

始



鋼橋設計諸表の解説並設計例

橋梁研究会編



967
198

515.35
KY5

鋼橋設計諸表の解説
並設計例

橋梁研究会編

昭和18年9月

株式會社 水産社 版

967

198

序 言

本書は本會編纂『鋼橋設計諸表』の解説として書いたものである。該設計諸表は現在鋼鐵構造物特に橋梁の設計に無二の資料であるが其の内容は可成専門的の所があり、實際設計に携つた人でないと些か難解と思はれる點がある。

依つて之等の點を主として全體に對し適切なる解説を爲し、尙足らざる所は設計實例を以て示した。例題の設計法は小城末喜氏に依つて提案され現在國有鐵道に於て實際に用ひられてゐる方法である。

昭和十八年五月

橋 梁 研 究 會



967
198

目 次

	頁
序 言	
第一編 設計諸表の説明	1
(1 頁—81 頁)	
第二編 設計例	27
序	27
第一設計例 工形桁の設計	27
(1) 彎曲率	27
(2) 剪力	27
(3) 斷面の決定	28
第二設計例 上路鋼鈹桁の設計	29
(1) 彎曲率	29
(i) 活荷重彎曲率	29
(ii) 撃衝に依る彎曲率	33
(iii) 死荷重に依る彎曲率	33
(iv) 合成最大彎曲率	34
(2) 剪力	35
(i) 活荷重剪力	35
(ii) 撃衝に依る剪力	37
(iii) 死荷重に依る剪力	37
(iv) 合成最大剪力	37
(v) 合成最大彎曲率並に合成最大剪力の圖表	38
(3) 鈹桁各部の設計	38
(i) 主桁の高さ、斷面及抵抗力率	38
(ii) 鈹距	41

(iii) 補剛材間隔	44
(iv) 端補剛材の設計	44
(v) 主桁添接	45
(4) 横絞構の設計	48
(5) 脊の設計	50
(6) 設計圖	50
第三設計例 下路鉸桁の設計	51
(1) 縦桁の設計	51
(2) 横桁の設計	53
(3) 主桁の設計	54
設計圖, 3 葉	

第一編 設計諸表の説明

1 頁 建築限界

昭和4年7月鐵道省令第2號による國有鐵道建設規程中から採つたもので橋梁に關する限界は實線及び黒丸線を以て表はしてある。

但し本圖は直線に於ける建築限界を示すもので建設規程第19條に依ると半徑800米以下の曲線の場合は次式で示す寸法丈軌道中心線の各側に於て擴大しなければならぬ。

$$w = \frac{22500}{R}$$

上式中 w = 軌道中心線の各側に於て擴大すべき寸法(耗)。

R = 曲線の半徑(米)。

例へば半徑400米の時は、 $w = \frac{22500}{400} \approx 56$ 耗丈限界を各側に擴大する事になる。

又曲線に於ける建築限界は、「カント」に伴ひ傾斜せしめる。従つて曲線上に架設される橋梁を設計する場合は特に注意が肝要である。

2 頁 力率表

鐵道省建設規程第8節橋梁第29條に依り本線路に於ける橋梁の負擔力は次の如く定められて居る。

即ち、

甲線(建設規程第2條に依る)にては.....KS-18

乙線(同) 同KS-15

丙線(同) 同KS-12

先づ是等 KS-18, KS-15, KS-12 に關して説明しやう。

此のKSの中K荷重系に就て言ふと、このK標準活荷重は機關車が重聯して列車を牽引して居るもので、其の特徴は丁度クーパー氏活荷重(Cooper's Loading)と

同様に各車輪間の距離は常に一定であるが、その軸重は、18, 15, 12 等の各記號に準じ色々變つてくる。即ち K-18 の時働輪の軸重 18 越、K-15 は 15 越、K-12 は 12 越である。且つ導輪、働輪、炭水車及夫に續く列車荷重（等布荷重）の軸重は一定比になつて居る。

例へば K-18 に於て見ると、働輪の軸重は上記の如く 18 越、導輪の軸重は働輪の 1/2 即ち 9 越、炭水車の軸重は働輪の 2/3 即ち 12 越又列車荷重は長さ 1 米に付き働輪の軸重の 1/3、即ち 6 越になつて居る。

2 頁の表には之を軸重でなく一軌條に對する荷重即ち橋梁の一方の主桁に懸る重量で書いてある。之を輪荷重と言ふ。

今之を K-18, K-15, K-12 等に對して書いて見ると次の通りである。

K	導輪	働輪	炭水車	列車荷重
18	4.5	9	6	3
15	3.75	7.5	5	2.5
12	3	6	4	2

次に KS 荷重中の S 荷重 (Special Loading) に就て言ふと、之は橋梁に對する建設規程附錄第 3 圖に依る軸重 22 越の特殊荷重に S なる記號が付けてある。上記の K 荷重と此の S 荷重との中、孰れか部材に大なる應力を生ずべきものを設計活荷重として採らねばならない。

勿論此の S 荷重も S-18, S-15, S-12 に依つて變化するもので、その大きさは、

S-18 の場合 22 越

S-15 同 $22 \times \frac{15}{18} = 18.3$ 越

S-12 同 $22 \times \frac{12}{18} = 14.6$ 越

となる。然し車輪間隔は K 荷重系と同様に常に 2 米である。

扱て上の説明から大體解る様に、S-荷重は要するに特に重い車輛、例へば大運搬貨車等が安全に橋梁を通れる爲に特に設けたもので、一般に小橋梁 (I ビーム、槽

狀桁等) か又は大きい橋梁の床組 (縦桁 Stringer, 横桁 Floor beam) の設計を支配するものである。

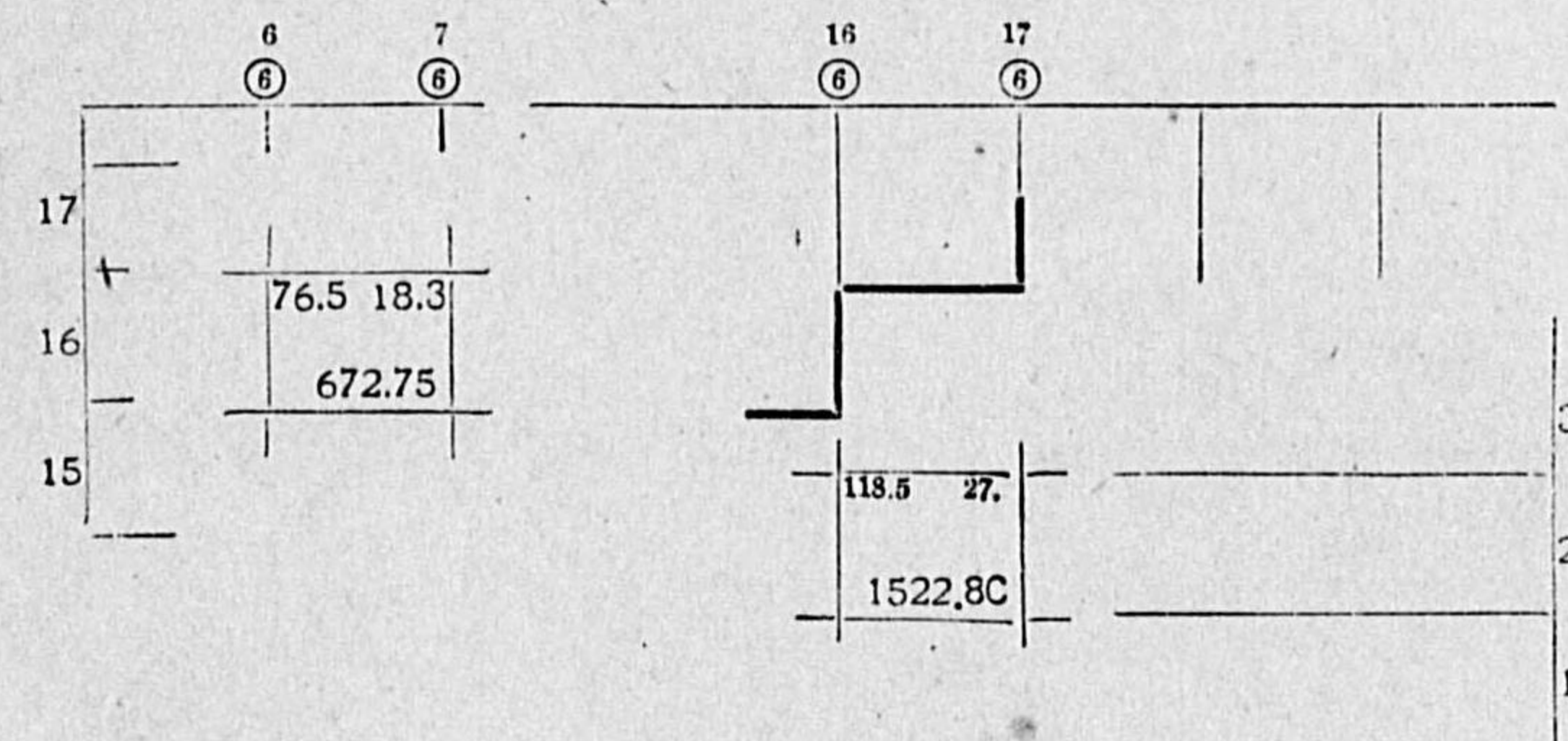
此の表は K 荷重に對する橋桁、橋脚、橋臺等の應力の算出に非常に便利なもので、茲には K-18 に對して書いてあるが、K-18 に限らず K-15, K-12 等に對しても簡単に使用する事が出来る。即ち上に説明した様に K-15 ならば本表で得た値に 15/18 を乗ずれば宜しく、K-12 なら 12/18 を乗ずれば良い。

尚本表中の數字は力率 (彎曲率) は米-越、荷重は越、距離は米を單位にして表はし總て一軌條 (即ち一主桁) に對するものである。

欄外上方の圓は各輪荷重の位置を示し、圓の中の數字は輪荷重の大きさ、圓の上の數字は先端荷重 (第一導輪) よりの順序を示したものである。例へば ⑤ とあるは第 5 番目の輪荷重で重量 9 越を意味す。

圓と圓との中間の數字は各輪荷重間の距離を示し、例へば、第 5 番目と第 6 番目との荷重間の距離は 2.7 米である。

次は欄内の數字である……が——階段狀太線にて仕切られたる上方に就て説明すれば——任意の小欄第 6 と第 7 輪荷重間第 4 段目……(下圖参照)



中大きい數字 672.75 は横列右に辿つて突き當る縦の太線上方欄外第 16 番目輪荷重の中心を力率原點とする第 6 番目より第 16 番目迄の輪荷重の力率の和であり、左上 76.5 は同じく 6 番より 16 番迄の荷重の和で右上 18.3 は同じく 6 番より 16 番迄の各輪荷重間距離の和である。即ち之と同じ横列の小欄内の數字は、總て夫等小

欄左側線上方の輪荷重より第 16 番目輪荷重迄の力率の和（原點 16 番中心）及荷重の和距離の和である。

階段状太線より下側の小欄は、夫等小欄の横列左に辿つて太縦線上方の輪荷重の中心を原點として求めた（範圍は夫等小欄の右側線上方の輪荷重よりの）即ち上圖第 2 例小欄中の大きい數字 1522.80 は右側線上方第 17 番輪荷重より横列左に辿つて縦太線上方第 2 番輪荷重の中心を原點として求めた力率の和、左上 118.5 は同じく 17 より 2 迄の荷重の和、右上 27.3 は同じく 17 より 2 迄の各輪荷重間距離の和である。

今第 8 番の中心を原點として第 2 番より第 8 番迄の荷重の力率を求めんとすれば第 8 番の中心を下つて太線の欄を左に辿つて第 2 番の中心線との交點 327.60 は即ち夫にして左上 54.0 は 2 番より 8 番迄の荷重の和 10.5 は距離の和である。又第 2 番の中心を原點として求むるには第 2 番の中心を下つて太線の欄を右横に辿つて 8 番の中心線との交點 234.90 は即ち夫にして左上 54 と右上 10.5 は上記と同數字なることを見る。

尙之の使用法は末尾の設計例にも説明してある。

3, 4 頁

3 頁の圖表と 4 頁の圖表とでは縮尺は違ふが、孰れも最大彎曲率を與へる荷重位置を示す圖表で、4 頁は 3 頁に續くのである。

縦距 (a) は最大彎曲率を求めんとする點より近き方の支點に至る距離を、横距 (b) は支間を何れも米を單位として表はしたものである。

3 頁の表は支間 55 米迄、4 頁は支間 55 米乃至 100 米の橋桁に對するものである。

表中、二重丸は輪荷重を示し、二重丸の中の數字は輪荷重の番號で最大彎曲率を求めんとする點に來る荷重なる事を示して居る。又小丸印は公式適用の範圍を示すものである。

圖中、太い實線は二重丸の境界を示し、點線は小丸の境界を示したものである。

是等の詳細は設計例で説明する。

又 R 字は荷重の進行方向を示すもので、R (Reverse) 字無きものは先端輪荷重が最大彎曲率を求めんとする點から近き方の支點側にある場合で R 字あるものは之と反對の方向を表はすものである。

例へば支間 20 米で左方支點より 5 米の點の最大彎曲率は其の點に第 12 番目の輪荷重が乗りたる時に生じ荷重の方向は先端荷重が其の點より左方に在る場合である。又支間 11 米で中央點の最大彎曲率は其點に第 4 番目の輪荷重が乗りたる時に生じ、先端荷重が其點より右方にある場合である。

以上の如く本表は單に單桁の各點に最大彎曲率を生ずる荷重の位置を示したに過ぎないが其の應用は廣く、種々の橋桁の各部材の最大應力の算出に便なるものである。即ち部材の應力の影響線が單桁上の一點の彎曲率の影響線と同性質なる場合（即ち三角形なる場合）には殆ど總てに應用する事が出来る。

又求むる點の位置が太い實線或ひは點線の限界に入つて不明瞭なる時は、其の各場合に應じ 2 個或は 3 個の荷重位置に就き是れを求め、比較すれば良い。

此の表の作り方は、荷重位置に依る桁の各點の最大彎曲率を詳細に計算して、それ等の位置の限界を明かにして作つたもので仲々の手数が掛るのである。然し一度斯る計算がしてあれば、我々は此の圖の指示する通りに荷重を置けば、その點の最大彎曲率が直ぐに分つて了ふのであるから、幾度も荷重を動かして最大彎曲率の比較をして見なくとも良いのであるから、甚だ有難い譯である。

5 頁

本表は任意の支間に對し絶對最大彎曲率の生ずる點を表にて示したものである。

即ち左方の l (米) は右の公式の適用せらるゝ橋桁支間の限度を示し、次の欄は適用公式を示す。之は 6, 7 頁表中の A 欄及 B 欄を記載したもので夫等を直ちに用ふれば良い。

最後の欄は絶對最大彎曲率の生ずる點の x の値（近い方の支點からの距離）を表はす式である。

御承知の通り多くの軸荷重に依る絶対最大彎曲率の起る點は桁中央より算分難れた點である。そしてその點上に3,4頁の表より得たる輪荷重が來た場合に就て彎曲率を計算するか本表第二欄の公式を6,7頁から見出して計算すれば絶対最大彎曲率を得るのである。

例へば支間10米の單桁で如何なる點に絶対最大彎曲率が起るか云ふと、支間10米は左方欄 l の8.284米と10.337米との間になるので適用さるゝ公式は③の0なる事が判る。

此の時 x の値は $\frac{l}{2} - \frac{7}{60} = \frac{10}{2} - \frac{7}{60} = \frac{293}{60} = 4.883$ 米で、桁中央より0.117米左に寄つた點となる。即ち最大彎曲率を起す輪荷重が桁の中心から0.117米の距離にある時絶対最大彎曲率をその點に起すのである。

14,15頁に於て右方欄より2番目の e の欄には此の絶対最大彎曲率が起る位置と桁中央よりの距離が出て居る。以上要するに設計に於ては橋桁の支間が判つたら l の限度により適用される公式に代入すれば絶対最大彎曲率は容易に求める事が出来るのである。

本表の示す如く、92.073米以上は全部最後の公式

$$x = \frac{1}{2l} \{ l^2 - 366.4 \}$$
 となる事が判る。

尚ほ支間100米迄は、本表で絶対最大彎曲率を求めずとも、(大體の支間に對しては)14,15頁にその値が掲げてあるから夫を直ちに用ふれば良い。

6, 7 頁

本表は3,4頁と關聯して使用する最大彎曲率の公式である。即ち桁の任意の個所の最大彎曲率を求めんとする時、3,4頁の圖表に依り輪荷重の位置即ち其の點に來るべき輪荷重及び其の公式適用の範圍が判るから、直ちに本頁の公式に l 及 x (共に單位は米) の値を代入して、所要の最大彎曲率(單位米-越)を求むる事が出来るのである。

茲に l は支間であり x は左又は右の支點からその最大彎曲率を求むる點までの短

い方の距離である。

尚本表中 C は上記の場合同支間の桁の上に乗つて居る荷重の範圍を示すもので D は所要最大彎曲率を表はす可き公式である。

此の使用方法は9頁欄外に例題で説明してある。

8 頁

本表は前掲の3,4頁の表と同様の表はし方で單桁の各點に最大剪力を生ずる荷重の位置を示したるものである。之も又單桁に於て使用されるのみならず、その各點の剪力の影響線と同性質の影響線を有する構造部分の計算に於て應用されるものである。

9 頁

本表は前掲の6,7頁の表と同様の表はし方で最大剪力を求むる公式を集めたるものである。

此の使用方法は6,7頁の説明と例題を参照すれば判ると思ふ。

10~13 頁

10頁と11頁とは前掲の3,4頁の表と同様の表はし方で、一端が突桁なる單桁中の各點に最大彎曲率を生ずる荷重の位置を示す表で、11頁は10頁に續くのである。12頁と13頁は前掲6,7頁の表と同様である。

一端が突桁なる單桁中の各點に生ずる最大正彎曲率を求むるに當つては、本表を3~7頁の表及附屬公式表と同様に適用して求むる事が出来るが、本圖表中支間20米前後に於て荷重の番號が⑩~⑭となつて居るのは、此の附近では①~⑨の荷重の無い場合、即機關車一臺の時の方が應力が大となるのである。

又本圖表は以上の場合の外影響線の形が第1圖の様な場合にも使用が出来、其の應用の場合の方が使用の範圍は廣いのである。

第1圖を或る部材の應力影響線とすれば、正應力を求める場合に、11頁の表の l, x の代りに、第1圖の l_1, x_1 を用ひC點の彎曲率を附屬公式から計算し、其の値に $\frac{ml_1}{x_1(l_1-x_1)}$ を乗ずれば、求むる部材の應力を見出す事が出来る、一方負應力は同様に l, x の代りに l_2, x_2 を用ひD點の彎曲率を計算し其の値に $\frac{ml_2}{x_2(l_2-x_2)}$ を乗ずれば求められる。

而して本表を使用するに當り注意すべき事は、應力が正である場合には荷重がAC及CD線上にある事、又負の場合にはCD及DB線上にある事が必要な事である。

以下例題に依つて本圖表及12, 13頁の附屬公式の使用方法を述べる。

(例題) 第2圖に示す下路構桁のa-b間の剪力を求む。

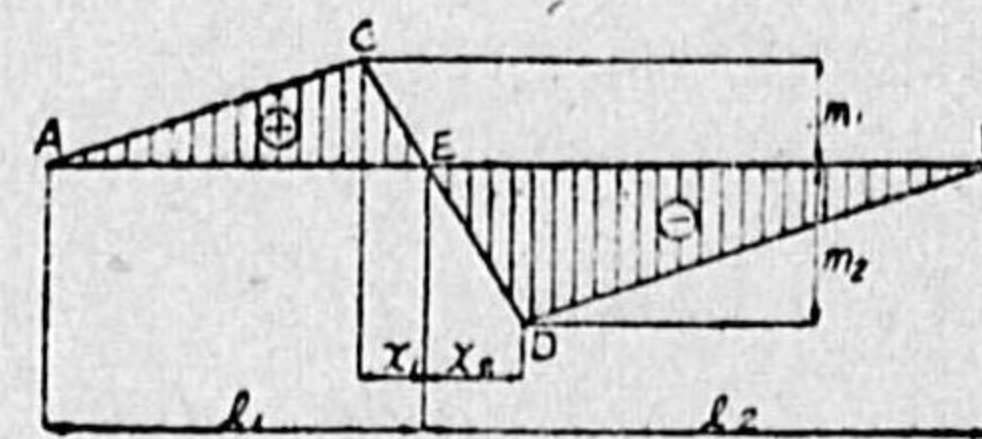
a-b間の剪力影響線は、圖の如くA'a'p'b'B'である。影響線に於て、 $\Delta A'a'p'$ 及 $\Delta p'b'B'$ は共に $\Delta A'a''B'$ と相似であるから前述の $\frac{ml_1}{x_1(l_1-x_1)}$ の値は一定である。即圖の如き並行絨構の各格間の剪力に對する上記係数の値は皆一定で

$$\frac{ml_1}{x_1(l_1-x_1)} = \frac{\frac{n-1}{n} \cdot np}{p(np-p)} = \frac{1}{p}$$

