

# 寺地橋の設計施工報告

— Dywidag 工法ラーメン橋 —

新 谷 進\*

## 1. まえがき

寺地橋は都道第 154 号日原鐘乳洞線が日原川支川の寺地沢と交差するところに位置し、現存する巾員 3m 方杖つき木造桁橋の老朽により観光バス客が徒歩連絡する有様で下流へわずかに路線をずらして、この新橋架設工事の運びとなった。過去 2 回ほど本誌でニュースに紹介されているが、改めてその設計施工について報告する。

## 2. 工事概要

事業主体：東京都  
 橋 長：65 m (支間 6.5+52.0+6.5)  
 有効巾員：5.5 m (全巾 6.2 m)  
 設計荷重：TL-14 t  
 構造形式：斜材つき  $\pi$  型一次不静定ラーメン  
 主要材料：PC 鋼棒 105/80 27  $\phi$  16.4 t  
           鉄 筋 27.7 t  
           コンクリート主桁 247.5 m<sup>3</sup>  
           圧縮、引張、側壁 57.3 m<sup>3</sup>  
           フーチング 110.4 m<sup>3</sup>  
           護岸用擁壁 146.5 m<sup>3</sup>  
 工事費：当初契約額 22 780 000 円  
           下部変更増額（護岸工共） 4 410 000 円  
           計 27 190 000 円  
 工 期：昭和 35 年 9 月～昭和 36 年 6 月  
           （舗装・高欄なし）

## 3. 構造形式の選定

本架設点に Dywidag 工法が選ばれたのは桁下空間が高いことが第一にあげられる。河床断面は河心になるほど V 字型に深くなるので橋脚は思いきり岸寄りに設ける方が経済的である。すなわちこの種ラーメン型式では不静定水平反力による曲げモーメントが橋脚高さに正比例して増大するから、なるべく高さの低くとれるように選んだわけである。従って側径間は当然短くなる。そのため従来の嵐山橋タイプに見られるような橋台を対重とする型式は、このさい腕長さが短かいので（側径間の）地中に定着しない限りは、対重量が大となりすぎ不利である。別の見方から中央径間にヒンジを入れるカンティレバータイプにおける橋脚支点上の主桁曲げモーメントはラーメン型式のそれの方が小さく、従って断面も小さくてすむ。ただし、これらの理由のために中央径間を

すべて Vorbauwagen（以下 VBW と略記する）で施工するためには対重も不足するし橋脚支点上の断面も十分でないので、中央径間が連結され緊張を終えるまでは仮支柱で支持させる施工型式を採った。

橋脚を圧縮引張の両部材に分けたのは、両壁を薄くとることにより設計上ヒンジと仮定できるから、支点上の主桁の左右曲げモーメントは等しくなり、橋脚に曲げモーメントを生じさせないためである。もし固定橋脚一本にまとめれば、中央径間側支点曲げモーメントと側径間側支点曲げモーメントの差（この差は中央径間対側径間比が大きいため非常に大きい）を固定橋脚が負担することになり、高さの高いことも手伝って、固定橋脚の断面を大きくとらねばならないことになる。

## 4. 設計条件

|                       |                        |
|-----------------------|------------------------|
| PC 鋼棒 105/80 使用 住友電工製 |                        |
| 許容応力度 降伏点の 70 %       | 56 kg/mm <sup>2</sup>  |
| コンクリート                |                        |
| 圧縮強度（4 週強度）           | 350 kg/cm <sup>2</sup> |
| 許容曲げ圧縮応力度（設計荷重時）      | 115 "                  |
| （プレストレス導入時）           | 150 "                  |
| 許容曲げ引張応力度（設計荷重時）      | 0                      |
| （プレストレス導入時）           | -9 "                   |
| 許容斜引張応力度（破壊に対し）       | -14 "                  |
| 安全率 ひびわれ（活荷重）         | 1.5 以上                 |
| "（全荷重）                | 1.2 "                  |
| 破 壊（全荷重）              | 2.0 "                  |

