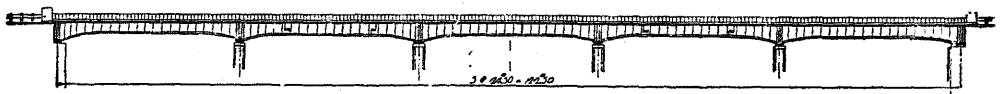


第十章 ゲルバー桁橋の設計例及實例

第一節 設計例

1. 一般條件



第 1 圖

徑 間 : 24.5 m のもの 5 徑間、全徑間 122.5 m。

幅 員 : 橋面の有効幅員 7.5m、歩車道境界なし。

橋 床 : 鉄筋コンクリート床版。

舗 装 : アスファルト・ブロック舗装、厚 5 cm。

活荷重 : 第二種活荷重を用ふ、即ち

群 衆 荷 重……500 kg/m²

自 動 車 荷 重……8t 自動車

撃 衝 係 数……次式に依る。

$$i = \frac{20}{60+l} \leq 0.3$$

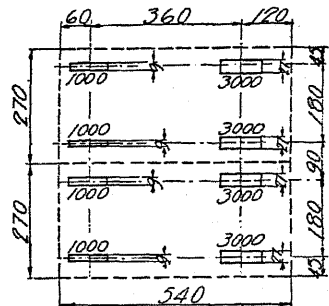
i は撃衝係数、 l は最大應力を生ずる集中荷重及群衆荷重の長 (m)。

其の他内務省「道路構造ニ關スル細則案」に依る。

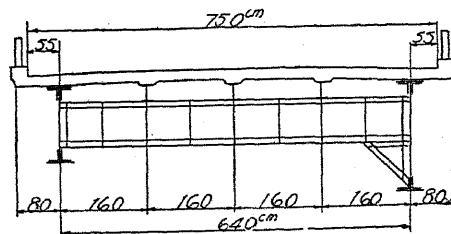
有効幅員 7.5 m、之に高欄下のコーピングの下幅 25 cm、兩側分 50 cm を加へ、鉄筋コンクリート床版の全幅は 8.0 m となる。之に對し主桁 2 本を用ふ。其の中心間隔は床版の突桁部分の長さ及縦桁の中心間隔と併せ考慮の上定むるが、コーピングと主桁の間には排水孔を設くる餘地を存する方便なる故、此の場合突桁の長さを 80 cm に採り、縦桁の中心間隔即ち床版の徑間を 1.6 m とせば、主桁の中心間隔は $4 \times 1.6 = 6.4 m$ となる (第 3 圖)。

II. 床 版

1. 徑間及荷重 徑間 (l) は上記の如く縦桁の中心間隔 1.6 m に採り、荷重は 8t 自動車を 2 臺平行に並べ、其の周圍に群衆荷重を等布す。床版の計算には床版を連續桁と看做さず、最も大なる應力を主すべき中央附近の徑間に就き單桁として設計



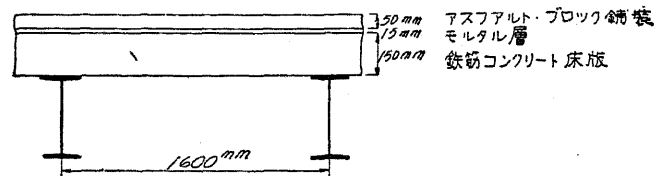
第 2 圖



第 3 圖

し、他は之と同様のものを用ふ。

2. 死荷重に因る彎曲率及剪力



第 4 圖

(a) 死荷重。

5 cm アスファルト・ブロック舗装	@ 2100 kg/m ³ = 105 kg/m ²
1.5 cm モルタル層	@ 2200 " = 33 "
15 cm 鉄筋コンクリート床版	@ 2400 " = 360 "
其の他細部に於けるコンクリート等	= 12 "
	510 kg/m ²

(b) 彎曲率及剪力。

$$M_d = \frac{1}{8} w l^2 = \frac{1}{8} \times 510 \times 1.6^2 = 163.2 \text{ kg m} = 16320 \text{ kg cm}$$

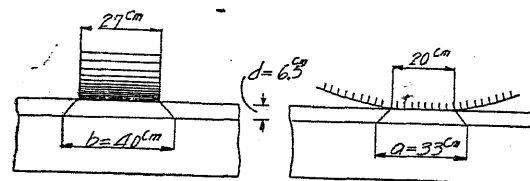
$$Q_d = \frac{1}{2} w l = \frac{1}{2} \times 510 \times 1.6 = 408 \text{ kg}$$

3. 活荷重に因る彎曲率及剪力

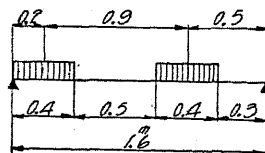
(a) 活荷重。此の場合群衆荷重は影響せず。

自動車荷重

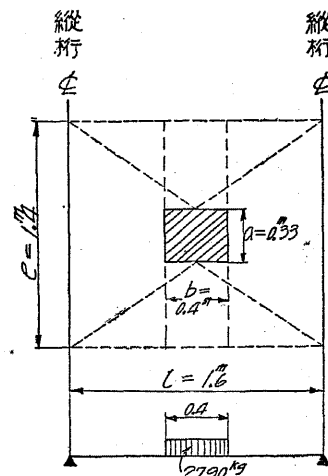
後 輪 3 000 kg	前 輪 1 000 kg
撃衝(30%) 900	撃衝(30%) 300
3 900 kg	1 300 kg



第 5 圖



第 7 圖



第 6 圖

輪荷重の分布方法及床版の有効幅(e)は、細則案第十三條及第十四條に依り次の如く定む。

$$a = 20 + 2d = 20 + 2 \times 6.5 = 33 \text{ cm}$$

$$b = 27 + 2d = 27 + 2 \times 6.5 = 40 \text{ cm}$$

床版の有効幅(e)

$$e = \frac{2}{3} l + a = \frac{2}{3} \times 1.60 + 0.33 = 1.4 \text{ m}$$

$$\text{後輪に因る 1 m 當荷重} = \frac{3900}{1.4} = 2790 \text{ kg}$$

(b) 彎曲率。後輪一輪が径間の中央に在る場合床版の彎曲率は最大となる。

床版の幅 1 m に就て径間の中央に於ける彎曲率を求むれば

$$M_1 = \frac{2790}{2} \left(\frac{1.6}{2} - \frac{0.4}{4} \right) = 976.5 \text{ kg m} = 97650 \text{ kg cm}$$

(c) 剪力。剪力を求むる場合にも便宜上此の荷重を其の儘支點に移し、更に規定の距離を距て、隣りの自動車の輪荷重を載せる(第7圖)。

床版の幅 1 m に就て端剪力を求むれば、

$$Q_1 = 2790 \left(\frac{1.4}{1.6} + \frac{0.5}{1.6} \right) = 3300 \text{ kg}$$

4. 死荷重及活荷重に因るものゝ合計

	彎曲率	端剪力
死 荷 重	16320 kg cm	408 kg
活 荷 重	97650 "	3300 "
	$M = 113970 \text{ kg cm}$	$Q = 3710 \text{ kg}$

支點上に於ける負彎曲率は正確に求むれば、其の絶対値は上に求めたる正彎曲率と異なるのは當然である。然れども實際問題として鉄筋配置の便宜上之を等しく採り、鐵筋量も正負彎曲率に對し等断面となして可なるべし。

5. 床版の厚さ及鐵筋量 床版の有効高(d)及鐵筋量(F_c)は、彎曲率(M)に對して次式に依りて求める。

$$\left. \begin{aligned} d &= 1.184 \sqrt{M} \\ F_c &= 0.801 \sqrt{M} \end{aligned} \right\} \text{(次頁註)}$$

$M = 113970 \text{ kg cm} = 113.97 \text{ t cm}$ を上式に入れると、

$$d = 1.184 \sqrt{113.97} = 12.6 \text{ cm}$$

$$F_c = 0.801 \sqrt{113.97} = 8.55 \text{ cm}^2$$

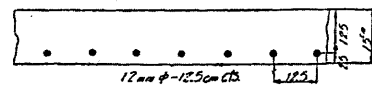
之に對し有効高を 12.5 cm とし全厚を 15 cm とす。鐵筋は 1 m に 12 mm 徑のもの 8 本を用ふれば、 $F_c = 9.04 \text{ cm}^2$ となりて安全なり。尙此の厚さ及鐵筋量を用ひたる場合の各應力を算出せば次の如し。

$$d = 12.5 \text{ cm}, \quad F_c = 9.04 \text{ cm}^2$$

を $d x^2 + 2 n F_c x - 2 n d F_c = 0$ に入れて x を求むれば

$$x = 4.6 \text{ cm}$$

$$\text{從て} \quad z = d - \frac{x}{3} = 12.5 - \frac{4.6}{3} = 11.0 \text{ cm}$$



第 8 圖

横鉄筋の量は普通横鉄筋に直角なる面の有効断面積の 0.3% 以上 (又は総断面積の 0.2% 以上) にて、其の間隔は 40 cm 以下、有効高の 4 倍以下と示方せらるゝに依り、0.3% を標準として断面を求めれば次の如し。有効高 $d = 12.5 \text{ cm}$ なる故に 1 m 當り横鉄筋の量は

$$12.5 \times 100 \times \frac{0.3}{100} = 3.75 \text{ cm}^2$$

以上たるべく、主鉄筋同様 12 mm ϕ を用ふれば 3.3 本以上たるべし。

又負彎曲率を生ずる側の主鉄筋は前述の如く正彎曲率側と同断面を用ふべし。

註 鉄筋コンクリート床版の彎曲應力、剪應力及附着力に関する公式。

(a) M, b, σ_b 及 σ_c を與へてコンクリート断面及鉄筋量を求める場合

$$k = \frac{n\sigma_b}{n\sigma_b + \sigma_c} \quad (1)$$

と置けば

$$z = d \left(1 - \frac{k}{3} \right) \quad (2)$$

必要なる有効高は

$$d = \sqrt{\frac{2}{\sigma_b k \left(1 - \frac{k}{3} \right)}} \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (3)$$

必要なる鉄筋量は

$$F_r = \frac{M}{z\sigma_c} \quad (4)$$

又は

$$F_r = \frac{1}{\sigma_c} \sqrt{\frac{\sigma_b z}{2 \left(1 - \frac{k}{3} \right)}} \sqrt{Mb} \quad (5)$$

(3) 式及 (5) 式に $n = 15, \sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2, \sigma_c = 1200 \text{ kg/cm}^2$ を代入せば

$$d = 1.184 \sqrt{M} \quad (I)$$

$$F_r = 0.801 \sqrt{M} \quad (II)$$

茲に M : 幅 1 m 當り彎曲率 (tcm)

d : 有効高 (cm)

F_r : 幅 1 m 當り鉄筋断面積、(cm^2)

(b) M, Q, d, F_r 及 b を與へて各應力を求める場合

$$\sigma_b = \frac{2M}{b z z} \quad \tau = \frac{Q}{b z}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{F_r z} \quad \tau_o = \frac{Q}{U_z}$$

α は $b z^2 + 2 n d F_r z - 2 n d F_r = 0$ に依り、 z は $z = d - \frac{\alpha}{3}$ に依りて求められる。

II. 主桁を支點とせる突桁床版

1. 断面及死荷重 断面は大體第 9 圖の如く

し、高欄の詳細は省略し、重量概算を次の

如く定む。

高欄の重量 : 250 kg/m

コーピングの重量 : (第 9 圖)

$$0.250 \times 0.370 = 0.093 \text{ m}^2 @ 2400 \text{ kg/m}^3 = 223 \text{ kg/m}$$

$$0.200 \times 0.125 = 0.025 \text{ " @ " = 60 \text{ "}}$$

床版、舗装の重量 :

$$0.220 \times 0.550 = 0.121 \text{ " @ 2400 kg/m}^3 = 290 \text{ kg/m}$$

$$0.038 \times 0.550 = 0.021 \text{ " @ " = 50 \text{ "}}$$

2. 死荷重に因る彎曲率及剪力

$$\text{高欄} \quad 250 \times 0.725 = 181.3 \text{ kg/m}$$

$$\text{コーピング} \quad \begin{cases} 223 \times 0.675 = 150.5 \text{ "} \\ 60 \times 0.840 = 50.4 \text{ "} \end{cases}$$

$$\text{床版、舗装} \quad \begin{cases} 290 \times 0.275 = 79.8 \text{ "} \\ 50 \times 0.180 = 9.0 \text{ "} \end{cases}$$

$$Q_d = 873 \text{ kg} \quad M_d = 471 \text{ kgm} = 47100 \text{ kgcm}$$

3. 活荷重に因る彎曲率及剪力 最大輪荷重を最も外に出した場合 (第 10 圖) に就て求める。此の場合の荷重の擴りを第 10 圖右圖の如く假定す。即ち有効幅は中央床版に於けると同様の角度に擴げるものとし、支點たる主桁上に於て突桁床版の有効幅は e' とす。

$$e' = 33 + 2 \times 6.7 = 46.4 \text{ cm}$$

然る時は突桁の 1 m 當り荷重、即ち剪力は

$$Q_l = \frac{3900 \times 3/4}{0.464} = 6300 \text{ kg}$$

又彎曲率は

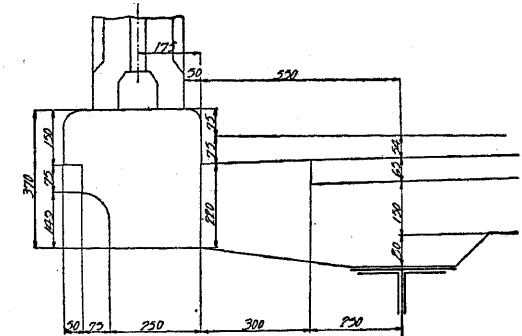
$$M_l = 6300 \times \frac{0.3}{2} = 945 \text{ kgm} = 94500 \text{ kgcm}$$

4. 死荷重及活荷重に因るものゝ合計

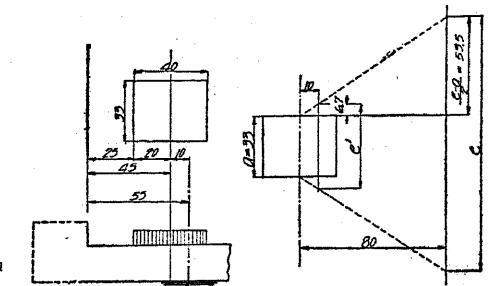
	彎曲率	剪力
死荷重	47100 kgcm	873 kg
活荷重	94500 "	6300 "

$$M = 141600 \text{ kgcm} \quad Q = 7170 \text{ kg}$$

5. 床版の厚さ及鉄筋量 彎曲率より所要有効高及鉄筋量を求めれば次の如し。



第 9 圖



第 10 圖

$$d = 1.184\sqrt{141.6} = 14.1 \text{ cm}$$

$$F_c = 0.801\sqrt{141.6} = 9.53 \text{ cm}^2$$

然れども此の d にては剪應力に對して不充分にして、第9圖の如く全厚 $15+8 = 23 \text{ cm}$ を要す。然る時は有効高は

$$d = 23 - 2.5 = 20.5 \text{ cm}$$

鐵筋は中央徑間のものを一本置きに上側に伸ばし、且一本置きに加へて中央徑間と同様の F_c を保たしむ。即ち

$$\text{徑 } 12 \text{ mm} - 12.5 \text{ cm cts, } F_c = 9.04 \text{ cm}^2$$

之に對する應力を檢算するに、

$$d = 20.5 \text{ cm, } F_c = 9.04 \text{ cm}^2, M = 141\,600 \text{ kg cm, } Q = 7\,170 \text{ kg}$$

にして、 $b x^2 + 2n F_c x - 2n d F_c = 0$ に依て x を求むれば、

$$x = 6.22 \text{ cm}$$

從て

$$z = d - \frac{x}{3} = 20.5 - \frac{6.22}{3} = 18.43 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{b x z} = \frac{2 \times 141\,600}{100 \times 6.22 \times 18.43} = 24.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{M}{F_c z} = \frac{141\,600}{9.04 \times 18.43} = 825 \text{ "}$$

$$\tau = \frac{Q}{b z} = \frac{7\,170}{100 \times 18.43} = 3.9 \text{ "}$$

IV. 縦 桁

1. 間隔及徑間 間隔は前記の如く主桁の間に縦桁3本を設くる故に 1.6 m となり、徑間は主桁の一徑間 24.5 m を7箇に分ち $l = 3.5 \text{ m}$ とす。但し主桁中央桁の部分に對しては、少しく變更することは後に述べる。尚縦桁には工形鋼を用ふる。

2. 死荷重に因る彎曲率及剪力 死荷重は I.2. (a) に依り縦桁の長さ 1 m に對して、

$$\text{鋪裝、床版} \dots\dots\dots 510 \times 1.6 = 816 \text{ kg/m}$$

$$\text{工形鋼自重及附屬物(假定)} \dots\dots\dots = 52 \text{ "}$$

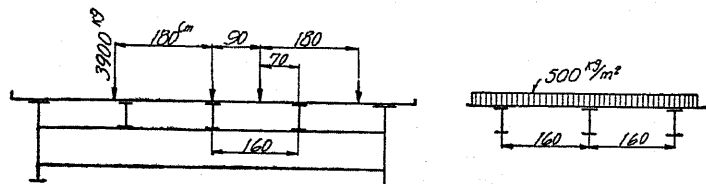
$$w = 868 \text{ kg/m}$$

$$\text{死荷重に因る彎曲率 } M_d = \frac{1}{8} w l^2 = \frac{1}{8} \times 868 \times 3.5^2 = 1\,330 \text{ kg m} = 133\,000 \text{ kg cm}$$

$$\text{剪力 } Q_d = \frac{1}{2} w l = \frac{1}{2} \times 868 \times 3.5 = 1\,520 \text{ kg}$$

3. 活荷重に因る彎曲率及剪力

自動車荷重(撃衝荷重を含む); 後輪 $3\,900 \text{ kg}$ 、前輪 $1\,300 \text{ kg}$



第 11 圖

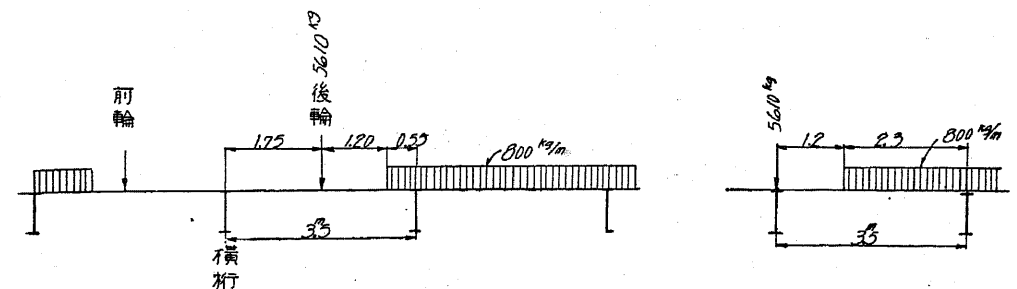
橋床を横斷的に輪荷重の配置を見るに第11圖の如くなり、後輪を中央縦桁上に載せたる場合、其の縦桁の應力は最大となる。此の場合中央縦桁に集る輪荷重の影響は次の如し。

$$3\,900 \left(1 + \frac{70}{160}\right) = 5\,610 \text{ kg}$$

群衆荷重のみの部分に於ては、縦桁上に集中する量は

$$500 \times 1.6 = 800 \text{ kg/m}$$

にして、後輪の背後 1.2 m を距て、等布するものとし、縦桁を横より見れば第12圖の如き載荷方法となり、輪荷重を中央に置いて彎曲率を求め、之を支端に接して剪力を求むる。



第 12 圖

$$\begin{aligned} \text{活荷重に因る彎曲率 } M_l &= \left(\frac{1}{2} \times 5\,610 + 800 \times \frac{0.55^2}{2 \times 3.5} \right) \times 1.75 \\ &= 4\,970 \text{ kg m} = 497\,000 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{活荷重に因る剪力 } Q_l &= 5\,610 + 800 \times \frac{2.3^2}{2 \times 3.5} \\ &= 6\,210 \text{ kg} \end{aligned}$$

4. 死荷重及活荷重に因るものゝ合計

	彎曲率	剪 力
死荷重	133 000	1 520
活荷重	497 000	6 210
	$M = 630\,000 \text{ kg cm}$	$Q = 7\,730 \text{ kg}$

5. 斷面の決定

$$\text{所要斷面率 } W = \frac{M}{\sigma} = \frac{630\,000}{1\,100} = 572.7 \text{ cm}^3$$

但し σ は桁の抗壓縁維の許容彎曲強度にして、細則案第十六條に依り其の最大值 $1\,100 \text{ kg/cm}^2$ を採る。

斷面率 572.7 cm^3 に對し、工形鋼 $300 \times 150 @ 48.34 \text{ kg/m}$ を用ふれば、其の斷面率は 633.2 cm^3 にして充分なり。

尚中間横桁上に於ては、縦桁を鉋き合せ鉋を兩側より添へて鉋結すると同時に、横桁の突縁にも鉋結する方安全にして、其の構造は第13圖の如し。又端横桁上に於ては、縦桁を連續せしめて突桁となすが、其の強度は中間と同様のものにて充分である。

群衆荷重に因る集中荷重

$$w_1 \text{ に因り } A, B, C \text{ に集中するものは } (a) \text{ と同様} = 600 \text{ kg}$$

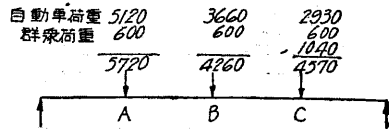
$$w_2 \text{ 〃 } C \text{ に集中するものは } 500 \times \frac{1.55^2}{1.6 \times 2} \left(\frac{1.2 \times 2.9}{3.5} + \frac{3.5}{2} \right) = 1040 \text{ kg}$$

即ち第 18 圖の如き集中荷重となり、左端に於ける端剪力は次の如し。

$$Q_L = \frac{3}{4} \times 5720 + \frac{1}{2} \times 4260 + \frac{1}{4} \times 4570 = 7560 \text{ kg}$$

4. 死荷重及活荷重に因るもの、合計

	彎曲率	剪力
死荷重	10 600 kg m	5 100 kg
活荷重	16 540 "	7 560 "
	$M = 27 140 \text{ kg m}$	$Q = 12 660 \text{ kg}$



第 18 圖

5. 断面の決定

(a) 桁の高。突縁山形鋼背面間の距離を 95 cm とし、腹板の高を 94 cm、厚さを 9 mm を選ぶ。

(b) 突縁断面。次式に依つて抗張突縁の所要断面積を求むるに

$$F_n = \frac{M}{\sigma_t h_o} - \frac{F_w}{8}$$

茲に

$$F_n = \text{突縁の純断面積}$$

$$\sigma = \text{許容抗張強度} = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_o = \text{桁の有効高} = 90 \text{ cm}$$

$$M = \text{彎曲率} = 27 140 \text{ kg m} = 2714 000 \text{ kg cm}$$

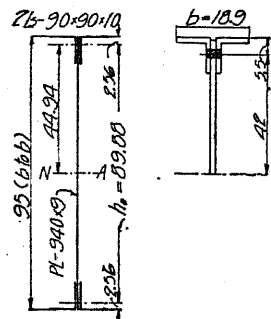
$$F_w = \text{腹板の總断面積} = 94 \times 0.9 = 84.6 \text{ cm}^2$$

$$F_n = \frac{2714 000}{1200 \times 90} - \frac{84.6}{8} = 14.55 \text{ cm}^2$$

を要す。之に對し 2—山形鋼 90×90×10 を上下突縁に用ふれば、與へらるゝ純断面積は

$$\text{突縁山形鋼總断面積 } 2\text{—山形鋼 } 90 \times 90 \times 10 = 2 \times 17.00 = 34.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{控除すべき鉋孔 } 2\text{—}19 \text{ mm } \phi = 2 \times (2.2 \times 1) = \frac{4.40}{29.60} \text{ cm}^2$$



第 19 圖

となりて充分なり。断面慣性率を求めて應力を検すれば次の如し。

$$\text{有効高 } h_o = 89.88 \text{ cm}$$

慣性率

$$\begin{aligned} & 4 \times 124.7 = 499 \\ & 4\text{—山形鋼 } 90 \times 90 \times 10 \left\{ \begin{aligned} & 4 \times 17.00 \times 44.94^2 = 137 330 \\ & \frac{137 330}{137 800} \text{ cm}^4 \text{ (總)} \end{aligned} \right. \\ & \text{鉋孔 } 4\text{—}19 \text{ mm } \phi \cdots 4 \times 1 \times 2.2 \times 42^2 = 15 500 \\ & \frac{15 500}{122 300} \text{ cm}^4 \text{ (純)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & 940 \times 9 \cdots \frac{1}{12} \times 0.9 \times 94^3 = 62 300 \text{ cm}^4 \text{ (總)} \\ & \text{鉋孔の爲に } 15\% \text{ 減ず} = 53 000 \text{ cm}^4 \text{ (純)} \end{aligned}$$

$$\text{合計 } \begin{cases} J_o = 137 800 + 62 300 = 200 100 \text{ cm}^4 \\ J_t = 122 300 + 53 000 = 175 300 \text{ "} \end{cases}$$

$$\text{縁維張應力 } \sigma_t = \frac{M}{J} y = \frac{2714 000}{175 300} \times 47.5 = 735 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{縁維壓應力 } \sigma_o = \frac{M}{J_o} y = \frac{2714 000}{200 100} \times 47.5 = 644 \text{ "}$$

