

## 第 21 編 道 路 橋

〔三浦七郎・小澤久太郎・佐藤寛政〕

<p><b>第 1 部 道路橋總論</b></p> <p>第 1 章 總 論 ..... 2061          第 2 章 荷 重 ..... 2064</p> <p><b>第 2 部 鋼 橋</b></p> <p>第 3 章 構造材料 ..... 2069              第 1 節 鋼の種類及強度 ..... 2039              第 2 節 材料の種類 ..... 2070              第 3 節 抗壓直材の塑折抵抗 ..... 2074              第 4 節 許容應力 ..... 2076</p> <p>第 4 章 鋼及仕上ボルト ..... 2077              第 1 節 鋼 ..... 2077              第 2 節 仕上ボルト ..... 2086</p> <p>第 5 章 构橋及鋼构橋 ..... 2087              第 1 節 构 橋 ..... 2087              第 2 節 构 橋 ..... 2093</p> <p>第 6 章 連續鋼构橋及ゲルバ ー 构橋 ..... 2099              第 1 節 連續鋼构橋 ..... 2099              第 2 節 突引式鋼构橋（ゲルバー 構橋） ..... 2102</p> <p>第 7 章 單構橋 ..... 2107              第 1 節 總 論 ..... 2107              第 2 節 應力算定法 ..... 2109              第 3 節 單構の細目 ..... 2112</p> <p>第 8 章 絞 橋 ..... 2123              第 1 節 總 論 ..... 2123              第 2 節 橋 構 ..... 2123              第 3 節 橋門構 ..... 2124              第 4 節 對傾構 ..... 2127</p> <p>第 9 章 床 組 ..... 2127</p>	<p><b>第 10 章 端承及高欄 ..... 2133</b></p> <p>第 1 節 總 論 ..... 2133          第 2 節 支 承 ..... 2134          第 3 節 摆 板 ..... 2135          第 4 節 高 欄 ..... 2141</p> <p><b>第 11 章 拱 橋 ..... 2142</b></p> <p>第 1 節 總 論 ..... 2142          第 2 節 三絞構 ..... 2142          第 3 節 二絞拱 ..... 2144          第 4 節 無絞拱 ..... 2148          第 5 節 拱の分類 ..... 2153          第 6 節 設計細目 ..... 2157          第 7 節 支承及絞 ..... 2167</p> <p><b>第 12 章 吊 橋 ..... 2170</b></p> <p>第 1 節 總 論 ..... 2170          第 2 節 應 力 ..... 2170          第 3 節 設計細目 ..... 2176</p> <p><b>第 13 章 剛構橋 ..... 2181</b></p> <p><b>第 14 章 可動橋 ..... 2195</b></p> <p><b>第 3 部 鐵筋コンクリート橋</b></p> <p><b>第 15 章 构 橋 ..... 2199</b></p> <p>第 1 節 總 論 ..... 2199          第 2 節 床版構 ..... 2204          第 3 節 T 构橋 ..... 2204          第 4 節 支 承 ..... 2207          第 5 節 連續构橋 ..... 2209          第 6 節 ゲルバー式构橋 ..... 2210</p> <p><b>第 16 章 拱 橋 ..... 2219</b></p> <p>第 1 節 總 説 ..... 2219</p>
---	---

## 第 21 編

### 道 路 橋

#### 第 1 部 道 路 橋 總 論

##### 第 1 章 總 論

1. 橋梁の種別 構造に依る區別 (1) 單桁橋 兩端に自由支承を有するもので、桁橋及構橋は之に屬する。 (2) 連續桁橋 3箇以上の中間支點を有するもので、連續桁橋、ゲルバー桁橋及突桁橋等は之に屬する。 (3) 拱橋 (4) 吊橋 (5) 剛構橋 (6) 可動橋。

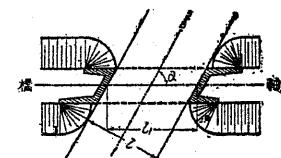
用途に依る區別 (1) 道路橋 街路、國道、府縣道及町村道に架設し車馬、自動車、電車及人の交通に供するもの。 (2) 鐵道橋 鐵道線路を通すために架設せるもの。 (3) 水路橋 水路を通すために架設せるもの。

道路橋は内務省規定に依れば次の3種に分たる。 (1) 一等橋 街路及主要なる國道に架設するもの。 (2) 二等橋 國道及主要なる府縣道に架設するもの。 (3) 三等橋 府縣道に架設するもの。

2. 橋梁の位置及方向 橋梁の位置は市街地に在つては兩岸の既設道路の状態に依り自ら制限さるゝ場合が多いが、市街地以外に於て或地域内でその位置を選択し得る場合には、成るべく河幅の狭小なる地點を選んで橋長の短縮を圖り、又地盤良好なる箇所を求めて橋臺、橋脚の費用を低減する様研究することが必要である。橋梁の方向は橋軸を河の方向と直角に、橋臺及橋脚は水流の方向と並行に造るのが普通である。之は河川の横断面に對して其の障害を最小にし、且つ橋臺及橋脚の洗掘を防止するために必要である。已むを得ず斜橋を用ふる場合には第1圖に於て橋軸と河流の方向との交角 $\alpha$ は、次の値以上となす。

木橋  $\alpha=25^\circ$ 、 鋼橋  $\alpha=20^\circ$ 、 石工橋  $\alpha=30^\circ$ 。

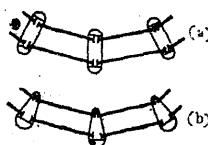
斜橋は直橋に比べて外觀劣り架設も亦困難なる故、出來得る限り之を避くるを可とす。但し之がため前後の取付道路に急なる屈曲を生ずる場合には又考慮を要する。即ち橋梁の工費、道路の線形と車輛速度との關係、交通上の危険等を比較研究して決定しなければならない。



第 1 圖

羽橋を示すには交角の外に方向を必要とするから渠端に於て直角の方に向立右角度又は左角度といふ様に表すことが便利である。

半径の小さい曲線内にある長徑間の橋は其の橋軸を曲線とせねばならないが、橋長大なる場合には1徑間を1邊とした多角形に造る。曲線内にある橋梁の橋脚を第2圖(a)の如く矩形とすれば桁長は内外側に於て異り、第2圖(b)の如く梯形とすれば兩者等長となる。

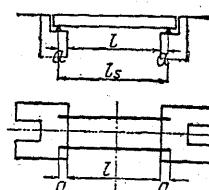


第 2 圖

3. 橋梁の徑間 橋臺或は橋脚間の間隔  $l$  を徑間、支承間の距離  $l_s$  を支間といふ。直橋に於ては第3圖で  $l \leq 20$  mなるとき  $l_s = 1.01l + 0.45$  m

$l > 20$  mなるとき  $l_s = 1.017l + \frac{5}{l}$  m

を標準とす。數徑間より成る橋梁に於ては兩橋臺上の支承間距離を橋長といふ。



第 3 圖

徑間長を定めるには次の事項を考へねばならない。

1) 跨線橋の場合は該鐵道の建築定規に依る。2) 跨道橋の場合は軌道及道路の規定幅員を減少せしめざることを要す。若し歩車道の別あるときは、縁石に接して歩道上に橋脚を設置すれば徑間長を短縮し得。3) 水運の便ある河川を横切る際には出来る限り2艘の最大幅員の船を通過し得ること。4) 流水断面積を減少せざること、即ち洪水期は短徑間となすも差支ないが、低水敷に於ては長徑間を選ぶことに依り橋脚の数を少くする。一般に地質良好にして橋脚が深きを要せざるときは短徑間のものを可とし、地盤不良にして深き橋脚を必要とするときは徑間を大にして橋脚の数を減ずる方が經濟的である。即ち上部及下部構造費を比較研究し、總工費が最小となる様に徑間長を決定すべきである。今橋長を  $L$ 、1支間長を  $l$  とし橋脚は凡て同高なりと假定せば、鋼橋上部構造の重量は、

$$g = a + bl \text{ kg/m} \quad \text{茲に } a \text{ 及 } b \text{ 是定數。}$$

鋼の單位重量の價格を  $k$ 、1橋脚の工費を  $P$  とせば、全工費は

$$K = (a + bl) Lk + (L/l - 1) P$$

となるから、之を最小ならしむるためには、

$$\frac{dK}{dl} = bLk - \frac{PL}{l^2} = 0, \quad \text{即ち} \quad l = \sqrt{\frac{P}{bk}}$$

となる。橋脚の高が異なる時は略同一高を有する區間に分けて各前式を應用する。

#### 4. 高水位上の有效高 橋梁が河川を横過する場合に桁下と高水位迄の空隙は

既改修河川では計畫高水位上 1 m で充分なるも、未改修河川では少くとも 1.5 m を必要とする。拱橋に於ては其の起拱點を高水位上に置く、河川の屈曲せるとき、を必要とする。又は橋脚の多いために背水を生ずるときは、以上の有效高を流石溝木多いとき、又は橋脚の多いために背水を生ずるときは、以上の有效高を尙増加すべきは勿論である。今高水位に於て、 $Q$  を毎秒の流量、 $v$  を橋脚なき場合の平均流量、 $b$  を平均幅、 $t$  を平均深、 $v_1$  を橋脚を造つた後の平均流速、 $b_1$  を橋脚を造つた後の平均幅、 $h$  を水位の上昇高、 $\mu$  を流量係数とせば、概算的に次式を得。

$$h = \frac{v^2}{2g} \left( \frac{b^2}{\mu^2 b_1^2} - 1 \right)$$

茲に  $g = 9.81 \text{ m/sec}^2$  で  $\mu$  の値は次の如し。

$\mu = 0.95 \cdots$  半圓形及銳角の橋脚頭、

$\mu = 0.90 \cdots$  鈍角の橋脚頭、

$\mu = 0.80 \cdots$  直線形の橋脚頭、

$\mu = 0.70 \cdots$  拱基も同様に水中にあるとき。

支間 50 m 以上の場合には  $\mu = 0.97$  を可とす。

$h$  が定まれば  $b_1$  は次式より計算することが出来る。

$$b_1 = \frac{Q}{\mu \sqrt{2g}} \left[ \frac{2}{3} \left( \sqrt{\left( h + \frac{v^2}{2g} \right)^3} - \sqrt{\left( \frac{v^2}{2g} \right)^3} \right) + t \sqrt{h + \frac{v^2}{2g}} \right]$$

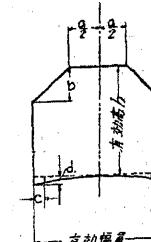
洪水時にも軍艦又は船舶を自由に航行せしめるためには更に有效高を大きくするか又は開橋を用ふる。紐育イースト河では 42.5 m、ノース河橋では 47.5 m の高さを保たした。世界的大船と稱せられるベレンガリアは 68.5 m、マジエスティクは 70 m、アキタニアは 58.5 m の橋高を有す。跨道橋に在りては内務省規格は 70 m、アキタニアは 58.5 m の橋高を有す。跨道橋に在りては内務省規定により桁下有效高 4.5 m、特殊の箇所に限り 4.0 m まで下げる事が出来る。

#### 5. 有效幅と有效高 第4圖に於て、

$a \leq 2.7 \text{ m}$ ,  $b \leq 0.8 \text{ m}$  ( $h = 4.0 \text{ m}$  の場合) 又は  $b \leq 1.3 \text{ m}$  ( $h = 4.5 \text{ m}$  の場合)

$c \leq 0.2 \text{ m}$ ,  $d \leq 0.2 \text{ m}$

歩車道を區別する場合には歩道上の有效高は路面より 2.5 m 以上となす。内務省規定に依れば橋梁の有效高は 4.5 m、有效幅員は橋長 7.0 m 未満の場合は道路の有效幅員と同一となし、7.0 m 以上の場合は 5.5 m 以上となす。但し接續道路の有效幅員まで之を縮少することが出来る。地方道路では普通 6.0 m の有效幅員で充分なるも、都市の附近又は交通頻繁な箇所では 9.0~11.0 m となす。歩車道の區別を設くる



第 4 圖

場合には歩道幅員は車道の約 1/6 となす。街路橋に對しては内務省街路構造令により橋長 50 m 以上のものでは、二等大路(11 m 以上)以上は街路幅員の 2/3 以上、一等小路(7.0 m 以上)は 7.0 m 以上、其の他のものに對しては街路と同一の幅員を有せしむる。

## 第 2 章 荷 重

**6. 荷重の種類** 道路橋の設計に當り考慮すべき荷重には鉛直荷重としては死荷重、活荷重、衝撃荷重があり、

第 1 表 材料の重量

材 料	重 量(kg/m <sup>3</sup> )	材 料	重 量(kg/m <sup>3</sup> )
鋼 鋼	7250	磚 又 は 碎 石	1700
錆 錆	7800	砂	1700
鋼 鋼	7850	土	1600
鋼 鋼	7860	木 材	650
鋼筋コンクリート	2400	石 塊 鋪 裝	2600
コンクリート	2200	煉 瓦 鋪 裝	2200
セメント・モルタル	1700	透 青 鋪 裝	2100
石	2600	木 塊 鋪 裝	1000
7. 死荷重 橋 梁 瓦	2000	マ カ ダ ム 鋪 裝	2100

梁の死荷重は構造物自體の重量であつて道路橋各材料の重量は第1表の如し。又橋梁各部分の重量はブライヒ・メランのポケットブックに依れば第2表の如し。

第 2 表 部 材 の 死 荷 重

種 別	重 量(kg/m <sup>2</sup> )	備 要
<b>鋪 裝 の 重 量</b>		
板 裝	9d	厚: d cm
木 塊 鋪 裝	11d, 平均 145	厚: d cm
石 塊 鋪 裝	550~700	厚 10 cm の砂の舗装上に厚 14~16 cm の舗装の場合
敷 磨	19d, 平均 400	厚: d cm
<b>床 版 の 重 量</b>		
△ 形	35+(10+7.5D)C	最大車輪距: D t 主桁の間隔: C m
四 版	40+2DG	
鋼筋コンクリート	180√DC	
<b>床 构 の 重 量</b>		
一等版(△形床版)	100~125	主桁間隔 6~8 m
一等版(コンクリート床版)	130~160	主桁間隔 6~8 m
板 裝 の 步 道	45~65	架出しの場合
二等版及三等版	上記の数値の 75~90%	
横構及対傾構	15+0.15l	徑間: l m

種 別	重 量(kg/m <sup>2</sup> )	備 要
主 桁		横構及対傾構を含む
板張を有する構造	25+2l+0.008l <sup>2</sup>	
重い車道を有する橋梁		
歩道なき主桁橋	60+5l	直弦 l=15~40 m
歩道ある主桁橋	20+5l	曲弦 l=15~40 m
	50+3.7l	曲弦 l=40~60 m
主桁の内側に歩道を有する構造	30+3.7l	直弦 l=15~40 m
	60+3.7l	曲弦 l=15~40 m
	40+2.8l	曲弦 l=40~200 m
架出歩道を有する構造	20+2.8l	曲弦 l=40~200 m
	50+2l+0.017l <sup>2</sup>	箱型構を有する構 l=30~60 m
	40+2.8l	翼構 l=30~200 m
	100+2l+0.012l <sup>2</sup>	繩材なき拱(拱矢 f)
	(15+0.002l <sup>2</sup> ) $\frac{l}{f}$	

**8. 活荷重** 1) 群集荷重 橋面 1 m<sup>2</sup> に付 400~600 kg を常とす。長徑間の橋梁に於ては、短徑間のものに比し橋梁全面に活荷重の密集する機會が少いから、徑間の大きくなるに従ひ橋面 1 m<sup>2</sup> 当りの荷重を輕減しても差支ない。獨逸の規定に依れば第3表の如し。

第 3 表 獨逸の規定による群衆荷重

支 間 l	1 級	2 級	3 級
0~25 m	500 kg/m <sup>2</sup>	450 kg/m <sup>2</sup>	400 kg/m <sup>2</sup>
25~125 "	525-l "	475-l "	425-l "
125~200 "	400 "	350 "	300 "
其の他	500 "	450 "	400 "

内務省規定に依れば次の如し。

1) 一等橋の主桁或は主構に對しては、

$$\text{車 道} \quad w = \frac{120000}{170+l} \leqslant 600$$

$$\text{歩 道} \quad w = \frac{100000}{170+l} \leqslant 500$$

式中  $w$ =群集荷重(kg/m<sup>2</sup>),  $l$ =支間(m), 但し主桁或は主構以外の部材に對しては車道には 600 kg/m<sup>2</sup>, 歩道には 500 kg/m<sup>2</sup> を用ふる。

2) 二等橋又は三等橋の主桁或は主構に對しては

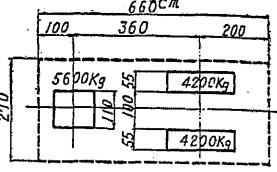
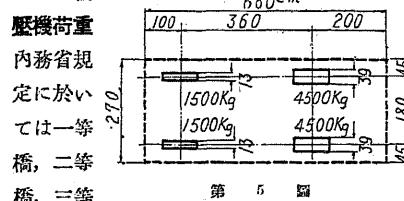
$$\text{車 道} \quad w = \frac{100000}{170+l} \leqslant 500$$

$$\text{歩道} \quad w = \frac{80000}{170+t} \leq 400$$

主桁或は主構以外の部材に對しては車道には  $500 \text{ kg/m}^2$ , 歩道には  $400 \text{ kg/m}^2$  を用ふる。

2) 車輛荷重 各國共各種の自動車荷重を用ひてゐる、内務省規定に於いては一等橋には第1種(第5圖), 二等橋には第2種(第6圖), 三等橋には第3種(第7圖)を用ふる。

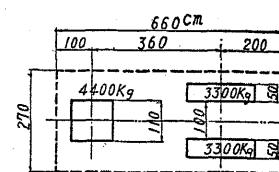
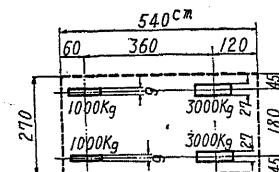
### 3) 輪



### 橋、二等

### 橋、三等

橋に對し  
夫々第1  
種、第2  
種及第3  
種(第8,  
9, 10圖)  
用ふる



### 4) 軌道の車輛荷重 各地方及各都市に依り車輛の大きさ及

重量が異なるから、將來の交通の發達を豫想して其の荷重の大きさ及連結輪數を決定せねばならない。車輛の占有幅は 2.70 m と假定する。

5) 等値等布荷重 車輛と群集荷重との混合又は聯行車輛荷重の場合には、計算の繁雑を避くるため等値等布荷重を用ふることがある。之は普通構又は桁の四

分の一點に於て、活荷重に依る最大弯曲率と同値の弯曲率を生ずべき等布荷重を假定し、之に依つて計算をなすものである。

9. 撃 衝 撃衝は橋梁に及ぼす活荷重の動力學的影響で之を活荷重に加算し、死活荷重に對しては同一の許容應力を使用する。一撃衝を撃衝係数と謂ふ。

1887年米國のシー・シー・シニナイダーが初めて其の仕様書に之を用ひた、その公式は  $I = \frac{300}{L+300}$  式中  $I$  = 撃衝係数,  $L$  = 所要部材に最大應力を生すべき活荷重の載荷長(m)。

此の公式は現在尚廣く使用せらるゝと雖も、多數實驗の結果に従すれば短徑間に對しては過小、長徑間に對しては過大なるを以て、各國共幾多實驗研究をなし種々の公式を作つてゐる。次に各國の公式を示さん。 $L$  は載荷長(m)である。

米國鐵道協會及カナダ土木學會

$$I = \frac{2780}{2780 + L^2}$$

$$I = \frac{610 - L}{488 + 10L}$$

$$I = 0.41 - 0.0016L$$

$$I = \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4(P/S)} \text{ 但し } S \text{ は活荷重, } P \text{ は死荷重}$$

$$I = \frac{1}{13 + 0.7L}$$

$$I = 1.40 - 0.56\sqrt{500L} - L^2$$

$$I = 0.20 + \frac{10}{30 + L}$$

$$I = \frac{0.625}{1 + 0.02L}$$

内務省規定に依れば道路橋に對しては次の如し。

1) 自動車荷重又は軌道の車輛荷重は撃衝を生ずるものとし、其の撃衝係数は

$$I = \frac{20}{60 + L} \leq 0.3$$

に依つて表はす。式中  $L$  は最大應力を生ずる集中荷重の長(m)である。

2) 群集荷重又は輥壓機荷重は撃衝を生ぜぬものとする。

10. 風荷重 或る面積に作用する風速、風壓及その分布等に關しては現今未だ結論には達してゐないが、橋梁設計に當つては風壓は風速の自乘に比例し風の方向と直角の方向に等布するものと考へ、次式に依つて表はしてゐる。

$$W_0 = \frac{1}{2} \xi F m V^2$$

茲に  $m$  は  $0^\circ\text{C}$  1気壓に於ける空氣  $1\text{m}^3$  の質量、 $F$  は風壓を受ける面積、 $V$  は風速、 $\xi$  は係数。

$$m = \gamma/g = 1.293 (\text{kg/m}^3)/9.81 (\text{m/sec}^2) \lambda, \xi = 1.86 \text{ とせば}$$

$$W_0 = 0.1225 F V^2 = \frac{1}{2} F V^2$$

風速の値は各地方に依つて異りウインでは 36 m, ハンブルグでは 42 m をとるが、之は  $\gamma = \rho$

0.125 に對して夫々  $162 \text{ kg/m}^2$ ,  $220 \text{ kg/m}^2$  の風壓に相當する。風の強い地方では  $290\sim340 \text{ kg/m}^2$  を取らねばならないが、歐洲では通常載荷面に對しては  $100\sim150 \text{ kg/m}^2$ , 無載荷面に對しては  $150\sim350 \text{ kg/m}^2$  とせり、A. R. E. A. の規定では、載荷面に對しては  $298 \text{ kg/m}$  に 1 軌道上の列車荷重の 10% を加へ、無載荷面に對しては  $208 \text{ kg/m}$  とする。

内務省規定では道路橋に對し 1) 径間 5 m 未満なるときは載荷弦の長 1 m に付 400 kg の動荷重、無載荷弦の長 1 m に付 200 kg の動荷重、2) 径間 50 m 以上なるときは徑間 10 m を増す毎に 1) に規定する荷重に弦の長 1 m に付 15 kg を加ふ。軌道又は列車に作用する風荷重は軌條面より 1.8 m の高を有するものとす。

**11. 溫度變化及高欄に作用する推力** 内務省規定に於ては溫度變化は鋼橋にありては  $\pm 30^{\circ}\text{C}$ , 鐵筋コンクリート橋にありては  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  とす。彈性恒数は鋼に對しては  $210000 \text{ kg/cm}^2$ , コンクリートに對しては  $140000 \text{ kg/cm}^2$  とし, 溫度變化に對する伸縮係数は  $1^{\circ}\text{C}$  に付  $0.000012$  とす。

高欄に作用する推力は一等橋に在りては 高欄長 1m に付 70 kg, 二等橋又は三等橋に在りては 50 kg とし、何れも高欄の頂上に於て高欄の堅面に直角に作用するものとす。

12. 地震荷重 地震の際の主要動の振幅  $A$  と周期  $T$  とが判れば、其の加速度は  $A / (\frac{2\pi}{T})^2$

$$\alpha = \pm \frac{A}{2} \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2$$

で表はさる。此の  $\alpha$  を重力の加速度  $g = 980 \text{ mm/sec}^2$  で除したもの即ち  $k = \alpha/g$  を震度と謂ふ。物體の重量を  $W$  とすれば地震力は  $P = kW$  となる。地震の水平動及上下動の合成作用を表はす合震度を  $K$  とし、最大水平震度を  $k_1$ 、最大鉛直震度を  $k_2$  とせば、

$$K = \frac{k_1 g}{g - k_2 g} = \frac{k_1 W}{W - k_2 W} = \frac{k_1}{1 - k_2}$$

となる。 $K'$  の値は各地方に依り異なる故、架橋地點附近の地震記録を参考として推定すべきであるが大體第4表の如く標準をつけることが出来る。

地震力  $kW$  は常に物體の重心に水平に作用するものとし、橋梁の上部構造及下部構造に對し其の最大應力を計算しなければならない。

第 4 表 檻 進 震 底

地 域	泥砂層	砂礫其の他の良好なる地盤
古く屢々大地震に遭遇せらる地域	0.43	0.20
古来大地震に遭遇せる地域	0.30	0.15
其 の 他 の 地 域	0.20	0.10

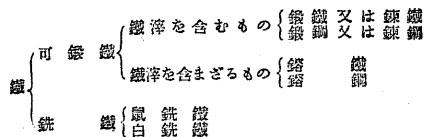
## 第 2 部 鋼 橋

### 第3章 構造材料

## 第 1 節 鐵の種類及强度

13. 鐵の種類 鐵の分類は通常第5表の如くである

## 第 5 表 鐵 の 分 類



可鍛鐵は炭素含有量は一般に 2.6% 以下で、常温又は高溫度に於て可鍛性を有する。この中鍛鐵又は鍛鋼は半流動状態にて鎚打壓延して製造せらるゝもの、鎔鐵又は鋸盤は鎔融状態より直ちに鑄塊として作れるものである。鋼と鐵との區別は從來焼入性の有無、或は炭素含有量 0.5% 以上、以下によつて行はれてゐたがこの分類は明瞭ではない。近時は炭素 0.085~1.7% を含む鐵と炭素との合金を鋼と稱する様に定義されて 節 6 表 構造用軟鋼の標準規格

### 第 6 表 構造用軟鋼の標準規格

種類	抗張力 (kg/mm <sup>2</sup> )	標準抗張試驗片	伸張度(%)
鋼鐵形鋼及平桿	39~47	第1號	厚9mm以上 厚9mm未滿
鋼筋コンクリート用標準調	39~52	第2號 第3號 第2號 第3號 第2號 第3號	21以上 21以上 25以上 21以上 25以上 27以上
鐵材	34~41	第4號	34以上

第 7 表 鋼の分類（八幡製鐵所）

鋼 質	炭 素 量(%)	抗 張 強 度 (kg/mm <sup>2</sup> )	燒 入
極 軟	鋼 銅	< 0.11	< 38
軟	銅 銅	< 0.22	33~44
半 軟	銅 銅	< 0.35	44~50
半 硬	銅 銅	> 0.35	50~60
硬	銅 銅	> 0.50	60~70
最	硬 銅	> 1.20	> 70

るがこの外次離物ならざる種々の元素を含有する特殊鋼又は合金鋼がある(第9表)。

第 8 表 各種 鐵 材 の 性 質

種類	弾性係数 $E$ (kg/cm <sup>2</sup> )	直限 $\sigma_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	降伏點 $\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	抗張力 (kg/cm <sup>2</sup> )
鐵	2000000	1600~1800	1800~2800	3300~3600 供試體の長方向(1) 2400~3000 之に直角の方向(2)
鎌	2150000	2000	2400~2800	3700~4500 (1) 3800~4500 (2)
鎌 鋼	2200000	2500~4200	3000以上	4500~6000
鎌 鐵	750000~1000000	—	—	1200~2400
ニッケル鋼	2100000	3000~3400	3600~5000	5800~7000

## 14. 構造用鋼 橋梁

第 9 表 合金鋼の性質

の大部分に使用せらるゝものは軟鋼又は中鋼で、硬鋼はピン及ローラーに稀に使用せらるゝことがある。構造用軟鋼は日本標準規格によれば其の性状第9表の如し。

鋼の分類は八幡製鐵所では第7表の如くしてゐる。

第 10 表 構造鋼の性質(高強度)

各種鐵材の性質は第8表の如し。

合金鋼の性質を掲示すれば第9表の如し、

種類	直限 (kg/cm <sup>2</sup> )	破壊強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	破壊伸び (%)	許容應力	
				主應力 (kg/cm <sup>2</sup> )	主應力+附加應力 (kg/cm <sup>2</sup> )
St 37	2400	3700~4400	20	1400	1600
St 48	3100	4800~5800	18	1820	2080

高強度では第10表の如き性質を有する鎌鋼が夫々 St 37 及び St 48 なる名稱にて構造用鋼として廣く用ひられてゐる。

## 第 2 節 材 料 の 種 類

15. 鋼 鋼 1) シヤード・プレート 壓延せる鋼板より所要幅のものを剪断したもので腹板、繋板及び蓋板等に用ふ。2) ユニバーサル・ミル・プレート 壓延の際に両縁をも同時に輥壓したるもので幅は 1200 mm 位までが限度である。鋼板桁及び構の蓋板、時には腹板として用ひられる。3) スケツチ・プレート 極く不規則なものを云ふ。

16. 棒鋼及形鋼 棒鋼には圓棒鋼、方棒鋼及平棒鋼等がある。形鋼には I 形鋼、溝形鋼、等邊山形鋼、不等邊山形鋼、T 形鋼及 Z 形鋼等がある。之等の日本標準規格は第 833~842 頁参照。

第 11 表 ベラーグ・アイゼン

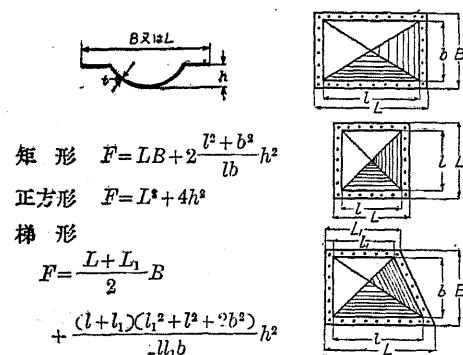
寸法 (mm)	43×110	60×140	75×170	90×200	110×240	130×260	150×300
$h$	43	60	75	90	110	130	150
$b$	110	140	170	200	240	260	300
$a$	30	38	45.4	53	63	75	105
$c$	15	24	28.5	33	39	50	60
$d$	3	3.5	4	4.5	5	6	7
$t$	3.5	6	7	8	9	10	11
$e_1$	15	24	28.5	33	39	—	—
$R$	43	70	85	100	120	—	—
$r_1$	1.5	3.5	4	4.5	5	6	7
$r_2$	1	3	3.5	4	4.5	5.5	6.5
$r_3$	$a=5, u=3$	6	7	8	9	10	11
$r_4$	2	3.4	3.7	4	4.3	—	—
断面積 $A \text{ cm}^2$	5.01	9.33	13.2	17.9	24.2	34.1	44.5
重量 $G \text{ kg/m}$	3.93	7.32	10.4	14.1	19.0	26.7	34.9
中立軸 $e_u \text{ cm}$	2.32	2.96	3.69	4.50	5.47	6.45	7.29
$e_o \text{ cm}$	1.98	3.04	3.81	4.50	5.53	6.55	7.71
$J_x \text{ cm}^4$	12.1	47.3	107	207	420	866	1490
$W_x \text{ cm}^3$	5.21	15.6	28.1	46.1	75.9	132	194
慣性率及断面係数 $J_y \text{ cm}^4$	55.6	164	347	651	1270	1780	3040
$W_y \text{ cm}^3$	10.1	23.4	40.8	65.1	105	137	203
$u = W_x/G$	1.33	2.14	2.70	3.27	4.00	4.95	5.55
$W_y/W_x$	0.52	0.67	0.69	0.71	0.72	0.96	0.95

第 12 表 ベラーグ・アイゼン

寸法(mm)	50×120	60×170	120×240
形状			
$A \text{ cm}^2$	6.74	10.40	25.10
$G \text{ kg/m}$	5.29	8.20	19.70
$J_x \text{ cm}^4$	23.30	55.50	541.00
$W_x \text{ cm}^3$	9.21	19.00	90.00
$J_y \text{ cm}^4$	86.40	265.00	1110.00
$W_y \text{ cm}^3$	14.40	31.20	92.20

17. 雜種鋼 1) ベラーグ・アイゼン 床に用ひらるゝもので標準は第 11 表及第 12 表の如し。

2) パツクル・プレート 矩形、正方形及梯形とあり、其の厚さは 5~15 mm である。之等の重量算定に用ふる面積は次式により求むる。



### 3) コルゲーテッド・アイアン 1) 抛物線形(第 12 圖、第 14 表)

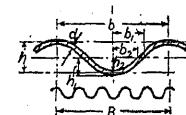
第 14 表 抛物線形コルゲーテッド・アイアン

寸法 (mm)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	B (mm)	F (cm²)	g (kg)	W (cm³)
~ 60×20×3/4			3/4		10.15	8.12	4.267
" " 8/7	60	20	7/8	720	11.84	9.47	4.348
" " 1			1		13.53	10.82	5.627
" " 11/4			11/4		16.92	13.52	6.957
~ 76×21×3/4			3/4		8.72	6.78	4.063
" " 7/8			7/8		10.17	8.13	4.714
" " 1	76	20	1	760	11.63	9.30	5.357
" " 11/4			11/4		14.54	11.63	6.626
" " 11/2			11/2		17.44	13.95	7.870
~ 100×30×3/4			3/4		9.02	7.22	6.325
" " 7/8			7/8		10.51	8.42	7.351
" " 1	100	30	1	800	12.03	9.62	8.369
" " 11/4			11/4		15.04	12.03	10.384
" " 11/2			11/2		18.05	14.44	12.370

寸法 (mm)	b (mm)	h (mm)	b (mm)	B (mm)	F (cm²)	g (kg)	W (cm³)
~ 100×40×3/4			8/4		10.00	8.00	9.068
" "	100	40	7/8	700	11.67	9.35	10.543
" "			1		13.34	10.67	12.020
" "			11/4		16.68	13.34	14.939
" "			11/2		20.00	16.00	17.827
~ 135×30×3/4			8/4		8.62	6.89	5.987
" "	135	30	7/8	810	10.05	8.04	6.957
" "			1		11.49	9.19	7.921
" "			11/4		14.36	11.49	9.826
" "			11/2		17.24	13.78	11.705
~ 150×40×3/4			8/4		8.72	6.88	8.290
" "	150	40	7/8	750	10.18	8.17	9.642
" "			1		11.63	9.30	10.987
" "			11/4		14.55	11.63	13.655
" "			11/2		17.45	13.96	16.293
~ 150×60×1			1		13.34	10.67	18.171
" "	150	60	11/4	600	16.68	13.34	22.625
" "			11/2		20.00	16.00	27.044
" "			2		26.85	21.34	35.786

1 m 幅に對する面積

$$F = 12.5d \frac{b}{h} \left[ \frac{4h}{b} \sqrt{1 + \left( \frac{4h}{b} \right)^2} + \log_e \left\{ \frac{4h}{b} + \sqrt{\left( 1 + \frac{4h}{b} \right)^2} \right\} \right] \text{cm}^2$$



1 m 幅に對する重量  $g = 0.8F \text{ kg}$

$$J = \frac{1280}{21} \frac{1}{b} (b_1 h_1^3 - b_2 h_2^3) \text{ cm}^4$$

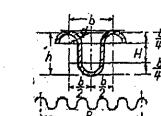
$$W = \frac{2J}{h+d} \text{ cm}^3$$

上式中  $h_1 = \frac{1}{2}(h+d)$ ,  $h_2 = \frac{1}{2}(h-d)$ ,  $b_1 = \frac{1}{4}(b+2.6d)$ ,  $b_2 = \frac{1}{4}(b-2.6d)$

2) 圓弧形(第 13 圖、第 15 表)。

1 m 幅に對する面積

$$F = 100d \frac{1}{b} \left( \pi \frac{b}{2} + 2H \right) \text{ cm}^2, \text{ 但し } H = h - \frac{1}{2}b$$



1 m 幅に對する重量  $g = 0.8F \text{ kg}$

1 m 幅に對する慣性率

$$J = 25i^4 \left( \frac{1}{16} b^3 + b^2 H + \frac{\pi}{2} b H^2 + \frac{2}{3} H^3 \right) \text{cm}^4$$

1 m 幅に對する断面率  $W = \frac{2J}{h+d}$  cm<sup>3</sup>

第 15 表 圆弧形コルゲーテッド・アイアン

寸 法 (mm)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	B (mm)	F (cm <sup>2</sup> )	g (kg)	W (cm <sup>3</sup> )
~ 90×70×1	90	70	1	450	21.25	17.00	34.774
" " 11/4	"	"	11/4	"	26.58	21.25	43.315
" " 11/2	"	"	11/2	"	31.88	25.50	51.797
" " 2	"	"	2	"	42.50	34.00	68.583
~ 100×50×1	100	50	1	600	15.70	12.56	19.266
" " 11/4	"	"	11/4	"	19.62	15.70	23.957
" " 11/2	"	"	11/2	"	23.56	18.84	28.609
" " 2	"	"	2	"	31.40	25.12	37.478
~ 100×60×1	100	60	1	500	17.70	14.16	25.633
" " 11/4	"	"	11/4	"	22.12	17.70	31.911
" " 11/2	"	"	11/2	"	26.57	21.22	38.137
" " 2	"	"	2	"	35.40	28.32	50.439
~ 100×80×11/4	100	80	11/4	400	27.12	21.63	50.446
" " 11/2	"	"	11/2	"	32.54	26.05	60.342
" " 2	"	"	2	"	43.40	34.74	79.966
~ 100×100×11/4	100	100	11/4	400	32.11	25.68	72.369
" " 11/2	"	"	11/2	"	38.58	30.84	86.629
" " 2	"	"	2	"	51.50	41.12	114.939

### 第 3 節 抗壓直材の彎折抵抗

18. オイラーの公式 兩端に於て鉸支持された抗壓材を彎折する荷重は

$$P_k = \frac{\pi^2 E J}{l^2} = \frac{\pi^2 E F}{\lambda^2} \quad (1)$$

式中  $J = F i^2$ ,  $\lambda = l/i$  にして  $\lambda$  を細長比,  $i$  は断面の回転半径である。

$$\sigma_k = \frac{P_k}{F} = \pi^2 E \left( \frac{i}{l} \right)^2 \leq \sigma_p \quad (2)$$

或は

$$\frac{l}{i} \leq \lambda_0 = \pi \sqrt{\frac{F}{\sigma_p}} \quad (3)$$

(2) に於て  $\sigma_k$  と  $l/i$  とを座標の兩軸にとって、その關係を圖示すれば一種の双曲線を得。これをオイラーの双曲線と稱す。この公式は元來細長柱として誘導したものであるから  $l/i$  が大きくなれば適用できない。

オイラーの公式では  $l/i=105$  が使用し得る最大限にして、若し  $l/i < 105$  なるときはこの公式は  $P_k$  に過大なる値を與ふるから他の公式を代用することを要す。 $\lambda$  を彎折に對する安全率とせば許容荷重は

$$P = \frac{P_k}{\nu} \quad (4)$$

兩端鉸支持の長柱に對しては  $P_k = \frac{\pi^2 E J}{4 l^2} \quad (5)$

一端自由、他端固定の長柱に對しては  $P_k = \frac{2\pi^2 E J}{l^2} \quad (6)$

一端固定、他端鉸支持の長柱に對しては  $P_k = \frac{4\pi^2 E J}{l^2} \quad (7)$

兩端固定の長柱に對しては テトマイヤーの公式 テトマイヤー氏は鋼、鐵、木材等種々な材料に就いて廣く實驗を行ひ、其の結果  $l/i > 105$  なる時は實驗値とオイラーの公式とは能く一致するも  $l/i \leq 105$  に對しては次の如き直線式が最もよく適合することを發表した。

$$\sigma_x = a - b \left( \frac{l}{i} \right) \quad (8)$$

テトマイヤーの實驗によれば

$$1) \text{強度 } 3800 \text{kg/cm}^2 \text{ の鎔鐵 : } \frac{l}{i} = 10 \sim 105, \sigma_k = 3100 - 11.4 \frac{l}{i} \text{ kg/cm}^2 \quad (9)$$

$$: \frac{l}{i} > 105, \sigma_k = 2120000 \left( \frac{i}{l} \right)^2 \text{ "}$$

$$2) \text{強度 } 6000 \text{kg/cm}^2 \text{ の鎔鋼 : } \frac{l}{i} = 10 \sim 90, \sigma_k = 3350 - 6.2 \frac{l}{i} \text{ kg/cm}^2 \quad (10)$$

$$: \frac{l}{i} > 90, \sigma_k = 2210000 \left( \frac{i}{l} \right)^2 \text{ "}$$

$$3) \text{強度 } 8000 \text{kg/cm}^2 : \frac{l}{i} = 10 \sim 80, \sigma_k = 7760 - 120 \frac{l}{i} + 0.53 \left( \frac{l}{i} \right)^2 \text{ kg/cm}^2 \quad (11)$$

$$\text{の鼠銑鐵} \quad \frac{l}{i} > 80, \sigma_k = 9870000 \left( \frac{i}{l} \right)^2 \text{ "}$$

$$4) \text{強度 } 280 \text{kg/cm}^2 \text{ の木材 : } \frac{l}{i} = 10 \sim 100, \sigma_k = 293 - 194 \frac{l}{i} \text{ kg/cm}^2 \quad (12)$$

$$: \frac{l}{i} > 100, \sigma_k = 3530000 \left( \frac{i}{l} \right)^2 \text{ "}$$

20. エンゲツサー・カルマンの公式 オイラーの公式に於いて彈性係数  $E$  の代りに撓折原數  $T$  を置換へた形で非彈性的彎折を生ずる短柱( $l/i < 105$ )の場合にあてはまる公式である。今  $\tau = T/E$  と置けば限界應力は

$$\sigma_k = \pi^2 E \left( \frac{i}{l} \right)^2 \quad (13)$$

となる。 $\tau$  を比例係數と稱する。

21. シュワルツ・ランキンの公式 オイラーの長柱式と直壓式とを併合して

誘導したもので

$$\sigma_k = \sigma_a \left\{ \frac{1}{1 + \beta(l/i)^2} \right\} \quad (14)$$

但し  $\sigma_a$  は許容圧應力、 $\beta$  は材料の種類及兩端支持の方法に依り異なる實驗値である。 $\beta$  の値に就いてはテトマイヤーの鎌鐵に對する實驗値がある(第 16 表)。

第 16 表 テトマイヤーの  $\beta$  の實驗値

$l/i$	$\beta$	$l/i$	$\beta$
10	0.000370	110	0.000064
20	1.00	120	0.74
30	1.33	130	0.36
40	1.09	140	0.95
50	0.88	160	1.07
60	0.78	180	1.16
70	0.71	200	1.22
80	0.65	220	1.25
90	0.61	240	1.28
100	0.58	250	1.30

尙この公式に依れば彈性範囲の挫折應力は過大に、非彈性範囲の挫折應力は過小となる傾向がある。

#### 第 4 節 許容應力

22. 許容應力 許容應力とは單位面積に許容し得る最大應力の謂ひで張力、壓力、剪力、彎曲及支壓力に對し各其の値を定むる。尙同時に作用する合成應力に對する許容應力を考ふることもあるが剪力のみは他の應力と合成しない。張力と壓力より生ずる交番應力及び彎曲より生ずる逆應力には、一般に二應力を加へたる和に對し、或は一應力に他の應力の何%かを加へたる和に對し各許容應力を定むる。又死活荷重の外に風荷重を考ふるとき、或は地震荷重を併せ考ふるときには夫々規定に從つて許容應力を増加することを得。

23. 内務省規定の許容應力 1) 部材の應力は第 17 表の如し。

2) 部材斷面は應力に餘裕ある場合にも尙剛性を保たしむるため主要抗壓材に於ては  $l/i \leq 120$ 、對風綫構に於ては  $l/i \leq 150$ 、主要鉄結抗張材に於ては  $l/i \leq 200$  とする。

3) 部材に於て死活兩荷重より生ずる應力の性質が相反するときは、死荷重應力の  $2/3$  を有效として合成應力を算出する。

車輪の通過に際し連續して張應力及壓應力が交番する部材に於ては、其の小な

第 17 表 許容應力(内務省規定)

種類	許容應力	種類	許容應力
張應力	1200kg/cm <sup>2</sup> (總斷面)	前應力	ビン 900kg/cm <sup>2</sup>
壓應力	1200kg/cm <sup>2</sup> (總斷面)	工場錆及仕上鋼	850kg/cm <sup>2</sup>
抗壓材の壓應力	1500(1-0.005/l)kg/cm <sup>2</sup> (總斷面)	現場錆及仕上鋼	750kg/cm <sup>2</sup>
軸の抗張應力	1200kg/cm <sup>2</sup> (總斷面)	上鋼	900kg/cm <sup>2</sup>
軸の抗壓應力	1200(1-0.012/l)kg/cm <sup>2</sup> (總斷面)	ビン	1800kg/cm <sup>2</sup>
軸の弯曲應力	1100kg/cm <sup>2</sup> (總斷面)	工場錆及仕上ボルト	1700kg/cm <sup>2</sup>
1/8 究端固定時 弯曲應力(cm)	1800kg/cm <sup>2</sup>	現場錆及仕上ボルト	1500kg/cm <sup>2</sup>
1/8 穀度の幅 (cm)		ローラー	45d kg/cm, d はローラーの徑(cm)
ビンの經維		鋼鉄又は鍛鋼査	1800kg/cm <sup>2</sup>

る方の應力の 50% を各應力に加算して斷面を決定する。軸應力と彎曲應力をとる部材の合成絶縁應力は、許容軸應力を超過してはいけない。死活荷重、遠心荷重及溫度の變化より生ずる應力に縱荷重又は横荷重より生ずる應力の内孰れか一つを加算する場合には、其の部材に對する許容應力は上記の規定の値に 25% を、兩者を同時に加算する場合には 40% を増加することが出来る。橋梁の各部が死荷重及地震荷重に依り生ずる應力を受ける場合には上記の許容應力の限度を 60% 迄増加することが出来る。

#### 第 4 章 鉄及仕上ボルト

##### 第 1 節 鉄

24. 形狀 鉄は幹と頭とより成り、鉄打ちに際し第 14 圖(a)の a 部を叩き鎌頭形となす。

$$a = \alpha d + 0.1g, \text{ 但し } \alpha = 1.1 \sim 1.3,$$

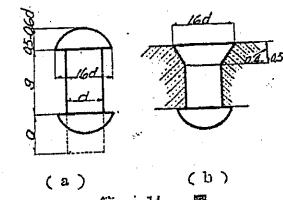
$g$  は効長で  $4d$  以下とする。若し應力を傳ふる鉄で効長が  $4d$  を超過するときは、超過 1mm 每に鉄の所要數を 1% 宛増加する。

橋梁工事に用ふる鉄徑は普通 13, 16, 19,

22, 25 mm であるが、同一橋梁に對しては

なるべく 1 種類又は 2 種類に制限するがよい。皿鉄に對しては普通第 14 圖(b)の如くなす。

25. 鉄孔 鉄孔は鉄徑より約  $d/10$  大きくする。A. R. E. A の示方書に依れば第 15 圖に於て  $d < d' \leq d + 1.6 \text{ mm}$



第 14 圖

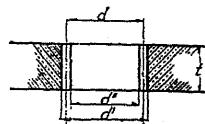
となす。鉄径  $d$  と鉄孔の徑  $d'$  との關係を示せば次の如し。

$$d \text{ (mm)} = 13 \quad 16 \quad 19 \quad 22 \quad 25 \quad 28 \quad 32$$

$$d' \text{ (mm)} = 14 \quad 17 \quad 20.5 \quad 23.5 \quad 26.5 \quad 29.5 \quad 34$$

鉄孔の造り方には次の 3 種あり。

1) 穿孔 最初から鉄孔の直徑の大きさに孔をあけるから鉄孔周囲の材質を損するのみならず、組合すべき材片の孔が吻合しないことが多いから、重要な部分又は鉄の厚小なるときに用ふるのは差支ないが成る可く避けた方がよい。A. R. F. A の示方書 (19.9) には鉄の厚が鉄径より大ならざるとき及 22 mm より大ならざるとき又は重要な部分で厚さ  $d + 3$  mm 以下の時には穿孔を許してゐる。穿孔の吻合の程度は、各材片を重ねたときに、鉄径より 3 mm 小なる圓筒形ピンが少くとも 1 群の孔数の 75% を通過し得ることを要す、又 100 或は夫以下の一群の孔数の中で其の 10% が鉄孔より 8 mm 小さいピンを通過せしむることも必要で、之等の條件に適合せぬときは其の材片は使用しない。



第 15 圖

2) 豊穿孔並に凌孔 穿孔は材質を痛めるから先づ鉄径より小さく  $d''$  に豫穿孔をなし、次に之を  $d'$  まで削り擴げる(第 15 圖)。豫穿孔の大きさは

$$d > 19 \text{ mm} : d'' = d - 5 \text{ mm},$$

$$d = 19 \text{ mm} : d'' = 17.5 \text{ mm},$$

$$d \leq 16 \text{ mm} : d'' = d$$

とし各材片を假ボルトで締合せて

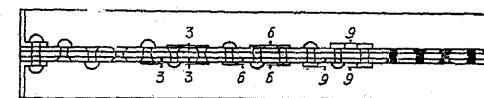
$$d' = d + 1.6 \text{ mm}$$

に凌孔する。

3) 鉄孔 材片の厚が 19~26 mm を超過する場合及爲鐵、鑄鋼、合金鋼並に燐鋼等の如く質が硬い場合に用ふる方法で孔の大きさは  $d' = d + 1.6$  mm とする。何れの場合

でも孔は圓筒形をなし材

工場鉄		現場鉄	
丸	削りぬき	皿	平
鉄頭底	鉄頭底	鉄頭底	鉄頭底
鉄頭底	鉄頭底	鉄頭底	鉄頭底
鉄頭底	鉄頭底	鉄頭底	鉄頭底



第 17 圖 鉄の符號

片に直角に穿つことが必要である。

鉄頭の形狀により a) 丸鉄, b) 皿鉄, c) 平鉄の 3 種あり(第 16 圖)。圓面上第 17 圖の符號を以て之を區別する。

鉄の寸法及重量を示せば第 18 表の如し。

第 18 表 鉄の寸法及重量 (寸法は mm, 面積は cm<sup>2</sup>)

種 別 鉄の種 類 d	皿			鉄				1 鉄頭重 量 gr
	鉄頭の徑 約 D	鉄頭の高 H	皿の角度 α	鉄頭の徑 D	鉄頭の高 H	鉄下表面 面積 $\pi D^2/4$		
6	7	10	2.5	7.5°	10	4	0.503	1.496
8	9	12.5	3	7.5°	13	5.5	0.950	3.549
10	11	15.5	3.5	7.5°	16	7	1.539	6.934
13	14	21	5	7.5°	21	9	2.545	15.232
16	17	25	8	60°	26	11	3.801	28.394
19	20.5	30	9.5	60°	30	13.5	5.726	47.668
22	23.5	35	11	60°	35	15.5	7.548	73.839
25	26.5	39.5	12.5	60°	40	17.5	9.621	108.34
28	29.5	39.5	14	45°	45	19.5	11.946	152.205
32	34	45	16	45°	51	22.5	15.904	227.225
36	38	51	18	45°	58	25	19.635	328.477
40	42	57	20	45°	64	28	23.499	443.777

### 26. 鉄の強さ 鉄接合

には接合接合と衝頭接合とあるが、所要鉄數は通常前者に於ては剪應力、後者に於ては接合せらるべき鉄が薄

いときは支應力、比較的厚いときは複剪應力で決定される。(第 18 圖)。

1) 剪力  $d$  を鉄徑、 $\tau$  を鉄の許容剪應力、 $S$  を鉄の抗剪強とせば、單剪に對

しては

$$S = \tau \frac{\pi d^2}{4} \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

複剪に對しては

$$S = \tau \frac{\pi d^2}{2} \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

2) 支應力  $\sigma_b$  を鉄の許容支應力、 $B$  を

鉄の支應強、 $t$  を最薄鉄の厚とせば

$$B = \sigma_b d t \quad \dots \dots \dots \quad (3)$$

普通  $\sigma_b = 2\tau$  とする。

第 19 表

種類	徑と鉄厚	強度
單前の場合	$d < 2.55 t$	$R = \tau \frac{\pi d^2}{4}$
	$d > 2.55 t$	$R = \sigma_b t$
複前の場合	$d < 1.27 t$	$R = \tau \frac{\pi d^2}{2}$
	$d > 1.27 t$	$R = \sigma_b t$



二三九

接合箇所を抜み鋸を2列に打てば  
應力の均一は容易に得らるゝが、鋸  
列を増加すれば應力の均一を得るた  
めに1枚の鋸はその幅を變へなければ  
ならぬ。第23圖に於て添接鋸B  
及Cは菱形となせる故、鋸數は4本  
より1本に減じてゐる。此の場合鋸  
の應力は全部等しいものと假定すれ  
ば添接鋸鋸の斷面積は第21表の如

し、故に此の條件に略々適合せしむるためには添接鉄を菱形にせねばならないが、此の方法によれば添接鉄を四角にした場合よりも應力を最善に分布する事になる。製接合にも第24圖(a)の如き配置を用ふる。繋鉄の接合も第24圖(b), (c)及(d)の如く傾斜或は曲線形となさば鉄得。何れにしてもCきくし、又A断面に繋鉄の傳ふべき應力

第 21 表

鉄	断面	應力	B及Cの断面
B及C	3-3, 4-4間	$\frac{1}{10}P$ $\frac{9}{10}P$	$A \times \frac{1}{7}$
A	"	10	
B及C	2-2, 3-3間	$\frac{3}{10}P$ $\frac{7}{10}P$	$A \times \frac{3}{7}$
A	"	10	
B及C	1-1, 2-2間	$\frac{6}{10}P$ $\frac{4}{10}P$	$A \times \frac{6}{4}$
A	"	10	

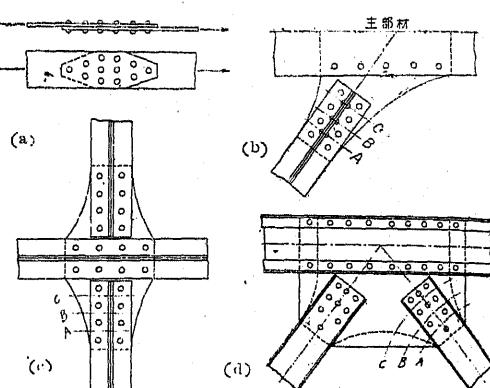


Figure 24 consists of three separate diagrams, (a), (b), and (c), each showing a rectangular frame with internal components. 
 Diagram (a) shows a central rectangle with a dashed circle at its center, labeled 'o'. Points 'A' and 'B' are on the left side, and 'C' is on the bottom. 
 Diagram (b) shows a central rectangle with a dashed circle at its center, labeled 'o'. Points 'A' and 'B' are on the left side, and 'C' is on the bottom. 
 Diagram (c) shows a central rectangle with a dashed circle at its center, labeled 'o'. Points 'A' and 'B' are on the left side, and 'C' is on the bottom. 
 In all three diagrams, there are additional points labeled 'E', 'F', and 'P' located near the top right corner of the rectangles.

