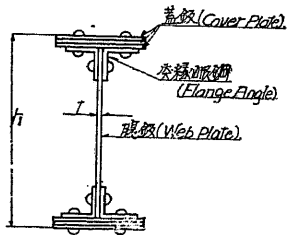


第六章 鋼桁橋 (Plate girder bridge)

第一節 總論

彎曲に抵抗すべき桁にして、最も都合よき断面は I 形を爲すものであるが、其の應力が一定の限度を超過すれば最早壓延鋼では間に合はないから鋼桁を用ふ

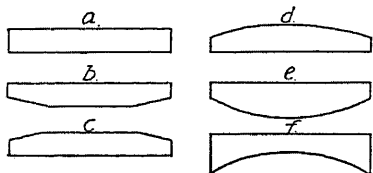


第 66 圖

る。鋼桁は第 66 圖に示すが如く垂直の鋼板即ち腹板 (Web) と山形鋼及蓋板 (Cover plate) より成る集成桁で、山形鋼と蓋板とが突縁 (Flange) をなし、腹板の上部に在るものを上突縁 (Upper flange)、下部に在るものを下突縁 (Lower flange) と謂ふ。鋼桁は水平重心軸に對して對稱の断面を有し、上下兩突縁には同一寸法のものを用ふる。

鋼桁の支間は約 30 m が最大である。或は 40 m まで差支ないと云ふ説もあるが、長物となれば運搬、取扱及組立の不便のため不經濟となり勝ちで、殊に支間が大となつて腹板が高くなれば、特殊幅の鋼を要する事となり高價となるから、鋼桁の高も 2 m 乃至 2.5 m 位でおさまる様に支間を定めねばならない。又上路橋の場合には、最大高水位上の有効高と取付との關係に支配されて、腹板の高に従つて支間にも制限を受くことが多い。

鋼桁の形は普通全支間に亘り同一高を有する矩形であるが、支間が長くなれば



第 67 圖

兩端に於ける高を減ずるため、拋物線或は梯形となすことがある(第 67 圖 b 乃至 e)。幅の廣い橋梁に於ける鋼桁に於ても、其の重量を軽減し主桁との取付を便利にするため以上の形を選ぶことがある。

又美觀のため f の如く造ることもある。

鋼桁の高 h は

$$\text{單桁に於ては } \frac{1}{9} l \sim \frac{1}{11} l \quad \text{平均 } \frac{1}{10} l$$

$$\text{連續桁に於ては } \frac{1}{10} l \sim \frac{1}{15} l$$

とし、 l は支間とする。A. R. E. A. の示方書では道路橋に於ける h は $\frac{1}{15} l$ 、鐵道橋に於ては $\frac{1}{12} l$ より小なる可からずと規定してある。

鋼桁高は、最大撓度が支間の $\frac{1}{1200}$ 乃至 $\frac{1}{1500}$ を超過してはならないと云ふ條件から定めらるゝ。今一定の断面を有する單桁の單位長に對する等布荷重を q とすれば、桁の撓度 η は

$$\eta = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EJ} \dots\dots\dots(1)$$

となる。桁の中央での最大線維應力を f とせば

$$f = \frac{1}{8} \frac{ql^2}{J} \frac{h}{2} \dots\dots\dots(2)$$

となるから、之を (1) 式に挿入せば

$$\eta = \frac{5}{24} \frac{l^2}{h} \frac{f}{E} \dots\dots\dots(3)$$

となる。

桁の高が同一にして何れの断面に於ても f に達する様に突縁断面を變化するとき

$$\eta = \frac{1}{4} \frac{l^2}{h} \frac{f}{E} \dots\dots\dots(4)$$

を得。鋼桁に於ては略一定の應力を生ずる様に蓋板の厚に従つて加減してあるから、撓度に對しては次の平均値を取ることが出来る。

$$\eta = 0.23 \frac{l^2}{h} \frac{f}{E} \dots\dots\dots(5)$$

$$\frac{h}{l} = 0.23 \frac{f}{E} \frac{l}{\eta} \dots\dots\dots(6)$$

$f = 800 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ とせば

$$\eta = \frac{l}{10.0} \text{ に對しては } h = 0.088 l \div \frac{1}{11.4} l$$

$$\eta = \frac{l}{1200} \text{ に対しては } h = 0.16l \div \frac{1}{10} l$$

$$\eta = \frac{l}{1500} \text{ に対しては } h = 0.132l \div \frac{1}{7.6} l$$

連続桁に於ては、撓度が減少するから桁の高も単桁に比し小さくてよろしい。

第二節 突縁

1. 山形鋼 山形鋼の断面は、所要突縁断面及桁の高さに順應せしめねばならないが、大凡の寸法は次の通りとする。

脚の幅 $b = 60 + 25h \text{ mm}$ (h は桁の高を m で表はす)

脚の厚 $t_1 = t \sim 1.2t \text{ mm}$ (t は腹鋼の厚を mm で表はす)

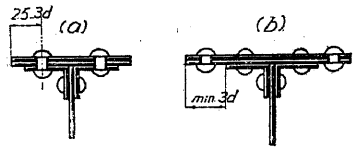
突縁幅の廣きを欲するときは、不等邊山形鋼を使用して長脚を水平にする。

鉄打ちを容易ならしむるため $90 \times 90 \times 9$ 以下の山形鋼は用ひない。

脚幅 100 mm までは一鉄線、夫以上は二鉄線とする。

抗壓突縁に於ける山形鋼の突出する脚の幅は、其の厚の十二倍以上としてはいけない。

2. 蓋鋼 蓋鋼は山形鋼の幅よりも幾分廣くするが、其の縁と鉄中心との距離は



第 68 圖

蓋鋼厚の六乃至七倍、或は鉄徑の二倍半乃至三倍より大ならしめない。之は其の合せ目が開くのを防ぐためである(第 68 圖 a)。

若し特に廣い蓋鋼を必要するときは、第 68

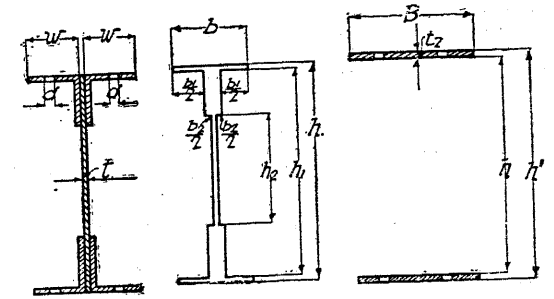
圖 b の如く山形鋼の外側にも鉄を打つ。蓋鋼が數枚よりなれるときは其の厚を總て同一となすか、或は外側になる程段々薄いものを用ふる。

突縁の最大断面は桁の最大彎曲率に依つて定まるから、蓋鋼は彎曲率之を必要とする點に生まれればよろしい。従つて桁の兩端に於ては、蓋鋼なしでも差支ないが、然し斯かる場合には山形鋼と腹鋼との間の縫目に濕氣が侵入しない様になければならない。主桁上に直接枕木を置く場合には、一枚の蓋鋼を桁の全長に

