

第六章 桁 橋

第一節 總 論

§ 601 概説 橋梁に於ける支點反力が常に鉛直なるものを桁橋と稱する。鐵筋コンクリート桁橋は、道路橋、鐵道橋、水路橋に應用せられ中でも道路橋への應用が最も廣い。鐵筋コンクリート理論の發達に伴ひ鐵筋コンクリート造桁橋は漸次長徑間の橋梁に應用せられ歐米に於ては徑間 30 m を越ゆるものも尠くない、然し概して桁橋は比較的短徑間の橋梁に於て特に有利である。一般的に耐力、經濟の兩方面より見て橋桁の應用は徑間 20 m 内外を以て限度とすべきものであらう。

1 桁橋の種類。

桁の理論に依り次の三種に分類する。

- | | |
|---------------|--|
| イ、單桁橋 | Simple beam bridge |
| ロ、連桁橋 | Continuous beam bridge |
| ハ、突桁橋及ゲルバー式桁橋 | Cantilever bridge and Gerber's beam bridge |

單桁橋はその兩端が單に支承せられ、支點彎曲率を生じない桁橋である。連桁橋は中間支承上に於て隣接徑間に連続し、支點上に負彎曲率を生ずるものであつて突桁橋、或はゲルバー式桁橋は連桁橋に屬すべきものであるが説明の便宜上、連桁橋と區別したに過ぎない。

尚ほ突桁橋或はゲルバー式桁橋に就ては本章第四節に説明を譲る。

桁の斷面形狀に依り次の三種に分類する。

- | | |
|-------|---------------|
| イ、版橋 | Slab bridge |
| ロ、T桁橋 | T-beam bridge |
| ハ、凹桁橋 | U-beam bridge |

版橋はその主桁が版より成り、T桁橋は主桁がT桁より成る橋梁である。凹桁橋はその主桁が2本の矩形桁より成り第 602 圖 (a) に示す如く橋梁全體の斷面形狀がU字形の橋梁である。

2 各種桁橋得失の概要。

単桁橋は他種の桁橋に比して桁高大きく、桁橋中最も不経済なる様式なるが、設計簡単なること、下部構造些少の移動に據り上部構造の内應力に著るしき變動を生じないこと等の利點有りて、比較的基础悪く橋脚、橋臺沈下の虞れある徑間 15 m 以下の橋梁に應用せらる。外觀は桁橋中最も劣り、桁下空間小なる箇所に於ては應用出來ない。

連桁橋は桁高低く経済的であり、外觀優美にして桁橋中最も理想的様式であるが、下部構造些少の沈下に據り上部構造の内應力に著しき變動を生ずる爲め、基礎良好なる箇所にあらざれば、基礎工に多額の工費を要し経済的利用價值に乏しい。加ふるに例へば 3 徑間連続の桁橋に於ては、一橋脚上に於てのみ上下部構造が鉸にて連結され他の 3 支點に於ては何れも可動承構（輾子の如き）を有する爲め地震力の大部は鉸を有する橋脚に集中し、之が設計極めて困難である。

ゲルバー式桁橋は単桁橋と連桁橋の特長のみを併有する様式である。即ち外觀は優美、桁高低く、下部構造些少の沈下の爲め連桁橋の如く内應力に著しき變動を生じない。又例へば 3 徑間の橋梁に於ては、地震力を少く共 2 橋脚に平等に分割負擔せしめ得る、且つ設計は連桁に比して簡單である。従つて単桁橋、連桁橋共に應用出來ない箇所に應用し得る。例へば、桁下空間の關係上桁高大なる単桁橋の應用困難であり、且つ基礎比較的悪しく沈下の虞れあるため、連桁橋の應用又不可能の箇所に之を應用し得る等の利點ありて、鐵筋コンクリート桁橋の長徑間のものは重に此の様式に屬する。然し吊架桁 (suspended span) の支點構造複雑にして施工困難なる缺點がある。

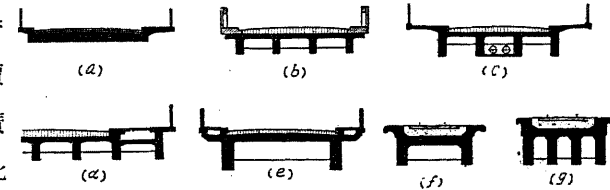
§ 602 桁橋の断面

1 上路橋の断面。鐵筋コンクリート桁橋はその様式如何に拘らず、原則としては上路橋である。第 601 圖は桁橋の代表的断面であつて (a) ~ (e) は道路橋、(f) (g) は鐵道橋の断面である。

道路橋にては、(b) ~ (e) に示す如く、版を兩側の主桁外に突出せしめ下部構造幅員の縮小を計る。又版の負彎曲率に依る兩側主桁の横の方向の廻轉を防止する。

(c) (d) の如き断面は兩側主桁の高さが中間主桁より高くして、その撓度、中間主桁より小なるため、連続桁の作用をなす版の各支點沈下不同となり、版内に著しき二次應力を生ずる不利あるも經濟價

値大なる爲め最も廣く應用せられる。此の缺陷を避けるため



第 601 圖

に第 609 圖の如き断面を使用するのも一策である。

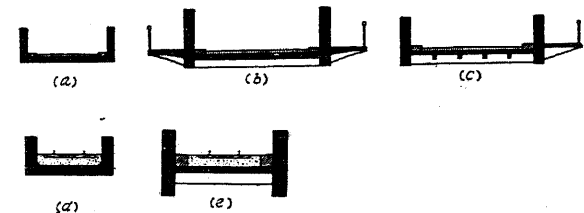
(b) は (a) (d) の缺點を除きたる断面で歩車道の境界なきものに應用する。

(e) は橋幅比較的狭まく長徑間の桁橋断面である。

(f) (g) は鐵道橋の断面であつて、大なる衝擊を緩和するために、版上に 40 cm 以上の砂利層を必要とする、之れが崩落を阻止する爲めに胸壁を兩側に設ける。

2 下路橋の断面。桁下空間に制限を受くるが如き特殊事情の爲めに已むを得ず採用するものである。第 602 圖は下路橋の代表的断面である。

(a) ~ (e) は道路橋の断面にて、(a) は幅員、徑間、荷重共に小なる場合に應用し、(b) (c) は徑間大なるものに應用せる様式である。



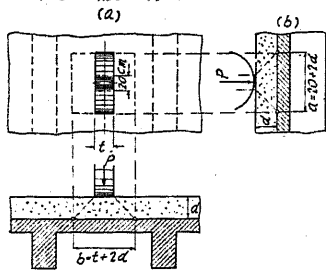
第 602 圖

(d) (e) 鐵道橋に應用せる断面である。一般に徑間長と幅員が略等しきか、又は幅員が徑間より大なる橋梁に於ては鐵筋コンクリート下路橋は極めて不経済であつて之れが採用困難である。又徑間長特に長き場合は桁高大となりて通歩者の眼界を遮り、不快の感を與へてよろしくない。

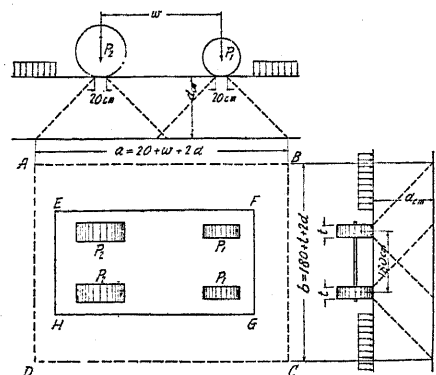
§ 603 版の設計

1 活荷重の分布。輪荷重其他橋面上の集中荷重は鋪裝又は上置土砂層中に於て 45° に擴がり分布荷重となりて、版に作用するものと假定す。詳細の取扱

は附録第28條の規定に依る。例へば厚さ d cm の鋪装上に作用する輪荷重 P は第 603 圖の如く各方向に 45° に擴がりて版に達し、 P なる荷重は $a \cdot b$ なる面積に等布して版に作用するものと仮定す。鋪裝厚大にして第 604 圖の如く 2 輪の分



第 603 圖



第 604 圖

e = 有効幅 (m)

a, b , 附録第 28 條に依る荷重分布幅

l = 縦桁の中心間隔、

l_1 = 横桁の中心間隔

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{0.72}{8} l + a \\ &\leq 2m \\ &\leq l \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(601)$$

横桁を有する版 (車輛進行の方向が版の主鐵筋に平行なる場合)

$$\left. \begin{aligned} l &= \frac{2}{3} l_1 + b \\ &\leq 2m \\ &\leq l \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(602)$$

布區域が重なり合ふ場合は第 604 圖の如く a 及び b を定める。第 604 圖に於て

P_1 = 後輪の重量

P_2 = 前輪の重量

W = $A B C D$ 區域内の群衆荷重とすれば $2(P_2 + P_1) + W$ なる荷重が

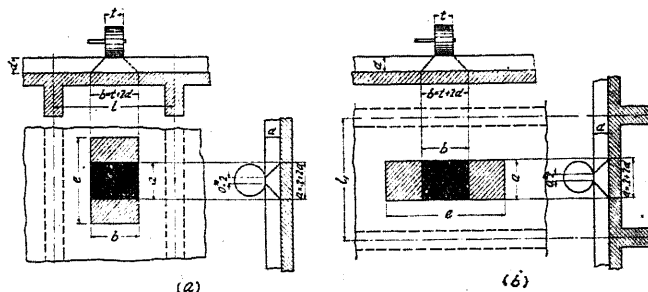
$a \cdot b = (20 + w + 2d)(180 + l + 2d)$ なる面積に等布するものとする。此の外各種の場合に就いては附録第28條の規定に依る。

2 版の有効幅の一般に就ては § 301 に述べて置いた。橋梁に於ける版の有効幅 e は附録第29條の規定に依りて定める。即ち 縦桁を有する版 (車輛進行方向が版の主鐵筋に直角なる場合)

第 605 圖(a)(b) は夫々縦桁及横桁を有する版の有効幅の取り方を示したものであつて輪荷重は $b \cdot e, a \cdot e$ なる面積に等布するものと看做して版の設計をなす。

2 輪荷重の有効幅が重複する場合。

第 606 圖の如く 2 箇の車輪が隣接せる場合に於



第 605 圖

ては公式601、又は 602に依りて算出せる有効幅 e の一部は重複する。斯かる場合には次の式に依りて有効幅を定むればよい。

$$\left. \begin{aligned} e &= w + \frac{2}{3} l \\ &\leq w \frac{1}{2} (t_1 + t_2) + 2d + 2m \end{aligned} \right\} \dots\dots(603)$$

w = 隣接輪の中心間隔 (m)

t_1, t_2 = 輪帶幅 (m)

d = 鋪裝厚 (m)

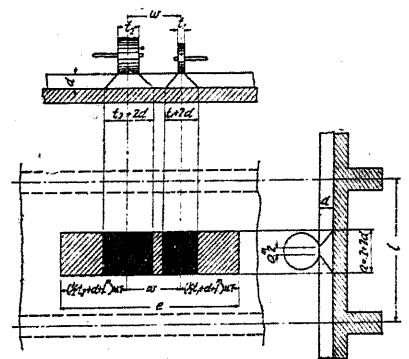
l = 版の支間 (m)

3 彎曲率及び剪力。彎曲率は次の式に依りて算定する。

死荷重又は群衆荷重が全橋面に等布する場合。

$$\left. \begin{aligned} \text{版の中央に於て} \quad M &= \frac{wl^2}{24} \\ \text{版の支點に於て} \quad M &= -\frac{wl^2}{12} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(604)$$

l = 主桁の中心間隔、 w = 死荷重又は群衆荷重
輪荷重及び橋面の一部に等布する群衆荷重に依る彎曲率



第 606 圖

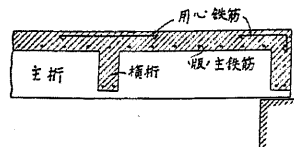
$$\left. \begin{array}{l} \text{版の中央に於て } M = 0,8 M_0 \\ \text{版の支點に於て } M = -0,8 M_0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots(605)$$

$M_0 =$ 版を單桁と看做したる場所の最大正彎曲率

版の支間 l が $2m$ を超ゆる場合は § 304 に準じて彎曲率を算定する。剪力は、版を單桁と看做して算定する。此の場合に於ける有効幅は公式 601 乃至 603 に依るものを使用する。

4 版の厚。道路橋に於ける版の總厚は 12 cm を下つてはならない。群衆荷重のみを受くる橋梁に於ては、最小厚を 10 cm とするも差支ない。鋼橋等で特に死荷重を軽減する必要ある場合を除いては、版の總厚を 15 cm 以上とするのが安全である。普通の T 桁橋に於ける版の總厚は $15\text{ cm} \sim 20\text{ cm}$ 位が經濟であつて之れ以上の厚さを必要とする場合は主桁の間隔を小にするがよい。

5 版の鐵筋。桁に固定さるゝ版は § 304 に説明せる連續版と看做して主鐵筋を配置する。T 桁橋に於ては、版は主桁のみに支へらるゝものと看做す故に

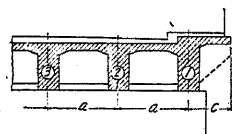


第 607 圖

横桁 (§ 605 参照)、上に生ずる版の負彎曲率を無視して主鐵筋の配置を爲す、従つて横桁上に生ずる負彎曲率に抵抗せしむる爲めに第 607 圖の如く用心鐵筋を配置しなければならない。用心鐵筋は版中央に

於ける主鐵筋量の $\frac{1}{3}$ 以上とする。

6 § 602 に述べた理由に依り版を第 608 圖に示す如く兩側の主桁(1) より外方に突出せしめる。此の突出量 c は大體次の程度とする。



第 608 圖

$$\begin{aligned} c &= 0,3 a \sim 0,4 a \\ &\leq 0,5 m \sim 0,9 m \end{aligned}$$

c を上記の程度以上とする場合には第 608 圖の點線に示す様に横桁を延長して之れを突出せる版の支承とする。

なるべく此の突出せる版には輪荷重が作用せぬ構造とするがよい。

§ 604 主桁の設計

1 支間。主桁の反力が下部構造の前面に集中するのを避け、廣く下部構造内

に反力を分布せしむるため、支承中心を下部構造前面より e だけ (第 609 圖 参照) 後方に設ける。此の e の値は次の標準以上とする。

單支承の場合に於ける $e(m)$ の値

$$\left. \begin{array}{l} \text{版に於て } e \geq \frac{1}{2} t \\ \geq 0,075 m \\ \text{桁に於て } e \geq 0,2 + 0,015 l' \end{array} \right\} \dots\dots\dots(606)$$

$t =$ 版中央の厚 (m) $l' =$ 徑間 (m)

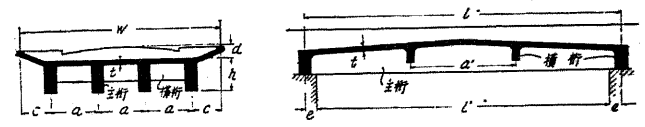
従つて單桁橋の支間 $l(m)$ は次の式に依りて定まる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{版に於て } l \geq l' + t \\ \geq l' + 0,15 \end{array} \right\} \dots\dots\dots(607)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{桁に於て } l \geq 0,4 + 1,03 l' \\ \text{斜橋に於て } l = \frac{1}{\sin \alpha} (l' + 2e) \end{array} \right\} \dots\dots\dots(608)$$

$\alpha =$ 斜橋中心線と橋臺前面とのなす角

單に絞又はア
スファルトを敷
きたる支承幅が
公式 606 に依る



第 609 圖

e の 2 倍以上なるときは支間は公式 607 に依りて定め特種の事情に依り支承幅が、 e の 2 倍以下なるときは支承中心の間を以て支間とする。支承に搖承、鋪等を使用せるときはその中心間隔を以て支間とするは勿論、搖承、鋪等を使用する場合に於ても、 e の値は公式 606 に依りて算出せるものより大とする。

連桁橋の支間は支承の中心距離とす。支承幅が公式 606 に依る e の 2 倍以下の場合、單桁、連續橋共に支承に於ける支壓應力を檢定しなければならぬ。

2 主桁の總高が餘り低い時は桁の撓度過大となり、高きに過ぐるときは自重を増加して不經濟である。一般に使用する主桁の總高は次の範圍である。

$l =$ 支間、 $h =$ 中央に於ける主桁の總高とすれば

$$\text{單桁橋に於て } l/h = 10 \sim 14 \quad \text{平均 } 12$$

連桁橋に於て $l/h = 12 \sim 18$ 平均 15

連桁橋、ゲルバー式桁橋に於ける支点上の桁高は支間の $1/8 \sim 1/15$ である。停車場内の跨線橋の如く單に群衆荷重のみを受くる橋梁に於ては l/h を 20 倍まで増大するも差支ない。桁の總高は上記の範圍に於て最も經濟的なる高さを採用する。例へばコンクリートの單價廉なる箇所には高さを大にして鐵筋量を減するが如し。尙ほ T 桁の算定に就いては § 311 に述べたから此處には略する。

3 主桁の幅。T 桁橋の主桁腹部幅 b は § 311 に述べた様に剪應力に依りて定め得るが、實際に使用する腹部の幅は施工上の關係より定まる場合が多い。即ち主鐵筋を適當に配置し得て、而もコンクリート填充に際し、充分に搗固めをなし得る幅を必要とする。従つて腹部の幅は桁總高の $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$ の範圍に定めるのであるが、腹部幅 b が 40 cm を超ゆる場合は桁高の如何に不拘らずコンクリート填充に差支が無いから腹部幅 b は總高の $\frac{1}{3}$ 以下となるも差支ない。

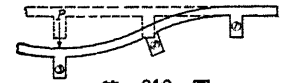
下路橋に於ても主桁幅 b は、T 桁の腹部 b と同様にして定めるが、此の場合主桁が矩形であり、而もその抗壓縁は、全支間に涉り横の方向の支へがないため之れが彎折を阻止する意味に於て、桁幅 b は支間 l の $\frac{1}{40}$ 以上でなければならぬ。

4 主桁の間隔。上路橋に於ける主桁の間隔は、設計者が任意に選定し得るものであつて、而もその選定の適否は工費並びに橋梁の剛性に影響する處が大きい。主桁の間隔が過大なれば、橋梁自重の主要部を占むる版厚を増加し、工費の増加となる。又主桁間隔を 1.4 m ~ 1.5 m 以下に如何程短縮するも、版の最小厚に制限されて版の材料を節約し得ないのみならず、主桁高もその最小高に制限され、之れ又材料の節約とならないのである。従つて上路橋に於ける主桁の中心間隔は 1.4 m ~ 1.5 m を最小とする。經濟的な主桁の最大間隔は 1.8 m ~ 2.0 m 以下である。勿論主桁數を 2 本とし版を横桁又は縦桁に依りて支へる橋梁に於ては、上記の如き制限はない。鐵道橋に於ては、活荷重が大きい爲め主桁間隔を道路橋よりも狭くする。下路橋の主桁はなるべく第 602 圖 (b) (e) の如く配置する。

§ 605 横桁の設計

1 横桁の間隔。第 601 圖 (e)、第 602 圖 (b) (e) (e) の如き斷面の橋梁に於ける版は、横桁に支へるものであるから、横桁の間隔、大きさ等は計算に依つて決定し得るものであつて、改めて此處に説明するまでもないが、第 601 圖 (b) (e) (d) (f) (g) の如き斷面を有する一般の T 桁橋に於ても、橋上の荷重を各主桁に成る可く平等に分布せしむる爲め、横桁を設ける(註参照)。横桁の間隔 a' (第 609 圖) に就いては標準とすべき規定はないが、大體主桁間隔 a の 3 倍内外にして 3 m 以上 5 m 以下とする。特に長き支間の橋梁に於ては支間の $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}$ とする。支間の中間に横桁を設けると同時に第 609 圖に示す如く、その兩端に於ても必ず横桁を設ける。

(註) 第 610 圖の如く横桁なき橋梁の主桁 (3) が荷重を受くるときは主桁 (3) のみが他の主桁に比して過大の荷重を受け、その撓度著しく第 610 圖の如くなり、主桁を支點とする版は算定外の應力を受けて龜裂を生ずるに至る。横桁を設ける時は、主桁 (3) の受くる荷重の一部を他の主桁に分布し、各主桁の撓度を互平等に近くしめる爲め、橋梁全體の剛性を増加すると同時に、版の受くる二次應力を緩和し得るものである。

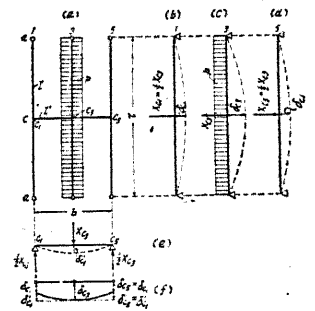


第 610 圖

2 横桁の應力。版を支へる横桁は、之れを單桁と看做して、中央の彎曲率を算定し、主桁との結合部は準固定又は固定と看做して鐵筋の配置をなす。次に橋梁の剛性を増加するための横桁は橋梁の二次的部材にすぎないから、その應力を繁雜なる方法に依りて算出するに及ばないが、横桁の効果を明かにする爲め最も簡單なる場合の解法と合せて普通に起り得る横桁の反力(不靜定力)を第 601 表に列記する。

第 611 圖に示す如く主桁 3 本にして横桁が支間の中央に 1 本ある場合(兩端の横桁は無視する)に於ける横桁及主桁の分擔する荷重狀況を算出せば次の如し。今 1, 3, 5 を主桁、その間隔は共に $\frac{b}{2}$ 、 c は横桁、 l は支間とし、中央の主桁 3 がその長 1 m に付き p_k の荷重を受くる場合。

c_1, c_3, c_5 夫々横桁 c と主桁 1, 3, 5 の交



第 611 圖

点とす。

- $Xc_3 = c_3$ に作用する反力 $Xc_1 = c_1$ に作用する反力
- $Xc_5 = c_5$ に作用する反力 $I =$ 主桁の二次率
- $I' =$ 横桁の二次率 $E =$ 弾性係数
- $\delta c_3 = c_3$ の撓度 $\delta c_1 = c_1$ の撓度
- $\delta c_5 = c_5$ の撓度

今主桁 3 に作用せる荷重に依り横桁に Xc_3 なる下向の鉛直力が作用せる場合は、此の横桁と他の主桁 1, 5 の交点には Xc_1 の $\frac{1}{2}$ の大きさを有する上向の反力を生ずる。(第 611 圖参照)

従つて、 $Xc_1 = Xc_5 = \frac{1}{2} Xc_3$ である。即ち Xc_3 を算出し得れば、横桁及各主桁の受くる荷重を定めることが出来る。

横桁が c_1, c_3, c_5 に夫々 Xc_1, Xc_3, Xc_5 なる鉛直力を受けるため (f) 圖の如く c_1, c_3 に夫々 $\delta c_1, \delta c_3, c_3$ に δc_3 なる撓度を生じたものとせば $\delta c_1 = \delta c_3$ にして、(e) 圖の支點 c_1, c_5 の撓度を零と看做した時の c_3 の撓度 $\delta' c_1 = \delta c_3 - \delta c_1$ である。尚ほ $\delta c_1, \delta c_3, \delta c_5$ は (b), (c), (d) 圖の如き主桁の撓度に等しい。横桁を單桁と看做せば δc_3 は (e) 圖に依り p なる下向の力と、 Xc_3 なる上向の力に依る撓度とする。

$$\delta' c_1 = \frac{Xc_3 b^3}{48EI} \quad \delta c_1 = \frac{Xc_1 l^3}{48EI} = \frac{1}{2} \frac{Xc_3 l^3}{48EI} = \delta c_3 \quad \delta c_3 = \frac{5}{384} \cdot \frac{pl^4}{EI} - \frac{Xc_3 l^3}{48EI}$$

$$\therefore \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{pl^4}{EI} - \frac{Xc_3 l^3}{48EI} \right) - \frac{1}{2} \frac{Xc_3 l^3}{48EI} = \frac{Xc_3 b^3}{48EI}$$

