

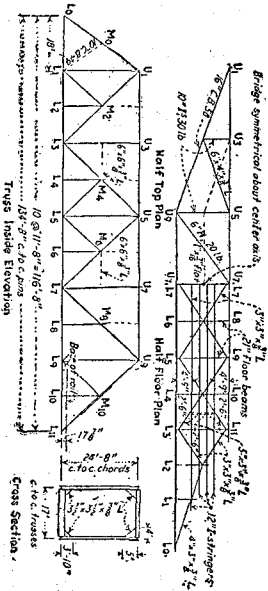
# 鋸 接 鋼 橋 (六)

## 青 木 楠 男

31 鋸接トラス橋の實例 トラス橋の實例としては先づ此種の橋の中で最初のものであり、且つ今日尙たビー一つの鐵道橋である、北米合衆國 Chicopee Falls, Mass. の單線鐵道橋を擧げねばならぬ。

本橋は Boston and Maine 鐵道の Westinghouse 電氣工場への引込線が幅員約 50 呎の運河を横切る箇所に架設せられたもので、約 72° の傾きを有する斜橋である、各主構の支間 134'~8"、橋の總長 175 呎、橋幅 17 呎、主構高 24'~8" の平弦ワーレン・トラスにてサブ・パネルを有してをる。第 147 圖は其部材配置圖である。

本橋は元來列車荷重 Cooper's E-60 に對し、鋸結橋として設計せられたものであつて、この場合の所要鋼材量は 140 噸に及んでをり、同一工法にて Cooper's E-50 を用ふる時鋼材量約 120 噸となる。これに對し實施せられた鋸接トラス橋は荷重に Cooper's E-50 を採り、總鋼材量は僅かに 80 噸、鋸結トラスに



第 147 圖 Chicopee Fall 鋸接トラス橋部材配置圖

對し約  $\frac{1}{3}$  の鋼材を節約してをる。この主なる原因は連結用鋼材の減少であつて、兩主構とも僅かに7箇所を繋ぎを使用したのであり、其繋ぎも鉚結トラスの場合に比し大きき約  $\frac{1}{5}$  ですんでをる。其他の鋼材節約は引張材に於て鉚孔無きための利益と、縦桁、横桁等の接合部に於ける鋼材節約とであつて、其量は兩者相半ばしてをる。斯くの如き鋼材量に對し、實施工費を比較するに鉚結の場合 19,000 弗、銲接の場合 15,000 弗なりと報ぜられてをる。

銲接主構の部材はすべて高さ 10 吋とし、上下弦材、斜材孰れも H 形鋼、垂直材には I 形鋼が用ひられてをる。床桁は高 21' の廣幅 I 形鋼に蓋板を附し、縦桁は 12' I 形鋼、上部水平構 6 × 6" 山形鋼、下部水平構 3" × 3" 山形鋼が使用されてをる。

次に各部材の接合法を見るに、下弦材と繋ぎとの連結は第 131 圖に示せるが如く、主として斷面  $\frac{1}{2}$  吋角の切込銲接によつてをる。又下弦材の場合は鉚結と同様、格點の外側に於て行ひ、小部材の斷面と同大の衝合銲接と外側に當てた添接銲とによつてをる。衝合接合のみにては、之に對して許容強度を 13000 磅に採りたるがため、母材の許容強度 16000 磅に對し、約  $\frac{3}{16}$  の斷面不足となり、これを補はんがために  $2-3" \times \frac{1}{2}$  の添接銲を當てこれを  $\frac{3}{8}$  吋の側面隅肉銲接にて接合したものである。第 131 圖がこの詳細を示してをる。尚この添接銲は一面に於て組立銲として役立つてをる。

斜材と繋ぎとの取付けは H 形鋼尖端並に側面の隅肉銲接と 2 列の切込銲接とにより、垂直材と繋ぎとの連結は I 形鋼の尖端の縁突を切り取り下弦材内に嵌入せしめ、隅肉銲接を施してをる。