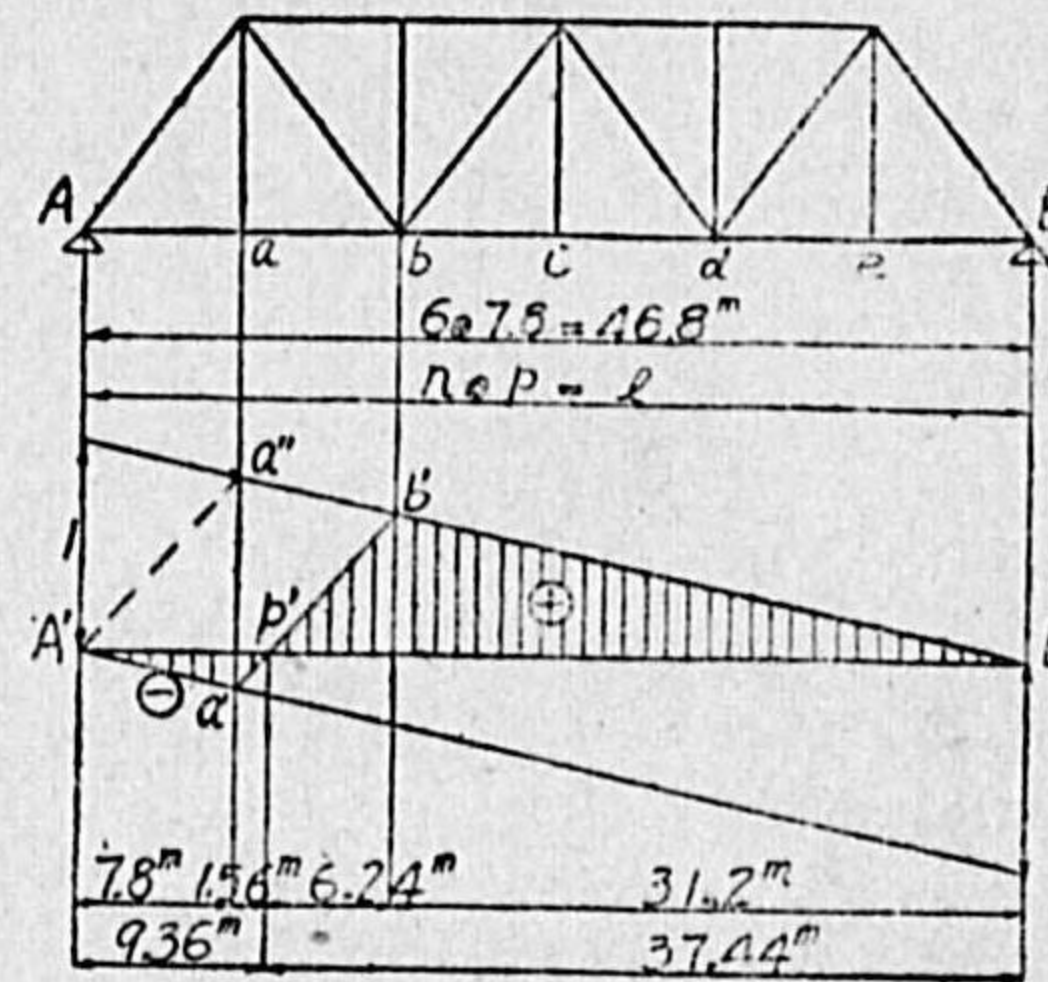
である。即本例の場合は 係数 $=\frac{1}{p} = \frac{1}{7.8} = 0.1282$ となる。

従つて格間a bの正剪力に對しては $l=37.44\text{m}$ $x=6.24\text{m}$ として、本表よりb點の彎曲率を求むる公式は12頁の表中より④-lである事が判る。

依て14頁の表より公式として



第1圖



第2圖

$$\frac{1.5x}{l} \left\{ (l+15.7-x)^2 - 366.4 \right\} - 64.8$$

が得られる。故に求むる正剪力は

$$\begin{aligned} S_{a-b} &= +0.1282 \left[\frac{1.5x}{l} \left\{ (l+15.7-x)^2 - 366.4 \right\} - 64.8 \right] \\ &= +0.1282 \left[\frac{1.5 \times 6.24}{37.44} \left\{ (37.44+15.7-6.24)^2 - 366.4 \right\} - 64.8 \right] \\ &= +50.45 \text{ 吨} \end{aligned}$$

負應力も亦同様に $l=9.36\text{m}$ $x=1.56\text{m}$ として本表より適用公式②-Cを知るから求むる負剪力は

$$\begin{aligned} S_{a-b} &= -0.1282 \left[\frac{x}{l} \left\{ 46.5(l-x) - 113.4 \right\} - 10.8 \right] \\ &= -0.1282 \left[\frac{1.56}{9.36} \left\{ 46.5(9.36-1.56) - 113.4 \right\} - 10.8 \right] \\ &= -3.942 \end{aligned}$$

となる。

14, 15 頁

本表は支間1米より100米に至る迄の橋梁に於ける剪力、橋脚反力及彎曲率を示したものである。之は豫め特殊支間に對し各種の計算をして置くと設計に際し甚だ便なる爲に作られたのである。

此の表はKS-18なる活荷重に對する値であるが、KS-15, KS-12等の場合は前の力率表に於て説明したと同様に、比例に依り容易に之を求める事が出来る。

剪力、彎曲率共に8分點 $\left(x = \frac{1}{8}l, \frac{1}{4}l, \frac{3}{8}l, \frac{1}{2}l\right)$ に關して求めてあり尙ほ外に絶對最大彎曲率も求めてある。兩側の欄は支間を示し中央部には橋脚反力の欄がある。

之は恰も下路橋梁に於てその横桁(Floor Beam)に來る最大反力に相當するもので、例へば横桁の間隔7.5米なる時之が荷重を直接に支へる2個の縦桁から受くる最大反力は合計34.14吨となるのである。この縦桁の最大剪力は25.56吨、最大彎

曲率は 41.18 米-廻、又例へば支間 30 米の橋梁が連続して架せられて居る場合、其橋脚が夫を挟む兩橋桁から受くる活荷重反力の合計は 107.6 廻（一軌條につき）である

之は決して $2 \times S_1 = 2 \times 67.98 = 135.96$ 廻にはなり得ないのである。尙ほ右側の e 欄は絶対最大彎曲率の起る點と桁中央點との距離であることは 5 頁の表に於ても説明して置いた。

16, 17 頁

示方書第 5 條に依ると橋梁は先づ活荷重、死荷重に依つて應力を求め、其れに撃衝應力を加へねばならぬ事になつて居る。

撃衝應力とは活荷重が急激なる速度で橋梁を通過するから靜に荷重が乗つた場合よりも甚だしく大きい影響を橋梁に及ぼす。其の増加した應力の大きさを云ふのである。

之は活荷重應力の何%かで、橋梁の支間 l に依り又單線橋なるか、複線橋なるかに依つて違ふ。

例へば支間 8 米の單桁橋梁に於ては、表から撃衝係數 i は、 $0.849 \left(i = \frac{45}{45+8} \right)$ である。若し複線橋梁なら、 $i = \frac{45}{45+2 \times 8} = 0.738$ である。即ち活荷重應力が 500 kg/cm^2 なら撃衝應力は $500 \times 0.849 = 425 \text{ kg/cm}^2$ 若くは $500 \times 0.738 = 369 \text{ kg/cm}^2$ である。

又例へば三主桁橋梁と云つて複線軌道を支へるのに三つの主桁を用ひた型式のものがあるが、今支間が 18 米ある場合を考へると、その中央主桁に對しては、 $nL = 2 \times 18 = 36$ 米と採るべきであるから 17 頁の左から第 3, 4 行目を見て、 $i = 0.556$ なる事が判る。此際左右の各側主桁に對しては、16 頁右方から 3, 4 行目を見て、 $i = 0.714$ と採れば良いのである。

18 頁

本表は本資料中の鉸桁一覽表 23, 24 頁にある鉸桁の重量を曲線を以て示したも

のである。

本表中の黒點及丸點は各支間に應ずる重量を表はして居る。例へば、下路鉸桁 KS-12 支間 16 米の重量は 24 頁より、總重量 = 18.213 廻沓及附屬品の重量 = 0.261 廻であるから、本表中には $18.213 - 0.261 = 17.952$ 廻が出て居る。

本表は特殊の支間に對しては標準設計となつて居るのであるから、任意の支間の鉸桁の設計をなすに當つて、果して如何なる死荷重を取るべきかは、本表を使用すると大變便利に假定が出来る譯である。

19 頁

本表は標準活荷重に對する單線下路構桁の設計重量を曲線を以て示したもので之等の範圍内に納まる任意の支間又は荷重に對する構桁の重量を假定するに當つて非常に便利なものである。

20 頁

本表は昭和六年五月二十三日鐵道省達第 344 號に依る I 形桁定規圖の一覽表である。

先般新に米突制が實施せらるるに當り、橋梁設計に於て種々の點の便否を考へて徑間稱呼を廢し、支間稱呼とし、支間は 1.3, 1.6, 1.9, 2.2, 2.9, 3.55, 4.15, 5.05, 6.0, 6.7, 8.2, 9.8, 12.9, 22.3, 25.4, 31.5 米の十八種と定められた。

此等の支間は、大體に於て從來の呎-吋式の設計圖を參考とし統一を計つた結果得られた數字である。

右下の表は主要工形鋼に就いて適用し得る支間の最大限度を米にて示したもので下路鉸桁に於ける縱桁は普通工形鋼を用ひてゐるが、其の格間長を撰ぶ際に用ひて甚だ便利である

而して I の場合は中央に支材のない場合にして支間は格間長と同一なれども II の場合に於ける如く支間中央に支材を設ければ突縁固定點間の距離が $l/2$ となるために其の適用支間が夫々の欄に示す如く擴大されるのである。

21 頁

本表は昭和六年十月二十四日鐵道省達第 827 號に依る槽狀桁定規圖の一覽表である。

本表中總重量の欄に軌條として 50, 37, 30 とあるのは、槽狀桁に於ては使用する軌條の種類が異なるに従つて軌條抑への座鐵を異にする結果重量の差を生ずるのである。

右下の表は上記達第 827 號及び舊達第 970 號、舊達第 198 號等により製作されたる槽狀桁を曲線に使用する場合の最小曲線半徑を表としたものである。即ち此の表に示す數字迄の曲線には何等の加工も要せず使用することを得る。

22 頁

上の表は昭和九年九月十四日鐵道省達第 727 號を以て制定された KS-10 に對する曲線用上路鉸桁定規の一覽表で昭和七年五月二十七日鐵道省令第 8 號に依る國有鐵道簡易線建設規定に基き同規定第 4 條及び第 10 條を參酌して設計されたものである。而して本荷重に依るものは簡易線の性質上曲線部に架設される場合が可成り多いと考へられ直線用上路鉸桁と曲線用上路鉸桁兩種の重量を比較研究の結果兩者間に大なる差違を認めざるため曲線用上路鉸桁のみとした。

下の表は KS-12 に對する曲線用上路鉸桁定規の一覽表で昭和六年五月二十三日鐵道省達第 345 號に依り定められたもので曲線の各半徑に對する桁の中心線と軌道の中心線との關係位置は各設計圖中に指示してある。

23 頁

本表は昭和五年十二月十八日鐵道省達第 1084 號に依る上路鉸桁定規の一覽表である。

24 頁

本表は昭和六年六月十三日鐵道省達第 407 號に依る下路鉸桁定規圖の一覽表であ

る。

以上各表中にある脊及附屬品は 60 頁を参照せられ度い。

25 頁

本表は各彎曲率に對する鉸桁の經濟的桁高さを示す表である。例へば最大彎曲率が 30,000,000cm-kg ならば其の經濟的高さは 158 極なる事が判る。

此の表で示す高さは種々實際の設計を行つた上最も桁の重量を軽くする設計を探して非常の苦心の結果定めたものである。但し、大きい橋梁（即 25 米以上の鉸桁）では、示方書第二十二條より鉸桁の高さが腹鉸の厚さの 160 倍から 180 倍位以下に制限されるので、彎曲率の大なるものに對しては高さは比較的になつて居る。之は 26 頁の左上の表にも出て居る所である。

尚ほ本表は 26 乃至 36 頁の圖と、37 頁の表とを併用して鉸桁の最も經濟的設計をするのに役立つものである。但し特に低い鉸桁を必要とする場合は此の經濟的桁高よりもずつと低くせねばならぬ事もある。

26~36 頁及 37 頁

26 頁の左上の表は腹鉸の各厚さに對する高さの制限（示方書第 22 條。上下兩突縁鉸線間距離は腹鉸の厚さの 160 倍）を表はしたものである。

例へば腹鉸の厚さ 12 耗で、突縁山形にその垂直脚（腹鉸に接する脚）の長さが 100 耗のものを用ふるとせば、 12×160 に上下鉸線以上の長さを加へ桁の高さ（山形背面間）は、2.050 米迄許せる事になるのである。是は 100 耗の山形は鉸を一行（鉸線は山より 65 耗の所に引く、即ち 65 耗, 35 耗とする）に打つので $(12 \text{ 耗} \times 160 + 65 \text{ 耗} \times 2) = 2.050$ 米になるからである。

又 26 頁から 36 頁迄の圖表は 37 頁に示す各鉸桁断面の各種厚さの腹鉸及各桁高さ（山形背面間）に對する抵抗彎曲率を示すもので曲線の右端の數字は 37 頁の各種鉸桁断面の番號を示したものである。

37 頁の鉸桁の断面は日本工業規格に指定された水平脚の長さ 125 耗以上の等邊、

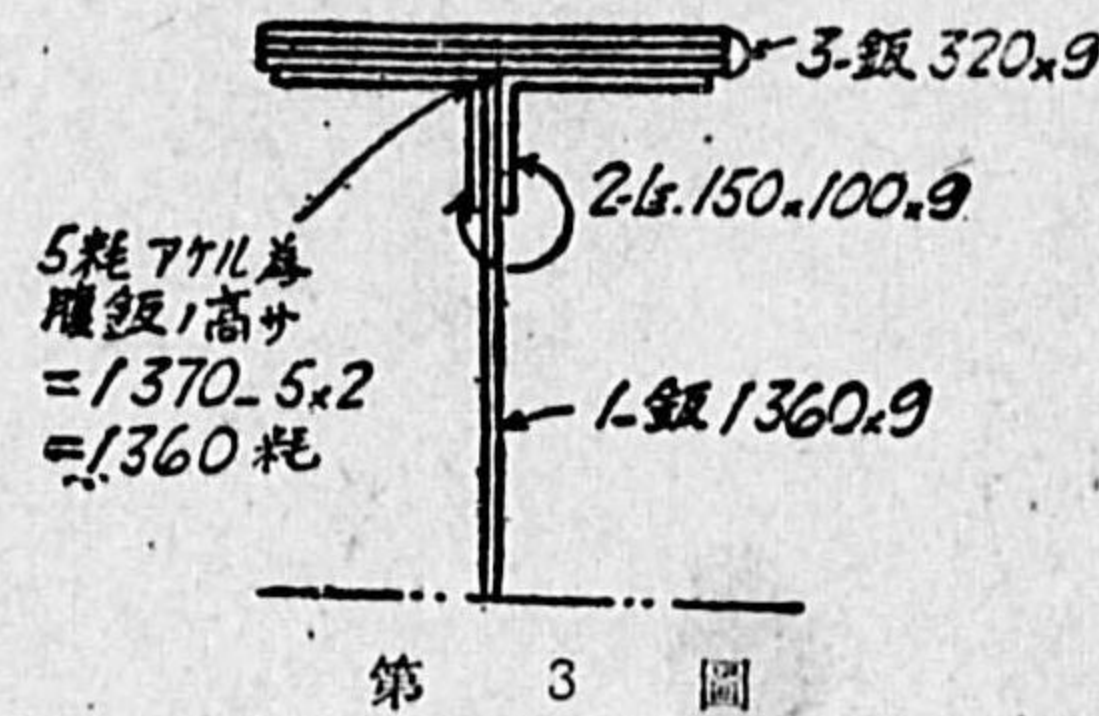
不等邊山形に種々なる條件、例へば鋸の中心から蓋板の端に至る距離及厚さに對する制限及面積に對する制限等から蓋板を各種組合せ、約 1800 種の斷面を作つて其中より最も經濟的なものを選び出したのである。

37 頁には一突縁に於ける蓋板の數 3 枚、2 枚、1 枚の場合に付き、模範斷面が掲げてあるのだが、桁の設計に於ては先づ桁の最大彎曲率に對し此の模範斷面を決定し次に順次に桁の彎曲率の減少するに應じて此の蓋板數を減ずれば最も經濟的の蓋板が設計出來ると考へて宜敷い。

(例題) 以上の表を使用し全彎曲率 20,000,000 樞-距に對する經濟的斷面を撰定して見やう。

先づ 25 頁の表から其經濟的高さは 137 樞なる事を知る。次に 26 頁の左上の表から腹板の厚さは 9 耗で充分なるを知る。(尙ほ鋸の剪力に就ても、KS 荷重に對しては 25 頁より得たる高さ及腹板の厚さの關係で充分である。)

次に 26 頁の表から抵抗彎曲率 20,000,000 樞-距と桁の高さ 137 樞の交點を見れば 30 なる曲線が其點を通過する事を知る。故に求むる斷面は 37 頁の表より圖の如き斷面なる事を知る。



38 頁

第一の表は抗壓部材の軸應力(示方書第 11 條)圖示したものである。

又第二の表は桁の許容抗壓纖維應力(示方書第 11 條)を計算せるものである。

例へば固定點間距離が 2 米で、突縁幅が 210 耗なる場合は、 $\frac{l}{b} = \frac{200}{21} \div 9.5$ であるから、抗壓突縁の許容應力は、 $f_0 = 1007 \text{kg/cm}^2$ となる。

尙、バツクルプレートが蓋板の抗壓突縁側に張つてある場合には、抗壓突縁の横方向の屈曲が緩和される筈であるから示方書第 11 條の特別の場合に依つて、 $f_0 = 1150 - 10 \times \frac{l}{b}$ なる式で抗壓許容應力を計算せねばならぬ。

是は第二表の右側で $f_0 = 1055 \text{kg/cm}^2$ となる。

示方書に依れば軸應力は、

$$l/r \leq 40 \text{ なる場合は、} \quad 1000 \text{kg/cm}^2$$

$$40 \leq l/r < 100 \text{ の場合、} \quad 1200 - 5 \frac{l}{r}$$

$$l/r \geq 100 \text{ の場合} \quad \frac{21,000,000}{3} \left(\frac{r}{l} \right)^2$$

となつてをる。

之を縦距に軸應力、横距に l/r を採り、左方上部に圖示してある。

公式中 l は部材の長さ、 r は使用斷面の最小環動半徑である。勿論 l と r との單位は共に同一でなければならぬ。

夫で上記の公式を見ると判る様に l/r が 40 迄は、 1000kg/cm^2 で、40 以上の場合は更に 2 段に變化して計算面倒なる故、 l/r が 40~120 迄を計算して表としたのが下のものである。

例へば l/r が 115 となる際は表に依り許容軸應力は 529kg/cm^2 である。 l/r が 120 以上なる事は一般に許されない。(主要抗壓材では l/r が 100 以下。示方書第 12 條)。

39 頁

第一の表は絞釘の設計に際し必要なる表である。

設計示方書第 40 條に依り、「絞釘の最小厚さは單絞綴では釘兩端の鋸の中心間距離の、0.025 倍、複絞綴では同距離の 0.016 倍」となつておるから、中央の表は之を逆に考へて、厚さ t に對し絞釘の許容最大長さ d を單絞綴、複絞綴に關して計算したものである。

又第 41 條及び第 42 條に依り絞綴に於ける鋸數其他の規程があり、之を表に表はしたのが最下部の表及び右側の圖である。

又第二の表は絞構用山形に關する規程(示方書第 12 條及第 13 條)を主とし、之

に山形を抗張材に使用する場合には連結鉄に銲接しない所の垂直脚は其の1/2のみ有効であると云ふ假定の下に作った表である。

中央欄は綾構として使用する主要なる山形の材料を断面積の小なるものより掲げてある。

先づ最左方欄には、山形の總断面積、次に最小環動半徑を擧げ、次に設計に必要な $120r$ 及び $200r$ を計算してある。此の $120r$ は對風構の抗壓材に於ける長さの制限であり、 $200r$ は抗張材の長さの制限である。

山形の材料欄の右側には控除せらるゝ銲孔1及び2なる二つの場合に付き其の山形の支へ得る力を計算した。

例へば山形 $150 \times 100 \times 15$ に於ては、總断面積 35.25 種²、最小環動半徑 2.19 種、許容長さ各々 $120r = 2.623$ 米、 $200r = 4.380$ 米となる。