之に對し許容抗張強度 1200 kg/cm²、抗壓強度は次式に依り

$$1200 \left(1 - 0.012 \frac{l}{b} \right) \geq 1100 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 18.9 \text{ cm} \text{ (第 19 圖)}$$

$$l = 160 \text{ cm}$$

$$\sigma = 1200 \left(1 - 0.012 \times \frac{160}{18.9} \right) = 1077 \text{ kg/cm}^2$$

なる故、何れも断面過大なり。

6. 突縁山形の連結鉋

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

但 $p = \text{所要最大鉋距 (cm)}$

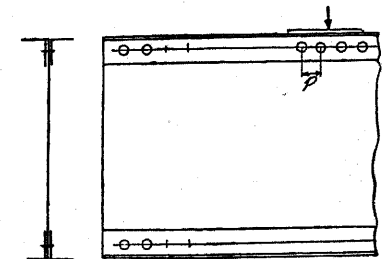
$r = \text{鉋値(腹板の支壓強)} (\text{kg})$

$Q = \text{其の點の剪力 (kg)}$

$S = \text{中立軸の周りの其の突縁断面の静力率 (cm}^3\text{)}$

$J = \text{〃 〃 總断面の慣性率 (cm}^4\text{)}$

$w = \text{突縁上に直接負載せらるゝ荷重 (kg/cm)}$



第 20 圖

此の場合 r は 19 mm 徑の工場鉋にて、腹板の厚さ 9 mm に對する支壓強を採るべく、

$$r = 3078 \text{ kg}$$

$$J = 200 100 \text{ cm}^4$$

$$Q = 12 660 \text{ kg}$$

S は (突縁山形鋼断面積) × (有効高 ÷ 2) 即ち

$$2 \times 17.00 \times 89.88 \div 2 = 1528 \text{ cm}^3$$

w は A に於ける集中荷重を支持長にて除して求める。

$$\text{床版、鋪装及縦桁自重 } (V \cdot 2 \cdot (a)) \cdots \cdots 3040 \text{ kg}$$

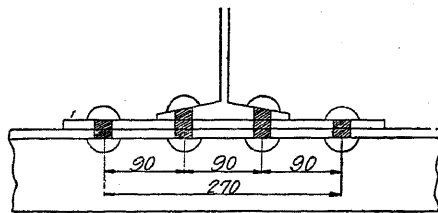
$$\text{自動車荷重 } (V \cdot 3 \cdot (b)) \cdots \cdots 5120 \text{ "}$$

$$\text{群衆荷重 } (\text{ " }) \cdots \cdots 600 \text{ "}$$

$$8760 \text{ kg}$$

8760 kg が縦桁の下に敷きたる縦桁敷板と横桁の突縁との連結鉋の間に等布するものと假定せば (第 21 圖)

$$w = \frac{8760}{27} = 324 \text{ kg/cm}$$



第 21 圖

最大 95 cm である。されど縦桁の直下には必ず設くべきにより、縦桁の間隔 160 cm の中間に一箇所入れ、約 80 cm の間隔となすべし。

中間補剛材には 2-山形鋼 75×75×9 を用ひ、鉚距は桁の両端の連結山形鋼の鉚距と同様となす。

8. 連結山形鋼 (端補剛材)。剪力 $Q = 12\,660\text{ kg}$ に對し 19 mm 徑の現場鉚に依て鉚數を求めれば、鉚値は 9 mm の腹鉚の支壓強 2565 kg にして、鉚數 n は

$$n = \frac{12\,660}{2\,565} = 5 \text{ 本}$$

以上となすを要す。

連結山形鋼は主桁の補剛材を兼ねる關係上、連結用としては必要以上の断面のものであるが、突出脚 125 mm のものを用ひ、從て鉚數も必要以上となる。

尙主桁の高さ高き箇所の横桁取付けには、下にブラケットを附して補強する。

9. 横桁自重概算 徑間 6.4 m として概算すれば次の如し。

腹 鉚	1—鉚	940×9	@ 66.411	×6.4	= 425.0 kg
突 縁	4—山形鋼	90×90×10	@4×13.34	×6.4	= 341.5 "
補 剛 材	14—山形鋼	75×75× 9	@14×9.96	×.93	= 129.7 "
填 材	14—填 材	75×10	@14×5.888	×.764	= 63.0 "
連結山形	2—山形鋼	125×90×10	@ 2×16.09	×.93	= 29.9 "
填 材	2—填 材	125×10	@ 2×9.813	×.764	= 15.0 "
縦桁敷鉚	3—鉚	190×12	@ 3×17.90	×.340	= 18.3 "
					1022 kg
鉚頭其の他	5 %				= 51 "
					1073 kg

(*他の二箇は主桁の補剛材中に含める)

故に横桁 1 m 當の自重は約 $\frac{1073}{6.4} = 168\text{ kg}$ となり、假定自重 170 kg は適當なり。尙主桁 1 m 當りの横桁自重は

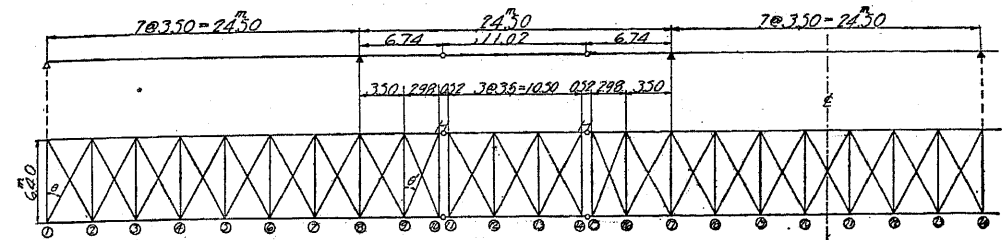
$$1073/3.5 = 307\text{ kg/m}$$

Ⅵ. 横 構

1. 配 置 横桁及鉚の配置並に横構の入れ方は第 22 圖の如し。

$$\sec \theta = \frac{\sqrt{6.4^2 + 3.5^2}}{6.4} = 1.140$$

$$\sec \theta' = \frac{\sqrt{6.4^2 + 2.98^2}}{6.4} = 1.103$$



第 22 圖

2. 荷 重

(a) 風荷重 (細則案第七條)。50 m 未満にて $400+200 = 600\text{ kg/m}$ を用ふべく、格點に集中する風荷重は

$$600 \times 3.5 = 2\,100\text{ kg}$$

動荷重にして撃衝なく、許容應力は 25 % 増す (第二十二條)。

(b) 地震荷重。死荷重を各格點に集中し、之に震度 k を乗じて水平荷重を求め、風荷重と同様に取扱ひ、風荷重の場合と比較して大なる影響を與ふる方を用ふ。地震荷重に因る場合には許容應力を 60 % 増す (第二十三條)。震度 k は此の場合 0.2 に採れり。

死荷重概算 (主桁徑間 1 m 當り) :

主桁間の床版及鋪裝等	[I, 2, (a)]	510×6.4	= 3 264 kg
突桁部分の床版、鋪裝、高欄、コーピング等	[I, 2]	873×2	= 1 746 "
縦 桁	[IV, 6]		= 154 "
横 桁	[V, 9]		= 307 "
横 構	[假 定]		= 110 "
主 桁	["]		= $\frac{1\,000}{6\,580}$ "

從て 格點集中死荷重 = $6\,580 \times 3.5 = 23\,030\text{ kg}$

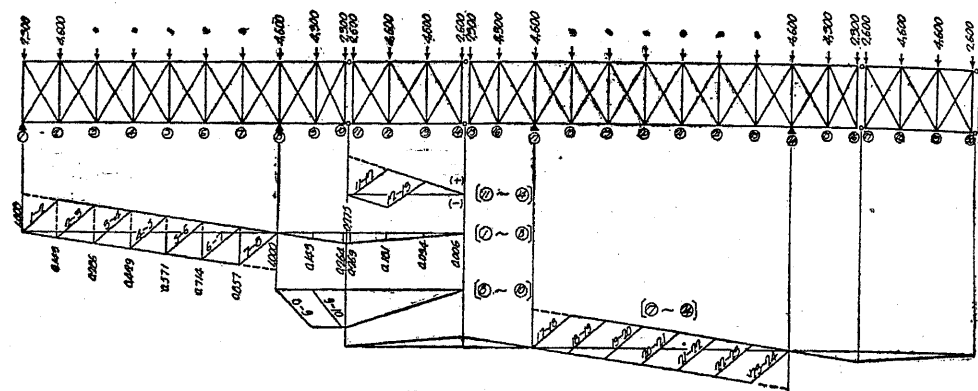
格點水平荷重 = $23\,030 \times 0.2 = 4\,600 "$

1 m 當水平荷重 = $6\,580 \times 0.2 = 1\,316 "$

之等は兩主桁に二分せらるゝ筈なるも、横構の計算には水平力に因る剪力のみを考へる故に、地震の水平加速度の方向の上手側の主桁に集中するものと考へる。

3. 地震水平荷重に因る横構の應力 風荷重と地震荷重とを比較するに、許容應力の増加率異なるも、尙地震荷重の影響大なる故、地震荷重に對して横構の斷面を決定する。此の場合の格點荷重の量並に剪力に對する影響線圖は第 23 圖の如し。

同圖にて明かなる如く剪力の最大なるは、⑦-⑧の負又は⑭-⑮の正等にして、兩者の絶對値は等しく、從て横構の應力は相等し。⑦-⑧の剪力並に其の間の横構の應力を求めれば次の如し。



第 23 圖

荷重位置	影響線縦距	荷重	剪力	合計	sec θ	應力
②より⑦	-3.000	4 600	-13 800			
⑨	-0.143	4 300	-615			
⑩	-0.264	2 300	-607			
⑪と⑭	-0.275	2 600	-715			
⑫と⑮	-0.275	4 600	-1 265	-17 000	1.14	19 380 kg

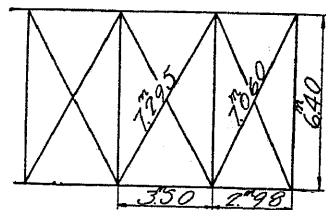
4. 断面決定 許容應力は地震荷重なる故に 60% を増し、

$$\text{張應力に対しては} \quad 1200 \times 1.6 = 1920 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{壓應力} \quad 1500 \left(1 - 0.0055 \frac{l}{r}\right) \times 1.6 \geq 1000 \times 1.6$$

$$\text{即} \quad 2400 \left(1 - 0.0055 \frac{l}{r}\right) \geq 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{鉄強は 19 mm 径現場鉄に対して} \quad 2126 \times 1.6 = 3400 \text{ kg}$$



第 24 圖

抗張材としては：

2-山形鋼 100×75×10

$$\text{総断面積} \quad 2 \times 16.5 = 33.00 \text{ cm}^2$$

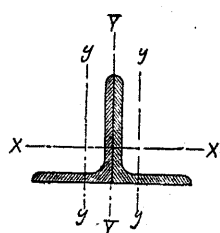
$$\text{減} \begin{cases} \text{鉸鉄せざる脚の} \frac{1}{2} = \frac{1}{2} \left(2 \times 16.5 \times \frac{100}{175}\right) = 9.43 \text{ } \\ \text{鉄孔} = 2(2.2 \times 1.0) = 4.4 \text{ } \end{cases}$$

$$\text{純断面積} \quad 19.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{之に対して所要純断面積は} \quad \frac{9690}{1920} = 5.05 \text{ cm}^2$$

複線構となし一方は抗壓、他は抗張材として作用し得る様設計する。

應力は 19 380 kg なる故、一つに就て 9 690 kg の張應力及壓應力に対して断面を定むべく、之に對し 2-山形鋼 100×75×10 を使用せば、次の試算の如く安全である。



$$\text{所要鉄数は} \quad \frac{9690}{3400} = 2.85, \text{之に對し 6 本使用する。}$$

抗壓材としては：第 24 圖に於て

$$r_x = 3.10 \text{ cm}$$

$$r_y :$$

$$J_y = 2(J_y + Fd^2) = 2(76.07 + 16.50 \times 1.94^2) = 276.34 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{276.34}{2 \times 16.50}} = 2.89 \text{ cm}$$

故に最小環動半径は $r_y = 2.89 \text{ cm}$ を採る。

$$l = \frac{7.295}{2} = 3.647 \text{ m}$$

$$\text{故に} \quad \frac{l}{r} = \frac{364.7}{2.89} = 126.19 \text{ にして許容應力は次の如し。}$$

$$2400 (1 - 0.0055 \times 126.19) = 734 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{所要断面積} = \frac{9690}{734} = 13.20 \text{ cm}^2$$

5. 橋構の自重概算

一格間に就ては：

2-山形鋼	100×75×10	@ 2×12.95	×6.8	= 176.1 kg
4-山形鋼	100×75×10	@ 4×12.95	×3.2	= 165.8 "
1-鉄	330×9	@ 23.315	×0.70	= 16.3 "
鉄頭其の他				= 20.0 "
				380 kg

$$\text{片側格点集中荷重} : 2 \times \frac{380}{4} = 190 \text{ kg}$$

$$\text{主桁間 1 m 當り} : 380 \div 3.5 = 110 \text{ "}$$

$$\text{片側主桁 1 m 當り} : 55 \text{ "}$$

Ⅶ. 主桁の應力其の一 吊桁

1. 死荷重に因る彎曲率及剪力

(α) 死荷重。

(i) 格点に集中する死荷重。(第 25 圖参照)

(イ) 床版、鋪裝、縦桁等…〔Ⅳ, 2〕……868 kg/m-縦桁

$$\begin{cases} \text{⑪, ⑭ に集中する死荷重} \dots\dots\dots 868 \left(\frac{3.5}{2} + 0.26\right) \times 1.5 = 2610 \text{ kg} \\ \text{⑫, ⑮} \quad \quad \quad \dots\dots\dots 868 \times 3.5 \times 1.5 = 4560 \text{ "} \end{cases}$$

$$\text{(ロ) 横桁 ⑪, ⑫, ⑬, ⑭} \dots\dots\dots 1074 \times \frac{1}{2} = 537 \text{ "}$$

(ハ) 横構〔Ⅵ, 5〕

$$\begin{cases} \text{⑪, ⑭} \dots\dots\dots 380 \times \frac{1}{4} = 95 \text{ kg} \\ \text{⑫, ⑮} \dots\dots\dots 380 \times \frac{1}{2} = 190 \text{ "} \end{cases}$$

(二) 合 計

	⑪, ⑭	⑫, ⑬
(イ)	2 610 kg	4 560 kg
(ロ)	537 "	537 "
(ハ)	95 "	190 "
	3 240 kg	5 290 kg

(ii) 等布さるゝ死荷重

主桁間の床版及鋪装等〔Ⅱ, 2 (α)〕...510×0.8	= 408 kg/m
突桁部分の床版、鋪装、高欄、コーピング等〔Ⅱ, 2〕	= 873 "
主 桁 自 重〔假定〕	= 400 "
	1 680 kg/m

(b) 死荷重に因る彎曲率。

⑤に於ける彎曲率

格點、荷重	縦距、面積	荷重	彎曲率
⑪ 及 ⑭	0.26	3 240	842
⑫ 及 ⑬	3.76	5 290	19 890
等布荷重	15.18	1 680	25 500
			46 230 kg/m

同様にして他の點の彎曲率は次の如し。

⑫に於ける彎曲率	43 660 kg/m
⑪ " "	4 570 kg/m

(c) 死荷重に因る剪力。

④(絞の點)に於ける剪力

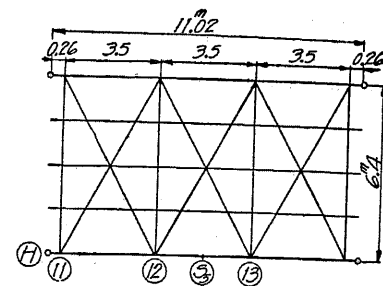
格點、荷重	縦距、面積	荷重	剪 力
⑪ 及 ⑭	1.00	3 240	3 240
⑫ 及 ⑬	1.00	5 290	5 290
等布荷重	5.51	1 680	9 260
			17 790 kg

同様にして他の點に於ける剪力は次の如し。

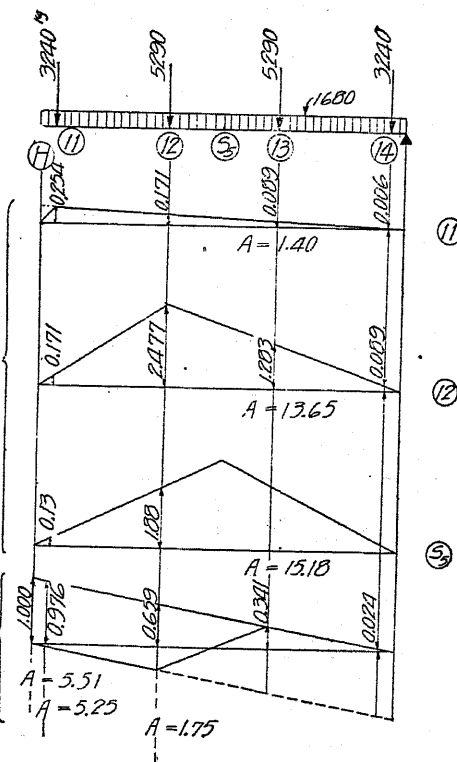
⑪に於ける剪力	17 350 kg
⑫ " "	8 230 "

2. 活荷重に因る彎曲率及剪力

(a) 活荷重。活荷重の分布並に格點集中荷重を求めるに次の如き方法に依る。第 27 圖の如く自動車を一方向の側に寄せ、其の周圍に群衆荷重を等布することは床版の場合と同様である。各格點への集中荷重を求めるには、先づ全面に群衆荷重の載荷せられたる場合の集中量を 1° の如く求め (U)、次に自動車荷重のみに

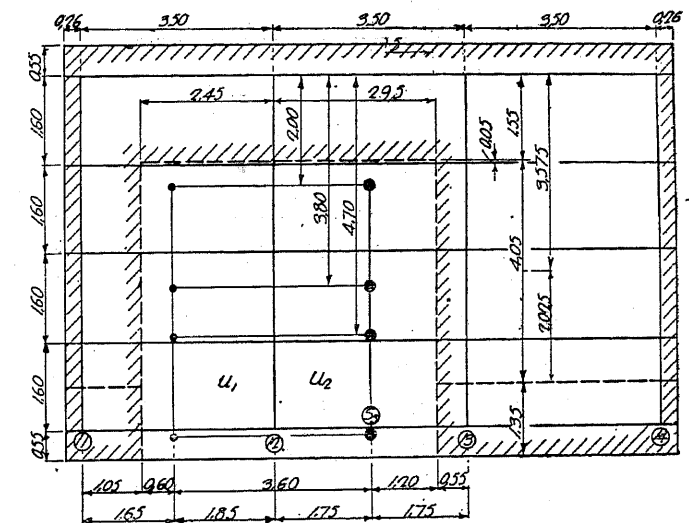


第 25 圖



第 26 圖

因る集中量を 2° の P に依つて求め、之等兩者の和を求め之より自動車に依つて排除せらるゝ群衆荷重のみの影響 (u_1, u_2, u_3 等) を減ずる。尚格點集中荷重を求むるには、下記の如く應力傳達の順序の如何に關せず、假想的な順序に依て求め、正しく求めたると同様な結果を得べし。主桁に直接載れる荷重は格點集中荷重中には考慮せず、主桁の等布荷重又は集中荷重として應力を算定する。



第 27 圖

1° 群衆荷重滿載の場合の格點集中荷重 (U) (但し主桁に直接載れる 1.35 m 分は之に含まず)。

$$\text{⑫, ⑬ には } 500 \times 1.6 \times 3 \times 3.5 \times \frac{1}{2} = 4 200 \text{ kg}$$

$$\text{⑪, ⑭ には } 500 \times 1.6 \times 3 \times \left(\frac{3.5}{2} + 0.26 \right) \times \frac{1}{2} = 2 410 "$$

2° 自動車荷重の主桁に傳へらるゝ量 (P) (但し輪荷重を運ねたる直線と主桁との交點に働くものと考へる。又主桁に直接載れる二輪は之に含まず)。

$$\text{後輪 } P: P \times \frac{2.0 + 3.8 + 4.7}{6.4} = 1.641 P$$

$$\text{前輪 } P/3: = 0.547 P$$

但し P は撃衝荷重を含みたる量にして、撃衝係數に應じて變化す。之より格點集中荷重を求むるには、格點よりの距離に反比例して分配す。

3° 自動車の占用面積と同様な面積の群衆荷重の主桁に傳へらるゝ量 (u_0, u_1, u_2 等) — 主桁の 1 m 當り、

$$500 \times 4.05 \times \frac{3.575}{6.4} = 1 130 \text{ kg/m}$$

之より格點集中荷重を求むる方法は略 2° と同様である。

4° 主桁に直接等布さるゝ群衆荷重 (u)

$$500 \times 1.35 = 680 \text{ kg/m}$$

5° 主桁に直接載る自動車荷重

$$P \text{ 及 } P/3$$

(b) 活荷重に因る彎曲率。

⑤に於ける彎曲率

第 27 圖の如き載荷方法に依り、各格點集中荷重並に等布荷重を求むれば次の如く、又第 28 圖の如し。此の場合の撃衝係數は $l = 11.02 \text{ m}$ なる故に

$$i = \frac{20}{60+l} = \frac{20}{60+11.02} = 0.28$$

$$P = 3000 (1+0.28) = 3840 \text{ kg}$$

⑪ 格點集中荷重

$$U \dots\dots = 2410 \text{ kg}$$

$$P/3 \dots 0.547 \times 3840 \times 1.85 / 3.5 = 1110 \text{ "}$$

$$-u_1 \dots\dots -1130 \times 2.45^2 / (2 \times 3.5) = -970 \text{ "}$$

$$2550 \text{ kg}$$

⑫ 格點集中荷重

$$U \dots\dots = 4200 \text{ kg}$$

$$P/3 \dots 0.547 \times 3840 \times 1.65 / 3.5 = 990 \text{ "}$$

$$P \dots\dots 1.641 \times 3840 / 2 = 3150 \text{ "}$$

$$-u_1 \dots\dots -1130 \times 2.45 \times 2.275 / 3.5 = -1800 \text{ "}$$

$$-u_2 \dots\dots -1130 \times 2.95 \times 2.025 / 3.5 = -1930 \text{ "}$$

$$4610 \text{ kg}$$

⑬ 格點集中荷重

$$U \dots\dots = 4200 \text{ kg}$$

$$P \dots\dots 1.641 \times 3840 / 2 = 3150 \text{ "}$$

$$-u_2 \dots\dots -1130 \times 2.95 \times 1.475 / 3.5 = -1400 \text{ "}$$

$$5950 \text{ kg}$$

⑭ 格點集中荷重

$$2410 \text{ kg}$$

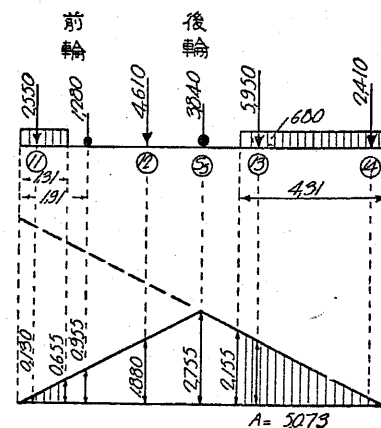
格點、荷重	縦距、面積	荷重	彎曲率
⑪	0.13	2550	332
⑫	1.88	4610	8667
⑬	1.88	5950	11186
⑭	0.13	2410	313
等布荷重	5.073	680	3450
後輪	2.755	3840	10579
前輪	0.955	1280	1222

$$35750 \text{ kg m}$$

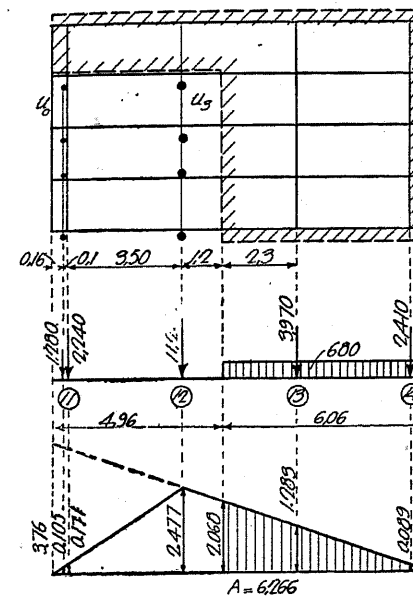
⑮ に於ける彎曲率 (第29圖)

格點、荷重	縦距、面積	荷重	彎曲率
⑪	0.171	2240	383
⑫	2.477	11240	27841
⑬	1.283	3970	5094
⑭	0.089	2410	214
等布荷重	6.266	680	4261
前輪	0.105	1280	134

