

首都高速道路第106工区上部新設工事工事報告

中 橋 宏*
 柏 原 吉 彦**
 佐 藤 金 吉**

1. ま え が き

首都高速道路1号線は東京都台東区入谷を起点として太田区糀谷町で終点となる延長 20.86 km の大動脈で昨年京橋～芝浦間の 4.5 km を供用開始し、続いて本年12月20日に同区をふくめ12.8 km を供用開始するために目下昼夜兼行の猛工事中である。このうち勝島地区約2 km のうち約半分がPC連続箱桁橋であるのでPC連続桁の施工上の諸資料を取りまとめ参考に資するものである。

2. 工 事 概 要

施工箇所：東京都品川区勝島町2番地地内
 施工内容：フレッシュナー方式によるPC3径間連続桁および横ばり地覆高欄伸縮継手取付まで
 活荷重：T-20, L-20
 有効巾員：7.5m×2車線
 工 期：昭和37年6月13日～昭和38年10月31日
 事業主体：首都高速道路公団
 施工業者：オリエンタルコンクリートKK
 橋 長：上下線平均 490 m
 下線オンランプ 101.5 m
 請負金額：269 440 000 円

表-1 主要材料

種 別	単位	数 量	橋面積当り
コンクリート	m ³	5 396 ¹	0.65
型わく(内外とも)	m ²	25 763 ⁶	3.10
PC鋼線	t	135 ⁵	0.016
PC鋼棒	"	1 ⁹	0.000 23
鉄筋異型	"	420 ³	0.050 6
鉄筋普通	"	346 ⁴	0.041 6

(橋面積 8 290 m²)

3. 構造上の特徴

一般構造は図-1に示すようにゲルバーつき3径間連続桁で主ばりは3ウェブ2ボックスの断面よりなり、橋軸直角方向すなわち床版横ばりは鉄筋コンクリート構造、橋軸方向すなわち主ばりはポストテンション形式フ

* 首都高速道路公団参事、第一建設部勝島出張所長

** オリエンタルコンクリートKK

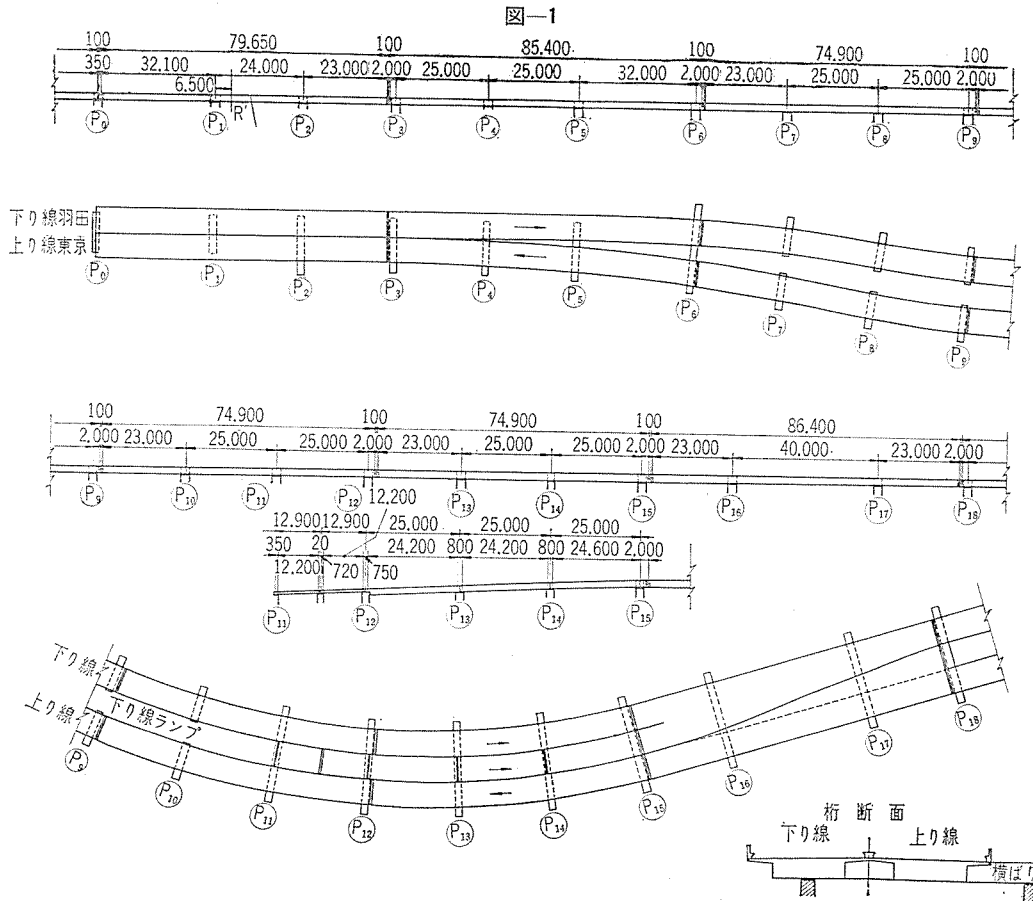
レッシュナー工法であり12×φ7mmのPC鋼線を使用しプレストレスを導入する設計となっている。また支承部は橋脚上に特殊シューすなわちミーハナイトGAに特殊ゴム(フレッシュパット)を緩衝材として使用したものをを用いている。支点上橋軸直角方向に主ばり高と同高の横ばりがあり外観は図-1でもわかるように主ばりと主ばりで横ばりをつつんでいる形となっている。また横ばりの設計は12×φ7mmのPC鋼線を使って軸力を与え、偏心軸圧を受けた鉄筋コンクリート構造となっている。図-1のP₀～P₃の連続ばりは交通処理上の問題から3径間同時施工が困難のためP₀～P₁とP₁'～P₃に分括して施工できるように設計変更を行ない、連続桁の分括施工を行なった。この分括施工についての諸問題は別途に報告する予定である。