次に控除せらるゝ銲孔1なる時は

$$\begin{aligned} \text{有效断面} &= 35.25 - 10 \times 1.5 \times \frac{1}{2} - 1.5 \times 2.5 \\ &\quad \text{垂直脚} \quad \text{銲孔} \\ &= 35.25 - 7.5 - 3.75 \\ &= 24 \text{ 種}^2 \end{aligned}$$

従つて此の山形が抗張材として使用せらるゝ場合、其の支へ得る力は $1200 \times 24 = 28800$ 疋でのる。

次に同様にして銲孔2個を控除する際は

$$\text{有效断面} = 35.25 - 10 \times 1.5 \times \frac{1}{2} - 2 \times 1.5 \times 2.5 = 20.25 \text{ 種}^2$$

となるから $1200 \times 20.25 = 24300$ 疋迄支へ得る事になる。

40 頁

本表は抗壓材（主として綾構）として山形を使用する際、主要山形に關して其の抗壓強と固定點間距離とを圖としたものである。

縦距は抗壓強(種)、横距は固定點間の距離(米)を示して居る。

軸應壓力は示方書 11 條にある様に、 $l/r < 40$ 即ち $l < 40r$ なる時は 1000 kg/cm^2

即ち 1 ton/cm^2 となるから縦距に採つた抗壓強を示す數字又は總断面積を示す事になる。

即ち山形 $125 \times 75 \times 10$ の曲線を見ると抗壓強は 19 種で且つ總断面積は 19 種²である。

次に山形 $150 \times 150 \times 15$ に対しては 43 頁より總断面積は 42.75 種²、 r は 2.93 種であるから $l/r < 40$ 以内即ち $40 \times 2.93 = 117.2$ 種以下の長さでは其の支へ得る抗壓強は、 $1000 \times 42.75 = 42750$ 疋 $= 42.75$ 種である。(1000 kg/cm² に就ては示方書第 11 條参照)

又 l/r が 40 以上 100 以下の場合は軸應壓力は $1200 - 5 \frac{l}{r} \text{ kg/cm}^2$ で有り従つて、斯る場合の抗壓強は 42.75 種から ($l = 100r = 100 \times 2.93 = 293$ 種に於て) $(1200 - 5 \times 100) \times 42.75 = 29.925$ 種に變化する。

次に l/r が 100 以上 120 以下の場合は軸應壓力は

$$\frac{21,000,000}{3} \left(\frac{r}{l} \right)^2$$

となる。即ち抗壓強は ($l = 120r = 120 \times 2.93 = 352$ 種に於て) $\frac{21,000,000}{2} \left(\frac{1}{120} \right)^2 \times 42.75 = 486 \times 42.75 = 20776$ 疋 $= 20.776$ 種となるのである。

此の $100r$ から $120r$ 迄の變化は方程式が示す様に曲線である。

此の圖を使用すれば設計に際し、例へば抗壓強 20 種、固定點間距離 2 米である場合は、山形 $150 \times 100 \times 12$ を使用すれば充分である事が直ちに解るのである。

41 頁

本表は斜角橋梁 (Skew bridge) の設計に必要な任意角 (30° 以上 89° 迄) に對する斜角距を示したものである。

此の斜角距は桁、主桁の中心間隔が解ると是に $\cot \alpha$ を乗じ容易に求める事が出来る。

本表に於ては主として用ひらるゝ主桁中心間隔を取り、計算したものである。

例へば I 形桁を 47° の斜角で設計する時、此の中心間隔を 1700 種とすると

$A=1700 \times \cot 47^\circ = 1585$ 耗 となるのである。

42~45 頁

四枚に亙る本表は日本標準規格による I 形鋼 (I-Beam)、溝形鋼 (Channel)、等邊山形鋼 (Equal angle)、不等邊山形鋼 (Unequal angle) T 形鋼 (T-Bar.) 及び棒鋼 (Bar.) に関する設計上必要な諸種の値を表にしたものである。(表中白丸及び黒丸の印あるは製鐵所指定と鐵道省官房研究所指定とを特記せるものである。指定とは本材料を主に使用せん事を薦めて居るのである。)

46 頁

上表は昭和十二年六月現在に於ける米化未済の不等邊山形鋼、工形鋼、溝形鋼に關し設計上必要な諸種の數値を表にしたもので、寸法欄中括弧内の數字は將來耗化すべき寸法を表はしてゐる

下表は製圖用仕上符號を日本標準規格より拔萃したものである。

47 頁

上部の表は平鋼の各厚、幅に對する斷面積、重量を示したもので、下表は昭和十一年九月現在に於て製作し得るユニバーサル平鋼の最大寸法を米にて示したものである。

本表記載の寸法迄は製作可能であるが普通市場に於ては定尺と云つて或る一定の寸法に切斷されてゐるから實際使用に當つては相當考慮を要する。

48 頁

第一表は現在各幅にて製作し得る最大の長さを米を以て示したものである。

第二表は日本標準規格に依る針金の徑、薄板の厚さ及其の稱呼と瓦斯管の寸法重量等を示すものである。

第三表は針金の徑及薄板の厚さに對する標準寸法と從來使用のワイヤーゲージとの對照表である。

49 頁

本表は製鐵所製各種軌條斷面に付き設計上必要な諸項を示すものである。

50 頁

本表は鉄の斷面二次率即ち慣性能率を表としたものである。一般に鉄の高さを d 厚さを t とすれば、其中立軸に對する斷面二次率は、 $\frac{1}{12}td^3$ である。

本表には高さを 300 耗以上 10 耗の増加毎に 3090 耗迄、厚さは 10 耗のものを示したものである。

今腹鉄の高さ 1510 耗で厚 12 耗の時の斷面二次率を求めんとすれば高さ 1510 耗厚さ 10 耗のものを引出して $\frac{12}{10}$ を乗ずればよい。

本表は鉄桁 (縦桁、横桁、主桁) の腹鉄の斷面二次率を求むる時使用するのである。

51, 52 頁

本表は 1 米當りの鋼鉄の重量を疋を以て表はした表である。又此の重量は 1 立方米の重量を 7850 疋 (示方書第 3 條) とし、計算したものである。

例へば幅 370 耗、厚さ 12 耗の蓋鉄の重量は、長さ 1 米に付き 34.85 疋である。

此表では幅 40 耗より 1000 耗迄表はしてあるが、その他の場合にも本表を使用し得る事は次の例の様である。

今例へば幅 $b=195$ 耗、厚さ $t=10$ 耗の場合には $d=190$ 耗、 $t=10$ 耗の處を見て 14.92 疋を得、次に $b=50$ 耗、 $t=10$ 耗の處を見て 3.93 疋を得

$14.92 \text{疋} \times 10 + 3.93 \text{疋} = 153.13 \text{疋}$ が求むる重量 (1 米當り) である。

本表は材料の重量を計算する時に用ひられる。

53 頁

本表はボルト、ナット、座金、割ピン、割コッターに就いて重量を示したもので材料の重量を計算する時に用ひられる。

54 頁

上の表は鐵道省基本ボルト及ナットに就いて諸種の寸法を表示したものである。
下の表は現場鉋の種々の鉋徑に對し鉋の働長 G の厚薄に應じて所要現場鉋の長さ L を計算せしむる式の表である。

勿論鋼構造物製作者に於て各其の鑽孔法に應じ多少の加減をせねばならぬことがあるが此處には各橋梁會社の平均値を得る式を記載したもので現場鉋標準長さ計算式の表である。

55 頁

本表は鉋の強さ、鉋の寸法及び重量、山形の鉋線並に鉋の符號を示したものである。

(1) 鉋の許容強

徑 13, 16, 19, 22, 25 耗の各鉋に付き應剪強及び支壓強を示した。

左方欄には鉋徑及び斷面積を示した。又示方書第 11 條により許容應剪力は工場鉋の時 900kg/cm^2 現場鉋の時 750kg/cm^2 である。

今鉋徑を d 、許容應剪力を f_s とすれば單剪 (Single shear) の場合には應剪強 $= \frac{\pi}{4} d^2 f_s$ であるから、

鉋徑 22 耗の現場鉋を考へると、

$$\text{應剪強} = \frac{\pi}{4} d^2 f_s = \frac{\pi}{4} \times 2.2^2 \times 750 = 2851 \text{ 疋}$$

又同様の場合複剪 (Double shear) とすれば其の 2 倍即ち 5702 疋を支へ得る事になる。

次に支壓力は示方書第 11 條に依り工場鉋の時 1800kg/cm^2 、現場鉋の時 1500kg/cm^2 である。例へば鉋の厚さ 15 耗で鉋徑 22 耗の工場鉋の場合を考へると、

$$\text{支壓強} = 2.2 \times 1.5 \times 1800 = 5940 \text{ 疋となる。}$$

これは本表の右側に鉋の厚さ 5 耗乃至 19 耗に對し掲げてある。

尙本表中右側の階段状の太線は種々の鉋に於ける鉋の支壓強中に鉋の單剪強及び複剪強の値を入れたものである。

之に依れば、例へば鉋徑 22 耗の現場鉋では單剪強は、2970 疋と 2640 疋との間 (即ち 2851 疋) にある事が判るから、徑 22 耗現場鉋を 8 耗の鉋に打つた時は、支壓強の方が單剪強よりも小さく、9 耗の鉋に打つた時は、支壓強の方が單剪強より強い事が判る。

同様に 18 耗以上の鉋に徑 22 耗現場鉋を打つた時は支壓強の方が複剪強よりも強いのである。

従つて徑 22 耗現場鉋に關する設計に於ては、單剪式接合の場合は鉋の厚さ 8 耗以下なれば鉋は支壓強で設計し、9 耗以上なれば單剪強で設計すべく、又複剪式接合の場合は鉋の厚さ 17 耗以下なれば鉋は支壓強で設計し、18 耗以上なれば複剪強で設計しなければならない。

尙本表には圖示説明もある。

(2) 鉋の寸法、重量、名稱及び符號は圖を見れば明かである。

尙符號は今回の版より日本標準規格によるものを記載した。

(3) 山形の鉋線

本表は山形の鉋打箇所即ち鉋線に就ての表であるが、是は主に山形を突縁に用ひた場合で他の支材、補剛材、對傾材、横構等に用ひた場合の鉋線に關しては別に適當に定めて居る。

例へば脚の長さ 90 耗の山形に對しては、最大鉋徑 22 耗で $g_1 = 55$ 耗に打つ。即ち 55 耗、35 耗にするのが普通であるが補剛材の時は 50 耗、40 耗とし、横綾材の時は 45 耗、45 耗としてゐる。

最下行の標準鉋徑は示方書第 33 條の規程に依るものである。

56 頁

本表にはく字形鉋の最小鉋距其他鉋結に關する設計上必要なる諸種の表が示して

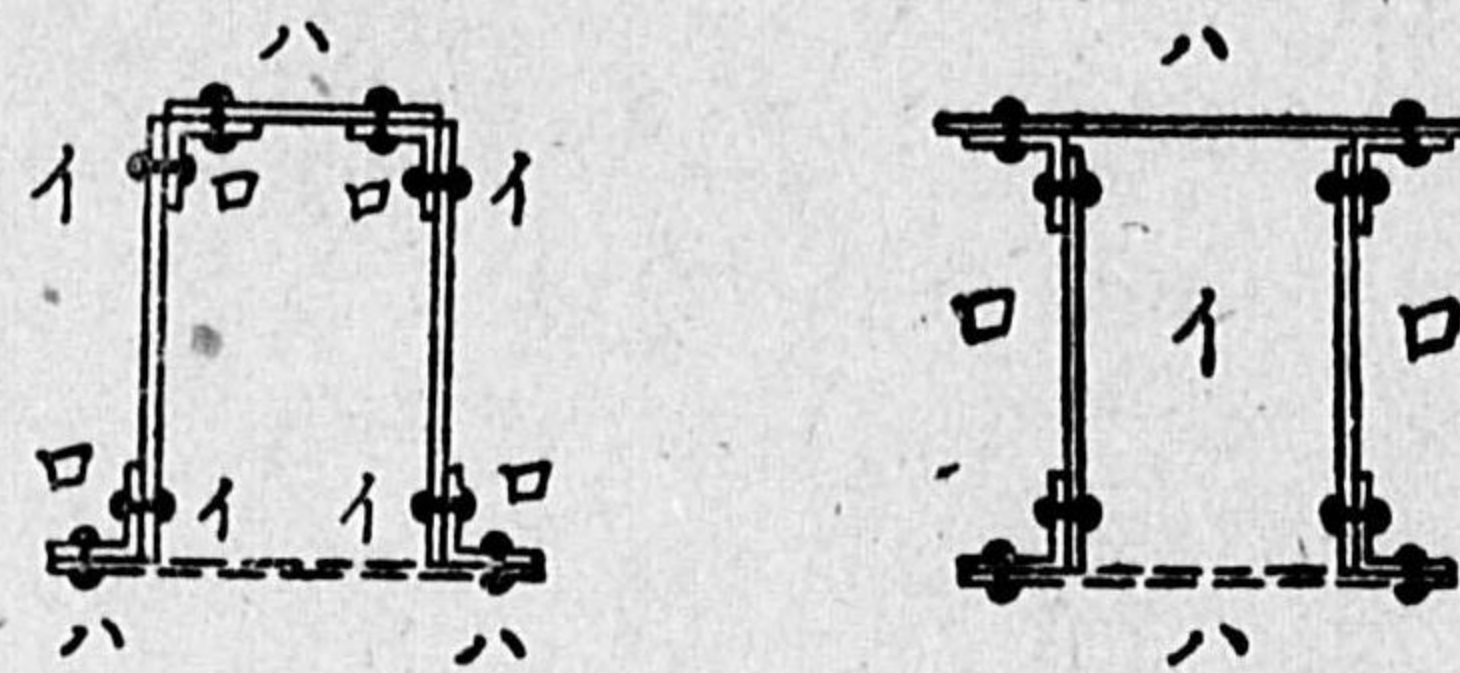
ある。

(1) く字形鋸の最小間隔

互に直角を爲す二つの面に打たれる鋸は鋸打作業に困難を來さぬ程度に離れてをらねばならぬ。

本表は圖の如く鋸頭の有る口側からの押へスナツプの當て得られる限度の表で締める側は自由なる場合である。即ち構桁の函形部材の如く(圖参照)

第 4 圖



先づイー口の鋸をイの側から絞め、ローハの鋸をハの側から絞めるときの口側の制限を示したものである。

今、徑 22 耗鋸で A が 30 耗しか離れてをらぬ場合 α は機械打ちの場合 36 耗、鐵砲打ちの場合 28 耗必要で止むを得ず、異形スナツプ使用の場合に於ても 24 耗なければならぬ事を示したものである。

機械、鐵砲、異形の別は下方の註に説明してあるが、機械と鐵砲は本表のリベットダイ及スナツプ徑の圖の標準スナツプを用ひる場合のことで異形は標準スナツプでは鋸打不能なる場合に用ひるものである。異形スナツプは普通標準スナツプを削つて造つてゐるが、鋸打可能の最小限であるから特に止むを得ざる場合の外使用せしめざる様設計上注意すべきである。

(2) く字形鋸の最小鋸距

本表は、鋸の最小中心間隔で(示方書第 31 條)が其の幹徑の 3 倍以上、普通は徑 22 耗鋸に對して 75 耗、徑 19 耗鋸に對して 65 耗となつてゐる。是等の條件の下に鋸線間距離と p との關係を求めたものである。

例へば g=45 耗、p=75 耗の時は

$$p = \sqrt{75^2 - 45^2} = \sqrt{3600} = 60 \text{ 耗}$$

換言すれば上記の様な場合普通最小鋸距として 60 耗まで許さるゝ事になる。

後の三つの表は鋸の離れ其の他を示す。例へば中右の表は鋸桁に於ける補剛材の如く兩側共に障害があつて上圖に於ける口側から鋸を絞めねばならぬ場合の制限を示したものである。

右下の表は中間補剛材等に於て山形を「クリンプ」する際の注意である。

例へば突縁山形が 150×150×15 なる時、工作上補剛材山形を「クリンプ」する場合は、其の屈曲箇所にて於ける最小距離 b は少く共 37+t=37+15=52 耗は必要である。

若し突縁山形の脚 150 耗のものを 75 耗、75 耗の鋸線で鋸結すれば、その補剛材の鋸距は 75+b=75+52=127 耗となる。

57 頁

本表は抗張材純斷面積の決定の一種で A, C, E, A に於て使用されつゝあるもので、茲に参考に掲げたものである。

表に於て黒丸の箇所は絞鋸出來ざる箇所、白丸は第 2 の鋸孔のために控除するに及ばざる範を圍示すものである。

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

上式に於て、w=第 2 の鋸孔のために控除さるべき斷面の幅。

d=鋸孔の徑。(例へば鋸徑 22 耗の場合は 25 耗)

g=鋸線間の間隔。

p=鋸距。

今例へば、g=10 耗、p=4 耗、且つ徑 22 耗鋸を用ふるものとすれば、

$$w = 2.5 - \frac{16}{40} = 2.1 \text{ 耗}$$

即ち第2の鉄は2.5榧控除せず共、此の場合は2.1榧丈控除すれば良いのである。
換言すれば此の二本の鉄に對し控除すべき断面の幅は $2.5+2.1=4.6$ 榧でよい。

58 頁

本表は示方書第24條の鋼桁及之に類似の構造物に於て突縁と腹板とを緊結する
鉄の鉄距計算式を「ノモグラム」で表したものである。

即ち鉄距 P は、

$$P = \frac{I}{Q} \cdot \frac{H}{S} \text{ なる式で示せるから}$$

例へば、 $\frac{I}{Q}=240$ 榧、 $H=3300$ 呎、 $S=98,000$ 呎 の場合には第1に左方にて
 $S=98,000$ 呎、右方にて $\frac{I}{Q}=240$ 榧を取り、之を結び之が斜實線と交る點を定め之
を X とする。次に此の X と $H=3300$ 呎 とを結び其の延長が鉄距の線と交る所
を見ると P は約8榧なる事が判る。

59 頁

本表は補剛材間隔の最大限度を「ノモグラム」で示すものである。

示方書第69條に依れば、補剛材間隔の最大限は次式で示される。

$$d = 0.35t \left(950 - \frac{SQ}{tI} \right)$$

例へば、 $S=80000$ 呎、 $\frac{I}{Q}=152$ 榧、 $t=1$ 榧とすると、 S の所で80000呎を採り、
斜線に152榧を採り、此の延長線が垂直線と交る點を求め之と $t=1$ 榧なる點とを
結び其の延長が d 線と交る點を讀めば所要最小間隔 d として、148榧が得らるゝ
のである。

60 頁

本表は22, 23, 24頁に示した定規鋼桁に使用されてゐる鑄鐵脊及其の附屬品の
一覧表である。

61 頁

本表は圓曲線に於ける中央縦距を計算し圖表となせるもので、曲線中に於ける橋
桁の中心線と線路中心線との最大偏倚を知るのに便である。

62 頁

本表は電弧熔接工法に於ける許容強度及其の記録を示したものである。

強度は昭和六年八月鐵道省官房研究所發行業務研究資料の電弧熔接仕方書案によ
り又符號は日本標準規格による。

63 頁

本表は鐵道省軌道整備心得の別表を以て定められたカント表にして各種の曲線半
徑に對し平均速度種々なる場合に於けるカントの量を知ることが出来る。而してそ
の注意事項は備考欄に示されて居る。

64 頁

本表の上部は建設規程第9條に依るスラックの表を示したもので半徑800米以下
175米迄の曲線に附すべきスラックの量である

中央線は軌條の磨耗限度を表示したもので軌道整備心得第15條に規定されたも
のである。

下部の表は建設規定第19條に依る半徑800米以下の曲線中に於ける建築限界の
幅を軌道中心線の各側に於て擴大すべき寸法を表中に示す式に依り算出し表に示せ
るものである。而してこの曲線に於ける建築限界はカントに伴ひ傾斜せしめること
は第一頁説明の處にも注意して置いた。

右の圖は上路鋼桁、下路構桁に就いて設計示方書中の各部名稱を鳥瞰圖的に示し
たものである。

65 頁

左側の二表は主として従來の吋封度式とメートル法に依る度量衡間の比較一覧表

である。

右の表は吋とメートルとの比較表で、設計上種々の採算に甚だ便利である。

66, 67 頁

本表は三角法に関する主要公式を蒐集したものである。

66 頁に於て基礎公式を集め、67 頁には主として一般三角形の解法に必要な公式を掲げた。

68 頁

本表中左側のは構造部材断面各種に付き大略の環動半徑を示したるもの。

右側に示すものは所謂「ラーメン」型の極く簡單なるものに付き不靜定應力、彎曲率等を示したものである。

69~71 頁

本表は種々の状態に於ける桁を擧げ各場合に就き反力、彎曲率、彈性曲線の方程式及び撓度等を示したものである。

72~80 頁

本表は設計上必要な影響線の大要を掲げたものである。即ち床桁を有する斜角單桁、ワーレン構、プラツト構、カンチレーバー桁、曲弦構、拱橋、其他に就て書いてある。

81 頁

本表は 23 頁に記載の KS-12 に上路鉸桁定規に依つて計算せる支間中央點に於ける撓度の影響線を圖示したものである。

附録 1~8 頁

之は昭和三年三月十日鐵道省達第 158 號鋼鐵道橋設計示方書を採録したものである。表の説明中示方書の各條項を指示しておいた。

本示方書は充分熟讀玩味して戴き度いと思ふ。

第二編 設計例

本設計例は設計諸表の應用を示したものである。

第一設計例 工形桁の設計

支間 2.9 米、活荷重 KS-18 の工形桁を設計する。

(1) 彎曲率

先づ活荷重に依る彎曲率を求める。第 5 頁の表より支間 2.9 米であるから桁中央 ($x = \frac{l}{2} = 1.45$ 米) に最大彎曲率が起る公式は (5), a なる事が判る。従つて 6 頁左上を見て活荷重彎曲率は $M_l = \frac{11x}{l}(l-x) = \frac{11 \times 1.45}{2.9} \times (2.9 - 1.45) = 7.975$ 米-噸之は S 荷重即ち特別荷重 (輪荷重 11 噸) が一つ桁中央に乗つた場合である。