28. 鉄孔に依る断面の減少 数列の鉄 (a) (b) (c)  
 を用ふる場合の抗張材に於ては、或る断面 第 25 図  
 の隣接鉄孔に依る斜破壊を避けるため鉄距  $b$  の制限を要する。第 25 図 (a) に依  
 るて AB と ACDE の純断面積を等しくすれば、

$b_2$  は鍛孔の直徑である。又第 25 圖 b)に於て AD と ABECI とを等しからしむれば  $b_2 = \frac{1}{2}\sqrt{2adl + d^2}$  ..... (6)

以上は斜面 CD に沿ふても、直角の断面 AB に沿ふても張應力は同一なりと假定した時であるが、斜張力を計算し之に對する餘裕をとれば  $b_1, b_2$  は更に小となる。第 25 圖(c)に於て  $a$  の部分の受ける全荷重を  $P$  とすれば BE 上の單位應力は  $P/at$  となる ( $t$  は板の厚)。此の應力の BC 上の直角分力は

$$P \cos \theta = P \frac{a}{\sqrt{a^2 + b^2}}$$

$$BC \text{ の純断面積} = (\sqrt{a^2 + b^2} - d') t$$

$$BC \text{ 上の単位應力} = \frac{1}{\sqrt{a^2 + b^2}(\sqrt{a^2 + b^2} - d)}$$

$d^{12}/4$  は  $a^2$  に比し小なる故  $d^l \sqrt{\frac{1}{4} \cdot d^{12} + a^2} = d^l a$  と置けば

鐵道省示方書に依れば抗張材の純断面積は其の總断面積より鉄孔に依つて失はるべき断面積を控除し、其の控除すべき鉄孔の數は次の方法に依り決定する。

第 26 圖に於て

$$b \geq \sqrt{2}$$

なるとき控除すべき  
鉛孔は(イ)では1  
箇、(ロ)では2箇。

$$b \leq \sqrt{2}$$

なるとき控除すべき  
鉛孔は(イ)では2  
箇、(ロ)では3箇、

$$b = \sqrt{2ad^2 + d}$$

としの種々なる値  
に對してりを求むれ

第 22 表  
(b) の値 (mm)

a	銀 徑		a	銀 徑	
	19	22		19	22
240	106	113	100	70	75
220	101	108	95	69	74
200	97	104	90	67	72
180	92	99	85	65	70
170	90	96	80	64	69
160	87	93	75	62	67
150	85	91	70	60	65
140	82	88	65	58	63
130	79	85	60	56	61
120	76	82	55	54	59
110	73	79	50	52	57

### トシリの種々な

### る値

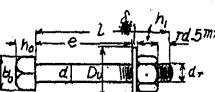
に對して  $\delta$  を求むれば第 22 表の如し。 110 73 79 60 52 57  
**29. 偏心鉄筋接合** 接合すべき部材應力の働線が、鉄群の重心を通らないときは偏心となり鉄の應力は均等にならない。其の場合の各鉄の應力及最大鉄應力は、



## 第 2 節 仕上ボルト

31. 仕上ボルト 人力にても機械力にても鉛打が出来ない所にはボルトを用ふることがある。勿論剪力に抵抗することを要す。此のボルトの穴はボルトの直徑より3mmだけ大きく穿孔又は浚孔してボルトはピツタリと之に嵌まる様に削り上げて作る。之を仕上ボルトと謂ひ、常にナットと坐鐵を併用するが、坐鐵の厚は6mm以上とする。

第 27 表  
仕上ボルトの寸法  
(ウイットウォース氏ボルト)



ボルト			ヘッド及ナット				坐鐵		重量	
直 径		断面積	ボルト		ヘッ	ナット	径	厚	ヘッド	ナット
d	d	d <sub>1</sub>	A	n 長 螺 母 山 中の数	L	h <sub>0</sub>	D <sub>0</sub>	D <sub>u</sub>	G	G
in	mm	mm	cm <sup>2</sup>		mm	in	mm	mm	kg	kg
1/4	6.35	4.72	0.175	20	5	6	13	14	0.013	0.014
5/16	7.94	6.13	0.295	18	5 5/8	8	6	16	2.0	0.022
3/8	9.52	7.49	0.440	16	6	10	7	19	21	0.033
7/16	11.11	8.79	0.610	14	6 1/8	11	8	21	24	0.048
1/2	12.70	9.99	0.785	12	6	13	9	23	28	0.067
5/8	15.87	12.92	1.310	11	6 7/8	16	11	27	34	0.120
3/4	19.05	15.80	1.960	10	7 1/2	19	13	33	40	0.198
7/8	22.22	18.61	2.720	9	7 7/8	22	15	36	45	0.287
1	25.40	21.33	3.570	8	8	25	18	40	52	0.445
1 1/4	28.57	23.93	4.500	7	7 7/8	29	20	45	58	0.574
1 1/4	31.75	27.10	5.770	7	8 3/4	32	22	50	62	0.755
1 3/8	34.92	29.50	6.835	6	8 1/4	35	24	54	68	0.988
1 1/2	38.10	32.88	8.390	6	9	38	27	58	73	1.261
1 5/8	41.27	34.77	9.495	5	8 1/8	41	29	63	80	1.700
1 5/8	44.45	37.94	11.310	5	8 3/4	44	32	67	95	2.100
1 7/8	47.62	40.40	12.820	4.5	8 7/16	48	34	72	92	2.360
2	50.80	43.57	14.910	4.5	9	51	36	76	98	2.830
2 1/4	57.15	49.02	18.870	4	9	57	40	85	110	3.100
2 1/4	63.50	55.37	24.080	4	10	64	45	94	122	4.260
2 3/4	69.85	60.55	28.800	3.5	9 5/8	70	49	103	134	5.780
3	76.20	66.00	35.150	3.5	10 1/2	76	53	112	146	9.780

## 第 5 章 桁橋及鋼桁橋

## 第 1 節 桁 橋

32. 桁橋 縦桁、横桁及短支間橋梁の主桁には歴延I形鋼を用ふることがあるが、支間が大きくなれば撓度が大きくなるから、之に代ふるに鋼桁橋を以てする。歴延桁の使用はウイスコシン道路委員会では11.5m、イリノイ州道路委員会では13.6m、又フェルスターに依れば重要ならざる小橋に對しては15m、普通の道路橋では12mまでの支間に對して許してゐる。

桁の断面はその抵抗力率が充分なることを要するのみならず、同時に撓度の制限に依つて定めらるゝことが多い。單桁に等布荷重が滿載するとき其の撓度は次の式で表はさる。

$$\eta = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EJ} = \frac{5}{48} \frac{Ml^2}{EI} \quad (1)$$

式中 l は支間長(cm), J は桁の断面慣性率(cm<sup>4</sup>), q は単位長の等布荷重(自重十活荷重)(kg/cm), E は弾性恒数(kg/cm<sup>2</sup>), M は等布滿載荷重による桁中央の轉曲力率(kg cm)にして η は撓度(cm)である。

(1) 式を變形し突緣断面に最大線維應力が働く様定むれば次式を得。

$$\eta = \frac{5}{24} \frac{\sigma^2 l^2}{EJ} \quad (\text{kg, cm 単位}) \quad (2)$$

(2) 式に於て σ=1200 kg/cm<sup>2</sup>, E=2,100,000 kg/cm<sup>2</sup> とせば

$$\eta = 0.000119 \frac{l^2}{h} \quad (\text{kg, cm 単位}) \quad (3)$$

(1), (3) 兩式より第 28 表を得る。

第 28 表 I 形鋼の断面と撓度 (単位は kg, cm)

撓 度 $\eta$	J	$\frac{l}{h}$	撓 度 $\eta$	J	$\frac{l}{h}$
$\frac{l}{400}$	0.0000198 Ml	21.0	$\frac{l}{650}$	0.0000327 Ml	12.9
$\frac{l}{450}$	0.0000223 Ml	18.7	$\frac{l}{700}$	0.0000347 Ml	12.0
$\frac{l}{500}$	0.0000248 Ml	16.8	$\frac{l}{750}$	0.0000372 Ml	11.2
$\frac{l}{550}$	0.0000272 Ml	15.3	$\frac{l}{800}$	0.0000396 Ml	10.5
$\frac{l}{600}$	0.0000297 Ml	14.0	$\frac{l}{900}$	0.0000416 Ml	9.4

33. 摶度計算 第 29 圖に於て

にして左支點よりよくなる點の彎曲率は

$$M_x = R_1 x - \sum P_m (x - x_m) \quad \text{但 } x_m < x(5)$$

剪力は  $Q_r = K_1 - \sum P_m$  但し  $x_m \leq x \leq 6$

第 29 圖に於ては最大彎曲率は  $P_2$  の載荷點に於て生じ最大剪力は一般に歛端に生ずる。

今絶対最大彎曲率を求める、第 30 圖に於て左支點より  $x$  の距離の彎曲率は

$$M_2 = R_1 x - P_1 a_1 - P_2 a_2 \\ = \sum P_{\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} x - P_1 a_1 - P_2 a_2, \dots \dots \dots (7)$$

$b = l - s - x$  なるが故に

$$M_x = \sum_{l=1}^P (l-s+x)a_l = P_1 a_1 + P_2 a_2$$

$M_x$  が最大なるためには

$$\frac{dM_w}{dx} = 0 = \sum \frac{P}{l} (l - s + 2x)$$

$\therefore k = 8 - 2x \equiv$

即ち危険断面と聯行荷重の合成力の作用点とは桁の中央より等距離にあることが判る。

最大彎曲率が判れば桁の所要断面率は

より求められる。普通の桁では縫曲率に依つて求めた断面は同時に剪力に對しても満足するが、極めて短支間のときは剪力が大となり之によりて断面が決定せらるゝ場合がある。その場合には  $\tau$  を許容剪應力、 $G$  を中立軸に關する片側断面の靜力率、 $J$  を断面慣性率、 $S$  を全剪力、 $t$  を腹板の厚とすれば

## なるを要す

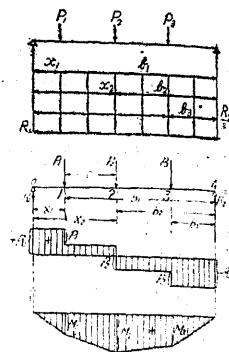
[例]  $l=6.0 \text{ m}$  なる單桁に自重  $1500 \text{ kg/m}$ , 集中荷重  $2250 \text{ kg}$ , 等布活荷重  $800 \text{ kg/m}$  が圖の如く作用するとき I 形鋼の断面を求む。

$$A = \frac{1}{2} \times 1500 \times 6 + \frac{1}{6} \times 2250 + \frac{1}{6} \times 800 \times 4 \times 4 = 7008 \text{ kg}$$

$$B = 1500 \times 6 + 2250 + 800 \times 4 - 7008 = 7442 \text{ kg}$$

最大燃焼率は前回の 0 なる點に起るから

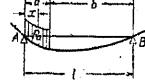
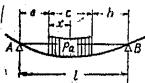
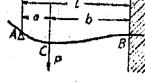
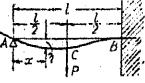
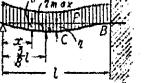
第 5 章 柚橘及飯榔



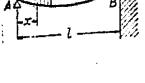
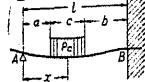
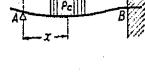
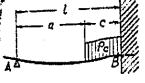
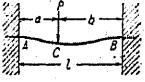
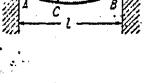
卷之三

第	23	式	電気式	反力	剪断	曲	伸	屈	性	仙	船	汽	機
1)			$R_B = P$ $M_{\max} = P^2 t$	$M = P x^2$ $M_{\max} = P^2 t$	$y = \frac{P^3}{2EJ} \left[ \frac{x}{t} - \frac{1}{3} \frac{x^3}{t^3} \right]$							$\eta = \frac{P^2 t}{2EJ}$	
2)			$R_B = P$ $M_{\max} = P^2 t$	$M = \frac{P x^2}{6EJ} \left[ \frac{x}{t} - \frac{1}{4} \frac{x^4}{t^4} \right]$ $M_{\max} = \frac{P^2 t}{2}$	$y = \frac{P^3}{6EJ} \left[ \frac{x}{t} - \frac{1}{4} \frac{x^4}{t^4} \right]$							$\eta = \frac{P^2 t}{6EJ}$	
3)			$R_A = R_B$ $= P$	$M = \frac{P x}{2}$ $M_{\max} = \frac{P^2 t}{4}$	$y = \frac{P^3}{16EJ} \left[ \frac{x}{t} - \frac{4}{3} \frac{x^3}{t^3} \right]$							$\eta = \frac{P^2 t}{16EJ}$	
4)			$R_A = \frac{P e_1}{l}$ $R_B = \frac{P e_1}{l}$	$A/C間 : M = \frac{P e_1 x}{l}$ $B/C間 : M = \frac{P e_1 x_1}{l}$ $M_{\max} = \frac{P e_1}{l}$	$y = \frac{P}{6EJ} \frac{e_1^2 e_1^2}{l} \left[ \frac{x}{6} + \frac{x}{e_1} - \frac{x^2}{e_1^2} \right]$ $y_1 = \frac{P}{6EJ} \frac{e_1^2 e_1^2}{l} \left[ \frac{2}{e_1} + \frac{x_1}{e_1} - \frac{x_1^2}{e_1^2} \right]$							$\eta = \frac{P^2 e_1^2}{6EJ} \frac{1}{l}$	
5)			$R_A = R_B$ $= \frac{P l}{2}$	$M = \frac{P x}{2} \left( 1 - \frac{x}{l} \right)$ $M_{\max} = \frac{P l}{8}$	$y = \frac{P^3}{24EJ} \left[ \frac{x}{l} - 2 \frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right]$							$\eta = \frac{5P^2 l}{24EJ}$	
6)			$R_A = R_B$ $= \frac{P l}{2}$	$M = \frac{P x}{2} \left( 1 - \frac{x}{l} \right)$ $M = M_{\max} = \frac{P l}{8}$	$y = \frac{P^3}{24EJ} \left[ \frac{x}{l} - 2 \frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} + 6 \frac{e_1^2}{l^3} \right]$ $M = -4 \frac{P l}{2}$							$\eta = \frac{P^2 l}{24EJ} \left( \frac{5}{16} - \frac{6}{l^2} + 6 \frac{e_1^2}{l^2} \right)$	

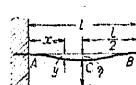
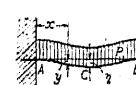
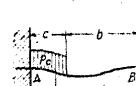
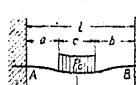
第 29 表 桁の反力

載荷状態	反 力	懸曲率
7)	$R_A = \frac{pa(2b+a)}{2l}$ 	$x = \frac{R_A}{P}$ に於て: $M_{\max} = \frac{R_A l^2}{2p}$
8)	$R_A = \frac{pc(2b+c)}{2l}$ $R_B = \frac{pc(2a+c)}{2l}$ a=b の場合: $R_A = R_B = \frac{pc}{2}$ 	$x = \frac{R_A}{p}$ に於て: $M_{\max} = R_A \left( a + \frac{R_A}{2p} \right)$ a=b なれば $x = \frac{c}{2}$ に於て: $M_{\max} = \frac{pc}{2} \left( \frac{l}{2} - \frac{c}{4} \right)$
9)	$R_A = \frac{P}{2} \left( 2 - 3 \frac{a}{l} + \frac{a^3}{l^3} \right)$ $R_B = \frac{P}{2} \left( \frac{3a}{l} - \frac{a^3}{l^3} \right)$ 	$M_B = -\frac{Pa(l^2 - a^2)}{2l^2}$ $M_C = \frac{Pa}{2} \left( 2 - \frac{3a}{l} + \frac{a^3}{l^3} \right)$
10)	$R_A = \frac{5}{16}P$ $R_B = \frac{11}{16}P$ 	$M_{\max} = M_B = -\frac{3}{16}Pl$ $M_C = \frac{5}{32}Pl$ 最大 挪 度 $x = l \sqrt{\frac{1}{5}}$ に於て: $\eta = \frac{Pl^3}{48\sqrt{5}EI}$
11)	$R_A = \frac{3}{8}pl = \frac{3}{8}P$ $R_B = \frac{5}{8}pl = \frac{5}{8}P$ 	$M_A = \frac{Px}{2} \left( \frac{3}{4} - \frac{x}{l} \right)$ $M_{\max} = M_B = -\frac{Pl}{8}$ $x = \frac{3}{8}l$ に於て: $M_C = +\frac{9}{128}Pl$ 最大 挪 度 $x = \frac{1}{16}l(1 + \sqrt{33}) = 0.4215l$ に於て: $\eta = \frac{Pl^3}{185EI}$ 反曲點 $x = \frac{3}{4}l$

變曲率表 (2)

載荷状態	反 力	懸曲率
12)	$R_A = R_A^0 - \frac{p}{2l^3} \left( \frac{l^2c^2}{2} - \frac{c^4}{4} \right)$ 	$M_B = -\frac{p}{2l^3} \left( \frac{l^2c^2}{2} - \frac{c^4}{4} \right)$
	$R_B = R_B^0 + \frac{p}{2l^3} \left( \frac{l^2c^2}{2} - \frac{c^4}{4} \right)$ 	$M_x = M_x^0 + MB \frac{x}{l}$
	$R_A^0 R_B^0 Mx^0$ は (7) の場合の單柵としての値を示す	
13)	$R_A = R_A^0 - \frac{P}{2l^3} \left\{ \frac{l^2(a+c)^2 - a^2}{2} - \frac{(a+c)^4 - a^4}{4} \right\}$ 	$M_B = -\frac{p}{2l^3} \left\{ \frac{l^2(a+c)^2 - a^2}{2} - \frac{(a+c)^4 - a^4}{4} \right\}$
	$R_B = R_B^0 + \frac{p}{2l^3} \left\{ \frac{l^2(a+c)^2 - a^2}{2} - \frac{(a+c)^4 - a^4}{4} \right\}$ 	$M_x = M_x^0 + MB \frac{x}{l}$
	$R_A^0 R_B^0 Mx^0$ は (8) の場合の單柵としての値を示す	
14)	$R_A = R_A^0 - \frac{p}{2l^3} \left\{ \frac{l^2 - a^2}{2} - \frac{l^4 - a^4}{4} \right\}$ 	$M_B = -\frac{p}{2l^2} \left\{ \frac{l^2 - a^2}{2} - \frac{l^4 - a^4}{4} \right\}$
	$R_B = R_B^0 + \frac{p}{2l^3} \left\{ \frac{l^2 - a^2}{2} - \frac{l^4 - a^4}{4} \right\}$ 	$M_x = Mx^0 + MB \frac{x}{l}$
	$R_A^0 R_B^0 Mx^0$ は (7) の場合の單柵としての値を示す	
15)	$R_A = \frac{Pb}{l^3} (l^2 - a^2 - ab)$ 	$M_A = -\frac{Pab^2}{l^3}$
	$R_B = \frac{Pa}{l^3} (l^2 - b^2 - ab)$ 	$M_B = -\frac{Pa^2b}{l^3}$
	$M_C = +\frac{2Pa^2b^2}{l^3}$	

第 29 表 柄の反力、彎曲率表 (3)

載荷状態	反力	終曲率
16)	$R_A = R_B = \frac{P}{2}$	$M_x = \frac{Pl}{2} \left( \frac{x}{l} - \frac{1}{4} \right)$ $M_A = M_B = -\frac{Pl}{8}$ $M_C = +\frac{Pl}{8}$
	最大挠度: $\eta = \frac{Pl^3}{192EI}$	反曲點: $x = \frac{1}{4}l, x = \frac{3}{4}l$
17)	$R_A = R_B = \frac{Pl}{2} = \frac{P}{2}$	$M_x = -\frac{Pl}{2} \left( \frac{1}{6} - \frac{x}{l} + \frac{x^2}{l^2} \right)$ $M_A = M_C = -\frac{Pl}{12}$ $M_B = +\frac{Pl}{24}$
	最大挠度: $\eta = \frac{Pl^3}{384EI}$	反曲點: $x = \frac{1}{2} \left( 1 \pm \sqrt{\frac{1}{3}} \right)$
18)	$R_A = R_{A0} - \frac{M_A - MB}{l}$ $R_B = R_{B0} - \frac{MB - MA}{l}$	$M_B = -\frac{p}{l^2} \left( \frac{lb^3}{3} - \frac{c^4}{4} \right)$ $M_A = -\frac{p}{l^2} \left( \frac{l^3c^2}{2} - \frac{2}{3}l^2c^2 + \frac{c^4}{4} \right)$ $M_x = M_{x0} + M_A \left( 1 - \frac{x}{l} \right) + M_B \frac{x}{l}$
	但し $R_{A0}, R_{B0}, M_{x0}$ は單倍としての値	$c = \frac{l}{2}, M_A = -\frac{11}{192}pl^2$
19)	$R_A = R_{A0} - \frac{M_A - MB}{l}$ $R_B = R_{B0} - \frac{MB - MA}{l}$	$M_B = -\frac{p}{l^2} \left\{ l \left[ \frac{(a+c)^3 - a^3}{3} - \frac{(a+c)^4 - a^4}{4} \right] \right\}$ $M_A = -\frac{p}{l^2} \left\{ l^2 \left[ \frac{(a+c)^2 - a^2}{2} - 2l \left( \frac{(a+c)^2 - a^2}{3} \right) + \frac{(a+c)^4 - a^4}{4} \right] \right\}$ $M_x = M_{x0} + M_A \left( 1 - \frac{x}{l} \right) + M_B \frac{x}{l}$
	$R_A, R_B, M_x$ は (8) の場合の單倍としての値	

$$7442 - 2250 - 1500x - 800(x-2) = 0$$

$x=2,95 \text{ m}$

$$W = \frac{1}{3200} \left( 7442 \times 295 - 15 \times \frac{295^2}{2} - 2250 \times 195 - 8 \times \frac{95^2}{2} \right) = 885 \text{ cm}^3$$

$\eta = \frac{1}{200}$  とすれば第 28 表より

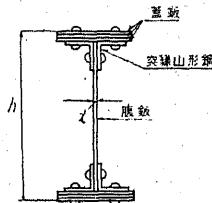
$$J = 0.00003 \times 1200 \times 885 \times 600 = 11100 \text{ cm}^4$$

$\text{cm}^3$

I型鋼 300×150 @ 683 kg を用ふれば  $J = 14.15 \text{ cm}^3$  である。

## 第 2 節 銅 桥

35. 鋼桁總論 鋼桁は第 31 圖に示す如く腹鉄、山形鋼及蓋鉄より成る集成  
断面を有し、水平重心軸に對し對稱となる様上、下翼緣には同一寸法のものを用ふ  
るを常とす。支間は 25~30 m まで、之より大きくなるを常とす。支間は 25~30 m まで、之より大きくなるを常とす。支間は 25~30 m まで、之より大きくなるを常とす。  
れば、運搬、取扱、組立の不便のため、又腹鉄の高が  
大きくなるため却て不經濟になるから、鋼桁の高が  
2~2.5 m にをさまる様に支間を定めねばならない。鋼  
桁の形は普通全支間に亘り同一高を有する矩形である  
が、支間大となれば兩端に於ける高を減ずるため第 32  
圖の如き形となす。又美觀のため (f) の如く造る事も  
ある。鋼桁の高は単桁に於て  $l/9 \sim l/11$ 、連續桁に  
於ては  $l/10 \sim l/15$  が最も經濟的と稱せられてゐるがフ



第 31 頁

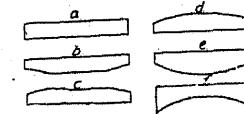
エルスターに依れば

$l < 10 \text{ m}$  のときは  $\frac{h}{l} = \frac{1}{7} \sim \frac{1}{9}$

$$l > 10 \text{ m} \text{ のときは } \frac{h}{l} = \frac{1}{9} \sim \frac{1}{10}$$

又ヘニギラーに依れば經濟的ななる桁高は次の

式により與へらる。



第 32 四

$$s = 8 \text{ mm} \text{ に対しては } h = 1.55 \sqrt{s}$$

$s = 10 \text{ mm}$  に対しては  $k = 1.42$

$$s=12 \text{ mm} \text{ に対しては } h=1.31\sqrt{s}$$

$$s=14 \text{ mm} \text{ に対しては } h=1.23\sqrt{s}$$

但し  $\pi$  は必要とする断面係数 ( $\text{cm}^3$ ),  $s$  は腹板の厚 ( $\text{cm}$ ) である

桁下頭空の関係で充分な桁高が取れない時は単桁の場合でも  $h/l = 1/15$  位迄許さ

れてゐるが、この場合には桁の断面が挠度の制限に依つて決定さる場合が多い。等布満載荷重を受けた単桁で桁高を同一とし突縁断面を最大継維応力に應ずる様に定むるときは近似的に

$$\eta = 0.23 \frac{\sigma}{E} \frac{b^2}{h} \quad \dots \dots \dots \quad (12)$$

を得る。 $\eta$ の値は道路橋では  $l/800$  を超過しない方がよい。獨逸では衝撃を見込まない活荷重に依る挠度を道路橋では  $l/600$  とせり。

**36. 突 縁 突縁山形鋼の断面は所要断面及桁高に順應して決めなければならぬが、大體の寸法は次の如し。**

脚の幅  $b=60+25t$  mm ( $t$  は桁高を m で表す)

脚の厚  $t_1=t-1.27$  mm ( $t$  は腹板の厚を mm で表す)

又鉄打を容易ならしむるためなるべく  $90 \times 90 \times 9$  以下の山形鋼は避ける様にする。蓋板は山形鋼の幅より幾分廣くするが、其の縁と鉄の中心との距離は蓋板厚の 6~7 倍或は鉄径の 2.5~3 倍より大ならしめない。突縁の断面は弯曲率に依つて定まるから、蓋板は弯曲率が之を必要とする點から始むればよい。此の際兩端の蓋板のない部分では山形鋼と腹板との縫目に湿氣の侵入しない構造になさねばならない。

**37. 情性率の計算** 標準断面をとつて鉄桁の情性率  $J_x$  を計算しやう。此の際突縁上の鉛直鉄孔を控除せねばならないが、若し蓋板がないときは水平鉄孔を減ずることが當然である。腹板も亦其の堅列内にある鉄孔で

断面が減少してゐるからそれだけ差引かねばならぬが、獨逸の規定では腹板厚の 15% を控除することになつてゐる。

今  $J_{xw}$  を鉄桁断面の其中立軸  $X$  に対する情性率

$J_m$  を山形鋼断面の尖自身の中立軸 ( $X$  に平行なる) に対する情性率

$F_w$  を山形鋼の断面積

$J_p$  を蓋板断面の尖自身の中立軸 ( $X$  に平行なる) に対する情性率

$F_p$  を蓋板の断面積とし、

其の他の符號は第 33 図に依るものとせば

總断面の情性率は

$$J_x = \frac{th_0^3}{12} + 4(J_w + Z_w^2 F_w) + 2(J_p + Z_p^2 F_p)$$

$$= \frac{th_0^3}{12} + 4(J_w + Z_w^2 F_w) + 2\left(\frac{b^2 c^2}{12} + Z_p^2 b c\right) \quad \dots \dots \dots \quad (13)$$

鉄孔を控除した純断面の情性率は

$$\text{net } J_x = J_x - \frac{15}{100} \frac{th_0^3}{12} - 4\left(\frac{df^3}{12} + Z_p^2 df\right) \quad \dots \dots \dots \quad (14)$$

となる。従つて断面係数は  $\text{net } W_x = \frac{2 \text{net } J_x}{h_0 + 2c} \quad \dots \dots \dots \quad (15)$

【例】第 34 図に示す断面の情性率及断面係数を求む:

腹 鋼  $J = \frac{1 \times 90^3}{12} = 60750 \text{ cm}^4$

山形鋼  $J = (174.50 + 42.69^2 \times 19) = 139203 \text{ cm}^4$

蓋 鋼  $J = 2\left(\frac{23 \times 2.4^3}{12} + 46.7^2 \times 23 \times 2.4\right) = 240823 \text{ cm}^4$

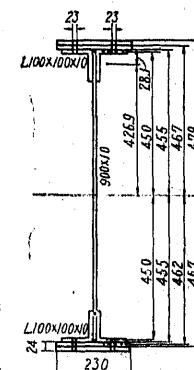
$J_x = 60750 + 139203 + 240823 = 440776 \text{ cm}^4$

鉄孔のため控除すべきもの

$J = \frac{15}{100} \times 60750 + 4\left(\frac{2.3 \times 3.4^3}{12} + 46.2^2 \times 2.3 \times 3.4\right) = 75912 \text{ cm}^4$

$\text{net } J_x = 440776 - 75912 = 364864 \text{ cm}^4$

$\text{net } W_x = \frac{2 \times 364864}{91 + 2 \times 2.4} = 7817 \text{ cm}^3$



第 34 図

**38. 蓋板の長** 蓋板の長を決定するには轉曲率曲線を描き桁の抵抗力率圖がこれを包む様に定むればよい。即ち桁の或る間隔(通常は横桁を取付くる箇所)毎に最大弯曲率を計算し、その値を或る縮尺を以て水平線 AB の

上方に記入し第 35 図の如き弯曲率曲線を描く。次に此の飯桁に於て蓋板が 3 枚、2 枚、1 枚ある場合及なき場合の抗曲率を  $M_3, M_2, M_1$  及  $M_0$  とし、弯曲率曲線と同一縮尺にて A よりその上方鉛直線上にとり、各點より AB に平行線を引き弯曲率曲線と J, K 及 L に於て交らしむ。然るときは A より J までは  $M_0$ , J より K までは  $M_1$ , K より L までは  $M_2$ 、それより  $M_3$  の抗曲率を存せしむれば充分である。弯曲率曲線に依ると同様に断面曲線に依つても求ることを得。

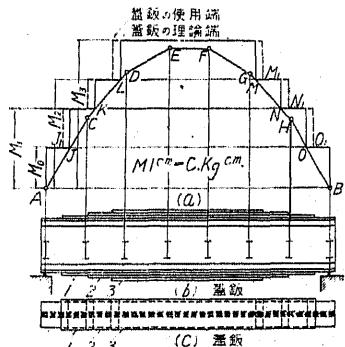
### 39. 山形鋼と蓋板及腹板との筋結

33 図に於て G を 1 突縁(蓋板及山形鋼)の静力率、 $G_1$  を蓋板のみの静力率、S を前力、 $\tau$  を鉄の許容剪應力、 $\sigma_h$  を鉄の許容支壓力とし其の他第 36 図の符號によるものとせば普通  $\sigma_h = 2\tau$  であるから

$$\text{山形水平脚の鉄距 } p_1 \leq \frac{2d_1^2 \pi \tau}{4S} \frac{J}{G_1} \quad \dots \dots \dots \quad (16)$$

$$\text{山形垂直脚の鉄距 } p_2 \leq \frac{d_2 d_3 \sigma_h}{S} \frac{J}{G} \quad \dots \dots \dots \quad (17)$$

A を 1 突縁の断面積、h を腹板の高とすれば  $p$  は近似的に



第 35 図

$$p = \frac{d_2 t \sigma_b}{S} \left( 1 + \frac{1}{6} \frac{ht}{A} \right) h \quad \dots \dots \dots (18)$$

となる。桁の中央で蓋鉄を増加すれば  $J/G$  は桁の中央に近づくに従ひ減少するが  $S$  の減少する割合よりは小なるを以て、 $p$  は桁端に於ける最大剪力  $S=R$  に對して次式より計算すれば充分である。

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

$1 + ht/6A$  は桁が低くて比較的大なる山形鋼を用ひし場合には 1.1~1.3、桁高大なるときは 1.6まで増加する。實際には  $d$  を使用鉄距とすれば  $p < 6d$ 、最大  $7d$  とする。鉄距を部分的に變化し得るときは桁端で小になし中央にて  $6d \sim 7d$  に増大する。若し  $p > 4.5 d \sim 5d$  なるときは、簡単にするため一定の鉄距となすことがある。

**40. 腹 鉄** 腹鉄の厚は製作及運搬の際に生ずる變折及歪みを防ぐに充分なことを要す。普通道路橋では 8 mm 以上とし、なるべく上下突線山形に於ける鉄線間距離の 1/160 より大ならしむ。一般に  $t = 8 + 2h$  mm ( $h$  は桁高 m)。

又重い荷重を受くるものでは  $t = 9 + 2.5 h$  mm

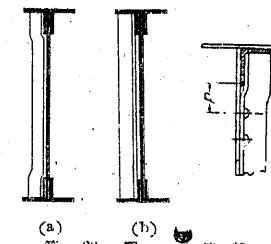
第 37 圖は腹鉄に於ける剪力強度の分布を示すもので  $\tau$  は靜力率  $G$  に比例して變化し中立軸に於て最大となる。從つて腹鉄の剪應力は中立軸の高さに於て求むれば充分である。

$$\tau_{\max} = \frac{GS}{Jt} \leq \tau_b \quad \dots \dots \dots (20)$$

式中  $S$  は全剪力、 $G$  は中立軸の周りの片側断面の靜力率、 $J$  は断面慣性率、 $t$  は腹鉄厚。

通常は剪力の計算には突線を考慮せず腹鉄のみにて剪力をとるものと假定し  $h$  を腹鉄高とすれば  $\tau = S/(th)$  としてよい。

**41. 補剛材** 鉄桁の支点或は横桁及縱桁を取付く箇所の如く荷重の集中する部分、鉄桁の高が大なるときには中間部分にも補剛材を設けて腹鉄の變曲を防止せねばならない。應力計算は長柱の變折の取扱ひに依りてなし、その許容應力に用ふる  $l$  は桁高の 1/2 をとる。補剛材は普通山形鋼を用ひ、腹鉄の兩側に直接(第 38 圖 a)或は填材を挿入して鉄結するが、荷重集中點に於ては必ず填材を用ぶ(b 圖)。補



(a) 第 38 圖 (b)

第 39 圖

剛材突出脚は突線山形水平脚の外に出ない様にする。第 39 圖に於て補剛材を折縮する時は  $t \geq t_1 + 38 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$  (但し  $t_1$  は突線山形鋼の厚) を保たじむる。

補剛材の間隔は通常桁高より小にしその最大限は次式によりて求むる。

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

式中  $G$  は中立軸以上にある断面の中立軸に對する靜力率である。

$$\text{プライヒに依れば } \tau_b = \left( 11000 + \frac{7500}{a^2} \right) \left( \frac{t}{h} \right)^2 \quad \dots \dots \dots (21)$$

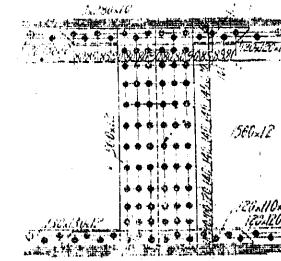
式中  $a = a/h$  にして  $a$  は補剛材間隔(cm),  $h$  は腹鉄の高(cm),  $t$  は厚(cm) で  $\tau_b$  は剪折耐應力(t/cm<sup>2</sup>)である。

而して腹鉄の平均剪應力を  $\tau(t/\text{cm}^2)$  とせば  $\tau_b/\pi = \varphi$  にして  $\varphi$  は活荷重の影響を考へないときは 3、考慮するときは 2 とした。

中間補剛材の寸法は通常次の如し。

	突線山形水平脚	補剛材の寸法
200 (桁高 2.7 m 以上)	mm	150×90×9 mm
200 (桁高 2.7 m 以下)	"	125×90×9 "
150	"	100×75×9 "
130	"	90×75×9 "
100	" 以下	75×75×9 "

**42. 繼 手** 繼手は構造物の最弱點であるが桁が大なる場合又は構造が複雑なる場合には運搬、組立の關係上避けられぬことがある。此の場合にはなる可く繼手の數を少くし、主要應力の働く箇所又は應力の小なる箇所を選んで繼手を設ける様にしなければならぬ。現場繼手は工場繼手に比較して不完全であるからなるべく避ける様にし一繼手箇所に於ても現場鉄をなるべく少からしむ様設計を要す。第 40 圖は鉄桁に於ける繼手の一例である。

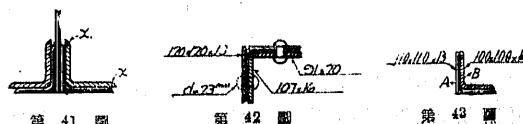


第 40 圖

1) 蓋鉄の繼手 添接鉄は蓋鉄と同じ幅で厚は同一にするか又は大きくなる。繼手の各側に於ける所要鉄数は  $n = \sigma A/R$

(式中  $\sigma$  は許容應力、  
 $A$  は添接鉄断面積、 $R$  は鉄の強度)。

2) 突線山形の



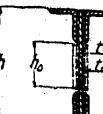
第 41 圖

第 42 圖

第 43 圖

**縦手** 平鐵又は山形鋼を用ふる添接鍛或は添接山形鋼の断面は、添接するものと少くとも同面積を要する故、第 41 圖の如く同一山形鋼を用ふるか又は第 42 圖、第 43 圖の如く脚が短くて厚の大なるものを用ふる。應力計算は單剪では  $n\pi d^3/4 = \sigma A$ 、 $\sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau = 900 \text{ kg/cm}^2$  とせば

$$\text{支圧力の場合には} \quad n = \frac{\sigma A}{\sigma_c dt} \quad \dots \dots \dots \quad (23)$$



式中  $A$  は突緣山形鋼の純断面積,  $d$  は鍛徑,  $t$  は薄い方の山形鋼の厚とす

3) 腹鉄の繰手 繰手は彎曲率に對して桁の抗曲率が充分餘 第 44 圖  
裕ある斷面に設くる。添接鉄の厚は腹鉄の慣性率に等しくならねばならぬといふ  
條件より第 44 圖に於て  $t_0 = \frac{t}{2} \left( \frac{h}{2} \right)^3$  ..... (25)

通常桁が高いときは  $t_0 = t$  にとれば安全であるが低いときは  $t_0 > t$  となり上式より決定せねばならない。又剪力にに対する關係より者ふれば

4) 腹板の繩手に於ける鉛の計算 鉛の計算は一般に 30. にて示せる方法にて可能なるも鉛距が凡て一定なるときは次の方法も便利である。第 45 圖に示す腹板の添接に要する鉛を計算しよう。各鉛に働く應力は中立軸よりの距離に比例するから

$$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3 : \sigma_4 = h_1 : h_2 : h_3 : h_4$$

継手は複剪なる故に若し支壓強により支配さるものとせば各鉛の受ける力は

$N = dt/\sigma$  であるから腹筋のとるべき彎曲率を  $M_n$  とせば

$$M_w = \frac{it\sigma_1}{h} (h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + h_4^2) \dots \dots \dots (27)$$

今鉛距を凡て一定とし一列内に  $\pi$  箇の鉛を用ふれば

$$M_w = dt \sigma_1 h_1 \frac{n(n+1)}{6(\omega_1 - 1)} \dots \dots \dots \quad (28)$$

$$k = \frac{6(n-1)}{n(n+1)} \text{ と置けば } M_w = \frac{d\sigma_1 h_1}{k} \dots \dots \quad (29)$$

$$\sigma_1 = k \frac{M_w}{dth_1}, \quad \sigma_1 \leqslant \sigma_b \dots \dots \dots (30)$$

上式中  $\sigma_0$  は許容支應力,  $d$  は鉄径,  $l$  は腹鋼厚である。

トの値は鉄の配置が第30表圖示に該當する場合には同表より直ちに見出される。

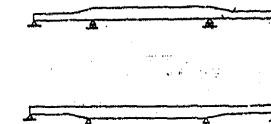
## 第六章 連續鈑桁橋及ゲルバー桁橋

第 30 表 腹板継手鉄に於ける係数  $\alpha$  の値

## 第 6 章 連續板桁橋及ゲルバー桁橋

## 第 1 節 連續 銀 桁 構

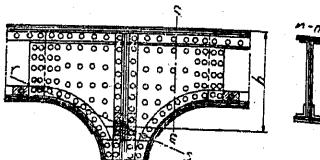
43. 連続桁總論 連続桁は堅硬なる地質或は岩盤の基礎があつて沈下の虞がない場所に適する。連続桁の重量は単桁より軽くなるが、その節約し得る鋼重は桁間長と死荷重の大きさに關係し、死荷重が活荷重よりも大きい様な長徑間の橋に於ては短徑間のものより節約量が大きい。通常は3徑間を連續とし如何なる場合にも5徑間以上を連續としてはならない。3徑間連續の場合に



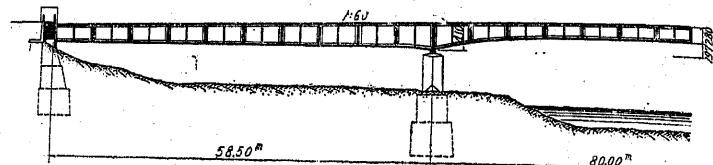
第 46

はその徑間長の比を  $0.8 : 1.0 : 0.8$  位とする。連續鋼桁はその徑間長 28 m 位までは經濟的なも之以上となればトラスに劣る。鋼桁の高は徑間長の  $1/12$  位を可とし、多くの場合に第 46 圖の如く其の高を變化せしめる。橋脚の部分に至つて急に桁高が大きくなる如き場合の断面慣性率の計算に當つては T 形と假定し、  
之は第 47 圖に於て示す如く  $r_1$  なる切線(水平と  $1:25$  の傾斜をなす)を引く。

之が鉛直線と交する點までの高をとる。第48圖は獨逸マンハイム市のフリードリッヒ・エバート橋の提案設計で、中央徑間の中央に於ける自重による彎曲率の減少を計るために、側徑間より車道を軽く造つてある。同橋の活荷重による挠度は  $l/700$  及  $l/900$  で計算の結果中央橋脚の沈下が 23 cm まで、



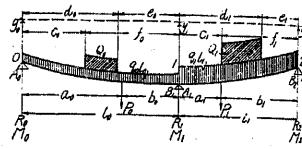
第 47 圖



第 48 圖

は、鋼桁の中央に於ける應力が許容應力を超過しないことになつてゐる。

**44. 計 算** 今連續桁の任意の支點 0, I, 2 に於ける彎曲率を  $M_0$ ,  $M_I$ ,  $M_{II}$ , 又任意の水平線よりそれ等の支點に至る総距を  $y_0$ ,  $y_I$ ,  $y_2$  とすればクラベイロンの公式に依り



第 49 圖

$$6EJ\left(\frac{y_1-y_0}{l_0} + \frac{y_1-y_2}{l_1}\right) = M_0l_0 + 2M_I(l_0+l_1) + M_{II}l_1 \\ + \frac{\sum P_0a_0(l_0^2-a_0^2)}{l_0} + \frac{\sum P_1b_1(l_1^2-b_1^2)}{l_1} + \frac{\sum Q_0(c_0+d_0)(2l_0^2-c_0^2-d_0^2)}{4l_0} \\ + \frac{\sum Q_1(e_1+f_1)(2l_1^2-e_1^2-f_1^2)}{4l_1} + \frac{1}{4}(q_0l_0^3+q_1l_1^3) \quad (1)$$

若し凡ての支點が同一水平線に在るときは上式に於て

$$6EJ\left(\frac{y_1-y_0}{l_0} + \frac{y_1-y_2}{l_1}\right) = 0 \quad (2)$$

又桁が等布荷重のみを受くるときは

$$M_0l_0 + 2M_I(l_0+l_1) + M_{II}l_1 = -\frac{1}{4}(q_0l_0^3+q_1l_1^3) \quad (3)$$

となり、 $l_0=l_1=l$ ,  $q_0=q_1=q$  なるときは

$$M_0 + 4M_I + M_{II} = -\frac{1}{2}ql^2 \quad (4)$$

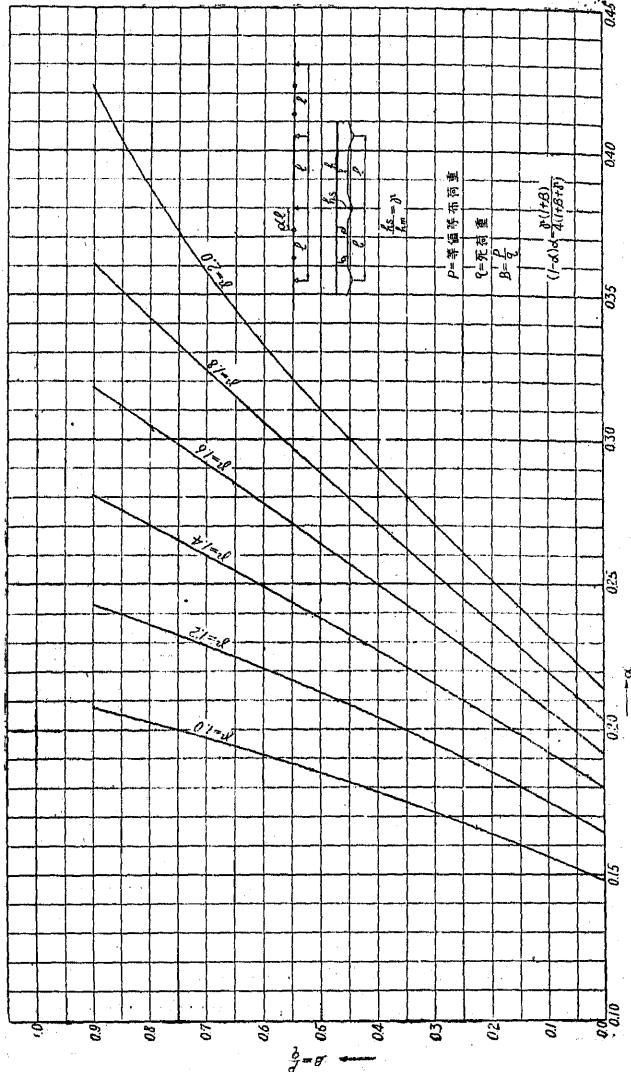
徑間数  $n$  なるときは  $(n+1)$  の支點があるから以上の公式より  $(n-1)$  の方程式を得、桁の両端固定せざる場合には  $M_0=0$ ,  $M_n=0$  となり總て  $(n+1)$  の方程式が得らるゝから、各支點の彎曲率は之より算出せらるゝ。若し両端固定せるときには 0 及  $n$  支點の外側に更に一徑間宛を假定して二つの方程式を作り、最後に假想徑間長を 0 と置くことに依り所要の方程式を作り、之より彎曲率が求めらる。各支點が同一水平線上にあつて、各徑間長が等しい場合の等布荷重による彎曲率が求めらる。

第 31 表 等布荷重による等徑間連續桁彎曲率及反力

彎曲率及反力	支點の數							係數
	3	4	5	6	7	8	9	
$R_0$	0.3750	0.4000	0.3929	0.3947	0.3942	0.3944	0.3943	$ql$
$R_1$	1.2500	1.1000	1.1428	1.1317	1.1346	1.1397	1.1340	"
$R_2$	—	—	0.9286	0.9736	0.9616	0.9619	0.9640	"
$R_3$	—	—	—	—	1.0192	1.0070	1.0103	"
$R_4$	—	—	—	—	—	—	0.9948	"
$M_I$	0.1250	0.1000	0.1071	0.1053	0.1053	0.1056	0.1067	$ql^2$
$M_{II}$	—	—	0.0714	0.0780	0.0769	0.0775	0.0773	"
$M_{III}$	—	—	—	—	0.0865	0.0845	0.0850	"
$M_{IV}$	—	—	—	—	—	—	0.0825	"
$\max M_1$	0.0703	0.0800	0.0772	0.0779	0.0778	0.0778	0.0777	$l^2$
$\max M_2$	—	0.0250	0.0364	0.0332	0.0338	0.0338	0.0339	"
$\max M_3$	—	—	—	0.0461	0.0440	0.0440	0.0438	"
$\max M_4$	—	—	—	—	0.0405	0.0405	0.0412	"
$x_1$	0.3750	0.4000	0.3930	0.3947	0.3942	0.3944	0.3943	$l$
$x_2$	—	0.5000	0.5367	0.5264	0.5327	0.5281	0.5283	"
$x_3$	—	—	—	0.5000	0.4904	0.4930	0.4923	"
$x_4$	—	—	—	—	—	0.5000	0.5026	"
$\xi_1$	0.7500	0.8000	0.7860	0.7894	0.7884	0.7887	0.7887	$l$
$\xi_2$	{	0.2760	0.2659	0.2630	0.2675	0.2680	0.2680	"
$\xi_3$		0.7240	0.8055	0.7830	0.7899	0.7884	0.7890	"
$\xi_4$	{	—	—	0.1904	0.1960	0.1962	0.1963	"
	{	—	—	0.8036	0.7850	0.7897	0.7880	"
	{	—	—	—	—	0.2153	0.2150	"
	{	—	—	—	—	0.7847	0.7900	"

上表に於ては  $R_0$ ,  $R_1$ ,  $R_2$  は各支點の反力、 $M_I$ ,  $M_{II}$ ,  $M_{III}$  は各支點の負彎曲率、 $\max M_1$ ,  $\max M_2$  は各徑間の最大彎曲率、 $l$  は徑間長、 $q$  は單位長の等布荷重、 $x_1$ ,  $x_2$ ,  $x_3$  は各徑間の左支點より  $\max M_1$ ,  $\max M_2$ ,  $\max M_3$  に至る距離、 $\xi_1$ ,  $\xi_2$ ,  $\xi_3$ ,  $\xi_4$  は各徑間の左支點より彈性曲線の反曲點に至る距離。





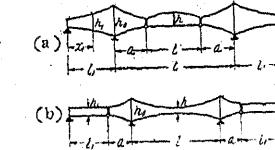
又支點上及徑間中央に於ける桁高を各  $h_s$  及  $h_m$  とし  $p$  を等值等荷重,  $y$  を死荷重とし,  $\gamma = h_s/h_m$ ,  $\beta = p/g$  とせば, 支點より鉄に至る距離  $al$  の値は, 第 55 圖より見出すことを得.

大橋間ゲルバー桁橋に於ては彎曲率の變化と共に

に振高を變化せしめ第 57 圖 (a) 及 (b) の如く

この場合に突脇の長さと桁高とに關してメ

この如き公式を示してゐる.



第 57 頁

第 7 圖 (a) の場合：

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_0}{h} &= \frac{4\alpha(1-\alpha)}{(1-2\alpha)^2} \\ \frac{h_0}{h_1} &= \frac{4\alpha(1-\alpha)\lambda^2}{[1-\gamma\alpha(1-\alpha)\lambda^2]^2} \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

並に  $a = a_0 l$ ,  $\lambda = b_0 l_1$ ,  $\gamma = q/(q+p)$  にして  $q$  は死荷重,  $P$  は活荷重を表す.