4. 施 工 概 要

構造上の特性より施工順序は横ばりを施工しプレストレス導入を行なってから主ばりを施工し3径間一体の連続桁とする。本工事は横ばり部支保工には鳥居わくに加工した木製支保工を組立て、メタルフォームを使用して型わく組を行ない鉄筋組立てののち横ばりのシースPC鋼線を配置し、橋軸方向には主ばりのPCケーブルと接合するようにシースを設置しコンクリート打設、養生後プレストレスを導入し、主ばり部の施工に移った。主ばり部の支保工にはビティサポートを使用、外型わくにはメタルフォームを使い鉄筋組立シースPC鋼線の配置が終わったのち木製の内型わくをすえつけ、上床鉄筋の組立を行なった。コンクリートは生コンクリートを用い、2本杭タワーでコンクリートを上げ、ネコ車で打設場所に運搬し棒状の内部振動機を使用して打設を行なった。養生後コンクリート強度が300 kg/cm²に達したときにプレストレッシング、グラウチングを行ない、3径間一体の構造物としたわけであるが、以下施工順序を追って実施内容を述べることにする。

(1) 支 保 工

横ばり部は木材(末口φ150～φ180の丸太)を使って鳥居わくに加工組立たものを基礎固めを行ない矢板を敷き尺角を並べた基礎の上に並べ丸太末口150mmニツ割の



筋違いを $\phi 16$ ボールトを使って緊結して組立て解体移動に際しては筋違いのボールトをゆるめて一わく一わくに分解し1わく単位に移動した。主ばり部は基礎固めした地盤に矢板もしくはマクラギを並べ橋軸方向に太鼓落し(6寸 \sim 7寸 \times 12尺)を並べ、その上にビティ サポートを組むベタ足場式の支保工とした。支保工の施工条件として(1)支保工の沈下量を最小にすること。(2)プレストレッシングに際して桁の弾性変形を妨げないようにす

ること、等を考慮に入れて図-2(a)(b)の構造にした。横ばり部の支保工を木製にした理由は(1)横ばりの形状は主ばりがクロノイドまたは円曲線になっているため、それともなうカントまた横断勾配によって底面の屈折が激しいために、木製わくの上に勾配に合わせたツカを立てることにより勾配調整が簡単であり、またIビームを併用することによってわく間隔を広くとることが可能であり、そこが通路に利用できること。(2)解体移動に簡単な事等である。主ばり部の支保工にビティ サポートを使った理由は組立解体が簡単であり作業員の職種を問わず誰でも施工できることであるが難点は部材数が多く積置場を広く取ることである。以上の理由によって前記二者の併用で施工を行なった。支保工に作用ある荷重は次の

図-2 (a)

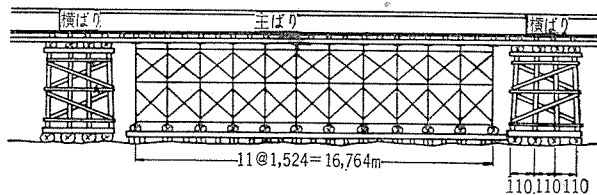


図-2 (b)

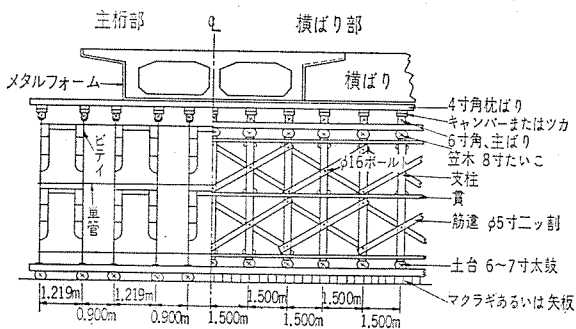


表-2

	橋 ば り 部		主 ば り 部	
自重 (a)	9.62 t/m	横ばりコンクリート	7.57 t/m	主ばりコンクリート
" (b)	4.32 t/m	ゲルバー部		
型 わ く	0.26 t/m	メタルフォームおよび角材	0.97 t/m	メタルフォーム内わく角材
活 荷 重	6.60 t/m	$300 \text{ kg/m}^2 = w$	2.10 t/m	ビティ
計	14.80 t/m		10.64 t/m	$300 \text{ kg/m}^2 = w$
柱 1 本 当 た り	5.60 t	$14.8 \text{ t} \times 1.50 \text{ m} \times 1/4$	2.70 t/脚	$10.64 \times 1.524 \times 1/6$
m^2 当 た り	9.90 t/m ²		2.10 t/m ²	

