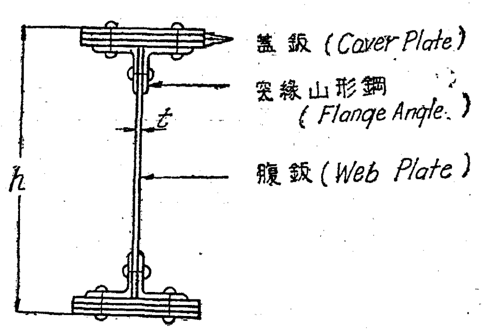
第六章　鈑　桁　橋

第一節　總　論

鈑桁橋（Plate girder bridge）は第98圖に示すが如く、鈑と山形鋼とを互に鋲結せし一つの集成斷面である。腹鈑（Web plate）は鈑桁の全長に亘り、突緣（Flange）は鈑桁の全長に亘る一對の山形鋼と、全長又は其の一部の長を有する蓋鈑（Cover plate）とより成る。腹鈑の上部に在るものを上突緣（Upper flange）、下部に在るものを下突緣（Lower flange）と謂ふ。



第 98 圖

鈑桁はトラスに對し次の優越性を有する。

（1）堅密なるが爲め衝擊に能く抵抗し、又振動を抑止することが出來る。

（2）設計或は製作の不完全の爲，過度の應力を生ずる點が少い。

（3）締りのない鋲が數多あつても、開腹桁（Open-webbed girder）に於けるが如き損害を與へない。

（4）鋼の單位重量の製作費が低廉である。

（5）製作に用ふる鋼の斷面が簡單であるから、材料を得ることが容易で且つ其の加工も簡單である。

（6）特別の場所でない限り、架設費も低廉である。

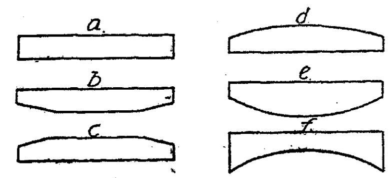
（7）トラスよりも事故に依つて受くる損傷が少い。

（8）ペンキ塗抹及錆の檢査が容易である。

（9）交通の爲弛む部分が少いから、維持費も少額で濟む。

上述の利益があるので、普通 25m、特別の場合には 30m の徑間までも用ひらるゝが、運搬上の困難を伴ふ故之以上の徑間を選ぶのは得策でない。勿論運搬の便利な箇所では 40m までの例あるも、長いものとなれば部分的に運んで現場で組立てねばならぬが、繼手を造る際完全な現場鋲打が困難であるから、成る可く之を避けた方が良い。

鈑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99圖 b 乃至 e）。幅の廣い橋梁に於ける横桁に於ても、其の重量を輕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。



第 99 圖

鈑桁の高を定むるには、單桁に對する撓度（Deflection）の式を用ふる。即ち

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

式中 J は鈑桁斷面の惰性率、

$q = g+p =$ 自重＋活荷重（單位長に對する）を示す。今

$W = \frac{J}{\frac{h}{2}} = \frac{M}{\sigma} = \frac{ql^2}{8\sigma}$ を上式に挿入せば

$$\eta = \frac{5}{24}\frac{\sigma}{E}\frac{l^2}{h} \quad \cdots\cdots\cdots (2)$$

$\sigma = 1.2\,t/cm^2$, $E = 2100\,t/cm^2$ に對しては

$$\eta = 1.2\frac{l^2}{h} \quad \cdots\cdots\cdots (3)$$

徑間の中央に單位荷重がある場合は

$$\eta = \frac{1}{6}\frac{\sigma}{E}\frac{l^2}{h} \quad \cdots\cdots\cdots (4)$$

$\sigma = 1.2\,t/cm^2$, $E = 2100\,t/cm^2$ に對しては

$$\eta = 0.95\frac{l^2}{h} \quad \cdots\cdots\cdots (5)$$

となる。（3）及（5）式中 η は cm, l は m, h は cm にて表はす。

α）桁高 h が一定にして同一强度を有する桁の撓度。

$\sigma = \frac{M}{W}$ が一定なる故 $W = \frac{2J}{h}$ より

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

を得。桁の彈性曲線微分方程式は次の如し。

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{2\sigma}{Eh}$$

右邊は常數であるから、之を積分すれば

$$y = \frac{\sigma}{Eh}x(l-x) \quad \cdots\cdots\cdots (6)$$

となる。彈性曲線は

$$\eta = \frac{\sigma l^2}{4Eh} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (7)$$

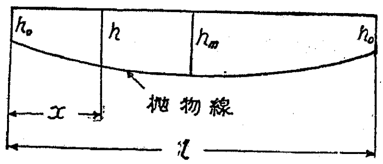
の矢を有する拋物線である。

$\sigma = 1.2\,t/cm^2$,　$E = 2\,100\,t/cm^2$　に對しては

$$\eta = 1.43\frac{l^2}{h} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (8)$$

を得。式中 η は cm, l は m, h は cm で表はす。

β) 桁高 h が變化して同一强度を有する桁の撓度。



第　100　圖

桁高は兩端に於て h_o 中央に於て h_m に變化し、拋物線形をなすものとする（第 100 圖)。

故に

$$h = h_o + \frac{4(h_m - h_o)}{l^2}x(l-x) = h_o + \frac{4h_m}{c^2l^2}x(l-x)$$

式中　$c = \sqrt{\dfrac{h_m}{h_m - h_o}}$　とする。

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{2\sigma}{E}\,\frac{1}{h_o + \dfrac{4h_m}{c^2l^2}x(l-x)}$$

より

$$y = \frac{\sigma}{E}\,\frac{l^2}{4h_m}c^2\left[\log\left\{1+\frac{4\dfrac{x}{l}\left(1-\dfrac{x}{l}\right)}{c^2-1}\right\}\right.$$

$$\left.+\frac{1}{c}\left(1-2\frac{x}{l}\right)\log\frac{(c+1)-2\dfrac{x}{l}}{(c-1)+2\dfrac{x}{l}}-\frac{1}{c}\log\frac{c+1}{c-1}\right] \cdots\cdots\cdots\cdots (9)$$

を得、$x = \dfrac{l}{2}$　とせば桁の中央に於ける撓度は次の如くなる。

$$\eta = \frac{\sigma}{E}\,\frac{l^2}{4h_m}c^2\left[\log\frac{c^2}{c^2-1} - \frac{1}{c}\log\frac{c+1}{c-1}\right] = K\frac{\sigma}{E}\,\frac{l^2}{4h_m} \quad \cdots\cdots (10)$$

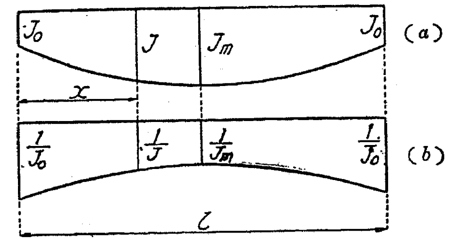
K の値は第 37 表の如し。

第　37　表

$\frac{h_m}{h_o}$ =	1	1.2	1.5	2	3	4	6	8	10	15	20	∞
K =	1	1.029	1.062	1.107	1.160	1.193	1.233	1.258	1.275	1.301	1.319	1.386

γ) 力率の變化に適應しない不定の惰性率を有する桁。

高さは變化するが突緣斷面の一定な桁に於て、結果を簡單にする爲及少くも桁高の變化を近似的に考慮するためには、對稱桁に於ける惰性率の逆數は二次の拋物線に從ひ變化すと假定する（第 101 圖)。



第　101　圖

J_m は桁の中央、J_o は其の兩端に於ける惰性率とせば、桁の端より x の距離にある斷面の惰性率（J）の逆數は

$$\left.\begin{aligned} \frac{1}{J} &= \frac{1}{J_m}\left[1+\alpha\left(1-2\frac{x}{l}\right)^2\right] \\ \alpha &= \frac{J_m - J_o}{J_o} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (11)$$

となる、α は J_m が J_o より大きいか又は小さいかに依り正又は負となる。

等布荷重 q を負載せる場合の微分方程式は次の如し。

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{1}{2}\,q\,\frac{x(l-x)}{EJ_m}\left[1+\alpha\left(1-2\frac{x}{l}\right)^2\right]$$

徑間の中央に於ける撓度は

$$\eta = \frac{5}{384}\,\frac{ql^4}{EJ_m}\left(1+\frac{3}{25}\alpha\right)$$

であるから、　${}_{max}M = \dfrac{1}{8}ql^2$　と置けば

$$\eta = \frac{5}{48}\,\frac{{}_{max}M\,l^2}{EJ_m}\left(1+\frac{3}{25}\alpha\right) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (12)$$

となり、此の式は α が 5 より大ならざる場合に限り用ひらるゝ。

〔例 1〕 徑間 20 m の鈑桁が不變の高 1.50 m を有し、其の斷面は力率の變化に應ずるため蓋鈑に依り加減してあり、突緣の許容應力を 1.0 t/cm^2 とし、各荷重は突緣の總ての部分に最大應力を生ずるものとせば、桁の中央に於ける撓度は（7）式に依り

$$\eta = \frac{\sigma l^2}{4Eh} = \frac{1\times 2\,000^2}{4\times 2\,100\times 150} = 3.17\ cm$$

となる。實際には桁の斷面が力率の變化に完全に適應しないから、其の撓度も計算の結果より幾分小さい。

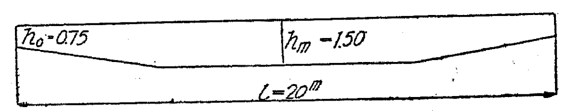
〔例 2〕 前例と同樣の桁の下突緣が梯形をなし（第 102 圖)。桁端の高は 0.75 m. 桁の中央の高は 1.50 m とせば、(10) 式に依り其の撓度を算出することが出來る。

今　$\dfrac{h_m}{h_o} = 2$　なる故、第 37 表より

$K = 1.107$　を得。從て

$$\eta = 1.107\,\frac{\sigma l^2}{4Eh_m}$$

$$= 1.107\times\frac{1\times 2\,000^2}{4\times 2\,100\times 150} = 3.51\ cm$$



第　102　圖

〔例 3〕 徑間 10 m の支持桁が第 101 圖 (b) の如き輪廓の $\frac{1}{J}$ を有し、桁の中央に於ける惰性率は 120 000 cm^4、其の兩端に於ける惰性率は此の三倍とすれば、(11) 式に依り

$$\alpha = \frac{J_m - 3J_m}{3J_m} = -\frac{2}{3}$$

であるから、桁の中央の撓度は (12) 式に依り次の如くなる。

$$\eta = \frac{5}{48}\frac{{}_{max}M l^2}{EJ_m}\left(1+\frac{3}{25}\alpha\right) = \frac{5}{48}\frac{1\,000^2}{2\,100\times 120\,000}\left(1-\frac{3}{25}\times\frac{2}{3}\right)\times {}_{max}M$$

$$= 0.000\,381\times {}_{max}M$$

但し M は tcm で表はす。

η の値は鐵道橋に於ては $\frac{l}{1\,000}$、なる可く $\frac{l}{1\,200}$、道路橋に於ては $\frac{l}{800}$ を超過しない方がよい。

普通は $h = \frac{1}{9}l \sim \frac{1}{11}l$ とし、連續桁の場合は $\frac{1}{10}l \sim \frac{1}{15}l$ となす。上路橋の場合で、橋幅が廣く數多の主桁を用ふるときは、$\frac{1}{20}l$ に縮めることもある。

或る事情のため鈑桁の高を小さくする場合には、斷面積を充分となして撓度を一定の限度以内に止むることが必要である。獨逸では活荷重（擊衝を見込まず）のみに因る撓度を、鐵道橋の場合には $\frac{l}{900}$、道路橋の場合には $\frac{l}{600}$ となせり。

M. Foerster は活荷重のみを考へた場合の h に對し次の式を與へた。

鐵道橋に於ては $\frac{\eta}{l} = \frac{1}{900}$,　$\sigma = 1\,200\ kg/cm^2$　とせば

$$h \geqq \frac{17\,l}{330+l} \quad \cdots\cdots\cdots (13)$$

徑間が 20 m の時は $h \geqq 0.97\ m$ となる。

道路橋に於ては $\frac{\eta}{l} = \frac{1}{600}$,　$\sigma = 1\,200\ kg/cm^2$　とせば

$$h \geqq \frac{11.4\,l}{330+l} \quad \cdots\cdots\cdots (14)$$

〔例 4〕 $l = 19.6\ m$ の鐵道橋の鈑桁に於て、死荷重より生ずる彎曲率 91.2 tm、活荷重より生ずる彎曲率（擊衝を含む）504.8 tm とせば、所要の斷面率は $W = \frac{9\,120+50\,480}{1.20} = 49\,670\ cm^3$

$h = \frac{l}{10} = 1.96\ m$,　鈑の厚を 1.4 cm とせば

$$F_n = \frac{49\,670}{196}\times 1.1 - \frac{1.4\times 196}{8} = 278.8-34.4 = 244.4\ cm^2$$

2—山形　180×180×18　$F'_n = 2\times 61.9 - 4\times 2.65\times 1.8 = 104.7\ cm^2$

3—鈑　400×14　$F''_n = 3(40.0-2\times 2.65)\times 1.4 = 145.7$ 〃

$F'_n = 250.4\ cm^2$

（徑 25 mm の鋲の鋲孔の徑は 26.5 mm とす）

Häseler は經濟的高として次の式を用ひた。

$$h = \sqrt{\frac{178}{(15+74t)}\frac{M}{\sigma}} = \left\{\begin{array}{ll} 1.55\sqrt{W} & t = 8\,mm \text{ の場合} \\ 1.42\sqrt{W} & t = 10\,mm\ 〃 \\ 1.31\sqrt{W} & t = 12\,mm\ 〃 \\ 1.23\sqrt{W} & t = 14\,mm\ 〃 \end{array}\right\} \cdots\cdots (15)$$

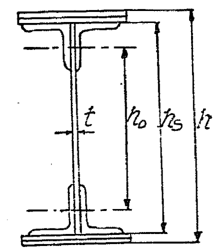
式中 W は斷面率（cm^3）、t は鈑の厚（cm）を示すものとす。

A. R. E. A.（1929 年）の示方書では道路橋に對しては $\frac{h}{l} \geqq \frac{1}{15}$、鐵道橋に對しては $\frac{h}{l} \geqq \frac{1}{12}$ とし、若し之より小なる高さを選ぶときは、撓度が此の比を有するときより大きくならない樣に斷面を增加する。

第二節　突　緣

1. 突緣斷面　今第 103 圖に於て F = 突緣總斷面、F_n = 突緣有效斷面、h_o = 上下各突緣の重心間距離、h_s = 腹鈑の高、t = 腹鈑の厚、h = 鈑桁の全高、J_f = 突緣の其の重心軸に對する惰性率、M = 彎曲率　とせば、總斷面の惰性率は

$$J = 2F\left(\frac{h_o}{2}\right)^2 + \frac{t h_s^3}{12} + 2J_f \doteqdot \left(F + \frac{t h_o}{6}\right)\frac{h_o^2}{2} + 2J_f \cdots (16)$$



第 103 圖

腹鈑及突緣は共に鋲孔に依り其の斷面を減少せらるゝが、腹鈑に於ては其の斷面の 80～85％ が有效に働くものとする。從て有效斷面の斷面率は

$$\frac{J}{y} = \frac{M}{\sigma} = W_n = \left(F_n + 0.8\frac{t h_o}{6}\right)\frac{h_o^2}{h} + \frac{4J_f}{h} \quad \cdots\cdots\cdots (17)$$

$h_o \doteqdot h_s$　及　$h = 1.05\,h_s \sim 1.10\,h_s$　とせば

$$F_n = 1.1\times\frac{W_n}{h_s} - \frac{t\,h_s}{8} - \frac{4J_f}{h_s^2} \quad \cdots\cdots\cdots (18)$$

$\frac{4J_f}{h_s^2}$ を捨つれば

$$F_n = 1.1\times\frac{W_n}{h_s} - \frac{t\,h_s}{8} \quad \cdots\cdots\cdots (19)$$

鈑桁の設計に於ては、張力を受くる方も壓力を受くる方も突緣の總斷面は互に等しくするが、抗張突緣（Tension flange）の斷面を定むるには、必ず其の純斷面を計算に用ひねばならない。抗壓突緣（Compression flange）の斷面は以上の如く張力側に等しい故、其の應壓力は應張力より小となる。然し上突緣は抗壓材又は長柱として働くから、之に對して多少の餘裕を見込んだこ

とゝなる。長柱として見るときは鉛直の方向に對しては鈑に依つて支へらるゝも、横の方向に對しても亦上路橋の場合は綾構、下路橋の場合は隅束（Knee brace）或は隅鈑（Gusset plate）を使用せねばならない。

突縁の最も簡單な形は第104圖（a）の如き二つの山形鋼より成る。此の型は過度に大きい斷面を用ひないで濟む時、例へば 150×150×18 を最大斷面とする時に選ばるゝが、もつと小さい斷面に對しても、山形鋼と蓋鈑とを併用する方が鋼材の節約となる。然し數多の鋲を用ふる時は以上の節約と相殺するのみならず、上突縁上に枕木がある場合は山形鋼の水平脚の鋲頭は面白くない。150×150 より小なる山形鋼を使用する時は往々鋲距（Rivet pitch）が 75 mm より小となり、從て二列の鋲線（Gage line）を必要とするから、必ず鈑桁の兩端に於ける鋲距を計算して見なければならない。以上の場合には 120×80 或は 150×100 の二つの山形鋼の短脚を水平にして用ふる。一列の鋲線で充分なる時は不等邊山形鋼の長脚を水平にして用ふれば、綾構を取付くる點の間隔を大にすることを得、若し其の點が定まれるときは、抗壓突縁の許容强度を增加することが出來る。

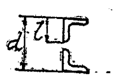
150×150×19 が突縁の所要斷面に不足するときは、第104圖（b）の如く二山形鋼に蓋鈑を併用する。150×150 の二山形鋼に 360 mm の蓋鈑は輕い斷面に、200×200 に 460～510 mm の

（a）　（b）　（c）　（d）　（e）

第 104 圖

蓋鈑は重い斷面に使用せらる。

200×200×25 の山形鋼を以てしても斷面不足なるときは、第104圖（c）の如く山形鋼の內側に 2 枚の側鈑（Side-plate）を添加する、普通側鈑の幅は 300 mm とするも、重い突縁の場合はもつと廣くする。

蓋鈑は必要に應じ 600 mm となす、尙之でも不足の場合は第104圖（d）の如き斷面を用ふることあるも極めて稀である。上路橋にありては蓋鈑の上に直接枕木が來るので、鋲頭は好ましくない、從て上突縁には蓋鈑を使用すべからずと示方せる鐵道もある。此の要求に應ずるためには輕い突縁の場合には 2 山形鋼のみでよいが、尙一層大なる斷面が必要ならば、下突縁には 2 山形鋼と蓋鈑を用ひ、上突縁には第104圖（e）に示すが如く 4 山形鋼に側鈑を併用或は併用せざることあり。その時には  $d = 2l + 13\,mm$ とする。

150×150 の山形鋼の厚は 19 mm を限度となす、之以上の厚のものは壓延に困難である。200×200×15 の山形鋼は、蓋鈑を全長に併用するときの外抗壓突縁には用ひない。成る可く其の厚を 17 mm 以上となすべし。蓋鈑と山形鋼との斷面積は互に等しくする方がよい。

脚の長 65～70 mm より小なる山形鋼は用ひてはならない。又突縁に繼手を設くる際は 90×90×9 以上の山形鋼を用ふると鋲打ちが樂である。山形鋼の厚は 9～16 mm を普通とし、蓋鈑の厚と等しくするか若くは夫以下とする。

山形鋼の斷面は所要突縁斷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　$b = 60 + 25\,h\ mm$　（h は桁の高を m で表はす）

