

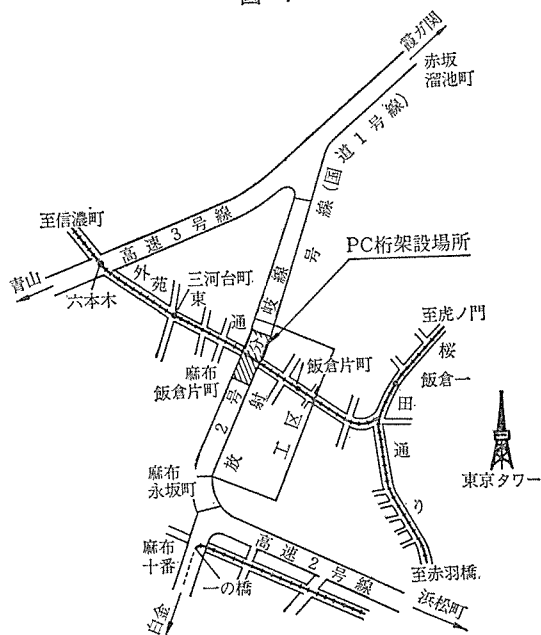
長大プレキャスト ブロックを用いた PC 箱桁橋の施工について

津 野 和 男*
 金 光 宏**
 福 馬 靖 生***

1. ま え が き

首都高速道路 2 号分岐線新設工事の一環として、東京都港区麻布飯倉片町地内で、長大プレキャスト ブロック(10 m 32 t) を中央径間に用いた 3 径間連続 PC 箱桁橋が施工されている。2 号分岐線は、首都高速道路 2 号線と、3 号線のインターチェンジを一部分受けもっており、国道 1 号線の中央を通っている(図-1)。2 号分岐線の構造は、往復車道を高架部分と掘割り部分の上下に分離したものとなっている(図-2)。

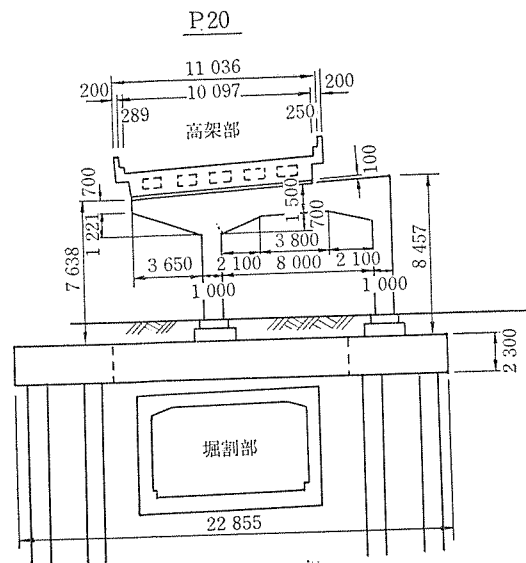
図-1



本工法は、中央径間に架け渡したエレクトロシオン トラスを用いて、場所打ち施工の左右側径間からプレキャスト ブロックを 1 ブロックずつ、側径間をカウンター ウェイトにとって張り出し、つぎに左右プレキャスト ブロック先端を場所打ちコンクリートで閉合して連続桁とするものである。本橋は、飯倉交差点に位置し、営団地下鉄日比谷線および都電と立体交差している。

* 首都高速道路公団 神奈川建設局設計調査課長
 ** " 谷町出張所主査
 *** " " 技師

図-2



2. 構造形式の選定

本橋の中央径間は都電をまたぐ位置にあり、支保工上で場所打ち施工ができないので張り出し施工を行なう。この場合考えられる形式としては、1) 中央ヒンジ式、2) ゲルバー式、3) 連続合成桁式、4) ブロックをつなぎ最終的に連続形式とするもの、などがあげられる。