次に撃衝係数を求める。 $i = \frac{45}{45+nL}$ で $n=1$, $L=2.9$ 米と採るべきであるから、第 16 頁の表から $i=0.939$ なる事が判る。

$$\therefore M_i = 7.975 \times 0.939 = 7.489 \text{ 米-噸}$$

次に死荷重による彎曲率を求める。

I-形桁の死荷重は一主桁當りを實例に依り等布荷重 175kg/m 軌道重量は此の外に示方書第三條により 300kg/m であるから

$$M_d = \frac{1}{8} \times (0.300 + 0.175) \times 2.9^2 = 0.500 \text{ 米-噸}$$

即ち $M_i + M_d = 1,596,400$ 糧-珽

(2) 剪力

先づ活荷重に依る剪力を求める。第 8 頁の表から支間 2.9 米の時最大剪力は (5), b に依る事が判る。

従つて第 9 頁の公式から (桁端の剪力を求めるのであるから $x=0$ と置い

て)

$$S_i = \frac{22}{l}(l-x-1.0) = \frac{22}{2.9}(2.9-1.0) = 14.410 \text{ 吨}$$

撃荷係数は彎曲率の場合と同様であるから

$$S_i = 14.41 \times 0.939 = 13.530 \text{ 吨}$$

次に死荷重に依る剪力は $300+175=475\text{kg/m}$ の等布荷重に對し、

$$S_d = \frac{1}{2} \times 0.475 \times 2.9 = 0.690 \text{ 吨}$$

$$S_i = 14.410 \text{ 吨}$$

$$S_i = 13.530$$

$$S_d = 0.690 (+)$$

$$28.630 \text{ 吨} \quad \text{即ち } 28630 \text{ 瓦}$$

(3) 断面の決定

第 42 頁を見て

今 1-I 500×190 @ 111.34 瓦 (總斷面積 141.84 瓦²) を使用すると、断面二次率は 59,568 瓦⁴ で、中立軸は桁の中央にあるから、縁維應力を求めると、

$$\sigma = \pm \frac{1,596,400 \times 25}{59,568} = \pm 670 \text{ kg/cm}^2$$

次に許容應力を見ると示方書に依り

許容彎曲縁維應張力 $\sigma_t = +1200 \text{ kg/cm}^2$

許容彎曲縁維應壓力 $\frac{l}{d} = \frac{268.2}{19} = 14$ 第 38 頁を見て $\sigma_c = 940 \text{ kg/cm}^2$

従つて許容應力に對しては此の断面は十分に餘裕がある。

次に床石の支壓力を見ると、

$$\text{支面} = 30 \times 40 = 1200 \text{ 瓦}^2$$

$$\therefore \text{支壓力} = -\frac{28630}{1200} = -24 \text{ kg/cm}^2$$

然るに橋臺石及び混凝土の許容支壓力は示方書により -35 kg/cm^2 である。従つて此の床鉄の設計で充分である。

以上の計算より巻尾の設計圖を得る。その總重量は圖の如く 1121 瓦になる。

總重量は鋼材の各々に就て一々讀者が見積られん事を希望する。

尙ほ I-beam の假定に於て、茲に使用した 500×190 @ 111.34 瓦と言ふのは、いさゝか断面二次率が大き過ぎるから 450×175 と云ふより小さい I-beam を用ひても差支へない様に考へられるであらうと思ふ。

然し良く考へて見ると 450×175 @ 91.66 瓦と云ふのでは断面二次率が不足するし、又その形で厚さの厚い 450×175 @ 114.68 瓦と云ふのを用ふれば断面二次率は充分だが、その重量は 1 米當り 114.68 瓦で前の 111.34 瓦に比して、反つて重くなるのである。

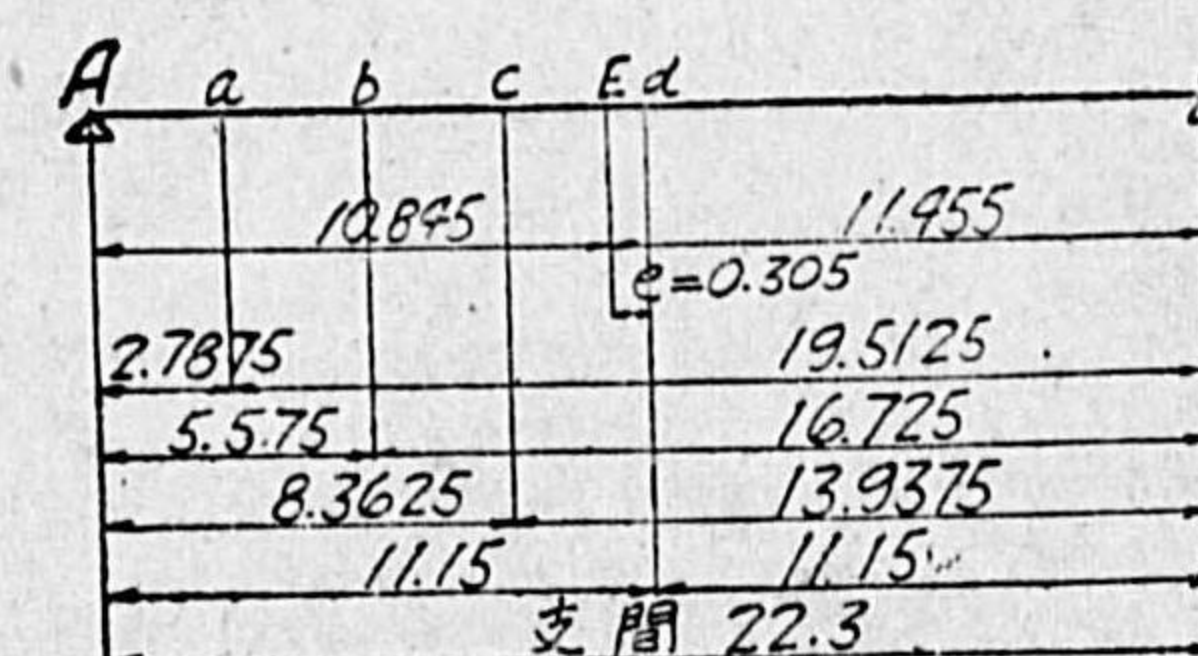
従つて此の場合桁高の制限がなければ重量の點からは桁高の點い 500×190 の I-beam を用ひた方がよいと言ふことが出来る。

第二設計例 上路鋼鉄桁の設計

支間 22.3 米活荷重 KS-12 の (單線) 上路鋼鉄桁を設計して見やう。

(1) 彎曲率

便宜上支間 22.3 米を 8 分し是等の諸點を A, a, b, c, E, d とし、絶對最大彎曲率の起る點を E とすれば、桁支點 A より E 迄の距離 x は 5 頁にて ⑬, k の所を見て



第 5 圖

$$x = \frac{1}{3} \left\{ (22.3 - 34.0) + \sqrt{(22.3 + 17.0)^2 + 412.05} \right\} = 10.843 \text{ 米}$$

なる時、支間中心點 d より E 迄の距離即ち、 $e = \frac{l}{2} - 10.845 = 0.305 \text{ 米}$ となる。(第 5 圖)

(i) 活荷重彎曲率

M_a : a 點に於ける彎曲率は a 點に如何なる荷重來る時最大なるか第 3 頁

の表より、 $l=22.3$ 米、 $x=2.7875$ 米の点を見る此点に来る荷重は③なる事が判る。直ちに公式に依り求めんとする時は公式適用範囲は h であるから 6 頁の公式に依り、KS-18 に対しては、

$$M_a = \frac{x}{l} \{ 91.5(l-x) - 733.05 \} - 13.5$$

茲に $x=2.7875$, $l=22.3$

$$M_a = \frac{2.7875}{22.3} \{ 91.5(22.3 - 2.7875) - 733.05 \} - 13.5$$

$$= 118.04 \text{ 米-噸}$$

或は公式に依らず第 2 頁の表を用ふる方法を述べると、上圖の如く a 点に 3 が来るので第 2 頁 3 の下の線を階段状の太線の所を見る。そして第 5 圖の如く Aa 間は 2.7875 米であるから車輪 2 迄が乗る事が判る。又 aB 間が 19.5125 米であるから太線より右に行き 13 迄 (18.3 米) が乗る事が解る。そして B 点より 13 迄の距離は $19.5125 - 18.3 = 1.2125$ 米である。

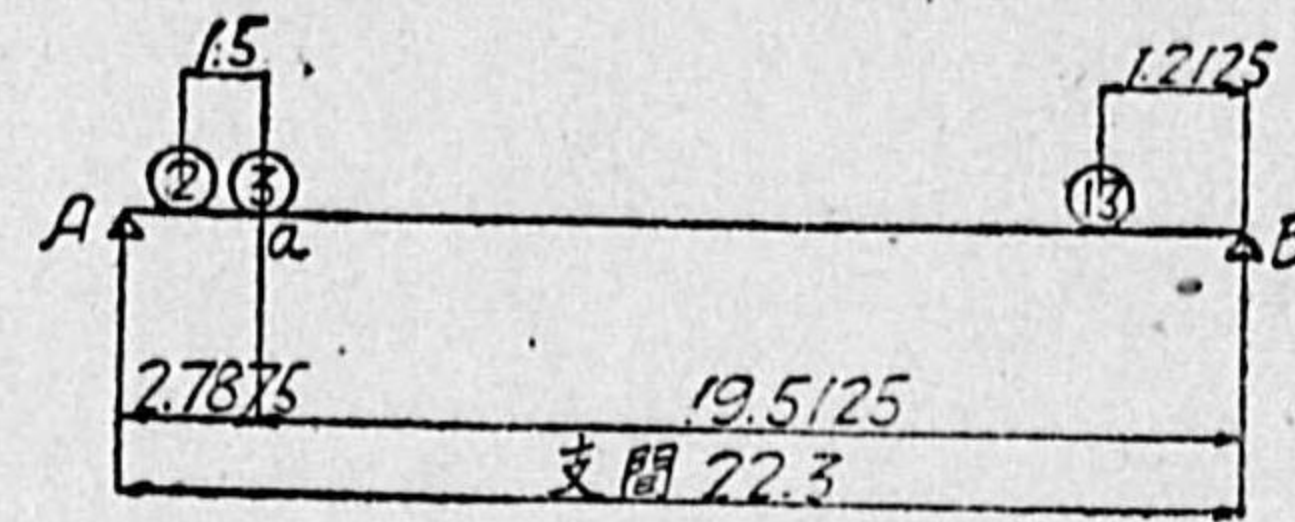
次で第 6 圖に依り a 点の彎曲率を求めると、此の状態に於て B 点に対する全荷重の力率は、初め 13 を原点として 2 迄の力率和を求め (是は 13 の下の太線の横列を辿つて 2 の下を見て 941.4 米-噸、荷重の和は 91.5 噸) 夫に更に B 点までの距離即ち全荷重に対する力率の臂の長さ 1.2125 米がある事を考慮し、結局 B 点に関する力率は、

$$M_B = 941.4 + 91.5 \times 1.2125 = 1052.34375 \text{ 米-噸}$$

となる。従つて桁の a 点の力率は上の値を $\frac{2.7875}{22.3}$ 倍し之より 3 を原点とした 2 の彎曲率 13.50 米-噸を減ずればよい。

$$M_a = \frac{1051.34375}{22.8} \times 2.7875 - 13.5 = 118.04 \text{ 米-噸}$$

又 14 頁から求める事も出来る。即ち比例法に依るもので、 $l=22.3$ 米である



第 6 圖

から $l=22$ 米と $l=22.5$ 米の處より

$$M_a = 115 + (120 - 115) \times \frac{3}{5} = 118 \text{ 米-噸}$$

となり大體 a 点に起る彎曲率の値を知る事が出来る。

以上の値は KS-18 に対する値であるから KS-12 の場合は次の如くなる。

$$M_a = 118.04 \times \frac{12}{18} = 78.69 \text{ 米-噸}$$

M_b : $-M_a$ の場合と同様にして公式は ⑫, b なる事が判る。

$$M_b = \frac{15x}{l} \{ (l+9.5-x)^2 - 82.15 \} - 31.05$$

$$= \frac{1.5 \times 5.575}{22.3} \{ (22.3 + 9.5 - 5.575)^2 - 82.15 \} - 31.05$$

$$= 196.05 \text{ 米-噸}$$

KS-12 に対しては、

$$M_b = 196.05 \times \frac{12}{18} = 130.7 \text{ 米-噸}$$

M_c : $-M_a$ の場合と同様にして公式は ⑫, c なる事が判る。

故に

$$M_c = \frac{1.5x}{l} \{ (l+13.5-x)^2 - 117.75 \} - 115.65$$

$$= \frac{1.5 \times 8.3625}{22.3} \{ (22.3 + 13.5 - 8.3625)^2 - 117.75 \} - 115.65$$

$$= 241.58 \text{ 米-噸}$$

KS-12 に対しては、

$$M_c = 241.58 \times \frac{12}{18} = 161.05 \text{ 米-噸}$$

M_d : 前と同様にして ⑬, d なる事が判る。

$$M_d = \frac{1.5}{l} (l-x) \{ (x+17.0)^2 - 137.35 \} - 234$$

$$= \frac{1.5}{22.3} (22.3 - 11.15) \{ (11.15 + 17.0)^2 - 137.35 \} - 234$$

$$= 257.3 \text{ 米-噸}$$

KS-12 に対しては、

$$M_a = 257.3 \times \frac{12}{18} = 171.53 \text{ 米-噸}$$

M_c —E 點の彎曲率即ち絶對最大彎曲率は前に求めた如く桁中心より e の距離に ⑬ の荷重が来た場合に起る。先づ此の e の値を求める。

$$M_c = \frac{1.5}{l}(l-x) \left\{ (x+17.0)^2 - 137.35 \right\} - 234$$

$$\frac{dM_c}{dx} = \frac{1.5}{l} \left[- \left\{ (x+17.0)^2 - 137.35 \right\} + 2(l-x)(x+17.0) \right] = 0$$

$$\therefore - \left\{ (x+17.0)^2 - 137.35 \right\} + 2(l-x)(x+17.0) = 0$$

$$\therefore -3x^2 - 23.4x + 606.55 = 0$$

$$\therefore x = 10.845 \text{ 米}$$

従つて $e = 11.15 - 10.845 = 0.305$ 米となる。

故に所要の絶對最大彎曲率は初めに示した公式中に $l = 22.3$ 米 $x = 10.845$ 米を代入すれば良い。

故に

$$M_c = \frac{1.5}{22.3} \times (22.3 - 10.845) \left\{ (10.845 + 17.0)^2 - 137.35 \right\} - 234 = 257.58 \text{ 米-噸}$$

KS-12 に対しては、

$$M = 257.58 \times \frac{12}{18} = 171.72 \text{ 米-噸}$$

となる。

又此の絶對最大彎曲率の起る點を見出すには前掲第 5 頁より ⑬, h を見て

$$x = \frac{1}{3} \left\{ (l-34) + \sqrt{(l+17.0)^2 + 412.05} \right\}$$

であるから、

$$x = \frac{1}{3} \left\{ (22.3 - 34) + \sqrt{(22.3 + 17.0)^2 + 412.05} \right\}$$

$$\frac{1}{3} \left\{ -11.7 + \sqrt{39.3^2 + 412.05} \right\}$$

$$\frac{1}{3} \left\{ -11.7 + 44.233 \right\}$$

$$= 10.845 \text{ 米}$$

となる。

故に絶對最大彎曲率を計算に依り求むる時は、先づ第 5 頁の公式に依り、 x の値を求め 3 頁より 6, 7 頁の公式を得て l 及び此の x を代入して求むれば良い。

上記の値は公式のみに依つて求めたが M_a の時と同様に 14 頁の値より比例に依つて求める事も出来る。普通的设计の目的に對しては 14 頁の表より求めて充分である。

(ii) 撃衝に依る彎曲率

先づ撃衝係数を求める。即ち 16 頁より L (此場合は支間) = 22.3 米、従つて $i = 0.669$ なることが判る。

故に (i) に於て求めた各點の活荷重に依る彎曲率の値に 0.669 を乗じ容易に求めることが出来る。

即ち、

$$M_a = 78.69 \times 0.669 = 52.64 \text{ 米-噸}$$

$$M_b = 130.7 \times 0.669 = 87.44 \text{ "}$$

$$M_c = 161.05 \times 0.669 = 107.74 \text{ "}$$

$$M_d = 171.53 \times 0.669 = 114.75 \text{ "}$$

$$M_e = 171.72 \times 0.669 = 114.88 \text{ "}$$

(iii) 死荷重に依る彎曲率

18 頁の表より、活荷重 KS-18 に對し、上路鉸桁の曲線を見て支間 22.3 米に對しては桁の重量は 1190 噸/米なることが判る。又表の説明の際附記し

た様に大體に於て KS-12 の時は KS-18 の自重の 81% で有るから、一軌條に付き結局 $\frac{1190}{2} \times 0.81 = 482$ 珎/米 となる。

今 485 珎/米とし是れに軌道重量 300 珎/米 (設計示方書第 3 條)を加へて、

$$485 + 300 = 785 \text{ 珎/米}$$

の等布荷重とする。

一般に單位長に對し w なる等布荷重が作用する時、支點より距離 x なる點に於ける彎曲率は (70 頁左上の 8 より)

$$M_x = \frac{1}{2}wx - \frac{1}{2}wx^2 = \frac{1}{2}wx(l-x)$$

に依て示されるから、各點の死荷重彎曲率を求めると、

$$M_a = \frac{1}{2} \times 0.785 \times 2.7875 \times 19.5125 = 21.348 \text{ 米-珎} \approx 21.35 \text{ 米-珎}$$

$$M_b = \frac{1}{2} \times 0.785 \times 5.575 \times 16.725 = 36.597 \approx 36.60$$

$$M_c = \frac{1}{2} \times 0.785 \times 8.3625 \times 13.9375 = 45.747 \approx 45.75$$

$$M_d = \frac{1}{2} \times 0.785 \times 11.15 \times 11.15 = 48.797 \approx 48.80$$

$$M_e = \frac{1}{2} \times 0.785 \times 10.845 \times 11.455 = 48.760 \approx 48.76$$

(iv) 合成最大彎曲率 但し單位は珎-珎とす。

	a	b	c
l	7 869 000	13 070 000	16 105 000
i	5 264 000	8 744 000	10 744 000
d	2 135 000	3 660 000	4 575 000
	15 268 000	25 474 000	31 424 000

	d	E
l	17 153 000	17 172 000
i	11 475 000	11 488 000
d	4 880 000	4 876 000
	33 508 000	33 536 000

(2) 剪力

(i) 活荷重剪力

先づ第 8 頁の圖表より支點 A 上に 2 が来る時 A 點に最大剪力を生じ公式適用範圍は n であるから荷重は 2 から 14 迄乗り最大剪力の公式は (9 頁)

$$S_A = \frac{1}{l} \{ 100.5(l-x) - 1062 \}$$

であるから $l = 22.3$ 米 $x = 0$ 米として

$$S_A = \frac{1}{22.3} \{ 100.5 \times (22.3 - 1062) \} = 52.88 \text{ 珎}$$

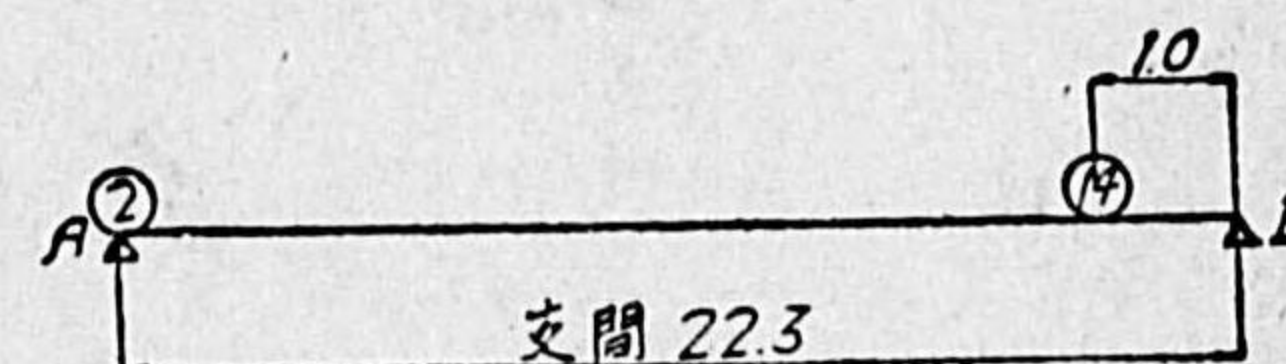
KS-12 に對しては

$$S_A = 52.88 \times \frac{12}{18} = 35.25 \text{ 珎}$$

となる。

又第 2 頁の力率表に依り是を求めて見ると 2 の下の階段狀太線より右に見て 2 から 14 迄 21.3 米で荷重の總和は 100.5 珎その位置は第 9 圖に示す様になる。