### 4.1 床 版

桁断面は桁高が 1.5~3.5 m の  $\pi$  型断面であるが、断面決定には桁高 3.5 m の断面について行ない、これをすべての断面に適用した。

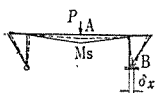
曲げモーメントは A. Pucher の弾性板影響面（断面桁下端をピンと仮定するため横桁を配置している（巻末折込図参照）から T 荷重による荷重項を求め、G. Kani の曲げモーメント分配法で求めた。結果的には横締用プレストレス力として 27  $\phi$  鋼棒を 60 cm 間隔に配置した。このさいクリープによる二次曲げモーメントの減少を考慮に入れておかねばならない。

### 4.2 主桁および脚柱

施工時における桁の曲げモーメントはカンティレバーとして計算し、完成後の各種荷重による曲げモーメントは一次不静定ラーメンとして求めた。

\* 別子建設 KK 設計部

図-1



4.2.1 不静定量

いま一方の橋脚基礎をローラー支承と仮定すれば、この構造は静定構造となる(図-1)。この静定系の任意点Aに荷重

Pを載荷すればA点に  $M_s$  なる曲げモーメントを生じ、軸力  $N_s$  を(静定系では実際にははりに軸力を生ぜず圧縮壁のみに生ずる)生ずる。このときB点が  $\delta_x$  だけ変位したとする。この構造は本来静定系でないからこの変位はなく逆にB点に  $-\delta_x$  の変位を与えるような不静定水平力 X が作用し、その X によって曲げモーメント

図-2

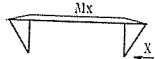


図-3

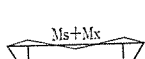


図-4

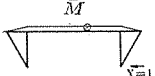
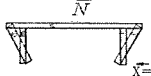


図-5



$M_x$  と軸力  $N_x$  が生ずる。従って  $M_s$  と  $M_x$  および  $N_s$  と  $N_x$  を合成したものが、もとの不静定構造系の任意点Aに荷重 P を載荷した場合の曲げモーメントおよび軸力である。この場合に静定系のB点に仮想外力  $X=1$  を作用させたときの静定系各点の曲げモーメントを  $\bar{M}$ 、同じく軸力を  $\bar{N}$  として

$$\delta_x = \int \frac{M_s \bar{M}}{EI} dx + \int \frac{N_s \bar{N}}{EA} dx \dots (1)$$

$$\delta_{11} = \int \frac{\bar{M}^2}{EI} dx + \int \frac{\bar{N}^2}{EA} dx \dots (2)$$

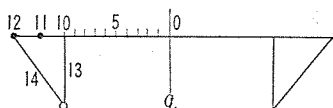
$\delta_x, \delta_{11}$  が求まれば

$$\delta_x + X \cdot \delta_{11} = 0$$

$$X = - \frac{\delta_x}{\delta_{11}}$$

によって不静定力 X を算定する(最小仕事の原理)。

図-6



変断面である本橋の運算過程上では(1)(2)式は図-6のように断面の各点または部材 No. を決

めれば次式で表わされる。

$$\delta_x = \frac{1}{3 E_c I_0} \sum_0^{12} \frac{I_0}{I_m} n M_{sm} \bar{M}_m \Delta x + \frac{1}{3 E_c A_0} \sum_0^{14} \frac{A_0}{A_m} n N_{sm} \bar{N}_m \Delta x \dots (1)'$$

$$\delta_{11} = \frac{1}{3 E_c I_0} \sum_0^{12} \frac{I_0}{I_m} n \bar{M}_m^2 \Delta x + \frac{1}{3 E_c A_0} \sum_0^{14} \frac{A_0}{A} n \bar{N}_m^2 \Delta x \dots (2)'$$

ここに  $\frac{n}{3}$  : simpson 公式偶数割りの場合の係数

$\Delta x$  : No. 0~10 : 2.6 m 10~12 : 3.25 m

13 : 8.5 m 14 : 9.4 m

$E_c$  : コンクリートの弾性係数  $3.25 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

4.2.2 曲げモーメントの影響線

静定系の各点に単位荷重 1 を載荷した場合の静定系各点の曲げモーメント  $M_{sm}$  および軸力  $N_{sm}$  と静定系のローラー支承に水平な仮想外力 1 を作用させた場合の各点の  $\bar{M}_m$  および  $\bar{N}_m$  とから上記の誘導によって、この場合の不静定力 X を求め、この X による曲げモーメント  $M_x$  と  $M_{sm}$  とを合成する。このように各点について単位荷重を載荷した場合の曲げモーメントを求め、これを利用して曲げモーメントの影響線図をえがく。本橋の場合は片側で中央径間 10 分点、側径間 2 分点につき求めたがその一例を図示する(図-7~11)。

