

論 說 報 告

第 25 卷 第 7 號 昭和 14 年 7 月

腔 構 拱 の 設 計

(第 25 卷 第 4 號 工事寫真欄 参照)

會 員 成 瀬 勝 武*

要 旨 鋼製の腔構拱橋の設計には既に一定の方式があつて、一見する所、何人が是が設計を行つても其の結果に於ては千篇一律の感があるが、荷重の比較的軽い公道橋の場合では、更に検討すべき所及改良すべき點の有るべきを信じ、適々委嘱せられた中山橋の設計に於て其の實際問題を扱ひ、他に不都合の點を醸さずして鋼重を可なりに軽減する事が出来たのである。茲に是が概略を記して一つの記録とする。

目 次

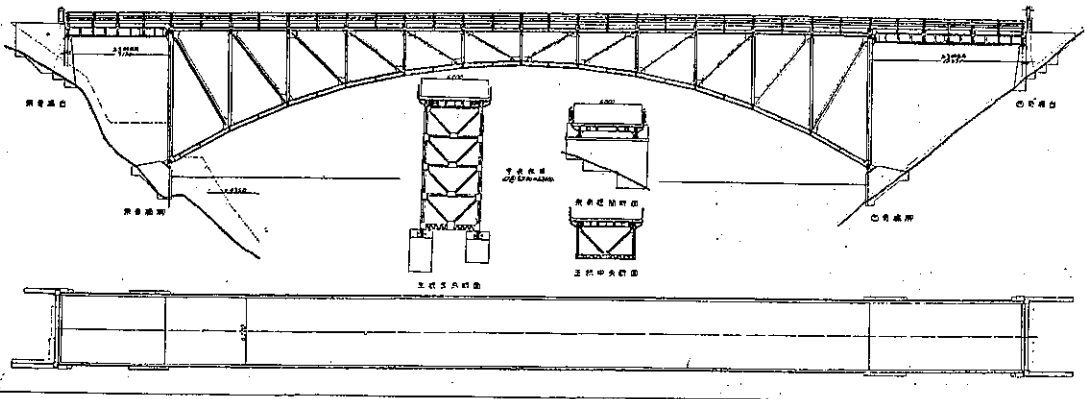
- | | |
|----------------|------------------|
| 1. 概 説 | 6. 側 径 間 連 絡 方 法 |
| 2. 主 拱 寸 法 | 7. 高 欄 金 物 |
| 3. 水 平 反 力 算 法 | 8. 鋼 材 重 量 及 工 費 |
| 4. 主 拱 斷 面 | 9. 結 言 |
| 5. 床 部 及 横 構 | |

1. 概 説

東京市水道局は、第二水道擴張事業の一つとし工費約 3500 萬円の豫算を以て、東京府西多摩郡小河内村に米國バウルダア堰堤に亘ぐ巨堰堤を築造する事となり、之が工事用道路として昭和 12 年以來奥多摩の溪谷に沿ふ専用道路を築造中であつたが、此の道路は昭和 13 年 10 月竣功したのであつた。有效幅員 6m、總延長 3140m (此の内、橋梁 271.12m、隧道 1243.7m)、構造は府縣道第 3 種に準じて築造せられてゐる。橋梁は、檜村橋、境橋、中山橋の 3 鋼橋であつて、型式は何れも腔構拱、著者は此のうち中山橋設計に關係したのであつた。

中山橋は西多摩郡氷川村字中山にあり、他の 2 橋が多摩本流に架けられてゐるに反し本橋は之に注ぐ一溪流の

圖-1. 中山橋一般圖



* 工学士 日本大学教授

上空を横断してゐるのであつて、地盤は支圧力に於て信頼する事の出来る水成岩より成り、此の溪谷の中央に支間 62.4 m の腔構拱を、その左右側径間に支間 8.8 及 13.2 m の上路鋼桁を配置したものである。

中央径間

- 主拱： 上路 2 鈹腔構拱，中心間隔 5 m，格間 5.2 m
- 床組： 床桁間隔 5.2 m，床桁は鋼桁，縦桁は I 形鋼
- 床版： 鉄筋コンクリート床版，最小厚さ 15 cm
- 路面： 床版上に厚さ 3 cm の 1:2 モルタルを鋪裝，勾配は縦 1/200 拋物線，横 1/100 勾配
- 高欄： 總べて山形鋼より成り，東柱は側面縦桁に銲結