とおりである。

a) ビティ サポート安全計算

ビティ 1 わくあたり $p = (10.64 \times 1\,524) \times 1/3$ わく = 5 400 t/わく

図-2 (b) より主桁底巾 5.00 m 部分の 3 わくで受持つものとする。1 脚あたり $p' = 5.40 \times 1/2 = 2.70$ t/脚

ビティわく高 1.914 m で座屈長さは筋違いによって抱束されるものと考え筋違いの固定間距離とする。

固定間距離 $l_s = 1.22$ m

パイプ断面二次半径 $i = 1.427$ cm

注 f_c : 許容圧縮応力度

断面積 $A = 3.04$ cm²

f_k : 許容座屈応力度

細長比 $\lambda = \frac{l_s}{i} = 86$

座屈係数 $\omega = 1.42$ $\omega = \frac{f_c}{f_k}$

座屈応力 $\sigma_c = \frac{1.42 \times 2\,744}{3.04} = 1\,280 < 1\,400$ kg/cm²

で安全である。

b) 沈下量 (型わく上越し量) の設定

(1) 地耐力については施工着手直前まで重交通の道路として使用してありアスファルト舗装の施した道路で不等沈下の考えられない良質な地盤であったが、念のため載荷試験を行なったが、その結果は 図-3, 表-3 に表わされており実際においても不等沈下はなかった。

表-3

荷重 t	単位断面積 kg/cm ²	P ₁₅ 付近	P ₀ ~P ₁
		沈下量	沈下量
0.00		0	0
0.50	0.70	11. ⁵	10. ¹
1.00	1.41	26. ¹	27. ⁵
1.50	2.12	38. ⁰	39. ³
2.00	2.83	64. ⁰	58. ⁰
2.50	3.53	95. ⁰	78. ⁰
3.00	4.24	124. ⁰	100. ⁰
3.50		146. ⁰	125. ⁵
K 30 kg/cm ² /沈下量		34. ²	42. ⁴
K 75 kg/cm ² $\frac{K\,30}{2.2}$		15. ⁵	19. ³

注: K 30, K 175 は一般の K 値ではない。

(2) 支保工の沈下量設定には 図-4 の部材の組合わせから次のように推定した。(1)メタルフォームと枕ばりのかみ込み 2 mm, (2)枕ばりと主ばりキャンバーの接合点 (4 カ所) 4 mm, (3) ビティサポート弾性ひずみ ($l=4$ m) 2 mm, (4) ビティサポートと太鼓落としとの接合点 1 mm, (5) まくらぎサンドルの接合点または矢板とまくらぎとの接合点は使用材料を製板していないこと、また直接地盤に接触する部分にかなり不陸があると予想されること、等考慮のうえ全径間について平均 3 段まくらぎを

図-3

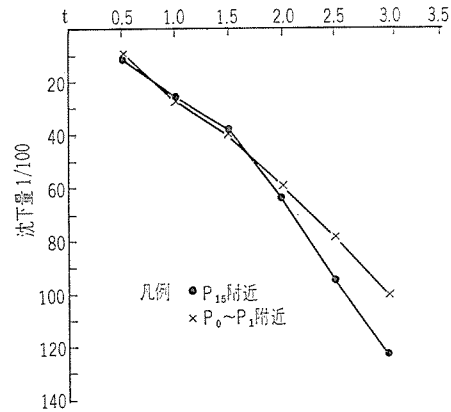
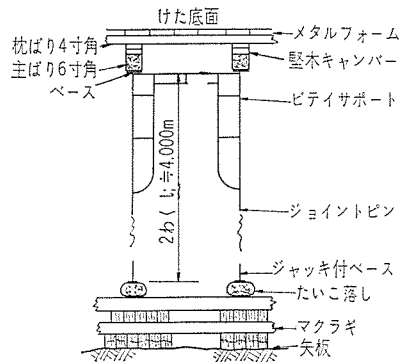


図-4



使用することになると 1 カ所 2 mm として 10 mm の沈下量とすると上記全沈下量は 19 mm となる。プレストレス導入によるたわみ (静荷重によるたわみと合成したもの) は全径間を通して最大 +8 mm から最小 \pm -3 mm の間にあるので最終的には -3 と +8 mm の上越しが残されることになるのであるが、なお安全をみて 10 mm を加えスパン中央で 30 mm 横ばりとの接合点で 10 mm の上越しを行なって支保工、型わくを組立てた。沈下量についてはコンクリート打設中、図-5 に示すような測点を設けて実測したがその結果は表-4, 図-6 に示されている。実測値はかなりのバラツキを示したが一

表-4

項目	位置	1-a	1-b	1-c	1-d	1-e
		平均 \bar{x} mm	9	8. ⁴	13. ⁵	9. ⁸
標準偏差 $\pm\sigma_x$		± 1.0	2. ⁰	4. ²	1. ⁰	1. ⁰
項目	位置	2-a	2-b	2-c	2-d	2-e
		平均 \bar{x} mm	10. ⁷	11. ⁴	15. ⁴	11. ⁸
標準偏差 $\pm\sigma_x$		± 3	3. ⁰	2. ⁵	2. ⁵	1. ⁹
項目	位置	3-a	3-b	3-c	3-d	3-e
		平均 \bar{x} mm	9. ³	10. ⁰	13. ²	10. ⁹
標準偏差 $\pm\sigma_x$		± 1.7	1. ⁷	1. ⁰	1. ⁴	1. ⁰

