

第 2 章 單 桁 橋

第 1 節 應 力 Stress.

§ 23. 曲曲率 (曲げモーメント) Bending moment.

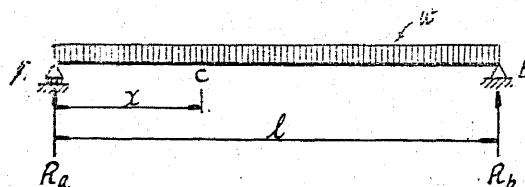
單桁 Simple beam の受ける死荷重は主として等布荷重 Uniform load であり活荷重は等布荷重なる事もあるし集中荷重 Concentrated load なる事もあり又は兩者が混入する事もある。

次に設計に必要な曲曲率に関する公式を摘記する。

a) 等布荷重による曲曲率 Bending moment due to uniform load.

等布荷重が死荷重の如く静止の状態にある場合には第 92 圖に於て桁の任意の一點 C に於ける曲曲率 M_c は

第 92 圖



$$M_c = \frac{wx}{2}(l-x) \quad (10)$$

である、乃ち M_c は x の函数であつて其の變化は拋物線である、而して其の最大値は $x = \frac{l}{2}$ なる時乃ち徑間の中央に於て生じ其の値を M_o とすれば

$$\left. \begin{aligned} M_o &= \frac{wl^2}{8} \\ x &= \frac{l}{2} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

である。

q を単位長死荷重 Dead load intensity per unit length とし C 點の曲曲率及桁の最大曲曲率を各 αM_c 及 αM_o とすれば

$$\left. \begin{aligned} \alpha M_c &= \frac{qx(l-x)}{2} \\ \alpha M_o &= \frac{ql^2}{8} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

である。

次に等布荷重が活荷重の如く桁の任意の範囲に載り得る場合に於ても C 點の最大曲曲率及桁の最大曲曲率は共に荷重満載の時に起り (10) 式及 (11) 式を適用し得る、乃ち p を単位長活荷重 Live load intensity per unit length とし C 點の最大曲曲率及桁の最大曲曲率を $\max \alpha M_c$ 及 αM_o とすれば

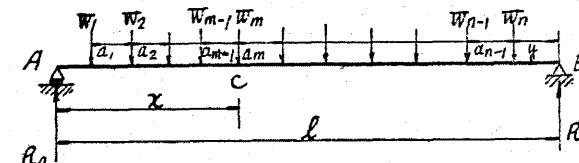
$$\max \alpha M_c = \frac{px}{2}(l-x) \quad (13)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha M_o &= \frac{pl^2}{8} \\ x &= \frac{l}{2} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

にて表す事が出来る。

b) 集中荷重による曲曲率 Bending moment due to concentrated load.

第 93 圖



今第 93 圖に於て數多の集中活荷重が作用した場合桁の任意の一點 C に於ける最大曲曲率は集中活荷重の一つ W_m が C 點上にあり且

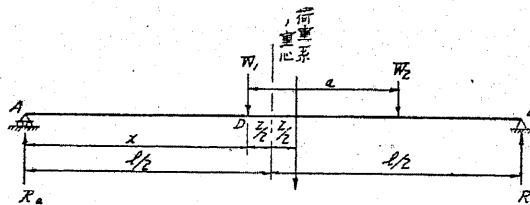
$$\frac{\sum_{i=1}^{m-1} W_i}{x} \leq \frac{\sum_{i=1}^m W_i}{l} \leq \frac{\sum_{i=1}^m W_i}{x} \quad (15)$$

$$\left. \begin{aligned} t &= \frac{a_1 W_1 + a_2 \sum_1^n W + \dots + a_n \sum_1^n W + y \sum_1^n W + \frac{1}{2} w \times y^2}{\sum_1^n W + wy} = l - e - y \\ x_0 &= l - e - y \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

斯くして得られた y 及 x_0 の値は (17) 式を満足せねばならん事は勿論である。

公道橋に於ける自動車荷重は鋼道路橋設計示方書案第二十二條（附録参照）により橋梁の縦方向に一臺のみなる故二つの集中活荷重である、斯る場合には C 點の最大彎曲率 $\max_i M_c$ は重い荷重を C 點の上に載荷した時起り又桁の最大彎曲率 iM_o の生ずる點 D の位置は重き車輪と二つの車輪の重心との距離を二等分し其の二等分線と徑間の中央とを一致せしめた時重き車輪の下である、第 97 圖は其の場合の荷重の状態を示す。

第 97 圖



而して $W_1 > W_2$

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{W_1 l + W_2 (l-a)}{2(W_1 + W_2)} \\ iM_o &= \frac{[W_1 l + W_2 (l-a)]^2}{4l(W_1 + W_2)} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

$W_1 = W_2 = W$

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{l}{2} - \frac{a}{4} \\ iM_o &= \frac{(2l-a)^2}{8l} W \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

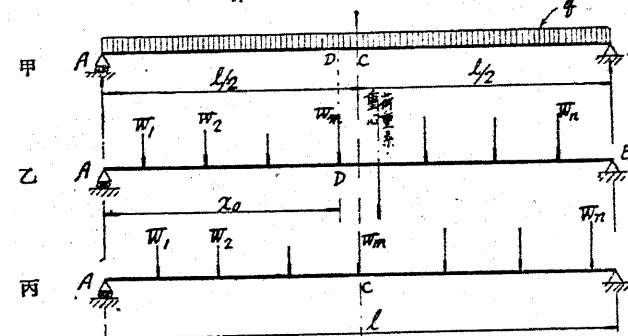
尙小なる徑間に於ては上述の如く荷重を配置する時は片方の車輪が徑間

の外に出る事がある、斯る時には最早單一荷重の場合となり重き車輪のみを徑間の中央に載せた時 M_o を生ずる。

$$\left. \begin{aligned} iM_o &= \frac{W l^2}{4} \\ x &= \frac{l}{2} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

桁の絶対最大彎曲率 Absolute maximum bending moment M_o とは桁の全断面を通じて或る断面の彎曲率の合計が最大となる値である、若し活荷重が等布荷重か集中荷重一個なる時は死活両荷重の桁の最大彎曲率は共に徑間の中央に生ずるを以て兩彎曲率を合算したるものを以て表し得るけれども活荷重は集中荷重二個以上なる時は死活両荷重による桁の最大彎曲率の生ずる點が異なる、斯る場合には死荷重による桁の最大彎曲率に其の點に於ける活荷重の最大彎曲率を合算したものと活荷重による桁の最大彎曲率に其の點に於ける死荷重の彎曲率を合算したものとを比較して兩者の内の大なるものを以て桁の絶対最大彎曲率とするのである。

第 98 圖



第 98 圖に於て甲は死荷重載荷状態で桁の最大彎曲率は徑間の中央 C 點にて起り (iM_o)、乙は活荷重による桁の最大彎曲率を生ずる載荷状態で D 點にて起る (iM_o)、然る時は更に活荷重による C 點の最大彎曲率（丙圖）及死荷重による D 點の彎曲率（甲圖）を求め

$$\left. \begin{array}{l} {}_aM_o + \max_i M_c \\ {}_aM_d + {}_i M_o \end{array} \right\} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (23)$$

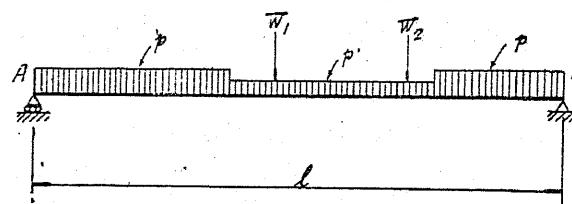
衝撃係数を i とする時は

$$\left. \begin{array}{l} {}_aM_o + \max_i M_c (1+i) \\ {}_aM_d + {}_i M_o (1+i) \end{array} \right\} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (24)$$

の内大なる方を桁の絶対最大弯曲率 M_o とするのである。

又公道橋に於ては群集荷重は自動車、輌壓機及軌道車輛の左右前後に等布する（鋼道路橋設計示方書案第二十二條）を以て集中荷重が桁に作用する場合の活荷重の一般的載荷状態は第 99 圖の如くになる。

第 99 圖



其の場合桁の最大弯曲率を生ずる點は上述せる集中荷重のみによる桁の最大弯曲率を生ずる點と多少異なるものであつて其の位置は p, p', W_1 及 W_2 の函數として求め得るけれども非常に煩雑な手数を要する。實際に當つては p 及 p' を省略し集中荷重 W_1 及 W_2 のみによる桁の最大弯曲率を生ずる點（第 97 圖 D 點）を全體の活荷重による桁の最大弯曲率を生ずる點と見做して (23) 式或は (24) 式に示す兩者を比較すれば充分である。

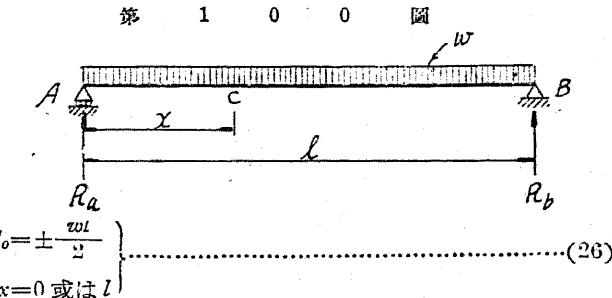
§ 24. 剪力 Shear.

a) 等布荷重による剪力 Shear due to uniform load.

等布荷重が死荷重の如く靜止の状態にある場合には第 100 圖に於て桁の任意的一點 C に於ける剪力 S_c は

$$S_c = w \left(\frac{l}{2} - x \right) \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (25)$$

である、乃ち S_c は x の函数であつて其の變化は直線である而して徑間の中央を界として左右符號を異にし其の最大値は桁端 A 及 B に於て生じ其の値は



である。

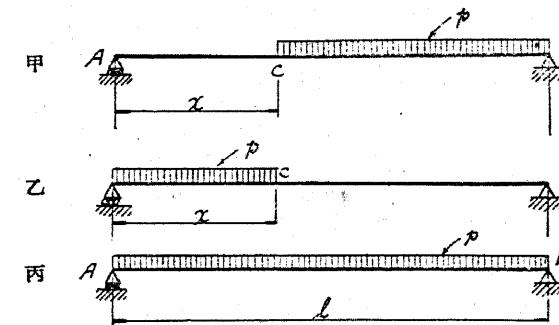
q を桁の単位長死荷重度とし C 點の剪力及桁の最大剪力を各 ${}_aS_c, {}_aS_o$ にて表す時は

$$\left. \begin{array}{l} {}_aS_c = q \left(\frac{l}{2} - x \right) \\ {}_aS_o = \pm q \frac{l}{2} \end{array} \right\} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (27)$$

である。

活荷重が等布荷重なる場合には C 點の剪力は C 點の右側 (CB の部分) にのみ載荷した場合に「+」最大となり (第 100 圖甲). C 點の左側 (CA の

第 101 圖



部分)のみに載荷した場合に「-」最大となる(第101圖乙),又桁の最大剪力は正負共に荷重満載の時 A 点及 B 点に於て生ずるのである(第101圖丙)。

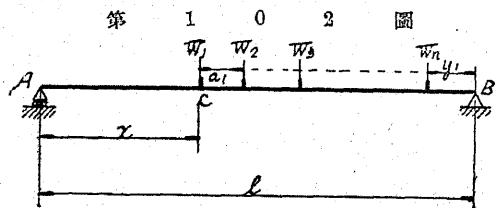
$$\left. \begin{aligned} +\max_{x \in [0, l]} S_c &= \frac{p(l-x)^2}{2l} \\ -\max_{x \in [0, l]} S_c &= \frac{px^2}{2l} \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

$$S_c = \pm \frac{pl}{2} \quad (29)$$

一般に単桁の設計に於ては剪力の符号を必要とせず其の絶対値を以て寸法を決定する爲 $x < \frac{l}{2}$ なる場合には「-」剪力は考慮する必要はない。

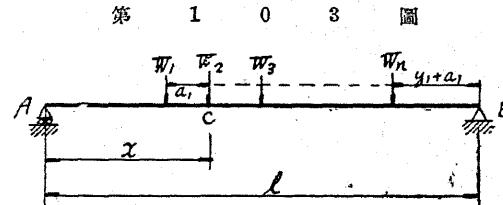
d) 集中荷重による剪力 Shear due to concentrated load.

列車荷重の如く數多の集中荷重が作用した場合には C 点の最大剪力は AC の部分に載荷せず BC の部分に出来るだけ多くの荷重を載せた場合に生ずる第102圖は斯る載荷状態を示す, 今 W_n の周りの活荷重による力率の総和を M_1 とすれば C 点の剪力 $\nu S_c'$ は



$$\nu S_c' = \frac{1}{l} (M_1 + y_1 \sum_{i=1}^n W_i) \quad (30)$$

である, 然しながら W_1 が比較的小なる時は W_2 (稀に W_3) が C 点上にある時の方が反つて最大となる事がある, 乃ち第103圖に於て C 点の



剪力を $\nu S_c''$ とすれば

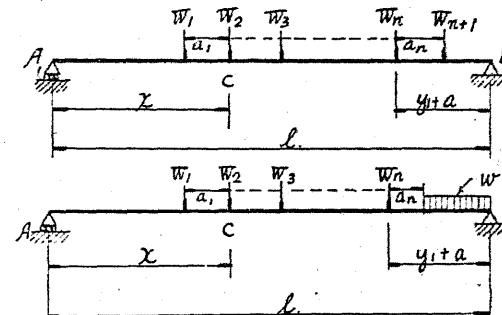
$$\begin{aligned} \nu S_c'' &= \frac{1}{l} [M_1 + (a_1 + y_1) \sum_{i=1}^n W_i] - W_1 \\ &= \frac{1}{l} [M_1 + y_1 \sum_{i=1}^n W_i] + \frac{a_1}{l} \sum_{i=1}^n W_i - W_1 \end{aligned} \quad (31)$$

である故に (30) 式と比較して

$$\frac{a_1}{l} \sum_{i=1}^n W_i - W_1 \geq 0. \quad \nu S_c' \geq \nu S_c'' \quad (32)$$

によつて W_1 或は W_2 何れか C 点上にあるかが決定せられるのである, 同様にして W_3 が C 点上に来る場合を照査する事が出来る。

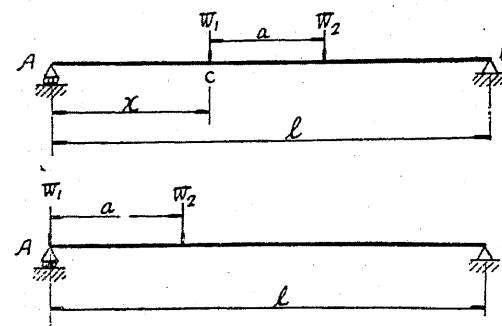
第 1 0 4 圖



第104圖の如く W_2 なる荷重が C 点上に載せた場合 W_n に連續する他の荷重 (W_{n+1} 或は w) が桁上に来る場合には最早 (32) 式の條件は異つて来る斯る時は別に條件を作る必要がある。

然し乍ら列車荷重の如き場合には W_1 若くは W_2 が其の點の上に作用した時に最大となる事が多く且實際計算に於て (32) 式の如き條件を計算するよりも W_1 及 W_2 を (必要なれば W_3 を) C 点上に作用せしめ各の剪力を計算し其の内の最大なる者を以て C 点の最大剪力とする方が簡便である, 公道橋に於ける自動車荷重は集中荷重二個の場合であるが故 C 点の最大剪力 $\max_x S_c$ 及桁の最大剪力 S_c は重き車輪を C 点或は支点 A に載せた時に起り其の値は次式で表される。

第 1 0 5 圖



$$\max_{\mu} S_c = \frac{W_1(l-x) + W_2(l-x-a)}{l} \quad \dots \dots \dots (33)$$

$$S_c = \frac{W_1 l + W_2 (l-a)}{l} \quad \dots \dots \dots (34)$$

次に桁の絶対最大剪力 Absolute maximum shear は死活荷重による桁の最大剪力は共に支點に於て生ずる爲兩者を加へたるもの以て表す事が出来る。

§ 25. 単桁の影響線 Influence lines for simple beam.

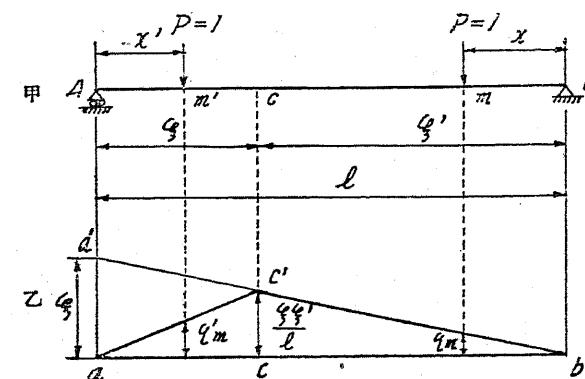
應力計算に於て影響線を使用する時は比較的簡単に且可成り精確に其の結果を求め得られる殊に拱等の如き所謂靜力學不決定構造物の設計に於て計算の途中に於ける誤謬の照査にも便なるのみならず實際問題に於て各點の最大應力は之に依らずば求める事は困難である。

今第 106 圖甲に於て P なる活荷重が直接単桁に作用する場合任意の點 C に於ける彎曲率 M_c は次の如くである,

$$\left. \begin{array}{l} P \text{ が } BC \text{ 間にある時 } M_c = P \frac{\xi}{l} x \\ P \text{ が } CA \text{ 間にある時 } M_c = P \frac{\xi'}{l} x' \end{array} \right\} \quad \dots \dots \dots (35)$$

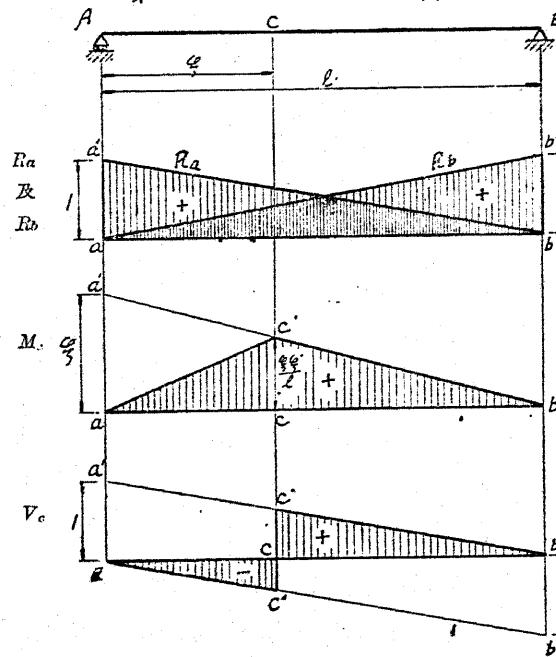
(35) 式は共 x 及 x' の函数であつて x 及 x' が増加するに伴れて直線的變化をなす、今若し P なる荷重を單位荷重 Unit load とする時は

第 1 0 6 圖



$$\left. \begin{array}{l} P=1 \text{ が } BC \text{ 間にある時 } M_c = \frac{\xi}{l} x \\ P=1 \text{ が } CA \text{ 間にある時 } M_c = \frac{\xi'}{l} x' \end{array} \right\} \quad \dots \dots \dots (36)$$

第 1 0 7 圖



であつて ac/b 線(乙圖)は M_c の變化を示し縦坐標 η_m 及 $\eta_{m'}$ は m 點及 m' 點に $P=1$ が載つた時の C 點の彎曲率を表すのである、斯る ac/b 線を M_c の影響線と云ふのである。

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M}{I} \cdot y = \frac{M}{W} \cdot G \\ \rho &= \tau = \frac{VQ}{bI} = k \frac{V}{A} \end{aligned} \right\} \quad (38)$$

上式中 M =桁の彎曲率。

V =桁の垂直剪力。

I =桁の断面の物量力率 Moment of Inertia.

W =桁の断面係数 Section modulus.

A =桁の断面積.

G M G =桁の面積率 Statical moment.

b =桁の幅員.

y N =桁の断面の中立軸 Neutral axis より縁繊維 Extreme fibre 远の距離.

k =應剪力に對する係數(角桁なる場合には $\frac{3}{2}$, 丸桁なる場合には $\frac{4}{3}$)

である, 故に σ 及 ρ , τ は M 及 V が最大なる時最大となり其の値を夫々 σ_0 , ρ_0 及 τ_0 とすれば

$$\left. \begin{aligned} \sigma_0 &= \frac{M_0}{W} \\ \rho_0 &= \tau_0 = k \frac{V_0}{A} \end{aligned} \right\} \quad (39)$$

であつて桁の許容抗曲應力及許容抗剪應力を f 及 f_s とすれば桁が上述の破壊に對して安全を期する爲には

$$\left. \begin{aligned} f &> \sigma_0 \\ f_s &> \rho_0 \text{ or } \tau_0 \end{aligned} \right\} \quad (40)$$

でなくてはならない, 一般に單桁に於ては剪力が原因となつて破壊する事殆どなく (40) 式に於て $f > \sigma_0$ なる條件のみを考慮すれば $f_s > \rho_0$ or τ_0 の條件は自ら満足せられるものである, 然し極小なる徑間及木桁の如く纖維

方向に依つて f_s の値の異なるものに於ては $f_s > \rho_0$ なる條件を検査する必要はないが $f_s > \tau_0$ なる條件の f_s は纖維に沿うた値をとる場合が多い爲必ず検査する必要がある。

§ 27. 桁の剛度 (曲げ剛さ) Stiffness of beam.

剛度とは徑間長を桁の最大撓度 Max. deflection を以て割つた値である, § 26. に依り設計せられた桁は强度に於て充分であるが若し剛度が不足する場合には撓度大にして桁の振動甚しく橋桁として決して完全なものではなく之が原因となつて許容應力以下の應力によつて破壊せられる事が無いとは云へない, 故に鋼道路橋設計示方書案第四十二條に於て剛度を規定し桁の撓度に對して制限を設けて居るのである。

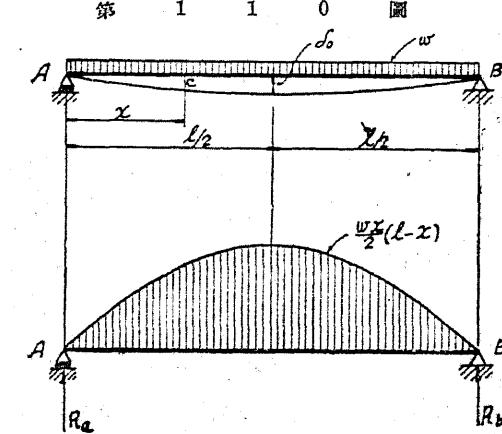
第 6 表は死、活兩荷重

(衝撃を含まず) の 撓 度
を合算したる結果に對する制限である, 死荷重に

第 6 表 桁 の 剛 度

橋種	木橋	鋼桁橋	鋼構橋
公道橋	200	600	800
鐵道橋	500	800	1,000

よる撓度は構造物が完成すると同時に生ずるもので所謂永久的の撓度であるが之に反して活荷重による撓度は活荷重の通過の際のみ生ずる一時的の撓度であつて桁の振動等に對する影響は全然異なる意義を有するものである, 故に永久的の撓度を除き一時的の撓度のみに對して制限を設ける場合がある。



今第 110 圖に於て AB は同一断面の単桁にして ω なる等布荷重が満載するものとする、然る時は任意の點 C の彎曲率 M_c は

$$M_c = \frac{\omega x}{2} (l-x)$$

である、而して其の撓度は M_c 曲線を荷重とした AB 桁の彎曲率に $\frac{1}{EI}$ を乗じたる値を以て表し得るものなるが故其の最大撓度は徑間の中央に於て起り其の値 δ_0 は

$$\begin{aligned} R_a &= \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\omega x}{2} (l-x) dx = \frac{\omega l^3}{24} \\ \delta_0 &= \frac{1}{EI} \left[\frac{\omega l^3}{24} \times \frac{l}{2} - \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\omega x}{2} (l-x) dx \times \left(\frac{l}{2} - x \right) \right] \\ &= \frac{5}{384} \frac{\omega l^4}{EI} \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (41)$$

である。

$$\text{尚 } M_o \text{ (桁の絶対最大彎曲率)} = \frac{\omega l^2}{8}$$

$$\sigma_o \text{ (桁の最大縁應力)} = \frac{M_o}{I} \frac{h}{2}$$

なるが故是の値を (41) 式に挿入して

$$\delta_0 = \frac{5}{24} \frac{\sigma_o l^2}{Eh} \quad \dots \dots \dots (42)$$

$$\begin{aligned} S \text{ (剛度)} &= \frac{l}{\delta_0} = \frac{24}{5} \frac{Eh}{\sigma_o l} \\ \text{或は } \frac{h}{l} &= \frac{5S}{24E} \sigma_o \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (43)$$

なる結果を得る、 $S=600$ とし實際纖維應力を桁の許容抗壓纖維應力（鋼道路橋設計示方書案第三十條参照）たる $1,100 \text{ kg/cm}^2$ とすれば

$$\frac{h}{l} = \frac{5 \times 600}{24 \times 2,100,000} \times 1,100 = \frac{1}{15.3}$$

となる、乃ち桁の高 h は徑間長の約 $\frac{1}{15}$ 以上でなくてはならない、若し h を之より小にする時は剛度に於て缺ける結果となる、東京市の實例の如く兩岸の低い通航に利用せられる河川の架橋に於て桁の厚を出來得る限

り薄くする場合には縁應力を犠牲にしても剛度は與へられた制限を侵さない様にする、勿論不經濟なる事は免れない。

荷重が集中荷重なる場合には其の最大撓度を求める事は多少煩雑なる努力を要する而も其の結果は (42) 式を用ひて求めた結果と餘り大差がない、而して σ_o の値は設計の途中必然的に求められるものなる故に集中荷重の場合にも往々 (43) 式を用ひて剛度を計算するのである。

第 2 節 木 桁 橋 の 構 造

Construction details of wooden beam bridges.

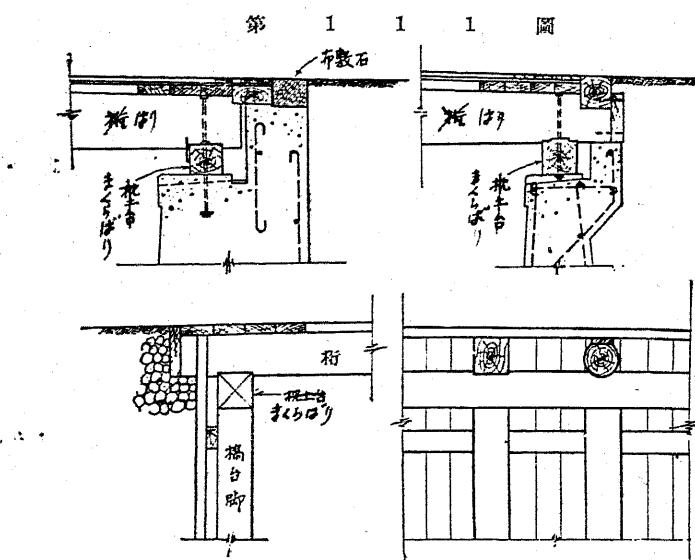
まくらぎ(枕梁)

§ 28. 枕 土 臺.

枕土臺は桁枕又は枕梁とも稱せられ橋臺と桁との間に置いて桁よりの荷重を一様に橋臺に傳へ且桁を直接橋臺に接觸せしめず温氣と通風惡しき爲桁尻の腐朽を防ぐ役目を爲すものである、尚其他桁と敷板との間に挿入せられる均木等と共に枕土臺と桁との接觸部分の合缺の分量を加減して橋梁の横断勾配をとる補助ともする且桁相互を連絡して橋梁の横振を防ぐ目的をも達して居る。

桁土臺の寸法は計算によつて之を求める事は難しい、只桁との接觸面は桁の最大反力を支持するに充分なる幅を保たしめる事は勿論である高さも桁の反力を一様に橋臺に傳へる爲相當の高さを必要とする、普通は 24 種 (8 寸) 乃至 36 種 (1.2 尺) の角材若くは押角を使用する、小なる橋梁に於ては丸太を使用したものもある。

枕土臺の設計及施工に際して最も注意すべき事は枕土臺と桁尻及橋臺との關係である、其の附近は最も塵埃の溜り易く又通風も悪く温氣を帶び易い箇處なる故枕土臺と桁尻土留とは少くとも 15 種位間をあけ橋臺と枕土臺との間も所々透して排水及通風を充分ならしめるのである、之が構造の



善惡は桁の壽命單いては橋梁の壽命に非常な影響があるものである（第111圖及第112圖参照）。

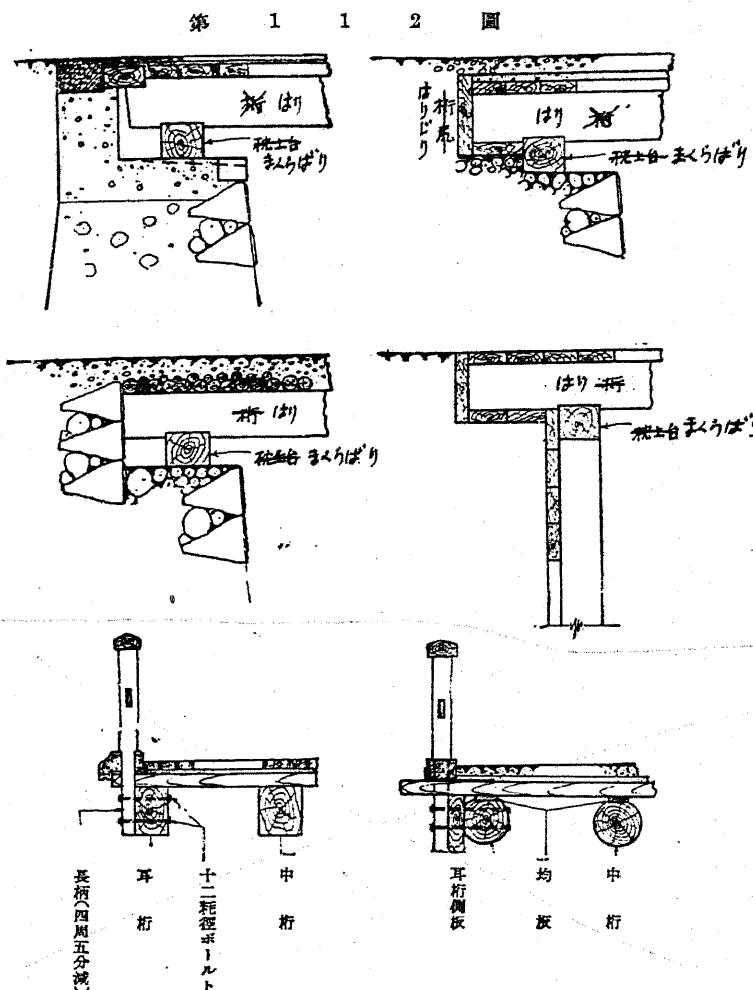
§ 29. 桁尻土留。

桁尻土留は桁の終端の腐朽を保護するのみならず取付道路の土留及布敷石（踏掛石）の基礎ともなる、簡単な木桁橋及土橋には往々土留板柵を使用するけれども非常に腐朽し易い場所なる故橋臺と連續した混擬土壁又は石垣にする方が可い、布敷石より最初の敷板は多少厚い板を用ひ布敷石と敷板との間より這入る塵埃及濕氣を少くする且土留と桁との間は3纏乃至6纏の間隔をあけ桁の終端の切り方も多少傾けて置く。

布敷石は敷板或は鋪裝材が車輪のため損せられない様に之等を保護するものなる故成る可く堅牢な石を用ひ大きさは幅25纏乃至30纏、厚20纏乃至25纏位とする（第112圖参照）。

§ 30. 桁。

枕土臺の上に直接桁を列べ兩者の連絡は合缺及手違鎌（長15纏以上）



を以てする、外側の桁を耳桁と稱し中間のものをすべて中桁と稱す。

耳桁は外觀及高欄束柱の取付關係より角材を用ひ若し丸太を用ひる場合には側板を添へる、中桁は外觀に關係なく角材、押角若くは丸太でも差支へない、米松の如く丸太と角材とによつて差程値段に差のないものは構造の簡単な角材を用ひた方が可いけれども櫻栗等の堅材の如く角材と丸太と

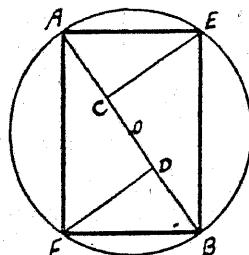
によつて非常に値段に相違のあるものは構造の難易を第二として丸太を用ひた方が可い。

桁の間隔は徑間長、荷重の大小、敷板の厚等により定められるものであるが標準としては 1 米内外である、木桁の大さには自ら制限があり米松桁は 50 檻、檜栗桁は 40 檻以上の寸法を用ひない方が可い、従つて木桁の徑間長も 11 米位に制限せられる、耳桁は中桁に比較して小なる寸法でも足りる譯であるが最も外部に露されて居る爲腐朽の最も早いものである故に中桁と略同一の寸法のものを用ひる(第 112 圖参照)。

丸太より最强の角材を探る方法: —

第 113 圖に於て任意の直徑 AB を三等分し C 及 D より AB に垂直線

第 113 圖



CE 及 DF を描く然る時は矩形 AEBF は所要の角材である。

$$AB = d, \quad AE = b, \quad BE = h.$$

最强の角材とは AEBF の断面係数 W を最大にする事である

$$W = \frac{bh^3}{6} = \frac{b(d^2 - b^2)}{6}, \quad \frac{dW}{ab} = \frac{d^2 - 3b^2}{6} = 0$$

として b の値を求むれば

$$b^2 = \frac{d^2}{3}, \quad b = \frac{d}{\sqrt{3}} \quad \dots \dots \dots \quad (44_a)$$

$$h^2 = d^2 - b^2 \text{ なる故 (44_a) 式を代入して } h^2 = 3b^2 - \frac{d^2}{3} = d^2 - \frac{d^2}{3} = \frac{2}{3}d^2$$

$$h = \sqrt{\frac{2}{3}} d \quad \dots \dots \dots \quad (44_b)$$

今作圖に従ひ AE 及 BE の長を求むれば次の如くになる。

$$AC : CE : CB, \quad CE^2 = AC \cdot CB = \frac{d}{3} \times \frac{2d}{3} = \frac{2}{9}d^2$$

$$b = AE = \sqrt{AC^2 + CE^2} = \sqrt{\left(\frac{d}{3}\right)^2 + \frac{2}{9}d^2} = \frac{d}{\sqrt{3}} \quad \dots \dots \dots \quad (45)$$

$$h = BE = \sqrt{AB^2 - AE^2} = \sqrt{d^2 - \frac{d^2}{3}} = \sqrt{\frac{2}{3}} d \quad \dots \dots \dots \quad (45)$$

$$b : h = \frac{d}{\sqrt{3}} : \sqrt{\frac{2}{3}} d = \frac{d}{\sqrt{3}} : \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}} d = 1 : \sqrt{2}$$

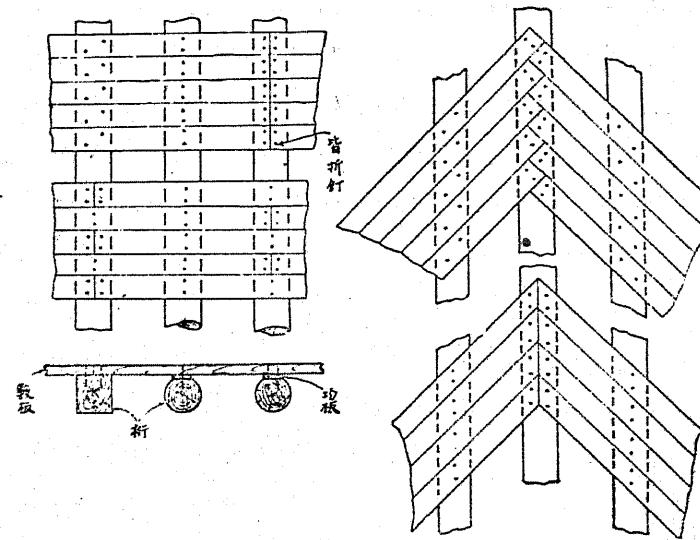
§ 31. 敷 板。

敷板は幅 18 檻乃至 30 檻(0.6~1.0 尺)長さは 3.6 米(二間物と稱す)を標準とする又實際構造に於て桁間三つ以上に渡る様にする爲長さ 2.7 米以下の敷板は使用しない、其の厚は荷重の種類、鋪装の有無によつて異なるが 7.5 檻乃至 12.0 檻(0.25~0.40 尺)を適當とする、材料は檜、櫛等が最も可い。

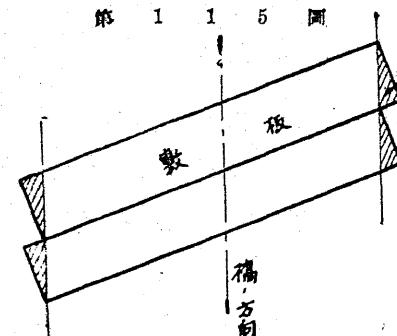
敷板の壽命は橋面の構造にも關係あるが桁に比して非常に短い、今迄の経験より桁一代に對して二回乃至三回張替を必要とする、甚しい實例に於ては鋪装なき橋面が約半年にして表面磨損し波状を呈し強度よりも寧ろ之が爲に張替を要したものすらある、以上の理由等よりして敷板を計算する際木材の許容强度は桁材の場合に比較して多少高めても差支へない。

敷板を打付けるには皆折釘(貝折釘)を以てする皆折釘の長は敷板の厚の二倍を標準とし桁と交叉する箇處及敷板の端には各二本宛用ひる(第 114 圖参照)、敷板は桁に直角に或は斜橋の場合には斜角に平行に列べる、

第 1 1 4 圖



第 1 1 5 圖



の延びにて補ひ切れない事がある。斯る場合には敷板を桁に直角に張り橋の両端布敷石に沿うて敷板を打付くべき特別の桁を入れる事がある（第 116 圖参照）。

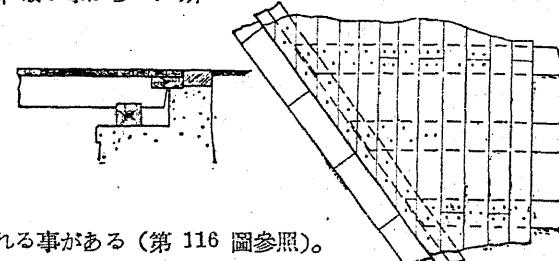
敷板の縫目は同一桁に集め縫目金物（厚 6 粋）を以て蔽ふたものがあるが餘り効果がない等ろ敷板の縫目を一個所に集めず千鳥に置く方が可い。

敷板と桁との間に桁に沿うて均板を用ひる事がある之は桁と敷板との接觸面の腐朽を防ぐにもよく又橋面に縦横断勾配をつけ桁の上端の凸凹を均すにも便利である勿論敷板と別々に桁に打付ける、短径間の橋梁にして鋪装下の填充材によつて橋面勾配を付しても差程死荷重の増さないもの或は米松桁の如く比較的廉價に大なる寸法を求め得られるものは桁自身の上端を勾配なりに仕上げて均板を省く方が可い。

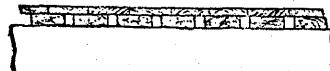
二重張と稱して上敷板を 4 粋 (0.13 尺) 厚、下敷板を 7 粋 (0.25 尺) 厚とし下敷板は桁に直角に、上敷板はある角度をなす様に二重に張つたものがある、之は上敷板が摩損した場合のみ

然し斜橋の場合には敷板の幅に斜度の正切を乗じた長を失う譯である（第 115 圖参照）、之は市場の材料の延び（二間物と稱する場合大體十三尺）によつて補はれるのであるが斜度の非常に大なるものは其

第 1 1 6 圖



第 1 1 7 圖



を取替る考であるが濕氣の爲兩板の間が腐朽して實際には餘り良い構造とは云へない、又下敷板の間隔を適當に透したものもある（第 117 圖参照）。

§ 32. 橋面鋪裝.

上述せし如く敷板の壽命は桁に比して短く且表面の磨損は橋面を不陸になし交通を防害するのみならず桁に振動を與へる、是等の障害を防ぐ爲に橋面を鋪装する事は決して贅澤な事ではない。

木桁橋の鋪装の主なるものは土橋と木塊鋪装である。

(a) 土 橋.

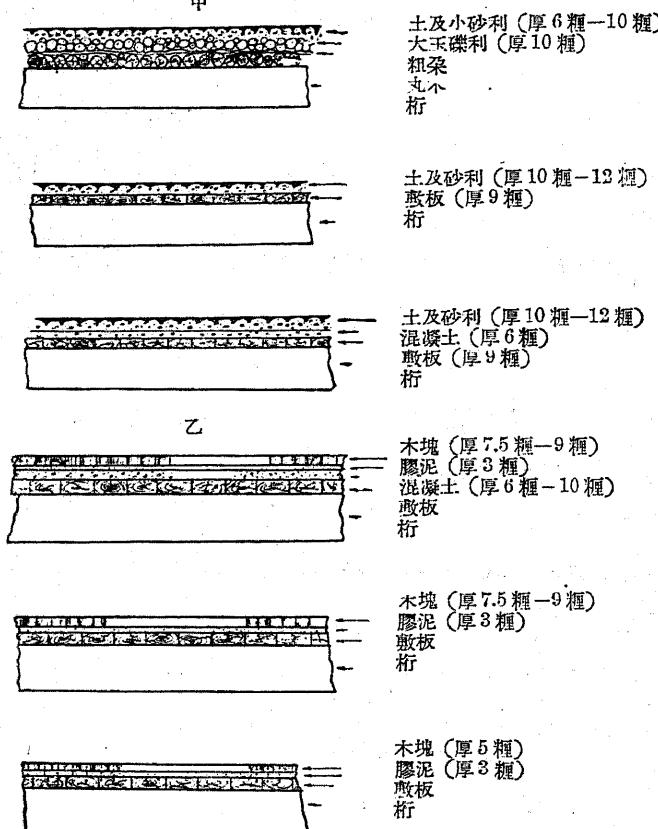
田舎道にある土橋は其の構造頗る簡単で桁の上に丸太（徑 12 粋）を列べ（場合によつては同寸法位の押角を用ふ）其の上に粗朶類を敷き更に大玉砾利及土、砂利を以て固めたものである、今少しく丁寧な構造のものは敷板を張立て其の上を土、砂利で固める（第 118 圖甲参照）。

土橋の最も注意すべき事は排水である、排水惡しき場合には敷板の腐朽も早く且腐朽の程度も簡単に見出す事が出來ない之が爲に敷板と土、砂利との間に混泥土を敷いたものがある、自動車の交通頻繁な箇處に於ける土橋は往々所謂『ボット』を生じ益々排水を悪くする、斯る箇處には土橋は不適當である。

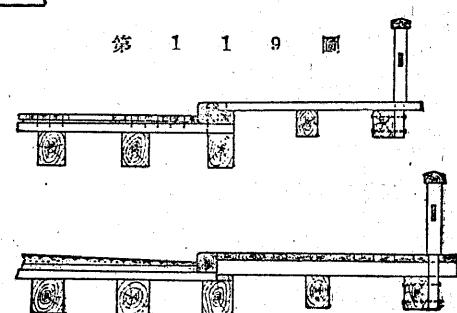
(b) 木 塊 鋪 裝.

鋪装用松木塊の寸法は 15 粋×9 粋 (0.5×0.3 尺) 厚は 7.5 粋乃至 9 粋 (0.25~0.3 尺) 位のもので敷板の上に直接均し膠泥を敷くか或は混泥土及均し膠泥を敷き其の上に列べるのである。

又 15 粋×9 粋×5 粋 (0.5×0.3×0.17 尺) のうすい木塊を用ひ敷板及膠泥の上に列べ之を長 12 粋 (0.4 尺) の西洋丸釘（木塊一個に一本）で敷板に打付けたものがある、此の方法は廉價であり過去の経験より今日迄相當の成績を擧げて居る。

第 1 1 8 圖
甲

第 1 1 9 圖

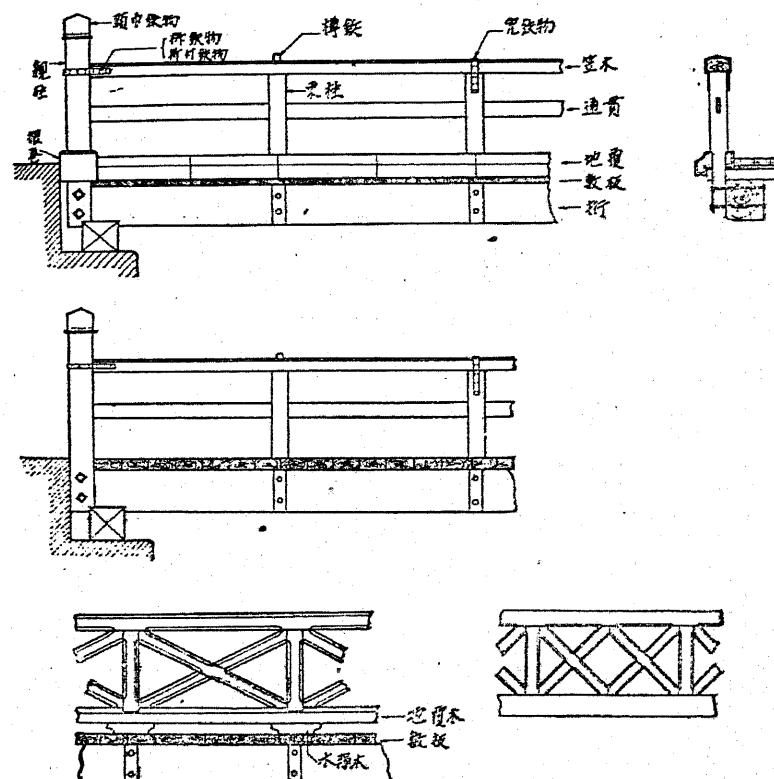


アスファルトを填充するか或はエラスタイトの如きものを挿入したもの等で良い構造とは云ひ難い。

§ 33. 高 檻.

高欄は橋の兩側にある圍を意味する, 其の構造は一般渡橋者に對し一見安心の念を持ち得る様充分堅牢にする且外觀の大半を左右するものなるが爲其の恰好にも十分注意すべきである, 木造のものゝ内にも非常に簡単なものより日本在來の擬寶珠のついた丸高欄迄あり其他鑄鐵製、石造及鐵筋混凝土造のものがある, 其の取捨に就いては橋の位置、型式及工費等を充

第 1 2 0 圖



分に考慮すべきである、木材は檜材が最もよい、第 120 圖は高欄各部の名稱及構造を示す。

(a) 親柱。

親柱は**男柱**とも稱し高欄の終端に建て 18 穀乃至 30 穀 (0.6~1.0 尺) の角材を用ひ高さは高欄の笠木の上端より約 40 穀 (1.5 尺) 高くする、頭部は兜形に仕上げ頭巾鐵物を冠せ鐵物は鉄甲錆を以て取付ける、頭巾鐵物は外觀をよくすると同時に小口より水氣の浸入する事を防ぐもので簡単なものと頭巾鐵物の代りに笠板を取付け又は頭巾形に仕上たのみのものもある。

柱根は耳桁の側面又は枕土臺に取付け若くは橋臺地に埋込む、此の場合には地中約 1 米柱の周囲を割栗石及混擬土を以て卷立て路面の部分は根巻板又は根巻石（混擬土）で包み濕氣或は車馬の衝突等による根元の腐朽破損を保護するのである、親柱には橋名、河川名及竣工年月を彫刻する。

(b) 袖柱。

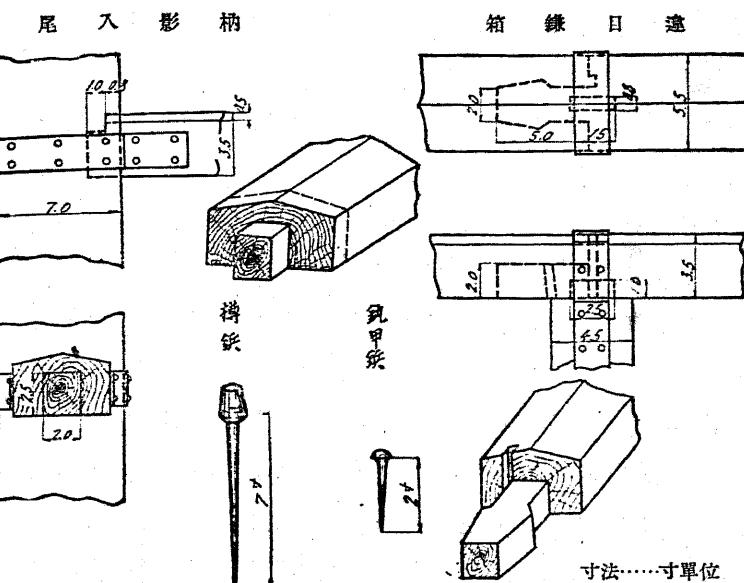
袖柱は**女柱**とも稱し高欄の親柱より引續き長約 2 米の袖高欄を設けた場合に其の終端に建てられる柱で大きさは親柱と同一或は之より稍小なる寸法を用ひる、橋名、河川名等の彫刻は時として袖柱にする方が都合の可い事がある。

(c) 笠木。

笠木は幅 12 穀乃至 18 穀 (0.4~0.6 尺) 高 9 穀乃至 12 穀 (0.3~0.4 尺) で上端は小返付きとし尾入影柾を以て親柱に差込み折付鐵物又は鉄錆物を以て親柱に取付けるのである、折付鐵物も鉄錆物も共に短冊鐵物で幅 6 穀 (0.2 尺)、厚 6 穀 (2 分) 親柱より袖高欄が續く場合には親柱を巻き得ない爲之を折付鐵物と稱し然らざるものは親柱を鉄形に巻く故に鉄錆物と稱するのである。

笠木の下端には東柱を受け入るべき柄穴を設け笠木の繼目は東柱の上に

第 120 圖



て繼手構造が表面に現れない様に**箱縁**目違柄差とし兜鐵物（馬乗鐵物）を以て蔽ひ鉄甲錆を以て東柱と連絡する、繼手ならざる東柱との交點は柄差のみとし且鉄錆を打込んで東柱と連絡する（第 121 圖参照）。

(d) 東柱。

東柱は 9 穀乃至 15 穀 (0.3~0.5 尺) 角にして敷板若くは地覆以下は所謂**長柾**と稱し**四周五分減り**（第 112 圖参照）とし耳桁の外側にボルト（徑約 12 穀）二本を以て締付けるのである、東柱の間隔は一間が標準である、若し之以上の寸法を採る時は笠木の寸法が所謂二間物以上となり時として市場品を用ひ得ない事がある、勿論徑間長の如何により外觀上東柱の間隔を間以上とする事もあるが出來得べくは間以下にする、以上の理由により必ずしも東柱の間隔は一間ではない故に東柱の數によりて橋長を計算する事は屢々間違ひを生ずる基となるを以て注意すべきである。

(e) 通 貫

通貫は幅4.5粁乃至6.0粁(0.15~0.20尺)高9粁乃至15粁(0.3~0.5尺)とし東柱に差込んである(第120圖参照)。

以上の構造は經濟的且堅牢なる高欄の一例で特殊な理由の無い限り木橋に最も適當したものとして推稱する。

其の他通貫を束柱に通貫せしめず内側に打付けたもの、通貫の形を扁平にせず角物、丸形若くは菱形にしたもの、貫の代りに筋違を入れたもの或は通貫を二段にしたもの更に地覆木、水縁木を設けたもの等は時々見受けられる実例である。

高欄の高さは路面上 90 積 (3.0 尺) 位が標準であるが深い渓谷に架せられる木橋にありては 1 米以上にする方がよい、又第 120 圖上半に示される高欄は幅員の小なる橋梁に於ては通貫及束柱の間隔が稍廣過ぎる感がある、斯る箇處の架橋に於ては通貫及束柱の間隔を縮小するか筋違を入れたものを使用するか或は全然他の材料の高欄を用ひ通行者に不安の念を抱かしめない様にする、高欄の安定は凡て束柱の長柄によつて支持せられるを以て若し之が強度を計算する必要がある場合には鋼道路橋設計示方書案第十九條を準用した方が可い。

(f) 猩頭及猩子木。

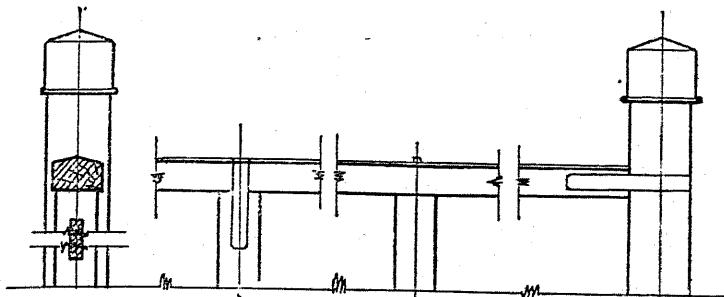
橋長小なる橋梁に於ては簡単に地覆木及水縁木のみを横へ、親柱及束柱の位置に猿頭及猿子木を設けたもの、或は地覆木及水縁木を横へ所々ボルトで軸若くは敷板に取付けたものがある（第 122 圖参照）。

(g) 地 覆.

橋面鋪装せられた橋梁の高欄に於ては必ず地覆を設ける、第128圖は地
覆の構造の種類を示すもので此の構造細目は木桁橋に於て注意せられる部
分の一である、地覆に木材を用ひた場合にはボルトを以て敷板に取付け

第 5 表

東京市木橋標準高欄



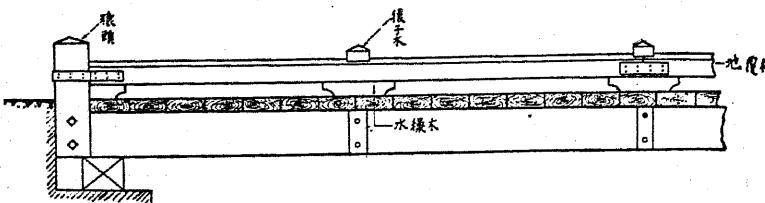
高 檻 材 木 尺 法 表 (單位……尺)

	袖柱	男柱又ハ親柱	笠木	束木	通貫
一等高欄	0.8×0.8	0.8×0.8	0.6×0.4	0.5×0.5	0.5×0.12
二等高欄	0.7×0.7	0.7×0.7	0.55×0.35	0.45×0.45	0.45×0.12
三等高欄	0.6×0.6	0.6×0.6	0.5×0.3	0.4×0.4	0.4×0.1

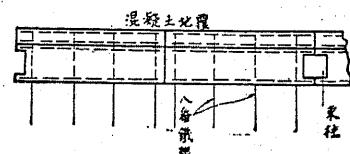
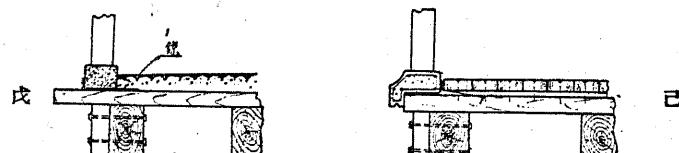
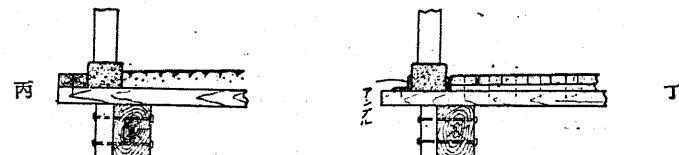
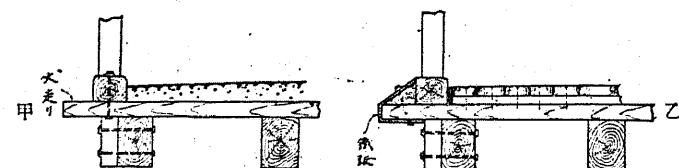
高 檻 鐵 具 重 量 表

	頭巾鐵物	桿鐵物	折付鐵物	同 種柱又有スル場合	兜鐵物	檣鉄
一等高欄	成八寸 内法八寸四 方 穴二十八 貫 4.000	長四尺二寸 巾二寸厚二 分 穴四十	長一尺七寸 巾二寸厚二 分 穴十六	長二尺六寸 巾二寸厚二 分 穴二十四	長三尺 巾二寸厚二 分 穴二十	根長七寸 木付一寸 頭徑八分
	0.959	0.388	0.593	0.685	0.070	
二等高欄	成七寸 内法七寸四 分 穴二十四	長三尺七寸 同上 穴三十	長一尺五寸 同上 穴十二	長二尺三寸 同上 穴十八	長二尺六寸 同上 穴十六	同上
	2,080	0.844	0.342	0.525	0.593	0.070
三等高欄	成六寸 内法六寸四 分 穴二十	長三尺一寸 巾一寸五分 厚一分 穴二十五	長一尺二寸 巾一寸五分 厚一分 穴十	長一尺九寸 巾一寸五分 厚一分 穴十五	長二尺二寸 巾一寸五分 厚一分 穴十六	根長六寸 木付八分 頭徑六分
	1.950	0.265	0.107	0.163	0.183	0.060

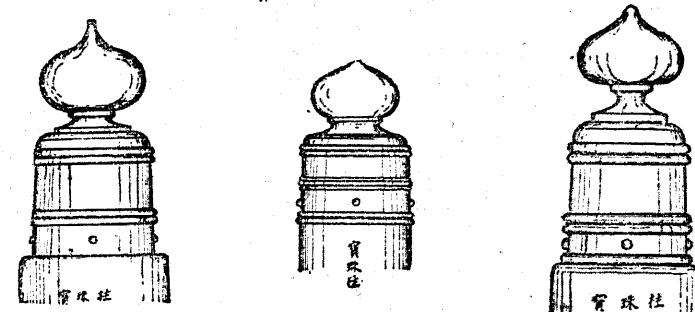
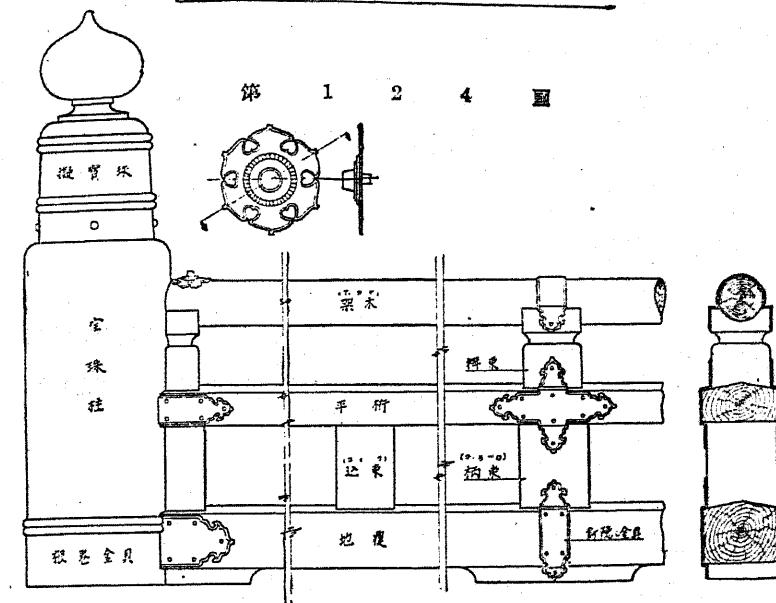
第 1 2 2 圖



第 1 2 3 圖



第 1 2 4 圖



橋梁擬寶珠柱ハ径 45 種トス

る(甲)及(乙)、石材及混凝土を用ひた場合には其の取付方法には犬走りを利用したもの(丙)及(丁)、錫を以て抱かしめたもの(戊)、特殊の混凝土ブロックを造り鐵筋を外部に出し之を敷板に打付けたもの(己)等種々ある、石材を用ひた場合には現場に於て其の目達の叩き直しは出来るけれども混凝土ブロックは斯る施工が不可能である故に最初型枠を充分注意

し且複雑な形は避くべきである。

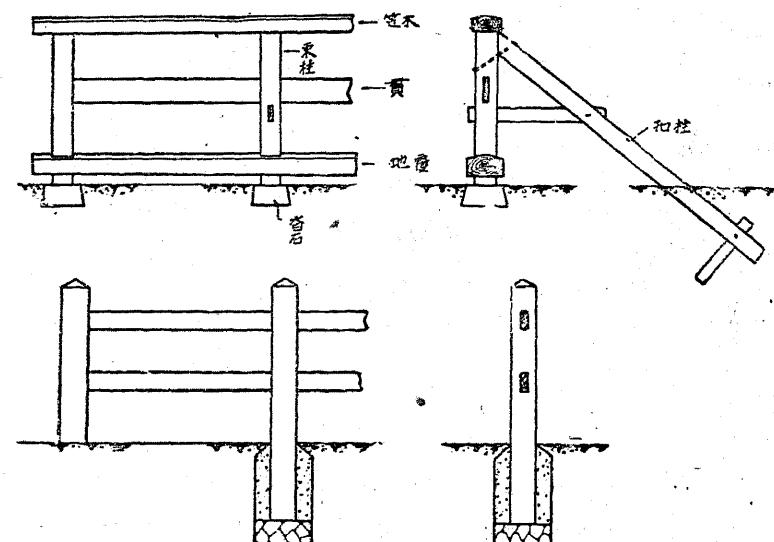
(b) 丸高欄.

木造高欄の最も丁寧なものは日本在來の所謂丸高欄であつて擬寶珠付きのものである、其の各部寸法に付いては各年代によつて一定した方式がある(第 124 圖参照)。

(i) 人止柵.

