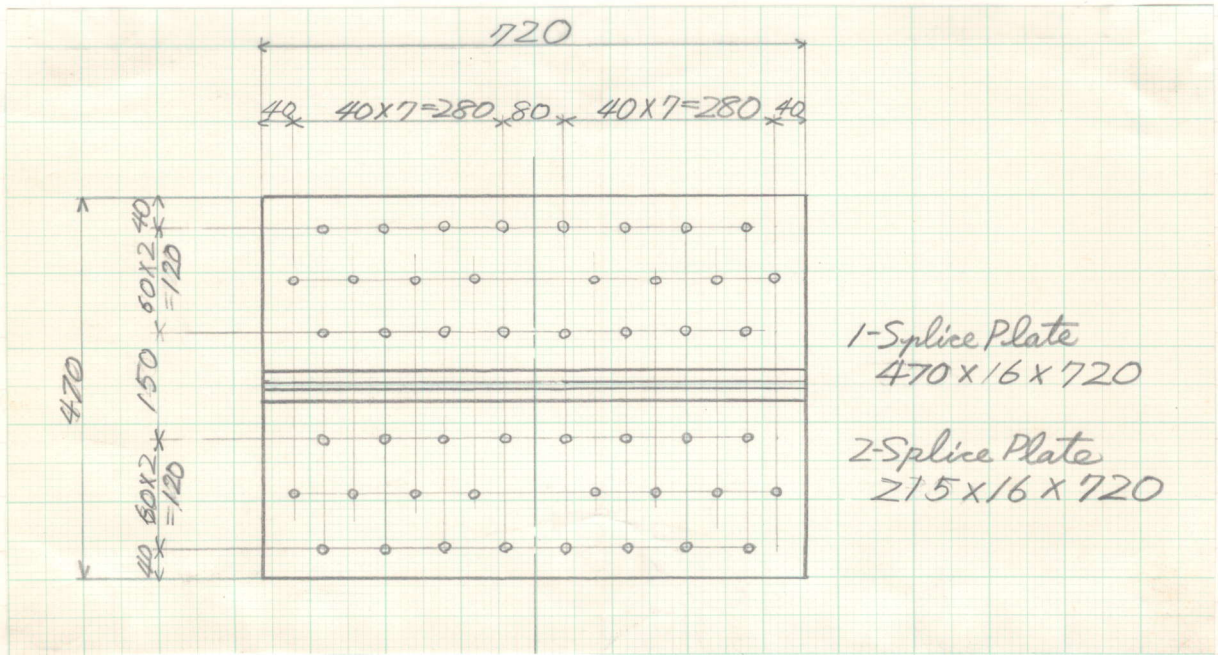
$$P = 9502 \text{ kg}$$

$$n \geq \frac{\sigma_t A_n}{P} = \frac{2050 \times 104.89}{9502} = 22.6 (\text{本})$$

$\therefore$  24本使用。

NO. 60

DATE





## (3) 腹板

桁の中立軸とボルト群の中心の偏心  $S = 4.40 \text{ cm}$   
 腹板の断面二次モーメント  $I_w = 666666 \text{ cm}^4$

モーメントプレートの中  $h_m = 16 \text{ cm}$  とすると.

$$I_m = 4 \left\{ \frac{t_m \cdot h_m^3}{12} + t_m \cdot h_m \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 \right\}$$

$$= 4 \left\{ \frac{t_m \cdot 16.0^3}{12} + 16.0 t_m \left(\frac{178}{2}\right)^2 \right\}$$

$$= 508309 t_m \geq I_w = 666666$$

$$\therefore t_m \geq 1.31 \text{ cm} \quad t_m = 16 \text{ mm 使用}$$

○腹板の抵抗モーメント  $M_w$  添接位置  $M_A = 46722700 \text{ kg/cm}$

$$M_w = M \times \frac{I_w}{I} = 46722700 \times \frac{666666}{3164473}$$

$$= 9843167 \text{ kg/cm}$$

○モーメントプレートのボルト数.

F10T M22 ( $\rho = 9502 \text{ kg}$ ) を使用

$$n_m \geq \frac{M_w}{\rho h} = \frac{9843167}{9502 \times 178} = 5.9 \text{ (本)}$$

よって 8本使用

○シャ-プレートの板厚

$$t_s \geq \frac{t_w}{2} \cdot \frac{h_w}{h_s} = \frac{1.0}{2} \cdot \frac{200}{160} = 0.63 \text{ cm}$$

よって  $t_s = 9 \text{ mm}$  とする。

◦ シャープレートの本数 添接位置  $S_A = 42575 \text{ kg}$   

$$n_s \geq \frac{S}{P} = \frac{42575}{9502} = 4.5 (\text{本})$$

実際には、配置の関係から 30 本使用する。

◦ 継手の安全の検討。

$$\begin{aligned} \Sigma y^2 &= 2 \times 4 \times (85.0^2 + 93.0^2 + \frac{4}{2} \times 4.40^2) \\ &\quad + 2 \times 2 \times (12.0^2 + 24.0^2 + 36.0^2 + 48.0^2 + 60.0^2 \\ &\quad + 68.0^2 + 76.0^2 + \frac{15}{2} \times 4.40^2) = 201163 \end{aligned}$$

曲げモーメントに対する作用力。

$$R_1 = \frac{M_w}{\Sigma y^2} \cdot y_n = \frac{9843167}{201163} \times 992 = 4860 (\text{kg})$$