之より Xc_3 を求めれば

$$Xc_3 = \frac{5}{8} pl \cdot \frac{1}{\frac{3}{2} + x} \quad x = \left(\frac{b}{l} \right)^3 \cdot \frac{I}{I'}$$

$$= \frac{5pl}{4(3+2x)}$$

$$= \frac{5}{4} \cdot \frac{pl}{N} \quad N = 3+2x$$

次に M_{c_1}, M_{c_3} を夫々主桁 c_1, c_3 に於ける彎曲率とせば

$$\left. \begin{aligned} M_{c_1} &= \frac{l}{4}, \frac{Xc_3}{2} \\ M_{c_3} &= \frac{pl^2}{8} - Xc_3 \frac{l}{4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (608)$$

M'_{c_3} を横桁の c_3 點に於ける彎曲率とせば

$$M'_{c_3} = \frac{b}{4} Xc_3 \dots\dots\dots (609)$$

となる。

上記の如くして求めたる各種の主桁に對する反力 X の値は第 601 表の如し。

第 601 表に於て

- $c_1, c_2, c_3 \dots\dots\dots =$ 主桁 1, 2, 3 $\dots\dots\dots$ と横桁 c との交點を示す
- $b_1, b_2, b_3 \dots\dots\dots =$ 主桁 1, 2, 3 $\dots\dots\dots$ と横桁 b との交點を示す
- $Xc_1, Xc_2, Xc_3 \dots\dots\dots =$ $c_1, c_2, c_3 \dots\dots\dots$ に作用する横桁の反力
- $Xb_1, Xb_2, Xb_3 \dots\dots\dots =$ $b_1, b_2, b_3 \dots\dots\dots$ に作用する横桁の反力

$I =$ 主桁の二次率, $I' =$ 横桁の二次率, $l =$ 主桁の支間

$b =$ 兩側主桁の中心間隔, $x = \left(\frac{b}{l} \right)^3 \frac{I}{I'}$

$p =$ 主桁長 $1m$ に作用する等布荷重

$P =$ 主桁と横桁の交點に作用する集中荷重

荷重位置及 N の値は表中に記入す。

例 第 612 圖の如き T 桁の中心 c_3 に P なる荷重が作用せる場合に於ける主桁及横桁の彎曲率を求めよ。但し $l = 20m, b = 2 \cdot 4 = 8m, 横桁の間隔は 5m, I' = 0,5I$ とす。

第 601 表に依り

$$x = \left(\frac{b}{l} \right)^3 \frac{I}{I'} = \left(\frac{8}{20} \right)^3 \cdot \frac{I}{0,5I} = 0,128$$

$$N = 63 + 1536x + 512x^2 = 268$$

$$同表の H 式に依り X_{b_3} = \frac{1}{N} P \cdot 352x = \frac{1}{268} P \cdot 352 \cdot 0,128 = 0,168 P$$

$$Xc_3 = \frac{1}{N} P(42 + 512x) = \frac{1}{268} P(42 + 512 \cdot 0,128) = 0,400 P$$

$A_1 =$ 主桁 1 の支點反力

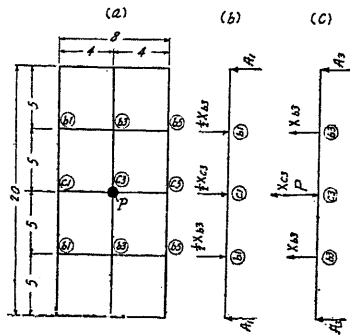
$A_3 =$ 主桁 3 の支點反力

$M_{b_1}, M_{b_3}, M_{c_1}, M_{c_3} =$ 夫々主桁の b_1, b_3, c_1, c_3 に於ける彎曲率

$M'_{b_3}, M'_{c_3} =$ 夫々横桁の b_3, c_3 に於ける彎曲率

主桁 1 は圖に示す如く横桁の支點となりて、 b_1, c_1 に下向の力を受け主桁 3 は、 c_3 に下向の P 及横桁の反力 Xc_3 (上向) を受け b_1 には夫々横桁の反力 Xb_1 (上向) を受ける。

従つて



$$A_1 = \frac{1}{2} X_{b_3} + \frac{1}{2} \cdot \frac{X_{c_3}}{2} = \frac{1}{2} \cdot 0,168 P + \frac{1}{4} \cdot 0,400 P = 0,184 P$$

$$A_3 = \frac{1}{2} (P - X_{c_3}) - X_{b_3} = \frac{1}{2} P - \frac{1}{2} \cdot 0,400 P - 0,168 P = 0,132 P$$

$$M_{b_1} = 5 A_1 = 5 \cdot 0,184 P = 0,92 P m t$$

$$M_{b_3} = 5 A_3 = 5 \cdot 0,132 P = 0,66 P m t$$

$$M_{c_1} = 10 A_1 - 5 \cdot \frac{X_{c_3}}{2} = 1,42 P m t$$

$$M_{c_3} = 10 A_3 + X_{b_3} \cdot 5 = 2,16 P m t$$

第 612 圖

第 601 表 (1)

荷重状況	荷重 \$P\$	\$N\$	横桁、荷重 \$X\$		
			\$x=0\$	\$x=1\$	
A (C)	\$p^1\$	\$N=3+2x\$	\$\frac{5}{48} pl\$	\$\frac{3}{48} pl\$	
B (D)	\$p^1\$	\$N=3+2x\$	\$\frac{5}{12} pl\$	\$\frac{3}{12} pl\$	
E	\$p\$		\$X_{b_1} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{16} (48 + 912x)\$	\$0,0476 pl\$	\$0,0284 pl\$
			\$X_{c_1} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{16} (39 + 1280x)\$	\$0,0887 pl\$	\$0,0890 pl\$
F	\$p\$	\$N=69+512x^2\$	\$X_{b_3} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{4} (48 + 912x)\$	\$0,1905 pl\$	\$0,1187 pl\$
			\$X_{c_3} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{4} (39 + 1280x)\$	\$0,1547 pl\$	\$0,1562 pl\$
G	\$P\$	\$N=69+1536x+512x^2\$	\$X_{b_1} = \frac{1}{N} \cdot \frac{P}{4} \cdot 352x\$	\$0\$	\$0,0417 P\$
			\$X_{c_1} = \frac{1}{N} \cdot \frac{P}{4} (42 + 512x)\$	\$0,1667 P\$	\$0,0856 P\$
H	\$P\$		\$X_{b_3} = \frac{1}{N} \cdot P \cdot 352x\$	\$0\$	\$0,1668 P\$
			\$X_{c_3} = \frac{1}{N} \cdot P (42 + 512x)\$	\$0,6667 P\$	\$0,2625 P\$

1. 等布荷重、作用セル主桁、中央即チ \$C_1\$ 又ハ \$C_3\$ = 集中荷重 \$P\$ が作用セル場合ノ \$X\$、値ハ表記公式中 \$\frac{pl}{16}\$ 代リ \$P\$ ト置クベシ

第 601 表 (2)

荷重状況	荷重 \$P\$	\$N\$	横桁、荷重 \$X\$		
			\$x=0\$	\$x=1\$	
J	\$p^1\$	\$N=3300+3040x+842x^2+7x^3\$	\$X_{c_1} = \frac{1}{N} \cdot \frac{5}{8} pl (1280 + 448x + 15x^2)\$	\$+0,350 pl\$	\$+0,1653 pl\$
			\$X_{c_2} = \frac{1}{N} \cdot \frac{5}{8} pl (-1280 - 808x - 34x^2)\$	\$-0,250 pl\$	\$-0,2013 pl\$
			\$X_{c_3} = \frac{1}{N} \cdot \frac{5}{8} pl (-640 + 176x + 24x^2)\$	\$-0,125 pl\$	\$-0,0417 pl\$
			\$X_{c_4} = \frac{1}{N} \cdot \frac{5}{8} pl (0 + 280x - 6x^2)\$	\$0\$	\$+0,0260 pl\$
			\$X_{c_5} = \frac{1}{N} \cdot \frac{5}{8} pl (640 - 96x + x^2)\$	\$+0,125 pl\$	\$+0,0517 pl\$
K	\$p^1\$	\$N=3300+3040x+842x^2+7x^3\$	\$X_{c_1} = \frac{1}{N} \cdot \frac{5}{8} pl (-1280 - 808x - 34x^2)\$	\$-0,2500 pl\$	\$-0,2014 pl\$
			\$X_{c_2} = \frac{1}{N} \cdot \frac{5}{8} pl (2240 + 1824x + 92x^2)\$	\$+0,4875 pl\$	\$+0,3942 pl\$
			\$X_{c_3} = \frac{1}{N} \cdot \frac{5}{8} pl (-640 - 344x - 88x^2)\$	\$-0,1250 pl\$	\$-0,1585 pl\$
			\$X_{c_4} = \frac{1}{N} \cdot \frac{5}{8} pl (-320 - 352x + 36x^2)\$	\$-0,0625 pl\$	\$-0,0603 pl\$
			\$X_{c_5} = \frac{1}{N} \cdot \frac{5}{8} pl (0 + 280x - 6x^2)\$	\$0\$	\$+0,0260 pl\$
L (M)	\$p^1\$		\$X_{c_1} = X_{c_5} = \frac{1}{N} \cdot \frac{5}{8} pl (-640 + 176x + 24x^2)\$	\$-0,125 pl\$	\$-0,0417 pl\$
			\$X_{c_2} = X_{c_4} = \frac{1}{N} \cdot \frac{5}{8} pl (-640 - 344x - 88x^2)\$	\$-0,125 pl\$	\$-0,1585 pl\$
			\$X_{c_3} = \frac{1}{N} \cdot \frac{5}{8} pl (2560 + 1536x + 128x^2)\$	\$+0,500 pl\$	\$+0,4004 pl\$
N	\$p\$	\$N=175+640x+92x^2\$	\$X_{b_1} = \frac{1}{N} \cdot 5 pl (1 + \frac{57}{20}x)\$	\$0,0286 pl\$	\$0,0287 pl\$
			\$X_{c_1} = \frac{1}{N} \cdot 5 pl (\frac{13}{16} + 4x)\$	\$0,0282 pl\$	\$0,0284 pl\$
O	\$p\$	\$N=175+640x+92x^2\$	\$X_{b_2} = \frac{1}{N} \cdot 20 pl (1 + \frac{57}{20}x)\$	\$0,1143 pl\$	\$0,0909 pl\$
			\$X_{c_2} = \frac{1}{N} \cdot 20 pl (\frac{13}{16} + 4x)\$	\$0,0929 pl\$	\$0,1187 pl\$

第 601 表 (3)

荷重状況	桁架 P	N	構 桁・荷 重 X		
			x=0	x=1	
	P	N	$X_{b1} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{2} \left(30 + 747x + 710.5x^2 + \frac{57}{2}x^3 \right)$	+ 0,0857 pl	+ 0,0503 pl
			$X_{b2} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{2} \left(-20 - 535x - 545x^2 - \frac{285}{4}x^3 \right)$	- 0,0571 pl	- 0,0388 pl
			$X_{b3} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{2} \left(-20 - 424x - 331x^2 + \frac{171}{2}x^3 \right)$	- 0,0571 pl	- 0,0228 pl
			$X_{c1} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{2} \left(\frac{195}{8} + 998x + 980x^2 + 40x^3 \right)$	+ 0,0696 pl	+ 0,0675 pl
			$X_{c2} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{2} \left(-\frac{65}{4} - 615x - 711x^2 - 100x^3 \right)$	- 0,0464 pl	- 0,0478 pl
			$X_{c3} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{2} \left(-\frac{65}{4} - 756x - 588x^2 + 120x^3 \right)$	- 0,0464 pl	- 0,0394 pl
			$X_{d1} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{2} \left(-20 - 596x - 545x^2 - \frac{285}{4}x^3 \right)$	- 0,0571 pl	- 0,0385 pl
			$X_{d2} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{2} \left(+80 + 889x + 982.5x^2 + 228x^3 \right)$	+ 0,0857 pl	+ 0,0700 pl
			$X_{d3} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{2} \left(-20 - 708x - 875x^2 - \frac{627}{2}x^3 \right)$	- 0,0571 pl	- 0,0630 pl
	P	N	$X_{c1} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{2} \left(-\frac{65}{4} - 615x - 711x^2 - 100x^3 \right)$	- 0,0464 pl	- 0,0474 pl
			$X_{c2} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{2} \left(\frac{195}{8} + 813.5x + 1202x^2 + 320x^3 \right)$	+ 0,0696 pl	+ 0,0775 pl
			$X_{c3} = \frac{1}{N} \cdot \frac{pl}{2} \left(-\frac{65}{4} - 397x - 982x^2 - 440x^3 \right)$	- 0,0464 pl	- 0,0602 pl
			$X_{b1} = \frac{1}{N} \cdot pl \left(-10 - 213x - 166x^2 + \frac{171}{4}x^3 \right)$	- 0,0571 pl	- 0,0285 pl
			$X_{b2} = \frac{1}{N} \cdot pl \left(-10 - 353x - 487x^2 - \frac{627}{4}x^3 \right)$	- 0,0571 pl	- 0,0634 pl
			$X_{b3} = \frac{1}{N} \cdot pl \left(40 + 1132x + 1206x^2 + 228x^3 \right)$	+ 0,2285 pl	+ 0,1838 pl
			$X_{c1} = \frac{1}{N} \cdot pl \left(-\frac{65}{8} - 378.5x - 270x^2 + 60x^3 \right)$	- 0,0464 pl	- 0,0395 pl
			$X_{c2} = \frac{1}{N} \cdot pl \left(-\frac{65}{8} - 198.5x - 490x^2 - 220x^3 \right)$	- 0,0464 pl	- 0,0607 pl
			$X_{c3} = \frac{1}{N} \cdot pl \left(\frac{65}{2} + 1153x + 1520x^2 + 320x^3 \right)$	+ 0,1857 pl	+ 0,2004 pl
	P	N	$X_{b1} = \frac{P}{N} \cdot 11x(-49 - 32x + 6x^2)$	0	- 0,0546 P
			$X_{b2} = \frac{P}{N} \cdot 11x(21 - 32x - 22x^2)$	0	- 0,0240 P
			$X_{b3} = \frac{P}{N} \cdot 11x(56 + 128x + 32x^2)$	0	+ 0,1572 P
			$X_{c1} = \frac{P}{N} (-35 - 304x - 294x^2 + 96x^3)$	- 0,2 P	- 0,0855 P
			$X_{c2} = \frac{P}{N} (-35 - 1424x - 1246x^2 - 352x^3)$	- 0,2 P	- 0,2023 P
			$X_{c3} = \frac{P}{N} (140 + 3456x + 3080x^2 + 512x^3)$	+ 0,8 P	+ 0,4757 P

$$M'_{b3} = \frac{X_{b3}}{2} \cdot \frac{b}{2} = 0,168 P \cdot \frac{8}{4} = 0,336 Pmt$$

$$M'_{c3} = \frac{X_{c3}}{2} \cdot \frac{b}{2} = 0,4 P \cdot \frac{8}{4} = 0,800 Pmt$$

此の實例に於て横桁なき場合の主桁 3 に於ける c_3 の彎曲率は $\frac{P}{2} \cdot 10 = 5 Pmt$ となる。然るに横桁を設けたるために c_3 の彎曲率は $2,16 Pmt$ に減じ實に 60% の減少を示して居る。即ち此の事實は、横桁を設けたるために橋梁の剛性が如何に増加するかを證明するものである。

3 横桁の断面。横桁の彎曲率は、上記の實例に於て明かなる如く相當大なるものであるから、桁高は主桁と略等しくする。即ち横桁下端と主桁主鐵筋の重心とを一致せしめる。幅も主桁より多少狭くする程度とし、主鐵筋は第 601 表に依りて算定し得る程度彎曲率に依りて定めるか、又は全全計算をなさず適當に見込んで挿入するも差支ない。

§ 606 支點構造。

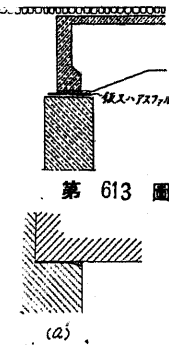
1 概説。支點構造の説明に當り著者は次の名稱を用ひる。
 承構=上部構と下部構造との間に介在し、上部構造の荷重を下部構造に傳達し、上部構造の變位を自由ならしむる構造物。

- 鉸 承 構=鉸 (hinge) を有する承構
- 輻子承構=輻子 (Roller) を有する承構
- 搖 承 構=搖子 (Rocker) を有する承構
- 摺動承構=摺動面が上下共に平面なる承構
- 底 面=上部構造が承構と接する面
- 支 面=下部構造が承構と接する面

鐵筋コンクリート桁橋に於ても、鋼橋同様その支點には承構を設け、支點の水平變位、角變位を自由ならしめる。支間 10m ~ 12m 以下單桁に於ては、溫度變化に依る水平變位は極めて微小であるから摺動承構にて充分である。支間 10m ~ 12m 以上の單桁に於ては水平變位及角變位を自由ならしむるために、摺動承構の比較的優秀なるもの、又は其の他の承構を使用するがよい。

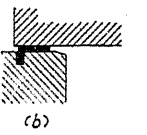
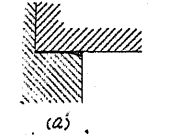
連桁橋支點の角變位自由なることは應力算定上の重要條件であるから、支間 10m 以上になれば、鉸、輓子、搖子 (Rocker) 等よりなる承構を使用しなければならない。

承構は鐵筋コンクリート造のもの、鋼鈑、鑄鋼造のもの等あるが、鋼造の承構は鋼橋に使用するものと全く同一に取扱ひ得る。



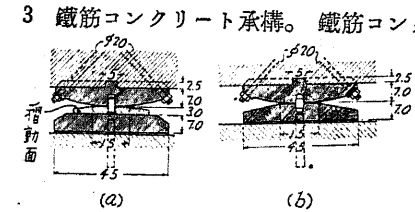
第 613 圖

2 摺動承構。第 613 圖、第 614 圖 (b) の如くアスファルトペーパー、亞鉛鈑、銅鈑、鋼鈑を敷きて上部構造と下部構造の密着を避ける程度のも、又は厚 6 mm ~ 10 mm の鋼鈑二枚を重ね合せその間にアスファルトペーパーを挟みたるもの等が最も多く使用される、之等は何れも主桁の直下のみに設ける。アスファルトペーパーの如く薄きものを敷きたる場合は、第 614 圖の如く下部構造前面の隅切りをなし桁の彎曲に依る隅角の破壊を避ける。第 615 圖 (a) 及第 616 圖 (a) は鋼造摺動承構の例である。第 615 圖 (b) 及第 616 圖 (b) は他端の鉸承構である。



第 614 圖

3 鐵筋コンクリート承構。鐵筋コンクリート承構は、搖承構又は鉸承構の 2 種である。鋼造の搖承構は鑄鋼又は鍛鋼であつて、出來合品が無いから之れが製作に長時日を要するに反し、鐵筋コンクリート承構は現場にて製作し得るばかりでなく、一般に鋼造よりも廉價である。歐洲では鐵筋コンクリート承構を多く應用して居るが、日本に於ては未だ實例に乏しい。承構の設計に用ひる材料の許容強度は次の如し。



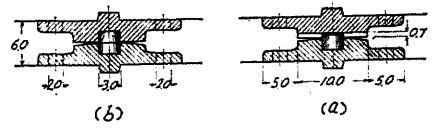
支間 18 m の跨線に用ひたる承構、本橋の断面は第 658 圖參照
第 615 圖

承構を多く應用して居るが、日本に於ては未だ實例に乏しい。承構の設計に用ひる材料の許容強度は次の如し。

コンクリート	$\sigma_{ca} = \frac{\sigma_{cs}}{3} \leq 55 \text{ kg/cm}^2$
モルタル (配合 1:1)	$\sigma_{ca} = 50 \text{ kg/cm}^2$

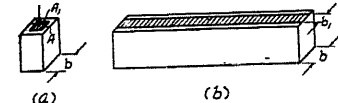
鉛 鈑 . 50 kg/cm²

鐵筋にて適當に補強せられたるコンクリート承構が大體 A なる表面積 (第 617 圖) を有する立方體をなし、その表面の一部 A₁ にのみ荷重を受くる場合及第 617 圖 (b) の如く表面積の一部の長き面積に荷重を受くる場合は、次の式に依りて支壓應力の許容強度を定める。



全長 27.06 m 吊架桁長 18 m のゲルバー式桁橋に於ける吊架桁の承構
第 616 圖

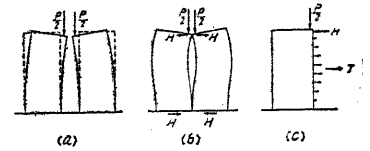
$$\left. \begin{aligned} \text{第 617 圖 (a) の場合、} & \sigma'_{ca} = \sigma_{ca} \sqrt[3]{\frac{A}{A_1}} \\ \text{第 617 圖 (b) の場合} & \sigma'_{ca} = \sigma_{ca} \sqrt[3]{\frac{b}{b_1}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(610)$$



第 617 圖

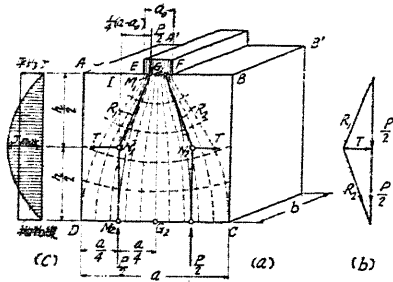
承構の應力。鐵筋コンクリート承構はその接觸面の支壓應力に對して充分の強度を有すると同時に、承構内に生ずる張應力に對しては横鐵筋、又は螺旋鐵筋にて補強しなければならない。

承構内に生ずる張應力 立方體承構の中央に P なる荷重が作用せる場合に於ける應力分布狀況を明瞭ならしむる爲めに、第 618 圖 (a) に示す如く承構を中央より 2 分し、各部の分割線上に各々 $\frac{P}{2}$ の偏荷重を加へるときは、各部は (a) 圖實線の如く内側に彎曲する。此の二つを (b) 圖の如く相接して、(a) 同様に荷重を加へると、之れが内側に彎曲する爲め上端に H なる壓力を、下部には H に等しい摩擦力を生じ分割線に沿ふて (b) 圖の如く間隙が出来る。一體をなす承構に於ても P の作用線直下に於て、(b) 圖の如き状態たらんとするため、上端には壓力を生じ、分割線に當る所には、張應力を生ずる。實驗の結果に依ると分割線に當る位置に龜裂を生じ、前述の結果と一致する。第 619 圖の如き立方體搖承の上面 EF = a. に荷重 P が作用し、その底



第 618 圖

面 $DC = a$ に至りて平等に分布したるものと假定して橋承の左半分、即ち G_1 、 G_2 、の左の部分に就いて見るに、上端の $EG_1 = a_0/2$ なる接觸面に $P/2$ なる荷



第 619 圖

重が平等に分布して作用し、橋承を通して底面 $DG_2 = a/2$ に平等に傳達さるゝ時は、上端接觸面に於ける等布荷重の合力 $P/2$ の作用點 M_1 は G_1 より $a_0/4$ だけ左に在り、又底面に於ける反力の合力である $P/2$ の作用點 M_2 は G_2 より $a_0/4$ だけ左に在り

て、上端の M_1 に作用せる鉛直壓力 $P/2$ が承構を通る間に $(\frac{a}{4} - \frac{a_0}{4})$ だけ左に移動せるものと考へ得る。之がために、承構内に外向の張應力 T を生ず。今 M_1 に作用せる鉛直壓力 $P/2$ と T の合力 R_1 及び M_2 に作用する鉛直反力 $P/2$ が承構の中央 $\frac{h}{2}$ にて交るものとせば、(b) 圖に示す力の三角形と、三角形 $M_1 N_1 I$ は相似形であるから、

$$T : \frac{P}{2} = M_1 I : N_1 I \qquad T : \frac{P}{2} = \frac{1}{4}(a - a_0) : \frac{h}{2}$$

$$\therefore T = \frac{P(a - a_0)}{4h} \dots\dots\dots(611)$$

此處に T = 承構内に作用する張應力の合力

P = 承構に作用する全壓力

h = 承構の高さ

a = 承構底面の幅

a_0 = P が承構に作用する接觸面の幅

Krüger 氏の實驗に従ひ張應力 T が承構内に、(c) 圖の如く二次拋物線形に分布するものとせば

$$\sigma_{max} = 1.5 \sigma_{mean} = 1.5 \frac{T}{bh} \dots\dots\dots(612)$$

此處に σ_{max} = 承構内の最大張應力強度

σ_{mean} = 承構内の平均張應力強度

b = 承構の長 (奥行)