注 \pm は上向きのキャンバーをさす。

図-5

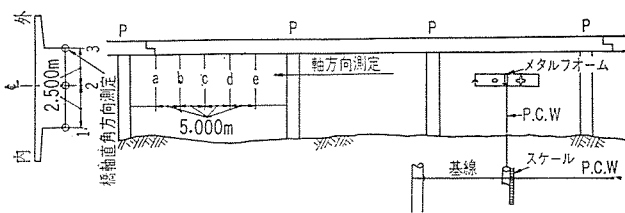
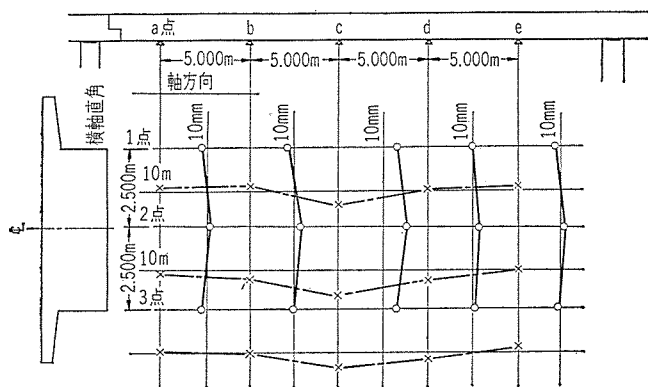


図-6



応各点の平均値を求めたのが表-4であり、この実測値から部材の組合わせが図-4程度のもので17~13mmの上越しが必要であり仮定値で10mmの安全をみたことは、いくぶん大きすぎたと思われる。

(2) 型わく

高架橋の構造を正確に作るためには沈下の少ないステーキングと強固で正確に組み立てられた型わくが必要である。先に述べたステージング上に外わくはメタルフォームを使用して図-7に示すような構造とした。ピティわく上に6寸角を主ばりと

図-7

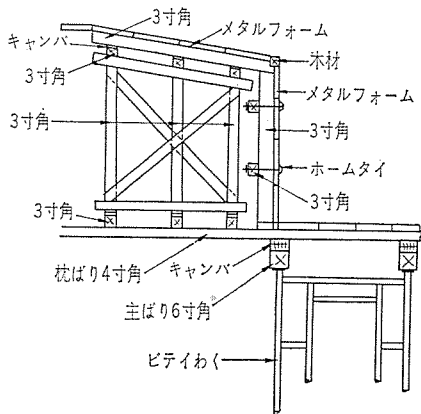
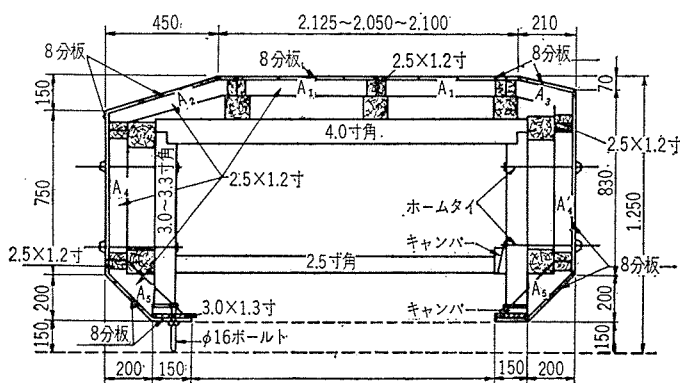


図-8



して橋軸方向に流し、4寸角を枕ばりとして橋軸直角方向に0.5m間隔に置き、主ばりと枕ばり間にキャンバー(堅木)を入れて横断勾配と縦断勾配の調整、木材間の不陸の調整またプレストレス前中また後の底板の脱型を容易にすることとした。フランジ部分についてはコンクリート打設を腹部まで打止めとするので、そのさい生じた支保工および型わくの沈下量をフランジ部のキャンバーを調整することによって計画縦断に修正できる構造となっている。また内わくは図-8に示す構造で組立移動補修を考へて、最も簡単な形としてA₁~A₅の五つの形からなるパネルに製作した。底床との支えにはφ16mmのボルトを二段つなぎに作成して上のボルトは回転でき下部はセパレーターとして下床に残る仕組みのサポートを使用した。

(3) シースおよびP.C鋼線の配置

本橋のシース形状はほぼ図-9のように分類され、各径間はこの形状の組合わせで設計されている。主ばりシースの配置順序はまず横ばりが先に作られるので横ばりと主ばりのウェブが接合する位置に正確に配置して横ばりを施工し、主ばりシースは下床および腹部鉄筋(スターラップ)を組立て後、所定の位置に固定し、横ばりに出ているシースと接合した。シースは内径45mm、肉厚0.25mm、長さ4.5mを1本とするワインディングシースを用いシース間の接合にはジョイントカップラーを用い、その上をブラックテープで巻きコンクリート打設中モルタルの侵入することを防止し、またバイブレーターによって破壊されることを防ぐためφ7mm P.C鋼線を13本入れて配置し、打設後に1本を引抜いてシースの破壊を検査するようにした。シースの固定はスターラップφ13mmの丸鋼にスペーシングバーとして丸鋼φ13を結束してその上にシースを配置して緊結し、コンクリート打込みのさい移動せぬように上下にも#18の結束線で結束した。シースの配置の完了をまって、あらかじめ所定設計長に切断したP.C鋼線13本を1ケーブルとして(1本は後で抜く)各シースにそう入して組立を完了する。