これ等斜材、垂直材等は現場組立に便なる様、孰れも 2 箇づみの組立ポール孔を兩端に有してをる。

床桁と垂直材との取付けは此種橋梁の細部構造上最も重要な部分であるが、本橋の工法を見るに、先づ端剪斷力に抵

抗せしむるために腹鉄端に單斜接きを用ひ、ほかに組立に備へて一側に山形鋼を取付けてをる、(第131圖参照) 又端部に働く負曲げモーメントに對しては垂直材との間に山形鋼による持ち送りを配してをる。(第149圖参照)

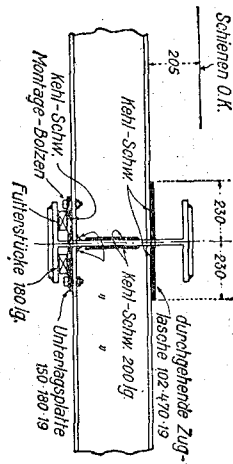
上弦材の接合は端面仕上げの上、衝合銲接となし、繋鉄は單に弦材位置の保持と、腹材の取付けに役立つてをる。

縦桁の取り付けは第148圖の示すが如く、端剪斷力は其腹鉄端兩側の隅内銲接により、端曲げモーメントに對しては床桁腹鉄を貫通した平鉄を上突縁に隅内銲接にて取りつけ下突縁に配した平鉄は床桁腹鉄に衝合銲接してをる尙下突縁の下には、填材を用ひこれと平鉄とは組立の際の縦桁受けとして使用されてをる。

本橋銲接作業に於て特記すべき問題は、下弦材の一接合點の衝合銲接が開通後一週間に龜裂を生じたことである。龜裂箇所は H 斷面の腹鉄の衝合銲接であつて、其原因は、銲接作業を先づ、兩側突縁部よりはちちめ、突縁完成後、最後に腹鉄を接合したことによるものでこの部分の冷却による。收縮應力が接合部の實強度を低下せしめたものと認められる。龜裂部は再銲接によつて初應力のない完全なものとなされた。

銲接作業開始前のトラスの組立に便利なるがために其重量が勞働者二人にて容易に扱ひ得る以上の重量を有するものはすべて組立ボルト孔を設けてをる。

作業は現場、工場孰れも僅かに二名の銲接工を使用したのみで、銲接機は直流 200 Amp のもの、電機棒は徑  $\frac{5}{32}$  及  $\frac{3}{16}$



第148圖 縦桁の取付

時のものを用ひてをる。全橋に施工された銲接の總量は下表の如くである。

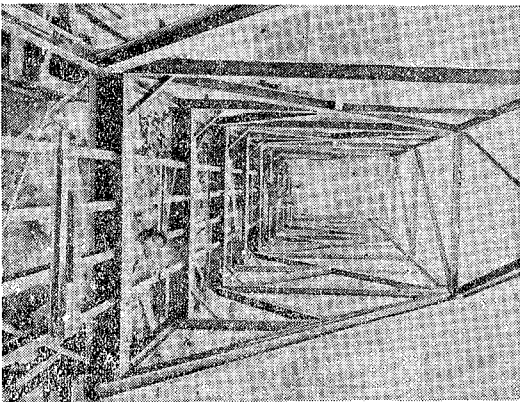
	工場銲接	現場銲接	計
$\frac{3}{8}$ 吋 肉 銲 接	308 呎	562 呎	870 呎
衝 合 及 切 込 銲 接	88 吋 <sup>3</sup>	450 吋 <sup>3</sup>	538 吋 <sup>3</sup>
合 計	388 吋 <sup>3</sup>	921 吋 <sup>3</sup>	1,269 吋 <sup>3</sup>

これが實施に要した勞力は延約 50 人である。

第 149 圖は本橋の全景を示す。

次に掲げる銲接トラス橋の實例は歐洲に於ける最初の電弧銲接橋として Poland, Lwów 工科大学教授 Stefan Bryła 氏によつて設計せられた同國 Łowicz 附近の Słudwia 河橋である。本橋は Warsaw-Berlin 間の主要國道上に位し、全幅員約 10 m 徑間 26 m の曲弦ワーラー型矮構である。車道 5.40 m 構兩側に 2.46 m の歩道を有してをる。第 150 圖は同橋の全景を示したもので上弦は拋物線形をなし、主構の中央高 4.3 m と支間 27 m との比は約  $\frac{1}{6.82}$  となつてをる。