脚の厚　$t_1 = t \sim 1.2\,t\ mm$　（t は腹鈑の厚を mm で表はす）

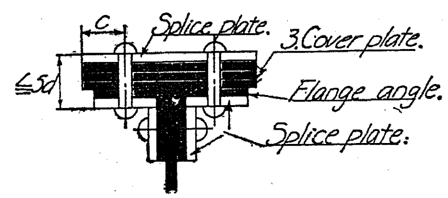
突縁幅の廣きを欲するときは不等邊山形鋼を使用して長脚を水平にする。

鋲打ちを容易ならしむるため 90×90×9 以下の山形鋼は用ひない。

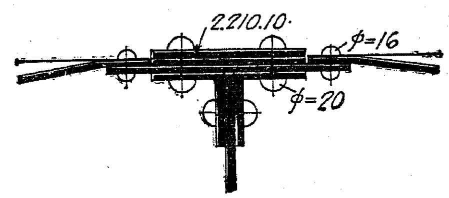
脚幅 100 mm までは一鋲線、夫以上は二鋲線とする。

抗壓突縁に於ける山形鋼の突出する脚の幅は、其の厚の 12 倍以上としてはいけない。

2. 蓋鈑　蓋鈑は普通 10～14 mm（最大 20 mm）の厚を有し、其の時は d = 19, 22 及 25



第 105 圖



第 106 圖

mm の鋲が使用さるゝ。蓋鈑の數は計算に依り定まるも、多くは 1 枚乃至 3 枚で稀に 4 枚を用ふる。

蓋鈑と山形鋼との合せ目が開いて居れば夫より水が入る虞があるから、蓋鈑は山形鋼より其の兩端に各 5 mm、出來れば 10 mm だけ突出せしめる。

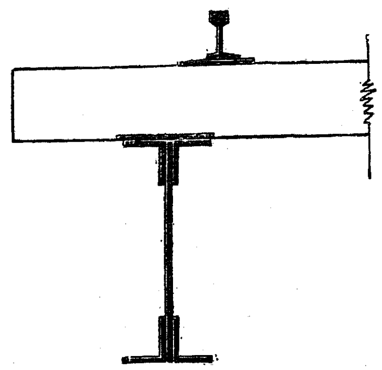
蓋鈑の厚は同一となし、突縁に繼手を設くる場合は蓋鈑と山形鋼との厚をも同一とする。

バツクル・プレート等を接合する際は最下部の蓋鈑を全徑間に亘り、上部のものより各側に各 50～80 mm だけ廣くする。此の工法に依れば主桁は工場に於て完全に鋲結し得る利益がある（第106圖）。

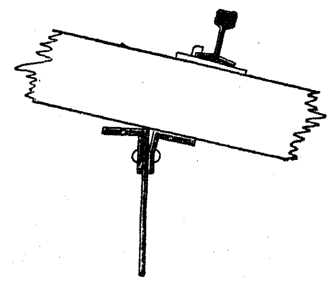
蓋鈑は桁の全長に亘り使用する必要はない。其の數及長は支承に於て零となる彎曲率に一致せしむるから、蓋鈑の數は支承に近づくに從ひ減少し支承の處では零となる。然し實際上は山形鋼

に接した1枚の蓋鈑だけは桁の全長に亘るを要す。之は腹鈑と上突緣の山形鋼間に、濕氣の侵入を防ぐに効果があるのみならず、鐵道橋に於ける主桁上に直接枕木が載れるときは（第107圖）、內側の山形鋼の屈曲を（第108圖）防止する上にも缺くべからざる工法である。

蓋鈑を山形鋼の外側で鋲結する必要がないときは（第109圖）、最外側の鋲の中心と蓋鈑の緣



第　107　圖



第　108　圖

との距離を、最大 $3.5d$（1枚の蓋鈑の時は $4.5d$）又は蓋鈑厚の 6～7 倍以下となし、蓋鈑が開いて水が侵入することの無い樣にする。特に丈夫な突緣を要するときは、不等邊山形鋼を用ひて其の短脚を腹鈑に鋲結するか、或は幅の廣い蓋鈑を用ひて山形鋼の外側に於ても一列の鋲綴が出來る樣にする（第110圖）。

山形鋼の水平脚と蓋鈑との厚の和は、之に用ふる鋲の直徑の6倍を超過してはならない。之れ以上となれば添接鈑を用ふる際に鋲が打てないこととなる。

デユツセルドルフ（Düsseldorf）鐵工協會の規定は次の如し。

$c > 5\,mm$

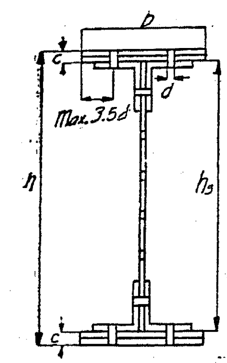
$e < 3.5d$ 蓋鈑數枚のとき

$e < 4.5d$ 蓋鈑一枚のとき

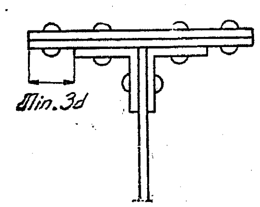
山形鋼と蓋鈑との厚の和 $\leqq 3d$

徑間が著しく大なるときには二重の劃壁を用ふる。第112圖はライン河のケルンに架した吊橋の補剛桁（Stiffening girder）に使用せしもので、山形鋼の垂直脚と腹鈑の間には側鈑を挿入して蓋鈑の厚をして一定の限度を超過せざらしめ、桁の下部は開いて內側に接近するを得せしめてある　人が出入出來るためには 420 mm の空隙を要する。

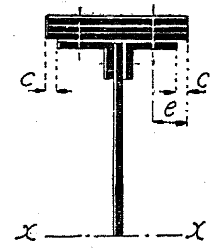
3. **蓋鈑の長**　突緣の最大斷面積は最大彎曲率に依つて定まるから、鈑桁の兩端に近づくに從ひ突緣の斷面積は減少する。



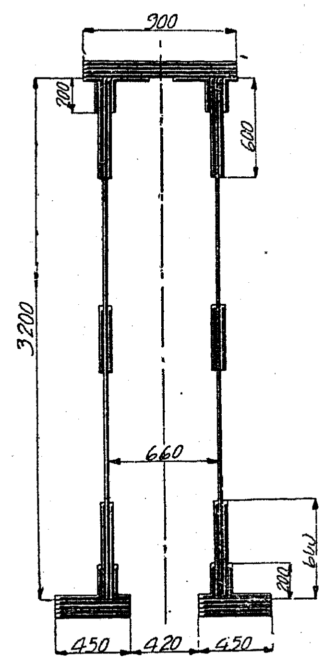
第　109　圖



第　110　圖

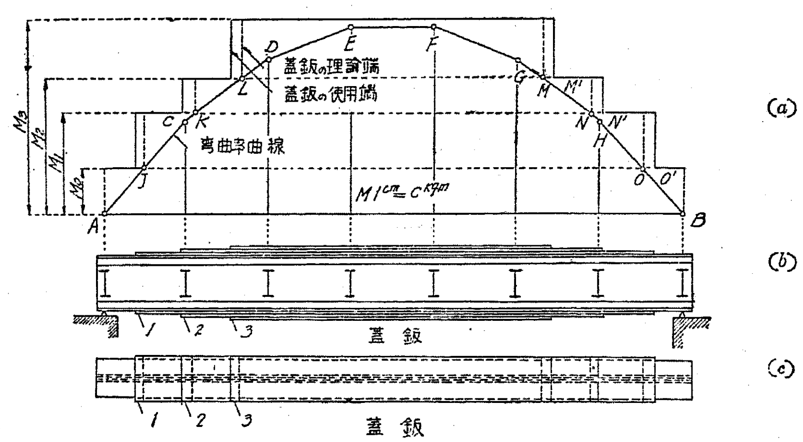


第　111　圖



第　112　圖

蓋鈑の長さを定むるには、或る間隔毎に（普通横桁を取付くる箇所）鈑桁の最大彎曲率を計算し、其の値を縱距として水平線 AB の上方に或る縮尺で記入し、之を連結せば第113圖（a）の如き彎曲率曲線を得。



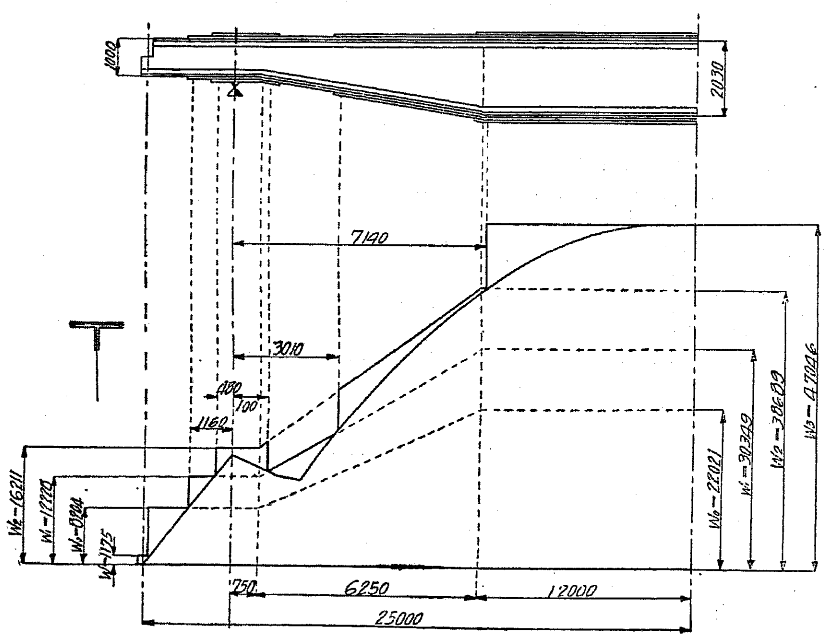
第　113　圖

次に此の鈑桁に於て蓋鈑の三枚、二枚、一枚ある場合及なき場合の抗曲率（Resisting moment）を夫々 M_3, M_2, M_1 及 M_0 とし、是等の値を彎曲率曲線と同一縮尺にて、A 點に於ける鉛直線

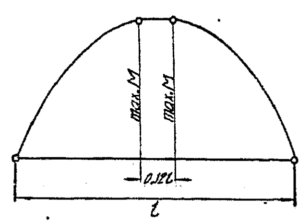
上に記入し、其の點より AB 線に平行に直線を引かば、之が彎曲率曲線と交る點は、蓋鈑の採る可き彎曲率の限界となるから、從て蓋鈑の理論的長も決定さるゝ。

例へば第113圖 (a) に於て、AB 線より M_0 の距離の所で AB に平行線を引かば、彎曲率曲線を J 及 O にて切る。是等の點の外側の彎曲率は內側より小さいから、抗曲率 M_0 を有する斷面積で充分である。故に第一蓋鈑は J より O までの長を有すれば足る。同樣に第二蓋鈑は K より N、第三蓋鈑は L より M までの長となる。A より J 及 O より B までには蓋鈑の必要なきことゝなる。

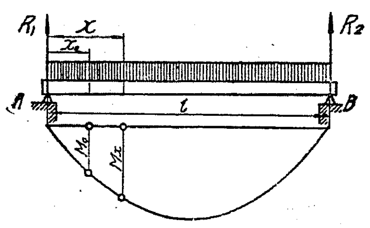
彎曲率曲線に依ると略同樣に、斷面率曲線に依つても求むることを得。斷面率は $W=\dfrac{M}{\sigma}$ なる故、彎曲率曲線は其の縮尺を變更せば斷面率曲線となり、此の曲線の基線上に之と同一縮尺を以て各斷面の斷面率 W_0, W_1, W_2, W_3 等を縱距に採り、曲線との交點を求むれば蓋鈑の理論的長さを得る。之を第114圖の如き桁の高さが變化する場合に就きて說明せん。此の例に於ては腹



第 114 圖



第 115 圖



第 116 圖

鈑は中央に於て 2030 mm、支點に於て 1000 mm の高を有し、蓋鈑は 300×15、山形鋼は 150×150×14 である。同圖に於て $\dfrac{M}{\sigma}$ の曲線を描き、中央に於ては其の斷面に於ける各斷面率 W_0, W_1, W_2, W_3 (蓋鈑なき場合 W_0、一枚の場合 W_1 等) を縱距に採り、支點に於ては其の斷面に於けるもの W_0, W_1, W_2 (此の點では蓋鈑二枚) を採り、夫等の各縱距の上端より水平線を引き、腹鈑高の變り目より下せる鉛直線と交らしめ、一方是等の交點を互に連續せば斷面率に對する限界點を得、從て蓋鈑の長を決定する事が出來る。等布荷重の場合に必要とする蓋鈑の長は次の如く簡單に求むる事を得。

任意の點に於ける彎曲率は　$M_x=\dfrac{qx}{2}(l-x)$

蓋鈑の不要なる部分に於ける彎曲率を M_o とし、此の點より左側支點 A までの距離を x_o とせば、x_o 點は又蓋鈑を必要とする始點ともなる (第116圖)。

$$M_o=\frac{qx_o}{2}(l-x_o)\quad 或は\quad x_o^2-lx_o=-\frac{2M_o}{q}$$

此の二次方程式を解いて

$$x_o=\frac{l}{2}\left(1\pm\sqrt{1-\frac{8M_o}{ql^2}}\right)$$

之に ${}_{max}M=\dfrac{ql^2}{8}$ を代入すれば

$$x_o=\frac{l}{2}\left(1\pm\sqrt{1-\frac{M_o}{{}_{max}M}}\right)\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(20)$$

同樣に第2番目の蓋鈑を必要とする點の A よりの距離は

$$x_1=\frac{l}{2}\left(1\pm\sqrt{1-\frac{M_1}{{}_{max}M}}\right)\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(21)$$

となり、同樣に x_2, x_3 を求むることが出來る。A 點よりの距離が $\dfrac{l}{2}$ 以內にある點に對しては (－)、中央を超えた點に對しては (＋) 符號を採る。蓋鈑の長を簡單に求むるため第38表を掲げる、之は第115圖に示す彎曲率曲線を標準となせり。

〔例〕 $M_1=11\,885\,000\ kg\,cm$, ${}_{max}M=19\,261\,000\ kg\,cm$ とせば、$\dfrac{M_1}{{}_{max}M}=0.616$、下表に於て $\dfrac{M_x}{{}_{max}M}=0.595$ と採れば、之に相當する $\dfrac{x}{l}=0.16$ となる。0.616 は 0.595 と 0.651 との中間にある故、挿入法に依り

$$\frac{x_1}{l}=0.16+\frac{(0.18-0.16)\times(0.616-0.595)}{0.651-0.595}=0.1675$$

$l=17.0\ m$ とせば $x_1=0.1675\times17.0=2.85\ m$

第2番目の蓋鈑の理論上の長は $l_2=17.0-2\times2.85=11.30\ m$

4. 蓋鈑と突緣山形鋼との緊結及蓋鈑の使用長　理論上必要とする抗曲率が總ての斷面に存在する爲には、蓋鈑と突緣とを理論的長以上に鋲を以て連結せねばならない。今有效斷面 F_n を有

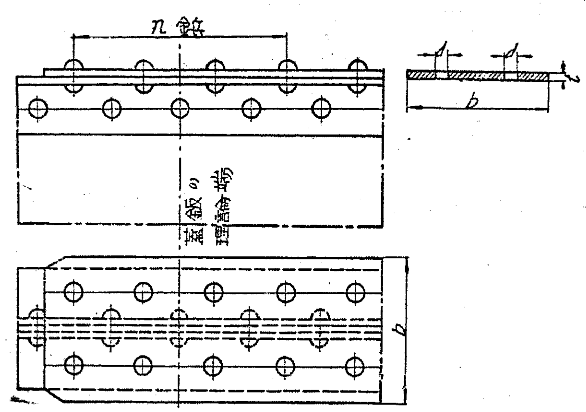
第　38　表

$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{{}_{max}M}$	$\Delta\frac{M_x}{{}_{max}M} \Big/ \Delta\frac{x}{l}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{{}_{max}M}$	$\Delta\frac{M_x}{{}_{max}M} \Big/ \Delta\frac{x}{l}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{{}_{max}M}$	$\Delta\frac{M_x}{{}_{max}M} \Big/ \Delta\frac{x}{l}$
0·00	0·000		0·20	0·703		0·40	0·992	
		4.45			3.35			0.30
0.02	0.089		0.22	0.750		0.42	0.998	
		4.25			2.15			0.10
0.04	0.174		0.24	0.793		0.44	1.000	
		4.00			2.00			0
0.06	0.254		0.26	0.833		0.46	1.000	
		3.85			1.75			
0.08	0.331		0.28	0.863		0.48	1.000	
		3.60			1.55			
0·10	0·403		0·30	0·899		0·50	1·000	
		3.40			1.35			
0.12	0.471		0.32	0.926				
		3.20			1.10			
0.14	0.535		0.34	0.948				
		3.00			0.95			
0.16	0.5.5		0.36	0.967				
		2.80			0.70			
0.18	0.651		0.38	0.981				
		2.60			0.55			
0·20	0·703		0·40	0·992				

する蓋鈑の傳達し得る力を $F_n\sigma$ とせば、第117圖に於て

$$F_n = (b-2d)t$$

蓋鈑の力を完全に傳ふるには n の鋲を要するが、蓋鈑が圖の如く一枚なるときは、單剪なる



第　117　圖

故

$$n\frac{\pi d^2}{4}\tau = F_n\sigma$$

剪應力は彎曲應力の $\frac{3}{4}$ と假定せば、$\tau = 0.75\sigma$ となる故、上式は

$$n = \frac{F_n\sigma}{\frac{\pi d^2}{4}\times 0.75\sigma} = \frac{F_n}{0.75\frac{\pi d^2}{4}} \quad \cdots\cdots\cdots (22)$$

n は常に偶數となして腹鈑の兩側に各 $\frac{n}{2}$ づゝを用ふる。

最初の連結用鋲を理論上より見出したる蓋鈑の終端に打ち、鋲の中心より蓋鈑の端までに更に $2d$ だけの餘裕を存すれば充分である。然し連結用鋲の半數を蓋鈑の理論端の先方に打つことが推奬さるゝ。蓋し之れに依つて斷面を增加し、且つ安全を期することが出來るからである。例へば計算上7本の鋲が必要ならば8本を採用する。而して一鋲線に4本宛打つて內4本は理論端の內側、他の4本は其の外側に用ひ、全部の鋲を理論端の外側だけに用ふる必要はない(第117圖)。

以上の方法に依り鋲數が分れば、之に應ずる蓋鈑の使用長も自ら定まるわけである。蓋鈑の使用長は常に理論上見出したものより長く採る。

5. 惰性率 (Moment of inertia)　（1）斷面對稱の場合。

今

J_x を鈑桁斷面の其の中立軸 X に對する惰性率

J_w を山形鋼斷面の夫れ自身の中立軸（X に平行なる）に對する惰性率

F_w を山形鋼の斷面積

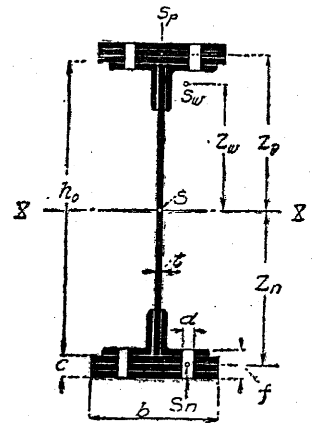
Z_w を山形鋼斷面の中立軸より X 軸に至る距離

J_p を蓋鈑斷面の夫れ自身の中立軸（X に平行なる）に對する惰性率

F_p を蓋鈑の斷面積

Z_p を蓋鈑斷面の中立軸より X 軸に至る距離とし、

其の他の符號は第118圖に依るものとせば



第　118　圖

$$J_x = \frac{th_o^3}{12} + 4(J_w + Z_w^2F_w) + 2(J_p + Z_p^2F_p)$$

$$= \frac{th_o^3}{12} + 4(J_w + Z_w^2F_w) + 2\left(\frac{bc^3}{12} + Z_p^2bc\right) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (23)$$

鋲孔を控除した純斷面の惰性率は次の如し

$$_{net}J_x = J_x - 4\left(\frac{df^3}{12} + Z_n^2df\right) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (24)$$