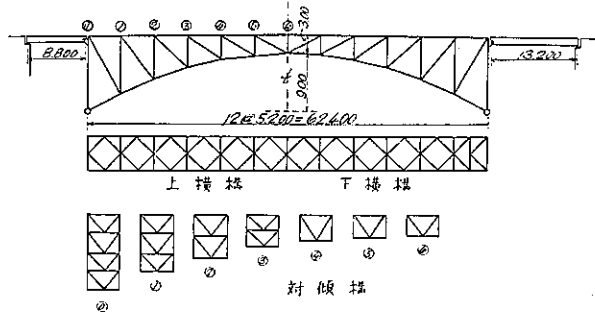
側 径 間

- 主桁： 上路鋼桁，之が主拱端柱と接続する個所には鑄鋼製支承金物を配してヒンヂ的支承とす，主桁の間隔は主拱と同じく 5 m
- 床部： 主拱と同様，高欄も亦同一
- 排水： 主拱部と側径間との間の伸縮装置は耐水的に作り，橋上の雨水は悉く側径間に流下するものとし，橋臺近く橋端に取水柵を設けて之に集まる雨水は管により排除
- 親柱： 全鋼製角柱，外觀を考慮して一部銲結，一部溶接

2. 主 拱 寸 法

中山橋は橋長 85.06 m，有効幅員 6 m，中央の主拱は支間 62.4(12@5.2)m，構高は端部に於て 11.844 m，中央に於て 3.00 m，上弦は平均勾配 1:200 を有する拋物線に格點を置き，下弦は拱矢 9.00 m の缺円に内接せしめたのである。此の端柱の高さ（拱頂點水平線に對しての高さ 12 m）は地形的に既に支間と共に與へられてゐたのであるが，拱頂點の構高 3 m 及下弦格點を缺円上に置いた事は，著者自らが応力的にも外觀的にも斯うする事が適當であると考へたからである。果して此の寸法，或は此の寸法の割合が妥當であつたか否かは蓋し問題のある所であるに違ひないのである（図-2）。

図-2. 中山橋骨組圖



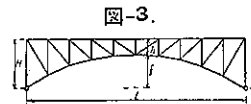
總べての鋼橋に對して共通の事であるが，腔構拱に於ても，各部材は細きに失し或は太きに過ぎる事なく，使用鋼材の種類を尠少になし，且つ剛

度を弱めずして總鋼重を少量たらしめる事が最も良き設計であり，全体的に之に深い關係を持つてゐるのは支間と高さとの割合即ち 図-3 に於ける l, H, f, h との關係である。此の支間と高さとの割合は拱の水平反力 X_a に直ちに影響するのである。

仍つて腔構拱の設計に於ては此の支間と高さの割合を加減し且つ之に伴つて變化する水平反力の大きさを適當ならしめる事が肝要なのである。拱の水平反力

$$X_a = \frac{1 \times \delta_{ma}}{\delta_{aa}}$$

は， l 及 H を不変とすれば， h 即ち中央構高を小と爲す程 X_a は増加し， H だけに就て言へば H が小なるほど X_a は増加するのであり， $P=1 \text{ kg}$ を拱頂格點に載荷したときの水平反力は，簡單には



$$X_a = \frac{l}{4f} \alpha \quad \left(\alpha = \frac{f}{1.1H + 0.4h} \right)$$

から算出する事が出来るのである。而して此の水平反力は夫が小であれば下部構造に與へる影響は良好であるが、然し乍ら部材応力を或る限度以下に保たしめて經濟的な結果を得やうとする目的に對しては或る相當の大きさを持つてゐなければならないのである。

腔構拱に於ては弦材応力が大であるから、この水平反力との關係を弦材応力に就て論ずれば、弦材応力中その最大値を持つものは下弦第一格間部材であるから、この部材の応力 $U_1 = -X_a \cdot \sec \alpha \cdots$ (茲に α は第一下弦材の水平に對する傾角) \cdots を小ならしめるやうに X_a と α とを調節する事が出来れば前述の目的に對して一步近づいた事になるのである。 α 乃至 $\sec \alpha$ を小ならしめる時は、拱は扁平となり、従つて X_a は増大するのであるから、上式に於て X_a と $\sec \alpha$ とを同時に小ならしめる事は一見不可能であるかのやうに考へられるのであるが、既に述べた通り、腔構拱にあつては中央構高を高くする事によつて X_a 及 α を同時に小ならしめる事が出来るのである。

下弦第一格間部材応力を減少させる事は X_a の減少してゐる爲に、下弦拱頂部材の影響線面積に於て (+) の部分を增加せしめ、結果としては此の部材が引張部材となるのである。拱頂部下弦材が引張部材となる事は、此の引張応力は少量であるから、經濟的には何等の影響も無いのであるが、此の爲に拱頂部上弦材の圧縮応力が必然的に増加する事は好ましくない現象である。然し乍ら、拱頂部上弦材圧縮応力は幾分増加はするのであるが、其の大きさは下弦第一格間部材の圧縮応力を凌駕するには決して至らないのであり、著者は中山橋の主拱諸寸法の割合を決定するに際しては此の主旨を以てしたのである。多くの腔構拱に於ては、弦材は總べて圧縮部材となり中央下弦には引張応力を生ぜしめないやうな寸法を採つてゐるのに對して、中山橋の拱頂下弦部材に引張応力を生ぜしめるに至つたのは、實に之に原因してゐるのであつて、結果的に言へば、圧縮応力の最大値は比較的大きくは無かつた爲に部材断面を順次に変化させてゆく事が簡單であり且つ断面積を多少乍ら減少させる事が出来たのである。