本橋の設計に用ひた荷重はポーランド政府が 1925 年に規定した仕様書に據つてをる。即ち車道はこれを 2.5 m の車線に分割し、各車線に長 6.0 m の 20 延噸壓機一臺と、これの前後に接続して 1 m<sup>2</sup> につき 500 kg の等布荷重



第 149 圖 Chicago Falls 橋

を載せてをる。車道の幅が一車線以上となるとき、荷重は幅員に應じて次式に示される係数を一車線荷重に乗したものを採つてをる。

$$L = 0.4b \dots\dots\dots \text{幅員 } b \geq 5.0 \text{ m}$$

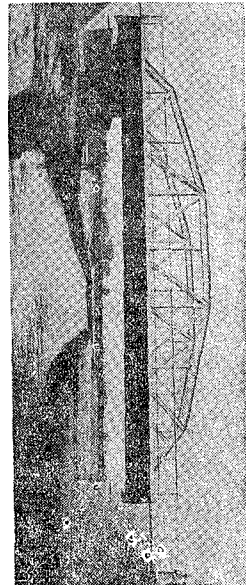
$$= 1 + 0.2b \dots\dots\dots \text{ } b > 5.0$$

使用された鋼材は本邦標準規格第廿號の定むる構造物用壓

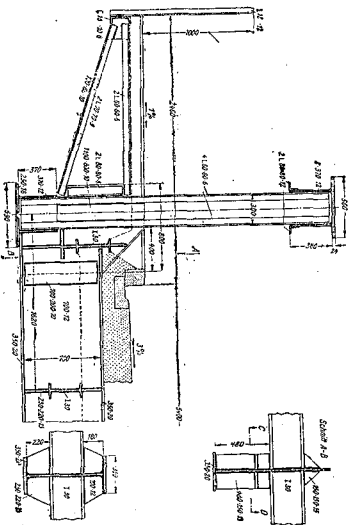
延鋼に比して稍強度低く、 $1 \text{ cm}^2$  につき  $3700 \sim 4200 \text{ kg}$  のものである。

トラスの部材断面は第133圖乃至第135圖の示すが如く上弦材には函形、下弦材には複丁形、隅部材とも腹板には  $370 \times 12$  平銀を用ひ、これらの間隔を  $300 \text{ mm}$  に一定してをる。

縦桁は第151圖に示すが如く工形桁を用ひ、梯形の持ち送り銀にて床桁に銑接し、縦桁の取付けと同時に床桁の補剛材に當てゝをる。この構造によれば縦桁は弾性支點上にある連続桁として計算することが出来る。支點が弾性であることは、連続桁としての利益を著しく減殺することになるが横桁と同時に働くがために、横桁材料を約  $12\%$



第150圖 Poland, Lowicz 附近 Stodwia 河道路橋



第151圖 Stodwia 河道路橋横斷圖

節約することが出来た。

床桁と垂直材との取付けは、直接接合を避け、垂直材下端の腹縁に桁形の大型鋸を用ひ、これを繫鋸として車道側へ約 40 cm 突出せしめ、これと床桁腹縁とを衝き合せ、毎かに両側へ断面  $200 \times 12$  の添接鋸を當てゝをる。繫鋸の上部は約  $45^\circ$  に斜斷され、これに平縁の突縁を附して持ち送りとして働かししてをる。外側歩道用の結構は、この繫鋸に取りつけた 2 本の山形鋼よりなる三角形の突桁によつてをる。