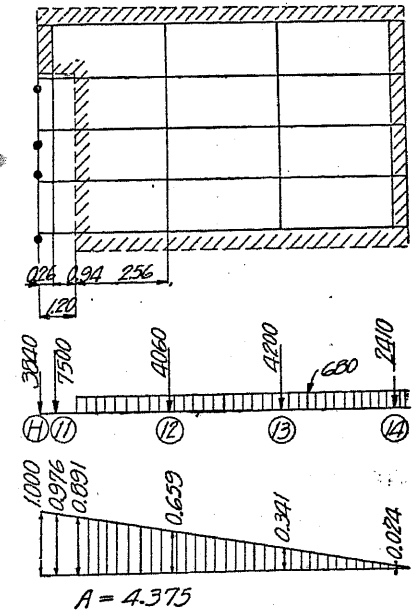
$$37930 \text{ kg m}$$



第 28 圖



第 29 圖



第 30 圖

⑮ に於ける彎曲率 同様の方法に依り求めらる 4630 kg m

(c) 活荷重に因る剪力。

⑮ に於ける剪力 (端剪力) (第30圖参照)

格點、荷重	縦距、面積	荷重	剪力
⑪	0.976	7500	7320
⑫	0.659	4060	2676
⑬	0.341	4200	1432
⑭	0.024	2410	58
等布荷重	4.375	680	2975
後輪	1.000	3840	3840
			18300 kg

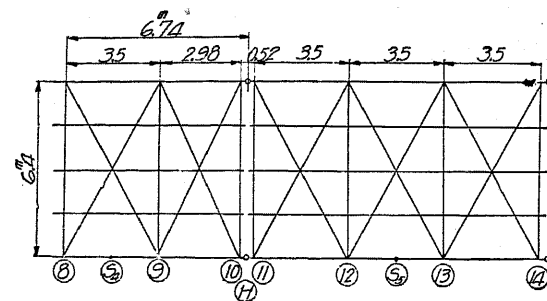
⑮ に於ける剪力 後輪を⑮に載せて同様に求めらる 17800 kg

⑫	"	⑫	"	"	9810 "
⑬	"	⑬	"	"	3570 "

3. 死荷重及活荷重に因るもの、合計

位置	彎曲率			剪 力		
	死荷重	活荷重	合 計	死荷重	活荷重	合 計
⑪	4570	4630	9200 kg m	17350	17800	35150 kg
⑫	43660	37930	81590 "	8230	9810	18040 "
⑬	46230	35750	81980 "	0	3570	3570 "
⑭	—	—	—	17790	18300	36090 "

Ⅶ. 主桁の應力其二—突桁



第 31 圖

1. 死荷重に因る彎曲率及剪力

(a) 死荷重。

(i) 格點に集中する死荷重。

(イ) 床版、鋪裝、縱桁等〔Ⅱ, 2〕……868 kg/m-縱桁

$$\text{⑨に集中する死荷重} \dots\dots 868 \times \frac{3.5+2.98}{2} \times 1.5 = 4218 \text{ kg}$$

$$\text{⑩} \quad \quad \quad \dots\dots 868 \times \frac{2.98+0.52}{2} \times 1.5 = 2279 \text{ kg}$$

$$\text{(ロ) 横桁 ⑨, ⑩} \dots\dots \text{〔Ⅴ, 9〕} \dots\dots 1074 \times \frac{1}{2} = 537 \text{ kg}$$

(ハ) 横構

$$\text{⑨} \dots\dots 380 \times \frac{1}{2} = 190 \text{ kg}$$

$$\text{⑩} \dots\dots 380 \times \frac{1}{4} = 95 \text{ kg}$$

(ニ) 合計

	⑨	⑩
(イ)	4218 kg	2279 kg
(ロ)	537 "	537 "
(ハ)	190 "	95 "
計	4950 kg	2910 kg

(ii) 等布される死荷重。

主桁間の床版及鋪裝等〔Ⅱ, 2, (a)〕……510×0.8 = 408 kg/m

突桁部分の床版、鋪裝、高欄、コーピング等〔Ⅲ, 2〕……873 "

主桁自重〔假定〕……420 "

1700 kg/m

(iii) 鉸に集中する死荷重。

吊桁の鉸に於ける反力〔Ⅶ, 1, (c)〕……17790 kg

(b) 死荷重に因る彎曲率。

⑨に於ける彎曲率

格點、荷重	縱距、面積	荷重	彎曲率
⑨	- 3.50	4950	- 17325
⑩	- 6.48	2910	- 18857
⑪	- 6.74	17790	-119905
等布荷重	-22.71	1700	- 38614
			-194700 kg m

⑨に於ける彎曲率 …………… -132360 kg m

⑩ " " …………… - 75240 "

⑪ " " …………… - 4680 "

(c) 死荷重に因る剪力。

⑨に於ける剪力

格點、荷重	縱距、面積	荷重	剪力
⑨	-1.00	4950	- 4950
⑩	-1.00	2910	- 2910
⑪	-1.00	17790	- 17790
等布荷重	-6.74	1700	- 11458
			- 37110 kg

⑨に於ける剪力 …………… - 34130 kg

⑩ " " …………… - 26210 "

⑪ " " …………… - 18230 "

2. 活荷重に因る彎曲率及剪力

(a) 活荷重。此の場合彎曲率、剪力は何れも自動車突桁上にありて碇着桁の方に向きたる場合に最大となる。彎曲率は何れの點に對しても後輪を鉸の上に置きたる場合に、剪力は後輪を其の點の近くに置きたる場合に大となる。

格點集中荷重を求むる方法は、すべて吊桁の場合〔Ⅶ, 2〕と同一なれども、撃衝係数が異なり自動車荷重(P)の大きさは次の如くなる。

$$l = 17.76 \text{ m}, \quad i = \frac{20}{60+17.76} = 0.26$$

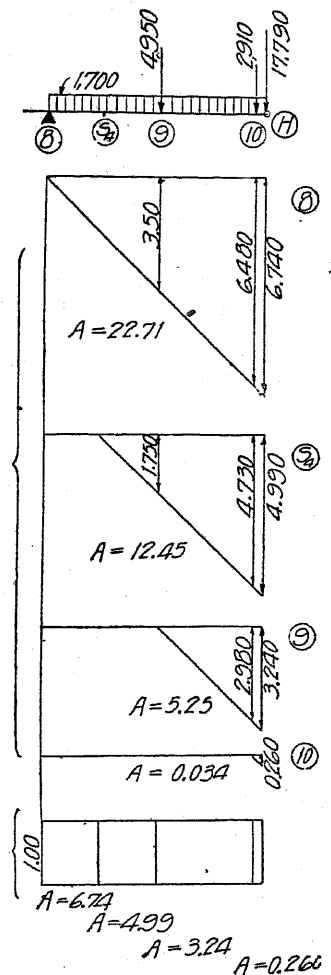
$$P = 3000 \times 1.26 = 3780 \text{ kg}$$

$$P/3 = 1260 \text{ kg}$$

(b) 活荷重に因る彎曲率。

⑨に集中する荷重 …………… = 18140 kg

吊桁の端剪力の場合〔Ⅶ, 2, (c)〕と全く同様の影響線縱距及面積を用ひ、自動車荷重のみを變ずればよい。



第 32 圖

格點、荷重	縦距	荷重	剪力
⑪ 及 ⑭	1.00	2 410	2 410
⑫ 及 ⑬	1.00	4 200	4 200
等布荷重	5.51	680	3 747
			10 360 kg

⑩ 格點集中荷重

$$U \dots\dots [VII, 2. (b)] \dots\dots \begin{cases} = 1790 \\ = 310 \end{cases} \\ \hline 2100 \text{ kg}$$

⑨ 格點集中荷重

$$U \dots\dots [VII, 2. (b)] \dots\dots \begin{cases} = 2100 \\ = 1790 \end{cases} \\ P \dots\dots 1.641 \times 3780 \times 2.18 / 3.5 = 3860 \\ -v_1 \dots\dots -1130 \times 3.38 \times 1.69 / 3.5 = -1840 \\ \hline 5910 \text{ kg}$$

後輪集中荷重 $\dots\dots\dots 3780 \text{ "}$ 等布荷重 $\dots\dots\dots 680 \times 3.36 = 2280 \text{ "}$
24 430 "而して影響線縦距は何れも -1 なる故に、剪力は -24430 kg である。⑨ に於ける剪力 (第34圖にて明かなる如く、⑧ に於ける最大剪力の場合と同一の載荷方法に依るべく、從て剪力の大きさも夫れと同様である) $\dots\dots\dots -24430 \text{ kg}$ ⑩ に於ける剪力 (後輪を⑩の横桁上に置いて上記と同様に求める) $\dots\dots\dots -24390 \text{ "}$ ⑪ " " (" ⑭ " " " 但し此の場合は吊桁上の群衆荷重の一部が自動車荷重に依て除かれる) $\dots\dots\dots -18850 \text{ kg}$

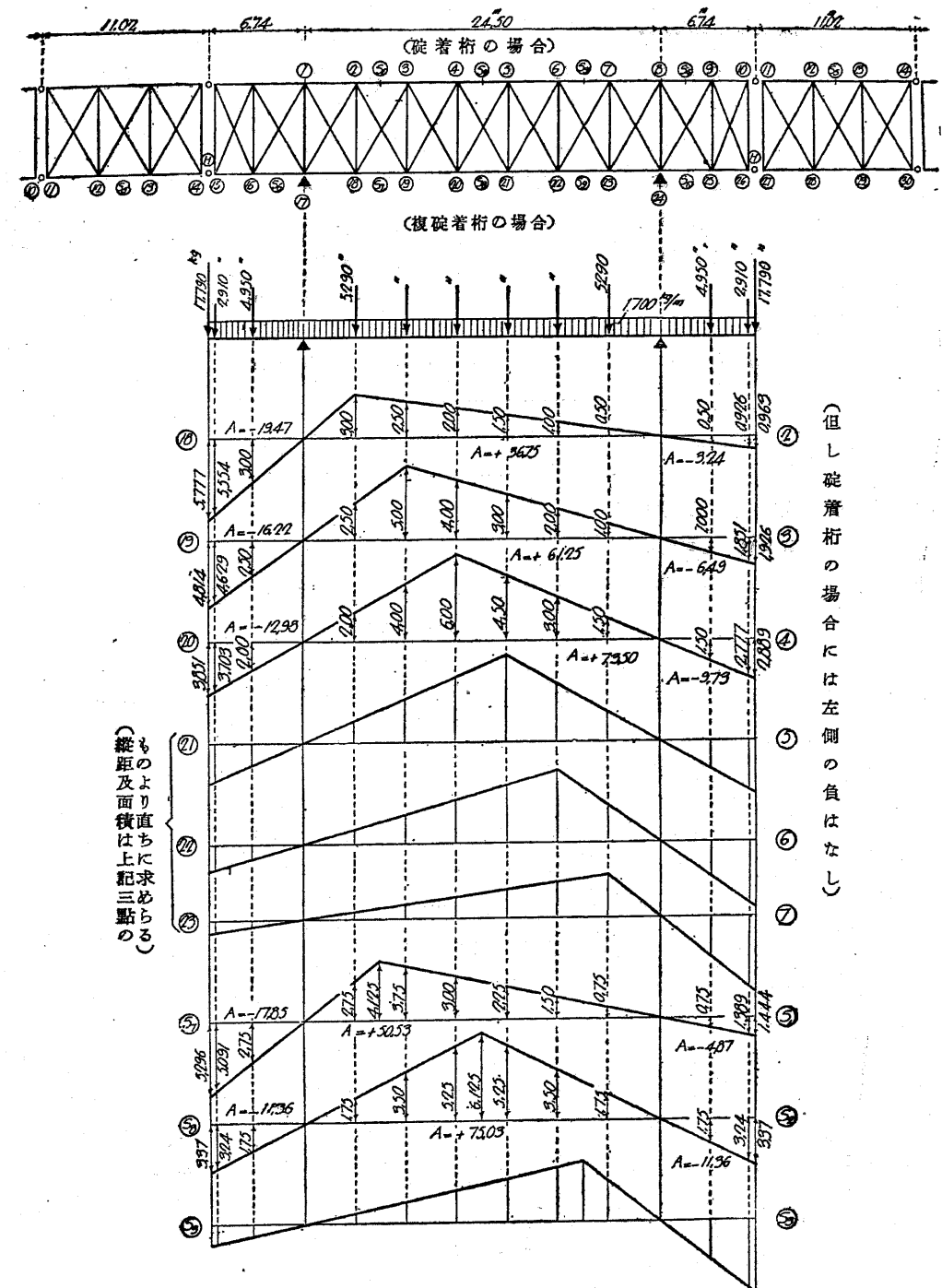
3. 死荷重及活荷重に因るものゝ合計

位置	彎 曲 率			剪 力		
	死荷重	活荷重	合 計	死荷重	活荷重	合 計
⑧	-194 700	-140 180	-334 880	-37 110	-24 430	-61 540
⑨	-132 360	-98 560	-230 920	-34 130	-24 430	-58 560
⑩	-75 240	-59 160	-134 400	-26 210	-24 390	-50 600
⑪	-4 680	-4 720	-9 400	-18 230	-18 850	-37 080

II. 主桁の應力其三一複碇着桁及碇着桁

1. 死荷重に因る彎曲率及剪力

(a) 死荷重。格點集中荷重並に等布荷重は VII.1.(a) 及 VII.2.(a) と同様にて第36圖の如くなる。



第 36 圖

(b) 複礎着桁の死荷重に因る彎曲率。

⑮ に於ける彎曲率

格點、荷重	縦距、面積	荷重	彎曲率
⑭ 兩端	-6.74	17 790	-119 905
⑮ 及 ⑯	-6.48	2 910	- 18 857
⑮ 及 ⑰	-3.50	4 950	- 17 325
⑮ 乃至 ⑲	10.50	5 290	55 545
等布荷重	14.04	1 700	23 868
			-76 670 kg m

以下計算は同様なり。

⑮ に於ける彎曲率	-34 750 kg m
⑮ " "	2 010 "
⑰ " "	41 350 "
⑲ " "	43 930 "

(c) 礎着桁の死荷重に因る彎曲率。

② に於ける彎曲率

格點、荷重	縦距、面積	荷重	彎曲率
② 乃至 ⑦	10.50	5 290	55 545
⑧	-0.500	4 950	- 2 475
⑩	-0.926	2 910	- 2 695
⑭	-0.963	17 790	-17 132
等布荷重	33.51	1 700	56 967

⑮ に於ける彎曲率	90 210 kg m
⑮ " "	118 240 kg m
⑮ " "	141 070 "
⑮ " "	152 600 "
⑮ " "	141 290 "
⑮ " "	124 790 "
⑮ " "	57 640 "
⑮ " "	6 970 "
⑮ " "	-48 860 "

(d) 複礎着桁の死荷重に因る剪力。

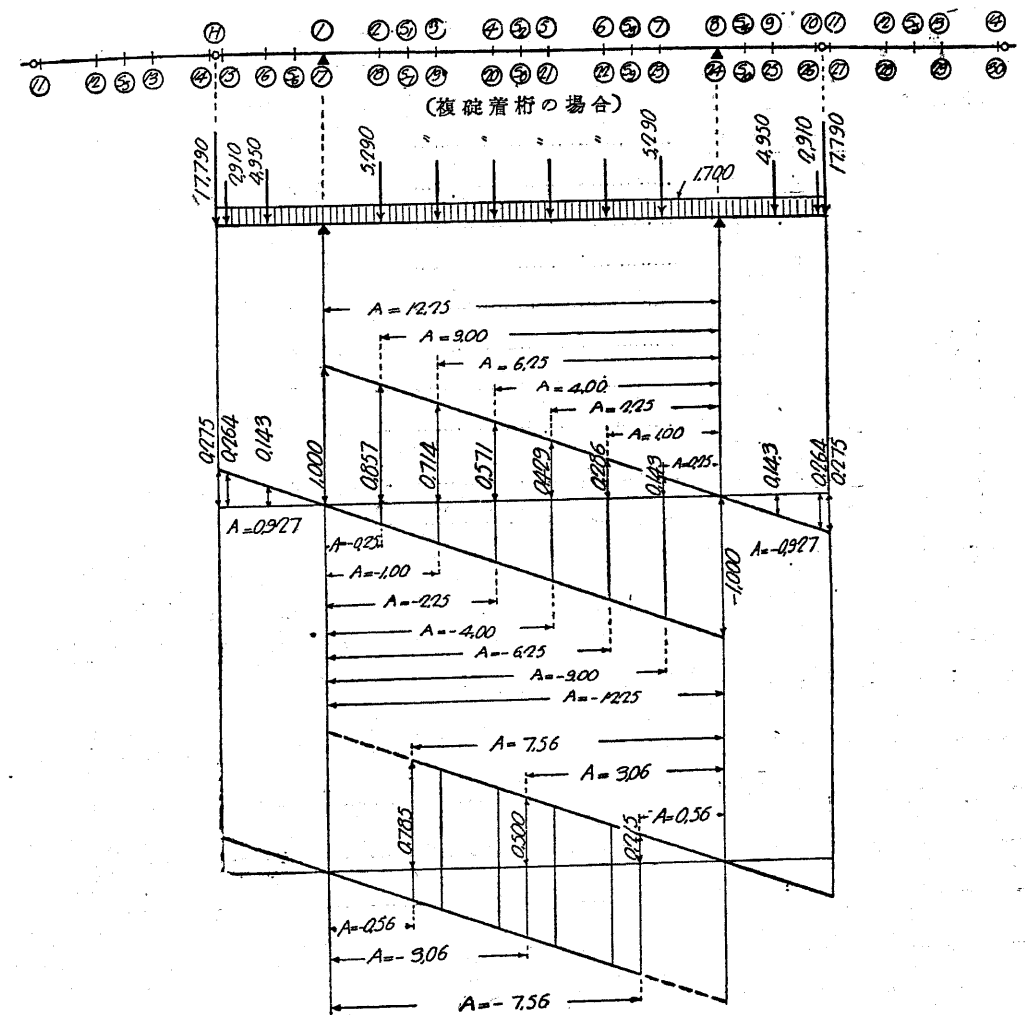
複礎着桁に於ては兩方の突桁部分の影響は正負にて零となる故、中央桁のみを考へればよい。

⑮ に於ける剪力

格點、荷重	縦距、面積	荷重	剪 力
⑮ 乃至 ⑲	3.00	5 290	15 870
等布荷重	12.25	1 700	20 825
			36 700 kg

⑮ に於ける剪力	30 750 kg
⑮ " "	22 480 "
⑮ " "	19 510 "
⑮ " "	8 270 "
⑮ " "	0

(礎着桁の場合)



第 37 圖

(e) 碇着桁の死荷重に因る剪力。

① に於ける剪力

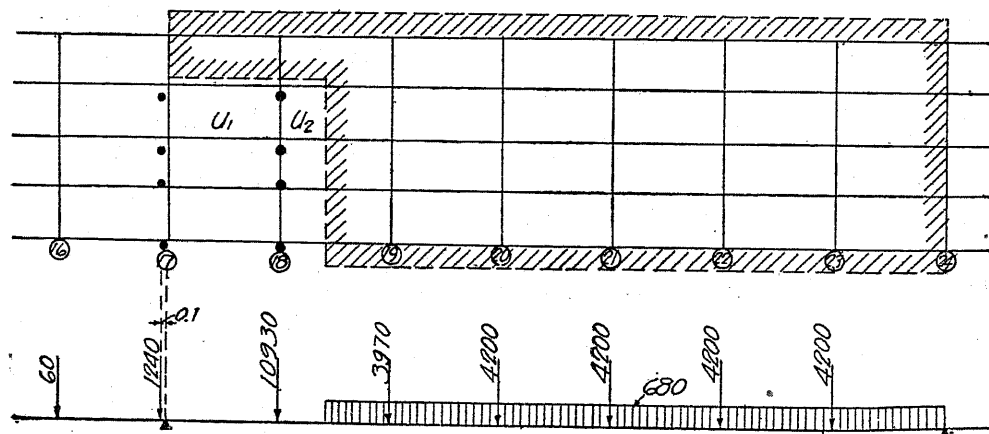
格点、荷重	縦距、面積	荷 重	剪 力
② 乃至 ⑦	3.00	5 290	15 870
等布荷重	12.25	1 700	20 825
⑨	-0.143	4 950	- 708
⑩	-0.264	2 910	- 768
⑪	-0.275	17 790	-4 892
等布荷重	-0.927	1 700	-1 576
			28 750 kg

以下同様にして求められる。

② に於ける剪力	22 800 kg
③ " "	14 540 "
④ " "	11 560 "
⑤ " "	320 "
⑥ " "	- 7 940 "
⑦ " "	-16 210 "
⑧ " "	-27 450 "
⑨ " "	-30 420 "
⑪ " "	-38 690 "
⑫ " "	-44 640 "

2活荷重に因る彎曲率及剪力

(a) 複碇着桁及碇着桁の活荷重に因る正彎曲率。第 36 圖の影響線にて明かなる如く、正最大彎曲率を求めるには突桁、吊桁には活荷重を載せず、中央より左の點に對しては、自動車に左に向け後輪を其の點に載せればよい。従て荷重の長 $l = 24.5 m$ に採り撃面係数は次の如し。



第 38 圖

$$i = \frac{20}{60+24.5} = 0.24$$

従て $P = 3000 \times 1.24 = 3720 \text{ kg}$

$$P/3 \dots\dots\dots = 1240 "$$

⑩ に於ける正彎曲率 (② も之に同じ)

⑩ 格点集中荷重

$$U \dots\dots\dots = 4200$$

$$P \dots\dots\dots 2.641 \times 3720 = 9825$$

$$-u_1 \dots\dots\dots -1130 \times 3.5/2 = -1980$$

$$-u_2 \dots\dots\dots -1130 \times 1.2 \times 2.9/3.5 = -1120$$

$$10930 \text{ kg}$$

⑩ 格点集中荷重

$$U \dots\dots\dots = 4200$$

$$-u_2 \dots\dots\dots -1130 \times 1.2 \times 0.6/3.5 = -232$$

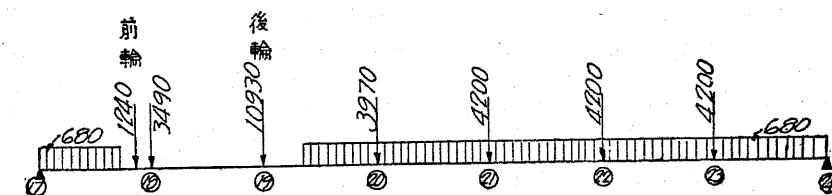
⑩ 格点集中荷重

$$P/3 \dots\dots\dots 0.547 \times 3720 \times 0.1/3.5 = 60 \text{ kg}$$

格点、荷重	縦距、面積	荷 重	彎曲率
⑩	-3.00	60	-180
前 輪	-0.086	1240	-107
⑩	3.00	10930	32790
⑩	2.50	3970	9925
⑪ 乃至 ⑫	5.00	4200	21000
等布荷重	28.01	680	19046
			82470 kg m

⑩ に於ける正彎曲率 (② も之に同じ)

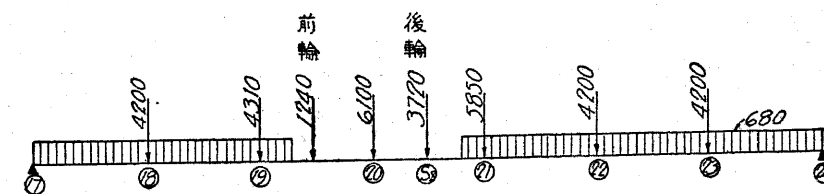
上記と同様の方法に依り $\dots\dots\dots 135180 \text{ kg m}$



第 39 圖

⑩ に於ける正彎曲率 (④ も之に同じ) $\dots\dots\dots 161140 \text{ kg m}$

⑩ に於ける正彎曲率 (⑤ も之に同じ)



第 40 圖

⑮ 格點集中荷重

$$\begin{aligned}
 U &= 4200 \\
 P/3 &= 0.547 \times 3720 \times 1.85 / 3.5 = 1076 \\
 -u_1 &= -1.130 \times 2.45 \times 1.225 / 3.5 = -969 \\
 &= 4310 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

⑯ 格點集中荷重

$$\begin{aligned}
 U &= 4200 \\
 P &= 1.641 \times 3720 / 2 = 3052 \\
 P/3 &= 0.547 \times 3720 \times 1.65 / 3.5 = 959 \\
 -u_1 &= -1.130 \times 2.45 \times 2.275 / 3.5 = -180 \\
 -u_2 &= -1.130 \times 2.95 \times 2.025 / 3.5 = -1929 \\
 &= 6100 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

⑳ 格點集中荷重

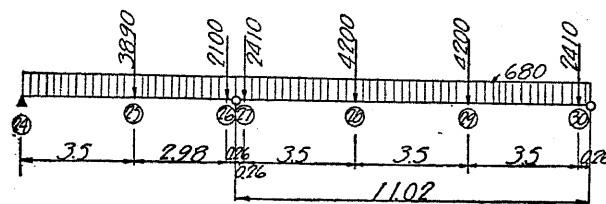
$$\begin{aligned}
 U &= 4200 \\
 P &= 3052 \\
 -u_2 &= -1.130 \times 2.95 \times 1.475 / 3.5 = -1405 \\
 &= 5850 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

格點、荷重	縦距、面積	荷 重	彎曲率
⑮	1.75	4200	7350
⑯	3.50	4310	15085
⑰	5.25	6100	32025
⑱	5.25	5850	30713
㉑, ㉒	5.25	4200	22050
前 輪	4.325	1240	5363
後 輪	6.125	3720	22785
等布荷重	46.726	680	31774
			167150 kg m

⑮, ⑯ に於ける正彎曲率 (⑮, ⑯ も之に同じ)

