

第十二章 単構橋の計算實例

第一節 一般寸法

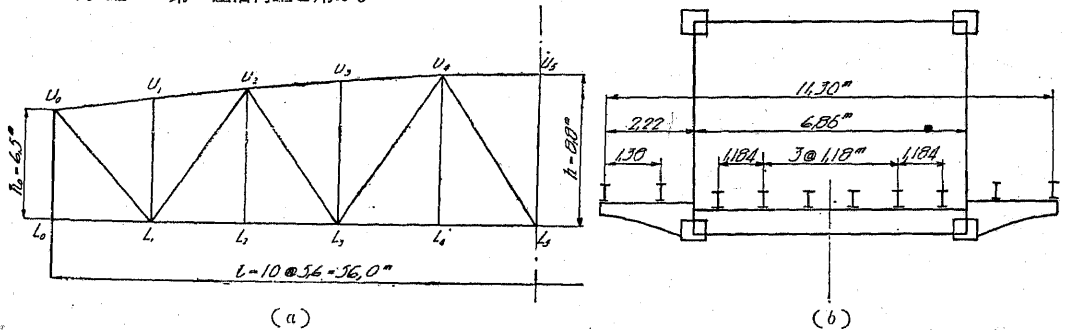
支 間 : 56.0 m。

有效幅員 : 車道 6.0 m, 歩道各 2.0 m。

主構型式 : 鉛直材を有する曲弦ワーレン型 (下路式)。

橋 面 : 鐵筋コンクリート床版上に、車道はアスファルト塊舗裝、歩道はモルタル舗裝を施工す。

活 荷 重 : 第二種活荷重を用ふ。



第 1 圖

h_0 は橋門に於ける有效高によつて決定せらる。 h は一般に $\frac{1}{6}l < h < \frac{1}{7}l$ なるに依り

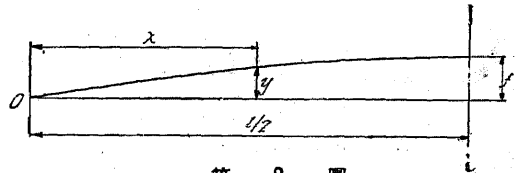
$$h = \frac{1}{6.4}l \doteq 8.8 \text{ m とする。}$$

上弦の形状は拋物線とし次式により算出する。

$$f = h - h_0 = 8.8 - 6.5 = 2.3 \text{ m}$$

$$l = 56.0 \text{ m}$$

$$y = \frac{4f}{l^2}(l-x)x$$



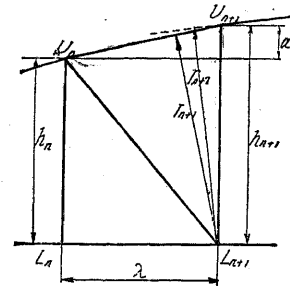
第 2 圖

上式により各格點に於ける構の高さを求むれば第 1 表の如くである。 構の高さ = $y + h_0$ 。

第 1 表

格 點	x	$l - x$	$(l - x)x$	y	$y + h_0$
0	0	56.0	0	0	6.500
1	5.6	50.4	282.24	0.828	7.328
2	11.2	44.8	501.76	1.472	7.972
3	16.8	39.2	658.56	1.932	8.432
4	22.4	33.6	752.64	2.208	8.708
5	28.0	28.0	784.00	2.300	8.800

次に各部材の長さを求めるに



第 3 圖

$h_{n+1} - h_n = a$
 λ は格間長。
 r_n, r_{n+1} は下弦の格点 L_n, L_{n+1} より相対する上弦に至る垂線の長さ。
 上弦材の長さ = $\sqrt{a^2 + \lambda^2}$
 斜材の長さ = $\sqrt{\lambda^2 + h_n^2}$
 鉛直材の長さ = 第 1 表の $(y + h_0)$

第 2 表

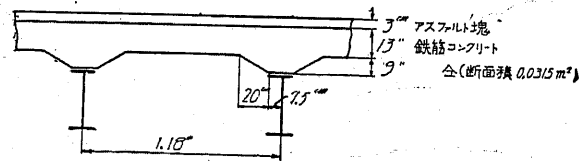
下弦材	部材長 (m)	上弦材	部材長 (m)	鉛直材	部材長 (m)	斜材	部材長 (m)	垂線	垂線長 (m)
L_0L_1	5.600	U_0U_1	5.661	U_0L_0	6.500	U_0L_1	8.580	r_1	7.249
L_1L_2	5.600	U_1U_2	5.637	U_1L_1	7.328	U_2L_1	9.742	r_2	7.280
L_2L_3	5.600	U_2U_3	5.619	U_2L_2	7.972	U_3L_3	9.742	r_3	8.403
L_3L_4	5.600	U_3U_4	5.607	U_3L_3	8.432	U_4L_3	10.353	r_4	8.422
L_4L_5	5.600	U_4U_5	5.601	U_4L_4	8.708	U_4L_5	10.353	r_5	8.798
				U_5L_5	8.800				

第二節 床 版

車道中央部に於ける最大應力を生ずべき部分につきて計算し他は之に準ずるものとし、且支間 1.18 m の単桁なりと假定する。

1. 荷 重

(1) 死荷重。

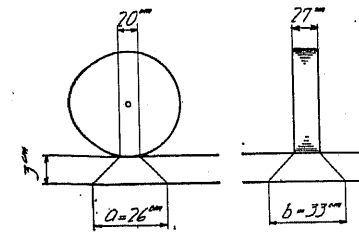


第 4 圖

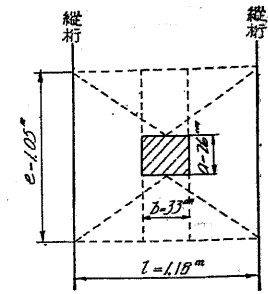
$$w_d = 2400 \times \left(0.13 + \frac{0.0315}{1.18} \right) + 2300 \times 0.03 \doteq 450 \text{ kg/m}$$

(2) 活荷重。

自動車後輪 3000 kg, 衝撃係数 $i = 0.3$ とす。



第 5 圖



第 6 圖

床版有効幅

$$e = \frac{2}{3}l + a = \frac{2}{3} \times 1.18 + 0.26 = 1.05 \text{ m}$$

故に自動車後輪に因る活荷重は

$$w(1+i) = \frac{3000}{1.05} \times (1+0.3) = 3740 \text{ kg}$$

群衆荷重

$$500 \text{ kg/m}^2$$

2. 彎曲率

死荷重に因る彎曲率

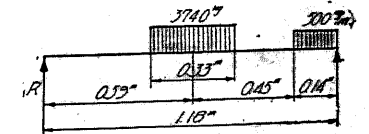
$$M_d = \frac{1}{8}w_d l^2 = \frac{1}{8} \times 450 \times 1.18^2 = 79 \text{ kg m}$$

活荷重に因る彎曲率

$$R = \frac{1}{1.18} (500 \times 0.14 \times 0.07 + 3740 \times 0.59) = 1874 \text{ kg}$$

$$M_l = 1874 \times 0.59 - \frac{3740}{2} \times \frac{0.33}{4} = 951.4 \text{ kg m}$$

$$\therefore M_d + M_l = 79 + 951.4 \doteq 1031 \text{ kg m}$$



第 7 圖

3. 剪 力

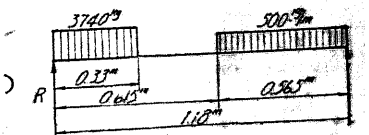
死荷重に因る剪力

$$Q_d = \frac{1}{2}w_d l = \frac{1}{2} \times 450 \times 1.18 = 265 \text{ kg}$$

活荷重に因る剪力

$$R = \frac{1}{1.18} (500 \times 0.565 \times 0.2825 + 3740 \times 1.015) = 3893 \text{ kg} = Q_l$$

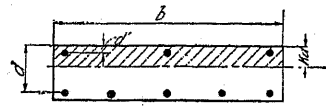
$$\therefore Q_d + Q_l = 265 + 3893 = 4158 \text{ kg}$$



第 8 圖

4. 使用断面 抗張鐵筋は徑 12mm 丸鋼を 12cm 間隔とすれば $F_s = 9.42 \text{ cm}^2/\text{m}$

抗壓鐵筋は徑 12mm 丸鋼を 24cm 間隔とすれば $F_s' = 4.71 \text{ cm}^2/\text{m}$



第 9 圖

$b = 100 \text{ cm}, \quad d' = 2 \text{ cm}, \quad d = 11 \text{ cm}, \quad n = 15,$
 とすれば土木學會鐵筋コンクリート標準示方書(參考篇)によ

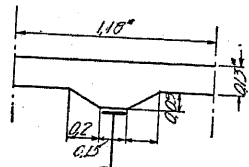
$\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_c = 33.2 \text{ "}$

歩道床版に関しては活荷重に 400 kg/m^2 の群衆荷重を採用するのみにして、上記車道部分と計算同様なるを以て記載を省略する。

第三節 縦 桁

1. 車道縦桁

(1) 荷 重。

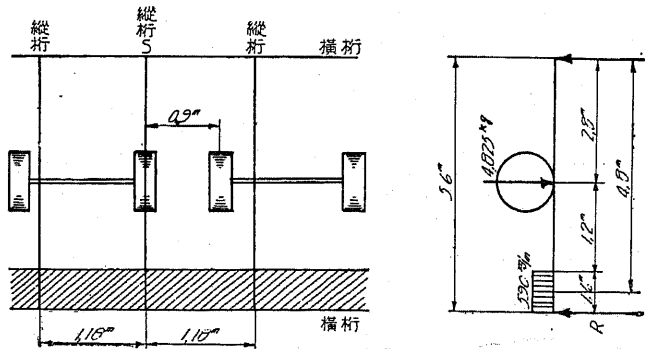


第 10 圖

死荷重を算定すれば

床版鐵筋コンクリート	$2400 \times 0.13 \times 1.18 = 368.0 \text{ kg/m}$
"	$2400 \times 0.0315 = 75.6 \text{ "}$
鋪 裝	$2300 \times 0.03 \times 1.18 = 81.4 \text{ "}$
縦桁自重	87.2 "
合 計	612.2 kg/m

活荷重は最大應力を生ずべき自動車 2 臺を並列し、前後に群衆荷重を満載するものとし第 11 圖の如き載荷状態とする(但し自動車輪荷重は集中荷重とする)。



第 11 圖

第 11 圖に於て縦桁 S に最大應力を生ずる様に桁中央に自動車後輪荷重を置く。

縦桁 S に及ぼす自動車後輪荷重の影響は(衝撃を含む)

$$3000 \times (1+0.3) + \frac{3000 \times (1+0.3) \times 0.28}{1.18} = 4825 \text{ kg}$$

群衆荷重によるものは

$$500 \times 1.18 = 590 \text{ kg/m}$$

(2) 彎曲率。

第 11 圖に於て左端の反力 R は

$$R = \frac{1}{5.6} (590 \times 1.6 \times 4.8 + 4825 \times 2.8) = 3221 \text{ kg}$$

死荷重による彎曲率 M_d は

$$M_d = \frac{1}{8} \times 612.2 \times 5.6^2 = 2400 \text{ kgm}$$

活荷重による彎曲率 M_l は

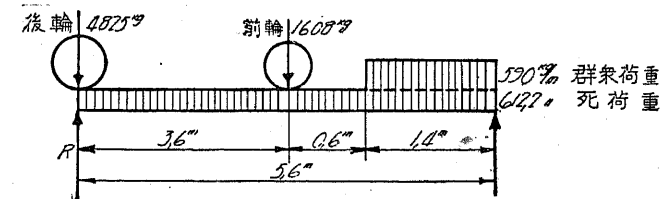
$$M_l = 3221 \times 2.8 - 590 \times 1.6 \times 2 = 7131 \text{ kgm}$$

$$\therefore M_d + M_l = 9531 \text{ kgm}$$

(3) 剪力。最大剪力を求むるため第 12 圖の如く活荷重を載せるものとする。

前輪の縦桁に及ぼす影響は(衝撃を含む)

$$1000 \times (1+0.3) + \frac{1000 \times (1+0.3) \times 0.28}{1.18} = 1608 \text{ kg}$$



第 12 圖

$$\therefore R = 612.2 \times \frac{5.6}{2} + 4825 + \frac{1}{5.6} (1608 \times 2 + 590 \times 1.4 \times 0.7) = 7217 \text{ kg} = Q$$

(4) 使用断面。

I 型鋼 $350 \times 150 @ 87.2 \text{ kg/m}$

斷面積 111.1 cm^2

慣性率 $J = 22455 \text{ cm}^4$

故に抗曲率 M_R は

$$M_R = \frac{\sigma_c J}{y} = \frac{1100 \times 22455}{\frac{350}{2}} = 14220 \text{ kgm} > 9531 \text{ kgm}$$

許容剪應力は $\tau_a = 900 \text{ kg/cm}^2$ であるから

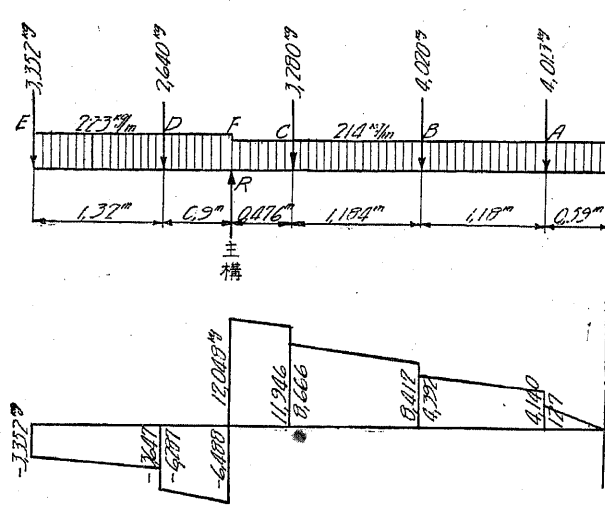
抗剪力は

$$111.1 \times 900 = 99990 \text{ kg} > 7217 \text{ kg}$$

2. 歩道縦桁 歩道縦桁については活荷重は、 400 kg/m^2 の群衆荷重のみによるものなるを以て、車道縦桁の計算より簡単となる故記載を省略する。

第四節 横 桁

1. 死荷重應力 舗装、高欄、鉄筋コンクリート床版等の重量は縦桁を経て横桁に集中荷重として作用するものとして計算すれば、載荷状態は第13圖の如くなる。



第 13 圖

第13圖に於て A, B, C, D, E, F 各點に於ける彎曲率を求めれば次の如くである。

$$\begin{aligned} M_E &= 0 & M_C &= -4915 \text{ kg m} \\ M_D &= -4715 \text{ kg m} & M_B &= 6134 \text{ " } \\ M_F &= -10390 \text{ " } & M_A &= 10478 \text{ " } \end{aligned}$$

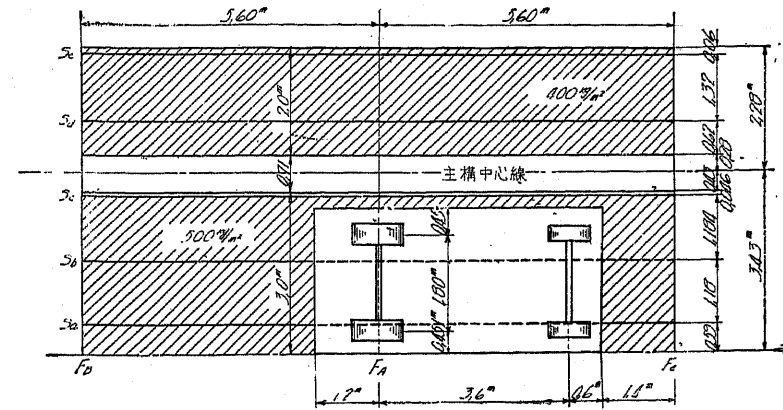
上記各點に就き剪力を求めれば

$$\begin{aligned} Q_E &= -3352 \text{ kg} \\ Q_D &= -3647 \text{ " } \text{ 或は } -6287 \text{ kg} \\ Q_F &= -6488 \text{ " } \text{ " } = 12048 \text{ " } \\ Q_C &= 11946 \text{ " } \text{ " } = 8666 \text{ " } \\ Q_B &= 8412 \text{ " } \text{ " } = 4392 \text{ " } \\ Q_A &= 4140 \text{ " } \text{ " } = 127 \text{ " } \end{aligned}$$

2. 活荷重應力

(1) 彎曲率。横桁に最大の彎曲率を生ずる様に第14圖の如くに活荷重を載荷する。

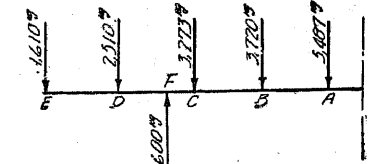
縦桁 S_a, S_b, S_c, S_d 及 S_e 等により横桁 F_A に及ぼす反力を計算すれば第15圖の如くなる。



第 14 圖

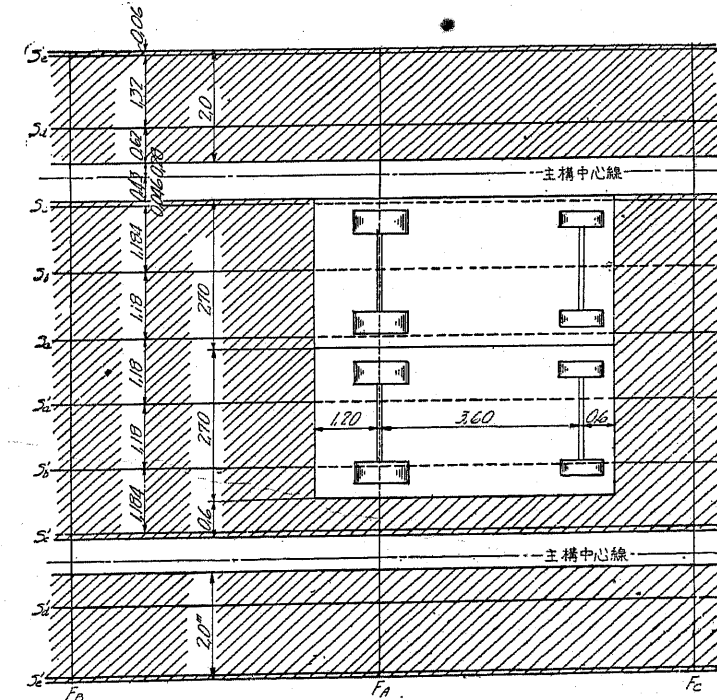
第15圖により A.....F, F 各點に於ける彎曲率を計算する(但し横桁の活荷重最大彎曲率を求むるには A, B, C 點に於ける彎曲率は歩道部に載荷せざる場合が大である)。

$$\begin{aligned} M_E &= 0 & M_C &= 5950 \text{ kg m} \\ M_D &= -2130 \text{ kg m} & M_B &= 16820 \text{ " } \\ M_F &= -5840 \text{ " } & M_A &= 23400 \text{ " } \end{aligned}$$



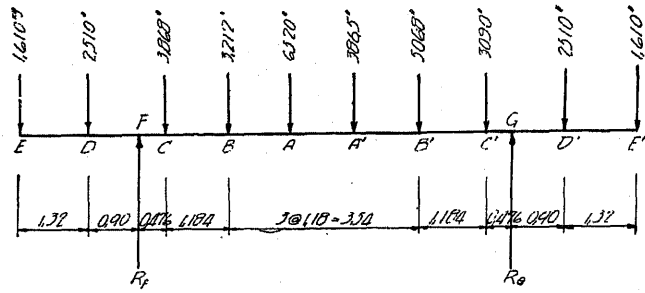
第 15 圖

(2) 剪 力。最大剪力を求むるには活荷重を第16圖の如くに載荷する。



第 16 圖

この載荷により各縦桁を経て横桁 F_A に及ぼす反力を求めれば第17圖の如くなる。



第 17 圖

$R_F = 17\,200\text{ kg}$

$R_G = 16\,663\text{ kg}$

以上により各點に於ける剪力を求むる。

$Q_E = -1\,610\text{ kg}$

$Q_{A'} = -4\,385\text{ kg}$

$Q_D = -4\,120\text{ kg}$

$Q_{B'} = -9\,453\text{ kg}$

$Q_C = 13\,080\text{ kg}$

$Q_{C'} = -12\,543\text{ kg}$

$Q_G = 9\,210\text{ kg}$

$Q_D' = 4\,120\text{ kg}$

$Q_B = 6\,000\text{ kg}$

$Q_{D'} = 1\,610\text{ kg}$

$Q_A = -520\text{ kg}$

3. 斷面の決定 以上計算した所により死荷重及活荷重に因つて生ずる横桁各點の最大應力は第 3 表の如くである。

第 3 表

點	彎 曲 率 (kgm)			剪 力 (kg)		
	死 荷 重	活 荷 重	計	死 荷 重	活 荷 重	計
A	10 478	23 400	33 878	127	- 520	393
B	6 134	16 820	22 954	4 392	6 000	10 392
C	- 4 915	5 950	1 035	8 666	9 210	17 876
D	- 4 715	- 2 130	- 6 845	- 6 287	- 4 170	- 10 407
E	0	0	0	- 3 647	- 1 610	- 5 257
F	- 10 390	- 5 840	- 16 230	- 3 352	- 1 610	- 4 962
				12 048	13 080	25 128
				- 6 438	- 4 120	- 10 603

横桁の高さは山形背面間距離を 75 cm とし腹板の高さは 74 cm とする。腹板の厚さ t は最大剪力 $Q = 35\,736\text{ kg}$, $\tau_a = 900\text{ kg/cm}^2$ とすれば

$t = \frac{Q}{h \tau_a} = \frac{35\,736}{74 \times 900} = 0.54\text{ cm}$

となる故 10 mm を使用する。

使用斷面

車道部。1-腹板 740×10, 4-山形鋼 100×100×13 を使用し鉄徑は 22 mm とする。

1-腹板 740×10 = 74.00 cm²

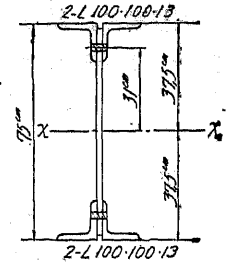
4-山形鋼 100×100×13 = 97.24 "

總斷面積 = 171.24 cm²

鉄孔 2×2.5×3.6 = 18.00 cm²

腹板斷面積の 15% = 11.10 "

純斷面積 = 142.14 cm²



第 18 圖

純斷面について中立軸 $x-x$ の慣性率を求むれば

$J = 138\,500\text{ cm}^4$

$\therefore \sigma_t = \frac{M}{J} y = \frac{3\,388\,000}{138\,500} \times 37.5 = 918\text{ kg/cm}^2 < 1\,200\text{ kg/cm}^2$

$\sigma_c = 918\text{ kg/cm}^2 < 1\,100\text{ kg/cm}^2$

許容抗壓強度 σ_{ca} は

$\sigma_{ca} = 1\,200 \left(1 - 0.012 \times \frac{l}{b}\right) \cong 1\,100\text{ kg/cm}^2$

$b = 21\text{ cm}$

$l = 118\text{ cm}$

$\sigma_{ca} = 1\,200 \left(1 - 0.012 \times \frac{118}{21}\right) = 1\,100\text{ kg/cm}^2$

突縁山形鋼と腹板を連結する鉄の間隔は次式によつて定める。

$p \cong \frac{r}{\sqrt{\left(Q \frac{S}{J}\right)^2 + w^2}}$

上式中

$p =$ 所要最大鉄距 (cm)

$r =$ 鉄値 (kg)

$Q =$ 其の點に於ける剪力 (kg)

$S =$ 中立軸の周りの突縁斷面の静力率 (cm³)

$J =$ " 純斷面の慣性率 (cm⁴)

$w =$ 突縁に直接負載せらるゝ荷重 (kg/cm)

$= \frac{\text{縦桁 } C \text{ より来る集中荷重 } 3\,280 + 3\,868 = 7\,148}{\text{縦桁突縁幅} + 2 \times \text{突縁山形背面より鉄中心までの距離 } 15 + 13} = \frac{7\,148}{15 + 13} = 255\text{ kg/cm}$

今剪力大にして且直接集中荷重の来る C 桁の下に於ける鉄距を求むれば

$p = \frac{3\,960}{\sqrt{\left(21\,158 \times \frac{1\,400}{138\,500}\right)^2 + 255^2}} = 11.95\text{ cm}$

