

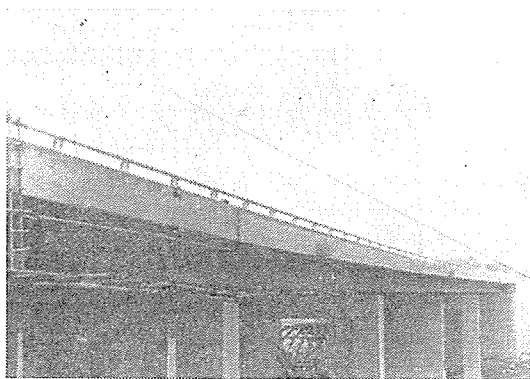
# 野川高架橋の設計施工について

下 永 田 実\*  
成 瀬 浩\*\*

## 1. ま え が き

野川高架橋は、第三京浜道路(東京～横浜間 16.6 km)の東京方起点より 4.4 km の地点、神奈川県川崎市野川地先に架設された橋長 270 m の P C 橋である。本橋の特色は、4 径間連続桁(東京方連続桁 119 m, 横浜方連続桁 126 m)の応力導入に P C ストランド(φ 12.4)を使用したことと、2 箱桁からなる断面を橋軸方向に 1 箱桁ずつに分割して施工を行なったことである。以下は支保工およびプレッシングを主にして述べたものであるが紙面の都合で概略だけになったことは御了承願いたい(写真-1, 口絵写真参照)。

写真-1 野川高架橋全景



## 2. 設計および工事概要

図-1 参照。

形式：つり桁 1 連を有する 4 径間連続箱桁 2 連  
 工法：ポストテンショニング フレシナー工法  
 橋長：270 m 東京方連続桁 119 m(27+32+2@27+6)  
           つり桁 25 m  
           横浜方連続桁 126 m(6+4@30)

幅員：2@15.250 有効幅員 2@14.050

荷重：T-20 L-20

主桁コンクリート圧縮強度： $\sigma_{28} \geq 400 \text{ kg/cm}^2$

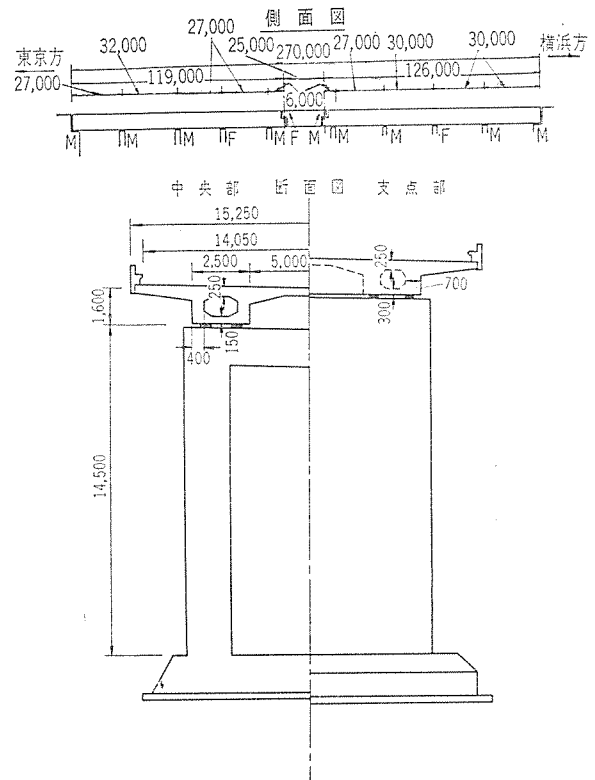
つり桁横組コンクリート圧縮強度： $\sigma_{28} \geq 350 \text{ kg/cm}^2$

\* 日本道路公団高速道路京浜建設局 第三京浜道路第一工事事務所 所長

\*\* 同

技師

図-1



コンクリートにプレストレスを与えるときの圧縮強度： $\sigma_{28} \geq 350 \text{ kg/cm}^2$

P C ストランド(φ 12.4)：引張強度  $\sigma_{pu} \geq 176 \text{ kg/mm}^2$

降伏点強度  $\sigma_{py} \geq 150$  "

主要材料：コンクリート(連続桁, つり桁主桁)

4 819 m<sup>3</sup>

コンクリート(つり桁横組工) 154 m<sup>3</sup>

P C 鋼材 φ 12.4 ストランド(連続桁)