本橋の場合、半径 200 m、カント 7 % の曲線となるので走行性、架設の容易性、経済比較、工期等の観点からつぎのように決定した。すなわち、側径間および中央径間の橋脚から 6 m の部分は支保工で場所打ちし、これを対重として、プレキャスト ブロック (10 m 32 t) を左右から張り出し、中央 1.40 m の間を場所打ちにして、最後に連続ケーブルを緊張して 3 径間連続桁となるようにする。桁高は前後の関係から 1 m とし、架設時のつり下げを考慮して、箱桁断面の 3 主桁とし、中間橋脚上では、桁腹部を 30 cm→70 cm、下床版を 16 cm→30 cm と厚くしている。このような形式の利点としては、長大ブロックを使用しているため、上げ越しの調整が容易であり、前もってブロックを作成しておくことによる工期短縮があげられる(図-3、写真-1)。

図-3

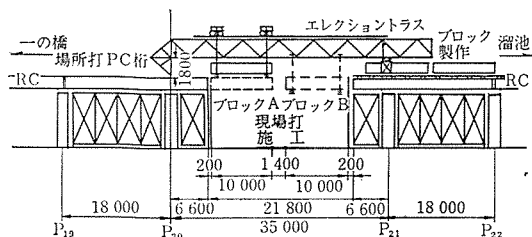
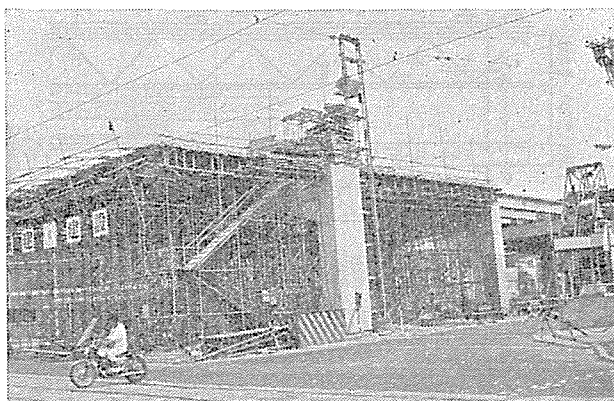


写真-1



3. 設計概要

設計条件としては、1) コンクリートの圧縮強度は、場所打ちコンクリート部、プレキャストブロック部とも、 $\sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$ 、プレストレス導入時 $\sigma_{cpl} = 350 \text{ kg/cm}^2$ 。2) 場所打ちコンクリート部はパーシャルプレストレスリング、プレキャストブロック部はフルプレストレスリングとし、とくに場所打ちコンクリート部とプレキャストブロック部の継目部では(1.1×静荷重+1.2×動荷重)の载荷に対して圧縮応力を残すようにする。3) 破壊に対する安全度は(1.3×静+2.5×動)と1.7×(静+動)のいずれか不利なもので検算する。4) PCケーブル(フレシネーケーブル)は橋軸方向に12× $\phi 8 \text{ mm}$ を用い直角方向に12× $\phi 7 \text{ mm}$ を用いる。5) 鉄筋はSD 30で、 $\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ とする。6) コンクリートのクリープ係数は、プレストレスの減少の計算には $\phi = 2.0$ を用い、不静定の計算には $\phi = 1.5$ を用いる。7) コンクリートの乾燥収縮度は、 $\epsilon_s = 15 \times 10^{-5}$ を用いる。8) 支点沈下の影響を15 mmとして不利な組合わせて桁モーメントに加える等であり、その他許容応力度等は指針にしたがう。設計計算において、不静定力の計算を以下のような考え方によって行なっている。1) 側径間の場所打ち施工部分も、中央径間の片持ちり施工部分も左右同時に施工するので左右静定系の材令差による不静定モーメントはない。2) 左右の静定系には自重と静定ケーブルによるコンクリートのクリープが、連続桁となるまでに $\phi = 0.5$ に相当するだけ進行していると考えて $\phi = 2.0 - 0.5 = 1.5$ の一定値を用いる。3) 連続