剪力最大なる桁端に於ては

$p = \frac{3\,960}{35\,740 \times \frac{1\,400}{138\,500}} = 10.96\text{ cm}$

故に鉄距は 10 cm とする。

中間補剛材。縦桁取付部直下に補剛材を設ける事とすれば、その間隔は 1.18 m となり、次式によりて計算する最大限より小である。

$$\lambda = 0.35 t \left(950 - \frac{Q S}{t J} \right)$$

上式中

t = 腹鉄の厚さ = 1.0 cm

Q = 最大剪力 = 35 740 kg

S = 中立軸以上にある断面の中立軸の周りの静力率 = 1 400 cm³

J = 慣性率 = 138 500 cm⁴

λ = 補剛材の最大間隔 (cm)

故に
$$\lambda = 0.35 \times 1 \times \left(950 - \frac{35740 \times 1400}{1 \times 138500} \right) = 241.0 \text{ cm}$$

尚突縁山形鋼と腹鉄との緊結鉄線間距離を 62 cm とせば

$$620 \times 0.016 = 9.93 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$$

にして腹鉄厚さより小なるを以て、縦桁直下以外には中間補剛材を要しない。

中間補剛材の外方突出脚の長さは

$$\text{桁の高さ}(75 \text{ cm}) \times 0.03 + 5 = 7.25 \text{ cm}$$

となるも脚長 75 mm を使用する。

又鉄数は縦桁より来る集中荷重の最大なる A 縦桁について計算し

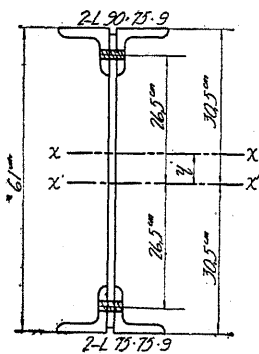
$$4013 + 6520 = 10533 \text{ kg}$$

となるを以て 10 mm 鉄の支壓による鉄値を用ひ

$$\text{所要鉄数} = \frac{10533}{3960} = 2.66 \text{ 本}$$

$$\text{使用鉄数} = 7 \text{ 本}$$

歩道部。断面 I (歩道縦桁 D の直下)



第 19 圖

2-山形鋼 90×75×9 = 28.08 cm²

2-山形鋼 75×75×9 = 25.38 "

1-腹鉄 600×10 = 60.00 "

總斷面積 = 113.46 cm²

鉄孔 14.00 "

腹鉄斷面積の 15% 9.00 "

純斷面積 = 90.46 cm²

軸 $x'-x'$ より重心軸 $x-x$ に至る距離 η を求むれば

$$\eta = \frac{28.5 \times 28.08 - 28.35 \times 25.38}{90.46} = 8.85 \text{ cm}$$

$$J_x = 58000 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_t = \frac{684500 \times 21.6}{58000} = 255 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{634500 \times 39.35}{58000} = 464 \text{ " } < 1100 \text{ "}$$

$$\sigma_{ca} = 1130 \text{ kg/cm}^2 > 1100 \text{ kg/cm}^2$$

断面 I (歩道突桁取付部)

2-山形鋼 90×75×9 = 28.08 cm²

2-山形鋼 75×75×9 = 25.38 "

1-腹鉄 960×10 = 96.00 "

總斷面積 = 149.46 cm²

鉄孔 14.00 "

腹鉄斷面積の 15% 14.40 "

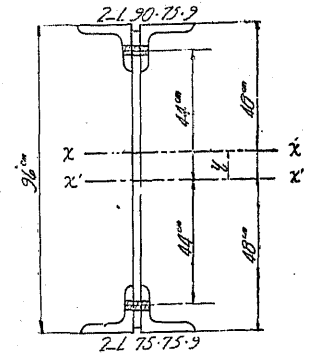
純斷面積 = 121.06 cm²

$$\eta = \frac{28.08 \times 46 - 25.38 \times 45.95}{121.06} = 1.036 \text{ cm}$$

$$J_x = 154720 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_t = \frac{1623000 \times 46.96}{154720} = 493 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{1623000 \times 49.04}{154720} = 515 \text{ " } < 1100 \text{ "}$$



第 20 圖

突縁山形鋼と腹鉄の連結鉄は、車道横桁計算の場合と同一であつて之に準じて $p = 10 \text{ cm}$ とする。

中間補剛材は縦桁取付部分に設け且つ E 縦桁と D 縦桁間に補剛材を設ける。歩道突桁に於ては、この外の部分に關しても應力は小であるが、すべて車道に準ずる事とする。

歩道突桁と車道横桁及び主構との取付部

歩道突桁上部突縁山形鋼によりて車道部に傳へらるべき張力は、縁維應力を 600 kg/cm² とすれば

$$600 \times (28.08 - 2 \times 0.9 \times 2.5) = 14100 \text{ kg}$$

$$\therefore \frac{14100}{1200} = 11.75 \text{ cm}^2$$

使用せる取付鉄の最小純斷面積は

$$22 \times 1 - 2.5 \times 1 \times 3 = 14.5 \text{ cm}^2 > 11.75 \text{ cm}^2$$

となり安全である。

突縁山形鋼と取付鉄との鉄数は (22 mm 現場鉄、10 mm 鉄の支壓強による)

$$\frac{14100}{3300} = 4.3 \text{ 本} \quad \text{使用鉄数 6 本}$$

主構と突桁との取付鉄数は

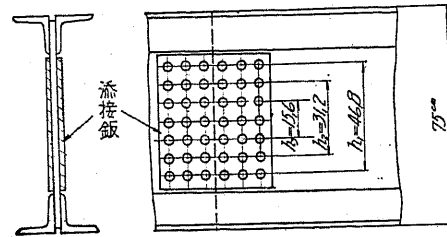
$$\frac{35740}{2851} = 12.6 \text{ 本} \quad \text{使用鉄数 18 本}$$

主構と車道横桁との取付鉄所要数は、12.6 本なるに對し使用鉄数は 16 本である。

車道横桁端に於ける腹板の添接

車道横桁は O 點に近接せる箇所にて第 21 圖の如く腹板を添接する。

添接板の厚さは



第 21 圖

$$t_0 = \frac{t}{2} \left(\frac{h}{h_0} \right)^3$$

にて求むる事が出来る。

上式中

t_0 = 添接板の厚さ (cm)

t = 腹板の厚さ = 1.0 cm

h_0 = 添接板の高さ = 54.5 cm

h = 腹板の高さ = 74.0 cm

$$t_0 = \frac{1.0}{2} \times \left(\frac{74.0}{54.5} \right)^3 = 1.3 \text{ cm}$$

故に 13 mm 厚の板を用ふ。

腹板の受くる彎曲率を M_s とすれば

$$M_s = M \frac{J_s}{J}$$

上式中 M = 添接箇所にて於ける彎曲率 = 103 500 kg/cm

J = 断面の慣性率 = 138 500 cm⁴

J_s = 腹板の慣性率 = 33 769 cm⁴

$$\therefore M_s = 103 500 \times \frac{33 769}{138 500} = 25 240 \text{ kg cm}$$

之に對し継手の板の抗曲率を求むれば

$$M_r = \frac{\rho_h}{h_1} n (h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + \dots)$$

上式中 M_r は板群の抗曲率、 n は板列數、 ρ_h は板群中の最大水平應力とする。

$h_1 = 46.8 \text{ cm}$

$h_2 = 31.2 \text{ cm}$

$h_3 = 15.6 \text{ cm}$

$M_r = M_s$ であるから

$$\begin{aligned} \rho_h &= \frac{M_s h_1}{n (h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + \dots)} \\ &= \frac{25 240 \times 46.8}{3 (46.8^2 + 31.2^2 + 15.6^2)} \\ &= 115.6 \text{ kg} \end{aligned}$$

板は彎曲率による水平應力の外剪力による垂直應力を受ける、剪力が腹板断面に一樣に分布するものとすれば、1本の板に働く垂直剪力 ρ_v は

$$\rho_v = \frac{Q}{3 \times 7} = \frac{25 026}{21} = 1 192 \text{ kg}$$

故に板に生ずる最大應力 ρ は

$$\begin{aligned} \rho &= \sqrt{\rho_h^2 + \rho_v^2} \\ &= 1 200 \text{ kg} < 3 300 \text{ kg (22 mm 現場板の厚 10 mm 板に對する支壓強)} \end{aligned}$$

第五節 主 構

主構の主要寸法は第一節に記載せる如くにして、本節にては死荷重應力、活荷重應力を求め断面の決定をなすものとする。(但しこゝに使用せる鋼材重量は第一次設計計算の結果によるものである)。

1. 死荷重應力

(1) 死荷重。鋼材總重量は(3 徑間) 593.89 t に達し、

この内伸縮装置及端支承等主構にかゝる事なきものを除き鋼

構桁 1 徑間分の重量を求むれば 191.685 t となり、從て 1 主

構にかゝる鋼重は 95.842 t となる。尚以上の外鋪裝、床版、

高欄等の重量を求めて第 4 表を得る(但し 1 主構分)。

第 4 表により格點荷重を求むれば、

$$\frac{230.532}{10} = 23.0532 \text{ t}$$

第 4 表

鋼材重量	95.842 t
床版及鋪裝	車道 75.670 "
	歩道 41.400 "
地覆、高欄、其他	17.620 "
合計	230.532 "

(2) 上弦材應力。第 22 圖の如く應力を求むる部材を含む格間に切斷面を考へ、その部材に相對する

下格點に力率の原點をとり、 $\sum M = 0$ を適用すべ

ばよい。

$$\sum M = M_0 + S_{u_n} \times r_n = 0$$

$$\therefore S_{u_n} = -\frac{M_0}{r_n}$$

$$M_0 = R n \lambda - P \{1 + 2 + \dots + (n-1)\} \lambda$$

上式中

S_{u_n} = 上弦材 $U_{n-1}U_n$ の應力

r_n = 力率の原點 L_n より上弦材 $U_{n-1}U_n$

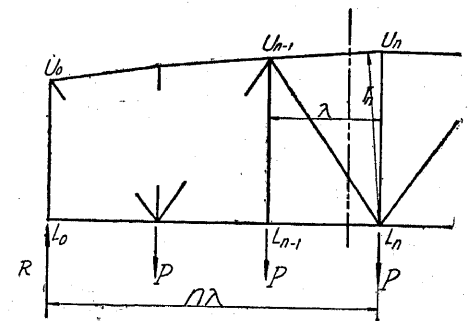
に下せる垂線の長さ

M_0 = 外力による原點の周りの力率

P = 格點荷重 = 23.0532 t

λ = 格間長 = 5.6 m

R = 死荷重反力 = 4.5 P = 103.74 t



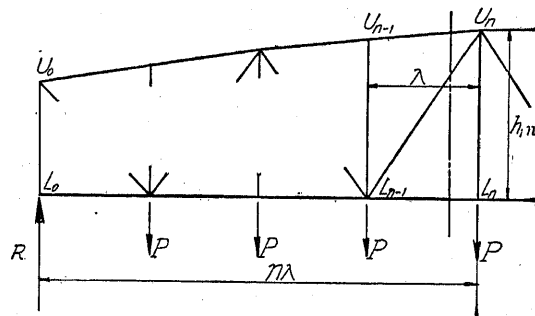
第 22 圖

第 5 表

上弦材	$n\lambda$	$Rn\lambda$	$\{1+2+\dots+(n-1)\}$	$P\lambda\{1+2+\dots+(n-1)\}$
$U_0 U_1$	5.6	580.944	0	0
$U_1 U_2$	5.6	580.944	0	0
$U_2 U_3$	16.8	1742.832	3	387.294
$U_3 U_4$	16.8	1742.832	3	387.294
$U_4 U_5$	28.0	2904.720	10	1290.980

上弦材	M_0 (tm)	r_n (m)	S_{u_n} (t)
$U_0 U_1$	580.944	7.249	- 80.141
$U_1 U_2$	580.944	7.280	- 79.800
$U_2 U_3$	1355.538	8.403	-161.316
$U_3 U_4$	1355.538	8.422	-160.952
$U_4 U_5$	1613.740	8.798	-183.421

(3) 下弦材應力。上弦と同様應力を求める部材を含む格間に切斷面を考へ、その部材に相對する上格點に力率の原點をとり、 $\sum M = 0$ を適用する。



第 23 圖

$$\sum M = M_0 - S_{i_n} \times h_n = 0$$

$$\therefore S_{i_n} = \frac{M_0}{h_n}$$

$$M_0 = Rn\lambda - P\{1+2+\dots+(n-1)\}\lambda$$

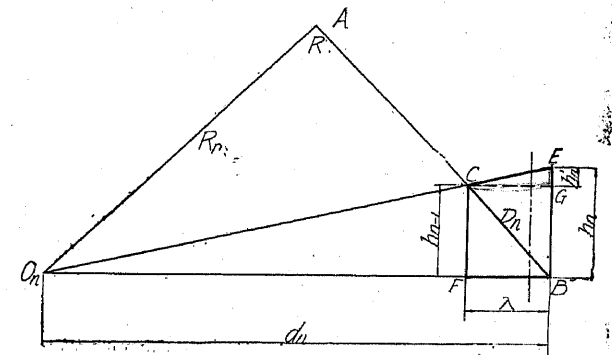
上式中 S_{i_n} = 下弦材 $L_{n-1}L_n$ の應力
 h_n = 力率の原點 U_n より求める下弦材 $L_{n-1}L_n$ に下せる垂線の長さ
 その他は上弦材應力の項に記せるものと同様なり。

第 6 表

下弦材	$n\lambda$	$Rn\lambda$	$\{1+2+\dots+(n-1)\}$	$P\lambda\{1+2+\dots+(n-1)\}$
$L_0 L_1$	0	0	0	0
$L_1 L_2$	11.200	1 161.888	1	129.098
$L_2 L_3$	11.200	1 161.888	1	129.098
$L_3 L_4$	22.400	2 323.776	6	774.588
$L_4 L_5$	22.400	2 323.776	6	774.588

下弦材	M_0 (tm)	h_n (m)	S_{i_n} (t)
$L_0 L_1$	0	6.500	0
$L_1 L_2$	1 032.790	7.972	129.552
$L_2 L_3$	1 032.790	7.972	129.552
$L_3 L_4$	1 549.188	8.708	177.904
$L_4 L_5$	1 549.188	8.708	177.904

(4) 斜材應力。斜材の應力を求めるには、先づ力率の原點を求むる必要がある。斜材 $U_0 L_1, U_2 L_3, U_4 L_5$ に対しては第 24 圖の如くにして、夫々原點を求むる事が出来る(圖中原點 O_n は上下兩弦の交點、 R_n は原點 O_n より斜材の延長線に下せる垂線の長さ、 CG は格點 C より EB に下せる垂線)。



第 24 圖

$$\triangle O_n EB \sim \triangle CEG$$

$$h_n : \lambda = h_n : d_n$$

$$\therefore d_n = \frac{h_n \lambda}{h'_n}$$

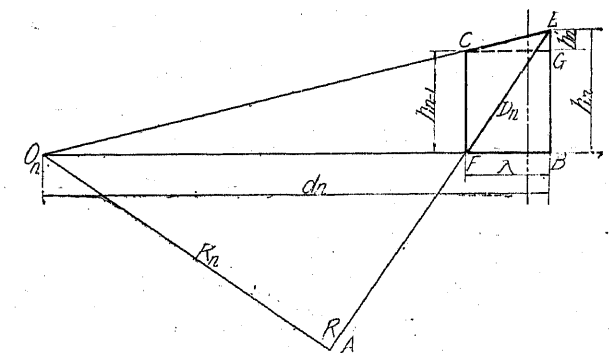
又 $\triangle O_n AB \sim \triangle CFB$

$$D_n : h_{n-1} = d_n : R_n$$

$$\therefore R_n = \frac{h_{n-1} d_n}{D_n}$$

斜材 $U_2 L_1, U_4 L_3$ に対する原點は第 25 圖の如くに求められる。

圖中の記號は前同様とする。 d_n は



第 25 圖

全く前同様に求められ、 R_n に関しては次式の如くなる。

$$\triangle O_n A F \sim \triangle E B F$$

$$R_n : (d_n - \lambda) = h_n : D_n$$

$$\therefore R_n = \frac{(d_n - \lambda) h_n}{D_n}$$

以上の諸式によつて各斜材に対する d_n 及 R_n を求むれば、第 7 表の如くである。

第 7 表

斜材	h_n	$h_n \lambda$	h'_n	$d_n (m)$
$U_0 L_1$	7.328	41.0368	0.828	49.561
$U_2 L_1$	7.972	44.6432	0.644	69.22
$U_2 L_3$	8.432	47.2192	0.460	102.650
$U_4 L_3$	8.708	48.7648	0.276	176.684
$U_4 L_5$	8.800	49.2800	0.092	535.652

斜材	h_{n-1}	$h_{n-1} d_n$	h_n	$h_n (d_n - \lambda)$	D_n	$R_n (m)$
$U_0 L_1$	6.500	322.1465			8.580	37.546
$U_2 L_1$			7.972	507.9918	9.742	52.145
$U_2 L_3$	7.972	818.3258			9.742	84.000
$U_4 L_3$			8.708	1489.7995	10.353	143.900
$U_4 L_5$	8.708	4664.4576			10.353	450.542

次に應力を求める斜材を含む格間に切斷面を考へ、原點の周りの外力の力率をとり、 $\sum M = 0$ を適用して應力を求める事が出来る。

斜材 $U_0 L_1, U_2 L_3, U_4 L_5$ にあつては、第 24 圖に見る如く次式によつて求められる。

$$\sum M = M_0 + S_{d_n} \times R_n = 0$$

$$S_{d_n} = -\frac{M_0}{R_n}$$

$$M_0 = -R(d_n - n\lambda) + [d_n \times (n-1) - \{1+2+\dots+(n-1)\} \lambda] P$$

上式中 S_{d_n} は斜材の應力とする。

斜材 $U_2 L_1, U_4 L_3$ の場合には第 25 圖により次式の如くなる。

$$\sum M = M_0 - S_{d_n} \times R_n = 0$$

$$S_{d_n} = \frac{M_0}{R_n}$$

第 8 表

斜材	d_n	$n\lambda$	$d_n - n\lambda$	$-R(d_n - n\lambda)$	$d_n(n-1)$	$1+2+\dots+(n-1)$
$U_0 L_1$	49.561	5.6	43.961	-4560.514	0	0
$U_2 L_1$	69.322	11.2	58.122	-6029.576	69.322	1
$U_2 L_3$	102.650	16.8	85.850	-8906.079	205.300	3
$U_4 L_3$	176.684	22.4	154.284	-16005.422	530.052	6
$U_4 L_5$	535.652	28.0	507.652	-52663.818	2142.608	10

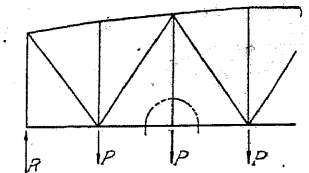
斜材	$\{1+2+\dots+(n-1)\} \lambda$	$[d_n(n-1) - \{1+2+\dots+(n-1)\} \lambda]$	$[d_n(n-1) - \{1+2+\dots+(n-1)\} \lambda] P$	M_0	R_n	$S_{d_n} (t)$
$U_0 L_1$	0	0	0	-4560.514	37.546	121.465
$U_2 L_1$	5.600	63.722	1468.996	-4560.580	52.145	-87.460
$U_2 L_3$	16.800	188.500	4345.528	-4560.551	84.000	54.292
$U_4 L_3$	33.600	496.452	11444.807	-4560.615	143.900	-31.693
$U_4 L_5$	56.000	2086.608	48102.992	-4560.826	450.542	10.123

(5) 鉛直材應力。鉛直材應力の算定には各格點に於て、 $\sum V = 0$ を適用すべし。

鉛直材 $U_2 L_2, U_4 L_4$ は各その下格點に於て、 $\sum V = 0$ を適用して考ふれば格點荷重のみを負ふて、抗張材として働く事が直ちに分る(第 26 圖)。

$$S_{U_2 L_2} = S_{U_4 L_4} = 23.0532 t$$

鉛直材 $U_1 L_1, U_3 L_3, U_5 L_5$ は上部格點に於ける鋼材自重による荷重があり(他の鉛直材に於ても同様なれども計算上特に關係を生ぜず)、之を P_u とする。



第 26 圖

一徑間分

上弦材	31.282 t
對傾構	5.882 "
上部横構	7.082 "
	44.247 t

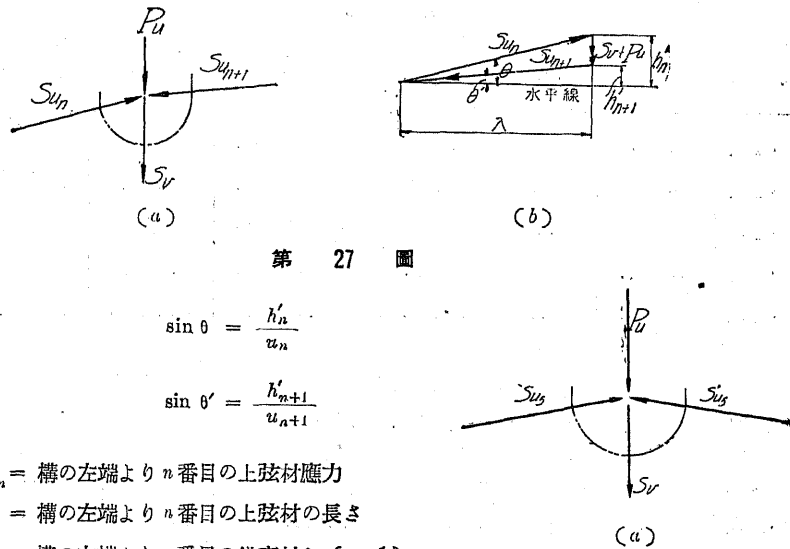
故に一主構には 22.124 t

各上部格點には 2.2124 t = P_u

今上部格點に於て第 27 圖の如く切斷面を考へ此の格點に $\sum V = 0$ を適用して S_v を求める事が出来る

$$S_v + P_u + \{S_{u_n} \sin \theta - S_{u_{n+1}} \sin \theta'\} = 0$$

$$\therefore S_v = -\{S_{u_n} \sin \theta - S_{u_{n+1}} \sin \theta'\} - P_u$$



第 27 圖

$$\sin \theta = \frac{h'_n}{u_n}$$

$$\sin \theta' = \frac{h'_{n+1}}{u_{n+1}}$$

上式中 S_{u_n} = 橋の左端より n 番目の上弦材應力
 u_n = 橋の左端より n 番目の上弦材の長さ
 h'_n = 橋の左端より n 番目の鉛直材と $(n-1)$ 番目の鉛直材との長さの差

橋の中心となる鉛直材 $U_5 L_5$ の應力は次の如くなる。

$$S_v + P_u + 2 S_{u_5} \sin \theta = 0$$

$$\therefore S_v = -2 S_{u_5} \sin \theta - P_u$$

第 9 表

鉛直材	h'_n	u_n	$\sin \theta$
$U_1 L_1$	0.828	5.661	0.1463
$U_2 L_2$	0.644	5.637	0.1142
$U_3 L_3$	0.460	5.619	0.0819
$U_4 L_4$	0.276	5.607	0.0492
$U_5 L_5$	0.092	5.601	0.0164

鉛直材	S_{u_n}	$\sin \theta$	$S_{u_n} \sin \theta$	$S_{u_{n+1}}$	$\sin \theta'$	$S_{u_{n+1}} \sin \theta'$	$\frac{S_{u_n} \sin \theta}{S_{u_{n+1}} \sin \theta'} - S_v (t)$
$U_1 L_1$	-80.141	0.1463	-11.725	-79.800	0.1142	-9.113	-2.612
$U_2 L_2$	-161.316	0.0819	-13.213	-160.952	0.0492	-7.919	-5.293
$U_3 L_3$	-183.421	0.0164	-3.008	-183.421	0.0164	-3.008	-6.016

端柱 下格點に於て切斷面を考へ、 $\sum V = 0$ を適用すれば、端柱に生ずる應力を直ちに求める事が出来る (第 29 圖)。

$$\sum V = R_1 + S_v = 0 \quad \therefore S_v = -R_1$$

$$R_1 = 4.5 P + P'_u$$

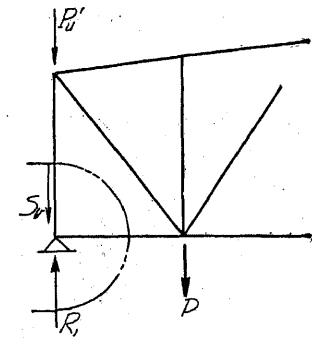
ここに P'_u は端柱の自重及上部格點に加はるべき橋門構、横構及上弦材、斜材の重量である。