117.5 t

φ 7 鋼線 (つり桁主桁) 11.3 t

φ 5 鋼線 (つり桁横組) 3.7 t

鉄筋 SSD 49 570 t

SS 41 116 t

工期：昭和 39 年 10 月 6 日～昭和 40 年 11 月 5 日

施工業者：オリエンタルコンクリート株式会社, 住友建設株式会社共同企業体

### 3. 詳細設計について

#### (1) 断面の構成

主桁は図-1に示すように上床版張出し部と箱桁部との幅の比率が、一般のこの種の構造に比べて大きい。基本設計においてこのような比較的大きな幅を採用した理由としては、主桁有効幅（DINの有効幅の規定による）を100%有効に利用したことがあげられる。今日「鉄筋コンクリート道路橋示方書」が規定されたので、これにしたがい計算を行なうと有効幅はいくぶん変わってくる。本設計においては、中間径間27m（最も短い径間）に対し $\lambda=0.30+1/8 \times 0.6 \times 27.00=2.32\text{m}$ となる。したがって有効幅にふくまれない幅は0.18mとなり、上床版分割部分の幅を0.35mとすれば各箱桁上床版はほぼ全断面有効と考えられる。しかし以上のような考え方で上床版の張出し部を決定した場合、張出し量は比較的大きくなり、躯体が箱型断面を構成するときなど、主桁腹部に分配される床版曲げモーメントの量が当然大きくなる。本設計では、Dφ19およびDφ16を交互にc t c 12.5cmの間隔で配筋しなければならない結果になっている。すなわち、主桁腹部のスターラップ筋がほとんど曲げモーメントできまるわけである。

#### (2) 主桁の荷重分配

荷重分配を2主桁理論によって求め、横桁を支点および支間に適当に配置している。

#### (3) 主桁ケーブルについて

PCケーブルの配置は12φ12.4のPCストランドを用い、以下の諸点を考慮して行なった。

1) ケーブルはできる限り長いものを使用して、短いケーブルをラップさせて定着箇所を多くすることはさける。

2) 途中定着の場合、定着箇所の集中化はさげ、かつ引張縁をさける。

3) できる限り1本あたりの有効引張力の大きいケーブルを使用し、配置を単純化する。

ケーブルの有効引張力の点からみるといくぶん不経済な使い方と考えられるが、断面欠損をさける点、および応力の急変をさける点から必要と考えられる。2)については箱桁内腹部に定着用ブロックを取付け定着した。

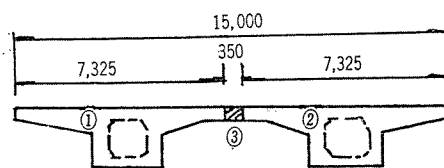
#### (4) ゲルバー部の計算

横道氏の破壊設計にしたがって鉄筋を配筋し、補強としてシュー反力に相当する量の鉛直プレストレスを加えた。

#### (5) 支 承

連続桁部は鋳鉄シューを採用した。可動部はベアリングプレートを用いたすべりシューとし、固定は4径間

図-2 分割施工図



連続桁に対し、橋脚上に1ヵ所とし、この橋脚で全水平力をとるようにした。つり桁可動シューは、影響区間が約110mにおよぶので、アーチャーローラーシューを用いた。なお床版、横桁およびつり桁の設計については省略する。

### 4. 分割施工について

図-2の斜線の部分で橋軸方向に分割し、1箱桁ずつ施工を行なう。すなわち施工順序としては

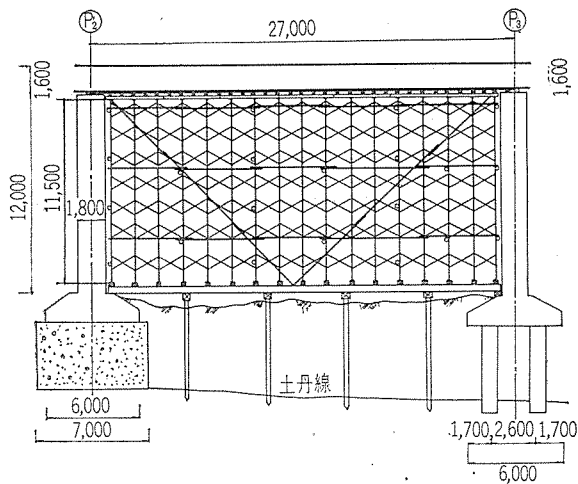
- 1) ①の1箱桁分のみの支保工を組立てコンクリートを打設する。
- 2) コンクリートが所定の強度に達したら自重に耐えるだけの1次緊張を行なう。
- 3) ①の支保工を②の部分に横方向に移動する。
- 4) ②の箱桁についても①と同様に1次緊張を行なう。
- 5) ③の部分のコンクリートをつり型わくにより打設して2箱桁を一体の構造物とする。
- 6) 最後に2次緊張を行ない片側車線（上り車線）を完成する。

下り車線も上り車線の支保工を移動して、同様に施工を行なった。分割施工を行なうことによりコンクリートの打設を早く完了することができ、比較的早い時期に4径間連続桁に1次プレストレスを与えることが可能で、地震時に対して支保工の安全を確保できる。また1箱桁施工分の支保工を組立てるだけで、あとはこれを4回転使用できるので、本橋のように支保工の高さが高い場合は、支保工組立の時間を大幅に短縮することができる。しかし、断面の中心で分割しているのではほど注意して上げ越しを行なわないと横断方向に段ちがいを生ずる危険がある。本工事では、ハイコーガーダー(19.5m)を使用した箇所でも多少の段ちがいを生じたが、他は分割した部分での段ちがいは見られなかった。