### 第3圖(b)の場合：

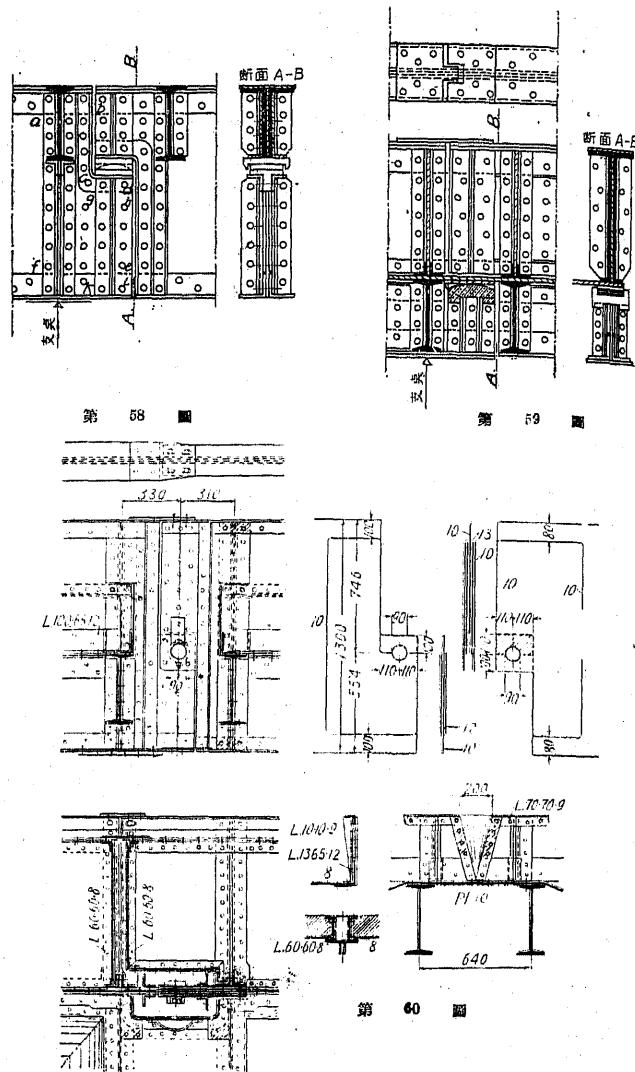
$$\left. \begin{aligned} \frac{h_0}{h_1} &= \frac{4\alpha_1}{(1-\alpha_1)^2} \\ \frac{h_0}{h} &= \frac{4\alpha_1}{\lambda^2 - 4\gamma\alpha_1} \\ \frac{h_0}{h} &= \frac{4\alpha_1}{4\alpha_1 - \gamma\lambda^2} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

底に  $a_1 = ab_1$ ,  $\lambda = l_1 b_1$ ,  $\gamma = q(l_1 + p)$  とす。  
 床版、床構及び對風構は主桁の鉄の箇所に於てその動作を抑制せざる構造なし。  
 主桁は鉄の部分で完全に絶縁することを必要とする。

第 58 圖は可動鉗で、第 59 圖は下路橋に於ける固定鉗、第 60 圖はビンを用ひたものである。

49. 橫度 ゲルバー桁に於ては集中荷重と等荷重とに依る横度の差は桁に於けるものよりも大きい。且つ断面の變化に依つて、影響されることの見掛けが困難であるから、普通単桁の公式の様には確かでない。従つて一般にゲルバーハー桁の横度は影響線を利用して圖式に依つて求めねばならない。

次の公式は第 61 圖の如き色々の荷重に對し断面不變の場合の撓度を與へるもので、撓度の見當を着ける時の一つの手掛として掲げる。



第 61 圖(a)に於

$$\eta_a = \frac{Pa^2}{EJ} \left( \frac{l}{2} + \frac{a}{3} \right) \quad (15)$$

(b) に於て

$$\tau_b = \frac{Pa^2(l+a)}{3EI} \dots\dots(16)$$

(c) に於て

$$\eta_c = \frac{qa^3(a+2l)}{8EJ} \dots \dots \dots (17)$$

(d) に於て

$$\eta_d = \frac{pa^3}{8EI} \left( a + \frac{4}{3}l \right) \dots (18)$$

(e) に於て

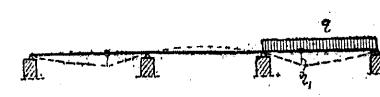
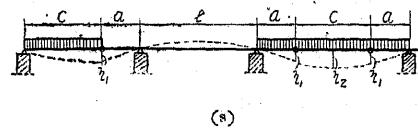
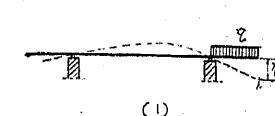
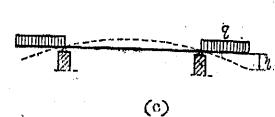
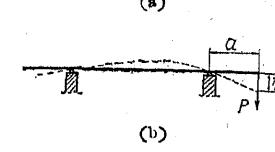
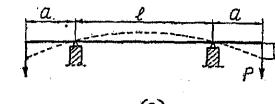
$$\eta_{e1} = \frac{pc^2}{EJ} \left( \frac{a^2}{8} + \frac{al}{8} + \frac{ac}{6} + \frac{cl}{4} \right) \dots \dots \quad (18)$$

$$\eta_{e2} = \gamma_{e1} + \frac{5}{384} \frac{2c^4}{EJ} \quad \dots (20)$$

(f) に於て

$$\eta_{f1} = \frac{2a^2}{L^2 T} \left( \frac{a^2}{8} + \frac{ab}{6} \right)$$

$$+ \frac{ac}{f_6} + \frac{cl}{f_6} \Big) \quad \dots \dots \dots (21)$$



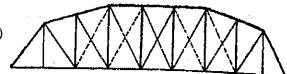
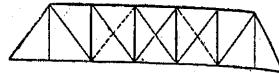
第 61

## 第 7 章 單 構 橋

## 第 1 節 總 論

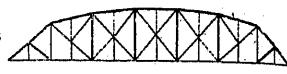
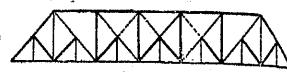
50. 種別 支間 20~22 m 位までは鉄桁橋の最も經濟とする處で、稀には 30 m 位まで用ひらることあるも不經濟たるを免れないから、30 m 以上の支間の場合には構を用ふ、構には各種の形式があるが支間に應じ最も經濟的となり、殊に道路橋に於ては環境に應じ最も美觀的のものを選ぶことが肝要である。

1) プラット・トラス(第 62 圖 a) 及バーカー・トラス(同圖 b) 支間 75m 位まで用ひられ、構造簡単、床桁及對風構の取付けに便利で、而も鋼重が軽い。尚曲弦構に於ては構桁の彎曲率に應て構高を變化せしめてあるから全支間を通じて部材断面の變化が少くなる點に長所がある。



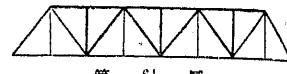
第 62 圖

2) ペチット・トラス(第 63 圖 a) 及ペンシルバニア・トラス(同圖 b) ペチット・トラスは一名バルチモア・トラスとも稱し、プラット・トラスの各格間に副格間を作れるもので、75~90m 或ひはそれ以上の支間に用ひらる。床桁及對風構の取付容易にして鋼重も軽いが、副應力が稍大なるを缺點とす。ペチット・トラスを曲弦としたものをペンシルバニア・トラスといふ。

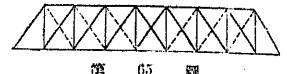


第 63 圖

3) ワーレン・トラス(第 64 圖) 短僅間の鉄橋に廣く用ひられ、鋼重は鉄桁に於けると略同様である。ワーレン・トラスの斜材には張力及壓力の交番應力を生ずることがある。

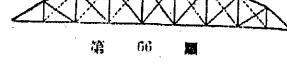


第 64 圖



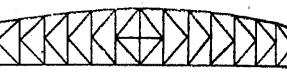
第 65 圖

4) ハウ・トラス(第 65 圖) 斜材は常に壓力を、鉛直材は常に張力を受くるので木、鐵混合橋として架設されるが(a) 交通量少い道路橋か、鋼に比し木材が特に低廉なる地方以外には餘り架設されない。



第 66 圖

5) ボウストリング・トラス(第 66 圖) パラボリック・トラスとも呼ぶが



第 67 圖

各格間に對材を必要とし、支間の兩端近くでは對風構を取付け難い缺點がある。



6) ケー・トラス(第 67 圖) 構の高が大なるときはケー・トラスを用ふる。又對風構として平行弦ケー・トラスを用ふる事がある。鋼重は(b)は略ペチット・トラスに等しく、(a)はこれより約 10~15% 軽い。

## 第 2 節 應力算定法

51. 斷面法及格點法 構を直線或は曲線の假想断面で二分してその一方を除き、残れる部分の断面には夫々應力に相應する外力を假想するときは、取除かれない構の部分は依然平衡を保たねばならない。故に夫等の力系の間には平衡の方程式即ち

$$\begin{aligned} \sum H &= 0 \\ \sum V &= 0 \\ \sum M &= 0 \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (1)$$

が成立せねばならない。

之より應力を求むるに第 68 圖に

於て断面法によれば (b) 及 (d) に

於て  $\sum M = 0$  より  $F_3 = +\frac{M_1}{h}$  又  $F_1 = -\frac{M_2}{h}$

$\sum V = 0$  より  $F_2 = +Q_2 \text{seed}$  又  $F_4 = -Q_2$

茲に  $M_1, M_2$  は格點 1, 2 に於ける彎曲率、 $Q_1, Q_2$  は第 2, 第 3 格間に於ける最大正前力である。

同様にして各部材應力は算出される。

父格點法に依るときは (c) に於て  $\sum H = 0$  及  $\sum V = 0$  より未知應力が 2箇なる場合にのみ求めらるる。従つて此の方法に依り構の應力を解くには、2部材が交る點から始めて漸次他の格點に及ぼすべきである。

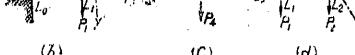
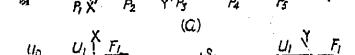
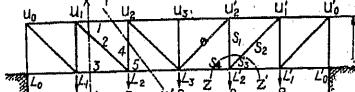
52. 各種構の應力 構の計算に當つては死活荷重は格點に集中して作用するものと假定してゐる。死荷重の分布は次の何れかを用ひる。

1) 床部死荷重は總て上路橋に於ては上弦格點、下路橋に於ては下弦格點にかかり、主桁死荷重は上下弦格點に等分にかかるものとする。

2) 全死荷重の 2/3 は上路橋の上弦格點又は下路橋の下弦格點に、殘りの 1/3 は上路橋の下弦格點又は下路橋の上弦格點にかかるものとする。

活荷重に對しては部材の最大應力を求むるため、最大應力を其の部材に生ずべき活荷重の位置を決定せねばならない。第 69 圖に於て格間 4~5 より右側にかかる總ての荷重に依つて生ずる反力を  $R_1$  とすれば、格點 4~5 の左側には荷重がないから

$$U_8 = -R_1 \frac{P}{u}$$



第 68 圖





$J_2 \geq J_1$  なるを要す。即ち  $b \geq \frac{3}{4}h$  にして  $b$  及  $Z$  は全體に互り一定にする。通常の標準は第 79 圖に於て次の如くなす。

$$\tau \geq \frac{1}{30}h_l, \quad t \geq \frac{1}{40}z, \quad b = \frac{7}{8}h, \quad c = 6 \text{ mm}$$

メラン氏によれば  $b = 12 + 0.5l$ ;  $l < 65 \text{ m}$  のとき

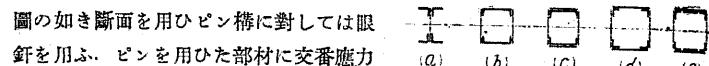
$$\begin{cases} b = 25 + 0.3l; & l > 65 \text{ m} \text{ のとき} \\ h = b + 0.1l & \end{cases} \quad (18)$$

シャーバー氏の説では

$$\begin{cases} b = h - 0.1l; & \text{普通の支間のとき} \\ b = h - 0.2l; & \text{非常に大きい支間のとき} \\ h = l - l^2/400 & \end{cases} \quad (19)$$

上路橋に於て上弦の格點の中間に荷重のかかる場合には正力の外に轉曲應力を生ずるから、上弦の深  $h$  は  $h = p/12 \sim p/15$  とする ( $p$  は格間長である)。徑間の兩端より中央に進むに従つて弦の斷面の増加を必要とするが、山形鋼及側鋼を増加し其の際なるべく厚いものを數少く用ふるを可とす。腹板の厚を變へると継手の個所で填材を要するからなるべく同一厚とする。

### 56. 斜材及對材 鋼構には通常第 80



第 80 圖

圖の如き斷面を用ひピン構に對しては眼

釘を用ふ、ピンを用ひた部材に交番應力

(a) (b) (c) (d) (e)

を生ずるときはピンの磨滅を速かならし

むるを以て、必ず對材を用ひ調整釘を付する。

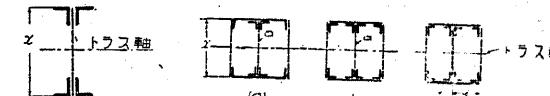
### 57. 垂直材

ワーレン構に於

ては第 81 圖の

如く、一般には

第 82 圖の如き



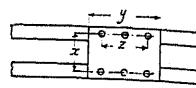
第 82 圖

斷面を用ふる。兩圖に於て  $x$  は總ての垂直材に於て同一となし、構軸に對する斷面の環動半徑は少くとも之を直角の軸に對するものに等しくなる様に定める。部材が大なるときは二つの溝形を一體として働かせるため (c) の如く部材の全長に互り隔板を入れる。このとき  $y < 15 \text{ cm}$  なるときは兩側の處々に緩板を用ひ、 $y > 15 \text{ cm}$  なるときは普通の複接綴を用ふる。部材の各斷面に對する近似的回轉半徑を示さば第 33 表の如し。

第 33 表 各種斷面回轉半徑の近似値

$r_A = 0.29d$ $r_B = 0.29h$	$r_A = 0.41d$ $r_B = 0.41h$	$r_A = 0.25d$ $r_B = r_A$	$r_A = 0.35d$ $r_B = r_A$
$r_A = 0.4d$ $r_B = 0.2b$	$r_A = 0.38d$ $r_B = 0.28h$	$r_A = 0.31d$ $r_B = 0.21b$	$r_A = 0.30d$ $r_B = r_A$
$r_A = 0.35d$ $r_B = 0.60b$	$r_A = 0.38d$ $r_B = 0.60b$	$r_A = 0.38d$ $r_B = 0.45b$	$r_A = 0.45d$ $r_B = 0.31b$
$r_A = 0.31d$ $r_B = 0.45b$	$r_A = 0.31d$ $r_B = 0.45b$	$r_A = 0.29d$ $r_B = 0.55b$	$r_A = 0.29d$ $r_B = 0.45b$
$r_A = 0.31d$ $r_B = 0.48b$	$r_A = 0.4d$ $r_B = 0.24b$	$r_A = 0.4d$ $r_B = 0.22b$	$r_A = 0.38d$ $r_B = 0.21b$
$r_A = 0.4d$ $r_B = 0.23b$	$r_A = 0.39d$ $r_B = 0.21b$	$r_A = 0.45d$ $r_B = 0.42b$	$r_A = 0.45d$ $r_B = 0.36b$
$r_A = 0.36d$ $r_B = 0.45b$	$r_A = 0.45d$ $r_B = 0.36b$	$r_A = 0.42d$ $r_B = 0.42b$	$r_A = 0.45d$ $r_B = 0.37b$
$r_A = 0.31d$ $r_B = 0.18b$	$r_A = 0.25d$ $r_B = 0.21b$	$r_A = 0.32d$ $r_B = 0.32b$	$r_A = 0.25d$ $r_B = 0.34b$
$r_A = 0.25d$ $r_B = 0.32b$	$r_A = 0.39d$ $r_B = 0.32b$	$r_A = 0.4d$ $r_B = 0.34b$	$r_A = 0.4d$ $r_B = 0.33b$

58. 綾 鋼 抗壓材の開いた側には綾板又は綾片を用ひて兩腹板を連結する。綾鋼は部材の両端と中央に於て綾片は中間の切れた個所に使用する。第 83 圖に於て



第 83 圖

$$\begin{aligned} \text{主要材両端の綾鋼} \quad & y \approx x, \quad t \approx \frac{1}{50}x, \quad Z \approx 1 - \frac{1}{4}x \\ \text{主要材中間の綾鋼} \quad & y \approx \frac{1}{2}x, \quad t \approx \frac{1}{50}x, \quad Z \approx \frac{3}{4}x \end{aligned} \quad \dots \dots \dots \quad (20)$$

但し  $t$  は綾鋼の厚を表す。

横抗壓材(ラテラル・ストラット)及主要ならざる部材に於ては

$$y \approx \frac{3}{4}x \quad \dots \dots \dots \quad (21)$$

集成断面より成る抗張材にも綾板又は綾片を用ふる、その場合には

$$\begin{aligned} \text{両端の綾鋼} \quad & Z \approx 1 - \frac{1}{4}x \\ \text{中間の綾鋼} \quad & Z \approx \frac{9}{16}x \end{aligned} \quad \dots \dots \dots \quad (22)$$

何れの場合でも綾鋼の片側には 3 本以上の鉄を用ひ、綾鋼間の純間隔は 1m を超えてはいけない。

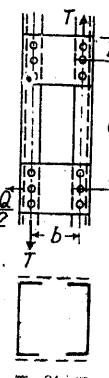
綾鋼の計算には  $Q = \frac{Pl}{4000y}$  が部材と直角に作用するものとす。式中  $P$  は部材の全強(kg),  $l$  は柱の長(cm),  $y$  は中立線より綾維に至る距離(cm)である。

第 84 圖に於て片側の綾鋼に働く剪力は

$$T = \frac{Qc}{2h} \quad \dots \dots \dots \quad (23)$$

59. 綾 片 部材を連結して一體となし彎曲に依る剪力及斜剪力に抵抗するもので、通常その厚さ  $t$  は

$$\begin{aligned} \text{単綾綫} \quad & t \approx \frac{1}{40}c \\ \text{複綾綫} \quad & t \approx \frac{1}{60}c \end{aligned} \quad \dots \dots \dots \quad (24)$$



第 84 圖

$c$  は綾片の両端に於ける鉄の中心距離である。

綾片の幅は  $d = 22 \text{ mm}$  なるとき  $b \approx 65 \text{ mm}$

$d = 19 \text{ mm}$  なるとき  $b \approx 57 \text{ mm}$

$d = 16 \text{ mm}$  なるとき  $b \approx 50 \text{ mm}$

且に  $d$  は鉄径、 $b$  は綾片の幅である。

綾片を鉄結する突様の幅が 65~90 mm の場合には 19 mm 鉄 1 個、90~130 mm の場合には 22 mm 鉄 2 個を用ひて綾片を鉄結する。部材両突線に於ける鉄線間距離 400 mm 以上で、綾片を両端に於て各 1 個の鉄で鉄結するときには複綾綫となし交點を鉄結し部材の中心線に對する綾片の傾斜は  $45^\circ$  より大ならしむ。綾片の應力算定も綾鋼に於けると同様次式による剪力が部材と直角に作用するものとして設計する。

$$Q = \frac{Pl}{4000y}$$

綾板を使用するときは上式の  $1/2$  が作用するものとする。第 85 圖

に於て綾片の應力を  $S$  とすれば

$$\begin{cases} \text{單綾綫} & S = \frac{Q}{2} \cdot \frac{c}{b} \\ \text{複綾綫} & S = \frac{Q}{4} \cdot \frac{c}{b} \end{cases} \quad \dots \dots \dots \quad (25)$$



第 85 圖

綾片に對する鐵道省規定は第 34 表の如し。

第 34 表 綾片の寸法及鉄數(単位 mm)

厚さ $s$	(1) 厚さ $s$ に対する綾片の許容最大量 $d$		(2) 綾片の最小幅	
	單綾綫 $d = \frac{t}{0.025}$	複綾綫 $d = \frac{t}{0.016}$	鉄 徑	最 小 幅
6	240	375	22	65
7	280	438	19	57
8	320	500	16	50
9	360	563		
10	400	625		
11	440	688		
12	480	750		
13	560	875		
14	600	938		
15	640	1000		
16	680	1063		
17	760	1188		
18	800	1250		
19				
20				

綾片の幅 $D$	(3) 突線に打つ鉄數	
	綾綫の幅	鉄 数
$D \leq 400$ なるときは		
複綾綫とし交點を鉄結すべし。		
$\gamma$ は $45^\circ$ より大なる		
を要す $A = B/2 + 6$ .		
$A$	$B$	

60. 部材の連結 1) 鉄構に普通に用ふる繫板の厚は次の如し。

軽い道路橋 8~10 mm

重い道路橋 10~19 mm

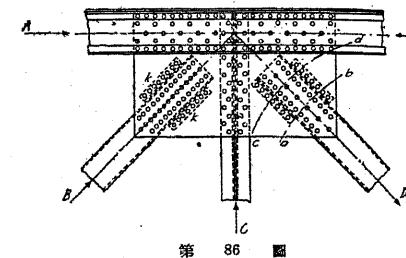
非常に重い橋梁 25 mm 或は以上

鉄の配置は鉄の應力が均一となる様に各部材の鉄群を中心軸に對し對稱となす。

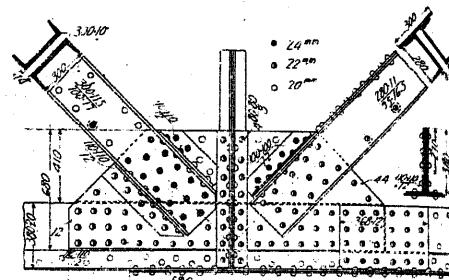
而して第 86 圖に於て或る断面例へは a-b に於ける全應力は其の断面の外側にある部材の全強に等しくなければならない。總ての中立線は 1 點に會せしむる。

之が不可能なる場合は部材及鉄に偏心應力を加算する。但し對風構及對傾構に就ては往々偏心を避け難い場合に遭遇するも、偏心應力を考慮せぬことが多い。AE 部材に於ける繫鉄の鉄は、AE の中立軸及垂直材の中立軸に對し對稱となる様に配置する。短い連接用山形鋼 L を兩側に添加せば多少繫鉄を短縮するを得、第 87 圖は支間 28m T 形断面の平行弦の繫鉄を示す。繫鉄は山形鋼の脚まで届いてゐるだけであるから鉄群の重心と部材の中立軸とは合はない。

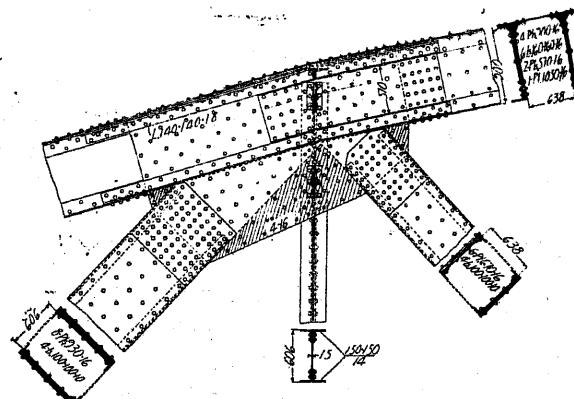
第 88 圖は支間 130m の歯形断面をなす抛物線形單構の連結である。第 89 圖は米國オレゴン州ポートランドのウイ



第 86 圖

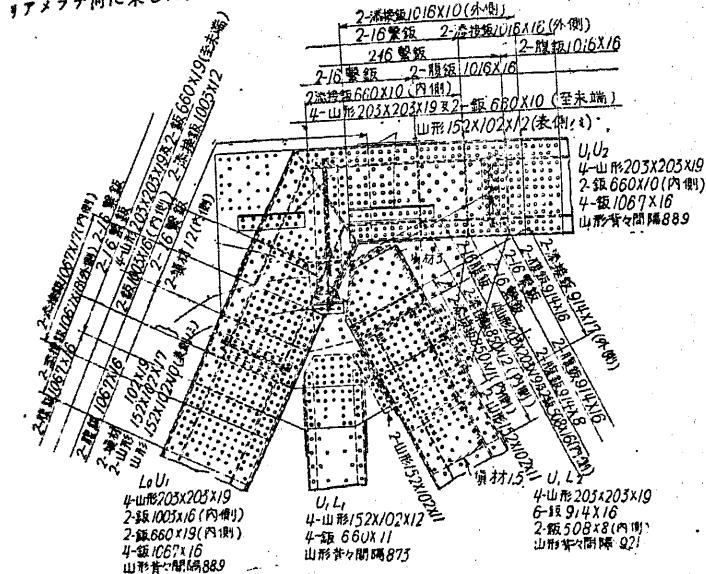


第 87 圖



第 88 圖

アメラテ河に架した支間 87.5 m の構の連結である。



試験的に部材の配列を定むる。ピンに働く力は色々の方向を有するから凡て水平と鉛直分力とに分解し其の分力に依つて生ずる彎曲率を各  $M_h$  と  $M_v$  とせば合成彎

曲率は

$$M = \sqrt{M_h^2 + M_v^2}$$

である。  
最大彎曲半径が定まれば桁と同様にして能力を

計算する。即ち

$$\sigma = \frac{M}{J} y \text{ 式中 } y \text{ はピンの半径} = d/2$$

$$J = \frac{\pi d^4}{64} \text{ である故 } \sigma = 10.2 \frac{M}{d^2}$$

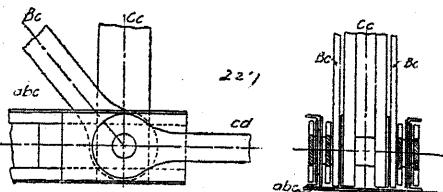
$$d \leq \sqrt{\frac{10.2 M}{\sigma}} \leq 2.16 \sqrt{\frac{M}{\sigma}} \quad (27)$$

支圧力は鉄に於けると全く同様であり、鉄結材に於て支壓面積が不足するときは、ピン鉄を添加して其の厚を増加する。眼鉄に於ては張力と支圧力との關係は

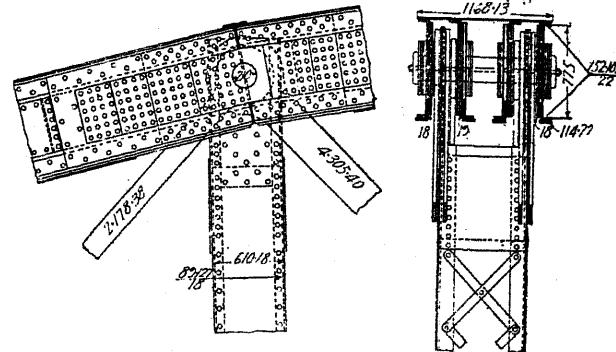
$$\sigma_{tb} = \sigma_{td}, \quad d = \frac{\sigma}{\sigma_b}$$

$$\text{今 } \sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = 1800 \text{ kg/cm}^2 \text{ とせば}$$

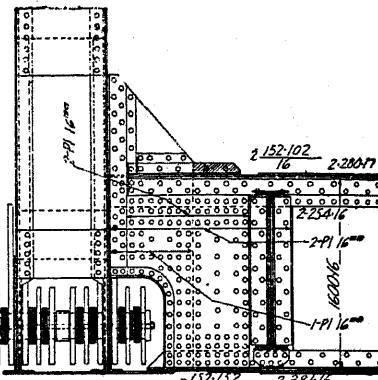
$$d = \frac{\sigma}{\sigma_b} \quad (28)$$



第 91 図



第 92 図



第 93 図

ビンの所で各部材を配置するに當つて、部材面の不規則及鉄頭に備ふるため、各部材間に次に示す間隔を有せしむることを要す。

1.5 mm

兩脚軒間 3.0 mm

眼軒と鉄結材との間 6.0 mm

兩脚軒間 0.8 mm

板と鉄結材との間 16.0 mm

鉄径 19 mm の鉄頭に對し 19.0 mm

鉄径 22 mm の鉄頭に對し 20.0 mm

鉄径 25 mm の鉄頭に對し 20.0 mm

平紙に對し 6.0~10.0 mm

直紙に對し 3.0 mm

第 90 圖~第 92 圖はビン構の部

材の接合部で、第 93 圖はビン構に

於ける床桁の取付を示せるものであ  
る。

61. 挺 度 第 94 圖(a)に示す如く載荷せられたる単橋に就いて、桁の中央に於ける挺度を求めてみよう。部材の長を  $l$ 、断面模を  $A$ 、軸應力を  $S$  とし、應力に依る部材の長の變化を  $\Delta l$  で表せば

$$\Delta l = \frac{Sl}{EA}$$

又格點 3 に於て挺度を求めるとする方向即ち下方鉛直に作用する単位荷重に依る部材の應力を  $S'$  で表せば

$$1\eta_3 = \sum S' \Delta l$$

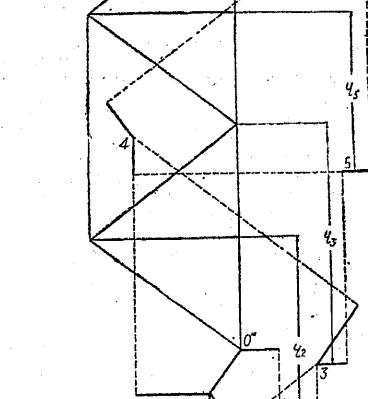
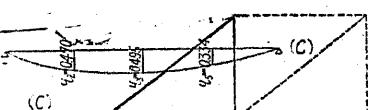
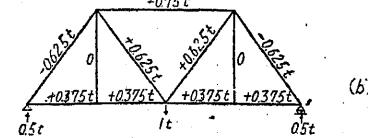
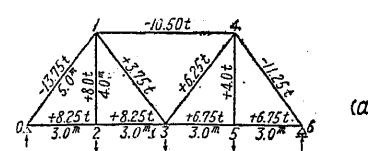
$$\eta_3 = \sum \frac{S' Sl}{EA} = \frac{1}{E} \sum \frac{S' Sl}{A} \quad (29)$$

$$\text{第 35 表より } \sum \frac{S' Sl}{A} = 1038$$

鉄鐵に對して  $E = 2100 \text{ t/cm}^2$  とすれ

$$\text{ば } \eta_3 = \frac{1038}{2100} = 0.495 \text{ cm}$$

を得。又各點の挺度を見出すため  $\Delta l = \frac{Sl}{EA}$  を求めてウイリオット・ダイアグラム



第 94 図

ラムを描いたものが同図(d)で(c)は下弦格點の挾度である。

$$\eta_s = \frac{0.495}{L} = \frac{1}{1200} = \frac{1}{2420}$$

獨逸の規定では構の挾度は擊衝を考へざる活荷重に對して通常支間の 1/900 以下にとる。

第 35 表

部材	$S$ (t)	$l$ (cm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$S'$ (t)	$\frac{Sl}{A}$	$\frac{S'Sl}{A}$
0-1	- 13.75	500	30	- 0.625	- 229	343
0-2	+ 8.25	300	15	+ 0.375	+ 165	62
1-2	+ 8.00	400	10	0	+ 320	0
1-4	- 10.50	600	20	- 0.750	- 315	240
1-3	+ 3.75	500	10	+ 0.625	+ 183	117
2-3	+ 8.25	300	15	+ 0.375	+ 165	62
3-4	+ 6.25	500	10	+ 0.625	+ 313	195
3-5	+ 6.75	300	15	+ 0.375	+ 185	51
4-5	+ 4.00	400	10	0	+ 160	0
4-6	- 11.25	500	30	- 0.625	- 188	117
5-6	+ 6.75	300	15	+ 0.375	+ 135	51

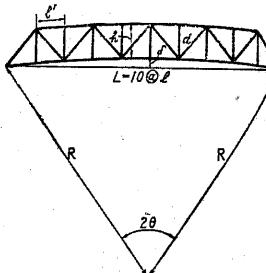
 $\Sigma S' = 1000$ 

62. 反り 理論的には死荷重及擊衝を受けた場合に下弦が直線となる程度に反りを附すべきであるが實際上最大荷重の起る場合は稀であるからそれ程の必要はない。ワデル氏は死荷重に活荷重及擊衝の半分を加へたるものに對して反りを計算すれば足ると稱してゐる。A.R.E.A の示方書では橋梁に滿載した場合に縱桁が直線となる程度に部材長を定め反りを附する様に規定してゐる。鐵道橋では水平射影の長 1m に付 1mm の割合で上弦を下弦より長くし、道路橋では上記の場合を 1m に付 1.5 mm とする。反りは次式にて求めらる。

$$c = \frac{il}{8h} \quad i = 8c \frac{h}{l} \quad \dots \dots \dots (30)$$

$c$  は反り (mm),  $i$  は上弦を下弦より長くする長 (mm),  $l$  は支間 (m),  $h$  はトラスの高 (m)。

平行弦の構に於て桁中央に於ける反り高を  $i$  とし、下弦に圓弧形の反りを附し桁高を變化せしめないとき上弦材の長  $l$  は次式により求まる(第 95 圖参照)。但し下弦材の長  $l'$  は變らないものと假定する。從つて腹材長も變化せず



第 95 圖

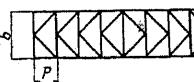
$$\left. \begin{aligned} (L/2)^2 &= \delta (2R - \delta), \quad R = \frac{1}{2} \left( \frac{L^2}{4\delta} - \delta \right) \\ \theta &= \frac{L/2}{R} = \frac{L}{2R}, \quad l' = \theta(R + h) \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots (31)$$

## 第 8 章 綾 構

## 第 1 節 總 論

63. 綾構の種類 橋梁の荷重には垂直及水平の兩荷重があるが、前者には主構が抵抗し、後者は横構及び橋門構によつて支へらる。又橋梁の剛度を確保するため對傾構を設くる。下路橋に於ては、上弦の受くる全荷重は上横構によつて端柱の上端に傳はり、夫より橋門構及び端柱を經て支點に傳達さるものと考へる。上路橋に於ては上横構の荷重は各點に於て一部分下横構に傳へらるゝがその荷重の量は通常 1/2~1/3 とし其の殘部は橋門構が受くるものとする。

## 第 2 節 橫 構

64. 橫構の形 橫構の形は、橋梁の形及其の大きさによつて異り、橋梁の幅が狭くて構造の部材長が短いときはワーレン型を用ふるが、最も一般に用ひらるゝものはプラット型である。 普通斜材は抗張材として働く様にすれば小なる断面でもすむ故、横構の各格間には 2 斜材を備へ横荷重の方向 第 96 圖により何れか一方張力の作用する方をとり、他の一つは其の場合働くものと考へ。第 96 圖の如く  $P$  に比して  $b$  が著しく大にして斜材が長くなるとき、又は斜材の傾斜が望ましからざるときは K ト拉斯を用ふる。

65. 橫荷重應力 橋梁に作用する横荷重としては風壓及地震荷重等で、之等に依る横荷重應力を垂直荷重に依る應力に加算したる場合には、其の許容應力を増加し得。故に横荷重を加算せぬときと加算せるとときの所要斷面を比較し其の大なる方を使用斷面としなければならない。即ち横荷重を考慮せるときの應力が死荷重+活荷重+擊衝より生ずる應力の  $a\%$  を超過するに非ざれば新に斷面を計算する必要はない。但し  $a$  は横荷重による許容應力の增加の割合で内務省規定によれば、死荷重及地震荷重に對して  $a=60$ 、死荷重及擊衝と風荷重又は制動荷重若くは溫度の變化が同時に作用する場合にありては  $a=25$  である。



$$D = \frac{P c_1}{n b} \sec \theta \dots \dots \dots (11)_s$$

を得、兩突縁應力に對しては前と同様である。

69. 筋遣を有する橋門 2本の斜材を用ひ各張力のみをとり得る構造である。第102圖に於て  $S_1$  の E 點に關する力率を求め

$$S_1 = -\frac{P}{2e}(c_1 + e) \dots \dots \dots (12)$$

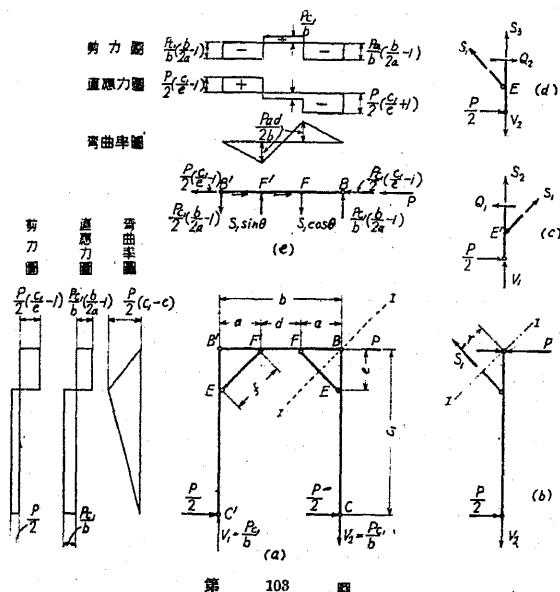
又  $B'$  點に關する力率をとり

$$\sum F = 0 \text{ より}$$

$$S_2 = + \frac{Pc_1 f}{be} \dots \dots \dots \quad (14)$$

柱の弯曲應力は鉄桁橋門の場合と同様である。

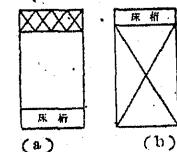
70. **隔壁構門** 構造算定に當つては  $B-E-F$  及  $B'-E'-F'$  は鉄結されたものとする。第103圖に於て



第 108

#### 第 4 節 對 傾 構

71. 計傾構 構造物の剛性を確保し、偏心荷重の影響を少からしむために用ひ、下路橋には第104図(a)、上路橋には(b)図の如くなす、之の抗壓材に對しては最大細長率を有する圧延鋼の最小断面を用ぶ。計傾構の計算は上横構にかかる横荷重の1/2が作用するものとし、その計算方法は橋門構に於けると同様にして



第 104 頁

第 9 章 床 組

72. 橋面 橋面の具備すべき條件は 1) 撃衝の影響を利げ噪音を生ぜざること、2) 磨耗に對する抵抗及耐久性を有すること、3) 重量大ならざること。

1) 梁張 最も軽いが磨滅其の他の破損大にして維持費も嵩み却つて不經濟の場合多く、交通閑散な木材の豊富なる箇所以外には使用せざるを得策とする。

木造縦桁上に板張をなすときは厚は約 7~10 cm 幅は 20~30 cm、歩道上の板は厚 5 cm を普通とする。排水を良くするため 1/30~1/40 の横断勾配を附ける。板張の自重は厚が  $d$  (cm) なるとき略々次の式で表はされ。

$$g_0 = 9d \sim 10d \text{ kg/m}^2$$

2) 敷礫の厚は 20 cm あれば充分であるが、車道では両側に於ても 1 cm 以下たらしめない。横断勾配は 1/25~1/30 位とするため中央に於ける厚は 25~30 cm とする。敷礫には 3~6 cm 位の堅靱なる碎石又は砂利を用ふる。厚  $d$  (cm) とすれば重量は  $g_1 = 19d/l \text{ kg/m}^2$  .....

3) 木塊 普通に用ふるものは  $9\text{ cm} \times 9\text{ cm} \times 15\text{ cm}$  で勾配が 3% より緩くなる處では 3~6 mm の目地を設け砂、薄トロ及瀝青材を填充し、3% より急な處では幅 3 cm 厚 1 cm のクレオソートを浸込ませた條板を下に入れて目地を造り、上部には砂を除いた 6 mm 位の砂利或は屑石を填充しビツチを流し込む。コンクリーの場合には層層を設げず直接木塊をならべる。横断勾配は 1/40~1/60 となし、木塊の厚を  $d(\text{cm})$  とすれば重量は

4) 石塊 寸法は幅 11 cm 長 15~30 cm 厚 12 cm 位で、1.2~2.5 cm 厚の砂漬層或は乾モルタル上に 1~1.2 cm の目地でならべ、目地充填には砂、砂利、瀝青材、ポートランド・セメント・グラウト等が用ひらる。近來は小舗石(各邊 6~9 cm を有する平行直六面體)が盛に流行するに至つたが其の形狀及寸法は種々である。横断勾配 1/25~1/60 となす。厚  $d$  (cm) の石塊に砂漬層  $d_1$  (cm) を用ひたる場合の重量は  $\gamma = 25d + 19d_1 \text{ kg/m}^2$ 。

5) アスファルトコンクリート基礎上で厚5cm位となすも、場所により又交通の輕重により加減する。其の面は滑り易いから1.5%より急な勾配の箇所には使はれないので横断勾配も1/50~1/70位となす。重量は

6) コンクリート 他の鋪装に比し耐久性乏しく表面が磨滅して不規則になり易く修繕も容易でない、又龜裂が入り易い缺點はあるが工費低廉にして、機械設備も簡単で且つ外観も宜しいので近來廣く用ひらるゝに至つた。横断勾配は1/30～1/50となす。

73. 橋床 1) バツクル・プレート 大體の寸法は第 13 表に示せる如し。鍛の厚は 6.5~11 mm で普通車道には 8 mm, 歩道には 6 mm 以上の厚のものを用ひ錆を防ぐため亜鉛鍛をなす。

バウクリ・プレートの強度の算定は未だ正しい結論に達しないので幾多の實験式が用ひられてゐる。 $h$  は高 (cm),  $a$  は長邊 (cm),  $b$  は短邊 (cm),  $t$  は厚 (cm),  $P$  は集合荷重 (t),  $G$  は凹版填充材及鋪装の重量で約 0.0 t/m<sup>2</sup> とすれば

ウイックラー氏は

$$0.6ht = \left[ 0.3P\left(1 + 0.1\frac{h}{t}\right) + 0.05G \right] \frac{b}{a} \frac{a^4}{a^4 + b^4} \dots \dots \dots (6)$$

バウシンガー氏は邊長 1m, 拱矢 7.8 cm, 厚 1cm のバッタル・プレートに集中荷重をのせ、穿孔に対して 2.2 倍の安全率をとり次式を得た。

己筋が下向となり、荷重を完全に分布することを考慮して次式の如くする

實際には飯の大きさが  $2\text{m}^2$  で、集合荷重が 3~6t なるときは飯の厚 6~8 mm、飯が更に大きくなるときは 10 mm を用ふる。

a 邊に於ける水平剪力は

$$H = \left( \frac{1}{5} P + \frac{1}{8} G \right) \frac{b}{h} \frac{a^4}{a^4 + b^4} \dots \dots \dots \quad (11)$$

荷重の不等分布を考慮し縁に於ける単位長の剪力は2倍になるものとすれば

$$\frac{2H}{a} = (0.4P + 0.25G) \frac{b - a^3}{b^4 - a^4} \quad \dots \dots \dots (12)$$

距離を  $n$  (cm), 鉛徑を  $d$  (cm), 剪應力を  $0.75 t/cm^2$  とせば

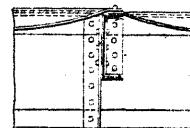
$$p = \frac{0.59d^3}{0.4P + 0.25G} \frac{h(a^4 + b^4)}{ba^3} \dots \dots \dots \quad (13)$$

全平均値をとり  $0.4P + 0.25G = 0.5P$  及  $a=b$  とせば

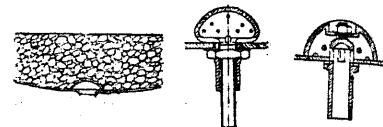


$$p \gtrless 0.24 \frac{P^2 h}{P}, \text{ 但し } P < 6d \text{ なるを要す} \dots \dots \dots \quad (14)$$

第105圖及第106圖は凹鉢の取付を示し、又第107圖は凹鉢に於ける排水装置



第 106



第 107 頁

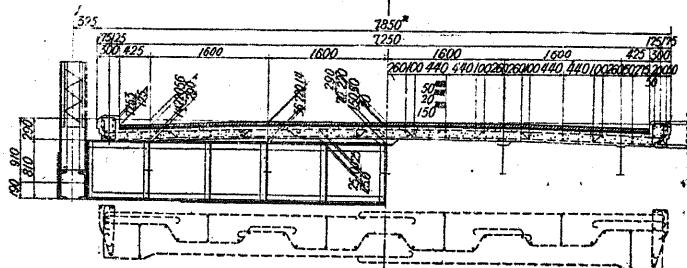
を示す。重量は略次の形で表はされる。

$M$  は彎曲率 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ),  $b$  は床版の幅 ( $\text{cm}$ ),  $d$  は有效深 ( $\text{cm}$ ),  $F_a$  は  $b$  内の筋筋の断面積 ( $\text{cm}^2$ ),  $C_1$ ,  $C_2$  は第 36 表により求める事が出来る.

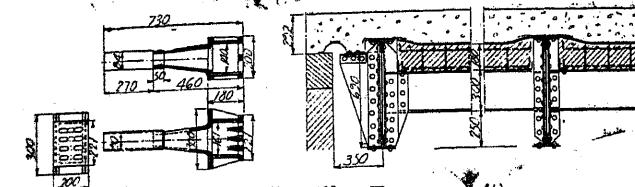
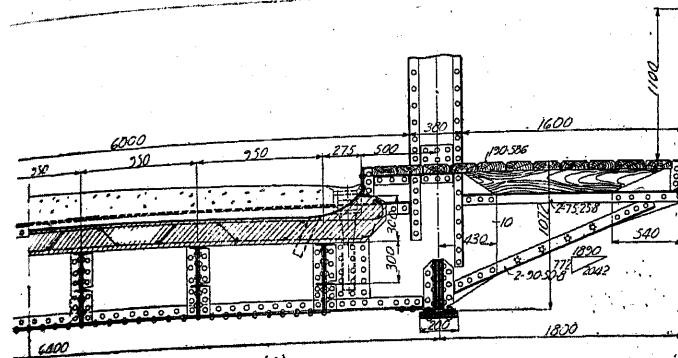
第 36 表

$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_e = 800\text{kg/cm}^2$		$\sigma_e = 900\text{kg/cm}^2$		$\sigma_e = 1,000\text{kg/cm}^2$		$\sigma_e = 1,200\text{kg/cm}^2$	
	$C_1$	$C_2$	$C_1$	$C_2$	$C_1$	$C_2$	$C_1$	$C_2$
20	0.634	0.00216	0.661	0.00183	0.685	0.00158	0.732	0.00139
25	0.529	0.00265	0.549	0.00224	0.568	0.00194	0.604	0.00168
30	0.459	0.00310	0.474	0.00263	0.490	0.00228	0.519	0.00178
35	0.408	0.00354	0.420	0.00301	0.433	0.00261	0.457	0.00220
40	0.369	0.00395	0.380	0.00337	0.380	0.00293	0.411	0.00222
45	0.339	0.00436	0.348	0.00373	0.357	0.00324	0.375	0.00298
50	0.314	0.00475	0.322	0.00407	0.330	0.00354	0.345	0.00292

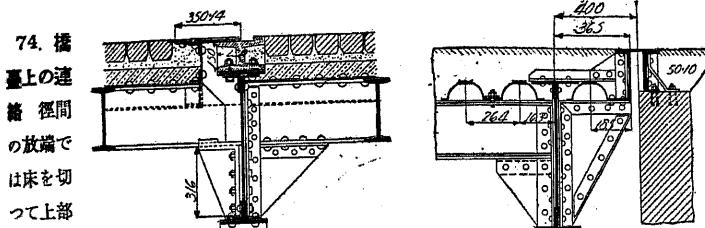
第108図及第109図は鉄筋コンクリート床版の例である。



第 108



1



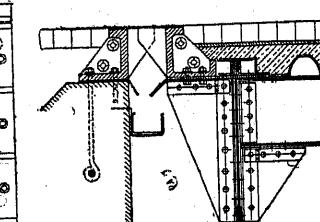
第

74. 橋  
臺上の連  
絡 径間  
の放端で  
は床を切  
って上部  
構の移動



及溫度變 第 1

化に備へるが、路面だけは連続せしめなければならぬ。第110圖及第111圖は鋼鉄板を用ひた例で之には厚14~20 mmのチエカード・プレート又は鋼錫特種板を用ふる。大徑間の橋



第 113

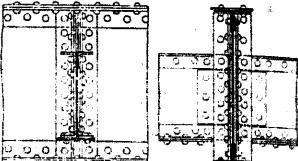
は伸縮板を補強するために車道表面に生ずる高さの差による衝撃を緩和するため指形又は櫛形構造の伸縮板を用ふ(第112図及第113図)。指の幅は輪帶幅よりせまく約37~33mmとなし、指の間から浸入する水を受くるため下の方に溝を取付ける。

**75. 縦桁の取付** 構造高が充分なるときは縦桁を横桁の上に置くが通常は横桁の間に縦桁を取付ける(第114図)。

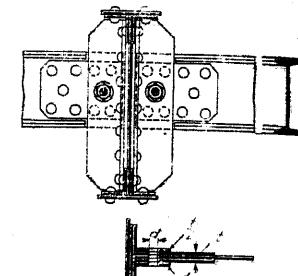
長径間の上部構に於ては主桁の變形が床桁に影響するのを抑制するため床構を中斷するが、其の他車道を切斷せねばならぬ箇所では縦桁の可動承が必要である。徑間が60m(シャーパー氏)は80mとな

す)を超過するときは30m又は $2 \times 30$ m毎の断面に車道を切り橋軸の方向に可動的な方法を講ずる。第115  
圖及第116圖

第 115 圖



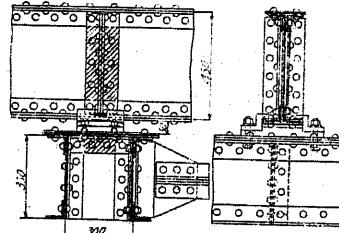
第 114 圖



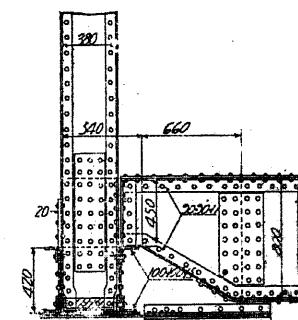
第 116 圖

は其の一例を示すものである。

**76. 横桁の取付** 上路橋で横桁が主桁の上にのる場合があるが、主桁との接觸を自由

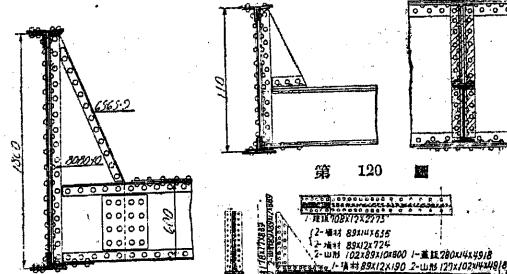


第 117 圖

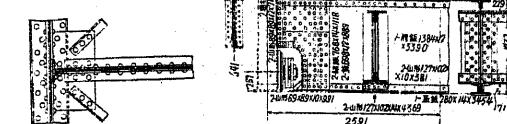


第 118 圖

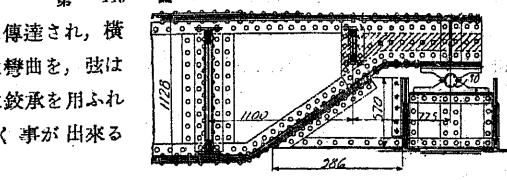
支承と考へるために上部構に上面を拱形とした底版をおきその上に床桁を設くる事がある(第117圖)。普通は横桁に於ても主桁の間に取付くる場合多くの取付方法は第118圖~第120圖の如し。第119圖はピン構に於ける横桁取付を示す。横桁を主桁に結繫すれば横桁の變形は主桁に傳達され、横桁を鉄結せし垂直材は彎曲を、弦は扭りを受くるが横桁に鉄承を用ふれば之の影響を全然除く事が出来る(第122圖)。



第 120 圖



第 121 圖



第 122 圖

## 第 10 章 端承及高欄

### 第 1 節 總 論

**77. 端承の目的** 1) 上部構に作用する水平及鉛直荷重を橋臺又は橋脚に等布する。2) 温度變化又は撓度に應する上部構の滑動を確保する。3) 反力を對し出来るだけ不變の位置を保つ様な一定の作用點若しくは作用線を指定する。4) 反力の方向を確定する。

上部構が單に1支點の周囲を迴轉するのみならば第123圖

(a)の如き圓形支承となれば何れの方向の水平力をも受くる事が出来る。上部構が一つの直線運動をなすときは(b)及(c)

の如くなれば一方向のみの移動を許し、之に直角な水平分力は支へられる。支承を如何なる方向にも可動的となすには、(d)の如くな



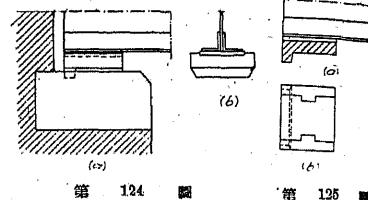
第 123 圖

水平力を受くる事は出来ない。

2 主桁を有する小さい橋梁で主桁の中心間隔が大體に於て 5 m より大なるときは、單に主桁に平行な運動をなし得る様にし、幅の廣い橋では橋軸と直角方向の移動にも應ずる様にせねばならない。

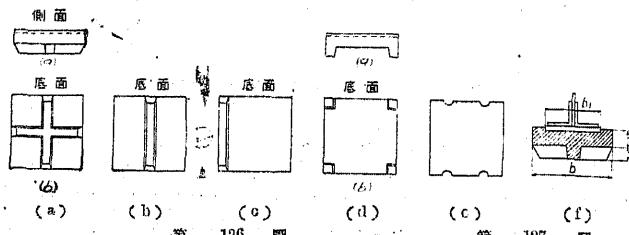
## 第 2 節 表 承

**78. 表 承** 主桁又は主桁に皿鉄を以て連結した底鉄が床鉄と或る面積で接觸するもので、支間 5~6 m 以内の桁承として用ひる。可動承では第 124 圖の如き構造となれば桁は床鉄上で橋軸の方向に移動する事が出来る。橋軸に直角なる方向の水平力に對しては、床鉄の兩側に設けた肋により抵抗する。固定承では底鉄に噛み合ふ突出部を兩側の肋の中央に設け、桁と床鉄とを固定する(第 125 圖)。更に床鉄が床石上で水平力のため移動するを防ぐために、床鉄の下面に十字形の肋を設けしも(第 126 圖 a), 中央(b)又は橋臺に接する側(c)に 1 本の肋を設けた



第 124 圖

第 125 圖



第 126 圖

第 127 圖

るもの、各床石の中に喰ひ込ませたるもの、肋の代りに 4 周に突起物を設けしもの(d), 或は橋軸の方向に於て床鉄の兩端に半圓形の孔を作り(e), 床石内にセメントで碇着せし鋼釘が丁度之にはまる様にして、床鉄を床石に固定する工法もある。表承各部の標準寸法は第 127 圖に於てウインクラー氏は次の式を與へてゐる。

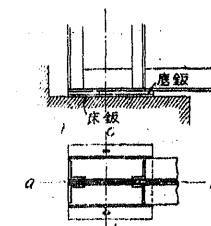
$$b = 1.25b_1 \sim 1.50b_1, \quad t_0 = 40 + 0.97 \text{ min} \quad \dots \dots \dots (1)$$

但し  $t$  は空間(m)とす。

助は多くの場合梯形をなし。

$$t_u = 0.6t_0 \sim 0.8t_0 \quad \dots \dots \dots (3)$$

第 128 圖は屢々鋼桁橋支承として用ひられ、固定端では桁を石工に碇着し、伸縮端では底鉄に長孔を穿ち、其の孔には桁の伸縮に應ずるだけの大きさを保たしむる。併し荷重の分布が平等にならない缺點がある。



第 128 圖

## 第 3 節 搖 承

**79. 搖 承** 搖承は主桁の迴轉が支承の中央でなされ、支承は常に中心荷重を受くる様な構造となす。徑間 6 m 以上の總ての上部構造に於ては固定及可動支承ともに搖承を用ひる可とす。

**80. 固定承** 1) 切線搖承 支間約 25 m までに使用せられ第 129 圖に示す如し。其の構造は大體表承の場合と同一で、底鉄は厚 2~3 cm の軟鋼で造り拱面半徑は、

$$r = \frac{a^2}{8f} \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$r = (25/8)a \sim 3a \quad \dots \dots \dots (5)$$

通常 第 130 圖中央断面に於ける線維應力は  $b$  を支承背の幅

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3}{4} \frac{Ra}{b^2} \quad \dots \dots \dots (6)$$

$$t = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3Rl}{ba}} \quad \dots \dots \dots (7)$$

拱面中央に於ける最大支壓力はヘルツの公式に依り求む。

第 131 圖に於て  $p_1, p_2$  は夫々  $1/r_1, 1/r_2, E_1, E_2$  は球樞と背の材料の彈性恒数、 $\varepsilon_1, \varepsilon_2$  は各彈性恒数の逆數、 $F = R/l =$  単位長に對する壓力、 $\mu = 1/3$  (ボアソン比)とせば接觸面の幅  $b$  は

$$b = \frac{4}{3} \sqrt{8 \frac{P}{\pi} \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{p_1 - p_2}} \quad \dots \dots \dots (8)$$

$$\text{最大支壓力 } \sigma_0 = \frac{3}{\sqrt{8\pi}} \sqrt{\frac{P(p_1 - p_2)}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}} = 0.6 \sqrt{\frac{P}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2} \frac{r_2 - r_1}{r_1 r_2}} \quad \dots \dots \dots (9)$$

鑄鐵  $E = 1000 \text{ t/cm}^2$ , 鑄鋼  $E = 2200 \text{ t/cm}^2$  とせば



第 129 圖

第 130 圖

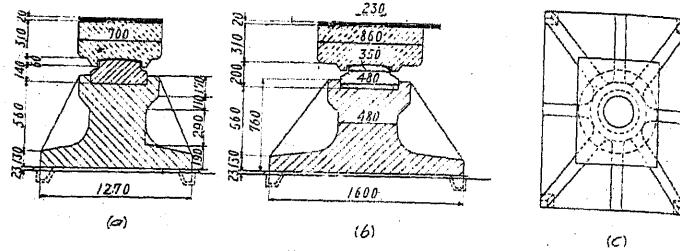
第 131 圖

第 132 圖



φ は鑄鋼では  $1000 \text{ kg/cm}^2$ , 鍛鋼では  $1200 \text{ kg/cm}^2$  にとり, 反力が大きくなる直徑餘り大となるときは  $1500 \sim 1700 \text{ kg/cm}^2$  の強度を有する鋼を用ひ, 例へ應力少くとも製作の關係上直徑 7 cm 以下のものは用ひてはいけない。

### 3) 點搖承及球搖承 點搖承(第137圖)は上下杏が二つの異なる半徑を有する



第 137 圖

球面をなし, 無載荷の場合には互に一點で接觸する。球搖承は球面の半徑同一なるものである。點搖承の接觸面の支壓應力計算にはヘルツの公式を用ふる。

$$\sigma_c = \frac{3}{2\pi} \sqrt{\frac{9}{4} R \frac{(p_1 - p_2)^2}{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)^2}} = 0.625 \sqrt{\frac{R}{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)^2} \left( \frac{r_2 - r_1}{r_1 r_2} \right)^2} \quad (23)$$

$E_1 = E_2 = E$  とすれば、

$$\sigma_c = 0.393 \sqrt{RE^2 \left( \frac{r_2 - r_1}{r_1 r_2} \right)^2} \quad (24)$$

$$R = \frac{\sigma_c^2}{(0.393)^2 E^2} \left( \frac{r_1 r_2}{r_2 - r_1} \right)^2 = k \left( \frac{r_1 r_2}{r_2 - r_1} \right)^2 \quad (25)$$

$$r_2 = r_1 \text{ なるときは } R = kr^2, r^2 = 1/r_1 \quad (26)$$

$$\sigma_c = 10 \text{ t/cm}^2 \text{ とせば } k = 0.004 \text{ となり}$$

$$R = 0.004 \left( \frac{r_1 r_2}{r_2 - r_1} \right)^2 \quad (27)$$

$$r_1 = (1-\alpha)\sqrt{250R}, \quad r_2 = \alpha r_1$$

球搖承の接觸面應力計算はピン搖承と全く同様である。第138圖に於て  $\phi_0 = \pi/4$

$$R = 1.354 r^2 \sigma, \quad r = 0.85 \sqrt{\frac{R}{\sigma}} \quad (28)$$

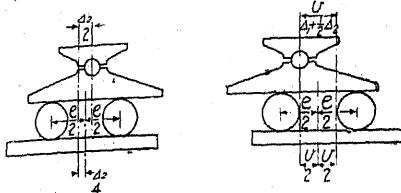
### 81. 可動承 1) 搖動承 支間 16 m 以下

又は死荷重反力 12 t 以下の橋梁に於て使用

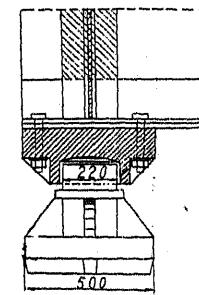
L. 先に示せる小支間橋梁の固定承と全く同一で只縱の方向の移動を抑制する部

分を除いたものである(第139圖)。

2) 摆承 死荷重に因る反力 12 t 以上では轉承を用ふる。第140圖に於て反力を  $R$  とし、其の轉動に対する支承の最大變位の餘裕をみて



第 140 圖



第 139 圖

$$\pm \frac{v}{2} = \pm \frac{1}{2} \left( \frac{2\Delta_1 + \Delta_2}{2} + 2 \right) \quad (29)$$

とすれば 1 輪子の受ける最大壓力は

$$\frac{1}{2} R' = \frac{1}{2} R \left( 1 + \frac{v}{e} \right) \quad (30)$$

2 輪子以上の場合には輪子壓力が均一ではないから、1 輪子の最大壓力  $R'/n$  を  $(5n-2)/4n$  倍とする。

第 59 表 輪子長及徑

材 料	1 輪子	2 輪子	$n$ 輪子	通常は下の如くす
鋼製輪子が鋼製上にあるとき	$dl = 16R$	$dl = 8R'$	$dl = 10 \frac{5n-2}{4n^2} R'$	$d = 10 \sim 0.15L$
鋼製輪子が鋼製上にあるとき	$d' = 30R$	$d' = 15R'$	$d' = 30 \frac{5n-2}{4n^2} R'$	$d = 0 \sim 0.20L$

上表中  $d$  及  $l$  は輪子の直徑及長で cm,  $R, R'$  は kg で表す。

第 141 圖

及第 40 表

は獨造の標

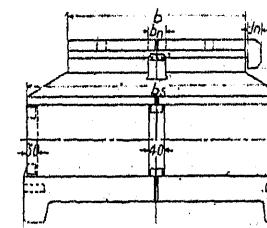
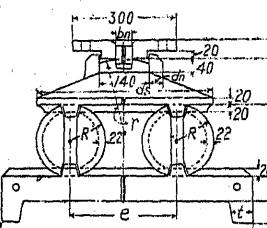
準(D. I.