	一徑間分	一個所分
端柱	$6.237 \times \frac{1}{4}$	$= 1.559 t$
橋門構	$3.334 \times \frac{1}{2}$	$= 1.667 "$
上部横構	$7.083 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{10} \times \frac{1}{2}$	$= 0.177 "$
上弦材	$31.282 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{10} \times \frac{1}{2}$	$= 0.782 "$
斜材	$24.116 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{10} \times \frac{1}{2}$	$= 0.603 "$

$$P'_u = 4.788 t$$

$$\therefore R_1 = 103.7 + 4.788 = 108.528 t$$

$$\therefore S_v = -108.528 t$$



第 29 圖

2. 活荷重應力

(1) 活荷重。

群衆荷重

$$\text{車道 } w = \frac{100000}{170+l} \approx 500 \text{ kg/m}^2$$

$$= \frac{100000}{170+56} = 442 "$$

$$\text{歩道 } w = \frac{80000}{170+56} = 354 "$$

自動車荷重 (8t 自動車)

$$\text{衝撃係数 } i = \frac{20}{60+l} = \frac{20}{60+56}$$

$$= 0.172$$

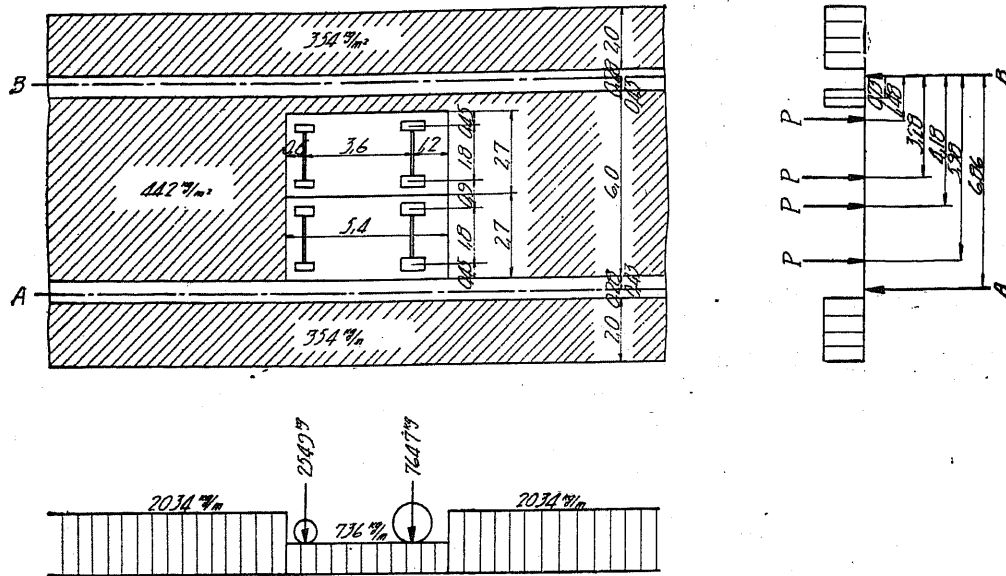
群衆荷重算定式中の l は支間長 (m) を示し、衝撃係数算定式中の l は、最大應力を生ずべき荷重長 (m) を示すを以て、上下兩弦材の應力算定には上記の如き計算とする事を得るも、腹材にあつては最大應力を生ずべき荷重長は各部材各異なるを以て、その都度計算する要がある。

$$\text{自動車前輪荷重 } 2000 (1+0.172) = 2344 \text{ kg}$$

$$\text{後輪荷重 } 6000 (1+0.172) = 7032 "$$

橋梁長 1m 當り群衆荷重は (1 主構に對し)

歩道 $354 \times 2 = 708 \text{ kg/m}$
 車道 $442 \times 3 = 1326 \text{ "}$



第 30 圖

一主構に大なる應力を生ずる様第 30 圖の如く載荷すれば、自動車により占めらるゝ部分の A 主構にかかる荷重は

$$\text{自動車前輪} \quad \frac{1}{6.86} (5.98 + 4.18 + 3.28 + 1.48) \times \frac{2344}{2} = \frac{14.92}{6.86} \times \frac{2344}{2} = 2549 \text{ kg}$$

$$\text{自動車後輪} \quad \frac{14.92}{6.86} \times \frac{7032}{2} = 7647 \text{ kg}$$

$$\text{自動車側部} \quad \frac{0.6 \times 442 \times 0.73}{6.86} + 2 \times 354 = 736 \text{ kg/m}$$

全幅員に亘り群衆荷重のみを載荷せる部分は

$$708 + 1326 = 2034 \text{ kg/m}$$

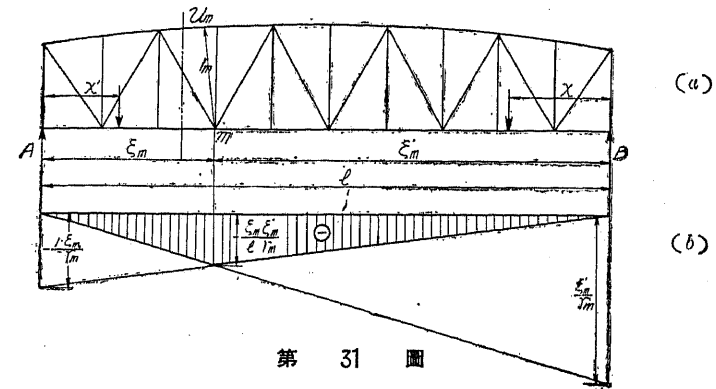
(2) 上弦材應力。活荷重に因る應力の算定には載荷重位置を明瞭ならしめむがため影響線を描き、之に基きて應力を算定する。

影響線の作り方

第 31 圖に於て求むる上弦材の應力を u_m 、力率の原點を m とし、 m より u_m に至る垂直距離を r_m とする。

m, B 間に荷重のある場合。

一箇の單位荷重が右の支點 B より m に向つて動くものと考へる。然るときは反力 A は



第 31 圖

$$\dots = 1 \times \frac{x}{l} \text{ となり}$$

$$\sum M_m = A \xi_m + u_m r_m = 0$$

$$\therefore u_m = -\frac{A \xi_m}{r_m} = -1 \times \frac{x}{l} \frac{\xi_m}{r_m}$$

上式に於て $x = 0$ なるとき $u_m = 0$

$$x = l \text{ なるとき } u_m = -1 \times \frac{\xi_m}{r_m}$$

m, A 間に荷重のある場合右端に生ずる反力 B は

$$B = 1 \times \frac{x'}{l} \text{ となり}$$

$$\sum M_m = -1 \times \frac{x'}{l} \xi'_m - u_m r_m = 0$$

$$\therefore u_m = -1 \times \frac{x' \xi'_m}{l r_m}$$

$x' = 0$ なるとき $u_m = 0$

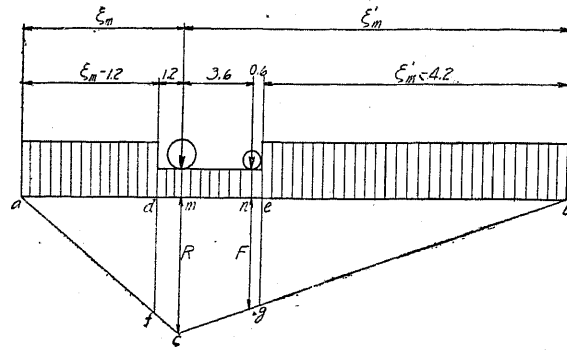
$$x' = l \text{ なるとき } u_m = -1 \times \frac{\xi'_m}{r_m}$$

$$x' = \xi_m \text{ なるとき } u_m = -1 \times \frac{\xi_m \xi'_m}{l r_m}$$

影響線の變化はいづれも直線的にして之を圖示すれば第 31 圖 (b) の如きものとなる。力率の原點に於て最大の縦距を有する三角形となる故に、各上弦材の影響線中の最大縦距を計算すれば第 10 表の如くなる。

第 10 表

上弦材	ξ_m	ξ'_m	$\xi_m \xi'_m$	r_m	$l r_m$	$-\xi_m \xi'_m / l r_m$
$U_0 U_1$	5.6	50.4	282.24	7.249	405.944	0.695 3
$U_1 U_2$	5.6	50.4	282.24	7.280	407.680	0.692 3
$U_2 U_3$	16.8	39.2	658.56	8.403	470.568	1.399 5
$U_3 U_4$	16.8	39.2	658.56	8.422	471.632	1.396 3
$U_4 U_5$	28.0	28.0	784.00	8.798	492.688	1.591 3



第 32 圖

影響線中最大の縦距に自動車後輪を載せ、前輪は左右いづれか大なる縦距の方へ置き、その他には群衆荷重を満載するとき求むる上弦材に最大の應力を生ずる。

今後輪下の縦距を R 、前輪下の縦距を F とし、影響線全部の面積を A 、第 32 圖の $\triangle adf$ の部分の面積を A' 、 $\triangle ebg$ の面積を A'' 、五角形 $dfcge$ の面積を A''' とする。以上によつて各面積、縦距を計算し應力を求める。

第 11 表

上弦材	F の計算 $F = \frac{Rl_1}{\xi'_m} (l_1 = \xi'_m - 3.6)$					A' の計算 $df = \frac{Rl_3}{\xi_m} (l_3 = \xi_m - 1.2)$					
	R	l_1	Rl_1	ξ'_m	F	l_3	Rl_3	ξ_m	df	$\frac{l_3}{2}$	A'
U_0U_1	0.6953	46.8	32.540	50.4	0.6456	4.4	3.059	5.6	0.5462	2.2	1.202
U_1U_2	0.6923	46.8	32.400	50.4	0.6429	4.4	3.046	5.6	0.5439	2.2	1.197
U_2U_3	1.3995	35.6	49.822	39.2	1.2775	15.6	21.832	16.8	1.2995	7.8	10.136
U_3U_4	1.3963	35.6	49.708	39.2	1.2746	15.6	21.782	16.8	1.2965	7.8	10.113
U_4U_5	1.5913	24.4	38.828	28.0	1.3857	26.8	42.647	28.0	1.5231	13.4	20.410

上弦材	A'' の計算 $eg = \frac{Rl_2}{\xi'_m}, A'' = \frac{l_2}{2}eg (l_2 = \xi'_m - 4.2)$				A の計算 $\frac{l}{2} = 28$	A''' の計算 $A''' = A - (A' + A'')$		
	l_2	Rl_2	eg	$\frac{l_2}{2}$		A''	$R \times \frac{l}{2} = A$	$A' + A''$
U_0U_1	46.2	32.123	0.6374	23.1	14.724	19.468	15.926	3.542
U_1U_2	46.2	31.984	0.6346	23.1	14.659	19.384	15.856	3.528
U_2U_3	35.0	48.983	1.2560	17.5	21.980	39.186	32.116	7.070
U_3U_4	35.0	48.871	1.2531	17.5	21.929	39.096	32.042	7.054
U_4U_5	23.8	37.873	1.3526	11.9	16.096	44.556	36.506	8.050

第 12 表

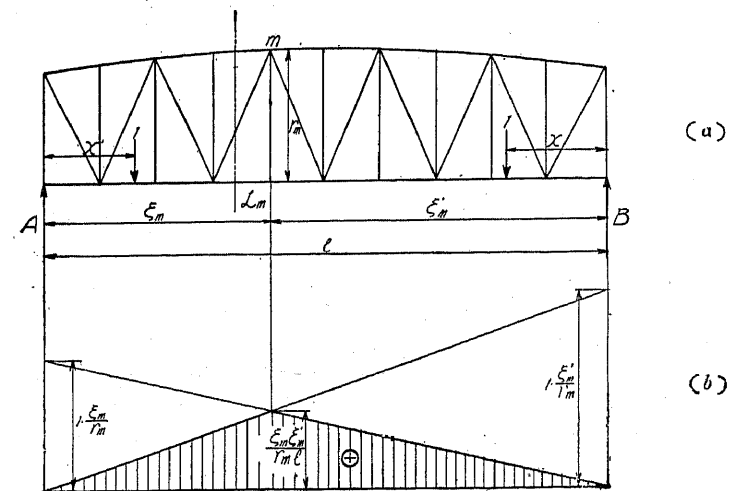
上弦材	自動車後輪		自動車前輪		群衆荷重			
	R	應力	F	應力	A'	A''	$A' + A''$	應力
U_0U_1	0.6953	5.317	0.6456	1.646	1.202	14.724	15.926	32.393
U_1U_2	0.6923	5.294	0.6429	1.639	1.197	14.659	15.856	32.251
U_2U_3	1.3995	10.702	1.2775	3.256	10.136	21.980	32.116	65.324
U_3U_4	1.3963	10.678	1.2746	3.249	10.113	21.929	32.042	65.173
U_4U_5	1.5913	12.169	1.3867	3.534	20.410	16.096	36.506	74.253

上弦材	自動車側部群衆荷重				合 計 (c)
	A	$A' + A''$	A'''	應 力	
U_0U_1	19.468	15.926	3.542	2.607	- 41.963
U_1U_2	19.384	15.856	3.528	2.597	- 41.781
U_2U_3	39.186	32.116	7.070	5.204	- 84.486
U_3U_4	39.096	32.042	7.054	5.192	- 84.292
U_4U_5	44.556	36.506	8.050	5.925	- 95.881

〔注意〕 この表中の数字は全部 (-) 符号を有すべきであるが、便宜上省略し最後の合計欄にのみ (-) 符號を付した。

(3) 下弦材應力。影響線の作り方

上弦材の場合と全く同様にして、只力率の原點が上格點に撰ばるゝのみの相違である。 ξ_m を下弦材應力とする。



第 33 圖

m B 間に一箇の單位荷重ある場合。

$$A = 1 \times \frac{x}{l}$$

$$\sum M_m = A \xi_m - \mathcal{L}_m r_m = 0$$

$$\therefore \mathcal{L}_m = \frac{A \xi_m}{r_m} = 1 \times \frac{x}{l} \cdot \frac{\xi_m}{r_m}$$

$x = 0$ なるとき $\mathcal{L}_m = 0$

$x = l$ なるとき $\mathcal{L}_m = 1 \times \frac{\xi_m}{r_m}$

m A 間に單位荷重ある場合

$$B = 1 \times \frac{x'}{l}$$

$$\sum M_m = -B \xi'_m + \mathcal{L}_m r_m = 0$$

$$\therefore \mathcal{L}_m = 1 \times \frac{\xi'_m}{r_m} \cdot \frac{x'}{l}$$

$x' = 0$ なるとき $\mathcal{L}_m = 0$

$x' = l$ なるとき $\mathcal{L}_m = 1 \times \frac{\xi'_m}{r_m}$

$x' = \xi'_m$ なるとき $\mathcal{L}_m = 1 \times \frac{\xi'_m \xi'_m}{r_m l}$

上式によつて影響線を描けば第 33 圖 (b) の如くなり、之によつて下弦材應力を計算する事は前の上弦材の場合と全く同様である。

第 13 表

下弦材	ξ_m	ξ'_m	$\xi_m \xi'_m$	r_m	$r_m l$	$\xi_m \xi'_m / r_m l$
$L_0 L_1$	0	56.0	0	6.500	364.000	0
$L_1 L_2$	11.2	44.8	501.76	7.972	446.432	1.123 9
$L_2 L_3$	11.2	44.8	501.76	7.972	446.432	1.123 9
$L_3 L_4$	22.4	33.6	752.64	8.708	487.648	1.543 4
$L_4 L_5$	22.4	33.6	752.64	8.708	487.648	1.543 4

第 14 表

下弦材	F の計算 $F = R l_1 / \xi'_m$ ($l_1 = \xi'_m - 3.6$)					A' の計算 $eg = \frac{R l_2}{\xi'_m}, A' = \frac{l_2}{2} eg$ ($l_2 = \xi'_m - 4.2$)				
	R	l_1	$R l_1$	ξ'_m	F	l_2	$R l_2$	eg	$\frac{l_2}{2}$	A'
$L_0 L_1$	0	52.4	0	56.0	0	51.8	0	0	25.9	0
$L_1 L_2$	1.123 9	41.2	46.304 7	44.8	1.033 6	40.6	45.630 3	1.018 5	20.3	20.675 6
$L_2 L_3$	1.123 9	41.2	46.304 7	44.8	1.033 6	40.6	45.630 3	1.018 5	20.3	20.675 6
$L_3 L_4$	1.543 4	30.0	46.302 0	33.6	1.378 0	29.4	45.376 0	1.350 5	14.7	19.852 4
$L_4 L_5$	1.543 4	30.0	46.302 0	33.6	1.378 0	29.4	45.376 0	1.350 5	14.7	19.852 4

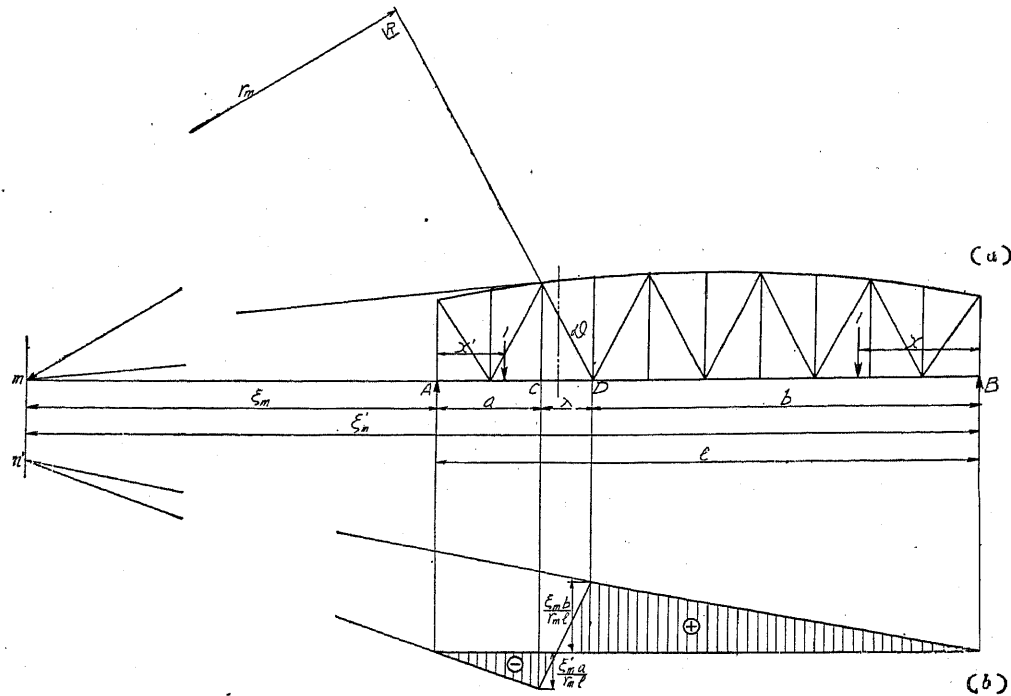
下弦材	A' の計算 $df = \frac{R l_3}{\xi'_m}$ ($l_3 = \xi'_m - 1.2$)					A の $\frac{l}{2} = 28$ 計算		A''' の計算 $A''' = A - (A' + A'')$	
	l_3	$R l_3$	ξ'_m	df	$\frac{l_3}{2}$	A'	$A = R \times \frac{l}{2}$	A' + A''	A'''
$L_0 L_1$	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$L_1 L_2$	10.0	11.239	11.2	1.003 5	5.0	5.017 5	31.469 2	25.693 1	5.776 1
$L_2 L_3$	10.0	11.239	11.2	1.003 5	5.0	5.017 5	31.469 2	25.693 1	5.776 1
$L_3 L_4$	21.2	32.720	22.4	1.460 7	10.6	15.483 4	43.215 2	35.335 8	7.879 4
$L_4 L_5$	21.2	32.720	22.4	1.460 7	10.6	15.483 4	43.215 2	35.335 8	7.879 4

第 15 表

下弦材	自動車後輪		自動車前輪	
	R	應 力	F	應 力
$L_0 L_1$	0	0	0	0
$L_1 L_2$	1.123 9	8.595	1.033 6	2.635
$L_2 L_3$	1.123 9	8.595	1.033 6	2.635
$L_3 L_4$	1.543 4	11.803	1.378 0	3.513
$L_4 L_5$	1.543 4	11.803	1.378 0	3.513

下弦材	群衆荷重		自動車側部群衆荷重		合 計 (t)
	A' + A''	應 力	A'''	應 力	
$L_0 L_1$	0	0	0	0	0
$L_1 L_2$	25.693 1	52.260	5.776 1	4.251	67.741
$L_2 L_3$	25.693 1	52.260	5.776 1	4.251	67.741
$L_3 L_4$	35.335 8	71.873	7.879 4	5.799	92.988
$L_4 L_5$	35.335 8	71.873	7.879 4	5.799	92.988

(4) 斜材應力。影響線の作り方



第 34 圖

DB 間に一箇の單位荷重ある場合。

$$A = 1 \times \frac{x}{l}$$

$$\sum M_m = -1 \times \frac{x}{l} \xi_m + \alpha r_m = 0$$

$$\therefore \alpha = 1 \times \frac{x}{l} \frac{\xi_m}{r_m}$$

$x = 0$ なるとき $\alpha = 0$

$x = l$ なるとき $\alpha = 1 \times \frac{\xi_m}{r_m}$

CA 間に單位荷重ある場合

$$B = 1 \times \frac{x'}{l}$$

$$\sum M_m = -1 \times \frac{x'}{l} \xi'_m - \alpha r_m = 0$$

$$\therefore \alpha = -1 \times \frac{x'}{l} \frac{\xi'_m}{r_m}$$

$x' = 0$ なるとき $\alpha = 0$

$x' = l$ なるとき $\alpha = -1 \times \frac{\xi'_m}{r_m}$

CD 間に單位荷重ある場合

C 點の受くる格點荷重は $1 \times \frac{x-b}{\lambda}$

$$\sum M_m = -1 \times \frac{x}{l} \xi_m + 1 \times \frac{x-b}{\lambda} (\xi_m + a) + \alpha r_m = 0$$

$$\therefore \alpha = 1 \times \frac{x}{l} \frac{\xi_m}{r_m} - 1 \times \frac{x-b}{\lambda} \frac{\xi_m + a}{r_m}$$

$x = b$ なるとき $\alpha = 1 \times \frac{b}{l} \frac{\xi_m}{r_m}$

$x = b + \lambda$ なるとき $\alpha = 1 \times \frac{b+\lambda}{l} \frac{\xi_m}{r_m} - 1 \times \frac{\xi_m + a}{r_m}$

$$= -\frac{a}{r_m} \left(\frac{\xi_m}{l} + 1 \right)$$

$$= -\frac{a}{l} \frac{\xi'_m}{r_m}$$

斜材の向き方が第 34 圖 (a) と反対なる場合は、上記の計算中 α の符號がすべて反對となるのみで、計算は全く同様なるを以て記載を省略する。

影響線縦距の正負各最大のものを計算すれば次表の如くなる。

第 16 表

斜材	b	ξ_m	$\xi_m b$	r_m	$r_m l$	$\frac{\xi_m b}{r_m l}$
$U_0 L_1$	50.4	43.961	2 215.634	37.546	2 102.576	1.053 8
$U_2 L_1$	44.8	58.122	2 603.866	52.145	2 920.120	-0.891 7
$U_2 L_3$	37.2	85.850	3 365.320	84.000	4 704.000	0.715 4
$U_4 L_3$	33.6	154.284	5 183.942	143.900	8 058.400	-0.643 3
$U_4 L_5$	28.0	507.652	14 214.256	450.542	25 230.352	0.563 4
斜材	a	ξ'_m	$\xi'_m a$	$r_m l$	$\frac{\xi'_m a}{r_m l}$	
$U_0 L_1$	0	99.961	0	2 102.576	0	
$U_2 L_1$	5.6	114.122	639.083 2	2 920.120	0.2 89	
$U_2 L_3$	11.2	141.850	1 588.720 0	4 704.000	-0.337 7	
$U_4 L_3$	16.8	210.284	3 532.771 2	8 058.400	0.438 4	
$U_4 L_5$	22.4	563.652	12 625.804 8	25 230.352	-0.500 4	