腔構拱諸寸法の割合は、教科書的に言へば、*

$$f/l = 1/8, \quad h/l = 1/25, \quad H/l = 1/6$$

であるが、之は要するに標準であつて、 f, h, H の相互關係にあつては上述の主旨を以て照會する必要がある事は勿論である。茲に參考の爲に近時架設せられた東京附近の代表的腔構拱の諸寸法 (表-1) 並に中山橋応力比較 (表-2) を次に掲示する。

表-1. 諸寸法並に水平反力比較

| 橋名 | l (m) | f (m) | h (m) | H (m) | f/l | h/l | H/l | 拱頂の $P=1$ による X_a |
|-----|---------|---------|---------|---------|-------|--------|--------|---------------------|
| 吉野橋 | 61.0 | 11.00 | 3.0 | 14.0 | 1/5.5 | 1/20.3 | 1/4.35 | 0.914* |
| 檜村橋 | 72.8 | 11.50 | 2.5 | 14.0 | 1/6.3 | 1/29.1 | 1/5.2 | 1.140 |
| 境橋 | 74.2 | 9.50 | 3.0 | 12.5 | 1/7.8 | 1/24.8 | 1/5.9 | 1.228* |
| 中山橋 | 62.4 | 9.00 | 3.0 | 12.0 | 1/6.9 | 1/20.8 | 1/5.2 | 1.032 |

(* 腹材影響無視)

主拱諸寸法割合の適當なる調節を行つた中山橋の部材応力並に使用断面積は表-2 に示した通りである。無論、弦材応力は上弦にあつては拱頂部、下弦にあつては起拱部に於て最大であり、之を考慮して弦材断面の基本的形状

* 拙著「橋梁工学」誠文堂發行 p. 465.

表-2. 中山橋主拱応力並に部材断面積

| 部 材 | O_1 | O_2 | O_3 | O_4 | O_5 | O_6 | |
|---------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|--------|
| 死荷重応力(kg) | -10948 | -27194 | -49883 | -78003 | -104673 | -116235 | |
| 活荷重応力(%) | -9628 | -20800 | -34629 | -49908 | -64936 | -71972 | |
| 合 計(%) | -20576 | -47994 | -84511 | -127911 | -169609 | -188207 | |
| 許容応力(kg/cm ²) | 1000 | 1000 | 1000 | 1000 | 1000 | 1000 | |
| 必要断面積(cm ²) | 20.58 | 47.99 | 84.51 | 127.91 | 169.61 | 188.21 | |
| 使用断面積(%) | 124.00 | 124.00 | 124.00 | 147.04 | 191.24 | 191.24 | |
| 部 材 | U_1 | U_2 | U_3 | U_4 | U_5 | U_6 | |
| 死荷重応力(kg) | -113835 | -96374 | -75853 | -50683 | -21141 | 5742 | |
| 活荷重応力(%) | -68360 | -59978 | -52234 | -40732 | -28455 | 19479 | |
| 合 計(%) | -182195 | -156352 | -128087 | -91418 | -49596 | 25221 | |
| 許容応力(kg/cm ²) | 1000 | 1000 | 1000 | 1000 | 1000 | 1200 | |
| 必要断面積(cm ²) | 182.20 | 156.35 | 128.09 | 91.42 | 49.60 | 21.02 | |
| 使用断面積(%) | 193.60 | 193.60 | 131.20 | 131.20 | 131.20 | 93.20(純) | |
| 部 材 | D_1 | D_2 | D_3 | D_4 | D_5 | D_6 | |
| 死荷重応力(kg) | 21757 | 26504 | 31620 | 35554 | 31777 | 12945 | |
| 活荷重応力(%) | 19134 | 20017 | 18618 | 22832 | 26421 | 24844 | |
| 合 計(%) | 40891 | 46521 | 50238 | 58386 | 57798 | 37789 | |
| 許容応力(kg/cm ²) | 1200 | 1200 | 1200 | 1200 | 1200 | 1200 | |
| 必要断面積(cm ²) | 34.08 | 38.77 | 41.87 | 48.66 | 48.17 | 31.50 | |
| 使用断面積(%) | 52.58 | 52.58 | 53.52 | 53.52 | 53.52 | 53.52 | |
| 部 材 | V_0 | V_1 | V_2 | V_3 | V_4 | V_5 | V_6 |
| 死荷重応力(kg) | -46230 | -35942 | -35950 | -34384 | -29731 | -19571 | -12863 |
| 活荷重応力(%) | -27878 | -24174 | -20420 | -20443 | -19842 | -17420 | -9831 |
| 合 計(%) | -74108 | -60116 | -56370 | -54827 | -49573 | -36991 | -22694 |
| 許容応力(kg/cm ²) | 903 | 816 | 875 | 991 | 583 | 852 | 898 |
| 必要断面積(cm ²) | 82.07 | 73.67 | 64.42 | 55.32 | 85.03 | 43.42 | 25.27 |
| 使用断面積(%) | 177.20 | 88.15 | 88.15 | 62.65 | 86.05 | 62.65 | 62.65 |