高欄及袖高欄に續いて河川に沿ひ或は前後道路の方向に人止柵を設ける事があり其の構造にも種々ある、高欄の構造を考慮して木橋に相應しい形を撰ぶ。

第 1 2 5 圖

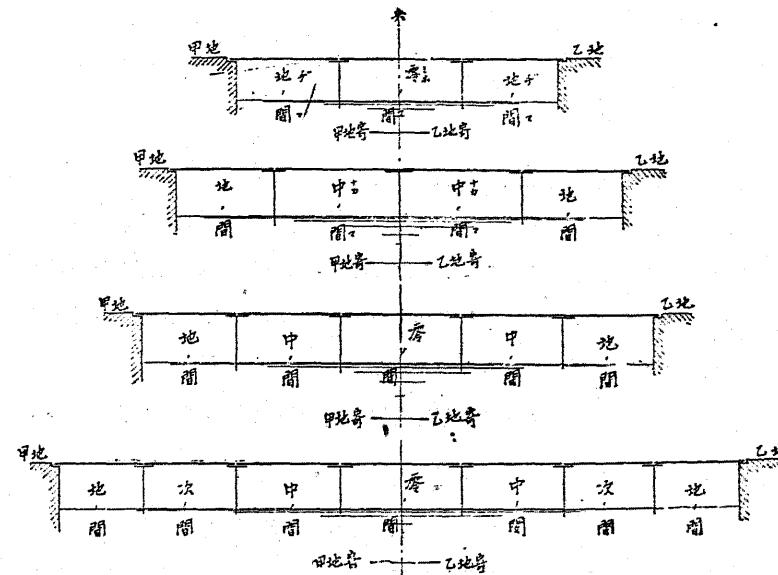


§ 34. 橋 脚.

木桁橋は特殊の材料を用ひない限り角材にしろ丸太にしろ一徑間は11米(36.0 尺)以上にする事は非常に無理である、故に幅員大なる河川の架橋に於ては自ら數徑間に別たなければならない、其の場合是等の徑間を第 126

圖の如き言葉を以て云ひ表すのである。

第 1 2 6 圖

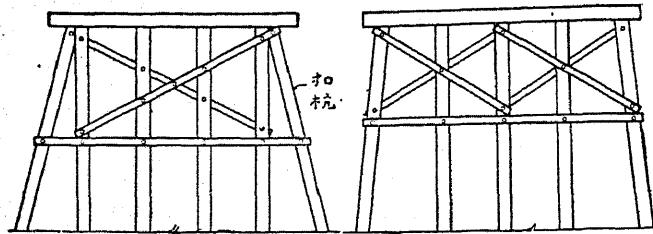


(a) 脚 柱.

脚柱の横間隔は架橋地點の地質及桁と柱との取付構造に依るが普通は桁の間隔を 0.9 米(3.0 尺)を標準として桁一本置き位に設ける、柱は多くの場合丸太を使用し其の大きさは之を計算によつて求める時は小なる寸法で足りるけれども腐朽の早い事を斟酌して普通末口 21 穦乃至 36 穰(0.7~1.2 尺)のものを用ひ末口を下にして尖端は三角乃至八角に削りて打込む、左右兩端の杭は横安定の爲に外側に多少($1/10 \sim 1/20$)傾けて打込む然し長き杭を傾斜して打込む事は甚だ困難なるを以て脚柱よりも短き扣杭を別に傾けて建込む事がある、其の外流木等の多い河川或は舟筏の通航頻繁なる河川にありては更に橋脚全體を保護する舟除杭を設ける。

脚柱の支持力は杭と周囲の地壌との間の摩擦力と杭端の支承力による、

第 1 2 7 圖



摩擦力及支承力は共に地質の如何によつて異なる故脚柱の地盤に打込むべき
深さは専ら其の地質の如何によるものである。尚支承力は杭打施工中明か
に其の程度を知り得るけれども摩擦力は施工中は非常に小さく施工後地盤
の安定と共に著しく増加するものである。

杭長を決定する場合杭の摩擦力及支持力は地質によつて大體次の如き値
を標準とする。

第 6 表 杭と土壤との摩擦力 (噸/平方米)

	地 質	堆 土 或 は 泥 土	普通の粘 土及赤土	柔き砂層	堅き砂層及 堅き粘土層
摩擦力	木 杭	0.2	1.0	2.0	3.0
	鐵 筋 混 凝 土 杭	0.2	1.2	2.5	4.0

第 7 表 杭端の支持力 (噸/平方釐)

地 質	堅き粘土層	砂 利 層	堅き 砂 層
支持力	4~7	5~10	20~30

杭打施工に於て杭の設計支持荷重に對して杭の沈下の度を決すべき公式
の二三を列記する。

1) サンダー公式 Sander's formula——最も簡単にして屢々使用せら
れる公式。

$$P = \frac{WH}{md} \quad \dots\dots\dots(46)$$

上式中

P 杭の支持し得べき安全荷重。

W ハンマーの重量。

H ハンマーの落下する高さ。

d 最後の一撃により杭の沈下する量。

m 安全率 (6 及至 8)。

2) ブリツクス公式 Brix's formula——歐洲に多く使用せられる公式。

$$P = \frac{HW^2q}{md(W+q)^2} \quad \dots\dots\dots(47)$$

上式中

P 杭の支持し得べき安全荷重 (噸)。

W ハンマーの重量 (噸)。

q 杭の重量 (噸)。

H ハンマーの落下する高さ (粧)。

d 最後の一撃により杭の沈下する量 (粧)。

m 安全率 (2 乃至 5)。

3) ウキリントン公式 Wellington's formula——米國に多く使用せられ
る公式。

$$\left. \begin{array}{l} \text{Drop hammer を使用する場合 } P = \frac{2WH}{d+1} \\ \text{Steam hammer を使用する場合 } P = \frac{2WH}{d+0.1} \end{array} \right\} \dots\dots\dots(48)$$

上式中

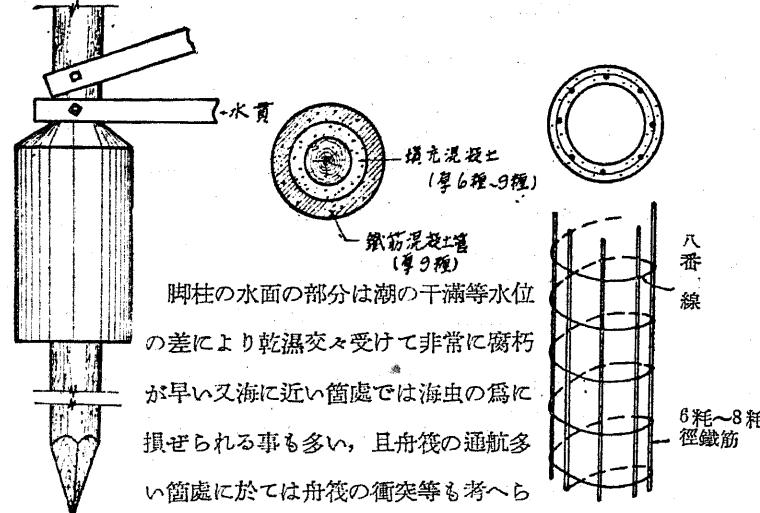
P 杭の支持し得べき安全荷重 (封度)。

W ハンマーの重量 (封度)。

H ハンマーの落下する高さ(呪)。

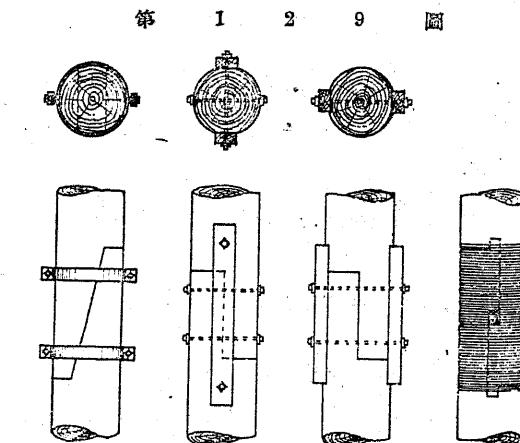
d 最後の数撃に於ける平均沈下量(呪)。

第 1 2 8 圖



れるので水面以下の部分を混擬土管若くは土管にて包み中に混擬土を充分填充して是等の破損を防護する(第 128 圖参照)。

脚柱は特殊なもの
を除き杭長 13 米位
が限度で之以上の長
さのものは市場品稀
なるのみならず施工
困難な場合が多い、
斯る場合には宜しく
杭を繰り方が便利で
ある、杭の繰手の構
造にも種々ある(第 129 圖参照)。



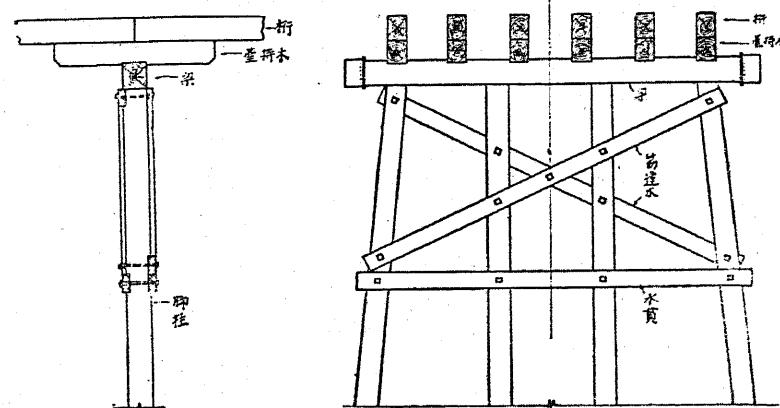
(b) 水貫及筋違貫。

脚柱相互を連絡して水貫及筋違貫を設ける、是等の寸法は幅 15 種乃至 18 種(0.5~0.6 尺)厚 7.5 種乃至 9 種(0.25~0.3 尺)にして脚柱との交點及相互の交點はボルト(12 精徑)を以て締付ける、水貫の位置は成るべく低い方が可いけれども満潮面以下では乾湿交代に受くるを以て満潮面及平均洪水位以上にて出来るだけ下に設けるのである。

(c) 梁、臺持木及方杖。

脚柱の上に梁を置き兩者の連絡は脚柱上の柄、短冊鐵物及手違鎌或はタツクボルトを用ひる、梁の大さは桁の通り毎に脚柱を用ひないものは桁の作用をなすを以て計算によつて簡単に其の大さを決定する事が出来る、普通 24 種乃至 36 種(0.8~1.2 尺)位の角材を用ひ時として略同寸法の丸太を用ひる事もある(第 130 圖参照)。

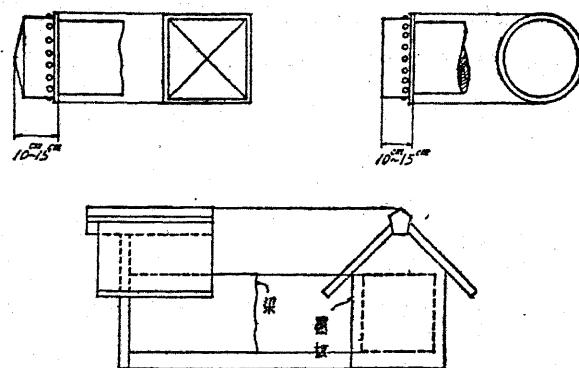
第 1 3 0 圖



梁の兩端には鼻金物を用ひ湿氣の浸入を防ぐと同時に外觀に具へる或は單に覆板を用ひたものもある(第 131 圖参照)。

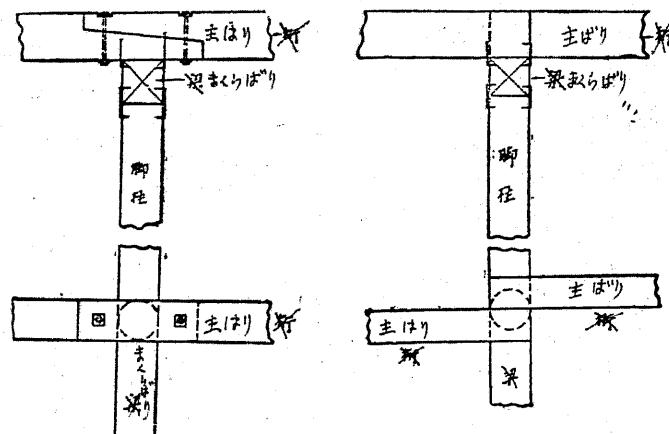
桁を直接梁の上に置く事もあるが多くの場合は臺持木を入れる、直接置

第 1 3 1 圖



く場合には中桁は一直線に列べる必要がない故入違ひに配置して耳桁は合缺ぎにして手違錐を用ひるか或は特殊のタツクボルトを用ひる、然し構造としては臺持木を用ひた方が可い（第 132 圖参照）。

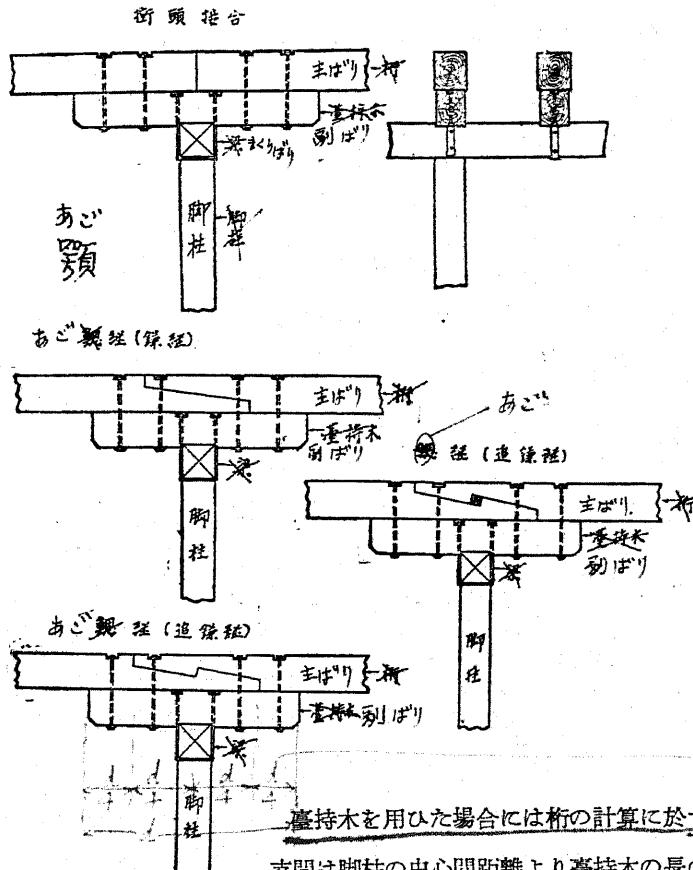
第 1 3 2 圖



臺持木を用ひる場合には桁を臺持木の上にて鰐縫ぎにするか衝頭接合にし更にボルトを以て充分桁と臺持木を緊結する、檣、栗等の堅材は鰐縫ぎにしても可いけれども米松、松等の比較的軟き木材は鰐縫ぎにしても木

材の收縮によりて其の効果が非常に少く衝頭接合にした方が可い、臺持木と梁との取付けは手違錐及短冊鐵物を用ひる（第 133 圖参照）。

第 1 3 3 圖

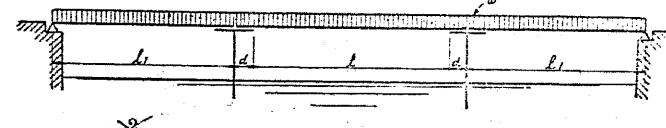


臺持木を用ひた場合には桁の計算に於て其の支間は脚柱の中心間距離より臺持木の長の四分の一を減じたものを採る故桁の大さを節約する事が出来る、但し臺持木の長は脚柱中心間距離の $\frac{1}{3.5}$ 以下たらしめ出来得べくは最大 $\frac{1}{4}$ 位に制限する。

臺持木の大さは桁の大さに準ずるもので桁と同大若くは稍小なる寸法を

用ひる、臺持木の計算は次の如く一種の一端固定 Fix せる突術とするのである（第 134 圖参照）。

第 1 3 4 圖 1



$$P = \frac{1}{2} wl$$

$$M_0 = Pd + \frac{1}{2} w'd^2 = \frac{1}{2} d [wl + w'd] \quad \text{.....(49)}$$

134 の 2

$$V_0 = P + w'd = \frac{1}{2} wl + w'd$$

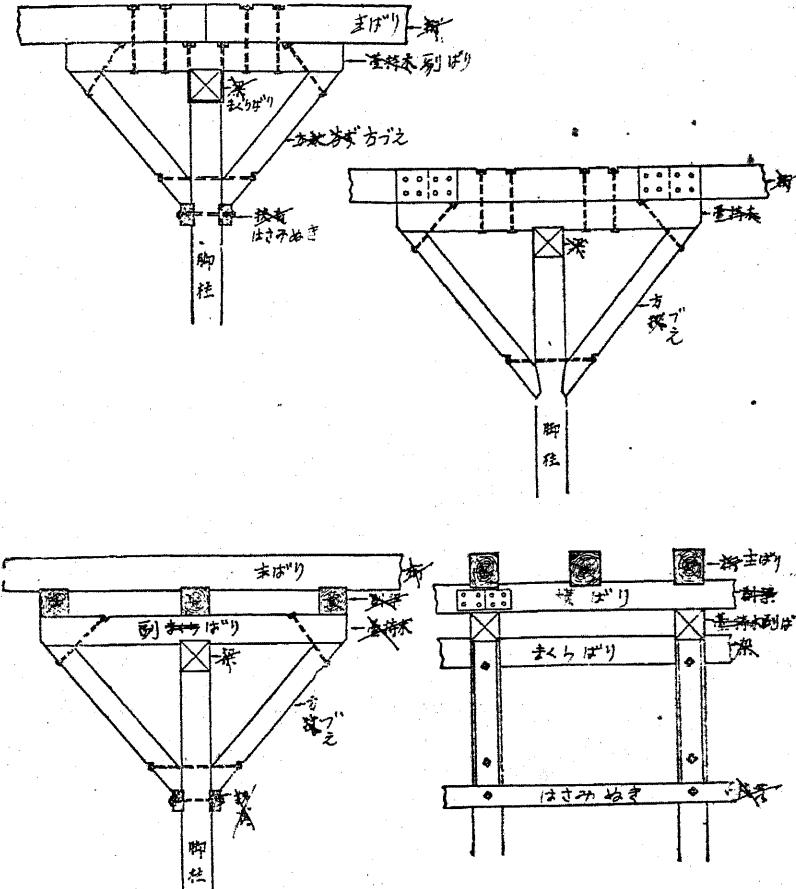
上式中

 w = 桁単位長にかかる全荷重。 $w' = w +$ (臺持木の単位長重量)。 M_0 = 臨持木の最大彎曲率。 V_0 = 臨持木の最大剪力。

臺持木に方杖を付ける場合には支持せられる桁の徑間は方杖の支承面の中心間距離となすを以て臺持木のみの場合より更に桁の寸法を節約し得る又桁を方杖の支承面附近に於て接合し短い桁を使用し得る等の便利があるけれども方杖を設け得る範囲も自ら制限があり方杖の脚柱と交る高は常に満潮以上とし方杖の傾斜は 45° 以上にはしない、方杖と脚柱との交る箇處に挿貫を用ひる事がある、挿貫の寸法は水貫等と同一である、方杖を用ひる場合には其の取付けの關係上桁毎に脚柱を建てるか或は桁と臺持木との間に更に副梁を挿入して之をして桁の役目をなさしめる、斯る構造は夫れ丈複雑となり之が爲木材の腐朽を早からしめる、方杖相互の連絡に筋違を

用ひた例もある（第 135 圖参照）。

第 1 3 5 圖



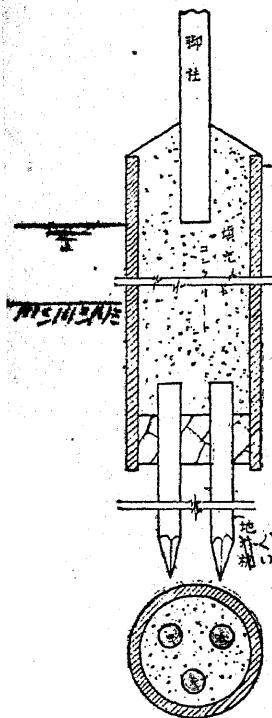
(d) 特殊なる構造を有する橋脚。

本橋中最も腐朽の早いものは脚柱である、且震災、火災等の破損を速かに復舊せんとする場合在來の脚柱丈が残存して居たとするならば應急施工が非常に容易である、是等の理由から脚柱を永久構造物にしたものは近來偶々見受けられる、勿論地盤等の關係よりして飯桁等の之と同一なる下部

構造を要するものは別として木桁橋に相應しい二三の實例を列記する。

(a) 地盤の稍悪い場所に於ては最初三、四本地形杭を打込み別に作られた鐵筋混擬土管を之等の杭上に沈め管の頭を水面以上に達せしめ管の内部を割栗及混擬土にて填充し上部の然るべき位置より脚柱を建てる、脚柱は木材若くは既成の鐵筋混擬土柱を用ひ木材の場合には筋違、水貫を普通の如く取付け鐵筋混擬土柱の場合には筋違、水貫に型鋼(アングル等)及丸釘を用ひる、此の工法は締切を要せず木橋の橋脚としては手際のよい施工である(第136圖参照)。

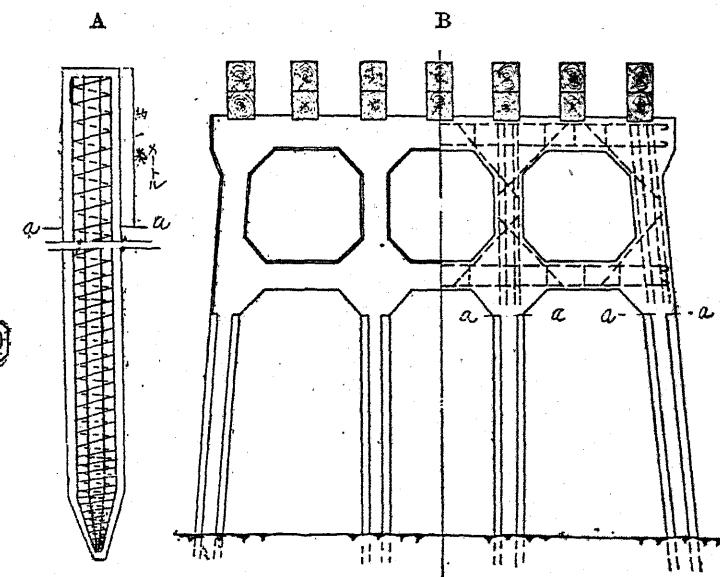
第136圖



(b) 既成鐵筋混擬土柱を用ひ之を適當なる深さまで打込み干潮面以上約1米(第137圖Aのa—aより上部)は之を破壊し鐵筋のみを残し之に接續して同圖Bの如く水貫以上を鐵筋混擬土構造とするのである(第137圖及第138圖参照)。

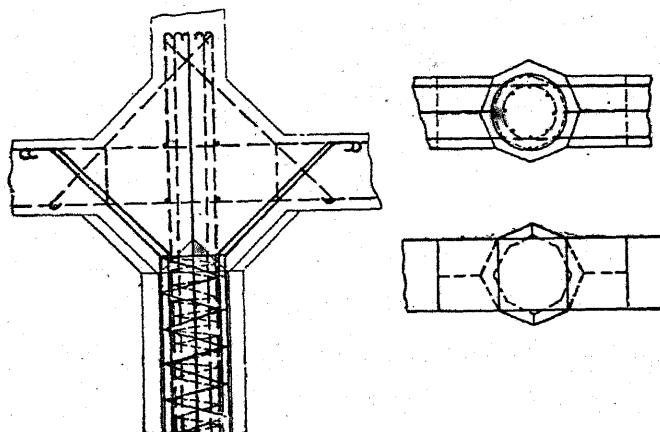
此の構造は脚柱の腐朽に對しては完全であるが木橋の工期は割合に短期日なるを以て鐵筋混擬土柱を工期の最初より施工しても實際杭打する迄の混擬土養生の期間は自ら短い、而も其の杭打工は相當取扱ひ激しきを以て既成柱を破損する處がある且鐵筋混擬土柱作製の爲最初より柱長を豫め決定して置く事が必要である此の事實は實際に當つて甚だ困難な事である、地質及附近の橋脚柱より豫想し多少長く作成すべきである、杭の型は多角形或は丸形を用ひるが最外側の柱の隅線の位置が可成り外觀に影響し杭打工によりて所定の位置に隅線を出す事は之亦難事なるを以て丸形が良い。

第137圖



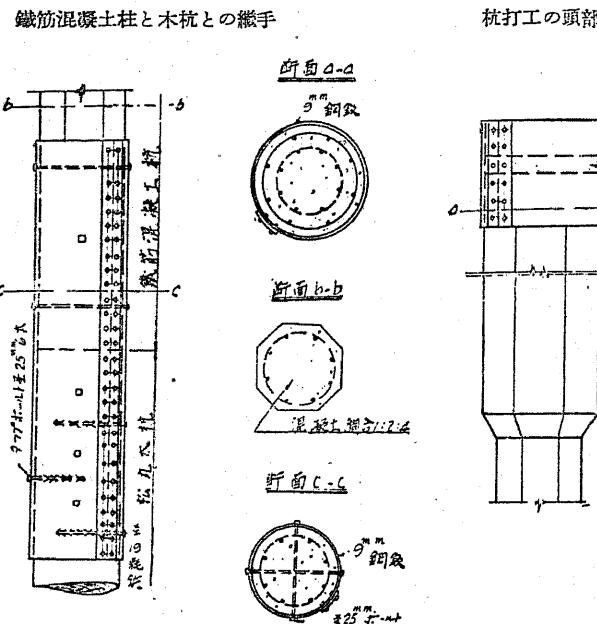
第138圖

鐵筋混擬土脚柱と水貫との鐵筋連絡方法を示す



以上の不便を考慮し或は長い柱を要する場合には最初木杭を使用して所定の地盤に到達せしめ之を水面以下にて切斷し其の上に鉄筋混泥土既成杭を建てる事もある、勿論木杭と鉄筋混泥土柱との接合は水中作業となり且其の繼手が水に浸される事は覺悟しなければならん(第139圖参照)、若

第 1 3 9 圖



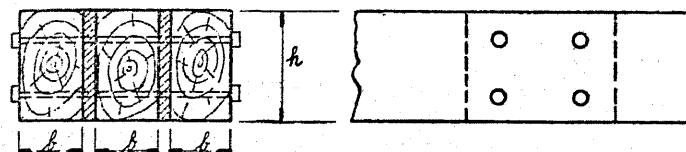
し附近の既成橋梁等より豫め杭長を豫想し得る場合には木杭と鉄筋混泥土杭との長をよい鹽梅に分ち最初木杭を打込み干潮面近く迄打終りたる時に鉄筋混泥土杭を繼足し所定の位置迄更に打込むことがある、此の場合には木杭と鉄筋混泥土杭との繼手は水中にて作業する必要はないけれども杭打工の大なる打撃に對する不安は前同様である、のみならず杭打工終了後兩杭の繼手が如何なる程度に破損されて居るかと云ふ不安が永久に残る、故に著者は寧ろ(a)の方法を推稱する。

第3節 特殊なる構造を有する木杭橋.

§ 35. 複 杆 Compound beam.

徑間の大なるものを必要とする場合、荷重の大なる場合、又は木材の大なる断面を得られないか若しくは大なるものを用ひ得ない場合には複杆を使用する事がある、複杆とは二つ以上の杆を左右に並べたもので杆と杆との間には木材の填充材 Packing を入れる又挿釘杆 Sandwich beam と稱して鐵釘を挿入したものが有る、複材の强度は何本使用する場合でも杆の倍数になるのである、故に設計に就いて殊更述べる必要はない、多く軽便鐵道又は電車橋の假橋に使用せられ公道橋として殆ど使用されない。

第 1 4 0 圖



第140圖に於て複杆の断面係数及断面積を W 及 A とすれば

$$\left. \begin{aligned} W &= \frac{nbh^2}{6} \\ A &= nbh \end{aligned} \right\} \quad (50)$$

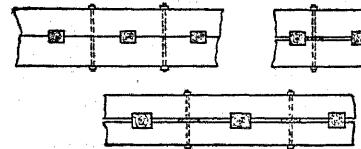
上式中 n =杆の數。

である。

§ 36. 集成杆 Built beam.

複杆と同一の目的の爲に集成杆を用ひる事がある、之は杆を左右に並べる代りに上下に二個(稀に三個)の杆を重ねたものであつて複杆の様に断面係数は杆の倍数になるのではなく夫れ以上に増加するのである、夫れが爲重ねられた杆が一體として作用する様杆間の水平剪力に耐え得る様に栓又は楔を入れ更にボルトを以て充分締付けるのである(第141圖参照)。

第 1 4 1 圖



今桁の任意断面に於ける
弯曲率及垂直剪力を M 及
 V とすれば (38) 式により
 $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{VQ}{bI} = k \frac{V}{A}$
である。

集成桁の大きさ及栓の
設計及算方法を示す。

(1) 第 142 図の如
き複桁に於ては

$$\left. \begin{aligned} W &= \frac{bH^2}{6} \\ A &= bH \\ k &= \frac{3}{2} \end{aligned} \right\} \quad (51)$$

なる故 $M_0 V_0$ を求めて普通の桁の如くにして断面を決定し得る。

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{V}{A} = \frac{3}{2} \frac{V}{bH} \quad \dots \dots \dots \quad (52)$$

(52) 式の τ は断面の最大水平剪应力にして第 142 図の上下の桁の接觸面に於て生ずるのである、故に栓の間隔を m とするれば一つの栓に作用する全水平剪应力 T は

$$T = \tau m b = \frac{3}{2} \frac{V}{bH} \times m b = \frac{3}{2} \frac{V}{H} m \quad \dots \dots \dots \quad (53)$$

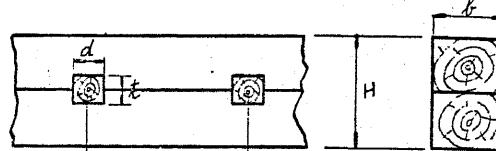
である。

栓材の許容抗剪应力を f_s とすれば栓材が T によつて剪断せられない爲には

$$dbf_s \geq \frac{3}{2} \frac{V}{H} m \quad \dots \dots \dots \quad (54_a)$$

$$\left. \begin{aligned} d &\geq \frac{3}{2} \frac{V}{bH} \frac{m}{f_s} \\ m &\leq \frac{2}{3} \frac{f_s dbH}{V} \end{aligned} \right\} \quad (54_b)$$

第 1 4 2 圖



なる事が必要である。

次に栓材又は栓材の許容抗支應力を f_b とすれば m 間隔の水平剪应力に直面する栓と栓との接觸面が其の水平剪应力に抵抗して壓挫されない爲には

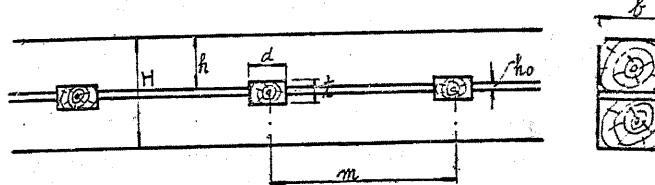
$$\frac{tb}{2} \times f_b \geq \frac{3}{2} \frac{V}{H} m \quad \dots \dots \dots \quad (55_a)$$

$$\left. \begin{aligned} t &\geq \frac{3}{bH} \frac{V}{f_b} \frac{m}{2} \\ m &\leq \frac{bH}{3V} f_b t \end{aligned} \right\} \quad (55_b)$$

である。

(2) 第 143 図の如き複桁に於ては

第 1 4 3 圖



$$\left. \begin{aligned} A &= b(H-h_o) = bH(1-n) & n &= \frac{h_o}{H} \\ I &= \frac{b}{12} (H^3 - h_o^3) = \frac{bH^3}{12} (1-n^3) \\ Q &= \frac{bh^2}{2} (H-h) = \frac{bH^2}{8} (1-n^2) \\ W &= \frac{2I}{H} = \frac{bH^2}{6} (1-n^3) \end{aligned} \right\} \quad (56)$$

なる故

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{6M}{bH^2(1-n^3)} \quad \dots \dots \dots \quad (57)$$

$$\tau = \frac{VQ}{bI} = \frac{3V}{2bH} \times \frac{(1-n^2)}{(1-n^3)} \quad \dots \dots \dots \quad (58)$$

(57) 式及 (58) 式は桁の大きさを決定する式である。

栓に對する計算は前同様にして

$$dbf_s > \tau b m = \frac{3V}{2bH} \frac{1-n^2}{1-n^3} b m \quad \dots \dots \dots \quad (59_a)$$

$$\left. \begin{array}{l} d \geq \frac{3}{2} \frac{V}{bH} \frac{1-n^2}{1-n^3} \frac{m}{f_s} \\ m \leq \frac{2}{3} \frac{bH}{V} \frac{1-n^3}{1-n^2} f_s d \end{array} \right\} \quad (59_b)$$

及

$$\frac{t-h_o}{2} b f_b \geq \tau b m = \frac{3V}{2bH} \frac{1-n^2}{1-n^3} b m \quad (60_a)$$

$$\left. \begin{array}{l} t \geq \frac{2m}{f_b} \frac{1-n^3}{1-n^2} \frac{3V}{2bH} + h_o \\ m \leq \frac{2bH}{3V} \frac{1-n^3}{1-n^2} \frac{(t-h_o)f_b}{2} \end{array} \right\} \quad (60_b)$$

(54) (55) 式及 (59) (60) 式は栓の大きさ及距離を決定する式である、乃ち d 或 t を假定して栓の大きさ及栓を挿入すべき距離を計算するのであるが d 或 t を変化する事は栓の大きさを変化する事で普通採用されず栓の大きさを一定し之を挿入すべき間隔 m を変化するのである、又 m は V に逆反例するを以て V が増加するに伴れて m は減少する、乃ち栓は桁の中央を去るに伴れて漸次密に挿入せられる事となる、栓の大きさは t を H の $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{18}$ 位にし d は t と等しくするか稍大にする。

栓以外にボルトを以て適宜に締付けるのである、而して其のボルトの摩擦力及剪力を計算する場合がないでもないが頗る複雑となるを以て普通は之を省略するのである、栓に用ひる木は凡て樺、栗等の堅木である。

§ 37. 方 杖 橋.

方杖橋本來の計算は可成り複雑なものであつて木橋には適しない、故に次の如く假定して計算を簡単且便利ならしめる。

第 144 圖に於て甲なる方杖橋を乙圖の如く假定する、乃ち

CA 及 BD ……單桁。

AE 及 BF ……柱。

AB ……水平推力を受ける單桁。

此の假定による

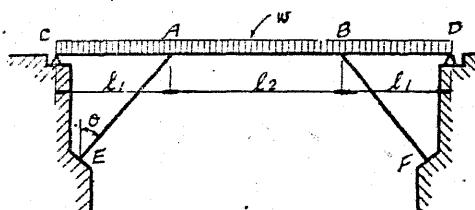
時は左右對稱に荷
せざれば構造物
は安定であり得な
いのである、故に

實際に於ては左右
不對稱なる荷重に
對しても安定であ
らしめる爲に A
及 B の點に於て

彎曲率に耐え得る様な構造としなければならない、勿論計算の假定と異なる

第 144 圖

構造とする以上實際に



は計算に於て豫想せる
以外の量或は質の應力
が生ずる。

第 145 圖の如く荷重
が全徑間に満載した場

合に於ける各部材の應力は次の如くになる。

(a) CA 及 BD :

$$\left. \begin{array}{l} M_o = \frac{1}{8} w l_1^2 \\ \sigma = \frac{M_o}{W} \end{array} \right\} \quad (61)$$

(b) AE 及 BF :

$$\left. \begin{array}{l} \text{柱に作用する軸壓力 } P = \frac{1}{2} w(l_1 + l_2) \sec \theta \\ \rho = \frac{P}{A} = \frac{1}{2} \frac{w(l_1 + l_2) \sec \theta}{A} \end{array} \right\} \quad (62)$$

(c) AB:—

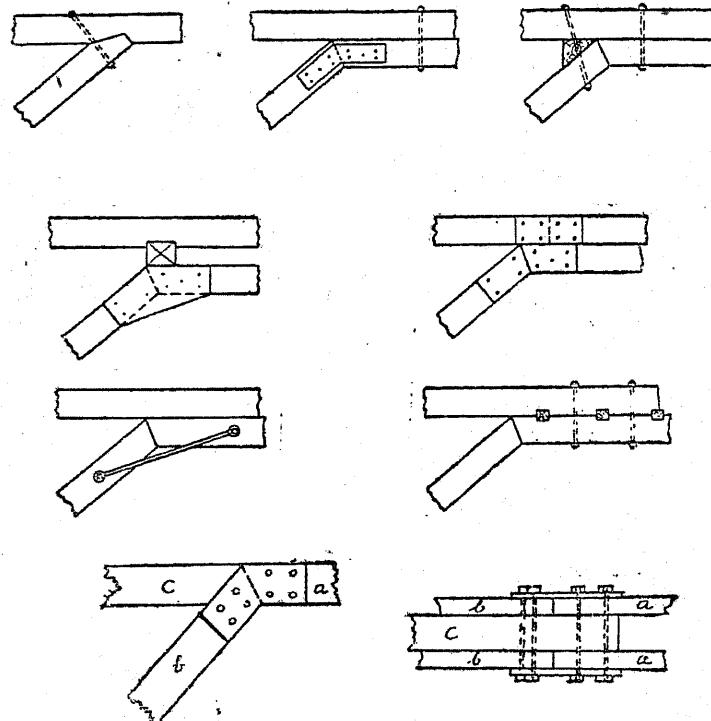
$$H(\text{水平推力}) = \frac{1}{2} w(l_1 + l_2) \tan \theta$$

$$M_o = \frac{1}{8} wl_2^2$$

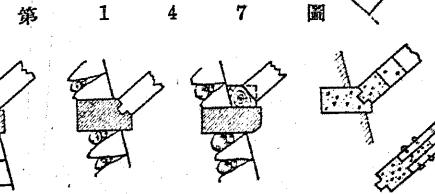
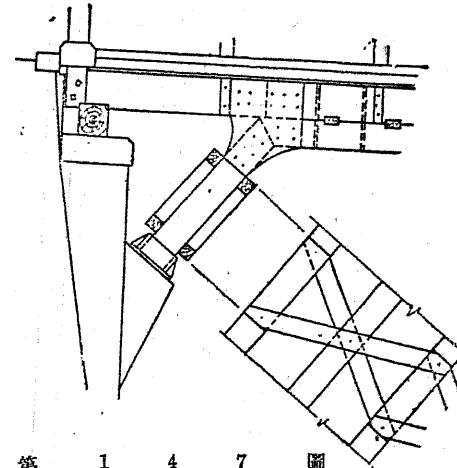
$$P_o = \frac{H}{A} \pm \frac{M_o}{W} = \frac{1}{2} \frac{w(l_1 + l_2) \tan \theta}{A} \pm \frac{wl_2^2}{8W}$$

方杖尻は最も腐朽し易く其の構造に於て最も注意を要する部分である。方杖には筋違をつけて横振を防ぐ、一般に方杖橋は工費も比較的高く良好なる構造とは云ひ難い(第146圖及第147圖参照)。

第 1 4 6 圖



第 1 4 6 圖 繪 き



第4節 木柵橋設計實例

§ 38. 木柵橋設計實例. 附 圖 1.

(1) 設計條項.

橋 長.....26.0 m. (85.80)

有効幅員..... 7.0 m. (23.10)

型 式.....單柵.

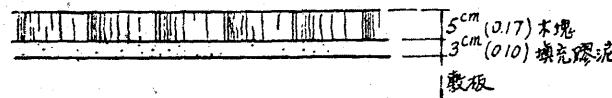
徑 間 數.....3	中央徑間 10.0 m. (33.0)
	側 徑 間 7.58 m. (25.0)

活荷重.....9噸自動車、14噸輶壓機及400噸/平方米の群

集荷重(鋼道路橋設計示方書案準用但し衝撃は
自動車のみ).

(2) 床 張.

第 1 4 8 圖



敷板は普通計算せず 7cm. (0.25) 乃至 12cm. (0.4) 位の厚のものを使用する、若し計算する場合があつても § 31 敷板の項にて述べた理由の外敷板を支承する桁の寸法大にして桁と桁との空間が可なり狭められ且敷板自身が一種の連續桁と爲る等の理由に依り桁の中心線間隔を徑間とする單桁として計算する必要がない、若し以上の様にして計算するならば許容強度を増加して差支へない。

(a) 死 荷 重。

$$\text{木塊 } 0.05 \times 1,000 = 50.0 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{膠泥 } 0.03 \times 2,000 = 60.0 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{合計 } 110.0 \text{ kg/m}^2$$

(b) 活 荷 重。

イ) 自動車荷重。

第 1 4 9 圖



$$\text{前車 } \frac{900}{0.45 \times (0.09 + 0.25)} = 5,880 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{後車 } \frac{3,600}{0.45 \times (0.36 + 0.25)} = 13,150 \text{ kg/m}^2$$

ロ) 輪壓機荷重。

$$\text{前車 } \frac{4,000}{0.45 \times (1.10 + 0.25)} = 6,580 \text{ kg/m}^2$$

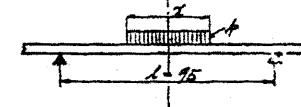
$$\text{後車 } \frac{5,000}{0.45 \times (0.50 + 0.25)} = 14,810 \text{ kg/m}^2$$

ハ) 群集荷重。

$$400 \text{ kg/m}^2$$

(c) 活荷重による最大齧曲率. ($l=95 \text{ cm.}$) 第 1 5 0 圖

$$M_o = \frac{px}{2} \left(\frac{l}{2} - \frac{x}{4} \right)$$



イ) 自動車荷重。

$$\text{前車に對しては } x=34 \text{ cm. } p=59 \text{ kg/cm.}$$

$$M_o = \frac{59 \times 34}{2} \left(\frac{95}{2} - \frac{34}{4} \right) = 39,120 \text{ kg-cm.}$$

$$\text{後車に對しては } x=61 \text{ cm. } p=132 \text{ kg/cm.}$$

$$M_o = \frac{132 \times 61}{2} \left(\frac{95}{2} - \frac{61}{4} \right) = 129,740 \text{ kg-cm.}$$

衝撃係数を 40% として之を加算して

$$\text{前車に對しては } M_o = 39,120 \times 1.4 = 54,770 \text{ kg-cm.}$$

$$\text{後車に對しては } M_o = 129,740 \times 1.4 = 181,640 \text{ kg-cm.}$$

ロ) 輪壓機荷重。

$$\text{前車に對しては } x=135 \text{ cm. } p=66 \text{ kg/cm. } \text{なる故 } l=95 \text{ cm.}$$

に付いては荷重満載せる結果となる、乃ち

$$M_o = \frac{66 \times 95^2}{8} = 74,460 \text{ kg-cm.}$$

$$\text{後車に對しては } x=75 \text{ cm. } p=48 \text{ kg/cm. } \text{なるを以て}$$

$$M_o = \frac{148 \times 75}{2} \left(\frac{95}{2} - \frac{75}{4} \right) = 162,340 \text{ kg-cm.}$$

ハ) 群集荷重。

$$p=4 \text{ kg/cm.}$$

$$M_o = \frac{4 \times 95^2}{8} = 4,510 \text{ kg-cm.}$$

乃ち自動車荷重（後車）の場合に於ける $\mu M_{oi} = 181,640 \text{ kg-cm}$. が最大であるつて之が活荷重による最大彎曲率である、一般に衝撃の影響を考慮しない關係より輒壓機の影響は常に自動車荷重に比して小さく之を検査する必要がない。

今敷板の幅を 24 cm (0.8) と假定すれば敷板一枚に對する活荷重の最大彎曲率は

$$\mu M_{ei} = 181,640 \times 0.24 = 43,590 \text{ kg-cm.}$$

である。

(d) 死荷重による最大彎曲率. ($l=95 \text{ cm.}$)

敷板の厚さを 9 cm. (0.3) と假定する (樞).

$$\text{自重 } 800 \times 0.09 = 72 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{全死荷重 } 110 + 72 = 182 \text{ kg/m}^2$$

$$\mu M_o = \frac{1.82 \times 95^2}{8} = 2,050 \text{ kg-cm.}$$

敷板一枚に對する最大彎曲率

$$\mu M_o = 2,050 \times 0.24 = 490 \text{ kg-cm.}$$

(e) 斷面決定.

敷板の絶対最大彎曲率及最大纖維應力は

$$M_o = 43,590 + 490 = 44,080 \text{ kg-cm.}$$

$$\sigma_o = \frac{6 \times 44,080}{24 \times 9^2} = 136 \text{ kg/cm}^2$$

第 151 圖



樞の許容抗曲應力を 110 kg/cm^2 (第五表参照) とし敷板としては 50% 増加するものとすれば

$$\text{敷板の抗曲應力} = 110 \times 1.5 = 165 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_o = 136 \text{ kg/cm}^2$$

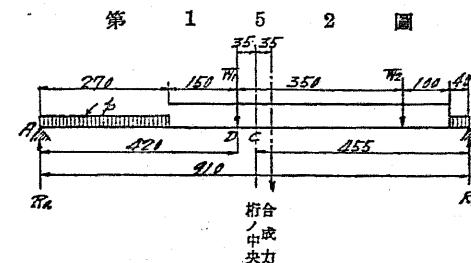
(3) 中央徑間の中桁.

(a) 支間 $10.0 - 0.9 = 9.1 \text{ m.}$ (参考)

(b) 衍の間隔 0.95 m. (米松)

(e) 活荷重による最大彎曲率.

イ) 自動車荷重.



$$\text{衝撃係数 } i = \frac{20}{50+9.1} = 0.33$$

$$p = \frac{400}{100} \times 0.95 = 3.8 \text{ kg/cm.}$$

$$W_1 = 3,600 \times 1.33 = 4,790 \text{ kg.}$$

$$W_2 = 900 \times 1.33 = 1,200 \text{ kg.}$$

$$R_a = [p \times 270 \times (910 - \frac{270}{2}) + W_1 \times (455 + 35) + W_2]$$

$$\times (100 + 40) + p \times 40 \times \frac{40}{2}] \times \frac{1}{910} = 3,690 \text{ kg.}$$

$$M_D = 3,690 \times (270 + 150) - p \times 270 \times (\frac{270}{2} + 150) = 1,242,000 \text{ kg-cm.}$$

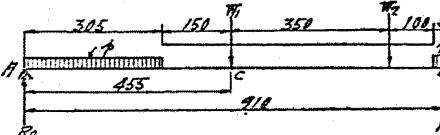
D 點は自動車荷重のみによる最大彎曲率を生ずる點にして死荷重によ

る最大彎曲率は衍の中央 C 點に於て生ずるを以て C

點に於ける活荷重の最大彎

曲率を求む.

第 1 5 3 圖



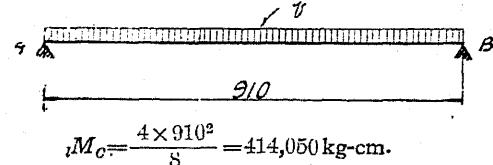
$$R_a = [p \times 305 \times (910 - \frac{305}{2}) + W_1 \times 445 + W_2 \times 105]$$

$$+ p \times 5 \times \frac{5}{2}] \times \frac{1}{910} = 3,550 \text{ kg.}$$

$$M_c = 3,550 \times 455 - p \times 305 \times \left(\frac{305}{2} + 150 \right) = 1,246,200 \text{ kg-cm.}$$

(c) 群集荷重.

第 1 5 4 圖

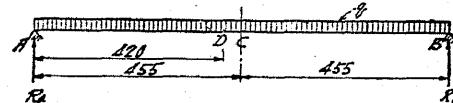


(d) 死荷重による最大彎曲率.

床張の重量.....182 kg/m.² (130 頁参照)

$$182 \times 0.95 = 173 \text{ kg/m.}$$

第 1 5 5 圖



$$M_c = \frac{1.73 \times 910^2}{8} = 179,080 \text{ kg-cm.}$$

$$M_D = \frac{1.73 \times 420 \times 490}{2} = 178,020 \text{ kg-cm.}$$

此の外に桁自身の荷重がある譯だが之は桁の寸法が決定して始めて定まるものである、斯くの如き場合には桁の寸法を豫想するか或は此の荷重を考慮せずに断面を求め之に多少の餘裕を存して更に検査する様にする。

(e) 断面決定.

$$M_D = M_c + M_D = 1,242,000 + 178,020 = 1,420,020 \text{ kg-cm.}$$

$$M_c = M_c + M_D = 1,246,200 + 179,080 = 1,425,280 \text{ kg-cm.}$$

M_c が M_D より大である、故に M_c を以て桁の寸法を求める。

$$\text{所要断面係数} = \frac{M_c}{f} = \frac{1,425,280}{90} = 15,836 \text{ cm}^3$$

上式中 f =許容抗曲强度=90 kg/cm.² (第 5 表参照)

桁の高を 50 cm. とすれば

$$\text{所要桁幅 } b = \frac{6 \times 15,836}{50^2} = 38.0 \text{ cm.}$$

第 156 圖の角材を使用する。

第 156 圖

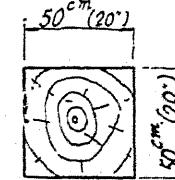
桁の自重による彎曲率を加算して桁の絶対最大彎曲率を求む。

桁の自重 $w = 800 \times 0.5 \times 0.5 = 200 \text{ kg/m.}$

$$M_c' = \frac{2 \times 910^2}{8} = 207,080 \text{ kg-cm.}$$

$$M_o = 1,425,280 + 207,080 = 1,632,310 \text{ kg-cm.}$$

$$\text{最大纖維應力} = \frac{6 \times 1,632,310}{50 \times 50^2} = 79.4 \text{ kg/cm}^2 < 90 \text{ kg/cm}^2$$



(f) 剪應力に関する計算.

イ) 死活荷重による最大應力.

第 1 5 7 圖

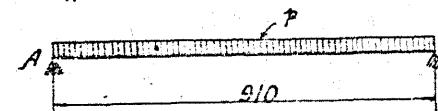
$$p = 4 \text{ kg/cm.}$$

$$W_1 = 4,790 \text{ kg.}$$

$$W_2 = 1,200 \text{ kg.}$$

$$V_o = W_1 + [W_2 \times (100 + 460) + p \times 400 \times \frac{460}{2}] \times \frac{1}{910} = 5,990 \text{ kg.}$$

第 1 5 8 圖



$$q = 182 + 200 = 382 \text{ kg/m.}$$

$$V_o = 3.82 \times \frac{910}{2} = 1,740 \text{ kg.}$$

桁の絶対最大垂直剪力 $V_o = 5,990 + 1,740 = 7,730 \text{ kg.}$

$$\text{桁の最大剪應力} \tau_o = \frac{3}{2} \times \frac{7,730}{50 \times 50} = 4.6 \text{ kg/cm}^2 <$$

10.0 kg/cm. (第 5 表参照).

(g) 剛 度.

(43) 式に依り

$$S = \frac{24}{5} \times \frac{100,000 \times 50}{79.4 \times 910} = 332 > 200$$

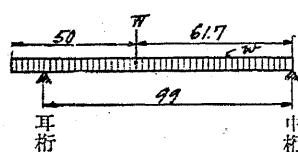
(4) 中央径間の耳桁.

(a) 支 間 9.1m.

(b) 桁の間隔.....

..... 0.99 m. (米松)

第 1 6 0 圖



耳桁に傳達せられる集中荷重の割合は $\frac{61.7}{99.0}W = 0.62W$

耳桁に傳達せられる等布荷重の割合は $\frac{111.7^2}{2 \times 99.0}w = 63w$

(c) 活荷重による最大彎曲率.

$$W_1 = 0.62 \times 4,790 = 2,970 \text{ kg.}$$

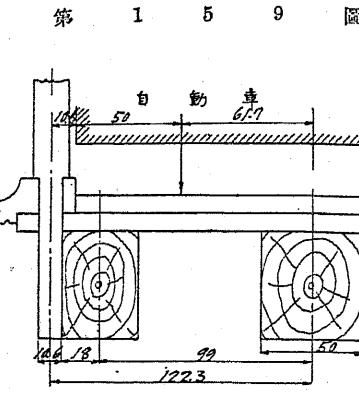
$$W_2 = 0.62 \times 1,200 = 740 \text{ kg.}$$

$$p = 0.63 \times 4 = 2.52 \approx 3 \text{ kg/cm.}$$

集中荷重のみによる最大彎曲率を生ずる點 D 及死荷重による最大彎曲率を生ずる點 C の活荷重による最大彎曲率を求む(第 152 圖及 153 圖参照).

第 152 圖に於て

$$R_a = \left[p \times 270 \times \left(910 - \frac{270}{2} \right) + W_1 \times 490 + W_2 \times 140 + p \times 40 \times \frac{40}{2} \right] \times \frac{1}{910} = 2,410 \text{ kg.}$$



$${}_aM_D = 2,410 \times 420 - 3 \times 270 \times \left(\frac{270}{2} + 150 \right) = 781,350 \text{ kg-cm.}$$

第 153 圖に於て

$$R_a = \left[p \times 305 \times \left(910 - \frac{305}{2} \right) + W_1 \times 455 + W_2 \times 105 + p \times 5 \times \frac{5}{2} \right] \times \frac{1}{910} = 2,330 \text{ kg.}$$

$${}_aM_C = 2,330 \times 455 - p \times 305 \times \left(\frac{305}{2} + 150 \right) = 783,360 \text{ kg-cm.}$$

(d) 死荷重による彎曲率.

耳桁に對する床張の重さ $1.82 \times 0.63 = 1.15 \text{ kg/cm.}$ 地覆の重量 1.50 kg/cm. 高欄の重量 0.50 kg/cm. 合計 3.15 kg/cm.

$${}_aM_D = \frac{3.15 \times 420 \times 490}{2} = 324,140 \text{ kg-cm.}$$

$${}_aM_C = \frac{3.15 \times 912^2}{8} = 326,060 \text{ kg-cm.}$$

(e) 斷面決定.

$$M_D = 781,350 + 324,140 = 1,105,490 \text{ kg-cm.}$$

$$M_C = 783,360 + 326,060 = 1,109,420 \text{ kg-cm.}$$

桁の自重による影響を省略して

$$\text{所要断面係数} = \frac{1,109,420}{90} = 12,327 \text{ cm}^3$$

桁高を 50cm. とすれば

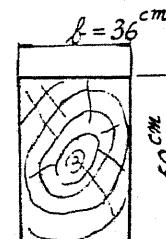
$$b = \frac{6 \times 12,322}{50^2} = 29.6 \text{ cm.}$$

である、第 163 圖の断面を採用するものとすれば

$$\text{桁の自重} 800 \times 0.36 \times 0.50 = 144 \text{ kg/m.}$$

$${}_aM_C' = \frac{1.44 \times 910^2}{8} = 149,060 \text{ kg-cm.}$$

第 1 6 3 圖



$$M_o = 1,109,420 + 149,060 = 1,258,480 \text{ kg-cm.}$$

$$\sigma_o = \frac{6 \times 1,258,480}{36 \times 50^2} = 83.9 \text{ kg/cm}^2 < 90 \text{ kg/cm}^2$$

となる。

(f) 剪應力に関する計算。

イ) 最大垂直剪力 (第 157 圖参照)。

$$V_o = 2,970 + (740 \times 560 + 3 \times 460 \times \frac{460}{2}) \times \frac{1}{910} = 3,770 \text{ kg.}$$

$$dV_o = (3.15 + 1.44) \times \frac{910}{2} = 2,090 \text{ kg.}$$

$$V_o = 3,770 + 2,090 = 5,860 \text{ kg.}$$

ロ) 柄の最大剪力。

$$\tau_o = \frac{3}{2} \times \frac{5,860}{36 \times 50} = 4.9 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2$$

(g) 剛 度。

$$S = \frac{24}{5} \times \frac{100,000 \times 50}{83.9 \times 910} = 315 > 200$$

(5) 側徑間の中柄。

(a) 支 間 7.58 - 0.45 = 7.13 m.

(b) 柄の間隔 0.95 m. (米松)

(c) 活荷重による最大彎曲率。

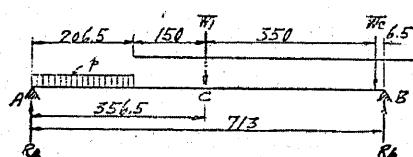
$$p = 4 \text{ kg/cm. (中央徑間の中柄参照).}$$

$$\text{衝撃係数 } i = \frac{20}{50 + 7.13} = 0.35$$

$$W_1 = 3,600 \times 1.35 = 4,860 \text{ kg.}$$

$$W_2 = 900 \times 1.35 = 1,220 \text{ kg.}$$

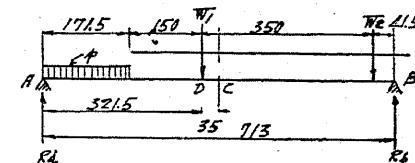
第 1 6 4 圖



$$R_b = \left(206.5 p \times \frac{206.5}{2} + W_1 \times 356.5 + W_2 \times 706.5 \right) \times \frac{1}{713} = 3,760 \text{ kg.}$$

$$M_c = 3,760 \times 356.5 - 1,220 \times 350 = 913,440 \text{ kg-cm.}$$

第 1 6 5 圖

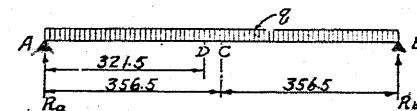


$$R_b = \left(171.5 p \times \frac{171.5}{2} + W_1 \times 321.5 + W_2 \times 671.5 \right) \times \frac{1}{713} = 3,420 \text{ kg.}$$

$$M_c = 3,420 \times 391.5 - W_2 \times 350 = 911,930 \text{ kg-cm.}$$

(d) 死荷重による最大彎曲率。

第 1 6 6 圖



$$q = 173 \text{ kg/m. (中央徑間の中柄参照).}$$

$$M_c = \frac{1.73 \times 713^2}{8} = 109,930 \text{ kg-cm.}$$

$$M_d = \frac{1.73 \times 321.5 \times 391.5}{2} = 108,880 \text{ kg-cm.}$$

(e) 斷面決定。

$$M_c = 913,440 + 109,930 = 1,023,370 \text{ kg-cm.}$$

$$M_d = 911,930 + 108,880 = 1,020,810 \text{ kg-cm.}$$

$$\text{所要断面係数} = \frac{1,023,370}{90} = 11,360 \text{ cm}^3$$

柄高を 46cm. とすれば

$$b = \frac{6 \times 11,360}{46^2} = 32.1 \text{ cm.}$$

にして第 167 圖の断面を採用する。

桁の自重 $w = 800 \times 0.46^2 = 169.3 \text{ kg/m}^2 = 1.70 \text{ kg/cm}^2$.

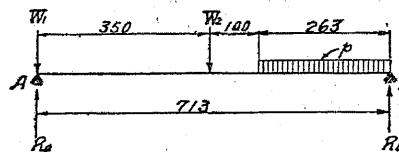
$$aM_C' = \frac{1.70 \times 713^2}{8} = 108,030 \text{ kg-cm.}$$

$$M_0 = 1,023,370 + 108,030 = 1,131,400 \text{ kg-cm.}$$

$$\sigma_o = \frac{6 \times 1,131,400}{46 \times 46^2} = 69.7 \text{ kg/cm}^2 < 90 \text{ kg/cm}^2$$

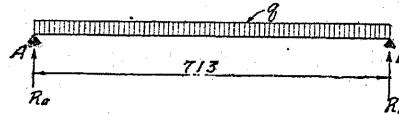
(f) 剪應力に關する計算.

第 1 6 8 圖



$$aV_o = W_1 + (W_2 \times 363 + 263 p \times \frac{263}{2}) \times \frac{1}{713} = 5,670 \text{ kg.}$$

第 1 6 9 圖



$$q = 173 + 169 = 342 \text{ kg/m.}$$

$$aV_o = 3.42 \times \frac{713}{2} = 1,220 \text{ kg.}$$

$$V_o = 5,670 + 1,220 = 6,890 \text{ kg.}$$

$$\tau_o = \frac{3}{2} \times \frac{6,890}{46 \times 46} = 4.9 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2$$

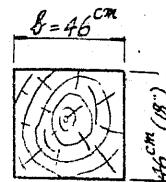
(g) 剛 度.

$$S = \frac{24}{5} \times \frac{100,000 \times 46}{69.7 \times 713} = 445 > 200$$

(6) 側徑間の耳桁.

(a) 支 間……7.13m.