$$P_a = 9502 \text{ kg} (\text{F10T, M22})$$

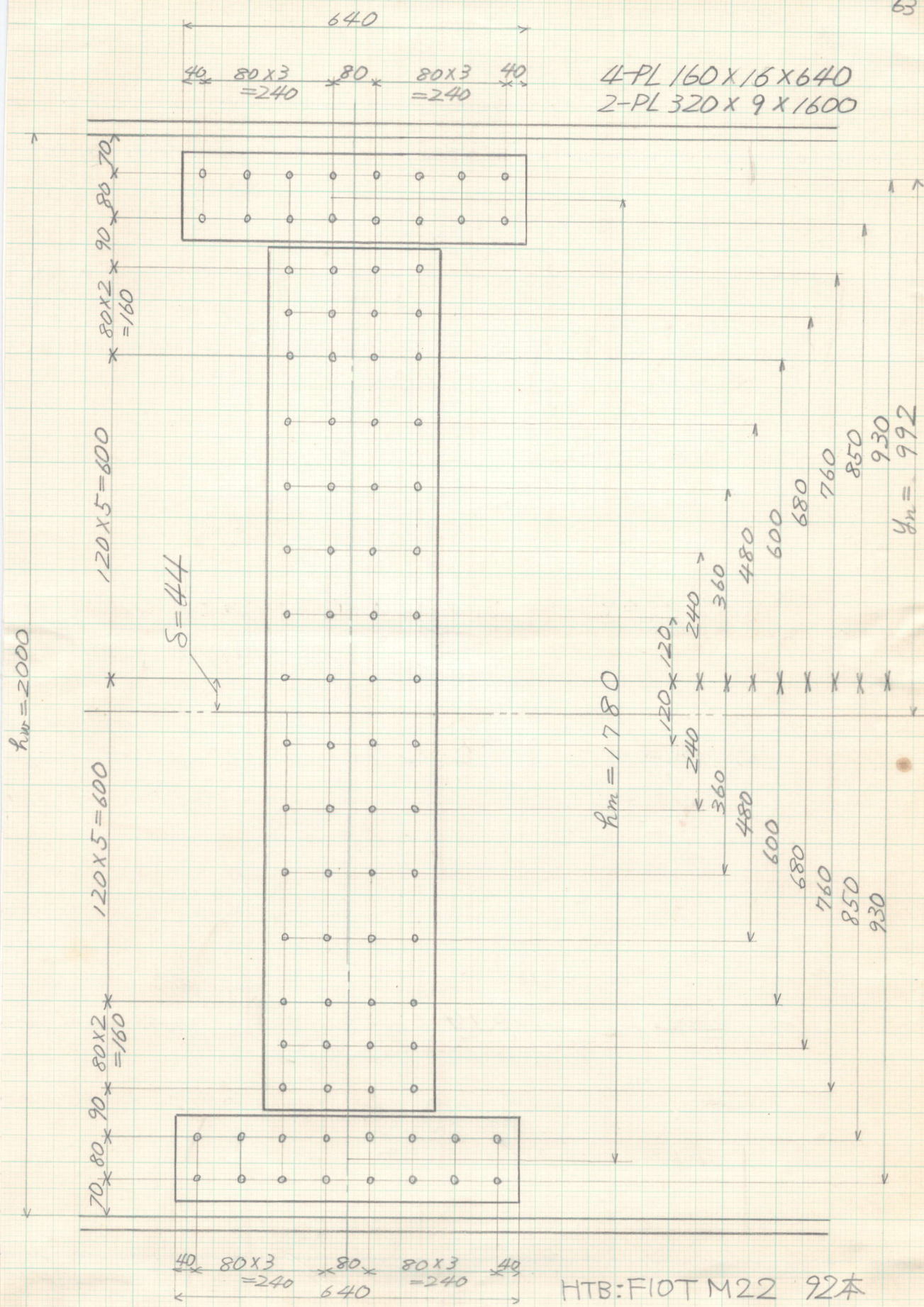
より  $R_1 < P_a$

せん断力と曲げモーメントによる作用力

$$\frac{S}{n} = \frac{42575}{46} = 926$$

$$\begin{aligned} R_2 &= \sqrt{\left(\frac{S}{n}\right)^2 + (R_1)^2} = \sqrt{926^2 + 4860^2} \\ &= 4950 \text{ kg} < P_a = 9502 \text{ kg} \end{aligned}$$







★ モーメントプレート断面積の確認

○ 所要総断面積  $A_{wg1} \geq \frac{1}{12} A_w \left( \frac{hw}{hm} \right)^2 = \frac{1}{12} \times 200 \times \left( \frac{200}{178} \right)^2$   
 $= 21.04 \text{ cm}^2$

$A_{wg1} = 16 \times 1.6 = 25.60 \text{ cm}^2 > 21.04 \text{ cm}^2$

○ 所要純断面積

$A_{wg2} \geq \frac{1}{15} A_w \left( \frac{hw}{hm} \right)^2 = \frac{1}{15} \times 200 \times \left( \frac{200}{178} \right)^2$   
 $= 16.83 \text{ cm}^2$

$A_{wg2} = (16 - 2.5 \times 2) \times 1.6 = 17.60 \text{ cm}^2 > 16.83 \text{ cm}^2$

5. フランジと腹板の隅肉溶接

| 厚い方の板厚 ( $t_2$ ) | $\sqrt{2}t_2$ | サイズ | 薄い方の板厚 $t_1$ |
|------------------|---------------|-----|--------------|
| 28               | $7.5 \leq$    | S   | < 10         |
| 25               | $7.1 \leq$    | S   | < 10         |
| 20               | $6.3 \leq$    | S   | < 10         |
| 10               | $4.5 \leq$    | S   | < 10         |
|                  | $6.0 \leq$    | S   |              |

以上より  $S = 8 \text{ mm}$  とする。

$\tau = \frac{S_{max} G}{I_b} = \frac{78014 \times 25 \times 100.5}{1171678 \times (\sqrt{2} \times 0.8)} = 148 \text{ kg/cm}^2$

$< \tau_a = 1200 \text{ kg/cm}^2$



## 6. 垂直補剛材 SM41 使用

$$(55t = 55 \times 1.0 = 55 \text{ cm} < h_w = 200 \text{ cm})$$

(1) 中間補剛材.

$$\text{突出脚} \geq \frac{h_w}{30} + 50 = \frac{200}{30} + 50 = 116.7 \text{ mm} \Rightarrow 120 \text{ mm}$$

$$\text{板厚} \geq \frac{120}{16} = 7.5 \text{ mm} \Rightarrow 11 \text{ mm}$$

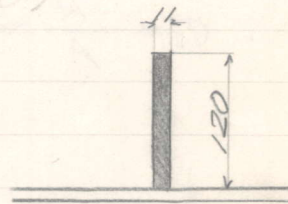
○ 剛度の検討  $a$ : 補剛材間隔 (cm) $b$ : 桁高 (cm) = 200 cm

$$a = 148 \text{ cm} \quad \frac{444 \times 1.0^3}{11} \times 8.0 \times \left(\frac{200}{148}\right)^2 = 590 \text{ cm}^4$$

$$a = 208 \text{ cm} \quad \frac{416 \times 1.0^3}{11} \times 8.0 \times \left(\frac{200}{208}\right)^2 = 280 \text{ cm}^4$$

$$I = \frac{1.1 \times 12^3}{3} = 634 \text{ cm}^4$$

よって剛度は十分である。



(2) 床桁取付部の補剛材

 $R = 30767 \text{ kg}$  (中間床桁最大せん断力)