が作られるのである。此の反対側、即ち拱頂部下弦及起拱部上弦に於ては応力が小量であり、之に對して使用した断面は過大であつたやうに見えるが、之は他の鋼橋に於ても左様であつて、弦材基本的形状の最小を保持する爲には止むを得ないのであり、 U_1 及 O_6 の応力を成る可へ小さくすれば基本断面形状も亦小さくなり、之に従つて他の弦材に於ける餘剰断面積も減小するのである。中山橋に於て若し U_1 及 O_6 が表に示したのより大であつたとすれば 上記餘剰断面積も或る程度増加したに違ひないのである。尙、之等の關係は表-1 に示した既設の同種の橋梁に互つて之を檢討すれば有益なる資料を作製する事が出来るのであるが、茲には省略する。

主拱の形状に附隨して茲に一言すべきは、左右主拱を鉛直に置いて平行せしむるか或は之を傾斜せしめて横方向に安定よき形状に爲すかの問題である。表-1 掲出諸橋は前者によつてゐるが、著者は支間の 100 m に満たない

やうな径間に對しては（幅員 5.5 m 以上），前者を採るのが當然であつて，世には往々にして設計，製作，架設に極めて複雑であり且つ応力分布の曖昧なる後者を採る事のあるは決して妥當では無いと考へるのである。

3. 水平反力算法

水平反力は不靜定値であるから彈性方程式より求むべき事勿論であるが，形狀寸法を豫め定める場合には前項に述べた近似式を使用する事が出来る。算法としては

- (a) 前項の近似式によるもの
- (b) 腹材影響を無視，弦材断面は上下弦とも總べて同一として彈性方程式を用ふるもの
- (c) 同上，但し弦材断面の変化を考慮に入れるもの
- (d) 總部材を算入した彈性方程式を用ふるもの

があり，(b) に於ては彈性荷重 w が簡単に格點の高さの項で表はされるから容易に X_a を算出できるのであり，最初の断面決定に際して (b) の方法は頗る重要である。応力の精算に於ては，腹材伸縮の影響を無視した (c) の方法を採るのが最も普通であるが，(d) の精密計算を行へば X_a の値は (c) に比して約 2~5% 減量するのである事は注意すべき事である。この事は弦材最大断面 U_1 及 O_0 の決定に多少の關係がある。参考の爲に各算法による結果を表-3 に示しておく。

表-3. X_a の 値 (中山橋)

| 算 法 | X_{a_1} | X_{a_2} | X_{a_3} | X_{a_4} | X_{a_5} | X_{a_6} | X_{a_6} との差 |
|---------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|---------------|
| (a) | | | | | | 1.070 | 3.7 % |
| (b) | 0.250 | 0.494 | 0.723 | 0.915 | 1.056 | 1.102 | 6.8 " |
| (c) | 0.250 | 0.492 | 0.714 | 0.900 | 1.024 | 1.062 | 2.9 " |
| (d) 精 算 | 0.235 | 0.463 | 0.674 | 0.858 | 0.988 | 1.032 | 0 " |

4. 主 拱 断 面

府縣道に架設された腔構拱の殆ど總べては，その弦材断面にはトラス橋に於けると同一の手法を以て腹部 2 列ある函形断面を使用してゐる。函形断面を採用する事は，(1) 縱軸横軸の各回轉半径 r を同量にする事が出来るので圧縮部材に於て好都合であり，(2) 床桁及横構の取付が容易である。然し乍ら，綾片，繋銀，綴銀に於て費される材料の僅少なからざる事は之の缺點であり，之に對しては單腹銀の I 形断面が断然優つてゐるのである。従つて鋼材節約の立場から觀れば I 形断面を採用するを可とするのであるが，その爲には之の最も缺點とする所の鉛直軸に對する回轉半径 r の不足即ち横方向の挫屈防止に對する對策が必要であり，床桁及横構の取付けの如きは比較的容易に解決できるのである。

弦材断面に I 形断面を採用する爲には，(1) 突縁山形鋼の水平脚を長く爲し，(2) 横構の斜材を弦材中央に取付けて弦材の固定端間距離（圧縮材としての柱長）を半減し，之等によつて横方向に挫屈し易い缺點を補へば良いのである。