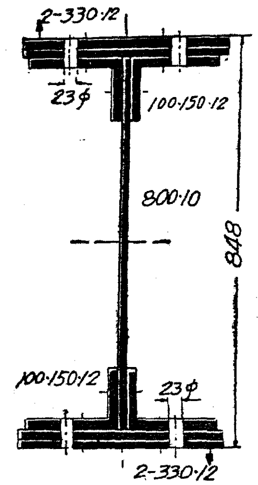
獨逸の規定では彎曲を受くる桁斷面に於ては、鉛直鋲2本宛の孔及腹鈑に於ける鋲孔に對しては、腹鈑厚の 15% を控除することになつてゐるから

$$_{net}J_x = J_x - \frac{15}{100}\frac{th_o^3}{12} - 4\left(\frac{df^3}{12} + Z_n^2df\right) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (25)$$

となる。

$$_{net}W = \frac{2\,_{net}J_x}{h_o + 2c} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (26)$$

〔例〕 第119圖に於て



第 119 圖

腹　鈑　$J = \dfrac{1.0\times 80.0^3}{12} = 42\,667\ cm^4$

山形鋼　$J = 4\left[232+28.7\left(\dfrac{80.0}{2}-2.42\right)^2\right] = 163\,100$ 〃

蓋　鈑　$J = 2\left[33\times\dfrac{2.4^3}{12}+33\times 2.4\left(\dfrac{80.0}{2}+1.2\right)^2\right] = 268\,951$ 〃

J_x ………………………………… $= 474\,718$ 〃

鋲　孔　$J = 4\left[2.3\times\dfrac{3.6^3}{12}+2.3\times 3.6\left(\dfrac{84.8}{2}-\dfrac{3.6}{2}\right)^2\right] = 54\,629$ 〃

${}_{net}J_x$ ………………………………… $= 420\,089$ 〃

$\fallingdotseq 420\,100$ 〃

$${}_{net}W_x = \frac{2\times 420\,089}{84.8} = 9.908\ cm^3$$

$\fallingdotseq 9\,910$ 〃

（2）斷面非對稱の場合。先づ斷面の重心 s を見出すため次の法則を應用する。即ち X_1 軸に對する全斷面の靜力率は各斷面の靜力率の和に等し。

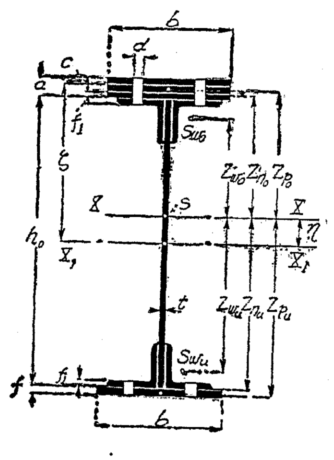
X_1 軸は腹鈑、四山形鋼及二蓋鈑の集成斷面の對稱軸なるが故に、此の集成斷面の X_1 軸に對する靜力率は零である。從て　$F\eta = bc\zeta$

より
$$\eta = \frac{bc\zeta}{F} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (27)$$

を見出すことが出來る。式中 F は斷面の全面積で　$F = ab+fb+4F_w+th_o$

となる。之より

$$J_x = \frac{th_o^3}{12}+\eta^2 th_o+2(J_w+Z_{w_o}^2F_w)$$
$$+2(J_w+Z_{w_u}^2F_w)+\frac{ba^3}{12}+Z_{p_o}^2ab$$
$$+\frac{bf^3}{12}+Z_{p_u}^2bf \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (28)$$



第 120 圖

鋲孔を控除せし場合の X_1 軸の位置は、前と同様に

$F_n\eta_n = (b-2d)c\zeta$

より
$$\eta_n = \frac{(b-2d)}{F_n}c\zeta \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (29)$$

となる。式中 F_n は鈑桁の純斷面、η_n は純斷面の重心と X_1 軸との距離とす。

$$F_n = a(b-2d)+f(b-2d)+4(F_w-f_1d)+th_o \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (30)$$

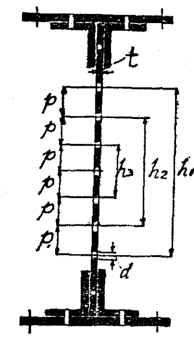
若し腹鈑の 15％ を控除せば

$$F_n = a(b-2d)+f(b-2d)+4(F_w-f_1d)+\frac{85}{100}th_o \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (31)$$

$${}_{net}J_x = J_x-2\left[\frac{d(a+f_1)^3}{12}+Z_{n_o}^2d(a+f_1)\right]-2\left[\frac{d(f+f_1)^3}{12}+Z_{n_u}^2d(f+f_1)\right]\cdots (32)$$

又は

$${}_{net}J_x = J_x-\frac{15}{100}\left(\frac{th_o^3}{12}+\eta_n^2th_o\right)-2\left[\frac{d(a+f_1)^3}{12}+Z_{n_o}^2d(a+f_1)\right]$$
$$-2\left[\frac{d(f+f_1)^3}{12}+Z_{n_u}^2d(f+f_1)\right] \quad \cdots\cdots\cdots \quad (33)$$



第 121 圖

主桁蓋鈑の鋲を通過する斷面內に於て、腹鈑の全高に亘り鋲を必要とすることがある、此の場合斷面の惰性率の計算には鋲孔を控除すべきは當然である。第 121 圖に於て若し鋲孔がなかつたら、鋲孔に當る部分の材片は次の惰性率を有することゝなる。

$$\Delta J = 2dt\left[\left(\frac{h_1}{2}\right)^2+\left(\frac{h_2}{2}\right)^2+\left(\frac{h_3}{2}\right)^2+\cdots\cdots\right] \quad \cdots\cdots \quad (34)$$

上式では材片の夫れ自身の重心軸に對する惰性率を考慮してゐない。

$$\Delta J = \frac{dt}{2}\left[h_1^2+h_2^2+h_3^2+\cdots\cdots\right] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (35)$$

鋲距 p の數を m とせば　$h_1 = mp,\quad h_2 = h_1-2\dfrac{h_1}{m},\quad h_3 = h_1-4\dfrac{h_1}{m}\cdots\cdots$

故に
$$\Delta J = \frac{dt}{2}\left[m^2p^2+h_1^2\left(\frac{m-2}{m}\right)^2+h_1^2\left(\frac{m-4}{m}\right)^2+\cdots\cdots\right]$$
$$= \frac{dt}{2}\left[m^2p^2+m^2p^2\left(\frac{m-2}{m}\right)^2+m^2p^2\left(\frac{m-4}{m}\right)^2+\cdots\cdots\right]$$
$$= \frac{dt}{2}p^2\left[m^2+(m-2)^2+(m-4)^2+\cdots\cdots\right]$$
$$= \frac{dt}{2}p^2m\frac{(m+1)(m+2)}{6}$$
$$= \frac{dt}{2}p^2m^2\frac{(m+1)(m+2)}{6m} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (36)$$

竪列內に於ける鋲數を n とせば $m = n-1$ となる故

$$\Delta J = \frac{dt}{2}p^2m^2\frac{n(n+1)}{6(n-1)} = \frac{dt}{2}h_1^2\frac{n(n+1)}{6(n-1)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (37)$$

$$\Delta W = \frac{dt}{2}h_1^2\frac{n(n+1)}{6(n-1)}\,\frac{2}{h} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (38)$$

h は鈑桁の高であるが、$h = h_1$ との假定を許せば

$$\varDelta W = d\,t\,h_1 \frac{n(n+1)}{6(n-1)} \qquad \text{(39)}$$

となる。

第 39 表 $\frac{n(n+1)}{6(n-1)}$ の値

鋲數	$\frac{n(n+1)}{6(n-1)}$	鋲數	$\frac{n(n+1)}{6(n-1)}$	鋲數	$\frac{n(n+1)}{6(n-1)}$
—	—	10	2.037	20	3.684
—	—	11	2.200	21	3.850
—	—	12	2.364	22	4.016
—	—	13	2.526	23	4.182
4	1.111	14	2.692	24	4.348
5	1.250	15	2.857	25	4.514
6	1.400	16	3.022	26	4.680
7	1.555	17	3.188	27	4.846
8	1.714	18	3.353	28	5.012
9	1.875	19	3.519	29	5.177
10	2.037	20	3.684	30	5.345

Schwätzer は $\varDelta J = \frac{1}{12} d\,t\,h_1^2\,n$ となせり。鋲距 p は $5d$ 以下なることは稀なる故、n 鋲を有する腹鈑の高は $5nd$ となり、$\varDelta t = \frac{nd}{5nd}\,t = 0.20\,t$ となるから、獨逸國有鐵道の規定では、腹鈑の厚 t は計算上 $0.85\,t$ と採る樣になつてゐる。

〔例〕 第 122 圖に示せる鈑桁の斷面率を計算すれば次の如し。

總斷面積 ; 腹鈑 740×10 $= 74.0\ cm^2$
山形鋼 $4-70\times70\times10$ $= 52.0$ 〃
蓋鈑 160×10 $= 16.0$ 〃
$F_g = 142.0\ cm^2$

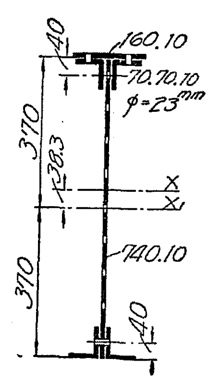
鋲孔 ; 腹鈑 $9\times2.3\times1 = 20.7\ cm^2$
上突緣 $4\times2.3\times1 = 9.2$ 〃
下突緣 $2\times2.3\times1 = 4.6$ 〃
$34.5\ cm^2$

純斷面積 ……………… $F_n = 107.5\ cm^2$

中立軸の位置は

$$\eta_n = \frac{16.0\times37.5+4.6\times33.0-9.2\times37.0}{107.5} = 3.83\ cm$$

惰性率 J_{x_1} は 腹鈑 $33\,769\ cm^4$



第 122 圖

山形鋼 $63\,709\ cm^4$
蓋鈑 $22\,500$ 〃
$J_{x_1} = 119\,978\ cm^4$

鋲部分控除 $\varDelta J_{x_1}$ は $\varDelta J_{x_1} = \frac{1}{12}\,d\,t\,h_1^2\,n$ に依り

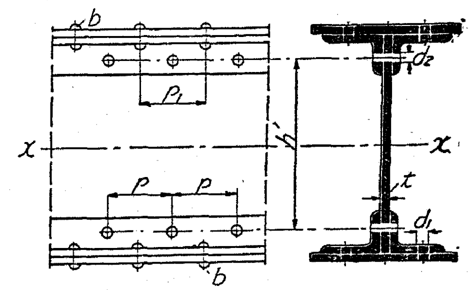
腹鈑 $\frac{1}{12}\times2.3\times1.0\times74^2\times9 = 9\,446\ cm^4$
突緣 $2\times2\times2.3\times37^2+2\times2.3\times33^2 = 1$ [illegible] 04
$27\,050\ cm^4$

故に ${}_{net}J_{x_1} = 119\,978-27\,050 = 92\,928\ cm^4$

${}_{net}J_x = {}_{net}J_{x_1} - F_n\eta_n^2 = 92\,928-107.5\times3.83^2 = 91\,351\ cm^4$

(上部) $W_o = \frac{91\,351}{34.17} = 2\,673\ cm^3$, (下部) $W_u = \frac{91\,351}{40.83} = 2\,237\ cm^3$

6. 突緣に於ける鋲距 山形鋼の鉛直脚に用ひたる鋲は、腹鈑と突緣とを一體の斷面となし、又隣接せる突緣斷面間にある張力の差を、腹鈑に傳ふる役目を有するのである。今鈑桁の重心軸より y の距離にある突緣の彎曲應力を σ とし、彎曲率を M とせば $\sigma = \frac{M}{J}y$ にして、隣接せる鋲の受くる σ の差は $\varDelta\sigma = \frac{\varDelta M}{J}y$ となる。鋲距 p 內に於ては剪力 Q は一定なりとすれば、$\varDelta M = Qp$、故に $\varDelta\sigma = \frac{Qp}{J}y$、一箇の鋲が負擔する力は



第 123 圖

$$R = \int_F \varDelta\sigma\,df = \frac{Qp}{J}\int_F y\,df = \frac{QS}{J}p \qquad \text{(40)}$$

となる。式中 J は鋲孔を控除せざる總斷面の水平重心軸 $x-x$ に對する惰性率、S は第 123 圖の場合に於ては、二山形鋼と一蓋鈑(鋲孔を控除せず)との鈑桁の水平重心軸($x-x$)に對する靜力率(Statical moment)とす。此の場合の鋲は複剪であるから、普通に用ふる厚の腹鈑に於ける鋲の強さは鋲の支壓力に依つて定まる。今 σ_b を許容支壓力とせば $R = d_2 t \sigma_b$、故に

$$p \leqq \frac{d_2 t \sigma_b}{Q}\,\frac{J}{S} \qquad \text{(41)}$$

外に剪力に對して計算すれば

$$p \leqq \frac{2d_2^2\pi\tau}{4Q}\,\frac{J}{S} \qquad \text{(42)}$$

式中 τ は鋲の許容剪應力とす。(41)式は山形鋼と腹鈑との緊結用鋲の鋲距を計算するに用ひらるゝ。

蓋鈑に對しては常に剪力が働くから

$$p_1 \leqq \frac{2d_1^2\pi\tau}{4Q}\,\frac{J}{S_1} \quad \cdots\cdots\cdots (43)$$

となる。式中 S_1 は蓋鈑の鈑桁水平重心軸（$x-x$）に對する靜力率とす。p の値は $8d_2$（なるべく $6d_2$）より小さく $2.5d_2$ より大きく採るを普通とし、p_1 の値は $p_1 = p$ 或は $p_1 = 2p$ となす。若し計算より出た p の値が $4.5d_2$ より大きいときは、鈑桁の全長に亘り此の間隔を使用する。鈑桁の高が低い時は

$$p = \frac{Rh'}{Q} \quad \cdots\cdots\cdots (44)$$

に依つて求めらるゝ。式中 R は鋲の强さ（kg）、h' は上下鋲線の距離（cm）、Q は剪力（kg）とす。

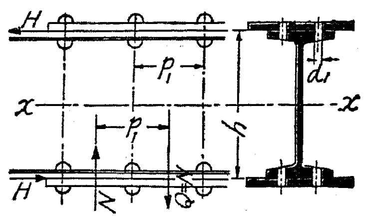
以上の式に於て普通

$$\sigma_b = 2\tau \quad \cdots\cdots\cdots (45)$$

とする。I 桁に蓋鈑を鋲結せるときは（第124圖）。

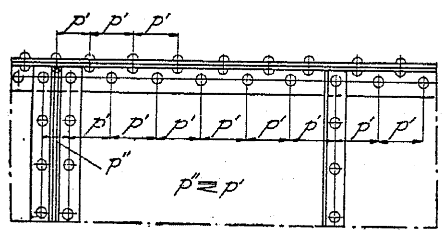
$$p_1 = 2\frac{\frac{d_1^2\pi}{4}\tau}{Q}\,\frac{J}{S_1} \quad \cdots\cdots\cdots (46)$$

となる。式中 J は總斷面の惰性率、S_1 は一蓋鈑の靜力率、Q は剪力とす。p_1 は抗壓材に於ては最大 $6d_1$～$8d_1$、抗張材に於ては $8d_1$～$10d_1$ とす。



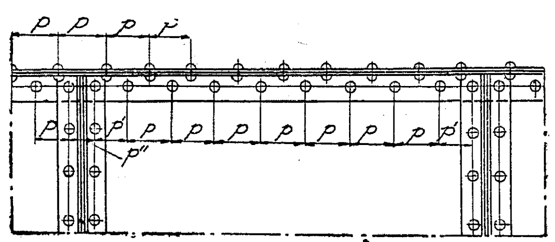
第 124 圖

鉛直補剛材或は横桁を取付けたる場合には、其の間隔を鋲距 p より小さい p' に等分するか（第125圖）、或は p を用ひたる殘餘の區間に p より小なる鋲距を挿入する（第126圖）。

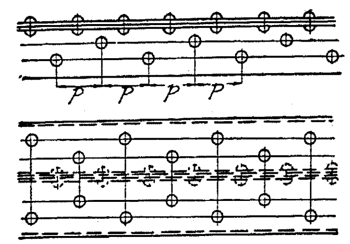


第 125 圖

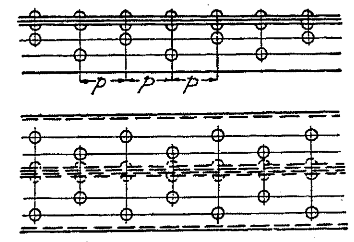
山形鋼の脚幅が 120 mm 以上となるときは二列の鋲を用ひる。其の打ち方は第127圖の如く錯列するものと、第128圖の如く各竪列内に用ひるものとあるが、後者の場合には突緣の斷面計算には、3

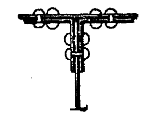


第 126 圖



第 127 圖





第 128 圖

本の鋲孔を控除せねばならない。

鐵道橋に於て枕木が直接鈑桁の上に在る時は、枕木の受くる壓力は山形鋼の鉛直脚の鋲に依つて腹鈑に傳へらるゝ様計算を爲す。

米國にては車輛荷重は枕木3本に等布するものと假定せるが、獨逸のシヤーパー氏は、1本の枕木の受くる壓力は 1.0 m 内にある總ての鋲に等布するものとなした、此の場合の鋲距は小さく採らねばならない。今水平剪力に對する支壓力を σ_{b_1}、鉛直壓力に對する支壓力を σ_{b_2} とせば、鋲の受くる全應力は

$$\sigma_b = \sqrt{\sigma_{b_1}^2 + \sigma_{b_2}^2} \quad \cdots\cdots\cdots (47)$$

となる。

〔例〕 第129圖に示せる鈑桁に於て、$Q = 16.6\,t$ なるとき、其の鋲距を計算すれば次の如し。

突　緣：——

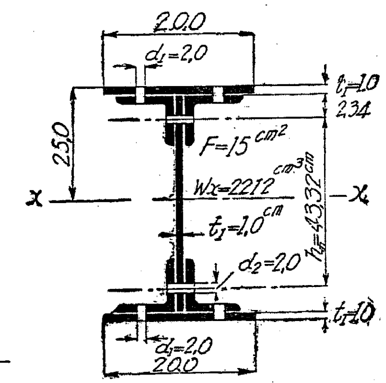
$$S = 20\times1\times(25-0.5)+2\times15\times(25-1-2.34)$$
$$= 1\,139\ cm^3$$
$$J_x = W_x\,\frac{h}{2} = 2\,212\times25 = 55\,300\ cm^4$$

支壓力に依り計算せば

$$p \leqq \frac{d_2 t\sigma_b}{Q}\,\frac{J}{S} = \frac{2.0\times1.0\times1\,500}{16\,600}\,\frac{55\,300}{1\,139}$$
$$= 8.8\ cm < 8d = 16.0\ cm$$

剪力に依り計算せば

$$p \leqq \frac{2d_2^2\pi\tau}{4Q}\,\frac{J}{S} = \frac{2\times4.0\times3.14\times750}{4\times16600}\,\frac{55\,300}{1\,139}$$
$$= 13.8\ cm$$



第 129 圖

故に鋲距は支壓力に依つて定まる。

蓋　鈑：——

$$S_1 = 20\times1\times(25-0.5) = 490\ cm^3$$
$$p \leqq \frac{2d_1^2\pi\tau}{4Q}\,\frac{J}{S_1} = \frac{2\times4.0\times3.14\times750}{4\times16\,600}\,\frac{55\,300}{490} = 32.0\ cm$$