公式 611, 612 は承構の一端が平面である場合、即ちラーメンに於ける柱の下端等々に使用し、鉸作用のみをなさしむるものである。第 62) 圖は橋承構の場合であつて解法は、全く前の場合と同様である。

$$T = \frac{P(a - a_0)}{h} \dots\dots\dots(613)$$

$$\sigma_{max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{T}{bh} \dots\dots\dots(614)$$

次に接觸面の幅 a_0 は次の式に依りて算出する。

$$\sigma'_{ca} = \text{許容支壓應力(公式 610 に依りて求める)}$$

b = 承構接觸面の長

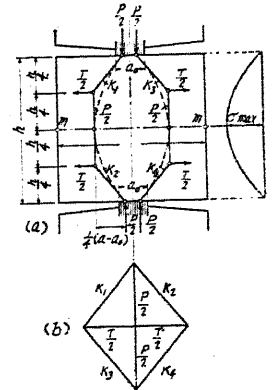
a_0 = 承構接觸面の幅

P = 全壓力

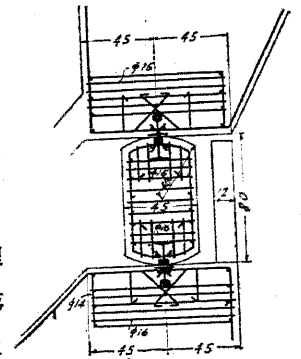
$$\left. \begin{array}{l} \text{圓筒形又は矩形承構面が平面と接する場合 } a_0 = \frac{P}{b\sigma'_{ca}} \\ \text{圓筒形承構面が圓筒形凸面と接する場合 } a_0 = \frac{4P}{b\pi\sigma'_{ca}} \end{array} \right\} \dots\dots\dots(615)$$

鐵筋コンクリート承溝の構造 一般に鐵筋コンクリート承構に於ては接觸面に鋼板、又は鉛板を敷きて接觸面の幅を廣くする。大體之等鉛板の幅は承構幅の $\frac{1}{3}$ 以上である。(第 622 圖參照) 又は接觸面に第 621 圖の如くレール等の形鋼を埋込んだ實例も多い。承構の鐵筋は、第 622 圖の如く格子形に配置せるもの、又は第 623 圖の如く螺旋狀に配置せるものあり、尙ほ第 624 圖は承構を橋の全幅に連続したものである。第 621 圖乃至第 624 圖は橋承構である。

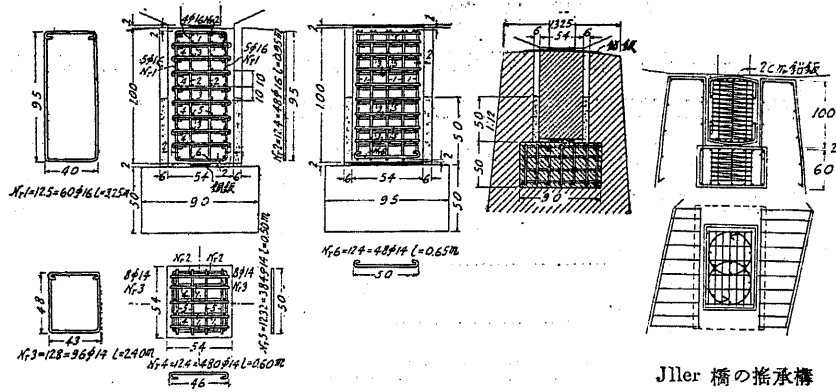
鉸承構は、第 625 圖の如く鐵筋を上下部構造中に埋込み、水平移動を阻止し廻轉のみをなさしむる。第 626 圖は支間 14.85 m のゲルバー式桁橋の橋脚上に應用せる鉸承構と橋承構である。



第 620 圖

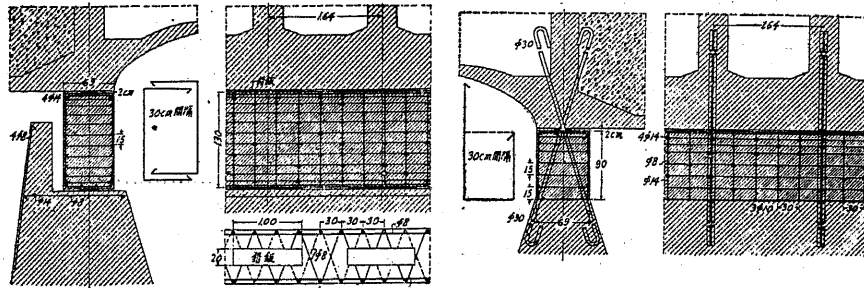


第 621 圖



Jller 橋の揺承構
第 623 圖

Paradies 橋の揺承構 (第 676 圖を参照)
第 622 圖



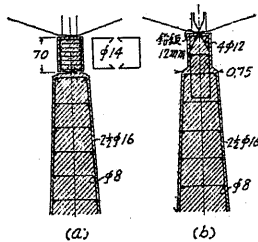
Unter Neckar 橋 (中央支間 28,3 m の突
桁橋) の可動端 (揺承構)

第 624 圖

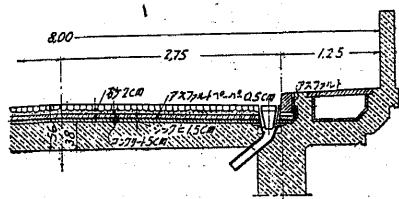
同橋 鉸鋼端

第 625 圖

§ 607 防水及排水 版に浸透する雨水を防止する爲め、版上にモルタル、又はアスファルト ベーパーを敷く、丁寧なる工法にては版上に先づモルタル、又は漆



第 626 圖

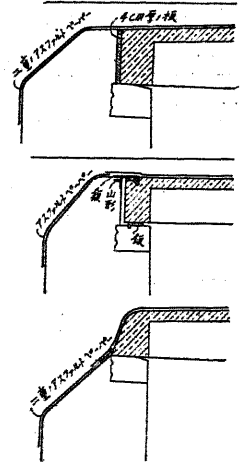


第 627 圖

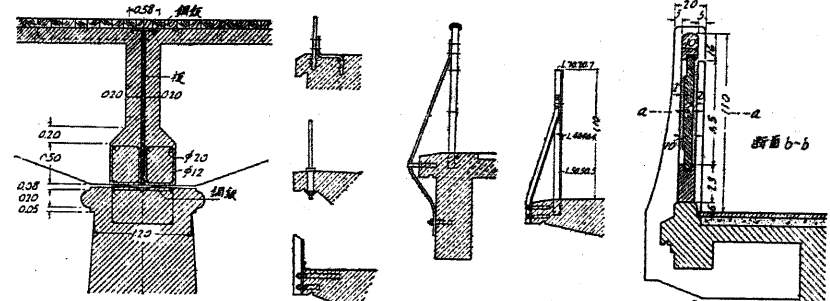
喰を敷き其の上にアスファルト ベーパーを敷き、此のアスファルトの破損を防止する爲めに更にコンクリートを敷き詰めた實例も多い。第 627 圖は其の例である。橋臺、橋脚上の伸縮部に於て雨水が承構上に入流するのを防止する爲めに第 628 圖の如く、アスファルト ベーパーを橋臺背面まで延長する、或は第 629 圖の如く銅板、鉛板等を用ひて防水をなす。路面の雨水は之れを両側の J 形溝に導きて之れより橋體外に導くか、又は第 627 圖の如く橋體中の排水口に導く。

§ 608 欄干其他

1 欄干。道路橋の欄干は附録第 24 條に規定され



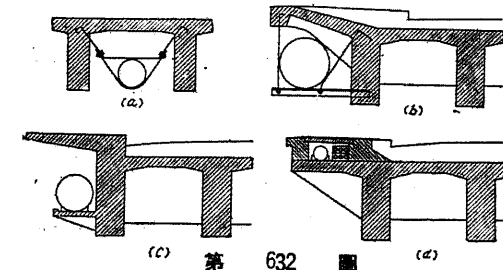
第 628 圖



第 629 圖

第 630 圖

たる力に抵抗し得る強度を必要とする。第 630 圖は、簡單なる欄干取付けを示したるもの、第 631 圖はコンクリート



第 632 圖

造欄干の 第 631 圖 伸縮接合の例である。

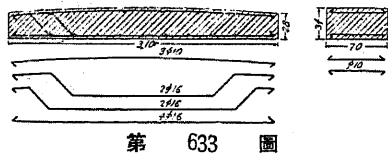
2 添架物設置。地下埋設物を桁橋に添架するには、第 632 圖に示す如き工法とする。(d) 圖の如き工法が最

も良く、(a) (b) (c) の如き工法は維持修繕に不便であり、且つ添架物が多大の温度応力を受けて良くない。而し歩道の構造如何に依りては (d) の如き工法を採用し得ないから、(a) (b) (c) 等の工法を採用する。

第二節 單 桁 橋

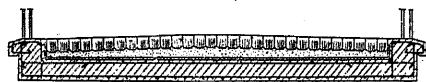
§ 609 版橋 は径間の増大に伴ひ著しく自重を増加し、長径間の橋梁には不経済にして應用出来ない。現今應用されつゝある版橋は径間 5 m ~ 6 m 以下の道路橋、溝橋、径間 4 m 以下の鐵道橋である。然し版橋は T 桁の如く突縁と腹部の接合部に於ける剪力に對する弱點の無いこと、T 桁に比して横の方向の連結完全なること、自重が T 桁より重い故に振動、撃衝に對する抵抗大なること等の理由で活荷重の重い鐵道橋に對しては T 桁より遙に有利である爲め、歐洲では次第に長径間の鐵道橋に利用せられ、現在に於ては、径間 8 m ~ 10 m までの鐵道橋に應用せられつゝある。

交通頻繁なる箇所等に於ては、幅狭き既製版を多數使用して、短期間に版橋を架設し得る。第 633 圖は径間 2.5 m の版橋に使用せる既製版である。既製版は運搬架設時に於ける不測の應力に備へる爲め、圖に示す如く、抗壓側にも鐵筋を挿入する。尙ほ既製版の設計に當りては、版の有効幅は既製版の幅を越えてはならない。版の表面は排水のため中央より兩橋臺に向ひ 1/50 ~ 1/40 の下り勾配とし、§ 607 に述べた防水工を施す。



第 633 圖

架設し得る。第 633 圖は径間 2.5 m の版橋に使用せる既製版である。既製版は運搬架設時に於ける不測の應力に備へる爲め、圖に示す如く、抗壓側にも鐵筋を挿入する。尙ほ既製版の設計に當りては、版の有効幅は既製版の幅を越えてはならない。版の表面は排水のため中央より兩橋臺に向ひ 1/50 ~ 1/40 の下り勾配とし、§ 607 に述べた防水工を施す。



第 634 圖

歩車道の境界なき版橋に於ては、第 634 圖の如くその兩側に胸壁を設けて鋪裝の崩落を防止する。

§ 610 版橋設計例 本設計例は道路構造に關する細則案に準據せる國道橋の設計であつて、本文に記入せる條項は、附録に添付せる細則案の條項である。

1 設計條件及び一般寸法 有効幅員 6 m、径間 $l' = 2.30$ m、路面は砂利道にして横斷勾配 $1/20$ とす。

版厚 t を径間の $\frac{1}{11}$ と假定せば $t = \frac{1}{11} \cdot 2.30 \div 0.21$ m、公式 607 に依り支間 $l = l' + t = 2.30 + 0.21 \div 2.50$ m、横斷形狀を第 633 圖の如き形狀とすれば上置土砂層の厚 $d = \frac{1}{2}(15 + 24.8) \therefore 20$ cm

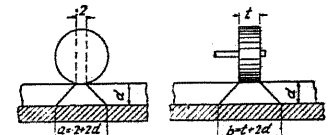
2 荷重	(a) 死荷重 (19 條)	(b) 撃衝係數 (21 條)
	上置土砂 $0.21 \cdot 1600 = 320$	
	版 $0.21 \cdot 2400 = 504$	$i = \frac{20}{60+l} = \frac{20}{60+2.5} = 3.2$
	モルタル $0.03 \cdot 1700 = 51$	$\therefore i = 0.3$
	縁石其他 $= 45$	
	死荷重 $w = 920$ kg / m ²	

(c) 活荷重 (20 條) 群衆荷重 $p = 500$ kg / m²
 8 噸自動車 撃衝を含む前輪の重量 $P_1 = 1.3 \cdot 1000 = 1300$ kg
 " 撃衝を含む後輪の重量 $P_2 = 1.3 \cdot 1000 = 3900$ kg
 11 噸輾壓機 前輪の重量 $P'_1 = 4400$ kg 後輪の重量 $P'_2 = 3300$ kg

3 輪荷重の分布 (28 條) 及版の有効幅 (29 條)

(a) 自動車輪荷重

前輪 $a = 20 + 2d = 20 + 2 \cdot 20 = 60$ cm
 $b = t + 2d = 9 + 2 \cdot 20 = 49$ cm
 $e = \frac{2}{3}l + b = \frac{2}{3} \cdot 250 + 49 = 215.6$ cm
 ≤ 200 cm
 $\therefore e = 200$ cm



第 635 圖

後輪 $a = 60$ cm $b = t + 2d = 27 + 2 \cdot 20 = 67$ cm
 $e = \frac{2}{3}l + b = \frac{2}{3} \cdot 250 + 67 = 233.6$ cm
 $\therefore e = 200$ cm

(b) 輾壓機

前輪 $a = 60$ cm, $b = 150$ cm, $e = 200$ cm
 版の幅 1 m 當りの前輪荷重 $p'_1 = \frac{P'_1}{e} = \frac{4400}{2} = 2200$ kg
 後輪 $a = 60$ cm $b = 90$ cm $e = 200$ cm

〔註〕 輾壓機前輪の場合を除き有効幅 e は隣の車の有効幅と重り合ふ故に、上記算定の e は使用出来ない。

4 彎曲率及剪力 (版幅 1 m に付きて)

(a) 死荷重に因る最大彎曲率 (M_d) 及最大剪力 (S_d)

公式 205 に依り $M_d = \frac{1}{8} w l^2 = \frac{1}{8} \cdot 920 \cdot 2.5^2 = 718.75$ m kg

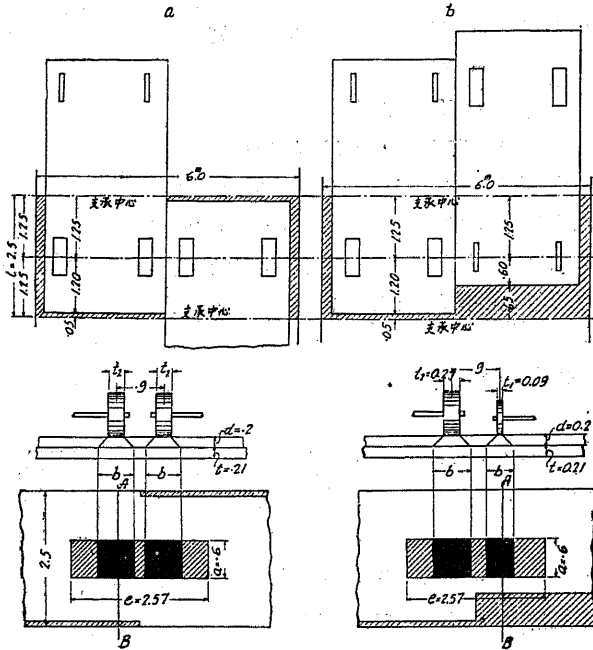
$$S_d = \frac{1}{2}wl = \frac{1}{2} \cdot 920 \cdot 2,5 = 1150 \text{ kg}$$

(b) 群衆荷重に因る最大彎曲率 (M_u) 及最大剪力 (S_u)

公式 205 に依り $M_u = \frac{1}{8}pl^2 = \frac{1}{8} \cdot 500 \cdot 2,5^2 = 390,625 \text{ m kg}$

$$S_u = \frac{1}{2}pl = \frac{1}{2} \cdot 500 \cdot 2,5 = 625 \text{ kg}$$

(c) 輪荷重及群衆荷重に因る最大彎曲率 (M_l) 及最大剪力 (S_l)



第 636 圖

(イ) 後輪が版の中央に在る場合 [第 636 圖 (a) (c)]

公式 603 に依り $e = w + \frac{2}{3}l = 0,9 + \frac{2}{3} \cdot 2,5 = 2,57 \text{ m}$

$$\leq w + \frac{1}{2}(l_1 + l_2) + 2d + 2 = 0,9 + \frac{1}{2}(0,27 + 0,27) + 2 \cdot 0,2 + 2 = 3,57$$

$$\therefore e = 2,57 \text{ m}$$

版幅 1m 當り輪荷重 $p_2 = \frac{2 \cdot 3900}{e} = \frac{2 \cdot 3900}{2,57} = 3035 \div 3040 \text{ kg}$

第 637 圖 (a) の如き荷重位置に於て、最大彎曲率を生ず。 R_A を支點 A の反力とす

れば、 $R_A = \frac{1}{l} \left\{ p_2 \frac{l}{2} + p \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{l}{2} - 1,2 \right)^2 \right\}$

輪荷重が版に最大彎曲率を生ずる場合は第 636 圖の (a) (b) の内、いづれかである。

第 636 圖の場合には何れも有効幅 e が重り合ふため版の有効幅は公式 603 に依りて更めて算出しなければならぬ。但し本例の場合には (a) (b) の如き荷重状態に於ける 4 輪荷重の有効幅が重り合ひ、有効幅は版の全幅と等しくなるが、安全の爲め最も接近せる 2 輪の有効幅が重り合ふものとす。

$$= \frac{1}{2,5} \left\{ 3040 \cdot 1,25 + 500 \cdot \frac{0,05}{2} \right\} = 1520,25 \text{ kg}$$

$$M_{l1} = R_A \cdot \frac{l}{2} - \frac{p_2}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{a}{2} = 1520,25 \cdot \frac{2,5}{2} - \frac{3040}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{0,6}{2} = 1672,3125 \text{ m kg}$$

剪力 S_{l1} は第 637 圖 (b) の如く輪荷重の一端が

支點に在る場合に最大であつて支點反力に等しい。

$$S_{l1} = R'_A = \frac{1}{l} \left\{ p_2 \left(l - \frac{a}{2} \right) \right.$$

$$\left. + p \cdot \frac{1}{2} \left[l - \left(\frac{a}{2} + 1,2 \right) \right]^2 \right\}$$

$$= \frac{1}{2,5} \left\{ 3040(2,5 - 0,3) + 500 \cdot \frac{1}{2} [2,5 - (0,3 + 1,2)]^2 \right\} = 2775,2 \text{ kg}$$

(ロ) 前輪と後輪が版の中央に在る場合 (第 636 圖 (b) (d))

公式 603 に依り $e = 2,57 \text{ m}$

版幅 1m 當り輪荷重 $p_1 = \frac{P_1 + P_2}{e} = \frac{1300 + 3900}{2,57} = 2023,3 \div 2030 \text{ kg}$

イ の場合と同様にして

$$M_{l2} = 1196,3125 \text{ m kg} \quad S_{l2} = 2042,4 \text{ kg}$$

(ハ) 輾壓機に因る彎曲率と剪力、輾壓機と自動車は、同時に橋上に存在せざるものとす (27 條)。又輾壓機前輪に依る版幅 1m に於ける荷重、 $p'_1 = 2200 \text{ kg}$ 、後輪に依る場合は有効幅を公式 603 に依りて算し、之れに依りて版幅 1m に於ける荷重を算出すれば 1041 kg となりいづれも自動車荷重より小なるに付き、彎曲率、剪力共に、 M_l, S_l より小なるは明かである。

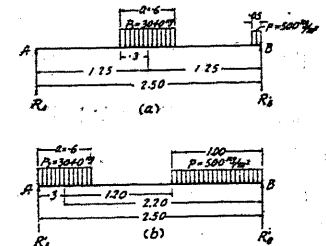
(ニ) 全彎曲率 (M) 及全剪力 (S)

	彎曲率	剪力
死荷重	$M_d = 718,75$	$S_d = 1150$
活荷重	$M_{l1} = 1672,3125$	$S_{l1} = 2775,2$
	$M = 2391,0625$	$S = 3925,2$
	$\div 2392 \text{ m kg}$	$\div 3926 \text{ kg}$

5 版厚及鐵筋量

(イ) 版の有効高 (d) (第 32 條) に依り $\sigma_{ca} = 45 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{sa} = 1200 \text{ kg/cm}$

公式 10 に依り $d = 0,375 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,375 \sqrt{\frac{239200}{100}} = 18,34 \text{ cm}$



第 637 圖

有効高 $d = 18.5 \text{ cm}$ 版厚 $= 2.5 \text{ cm}$ 版の總高 $t = 18.5 + 2.5 = 21 \text{ cm}$

(ロ) 主鐵筋量 (A_s)

公式 11 に依り $A_s = 0.00253 \sqrt{M/b} = 0.00253 \sqrt{239 \cdot 200 \cdot 100} = 12.38 \text{ cm}^2$

直徑 14 mm の丸鋼 1 m に付き 8 本使用す。 $A = 1.54 \cdot 8 = 12.32 \text{ cm}^2$

主鐵筋は、第 638 圖の如く 12.5 cm 間隔に配置し、その $\frac{1}{2}$ を支點附近にて曲げ上げる。

(§ 302 参照)

(ハ) 副鐵筋量 (F_s) § 301 に説明せる如く斷面の $\frac{2}{1000}$ を使用す

$$F_s = \frac{2}{1000} \cdot b \cdot t = \frac{2}{1000} \cdot 100 \cdot 21 = 4.2 \text{ cm}^2$$

直徑 12 mm の丸鋼を 25 cm 以下の間隔に第 638 圖の如く配置す。従つて使用せる副鐵筋量、 $F_s = 1.13 \cdot \frac{100}{25} = 4.25 \text{ cm}^2$ である。

6 剪應力及附着應力強度。第 32 條に依り $\tau_u = 4 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau_{oa} = 6 \text{ kg/cm}^2$

公式 1 に依り、 $x = \frac{nA_s}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{nA_s}} \right]$

$$= \frac{15 \cdot 12.32}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 18.5}{15 \cdot 12.32}} \right] \div 6.62 \text{ cm}$$

公式 81 に依り $\tau = \frac{S}{b(d - \frac{x}{3})} = \frac{3926}{100(18.5 - \frac{6.62}{3})} \div 2.4 \text{ kg/cm}^2$

主鐵筋の直徑は 22 mm 以下なるに付き附着應力の算定は不要である。

7 檢定。

(イ) 死荷重、版厚は假定と等しい従つて假定死荷重と實死荷重は等しい。萬一假定死荷重が實死荷重より甚しく小なるときは、實死荷重に依る彎曲率剪力を算定し、(b) 及次の (7,ロ) の檢定をなす

(ロ) 主鐵筋及コンクリートの最大應力、本設計に於ては、鐵筋の所要量と使用量と畧等しきに付き此の檢定不要なるも参考のため記せば次の如し。

公式 5 に依り $\sigma_c = \frac{2M}{bx(d - \frac{x}{3})} = \frac{2 \cdot 2 \cdot 9 \cdot 200}{100 \cdot 6.62(18.5 - \frac{6.62}{3})} = 44.4 \text{ kg/cm}^2$

公式 7 に依り $\sigma_s = n \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15 \cdot 44.4 \cdot \frac{18.5 - 6.62}{6.62} = 1198.8 \text{ kg/cm}^2$

8 細部構造。版の表面は中央より橋臺に向ひ $\frac{1}{20}$ の下り勾配とし、勾配を附するに必要な厚さの $\frac{1}{2}$ を版中央に於て増加し支點に於て $\frac{1}{2}$ を減ず。従つて版中央厚さは $21 + \frac{1}{2} \cdot \frac{125}{50} \div 22.3 \text{ cm}$ 、支點厚さは $21 - \frac{1}{2} \cdot \frac{125}{50} \div 19.8 \text{ cm}$ とす。防水工其の他は、第 638 圖の如くす。

§ 611 T

桁橋 T 桁斷

面の單桁橋は、

§ 601 に述べ

た様に不經濟

なる橋梁様式

であるから、

基礎の地質、

その他の事情

に支配され已

むを得ざる場

合の外應用す

べきものではない。T 桁單桁橋は支間 5 m ~ 6 m 以上 15 m 以下の橋梁に應用せらるゝが、支間 12 m 以上となれば基礎工其の他に多額の工費を要する故なるべく他の様式を採用するがよい。