亘り使用するか、少くも枕木の下だけには鋼を備へて、内側の山形鋼に彎曲を受けることなからしむる方がよい。鐵道省の示方書では、上路鋼桁には少くも一枚の桁全長に亘る蓋鋼を要すとなつてゐる。

3. 惰性率 今標準断面を取つて鋼桁の惰性率 J_0 を計算しやう。此の場合山形鋼の各水平脚にある鉄孔を控除せねばならぬが、若し蓋鋼がないときは水平鉄の

孔を減ずることが當然である。腹鋼も亦其の堅列内にある鉄孔で斷面積を減少してゐるから、腹鋼の惰性率は平均 15% だけ減少するものと見て、腹鋼の厚



第 69 圖

t を計算上では $0.85t$ と取る。第 69 圖に於て

$$b = 2(w-d) + 0.85t, \quad \frac{1}{2}b_1 = w - t_1 - d, \quad \frac{1}{2}b_2 = t_1$$

なるが故に

$$J_0 = \frac{1}{12} (bh^3 - b_1h_1^3 - b_2h_2^3) \dots\dots\dots(7)$$

蓋鋼を用ふるときは、其の純幅 $b_0 = B - 2d$ と其の厚 t_2 のために、斷面の惰性率は増加して、次式の如く變化する。

$$J = J_0 + \frac{1}{12} b_0 [(h + 2t_2)^3 - h^3] \\ = J_0 + \frac{1}{12} b_0 [6h^2t_2 + 12ht_2^2 + 8t_2^3] \dots\dots\dots(8)$$

$8t_2^3$ を捨て蓋鋼の純斷面積 $F_c = b_0t_2$ を上式に挿入せば

$$J = J_0 + \frac{1}{2} F_c h(h + 2t_2) = J_0 + \frac{1}{2} F_c hK \dots\dots\dots(9)$$

桁の斷面の抗曲率は

$$W = \frac{2J}{h} = \frac{2J_0}{h} + F_c \dots\dots\dots(10)$$

となる。 M を桁の斷面に働く彎曲率、 f を許容線維應力とせば

$$W = \frac{M}{f} = -\frac{2J_0}{h} + F_0 h$$

となるから、蓋鋸の純断面積は

$$F_0 = \frac{M}{fh} - \frac{2J_0}{hk}$$

となる。\$k = h + 2t_2\$ なるが故に最初近似的に \$k = h\$ とせば

$$F_0' = \frac{M}{fh} - \frac{2J_0}{h^2} = \frac{M}{fh} - \varphi \dots\dots\dots(11)$$

上式中 \$\varphi = \frac{2J_0}{h^2}\$ とする。

\$F_0'\$ の値より蓋鋸の厚を幾何にすべきかを大體見當付けて、此の近似的數値を完全にすれば

$$F_0 - F_0' = \frac{2J_0}{h^2} - \frac{2J_0}{hk} = \frac{2J_0}{h^2} \left(1 - \frac{h}{k}\right) = \varphi \frac{2t_2}{h}$$

$$F = F_0' + \frac{2t_2}{h} \varphi \dots\dots\dots(12)$$

\$\frac{2t_2}{h} \varphi\$ は、桁が低いとき若くは蓋鋸が厚いときは考慮する必要あるも、桁が高いとき或は蓋鋸が薄いときは、之れを省略するも大した誤はない。

鋸桁の寸法を見出すには、先づ蓋鋸純断面積 \$F_0\$ を定め、次に其の純幅 \$b_0\$ 及厚 \$t_2\$ を定むる。若し \$t_2\$ が 16 mm より大なるときは、最小厚を 8 mm として、厚さ 8 mm 以上の鋸をかさねて用ふるか、又は 1~2 mm の厚の相違ある鋸を數枚用ふる。

鋸桁の設計に於ては、張力を受くる方も壓力を受くる方も其の突縁の總断面積は等しくする。但し張力を受くる突縁の計算には其の純断面積を用ふることは前述の通りである。

4. 蓋鋸の長 彎曲率に抵抗するに必要とする長さだけ蓋鋸を用ふれば差支ないから、桁の兩端に近づくに従ひ彎曲率は減少し蓋鋸も不必要となる。されど A. R. E. A. の示方書に依れば、一枚の蓋鋸は必ず桁の全長に亘ることを規定せり。

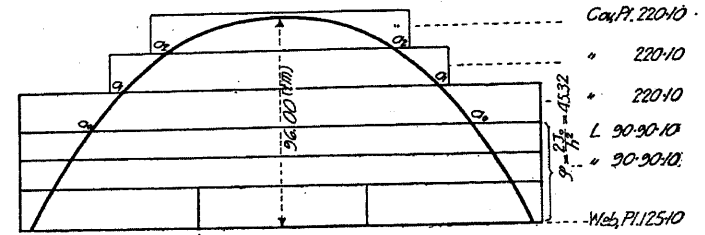
蓋鋸の長は、最大彎曲率曲線を畫かば容易に求めることが出来る。

一つの水平軸上に \$\frac{M}{fh}\$ (cm²) を縦距とする曲線を畫く、若し桁が一支間に亘り同一高であるならば、\$fh\$ は一定だから最大彎曲率曲線を直接使用出来る。此

の場合に彎曲率線の縮尺を 1 kg.cm = a cm とせば、\$\frac{M}{fh}\$ の縦距の縮尺は

1 cm² = fha cm (h は cm, f は kg/cm²) となる。此の縮尺に依り同一の水平軸上に \$\varphi = \frac{2J_0}{h^2}\$ の縦距を有する面積を畫き、\$\frac{M}{fh}\$ 面積より之れを控除せば、殘部の面積は約蓋鋸の面積となるから、\$t_2\$ を \$\frac{2t_2}{h} \varphi\$ に訂正して、其の殘部の面積を完全に掩ふ様に蓋鋸の厚と長とを決定すればよろしいことになる。最大彎曲率の起る點即ち桁の中央に於ける \$\frac{M}{fh}\$ と \$\varphi\$ の縦距の差を幾つかに分てば各蓋鋸の厚が分る。

其の厚に應じて水平線を引き之と彎曲率曲線との交點を \$a_1 a_2 \dots\dots\$



第 70 圖

(第70圖)とせば、是等の點は各蓋鋸の理論上の終點を示す。實際は斯くして見出した理論上の長に、二列以上の紙を打てる餘裕の長を見込むのである。

(例) 桁の中央に於ける全彎曲率 \$M = 96.00 tm\$ とし第70圖に於て 1 tm = 0.036 cm の縮尺で彎曲率線を畫く。鋸桁の断面は第71圖に示す如く腹鋸は 125 cm x 10 mm とし、突縁山形鋼は 90 x 90 x 10 とする。今山形鋼の水平脚に對しては鋸孔を 20 mm 及腹鋸の 15% を控除せば