(4) コンクリート工

コンクリートの圧縮強度は材令28日で400kg/cm²、350kg/cm²の2種類であり配合は表-6のとおりである。配合決定にあたっては試験練りを行ない施工上より現場着8cmのスランプとした。コンクリートは、小野田レミコンKK製の生コンクリートを使用し、運搬にはハイロ式のアジテーターミキサー車を用い図-10に示す方法で打込みを行なった。コンクリートの上揚には簡易2本杭タワー(単胴ウインチ15HPつき)を用い、タワーのフローホ

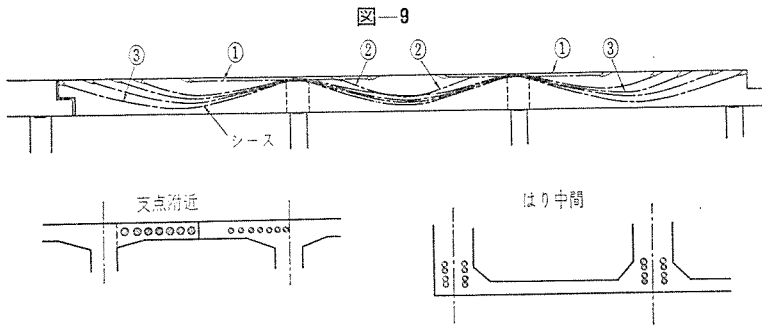
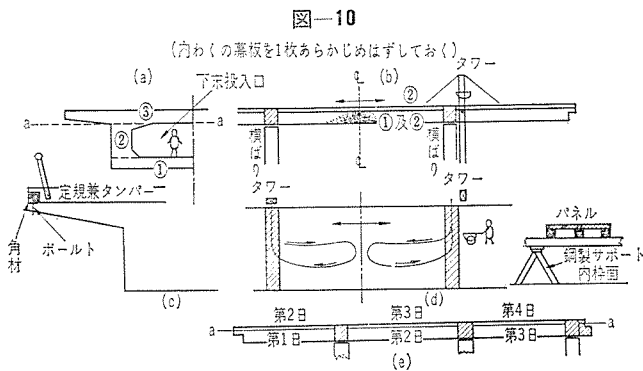


表-6

粗骨材 最大寸 法 (mm)	コンクリート		コンクリートの配合 (1 m ³ あたり)							主桁 横梁 同上 地覆
	強 度	スランブ (cm)	水セメン ト比(%)	砂率 (%)	セメン ト(kg)	水 (kg)	砂 (kg)	砂利 (kg)		
25	$\sigma_{28} = \text{kg/cm}^2$ 350	6±2	41.²	35	397	164	645	1 215		
25	400	6±2	37	33.³	440	165	601	1 220		
25	250	9	52.⁵	40	324	170	757	1 147		

セメント：小野田早強および普通ポルトランドセメント
 細骨材 相模川産、利根川産混合、F.M. 2.93 比重 2.60
 粗骨材 安倍川〃 F.M. 6.92 比重 2.63

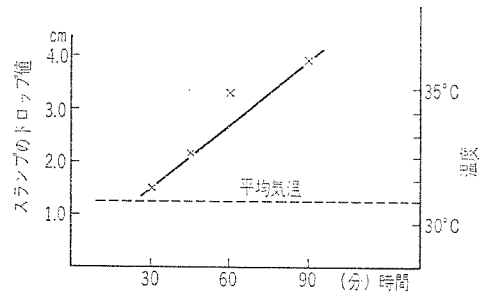


ッパーよりネコ車(2切入)で打設箇所に運び棒状の内部振動機(8000~10000 rpmの振動数)で締固めを行なった。打込み順序は図-10(a)に示す断面でa-a線までを一日の施工量と定め(平均50m³)①の部分(下床)をスパン中央より振り分けて打ち次に②の部分(腹部)を同様に施工して第1日を終る。その後、上床版仕上げ用定規兼タンパーのやり方を図-10(c)に示す方法で出し、③の部分(上床版)のコンクリートを打ち1スパンの打込みを完了する。3径間の打設日数は図-10(e)に示すように行ない4日間で完了した。養生につ

表-7

ロット No.	φ15×30			φ10×20								
	材令 28日			材令 3日			材令 7日			材令 28日		
	平均 $\bar{x}(\text{kg/cm}^2)$	標準偏差 (kg/cm ²) ±σ _x	変動係数 δ%	平均 $\bar{x}(\text{kg/cm}^2)$	標準偏差 (kg/cm ²) ±σ _x	変動係数 δ%	平均 $\bar{x}(\text{kg/cm}^2)$	標準偏差 (kg/cm ²) ±σ _x	変動係数 δ%	平均 $\bar{x}(\text{kg/cm}^2)$	標準偏差 (kg/cm ²) ±σ _x	変動係数 δ%
1	491	13.5	2.7	246	20.5	8.3	410	19.1	4.7	4.98	15.6	3.1
2	488	15.6	3.2	242	18.0	7.4	411	12.5	3.0	4.90	12.5	2.6
3	486	10.5	2.2	226	12.9	5.7	402	13.9	3.5	4.87	12.4	2.5

図-11



いては散水養生と、上床版にはクレハロンラテックスを散布する方法の二者を併用した結果、上床版のヘアクラックが比較的少なく良好であった。表-7は本工事に使用したコンクリートの圧縮強度と変動係数の一部を示したものである。品質の管理としては良好な結果であると思われる。表-8は夏期における生コンクリートの工場出発時のスランブと、現場到着時のスランブの