從つて B 點に關する荷重の力率和は前の桁の力率に於けると同様に 14 下太線を左に



2 の下 1078.65 と 14 より B 點までの力率を加へ

$$M_B = 1078.65 + 100.5 \times 1 = 1179.15 \text{ 米-珎}$$

從つて之を支間 22.3 で割れば A 點の反力 S_A を得る。

$$\therefore S_A = \frac{1179.5}{22.3} = 52.88$$

即ち公式に依る計算と同様の結果である事が判る。

又第 14 頁より比例方法で出すと

$$S_A = 52.23 + (53.30 - 52.23) \times \frac{3}{5} = 52.87 \text{ 珎}$$

なる事が判る。

S_a :-第8頁の圖表により ㉒, e で1から12迄乗り公式は次の如くなる。

$$\begin{aligned} S_a &= \frac{1}{l} \{87(l-x) - 681.3\} - 4.5 \\ &= \frac{1}{22.3} \{87 \times 19.5125 - 681.3\} - 4.5 \\ &= 41.07 \text{ 觔} \end{aligned}$$

KS-12 に対しては

$$S_a = 41.07 \times \frac{12}{18} = 27.38 \text{ 觔}$$

S_b :- S_a, S_a の時と同様にして ㉓, e で9-U まで乗る事が判るので KS-12 に対し

$$\begin{aligned} S_b &= \left[\frac{1.5}{l} \{(l-x+10)^2 - 98.95\} \right] \times \frac{12}{18} \\ &= \left[\frac{1.5}{22.3} \{(16.725+10)^2 - 98.95\} - 10.5 \right] \times \frac{12}{18} \\ &= 20.590 \text{ 觔} \end{aligned}$$

S_c :-㉒, h で1-9 迄乗る事が判るので

KS-12 に対し

$$\begin{aligned} S_c &= \left[\frac{1}{l} \{64.5(l-x) - 300.6\} - 4.5 \right] \times \frac{12}{18} \\ &= \left[\frac{1}{22.3} \{64.5 \times 13.9375 - 300.6\} - 4.5 \right] \times \frac{12}{18} \\ &= 14.89 \text{ 觔} \end{aligned}$$

S_d :-㉒, g' で1-8 迄乗る事が判るので

KS-12 に対し

$$\begin{aligned} S_d &= \left[\frac{1}{l} \{58.5(l-x) - 228.6\} - 4.5 \right] \times \frac{12}{18} \\ &= \left[\frac{1}{22.3} \{58.5 \times 11.5 - 228.6\} - 4.5 \right] \times \frac{12}{18} \\ &= 9.67 \text{ 觔} \end{aligned}$$

尙 S_a, S_b, S_c, S_d に対しても S_A を求めると同様に力率表を使用するか或は第14頁の値より比例に依り求むる事が出来る。

(ii) 撃衝に依る剪力

第16, 17 頁より各點に關し撃衝係數を出し撃衝に依る剪力を求めると次の如くなる。

即ち $i = \frac{45}{45+L}$ で L の載荷長は種々に變る

點	L (米)	i	撃衝に依る剪力(觔)
A	22.30	0.669	23.58
a	19.5125	0.698	19.11
b	16.725	0.729	15.01
c	13.9375	0.764	11.38
d	11.15	0.801	7.75

(iii) 死荷重に依る剪力

一般に單位長に對し w 觔なる等布荷重作用する時左方支點より x なる點の剪力は

$$S_x = \frac{1}{2}wl - wx,$$

に依つて示されるから

各點の死荷重剪力を求めると、

$$S_A = \frac{1}{2} \times 785 \times 22.3 = 8750 \text{ 觔}$$

$$S_a = 8750 - 785 \times 2.7875 = 6560 \text{ 觔}$$

$$S_b = 8750 - 785 \times 5.575 = 4380 \text{ 觔}$$

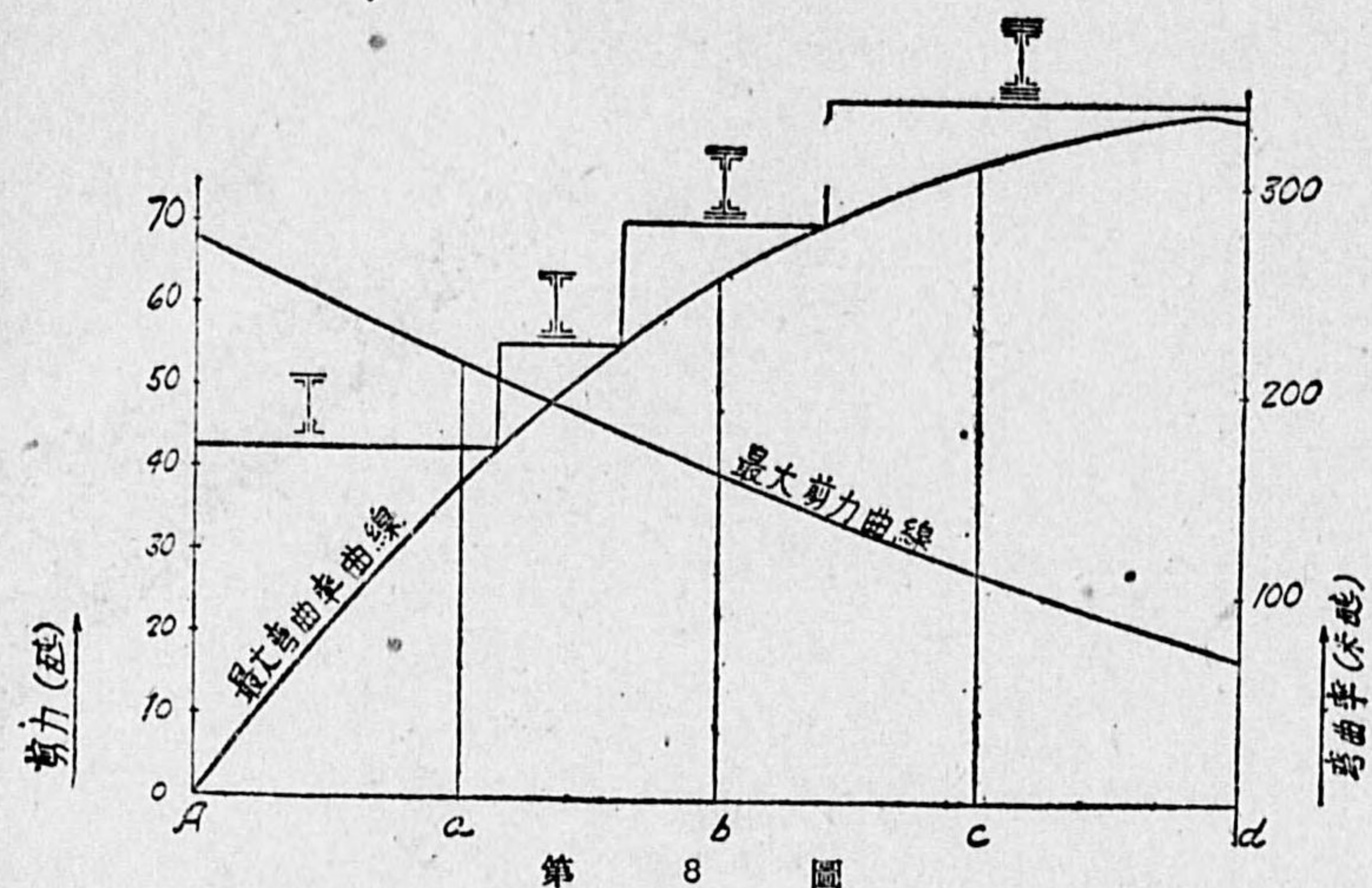
$$S_c = 8750 - 785 \times 8.3925 = 2190 \text{ 觔}$$

$$S_d = 0$$

(iv) 合成最大剪力 但し單位は觔とす。

	A	a	b	c	d
l	35 250	27 380	20 590	14 890	9 670
i	23 580	19 110	15 010	11 380	7 750
d	8 750	6 560	4 380	2 190	0
	67 580	53 050	39 980	28 460	17 420

(v) 合成最大彎曲率並に合成最大剪力の圖表



第 8 圖

(3) 鋼桁各部の設計

鋼桁各部の設計に入るに先だち鋼桁断面の計算法を一應述ぶることとする。

計算法は鉄孔を控除する所謂純断面法に對し總断面法と稱せられるものである。即ち第 9 圖の如く上断面に於て縁維實應力を求める場合は次の如き方法に依る。

$$\text{縁維實應張力} \quad f_t = \frac{M y_t}{I} \times \frac{b}{b_n} M r = \frac{f I}{y}$$

式中

M = 彎曲率 (cm, kg)

y_t = 中立軸より抗張縁維までの距離 (cm)

I = 中立軸周りの總断面の断面二次率 (cm)

b = 抗張突縁蓋鋼の總幅 (cm)

b_n = " 最少純幅 (cm)

$$\text{又 縁維應壓力} \quad f_c = \frac{M y_c}{I}$$

式中 y_c = 中立軸より抗壓縁維までの距離 (cm)

而して上記縁維實應力は許容應力を超過せしめざること勿論である。

若し b 圖の如き場合には

$$f_t = \frac{M y_t}{I} \times \frac{a+b-t}{a+b-t-d}$$

又 c 圖の如く桁断面が山形と蓋鋼一枚にて組成されてゐる場合は蓋鋼の最端の鉄の位置に於ける断面では蓋鋼は最早有效とは考へ得ない。従て桁断面は山形と腹鋼とにて組成されるもの考へ、蓋鋼を取付くるための鉄孔を考慮に入れて

$$f_t = \frac{M f_c}{I} \times \frac{a+b-t}{a+b-t-2d}$$

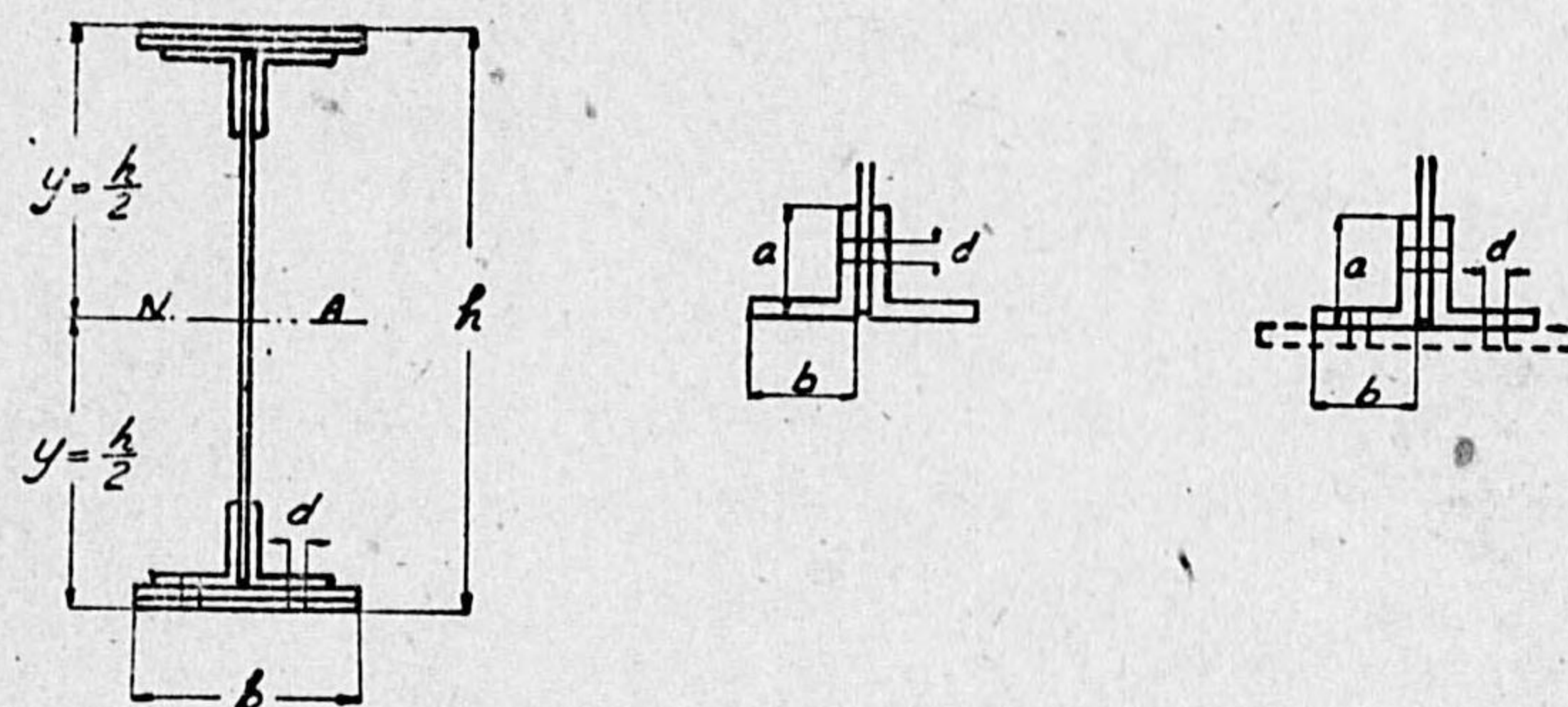
以上は鐵道技術研究所に於ける計算法である。

第 9 圖

(a)

(b)

(c)



(i) 主桁の高さ、断面及抵抗力率

設計諸表第 25 頁の鋼桁の經濟的高さを見ると最大彎曲率が 33,536,000 厘-延であるから、約 1.65 米がよい事が判る。

實際の圖面に於ては高さ 1.67 米となつて居るのは KS-12 の標準設計全部を曲線にて表はし大體高さを支間に應じ適當に變更した結果である。

又示方書第 22 條に依ると腹鋼の厚さは上下兩突縁山形に於ける鉄線間の距離の $\frac{1}{160}$ 以上とするを可とする様になつて居るので腹鋼の厚さは、

$$\frac{1670 - 55 \times 2}{160} = \frac{1560}{160} = 10 \text{ 耗}$$

とする。

是で腹銀の厚さは 10 耗、高さは 1.67 米となつて居るから 27 頁の表を見て、横距で高さ 1.67 米を見、尙縦距で抵抗力率 33,536,000 糧-珎 を見ると突縁断面番號 44 となるので第 37 頁を見て、銀桁断面として次の如きものを用ふると良い事が判る。

即ち

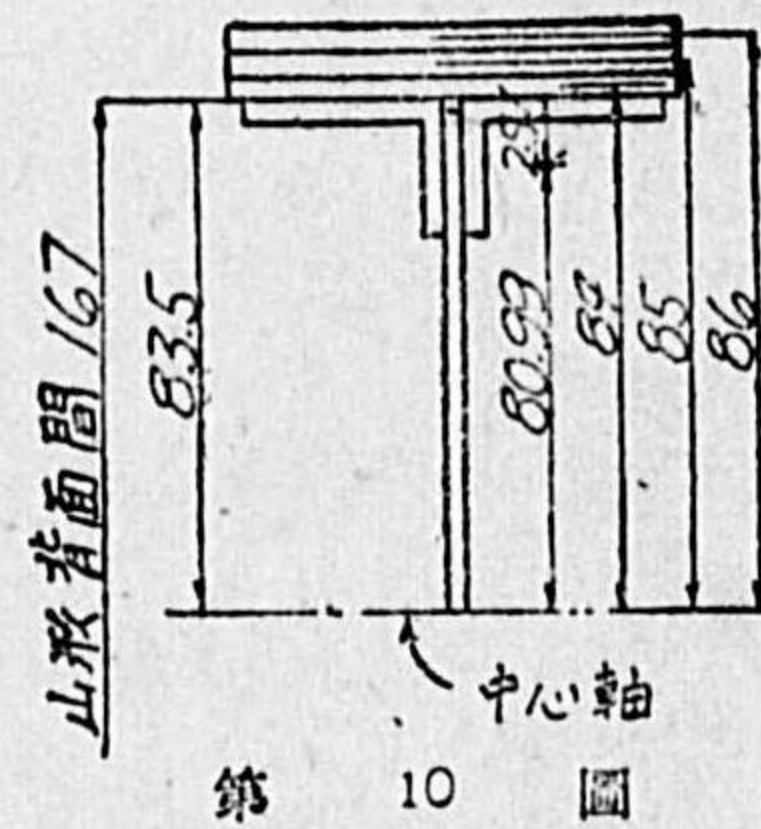
$$\begin{cases} 4-Ls. & 150 \times 100 \times 15 \\ 6-銀 & 350 \times 10 \\ 1-銀 & 1660 \times 10 \end{cases}$$

又垂直脚長 100 耗に對して厚さ 10 耗の腹銀の有効高は第 26 頁の表により 1.73 米である。即ち上記の假定せる断面は適當なる事が判る。

150×100×15 の山形に於て水平に 150 の脚を置きたる時は 44 頁の表の重心距離は 2.51 糧となり此の重心に關する断面二次率は 278.6 糧⁴となり、断面積は 35.25 平方糧なる事が判る。

350×10 なる蓋銀の断面積は 35 平方糧である。

使用断面		
上突縁	1-銀	350 × 10 = 35.00
	1-銀	350 × 10 = 35.00
	1-銀	350 × 10 = 35.00
	2-Ls	150 × 100 × 15 = 70.50
腹銀	1-銀	1660 × 10 = 166.00
	2-Ls	150 × 100 × 15 = 70.50
	1-銀	350 × 10 = 35.00
	1-銀	350 × 10 = 35.00
	1-銀	350 × 10 = 35.00
		517.00 糧 ² (總断面)



次に断面の中心軸に對する断面二次率を求める。此時腹銀の断面二次率は厚さ 10 糧で高さ 1.66 米だから第 50 頁より 331.191 糧⁴である。

$$\begin{aligned} 2-銀 & 70 \times 86^2 & = 517\,700 \\ 2-銀 & 70 \times 85^2 & = 505\,800 \\ 2-銀 & 70 \times 84^2 & = 492\,900 \\ 4-Ls. & 2(2 \times 278.6 + 70.5 \times 80.99^2) & = 926\,000 \\ 1-銀 & & = 381\,200 \\ & & \hline & & 2,820,000 \text{ 糧}^4 \end{aligned}$$

又中心軸から縁維迄の距離は 83.5 + 1 × 3 = 86.5 糧 $y_c = y_i$ である。故に新計算方法に依り縁維應壓力を求める。

$$f_c = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{33,536,000 \times 86.5}{2,820,000} = 1027 \text{ kg/cm}^2$$

銀徑 22 耗の場合計算に使用する銀孔徑は 22 + 3 = 25 となる。

$$\text{依て縁維應張力は } f_t = 1027 \times \frac{350}{350 - 2 \times 25} = 1198 \text{ kg/cm}^2$$

次に許容應力は示方書第十一條に依り $f_t = 1200 \text{ kg/cm}^2$, $f_c = 1150 - 15 \frac{l}{b} \text{ kg/cm}^2$

然るに $l = 280 \text{ cm}$ (第 16 圖) $b = 35 \text{ cm}$ であるから $f_c = 1030 \text{ kg/cm}^2$

依て結局 許容應壓力 = 1030 kg/cm² > 實應力 1027 kg/cm²

許容應張力 = 1200 kg/cm² > " 1198 kg/cm²

となり假定の断面にて充分なることが分る。

次に各断面の抵抗力率を求める。

銀桁抵抗力率の一般式は

$$M_r = \frac{f \cdot I}{y_c} \dots \dots \dots \text{抗壓突縁側}$$

$$M_r = \frac{I}{y} \cdot f \cdot \frac{bn}{b} \dots \dots \dots \text{抗張 "}$$

式中 f は許容應力の値をとり結局或る断面の抵抗力率は上記二式の値の中その小なる方に依て定まる。本例の場合は抗張突縁側の抵抗力率に依て決定される(實際上 $f \frac{bn}{b}$ を豫め計算し之を f_0 として取扱ふが便利である) 即ち

$$(a) \text{ 蓋銀 3 枚の場合 } M_r = \frac{2820000}{86.5} \times 1200 \times \frac{30}{35} = 33600000$$