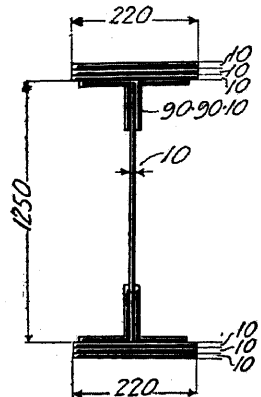
$$J_0 = 354170 \text{ cm}^4$$

$$\varphi = \frac{2J_0}{h^2} = 45.32 \text{ cm}^2$$

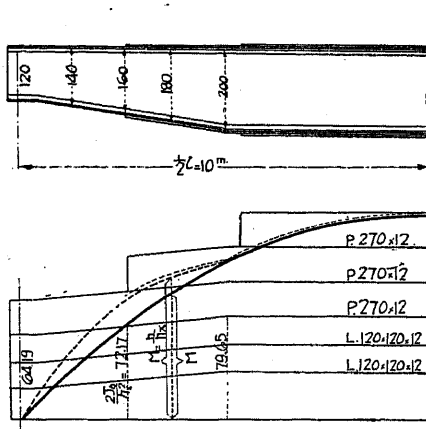
$$f = 800 \text{ kg/cm}^2 \text{ とせば } fh = 800 \times 125 = 100000 \text{ kg/cm}$$

第70圖に於て 1 cm² = 0.036 cm の縮尺を用ふれば、桁の中央に於て 96.00 - 45.32 = 50.68 cm² は蓋鋸の取るべき彎曲率である。蓋鋸の總厚を 3 cm とせば

$$\frac{2t_2}{h} \varphi = \frac{6}{125} \times 45.32 = 2.2 \text{ cm}^2, \text{ 蓋鋸を三枚とし其の厚を各 } 10 \text{ mm とせば}$$



第 71 圖



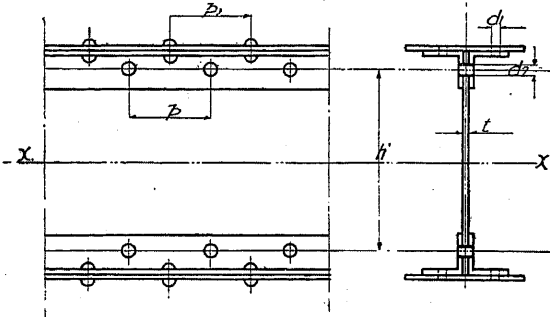
第 72 圖

$3b = 50.68 + 2.2 = 52.88 \text{ cm}$, 故に
 $b = 18 \text{ cm}$, 總幅 $B = 18 + 4 = 22 \text{ cm}$
 とする。但し 4 cm は鉸孔とす。
 若し桁の高 h_x が一定せざるときは、彎
 曲率線の縦距を $\frac{h}{h_x}$ の關係に變化し、
 $\varphi_x = \frac{2J_{0x}}{h_x^2}$ の面積を彎曲率の縮尺の
 $f h$ 倍の縮尺で畫けば、前と同一の方法に
 依り蓋鋼の厚さを求めるを得(第 72 圖)。

5. 蓋鋼と山形鋼との緊結用鉸

J を桁の慣性率 (cm^4)
 S を一突縁(蓋鋼及山形鋼)の靜力率 (cm^3)
 S_1 を蓋鋼の靜力率 (cm^3)

總断面
 が中立
 線 xx
 に對す
 るもの



第 73 圖

Q を剪力 (kg)
 t を腹鋼の厚 (cm)
 d_2 を山形鋼の垂直脚に於ける鉸孔徑 (cm)
 d_1 を山形鋼の水平脚に於ける鉸孔徑 (cm)
 普通 $d_1 = d_2$

f_s を鉸の許容剪應力 (kg/cm^2)
 $f_b = 2f_s$ を鉸の許容支壓力 (kg/cm^2)
 p, p_1 を鉸距 (cm)

とせば

$$p_1 \leq \frac{2d_1^2 \pi f_s}{4Q} \frac{J}{S_1} \dots \dots \dots (13)$$

となる。

6. 山形鋼と腹鋼との緊結用鉸 山形鋼と腹鋼との間には剪力が作用する。桁の

或る断面に於て桁の單位長に作用する剪力は

$$v = \frac{QS}{J} \dots \dots \dots (14)$$

となる。式中 Q は桁の或る断面に於ける剪力、 S は緊結せる断面積の桁の中立線に對する靜力率を表はす。緊結せる断面積としては水平鉸に對しては突縁の面積を、垂直鉸に對しては單に蓋鋼の面積を考ふればよろしい。

水平鉸が最も大なる剪力を取ることをなるから其の鉸距 p を計算する。一つの鉸に作用する力は

$$P = \frac{QS}{J} p \dots \dots \dots (15)$$

となる。此の場合の鉸は複剪で常に $d_2 > 1.27t$ なるが故に、鉸の抵抗力としては支壓力が働くこととなるから

$$P = f_b d_2 t \dots \dots \dots (16)$$

式中 f_b は鉸の許容支壓力とす。

(15) 及 (16) 式に依り

$$p = \frac{f_b d_2 t}{Q} \frac{J}{S} \dots \dots \dots (17)$$

F を一突縁の面積、 h を腹鋼の高とせば近似的に次式を得。

$$\frac{J}{S} = \left(1 + \frac{1}{6} \frac{ht}{F}\right) h$$

$$\text{從て } p = \frac{f_b d_2 t}{Q} \left(1 + \frac{1}{6} \frac{ht}{F}\right) h \dots \dots \dots (18)$$

鉸距は剪力の最大なる桁の兩端に於て最小である。桁の中央で蓋鋼を増加 (F を大きくする) すれば、 Q が桁の中央で減少する様な割合にはならないが、因数 $\frac{J}{S}$ も桁の中央に近づくに従ひ減少する。故に鉸距は桁の兩端の最大剪力 $Q = R$ (R は反力) に對して次式に依り計算すれば充分である。

$$p = \frac{f_b d_2 t}{R} \left(1 + \frac{ht}{6F}\right) h \dots \dots \dots (19)$$

$f_b = 1800 \text{ kg/cm}^2$ とせば

$$p = \frac{1800 d_2 t}{R} \left(1 + \frac{ht}{6F}\right) h \dots \dots \dots (20)$$

因数 $\left(1 + \frac{ht}{6F}\right)$ は桁が低くて比較的大きい山形鋼を用ひし場合は 1.1~1.3、桁

が高い場合は 1.6 まで増加する。

安全率を大きくし且つ式を簡単にするため、上記の因数を 1 と假定すれば

$$\left. \begin{aligned} p &= \frac{1800 d_2 t}{A} h \\ A &= 1800 d_2 t \frac{h}{p} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(21)$$

実際には $p < 6d$ 、最大 $7d$ とする。桁の端に於ける鉄距が計算上 $6d$ より大きくなつたときは、桁の全長に亘り $p = 6d$ と取る。鉄距を部分的に變化し得るときは、桁の中央に近づくに従ひ p を $6d \sim 7d$ に増大する。若し $p > 4.5d \sim 5d$ なるときは、簡単にするため一定の鉄距となすことがある。