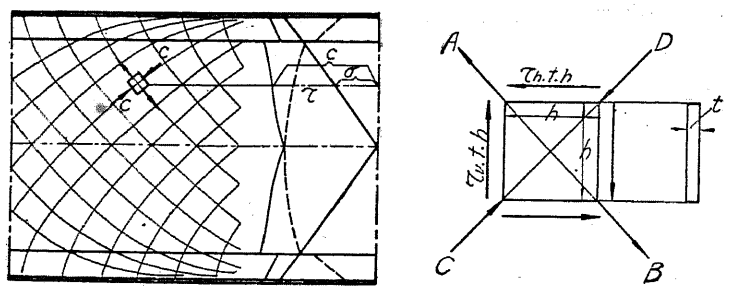
之は最大鋲距を超過して居るから、其の鋲距は $8d = 16.0\ cm$ となす。

第三節　腹鈑

1. 腹鈑の厚　桁の斷面に於ける應力は、其の斷面に直角と切線の方向とに分解することが出來るが、前者は直應力即ち壓應力若は張應力となり、後者は剪應力となる。或る斷面の剪力は此の剪應力が受け、彎曲率は前者の直應力が受くるのである。

直應力の强度は中立軸よりの距離に比例して增加し、最遠縁に於て最大となり、其の値は $\sigma = \frac{My}{J}$ となる。斷面の或る點に於ける水平剪力强度は $\tau = \frac{QS}{Jt}$ となり、斷面が一定せる時は σ 及 τ の最大値は、各彎曲率と剪力の最大なる斷面に起り、一つの鉛直斷面の中立軸に於ては剪力は最大、彎曲應力は零となる。換言せば桁の中立軸には剪力だけしか存在しないのである。尙應用力學の示す通り、桁の斷面の一點には水平剪力と同時に鉛直剪力が働き、其の値は互に同一であるから、鉛直剪力强度も亦 τ で表すことが出來る。

第130圖（a）より一小部分の角壔を取つて考ふれば、（b）の如く二對の水平剪力 $\tau_h t h$ と鉛直剪力 $\tau_v t h$ が矢の如き方向に作用し、互に二對の偶力をなして $\tau_h = \tau_v = \tau$ となる。角壔が中立面内にある時は彎曲應力がない、故に之に作用する剪力は（b）の如く互に直角を爲す張力及壓力の斜應力を生じ、其の値は矢張 τ となる。換言せば中立面内に於ては、水平軸と 45° の角度をなす張力と壓力が作用し、其の强度は剪力强度に等しい。中立面の上下に於ては彎曲應力と、剪應力に依つて生ずる斜應力とを合成した張應力或は壓應力が生ずるから、中立面の場合と異るのである。其の場合の斜應力强度は次の式より見出さるゝ。



（a）　（b）

第 130 圖

$$\sigma'_{\substack{max\\min}} = \frac{1}{2}\sigma \pm \sqrt{\frac{1}{4}\sigma^2 + \tau^2} \quad \cdots\cdots\cdots (48)$$

斜應力が水平と爲す角度を φ とせば

$$\mathrm{tg}\, 2\varphi = \frac{2\tau}{\sigma} \quad \cdots\cdots\cdots (49)$$

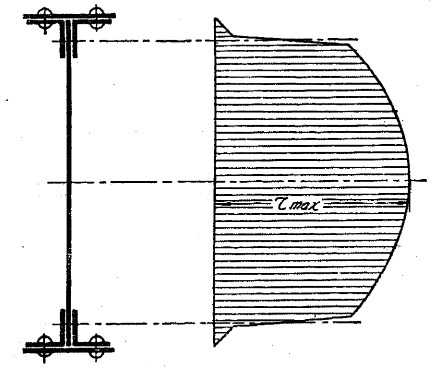
となる。

上式は σ が張應力或は壓應力の何れの場合にも適用されるので、之に依り桁の全長に亘り最大應力線を描くことが出來る（第130圖 a）。ラヂカルの前の正負（±）の符號に依つて σ' の値は中立面の $\left.\begin{matrix}下\\上\end{matrix}\right\}$ では最大張應力、$\left.\begin{matrix}上\\下\end{matrix}\right\}$ では最大壓應力となる。90° 違つた φ の二つの値は tg 2φ の式を滿足するから、任意の點に於て最大張應力と最大壓應力は互に 90° を爲す。

腹鈑の應力は桁の中央附近の斷面に於ては彎曲率に依り定まり、最遠縁に於て最大値となるが、桁の兩端に於ける應力は剪力に依つて定まり、中立軸に於て最大値となる。

腹鈑の厚は支點の附近に於ける剪應力に依つて定まるから、特に主應力を計算する必要はない。第131圖は腹鈑に於ける剪力强度の分布を示すもので、τ は S に比例して變化し中立軸で最大となる。故に腹鈑に於ける應力は

$$\frac{QS}{Jt} \leqq \tau \quad \cdots\cdots\cdots (50)$$



第 131 圖

となる。式中 S は第132圖に示す陰線を附せる部分の斷面の中立軸に對する靜力率、J は斷面の惰性率、Q は支點の反力に等しく採る。腹鈑の厚は上下兩突縁に於ける鋲線間の距離の $\frac{1}{160}$ より大にする。計算上では鋲孔を控除しない。

Schaper 博士に依れば St. 37 に對しては $t = \frac{h_s}{110}$ を用ひる。

A. R. E. A.（1929年）の示方書に依れば、道路橋に對しては次の式を用ひたり。

$$t \geqq \frac{1}{12.6}\sqrt{h_w}$$

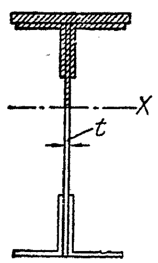
式中 h_w は突縁間の距離を cm で表はしたものとす。

普通道路橋に對しては $8\ mm$ 以上、鐵道橋に對しては $9\ mm$ 以上となす。一般に $t = 8+2h\ mm$（h は桁の高さをメートルで表はしたもの）、又重い荷重を受くる桁では $t = 9+2.5h\ mm$ とす。

プロイセン國有鐵道の規定では次の値を採れり。

$l = 10 \sim 16\ m$	に對しては	$t = 12\ mm$
$l = 17 \sim 18$ 〃	〃	$t = 14$ 〃
$l = 19 \sim 20$ 〃	〃	$t = 16$ 〃

蓋鈑を有せず、又コンクリートに包まれざる鈑桁に於ては、腹鈑の上縁は突緣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 3 *mm* 以上の距離を有せしめない樣にする。山形鋼より上部に突出せる腹鈑の部分は、山形鋼の背面以下に削り取る。蓋鈑を有する鈑桁の腹鈑は、突緣山形の背面より背面までの距離より 12 *mm* だけ狹い幅とする。腹鈑に壓力に基因する挫折が起らないときは、壓力若は張力に依り生ずる最大應力は $\sigma = \frac{4}{3}\tau_{max}$ となり、常に σ_a（抗張或は抗壓强度）を超過してはならない。今一突緣の斷面積を F、腹鈑の高を h_s とせば



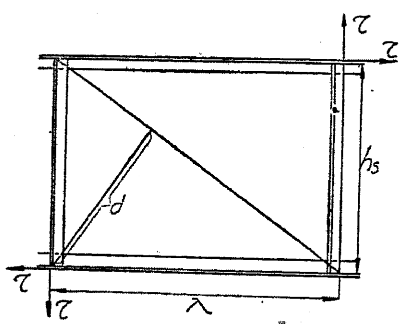
第 132 圖

$$\tau_{max} \doteqdot \frac{3}{2}\,\frac{t\,h_s+4F}{t\,h_s+6F}\,\frac{Q}{t\,h_s} = \frac{3}{2}\,\alpha\,\frac{Q}{t\,h_s} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (51)$$

α の値は $F=0$ 及 ∞ に對して 1 及 0.67 となり、普通にある關係 $\frac{F}{t\,h_s} = 0.2 \sim 0.6$ に對しては、α は 0.8～0.7 の間にある。安全の爲 $\alpha = 1$ とせば $\frac{4}{3}\tau_{max} \leqq \sigma$ となり、平均應剪强度 τ_o は次の如し。

$$\frac{Q}{t\,h_s} = \tau_o \leqq \frac{\sigma_a}{2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (52)$$

2. 腹鈑の補剛 腹鈑に於ける應力は、上述の如く各點に於て色々の異りたる方向及値を有するのであるが、其の壓應力の爲めに腹鈑は恰も長柱の如く挫折せんとする傾向がある。然し壓應力と同時に之と直角の方向に張應力が作用するから、張應力の無い長柱に比すれば幾分丈夫である。挫折に對しては腹鈑の剛度を增すことを考慮せねばならないが、之を理論的に取扱ふは至難の問題である。今 H.Rode の研究を次に示さん。



第 133 圖

長 λ で高 h_s の矩形鈑が四周邊を固定され同値の水平及鉛直剪力を受くるものとせば、之は恰も鈑桁の腹鈑が上下兩突緣及鉛直補剛材に依つて圍まれた部分に相當するので、鈑桁の荷重は補剛材に傳はり、腹鈑には彎曲應力を受けざるものと假定したことになる。斯の如き鈑の受くる應壓强度は

$$\tau_k = 4E\left(\frac{t}{d}\right)^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (53)$$

となる。式中 t は鈑の厚、d は一角點より矩形の對角線に至る垂直線の長とする（第 133 圖）。$\frac{1}{d^2} = \frac{1}{\lambda^2} + \frac{1}{h_s^2}$ となるが、長方形に對しては $d = h_s$ と置くことが出來る。

挫折に對して n の安全率を採れば、腹鈑の受くる平均應剪强度

$$\tau_o \leqq \frac{1}{n}\tau_k \quad 或は$$

$$\frac{Q}{t\,h_s} = \tau_o \leqq \frac{4}{n}E\left(\frac{t}{d}\right)^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (54)$$

となり、同時に（52）式も成立する。補剛材（Stiffener）が腹鈑の壓力を如何に採るかは計算出來ないが、腹鈑を兩側より支へ且つ腹鈑には壓應力と直角に張應力が作用することを考ふれば、腹鈑には $\frac{1}{n}\tau_k\left(<\frac{\sigma_a}{2}\right)$ より大きい應剪强度を許容することが出來る。

腹鈑が全く屈撓性なるとき補剛材の間隔を λ とせば、一つの補剛材は $V = \frac{\lambda}{h_s}Q$ の壓力を受けねばならない。然し前述の如く腹鈑には挫折に對する抵抗 $\frac{1}{n}\tau_k$ があるから、補剛材の受くる壓力は $V = \left(\frac{Q}{h_s} - \frac{1}{n}\tau_k t\right)\lambda$ となる。桁の腹鈑は格構桁（Lattice girder）に於ける抗張材の作用を爲す、即ち腹鈑の厚の 80 倍の幅を有する細長片を計算上に用ふることが出來る。腹鈑は剪應力强度 $\frac{V}{t\times 80t}$ 及應挫折强度 $\frac{1}{n}\tau_k$ を受くるが故に

$$\frac{V}{t\times 80t} + \frac{1}{n}\tau_k \leqq \frac{\sigma_a}{2}$$

或は

$$\left(\frac{Q}{t\,h_s} - \frac{1}{n}\tau_k\right)\frac{\lambda}{80t} + \frac{1}{n}\tau_k \leqq \frac{\sigma_a}{2}$$

即ち

$$\frac{Q}{t\,h_s} \leqq \frac{\sigma_a}{2} - \frac{\lambda - 80t}{\lambda}\left(\frac{\sigma_a}{2} - \frac{1}{n}\tau_k\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (55)$$

式中 τ_k の値は（53）式に依つて定まる。

$\frac{Q}{t\,h_s} = \tau_o$ を（55）式に入れて

$$\lambda \leqq 80t\,\frac{\frac{\sigma_a}{2} - \frac{1}{n}\tau_k}{\tau_o - \frac{1}{n}\tau_k} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (56)$$

（54）式或は $\tau_o \leqq \frac{1}{n}\tau_k$ の條件が滿足せらるゝが如き挫折の虞なき腹鈑に於ては $\lambda = \infty$ となり、補剛材の必要はない。

$\tau_o > \frac{1}{n}\tau_k$ なるときは補剛材を必要とし、其の最小間隔は（56）式に依つて定まる。挫折し易い腹鈑即ち τ_k が非常に小さいときは $\lambda \leqq 80t\,\frac{\frac{\sigma_a}{2}}{\tau_o}$ 或は $\tau_o \leqq \frac{80t}{\lambda}\,\frac{\sigma_a}{2}$ となる。補剛材を用ひし鈑桁に於ても腹鈑の挫折を避くるために、出來得る限り τ_o を τ_k 以下に在らしむる樣努めねばならない。

補剛材の受くる壓力は

$$V = \left(\frac{Q}{h_s} - \frac{1}{n}\tau_k t\right)\lambda \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (57)$$

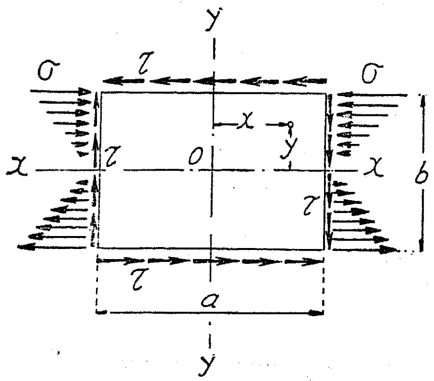
に依つて定めらるゝが、若し腹鈑の挫折抵抗を考慮せざるときは、次の式を用ふる。

$$V = Q\frac{\lambda}{h_s} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (58)$$

Q は補剛材の兩側に於ける最大剪力の平均を採る。上路橋の場合に於ては重い集中荷重を P で表はせば、V は $\frac{P}{2}$ だけ增加せねばならない。

St. Timoschenko は $\tau_k(t/cm^2) = \mu\left(\frac{t}{b}\right)^2$ として、μ に對し次の値を與へたり(第 134 圖)。

$\alpha = \frac{a}{b}$	1	1.2	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	∞
μ	18 700	15 900	14 500	14 100	13 900	13 500	13 100	12 500	12 100	11 000



第　134　圖

表中 a は長邊の長、b は短邊の長を表はす。上表を變化して次式を得。

$$\tau_k(t/cm^2) = \left(11\,000 + \frac{7\,500}{\alpha^2}\right)\left(\frac{t}{b}\right)^2 \cdots (59)$$

$30t$ の幅に相當する腹鈑の細長片が、補剛材に協力するものと考ふることが出來る。

完全な補剛材を取付けたるときは、例へ腹鈑に挫折が起つても鈑桁の抵抗力は變らないで只腹鈑は主として張應力、突緣は其の受くる應力を增加するのみであるから、腹鈑の計算に際しては之を考慮し、其の安全率を幾分大きく取つて次の様に定むる。今安全率 $\frac{\tau_k}{\tau_0} = \psi$ とせば

(a)　活荷重の撃衝を考へざるとき $\psi = 3$

(b)　撃衝係數を入れて活荷重の撃衝を考ふるとき $\psi = 2$

補剛材の計算に Euler-Tetmajer の式を用ふる場合は、(a) には 3.5 (b) には 2.5 の安全率を採る方がよい。

亞米利加橋梁會社 (American Bridge Company) では $\lambda = 60t$ とし、鐵道省の規定では

$$\lambda = 0.35\,t\left(950 - \frac{SQ}{tJ}\right) \quad \cdots\cdots (60)$$

とせり。式中

λ は補剛材間隔の最大限 (cm)

t は腹鈑の厚 (cm)

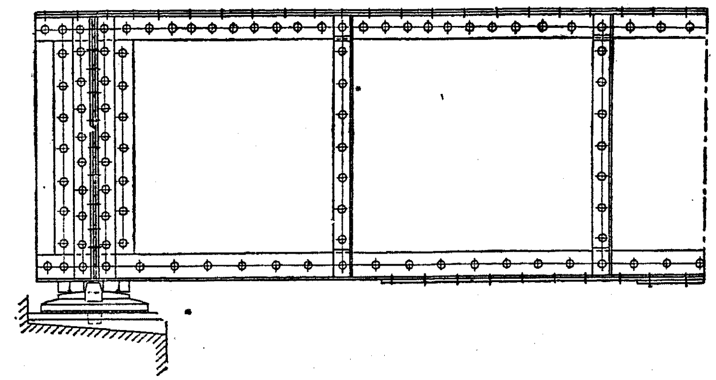
Q は最大剪力 (kg)

S は中立軸以上にある斷面の中立軸の周りの靜力率 (cm^3)

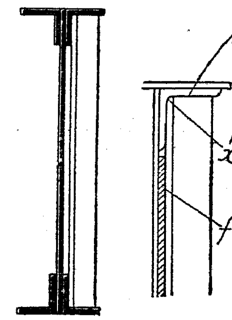
J は中立軸の周りの有效斷面の惰性率 (cm^4)

とす。

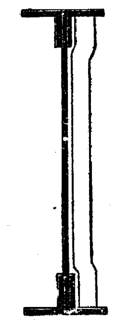
補剛材は一つ若くは二つの山形鋼より成り、之れを腹鈑と突緣とに鋲結せしものであつて(第 135 圖)、其の働きは上述の如く腹鈑の挫折を防ぐにあるが、又集中荷重を腹鈑に分布する働をも兼有する。前者を中間補剛材 (Intermediate stiffener)、後者を支承補剛材 (Supporting stiffener 又は End stiffener) と云ふ。


第　135　圖

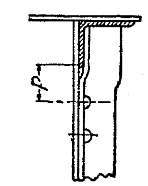
補剛材を眞直となし、第 136 圖の如き山形鋼と同厚の f なる塡材 (Filler) を挿入して之を腹鈑に鋲結する方法に於ては、x の部分は轉削機 (Milling machine) に依り突緣山形鋼の圓味に適合する様仕上げをなし、y なる面は突緣山形鋼に完全に接觸せしむる場合と、せしめざる場合とあるが、中間補剛材に於ては接觸せしむる方が集中荷重を腹鈑に分布する働きを助長し、兼ねて突緣の撓度を減少する效果がある。A. R. E. A. の示方書では、支承補剛材は必ず此の方法に依ることになつてゐる。尙桁の兩端に於ける補剛材は、反力を支承に傳ふるために充分の鋲を以て腹鈑に取付くる必要がある。補剛材に於ける鋲距は普通 15 cm とす。



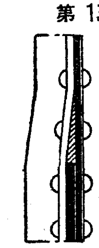
第　136　圖


第 137 圖

次に第 137 圖の如く塡材を挿入しないでクリンプ (Crimp) せしものを用ふることがある。桁高が 60 ～ 80 cm より高い時には此の方が經濟なるも、桁高が低い時は寧ろ塡材を使用する方が低廉である。



第 138 圖

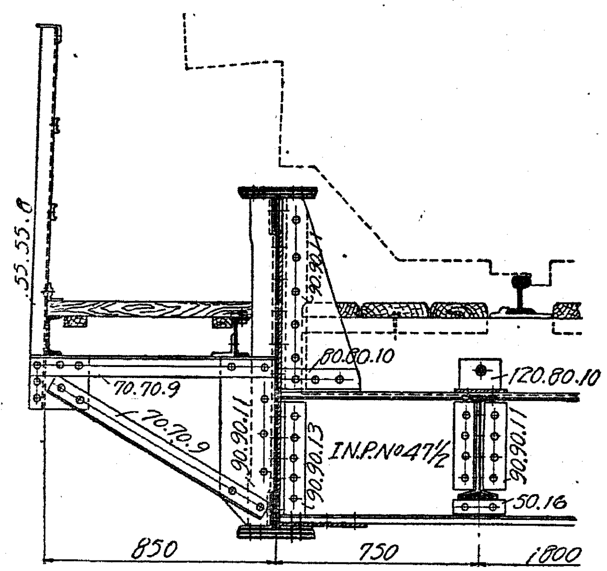

第 139 圖

クリンプせし時の p の値は(第 138 圖)。

$$p \geqq t_1 + 38\,mm$$
$$> 50\,mm$$

式中 t_1 は山形鋼の厚さである。

クリンプするには眞直な山形鋼を赤熱して、壓搾機或は汽鎚（Steam hammer）を以て曲げて彎縮するが、補剛材が荷重を傳達する場合には、第139圖の如く平鐵を削つた楔形の塡材を挿入し、之れに該當する樣に山形鋼をクリンプする。