(b) 蓋板 2 枚の場合

$$I = 2\,310\,000 \quad y = 85.5 \text{ となり}$$

$$M_r = \frac{2\,310\,000}{85.5} \times 1200 \times \frac{30}{35} = 27\,800\,000 \text{ 厘-珐}$$

(c) 蓋板 1 枚の場合

$$I = 1,800,000 \quad y = 84.5$$

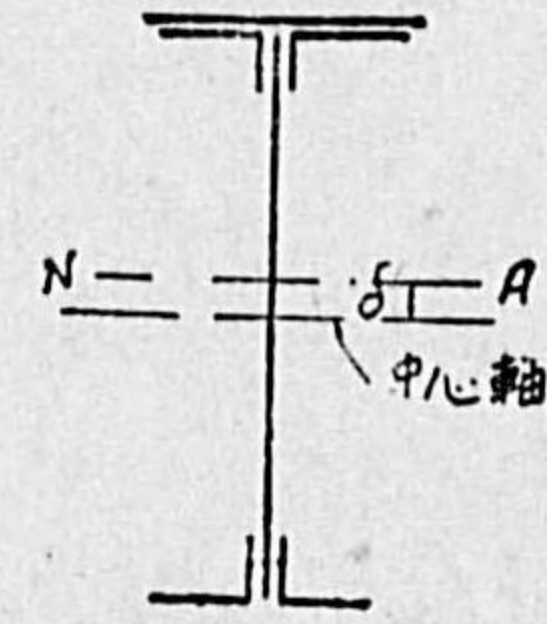
$$M_r = \frac{1,800,000}{84.5} \times 1200 \times \frac{30}{35} = 21,930,000 \text{ 厘-珐}$$

(d) 蓋板、上突縁のみに 1 枚ある場合

示方書第 68 條に依れば上路板桁では蓋板 1 枚は全長に亘るので此の場合を考へる。

1-板	$350 \times 10 = 35.0$
2-L	$150 \times 100 \times 15 = 70.5$
1-板	$1660 \times 10 = 166.0$
2-L	$150 \times 100 \times 15 = 70.5$

342.0 厘² (總斷面)



第 11 圖

此時中立軸に對し斷面二次率を求めると $\delta = 8.6$ 厘であるから

$$I = 492\,900 + 926\,000 + 381\,200 - 492\,900 \times \frac{1}{2} - 342 \times 8.6^2$$

$$= 1\,530\,000 \text{ 厘}^4$$

$$y = 83.5 + 8.6 = 92.1 \text{ 厘}$$

從て抵抗力率は

$$M_r = \frac{1\,530\,000}{92.1} \times 1200 \times \frac{23.5 - 2 \times 2.5}{23.5} = 15\,700\,000 \text{ 厘-珐}$$

以上計算せる抵抗力率を圖示すれば第 8 圖の如くなり之れに依り蓋板の長さを決定する事が出来る。

(ii) 板距

示方書第 24 條に依り板桁に於て突縁と腹板とを緊結する板に作用する水平力は次式で算出せらる。

$$H = \frac{PSQ}{I}$$

上式に於て

H = 板 1 個に作用する水平力 (珐)

P = 板距 (厘)

I = 桁の有効斷面の中立軸の周りの總斷面二次率 (厘⁴)

Q = 中立軸の周りの一突縁の斷面率 (厘³)

S = 剪力 (珐)

從つて板距 P を求めると

$$P = \frac{HI}{SQ} = \frac{H}{\frac{SQ}{I}}$$

又上路板桁及縦桁に於ては突縁と腹板とを緊結する板は板の間に作用する全水平剪力に抵抗する外直接突縁上に作用する荷重を腹板に傳達する働きをなすから、今假りに此の荷重を桁の長 1 厘に付き w とすれば

$$P = \frac{H}{\sqrt{\left(\frac{SQ}{I}\right)^2 + w^2}}$$

となる譯である。

次に桁端に於ける板距を求めると

上式中 H は板径 22 耗、腹板の厚さ 10 耗、の工場板の時であるから第 56 頁の板の強さの表から 3960 珐なる事が判る。

又 $S = 67\,580$ 珐であり

$$\left. \begin{aligned} Q \text{ は } 35(84 - 8.6) &= 2639 \\ 70.5(80.99 - 8.6) &= 5103 \\ (83 - 8.6)^2 \times \frac{1}{2} &= 2768 \end{aligned} \right\} 7742$$

$$\frac{10510 \text{ 厘}^3}{7742}$$

$$I=1\,530\,000 \text{ ㎝}^4$$

又 $w=180\text{kg/cm}$ とすれば

$$P = \frac{3960}{\sqrt{\left(\frac{67\,580 \times 7742}{1\,530\,000}\right)^2 + 180^2}} = \frac{3960}{\sqrt{342^2 + 180^2}} = 10.3 \text{ ㎏}$$

上記の計算は上路鉸桁の場合即ち上突縁に直接荷重の掛る時である。下路鉸桁の場合には當然 w なる項は考へに入れてなくて可いから、計算に依るか或は第 58 頁の圖表に依り容易に求むる事が出来る。

(iii) 補剛材間隔

示方書第 69 條の公式に代入すれば良い。

$$d = 0.35 l \left(950 - \frac{SQ}{I} \right)$$

式中 $t=1$ ㎏

$$S=67\,580 \text{ ㏈}$$

$$Q=10\,510 \text{ ㎏}^2 \text{ (ii の鉸距の處参照)}$$

$$I=1\,530\,000 \text{ ㎝}^4$$

を代入すれば

$$p = 0.35 \times 1 \times \left(950 - \frac{67\,580 \times 10\,510}{1\,530\,000} \right) = 170 \text{ ㎏}$$

即ち補剛材間隔として 1700 ㎏迄許されるが、パネル割の関係及一般に桁の高さより少にするを可とする(第 69 條)ので圖面の如くした。

(iv) 端補剛材の設計

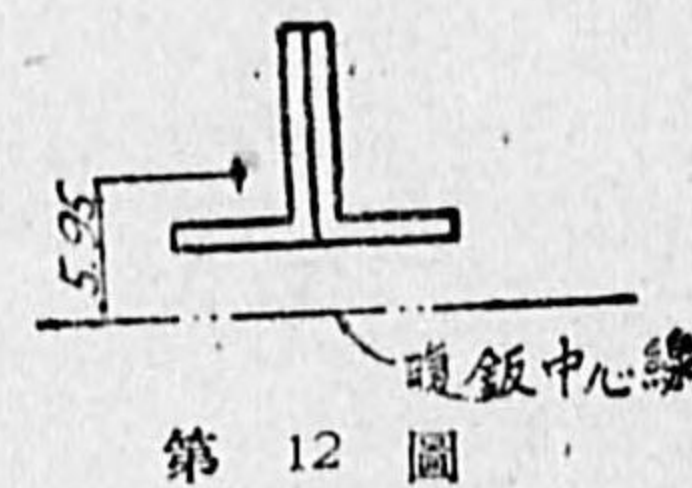
今左圖め如く 4-Ls 125×90×10 を使用する。

第 44 頁より重心の位置並に断面二次率を求める。

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2 \times 317.3 + 41 \times 5.65^2}{41}} = \sqrt{50.88} = 7.13 \text{ ㎏}$$

此時 $l = \frac{167 - 2 \times 1.5}{2} = 82 \text{ ㎏}$

$$\frac{l}{r} = \frac{82}{7.13} = 11.5$$



第 12 圖

示方書第 11 條に依ると l/r が上記の如く 40 以下となるので軸應壓力は 1000 kg/cm^2 である。

桁端に於ては反力 = 67 580 ㏈ 依て必要なる断面 A は

$$A = \frac{67\,580}{1000} = 67.58 \text{ ㎏}^2 < 82 \text{ ㎏}^2 \text{ [4-Ls 125} \times 90 \times 10 \text{ の總斷面積]}$$

次に補剛材に打つ鉸の数は、示方書第 51 條に依り 5 割増加であるから

$$\text{所要鉸數 } n = \frac{67\,580}{3960} \times 1.5 = 26 \text{ 本}$$

此の 3960 ㏈は徑 22 耗鉸を用ゐる場合 10 耗鉸に對する支壓強で諸表第 55 頁より求むる事が出来る。

(v) 主桁の添接

(a) 蓋鉸の添接

蓋鉸の添接個所で 1 番厚い處を見ると蓋鉸と添接鉸とで 10 耗鉸 4 枚と山形が 15 耗の倍と横構に對する繫鉸の厚さの 9 耗との合計である。

$$\text{即ち } 4 \times 10 + 2 \times 15 + 9 = 79 \text{ 耗}$$

示方書第 34 條に鉸の働長に關して定められて居るが、幹徑の 4 倍は 88 耗となるので此際鉸數の増加はしなくても良い。

それで一枚の蓋鉸の斷面 = $350 \times 10 = 35 \text{ ㎏}^2$

$f_s = 1029 \text{ kg/cm}^2$ 且つ 22 耗鉸の單剪強は

2851 ㏈であるから所要鉸數は、(諸表 55 頁参照)

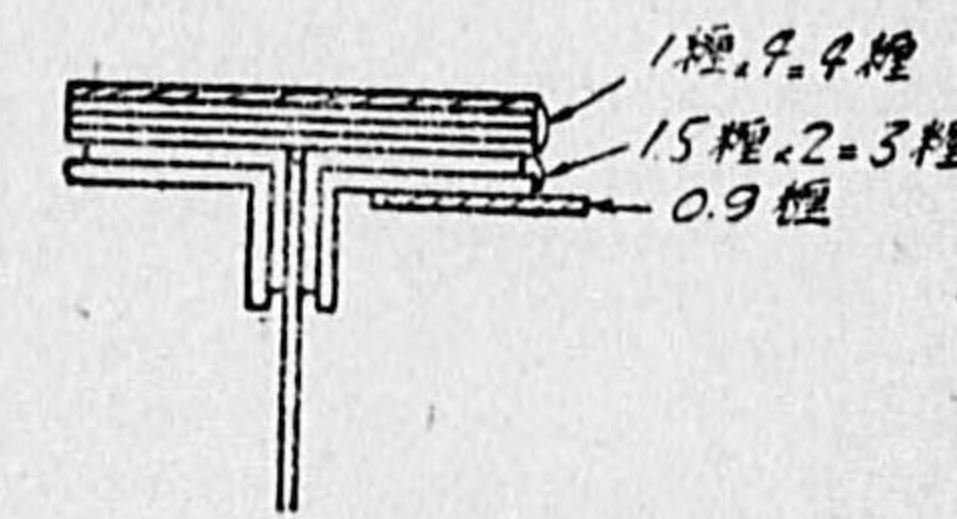
$$n = \frac{1029 \times 35}{2851} = 12.7 \text{ 即ち } 13 \text{ 本}$$

それで圖面には 14 本打つてある。

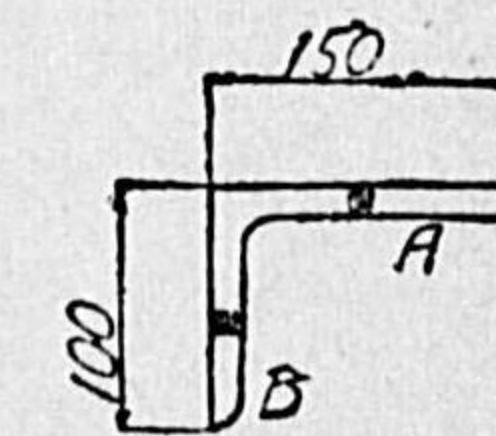
(b) 突縁山形の添接

1-L. 150×100×15 = 35.25 ㎏^2 (總斷面)

(諸表第 44 頁参照)



第 13 圖



第 14 圖

故に蓋板の時と同様に所要釘数は次の如くなる。

$$n = \frac{1029 \times 35.25}{2851} = 12.7 \text{ 本}$$

併し此の場合山形は不等邊であるから脚長に應ずる丈け釘を打つのが至當と考へられる。

それで水平脚 150 の方を A、垂直脚 100 の方を B とすれば

$$A = 12.7 \times \frac{15}{15+10} = 7.6$$

$$B = 12.7 \times \frac{10}{15+10} = 5.1 \text{ 本}$$

故に圖面には A 側には 8 本、B 側に 6 本を打つた。

(c) 腹板の添接

腹板は彎曲率及剪力に抵抗するものであるから添接板及之に打たれる釘は充分其作用力に堪える様にせねばならぬ。

イ) 釘の計算

釘は最も大なる應力を受ける釘——縁維に最も近き釘——に付て計算を行ふ。

任意の一本の釘に働く力を f_r とすれば

$$f_r = \sqrt{f_v^2 + f_H^2}$$

式中

f_v = 剪力による垂直力

f_H = 彎曲率に依る水平力

尙此剪力としては普通此點の最大剪力を採り又彎曲率には腹板の抵抗力率を用ゐてゐる。

$$\begin{aligned} \text{従て } f_v &= \frac{S}{n} & S \dots \dots \text{最大剪力} \\ &= \frac{17420}{46} & n \dots \dots \text{釘數} \\ &= 380 \text{ kg} \end{aligned}$$

又 f_H は次の關係から求められる。即ち

腹板の抵抗力率 M_w = 釘の抵抗力率 M_r

$$\text{釘の抵抗力率は } M_r = 2 \sum f_H y_m$$

式中 y_m は中立軸より各釘の中心までの距離

従て最も縁維に近き釘の水平應力を f_n とすれば任意の位置にある釘の水

$$\text{平力 } f_H \text{ は } f_H = \frac{f_n y_m}{y_n}$$

$$\begin{aligned} \text{依て } M_r &= \frac{2 f_n}{y_n} \sum y_m^2 \\ &= \frac{2 f_n}{y_n} \{ 6(77^2 + 66.5^2) + 2(57.5^2 + 46^2 + 34.5^2 + 23^2 + 11.5^2) \} \\ &= 153,300 \times \frac{f_n}{77} \end{aligned}$$

$$\text{腹板の抵抗力率 } M_r \text{ は } M_r = \frac{f I}{y}$$

茲に f は腹板の縁維に作用する彎曲應力以上に働き得ないから

$$f = \frac{f_0 y}{y_0}$$

f_0 …… 桁の抗壓縁維應力

y_0 …… 中立軸より縁維迄の距離

$$\therefore M_r = \frac{f_0 I}{y_0} = \frac{1029 \times 381,200}{86.5}$$

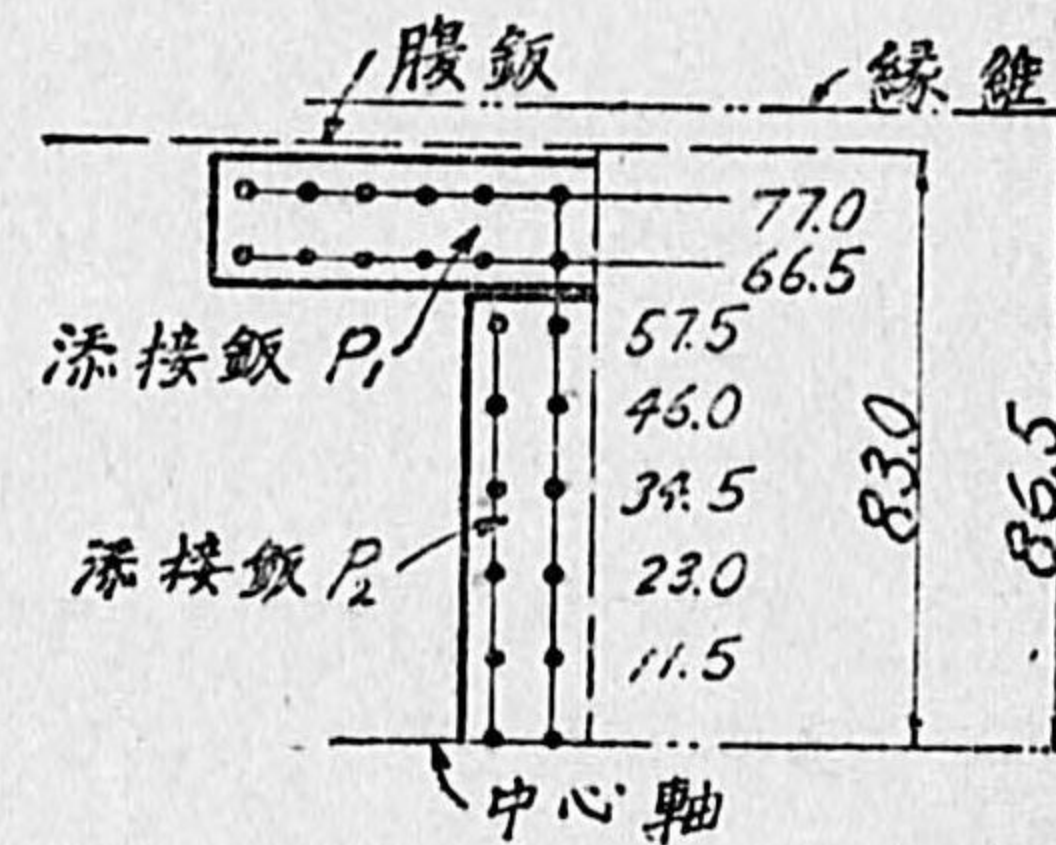
$$= 4,535,000 \text{ cm-kg}$$

$$\text{依て } \frac{153,300}{77} \cdot f_n = 4,535,000$$

$$\therefore f_n = 2,280$$

$$\begin{aligned} \text{従て合成力 } f_r \text{ は } f_r &= \sqrt{380^2 + 2280^2} \\ &= 2,310 \text{ kg} \end{aligned}$$

倍徑 22 耗現場釘に對する 10 耗板の支壓強は第 55 頁より 3300 疋である



が、是は桁の縁維に於ける鉄の許容支壓強であるから添接用最上部の鉄に於ては $3300 \times \frac{77}{86.5} = 2940$ 疋 となり上記の値は此の値より小なる故此の添接にて充分なるを知る。

□) 添接鉄の決定

P_1 , P_1 鉄への作用力を F_1 , 断面積を a_1 とすれば

$$F_1 = n_1 \rho \quad \rho = \text{鉄の許容強}$$

$n_1 = \text{鉄數}$

$$a_1 = \frac{F_1}{\sigma} \quad \sigma = \text{鉄の許容應力}$$

依つて $a_1 = \frac{12 \times 3300}{1200} = 33 \text{cm}^2$

P_1 鉄の幅は 20cm、表裏 2 枚あるから厚さ t は

$$t = \frac{33}{2 \times 20} = 0.79 \text{cm}$$

但し本例の如く突縁山形の下に挿入する場合は山形鋼の厚さに依つて支配され 15 耗を使用した。

P_2 , P_2 鉄は別に應力を計算せず其の厚さを腹鉄の 1/2 以上とすれば充分である。但し鉄の最小厚は示方書第 30 條により 9 耗以上と規定されてゐるから本例は 9 耗厚の鉄を用ひた。

(4) 横絞構の設計

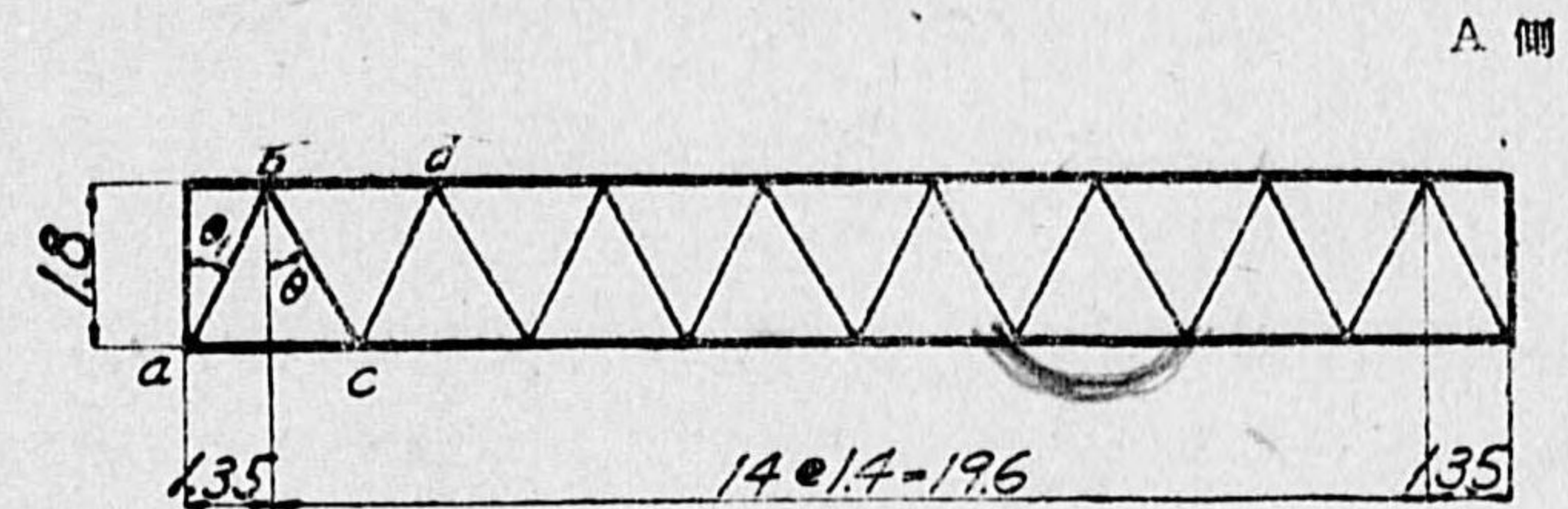
小径間の鉄桁に対しては、横構は往々上突縁のみに設くるも、本例は鉄桁として相当長径間であるから横構は上下共に設ける。