桁になってからのコンクリートのクリープおよび乾燥収縮によって、PCケーブルのストレスが減少するために生じる不静定モーメントを、PCケーブルの有効係数を用いて計算する。4) 橋軸方向の温度変化、乾燥収縮およびクリープによって生じる不静定モーメントは、フレシパットのせん断抵抗が小さいので考慮していない。5) 桁断面の温度差による不静定モーメントは、本橋の場合スパンが小さく、かつ河川橋とちがって陸橋で温度差が小さいので考慮しない。6) 連続桁において連続ケーブルを緊張したとき生じる不静定モーメントは3連モーメントの定理で求める。7) 架設時が静定で、完成後不静定構造となるため、自重と静定ケーブルによるモーメントがコンクリートのクリープによって変化し2次モーメントを生じる。この2次モーメントは、実際の施工順序で連続桁になった直後の支点モーメント X_a を弾性理論によって求め、この X_a から、オールステージングで施工したときの支点モーメント X_e を減じ、この値すなわち $X_a - X_e$ に $(e^{-\phi} - 1)$ を乗じてもとめる。

4. 設計結果

橋脚上における自重による曲げモーメントは、中央径間接合部の連続ケーブルを緊張する直前は $-2000 \text{ t}\cdot\text{m}$ 、直後は $-1400 \text{ t}\cdot\text{m}$ で、供用開始前に与えられる2次死荷重(地覆・高欄・舗装の荷重)によって $-1700 \text{ t}\cdot\text{m}$ となり、供用開始後自重と静定ケーブルによるコンクリートのクリープの終了したときには $-1600 \text{ t}\cdot\text{m}$ となっている。設計荷重作用時の曲げモーメントは $-2100 \text{ t}\cdot\text{m}$ で、活荷重による曲げモーメントは死荷重曲げモーメントの25~30%である。

橋脚上の断面で桁に与える有効プレストレス力は 3800 t であり、橋脚方向のPCケーブルは12 $\phi 8 \text{ mm}$ 68本を用いている。定着位置は桁断面が小さいので一部腹部にあごを出して定着している。

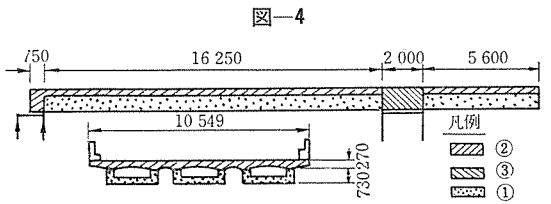
中央径間接合部の自重による正の曲げモーメントは、供用開始前に与えられる2次死荷重によって $250 \text{ t}\cdot\text{m}$ となり、供用開始後、自重と静定ケーブルによるコンクリートのクリープの終了したときには $450 \text{ t}\cdot\text{m}$ となっている。設計荷重作用時のモーメントは $1000 \text{ t}\cdot\text{m}$ で、活荷重による曲げモーメントは、橋脚上の曲げモーメントと異なって死荷重曲げモーメントの120%となり、死荷重による曲げモーメントよりも大きい。接合部断面で桁に与える有効プレストレス力は 2600 t である。なお、内部支点の沈下が起こると、端モーメント($160 \text{ t}\cdot\text{m}$)が減って径間モーメント($80 \text{ t}\cdot\text{m}$)が増すので、15 mm沈下した場合の安定性をチェックしている。