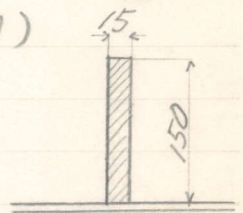
突出脚 15 cm, 板厚 15 mm とする。

$$I = \frac{1}{3} \times 1.5 \times 15^3 = 1688 \text{ cm}^4$$

$$A = 15 \times 1.5 = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$\therefore r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1688}{22.5}} = 8.66 \text{ cm} \quad \frac{l}{r} = \frac{100}{8.66} = 11.5 < 20$$

$$\sigma_c = R/A = 30767/22.5 = 1370 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$



(3) 端補剛材

 $R = 78014$  (主桁最大せん断力)

突出脚 12 cm

板厚 15 mm とする。

$$I = \frac{1}{12} \times 1.5 \times 25^3 = 1953 \text{ cm}^4$$

$$A_1 = 12 \times 1.5 \times 2 + 1.0 \times 12 \times 2 \times 1.0 = 60.0 \text{ cm}^2$$

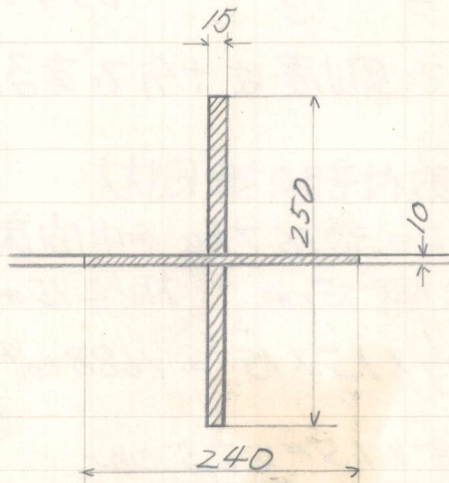
$$A_2 = 12 \times 1.5 \times 2 \times 1.7 = 61.2 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A = 60.00 \text{ cm}^2$$

$$\therefore r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1953}{60.00}} = 5.71 \text{ cm}$$

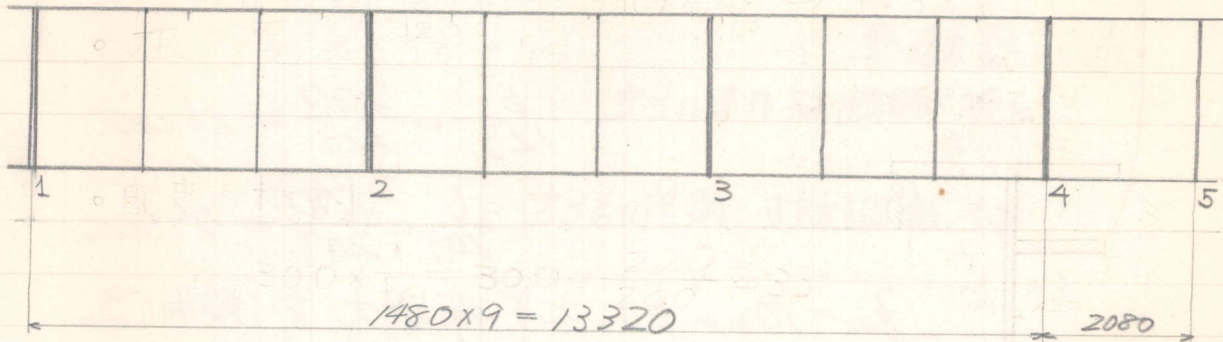
$$\therefore \frac{l}{r} = \frac{100}{5.71} = 17.5 < 20 \quad \therefore \sigma_{ca} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore \sigma_c = \frac{R}{A} = \frac{78014}{60.00} = 1300 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$





(4) 補剛材間隔 水平補剛材は1段設ける。



(1) 区画1~4  $\left( \begin{array}{l} \sigma_1 = 0 \\ \tau_1 = 390 \end{array} , \begin{array}{l} \sigma_4 = 2040 \\ \tau_4 = 115 \end{array} \right)$  単位  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$   
<グラスより>

$$\frac{a}{b} = \frac{148}{200} = 0.74 < 0.80$$

$$\left( \frac{200}{100 \times 1.0} \right)^4 \left[ \left( \frac{0}{9500} \right)^2 + \left\{ \frac{390}{970 + 810 / 0.74^2} \right\}^2 \right]$$

$$= 0.406 < 1$$

$$\left( \frac{200}{100 \times 1.0} \right)^4 \left[ \left( \frac{2040}{9500} \right)^2 + \left\{ \frac{115}{970 + 810 / 0.74^2} \right\}^2 \right]$$

$$= 0.773 < 1$$

(2) 区画4~5  $\left( \begin{array}{l} \sigma_4 = 2040 \\ \tau_4 = 115 \end{array} , \begin{array}{l} \sigma_5 = 2070 \\ \tau_5 = 72 \end{array} \right)$  単位  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$   
<グラスより>

$$\frac{a}{b} = \frac{208}{200} = 1.04 > 0.80$$

$$\left( \frac{200}{100 \times 1.0} \right)^4 \left[ \left( \frac{2040}{9500} \right)^2 + \left\{ \frac{115}{1270 + 610 / 1.04^2} \right\}^2 \right]$$

$$= 0.801 < 1$$

$$\left( \frac{200}{100 \times 1.0} \right)^4 \left[ \left( \frac{2070}{9500} \right)^2 + \left\{ \frac{72}{1270 + 610 / 1.04^2} \right\}^2 \right]$$

$$= 0.784 < 1$$

7. 水平補剛材 SM53使用

◦ 最小腹板厚

水平補剛材のないとき  $\frac{b}{123} = \frac{200}{123} = 1.6 \text{ cm}$

水平補剛材を1段用いるとき  $\frac{b}{209} = \frac{200}{209} = 0.96 \text{ cm}$

$t_w = 10 \text{ mm}$  より, 水平補剛材を1段用いる。

◦ 取付け位置  $0.2 b = 0.2 \times 200 = 40 \text{ cm}$

◦ 突出脚  $\geq \frac{2000}{30} + 50 = 117 \text{ mm} \Rightarrow 120 \text{ mm}$

◦ 板厚  $\geq \frac{120}{16} = 7.5 \text{ mm} \Rightarrow 11 \text{ mm}$

◦ 剛度

$$r = 30.0 \times \frac{a}{b} = 30.0 \times \frac{208}{200} = 31.2$$

$$\frac{bt^3}{11} r = \frac{200 \times 1.0^3}{11} \times 31.2 = 568 \text{ cm}^4$$

$$I = \frac{1.1 \times 12^3}{3} = 634 \text{ cm}^4$$

$I > \frac{bt^3}{11} r$  より 剛度は十分である。



12. ...