第 1 6 7 圖



(b) 桁の間隔……0.99m. (米松)

(c) 活荷重による最大彎曲率.

$$W_1 = 2,970 \text{ kg. (中央徑間の耳桁参照)}$$

$$W_2 = 740 \text{ kg.}$$

$$p = 3 \text{ kg/cm.}$$

第 164 圖に於て

$$R_b = \left(206.5 p \times \frac{206.5}{2} + W_1 \times 356.5 + W_2 \times 706.5 \right) \times \frac{1}{713} = 2,310 \text{ kg.}$$

$$aM_C = 2,310 \times 356.5 - 740 \times 350 = 564,520 \text{ kg-cm.}$$

第 165 圖に於て

$$R_b = \left(171.5 p \times \frac{171.5}{2} + W_1 \times 321.5 + W_2 \times 671.5 \right) \times \frac{1}{713} = 2,100 \text{ kg.}$$

$$aM_D = 2,100 \times 391.5 - W_2 \times 350 = 563,150 \text{ kg-cm.}$$

(d) 死荷重による最大彎曲率.

$$q = 3.15 \text{ kg/cm. (中央徑間の耳桁参照)}$$

第 169 圖に於て

$$aM_O = \frac{3.15 \times 713^2}{8} = 200,170 \text{ kg-cm.}$$

(e) 断面決定.

$$M_O = 564,520 + 200,170 = 764,690 \text{ kg-cm.}$$

$$\text{所要断面係数} = \frac{764,690}{90} = 8,497 \text{ cm}^3 \quad \text{第 1 7 3 圖}$$

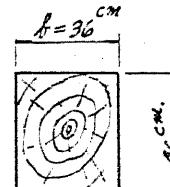
桁高を 46 cm. とすれば

$$b = \frac{6 \times 8,497}{46^2} = 24.1 \text{ cm.}$$

となる、第 173 圖の断面を使用する。

$$\text{桁の自重 } w = 800 \times 0.36 \times 0.46 = 133 \text{ kg/m}^2 = 1.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$aM_C' = \frac{1.3 \times 713^2}{8} = 82,610 \text{ kg-cm.}$$



$$M_o = 764,690 + 82,610 = 847,300 \text{ kg-cm},$$

$$\sigma_o = \frac{6 \times 847,300}{36 \times 46^2} = 66.8 \text{ kg/cm}^2$$

(f) 剪應力に關する計算。

第 168 圖に於て

$$V_o = W_1 + \left(W_2 \times 363 + 263 p \times \frac{263}{2} \right) \times \frac{1}{713} = 3,500 \text{ kg.}$$

第 169 圖に於て

$$q = 3.15 + 1.83 = 4.5 \text{ kg/m.}$$

$$dV_o = \frac{4.5 \times 713}{2} = 1,600 \text{ kg.}$$

$$V_o = 3,500 + 1,600 = 5,100 \text{ kg.}$$

$$\tau_o = \frac{3}{2} \times \frac{5,100}{36 \times 46} = 4.6 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2$$

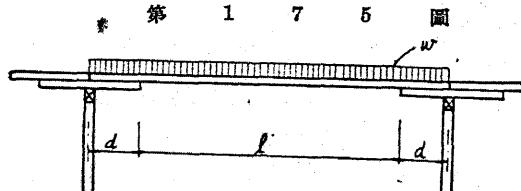
(g) 剛 度。

$$S = \frac{24}{5} \times \frac{100,000 \times 46}{66.8 \times 713} = 463 > 200$$

(7) 臺持木。

(a) 等布荷重の場合。

臺持木の計算は (49) 式に依り



$$\text{臺持木の最大彎曲率 } M_o = Pd + \frac{1}{2} w'd$$

$$\text{臺持木の最大剪力 } V_o = P + w'd$$

上式中 $\begin{cases} w' = w + (\text{臺持木の自重}) \\ P = \frac{1}{2} wl \end{cases}$

而して $w' \approx w$ と假定すれば

$$P_o = \frac{1}{2} wl$$

$$M_o = \frac{1}{2} wd(l+d)$$

$$V_o = w \left(\frac{l}{2} + d \right)$$

となり、本例題に於ては

$$\left. \begin{array}{l} \text{床張の重量} \dots \dots 182 \text{ kg/m.} \\ \text{主桁の自重} \dots \dots 200 \text{ kg/m.} \\ \text{群集荷重} \dots \dots 400 \text{ kg/m.} \end{array} \right\} w = 782 \text{ kg/m.} \approx 8 \text{ kg/cm.}$$

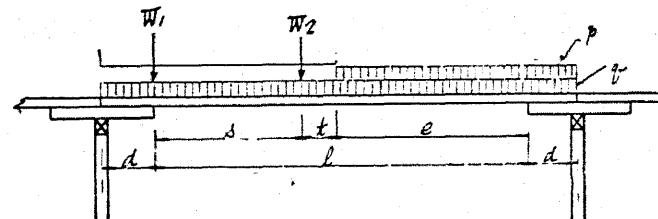
$$d = 90 \text{ cm}$$

$$l = 10.0 - 1.8 = 8.2 \text{ m.} = 820 \text{ cm.}$$

$$M_o = \frac{1}{2} \times 8 \times 90 \times (820 + 90) = 327,600 \text{ kg-cm.}$$

$$V_o = 8 \times (410 + 90) = 4,000 \text{ kg.}$$

(b) 集中荷重の場合。



$$P = W_1 + [W_2 \times (t+e) + \frac{1}{2} pe^2] \frac{1}{l} + \frac{1}{2} ql$$

$$M_o = Pd + \frac{1}{2} qd^2$$

$$V_o = P + qd$$

本例題に於ては

$$W_1=4,790 \text{ kg.} \quad W_2=1,200 \text{ kg.} \quad p=4 \text{ kg/cm.} \quad q=3.8 \text{ kg/cm.}$$

$$d=90 \text{ cm.} \quad l=820 \text{ cm.} \quad s=350 \text{ cm.} \quad t=100 \text{ cm.}$$

$$e=820-(350+100)=370 \text{ cm.}$$

なるを以て

$$P=4,790+\left(1,200 \times 470 + \frac{1}{2} \times 4 \times 370^2\right) \times \frac{1}{820} + \frac{1}{2} \times 3.8 \times 820 \\ =7,370 \text{ kg.}$$

$$M_o=7,330 \times 90 + \frac{1}{2} \times 3.8 \times 90^2=675,090 \text{ kg-cm.}$$

$$V_o=7,330+3.8 \times 90=7,670 \text{ kg.}$$

(c) 断面決定.

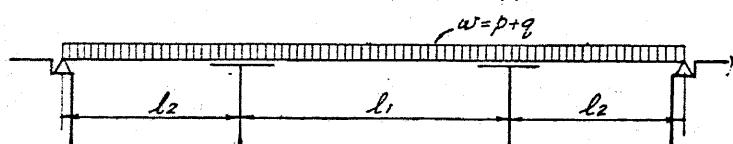
40 cm. × 40 cm. を使用するものとす.

$$\sigma_o=\frac{675,090 \times 6}{40 \times 40^2}=63.3 \text{ kg/cm.}^2$$

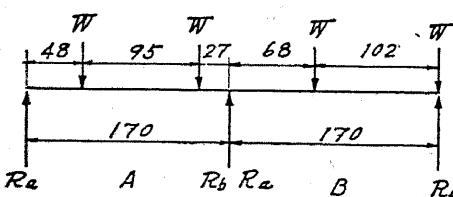
$$\tau_o=\frac{3}{2} \times \frac{7,670}{40 \times 40}=7.2 \text{ kg/cm.}^2$$

(8) 梁.

第 1 7 7 圖



第 1 7 8 圖



$$W=w\left(\frac{l_1+l_2}{2}\right)+D$$

上式中 D ……臺持木の重量.

w ……活荷重+衝撃+死荷重.

本例題に於ては

$$l_1=10.0 \text{ m.} \quad l_2=7.58 \text{ m.} \quad p=400 \text{ kg/m.} \quad q=173+200=373 \text{ kg/m.}$$

$$w=7.7 \text{ kg/cm.}$$

なるを以て

$$W=7.7 \times \frac{1,000+758}{2}=6,770 \text{ kg.}$$

である。

第 178 圖の A 部に於ては

$$R_a=(W \times 95 + 2W \times 27) \times \frac{1}{170}=5,930 \text{ kg.}$$

$$R_b=6,770 \times 2 - 5,930=7,610 \text{ kg.}$$

$$M_o=5,930 \times 48=284,640 \text{ kg-cm.}$$

$$V_o=7,610 \text{ kg.}$$

第 178 圖の B 部に於ては

$$R_a=\frac{6,770 \times 102}{170}=4,060 \text{ kg.}$$

$$R_b=(6,770 - 4,060) + 6,770=9,480 \text{ kg.}$$

$$M_o=4,060 \times 68=276,080 \text{ kg-cm.}$$

$$V_o=9,480 \text{ kg.}$$

40 cm. × 40 cm. を使用する.

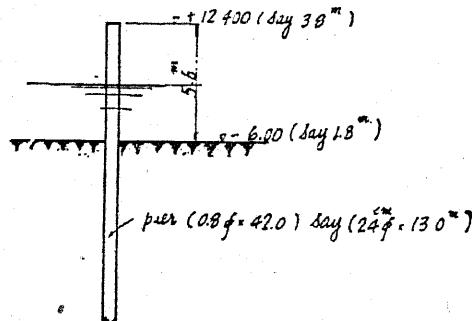
$$\sigma_o=\frac{6 \times 284,640}{40 \times 40^2}=26.7 \text{ kg/cm.}^2 < 90 \text{ kg/cm.}^2$$

$$\tau_o=\frac{3}{2} \times \frac{9,480}{40 \times 40}=8.8 \text{ kg/cm.}^2 < 10 \text{ kg/cm.}^2$$

(9) 橋脚杭.

橋脚杭の支承力を求める適當な公式は無い。テトマイエル Tetmajer の公式に依り

第 1 7 9 圖



$$f_o = \gamma \times f_c$$

$$\frac{l}{i} > 100 \text{ なる場合} \dots \gamma = 3,525 \left(\frac{i}{l} \right)^2$$

$$\frac{l}{i} < 100 \text{ なる場合} \dots \gamma = 1.046 - 0.00693 \frac{l}{i}$$

上式中 f_o 脚杭の安全支承應力。

f_c 第 5 表に記載せられた許容抗壓應力。

i 最小環動半徑 Least radius of gyration. = $\sqrt{\frac{l}{A}}$

l 脚柱の自由長 Unsupported length.

にして l の値は打込まれた脚柱に於ては地質に關係するものであるが大約 0.7l とする。本例題に適用して

$$l = 0.7 \times 560 = 392 \text{ cm.}$$

$$i = \frac{d}{4} = \frac{24}{4} = 6 \text{ cm.}$$

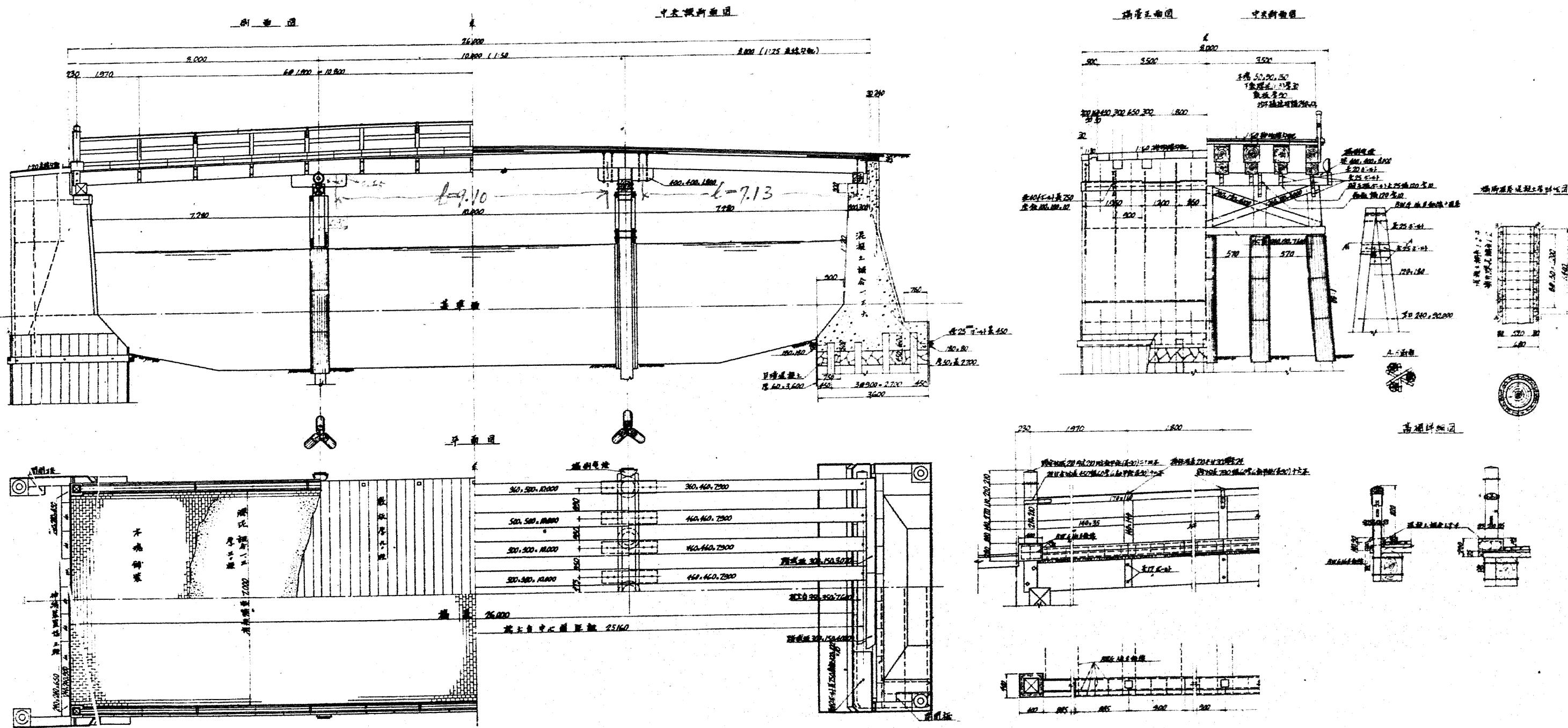
$$\frac{l}{i} = \frac{392}{6} = 65.3 < 100$$

$$\gamma = 1.046 - 0.00693 \times \frac{392}{6} = 0.593$$

$$f_o = 70 \times 0.593 = 41.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{杭の安全支承荷重} = 41.5 \times \frac{\pi d^2}{4} = 18,770 \text{ kg.} > 7,610 + 4,060 = 11,670 \text{ kg.}$$

附圖 1 木桁橋設計實例圖

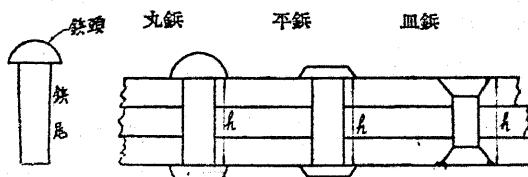


第 5 節 錨 接 Riveted joint.

§ 39. 錎 Rivet.

錎接は現今橋梁工事に於て最も多く使用せられる鐵材接合方法であつて接合せられる鐵材の應力は凡て此の錎接に依つて傳達せられるものと假定するのである、故に錎質の良否及錎接施工の巧拙は直接構造物全體に影響するものである。

第 180 圖



第 8 表 錎の寸法及重量。寸法…耗、面積…平方釐、重量…瓦。

種別	錎の直徑 d	10	13	16	19	22	25	28	31
	錎孔の直徑	11	14	17	20.5	23.5	26.5	29.5	34
皿錎	錎頭の直徑	15.5	21	25	30	35	39.5	39.5	45
	錎頭の高 H	3.5	5	8	9.5	11	12.5	14	16
	皿の角度 a	75°	75°	60°	60°	60°	60°	45°	45°
丸錎	錎頭の直徑 D	16	21	26	30	35	40	45	51
	錎頭の高 H	7	9	11	12.5	15.5	17.5	19.5	22.5
	錎頭の表面積	1.539	2.545	3.801	5.725	7.548	9.621	11.946	15.904
	一錎頭の重量	6.934	15.232	28.394	47.568	73.839	108.344	152.205	227.225

錎は軟鋼にて作られ其の規格は § 1 に於て既に述べた通りである而して橋梁工事に使用せられる錎は直徑 13 粑、16 粑、19 粑、22 粑及 25 粑であつて殊に鐵道橋に於ては 22 粑、公道橋に於ては 22 粑及 19 粑が多い、錎接前の錎は之を頭 Head と尾 Tail の二部分に分ち（第 180 圖）施工後の錎は錎頭の形狀に依つて丸錎 Pan headed rivet or Snap rivet 及

皿鉄 Countersunk rivet とに分つ又鉄頭を扁平にした平鉄 Flatted rivet と稱するものがあるけれども造船工事等に使用せられて橋梁工事には使用せられない。

丸鉄及皿鉄の寸法及重量は直徑によつて一定し第 8 表に示す値を有するものである。

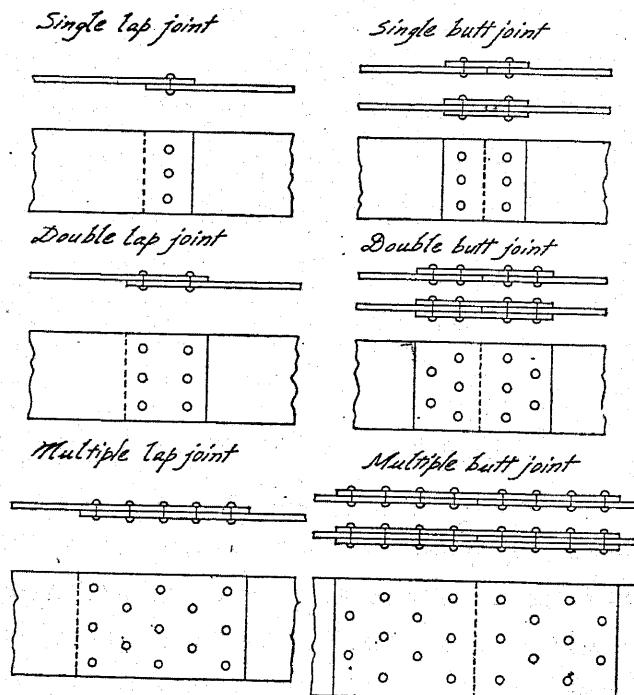
§ 40. 鉄接の種類。

鉄接の種類には次の二種ある。

縫接合 Lap joint.

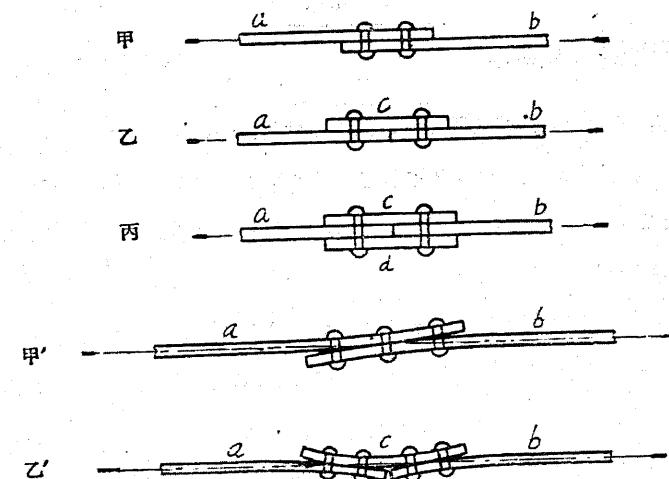
衝頭接合 Butt joint.

第 1 8 1 圖



鉄接の鐵部構造に於て肝要なる事は今更云ふ迄もない事であるが事實設計に携つては断面の決定等に比較して鉄接の設計が動もすれば輕んぜられる傾向がないとは謂へない、使用鉄數が實際所要鉄數より少い場合には勿論、多い場合たりとも決して良結果を期待する事は出來ない、其の他鉄の位置、配列等は直接構造物に關係し如何に經濟的に断面が決定せられても其の鉄接設計が拙劣なる場合に於ては其の断面決定に對する苦心も何等其の効果を發揮し得ないものである、設計者は構造物の不確實及弱點は常に鉄接部にある事を念頭に置くべきである。

第 1 8 2 圖

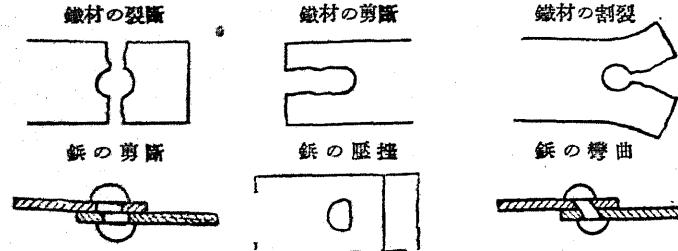


第 182 圖に於て甲の場合には断面の應力は鉄接に依り直接 **a** より **b** に、乙の場合には **a** より **c**、**c** より **b** に傳達せられ、丙の場合には **a** より **c** 及 **d** に切半せられ更に **b** に於て合するのである、而して各鉄接が應力を受けると共に甲、乙の場合には隅力 Couple の爲甲'及乙'圖に示すが如く **ab** 及 **acb** が一直線になる迄回轉せんとする傾向のある事は明かである、其の結果甲及乙圖の鉄接の最端鉄は著しく彎曲率及張力の作用を受ける、

元來鉄は張力に對して非常に弱いものであるが故甲乙共に良好なる鉄接とは云ひ得ないのである、橋梁工事には以上の理由に因り出来得る限り丙圖の方法に依るべきであり構造上已むを得ざる場合に乙圖の方法を用ひ甲圖の方法は絶対に使用せられないものである。

§ 41. 接合鉄の強度 Strength of riveting.

第 1 8 3 圖



製作の完全なる鉄接は單に接合部の鐵材間の摩擦のみにて其の作用する應力に抵抗し得るものであるけれども此の摩擦抵抗量は製作の優劣によつて一定せず又之を如何程と假定するか適當な見積方法もないで鉄接の設計には零とせられるのである。

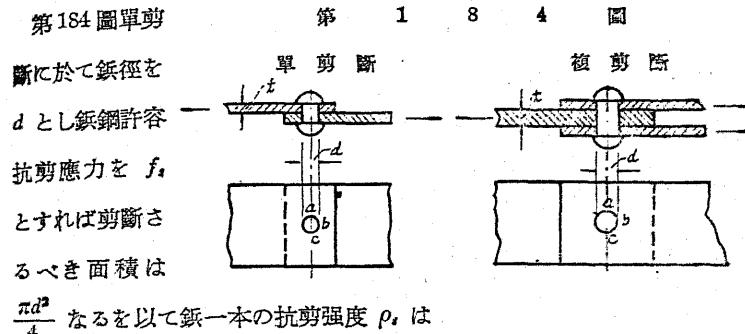
扱鉄接の破壊原因は種々あるけれども要するに鐵材の破壊と鉄の破壊である、鐵材の破壊は裂斷 Tearing、剪斷 Shearing、及割裂 Rupturing の三種で、鉄の破壊は剪斷 Shearing、壓挫 Bearing、及彎曲 Bending の三種である（第 183 圖参照），是等破壊の原因に對し各計算の方法を求める事が出来るけれども鉄接の設計は單に鉄の剪斷及鉄の壓挫の二原因によつて計算せられ其他の破壊に對しては後述の鉄接工に關する注意事項を遵守する事により毫も破壊の憂ないものとせられるのである。

(a) 鉄の剪斷 Shearing of rivet.

鉄の剪斷には構造に依つて單剪斷 Single shearing と複剪斷 Double shearing の二種類ある、第 182 圖に於て甲、乙は鉄が剪力に因つて破壊

せられる爲には剪断せらるべき断面が一箇處で乃ち單剪斷である、丙は剪断せらるべき断面を二箇處有し乃ち複剪斷である。

第 184 圖單剪



$\frac{\pi d^2}{4}$ なるを以て鉄一本の抗剪强度 ρ_s は

$$\rho_s = \frac{\pi d^2}{4} f_s \quad \dots \dots \dots \quad (64_a)$$

である、又第 184 圖複剪斷に於ては剪断さるべき面積は其の二倍で

$$\rho_s = 2 \times \frac{\pi d^2}{4} f_s \quad \dots \dots \dots \quad (64_b)$$

である。

(b) 鉄の壓挫 Bearing of rivet.

第 184 圖に於て鐵材が應力を受けると共に鉄の平面 (abc) は壓力を受ける而して此の壓力大なるときは鉄が剪断せられるに先たつて壓挫せられる、今鉄鋼の許容抗支壓應力を f_b とすれば鉄一本の抗支壓強度 ρ_b は

$$\rho_b = t d f_b \quad \dots \dots \dots \quad (65)$$

である。

(c) 鉄の強度 Strength of rivet.

(64) 式及 (65) 式にて求められた ρ_s 及 ρ_b は鉄一個の抗剪强度及抗支壓强度なるが故部材の應力 P を之等の値を以て割る事により剪斷及壓挫に對する鉄の數を求める事が出来る、 ρ_s 及 ρ_b の内小なる値を鉄の強さ ρ とすれば所要鉄數 n は

第9表 錆の強さ
単位 kg.

橋 横		各 錆									支 壓					剪 断 強 度							
錆 徑 <i>d</i> m m	錆強 <i>F_s</i> kg/cm ²	錆強 <i>F_b</i> kg/cm ²																					
鐵道橋	750 1500	30.17	15.00	24.0	14.60	19.20	21.60	24.00	26.00	31.00	33.60	36.00	34.40	41.00	45.20	45.60	49.00	54.40	32.00	55.20	57.60	61.00	
	1010 1600	31.01	16.00	26.8	16.72	23.04	27.92	28.00	31.60	34.56	37.44	40.32	42.20	46.00	51.04	54.72	57.60	61.06	53.36	65.24	69.12	72.10	
	1341 1700	31.90	17.00	28.6	17.72	24.80	30.20	31.55	31.20	37.05	39.90	42.75	45.60	48.65	51.30	54.15	57.00	59.85	62.70	65.55	68.69	71.25	
	1750 2126	32.53	15.00	26.5	17.10	19.95	22.00	25.65	28.00	31.55	34.20	37.05	41.04	44.66	47.68	51.30	54.72	58.14	61.56	64.98	68.69	71.02	75.16
	2335 1.58	33.2	16.00	34.2	21.52	23.94	27.36	30.70	34.00	37.02	41.04	44.66	47.68	51.30	54.72	58.14	61.56	64.98	68.69	71.02	75.16	78.66	82.00
	3051 1.58	37.0	15.00	33.0	19.60	23.10	26.60	29.70	33.00	35.80	39.60	42.90	46.20	49.50	52.00	54.94	57.70	61.60	63.30	67.10	71.10	75.20	
道路橋	1750 3471	33.22	16.00	34.2	21.52	23.94	27.36	30.70	34.00	37.02	41.04	44.66	47.68	51.30	54.72	58.14	61.56	64.98	68.69	71.02	75.16	78.66	82.00
	2349 1.58	37.0	15.00	33.0	19.60	23.10	26.60	29.70	33.00	35.80	39.60	42.90	46.20	49.50	52.00	54.94	57.70	61.60	63.30	67.10	71.10	75.20	
	3211 3471	46.2	15.00	33.6	23.74	27.72	31.60	33.64	37.60	43.36	47.82	51.44	54.44	57.44	61.36	64.32	67.32	71.20	75.24	79.20	83.16	87.02	91.05
	4189 1.58	37.0	15.00	33.0	19.60	23.10	26.60	29.70	33.00	35.80	39.60	42.90	46.20	49.50	52.00	54.94	57.70	61.60	63.30	67.10	71.10	75.20	
	5044 1.58	37.0	15.00	33.0	19.60	23.10	26.60	29.70	33.00	35.80	39.60	42.90	46.20	49.50	52.00	54.94	57.70	61.60	63.30	67.10	71.10	75.20	
	6011 1.58	37.0	15.00	33.0	19.60	23.10	26.60	29.70	33.00	35.80	39.60	42.90	46.20	49.50	52.00	54.94	57.70	61.60	63.30	67.10	71.10	75.20	
公道橋	3682 1500	33.22	16.00	37.5	22.50	28.25	30.00	33.75	37.50	42.25	45.00	48.75	52.50	56.25	60.00	63.75	67.50	71.30	75.15	78.75	82.25	87.00	90.31
	4446 1.58	37.0	15.00	33.0	19.60	23.10	26.60	29.70	33.00	35.80	39.60	42.90	46.20	49.50	52.00	54.94	57.70	61.60	63.30	67.10	71.10	75.20	
	5331 1.58	37.0	15.00	33.0	19.60	23.10	26.60	29.70	33.00	35.80	39.60	42.90	46.20	49.50	52.00	54.94	57.70	61.60	63.30	67.10	71.10	75.20	
	6201 1.58	37.0	15.00	33.0	19.60	23.10	26.60	29.70	33.00	35.80	39.60	42.90	46.20	49.50	52.00	54.94	57.70	61.60	63.30	67.10	71.10	75.20	
	7076 1.58	37.0	15.00	33.0	19.60	23.10	26.60	29.70	33.00	35.80	39.60	42.90	46.20	49.50	52.00	54.94	57.70	61.60	63.30	67.10	71.10	75.20	
	7950 1.58	37.0	15.00	33.0	19.60	23.10	26.60	29.70	33.00	35.80	39.60	42.90	46.20	49.50	52.00	54.94	57.70	61.60	63.30	67.10	71.10	75.20	
公道橋	3277 1500	37.0	16.00	40.0	24.00	28.00	31.00	36.00	41.00	44.00	47.50	52.25	57.00	56.00	57.00	61.00	64.00	68.00	72.00	76.00	80.00	83.16	87.02
	4301 1.58	37.0	16.00	40.0	24.00	28.00	31.00	36.00	41.00	44.00	47.50	52.25	57.00	56.00	57.00	61.00	64.00	68.00	72.00	76.00	80.00	83.16	87.02
	5277 1.58	37.0	16.00	40.0	24.00	28.00	31.00	36.00	41.00	44.00	47.50	52.25	57.00	56.00	57.00	61.00	64.00	68.00	72.00	76.00	80.00	83.16	87.02
	6253 1.58	37.0	16.00	40.0	24.00	28.00	31.00	36.00	41.00	44.00	47.50	52.25	57.00	56.00	57.00	61.00	64.00	68.00	72.00	76.00	80.00	83.16	87.02
	7222 1.58	37.0	16.00	40.0	24.00	28.00	31.00	36.00	41.00	44.00	47.50	52.25	57.00	56.00	57.00	61.00	64.00	68.00	72.00	76.00	80.00	83.16	87.02
	8191 1.58	37.0	16.00	40.0	24.00	28.00	31.00	36.00	41.00	44.00	47.50	52.25	57.00	56.00	57.00	61.00	64.00	68.00	72.00	76.00	80.00	83.16	87.02

備考——上表の綫太鋼接頭は鉢接合が鍈の剪断強度によって定まるかを示すものである。乃ち綫太鋼の左側は $p_a > p_b$ にして右側は $p_b > p_a$ である。而して二つの綫太鋼中左のものは單剪断、右のものは複剪断の場合である。

$$\frac{n}{\rho} = \frac{P}{\rho} \dots \dots \dots (66)$$

にて依つて求める事が出来る。

ρ_s 及 ρ_b の値は接合の構造に依つて一定しない、然し多くの場合單剪断なる時は ρ_s が ρ_b より小であり複剪断なる時は ρ_b が ρ_s よりも小となる。

工場錠 Shop driven rivet or Shop rivet とは工場内に於て施工せられる錠で現場錠 Field driven rivet or Field rivet とは現場に於て施工せられる錠を稱するのである、現場錠は工場錠に比して工費も高く而も完全なる錠打工を期待し難いが故に其の許容應力を低下する、乃ち鋼道路橋設計方書案第三十條及鋼鐵道橋設計方書第十一條により次の如く規定せられて居る（附錄参照）。

許容抗剪應力 f_s の値 kg/cm²

工場錠	現場錠
鐵道橋	900
公道橋	950

許容抗支壓應力 f_b の値 kg/cm²

工場錠	現場錠
鐵道橋	1,800
公道橋	1,900

今之等の f_s 及 f_b を (64) 及 (65) 式に挿入して ρ_s 及 ρ_b の値を求め時は第9表の如くになる。

第 1 8 5 圖

例題 1. 公道橋に於て第

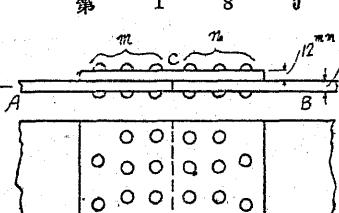
185 圖の如き錠接に要する

錠數を求む。

$$P=35,000 \text{ kg.}$$

錠材の厚 $t=12 \text{ mm.}$

錠 徑 $d=22 \text{ mm. (工場打)}$



$$\rho_s \text{ (單剪断)} = \frac{\pi \times 2.2^2}{4} \times 950 = 3,611 \text{ kg. (第 9 表参照)}$$

$$\rho_b = 1.2 \times 2.2 \times 1,900 = 5,016 \text{ kg. (第 9 表参照)}$$

$$\text{剪断に對する所要鉄數 } n = \frac{35,000}{3,611} = 9.7$$

$$\text{壓挫に對する所要鉄數 } n = \frac{35,000}{5,016} = 7.0$$

となる、乃ち鉄數は剪断強に依つて定まり 10 本使用する。

例題 2. 鐵道橋に於

第 1 8 6 圖

て第 186 圖の如き鉄

接に要する鉄數を求

む。

$$P=50,000 \text{ kg.}$$

$$t=14 \text{ mm.}$$

$$d=19 \text{ mm. (現場打)}$$

$$\rho_s \text{ (複剪断)} = 2 \times \frac{\pi \times 1.9^2}{4} \times 750 = 4,253 \text{ kg. (第 9 表参照)}$$

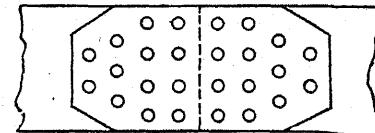
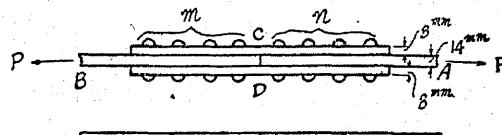
$$\rho_b = 1.9 \times 1.4 \times 1,500 = 3,990 \text{ kg. (第 9 表参照)}$$

$$\text{剪断に對する所要鉄數 } n = \frac{50,000}{4,253} = 11.8$$

$$\text{壓挫に對する所要鉄數 } n = \frac{50,000}{3,990} = 12.5$$

故に 13 本使用する。

茲に於て注意すべき事は添接鉄の断面である、例題 1 に於ては應力は A より m 鉄群に依つて C に傳達せられ n 鉄群に依り更に C より B に傳達せられるのである、故に添接鉄 C の断面積は A 及 B と同一である事が必要である乃ち A, B 及 C の幅を等しくする時は C の厚は A 及 B の厚と同一であらねばならん、同一理由によつて例題 2 に於ける添接鉄 C 及 D は A 及 B の厚の半分以上を必要とする。



§ 42. 鉄接工に關する一般注意事項.

上述せる如く鉄接工の設計計算は鉄の剪断及壓挫の二破壊のみに對して行はれ其他の破壊原因に對しては次の注意事項を遵守する事に依つて普通計算を省略するのである。

a) 鉄の最小鉄距 Minimum pitch は其の鉄徑の 3 倍とす、但し普通此の間隔は第 10 表に示す値を標準とする。

b) 鋼及型鋼を組合せた部材に於ける鉄の最大鉄距 Maximum pitch は應力の方向に度り第 10 表に示す値（最小鉄距の二倍）とし且鉄結せられる部材の最も薄き厚の 16 倍を超過しない。

第 10 表 鉄 距

鉄 徑 mm.	最 小 鉄 距 mm.	最 大 鉄 距 mm.	剪 断 線 に 至る 距 離 mm.	仕上線及腰延 線に至る 距 離 mm.
16	55	110	28	24
19	65	130	32	28
22	75	150	37	32
25	85	170	44	37

c) 山形鋼の鉄線複線にして「く」字形に鉄打する場合には各列に於ける最大鉄距は上記限度の二倍（最大 250 mm）とする。

d) 鋼構橋の弦材に於けるが如く二枚以上の腹鉄を使用する場合之等を縫結をする縫鉄 Stitch rivet の鉄距は抗壓材に於ては應力の方向には 150 mm. 若くは縫結する鉄の最も薄き鉄厚の 12 倍以下、應力に直角の方向には 300 mm. 若くは縫結する鉄の最も薄き鉄厚の 24 倍以下とし、抗張材に於ては何れの方向にも 300 mm. 若くは縫結する鉄の最も薄き鉄厚の 24 倍以下とする、尙二山形鋼を接觸せしめた抗張材に於ては兩者を縫結する縫鉄の鉄距は 300 mm. を超過しない。

e) 鉄の中心より剪断線 Sheared edge に至る最小距離は第 10 表を示

す値とする。

f) 鋼の中心より仕上縁 Planed edge 及延縁 Rolled edge に至る最小距離は第 10 表に示す値とする。

g) 鋼の中心より縁に至る最大距離は鋼結せられる最外側の鋼厚の 8 倍とする, 但し 150 mm. を超過しない。

h) 山形鋼に使用する鋼径は鋼打せられる脚 leg の長さの $1/4$ を超過しない方が可い, 普通最大鋼径として 75 mm. 山形鋼には 22 mm, 65 mm 山形鋼には 19 mm. 使用する (第 11 表参照)。

i) 應力を傳へる鋼にして其の効長 Grip length が鋼径の 4 倍を超ゆる時は超過 1 mm. 每に鋼の所要数を 1% 宛増加する。

j) 組合せ抗壓材の端に於て主構應力の方向に度りたる鋼距は該部材の最大幅の 1.5 倍の間は鋼径の 4 倍を超過しない。

k) 綾構の鋼接を除き凡ての鋼接には必ず鋼数は二本以上とし出來得るならば三本以下の鋼接を用ひない方が可い。

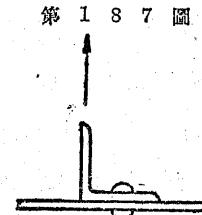
l) 第 187 圖に示すか如く鋼の方向に張力を作用せしむる事は出來得る限り之を避け若し已むを得ず斯る鋼を使用する際は其の許容強度を剪断強の $\frac{1}{2}$ 迄低下する, 尚且て鋼には絶対に張力を作用せしめない。

m) 山形鋼の鋼線 Rivet line の位置は脚の幅に従ひ第 11 表に示す寸法とする。

第 11 表 山形鋼の鋼線。

脚	200	175	150	130	125	100	90	80	75	70	65	60	50	45	40	
	9.1	115	100	90	80	75	65	55	45	40	40	35	30	30	25	25
9.2	80	65	65	65	65											
9.3	75	75	50	30	25											
最大脚	22	22	22	22	22	22	22	22	18	18	13	13	13	10	10	10

n) 以上列記する事項の以外に鋼打工を施工する場合其の作業を自由に且容易ならしむる爲次の條項を遵守する。



第 187 圖

1) 山形鋼の兩脚に鋼打を施工

する場合第 12 表に示すが如く A なる寸法に對して α だけの間隔を必要とする。

2) 第 18 表は「く」字形に鋼打を施工する場合條項 (a) に述べられた間隔を斜の方向 (α) に必要とする爲 α と β との關係を示す。

3) 第 14 表は飯桁等に於て補剛材 Stiffener に隣接して鋼打せられる場合山形鋼の外出せる脚 Outstanding leg と鋼との間隔を示す。

4) 第 15 表は鋼打作業に用ひる鋼打臺 Rivet dies の大きさを示す。

第 12 表 く字形最小鋼距. 第一

A	22 鋼鉄 (D=35)	19 鋼鉄 (D=30)
	X	X
32	0	0
37	9	0
36	13	0
35	15	0
34	18	0
33	20	6
32	22	10
31	23	13
30	25	15
29	26	17
28	27	20
27	28	21
26	28	22
25	30	23
24	31	24
23	32	25
22	33	26
21	33	27
20	34	28

第 13 表 く字形最小鋼距. 第二

鋼線間距離	22 鋼鉄 P	19 鋼鉄 P	
	X	P-75	P-65
30	59	69	49
35	56	67	45
40	53	64	41
45	49	60	35
50	44	56	42
55	37	51	35
60	28	45	25
65	19	38	0

第 14 表 鋼の離れ.

鋼径 mm.	g mm.	
	最小	標準
16	22	27
19	27	30
22	30	32
25	32	35
28	35	38

第 15 表 鋼打臺.

鋼径 mm.	D mm.	
	水槽	鐵砲
16	50	45
19	55	45
22	60	50
25	65	55
28	70	

§ 43. 部材の總斷面積と純斷面積 Gross sectional area and Net sectional area of member.

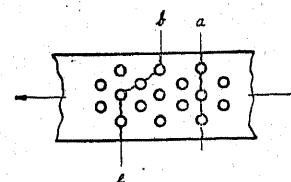
組合材に於て一度鋼孔を穿たれたものは假令鋼接後鋼孔が填充されても

張力に對しては鉄孔に相當する部分は何等應力を傳達する能力を有せず夫れ丈斷面積の減小を來したものと同一である、斯の如く部材の斷面積より鉄孔の斷面積を除去したものを部材の純斷面積と稱し之に對して除去しないものを總斷面積と稱するのである、而して普通抗張材の設計は純斷面積により、抗壓材の設計は總斷面積によるのである、鉄桁に於ては添接 Splicing の附近、鋼構に於ては格點附近に於て最も鉄打が接近するを以て部材は是等の部分に於て最小純斷面積となる、故に添接鉄 Splice plate の長を節約し或は繋鉄 Gusset plate の大きさを減少せんが爲反つて突縁 Flange 及部材全體の純斷面積を低下せしめる様な事が實際設計に於て屢々見られる、大に注意すべき事である。

第 188 圖の抗張材に於て密接して鉄打

せられた場合若し斜斷面 $b-b$ の斷面積が直角断面 $a-a$ の断面積より小なる時は當然 $b-b$ なる断面に於て破壊せられる、故に $b-b$ の斜面積が $a-a$ の直角断面より小ならない様に心掛くべきである。

第 188 圖



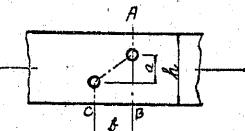
第 189 圖に於て鉄の厚さを t とし鉄孔の直径を d' とすれば直角断面 AB の純断面積は $(h-d')t$ 斜断面 AC の純断面積は $[(h-a)+\sqrt{a^2+b^2}-2d']t$ である、故に斜断面積を直角断面積より小にしないとすれば

$$(h-a)+\sqrt{a^2+b^2}-2d' > h-d'$$

$$b > \sqrt{2ad'+d'^2} \quad \dots\dots\dots(67)$$

同様にして第 190 圖に於ては

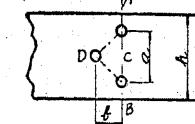
第 189 圖



$$(h-a)+2\sqrt{\frac{a^2}{4}+b^2-3d'} > h-2d' \quad \dots\dots\dots(68)$$

となる。

第 190 圖



鋼鐵道橋設計示方書第二十條及鋼道路橋設計示方書案第四十六條に於

て純断面積を算出する際控除せらる鉄孔を規定して居る、尙其の場合鉄孔の大きさは同示方書第十八條に依り鉄徑に 3 mm. 加算した値を探る(附錄及第 16 表参照)。

鉄孔控除の方法に關して米國に於ては非常に簡単且明瞭な方法を採用して居る、乃ち部材の純断面積は部材軸に直角の断面に於ける純断面積より更に該断面より一方の方向に度つて 1 吋 (25 mm) 違の距離にある鉄孔の全断面積及 1 吋 (25 mm) より 4 吋 (100 mm) 違の距離にある鉄孔

の次の式にて計算せられた面積を控除した値を以て表して居る。

$$A\left(1-\frac{P}{4}\right) \quad \dots\dots\dots(69_a)$$

上式中 A ……鉄孔の面積 (平方吋)。

P ……断面より鉄孔迄の距離 (吋)。

(69_a) 式を米突単位にすれば

$$A\left(1-\frac{P}{100}\right) \quad \dots\dots\dots(69_b)$$

第 16 表 く字形鉄孔ノ控除方法。

(b) 1 表	
a	鉄徑
19	22
20	106 113
20	101 108
20	97 104
20	92 99
170	90 96
160	87 93
150	85 91
140	82 88
130	79 85
120	76 82
110	73 79
100	70 75
95	69 74
90	67 72
85	65 70
80	64 69
75	62 67
70	60 65
65	58 63
60	56 61
55	54 59
50	52 57

$a-y=\sqrt{a^2+b^2}-2y \quad b=\sqrt{2ay+y^2}$
 $y=鉄徑+3$

a	b
120	76 82
110	73 79
100	70 75
95	69 74
90	67 72
85	65 70
80	64 69
75	62 67
70	60 65
65	58 63
60	56 61
55	54 59
50	52 57

$a-2y=\sqrt{a^2+b^2}-3y \quad b=\sqrt{2ay+y^2}$
 $y=鉄徑+3$

注意
16 樞鉄及 25 樞鉄ニ付シハ表中 19 樞鉄
22 樞鉄トノ差ヲ加減スルコト

例
 $a=100$ 吋
25 樞鉄ニ付シ $75+(75-70)=80$
16 樞鉄ニ付シ $70-(75-70)=65$

上式中 A ……鉄孔の面積(平方粙).

P ……断面より鉄孔迄の距離(粙).

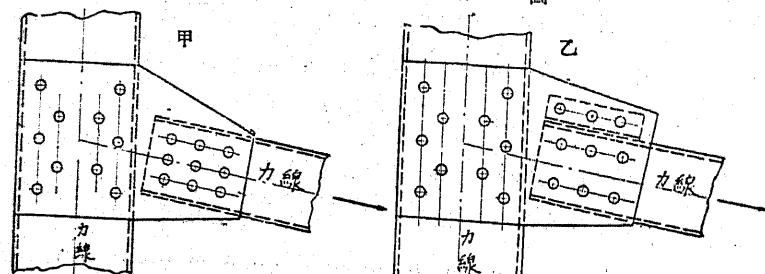
尙絞構等に於て抗張材として一本の山形鋼を使用する際は繫釘等に結合せられない脚の方は其の總断面積の 50% しか有効と見ない、又二本の山形鋼を使用する際は端の構造が各山形鋼が二つの方向の彎曲率に耐える様に結合せられて居ない時には其の有効断面積は二つの山形鋼の總断面積の 80% を採る様に規定せられて居る、鋼道路橋設計示方書案第五十六條に於て同一なる場合に對處する規定がある。

抗張材に於て鉄孔が完全に填充せられて居るものは充分部材の應力を傳達し得る譯であるけれども一面全然鉄を打たないものと比較して強度に於て劣る事も想像し得るのである、殊に設計者に依つては抗張材の鉄孔に對しても其の断面積の 50% ~ 100% を控除する事もある位である、故に組合せ抗張材を作る場合規定に於て抗張材の鉄孔は控除されないからと謂つて過剰の鉄を打つ様な事は大いに慎むべき事である。

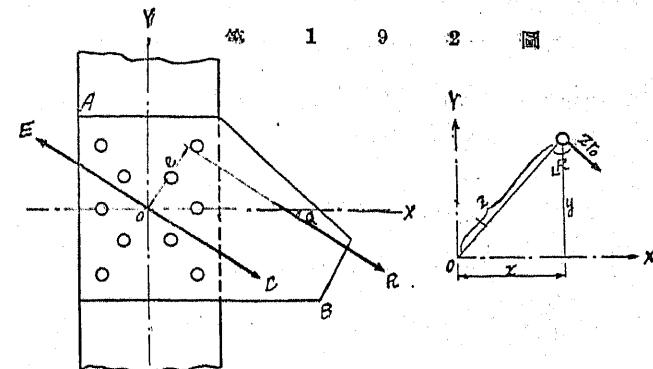
§ 44. 偏心鉄接 Eccentric rivet connection.

格點に於て各部材を繫釘に鉄接する場合各部材の力線 Line of force が鉄接工の重心と一致する時(第 191 圖甲)は鉄は單に直應力の作用のみ受け各鉄には同一應力を惹起する、若し此の條件が満足されない場合(第 191 圖乙)には其の接合の偏心により更に彎曲率の影響を受ける。

第 1 9 1 圖



次に偏心鉄接の計算方法を示す:



第 192 圖に於て AB 鉄は固定せる部材に鉄接せられた繫釘である、此の繫釘に聯結せられた部材の接合鉄の重心が O 點を通過せず e なる距離に偏心接合せられたものとする、 O 黒を通過し R に平行に之と同量にして且方向反対なる力 DO 及 OE を作用せしめても其の平衡状態には何等影響がない、然る時は R と OE とは Re なる偶力を作用せしめるのみで結局 R なる偏心應力は $OD=R$ なる直應力と Re なる偶力との二つに分解する事が出来る。

a) $OD=R$ なる直應力は前述せる如く各鉄に均等に分布せられるものなるか故に鉄一本に作用する應力 r_d は

$$r_d = \frac{R}{n} \quad \dots\dots\dots(70)$$

で其の方向は R と平行である。

b) Re なる偶力により各鉄に生ずる應力は O 黒と鉄とを結ぶ直線に直角の方向に作用するは明かである而して其の量はフツクの法則 Hook's law に依り O 黑よりの距離に正比例するものと假定する、乃ち O 黑より單位長の距離にある鉄の受けける應力を r_0 にて表す時は O 黑より z なる距離にある鉄の受けける應力は $r_0 z$ である、又 $r_0 z$ なる應力の O 黑に對する彎曲率は $r_0 z \times z = r_0 z^2$ である、鉄接に用ひられる鉄群に於ては z

の値は個々異なるを以て鉄群全體の O 點に對する彎曲率 M は

$$M = r_0 z_1^2 + r_0 z_2^2 + r_0 z_3^2 + \dots = r_0 \sum z_i^2 \equiv r_0 \Sigma (x^2 + y^2) \quad \dots \dots \dots (71)$$

にて表される、而して此の彎曲率 M は當然 Re なる偶力に等しき故

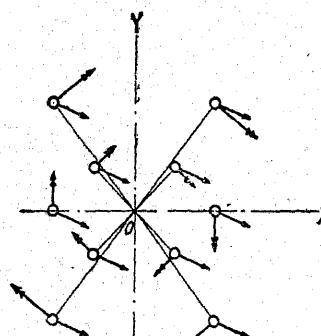
$$M = Re = r_0 \sum z^2 = r_0 \Sigma (x^2 + y^2)$$

$$r_0 = \frac{M}{\sum z^2} = \frac{M}{\Sigma (x^2 + y^2)} \quad \dots \dots \dots (72)$$

である、今 z なる距離にある鉄の應力を r_m とすれば

$$r_m = \frac{Mz}{\Sigma (x^2 + y^2)} = \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{\Sigma (x^2 + y^2)} M \quad \dots \dots \dots (73)$$

第 193 圖



一つ矢は直應力による應力の方向
二つ矢は偶力による應力の方向

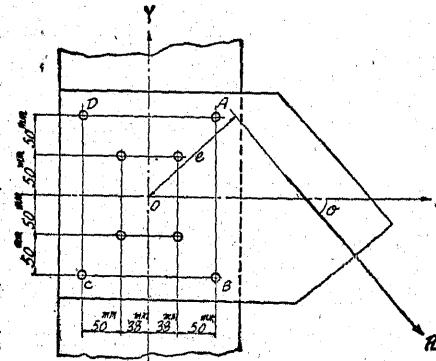
的に求める事が出来る、若し計算に依つて之を求めるには兩者の應力を X 及 Y 軸の方向に分解し各分力の和を求め更に合成力を求むれば宜しい。

例題、第 194 圖に示すが如き偏心接合に於ける鉄的最大應力を求む。

ある、而して應力の方向は上述せる如く鉄と O 點とを結ぶ線に直角の方向で O より最も遠い鉄が最大の應力を受けるのである。

以上第 192 圖の鉄群の受ける應力の方向を圖示すれば第 193 圖の如くになる、故に各鉄の應力は直應力による應力と偶力による應力との合成から圖式

第 1 9 4 圖



$$R = 12,000 \text{ kg.}$$

$$\theta = 50^\circ$$

$$e = 150 \text{ mm.}$$

$$\Sigma x^2 = 2(3 \times 88^2 + 2 \times 50^2) = 52,240$$

$$\Sigma y^2 = 2(2 \times 100^2 + 2 \times 50^2) = 50,000$$

$$\Sigma (x^2 + y^2) = 52,240 + 50,000 = 102,240$$

$$r_0 = \frac{Re}{\Sigma (x^2 + y^2)} = \frac{12,000 \times 150}{102,240} = 17.6$$

A なる鉄は最大應力を受けて居る事明かなるを以て O 點より A 迄の距離 z_a を求める

$$z_a = \sqrt{x_a^2 + y_a^2} = \sqrt{88^2 + 100^2} = 133.6$$

偶力による應力 r_m 及直應力による應力 r_d は

$$r_m = 17.6 \times 133.6 = 2,350 \text{ kg.}$$

$$r_d = \frac{12,000}{10} = 1,200 \text{ kg.}$$

而して r_m は OA 線に直角に、 r_d は R に平行に A 鉄に作用するを以て此の兩者の合成力を求む。

$$\left\{ \begin{array}{l} r_m \text{ の垂直分力} = 2,350 \times \frac{88.0}{133.6} = 1,550 \text{ kg.} \\ r_m \text{ の水平分力} = 2,350 \times \frac{100.0}{133.6} = 1,760 \text{ kg.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} r_d \text{ の垂直分力} = 1,200 \times \sin 50^\circ = 920 \text{ kg.} \\ r_d \text{ の水平分力} = 1,200 \times \cos 50^\circ = 770 \text{ kg.} \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} \text{合成力} &= \sqrt{(-1,550 - 920)^2 + (1,760 + 770)^2} = 3,540 \text{ kg.} \\ B, C, \text{ 及 } D \text{ の鉄は } O \text{ 點よりの距離は同一なるが故 } r_m \text{ 及 } r_d \text{ の絶対値} \\ \text{は } A \text{ 鉄の値と同一である唯 } r_m \text{ の方向が異なる、乃ち} \\ B \text{ 鉄に作用する合成力} \\ &= \sqrt{(-1,550 - 920)^2 + (-1,760 + 770)^2} = 2,660 \text{ kg.} \end{aligned}$$

C 鋼に作用する合成力

$$= \sqrt{(1,550 - 920)^2 + (-1,760 + 770)^2} = 1,170 \text{ kg.}$$

D 鋼に作用する合成力

$$= \sqrt{(1,550 - 920)^2 + (1,760 + 770)^2} = 2,550 \text{ kg.}$$

となる。

§ 45. 接合鋲の符號及型鋼の表示法.

鋲接工の鋲の種類を表す

第 1 9 5 圖

に種々なる符號を用ひる、

本邦に於て使用せられる方

法は主として米國カーネギ

會社 Carnegie Co. の規定

を準用したもので第 195 圖

に示すが如きものである。

又鋼構造圖に於て使用型鋼を圖示する方法及材料の表示法は第 196 圖及
第 17 表に依るのである。

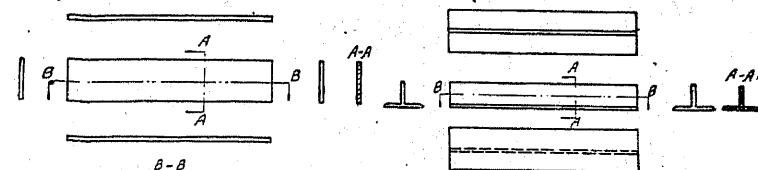
第 6 節 鋼 接 Welding.

§ 300. 緒 言.

鋼橋に鎔接 Welding が使用せられたのは 1923 年佛國セーヌ河スレー
ネ橋の修繕工事が最初である、爾來電弧鎔接の發達と共に其の利用は年と
共に倍加し今日に於ては少くとも鋼橋の補強並に修繕には鋲接合を凌駕す
る程度に適用せられて居る、本邦に於ても昭和 7 年 (1932) 以來飯桁橋の
補強には殆ど鎔接のみを使用して居る、第 2 卷第 364 圖ボーストリッジ
橋の實例は橋面上荷重を通し乍ら床部飯桁の斷面を電弧鎔接法により増加
した構橋である、鎔接のみを以て接合せられた橋梁は 1927 年米國ペンシ

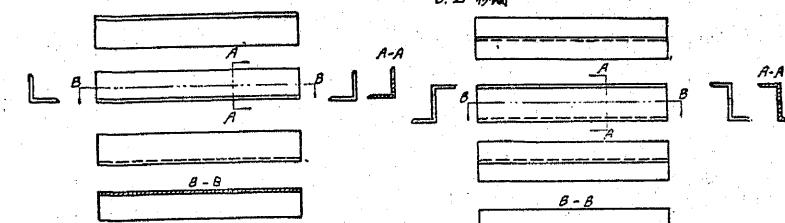
第 1 9 6 圖

1 平 鋼.



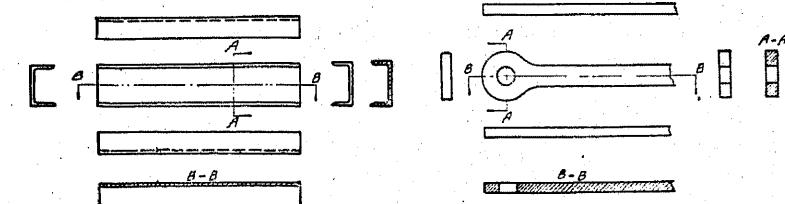
5. T 形 鋼.

2 山 形 鋼.



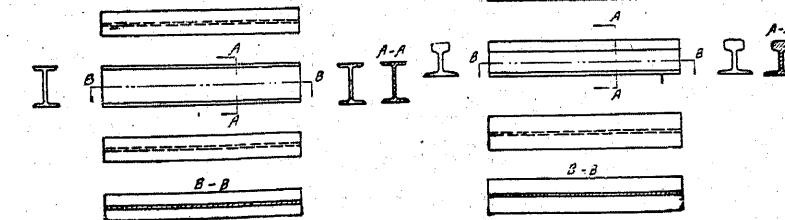
6. Z 形 鋼.

3 溝 形 鋼.



7. 眼 鋼.

4. 工 形 鋼.

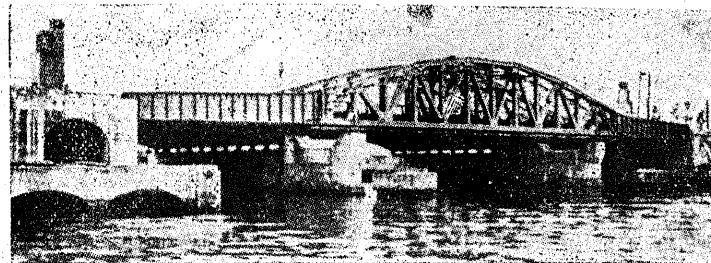


第 17 表 材料の表示方法

型 鋼	材 料 尺 法				表 示 法
	断 面	長 度	数 量	重 量	
平 鋼		8,500	3		3P1350.10-8,500
山形鋼		3,900	2		2L160.70.10-3,900
溝形鋼		3,200	2	40.2	2E250.90@40.2 Kg.-3,200
I 形 鋼		3,600	2	26.0	2I200.100@26.0 Kg.-3,600
T 形 鋼		5,900	3		3T160.80.13-5,900
Z 形 鋼		3,700	2	24.2	2Z150.85.75@24.2 Kg.-3,700
眼 鋼		6,400	4		4Eye Bars 174.38-6,400
丸 棒		5,200	3		3f20-5,200
角 砖		5,000	3		3□50-5,000
軌 條				45.05	45.05 Kg. Rail

ルヴァニア州に於て施工せられたタートルクリーク橋（單線鐵道橋）が嚆矢であつて本邦に於て稍大なる荷重を通す全鎔接橋は昭和 9 年（1934）横濱港に施工せられた瑞穂橋が最初である。

第 1500 圖



瑞 穂 橋

要するに全鎔接橋は釘桁としては略實用期に這入つた觀はあるけれども構橋としては鎔接々手の衝擊並に反覆荷重に對する不安等より未だ釘桁橋の如く實用化されては居ない。

元來鎔接合の最も尊重せられる特徴は部材斷面の合理化又は簡易化及接合による繫釘、添接釘の省略等による材料の節約にして鎔接合と比較して 20~30% 位の鋼材を輕減し得ると謂はれて居る、然し一面鎔接合自身も幾多の缺點を有し殊に接合強度の普遍性と云ふ點に於ては到底鎔接合には及ばず、之が未だ鎔接合を全面的に驅逐し得ない最大原因であらう。

§ 301. 鎔接の種類.

鋼材の鎔接を分ちて次の三種類とする。

鍛 接 Forge Welding.

壓 接 Pressure Welding.

融 接 Fusion Welding.

鍛接とは所謂火造りに依つて接合する方法である、乃ち接合せんとする兩材を半鎔融状态迄熱し兩者を重ね金鎚を以て反覆之を打叩き接合する方

法であつて橋梁工事に於て時適支承金物等に使用する位で一般には使用されない。

壓接とは鋼材を鎔融状態迄熱し之に機械的壓力を加へて接合する方法で
加壓テルミット鎔接及電氣抵抗鎔接は此の種類に屬するものである。

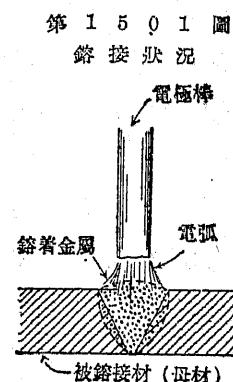
融接とは被接合部を鎔融状態迄に熱し乍ら鎔融金属を適當なる方法を以て供給して接合するもので鉗打及機械的壓力は毫も加へられないものである、
テルミット鎔接、瓦斯鎔接及電弧鎔接等は此の種類に屬するものである。

而して今日重工業に旺んに利用せられるものは融接にして橋梁構造の接合に利用せられるものは専ら電弧鎔接である。

§ 302. 電弧鎔接 Electric Arc Welding.

電弧鎔接とは被接合材（母材）と特殊なる電極棒とを一つの電氣回路とし其處に生ずる電弧より高熱を得て母材を鎔融状態に置き之と共に電極棒より補給する金屬の融體を以て母材を接合するのである、乃ち第 1501 圖に於て母材と電極棒とを一個の電氣回路とし之に電流を通じた後電極棒を少し母體より離す時は兩者の間に電弧を生じ $2,000^{\circ}\sim 8,000^{\circ}\text{C}$ の高熱を生ず、此の高熱の爲に母材表面は鎔融し凹部を生じ一方電極棒は鎔融すると共に其の鎔融金屬が微粒子又は氣化して母材に飛び母材の凹所に鎔け込み茲に結合が行はれるのである。

電極棒としては炭素棒と軟鋼の金屬棒がある、炭素電弧鎔接は電氣抵抗も尠く電弧の長さを加減して熱量を容易に調節し得るを以て薄板及融け易い合金類を鎔接するに使用せられるが今日鋼材の鎔接は殆ど軟鋼製金屬棒が使用せられる、軟鋼金屬棒の直徑は 2~9 mm. 長さは 35~45 cm. にし



て裸棒と表面に種々なる鎔剤を塗布又は被覆せる棒がある、裸棒は鎔接の際酸化又は窒化等により鎔着金屬の變質を生じ易く鎔接部の強度及延性を害する事がある、被覆棒は被覆鎔剤の作用により其の害を除き且鏽滓を溶解して表面に浮ばさず機能をも有する、使用電流は直流又は交流の何れをも用ふるけれども被覆棒の發達に伴れて交流を有利とする傾向がある。

§ 303. 鎔接の得失.

鎔接合の長所とすべき諸點は

1. 部材断面の合理化及簡易化が容易なる事.
2. 部材相互連絡は添接板及繫板を藉りず直結し得る事.
3. 銑孔による断面損失の無き事.
4. 設計、製圖及製作等の手數を尠ながらしめ得る事.
5. 工事中騒音を發せざる事.