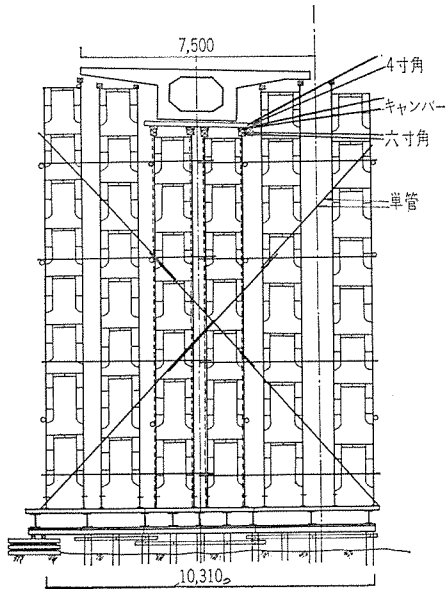
### 5. 支 保 工

支保工については、本橋は4径間連続桁の施工ということで特に注意をはらった点である。東京方連続桁は、ビティ支保工(1スパンのみハイコーガーダー)を、横浜方はアーチ支保工を使用した。前述したとおり、いずれも1箱桁分のみ組立て、あとは横方向移動を行なった。

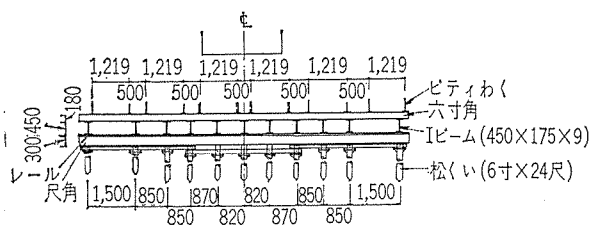
図-3 ビティ支保工 側面図



断面図



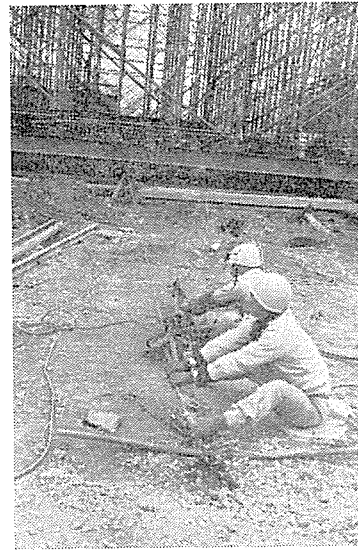
基礎断面図



(1) ビティ支保工

東京方連続桁は、市道と交差する部分(19.5mのハイコー ガーダー使用)をのぞく3径間についてはビティ支保工を用いた(図-3参照)。基礎はくい基礎とし、末口六寸の松丸太を土丹層(7~8m)まで、橋軸方向に5m間隔、横断方向に1箱桁あたり10~11本を打込む。Iビームはそれと直角方向に9kトロ線レールでつなぎ、一体の構造とした。支保工移動の際はレールとIビームの間にグリースを塗り、下り線側に1径間当り5ヵ所のア

写真-2 ビティ支保工の移動



ンカーを設け、それとIビームにワイヤーを掛けチェーンブロックおよびレバーブロックで引張り、横移動を行なった。最初動き出すまでは非常に重たいが、大ハンマーで衝撃を与えると比較的スムーズに移動でき、1径間の移動には約4時間を要した(写真-2参照)。

(2) アーチ支保工

横浜方は東京方に比べ支持土丹層まで10m以上もあるので、施工時の全荷重をピヤーおよびアバットのフーチングにかけるアーチ支保工を使用した(口絵写真参照)。

図-4(a)は、1スパン分の標準図で4スパンとも同様の構造である。なお張出し部6mの部分はペコサポートとIビームを用いた。アーチ支保工についてはあまり文献がみあたらないので、今回は丸安著「型わく支保工の設計と施工」、成瀬著「弾性橋梁」を参考にして計算を行なった。

(3) 設 計

アーチの荷重としては垂直荷重14.7t/m、水平荷重5t/m(橋軸方向)、5.8t/m(横断方向)を用いた。2ヒンジアーチの応力の解析については、紙面の都合で省略したが、コンクリートの打設順序を指定しなくともよいように最大応力度を求めたが、その結果は表-1のとおりで、いずれの断面においても $\sigma < \sigma_a$ である。他に座屈に対する検討、フーチングが一方から水平反力を受けたときの安定計算などを行なった。

(4) 製 作

工場製作とし溶接はすべて工場にて行なった。アーチリブは、運搬に便なるように4分割し、搬入後現場でガセットプレートにて補強し、ボルト締めを行なった(図-4(b)参照)。ヒンジ部分は19mmの鉄板2枚を約110°の角度を持たせ溶接した(図-4(c)参照)。円型

表-1 アーチ支保工最大応力度

sec	(t/m <sup>2</sup> )			
	$\sigma_0 \max$	$\sigma_0 \min$	$\sigma_u \max$	$\sigma_u \min$
0	3 249	3 249	3 249	3 249
1	2 609	-6 547	- 597	8 525
2	4 606	-8 288	-2 728	10 990
3	5 956	-7 097	-4 124	9 485
4	10 860	-8 120	-7 798	11 468
5	10 026	-3 351	-6 878	6 303
6	10 162	-1 163	-7 068	4 053
7	11 579	-2 885	-8 357	5 687
8	7 748	-3 805	-5 876	5 779
9	7 585	-5 697	-5 765	7 951
10	6 023	-6 960	-4 157	8 484
11	3 791	-4 859	-1 789	7 633
12	3 127	3 127	3 127	3 127