... = 5.25 cm

... 50 cm ...

...



...

...

...

## [6] 横構の設計

## 1. 荷重

## (1) 風荷重

$$\begin{aligned} \text{上路プレートガード } W_w &= 240 + 450 \times 2 \\ &= 1140 \text{ kg/m} > 600 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

## (2) 地震荷重

$$\text{死荷重 } W_a = 2530 \text{ kg/m}$$

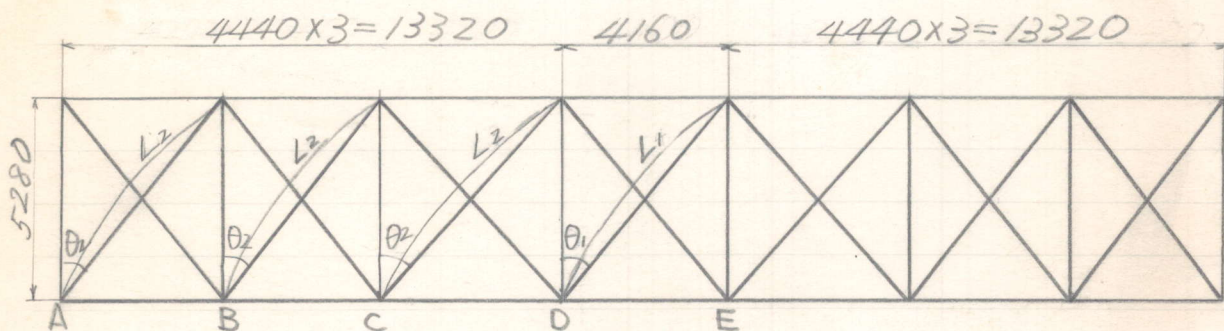
$$\text{震度 } R_R = 0.2 \text{ とすると } W_a = 2530 \times 0.2 \times 2 = 1012 \text{ kg/m}$$

## X (3) 設計水平荷重

地震力の増加は%にしない。

$$\begin{aligned} W_w &= 1140 \text{ kg/m} > W_a = 1012 \text{ kg/m} \\ \therefore W &= 1140 \text{ kg/m} \text{ で設計する。} \end{aligned}$$

## 2. 作用応力



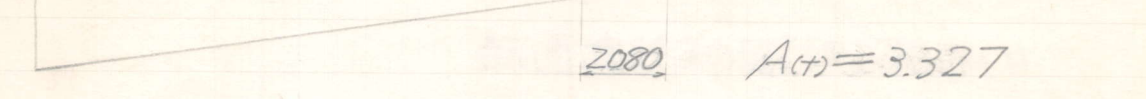
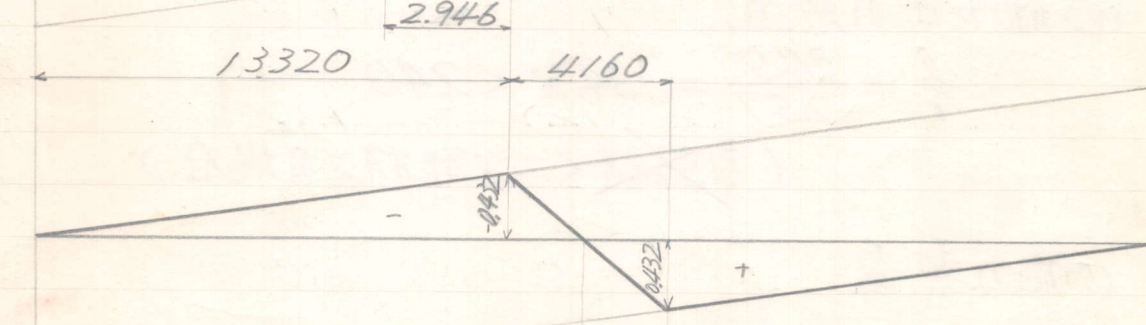
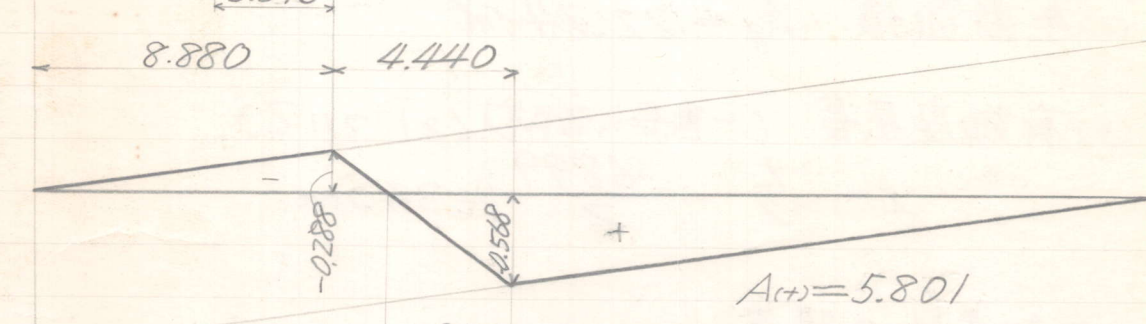
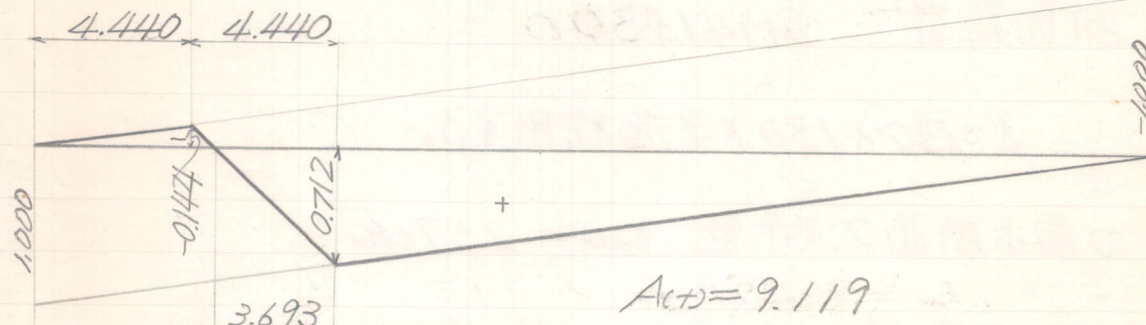
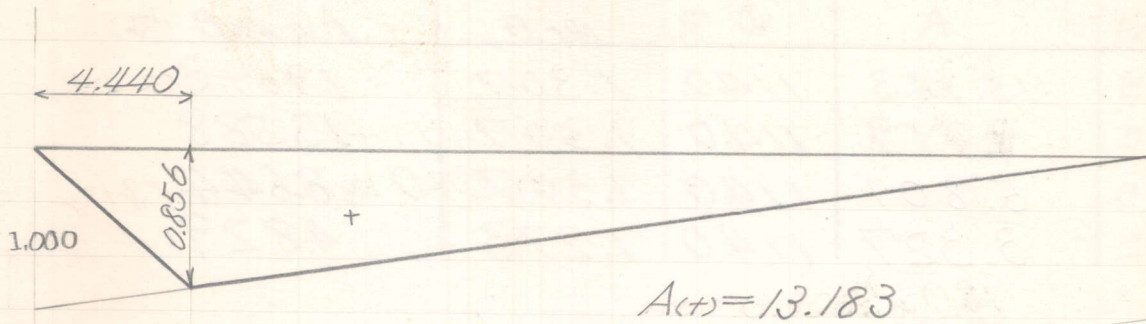
$$L_1 = \sqrt{5.280^2 + 4.160^2} = 6.722 \text{ m}$$