圖-4. 主拱支點附近

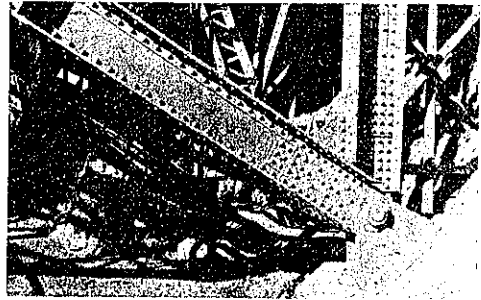


表-4. 主 拱 弦 材 断 面 (中 山 橋)

| 上 弦 材 | $O_1 \sim O_3$ | O_4 | $O_5 \sim O_6$ | 下 弦 材 | $U_1 \sim U_2$ | $U_3 \sim U_4$ |
|---------|----------------|-----------|----------------|---------|----------------|----------------|
| 4-山 形 | 125×90×10 | 125×90×13 | 125×90×13 | 4-山 形 | 125×90×10 | 125×90×10 |
| 1-腹 鈹 | 350×12 | 350×12 | 350×12 | 1-腹 鈹 | 410×12 | 410×12 |
| 2-側 鈹 | | | 170×13 | 2-蓋 鈹 | 260×12 | |
| l/r_x | 36.2 | 35.9 | 40.3 | l/r_x | 32.4 | 32.9 |
| l/r_y | 53.06 | 50.5 | 57.5 | l/r_y | 51.5 | 57.5 |

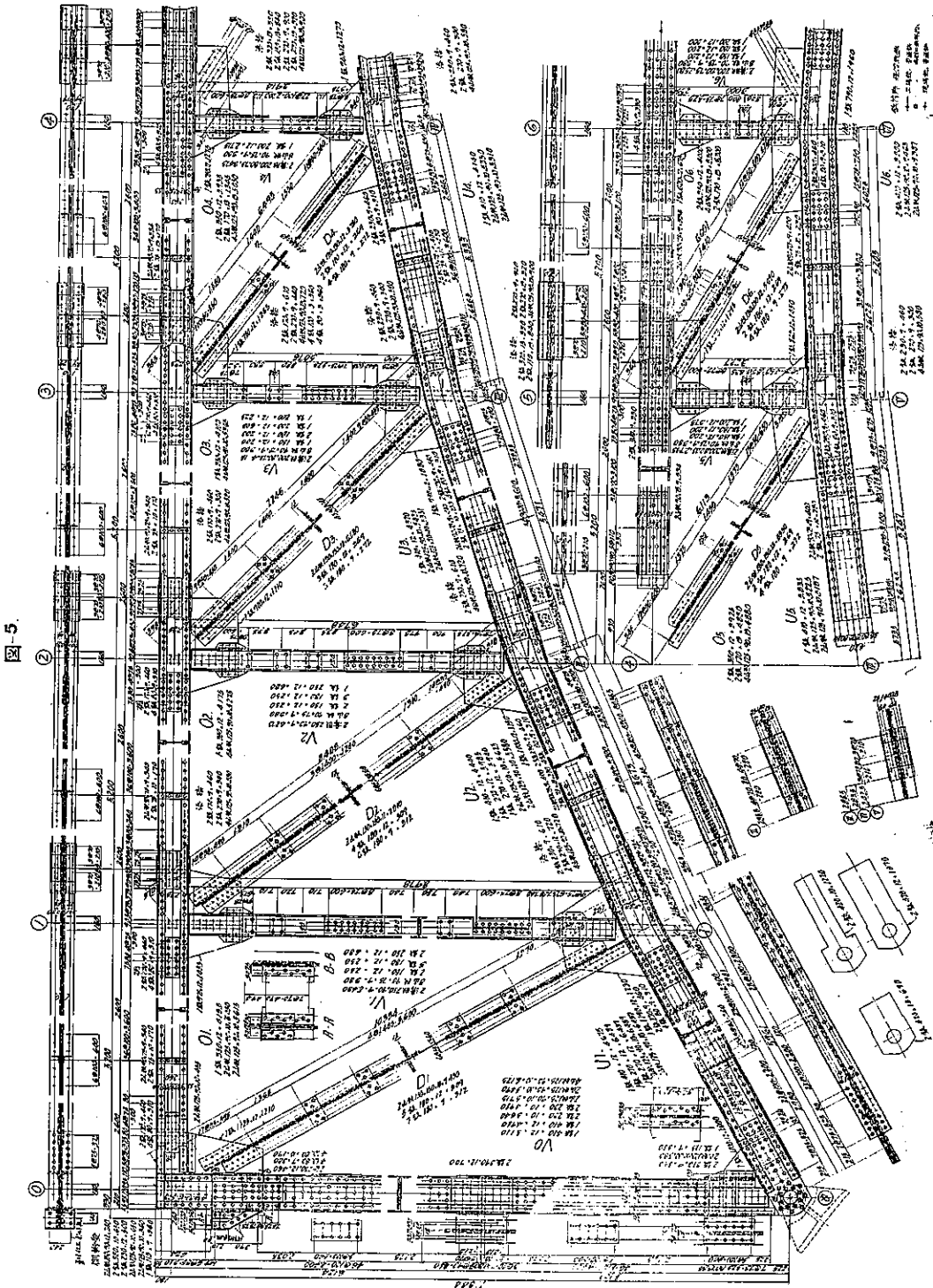
中山橋に於ては鋼材節約の目的を以て弦材断面に I 形断面を使用し、その圧縮材としての長さは横構によつて半減したのである(表-4 参照)。従つて鋼材の少量なるにも関わらず表-3 に示す如く細長比 l/r の値は小さく、決して60を超えることなく、許容圧縮応力 σ_{ca} は裕に 1000 kg/cm^2 に採る事が出来たのである。故に、鋼材を減量した此の設計は、常に強度に於て充分であるのみならず、剛度に於ても亦充分であると言つても過言ではないと考へられる。之を上弦材に就て例示するに、普通用ひられて居るやうに函形断面を用ひるものとし、例へば上弦第一格間部材に 2-溝形 $380 \times 100 @ 54.46$ を用ひれば、断面積は之だけで 138.77 cm^2 であつて表-2 の O_1 が持つ断面積 124.00 cm^2 より大であると更に更に綾片及綴鈹を必要とするのであるから、之を以てしても兩者の差の如何に大なるかの一斑を知る事が出来やう。