第三節 腹 鉄

1. 厚 腹鉄の厚は出来るだけ重量を軽減するため薄くするが、鉄に對し充分の支壓力を有する厚たらしむる。腹鉄の面積は最大剪力に對して充分なるを要す。剪力の計算には、突縁を考慮せずして腹鉄のみで剪力を取るものと假定する。腹鉄は鉄孔のため多少其の面積を減ずるも、計算の便宜のため總斷面を用ふる。

今 $A_w = t h_w$ (腹鉄の斷面積)
 h_w は腹鉄の高
 t は腹鉄の厚
 Q は斷面に於ける鉛直剪力

とせば

$$A_w = \frac{Q}{f_s} \dots\dots\dots(22)$$

に依つて腹鉄の斷面積從て其の厚を算出する。

製作及運搬の際に起る歪み及彎折を防ぐに足るだけの厚と、餘分の補強材を使はないで済む厚とを有せなければならぬ。普通道路橋では $8mm$ 以上、鐵道橋では $9mm$ 以上とし、成る可く上下突縁山形に於ける鉄線間の距離の百六十分一より大なる厚を保たしむる。

一般に $t = 8 + 2h \text{ mm}$ (h は桁の高を m で表はしたもの)

又重い荷重を受くる桁では

$$t = 9 + 2.5h \text{ mm}$$

とす。プロイセン國有鐵道の規定では次の値を取れり。

$$l = 10 \sim 16 \text{ m} \text{ に対しては } t = 12 \text{ mm}$$

$$l = 17 \sim 18 \text{ m} \quad \text{ " } \quad t = 14 \text{ mm}$$

$$l = 19 \sim 20 \text{ m} \quad \text{ " } \quad t = 16 \text{ mm}$$

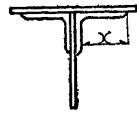
蓋鉄を有せず又コンクリートに包まれざる鉄桁に於ては、腹鉄の上縁は突縁山形の背面より突出せしめず、同時に上縁と背面との間には $3mm$ 以上の距離を有せしめない様にする。山形鋼より上部に突出せる腹鉄の部分は山形の背面以下に削り取る。蓋鉄を有する鉄桁の腹鉄は、突縁山形の背面より背面までの距離より $12mm$ だけ狭い幅とする。

2. 補剛材 (Stiffener) 腹鉄には各異なつた方向と値とを有する主應力が作用する。其の主應力は張應力と壓應力とであるから、壓應力のために腹鉄は恰も長柱の如く彎曲せんとする傾向を有す。然し壓應力と直角の方向に張應力が作用するから、張應力なき普通の長柱に比ぶれば幾分丈夫である。

支點或は横桁及縦桁を取付くる箇所の如く荷重の集中する箇所には、必ず補剛材を設けて腹鉄の彎曲を防止せねばならぬ。補剛材は第三章第四節に述べし許容軸壓應力によつて設計する。但式中の l には桁の高の半分を取る。腹鉄の彎曲を防ぐ目的に使用するものを中間補剛材 (Intermediate stiffener)、桁の兩端に用ひるものを端補剛材 (End stiffener) と謂ふ。

補剛材には、形鋼を用ひて腹鉄の兩側に直接或は填材を挿入して鉄結するが、支點及荷重集中點に於ては必ず填材を用ひ、補剛材の突出せる脚の幅を a とせば $a \geq x$ とする (第 74 圖)。

中間補剛材の外方に突出する脚は、桁の高の三十分一に $50mm$ を加へたるも



のより大きくなる。

補剛材の間隔は桁の高より小にし、次の式に依つて算出せしもの

を其の最大限となす。

第 74 圖
$$d = 0.35t \left(950 - \frac{Q}{t} - \frac{S}{J} \right) \dots\dots\dots(23)$$

式中 d は補剛材の最大間隔 (cm)

t は腹鉄の厚 (cm)

Q は最大剪力 (kg)

S は中立線以上にある断面の中立線の周りの静力率 (cm³)

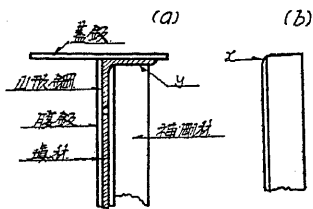
J は中立線の周りの有効断面の慣性率 (cm⁴)

とする。

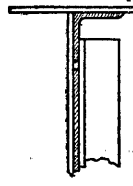
中間補剛材の寸法は次の通りとなす。

突縁山形の突出せる脚 (mm)	補剛材の寸法 (mm)
200 (桁の高 2.7 m 以上)	150 × 90 × 9
200 (桁の高 2.7 m 以下)	125 × 90 × 9
150	100 × 75 × 9
130	90 × 75 × 9
100 以下	75 × 75 × 9

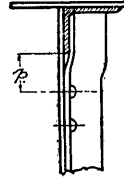
補剛材を直接腹鉄に取付く場合には、真直の山形鋼を熱して折縮 (Crimp)



第 75 圖



第 76 圖



第 77 圖

せしものを用ひ (第 77 圖)る事あるも、成る可く折縮を避けたい。殊に補剛材の長が 1 m 未滿の場合は折縮してはいけない。20 mm 以上折縮すれば外觀

も悪いから、其の場合は折縮を少くして薄い填材を挿入する。折縮せしときの p

の値は
$$p \leq t_1 + 38 \text{ mm}$$

$$> 50 \text{ mm}$$

とす。 t_1 は突縁山形鋼の厚である。

補剛材を真直の儘用ふるときは、第 75 圖及第 76 圖の如く、腹鉄と補剛材との間に山形鋼と同厚の填材を挿入する。

x なる部分は轉削機 (Milling machine) で山形鋼の丸味に合ふ様に仕上げ、 y なる面も山形鋼と完全に接觸せしむる。中間補剛材は集中荷重を腹鉄に分布する働きを有するので、若し其の接觸が完全に出来れば一層其の働きを助長し、且つ突縁の裏度を多少防ぐことが出来る。然し完全に接觸せしむること不可能ならば寧ろ第 76 圖の如くする方が簡単である。

A. R. E. A. の示方書では、中間補剛材には第 75 圖又は第 77 圖を用ひ、端補剛材には必ず第 75 圖を用ひて y の部分は完全に接觸せしむることになつてゐる。

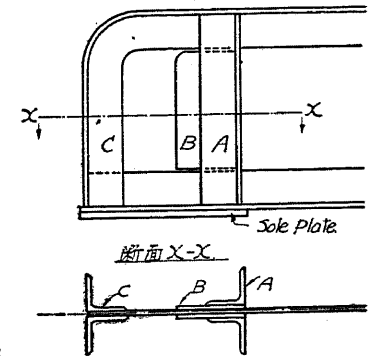
補剛材に於ける鉄距は、示方書で許された最大を用ひて、が普通 15 cm とする。

補剛材は、桁の中立線と四十五度の角度をなす圧應力の方向に用ふることがある。彎曲に對する用意としては鉛直のものに優つてゐるが、實用上の便利のため普通鉛直補剛材を用ふる。