$$L_2 = \sqrt{5.280^2 + 4.440^2} = 6.899 \text{ m}$$

$$\sec \theta_1 = 6.722 / 5.280 = 1.273$$

$$\sec \theta_2 = 6.899 / 5.280 = 1.307$$





| 区画 | A      | $w \frac{kg}{m}$ | $sec \theta$ | $A_w sec \theta (kg)$ |
|----|--------|------------------|--------------|-----------------------|
| AB | 13.183 | 1140             | 1.307        | 19643                 |
| BC | 9.119  | 1140             | 1.307        | 13588                 |
| CD | 5.801  | 1140             | 1.307        | 8644                  |
| DE | 3.327  | 1140             | 1.273        | 4829                  |

3. 断面算定. SM41使用.

$\angle 130 \times 130 \times 9$  を使用する.

(1) 最小断面2次半径  $r_{min} = 2.57cm$

(2) 全断面積  $A_g = 22.74cm^2$

(3) 有効座屈長 (一番長い部材(2)について)

$$l = \frac{L}{2} = \frac{689.9}{2} = 345cm$$

(4) 細長比の照査.

$$\frac{l}{r} = \frac{345}{2.57} = 134.2 < 240$$

(引張材 < 二次部材 > の場合)

(5) 応力照査.

(1) 引張山形金剛の有効断面積

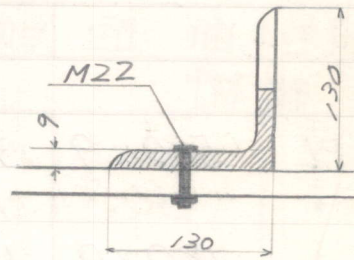
$$\begin{aligned} A_n &= 22.74 - \left\{ (2.2 + 0.3) \times 0.9 + (13 - 0.9) \times 0.9 \times \frac{1}{2} \right\} \\ &= 15.04cm^2 \end{aligned}$$



$$\frac{P}{A_g} \leq \sigma_{ca} \left( 0.5 + \frac{l/r_k}{1000} \right) \sim 1.7 \times 11^{75}$$

(ロ) ボルト1本当りの許容力

風荷重のみの作用であるから  
20% 割り増せる。



HTB F10T, M22 を使うと,

$$P_a = 3.801 \times 1,250 \times 1.20 = 5701 \text{ kg}$$

(ハ) ボルト数の決定  $n \geq \frac{A_w \sec \theta}{P_a}$

AB区画  $n \geq \frac{19643}{5701} = 3.5 \text{ (本)}$  4本使用

BC区画  $n \geq \frac{13588}{5701} = 2.4 \text{ (本)}$  3本使用

CD区画  $n \geq \frac{8644}{5701} = 1.6 \text{ (本)}$  3本使用

DE区画  $n \geq \frac{4829}{5701} = 0.9 \text{ (本)}$  3本使用

(ニ) 応力度  $\sigma_{ta} = 1400 \times 1.2 = 1680 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} \sigma_{t \max} = \sigma_{t_i} &= \frac{(A_w \sec \theta)_i}{A_n} = \frac{19643}{15.04} \\ &= 1310 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta} = 1680 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

(ホ) カセットプレート厚 10mm 使用

## [7] 鋼重の計算

| 符号   | 断面     | 単位重量 <sup>kg/m</sup> | 長さ(mm) | 数量  | 重量(kg) | 摘要    | 材質   |
|------|--------|----------------------|--------|-----|--------|-------|------|
| 縦桁   |        |                      |        |     |        |       |      |
| PL   | 560x9  | 39.57                | 13920  | 4   | 2204   | ウエジ   | SM41 |
| "    | "      | "                    | 3560   | 2   | 282    | "     | "    |
| "    | 180x9  | 12.72                | 13920  | 8   | 1417   | ワジ    | "    |
| "    | "      | "                    | 3560   | 4   | 182    | "     | "    |
| "    | 320x9  | 22.61                | 540    | 8   | 98     | 添接板   | "    |
| "    | 113x9  | 7.98                 | 809    | 16  | 103    | 縦桁止   | "    |
| "    | 200x9  | 14.13                | 915    | 16  | 207    | "     | "    |
| HTB  | M20    | 0.398                | 65     | 56  | 22     |       | F8T  |
| φ    | φ13    | 0.995                | 480    | 66  | 32     | スリット  | SR24 |
| 小計   |        |                      |        |     | 4547   | kg    |      |
| 中間床桁 |        |                      |        |     |        |       |      |
| PL   | 800x9  | 56.52                | 4120   | 6   | 1397   | ウエジ   | SM41 |
| "    | 425x9  | 30.03                | 2000   | 12  | 721    | "     | "    |
| "    | 200x11 | 17.27                | 4120   | 6   | 427    | ワジ    | "    |
| "    | "      | "                    | 728    | 12  | 151    | "     | "    |
| "    | 200x9  | 14.13                | 4120   | 6   | 349    | "     | "    |
| "    | "      | "                    | 726    | 12  | 123    | "     | "    |
| "    | 80x9   | 5.65                 | 800    | 18  | 181    | 補剛材   | "    |
| "    | 320x9  | 22.61                | 700    | 24  | 380    | 添接板   | "    |
| "    | 200x9  | 14.13                | 480    | 12  | 81     | "     | "    |
| "    | 85x9   | 6.01                 | "      | 24  | 69     | "     | "    |
| "    | 200x9  | 14.13                | "      | 12  | 81     | "     | "    |
| "    | 85x9   | 6.01                 | "      | 24  | 69     | "     | "    |
| "    | 200x22 | 34.54                | 220    | 12  | 92     | Nスリット | "    |
| HTB  | M20    | 0.398                | 65     | 456 | 181    |       | F8T  |



| 符号   | 断面       | 单位重量kg/m | 長さmm | 数量  | 重量(kg) | 摘要  | 材質   |
|------|----------|----------|------|-----|--------|-----|------|
|      | M20      | 0.435    | 65   | 284 | 115    |     | F8T  |
| HTB  | M20      | 0.435    | 80   | 48  | 21     |     | F8T  |
| "    | "        | 0.373    | 55   | 96  | 36     |     | "    |
| 1-PL | 100 x 14 | 10.99    | 800  | 24  | 211    | 補剛材 | SM41 |