支間 10 m 以下の場合、一端を簡單なる鉸端とし、他端を摺動承構の可動端とする。支間 12 m 以上の場合、第 615 圖 (a) の如き構造の摺動承構を一端に又同圖 (b) の如き鉸承構を他端に使用し、水平及角變位を自由ならしむる。

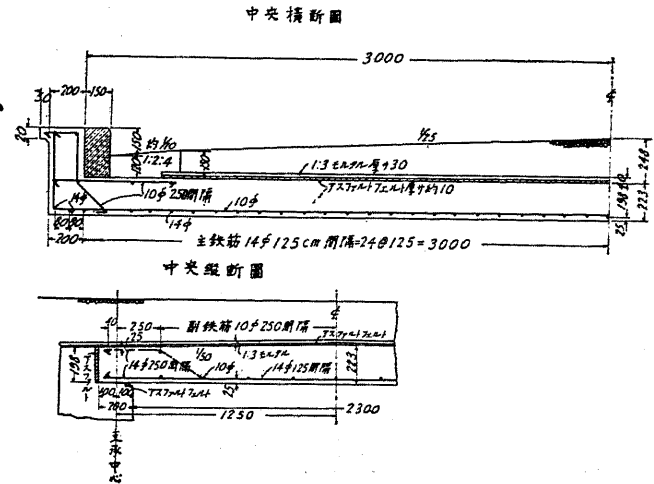
斜橋に於ける橋脚上の承構は、主桁と直角の方向に設ける。例へば第 639 圖

(a) が二徑間の單桁橋とせば橋脚上に於ける主桁の接觸部は

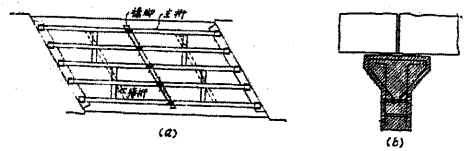
(a) 圖の支承中央を通る鉛直線にて示す如く主桁と直角とし承

構を安全に設け得る様 (b) 圖に示す如く橋脚上部を擴大する。尚ほ斜橋に於ける横桁は、(a) 圖の點線の如く設く可きであるが、構造を簡單にするため (a) 圖の實線の如く設くるも差支ない。

T 桁の一般構造に付いては、§ 601 ~ 608 に述べて置いたから此處には略す



第 638 圖 (單位mm)



第 639 圖

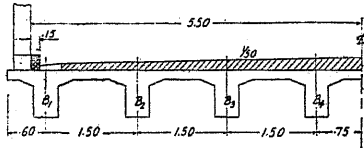
る。又設計に付いては、次の實例に依りて説明する。

§ 612 T 桁橋設計例 本設計例は道路構造に関する細則案に準據せる國道橋の設計例であつて、本文に記入せる條項は附録に添付せる細則案の條項である。

1. 設計條件及一般寸法

有効幅員 11 m, 支間 9 m, 路面は膠石舗装とし横断勾配 $1/10$ 。舗装厚さ平均 15 cm, 主桁の中心間隔 1.5 m, 横桁は支間の中央に一箇兩端に各一箇を設ける。断面の形狀は第 640 圖の如く歩車道の區別なきものとし主桁には左より、 B_1, B_2 ……と名稱を附ける。

支間の決定に就いては § 604, § 610, 横桁に就いては § 605, 主桁の間隔に就いては § 604を参照,



第 640 圖

B 版の設計

I 荷重及有効幅。

1. 死荷重 (第 19 條)

舗 装	$0,15 \cdot 2 \cdot 200 = 300$
版	$0,15 \cdot 2 \cdot 400 = 360$
持送り及アスファルト其他	$= 60$

計 $w = 750 \text{ kg/m}^2$

2. 群衆荷重 (第 20 條)

$p = 500 \text{ kg/m}^2$

3. 撃衝係數 (第 21 條)

$i = \frac{20}{60+1,5} \approx 0,32 \quad \therefore i = 0,3$

4. 自動車荷重 (第 20 條)

$P_1 = \text{撃衝を含む前輪の重量} = 1,3 \cdot 1000 = 1300 \text{ kg}$

$P_2 = \text{撃衝を含む後輪の重量} = 1,3 \cdot 3000 = 3900 \text{ kg}$

前輪荷重の分布と有効幅、(第 28 條) に依り

$a = 20+2d = 20+2 \cdot 15 = 50 \text{ cm}, \quad b = t+2d = 9+2 \cdot 15 = 39 \text{ cm}$

$e = \frac{2}{3}l+a = \frac{2}{3} \cdot 150+50 = 150 \text{ cm} \quad e = \text{有効幅 (第 29 條)}$

$p_1 = \text{版幅 } 1 \text{ m 當りの前輪荷重} = \frac{P_1}{e} = \frac{1300}{1,5} = 866,6 \approx 867 \text{ kg}$

後輪荷重の分布と有効幅

$a = 20+2d = 50 \text{ cm}, \quad b = t+2d = 27+2 \cdot 15 = 57 \text{ cm}$

$e = \frac{2}{3}l+a = 150 \text{ cm}$

$p_2 = \text{版幅 } 1 \text{ m 當りの後輪荷重} = \frac{P_2}{e} = \frac{3900}{1,5} = 2600 \text{ kg}$

p_2 は第 641 圖に於て 1 2 3 4, なる幅 1 m の版の條片に作用する分布荷重にて、5 6 7

8, 區域の荷重である。

5. 軋壓機荷重 (第 20 條)。

$P_3 = \text{前輪の重量} = 4400 \text{ kg}$

$P_4 = \text{後輪の重量} = 3300 \text{ kg}$

前輪荷重の分布と有効幅

$a = 50$

$b = t+2d = 110+2 \cdot 15 = 140 \text{ cm}$

$e = \frac{2}{3}l+a = 150 \text{ cm}$

$p_3 = \text{版幅 } 1 \text{ m 當り前輪荷重}$

$= \frac{P_3}{e} = \frac{4400}{1,5} = 2933,3 = 2934 \text{ kg}$

後輪荷重の分布と有効幅

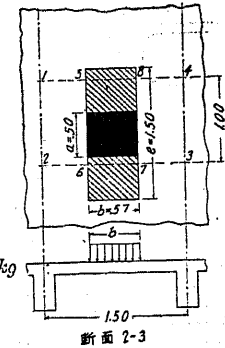
$a = 50 \text{ cm}$

$b = t+2d = 50+2 \cdot 15 = 80 \text{ cm}$

$e = 150 \text{ cm}$

$p_4 = \text{版幅 } 1 \text{ m 當り後輪荷重}$

$= \frac{P_4}{e} = \frac{3300}{1,5} = 2200 \text{ kg}$



第 641 圖

II 彎曲率及剪力

1. 死荷重に因る彎曲率 (M_d) 及剪力 (S_d) 公式 604 に依り

版の中央に於て $M_d = \frac{wl^2}{24} = \frac{750 \cdot 1,5^2}{24} = 70,3 \text{ m kg}$

版の支點に於て $M_d = -\frac{wl^2}{12} = -\frac{750 \cdot 1,5^2}{12} = -140,6 \text{ m kg}$

$S_d = \frac{wl}{2} = \frac{750 \cdot 1,5}{2} = 562,5 \text{ kg}$

2. 群衆荷重に因る彎曲率 (M_p) 及剪力 (S_p) 公式 604 に依り

版の中央に於て $M_p = \frac{pl^2}{24} = \frac{500 \cdot 1,5^2}{24} = 46,9 \text{ m kg}$

版の支點に於て $M_p = \frac{pl^2}{12} = -\frac{500 \cdot 1,5^2}{12} = -93,8 \text{ m kg}$

$S_p = \frac{pl}{2} = \frac{500 \cdot 1,5}{2} = 375 \text{ kg}$

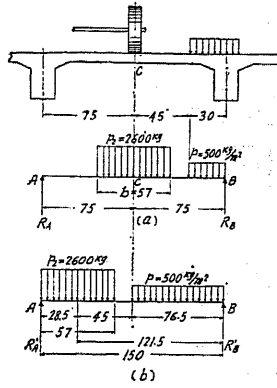
3. 自動車後輪荷重に因る彎曲率及剪力

(イ) 一後輪と群衆荷重の場合、第 624 圖 (a) に於て

$R_A = A$ 點の反力

$M'_{10} = A B$ を單桁と假定せる場合に於ける C 點の彎曲率

$R_A = \frac{1}{1,5} \left\{ 2600 \cdot 0,75 + 500 \cdot \frac{0,3^2}{2} \right\} = 1315 \text{ kg}$



第 642 圖

$$M''_{i0} = R_A \cdot 0.75 - \frac{P_2}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{b}{2} = 1315 \cdot 0.75 - \frac{2600 \cdot 0.57}{8} = 801 \text{ m kg}$$

公式 605 に依り

版中央 C 點の彎曲率 $M''_{iC} = 0.8 \cdot 801 = 640.8 \text{ m kg}$

支點 A の彎曲率, $M''_{iA} = -0.8 \cdot 801 = 640.8 \text{ m kg}$

第 642 圖 (b) に於て

$R'_A = A$ 點の反力 $S'_i = A$ 點の剪力

$$S'_i = R'_A = \frac{1}{1.5} \left\{ 2600 \cdot 1.215 + 500 \cdot \frac{0.765^2}{2} \right\} = 2203.5 \text{ kg}$$

(ロ) 二後輪の場合。第 643 圖 (a) に於て

$R_A = A$ 點の反力, $M''_{i0} = AB$ を單桁と假定せる場合に於ける C 點の彎曲率

$R_A = 2600 \text{ kg}$

$M''_{i0} = 2600 \cdot 0.75 - 2600 \cdot 0.45 = 780 \text{ m kg}$

版中の C 點の彎曲率 $M''_{iC} = 0.8 \cdot 780 = 624 \text{ m kg}$

支點 A の彎曲率 $M''_{iA} = -0.8 \cdot 780 = -624 \text{ m kg}$

第 643 圖 (b) に於て $R'_A = A$ 點の反力

$S''_i = A$ 點の剪力

$$S''_i = R'_A = \frac{1}{1.5} \left\{ 2600 \cdot 1.215 + 2600 \cdot 3.15 \right\} = 2652 \text{ kg}$$

(ハ) 自動車荷重に因る最大彎曲率 (M_i) 及最大剪力 (S_i)

版中央に於て $M_{iC} = 640.8 \text{ m kg}$

支點に於て $M_{iA} = -640.8 \text{ m kg}$ $S_i = 2652 \text{ kg}$

4. 輾壓機荷重に因る彎曲率及剪力

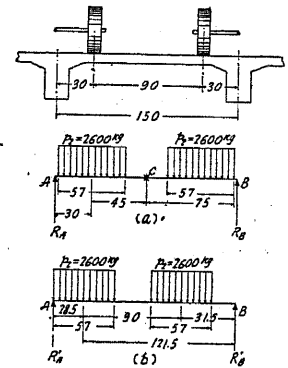
(イ) 前輪の場合 (第 644 圖参照)

$M''_{r0} = A$ 單桁と假定せる場合に於ける C 點の彎曲率

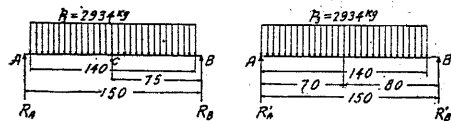
$R_A, R'_A =$ 夫々 (a), (b) 圖に於ける A 點の反力

第 644 圖 (a) に於て,

$R_A = \frac{2934}{2} = 1467 \text{ kg}$



第 643 圖



第 644 圖

$$M''_{r0} = 1467 \cdot 0.75 - \frac{2934}{2} \cdot \frac{1.4}{2} = 586.8 \text{ m kg}$$

公式 605 に依り 版中央の彎曲率 $M''_{rC} = 0.8 \cdot 586.8 = 469.44 \text{ m kg}$

支點 A の彎曲率 $M''_{rA} = -0.8 \cdot 586.8 = -469.44 \text{ m kg}$

第 644 圖 (b) に於て $S'_r =$ 支點 A の剪力とせば

$$S'_r = R'_A = \frac{1}{1.5} \cdot 2934 \cdot 0.8 = 1564.8 \text{ kg}$$

(ロ) 後輪の場合

$M''_{r0} = AB$ を單桁と假定せる場合に於ける C 點の彎曲率

$R_A, R'_A =$ 夫々 (a), (b) 圖に於ける A 點の反力

$S'_r =$ (b) 圖 A 點の剪力

第 645 圖 (a) に於て $R_A = \frac{1}{1.5} \left\{ 2200 \cdot 0.75 + 500 \cdot \frac{0.15^2}{2} \right\} = 1103.75 \text{ kg}$

第 645 圖 (a) に於て $R_A = \frac{1}{1.5} \left\{ 2200 \cdot 0.75 + 500 \cdot \frac{0.15^2}{2} \right\} = 1103.75 \text{ kg}$

$$M''_{r0} = 1103.75 \cdot 0.75 - \frac{2200}{2} \cdot \frac{0.8}{2} = 607.8 \text{ m kg}$$

版中央の彎曲率 $M''_{rC} = 0.8 \cdot 607.8 = 486.24 \text{ m kg}$

支點 A の彎曲率 $M''_{rA} = 0.8 \cdot 607.8 = -486.24 \text{ m kg}$

第 645 圖 (b) に於て $S''_r = R'_A = \frac{1}{1.5} \left\{ 2200 \cdot 1.1 + 500 \cdot \frac{0.5^2}{2} \right\} = 1655 \text{ kg}$

(ハ) 輾壓機荷重に依る最大彎曲率 (M_r) 及最大剪力 (S_r)

版中央に於て $M_{rC} = 486.24 \text{ m kg}$

支點に於て $M_{rA} = -486.24 \text{ m kg}$ $S_r = 1655 \text{ kg}$

5. 全彎曲率 (M) 及全剪力 (S)

	支點彎曲率	版中央彎曲率	支點剪力
死荷重	-140.6	70.3	562.5
活荷重	-640.8	640.8	2652.0
	$M_A = -781.4 \text{ m kg}$	$M_C = 711.1 \text{ m kg}$	$S = 3214.5 \text{ kg}$
	$= -78140 \text{ cm kg}$	$= 71110 \text{ cm kg}$	$= 3215 \text{ kg}$

Ⅲ 版厚及鐵筋量

1. 許容強度 (第 32 條) に依り, $\sigma_{su} = 1200 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{ca} = 45 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_a = 4 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_{oa} = 6 \text{ kg/cm}^2$ とす。

2. 版厚 (d) 及主鐵筋量 (A_s)

公式 10 に依り $d = 0,375 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,375 \sqrt{\frac{78140}{100}} \div 10,5 \text{ cm}$

$d = 12 \text{ cm}$ 、被厚 3 cm 、総厚 $t = 15 \text{ cm}$ とす。(§ 603, 4 参照)

公式 11 b に依り $A_s = \frac{M}{\sigma_{su} \frac{7}{8} d} = \frac{78140}{1200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 12} = 6,2 \text{ cm}^2$

直徑 12 mm の丸鋼を 15 cm 間隔に使用すれば使用鐵筋量 $A_s = \frac{100}{15} \cdot 1,13 = 7,5 \text{ cm}^2$

であつて版中央及び支點上共に同一量とし第 655 圖の如く配置す。

3. 横鐵筋量 (F_s) $F_s = \frac{2}{1000} \cdot 15 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2$ 即ち版幅 1 m に付き 3 cm^2 を要する。直徑 12 mm の丸鋼を 30 cm 間隔以下に第 655 圖の如く配置す。

4. 檢定 公式 1 に依り $x = 4,2$ $d - \frac{x}{3} = 12 - \frac{4,2}{3} = 10,6 \text{ cm}$

公式 81 に依り $\sigma = \frac{S}{b(d - \frac{x}{3})} = \frac{3215}{100 \cdot 10,6} = 3 \text{ kg/cm}^2$

C. 主桁の設計 (主桁 B_4 の設計を記載す)

I 荷重

1. 死荷重	鋪裝及版	$1,5 \cdot 750 = 1125$
	主桁腹部	$0,4 \cdot 0,65 \cdot 2400 = 624$

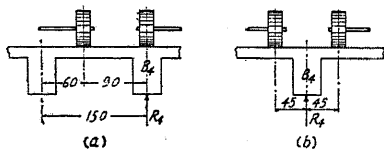
$q = 1749 \div 1750 \text{ kg/m}$

横桁 $0,3 \cdot 0,6 \cdot 2400 \cdot 1,1 = 475,2 \div 480 \text{ kg}$ (主桁 1 本に付き)

2. 群衆荷重 (第 23 條)

$P = \frac{700000}{170+l} = \frac{100000}{170+9} = 558$
 $= 500 \text{ kg/m}^2$

主桁長 1 m に付き $p' = 1,5 p = 1,5 \cdot 500 = 750 \text{ kg/m}$



第 646 圖

3. 衝擊係數 (第 21 條)

$i = \frac{20}{60+l} = \frac{20}{60+9} = 0,29$

4. 自動車荷重。自動車の輪荷重は集中荷重と見做し、主桁 B_4 に最大荷重を與へる輪荷重配置狀況を求め、之に依りて B_4 の彎曲率及

剪力を算定する。

(イ) 自動車二臺の場合。第 646 圖に於て、 R_4 を主桁 B_4 の反力とし F を輪荷重とばせ

(a) 圖の配置に於て $R_4 = P + \frac{0,6}{1,5} P = 1,4 P$
 (b) 圖の配置に於て $R_4 = 2 \cdot \frac{1,05 P}{1,5} = 1,4 P$

従つて P が前輪の場合 $P_1 = R_4 = 1,4 \cdot 1,29 \cdot 1000 = 1806 \div 1800 \text{ kg}$

P が後輪の場合 $P_2 = R_4 = 1,4 \cdot 1,29 \cdot 3000 = 5418 \div 5400 \text{ kg}$

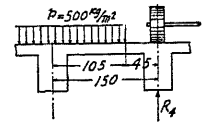
(註) 本橋橋員は三車線なるに付き同方向に、二自動車は並行に進行するものと假定せり。

(ロ) 自動車輪荷重と群衆荷重の場合 (第 647 圖参照)

P が前輪の場合 $R_4 = 1,29 \cdot 1000 = 1290 \text{ kg}$

P が後輪の場合 $R_4 = 1,29 \cdot 3000 = 3870 \text{ kg}$

群衆荷重 $R_4 = \frac{1}{1,5} \cdot 500 \cdot \frac{1,05^2}{2} = 183,7 \text{ kg}$



第 647 圖

5. 輾壓機荷重。第 648 圖の如く輾壓機の前後輪が主桁 B_4 上に在る場合に最も危険にして、群衆荷重が B_4 に加はる重量は後端に於て最大、前輪の位置に於て最小なるも計算を亂單ならしむるため、兩者の平均が第 648 圖の如く B_4 に等布するものと假定す。輾壓機荷重は第 648 圖に示す通りである。

II 彎曲率。

1. 死荷重に因る最大彎曲率 (M_d)

等布死荷重に因る彎曲率 $= \frac{1750 \cdot 9^2}{8} = 17718,75$

横桁に因る彎曲率 $= \frac{480}{4} \cdot 9 = 1080,00$

$M_d = 18798,75 \text{ m kg}$

第 648 圖

2. 群衆荷重に因る最大彎曲率 (M_p')

$M_p' = \frac{750}{8} \cdot 9^2 = 7593,75 \text{ m kg}$

3. 自動車荷重に因る版中央の彎曲率 (M_t)

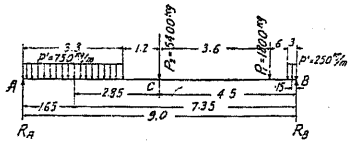
二輪荷重及群衆荷重に因る最大彎曲率は主桁の中央に非らざるも、主桁中央に輪荷重ある場合の彎曲率との差極めて小なるに付き、事實上主桁中央に於ける最大彎曲率に依りて設計するも差支ない。(第 649 圖参照)

A 點の反力 $R_A = \frac{1}{9} \left\{ 3,3 \cdot 750 \cdot 7,35 + 5400 \cdot 4,5 + 1800 \cdot 0,9 + 750 \cdot \frac{0,3^2}{2} \right\} = 4905 \text{ kg}$
 $M_t = 4905 \cdot 4,5 - 3,3 \cdot 750 \cdot 2,35 = 15018,75 \text{ m kg}$

4. 輾壓機荷重に因る版中央の彎曲率 (M_p) (第 650 圖参照)

A 點の反力 $R_A = \frac{1}{9} \left\{ 3,5 \cdot 750 \cdot 7,25 + 4400 \cdot 4,5 + 3300 \cdot 0,82 + 375 \cdot \frac{5,5^2}{2} \right\} = 5245,46 \text{ kg}$

$$M_r = 5\,245.46 \cdot 4.5 - 3.5 \cdot 750 \cdot 2.75 - 375 \cdot \frac{1^2}{2} = 16\,198.32 \text{ m kg}$$



第 649 圖

5. 全彎曲率 (M) (全彎曲率(桁の中央に於ける))

死荷重 $M_d = 18\,798.75$

活荷重 $M_r = 16\,198.32$

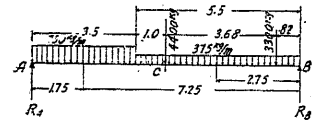
$$M = 34\,997.07 \text{ m kg}$$

6. 主桁任意の點の彎曲率 主桁各點の彎曲率は二次拋物線形に變化するものと假定して算出する。

M = 主桁中央の最大彎曲率、 l = 支間

M'_x = 主桁中央より x' m 離れた點の彎曲率

$$M'_x = M(1 - \frac{4x'^2}{l^2}) \dots \dots \dots (616)$$



第 650 圖

Ⅲ 剪力。剪力は支點より主桁中央に向ひ、直線變化をなすものと假定する。従つて支點及主桁の中央に於ける剪力を求めむれば充分である。

1. 死荷重に因る剪力 (S_d) 公式 201 及 205 に依り

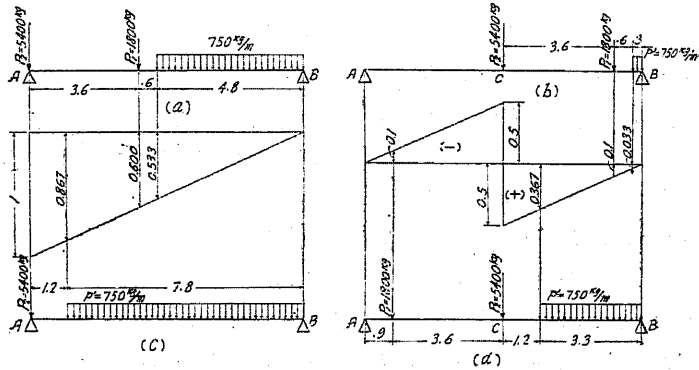
主桁支點の剪力 $S_d = \frac{ql}{2} + \frac{480}{2} = \frac{1\,750 \cdot 9}{2} + \frac{480}{2} = 8\,115 \text{ kg}$

主桁中央の剪力 $S'_d = 0$

2. 群衆荷重に因る剪力 (S_p)

主桁支點の剪力 $S'_p = \frac{p'(l-x)^2}{2l} = \frac{750(9-0)^2}{2 \cdot 9} = 3\,375 \text{ kg}$

主桁中央の剪力 $S'_p = \frac{750(9-4.5)^2}{2 \cdot 0} = 8\,437.5 \text{ kg}$



第 651 圖

3. 自動車荷重に因る剪力 (S_t)。輪荷重と群衆荷重が同時に主桁上に存在する場合であるから、影響線に依り求むるが最も簡單である。第 651 圖 (a) は支點剪力 (b) は中央剪力の影響線である。

(イ) 自動車が右に進行する場合 (第 651 圖 a, b)。

支點剪力 $S'_{tA} = 5\,400 \cdot 1 + 1\,800 \cdot 0.6 + 750 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.533 \cdot 4.8 = 7\,439.4 \text{ kg}$

中央剪力 $S'_{tC} = 5\,400 \cdot 0.5 + 1\,800 \cdot 0.1 + 750 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.033 \cdot 0.3 = 2\,883.7 \text{ kg}$