第 140 圖

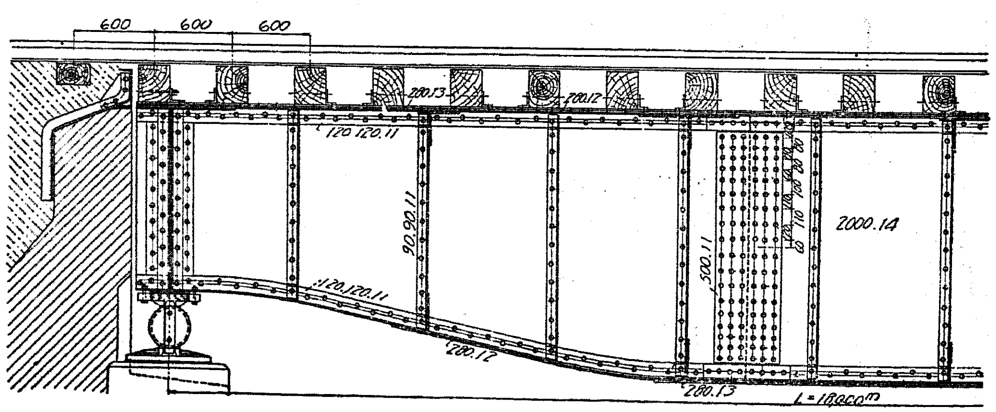
腹鈑の挫折に依つて生ずる力は補剛材に依り突緣に傳へらるゝから、突緣は又水平の方向に彎曲しない樣な構造にしなければならない。第140圖に於て下突緣は直接對風構（Wind bracing）に連結され、上突緣は隅鈑に依つて其の目的を達せられてゐる。

補剛材の寸法は

70×70×9 mm
80×80×10 〃
90×90×11 〃

等である。

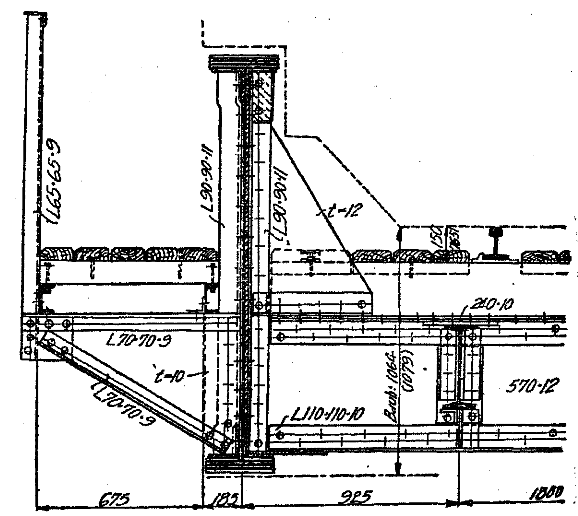
鐵道橋に於ける如く鈑桁の上に直接枕木が載れるときに、各枕木の下に補剛材を用ふるのを屢



第 141 圖

ゝ認めるが、之れは材料の不經濟になるから第141圖の如く補剛材の間隔は 1.0～1.6 m 位に採つて差支ない。

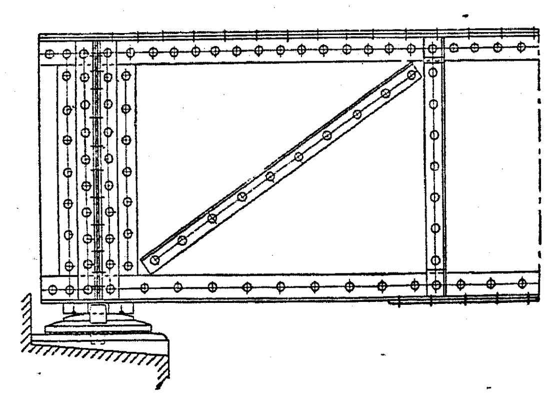
主桁の腹鈑に横桁を連結せるときは、其の連結箇所に補剛材を用ふる。又第142圖の如く主桁の全高に亘り連結用山形鋼を使用するときは、之れは同時に補剛材として働くことになる。



第 142 圖

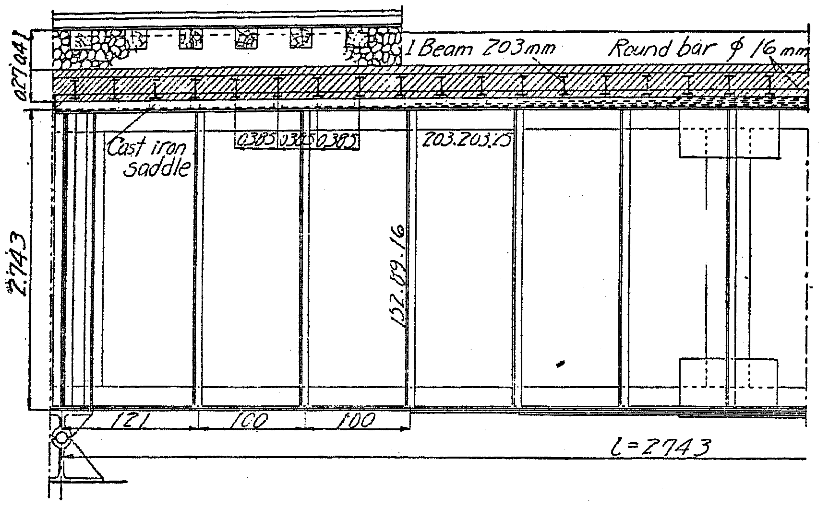
A. R. E. A.（1929年）の道路橋に對する示方書に依れば、中間補剛材の間隔は 1.8 m 或は腹鈑の高より小さくなし、若し突緣間の距離（側鈑あれば側鈑間の距離）が腹鈑厚の 60 倍より小なるときは、中間補剛材を省く事が出來る。中間補剛材を荷重の集中點に設くるときは、反力を腹鈑に傳播し得る構造となしてクリンプしない。中間補剛材は一對となして腹鈑の兩側に鋲結する。山形鋼の突出脚（Outstanding leg）の幅は其の厚の 16 倍より大ならしめず、且つ鈑桁の高の $\frac{1}{30}$ に 5 cm を加へたものより小ならしめない。

第140圖に示せる斷面に於ては、連結用山形鋼は主桁の全高に亘らないで横桁の高さだけに限られてゐる。若し連結用山形鋼を隅鈑と聯合して補剛材の用を爲さしめんとせば、腹鈑の外側に補剛材を通して用ふる。之れは突桁の取付けにも必要である。横桁の間隔 2 m までは其の連結箇所以外に補剛材を用ふる必要はないが、間隔が 2 m より大にして鈑桁の高が腹鈑の厚の 60 倍より高いときは、（56）式に依り少くも桁端の方には連結箇所以外の所に尙中間の補剛材を加ふる。腹鈑が高いとき或は剪力が大きくなる支承附近に於ては、腹鈑は低くとも不等邊山形鋼を補剛材として使用すれば、腹鈑に直角なる長脚は其の方



第 143 圖

向に於ける剛性を增加する利益がある。支承附近に於ては、屢〻水平軸と 45° の角度を爲す壓應力の方向に補剛材を用ふることあり（第 143 圖）、補剛材の鋲距は鋲徑の 6～7 倍と爲す。



第　144　圖

支承附近に用ふる支承補剛材は、集中荷重を腹鈑に傳ふる役目を有するから、クリンプせず必ず幅の廣い塡材を挿入せしものを使用する（第 143 圖）。

一般に上下兩突緣間にある腹鈑の高が腹鈑の厚の 60 倍より大にして、支承の反力が 20 t より大なるときは、支承附近に於ける補剛材の間隔は略腹鈑の高に等しくし、腹鈑が餘り高からず而も荷重の大なる鈑桁に於ては、補剛材の間隔を尙つめる樣にする（第 144 圖）。

鈑桁の中央に近づくに從ひ補剛材の間隔を大にするか、或は斷面の小なる山形鋼を用ふる。

補剛材の斷面は其の受くる壓力 V に依つて計算するが、其の際長柱として取扱ふ長は、鈑桁の高の約 $\frac{3}{4}$ と假定する。補剛材は腹鈑の兩側に用ひ、互に對稱の斷面と爲すを要す。

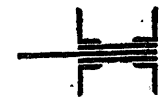
補剛材の長が 2 m 以下の時はクリンプしない。又 2 cm 以上クリンプするは外觀も良くないから、寧ろ薄い塡材を用ひてクリンプを少くする樣に努むる。桁が搖承（Rocker bearing）を有するときは、桁の兩端に於ける補剛材は、第 145 圖に示すが如く四つの山形鋼の一對宛を密接して造るが、桁が直接石工支承の上に在るときは、第 146 圖に示すが如く山形鋼の一對は桁の端に他の一對は底鈑（Sole plate）の內緣に置いて、荷重を石工上に分布する構造となす方がよい。

中間補剛材の寸法は次の通りとなす。

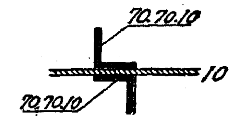
突緣山形の突出脚（mm）	補剛材の寸法（mm）
200（桁の高 2.7 m 以上）	150×90×9

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

第 145 圖



第 146 圖



第 147 圖

〔例〕 $Q = 133.7\,t$, $h_s = 200\,cm$, $t = 1.4\,cm$, 支間長を 18 m とせば

$$\tau_o = \frac{133\,700}{1.4\times 200} = 478\,kg/cm^2,\ \text{補剛材の間隔}\ \lambda = \frac{18}{8} = 2.25\,m,$$

$a = 225\,cm$, $b = 200\,cm$, $\alpha = \frac{a}{b} = 1.125$ とすれば、（59）式に依り

$$\tau_k = \left(11\,000+\frac{7\,500}{1.125^2}\right)\left(\frac{1.4}{200}\right)^2 = 0.831\,t/cm^2 = 831\,kg/cm^2$$

故に　$\psi = \frac{831}{478} = 1.74$

此の安全率は小さ過ぎるから、補剛材の間隔を $\frac{18}{10} = 1.80\,m$ にすれば、$a = 200\,cm$, $b = 180\,cm$,

$\alpha = \frac{a}{b} = 1.111$ となる。

$$\tau_k = \left(11\,000+\frac{7\,500}{1.111^2}\right)\left(\frac{1.4}{180}\right)^2 = 1.034\,t/cm^2 = 1034\,kg/cm^2$$

$$\psi = \frac{1\,034}{478} = 2.16$$

腹鈑の厚を薄くせんとせば、補剛材の間隔を尙小さくせねばならない。例へば $t = 1.2\,cm$,

$$\lambda = \frac{18}{12} = 150\,cm,\ a = 200,\ b = 150,\ \alpha = \frac{a}{b} = 1.333\ \text{とせば、}$$

$$\tau_k = \left(11\,000+\frac{7\,500}{1.333^2}\right)\left(\frac{1.2}{150}\right)^2 = 0.974\,t/cm^2 = 974\,kg/cm^2$$

$$\psi = \frac{974}{478} = 2.04$$

第四節　繼　手

1. 總　論　繼手（Splice）に於ては澤山の鋲を必要とし、且つ材料の增加に伴ふ經費の增高を來たすから、出來得る限り避けた方がよい。然し如何しても繼手を設けなければならないときには、次の注意を要する。

（1）成る可く總斷面の重心が移動しない樣に、換言せば總斷面の水平及鉛直の中立軸に對稱となる樣に構成すること。

（2）繼手箇所に於ける有效斷面積を減少することのない樣にすること。

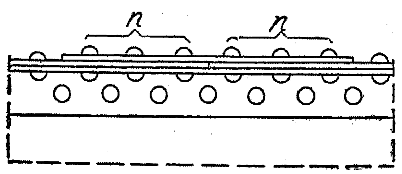
（3）繼手箇所の全應力を傳達するに足る充分の鋲數を用ふること。

添接鈑の材料を省くため、屢〻斷面に餘裕のある箇所に繼手を設くることあるも、他日活荷重の增加せし場合には、矢張添接鈑を補强するに非ざれば其の斷面の餘裕も效を奏しないことになるから、此の方法は經濟的でない。

2. 蓋鈑の繼手　蓋鈑の長は取扱ひ困難のため約 12 m 以內とするから、之れ以上の長となれば繼手が必要となる。一枚の蓋鈑の時は第148圖の如く蓋鈑と同幅同厚を有する添接鈑を用ひ、繼手の各側に於ける鋲數は次式に依り求むる。

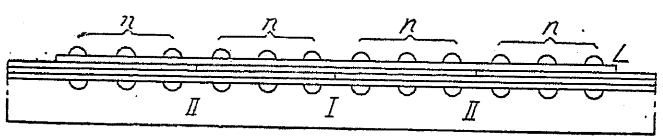
$$\left.\begin{aligned} n &= \frac{S}{R} \\ S &= F_k \sigma_t \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (61)$$

式中 F_k は蓋鈑の純斷面積、σ_t は其の許容抗張强度、n は鋲數、R は鋲の强さとす。鋲距は鋲徑の 3～4 倍となす。

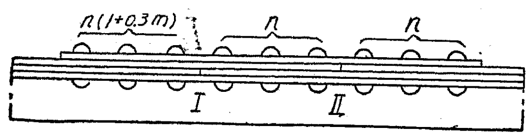


第 148 圖

蓋鈑を二枚用ふるときは第149圖及第150圖の如き方法を用ふる。第149圖に於ては一番下の蓋鈑の繼手 I は、其の上に直接する二番目の蓋鈑に依つて添接され、其の繼手 II には添接鈑 L を被せてある、此の方法に依れば L は長いものを要し不經濟となるから、一般に現場繼ぎの場合に用ひらるゝ。第150圖に於ては兩繼手 I 及 II の間隔を充分にして、各鈑を一枚の添接鈑に依つて添接する時に要する鋲數 n が、其の繼手間に存在し得る樣になした構造である。此の場合に於ける力の傳達は、第151圖の陰線の部分を通つて行はれ、白い部分は應力を受けない。

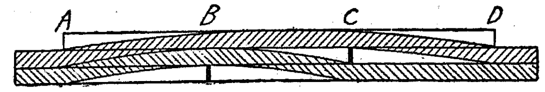


第 149 圖

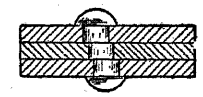


第 150 圖

故に A と B, B と C 及 C と D との間に於ては、一枚の鈑を連結するに要する鋲數 n が、各



第 151 圖

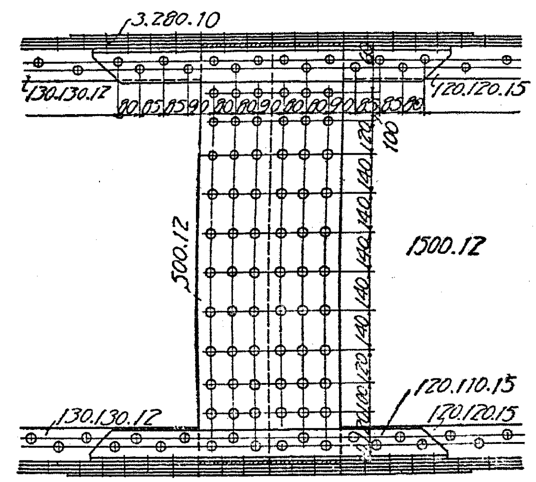


第 152 圖

に必要なること及 AB 間に於ける鋲は複剪を受くることが分る。其の變形は第152圖に明かである。斯の如き變形を生ずるので、AB 間の鋲數は n の代りに $n(1+0.3m)$ を用ふる。式中 m は最上部の添接鈑と繼手を設ける鈑、即ち被添接鈑との間に介在する鈑の數（第150圖の場合には $m=1$）を表はす。

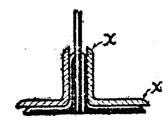
工場から現場までの運搬が困難なる爲、屢〻主桁を幾つかに分割して繼手を設くることがある。第153圖は其の例で斯かる繼手を現場繼手と謂ひ、之れに對し第141圖の如き腹鈑の繼手を工場繼手と謂ふ。

3. 突緣山形の繼手　突緣に於ける山形鋼の繼手も出來得るだけ避けた方がよいが、長い徑間となれば運搬費も增し取扱ひにも不便を來すから、矢張 10 m 以上の長になれば繼手を設くる。此の場合の繼手はなるべく最大應力の箇所を避け、且つ上下及兩側の四箇の山形鋼に就て各違つた箇所に設くる。又なるべく腹鈑の繼手とも重複しない樣にし、蓋鈑の長以內の箇所に設くれば、蓋鈑は補强の役目を勤むることが出來る。

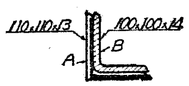


第 153 圖

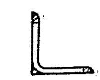
添接鈑に山形鋼を用ふるときは、第155圖に示す如く B の外角を圓く剪削して（第156圖）、被添接山形鋼 A の內側に密接せしむる。下突緣に於ては添接用山形鋼の脚は、被添接山形鋼の脚より突出してはいけないから（第154圖）、場合に依つては其の脚の突出部 x を直角に切り取ることがある（第156圖）。又夫等兩山形鋼の間に水が浸入し、或は塵埃が堆積しない樣に注意して造らねばならない。



第 154 圖



第 155 圖

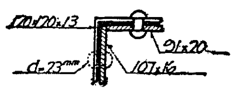


第 156 圖

抗張突緣に於ては添接山形鋼と被添接山形鋼の純斷面を等しくする。抗壓突緣に於ては純斷面の代りに總斷面を用ふる。一般に被添接山形鋼には薄い斷面を用ひ、添接山形鋼には之れより脚が短くて厚い斷面を選擇する。

例へば第153圖に於て被添接山形鋼には 130×130×12（$F_w = 30.0\,cm^2$）、添接山形鋼には 120×120×15（$F_w = 33.9\,cm^2$）を用ひ、下突縁の添接山形鋼の鉛直脚は 1 cm だけ削り切つて 120×110×15 となせり。

添接に二枚の平鋼を用ふるときは（第157圖）二つの別箇のものより成れる故、其の添接に要する断面を計算する場合には、一つの平鋼に付一つの鋲孔を控除せねばならぬから、二平鋼の断面は被添接山形鋼の断面より幾分大きく取る。例へば第158圖に於て



第 158 圖

被添接山形鋼の純断面積は ……………… $F_n = 29.7 - 2.3\times1.3 = 26.7\,cm^2$

添接鈑の純断面積は ……………………… $\begin{cases} F_{n_1} = (10.7-2.3)\times1.6 = 13.4\ 〃 \\ F_{n_2} = (9.1-2.3)\times2.0 = 13.6\ 〃 \end{cases}$

依て $F_{n_1} + F_{n_2} = 27.0\,cm^2 > F_n = 26.7\,cm^2$

之れに反し山形鋼の場合は、只一つの鋲孔を控除せばよろしい。

一つの平鋼は他のものより厚くして、二枚共略等しい面積を有する樣にし、各平鋼には其の断面に相當する連結用鋲數を用ふる。

繼手の各側に使用すべき鋲數は、次の方法に依り算出する。

單剪の場合 $$n = \frac{{}_{net}F_w\,\sigma_t}{\frac{\pi d^2}{4}\tau} \quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (62)$$

$\sigma_t = 1\,200\,kg/cm^2$, $\tau = 900\,kg/cm^2$ とせば $\tau = \frac{3}{4}\sigma_t$ となる。從つて

$$n = \frac{4}{3}\,\frac{{}_{net}F_w}{\frac{\pi d^2}{4}} \quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (63)$$

式中 ${}_{net}F_w$ は突緣山形鋼の純断面積、d は鋲徑とす。

複剪の場合 $$n = \frac{{}_{net}F_w\,\sigma_t}{\sigma_b\,d\,t} \quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (64)$$

$\sigma_b = 1\,800\,kg/cm^2$ とせば $n = \frac{2}{3}\,\frac{{}_{net}F_w}{d\,t}$ ……………………………… (65)