等であつて其の短所とすべき諸點は

1. 鎔接部の強度は職工の技倅により非常に相違あり且同一職工の仕事に於ても時刻、箇處及氣分等により著しく差のある事.
2. 鎔接の良否を外觀又は打診等により簡単に鑑定し難い事.
3. 鎔接部の硬化により伸度が屢々不足を來す事.
4. 鎔接部が荷重の動的影響及反覆荷重に對して弱い事.

等である、之と比較して銑接合の長短を列記すれば長所とすべき諸點は

1. 職工の技倅により鉄の強度を比較的劃一的たらしめ得る事.
2. 不良の鉄は視覺、聽覺及指頭の觸覺等により極めて容易に發見し得る事.
3. 不良の鉄は抜取つて新鉄に更える事の容易なる事.

等であつて缺點とすべき諸點は

1. 鉗打を容易ならしめる爲經濟的斷面を採用し得ざる事.
2. 部材相互は直結困難なるを以て常に繫板を使用し且接手箇處に數

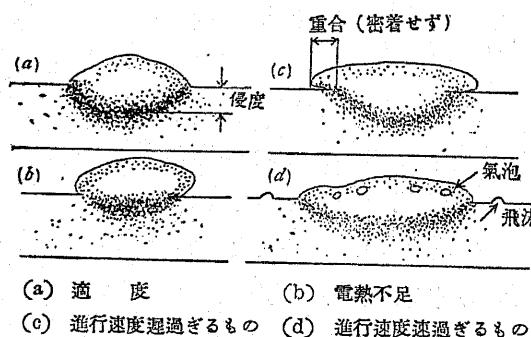
多の添接鉄を要する事。

3. 抗張材は鉄孔の爲に有効断面積を失ふ事。
4. 工事中に騒音を發する事。

等である。

以上の如く彼此比較して鉄接合は鉄接合の缺點の大半を補足し得るけれども一面獨自の缺點も多く殊に接合の確實性に於て遙かに鉄接合に及ばざる遅色を有するのである且接合の完否を容易に認別し得ない事も又假令ひ認別し得たる後も之を改易する事の容易ならざる事も工事擔當者にとりては永久に不安を残すものである、今日電氣鉄接は著しき發達を遂げたりと

第 1502 圖 鉄着適否

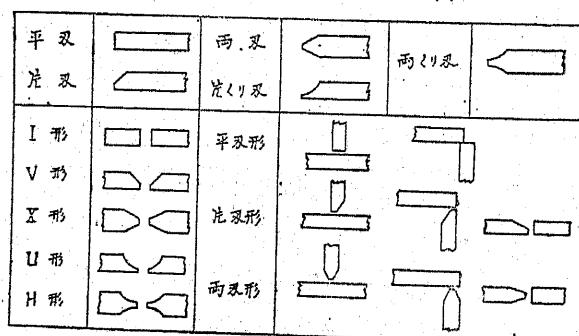


雖も未だ鉄接合に匹敵し得ざる主なる原因である、第 1502 圖は鉄着の適否を識別する一般標準の状態を示すものである。

§ 304. 鉄接工の方法.

第 1503 圖

鉄接を施工する母材断面は第 1503 圖に示すが如く種々なる形狀に仕上げる、而して出來上りの鉄接合の



第 2 章 單 桁

各部に對しては普通次の如き名稱を付けるのである。

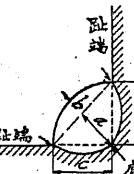
底 鉄接部断面に於ける底部。

第 1504 圖

喉 厚 鉄接部断面に於て底を通る直線

にて鉄接の最小厚 (a)。

補強盛 補強の意味に喉厚以上の餘盛の
鉄着金屬厚 (b)。



趾 端 鉄接の表面と母材表面の交線。

脚 底より趾端迄の距離 (c)。

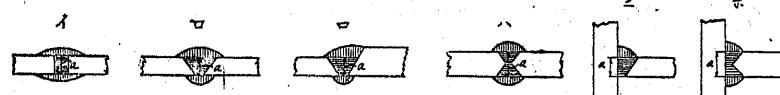
次に橋梁工事に使用せられる基本鉄着方法を區別すると次の三種となる。

(a) 衝頭鉄接 Butt weld.

衝頭鉄接は衝頭母材間の間隔に鉄着金屬を置く鉄接にして鉄接法の特色を最もよく發揮した形式である、然し本鉄接は往々鉄接部の伸度不足し破壊が瞬時に起る缺點があるのでに橋梁工事の如き強度を重視するものには餘り使用されない、而して鉄桁の蓋鉄の如きものを鉄接するには衝頭鉄接と共に添接鉄を併用して次の隅内接合に信頼するのである。

衝頭接合を施工する場合には鉄厚に應じ母材の端口を次の如く適當なる形狀に仕上げるのである。

第 1505 圖



(イ) I 形 鉄厚 3mm. 未満

(ロ) V 形 鉄厚 3~12mm.

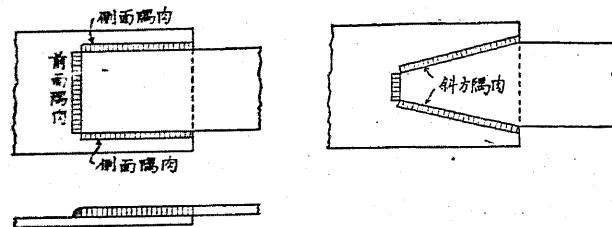
(ハ) X 形 鉄厚 12mm. 以上

(メ) 片刃形 鉄厚 3~12mm.

(a) 兩刃形 鋼厚 12mm. 以上

(b) 隅肉鎔接 Fillet weld.

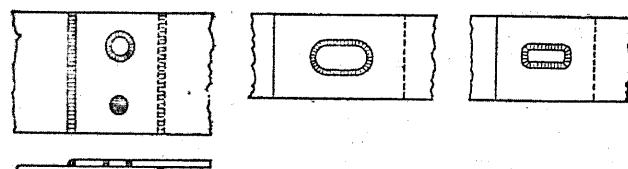
第 1 5 0 6 圖



第 1506 圖に示すが如く裏接合等に於て母材の隅角部に沿ふて鎔着したもので側面隅肉鎔接は主として應剪力にて抵抗し應力分布が不均一である故抵抗力も低い然し亀裂が一端より生じ全部が破壊する迄には相當の變形を示すを以て鎔接としては軟柔な譯である、今日橋梁工事に最も多く使用せられる鎔接法である、前面隅肉鎔接は應力が比較的鎔接の全長に分布せられるを以て前者に比較して大なる抵抗力を有するけれども衝頭鎔接と同様に破壊が瞬時に生ずる傾向がある。

(c) 溝鎔接 Groove weld.

第 1 5 0 7 圖



母材を裏ねて其の一方に溝（圓孔又は長孔等）を穿ち其の溝に鎔着金屬を置いて行くもので之を單獨に使用する事は尠い、一般に廣い鋼が周囲で鎔接されて居る時其の中央部附近にて之を行ひ二枚の鋼を充分に密着せしめる様な目的に使用する。

§ 305. 鎔接の計算方法。

鎔接の強度計算方法は鉄に於けるが如く多年の歴史ある基準方法のある譯もなく未だ研究の過程にあるものと謂はざるを得ない、今日普通實用されて居る計算方法は強度が喉厚と鎔接の長さとに正比例するものとするのである、而して喉厚の採り方は第 1504 圖及第 1505 圖に示すが如く且鎔接長は鎔接の實長より俗に壺（第 1508 圖の e ）と謂はれて居る鎔接の始終端を控除したる長を探るのである、壺は鎔込みも不充分であり断面の寸法も小なるもので普通其の長を喉厚と等しく或は之以上と假定するのである。

第 150 表 鎔接許容強度 (kg/cm²)

示 方 書	鎔接工 の種類	衝 頭 接 合				隅肉鎔接 f_a
		張力 f_{ta}	壓力 f_{ca}	彎曲應力 張力 $f_{ta'}$	壓力 $f_{ca'}$	
日本鎔接協會	工 場	900	1,000	900	1,000	700
	現場及上向	700	800	700	800	600
鐵 道 省	工 場	900	1,000	900	1,000	700
	現場及上向	750	830	750	830	580
獨逸標準規格		0.75 σ_a	0.85 σ_a	0.75 σ_a	0.85 σ_a	0.65 σ_a
米國A.R.E.A.		915	1,055	915	1,055	795

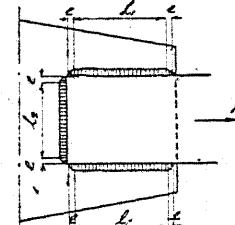
 σ_a ……母材の許容強度。

鎔接の許容強度は未だ確たる基準の制定を見ないが本邦鎔接協會及各國の例は大體第 150 表の如きものである。

第 1508 圖は繋鋼に平鋼を鎔接した場合である、乃ち鎔接は平鋼の應力 P を傳達するのみにして彎曲率の影響の無い場合である、斯る際

には P は l_1 なる側面隅肉鎔接及 l_2 なる前面隅肉鎔接 (e は壺の長さ)

第 1 5 0 8 圖



に依つて繋板に傳達せられるのである、今 P が鉛接部に等布せられるものと假定すれば鉛接部の實際應力 σ_a は

$$\sigma_a = \frac{P}{2a_1l_1 + a_2l_2}$$

上式中 a_1 ……側面隅内の喉厚.

a_2 ……前面隅内の喉厚.

である、故に鉛接合が安全である爲には

$$f_a \geq \sigma_a = \frac{P}{\Sigma(al)} \cdots \cdots \cdots \cdots (800)$$

上式中 f_a =隅肉鉛接の許容強度.

でなくてはならない。

茲に於て注意すべき事は前面並に側面隅肉鉛接を併用する場合兩鉛接の強度を加算して居るけれども兩鉛接は其の應力の分布状態が異なるを以て設計に當つては P なる應力は全部側面隅肉鉛接にて傳達せられる様にし前面隅肉鉛接は單に防水の

意味にて軽く鉛接して計算
外に置く方が可い。

第 1509 圖は床桁を主桁
(構)に鉛接する様な場合
である、斯る場合には鉛接

合は彎曲率 M と剪力 S の影響を受けるのである、故に

$$M \text{ による纖維應力 } \sigma_1 = \frac{M}{W}$$

上式中 W ……喉厚 a を鉛接面に展開して得られた圖形の斷面係数.

$$S \text{ による剪應力 } \sigma_2 = \frac{S}{\Sigma(al)}$$

なるを以て

$$f_a \geq \sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} \cdots \cdots \cdots \cdots (801)$$

でなくてはならない。

例題 第 1509 圖に於ける床桁の斷面積及鉛接

第 1510 圖

合の寸法が第 1510 圖の如き場合其の鉛接強度を計算せよ、但し $M=720,000 \text{ kg-cm.}$ $S=25,000 \text{ kg.}$

とす。

工形桁の断面積 = 100 cm^2

工形桁の物量力率 = $18,690.6 \text{ cm}^4$

鉛接の断面積及物量力率を計算する、其の場合喉厚は 10 mm. 及 8 mm. とし壻長を 10 mm. とする、然る時は第 1510 圖の線影の断面積 A 及物量力率 I を求める事に外ならぬ。

$$A = 18 \times 1.0 \times 2 + 16.8 \times 1.0 \times 2 + 28.0 \times 0.8 \times 2 = 114.4 \text{ cm}^2$$

$$I = 2 \times \left(\frac{30^3 \times 8.4}{12} - \frac{28^3 \times 7.6}{12} \right) + 2 \times \left(\frac{1.0^3 \times 18}{12} + 18 \times 1.0 \times 17.1^2 \right) = 20,523.9 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{20,523.9}{17.6} \approx 1,166 \text{ cm}^3$$

故に

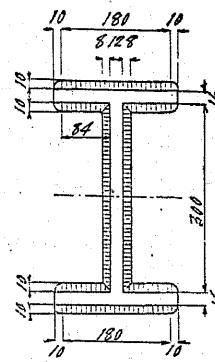
$$\sigma_1 = \frac{720,000}{1,166} = 618 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{25,000}{114.4} = 219 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \sqrt{618^2 + 219^2} = 656 \text{ kg/cm}^2 < 700 \text{ kg/cm}^2$$

§ 306. 鉛接工に關する一般注意事項。

鉛接工は新しき接合法なるを以て鉛接工の如く其の設計法は完成され居ないが設計に際しては從來鉛接鋼橋に對する慣例に拘はれる事なく鉛接工に適當する工夫を講ずべきものにして其の注意事項を擱出すれば次の如きものである。



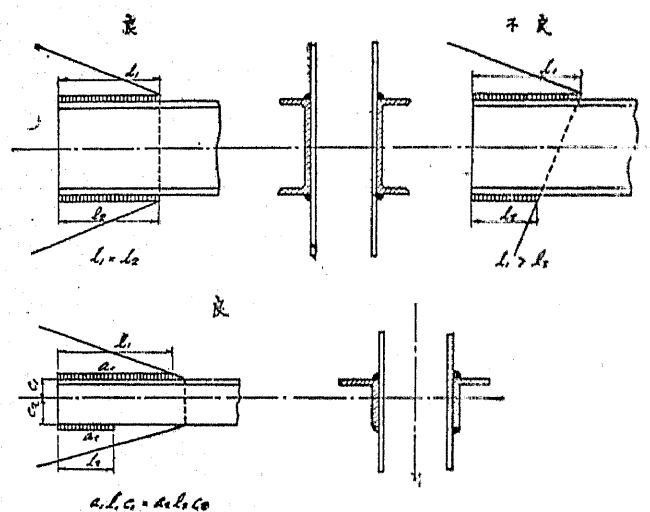
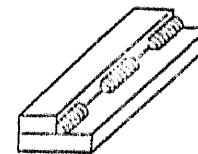
a) 鋼接の強度は作業の難易に關係する事甚大なるを以て出來得る限り
鋒接作業を容易ならしめる様にし且現場及上向き鋒接を極力避ける事。

b) 断續鋒接は出来る限り之を避ける事。詰むを得
ざる場合には断續個處にも軽く隅肉を盛る事。

c) 鋒接部重心線と部材の重心線とを一致する様に
し偏倚による彎曲率を避ける事(第 1512 圖参照)。

d) 一箇所に鋒接を集中し部材を過熱する事は出来

第 1511 圖



るを避ける事。

e) 隅肉鋒接の脚長は母材中の最小厚以下となすべく如何なる場合と雖
も最小厚の 1.5 倍を超過せざる事。

f) 應力を傳へる隅肉鋒接の長さは脚長の 4 倍又は 40mm. 以上とす
る事。

g) 側面隅肉の長さは喉厚の 40 倍以下とする事。

h) 隅肉の形は等脚を原則とする事、但し前面隅肉に限り不等脚を採用

し應力の傳達を可良たらしめる事を得。

§ 307. 鋒接工の記號。

鋒接構造の設計圖作製に當り各部の鋒接方法を適當に表示する必要があ
る、而して今

第 150 表 鋔接の記號

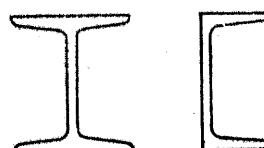
日代表的記 號として米 國鋒接協會制 定のものと獨 逸鋒接鋼構造 物規格による ものとの二者 あるけれども 後者の方が簡 明便利であり 本邦の規格案 も大體之に據 つて居る。	鋒接の種類				四
	平	凸	凹		
隅内鋒接	逆斜	逆斜	逆斜	逆斜	逆斜
I型	II	II	II	II	
V型	▽	▽	▽	▽	
X型	X	X	X	X	
衝頭鋒接	U	U	U	U	
H型	II	II	II	II	
片及び 両及び	正面及断面 正面及断面 正面及断面 正面及断面	正面及断面 正面及断面 正面及断面 正面及断面	正面及断面 正面及断面 正面及断面 正面及断面	正面及断面 正面及断面 正面及断面 正面及断面	
縁鋒接			—	—	
栓鋒接	圓形		+		
	栓圓形		++		
溝鋒接	圓形		(+)		
	栓圓形		(++)		
	矩形		—		

第 7 節 輪成鋼桁橋 Rolled beam bridges.

§ 46. 輪成鋼桁橋の構造 Constructions of rolled beam bridges.

輪成鋼とは輥機 Roll に依つて種々なる断面に輪成せられた型鋼を云ふ
のである、輪成鋼桁とは斯る型鋼を直接橋桁に
使用したものであつて主として工形鋼 I-beam
であるが公道橋に於ては高欄取付の關係より屢々溝形鋼 Channel を耳桁に使用する事がある。

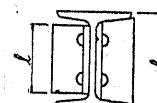
第 197 圖



工形鋼及溝形鋼の上下水平の部分を突縁 Flange、中央垂直的部分を腹 web と稱する、是等の型鋼の寸法及形狀は各製鋼所により多少異なるけれども普通其の高さは 75 mm. 乃至 600 mm. にして突縁の幅員は工形鋼に於ては 75 mm. 乃至 190 mm.、溝形鋼に於ては 40 mm. 乃至 100 mm. であり断面に對する數字は各製鋼所の型錄に委細記載されて居る。

輥成鋼を主桁に使用する橋梁は主として小なる徑間長の上路橋であつて鐵道橋に於ては徑間 6.0 米以下、公道橋に於ては 9.0 米以下である、桁の高さは鐵道橋に於ては徑間長の 1/12 以上、公道橋に於ては 1/18 以上たらしめる、一般に歐洲及本邦製工形鋼は米國製品に比較して突縁の幅員廣く且强度大なるが稍ともすれば施工に於て突縁の幅の廣き事が鉄打工等の支障となる場合がある、故に餘り高さの低いもの (150 mm 以下) を使用しない方が可い、且工形鋼は腹板補剛材を使用しない故に餘り桁高の高い腹板の薄いものを使用する事も宜しくない、桁高としては 600 mm. 位が限度である。

鐵道橋輥成桁は軌條一本につき桁一本を使用するが時には二本 (稀に三本) 使用する事がある、斯る場合には適當なる間隔 (普通 1.5 米) に桁の間に隔板 Diaphragm 或は隔鐵 Cast iron separator を挿入し兩桁を相互に結合して一團として働く様にする、左右の桁の間隔は軌條の間隔より稍廣くし狭軌の場合に於て 1.20 米乃至 1.80 米とする、兩者間に横構の對角材を省略し支柱 Strut のみを使用する事もある、横構を取付ける際主桁の突縁、殊に張力を受ける側の突縁に穿孔する事を避け圧力を受ける側の腹板に取付けるのである、輥成桁の突縁と腹板との付根の箇處は多少圓味を帶びるが故に横構或は支柱を腹板に鉄接する際は其の利用の高さは大略 $I=0.8h$ として宜しい (第 198 圖参照)、支柱としては溝形鋼或は山形鋼



第 198 圖

及板を以て溝形若くは工形に組成したもの用ひる。(第 199 圖参照)。

公道橋に於ては主桁は 1.0 米乃至 1.5 米の間隔に併列し各桁間の横構及支柱を全然省略し單に下側突縁に近く適當の間隔に簡単なる支柱の如きものを用ひる事がある之は寧ろ添架物架設の便宜によるもので横剛性は専ら床張及床部の連絡に依るのである。

前述せし如く一般に輥成

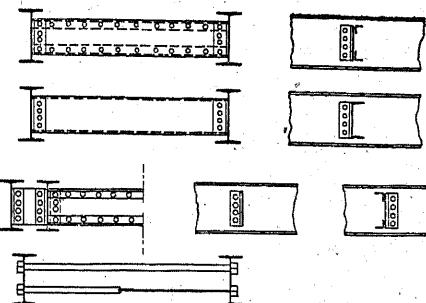
桁は腹板の補剛材を用ひないものであるが支承の真上だけに於ては第 198 圖の右半分に示された如く補剛材同様上下の突縁に接觸する箇處は充分其の形に仕上げた山形鋼を腹板全高及突縁

に密接する様桁の左右に配置し支承應力の均等を計るのである。

其他床部の構造及支承等は鉄桁橋の夫れと同一であるが故に後節に於て詳述する事とする。

§ 47. 輥成鋼桁の設計 Design of rolled beam.

輥成鋼桁の設計々算は至極簡単である、乃ち断面の断面積及断面係数は各製品の型錄等に記載された値を使用し外力による桁の絶対最大彎曲率及絶対最大剪力によつて生ずる實際最大應力を求め § 20 に與へられた許容應力と比較すれば可い、又横構及支柱の取付けの爲に穿たれる鉄孔により實際桁として有する断面係数は型錄記載の値よりも若干小となる、然しそは設計の構造細目が決定しない迄は不明である故に最初断面決定の際には全然考慮せず大略桁の大きさを定め構造の細部決定後再び精査するのである、輥成桁の設計に於ては剪力の影響は相等大なるものである故鉄桁等の



設計に於ては往々剪力の計算が省略せられるけれども輻成桁の場合には是非剪力に對する強度を検査する必要がある。

第 8 節 輻成鋼桁橋設計實例

§ 48. 輻成鋼桁橋設計實例.

實例 1. 鐵道橋工形桁 (附圖 2).

(a) 設計要項.

- 1) 支間 2.9m.
- 2) 活荷重 K_s -18.
- 3) 軌道 單線.

(b) 曲率.

第 200 圖

1) 活荷重による曲率.

本例題の如き小徑間に於ては

S 荷重によつて支配せられる.

$$\mu M_o = \frac{11.0 \times 1.9}{4} = 7.975 \text{ kgt.m. (過大)}$$

$$\mu M_{oi} = 7.975 \times \left(1 + \frac{45}{45+1 \times 2.9}\right) = 7.975 \times 1.939 = 15.464 \text{ kgt.m.}$$

2) 死荷重による曲率.

第 201 圖

軌道重量 = 300 kg/m. (鋼鐵道

橋設計示方書参照).

桁の自重 = 175 kg/m. (假定)

$$\mu M_o = \frac{0.475 \times 2.9^2}{8} = 0.500 \text{ kgt.m.}$$

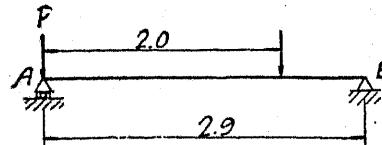
3) 桁の絶対最大曲率.

$$M_o = \mu M_{oi} + \mu M_o = 15.464 + 0.500 = 15.964 \text{ kgt.m.}$$

$$= 1,596,400 \text{ kg.m.}$$

(c) 剪 力.

第 202 圖

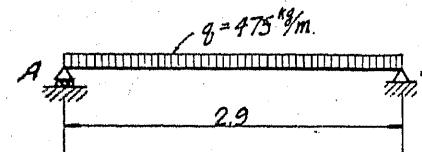


1) 活荷重による剪力.

$$\nu S_o = 11 + 11 \times \frac{0.9}{2.9} = 14.410 \text{ kgt.}$$

$$\mu S_{oi} = 14.410 \times 1.939 = 27.940 \text{ kgt.}$$

第 203 圖



$$a S_o = \frac{1}{2} \times 0.475 \times 2.9 = 0.690 \text{ kgt.}$$

2) 死荷重による剪力.

$$S_o = \nu S_{oi} + a S_o = 27.940 + 0.690$$

$$= 28.630 \text{ kgt.} = 28,630 \text{ kg.}$$

(d) 断面決定.

軌條一本に 1-I 500 × 190 @ 111 kg. を使用するものとする、此の工形鋼の有する断面係数は日本製鐵所製品目録により $2,383 \text{ cm}^3$ なる故實際最大縦維應力 σ_o は

$$\sigma_o = \frac{1,596,400}{2,383} = 670 \text{ kg/cm}^2$$

である、次に示方書第十一條により許容縦維應力は

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

$$f_c = 1,500 - 15 \frac{l}{b} = 1,500 - 15 \times \frac{218.2 + 27 \times 2}{19} \quad (\text{附圖参照})$$

$$= 939 \text{ kg/cm}^2$$

なる故許容抗曲應力に於ては断面は充分餘裕がある。

剪力に對する検査

$$\tau_o = \frac{V_o Q}{I t} \text{ 及 } Q = \frac{A}{2} \eta = \frac{A}{2} \times \frac{h}{2}$$

製品目録より $A = 141.8 \text{ cm}^2$ $h = 50 \text{ cm.}$ $I = 59,568 \text{ cm}^4$ $t = 11.5 \text{ mm.}$

$$\tau_o = \frac{28,630 \times \frac{141.8 \times 50}{4}}{59,568 \times 1.15} = 740 \text{ kg/cm}^2 < 950 \text{ kg/cm}^2$$

(e) 床板の支圧力。

$$\text{支承面積} = 30 \times 40 = 1,200 \text{ cm}^2$$

反力は支承面に均等に分布せられるものと假定する。

$$\text{支圧力} = \frac{28,630}{1,200} = 24 \text{ kg/cm}^2 < 35 \text{ kg/cm}^2 \cdots \cdots \text{ 支承石又は混凝土の許容應力。}$$

實例 2. 市街橋輒成鋼桁（附圖 3）。

(a) 設計要項：

型 式……上路橋。

橋 長……9.4 m.

徑間長……8.7 m.

有効幅員……15.0 m $\left\{ \begin{array}{l} \text{車道} \cdots \cdots 9.0 \text{ m.} \\ \text{歩道} \cdots \cdots 3.0 \text{ m. (各側).} \end{array} \right.$

輒成鋼桁間隔……0.92 m. (車道), 1.5 m. (歩道).

路 面…… $\left\{ \begin{array}{l} \text{車道} \cdots \cdots \text{鐵筋混凝土床版, 木塊鋪裝.} \\ \text{歩道} \cdots \cdots \text{鐵筋混凝土床版膠泥仕上.} \end{array} \right.$

勾 配……縱 $\frac{1}{60}$ 抛物線, 橫 $\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{60} \text{ 抛物線 (車道).} \\ \frac{1}{100} \text{ 直線 (歩道).} \end{array} \right.$

示方書……鋼道路橋設計示方書案。

構 造……附圖参照。

尙床張、鐵筋混凝土床版の設計は鋼桁橋と同一なるが故に省略す。

(b) 荷 重。

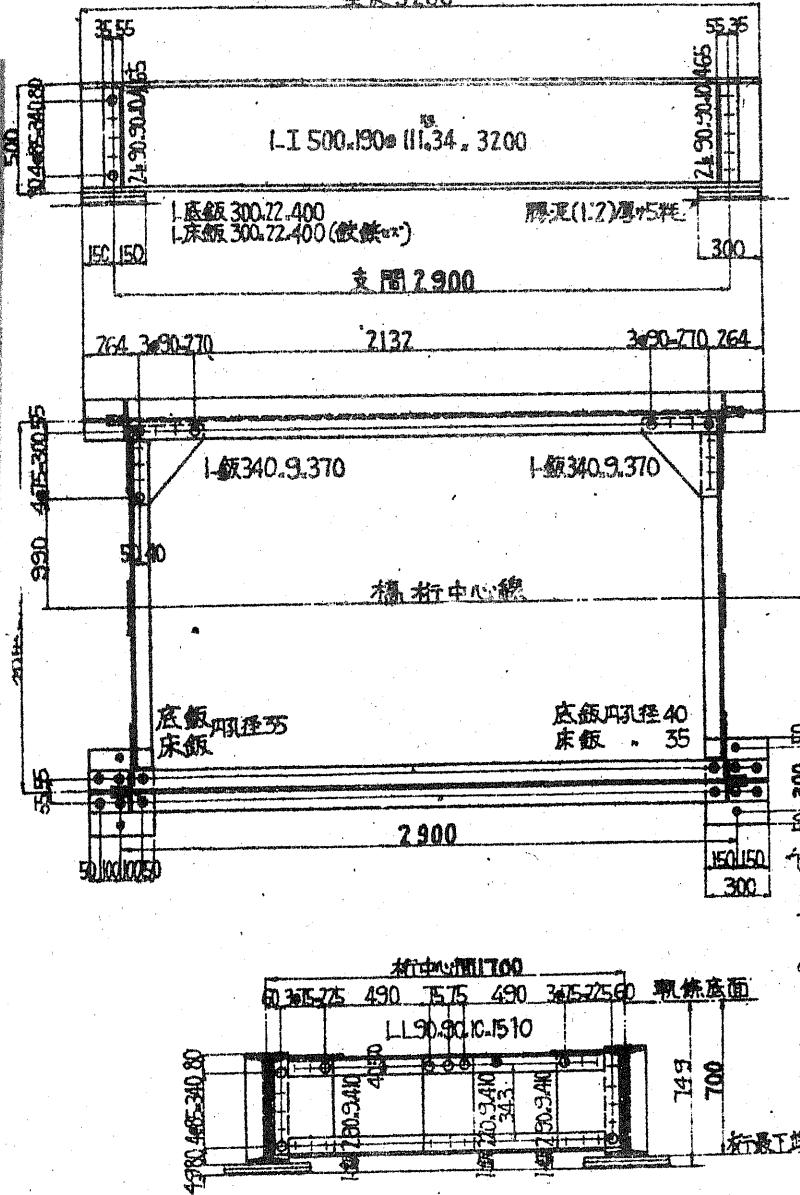
死荷重に對して材料の重量は鋼道路橋設計示方書案によつて算出せられる、輒成桁は車道又は歩道に於て同高に置かれて居る故路面の縱横勾配は鋪装と床版との間の填充混凝土及膠泥に依つて付せられるのである、此の厚は死荷重を増すのみにて何等好影響のないものである故出來得る限り薄

(更改再製)

附圖 2

工形桁橋設計實例圖 (鐵道橋) 活荷重k.s. 18.

全長 3200



桁

最大弯曲率	最大剪力	支
798,000	14,400	上
749,000	13,500	上
50,000	690	下

中央断面

I=59600

y=25

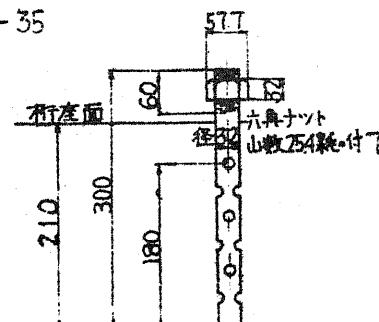
實應力 許容應力

 $\sigma_t + 670 \quad + 1200$ $\sigma_c - 670 \quad - 939$ 番支面 $= 1200 \text{ cm}^2$ $\sigma_b - 24 \quad - 35$

材料表

種別	十法	数量(枚)	重量(kg)	摘要	材質
工形	500.900.24	3,200	7,713	桁	S39A
山形	50.90.30	465	850	補助材	-
"	"	1,510	4,80	支材	-
板	340.9	210	4,36	蓋板	-
"	290.9	410	4,34	-	-
"	220.9	410	2,13	-	-
"	300.72	400	8,166	底板	-
アカボルト	盤32	300	8,18	-	-
鉄頭	盤19	740	1,121	工場鉄	SV34
				1121	
				總重量 1121kg = 1121kg	
				ベンキ全面積 163 平米	

アンカーボルト



活荷重弯曲率 (cm) 及剪力 (kg)

擊衝

死荷重

中立軸

中立軸

緣維張應力 (kg/cm)

緣維壓應力 "

支壓力

鉄符號: 直19號

+ 工場鉄, 普通鉄

○ 全裏側皿鉄附めシ

注意

鉄孔中心ヨリ剪断線=至る距離ハ
32枚以上タルベシ

くする、乃ち車道の兩側にある溝敷石の終端に於て石を据付るに足る丈の厚とする、此の厚を 1.2 cm. とし溝敷石の高を 12 cm. とすれば床版上端より橋面迄の高さは

$$\text{橋梁終端溝敷石に於て } 1.2 + 12.0 = 13.2 \text{ cm.}$$

$$\text{橋梁終端中央部に於て } 13.2 + \frac{450}{60} = 20.7 \text{ cm.}$$

$$20.7 \text{ cm. の内 } \left\{ \begin{array}{l} \text{木塊 } 7.5 \text{ cm.} \\ \text{均膠泥 } 3.0 \text{ cm.} \\ \text{填充混凝土 } 10.2 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\text{橋梁縦横中央部に於て } 20.7 + \frac{470}{60} = 28.5 \text{ cm.}$$

$$28.5 \text{ cm. の内 } \left\{ \begin{array}{l} \text{木塊 } 7.5 \text{ cm.} \\ \text{均膠泥 } 3.0 \text{ cm.} \\ \text{填充混凝土 } 18.0 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

となる、故に死荷重度は嚴密に云へば桁の各部に於て異なる譯であるが計算を簡単にする爲平均量をとるものとする、然る時は

死荷重度	厚	重量
木塊	0.075 m.	$1,000 \times 0.075 = 75 \text{ kg/m}^2$
均し膠泥	0.03 m.	$2,000 \times 0.03 = 60 \text{ kg/m}^2$
填充混凝土	$0.18 \times \frac{2}{3} = 0.12 \text{ m.}$	$2,200 \times 0.12 = 264 \text{ kg/m}^2$
鐵筋混凝土床版	0.15 m.	$2,400 \times 0.15 = 360 \text{ kg/m}^2$
合計		$759 = 760 \text{ kg/m}^2$

となる、又活荷重は同上規定の街路橋に相當する自動車、輶壓機及群集荷重をとる、是等の活荷重の内自動車荷重の影響が最も大で之に依り桁を設計する時は他の荷重に對しては計算する必要のない事は前述した通りである、自動車荷重が上置層を透して床版に作用する面積荷重は次の如くになる。

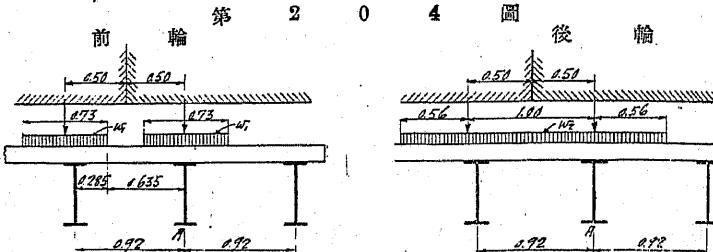
$$\text{縦の方向} \dots a = 0.2 + 2 \times \left(0.075 + 0.03 + 0.12 + \frac{0.15}{2} \right) = 0.8 \text{m.}$$

$$\text{横の方向} \dots b \begin{cases} \text{前輪} & 0.13 + 2 \times \left(0.075 + 0.03 + 0.12 + \frac{0.15}{2} \right) = 0.73 \text{m.} \\ \text{後輪} & 0.52 + 2 \times \left(0.075 + 0.03 + 0.12 + \frac{0.15}{2} \right) = 1.12 \text{m.} \end{cases}$$

$$\text{面積荷重度} \dots w \begin{cases} \text{前輪} & \frac{1,300}{0.8 \times 0.73} = 2,230 \text{kg/m.}^2 \\ \text{後輪} & \frac{5,200}{0.8 \times 1.12} = 5,800 \text{kg/m.}^2 \end{cases}$$

(c) 韻曲率.

イ) 自動車荷重のみの場合.



今自動車の進行方向を同一であると假定する時は第 204 圖により

A 桁に来る輪荷重度 p は

$$p \text{ (前輪)} = \frac{2}{0.92} \left[w_1 \times \frac{0.73}{2} \times \left(0.92 - \frac{0.73}{4} \right) \right] + \left(0.285 w_1 \times \frac{0.285}{2} \right) \\ = 1,404 \text{kg/m.}$$

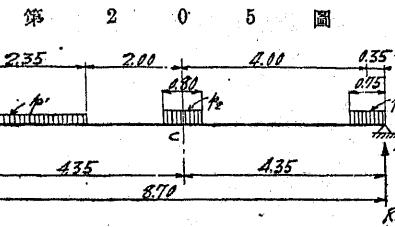
$$p \text{ (後輪)} = \frac{0.92 w_2}{2} + \frac{1}{0.92} \left[0.56 w_2 \times \left(0.92 - \frac{0.56}{2} \right) \right] \\ = 4,930 \text{kg/m.}$$

である、然るに鋼道路橋設計示方書案第二十六條により之を輕減する時は

$$p_1 = \frac{0.92}{1.375} \times 1,404 = 940 \text{kg/m.}$$

$$p_2 = \frac{0.92}{1.375} \times 4,930 = 3,300 \text{kg/m.}$$

となる、故に活荷重の最大韻曲率は第 205 圖により



$$p' = 500 \times 0.92 = 460 \text{kg/m.}$$

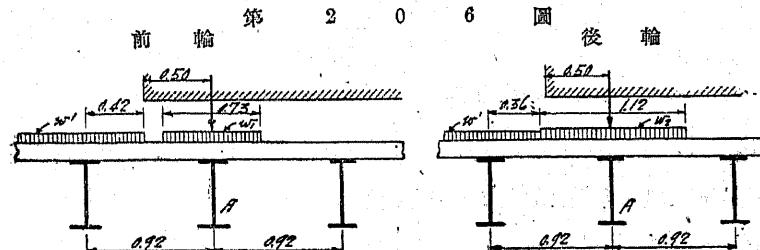
$$R_a = \frac{1}{8.70} \left[460 \times 2.35 \times \left(\frac{2.35}{2} + 6.35 \right) + 3,300 \times 0.8 \times 4.35 + 940 \times 0.75 \times \frac{0.75}{2} \right] = 2,297 \text{kg.}$$

$$M_e = 2,297 \times 4.35 - 460 \times 2.35 \times \left(4.35 - \frac{2.35}{2} \right) = 6,560 \text{kg-m.}$$

である、衝撃係数を 84% とすれば

$$M_{ai} = 6,560 \times 1.34 = 8,790 \text{kg-m.}$$

ロ) 自動車荷重と群集荷重の場合.



第 206 圖により A 桁に来る輪荷重度 p は

$$p \text{ (前輪)} = \frac{2}{0.92} \left[w_1 \times \frac{0.73}{2} \times \left(0.92 - \frac{0.73}{4} \right) \right] = 1,305 \text{kg.}$$

$$p \text{ (後輪)} = \frac{2}{0.92} \left[w_2 \times \frac{1.12}{2} \times \left(0.92 - \frac{1.12}{4} \right) \right] = 4,519 \text{kg.}$$

にして

$$p_1 = \frac{0.92}{1.375} \times 1,305 = 870 \text{kg/m.}$$

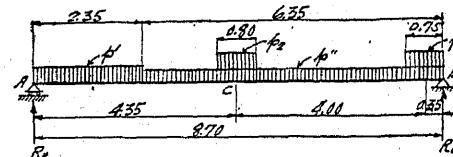
$$p_2 = \frac{0.92}{1.375} \times 4,519 = 3,080 \text{kg/m.}$$

である、又 A 桁に来る群集荷重は後輪の處に於て多少異なるけれども一様に

$$p'' = \frac{w' \times 0.42^2}{2 \times 0.92} = 50 \text{ kg/m.}$$

とする、然る時は第 207 圖により

第 207 圖



$$R_a = \frac{1}{8.70} \left[460 \times 2.35 \times \left(\frac{2.35}{2} + 6.35 \right) + 50 \times 6.35 \times \frac{6.35}{2} + 3,030 \times 0.80 \times 4.35 + 870 \times 0.75 \times \frac{0.75}{2} \right] = 2,291 \text{ kg.}$$

$$M_c = 2,291 \times 4.35 - \left[460 \times 2.35 \times \left(\frac{2.35}{2} + 2.0 \right) + 50 \times 2.0 \times \frac{2.0}{2} + 3,030 \times \frac{0.80}{2} \times \frac{0.80}{4} \right] = 6,190 \text{ kg-m.}$$

$$\mu M_{ci} = 6,190 \times 1.34 = 8,290 \text{ kg-m.}$$

此の外に群集荷重のみの場合もあるけれども勿論小である、乃ち自動車荷重のみ載荷した場合最大であり其の値は

$$\mu M_{oi} = \mu M_{ci} = 8,790 \text{ kg-m.}$$

である。

次に死荷重による最大弯

曲率は第 208 圖により

$$q = 760 \text{ kg/m.}^2$$

$$= 760 \times 0.92 = 700 \text{ kg/m.}$$

$$a M_o = \frac{700 \times 8.70}{8} = 6,623 \text{ kg-m.}$$

なるを以て桁の絶対最大弯曲率 M_o は

$$M_o = \mu M_{oi} + a M_o = 8,790 + 6,623 = 15,413 \text{ kg-m.}$$

(d) 剪 力.

第 209 圖は最大活

荷重剪力の載荷状態

で甲は自動車荷重の

みの場合、乙は自動

車荷重と群集荷重が

同時に載荷した場合

である、而して剪力

に付いては第二十六條の輕減を爲さない事に規定せられて居る、故に

甲の場合に於ては

$$p_1 = 1,404 \text{ kg/m.} \quad p_2 = 4,930 \text{ kg/m.} \quad p' = 460 \text{ kg/m.}$$

$$, V_o = R_a = \frac{1}{8.70} \left[4,930 \times 0.80 \times (8.70 - 0.40) + 1,404 \times 0.80 \times 4.30 + 460 \times 3.30 \times \frac{3.30}{2} \right] = 4,606 \text{ kg.}$$

乙の場合に於ては

$$p_1 = 1,305 \text{ kg/m.} \quad p_2 = 4,519 \text{ kg/m.} \quad p' = 460 \text{ kg/m.} \quad p'' = 50 \text{ kg/m.}$$

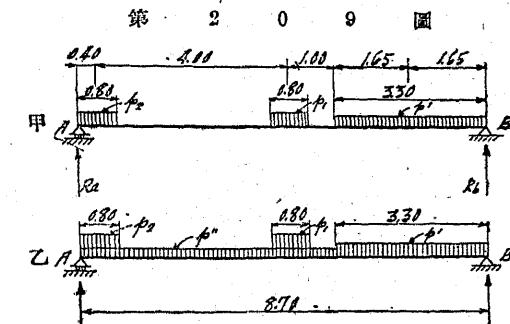
$$, V_o = R_a = \frac{1}{8.70} \left[4,519 \times 0.80 \times (8.70 - 0.40) + 1,305 \times 0.80 \times 4.30 + 50 \times 5.40 \times \left(\frac{5.40}{2} + 3.30 \right) + 460 \times 3.30 \times \frac{3.30}{2} \right] = 4,439 \text{ kg.}$$

従つて

$$\mu V_{oi} = 4,606 \times 1.34 = 6,170 \text{ kg.}$$

にして死荷重の最大剪力は

$$, V_o = \frac{700 \times 8.70}{2} = 3,050 \text{ kg.}$$



である、故に桁の絶対最大剪力 V_o は

$$V_o = {}_i V_{ot} + {}_a V_o = 9,220 \text{ kg.}$$

となる。

(e) 断面決定.

$$M_o = 1,541,300 \text{ kg-cm.}$$

$$V_o = 9,220 \text{ kg.}$$

$$\text{所要断面係数 } W = \frac{1,541,300}{1,300} = 1,186 \text{ cm.}^3$$

1-I 500×190@111.0 kg. を使用す、該工形鋼の有する断面係数は
2,383 cm.³ である。

$$\text{桁自重による彎曲率 } {}_d M_o / = \frac{111 \times 8.7^2}{8} = 1,050 \text{ kg-m.}$$

$$\text{桁の自重による剪力 } {}_d V_o / = \frac{111 \times 8.7}{2} = 480 \text{ kg.}$$

$$\sigma_o = \frac{1,541,300 + 105,000}{2,383} = 691 \text{ kg/cm.}^2 < 1,300 \text{ kg/cm.}^2$$

(f) 剪力に対する検査.

製品目録により $A = 141.8 \text{ cm.}^2$

$$Q = \frac{141.8 \times 50}{4} = 1,772.5 \text{ cm.}^3$$

$$I = 59,568 \text{ cm.}^4$$

$$t = 1.15 \text{ cm.}$$

なるを以て

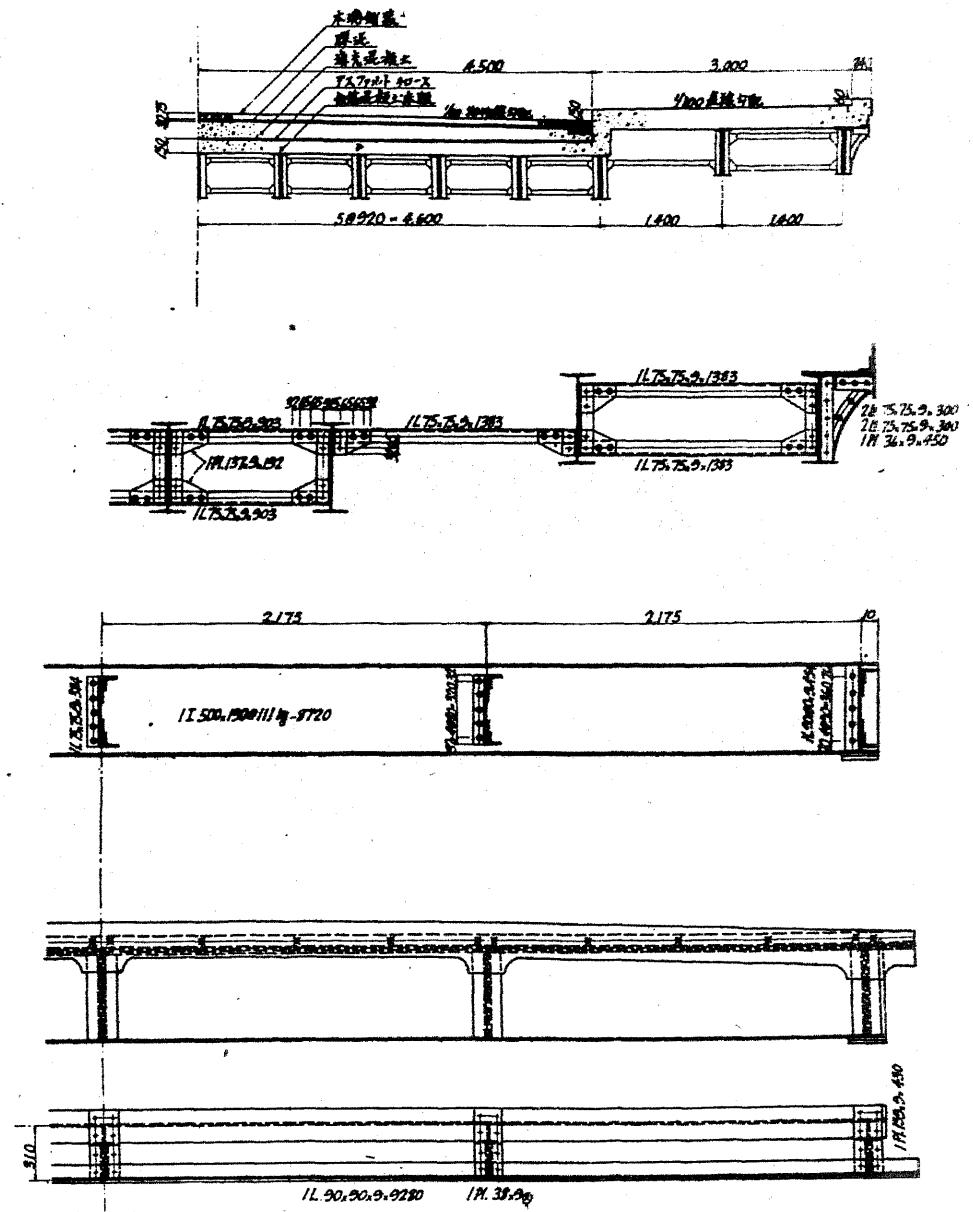
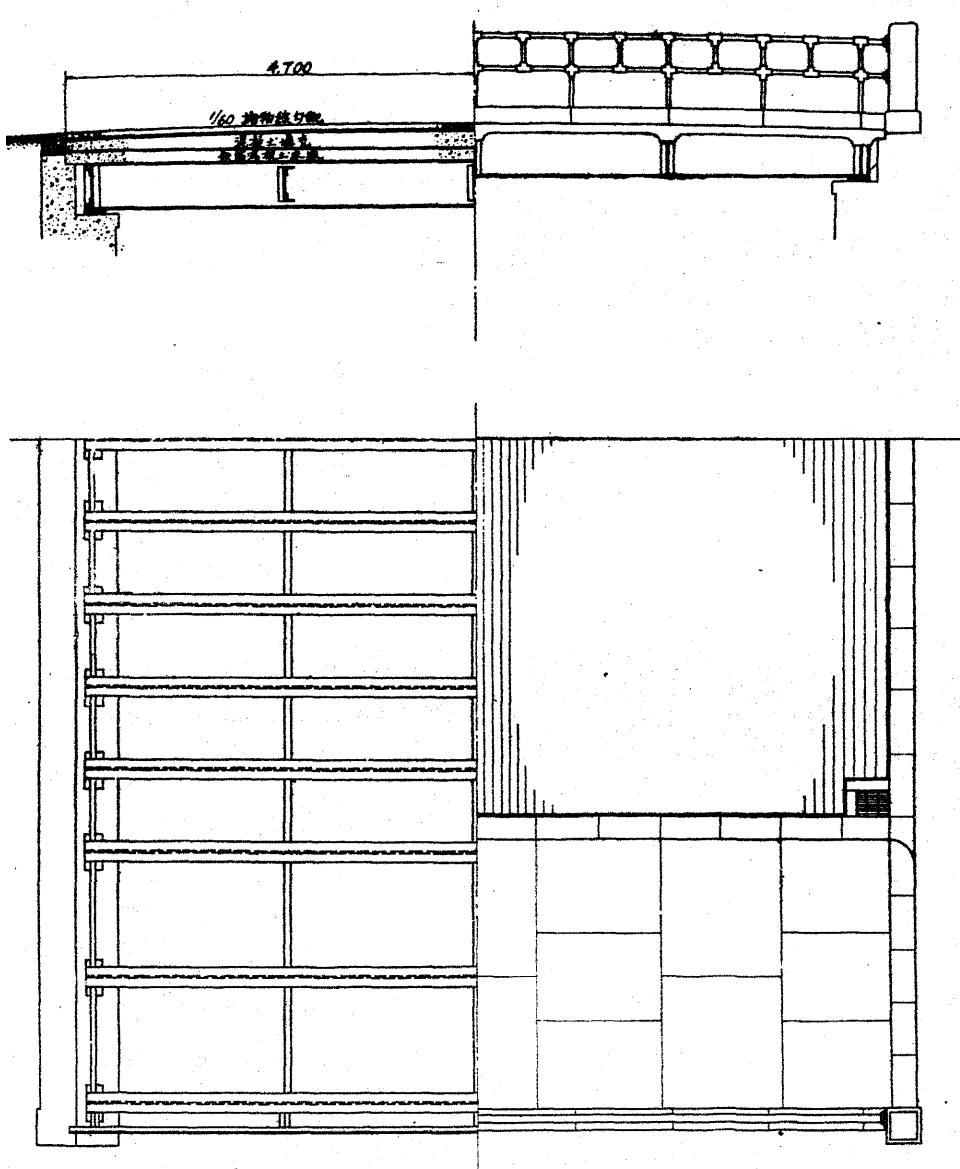
$$\tau_o = \frac{9,220 \times 1,772.5}{59,568 \times 1.15} = 239 \text{ kg/cm.}^2 < 1,000 \text{ kg/cm.}^2$$

である。

(g) 刚 度.

$$S = \frac{24}{5} \times \frac{2,100,000 \times 50}{691 \times 870} = 848 > 600$$

附圖 3 工形桁橋設計實例圖 (市街橋)



第 9 節 鋼桁橋 Plate girder bridges.

§ 49. 緒 言.

鋼桁とは山形鋼と鋼鋼とを以て組立てられた工形桁に外ならない、徑間 7 米乃至 30 米位に使用せられる型式である、近來外國に於てより大なる徑間長のものの架設せられた實例はあるが本邦に於ては斯る大徑間を必要とする場合もなく且大なる寸法の型鋼も一般市場に普及して居ない。

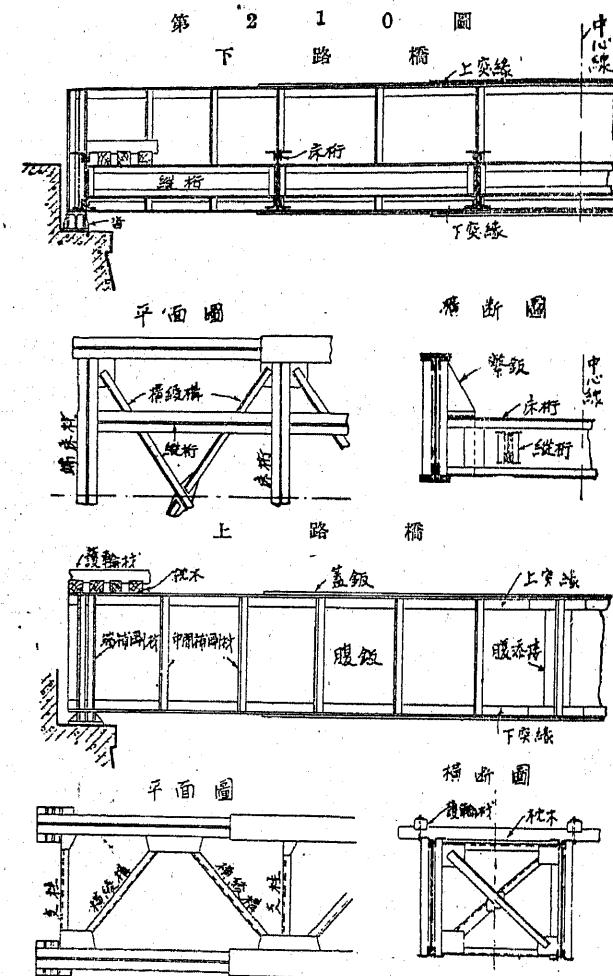
鋼桁橋の特徴とすべき點は (1) 設計計算に誤差を招く事の少く (2) 構造簡単なる故製作に於て失敗する事稀であり (3) 剛性に富み且 (4) 維持も亦簡単なる事等である。

鋼桁の最も普通の形は上路橋であつて最も經濟的である、然し徑間長及橋下の空間の關係よりして中路橋或は下路橋とする場合も少くない、桁の高さは鐵道橋にありては徑間長の $\frac{1}{10}$ 、公道橋にありては市街橋に於て $\frac{1}{12}$ 乃至 $\frac{1}{15}$ 、軽き活荷重のものに於て $\frac{1}{12}$ 乃至 $\frac{1}{18}$ を適當とする、然し兩岸の低き河川に於て § 6 の橋下の空間の爲充分なる高さをとり得ず東京市の實例に於ては約 $\frac{1}{20}$ としたものすらある、勿論甚だ不經濟である、桁の間隔は中路橋及下路橋に於ては建築限界により自ら定り上路橋に於ては鐵道橋は大體桁の高さと等しい程度或は徑間の $\frac{1}{10}$ を標準とする、公道橋は床張の構造により 1 米乃至 3 米位とする。

第 210 圖は鋼桁の各部の名稱を示す。

名 称	略 字
突 線 Flange.	Flg.
突 線 山 形 Flange angle.	Flg. L.
突 線 鋼 Flange plate.	Flg. pl.
蓋 鋼 Cover plate.	Cov. pl.

腹	Web.	Web.
腹 鋸	Web plate.	Web pl.
補 剛 材	Stiffener.	Stiff.
中間補剛材	Intermediate stiffener.	Inter. Stiff.
端補剛材	End stiffener.	End Stiff.
腹 添 接	Web splice.	Web spl.



50. 突 緣 Flange

突縁の高は桁の全高に比較して小なるを以て突縁應力は突縁の全斷面積に均等に分布せられるものと假定するのである、今桁の抵抗力率を λ とすれば

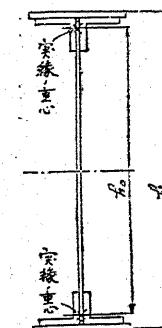
上式中 f 許容抗曲强度.

W 中立軸の周りの面積率

である。而して桁の中立軸は上下の突縁が同一断面なるを以て腹鉄の中央である。乃ち

である、今

第211回



$$\begin{array}{ll} \text{上側} & \text{突縁の總断面積} \cdots \cdots A_s \\ \text{左たは} & \text{突縁の總断面積} \cdots \cdots A_{s1} \\ \text{下側} & \end{array}$$

中立軸の周りの物量力率（慣性モーメント）……

腹板の總斷面積 A_1

腹板の厚.....

腹板の高さ h_w

上下突縁の重心間距離... h_0

(桁の有効高 Effective height と構)

突線断面積の其の重心軸の周りの物重力率

とすれば

である、(75_a) 式に於て I_1 は他項と比較して小なるを以て之を省略し且 $h_o = h_w = h$ と假定すれば

となり (75_b) 式を (74_b) 式に代入すれば

$$\mathfrak{M} = f h_o \left(A_f + \frac{A_w}{6} \right) \quad \dots \dots \dots \quad (76)$$

となる、乃ち腹鉄の断面積の $\frac{1}{6}$ が突縁断面積に加算せられて變曲率に抵抗するのである、然るに腹鉄には鉄孔等があつて A_{w} 全部が有効である得ないのである、故に張力側突縁を設計する際には腹鉄の断面積の $\frac{1}{8}$ をとるのが普通である。

今外力による彎曲率を M とすれば實際突縁の纖維應力 σ は近似的に

$$\sigma_c = \frac{M}{h_o \left(A_f + \frac{A_{sw}}{8} \right)} \quad \text{及} \quad \sigma_t = \frac{M}{h_o \left(A_f' + \frac{A_w}{8} \right)} \quad \dots\dots\dots (78)$$

にて計算せられる（鋼道路橋設計示方書案第八十六條参照），従つて突緣の所要断面積は

にて求められるのである、而して f_t 及 f_c の値に對しては鋼鐵道橋設計示方書第十一條及鋼道路橋設計示方書等第三十條に於て

$f_t = 1,200 \text{ kg/cm}^2$ (鐵道橋)

=1,300 kg/cm.² (公道標)

$$f_c = 1,150 - 15 \frac{l}{b} (\text{kg/cm}^2) \text{ 或是 } 1,150 - 10 \frac{l}{b} (\text{kg/cm}^2) \text{ (鐵道橋)}$$

$$= 1,150 - 0.5 \left(\frac{l}{h} \right)^2 (\text{kg/cm}^2) \text{ 或是 } 1,150 \text{ kg/cm}^2 \text{ (公道橋)}$$

上式中 l ……空縫の隣接固定點間の距離 (cm)

b.....突縁の幅 (cm.)

と規定されて居る、實際設計に當りては張力側空縫の断面を決定し、同

一なる断面を圧力側突縁に使用するのである、尙(78)式及(79)式に使用せられる h_0 は断面決定後にあらざれば之を求める事が出来ない、故に計算の當初に於ては h_0 を

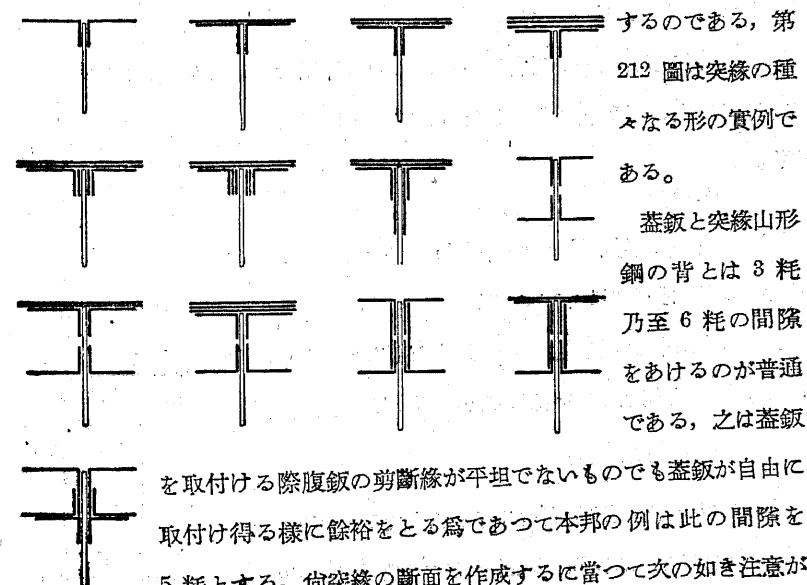
蓋鉢なき場合には腹鉢の高

蓋鉢を使用する場合には上下突縁山形鋼の背 Back 間の距離

と假定し断面決定後更めて h_0 を求め照査するのである、又張力側突縁は純断面積をとり圧力側突縁は總断面積をとるとすれば兩者の各重心の位置は多少異なる従つて中立軸は必ずしも腹鉄の中央ではない、然し計算を簡単にする爲飽く迄中立軸を腹鉄の中央と假定し h_0 は上下突縁の總断面積の重心間距離をとるのである。

以上の計算により求められた所要断面積に依つて山形鋼及鋼を適當に

第 2 1 2 順 組合せ突縁を形成



必要である。

a) 突縁山形の断面積を小にして蓋板の断面積を大にする事を避ける、出来得るならば兩者相等しい位にし、若し己むを得ざる場合には前者を後者の $\frac{1}{2}$ 以上とする。

b) 二枚以上の蓋板を使用する場合には厚を等しくするか或は外方に向つて漸次薄くする、又突縁山形の厚より厚き板を用ひない方が可い。

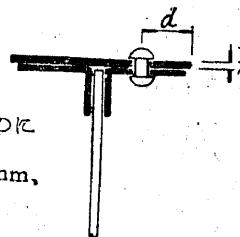
c) 蓋板の幅員は次の規定に依る（第 213 圖参照）。

$$d < 8t \text{ or } d < 4\phi \quad (\phi \text{ は使用鉄の直徑}) \text{ or } d < 12 \text{ cm.}$$

之は突縁山形の外出せる脚 Outstanding leg と

第 213 圖

蓋板との間が開き一體となり働くかない様になる事を防ぐ爲である、普通用ひられる蓋板の幅員は突縁山形の外出せる脚の長が 100 mm. のものには 250 mm.、130 mm. (125 mm.) のものには 300 mm.、150 mm. のものには 350 mm. である。



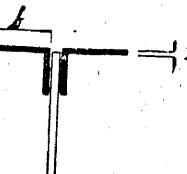
d) 蓋板を使用しない場合には突縁山形の外出せ

第 214 圖

る脚は其の厚の 13 倍以上としない。（第 214 圖参照）。

$$b < 13t.$$

e) 不等邊山形鋼 Unequal angle を突縁山形に使用する時は長き脚を水平とする。



第 215 圖

f) 突縁の幅は鉄桁高の $\frac{1}{4}$ 以上としない、出来得るならば $\frac{1}{5}$ を超過しない様にする（第 215 圖参照）。



$$b < \left(\frac{1}{4} \sim \frac{1}{5}\right) h.$$

g) 鉄桁の有効高は全高の 95% 以上たるを可とする。

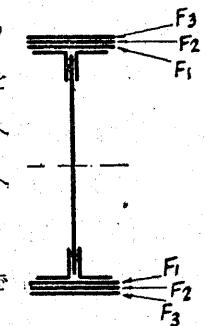
h) 抗壓突縁の隣接固定點間距離は突縁の幅の 40 倍以下とする方が可

§ 51. 蓋板の長さ Lengths of cover plates.