以上のごとくいずれの断面においても  $\sigma < \sigma_a$

アーチによって水平な桁を支持するためアーチ上にビティを組んだ。その受台金物は底辺をアーチリブ上フランジに溶接、 $\phi 9$  のボルト孔 4 個を設け高さ調整用ジャッキ (ネジ長 50 cm) をボルト締めした (図-4 (d) 参照)。

(5) 組立

状況に応じてつぎの二方法をとった。

a) アーチの半分を組立て、橋台からつり上げて左右の部材を中間でボルト締めして架設する方法。

b) アーチリブを 1 本ずつボルト締めしてつなぎ、レッカー車で起こして水平部材により連結する方法。

a) は道路と交差する部分で用い b) はそれ以外について用いた。

(6) アーチの横移動

移動は、張出し部のビティを取のぞきアーチヒンジ部分に厚さ 12 mm の鉄製シューをはかせる。つぎに基礎コンクリートとシューの間にすべり板をかませ、3 t のチェーンブロック 2 個で引張って所定の位置まで移動させた。すべり板、シューの詳細は図-4 (e) のとおりで、すべり板、シューの取り付けは 25 t ジャッキ 4 台を用い支点を持ち上げて行なっ

た。1 径間の移動には約 4 時間を要し、ビティ支保工の場合と大差なかった。

(7) アーチのたわみ

表-2 は、アーチのたわみ計算である。このたわみ計算表に示す 2, 7, 10 点の各 6 本のアーチについてコンクリートの打設後に測定した結果は表-3 のとおりで、計算より小さい値であった。応力についてもアーチリブの上下縁にワイヤストレインゲージ、コンタクトゲージを貼って測定したが、これも計算値よりもかなり小さい値であった。たわみ、応力とも測定値が計算値をかなり下まわっていることから十分安全性があると考えられる。アーチ支保工は、上げ越し量決定の場合に支保工の沈下量計算に複雑な仮定が入らず信頼性の高い計算が得られる。また全荷重をフーチングに持たせるので、基礎地盤の良否に関係なく施工できる利点がある。