次に腹材に就て述べれば、既に弦材に單腹断面を採れば格點に於ける繋鈹は 1 枚であるから、鉛直材及斜材は 1 枚の繋鈹によつて連結できるやうな断面形状を持たなければならないのであつて、之に對しては 2-山形鋼を十字形に配した断面(starred section)を用ひるのが好都合である。此の断面は普通用ひられる事が少いのであるが、斯うした場合には獨特の特徴があり、斜材(引張部材)としては寔に優れてゐるのである。然し此の断面は圧縮部材としては l/r の値が稍、大きく不適當であるから、鉛直部材の如き圧縮応力に作用される部材には不向きであつて、鉛直部材としては、例へば(4-山形+1-鈹)から成る I 形断面の方が適當してゐるのであり、或は 2-溝形を脊中合せに組んだ I 形断面も亦可である。

著者は中山橋の主拱腹材に於て、斜材に對して上記の 2-山形を、鉛直材に對しては間に繋鈹の這入の間隔を置いて脊中合せに 2-溝形を夫々使用した。鉛直材は圧縮部材であるから l/r を小とする事が必要であり且つ夫が經濟的であるから、2-溝形の間には適當の間隔に鈹狀の損材を挿入すると共に、横方向には對傾構を以て其の柱長を短縮する事が緊要であり、又、溝形鋼の断面積は其の突縁部に於て大であるから、單に腹部のみを繋鈹に銜結する事は適策では無いのであり、之が爲に格點に於て繋鈹と結ぶ個所には取付山形を附加して溝形鋼の突縁応力を繋鈹に傳へる必要がある。此の附加山形は米國にあつては lug angle と呼ばれ間接添接であると言ふ理由の下に擯斥されてゐるのであるが、此の山形を繋鈹の縁の近くに附し且つ銜数を増せば、繋鈹の大きく成り過ぎる爲のあらゆる缺點を除く事が出来るのである。以上に論じた所の結果は 図-5 に示されてゐる。

5. 床 部 及 横 構

腔構拱橋の床組に就ては特に論ずべき所はない。床桁を主拱上弦材の側面に取付けるに際しては、端部の負曲げモーメントを抑へる爲には弦材上面と床桁上面とを結ぶ繋鈹を用ひた方が良いのであつて、表-4 の $O_5 \sim O_6$ に於ては蓋鈹を用ひず比較的不利である側鈹を用ひたのは此の繋鈹の挿入に起因してゐるのである。與へられた橋梁に於て有効幅員より主拱中心間隔を小にして兩側部に突出した床桁を附することは、床桁のモーメントを減



の方法のもの、図-6 は函形断面を有する端柱の軸線上に支点を設け 図-7 は、I 形断面を有する端柱の外方に支点を設け (中山橋)、何れも (2) の方法によるものを示す。図-7 中山橋の場合には端格點緊鈹の一端が突き出てゐて之が山形で補強されてゐるのであつて、支