図-7

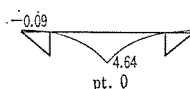


図-8

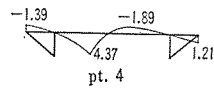


図-9

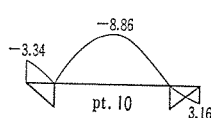


図-10

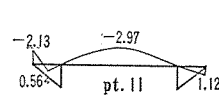
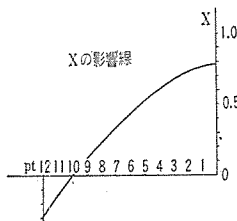


図-11



4.2.3 曲げモーメント

以上のようにして求めた各荷重による曲げモーメント図は図-12~17 のようになった。活荷重による線、等分布荷重は、衝撃、分配係数を考慮すると、中央径間ではそれぞれ

25.9 t, 1.81 t/m であった。

図-12 自重(すべて支保工で施工した場合)

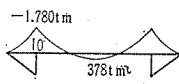


図-13 静荷重(舗装, 地覆, 高欄)

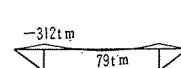


図-14 活荷重(線)

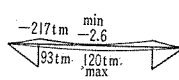


図-15 活荷重(等分布)

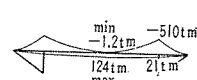


図-16 温度変化(±15°C)

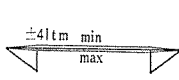
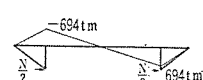


図-17 地震荷重(K=0.2)



4.2.4 施工完了時におけるカンティレバーから一次

不静定ラーメンへの移行およびその後のクリープによる曲げモーメントの変化 中央径間の施工は橋脚より中心に向い 22.5 m までは VBW を用いて行ない、中央 7 m 区間は両方のカンティレバー先端より支保工を吊りコンクリート打設して閉合した。この場合の曲げモーメントの状態は図-18 のとおりである(吊り支保工は VBW を利用)。

図-18 (a) 7 m 区間コンクリート打設前, 緊張前

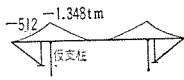
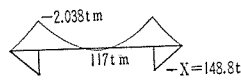


図-18 (b) 緊張後に吊支保工と仮支柱を撤去



施工完了時に働いている不静定水平力  $X=148.8t$  はコンクリートのクリープによって漸次減少してゆく。いま (a) の状態における各点の断面力を  $M_{sm}$ ,  $N_{sm}$  として 4.2.1 で述べた操作を行ない, 新たに加わる不静定水平力を求めると  $X=24t$  となる。最終クリープ係数  $\varphi=2.0$  としクリープの進行を5段階に分けて考える。すなわち  $\varphi=0\sim 0.4$  のクリープが終了したときの不静定水平反力を  $X_1$  とすれば

$$X_1 = -24 \times 0.4 = -9.6t$$

すなわち施工完了直後の不静定水平反力の  $148.8t$  から  $9.6t$  が減少し, 曲げモーメントは (b) の状態にこの  $X_1 = -9.6t$  の不静定水平反力による二次曲げモーメントを加えたものになる。さらにこの曲げモーメントを  $M_{sm}$  とし, このときの軸力を  $N_{sm}$  として求めた不静定水平反力を  $0.4$  倍したもの  $X_2$  が  $\varphi=0.4\sim 0.8$  のクリープの進行にともなって減少する不静定水平反力である。このような操作を5回くりかえし

$$X_\varphi = \sum_1^5 X_n = -24t$$

を得た。この  $X_\varphi = -24t$  による曲げモーメントは (c) であるがこれと (b) とを合成したものがクリープ完了後の曲げモーメント (d) となる。

図-18 (c) クリープによる 図-18 (d) 合成曲げモーメント



すなわち, 施工完了時の (b) の曲げモーメント状態からクリープによって曲げモーメントは, 次第に (c) で記したすべて支保工上で施工したと仮定した場合の自重による曲げモーメント図の状態に近づくことを示している。