6. 型わくの上げ越しについて

上げ越し量はつぎのような要素を考慮した。

- 1) 支保工の沈下量
- 2) 主桁自重、プレストレス、クリープなどによるた

図-4 (a) アーチ支保工標準図

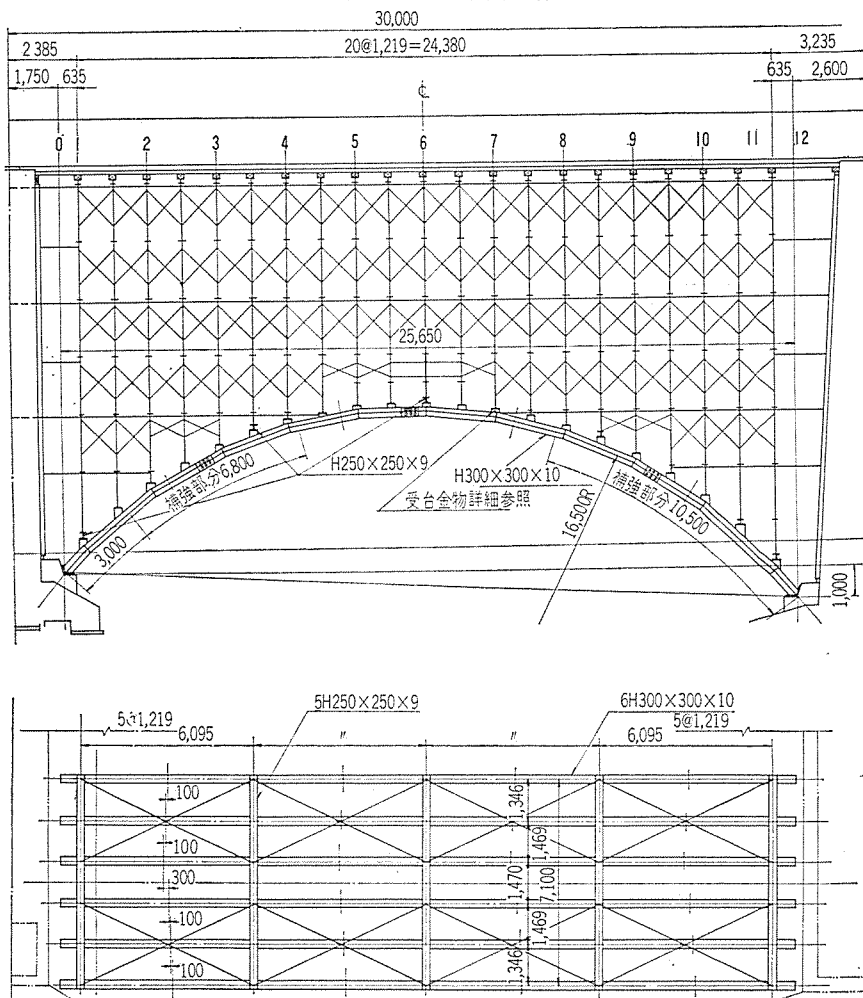


図-4 (b) ジョイント部詳細図

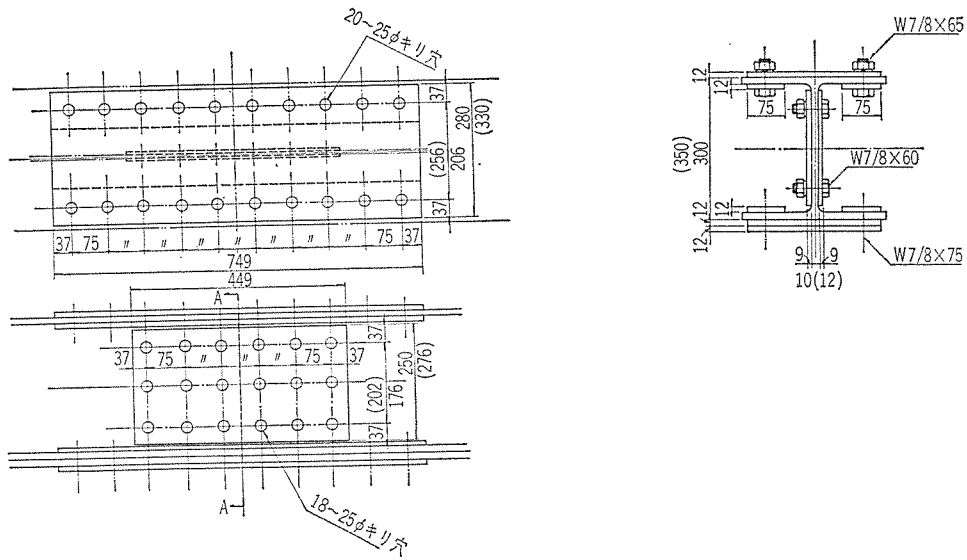


図-4 (c) ヒンジ部詳細図

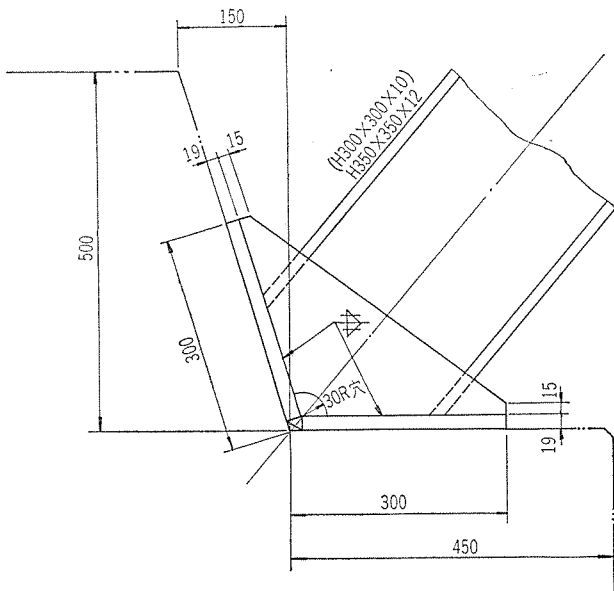


図-4 (d) 受け台金物詳細図

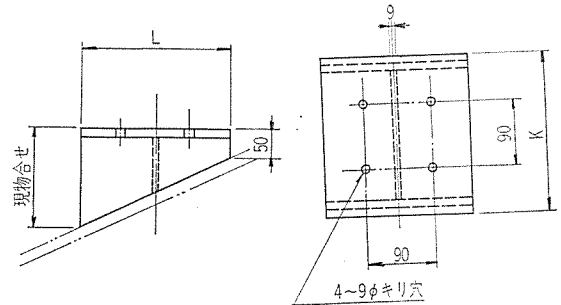


図-4 (e) すべり板シュー詳細図

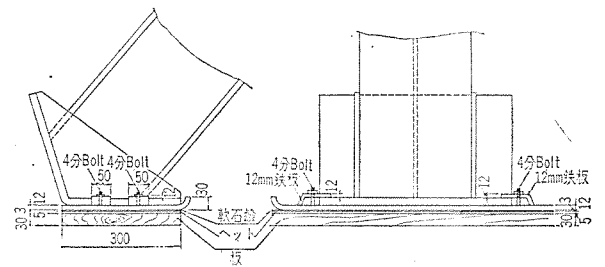


表-2 計算によるたわみ

点	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
たわみ (mm)	-6.6	-7.7	-4.6	2.5	14.4	22.1	26.5	19.9	6.3	1.9	-1.2

表-3 コンクリート打設後のたわみ (mm)

断面	2						7						10					
	イ	ロ	ハ	ニ	ホ	ヘ	イ	ロ	ハ	ニ	ホ	ヘ	イ	ロ	ハ	ニ	ホ	ヘ
下スラブ ウェブ打設時	-2.3	-0.3	0	0	0	+0.8	-0.2	+0.5	+2.5	+2.5	0	+2.5	-0.8	-1.3	+0.2	+0.5	0	0
上スラブ 打設時	-1.5	0	+0.2	+2.0	+1.6	+1.5	+4.7	+4.7	+6.0	+6.5	+6.7	+7.0	+1.3	+1.1	+1.7	+2.5	+1.8	+1.0
合計	-3.8	-0.3	+0.2	+2.0	+1.6	+2.3	+4.5	+5.2	+8.5	+9.0	+6.7	+9.5	+0.5	-0.2	+1.9	+3.0	+1.8	+1.0