上記と同様の方法に依り 111200 kg m

(b) 複碇着桁の活荷重に因る負彎曲率。此の場合の載荷方法は第36圖に依て見る如く自動車荷重を左の



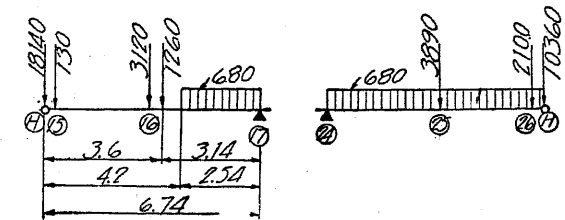
第 41 圖

突桁及吊桁に載せ、右の突桁及吊桁には群衆荷重を満載し、複碇着桁は活荷重を載せない。自動車荷重の載荷方法は、突桁の最大彎曲率を求めたる場合〔Ⅶ, 2〕と同様、即ち後輪を ④ に載せ前輪を突桁内に載せればよい。従て格點集中荷重は突桁

の場合を其の儘用ひ得 (撃衝係数は l が左右の突桁、吊桁にて二倍としてもよいが、便宜上其の儘用ふる)。右の突桁、吊桁には群衆荷重満載にて格點荷重は第 41 圖の如くなる。

之より ④ の集中荷重を求めると、

格點、荷重	縦距	荷 重	剪 力
㉑, ㉒	1.00	2410	2410
㉓, ㉔	1.00	4200	4200
等布荷重	5.51	680	3747
			10360 kg



従て左右兩突桁の格點荷重は、第42圖

第 42 圖

の如く考ふることを得。

⑮ に於ける負彎曲率

	格點、荷重	縦距、面積	荷 重	彎曲率
左	④	-5.777	18140	-104795
	⑮	-5.554	130	-722
	⑯	-3.000	3120	-9360
	前 輪	-2.691	1260	-3391
	等布荷重	-2.765	680	-1880
右	㉑	-0.500	3890	-1945
	㉒	-0.926	2100	-1945
	④	-0.963	10360	-9977
	等布荷重	-3.240	680	-2203
				-136220 kg m

⑮ に於ける負彎曲率 (同様に求めて) -132260 kg m

⑰ " " -128310 "

⑱ " " -134250 "

㉑ " " -126340 "

(c) 碇着桁の活荷重に因る負彎曲率。此の場合には第36圖に於て右側の突桁及吊桁のみに就て求むべく、此の方に自動車荷重を載せる。即ち複碇着桁の場合と對稱の位置に自動車載せ、群衆荷重のみの載る部分の影響を除けばよい。

⑮ に於ける負彎曲率

格點、荷重	縱距、面積	荷 重	彎曲率
⑨	-0.500	3 120	-1 560
⑩	-0.926	130	- 120
⑪	-0.963	18 140	-17 469
前 輪	-0.449	1 260	- 566
等布荷重	-0.461	680	- 313
			-20 030 <i>kg m</i>

③ に於ける負彎曲率 (同様に)	- 40 060 kg m
④ " "	- 60 080 "
⑤ " "	- 80 090 "
⑥ " "	- 100 120 "
⑦ " "	- 120 150 "
⑧ " "	- 110 140 "
⑨ " "	- 70 090 "
⑩ " "	- 30 030 "

(d) 複礎着桁の活荷重に因る剪力。第 37 圖に於て剪力の最大なる載荷方法を見るに、荷重の長さは各點に對して各異り、嚴密には撃衝係數も夫々變すべきであるが、其の差僅少なる故に ⑩—⑭ の場合の長さ $l = 17.74 + 9.30 = 27.04 \text{ m}$ を用ひ

$$i = \frac{20}{60 + 27.04} = 0.23$$

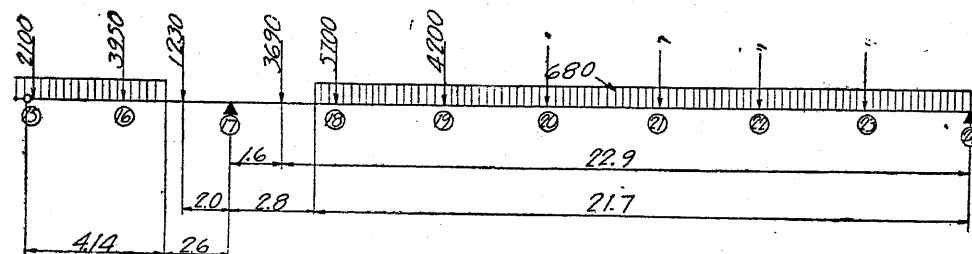
に採るべし、從て

$$P = 3000 \times 1.23 = 3690 \text{ kg}$$

$$P/3 = 1230 "$$

⑭ に於ける剪力

最大剪力を與ふる自動車後輪の位置は ⑭ より 1.6 m 右の點で、此の場合の格點集中荷重は第 43 圖より次の如し。



第 43 圖

⑭ 格點集中荷重

$$U = 2100$$

$$P/3 = 1230$$

$$-u_1 = -1.130 \times 2.6 \times 1.3 / 3.5 = -1.091$$

$$3950 \text{ kg}$$

⑭ 格點集中荷重

$$U = 4200$$

$$P = 1.641 \times 3690 \times 1.6 / 3.5 = 2768$$

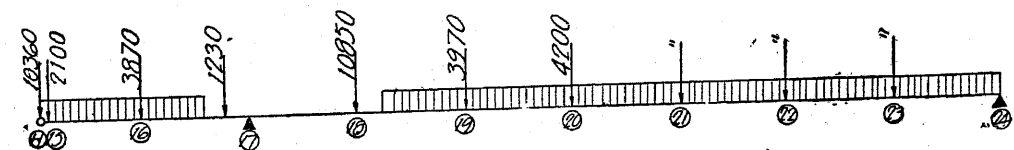
$$-u_2 = -1.130 \times 2.8 \times 1.4 / 3.5 = -1.266$$

$$5700 \text{ kg}$$

格點、荷重	縦距、面積	荷 重	剪 力
⑭	0.275	10 360	2 849
⑮	0.264	2 100	554
⑯	0.143	3 950	565
前 輪	0.082	1 230	101
等布荷重	0.789	680	537
⑰	0.859	5 700	4 885
⑱ 乃至 ㉑	2.143	4 200	9 001
後 輪	0.935	3 690	3 450
等布荷重	9.613	680	6 537
			28 480 kg

⑱ に於ける剪力

後輪を ⑱ に載せて求められ、格點集中荷重は第 44 圖の如し。



第 44 圖

格點、荷重	縦距、面積	荷 重	剪 力
⑭	0.275	10 360	2 890
⑮	0.264	2 100	554
⑯	0.143	3 870	553
前 輪	0.004	1 230	5
等布荷重	0.918	680	624
⑰	0.857	10 850	9 298
⑱	0.714	3 970	2 835
⑳ 乃至 ㉑	1.429	4 200	6 002
等布荷重	8.000	680	5 442
			28 160 kg

以下略同様にして次の如く求めらる。

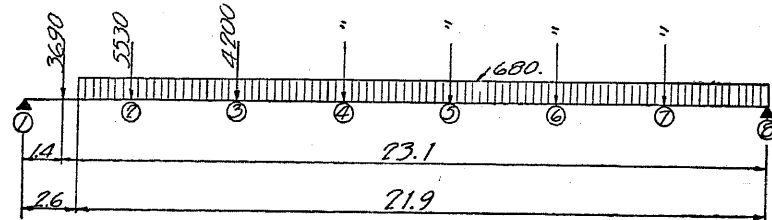
⑤ に於ける剪力	21 450 kg
⑩ " " "	21 430 "
⑮ " " "	15 610 "
⑳ " " "	10 750 "
㉑ " " "	10 750 "

(e) 礎着桁の活荷重に因る剪力。此の場合の載荷方法は略中央桁に於けると同様であるが、一方の突桁及吊桁のなき爲め、正負最大剪力の絶対値は等しからず、別に求むることを要す。又自動車荷重の撃衝係數

は便宜上複碇着桁と同様とす。

① に於ける正剪力

最大正剪力を與ふる自動車後輪の位置は①より 1.4 m 右の點で、此の場合の格點集中荷重は第 45 圖の如し。



第 45 圖

格點、荷重	縦距、面積	荷 重	剪 力
②	0.857	5 530	4 739
③乃至⑦	2.143	4 200	9 001
後 輪	0.943	3 690	3 480
等布荷重	9.789	680	6 657
			23 880 kg

② に於ける正剪力

複碇着桁の場合の左の突桁、吊桁の影響を取去ればよい。

格點、荷重	縦距、面積	荷 重	剪 力
②	0.857	10 850	9 298
③	0.714	3 970	2 835
④乃至⑦	1.419	4 200	6 002
等布荷重	8.000	680	5 440
			23 580 kg

以下同様にして次の如し。

⑤ に於ける正剪力	16 860 kg
③ " "	16 840 "
④ " "	11 020 "

負剪力は複碇着桁の正剪力を其の儘負とせば、碇着桁の右端即⑧より左に採りたる負剪力を得るも、④より左に對しては右の突桁に自動車荷重を載せたる場合の負剪力が大である。

⑧ に於ける負剪力	-28 480 kg
⑦ " "	-28 160 "
⑤ " "	-21 450 "
⑥ " "	-21 430 "
⑤ " "	-15 610 "
⑤ " "	-10 750 "

3. 死荷重及活荷重に因るものゝ合計

位置	彎 曲 率			剪 力		
	死荷重	活荷重	合 計	死荷重	活荷重	合 計
①				28 750	23 880	52 630
②	90 210	82 470 -20 030	172 680	22 800	23 580	46 380
③	118 240	111 200 -30 030	229 440	14 540	16 860	31 400
④	141 070	135 180 -40 060	276 250	11 560	16 840	28 400
⑤	152 600	161 140 -60 080	313 740	320	11 020	11 340
⑥	141 290	167 150 -70 090	308 440	-7 940	-10 750	-18 690
⑦	124 790	161 140 -80 090	285 930	-16 210	-15 610	-31 820
⑧	57 640	135 180 -100 120	192 820 -42 480	-27 450	-21 430	-48 880
⑨	6 970	111 200 -110 140	118 170 -103 170	-30 420	-21 450	-51 870
⑩	-48 860	82 470 -120 150	33 610 -169 010	-38 690	-28 160	-66 850
⑪				-44 640	-28 480	-73 120
⑫				36 700	28 480	65 180
⑬	-76 670	82 470 -136 220	5 800 -212 890	30 750	28 160	58 910
⑭	-34 750	111 200 -134 250	76 450 -169 000	22 480	21 450	43 930
⑮	2 010	135 180 -132 260	137 190 -130 250	19 510	21 430	40 940
⑯	41 350	161 140 -128 310	202 490 -86 960	8 270	15 610	23 880
⑰	43 930	167 150 -126 340	211 080 -82 410	0	10 750	10 750

X. 反 力

1. ① に於ける反力 死活荷重の載荷方法及影響線は第 46 圖の如し。

$$\begin{aligned}
 -u_1 & \dots\dots\dots -1130 \times 3.5 / 2 = -1978 \\
 -u_0 & \dots\dots\dots = -290 \\
 & \dots\dots\dots 230 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

⑩ 格點集中荷重

$$\begin{aligned}
 U & \dots\dots\dots = 4200 \\
 P/3 & \dots\dots\dots 0.547 \times 3600 \times 3.34 / 3.5 = 1879 \\
 -u_1 & \dots\dots\dots -1130 \times 3.5 / 2 = -1978 \\
 -u_2 & \dots\dots\dots -1130 \times 0.44 \times 3.28 / 3.5 = -466 \\
 & \dots\dots\dots 3640 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

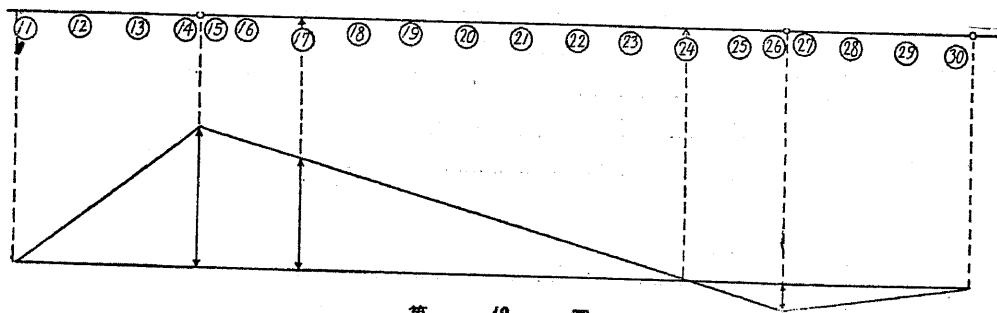
⑬ 格點集中荷重

$$\begin{aligned}
 U & \dots\dots\dots = 4200 \\
 -u_2 & \dots\dots\dots -1130 \times 0.44 \times 0.22 / 3.5 = -31 \\
 & \dots\dots\dots 4170 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

格點、荷重	縦距、面積	荷 重	反 力
② 乃至 ⑧	4.000	4200	16800
⑨	1.143	3720	4252
⑩	1.264	6820	8620
⑪	1.245	230	286
⑫	0.840	3640	3058
⑬	0.435	4170	1814
⑭	0.030	2410	72
等布荷重	18.415	680	12522
"	2.698	680	1835
前 輪	0.859	1200	1031
後 輪	1.275	3600	4590

54880 kg

3. ⑩に於ける反力 此の場合の影響線は第48圖の如くにして、第46圖、第47圖と比較對照し①及⑨に於ける反力より直ちに求むる事を得る。



第 48 圖

(a) 死荷重に因る反力。

$$\begin{aligned}
 \text{⑨に於ける正反力} & \dots\dots\dots 87040 \\
 \text{① " 負反力} & \dots\dots\dots -7940 \\
 & \dots\dots\dots 79100 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

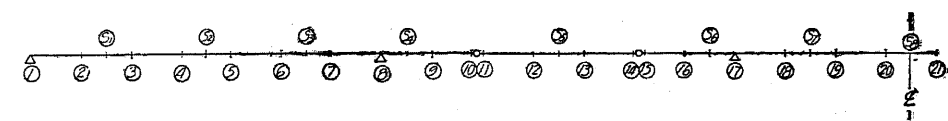
(b) 活荷重に因る反力。

$$\begin{aligned}
 \text{正反力は⑨に於ける正反力に等しく} & \dots\dots\dots 54880 \text{ kg} \\
 \text{負反力は① " 負 " " } & \dots\dots\dots -5720 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

4. 死荷重及活荷重に因る各反力の合計

位 置	死荷重	活荷重	合 計
①	31660	30750 - 5720	62410
⑨	87040	54880	141920
⑭	79100	54880 - 5720	133980

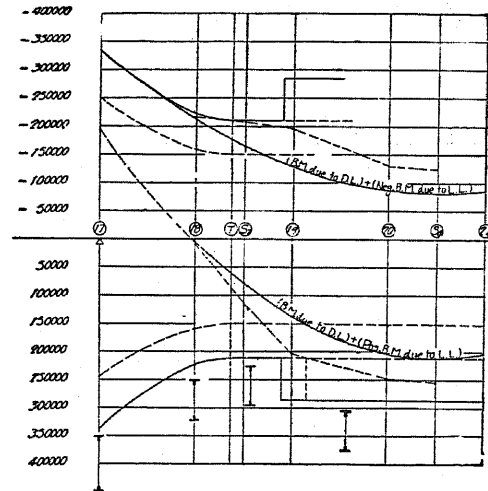
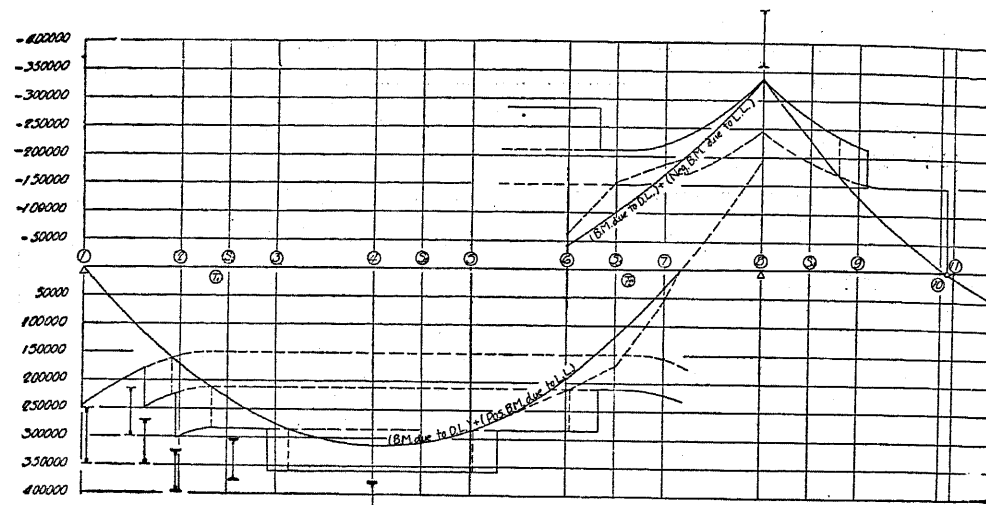
Ⅱ. 彎曲率及剪力の總括表と彎曲率圖



第 49 圖

位 置	彎 曲 率	剪 力	位 置	彎 曲 率	剪 力
①	—	52630	⑨	-134400	-50600
②	172680	46380	⑩	-9400	-37080
③	229440	31400	⑪	9200	35150
④	276250	28400	⑫	81590	18040
⑤	313740	11340	⑬	81980	3570
⑥	308440	-18690	⑭	-334880	65590
⑦	285930	-31820	⑮	5800	65180
⑧	192820	-48880	⑯	-212890	58910
⑨	-42480	-51870	⑰	76450	43930
⑩	118170	-66850	⑱	-169000	40940
⑪	-103170	-73120	⑲	137190	23880
⑫	33610	-61540	⑳	-130250	10750
⑬	-169010	-58560	㉑	202490	
⑭	-334880		㉒	-86960	
⑮	-230920		㉓	211080	
			㉔	-82410	

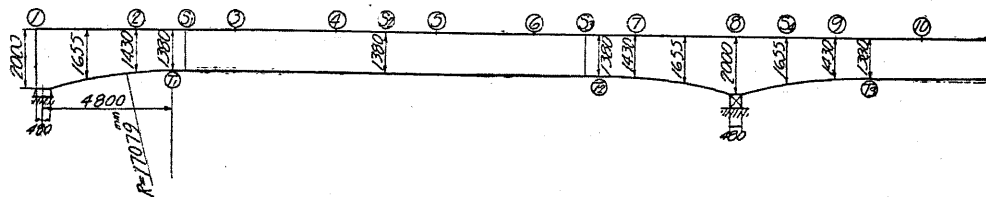
彎曲率圖は第50圖の如し、但し吊桁のものは簡單なる故に省略す。



第 50 圖

XII. 主桁の断面

主桁の高さは突縁山形鋼の背面間の距離を第 51 圖の如く定めて、其の断面を決定せり。



第 51 圖

1. 吊 桁 ⑨

$$M = 81980 \text{ kg m}$$

桁高 1380 mm (突縁山形背面距離)

腹板の高さ 1370 mm、厚さ 9 mm を用ふれば、突縁山形の所要断面積は抗張突縁に對して次の如く求め

らる。

$$F_n = \frac{M}{\sigma_t h_o} - \frac{F_w}{8}$$

$$\begin{cases} M = 8198000 \text{ kg cm} \\ F_w = 137 \times 0.9 = 123.3 \text{ cm}^3 \\ \sigma_t = 1200 \text{ kg/cm}^2 \\ h_o = 130 \text{ cm (假定)} \end{cases}$$

を代入せば

$$F_n = \frac{8198000}{1200 \times 130} - \frac{123.3}{8} = 37.14 \text{ cm}^2$$

之に對し 2-山形鋼 150×150×11 を用ふれば、

$$\text{總断面積 } 2\text{-山形鋼 } 150 \times 150 \times 11 \dots\dots\dots 2 \times 31.79 = 63.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{鉋孔 } 2\text{-}22 \text{ mm } \phi \dots\dots\dots 2 \times (2.5 \times 1.1) = 5.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{純断面積} \dots\dots\dots 58.08 \text{ cm}^2$$

にして断面は充分なり。此の場合有効高は

$$h_o = 138 - 2 \times 4.07 = 129.86 \text{ cm}$$

慣性率は次の如し。

$$\begin{aligned} \text{突縁} \begin{cases} 4\text{-山形鋼 } 150 \times 150 \times 11 & \begin{cases} 4 \times 663.3 = 2653 \\ 4 \times 31.79 \times 64.93^2 = 536094 \end{cases} \\ \text{鉋孔 } 4\text{-}22 \text{ mm } \phi & 4 \times 1.1 \times 2.5 \times 63^2 = 43659 \end{cases} \\ \text{腹板} \begin{cases} 1370 \times 9 & \frac{1}{12} \times 0.9 \times 137^3 = 192850 \text{ cm}^4 \text{ (總)} \\ \text{鉋孔の爲に } 15\% \text{ 減ず} & = 163900 \text{ cm}^4 \text{ (純)} \end{cases} \\ \text{合計} \begin{cases} J_o = 538750 + 192850 = 731600 \text{ cm}^4 \text{ (總)} \\ J_i = 495100 + 163900 = 659000 \text{ cm}^4 \text{ (純)} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\text{縁張張應力 } \sigma_t = \frac{8198000}{659000} \times 69 = 858 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{縁張壓應力 } \sigma_o = \frac{8198000}{731600} \times 69 = 773 \text{ kg/cm}^2 < 1100 \text{ kg/cm}^2$$

之に對し許容抗壓強度は主桁に床版が直接載る故に $l = 0$ にして、最大値 1100 kg/cm^2 を採り得る故に安全なり。

2. 突 桁

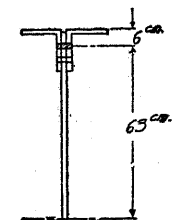
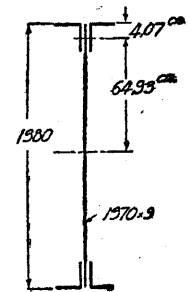
(a) ⑨

$$M = 134400 \text{ kg m}$$

桁高 1430 mm (突縁山形背面距離)

腹板の高さ 1420 mm、厚さ 11 mm を用ふれば、突縁の所要断面積は抗張突縁に對して次の如く求めらる。

$$F_n = \frac{M}{\sigma_t h_o} - \frac{F_w}{8}$$



$$F_{10} = 142 \times 1.1 = 156.2 \text{ cm}^2$$

$$h_o = 135 \text{ cm (假定)}$$

$$F_n = \frac{13440000}{1200 \times 135} - \frac{156.2}{8} = 63.44 \text{ cm}^2$$

之に對し 2-山形鋼 150×150×15 を用ふれば

$$\text{總斷面積 } 2\text{-山形鋼 } 150 \times 150 \times 15 \dots\dots\dots 2 \times 42.75 = 85.50$$

$$\text{鉄孔 } 2\text{-}22 \text{ mm } \phi \dots\dots\dots 2 \times (2.5 \times 1.5) = 7.50$$

$$\text{純斷面積} \dots\dots\dots 78.00 \text{ cm}^2$$

にして充分なり。

$$\text{有效高 } h_o = 143 - 2 \times 4.22 = 134.56 \text{ cm}$$

惰性率は次の如し。

$$\begin{aligned} \text{突縁} \left\{ \begin{array}{l} 4\text{-山形鋼 } 150 \times 150 \times 15 \left\{ \begin{array}{l} 4 \times 889.0 = 3556 \\ 4 \times 42.75 \times 67.28^2 = 774048 \end{array} \right. \\ \hline 777600 \text{ cm}^4 \text{ (總)} \\ \text{鉄孔 } 4\text{-}22 \text{ mm } \phi \dots\dots\dots 4 \times 1.5 \times 2.5 \times 65.5^2 = 64354 \\ \hline 713200 \text{ cm}^4 \text{ (純)} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{腹板} \left\{ \begin{array}{l} 1420 \times 11 \dots\dots\dots \frac{1}{12} \times 1.1 \times 142^3 = 262500 \text{ cm}^4 \text{ (總)} \\ \text{鉄孔の爲に } 15\% \text{ 減ず} \dots\dots\dots = 223100 \text{ " (純)} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{合計} \left\{ \begin{array}{l} J_o = 777600 + 262500 = 1040100 \text{ cm}^4 \text{ (總)} \\ J_i = 713200 + 223100 = 936300 \text{ " (純)} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\text{縁維張應力 } \sigma_t = \frac{13440000}{936300} \times 71.5 = 1026 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{縁維壓應力 } \sigma_c = \frac{13440000}{1040100} \times 71.5 = 924 \text{ " } < 1038 \text{ "}$$

之に對し許容抗壓強度は

$$1200 \left(1 - 0.012 \frac{l}{b} \right) \geq 1100 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = 350 \text{ cm}, b = 2 \times 15.0 + 1.1 = 31.1 \text{ cm}$$

$$1200 \left(1 - 0.012 \times \frac{350}{31.1} \right) = 1038 \text{ kg/cm}^2$$

なる故安全なり。

(b) ⑧ (支點上)

$$M = 334880 \text{ kgm}$$

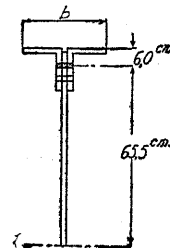
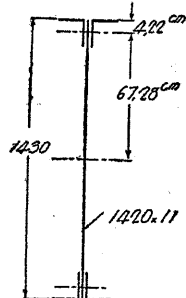
桁高 2000 mm (突縁山形背面距離)