N, 1040)

を示す。

輪子は橋

軸に直角な



第 141 圖

第 40 表 輪 承 の 尺 法 (獨逸の標準)

反 力 <i>t</i>	基 礎 <i>R</i>				輪 子 <i>b<sub>s</sub></i>		支 鞍 <i>u<sub>s</sub></i> <i>h</i> <i>γ</i> <i>b<sub>n</sub></i> <i>d<sub>n</sub></i>				底 盤 <i>b</i> <i>h<sub>1</sub></i> <i>d<sub>n</sub></i> <i>n<sub>1</sub></i>				
	<i>a</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>t</i>											
125	560	55	240	50	85	550	400	105	171	40	30	380	75	30	75
150	620	60	270	50	90	610	430	120	186	50	35	420	75	35	75
170	670	65	290	50	95	660	470	125	198	50	35	460	80	35	80
200	730	70	310	60	100	720	510	133	208	50	40	500	80	40	80
225	790	75	340	60	105	780	540	140	216	50	40	540	85	40	85
250	840	75	360	60	110	830	580	145	224	60	40	580	85	45	85
275	890	80	380	70	115	880	600	155	231	60	40	620	90	50	90
300	930	85	400	70	120	920	640	160	238	60	40	660	90	55	90

水平力を受け之に抵抗しなければならないが、このため上下兩釘を掩ふ様の帶環(20~30 mm 厚及幅)を中央若くは兩端の輥子に設くるか、又は幅 40~50 mm で深 20 mm 位の溝を輥子の中央に設ける。

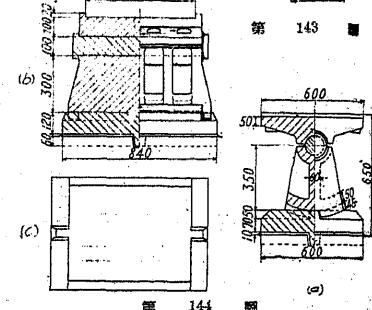
大きい支承には弓形輥子(第 142 圖)を用ふれば、支承の全長を著しく短縮し壓力の分布も平等となる。弓形輥子の直徑は 25~40 cm で、其の幅は桁の最大變位に適應すべきも  $2v = 0.0012L$  ( $L$  は支間 m) は保たせねばならぬ。尚  $b = 0.4d \sim 0.6d$



第 142 図

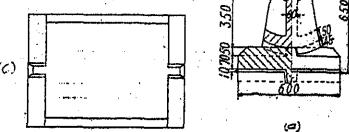
或は

$$\begin{aligned} x &= \frac{b}{\cos(2v/d)} \\ x &> \frac{b}{1 - \frac{1}{2}(\frac{2v}{d})^2} \end{aligned}$$



第 143 図

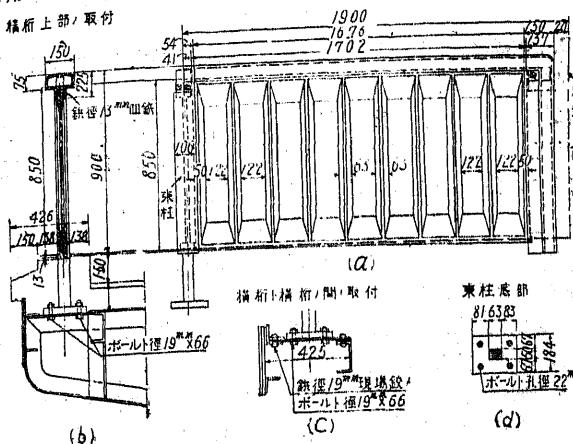
3) 振子承 中徑間橋梁に對しては 2 輪子より成る輪承の外に第 144 圖の如き振子承を用ひる事がある。此の構造によれば振子に對して大きい半徑を用ふる事が出來るので、支承高を大とする必要はない。



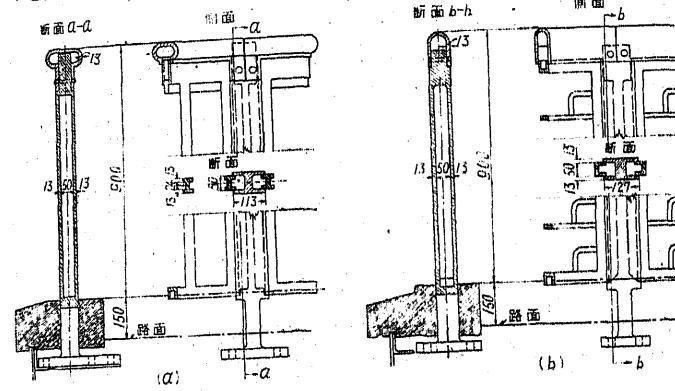
第 144 図

## 第 4 節 高 欄

82. 高 欄 高欄の高は普通 1.3~1.6 m、歩道に設ける場合には 1.0~1.2 m となし、格子を用ふ場合の隙間は 15 cm 以下たる可とす。その形狀は橋梁の種類及位量に應じて相當の意匠外觀を有せしめなければならぬ。材料は鐵、鐵鋼又はセミスティールを用ひ、時に東柱に鐵筋コンクリートを用ふ



第 145 図



第 146 図

る事もある。又簡単なものでは徑 50~80 mm 位の瓦斯管を使用する。荷重は水平推力 50~100 kg/m が高欄の上部に作用するものとして計算をなす。第 145 図

及第146圖は高欄の取付を示せる例である。

## 第 11 章 拱 橋

### 第 1 節 總 論

**83. 拱橋總論** 拱橋は單構橋に比し美觀を呈するを以て市街地及其の附近に多く架設せられ、地盤が岩石より成り自然の橋臺を有する様な箇所に最も適當し經濟的である。從つて橋臺の基礎を杭又は多少沈下の虞ある地盤上に造らねばならぬ場合、若しくは橋臺が少しでも側方に移動する可能性ある場合には拱橋は不利である。各拱式の得失を概論すれば次の如し。

1) **無鉄拱** 總ての拱中最も剛性に富むも應力に不明の點があり其の應力算定亦煩瑣にして、基礎の僅少の屈讓も上部構造破壊の原因となるから、地盤良好の箇所に限つて架設する。

2) **單鉄拱** 無鉄拱より溫度應力が少いが剛性に於て幾分劣るから長徑間を除いては餘り架設しない。

3) **二鉄拱** 剛性に富み、前二者に比し應力に不明の點も少く、且つ應力算定も幾分容易にして歐米に於て廣く用ひらる。

4) **三鉄拱** 剛性に於て前三者に劣るも、應力に曖昧の點なく、其の構造は靜定であり、米國で最も多く用ひらる。

5) **鉢 橋** 總ての拱式に又總ての徑間に適するも、徑間餘り大となれば鋼材が不經濟となるから、大體 40~80 m を程度とする。

6) **構助拱** 總ての拱式に適用され、徑間大なる程鉢拱より鋼材の節約大となり、又美觀を呈する様に造る事が出来る。

7) **腔構拱** 二鉄拱及三鉄拱に用ひられ、長徑間の場合には前二者より經濟的なるのみならず、剛性も大にして米國にて廣く用ひられてゐる形である。

### 第 2 節 三 鉄 構

**84. 一般的解法** 第147圖に於て左支點反力を鉛直分力  $V_1$  と水平分力  $H$  とに分解し、總ての荷重の右支承鉄に對する力率をとれば

$$V_1 = \frac{P_1 b_1 + P_2 b_2 + P_3 b_3 + P_4 b_4}{l} \quad \dots \dots \dots (1)$$

試に

### 第 11 章 拱 橋

$$V_1 = (P_1 + P_2 + P_3 + P_4) - V_1 \dots \dots \dots (2)$$

又中鉄に於て力率をとれば

$$H = \frac{V_1 w - P_1 c_1 - P_2 c_2}{f} \dots \dots \dots (3)$$

m 点に於ける彎曲率は

$$M_m = V_1 x_m - P_1 \xi - H y_m = M_{om} - H y_m \dots \dots \dots (4)$$

但し  $M_{om}$  は單折としての m 点の彎曲率である。

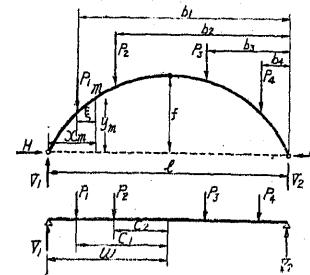
m 点に於ける剪力は第148圖に於て

$$S_m = S_{om} \cos \varphi_m - H \sin \varphi_m \dots \dots \dots (5)$$

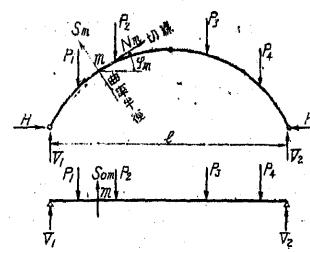
軸壓力は

$$N_m = S_{om} \sin \varphi_m + H \cos \varphi_m \dots \dots \dots (6)$$

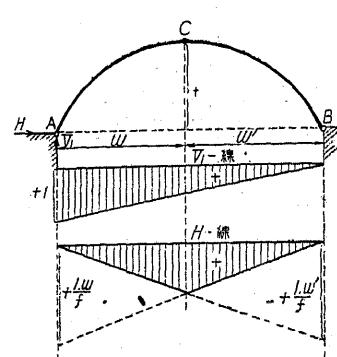
**85. 影響線** 第149圖は  $V_1$  及  $H$  に對する影響線にして、第150圖は  $M_m$  に對する影響線で陰線を施した部分は  $M_{om}$  線から  $y_m$  を乗じた  $H$  線を減じて得たものである。 $S_m$  に對する影響線は  $\cos \varphi_m$  を乗じた  $S_{om}$  線より  $\sin \varphi_m$  を



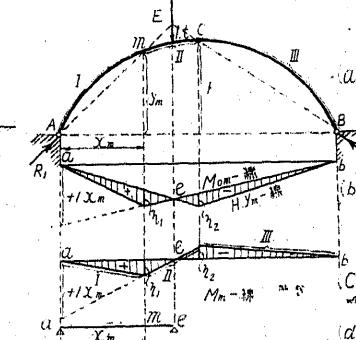
第 147 圖



第 148 圖



第 149 圖



第 150 圖

乗じた  $H$  線を減すればよい(第151圖)。 $N_m$  に對する影響線も同様にして得らる。





式中  $m$  は挠度を求めるとする任意の點に於て挠度の起る方向に加へられた単位荷重のために生ずる  
曲率である。

拱に於ては水平力と鉛直力とに基づく拘束度を別々に算出することが便利である。今拱の一端が水平に自由に動くものと假定せば、鉛直力のために生ずる拘束

水平力のために生ずる撓度は

式中、 $m_0$  は拱を單桁と考へた場合に荷重 1 に依つて生ずる懸垂率、 $M'$  は荷重と鉛直反力のみに依つて生ずる任意の點の懸垂率とす。

$\int \frac{yds}{EI} m_0$  は荷重 1 を鉛に水平に作用せしめた場合の任意の點の鉛直挠度であるから、荷重 1 を任意の點に鉛直に加へた場合に生ずる鉛の水平撓度に等しく之を  $r_p$  とす。今支點 A に対する支點 B の水平移動即ち荷重 1 に依つて生ずる B 點の撓度を  $\eta_h$  とせば、任意の點に 1 を加へたために生ずる水平推力は  $H = \frac{\eta_h}{r_p}$  となるから

式中  $M$  は與へられた荷重に對する全推力,  $M_L$  は揚度を計算せんとする點に荷重  $J$  を加へた場合に生ずる推力,  $\eta_L$  は  $J=1$  の場合の鉛の水平揚度で  $\eta_L = \int \frac{y^2 ds}{EJ}$  とす.

$\frac{ds}{J} = \text{定数} = \frac{dx}{J_0}$  なるときは

$$\eta' = \frac{1}{EJ_0} \int_0^l M' dx m_0 \dots \dots \dots \quad (33)$$

となり、之は支間  $l$ 、慣性率  $J_0$  を有する單軸の撓度となる

挾肋の撓度は同深の単軸に比し頗る小さくて、彎曲率の最大なる四分一點で最大である ( $\eta''$  は  $\eta'$  と反対の符号を有す)。

$$\text{壁構拱の挠度は} \quad \eta = \sum \frac{S_{ul}}{EA} \quad \dots \dots \dots \quad (34)$$

に依つて算出することを得。此の場合にも水平力と鉛直力とは別々に考ふる方が便利である。

#### 第 4 節 無 鏤 拱

$X$  及  $Y$  は弾性中心の A 點に對する座標とすれば

$$\left. \begin{aligned} X_s &= \frac{1}{2} l \\ Y_s &= \begin{cases} \int_0^{l/2} y \cdot \frac{J_0 l s}{J} \\ \int_{l/2}^l y \cdot \frac{J_0 l s}{J} \end{cases} \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (35)$$

又  $x$ ,  $y$  は弾性中心を通る軸に對する拱の各分割の中心の座標,  $\varphi_s$  は拱の正断面の鉛直線となす角度,  $M_s$  は拱を B 點に固定した突桁と考へし場合の彎曲率,  $J_s$  は拱頂断面の慣性率とし, 無絞拱の 1 點 A より弾性中心に至る剛桿を假想し, 其の端部即ち弾性中心に作用する水平推力, 垂直反力及彎曲率を

夫々  $H$ ,  $V$  及  $M$  とすれば、

$$H = - \frac{\int_{-l/2}^{l/2} M_s y \frac{J_0 ds}{J}}{\int_{-l/2}^{l/2} y^2 \frac{J_0 ds}{J} + \int_{-l/2}^{l/2} \frac{J_0 dx}{A_x}}. \quad (36)$$

$$V = \frac{\int_{-l/2}^{l/2} M_{sv} \frac{J_0 ds}{J}}{\int_{-l/2}^{l/2} x^2 \frac{J_0 ds}{J}} \dots \dots \dots \quad (37)$$

$\int_{-l/2}^{l/2} \frac{J_0 dx}{Ax}$  は  $\frac{J_0 l}{A_{av}}$  で表すことが出来る。但し  $A_{av}$  は平均断面積である。

拱軸線上任意の點に於ける彎曲率、推力及剪力は

$$\left. \begin{aligned} M_x &= M + Vx + Hy + Ms \\ N_x &= V \sin \phi_x + H \cos \phi_x + V_s \sin \phi_v \\ S_r &= V \sin \phi_x - H \sin \phi_x + V_s \cos \phi_x \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \quad (39)$$

すに  $V_s$  は拱を突析と考へたるときの鉛直断面の剪力である

### 支間の變化に依る $H$ の影響は

$$H_{\Delta t} = \frac{EJ\Delta l}{\int_{-l/2}^{l/2} y^2 \frac{J_0 ds}{J} + \int_{-l/2}^{l/2} A_x} \quad (40)$$

死荷重による筋縮の影響は

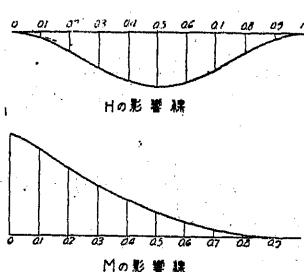
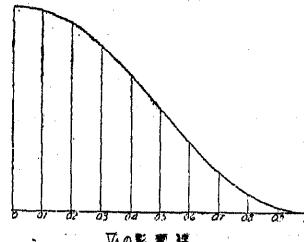
$$H_a = \frac{\int_{-l/2}^{l/2} \frac{J_0 ds}{A_x}}{\int_{-l/2}^{l/2} y^2 \frac{J_0 ds}{J} + \int_{-l/2}^{l/2} \frac{J_0 ds}{A_x}} H_d \quad (41)$$

茲に  $H_d$  は死荷重による水平推力である。

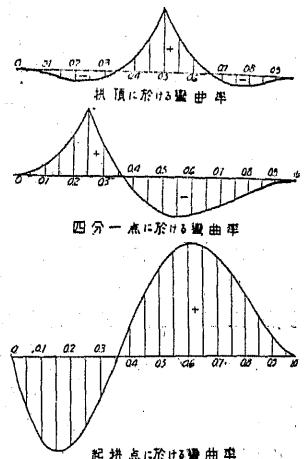
温度変化の影響

$$H_t = \frac{EJ_t t_1}{\int_{-l/2}^{l/2} y^2 \frac{J_0 ds}{J} + \int_{-l/2}^{l/2} \frac{J_0 ds}{A_x}} \quad (42)$$

96. 影響線 不静定値  $H$ ,  $V$  及  $M$  に対する影響線は第 159 圖の如し。各筋の影響線は通常拱を適當な数に分割し各断面について描く。第 160 圖は起拱点、四分一点及拱頂に於ける彎曲率の影響線を示す。 $P=1$  を拱頂より  $a$  の



第 159 圖



第 160 圖

距離にをきたる場合、解析法により不静定値を求むれば

$$\left. \begin{aligned} H &= \sum_{a=1}^{l/2} (x - ay) \frac{J_0 ds}{J} \\ &= \sum_{-l/2}^{l/2} y^2 \frac{J_0 ds}{J} + \sum_{-l/2}^{l/2} A_x \\ V &= \sum_{a=1}^{l/2} (x - a)x \frac{J_0 ds}{J} \\ M &= \sum_{a=1}^{l/2} (x - a) \frac{J_0 ds}{J} \end{aligned} \right\} \quad (43)$$

$H, V, M$  が求まれば (39) 式より  $M_s, N_s$  及  $S_s$  の影響線は二鉄拱に於けると同様にして描く事が出来る。

97. 抛物線拱 拱頂に座標原點を探れば拱軸の方程式は  $y=4f x^2/l^2$  となり、拱頂より弾性中心に至る距離は

$$y_0 = \frac{\int_{-l/2}^{l/2} y \frac{J_0 ds}{J}}{\int_{-l/2}^{l/2} \frac{J_0 ds}{J}} \quad (44)$$

$$\left. \begin{aligned} H &= -\frac{\int_{-l/2}^{l/2} M_s y \frac{J_0 ds}{J}}{\int_{-l/2}^{l/2} y^2 \frac{J_0 ds}{J} + \int_{-l/2}^{l/2} \frac{J_0 ds}{A_x}} \\ V &= -\frac{\int_{-l/2}^{l/2} M_s x \frac{J_0 ds}{J}}{\int_{-l/2}^{l/2} x^2 \frac{J_0 ds}{J}} \\ M &= -\frac{\int_{-l/2}^{l/2} M_s \frac{J_0 ds}{J}}{\int_{-l/2}^{l/2} \frac{J_0 ds}{J}} \end{aligned} \right\} \quad (45)$$

抛物線拱に於ては  $\frac{ds}{J} = \frac{dx}{J_0}$  となるが故に、座標原點を弾性中心に置けば (44) 式及 (45) 式は次の如くなる。

$$y_0 = f/3 \quad (46)$$

$$\left. \begin{aligned} II &= -\frac{\int_{-l/2}^{l/2} M_s f \left( \frac{1}{3} - \frac{4x^2}{l^2} \right) dx}{\frac{4}{45} f^2 l + \frac{J_o l}{A_{av}}} \\ V &= -\frac{12}{l^3} \int_{-l/2}^{l/2} M_s x dx \\ M &= -\frac{1}{l} \int_{-l/2}^{l/2} M_s dx \end{aligned} \right\} \quad (47)$$

$P=1$  を拱頂より  $a$  の距離に載荷すれば

$$\left. \begin{aligned} II &= -\frac{f \left[ \frac{l^2}{48} - a^2 \left( \frac{1}{6} - \frac{a^2}{l^2} \right) \right]}{\frac{4}{45} f^2 l + \frac{J_o l}{A_{av}}} \\ V &= \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{3a}{l} + \frac{4a^3}{l^3} \right) \\ M &= \frac{1}{8} \left( l - 4a + \frac{4a^2}{l} \right) \end{aligned} \right\} \quad (48)$$

98. 最大縦曲率に対する力率中心 第161図に於て  $y_1, y_2$  は中立軸より上下の最端縁に至る距離、 $\sigma_1, \sigma_2$  は上下の最大縦維応力とせば

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{T}{A} + \frac{My_1}{J} \\ \sigma_2 &= \frac{T}{A} - \frac{My_2}{J} \end{aligned} \right\} \quad (49)$$

$r = \sqrt{J/A}$  を上式に挿入せば

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{T(r^2 + ey_1)}{J} \\ \sigma_2 &= \frac{T(r^2 - ey_2)}{J} \end{aligned} \right\} \quad (50)$$

第162図に於て  $M = Te$  なるが故に

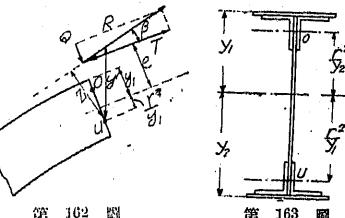
$$\sigma_2 = \frac{T(r^2 + ey_1)}{J} = \frac{T(\frac{r^2}{y_1} + e)y_1}{J} \quad (51)$$

$T(r^2/y_1 + e) = M_u$  とすれば中立軸の下方  $r^2/y_1$  の距離に之を探り  $u$  点を得、之は  $M_u$  の力率中心となり、中立軸の上方にも同様に  $r^2/y_2$  の距離に下縦維応力に対する縦曲率  $M_o = T(r^2/y_2 - e)$  の力率中心  $o$  を得、 $u$  及  $o$  を其の断面の横心と謂ふ。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{M_u y_1}{J} \\ \sigma_2 &= \frac{M_o y_2}{J} \end{aligned} \right\} \quad (52)$$

$\sigma_1$  及  $\sigma_2$  は  $M_u$  及  $M_o$  に比例するから、 $\sigma_1$  及  $\sigma_2$  の最大は  $M_u$  及  $M_o$  の最大なるときに起る。従つて活荷

重に對する最大縦維應力を見出すには、 $u$  及  $o$  点を力率中心として最大縦曲率を定むる事が便宜である。鍛拱の場合には第163図の如く突縁の重心を核心となす。



第 162 図

第 163 図

## 第 5 節 拱 の 分 類

99. 補剛拱と剛拱 補剛拱は拱自體は安定せず、桁又は檻に依つて補剛さる



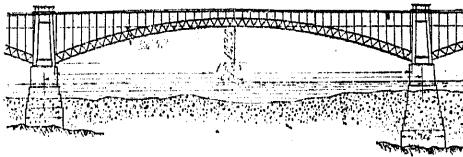
第 164 図



第 165 図

もので第164図及第165図は其の一例である。剛拱は拱自體剛性澧なるもので鍛拱、構助拱及腔構拱は之に屬す。

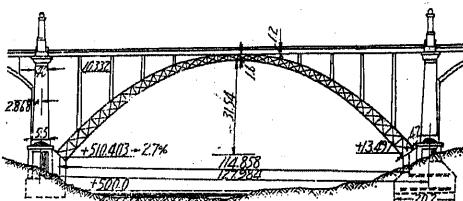
100. 無鍛拱 鍛拱は現今無鍛拱としては餘り使用されない。構助拱では構の深さ一定なるもの(第166図)と起拱點に向つて増大せるもの(第167, 168図)とある。何れも3次不靜定であるから計算が煩瑣なるのみならず溫度變化、橋臺橋脚の移動が拱の應力に影響する事多大である。



第 166 図

みならず溫度變化、橋臺橋脚の移動が拱の應力に影響する事多大である。

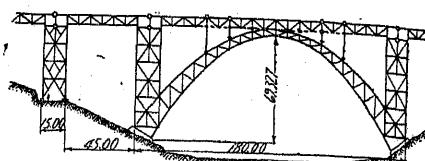
101. 二鍛拱 鍛拱は主に二鍛拱とする。第169図はワシントン橋の例。



第 167 図

構助拱では起拱點の鉗を下弦の兩端の格點に置くと

きと、弦の中に入れて拱軸内に置くときとある。後者は反力が上下両弦の部材に各等布さるゝが、前者に於ては反力の殆んど全部が下弦の部材に集まるこゝなる。第170圖はナイヤガラ

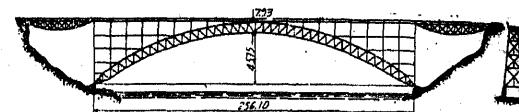


第 168 圖

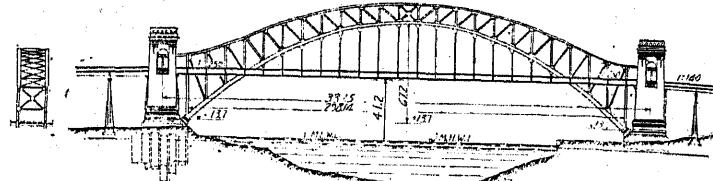


第 169 圖

瀑布に架した橋で、第171圖は紐育ヘルゲート鐵道橋で下弦は67.05 mの拱矢を有する抛物線をなし、



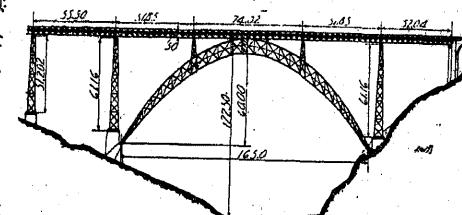
第 170 圖



第 171 圖

構の深さは拱頂で12.3 m、四分一點で18 m 端柱は42.67 m である。第172圖は佛國ガラビット橋の例で拱の上部の構は連續桁をなす。第173圖は車道が橋を切斷し其の一部は拱に吊され一部は拱に支へられたる複線鐵道橋である。

腔構拱は上弦は水平で車道を支へ下弦が拱形をな



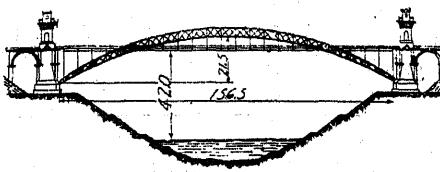
第 172 圖

し、垂直材及斜材を有するもので第174圖の如し

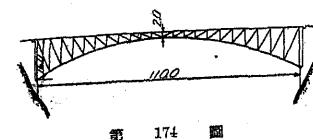
### 102. 三鉄拱 三鉄拱の

構は、二鉄拱の場合と同じく平行弦又は第174圖の形或は第175圖の如き形を有する。支間を短縮するため起點の鉄を内側に移せば、弯曲率を著しく減じ經濟となる。巴里

のアレキサンダー橋は鑄鐵の三鉄拱で支間 107.5 m、拱矢 6.28 m である。



第 173 圖

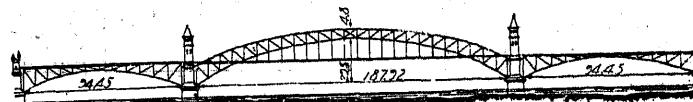


第 174 圖



第 175 圖

103. 拱 形 石工拱の場合と同様に、拱軸は自重及活荷重の半分が全支間に載れるときの圧力線になるべく一致する様に拱形を定むれば、各断面に於ける弯曲率を最小ならしむる事が出来る。自重が略等布するときは拱軸は抛物線となるが、鋼橋の場合には材料の分布が等しくならないから寧ろ美観及上部構下の有効高等を考慮して拱形を定むることが多い、曲弦の格點は圓弧、抛物線、橢圓又は三心拱上に在る様にする。



第 176 圖



第 177 圖



第 178 圖

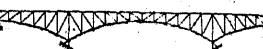
車道面は拱の支承との高さの関係により拱の下部に或は拱を横切つて設く(第176圖～第179圖)。繫拱にありては繫材は車道の直接下部に設く、從つて下



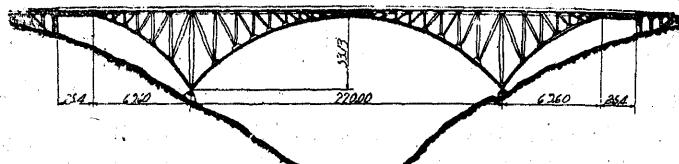
第 179 圖

路橋では繫材は拱両端の格點を連結するも、中路橋では中間の格點を連結する(第176圖及177圖)。

104. 突桁拱及連續拱 拱は他の拱或は桁と連續して數徑間に亘り架設せらるゝことがある。第180圖は水平の上弦を有す



第 180 圖



第 181 圖

る二鉸拱で、3次不静定である。又第181圖は3徑間に亘る三鉸突桁拱で、側徑間には吊桁を有す。第182圖は伯林のヒンデンブルグ橋で、G點に鉸を挿入せるが故に1次不静定である。第

180圖～第182圖の如く拱の兩側に突桁を出す場合には水平推力を減少するに効果がある。

第183圖は3徑間に亘る突桁拱を示し、中央徑間の拱は側徑間に鉸を



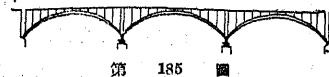
第 182 圖



第 183 圖

第 184 圖

有する繫拱で兩側の突桁も亦二鉸繫拱である。第184圖は側徑間の拱が中央徑間へ突析となれるもので、中央拱は二鉸繫拱となつてゐて、其の右は不動で左は橋軸の方向には可動的の鉸を有する。



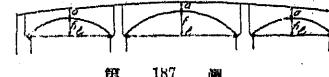
第 185 圖

第185圖は3徑間連續拱にして橋脚上は可動支承で橋臺上は推力をとるため固定支承としてあるから、3次不静定である。各徑間の拱を橋脚上で關節接合となすならば1次不静定となる(第186圖)。



第 186 圖

連續拱は美觀を呈し中間の橋脚は水平推力を受ける事少きを以て其の大きさも極く小で済む特長がある。數徑間を有する上路橋に於て各徑間に單獨の拱を架する場合には第187圖の如く起拱點は同一水平面上に置く可とす。道路橋では一般に路面勾配を附するから、兩側徑間の拱矢小となり、外観上拱矢と徑間の比を同一となすを可とするから、拱矢を小とすると同時に徑間長も中央徑間長より縮小する。



第 187 圖

## 第 6 節 設 計 細 目

105. 鉸 拱 鉸拱は二鉸拱及三鉸拱として架設せられ、多くは抛物線又は圓形をなす、第188圖に於て  $f/l = 1/7 \sim 1/10$  となし、或る場合に  $f/l = 1/15.5$  となす。



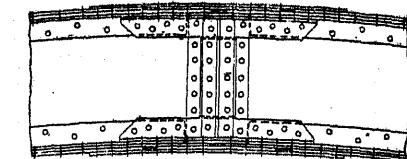
第 188 圖

主桁の断面は第189圖の如くなるべく1枚の腹板を用ひ事情が許せば美观を損せざる程度に於て  $h$  を高くする事が經濟的であるが、通常道路橋に於ては  $h/l = 1/60$  とする。



第 189 圖

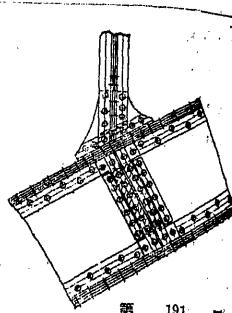
鉸拱の断面の計算に當つては核心彎曲率を求むることが便利なるも、豫め断面を假定せざれば核心の位置を知る事が出来ないが、ミューラーブレスラウ氏は重心より



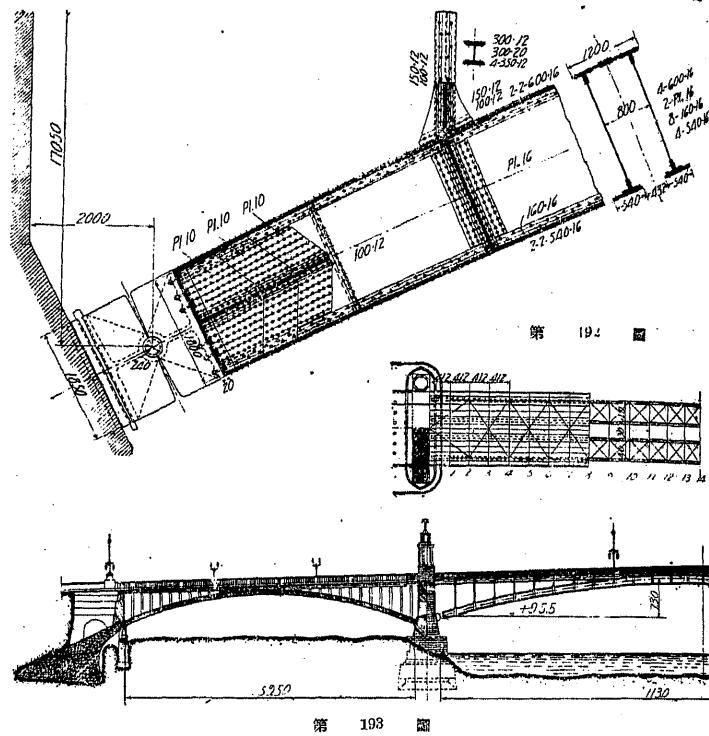
第 190 圖

核心に至る距離を腹板高の  $.5/l^2$  と與へた。腹板は多角形となさずして曲線となす方がよい。腹板の縦手は主桁の場合よりも短い距離に設くる。第190圖は拱頂

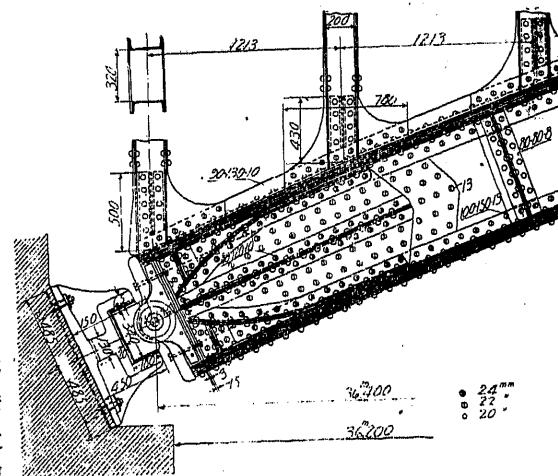
継手で、第191圖は挑頂と起拱點との中间の継手である。腹鉄の車道を支ふる支柱の下にある部分、或は支柱が大きい距離を有するときは、其の中間に鉛直又は放射状に山形鋼を取付けて補剛する。所要挑断面が大なるときは腹鉄を2枚用ひ、此の場合には断面内部の検査及修繕をなすため、下部を開放して置く事が必要である(第192圖)。第198圖はマンハイムのネッカーラー橋で、1.77 m の腹鉄高を有するが、挑



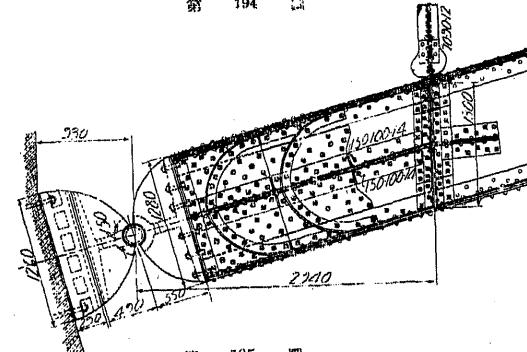
第 191



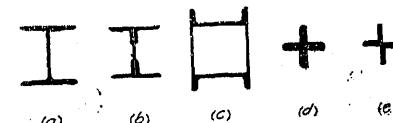
頂では上弦を平らにして其の高を 1.50 m に減じてある。鉄拱は其の起拱點(?)に於て鉄拱を補剛する事が必要である。之には



第 194 三



第 195 頁



管 196

變位が其の足部に比し拱端に近づく程大となるから、支柱には彎曲率を生じ、  
矢が低い程又支間が大なる程彎曲率も大となる。支柱と縦桁  
とが繋結してあれば、車道の伸張は全部支柱の上端に傳は  
る。第197圖に於て  $x$  を拱頂の原點より支柱に至る距離、  
 $z$  を支柱の高、 $J$  を拱頂に直角の軸に對する支柱断面の慣性  
率及  $b$  を同上の幅とせば、支柱頭の其の足部に對する變位  
は  $\delta = \omega t x$ 、支柱の固定端に於ける彎曲率は

$$M = \frac{6EJ\delta}{z^2}$$

$$\text{綫維應力 } \sigma = \frac{M}{J} \cdot \frac{b}{2} = 3E\omega t \frac{xb}{z^2}$$

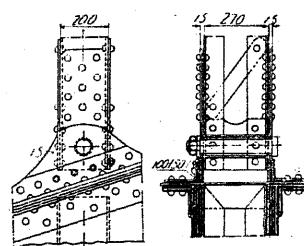
今  $E = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\omega = 0.000012$ ,  $t = 30^\circ\text{C}$  とすれば

$$\sigma = 2265 \frac{xb}{z^2}$$

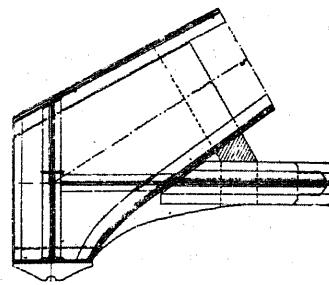
起拱點上の支柱に對しては  $x = l/2$  で  $z = z_0$  とせば

$$\sigma_0 = 1134 \frac{lb}{in^2}$$

一般に特に同一幅の支柱に於ける最大綫維應力は、最高の支柱でなく徑間の中央に近い支柱に生ずる。實際には綫維應力は前式により算出した値に達しない。何となれば、變形は常に支柱端の歪みと一緒にになつてゐるから、完全に固定せりとの假定は、嚴格な意味では當つてゐない故である。支柱に彎曲率を生ぜしめな



第 198 圖



第 199 圖

いためには支柱と拱及縦桁とを關節連結となす。第195圖及第198圖は其の一例である。支柱の上端を球承或は點承となさば彎曲率を生じない。

板橋に繫材を用ふる場合には、其の軸は拱軸と支承を通る鉛直線との交點に置

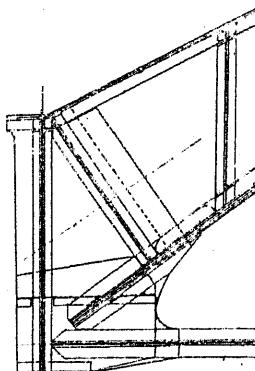
(第199圖)。支  
承上充分の高を必  
要とするときは第  
200圖の如く連結  
することもある。

下路橋に於ける吊  
材は通常廣い突緣  
の壓延材若くは鍛  
と山形鋼より組立  
てた H 型断面を  
用ふ。拱肋の腹板  
が1枚のときは、

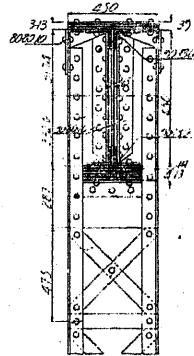
第201圖の工法が  
用ひられ、2枚のと  
きは吊材の幅は腹板  
の間隔と同一とな  
す。第202圖は其の一  
例である。吊材の  
下端を横桁及び繫  
材と取付くる工法の一  
例は第203圖に示せる  
如し。

### 106. 構 拱

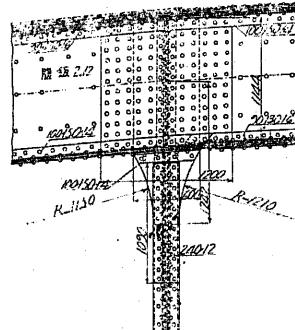
1) 膜構拱 水平上  
弦を有するため上路  
橋のみ用ひらる。)



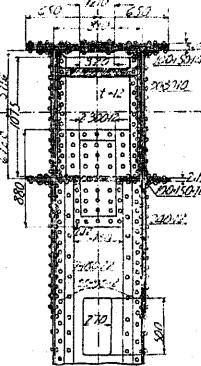
第 200 圖



第 201 圖



第 202 圖

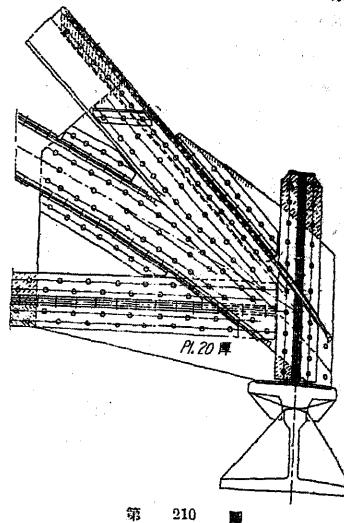


形である。外觀は美しいが上弦には構造上の見地より、應力に對して必要とする  
以上の断面を用ひ、又縦構にも相當の材料を要するため鋼重は可なり大きくなる。  
下弦の格點は拋物線或は圓弧上に置き、格點間の弦は直線又は曲線となす。拱矢  
は第24圖に於て普通  $f = l/7 \sim l/9$ 、時に  $l/17$  となすことあり、 $h$  は  $l/30$  或は之  
以上となし、若し構造高の制限を受くるときは、拱頂部分を板拱となし  $h$  を  $l/60$

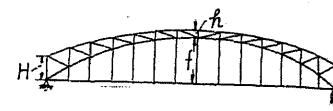


だけ車道の下で低い處に設け、下弦は車道を切り上弦は其の両端が車道の上方に車道面にある様にする。前者の場合には橋臺の土に於ける拱の鉛直高は  $1/12 \sim 1/15l$ 、拱頂に於ける拱構の高は  $1/30 \sim 1/40l$ 、拱矢は  $1/6 \sim 1/8l$  となす。上弦の両端が車道面にあるときは橋臺土に於ける拱の鉛直高は  $1/14 \sim 1/17l$ 、拱頂に於ける拱構高は  $1/30 \sim 1/45l$ 、拱矢は  $1/6 \sim 1/8l$  となす。繫材を有する拱は全部車道の上方にあるか(第 211 圖)或は其の下弦を車道で切斷される様に配置する(第 212 圖)。後者の場合の上弦の両端は車道の上方或は車道面内に置く。繫材は總ての場合に車道の下面内に設け、第 211 圖の場合には支點を、第 212 圖の場合には格點を連結する。第 211 圖に於ては  $f = 1/6 \sim 1/8l$ ,  $h = 1/25 \sim 1/45l$ , 小徑間の橋では橋門構の設備是不可能であるから、端柱の所で車道上の有效高を考慮する必要はない。従つて  $H = 1/12$ ,  $h = l/33$ ,  $f = l/6.8$  となす。中徑間の橋で端柱に橋門構を設くるときは、車道上の有效高に依つて  $H$  を定むる。 $f$  の値は  $H$  が少くとも  $l/20$  となる様に定め、 $h = l/30$  となす。大徑間の橋では  $H$  は橋門構及路面上有効の制限を受けないから、外観の點より決定する。此の場合は  $H = 1/12 \sim 1/17l$ 、格間の長さ及格點の位置に就ては(1)に於けると同様なる注意を要す。

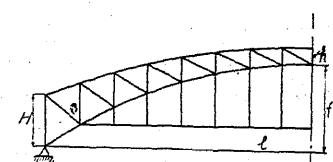
**部材の断面**は小さい橋では單腹となし、下弦の蓋板は吊材を取付くるため、第 213 圖の如く弦断面の中央を貫通する、従つて下弦の蓋板は左右兩部に切離す



第 210 図



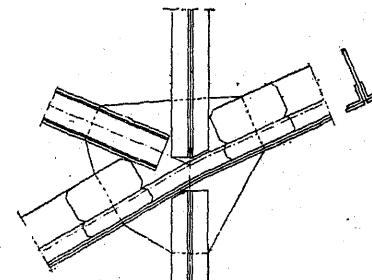
第 211 図



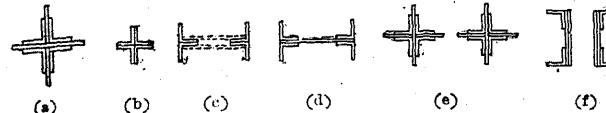
第 212 図

れてて、繫材は第 214 圖(a)の形にす、一般に上弦断面は正方形、下弦断面は正方形造り、其の高は  $h = \frac{2}{3}(l - l^2/400)$  となし、屢々  $h = (l - l^2/100)$  となすことがある( $h$  は cm,  $l$  は m)。垂直材の断面には正方形斜材には L 形を選び、吊材には第 214 圖(b)～(d)の形を、繫材には(e)及(f)圖の形を用ふる。第 215 圖は突角式拱の B 黙に於ける細目である。

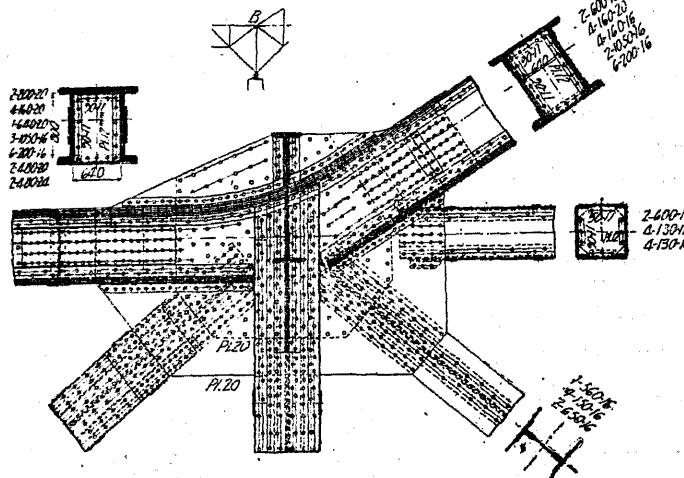
### 3) 補剛拱 拱自體は不屈の形體



第 213 図



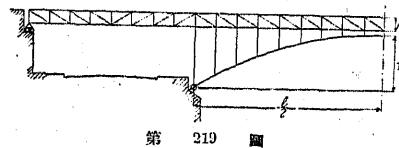
第 214 図



第 215 図

ならざるも拱の上部又は下部に補剛構を有しそれによつて剛性を保つもので美觀

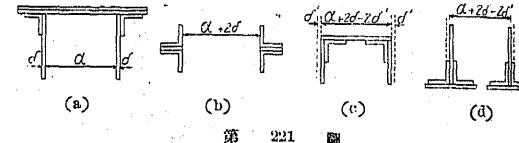
を呈する爲近來所々に於て用ひられて來た。形式は第 216 圖～第 218 圖に示す如きものが用ひられ第 217 圖及第 218 圖は一名ランガー構と稱す。通常  $f = 1/7 \sim 1/9 l$ ,  $h = 1/25 \sim 1/35 l$  となす。第 219 圖の上部構は三次不静定であるが補剛構に鉄を挿入すれば静定となる(第 220 圖)。第 217 圖及第 218 圖に於ける補剛構は單桁と同様に一端固定、他端可動の支承を有し繊材の代りとなつて水平推力を受ける。此の場合には拱の断面は第 221 圖の如くなし、補剛構の上弦は(b)及(c)、下



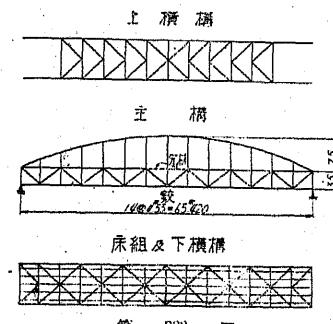
第 219 圖

弦は(d)圖の如くする。

第 222 圖は国道 1 號路線内愛知、三重兩縣に跨り木曾川上に架設せられた尾張大橋にして 1 支間長 63.4 m の補剛拱が 13 連、外に單構 1 連(支間長 40.77 m) とよりなる。構造は補剛構中央に鉄を挿入して静定として設計をなしありて鉄部を冗材を以て連結した。從つてこれより起る副効力を試算しその安全なる事が確



第 221 圖



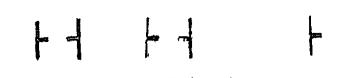
第 222 圖

められてある。各部材の形狀及斷面の大きさは第 223 圖に示す如し。1 支間鋼材重量は主構 125.740 t、横構 27.736 t、床構 42.995 t、其の他桁受材、鉄頭重を合して 18.163 t となつてゐる。

上弦 下弦 吊材及垂直材  
1 蓋板 650×13 2 腹板 470×16  
4 山形鋼 100×100×10 4 山形鋼 100×100×10 4 山形鋼 125×75×10  
2 腹板 550×12 2 添板 270×10



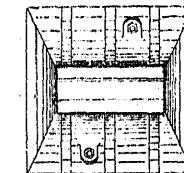
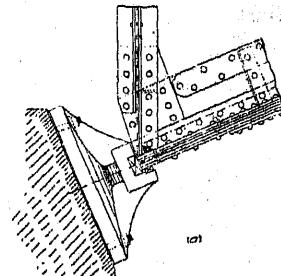
中間水平弦 斜材  
2 鋼 320×18 4 山形鋼 150×90×15 4 山形鋼 150×90×15