わみ

(1) 支保工の沈下量(ビティ支保工)の場合

くいの沈下量	8 mm(載荷試験による)
木材接点のくいこみ量	4.5″(接点8ヵ所)
ビティ支保工の弾性変形	2.1″
I ビームのたわみ	3.2″(支間中央)

計 17.8≒18 mm

アーチ式支保工については表-2を参照。

(2) 主桁のたわみ

応力計算書にもとづき表-4のような仮定をした。なおクリープによるたわみは、つり桁の施工時までコンクリートのヤング係数が変らないものとしてつぎのように仮定した。

$$\delta_o = (\delta_o + \delta_{pt} + \delta_{pt}'' + \delta_s) \times \varphi$$

ただし  $\varphi = 1.5$  とした。

以上の計算をもとにして上げ越しを行なったが、ゲルバ一部で一部クリープを考慮した上げ越し量が残った以外はほぼ満足するものであった。

表-4 主桁のたわみ量(東京方連続桁の場合)  
(単位 mm)

点	0.5	1.5	2.5	3.5	4.0
桁自重 $\delta_o$	6.0	7.8	2.3	8.2	-0.5
プレストレス $\delta_{pt}$	-28.8	-40.4	-24.4	-18.2	9.4
2次応力 $\delta_{pt}''$	9.4	26.5	16.5	7.6	-5.3
舗装高欄 $\delta_d$	1.2	1.7	0.3	3.1	-1.4
つり桁 $\delta_T$	0.2	-0.9	2.2	-10.5	11.3
クリープ $\delta_\varphi$	-19.8	-10.5	-5.1	-19.0	22.8
合計	-31.8	-15.8	-8.2	-28.6	36.3

7. コンクリート工

コンクリートの示方配合は表-5のとおりで、すべて生コンを使用した。連続桁のコンクリートを打設するさい最も注意を払った点は、コンクリートの硬化が始まってから支保工が沈下を起すこと、およびコンクリートの乾燥収縮によるクラックなどである。この害をさけるために、中央支間は打ち残しておき、全径間の打設完了後に支点を打設する方法をとった。特にアーチ支保工の部分は、アーチに対する影響を考慮して両スパン対称に打設を行なった。打継目は5mm目位のラスを用い、引張側はコンクリートの目荒らしを行ない十分湿潤な状態にしてから支点部のコンクリートを打設した。コン

表-5 コンクリート示方配合(1m<sup>3</sup>あたり)

	セメント	単位セメント(kg)	単位水量(kg)	水セメント比(%)	粗骨材の最大寸法(mm)	単位粗骨材量(kg)	単位粗骨材量(kg)	スランプの罫(cm)	空気量の罫(%)	ポゾリス No.5(kg)
主桁コンクリート	早強ポルトランド	395	128	32.4	25	626	1250	0~5	2~3	1.97
つり桁場所打コンクリート	〃	310	128	40.0	25	696	1255	0~5	2~3	1.55

リートの打設は①下スラブ、ウェブまで②上スラブ③支点上、という順序で行なった。全径間の打設完了後、コンクリートの強度が150~200 kg/cm<sup>2</sup>に達したら乾燥収縮、および支保工の沈下による害をさけるために、2ケーブルだけ仮締めを行なった。この結果、主桁のクラックの発生は全然認められなかった。養生はクレハロンを散布し散水を行なった。

8. プレストレッシングについて

本橋のプレストレッシングは前述のごとく、1次、2次と2回に分けて行なったが、本緊張に先立ち、ジャッキとコーンの摩擦係数およびシースとPC鋼材の摩擦係数の測定を行なった(写真-3)。方法についてはここでは省略し結果についてのみ述べることにする。

写真-3 摩擦試験



(1) 摩擦係数の測定結果

- a) ジャッキとコーンの内部摩擦係数  $\alpha = 0.957$
- b) シースとPC鋼材の摩擦係数

従来摩擦係数は  $\mu$  と  $\lambda$  に分けられているが、 $\lambda$  は  $\mu$  とともに変化するものと考え  $\lambda/\mu$  を一定なものとした。したがって摩擦係数は  $\mu$  だけの変化を考えればよく、計算が簡単になる。 $\mu$  は次式により、それぞれの値の平均をとった。

$$\mu = \frac{l_n \alpha^2 P_1 / P_2}{(\sum \alpha + 0.013 \sum l) l} \quad (\lambda/\mu = 0.0133)$$