第 16 表中 ξ_m は斜材死荷重應力計算第 8 表中の $(d_m - n\lambda)$, r_m は R_m の數値である。

又 $\xi'_m = \xi_m + l$ である。以下應力の計算に當つては弦材の計算の場合と同様にして記號等すべて弦材の場合に準據する事とする。

Fの計算。

第 17 表

斜材	右側三角形部分のF $F = \frac{Rl_1}{b}$					左側三角形部分のF $F = \frac{R'l'_1}{a}$				
	R	l_1	Rl_1	b	F	R'	l'_1	$R'l'_1$	a	F
$U_0 L_1$	1.053 8	46.8	49.317 8	50.4	0.978 5	0	0	0	0	0
$U_2 L_1$	-0.891 7	41.2	-36.738 0	44.8	-0.820 0	0.218 9	2.0	0.437 8	5.6	0.078 2
$U_2 L_3$	0.715 4	35.6	25.468 2	39.2	0.649 7	-0.337 7	7.6	-2.566 5	11.2	-0.229 2
$U_4 L_3$	-0.643 3	30.0	-19.299 0	33.6	-0.574 4	0.438 4	13.2	5.786 9	16.8	0.344 6
$U_4 L_5$	0.563 4	24.4	13.747 0	28.0	0.491 0	-0.500 4	18.8	-9.407 5	22.4	-0.420 0

$l_1 = b - 3.6$

又は $l'_1 = a - 3.6$

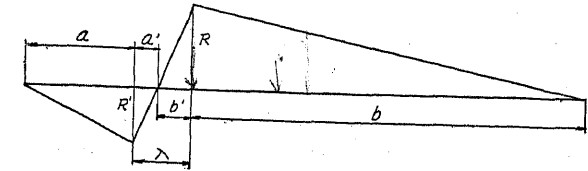
A'の計算。

第 18 表

斜材	右側三角形部分 $eg = \frac{Rl_2}{b}$ $A'' = \frac{l_2}{2} eg$						
	R	l_2	Rl_2	b	eg	$\frac{l_2}{2}$	A''
$U_0 L_1$	1.053 8	46.2	48.685 6	50.4	0.965 9	23.1	22.312 3
$U_2 L_1$	-0.891 7	40.6	-36.203 0	44.8	-0.808 1	20.3	-16.404 4
$U_2 L_3$	0.715 4	35.0	25.039 0	39.2	0.638 8	17.5	11.179 0
$U_4 L_3$	-0.643 3	29.4	-18.913 0	33.6	-0.562 9	14.7	-8.274 6
$U_4 L_5$	0.563 4	23.8	13.408 9	28.0	0.478 9	11.9	5.698 9
斜材	左側三角形部分 $eg = \frac{R'l_2}{a}$ $A'' = \frac{l_2}{2} eg$						
	R'	l_2	$R'l_2$	a	eg	$\frac{l_2}{2}$	A''
$U_0 L_1$	0	0	0	0	0	0	0
$U_2 L_1$	0.218 9	1.4	0.306 5	5.6	0.054 7	0.7	0.038 3
$U_2 L_3$	-0.337 7	7.0	-2.363 9	11.2	-0.211 1	3.5	-0.738 9
$U_4 L_3$	0.438 4	12.6	5.523 8	16.8	0.328 8	6.3	2.071 4
$U_4 L_5$	-0.500 4	18.2	-9.107 3	22.4	-0.406 6	9.1	-3.700 1

$l_2 = b - 4.2$

又は $l_2 = a - 4.2$



$a' = \frac{\lambda R'}{R+R'}$

$b' = \frac{\lambda R}{R+R'}$

第 35 圖

A'の計算。

第 19 表

斜材	右側三角形部分 $l_3 = b' - 1.2$						
	R	l_3	Rl_3	b'	df	$\frac{l_3}{2}$	A'
$U_0 L_1$	1.053 8	4.400 0	4.636 7	5.600 0	0.828 0	2.200 0	1.821 6
$U_2 L_1$	-0.891 7	3.296 2	-2.939 2	4.496 2	-0.653 7	1.648 1	-1.077 4
$U_2 L_3$	0.715 4	2.604 2	1.863 0	3.804 2	0.489 7	1.302 1	0.637 6
$U_4 L_3$	-0.643 3	2.130 4	-1.370 5	3.330 4	-0.411 5	1.065 2	-0.438 3
$U_4 L_5$	0.563 4	1.765 8	0.994 9	2.965 8	0.335 5	0.882 9	0.296 2
斜材	左側三角形部分 $l_3 = a' - 1.2$						
	R'	l_3	$R'l_3$	a'	df	$\frac{l_3}{2}$	A'
$U_0 L_1$	0	0	0	0	0	0	0
$U_2 L_1$	0.218 9	0	0	1.103 8	0	0	0
$U_2 L_3$	-0.337 7	0.595 8	-0.201 2	1.795 8	-0.112 0	0.297 9	-0.033 4
$U_4 L_3$	0.438 4	1.069 6	0.468 9	2.269 6	0.206 6	0.534 8	0.110 5
$U_4 L_5$	-0.500 4	1.434 2	-0.717 7	2.634 2	-0.272 5	0.717 1	-0.195 4

斜材	R	λR	$R+R'$	b'	R'	$R'\lambda$	a'
$U_0 L_1$	1.053 8	5.901 3	1.053 8	5.600 0	0	0	0
$U_2 L_1$	0.891 7	4.993 5	1.110 6	4.496 2	0.218 9	1.225 8	1.103 8
$U_2 L_3$	0.715 4	4.006 2	1.053 1	3.804 2	0.337 7	1.891 1	1.795 8
$U_4 L_3$	0.643 3	3.602 5	1.081 7	3.330 4	0.438 4	2.455 0	2.269 6
$U_4 L_5$	0.563 4	3.155 0	1.063 8	2.965 8	0.500 4	2.802 2	2.634 2

A の計算。

第 20 表

斜材	右側三角形部分					
	b	b'	b+b'	$\frac{b+b'}{2}$	R	A
$U_0 L_1$	50.4	5.600 0	56.000 0	28.000 0	1.053 8	29.506 4
$U_2 L_1$	44.8	4.496 2	49.296 2	24.648 1	-0.891 7	-21.978 7
$U_2 L_3$	39.2	3.804 2	43.004 2	21.502 1	0.715 4	15.382 6
$U_4 L_3$	33.6	3.330 4	36.930 4	18.465 2	-0.643 3	-11.878 7
$U_4 L_5$	28.0	2.965 8	30.965 8	15.482 9	0.563 4	8.723 1
斜材	左側三角形部分					
	a	a'	a+a'	$\frac{a+a'}{2}$	R'	A
$U_0 L_1$	0	0	0	0	0	0
$U_2 L_1$	5.6	1.103 8	6.703 8	3.351 9	0.218 9	0.733 7
$U_2 L_3$	11.2	1.795 8	12.995 8	6.497 9	-0.337 7	-2.194 3
$U_4 L_3$	16.8	2.269 6	19.069 6	9.534 8	0.438 4	4.180 1
$U_4 L_5$	22.4	2.634 2	25.034 2	12.517 1	-0.500 4	-6.263 6

斜材	右側三角形部分				
	A''	A'	A''+A'	A	A'''
$U_0 L_1$	22.312 3	1.821 6	24.133 9	29.506 4	5.372 5
$U_2 L_1$	-16.404 4	-1.077 4	-17.481 8	-21.978 7	-4.496 9
$U_2 L_3$	11.179 0	0.637 6	11.816 6	15.382 6	3.566 0
$U_4 L_3$	- 8.274 6	-0.438 3	- 8.712 9	-11.878 7	-3.165 8
$U_4 L_5$	5.698 9	0.296 2	5.995 1	8.723 1	2.728 0
斜材	左側三角形部分				
	A''	A'	A''+A'	A	A'''
$U_0 L_1$	0	0	0	0	0
$U_2 L_1$	0.038 3	0	0.038 3	0.733 7	0.695 4
$U_2 L_3$	-0.738 9	-0.033 4	-0.772 3	-2.194 3	-1.422 0
$U_4 L_3$	2.071 4	0.110 5	2.181 9	4.180 1	1.998 2
$U_4 L_5$	-3.700 1	-0.195 4	-3.895 5	-6.263 6	-2.368 1

斜材の應力計算の場合にあつては、影響線圖に見る如く載荷重の長さが各相異なるを以て、衝撃係数が異なり自動車前輪及後輪荷重(衝撃を含む)は各部材によつて異なる。但し群衆荷重強度は變化せず。

載荷長は以上の計算中の (b+b') 及 (a+a') と見做されるを以て、衝撃係數算定の公式中の分母 l に之等を代入すればよい。

$$i = \frac{20}{60 + l}$$

第 21 表

斜材	b+b'	60+(b+b')	i	自動車前輪 (衝撃を含む)	自動車後輪 (衝撃を含む)	一主橋にかゝる前輪荷重	一主橋にかゝる後輪荷重
$U_0 L_1$	56.000 0	116.000 0	0.172 4	2.345	7.034	2.550	7.649
$U_2 L_1$	49.296 2	109.296 2	0.183 0	2.366	7.098	2.573	7.719
$U_2 L_3$	43.004 2	103.004 2	0.194 2	2.388	7.165	2.597	7.792
$U_4 L_3$	36.930 4	96.930 4	0.206 3	2.413	7.238	2.624	7.871
$U_4 L_5$	30.965 8	90.965 8	0.220 0	2.440	7.320	2.654	7.960
斜材	a+a'	60+(a+a')	i	自動車前輪 (衝撃を含む)	自動車後輪 (衝撃を含む)	一主橋にかゝる前輪荷重	一主橋にかゝる後輪荷重
$U_0 L_1$	0	0	0	0	0	0	0
$U_2 L_1$	6.703 8	66.703 8	0.299 8	2.600	7.799	2.828	8.481
$U_2 L_3$	12.995 8	72.995 8	0.247 0	2.548	7.644	2.771	8.313
$U_4 L_3$	19.069 6	79.069 6	0.252 9	2.506	7.517	2.725	8.175
$U_4 L_5$	25.034 2	85.034 2	0.235 2	2.470	7.411	2.686	8.059

自動車前輪荷重(衝撃を含む) = 2000 (1+i)

“ 後輪 ” (“ ”) = 6000 (1+i)

一主橋にかゝる輪荷重 = $\frac{14.92}{6.86} \times \frac{\text{輪荷重(衝撃を含む)}}{2}$ (前出)

第 22 表

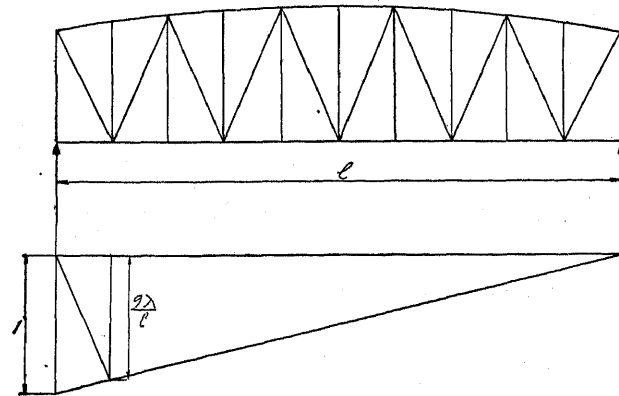
右側三角形部分の載荷

斜材	自動車後輪			自動車前輪		
	R	荷重強度	應力	F	荷重強度	應力
$U_0 L_1$	1.0538	7.649	8.061	0.9785	2.550	2.495
$U_2 L_1$	-0.8917	7.719	-6.883	-0.8200	2.573	-2.110
$U_2 L_3$	0.7154	7.792	5.574	0.6497	2.597	1.687
$U_4 L_3$	-0.6433	7.871	-5.064	-0.5744	2.624	-1.507
$U_4 L_5$	0.5634	7.960	4.485	0.4910	2.654	1.303
斜材	群衆荷重		自動車側部群衆荷重		合計(t)	
	A'+A''	應力	A'''	應力		
$U_0 L_1$	24.1339	49.088	5.3725	3.954	63.598	
$U_2 L_1$	-17.4818	-35.558	-4.4969	-3.310	-47.861	
$U_2 L_3$	11.8166	24.035	3.5660	2.625	33.921	
$U_4 L_3$	-8.7129	-17.722	-3.1658	-2.330	-26.623	
$U_4 L_5$	5.9951	12.194	2.7280	2.008	19.990	

左側三角形部分の載荷

斜材	自動車後輪			自動車前輪		
	R'	荷重強度	應力	F'	荷重強度	應力
$U_0 L_1$	0	0	0	0	0	0
$U_2 L_1$	0.2189	8.481	1.856	0.0782	2.828	0.221
$U_2 L_3$	-0.3377	8.313	-2.807	-0.2292	2.771	-0.635
$U_4 L_3$	0.4384	8.175	3.584	0.3446	2.725	0.939
$U_4 L_5$	-0.5004	8.059	-4.033	-0.4200	2.686	-1.128
斜材	群衆荷重		自動車側部群衆荷重		合計(t)	
	A'+A''	應力	A'''	應力		
$U_0 L_1$	0	0	0	0	0	
$U_2 L_1$	0.0383	0.078	0.6954	0.512	2.667	
$U_2 L_3$	-0.7723	-1.571	-1.4220	-1.047	-6.060	
$U_4 L_3$	2.1819	4.438	1.9982	-1.471	10.432	
$U_4 L_5$	-3.8955	-7.923	-2.3681	-1.743	-14.827	

(5) 鉛直材應力。鉛直材中 $U_0 L_0$ なる端柱は死荷重應力算定の場合の如く、 $\sum V = 0$ を下格點に適用すれば反力と等しくなる。併し本橋はその構造上第一番目の格點に於ける縦桁の一方の反力は端横桁に傳へられ、端横桁は端柱の下部に取付けられ端柱に應力を生ぜず、故に端柱の應力影響線は第 36 圖の如く反力影響線の一部として求められる。



第 36 圖

$$\frac{9\lambda}{l} = \frac{9 \times 5.6}{56} = \frac{9}{10} = 0.9$$

$$\therefore R = 0.9$$

$$F = \frac{0.9 \times (56 - 5.6 - 3.6)}{56 - 5.6} = \frac{42.12}{50.4} = 0.8357$$

$$eg = \frac{0.9 \times 46.2}{50.4} = 0.8250$$

$$A'' = 0.825 \times \frac{46.2}{2} = 19.0575$$

$$df = \frac{0.9 \times (5.6 - 1.2)}{5.6} = 0.7071$$

$$A' = 0.7071 \times \frac{4.4}{2} = 1.5556$$

$$A = 0.9 \times \frac{56}{2} = 25.2$$

$$\therefore A' + A'' = 20.6131 \quad A''' = 4.5869$$

自動車前輪による應力 $0.8357 \times 2.549 = 2.130 \text{ t}$

自動車後輪による應力 $0.9 \times 7.647 = 6.882 \text{ t}$

歩道群衆荷重による應力 $20.6131 \times 2.034 = 41.927 \text{ t}$

自動車側部群衆荷重による應力 $4.5869 \times 0.736 = 3.376 \text{ t}$

合計 $- 54.315 \text{ t}$

鉛直材 U_2L_2, U_4L_4 はその格點に於ける荷重のみを負担し、横桁計算中に於ける反力 R_R がそのまゝ荷重となり 應力 = +17.200 t である。

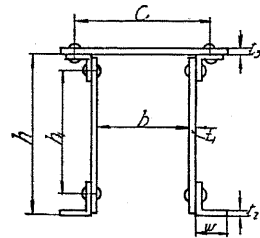
鉛直材 U_1L_1, U_3L_3, U_5L_5 の應力は上弦材の鉛直分力のみによるものにして、死荷重應力の場合の計算と全く同様である。

第 23 表

部 材	S_{u_n}	$\sin \theta$	$S_{u_n} \sin \theta$	$S_{u_{n+1}}$	$\sin \theta'$	$S_{u_{n+1}} \sin \theta'$	應力(t)
U_1L_1	41.963	0.1463	6.1392	41.781	0.1142	4.7714	1.368
U_3L_3	84.486	0.0819	6.9194	84.292	0.0492	4.1472	2.772
U_5L_5	95.881	0.0164	1.5724	95.881	0.0164	1.5724	3.145

應力 = $S_{u_n} \sin \theta - S_{u_{n+1}} \sin \theta'$

3. 部材の断面 弦材の断面は一般に次の諸寸法による。



$$h = l - \frac{l^2}{400}$$

上式中 h は部材の高さ (cm) l は支間 (m) である。

$$h = 56 - \frac{56^2}{400} = 48.16 \text{ cm}$$

となるも本橋に於ては 42 cm とする。

$$b = h - 0.1l = 42 - 0.1 \times 56 = 36.4 \text{ cm}$$

本橋に於ては 34 cm とする

第 37 圖

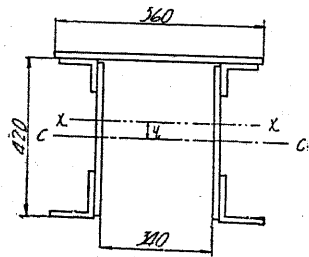
又厚さは次式によりて定めらる (第 37 圖)。

$$t_1 > \frac{h_1}{30} = \frac{36}{30} = 1.2 \text{ cm} \quad t_1 = 12 \text{ mm 以上を使用}$$

$$t_2 > \frac{w}{12} = \frac{10}{12} = 0.83 \text{ cm} \quad t_2 = 10 \text{ mm 以上を使用}$$

$$t_3 > \frac{c}{40} = \frac{47}{40} = 1.17 \text{ cm} \quad t_3 = 12 \text{ mm を使用}$$

(1) 上弦材。部材 (U_0U_1), (U_1U_2)



第 38 圖

		總斷面積	慣性率 (c-c)
1- 蓋 鈹	560×12	67.2 cm^2	31353 cm^4
2- 腹 鈹	410×12	98.4 "	13784 "
2- 山形鋼	90×90×10	34.0 "	11811 "
2- 山形鋼	100×100×10	38.0 "	12922 "
計		237.6 cm^2	69870 cm^4

$$\eta = \frac{67.2 \times 21.6 - 2 \times (20.5 + 11.5) \times 1.0 \times 1.0}{237.6} = 5.84 \text{ cm}$$

$$\therefore J_{x-x} = 69870 - 5.84^2 \times 237.6 = 61767 \text{ cm}^4$$

$$\therefore r = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{61767}{237.6}} = 16.13 \text{ cm}$$

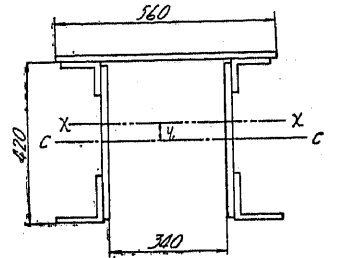
$$U_0U_1 \text{ の部材長 } l = 5.667 \text{ m} \quad \frac{l}{r} = 35.14 < 120$$

$$U_1U_2 \text{ の部材長 } l = 5.643 \text{ m} \quad \frac{l}{r} = 34.99 < 120$$

許容應力計算の結果はいづれも 1000 kg/cm^2 以上となるを以て 1000 kg/cm^2 を以て許容應力とする

部材 (U_2U_3), (U_3U_4)

		總斷面積	慣性率 (c-c)
1- 蓋 鈹	560×12	67.2 cm^2	31353 cm^4
2- 腹 鈹	410×16	131.2 "	18378 "
2- 山形鋼	90×90×10	34.0 "	11811 "
2- 山形鋼	100×100×10	38.0 "	12922 "
計		270.4 cm^2	74464 cm^4



第 39 圖

$$\eta = \frac{67.2 \times 21.6 - 2 \times (20.5 + 11.5) \times 1.0 \times 1.0}{270.4} = 5.13 \text{ cm}$$

$$J_{x-x} = 74464 - 5.13^2 \times 270.4 = 67345 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{67345}{270.4}} = 15.78 \text{ cm}$$

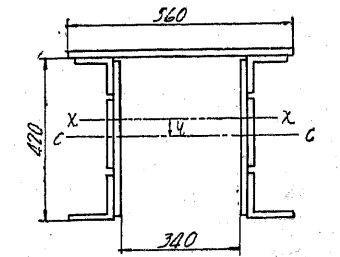
$$U_2U_3 \text{ の部材長 } l = 5.625 \text{ m} \quad \frac{l}{r} = 35.64 < 120$$

$$U_3U_4 \text{ の部材長 } l = 5.613 \text{ m} \quad \frac{l}{r} = 35.57 < 120$$

許容應力は 1000 kg/cm^2 を用ふる事が出来る。

部材 (U_4U_5)

		總斷面積	慣性率 (c-c)
1- 蓋 鈹	560×12	67.2 cm^2	31353 cm^4
2- 腹 鈹	410×16	131.2 "	18378 "
2- 山形鋼	90×90×10	34.0 "	11811 "
2- 山形鋼	100×100×10	38.0 "	12922 "
2- 側 鈹	230×10	46.0 "	2028 "
計		316.4 cm^2	76492 cm^4



第 40 圖

$$\eta = \frac{67.2 \times 21.6 - 2 \times (20.5 + 11.5) \times 1.0 \times 1.0}{316.4} = 4.39 \text{ cm}$$

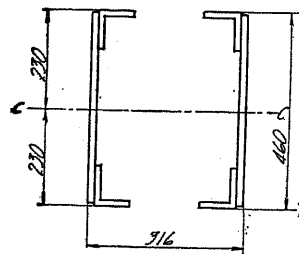
$$J_{x-x} = 76492 - 4.39^2 \times 316.4 = 70395 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{70395}{316.4}} = 14.92 \text{ cm}$$

$$U_4 U_5 \text{ の部材長 } l = 5.607 \text{ m} \quad \frac{l}{r} = 37.58 < 120$$

許容應力は 1000 kg/cm^2 とする。

(2) 下弦材。部材 ($L_0 L_1$)



第 41 圖

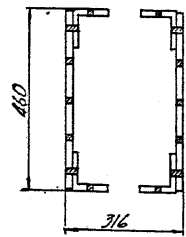
		總斷面積	慣性率 (c-e)
4-山形鋼	90×90×10	68.0 cm ²	28909 cm ⁴
2-腹 鈹	460×14	128.8 "	22712 "
計		196.8 cm ²	51621 cm ⁴

$$r = \sqrt{\frac{51621}{196.8}} = 16.20 \text{ cm}$$

$$l = 5.6 \text{ m} \quad \frac{l}{r} = \frac{560}{16.20} = 34.57 < 120$$

此の部材は計算上應力を受けない部材ではあるが、結合すべき他の部材との取付け上適當な断面を選定した譯である。尙下弦材にありては部材の高さ $h = 46 \text{ cm}$ とし、幅 b は上弦材に於て $b = 34 \text{ cm}$ とせる關係上下弦材の幅 $b = 31.6 \text{ cm}$ となりたるものである。腹鈹の厚さは他の部材は 16 mm 以上あるも部材 $L_0 L_1$ のみは無應力の部材なる故特に 10 mm を使用したものである。

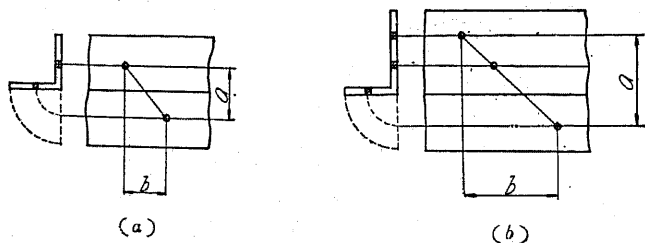
部材 ($L_1 L_2$), ($L_2 L_3$)



第 42 圖

		總斷面積
4-山形鋼	90×90×13	86.84 cm ²
2-腹 鈹	460×16	147.20 "
計		234.04 cm ²

純斷面積の計算に於て最小なるべき断面を探り考ふべきは勿論であるが、控除すべき鉄孔の数は次の方法による事とする(鐵道省、鋼鐵道橋設計示方書による)。



(a)

(b)