第 223 圖

## 第 7 節 支 承 及 鉄

107. 支 承 拱の軸圧力を受け又橋軸と直角をなす方向よりの水平力を受けるため各種の支承を用ふ。第 204 圖の如き腔構抵には第 224 圖の如き支承を用ふるが、徑間大なるときは適當しない。橋承の軸は弦の重心線上に置きビンの中心或は軸承の支點は出来る限り結構の理論的端格點と一致せしむる。然し此の工法は屢實現され難いから、弦の重心軸の延長線上に支承を置くこととする。橋軸と直角に作用する水平力は沓、ビン、承臺を経て橋脚又は橋臺に傳へられるから、其處に於ける充分な摩擦力を考慮せねばならない。徑間大なるときは水平力をとるため特殊の裝置を要し、二鉄式鉄拱に於ては第 225 圖に於ける如く圓柱形ビンの中央に嵌込みを造り、沓及承臺の突出部に丁度嵌まる様になすを常とす。第 226 圖は構助拱の平行弦を有するものの支承で、上下兩弦間に 3 枚の共通せる腹板を用ひ、兩弦は上面鞍状をなせる沓の處まで細長い曲線を以て集まつてゐる。突杼式拱の兩端支承は桁橋の可動端と同様の構造となし、中央支承が傾斜をして水平推力をとする場合には



(b)

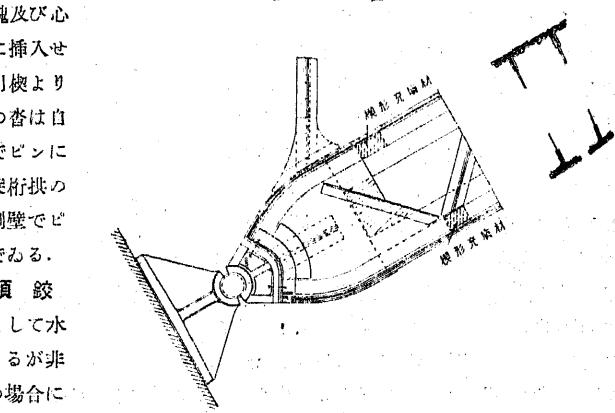
第 221 圖

以上述べた處と同一原理に基いて作製し、鉄の中  
心又は軸承の支點は各部  
材の重心軸の交點に置き  
第227圖の如き構造とな  
す。拱の弦と突桁の弦との  
交角が鈍角なるときは、第228  
圖の如き

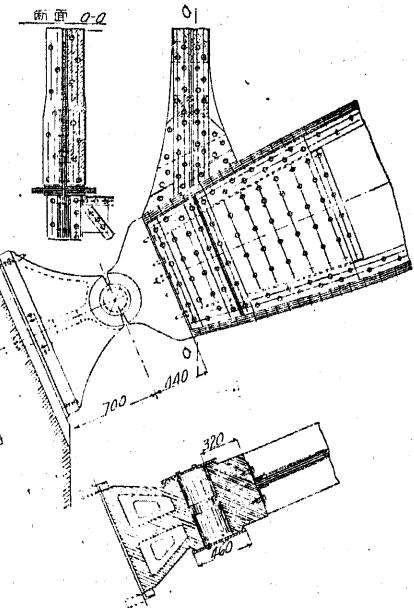
工法を選ぶ、之はマリエン  
橋の支承に用ひた形で肋を  
有する承臺、主拱及突桁拱を承  
くる別々の沓、ピン、ピン  
を包むため承臺にはめた  
鑄鋼製心塊及び心  
塊の下部に挿入せ  
し、照準用楔より  
成り主拱の沓は自  
分の承臺でピンに  
支へられ突桁拱の  
沓は其の側壁でビ  
ンを包んでゐる。

### 108. 頂 鉄

頂鉄は主として水  
平力を受けるが非  
對稱載荷の場合に  
は鉛直力にも抵

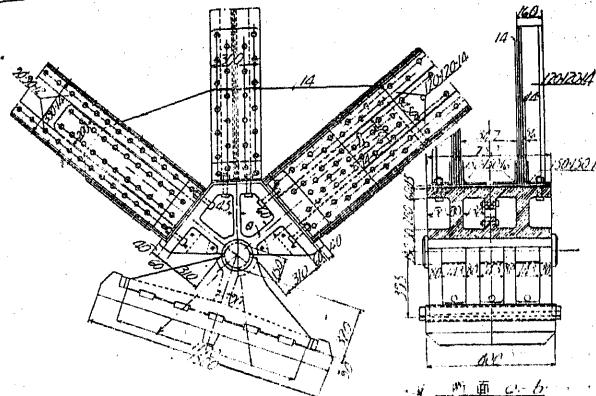


第 226 圖

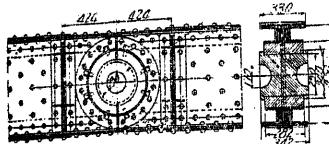


第 225 圖

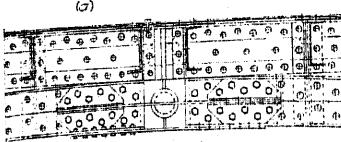
抗しなけ  
ればなら  
ない。頂  
鉄はピン  
軸承とな  
して双方  
より充分  
にピンを  
包み鉛直  
力にも抵  
抗し得る  
構造とす



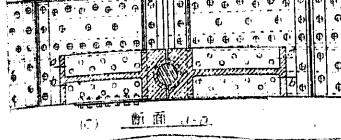
第 227 圖



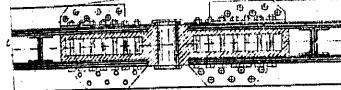
第 228 圖



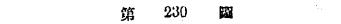
(G) 断面 C-C



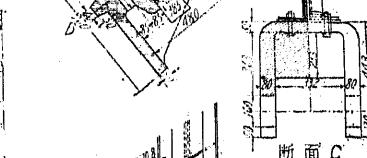
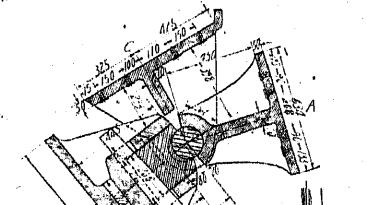
(H) 断面 D-D



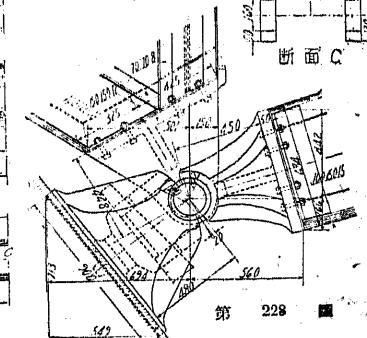
(I) 断面 E-E



(J) 断面 F-F



断面 H



断面 I

(第 229 圖). 第 230 圖は構腹拱の頂鉄にして外観をよくするため下弦の下面には平鉄を鍛結し、鉄の作用を拘束しないで平鉄に長孔を設けて左側の下弦とボルトで締付けてある。

支承部分は鑄鐵、鑄鋼及鍛鋼を以て造るが、特別の加工を要し、高度の應力を受ける部分例へば軸子、ピン及承臺の如きものは鍛鋼で造り、其の他の部分は鑄鐵及鍛鋼で製作する。

## 第 12 章 吊 橋

### 第 1 節 総 論

**109. 吊橋總論** 吊橋は長徑間の橋梁として有利であるが徑間長が幾何となつたとき他の形式に比し最も經濟的となるかに對しては種々の意見あり、ボーニ



第 231 圖



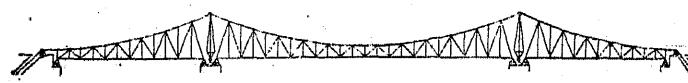
第 232 圖



第 233 圖



第 234 圖



第 235 圖

イ氏は鐵道橋に於ては徑間 600 m 以上、道路橋にては徑間 300 m 以上に於ては吊橋が最も經濟的なりとした。併し一般に他の形式に比較して剛性が少く、拡張大、吊橋が上部にある形 (第 234 圖) 及結構式吊橋 (第 231 圖～第 233 圖) と補剛桁を有するチエーン或はケーブル式吊橋 (第 235 圖) 等がある。

### 第 2 節 應 力

**110. ケーブル** 1) 載荷したときのケーブルの形狀 2 點間に支へらるるケーブルは第 236 圖 (a) に示す如く總ての荷重の平衡多角形に相當する形狀となる。若し總ての荷重が鉛直なるときは  $H$  は互に相等しく、ケーブルの各點に於ける張力の水平分力に等しい。而して  $f$  をケーブルの垂矢、 $M_c$  を C 點に於けるモーメントとしての彎曲率とすれば  $H = \frac{M_c}{f}$  ..... (1)

ケーブルとしての彎曲率とすれば  $T = H \sec \phi$  ..... (2)

2) 抛物線形ケーブル ケーブルが水平等布荷重  $w$  を支ふるときは抛物線形となり

$$H = \frac{w l^2}{8 f} ..... (3)$$

にして、最大張力は支點に起り

$$T_1 = \sqrt{H^2 + \left(\frac{1}{2} w l\right)^2} ..... (4)$$

支點に於けるケーブルの傾斜は

$$\tan \phi = \frac{4 f}{l} ..... (5)$$

同一高なる兩支點間抛物線の長は

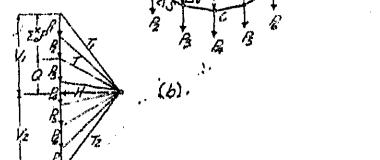
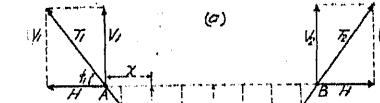
$$L = \frac{1}{2} (1 + 16 n^2)^{\frac{1}{2}} + \frac{l}{8 n} \log_e \left[ 4 n + (1 + 16 n^2)^{\frac{1}{2}} \right] ..... (6)$$

但し  $n = f/l$

3) 垂曲線 曲線の最下點を原點とすれば垂曲線の方程式は

$$y = -\frac{1}{2 c} (e^{cx} + e^{-cx} - 2), \text{ 式中 } c = w/H ..... (7)$$

$$L = \frac{1}{c} (e^{cl/2} - e^{-cl/2}) ..... (8)$$



第 236 圖



$$\left. \begin{aligned} S &= \frac{1}{2} p(l-2x) \left[ 1 - \frac{8}{5N} (1+2ir^2v) \right] \\ \text{側徑間に於ては } S &= \frac{1}{2} p(l_1-2x_1) \left[ 1 - \frac{8}{5N} \frac{v}{r^2} (1+2ir^2v) \right] \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

但し  $N$  は (17) 式の分母を表す。

拠物線形ケーブルの鎮碇間長は

$$L = l \left( 1 + \frac{8}{3} n^2 \right) + 2l_1 \left( \sec \alpha_1 + \frac{8}{3} \frac{n_1^2}{\sec^2 \alpha_1} \right) \quad (19)$$

にして、温度上界の場合の長さの増加は  $\Delta L = \omega t L$  である。この爲水平張力の變化は

$$H_t = - \frac{3EJ\omega t L}{f^2 N l} \quad (20)$$

構の任意の断面の温度變化による彎曲率は  $M_t = -H_t y$  にして剪力は  $S_t = -H_t (\tan \varphi - \tan \alpha)$  である。

二鉄補剛構の撓度は等布荷重が主徑間に載荷せるときに生じ

$$\eta = \frac{5}{384} \left( 1 - \frac{8}{5N} \right) \frac{pl^4}{EJ} \quad (21)$$

等布荷重  $p$  を半徑間に載荷せるとき、四分一點の撓度は

$$\eta = \frac{1}{2} \frac{5}{384} \frac{p}{EJ} \left( \frac{l}{2} \right)^4 \quad (22)$$

側徑間に於けるケーブルが補剛構に無關係なるとき即ち直線背控のときは側徑間は全く單軸となり、主徑間及ケーブルの能力も側徑間の荷重には無關係となる。

此の場合に  $N = \frac{8}{5} + \frac{3J}{Af^2} \frac{E}{E_c} \frac{l^2}{l} (1+8n^2) + \frac{6J}{A_1 f^2} \frac{E}{E_c} \frac{l^2}{l} \sec^2 \alpha_1$  とすれば

$$\text{全水平張力は } H = \frac{pl}{5Nn}$$

$$\text{全彎曲率は } M = \frac{1}{2} px(l-x) \left( 1 - \frac{5N}{8} \right) \quad (23)$$

$$\text{全剪力は } S = \frac{1}{2} p(l-2x) \left( 1 - \frac{8}{5N} \right)$$

$$\text{側徑間に於ける全剪力 } S_i = \frac{1}{2} p_i(l_1-2x_1) \quad (24)$$

$$\text{ケーブルの全長 } L = l \left( 1 + \frac{8}{3} n^2 \right) + 2l_1 \sec \alpha_1 \quad (25)$$

**114. 無鉄補剛構** 無鉄補剛構は塔の所で連續せる構造なる故塔上で構に彎曲率を生ずる。補剛構の任意の断面に於ける彎曲率及剪力は下向きに働く荷重と、上向きに働く吊材の力とによって生ずる値の合成である。補剛構に於ける下向きの荷重に因つて塔上に生ずる彎曲率を  $M_1$  及  $M_2$ 、任意の断面  $x$  に於ける单軸としての彎曲率を  $M_0$  とせば合成彎曲率は

$$\left. \begin{aligned} \text{主徑間に於ては } M &= M_0 + \frac{l-x}{l} M_1 + \frac{x}{l} M_2 - H(y-ef) \\ \text{側徑間に於ては } M &= M_0 + \frac{x_1}{l_1} M_{12} - H(y_1 - \frac{x_1}{l_1} ef) \\ \text{式中 } e &= \frac{2+2irv}{3+2ir}, \quad i = \frac{J}{J_1}, \quad r = \frac{l_1}{l}, \quad v = \frac{f_1}{f} \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

補剛構に働く剪力は

$$\left. \begin{aligned} \text{主徑間に於ては } S &= S_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} - (H \tan \varphi - \tan \alpha) \\ \text{側徑間に於ては } S &= S_0 \pm \frac{M_{12}}{l} - H \left( \tan \varphi - \tan \alpha_1 - \frac{ef}{l_1} \right) \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

塔上の彎曲率  $M_1, M_2$  はモリタの定理に依り決定する事が出来る。

主徑の左端より  $kl$  の距離に單荷重  $P$  があるときは

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -Plk(1-k) \frac{(3+2ir)(1-k)+2ir}{(3+2ir)(1+2ir)} \\ M_2 &= -Plk(1-k) \frac{(3+2ir)k+2ir}{(3+2ir)(1+2ir)} \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

水平張力は

$$\frac{3}{f^2 l} \left[ \int_0^l M'(y-ef) dx + i \int_0^l M_1' \left( y_1 - \frac{x_1}{l_1} ef \right) dx_1 \right] - \frac{8-4e+3e^2+2ir}{5} \left( \frac{8}{5} e^2 + e^2 - 2ev \right) + \frac{E}{Ec A^2 f^2 l} (1+8n^2) + \frac{E}{Ec A_1 f^2 l} \sec^2 \alpha_1 (1+8n_1^2) \quad (29)$$

温度が  $t^{\circ}\text{C}$  上昇せるために生ずる水平張力は

$$H_t = \frac{3EJ\omega t L}{f^2 N t} \quad (30)$$

但し  $N$  は (29) 式の分母を示すものである。

補剛構に對する彎曲率は

$$\left. \begin{aligned} \text{主徑間に於ては } M_t &= -H_t(y-ef) \\ \text{側徑間に於ては } M_t' &= -H_t \left( y_1 - \frac{x_1}{l_1} ef \right) \end{aligned} \right\} \quad (31)$$

鉛直剪力は

$$\left. \begin{aligned} \text{主徑間に於ては } S_t &= -H_t(\tan \varphi - \tan \alpha) \\ \text{側徑間に於ては } S_t' &= -H_t \left( \tan \alpha_1 - \tan \alpha - \frac{ef}{l_1} \right) \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

直線背控の場合には  $f_1 = 0$  となり (30) 式に於て  $f_1, y_1, n_1, r$  を夫々 0 とをきて  $H$  を求むることを得べく

$$\left. \begin{aligned} \text{側徑間彎曲率は } M &= M_0 + \frac{x_1}{l_1} M_{12} + H \frac{x_1}{l_1} ef \\ \text{側徑間剪力は } S &= S_0 \pm \frac{M_{12}}{l_1} + H \frac{ef}{l_1} \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

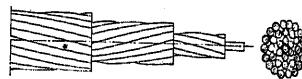
## 第 3 節 設 計 細 目

**115. 補剛構の高** 補剛構の高は所要の剛度に依つて決定するが通常最大支間の $1/30 \sim 1/60$  内に變化する。道路橋では、支間 300 m までは $1/50 \sim 1/70$ , 600 m までは $1/70 \sim 1/90$ , 900 m までは $1/90 \sim 1/150$  とし、支間 900 m を超過すれば死荷重の活荷重に対する比が著しく大になるから特に補剛構を要しない。既設の吊橋に就て示さば第 41 表の如し。

垂矢は $1/7 \sim 1/10$  となすも徑間が著しく大となればこの値より大きくなる。スタイルマン氏に依れば $l=300$  m なるとき $j=1/8$ ,  $l=600$  m なるとき $j=1/7.7$ ,  $l=900$  m なるとき $j=1/7.3$  が最も經濟的であると稱せられてゐる。

**116. ケーブル** ケーブルは軽い橋には扭れワイヤー・ロープを用ひ、大なる橋又は重い橋には並線を用ふる。扭れワイヤー・ロープは取扱ひの困難を避けるため各ロープの針金の數は 250~200

本に制限し、大なる断面を要するときは、斯かるロープを澤山集むればよい。ロープは數本の撚子よりなり、各撚子は父



第 241 図

數多の針金より成る(第 241 図)。ワイヤー・ロープが直徑 $\delta$ なる針金 $n$ 本よりなれるとき、其の全断面積は  $A = n \frac{\pi}{4} \delta^2$  となりロープの直徑 $d$ は  $d = 1.33\sqrt{A}$  (cm) となる。扭れワイヤー・ロープの強度は針金の強度を合計したもより小さく、彈性限界は建築鋼の約 2/3 をとる。ワイヤー・ロープは高い而も種々の伸張をなすから之を用ひたケーブル及吊材には螺旋及ナットを備へて其の長を調節し、以て假定の挠度及高度を保有せしむる事を要す。

多撚子ケーブルは直線の中心撚子を取巻いた扭れ撚子で製作するか、又は並行撚子を所々緊子で締付けて造る。

並線ワイヤー・ケーブルは同一強度のワイヤー・ロープに比し低廉であるのみ

ならず總ての針金に對する應力の等布、ケーブルと鎮碇の連結が容易なる利點がある。

ケーブルに用ふる針金の徑は 5 mm で亞鉛引をして用ふ。

鋼の抗張強度	15000 kg/cm <sup>2</sup>	なるとき 5 mm 針金の破壊強度 290 kg
鋼の彈性限界	10000 "	" " 鋼の彈性限界 1900 "
鋼の許容強度	52.0 "	" " 鋼の許容強度 103.0 "

**117. チエーン** 連鉗又はアイバーで造り何れも吊材の

上部でビンで連結する。平鋼の連鉗を用ふる場合にはビン孔による断面の減少を補ふためビン板を鍛結する(第 242 圖)。



第 242 圖

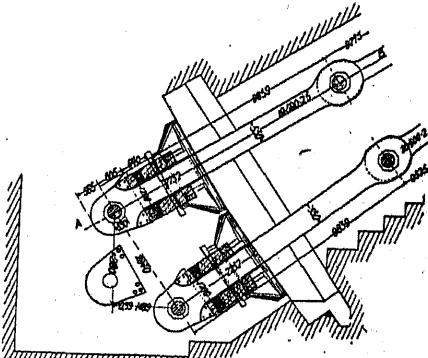
此の場合ボルトの中心を切る断面の有效断面積はボルトの直徑が鉗の幅の 1/3, 1/2 又は 2/3 なるかに従つて 1.1A, 1.2A 及 1.4A となし、長軸の方向に於けるボルトの先端では 0.75A を有する様になす。但し A は鉗の断面積である。チエーンの幅は外観上支間の 1/200 以下を可とする。

**118. チエーン吊橋** 第 243 圖はブダペストのエリザベス橋にしてチエーン



第 243 圖

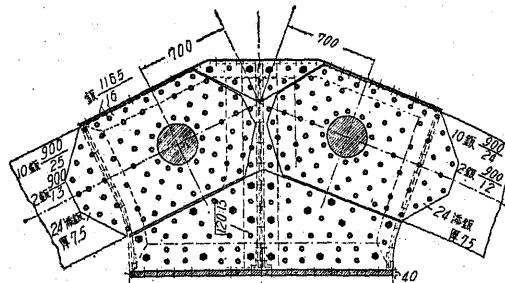
は上下 2 本あり、各別に碇着してある。吊材は上下のチエーンと交互に連結する。第 244 圖は同橋チエーンの鎮碇を示してある。第 245 圖はケルンのライン橋でチエーンの両端を補剛桁に釘結せしめた自鎮定式補剛弦吊橋であるチエーン及補剛桁は Ni 鋼(Ni と Cr 0.8 ~ 1.0%) で造り破壊強度 5500 ~ 6500 kg/cm<sup>2</sup>、降伏點 36.0 kg / cm<sup>2</sup>、チエーンの許容強度 1750 kg/cm<sup>2</sup> にし、補剛桁には許容強度を 16.0 kg/m<sup>2</sup> にとつた。第 246 圖はチエーンの塔上支承



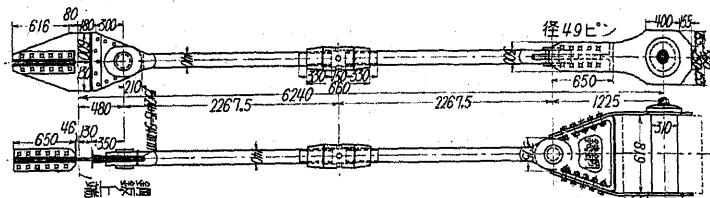
第 244 圖

部、第247図は吊材の取付を示す、補剛桁両端の細目は第248図に示す如くボルト鉄を用ひてチエーンと連結し、負反力をとるために支承は橋臺と鉤着した。

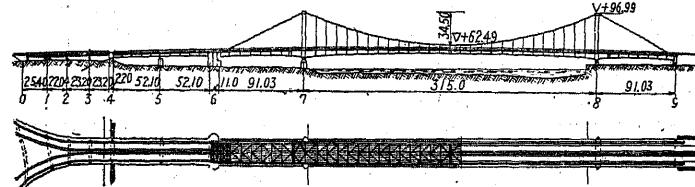
119. ケープ  
ル吊橋 ケルン・  
ミニールハイムの  
ライン橋(第249  
圖)は自錨碇式補  
剛鋼桁吊橋で、ケ



第 246 回

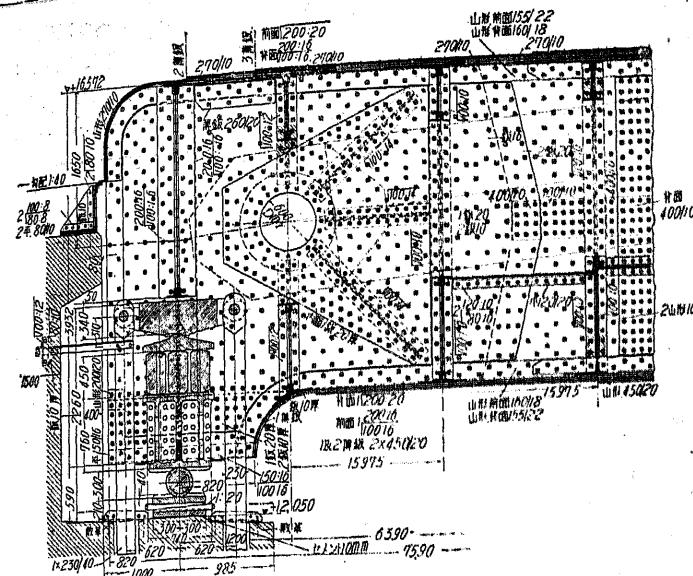


第 247 頁

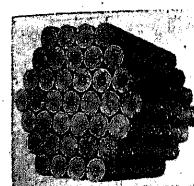


第 249 頁

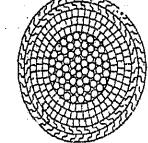
一端には撫子ケーブルを用ひ 37 本のロープよりなり、各ロープは約 218t の力を受けてゐる(第 250 圖及第 251 圖)。吊材は 130 mm の直徑を有し其の長さを調節するため聯結螺旋を挿入しその両端にアイバーを付す。兩眼の間の最長の



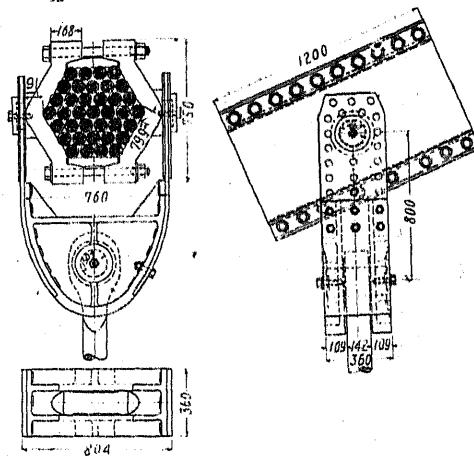
第 248 頁



第 250 四

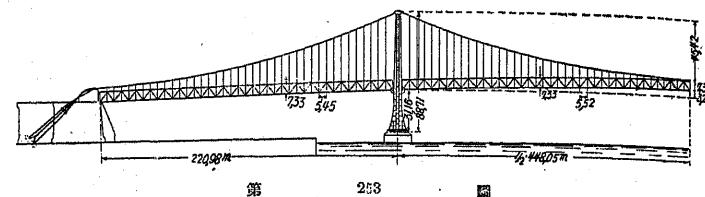


第 251 頁



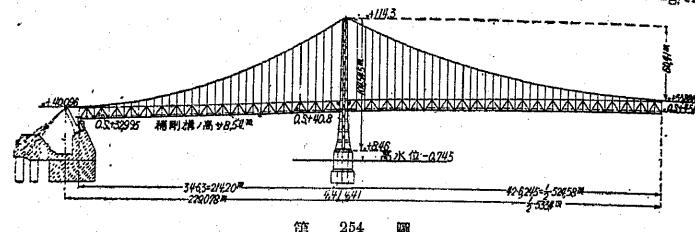
第 252

もので 32.52 m, 最短のもので 2.18 m である。吊材のケーブルへの取付は第 252 図に示す如し。第 253 図は紅葉マンハッタン橋で補剛構は高 7.318 m の平行弦、吊材の取付はケーブル調帶を用ふ。ケーブルは  $C < 0.85\%$ ,  $Mn = 0.55\%$ ,  $Si = 0.2\%$  より成り、許容強度は  $4220 \text{ kg/cm}^2$  である。フライデルフィヤのこ



第 253

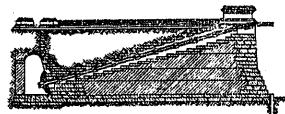
ラウエア橋(第254圖)はケーブルは61本のストランド、18,666本の針金よりなり、ケーブル許容強度は $5520\text{ kg/cm}^2$ である。補剛構は高8.534mの平行弦で、弦にはNi鋼(3.2%のニッケル)を用ひ許容強度は張力に對し $2810\text{ kg/cm}^2$ 。



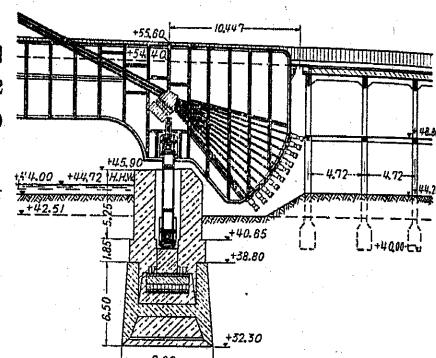
第 254 頁

压力に對しては  $2460 \text{ kg/cm}^2$   
 にとり、腹材に對しては Si 鋼  
 ( $C=0.4\%$ ,  $Mn=1.0\%$ ,  $Si=0.2$   
 $\sim 0.45\%$ )を用ひ許容強度を  $2210$   
 $\text{kg}$  とした。

120. 鎮 納 品質の安全



第 255



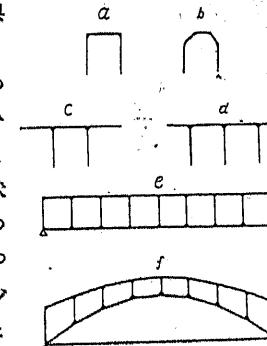
第 256 ·

は一にチエーン又はケーブルの鎮碇の完全なるか否かにかゝれる故その設計には常に慎重の注意を要す。鎮碇は自然の岩盤に直ちに碇着し得る場合、又は方向を轉換し鉛直に近づく様にし之を地下に埋没し橋臺に併用する場合(第244圖及第255圖)とあり、何れも底部の壓力は基礎の支壓力を超過してはならない。地盤堅固ならず鎮碇が不安全なるときは自鎮碇式(第248圖及第256圖)となす。

第 13 章 剛 構 橋

121. 総論 構橋に於ては各部材の両端は總て自由に廻轉し得る鉄に依つて結合されてゐるものと假定してゐるから、部材には直應力のみが作用する。之に反して部材の両端を剛結すれば桁が彈性變形をなす場合には之等の結合端も或角度の廻轉をなし、部材には直應力の外に彎曲應力、剪應力を生ずる。かゝる剛節構造物を剛構又はラーメンといふ。剛構には一般に水平なる桁と鉛直なる柱とよりなり鉄構の如く斜材を用ひないから外觀上快適の感を與へ、橋梁上を通過する際にも視界を妨げらるゝことが少い。又部材の結合部を剛結にするため添接及鍛を多く用ふるので男性的雄大なる外觀を與へる等の長所がある。

第257圖(e)又は(f)の如き多經間剛構は白耳義のフィーレンデール教授に依り



第 257

1911年にブレーメル・カイザ橋として提案されたもので、フィーレンデール橋ともいふ。單桁、拱橋及繫拱橋として用ひられラーメンと同様な長所と短所を有する。併しフィーレンデール拱及同繫拱では都材に働く彎曲應力に比して軸應力がかなり大きくなるから、斷面の利用といふ點で單桁に勝る。

獨逸ではケルンのライン道路橋として用ひられ、白耳義ではエルム河に架設せるクレーヌ・ドルトマン橋を始めアヴエルゲムのシエルデ橋、オーゼルゲム近郊のリース橋等幾多の剛構橋が造られてゐる。吾國では東京の豊海橋が8往間剛構橋である。

122. 應力算定 剛構各部材の應力計算には通常最小  
値の原理又は 挠角撓度法に依る解法が多く多ひられて居  
る。次に第258圖に示す如き單一集中荷重を受けたる固定  
脚矩形剛構に就いて應力の計算法を示さん。

1) 最小値の原理による解法 部材の任意の點に働く曲率を  $M$ , 直應力を  $N$ , 剪應力を  $S$  にて表はせば之等による内働は

$$W = \int \frac{M^2}{2E_J} dx + \int \frac{N^2}{2E_A} dx + \int \alpha \frac{S^2}{2G_A} dx. \dots \dots \dots \quad (1)$$

となすことを得

a) 不静定未知量として  $M_a$ ,  $V_a$  及  $H_n$  をとるととき (第258図) 之等の剛點は何等變位をなさざるを以て

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial W}{\partial M_a} &= \int \frac{M}{EJ} \frac{\partial M}{\partial M_a} ds = 0 \\ \frac{\partial W}{\partial V_a} &= \int \frac{M}{EJ} \frac{\partial M}{\partial V_a} ds = 0 \\ \frac{\partial W}{\partial H_a} &= \int \frac{M}{EJ} \frac{\partial M}{\partial H_a} ds = 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \quad (3)$$

$M$  の値は

$$\left. \begin{array}{ll} a-c \text{ 間 } & M = M_a - H_n \\ c-e \text{ 間 } & M = M_a + V_{as} - H_ah \\ e-d \text{ 間 } & M = M_a + V_{as} - H_ah - P(s-El) \\ d-b \text{ 間 } & M = M_a + V_{al} - H_a(h-s) \end{array} \right\} \quad (4)$$

之等の値を前式に代入して積分値を求め 3箇の聯立方程式より  $M_a, V_a, H_a$

を計算すれば

$$\left. \begin{aligned} M_a &= \frac{Pl}{2} \xi^{\prime \prime} \left[ \frac{1}{2+\kappa} - \frac{\xi' - \xi}{1+6\kappa} \right] \\ V_a &= \frac{P\xi'}{1+6\kappa} [1+6\kappa + \xi(1-2\xi)] \\ H_a &= \frac{3}{2} P \xi^{\prime \prime} \left[ \frac{l}{h} - \frac{1}{2+\kappa} \right] \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \quad (5)$$

$$\text{但し } \kappa = \frac{J_l}{J_h} \cdot \frac{h}{l}$$

…の任意の點に於ける應力は直ちに求まる。

之より任意の點に於ける想定に於ける不確定未知量をとる場合 第259圖に

b) 彈性中心に於ける不静定構造  
於て a 點より剛桿を出しその先端に働く假想力を  $X_1$ ,  $X_2$  及  $X_3$  とし、又總ての  $X$  を除去した場合の單純な静定構造としての荷重に依る彎曲率を  $M_0$  とすれば部材の任意の點に於ける轉

$$M = X_1 + X_2 x + X_3 y - M_0$$

曲率は

$$\frac{1}{EJ} = \frac{1}{EJ_c} \frac{J_c}{J} = \frac{1}{EJ_c} w \quad \text{とせば(3)式は}$$

$$\int Mw \frac{\partial M}{\partial X_1} ds = 0, \quad \int Mw \frac{\partial M}{\partial X_2} ds = 0, \quad \int Mw \frac{\partial M}{\partial X_3} ds = 0. \dots \dots \dots \quad (6)$$

$\frac{\partial M}{\partial X_1} = 1$ ,  $\frac{\partial M}{\partial X_2} = x$ ,  $\frac{\partial M}{\partial X_3} = y$  なるを以て(3)式は次の形となる.

$$\left. \begin{aligned} \int (X_1 + X_2 x + X_3 y - M_0) w ds &= 0 \\ \int (X_1 + X_2 x + X_3 y - M_0) wx ds &= 0 \\ \int (X_1 + X_2 x + X_3 y - M_0) wy ds &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (7)$$

各部材が  $wds$  なる重量をもつものと考へてその重さを求め、座標の原點をその點にとるときは (7) 式は

$$X_1 = \frac{\int M_0 w ds}{\int w ds}, \quad X_2 = \frac{\int M_0 w x^2 ds}{\int w x^2 ds}, \quad X_3 = \frac{\int M_0 w y ds}{\int w y^2 ds} \dots \dots \dots (8)$$

となる。然るに第258図に示す如く載荷されたラーメンでは

$$\left. \begin{aligned} \int M_6 v w ds &= -\frac{P \xi \epsilon l^2}{2} \frac{J_c}{J_t} \\ \int M_6 w x ds &= \frac{P \xi \epsilon l^2}{12} \frac{l - 2\xi l}{J_t} \\ \int M_6 w y ds &= \frac{P \xi \epsilon l^2 h c}{-(1+2)\kappa} \frac{J_c}{J_t} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

故に(8)式に代入し

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= -\frac{P\xi l}{2(1+2\kappa)} \\ X_2 &= -\frac{P\xi l(1-2\xi)}{1+6\kappa} \\ X_3 &= -\frac{3P\xi l}{2h(2+\kappa)} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

従つて前記(5)式を得.

$$\begin{aligned} M_a &= \frac{Pl}{2}\xi^2 \left[ \frac{1}{2+\kappa} - \frac{\xi-\xi}{1+6\kappa} \right] \\ V_a &= \frac{P\xi}{1+\kappa} [1+6\kappa+\xi(1-2\xi)] \\ H_a &= \frac{3}{2}P\xi^2 \frac{l}{h} \frac{1}{2+\kappa} \end{aligned}$$

2) 挠角挠度法による解法 剛構任意の部材に於て  $l$  を部材長,  $J$  を部材の断面慣性率,  $M_t$ ,  $M_r$  を夫々部材の左右端に於ける弾曲率,  $\theta_t$ ,  $\theta_r$  を夫々部材の左右端に於て弾性曲線のなす撓角,  $\delta$  を撓距とし  $J/l = K$ ,  $\xi/l = R$ , 荷重に依る単軸としての弾曲率断面積を  $F$ , 部材の右端より  $F$  の重心に至る距離を  $x$  とせば

$$\left. \begin{aligned} M_t &= 2EK(\theta_t + \theta_r - 3R) - \frac{2F}{l^2}(3x - l) \\ M_r &= 2EK(2\theta_r + \theta_t - 3R) + \frac{2F}{l^2}(2l - x) \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

を得. これを部材 ac, cd, db に對して適應すれば  $M_{Ac}$ ,  $M_{Ca}$ ,  $M_{Cd}$ ,  $M_{Dc}$ ,  $M_{Db}$  及  $M_{Bd}$  の 6 個の方程式を得. これ等は  $\theta_A = \theta_B = 0$  にして  $\theta_C$  及  $\theta_D$  の函数なり. 而して  $M_{Ca} = M_{Cd}$ ,  $M_{Dc} = M_{Db}$  より  $\theta_B$  及  $\theta_D$  を算出し  $M_{Ac}$  に代入すれば(5)式を得.

$$\begin{aligned} M_a &= \frac{Pl}{2}\xi^2 \left[ \frac{1}{2+\kappa} - \frac{\xi-\xi}{1+6\kappa} \right] \\ V_a &= \frac{P\xi}{1+6\kappa} [1+6\kappa+\xi(1-2\xi)] \\ H_a &= \frac{3}{2}P\xi^2 \frac{l}{h} \frac{1}{2+\kappa} \end{aligned}$$

上記に於て  $M_{Ac}$  と部材 ac に於て  $a$  點に接近せる部分の弾曲率である.

剛構の各種載荷状態に於ける不静定未知量を表示すれば 124. の如し.

123. 設計細目 剛構の部材の集中する部分は應力の分布が極めて複雑で通常使用せらるゝ断面に對しては現在尚明瞭なる計算方法が與へられて居らないから、此の部分の設計には最も考慮を要す. 今剛構の 1 格點をとつて考へる. 第 261 圖に於て断面には夫々弾曲率, 直應力及剪應力が作用するが, 最も影響の大きい弾曲率のみについて考へるに通常は圖の如く  $M_1$  及  $M_2$  は同方向である. このため上突縫左側には張力を生じ右側には壓力を生じ, 反対に下突縫に於ては左側に壓

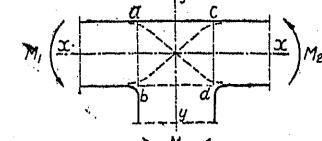
力を右側に張力を生ずる. 即ち主張力は ad に沿うて生じ主壓力は cb に沿ひて生じ四角形 abdc 内に於て應力の變換が行はれてゐる. 第 261 圖に於て四邊形 abcd 内に於ける直應力及剪應力を求むれば次の各式を得.

$$\sigma_y = -\frac{2P\lambda}{J_0} \xi \quad \dots \dots \dots \quad (14)$$

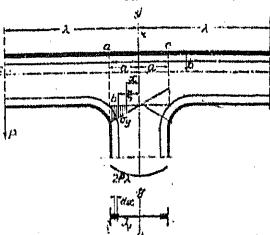
$$Q_{max} = P \left( 2\lambda \frac{S_y}{J_0} - 1 \right) \quad \dots \dots \dots \quad (15)$$

$$\tau_{max} = P \left( 2\lambda \frac{S_y}{J_0} - 1 \right) \frac{S_y}{J_0} \delta \quad \dots \dots \dots \quad (16)$$

$$T_{max} = P \left( 2\lambda \frac{S_y}{J_0} - 1 \right) \frac{S_y}{J_0} t \quad \dots \dots \dots \quad (17)$$

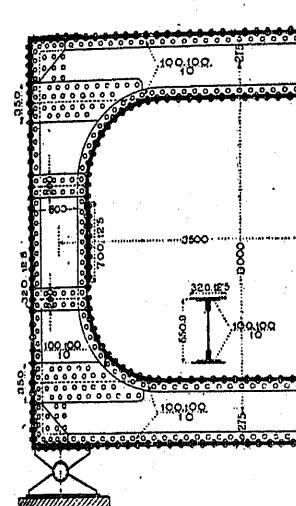


第 260 圖

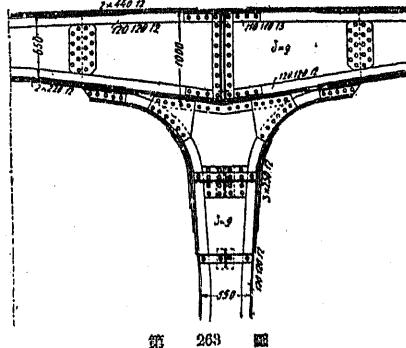


第 261 圖

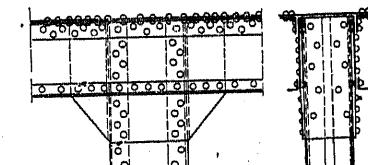
式中  $J_0$  は ab 及 cd 間の突縫の断面慣性率,  $J_0$  は柱材の断面慣性率,  $S_y$  は片側突縫断面の水平重心軸 x-x の通りの静力率,  $S_y$  は y-y 軸に對する柱材の片側断面静力率,  $\delta$  は復板の厚,  $S_{st}$  は中立軸に對する突縫の静力率,  $t$  は鉄筋,  $T_{max}$  は 1 本の鉄筋のとるべき最大剪力である.



第 262 圖



第 263 圖



第 264 圖

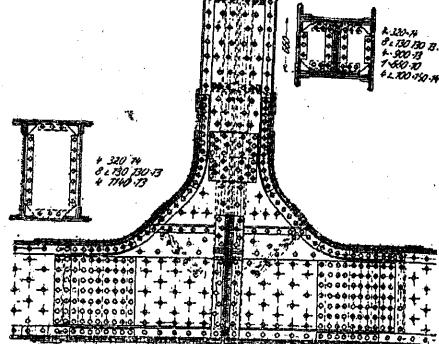
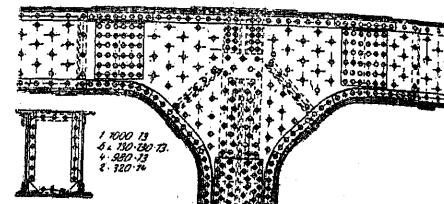
桁の中間の断面比率は普通の弯曲率を受ける鉄桁と略同様にして定めることが出来る。

第 262 図は I 形断面をなすものの一例である。現場組立には下弦と柱材とは工場に於て豫め剛結したものを運搬し、上弦に角の鉄のみを付けて運ばれ、現場で上弦と柱材とを鉄結する。第 263 図及第 264 図は突線を曲げずに延ばした例である。函形断面を用ふると格點附近に於て鉄結に困難を生ずることがあるから注意を要す。第 265 図は平行弦のフィーレンディール構で函形断面の例。

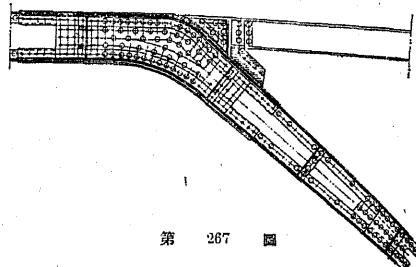
第 266 図は丁型剛構の格點を示せるもので、桁は I 形断面をなし、水平桁の下突線をまげて柱材の突線と剛結せしむ。柱材には弯折抵抗を増すため腹鉄に垂直に I 形鋼を取り付け腹鉄を通る軸に對する慣性率の増加が圖られてある。桁高は  $h=l/12$  にとつてある。

多徑間の剛構では各支間を凡て等しくするか又は両端の徑間のみを小にし他は等しく分つ。第 267 図は東京菖蒲橋の設計例で  $l$  を支承鉄中心間距離、 $l'$  を剛構の水平部材の長とすれば  $h/l=1/28$ 、 $h/l'=1/16$  である。

第 268 図は東京豊海橋の

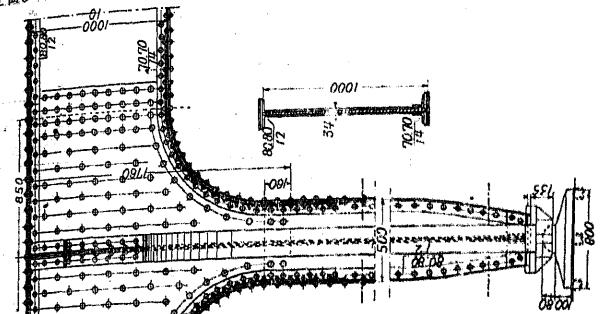


第 263 図

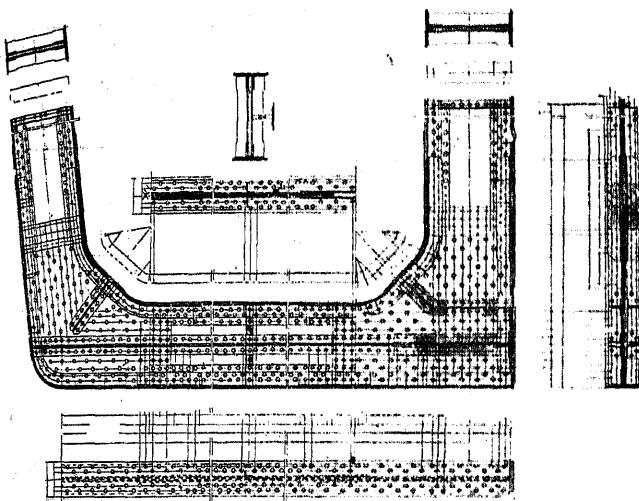


第 264 図

設計圖にて、I 形断面を用ひ格點附近に於ては 2 枚の角鉄を以て腹鉄を挟み、突線を曲げた部分には補剛材を設けてコーナーストレスに備へてある。



第 265 図



第 266 図

266



第 267 図

267



第 268 図

268



3) 第 283 圖に於て

$$\kappa = \frac{J_2}{J_1} \frac{h}{l}, \quad \mu = f(3+2\kappa) + 4 \frac{f}{h} \left( 5 + \frac{2f}{h} \right)$$

とすれば各種荷重の載荷に對して以下の諸式を得。

$$\begin{aligned} H_a = H_b &= \frac{5+4\frac{f}{h}}{4\mu} \frac{wl^2}{h} \\ M_c = M_d &= -\frac{5+4\frac{f}{h}}{4\mu} wl^2 \end{aligned} \quad \cdots \cdots \cdots \quad (13)$$

$$\begin{aligned} H_a = H_b &= \frac{\xi_2}{4} \left[ \frac{5(3+2\frac{f}{h}) - 2}{\mu} \left[ \frac{f}{h} \xi(5-2\xi) + 5 \right] \xi \right] \frac{wl^2}{h} \\ M_c = M_d &= -\frac{\xi_2}{4} \left[ \frac{5(3+2\frac{f}{h}) - 2}{\mu} \left[ \frac{f}{h} \xi(5-2\xi) + 5 \right] \xi \right] \frac{wl^2}{h} \end{aligned} \quad \cdots \cdots \cdots \quad (14)$$

$$\begin{aligned} H_a = H_b &= \frac{5}{2} P \xi \frac{l}{h} \left[ \frac{3+2\frac{f}{h} - \xi}{\mu} \left[ 2 \frac{f}{h} \xi(2-\xi) + 3 \right] \right] \\ M_c = M_d &= -\frac{5}{2} P \xi \frac{l}{h} \left[ \frac{3+2\frac{f}{h} - \xi}{\mu} \left[ 2 \frac{f}{h} \xi(2-\xi) + 3 \right] \right] \end{aligned} \quad \cdots \cdots \cdots \quad (15)$$

$$\begin{aligned} H_a &= \frac{wh}{2} \left[ \mp 1 - \frac{1}{4} \frac{15(2+\kappa) + \frac{f}{h} 4 \left( 15 + 8 \frac{f}{h} \right)}{\mu} \right] \\ M_c &= \frac{wh^2}{8} \left[ \mp 1 + \frac{15(2+\kappa) + \frac{f}{h} 4 \left( 15 + 8 \frac{f}{h} \right)}{\mu} \right] \end{aligned} \quad \cdots \cdots \cdots \quad (16)$$

$$M_d = -\frac{wh^2}{2} \left[ 1 - \frac{1}{4} \frac{15(2+\kappa) + \frac{f}{h} 4 \left( 15 + 8 \frac{f}{h} \right)}{\mu} \right]$$

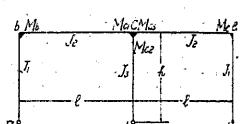
$$\begin{aligned} H_a = H_b &= -\frac{P}{2} \left[ \pm 1 + 2 \frac{f}{h} \frac{5+4\frac{f}{h}}{\mu} \right] \\ M_c = M_d &= \frac{P}{2} \left[ \pm 1 + 2 \frac{f}{h} \frac{5+4\frac{f}{h}}{\mu} \right] \end{aligned} \quad \cdots \cdots \cdots \quad (17)$$

4) 第 289 圖に於て

$$\kappa_1 = \frac{J_2}{J_1} \frac{h}{l}, \quad \kappa_2 = \frac{J_2}{J_3} \frac{h}{l},$$

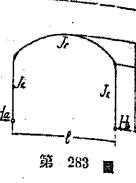
$N = 3 + 4\kappa_1, \quad N_1 = 3 + \kappa_1 + 2\kappa_2$  とすれば

$$M_{c1} = -\frac{wl^2}{8} \left[ \frac{1}{N} \pm \frac{1}{N_1} \right]$$



第 289 圖

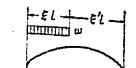
$$\begin{aligned} M_{c1} &= -\frac{wl^2}{8} \left[ \frac{1+2\kappa_1}{N} \pm \frac{1}{N_1} \right], \quad M_{c2} = M_{c1} - M_{c3} \\ H_a &= -\frac{M_b}{h}, \quad H_f = \frac{M_c}{h}, \quad H_d = -\frac{M_d}{h} \\ V_a &= \frac{wl}{2} + \frac{M_{c1}-M_b}{l}, \quad V_d = \frac{wl}{2} + \frac{M_d-M_{c1}}{l} + V_f \\ V_f &= \frac{M_e-M_{c3}}{l} \end{aligned} \quad \cdots \cdots \cdots \quad (18)$$



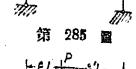
第 283 圖



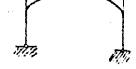
第 284 圖



第 285 圖



第 286 圖



第 287 圖



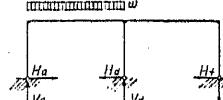
第 288 圖

$$\begin{aligned} Y_b &= \pm \frac{wh^2}{8} \left[ \frac{2+4\kappa_2 - \kappa_1 \mp 2\kappa_1}{2N_1} \right] \\ M_{c1} &= \mp \frac{wh^2}{8} \left[ \frac{6+5\kappa_1 \mp \kappa_1}{2N_1} \right] \\ M_{c2} &= M_{c1} - M_{c3} \\ H_d &= -\frac{M_{c2}}{h}, \quad H_e = -\frac{M_c}{h}, \quad H_{el} = \frac{wh}{2} + \frac{M_b}{h} \\ Y_a &= \frac{M_b - M_{c1}}{l}, \quad V_f = \frac{M_{c3} - M_b}{l}, \quad V_d = V_f - V_a \end{aligned} \quad \cdots \cdots \cdots \quad (19)$$

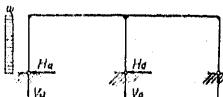
$$\begin{aligned} M_b &= \mp \frac{wh^2}{8} \frac{3+5\kappa_2}{N_1} \\ M_{c1} &= \pm \frac{wh^2}{8} \frac{3+2\kappa_1 - \kappa_2}{N_1} \\ M_{c2} &= 2M_{c1} \\ H_a &= H_f = -\frac{M_c}{h} \\ H_d &= \frac{wh}{2} + \frac{M_{c2}}{h} \\ V_a = V_f &= \frac{M_{c1} - M_b}{l}, \quad V_d = 0 \end{aligned} \quad \cdots \cdots \cdots \quad (20)$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{a}{l} \text{ とき} \\ M_b &= -\frac{3Pa(1-a)}{2} \left[ \frac{1-a}{N} \pm \frac{1}{2N_1} \right] \\ M_{c1} &= -\frac{Pa(1-a)}{2} \left[ \frac{a(3+2\kappa_1) + 2\kappa_1}{N} \pm \frac{3}{2N_1} \right] \\ M_{c2} &= M_{c1} - M_{c3} \\ H_a &= -\frac{M_b}{h}, \quad H_d = -\frac{M_{c2}}{h}, \quad H_f = -\frac{M_c}{h} \\ V_f &= \frac{M_e - M_{c3}}{l}, \quad V_a = P(1-a) + \frac{M_{c1} - M_b}{l} \\ V_d &= Pa + \frac{M_b - M_{c1}}{l} + \frac{M_c - M_{c3}}{l} \end{aligned} \quad \cdots \cdots \cdots \quad (21)$$

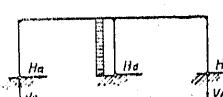
$$\begin{aligned} M_b &= \pm \frac{Ph}{4} \frac{3+4\kappa_2}{N_1}, \quad M_{c1} = \pm \frac{Ph}{4} \frac{3+2\kappa_1}{N_1} \\ M_{c2} &= 2M_{c1} \\ H_a = H_f &= \frac{M_b}{h}, \quad H_d = -\frac{M_{c2}}{h} \\ V_a = V_f &= \frac{M_b - M_{c1}}{l}, \quad V_d = 0 \end{aligned} \quad \cdots \cdots \cdots \quad (22)$$