結果は表-6のとおりで、試験ケーブルは母集団全体を推定できるようなものとし、2腹部分8ケーブルについて行なった。

(2) 見掛けのヤング係数の測定

PC鋼材のヤング係数はただ単純に引張った場合と、ポストテンション方式のように、ケーブルに曲げ上げが

表-6 摩擦係数測定結果

ケーブル No.	$P_1/P_2$	$a_2 P_1/P_2$	$l_n a^2(P_1/P_2)$	$\frac{1}{(\Sigma\alpha + 0.0133 l)}$	$\mu$	ケーブルの形状
C <sub>4</sub>	1.89	1.7418	0.5549	0.5724	0.32	$\Sigma l = 54.90$ m $\Sigma\alpha = 1.0127$ rad
C <sub>4'</sub>	2.00	1.8432	0.6115	"	0.35	$\Sigma l = "$ $\Sigma\alpha = "$
C <sub>11</sub>	1.79	1.6497	0.5003	0.5947	0.30	$\Sigma l = 42.45$ $\Sigma\alpha = 1.1153$
C <sub>11'</sub>	1.76	1.6220	0.4837	"	0.29	$\Sigma l = "$ $\Sigma\alpha = "$
C <sub>10</sub>	1.90	1.7510	0.5602	0.6592	0.37	$\Sigma l = 40.46$ $\Sigma\alpha = 0.9773$
C <sub>10'</sub>	1.81	1.6681	0.5117	"	0.34	$\Sigma l = "$ $\Sigma\alpha = "$
C <sub>12</sub>	1.47	1.3548	0.3037	0.8812	0.27	$\Sigma l = 31.16$ $\Sigma\alpha = 0.7264$
C <sub>2</sub>	3.45	3.1795	1.1567	0.3148	0.36	$\Sigma l = 91.95$ $\Sigma\alpha = 1.8954$
$\bar{\mu} = 0.33$						

表-7 見かけのヤング係数測定結果

ケーブル No.	$P_1''$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$P_2''$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sqrt{P_1'' \cdot P_2''}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Delta l$ (cm)	$l/\Delta l$	$E_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )
C <sub>4</sub>	500	261	362	30.3	182.2	$1.78 \times 10^6$
C <sub>4'</sub>	"	247	351	28.7	192.5	1.82 "
C <sub>11</sub>	"	283	376	23.3	183.0	1.85 "
C <sub>11'</sub>	"	283	376	24.1	176.5	1.79 "
C <sub>10</sub>	"	253	356	22.7	178.8	1.71 "
C <sub>10'</sub>	"	284	377	22.7	178.8	1.82 "
C <sub>12</sub>	"	338	412	18.8	170.0	1.89 "
C <sub>2</sub>	"	152	276	38.9	237.0	1.76 "
$\bar{E}_p = 1.80 \times 10^6$ (kg/cm <sup>2</sup> )						

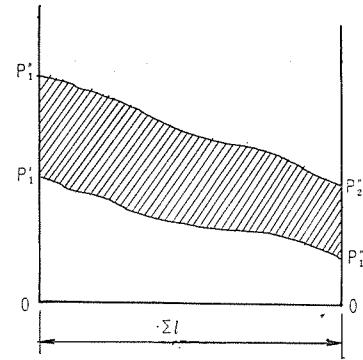
ある場合には違ってくる。そこで摩擦係数測定のさい圧力の測定と同時に伸びの測定も行ない記録した。

a) ヤング係数の算出方法 (1) の測定のとときに  $P_1 = P_1'$ ,  $P_2 = P_2'$  の各圧力を示したとき、伸びを 0 とし両定着端付近にマークする。

つぎに  $P_1 = P_1''$  (本試験においては圧力計の読み 500 kg/cm<sup>2</sup>) に上げ、これに対応する  $P_2 = P_2''$  を測定、同時に伸び  $\Delta l'$  を求める。伸び  $\Delta l'$  は図-5においてハッチした部分の圧力差を示している。圧力  $P_1$  が 0 から  $P_1''$ , また  $P_2$  が 0 から  $P_2''$  に至る伸び  $\Delta l$  はグラフで補正して求める。 $P_1''$  と  $P_2''$  の平均圧力は、対称ケーブルの場合、理論的には  $\bar{P} = \sqrt{P_1'' \cdot P_2''}$  で求められる。本主桁ケーブルは対称ではないが比較的長く、小さな角変化が数多くあるため対称と考えるとさしつかえない。な

お伸びの測定は左右両方で一度ずつ行なうので、このような仮定で計算しても平均的な値を求めることができる。見かけのヤング係数は次式により求める。

図-5



$$E_p = \frac{S}{\Delta l \cdot A_p} \text{ マノメーターの圧力に換算すると}$$

$$E_p = \frac{l}{\Delta l} C \cdot \bar{P} = \frac{l}{\Delta l} C \sqrt{P_1'' \cdot P_2''}$$

$$= 29.906 \frac{l}{\Delta l} \sqrt{P_1'' \cdot P_2''}$$

ただし  $S: 0 \sim P_1'' \sim P_2'' \sim 0$  で囲まれる P C 鋼線応力度の面積 (kg・cm)

$$A_p: \text{P C 鋼線断面積 (cm}^2\text{)} C; \frac{A_j}{A_p} = \frac{300}{11.15}$$

$$= 29.906$$

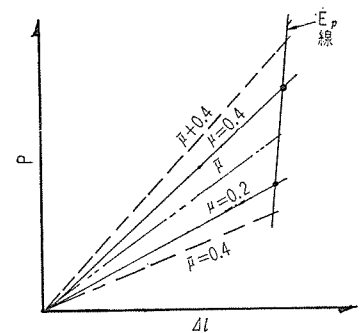
$A_j$ : ジャッキのピストンの純断面積 (cm<sup>2</sup>)