(ロ) 自動車が左に進行する場合 (第 651 圖 c, d)。

支點剪力 $S'_{tA} = 5\,400 \cdot 1 + 750 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.867 \cdot 7.8 \div 7\,936 \text{ kg}$

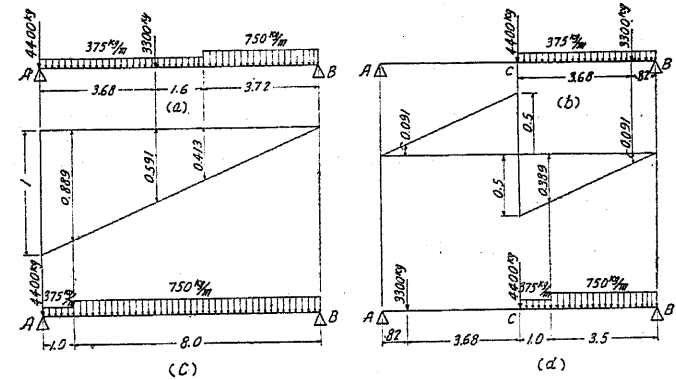
中央剪力 $S'_{tC} = 5\,400 \cdot 0.5 + 750 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.367 \cdot 3.3 - 1\,800 \cdot 0.1 \div 2\,974.2 \text{ kg}$

4. 輾壓機荷重に因る剪力 (S_r)

(イ) 輾壓機が右に進行する場合 (第 652 圖 a, b)。

支點剪力 $S'_{rA} = 4\,400 \cdot 1 + 3\,300 \cdot 0.591 + \frac{1+0.413}{2} \cdot 5.28 \cdot 375 + \frac{1}{2} \cdot 0.413 \cdot 3.72 \cdot 750 = 8\,325.2 \text{ kg}$

中央剪力 $S'_{rC} = 4\,400 \cdot 0.5 + 3\,300 \cdot 0.091 + \frac{1}{2} \cdot 0.5 \cdot 4.5 \cdot 375 = 2\,922.2 \text{ kg}$



第 652 圖

(ロ) 輾壓機が左に進行する場合 (第 652 圖 c, d)。

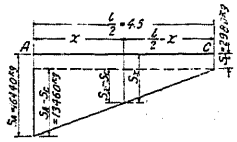
支點剪力 $S'_{rA} = 4\,400 \cdot 1 + \frac{1+0.889}{2} \cdot 1.375 + \frac{1}{2} \cdot 0.889 \cdot 8 \cdot 750 = 7\,421.2 \text{ kg}$

中央剪力 $S'_{rC} = 4\,400 \cdot 0.5 - 3\,300 \cdot 0.091 + \frac{0.5+0.389}{2} \cdot 1.375 + \frac{1}{2} \cdot 3.5 \cdot 0.389 \cdot 750 = 2\,577 \text{ kg}$

5. 支點及中央に於ける最大全剪力。

	支點剪力 (S_A)	中央剪力 (S_C)
死荷重	$S_d = 8115$	0
活荷重	$S'_{rA} = 8325,2$	$S''_{rC} = 2974,2$
	$S_A = 16440,2 \div 16440 \text{ kg}$	$S_C = 2974,2 \div 2980 \text{ kg}$

6. 任意の點に於ける剪力 (S_x)。支點 A と中央 C 間の剪力は、第 653 圖に示す如く直



線變化をなすものと見做して支點 A より x m 離れた點の剪力 S_x を求むれば

$$S_x = (S_A - S_C) \left(\frac{l}{2} - x \right) \frac{2}{l} + S_C \dots\dots\dots (617)$$

$$\therefore S_x = 13460(4,5 - x) \frac{2}{9} + 2980$$

$$\therefore S_x = 2991(4,5 - x) + 2980 \quad \left(\begin{array}{l} x \text{ はメートル} \\ S_x \text{ は kg} \end{array} \right)$$

第 653 圖

IV 主桁 B_1 の設計

1. 桁高及主鐵筋量

(イ) 突縁幅 b と中立軸の位置。

公式 321 に依り $b = 10t + b_0 + b_s = 10 \cdot 15 + 40 + 2 \cdot 20 = 230 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} &\leq 150 \text{ cm} \\ &\leq \frac{1}{2} \cdot 900 = 450 \text{ cm} \quad \left(\begin{array}{l} b_0 = 40 \quad b_s = 20 \text{ と推定す} \\ \text{尚ほ第 655 圖参照} \end{array} \right) \end{aligned}$$

$\therefore b = 150 \text{ cm}$

桁の有効高の決定に於ては、 $\sigma_{ca} = 35 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{sa} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ を採用す。

(§ 311 の 3 参照) 然るときは公式 3a に依り、 $k = 0,304$ 、有効高を支間の $\frac{1}{12}$ とせば、 $d = \frac{900}{12} = 75 \text{ cm}$ 従つて $x = kl = 0,304 \cdot 75 = 22,8 \text{ cm}$ 即 $x > t$ なるに付き中立軸は突縁外に在り。

(ロ) 有効高 (d) 及主鐵筋量 (A_s)。

公式 39 に依り $\gamma = \frac{1}{2} \left[\frac{t}{2k} + \frac{t}{2} + \frac{M}{\sigma_{cab} t} \right] = \frac{1}{2} \left[\frac{15}{2 \cdot 0,304} + \frac{15}{2} + \frac{3499707}{35 \cdot 150 \cdot 15} \right] = 38,3$

$$d = \gamma + \sqrt{\gamma^2 + \frac{t^2}{3k}} = 38,3 + \sqrt{38,3^2 - \frac{15^2}{2 \cdot 0,304}} = 73,2 \text{ cm}$$

有効高 $d = 75 \text{ cm}$ 總高 $h = 80 \text{ cm}$ とす。

公式 40 に依り ($k = 0,304$ $x = 75 \cdot 0,304 = 22,8$ 公式 34 に依り $y = 16,5$)

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} (d - x + y)} = \frac{3499707}{1200(75 - 22,8 + 16,5)} = 45,2 \text{ cm}^2$$

直径 24 mm の丸鋼 10 本を使用す。 $A_s = 10 \cdot 4,52 = 45,2 \text{ cm}^2$

2. 剪應力、スターラップ及曲鐵筋。

(イ) 剪應力 (τ)

公式 33 に依り $x = \frac{15 \cdot 75 \cdot 45,2 + \frac{150 \cdot 15^2}{2}}{15 \cdot 45,2 + 150 \cdot 15} = 23,1 \text{ cm}$

公式 34 に依り $y = 23,1 - \frac{15}{2} + \frac{15^2}{6(2 \cdot 23,1 - 15)} = 16,8 \text{ cm}$

公式 35 に依り $z = d - x + y = 75 - 23,1 + 16,8 = 68,7 \text{ cm}$

公式 81 に依り支點に於ける剪應力 $\tau = \frac{16440}{40 \cdot 68,7} = 6 \text{ kg/cm}^2$

中央に於ける剪應力 $\tau = \frac{2980}{40 \cdot 68,7} = 1,1 \text{ kg/cm}^2$

(ロ) スターラップ。スターラップは直径 8 mm の丸鋼を U 字形とし一箇所に二箇使用す、従つて一箇所に於けるスターラップの斷面積 $a = 4 \cdot 0,502 = 2 \text{ cm}^2$ である。スターラップは、第 654 圖の如く配置す。スターラップの間隔 $s = 20 \text{ cm}$ の部分に於てスターラップの抵抗し得る剪應力 τ' は、公式 78 に依り

$$\tau' = \frac{\sigma_{ca} \cdot a}{b_0 s} = \frac{120 \cdot 2}{40 \cdot 20} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

である。

(ハ) 曲鐵筋。第 654 圖に於て曲鐵筋の抵抗す可き剪應力は、 $D F B$ の部分である。

主鐵筋の $\frac{1}{2}$ 即ち 5 本を曲げ上げるものとし、 $B F D$ を五分分し、 $D F 22', 22', 44'$ に當る剪力を各々 2 本の曲鐵筋、 $B44'$ に當る剪力を 1 本の曲鐵筋にて抵抗するものとせば、主鐵筋の曲げ上げ位置は、 L, M, N' であるが K 點より右は剪應強度 4 kg/cm^2 以下なるに付き第 654 圖の如く L, M, N にて曲げ上げる。曲鐵筋曲げ上げの點 L, M, N に於ける剪力は公式 617 に依り

L 點 $S_{0,3} = 2991(4,5 - 0,3) + 2980 = 15542 \text{ kg}$

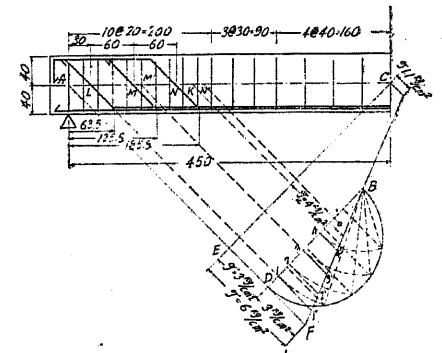
M 點 $S_{0,9} = 2991(4,5 - 0,9) + 2980 = 13748 \text{ kg}$

N 點 $S_{1,5} = 2991(4,5 - 1,5) + 2980 = 11953 \text{ kg}$

曲鐵筋の應力を公式 85 に依りて求むれば

L 點 $\sigma_s = \frac{0,707(15542 - 3 \cdot 40 \cdot 68,7) \cdot 60}{2 \cdot 4,52 \cdot 68,7} = 489,4 \text{ kg/cm}^2$

M 點 $\sigma_s = 375,9 \text{ kg/cm}^2$ N 點 $\sigma_s = 506,6 \text{ kg/cm}^2$



第 654 圖

尙曲鐵筋曲げ上げの下端と支點の距離 (第 654 圖に示す) は公式 86 に依りて求めたるものより小なるに付き安全である。即ち

$$1 \text{ 本曲げ上げ得る支點よりの距離 } x_1 = \frac{l}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{n}{n_0}} \right) = 4,5 \left(1 - \sqrt{\frac{1}{10}} \right) = 3,03 \text{ m.}$$

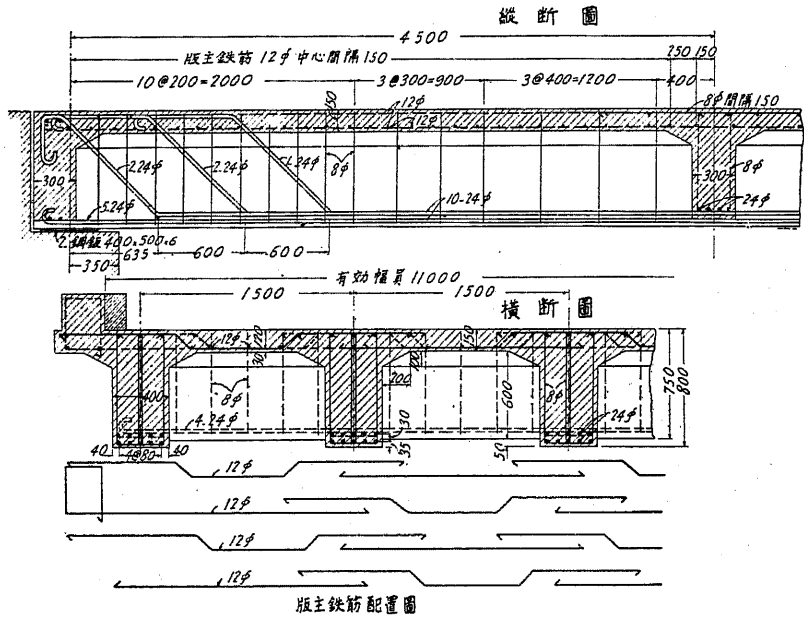
$$3 \text{ 本 } \quad \quad \quad x_3 = 4,5 \left(1 - \sqrt{\frac{3}{10}} \right) = 2,03 \text{ m}$$

$$5 \text{ 本 } \quad \quad \quad x_5 = 4,5 \left(1 - \sqrt{\frac{5}{10}} \right) = 1,32 \text{ m}$$

3. 附着力。支點に於ける下側の主鐵筋は 5 本である。

主鐵筋周長の總和 $U = 5 \cdot 7,5 = 37,5 \text{ cm}$

$$\text{公式 87 に依り } \tau_0 = \frac{\frac{1}{2} S}{U(l-x+y)} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 16440}{37,5 \cdot 68,7} = 3,2 \text{ kg/cm}^2$$



第 655 圖 (單位 mm)

D 横桁及用心鐵筋

1. 横桁は主桁の兩端及支間中央に設け其の寸法は、計算に依らず第 655 圖に示す如く定める。
2. 用心鐵筋は、§ 603 の 5 に依り版主鐵筋置の約 $\frac{1}{3}$ 、即ち直徑 8 mm の丸鋼を 15 cm

間隔に各横上に配置す。

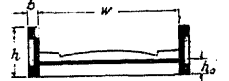
B 承構 承構は厚 6 mm の鋼板 2 枚を重ね合せその間にアスファルトを挟む。

§ 613 凹桁橋 凹桁橋は主桁の横の支へ不十分であるから、横桁と主桁の接合部高 h_0 は主桁中心間隔の 1/10 以上とする。今第 656 圖に於て

W = 有効幅員、 b = 主桁幅、 h_0 = 横桁の總高

h = 主桁の總高、 l = 支間 とせば

$$h_0 \geq \frac{W+b}{10}$$

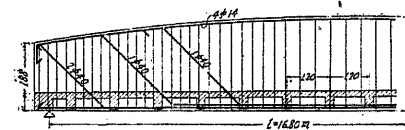


第 656 圖

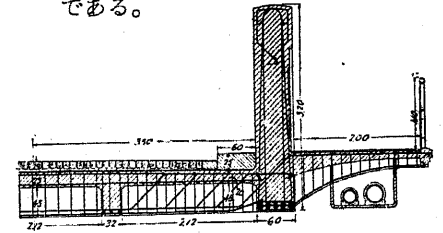
然るに § 604 の 3 に述べたるが如く $b \geq l/40$ にして、 W は支間の $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{4}$ の場合に於て凹桁橋は經濟的 (§ 602 の 2 参照) である。従つて

$$h_0 \div \frac{l}{2} \sim \frac{l}{4} \text{ 以上としなければならない。}$$

横桁と主桁の取付けは、特に丈夫にしなければならない。第 657 圖は小幅員の道路橋の例、第 658 圖は幅員廣き凹桁橋にして徑間 13 m の跨線橋の断面である。



第 657 圖



第 658 圖

第三節 連 桁 橋

§ 614 連桁の影響線 連桁橋主桁の彎曲率、剪力及反力の算出は影響線に依るのが最も簡單である。連桁の影響線は、§ 202 に述べた連桁理論の應用にすぎないから此處には、普通に使用する連桁影響線の算出法を述べるに止める。

A 三徑間連続桁の各支間長及び各主桁の二次率同一なる場合の影響線。

1 中間支點上に於ける彎曲率 M_B 及 M'_B の影響線

(イ) P が支間 AB 間にあるとき (第 661 圖参照)

$$\left. \begin{aligned} \text{公式 250 b に依り} \quad M_B &= -\left(\frac{1}{10} + \frac{1}{6}\right) \mathfrak{R}_1 = -\frac{4\mathfrak{R}_1}{15} \\ M'_B &= -\left(\frac{1}{10} + \frac{1}{6}\right) \mathfrak{R}_1 = +\frac{\mathfrak{R}_1}{15} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (a)$$

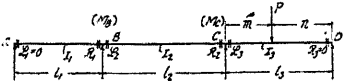
公式 229 に依り $\mathfrak{R}_1 = \mathfrak{R}_0 Pl$

(ロ) P が支間 BB' 間に在るとき

$$\text{公式 250 d に依り} \quad M_B = -\frac{\mathfrak{C}_2}{10} - \frac{\mathfrak{D}_0}{6} \quad M'_B = -\frac{\mathfrak{C}_2}{10} + \frac{\mathfrak{D}_0}{6} \dots\dots (b)$$

公式 229 に依り $\mathfrak{C}_2 = \mathfrak{C}_0 Pl \quad \mathfrak{D}_2 = \mathfrak{D}_0 Pl$

(ハ) P が支間 B'A' 間に在るとき、先づ第 659 圖の如き一般の場合に於ける



る M_B 及 M_C 解法を示し、次に $l_1 = l_2 = l_3$ $I_1 = I_2 = I_3$ の場合の M_B 及 M'_B の値

第 659 圖

を求める

今 $k_1 = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2} \quad k_2 = 1 \quad k_3 = \frac{I_2 l_3'}{I_3 l_2}$ と置けば

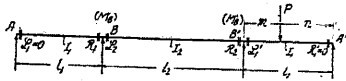
$$\begin{aligned} \text{公式 225 に依り} \quad 2M_B(k_1+1) + M_C &= -(\mathfrak{R}_1 k_1 + \mathfrak{R}_2 k_2) \\ M_B + 2M_C(1+k_3) &= -(\mathfrak{R}_2 k_2 + \mathfrak{R}_3 k_3) \end{aligned}$$

然るに第 659 圖に示す如く AB, BC 支間には荷重無きを以て $\mathfrak{R}_1 \mathfrak{R}_2 \mathfrak{R}_3$ は零である。故に $2M_B(k_1+1) + M_C = 0$

$$M_B + 2M_C(1+k_3) = -\mathfrak{R}_3 k_3$$

之れより M_B, M_C の値を求むれば

$$M_B = \frac{\mathfrak{R}_3 k_3}{4(k_1+1)(k_3+1)-1} \quad M_C = -\frac{2\mathfrak{R}_3 k_3(k_1+1)}{4(k_1+1)(k_3+1)-1}$$



第 660 圖

即ち公式 249c となる。第 660 圖の如く、

$$l_1 = l_2, I_1 = I_3 \quad k_1 = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2} \quad k_2 = 1, k_3 = k_1$$

$$\mathfrak{R}_3 = \mathfrak{R}'_1, M_C = M'_B \text{ とおけば}$$

$$\left. \begin{aligned} M_B &= \frac{\mathfrak{R}'_1 k_1}{4(k_1+1)^2-1} = \frac{\mathfrak{R}'_1 k_1}{2} \left(-\frac{1}{2k_1+3} + \frac{1}{2k_1+1} \right) = \frac{\mathfrak{R}'_1 k_1}{2} \left(-\frac{1}{N_1} + \frac{1}{N_2} \right) \\ N_1 &= 2k_1+3 \quad N_2 = 2k_1+1 \\ M'_B &= -\frac{2\mathfrak{R}'_1 k_1(k_1+1)}{4(k_1+1)^2-1} = \frac{\mathfrak{R}'_1 k_1}{2} \left(-\frac{1}{2k_1+3} - \frac{1}{2k_1+1} \right) = \frac{\mathfrak{R}'_1 k_1}{2} \left(-\frac{1}{N_1} - \frac{1}{N_2} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots (618)$$

即ち公式 250a の \mathfrak{R}_1 の代りに \mathfrak{R}'_1 を代入したもとなる。

次に $l_1 = l_2 = l, I_1 = I_2 = I$ の場合に於ては $k_1 = k_2 = 1$ にして

$N_1 = 5, N_2 = 3$ となる故に、公式 618 に依り

$$\left. \begin{aligned} M_B &= -\frac{\mathfrak{R}'_1}{10} + \frac{\mathfrak{R}'_1}{6} = +\frac{\mathfrak{R}'_1}{15} \\ M'_B &= -\frac{\mathfrak{R}'_1}{10} - \frac{\mathfrak{R}'_1}{6} = -\frac{4\mathfrak{R}'_1}{15} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (619)$$

公式 229 に依り $\mathfrak{R}'_1 = \mathfrak{R}_0 Pl$ 、公式 a, b, 619 に於て $P = 1$ と置けば M_B, M'_B の影響を求め得る。第 602 表は影響線の計算表である。

第 602 表

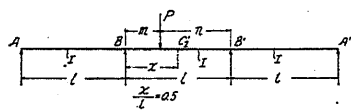
支 間	$\frac{m}{l}$	\mathfrak{R}_0				$M_B = -\frac{4}{15} \mathfrak{R}_0 l$	M'_B
A-B	0,0	,0				,0l	,0l
	,1	,099				-,028l	,007l
	,2	,192				-,051l	,013l
	,3	,273				-,073l	,018l
	,4	,336				-,090l	,022l
	,5	,375				-,100l	,025l
	,6	,384				-,102l	,023l
	,7	,357				-,095l	,024l
	,8	,288				-,077l	,019l
	,9	,171				-,046l	,011l
1,0	,0				,0l	,0l	
支 間	$\frac{m}{l}$	\mathfrak{C}_0	$\frac{\mathfrak{C}_0}{10}$	\mathfrak{D}_0	$\frac{\mathfrak{D}_0}{6}$	$M_B = -\left(\frac{\mathfrak{C}_0}{10} + \frac{\mathfrak{D}_0}{6}\right) l$	M'_B
B-B'	0,0	,0	,0	,0	,0	,0l	,0l
	,1	,27	,027	,072	,012	-,039l	-,015l
	,2	,48	,048	,096	,016	-,064l	-,032l
	,3	,53	,053	,074	,014	-,077l	-,049l
	,4	,72	,072	,048	,008	-,080l	-,064l
	,5	,75	,075	,0	,0	-,075l	-,075l
	,6	,72	,072	-,048	-,003	-,064l	-,080l
	,7	,53	,053	-,084	-,014	-,049l	-,077l
	,8	,48	,048	-,096	-,016	-,032l	-,064l

	,9	,27	,027	-,072	-,012	-,015l	-,039l
	1,0	,0	,0	,0	,0	,0l	,0l
支間	$\frac{m}{l}$	Ω_0				$M_B = +\frac{R_0 l}{15}$	M'_B
I'-A'	,0	,0				,0l	,0l
	,1	,171				,011l	-,046l
	,2	,288				,019l	-,077l
	,3	,357				,024l	-,095l
	,4	,384				,026l	-,102l
	,5	,375				,025l	-,100l
	,6	,336				,022l	-,090l
	,7	,273				,018l	-,073l
	,8	,192				,013l	-,051l
	,9	,099				,007l	-,026l
1,0	,0				,0l	-,0l	

連桁が其の中央に對して對稱であるから M'_B は M_B の値を下より讀みたるものに等しい。第 602 表の結果を圖示せば第 663 圖 (a) の如し。

2 任意の點の彎曲率。連桁中の任意の點の彎曲率は公式 221 に第 602 表の M_B M'_B の値を代入して容易に求め得る。例へば中央徑間中央の彎曲率を求めれば次の如し。

第 661 圖に於て C'_2 點、即ち $BC'_2 = x = \frac{l}{2}$ 點の彎曲率を求む。



$M_x = C'_2$ 點の彎曲率、

$M_{0x} = BB'$ を單桁と看做せる場合に於ける

C'_2 點の彎曲率とせば公式 221 に依り

第 661 圖

$$M_x = M_{0x} + M_B \frac{l-x}{l} + M'_B \frac{x}{l}$$

$$BC'_2 = x = \beta l \text{ とせば } \frac{l-x}{l} = (1-\beta) \frac{x}{l} = \beta$$

$$\therefore M_x = M_{0x} + (1-\beta)M_B + \beta M'_B \dots\dots\dots (621)$$

次に $M_{0x} = \frac{n}{l}Px = n\beta P = v\beta Pl$ $n \leq \frac{l}{2}$

$$= \frac{n}{l}Px - P(x-m) = v\beta Pl - (\beta-\mu)Pl \quad n \geq \frac{l}{2}$$

$$v = \frac{n}{l} \quad \mu = \frac{m}{l}$$

$$P = 1 \text{ の場合 } \left. \begin{aligned} M_{0x} &= v\beta l & n &\leq \frac{l}{2} \\ &= v\beta l - (\beta-\mu)l & n &\geq \frac{l}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots (621)$$

本例の場合は $BC'_2 = x = \frac{l}{2}$ 即ち $\beta = 0,5$ の場合であつて第 602 表は之の計算を示したものである。第三支間 $B'A'$ は第一支間 AB に同じであるから略す。第 663 圖 (f) は之れを圖示したものである。