本橋の橋床には鐵筋コンクリート版厚約 25 cm が用られてをる。

本橋は其開通に先つて靜荷重並に動荷重による載荷試験を行つてをる。靜荷重試験は橋の中央部長さ 6 m に亘り厚さ 80 cm の砂層を敷き ( $1320 \text{ kg/m}^2$ ) 其他の部分には厚 30 cm の砂層 ( $500 \text{ kg/m}^2$ ) を敷き均した、これによる撓みは測定の結果約 6 mm であつた、又動荷重試験は蒸氣軋壓機 1 臺の運轉を行つたもので、このときの撓みは 1.7 mm に過ぎなかつた、これによつて橋の剛性が充分大なることを推知することが出来た。

本橋は元來鉄結構として計畫せられ、總鋼材量 70 吨ありしものが、銲接橋梁に變更されて重量 55 吨に減じ且約 21.4 % の節約をなし得たこととなるが、橋梁の總工事は電氣銲接に必要なる器械器具の原價償却を含むために、鉄結構の場合と殆んど同額となつてをる。

32 部材計算例 下掲の計算例も、本稿 25 (第十六卷第二號記載) 鋼桁計算例と同様 O. Kommerell 氏に據つたものである。

例題 1 綴鋸を有する壓縮部材の計算 柱長  $l = 6 \text{ m}$ , 最大荷重  $P = 105 \text{ T}$  をうくるものとす。

(A) 断面の決定 薄形鋼 2-1 28 を第 152 圖の如く配置し綴ねにて連結するものとする。

接戻長  $S_0 = 600 \text{ cm}$ ,

断面積  $F = 2 \times 53.3 = 106.6 \text{ cm}^2$

$$\alpha \text{ 軸に對する回轉半徑 } i_{\alpha} = \sqrt{\frac{J_{\alpha}}{F}} = \sqrt{\frac{6276}{106.6}} = 10.9 \text{ cm}$$

$$\text{細長比 } \lambda = \frac{S_0}{i} = \frac{600}{10.9} = 55$$

従つて獨逸鐵道鋼橋設計規定によつて、

$$\text{接戻係數 } w = 1.215$$

となり、偏心なき場合の壓縮強度は、

$$\sigma = \frac{wP}{F} = \frac{1.215 \times 105000}{106.6} = 1197 \text{ kg/cm}^2$$

にして許容強度  $\sigma_{\alpha} = 1200 \text{ kg/cm}^2$  となり、

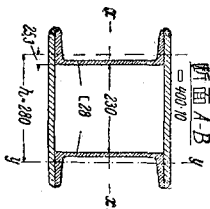
次に Krohn 氏の計算法によつて、薄形鋼管々について接戻長を求めれば次の如くである。

薄形鋼一箇の断面積  $F_1 = 53.3$

主軸に對する回轉半徑  $i_y = 2.74$

再薄形鋼主軸の間隔  $h = 23.0 + 2 \times 2.53 \div 28 \text{ cm}$

Krohn 氏によれば薄形鋼管々のうくる最大荷重  $P_1$  は、



第 152 圖

$$P_1 = P \cdot \frac{68 \cdot h}{136 \cdot h - l} = \frac{68 \times 28}{136 \times 28 - 600} \times 105 = 62.3 \text{ T}$$

この荷重に對する挫屈係数は、

$$w_1 = \frac{1200 \times 53.3}{62300} = 1.207$$

にして、細長比  $\lambda_1 = 22$  となる、柱全體の細長比 55 に比して少なるが故に安全である、この所要細長比より、溝形鋼筒

との挫屈數  $S_k$  は

$$S_k = \lambda_1 \times i_1 = 22 \times 2.74 \div 60 \text{ cm}$$

にして綴銀の純間隔は 60 cm 以下たらしむるを要す。

(B) 綴銀の計算 第 153 圖の如き綴銀にて兩溝形鋼を連結するものとすれば、柱の

挫屈時に働く、柱端の横荷重  $Q$  は

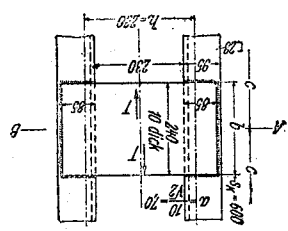
$$Q = \frac{P_1}{14} = \frac{53.3}{14} = 3.81 \text{ T}$$