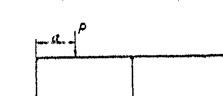
第 290 圖



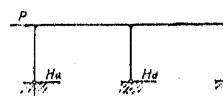
第 291 圖



第 292 圖



第 293 圖



第 294 圖

5) 第 295 圖に於て

$$\kappa = \frac{J_3}{J_2} - \frac{h}{l_0}, \quad \kappa_1 = \frac{J_1}{J_2} - \frac{h}{l}$$

$$N = +2\kappa + 3\kappa_1, \quad N_1 = 1 + 2\kappa - \kappa_1$$

$$\nu = \frac{l}{l_0}, \quad \nu_0 = \frac{l_0}{l} \quad \text{とすれば}$$

$$M_{b1} \left\{ \right. = \mp \frac{wl^2}{10} \left[ \frac{1+2\kappa}{N_1} \pm \frac{3+2\kappa}{N} \right]$$

$$M_{d1} \left\{ \right. = \mp \frac{wl^2\kappa}{8} \left[ \frac{1}{N_1} \pm \frac{1}{N} \right]$$

$$M_{b2} = M_{b3} - M_{b1}, \quad M_{d2} = M_{d3} - M_{d1}$$

$$V_a = \frac{wl}{2} + \frac{M_{b1}}{l}, \quad V_c = \frac{wl}{2} - \frac{M_{b1}}{l} + \frac{M_{d1} - M_{d3}}{l_0} \quad \cdots (23)$$

$$V_e = \frac{M_{d3} - M_{d2}}{l_0} + \frac{M_{d1}}{l}, \quad V_f = \frac{M_{d1}}{l}$$

$$H_1 = \frac{M_{b2}}{h}, \quad H_2 = \frac{M_{d2}}{h}$$

$$M_{b1} = M_{d1} = -\frac{wl^2\kappa_1}{4N}, \quad M_{b2} = M_{d2} = -\frac{wl^2}{4N}$$

$$M_{b3} = M_{d3} = -\frac{wl^2(1+\kappa_1)}{4N}$$

$$V_a = V_f = -\frac{M_{b1}}{l}, \quad V_c = V_e = \frac{wl_0}{2} - \frac{M_{b1}}{l}$$

$$H = \frac{wl^2}{4Nh}$$

$$M_{b1} \left\{ \right. = +\frac{wh^2\kappa}{16} \left[ \frac{3}{N} \mp \frac{1}{N_1} \right], \quad M_{b2} = M_{b3} - M_{b1}$$

$$M_{d3} \left\{ \right. = \mp \frac{wh^2}{8} \left[ \frac{1}{N_1} \pm \frac{1}{N} \right], \quad M_{d2} = M_{d3} - M_{d1}$$

$$H_a = \frac{wh}{2} + \frac{M_{d2} - M_{d1}}{h}, \quad H_c = \frac{wh}{2} + \frac{M_{d2}}{h}, \quad H_e = \frac{M_{d2}}{h} \quad \cdots (25)$$

$$V_a = \frac{M_{b1}}{l}, \quad V_c = -\frac{M_{b1}}{l} + \frac{M_{d3} - M_{d2}}{l_0}$$

$$V_e = \frac{M_{d2} - M_{d3} + M_{d1}}{l_0}, \quad V_f = \frac{M_{d1}}{l}$$

$$M_{b1} = M_{d1} = -\frac{wl^2}{8} \frac{3+2\kappa+2\nu_0^2\kappa_1}{N}$$

$$M_{b2} = M_{d2} = +\frac{wl^2}{8} \frac{3-2\nu_0^2}{N}$$

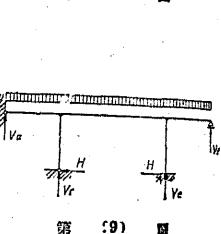
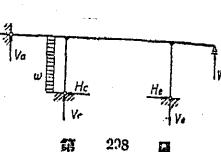
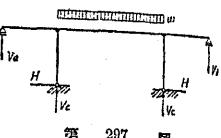
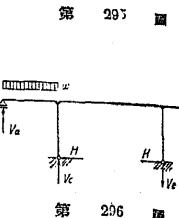
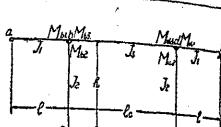
$$M_{b3} = M_{d3} = -\frac{wl^2}{4} \frac{\kappa+\nu_0^2(1+\kappa_1)}{N} \quad \cdots (26)$$

$$V_a = V_f = \frac{wl}{2} + \frac{M_{b1}}{l}, \quad V_c = V_e = \frac{w(l+l_0)}{2} - \frac{M_{b1}}{l}$$

$$H = \frac{wl^2}{8} \frac{3+2\kappa+2\nu_0^2\kappa_1}{Nh}$$

$$\alpha = \frac{a}{l} \quad \text{とすれば}$$

$$M_{b1} \left\{ \right. = \mp \frac{Pa(1-\alpha^2)}{4} \left[ \frac{1+2\kappa}{N_1} \mp \frac{3+2\kappa}{N} \right]$$



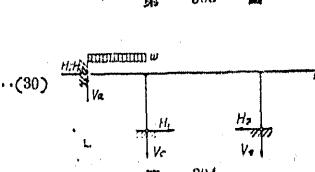
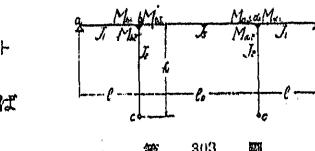
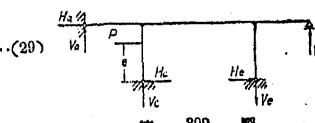
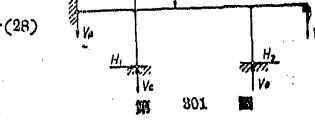
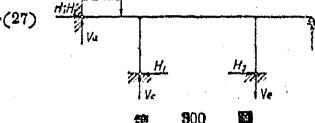
$$\begin{aligned} M_{b1} &= \mp \frac{Pa(1-\alpha^2)\kappa}{2} \left[ \frac{1}{N_1} \pm \frac{1}{N} \right] \\ M_{b2} &= M_{b3} - M_{b1}, \quad M_{d2} = M_{d3} - M_{d1} \\ H_1 &= \frac{M_{b2}}{h}, \quad H_2 = \frac{M_{d2}}{h}, \quad V_c = Pa - \frac{M_{b1}}{l} + \frac{M_{d3} - M_{d1}}{l_0} \\ Y_a &= P(1-\alpha) + \frac{M_{b1}}{l}, \quad Y_e = \frac{M_{d3} - M_{d1}}{l_0} + \frac{M_{d1}}{l}, \quad Y_f = \frac{M_{d1}}{l} \end{aligned} \quad \cdots (27)$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{a}{l} \quad \text{とすれば} \\ M_{b1} &= \mp \frac{Pa(1-\alpha)\kappa_1}{2} \left[ \frac{3}{N} \pm \frac{1-2\alpha}{N_1} \right] \\ M_{d1} &= \mp \frac{Pa(1-\alpha)}{2} \left[ \frac{3}{N} \pm \frac{1-2\alpha}{N_1} \right] \\ M_{b2} &= M_{b1} + M_{b2}, \quad M_{d3} = M_{d1} + M_{d2} \\ H_1 &= -\frac{M_{b2}}{h}, \quad H_2 = -\frac{M_{d2}}{h} \\ V_a &= -\frac{M_{b1}}{l}, \quad V_c = P(1-\alpha) - \frac{M_{b1}}{l} + \frac{M_{d3} - M_{d1}}{l_0} \\ V_f &= -\frac{M_{d1}}{l}, \quad V_e = Pa + \frac{M_{b2} - M_{d2}}{l_0} - \frac{M_{d1}}{l} \end{aligned} \quad \cdots (28)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon &= \frac{a}{h} \quad \text{とすれば} \\ M_{b1} &= +\frac{Pe(1-\varepsilon^2)\kappa_1}{4} \left[ \frac{3}{N} \pm \frac{1}{N_1} \right] \\ M_{d1} &= \pm \frac{Pe(1-\varepsilon^2)\kappa}{2} \left[ \frac{1}{N} \pm \frac{1}{N_1} \right] \\ M_{b2} &= M_{b3} - M_{b1}, \quad M_{d3} = M_{d3} - M_{d1} \\ H_a &= Pa + \frac{M_{b2}}{h} \\ H_c &= P(1-\varepsilon) + \frac{M_{b2}}{h} \\ H_e &= \frac{M_{d2}}{h} \\ V_a &= \frac{M_{b1}}{l}, \quad V_c = -\frac{M_{b1}}{l} + \frac{M_{d3} - M_{d1}}{l_0} \\ V_e &= \frac{M_{d3} - M_{d1}}{l_0} + \frac{M_{d1}}{l}, \quad V_f = \frac{M_{d1}}{l} \end{aligned} \quad \cdots (29)$$

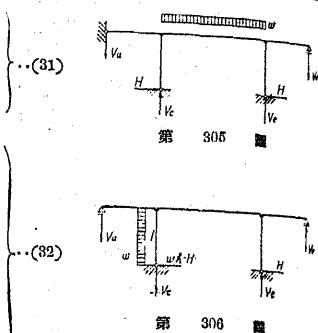
$$\begin{aligned} 6) \text{ 第 303 図に於て} \\ \kappa &= \frac{J_3}{J_2} - \frac{h}{l_0}, \quad \kappa_1 = \frac{J_1}{J_2} - \frac{h}{l}, \quad N = 3 + 2\kappa + \\ &\quad 3\kappa_1, \quad N_2 = 2\kappa + \kappa_1, \quad \nu = \frac{l}{l_0}, \quad \nu_0 = \frac{l_0}{l} \quad \text{とすれば} \\ M_{b1} &= \mp \frac{wl^2}{16} \left[ \frac{2\kappa}{N_2} \pm \frac{3+2\kappa}{N} \right] \\ M_{d1} &= \mp \frac{wl^2K}{8} \left[ \frac{1}{N_2} \pm \frac{1}{N} \right], \quad M_2 = +\frac{3wl^2}{16N} \\ H &= \frac{3wl^2}{16Nh} \quad \cdots (30) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{b1} &= \frac{wl}{2} + \frac{M_{b1}}{l}, \quad V_c = \frac{wl}{2} - \frac{M_{b1}}{l} + \frac{M_{d3} - M_{d1}}{l_0} \\ V_f &= \frac{M_{d1}}{l}, \quad V_e = \frac{M_{d3} - M_{d1}}{l_0} + \frac{M_{d1}}{l} \end{aligned} \quad \cdots (30)$$

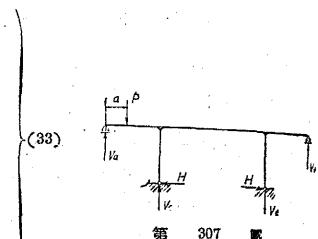


$$\begin{aligned} M_{b1} = M_{d1} &= -\frac{wl_0^2 \kappa_1}{4N}, & H &= \frac{wl_0^2}{4Nh} \\ M_{b3} = M_{d3} &= -\frac{wl_0^2(1+\kappa_1)}{4N}, & M_3 &= -\frac{wl_0^2}{4N} \\ V_a = V_f &= -\frac{M_{b1}}{l}, & V_c = V_e &= \frac{wl_0}{2} - \frac{M_{d1}}{l} \end{aligned}$$

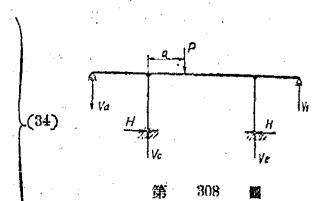
$$\left. \begin{aligned} M_{b1} \} &= \mp \frac{wl_0^2 \kappa_1}{16} \left[ \frac{4}{N_2} \pm \frac{3}{N} \right] \\ M_{d1} \} &= \pm \frac{wl_0^2 \kappa}{8} \left[ \frac{4}{N_2} \pm \frac{1}{N} \right] \\ M_{b2} = M_{b3} - M_{b1}, & M_{d2} = M_{d3} - M_{d1} \\ H &= -\frac{M_{d2}}{h} \\ V_a &= -\frac{M_{b1}}{l}, & V_c &= \frac{M_{b1}}{l} + \frac{M_{b3} - M_{d3}}{l_0} \\ V_f &= \frac{M_{d1}}{l}, & V_e &= -\frac{M_{d1}}{l} + \frac{M_{b3} - M_{d3}}{l_0} \end{aligned} \right\} \quad \text{... (31)}$$



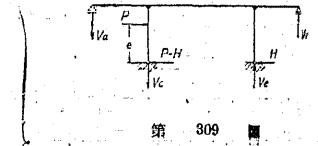
$$\left. \begin{aligned} M_{b1} \} &= \mp \frac{Pa(1-\alpha^2)}{4} \left[ \frac{2\kappa}{N_2} \pm \frac{3+2\kappa}{N} \right] \\ M_{d1} \} &= \mp \frac{Pa(1-\alpha^2)\kappa}{2} \left[ \frac{1}{N_2} \pm \frac{1}{N} \right] \\ M_2 &= +\frac{3Pa(1-\alpha^2)}{4N} \\ H &= \frac{3Pa(1-\alpha^2)}{4Nh} \\ V_a = P(1-\alpha) + \frac{M_{b1}}{l}, & V_c = Pa - \frac{M_{b1}}{l} + \frac{M_{d3} - M_{d3}}{l_0} \\ V_e = \frac{M_{d3} - M_{b3}}{l_0} + \frac{M_{d1}}{l}, & V_f = \frac{M_{d1}}{l} \end{aligned} \right\} \quad \text{... (32)}$$



$$\left. \begin{aligned} M_{b1} \} &= -\frac{Pa(1-\alpha)\kappa_1}{2} \left[ \frac{3}{N} \pm \frac{1-2\alpha}{N_2} \right] \\ M_{d1} \} &= -\frac{Pa(1-\alpha)}{2} \left[ \frac{3(1+\kappa_1)}{N} \pm \frac{(1-2\alpha)\kappa_1}{N_2} \right] \\ H &= \frac{3Ta(1-\alpha)}{2Nh}, & M_2 &= -\frac{3Ta(1-\alpha)}{2N} \\ V_a = -\frac{M_{b1}}{l}, & V_c = P(1-\alpha) - \frac{M_{b1}}{l} + \frac{M_{d3} - M_{b3}}{l_0} \\ V_f = -\frac{M_{b1}}{l}, & V_e = Pa + \frac{M_{b3} - M_{d3}}{l_0} - \frac{M_{d1}}{l} \end{aligned} \right\} \quad \text{... (34)}$$

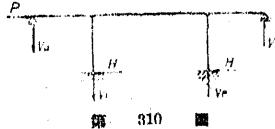


$$\left. \begin{aligned} M_{b1} \} &= \mp \frac{Pe\kappa_1}{4} \left[ \frac{2}{N_2} \pm \frac{3'1-\xi^2}{N} \right] \\ M_{d3} \} &= \mp \frac{Pe\kappa}{2} \left[ \frac{2}{N_2} \pm \frac{1-\xi^2}{N} \right] \\ M_{b2} = M_{b3} - M_{b1}, & M_{d2} = M_{d3} - M_{d1} \end{aligned} \right\} \quad \text{... (35)}$$



$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{M_{d2}}{h} \\ V_a = -\frac{M_{b1}}{l}, & V_c = \frac{M_{b1}}{l} + \frac{M_{b3} - M_{d3}}{l_0} \\ V_f = \frac{M_{d1}}{l}, & V_e = -\frac{M_{d1}}{l} + \frac{M_{b3} - M_{d3}}{l_0} \end{aligned} \right\} \quad \text{... (35)}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{b1} \} &= \mp \frac{Ph\kappa_1}{2N_2} \\ M_{d1} \} &= \pm \frac{Ph\kappa}{N_2}, \quad M_{d2} \} = \pm \frac{Ph}{2} \\ H &= \frac{P}{2} \\ V_a = V_f = \frac{M_{d1}}{l}, & V_c = V_e = \frac{M_{b1}}{l} + \frac{2M_{b3}}{l_0} \end{aligned} \right\} \quad \text{... (36)}$$



## 第 14 章 可動橋

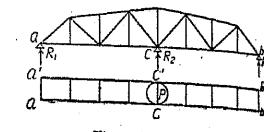
125. 可動橋總論 橋梁の桁下空間が船舶の航行に對して充分な高さにとれない場合には可動橋を用ふる。可動橋はその主要部分が移動するから、外力の作用は橋梁の位置に依りて異り、又外力が動力學的に働く故之等に對して充分安全なるのみならず相應の剛性を有する様に設計しなければならない。

可動橋を分類すれば次の如し。1) 旋開橋 鉛直軸の周囲に廻轉するもの。2) 跳開橋 水平軸の周囲に廻轉するもの。3) 異開橋 鉛直に上下するもの。可動橋の設計に當つては特に次の諸點につき注意を拂はなければならない。1) 可動橋が閉ぢ 交通に用ひられてゐるときは通常の固定桁として作用せしむること。橋梁が閉ぢ 交通に用ひられてゐるときは通常の固定桁として作用せしむること。2) 橋體と機械部とは分離し、橋梁が固定桁として作用せるとときには機械部に應用が働いてはいけない。機械部は唯橋を閉く場合にのみ使用せらるゝこと。3) 機械の操作は簡単なる設計を可とし維持修繕の勞を少からしむ。可動部は交通路の交叉點として重要な使命を有するものであるから、機械の修繕 取換等も容易に出来る事を要す。4) 開橋時に接近してくる車馬に對して危険を防止する設備をなすこと。5) 一般に可動橋は開橋せるときには不安定であるから風壓、地盤力に對して充分安全になさなければならぬ。

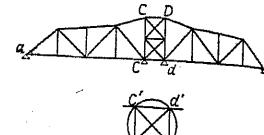
126. 旋開橋 旋開橋は中央橋脚上で廻轉開閉する一種の連續桁で、これに飯橋を用ひたもの（第 311 圖）と構体を用ひたもの（第 312 圖及第 313 圖）がある。可動橋の他の型式に比し、一般にその構造が簡単で、建造費及維持費も安い。殊に



その開閉が水平であるから運動費も少く、動力の高価なる處では最も有利である。旋開橋は閉ぢた時には 2 徑間連續桁となるが、開いた時は全荷重は全く中央橋脚に支へられ、上部構は突桁となる。従つて支點に對して兩側を對稱になすことが普通であるが、旋開時に水路の中間に橋桁及上部構があるため、船舶の通過を妨げる事が少くないので、橋脚を片寄せ非對稱にする場合もある。併し此の時には支點の兩側を釣合はせるため、鍤を用ひねばならず、又風壓の影響も兩側で異り有利とはいへない。旋開した橋體の周囲には適當の高さに木柵を設け船舶の通過の際に橋體に接觸し破壊するを防禦する。

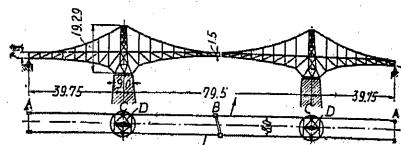


第 312 圖



第 313 圖

中央橋脚上の支承には單一の樞軸を用ひたもの(第 312 圖)、圓形軌條の上を轉る多くのローラーに依つて支へたもの(第 313 圖)、及兩者を併せ用ひたものがある。何れにしても旋開時には極めて不安定であるが、殊に地震力、風壓に對して充分安全なる事を要す。風壓の鉛直分力は「ヒューテ」では水平の 1/5 にとつてある。桁兩端の支承は閉ぢた時に死荷重の一部をとる様に設計する。普通の道路橋では全死荷重の 10~15% は桁端の支承に傳達される。運轉室は通常車道の上部に設け、開閉に當つて橋桁の兩端に接近してくる車馬、船舶が妨げなく見える様にする。



第 314 圖

旋開橋に鋸桁を用ひたときは桁高は  $h = l/8$  位とし、

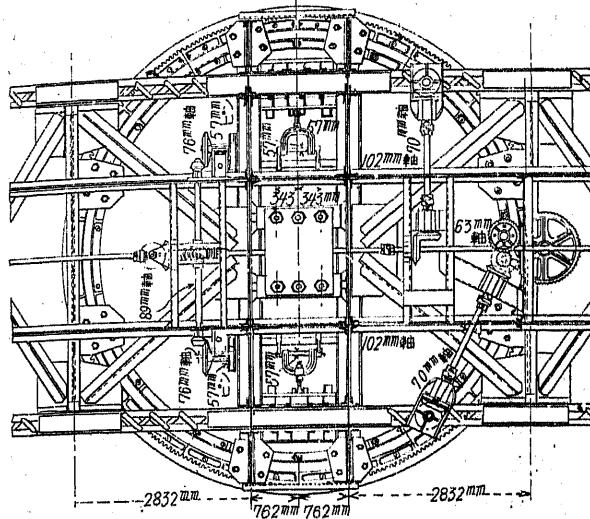
構を用ふるときには  $h = l/8 \sim l/6$  とする。ローラー支承は獨逸では通常ローラーの直徑 30~60 cm、長 15~30 cm、ローラーの軸を含む平面に於ける許容壓應力は 8~10 kg/cm<sup>2</sup> にとつてゐる。從つて支承にかかる荷重を  $P$ 、ローラーの直徑を  $d$ 、長を  $b$ 、數を  $n$  とすれば

$$P = nbd\sigma$$

第 315 圖

第 314 圖は獨逸ウイルヘルムスハーフェンに架設せられしものである。歐洲に於ける最大なる旋開橋は和蘭にあるもので總長 128 m、米國に於ける最大なるも

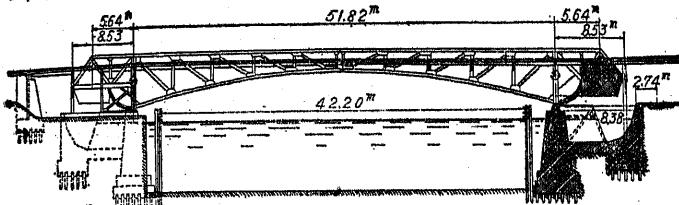
のはコネクティカット州にあるオーハマ近郊ミズーリ河に架設せる總長 158.5 m、2 連(第 315 圖)である。第 316 圖は中央橋脚上の支承部の詳細である。



第 315 圖

#### 127. 跳開橋 都市

の狭い水路では旋開橋の中央橋脚は著しく航行の妨げとなるから跳開橋又は昇開橋を用ひねばならない。然るときは船が橋梁へ衝突する恐れも少く、橋上を通行する車馬も橋梁の開閉が容易に遠方から認められるから交通上安全である。河幅



第 316 圖

が大なるときには複跳開橋となれば河中に橋脚等の障害物がなく水路の交通にも便利である(第 317 圖)。旋開橋では小船の通過に際しても殆ど全部の旋開を必要とするに反し、跳開橋は船舶の橋高により半開のまゝ通過せしむることも出来、のみならず開閉時間も旋開橋よりも少くてすむ。跳開橋の開閉には後方に鍤を付けてバランスさせ以て開閉時の動力を輕易ならしむるものが多いが此の場合、鍤の釣合に依つて自由端に生ずる死荷重反力は輕減するがそれだけ迴轉端の反力が



大きくなり橋臺に強固なるものを必要とする。製作組立の工費は旋開橋よりは幾分高く、又運轉動力も他のものより多く必要である。開橋時には橋床が傾斜するから橋面鋪装等は特殊の構造にしなければならない。種類には鉄析(第318図)と構桁(第319図)がある。機械設備が橋面上にある場合は交通者の危険なき様適當の保護設備をなす。有名な倫敦のタワー橋は複跳開橋にして有效幅は60m、各4箇の構桁よりなる。

### 128. 昇開橋 橋床が水面より高位

にありて船

舶を通過せ

しむるに比

較的僅少の

上昇ですむ

ときには昇

開橋が用ひ

らるゝ。又

橋軸が著し

く斜なる場

合、既設の

固定橋桁を

可動橋に變へる場合及二重の橋床を必要とする場合にも昇開橋を用ふれば容易に且經濟的に造ることが出来る。又荷重の下部構への傳達は他の型式のものより平

等明瞭に分布し、橋の開

閉に對する風の抵抗も他

のものより少く、橋床は

常に水平であるから橋面

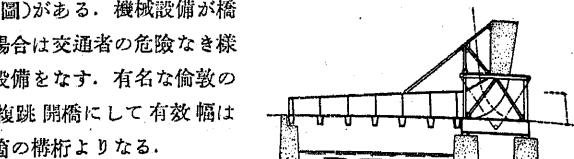
の構造等も通常の道路橋

に於けると同様の設計が

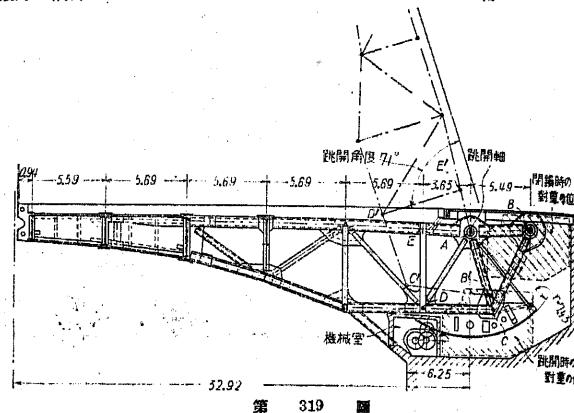
なされる。併し橋桁が幾

分上昇した場合には風壓

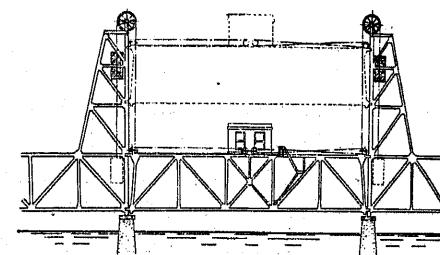
に曝される面が高くなる



第 318 図

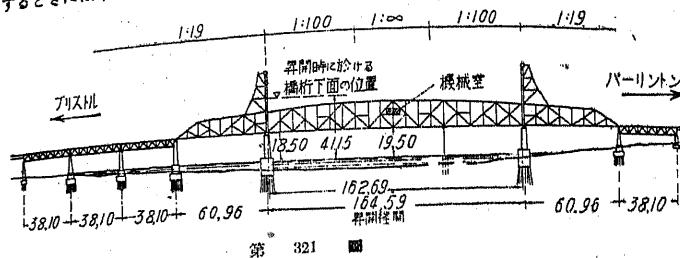


第 319 図



第 320 図

ため安定が悪くなる、又機械装置の修繕及取換が困難なことが缺點である。通常の上昇が15~20m以下の場合には上部構及下部構の建設費は旋開橋と略同様であるが徑間を旋開橋の様に大きくとる事が出来なく、40~45mの桁下空間を要するときは最早旋開橋の方が經濟的である。



## 第 3 部 鐵筋コンクリート橋

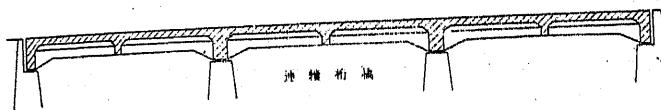
### 第 15 章 桥 橋

#### 第 1 節 概 論

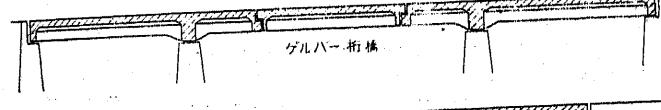
##### 129. 桥橋の分類 1) 桥橋の理論に依る分類 (1) 単橋橋, (2) 連續橋橋,



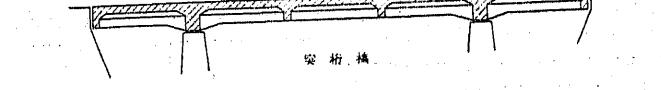
單 橋 橋



連 繼 橋 橋



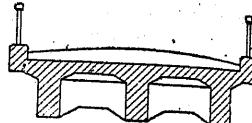
ゲルハーベ 橋



密 橋 橋

第 322 図

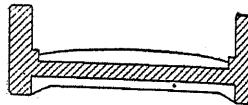
- (3) ゲルバー式桁橋, (4) 突桁橋.  
 2) 構造に依る分類 (1) 床版橋,  
 (2) T 桁橋.  
 3) 床版の位置に依る分類 (1) 上路橋(第 306 圖), (2) 下路橋(第 323, 324, 325 圖).



第 324 圖



第 323 圖

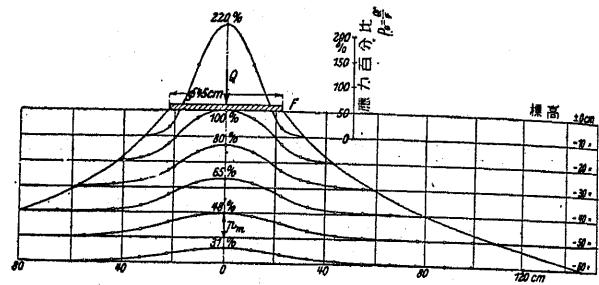


第 325 圖

130. 版上荷重の分布 橋面上に輪荷重を負載せる時は、荷重は舗装又は上置土を通して分布し版上に作用する(第 326 圖). 此の分布の状況を理論的並に実験的に研究せ

る結果 45°

に分布せる  
等布荷重と  
見做せば良  
い事が判つ  
た(第 327  
圖). 内務省  
道路構造令  
細則案にて



第 326 圖

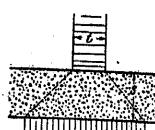
は、輪荷重が橋面上に負載された場合の荷重の分布を

$$v = t + 2s, \quad b = 20 \text{ cm} + 2s$$

と規定してある(第 328 圖).

内務省道路構造令細則第 28 條、活荷重ガ上置層ヲ通シテ分布スル方法ハ下ノ定ニ依ルベシ

- 自動車又ハ軽壓機ノ輪荷重ガ、路面ニ動ク面積ハ車輪ノ進行方向ニ於ケル長 0 cm ト其ノ輪帶幅トヨリ遠トセル矩形トシ其ノ版ヒニ於ケル分布ハ第 311 E(a)ニ依ル.
- 軌道ニ於ケル車輪ノ輪荷重ガ路面ニ動ク面積ハ車輪ノ進行方向ニ於ケル長 100 cm ト枕木ノ長トヨリ遠トセル矩形トシ其ノ版ヒニ於ケル分布ハ第 329 (b)ニ依ル.
- 輪荷重ノ分布面ノ直上ニ存在スル群衆荷重ハ輪荷重ノ分布面上ニ等布スルモノトス.

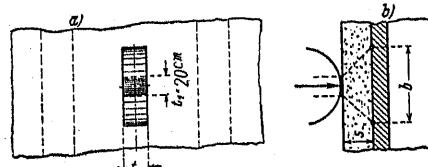


第 327 圖

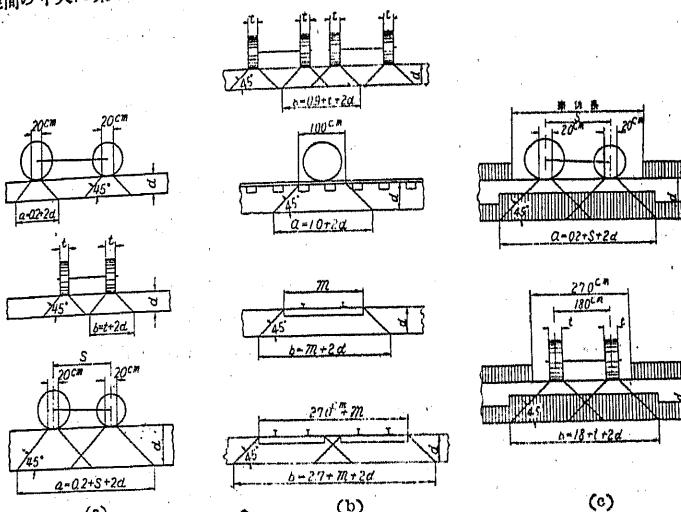
但シ  $a$  = 分布面ノ車輪進行方向ニ於ケル長(m),  
 $b$  = 分布面ノ車輪進行ト直角ノ方向ニ於ケル長(m),  
 $d$  = 上距離ノ以(m),  $m$  = 枕木ノ長(m),  $t$  = 輪帶幅(m),  $i$  = 離距(m).

### 131. 版の有效幅

兩端自由に支へられ、無限に擴がりたる、厚さとなる版に於て徑間の中央に集中荷



第 328 圖

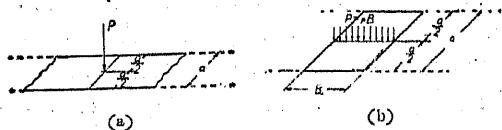


第 329 圖

重を加へた場合(第 330 圖 a), 其の集中荷重の直下に生ずる最大圧力はナダイ氏に依れば

$$P_{\max} = 1.44 \frac{P}{h^2}$$

で上記と同厚、同徑間にして幅  $B$  なる桁を



第 330 圖

考へ、其桁の徑間の中央に  $P$  を第 330 圖(b)の如く加へし場合の中央に於ける  
最大壓力は  $\sigma'_{\max} = 1.42 \frac{Pa}{R h^2}$

$$\sigma'_{\max} = 1.42 \frac{Pa}{Bh^2}$$

である。 $\sigma_{\max}$  と  $\sigma'_{\max}$  を等しく置けば  $B = 0.99\alpha$

にして、之は集中荷重を受けた版と等しき最大圧力を生ずる桁の幅であつて、  
くして版の計算を桁の計算に直す事が出来るので、 $B$  を版の有効幅と稱す。

$$\text{両端固定の場合には} \quad \sigma_{\max} = 1.18 \frac{P}{h^2}, \quad \sigma'_{\max} = 0.738 \frac{Pa}{Bh^2}$$

にして版の有効幅は  $B=0.63\alpha$  として與へらる。

として與へらる。

内務省道路構造令細則には之に關し次の如く規定してある。

第 29 條 自動車荷重及輻重荷重ヲ負載スル 鋼筋コンクリート版ノ有效幅ハ 1) = 在リテハ 4.5 m  
= 在リテハ b カ 2 m ヲ超過スル場合ヲ除クノ外下ノ各式ニ依リ之ヲ算出スヘシ。

### 1) 繪柄ヲ有スル版

$$e = \frac{2l}{3} + a \quad \text{又 } a \leq 2m \quad \text{又 } a \leq l,$$

### 2) 横術ヲ有スル段

$$e = \frac{2l}{3} + b \quad \text{又 } e \leq 2m \quad \text{又 } e \leq l_1$$

但シ  $a$ =分布面ノ車輌進行ノ方向=於ケル長(m),  $b$ =分布面ノ車輌進行ト直角ノ方向=於ケル長(m),  $c$ =版ノ有效幅(m),  $l$ =版ノ徑間(m),  $l_1$ =版ノ幅(m).

132. 高欄其他 道路橋の高欄は人が之に倚りかゝつた時、又は車輪が少しあつた位では安全でなければならぬ。依て内務省道路構造令細則には次の如く規定してある。

第 24 條 構干ニ作用スル推力ハ次ノ定ニ依ルベシ

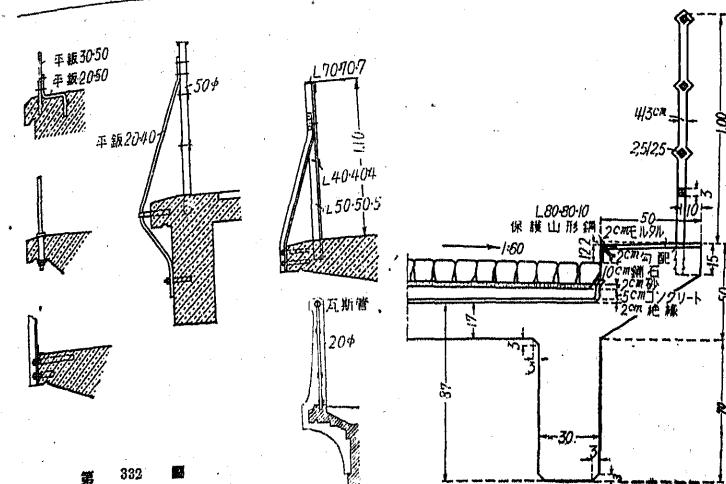
1) 1等橋ニ在リテハ幅千長 1m ニ付 70 kg

2) 2 等橋又ハ 3 等橋ニ在リテハ幅干度 1 m = 付 50 kg.

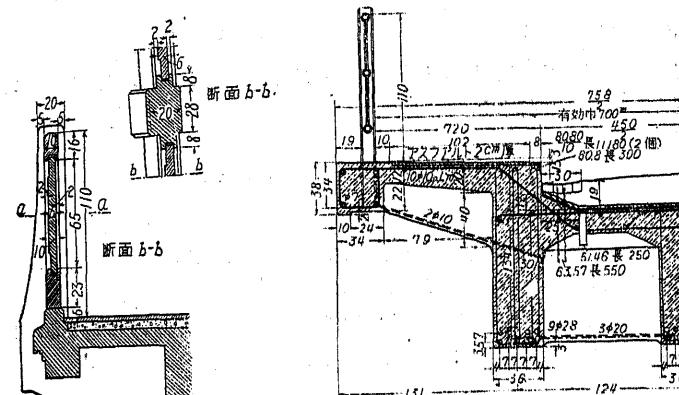
前項ノ推力ハ欄干ノ頂上ニ於テ 欄干ノ堅面ニ直角ニ動クモノトス（註 1 等橋は街路、2 等橋は  
道、3 等橋は府縣道に架設する橋梁）。

第332圖は簡単なる欄干を示せるものである。床版を絶縁してゐる箇所には欄干にも伸縮接合を設けなければならぬ(第333圖)。

**133. 防水及排水** 版に滲透する雨水を防止するため、版上にモルタル又はアスファルトを塗布し且つ滲透水を排除するための排水管を設くる(第334圖)。丁寧なる工法にあつてはモルタルを塗り、其上にアスファルトを敷き、更に其上にモルタルを塗布することもある。

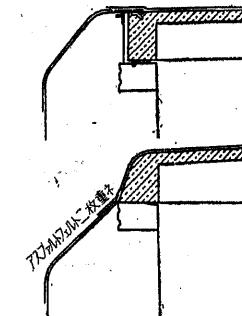
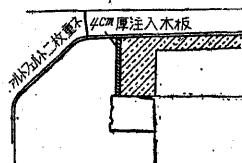


第 3

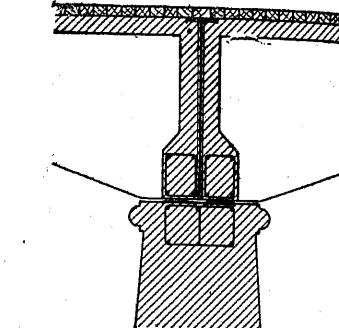


第 333 頁

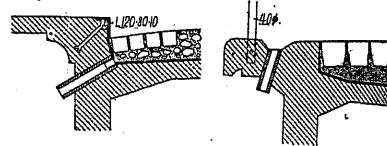
橋臺と桁橋との接觸部又は桁橋の接觸部に於て、雨水が支承上に流入するのを防止するため、第335圖の如くアスファルト・ペーパーを橋臺背面まで延長するか又は第336圖の如く銅銚、鉛銚等を用ふ。



第 335 圖



第 336 圖



第 337 圖

路面の雨水は之を兩側の L 形溝に導きて橋體外に導くか、又は第 337 圖の如く排水管によりて排水す。

## 第 2 節 床 版 橋

134. 床版橋 床版橋とは其の主桁が版より成る桁橋で、普通道路橋にあつては徑間 5~6 m 以下の場合に應用する。T 桁橋に比し重量大なる爲、振動衝撃に対する抵抗が大きい利點がある。

床版橋の設計には自動車又は輶壓機とその周囲群衆荷重とより生ずる最大彎曲率を求めより床版の厚、並に鐵筋量を算出する。

## 第 3 節 T 桁 橋

135. T 桁橋 T 桁橋は第 338 圖の如き断面を有する桁橋であつて、単桁橋としては 5~6 m 以上 15 m 迄の徑間に應用せらる。

主桁の中心間隔、主桁の高、主桁の幅、床版の厚を決定するには次の方法に依る(符號は第 339 圖参照)。

1) 主桁の中心間隔 主桁の中心間隔を増加すれば主桁の數は減るが、床版の厚さを増さなければならない。故に或る荷重に對しては經濟的の主桁間隔が決つて來るので、床版の體積と桁の體積とが大體等しき時最も經濟的となる。道路橋にあつては桁の上に必ず片方の車輪が載るから、主桁の間隔が甚だしく輪距を超さない限り、主桁の間隔を増す事に依つて著しく經濟的となる。普通主桁間隔は 1~2 m 若くは次の式に依る。

$$c = 0.8 + 0.071$$

茲に  $c$  : 主桁中心間隔(m),  $t$  : 支間(m)

2) 主桁の高 主桁の高さは主桁の中心間隔、幅及び床版の厚が決れば彎曲率より決定する。主桁の高が餘り低い時には桁の挠度が過大となり、高きに過ぎる時は自重大となり不經濟である。普通道路橋に於ける主桁の高  $h$  は次の如し。

$$h = l/10 \sim l/14$$

$$h = l/11 \sim l/15$$

3) 主桁の幅 T 桁主桁腹部の幅は理論上剪應力によりて定め得るも、實際には施工上、又は鐵筋配置の關係より決定される場合が多い。普通の T 桁橋に於ては腹部最小幅を 30 cm にとる。桁高大なる T 桁に於て、鐵筋を正しき位置に保たせ且つ拘固めに差支へながらしむるためには、腹部最小幅を 40 cm 以上にしなければならない。腹部幅  $b$  の選定に關しては大體次の式に依る。

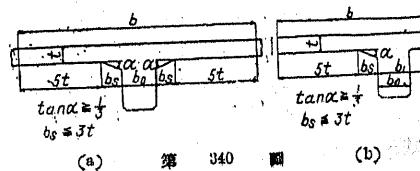
$$b = 0.2 + 0.15 h \quad (m) \quad h : 桁高(m)$$

4) T 桁の突緣 T 桁を設計する際に突緣の有效幅  $b$ (第 142 圖)を如何にとするかは困難な問題で、理論的には定まらないが略版の厚の 5~6 倍位に制限する。

土木學會の示方書に依れば、兩側に版のある場合(第 340 圖 a)

$$b = 10t + b_0 + 2b_1$$

但し  $b$  は兩側に於ける版の中心線の距離より大ならず又桁支



(a) 第 340 圖

(b)

間の  $1/2$  を超ゆべからず。

片側に版のある場合（第 340 圖 b 参照）

$$b = 4t + b_1 + b_s$$

但し  $b_s$  は版支間の  $1/2$  より大ならず、又桁支間の  $1/4$  を超ゆべからず。

5) 床版の厚 床版の厚は主桁間隔、輪荷重、鋪装の種類により異なるも、普通  $10\text{ cm}$  以上  $20\text{ cm}$  以下となす。床版の厚と主桁の高との比は低き桁に於ては  $1/4 \sim 1/5$ 、高き桁に於ては  $1/5 \sim 1/8$  とする。床版薄くして桁の高き場合には補強的に横筋を挿入しなければならぬ。

### 136. T 桁の鐵筋 1) 主鐵筋 桁の主鐵筋には普通 $4\sim 32\text{ mm}$ の丸鋼を使用し大なる桁では $40\text{ mm}$ 以上の

丸鋼を使用するも  $50\text{ mm}$  以上は用ひてはならぬ。普通

第 341 圖

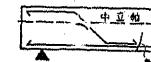
鐵筋を繼ぐには第 146 圖の如くその先端に鈎を附し重ね繼手とし、其の重ね合せの長さは少くとも鐵筋直徑の  $30$  倍となす。直徑の大なる鐵筋を使用する際には、其の繼手にターンバッカルを使用するか鉛接によらなければ繼手の効率を充分に發揮さする事が出來ない。鐵筋を曲げるには加熱せずに行ふを可とするも、直徑大なる鐵筋にあつては已むを得ず加熱する。鐵筋の端に於て半圓形又は銳角の角を附する場合には、鐵筋直徑の  $3$  倍以上の直徑を有する型の周りに曲げなければならぬ。之は鐵筋の材質を害さないで然も鐵筋端の碇着を確實にせんが爲である。鈎端の直線の長は普通鐵筋直徑の  $4$  倍以上にする。

鐵筋を曲げるには曲點に於ける屈曲内半徑を鐵筋直徑の  $10\sim 15$  倍にしなければならぬ。之は曲點に於て鐵筋を急曲するとコンクリートに壓挫を生ずるので之を防ぐためである。

桁に於ける抗張主鐵筋の水平最小純間隔は、其直徑の  $1.5$  倍以上とする。但し重ね繼手の箇所に限り其直徑の  $1$  倍まで縮めてよい。然し如何なる場合にも  $2.5\text{ cm}$  又は使用砂利の最大寸法の  $1.3$  倍以下ではいけない。

主鐵筋を上下  $2$  層以上に使用する時は、最下層の主鐵筋は許容強度以上の應力を受け、最上層の主鐵筋は許容強度より甚だしく小なる應力を受くる事になるから、桁高特に大なるもの、又は構造上已むを得ざる箇所以外には、主鐵筋を  $2$  層以上にする事は避けなければならない。上下層主鐵筋の純間隔は  $2.5\text{ cm}$  以上又は鐵筋の直徑以上となす。主鐵筋を上下  $2$  層にする時は、上層に於ける鐵筋は下層よりも水平方向の純間隔を大にし、コンクリートのまわりを良くする。抗張主鐵筋は其の  $1/3$  位は曲げずして支承上に達せしめなければならぬ。

2) 曲鐵筋 曲鐵筋は主に抗張主鐵筋を曲げたもので其の端はコンクリートの抗壓層中に碇着せしめなければならぬ。時には主鐵筋を曲げる場合もあるが、斯る場合には其の先端をコンクリートの抗張層中に碇着する事は避けねばならぬ。然らばれ、鐵筋量の變る所に龜裂を生じ易いのである（第 342 圖）。

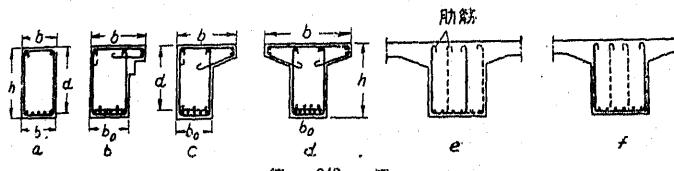


第 342 圖

3) 組立鐵筋 組立鐵筋は計算上全然不要なるも鐵筋組立の際及びコンクリート填充の際鐵筋の位置を確保するために必要な鐵筋である。桁に於ては、肋筋の位置を確保するために、桁の縦の方向に之を必要とする。之が複鐵筋桁の如き断面となるが、計算の際には一般に複鐵筋桁としては取扱はない。組立鐵筋には直徑  $8\sim 12\text{ mm}$  の丸鋼を使用する。

4) 肋 筋 肋筋は桁の剪應力に抵抗し、桁の抗壓層と抗張層との連結を完全にし、且つコンクリート打の際主鐵筋の位置及間隔を確保するものであつて、矩形桁及T桁に於ては、其剪應力の如何に拘らず常に肋筋を必要とする。肋筋の直徑は普通  $6\sim 8\text{ mm}$  であつて、特に大なる荷重を受ける桁、又は高の大なる桁に於ては、直徑  $8\sim 12\text{ mm}$  の丸鋼を用ふる。

肋筋の形狀は桁断面の四周に行き直る様、桁の断面形狀に應じて定むる（第 343 圖参照）。



第 343 圖

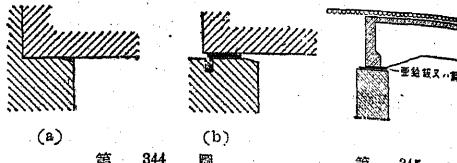
肋筋は其の先端を抗壓層中に完全に碇着しなければならぬ。肋筋の間隔は計算により求むべきではあるが、其の最大間隔は桁の有效高を超してはいけない。一般に其の間隔は支點附近を密にし中央部に向つて漸次粗となす。

肋筋の被厚は普通  $2\text{ cm}$  以上とす。

### 第 4 節 支 承

137. 支 承 鋼橋・複鐵筋コンクリート橋に於ても支點には支承を設け、支點の水平變位、角變位を自由ならしむ。支間  $10\text{ m}$  以下の單桁橋に於ては、滑

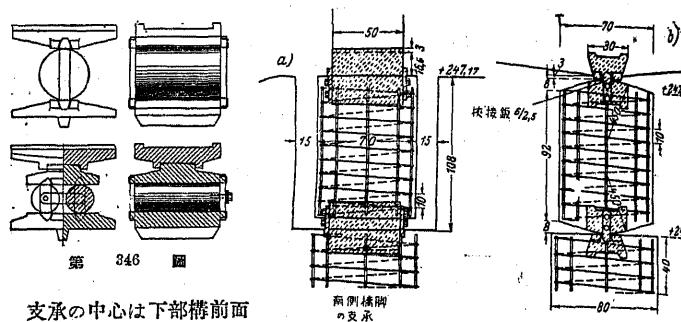
度變化に依る水平変位が極めて少いから、摺動支承で充分である。摺動支承としてはアスファルト・ペーパー(第344a



第 344 期

第 345

圖), 亜鉛板, 銅板, 鋼板を挿んで上部構と下部構の密着を防ぎたるもの(149圖), 又は厚(~10 mm)の亜鉛板, 銅板, 鋼板を一枚重ね合せたもの等が最も多く用ひられ(84-圖). 何れも主桁の直下にのみ設けらる. アスファルト・ベー-  
ーの如き薄いものを敷きたる場合には(第344 a, b 圖), 下部構前面の隅切をなして桁の彎曲に依る隅角の破壊を防ぐ様にする.