自重による支点反力は、連続ケーブル緊張直前は端支

点 15 t、内部支点 470 t で、直後は端支点 50 t、内部支点 435 t になる。つぎに 2 次死荷重によって端支点 60 t、内部支点 550 t、供用開始後自重と静定ケーブルによる 2 次反力がコンクリートのクリープによって生じ、コンクリートのクリープの終了したときには端支点 66 t、内部支点 544 t となっている。設計荷重作用時の支点反力は、端支点 140 t、内部支点 700 t である。なお中央径間接合部を閉合する前に、端支点の反力が 15 t と非常に小さくなるので負の反力が生じる恐れがあり危険である。しかも支承にプレシパットを用いているので、15 kg/cm² 以上の支圧応力をプレシパットに残しておかないとプレシパットとコンクリートの摩擦が切れて桁の滑動の恐れがあるので、端支点において P C 鋼棒を配置して、プレストレスを与え、施工中のみ一時的に桁と脚を固定する。ただし連続ケーブルによる弾性短縮を拘束しないようにしてある。また、活荷重の 2 倍と死荷重とのものとも不利な組合せにより、支点到作用する負の反力に対しても安全性を確かめている。

5. 施工について (P₂₁~P₂₂ 側)

1) P₂₁~P₂₂ 側の側径間は、支保工上で 図-4 に示



すように 3 回に分けてコンクリートを打設した。支保工は箱桁なので、上段には木材支柱を、下段にはビティサポートを使用し①までコンクリートを打設してからフランジのキャンバーを調整し、計画縦断に修正した。

2) 床版コンクリート②を打設し 10 日 (350 kg/cm²) で、横桁ケーブルの半数を緊張する。

3) 橋脚上のコンクリート③を打設して 2 日 (150 kg/cm²) で、打継目のひびわれを防ぎ、かつ打継目のゆ着効果をも高めるため、1 次ケーブル No. 1, 3, 5 を緊張した。のち張出し部支保工を除去する。

4) 橋脚上の横桁ケーブルを緊張する。

5) 残りの 1 次ケーブル No. 2, 6 を緊張したのち側径間支保工を除去する。

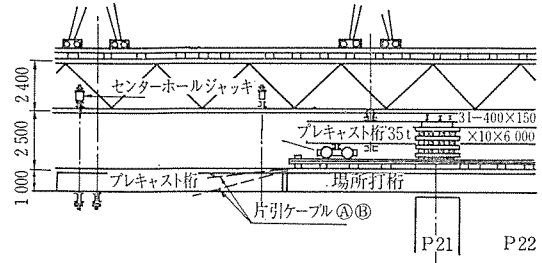
6) 側径間と張出し部の支保工をとりぞいのち、さらに残りの 1 次ケーブル No. 4, 7, 8 を緊張し、これに平行して残りの床版ケーブルを緊張する。

7) P₁₉~P₂₀ 側の側径間も P₂₁~P₂₂ 側の型わく支保工を転用して支保工上で場所打ち施工

8) P₁₉~P₂₀ 側場所打ち施工部分の施工に平行して P₂₁~P₂₂ 床版上でプレキャストブロックを製作する。

9) プレキャストブロックの架設はエレクショントラスを P₂₁~P₂₂ 床版上で組み立て、P₂₁~P₂₂ の床版上に敷設したレール上をローラに載せて引き出しながら中央径間に架け渡す。つぎにプレキャストブロックのつり込みに便利のようにトラス全体を 1.8 m 打上げ、サドルで受ける (図-3)。プレキャストブロックをトロ (図-5) に載せて送り出し、トラスの下に達したとき、

図-5



エレクショントラスの縦移動用ローラーからつり下げたつり金具に受けかえ、チェーンブロックで巻き上げて架設位置近くにもってゆき、2 次 P C ケーブル AB を手巻きウィンチで引き出しながら縦移動用ローラーとチェーンブロックを使ってプレキャストブロックを架設位置に持って行く。つぎにプレキャストブロックにあらかじめ明けてあった孔に P C 鋼棒をとおし、P C 鋼棒の両端を、それぞれセンターホール ジャッキと球座をとおしてボルト締めし、つり金具ともりかえする。施工時のプレキャストブロックの上越しカントの調整はセンターホール ジャッキを用いて行なう (図-6)。施工時の上越しとたわみの変化を 図-7 に示す。プレキャストブロックを定位置に固定してから継目コンクリート (目地幅 20 cm) を打設し、2 日 (150 kg/cm²) で 2 次ケーブル No. A, B を緊張し、4 日 (200 kg/cm²) に残りの 2 次ケーブル No. C, D を緊張する。