式中 t は薄い方の山形鋼の厚とす。

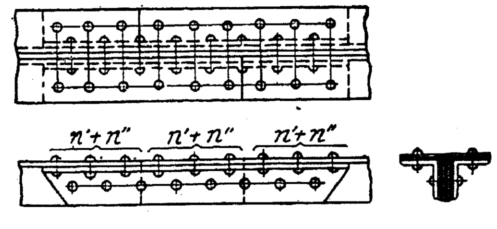
二つの山形鋼を繼ぐのに二つの繼手を同一の断面に置く場合と、各繼手を兩外側に用ふる添接山形鋼に依つて被覆出來る樣な距離に離して置く場合との二種類がある（第159圖）、何れも複

剪であるから、繼手の各側に要する鋲數は次式より求むる。

$$n'\frac{\pi d^2}{4}\tau + n'' d\,t\,\sigma_b = {}_{net}F_w\sigma_t \quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (66)$$

式中 n' は單剪、n'' は複剪（一般に支壓）に對する鋲數とす。

シカゴ、ミルヲーキー及セントポール鐵道會社では、繼手は断面に餘裕のある箇所に設け、60 cm 以内に二つの繼手を置かない樣にし、添接山形鋼の鋲距を能ふ限り接近せしめて其の長を短縮することを示方し、A. R. E. A. は道路橋に對して、添接山形鋼の純断面は被添接山形鋼の純断面より10%增加し、常に桁の各側に一つ宛即ち二つの山形鋼を用ふることを示方せり。



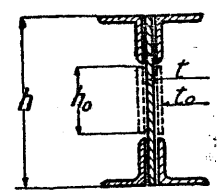
第 159 圖

4. 腹鈑の繼手

（1）繼手を設くる箇所。鋼鈑の最大長は其の幅及厚と關聯して、各製造會社に依り大體定められてゐる。例へば八幡製鐵所では最長 18.28 m となせり、故に鈑桁の徑間が之れ以上となれば腹鈑に繼手を設けねばならない。鈑桁を製作するに短く且つ輕い材料のみを集むれば添接のために餘分の鋼材を要し、例へ科學的に設計しても繼手に於ける強度の減退は避けられないのであるから、製品の長と添接のための餘分の費用、取扱ひ及運搬の難易とを比較研究して經濟的の繼手を設くる。橋梁會社の工場設備、運搬機械及起重機に依つても桁の長に制限を受くる事が多い。

腹接（Web splice）の設計は鈑桁の構造中至難のものであるが、腹鈑の繼手は一般に彎曲率に對し桁の抗曲率に充分餘裕の存する断面に設け、成る可く徑間の中央を避け且各鈑の長が同一となる樣に配置する。普通桁の全高に亘る添接鈑を桁の兩側に添接し、繼手の處に働く外力卽ち剪力及彎曲率とを、繼手の一側より他側に安全に傳達し得る樣腹鈑に鋲結する。之が爲には繼手の各側に少くとも二列の鋲を必要とし、鋲は添接鈑上に出來るだけ均一に配列し、且つ鋲距も略等しくする。

（2）添接鈑の厚。（a）彎曲率に對する關係を考ふれば、腹鈑の兩側にある二枚の添接鈑の惰性率は、少くも腹鈑の惰性率に等しくならなければならないから、添接鈑の厚は次式に依り求めらるゝ（第160圖）。



第 160 圖

$$t_o = \frac{t}{2}\left(\frac{h}{h_o}\right)^3 \quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (67)$$

式中 t 及 h は腹鈑の厚及高、t_o 及 h_o は添接鈑の厚及高を表はす。（b）剪力に對する關係

を考ふれば、腹鈑と添接鈑との斷面積を等しくすれば宜しいから、次の如くなる。

$$t_o = \frac{t}{2}\,\frac{h}{h_o} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (68)$$

〔例〕 腹鈑高 $h = 55\,cm$、山形鋼の脚幅を $8\,cm$ とせば

$$\left(\frac{h}{h_o}\right)^3 = \left(\frac{55}{55-2\times8}\right)^3 = 2.8$$

故に $t_o = \frac{t}{2}\times2.8 = 1.4t$

今 $t = 10\,mm$ とせば $t_o = 1.4\times10 = 14\,mm$ となる。

添接鈑の厚は $8\,mm$ 以上或は $\frac{2}{3}t \sim t$ とす。

（3）添接の方法。 添接には次の三種の方法がある。

（a）添接鈑は上下突緣山形の中間に用ふ。桁が高いときは普通の突緣山形を用ひても

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

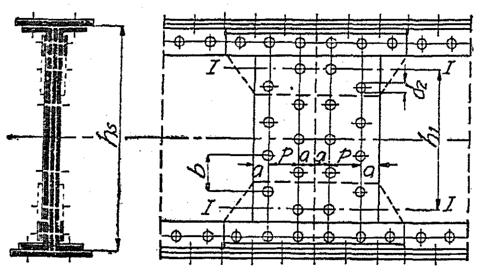
となるから、$t_o = t$ となすも充分安全である。之れに反し桁が低いときは

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

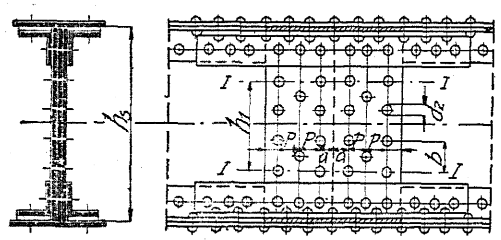
從て $t_o > t$ となるから、添接鈑の厚は計算に依り定めねばならない。尙此の外に山形鋼の應力の超過を避くるため、平鋼を山形鋼の上に併用することがある（第161圖）。若し添接鈑の厚が山形鋼の厚と等しければ、平鋼を圖面にある點線の如く、もつと下の鋲列まで延長することが出來る。

（b）添接鈑を腹鈑の全高に用ひしもので（第162圖）、之れは同時に山形鋼の添接とも一致せしむる方法である。

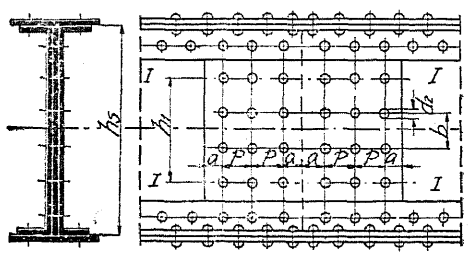
突緣山形は添接鈑と輕く接觸し、其の山形鋼と添接鈑上には添接山形鋼を被せてある。第161圖及第162圖は共



第 161 圖



第 162 圖



第 163 圖

に鋲をく字形（Stagger）に用ひたり。

（c）第163圖の如くく字形となさない鋲の配列では、例へば鋲線 I に於て第162圖よりも各側に1本多くの鋲を有する。即ち中立線から鋲に至る距離の和が、く字形の時より多いから效果も大である。然し添接鈑の幅は幾分廣くなる。

鋲線間の距離 b を腹鈑の中央に於けるよりも、其の上下に遠ざかるに從ひ小さく採れば（第141圖及第153圖）、同數の鋲を以てして b を等しく採つた時よりも、抗曲率を增加することが出來る。

一般に $a = 2d_2$, $p = 3.0 \sim 4.0\,d_2$, $b = 3.0 \sim 5.0\,d_2$ とす、d_2 は鋲孔の直徑とす。總ての鋲は繼手に對稱となし、其の兩側に二列乃至四列に配置する。

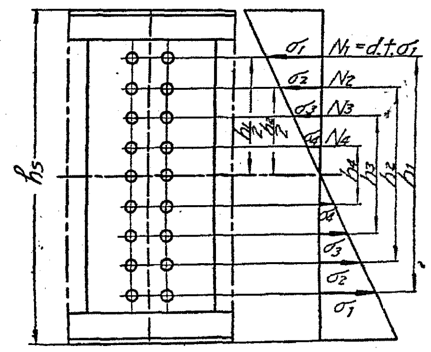
5. 腹鈑の繼手に於ける鋲の計算 繼手に於ける鋲は腹鈑の彎曲率 M_s を負擔する。純粹の彎曲率だけを受くる桁と同樣に、繼手に於ける彎曲應力は桁の中立線よりの距離に比例して增加する。

中立線より最も遠い距離にある鋲の受くる力を N_1, 應力を σ_1、第二番の鋲の受くる力を N_2、應力を σ_2 とせば

$$\sigma_1 : \sigma_2 = \frac{h_1}{2} : \frac{h_2}{2} = h_1 : h_2$$

$$\therefore \quad \sigma_2 = \frac{\sigma_1 h_2}{h_1}$$

$$\sigma_1 : \sigma_3 = h_1 : h_3 \qquad \therefore \quad \sigma_3 = \frac{\sigma_1 h_3}{h_1}$$



第 164 圖

故に $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3 = h_1 : h_2 : h_3$

平衡の條件より

$$M_s = N_1h_1 + N_2h_2 + N_3h_3 + \cdots\cdots\cdots\cdots$$

繼手の鋲は複剪を受くるから、其の强さは支壓力に依つて定まる。

即ち $N_1 = dt\sigma_1,\ N_2 = dt\sigma_2,\ N_3 = dt\sigma_3,\ \cdots\cdots\cdots\cdots$

故に $M_s = dt\sigma_1h_1 + dt\sigma_2h_2 + dt\sigma_3h_3 + \cdots\cdots\cdots\cdots$

之れに σ_2 及 σ_3 の値を代入すれば

$$M_s = dt\sigma_1\left(h_1 + \frac{h_2^2}{h_1} + \frac{h_3^2}{h_1} + \cdots\cdots\right)$$

$$= \frac{dt\sigma_1}{h_1}\left(h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + \cdots\cdots\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (69)$$

式中 t は腹鈑の厚とす。

鋲距 p を總て一定とし、一列內に n 箇の鋲を用ふれば（39）式より次式を得。

$$M_s = dt\sigma_1 h_1 \frac{n(n+1)}{6(n-1)}$$

今　$k = \dfrac{6(n-1)}{n(n+1)}$　とせば

$$\left.\begin{aligned} M_s &= \frac{dt\sigma_1 h_1}{k} \\ \sigma_1 &= k\frac{1}{dt}\,\frac{M_s}{h_1} \\ \sigma_1 &\leqq \sigma_b \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots (70)$$

鋲距が一定ならざるときは（69）式より、一定せるときは（70）式より σ_1 を求むることが出來る。

鈑桁の或る斷面に於ける彎曲率を M、惰性率を J とし、其の斷面に於ける腹鈑の受くる彎曲率を M_s、惰性率を J_s、彎曲應力を σ とすれば

$$\left.\begin{aligned} M_s &= M\frac{J_s}{J} = M\frac{t h_s^3}{12J} = \frac{t h_s^2}{6}\sigma \\ \sigma &= \frac{Mh_s}{2J} = \frac{M}{W}\,\frac{h_s}{h} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots (71)$$

（71）式に於ける J の値は普通突緣の鋲孔を控除し、腹鈑の鋲孔を控除せずに計算する。h は桁の全高、h_s は腹鈑の高を表はす。

繼手の片側に於ける鋲數を定むるに Otzen は次の近似式を用ひた。

$$\left.\begin{aligned} n &= \frac{\sigma t h_s^2}{N h_1} - 2 \\ N &= dt\sigma_b \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots (72)$$

第162圖の如く添接鈑の山形鋼の內側にある部分は餘分のものと考へ、上下の山形鋼間に挾まれたる部分の添接鈑の鋲のみで所要の數となす方がよろしい、蓋し山形鋼の鋲は外に水平剪力を受くるからである。故に水平剪力より生ずる應力 σ_{q_2} を考慮せねばならない。

添接鈑の鋲は彎曲率の外に尙鉛直剪力を受くる。今彎曲應力を σ、鉛直剪力により生ずる應力を σ_{q_1} とせば、山形鋼內にある鋲は次の應力を受くる。

$$\left.\begin{aligned} \sigma' &= \sqrt{(\sigma+\sigma_{q_2})^2+\sigma_{q_1}^2} \\ \sigma_{q_1} &= \frac{Q}{\Sigma F_n}, \quad \sigma_{q_2} = \frac{Qp}{dt}\,\frac{S}{J} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots (73)$$

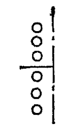
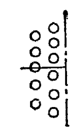
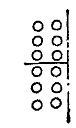
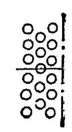
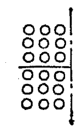
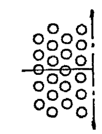
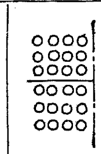
式中 Q は繼手箇所に於ける最大剪力、ΣF_n は鋲の斷面積の和とす。

其の他の添接鈑の鋲は次の應力を受くる。

$$\sigma'' = \sqrt{\sigma^2+\sigma_{q_1}^2} \quad \cdots\cdots\cdots (74)$$

竪の鋲列間の距離 p は $3d \sim 3.5d$、竪列內に於ける鋲距 b は $3d \sim 6d$、繼手及添接鈑の端より鋲に至る距離は $2d$ とする。

第 40 表　k の値

最初の列の鋲數	一列綴鋲	二列綴鋲		三列綴鋲		四列綴鋲		最初の列の鋲數
	 $k_1=\dfrac{6(n-1)}{n(n+1)}$	 $k_2=\dfrac{6(n-1)}{n(2n-1)}$	 $k_2=\dfrac{k_1}{2}$	 $k_3=\dfrac{2(n-1)}{n^2}$	 $k_3=\dfrac{k_1}{3}$	 $k_4=\dfrac{3(n-1)}{n(2n-1)}$	 $k_4=\dfrac{k_1}{4}$	
4	0.900	0.643	0.450	0.375	0.3000	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	0.1237	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	0.0828	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

第141圖に示すが如く、中立線の近くに於ては竪列內の鋲距を遠くし、中立線を離るゝに從ひ之れを縮むれば、抗曲力に富む配置となる。

普通彎曲率が大きい箇所では剪力は小さいから σ_{q_2} は考へなくてもよいが、連續鈑桁或は突桁式鈑桁の支承附近に於けるが如く、彎曲率も剪力も同時に大きくなる場合は σ_{q_2} も考慮する必要がある。

〔例〕 第165圖に於て左側支承より $5m$ の箇所に腹鈑の繼手を設くるものとし、其の箇所に於ける彎曲率を $M = 274.1\,tm$ とし、第1[illegible]圖の斷面を選ばゞ

$$W = 36\,155\ cm^3$$

となる。

(71) 式に依り腹鈑の受くる應力は

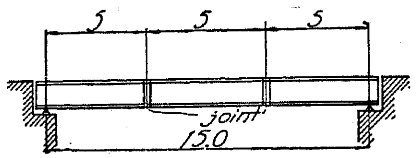
$$\sigma = \frac{27\,410\,000}{36\,155}\times\frac{168}{177} = 721\,kg/cm^2$$

$$M_s = \frac{th_s^2\,\sigma}{6} = \frac{1.4\times168^2\times721}{6}$$

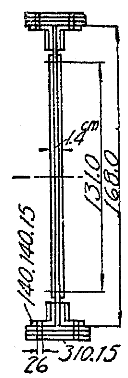
$$= 4\,760\,000\,kg\,cm = 47.6\,t\,m$$

添接鈑の高を 139 或は 140 cm とし

$h_1 = 131\,cm$ とする。



第 165 圖



第 166 圖

(72) 式に依り鋲の强さは

$N = 2.6\times1.4\times1\,500 = 5\,460\,kg$　(鋲徑 26 mm)

繼手の各側に於ける鋲數は

$$n = \frac{721\times1.4\times168^2}{5\,460\times131} - 2 = 38$$

故に (1) 一列に 13 本宛三列となすか、(2) 或は外の二列に 13 本宛、内の一列に 12 本を使用する。

第 40 表に依り、(1) の場合には (70) 式より

$$\sigma_1 = \frac{0.396\times\frac{1}{3}\times4\,760\,000}{2.6\times1.4\times131} = 1\,315\,kg/cm^2 < 1\,500\,kg/cm^2 = \sigma_b$$

(2) の場合には

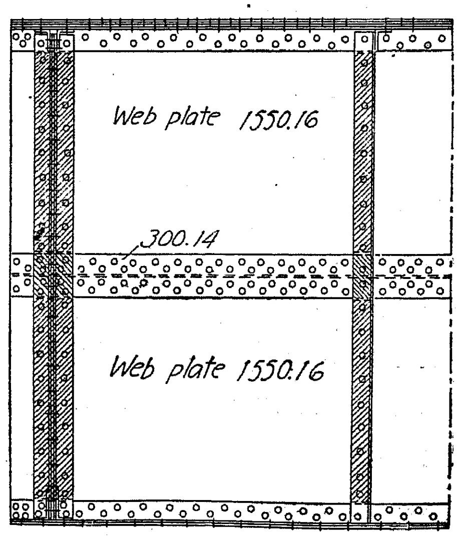
$$\sigma_1 = \frac{0.142\times4\,760\,000}{2.6\times1.4\times131} = 1\,415\,kg/cm^2 < 1\,500\,kg/cm^2 = \sigma_b$$

竪列内の鋲孔に依る桁の斷面率の減少は (38) 式に依り

$$\Delta W = \frac{d\,t\,h_1^2}{h}\,\frac{n\,(n+1)}{6\,(n-1)} = \frac{2.6\times1.4\times131^2}{177}\times2.526 = 893\,cm^3$$

之れは全體の斷面率 W の 25% に當る。

特に高い腹鈑は比較的短い長さに切つて供給さるゝので、長徑間の桁には數多の竪繼手を要することになるから、特に高い腹鈑に於ては寧ろ桁の高さの中央に水平繼手を設くる方が經濟であつて (第 167 圖)、添接鈑に要する材料も少くてよろしい。其の鋲距は (41) 式及 (42) 式に依つて算定する。



第 167 圖

第五節　綾　構

1. 總　論　橋梁の綾構 (Bracing) は次の

三大使命を有する。

(a) 風或は遠心力に基因する横荷重を受くる。

(b) 抗壓材を直線に保つ。

(c) 走行車輛に依つて生ずる振動に對し構造物を補剛する。

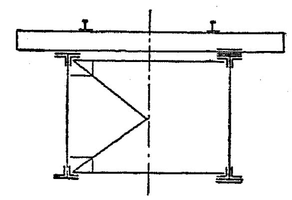
横荷重に對し綾構を必要とすること及抗壓材を直線に保つべきことは明瞭な事實であるが、以前には餘り重要視されず從て數多のポニイ・トラスが造られ、又構造物を剛度に富ますことも認められずして輕い振動性のものが多かつた。然し夫等の構造物は最初は充分安全であつても、直に破壞され未だ其の壽命が來ない内に取替へねばならなくなるから、今日では剛度に富むことが最も必要とせられ、剛度を缺くものは理想的橋梁とは考へられなくなつた。

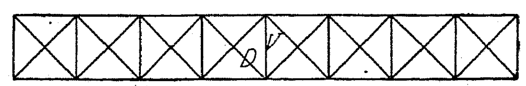
風荷重は第二章第六節に述べたるが如し。内務省の規定は同省細則第七條、鐵道省の規定は鋼鐵道橋設計示方書第七條の通りである (附錄)。總ての風荷重は移動するものとして徑間の中央に於て最大應力を生ずる樣にする。

短徑間の桁に於ては計算上より得る斷面は極く小さいけれど、剛度を保證するために適當に大きい斷面を選ぶのである。重要なる道路橋及總ての鐵道橋に於ける綾構は、張力も壓力も受けることが出來る樣な斷面となし、調整釬 (Adjustable rod) 及薄弱な山形鋼の使用を禁止するのみならず、各細部に於ては部材の應力よりも寧ろ部材の全强度を發揮し得る樣な構造となして綾構の剛度を確保する。輕い道路橋に於ては調整釬を用ふるも差支ない。綾構は第 168 圖及第 169 圖の如き形を選び、其の斜材は必ず交點に於て鋲結する。斜材と突縁中心線との角度は略 45° となす。綾構は上横構 (Upper lateral bracing)、下横構 (Lower lateral bracing) と、桁の兩端及中間に設けたる對傾構 (Cross frame) とより成る。