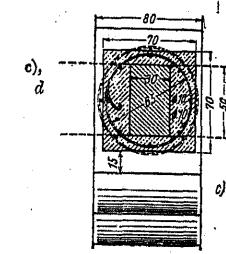
支承の中心は下部構前面  
より

$$a = 0.20 + 0.012 l_{v_0} (\text{m})$$

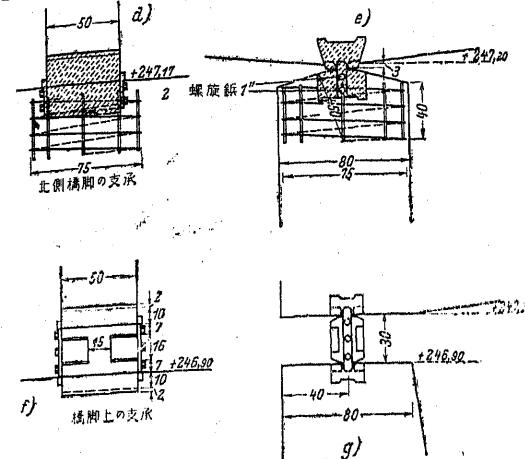
$l_{12}$  = 縱間(m)

位の距離にとる。支承面の表面は充分に廣く探り、壓力が  $25 \text{ kg/cm}^2$  を越えない様にする。

支間 10 m 以上の単桁橋に於ては 温度變化に  
因る水平變位も相等大きくなるから、支承部分  
の摩擦抵抗を少くしないと 桁に龜裂を生ずる様  
になる。故に斯る支間の単桁橋に於ては水平變位、角變位を容易ならしむる方  
法、第 346 圖及第 347 圖の如き轉支承及搖支承を用ひ鋼製及鐵筋コンクリート等  
となすも、我國に於ては鐵筋コンクリート製は實例に乏しい。



第 347

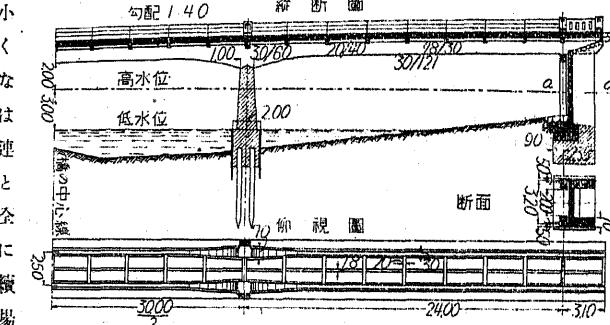


第 348 頁

## 第 5 節 連 繼 桅 標

支承は連続橋の橋脚上1箇所を固定承とし、他は可動承となす。

主筋は中間支点上に於て負歛曲率を生ずるが故に支点上の桁高を徑間の中央上



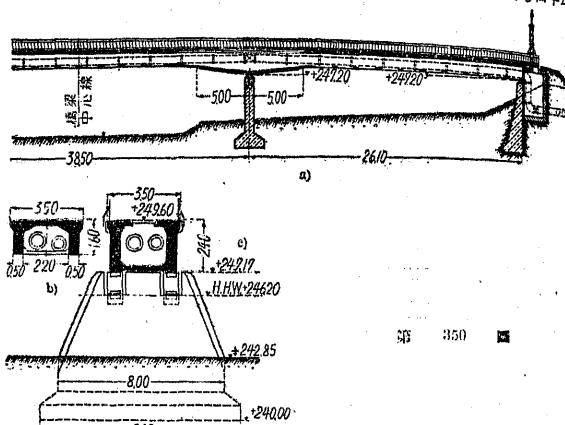
33 349

り大きくして其の負弯曲率及び剪力に抵抗せしむる。支点上の桁高を大きくするためのハンチは 1/3 より緩なる勾配となす。桁高を大きくしただけで負弯曲率及び剪力に對し充分の抵抗力を發揮し得ない場合には、第 349 圖の如く中間支点に近づくに従つて桁幅を増大する。中間支点に於ける桁高を充分高く取る事の出来ない場合には第 350 圖の如く桁をトラス形となし丁桁として取扱ふ。

## 第 6 節 ゲルバー式桁橋

139. 概 説 ゲルバー桁橋は第 351 圖の如き  $n$  個の支點を有する連續桁 ( $n-2$ ) 個の鉗を挿入し不静定構造物を静定構造物となせるものであつて、單桁と連續桁の利點を共に有せしめたものである。即ち静定桁なるため應力計算簡単にして、且つ支點に些少の沈下あるも桁内應力を生ぜざる點は單桁に類し、各断面に於ける弯曲率は連續桁に相似してゐるのである。

140. ゲルバー桁の影響線 ゲルバー桁各断面の應力計算には影響線を使用するのが最も捷徑である。第 352 圖には影響線の求め方を示してある。(荷重が横桁を通して主桁に傳はる場合) (a) は碇着桁の 1 点に於ける弯曲率、(b) は突桁中の 1 点に於ける弯曲

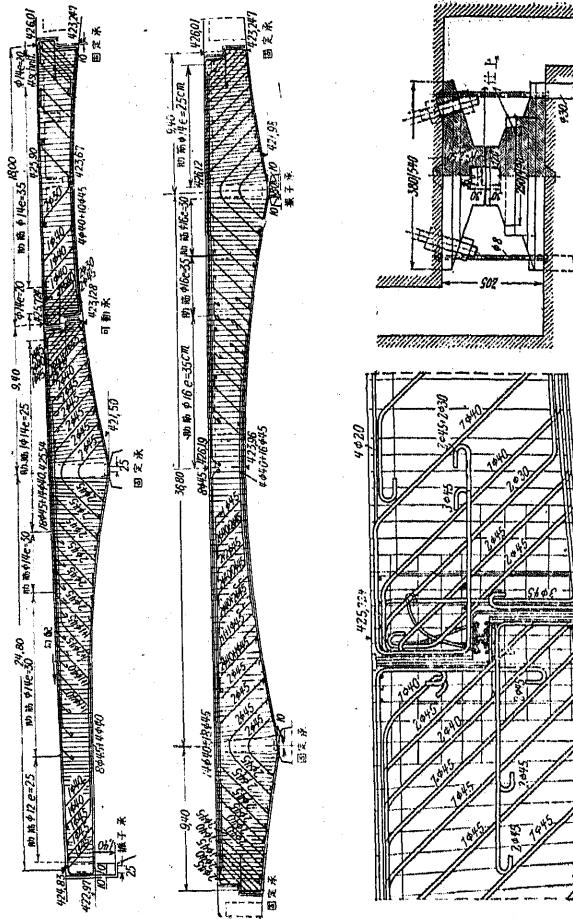


第 350 図

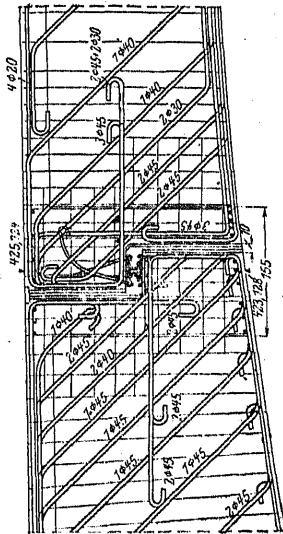
第 352 図

率の影響線を示し、(c) は碇着桁に於ける剪力、(d) は突桁に於ける剪力を示す率の影響線を示し、(e) は支點 A に於ける反力の影響線で生ずるが如き荷重を見出す事が出来る。(e) は支點 A に於ける反力の影響線である。

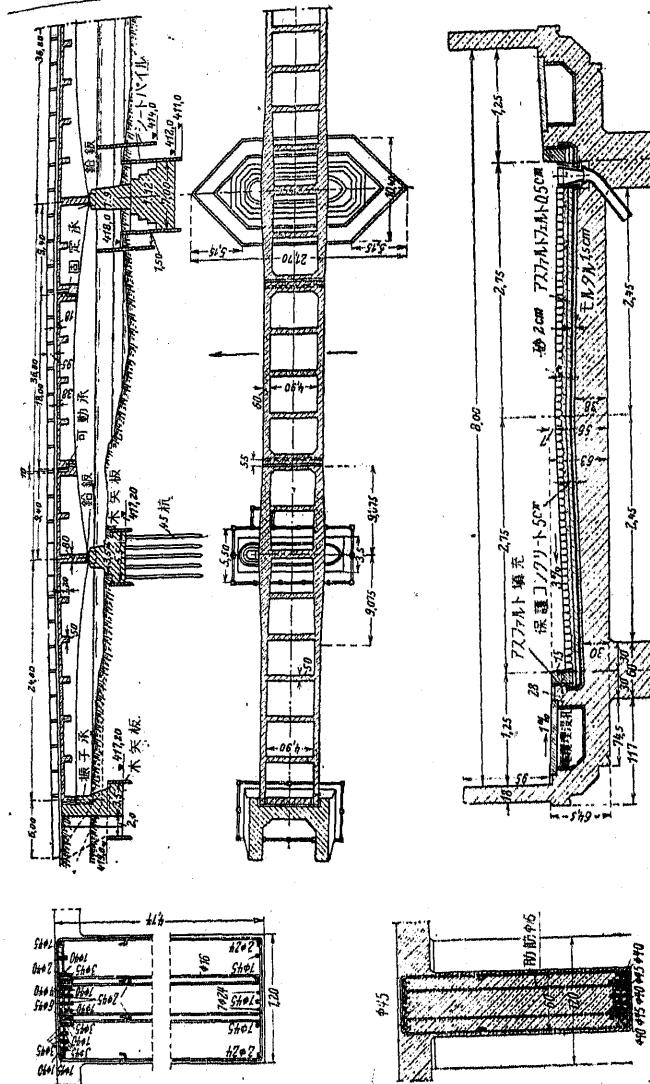
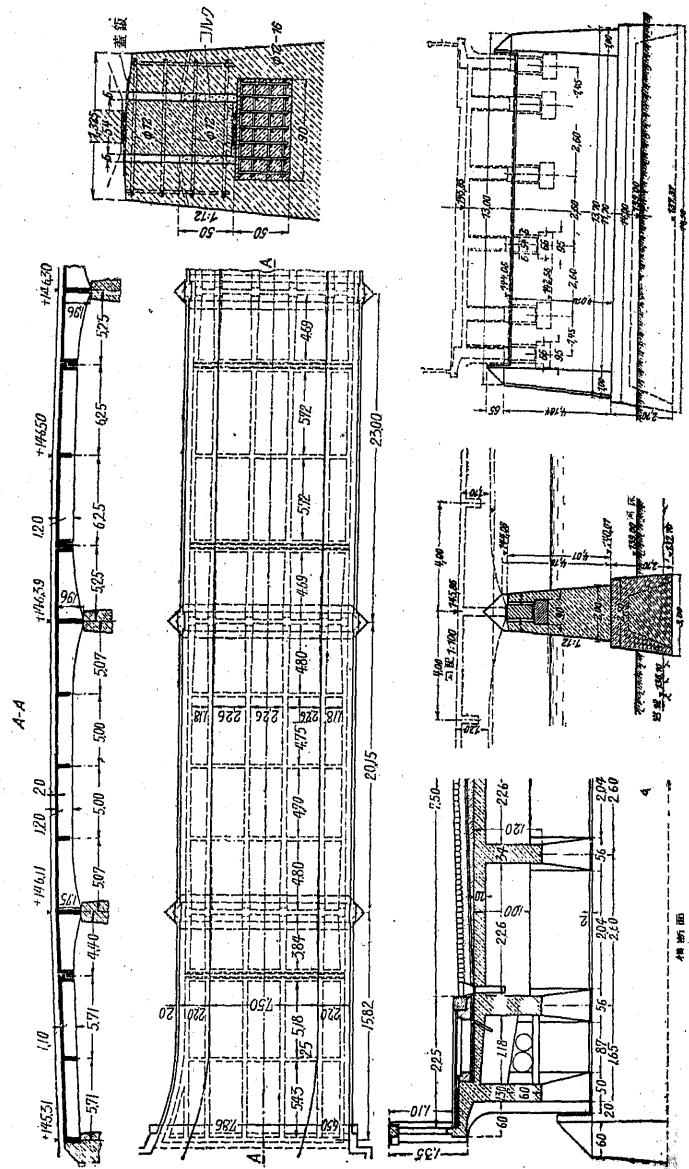
141. 構造詳細 ゲルバー式桁橋は連續桁同様、支點附近の大なる負弯曲率

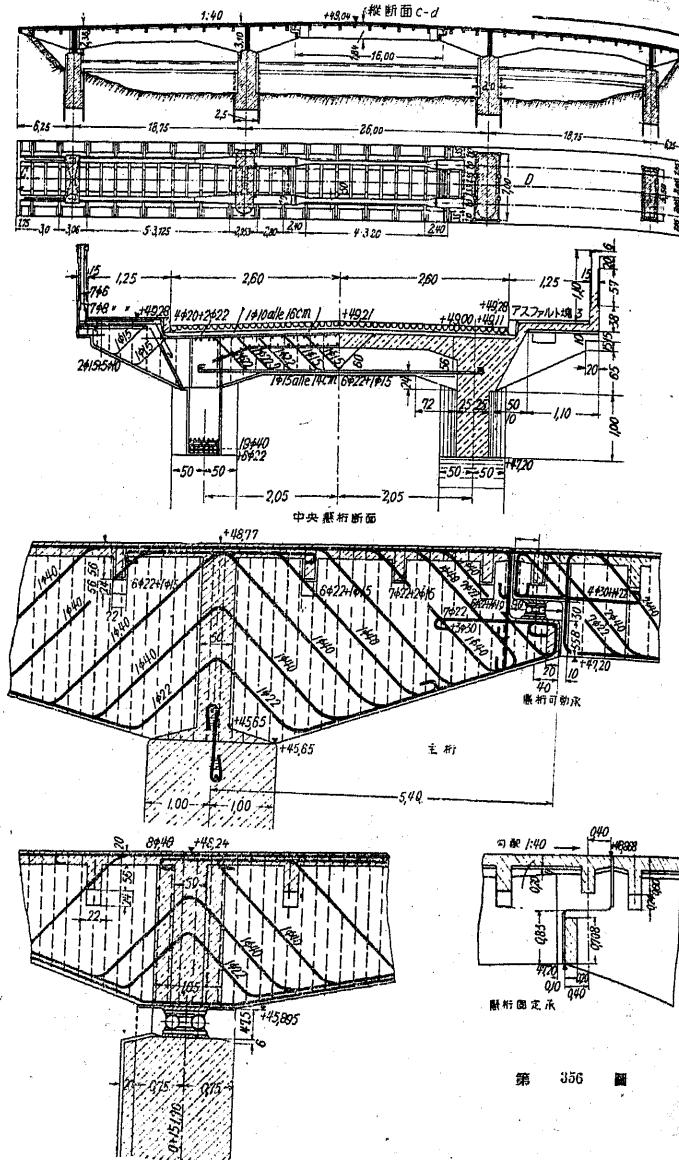


第 351 図

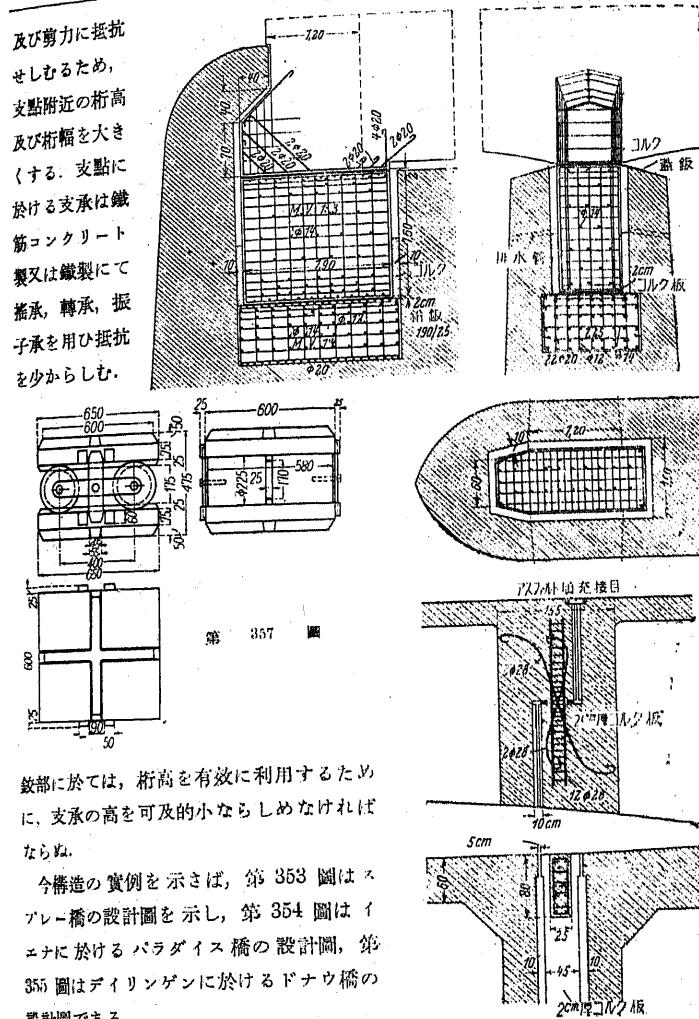


第 352 図





第 356



第 358 頁

142. 鉄部壓力計算 ゲルバー桁鉄部 第 358 圖  
の如く断面の急激に變化する箇所に於ては、好ましからざる應力を生ずるを以つ

て、かかる箇所の設計には充分注意を拂はねばならない。

今鉄部應力計算の方法を次の如き實例に就いて詳記せん。

1) 最大應力を生ずる断面の決定 最初鉄部の如何なる断面に最大彎曲應力及び最大剪應力が生ずるかを知るために第359圖の如く鉄部に鉛直面 1, 2, 7, 8, 9, 10, 11 及び傾斜面 3, 4, 5, 6 を採り之等断面に就きて計算比較しなければならぬ。但し桁は均一質の材料より成るものと假定し、 $\sigma_o$  = 上線織維應力(+張力)  $\sigma_u$  = 下線織維應力(+張力),  $N$  = 軸力(+張力),  $M$  = 断面重心に對する彎曲率,  $F$  = 断面積,  $W$  = 断面率,  $\tau$  = 剪應力強度,  $Q$  = 剪力,  $h$  = 断面の總高とすれば

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o = \frac{N}{F} + \frac{M}{W}, \\ \sigma_u = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} + \frac{Q}{b_0 \times 0.87 h}, \\ \tau = \frac{Q}{b_0 \times 0.87 h} \end{array} \right.$$

猶、第359圖 a點より水平と  $45^\circ$  の角をなす線 a-d 以下の部分は有效に作用せざるものとして無視する。鉛直断面の彎曲率は各傾斜断面の重心より  $R$  までの水平距離に  $R$  を乗じたものである。鉛直断面の軸力  $N$  は 0 にして剪力は  $R$  に等しい(断面 1 に於ける剪力は  $R/2$  である)。傾斜断面に於ては第359圖(b)の如く  $R$  を傾斜断面に直角なる力  $N$  と平行なる力  $S$  とに分けたる場合、 $N$  が軸力で  $S$  が剪力になるのである。即ち

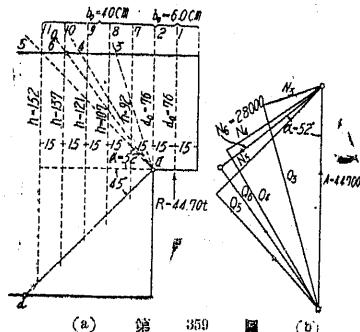
$$N = R \cos \alpha, \quad S = R \sin \alpha$$

故に  $\alpha$  = 断面が水平になす角。

斯くして各断面の應力を求むれば

次表の如し。

断面	$F$ (cm <sup>2</sup> )	$W$ (cm <sup>3</sup> )	$M$ (kgcm)	$N$ (kg)	$Q$ (kg)	$\frac{N}{F}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\frac{M}{W}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_o$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau = \frac{Q}{b_0 \times 0.87 h}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	4560	57760	156500	—	22350	—	2.71	-2.71	+2.71	5.04
2	4560	57760	670000	—	44700	—	11.60	-11.60	+11.60	11.30
3	3200	42650	1250000	14200	42300	4.44	29.30	-24.86	+33.74	15.30
4	2640	55350	1790000	25000	37200	6.87	32.40	-25.53	+39.27	11.06
5	4315	77750	2370000	31500	31500	7.30	30.50	-28.20	+37.80	8.38
6	3880	62700	2010000	28000	36000	7.22	32.08	-24.83	+39.30	10.80
7	3680	55800	1340000	—	44700	—	24.00	-24.00	+24.00	14.12
8	4280	76400	2010000	—	44700	—	26.35	-26.35	+36.35	12.00
9	4340	97500	2780000	—	44700	—	28.55	-28.55	+25.55	10.60
10	5180	125000	3350000	—	44700	—	26.80	-26.80	+26.80	9.34
11	6070	154000	402000	—	44700	—	26.10	-26.10	+26.10	8.45



(a) 第 359 図 (b)

表よりも明なる如く織維應力強度の最大は断面 6 ( $\alpha = 52.9^\circ$ ) に生じ、

$$\sigma_o = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{28000}{3880} + \frac{201000}{62700} = 7.22 + 32.08 = 39.30 \text{ kg/cm}^2 \text{ (張力)}$$

$$\sigma_u = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} + \frac{Q}{b_0 \times 0.87 h} = 7.22 + 32.08 + 35.00 = 64.30 \text{ kg/cm}^2 \text{ (張力)}$$

$$\tau = \frac{Q}{b_0 \times 0.87 h} = \frac{35000}{40 \times 0.87 \times 40} = 10.50 \text{ kg/cm}^2$$

又最大剪應力強度は断面 3 に生じ、

$$\tau = \frac{Q}{b_0 \times 0.87 h} = \frac{42500}{40 \times 0.87 \times 80} = 15.30 \text{ kg/cm}^2$$

又断面 6 に生ずる軸應力は  $N_e = 28000$  kg

であつて、此の軸應力は第360圖に於けるが

筋によって抵抗せしむるのである。斯くて

一般にゲルバー桁の鉄部に於ては筋筋を回

上げ張力に抵抗せしむるのであつて、其の角

度は普通  $45^\circ$  にする。

2) 正確なる應力の計算 桁幅  $b_0$  は 40 cm 鉄に於ては 60 cm に擴げる。

(1) a-a 面(傾角  $52^\circ$ ) に於ける應力を計

算す。筋筋は曲上筋筋のみを考へる(第 360

圖参照)。

$$M = 20.10 \text{ t}, \quad N = 28.00 \text{ t}$$

$$\text{偏心率 } c = \frac{20.10}{28.00} = 0.718 \text{ m}$$

次に筋筋とコンクリートとの彈性比  $n = 15$  とすれば筋筋  $A_s$ ,  $A_{s'm}$ ,  $A_s$ (第361圖)の断面

積をコンクリートに換算すれば

$$n A_s = 15 \times 28.28 = 424 \text{ cm}^2$$

$$n A_{s'm} = 15 \times 14.14 = 212 \text{ cm}^2$$

$$n A_s' = 15 \times 7.07 = 106 \text{ cm}^2$$

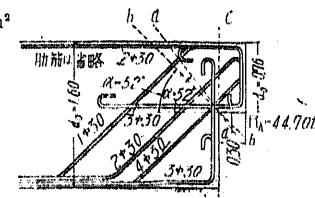
となる。今此の断面の應力を求むる爲に圖式

解法を用ふれば次の如くなる。即ち垂直線上

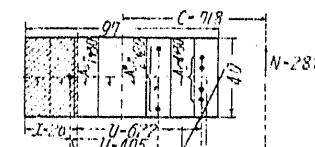
にコンクリートに換算せる筋筋の断面積、並

にコンクリートの断面積を或るスケールに從

つて取り、極距を適當なる値に選び極より各



第 360 図



第 361 図

断面積の分界點へ直線を引く(361図)、(b)図を基礎として素多角形 C'A'BL...を描く、次に断面の中立軸を求むるには O'A'を延長して素多角形との交點を L とし A'BL を C'HK に等しくならしむ様に H,K を求むれば HK が中立軸となる。そして HK = z, 抗圧線より中立軸までの距離を x, 鉄筋位置より中立軸までの距離を v, 柱距を H とすればコンクリートの應力は  $\sigma_c = \frac{xN}{Hx}$ , 鉄筋の應力  $\sigma_s = n \frac{vN}{Hz}$  にて表はされる。本計算例に於ては  $x = 26 \text{ cm}$ ,  $z = 14 \text{ cm}$ ,  $H = 2800 \text{ kg}$  なれば

$$\sigma_c = \frac{xN}{Hz} = \frac{26 \times 28000}{1800 \times 14} = 28.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \frac{vN}{Hz} = 15 \times \frac{62.2 \times 28000}{1800 \times 14} = 1040 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s' = 15 \times \frac{40.5 \times 28000}{1800 \times 14} = 675 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_s'' = 15 \times \frac{3.2 \times 28000}{1800 \times 14} = 53 \text{ kg/cm}^2$$

上記鉄筋以下に水平鉄筋、肋筋があるから實際の應力は減じて来る。

(2) 尚 b-b 面 ( $\alpha = 45^\circ$ ) に於ける斜張力  
に対する鉄筋の應力を計算す。今 L-b 面に

働く力は(第362図)  $Z = \frac{Q}{\cos \alpha}$

とし水平鉄筋が附着力に對し充分に埋込んである時には水平鉄筋も鐵筋量の中に附加へて

良い  $Z = \frac{Q}{\cos \alpha} = \frac{44700}{0.707} = 63100 \text{ kg}$

鐵筋量は 斜鉄筋  $7 \times \phi 30 \quad A_s = 49.48 \text{ cm}^2 (77\%)$

水平鉄筋  $3 \times \phi 30 (\alpha = 45^\circ) \quad A_s \cos 45^\circ = 15.00 \text{ cm}^2 (23\%)$   
 $64.48 \text{ cm}^2$

$$\therefore \sigma_s = \frac{63100}{64.48} = 980 \text{ kg/cm}^2$$

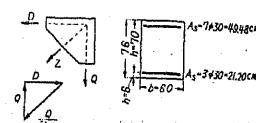
故に水平鉄筋1本に加はる力は  $\frac{23}{100} \times \frac{63.1}{3} = 4.84 \text{ t}$

今許容附着力を  $6 \text{ kg/cm}^2$  とし埋込長を  $130 \text{ cm}$  とすれば水平鉄筋1本の有する附着抵抗力は  $\pi d l \tau_1 = 3.14 \times 3.0 \times 130 \times 6.0 = 7340 \text{ kg} = 7.34 \text{ t}$

であるから斜張力には充分抵抗し得るのである。

(3) c-c 面(第162図)に於ける剪應力の計算は桁高  $h = 76 \text{ cm}$ , 桁幅  $b_0 = 60 \text{ cm}$ , 突桁腕  $\lambda = 30 \text{ cm}$  とすれば斜張力は一般に  $Z_s = \frac{\tau_1 + \tau_2}{2} \frac{b_0 \lambda}{\sqrt{2}}$  にて與へられる。

茲に  $\tau_1 = \text{断面0に於ける剪應力}$   $\tau_2 = \text{断面2に於ける剪應力}$



第 362 図

$$\tau_2 = \frac{Q}{b_0 z} = \frac{Q}{b_0 \times 0.87 h} = \frac{44700}{60 \times 0.87 \times 76} = 11.30 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau_1 = 0$$

$$\therefore Z_s = \frac{11.30 \times 60 \times 30}{2\sqrt{2}} = 7200 \text{ kg}$$

今鐵筋の許容張應力  $\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$  とすれば必要なる鐵筋断面は

$$A_{s2} = \frac{7200}{1000} = 7.2 \text{ cm}^2,$$

然るに實際の鐵筋量は  $6 \times \phi 30$  なる故  $A_{s2} = 42.41 \text{ cm}^2$  で安全である。

(4) c-c 面に於ける轉曲應力の計算  $b_0 = 60 \text{ cm}$ , 此斷面の轉曲率及直應力は  
 $M = 44 \times 7 \times 0.15 = 6.70 \text{ tm}, \quad N = ?$

故に桁高  $h = 70 \text{ cm}$ , 被覆  $h' = 6 \text{ cm}$ , 桁幅  $b = 60 \text{ cm}$ , 鐵筋上下各  $3 \phi 30 \text{ cm}$  とし複鐵筋柱としてコンクリート並に鐵筋の應力を計算すれば

コンクリート  $\sigma_c = 10.55 \text{ kg/cm}^2$

鐵筋  $\sigma_s = 492 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_s' = 102 \text{ kg/cm}^2$

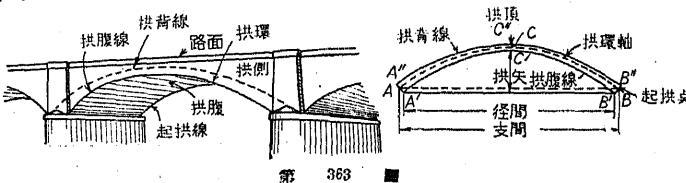
であるから安全である。上記の計算により、曲鐵筋は水平と  $45^\circ$  に曲げ、斜張力  $Z = 1 \sec 45^\circ = 1.414 A$  ( $A = \text{鉄反力}$ )

に抵抗するに足る量を挿入すれば充分である。

## 第 16 章 拱 橋

### 第 1 節 概 説

143. 拱各部の名稱 第165圖は鐵筋コンクリート拱橋を示せるものであつて、各部の名稱をあげ説明すれば次の如し。



第 363 ■

拱環  $A/A''C''B''C'$  部,

拱環線 拱環外側線  $(A''C''B'')$ ,

拱腹 拱の内面,

起拱點 拱腹線、又は拱環軸の兩端,

徑間  $A/B'$  距離,

拱環軸 拱環中心線  $(ACB)$ ,

拱腹線 拱環内側線  $(A/C'B')$ ,

拱頂 拱環、又は拱環軸の頂點,

起拱線 拱腹と下部構造との交線,

支間  $AB$  距離,

拱矢 起拱點を結ぶ直線と拱頂との鉛直距離,

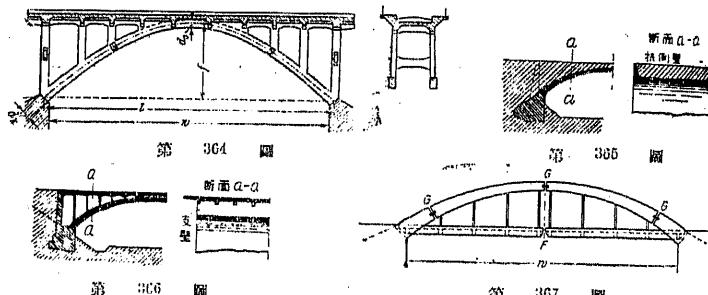
**拱背** 路面と拱背線との間の部分、**拱側壁** 拱背の両側に設けたる壁、**拱背裏込** 拱背を填充する土砂又はコンクリート等の填充材料。

144. 拱橋の分類 1) 拱理論に依る分類 (1) 無鉄拱 鋸を有せざる拱。無鉄拱は3次不静定で些少なる下部構造の移動も各部應力に大なる影響あるを以て、基礎地盤軟弱なる箇所には架設不適當である。最も剛性に富み、施工容易で現今鐵筋コンクリート拱橋の大部分は之に屬してゐる。(2) 二鉄拱 二つの鋸を有す拱。二鉄拱は一次不静定で、橋臺移動、溫度變化、コンクリートの凝固收縮等に對し非常に鋭敏であつて不徹底な様式であるが、繫拱として屢々用ひらる。(3) 三鉄拱 三つの鋸を有する拱。三鉄拱の應力は静定であつて、基礎少少の移動に對しても内應力には變化がないから、基礎軟弱なる箇所には有利である。然し鋸の施工困難で、且つ剛性の少き點等で無鉄拱程用ひられない。

2) 床版の位置に依る分類 (1) 上路拱 (第364圖), (2) 下路拱 (第365圖)。

3) 拱背の構造に依る分類 (1) 充側拱 (第366圖), (2) 開側拱 (第367圖)。

4) 使用鋼材に依る分類 (1) 鐵筋式 (第368圖参照) 鐵筋式は鋼材として丸鋼等の一般に使用せらるゝ鐵筋を使用したもので、此は佛國のモニエール氏の發明したものでモニエール式とも云ふ。(2) 鐵骨式 (第369圖参照) 鐵骨式は鋼材として鐵骨を使用したもので、英國のメラン氏の創案でメラン式と稱する。



145. 荷重 前記桁橋と同様、死荷重と活荷重とに分たる。

1) 死荷重 桁橋の場合には、死荷重は全徑間を通じて等布的と考へたが、拱橋にあつては拱軸の形狀、拱背の構造等に由つて必ずしも等布的に分布せらるるとは限らないから、特に考慮を拂はねばならない。下路橋にして拱より吊材に依り橋床を吊つてゐる場合には死荷重を等布と考へて良い。上路橋中開側拱に於ける荷重は等布的と考へ得るも、充側拱に於ける死荷重は拱の各點に於て異り等布

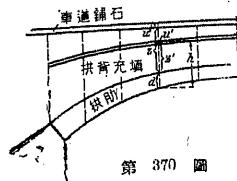
的と見做し得ない。斯る場合には拱橋単位幅を假定し、其の単位幅上に載る死荷重を探らねばならぬ。此の爲には、各種材料を或一定の材料の重量に換算した換算荷重線を考へる方が便利である。即ち第370圖に於く。

$d$ =拱の鉛直高  $z$ =拱背裏込の鉛直高  
 $w$ =鋪装の鉛直高  $z'$ =拱背裏込材料を拱材料に換算せる際の鉛直高  
 $w'$ =鋪装材料を拱材料に換算せる際の鉛直高

とすれば換算荷重線の縦距は

$$h = d + z' + w'$$

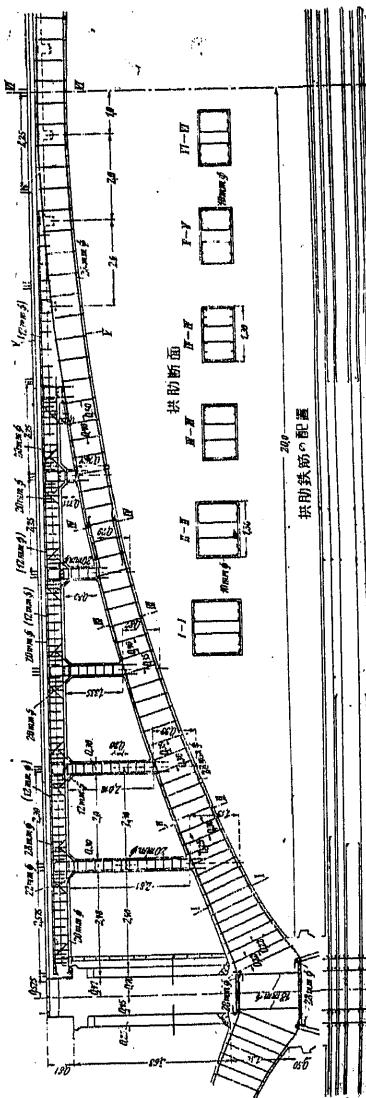
となるのである。



第 370 圖

充側拱に於て土或は砂を拱背裏込として使用する場合には、上記鉛直荷重の外に上屜による水平荷重をも考慮に入れねばならないが、徑間、拱矢小なる場合には水平推力は無視しても差支へ無い。

2) 活荷重 活荷重は群衆荷重と車輪より来る集中荷重とに分つ事を得。群衆荷重は

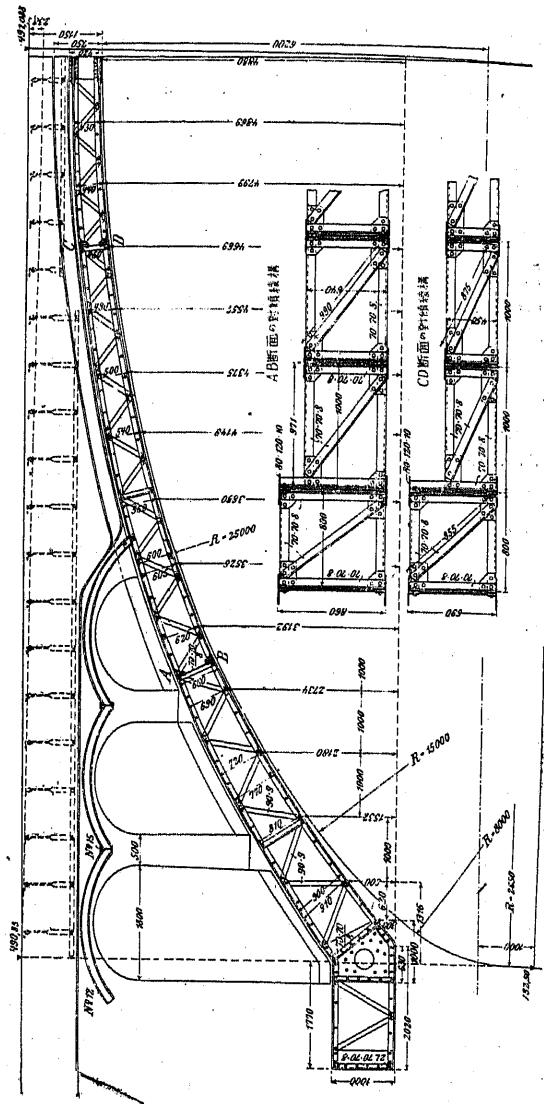


第 368 圖

等布荷重にして、死荷重同様換算荷重線にて表はす方が便利である。集中荷重は充側拱にあつては拱背裏込を通じて拱軸の方向にも、拱軸に直角の方向にもなる角度を以つて分布するものとする（ $\phi$ は約45°を探る）。

第371圖參照）。開側拱の場合には集中荷重Pは支壁、若くは支柱の中心に第372圖の如く分布するものとし

$$P_1 = \frac{Pb_2}{\lambda}$$



$$P_1 = \frac{Pb_1}{\lambda} \text{ となす。}$$

146. 拱軸線及拱環厚 不静定構造物にあつては、各部の寸法を最初假定しなければならない。例へば無鉄筋は3次不静定構造物なるを以つて、中心線及拱環厚を最初假定する。拱軸線は(死荷重+ $\frac{1}{2}$ 活荷重)の場合の推力線又は死荷重のみの推力線と一致せしむる。普通抛物線、懸垂曲線、三中心圓、五中心圓を用ふる。無鉄筋の拱環の厚は拱頂に於て最も薄く、起拱に向つて次第に増さなければならぬ。

今、 $d_s$ =拱頂に於ける拱環の厚、 $d_k$ =起拱點に於ける拱環の厚、 $d$ =任意の點に於ける拱環の厚、 $\phi_0$ =起拱點断面の鉛直線となす角、 $\phi$ =任意の點の断面の鉛直線となす角とすれば

$$d = \frac{d_s}{\cos \phi} = \frac{d_k}{\cos \phi_0}$$

即ち各断面の鉛直線上への投影をして互に等しからしむる。

拱頂に於ける拱環の厚は既存の例に依るか又は近似公式に依りて假定する。

### 1) ツルクミツトの近似式

今  $d_0$ =拱頂の厚(m)、 $w$ =徑間(m)、 $f$ =拱矢(m)、 $z$ =拱頂に於ける填充土、床版、舗装等の換算荷重線の距離、 $p$ =最大活荷重の換算荷重線の縱距、 $\sigma_0$ =拱頂に於ける平均壓應力( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )とすれば

#### (1) (死荷重+ $\frac{1}{2}$ 活荷重) の場合の拱頂の厚

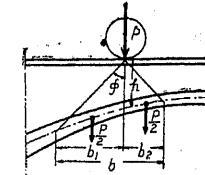
$$d_s = \frac{0.15 \frac{w^2}{f} \left( z + \frac{p}{2} + \frac{f}{10} \right)}{\sigma_0 - 0.15 \frac{w^2}{f}}$$

#### (2) 活荷重が半徑間に載りし場合

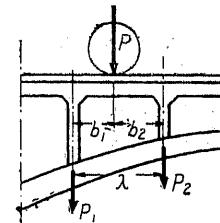
$$d_s = \sqrt{\left( \frac{z}{2} + \frac{p}{4} + \frac{f}{20} \right)^2 + 0.4pf} - \left( \frac{z}{2} + \frac{p}{4} + \frac{f}{20} \right)$$

にて與へらる。實際の場合には兩者の内大なる方を選ばねばならない。 $\sigma_0$ は許容壓應力の2/3以下に探る。

### 2) ウエルドの近似式



第 371 圖



第 372 圖

$h_0$  = 拱頂に於ける拱環厚 (inch)  $l$  = 支間 (ft)  $p$  = 等布活荷重 (lbs/ft<sup>2</sup>)  $q_0'$  = 拱頂に於ける橋梁以上の死荷重 (lbs/ft<sup>2</sup>)

拱頂に於ける拱環厚は

$$h_0 = \sqrt{l} + \frac{l}{10} + \frac{P}{200} + \frac{q_0'}{400}$$

によりて與へらる。

## 第 2 節 拱の應力算定

147. 無鉛拱橋の應力算定 無鉛拱は 3 次不靜定構造物であつて、第 373 圖 (a) の如き無鉛拱は (b) の如く  $H$ ,  $V$ ,  $M_0$  なる 3 不靜定

量を加へて釣合を保てる突柄と考へる事が出来る。然るに任意の點 ( $x$ ,  $y$ ) に於ける彎曲率は

$$M = M_l - H y - V x + M_0$$

にて表はさる。但し  $M_l$  は  $A_2$  を固定した突柄  $A_1$

$A_2$  の彎曲率で、原點  $O$  は拱軸線に  $1/J$  なる荷重が載つた場合の荷重の重心位置で、 $J$  は各點に於ける慣性

率とする。

第 373 圖

今下部構造の移動全然無きものとして拱軸推力  $N = -H$  とすれば、3 不靜定量  $H$ ,  $V$ ,  $M_0$  は次の公式に依り決定さる。

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{\int \mathfrak{M}_y ds}{J} + E \alpha t l \\ &\quad \frac{\int y^2 ds}{J} + \int \frac{ds}{A} \\ V &= \frac{\int \mathfrak{M}_x ds}{J} + \frac{\int x^2 ds}{J} \\ M_0 &= -\frac{\int \mathfrak{M} ds}{J} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

但し  $A$  = 断面積,  $E$  = 拱材の彈性率,  $\alpha$  = 溫度變化に対する伸縮係數,  $t$  = 溫度變化。

(1) 式中横分は拱軸に沿ひて行ふものであるから一般には不可能なるを以て

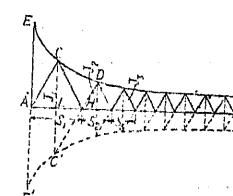
拱軸を或る微小なる區間  $\Delta s$  に切り、其區間毎に前記各項を計算し之を積算すればよいので (1) 式は次の如くなる。

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{\sum \frac{\mathfrak{M}_y \Delta s}{J} + E \alpha t l}{\sum \frac{y^2 \Delta s}{J} + \sum \frac{\Delta s}{A}} \\ V &= \frac{\sum \frac{\mathfrak{M}_x \Delta s}{J}}{\sum \frac{x^2 \Delta s}{J}} \\ M_0 &= -\frac{\sum \frac{\mathfrak{M} \Delta s}{J}}{\sum \frac{\Delta s}{J}} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

拱軸を分割するには計算に都合の良い様にする。 $\Delta s/J$  を常数なる様に拱軸を分割すれば  $\Delta s/J$  は分子、分子共通なるが故に計算を甚だしく簡単にする事が出来る。尚拱軸推力の影響を無視すれば (2) 式は

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{\sum \mathfrak{M}_y + \frac{J}{\Delta s} E \alpha t l}{\sum y^2} \\ V &= \frac{\sum \mathfrak{M}_x}{\sum x^2} \\ M_0 &= -\frac{\sum \mathfrak{M}}{Z} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

にて表はさる。茲に  $Z$  は拱分割数とす。 $\Delta s/J$  を一定になる様に拱軸を分割するには圖式法に據るを便利とす(第 374 圖)。即ち A, B を拱軸長の  $\frac{1}{n}$  に等しくなる様にとる。又 EF 線を書き、其の縦距を其の點に於ける  $J$  に等しからしむる。綫分 AII を假定し AII の中點 I より LC を引き、AC, CII を結ぶ。次に II より出發し、AC, CH に平行に三角形を以つて EF, AB 線を切つて行けば  $S_1, S_2, \dots$  が求める拱の分割點



第 374 圖

になる。最後の三角の頂點が B 點に一致しない時は、少しづゝ AII を變更し

て同じ方法を繰り返す、斯くて 2~3 回にて求むる數に拱軸を分割する事が出来る。

又  $\Delta s$  を分割するに  $A_1 A_2$  線(第 175 圖)を等間隔になる様にする事がある。斯の際に  $H$ ,  $V$ ,  $M_0$  の値を積算するには、シンプソンの積算法に依るが便利である。

拱矢の小なる抛物線形拱にして  $J \cos \phi = J_0$  ( $\phi$ =拱断面の鉛直線となす角) なる場合には、

$$\frac{ds}{J} = \frac{dx}{J \cos \phi} = \frac{dx}{J_0}, \quad y_0 = \frac{2}{3} f, \quad y = \frac{f}{3l^2} (l^2 - 12x^2)$$

であつて、 $1 + \frac{45J_0}{4f^2 A} = \frac{1}{\eta}$  と置けば、

$$H = \frac{45\eta}{4f^2 l} (\int M y dx + E J_0 \alpha t l)$$

$$V = \frac{12}{l^3} \int M x dx$$

$$M_0 = -\frac{1}{l} \int M dx$$

但し  $J_0$ =拱頂に於ける慣性率

又単位荷重  $P=1$  を起拱點  $A_1$  より  $a=l$  の距離に載せれば

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{15\eta}{4} [\xi(1-\xi)]^2 \frac{l}{f} \\ V &= \xi(1-\xi)(1-2\xi) \\ M_0 &= -\frac{\xi(1-\xi)}{2} l \end{aligned} \right\}$$

にして  $\xi$  を  $0 \rightarrow 1$  にとれば、各點に荷重の載りし時の影響線となる。

今  $A_1$  を原點とした拱軸上の 1 點  $x, y$ (第 375 圖参照)に於ける弯曲率の影響線を求むれば

$$M = (1-\xi)^2 \left[ \frac{x}{l} + \left( \frac{2x}{l} - 1 \right) \xi - \eta \left( \frac{15y}{4f} - 2.5 \right) \xi^2 \right] l \quad \text{茲に } \xi \geq \frac{x}{l}$$

又起拱點( $x=0, y=0$ )に於ける弯曲率  $M_0$ 、徑間の  $\frac{1}{4}$  點( $x=\frac{l}{4}, y=-\frac{3f}{4}$ )に於ける弯曲率  $M_{\frac{1}{4}}$ 、頂點( $x=l/2, y=f$ )に於ける弯曲率  $M_s$  の影響線を求むれば

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \xi(1-\xi)^2 (-1 + 2.5\eta\xi) l && \text{茲に } \xi = 0 \sim 1 \\ M_{\frac{1}{4}} &= \frac{(1-\xi)^2}{4} (1 - 2\xi - \frac{5}{4}\eta\xi^2) l && \xi = \frac{1}{4} \sim 1 \\ M_s &= \frac{(1-\xi)^2}{2} (1 - 2.5\eta\xi^2) l && \xi = \frac{1}{2} \sim 1 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

148. 二級拱の應力算定 二級拱は 1 次不確定構造物で水平推力  $H$  を求むればよろしい。今第 376 圖に於て  $H=1$  なる力が

働きた時の仕事は

$$I = -\Delta l = \int \frac{MM' ds}{EJ} + \int \frac{NN' ds}{EA} + \int \alpha t N' ds$$

にて表はさる。

茲に  $A$ =断面積,  $M$ =任意の點  $(x, y)$  における弯曲率

$$M' = \frac{dM}{dl}, \quad N = \text{断面に於ける垂直推力}, \quad -H,$$

$$N' = \frac{dN}{dl}, \quad \Delta l = \text{徑間 } l \text{ の擴大 (外側に擴がるのを十す)}$$

一般の場合として  $A_1 A_2$  間に繊材のある場合を考ふるに

$$\Delta l = \left( \frac{H}{E_1 A_1} + \alpha t_1 \right) l \quad (5)$$

茲に  $E_1$ =繊材の彈性係数,  $A_1$ =繊材の断面積,  $t_1$ =繊材の温度上昇。

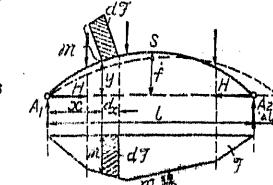
且つ  $M = M - Hy$  とすれば(但し  $M = A_1 A_2$  を單純と考へた場合の弯曲率)

$$EAl = \int \frac{My ds}{J} + E\alpha t \int ds - H \left( \int \frac{y^2 ds}{J} + \int ds \right) \quad (6)$$

にして水平推力は次式によりて算定さる。

$$H = \frac{\int \frac{My ds}{J} + E\alpha(t-t_1)l}{\int \frac{y^2 ds}{J} + \int ds + \frac{El}{E_1 A_1}} \quad (7)$$

(7)式中の積分は一般には不可能にして、かゝる場合には拱軸を小區分  $\Delta s$  に分割し、次第に積算して行く。小區分  $\Delta s$  は  $\Delta s/J$  が一定になる様に分割するか或は  $A_1, A_2$  が等間隔になる様に分割す。之等の方法は無級拱の場合と全然同様で(7)式は次の如く變形する。



第 376 圖

$$H = \frac{\sum M y \Delta s + E \alpha (t - t_1) l}{\int \frac{y \Delta s}{J} + \int \frac{\Delta s}{A} + \frac{El}{E_1 A_1}} \quad \dots \dots \dots (8)$$

$\frac{\Delta s}{J}$  を一定になる様に  $\Delta s$  を定め、且つ拱肋圧縮の影響を無視すれば

$$H = \frac{\sum M y + \frac{J}{\Delta s} E \alpha (t - t_1) l}{\sum y^2 + \frac{J}{\Delta s} \frac{El}{E_1 A_1}} \quad \dots \dots \dots (9)$$

にて表はされる。

拱矢小なる抛物線形拱にあつては拱線軸は  $y = \frac{4f}{l^2}(lx - x^2)$  にて示さる。

$$\text{今 } \frac{d\Delta}{J} = \frac{dx}{J \cos \varphi} = \frac{dx}{J_0} \text{ とすれば (7) 式より}$$

$$H = \frac{\frac{1}{l} \int M y dx + E J_0 \alpha (t - t_1)}{\frac{8}{15} f^2 + \frac{J_0}{A} \left( 1 + \frac{EA}{E_1 A_1} \right)} \quad \dots \dots \dots (10)$$

更に

$$1 + \frac{15 J_0}{8 A f^2} \left( 1 + \frac{EA}{E_1 A_1} \right) = \frac{1}{\eta} \quad \dots \dots \dots (11)$$

とすれば

$$H = \frac{15 \eta}{8 f^2 l} \left[ \int M y dx + E J_0 \alpha (t - t_1) l \right] \quad \dots \dots \dots (12)$$

又  $P=1$  なる荷重を起拱點  $A_1$  より  $a$  なる距離に載せるとすれば

$$H = \frac{5 \eta}{8} \xi \left( 1 - 2\xi^2 + \xi^3 \right) \frac{l}{f} \quad \dots \dots \dots (13)$$

$\xi$  を  $0 \rightarrow 1$  に變へて行けば各點に荷重が載りし場合の  $H$  の影響線を求むるを得。 (13)式の表はす曲線は抛物線  $H = \frac{3 \eta}{4} \xi \left( 1 - \xi \right) \frac{l}{f}$  と殆んど差違がないので任意の點( $x, y$ )の弯曲率は

$$M = (1 - \xi) \left[ 1 - \frac{5 \eta}{2} \left( 1 - \frac{x}{l} \right) \xi \left( 1 + \xi - \xi^2 \right) \right] x \quad \text{茲に } \xi = \frac{x}{l}$$

にて表はさる。

上記は繊材を有する二鉄拱の計算であつて、繊材の無き普通の二鉄拱にあつては (6) 式中  $\Delta l = 0$  と置き、前記各式中に次式を代入すればよい。

$$\frac{1}{E_1 A_1} = 0, \quad t_1 = 0 \quad \dots \dots \dots (14)$$

149. 三鉄拱の應力計算 三鉄拱は静定構造物であつて第 377 圖に於て  $P_1$  を頂鉄の左に於ける荷重、 $P_2$  を頂鉄の右に於ける荷重とすれば  $A_1 A_2$  を單桁と考へた場合の弯曲率を  $M$  とすれば、頂鉄部に於ける單桁の弯曲率は

$$M_s = \frac{w_2 \sum P_1 a_1 + w_1 \sum P_2 a_2}{l}$$

從つて起拱點  $A_1, A_2$  に於ける水平推力は  $M_s = 0$

$$H_f = M_s \text{ なる條件より } H = \frac{M_s}{f} = \frac{w_2 \sum P_1 a_1 + w_1 \sum P_2 a_2}{fl}$$

にて表はさる。拱軸上、任意の 1 點  $x, y$  に於ける弯曲率、垂直推力は

$$M = M - H y, \quad N = H \cos \varphi + Q \sin \varphi$$

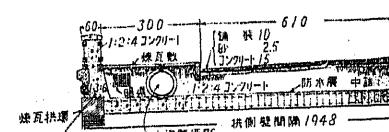
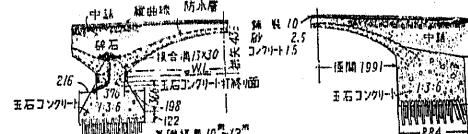
により與へらる。  $Q$  は  $A_1, A_2$  を單桁と考へた時の剪力である。拱矢の小なる拱にあつては近似的に  $N = H \sec \varphi$  と採る事が出来る。

### 第 3 節 詳細部 説明

150. 充側拱詳細 充側拱は第 378 圖の如く路面と拱背線との間を土砂、コンクリート等の材料を以つて填充したものである。

拱側壁は拱環に固定せる鐵筋コンクリート擁壁であつて、突析式或は扶壁式にして、土壓及び負載荷重に對して安全なる様計算する。

拱側壁は溫度變化、硬化収縮、拱環の撓度に備へるために、拱頂と起拱點との間に、又は起拱點に伸縮接合を設くる。伸縮接合は第



第 378 圖

379 圖の如く喰込を設けて間にアスファルト・フェルトを填充する。施工の際周到の注意を拂はないと水が漏つて外観を損する虞がある。

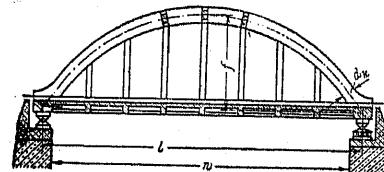
拱側裏込材料としては、土砂、砂又は砂利の混合物を使用する。拱側裏込は充分締固めて路面の沈下を防がねばならない。橋臺背面の土質悪くして拱側裏込が橋臺背面に向つて押出され、路面の沈下を來す虞ある場合には橋臺の上に簡単なる擁壁を設けて之を防止する。

充側拱にあつては橋梁維持上、防水並びに排水に就いて充分の注意を拂はねばならない。若

し此等に對して注意を怠る時は鋪装を透して來た水は拱環若くは拱側壁の縫隙より滲出し、甚しく外観を損すると共に、滲出水の凍結により永年の間には龜裂附近に破壊を來す虞がある。故に排水口を設けて、滲透して來た水を最短距離で排水口に送ると同時に拱環の上面及拱側壁の内面には、モルタル又はアスファルト類を以つて完全なる防水工を施し水の滲透しない様にしなければならない。

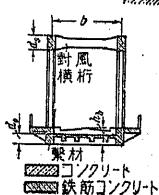
1徑間の場合には裏込中に滲透せる水を橋臺の後に導流するだけで充分だが、2徑間若くは大以上の徑間に有する拱橋の場合には、拱頂より橋脚上に向つて集れる水を排出するために第380圖の如き排水口を設けなければならない。

### 151. 下路拱橋詳細 橋面と最大洪水位との生

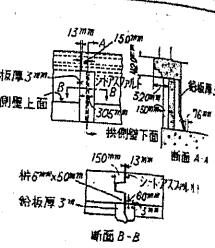


第 281 頁

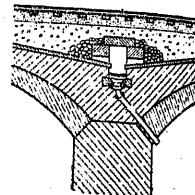
間小なる時は、拱を橋面上に出し吊材を以つて橋床を吊るした構造となす。拱は盤材を以つて結ばれ



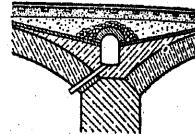
第 832 頁



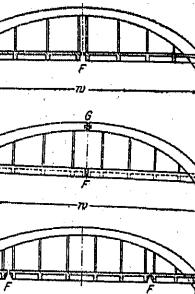
第 379



第 380



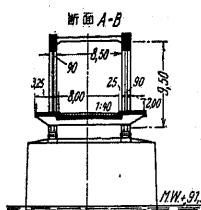
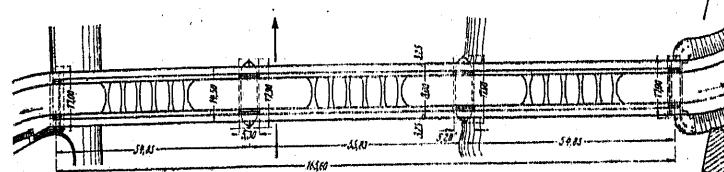
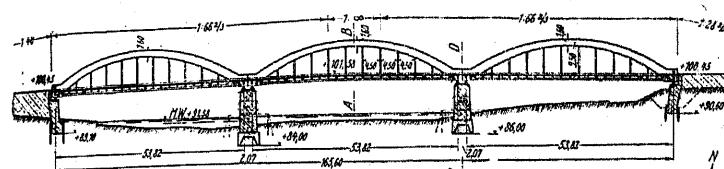
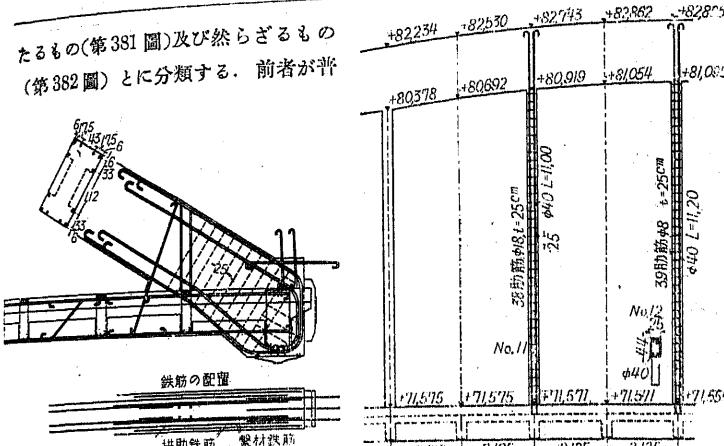
第 380