10) プレキャストブロックの片持ちり施工は、左右の中桁から行ない、全ブロック張り出し後、上床版の間詰コンクリートを打設し、4 日 (200 kg/cm²) に床版ケー

図-6 プレキャスト桁へのケーブルそう入

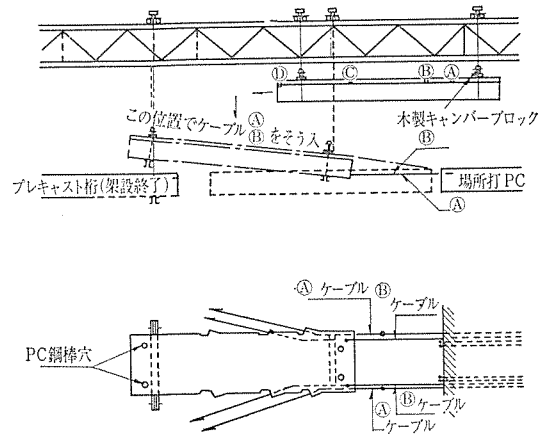


図-7

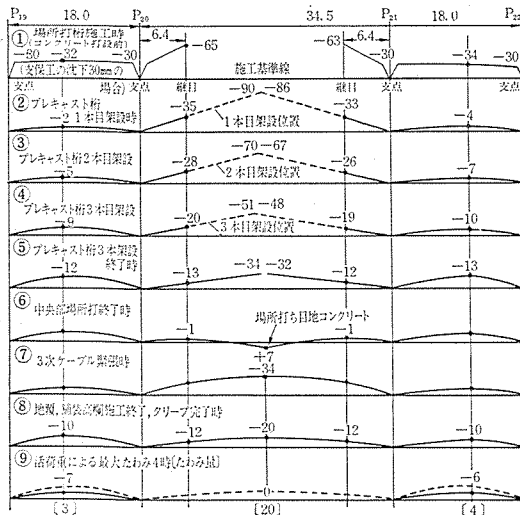
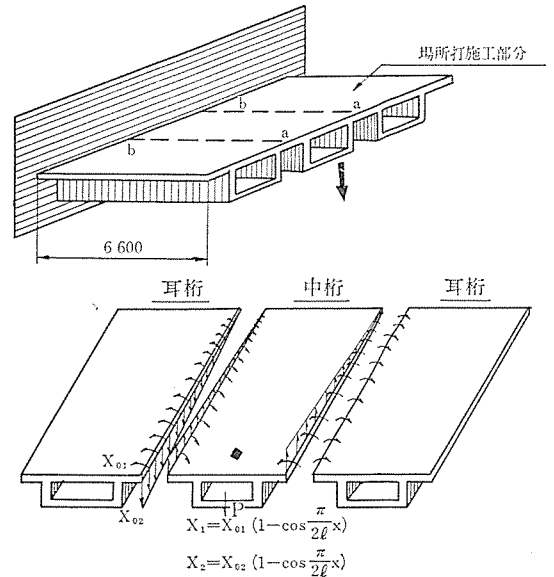


図-8



ブルの半数を緊張する。

11) 中央径間の接合部分配横桁コンクリートを打設して2日(150kg/cm²)で連続ケーブルを、4日(200kg/cm²)で配横桁ケーブルを緊張し、7日(250~280kg/cm²)に残りの連続ケーブルNo. b, c, d, f, g, iと緊張して連続桁とする。