第 43 圖

y を鉄孔の直徑とする。

$$b \geq \sqrt{2ay + y^2}$$

なるときには

(a) の場合にあつては 1 箇

(b) の場合にあつては 2 箇

$$b < \sqrt{2ay + y^2}$$

なるときには

(a) の場合には 2 箇

(b) の場合には 3 箇

今上式によるときは山形鋼にあつては

$$a = 55 + 55 = 110.0 \text{ mm}$$

$$b = 37.5 \text{ mm} \quad y = 25.0 \text{ mm}$$

$$\therefore \sqrt{2ay + y^2} = 78.25 > b$$

故に第二の孔鉄を差引く事となる。

考ふる断面以外にある差引かるべき第二の鉄孔の幅は次式によつて算出する。

$$w = d - \frac{p^2}{4g}$$

上式中

$$g = \text{鉄線間距離} = 11.0 \text{ cm}$$

$$p = \text{鉄距} = 3.75 \text{ "}$$

$$d = \text{鉄孔徑} = 2.5 \text{ "}$$

$$w = \text{差引くべき第二の鉄孔幅 (cm)}$$

$$\therefore w = 2.5 - \frac{3.75^2}{4 \times 11} = 2.18 \text{ cm}$$

腹鈹に於ては

$$a = 50 \quad b = 75$$

$$\sqrt{2ay + y^2} = 55.7 < b$$

故に第二の鉄孔を差引く要はない。

差引くべき鉄孔は

$$\text{腹鈹に於て} \quad 10 \times 2.5 \times 1.6 = 40.00 \text{ cm}^2$$

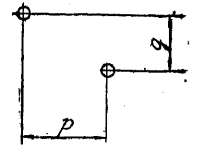
$$\text{山形鋼に於て} \quad 4 \times 2.5 \times 1.3 = 13.00 \text{ "}$$

$$4 \times 2.18 \times 1.3 = 11.34 \text{ "}$$

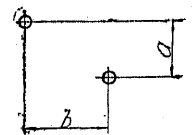
$$\text{計} \quad 64.34 \text{ cm}^2$$

故に

$$\text{純斷面積} = 234.04 - 64.34 = 169.70 \text{ cm}^2$$

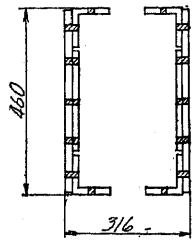


第 44 圖



第 45 圖

部材 ($J_R L_4$), ($L_4 L_5$)



第 46 圖

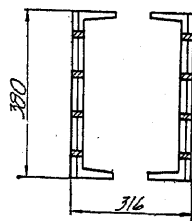
		總斷面積
4-山形鋼	90×90×13	86.84 cm ²
2-腹 鈹	460×18	165.60 "
2-側 鈹	280×13	72.80 "
計		325.24 cm ²

純斷面積の計算は前記の如くすれば山形鋼に於てのみ第二の鈹孔を引く事となる。即ち

腹 鈹に於て	10×2.5×1.8 = 45.00 cm ²
側 鈹 "	6×2.5×1.3 = 19.50 "
山形鋼 "	4×2.5×1.3 = 13.00 "
	4×2.18×1.3 = 11.34 "
計	88.84 cm ²

故に 純斷面積 = 325.24 - 88.84 = 236.4 cm²

(3) 斜 材。部材 ($U_0 L_1$) 抗張材。



第 47 圖

		總斷面積
2-溝形鋼	380×100 @ 54.46 kg	138.78 cm ²
2-側 鈹	370×11	81.40 "
計		220.18 cm ²

溝形鋼突出脚に於ける差引くべき第二の鈹孔幅は

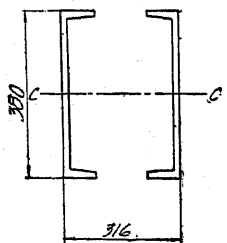
$$w = 2.5 - \frac{3.75^2}{4 \times 13.5} = 2.24 \text{ cm}$$

差引くべき鈹孔面積

8×2.5×(1.05+1.1)	= 43.00 cm ²
4×2.24×1.6	= 14.34 "
計	57.34 cm ²

故に 純斷面積 = 220.18 - 57.34 = 162.84 cm²

部材 ($U_2 L_1$) 抗壓材。



第 48 圖

		總斷面積
2-溝形鋼	380×100 @ 67.28 kg	171.42 cm ²
慣性率		
J_{c-c}	= 2×17 564 = 35 128 cm ⁴	
$\therefore r$	= $\sqrt{\frac{35 128}{171.42}}$ = 14.32 cm	
部材長		
l	= 9.742 m	
$\frac{l}{r}$	= $\frac{974.2}{14.32}$ = 68.03 < 120	

$$\text{許容應力} = 1500 \left(1 - 0.0055 \frac{\quad}{r}\right) = 938 \text{ kg/cm}^2$$

部材 ($U_2 L_2$) 抗張材。

總斷面積

$$2\text{-溝形鋼 } 300 \times 90 @ 43.76 \text{ kg} = 111.49 \text{ cm}^2$$

溝形鋼突出脚に於ける差引くべき第二の鈹孔幅は

$$w = 2.5 - \frac{3.75^2}{4 \times 12.3} = 2.21 \text{ cm}$$

差引くべき鈹孔面積

腹部に於て	6×2.5×1.0 = 15.00 cm ²
突出脚に於て	4×2.21×1.55 = 13.70 "
計	28.70 cm ²

故に 純斷面積 = 111.49 - 28.70 = 82.79 cm²

部材 ($U_4 L_2$) 抗壓材。

總斷面積

$$2\text{-溝形鋼 } 300 \times 90 @ 38.13 \text{ kg} = 97.146 \text{ cm}^2$$

慣性率 $J_{c-c} = 2 \times 6 435 = 12 870 \text{ cm}^4$

$$r = \sqrt{\frac{12 870}{97.146}} = 11.51 \text{ cm}$$

部材長 $l = 10.353 \text{ m}$ $\frac{l}{r} = \frac{1 035.3}{11.51} = 89.95 < 120$

$$\text{許容應力} = 1500 \left(1 - 0.0055 \frac{l}{r}\right) = 758 \text{ kg/cm}^2$$

部材 ($U_4 L_3$) 抗張材又は抗壓材。

總斷面積

$$2\text{-溝形鋼 } 250 \times 90 @ 34.59 \text{ kg} = 88.14 \text{ cm}^2$$

(i) 抗張材として。

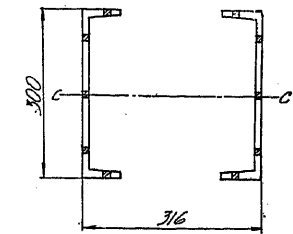
純斷面積の計算に際し溝形鋼突出脚に於ける差引くべき第二の鈹孔幅は

$$w = 2.5 - \frac{3.75^2}{4 \times 10.5} = 2.17 \text{ cm}$$

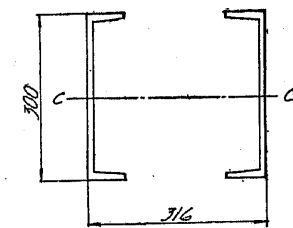
差引くべき鈹孔面積

腹部に於て	6×2.5×0.9 = 13.50 cm ²
突出脚に於て	4×2.17×1.3 = 11.28 "
計	24.78 cm ²

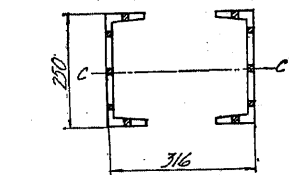
故に 純斷面積 = 88.14 - 24.78 = 63.36 cm²



第 49 圖



第 50 圖



第 51 圖

(ii) 抗壓材として。

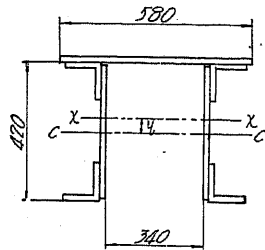
慣性率 $J_{e-e} = 2 \times 4181 = 8362 \text{ cm}^4$

$r = \sqrt{\frac{8362}{88.14}} = 9.74 \text{ cm}$

部材長 $l = 10.353 \text{ m}$ $\frac{l}{r} = \frac{1035.3}{9.74} = 106.29 < 120$

許容應力 $= 1500 \left(1 - 0.0055 \frac{l}{r}\right) = 696 \text{ kg/cm}^2$

(3) 鉛直材。端柱 ($U_0 L_0$)



第 52 圖

			總斷面積	慣性率 (e-e)
1-蓋 板	580×12	69.6 cm ²	32 481 cm ⁴	
2-腹 板	410×12	98.4 "	13 784 "	
2-山形鋼	90×90×10	34.0 "	11 811 "	
2-山形鋼	100×90×10	36.0 "	12 632 "	
計		238.0 cm ²	70 708 cm ⁴	

$\eta = 5.83 \text{ cm}$

$J_{x-x} = 62 619 \text{ cm}^4$

$r = 16.22 \text{ cm}$

$\frac{l}{r} = \frac{650}{16.22} = 40.07 < 120$

許容應力 $= 1000 \text{ kg/cm}^2$

部材 ($U_1 L_1$), ($U_2 L_2$), ($U_3 L_3$), ($U_4 L_4$), ($U_5 L_5$)

之等の部材はすべて抗張材であつて應力は極めて小であるが全部同一の断面とし次の如きものを採用する。



第 53 圖

總斷面積

4-山形鋼 $100 \times 100 \times 10 = 76 \text{ cm}^2$

差引くべき銀孔面積

$8 \times 2.5 \times 1.0 = 20 \text{ cm}^2$

\therefore 純斷面積 $= 76 - 20 = 56 \text{ cm}^2$

$r = \sqrt{\frac{19 \times 3.41^2 + 174.5}{19}} = 4.56 \text{ cm}$

部材長 $l = 8.8 \text{ m}$ (最長)

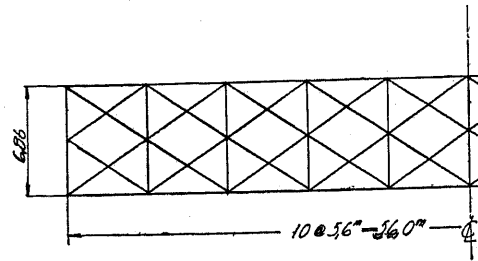
$\frac{l}{r} = \frac{880}{4.56} = 192.98 < 200$

第 24 表 總 括 表

種 類	部 材	死荷重 應 力 t	活荷重 應 力 t	合 計 t	所 要 斷 面 積 cm ²	使用總 斷 面 積 cm ²	使用純 斷 面 積 cm ²	$\frac{l}{r}$	許 容 應 力 kg/cm ²	斷 面 形 狀
上 肢 材	$U_0 U_1$	-80.141	-41.963	-122.104	122.11	237.60		35.14	-1000	1 蓋 板 560×12 2 腹 板 410×12 2 山形鋼 9J×90×10 2 山形鋼 100×100×10
	$U_1 U_2$	-79.800	-41.781	-121.581	121.58	237.60		34.99	-1000	
	$U_2 U_3$	-161.316	-84.486	-245.802	245.80	270.40		35.64	-1000	1 蓋 板 560×12 2 腹 板 410×16 2 山形鋼 90×90×10 2 山形鋼 100×100×10
	$U_3 U_4$	-160.952	-84.292	-245.244	245.25	270.40		35.57	-1000	
	$U_4 U_5$	-183.421	-95.881	-279.302	279.31	316.40		37.58	-1000	1 蓋 板 560×12 2 腹 板 410×16 2 山形鋼 90×90×10 2 山形鋼 100×100×10 2 側 板 230×10
下 肢 材	$I_0 L_1$	0	0	0	0	196.80		34.57		4 山形鋼 90×90×10 2 腹 板 460×14
	$L_1 L_2$	129.552	67.741	197.293	164.41	234.04	169.70		1200	4 山形鋼 90×90×13 2 腹 板 460×16
	$I_2 L_3$	129.552	67.741	197.293	164.41	234.04	169.70		1200	
	$L_3 L_4$	177.904	92.988	270.892	225.74	325.24	236.40		1200	4 山形鋼 90×90×13 2 腹 板 460×18 2 側 板 280×13
	$L_4 L_5$	177.904	92.988	270.892	225.74	325.24	236.40		1200	
斜 材	$U_0 L_1$	121.465	63.598 0	185.063	154.22	220.18	162.84		1200	2 溝形鋼 380×100@54.46 2 腹 板 370×11
	$U_2 L_1$	-87.460	-47.861 2.667	-135.321	144.27	171.42		68.03	-938	2 溝形鋼 380×100@67.28
	$U_2 L_3$	54.292	33.921 -6.060	88.214	73.51	111.49	82.79		1200	2 溝形鋼 300×90@43.76
	$U_4 L_3$	-31.693	-26.623 10.432	-58.316	76.93	97.15		89.95	-758	2 溝形鋼 300×90@38.13
	$U_4 L_5$	10.123 6.082	19.990 -14.827	30.113 -8.725	25.09 15.26	88.14	63.36	106.29	1200 -696	2 溝形鋼 250×90@34.59
鉛 直 材	$U_0 L_0$	-108.528	-54.315	-162.843	162.85	238.00		40.07	-1000	1 蓋 板 580×12 2 腹 板 410×12 2 山形鋼 90×90×10 2 山形鋼 100×90×10
	$U_1 L_1$	0.400	1.368	1.768	1.47	76.00	56.00	160.70	1200	
	$U_2 L_2$	23.053	17.200	40.253	33.54	76.00	56.00	174.82	1200	
	$U_3 L_3$	3.081	2.772	5.853	4.88	76.00	56.00	184.91	1200	4 山形鋼 100×100×10
	$U_4 L_4$	23.053	17.200	40.253	33.54	76.00	56.00	190.96	1200	
$U_5 L_5$	3.804	3.145	6.949	5.79	76.00	56.00	192.98	1200		

第六節 横 構

風荷重及地震荷重の横荷重に對して上横構及下横構を有し、第 54 圖の如き複 K 形構として計算する。



第 54 圖

此の時上横構は上弦材に沿うて拋物線形を爲すも、その水平投影影は下横構と全く同一となる。

下横構の反力は直接支承に傳へらるゝも上横構の反力は橋門構を経て支承に傳へらる。但しこの場合對傾構によつて幾分下横構を経て支承に傳へらるゝものもあるも、不明瞭なるを以て之を無視し、上横構の反力は全部橋門

構を経て支承に傳へらるゝものと假定する。

1. 荷 重

(1) 風荷重。

上横構に對し 215 kg/m の動荷重
下横構に對し 415 kg/m の動荷重

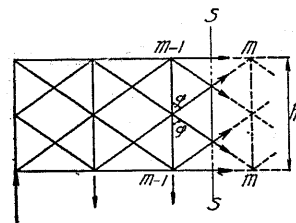
(2) 地震荷重。地震による水平震度を 0.2 と假定し、上横構は構桁上半部の自重、下横構は構桁下半部の自重による地震荷重を受けるものとする。

鋼材の上半部自重 = 67.9 t
= 1.213 t/m
地震による水平荷重 = 1.213 × 0.2 = 0.2426 t/m
≒ 243 kg/m (上横構に對し)

下半部の自重は

鋼材 126.330 t
橋床其他 269.380 t
計 395.710 t = 7.066 t/m
地震による水平荷重 = 7.066 × 0.2 = 1.4132 t/m
≒ 1 413 kg/m (下横構に對し)

2. 應力の計算



第 55 圖

格間に斜材の二交點を含む斷面 S-S を考へ (第 55 圖)、各斜材はこの格間の剪力を平等に受くるものと假定すれば、 $\sum V = 0$ を適用してその應力を求むる事が出来る。

弦材の應力は上弦材應力にあつては、斷面 S-S と下弦材の交點に原點を採り $\sum M = 0$ を適用し、下弦材には S-S 斷面と上弦材の交點に原點を採つて $\sum M = 0$ を適用すればよい。

垂直材の應力は上部の垂直材にあつては上格點の廻りの平衡を考へ $\sum V = 0$ を適用し、下部の垂直材は下格點に同様の操作をすればよい。

上弦材應力を U_m とすれば、

$$U_m = -\frac{M_{m-1}}{h}$$

上式中 h = 構の高さ

M_{m-1} = 原點の周りの外力による力率

下弦材應力 L_m は同様に

$$L_m = \frac{M_{m-1}}{h}$$

となる。

各斜材の應力 D_m は

$$D_m = \pm \frac{S_m}{4} \sec \varphi$$

上式中 S_m = 格間の剪力

上部垂直材の應力 V_m^u は

$$V_m^u = -(D_m + D_{m+1}) \cos \varphi - P_u$$

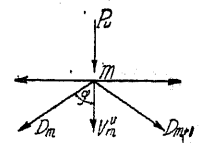
$$= -\frac{1}{4} (S_m + S_{m+1}) - P_u$$

同様に下部垂直材應力 V_m^l は

$$V_m^l = -\frac{1}{4} (S_m + S_{m+1}) + P_l$$

上式中 P_u = 上部格點荷重

P_l = 下部格點荷重



第 56 圖

今横構の弦材に相當する部分は主構の弦材にして、之が横荷重により如何なる應力が加はるべきかを一應検査する必要がある。本橋にあつては弦材の斷面大であり且つ横荷重を考ふる場合は風荷重に對しては 25%、地震荷重に對しては 60% 許容應力を増加する事を得るを以て、横荷重のために斷面増大の必要を生ずる事はない。

斜材及垂直材にあつては横荷重により新たに部材を設計せらるゝものにして、上記の計算の結果に従へば應力はいづれも皆格間の剪力によるものなるを以て、剪力最大なる部分即ち支點に近接の第一番目の格間に於ける應力を算定し、之によつて斷面を決定する事とせり。事實所要斷面は小であるが部材の細長比によつて斷面を決定せらるゝ場合多く、最大應力によりて決定せる斷面を他のすべての部分に使用する事とする。

3. 上横構の應力及斷面

(1) 斜材の應力。斜材中最大の應力を生ずべき支點に近接する第一格間に於ける應力を計算する。

$$D_1 = \pm \frac{S_1}{4} \sec \varphi$$

$$S_1 = 215 \times 5.6 \times 4.5 = 5 414 \text{ kg (風荷重に對し)}$$

$$= 243 \times 5.6 \times 4.5 = 6 124 \text{ kg (地震荷重に對し)}$$

$$\sec \varphi = \frac{\sqrt{3.43^2 + 5.6^2}}{3.43} = 1.914$$

$$\therefore D_1 = \pm \frac{5414}{4} \times 1.914 = \pm 2591 \text{ kg (風)}$$

$$= \pm \frac{6124}{4} \times 1.914 = \pm 2930 \text{ kg (地)}$$

上横構は上弦材に沿うて取付けられ、上記の計算はその水平投影影について計算するを以て、厳密には水平面との傾を α とすれば、以上の應力に $\sec \alpha$ を乗じたる眞の應力を求めなくてはならない。併し本橋の上弦の曲度は非常に緩であつて、 $\sec \alpha$ の値も殆ど 1 に近きを以て省略し、特に加算せざる事としたのである。

(2) 垂直材の應力。

V_1^u 及 V_1^l を求めれば

$$V_1^u = \frac{1}{4}(S_1 + S_2) - P_u$$

$$= \frac{1}{4}(5414 + 215 \times 5.6 \times 3.5) - \frac{215 \times 5.6}{2} = 1805 \text{ kg (風)}$$

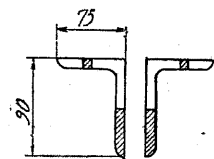
$$= \frac{1}{4}(6124 + 243 \times 5.6 \times 3.5) - \frac{243 \times 5.6}{2} = 2041 \text{ kg (地)}$$

$$V_1^l = -\frac{1}{4}(S_1 + S_2) + P_l$$

$$= -\frac{1}{4}(5414 + 215 \times 5.6 \times 3.5) = -2407 \text{ kg (風)}$$

$$= -\frac{1}{4}(6124 + 243 \times 5.6 \times 3.5) + \frac{243 \times 5.6}{2} = -2041 \text{ kg (地)}$$

(3) 断面。斜材及垂直材共同一断面とする。



第 57 圖

2-山形鋼 90×75×9

$$\text{總斷面積} = 28.08 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{純斷面積} &= 28.08 - 2 \times 2.5 \times 0.9 - \frac{9}{2} \times 0.9 \\ &= 19.53 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$r = 2.78 \text{ cm}$$

斜材に對しては

$$\frac{l}{r} = \frac{285.5}{2.78} = 103 < 150$$

許容應力

張力

$$1200 \times 1.25 = 1500 \text{ kg/cm}^2 \text{ (風)}$$

$$1200 \times 1.60 = 1920 \text{ " (地)}$$

壓力

$$1500 \times (1 - 0.0055 \times 103) \times 1.25 = 813 \text{ kg/cm}^2 \text{ (風)}$$

$$1500 \times (1 - 0.0055 \times 103) \times 1.60 = 1040 \text{ " (地)}$$

垂直材に對しては

$$\frac{l}{r} = \frac{275.7}{2.78} = 99 < 150$$

許容應力

張力 斜材の場合と同じ。

壓力

$$1500(1 - 0.0055 \times 99) \times 1.25 = 854 \text{ kg/cm}^2 \text{ (風)}$$

$$1500(1 - 0.0055 \times 99) \times 1.60 = 1093 \text{ " (地)}$$

第 25 表

部 材	風 荷 重				地 震 荷 重			
	應 力 kg	所要斷面積 cm ²	使用斷面積 cm ²	許容應力 kg/cm ²	應 力 kg	所要斷面積 cm ²	使用斷面積 cm ²	許容應力 kg/cm ²
D_1	2591	1.73	19.53	1500	2930	1.53	19.53	1920
D_1'	-2591	3.19	28.08	813	-2930	2.82	28.08	1040
V_1^u	1805	1.20	19.53	1500	2041	1.06	19.53	1920
V_1^l	-2407	2.82	28.08	854	-2041	1.87	28.08	1093

4. 下横構の應力及断面

下横構は上横構とは荷重が異なるのみで、應力の解法及使用断面は全く同一である。

荷重は風荷重 415 kg/m, 地震荷重 1413 kg/m にして、細長比計算に使用すべき部材長稍異なるため許容應力に於て少しく異なる。

下横構に於ける垂直材は横桁下部突縁にして、應力の検査を要するも弦材の場合と同一理由により省略する事とする。

斜材に於て

$$\frac{l}{r} = \frac{284.1}{2.78} = 102 < 150$$

許容應力

$$1500(1 - 0.0055 \times 102) \times 1.25 = 823 \text{ kg/cm}^2 \text{ (風)}$$

$$1500(1 - 0.0055 \times 102) \times 1.60 = 1054 \text{ " (地)}$$

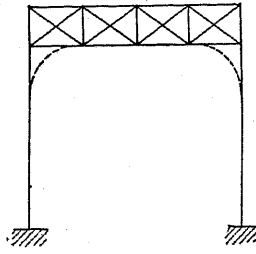
第 26 表

部 材	風 荷 重				地 震 荷 重			
	應 力 kg	所要斷面積 cm ²	使用斷面積 cm ²	許容應力 kg/cm ²	應 力 kg	所要斷面積 cm ²	使用斷面積 cm ²	許容應力 kg/cm ²
D_1	5004	3.34	19.53	1500	17038	8.87	19.53	1920
D_1'	-5004	6.08	28.08	-823	-17038	16.17	28.08	-1054

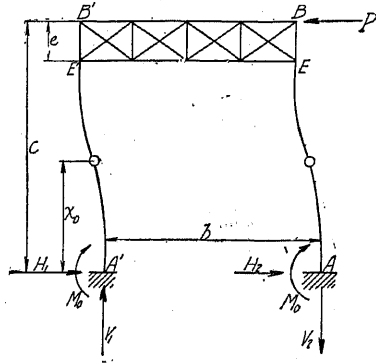
第七節 橋門構及對傾構

1. 橋門構 橋門構は第 58 圖の如き格子型とし、支點は固定せられたるものと假定して計算する。

上横構から橋門構に傳へらるゝ反力を P とすれば、橋門構は第 59 圖の如き反力を生じ、端柱は彎曲して支點より x_0 の點に反曲點を生ずる。

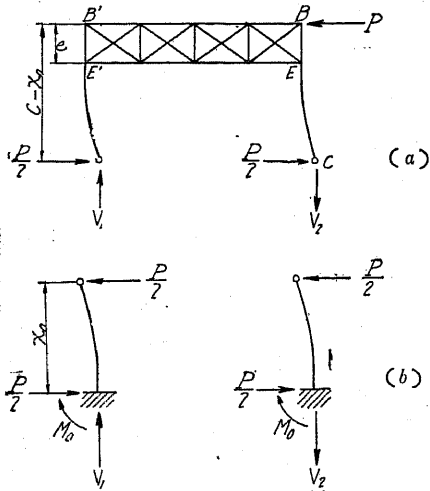


第 58 圖



第 59 圖

今この反曲點に於て橋門構を上下二部(第 60 圖 a, b)に分けて考ふれば



第 60 圖

$$H_1 = H_2 = \frac{P}{2}$$

$$V_1 = V_2 = \frac{P(c-x_0)}{b}$$

V_1 と V_2 とは大き等しく方向は反對である。

$$M_0 = \frac{P}{2} x_0$$

$$x_0 = \frac{(c-e)}{2}$$

と假定すれば此の構の應力を全部決定する事が出来る。

即ち

$$V_1 = V_2 = \frac{P(c - \frac{1}{2}c + \frac{e}{2})}{b} = \frac{P}{2} \frac{c+e}{b}$$

$$M_0 = \frac{P}{2} \cdot \frac{1}{2}(c-e)$$

$$M_F = -M_0 \quad \text{となる。}$$

(1) 端柱。

今 $c = 6.5 \text{ m}$ $e = 0.92 \text{ m}$ $b = 6.86 \text{ m}$

$$P = 215 \times 56 \times \frac{1}{2} = 6020 \text{ kg (風荷重に對し)}$$

$$= 243 \times 56 \times \frac{1}{2} = 6804 \text{ kg (地震荷重に對し)}$$

7.72

$$V_1 = V_2 = \frac{6020}{2} \times \frac{6.5+0.92}{6.86} = 3257 \text{ kg (風)}$$

$$= \frac{6804}{2} \times \frac{6.5+0.92}{6.86} = 3681 \text{ kg (地)}$$

$$M_0 = -M_F = \frac{6020}{2} \times \frac{6.5-0.92}{2} = 8398 \text{ kgm (風)}$$

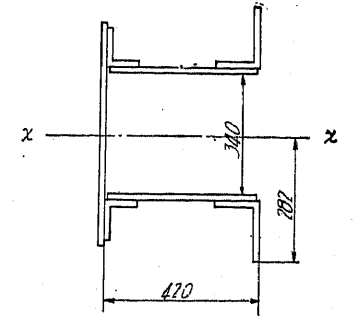
$$= \frac{6804}{2} \times \frac{6.5-0.92}{2} = 9492 \text{ kgm (地)}$$