承金物は鑄鋼、支承は所謂固定端である。因みに鈹桁支點可動端は橋臺上に置き支承面には青銅製金物を箆め込み水平移動を自由たらしめたのである。

図-5 (c). 縦断面図

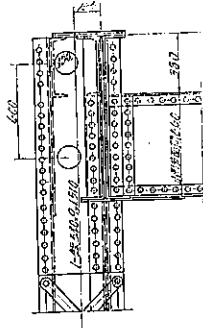


図-6 (c). 縦断面図

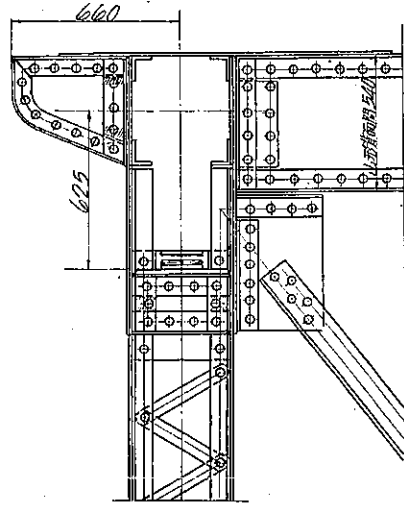


図-6 (a). 側面図

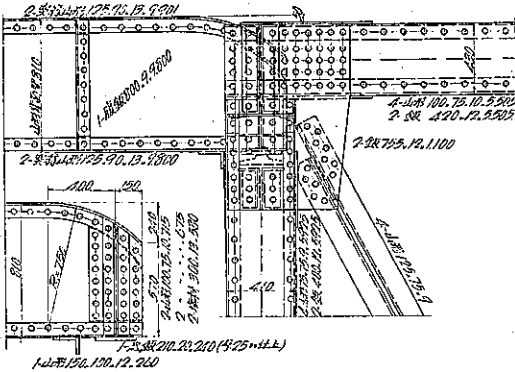


図-7 (a). 側面図

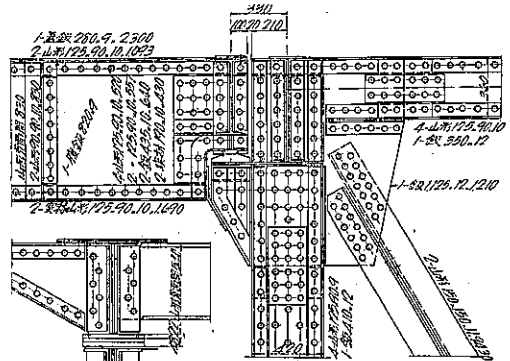


図-6 (b). 平面図

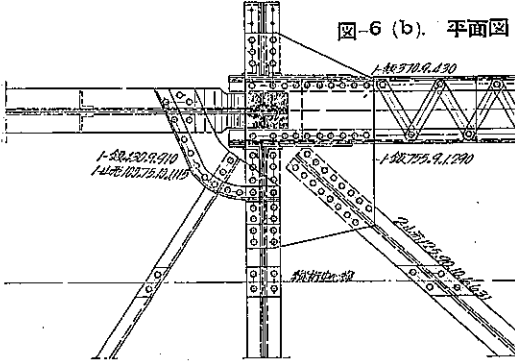


図-7 (c). 縦断面図

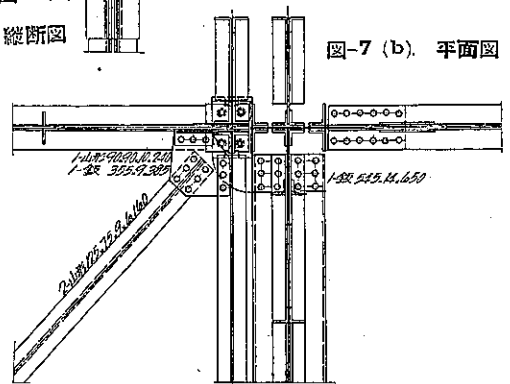


図-7 (b). 平面図

7. 高 欄 金 物

鋼橋の高欄金物には鑄鉄類を用ひるもの最も多く、之を用ひれば意匠が容易であつて裝飾を施す事が容易であるが、比較的高價であるから、山間の鋼橋に於ては鋼管を利用した高欄が屢々使用されるのである。この場合にも東柱には鑄鉄を用ひるのが普通であつて、工費はその体裁の佳くない割には不廉である。

公道橋の多くの高欄の構造は、主桁の外側に突出した床桁の上に東柱をボルトで締めつけ、この東柱と東柱との間にパネル金物を挿入した後笠木をおくのであるが、地覆は石或はコンクリートから出来てゐる。此の石造の地覆は高欄を橋上より観るときは何の奇異もないが、橋梁を側面より観るに際しては、此の色の白い高欄地覆の爲に主桁と高欄の各々の金属部分は明らかに縁を施された感じを與へるのである。

高欄に関する以上の諸點を考慮した著者は、全鋼製高欄の優秀たるべき事を嘗て論じた事があるが、中山橋には此の全鋼製高欄及親柱を附したのであつて、この装置

は、(1) 鋼材が市場品で間に合ひ、(2) 鋼重量尠く (3) 製作は橋桁工場に於て桁類と同じやうに行ふのであるから工費尠く且つ取付正確であり現場施工が甚だ容易であり、(4) 橋梁側面觀に現はれた全金属的な外觀には石と金物を混用したものに比して「純」による美が



強く表現されるのである。その構造は、主拱の外側に突出した床桁の先端上に (2-山形+1-飯) なる溝形の端縦桁を載せ、2-山形より成る東柱は外側から之に銜結し、笠木及貫木は各々 1-山形であつて之を東柱に銜結するのである。貫木の剛性を保つ爲に之を W 型の平飯で綴結したが其の形は裝飾的にも効果がある。