(a) 上横構

示方書第七條に依れば横荷重として、

$$300 + 600 \times \frac{12}{18} = 700 \text{kg/m}$$

となり之は活荷重として取扱ふものである。



B 側 第 16 圖

又此時上記の如き場合、格點荷重は次の様になる。

$$W_0 = 700 \times \left(\frac{1.35}{2} + 1.4 \right) = 1450 \text{ 疋}$$

$$W = 700 \times 2.8 = 1960 \text{ 疋}$$

又部材の傾斜は $\sec \theta_1 = \frac{\sqrt{1.8^2 + 1.35^2}}{1.8} = 1.25$

$$\sec \theta = \frac{\sqrt{1.8^2 + 1.4^2}}{1.8} = 1.267$$

従つて部材の應力は $f = \pm S \sec \theta$ S ……最大剪力、

$\therefore ab = (1450 + 1960 \times 3) \times 1.25 = -9160$ 疋 ……A 側よりの荷重によるもの

$$ab = 1960 \times 3.5 \times 1.25 = +8580 \text{ 疋} \dots\dots B \text{ 側より}$$

$$bc = 8690 \text{ 疋}, \quad bc = +7560 \text{ 疋}$$

今 ab に對し、 $L. 90 \times 90 \times 10$ を使用すると假定すれば、諸表第 43 頁より

$$\text{總斷面} = 17 \text{ 厘}^2$$

$$\text{環動半徑} = 1.71 \text{ 厘}$$

であるから、固定點間距離を 1.69 米とすると

$$\frac{l}{r} = 99$$

従つて第 38 頁の表から許容應力は 705kg/cm^2 なる事が判る。表に依らず

計算するとは $\frac{l}{r}$ が 40 以上 100 以下になるので、

$$\text{許容應力} = 1200 \frac{l}{r} - 5 = 1200 - 5 \times 99 = 705 \text{kg/cm}^2 \text{ 得られる。}$$

従つて ab の許容應力は

$$705 \times 17 = 11990 \text{ 瓩} > 9160 \text{ 瓩}$$

故に ab に対して、 $1-L. 90 \times 90 \times 10$ で充分なる事が判る。

次に張力を受くる場合は第 39 頁の表から、純断面 = 10 種² となるので其の許容應力は、 $10 \times 1200 = 12,000$ 瓩 となり之も充分である。

他の部材に対して計算を略し、同様の山形を用ふ。

(b) 下横構

横荷重として、 300 kg/m であるから計算する迄もなく $1-L. 90 \times 90 \times 10$ を使用すると良い事が判る。

(c) 桁端對傾綾構 (第 17 圖参照)

$$P = 700 \times 11.15 = 7,810 \text{ 瓩}$$

$$bc \text{ の長さ} = \sqrt{1.67^2 + 1.8^2} = 2.45$$

$$bc = +7810 \times \frac{2.45}{1.8} = +10,630 \text{ 瓩}$$

$$ac = -7810 \text{ 瓩}$$

従つて、前記の横綾材の時と同様に計算し、

$1-L. 90 \times 90 \times 10$ にて充分なる事が判る。

(d) 中間對傾綾構

桁端對傾綾構に倣ひ、 $1-L. 90 \times 90 \times 10$ を使用する。

(5) 沓の設計

鑄鐵沓を使用するとし第六號沓を使用すれば

$$\text{支面} = 2078 \text{ 種}^2$$

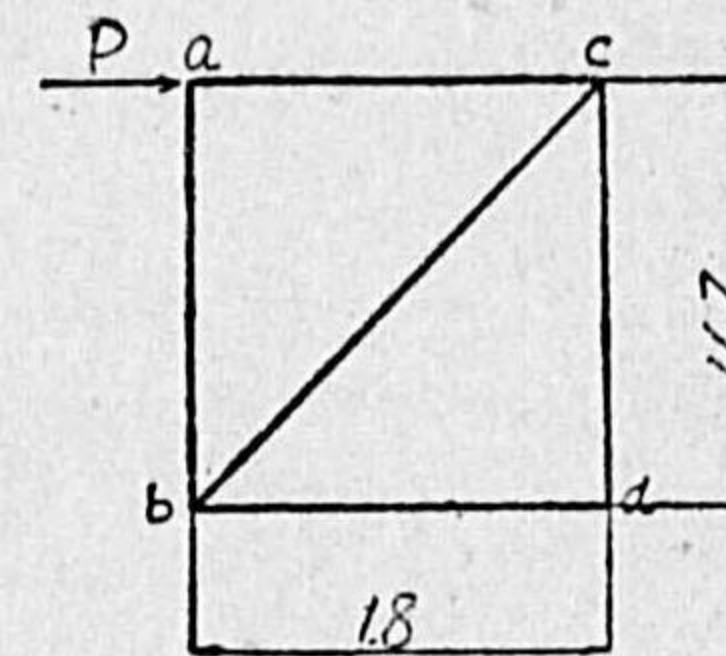
あるので、沓支面の支壓力は、

$$\sigma_b = \frac{67580}{2078} = 32.5 \text{ kg/cm}^2$$

是は、示方書第十一條にある 混凝土の許容支壓力 35 kg/cm^2 以下なる爲め

安全である。此の沓は設計諸表 60 頁に示してある。

(6) 設計圖



第 17 圖

上記の計算に依り製圖したのが別表に示すもので、材料表に示す如く總重量 $22,227$ 瓩である。

初めに假定した自己重量と比較して見る。

今總重量から鑄鐵沓及附屬品の重量 438 瓩を差引き、支間にて除す時は 1 米當りの重量が判る。

$$W = \frac{22,227 - 438}{2 \times 22.3} = 489 \text{ kg/m}$$

然るに初めの假定は、 485 kg なる爲め、此の比を見るに

$$\frac{489}{485} = 1.008$$

となるから大體初めの假定にて差支へなき事が判る。

第三設計例 下路鈹桁の設計

支間 19.2 米。活荷重 KS-18 の單線下路鈹桁。

第一、第二の設計例に於て表の使ひ方、計算法其の他を詳細に説明したから今回は主として比例法によつて求める。

(1) 縱桁の設計 支間 2.8 米

(i) 彎曲率の計算 (諸表 14 頁)

$$M_i = 6.875 + (8.25 - 6.875) \times \frac{3}{5} = 7.7 \text{ 米-瓩}$$

16 頁の表より $i = 0.941$

$$M_i = 7.7 \times 0.941 = 7.246 \text{ 米-瓩}$$

死荷重	軌道重量	0.3
	桁其他	0.12
	合計	0.42 瓩

$$M_d = \frac{1}{8} \times 0.42 \times 2.8^2 = 0.412 \text{ 米-噸}$$

合成最大彎曲率は $7.7 + 7.246 + 0.412 = 15.358 \text{ 米-噸}$

(ii) 剪力の計算 (14頁)

$$S_i = 13.2 + (14.67 - 13.2) \frac{3}{5} = 14.08$$

$$S_i = 14.08 \times 0.941 = 13.25$$

$$S_d = \frac{1}{2} \times 0.42 \times 2.8 = 0.588$$

27.918 噸

本誌末にある附屬圖中の應力表に記載してある値は、公式に依つて確に計算したものであるが、上記の様に比例法に依る値は、多少の差はあるが實用上差支ない。

(iii) 断面の決定

42 頁の材料表中から 1-I 400×150@95.85kg を使用する事とすれば

$$\text{實應力は } f = \frac{1535800}{1584} = \pm 970 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{然るに許容應力は } f_c = 1150 - 15 \frac{l}{b} = 1150 - 15 \frac{2.8}{0.15} = -870 \text{ kg/cm}^2$$

即 $f > f_c$ となるから、桁の中央に支材を入れると。

$$f_c = 1150 - 15 \frac{1.4}{0.15} = -1010 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = +1200 \text{ kg/cm}^2$$

となるから上記の断面で差支ない。

(iv) 横桁との連結用鉄釘

I 形鋼の腹部の厚さは 12.5 糎であるから、徑 22 耗の現場鉄の支壓強は

$$1500 \times 1.25 \times 2.2 = 4125 \text{ kg}$$

$$\text{従つて所要鉄釘数は } \frac{27918}{4125} \approx 7 \text{ 本}$$

(v) 床鈑

$$\text{使用床鈑支壓面} = 30 \times 40 = 1200 \text{ 糎}^2$$

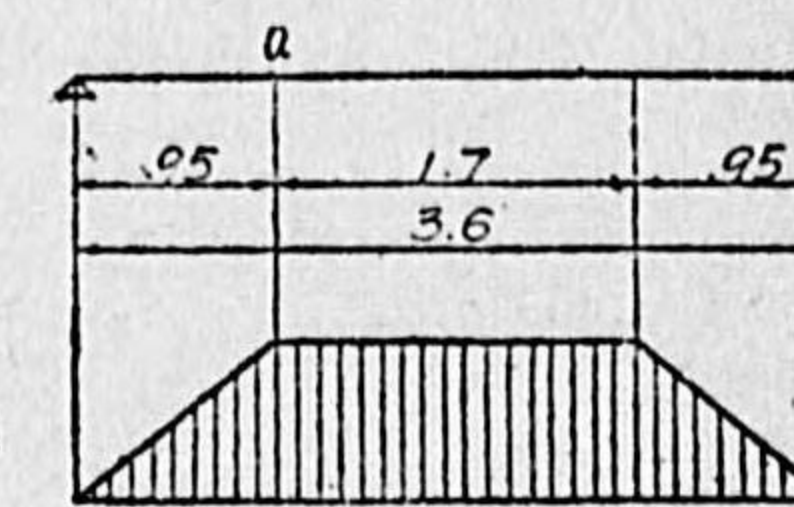
$$\text{許容支壓力} = 1200 \times 35 = 42000 \text{ kg}$$

尙此の床鈑の寸法は、鐵道省工形桁定規に於て統一されたものである。

(2) 横桁の設計 支間 3.6 米 縦桁中心間 1.7 米

格間距離 2.8 米

縦桁より横桁に加はる活荷重の大きさを求めるには、14 頁の表より、支間を 2.8 米とした時の橋脚反力を求めれば良い。



第 18 圖

$$\text{橋脚反力} = 16.2 + (18 - 16.2) \times \frac{3}{5} = 17.28 \text{ 噸}$$

(i) 彎曲率の計算

$$M_i = 17.28 \times 0.95 = 16.42 \text{ 米-噸}$$

$$16 \text{ 頁の表より } i = \frac{45}{45 + nl} = \frac{45}{45 + 2 \times 2.8} = 0.889$$

$$M_i = 16.42 \times 0.889 = 14.60 \text{ 米-噸}$$

$$\text{縦桁より來る集中死荷重} = 0.42 \times 2.8 = 1.176$$

$$M_d = 1.176 \times 0.95 = 1.117 \text{ 米-噸}$$

横桁の自重を 110kg/m と假定す

$$M_{d2} = \frac{1}{8} \times 0.11 \times 3.6^2 = 0.178 \text{ 米-噸}$$

合計 32.315 米-噸

(附圖中には 32.559 米-噸 とあるが實際上差支ない)

(ii) 剪力の計算

$$S_i = 17.28$$

$$S_i = 17.28 \times 0.889 = 15.36$$

$$S_d = 1.176 + \frac{1}{2} \times 0.11 \times 3.6 = 1.374$$

34.014 噸

(附圖中の應力表に依れば 34.29 噸)

反力

$$R_A = 36.81 + 25.8 + 1.45 \times 3 + 0.54 \times \frac{19.2}{2} = 72.14 \text{ 吨}$$

$$\text{支圧面積} = \frac{72140}{35} = 2061 \text{ 糎}^2$$

60 頁の表より No 6 の沓を使用すれば

$$\text{支圧面積} = 2098 > 2061 \text{ 糎}^2$$

(iii) 断面決定

25 頁の表より桁の高さは 1710 糎となるが、今の場合には他の定規設計との関係上 1690 糎とする。

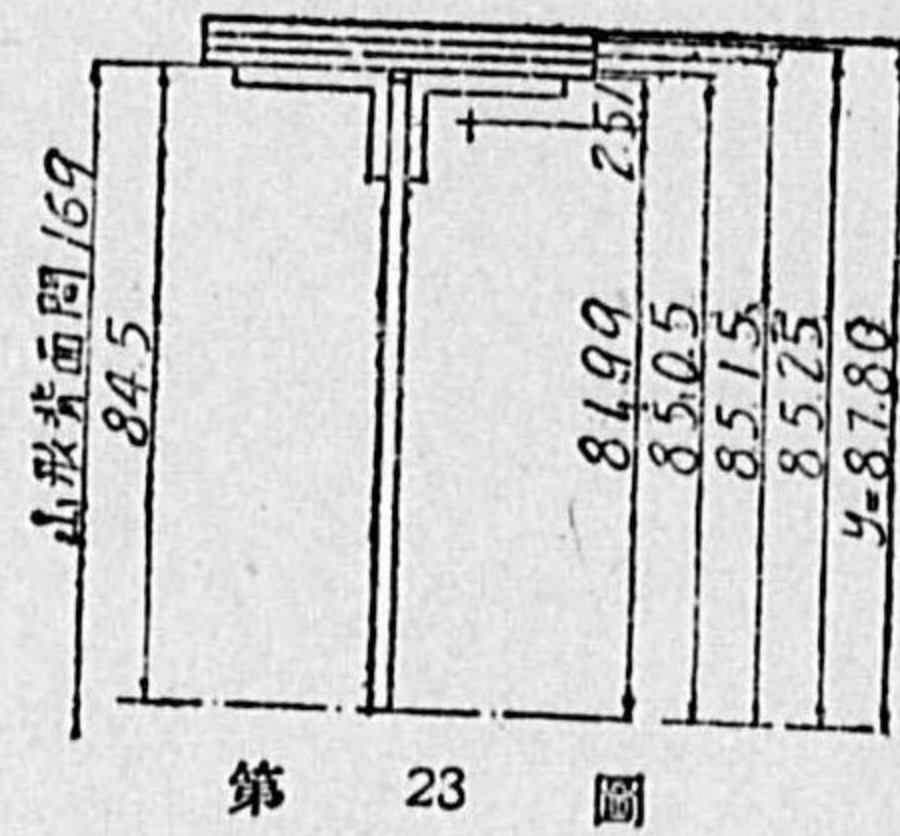
腹鉄の厚さは 26 頁の表より 10 糎とする。

所要断面は 27 頁の表より No. 51 を取る。

上突縁	{	3—鉄 360×12=43.2×3	= 129.6
		2—Ls. 150×100×15=35.25×2	= 70.5
		腹鉄 1—鉄 1680×10	= 168.0
下突縁	{	2—Ls. 150×100×15	= 70.5
		3—鉄 360×12	= 129.6
			568.2 糎 ²

次に中心軸に対する總断面二次率を求めると。

2—鉄 86.4×87.5 ²	= 661 500
2—鉄 86.4×86.3 ²	= 643 480
" " ×85.1 ²	= 625 710
4—Ls. 4×278.6+2×705×81.99 ²	= 948 970
1—鉄 $\frac{1}{12} \times 10 \times 168^3$	= 395 140
3 284 800 糎 ⁴	

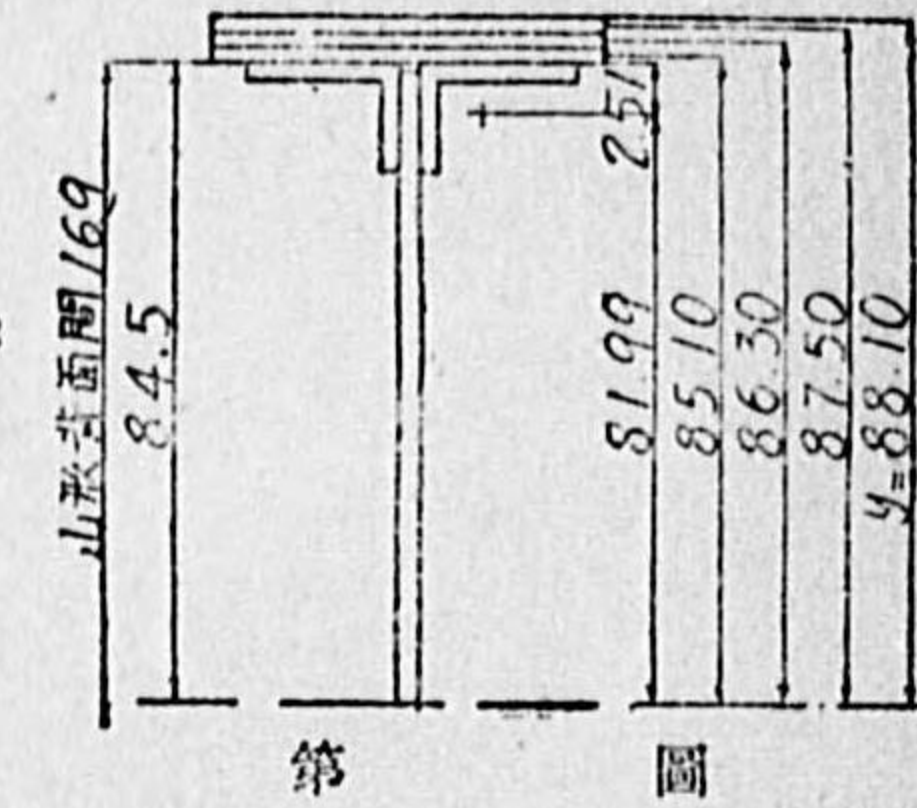


$$y_c = 88.1 \text{ 糎}$$

次に實應力を求めると、

$$f_c = \frac{3\,783\,700 \times 88.1}{3\,274\,802} = -1018 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 1018 \times \frac{36}{31} = +1182 \text{ kg/cm}^2$$



許容應力は

$$f_c = 1150 - 15 \frac{280}{36} = -1033 \text{ kg/cm}^2 > -1018 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = +1200 \text{ kg/cm}^2 > +1182 \text{ kg/cm}^2$$

以上の如く 37 頁の圖表から得た断面で差支へは無いが、之によつて新たに圖面を作ることは手数を要するので有合せの圖 (添附圖) に合せて次の様な断面を使用することとした。

上突縁	{	3—鉄 380×11 = 41.8 × 3 = 125.4
		2—Ls. 150×100×15 = 35.25 × 2 = 70.5
		腹鉄 1—鉄 1680×10 = 168.0
下突縁	{	2—Ls. 150×100×15 = 70.5
		3—鉄 380×11 = 125.4
559.8 糎 ²		

断面二次率は

2—鉄 83.6×87.25 ²	= 636 410
" " ×86.15 ²	= 620 460
" " ×85.05 ²	= 604 720
4—Ls. 4×278.6+2×70.5×81.99 ²	= 948 970
1—鉄 $\frac{1}{12} \times 1.0 \times 163^3$	= 395 140
3 205 700 糎 ⁴	

$$y_c = 87.8$$

實應力

$$f_c = \frac{3\,783\,700 \times 87.8}{3\,205\,700} = -1036 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 1036 \times \frac{38}{33} = +1194 \text{ kg/cm}^2$$

許容應力

$$f_c = 1150 - 15 \cdot \frac{280}{38} = -1039 \text{ kg/cm}^2 > -1036 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = \quad \quad \quad = +1200 \text{ kg/cm}^2 > +1194 \text{ kg/cm}^2$$

以下は上路鈹桁の設計例の場合の如く、蓋鈹が上下各二枚宛有る場合、上下各一枚宛有る場合の抵抗力率を計算して蓋鈹の長さを計算すれば良い。

又下路鈹桁では蓋鈹が上突縁にのみ一枚ある断面は使用しない。

尙桁中央部の添接の計算、鈹距の計算其の他は略す、第二例の上路鈹桁の所と参考とせられたい。

著者紹介

橋梁研究會は昭和二年、鐵道省技術研究所、東京帝國大學及び民間有志に依り創立せる研究團體にして現在會員六十餘名を有す。現會長は鐵道省技術研究所第二部長東大教授沼田政矩氏なり。