小計 4470kg

端床材

|      |          |       |      |     |     |     |      |
|------|----------|-------|------|-----|-----|-----|------|
| PL   | 750 x 9  | 52.99 | 4120 | 2   | 437 | ウェジ | SM41 |
| "    | 435 x 9  | 30.73 | 2000 | 4   | 246 | "   | "    |
| "    | 200 x 11 | 17.27 | 4120 | 2   | 143 | ワッパ | "    |
| "    | "        | "     | 734  | 4   | 51  | "   | "    |
| "    | 200 x 9  | 14.13 | 4120 | 2   | 116 | "   | "    |
| "    | "        | "     | 773  | 4   | 44  | "   | "    |
| "    | 75 x 9   | 5.30  | 750  | 16  | 24  | 補剛材 | "    |
| "    | 320 x 9  | 22.61 | 650  | 8   | 118 | 系接板 | "    |
| "    | 200 x 9  | 14.13 | 480  | 4   | 27  | "   | "    |
| "    | 85 x 9   | 6.01  | "    | 8   | 23  | "   | "    |
| "    | 200 x 9  | 14.13 | "    | 4   | 27  | "   | "    |
| "    | 85 x 9   | 6.01  | "    | 8   | 23  | "   | "    |
| "    | 200 x 22 | 34.54 | 220  | 4   | 31  | レスト | "    |
| HTB  | M20      | 0.398 | 65   | 152 | 60  |     | F8T  |
| "    | "        | 0.435 | 80   | 16  | 7   |     | F8T  |
| "    | "        | 0.373 | 55   | 32  | 12  |     | "    |
| 1-PL | 100 x 14 | 10.99 | 750  | 8   | 66  | 補剛材 | SM41 |

小計 1455kg

| 符号   | 断面      | 単位重量kg/m       | 長さmm  | 数量  | 重量kg | 摘要             | 材質   |
|------|---------|----------------|-------|-----|------|----------------|------|
| 主桁   |         |                |       |     |      |                |      |
| ✓ PL | 2000x10 | 157.00         | 14520 | 2   | 4560 | ウエブ            | SM53 |
| ✓ "  | "       | "              | 8440  | 4   | 5300 | "              | "    |
| ✓ "  | 290x10  | 22.77          | 3600  | 8   | 656  | フラット           | "    |
| ✓ "  | 360x20  | 56.52          | 4000  | "   | 1809 | "              | "    |
| ✓ "  | 450x25  | 88.31          | 14520 | 2   | 2565 | "              | "    |
| ✓ "  | "       | "              | 840   | 4   | 297  | "              | "    |
| ✓ "  | "       | "              | 12520 | 2   | 2211 | "              | "    |
| ✓ "  | 470x28  | 103.31         | 840   | 4   | 347  | "              | "    |
| ✓ "  | "       | "              | 1000  | "   | 413  | "              | "    |
| "    | 120x11  | 10.36          | 2000  | 26  | 704  | 補剛材            | SM41 |
| "    | 150x15  | 17.66          | 2000  | 12  | 424  | "              | "    |
| "    | 120x11  | 10.36          | 1450  | 32  | 481  | "              | "    |
| "    | "       | "              | 2050  | 4   | 185  | "              | "    |
| "    | "       | "              | 550   | 8   | 46   | "              | "    |
| "    | "       | "              | 600   | 2   | 50   | "              | "    |
| "    | 450x15  | 52.99          | 640   | 4   | 136  | 添接板            | SM53 |
| "    | 205x15  | 24.14          | "     | 8   | 124  | "              | "    |
| "    | 470x16  | 59.03          | 720   | 4   | 170  | "              | "    |
| "    | 215x16  | 27.00          | "     | 8   | 156  | "              | "    |
| "    | 160x16  | 20.10          | 640   | 16  | 206  | モーメント<br>プレート  | "    |
| "    | 320x9   | 22.61          | 1600  | 8   | 289  | シャ<br>プレート     | "    |
| "    | 316x22  | 54.57          | 320   | 2   | 35   | ソール<br>プレート    | "    |
| "    | "       | "              | 396   | 2   | 43   | "              | "    |
| ✓ φ  | φ13     | 0.995          | 480   | 62  | 30   | スクリュー<br>ワッシャー | SR24 |
| HTB  | M22     | (セット)<br>0.645 | 100   | 176 | 114  | 上ナット           | F10T |
| "    | "       | (セット)<br>0.659 | 105   | 192 | 127  | 下ナット           | F10T |



| 符号  | 断面     | 単位重量%<br>(セキト) | 長さ mm | 数量  | 重量 kg    | 摘要 | 材質   |
|-----|--------|----------------|-------|-----|----------|----|------|
| HTB | M22    | 0.600          | 85    | 128 | 77       |    | F10T |
|     |        | 0.555          | 70    | 240 | 133      |    | "    |
| PL  | 140x15 | 16.49          | 2000  | 8   | 264      |    | SM41 |
| 小計  |        |                |       |     | 21802 kg |    |      |

| 構 構 |           |        |      |     |         |            |      |
|-----|-----------|--------|------|-----|---------|------------|------|
| L   | 130x130x9 | 17.900 | 6699 | 6   | 719     | 斜材         | SM41 |
| "   | "         | "      | 3260 | 12  | 700     | "          | "    |
| "   | "         | "      | 6502 | 1   | 118     | "          | "    |
| "   | "         | "      | 3181 | 2   | 113     | "          | "    |
| PL  | 310x10    | 24.34  | 380  | 8   | 74      | ナット<br>ボルト | "    |
| "   | 260x10    | 20.41  | 300  | 16  | 198     | "          | "    |
| "   | 250x10    | 19.3   | 310  | 4   | 25      | "          | "    |
| "   | 200x10    | "      | 840  | 7   | 120     | "          | "    |
| HTB | M22       | 0.525  | 60   | 159 | 83      |            | F10T |
| 小計  |           |        |      |     | 2048 kg |            |      |