**4.2.5 プレストレス** 以上 4.2.3, 4 で求めた各種荷重による曲げモーメントおよび軸力による断面各点の引張応力を打消すように鋼棒配置を定める。配置概要図を 巻末折込図 に示す。

プレストレスは中央 7 m 区間が連結する前に導入された (e) のものは連結後にプレストレスのクリープによって二次曲げモーメント (h) および軸力を生ずる。連結後導入されたプレストレス (f) は導入時に不静定水平反力  $X_p$  による二次曲げモーメント (g) および軸力を生ずる。クリープ前の曲げモーメントは (e), (f), (g) を合成したものである。

図-18 (e)

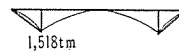


図-18 (f)

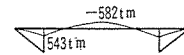
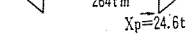


図-18 (g)



中央区間連結前に導入されたプレストレスのクリープによる二次曲げモーメントは, 4.2.4 に記したと同様の操作で (e) に示すものを  $M_{sm}$  としてこの状態における不静定水平反力を求めクリープを5段階に分けて求めると

$$X_\varphi = \sum_1^5 X_n = +23.8t$$

となり (h) 以上, (e), (f), (g), (h) を合成したものがクリープ後のプレストレスによる曲げモーメントとなる (i) 図参照。

図-18 (h)

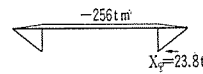
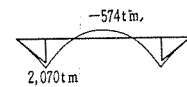


図-18 (i)



**4.2.6 コンクリートのクリープ, 乾燥収縮による鋼棒応力の損失** 各点の鋼棒重心位置におけるコンクリートの応力を求め, クリープによる損失応力度を計算する。不静定構造における厳密解ではないが近似的に次式によった。

$$\sigma_{p\varphi} = \frac{\epsilon_s E_p + n \varphi \sigma_{b0}}{1 + n \frac{\sigma_{bv}}{\sigma_{pv}} \left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

ここに  $k=1$   $\epsilon_s = 12.5 \times 0.6 k \times 10^{-5} = 7.5 \times 10^{-5}$

(旧示方書)

$$n = E_p / E_c = 2 \times 10^6 / 3.25 \times 10^5 = 6.15$$

$$\varphi = 2 k = 2$$

$$\sigma_{pv} = 29 t / 5.188 \times 10^{-4} = 55900 t/m^2 = 55.9 kg/mm^2$$

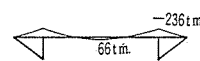
$\sigma_{bv}$ : プレストレスのみによる鋼棒重心位置におけるコンクリートの応力度

$\sigma_{b0}$ : 自重, 静荷重, プレストレスによる同上位置におけるコンクリートの応力度

これによって鋼棒応力損失率として  $\eta = \sigma_{p\varphi} / \sigma_{pv}$  を各点について求め, (i) の各点の  $M_m$  との積  $\eta M_m$  が鋼棒応力の損失によって生ずる静定系の各点曲げモーメントの減少量である。この変化量のため新たに不静定水平反力が加わる。不静定反力に既述同様に求め

図-18 (j)

$$X_{\varphi\eta} = 0.1t$$



を得た。これによる二次曲げモーメントを  $\eta M_m$  と合成したものがクリープのための鋼棒応力損失による各点の曲げモーメント量である (j)。

以上主として曲げモーメントについて記したが, このような不静定構造では不静定水平反力  $X$  によって各断

面に軸力が作用するから、これを考慮した応力を求めなければならない。本橋の場合の不静定水平力  $X=1t$  による各部材の断面力は下図のとおりである。軸力については問題はないから省略する。

図-18 (k)

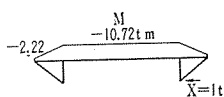
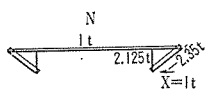


図-18 (l)



#### 4.2.7 上げ越し

1. クリープによるもの：クリープによるたわみは自重およびプレストレスによるクリープ前後の曲げモーメント変化量に対して Mohr の定理によって算定した(以下同様法による)。

2. VBW, 仮支柱撤去によるもの：連結時の VBW および仮支柱による反力とは逆方向に加えた荷重による曲げモーメント(撤去により生ずる静定系の曲げモーメント)と、同荷重により生じた不静定力(これは  $X$  の影響線から求められる)による二次曲げモーメントを合成したものを対象とする。