12) 残りの床版ケーブルの緊張

フレシパット(ゴム支承)は、桁のプレストレスによる弾性変形、クリープおよび乾燥収縮によって、非可逆的な変形を生じる。すなわち供用開始後二、三年するとフレシパットは端支承において21mm、内部支承において10mmの非可逆的な変形を生じる。この状態で常時反力を受けもつようになるので、本橋の場合、中央径間接合部分にフラットジャッキをはさみ、30mm押し広げてからブロックをはさみフラットジャッキを回収し場所打ちコンクリートを打設して連続ケーブルを緊張する。押し広げるに要するジャッキ圧力は、フレシパットのせん断弾性係数8kg/cm²とすると78tとなる。

6. 架設応力のチェック

場所打ち施工部分の張出し部の中桁から、最初のプレキャストブロックを片持ちり施工したとき、張り出し部上床版に生ずるコンクリートのストレスをチェックする。このストレスは、施工中に生じるストレスで、耳桁2本を片持ちり施工してしまえば、なくなるものである。まず切断面a-bに生じる不静定モーメント、せん断力をそれぞれX₁, X₂とし、X₁とX₂をそれぞれX₁=X₀₁(1-cos(pi/2l * x)), X₂=X₀₂(1-cos(pi/2l * x))とおいて、張出し部先端の切断面aのたわみとたわみ角の連続条件からX₀₁, X₀₂を求める(図-8)。

桁の曲げ剛性 EI=2.349×10⁶

上床版の曲げ剛性 EI=1.701×10³

1) 中桁側切断面aにおけるたわみ、たわみ角を求める。

a) プレキャストブロック重量P=35tによる中桁先端のたわみ

$$\delta = -Pl^3/3EI = -\frac{35.09 \times 6.6^3}{3 \times 2.349 \times 10^6} = -1.432 \times 10^{-3}$$

b) せん断力X₂による中桁先端のたわみ

$$\delta = \int_0^l \frac{2X_2x^2(3l-x)}{6EI} dx = 0.1246 \times 10^{-3} X_{02}$$

c) せん断力X₀₂による上床版先端aのたわみ、たわみ角

$$\delta = \frac{X_0l^3}{3EI} = \frac{S_0 \times 0.950^3}{3 \times 1.701 \times 10^3} = 0.168 \times 10^{-3} X_{02}$$

$$\varphi = -\frac{X_0l^2}{2EI} = -0.2653 \times 10^{-3} X_{02}$$

d) 曲げモーメントX₀₁による上床版先端aのたわみ、たわみ角

$$\delta = \frac{X_{01}l^2}{2EI} = 0.2653 \times 10^{-3} X_{01}$$

$$\varphi = -\frac{X_{01}l}{EI} = -0.5585 \times 10^{-3} X_{01}$$

2) X₁, X₂によるねじりモーメントによる耳桁側切断面aのたわみ、たわみ角、耳桁のねじり剛性GI_t=6.648×10⁻⁵

$$\begin{aligned} \varphi &= \frac{1}{GI_t} \int_0^l (-X_2a + X_1) dx = \frac{-aX_{02} + X_{01}}{GI_t} \left(l - \frac{2l}{\pi} \right) \\ &= \frac{-2.2X_{02} + X_{01}}{6.648 \times 10^{-5}} \left(6.6 - \frac{2 \times 6.6}{3.14} \right) \\ &= 3.6 \times 10^{-7} (-2.2X_{02} + X_{01}) \end{aligned}$$

$$\delta = a\varphi = 7.9 \times 10^{-7} \times (-2.2X_{02} + X_{01})$$

3) 耳桁側切断面aにおけるたわみ、たわみ角

a) せん断力X₂による耳桁先端のたわみ

$$\delta = - \int_0^l \frac{X_2 x^2 (3l-x)}{6EI} dx = -0.0623 \times 10^{-3} X_{02}$$

b) せん断力 X_{02} による上床版先端 a のたわみ, たわみ角

$$\delta = -0.168 \times 10^{-3} \cdot X_{02} \quad \varphi = -0.2653 \times 10^{-3} \cdot X_{02}$$

c) 曲げモーメント X_{01} による上床版先端 a のたわみ, たわみ角

$$\delta = 0.2653 \times 10^{-3} X_{01} \quad \varphi = 0.5585 \times 10^{-3} X_{01}$$