腹板の高さ 1990 mm, 厚さ 11 mm を用ふれば, 突縁の所要斷面積は抗張突縁に對して次の如く求めらる。

$$F_n = \frac{M}{\sigma_t h_o} - \frac{F_{10}}{8}$$

$$F_{10} = 199 \times 1.1 = 218.9 \text{ cm}^2$$

$$h_o = 195 \text{ cm (假定)}$$



$$F_n = \frac{33488000}{1200 \times 195} - \frac{218.9}{8} = 115.71 \text{ cm}^2$$

之に對して 2-山形鋼 150×150×15 と蓋板 1 板 380×14 を用ふれば

$$\begin{aligned} \text{總斷面積} \left\{ \begin{array}{l} 2\text{-山形鋼 } 150 \times 150 \times 15 \dots\dots\dots 2 \times 42.75 = 85.50 \\ 1\text{-板 } 380 \times 14 \dots\dots\dots 1.4 \times 38 = 53.20 \\ \hline 138.70 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\text{鉄孔} \left\{ \begin{array}{l} 4\text{-}22 \text{ mm } \phi \dots\dots\dots 4 \times (2.5 \times 1.5) \\ 2\text{-} \text{ " } \dots\dots\dots 2 \times (2.5 \times 1.4) \end{array} \right\} = 22.00$$

$$\text{純斷面積} \dots\dots\dots 116.70 \text{ cm}^2$$

にして充分なり。而して有效高は次の如し。

$$z = \frac{85.5 \times 5.62 + 53.2 \times 0.7}{85.5 + 53.2} = 3.73 \text{ cm}$$

$$h_o = 202.8 - 2 \times 3.73 = 195.34 \text{ cm}$$

惰性率

$$\begin{aligned} \text{突縁} \left\{ \begin{array}{l} 4\text{-山形鋼 } 150 \times 150 \times 15 \dots\dots\dots 4 \times 889 = \\ 2\text{-板 } 380 \times 14 \dots\dots\dots 2 \times 8.7 = \\ \hline 2 \times 138.7 \times 97.62^2 = 2646238 \\ \hline 2649800 \text{ cm}^4 \text{ (總)} \\ \text{鉄孔 } 4\text{-}22 \text{ mm } \phi \dots\dots\dots 4 \times 2.5 \times 1.5 \times 94^2 = \\ \text{ " } \dots\dots\dots 4 \times 2.5 \times 1.5 \times 99.25^2 = 422270 \\ \text{ " } \dots\dots\dots 4 \times 2.5 \times 1.4 \times 100.7^2 = \\ \hline 2227500 \text{ cm}^4 \text{ (純)} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{腹板} \left\{ \begin{array}{l} \text{板 } 1990 \times 11 \dots\dots\dots \frac{1}{12} \times 1.1 \times 199^3 = 722400 \text{ cm}^4 \text{ (總)} \\ \text{鉄孔の爲に } 15\% \text{ 減ず} \dots\dots\dots = 614000 \text{ " (純)} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{合計} \left\{ \begin{array}{l} J_o = 2649800 + 722400 = 3372200 \text{ cm}^4 \text{ (總)} \\ J_i = 2227400 + 614000 = 2841500 \text{ " (純)} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\text{縁維張應力 } \sigma_t = \frac{33488000}{2841500} \times 101.4 = 1195 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{縁維壓應力 } \sigma_c = \frac{33488000}{3372200} \times 101.4 = 1007 \text{ " } < 1067 \text{ "}$$

之に對し許容抗壓強度は $l = 350 \text{ cm}, b = 38 \text{ cm}$ にして

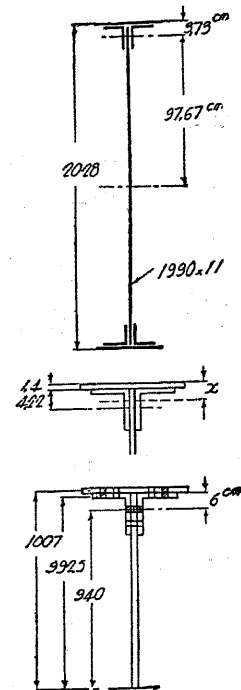
$$1200 \left(1 - 0.012 \times \frac{350}{38} \right) = 1067 \text{ kg/cm}^2$$

なる故安全なり。

3. 中央桁

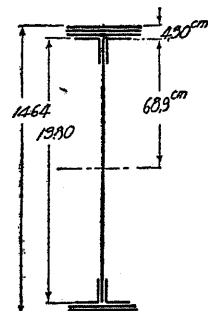
(a) ⑨

$$M = \begin{cases} +211080 \text{ kgm} \\ -82410 \text{ " } \end{cases}$$



$$h_o = 146.4 - 2 \times 4.3 = 137.8 \text{ cm}$$

慣性率



突縁

4-山形鋼	150×150×15		4×889	=	3 556
6-鋸	380×14		6×8.7	=	52
			$2 \times 245.1 \times 68.9^2$	=	2 327 082
					2 330 690 cm^4 (總)
鋸孔	4-22 mm φ		$4 \times 2.5 \times 1.5 \times 63^2$		
	"		$4 \times 2.5 \times 1.5 \times 68.25^2$	=	341 725 cm^4
	"		$4 \times 2.5 \times 4.2 \times 71.1^2$		
					1 988 970 cm^4 (純)

腹板

$$\left\{ \begin{array}{l} 1370 \times 11 \text{ } \frac{1}{12} \times 1.1 \times 137^3 = 235 700 \text{ cm}^4 \text{ (總)} \\ \text{鋸孔の爲に 15 \% 減ず} = 200 400 \text{ " (純)} \end{array} \right.$$

合計

$$\left\{ \begin{array}{l} J_c = 2 330 690 + 235 700 = 2 566 400 \text{ cm}^4 \text{ (總)} \\ J_t = 1 988 970 + 200 400 = 2 189 400 \text{ " (純)} \end{array} \right.$$

縁張張力 $\sigma_t = \frac{31 374 000}{2 189 400} \times 73.2 = 1 049 \text{ kg/cm}^2 < 1 200 \text{ kg/cm}^2$

縁張圧力 $\sigma_c = \frac{31 374 000}{2 566 400} \times 73.2 = 895 \text{ kg/cm}^2 < 1 100 \text{ "}$

(b) 他の断面に對しては、蓋板を減じ又高さを變じて抗曲率を計算し、彎曲率圖と對照して定む。

5. 各断面の抗曲率 吊桁の断面に就きては、之を求むる必要なき故に省略し、突桁及礎着桁に對して求める(第 51 圖參照)。

(a) ⑩ より ⑬ まで。

④に就て求めたる如く其の断面は次圖の如し、而して其の慣性率は

$$J_t = 2 189 400 \text{ cm}^4$$

突縁 $\left\{ \begin{array}{l} 2b-150 \times 150 \times 15 \\ 3P/5-380 \times 14 \end{array} \right.$

腹板 1570 × 11

抗曲率 $M = \frac{2 189 400}{73.2} \times 1 200 = 35 891 800 \text{ kg cm}$

$= 358 900 \text{ kg m}$

蓋板二枚とせば：—— ⑤ と同様に、

$$J_t = 1 705 300 \text{ cm}^4$$

抗曲率 $M = \frac{1 705 300}{71.8} \times 1 200 = 28 500 800 \text{ kg cm}$

$= 285 000 \text{ kg m}$

蓋板一枚とせば：——

$$J_t = 1 238 200 \text{ cm}^4$$

抗曲率 $M = \frac{1 238 200}{70.4} \times 1 200 = 21 105 700 \text{ kg cm}$

$= 211 100 \text{ kg m}$

蓋板なければ：——

$$J_t = 862 000 \text{ cm}^4$$

抗曲率 $M = \frac{862 000}{69} \times 1 200 = 14 991 300 \text{ kg cm}$

$= 149 900 \text{ kg m}$

(b) ⑧ 及 ⑩

$$J_t = 2 841 500 \text{ cm}^4$$

抗曲率 $M = \frac{2 841 500}{101.4} \times 1 200 = 33 627 200 \text{ kg cm}$

$= 336 300 \text{ kg m}$

蓋板なければ：——

$$J_t = 2 053 800 \text{ cm}^4$$

抗曲率 $M = \frac{2 053 800}{100} \times 1 200 = 24 645 600 \text{ kg cm}$

$= 246 500 \text{ kg m}$

(c) ①と②の中央、⑦と⑧の中央又は⑨等

$$J_t = 1 869 200 \text{ cm}^4$$

抗曲率 $M = \frac{1 869 200}{84.15} \times 1 200 = 26 655 300 \text{ kg cm}$

$= 266 600 \text{ kg m}$

蓋板なければ：——

$$J_t = 1 326 600 \text{ cm}^4$$

抗曲率 $M = \frac{1 326 600}{82.75} \times 1 200 = 19 237 700 \text{ kg cm}$

$= 192 400 \text{ kg m}$

(d) ②, ⑦, ⑨等

$$J_t = 936 300 \text{ cm}^4$$

抗曲率 $M = \frac{936 300}{71.5} \times 1 200 = 15 714 100 \text{ kg cm}$

$= 157 100 \text{ kg m}$

蓋板一枚を加へたる場合：——

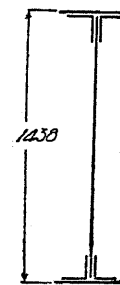
$$J_t = 1 342 900 \text{ cm}^4$$

抗曲率 $M = \frac{1 342 900}{72.9} \times 1 200 = 22 105 300 \text{ kg cm}$

$= 221 100 \text{ kg m}$

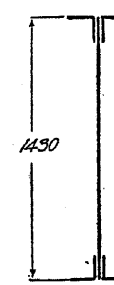
突縁 $\left\{ \begin{array}{l} 2b-150 \times 150 \times 15 \\ 1P-380 \times 14 \end{array} \right.$

腹板 1420 × 11



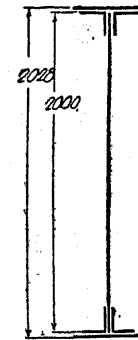
突縁 $\left\{ \begin{array}{l} 2b-150 \times 150 \times 15 \\ 1P-380 \times 14 \end{array} \right.$

腹板 1420 × 11



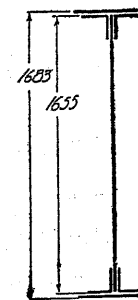
突縁 $\left\{ \begin{array}{l} 2b-150 \times 150 \times 15 \\ 1P-380 \times 14 \end{array} \right.$

腹板 1390 × 11

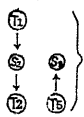


突縁 $\left\{ \begin{array}{l} 2b-150 \times 150 \times 15 \\ 1P-380 \times 14 \end{array} \right.$

腹板 1645 × 11



(e) 總括表

					
①		246 500			
②		157 100	221 100		
⑬					
⑭					
⑮					
⑯					
⑰		149 900	211 100	285 000	358 900
⑱					
⑲		157 100	221 100		
⑳		246 500	336 300		
㉑		192 400	266 600		
㉒		157 100	221 100		
㉓		149 900	211 100		

之等を彎曲率圖に記入せば第 50 圖の如し。又之に依て蓋版の實用長を定める。

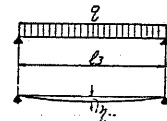
Ⅹ. 撓度概算

1. 撓度計算式

(a) 吊 桁。單桁に於ける等布荷重に因る撓度式は

$$\eta = \frac{5}{384} \frac{q l_3^4}{EJ}$$

但 $\begin{cases} q = \text{等布荷重} \\ E = \text{彈性係數} = 2100000 \text{ kg/cm}^2 \\ J = \text{慣性率} \\ l_3 = \text{徑間} \end{cases}$



之に中央に於ける彎曲率 $M_0 = \frac{q l_3^2}{8}$ を代入せば

$$\eta = \frac{5}{48} \frac{M_0 l_3^3}{EJ} \quad (1)$$

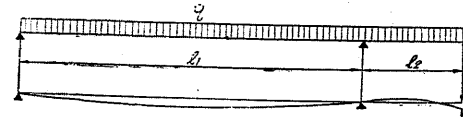
(b) 突 桁

(i) 礎着桁及突桁に等布荷重の載る場合。

$$\eta = \frac{q}{24EJ} [3l_2^4 + 4l_1 l_2^3 - l_1^3 l_2]$$

之に突桁支點上の彎曲率 $M_0 = -\frac{q l_2^2}{2}$ を代入せば

$$\eta = -\frac{M_0}{12EJ} [3l_2^2 + 4l_1 l_2 - \frac{l_1^3}{l_2}] \quad (2)$$



(ii) 突桁のみに等布荷重の載る場合。

$$\eta = \frac{q l_2^3}{24EJ} (4l_1 + 3l_2)$$

之に支點上の彎曲率 $M_0 = -\frac{q l_2^2}{2}$

を代入せば

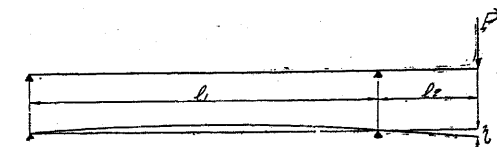
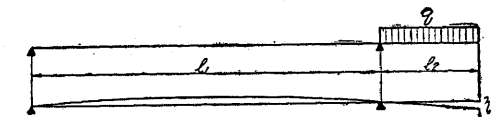
$$\eta = -\frac{M_0 l_2}{12EJ} (4l_1 + 3l_2) \quad (3)$$

(iii) 突桁自由端に集中荷重の載る場合。

$$\eta = \frac{P}{3EJ} l_2^3 (l_1 + l_2)$$

之に支點上の彎曲率 $M_0 = -Pl_2$ を代入せば

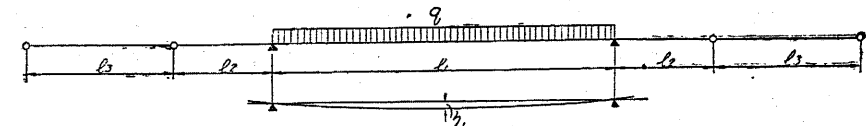
$$\eta = -\frac{M_0 l_2}{3EJ} (l_1 + l_2) \quad (4)$$



(c) 複礎着桁。

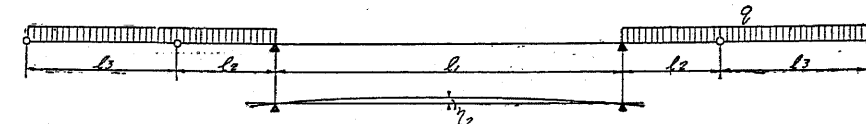
(i) 複礎着桁上の荷重に因る撓度。(1) 式と同様にして

$$\eta_1 = \frac{5}{48} \frac{M_0 l_1^3}{EJ} \quad (5)$$



(ii) 兩方の突桁及吊桁上の荷重に因る撓度。

$$\eta_2 = -\frac{q l_1 l_2 (l_1 + l_2)}{16EJ}$$



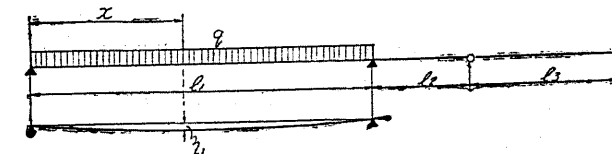
之に中央に於ける負彎曲率 $M_0 = -\frac{q}{2} l_2 (l_1 + l_2)$ を代入せば

$$\eta_2 = \frac{1}{8} \frac{M_0 l_1^3}{EJ} \quad (6)$$

(d) 礎着桁。

(i) 礎着桁上の荷重に因る撓度。單桁としての撓度に等しく、x の點に於ける撓度は

$$\eta_1 = \frac{q}{24EJ} x (l_1 - x) (l_1^2 + l_1 x - x^2)$$

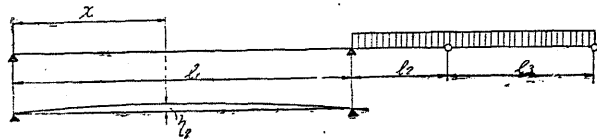


x に於ける彎曲率 $M_x = \frac{q}{2} x (l_1 - x)$ を代入せば

$$\eta_1 = \frac{M_0}{12EJ} (l_1^3 + l_1^2 x - x^3) \dots\dots\dots (7)$$

(ii) 突桁及吊桁上の荷重に因る撓度

$$\eta_2 = -\frac{q}{12EJ} \frac{l_2}{l_1} (l_2 + l_1^2) x (l_1^2 - x^2)$$



x に於ける彎曲率 $M_x = -\frac{q}{2} \frac{l_2}{l_1} (l_2 + l_1^2) x$ を代入せば

$$\eta_2 = \frac{M_x}{6EJ} (l_1^2 - x^2) \dots\dots\dots (8)$$

2. 吊桁のある径間の最大撓度

此の撓度は吊桁自身の最大撓度と、其の場合の載荷方法に依る突桁の撓度とを合計したるものと、突桁の最大撓度と、其の場合の載荷方法に依る吊桁の撓度とを合計したるものとを比較するに、後者の方大なる故に以下之に對して求む。

突桁の自由端即ち鉸點の撓度は(2), (3), (4) 式に依り次の如く求められる。

(a) 突桁の死荷重に因る突桁自由端の撓度。

$$(2) \text{ 式 } \eta = -\frac{M_0}{12EJ} \left[3l_1^2 + 4l_1 l_2 - \frac{l_1^3}{l_2} \right]$$

$$\text{茲に } M_0 = -74\,800 \text{ kg m} = -7\,480\,000 \text{ kg cm} \dots\dots\dots [\text{VII, 1, (b)}]$$

$$E = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$J = 1\,582\,000 \text{ cm}^4$$

$$l_1 = 24.5 \text{ m} = 2\,450 \text{ cm}$$

$$l_2 = 6.74 \text{ m} = 674 \text{ cm}$$

$$l_3 = 11.02 \text{ m} = 1\,102 \text{ cm}$$

$$\eta = -\frac{7\,480\,000}{12 \times 2\,100\,000 \times 1\,582\,000} \left[3 \times 674^2 + 4 \times 2\,450 \times 674 - \frac{2\,450^3}{674} \right] = -2.60 \text{ cm}$$

(b) 吊桁の死荷重に因る突桁自由端の撓度。

$$(4) \text{ 式 } \eta = -\frac{M_0 l_2}{3EJ} (l_1 + l_2)$$

$$M_0 = -119\,900 \text{ kg m} = -11\,990\,000 \text{ kg cm} \dots\dots\dots [\text{VII, 1, (b)}]$$

$$\eta = \frac{11\,990\,000 \times 674}{3 \times 2\,100\,000 \times 1\,582\,000} (2\,450 + 674) = 2.53 \text{ cm}$$

(c) 突桁上の活荷重に因る突桁自由端の撓度。

$$(3) \text{ 式 } \eta = -\frac{M_0 l_2}{12EJ} (4l_1 + 3l_2)$$

$$M_0 = -17\,920 \text{ kg m} = -1\,792\,000 \text{ kg cm} \dots\dots\dots [\text{VII, 2, (b)}]$$

$$\eta = \frac{1\,792\,000 \times 674}{12 \times 2\,100\,000 \times 1\,582\,000} (4 \times 2\,450 + 3 \times 674) = 0.36 \text{ cm}$$

(d) 吊桁上の活荷重に因る突桁自由端の撓度。

$$(4) \text{ 式 } \eta = -\frac{M_0 l_2}{3EJ} (l_1 + l_2)$$

$$M_0 = -122\,260 \text{ kg m} = -12\,226\,000 \text{ kg cm} \dots\dots\dots [\text{VII, 2, (b)}]$$

$$\eta = \frac{12\,226\,000 \times 674}{3 \times 2\,100\,000 \times 1\,582\,000} (2\,450 + 674) = 2.58 \text{ cm}$$

(e) 吊桁の死荷重に因る吊桁の最大撓度。

$$(1) \text{ 式 } \eta = \frac{5}{48} \frac{M_0 l_3^2}{EJ}$$

$$M_0 = 46\,230 \text{ kg m} = 4\,623\,000 \text{ kg cm} \dots\dots [\text{VII, 1, (b)}]$$

$$J = 731\,600 \text{ cm}^4$$

$$\eta = \frac{5}{48} \frac{4\,623\,000 \times 1\,102^2}{2\,100\,000 \times 731\,600} = 0.38 \text{ cm}$$

(f) 突桁自由端に最大撓度を生ずる活荷重に因る吊桁の撓度。

$$(1) \text{ 式 } \eta = \frac{5}{48} \frac{M_0 l_3^2}{EJ}$$

$$M_0 = 17\,820 \text{ kg m} = 1\,782\,000 \text{ kg cm} \dots\dots\dots [\text{VII, 2, (b) 及び (c) を組合せて求める}]$$

$$\eta = \frac{5}{48} \frac{1\,782\,000 \times 1\,102^2}{2\,100\,000 \times 731\,600} = 0.15 \text{ cm}$$

(g) 合 計

$$\text{突桁自由端の撓度} = -2.60 + 2.53 + 0.36 + 2.58 = 2.87$$

$$\text{吊桁中央の } \eta = 0.38 + 0.15 = 0.53$$

$$\text{合 計} \dots\dots\dots 3.40 \text{ cm}$$

$$\text{徑間に對する比} = \frac{3.4}{2\,450} = \frac{1}{720}$$

3. 複桁着桁の撓度

(a) 複桁着桁上の死荷重に因る撓度。

$$(5) \text{ 式 } \eta_1 = \frac{5}{48} \frac{M_0 l_1^2}{EJ}$$

$$M_0 = 200\,020 \text{ kg m} = 20\,002\,000 \text{ kg cm} \dots\dots\dots [\text{IX, (b)}]$$

$$J = 2\,008\,800 \text{ cm}^4$$

$$\eta_1 = \frac{5}{48} \frac{20\,002\,000 \times 2\,450^2}{2\,100\,000 \times 2\,008\,800} = 2.96 \text{ cm}$$

(b) 兩突桁及吊桁の死荷重に因る撓度。

$$(6) \text{ 式 } \eta_2 = \frac{1}{8} \frac{M_0 l_1^3}{EJ}$$

$$M_0 = -156\,090 \text{ kg m} = -15\,609\,000 \text{ kg cm} \dots\dots\dots [\text{IX}, 1, (b)]$$

$$\eta_2 = -\frac{1}{8} \frac{15\,609\,000 \times 2\,450^3}{2\,100\,000 \times 2\,008\,800} = -2.78 \text{ cm}$$

(c) 複錠着桁上の活荷重に因る撓度。

$$(5) \text{ 式 } \eta_1 = \frac{5}{48} \frac{M_0 l_1^3}{EJ}$$

$$M_0 = 167\,150 \text{ kg m} = 16\,715\,000 \text{ kg cm} \dots\dots\dots [\text{IX}, 2, (a)]$$

$$\eta_1 = \frac{5}{48} \frac{16\,715\,000 \times 2\,450^3}{2\,100\,000 \times 2\,008\,800} = 2.48 \text{ cm}$$

(d) 兩突桁及吊桁上の活荷重に因る撓度。

$$(6) \text{ 式 } \eta_2 = \frac{1}{8} \frac{M_0 l_1^3}{EJ}$$

$$M_0 = -126\,340 \text{ kg m} = -12\,634\,000 \text{ kg cm} \dots\dots\dots [\text{IX}, 2, (b)]$$

$$\eta_2 = -\frac{1}{8} \frac{12\,634\,000 \times 2\,450^3}{2\,100\,000 \times 2\,008\,800} = -2.25 \text{ cm}$$

(e) 合 計

$$\text{正最大撓度 (下向き)} \quad 2.96 - 2.78 + 2.48 = 2.66 \text{ cm}$$

$$\text{徑間に對する比} = \frac{2.66}{2\,450} = \frac{1}{921}$$

$$\text{負最大撓度 (上向き)} \quad 2.96 - 2.78 - 2.25 = -2.07 \text{ cm}$$

$$\text{徑間に對する比} = \frac{2.07}{2\,450} = \frac{1}{1\,184}$$

4 錠着桁の撓度

(a) 錠着桁上の死荷重に因る撓度。

$$(7) \text{ 式 } \eta_1 = \frac{M_x l_1^3}{12 EJ} (l_1^2 + l_1 x - x^2)$$

彎曲率の最大なる點④に於て撓度を求める。然る時は $\frac{x}{l_1} = \frac{3}{7}$ にして、(7) 式を變形して之を代入せば

$$\eta_1 = \frac{M_x l_1^3}{12 EJ} \left[1 + \frac{x}{l_1} - \left(\frac{x}{l_1} \right)^2 \right]$$

$$= \frac{M_x l_1^3}{12 EJ} \left[1 + \frac{3}{7} - \left(\frac{3}{7} \right)^2 \right]$$

$$\text{即ち } \eta_1 = \frac{61}{588} \frac{M_x l_1^3}{EJ} \dots\dots\dots (9)$$

$$M_x = 236\,040 \text{ kg m} = 23\,604\,000 \text{ kg cm} \dots\dots\dots [\text{IX}, 1, (c)]$$

$$J = 2\,566\,400 \text{ cm}^4$$

$$\eta_1 = \frac{61}{588} \frac{23\,604\,000 \times 2\,450^3}{2\,100\,000 \times 2\,566\,400} = 2.73 \text{ cm}$$