	總斷面積	慣性率 ($\alpha - \alpha'$)
1-蓋 鈹	580×12	69.6 cm ² 19 511 cm ⁴
2-腹 鈹	410×12	98.4 " 30 490 "
2-山形鋼	90×90×10	34.0 " 15 765 "
2-山形鋼	100×90×10	36.0 " 16 427 "
計	238.0 cm ²	82 193 cm ⁴

彎曲率による縁維應力 σ_0 を求むれば

$$\sigma_0 = \frac{839800}{82193} \times 28.2 = 288 \text{ kg/cm}^2 \text{ 壓力 (風)}$$

$$\sigma_0 = \frac{949200}{82193} \times 28.2 = 326 \text{ kg/cm}^2 \text{ 壓力 (地)}$$



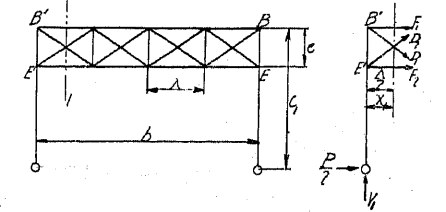
第 61 圖

第 27 表

種類	主構よりの軸應力 kg	横荷重による軸應力 kg	計 kg	壓力強度 kg/cm ²	横荷重の彎曲率による強度 kg/cm ²	合計 kg/cm ²	許容應力 kg/cm ²
風荷重	-162 843	-3 257	-166 101	- 698	- 288	986	1250
地震荷重	-108 528	-3 681	-112 209	- 471	- 326	797	1600

$\frac{P}{2}$ なる端柱の受くる剪力は、斷面に比し非常に小なるを以て無視し得る。又彎曲率による張力は、主構よりの軸應力を幾分減少するのみで斷面に不足を來すことはない。

(2) 格子構。格子部分の應力を算定するには第 62 圖の如く斜材の交點を通り鉛直斷面 1—1 を施して考ふる。



第 62 圖

$$D_1 = -D_2 = \frac{V_1}{2} \sec \theta$$

$$\sec \theta = \frac{\sqrt{\lambda^2 + e^2}}{e} = \frac{\sqrt{1.715^2 + 0.92^2}}{0.92} = \frac{1.946}{0.92} = 2.115$$

$$\therefore D_1 = -D_2 = \frac{3257}{2} \times 2.115 = \pm 3444 \text{ kg (風)}$$

$$= \frac{3681}{2} \times 2.115 = \pm 3893 \text{ kg (地)}$$

斜材の應力は剪力によつて定まり、剪力は一定なるを以て全部同一の絶対値を有する。
上下兩弦の應力を求めるに 1-1 断面と B'B, E'E との交點に於て夫々力率を採れば

$$F_1 e + \frac{P c_1 x_1}{b} - \frac{P}{2} (c_1 - e) = 0$$

$$\therefore F_1 = \frac{P c_1}{b e} \left(\frac{b}{2} - x_1 \right) - \frac{P}{2}$$

$$F_2 = -\frac{P c_1}{b e} \left(\frac{b}{2} - x_1 \right)$$

上式に於て $x_1 = 0$ と $x_1 = b$ なる場合を計算すれば最大の應力を得る事が出来る。

$x_1 = 0$ $F_1 = \frac{P c_1}{2e} - \frac{P}{2} = \frac{P}{2} \left(\frac{c_1}{e} - 1 \right)$

$F_2 = -\frac{P c_1}{2e}$

$x_1 = b$ $F_1 = -\frac{P}{2} \left(\frac{c_1}{e} + 1 \right)$

$F_2 = \frac{P c_1}{2e}$

ここに $c_1 = 3.71 \text{ m}$ $e = 0.92 \text{ m}$

風荷重の場合

$F_1 = \frac{6020}{2} \left(\frac{3.71}{0.92} - 1 \right) = 9128 \text{ kg}$

或は $-\frac{6020}{2} \left(\frac{3.71}{0.92} + 1 \right) = -15148 \text{ kg}$

$F_2 = -\frac{6020 \times 3.71}{2 \times 0.92} = -12138 \text{ kg}$

或は $\frac{6020 \times 3.71}{2 \times 0.92} = 12138 \text{ kg}$

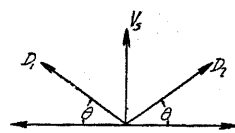
地震荷重の場合

$F_1 = \frac{6804}{2} \left(\frac{3.71}{0.92} - 1 \right) = 10317 \text{ kg}$

或は $-\frac{6804}{2} \left(\frac{3.71}{0.92} + 1 \right) = -17121 \text{ kg}$

$F_2 = -\frac{6804}{2} \times \frac{3.71}{0.92} = -13719 \text{ kg}$

或は $\frac{6804}{2} \times \frac{3.71}{0.92} = 13719 \text{ kg}$



第 63 圖

垂直材の應力は上格點又は下格點に於て格點の周りの平衡を考へ

$\sum V = 0$ を適用すれば

$\sum V = V_s + D_1 \cos \theta + D_2 \cos \theta = 0$

$\therefore V_s = -D_1 \cos \theta - D_2 \cos \theta$

上記の結果を表記すれば次の如くである。

第 28 表

種類	風應力	所要断面積	許容力	地震應力	所要断面積	許容力	$\frac{l}{r}$	断面
上弦材	9128	6.09	1500	10317	5.37	1920	71.02	2-山形鋼75×75×9 總断面積=25.38cm ² 純断面積=17.17cm ²
	-15148	13.26	1142	-17121	11.70	1463		
下弦材	12138	8.09	1500	13719	7.15	1920	71.02	
	-12138	10.63	1142	-13719	9.38	1463		
斜材	3444	2.29	1500	3893	2.03	1920	81.95	
	-3444	3.35	1029	-3893	2.95	1318		
垂直材	3257	4.04	1500	3681	3.55	1920	40.89	
	-3257	2.61	1250	-3681	2.30	1600		

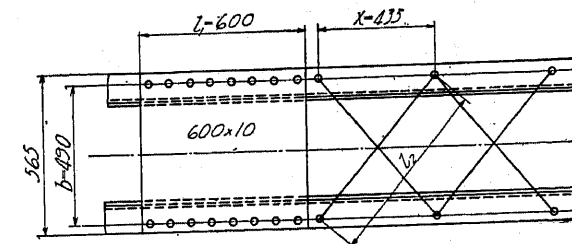
2. 對傾構 此の計算は橋門構の計算方法と全く同一にして、上横構と下横構の荷重の大きさの差のみに對して働き、上下兩横構の荷重が同一なるときは應力を生ぜず。本橋に於ては各格點に全部對傾構を設け、横方向の振動並に偏心荷重の影響を軽減するため有効高一杯に出來得る限り深く設けてある。

第八節 細部設計

1. 綴釘及綾片

(1) 上弦材。

(i) 部材 ($U_0 U_1$), ($U_1 U_2$)。



第 64 圖

綴釘

長さ l_1 : $l_1 > b = 490 \text{ mm}$ なるを要する。

使用長 $l_1 = 600 \text{ mm}$ とする。

厚さ t : $t > 0.02 b = 9.8 \text{ mm}$ なるを要する。

使用厚 $t = 10 \text{ mm}$ とする。

綾片

部材の半分のみを考へたる場合の細長比 $\frac{x}{r_g}$ が部材全體の細長比 $\frac{l}{r}$ の $\frac{2}{3}$ 倍より大ならざる様に定むれば

$$\frac{x}{r_g} \geq \frac{2}{3} \frac{l}{r}$$

$$r_g = 3.77 \text{ cm} \quad \frac{l}{r} = 31.29 \text{ 又は } 31.16$$

$$x \geq \frac{2}{3} \times 3.77 \times 31.16 = 78.24 \text{ cm}$$

$b = 490 \text{ mm} > 400 \text{ mm}$ となるを以て複綾板を用ひ $\theta \doteq 45^\circ$ となし $x = 435 \text{ mm}$ とする。

厚さ t' : $t' > \frac{1}{60} l_2 = \frac{1}{60} \times \sqrt{435^2 + 490^2} = \frac{655}{60} = 10.92 \text{ mm}$

使用厚 $t' = 11 \text{ mm}$ とする。

應力 S : $S = \pm \frac{Q}{4} \times \frac{l_2}{b}$

上式中 Q は端剪力にして次式によりて算出する。

$$Q = \frac{Pl}{4000y} = \frac{237.60 \times 1000 \times 566.7}{4000 \times 26.84} = 1254 \text{ kg}$$

上式中 $P =$ 部材の全強 (kg)

$l =$ 部材の長さ (cm)

$y =$ 中立軸より縁維に至る距離 (cm)

然るに此の部材は蓋板を有するから Q は上記の値の半分をとり

$$Q = \frac{1254}{2} = 627 \text{ kg} \text{ とする。}$$

$$\therefore S = \pm \frac{627}{4} \times \frac{655}{490} = \pm 210 \text{ kg}$$

使用断面:

75×11	總斷面積	8.25 cm ²
	純斷面積	5.50 cm ²

$$r = 0.317 \text{ cm} \quad \frac{l_2}{r} = \frac{65.5}{0.317} \times \frac{1}{2} = 103.31$$

許容應力 $\sigma_0 = 1500 (1 - 0.0055 \times 103.3) = 648 \text{ kg/cm}^2$

抗壓應力 = $648 \times 8.25 = 5346 \text{ kg} > 210 \text{ kg}$

抗張應力 = $1200 \times 5.5 = 6600 \text{ kg} > 210 \text{ kg}$

鋸

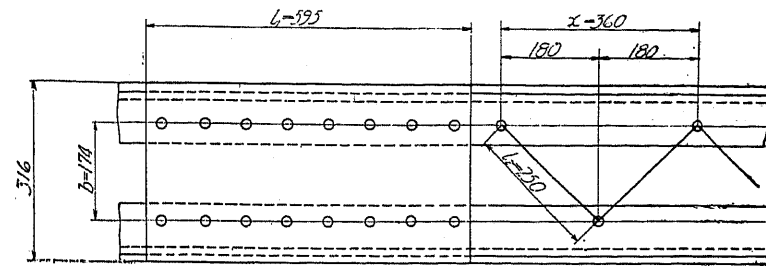
鋸値 = 3231 kg (22 mm 工場鋸, 單剪) $> 210 \text{ kg}$

(ii) 部材 ($U_2 U_3$), ($U_3 U_4$), ($U_4 U_5$)。

是等の部材は上記の計算と全く同様に計算する事を得、且つ數字に多少の異動はあるも、以上の計算結果に見るが如く、使用綴釘、綾片共に十分に安全なるを以て、上弦材全部に之を使用する事とし、こゝに計算を繰返す事を省略する。

(2) 下弦材。下弦材は全部抗張材なるも、綴釘及綾片の計算は抗壓材に準じて計算する事とする。

(i) 部材 ($L_1 L_2$), ($L_2 L_3$)。



第 65 圖

綴釘

長さ l_1 : $l_1 > b = 174 \text{ mm}$ なるを要する。

使用長 $l_1 = 595 \text{ mm}$

厚さ t : $t > 0.02 b = 3.48 \text{ mm}$ なるを要する。

使用厚 $t = 10 \text{ mm}$

綾片

$$\frac{x}{r_g} \geq \frac{2}{3} \frac{l}{r}$$

$$r = 16.34 \text{ cm} \quad l = 5.6 \text{ m}$$

$$r_g = 3.76 \text{ cm} \quad \therefore \frac{l}{r} = \frac{560}{16.34} = 34.27$$

$$x \geq \frac{2}{3} \times 34.27 \times 3.76 = 85.9 \text{ cm}$$

$b = 174 \text{ mm} < 400 \text{ mm}$ なる故に單綾片を用ひ $x = 36 \text{ cm}$ とする。

厚さ t' : $t' > \frac{1}{40} l_2 = \frac{250}{40} = 6.25 \text{ mm}$

使用厚 $t' = 8 \text{ mm}$ とする。

應力 S : $S = \pm \frac{Q}{2} \times \frac{l_2}{b}$

$$Q = \frac{Pl}{4000y} = \frac{169.70 \times 1200 \times 560}{4000 \times 23} = 1240 \text{ kg}$$

$$\therefore S = \pm \frac{1240 \times 25}{2 \times 17.4} = \pm 891 \text{ kg}$$

使用断面:

65×8	總斷面積	5.2 cm ²
	純斷面積	3.4 cm ²

$$r = 0.231 \text{ cm} \quad \frac{l_2}{r} = \frac{25}{0.231} = 108.22$$

許容應力 $\sigma_0 = 1500 (1 - 0.0055 \times 108.22) = 607 \text{ kg/cm}^2$

抗壓應力 = $607 \times 5.2 = 3156 \text{ kg} > 891 \text{ kg}$

抗張應力 = $1200 \times 3.4 = 4080 \text{ kg} > 891 \text{ kg}$

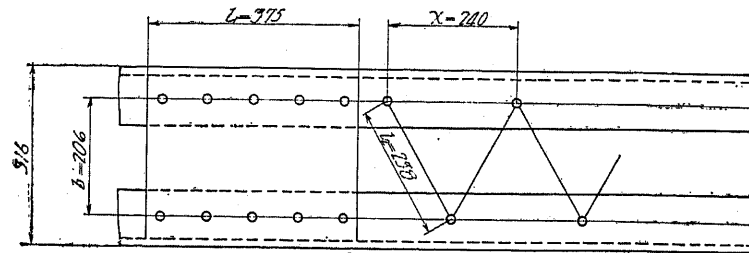
鋸

鋸値 = $3231 \text{ kg} > 862 \text{ kg}$

(ii) 部材 $(L_3 L_4), (L_4 L_5)$ 。

綴板、綾片共に $L_1 L_2, L_2 L_3$ に使用したものと同一のものを用ふ。計算の数字には多少の異動あるも、前記計算に見る通り各充分に安全なるを以て、ここに記載を省略する。

(3) 斜材。部材 $U_0 L_1$ について綴板、綾片の計算を行ひ他の部材のものは全部之に倣ふ事とする。



第 66 圖

綴板

長さ l_1 : $l_1 > b = 206 \text{ mm}$ なるを要する。

使用長 $l_1 = 375 \text{ mm}$ とする。

厚さ t : $t > 0.02b = 4.12 \text{ mm}$ なるを要する。

使用厚 $t = 8 \text{ mm}$ とする。

綾片

$$\frac{\pi}{r_g} \geq \frac{2}{3} \frac{l}{r}$$

$$l = 8.58 \text{ m} \quad r = 13.18 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{r} = \frac{858}{13.18} = 65.10 \quad r_g = 3.79$$

$$\therefore \pi \geq \frac{2}{3} \times 65.10 \times 3.79 = 164.5 \text{ cm}$$

$b = 206 \text{ mm} < 400 \text{ mm}$ であるから単綾綴を用ひ $x = 240 \text{ mm}$ とする。

厚さ t' : $t' > \frac{1}{40} l_2 = \frac{238}{40} = 5.95 \text{ mm}$

使用厚 $t' = 9 \text{ mm}$ とする。

應力 S : $S = \pm \frac{Q}{2} \times \frac{l_2}{b}$

$$Q = \frac{Pl}{4000y} = \frac{162.84 \times 1200 \times 858}{4000 \times 19} = 22r$$

$$\therefore S = \pm \frac{2206}{2} \times \frac{23.8}{20.6} = \pm 1274 \text{ kg}$$

使用断面: 65×9 総断面積 5.85 cm^2
純断面積 3.60 cm^2

$$r = 0.26 \text{ cm} \quad \frac{l}{r} = \frac{23.8}{0.26} = 91.53$$

$$\text{許容應力 } \sigma_0 = 1500 (1 - 0.0055 \times 91.53) = 745 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{抗壓應力} = 745 \times 5.85 = 4358 \text{ kg} > 1274 \text{ kg}$$

$$\text{抗張應力} = 1200 \times 3.60 = 4320 \text{ kg} > 1274 \text{ kg}$$

綴

$$\text{綴値} = 3231 \text{ kg} > 1274 \text{ kg}$$

(4) 鉛直材。(端柱を除く) 鉛直材は全部抗張材にして應力も極く小なる故綾片を用ひず、部材の両端には下記の如き綴板を付し、中間には小なる綴板を一定間隔に設ける事とする。

端部綴板

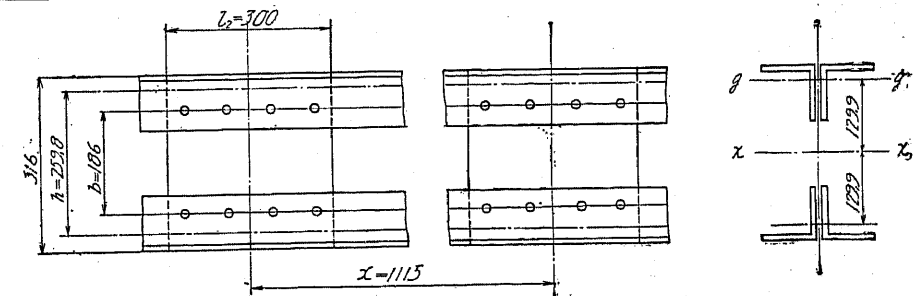
長さ l_1 : $l_1 > b = 18.6 \text{ cm}$

使用長 $l_1 = 37.5 \text{ cm}$

厚さ t : $t > 0.02b = 3.7 \text{ mm}$

使用厚 $t = 10 \text{ mm}$

中間綴板



第 67 圖

$$\frac{\pi}{r_g} \geq \frac{2}{3} \frac{l}{r}$$

$$l = 8.8 \text{ m} \text{ とすれば } \frac{l}{r} = 192.98$$

$$r_g = 3.03 \text{ cm}$$

$$\therefore \pi \geq \frac{2}{3} \times 192.98 \times 3.03 = 390 \text{ cm}$$

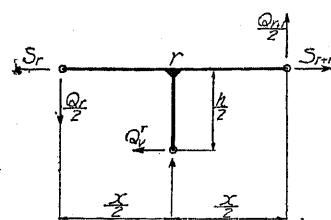
然るに $x = 111.5 \text{ cm}$ である。

又 $\frac{\pi}{r_g} = 36.8 < 40$ となる。

綴板の長さ l_2 は $b = 18.6 \text{ cm}$ より遙かに大なる 30 cm を使用し、厚さも端綴板と同様 10 mm を使用する。

中間綴板の強度

今部材には抗壓部材の計算に使用せると同様の剪力 Q が作用するものとし、且この剪力によりて生ずる彎曲率の分布は部材の中心に反曲點を有するものと假定すれば、次の如く考ふる事が出来る。



第 68 圖

$$Q_v^r = \frac{Q_r + Q_{r+1}}{2} \frac{x}{h} = \bar{Q}_r \frac{x}{h}$$

上式中 \bar{Q}_r は部材に直角に働く剪力で次式より求むるものとする。

$$\begin{aligned} \bar{Q}_r &= \frac{Pl}{4000y} \\ &= \frac{56 \times 1200 \times 880}{4000 \times 15.8} = 936 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$Q_v^r = 936 \times \frac{111.5}{25.98} = 4017 \text{ kg}$$

故に鉄線に於ける彎曲率 M は

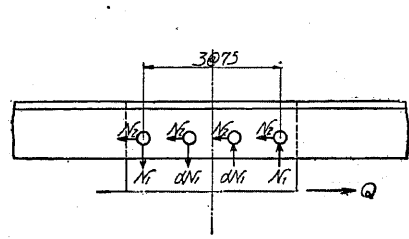
$$M = 4017 \times 9.3 = 37358 \text{ kg cm とし}$$

$$\text{縁維應力 } \sigma = \frac{37358 \times 15}{1500} = 374 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{剪應力 } \tau = \frac{4017}{20} = 201 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{故に最大主應力 } \sigma_{max} = 0.35 \times 374 + 0.65 \times \sqrt{4 \times 201^2 + 374^2} = 406.88 \text{ kg/cm}^2$$

鉄に働く力



第 69 圖

$$\alpha = \frac{3.75}{7.5 + 3.75} = 3.33$$

$$\begin{aligned} M &= 2 \times (11.25 N_1 + 3.75 \times 3.33 N_1) \\ &= 2 \times 23.74 N_1 \end{aligned}$$

$$\therefore N_1 = \frac{M}{2 \times 23.74} = \frac{37358}{47.48} = 787 \text{ kg}$$

$$N_2 = \frac{Q}{4} = \frac{4017}{4} = 1004 \text{ kg}$$

故に N_1, N_2 の合力より成る鉄の受ける最大剪力 N は

$$\begin{aligned} N &= \sqrt{N_1^2 + N_2^2} = \sqrt{787^2 + 1004^2} \\ &= 1276 \text{ kg} < 3740 \text{ kg (22 mm 工場鉄, 10 mm 鋼支壓強)} \end{aligned}$$

2. 部材の接合 部材の接合は主構にあつては全強を以てするを原則とし、己むを得ざる箇所及全然其の必要な箇所は相當軽減する事とする。

(1) 上弦材。上弦材の接合は上部格點に於て行ふ事とし、部材間の支應力は認めず綴鉄のみによるものとする。尚主構及横構の繋鉄は弦材に直接に接する部分のみが添接材として働くものとする。

(i) 格點 (U_1)。

部材 (U_1, U_2)

所要斷面積	121.58 cm ²	使用斷面積	237.60 cm ²
部材の全強	237.60 × 1000 = 237 600 kg		

添接鉄:

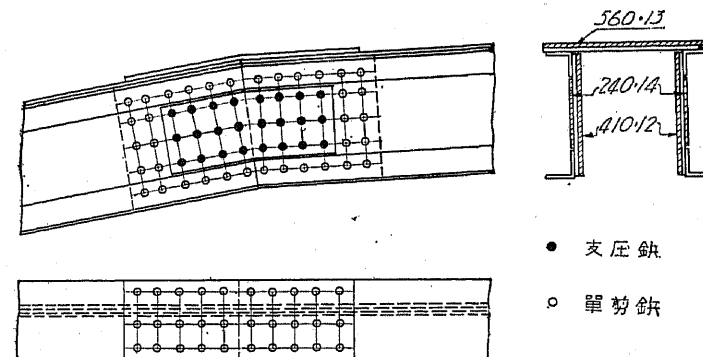
		總斷面積
2-繋鉄	410 × 12	98.4 cm ²
1-蓋添接鉄	560 × 13	72.8 "
2-腹添接鉄	240 × 14	67.2 "
計		238.4 cm ² > 237.6 cm ²

各添接鉄が部材と同一の應力強度 1000 kg/cm² を受けるものとしての所要鉄數 n を求むれば (22 mm 現場、單剪強度 2851 kg)

2-繋鉄	$n = \frac{98400}{2851} = 34.5$ 本	使用數	60 本
1-蓋添接鉄	$n = \frac{72800}{2851} = 25.6$ "	"	30 "
2-腹添接鉄	$n = \frac{67200}{2851} = 23.6$ "	"	24 "

接合綴鉄の強度:

66 (現場、單剪)	× 2851 = 188 166 kg
24 (現場、12 mm 鋼支壓強)	× 3960 = 95 040 "
計	283 206 kg > 238 400 kg