変化を測定したもので、これを整理すると表-9、図-11のような値を示しスランブのドロップは運搬時間に比例すると思われる。交通頻繁な都市での生コンクリートの使用には現場付近の生コン会社を選び、かつ交通量の少ない時間をねらって打設することが望ましい。

(5) プレストレッシングおよびグラウチング

プレストレッシングに先立ってプレストレスによる桁の変形に対する拘束を少なくするため支承部の型わくを除却しシューのPC鋼棒(PC鋼棒を用いて特殊ゴムを変形させていた)をゆるめて移動を円滑にするようにし、型わくについてはスパン1/4、1/2部の底板を脱型して桁の変形を拘束せぬようにし、プレストレッシングを開始する。特に支点部の下縁には直後のプレストレス+直後の二次応力によって、きれつを発生する恐れがあるので主ばり自重にたえるだけのプレストレスを導入後、ただちにまくらばりの下にあるキャンバーをゆるめて自重を作用させ、きれつ発生を防止する。以上のことを考慮してφ7mm用フレッシュネー式ダブルアクションジャッキE型を6台すなわち3組使用して全断面同時にプレストレッシングを行なった。緊張力と鋼線の伸びに

表-8

トラックの台数	工場測定				現場測定				測定差		
	スランブ (cm)	コンクリート温度 (°C)	気温 (°C)	測定時間 時,分	スランブ (cm)	コンクリート温度 (°C)	気温 (°C)	測定時間 時,分	スランブ (cm)	コンクリート温度 (°C)	測定時間 時,分
1	9.8	29.7	31.0	8.20	7.5	30.5	29.5	8.55	-2.3	0.8	0.30
2	8.5	29.6	31.2	8.40	4.0	31.0	30.0	9.40	-4.5	1.2	1.00
3	8.4	30.7	"	9.00	5.0	"	30.5	10.00	-3.4	0.3	1.00
4	7.6	"	31.5	9.20	5.6	"	30.0	10.30	-2.0	0.3	1.10
5	7.8	"	32.0	9.45	—	—	—	—	—	—	—
6	9.0	30.8	32.9	10.30	5.2	31.5	31.0	11.00	-3.8	0.7	1.30
7	8.5	"	"	10.55	6.0	31.9	31.5	11.30	-2.5	1.1	0.35
8	9.0	"	33.2	11.25	7.3	"	31.7	12.10	-1.7	"	0.45
9	8.7	"	33.5	13.10	6.0	"	32.0	14.00	-2.7	"	0.50
10	10.5	"	"	14.15	9.5	30.7	32.5	14.45	-1.0	-0.1	0.30
11	10.5	"	33.4	14.55	9.7	31.0	31.3	15.25	-0.8	0.5	0.30
12	9.7	30.5	33.0	15.30	8.3	30.5	30.0	16.00	-1.4	0	0.30
13	9.5	30.0	"	16.00	8.7	30.0	29.0	16.30	-0.8	0	0.30

については摩擦係数 μ を二、三仮定してその摩擦係数で計算して求めた緊張力と伸びの関係をプロットしたグラフを作成し、緊張作業中に実測値をこのグラフにプロットして最終緊張力を現場で計算して決める方法をとった。

表-9

経過時間 分	スランブのドロップ値 (cm)
30	1.5
45	2.2
60	3.3
90	3.8

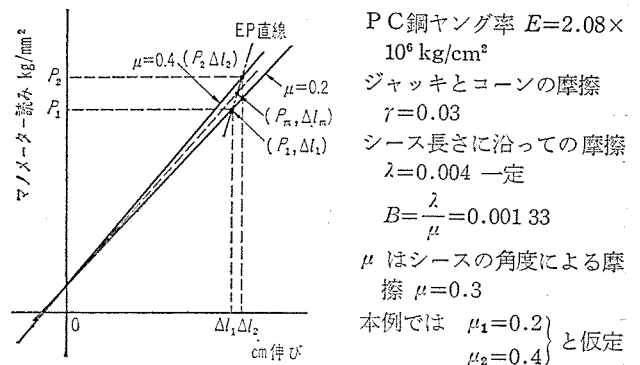
この方法は、あるケーブルの μ が μ_1 と μ_2 の範囲にあると仮定して μ_1, μ_2 を使って $(P_1, \Delta l_1)$ $(P_2, \Delta l_2)$ を計算し、図-11 のようにグラフに $P \Delta l$ をプロットし、そのグラフ上に緊張作業中 $P \Delta l$ の軌跡を画き最終緊張力の前に、軌跡の延長が印直線と交わる点を最終緊張力 $(P_m \Delta l_m)$ とするわけである。本橋の場合 $\mu_1 = 0.2, \mu_2 = 0.4, \lambda$ は 0.004 と一定であると仮定し、

$$B = \frac{\lambda}{\mu} = \frac{0.004}{0.3} = 0.0133 \text{ とし PC 鋼線のヤング率は試験成績表のグラフより算出し } E = 2.08 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ を用いて計算を行なった。}$$

$(P_m \Delta l_m)$ が印直線と交わった点より μ の値を読んだものが表-10 に示す値である。 μ の平均は 0.349 の値となった。応力計算書使用の $\mu \lambda$ の値は 0.3, 0.004 であり戻り 4 mm として計算しており、戻り量についても $\mu_1 = 0.2, \mu_2 = 0.4$ のおのおのに対し計算して引き戻しの必要あるケーブルについてはこれを行なって設計断面の応力を満足するように作業を行なった。