外力による最大彎曲率 M は徑間の中央より兩端に進むに伴れて漸次小となる故突縁の断面も之に應じて漸次減少しても何等差支へがない、突縁山形の断面を變化する事は構造上なし得ないが故に専ら蓋板の數を必要に應じて減じて行くのである、蓋板の長さ換言せば蓋板の打切り場所は M 曲線及鉄桁の各断面の抵抗力率により容易に之を求める事が出来る。

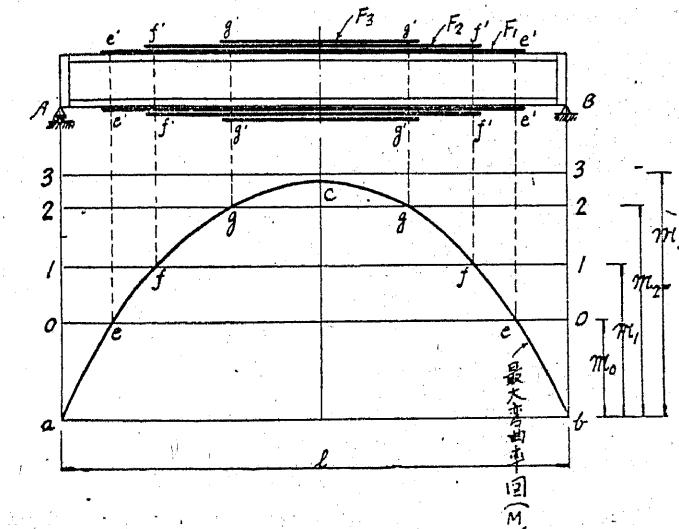
第 216 圖の鉄桁に於て突縁は二箇の山形鋼と三枚 第 216 圖

の蓋板より成るものとする、今突縁が山形鋼二個のみより成る場合の抵抗力率を m_0 更に蓋板 F_1 一枚を加へた場合の抵抗力率を m_1 蓋板 F_1 及 F_2 二枚加へた場合の抵抗力率を m_2 蓋板 F_1 F_2 及 F_3 三枚加へた場合の抵抗力率を m_3 とする。



第 217 圖に於て acb は AB 桁の最大彎曲率圖で

第 217 圖



ある、桁の抵抗力率 γ_0 , γ_1 , γ_2 及 γ_3 の値を各 0-0.1-1.2-2. 及 3-3. とし M 曲線との交點 e, f 及 g より c', f' 及 g' を求める、然る時は e', e , f', f 及 g', g は蓋板 $F_1 F_2$ 及 F_3 の所要長を表すものである、然し乍ら是等の長は理論上の長であつて蓋板は其の終端から直ちに突縁として有効に役立つものではなく接合鉄の幾つかを経て初めて突縁の一員となつて働き得るものである、故に實際に於ては此の理論上の長より片方に於て 250 mm. (場合によつては 300 mm.) 長くするのである、鋼道路橋設計示方書案第八十九條に於ては 2 鉄距を加へた長さと爲す様に規定して居る、又 Ae' 及 Be' の部分は強度に於ては最早蓋板を必要とせず突縁山形のみで充分であるが突縁山形と腹板との間より雨水又は塵埃の浸入する事を防ぐ目的を兼ねて蓋板の内一枚は全長に亘つて使用する、鋼鐵道橋設計示方書第六十八條及鋼道路橋設計示方書案第八十九條に於て上路鋼桁に對しては此の事實を規定して居るが下路橋に於ても又公道橋の如き閉床 Closed floor の場合に於ても床版を滲透した水の浸入を防ぐ意味に於て成る可く前者と同様にした方が可い。

第 2 1 8 圖

次に蓋板の長を計算によつて求め
る、今外力による最大彎曲率圖を拠
物線と假定すれば第 218 圖に於て
物線 $AC'B$ の式は

$$y = M_o - M_x = \frac{4M_o}{l^2} x^2 \quad \dots \dots \dots (80)$$

である、故に

$$\frac{M_o - M_x}{M_z} = \frac{4x^2}{l^2}$$

$$x = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{M_o - M_x}{M_z}} \quad \dots \dots \dots (81_a)$$

にして桁の有効高は全長に亘つて大差がなく h_0 であると假定すれば

(81a) 式を變化して

$$x = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{\frac{M_o}{f h_0} - \frac{M_z}{f h_0}}{\frac{M_o}{f h_0}}} \quad \dots \dots \dots (81_b)$$

とする、而して $\frac{M_o}{f h_0}$, $\frac{M_z}{f h_0}$ の値は (79) 式により鉄桁の中央 C 點及 D 點の所要断面積を表す、乃ち

$$x = \frac{l}{2} \sqrt{\left\{ \left[(\text{徑間の中央に於ける所要断面積}) - (\text{徑間の中央より } x \text{ なる距離に於ける所要断面積}) \right] \div (\text{徑間の中央に於ける所要断面積}) \right\}}$$

である、故に第 216 圖の如き鉄桁に於て以上の假定に従ひ蓋板の長を (82) 式に依り求めることが出来る。

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= \frac{l}{2} \sqrt{\frac{a_1}{A_f' + \frac{A_w}{8}}}, \\ x_2 &= \frac{l}{2} \sqrt{\frac{a_1 + a_2}{A_f' + \frac{A_w}{8}}}, \\ x_3 &= \frac{l}{2} \sqrt{\frac{a_1 + a_2 + a_3}{A_f' + \frac{A_w}{8}}}, \\ x_n &= \frac{l}{2} \sqrt{\frac{a_1 + a_2 + \dots + a_n}{A_f' + \frac{A_w}{8}}} \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots (82_a)$$

上式中 A_f' 突縁の純断面積。

A_w 腹板の純断面積。

a_1, a_2, a_3, \dots 蓋板 F_1, F_2 及 F_3 の純断面積。

x_1, x_2, x_3, \dots 蓋板の所要長 (徑間の中央より測る)。

又腹板の抵抗力率を省略する時は

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= \frac{l}{2} \sqrt{\frac{a_1}{A_f}} \\ x_2 &= \frac{l}{2} \sqrt{\frac{a_1 + a_2}{A_f}} \\ x_n &= \frac{l}{2} \sqrt{\frac{a_1 + a_2 + \dots + a_n}{A_f}} \end{aligned} \right\} \quad (82_b)$$

となる、斯くて得たる結果は理論上の長であるが故に上述した理由により實際に於ては之より多少長くするのである。

§ 52. 腹 鋼 Web plate.

腹鋼の任意の断面の應剪力は中立軸に於て最大となり其の値は (38) 式により

$$\tau = \frac{VQ}{It}$$

である、而して (75_b) 式により

$$I = \frac{A_f h_o^2}{2} + \frac{t h_w^3}{12}$$

及び

$$Q = \frac{A_f h_o}{2} + \frac{t h_w^2}{8}$$

なるを以て

$$\tau = \frac{V}{t} \frac{\frac{A_f h_o}{2} + \frac{t h_w^2}{8}}{\frac{A_f h_o^2}{2} + \frac{t h_w^3}{12}} = \frac{V}{t h_w} \left(\frac{A_f + \frac{t h_w}{4}}{A_f + \frac{t h_w}{6}} \right) \quad (83_a)$$

而して抱弧の内は殆ど 1 に等しい値なるを以て

$$\tau = \frac{V}{t h_w} = \frac{V}{A_w} \quad (83_b)$$

(83_b) 式は腹鋼の断面決定に使用せられる公式である、乃ち剪力は腹鋼の断面に均等に分布せられるが如き値となる、故に桁の最大應力を τ_0 とすれば

$$\left. \begin{aligned} f_s > \tau_0 \text{ or } \frac{V_o}{t h_w} \\ t > \frac{V_o}{h_w f_s} \end{aligned} \right\} \quad (84)$$

である、實際に於ては h_w は桁高に略等しく設計の最初豫想せられる故 (84) 式にて t なる腹鋼厚を計算するのである、而して鐵道橋に於ては鋼鐵道橋設計示方書第二十二條に其の最小厚を規定して居る、又公道橋に於ては鋼道路橋設計示方書案第八十八條に

$$t > \frac{1}{12} \sqrt{h} \quad (85)$$

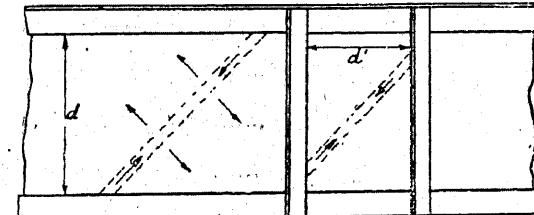
上式中 t ……腹鋼の厚（纏）。

h ……上下兩突緣山形鋼を腹鋼に連結する内側鉄線間距離（纏）。

なる式を使用する事を規定して居る、何れにしても厚 9mm. 以下の鋼を用ひない方が可い、尙第八十七條に於て (83_b) 式の A_w は腹鋼の純断面積を探る様規定して居るを以つて (84) 式の h_w は腹鋼の高より鉄孔の高を減じた値を探る。

§ 53. 腹鋼補剛材 Web stiffener.

腹鋼は § 54. に詳述される如く剪應力及彎曲應力の影響より應張力及應壓力を受け此の二應力が相互に直角に作用し中立軸に於て 45° の方向に最大となる、故に第 219 圖に於て腹鋼の壓力に對する支へられざる長 Unsupported length は $d \sec 45^\circ$ 及 $d' \sec 45^\circ$ である、而して腹鋼厚が上下突緣の鉄線間距離の約 $\frac{1}{60}$ 以下なる場合には



此の圧力による屈曲 Buckling を防ぎ且床部よりの荷重を均等に桁に傳達する爲に補剛材を處々に用ひる、補剛材に対する規定は鋼鐵道橋設計示方書第六十九條及鋼道路橋設計示方書案第九十三條にある、補剛材は普通山形鋼一對又は二對より成り取付方法には腹板との間に填材 Filler を用ひたものと然らずして折縮山形 Crimped angles を使用したものとある、山形鋼の折縮寸法は第 220 圖に示す如くにする、折縮山形鋼を使用する時は填材を節約し得るけれども製作相等困難であり桁端及集中荷重のかかる箇處には使用しない方が可い、且突縁の許容抗曲應力を求める際突縁固定點間距離は主として補剛材の間隔をとるを以て突縁と補剛材とは完全に接觸する様注意すべきである。

補剛材の内兩支點上に使用するものを端補剛材 End stiffener と稱し其の中間に使用するものを中間補剛材 Intermediate stiffener と稱す、中間補剛材の間隔は

$$\left. \begin{aligned} d &= 0.35t(950 - \tau) \quad \dots \dots \dots \text{(鐵道橋)} \\ &= 0.82t\left(950 - \frac{S}{A_w}\right) \quad \dots \dots \dots \text{(公道橋)} \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (86)$$

上式中 d 補剛材の最大間隔 (纏)。

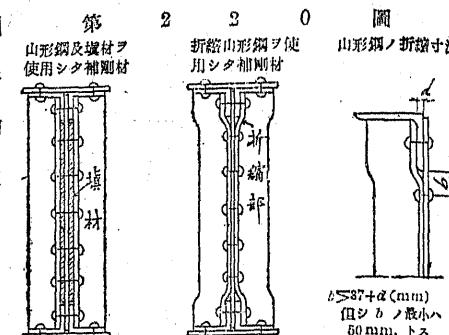
t 腹板の厚 (纏)。

τ 各断面の剪應力 (磅/平方纏)。

S 最大剪斷力 (磅)。

A_w 腹板の總断面積 (平方纏)。

に依つて計算せられる、 τ の値は徑間中央より端に進むに伴れて漸次増加



するを以て d なる補剛材の間隔は中央より端に進むに従ひ減少するのである、實際設計に於て補剛材の間隔は徑間の中央に於て突縁と略正方形を形成する位の間隔として漸次端に進むに従ひ短縮する、然しそれも逐一變化せず數種に制限するのである又床桁の取付等よりして此の間隔を變化する事は事實上困難なる場合には大體に於て全長を通じて等しくする。

補剛材の大きさを定めるには腹板に接する脚は使用鉄により 19 粪鉄の場合には 75 粪、22 粪鉄の場合には 90 粪以上とし腹板に直角なる脚は突縁山形の端と略一致するか又は

$$b > 50 + 0.03h \quad (\text{鐵道橋}) \quad \text{或} \quad 50 + \frac{h}{30} \quad (\text{公道橋}) \quad \dots \dots \dots \quad (87)$$

上式中 b 腹板に直角なる脚長 (纏)。

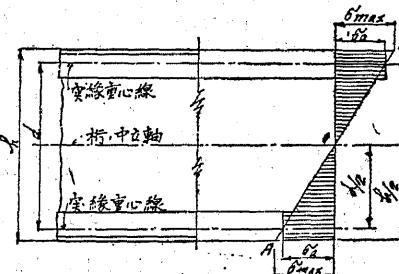
h 鋼桁の高 (纏)。

とする、計算によつて補剛材の大きさを定めるには其の點の最大剪力に對して恰も構の垂直材の如く長柱として抵抗し得る強度を保たしめるのである、尚其の際の柱長として端補剛材は全長の $\frac{1}{2}$ 、中間補剛材は $\frac{3}{4}$ を採る。

§ 54. 突縁及腹板に於ける應力 Stresses in flange and web.

突縁に於ける纖維應力は一般に § 50. に述べた方法によつて求められるが其の方法には實際に當該らない幾多の假定が伴ふて居る、例へば突縁の高は腹板の高に比較して小なるが故突縁の應力は全面積に同一であつて其の重心線の位置に於ける値とせられて居る、然しそれは現今上の上路公道橋等に對して決して妥當なる假定とは云ひ難い、若し纖維應力の配布は直

圖 2-21 圖。

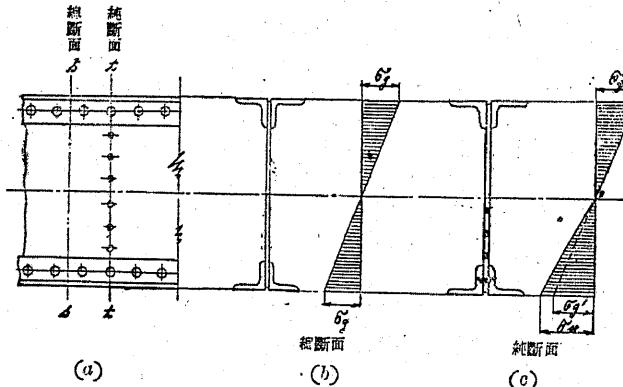


線的變化をなすものと假定すれば第 221 圖の AC 線にて表されるが如く突緣の極纖維應力は突緣の平均纖維應力よりも大である, 乃ち

$$\sigma_{mz} = \sigma_u \times \frac{h}{d} \quad \dots \dots \dots \dots (88)$$

である, 而して突緣の重心線の高 d が桁の全高 h の 90~95% とすれば σ_{mz} の値は σ_u よりも 10~5% 大である, 以上の理由により若し d が h の 95% 以下なる時は更に精密なる計算を行ふ方が可い, 之に對して各國種々なる方法を行つて居るが何れも一長一短である, 又 § 50 に於て述べたが如く鉄桁の張力側は純斷面積、壓力側は總斷面積を以て計算せられるものとするならば桁の中立軸は腹板の中央ではなく多少壓力側による結果となるのである, 然し乍ら桁全體より推せば鉄打工を施工せる断面は割合に多く桁の中立軸は依然として腹板の中央にあり桁の物量力率は總斷面積に依つて求められるものと假定すれば鉄打工を施工されない断面の應力分

第 222 圖



布は第 222 圖 b 如く張力側と壓力側とは同一であるけれども鉄接工を施せる断面に於ては第 222 圖 c の如く張力側の應力分布は壓力側と異り鉄孔により失はれた断面に相當する支張力側の應力は大となる譯である,

今兩側の纖維應力が兩側有効突緣面積に逆比例するものと假定すれば

$$\sigma_n = \sigma_u \frac{A_r + \frac{A_w}{6}}{A_r' + \frac{A_w}{8}} \quad \dots \dots \dots \dots (89)$$

上式中 σ_u ……壓力側極纖維應力にして (78) 式及 (88) 式にて計算した値。

σ_u ……張力側極纖維應力。

A_r 及 A_r' ……突緣の總斷面積及純斷面積。

A_w ……腹板の總斷面積。

である。

又腹板に於ける應力は水平剪

力のみに依つて計算せられるけ

れども實際は決してさう簡単な

ものではない, 今腹板の任意の

微部分をとり其の點の纖維應力

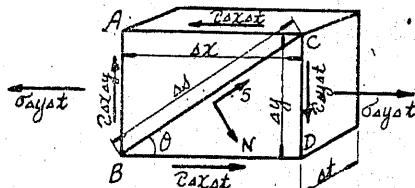
及應剪力を σ 及 τ とすれば θ 角をなす傾斜面に作用する直面應力 Normal stress N 及切面應力 Tangential stress S は

$$\left. \begin{aligned} N &= \sigma \Delta t \Delta y \sin \theta + \tau \Delta x \Delta t \sin \theta + \tau \Delta y \Delta t \cos \theta \\ S &= \sigma \Delta t \Delta y \cos \theta + \tau \Delta x \Delta t \cos \theta - \tau \Delta y \Delta t \sin \theta \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots \dots (90)$$

である, 今腹板の厚の方向に變形がないものと假定すれば AC 面の直面應力度及切面應力度 n 及 s は各

$$\left. \begin{aligned} n &= \frac{N}{\Delta t \Delta s} = \sigma \sin^2 \theta + 2\tau \sin \theta \cos \theta \\ &\quad = \frac{1}{2} \sigma (1 - \cos 2\theta) + \tau \sin 2\theta \\ s &= \frac{S}{\Delta t \Delta s} = \sigma \cos \theta \sin \theta + \tau (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \\ &\quad = \frac{1}{2} \sigma \sin 2\theta + \tau \cos 2\theta \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots \dots (91)$$

第 223 圖



$\frac{dn}{d\theta} = 0$. 及 $\frac{ds}{d\theta} = 0$ により n 及 s の最大値及其の場合の θ なる傾斜角を求める時は

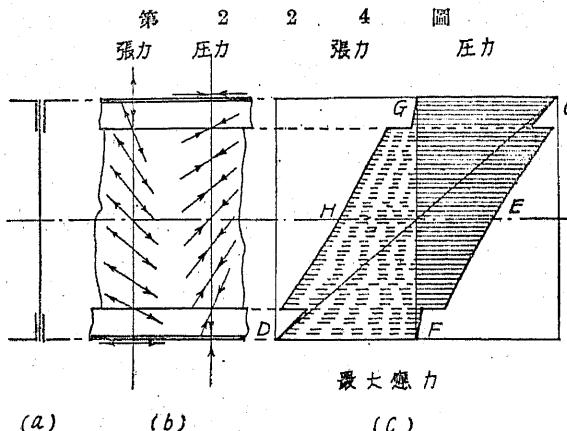
$$\left. \begin{aligned} n_{max} &= \frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2} \\ \theta &= \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(-\frac{2\tau}{\sigma} \right) \end{aligned} \right\} \quad (92_a)$$

$$\left. \begin{aligned} s_{max} &= \pm \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2} \\ \theta &= \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{\sigma}{2\tau} \right) \end{aligned} \right\} \quad (92_b)$$

となる。

以上 (92) 式により腹桁の断面に於ける各點の最大直應力の方向及大きさを求める時は第

224 圖の如くに
なる、而して其
の値は多くは極
纖維に於て最大
となるが上路公
道橋の實例の如
く腹板に比して
割合に突縁の大



なる鉄桁に於ては突縁の最下端の應力が反つて大となる事がある、又此の對角應力により腹板の上半部は殊に彎曲せんとする傾向多く爲に補剛材を以て補剛せられるのである。

例題。徑間長 22.3 m. の鐵道橋に於て桁の最大彎曲率 33,000,000 kg-cm.
桁の最大剪力 67,500 kg. なる時鉄桁の突縁及腹板を求む、但し腹板の高は
1,660 mm. とす。

先づ腹板の厚 t を求む、(84) 式により

$$t > \frac{67,500}{950 \times 166} = 4.3 \text{ mm.}$$

第 225 圖

且鋼鐵道橋設計示方書第二十二條により

$$t > \frac{\delta}{160}$$

δ =上下突縁山形の鉄線間距離。

設計の最初 δ の値は不明である故腹板の高
と見做して

$$t > \frac{1,660}{160} = 10 \text{ mm.}$$

故に腹板は 1 Pl. 1,660 mm. × 10 mm. を使用する。

次に所要突縁純斷面積は (79) 式により $h_0 = 1,670 \text{ mm.}$ と假定し

$$A_t' > \frac{33,000,000}{167 \times 1,200} - \frac{166 \times 1}{8} = 143.92 \text{ cm.}^2$$

第 225 圖により純斷面積は 22 mm. 鉄四個控除されるものとすれば

材 料 mm.	總斷面積 cm.²	純斷面積 cm.²
2 Ls. 150 × 100 × 15	$35.25 \times 2 = 70.50$	55.50
3 Pls. 350 × 10	$35 \times 3 = 105.00$	90.00
		145.50

乃ち突縁山形の斷面積は蓋板の斷面積の $\frac{1}{2}$ 以上である。

次に總斷面積の重心位置を求める、第 226 圖により

$$x = \frac{70.5(2.51 + 3) + 105.0 \times 1.5}{175.5} = 3.11 \text{ cm.}$$

第 226 圖

$$h_0 = 167 + 6 - 3.11 \times 2 = 166.78 \text{ cm.}$$



桁の全高 $h = 167 + 6 = 173 \text{ cm.}$

故に h_0 は h の 96.4% にして其の最大纖維應力は近似的に (78) 式に
より

$$\sigma_c = \frac{33,000,000}{166.78 \left(175.50 + \frac{166}{6} \right)} = 980 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{33,000,000}{166.78 \left(145.50 + \frac{166}{8} \right)} = 1,190 \text{ kg/cm}^2$$

となる、今 § 54. により更に精算を試みて見る。

突縁及腹板の総断面積の中立軸の周りの物量力率を求め（第 13 表参照）、更に (89) 式により σ_g 及 σ_n の値を求むれば

第 18 表

材 料 (cm.)	G (cm. ³)	I (cm. ⁴)
1 Web pl. 166×1	$83 \times 1 \times \frac{83}{2} = 3,445$	$\frac{1 \times 166^3}{12} = 381,200$
3 Cov. Pls.	35×1	$35 \times 1 \times 86 = 3,010$
	35×1	$2 \left(\frac{35 \times 1.0^3}{12} + 35 \times 86^2 \right) = 517,700$
	35×1	$2 \left(\frac{35 \times 1.0^3}{12} + 35 \times 85^2 \right) = 505,800$
2 Ls. 15×10×1.5	35×1	$35 \times 1 \times 84 = 2,940$
	70.5×80.99 = 5,710	$2 \left(2 \times 278.6 + 70.5 \times 80.99^2 \right) = 926,000$
	18,080	2,823,600

$$\sigma_g = \frac{M}{I} \cdot \frac{h}{2} = \frac{33,000,000}{2,823,600} \times 86.5 = 1,011 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_n = 1,011 \times \frac{175.5 + \frac{166 \times 1}{6}}{145.5 + \frac{166 \times 1}{8}} = 1,235 \text{ kg/cm}^2$$

となる、蓋板の長さを (82) 式により計算する。

$$x_1 = \frac{2,230}{2} \sqrt{\frac{30}{145.5 + \frac{166 \times 1}{8}}} = 474 \text{ cm. } 2x_1 = 950 \text{ cm.}$$

$$x_2 = \frac{2,230}{2} \sqrt{\frac{60}{145.5 + 20.75}} = 670 \text{ cm. } 2x_2 = 1,340 \text{ cm.}$$

$$x_3 = \frac{2,230}{2} \sqrt{\frac{90}{145.5 + 20.75}} = 820 \text{ cm. } 2x_3 = 1,640 \text{ cm.}$$

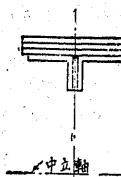
次に試みに桁の最大彎曲率 (33,000,000 kg·cm.) を生ずる断面に於て突縁と腹板との界の最大直面及切面應力を求める、但し其の断面の剪力は 17,000 kg. とする、突縁と腹板との界の纖維應力及應剪力 σ 及 τ は

$$G' = 18,080 - 78.5 \times 1 \times \frac{78.5}{2} = 15,379 \text{ cm.}^3$$

$$\sigma = 1,011 \times \frac{86.5 - 13.0}{86.5} = 859 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{17,000 \times 15,379}{1 \times 2,823,600} = 93 \text{ kg/cm}^2$$

第 227 圖



にして n_{max} 及 s_{max} の値は (92) 式により

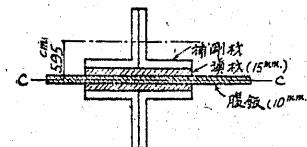
$$\begin{cases} n_{max} = \frac{1}{2} \times 859 \pm \sqrt{\frac{859^2}{4} + 93^2} \\ = +869 \text{ kg/cm}^2 \\ = -10 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\theta = 40^\circ \sim 53^\circ \text{ 及 } 94^\circ \sim 53^\circ$$

$$\begin{cases} s_{max} = \pm \frac{1}{2} \sqrt{(859)^2 + (4 \times 93)^2} \\ = \pm 440 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\theta = 33^\circ \sim 0^\circ$$

第 228 圖



である。

端補剛材として 4Ls. 125 mm. × 90 mm. × 10 mm. を使用したものとする。

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2 \times (2 \times 317.3 + 2 \times 20.5 \times 5.95^2)}{4 \times 20.5}} = 7.13 \text{ cm.}$$

$$l = \frac{167 - 2 \times 1.5}{2} = 82 \text{ cm.}$$

$$\frac{l}{r} = \frac{82}{7.13} = 11.5 \text{ cm.}$$

鋼鐵道橋設計示方書第十一條により $\frac{l}{r} < 40$ なる故軸應壓力は 1,000 kg/cm² にして所要断面積は次の如くである。

$$\text{所要断面積} = \frac{67,500}{1,000} = 67.5 \text{ cm.}^2 < 20.5 \times 4 = 82 \text{ cm.}^2$$

次に補剛材と腹板とを連結する鉄数を求む、鉄の強さは複剪断か或は

10mm. の支圧強にして後者の方が小なる故 $\rho = 3,960 \text{ kg.}$ である, 乃ち

$$n = \frac{67,500}{3,960} = 17.0$$

但し此の場合の鉄数は同示方書第五十一條により 50% の増加を必要とする故實際には 26 本使用する。

§ 55. 突縁と腹板とを連結する鉄 Rivets joining flange and web.

鉄柄の破壊原因となるもの一つであつて其の設計は相當重大視せられる, 而して其の計算は突縁と腹板との間に生ずる水平剪力及突縁の上に載る垂直荷重による垂直剪力に依つて行はれるのである。

a) 突縁の上に直接荷重せざる場合.

此の場合には突
縁と腹板との間の
水平剪力のみに抵
抗する, 前述せし
如く桁の或る水平
断面に於ける水平
應剪力は

$$\tau = \frac{VQ}{It}$$

であり単位長の水平剪力 τ' は

$$\tau' = \tau t = \frac{VQ}{I} \quad (93)$$

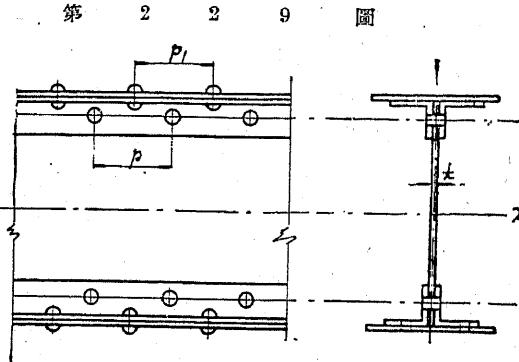
である, 故に突縁と腹板とを連結する鉄の間隔を ρ とすれば一つの鉄に作用する水平剪力 H は

$$H = p\tau' = \frac{VQ}{I} p \quad (94)$$

上式中 Q ……中立軸の周りの一突縁の面積率.

I ……中立軸の周りの桁断面の物量力率.

V ……外力による垂直剪力.



である, 故に鉄の強度を ρ とすれば

$$\rho > \frac{VQ}{I} p \text{ or } p < \frac{\rho I}{VQ} \quad (95a)$$

でなくてはならない, (95a) 式に

$$I = \frac{A_f h_o^2}{2} + \frac{t h_w^3}{12} + \frac{h_o^2}{2} \left(A_f + \frac{A_w}{6} \right)$$

$$Q = \frac{A_f h_o}{2}$$

を挿入する時は

$$p < \frac{\rho}{V} \frac{\left(A_f + \frac{A_w}{6} \right) h_o}{A_f}$$

となる, 實際に於ては純斷面積 A_f' により

$$p < \frac{\rho h_o}{V} \frac{A_f' + \frac{A_w}{8}}{A_f'} \quad (95b)$$

が使用せられて居る, 或は分子の $\frac{A_w}{8}$ を省略し

$$p < \frac{\rho h_o}{V} \quad (95c)$$

なる結果を使用する。

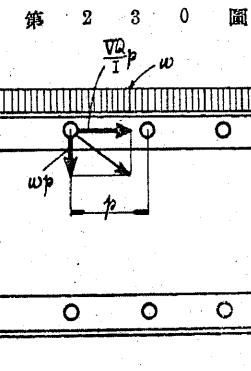
b) 突縁の上に直接荷重する場合.

此の場合には鉄の水平剪力以外に垂直剪力にも抵抗しなければならない, 第 230 圖に於て垂直荷重度を w とすれば鉄の受けれる應力は (94) 式の H と wp の合成力乃至ち

$$\sqrt{\left(\frac{VQ}{I} p \right)^2 + (wp)^2}$$

である, 故に鉄の強さを ρ とすれば

$$\rho > \sqrt{\left(\frac{VQ}{I} p \right)^2 + (wp)^2}$$



$$p < \frac{\rho}{\sqrt{\left(\frac{VQ}{I}\right)^2 + \omega^2}} \quad (96_a)$$

である、故に I 及 Q に夫々の値を代入して實際には

$$p < \frac{\rho}{\sqrt{\left(\frac{V}{h_0} \frac{A_f'}{A_f' + \frac{A_m}{8}}\right)^2 + \omega^2}} \quad (96_b)$$

$$p < \frac{\rho}{\sqrt{\left(\frac{V}{h_0}\right)^2 + \omega^2}} \quad (96_c)$$

を使用する、又第 231 圖に示すが如く突縁に直接作用する荷重が電車又は列車の如き輪荷重なる場合には

W なる荷重は軌條の剛性によりて d なる距離に分布せられるものとする、而して d は枕木三本分乃至 100 種とするのである。

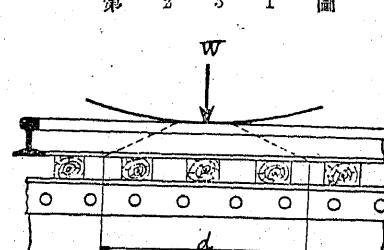
突縁山形と蓋板とを連結する鉄及蓋板相互を連結する鉄は突縁山形と蓋板及蓋板相互の間の水平剪力によって設計せられる、乃ち

$$\left. \begin{aligned} \frac{VQ'}{I} p' &< \rho \\ p' &< \frac{I \rho}{VQ'} \end{aligned} \right\} \quad (97)$$

上式中 Q' ……蓋板の中立軸に對する面積率。

で求められる、然し乍ら計算の結果多くの場合 p' は最大鉄距以上となることは寧ろ構造上蓋板の鉄は突縁と腹板とを連結する鉄と同一断面若くは其の中間に打たれるのであるが故に計算する必要がない。

突縁と腹板との連結鉄の間隔は (95) (96) 及 (97) の式にて明かなる如く垂直剪力に逆比例するを以て徑間の中央に於て最大であり端に進むに

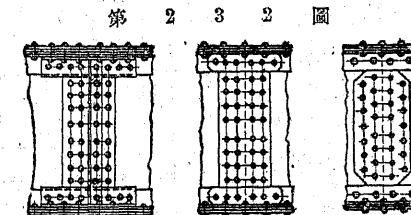


第 2 3 1 圖

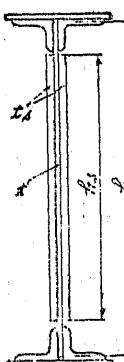
併せて小となり桁端に於て最小となるのである、實際に於ては補剛材の間に於ては同一鉄距となし若し半端な數字が出る時は補剛材の鉄線に隣つて置かれるのである、而して § 42. に記載せる最大鉄距及最小鉄距を遵守する事は勿論である。

§ 56. 腹板の添接 Web splice.

腹板は桁全長を通じて一枚の鉄を使用する事を以て理想とするけれども徑間大なる場合には市場品の長さにて間に合ひ兼ねる事があり且長き桁は重量も重く運搬及取扱に不便である、是等の原因より桁を繰ぐ必要を生ずる、普通の鉄桁橋に於ては山形の長は 10 米位、鉄の長は 7 米位を最大と見て設計する方が安全である。



腹板の添接は第 232 圖に示すが如く二枚の添接鉄を腹板の兩側より當てる、其の添接鉄の厚は次の如くにして決定する事が出来る、第 233 圖に於て



$$\text{腹板の有する抵抗力率} = f \times \frac{t h_w^2}{6}$$

$$\text{添接鉄の有する抵抗力率} = f \frac{h_s}{h_w} \times 2 \left(\frac{t_s h_s^2}{6} \right)$$

後者は前者より大でなくてはならないと云ふ條件により

$$t_s > \frac{t}{2} \left(\frac{h_w}{h_s} \right)^3 \quad (98)$$

でなくてはならない。

多くの場合 $t_s = t$ 乃ち腹板と同厚の鉄を二枚使用するのである、然し乍ら補剛材が使用される箇處に於て若し腹板の厚が突縁山形の厚と余り異なる時は突縁山形と同厚の鉄を使用する方が可い、又折縮山形より成る補剛材は斯る箇處には使用しない、添接の箇

處は一般に桁の最弱點なる故成る可く桁の断面に於て抵抗力率に餘裕のある箇處を撰るべきである。

腹板添接に使用せられる鉄は垂直剪力に依る垂直應力と同時に腹板の受持つ彎曲率の爲に彎曲應力を水平の方向に受けるのである、故に鉄の許容應力は此の二應力の合成力より大でなくてはならない。

第 234 圖に於て添接鉄の内中立軸より最も遠き鉄の距離を d_n

とし其の彎曲應力を σ_n とすれば中立軸より任意の距離 d に於ける鉄の彎曲應力 σ は

$$\sigma = \sigma_n \frac{d}{d_n} \quad (99)$$

である、又 σ による中立軸の周りの彎曲率 m' は

$$m' = \sigma \times d = \sigma_n \frac{d^2}{d_n} \quad (100)$$

である、故に全添接鉄の彎曲應力に依る中立軸の周りの彎曲率 m は

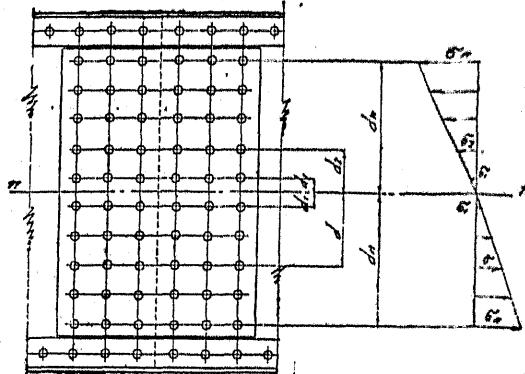
$$m = \sum m' = \sum \sigma_n \frac{d^2}{d_n} = \frac{\sigma_n}{d_n} \sum d^2 \quad (101_a)$$

にして此の値は腹板の受持つ彎曲率と等しくなければならない、桁の彎曲率 M_w の内腹板の受持つ彎曲率 M_w は (78) 式により

$$M_w = M \times \frac{\frac{A_w}{8}}{A_f + \frac{A_w}{8}} = h_o \sigma \frac{A_w}{8} \quad (101_b)$$

或は

第 234 圖



$$M_w = M \times \frac{\frac{A_w}{8}}{A_f + \frac{A_w}{8}} = h_o \sigma \frac{A_w}{8} \quad (101_b)$$

(多くの場合前者を採用) なる故 (101_a) 及 (101_b) 式に依り

$$m = \frac{\sigma_n}{d_n} \sum d^2 = M_w \quad (102_a)$$

$$\sigma_n = \frac{d_n}{\sum d^2} M_w = \frac{d_n}{\sum d^2} \times h_o \sigma A_w \quad (102_b)$$

にして σ_n は彎曲應力中最大なる値である。

又垂直剪力は凡て添接鉄に均等に分布せられるものと假定すれば添接鉄一本の受ける垂直應剪力 q は

$$q = \frac{V}{n} \quad (103)$$

なる故添接鉄の受ける最大應力は

$$\sqrt{\sigma_n^2 + q^2}$$

にして添接鉄の強度を ρ とすれば

$$\rho > \sqrt{\sigma_n^2 + q^2} \quad (104)$$

でなくてはならない。

實際設計の最初に於ては添接の位置は腹板高等より豫想し得るを以て添接鉄の縦の配列を定め q なる値を省略し添接鉄の縦列一列の抵抗力率 m' を求める、乃ち (101) 式により

$$m' = \frac{f}{d_n} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots + d_n^2) \quad (105)$$

上式中 f ……鉄一本の強さ。

を計算し、 $\frac{M_w}{m'}$ なる値を求める時は斯る縦列が幾列要するかを知ることが出来る、之により添接鉄の大要を設計し然る後更めて (104) 式によつて添接鉄の最大應力を検査する方が可い。

上述せる計算によつて明かなる如く彎曲率に對しては中立軸に近き鉄は餘り有効ではない故に第235圖の如く三枚宛の添接鉄を工字形に組合せ上下の鉄は彎曲率に、中央の鉄は剪力に抵抗せしめる様にしたものある。

A 鉄及 *B* 鉄の厚を夫々 t' 及 t'' とすれば

$$\text{腹鉄の抵抗力率} = f \times \frac{t_w h_w^3}{6}$$

$$\begin{aligned} \text{上下添接鉄} (A) \text{ の抵抗力率} &= f \times \frac{D + h'}{h_w} \times 4 \left(\frac{t' h'^3}{12} + t' h' \times \frac{D^2}{4} \right) \\ &\quad \div \frac{D + h'}{2} \end{aligned}$$

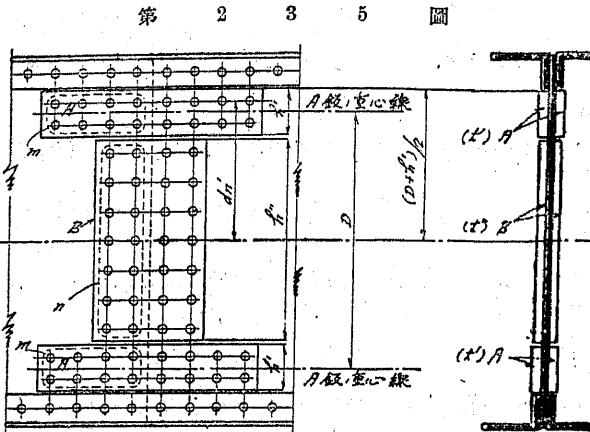
である、而して添接部が安全であるが爲には後者は前者より大でなくてはならない、乃ち

$$\begin{aligned} \frac{t_w h_w^3}{6} &< \frac{2t' h' \left(\frac{h'^2}{3} + D^2 \right)}{h_w} \\ t' &> t_w \frac{h_w^3}{12 h' \left(\frac{h'^2}{3} + D^2 \right)} \end{aligned} \quad (106_a)$$

である、同様にして剪力に於て

$$f_s \times h_w t_w < f_s \times 2 h'' t''$$

$$t'' > t_w \times \frac{h_w}{2 h''} \quad (106_b)$$



上式中 t_w ……腹鉄の厚。

h_w ……腹鉄の高。

でなくてはならない、又 *A* 鉄及 *B* 鉄に使用すべき鉄数を m 及 n とすれば

$$\left. \begin{array}{l} \rho' > \sigma_n' \text{ or } \frac{d_n/M_w}{\sum d^2} \\ \rho'' > q \text{ or } \frac{V}{n} \end{array} \right\} \quad (107)$$

上式中 ρ' 及 ρ'' ……*A* 鉄及 *B* 鉄に使用する添接鉄の強度にて計算せられる。

以上の結果はすべて桁の受ける實際彎曲率及實際剪力 Actual bending moment and Actual shear による實際應力 Actual stress を以て計算せられて居る、若し添接鉄の強度と同じ強度を添接鉄に保たしめんとするには M_w 及 V の更りに添接鉄の抵抗力率及抵抗剪力 Resisting moment and Resisting shear を置換へれば宜しい、然し後者の方法は理想として甚だ結構であるが繼目が最大の應力の生ずる點より離れて居る場合には徒らに丈夫なものを作ることになる。

§ 57. 突縁の添接 Flange splicing.

突縁の添接も成る可く突縁應力の大ならざる箇處に設け突縁と同一斷面の山形及鉄を使用するのである、而して添接鉄の數 n は

$$n = \frac{\sigma A}{\rho} \quad (108)$$

上式中 σ ……突縁の最大應力。

A ……添接せられる部材の純断面積。

ρ ……鉄の強さ。

にて求められる、若し突縁の抵抗力率による時は σ の更りに許容應力 f を使用すれば可い。

添接の構造は突縁が二つ

第 2 3 6 圖

の山形より成る時は第 236

圖に示すが如く同一寸法の

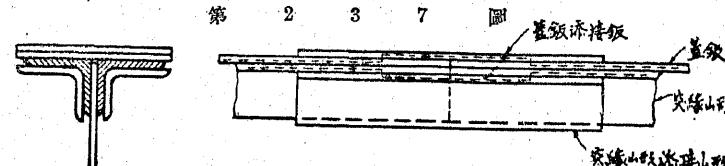
添接山形二個を使用し兩山

形は充分突縁山形に接觸す

る様 α の部分を削り α 部分は其の檻にして置く、若し外觀上 α の部分を削成する必要がある場合には断面積の減少する丈添接山形の厚を増加するのである、又突縁山形の水平脚上には鉢を一枚 B 添へた方が可い、然し兩者間の鉢の强度は B 鉢を考慮せず單剪断強とする、尙不等邊山形を使用する場合には兩脚に打つ鉢數は脚の長の割合とする。

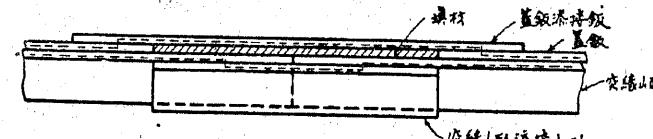
突縁が二個の山形と一枚の蓋鉢より成る時は第 237 圖に示すが如く山

第 2 3 7 圖



形鋼及鉢を同一箇處にて切斷し同一断面の山形及鉢を以て添接する、或は第 238 圖の如く山形と蓋鉢との縫目を一箇處に置かず蓋鉢の縫目を突縁

第 2 3 8 圖



山形の添接が終つた所に置く、數枚の蓋鉢を使用する場合には順次此の筆法にて添接して行くのである(第 239 圖参照)。

第 2 3 9 圖

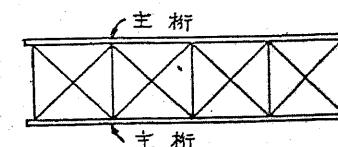


§ 58. 橫 構。

風壓、遠心荷重及横震動に對して横安定を増加する爲桁相互の間に横構及對傾構を設ける。

横構 Lateral bracing の形は第 240 圖に示すが如くワーレントラス又はプラットトラスとし山形鋼(時には T 形鋼)を使用し(第 210 圖を参照)且 $75 \times 75 \times 9$ (耗)以下の材料を使用しない(第 241 圖参照)。

第 2 3 4 0 圖

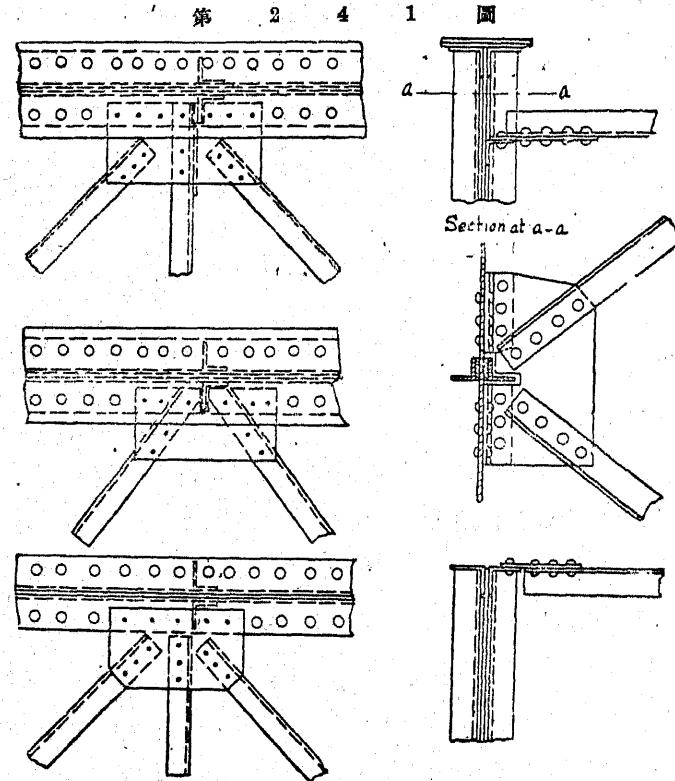


上路橋の横構は壓力による突縁の撓みを防禦する意味を含めて上突縁のみに設けられるが徑間 18 米以上の場合には下突縁にも設けられるのである、

繫鉢 Gusset plate を以て直接突縁(突縁の内側が標準)に取付けるか或は山形鋼を以て腹鉢に取付けるのである、横構の對角材の傾斜は 45° 以下にはしない、従つて横構の格長 Panel length は主桁の間隔と略等しく或は之より小とするのである、而して格點は腹鉢補剛材を取付ける位置と一致せしめる故腹鉢補剛材の間隔は一定する、乃ち § 53 に述べた如く(36)式によつて補剛材の間隔を變化することの困難なる一理由である、下突縁に横構を設けない場合には 3~5 米の間隔に簡単なる支柱を以て兩桁を連絡する、尙格點には第 242 圖の如く對傾構 Sway bracing を設ける。

公道橋に於て第 268 圖及第 269 圖の如く數多の主桁を上路橋として使用する場合には是等の横構を簡単にし第 242 圖の如き支柱を以て桁相互を連絡し横構を省略する、又第 269 圖の如く床桁を使用する場合には上を突縁の支柱及對傾構を省略することがある、下路橋に於ては上突縁は單に

床桁を聯結する繋釘に依り横に補剛せられるのみで元より上路橋に比較して不完全である。下突縁は構橋の下横構と同様に一対の對角材を使用し其の垂直材は床桁を以て之に當てるのである。



第 242 圖及第 269 圖乙は對傾構の一般構造を示す。

横構及對傾構は § 14 及 § 17 に依り規定せられた横荷重及地震荷重に依り計算せられるが公道橋の如き死荷重の大なる場合には前者に依り断面を決定する様な事はない、又鋼鐵道橋設計示方書第十二條、第十三條及鋼道路橋設計示方書案第三十四條により

$$\text{抗張材に於ては } \frac{l}{r} < 120 \text{ (鐵道橋)}$$

$$\frac{l}{r} < 150 \text{ (公道橋)} \quad \text{第 2 4 2 圖}$$

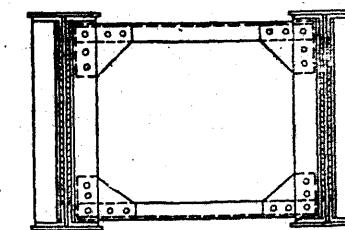
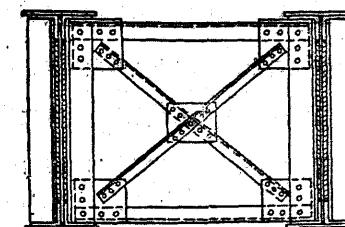
$$\text{抗張材に於ては } \frac{l}{r} < 200$$

(鐵道橋及公道橋)

上式中 l 部材の長.

r 最小回転(環動)半徑.

と規定せられ實際に於て往々此の規定が對風構の断面を決定することがある、尙 l を小にすることは $\frac{l}{r}$ の値を減少する結果となるが故に横構の斜材相互の交點及斜材と床部の部材との交點に於て兩者を聯結し得る場合には必ず相互を鉛接して部材の自由長を減ずるのである。



§ 59. 鋼桁の支承 End bearing of plate girder.

單衍(構)橋の支承に對して一般に注意すべき事は

- (1) 上部構造より傳達せられる垂直荷重を下部構造に等布し其の単位面積に作用する荷重度を石工 Masonry の許容强度以下たらしめる。
- (2) 衍の撓度及溫度の變化による上部構造の伸縮に對して一端を固定し他端を可動端となし而も可動端は圓滑に移動し得る様にする。
- (3) 橋梁の縱荷重又は横荷重に對して考慮する。

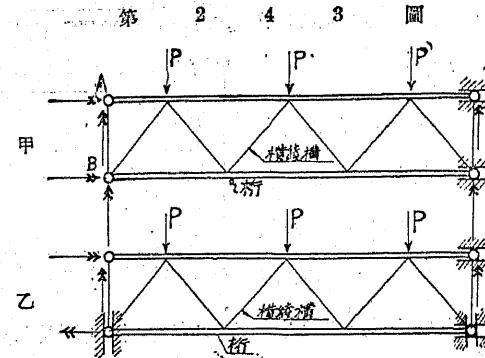
等である。

橋梁は溫度の變化により縱及横の方向に伸縮することは想像に難くない、横方向の伸縮量は橋幅の徑間長に比較して小なる鐵道橋に於ては極些小であるけれども幅員大なる公道橋に於ては相當量のものである、然しそれ實際設計に於ては此の横方向の伸縮は縱方向程注意されて居ない、而し

て之が原因たる破損の實例は偶々見受けられるのである。

元來横構の計算は主構の如く精確ではなく且支承を縦横に移動する様設計することは構造上困難な場合が多い、一般には横移動は計算しない、然し設計者は常に此の事實を念頭に置き構造細部を工夫すべきである。

普通單橋の支承は第 243 圖甲に示すが如く一端 (A 及 B) を固定し他

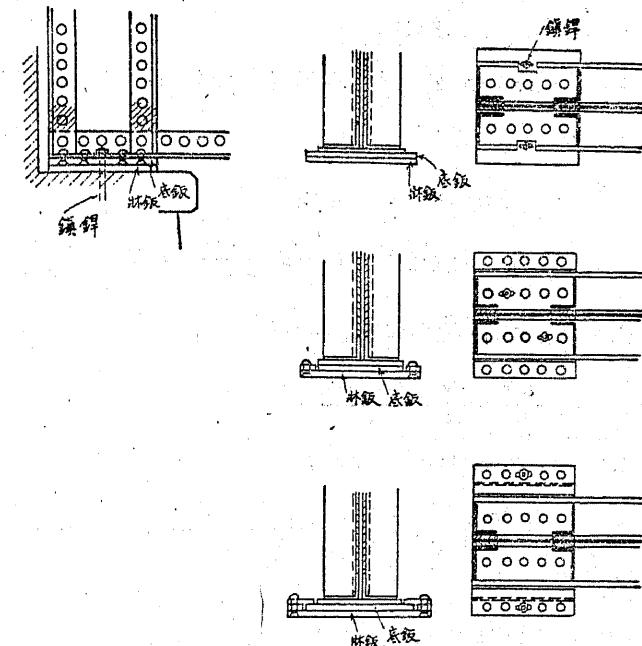


端 (C 及 D) を縦のみに動き得る様な構造とする、故に P なる横荷重に對しては三つの過分反力を有する結果となる、若し縦横の移動を考慮し乙圖の如く一端に於ては A を固定し B を横のみに移動し得る様にし、他端に於ては C を縦のみに移動し D を縦横に移動し得る構造となしても一つの過分反力を有する結果となり依然として過分結構 Redundant framed structure である。

(a) 面支承 Plane bearing.

面支承は支承の構造としては最も簡単なものである、第 244 圖に示すが如く下突緣の下に底鉄 Sole plate 及牀鉄 Bed plate を使用し桁の反力を均等に下部構造に傳達するのである、底鉄と牀鉄との接觸面は充分仕上げ突緣と底鉄との聯結する鉄は皿鉄となし、桁の伸縮は兩鉄間に於て爲される様にする、牀鉄の大きさは荷重と石工の支應力とに依つて定まる、乃ち

第 2-4-4 圖



$$A \geq \frac{R_o}{f_b} \quad \dots \dots \dots \dots \quad (109)$$

上式中 A ……牀鉄の面積.

R_o ……桁の最大反力.

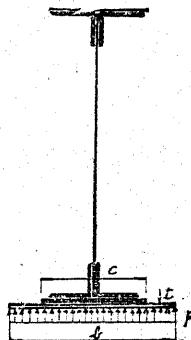
f_b ……石工の許容支應力.

第 2-4-5 圖

にして牀鉄の形は正方形若くは桁に直角の方向に長手を有する矩形とする、乃ち桁の幅を c とすれば凡そ牀鉄の幅 b は

$$b = (1.25 \sim 1.50)c$$

とする、其の厚は底鉄よりも小ならず 80mm. 以下の厚を使用しない。



底鉄の大きさは牀鉄と同一若くは稍小にする、又其の厚も牀鉄の厚と同一

若くは稍薄くするが 20mm. 以下の厚を使用しない、凡そ次の計算に依つて之を決定することが出来る。

第 245 圖に於て桁の最大反力が底板に等布せられるものと假定すれば

$$p = \frac{R_o}{bd}$$

上式中 d 底板の長。

$$\text{底板の受ける最大彎曲率 } M_o = pd \frac{(b-c)^2}{8} = \frac{R_o}{b} \frac{(b-c)^2}{8}$$

$$\text{底板の有する抵抗率 } f = \frac{dt^2}{6}$$

$$f \frac{dt^2}{6} = \frac{R_o}{b} \frac{(b-c)^2}{8}$$

而して $f=1,200 \text{ kg/cm}^2$ とすれば

$$t = \frac{b-c}{40} \sqrt{\frac{R_o}{bd}} = \frac{b-c}{40} \sqrt{p} \quad \dots\dots\dots\dots \quad (110)$$

となる。

温度の變化による桁の伸縮する量 Δl は

$$\Delta l = \epsilon t l \quad \dots\dots\dots\dots \quad (111_a)$$

上式中 ϵ 鋼の膨脹係数 摄氏 1° に付き 0.000012

t 温度の變化 摄氏 80° (鐵道橋)。

攝氏 $\pm 30^{\circ}$ (公道橋)。

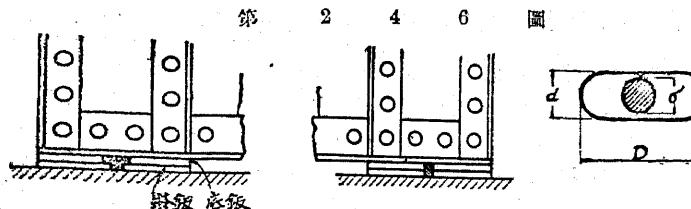
l 桁長 (徑間長)。

假りに鐵道橋に於ては

$$\Delta l = 0.000012 \times 80 \times l = 0.001 l \quad \dots\dots\dots\dots \quad (111_b)$$

にして桁長 1 米に對して約 1 精の伸縮を豫想する事になる、(鋼鐵道橋設計示方書第五十二條参照) 同様にして公道橋に於ては約 0.75 精となる、故に單板橋に於て固定端 Fixed end の底板及牀板に穿つ孔は圓形とし可動端 Movable end の牀板に穿つ孔は圓形とし底板に穿つ孔を長孔 Slotted

hole とし底板が牀板上を滑動 slide し得る様にする。



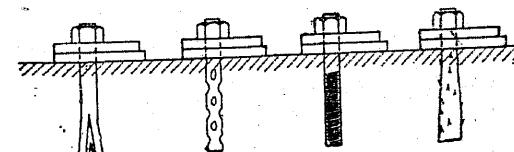
第 246 圖に於て d , D 及 D を各鎮錐及底板に穿たれる圓孔及長孔の直徑とすれば (111) 式に依りて大略次の如くにする。

$$\left. \begin{aligned} d &= \delta + 5 \\ D &= d + 2l \text{ (鐵道橋) 或 } d + 1.5l \text{ (公道橋)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\dots \quad (112)$$

上式中 D , d 及 δ 精。

l 米 (徑間長)。

鎮錐 Anchor bolt は支承を下部構造に定着する爲に用ひられ一支持に普通二本乃至六本の割合とする、其の直徑は徑間の大小に應じ縦荷重、横荷重及地震による水平力及上揚力に依つて設計せられる、而して腐蝕し易い箇處に使用するものなる故 30mm. 以下の直徑を使用しない方が可い、又石工に挿入すべき長は直徑の十倍以上とする、鎮錐挿入後鎮錐と石工との間隙は膠泥或は鉛を填充する、鎮錐としては丸棒以外に特殊な形の楔ボルト、鬼ボルト等を使用する (第 247 圖参照)。

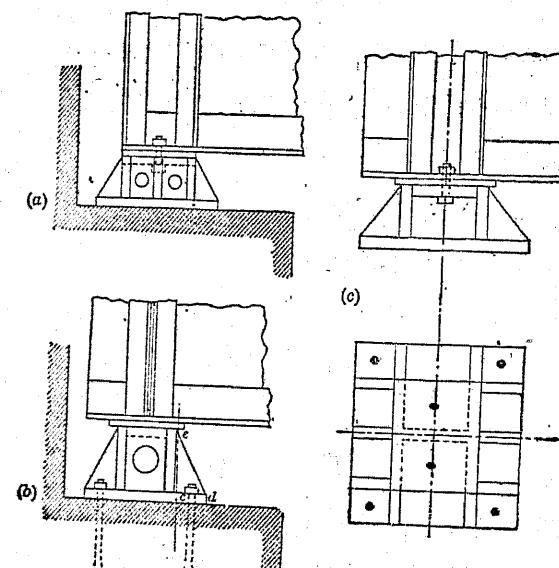


牀板直下には特に床石 Bed stone として花崗石、安山岩等の堅石を使用する事もあり又混擬土のみにて床石を省略する事もある、床石を使用する

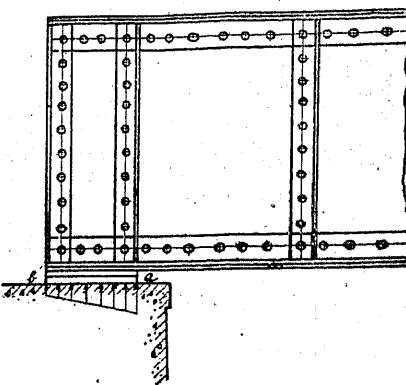
る場合には其の上に鉛板を挿入して床石と牀釘との接觸を完全ならしめる事もあるが混凝土には其の使用を禁じて居る。

以上は支承の構造として最も簡単なるものである、此の構造に於ては支承面の反力の分布は必ずしも全面均等ではなく第248圖に示すが如く鉄桁の撓みと共に支壓強度は支承のa端に於て大にしてb端に於て小である、故に斯る支承は7米以下の徑間に使用し、夫れ以上の徑間長に於ては第249圖に示すが如き特殊な構造をなす丈の高い鐵鋼牀釘を使用し石工に於ける支壓強力を成る

第 2 4 9 圖



第 2 4 8 圖

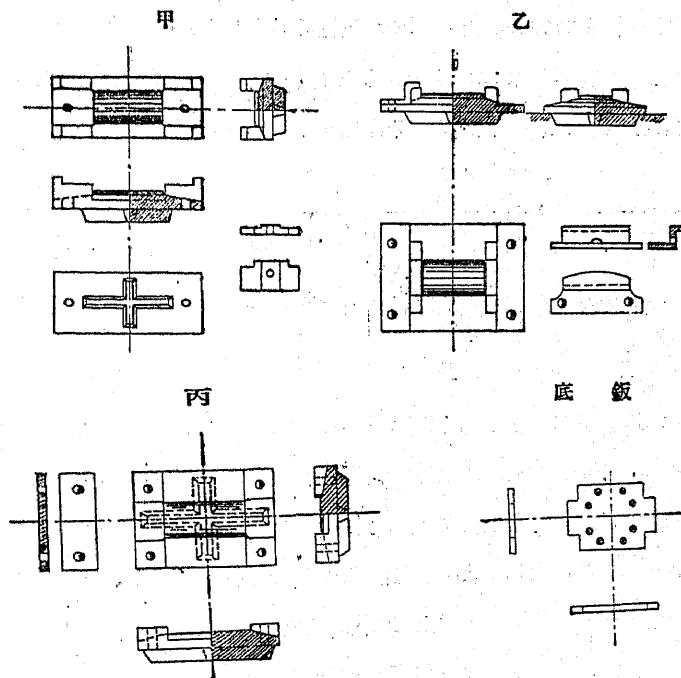


可く均等ならしめるのである。

(b) 線支承 Line bearing.