端補剛材には、必ず填材を用ひる。第 78 圖の如き二對の端補剛材は同一の應力を受

くるが、桁が撓むときは中央に近い方の補剛材 A は C よりも餘計の應力を受くる。 A の受くる應力 P は次の如く假定する。

$$P = \frac{1}{2} R \sim \frac{2}{3} R$$



第 78 圖

R は反力とす。

第四節 継 手 (Splice)

1. 總論 鋼桁の支間大なるときは普通市場にある材料の長さでは間に合はないから継手を設ける。継手箇所では多数の釘と多量の材料を要するのみならず、幾分強度を損するから成る可く継手の箇所数を制限する方がいゝ。若し長材を壓延する費用が継手にかかる費用より小なるときは、継手を設けずに長材を使用して組合せた方が経済的である。但し取扱の難易及運搬費等の點より其の長に制限を受けて、桁の長が 12 m 位以上となれば必ず一二箇所の継手を設けねばならぬ場合が多い。

継手を設くる場合には次の注意を要する。

- (1) 被覆を對稱に用ひて継手箇所に於ける重心が移動しない様にする。
- (2) 継手箇所に於ける有効斷面積を減少することのない様にする。
- (3) 継手箇所の全應力を傳達するに足る充分の釘數を用ふること。

添接板 (Splice plate) は継手を設くる部材に直接する様にする。若し之が直接しないときは継手の各側に於ける釘數は、中間の板を一枚増す毎に直接の場合に要する釘數以外に尙二列の釘を増加する。

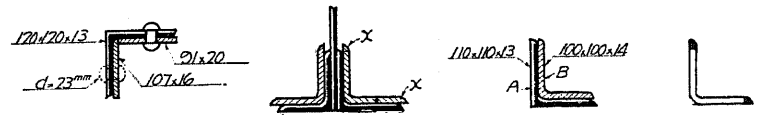
2. 蓋板の継手 添接板は蓋板と同じ幅及厚以上となし、継手の各側に於ける添接板の要する釘數は次式に依つて求むる。

$$n = \frac{fA}{R} \dots\dots\dots(24)$$

式中 n は釘數、f は蓋板に於ける許容應力、A は添接板の面積、R は釘の強さとす。

3. 突縁山形の継手 継手は成る可く最大應力の生ぜざる箇所に設け、上下及兩側の四つの山形鋼は出來得る限り異なつた斷面に継手を設くる。

山形鋼の添接には、第 79 圖の如き平鐵又は第 81 圖の如き山形鋼を用ふる。



第 79 圖 第 80 圖 第 81 圖 第 82 圖

抗張突縁 (Tension flange) に於ては、添接さるゝ山形鋼の純斷面積と添接鋼或は添接山形鋼の純斷面積とは互に等しくしなければならない。例へば第 79 圖に於て

$$\begin{aligned} \text{添接さるゝ山形鋼の純斷面積は} \quad A_n &= 29.7 - 2.3 \times 1.3 = 26.7 \text{ cm}^2 \\ \text{添接鋼の純斷面積は} \quad A_{n_1} &= (10.7 - 3.3) \times 1.6 = 13.4 \text{ cm}^2 \\ \text{〃} \quad A_{n_2} &= (9.1 - 2.3) \times 2.0 = 13.6 \text{ cm}^2 \\ A_{n_1} + A_{n_2} &= 27.0 \text{ cm}^2 > A_n = 26.7 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

添接に山形鋼を用ふるときは、第 80 圖の如く添接さるゝ山形鋼と同一斷面のものを用ふるか、第 81 圖の如く脚が短くて肉の厚い斷面のものを用ふる。此の場合には添接さるゝ山形鋼 110×110×13 の斷面積は 25.1 cm² となり、添接山形鋼 100×100×14 の斷面積は 26.2 cm² となる。

第 80 圖の如く双方に同一斷面の山形鋼使用の場合は外觀が悪いのみならず、塵埃が隙間に堆積し濕氣の逃口がなくなるので材料の腐朽を促進する虞があるから、其の突出せる x の部分を第 82 圖の如く直角に切り取ることがある。

又 A にピッタリと合ふ様に B の角は第 82 圖の如く圓く削り取る。

抗壓突縁 (Compression flange) に於ては、純斷面積の代りに總斷面積を用ひて計算すればよい。

継手の各側に使用すべき釘數は次の方法に依り算出する。

釘が剪力に對する抵抗は、山形鋼の純斷面積が張力或は壓力に對する抵抗に等しくなければならない。故に、

$$\text{單剪の場合} \quad n f_s \frac{\pi d^2}{4} = f A_n$$

$f = 1200 \text{ kg/cm}^2, f_s = 900 \text{ kg/cm}^2$ とせば $f_s = \frac{3}{4} f$ となる。従て

$$n = \frac{4}{3} \frac{A_n}{\pi d^2} \dots\dots\dots (25)$$

式中 A_n は突縁山形の純断面積、 d は鉄径とす。

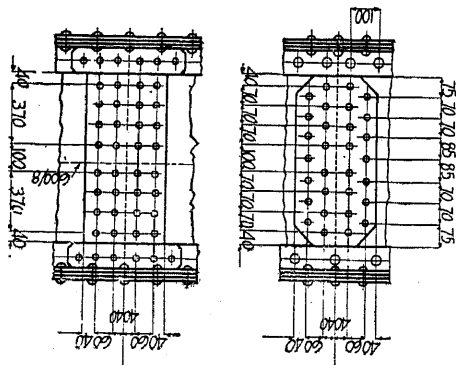
支圧力の場合 $n = \frac{f A_n}{f_b \times d \times t}$

$f_b = 1800 \text{ kg/cm}^2$ とせば $n = \frac{2}{3} \frac{A_n}{d t} \dots\dots\dots (26)$

式中 t は薄い方の山形鋼の厚とす。

4. 腹鉄の継手

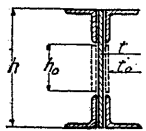
(1) 添接の方法と継手を設くる箇所。腹鉄の継手は彎曲率に對して桁の抗曲率に充分餘裕の存する断面に設け、成る可く支間の中央を避け各鉄の長さが一となる様に配置する。添接の方法は、腹鉄に起る總ての應力を直接且つ有効に傳達する様に選ぶのであるが、夫がためには適當の断面の添接鉄を桁の全高に亘り



第 83 圖

第 84 圖

使用し、一列以上の鉄を上より下まで同一間隔に用ふる (第 83 圖、第 84 圖)。添接鉄は腹鉄の兩側に當て、其の継手箇所の抗曲率は彎曲率に比し充分の餘裕を保つ様にする。補剛材を用ふる箇所に継手を設くるのも便法である。突縁山形が過度に應力を受くるのを避けるため、或は抗曲率に餘り餘裕の