1), 2), 3) の各数値を用いて切断面 a の連続条件式をたてると

$$\begin{aligned} -1.432 + 0.2926 X_{02} + 0.2653 X_{01} &= \\ -0.2477 X_{02} + 0.2732 X_{01} &\dots\dots\dots\text{①} \\ -0.2653 X_{02} - 0.5585 X_{01} &= \\ -0.2732 X_{02} + 0.5621 X_{01} &\dots\dots\dots\text{②} \end{aligned}$$

解いて, $X_{01} = 0.02 \text{ t}\cdot\text{m}$, $X_{02} = 2.65 \text{ t}$

つぎに X_{01} , X_{02} による上床版つけ根の曲げモーメントを求める。耳桁つけ根 $M = 2.65 \times 0.95 + 0.02 = 2.54 \text{ t}\cdot\text{mm}$

中桁つけ根 $M = -2.65 \times 0.95 + 0.02 = -2.50 \text{ t}\cdot\text{mm}$

スラブ自重による曲げモーメント

$$W = 0.18 \times 2.5 = 0.45 \text{ t/m}$$

$$M = \frac{-w l^2}{10} = \frac{-0.45 \times 1.9^2}{10} = -0.16 \text{ t}\cdot\text{mm}$$

曲げモーメントの総括

耳桁つけ根 $2.54 - 0.16 = 2.38 \text{ t}\cdot\text{mm}$

中桁つけ根 $-2.50 - 0.16 = -2.66 \text{ t}\cdot\text{mm}$

4) 合成応力度

$$\text{上床版の断面系数 } Z = \frac{0.18^2}{6} = 0.0054 \text{ m}^3$$

	耳桁つけ根		中桁つけ根	
	σ_{c0}	σ_{cu}	σ_{c0}	σ_{cu}
プレストレス	30	10	30	10
曲げ応力度	44	-44	-49	49
合成応力度	74	-34	-19	59

7. クリープによって発生する不静定反力とクリープ係数の測定

設計計算は, 設計概要で述べてあるように, 左右の静定系にはクリープ差がない。また連続桁となるまでに左右の静定系のクリープは $\varphi = 0.5$ 進行しているとして計算している。しかし実際には施工のあらしで述べてあるように, 型わく支保工の転用を考えた分割施工を行なっている。左右の静定系には, 工程上材令差を生じる。しかも本橋の場合, 台風時期と一致したため 60 日の材令差が生じることが予想される。はたしてこのような分割施工を行なっても計算に近い不静定力が出るもの

かどうか, また不静定力そのものが出るものかどうかをチェックするために, フラット ジャッキ を使って, 不静定反力 (本橋の場合, 自重と静定ケーブルによるコンクリートのクリープによって発生する不静定モーメントは, 互いにキャンセルするように設計してあるので, コンクリートに出るひずみは非常に小さくひずみ計算による測定は難しいので反力測定を行なう) を測定している。

またケーブル配置が本橋の場合対称でないので, μ の値が計算値 ($\mu = 0.3$) とちがうと, ケーブルのストレスが, 相当にばらつくので, カールソンを使って, プレストレスをチェックしている。同時に左右静定系のクリープ差, クリープの進みぐあい, プレキャスト ブロックを張出したとき, カウンター ウェイトの側径間に生ずる応力分布, 乾燥収縮度等を測定している。なお, 連続ケーブルを緊張したときの不静定反力も測定する。この測定結果については次回に詳細を報告することにした。