(b) 突桁、吊桁の死荷重に因る撓度。

$$(8) \text{ 式 } \eta_2 = \frac{M_x}{6 EJ} (l_1^3 - x^3)$$

$$= \frac{M_x l_1^3}{6 EJ} \left[1 - \left(\frac{x}{l_1} \right)^3 \right]$$

$$= \frac{M_x l_1^3}{6 EJ} \left[1 - \left(\frac{3}{7} \right)^3 \right]$$

$$\text{即ち } \eta_2 = \frac{20}{147} \frac{M_x l_1^3}{EJ} \dots\dots\dots (10)$$

$$M_x = -83\,440 \text{ kg m} = -8\,344\,000 \text{ kg cm} \dots\dots\dots [\text{IX}, 1, (c)]$$

$$\eta_2 = -\frac{20}{147} \frac{8\,344\,000 \times 2\,450^3}{2\,100\,000 \times 2\,566\,400} = -1.26 \text{ cm}$$

(c) 錠着桁上の活荷重に因る撓度。

$$(9) \text{ 式 } \eta_1 = \frac{61}{588} \frac{M_x l_1^3}{EJ}$$

$$M_x = 161\,140 \text{ kg m} = 16\,114\,000 \text{ kg cm} \dots\dots\dots [\text{IX}, 2, (a)]$$

$$\eta_1 = \frac{61}{588} \frac{16\,114\,000 \times 2\,450^3}{2\,100\,000 \times 2\,566\,400} = 1.86 \text{ cm}$$

(d) 突桁及吊桁上の活荷重に因る撓度。

$$(10) \text{ 式 } \eta_2 = \frac{20}{147} \frac{M_x l_1^3}{EJ}$$

$$M_x = -60\,080 \text{ kg m} = -6\,008\,000 \text{ kg cm} \dots\dots\dots [\text{IX}, 2, (c)]$$

$$\eta_2 = -\frac{20}{147} \frac{6\,008\,000 \times 2\,450^3}{2\,100\,000 \times 2\,566\,400} = -0.91 \text{ cm}$$

(e) 合 計

$$\text{正最大撓度 (下向き)} \quad 2.73 - 1.26 + 1.86 = 3.33 \text{ cm}$$

$$\text{徑間に對する比} = \frac{3.33}{2\,450} = \frac{1}{736}$$

$$\text{負最大撓度 (上向き)} \quad 2.73 - 1.26 - 0.91 = 0.56 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{死荷重に因る正撓度大にして負とならず依然下向きなり。}$$

$$\text{徑間に對する比} = \frac{0.56}{2\,450} = \frac{1}{4\,375}$$

XV. 突縁と腹板の連結鉋

1. 腹板と突縁山形との連結鉋の鉋距

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

$$p = \text{所要最大鉋距 (cm)}$$

$$Q = \text{其の點の最大剪力 (kg)}$$

J = 中立軸の周りの慣性率 (cm^4)

S = 中立軸の周りの其の突縁断面の静力率 (cm^3)

r = 鉄値 (腹板の支圧強) (kg)

w = 突縁の単位長に直接載る荷重 (kg/cm)

(a) ①

$$Q = 52\,630\,kg$$

$$J_c = 2\,294\,700\,cm^4$$

$$r = 3\,630\,kg$$

$$S = 85.5 \times 95.78 = 8\,190\,cm^3$$

$$w = 1\,700\,kg/m + \frac{3\,900}{80}\,kg/cm = 66\,kg/cm$$

$$p = \frac{3\,630}{\sqrt{(52\,630 \times \frac{8\,190}{2\,294\,700})^2 + 66^2}} = 18\,cm$$

之に對し 60 mm を用ふ。

(b) ⑧, ⑭

⑧に於けるものを用ふ。

$$Q = 73\,120\,kg$$

$$J_t = 2\,841\,500\,cm^4$$

$$r = 3\,630\,kg$$

$$S = 116.7 \times 97.67 = 11\,400\,cm^3$$

$$w = 66\,kg/cm$$

$$p = \frac{3\,630}{\sqrt{(73\,120 \times \frac{11\,400}{2\,841\,500})^2 + 66^2}} = 12\,cm$$

之に對し 60 mm を用ふ。

(c) ②, ⑦, ⑨, ⑮

⑦に於けるものを用ふ。

$$Q = 66\,850\,kg$$

$$J_t = 1\,342\,900\,cm^4$$

$$r = 3\,630\,kg$$

$$S = 116.70 \times 69.17 = 8\,070\,cm^3$$

$$w = 66\,kg/cm$$

$$p = \frac{3\,630}{\sqrt{(66\,850 \times \frac{8\,070}{1\,342\,900})^2 + 66^2}} = 9\,cm$$

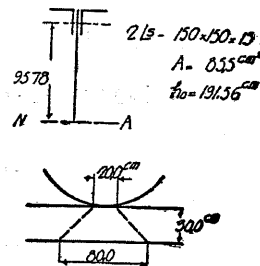
之に對し 70 ~ 80 mm を用ふ。

(d) ③, ⑥, ⑩, ⑰

③に於けるものを用ふ。

$$Q = 48\,880\,kg$$

$$J_c = 2\,008\,800\,cm^4$$



$$r = 3\,630\,kg$$

$$S = 191.9 \times 67.9 = 13\,030\,cm^3$$

$$w = 66\,kg/cm$$

$$p = \frac{3\,630}{\sqrt{(48\,880 \times \frac{13\,030}{2\,008\,800})^2 + 66^2}} = 11\,cm$$

之に對し 85 ~ 95 mm を用ふ。

(e) ⑪

$$Q = 35\,150\,kg$$

$$J_c = 731\,600\,cm^4$$

$$r = 2\,970\,kg$$

$$S = 63.58 \times 64.93 = 4\,130\,cm^3$$

$$w = 66\,kg/cm$$

$$p = \frac{2\,970}{\sqrt{(35\,150 \times \frac{4\,130}{731\,600})^2 + 66^2}} = 14\,cm$$

之に對し 60 mm を用ふ。

2. 蓋板の鉄距 $p = \frac{2r}{Q} \frac{J}{S}$ に依つて求むるも何れも過大にして制限の最大鉄距に依つてきめられる。

此の場合は 1. の鉄距と同様とせり。

XV. 補剛材

1. 中間補剛材 普通の示方書に依れば此の間隔は

$$(a) 180\,cm$$

$$(b) \text{腹板の高}$$

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

$$d = \text{所要の間隔 (cm) ...}$$

$$t = \text{腹板の厚 (cm) ...}$$

$$Q = \text{最大剪力 (kg)}$$

$$S = \text{中立軸以上の断面の中立軸の周りの静力率 (cm}^3\text{)}$$

$$J = \text{中立軸の周りの有効断面の慣性率 (cm}^4\text{)}$$

の中の最小なるもの以下なる事を要す。此の場合腹板の高さの最小なるは各径間の中央にして約 120 cm に採ることを得る。(c) の條件に依る d は⑦の點に就て求むれば次の如し。

$$t = 1.1\,cm$$

$$Q = 66\,850\,kg$$

$$J = 1\,342\,900\,cm^4$$

$$S = 116.7 \times 69.17 + \left(\frac{142}{2} \times 1.1 \right) \times \frac{142}{4} \times 0.85 = 10\,430\,cm^3$$

$$d = 0.35 \times 1.1 \left(950 - \frac{66\,850}{1.1} \frac{10\,430}{1\,342\,900} \right) = 184\,cm$$

故に約 120 cm 以下とすればよい。又横桁の取付箇所には補剛材必要なる故、横桁の間隔 350 cm の間に二箇所中間補剛材を設ければ、其の間隔約 117 cm となり適當である。

腹板は支點の近くに於て曲線をなし、其の高さを増し 2 m となる、此の附近に於ては彎曲率も剪力も大なる故、平均高さの下部三分一の所に水平の補剛材を用ふる。

2. 補剛材の大きさ 補剛材の突出脚の長さは、突縁山形鋼の突出脚を支へるに充分なる長さを要する故、此の場合 125 mm とし、之は横桁の連結山形鋼を兼ねるので、山形鋼 125×90×10 を填材を使用して用ふ。水平補剛材は之に横構を連結することを考慮し、山形鋼 100×90×10 を用ふ。

3. 端補剛材 (a) 反力の最大なる ③ に就て求め他は之に準ず。③ に於ける反力は $R = 141,920 \text{ kg}$ 、之に對して次の如き補剛材を用ふ。

此の總斷面積 F は

$$4\text{—山形鋼 } 130 \times 130 \times 12 \cdots \cdots 4 \times 29.76 = 119.04 \text{ cm}^2$$

$$2\text{—山形鋼 } 130 \times 105 \times 12 \cdots \cdots 2 \times 26.76 = 53.52 \text{ "$$

$$F = 172.56 \text{ cm}^2$$

最小環動半徑を求むべき中立軸の位置は AB を基線に探りて求むれば次の如し。

$$x = \frac{59.52 \times 20.72 + 119.04 \times 9.38 - 6.00 \times 12.4}{59.52 + 119.04 - 6.00}$$

$$= 13.2 \text{ cm}$$

慣性率

$$6\text{—山形鋼 } 130 \times 130 \times 12 \cdots \cdots 6 \times 466.3 = 2797.8 \text{ cm}^4$$

$$\text{切取りたる部分} \cdots \cdots -\frac{1}{12} \times 5 \times 1.2^3 = -0.7 \text{ "$$

$$4\text{—山形鋼 } 130 \times 130 \times 12 \cdots \cdots 119.04 \times 3.82^2 = 1737.1 \text{ "$$

$$2\text{—山形鋼 } 130 \times 130 \times 12 \cdots \cdots 59.52 \times 7.52^2 = 3365.9 \text{ "$$

$$\text{切取りたる部分} \cdots \cdots -6.00 \times 0.8^2 = -3.8 \text{ "$$

$$J = 7896 \text{ cm}^4$$

$$\text{環動半徑 } r = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{7896}{173}} = 6.76 \text{ cm}$$

$$\text{長さ } l = \frac{1}{2} \times 200.0 = 100 \text{ cm}$$

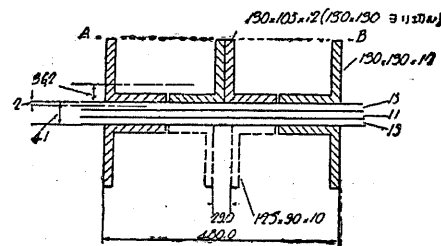
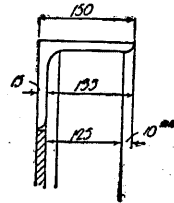
$$\frac{l}{r} = \frac{100}{6.76} = 14.79$$

$$\sigma = 1500 (1 - 0.0055 \times 14.79) = 1378 \text{ kg/cm}^2$$

故に $\sigma = 1000 \text{ kg/cm}^2$ を用ふ。

$$\text{所要斷面積} = \frac{141,920}{1000} = 141.92 \text{ cm}^2$$

之に對して總斷面積 $F = 172.56 \text{ cm}^2$ なる故に安全なり。



鋼數

$$2\text{—山形鋼 } 130 \times 130 \times 12 \cdots \cdots F = 59.52 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{59.52 \times 1000}{6842} = 9 \cdots \cdots 19 \text{ 本用ふ}$$

$$1\text{—山形鋼 } 130 \times 105 \times 12 \cdots \cdots F = 26.76 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{26.76 \times 1000}{2851} = 9 \cdots \cdots 18 \text{ 本用ふ}$$

(b) 鉸の上下に於ける補剛材 $R = 36,090 \text{ kg}$ に對し次の如き斷面を用ふ。

總斷面積 F

$$4\text{—山形鋼 } 125 \times 90 \times 10 \cdots \cdots 4 \times 20.50 = 82.00 \text{ cm}^2$$

慣性率 J

$$4\text{—山形鋼 } 125 \times 90 \times 10 \cdots \cdots 4 \times 138.1 = 552.4$$

$$4 \times 20.5 \times 6.22^2 = 3172.4$$

$$J = 3724.8 \text{ cm}^4$$

$$\text{環動半徑 } r = \sqrt{\frac{3725}{82}} = 6.74 \text{ cm}$$

$$\text{長さ } l = \frac{1}{2} \times 63.0 = 31.5 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{r} = \frac{31.5}{6.74} = 4.67$$

$$\sigma = 1500 (1 - 0.0055 \times 4.67) = 1461 \text{ kg/cm}^2$$

故に $\sigma = 1000 \text{ kg/cm}^2$ を用ふ。

$$\text{所要斷面積 } \frac{36,090}{1000} = 36.09 \text{ cm}^2$$

故に安全なり。

鋼數

$$\frac{41.00 \times 1000}{6842} = 6 \cdots \cdots 7 \text{ 本用ふ}$$

XV. 添 接

1. 腹板の添接 ③ に就て求め他は之と略同様とす。③ に於ける斷面は第 52 圖の如く、彎曲率、剪力及慣性率は

$$M = 30,844,000 \text{ kg cm}$$

$$Q = 18,690 \text{ kg}$$

$$M = 35,890,000 \text{ kg cm} \quad (\text{抗曲率})$$

$$J_o = 2,566,400 \text{ cm}^4$$

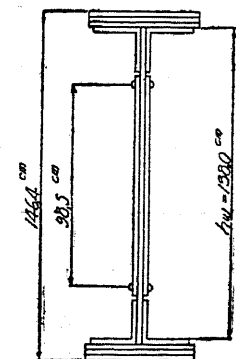
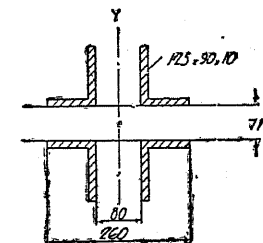
である。

添接鋼の所要厚さは次式にて求められる。

$$t_o = \frac{l}{2} \left(\frac{h_o}{h_o} \right)^3$$

但 t_o : 添接鋼の厚さ (cm)

l : 腹板の ()



第 52 圖

h_w : 腹板の高さ (cm).

h_o : 添接板の " (")

$t = 1.1 \text{ cm}$, $h_w = 137 \text{ cm}$, $h_o = 106.5 \text{ cm}$ なる故に

$$t_o = \frac{1.1}{2} \left(\frac{137}{106.5} \right)^3 = 1.17 \text{ cm}$$

之に對し 12 mm 以上を使用する事を要す。

所要鉄数は次式にて其の概数を求むる事を得。即ち

$$n = \frac{\sigma_w t h_w^2}{R h_1} - 2$$

但し t : 腹板の厚さ (cm)

h_w : 腹板の高さ (")

h_1 : 添接板上の最遠鉄間の距離 (cm)

R : 鉄値 (腹板の支圧強) (kg)

σ_w : 腹板の線維應力

$$\sigma_w = \sigma \frac{h_w}{h} = \frac{M}{J} \frac{h}{2} \frac{h_w}{h} = \frac{M}{J} \frac{h_w}{2}$$

茲に h , σ は桁全體としての高さ及線維應力。

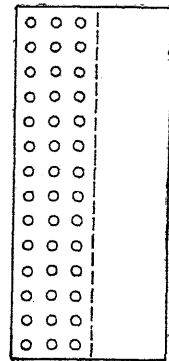
此の場合 ⑤ の鉄板は工場鉄となす事を得る故に $R = 4356 \text{ kg}$ に採り、其の他

$$t = 1.1 \text{ cm}, h_w = 137 \text{ cm}, h_1 = 98.5 \text{ cm},$$

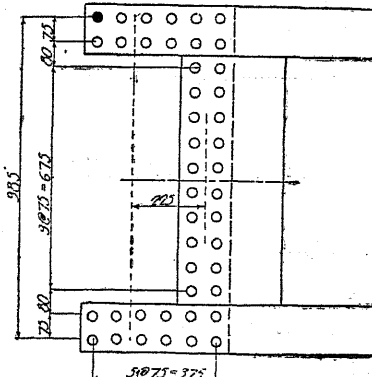
$$\sigma_w = \frac{M}{J} \frac{h_w}{2} = \frac{35890000}{2566400} \frac{137}{2} = 958 \text{ kg/cm}^2$$

にして、所要鉄数は

$$n = \frac{958 \times 1.1 \times 137^2}{4356 \times 98.5} - 2 = 44$$



第 53 圖



第 54 圖

M = 桁の其の點に於ける抗曲率

Q = " " 剪力

J_t = 桁の慣性率

此の式に依る n は第 53 圖の如く、各列とも同數に爲す場合の鉄數にして、之に對しては同圖の如くなすも $3 \times 14 = 42$ にして少しく不足し、抵抗率も充分ならず、故に第 54 圖の如き方法を選ぶ。唯斯の如き添接板に在りては、其の厚さを定むるに前方法に依る事能はず、前記 12 mm より大なるものを要し、此の場合突縁山形鋼と同様に 15 mm を用ふ。

第 54 圖の如き鉄配列をなす場合、鉄の應力を檢すれば次の如し。

J_w = 腹板の慣性率

x, y = 添接の片側に於ける鉄群の重心を原點とせる任意の鉄の横距及縦距

z = 原點より任意の鉄に至る距離、 $z^2 = x^2 + y^2$

r_{mh} = 彎曲率に依つて鉄に生ずる應力の水平分力

r_{mv} = " " " " 鉛直 "

r_d = 剪力に依つて鉄に生ずる應力 (鉛直)

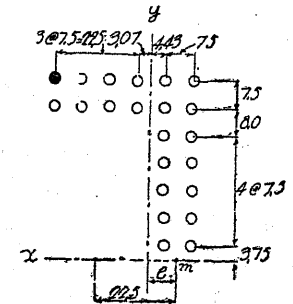
r = 鉄に生ずる總應力

n = 鉄數

とせば、求むる r は次式にて與へらる。

$$r = \sqrt{(r_d + r_{mv})^2 + r_{mh}^2}$$

$$\begin{cases} r_d = \frac{Q}{n} \\ r_{mh} = M \frac{J_w}{J_t} \frac{y}{\Sigma z^2} \\ r_{mv} = M \frac{J_w}{J_t} \frac{x}{\Sigma z^2} \end{cases}$$



第 55 圖

r の最大値を求むるには、原點より最も遠き鉄 (x_o, y_o) に就て求むるを要す。

原點は上下の鉄が對稱なる故に中立軸上にあり、又第 55 圖に於て腹板の繼目より鉄群の重心線 y 軸迄の距離を m 點を原點として求むれば、 m 點の兩側にある 2 列の鉄の静力率は相殺されるから

$$e = 22.5 \times \frac{16}{44} = 8.18 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \Sigma x^2 : & 2 \times 25.57^2 \\ & 2 \times 18.07^2 \\ & 2 \times 10.57^2 \\ & 2 \times 3.07^2 \\ & 7 \times 4.43^2 \\ & 7 \times 11.93^2 \end{aligned} \left. \vphantom{\Sigma x^2} \right\} = 2203.00$$

$$\frac{1}{2} \Sigma x^2 = 3336.65$$

$$\Sigma x^2 = 6673$$

$$\Sigma x^2 = 6673 + 59305 = 65978$$

$$M = 35890000 \text{ kg cm}$$

$$Q = 18690 \text{ kg}$$

$$n = 44$$

$$J_t = 2189400 \text{ cm}^4$$

$$J_w = 200400 \text{ cm}^4$$

$$x_o = 25.57 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \Sigma y^2 : & 6 \times 49.25^2 \\ & 6 \times 41.75^2 \end{aligned} \left. \vphantom{\Sigma y^2} \right\} = 25011.75$$

$$\begin{aligned} & 2 \times 33.75^2 \\ & 2 \times 26.25^2 \\ & 2 \times 18.75^2 \\ & 2 \times 11.25^2 \\ & 2 \times 3.75^2 \end{aligned} \left. \vphantom{\Sigma y^2} \right\} = 4640.63$$

$$\frac{1}{2} \Sigma y^2 = 29652.37$$

$$\Sigma y^2 = 59305$$

$$y_o = 49.25 \text{ cm}$$

$$\Sigma z^2 = 65978$$

を前式に代入せば

$$r_{mh} = \frac{35890000 \times 200400}{2189400} \times \frac{49.25}{65978} = 2452$$

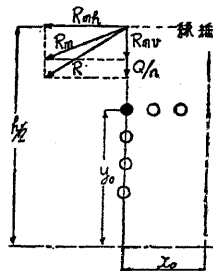
$$r_{mv} = \frac{\text{〃} \times \text{〃}}{\text{〃}} \times \frac{25.57}{\text{〃}} = 1273$$

$$r_d = \frac{18690}{44} = 425$$

故に

$$r = \sqrt{(425+1273)^2 + 2452^2} = 2983 \text{ kg}$$

之に對する鉄値 r' は次の如く 3189 kg にして安全なり。



第 56 圖

r' の値： 繊維に於ける鉄値を R とせば、其の大きさは其の點に於ける彎曲率に依る鉄の應力 R_m と、剪力に依る應力 Q/n との合成力である(第 56 圖)。従て R の水平分力は R_m の水平分力 R_{mh} に等しく、鉛直分力は R_m の鉛直分力 R_{mv} と Q/n の和に等し。 Q/n は x, y に關せず常數、 R_{mv} は前記 $r_{mv} = \frac{M J_w}{J_t} \frac{x}{\Sigma z^2}$ と等しく y に關せず、 x の同じ値に對しては常數である。今彎曲率に依る鉄の應力 r_m が y に比例するものとせば、繊維に於ける R_{mh} に對し、 y_o の高さに於ける鉄の r'_{mh} は

$$r'_{mh} = R_{mh} \frac{y_o}{h/2}$$

となる。即ち

$$\text{鉄値} : R = \sqrt{\left(\frac{Q}{n} + R_{mv}\right)^2 + R_{mh}^2} \quad (11)$$

$$y_o \text{ に於ける鉄値} : r' = \sqrt{\left(\frac{Q}{n} + R_{mv}\right)^2 + \left(R_{mh} \frac{2y_o}{h}\right)^2} \quad (12)$$

(11) 式に $R_{mv} = M \frac{J_w}{J_t} \frac{x_o}{\Sigma z^2}$, $\frac{Q}{n}$ の値を入れて R_{mh} を得れば (2) 式に依て r' を求むる事を得る。

今

$$R = 4356 \text{ kg (22 mm } \phi, 11 \text{ mm 鉄, 工場鉄)} \quad h = 146.4 \text{ cm}$$

$$R_{mv} = 1276 \text{ 〃 (前出)}$$

$$y_o = 49.25 \text{ 〃}$$

$$\frac{Q}{n} = 425 \text{ 〃 (〃)}$$

(11) 式より

$$4356 = \sqrt{(425+1276)^2 + R_{mh}^2}$$

$$R_{mh} = 4012 \text{ kg}$$

$$R_{mh} \frac{2y_o}{h} = 4012 \times \frac{2 \times 49.25}{146.4} = 2699 \text{ kg}$$

(12) 式に代入せば

$$r' = \sqrt{(425+1276)^2 + 2699^2} = 3189 \text{ kg}$$

2. 蓋版及突縁山形の添接

$$\text{蓋版の断面積} \quad 1\text{-鉄 } 380 \times 14 \quad \dots\dots\dots 38 \times 1.4 = 53.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{鉄 孔} \quad 2\text{-}22 \text{ mm } \phi \quad \dots\dots\dots 2 \times 2.5 \times 1.4 = 7.0 \text{ 〃}$$

$$\text{純断面積} \quad \dots\dots\dots 46.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{鉄値 現場鉄、單剪、} \quad r = 2851 \text{ kg}$$

$$\text{所要鉄數} \quad n = \frac{1200 \times 46.2}{2851} = 20$$

$$\text{突縁山形の断面積} \quad 1\text{-山形鋼 } 150 \times 150 \times 15 \quad \dots\dots\dots = 42.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{鉄 孔} \quad 2\text{-}22 \text{ mm } \phi \quad \dots\dots\dots 2 \times 2.5 \times 1.5 = 7.50 \text{ 〃}$$

$$\text{純断面積} \quad \dots\dots\dots 35.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{鉄値 現場鉄、單剪、} \quad r = 2851 \text{ kg}$$

$$\text{所要鉄數} \quad n = \frac{1200 \times 35.25}{2851} = 15$$

XVII. 支承

1. 吊桁支承

$$\text{死荷重反力} \quad 17790 \text{ kg} \quad [\text{VII, 1, (c)}]$$

$$\text{活荷重反力} \quad 18300 \text{ 〃} \quad [\text{VII, 2, (c)}]$$

$$\text{合 計} \quad 36090 \text{ kg}$$

地震力の水平震度を $k = 0.2$ と假定すれば

$$\text{死荷重に因る水平地震力} \quad 3558 \text{ kg}$$

(活荷重に因る地震力は「道路構造に關する細則」中には規定なきを以て考慮せず)

$$\text{風壓に因る水平力} \quad 600 \times \frac{11.02}{2 \times 2} = 1653 \text{ kg} \quad [\text{VI, 2, (a)}]$$

之等の水平力の作用する高さは、吊桁にありては何れも鉸點に働くものと考えれば、支承に作用する最大支壓力は $R = 36090 \text{ kg}$ にして、最大剪力は地震力及風壓を合せ $Q = 5211 \text{ kg}$ となる。