3. 静荷重によるもの：省略

4. 連結後のプレストレスによるもの：省略

5. 中央 7m 区間施工時のもの：この場合の支保工材をふくむ死荷重および、この部分に加えるプレストレスによる曲げモーメントを対象とする。

6. 中央径間施工中のもの：VBW 進行 3m ごとのブロック各階程におけるコンクリート打設前、後、緊張後、VBW の前進時について求める。

7. 橋体上下面温度差によるもの：外気影響によって上面を下面よりも  $3^{\circ}\text{C}$  高いものと仮定した。

8. VBW 自身の弾性変形によるもの：省略

以上に記した合計を所定縦断施工基面に加減する。

次表は仮支柱撤去直後における上げ越し実測値と計算によるクリープがまだ始まっていないときの比較を示すものである。実測値測定的位置はそのブロックの先端で測る。

表-1

| ブロック No. | 1  | 2  | 3  | 4  | 5  | 6  | 7  | 8      |
|----------|----|----|----|----|----|----|----|--------|
| 実測値 右岸   | -4 | -3 | -5 | -3 | -6 | 0  | 7  | 15 m/m |
| 実測値 左岸   | -2 | -7 | -5 | -4 | -5 | 2  | 8  | 15     |
| クリープ前    | -2 | -2 | -1 | 1  | -4 | -5 | -2 | 5(計算値) |

ただし第1ブロックと第8ブロックの施工実施期間の差は約3カ月のずれがある。また型わく設置時の上げ越し量は次のようであった。

型わく設置時 0 12 13 18 16 17 22 11 (計算値)

#### 4.2.8 緊張値と伸び

1. 緊張値：27φ 鋼棒の導入プレストレス  $P_0$  に摩擦

損失を加えたものが施工緊張力  $P$  であって鋼棒 1 本あたりの緊張値を次式で与えた。

$$P = P_0 \{1 + \mu(Q_1 + Q_2)\}$$

$P_0 = 29t$  ( $\sigma_p = 55.9 \text{ kg/cm}^2$ )  $\mu$  : 摩擦係数 0.26

$Q_1$  : 角度変化 rad

$Q_2$  : たれ下がりによる角度変化  $0.007 l_p \text{ rad}$

#### 2. 伸び：

鋼棒の伸び  $A_1 = l_p \sigma_p / E_p$   $E_p = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

コンクリートの弾性収縮

$$A_2 = l_p \sigma_c / E_c \quad E_c = 2.95 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

規定による割増し  $A_3 = 0.5n$

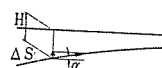
$n$  : カプラーとナットとの合計数

$$A = A_1 + A_2 + A_3$$

$A$  は鋼棒のみかけの伸びすなわち施工時の計測用伸びを与える。

4.2.9 せん断力 一般的な事項は省略するとして桁高の変化による上向せん断力だけをここにとりあげよう。

図-19



このせん断力は図-19において

$$\Delta S \approx M' / H \cdot \tan \alpha$$

で与えられる。これを計算各断面で求める訳であるがこの場合の曲げモーメント  $M'$  は各計算断面の死荷重による  $M_d$  と最大せん断力を生ずるように載荷した場合の活荷重による  $M_l$  とを合計したものである。また  $\Delta S$  の付号は  $M$  の付号に左右される。

4.2.10 安全率 本橋で求めた中央支間の安全率の一例を示す。

|               |      |
|---------------|------|
| 活荷重に対するきれつ安全率 | 1.92 |
| 全荷重 " "       | 1.30 |
| 全荷重 " 破壊安全率   | 2.38 |