2. 上路橋の横構　枕木が直接主桁の上に在るときは二つの方法がある。

(a) 桁の上下兩突縁面に綾構を設けてトラスの形となし、主桁の突縁をトラスの弦として利用するものである。上下兩横構を用ふれば、桁の下部に働く横荷重は下横構に依つて直接橋臺に傳達さるゝ。普通徑間の長い時だけ上下横構を併用するが、短徑間の場合は上路橋に於ては上横構のみを用ふる。





第 168 圖

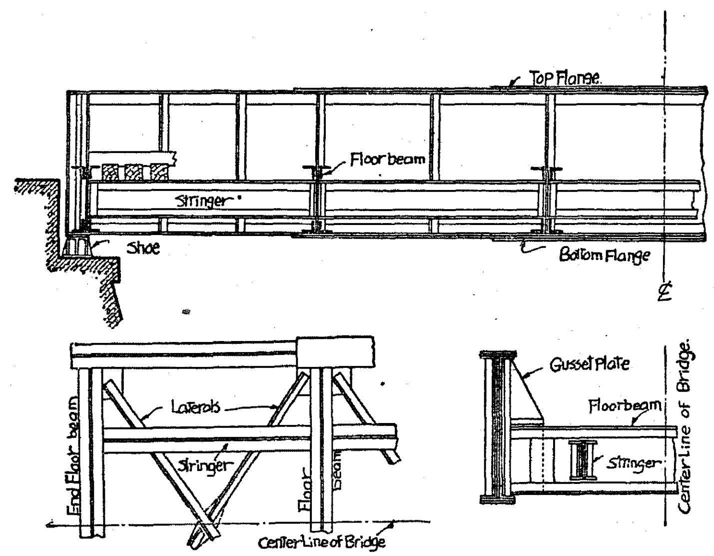
上路橋に用ふる横構は單式ワーレン

となす事あるも、突緣に生ずる縱變形（上突緣は壓縮され下突緣は伸展する）のため突緣が横に撓む傾向があるので、反對側の格點に彎曲應力を生ずる。此の副應力を避くるため一般に第168圖の如き複式ワーレンとなす。

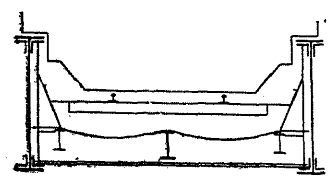
（b）桁の高が低いときは横構を上突緣だけに設くる。下突緣は 1.5～2.5 m 置きに設けたる對傾構に依つて支へらるゝ。

何れの場合にも横構の格間は上突緣の幅の 12 倍を超過せざるをよしとす。曲線部に於ては之れを 6 倍に縮小する。道路橋に於けるが如く横桁及縱桁を併用するときは、横構の斜材は中央の縱桁に取付くる方がよい、中央に縱桁が無い場合は內側の二つの縱桁間に、溝形鋼を挿入して之れに斜材を取付くる。

3. 下路橋の横構　開床（Open floor）のときは下突緣に横構を設けて、下突緣を其の弦となし横桁を其の垂直材となすが（第169圖）、閉床（Solid floor）のとき例へば床に鋼樋（Steel trough）、鐵筋コンクリート或はバツクル・プレート等を用ふるときには横構を省略する（第170圖）。主桁の上部には繋鈑（Gusset plate）を取付けて横桁に緊結する、又繋鈑の代りに隅控（Knee brace）を用ふることもある。



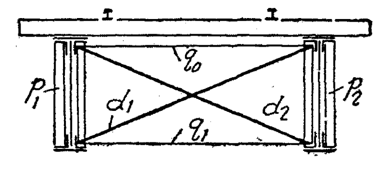
第　169　圖



第　170　圖

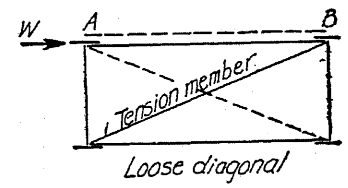
橋軸に直角に、主桁に水平に働く風荷重及上突緣を挫折せんとする荷重は、腹鈑の補剛材、横桁及隅鈑より成り立つ上開の框構（Frame）に作用して、水平力は下横構及床版に、鉛直力は主桁に働くことゝなる。縱桁が存在する場合は、水平軸に對する環動半徑を減ずるために各部材を縱桁にも鋲結する。4 本の縱桁があるときは、斜材は外側の 2 本だけに鋲結する。若し內側の 2 本に鋲結すれば、格間の中央に於て鋲孔のために斷面を縮小さるゝからである。

4. 對傾構　（1）對傾構の形。對傾構は第171圖に示すが如く、上下 2 本の水平材（q）、2 本の斜材（d）及腹鈑の補剛材（p）より成り立つ。

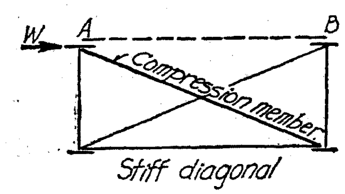


第　171　圖

水平材は横構の垂直材となるのが普通である。對傾構の斜材が純粹の張力のみを受くる様にすれば、（第172圖）抗張材の斷面となし、風荷重は B のみにて受けるが、斜材が壓力を受くる様にすれば（第173圖）抗壓材の斷面となす。此の場合の風荷重は A と B とに等分されるものと假定する。

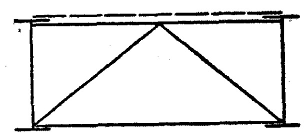


第　172　圖

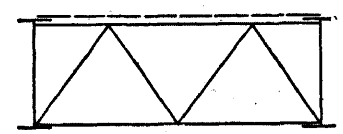


第　173　圖

第174圖に示す如き K 形の對傾構も屢ゝ用ひられ、又橋幅が廣いとき或は桁が高いときには第175圖の如き形も用ひらるゝ。



第　174　圖



第　175　圖

中間に用ふる對傾構の間隔は突緣の幅の 12 倍を超過しない様にし、桁の兩端には必ず之れを設けねばならない。

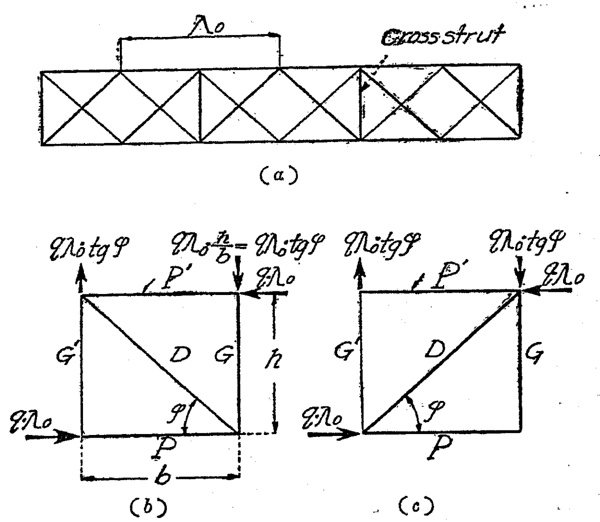
（2）應力。（a）中間對傾構（Intermediate cross frame）。上路橋に於ける對傾構の間隔を λ_0 とし、下突緣に働く風壓荷重を $q\,kg/m$ とせば、第176圖（b）に於て

$$\left.\begin{aligned} G' &= 0 \\ G &= -q\lambda_0 \operatorname{tg}\varphi \end{aligned}\right|$$

$$\left.\begin{aligned} P' &= -q\lambda_o \\ P &= -q\lambda_o \\ D &= +q\lambda_o \sec\varphi \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (75)$$

第176圖（c）に於ては（76）式となるが、普通（75）式を用ふる。

$$\left.\begin{aligned} G' &= +q\lambda_o \operatorname{tg}\varphi \\ G &= 0 \\ P' &= 0 \\ P &= 0 \\ D &= -q\lambda_o \sec\varphi \end{aligned}\right\} \cdots (76)$$



第 176 圖

（b）端對傾構（End cross frame）。上路鈑桁の徑間を l とし、q を上下兩突縁の單位長に働く風壓荷重の和とせば、前述の如く端對傾構は上突縁に於ける全反力を橋臺或は橋脚に傳ふる樣に設計するから、第176圖（b）の形を用ふれば

$$\left.\begin{aligned} G' &= 0 \\ G &= -\frac{1}{2}ql\operatorname{tg}\varphi \\ P' &= -\frac{1}{2}ql \\ P &= -\frac{1}{2}ql \\ D &= +\frac{1}{2}ql\sec\varphi \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (77)$$

第176圖（c）の形を用ふれば

$$\left.\begin{aligned} G' &= +\frac{1}{2}ql\operatorname{tg}\varphi \\ G &= 0 \\ P' &= 0 \\ P &= 0 \\ D &= -\frac{1}{2}ql\sec\varphi \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (78)$$

普通（77）式を用ふる。

5. 横構部材の斷面　部材の斷面は横構の受くる應力及其の長に依つて異なり、主桁に取付くるに最も適當せる形を選ぶのであるが、横構が其の中途で縦桁の如きもので支へらるゝときは、⅃L を用ふれば充分である。一方向に就て環動半徑の大なるを欲するときは次の三方法がある。

（a）水平軸に對する環動半徑を大きくせんとせば、二箇の不等邊山形鋼 170×75、或は 120×80 の長脚を鉛直にして鋲結する。

（b）二箇の等邊山形鋼の水平脚を鋲結する。

（c）二箇の不等邊山形鋼の短脚を水平にして之れを鋲結する。

（a），（b）の方法では水平軸に對する環動半徑が鉛直軸に對するものゝ一倍乃至一倍半となり、（c）の方法では二倍乃至四倍となる。山形鋼の背面をピツタリ合せる方がいゝけれども、環動半徑の大なるを欲する場合は、其の間に座鐵を挿入する。二箇の山形鋼で不足なるときは、鈑を鋲結して斷面を増加する。

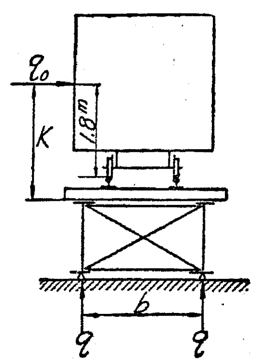
横構に於ける抗壓材の長は最小環動半徑の 120 倍を超過してはいけない。各部材の兩端に於ては應力を傳達するに足る充分の鋲を用ひ、部材が一山形鋼よりなれるときは三箇、二山形鋼より成れるときは六箇以上とし、繼鈑（Connection plate）にも充分の鋲を以て突縁に連結する。

第六節　横荷重の突縁應力に及ぼす影響

1. 突縁が横構の弦として作用する場合　突縁は横構の弦材として應力を生ずるから、其の應力を死活兩荷重より生ずる應力に加算しなければならない。

2. 移課荷重（Transferred load）

$$q = q_o\,\frac{k}{b} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (79)$$



第 177 圖

鐵道省の規定に依れば $q_o = 600\,kg/m$ にして軌條面上 $1.8\,m$ の高に作用するものとする、之に依つて算出された q が桁に働くものとして他の應力に加算する（第177圖）。

3. 結　論　突縁は

（a）死荷重＋活荷重＋衝擊

（b）死荷重＋活荷重＋衝擊＋1＋2

の如き二つの場合に對して其の應力を算出する、但し（b）の場合には其の許容應力を（a）の

場合の 25% 増加することが出來るから、(a), (b) の内大きな斷面を與ふる方を用ふる。

第七節 反 り

鈑桁に反り (Camber) を附する場合は、腹鈑の繼手箇所に反りに必要とする分量だけ腹鈑の上部に間隙を設くるから、若し一枚の腹鈑を用ひて繼手が無いときは、反りを附することが出來ない。鈑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示方せり。

反りを附する場合は、活荷重＋死荷重＋衝撃 を負載せるとき桁が丁度直線となる樣にする。桁の高と支間の比が $\frac{1}{10}$ なるときは、反りは支間の $\frac{1}{1200}$ と採る。其の比が $\frac{1}{10}$ 以外なるときは、反り η (m) は