(a) 上 査。

(i) 曲面支壓力

半徑 100 cm ロール (次頁に示せるが如く弦長 26 cm なる缺圓となし用ふる) としての支壓力

$$R = 45 dl = 45 \times 100 \times 2 \times 15 = 135000 \text{ kg} > 36090 \text{ kg}$$

ヘルツの公式に依る曲面最大支壓強度

$$\sigma = 19.9 \sqrt{\frac{R}{lr}} = 19.9 \sqrt{\frac{36090}{15 \times 100}} = 3.08 \text{ t/cm}^2 < 7.0 \text{ t/cm}^2$$

(ii) 断面 A-A に於ける彎曲應力

$$y = 2.26 \text{ cm}$$

$$J = 329.7 \text{ cm}^4$$

$$M = \frac{36090}{26} \times \frac{13^2}{2} = 117300 \text{ kg cm}$$

$$\sigma = \frac{117\,300}{329.7} \times (5.5 - 2.26) = 1\,153 \text{ kg/cm}^2$$

鋳鋼の許容彎曲應力を $1\,200 \text{ kg/cm}^2$ すれば充分安全なり。

(iii) 断面 $B-B$ に於ける彎曲應力

$$y = 1.5 \text{ cm}$$

$$J = 58.5 \text{ cm}^4$$

$$M = \frac{36\,090}{33} \times \frac{9^2}{2} = 44\,300 \text{ kg cm}$$

$$\sigma = \frac{44\,300}{58.5} \times (3 - 1.5) = 1\,136 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 1\,200 \text{ kg/cm}^2$$

(iv) 取付鉄

上沓の取付けには径 22 mm 現場鉄 4 本を用ふれば

鉄の剪應力

$$\tau = \frac{5\,211}{4} = 1\,303 \text{ kg}$$

$$< 2\,851 \text{ kg} \times 1.6 = 4\,562 \text{ kg} \text{ (22 mm 現場鉄単剪 60\% 増し)}$$

(b) 下 沓。

(i) 断面 $A-A$ に於ける彎曲應力

$$y = 2.3 \text{ cm}$$

$$J = 286.6 \text{ cm}^4$$

$$M = 117\,300 \text{ kg cm} \quad [(a), (ii)]$$

$$\sigma = \frac{117\,300}{286.6} \times (5 - 2.3) = 1\,105 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 1\,200 \text{ kg/cm}^2$$

(ii) 断面 $B-B$ に於ける彎曲應力

$$y = 2 \text{ cm}$$

$$J = 139 \text{ cm}^4$$

$$M = \frac{36\,090}{34} \times \frac{9.4^2}{2} = 46\,900 \text{ kg cm}$$

$$\sigma = \frac{46\,900}{139} \times (4 - 2) = 675 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 1\,200 \text{ kg/cm}^2$$

(c) 上下沓連結ボルト。

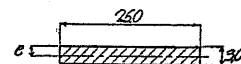
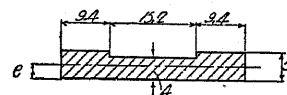
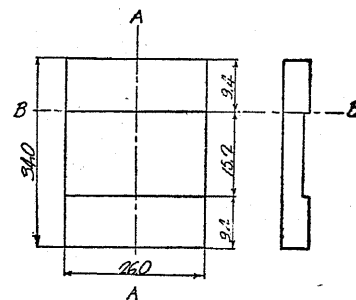
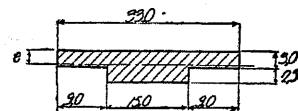
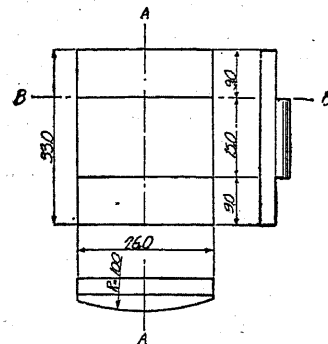
径 22 mm ボルト 2 本使用

$$\text{断面積} \quad 3.14 \times \left(\frac{2.2}{2}\right)^2 \times 2 = 7.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{剪應力} \quad \tau = \frac{5\,211}{7.65} = 681 \text{ kg/cm}^2 < 750 \text{ kg} \times 1.6 = 1\,200 \text{ kg/cm}^2$$

(d) 可動沓長孔。

$$\text{温度變化に因る伸縮影響長} \quad 24.5 \times 2 = 49.0 \text{ m}$$



温度變化を $\pm 30^\circ \text{C}$ とし伸縮係数を $\omega = 0.000\,012$ とせば

$$\text{最大伸縮長} \quad \Delta L = 0.000\,012 \times 60 \times 4\,900 = 3.52 \text{ cm} < 6.5 \text{ cm}$$

2. 橋端支承

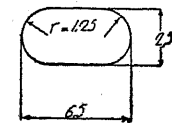
$$\text{死荷重反力} \quad 31\,660 \text{ kg} \quad [X, 1(a)]$$

$$\text{活荷重反力} \quad 30\,750 \text{ kg} \quad [X, 1(b)]$$

$$\text{合 計} \quad 62\,410 \text{ kg}$$

$$\text{死荷重に因る水平地震力} (k = 0.2) \quad 6\,332 \text{ kg}$$

$$\text{風壓に因る水平力} \quad 600 \times \frac{24.50}{2 \times 2} = 3\,675 \text{ kg}$$



之等は支承上に於ける主桁の高さの $1/2$ の點に水平に作用するものと考へ、橋端支承に於て支承上 1.00 m の高に作用せしむれば、最大支壓力は

$$6.40 R - 62\,410 \times 6.40 - 2 \times (6\,332 + 3\,675) = 0$$

$$R = 62\,410 + 1\,975 + 1\,150 = 65\,535 \text{ kg}$$

即ち

$$(1) \text{ 死活荷重のみに因る支壓力} \quad 62\,410 \text{ kg}$$

$$(2) \text{ 死活荷重及び風荷重に因る支壓力} \quad 63\,560 \text{ kg}$$

$$(3) \text{ 死荷重のみと地震荷重に因る支壓力} \quad 33\,635 \text{ kg}$$

此の3者を比較するに、(2)の場合に最大支壓力を生ずるも、此の場合には細則第22條及第23條に依り、許容應力も増加することが出来るから、結局(1)に對して設計をなせば充分安全である。最大剪力は地震力及び風壓を合せ $Q = 10\,007 \text{ kg}$ である。

(a) ピン。

直徑 12 cm

働長 14.6 cm

彎曲應力

$$\text{断面 } A-A \quad M = 31\,205 \times (5.55 - 1.625)$$

$$= 122\,500 \text{ kg cm}$$

$$J = \frac{\pi}{64} d^4 = \frac{3.14}{64} \times 12^4 = 1\,015 \text{ cm}^4$$

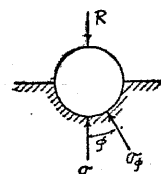
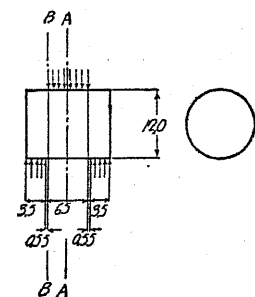
$$\sigma = \frac{122\,500}{1\,015} \times \frac{12}{2} = 725 \text{ kg/cm}^2 < 1\,800 \text{ kg/cm}^2$$

剪應力

$$\text{ピン断面積} \quad 3.14 \times \left(\frac{12}{2}\right)^2 = 113.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{断面 } B-B \quad \text{剪力 } Q = 31\,205 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{31\,205}{113.04} = 276 \text{ kg/cm}^2 < 900 \text{ kg/cm}^2$$



支壓力

ピンと支承とは中心を通る鉛直線の周圍に $\varphi = \frac{\pi}{4}$ だけ接するものと假定し、鉛直線に對し φ

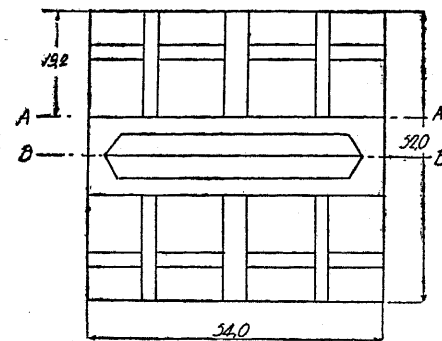
だけ傾ける點の應力を $\sigma_\varphi = \sigma \cos \varphi$ とせば

$$R = 2 \sigma r \int_0^{\pi/4} \cos^2 \varphi d\varphi = 1.285 l r \sigma$$

$$\sigma = \frac{R}{1.285 l r} = \frac{62410}{1.285 \times 6.5 \times 6} = 1250 \text{ kg/cm}^2 < 1800 \text{ kg/cm}^2$$

(b) 固定支承。

(i) 断面 A-A



中立軸

$$\begin{aligned} (2.5+2.5) \times 20 &= 100 \text{ cm}^2 & 100 \times 10 &= 1000 \text{ cm}^3 \\ 4 \times 17 &= 68 \text{ \textit{cm}^2} & 68 \times 8.5 &= 587 \text{ \textit{cm}^3} \\ 45 \times 3 &= 135 \text{ \textit{cm}^2} & 135 \times 1.5 &= 202 \text{ \textit{cm}^3} \\ & & \hline & 303 \text{ cm}^2 & 1780 \text{ cm}^3 \\ y &= \frac{1780}{303} = 5.88 \text{ cm} \end{aligned}$$

断面の慣性率 J

$$\begin{aligned} \frac{1}{12} \times (2.5+2.5) \times 20^3 &= 3330 \text{ cm}^4 \\ \frac{1}{12} \times 4 \times 17^3 &= 1640 \text{ \textit{cm}^4} \\ \frac{1}{12} \times 45 \times 3^3 &= 101 \text{ \textit{cm}^4} \\ 100 \times 4.12^2 &= 1690 \text{ \textit{cm}^4} \\ 68 \times 2.62^2 &= 465 \text{ \textit{cm}^4} \\ 135 \times 4.38^2 &= 2580 \text{ \textit{cm}^4} \\ & \hline 9806 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

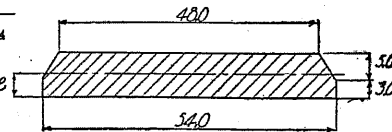
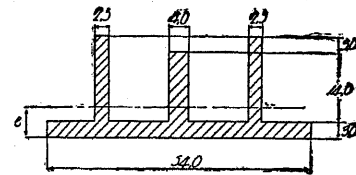
$$M = \frac{62410}{52} \times \frac{19.2^2}{2} = 221000 \text{ kg cm}$$

$$\sigma = \frac{221000}{9806} \times (20 - 5.88) = 319 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

(ii) 断面 B-B

$$e = 3.92 \text{ cm}$$

$$J = 2209 \text{ cm}^4$$



$$M = \frac{62410}{52} \times \frac{26^2}{2} - 31205 \times 5.55 = 230850 \text{ kg cm}$$

$$\sigma = \frac{230850}{2209} \times (8 - 3.92) = 426 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

(iii) 底版

底版一區劃の長さ及幅

$$l_1 = 12 + 1.25 + 2 = 15.25$$

$$l_2 = 10.5 + 1.25 = 11.75$$

$$l_1 \text{ 方向への荷重の分布 } w_1 = \frac{22.2}{1 + \left(\frac{15.25}{11.75}\right)^4} = 5.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_2 \text{ 方向への荷重の分布 } w_2 = 22.2 - 5.1 = 17.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_1 = \frac{1}{10} \times 5.1 \times 15.25^2 = 119 \text{ kg cm}$$

$$M_2 = \frac{1}{10} \times 17.1 \times 11.75^2 = 216 \text{ kg cm}$$

$$J = 2.25 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{216}{2.25} \times \frac{3}{2} = 144 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

(iv) 橋臺上支圧強度

$$\text{支圧面積 } F = 52 \times 54 = 2808 \text{ cm}^2$$

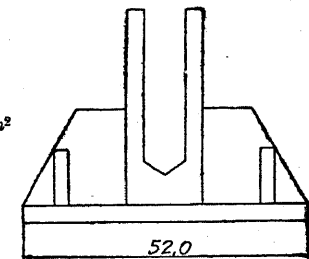
$$\sigma = \frac{62410}{2808} = 22.2 \text{ kg/cm}^2 < 45 \text{ kg/cm}^2$$

(v) アンカーボルト

径 3 cm ボルト 4 本使用

$$\text{總断面積 } F = 3.14 \times \left(\frac{3}{2}\right)^2 \times 4 = 28.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{剪應力 } \tau = \frac{10007}{28.26} = 354 \text{ kg/cm}^2 < 750 \times 1.6 = 1200 \text{ kg/cm}^2$$



(c) 移動支承。

(i) ローラー

直径 10 cm

軸長 44.5 cm

数 4

$$\text{總支圧力 } 45 \times 10 \times 44.5 \times 4 = 80000 \text{ kg} > 62410 \text{ kg}$$

ローラー切込箇所の水平力に対する抵抗

$$\text{支圧面積 } F = 5.66 \text{ cm}^2$$

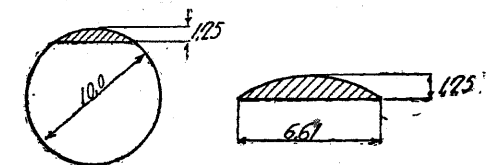
$$\text{支應力 } \sigma = \frac{10007}{5.66 \times 4} = 442 \text{ kg/cm}^2 < 1800 \times 1.6 = 2880 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{剪應力 } \tau = \frac{10007}{6.61 \times 3.5 \times 4} = 108 \text{ kg/cm}^2 < 900 \times 1.6 = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

(ii) 橋臺上支圧強度

$$\text{支圧面積 } F = 54 \times 72 = 3888 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{62410}{3888} = 16.1 \text{ kg/cm}^2 < 45 \text{ kg/cm}^2$$



(iii) 底版突出部彎曲應力

断面 A-A

$$M = 12.8 \times \frac{11.75^2}{2} = 884 \text{ kg cm}$$

$$J = 2.25 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{884}{2.25} \times \frac{3}{2} = 589 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

(iv) アンカーボルトは固定着と同じくす。

3. 橋脚上固定支承

$$\text{死荷重反力} \quad 87040 \text{ kg} \quad (\text{X, 4})$$

$$\text{活荷重反力} \quad 54880 \text{ " } \quad (\text{同 上})$$

$$\text{合 計} \quad 141920 \text{ kg}$$

$$\text{死荷重に因る水平地震力 } (k = 0.2) \quad 17408 \text{ kg}$$

$$\text{風壓に因る水平力} \quad 600 \text{ kg} \times \frac{24.50}{2} = 7350 \text{ "}$$

之等の作用點は同様に支承點上 1.00 m にありとすれば

$$R \times 6.40 - 141920 \times 6.4 - 2 \times (17408 + 7350) = 0$$

$$R = 141920 + 5450 + 2310 = 149680 \text{ kg}$$

即ち

$$(1) \text{ 死活荷重のみに因る支壓力} \quad 141920 \text{ kg}$$

$$(2) \text{ 死活荷重及び風荷重に因る支壓力} \quad 144230 \text{ "}$$

$$(3) \text{ 死荷重のみと地震荷重に因る支壓力} \quad 92490 \text{ "}$$

2. に於けると同様に、(1) に對して設計すれば可なり。

最大剪力は地震力及び風壓を合せ $Q = 24758 \text{ kg}$

(a) ピン

直徑 12 cm

働長 19.5 cm

彎曲應力

断面 A-A

$$M = \frac{141920}{12.5} \times \left[3.5 \times (1.75 + 0.25 + 6) + \frac{2.75^2}{2} \right] - \frac{141920}{12} \times \frac{6^2}{2} = 149000 \text{ kg cm}$$

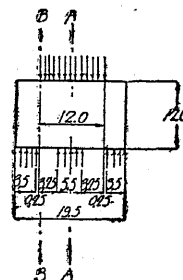
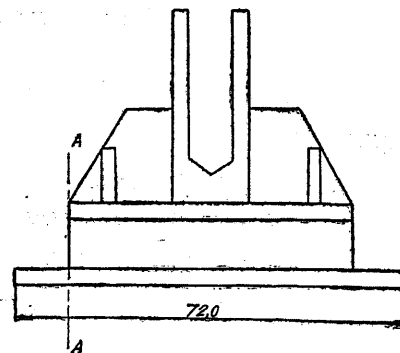
$$J = \frac{\pi}{64} d^4 = \frac{3.14}{64} \times 12^4 = 1015 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{149000}{1015} \times \frac{12}{2} = 880 \text{ kg/cm}^2 < 1800 \text{ kg/cm}^2$$

剪應力

断面 B-B

$$Q = \frac{141920}{12.5} \times 3.5 = 39800 \text{ kg}$$



$$\tau = \frac{39800}{113.04} = 352 \text{ kg/cm}^2 < 900 \text{ kg/cm}^2$$

支應力

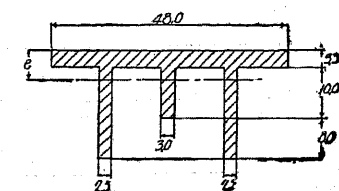
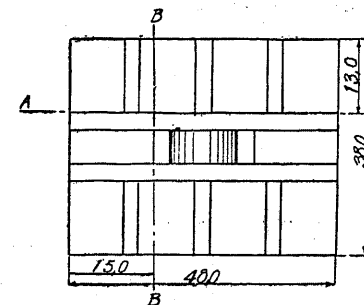
$$R = 141920 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{R}{1.285 I_r} = \frac{141920}{1.285 \times 12 \times 6} = 1530 \text{ kg/cm}^2 < 1800 \text{ kg/cm}^2$$

(b) 上 査。

(i) 断面 A-A

$$e = 5.8 \text{ cm}$$



$$J = 9874 \text{ cm}^4$$

$$M = \frac{141920}{38} \times \frac{13^2}{2} = 316000 \text{ kg cm}$$

$$\sigma = \frac{316000}{9874} \times (21.5 - 5.8) = 503 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

(ii) 断面 B-B

$$e = 9.4 \text{ cm}$$

$$J = 25738 \text{ cm}^4$$

$$M = \frac{141920}{48} \times \frac{15^2}{2} = 333000 \text{ kg cm}$$

$$\sigma = \frac{333000}{25738} \times (29.5 - 9.4) = 260 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

(iii) 底 版

$$\text{支壓面積 } F = 38 \times 48 = 1824 \text{ cm}^2$$

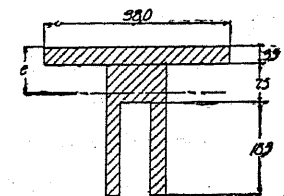
$$\sigma = \frac{141920}{1824} = 78 \text{ kg/cm}^2$$

底版に作用する荷重の分布

$$l_1 = 130 \text{ の方向への分布 } w_1 = \frac{78}{1 + \left(\frac{13}{10}\right)^4} = 27.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_2 = 100 \text{ の方向への分布 } w_2 = 78 - 27.4 = 50.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \times 27.4 \times 13^2 = 2320 \text{ kg cm}$$



$$M_2 = \frac{1}{2} \times 50.6 \times 10^3 = 2530 \text{ kg cm}$$

$$J = 3.76 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{2530}{3.76} \times \frac{3.5}{2} = 1180 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

(iv) アンカーボルト

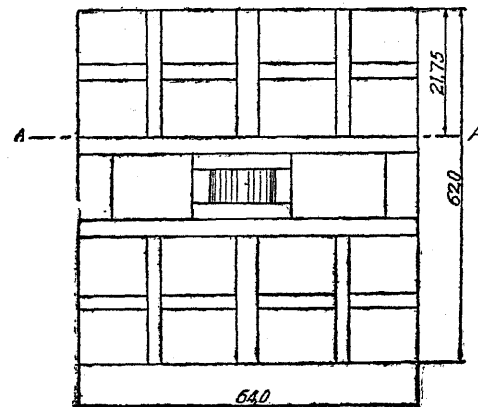
直径 3 cm ボルト 8 本使用

$$\text{總斷面積 } F = 3.14 \times \left(\frac{3}{2}\right)^2 \times 8 = 56.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{剪應力 } \tau = \frac{24758}{56.48} = 440 \text{ kg/cm}^2 < 750 \times 1.6 = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

(c) 下 沓。

(i) 断面 A-A



$$e = 11.1 \text{ cm}$$

$$J = 50994 \text{ cm}^4$$

$$M = \frac{141920}{62} \times \frac{21.75^2}{2} = 545000 \text{ kg cm}$$

$$\sigma = \frac{545000}{50994} \times (33.5 - 11.1) = 240 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

(ii) 底 鈑

底鈑一區劃の長及幅

$$l_1 = 15 + 2 + 1.25 = 18.25 \text{ cm}$$

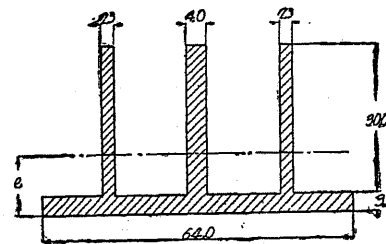
$$l_2 = 9 + 1.5 + 1.25 = 11.75 \text{ cm}$$

$$l_1 \text{ 方向への荷重の分布 } w_1 = \frac{35.8}{1 + \left(\frac{18.25}{11.75}\right)^4} = 5.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_2 \text{ 方向への荷重の分布 } w_2 = 35.8 - 5.3 = 30.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_1 = \frac{1}{10} \times 5.3 \times 18.25^2 = 176 \text{ kg cm}$$

$$M_2 = \frac{1}{10} \times 30.5 \times 11.75^2 = 420 \text{ kg cm}$$



$$J = 3.76 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{420}{3.76} \times \frac{3.5}{2} = 195 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

(iii) アンカーボルト

径 3.6 cm ボルト 4 本使用

$$\text{總斷面積 } F = 3.14 \times \left(\frac{3.6}{2}\right)^2 \times 4 = 40.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{剪應力 } \tau = \frac{24758}{40.70} = 610 \text{ kg/cm}^2 < 750 \times 1.6 = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

(iv) 橋脚上支應力

$$\text{支壓面積 } F' = 64 \times 62 = 4160 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{141920}{4160} = 35.8 \text{ kg/cm}^2 < 45 \text{ kg/cm}^2$$

4. 橋脚上可動支承 反力は固定支承と同一にとる、従て上沓及ピンは前者と同様のものを用ふ。

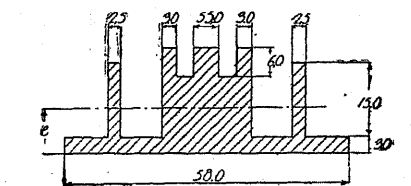
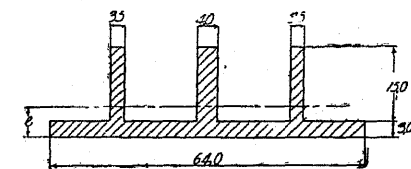
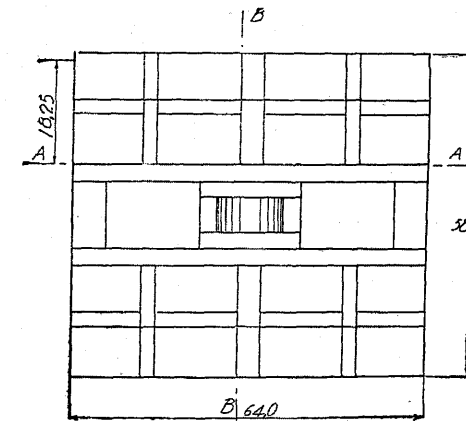
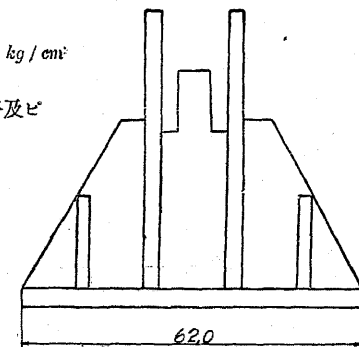
(i) 断面 A-A

$$e = 5.23 \text{ cm}$$

$$J = 9084 \text{ cm}^4$$

$$M = \frac{141920}{51} \times \frac{18.25^2}{2} = 465000 \text{ kg cm}$$

$$\sigma = \frac{465000}{9084} \times (18 - 5.23) = 553 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$



(ii) 断面 B-B

$$e = 8.35 \text{ cm}$$

$$J = 21581 \text{ cm}^4$$

$$M = \frac{141920}{6} \times (23 + 13 + 3) = 925000 \text{ kg cm}$$

$$\sigma = \frac{925000}{21581} \times (22 - 8.35) = 585 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

(iii) 底鈹突出部

断面 A-A

$$M = \frac{1}{2} \times 27.8 \times 11^2 = 1585 \text{ kg cm}$$

$$J = 3.76 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{1585}{3.76} \times \frac{3.5}{2} = 740 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

(iv) 橋臺上支壓力

$$\text{支壓面積 } F = 64 \times 80 = 5120 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{141920}{5120} = 27.8 \text{ kg/cm}^2 < 45 \text{ kg/cm}^2$$