グラウチングモルタルの配合は、セメント 100 に対して水セメント比を 37~39% の範囲とし混和剤にアルミニウ

図-12



△粉末をセメント量×0.01%, ポゾリス No. 8 をセメント量×0.25% 入れて FKK 式ミキサーで 5 分間ミキシングしたものをアジテーター (1 秒間に一回転) に入れ材料分離を防ぎながら手動ポンプと電動つきポンプの併

図-13

項目	昭和37年												昭和38年											
	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月							
準備工																								
仮設工																								
横ばり工																								
主ばり工	$P_0 \sim P_3$																							
	$P_3 \sim P_6$																							
	$P_6 \sim P_9$																							
	$P_9 \sim P_{12}$																							
	$P_{12} \sim P_{15}$																							
ランブ	$P_{11} \sim P_{12}$																							
	$P_{12} \sim P_{13}$																							
	$P_{13} \sim P_{14}$																							
	$P_{14} \sim P_{15}$																							
地覆高欄工																								
伸縮継手ハンドリール取付工																								

表-10

ケーブル No.	C ₁			C ₄			C ₅			C ₁₀			C ₁₁		
ケーブル位置	山側	中心	海側	山側	中心	海側	山側	中心	海側	山側	中心	海側	山側	中心	海側
$\dot{\mu}$	0.27	0.2	0.2	0.34	0.36	0.34	0.4	0.16	0.2	0.56	0.358	0.558	0.3	0.32	0.33
$\bar{\mu}$	0.223			0.346			0.25			0.49			0.31		

ケーブル No.	C ₁₂			C ₁₃			C ₁₄			C ₁₅			C ₂		
ケーブル位置	山側	中心	海側	山側	中心	海側	山側	中心	海側	山側	中心	海側	山側	中心	海側
$\dot{\mu}$	0.35	0.31	0.29	0.34	0.28	0.38	0.54	0.49	0.25	0.52	0.31	0.32	0.50	0.82	0.46
$\bar{\mu}$	0.31			0.33			0.42			0.35			0.59		

ケーブル No.	C ₃			C ₁₆			C ₁₇			C ₂₀			C ₂₁		
ケーブル位置	山側	中心	海側	山側	中心	海側	山側	中心	海側	山側	中心	海側	山側	中心	海側
$\dot{\mu}$	0.68	0.40	0.48	0.36	0.2	0.54	0.4	0.3	0.36	0.12	0.3	0.2	0.2	0.2	0.27
$\bar{\mu}$	0.52			0.33			0.35			0.21			0.22		

ケーブル No.	C ₂₂			C ₂₃			C ₁₈			C ₁₉			C ₈		
ケーブル位置	山側	中心	海側	山側	中心	海側	山側	中心	海側	山側	中心	海側	山側	中心	海側
$\dot{\mu}$	0.35	0.32	0.32	0.4	0.4	0.30	0.30	0.35	0.40	0.33	0.33	0.27	0.28	0.34	0.30
$\bar{\mu}$	0.33			0.34			0.35			0.31			0.31		

ケーブル No.	C ₉			C ₆			C ₇			$\dot{\mu}$ の平均 0.349
ケーブル位置	山側	中心	海側	山側	中心	海側	山側	中心	海側	
$\dot{\mu}$	0.4	0.31	0.28	0.58	0.49	0.49	0.4	0.29	0.36	
$\bar{\mu}$	0.33			0.52			0.31			

用で注入を行なった。注入のスピードは1分間2~3mであった。支点部のシースの曲げ上がったところには空気孔を設けた。特に夏期の施工にはシース内に水を注入してシース内の温度を下げてモルタルの硬化を遅延させ途中でつまらないように注意して作業を行なったので全径間について割合スムーズな施工ができた。