## 5. 施 工

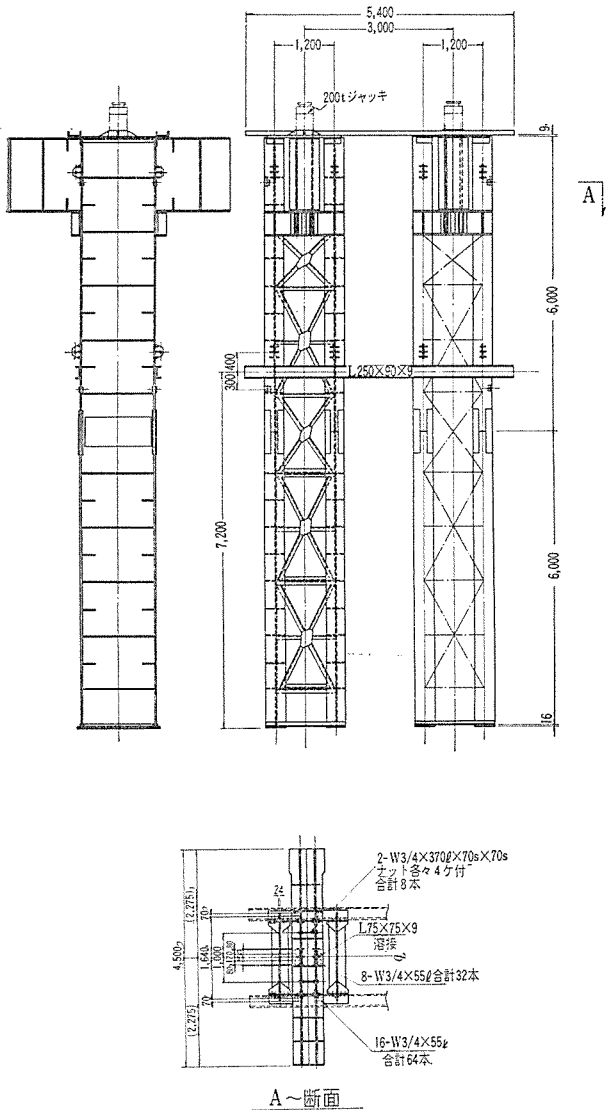
### 5.1 仮設工

電動力設備は 60 kW を設置した。資材運搬用として 32φ ケーブル ワイヤーを 100m 径間で(動力ウィンチ 30 HP 複胴)張ったが、橋軸延長が観光路線上に重なるため軸線から 5.5m 下流へ偏心させたのは止むを得なかったようである。また左岸側には民家が近接していたため、十分なケーブルの高さがとれず、これらの事情で上部コンクリート運搬はケーブルで吊上げ打設場所まで運行した 0.6 m<sup>3</sup> バケツから 7m ベルトコンベヤーで受取った。この偏心はまた仮支柱や VBW の組立はずしにも不便をきわめた。コンクリートミキサーは 16 切傾胴型で骨材秤量器 1.2t を備え、骨材びんは斜面を使って木製わくで仕切った。骨材びんと秤量器間はベルトコンベヤーで結んだ。

5.2 施工過程

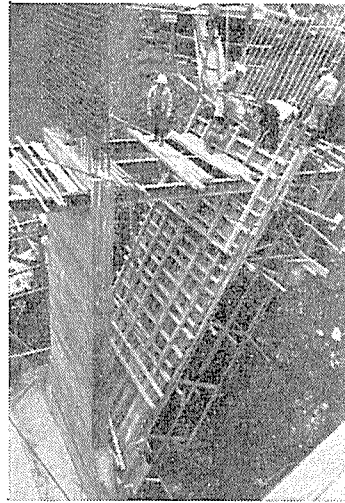
施工は本体基礎（フーチング）掘削に始まったがボーリング図と多少の差異が認められたため、結局はプレパクト工法による地盤補強、フーチング底面拡巾、ノリ面保護をかねて護岸擁壁等の設計変更があった。併行して仮支柱（図-20 参照、鉄骨ガーダー現場組立式で両岸分の重量 50 t、施工時反力 max 380 t）基礎を施工したがこの基礎は両岸分としてコンクリート 56 m<sup>3</sup>、鉄筋量 2 t であった。

図-20 仮支柱



本体フーチング施工に引続いて高さ 8.5 m 圧縮壁（4 回打）、傾斜地盤上に設けた支保に長さ 9.4 m の引張壁（3 回打）、側壁の順に進め、側径間用支保工（これについては 3 本の I-300×150×10/m×12 m 長さのものを 1 本あたりその支持点として、仮支柱—圧縮壁—18 cm φ 木柱—引張壁—20 cm φ 木柱—傾斜地盤上を切土して作った仮コンクリート基礎で支えた 3 列のわくとして組立てたが、側径間自体わずか 6.5 m