(v) ローラー

直徑 12 cm

軸長 51 cm

$$\text{支應力 } 45 \times 12 \times 51 \times 6 = 165000 \text{ kg}$$

$$> 141920 \text{ kg}$$

$$x > \frac{b}{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{2v}{d} \right)^2} \quad \text{〔中巻端承の章参照〕}$$

v は許容撓位長にして 3.5 cm とする

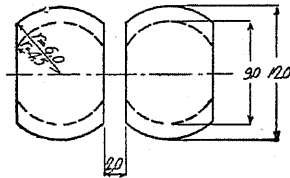
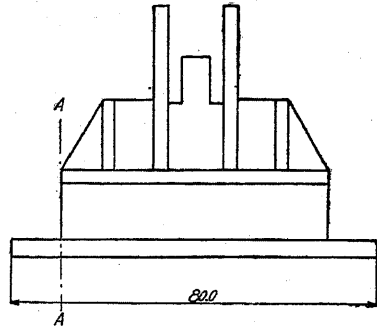
$$b = 8 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}$$

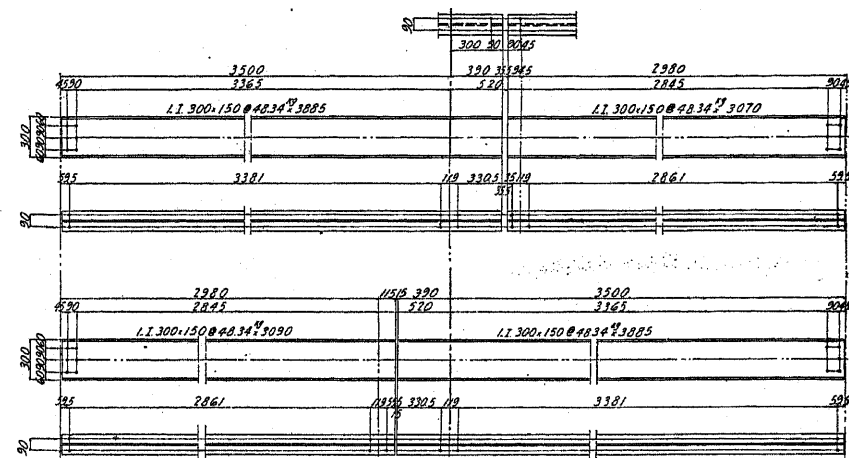
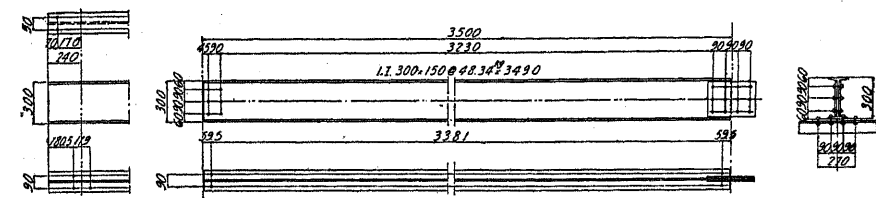
$$x > \frac{b}{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{2v}{d} \right)^2} = 9.65 \text{ cm}$$

依て $x = 10 \text{ cm}$ にとれば充分なり。

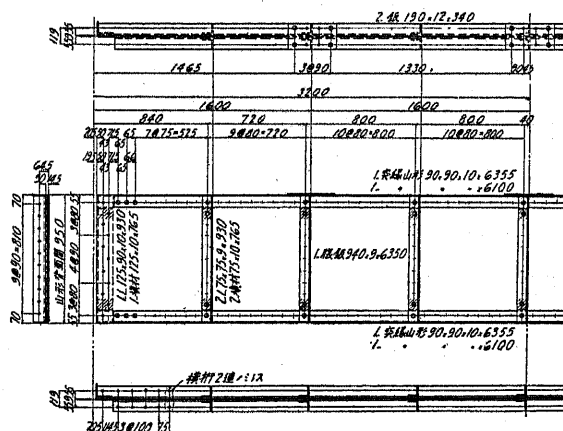
(vi) アンカーボルト

徑 3.6 cm ボルト 4 本用ふ (前出)

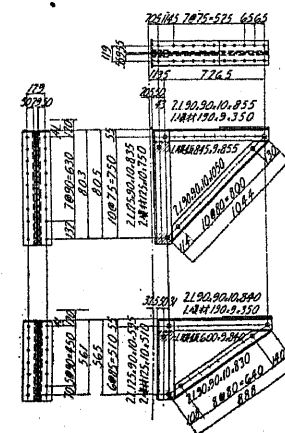
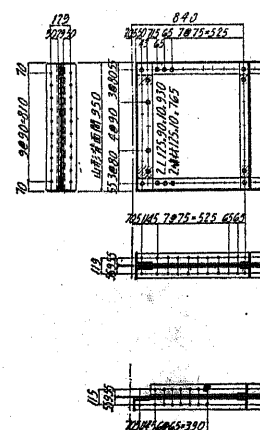




縱 析



橫 折



第 二 節 實 例

第 58 圖は内務省東京土木出張所に於て、昭和 8 年度に施工せる國道 6 號中、中川に架設せられたる中川大橋の設計を示せるものである。構造は 3 徑間に亘るゲルバー桁橋にして、6 主桁を並列してあり、橋臺上支承間隔 115.0 m の中、側徑間各 35.5 m、中央徑間 44.0 m にして、吊桁は中央徑間内にありて、支間長 27.0 m、突桁長は 8.5 m である。主桁間隔は各 3.4 m、桁高は吊桁中央に於て 2.0 m、橋脚上に於て 3.2 m である。有効幅員は 22.0 m にして、車道 16.6 m、歩道各 2.7 m を有する。設計荷重は第一種荷重に依りたるものにして、その鋼材重量は次の如し。

	軟 鋼 (kg)	鋳 鋼 (kg)	鋳 鐵 (kg)
主 桁	540 780	—	—
横 構 (對傾構を含む)	70 117	—	—
床 構 (伸縮金物を含む)	188 996	—	—
支 承	8 605	17 247	—
高 欄	260	—	35 718
總 計	808 758	17 247	35 718

第 58 圖 (其一) は一般圖、(其二) の内 (a) は吊桁支承部の詳細圖、(b) は橋臺上支承部、(c) は橋脚上支承部、(d) は吊桁可動端支承部 (e) は吊桁固定端支承部の詳細を示せり。

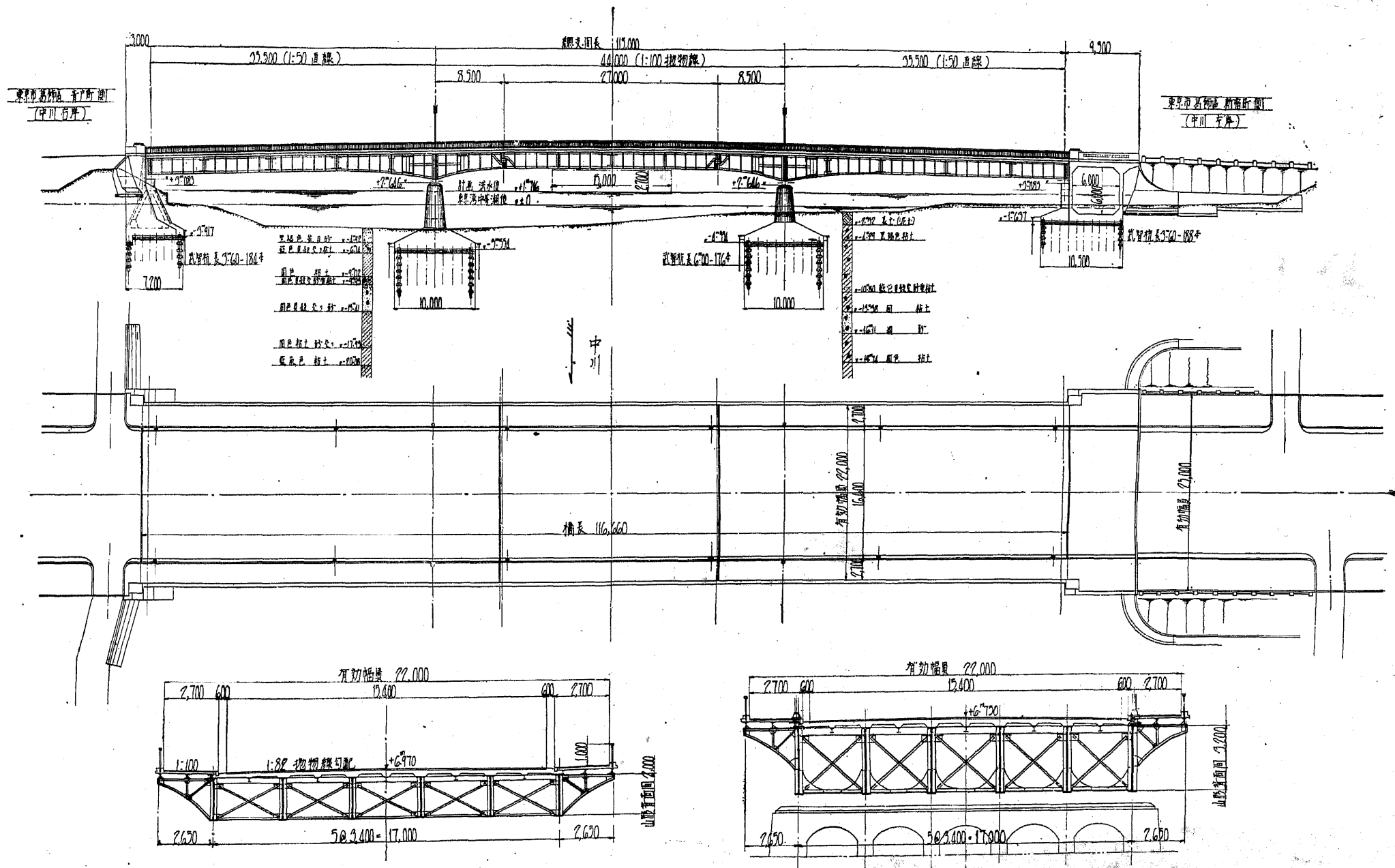
尙本橋の撓度は計算の結果次の如くなれり。

	碇着桁中心	吊 桁 中 心
死荷重に依る撓度 (mm)	24	28
活荷重に依る最大撓度 (mm)	36	44
計	60	72

第 59 圖は獨逸バーゼルに於けるライン河に架設すべき道路橋の懸賞設計に入賞せるもので、2 主桁 3 徑間のゲルバー桁橋にして、橋長 215.0 m、支間長は支承中心間に於て夫々 54.4 m、106.2 m、54.4 m、吊桁は中央徑間にありて支間長 59.0 m、從つて突桁長は各 23.6 m である。桁高 (山形背面高) は吊桁中央に於て 4.2 m、橋脚上に於て 7.0 m を有す。橋梁幅員は有効幅員 18.0 m の中、車道 12.0 m、歩道各 3.0 m にして、車道の中央には 2 車線の軌道を通す。橋床は鐵筋コンクリート床版にして、車道に於ては厚 17 cm、更に 2 cm 厚の褥層と 5 cm 厚のアスファルト舗装とを有す。中央徑間に吊桁を有するを以て、橋脚上の支承は何れも固定とし、兩橋臺上に可動支承を設け之等は橋臺に碇着してある。使用鋼材は全部 St. 52 を用ふる設計である。

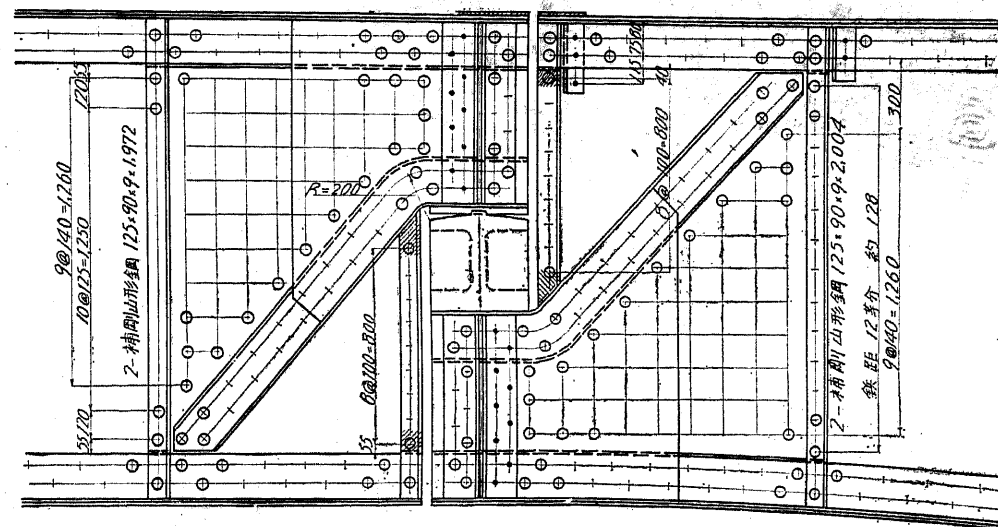
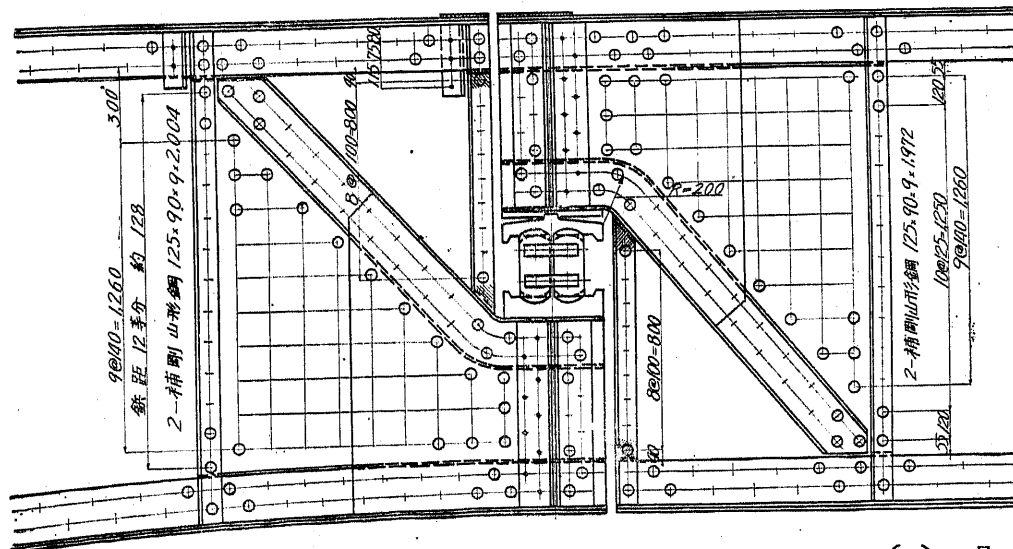
第 60 圖は獨逸マンハイム・ネツカー橋の設計例にして、中路 2 主桁 3 徑間ゲルバー桁橋、其の支間長は夫々 55.62 m , 86.52 m , 55.62 m 、吊桁は中央徑間にありて 49.44 m 、突桁長は各 18.54 m である。主桁の高は吊桁中央に於て 3.65 m 、橋脚上に於て 4.9 m を有し、主桁の上部は橋面上に露出して歩車道の境界をなす。主桁間隔は 13.3 m にして、車道幅員は 11.1 m 、歩道幅員は各 3.5 m を有し、橋床は鐵筋コンクリート床版を用ひてある。使用鋼材は $St.48$ を用ひ主桁 $1\,221.0\text{ t}$ 、床構 456.0 t 支承及高欄を含んで總鋼重 $1\,910.0\text{ t}$ を有す。最大撓度は中央徑間にて支間長の約 $\frac{1}{800}$ 、側徑間にては $\frac{1}{1\,050}$ となれり。

第 61 圖は獨逸に於ける設計例にして、吊桁支承部の構造を示すものである。

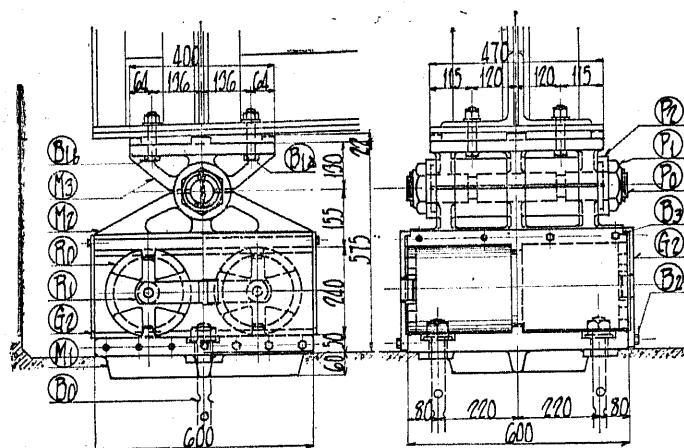


徑間中心斷面圖

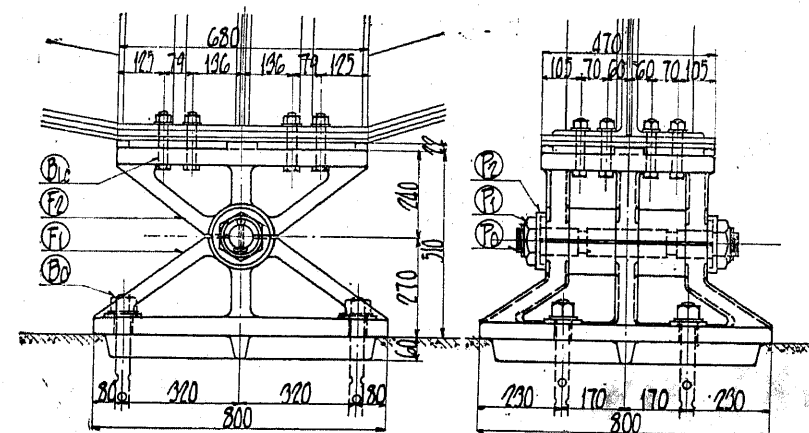
橋脚上斷面圖



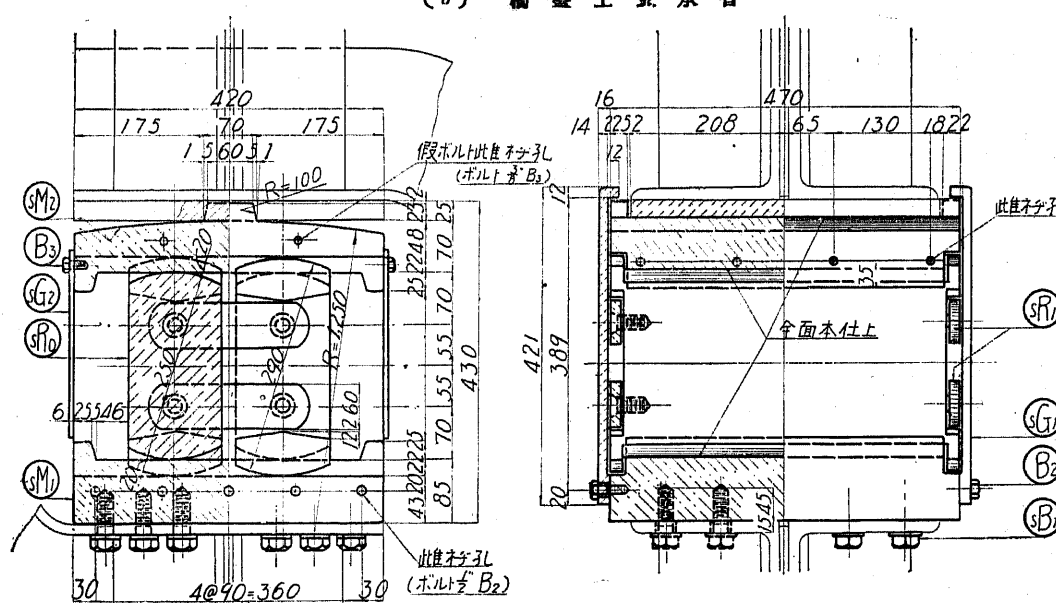
(a) 吊桁支承部



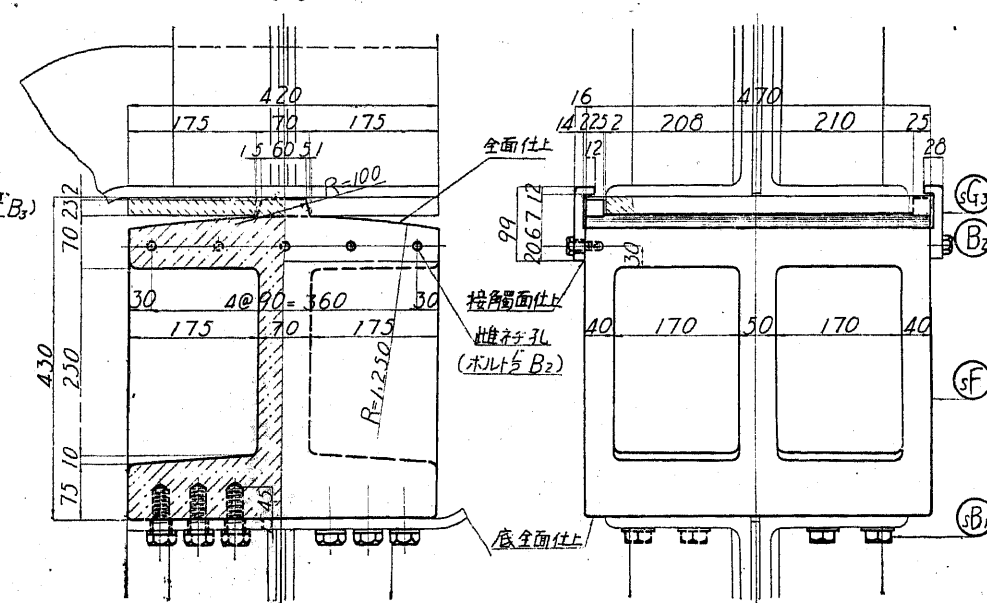
(b) 橋臺上支承部



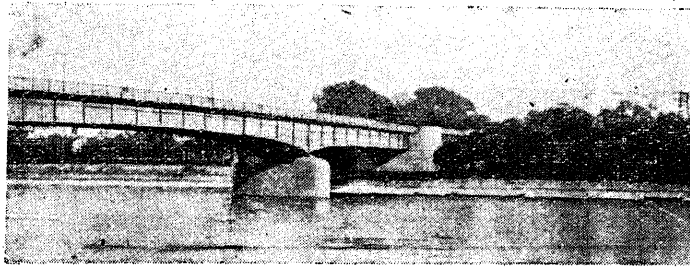
(c) 橋脚上支承部



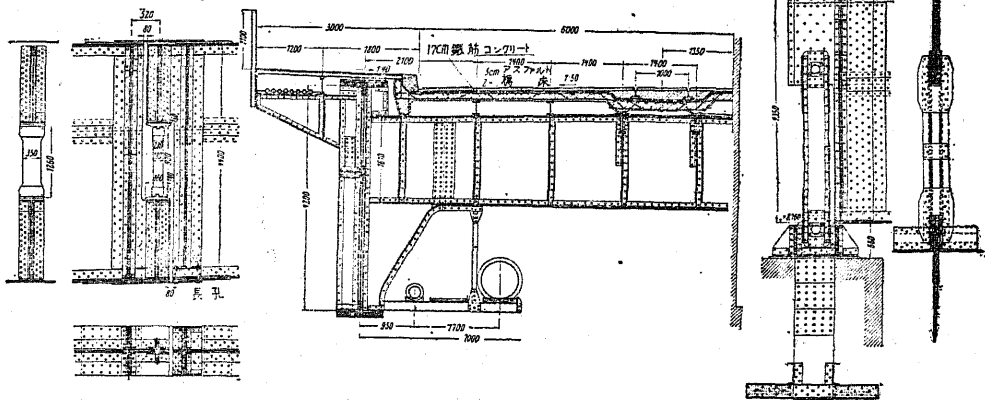
(d) 吊桁可動端支承部



(e) 吊桁固定端支承部



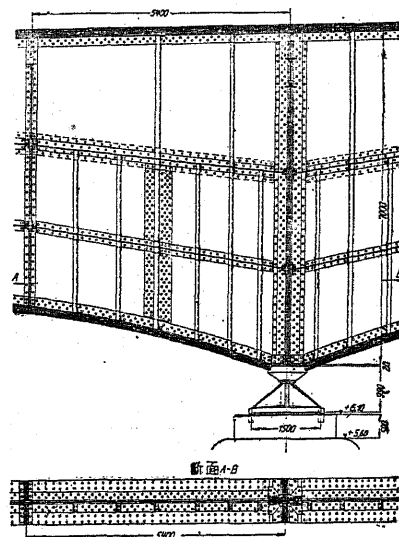
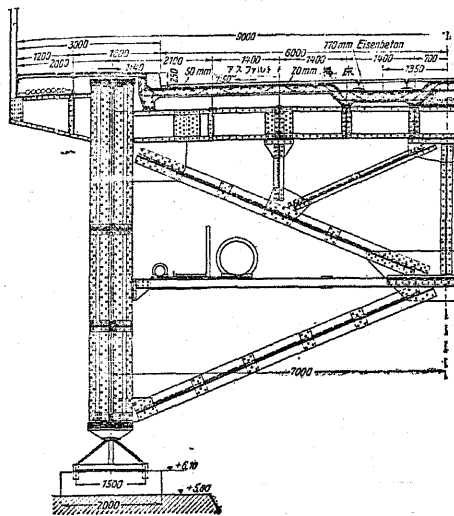
(a)



(d) 吊桁可動支承部

(b) 吊桁中央に於ける断面

(e) 桁端に於ける碇着部



(c) 橋脚上固定支承部