第250圖に示す支承は7米乃至20米の鉄桁に使用せられるもので主桁に取付けられた底板が上面拱形に仕上げた鐵鋼製牀釘(杏)の上に載つた

第 2 5 0 圖



ものである、斯る構造のものは面支承ではなく線支承となる、底板の厚は前同様 20~30mm. とし固定端に於ては牀釘に附隨する肋と底板の凸部にて固定し、可動端に於ては兩者の間に鉄桁が溫度の變化に依つて伸縮し得る丈の間隙を設ける、尚地震等の上下動に具へる装置をも設備する。

鐵鋼製牀釘(杏)を使用する場合には牀釘の裏面に縦横に凸形十字を鏽造し石工に造られた凹形十字に適合し其の間隙は膠泥を填充して兩者を密

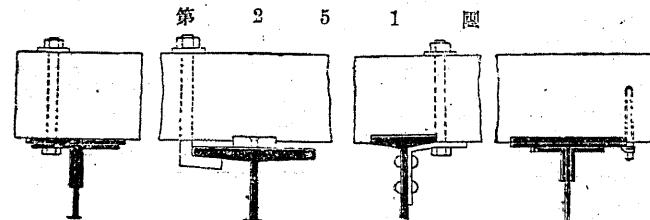
着せしめるのである。

徑間長 20~25 米の橋桁に於ては更に搖承鉗 Rocker pin 及搖承沓 Rocker shoe を使用する、是等の構造は後章單構橋に於て詳述する。

§ 60. 鋼桁橋の床部構造 Floor constructions of plate girder bridges.

(a) 鐵道橋.

鐵道橋の床部には開床 Open floor と閉床 Solid floor との二種ある、開床の構造は大略第 210 圖に示すが如く上路橋に於ては桁の上に直接枕木を置き枕木と桁の突縁との接する部分は枕木を約 3cm. 合缺ぎとなし且二本

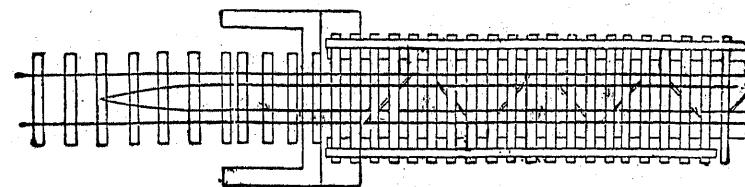


置き位に第 251 圖に示すが如く釣錐 Hook bolt 或はボルトを以て突縁に取付ける、下路橋に於ては主桁の格點の繫板に床桁を聯結し更に縦桁を使用し縦桁の上に枕木を敷設する、枕木を縦桁に取付ける方法は上路橋の場合と同一である、而して此の構造細部は構橋と同一である。

尙徑間稍長き橋梁及軌道が橋上にて曲線をなす場合には軌條の外側に護輪材 Guard timber 或は護輪軌條 Guard rail を用ひ時としては兩者を軌條の内外兩側に取付ける（第 252 圖参照）、護輪材の寸法は幅 20cm、厚 12~15 cm. にして各枕木には 3cm. 位の合缺ぎとし二本置き位にボルトを以て枕木に取付ける、内側の護輪材は主として軌條を用ひ本軌條との間隔は 100mm. 以上とする、第 253 圖は特殊なる護輪材の實例である。

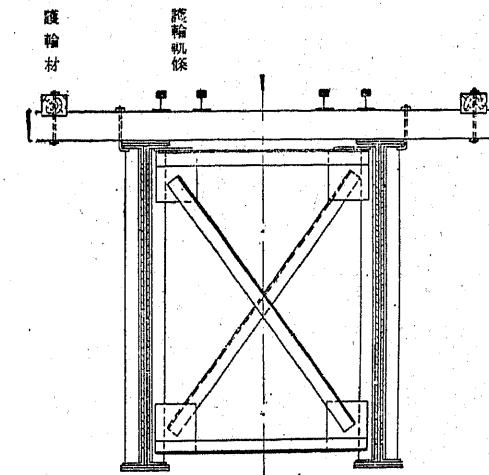
橋上に於ても線路が曲線をなす場合には高度 Cant を付すべく曲線の外側 Convex side の軌條を高くする、斯る場合には普通第 254 圖の如く枕

第 252 圖

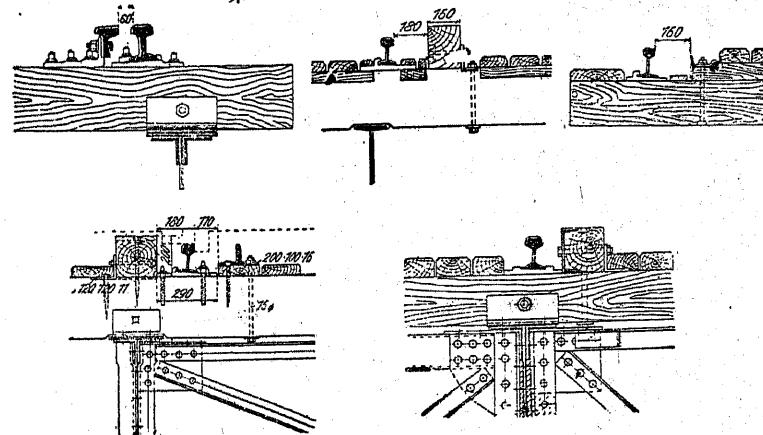


木の合缺ぎの程度を異にしたり(甲)、或は枕木と桁との間に楔形の墳材を挿入する(乙)、又は支承の高を變化して橋梁全體を傾けた實例もある。

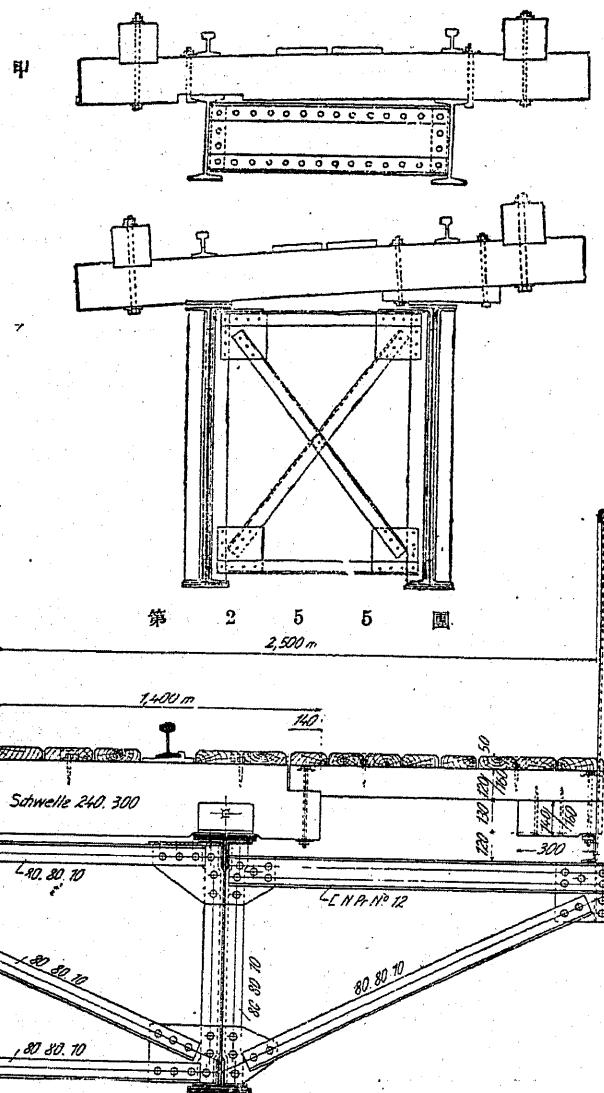
鐵道線路が道路の上を横断する場合橋下より列車の底部を見得る事は通行者に對して甚だ不安の



第 253 圖



第 254 圖



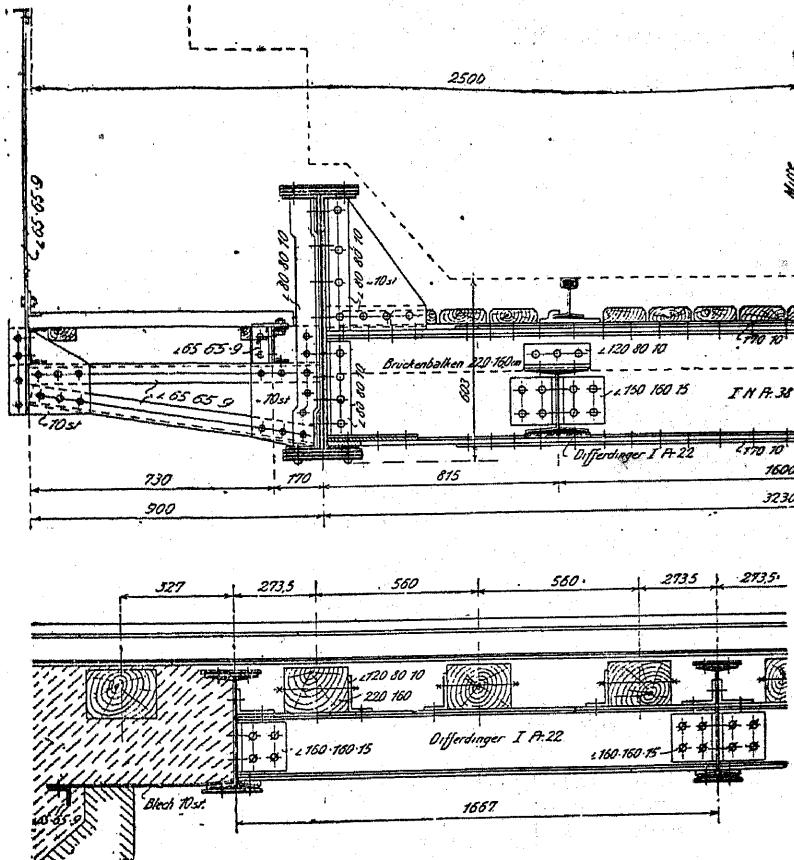
念を抱かしめるものである、且灰、石炭、油、雨水及污水の落下する事を防止し同時に噪音抑制の目的を兼ねて市街の跨線橋及之に類似の橋梁に於

ては閉床とするのである、閉床の床張に使用するものは敷板、筋筋混凝土版及バッカル プレート Buckle plate 等の型板である。

第 255 圖及第 256 圖は敷板を使用したもので閉床としては決して完全なものとは云ひ難い。

第 257 圖乃至第 262 圖は型板を使用したのである、型板にも種々な種類があり各の設計及算方法は單構橋床部構造にて詳述する。

第 256 圖



第257圖及第258圖に使用せられる型板……

バツクル プレート Buckle plate.

第259圖に使用せられる型板……ハング プレート Hang plate.

第260圖及第261圖に使用せられる型板……

トラフ プレート Trough plate.

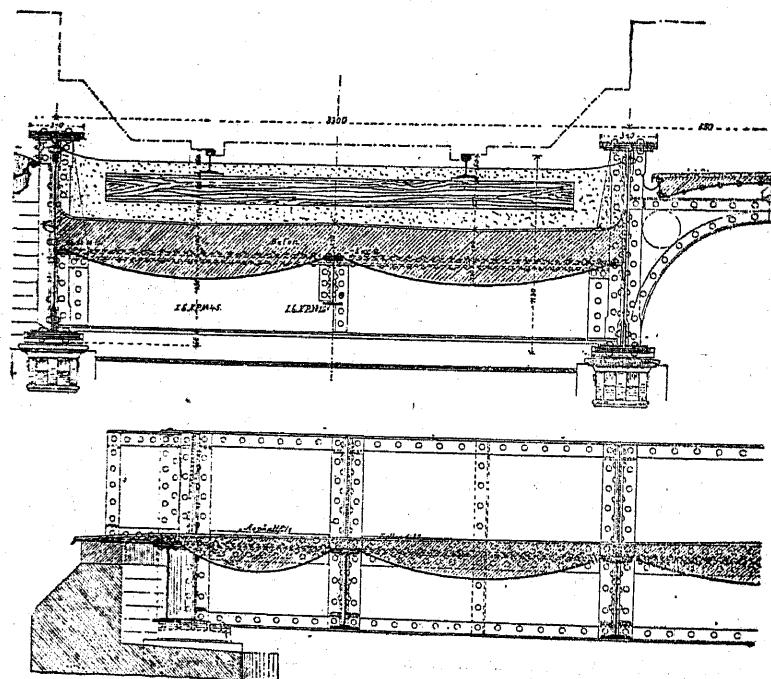
第262圖に使用せられる型板……

ヴァンゼリン プレート Vantherin plate.

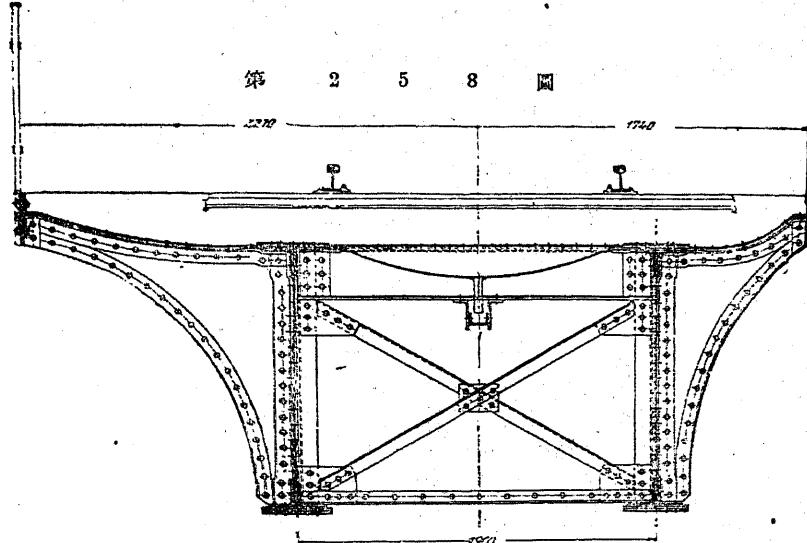
第263圖は鉄筋混凝土版を使用したものである。

第264圖及第265圖は米國に於ける上路及下路鉄骨橋の實例である。

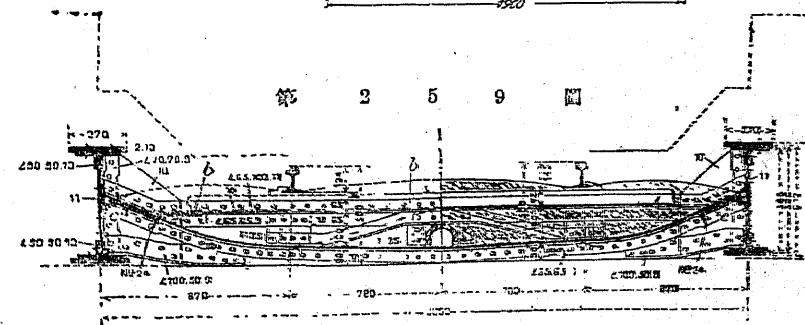
第 2 5 7 圖



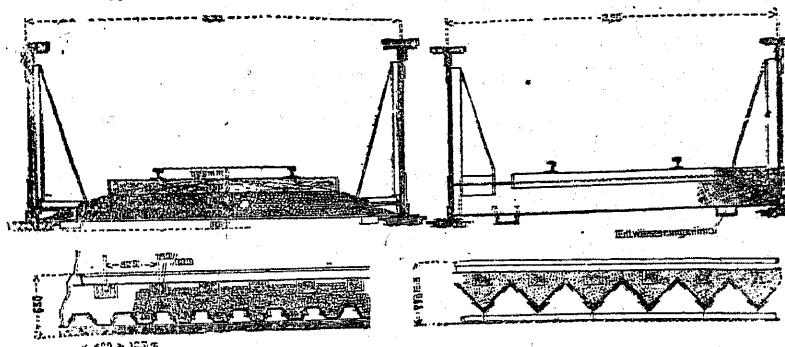
第 2 5 8 圖



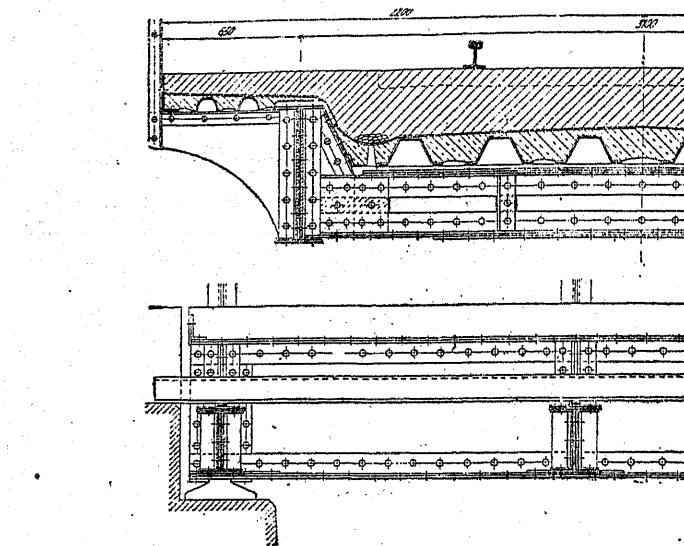
第 2 5 9 圖



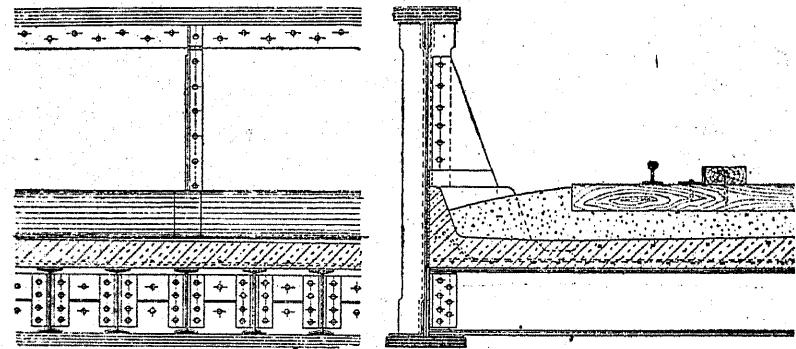
第 2 6 0 圖 第 2 6 1 圖



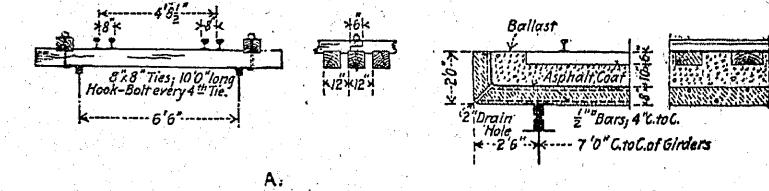
第 2 6 2 圖



第 2 6 3 圖

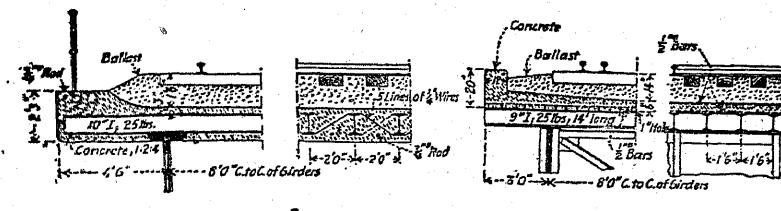


第 2 6 4 圖



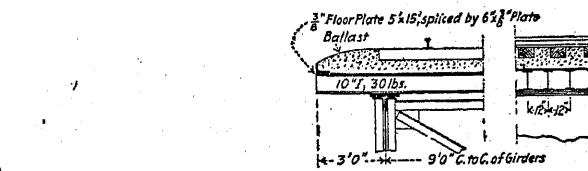
A.

B.

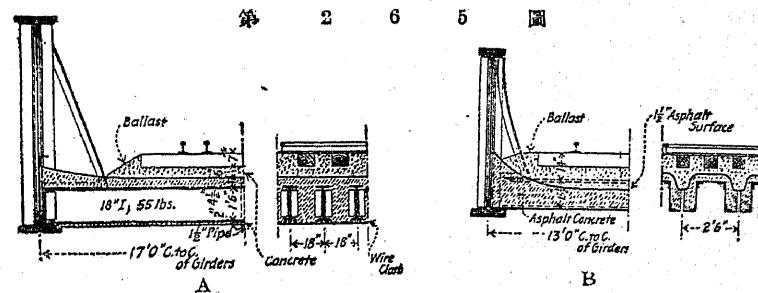


C.

D.

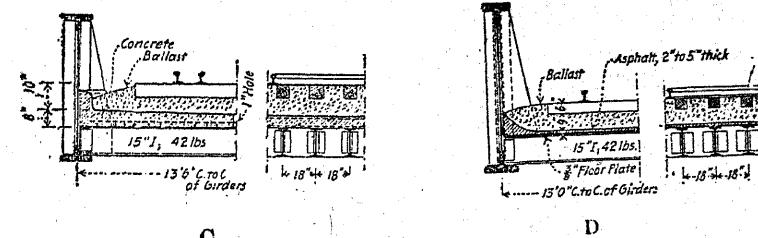


E.



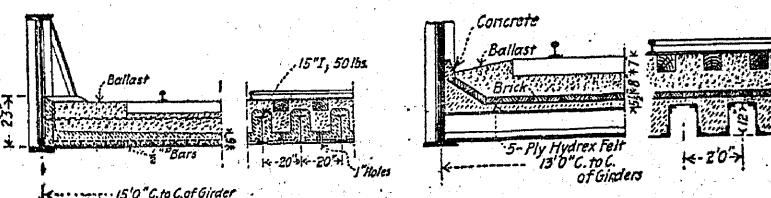
A.

B.



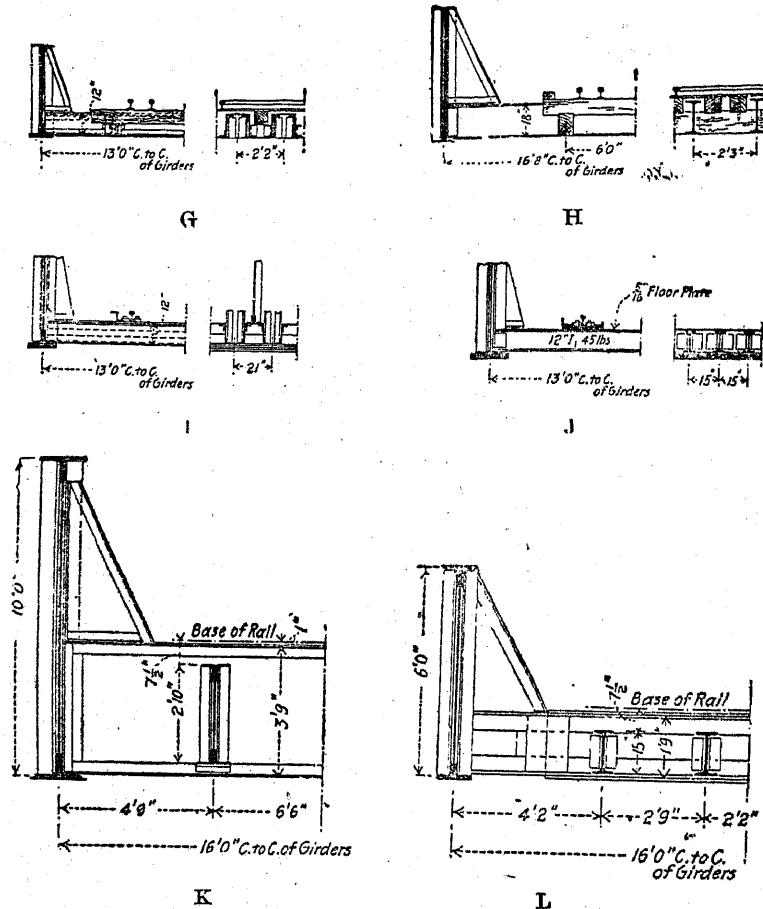
C.

D.



E.

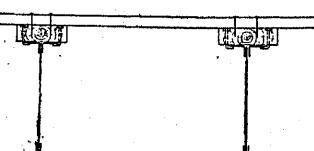
F.



(b) 公道橋。

公道橋の床部は専ら閉床である、敷板を使用する場合には上路橋に於ては第 266 圖に示すが如く敷板を打付ける爲且突縁の鉄頭を均す爲に突縁と敷板との間に均木を挿入し之を鉤錐に依り鈑桁に取付ける、若し橋面に縦横断勾配を付ける必要がある場合には此の均木を利用する、又下路橋に於ては第 267 圖に示すが如く縦桁より木材を使用し縦桁

第 266 圖



と床桁との連絡は床桁に山形鋼若くは曲げた鋼板を鋲接し縦桁を其の上に載せボルトを以て取付ける。

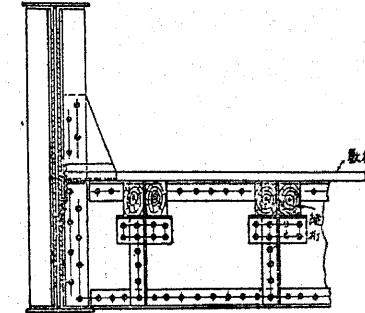
鉄筋コンクリートスラブを使用する場合には下路橋に於ては其の構造全然構橋の床部と同一である(第二巻單構橋を参照)、上路橋に於て鈑桁の間隔 2 米以下の場合には床桁及縦桁を省略して直接鉄筋コンクリートスラブを主桁の上に施設する。

第 268 圖甲は鈑桁の上に直接スラブを置いたものでスラブは鈑桁に直角の方向に桁の働きをなすのである、而してスラブの計算は単桁と假定する故桁の直上にて切つても差支へない譯であるけれども實際スラブは連續的に施工され鐵筋も長さの許す限り數徑間に亘つて連續される故に一種の連續桁となり鈑桁上の附近に於て負の彎曲率を生ずる、従つて計算は単桁と假定せられても鐵筋を上下複列とするか或は下側鐵筋を鈑桁上附近にて彎曲して負彎曲率に對応するのである。

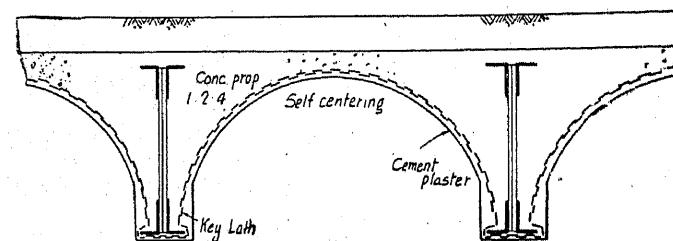
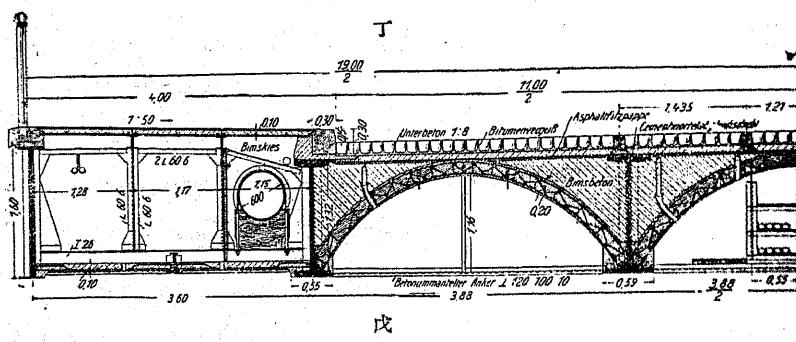
第 268 圖

以上の構造は甚だ簡単であつて斜橋にも利用し得るけれどもスラブが桁の上に載るだけ橋梁の厚さを増加する、東京市の實例の如く出来る丈橋の厚を薄くし度い箇處に於ては乙圖の如くスラブは鈑桁の間に落し腹板に鋲接せられた山形鋼にて支持せられる構造とする、斯る構造に於てはスラブは完全に単桁の作用をなし支承となる山形鋼を

第 267 圖



腹板に聯結する鉄には稍ともすれば張力を惹起する傾向がある、且橋面を浸透した水は飯桁に沿うて浸入し腹板とスラブ受の山形鋼とを緊結する鉄に悪影響を及



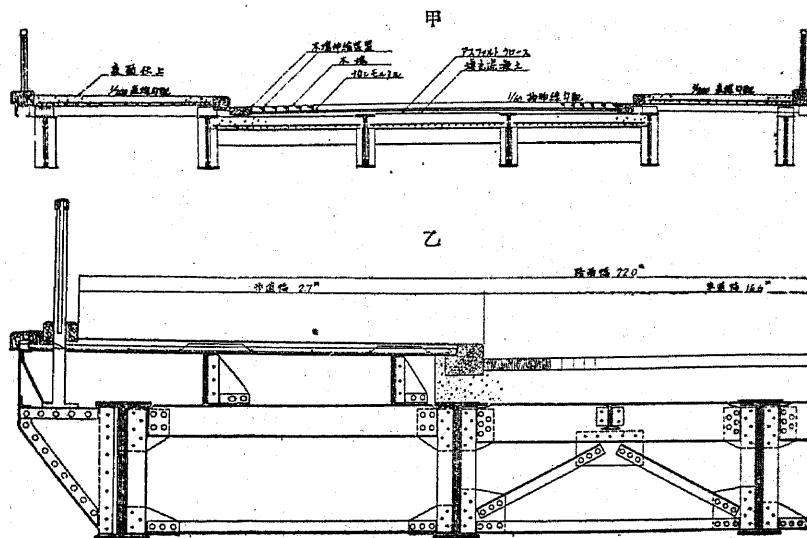
ぼす、又飯桁の突縁幅下のスラブの混凝土は完全なる施工を期待する事が不可能であつて構造としては甲圖に劣る、然し斜橋には容易に使用し得る構造である。

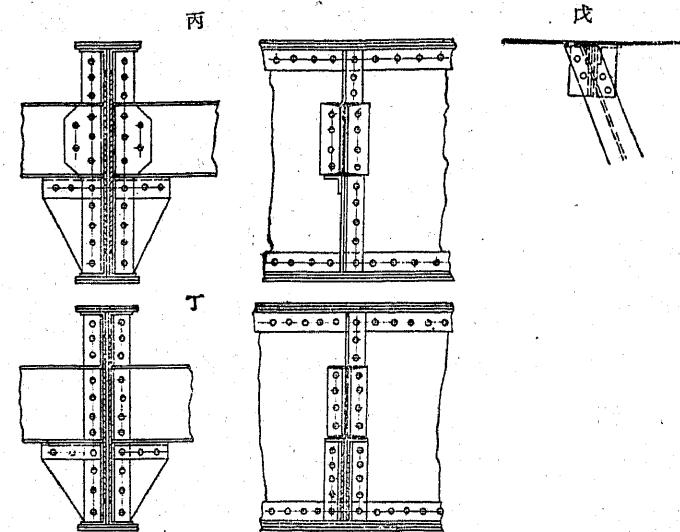
丙及丁圖は小なる徑間或は跨線橋等に於て橋下を列車が通過する爲煤煙により主桁が腐朽する懸念のある場合に主桁全部をスラブ混凝土の内に入

れたものである、戊圖は同様なる場合 ハイ リブ Hy-Rib 及 セルフ センタリング Self centering 等の鋼網を以て飯桁又は工形桁を包み桁間スラブは混疑土拱とし鋼網を型枠更りに使用したものである、斯る構造は型枠節約の點より一時使用せられたものであるが鋼網の方向によつて混疑土のセメント汁の流出甚しく且丙及丁と共に應力も不確實にして且死荷重の増加も甚大なるを以て特殊の場合の外現在は使用せられない。

主桁の間隔が 2 米以上となる場合には鐵筋混疑土スラブを第 268 圖の如く主桁を支承とする單衍とする時は其の所要厚も相當大となり死荷重を増加する、斯る場合には適當なる間隔に主桁の補剛材に床桁を取付け鐵筋混疑土スラブは床桁を支承とする桁とする、床桁としては工形鋼或は山形鋼二個より成る組合材を使用する、斷面も相當大なるものを要し夫れ丈鐵材を増加する且斜橋に使用する事が割合に難しい事が缺點である、第 269 圖は床桁と主桁補剛材の取付方法を示す。

第 2 6 . 9 圖

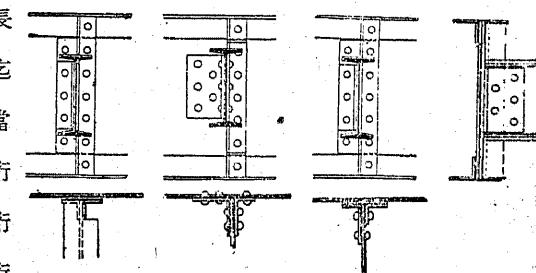




甲圖は床桁に工形鋼を使用したるものである、工形鋼は主桁の腹板補剛材の外出せる脚の片面に取付けられる、此の際工形鋼の幅に相當する部分の上下突縁の片側を除去し腹板を補剛材の外出せる脚に鉄結するのである、故に主として鉄の強度は單剪断となる或は更に工形鋼の高に相當する位の山形鋼を工形鋼の腹板の上に當て鉄の強さを工形鋼の腹板厚の支圧力とする事がある(第270圖参照)。

以上の構造に於て注意すべき事は床桁の長は主桁の補剛材の中迄突込む爲其の長も相當長く且現場組立は主桁全部を架渡した後床桁を取付けるを以て主桁の補剛材の間隔が密なる場合には假令ひ主桁の間に床桁を落込み得たとし

第 270 圖



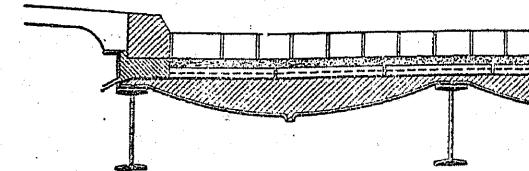
て之を所定の位置に迄持込む爲に他の補剛材の外出せる脚が障害となる事である、斯る場合には乙圖の如く工形鋼を約主桁の突縁の最端縁間の長とし補剛材と工形鋼との聯結には繫鉄を用ひ現場施工とする、乙圖の場合には繫鉄一枚のみ使用するを以て聯結鉄の強度は單剪断であるが若し繫鉄を補剛材及工形鋼の腹板の兩側に使用する時は聯結鉄の強度は支圧強となるのである。

丙及丁圖は床桁の位置の補剛材を切斷し直接主桁の腹板に床桁を取付けるものである、此の場合に於ては床桁の工形鋼の突縁は全然途中に於て切り取る必要がなく床版全幅員に對する支承となる、丙圖の場合には山形鋼二枚を以て工形鋼の腹板を挟み主桁に聯結し工形鋼の下の持出し Bracket を補助とする、丁圖は工形鋼の下の持出しを以て床部の支承とし工形鋼の腹板と山形鋼との聯結を補助とした實例である、丁圖は斜橋の場合に使用して甚だ便利なる方法である(戊圖参照)、普通斜橋の床桁取付は斜度小なる場合には床桁を曲げるか或は取付山形及鉄を曲げるけれども斜度の大なる場合には取付山形及鉄を曲げる事は鉄打工を不可能ならしめるを以て床桁を曲げるるのである、此の場合若し丁圖の如き構造となす時は何等其の必要がない、一般に斜橋の設計に於ては出來得る限り同一平面の接合を避け上下に重ねる様に心掛くべきである、又床版の厚を減ずる爲支承を縦横に設け四邊に支へられたスラブとする、然しそは構橋の床部等大なる徑間に於て使用せられ鉄桁の床版としては餘り使用されない。

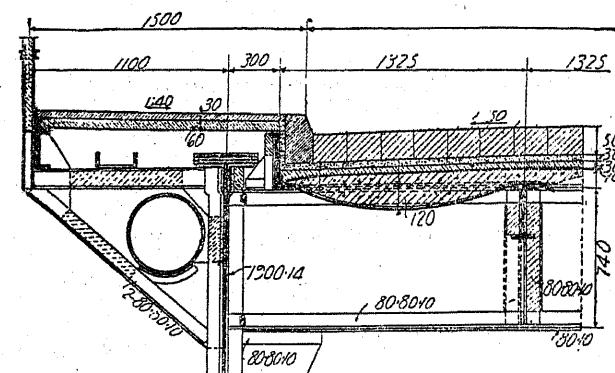
第271圖より第278圖は公道橋鉄桁床部構造を示すものである。

第279圖は非常に大なる徑間を必要とする場合鉄桁を槽状形となしたる實例である、又第280圖は外觀はラーメンの型式であるが支承構造を一端は鉄とし他端は輻子とした實例で靜力學決定構造物である。

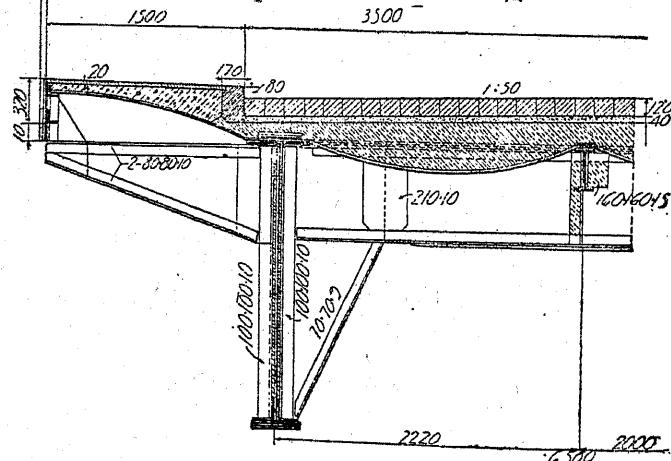
第 2 7 1 圖



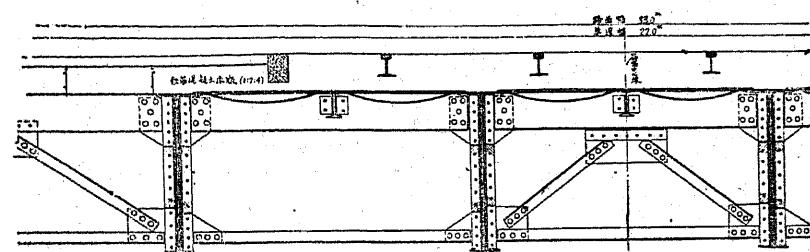
第 2 7 2 圖



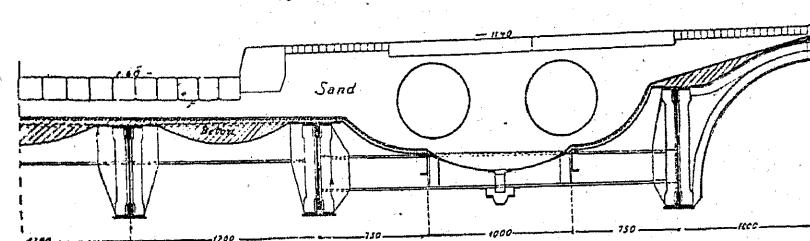
第 2 7 3 圖



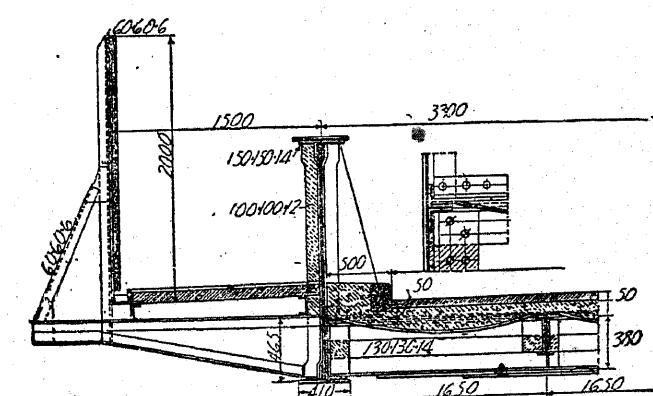
第 2 7 4 圖



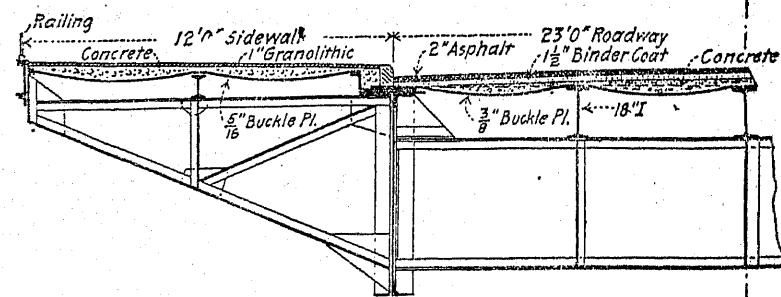
第 2 7 5 圖



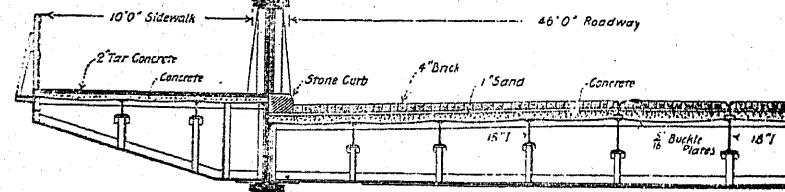
第 2 7 6 圖



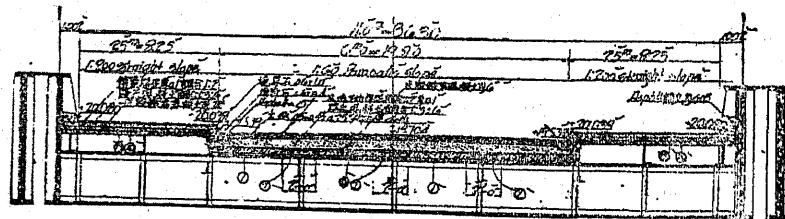
第 277 圖



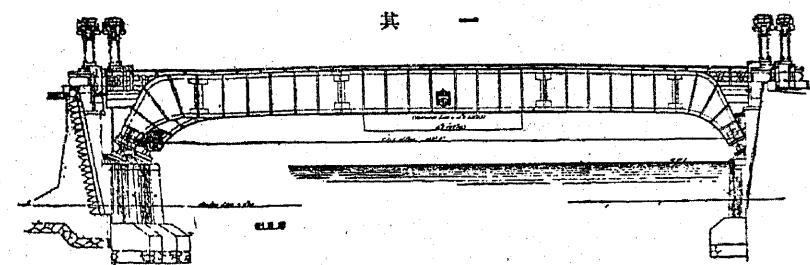
第 278 圖



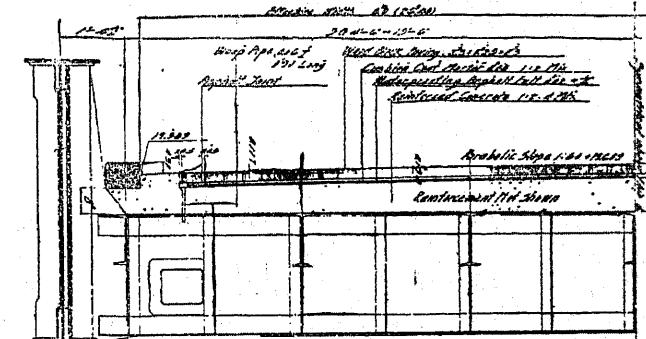
第 279 圖



第 280 圖



其 二



§ 61. 傾きたる突縁を有する飯桁 Plate girder with inclined flange.

飯桁の多くは上下の突縁は共に水平である、然し外觀及其他の目的より水平ならざる而も平行ならざる飯桁を使用する、又迴轉臺 Turn table、廻り舞臺其他建築用飯桁には其の實例が頗る多い。

今第 281 圖の飯桁断面 A—A に於て

M 外力による彎曲率.

V 外力による垂直剪力.

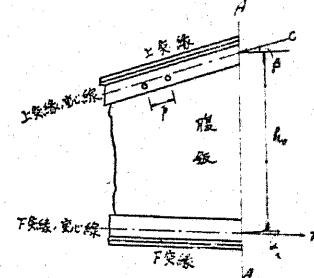
S 腹板に作用する剪力.

C (壓力) 上突縁の全應力.

T (張力) 下突縁の全應力.

h_o 上下突縁重心間距離.

第 281 圖



α 及 β ……上下突縁の水平線となす角。

とすれば

$$T = \frac{M}{h_0 \cos \alpha} \text{ 及 } C = \frac{M}{h_0 \cos \beta}, \quad (113)$$

となる。今突縁の許容抗曲應力を各 f_t 及 f_c とすれば上下突縁の所要斷面積 A_t 及 A_c は

$$\left. \begin{aligned} A_t &= \frac{T}{f_t} - \frac{A_w}{8} = \frac{M}{f_t h_0 \cos \alpha} - \frac{A_w}{8} \\ A_c &= \frac{T}{f_c} - \frac{A_w}{6} = \frac{M}{f_c h_0 \cos \beta} - \frac{A_w}{6} \end{aligned} \right\} \quad (114)$$

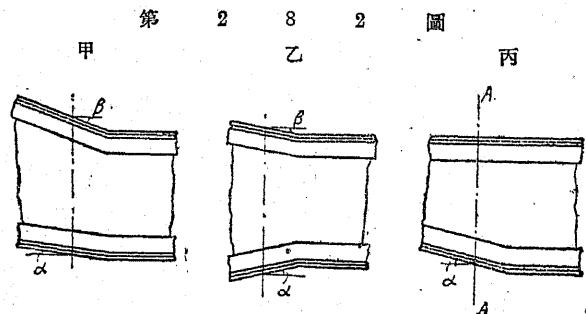
にて求め得られる、又腹板に於ては

$$\Sigma V = V - T \sin \alpha - C \sin \beta - S = 0$$

として (113) 式を代入すれば

$$S = V - \frac{M}{h_0} (\tan \alpha + \tan \beta) \quad (115_a)$$

を得、而して (115_a) 式に於ける正切の符號は専ら突縁の傾斜の方向に依つて變化する、乃ち第 282 圖に於て



$$\text{甲の場合に於ては } S = V - \frac{M}{h_0} (\tan \alpha - \tan \beta) \quad (115_b)$$

$$\text{乙の場合に於ては } S = V - \frac{M}{h_0} (-\tan \alpha + \tan \beta) \quad (115_c)$$

$$\text{丙の場合に於ては } S = V - \frac{M}{h_0} \tan \alpha \quad (115_d)$$

となる、又腹板の許容抗剪應力を f_s とし腹板の厚を t_w とすれば

$$t_w > \frac{S}{h_w f_s} \quad (116)$$

でなくてはならない。

次に突縁と腹板とを接合する鉄の鉄距計算は § 55. に依つて求められた (95) 及 (96) 式の結果を適用し其の際 V の値を變化すれば可い。

乃ち第 281 圖の場合に於て

$$p \leq \frac{\rho h_0}{V - \frac{M}{h_0} (\tan \alpha + \tan \beta)} \times \frac{A_f' + \frac{A_w}{8}}{A_f'} \quad (117_a)$$

若し彎曲率が凡て突縁によつて抵抗せられるものとすれば

$$p \leq \frac{\rho h_0}{V - \frac{M}{h_0} (\tan \alpha + \tan \beta)} \quad (118_a)$$

となる。

又同様に第 282 圖甲乙及丙に適用して

甲の場合

$$p \leq \frac{\rho h_0}{V - \frac{M}{h_0} (\tan \alpha - \tan \beta)} \times \frac{A_f' + \frac{A_w}{8}}{A_f'} \quad (117_b)$$

$$p \leq \frac{\rho h_0}{V - \frac{M}{h_0} (-\tan \alpha + \tan \beta)} \quad (118_b)$$

乙の場合

$$p \leq \frac{\rho h_0}{V - \frac{M}{h_0} (-\tan \alpha + \tan \beta)} \times \frac{A_f' + \frac{A_w}{8}}{A_f'} \quad (117_c)$$

$$p \leq \frac{\rho h_0}{V - \frac{M}{h_0} (-\tan \alpha + \tan \beta)} \quad (118_c)$$

内の場合

$$p \leq \frac{\rho h_0}{V - \frac{M}{h_0} \tan \alpha} \times \frac{A_f' + \frac{A_m}{8}}{A_f'} \quad \dots \dots \dots (117_a)$$

$$p \leq \frac{\rho h_0}{V - \frac{M}{h} \tan \alpha} \quad \dots \dots \dots (118_a)$$

となる、以上は突縁の上に直接荷重せざる場合であるが直接荷重する場合には同様に (97) 式を多少修正すれば可い。

§ 62. 鋼桁の経済的高さ Economical depths of plate girders.

鋼桁の高は既に § 49. に於て述べた通りであるが之が決定は設計の最初に於て設計者の大いに迷はされるものであり而も設計の良否に甚大ある關係を有するものである。

今 M_o 鋼桁の絶対最大彎曲率 (英纏)。

h 鋼桁の高 (腹板及桁の有効高と同一と假定す) (纏)。

f 突縁の許容抗曲強度 (英/平方纏)。

t 腹板の厚 (纏)。

l 径間長 (米)。

とすれば鋼桁の全重量の内桁の高 h と共に變化する重量は

- a) 突縁. b) 腹板. c) 添接板 補剛材及墳材.

である。扱て上下の突縁は二つの山形鋼と一枚乃至三枚の蓋板が使用せられるものとし其の平均断面積を中央部の最大断面積の 80 % と見做す時は突縁の平均断面積は

$$2 \left(0.8 \times \frac{M_o}{f h} - \frac{ht}{8} \right) \text{ (平方纏)}$$

である、今鋼材 1cm. × 1cm. × 1m. の重量を w 英とすれば突縁の全重量は

$$2 \left(0.8 \times \frac{M_o}{f h} - \frac{ht}{8} \right) \times w \times l \text{ (英)}$$

である、又腹板の全重量は

$$t h \times w \times l \text{ (英)}$$

にして添接板及補剛材の重量は大體腹板の重量の 50%~70% なるを以て其の平均量をとり

$$0.6 t h \times w \times l \text{ (英)}$$

とする。

然る時は鋼桁の全重量 W

$$W = \left(1.6 \frac{M_o}{f h} - \frac{ht}{4} \right) w l + 1.6 t h \times w l \text{ (英)} \dots \dots \dots (119)$$

である、故に h の變化に對し W の最小値を求める時は

$$\frac{dW}{dh} = -1.6 w l \frac{M_o}{f h^2} + w l \left(1.6 - \frac{1}{4} \right) = 0$$

$$h = 1.1 \sqrt{\frac{M_o}{f t}} \quad \dots \dots \dots (120_a)$$

である、若し小なる徑間に於て突縁断面が桁の全長を通じて同一なる時は (120a) 式は

$$h = 1.2 \sqrt{\frac{M_o}{f t}} \quad \dots \dots \dots (120_b)$$

となる、以上は鋼桁の重量を最小となすべき鋼桁の高である、然し最も經濟的の桁と云ふことは必ずしも最小重量の桁と云ふ意味ではない、架橋地點の狀況、架設の難易及外觀等を考慮し § 49. に述べた範圍に於て大體本項にて求められた式を以て見當を付けるのである、東京市の實例に於ては本項に求められた値よりも多少低い桁高が適當して居る。

§ 63. 鋼桁の反り Camber of plate girders.

鋼桁には外觀の目的以外には反りを附することは殆ど無い、鋼鐵道橋設

計示方書第六十七條及鋼道路橋設計示方書案第九十五條に於ても明かに鉄
桁には反りを附せざることを規定して居る、但し非常に大なる徑間（25米
以上）に於て鉄桁を添接する場合には多少考慮することがある。

鉄桁に反りを附する場合には（活荷重+衝撃+死荷重）が載荷した場合に下突縁の線が水平以下たらざる様にする、乃ち桁高が径間長の $\frac{1}{10}$ なる時は反りを徑間長の $\frac{1}{1,200}$ とし桁高が徑間長の $\frac{1}{10}$ 以外なる時は

上式中 η ……反り.

l.....徑間長。

d.....桁高.

とするのである。

又縦手笛處に於ては反りによる彎曲角 ϕ (レヂアン radians) を

上式中 n ……添接の數.

とし端補剛材を突縁に直角に取付けるものとすれば其の垂直となす角面

φ' (レデアン) は

$$\phi' = \frac{nl}{3,000 d(n+1)} \quad \dots \dots \dots \quad (123)$$

とするのである。

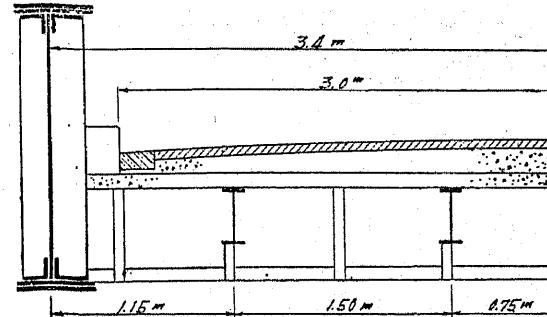
第 10 節 鋼桁橋設計實例

§ 64. 鋼桁橋設計實例.

市街橋（附圖 4 及 5 參照）。

(1) 設計要項.

第二章 圖



徑間長.....18.6m.

有効幅員 6.0 m. (歩車道區別なし)

型 式.....下路橋.

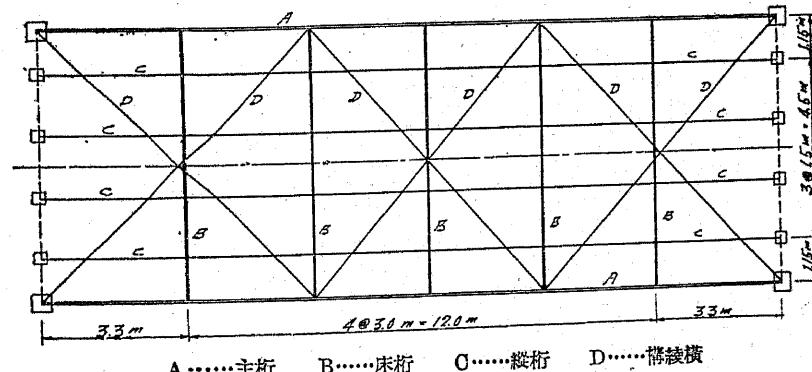
主軸の高…… 1.7 m.

路面鋪裝.....木塊

路面勾配……縱 $2\%(\frac{1}{50})$ ，橫 $0.167\%(\frac{1}{60})$ 各拋物線。

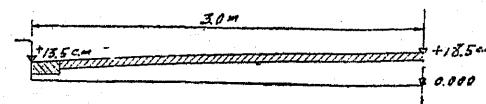
設計規定……鋼道路橋設計示方書案（一等橋）。

第 2 8 4 圖



(2) 床 張

第 2 8 5 圖

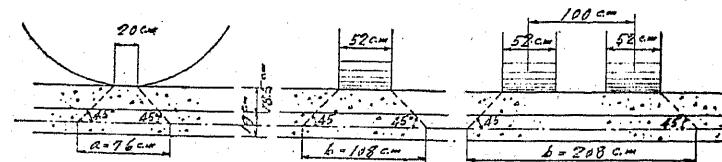


材 料	厚	重 量
木塊鋪裝	7.5 cm.	$1,000 \times 0.075 = 75 \text{ kg/m}^2$
膠 泥 (1:2)	3.0 cm.	$2,000 \times 0.03 = 60 \text{ kg/m}^2$
填充混凝土 (1:3:6)	8.0 cm.	$2,200 \times 0.08 = 176 \text{ kg/m}^2$
合 計		311 kg/m^2

(3) 鐵筋混擬土床版.

(a) 活荷重の分布.

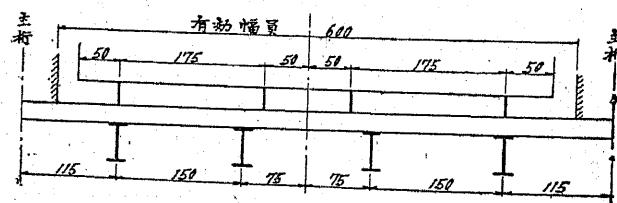
第 2 8 6 圖



(b) 活荷重による最大彎曲率.

第 2 8 7 圖

單位……釐 (以下同様)



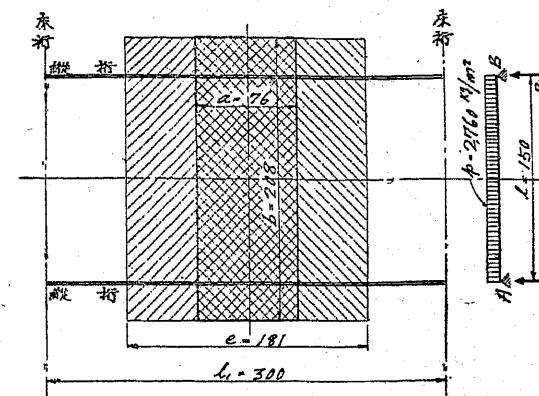
(イ) 自動車輪二個徑間に載る場合.

$$\text{床版の有効幅 } e = 0.7l + a = 0.7 \times 150 + 76 = 181 \text{ cm.}$$

$$\leq 200 + a = 276 \text{ cm.}$$

$$\leq l_1 = 300 \text{ cm.}$$

第 2 8 8 圖

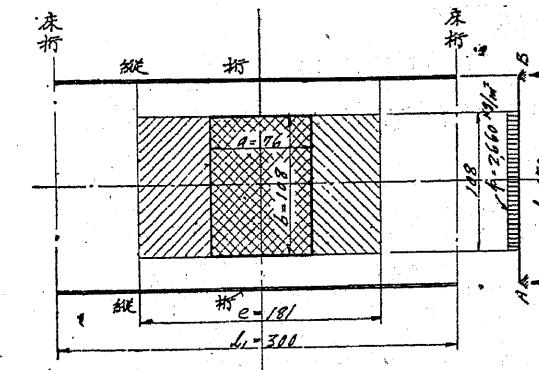


$$\text{活荷重度 } p = \frac{P}{e \times b} = \frac{5,200 \times 2}{1.81 \times 2.08} = 2,760 \text{ kg/m}^2$$

$$M_c = \frac{2,760 \times 1.5^2}{8} = 776.3 \text{ kg-m.}$$

(ロ) 自動車輪一個徑間に載る場合.

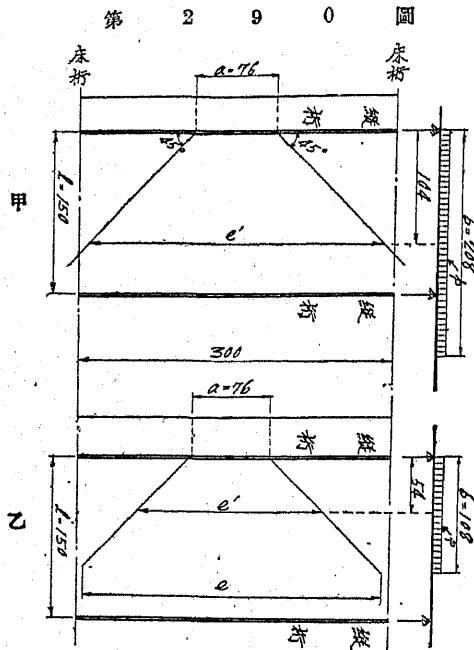
第 2 8 9 圖



$$p = \frac{5,200}{1.81 \times 1.08} = 2,660 \text{ kg/m}^2$$

$$M_c = \frac{2,660 \times 1.08}{2} \times \left(\frac{1.50}{2} - \frac{1.08}{4} \right) = 689.5 \text{ kg-m.}$$

(c) 活荷重による最大剪力.



床版の有効幅は

二輪の場合(甲) $e'=76+104 \times 2=284 > e=181$

一輪の場合(乙) $e'=76+54 \times 2=184 > e=181$

である故に

$V_o \text{ (二輪)} = 2,760 \times \frac{1.50}{2} = 2,070 \text{ kg.}$

$V_o \text{ (一輪)} = \frac{2,660 \times 1.08}{1.50} \times \left(1.50 - \frac{1.08}{2}\right) = 1,839 \text{ kg.}$

である。

(d) 死荷重による最大彎曲率及最大剪力.

床張の重量 $q'=311 \text{ kg/m}^2$

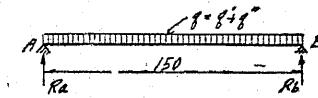
床版の重量 $q'' \text{ (厚 19 cm.)} = 2,400 \times 0.19 = 456 \text{ kg/m}^2$

$q=311+456=767 \text{ kg/m}^2$

$dM_o = \frac{767 \times 1.5^2}{8} = 215.7 \text{ kg-m.}$

$dV_o = \frac{767 \times 1.5}{2} = 575.3 \text{ kg.}$

第 291 圖



(e) 柱の最大彎曲率及最大剪力.

衝撃係数 = 0.39

$M_o = 776.3 \times 1.39 + 215.7 = 1,294.8 \text{ kg-m.}$

$V_o = 2,070 \times 1.39 + 575.3 = 3,452.6 \text{ kg.}$

(f) 断面決定.

$f = \text{鉄筋の許容抗張應力} \dots \dots \dots 1,300 \text{ kg/cm}^2$

$c = \text{混疑土の許容抗壓應力} \dots \dots \dots 45 \text{ kg/cm}^2$

$m = \frac{E_s}{E_c} = 15$

$\alpha = \frac{mc}{f+mc} = 0.841$

$k = \frac{c}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \alpha = 6.798$

$k' = f \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 1,152$

所要床版厚 $h = \sqrt{\frac{129,480}{100 \times 6.798}} = 13.8 \text{ cm.}$

有効厚を 15 cm. とし 4 cm. を鉄筋被覆厚とする

所要鐵筋量 $A_{st} = \frac{1,294.8 \times 100}{100 \times 1,152 \times 15} = 0.075 \text{ cm}^2$

12 mm. 徑鉄筋を 12.5 cm. の間隔に入れる

鐵筋斷面積 $\frac{1.131}{12.5} = 0.090 \text{ cm}^2$

剪力に對する検査

混疑土の剪斷力 $= \frac{V_o}{bh \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} = \frac{3,452.6}{100 \times 15 \times 0.886} = 2.6 \text{ kg/cm}^2$

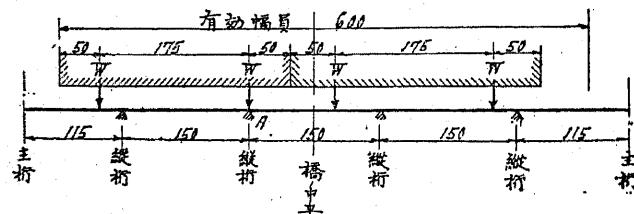
$$\text{鉄筋の附着力} = \frac{V_o}{ph\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} = \frac{3,452.6}{0.302 \times 100 \times 15 \times 0.886} = 8.6 \text{ kg/cm}^2$$

以上の結果よりして剪應力は充分であるが附着力が不足する結果となる。一般に公道橋の如く成る可く死荷重を減ぜんが爲床版を出來得る限り薄くする場合には多く附着力で支配せられる、斯くの如く強度は充分であるけれども附着力が不足する場合には床版の厚を増加し $h\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$ を増すか或は多少の事は鉄筋の面積に比して周囲面積の大なる細い鉄筋を多く使用して ρ を増加する。

(4) 縦 桁.