総鋼重 34322 kg

$34322 / (6.0 \times 31.4) = 182.2 \text{ kg/m}^2$

仮定鋼重 180 kg/m<sup>2</sup>

誤差 =  $\frac{|180.0 - 182.2|}{180.0} \times 100 = 1.2 < 5\%$

換算鋼重 SM53B 重量 19318

$\therefore$  換算鋼重  $W_{41} = 34322 + (\frac{2100}{1400} - 1) \times 19318 = 43981 \text{ kg} \Rightarrow 233.4 \text{ kg/m}^2$

橋長233.4  
橋幅  
10.0m

## [8] 支承

### 1. シュー 1 基にかかる荷重

(1) 死荷重  $w_d = 2530 \text{ kg/m}$   
 $2530 \times 31.4 / 2 = 39721 \text{ kg}$

### (2) 活荷重

線荷重  $P = 15060 \text{ kg}$

等分布荷重  $8 \times 31.4 / 2$   
 $= 1054 \times 31.4 / 2 = 16548 \text{ kg}$

$\therefore R = 39721 + 15060 + 16548 = 71329 \text{ kg}$

### 2. シューの決定

$R = 71329 \text{ kg} = 71.329 \text{ t}$

よって ST6A (支持力 74t) を使う。

### 3. その他

補剛材突出脚 120mm

重量 91kg

材質 FC15

Eの寸法 { フランジ厚 10mm  
ソールボルト 22mm  $\Rightarrow$  33mm  
余裕 1mm

座金 [ 重量 2.0kg 寸法 100x25x125 ]  
[ 材質 SS41 ]

アンカーボルト [ 重量 5.2kg 寸法 38mm径, 長さ 600mm ]  
[ 材質 SS41 ]



#### 4. ソールプレート寸法.

可動支承移動量.

$$\begin{aligned}\Delta &= 31.4 \times 12 \times 10^{-6} \times (40 + 10) \\ &= 0.01884 \text{ m} \\ &= 18.840 \text{ mm}\end{aligned}$$

[9] 伸縮装置 (道示 1.8.7より)

金剛フィンガー・ジョイント使用。

1. 温度変化の範囲  $-10^{\circ}\text{C} \sim +50^{\circ}\text{C}$   
(架設時の温度を基準とする。)

2. 鋼の線膨張係数  $12 \times 10^{-6} (\text{deg}^{-1})$

3. 橋長  $31.400\text{m}$

4. 伸縮量  $\delta = 31400 \times 12 \times 10^{-6} \times (35 + 35)$   
 $= 26.376\text{mm}$

温度上昇による伸量

$$\delta_1 = 31400 \times 12 \times 10^{-6} \times 35$$
$$= 13.188\text{mm}$$

温度下降による縮量

$$\delta_2 = -\delta_1 = -13.188\text{mm}$$

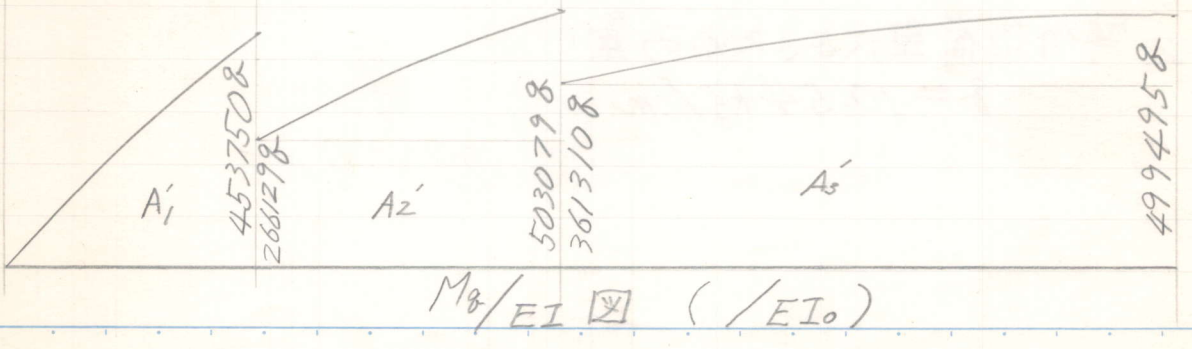
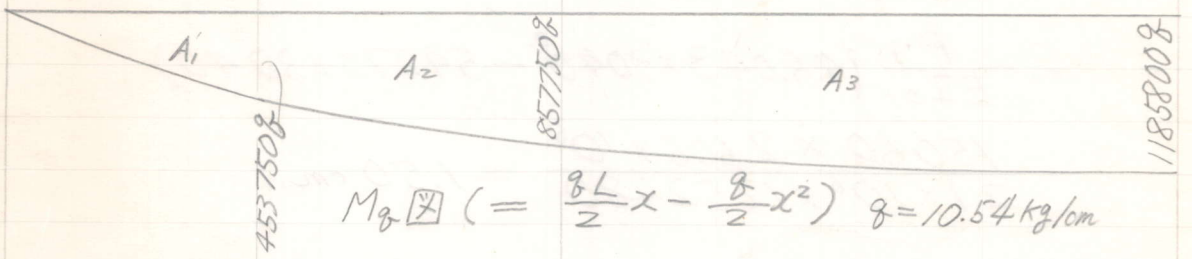
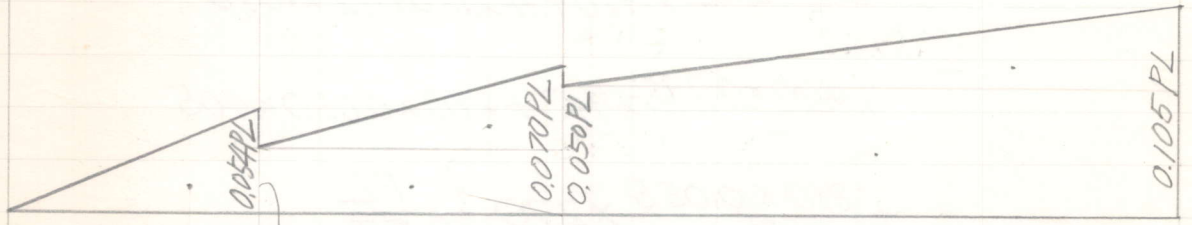
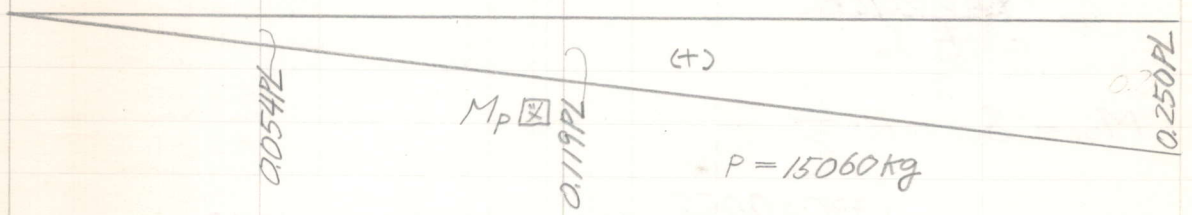
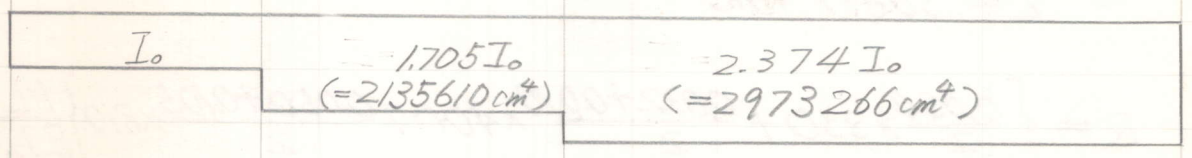
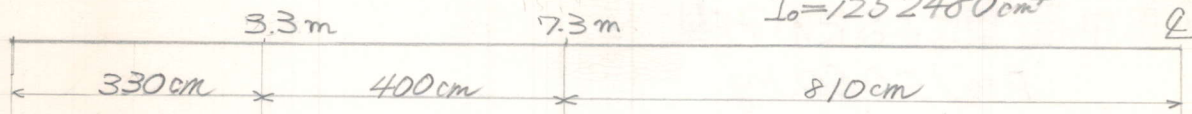
5. 金剛フィンガーの遊間