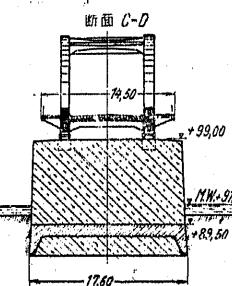
— 7 —

第 16 章 拱 構

たるもの(第381圖)及び然らざるもの(第382圖)とに分類する。前者が管

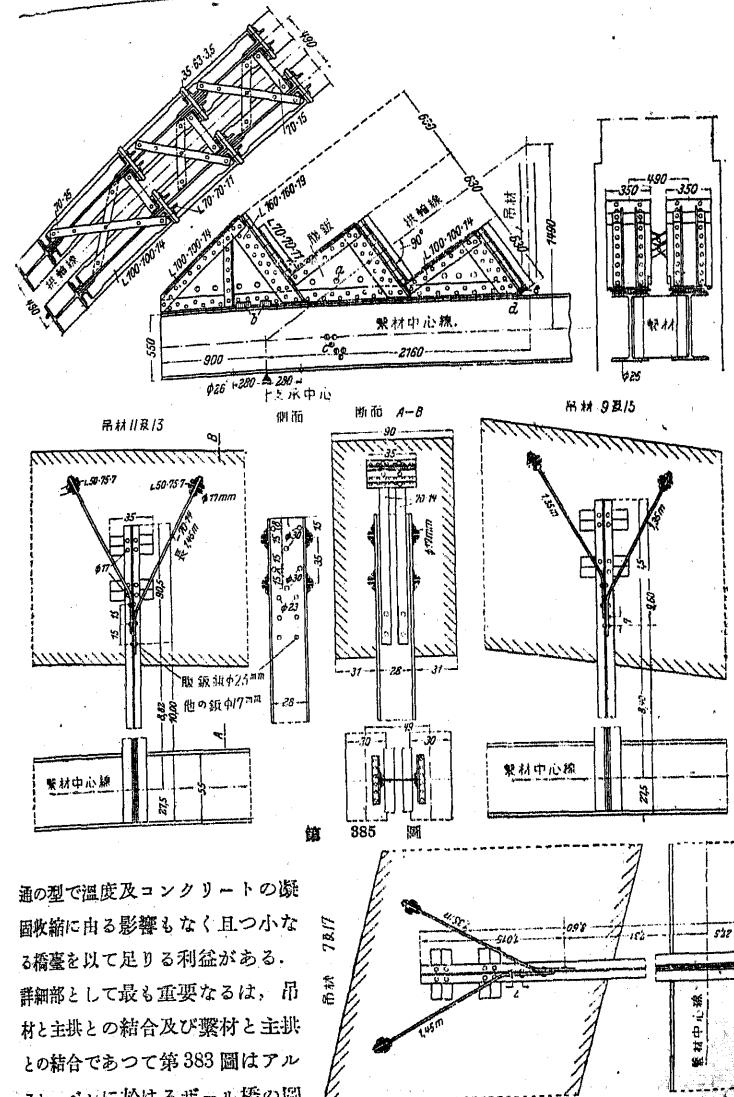
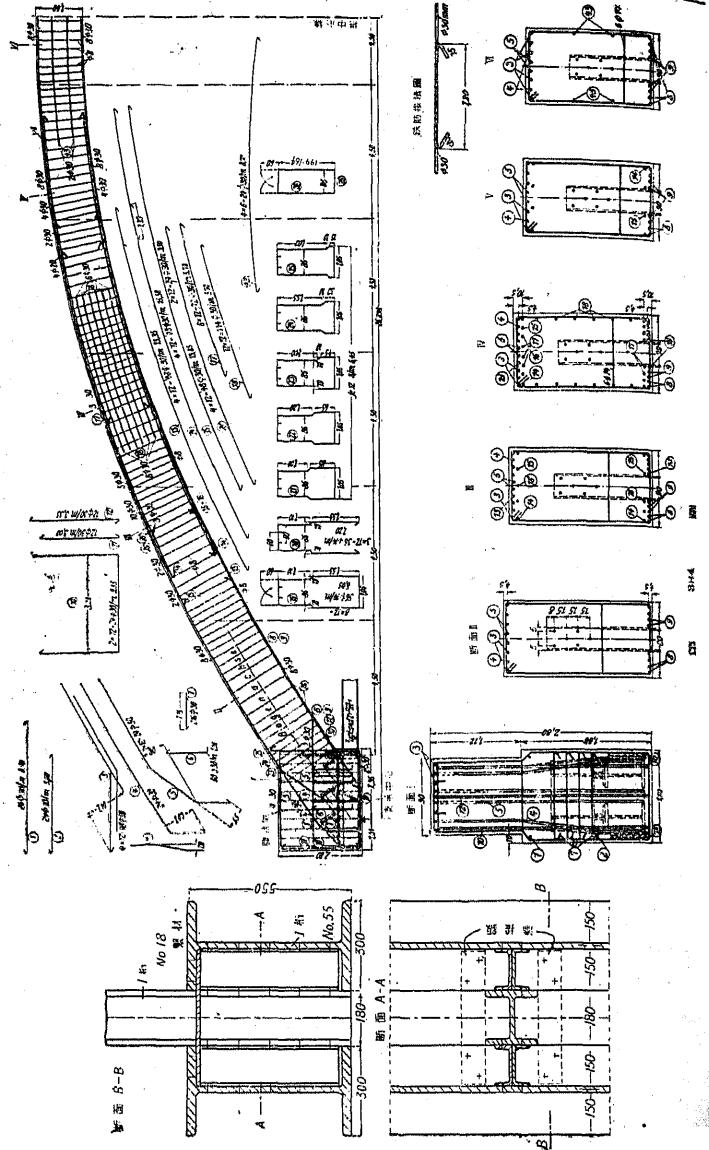


### 断面 A-B



断面(4)

龍 383 鳴



である。

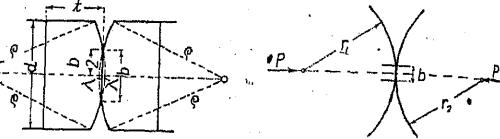
第384, 385圖はイルヴエシャイン・ゼツケンハイムに於けるネツカーブ橋の詳細圖を示してある。

152. 鋼 単鉄, 二鉄, 三鉄の諸拱橋で最も主要なるものは鉄にして之は石, コンクリート, 鐵筋コンクリート, 鋼等にて製する。

### 1) 石, コンクリート, 鐵筋コンクリート製鉄

#### 1) 構造の計算

鉄の計算に關しては、ケップケ, ベールクハンセン, ヘルツ等の方



第 386 圖

法があるが、今ヘルツ式を用ふることにすれば第386圖に於て

$P$ =鉄単位厚に加へる壓力,  $r_1, r_2$ =相接する圓錐の半径,  $m$ =ボアソン比とすれば、壓力  $P$  によって生ずる接觸面の幅は、

$$b = 4 \sqrt{\frac{2P}{\pi E} \frac{1 - \frac{1}{m^2}}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}} \quad \dots \dots \dots \quad (15)$$

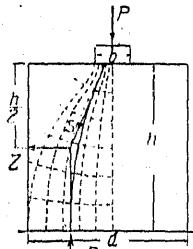
であつて、接觸面中心の最大壓は

$$\sigma = \frac{4P}{\pi b} \quad \dots \dots \dots \quad (15)$$

にて與へらる。 $m=3$  とすれば

$$b = \frac{16}{13} \sqrt{\frac{P}{\pi E} \frac{1}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}} \quad \dots \dots \dots \quad (17)$$

$$\sigma = \frac{3}{4} \sqrt{\frac{PE}{\pi} \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)} \quad \dots \dots \dots \quad (18)$$



第 387 圖

鉄の中には壓應力の外に壓力  $P$  に直角の方向に張應力  $Z$  を生ず(第387圖)。  $Z$ =鉄単位厚に加へる壓力に直角なる張應力の總和,  $P$ =鉄単位厚に加へる壓力,  $h$ =鉄の高,  $a$ =鉄の幅,  $b=P$  が鉄に作用する接觸面の幅とすれば、

$$Z = \frac{P(a-b)}{4h} \quad \dots \dots \dots \quad (19)$$

にて表はさる。クリューガーの實驗に由り、應力の分布が拋物線形に變化するも

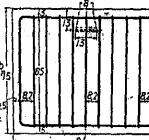
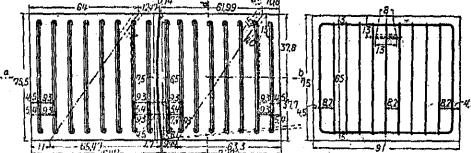
のとせば最大張應力

$\sigma_z$  は

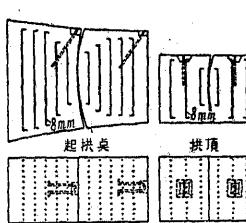
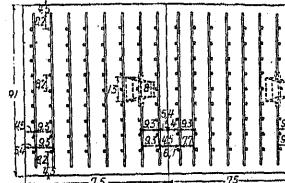
$$\sigma_z = 1.5 \frac{Z}{h}$$

#### 2) 鉄の實例

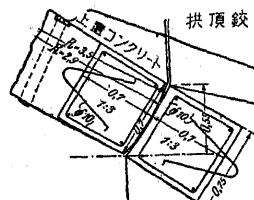
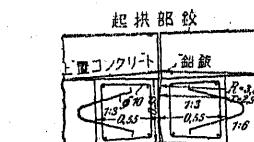
第388圖はドレステンに於けるフリードリッヒ・アウグスト橋の鐵筋コンクリート製鉄、第389圖はグレーヴネット橋に於けるラーン橋の鐵筋、第390圖はローテンブルヒに於ける三鉄鐵筋コンクリート製鉄、第391圖はデーベルンに於けるビスマルク橋起拱點鐵筋コンクリート製鉄、第392圖はイムナムに於けるアイヤーハ橋の花崗岩製鉄である。第393圖はデューレンベルヒに於けるザール橋の起拱點鐵筋コンクリート製鉄、



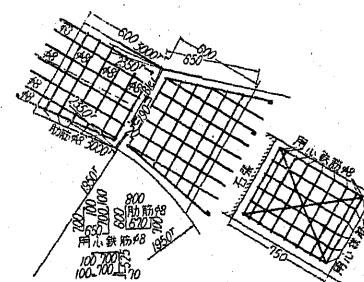
第 388 ■



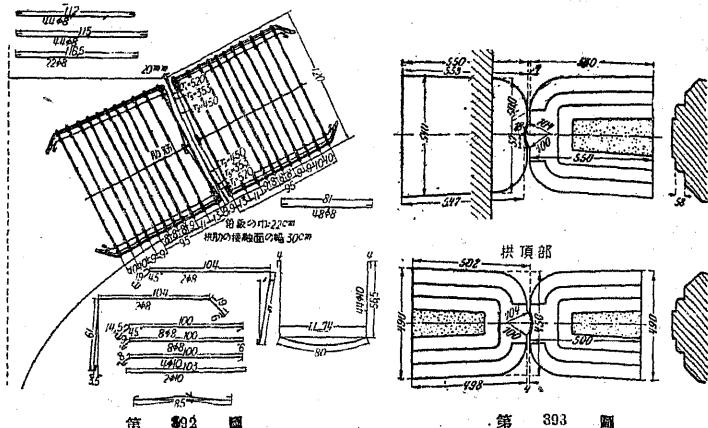
第 389 ■



第 390 ■



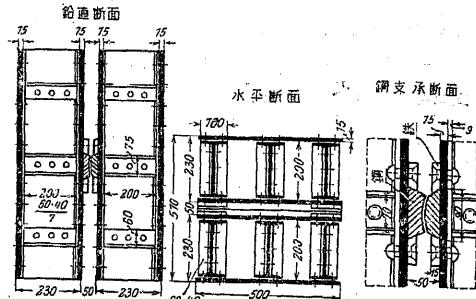
第 391 ■



第 392 圖

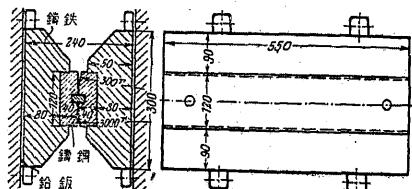
·第 393 ·

2) 鋼製鉄 1) 搭承 鋼製鉄は鐵筋コンクリート製鉄に比して、許容應力が大きく、從つて接觸面積、大應力は前記ヘルツの式に依つて求めらる。今實例を示さば次の如し。

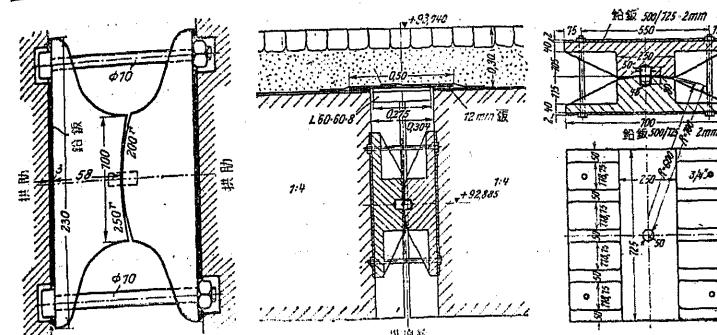


第 394 頁

第394圖はムンデルキ  
ンゲンに於けるトスナン  
橋の頂鉄，第35圖はミ  
ニエンヘンに於けるマキン  
ミリアン橋の頂鉄，第396  
圖はタリムヴァルドに於  
けるイザール橋の頂鉄，  
第397圖はモーセル橋の頂  
鉄，第398圖はヘルデルベル  
ヒ・エルンスト・ヴィアルツ橋  
の頂鉄である。

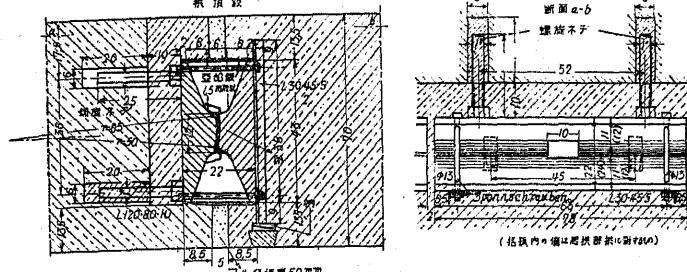


第 395 頁



第 392 頁

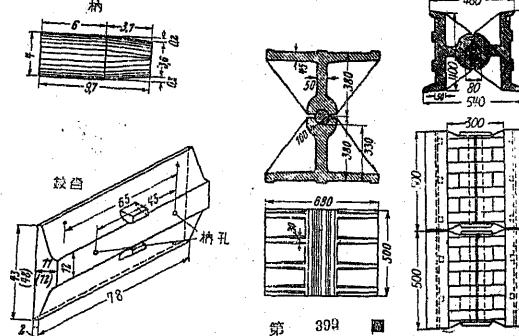
第 397



第 398 図 (a)

承台の計算は鋼橋中  
に述べてある。今實  
例を示さば次の如し

第319圖はインヒコーフエンに於けるドナウ橋の起拱點に於ける鉄、第400圖はヴィルヘルムスドルフに於ける鐵道橋の鉄である。

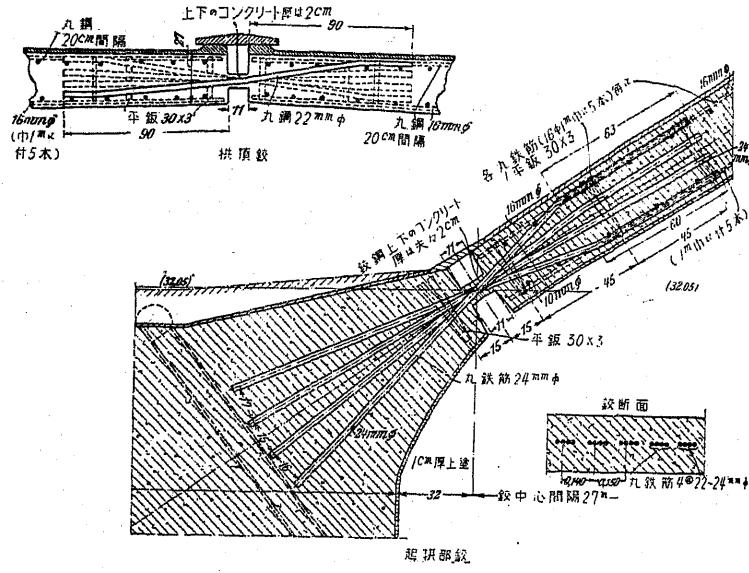


第 400

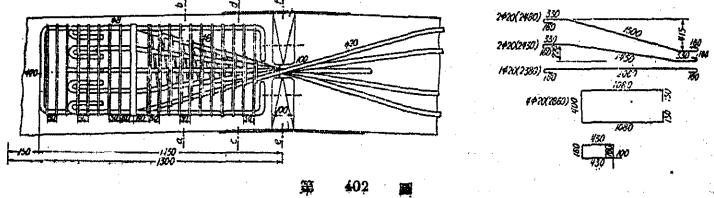
3) 綾り鉄 約 20 年前に始めて採用された工法で、鉄點に於て鐵筋並びにコンクリートを絞つたもので軸壓力、剪力は鐵筋で持たせ、且つ鐵筋コンクリートを絞つたために彎曲し得る様にしたものである。鉄點に於ける鐵筋の長さは附着力によつて決定する。今  $d$  = 鐵筋直徑,  $l$  = 鐵筋長,  $\sigma_s$  = 鐵筋の許容應力,  $\tau_{sq}$  = 許容附着應力とすれば

$$\frac{\pi u^2}{4} \sigma_s \leq \tau_{0\alpha} \pi dl$$

よりしを決める。今實例をあげれば、次の如し。第401圖はパリーのサン・マル

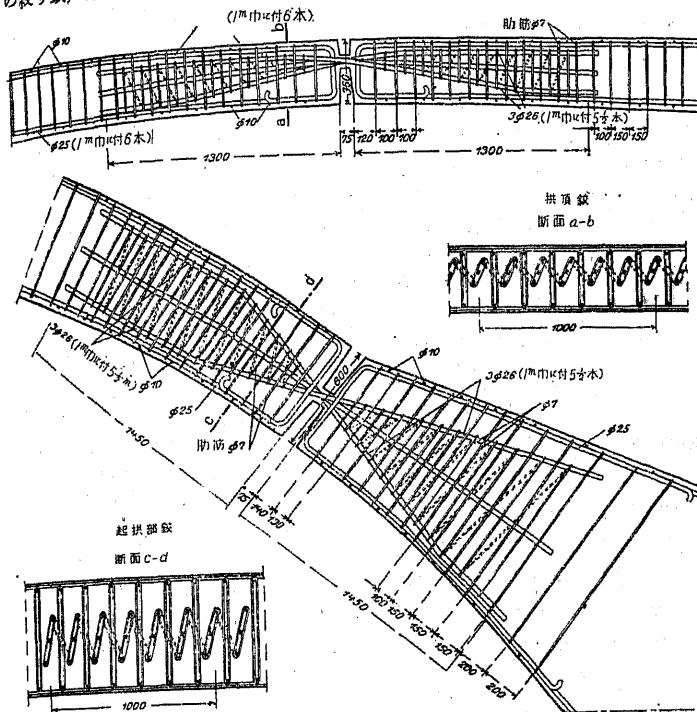


33. 401



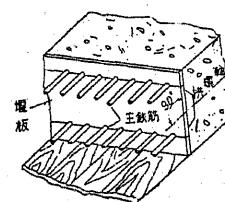
第 402 回

チニ運河に架せる掛橋の絞り鉄、第 402 圖はデーベルンに於けるビスマルク橋の絞り鉄、第 403 圖はドルトムンドに於ける掛橋の絞り鉄である。



第 403 頁

153. 拱環コンクリート打 小徑間の拱橋にあつては(支間約25m)拱軸に平行の方向に施工接合を設け、一幅を一日の行程として打つて行く。大徑間の拱橋にあつては拱架工を極めて丈夫に作らざる限り、拱架工の沈下の爲、前に打ちしコンクリートに害を興ふるに至るを以つて、拱軸に直角の方向に施工接合を設くる。1区割の長は1日の行程の許す限り大きくし、それだけは必ず

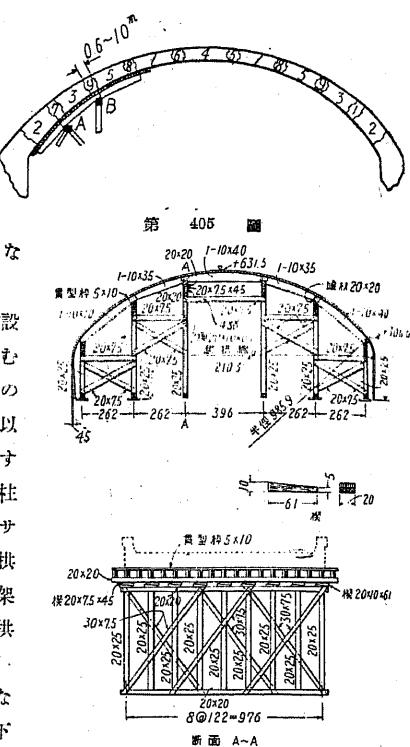


第 404

1日の内にコンクリート打ちを完了する。

各區割の界には第 404 圖の如き完全なる堰板を拱軸に直角の方向に設くる。各區割コンクリート打ちの順序は左右對稱的に、而も拱架工が一様に沈下する様にしなければならない(第 405 圖参照)。

**154. 拱架工** 拱架工は拱建設中拱の重量を支へ、拱形を保たしむるに必要なるを以て相當丈夫なものにしなければならない。多く木を以つて製するも時には鐵を以つて製する事もある(第 406 圖)。拱架工の柱と拱堰板との間には豆ジヤツキ、サンドボツクス、又は楔を挿入して拱架工の取外しに便ならしむる。拱架工は其の沈下及拱架工を外した時拱の自重に依る撓度等に備へるため、適當の反りを附せなるければならない。自重に因る撓度は拱架工の沈下に比し極めて小さいから後者のみを考ふれば良い。拱架工の沈下は拱架の構造、拱架の高さ、木組の粗細及び基礎の硬軟に由りて甚しき相違あるも大凡支間の 1/800~1/1000 に採ればよろしい。

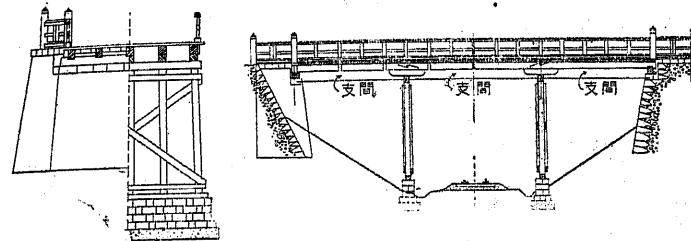


第 406 圖

## 第 4 部 木 橋

### 第 17 章 木 橋 概 説

**155. 概 説** 木橋は用材の蒐集、工事の施工共に簡易なるの故を以て、古くより廣く架設されてゐる。最近車輌荷重急激の増大に依り強度に不足を來し



面其の耐久力に缺くる處多きを以て漸次鋼橋、鐵筋コンクリート橋などにより其の位置を奪はれ、僅かに山間部又は一時的構造物として建設さるゝに過ぎない。

木橋の壽命は維持、交通量の多寡により異なるが大體15年位である。木橋中最も普通に用ひらるゝのは桁橋(第 407 圖)、方枕橋(第 408 圖)、ハウ式トラス(第 409 圖)である。

**木橋支間** 木橋の支間は大體次の範囲が極限である。

單 桁	重交通 4.0 m~輕交通 6.5 m
副桁のある場合の單桁	重交通 5.0 m~輕交通 7.5 m
肱方枕のある場合の單桁	重交通 5.5 m~輕交通 8.0 m
果成桁を用ひる場合	重交通 8.0 m~輕交通 10.0 m
ハウ式トラス	重交通 25.0 m~輕交通 30.0 m

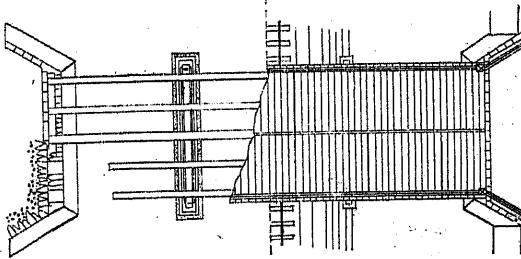
**木橋の衝撃係数** 鐵道橋、道路橋なるに依り鐵道省及內務省示方書に従ふべきである。

**156. 木 材** 木材の破壊強度は大體第1表の如きものである。

安全率は構造物の重要性に因りて異なるも大體第2表の如く定むる。

破壊強度を安全率にて除した商を許容應力と謂ふ。

抗壓材の破壊強度は抗壓材の長さと断面とに關係するが其の許容強度は次の式



第 408 圖

第 1 表 木 材 の 破 壊 強 度

木 材	抗 張	抗 壓	抗 剪	抗 曲
	(kg/cm <sup>2</sup> )	(1 g/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )
杉	250	300	30	50
赤松	240	400	50	55
松	390	430	50	70
椿	780	500	60	80
櫻	470	470	50	75
柏	210	380	35	70
米	220	460	35	55
米	210	320	20	55
オ	850	500	140	55

第 2 表 部材の安全率

應 力	安全率
抗 張	10
抗 壓 (繊維に並行)	5
抗 壓 (繊維に直角)	4
抗 剪	4
抗 曲	6

より算定する。

$$P = A f_c \left(1 - 0.007 \frac{l}{i}\right)$$

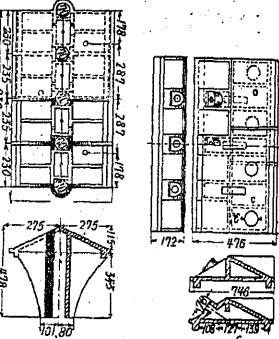
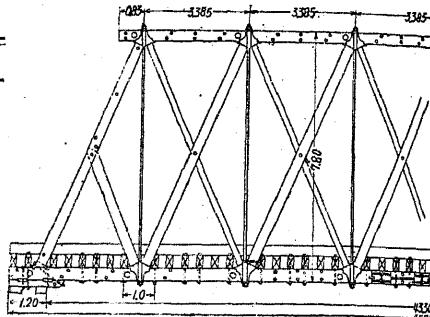
但し、 $P$ =許容強度、 $A$ =断面積、 $f_c$ =抗張強度、 $l$ =柱長、 $i$ =断面の最小回転半径

木材の重量並に弾性係数は第3表の如し。

第 3 表 木 材 の 重 量 及 弹 性 係 数

種 類	重 量 (kg/m <sup>3</sup> )	弾 性 係 数 (kg/cm <sup>2</sup> )
杉	490	63,000
檜	480	77,000
松	580	84,000
栗	720	84,000

157. 主 桁 桁は枕土臺の上に直接列べ鰐を以て止める。外



第 409 図

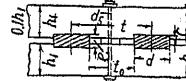
側の桁を耳桁、中間の桁を中桁と稱す。耳桁は外観及高欄束柱の取付關係より角材を用ひ、若し丸太を用ふる場合には側板を添へる。中桁は外観に關係なきを以て押角若しくは丸太でも差支へない。桁材は支間小なるものにありては1本、支間大なるに至れば集成桁を用ふる。桁の寸法は高さ35~45 cm、幅30~35 cmを最大とし、桁の中心間隔は0.8~1.2 mとするのが普通で、用材としては櫻、椿、栗、松などが廣く用ひらる。

桁が大なる慣性率を必要とする場合、桁を1本の木材より作る事は不經濟なるを以て、小材片を2個又は3個重ね合せた集成桁となす方がよろしい。之が爲には互に重ね合せた小材片間に水平剪断力が働くから、其の材片間に栓又は楔を入れるか、又は材片を歯形として喰込ませ(第411圖参照)ボルトで締めつける。

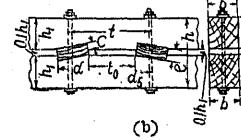
1) 栓又は楔を入れボルトで締めつける場合には材片間に水が浸入して腐蝕するのを防ぐため、約0.1 h<sub>1</sub> (h<sub>1</sub>=材片の高さ)空けて置く。尚ほ、第410圖(a)の如き場合には栓の喰込みは平均c=0.1~0.13 h<sub>1</sub>、又は桁の端に於てc=0.13~0.16 h<sub>1</sub>、桁の中央に於てc=0.3~0.06 h<sub>1</sub>とし、栓の幅d=5~6 cとなす。栓の心心距離t=14~16 c (<1.2 m)となし、栓の喰込みを桁を通じて同一となす場合には栓の心心距離を桁端に行くに従つて小さくする。又第410圖(b)の如き場合には、楔の喰込みc≤40 mmとなし、楔の幅d=6~7 c又はd=0.5~0.7 h<sub>1</sub>となす。楔の心心距離t>9 c≤20 c、平均t=11 cとなす。

2) 材片を歯形によつて喰込ます場合には、歯の喰込みは0.1 h (hは集成桁の高さ)又は3~6 cmとなし、歯の間隔は0.8 h~h、最大1 mとなす。時として歯の喰込み部に堅き楔を入れる事がある(第412圖)。

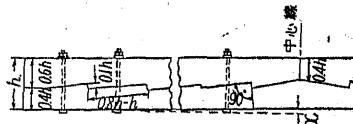
斯くて兩材片を重ねてボルトで締めるがボルトの徑は0.1~0.13 b (bは桁幅)にする。ボルトは桁の中央に於ては粗に、桁端に於ては密に配列する。



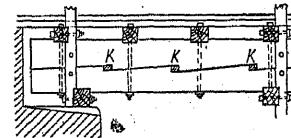
(a)



第 410 図



第 411 図



第 412 図

集成桁の断面係数は集成桁を 1 本の桁と考へて求むるも、許容應力は木材乾燥によりて集成桁の間に生ずる弛みを考慮に入れ、単桁の場合の約 80% を採用する。

**158. 枕土台** 枕土臺は桁枕、枕梁とも云ひ、橋臺と桁との間に置いて桁よりの反力を橋臺に齋等に分布し、且つ桁を直接橋臺に接觸せしめず桁尻の腐朽を防ぐを目的とするものである(第 221 圖)。24~36 cm 角若しくは押角を用ひ、小さな桁橋にあつては丸太を使用する事もある。枕土臺と桁尻土留との間は充分空けて置かないと排水通風を悪くし橋梁の壽命に大なる影響を及ぼすから少くとも 15 cm 位空けなければならない。

**159. 橋脚** 木造橋脚としては多く杭を用ふる、主なる構造並びに名稱を擧げれば第 413 圖の如し。杭は通常其の中心間距離を頂上に於て桁の中心間隔と等しくするが、地盤良好にして支持力充分なる所に於ては桁 1 本置にしても良い。杭は多くの場合松丸太を用ひ末口を下にして打込む。末口は三角~八角に削り打込みに便利にする。杭の大きさは荷重より計算し得るも、腐蝕を考に入れて相當大きいものを用ふ、普通末口 20~35 cm とす。杭の支持力は地盤によつて著しく異なるので豫め杭打試験によりて決定しなければならぬ。

今  $P$ =杭の安全支持力(kg),  $W$ =錘の自重(kg),  $H$ =錘の落下高(m),  $s$ =杭の最終沈下(mm) とすれば、杭の支持力は次の式に由つて計算す。

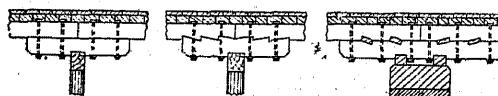
エンデニヤリング・ニュース公式

$$P = \frac{WH}{0.006(s+25.4)} \quad (\text{安全率 } 8 \text{ を含む})$$

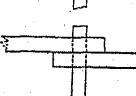
サンダー氏公式

$$P = \frac{WH}{0.008s} \quad (\text{安全率 } 6 \text{ を含む})$$

**160. 橋脚上に於ける桁承** 橋脚上に於ては主桁は第 415 圖



第 414 圖



第 415 圖

圖の如く互にづらして置くか、又は第 414 圖の如く副桁を設くるか、或は第 418 圖の如く肱木方杖を設けて其上に主桁を載せる。

**1) 副桁を設くる場合** 副桁を設くる場合には其上に載せる主桁を單にボルト締めにするか、又は栓、楔の類を入れてボルト締めにする(第 414 圖)。主桁は単桁或は連續桁として用ふる事がある。メラン氏の計算に依れば副桁高は主桁高の約 0.7 倍あれば充分である。

**1) 主桁が単桁なる場合には副桁は全支間に亘つて活荷重が載つた場合が最も危険である(第 215 圖)。**

今  $g$ =死荷重,  $p$ =活荷重,  $q=g+p$ ,  $b_1$ =副桁の幅,  $h_1$ =副桁の高さ,  $A$ =副桁端に於ける反力,  $a$ =副桁の長さ,  $s$ =副桁許容強度とすれば

$$A = qL/2 \quad \text{且つ} \quad Aa = b_1 h_1^2 s/6$$

上式より副桁の高さ  $h_1$  は

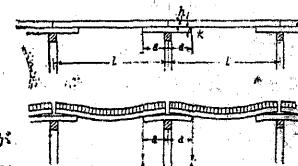
$$h_1 = \sqrt{\frac{6Aa}{b_1 s}}$$

より求めらる。 $b_1$  は主桁の幅と等しくとるのが普通である。副桁の長さ  $a$  は主桁の高さと副桁の高さとの比に依つて決るので主桁の高さを  $h$ ,

支間を  $L$  とすれば  $h=1.0h_1$  の時は  $a=0.125L$

$$=1.3h_1 \quad " \quad a=0.1L$$

$$=2h_1 \quad " \quad a=0.07L \quad \text{位に撰ぶ。}$$



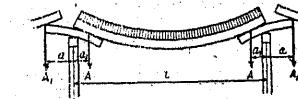
第 416 圖

主桁は其自身の上には死荷重、活荷重が載り、相隣れる桁上には死荷重のみ考ふる場合が最も危険である(第 417 圖)。斯る場合には

$$a' = a \frac{g}{q} = a \frac{g}{g+p}$$

にして支間は

$$l - 2a' = l - 2 \frac{a g}{q}$$



第 417 圖

故に主桁中央部に於ける最大彎曲率は

$$M_{\max} = A \left( \frac{l}{2} - a' \right) - (g+p) \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{4}$$

然るに  $-A = \frac{(g+p)l}{2}$ ,  $a' = a \frac{g}{g+p}$  なれば

$$M_{\max} = (g+p) \frac{l^3}{8} - \frac{1}{2} gla$$

之より桁の断面を決める事が出来る。

若し集中荷重  $P$  を考ふる場合には、主桁の中央部に集中荷重が加はり相隣れる桁には死荷重のみを考ふる場合が最も危険で斯る時は第 416 圖と同様の符號を用ふれば

$$A = \frac{1}{2}(gl + P), \quad a_1 = \frac{gl}{gl + P}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{2}(gl + P) \left( \frac{l}{2} - a_1 \right) - \frac{gl^2}{8} = \left( \frac{gl^2}{8} + \frac{Pl}{4} \right) - \frac{1}{2} gl u$$

上記最大弯曲率の式より明なる如く副桁を有する場合には之を有せざる場合より弯曲率が  $\frac{1}{2} gl u$  少くなる。

2) 主桁が連續桁なる場合には  $\lambda$  を支間とすればウインクラー氏は

$$\text{桁に於ける最大弯曲率 } M = (0.082 + 0.015)q\lambda^2 = 0.097 q\lambda^2$$

$$\text{支點に於ける最大弯曲率 } M_1 = -(0.120 + 0.015)q\lambda^2 = -0.135 q\lambda^2$$

なる式を與へてゐる。式中 0.015 は支點高の不正確並に沈下を考慮に入れた係数である。支點に於ける弯曲率は主桁と副桁とに分擔すべきであるが其の割合は

$$\text{主桁 } M = \frac{h^3}{h_1^3 + h^3} M_1$$

$$\text{副桁 } M' = \frac{h_1^3}{h_1^3 + h^3} M_1$$

であり副桁の断面は最大弯曲率  $\frac{h_1^3}{h_1^3 + h^3} M_1$  より決定すべきである。

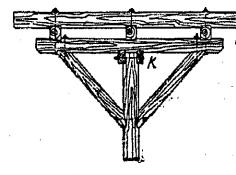
2) 肱木方杖のある場合 副桁を數多く用ふる代りに、又大なる肱木(長 1.7m 以上)を用ふる場合には、肱木の尖端を方杖にて支へるがよい。肱木は主桁と單にボルト締にするか、又は楔を入れてボルト締とする(第 418 圖)。方杖の水平となす角度は  $35^\circ \sim 60^\circ$  の範囲内にて擇び普通  $45^\circ$  となす。肱木の長  $a$  は普通  $a = 0.15 \sim 0.2 L$  に採る。

各部應力を計算するには主桁は肱木の尖端に於て、單支承の桁と假定す(メラン氏に據る)。

然らば第 419 圖に於て  $p$  = 群衆荷重、 $g$  = 死荷重とすれば群衆荷重に因る主桁の最大弯曲率は

$$M_{\max} = \frac{1}{8}(p + g)L_0^2 - \frac{1}{2}ga^2$$

にて與へらる。又集中荷重  $P$  に因る主桁の最大弯曲率は



第 418 圖

$$M_{\max} = \frac{1}{8}g L_0^2 + \frac{1}{4}PL_0 - \frac{1}{2}ga^2$$

に依りて求めらる。此際集中荷重は當然桁の中央に載るのである。

肱木、方杖は肱木の端に最大反力が起つた時が最も危険で、最大反力  $R_{\max}$  より肱木及び方杖の應力が計算さる。即ち第 420 圖に於て肱木に生ずる張應力  $H$ 、方杖に生ずる壓應力  $S$  は次式より計算される。

$$S = R \sec \phi, \quad H = R \tan \phi$$

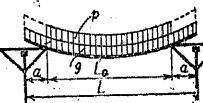
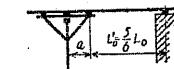
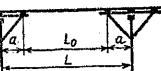
161. 橋 面 木橋の橋面は多く敷板にするか、土

砂を以て掩ぶ。

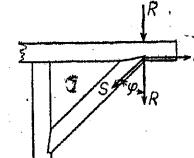
敷板としては普通幅 15~30 cm の板を用ふ、之を橋梁の方向に直角に一重に敷並べしものを一重敷板と云ひ、1 枚の敷板を橋軸と  $45^\circ$  に敷並べ、其上に下の敷板或は橋軸と直角に敷並べたものを二重敷板と稱す。何れの場合にも敷板は桁と 2 本の皆折釘にてとめる。釘の長さは敷板の厚さの倍を標準とす。

敷板の厚さは車輪荷重より計算も出来るが、表面磨耗に對して相當厚くしなければならぬ。普通 5~7.5 cm にて充分である。敷板は近時の如く速力大に、且つ重量大なる荷重に對しては、表面甚しく磨損し且つ釘も直ちにゆるむを以て可及的用ひざるを可とす。

橋面を土砂にて掩ふ土橋の場合には、桁の



第 419 圖



第 420 圖

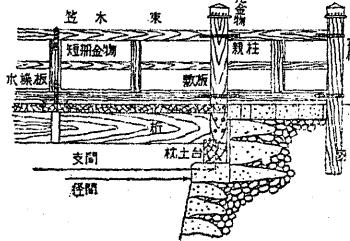


第 421 圖

上に敷成木(丸太又は粗朶)を併列し其上を砂利、土砂を以て掩ふ。土砂の厚さは約 15 cm に選ぶ(第 421 圖)。

162. 高 檻 木橋の高欄には普通木材を使用す。高欄各部の名稱を舉ぐれば第 422 圖の如し。高欄の高さは約 80 cm とし東と東との距離は約 1.8 m にす。親柱及び東柱は敷板を通して耳桁にボルト締めとなす。今高欄各部に於ける大體の寸法を示せば次の如し。

笠木 幅 2~18 cm, 厚 9~15 cm	通貫 幅 4.5~6 cm, 厚 9~15 cm
東柱 9~15 cm 角	地継 幅 15~20 cm, 厚 12~15 cm
親柱 20~30 cm 角	袖柱 20~30 cm 角



第 422 図

**163. 方杖橋 構造計算** 方杖橋の骨組は第 423 圖の如き三角形方杖と第 424 圖の如き梯形方杖とに類別する。方杖橋の構造は不静定であつて方杖の構造を計算するには次の如くする。

1) 三角形方杖橋 (第 423 圖参照) C 點に於ける反力を  $P$  とすれば、任意の点  $x=a$  に  $W$  なる集中荷重が載る時は

$$P = \frac{Wal(3l^2 - 4a^2)}{48 E_s J l} - \frac{i^3}{2 E_1 A_1 h^2} + \frac{l^3}{48 E_s J}$$

単位橋長當  $w$  なる等布荷重が全徑間に載る場合には、

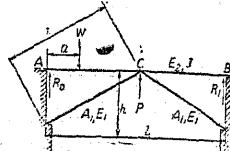
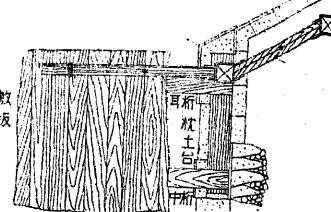
$$P = \frac{5wl^4}{384 E_s J} - \frac{i^3}{2 E_1 A_1 h^2} + \frac{l^3}{48 E_s J}$$

之より各部材の構造を決定すれば

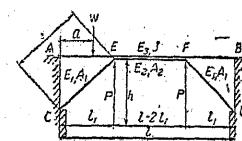
$$\bar{CD} = \bar{CE} = -\frac{Pi}{2h}$$

AC, CB は各々を單桁として計算す。

2) 梯形方杖橋 (第 424 圖参照) 桁 AB は相當の剛度を有するものとすれば E, F に於ける反力は互に相等しいから之を  $P$  にて表せば 集中荷重が AE の間にある時は、



第 423 図



第 424 図

$$P = \frac{\frac{a}{6 E_s J}(3l_1 l - 3l_1^2 - a^2)}{\frac{2i^3}{E_1 A_1 h^2} + \frac{l_1^2(l - 2l_1)}{E_2 A_2 h^2} + \frac{l_1^2(3l - 4l_1)}{3 E_s J}} W$$

集中荷重が EF の間にある時は、

$$P = \frac{\frac{l_1}{6 E_s J}(3al - l_1^2 - 3a^2)}{\frac{2i^3}{E_1 A_1 h^2} + \frac{l_1^2(l - 2l_1)}{E_2 A_2 h^2} + \frac{l_1^2(3l - 4l_1)}{3 E_s J}} W$$

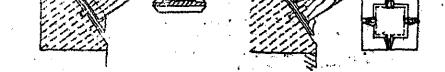
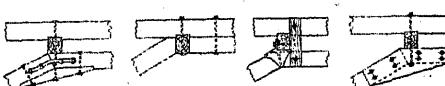
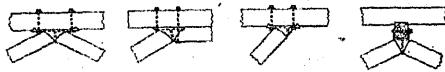
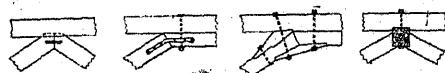
に依て求めらる。  $P$  より CE, DF, EF に生ずる應力は次式に依り計算する。

$$\bar{CE} = \bar{DF} = -\frac{Pi}{h},$$

$$\bar{EF} = -\frac{Pl_1}{h}$$

AF, FB は各々を單桁として計算する。

2) 設計詳細 方杖橋の細目に於て面倒なるは方杖と桁との取付部及び方杖の基部であつて、之は第 425 圖に示す如き構造となす。又第 426 圖は設計例を示す。

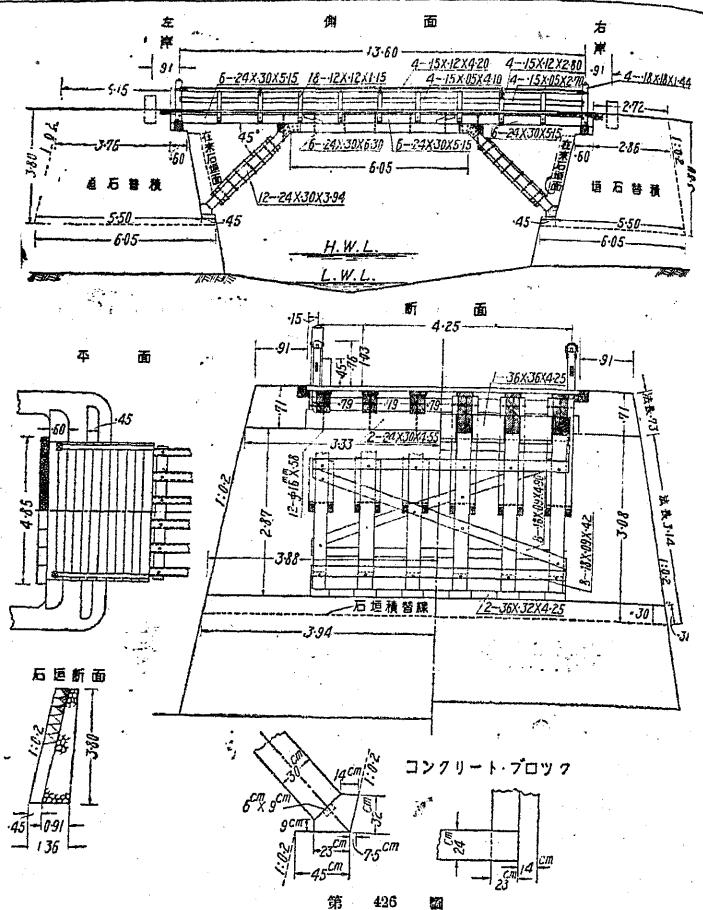


#### 164. ハウ式トラス設計

細目 トラスの高さは普通支間の  $1/6 \sim 1/8$  とし、格間距離は  $2.5 \sim 3$  m 以下となる。斜材が水平となす角度は  $45^\circ \sim 60^\circ$  の範囲内で選ぶ。弦材は普通 3 本の材片より成り、小なる支間にあつては 2 本の材片より成る。此等の材片間に少しお空間を存して鉛直材（丸鋼）を通ずる。

斜材は木製又は鐵製のブロツクを以て弦材に固く取

第 425 図



付くる(第427図, 第428図). 丸鋼の両端にはネヂを切りナットを以て締付くる  
プロックの喰込み  $e$  は 4 cm 以上にとらなければならない.

$e$  を計算するには、

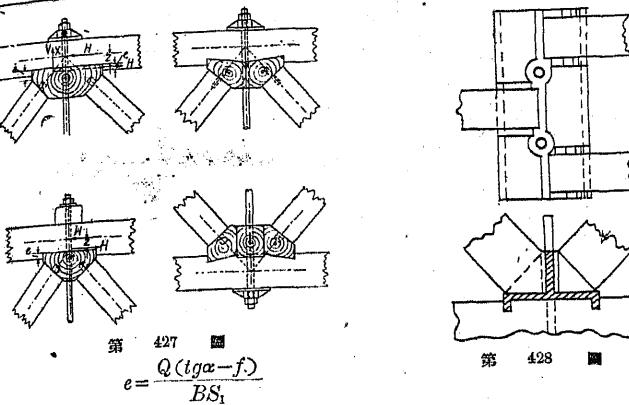
$Q$  = 斜材の鉛直分力,

$\alpha$ =斜材の鉛直線となす角度。

$B$  = 上弦材の幅,

$f = \text{摩擦係數} = 0.5$

$S_1$  = 木材の應力許容應力とすれば

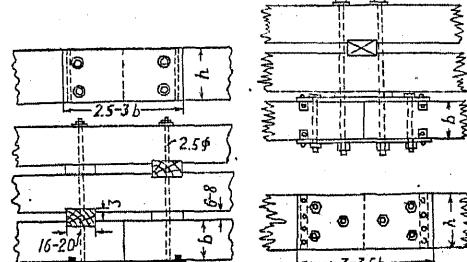


より求めらる。ブロックの端の高さ  $a$  は 6~8 cm より大にとる。  
 鉛直材なる丸鋼の直徑は普通 2~6 cm 以内に選び最大剪力より計算す。即ち  
 $V = \text{最大剪力}$ ,  $S = \text{丸鋼許容應力}$  とすれば次式より求む:

**接合** 部材は可及的長きものを選ぶが、8~10m以上となれば継がなければならぬ。此の場合の接合は一箇所にかためるのを避け、ずらして継いで行かなければならぬ。

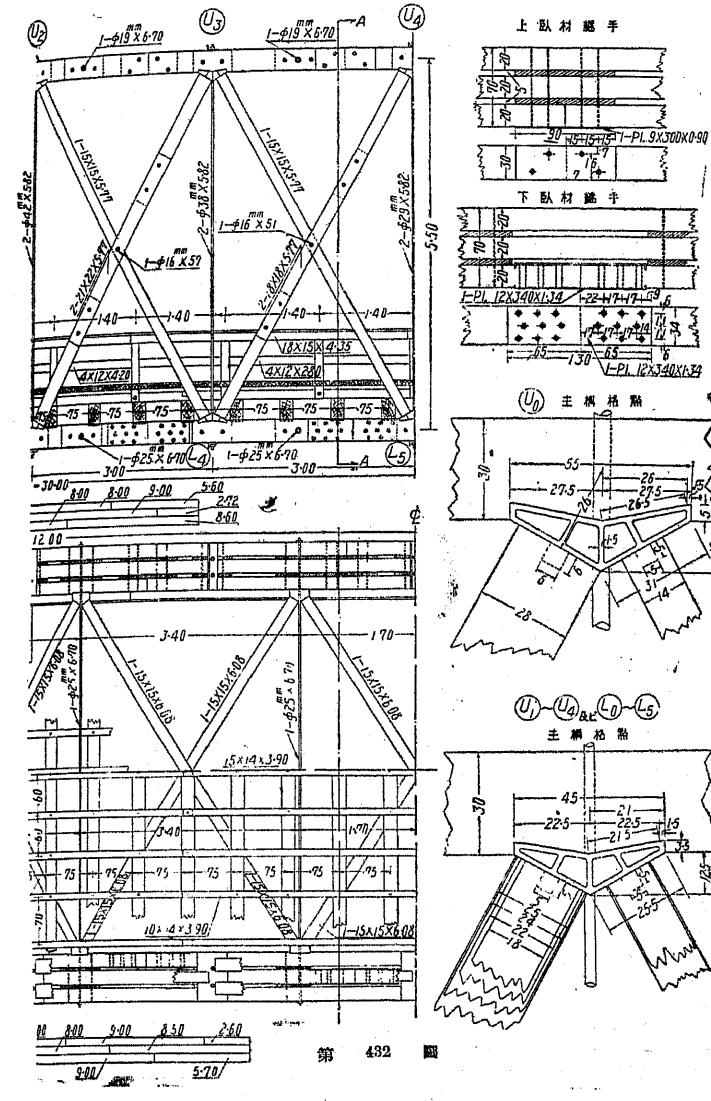
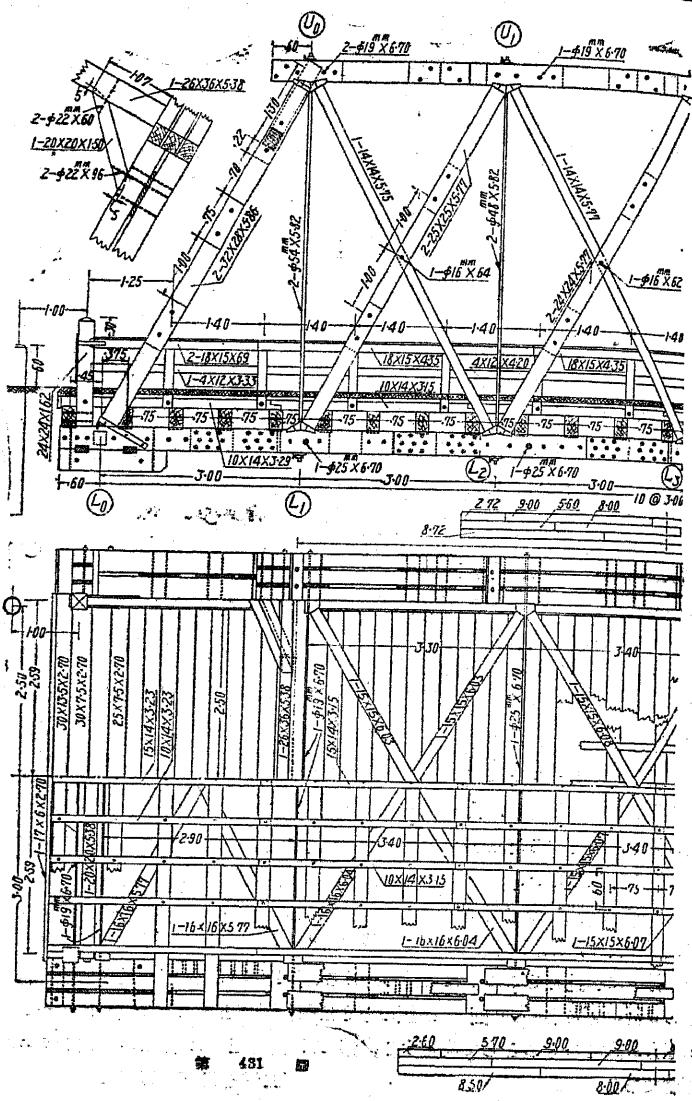
### 断面材 構造材の外側材

片を接合する場合には接合部の外側に3~6mm厚さの鍛鉄を當てボルトにて締め付ける(第428圖)。内側の材片を接合する時は普通鍛術を插入しない。



第 429 頁 第 430 頁

應張材 應張材の兩側に  
は鐵板を當て、鐵板の兩端 第 429 圖 第 430 圖  
を木材中に喰込ませボルトにて締め付ける(第 429 圖)。鐵板の長さは最小材片の  
幅の 3 倍にとる(第 430 圖)。鐵板の厚さは部材断面より  $1\text{cm}^3$  當り  $20\sim25\text{ kg}$   
の應力が傳はるものとして決定する。第 431 圖乃至 433 圖はハウ式トラスの設  
計例である。  
(三浦七郎・小澤久太郎・溝邊 實)



断面 A-A

## 正面