8. 鋼材重量及工費

鋼材重量 (鋼重) の軽減を特に目的とした中山橋の設計は結果に於て或る程度の鋼重軽減を爲すことが出来たのである。之が概要及之に類似した腔構拱の概要を集録すれば凡そ表-5 の通りである (主として、土木ニュース昭和 14 年 1 月號、並に内務省土木試験所「本邦道路橋輯覽」に據る)。茲に特に一言すべきは、之等の諸橋は荷重を異にし、或は支間を異にし、或は算法その他に相違のある事であつて、之に表はれた數字を以て直ちに比較の資と爲す事は蓋し意味の無い事である。中山橋に於て主拱鋼重が著しく軽いのは主として單腹なる I 形断面を採用したのに起因し、之に比して横構及對傾構の鋼重の比較的大きいのは、例へば 75×75×9 の山形でも断面積過剰なる部材に相當断面積の大なる部材を用ひた事に因るのであり、之は前述の通り單腹なる主拱部材の補剛の爲であるが、なほ 10~15 kg/m² は軽減し得るものと考へられる。又、床組鋼重の比較的大であるのは、床版を弦材上に支持させなかつた事、並に府縣道橋として 6 吨自動車 2 臺を並列した活荷重を採つた事、等に起因するのである。

9. 結 言

腔構拱の設計に於ては、

(1) 支間に對する拱矢の高さ並に中央構高の割合を適當に定めて弦材応力の最大値 (下弦第一格間部材応力並に上弦拱頂部材応力) をして成る可く小たらしめるを可とする。此の爲に下弦拱頂部材に引張力が生ずる事

圖-8. 側徑間支承部

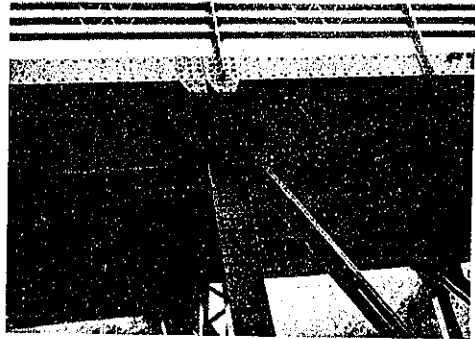


圖-10. 鋼製高欄

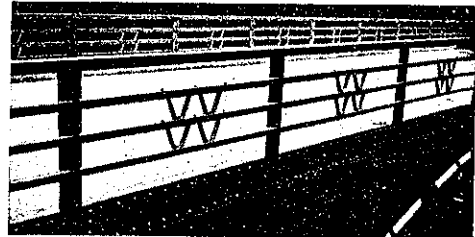


表-5. 腔 構 拱 表

| 橋 名 | | 吉 野 橋 | 檜 村 橋 | 境 橋 | 中 山 橋 |
|---------------------------------|-----------|---------|---------------|----------------|----------------|
| 所 在 地 | | 神奈川縣與瀬 | 東京府與多摩 | 同 左 | 同 在 |
| 荷 重 | | 第 2 種 | 第 3 種 | 第 3 種 | 第 3 種 |
| 支 間 l (m) | | 61.0 | 72.8 | 74.2 | 62.4 |
| 拱 矢 f (m) | | 11.0 | 11.5 | 9.5 | 9.0 |
| l/f | | 5.5 | 6.3 | 7.8 | 6.9 |
| 有 效 幅 員 (m) | | 6.5 | 6.0 | 6.0 | 6.0 |
| 主 拱 間 隔 (m) | | 6.5 | 6.0 | 5.0 | 5.0 |
| 拱 橋 面 積 (m ²) | | 396.5 | 436.8 | 445.2 | 374.4 |
| 拱 部 總 鋼 重 (kg) | | 160 915 | 158 194 | 163 010 | 125 480 |
| 橋 面 單 位 | 總 鋼 重 | 406 | 362 | 366 | 335 |
| 面 積 當 鋼 重 | 主 拱 | 226 | 245 | 248 | 178 |
| (kg/m ²) | 床 組 | 110 | 56 | 69 | 88 |
| | 橫 構 對 傾 構 | 70 | 62 | 49 | 69 |
| 全 下 部 工 事 費 | | 19 691 | 14 551 | 10 603 | 8 064 |
| 全 上 部 工 事 費 | | 49 799 | 103 204 | 106 948 | 85 864 |
| 全 工 費 | | 69 490 | 117 755 | 117 552 | 93 928 |
| 全 橋 面 當 單 價 (円/m ²) | | 112 | 207 | 216 | 183 |
| 竣 功 年 月 | | 昭 和 7 年 | 昭 13. 10. 31. | 昭. 13. 10. 31. | 昭. 13. 10. 31. |

があつても之は大局に影響を與へない。

(2) 支間が長大ならず又荷重が特に重くない地方道路橋の場合には、主拱弦材の断面を單腹とした方が経済的である。この爲に横構及對傾構の鋼重は幾分増加するが、主拱鋼材減少重量は之を補つて餘りがある。