$$\eta = \frac{l}{1200\,h} \qquad (80)$$

と採る。l は支間 (m)、h は桁の高 (m) とす。

繼手箇所に於ける彎曲角 ϕ は

$$\phi = \frac{l}{1500\,h\,(n+1)} \qquad (81)$$

に依つて表はさる。式中 ϕ はラヂアン (Radian) で量り、n は繼手の數を表はす。

今 $\frac{l}{h} = 10$ とせば

$$\phi = \frac{1}{150\,(n+1)} \qquad (82)$$

となる。支承補剛材を突緣に直角に取付くれば、其の鉛直となす角度 ϕ' (ラヂアン) は

$$\phi' = \frac{n\,l}{3000\,h\,(n+1)} \qquad (83)$$

となり、$\frac{l}{h} = 10$ とせば

$$\phi' = \frac{n}{300\,(n+1)} \qquad (84)$$

となる。

製作を容易にするため、桁は繼手の所で折れる樣な形にするから、各繼手箇所では上突緣山形鋼は、下突緣山形鋼より一鋲距だけ長く造る。

又鉛直添接鈑に於て繼手を挾む鋲線は、互に彎曲角 ϕ に等しい角度をなすものとす。

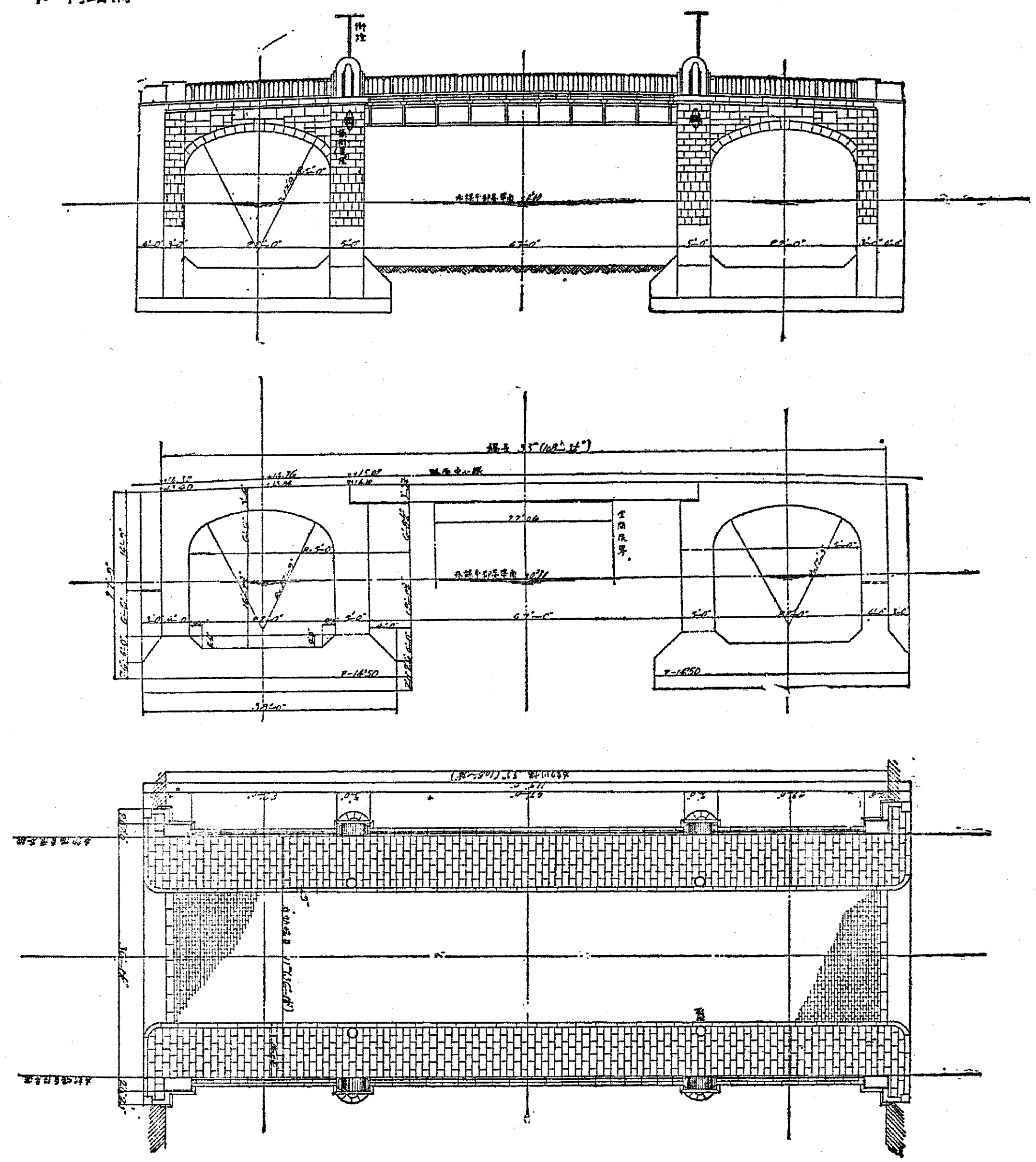
鐵道省の規定では鈑桁には反りを附さない。A. R. E. A. の示方書では

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。

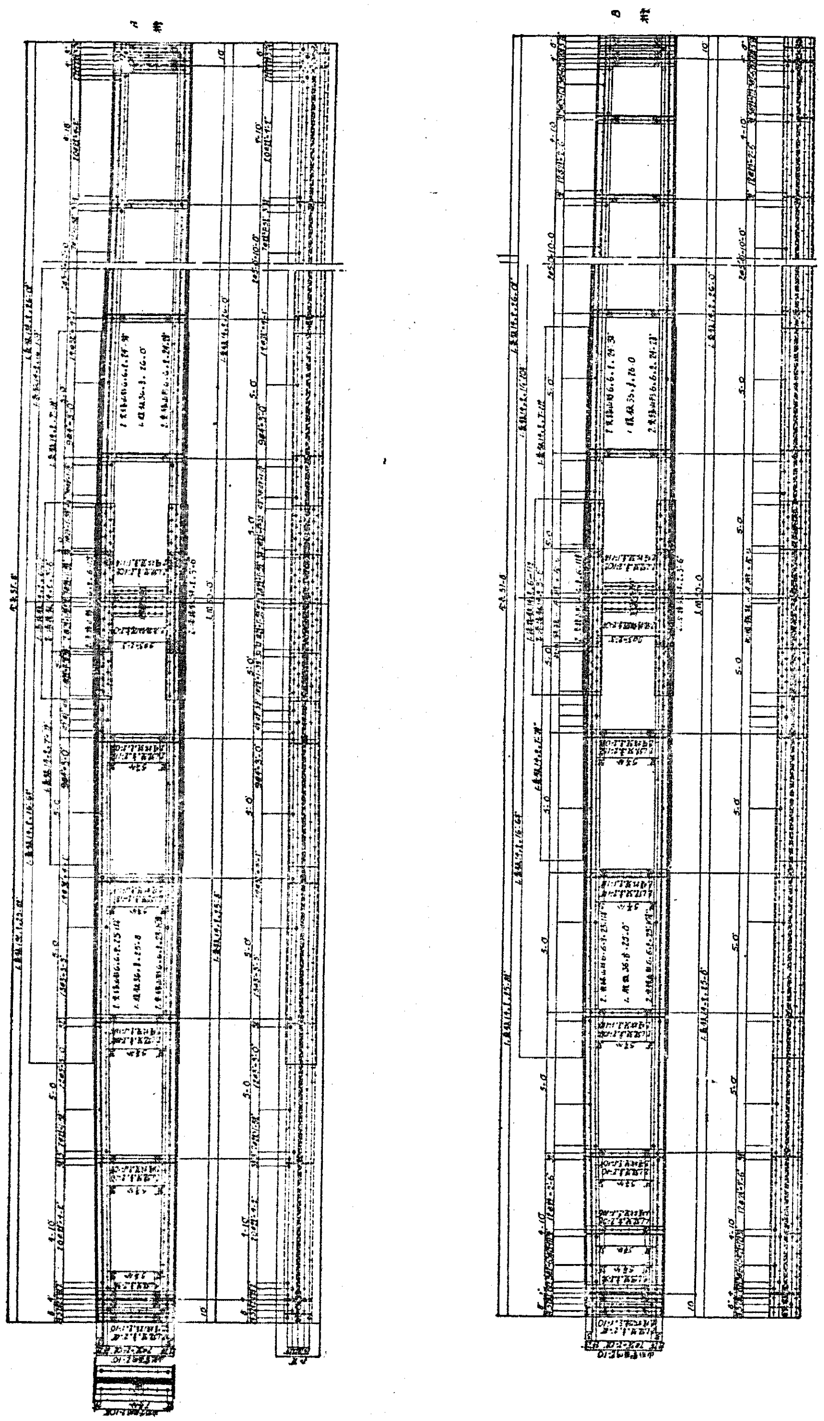
道路橋：一長徑間又は特別の場合を除いては反りを附さない。

第八節 實 例

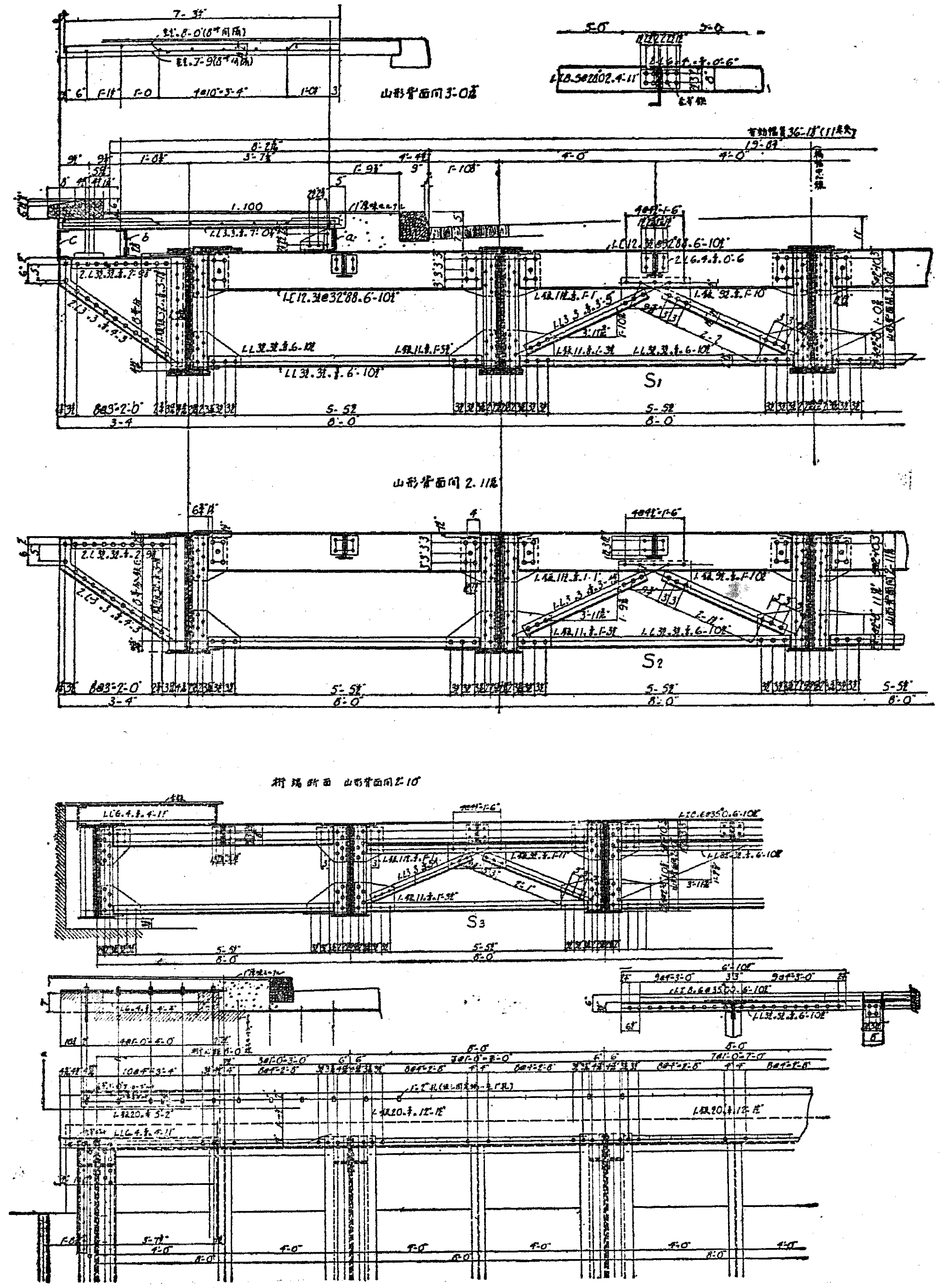
1. 街路橋



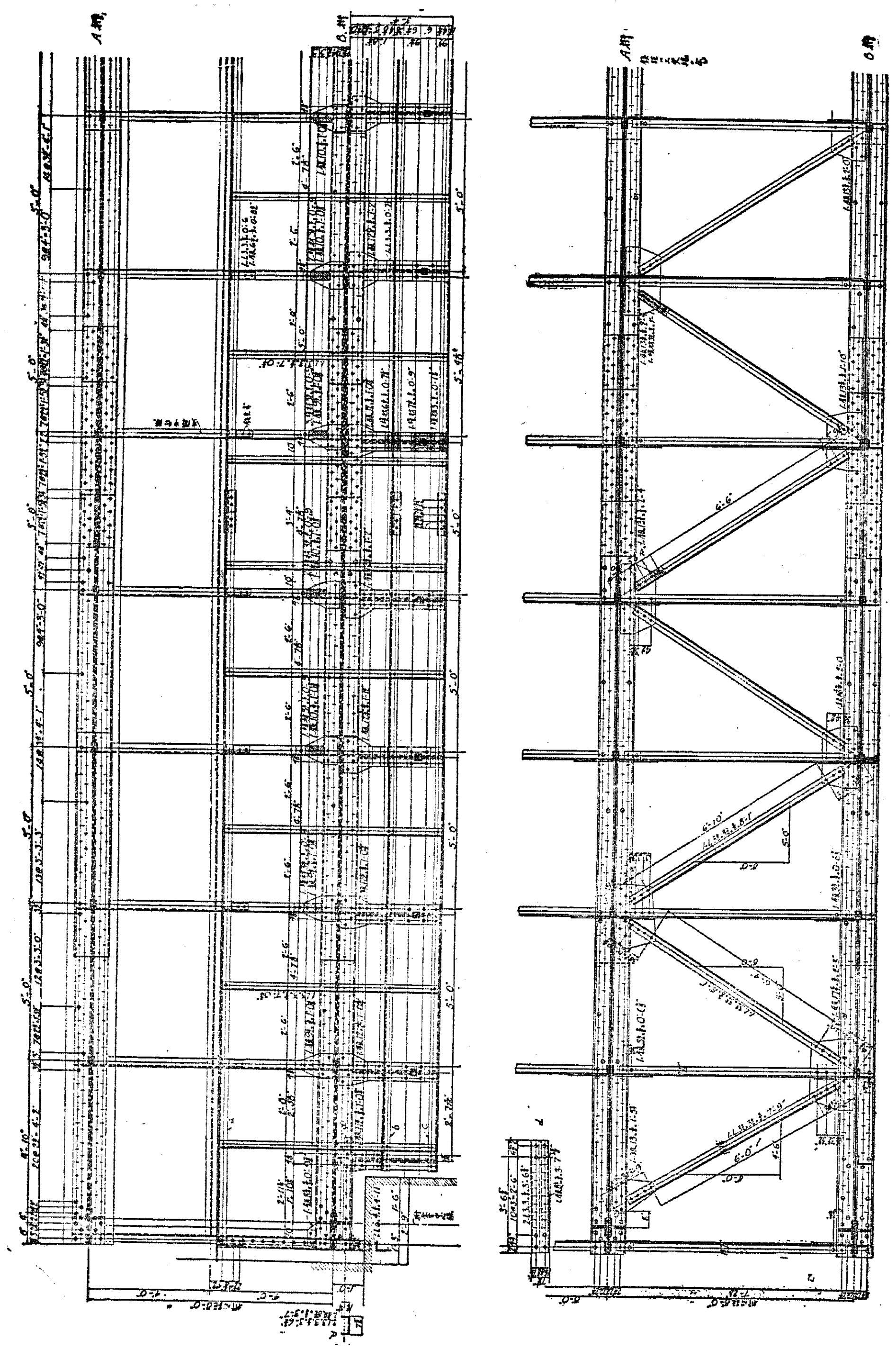
第 178 圖 (其一)



第178圖（其二）

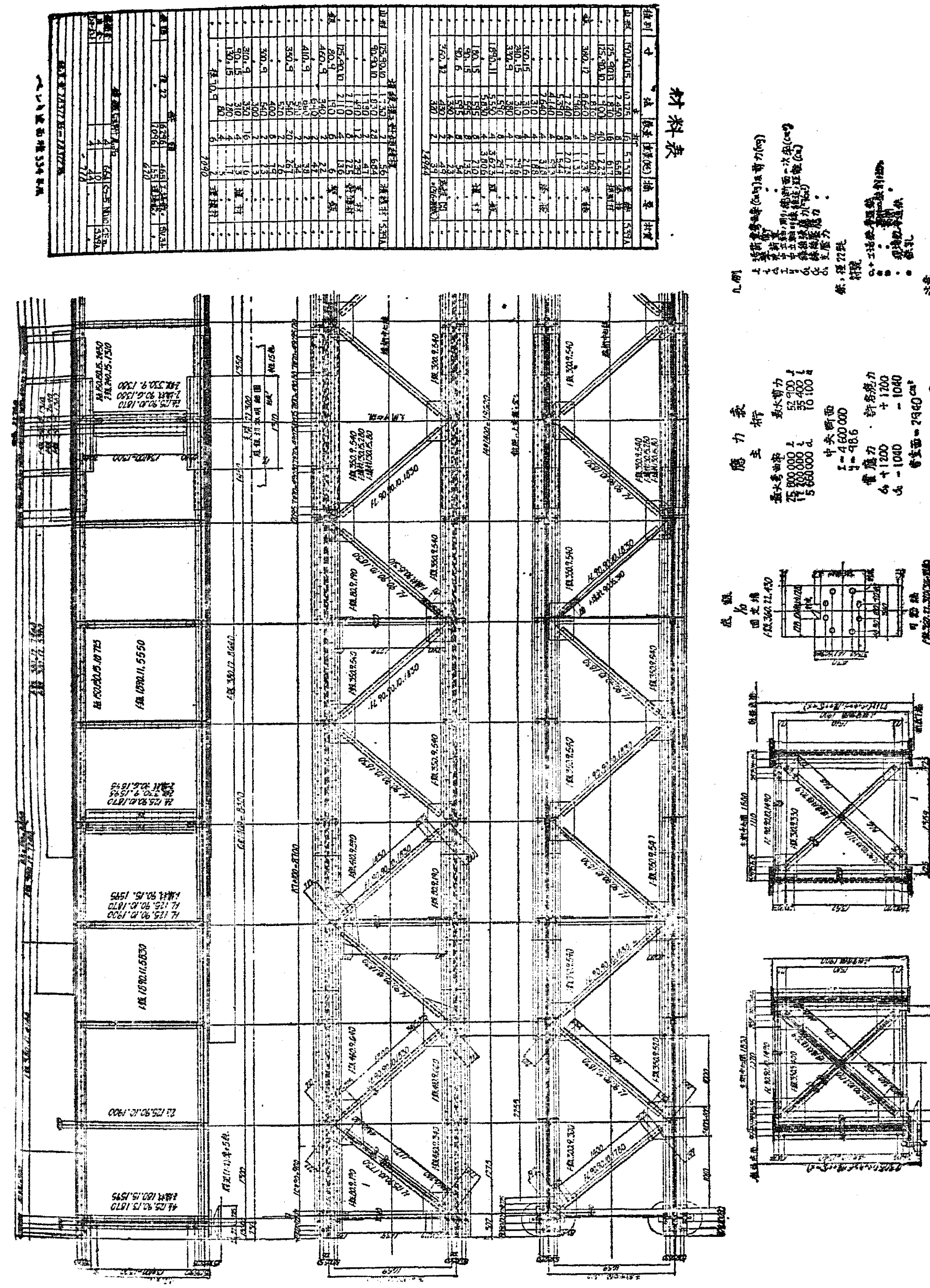


第178圖（其三）

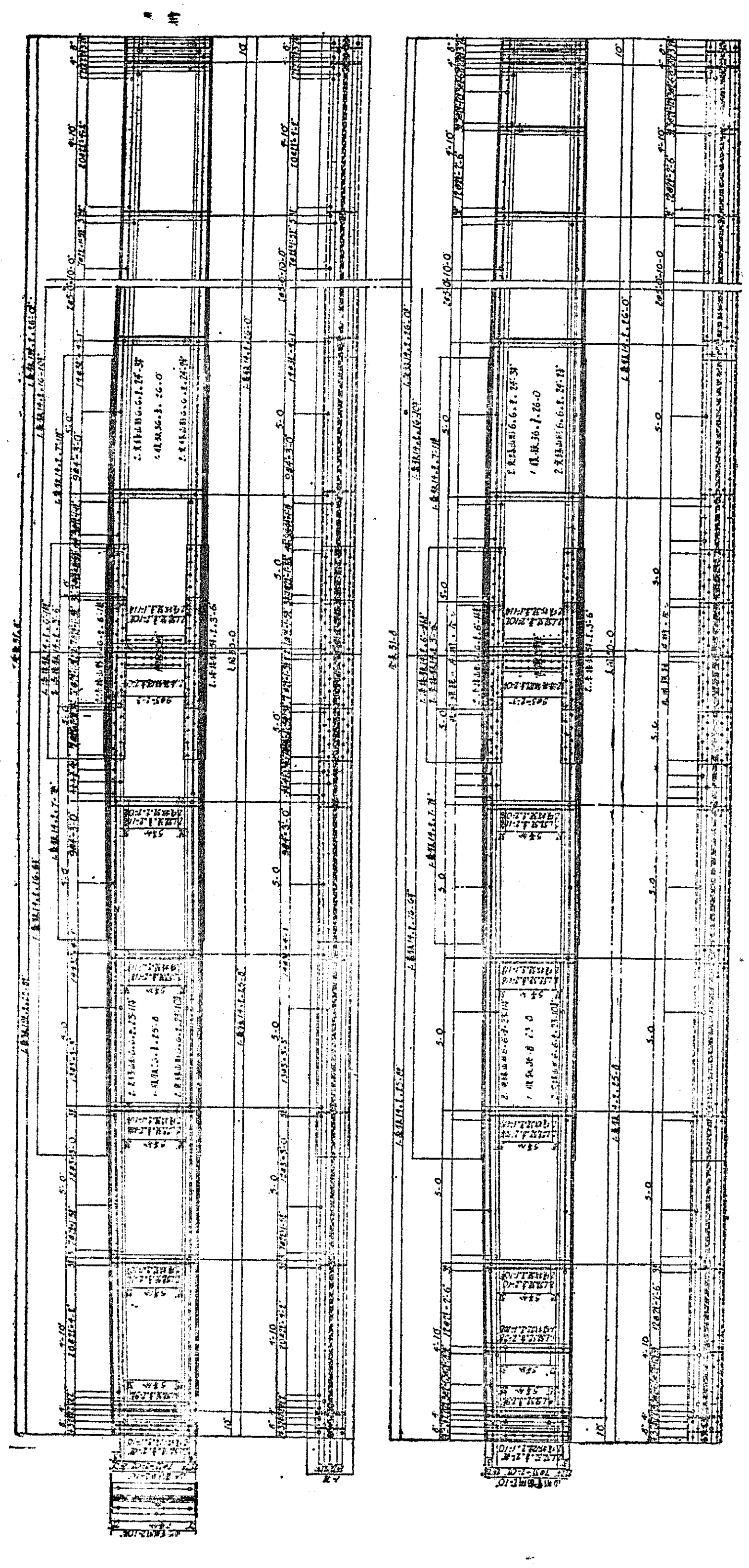


第178圖（其四）

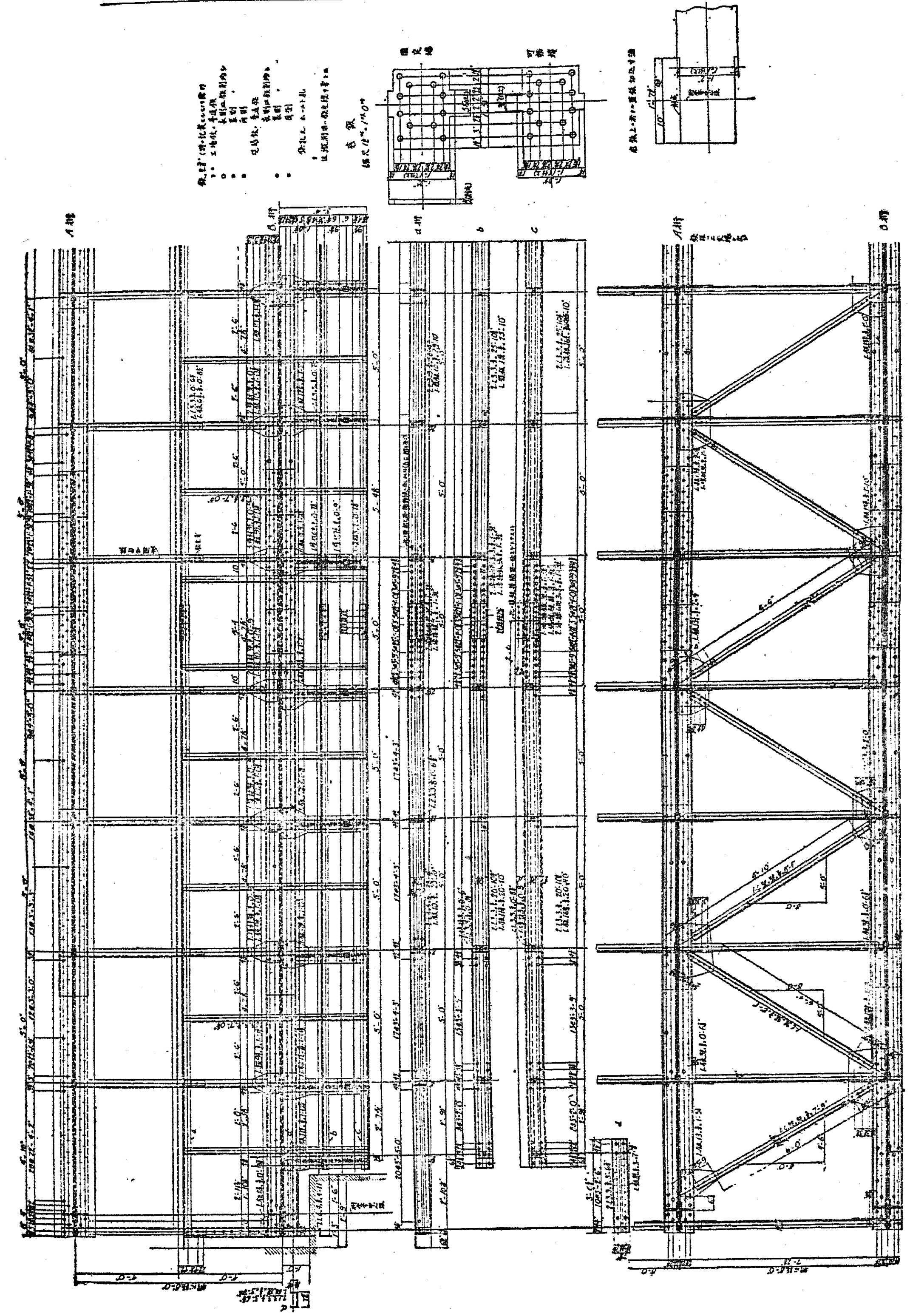
2. 鐵道橋



第179圖（其一）



第179圖（其二）



第179圖（其三）