写真-1 引張壁コンクリート打設中  
（側径間支保工用として 3 本の I ビームが見える）



の長さであるし、ほとんどとりあげる問題もないと思われる）を設け、側径間（1 回打）を終える。ここに至るまでの左右両岸の施工上の進行のずれは工期と型わく使用度数により自ら決るが、ここでは約 1 カ月をとった。側径間打設を終えるとコンクリート強度 250 kg/cm<sup>2</sup> を確かめて最初のプレストレスが導入され VBW 20 t/台を側径間上に設置する。（写真-1～3 参照）。

写真-2 側径間コンクリート打設中

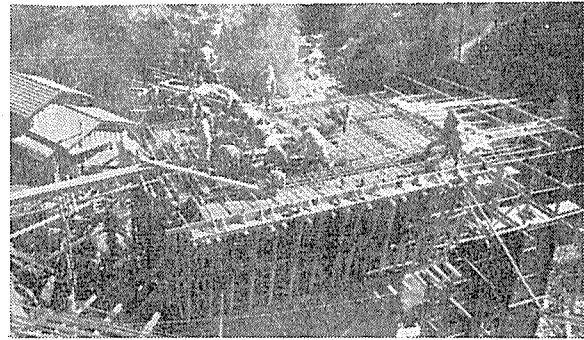
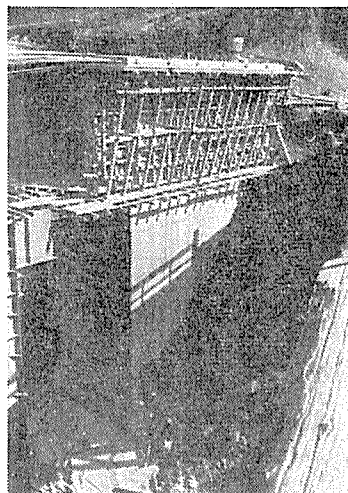


写真-3 側径間コンクリート打設、鋼棒緊張後の状況  
（このあと VBW がのせられる）



VBW による施工が第 2 ブロックすなわち圧縮壁から 7.5 m 中央寄りまでなされたところで、圧縮壁から 5.2 m の位置に仮支柱で支持させるわけであるが、その頂部には主桁 1 本あたりに 200 t ジャッキをすえつけ、これと主桁下縁との間げきに鋼製コーン、鉛板をおいて分布巾をとり接合を密にする。第 7 ブロックまで VBW を 3 m ずつの型わく設置、コンクリート打設、鋼棒緊張作業による区画施工を進めるが、最終ブロックの 7 m 区間は両岸からの VBW 2 台を接頭させて 1 回打ちとした。VBW 前進中は所要上げ越し量に従って水準測量

表-2

| 鋼 棒            | 導入応力                  | 緊張長    | $E_c$                  | $d_1$    | $d_2$ | $d_3$ | $d$   | ひき戻し                          | マンメーター圧力                   |
|----------------|-----------------------|--------|------------------------|----------|-------|-------|-------|-------------------------------|----------------------------|
| B <sub>1</sub> | 6.1 t/cm <sup>2</sup> | 10.5 m | 29.5 t/cm <sup>2</sup> | 28.4 m/m | 1.8   | 1.5   | 31.7  | 0.4 m/m<br>( $d=32.1$ )       | 370/350 kg/cm <sup>2</sup> |
| I <sub>5</sub> | 5.7                   | 65.0   | 29.5                   | 175.6    | 6.4   | 7.0   | 189.0 | 両ひき各端 1.2m/m<br>( $d=191.4$ ) | 375/345                    |

を行なうが、仮支柱本体ならびに基礎、鉛板等の弾性変形量、不慮の沈下量もあることを考慮して、そのつど 200t ジャッキの圧力の検査とジャッキ アップ調整を行なった。7m 区間の現場打ちが終ると橋端からの両ひき鋼棒緊張を行ない VBW が撤去され、ついで仮柱を取りはずす順序となる。引張壁の鋼棒緊張は第1ブロック緊張後に 9本を中央連結後に残る 8本を行なった。