試験緊張によって求めたケーブル n の平均  $\bar{E}_p$  は  $\bar{E}_p = \frac{\Sigma E_p}{n}$  で求める (表-7 参照)。

### (3) ケーブルの伸びの計算およびプレストレスिंगの管理

伸びの計算はおのおののケーブルの  $\mu$  が 0.3 付近を中心としてばらついているものと考え、また  $E_p$  は  $1.90 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>,  $1.85 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>,  $1.80 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup> について計算した (実際は  $1.85 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup> を引き止め点とした)。プレ

図-6 プレストレスिंग管理図



ストレスिंगの管理は以上の計算をもとにした図を作成し、各ケーブルの管理を行なった (図-6 参照)。

設計断面における P C 鋼材の引張力と伸びから推定される引張力との差を 10% 以内 (P C 設計施工指針による)

とすれば、この 10% に相当する  $\mu$  の差は約  $\pm 0.4$  である。したがって本緊張における管理限界を  $\bar{\mu}-0.4 < \bar{\mu} < \bar{\mu}+0.4$  として行なった結果、すべてのケーブルがこの限界をはずれることはなかった。本橋のごとく、設計断面が多数ある場合において、そのケーブルの摩擦係数が応力計算書に仮定されている  $\mu$  と異なる場合には、すべての断面に設計どおりのプレストレスを導入することができないので引きだし、引きもどしの操作が必要である。しかし本橋は各断面とも緊張時に余裕があり、かつ平均の  $\mu$  が応力計算書の  $\mu$  と大差がないので上記の方法は行なわず少し引き気味となるようにした。

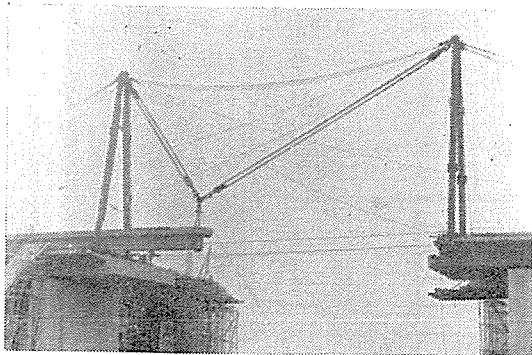
#### (4) その他

分割施工の場合、先に施工した 1 箱桁と、後からの箱桁を 1 体のものとした場合、プレストレスによるクリープの進行度の違いは 1 次プレストレス量も少なく、さほど問題はないと思われるのでここでは考えなかった。

### 9. つり桁架設

主桁（片側車線耳桁 2 本、中桁 3 本）の製作は、上り線分については既設の連続桁上で、下り線分は取付道路上で行なった。桁の引出しおよび架設は、張出し部上に鋼製二またを建て込み、重トロによりタワーの位置まで運搬しケーブルによる架設を行なった（写真-4）。桁自重は 1 本あたり耳桁 80 t、中桁 60 t で 1 日 1 本の割で架設を行なった。

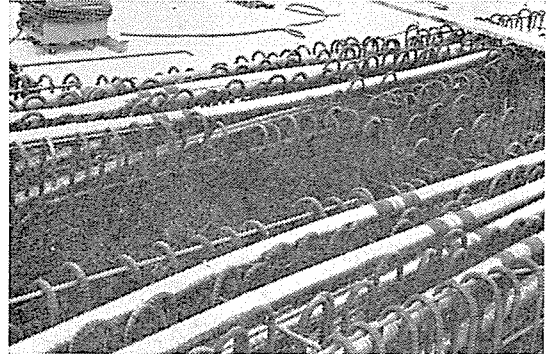
写真-4 つり桁架設



### 10. あとがき

4 径間連続桁の応力導入については当初いろいろ心配されていたが、無事所定のプレストレスを導入すること

写真-5 シース配置（支点部）



ができ、現在上り線は完成し、下り線も 9 月中旬には完成する予定である。本工事中に気づいた問題点はつぎのようなものである。

1) 設計の項で述べたように、上床版張出し部が大きいため、スターラップ筋が非常に多くなっている。そのため腹部定着のシース ( $\phi 72$  mm) の配置が困難であった（写真-5）。

2) シースの径が 72 mm であるため、バイブレータの入る間隔もあまりとれず、0~5 cm のスランプではコンクリートの打設がむづかしい。良好なコンクリートを打設するには少なくとも 7 cm 位のスランプが必要と思われる。

3) 12 $\phi$ 12.4 mm 用に 72 mm のシースを使用した。センター スパイラルをのぞけば 60 mm 位のシースでも PC 鋼材をつつむことができる。

本橋でも一部短かいケーブルにつき試験的に 60 mm を使用したが、グラウト、緊張など良好であった。シースの径が 60 mm であれば、シースの配置、コンクリートの打設などは非常に容易になる。

1965. 8. 17・受付

### 御 転 居 先 連 絡 御 願 い

最近会誌御送りして受取人不明および住所（勤務先）見当らず返送されてくる数が相当あります。当協会では変更の御通知があれば名簿を整理訂正して手落ちないように努めております。一回の郵送料が 40 円もかかり会誌作製費の増大とともに協会の経理面において非常な負担となりますので、それらの点を御考察のうえ連絡先が変更になった場合はただちに連絡下さいますよう御願いたします。