第 70 圖

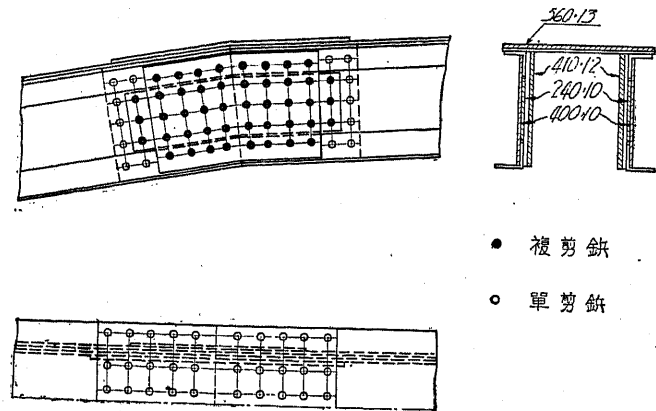
(ii) 格點 (U_3)。

部材 (U_3, U_4)

所要斷面積	245.25 cm ²	使用斷面積	270.40 cm ²
部材の全強	270.40 × 1000 = 270 400 kg		

添接鉄:

		總斷面積
2-繋鉄	410 × 12	98.40 cm ²
1-蓋添接鉄	560 × 13	72.80 "
2-腹添接鉄	240 × 10	48.00 "
2-腹添接鉄	400 × 10	80.00 "
計		299.20 cm ² > 270.40 cm ²



第 71 圖

- 複剪 鈑
- 單剪 鈑

各添接鈑の所要鈑數：

2-繫 鈑	$n = \frac{98\,400}{2\,851} = 34.5$ 本	使用數 60 本
1-蓋添接鈑	$n = \frac{72\,800}{2\,851} = 25.6$ "	" 30 "
2-腹添接鈑	$n = \frac{48\,000}{2\,851} = 16.8$ "	" 30 "
2-腹添接鈑	$n = \frac{80\,000}{2\,851} = 28.1$ "	" 40 "

(鈑 1 枚を隔つるを以て 3 割増しとする)

接合綴鈑の強度：

44 (現場、單剪) × 2 851 = 125 444 kg
46 (現場、複剪) × 5 702 = 262 292 "
計 387 736 kg > 270 400 kg

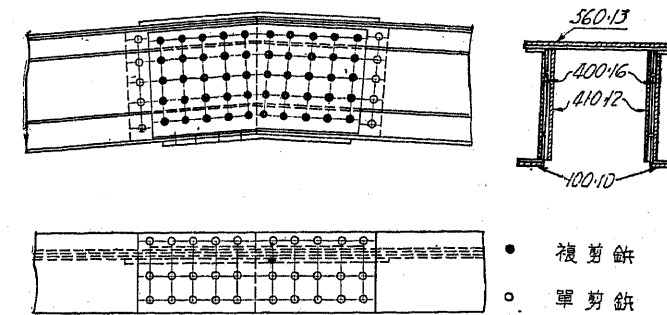
(iii) 格點 (U_5)

部材 ($U_4 U_5$)

所要斷面積	279.31 cm^2	使用斷面積	316.40 cm^2
部材の全強	$316.40 \times 1\,000 = 316\,400$ kg		

添接鈑：

	断面	面積
2-繫 鈑	410×12	98.40 cm^2
1-蓋添接鈑	560×13	72.80 "
2-腹添接鈑	400×16	128.00 "
2-添接鈑	100×10	20.00 "
計		319.20 cm^2 > 316.40 cm^2



第 72 圖

- 複剪 鈑
- 單剪 鈑

各添接鈑の所要鈑數：

2-繫 鈑	$n = \frac{98\,400}{2\,851} = 34.5$ 本	使用數 60 本
1-蓋添接鈑	$n = \frac{72\,800}{2\,851} = 25.6$ "	" 30 "
2-腹添接鈑	$n = \frac{128\,000}{2\,851} = 45.0$ "	" 50 "
2-添接鈑	$n = \frac{20\,000}{2\,851} = 7.02$ "	" 8 "

接合綴鈑の強度：

48 (現場、單剪) × 2 851 = 136 848 kg
50 (現場、複剪) × 5 702 = 285 100 "
計 421 948 kg > 316 400 kg

(2) 下弦材。下弦材の接合は下格點に成る可く接近し、且支點に近き側に設くる事とする。

(i) 部材 ($L_1 L_2$), ($L_2 L_3$) の接合。

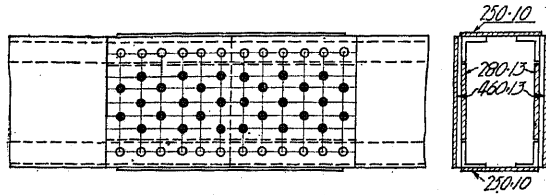
所要斷面積 (純)	164.41 cm^2
使用斷面積 (")	169.70 "
部材の全強	$169.7 \times 1\,200 = 203\,640$ kg

添接鈑：

	断面	總斷面積	純斷面積
2-腹添接鈑	460×13	119.6 cm^2	87.1 cm^2
2-添接鈑	280×13	72.8 "	53.3 "
2-添接鈑	250×10	50.0 "	40.0 "
計		242.4 cm^2	180.4 cm^2 > 169.7 cm^2

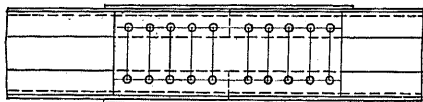
各添接鈑の所要鈑數：

2-腹添接鈹 $\frac{87.1 \times 1200}{2851} = 36.6$ 本 使用數 54 本
 2-添接鈹 $\frac{53.3 \times 1200}{2851} = 22.5$ " " 30 "
 2-添接鈹 $\frac{40 \times 1200}{2851} = 16.9$ " " 20 "



接合綴鈹の強度：

44 (現場、單剪) $\times 2851 = 125444$ kg
 30 (現場、複剪) $\times 5702 = 171060$ "
 計 296504 kg
 > 203640 kg



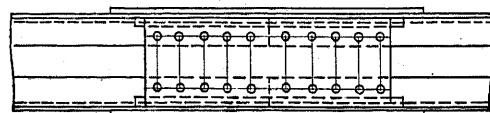
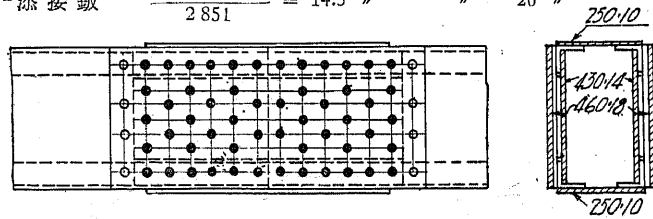
第 73 圖

添接鈹：

		總斷面積	純斷面積
2-腹添接鈹	460×18	165.6 cm ²	120.6 cm ²
2-添接鈹	430×14	120.4 "	85.4 "
2-添接鈹	250×10	50.0 "	34.0 "
計		336.0 cm ²	240.0 cm ² > 236.4 cm ²

各添接鈹の所要鈹數：

2-腹添接鈹 $\frac{120.6 \times 1200}{2851} = 50.7$ 本 使用數 54 本
 2-添接鈹 $\frac{85.4 \times 1200}{2851} = 35.9$ " " 62 "
 2-添接鈹 $\frac{34 \times 1200}{2851} = 14.3$ " " 20 "



第 74 圖

- 複剪鈹
- 單剪鈹

(ii) 部材 (L₃L₄), (L₄L₅)。

所要斷面積 (純) 225.74 cm²
 使用斷面積 (") 236.40 "
 部材の全強 236.4 × 1200 = 283680 kg

接合綴鈹の強度：

28 (現場、單剪) $\times 2851 = 79828$ kg
 54 (現場、複剪) $\times 5702 = 307908$ "
 計 387736 kg > 283680 kg

(3) 斜材及鉛直材。斜材及鉛直材はすべて緊鈹に現場鈹(單剪)を以て取付られ使用鈹數は第 29 表の通りである。

第 29 表

部材	應力	全強	使用鈹の抵抗力						備考		
			單剪強		複剪強		支壓強			計	
			本數	強度 kg	本數	強度 kg	本數	強度 kg			kg
上 弦 材	U ₀ U ₁	-122.104	-237.600	66	188166			24	95040	283206	
	U ₁ U ₂	-121.581	-237.600	66	188166			24	95040	283206	
	U ₂ U ₃	-245.802	-270.400	44	125444	46	262292			387736	
	U ₃ U ₄	-245.244	-270.400	44	125444	46	262292			387736	
	U ₄ U ₅	-279.302	-316.400	48	136848	50	285100			421948	
下 弦 材	I ₀ L ₁	0	196.800	54	153954					153954	I ₀ L ₁ は應力なく全強とする必要もないために幾分軽減してある。
	I ₁ L ₂	197.293	203.640	44	125444	30	171060			296504	
	L ₂ L ₃	197.293	203.640	44	125444	30	171060			296504	
	L ₃ L ₄	270.892	283.680	28	79828	54	307908			387736	
	L ₄ L ₅	270.892	283.680	28	79828	54	307908			387736	
斜 材	U ₀ L ₁	185.063	195.408	68	193868					193868	
	U ₂ L ₁	-135.321	160.792	58	165358					165358	
	U ₂ L ₃	88.214	99.348	36	102636					102636	
	U ₄ L ₃	-58.306	73.637	30	85530					85530	
	U ₄ L ₅	30.113	76.032	32	91232					91232	
鉛 直 材	U ₀ I ₀	-162.843	238.000	86	245186			24	95040	340226	鉛直材中端柱を除いては單に細長比のために斷面が決定せらるゝため全強接合の必要なしと認め左の如くしたのである。
	U ₁ I ₁	1.768	67.200	16	45616					45616	
	U ₂ I ₂	40.253	67.200	16	45616					45616	
	U ₃ I ₃	5.853	67.200	16	45616					45616	
	U ₄ I ₄	40.253	67.200	16	45616					45616	
	U ₅ I ₅	6.949	67.200	16	45616					45616	

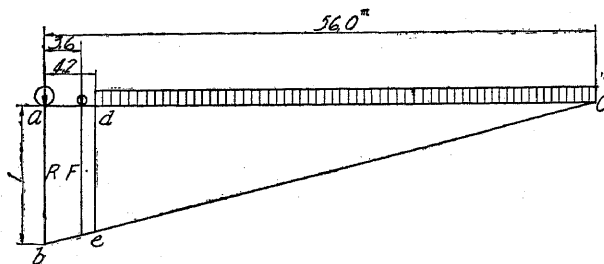
3 端支承

(1) 荷重。

(i) 死荷重。第五節に於て死荷重の算定に取除ける伸縮装置、端支承其の他の鋼材重量を加算すれば
 $230\,532 + 3\,139 = 233\,671\text{ kg}$ (一主構分)
 となる。故に一端に來る死荷重反力は

$$\frac{233\,671}{2} = 116\,836\text{ kg}$$

(ii) 活荷重。反力の影響線は第 75 圖の如くにして影響線より最大反力を求むれば次の如くなる。



第 75 圖

影響線の縦距：

$$R = 1$$

$$F = \frac{(56 - 3.6)}{56} = 0.9357$$

$$de = \frac{(56 - 4.2)}{56} = 0.925$$

自動車後輪によるもの

$$7\,647 \times 1 = 7\,647\text{ kg}$$

自動車前輪によるもの

$$2\,549 \times 0.9357 = 2\,385\text{ kg}$$

群衆荷重によるもの (dc の區間)

$$0.925 \times 51.8 \times \frac{1}{2} \times 2\,034 = 48\,730\text{ kg}$$

群衆荷重によるもの (ad の區間)

$$\frac{1.925}{2} \times 4.2 \times 736 = 2\,975\text{ kg}$$

故に

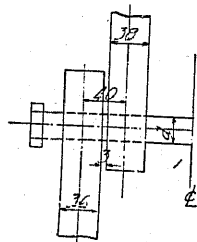
$$\text{活荷重最大反力} = 61\,737\text{ kg}$$

故に死活兩荷重により次の如き反力を生ずる。

$$116\,836 + 61\,737 = 178\,573\text{ kg}$$

(2) 鉋。鉋に生ずる彎曲率 M は

$$M = 4.0 \times \frac{178\,573}{2} = 357\,146\text{ kg cm}$$



第 76 圖

鉋に生ずる剪力 Q は

$$Q = 89\,287\text{ kg}$$

今直径 140mm の鉋を使用すれば

$$\text{斷面積} = 153\text{ cm}^2$$

$$\text{斷面率} = 268\text{ cm}^3$$

$$\therefore \text{縁維應力} = \frac{357\,146}{268} = 1\,333\text{ kg/cm}^2 < 1\,800\text{ kg/cm}^2$$

$$\text{剪應力} = \frac{89\,287}{153} = 584\text{ kg/cm}^2 < 900\text{ kg/cm}^2$$

$$\text{支壓力} = 89\,287 \times \frac{1}{3.6 \times 14} = 1\,772\text{ kg/cm}^2 < 1\,800\text{ kg/cm}^2$$

(3) 下 沓。下沓は鑄鋼より成り直接下部工の上に乗る。この所要支承面積を計算すれば次の如くである (下沓の扶壁、基礎等の計算はこゝには省略する)。

$$\frac{P}{\sigma} = \frac{178\,573}{45} = 3\,968\text{ cm}^2$$

上式中 σ は 1:2:4 コンクリートの支壓強度とする。

使用支承面積は

$$80 \times 90 = 7\,200\text{ cm}^2$$

である。使用支承面積は可動沓に於て輾子の配置上決定せらるゝ面積なるも、外觀上の點から固定沓に於ても之と同一の大きとした。

(4) 輾 子。輾子は直径 10cm, 有效長 57cm のもの 7 本を使用すれば、其の許容應力は

$$45d = 45 \times 10 = 450\text{ kg/cm}$$

$$\therefore 57 \times 7 \times 450 = 180\,000\text{ kg} > 178\,573\text{ kg}$$

(5) 鎖 締 (アンカーボルト)。以上の死活兩荷重以外に横荷重による支承の反力が加はるも、その値は僅少で且以上の計算に明かなる如く、横荷重により各許容應力を増加すれば充分安全である。

横荷重により支承に傳へらるゝ水平反力は、固定沓にあつては鉋より下沓へ、下沓よりアンカーボルト及底面突起によりて下部工に傳へられる。

横荷重による最大水平反力。

$$6\,020 + 415 \times \frac{56}{2 \times 2} = 11\,830\text{ kg (風)}$$

$$6\,804 + 1\,413 \times \frac{56}{2 \times 2} = 26\,586\text{ kg (地)}$$

然るにアンカーボルトは径 38mm のもの 8 本を使用しその抗剪力は

$$11.341 \times 750 \times 8 = 68\,048\text{ kg}$$

となり充分に安全である。

可動承にあつては輾子と沓の間には中央部に於て溝と突起を造り水平反力をアンカーボルトに傳へる。

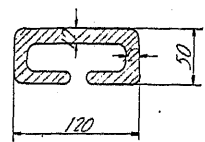
(6) 可動端の最大移動量。橋梁の溫度變化により標準溫度を $+14^\circ\text{C}$ とし、 $\pm 30^\circ\text{C}$ に相當する移動量を求むれば

$$56 \times (\pm 30) \times 0.000\,012 = \pm 2.02\text{ cm}$$

即標準溫度の時の位置より前後に 2.02cm づゝ移動する事となるを以て、餘裕を見込み $\pm 4\text{ cm}$ の移動を許す事とし、從つて輾子は $\pm 2\text{ cm}$ の移動はなし得るも、事故のためそれ以上の移動はなし得ぬ事とする。尙端承に於て、或程度の上昇力にも抵抗し得る設計としてある (第 82 圖参照)。

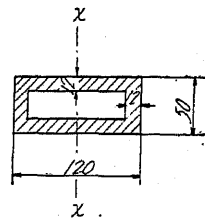
4 高 欄 高欄は全部鑄鐵製とし、1.4m 毎に柱を配し、柱間には格子金物を入れ上部に手摺を置く。

(1) 手 摺。



第 77 圖

荷重 50 kg/m
 徑間 1.4 m
 彎曲率 $M = \frac{1}{8} w l^2 = \frac{1}{8} \times 50 \times 1.4^2$
 $= 1230 \text{ kg cm}$



第 78 圖

手摺の断面

第 77 圖の如き断面を有し、開口部は格子金物を抱き、之に支えらるゝを以て第 78 圖の如き断面と假定すれば

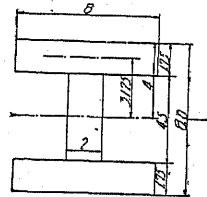
$$J_{x-x} = \frac{5 \times 12^3 - 2.6 \times 9.6^3}{12} = 535 \text{ cm}^4$$

$$\therefore \text{縁維應力 } \sigma = \frac{1230 \times 6}{535} = 13.8 \text{ kg/cm}^2$$

(2) 柱.

荷重 $50 \times 1.4 = 70 \text{ kg}$
 彎曲率 $70 \times 86 = 6020 \text{ kg cm}$

こゝに柱の地覆埋込部よりの高さ 86 cm にして断面は第 79 圖の如くである。



第 79 圖

$$J_{x-x} = 2 \left(8 \times 1.75 \times 3.125^2 + \frac{8 \times 1.75^3}{12} \right) + \frac{2 \times 4.5^3}{12}$$

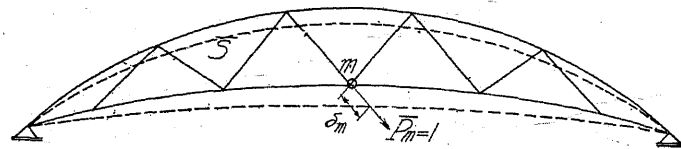
$$= 292.22 \text{ cm}^4$$

$$\therefore \text{縁維應力 } \sigma = \frac{6020 \times 4}{292.22} = 83 \text{ kg/cm}^2$$

鑄鐵の彎曲による許容抗張強度は 450 kg/cm^2 あるから、以上の計算によれば充分に安全である。

第九節 撓度及反り

1. 結構構造物の撓度 今結構構造物の任意の格點 m に於ける撓度を求むるには、撓度を求むる方向に $P_m = 1$ なる假想荷重をかけ、ある部材に生ずる應力を \bar{S} とすれば假想仕事の方程式により



第 80 圖

$$1 \delta_m = \sum \bar{S} \Delta l$$

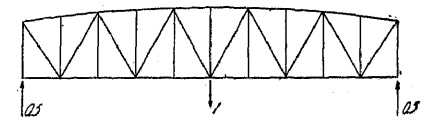
として、 m 點の撓度 (求むる方向の) δ_m を求むる事が出来る。

上式中

$$\Delta l = \frac{S l}{F E}$$

S = 實際荷重による部材の應力
 l = 部材の長さ
 F = 部材の斷面積 (總斷面積)
 E = 彈性恒數

2. 死荷重による撓度 (構の中央下格點) 先づ 1 なる單位荷重が中央下格點にかけられたる時の各部材の應力を求め、既知の S, l, F により死荷重撓度を求むれば、第 30 表の如くである (こゝに S は部材の死荷重應力である)。



第 81 圖

第 30 表

部 材	\bar{S}	S (l)	l (cm)	$\bar{S} S l$	F (cm^2)	$\frac{\bar{S} S l}{F}$	小 計
上 弦 材	$U_0 U_1$	-0.387	-80.141	566.1	17 557	237.60	73.89
	$U_1 U_2$	-0.384	-79.800	563.7	17 274	237.60	72.70
	$U_2 U_3$	-1.000	-161.316	561.9	90 643	270.40	335.22
	$U_3 U_4$	-0.998	-160.952	560.7	90 065	270.40	333.08
	$U_4 U_5$	-1.600	-183.421	560.1	164 375	316.40	519.52
下 弦 材	$L_0 L_1$	0	0	560.0	0	196.80	0
	$L_1 L_2$	0.706	129.552	560.0	51 220	234.04	218.85
	$L_2 L_3$	0.706	129.552	560.0	51 220	234.04	218.85
	$L_3 L_4$	1.290	177.904	560.0	128 518	325.24	395.15
	$L_4 L_5$	1.290	177.904	560.0	128 518	325.24	395.15
斜 材	$U_0 L_1$	0.593	121.465	858.0	61 801	220.18	280.68
	$U_2 L_1$	-0.558	-87.460	974.2	47 544	171.42	277.35
	$U_2 L_3$	0.510	54.292	974.2	26 975	111.49	241.95
	$U_4 L_3$	-0.536	-31.693	1 035.3	17 587	97.15	181.04
	$U_4 L_5$	-0.564	10.123	1 035.3	5 911	88.14	67.06
鉛 直 材	$U_0 L_0$	-0.500	108.528	650.0	35 272	238.00	148.20
	$U_1 L_1$	0.0128	0.400	732.8	4	76.00	0.05
	$U_2 L_2$	0	23.053	797.2	0	76.00	0
	$U_3 L_3$	0.0328	3.081	843.2	85	76.00	1.12
	$U_4 L_4$	0	23.053	870.8	0	76.00	0
$U_5 L_5$	0.0526	3.804	880.0	176	76.00	2.32	149.37

$$\therefore \sum \frac{S S l}{F E} = \frac{3759.86 \times 2 + 2.32}{2100000} \times 1000 = \frac{7522.040}{2100000} = 3.58 \text{ cm}$$

死荷重による中央下格點の撓度は 3.58 cm となる。

3. 活荷重による撓度 (中央下格點) 活荷重は群衆荷重の滿載せられたる場合を考ふれば、其の荷重強度は 2034 kg/m となる。今活荷重と死荷重との比を見るに

$$\text{死荷重は } \frac{230532}{56} = 4120 \text{ kg/m}$$

$$\therefore \frac{\text{活荷重}}{\text{死荷重}} = \frac{2034}{4120} = \frac{1}{2.02} \text{ となる。}$$