以上より、遊間を  $30\text{mm}$  とする。



[10] たわみ (活荷重による) の計算  $L=3080\text{cm}$

$I_0 = 1252480\text{cm}^4$



1. 集中荷重によるたわみ量

$$P = 15060 \text{ kg}$$

$$L = 3080 \text{ cm}$$

$$R = \left\{ \frac{0.054}{2} \times 330 + \frac{0.032 + 0.070}{2} \times 400 + \frac{0.050 + 0.105}{2} \times 810 \right\} \frac{PL}{EI_0}$$
$$= \frac{92.085 PL}{EI_0}$$

$$M_{c1} = \delta_{c1} = R \cdot \frac{L}{2}$$

$$- \left\{ \frac{330 \times 0.054}{2} \times 1320 + 400 \times 0.032 \times 1010 \right. \\ \left. + \frac{400 \times 0.038}{2} \times 943 + 810 \times 0.050 \times 405 \right. \\ \left. + \frac{810 \times 0.055}{2} \times 270 \right\} \times \frac{PL}{EI_0}$$

$$= \frac{92.085 PL^2}{2 EI_0} - \frac{54273 PL}{EI_0}$$

$$= \frac{P}{EI_0} (46.043 \times 3040^2 - 54273 \times 3040)$$

$$= \frac{15060 \times 2.606 \times 10^8}{2.1 \times 10^6 \times 1252480} = 1.50 \text{ cm}$$

2. 等分布荷重によるたわみ量

$$q = 10.54 \text{ kg/cm}$$



$$M_g = \frac{8L}{2}x - \frac{8}{2}x^2$$

$$\therefore \int M_g dx = \frac{8L}{4}x^2 - \frac{8}{6}x^3 + C \quad (C: \text{積分定数})$$

$$= 8.01 \times 10^3 x^2 - 1.76 x^3 + C$$

今  $\int M_g dx = F(x)$  とおくと、弾性荷重の和  $\sum_{i=1}^3 A_i' = R$   
次のように求められる。

$$A_1 = [F(x)]_0^{330} = 809039880 \doteq 8.09 \times 10^8$$

$$A_2 = [F(x)]_{330}^{730} = 2774819200 \doteq 27.75 \times 10^8$$

$$A_3 = [F(x)]_{730}^{1540} = 8984671920 \doteq 89.85 \times 10^8$$

$$\begin{aligned} \therefore R &= A_1' + A_2' + A_3' = \left( 8.09 + \frac{27.75}{1.705} + \frac{89.85}{2.374} \right) \times 10^8 \times \frac{1}{EI_0} \\ &= \frac{6.221 \times 10^9}{EI_0} \end{aligned}$$

各重心位置は近似的に直線分布荷重として求める。

$$\begin{aligned} M_{cz} = \delta_{cz} &= \frac{RL}{2} - \left\{ \frac{453750 \times 330}{2} \times 1320 \right. \\ &\quad + 266129 \times 400 \times 1010 + \frac{236950 \times 400}{2} \times 943 \\ &\quad \left. + 361310 \times 810 \times 405 + \frac{138185 \times 810}{2} \times 270 \right\} \frac{8}{EI_0} \\ &= \frac{1}{EI_0} \left\{ 9.456 \times 10^{12} - 4.054 \times 10^{12} \right\} = \frac{5.402 \times 10^{12}}{2.1 \times 10^6 \times 1252480} \\ &= 2.06 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\therefore \delta &= \delta_{c1} + \delta_{c2} \\ &= 1.50 + 2.06 = 3.56 \text{ cm}\end{aligned}$$

許容たわみ量  $\delta_a$  は

$$\begin{aligned}\delta_a &= \frac{30.80^2}{20000} = 0.0474 \text{ m} \\ &= 4.74 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\therefore \delta_a > \delta$$

[11] 死荷重によるたわみに対応する上げ越し(反り)

等分布活荷重  $q = 10.54 \text{ kg/cm}$  によるたわみ  $\delta_{c2}$  は

$$\delta_{c2} = 2.06 \text{ cm}$$

である。

よって、等分布死荷重  $w_d = 25.30 \text{ kg/cm}$  によるたわみ  $\delta_d$  は

$$\delta_d = \delta_{c2} \cdot \frac{w_d}{q} = 2.06 \times \frac{25.30}{10.54} = 4.95 \text{ cm}$$

故に、主桁には  $50 \text{ mm}$  の反り(支間中央点)を設ける。