第 85 圖 件より

ない場合には、第 84 圖の如く山形鋼の外側に平鐵を當つる。

(2) 添接鉄の厚。(a) 彎曲率に對する關係を考ふれば、腹鉄の慣性率は添接鉄の慣性率に等しくなければならぬと云ふ條

$$t_0 = \frac{t}{2} \left(\frac{h}{h_0} \right)^3 \dots\dots\dots (27)$$

式中 t 及 h は腹鉄の厚及高、 t_0 及 h_0 は添接鉄の厚及高を表はす。

桁が高いときは普通の山形鋼を用ふれば

$$\left(\frac{h}{h_0} \right)^3 < 2$$

となるから $t_0 = t$ と假定すれば安全である。

低い断面の場合は

$$\left(\frac{h}{h_0} \right)^3 > 2$$

となるから $t_0 > t$ となる。従つて添接鉄の厚は計算より見出さねばならない。

(例) $h = 55 \text{ cm}$ 、山形鋼の幅を 3 cm とすれば

$$\left(\frac{h}{h_0} \right)^3 = \left(\frac{55}{55 - 2 \times 3} \right)^3 = 2.8$$

故に $t_0 = \frac{t}{2} \times 2.8 = 1.4 t$

若し $t = 10 \text{ mm}$ と假定せば $t_0 = 1.4 \times 10 = 14 \text{ mm}$ となる。

(b) 剪力に對する關係より考ふれば、腹鉄と添接鉄との断面積を等しくすれば宜しいから

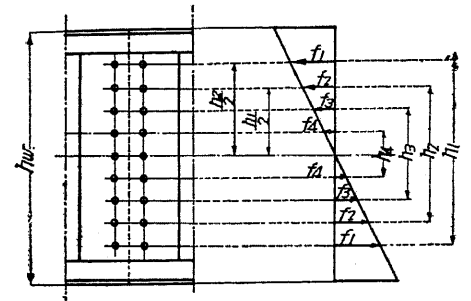
$$t_0 = \frac{t}{2} \frac{h}{h_0} \dots\dots\dots (28)$$

となる。

(3) 添接鉄に於ける鉄距。

$$\left. \begin{aligned} M_w &= \frac{d t f_1 h_1}{k} \\ f_1 &= k \frac{1}{d t} \frac{M_w}{h_1} \\ f_1 &\leq f_b \end{aligned} \right\} \dots\dots (29)$$

$$\left. \begin{aligned} M_w &= \frac{t h_w^2}{6} f \\ f &= \frac{M}{W} \frac{h_w}{h} \\ n &= \frac{f t h_w^2}{N h_1} - 2 \\ N &= d t f_b \end{aligned} \right\} \dots\dots (30)$$



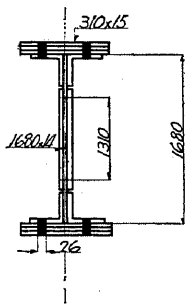
第 86 圖

第 33 表 k の値 式中

最 初 列 鉄 数	一 列 縦 鉄	二 列 縦 鉄	三 列 縦 鉄	四 列 縦 鉄	最 初 列 鉄 数			
	$k_1 = \frac{6(n-1)}{7(n+1)}$	$k_2 = \frac{6(n-1)}{7(n+1)}$	$k_3 = \frac{7-1}{2}$	$k_4 = \frac{7-1}{3}$	$k_5 = \frac{3(n-1)}{7(n+1)}$			
4	0.900	0.643	0.450	0.375	0.300	0.322	0.2125	4
5	0.800	0.533	0.400	0.320	0.2667	0.267	0.2000	5
6	0.714	0.455	0.357	0.278	0.2380	0.227	0.1785	6
7	0.643	0.396	0.322	0.245	0.2143	0.198	0.1608	7
8	0.583	0.350	0.292	0.219	0.1943	0.175	0.1458	8
9	0.533	0.314	0.267	0.198	0.1777	0.157	0.1332	9
10	0.491	0.284	0.246	0.180	0.1637	0.142	0.1228	10
11	0.455	0.260	0.228	0.165	0.1517	0.130	0.1138	11
12	0.423	0.239	0.212	0.153	0.1410	0.120	0.1058	12
13	0.396	0.222	0.198	0.142	0.1320	0.111	0.0990	13
14	0.371	0.206	0.186	0.133	0.1231	0.103	0.0928	14
15	0.350	0.193	0.175	0.124	0.1167	0.097	0.0875	15
16	0.331	0.181	0.166	0.117	0.1103	0.091	0.0820	16
17	0.314	0.171	0.157	0.111	0.1047	0.086	0.0785	17
18	0.298	0.162	0.149	0.105	0.0993	0.081	0.0745	18
19	0.284	0.153	0.142	0.100	0.0947	0.077	0.0710	19
20	0.271	0.146	0.136	0.095	0.0903	0.073	0.0678	20

M は桁の受くる全彎曲率
 M_w は腹鉄の受くる彎曲率
 d は鉄径
 t は腹鉄の厚
 f_1 は中立線より最遠距離
 にある鉄の受くる應力
 f は腹鉄の縁維應力
 f_b は鉄の許容支壓力
 h_1 は中立線より最遠距離
 にある鉄間の距離
 k は第 33 表より見出さ
 る、係數
 n は継手の片側に於ける
 鉄數とす。

[例] $M = 274.1 \text{ tm}$, $W = 36155 \text{ cm}^3$ (第 87 圖) とせば、(30)
 式に依り腹鉄の縁維應力は



第 87 圖

$$f = \frac{27410000}{36155} \times \frac{168}{177} = 721 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_w = \frac{t h_w^2}{6} f = \frac{1.4 \times 168^2 \times 721}{6} = 4760000 \text{ kg cm} = 47.6 \text{ tm}$$

$$N = 2.6 \times 1.4 \times 1500 = 5460 \text{ kg} \text{ (鉄径を } 26 \text{ mm とす)}$$

$$n = \frac{721 \times 1.4 \times 168^2}{5460 \times 131} - 2 = 38 \text{ 本}$$

一列に 13 本宛三列となさば、第 33 表に依り

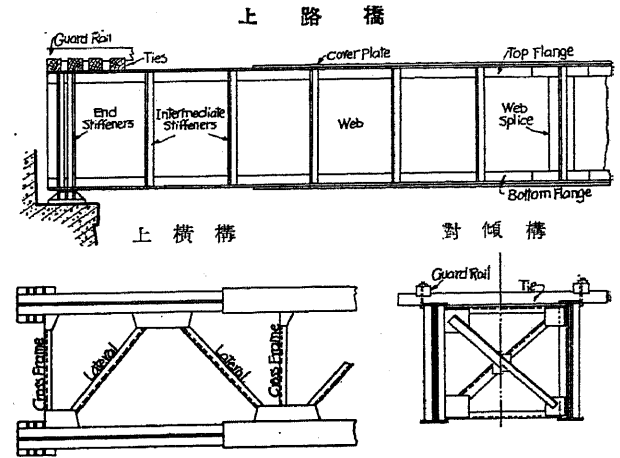
$$f_1 = \frac{0.396 \times \frac{1}{3} \times 47.6}{2.6 \times 1.4 \times 131} = 1315 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