5. む す び

本文はPC3径間連続ばりの現場施工状況を中心に述

写真-1 特殊シューのすえつけ状況

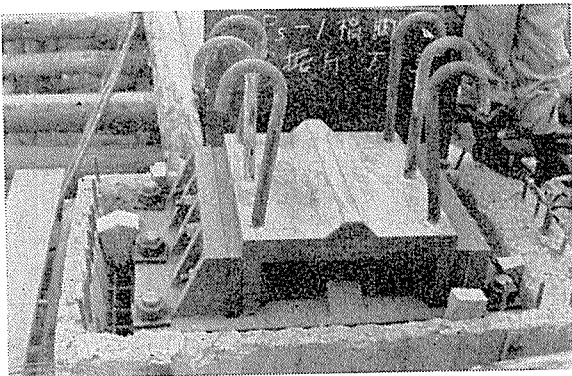


写真-2 主ばりのピティサポート組立状況

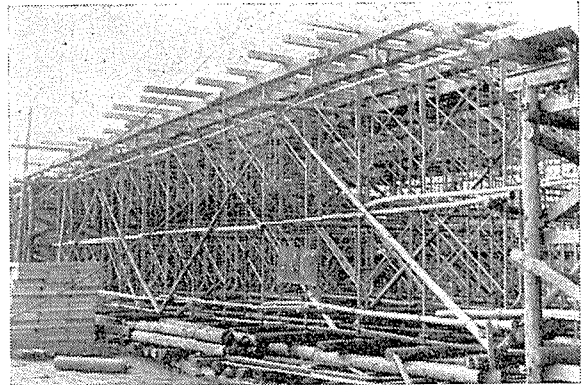


写真-3 横ばり木装ステーキング

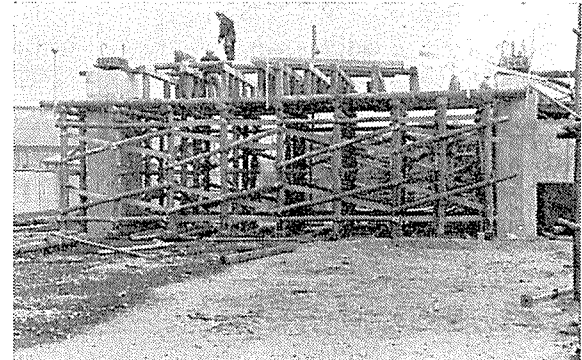


写真-4 横ばり木製ステージングと主ばり方向のシース配置

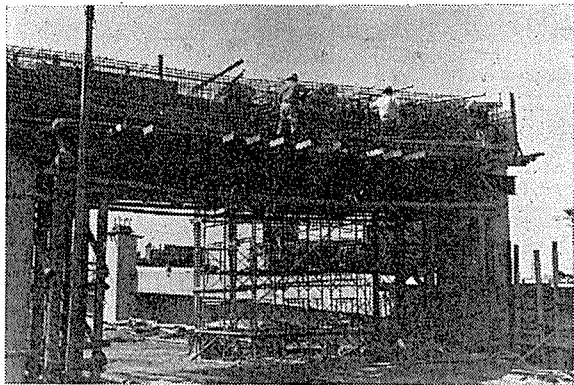


写真-5 横ばりシース配置

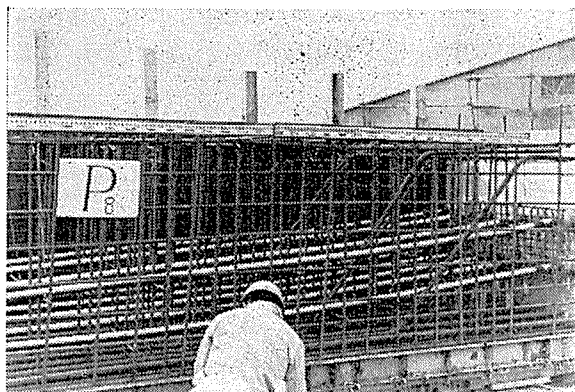


写真-6 上床版鉄筋組立



写真-7 主ばりシース配置

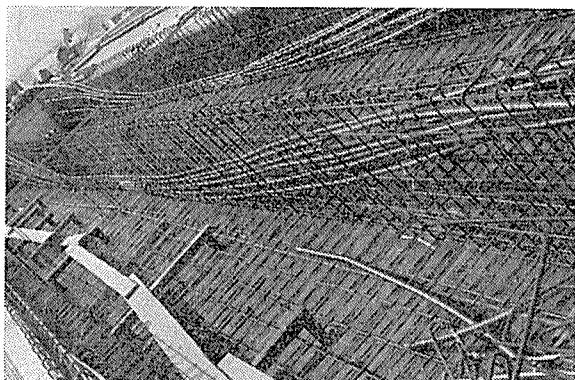


写真-8 主ばり腹部までのコンクリート打込み作業



写真-9 上床版のコンクリート打込み作業

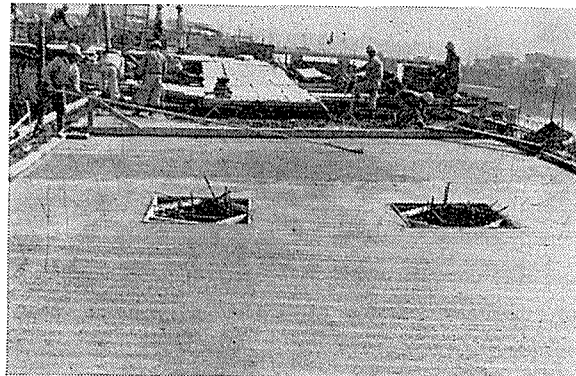
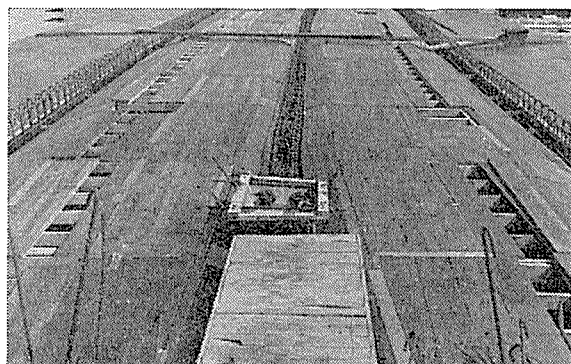


写真-10 主ばり外わく組立



写真-11 内わく組立



である。

参 考 文 献

- 1) 齋藤 昇：プレストレッシングの管理の方法，土木技術 1963, 1月2号
- 2) 野口 功：プレストレッシングの管理，プレストレストコンクリート 1963, No. 4 1963.11.5・受付

べたもので着工が土地の買収関係および交通処理関係の諸問題で遅れ，したがって工期に終始追われた苦しい工事であったが，関係各方面の御尽力によって工期内に無事竣工できることを本誌を借りて感謝の意を表する次第