(a) 活荷重載荷状態.

第 2 9 2 圖



A なる縦桁の受ける集中荷重度を P とすれば

$$P = W + \frac{50}{150}W = \frac{4}{3}W$$

にして

$$P(\text{前輪}) = \frac{4}{3} \times 1,300 = 1,730 \text{ kg.}$$

$$P(\text{後輪}) = \frac{4}{3} \times 5,200 = 6,980 \text{ kg.}$$

である。

(b) 活荷重による最大彎曲率. ($l=3.0 \text{ m}$ 及 3.3 m)

示方書第二十二條第四項に依り M_o は

$l=3.0 \text{ m}$. に於て

$$M_o = \frac{6,980 \times 3.0}{4} = 5,198 \text{ kg-m.}$$

$l=3.3 \text{ m}$. に於て

$$M_o = \frac{6,980 \times 3.3}{4} = 5,717 \text{ kg-m.}$$

(c) 死荷重による最大彎曲率.

$$w = 767 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 767 \times 1.5 = 1,150 \text{ kg/m.}$$

$l=3.0 \text{ m}$. に於て

$$M_o = \frac{1,150 \times 3.0^2}{8} = 1,294 \text{ kg-m.}$$

$l=3.3 \text{ m}$. に於て

$$M_o = \frac{1,150 \times 3.3^2}{8} = 1,565 \text{ kg-m.}$$

(d) 活荷重による最大剪力

$l=3.0 \text{ m}$. 及 3.3 m . に於て共に

$$V_o = 6,980 \text{ kg.}$$

(e) 死荷重による最大剪力.

$l=3.0 \text{ m}$. に於て

$$V_o = \frac{1,150 \times 3.0}{2} = 1,730 \text{ kg.}$$

$l=3.3 \text{ m}$. に於て

$$V_o = \frac{1,150 \times 3.3}{2} = 1,900 \text{ kg.}$$

(f) 桁の最大彎曲率及最大剪力.

以上の如く計算せられた結果は示方書第二十六條に依つて輕減せられるのである。本例題は幅員二車線以上にして縦桁の間隔は 1.375 m . 以上であるから輕減の餘地がない、又衝撃係数は第十四條により 0.88 である。

$l=3.0\text{m.}$ に於て

$$\begin{array}{ll} {}_iM_o = 519,800 & {}_iV_o = 6,930 \\ {}_iM_i = 197,500 & {}_iV_i = 2,630 \\ \hline {}_dM_o = 129,400 & {}_dV_o = 1,730 \\ \hline \text{合計} & 846,700\text{kg-cm.} \quad 11,290\text{kg.} \end{array}$$

$l=3.3\text{m.}$ に於て

$$\begin{array}{ll} {}_iM_o = 571,700 & {}_iV_o = 6,930 \\ {}_iM_i = 217,200 & {}_iV_i = 2,630 \\ \hline {}_dM_o = 156,500 & {}_dV_o = 1,900 \\ \hline \text{合計} & 945,400\text{kg-cm.} \quad 11,460\text{kg.} \end{array}$$

(g) 断面決定.

$$\text{所要断面係数} = \frac{945,400}{1,300} = 727\text{cm.}^3$$

1-I 300mm.×150mm. @ 76.8kg. を使用するものとする、其の断面係数 $W=981.3\text{cm.}^3$ である。

$$\begin{aligned} \text{自重による彎曲率 } {}_dM'_o &= \frac{76.8 \times 3.0^3}{8} = 86\text{kg-m.} \\ &= \frac{76.8 \times 3.3^3}{8} = 105\text{kg-m.} \end{aligned}$$

$$M_o(l=3.0\text{m.}) = 846,700 + 8,600 = 855,300\text{kg-cm.}$$

$$M_o(l=3.3\text{m.}) = 945,400 + 10,500 = 955,900\text{kg-cm.}$$

従つて最大縫應力 σ_o は

$l=3.0\text{m.}$ に於て

$$\sigma_o = \frac{855,300}{981.3} = 872\text{kg/cm.}^2$$

$l=3.3\text{m.}$ に於て

$$\sigma_o = \frac{955,900}{981.3} = 974\text{kg/cm.}^2$$

(h) 柄端の鉄接.

鉄の強さは工形鋼の厚 1.15cm. の現場打支壓強 (19mm. ϕ 鉄) なる故

第 9 表により

$$\rho = 3,496\text{kg.}$$

にして

$$V_o = 11,290 + 76.8 \times 1.5 = 11,410\text{kg.} (l=3.0\text{m.})$$

$$\text{及 } V_o = 11,460 + 76.8 \times 1.5 = 11,580\text{kg.} (l=3.3\text{m.})$$

なるを以て所要鉄数 n は

$$n = \frac{11,410}{3,496} = 3.3 \quad \text{及 } \frac{11,580}{3,496} = 3.3$$

であつて實際には 7 本使用する。

(i) 剛 度.

(43) 式により

$l=3.0\text{m.}$ に於て

$$S = \frac{24}{5} \times \frac{2,100,000 \times 30}{872 \times 300} = 1,157$$

$l=3.3\text{m.}$ に於て

$$S = \frac{24}{5} \times \frac{2,100,000 \times 30}{974 \times 330} = 941$$

(5) 床 柄.

(a) 死荷重による最大彎曲率.

(イ) 自動車二臺載荷せる場合.

§ 23 に於て述べた方法により活荷重載荷状態を求める時は第 298 圖の

如くになる。

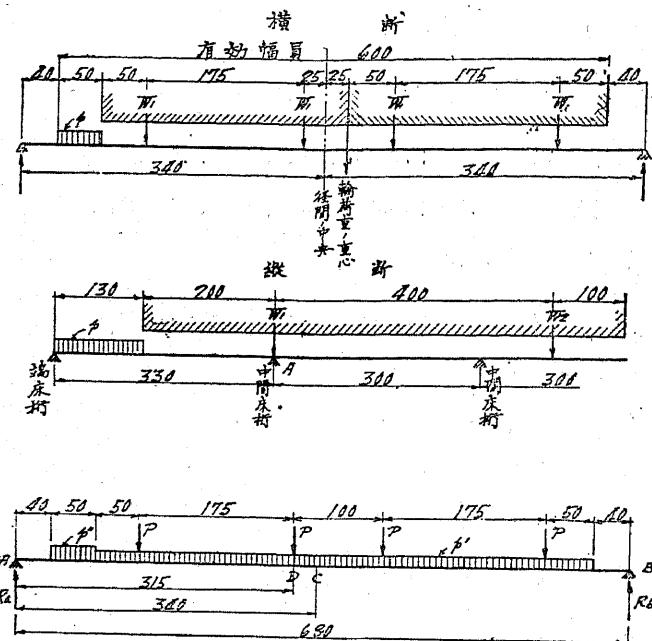
$$P = 5,200 \times 1.35 = 7,020\text{kg.} (\text{衝撃係数 } 35\%)$$

$$p = 500 \times 1.35 = 675\text{kg/m.}^2$$

$$p' = p \times \frac{1.30^2}{2 \times 3.30} = 170\text{kg/m.}^2$$

$$p'' = p \times \frac{3.0 + 3.3}{2} = 2,130\text{kg/m.}^2$$

第 2 9 3 圖



先づ集中荷重のみによる彎曲率 $\mu M_D'$ を求める。

$$R_a = \frac{P \times 1.75 + 2P \times 1.00 + 3P \times 1.75 + 4P \times 0.9}{6.8} = \frac{12.6}{6.8} P$$

$$\begin{aligned} \mu M_D' &= R_a \times 3.15 - P \times 1.75 = P \times \left(\frac{12.6}{6.8} \times 3.15 - 1.75 \right) \\ &= 7,020 \times 4.09 = 28,712 \text{ kg-m.} \end{aligned}$$

次に等布荷重のみによる彎曲率 $\mu M_D''$ を求める、此の際横断面圖左隅 50 cm. の間に p が載荷すると云ふ様な事は想像も出来ないので $p'' = p'$ と假定する。

$$R_a = 170 \times 3.0 = 510 \text{ kg.}$$

$$\mu M_D'' = R_a \times 3.15 - \frac{170 \times 2.75^2}{2} = 964 \text{ kg-m.}$$

従つて

$$\mu M_D = 28,712 + 964 = 29,676 \text{ kg-m.}$$

である、次に試みに C 點の彎曲率を計算する。

$$\begin{aligned} \mu M_C' &= R_a \times 3.40 - (P \times 1.75 + 2P \times 0.25) = 7,020 \times 4.05 \\ &= 28,431 \text{ kg-m.} \end{aligned}$$

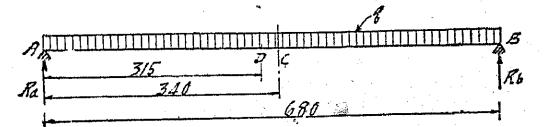
$$\mu M_C'' = R_a \times 3.4 - 510 \times 1.5 = 969 \text{ kg-m.}$$

$$\mu M_C = 28,431 + 969 = 29,400 \text{ kg-m.}$$

其の他自倒車一臺と群集荷重が載荷した場合及群集荷重のみ載荷した場合等があるけれども何れの彎曲率も上記のものより小である。

(b) 死荷重による最大彎曲率.

第 2 9 4 圖



$$\text{床張及床版の重量} \dots 767 \times \frac{3.0 + 3.3}{2} = 2,416 \text{ kg/m.}$$

床部の鐵材重量 180 kg/m² と假定する

$$180 \times 3.15 = 567 \text{ kg/m.}$$

$$q = 2,416 + 567 = 2,980 \text{ kg/m.}$$

$$R_a = \frac{2,980 \times 6.8}{2} = 10,130 \text{ kg.}$$

$$\mu M_D = 10,130 \times 3.15 - 2,980 \times \frac{3.15^2}{2} = 17,125 \text{ kg-m.}$$

$$\mu M_C = \frac{2,980 \times 6.8^2}{8} = 17,224 \text{ kg-m.}$$

(c) 桁の最大彎曲率.

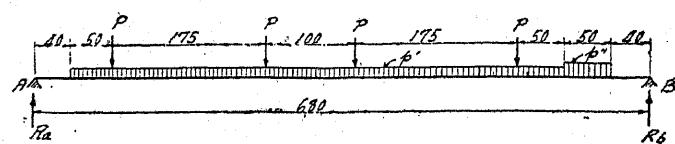
$$M_D = 29,676 + 17,125 = 46,801 \text{ kg-m.}$$

$$M_C = 29,400 + 17,224 = 46,624 \text{ kg-m.}$$

$$M_o = M_D = 4,680,100 \text{ kg-cm.}$$

(d) 活荷重による最大剪力.

第 295 圖



先づ集中荷重のみによる最大剪力 V_o' を求める。

$$\begin{aligned} V_o' &= \frac{P \times 1.75 + 2P \times 1.00 + 3P \times 1.75 + 4P \times 1.40}{6.80} \\ &= \frac{14.6}{6.8} P = 15,070 \text{ kg.} \end{aligned}$$

次に等布荷重のみによる最大剪力 V_o'' を求める、但し $p'' = p'$ と假定する。

$$V_o'' = p \times \frac{6.0}{2} = 510 \text{ kg.}$$

故に活荷重による最大剪力 V_o は

$$V_o = 15,070 + 510 = 15,580 \text{ kg.}$$

である。

(e) 死荷重による最大剪力.

$$V_o = 2,980 \times \frac{6.8}{2} = 10,130 \text{ kg.}$$

(f) 柄の最大剪力.

$$V_o = V_o + V_o = 15,580 + 10,130 = 25,710 \text{ kg.}$$

(g) 断面決定.

(イ) 腹 鋼.

1 PL. 600 mm. × 10 mm. を使用する、(83) 式により

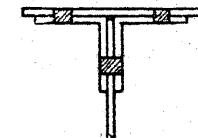
$$\tau_o = \frac{25,710}{60 \times 1} = 429 \text{ kg/cm}^2 < 1,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (許容抗剪應力)}$$

(ロ) 突 緣.

(79) 式により所要突縁純断面積 A_f' は

$$A_f' = \frac{4,680,100}{1,300 \times 60} - \frac{60 \times 1}{8} = 52.5 \text{ cm}^2 \quad \text{第 296 圖}$$

である、之により突縁断面を次の如く撰定し純断面積の計算に於ては鉢孔三個（使用鉢 19mm. 徑）を控除するものとする（第 296 圖参照）。



使用材料 mm.	總断面積 cm ²	控除断面積 cm ²	純断面積 cm ²
2 Ls. 100 × 100 × 13	24.3 × 2 = 48.62	1.8 × (1.9 + 0.3) × 4 = 11.44	37.18
1 Pl. 250 × 10	25.0 × 1.0 = 25.0	1.0 × (1.9 + 0.3) × 2 = 4.40	20.60
	73.62	15.84	57.78

突縁断面の重心の位置を求める（蓋板の外側に基準線をとる）。

$$x = \frac{25.0 \times 0.5 + 48.62 \times (1.0 + 2.92)}{73.62} = 2.8 \text{ cm.}$$

$$h_o = 60.0 + 1.0 + 2.0 - 2.8 \times 2 = 57.4 \text{ cm.}$$

而して最大縁應力は

$$\sigma_o = \frac{4,680,100}{57.4 \times (57.78 + 7.5)} = 1,249 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_o = \frac{4,680,100}{57.4 \times (73.62 + 10.0)} = 975 \text{ kg/cm}^2$$

である、又突縁の許容縁應力は示方書第三十條により

$$\text{許容抗張應力} = 1,300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{許容抗壓應力} = 1,150 \text{ kg/cm}^2$$

である。

(h) 蓋板の長.

$$x_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{a_1}{A_f' + \frac{A_w}{8}}} = \frac{680}{2} \sqrt{\frac{20.60}{57.78 + 7.5}} = 191.0 \text{ cm.}$$

$$2x_1 = 382 \text{ cm.}$$

(i) 突縁と腹板とを連結する鉄

本例題に於ては活荷重は床版より縱桁を経て床桁に傳達せられる構造であつて § 55. a) に属すべきものである、従つて突縁と腹板とを結合する鉄は垂直荷重を突縁より腹板へ傳へる要はないのである、然し今第 297 圖により突縁の幅に相當する垂直荷重を傳達するものと假定すれば

$$\begin{array}{ll} \text{死荷重は} & \text{鋪 裝 (厚 7.5 cm.)} \quad 1,000 \times 0.075 = 75 \text{ kg/m}^2 \\ & \text{膠 泥 (厚 3.0 cm.)} \quad 2,000 \times 0.03 = 60 \text{ kg/m}^2 \\ & \text{混疑土 (厚 3.5 cm.)} \quad 2,200 \times 0.035 = 77 \text{ kg/m}^2 \\ & \qquad\qquad\qquad 212 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

にして床桁の端部に於ては蓋板がなく其の幅は 21 cm. なるを以て

$$w' = 0.0212 \times 21 = 0.45 \text{ kg/cm.}$$

である、又活荷重は

$$w'' = \frac{5,200 \times 1.35}{79 \times 47} \times 21 = 39.8 \text{ kg/cm.}$$

である、故に

$$w = 39.8 + 0.45 = 40 \text{ kg/cm.}$$

となる、尚 (96) 式中

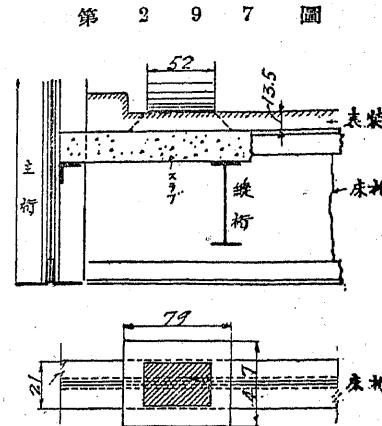
$$A_f' = 37.18 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sp}}{8} = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$h_0 = 60 + 1 - 2.92 \times 2 = 55.16 \text{ cm.}$$

$$V_o = 25,710 \text{ kg.}$$

$$\rho \cdots \text{10 mm. 鉄厚の19耗徑鉄支壓強} \left\{ \begin{array}{l} 3,610 \text{ (工場打)} \\ 3,040 \text{ (現場打)} \end{array} \right.$$



なるを以つて連結鉄の最小間隔は次の如くである。

$$p \leq \frac{3,610}{\sqrt{\left(\frac{25,710}{55.16} \times \frac{37.18}{44.68} \right)^2 + 40^2}} = 9.3 \text{ cm. (工場打)}$$

$$p \leq \frac{3,040}{\sqrt{\left(\frac{25,710}{55.16} \times \frac{37.18}{44.68} \right)^2 + 40^2}} = 7.8 \text{ cm. (現場打)}$$

(j) 床板を主桁に聯結する鉄

$$\rho = 3,040 \text{ kg. (10 mm. 鉄厚の 19 耗徑鉄現場打支壓強)}$$

$$\text{所要鉄數 } n = \frac{25,170}{3,040} = 8.3$$

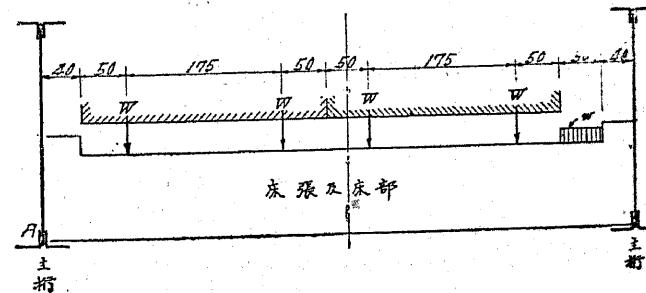
實際には 14 本使用す。

(k) 剛 度

$$S = \frac{24}{5} \times \frac{2,100,000 \times 57.4}{1,249 \times 680} = 685$$

(l) 主 桁

主桁の設計に於て荷重は床版、縫桁及床板を経て主桁に傳達せられ主桁に對しては所謂格點荷重として作用するのであるけれども計算には直接主桁に傳達せられるものと假定する、第 298 圖は主桁 A が最大應力を受ける載荷状態である。



集中荷重 W が主桁 A に作用する割合 P は

$$P = \frac{W \times 1.75 + 2W \times 1.00 + 3W \times 1.75 + 4W \times 1.40}{6.8} = \frac{14.6}{6.8} W$$

である、又自動車の前後に等布荷重を満載すれば

$$p = w \times 3.0$$

である、尙自動車二台の幅員は 5.5m なるを以て第 298 圖に示すが如く右限 50cm. の所に等布荷重を載荷し得るけれども實際には斯の如き状態は想像し得ないので之を省略する。

$$\text{衝撃係数 } i = \frac{20}{50 + 18.6} = 29\%$$

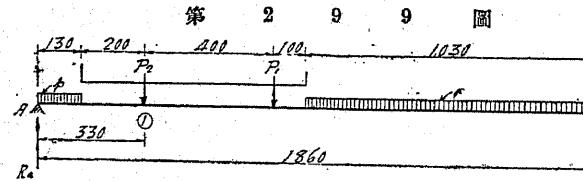
$$P_1 (\text{前輪}) = 1,300 \times \frac{14.6}{6.8} \times 1.29 = 3,600 \text{ kg.}$$

$$P_2 (\text{後輪}) = 5,200 \times \frac{14.6}{6.8} \times 1.29 = 14,400 \text{ kg.}$$

$$p = 500 \times 3.0 \times 1.29 = 1,940 \text{ kg/m.}$$

(a) 活荷重による最大彎曲率.

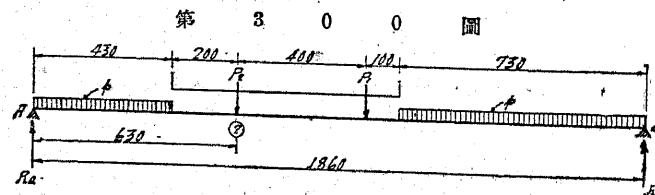
(イ) ① 格點.



$$R_a = \frac{1}{18.6} \left(1.30p \times 1.795 + P_1 \times 15.80 + P_1 \times 11.30 + 10.30p \times \frac{10.30}{2} \right) = 21,999 \text{ kg.}$$

$$M_1 = 21,999 \times 3.3 - 1.3p \times 2.65 = 65,913 \text{ kg-m.}$$

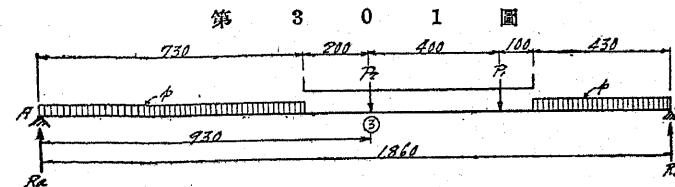
(ロ) ② 格點.



$$R_a = \frac{1}{18.6} \left(4.30p \times 16.45 + P_2 \times 12.30 + P_1 \times 8.30 + 7.30p \times \frac{7.30}{2} \right) = 21,286 \text{ kg.}$$

$$M_2 = 21,286 \times 6.3 - 4.3p \times 4.15 = 99,483 \text{ kg-m.}$$

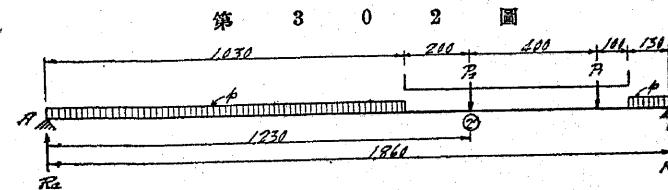
(ハ) ③ 格點.



$$R_a = \frac{1}{18.6} \left(7.30p \times 14.95 + P_2 \times 9.30 + P_1 \times 5.30 + 4.30p \times \frac{4.30}{2} \right) = 20,565 \text{ kg.}$$

$$M_3 = 20,565 \times 9.3 - 7.30p \times 5.65 = 111,289 \text{ kg-m.}$$

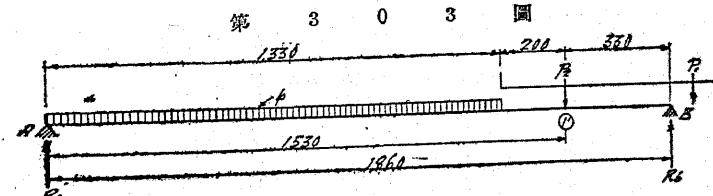
(イ) ② 格點.



$$R_a = \frac{1}{18.6} \left(10.30p \times 13.45 + P_2 \times 6.80 + P_1 \times 2.80 + 1.30p \times \frac{1.30}{2} \right) = 19,860 \text{ kg.}$$

$$M_4 = 19,860 \times 12.3 - 10.30p \times 7.15 = 101,407 \text{ kg-m.}$$

(ホ) ① 格點.



$$R_b = \frac{1}{18.6} (18.30p \times 6.65 + P_2 \times 15.30) = 21,124 \text{ kg.}$$

$$M_1 = 21,124 \times 3.3 = 69,709 \text{ kg-m.}$$

(b) 死荷重による弯曲率.

床張及床版の重量 767 kg/m.²

$$767 \times \frac{6.8}{2} = 2,608 \text{ kg/m.}$$

全鋼材の重量 360 kg/m.²

$$360 \times \frac{6.8}{2} = 1,224 \text{ kg/m.}$$

全死荷重度 $q = 2,608 + 1,224 = 3,830 \text{ kg/m.}$

$$M_1 = \frac{3,830 \times 3.3 \times 15.3}{2} = 96,688 \text{ kg-m.}$$

$$M_2 = \frac{3,830 \times 6.8 \times 12.3}{2} = 148,394 \text{ kg-m.}$$

$$M_3 = \frac{3,830 \times 18.6^2}{8} = 165,628 \text{ kg-m.}$$

(c) 柄の最大弯曲率.

$$M_1 = 69,709 + 96,688 = 166,397 \text{ kg-m.}$$

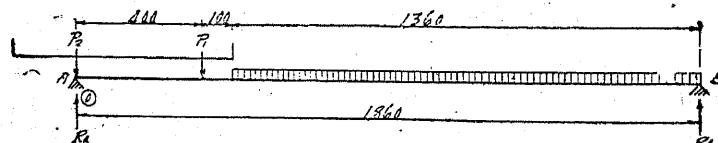
$$M_2 = 101,407 + 148,394 = 249,801 \text{ kg-m.}$$

$$M_3 = 111,239 + 165,628 = 276,867 \text{ kg-m.}$$

(d) 活荷力による最大剪力.

(イ) ① 格點.

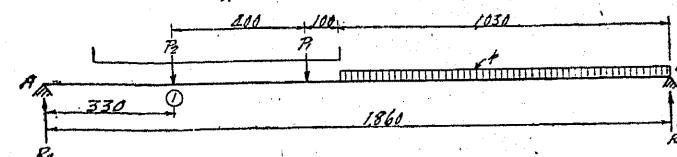
第 3 0 4 圖



$$V_0 = P_2 + \frac{1}{18.6} (P_1 \times 14.60 + 13.60p \times \frac{13.60}{2}) = 26,872 \text{ kg.}$$

(ロ) ① 格點.

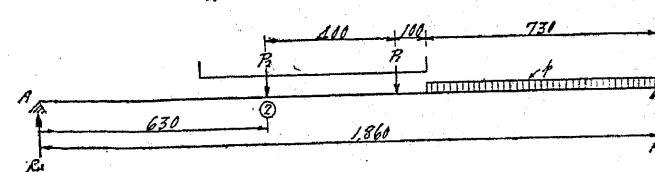
第 3 0 5 圖



$$V_1 = \frac{1}{18.6} (P_2 \times 15.30 + P_1 \times 11.30 + 10.30p \times \frac{10.30}{2}) = 19,565 \text{ kg.}$$

(ハ) ② 格點.

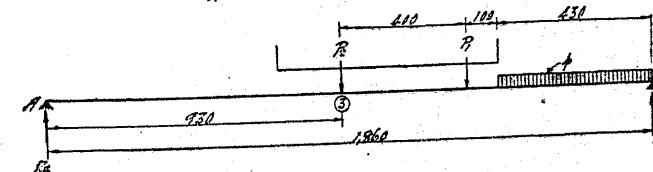
第 3 0 6 圖



$$V_2 = \frac{1}{18.6} (P_2 \times 12.30 + P_1 \times 8.30 + 7.30p \times \frac{7.30}{2}) = 13,908 \text{ kg.}$$

(ニ) ③ 格點.

第 3 0 7 圖



$$V_3 = \frac{1}{18.6} (P_2 \times 9.30 + P_1 \times 5.30 + 4.30p \times \frac{4.30}{2}) = 9,190 \text{ kg.}$$

(エ) 死荷重による剪力.

$$V_0 = 3,830 \times \frac{18.60}{2} = 35,619 \text{ kg.}$$

$$V_1 = 35,619 - 3,830 \times 3.3 = 22,980 \text{ kg.}$$

$$V_2 = 35,619 - 3,830 \times 6.8 = 11,490 \text{ kg.}$$

$$V_3 = 0.$$

(f) 柄の最大剪力.

$$V_0 = 26,872 + 35,619 = 62,490 \text{ kg.}$$

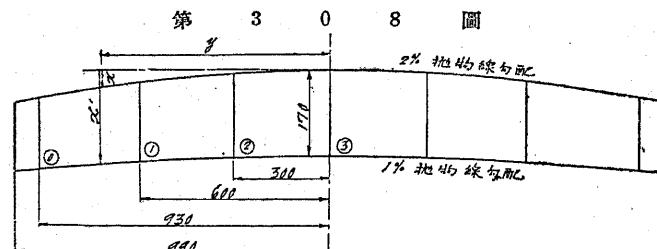
$$V_1 = 19,565 + 22,980 = 42,570 \text{ kg.}$$

$$V_2 = 18,908 + 11,490 = 25,400 \text{ kg.}$$

$$V_3 = 9,190 \text{ kg.}$$

(g) 腹鉄断面の決定.

主柄の外観を整へる爲上突縁は $\frac{19.80 \text{ m.}}{2} = 9.90 \text{ m.}$ を基距とする 2% の抛物線勾配とし下突縁は $\frac{19.40 \text{ m.}}{2} = 9.70 \text{ m.}$ を基距とする 1% の抛物線勾配とする。



上突縁の曲線式 $y^2 = 495x$

格點 ② に於て $y = 300 \text{ cm.}$ $x = 1.8 \text{ cm.}$

格點 ① に於て $y = 600 \text{ cm.}$ $x = 7.3 \text{ cm.}$

格點 ③ に於て $y = 930 \text{ cm.}$ $x = 17.5 \text{ cm.}$

下突縁の曲線式 $y^2 = 970x$

格點 ② に於て $y = 300 \text{ cm.}$ $x = 0.9 \text{ cm.}$

格點 ① に於て $y = 600 \text{ cm.}$ $x = 3.7 \text{ cm.}$

格點 ③ に於て $y = 930 \text{ cm.}$ $x = 8.9 \text{ cm.}$

各格點の腹鉄高を求む。

格點 ③ に於て 1,700 mm.

格點 ② に於て $1,700 - 18 + 9 = 1,691 \text{ mm.}$

格點 ① に於て $1,700 - 73 + 37 = 1,664 \text{ mm.}$

格點 ③ に於て $1,700 - 175 + 89 = 1,614 \text{ mm.}$

扱て腹鉄厚は格點 ③ に於て決定せられ且其の厚は (88) 式により

$$\text{所要厚} = \frac{62,490}{1,000 \times 161.4} = 0.39 \text{ cm.}$$

又上下突縁山形鋼と腹鉄とを連結する内側鉄線間距離 h は

$$h = 1,614 + 10 - 115 \times 2 = 1,294 \text{ mm.}$$

なるを以て示方書第八十八條により腹鉄厚は

$$t > \frac{1}{12} \sqrt{129.4} = 0.95 \text{ cm.}$$

でなくてはならない、故に 11 mm. 厚の鉄を使用する、然る時は各格點の最大應剪力は次の如くである。

格點 ③ に於て $\tau_0 = \frac{62,490}{161.4 \times 1.1} = 352 \text{ kg/cm}^2$

格點 ① に於て $\tau_0 = \frac{42,570}{166.4 \times 1.1} = 233 \text{ kg/cm}^2$

格點 ② に於て $\tau_0 = \frac{25,400}{169.1 \times 1.1} = 137 \text{ kg/cm}^2$

格點 ③ に於て $\tau_0 = \frac{9,190}{170.0 \times 1.1} = 49 \text{ kg/cm}^2$

(h) 突縁断面の決定.

突縁断面は彎曲率の最大なる點乃至格點 ③ に於て決定せられる。

所要純断面積 $A_f' = \frac{27,686,700}{1,300 \times 171} - \frac{170 \times 1.1}{8} = 101.2 \text{ cm}^2$

である、之により突縁断面を次の如く撰定する（使用鉄径 22 mm.）：

使用材料 mm.	總断面積 cm^2	控除断面積 cm^2	純断面積 cm^2
2 Ls. 150 × 150 × 15	$22.74 \times 2 = 85.48$	$4 \times (2.2 + 0.3) \times 1.5 = 15.0$	70.48
2 Pls. 350 × 12	$42.00 \times 2 = 84.00$	$4 \times (2.2 + 0.3) \times 1.2 = 12.0$	72.00
		169.48	27.0
			142.48

桁の有効高を求める。

$$x = \frac{85.48 \times (4.22 + 1.2 \times 2) + 84.0 \times 1.2}{169.48} \\ = 3.93 \text{ cm.}$$

$$h_o = 171.0 + 2.4 \times 2 - 3.93 \times 2 = 167.9 \text{ cm.}$$

従つて最大縁応力は

$$\sigma_t = \frac{27,686,700}{(142.48 + 23.38) \times 167.9} = 994 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{27,686,700}{(169.48 + 31.17) \times 167.9} = 822 \text{ kg/cm}^2$$

にして許容抗曲強度は

$$f_t = 1,300 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 1,150 - 0.5 \left(\frac{150}{35} \right)^2 = 1,141 \text{ kg/cm}^2$$

である。

(i) 蓋鉄の長.

$$x_1 = 930 \times \sqrt{\frac{36.0}{142.48 + 23.38}} = 433 \text{ cm.} \quad 2x_1 = 866 \text{ cm.}$$

$$x_2 = 930 \times \sqrt{\frac{72.0}{142.48 + 23.38}} = 613 \text{ cm.} \quad 2x_2 = 1,226 \text{ cm.}$$

(j) 腹鉄補剛材.

(イ) 端補剛材.

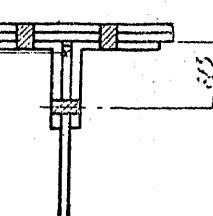
端補剛材として 4Ls. 125 mm × 90 mm × 10 mm. を使用する。

$$r = \sqrt{\frac{4 \times 317.3 + 4 \times (20.5 \times 6.0^2)}{4 \times 20.5}} = 7.17 \text{ cm.}$$

$$l = \frac{161.4 + 0.5 \times 2 - 1.5 \times 2}{2} = 80.7 \text{ cm.}$$

$$\frac{l}{r} = \frac{80.7}{7.17} = 11.26 < 100$$

第 309 圖



故に示方書第三十條により補剛材の許容圧縮強度は

$$f_c = 1,100 - 0.04 \left(\frac{l}{r} \right)^2 = 1,095 \text{ kg/cm}^2.$$

なるを以て

$$\text{所要断面積} = \frac{62,490}{1,095} = 57.1 \text{ cm}^2 < 82.0 \text{ cm}^2$$

である、又端補剛材に打つ鉛数は示方書第五十九條により 50% 増加すると

$$\text{所要鉛數} = \frac{62,490}{4,598} \times 1.5 = 21 \text{ 本.}$$

となる。

（ロ） 中間補剛材.

(86) 式により補剛材の最小間隔 d を求める。

$$d = 0.32 \times 1.1 \times (950 - 352) = 210 \text{ cm.}$$

示方書第九十三條により中間補剛材の設計に於て其の受ける荷重は之に集中する荷重の $\frac{1}{2}$ を採用する様規定されて居るけれども今床桁の最大應力を採るものとする、乃ち

$$V = 25,710 \text{ kg.}$$

而して補剛材の断面としては一對の山形鋼を採用し

$$2 Ls. 125 \text{ mm.} \times 90 \text{ mm.} \times 10 \text{ mm.}$$

とする、然る時は

$$r = \sqrt{\frac{2 \times 317.3 + 2 \times (20.5 \times 6.0^2)}{2 \times 20.5}} = 7.17 \text{ cm.}$$

$$l = (166.4 + 0.5 \times 2 - 1.5 \times 2) \times \frac{3}{4} = 123.3 \text{ cm.}$$

$$\frac{l}{r} = \frac{123.3}{7.17} = 17.2$$

$$f_c = 1,100 - 0.04 \times 17.2^2 = 1,088 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{所要断面積} = \frac{25,710}{1,088} = 20.9 \text{ cm}^2 < 20.5 \times 2 = 41.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{所要紙數} = \frac{25,710}{4,598} \times 1.5 = 9 \text{ 本}$$

となる。

(k) 各格點に於ける最大縁應力。

格點	使用材料 mm.	總斷面積 cm. ²	純斷面積 cm. ²	h _o cm.	σ _t kg/cm. ²	σ _c kg/cm. ²
3	[2 Ls. 150×150×15]	169.48	142.48	167.9	994	822
	[2 Pls. 350×12]					
2	[2 Ls. 150×150×15]	169.48	142.48	167.0	902	748
	[2 Pls. 350×12]					
1	[2 Ls. 150×150×15]	127.48	106.48	162.1	791	648
	[1 Pl. 350×12]					

(l) 突縁と腹鉄とを連結する鉄.

格點	h _o cm.	V _o kg.	A _{f'} cm. ²	A _w /8 cm. ²	最小鉄距 mm.	
					現場打	工場打
0	157.1	62,490	106.48	22.19	118	139
1	162.1	42,570	106.48	22.88	179	213
2	167.0	25,400	142.48	23.25	296	352
3	167.9	9,190	142.48	23.38	824	978

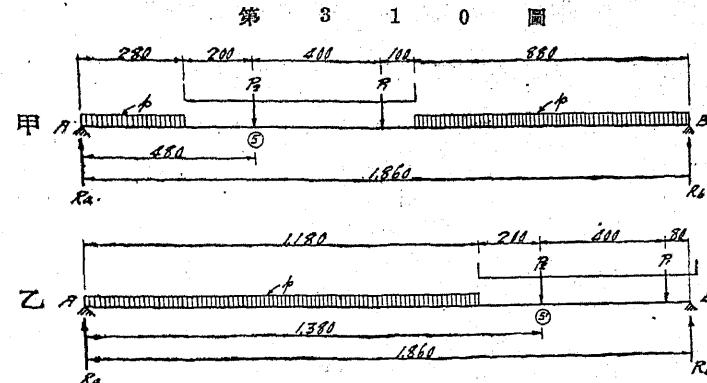
(m) 腹鉄及突縁添接.

添接の個處 ⑤ は支點より 480 cm. の距離で格點 ① と格點 ② との間に存在する、故に ⑤ 點の最大彎曲率及剪力を求める。

(イ) ⑤ 點の最大彎曲率及剪力。

鉄桁の添接は彎曲率と剪力により設計せられるものであるけれども兩者の最大値の載荷状態は必ずしも一致しない、然し前者の影響は遙かに大なるを以て最大彎曲率と其の載荷状態に於ける剪力とに依つて計算する。

第 310 圖は ⑤ 點の最大彎曲率を生ずる載荷状態である。



甲に於て

$$R_a = \frac{1}{18.6} \left(2.80p \times 17.20 + P_2 \times 13.80 + P_1 \times 9.80 + 8.80p \times \frac{8.80}{2} \right) \\ = 21,642 \text{ kg.}$$

$$M_s = 21,642 \times 4.80 - 2.80p \times 3.40 = 85,399 \text{ kg-m.}$$

乙に於て

$$R_a = \frac{1}{18.6} (11.80p \times 12.70 + P_2 \times 4.80 + P_1 \times 0.80) = 19,502 \text{ kg.}$$

$$M_s = 19,502 \times 13.80 - 11.80p \times 7.90 = 88,281 \text{ kg-m.}$$

又

$$M_s = \frac{3,830 \times 4.8 \times 13.8}{2} = 126,850 \text{ kg-m.}$$

$$M_s = 88,281 + 126,850 = 215,131 \text{ kg-m.}$$

次に乙圖の載荷状態に於ける S' 點の剪力を求める。

$$V_{s'} = -(19,502 - 11.80p - P_2) = 17,790 \text{ kg.}$$

$$V_{s'} = 3,830 \times (9.30 - 4.80) = 17,235 \text{ kg.}$$

$$V_s = 17,790 + 17,235 = 35,025 \text{ kg.}$$

(ロ) 突縁の添接。

添接點の腹鉄高を前述の拋物線式より求める時は

$$h_w = 168.0 \text{ cm.}$$

となる、尙其の點に於ける突縁の断面積は次の如くである。

使用材料 mm.	總断面積 cm. ²	控除断面積 cm. ²	純断面積 cm. ²
2Ls. 150×150×15	$42.74 \times 2 = 85.48$	$6 \times (2.2 + 0.3) \times 1.5 = 22.5$	62.98
2Pls. 350×12	$42.00 \times 2 = 84.00$	$8 \times (2.2 + 0.3) \times 1.2 = 24.0$	60.00
	169.48		122.98

$$\frac{A_w}{8} = \frac{168.0 \times 1.1}{8} = 23.1 \text{ cm.}^2$$

$$\frac{A_w}{6} = \frac{168.0 \times 1.1}{6} = 30.8 \text{ cm.}^2$$

$$h_o = 168.0 + 1.0 + 2.4 \times 2 - 3.93 \times 2 = 165.9 \text{ cm.}$$

なるを以て

$$\sigma_t = \frac{21,513,100}{(122.98 + 23.1) \times 165.9} = 888 \text{ kg/cm.}^2$$

$$\sigma_c = \frac{21,513,100}{(169.48 + 30.8) \times 165.9} = 647 \text{ kg/cm.}^2$$

突縁山形一個の純断面積 = $42.74 - 3 \times 2.5 \times 1.5 = 31.49 \text{ cm.}^2$

添接鉄の強さ $\rho = 3,041 \text{ kg.}$ (22 種径鉄現場打單剪断強)

$$\text{所要鉄数 } n = \frac{888 \times 31.49}{3,041} = 10 \text{ 本}$$

蓋板一枚の純断面積 = $42.0 - 4 \times 2.5 \times 1.2 = 30.0 \text{ cm.}^2$

添接鉄の強さ $\rho = 3,041 \text{ kg.}$

$$\text{所要鉄数 } n = \frac{888 \times 30.0}{3,041} = 9 \text{ 本}$$

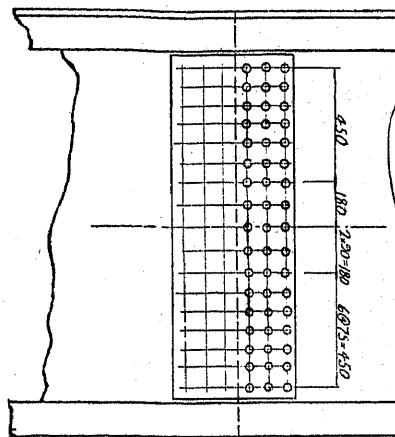
(ハ) 腹板の添接。

$$h_w = 168 \text{ cm.} \quad t_w = 1.1 \text{ cm.}$$

$$M_w = 21,513,100 \times \frac{28.1}{122.98 + 23.1} = 3,401,920 \text{ kg-cm.}$$

添接鉄の強さ $\rho = 3,872 \text{ kg.}$ (22 種径鉄現場打支壓強)

第 3 1 1 圖



鉄の間隔 cm.	d cm.	d ² cm.
9.0	9.0	81.00
9.0	18.0	324.00
7.5	25.5	650.25
7.5	33.0	1,089.00
7.5	40.5	1,640.25
7.5	48.0	2,304.00
7.5	55.5	3,080.25
7.5	63.0	3,969.00
$\Sigma d^2 = 13,137.75$		

假りに剪力の影響を省略して添接鉄の行数 m を求める。

$$m = \frac{3,401,920 \times 63}{2 \times 13,137.75 \times 3,872} = 2.2$$

故に 3 行とする、然る時は添接鉄に作用する最大應力は (102) 式乃至 (104) 式に依り次の如くである。

$$\text{水平分力 } \sigma_h = \frac{3,401,920 \times 63}{2 \times 13,137.75 \times 3} = 2,719 \text{ kg.}$$

$$\text{垂直分力 } q = \frac{35,025}{51} = 687 \text{ kg.}$$

$$\text{合 成 力 } r = \sqrt{2,719^2 + 687^2} = 2,804 \text{ kg.} < \rho = 3,872 \text{ kg.}$$

(イ) 剛 度。

鋼道路橋設計示方書案第四十二條により主桁の曲げ剛さ（剛度）を計算する。

死荷重度 $q = 3,830 \text{ kg/m.}$

等行活荷重 $p = 500 \times 3.0 = 1,500 \text{ kg/m.}$

$$w = p + q = 5,330 \text{ kg/m.}$$

尚主桁の物量力率 I は

$$I = \frac{A_t/h_w^2}{2} + \frac{3}{4} \cdot \frac{t h_w^3}{12}$$

とすれば

$$I = \frac{142.48 \times 167.9^2}{2} + \frac{3}{4} \times \frac{1.1 \times 170^3}{12} = 2,346 \times 10^3 \text{ cm.}^4$$

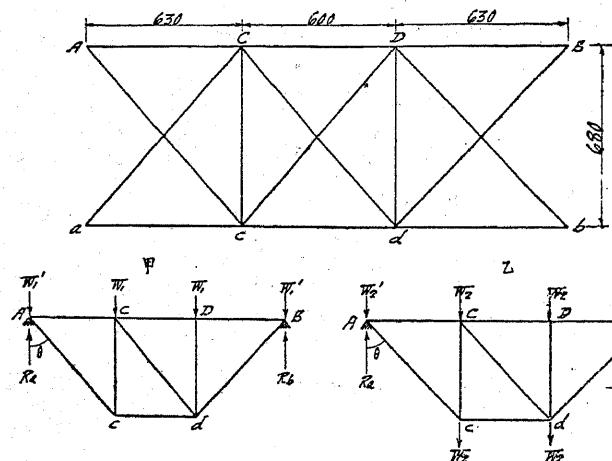
である、故に桁の最大撓度 δ_0 及剛度は次の如くである。

$$\delta_0 = \frac{5}{384} \frac{w l^4}{E I} = \frac{5}{384} \times \frac{53.3 \times 1,860^4}{21 \times 10^5 \times 2,346 \times 10^3} = 1.68 \text{ cm.}$$

$$S(\text{剛度}) = \frac{l}{\delta_0} = \frac{1,860}{1.68} = 1,107 > 600$$

(n) 橫構

第 3 1 2 圖



第 312 圖は横構の骨組圖にしてプラット構として計算する。

(イ) 風荷重.

示方書第十五條により風荷重度 w は

$$w = 500 + 30 \times 1.7^2 = 587 \text{ kg/m.}$$

にして全部風上の主桁のみに作用するものとすれば其の格點荷重は(甲圖)

$$W_1 = 587 \times \frac{6.3 + 6.0}{2} = 3,610 \text{ kg.}$$

$$W'_1 = 587 \times \frac{6.3}{2} = 1,850 \text{ kg.}$$

である故に綾構の最大應力 \overline{Ac} は

$$\overline{Ac} = W_1 \sec \theta = 3,610 \times 1.363 = 4,920 \text{ kg.}$$

である、又許容應力は第三十八條により 35% 増加するを以て

$$f_t = 1,300 \times 1.35 = 1,755 \text{ kg/cm.}^2$$

従つて所要斷面積は

$$A_t = \frac{4,920}{1,755} = 2.8 \text{ cm.}^2$$

となる。

(ロ) 地震荷重(乙圖).

死荷重 3,830 kg/m. for girder.

地震荷重度 $3,830 \times 0.2 = 766 \text{ kg/m.}$ (示方書第二十一條)

$$W_2 = 766 \times \frac{6.0 + 6.3}{2} = 4,710 \text{ kg.}$$

$$W'_2 = 766 \times \frac{6.3}{2} = 2,410 \text{ kg.}$$

$$\overline{Ac} = 4,710 \times 2 \times 1.363 = 12,860 \text{ kg.}$$

$$f_t = 1,300 \times 1.80 = 2,340 \text{ kg/cm.}^2 \quad (\text{示方書第三十九條})$$

$$A_t = \frac{12,860}{2,340} = 5.5 \text{ cm.}^2$$

(ハ) 斷面決定.

1 L. 130 mm. \times 130 mm. \times 9 m. (總斷面積 22.74 cm. 2) を使用するものとする、而して其の山形鋼は片方の脚のみしか繋釘に連結されて居ない故に

§ 43 に述べた理由により連結されない脚の有効斷面積は 50% に輕減せられる、乃ち部材の有効斷面積としては次の如くになる (19 穴徑鉄孔二個)

控除).

$$\text{有効断面積} = \frac{22.74}{2} + \frac{22.74}{2} \times 0.5 - 2(1.9 + 0.3) \times 0.9 = 13.65 \text{ cm}^2$$

尚示方書第三十四條に於て横構の抗張材の長さは其の断面の最小回転半径の 200 倍以下たる様規定せられて居る、而して此の例題に於ては

$$\text{絞構の部材長} = 6.8 \times 1.363 = 9.27 \text{ m.}$$

又部材の自由長を全長の $\frac{1}{2}$ と假定すれば $l = 4.64 \text{ m.}$ である故に

$$\frac{l}{200} = \frac{4.64}{200} = 2.32 \text{ cm.}$$

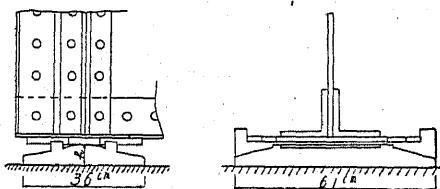
而して $1L. 130\text{mm.} \times 130\text{mm.} \times 9\text{m.}$ の最小回転半径は 2.42 cm. にして 2.32 cm. より大である。

斯くの如く一般に横構の断面は風荷重によりて決定せられる事は殆どなく寧ろ地震荷重若くは $\frac{l}{r}$ の規定によつて決定せられるものである。

$$\text{連結に要する鉄数 } n = \frac{12,860}{2,268 \times 1.8} = 4 \text{ 本}$$

(o) 端 支 承.

第 3 1 3 圖



$$\text{最大反力} = 62,490 \text{ kg.}$$

$$\text{混疑土の許容直圧應力} = 35 \text{ kg/cm}^2$$

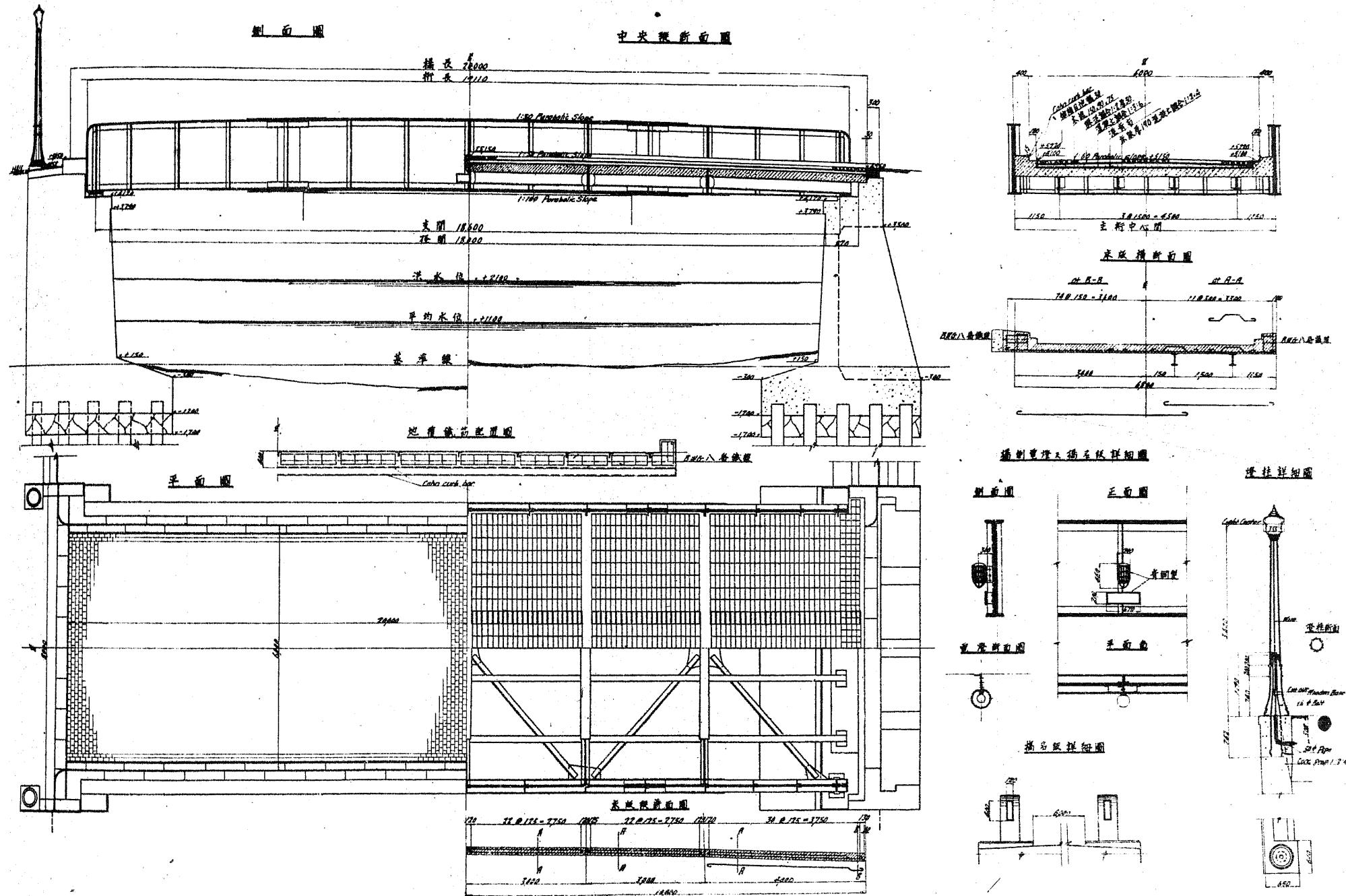
$$\text{所要支承面積} = \frac{62,490}{35} = 1,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{實際支承面積} = 61 \times 46 = 2,806 \text{ cm}^2$$

$$\text{支承面の最大支壓應力} = \frac{62,490}{2,806} = 22.3 \text{ kg/cm}^2$$

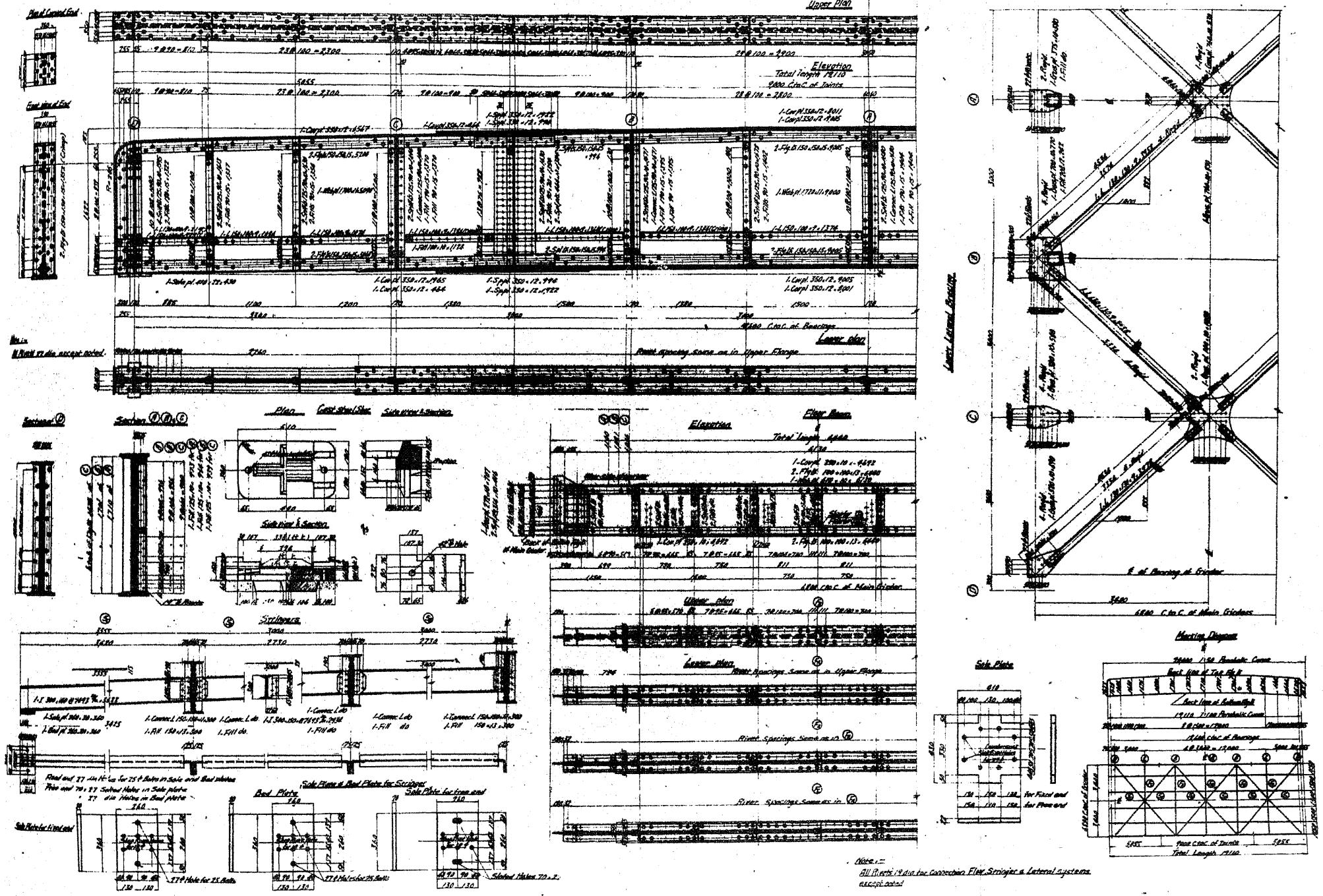
附圖 4

鋆桁橋設計實例圖 (市街橋) 其 1



附圖 5 實例設計圖 (橋市街橋) 其 2

鐵部 詳細圖



$$\text{鏽鋼製床板の受けける最大彎曲率} = \frac{62,490}{2} \times \frac{46}{4} = 359,320 \text{kg}\cdot\text{cm}.$$

$$\text{同上の所要厚} = \sqrt{\frac{6 \times 359,320}{1,800 \times 61}} = 5.2 \text{cm}.$$

鎮鋸の大きさは計算によつて之を求める時は非常に小なるものとなるが

§ 59 に於て述べた通り相當大なる直徑のものを使用する、今飯桁の受け
る横荷重を凡て鎮鋸の剪力によつて抵抗するものとせば

$$\text{風壓による横荷重} = 3,610 + 1,850 = 5,460 \text{kg}.$$

$$\text{地震による横荷重} = 4,710 + 2,410 = 7,120 \text{kg}.$$

にして其の所要断面積 A は

$$\text{風壓に對しては } A = \frac{5,460}{2 \times 600 \times 1.35} = 3.4 \text{cm}^2$$

$$\text{地震に對しては } A = \frac{7,120}{2 \times 600 \times 1.80} = 3.3 \text{cm}^2$$

である、實際は 40mm. 径鎮鋸 2 本（断面積 $12.57 \times 2 = 25.14 \text{cm}^2$ ）を使
用する。

又第二十一條二項により地震の上下動の荷重は水平荷重の半分なる故

$$7,120 \times \frac{1}{2} = 3,560 \text{kg}.$$

である、之に對して鎮鋸と床石との間に於ける膠泥の附着力のみによつ
て抵抗するものとすれば

$$\text{鎮鋸の所要長} = \frac{3,560}{2 \times 12.6 \times 5.5 \times 1.8} = 14.4 \text{cm.}$$

となる。

*接着剤力及
ナットの固定*

第 11 節 鎔接飯桁橋

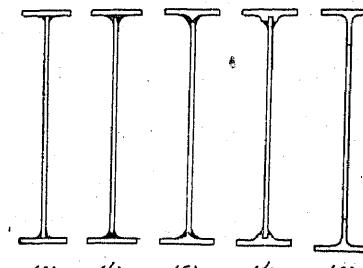
§ 308. 緒 言.

鎔接橋梁として稍實用化されたものは飯桁橋である、而して鎔接飯桁は

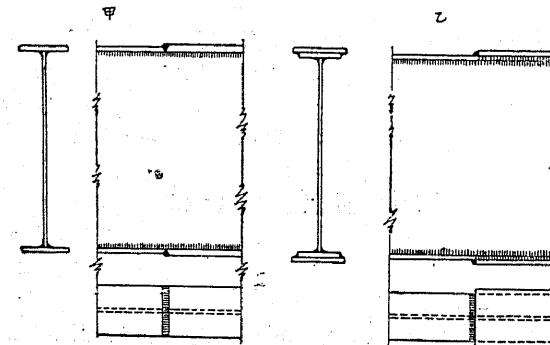
山形鋼を使用せず突縁にも鋼板又は幅の廣い平鋼を使用し限肉鉛接を以て腹板に連結するのである、第 1513 圖は鉛接鋼桁の断面にして (a) は最も普通的の断面である、(b) は腹板の兩端を兩刃形にしたものである、(c) 及 (d) は鉛接鋼桁用突縁材として壓延せられた特殊品であつて特許品として外國に使用されて居る、(e) は工形鋼（又は H 鋼）を切半し其の腹部に板を纏足したものであつて上記のものの如く鉛接に因る突縁の變質及歪みの憂は無いけれども本邦の製品には之に使用し得るが如き廣幅の工形鋼はない。

鉛接鋼桁の突縁断面としては徑間が左程大ならざる限りは多少不經濟でも一枚板の通し突縁とする方が可い、但し徑間が大なる場合にはやはり突縁断面を彎曲率に應じて變へなければならない、突縁断面の變へ方には二種ある、乃ち單突縁（第 1514 圖甲）と稱し彎曲率の變化に應じ處々に於て突縁板の厚を更へて行く方法と重突縁（第 1514 圖乙）と稱し鉛結鋼桁と同様突縁板を幾枚か重ねる方法である、前者は後者に比して鉛接量の少

第 1 5 1 3 圖

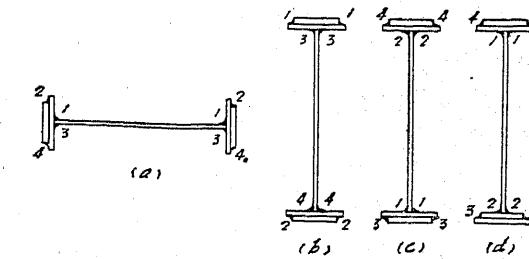


第 1 5 1 4 圖



い事に於て優るけれども突縁板の接手を簡単な衝頭接合とする事は甚だ無理な事である、故に幾多の不便はあるけれども後者の方が多く用ひられて居る。

第 1 5 1 5 圖



第 1515 圖は鉛接鋼桁の製作順序を示す圖面である、同一番號の隅肉は二人の鉛接工が同時に同一速度で施工するものとする、(a) は桁を寝かして置いて鉛接するもので上向き鉛接を避ける爲には 1, 2 を施工して然る後桁を裏返して 3, 4 を施工しなければならない、然し此の施工法は桁に對して非對稱的なるを以て歪みが甚しく重要な構造物には不適當である、(b) は突縁板を豫め鉛接して置き之を腹板に連結する方法である、此の施工法は桁に對しては對稱的であり桁の反轉も一回で済むけれども 3, 4 の隅肉が收縮する際 1, 2 の隅肉に大なる應力を惹起し之が爲に 1, 2 に龜裂を生ずる事がある、(c) は今日では最良の順序とされて居る、乃ち 1 を施工し桁を反轉して 2, 3 を鉛接し更に桁を反轉して 4 を施工すると言ふ順序であつて桁を二回反轉しなければならない、(d) は桁の反轉は一回で済むけれども上下突縁の断面は不對稱となる。

一般に鉛接鋼桁に於ても鉛結鋼桁同様に上下突縁の断面積を同一とするけれども鉛接鋼桁に於ては鉛孔により失はれる断面が無いのであるから許容應力の大なる抗張突縁の断面は抗壓突縁の之より小にして差支へない譯

である。殊に本邦の鎔接鋼桁の如く専ら鋼板のみを以て突縁を造成する場合には殊に非対称断面を採用する事は容易である。勿論非対称断面は設計其の他に於て何かと不便である事は豫期しなければならない。

尙重突縁の圧力側突縁に於ては突縁板相互を連結する鎔接線距離(突縁板の幅に略等し)を板厚の 25 倍以下とする。

§ 309. 断面の計算方法.