外側の二列に 13 本宛、内の一列に 12 本を用ふれば第 33 表に依り

$$f_1 = \frac{0.142 \times 47.6}{2.6 \times 1.4 \times 131} = 1415 \text{ kg/cm}^2 < 1500 \text{ kg/cm}^2$$

第五節 横綾構 (Lateral bracing) 又は
 對風構 (Wind bracing)

1. 總論 支間 15~18 m の鋼桁橋に於ける上路橋の横綾構は、第 88 圖に示すが如く上横構 (Upper lateral system) と、



第 88 圖

桁の兩端及中間に設けたる對傾構 (Cross frame) とより成る。此の場合には桁の下部に働く荷横重は下横構 (Lower lateral system) を用ひし場合と違つて、稍間接

の方法で橋臺に傳達される。支間が長くなれば上下横構を併用するが、長支間を除いては普通用ひない。

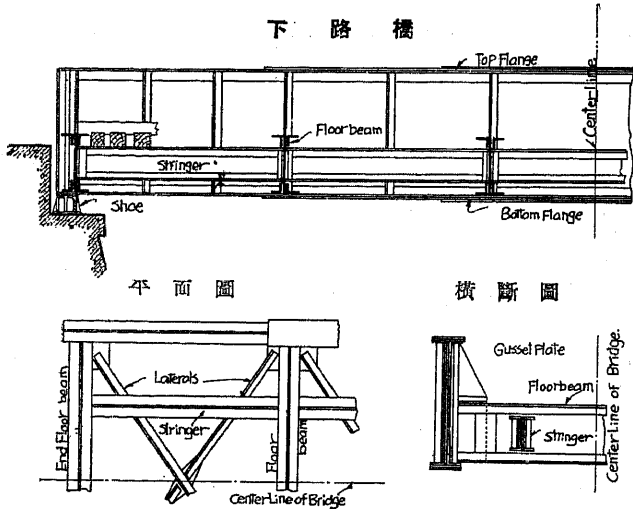
横構の格間は主桁の間隔と略等しくなして、斜材の傾斜を四十五度にすれば横剛度 (Lateral rigidity) を確保することが出来る。

上路橋に用ふる一般的の横構は第 88 圖に示すが如き單式ワーレンとする。此の場合には突縁に生ずる縦變形 (上突縁は壓縮され下突縁は伸張する) のため、單式の斜材では突縁を横に撓ませる傾向があつて、反對側の格點に彎曲應力を生ずる。

かゝる副應力を生ずるので單式ワーレンを避けて複式ワーレンとなし、同時に各継手箇所には横抗壓材を用ふる。下横構を設けざるときは下突縁を補剛するため 4~5 m 毎に對傾構を設くる。

桁の横綾構には、山形鋼及溝形鋼を用ひ突縁に鉄結する。

下路橋に於ては第 89 圖の如く、上突縁は横桁に緊結せる繋鉄 (Gusset plate)

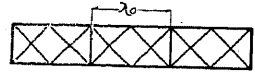


第 89 圖

に依りツツバリかわれてゐるが、横桁が撓めば上突縁も動くので理想的方法ではない。繋鉄の代りに隅控 (Knee brace) を用ふることもある。下横構には格間毎に一對の斜材を用ふる。

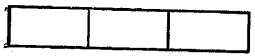
横綾構に於ける

抗壓材の長は其の断面の最小環動半徑の百二十倍以下となし、總て形鋼を用ひ若し山形鋼を使用するときは $90 \times 75 \times 9$ を最小断面とする。斜材の支點には必ず



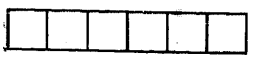
上横構

鉄を打ち、又山形鋼の兩端と突縁との連結には三本以上の鉄を用ふる。

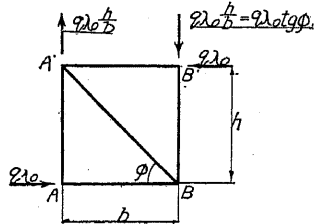


下横構

横構の斜材が縦桁と交叉する所では互に鉄結する。



第 90 圖



2. 對傾構の應力

(1) 中間對傾構 (Intermediate cross frame)。

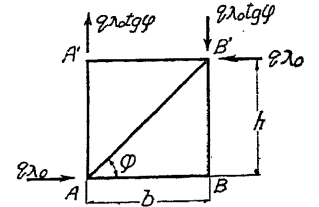
鋼桁の單位長に對する風荷重を q とすれ

ば、第 90 圖に於て各部材の應力は次の如し。

$$\left. \begin{aligned} AA' &= 0 \\ BB' &= -q\lambda_0 \operatorname{tg} \varphi \\ A'B' &= -q\lambda_0 \\ AB &= -q\lambda_0 \\ AB &= +q\lambda_0 \sec \varphi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (31)$$

第 91 圖に於ては

$$\left. \begin{aligned} AA' &= +q\lambda_0 \operatorname{tg} \varphi \\ BB' &= 0 \\ A'B' &= 0 \\ AB &= 0 \\ AB &= -q\lambda_0 \sec \varphi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (32)$$



第 91 圖

(2) 端對傾構 (End cross frame)。

上路橋のみに作るもので、桁の全長を l とし、桁の上下突縁の單位長に作用する風荷重の和を q とせば、端對傾構は上突縁に於ける全反力を橋臺に傳達する様に設計するから、第 90 圖の形を用ふれば

$$\left. \begin{aligned} AA' &= 0 \\ BB' &= -\frac{1}{2} q l \operatorname{tg} \varphi \\ A'B' &= -\frac{1}{2} q l \\ AB &= -\frac{1}{2} q l \\ AB &= +\frac{1}{2} q l \sec \varphi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (33)$$

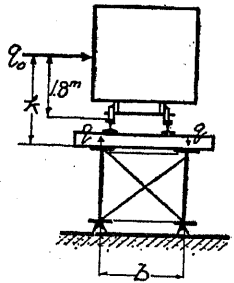
第 91 圖の形に於ては

$$\left. \begin{aligned} AA' &= +\frac{1}{2} q l \operatorname{tg} \varphi \\ BB' &= 0 \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} A'B' &= 0 \\ AB &= 0 \\ AB' &= -\frac{1}{2} q l \sec \varphi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(34)$$

第六節 風荷重の突縁應力に及ぼす影響

1. 突縁が横溝の弦として作用する場合 突縁は横溝の弦として應力を生ずるから、此の應力を死荷重より生ずる應力に加算する。



2. 移課荷重(Transferred load) 鐵道橋に於ては次式に示す q が鋼桁に作用するものとして、他の荷重より生ずる應力に加算する。

$$\left. \begin{aligned} q &= q_0 \frac{k}{b} \\ q_0 &= 600 \text{ kg/m} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(35)$$

3. 結論 鋼桁の突縁は

- 第 92 圖 (a) $D.L + L.L + Imp.$
及 (b) $D.L + L.L + Imp. + 1 + 2$

の如き二つの場合に對して計算する。但し (b) の場合には其の許容應力を (a) の場合より 25% だけ増加することが出来る。

第七節 反り (Camber)