第 603 表

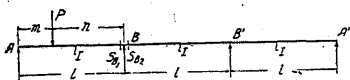
支間	$\mu = \frac{m}{l}$	$(1-\beta)M_B = 0,5M_B$	$\beta M'_B = 0,5M'_B$			M_{0x}	M_x
A-B	,0	,0l	,0l				,0l
	,1	-,013l	,0035l				-,010l
	,2	-,0255l	,0035l				-,019l
	,3	-,0365l	,0090l				-,027l
	,4	-,0450l	,0110l				-,034l
	,5	-,0500l	,0125l				-,037l
	,6	-,0510l	,0130l				-,038l
	,7	-,0475l	,0120l				-,036l
	,8	-,0385l	,0095l				-,029l
	,9	-,0230l	,0055l				-,017l
1,0	,0l	,0l				,0l	
支間	$\mu = \frac{m}{l}$	$(1-\beta)M_B = 0,5M_B$	$\beta M'_B = 0,5M'_B$	$v\beta l = 0,5v l$	$(\beta-\mu)l = (0,5-\mu)l$	M_{0x}	M_x
B-B'	,0	,0l	,0l	,5l	,5l	,0l	,0l
	,1	-,0195l	-,0075l	,45l	,4l	,05l	,023l
	,2	-,0320l	-,0160l	,40l	,3l	,10l	,052l
	,3	-,0335l	-,0245l	,35l	,2l	,15l	,087l
	,4	-,0400l	-,0320l	,30l	,1l	,20l	,128l
	,5	-,0375l	-,0375l	,25l	,0l	,25l	,175l
	,6	-,0320l	-,0400l	,20l	-	,20l	,128l
	,7	-,0245l	-,0385l	,15l	-	,15l	,087l
	,8	-,0160l	-,0320l	,10l	-	,10l	,052l
	,9	-,0075l	-,0195l	,05l	-	,05l	,023l
1,0	,0l	,0l	,0l	-	,0l	,0l	

3 剪力は公式 218 に依りて容易に求め得る。例へば第 662 圖に於て支點 B の左側の剪力 S_{B1} 、及右側の剪力 S_{B2} は次の如くして求める。

$B_1 = AB$ 支間を単桁と看做したる場合に於ける B 點の反力

$B_2 = BB'$ 支間を単桁と看做したる場合に於ける B 點の反力

公式 218 に依り $S_{B1} = -B_1 + \frac{1}{l}(M_B - M_A)$ 然るに $M_A = 0$



第 662 圖

$$B_1 = \frac{m}{l} P = \mu P$$

$$P = 1 \text{ の場合に於ては}$$

$$S_{B1} = -\mu + \frac{1}{l} M_B$$

同様に $S_{B2} = B_2 + \frac{M'_B - M_B}{l} = \nu - \frac{1}{l}(M'_B - M_B)$ 第 604 表は S_{B1} 及 S_{B2} の計算表である。第 663 圖 (g) (i) は夫々 S_{B1} , S_{B2} を圖示したものである。

第 604 表

支間	$\mu = \frac{m}{l}$	$\frac{M_B}{l}$	S_{B1}	$\nu = \frac{n}{l}$	$\frac{1}{l}(M'_B - M_B)$	S_{B2}
A-B	,0	,0	,0	—	,0	,0
	,1	-,023	-,126	—	,033	,033
	,2	-,051	-,251	—	,064	,064
	,3	-,073	-,373	—	,091	,091
	,4	-,090	-,490	—	,112	,112
	,5	-,100	-,600	—	,125	,125
	,6	-,102	-,702	—	,128	,128
	,7	-,095	-,795	—	,119	,119
	,8	-,077	-,877	—	,098	,098
	,9	-,046	-,946	—	,057	,057
1,0	0,0	-1,000	—	,0	,0	
支間	$\mu = \frac{m}{l}$	$\frac{M_B}{l}$	S_{B1}	$\nu = \frac{n}{l}$	$\frac{1}{l}(M'_B - M_B)$	S_{B2}
B-B'	,0	,0	,0	1,0	,0	1,00
	,1	-,039	-,039	,9	,024	,924
	,2	-,064	-,034	,8	,032	,832
	,3	-,077	-,077	,7	,023	,723
	,4	-,080	-,080	,6	,016	,616
	,5	-,075	-,075	,5	,0	,500
	,6	-,064	-,064	,4	-,016	,384
,7	-,049	-,049	,3	-,028	,272	

	,8	-,032	-,032	,2	-,032	,168
	,9	-,015	-,015	,1	-,024	,076
	1,0	,0	,0	,0	,0	,0
支間	$\mu = \frac{m}{l}$	$\frac{M_B}{l}$	S_{B1}	$\nu = \frac{n}{l}$	$\frac{1}{l}(M'_B - M_B)$	S_{B2}
A'-B'	,0	,0	,0	—	,0	,0
	,1	,011	,011	—	-,057	-,057
	,2	,019	,019	—	-,093	-,093
	,3	,024	,024	—	-,113	-,113
	,4	,026	,026	—	-,128	-,128
	,5	,025	,025	—	-,125	-,125
	,6	,022	,022	—	-,112	-,112
	,7	,018	,018	—	-,091	-,091
	,8	,013	,013	—	-,064	-,064
	,9	,007	,007	—	-,033	-,033
1,0	,0	,0	—	,0	,0	

任意の點の剪力は、公式 220 に依りて容易に求め得る。

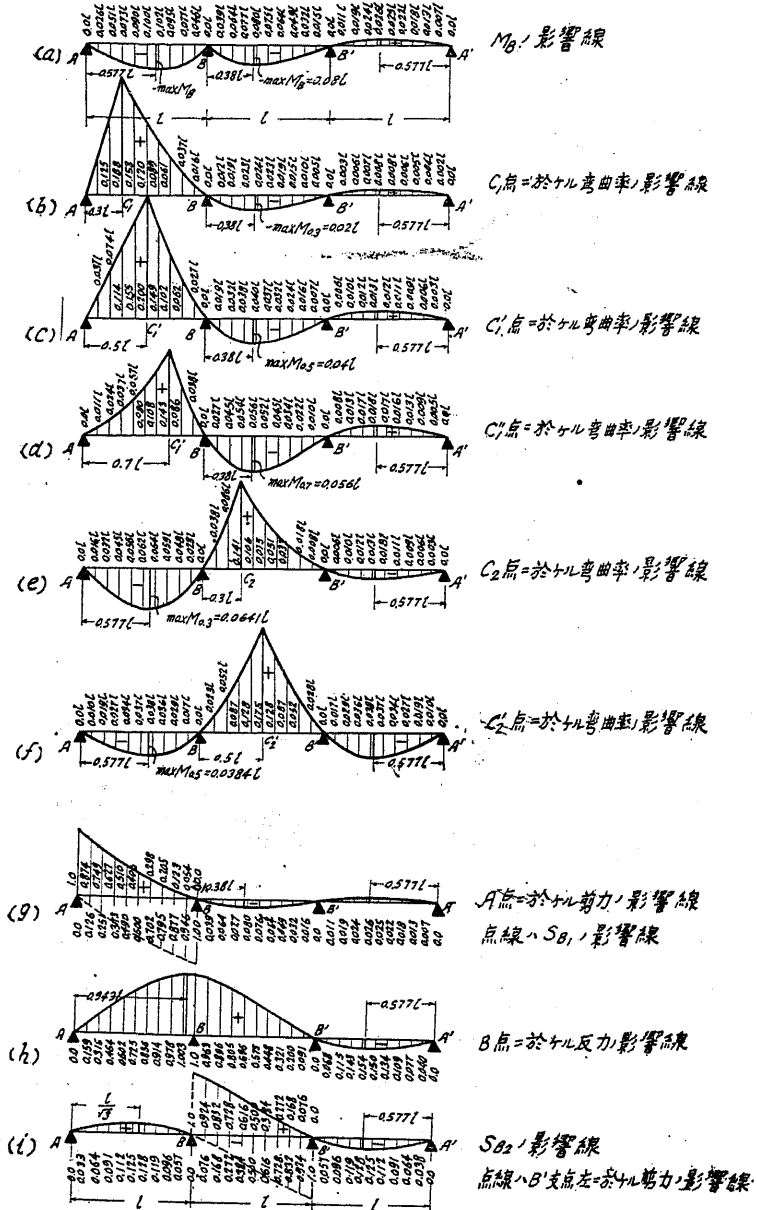
4 反力 は公式 219 に依りて明かなる如く支點剪力に等しい。中間支點、例へば第 662 圖 B 點の反力は、之れの左支間 AB の B 點剪力 S_{B1} と右支間 BB' の B 點剪力 S_{B2} の絶対値の和である。今 B を B 點の反力とせば、 $B = -S_{B1} + S_{B2}$ 第 663 圖 (h) は B の値を圖示したものである。

B 二徑間連続桁の各支間長及各主桁の二次率同一なる場合の影響線。

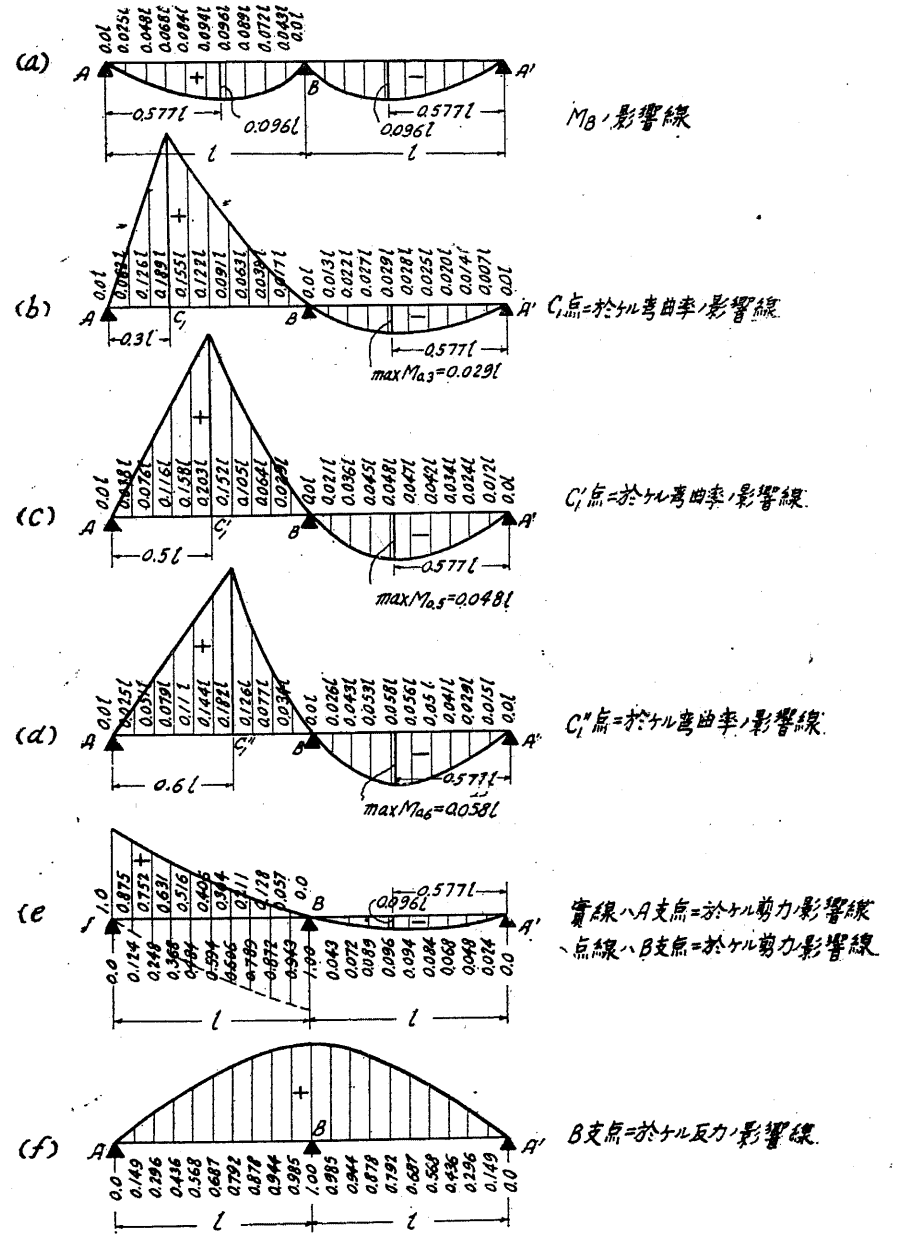
第 664 圖は二支間連続の連桁に於ける影響線を示したものである。

§ 615 連桁の主桁構造

1 支間 連桁橋は、普通 3 支間連続を原則とし橋梁の全支間数が 2 なるときは 2 支間連続とする。2 支間連続の場合は特種の事情なき限り各支間長を同一とする。橋梁の全支間数が 3 にして之れを連桁とする場合は各支間に於ける最大徑間彎曲率を同一ならしめ、各支間の中央に於ける桁高を等しとする爲め、中央支間を側支間より大にす。此の程度は死荷重及活荷重の大きさによりて異り、一概に決定し得ないが、既設橋梁の實例に依ると大體、側支間長は中央支間長の 0,75 倍乃至 0,85 倍である。橋梁が多數の支間に分割さるゝ場合は、橋梁の外観に重き



第 663 圖

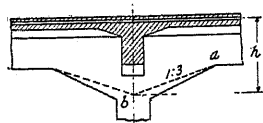


第 664 圖

を置き 3 支間連続として、支間長は全部を等しくするか、又は両側の支間長のみを他の支間長より短くし、各支間の中央に於ては、多少の不経済を忍んでも桁高を等しくする。

2 承構。連桁はその支點に於て角變位及水平變位自由でなければならないから、3 支間連続の場合は、1 橋脚上に於て鉸承構（角變位のみ自由）と他の橋脚上に於ては、角變位及水平變位自由なる承構を設ける。（承構に就いては § 606 参照）

3 主桁の構造。連桁に於ては、中間支點上に負彎曲率を生じ、此の部分に於ける主桁は T 桁として取扱ひ得ない。従つて桁高を徑間の中央より大とし、大なる負彎曲率及剪力に抵抗せしめる。支點上の桁高を大にするための持送りは 1/3

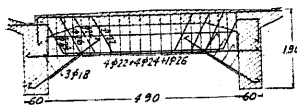
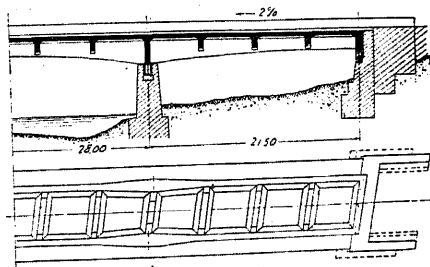
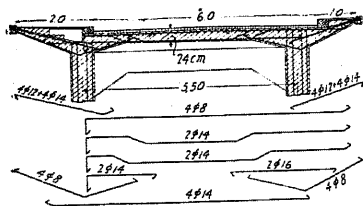


第 665 圖

より緩かなる勾配とする。持送りの勾配が 1/3 より急なる時は、第 665 圖に示す如く a より 1/3 の勾配に引きたる線が支承中心と交はる b 點までを桁の有効高と看做す。斯の如く桁高を支點附近にて増

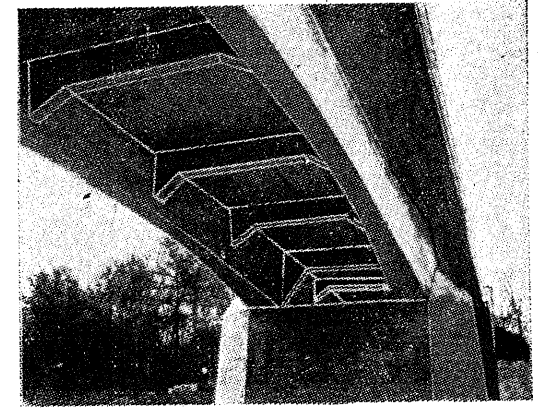
加し、支點附近の二次率を漸次増大するとき、之を等しいと看做したる場合に比し次の如き變化を生ずる。

- (イ) 中間支點上の負彎曲率が大になる。
- (ロ) 負彎曲率の生ずる範圍が長くなる。



第 666 圖 (a)

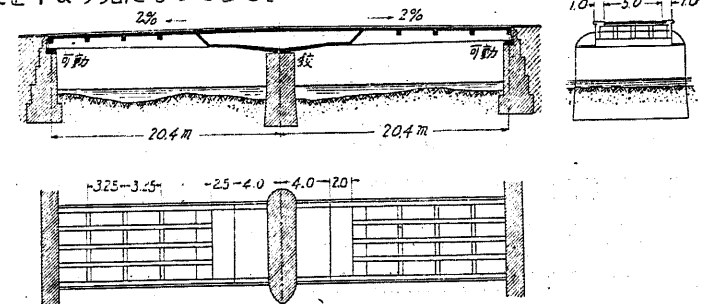
(ハ) 支間中央の正彎曲率が小になる。従つて § 202 § 614 に述べた連桁の理論は精密に論ずれば應用出来ない事になるが、普通鐵筋コンクリート橋に應用する程度の支間に於ては持送りに依る二次率の變化は之を無視するも差支ない。



第 666 圖 (b)

次に支點附近に於ける桁高を増加しただけで、負彎曲率及剪力に對し充分の抵抗力を發揮し得ない場合は、第 666 圖に示す如く中間支點に近くに従ひ桁厚を増大する。第 666 b 圖は第 666 圖の橋梁を下より見たものである。

中間支點に於ける桁高を充分に高く取る事が出来ない場合には第 667 圖の如

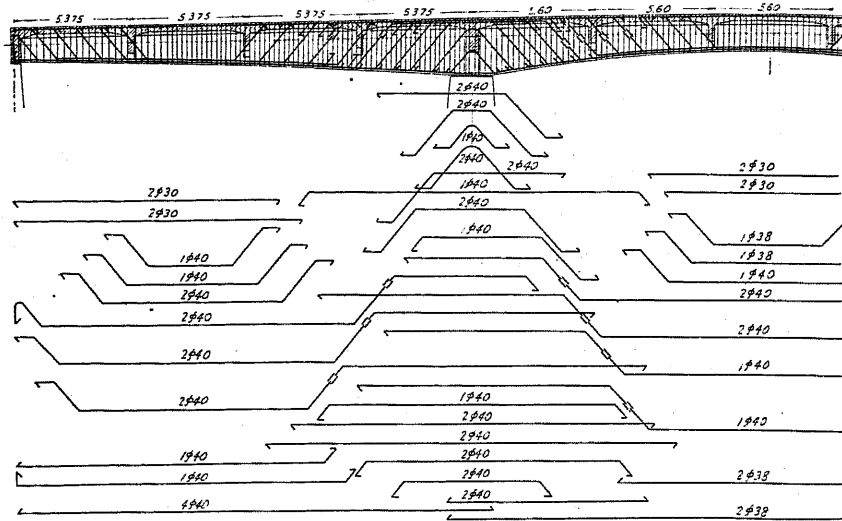


第 667 圖

く桁の下側に突縁を附して T 桁として取扱ふ。第 667 圖は下側の突縁を彎曲率零の點に於て上部の版と連結したものである。

4 主桁の鐵筋。主桁の鐵筋は § 313 に述べた通りである。特に注意すべきは負彎曲率の生ずる部分の抗張鐵筋が桁の上側にある爲め、スターラップは上側の鐵筋に完全に密着せしめなければならない。従つてスターラップの形狀は U 字形とせず矩形とする。第 668 圖は特に大なる支間の連桁の鐵筋配置を示したもので主鐵筋の直徑 40 mm であるから、その繼手にターンバックルを使用し、

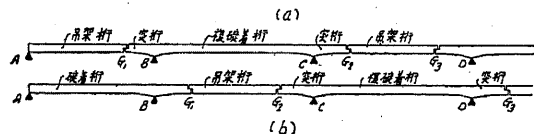
スターラツプには、直径 12 mm のものを 22~25 cm 間隔に使用して居る。第 623 圖は第 668 圖に於ける橋脚上の可動承構である。



11er 橋主桁鐵筋配置圖、第 666 圖及第 623 圖参照
第 668 圖

第四節 ゲルバー式桁橋及突桁橋

§ 616 概説 ゲルバー式桁は、第 669 圖の如く n 箇の支點を有する連続桁に $(n-2)$ 箇の鉸(hinge)を挿入した桁であつて、吊架桁(suspended beam)及碇着桁(anchor arm)より成る。碇着桁の支點外に突出せる部分(第 669 圖中 BG_1 CG_2 等)を突桁(cantilever arm)、碇着桁の兩端に突桁を有するもの(第 666 圖 a 中の



第 669 圖

BC)を複碇着桁(double anchor arm)と稱する。

ゲルバー式桁は連続桁に鉸を設けたものであるから

之を連続桁の一種と看做し 有鉸連續桁(continuous beam with hinges)又は碇着桁より突桁を差出し、吊架桁を支へるため 突桁(cantilever beam)とも稱する。

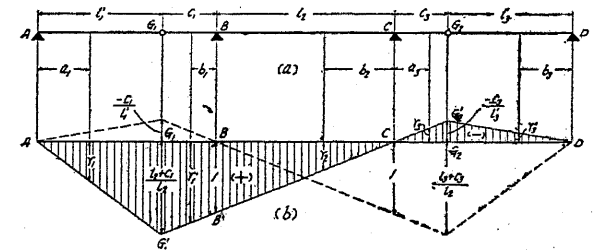
ゲルバー式桁は各斷面に於ける彎曲率の大きさ、連續桁に類似し單桁に比して甚

だ有利であり、且つ靜定桁であるため、應力算定簡單なるに加へ、連桁橋の如く支點些少の沈下に依り桁の内應力に著しき變化を生じない。即ちゲルバー式桁橋は單桁橋と連桁橋の特長を併有する従つて最近に於ける長徑間の鐵筋コンクリート桁橋は殆んどゲルバー式桁橋である。

ゲルバー式桁橋に於ける鉸の位置は橋梁の支間數及支間長に應じ第 669 圖(a)及(b)の二種の内何れかを選定する。例へば 2 徑間の場合は、(a) 圖の ABC までを探り $(3-2) = 1$ 即ち 1 箇所に鉸を設く。3 徑間の場合は、(a) 圖の $ABCD$ までの中 G_3 を除きたる形、又は(b) 圖の $ABCD$ を探り $(4-2) = 2$ 即ち二箇所に鉸を設ける。

§ 617 彎曲率、剪力及支點反力の影響線 ゲルバー式桁の彎曲率、剪力及支點反力は、影響線を應用すれば簡單に求められるものであるから此處に之等の影響線作圖法を説明する。ゲルバー式桁の吊架桁に於ける支點反力、彎曲率及剪力影響線は單桁と全く同一であるから説明を略す。

1 支點反力の影響線。第 670 圖(a)の如きゲルバー式桁の中間支點 B の反力影響線は(b) 圖の實線である。即ち支點 B の下に單位長 1 に等しく BB' を採り、 B' C の延長線と G_1 , G_2 を通る鉛直線との交點を夫々 G'_1 及 G'_2 とし



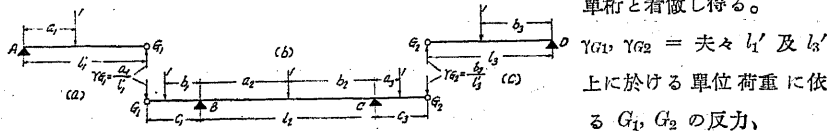
第 670 圖

A と G'_1 , D と G'_2 を結ぶ、然るときは $AG'_1CG'_2D$ は支點 B の反力影響線である。影響線の縦距 r は次の如し。

$$\left. \begin{aligned} r_1 &= \frac{l_2 + c_1}{l_2} \cdot \frac{a_1}{l_1} & r'_1 &= \frac{l_2 + b_1}{l_2} \\ r_2 &= \frac{b_2}{l_2} \\ r_3 &= -\frac{a_3}{l_2} & r'_3 &= -\frac{c_3}{l_2} \cdot \frac{b_3}{l_3} \end{aligned} \right\} \dots\dots(622)$$

同様に支點 C の反力影響線は、支點 C の下に單位長 1 に等しく CO' を採りて求むれば第 670 圖 (b) の點線の如くなる。

證明 第 670 圖 (a) の如きゲルバー式桁は、第 671 圖 (a) (b) (c) の如き三つの



第 671 圖

單桁と看做し得る。
 $\gamma_{G1}, \gamma_{G2} =$ 夫々 l_1' 及 l_2'
 上に於ける單位荷重に依る G_1, G_2 の反力、
 $\gamma_B, \gamma_C =$ 夫々單位荷重に