となり、綴銀に働く縦剪斷力  $T$  は、綴銀の中心距離  $e$  を

$$e = S_k + b = 60 + 24 = 84 \text{ cm}$$

とすれば

$$T = \frac{Q \cdot C}{h} = \frac{3.81 \times 84}{28} = 11.43 \text{ T}$$



第 153 圖





$$\sigma_2 = \frac{5713}{27.3} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

従つて兩剪断應力の合成應力は

$$\sigma = \sqrt{830^2 + 2100^2} = 2260 \text{ kg/cm}^2$$

破壊に對して  $S_A = 2400$  を許すとすれば充分安全なり。

**例題 2 緩縁を有する壓縮材の計算** 前例と同様薄形鋼 C 28 二箇よりなる集成断面とし、柱長  $l = 6m$ 、最大荷重  $P = 103.2T$  をうくるものとする。

部材断面の計算は前例の通りである。薄形鋼管々の自由長即ち緩縁取付箇所の間隔を第 155

圖の示す如く  $S_k = 75cm$  とする場合の挫屈に對する照査を行ふに

$$\text{細長比 } \lambda_1 = \frac{S_k}{a_1} = \frac{14}{2.74} \doteq 27$$

従つて挫屈係數  $\alpha_1$  は鋼橋設計規定により

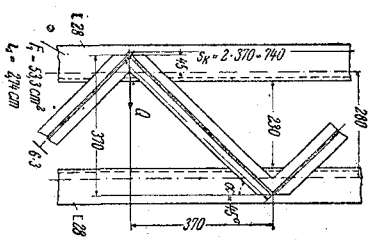
$$\alpha_1 = 1.02 + 7 \times 0.003 = 1.041$$

薄形鋼管々のうくる最大荷重  $P_1$  は前例により

$$P_1 = 0.5935 \times P = 0.5935 \times 103.2 = 61.25T$$

従つて發生應力  $\sigma_1$  は

$$\sigma_1 = \frac{1.041 \times 61.250}{53.3} = 1196 \text{ kg/cm}^2$$



第 155 圖

にて、許容應力  $\sigma_z = 1200$  以下なり。

緩釘として L 形鋼 6.3 一個を斜角  $45^\circ$  に取りつけ、其端部は薄形鋼重心線より  $45 \text{ mm}$  の點に切斷せらるゝものとする。  
Krohn 氏によれば控屈時の柱端横荷重  $Q$  は

$$Q = \frac{F_1}{14} = \frac{53.33}{14} = 3.81 \text{ T}$$

従つて一緩釘のさくる應力  $D$  は

$$D = \pm \frac{1}{2} \frac{Q}{\sin \alpha} = \pm \frac{3.81}{\sqrt{2}} = \pm 2.7 \text{ T}$$

緩釘の長さは  $l_1 = 370 \times \sqrt{2} = 523 \text{ mm}$  にして、これを緩釘の控屈長に採れば、L 6.3 に對して

$$\text{斷面積 } I_1 = 4.64 \text{ cm}^2$$

$$x \text{ 軸に對する回轉半徑 } ix = 0.75$$

従つて其細長比  $\lambda_1$  並に控屈係數  $w_1$  は

$$\lambda_1 = \frac{52.3}{0.75} = 69.7$$

$$w_1 = 1.26 + 9.7 \times 0.013 = 1.386$$

よつて控屈時應力  $\sigma_1$  は

$$\sigma_1 = \frac{1.386 \times 2700}{4.64} = 807 \text{ kg/cm}^2$$

次に綾釘の取付け點が主材溝形鋼の中立軸上にあらずして 45 mm の偏心あるがために生ずる副應力を求めんとす。  
 2 綾釘の交點を  $O$  とすれば、この點にて主材に偏心による曲げモーメントを生ずべき、主材の中  
 立軸に平行なる力  $H$  (第 156 圖参照) は綾釘應力  $D$  の垂直分力である。

$$D = \pm \frac{1}{2} \cdot \frac{Q}{\sin \alpha}$$

従つて  $H = 2 D \cdot \cos \alpha = 2 \cdot \frac{Q}{2} \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} = Q (\alpha = 45^\circ)$