鋼桁に反りを附する場合は腹鋼の縦手箇所、反りに必要とする分量だけ腹鋼の上部に隙間を設ける。若し一枚の腹鋼を用ひて縦手が無いときは反りを附することが出来ない。鋼桁に反りを附することは餘り必要でもなく又高價な費用を要するから、Reichsmann は支間 23 m 以下には之を附さないことに仕様せり。

反りを附する場合は、活荷重 + 死荷重 + 撃衝 を負載せるとき桁が丁度直

線となる様にする。桁の高と支間の比が十分一なるときは、反りは支間の千二分一と取る。其の比が十分一以外なるときは、反り η は

$$\eta = \frac{l}{12.0h}$$

と取る。 l は支間 (m)、 h は桁の高 (m) とす。

縦手箇所に於ける彎曲角 ϕ は

$$\phi = \frac{l}{1500h(n+1)} \dots\dots\dots(36)$$

に依つて表はさる。式中 ϕ はラチアン(Radian)で量り、 n は縦手の數を表はす。

今 $\frac{l}{h} = 10$ とせば

$$\phi = \frac{1}{150(n+1)} \dots\dots\dots(37)$$

となる。端補剛材を突縁に直角に取付くれば、其の鉛直となす角度 ϕ' (ラチアン) は

$$\phi' = \frac{nl}{3000h(n+1)} \dots\dots\dots(38)$$

となり、 $\frac{l}{h} = 10$ とせば

$$\phi' = \frac{n}{300(n+1)} \dots\dots\dots(39)$$

となる。

製作を容易にするため桁は縦手の所で折れる様な形にするから、各縦手箇所では、上突縁山形鋼は下突縁山形鋼より一鉄距だけ長く造る。

又垂直添接鋼に於て縦手を挟む鉄線は、互に彎曲角 ϕ に等しい角度をなすものとす。

鐵道省の規定では、鋼桁には反りを附せない。A.R.E.A. の示方書では

鐵道橋：一支間 15 m 以上のときは、長 3 m に付 1.6 mm の割合を以て反りを附する。

道路橋：一長徑間又は特別の場合を除いては反りを附せない。

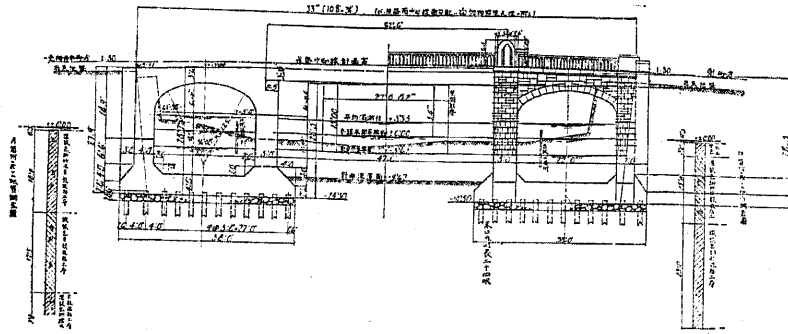
鐵道橋

第 93 圖

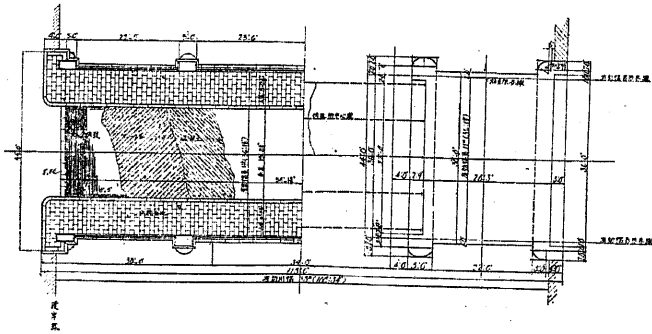
(卷末に添附せり)

街路橋

縱斷面 側面

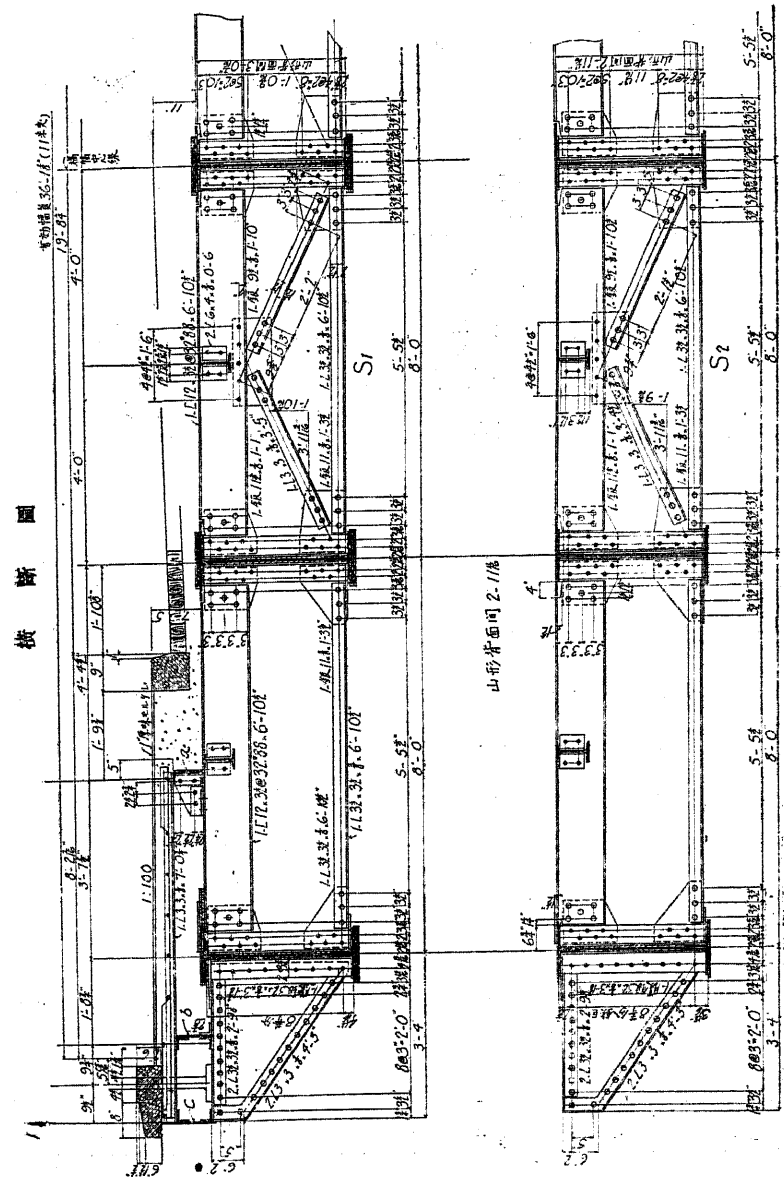


平面圖



第 94 圖

(其一)



第 94 圖 (其二)