### 5.3 コンクリート工

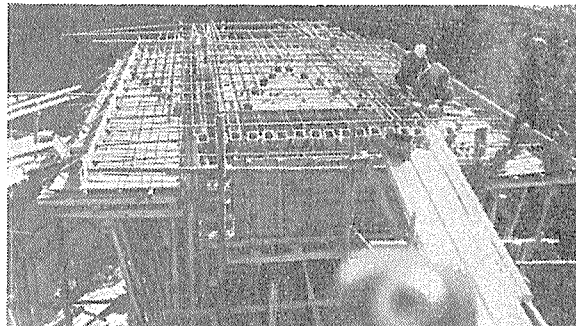
フーチングは 28 日強度  $\sigma_{28}=200$  kg/cm<sup>2</sup> 用の所要強度であり橋体コンクリートはスランプ 6 cm,  $\sigma_3=250$  kg/cm<sup>2</sup> を目標とした配合試験の結果, C=349 kg 小野田早強使用, W=140 kg, G=1 216 kg, max 径 <25 m/m, S=703 kg, G/S=1.73 ポゾリス (No. 10) 3.5 kg, スランプ 6 cm とした。なお骨材は多摩川産である。100 t 圧縮試験機を常置するこの現場における橋体用コンクリート圧縮強度は,  $\sigma_2=235$ ,  $\sigma_7=438$ ,  $\sigma_{28}=489$  kg/cm<sup>2</sup> であった。締固めには直径 3 in の 2HP 2台, 3HP 1台のフレキシブル バイブレーターを使用し長さは 4~5m ものである。養生には冬期 1kW ヒーター 4m 長さのパイプ状 8本を備え, シート保温し, 特に寒冷な日には木炭煉炭を併用した。

### 5.4 鋼 棒 工

両端 100~200 m/m の転造ネジ切り 27φ 圧延鋼棒は長さで 3~7.3 m 範囲のものを使用し min 半径 4 m であったが,  $r \leq 20$  m まではバーベンダーで曲げ加工した。配置組立の際のカプラーの接合とカプラー シースカバーの緊張方向を考えあわせての工作は, 本橋のように両ひきによるものをふくむ場合, 互いに相反する緊張方向であるためことに慎重を期した。これによる失敗はこの種の工法の真に恐るべき点である。緊張作業はシリンダー油圧面積 100 cm<sup>2</sup> のジャッキを 2台 (公称 40 t) 用意し, これに具備されているレバー回転を記録するカウンター目盛と手押し油圧ポンプに付属したマンメーター目盛に注意しながら, 作業員は手ごたえを感得しながら操作するが, 常に緊張値表による緊張順序に従って最終的にはジャッキを取りはずしてから終始の読み差によって測定し, なるべく緊張伸び量の 1/400 内に誤差を止めるよう配慮した。表-2 は一例を示す。

グラウト工は注入直前はもちろんそれ以前にも各ブロック施工ごとに通水清掃を守り疎通の悪いものは圧さく空気であらかじめ清掃するようにした。グラウト ミル

写真-4 側径間鋼棒配置状況



クは C=100 kg, W=37 kg, Al 粉 3 g, ポゾリス No. 8 の 12% 溶液 2 l の配合で手押ポンプにより圧入した。

### 5.4 施工上の特色

VBW による作業は既成構造体に自重および施工体の重量を負担させて安全に施工する移動式のカンティレバー支持による作業と換言できるわけで, その効用は桁下空間容積の大なるほど顕著であると言える。その意味で本橋の場合に VBW で施工したということは, いちじるしいとまでは言えなくとも, かなり発揮されたはずでこれがまた施工上の一大特色には違いない。最終打設区間の VBW 接頭作業は基礎工事変更による施工に工期を費消したので, 残余所要期間を短縮するための企図であった。中央 7 m 区間施工のために VBW を設置するにあたり, 次の処置をとった。既成橋体との VBW 定着鋼棒 (縦締) 位置を後輪よりさらに後退させ, かつ定着力を大きくとる (72 t で緊張) ことによって, 重心位置を後退させ, 次に VBW 移動時の転倒防止に載荷されているコンクリートブロックを側径間上に移転させて, かつまた仮支柱上のジャッキ アップによる上げ越し調整等により, 当初に予定された計算との差異を軽減するように計画実施した。

## 6. あとがき

以上設計施工の概略説明を記したものであるが, この種工法によるラーメン形式は初めての試みであった。設計計算についての考え方や, いろいろな仮定値が妥当であったかどうかの資料として, 施工中にも, また今後も東京都で応力測定が継続され究明されるはずである。

工事期間中種々ご指導をいただいた都建設局橋梁課, 西多摩土木出張所, 氷川第一工区の方々には厚く謝意を表する次第である。

1961.10.24・受付