依る支點 B 及 C の反力とす。

(イ) 單位荷重 1 が AG_1 間に在る場合。

單位荷重に依る G_1 の反力 γ_{G1} は公式 201 に依り $\gamma_{G1} = \frac{a_1}{l_1'}$ である。従つて此の荷重に依る支點 B の反力 γ_B は公式 209 に依り $\gamma_B = \frac{l_2+c_1}{l_2} \gamma_{G1} = \frac{l_2+c_1}{l_2} \cdot \frac{a_1}{l_1'}$ にして公式 622 の縦距 γ_1 に當る。單位荷重が G_1 上に在るときは $a_1 = l_1'$ にして $\gamma_B = \frac{l_2+c_1}{l_2}$ となる。單位荷重が A 上に在るときは、 $a_1 = 0$ にして $\gamma_B = 0$ となり上式に依りて明かなる如く γ_B は AG_1 間に於て直線變化をなし第 670 圖 AG_1G_1' の如き形となる。

(ロ) 單位荷重 1 が G_1G_2 間に在る場合。

單位荷重が G_1B 間に在るときは公式 209 に依り $\gamma_B = \frac{l_2+b_1}{l_2}$ (縦距 γ_1' に當る) にして單位荷重が G_1 及 B 上に在るときは夫々 $\gamma_B = \frac{l_2+c_1}{l_2}$ ($b_1=c_1$) 及 $\gamma_B = 1$ ($b_1=0$) となる。

單位荷重が BC 間に在るときは公式 201 に依り $\gamma_B = \frac{b_2}{l_2}$ (縦距 γ_2 に當る) にして單位荷重が B 及 C 上にあるときは、夫々 $\gamma_B = 1$ ($b_2=l_2$) 及 $\gamma_B = 0$ ($b_2=0$) となる。

單位荷重が CG_2 間に在るときは、公式 209 に依り $\gamma_B = -\frac{a_3}{l_2}$ (縦距 γ_3 に當る) にして、單位荷重が C 及 G_2 上に在るときは、夫々 $\gamma_B = 0$ ($a_3=0$) $\gamma_B = -\frac{c_1}{l_2}$ ($a_3=c_3$) となる。

即ち影響線圖は第 670 圖 $G_1G_1'G_2$ 及 CG_2G_2' の如き形となる。

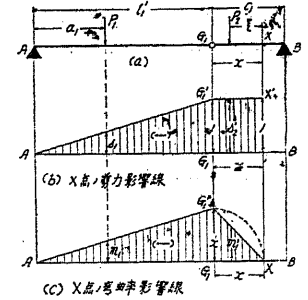
(ハ) 單位荷重 1 が G_2D 間になる場合。

單位荷重に依る G_2 の反力 γ_{G2} は公式 201 に依り $\gamma_{G2} = \frac{b_3}{l_2'}$ である。従つて此の荷重に依る支點 B の反力 γ_B は公式 209 に依り $\gamma_B = -\frac{c_3}{l_2} \gamma_{G2} = -\frac{c_3}{l_2} \cdot \frac{b_3}{l_2'}$ にして公式 622 の縦距 γ_3 に當る。單位荷重が G_2 及 D 上にあるときは、夫々 $\gamma_B = -\frac{c_3}{l_2}$ ($b_3=1$) 及 $\gamma_B = 0$ ($b_3=0$) となりて影響線圖は第 670 圖 $G_2G_2'D$ の如き形となる。

2 突桁 (cantilever arm) に於ける剪力及彎曲率。突桁中の任意の點を X

とし、 G と X の距離を x とす。

(イ) 剪力。第 672 圖の如く X 點を通る鉛直線上に單位長 1 に等しく X' を採り、 X' を通る水平線と G_1 を通る鉛直線との交點を G_1' とし、 G_1' と A を結ぶ。然るときは、 $AG_1'X'$ は任意の點 X に於ける剪力影響線である、剪力影響線の縦距 s は次の如し。



第 672 圖

$$s_1 = -\frac{a_1}{l_1'} \quad s_2 = -1 \dots \dots \dots (623)$$

證明 第 672 圖 (a) に於て AG_1 間の荷重 P_1 が A より a_1 の距離に、 G_1X 間の荷重 P_2 が X より x の距離に在る場合、 P_1 のために G_1 に生ずる反力は $\frac{a_1}{l_1'} P_1$ であるから X 點の剪力 $S_X = -\frac{a_1}{l_1'} P_1 - P_2$ である。

單位荷重が AG_1 上にのみ在る場合、即ち $P_1 = 1, P_2 = 0$ の場合に於ける X 點の剪力を s_x とせば $s_x = -\frac{a_1}{l_1'}$ にして公式 623 の s_1 に當り、單位荷重が夫々 A, G_1 上に在るときは、 $s_x = 0, s_x = -1$ となる。次に單位荷重が G_1X 間にのみ在る場合、即ち $P_1 = 0, P_2 = 1$ の場合に於ける X 點の剪力を s_x とせば $s_x = -1$ となり、 G_1X 間に於て s_x は常に -1 である。

荷重が X 點より右に在るときは、 X 點の剪力は零であるから X 點の剪力影響線は第 672 圖 (b) の如くなる。

(ロ) 彎曲率。第 672 圖 (c) の如く G_1 上に x に等しく G_1G_1' を採り G_1' と A, X を結ぶ線 $AG_1'X$ は X 點に於ける彎曲率の影響線である。

彎曲率影響線の縦距 m は次の如し

$$m_1 = -\frac{a_1}{l_1'} x \quad m_1' = -x \dots \dots \dots (624)$$

證明 第 672 圖 (a) の如く P_1, P_2 が夫々吊架桁及突桁上に在るとき P_1 に依る G_1 の反力は $\frac{a_1}{l_1'} P_1$ であるから X 點の彎曲率 M_X は明かに

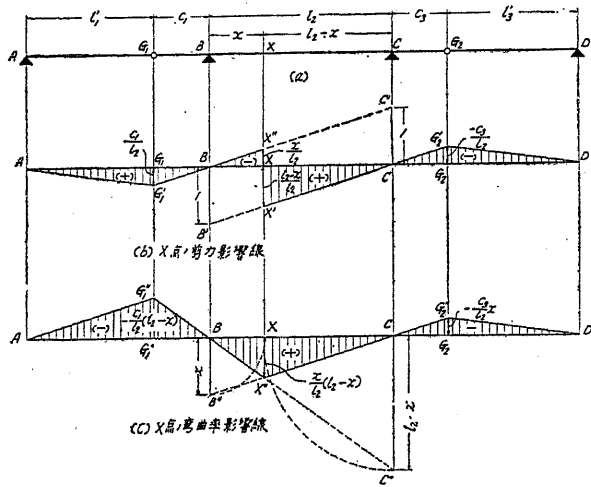
$$M_X = -\frac{a_1}{l_1'} P_1 x - P_2 x$$

である。 AG_1 間にのみ單位荷重ある場合、即ち $P_1 = 1, P_2 = 0$ の場合に於ける X 點の彎曲率を m_x とせば $m_x = -\frac{a_1}{l_1'} x$ にして公式 624 の m_1 に當る。次に G_1X 間にのみ單位荷重ある場合、即ち $P_1 = 0, P_2 = 1$ の場合に於ける X 點の彎曲率を m_x とせば

$m_x = -1$ にして公式 624 の m'_i に當る。

同様に単位荷重が G_1 上に在るとき ($a_1 = l'_1, P_1 = 1, P_2 = 0$) 及 X 上にあると ($x = 0, P_1 = 0, P_2 = 1$) の X 點の彎曲率は夫々 $m_x = x, m_x = 0$ にして荷重が X 點の右に在るときは X 點の彎曲率は零となり、 X 點の彎曲率影響線は第 672 圖 (c) の如くなる。

3 複碇着桁 (double anchor arm) に於ける剪力及彎曲率。複碇着桁中の任意



第 673 圖

の點を X とし支點 B と X の距離を x とす。

(イ) 剪力。第 673 圖 (b) の如く B, C を通る鉛直線上に單位長 1 に等しく BB', CC' を夫々 B 點及 C 點の下及上に探り、 BC' 及 $B'C$ の延長線と G_1 及 G_2 を通る鉛直線との交

點を夫々 G'_1, G'_2 とし、 G'_1 及 G'_2 を夫々 A 及 D と結び、 X 點を通る鉛直線と BC' 及 $B'C$ 線の交點を夫々 X'' 及 X' とせば $AG'_1BX''XX'CG'_2D$ は X 點に於ける剪力影響線である。

證明 任意の點 X の右側に荷重あるときの X 點に於ける剪力は、 B 支點の反力に等しい。即ち第 670 圖 (b) の實線に於て X 點の右側の部分と同一である。 X 點の左に荷重あるときの X 點に於ける剪力は C 點の反力に (-1) を乗じたものに等しい。即ち第 670 圖 (b) の點線に於て X 點の左側の部分に (-1) を乗じたものに等しい。従つて影響線の縦距も又公式 622 を用ひれば容易に算出し得る。

(ロ) 彎曲率。第 673 圖 (c) の如く B 及 C 點の下に夫々 x 及 $l_2 - x$ に等しく BB', CC' を取り BC'' 及 $B''C$ の延長線と G_1 及 G_2 を通る鉛直線との交點を夫々 G'_1 及 G'_2 とし A と G'_1 及 D と G'_2 を結び、 $B''C$ と BC'' の

交點を X''' とせば、 $AG'_1BX'''CG'_2D$ は任意の點 X に於ける彎曲率の影響線である。

證明 任意の點 X の右側に荷重ある時の X 點に於ける彎曲率は

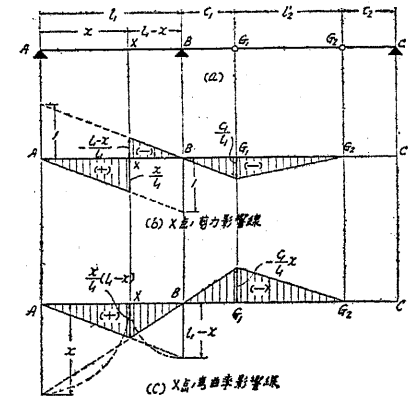
$M_x = (B \text{ 點の反力}) \cdot x$ であり、 X 點の左側に荷重ある時の彎曲率は

$M_x = (C \text{ 點の反力}) \cdot (l_2 - x)$ である。従つて第 670 圖 (b) の支點反力影響線を求めた場合に於ける B 及 C 點の下に 1 と取る代わりに x 及 $(l_2 - x)$ と取れば X 點の彎曲率の影響線となる。

4 碇着桁 (Anchor arm) に於ける剪力及彎曲率。第 674 圖 (a) の如く碇着

桁を有する場合に於ける碇着桁の剪力及彎曲率は全く前述の方法に依りて求め得る。之等の影響線圖は第 674 圖 (b) (c) の如し。

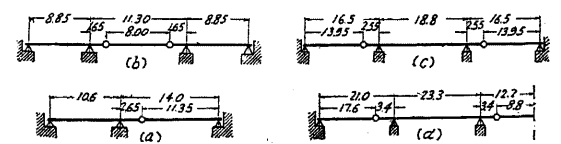
§ 618 支間 ゲルバー式桁橋に於ては、碇着桁に於ける正負最大彎曲率及吊架桁の正最大彎曲率を出来るだけ均一ならしめる様各支間長、突桁長、吊架桁長を定めるのが最も經濟であるが、橋梁全體の外觀に重きを置き兩端



第 674 圖

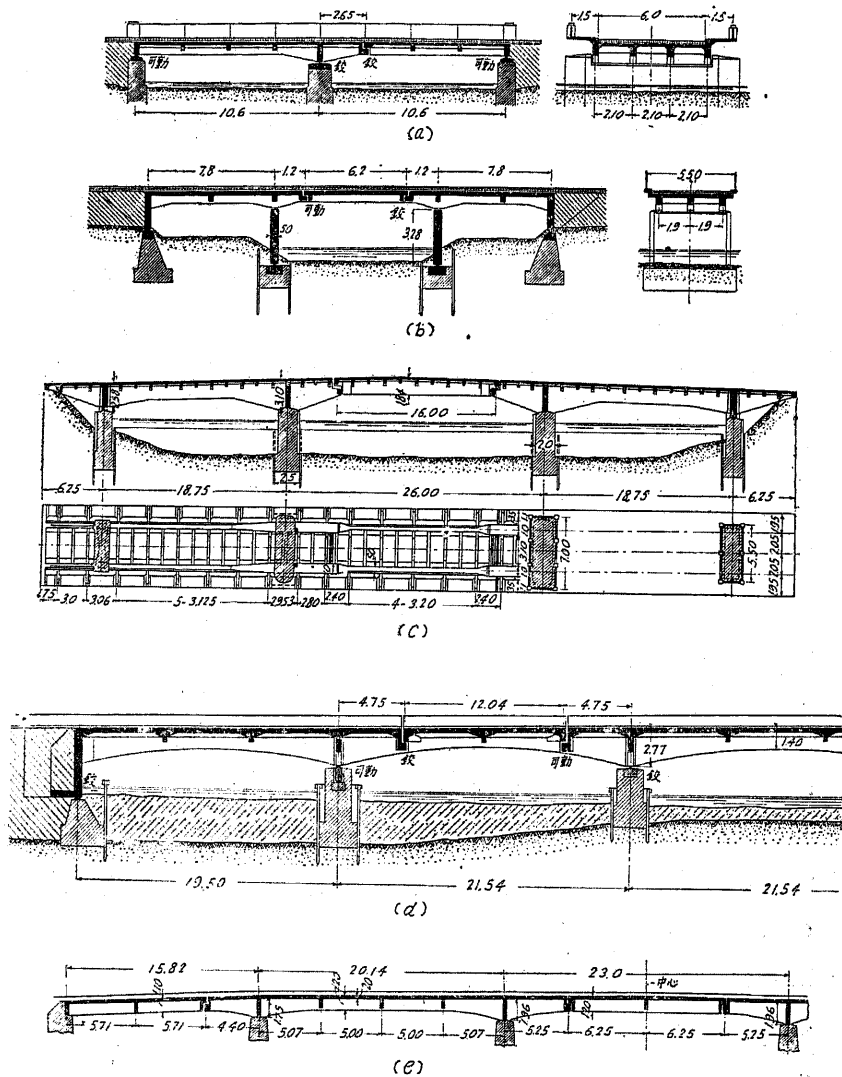
の支間のみを他の支間より短かくし、他の支間は全部等長とするか、又は一端より中央に向ひ漸次支間長を大にするか、或は全支間を等長にするのが普通の工法である。最短支間長は最長支間の 75% 以上を採用せるもの多く突桁長は、突桁のある支間長の 15% 乃至 25% のものが多い。

第 675 圖及第 676 圖はゲルバー式桁橋の支間配列の實例である。

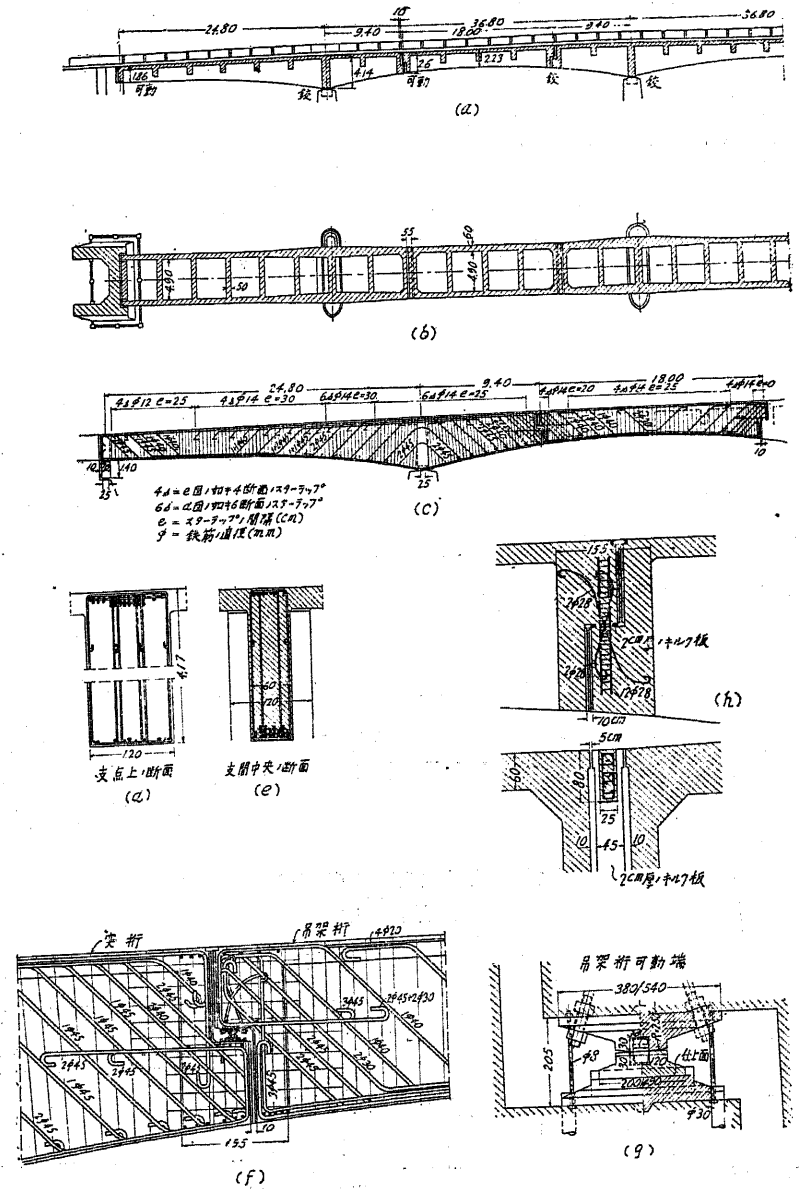


第 675 圖

§ 619 主桁の構造 ゲルバー式桁橋は連桁橋同様、支點附近の大なる負荷彎曲率及剪力に抵抗せしむる爲め支點附近に持送りを附して主桁高を大にす、支間



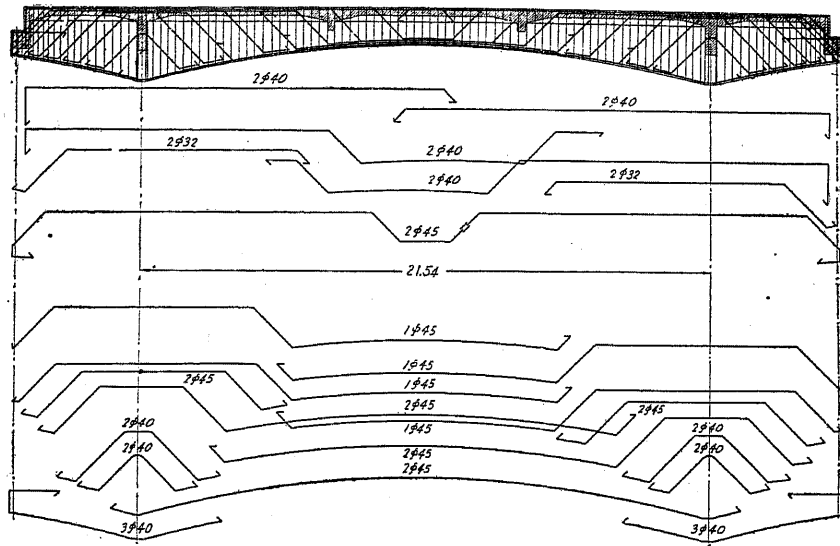
(a) Wipper 橋。(b) Unstrut 橋。(c) Spree 橋。
 (d) Lindouer see 橋 (支間數 7、主桁數 4)。
 (e) Paradies 橋 (支間數 5、主桁數 6)。



Donau 橋 (本橋の断面は第 627 圖参照)

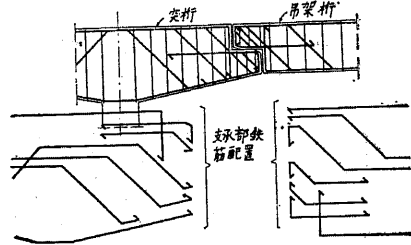
大なるものでは支間附近の主桁高及主桁幅を第 676 圖 (c) 第 677 圖 (b) の如く大にする、第 676 圖は主桁高及支間の配列を示したる實例である。

鉄筋の配置、吊架桁の主鉄筋は、その両端を除き単桁の主鉄筋と同様に配置す。碇着桁の主鉄筋は、連桁及突桁の主鉄筋と等しく、突桁先端の吊架桁支承部及吊架桁両端の鉄筋に付いては、§ 619 に述べる。第 677 圖 (c) 及第 678 圖は主桁の主鉄筋配置を示したものである。尚ほ鉄筋の配置に付いては、§ 615 の 4 参照。



Liud-ner see 橋の主桁鉄筋配置圖 (第 676 圖 d 参照)

第 678 圖

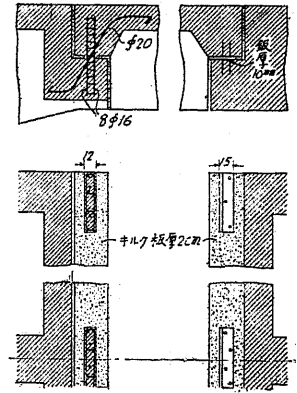


第 679 圖

§ 619 吊架桁の支承部及突桁の先端はゲルバー式桁の最弱點であつて而も其の設計施工共に困難な箇所である。

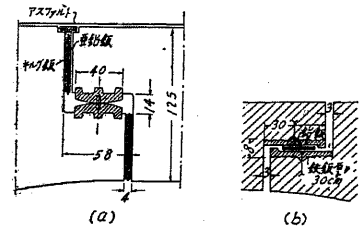
1 承構。吊架桁及突桁の先端は、第 679 圖及第 683 圖 (a) の如き形状として吊架桁を支へる。吊架桁の一

端は單に鉸作用のみをなし、他端は水平及角變位自由なる構造の承構を各主桁の直下に設ける。此の支承部に於ては、後述する如く剪力に對して最も危険であるから、吊架桁端に設ける承構は出来る限り高さ低き構造とし、支承部に於ける桁高を出来るだけ高くしなければならぬ。第 680 圖は支間 14,85 m 吊架桁長 8,5 m のゲルバー式桁橋の吊架桁承構であつて、可動端は 10 m 厚の鋼 2 枚を使用し鉸端は鐵筋にて連結し、角變位のみ自由としたものである。第 681 圖は吊架桁長 14,88 m



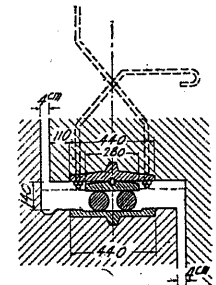
第 680 圖

の承構で (a) は鋼造鉸端にして (b) は鋼の間に鉛鋼を挿入した可動端である。第 682 圖は支間長 33,8 m 吊架桁長 15,8 m の可動部に輾子を使用した例である。



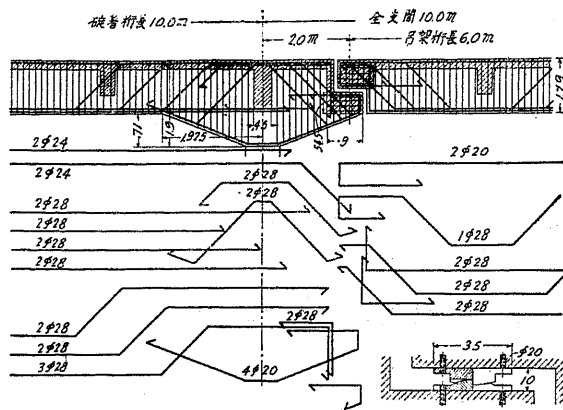
第 681 圖

第 677 圖は吊架桁の鉸端を (h) 圖の如く鐵筋にて連結し、鉸作用のみをなさせ、可動端には (g) 圖の如く摺動承構を設け、仕上面に於て滑動し、其の上部に於ける弧面にて廻轉をなさしむる構造としたものである。第 616 圖は吊架長 18 m の承構にして (a) は摺動承構 (b) は鉸承構である。第 683 圖 (a) は鐵道橋に應用せるゲルバー式桁橋の例で本圖に示す承構は可動部の摺動承構である。第 683 圖 (b) は第 683 圖 (a) の吊架桁支承部を下より見たる圖である。