鎔接鋼桁の断面は鉄筋鋼桁と略同一の方法により之を決定する事が出来る。

(a) 上下突縁の断面が同一なる場合.

第1516圖 第1516圖に於て鋼桁断面の物量力率 I 及断面係数 W は

$$\left. \begin{aligned} I &= \frac{t_w h_w^3}{12} + \frac{b}{12} [(h_w + 2t)^3 - h_w^3] \\ W &= \frac{t_w h_w^3}{6(h_w + 2t)} + \frac{b}{6} \frac{(h_w + 2t)^3 - h_w^3}{h_w + 2t} \end{aligned} \right\} \quad (802)$$

であるを以て縁応力 σ は

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

によつて計算せられる。實際に於ては腹板を定め然る後突縁断面を求める順序となるを以て鉄筋鋼桁の(79)式と同様に

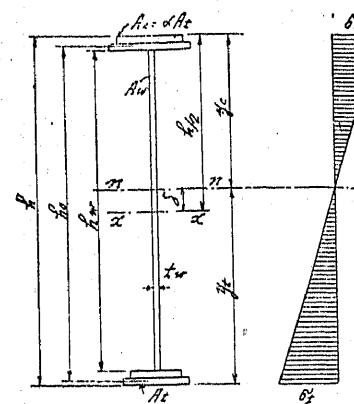
$$A_t > \frac{M}{h_0 f_c \text{ or } \sigma_t} - \frac{A_w}{6} \quad (803)$$

により突縁断面を決定し(802)式により縁応力を精査した方が可い。

(b) 上下突縁の断面が異なる場合.

突縁断面が上下非対称なる場合には鋼桁断面の中立軸は腹板の中央にはない、従つて(802)及(803)式を使用する事は出来ない。元來許容抗曲強度は抗張縁の方が抗圧縁に比して大である、故に抗張突縁断面は抗圧突縁断面より小として差支へない譯である、乃ち兩者の縁応力が同時に許容應

第 1517 圖



力を生ずる様な断面にした方が最も經濟的である、斯る主旨に基き兩断面を決定せんとするには次の如くすれば可い、乃ち第 1517 圖に於て

$$\sigma_c = \frac{M}{I} y_c$$

$$\sigma_t = \frac{M}{I} y_t$$

$$\sigma_c : \sigma_t = y_c : y_t$$

$$y_c + y_t = h$$

なるにより

$$y_t = \frac{\sigma_t}{\sigma_t + \sigma_c} h \quad y_c = \frac{\sigma_c}{\sigma_t + \sigma_c} h \quad (804)$$

$$\delta = \frac{1}{2} (y_t - y_c) = \frac{1}{2} \frac{\sigma_t - \sigma_c}{\sigma_t + \sigma_c} h \quad (805)$$

を得、又

$$\left. \begin{aligned} G_{x-x} &= x - x \text{ 軸に對する一・次率} = \frac{1}{2} (a-1) A_t h_0 \\ A &= \text{總断面積} = (a+1) A_t + A_w \end{aligned} \right\} \quad (806)$$

$$\delta = \frac{G_{x-x}}{A}$$

である、(805)式及(806)式により且 $h = h_0$ とすれば

$$\frac{\sigma_t - \sigma_c}{\sigma_t + \sigma_c} = \frac{(a-1) A_t}{(a+1) A_t + A_w}$$

$$a = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} + \frac{1}{2} \times \frac{\sigma_t - \sigma_c}{\sigma_c} \times \frac{A_w}{A_t} \quad (807)$$

となる、又

$$I = a A_t y_c^2 + A_t y_t^2 + \frac{t_w h_w^3}{12}$$

$$\sigma_t = \frac{M}{I} y_t$$

より A_t の値を求める時は

$$A_t = \frac{M}{\sigma_t h_w} - A_w \times \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_t - \sigma_c}{\sigma_t + \sigma_c} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_t} + \frac{1}{12} \cdot \frac{\sigma_t + \sigma_c}{\sigma_t} \right) \dots (808)$$

なる結果を得、故に實際應力 σ_t 及 σ_c の代りに許容應力 f_t 及 f_c を代入して各所要突緣面積 A_t 及 A_c を求むれば

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{M}{f_t h_w} - \mu A_w \\ A_c &= \alpha A_t \\ \text{上式中 } \mu &= \frac{1}{2} \cdot \frac{f_t - f_c}{f_t + f_c} \cdot \frac{f_c}{f_t} + \frac{1}{12} \cdot \frac{f_t + f_c}{f_t} \\ \alpha &= \frac{f_t}{f_c} + \frac{1}{2} \cdot \frac{f_t - f_c}{f_c} \cdot \frac{A_w}{A_t} \end{aligned} \quad \left. \right\} \dots \dots (809)$$

となる。

例題. 單鋼桁橋（公道橋）に於て彎曲率 181,020 kg-m. なる時其の突緣断面を決定せよ、但し腹板は 140 cm × 1.2 cm. とする。

$$f_c = 1,150 \text{ kg/cm.} \quad f_t = 1,300 \text{ kg/cm.}^2$$

なるを以て (809) 式により

$$\mu = \frac{1}{2} \times \frac{1,300 - 1,150}{1,300 + 1,150} \times \frac{1,150}{1,300} + \frac{1}{12} \times \frac{1,300 + 1,150}{1,300} = 0.184$$

$$A_t = \frac{18,102,000}{1,300 \times 140} - 0.184 \times 140 \times 1.2 = 68.55 \text{ cm.}^2$$

$$\alpha = \frac{1,300}{1,150} + \frac{1}{2} \times \frac{1,300 - 1,150}{1,150} \times \frac{140 \times 1.2}{68.55} = 1.29$$

$$A_c = \alpha A_t = 1.29 \times 68.55 = 88.43 \text{ cm.}^2$$

を得、之によりて断面を第 1518 図の如く撰定する。

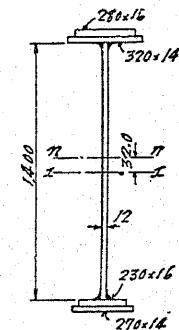
$$\text{抗壓突緣} \quad \begin{cases} 1 Pl. 280 \text{ mm.} \times 16 \text{ mm.} \\ 1 Pl. 320 \text{ mm.} \times 14 \text{ mm.} \end{cases}$$

$$\text{抗張突緣} \quad \begin{cases} 1 Pl. 270 \text{ mm.} \times 14 \text{ mm.} \\ 1 Pl. 280 \text{ mm.} \times 16 \text{ mm.} \end{cases}$$

使用材料 mm.	總断面積 $A \text{ cm.}^2$	$x-x$ 軸に對する一次率 $G_{x-x} \text{ cm.}^3$	$x-x$ 軸に對する二次率 $I_{x-x} \text{ cm.}^4$
上 突 縁	280 × 16	44.80	+ 3,234.56
	320 × 14	44.80	+ 3,167.36
	380 × 16	89.60	+ 6,401.92
腹	1,400 × 12	168.00	0
下 突 縁	270 × 14	37.80	- 2,732.94
	230 × 16	36.80	- 2,605.44
	280 × 16	74.60	- 5,338.38
		332.20	+ 1,063.54
			+ 1,113,924

以上の断面を使用した場合の實際應力を求める。

第 1518 圖



$$\delta = \frac{1,063.54}{332.2} = 3.20 \text{ cm.}$$

$$y_c = 70.0 + 3.0 - 3.20 = 69.80 \text{ cm.}$$

$$y_t = 70.0 + 3.0 + 3.20 = 76.20 \text{ cm.}$$

又

$$I_{n-n} = I_{x-x} - A \delta^2 = 1,113,924 - 332.20 \times 3.2^2$$

$$= 1,110,500 \text{ cm.}^4$$

$$\sigma_c = \frac{18,102,000}{1,110,500} \times 69.80 = 1,188 \text{ kg/cm.}^2$$

$$\sigma_t = \frac{18,102,000}{1,110,500} \times 76.20 = 1,242 \text{ kg/cm.}^2$$

以上の如く實際應力が上下共に許容強度に近い値となり經濟的な断面が得られる譯である。

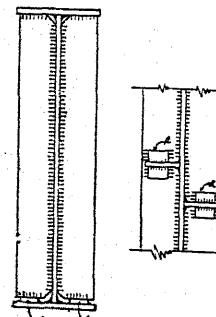
§ 310. 突緣板と腹板との連結

に示すが如く平鋼、T形鋼又はバルブ鋼等を使用する、又其の取付方法も兩側に於て多少違ひとするか或は(b)の如く一側に平鋼を用ひ他側にT形鋼を用ひて腹鉄が左右兩面より同一個處で熱せられない様にする、然し斯る構造は一面鎔接箇所を分散する事により腹鉄を破損する個處を多くする缺點を有する故に鉄厚が8~9mm.以上の場合には兩側補剛材を對稱とし鎔接を縱の方向に千鳥にするのも一方法である、端補剛材には以上の外に山形鋼、工形鋼或は軌條を使用し(d)は中間補剛材に床桁等の取付いたもの等に屢々使用せられる事がある。

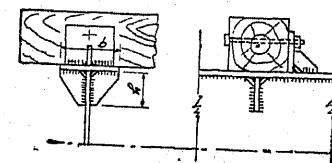
補剛材の寸法及間隔は鉄接鉄桁に準ずるものであるけれども一般に幅は突縁鉄の突出幅の $\frac{4}{5}$ 以上とする。

補剛材と上下突縁とは連續鎔接にて兩者を完全に鎔着する、然し腹鉄と突縁との接合部に於ては鎔接の集中を避ける爲に補剛材の一隅を第1521

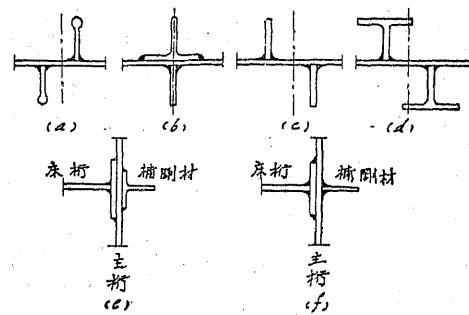
第1521圖



第1522圖



第1520圖

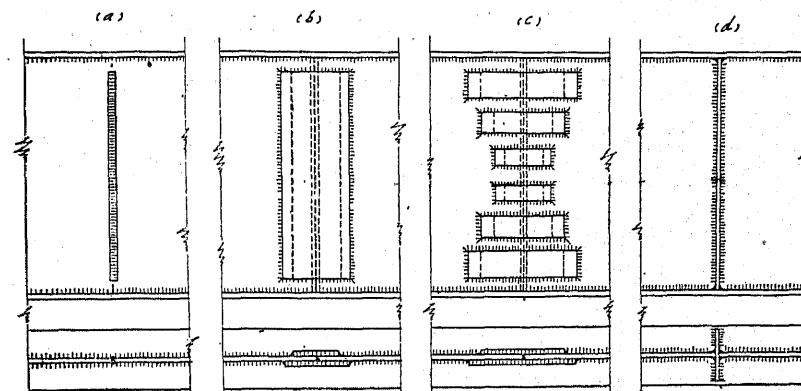


圖の如く三角成りに切取る方が可い、又補剛材と張力側突縁とは圖示するが如く直接鎔接をするけれども張力側突縁とは直接鎔接せず a なる平鉄を挿み之と補剛材と直接鎔接し平鉄と突縁とは突縁の長さの方向に限肉鎔接をする、之は張力側突縁の熱影響による抵抗力の減殺を避ける爲である。

第1522圖は枕木が直接桁上に置かれ突縁鉄が割合に薄手である場合に補剛材の外に枕木の直下又は補剛材の中間にプラツケット(持送り)の如き副補剛材を使用した例である、此の場合には h は $\frac{b}{2}$ よりも大とするのである。

§ 312. 腹鉄の接手。

第1523圖



第1523圖は腹鉄接手鎔接の構造圖である、(a)は腹鉄の接目をV形若くはX形に削成したのみで衝頭接合とした構造である、然し許容強度の低い點より現行示方書に於ては使用を禁止して居る、(b)は添接鉄を腹鉄の兩側に當てたものである、此の場合に添接鉄の幅を異にして鎔接部を兩面に於て同一個處に集めない様にする、(c)は數枚の添接鉄を彎曲率の變化に應じて順次中央より突縁に向つて大きくしたものである、(d)は腹鉄の接目を横切つて補剛材兼用の横鉄を挿入し之と腹鉄とを隅内鎔接した

ものである、何れの方法も種々なる缺點を有し未だ肯首し得る接手とは言ひ難い、本邦に於ては構造が簡単である理由から (b) 及 (d) の方法が最も多く使用されて居る。

次に

腹板に作用する彎曲率及剪力 M_w 及 V_w

M_w により鉛接最端部に生ずる實際應力 σ

V_w による鉛接の實際應力 τ

とすれば鉛接の受けける最大應力 r は

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M_w}{W} \quad \text{及} \quad \tau = \frac{V_w}{\Sigma(al)} \\ r &= \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \end{aligned} \right\} \quad (813)$$

上式中 $\left\{ \begin{array}{l} \Sigma(al) \dots \text{接手に於ける有効喉断面積の總和.} \\ W \dots \text{有効喉断面の断面係数.} \end{array} \right.$

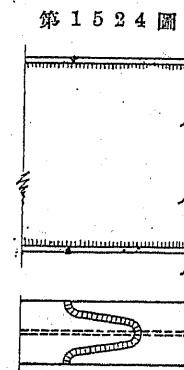
にして r は常に鉛接の許容強度より小でなくてはならない。

§ 313. 突縁板の接手.

突縁板の接手に殊に抗張突縁に於て單なる衝頭鉛接を使用する事の不可なる所以は腹板の場合と同様である、従つて専ら添接板を使用するか或は衝頭接合と添接板を併用するのである。

(a) 同厚突縁板の接手.

第 1524 圖は接目を楔形に仕上げ衝頭鉛接の長さを増加したものであつて實驗の結果成績も良好であるけれども繼目の工作に手數を要する事と應力の分布が明瞭を缺く事が缺點である、故に此の種のものは壓力側突縁にのみしか使用しない、第 1525 圖は鉄結板桁と同様に突縁板の外側に添接板を當て應力は専ら添接板の側面隅内鉛接によつ



第 1524 圖

て傳達せられるものと假定するのである、此の場合突縁板の繼目には衝頭鉛接を行ふものと行はないものがある、然し前者の場合には往々鉛接の厚が突縁板の厚以上となり添接板を置く際に鉛接の餘盛を削取らなくてはならない事がある、又添接板の前面隅内鉛接は施工はするけれども極輕くし應力の傳達には無關係のものとする、尙添接板の幅は側面隅内鉛接の爲に突縁板の幅より狭くなる、従つて若し兩者の斷面積を等しくせんとするには添接板の厚を若干厚くせなければならぬ。

今第 1525 圖の接手に於て

第 1525 圖

添接板の斷面積 A

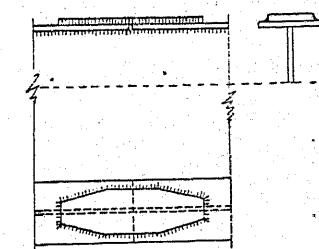
添接板の許容應力 σ

隅内鉛接の喰厚 a

隅内鉛接の許容應力 f_a

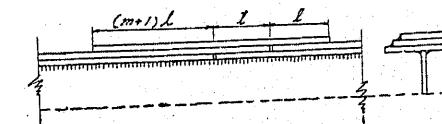
とすれば側面隅内鉛接の所要長 l は

$$l = \frac{A \sigma}{2 a f_a} \quad (814)$$



によつて求める事が出来る、又第 1526 圖の如く間接鉛接を行ふ場合には

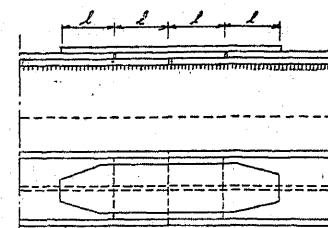
第 1526 圖



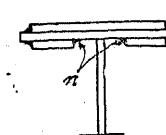
添接板と繼目との間に介在する板の數を m とすれば側面隅内鉛接の長は (814) 式より得た l の $(m+1)$ 倍とするのである、第 1527 圖は幾板の突縁板を鉛接するに當り以上の如き間接添接を避ける様にした構造である。

第 1528 圖は突縁板の外側に 1 枚、内側に 2 枚の添接板を使用し兩側に添接鉛接を施工したものである、然し鉛接が集中せられる傾向があると

第 1527 圖

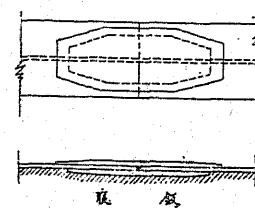


第 1528 圖

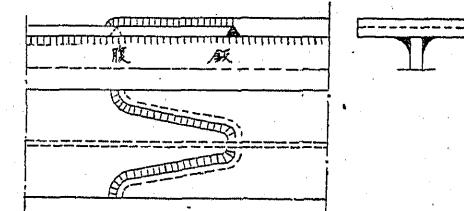


同時に n の鉛接施工が甚だ困難である、第 1529 圖は斯る不便を除く爲に内側の添接板も 1 枚にし腹板の切缺ぎを貫通せしめたもので最も無難な工法でもあり一般によく使用せられる接手である。

第 1529 圖



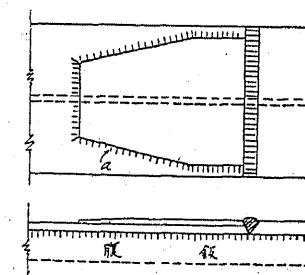
第 1530 圖



(b) 異厚突縁板の接手.

第 1530 圖は添接板を使用せず専ら衝頭鉛接を施したものである、乃ち板の縫目を楔形に沿ひて内側向きの V 形とし更に突縁板の外側に於ては兩突縁板の厚の差に相當する厚の隅内鉛接を施工したものである、又第 1531 圖も同じく衝頭鉛接を用ひた例である、此の場合には其の鉛接断面積の増加を計る爲薄き突縁板上に厚き突縁板と同厚となる様な厚さの補足板を鉛着するのである、然る時は(a)なる隅内鉛接は厚き突縁板と等しき厚とする。

第 1531 圖

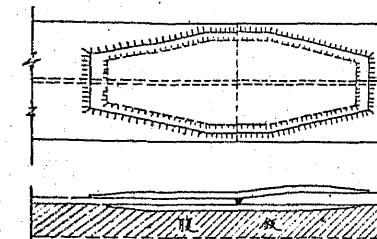


る事が出来て從つて喉厚も増加し得る譯である、補足板には其の分擔應力に應じて側面鉛接をなすのである。

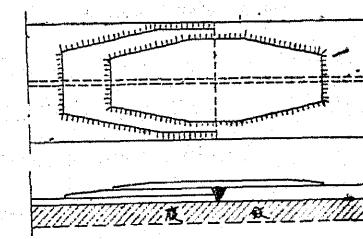
添接板を使用し應力の傳達を専ら其の隅内鉛接に依らんとするには第 1532 圖甲の如く厚き突縁板の端部を楔状に削成し縫目に於て薄き突縁板と同厚ならしめるか或は同圖乙の如く薄き突縁板の上に兩突縁板の厚の差に相當する厚の補足板を挿入するのである、前者の方は突縁板を削成する手數はあるけれども構造も簡単であり鉛接部も少く且應力の傳達も單純であつて後者に優る様である。

第 1532 圖

甲

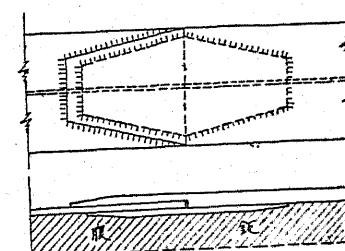


乙



傳達さるべき應力が大なる場合には第 1532 圖甲の如く内側よりも添接板を當てる必要がある、斯る場合には腹板を切缺ぎ板を貫通すべきである又兩突縁板の厚の差が大なる場合には第 1533 圖の如く厚き突縁板の内側を薄き突縁板の厚文削成し前者を後者の上に被せる事もある。

第 1533 圖



孰れの場合に於ても添接板の断面を漸變せしめる爲には幅に於ても厚に於ても共に之を行ひ端部の前面隅肉は輕鉛接とし應力計算には全然無視せられるのである。

§ 314. 突縁鉄の餘長。

突縁鉄を數枚重ねた場合外側突縁鉄の理論長は鉄接鉄桁の蓋鉄の長を定めると同様にして之を決定する事が出来る、而して實際長は理論長より 200 mm。若くは突縁鉄幅の半分丈延ばして置く、又外側突縁鉄端部の側面鋸接は中間部分に断續鋸接を用ひた場合でも其の全強に相當する長丈は連續鋸接とするのである。

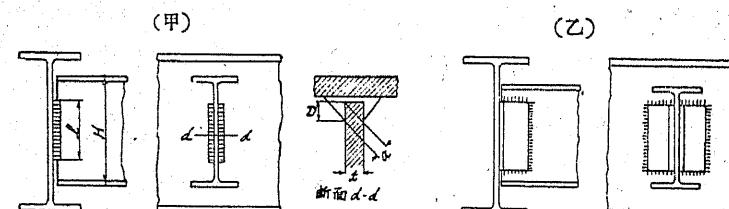
異厚鉄の單突縁の接手位置は理論位置より少くとも上記の距離丈薄鉄側に寄せるのである。

§ 315. 鋼接鉄桁橋の構造。

(a) 縱桁と床桁との連結。

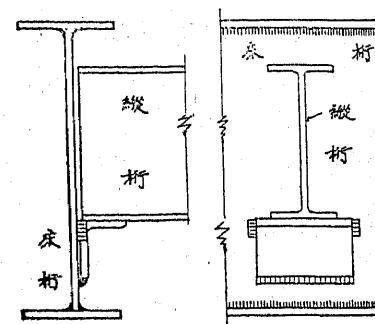
第 1534 圖に示す構造は縱桁と床桁とを連結する最も簡単なる方法である、乃ち(甲)は縱桁の腹鉄の一部を床桁の腹鉄に隅内鋸接したもので此の工法による時は桁の撓みによつて起る桁端の彎曲率の爲に鋸接の上下端に相當大なる縁應力を生ずる故に衝擊並に反覆荷重を受ける個處には不適

第 1534 圖



當である、輕構造物に於て之を使用する場合には鋸接長 l を H の $\frac{2}{3}$ 以下たらしめ且鋸接の有効脚 D は t の $\frac{4}{5}$ 以上とする、(乙)は直接腹鉄同志を鋸接せず山形鋼を使用した例である、此の場合には工作が少々不出来で桁端の間隙が多少不同であつても何等支障とならない、又山形鋼の變形により端彎曲率の影響を多少なりとも緩和する事が出来る、此の場合山

第 1535 圖

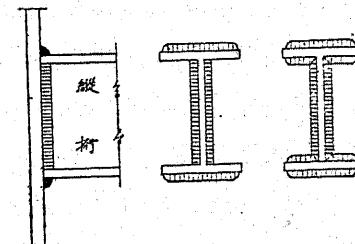


形鋼の脚長は厚の 8 倍以上とする、

第 1535 圖は豫め縱桁の支承となるべき山形鋼を床桁に鎔着し置くもので端彎曲率は支承山形鋼の上端左右兩側の鎔接と山形鋼の下端の鎔接によつて抵抗せられるのである。

第 1536 圖は剪力と同時に彎曲率を受ける桁端に普通よく使用せられ

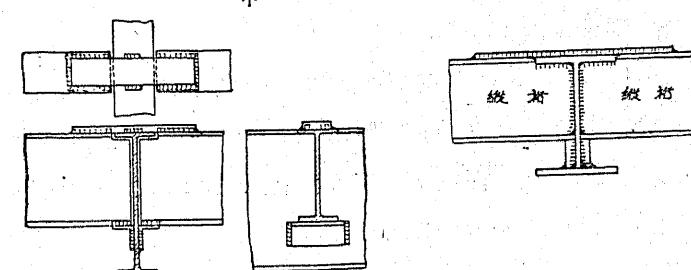
第 1536 圖



る鎔接工であつて此の計算方法は

§ 305 に於て述べた通りである、然し之とても上縁部の鎔接は端彎曲率の爲に張力を受ける故充分なる鎔接工とは言ひ難い、第 1537 圖は縱桁の上面と床桁の上面とを略同一平

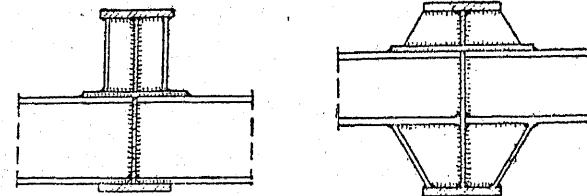
第 1537 圖



面と爲した場合に兩突縁を通して一枚の平鉄を置き端彎曲率に因る縁張力面を平鉄と桁上面との隅内鋸接にて抵抗せしめたものである、尙(甲)の方は縱桁と床桁との高に相當の差があり床桁に縱桁を支へる支承山形鋼を取付けたもので(乙)は斯る餘裕のない場合に床桁と縱桁の下端との間に相

當厚の鉄を插入して支承と爲したものである、第 1538 圖上記の如き端部曲率より起る縁張力に抗する平鉄を床桁の腹鉄を貫通して設置した構造で

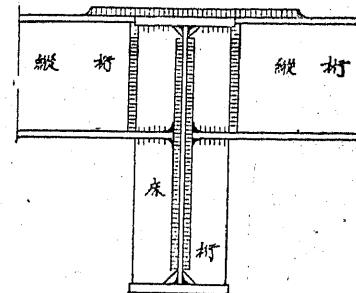
第 1 5 3 8 圖



ある、第 1539 圖は最も入念なる工法

であつて縦桁の上突縁及腹鉄は床桁の上突縁及補剛材と合する所にて切斷し各合する線に沿ひて衝頭鎔接をなし縦桁の下突縁丈は延びて補剛材の切込み中に挿入し隅肉鎔接をなす、又上突縁上には平鉄を置いて桁端彎曲率の縁張力に抵抗する事は上述の通りである。

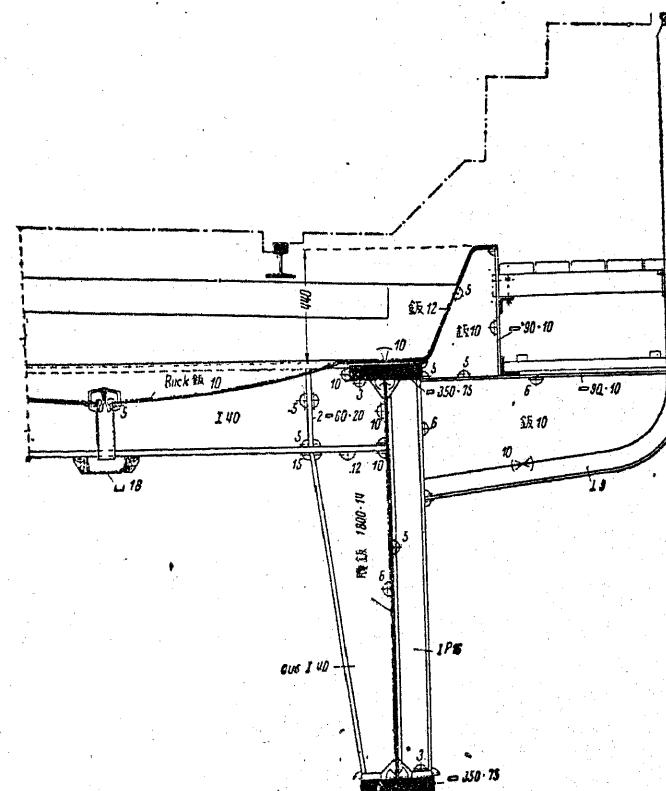
第 1 5 3 9 圖



(b) 床桁と主桁との連結。

第 1538 圖及第 1539 圖の工法は床桁を主桁に取付けるにも充分利用し得る構造である、第 1540 圖は工形鋼より成る床桁を主桁の腹鉄に連續隅肉を以て鎔接し且主桁の補剛材（工形鋼より作成したもの）を床桁支承用の持送りに兼用し持送りと床桁との交はる部分は凡て鎔接する、又主桁の補剛材の延長に該當する部分には縦桁にも平鉄の補剛材を取付ける、第 1541 圖は床桁工形鋼を端近くに於て二つに割り開き下半部は鍛工にて山け上半部との間に出来る三角形の間隙には同厚の鉄を入れて之を X 接ぎにする、此の工法による時は床桁の端部は主桁の補剛材をも兼ね且床桁の鎔接長を増加する結果となり仲々面白い工法である、而して其の反対側の

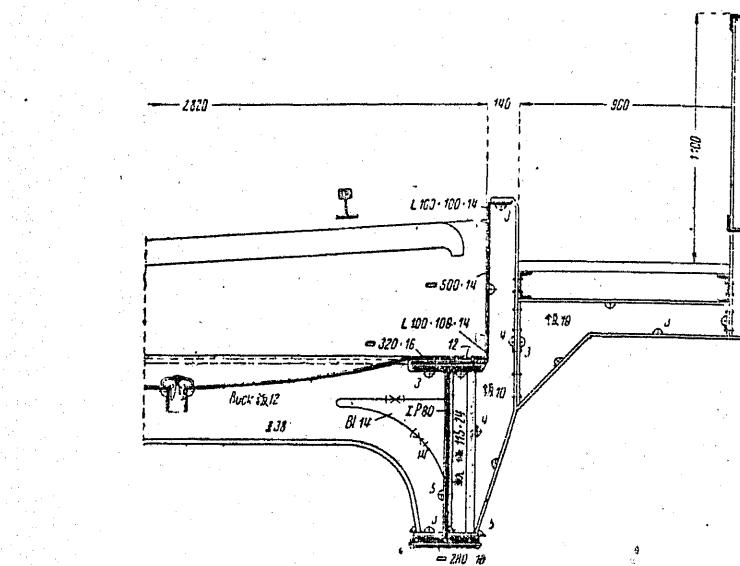
第 1 5 4 0 圖



補剛材には軌條を使用して居る、第 1542 圖は床桁の構造を最初から床桁と主桁の補剛材とを兼ねた形となしたもので床桁の上下突縁板をも桁端に於て曲げて主桁の突縁の所迄持つて行つて居る、斯くの如き工法は床桁腹鉄の切取りに當つて多少材料の不經濟と工作の面倒はあるけれども鎔接の接手は個處も妙く構造も簡単で床桁取付方法としては手際の良いものと言ふ事が出来る。

第 1543 圖は鎔接公道橋の床部構造の一例であつて 4 本の主桁上は直接混泥土床版を載せ床桁を省略した構造である、突縁板上に鎔着した平鉄を

第 1 5 4 1 圖

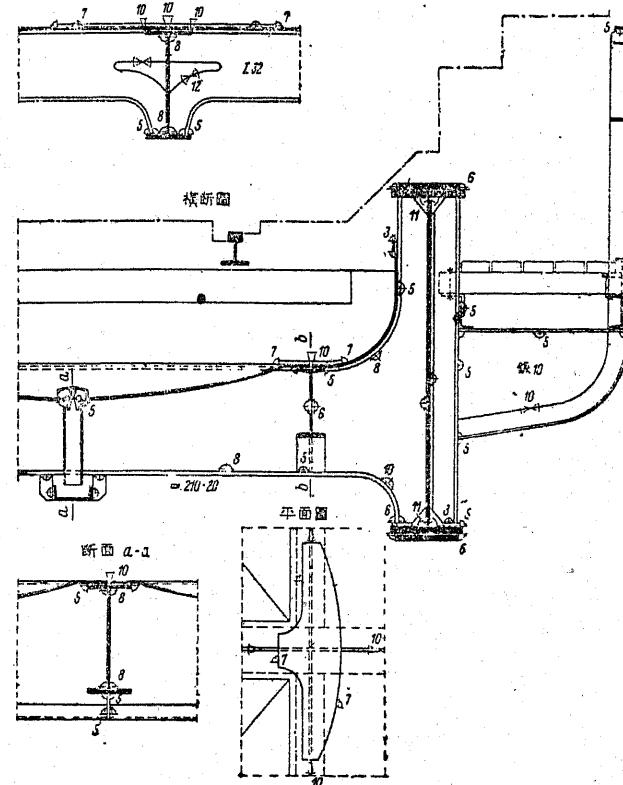


混疑土中に埋込み左右の移動を防止して居る、第 1544 圖は床桁の突緣上に直接混疑土 T 版を置いたものである、T 版の底板 Sole plate を混疑土に密着せしめる爲に底板に直角に平板一枚を鉛着し之を混疑土に埋込み、一方床桁と T 版との交はる個處には突緣上に牀板 Bed plate を置く、尙本實例は床桁と主桁との結合は鉛接を避けて鉛結としたものである、第 1545 圖は鉛接鋼拱橋の床部構造であり床桁と主拱肋との取付けには床桁の腹板を端部に於て拱肋の上突緣板及同補剛材に沿ふて釣状に切込み此の縁に沿ふて隅肉鉛接を施工したものである、歩道を支へる突桁の取付にも同様なる工法を採用して居る。

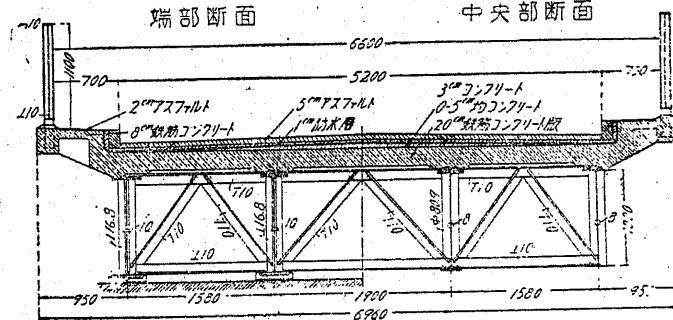
§ 316. 鋼桁橋の補強.

既成の鋼桁橋が荷重の増加其他の原因によつて之を補強するの要ある場合鉛接を利用する事は甚だ便利である、補強るべき鋼桁が蓋板を有せず

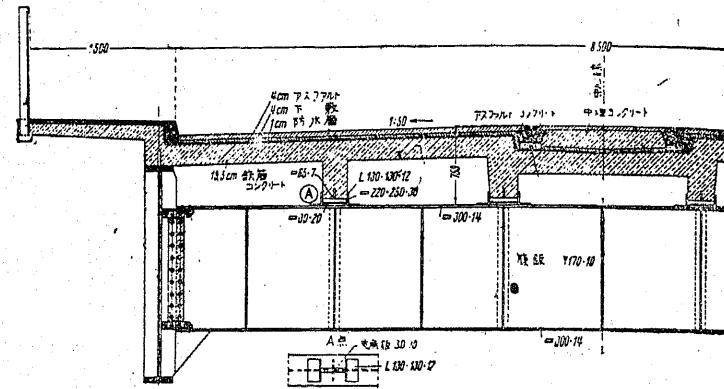
第 1 5 4 2 圖



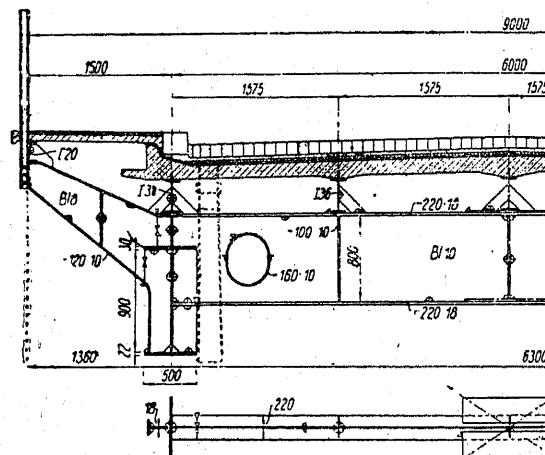
第 1 5 4 3 圖 中央部断面



第 1 5 4 4 圖



第 1 5 4 5 圖

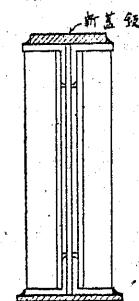


突縁山形鋼のみより成る場合には新蓋板を鋸着する事により容易に目的を達成する事が出来る、乃ち第 1546 圖の如く上突縁には突縁幅により狭い蓋板を、下突縁には廣い蓋板を使用して上向鋸接を避ける。

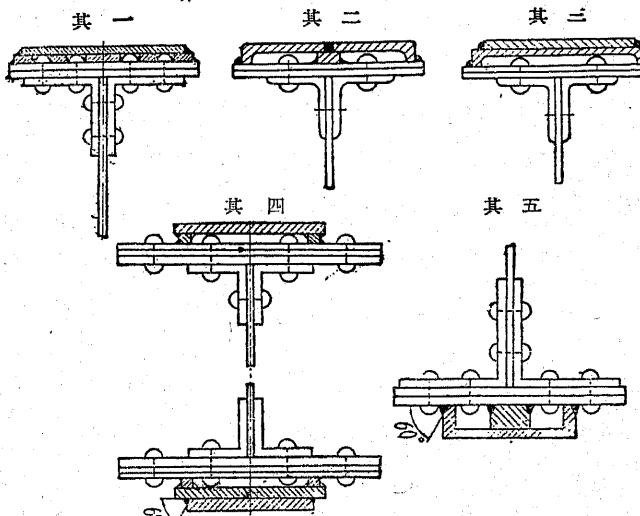
第 1547 圖は蓋板を有する突縁に新蓋板を鋸着して補強したものである、(其一)は第一枚目の蓋板に鉄頭と等厚の板を用ひ其の板には豫め鉄頭

に相當する位置に圓孔を穿ち置き之を被せて鉄頭面を整へ鉄頭の餘地は鋸鋼を以て埋める、然る後第二枚目の蓋板を置き板の兩縁に沿ふて隅内鋸接を施工するのである、蓋板の數が多い場合には更に其の外側に板を置くのであるが其の際上突縁に置く新蓋板は漸次幅を縮め下突縁に置くものは漸次廣くして上向鋸接を避ける様にする、然し此の工法に於て既存の鉄頭に合して豫め板に圓孔を穿つ事は實際に

第 1546 圖



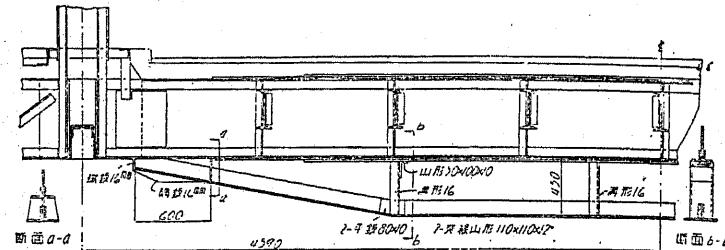
第 1 5 4 8 圖



は尙々困難な事であり鉄打の不正確によつて鉄の位置が狂ふて居る事は往々ある事で斯る場合には現場合せとするより外に途がない、斯る難を避ける爲に鉄頭と同厚の平板を數枚板間に鋸着し其の上に新蓋板を鋸接するものがある、該工法は前者よりも簡単であるけれども平板取付けに多量の鋸接を要する、(其二)乃至(其五)は此の缺點を輕減せんとして考案せられた工法であつて本邦鐵道橋の補強に屢々使用されて居る、而して普通補強蓋板のバツクリングを防ぐ爲板の幅 b は其の厚 t の 20 倍以下とする、

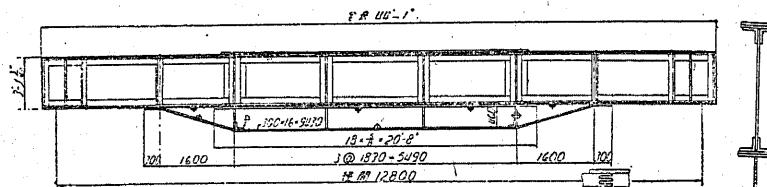
又(其二)乃至(其五)は下突縁に於て上向鉛接を行はなければならない爲其の作業を容易ならしめる様飯端の双形を 60° の開先きとした方が可い。

第 1 5 4 8 圖



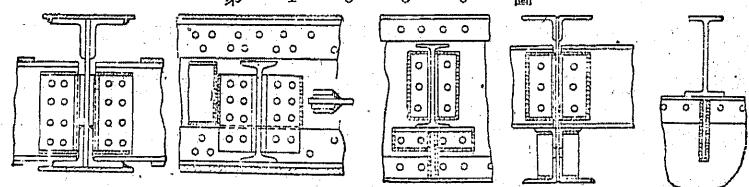
第 1548 圖及第 1549 圖は床桁等が床張の爲に上突縁側の補強が困難なる場合、下突縁下に工場鉛接にて組立てられた補強桁を現場で在來桁に鉛接したものである。第 1548 圖の補強桁は副弦は 2 個の山形鋼より支柱は構形鋼より成つたものである。而して在來桁への取付けには副弦には繫鉄、支柱には山形鋼を使用して居る。第 1549 圖は本邦鐵道省にて考案せられ

第 1 5 4 9 圖



たもので本邦の鐵道橋飯桁の補強に多數用ひられて居る。補強部は平鉄突縁と腹鉄より成り在來桁との取付けは腹鉄と在來突縁との間の隅内鉛接と

第 1 5 5 0 圖



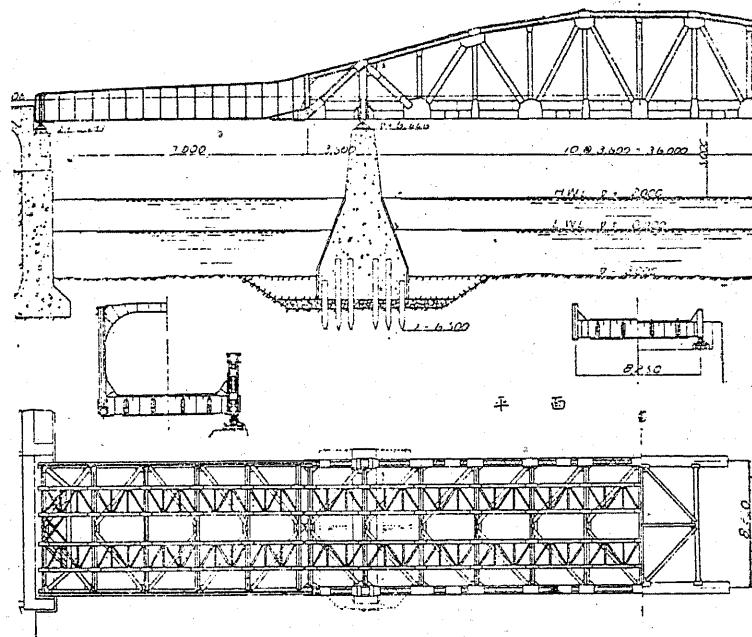
突縁平鉄の端部の溝鉛接とによつて居る。

飯桁端の連結の補強は鉛結に使用せる在來山形鋼の縁を更に隅内鉛接を行つたものが多い、第 1550 圖は其の實例である。

§ 317. 本邦に於ける鉛接飯桁橋の實例。

本邦に於ける鉛接飯桁橋としては第 1,500 圖の瑞穂橋(鐵道橋)の側徑間と東京市省線田端驛構内に於ける江戸坂跨線橋(公道橋)とが最も著名である。

第 1 5 5 1 圖



瑞 穂 橋

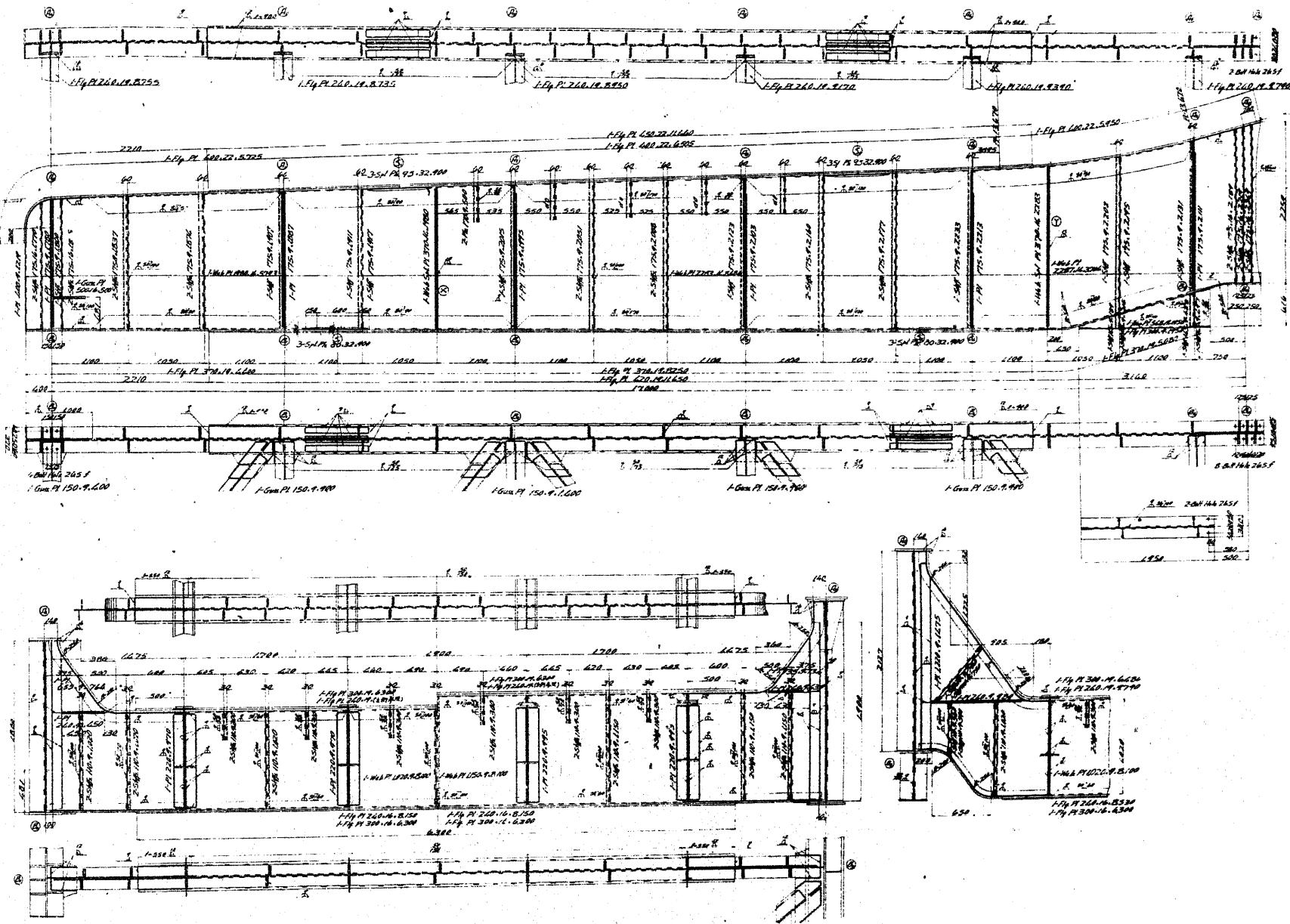
瑞穂橋は横濱港大堤内側外國貿易施設用新埋立地に致る水路に架設せられた本邦最初の鉛接鐵道橋(複線)にして中央徑間 36.0 m. には曲弦ワーレン構を用ひ側徑間 20.6 m. には中央徑間の突出部 3.6 m. と 17.0 m. の飯桁とを用ひて居る。主桁の間隔は 8.25 m. にして設計荷重は KS 15 を

採用して居る、第 1552 圖は該飯杓の構造圖である。

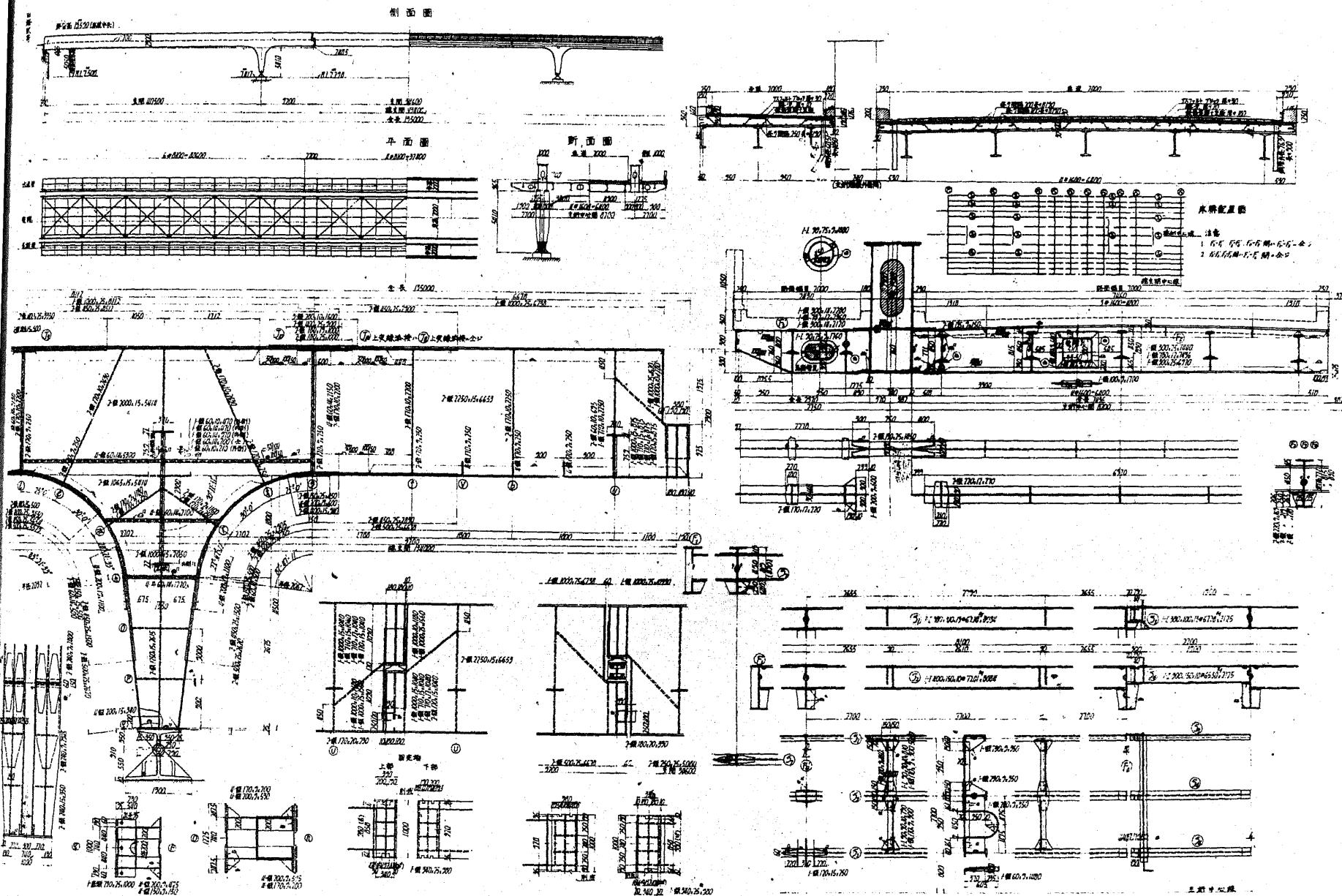
江戸坂跨線橋は三徑間の突桁式下路飯杓橋にして總長 134 m. 側徑間各 40.5 m. 中央徑間 53.0 m. 内吊徑間 34.6 m. である、幅員は車道 70 m. 歩道各 2.0 m. であつて主桁は歩車道の間に置かれてある、主桁の斷面は複腹飯型にして桁高 2.3 m. 蓋飯の幅は 1.0 m. 兩腹飯の間隔は 0.74 m. となつて居る、第 1553 圖及第 1554 圖は其の構造圖である。

以 上

第1552圖 瑞穗橋主桁並橫桁設計圖

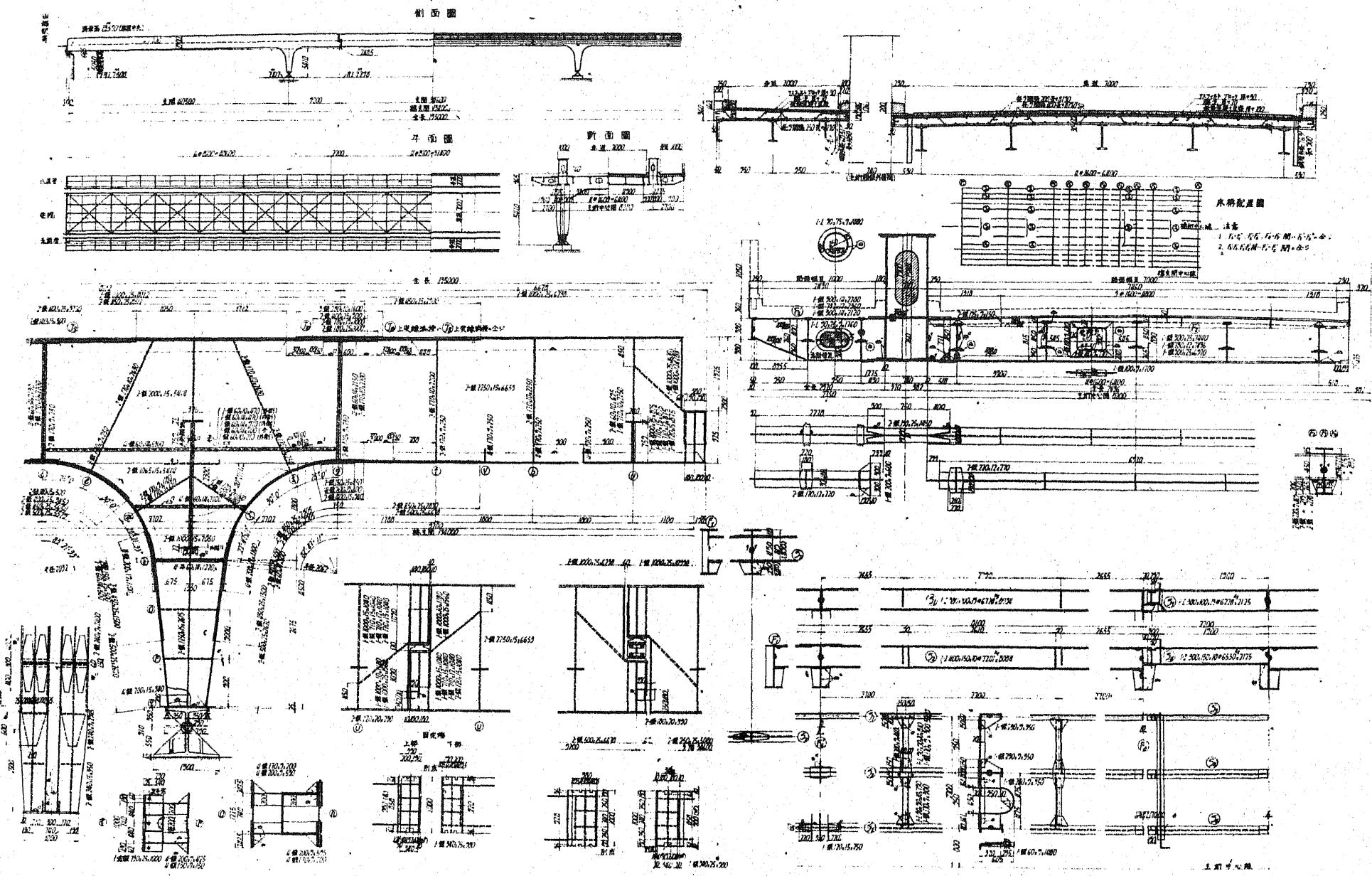


第1553圖 江戸坂跨線道路橋設計圖（其一）



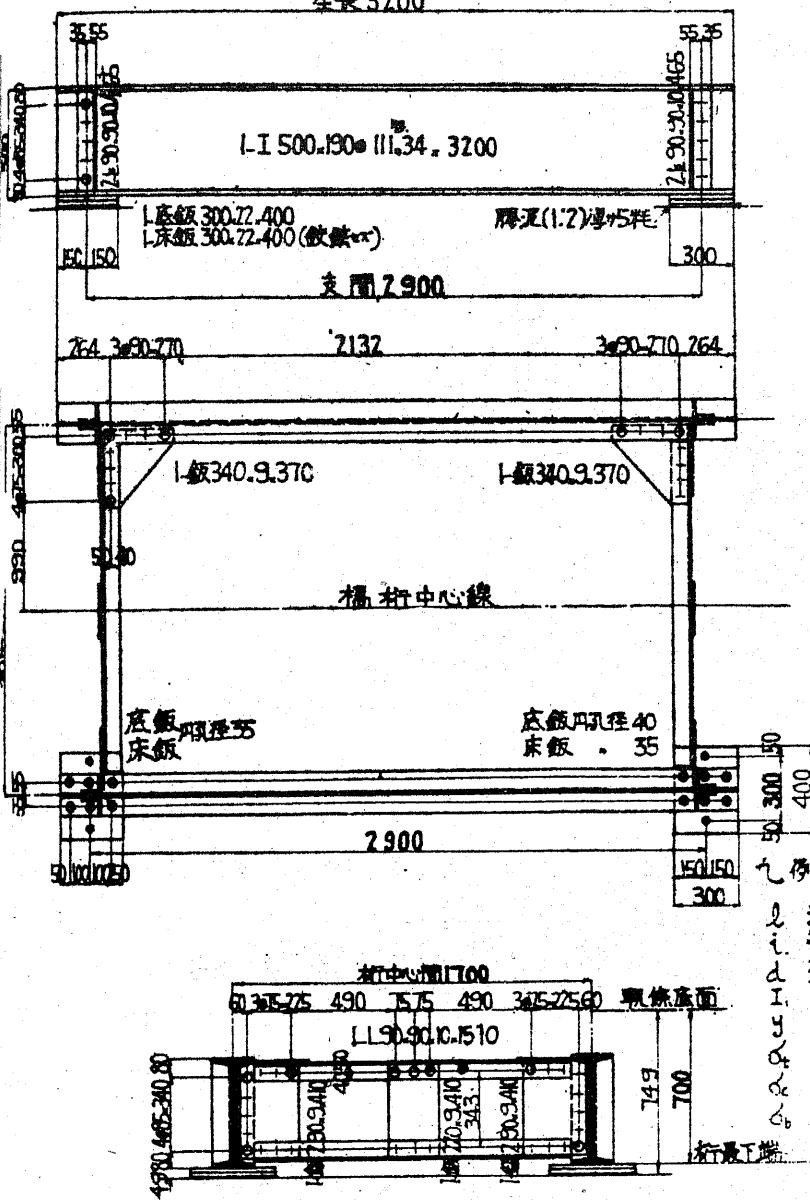
(更 改 再 製)

第1553圖 江戸坂跨線道路橋設計圖（其一）



第1554圖 江戸坂跨線道路橋設計圖(其二)

全長3200



杆	最大弯曲率	最大荷重
I	798 000	14 400
i	749 000	13 500
d	50 000	690

中央断面

I-59600

y=25

實應力 許容應力

δ_t +670 +1200

δ_c -670 -939

安全面 -1200cm²

δ_b -24 -35

活荷重弯曲率 (cm) 及剪力(kg)

衝擊

死荷重

中立軸(周), 總斷面二次率 (cm⁴)

中立軸(列), 線維距・距離 (cm)

線維張應力 (kg/cm²)

線維壓應力 "

支壓力

注意

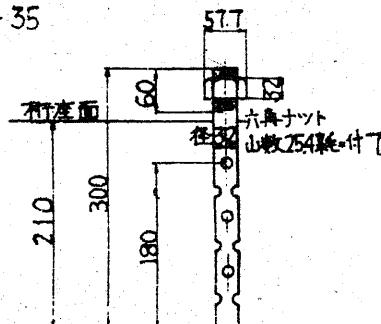
鉄孔中心と剪断線と至る距離は
32粁以上タルベシ

材料表

種別	寸法	数量	重量(kg)	摘要	材質
工形	500.180x34	3 200	2 713	杆	S3.9A
山形	30.30.10	465	8 50	補助材	"
"	"	1 510	4 80	支材	"
板	340.9	3 10	4 36	蓋板	"
"	290.9	4 10	4 34	"	"
"	220.9	4 10	2 13	"	"
"	300.12	4 00	8 166	底板	"
アルミニウム	32	300	8 18	"	"
鍍鉄	幅19	240	1 112	工場鉄	SV34
總重量 1121粁 = 1121kg					

ベンキ全面積 163平米

アンカーボルト



(更 改 再 製)

第1554圖 江戸坂跨線道路橋設計圖(其二)