既刊編纂書

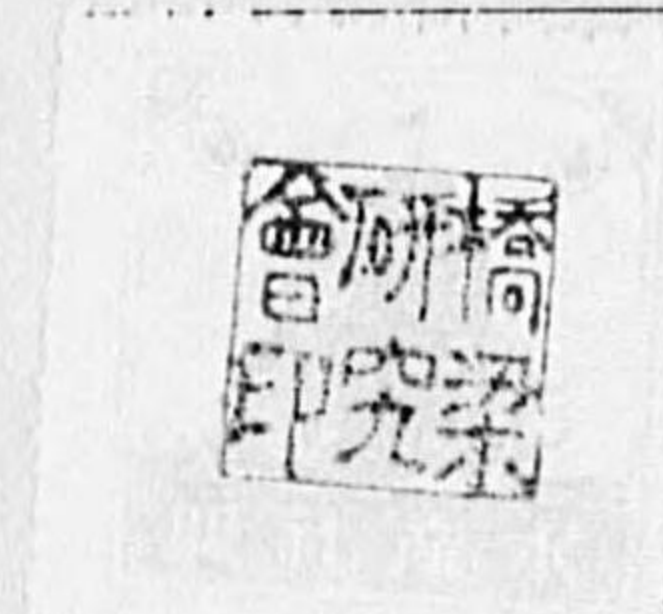
鋼橋設計諸表

(價二圓、水産社發行)

鋼橋設計諸表の解説

並設計例

(出版會承認、160212)



昭和十八年九月十五日印刷

昭和十八年九月二十日發行 (2,000部)

定價 金 八 拾 錢
特別發行 金 四 錢

合計金八拾四錢

著 作 者	橋 梁 研 究 會
發 行 者	田 口 新 治 東京都麴町區丸ノ内三ノ八
印 刷 者	川 橋 源 三 郎 東京都京橋區築地一ノ一四
印 刷 所	仁 川 堂 川 橋 印 刷 所 東京都京橋區築地一ノ一四
配 給 元	日 本 出 版 配 給 株 式 會 社 東京都神田區淡路町二ノ九

東京都麴町區丸ノ内三丁目八番地

發 行 所 株 式 會 社 水 産 社

電話丸ノ内(23)五五二〇番
振替東京一五八五〇番
(會員番號一一三五〇一)

應力表

最大應力
798 000
749 000
46 900

中央断面
I-59570
y=25

實應力 許容應力
 $\sigma_1 + 669$ +1200

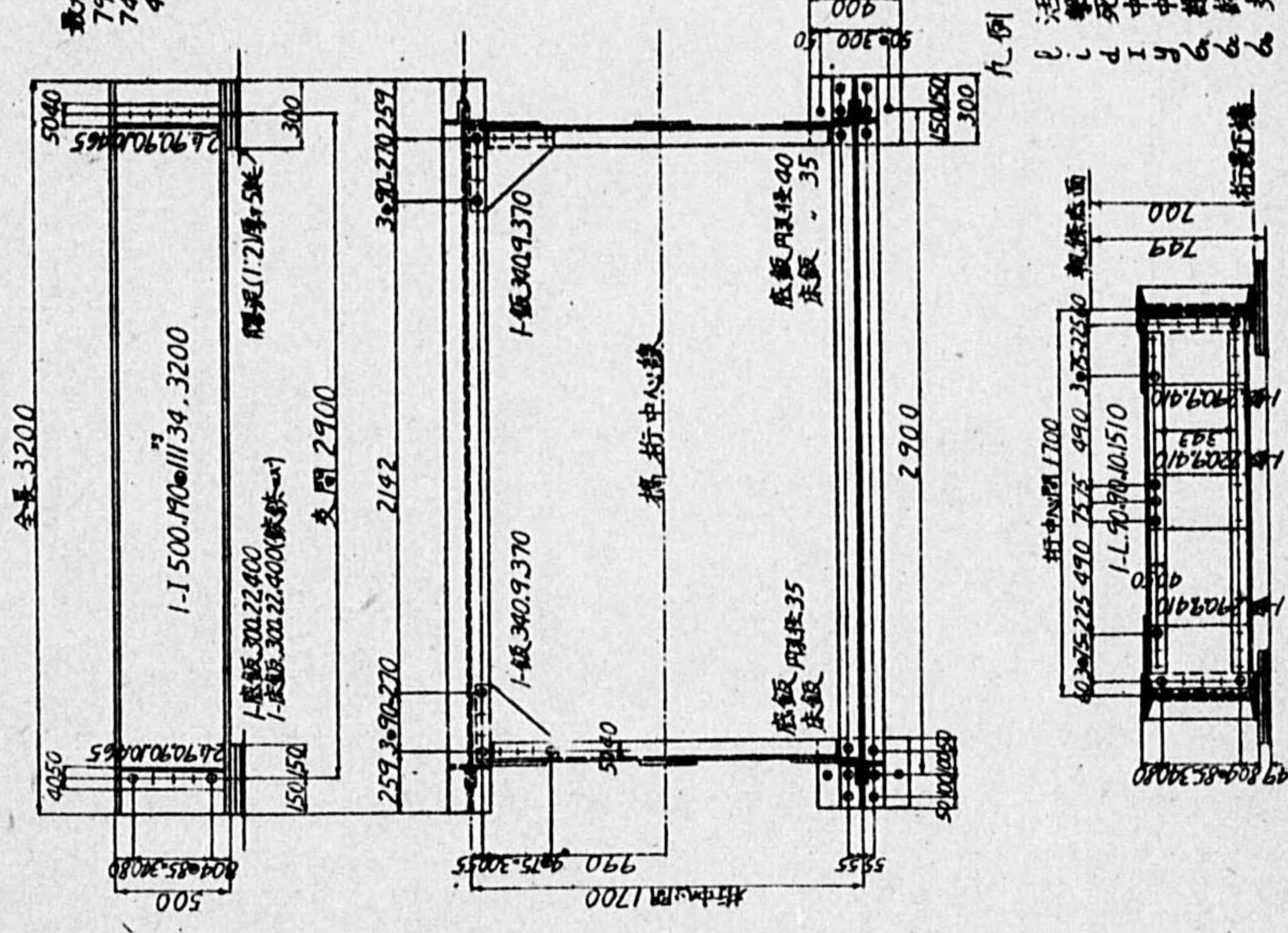
$\sigma_2 - 669$ - 938

各断面-1200

$\sigma_3 - 24$ -35

材料表

種別	寸法	數量	摘要	材質
工形	500.220.400	2	桁	S37A
止形	70.50.10	8	補脚材	-
	1.570	4	支脚	-
	380.9	4	底脚	-
	220.9	4	底脚	-
	300.22	4	底脚	-
	300.22	8	底脚	-
	17	11	工脚釘	SV34
		240		
		1121		
總重量 1121kg				
メンタ面面積 12.3平米				



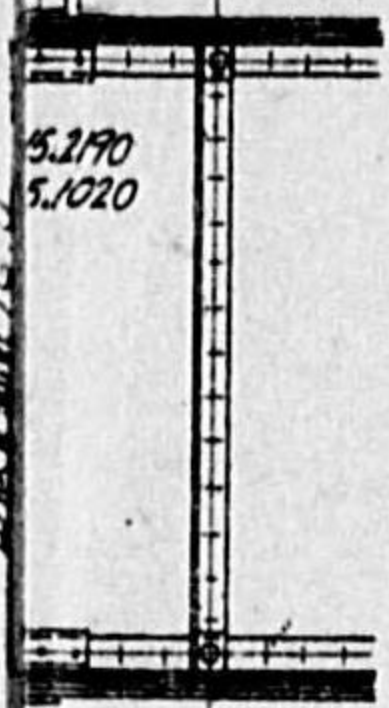
I 形 桁
支間 2.900 米
活荷重 KS18

鉄徑 19 耗
符號
○, ⊕ 工場製 普通鉄
●, ⊕ 現場製 重鋼製 鉄桁均

活荷重曲率 (cm/放射力kg)
最大活荷重
中文軸用, 標断面二次矩 (cm⁴)
中文軸的 標断面距離 (cm)
I 形 標維管應力 (kg/cm²)
支脚 標維管應力

注意
鉄孔中心對前斷線之距離
1/2 以上加付

2211 34/22-350



225 34/15-345

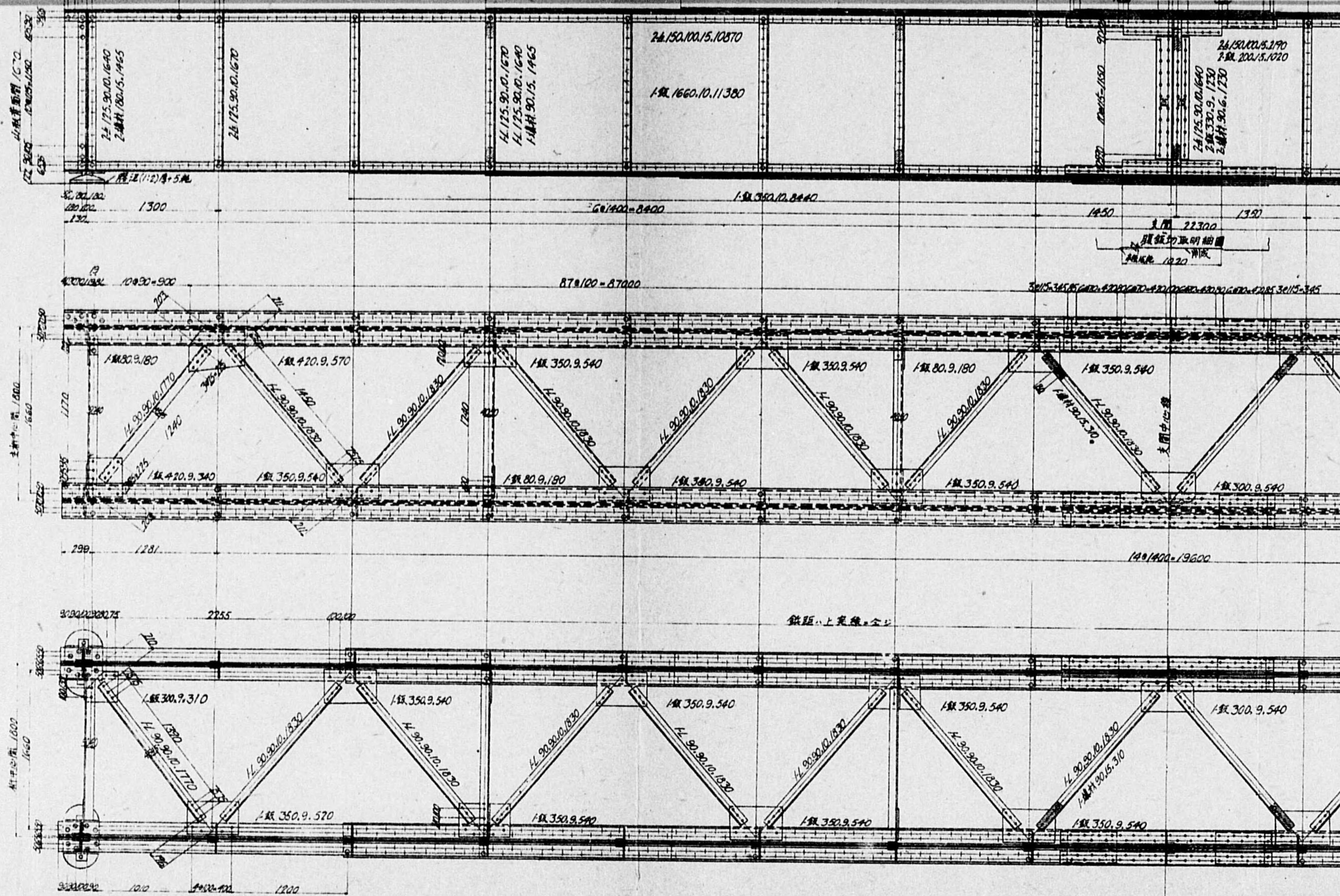


材料表

種別	寸法	数量	直(面)量	補要材質
山形	150.100.15	10.870	16	4.812 管 継 S39A
		2.190	8	4.85 溶 接
	125.90.10	1.640	28	7.39 補剛材
		1.670	48	1.290
鋼	350.10	11.380	4	1.251 梁 継
		8.440	4	9.28
		70.40	8	1.547
		4.530	8	9.96
		20.20	4	2.22 溶 接
		10.20	4	1.12
	340.15	10.20	4	1.63
	1660.10	11.380	4	5.932 腹 鋼
	330.9	1.230	4	1.15 溶 接
	200.15	10.20	8	1.92
	180.15	1.463	8	2.48 環 材
	90.15	1.463	8	1.24
	90.6	1.230	4	2.1
	360.22	4.10	2	4.8 底 鋼口
		3.20	2	3.9 5(3/16)鋼
				19.269

横鋼接点対傾継構

種別	寸法	数量	直(面)量	補要材質
山形	90.90.10	1.770	4	9.4 補剛材 S39A
		1.830	28	6.84
		1.960	12	3.14 對傾材
		1.500	12	2.40
鋼	80.9	1.80	6	6 梁 継
	420.9	3.40	2	2.0
		5.70	2	3.4
	350.9	5.40	24	3.20
		3.70	8	7.3
		5.70	2	2.6
	300.9	3.70	2	1.3
		6.40	2	2.3
	290.9	3.20	1.6	10.5
	90.15	3.10	4	1.3 環 材



175.90.10	1.640	28	739	補剛材
350.10	1.670	48	1,230	鋼材
	8440	4	928	鋼材
	7040	8	1,547	鋼材
	4,570	8	996	鋼材
	2020	4	272	鋼材
	1020	4	112	鋼材
340.15	1020	4	163	鋼材
1660.10	1,380	4	5,932	鋼材
330.9	1,230	4	115	鋼材
200.15	1,020	8	192	鋼材
180.15	1,465	8	248	鋼材
90.15	1,465	8	124	鋼材
30.6	1,230	4	71	鋼材
360.22	410	2	48	底鋼材
	320	2	39	底鋼材
				19,264

構設及材料

山形	90.90.10	1,770	4	94	補剛材	S39A
		1,830	28	684	鋼材	
		1,960	12	316	鋼材	
		1,500	12	240	鋼材	
鋼	80.9	180	6	6	鋼材	
	420.9	340	2	20	鋼材	
		570	2	34	鋼材	
	350.9	540	24	320	鋼材	
		370	8	73	鋼材	
		520	2	26	鋼材	
	300.9	310	2	13	鋼材	
		540	2	23	鋼材	
	290.9	320	16	105	鋼材	
	90.15	310	4	13	鋼材	
	470.9		6	2	鋼材	
				1967		

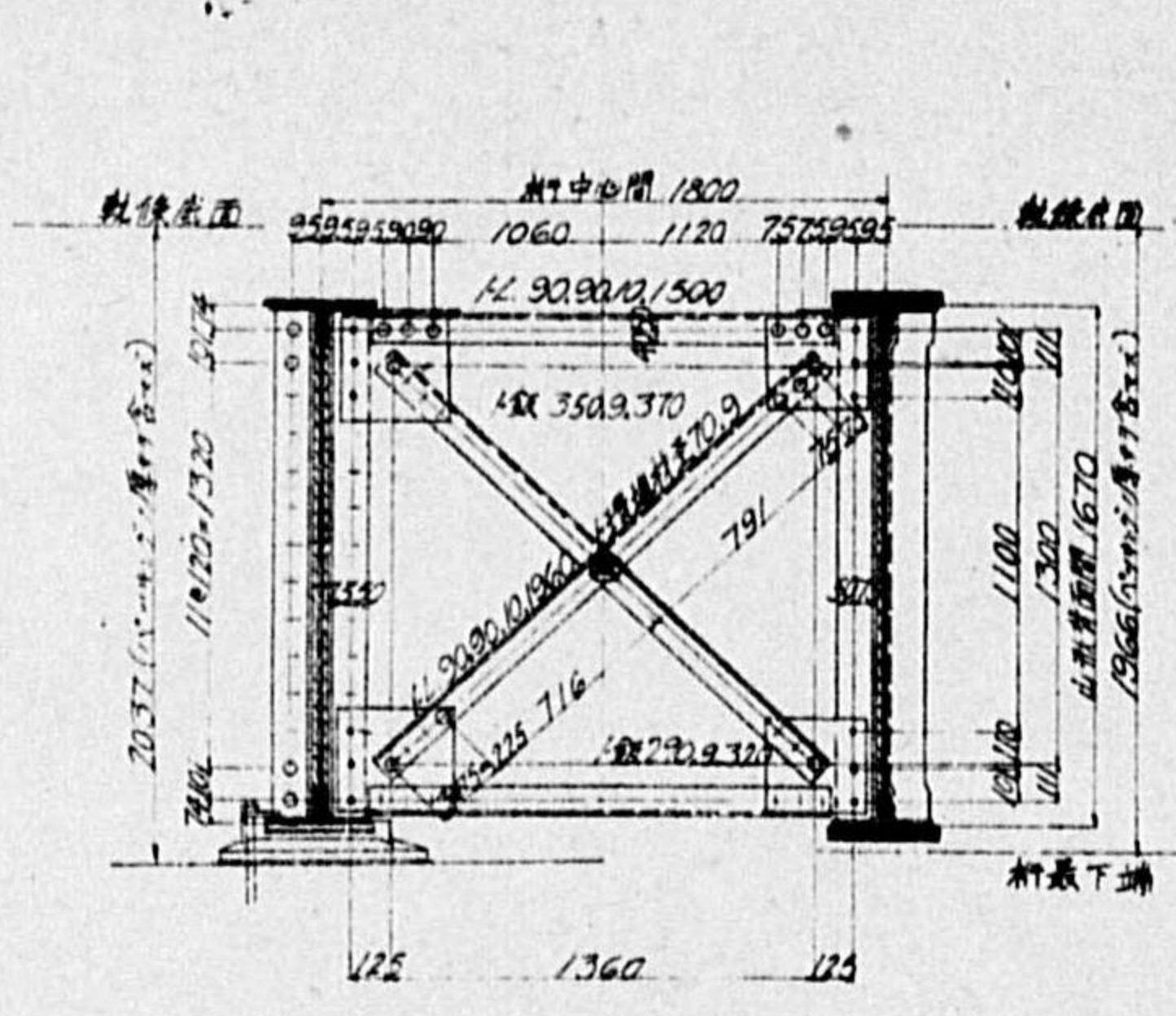
鋼頭	徑 22	5696	421	工場鉄	S39A
		1856	137	現場鉄	
				558	

鋼管及鋼材

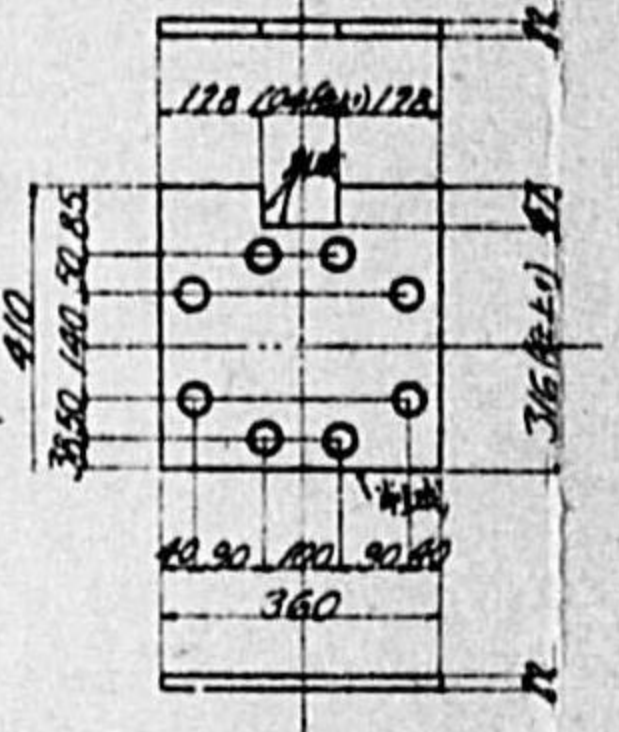
鋼管	4	406	S2.5-HRB	CEM	
鋼材	8			S39A	
鋼材	4	26			
				438	

總重量 22227kg 22.227t

鋼材面積 295平方米



底鋼
固定端
1根 360.22.410



可動端
1根 360.22.320(3/6-剛性)

應力表

主桁

最大彎曲率	最大剪力
17.170000 i	35.250 i
11.490000 i	23.580 i
4.905000 d	8.797 d

中央断面
I = 2825000
y = 86.5

實應力	許容應力
$\sigma_t + 1200$	+1200
$\sigma_c - 1030$	-1030

断面面積 = 2078 cm²

σ_b	-33	-35
------------	-----	-----

凡例

- 活荷重彎曲率 (cm/kg) 至剪力 (kg)
- 彎曲率
- 死荷重
- 中立軸、周、總断面二次率 (cm²)
- 中立軸、鋼線距離 (cm)
- 鋼線張力 (kg/cm)
- 鋼線壓應力
- 支壓力

- 鋼材種類: 徑 22 鋼
- 工場鉄、普通鉄
 - 鋼材、鋼材均
 - 鋼材
 - 鋼孔
 - 現場鉄、普通鉄

注意
鋼孔中心間斷距離、支距離、
57mm以上、
57mm以上、

上路鋼桁
支間 22.3 米
活荷重 KS-12

劉永清

269 四 198 號 年 月 日

書名 鋼格紋外裝表

至 致中

著者 劉永清

冊

氏名

96

198

515.35-Ky5㊦



1200500745003

538
5

終