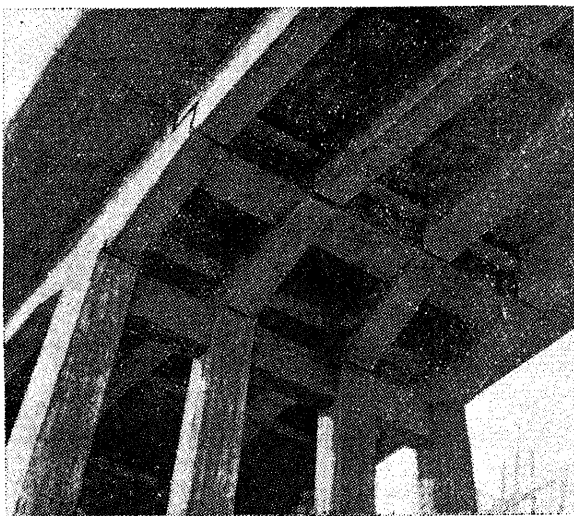
第 682 圖

2 鐵筋。突桁及吊架桁端に於ては第 679 圖の如き曲鐵筋を用ひて斜張力に抵抗する外、第 677 圖 (f)、第 683 圖 (a) の如く縦横にスターラップを配置し、斜張力に對する耐力を増加する。計算法に就いては §



Zufahrt 橋主桁構造。本橋は全長 152m の鐵道橋にして橋上に轉轍器を有するため橋の一部は 2 軌道、一部は 1 軌道である。

第 633 圖 (a)



Zufahrt 橋。2 軌道の部分に於ける吊架桁支承部の寫眞

第 633 圖 (b)

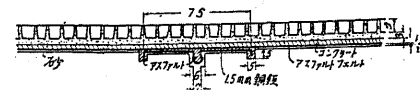
602 に述べる。

3 横桁其他。第 683 圖 (a) (b) に示す如く支承部には必ず横桁を設ける。支承部主桁の應力算定には、横桁の存在を無視する。第 684 圖は吊架桁と突桁端の伸縮部に於ける路面構造の例であつて第 676 圖 (d) に使用せるものである。

§ 620 吊架桁支承部の應力算定 は次の實例に依りて説明する。第 685 圖の如き吊架桁支承部が 44700 kg. の反力を受ける時の支承部の應力は次の如くして算定する。

吊架桁幅 b_0 は桁中央に於て 40cm にして支承部附近に於ては、桁幅を撥形に増大し、最大幅を 60cm とする。

1 最大應力を生ずる断面の決定。支承部の如何なる断面に最大彎曲應力及最大剪應力を生ずる



第 684 圖

かを知るために、第 685 圖の如く支承部に鉛直断面 1,2,7,8,9,10,11, 及傾斜断面 3,4,5,6, を採り、之等断面の應力を、次の假定を用ひて計算する。即ち、桁は均一材料 (鋼材の如き) より成るものと假定する。従つて今

$$\begin{aligned} \sigma_o &= \text{抗壓縁に於ける壓應力強度} & \sigma_u &= \text{抗張縁に於ける張應力強度} \\ N &= \text{軸力} & M &= \text{断面の重心に對する彎曲率} \\ A &= \text{断面積} & W &= \text{断面係數} \end{aligned}$$

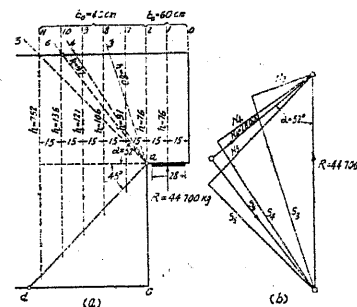
$$\text{とせば } \sigma_o > \sigma_u = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \dots \dots \dots (625)$$

次に τ = 剪應力強度 S = 剪力 h = 断面の總高 とせば

$$\tau = \frac{S}{b_o z} = \frac{S}{b_o \cdot 0.87h} \dots \dots \dots (626)$$

尚ほ第 685 圖 α 點より水平と 45° の角をなす線 ad 以下の部分は、有効に作用せざるものとして無視する。断面の幅は 40cm より 60cm に漸次増大す可きも、計算を簡單ならしむるため第 685 圖の断面 1,2, の幅は 60cm, 他は 40cm と假定する。

各断面長は第 685 圖に示す如く圖上、又は計算に依りて定め、鉛直断面の彎曲率は、 R と各断面間の水平距離に R を乗じたるもの、傾斜断面の彎曲率は、各傾斜断面の重心より R までの水平距離に R を乗じたるものである。鉛直断面の軸力 N は零にして剪力は R に等しい。但し断面 1 に於ける剪力は $\frac{R}{2}$ である。傾斜断面の軸力は第



第 685 圖

685 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 に分割したる場合の N が軸力であり S がその断面の剪力である。即ち

$$\left. \begin{aligned} N &= R \cos \alpha & S &= R \sin \alpha \\ \alpha &= \text{断面が水平となす角} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (627)$$

今各断面の應力を求めれば第 605 表の如くなる。

第 605 表

断面	A (cm ²)	W (cm ³)	M (cm kg)	N (kg)	Q (kg)	$\frac{N}{A}$	$\frac{M}{W}$	σ_u (kg/cm ²)	σ_o (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)
1	4 560	57 760	153 500	—	22 350	—	2,71	- 2,71	+ 2,71	5,63
2	4 530	57 760	670 500	—	44 700	—	11,60	-11,60	+11,60	11,30
3	3 200	42 670	1240 000	14 200	42 400	4,44	29,06	-24,62	+33,50	15,23
4	3 460	55 350	1790 000	25 000	37 200	6,87	32,40	-25,53	+39,27	11,03
5	4 315	77 750	2370 000	31 500	31 500	7,30	30,50	-23,20	+37,80	8,38
6	3 880	62 700	2010 000	28 000	35 000	7,22	32,08	-24,80	+39,30	10,50
7	3 640	55 200	1340 000	—	44 700	—	24,27	-24,27	+24,27	14,12
8	4 240	75 000	2010 000	—	44 700	—	26,80	-26,80	+26,80	12,12
9	4 840	97 500	2780 000	—	44 700	—	28,55	-28,55	+28,55	10,60
10	5 440	123 300	3350 000	—	44 700	—	27,17	-27,17	+27,17	9,44
11	6 070	154 000	4020 000	—	44 700	—	26,10	-26,10	+26,10	8,45

本表の計算例として断面 1,3,6,8 の計算法を示せば次の如し。

断面 1 $A_1 = 60 \cdot 76 = 4 560 \text{ cm}^2$ $W_1 = \frac{b_o h^3}{12} \cdot \frac{2}{h} = \frac{b_o h^2}{6}$
 $= \frac{60 \cdot 76^2}{6} = 57 760 \text{ cm}^3$

$M_1 = \frac{1}{2} \cdot 44 700 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{28}{2} = 156 450 \div 156 500 \text{ cm kg}$

$S_1 = \frac{1}{2} \cdot 44 700 = 22 350 \text{ kg}$

$N_1 = 0$ $\frac{M_1}{W_1} = \frac{156 500}{57 760} = 2,71 \text{ kg/cm}^2$

公式 625 に依り $\sigma_o = 2,71 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_u = -2,71 \text{ kg/cm}^2$

公式 626 に依り $\tau = \frac{S}{b_o \cdot 0,87h} = \frac{22 350}{60 \cdot 0,87 \cdot 76} = 5,63 \text{ kg/cm}^2$

断面 3 $\alpha = 72^\circ 30'$ 断面高 $h = 76 \cdot \frac{1}{\sin 72^\circ 30'} = 80,1 \div 80 \text{ cm}$

$A_3 = 40 \cdot 80 = 3 200 \text{ cm}^2$ $W_3 = \frac{b_o h^2}{6} = \frac{40 \cdot 80^2}{6} \div 42 670 \text{ cm}^3$

α 点より断面の重心までの水平距離 $= \frac{1}{2} \cdot 80 \cdot \cos 72^\circ 30' = 40 \cdot 0,317 \div 12,7$

$M_3 = 44 700(12,7 + 15) \div 1240 000 \text{ cm kg}$

$N_3 = 44 700 \cdot \cos 72^\circ 30' = 14 169 \div 14 200 \text{ kg}$

$S_3 = 44 700 \cdot \sin 72^\circ 30' \div 42 400 \text{ kg}$

$\frac{N_3}{A_3} = \frac{14 200}{3 200} = 4,44 \text{ kg/cm}^2$ $\frac{M_3}{W_3} = \frac{1240 000}{42 670} = 29,06 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_o = 4,44 + 29,06 = 33,50 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_u = 4,44 - 29,06 = -24,62 \text{ kg/cm}^2$

$\tau = \frac{42 400}{40 \cdot 0,87 \cdot 80} = 15,23 \text{ kg/cm}^2$

断面 6 $\alpha = 52^\circ$ 断面高 $h = 76 \cdot \frac{1}{\sin 52^\circ} \div 97 \text{ cm}$

$A_6 = 40 \cdot 97 = 3 880 \text{ cm}^2$ $W_6 = \frac{40 \cdot 97^2}{6} \div 62 700 \text{ cm}^3$

α 点より断面の重心までの水平距離 $= \frac{1}{2} \cdot 97 \cdot \cos 52^\circ \div 30 \text{ cm}$

$M_6 = 44 700(30 + 15) = 2 011 500 \div 2 010 000 \text{ cm kg}$

$N_6 = 44 700 \cdot \cos 52^\circ = 27 535 \div 28 000 \text{ kg}$

$S_6 = 44 700 \cdot \sin 52^\circ \div 35 000 \text{ kg}$

$\frac{N_6}{A_6} = \frac{28 000}{3 880} = 7,22 \text{ kg/cm}^2$ $\frac{M_6}{W_6} = \frac{2 010 000}{62 700} = 32,08 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_u = 7,22 - 32,08 = -24,86 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_o = 39,30 \text{ kg/cm}^2$

$\tau = \frac{35 000}{40 \cdot 0,87 \cdot 97} = 10,50 \text{ kg/cm}^2$

断面 8 断面高 $h = 76 + 30 = 106 \text{ cm}$ $W_8 = \frac{b_o h^2}{6}$

$= \frac{40 \cdot 106^2}{6} \div 74 890 \text{ cm}^3$

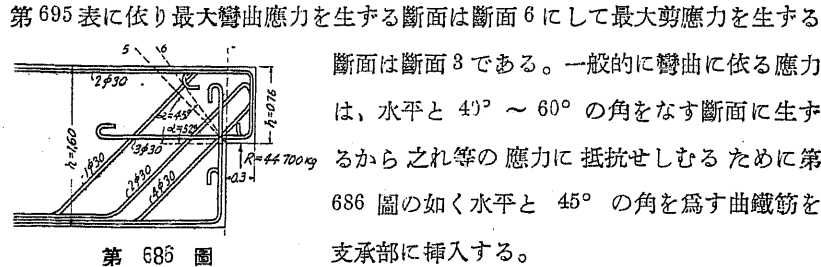
$M_8 = 44 700 \cdot 30 \div 2 010 000 \text{ cm kg}$

$N_8 = 0, S_8 = R = 44 700 \text{ kg}$

$\frac{M_8}{W_8} = \frac{2 010 000}{74 890} \div 26,80 \text{ kg/cm}^2$ $\frac{N_8}{A_8} = 0$

$$\sigma_o = 26,80 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_u = -26,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{44700}{40 \cdot 0,87 \cdot 106} = 12,12 \text{ kg/cm}^2$$



第 695 表に依り最大彎曲應力を生ずる断面は断面 6 にして最大剪應力を生ずる断面は断面 8 である。一般的に彎曲に依る應力は、水平と $45^\circ \sim 60^\circ$ の角をなす断面に生ずるから之れ等の應力に抵抗せしむるために第 686 圖の如く水平と 45° の角を爲す曲鐵筋を支承部に挿入する。

2 正しい應力の計算法。上記の近似計算に依りて最大應力の生ずべき断面を略決定し得たのであるから、最大應力を生ずる断面に於ける應力を正しい計算法に依りて算定し、支承部の耐力を検定する。

(a) 彎曲應力の異なる断面は 4,5,6, であるから此處には例として 5,6, の應力算定法を示す。

(イ) 断面 6。傾斜断面は彎曲率と軸力を同時に受くるから中立軸の位置は圖式に依りて算出するのが最も簡單である。尚ほ断面 6 の幅 b は 60 cm より漸次 40 cm に變化して居るが、此處には計算を簡單にする爲めに断面 6 の幅 b は 40 cm として計算する。

断面 6 に於ては、 $M = 20,1 \text{ mt}$, $N = 28 \text{ t}$ であるから偏心率 e は

$$e = \frac{M}{N} = \frac{20,1}{28} = 0,718 \text{ m}$$

である、次に弾性比 $n = 15$ として鐵筋の斷面積をコンクリートと同値の斷面積に換算せば (第 687 圖参照)

$$A_{s1} = 4 \cdot 7,07 \cdot 15 = 424 \text{ cm}^2$$

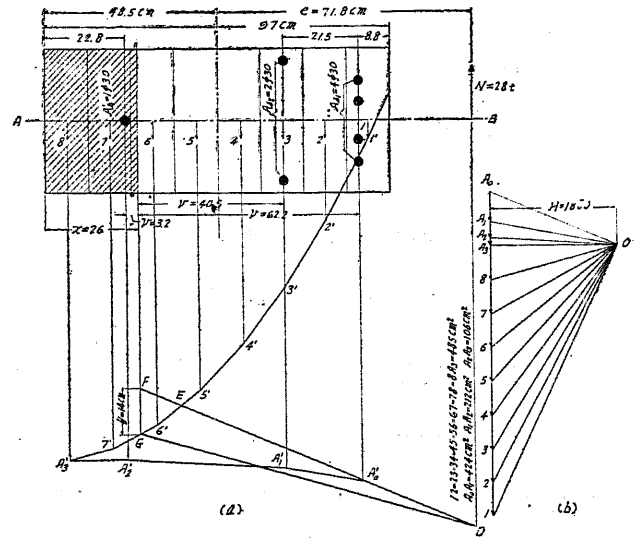
$$A_{s2} = 2 \cdot 7,07 \cdot 15 = 212 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = 7,07 \cdot 15 = 106 \text{ cm}^2$$

である。又コンクリートの面積を第 687 圖の如く 8 等分せば 1 區劃の面積は $\frac{97}{8} \cdot 40 = 485 \text{ cm}^2$ である。

圖式解法。軸力 N は重心より $e = 71,8 \text{ cm}$ の距離に断面の對稱軸 AB 上に

作用するものとして第 687 圖の如く先づ N の作用點を定める。次に (b) 圖の A_01 線 (AB に直角なる線) 上に鐵筋斷面積を $n (=15)$ 倍せる示力圖 A_0A_1, A_1A_2, A_2A_3 を書く。次にコンクリート斷面を α 圖の如く 8 區に分ち、之等の面積を A_01 線



上に鐵筋の場合と同一尺度にて示力圖 $A_3, 8, 87 \dots$ を書く。次にコンクリートと鐵筋面積の示力圖の分界點 A_3 を通りて對稱軸 AB に平行なる線上に極 O を適當に定める。次に鐵筋 A_{s1} の中心を通る線上任意の點 A'_0 より示力線の放射線に平行なる多角形 $A'_0A'_1A'_2A'_3$ を書く。即ち $A'_0D, A'_0A_1, \dots, A'_2A_3$ は夫々 A_0O, A_1O, \dots, A_3O に平行である。次に $A'_2A'_3$ とコンクリートの第 8 區劃の重心を通る鉛直線との交點 A'_3 より力の多角形 $A'_37'6'5' \dots 1'$ を書く。即ち $A'_37', 7'6'$ 等は夫々 $O8, O7$, に平行である。次に A'_0D を延長して力の多角形 $A'_37'6' \dots 1'$ との交點を E とし、 $DG'EA'_0D$ に包まれる面積が $A'_0A_1A'_2A'_37'6'E A'_0$ に包まれる面積に等しくなる様に DG 線を引き、之が力の多角形 $A'_37'6' \dots 1'$ との交點を G とす。然るときは G より AB へ引きたる垂線は断面 6 の中立軸である。今 A'_0E の延長線と G より AB へ引きたる垂線との交點を F とし $GF = y$, 尚ほ極距を H , 中立軸より鐵筋中心までの距離を v とせば、

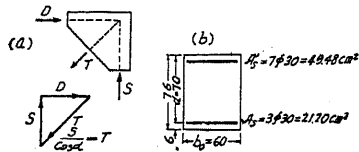
$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= \frac{x \cdot N}{H \cdot y} \dots\dots (x \text{は抗壓縁より中立軸までの距離}) \\ \sigma_s &= n \frac{v \cdot N}{H \cdot y} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (628)$$

に依りて應力を計算し得る。本例に於ては、 $H = 1800 \text{ kg}$ と採り
 $y = 14 \text{ cm}$ $x = 26 \text{ cm}$ であるから

$$\begin{aligned} \text{コンクリートの壓應力 } \sigma_c &= \frac{26 \cdot 28000}{1800 \cdot 14} = 28,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{鐵筋 } A_{s1} \text{ の張應力 } \sigma_s &= 15 \cdot \frac{62,2 \cdot 28000}{1800 \cdot 14} = 1040 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{鐵筋 } A_{s2} \text{ の張應力 } \sigma_s &= 15 \cdot \frac{40,5 \cdot 2800}{1800 \cdot 14} = 675 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{鐵筋 } A'_s \text{ の壓應力 } \sigma'_s &= 15 \cdot \frac{3,2 \cdot 2800}{1800 \cdot 14} = 53 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

である。尚ほ本計算に考慮しない水平及鉛直の鐵筋も相當に作用するものであ

るから實應力は上記計算應力より相當減ずるものである。



第 688 圖

(□) 断面 5。本断面の如く水平と 45° の角をなす場合には、断面に第 688 圖の如く斜張力 T が作用するものとして曲鐵筋の張應力を算出する。張應力 T

は次の式に依る大さと假定す。

$$T = \frac{S}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (629)$$

尚ほ水平なる鐵筋がその附着力に對し充分な長さ丈け埋め込んである場合は、此の鐵筋も又 T に抵抗し得るものとす。公式 629 に依り

$$T = \frac{S}{\cos \alpha} = \frac{700}{\cos 45^\circ} = 63100 \text{ kg}$$

$$\text{鐵筋、曲鐵筋 } 7 \phi 30 \text{ mm} \quad 49,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{水平鐵筋 } 3 \phi 30 \text{ mm} \quad 21,20 \cdot \cos 45^\circ = \frac{15,00 \text{ cm}^2}{64,48 \text{ cm}^2}$$

鐵筋の張應力 σ_s は

$$\sigma_s = \frac{T}{A_s} = \frac{63100}{64,48} = 980 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{水平鐵筋一本の抵抗する張力は } \frac{15,00}{64,48} \cdot \frac{63100}{3} \doteq 4840 \text{ kg}$$

許容附着應力 τ_{oa} を 6 kg/cm^2 、水平鐵筋の埋込長 l を 130 cm とせば水平鐵筋の附着應力に依る抵抗力は $\pi d \tau_{oa} = 3,14 \cdot 30 \cdot 130 \cdot 6 \doteq 3750 \text{ kg}$

即ち水平鐵筋は充分の附着力を有するを以て斜張力 T に抵抗し得るものである。

断面 5 の彎曲應力は第 605 表の近似計算に依りて明かなる如く断面 6 より小なるに付計算を略す。

(b) 断面 2 に於ける應力の算定。断面 2 は支間 30 cm の突桁固定點の断面として應力を算定する。桁の總高 $h = 76 \text{ cm}$ 、有効高 $d = 70 \text{ cm}$ (第 689 圖参照) である。

(イ) 剪應力及曲鐵筋の應力。桁幅を 40 cm として断面 2 に於ける剪應力 τ_2 を算定せば公式 626 に依り $\tau_2 = \frac{S}{b_0 \cdot 0,87 h} = \frac{44700}{40 \cdot 0,87 \cdot 76} = 16,90 \text{ kg/cm}^2$

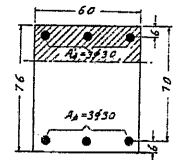
剪應力 $16,9 \text{ kg/cm}^2$ となりて許容強度 14 kg/cm^2 を超過するに付き桁幅 $b_0 = 60 \text{ cm}$ とす。 $\tau_2 = \frac{44700}{60 \cdot 0,87 \cdot 76} = 11,3 \text{ kg/cm}^2$

次に 0 断面に於ける剪應力を τ_0 とし断面 2 と 0 との水平距離を λ とせば此の區間に作用する斜張力 T は $T = \frac{1}{2}(\tau_0 + \tau_2) \cdot \frac{b_0 \lambda}{\sqrt{2}}$ である。然るに $\tau_0 = 0$ $b_0 = 60 \text{ cm}$ 、 $\lambda = 30 \text{ cm}$ 、 $\tau_2 = 11,3 \text{ kg/cm}^2$ であるから

$$T = \frac{11,30}{2} \cdot \frac{60 \cdot 30}{\sqrt{2}} = 7200 \text{ kg}$$

である。今曲鐵筋の許容抗張強度 $\sigma_{sa} = 1000 \text{ kg/cm}^2$ とせば所要曲鐵筋の斷面積 $A_s = \frac{7200}{1000} = 7,2 \text{ cm}^2$ 然るに實際使用せる曲鐵筋は第 686 圖に示す如く直徑 30 mm の丸鋼 6 本であつて、その斷面積は $42,42 \text{ cm}^2$ であるから安全である。

(ロ) 彎曲應力。断面 2 は第 689 圖の如き鐵筋を有し、此の斷面の彎曲率 $M = 670500 \text{ cm kg}$ である。之を複鐵筋桁と看做して應力を算定せば



第 689 圖

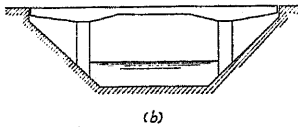
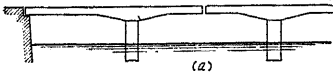
公式 21 に依り $x = 19,7 \text{ cm}$, 公式 22 に依り $\sigma_c \doteq 13 \text{ kg/cm}^2$

公式 20 及 23 に依り $\sigma'_s \doteq 137 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 507 \text{ kg/cm}^2$ であつていづれも安全である。

上記の計算に依り曲鐵筋は水平と 45° の角に曲げ。次の公式 630 に依りて算出せる斜張力 T に抵抗し得る丈けの量を挿入すれば充分である。

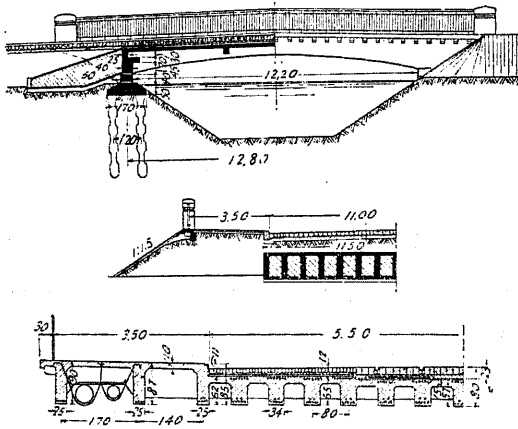
$$T = \frac{R}{\cos 45^\circ} = 1,414 R \dots\dots\dots (630)$$

R は支承部の反力にして 公式 630 は公式 629 と同一結果となる。



第 690 圖

§ 612 突桁橋 嚴密な意味に於ては、
§ 616 に述べた様にゲルバー式桁橋も又突桁橋の一種であるが此處に突桁橋としては第 690 圖 (a) (b) の如き突桁 (cantilever arm) と碇着桁 (anchor arm) のみより成るものを取扱ふ。第 690



第 691 圖

(a) 圖の如き突桁橋は應用困難な様式である爲め實例は極めて少ない。廣く應用せらるゝ突桁橋は第 690 圖 (b) の様式に屬するもので、此の様式に於て突桁を兩岸中に埋込むときは、一徑間の橋梁にも應用し得るもので單桁に比して甚しく有利である。第 691 圖は其の

一例である。突桁橋の應力は公式 209 乃至 217 に依りて容易に算出し得るから説明を略する。