故に活荷重による撓度は

$$3.58 \times \frac{1}{2.02} = 1.77 \text{ cm となる。}$$

4. 死活兩荷重による最大撓度

$$3.58 + 1.77 = 5.35 \text{ cm である。}$$

5. 反り 本橋の路面は構三連を通じて $\frac{1}{500}$ の拋物曲線とせるを以て、中央徑間の中央下格點に於ては左右の支點より 19 mm の反りを必要とする。之に死活兩荷重による撓度を加へたるものを構製作上の反りとする。但し活荷重は滿載さる機會渺きを以て上記計算の半分を見込み、死荷重及活荷重による反り高としては

$$3.58 + \frac{1.77}{2} = 4.47 \text{ cm}$$

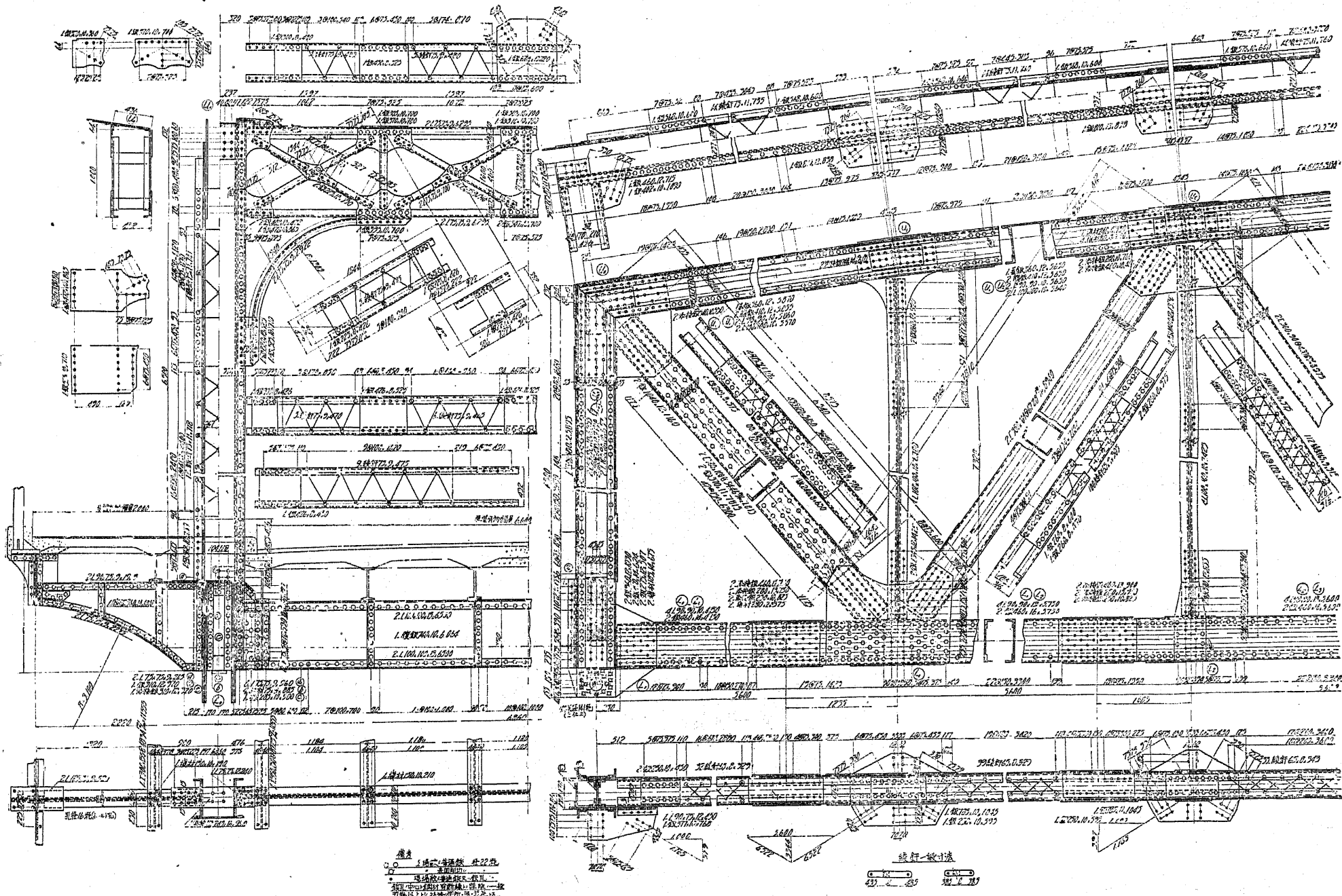
とする。之に 19 mm を加ふれば

$$4.47 + 1.9 = 6.37 \text{ cm}$$

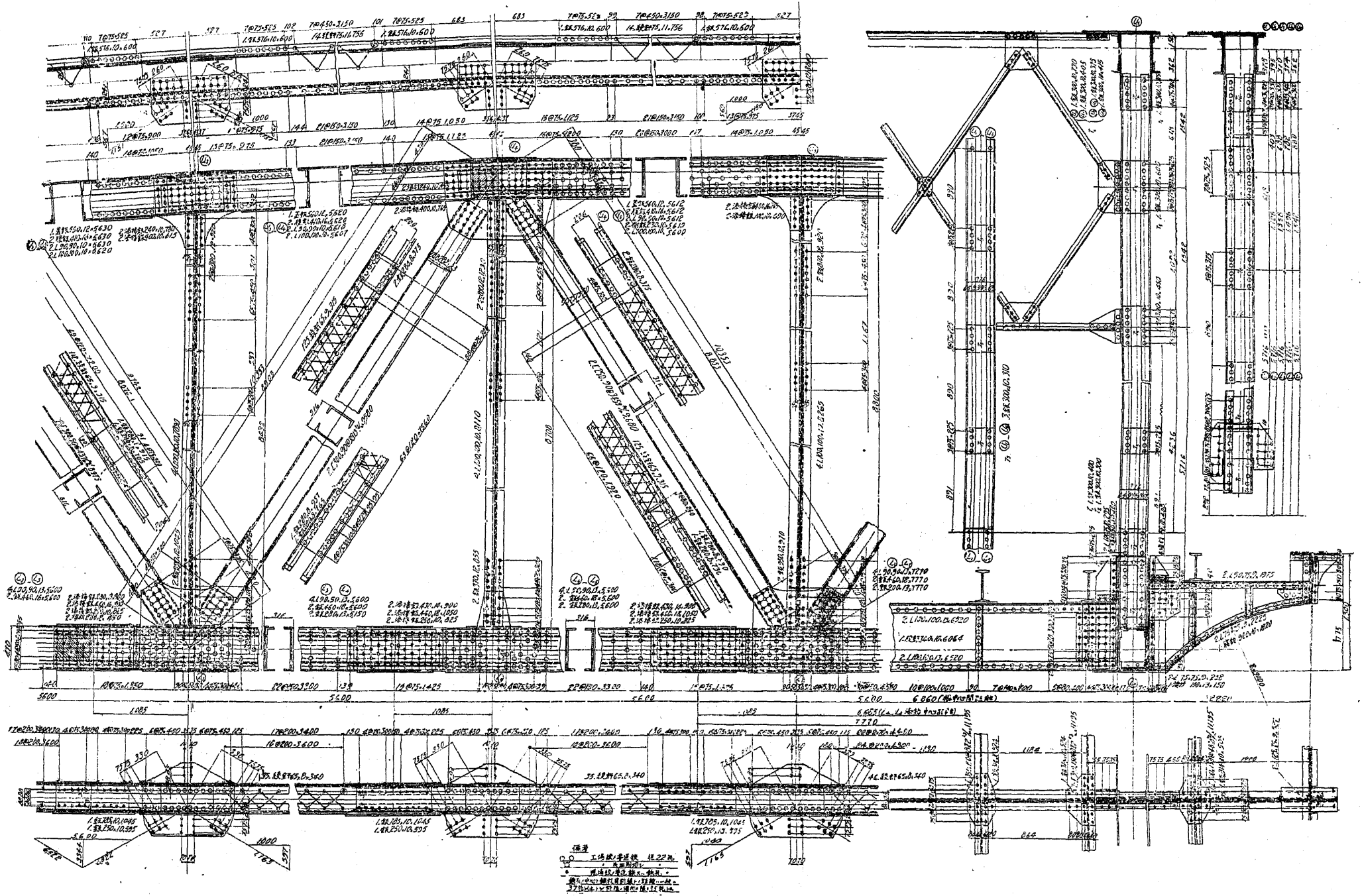
となるを以て構に反り高として 64 mm を附して製作する。

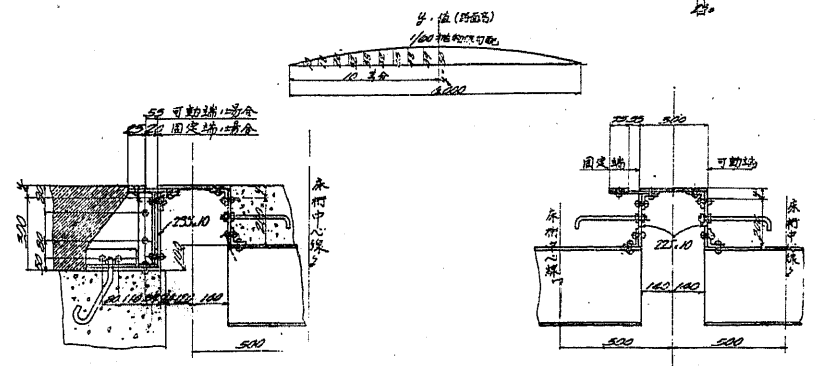
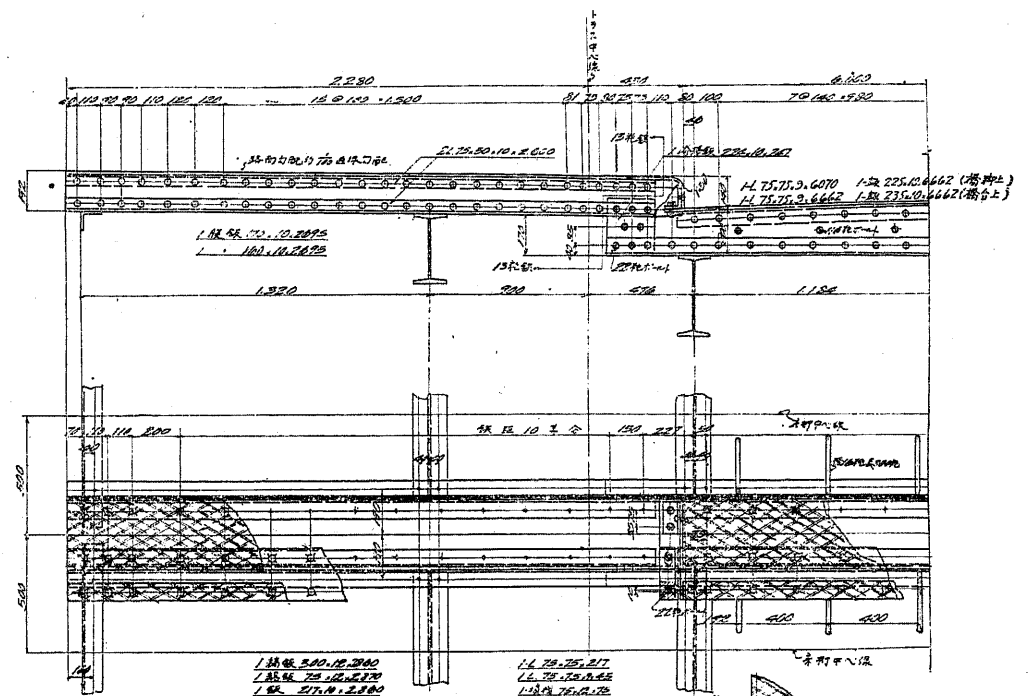
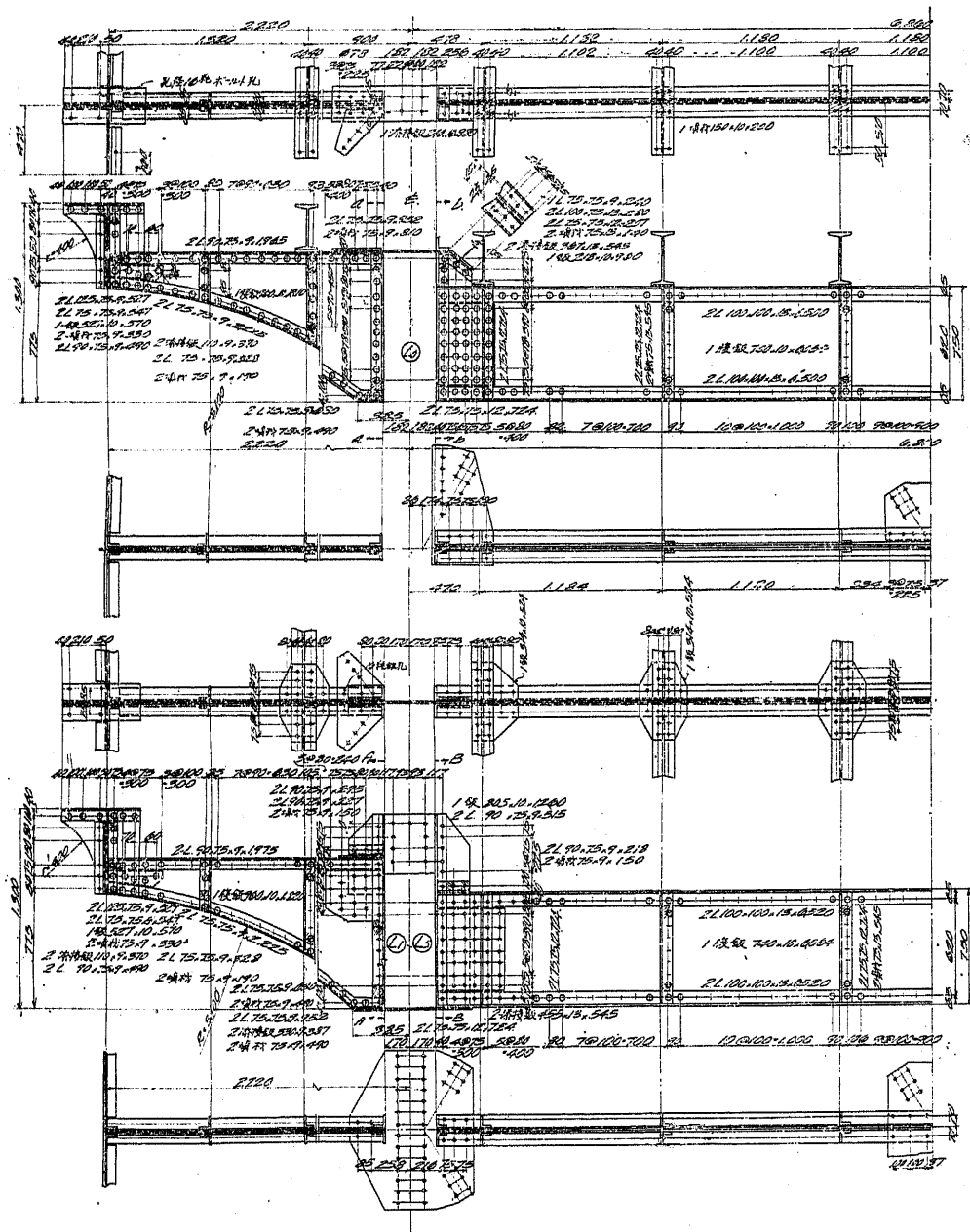
附記

以上設計々算の結果により鋼材總重量を新たに求めたる結果は第 31 表に示す如くであるが、之を本計算の死荷重應力の算定に使用せる第 4 表の結果と比較すれば僅か 1.5% の増加に過ぎざるを以て更に計算を繰返す必要はない。

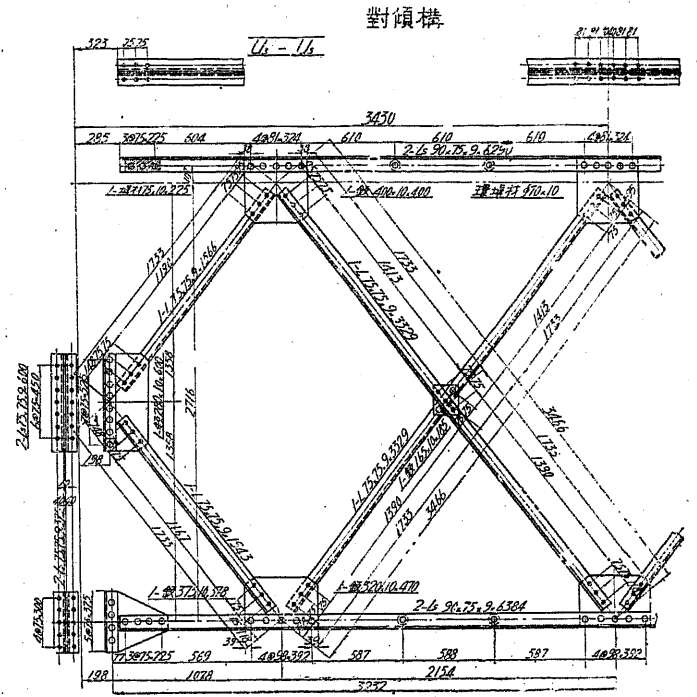
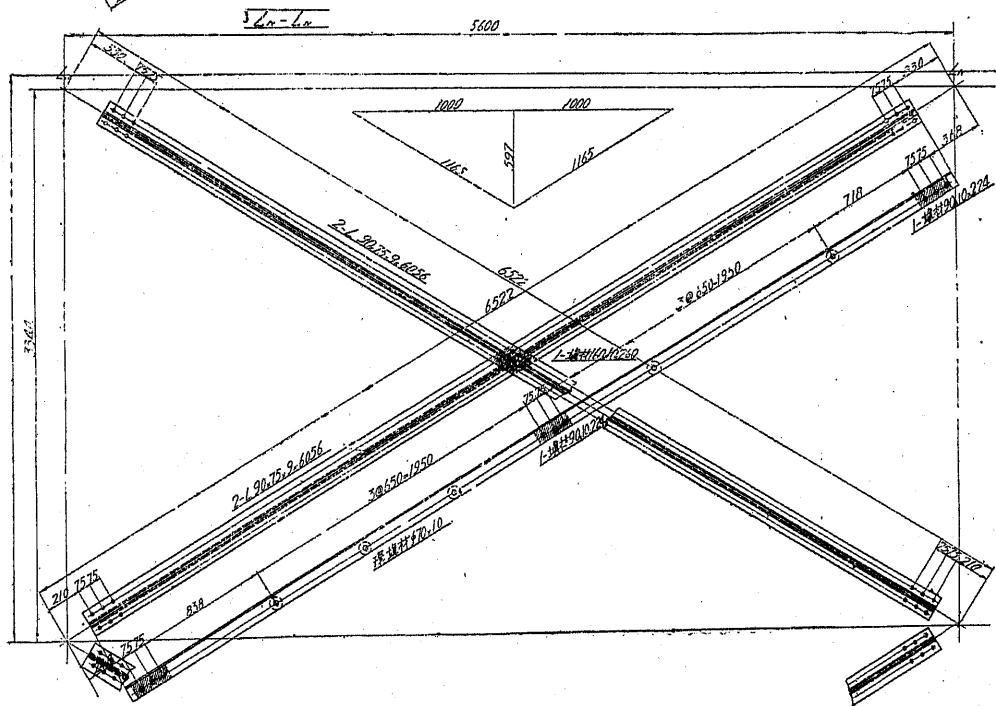
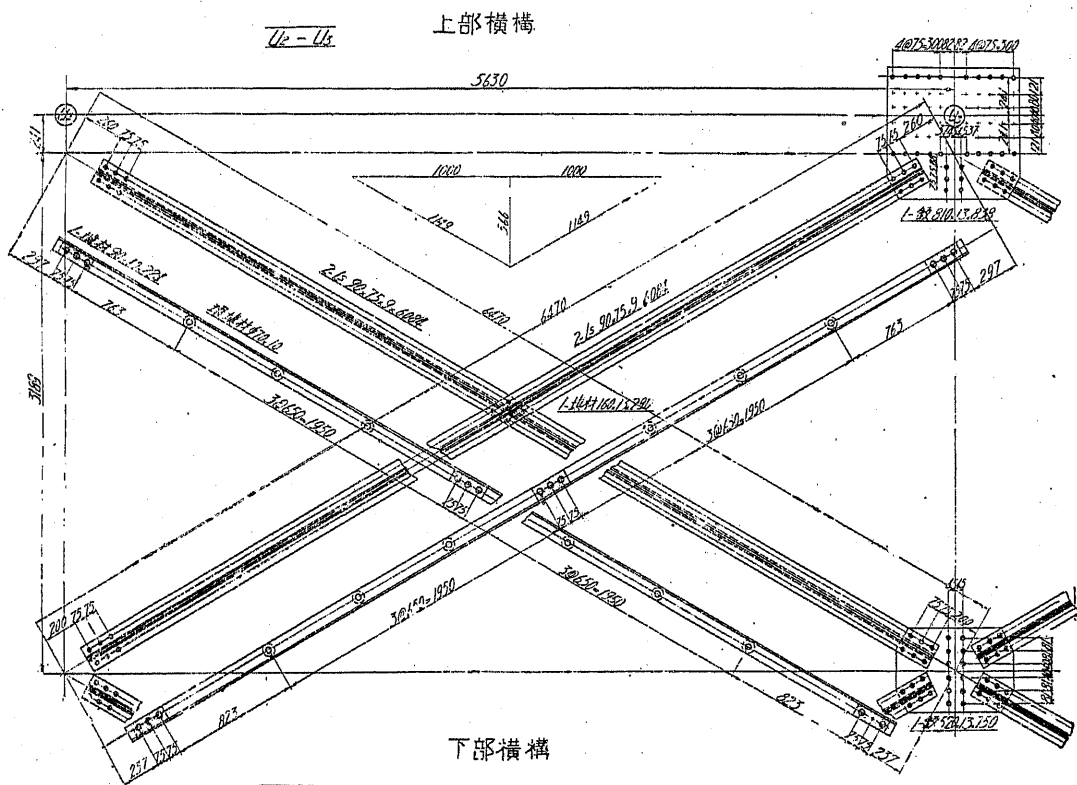


第 82 圖 (其一)

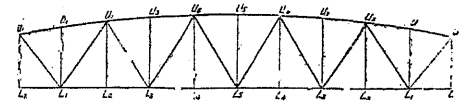




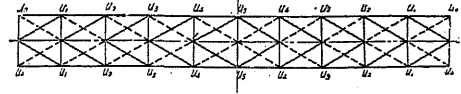
第 82 图 (其三)



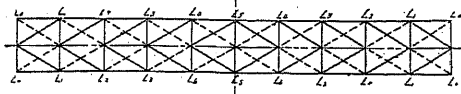
構剖面圖



上部橫構

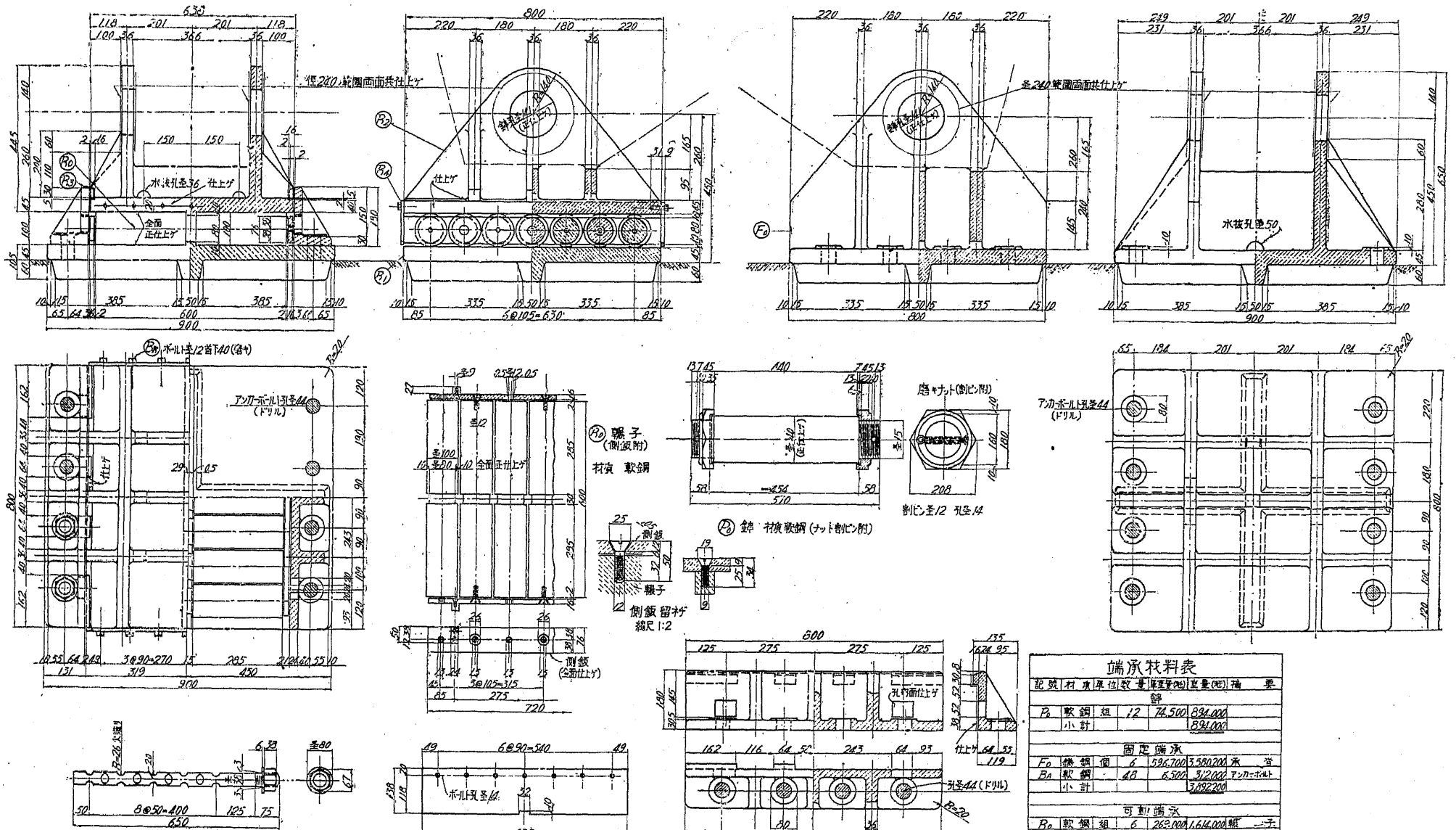


下部橫構



可動端承

固定端承



端承材料表			
記號	材原單位數	單量(噸)	重量(噸)
靜			
B ₀	軟鋼組	12	74,500
小計			824,000
固定端承			
F ₀	軟鋼組	6	596,700
B ₀	軟鋼組	48	6,500
小計			3,082,200
可動端承			
F ₀	軟鋼組	6	283,000
F ₁	軟鋼組	6	300,100
B ₀	軟鋼組	6	323,300
B ₁	軟鋼組	12	50,000
B ₂	軟鋼組	12	6,000
B ₃	軟鋼組	84	0,100
B ₄	軟鋼組	48	6,500
小計			5,348,200
合計			11,133