故に  $H = 3.81 \text{ T}$

主材溝形鋼の反對側の突線にも同様の  $H$  作用するが故に、兩者にて溝形鋼のうくる偏心曲げモーメントは

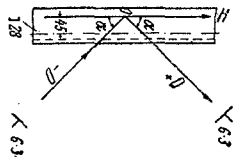
$$M = 2 \times H \times 4.5 = 34.29 \text{ ton.}$$

この曲げモーメントに對抗して、綾釘取付點に集まる 6 部材 (主材溝形鋼 2 綾釘 4) が協力して働くものと假定し、各々が其斷面二次モーメントと長さ  $l$  との比に従つてモーメントを分擔するものとするれば、主材溝形鋼に働く曲げモーメント  $M_g$  は

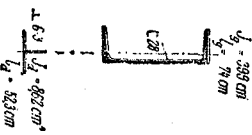
$$M_g = M \cdot \frac{\frac{J_g}{l_g}}{2 \cdot \frac{J_g}{l_g} + 4 \cdot \frac{J_d}{l_d}} = \frac{M \cdot \frac{399}{74}}{2 \cdot \frac{399}{74} + 4 \cdot \frac{8.62}{74}}$$

$$= \frac{5.392}{2 \times 5.392 + 4 \times 0.165} = 0.471 M = 16.151 \text{ ton.}$$

$$\frac{16.151}{11.444}$$



第 156 圖



第 157 圖

綾針のろくる曲げモーメント  $Md$  は

$$Md = M \cdot \frac{0.165}{11.444} = 0.0144 M = 0.494 \text{ ton}$$

従つて薄形鋼に起る副應力  $\sigma_g$  は其斷面係數 57.2 とせば

$$\sigma_g = \frac{16151}{57.2} = 282 \text{ kg/cm}^2$$

綾針に生ずる副應力  $\sigma_d$  は其斷面係數 287 とせば

$$\sigma_d = \frac{494}{287} = 171 \text{ kg/cm}^2$$

薄形鋼の總應力  $\sigma$  は

$$\sigma = 1196 + 282 = 1478 \text{ kg/cm}^2$$

(この副應力 282  $\text{kg/cm}^2$  は挫折時に生ずるのみである)

綾針の總應力  $\sigma$  は

$$\sigma = 807 + 172 = 979 \text{ kg/cm}^2$$

切斷時の應力 3700  $\text{kg/cm}^2$  に比して僅かな値である。

次に綾針取付の溶接には 5.5 mm 隅肉溶接を用ふるとすれば

$$\text{喉 斷 面} \quad a = \frac{5.5}{\sqrt{2}} = 3.9 \text{ mm}$$

銲接長  $l = 40 \text{ mm}$

全喉斷面積  $F_{schw} = 2 \times 40 \times 0.39 = 3.12 \text{ cm}^2$

銲釘應力  $D = 2700 \text{ kg}$

單位應力  $\sigma_1 = \frac{2700}{3.12} = 865 \text{ kg/cm}^2$

銲釘に働く曲げモーメント  $M_d = 494 \text{ kgcm}$  に對しては第158圖指示の隅力  $RR$  が對抗する、

即ち

$$R \times 5.39 = 494$$

$$R = 77 \text{ kg}$$

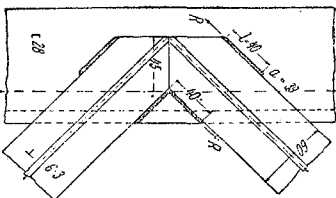
従つて單位應力  $\sigma_2$  は

$$\sigma_2 = \frac{71}{4 \times 0.39} = 49 \text{ kg/cm}^2$$

全應力  $\sigma = 865 + 49 = 914 \text{ kg/cm}^2$

にして切斷時應力  $\sigma_z = 2400 \text{ kg/cm}^2$  に比して充分なる強度を示してをる。

尙本計算に示した副應力の計算は省略するも大過ない。(未完)



第 158 圖