表-1

工 種	主 要 材 料	数 量	
場所打ちPC桁	コンクリート $\sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$	336 m ³	
ブロック製作	" "	82 m ³	418 m ³
" 架設	ブロック 長さ 10 m 重量 35 t	6 個	
緊 張 工	縦締めPC鋼線 12- $\phi 8$	195本	19.127 t
	" フレシネコーン	366組	
	横締めPC鋼線 12- $\phi 7$	120本	5.290 t
	" フレシネコーン	240組	
	" PC鋼棒 $\phi 24$	54本	0.450 t
鉄 筋 工	$\phi 9 \quad \phi 13 \quad D\phi 13 \quad D\phi 16$	39.673 t	
グ ラ ウ ト 工	シーす径 $\phi 50 \quad \phi 45 \quad \phi 30$	9.6 m ³	総延長 7528 m
支 承 工	重層フレシパット 250×250×52	12枚	
	" 400×600×29	12枚	

工費 (舗装・地覆高欄は含まない) 純工事費 2 300 万円 29 000/m²
(機械器具損料含む)

8. あとがき

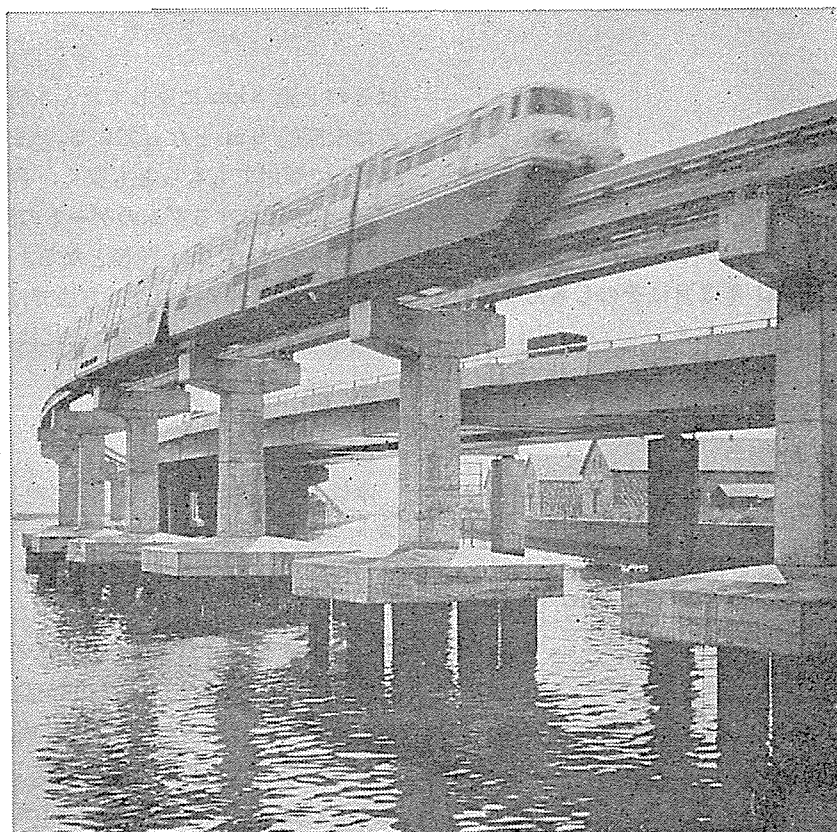
現在まだプレキャスト ブロック の張り出しは施工中であり, また不静定反力の測定も, 測定装置はすでにセットされており, 連続桁になってからの反力測定は始まったばかりである。次回にこれらの詳細を報告するつもりである。なお, 本橋の数量表を 表-1 に示す。

終りに, この報告書をかくにあたり日本構造橋梁研究所の猪股俊司氏および鉄建建設株式会社の高木 元氏以下各位に適切な指導を賜ったことを感謝して本文のむすびとする。

1966.10.28・受付

NCS-PCパイプ

プレテンション方式 NCS溶接継手



NCS-PCパイプの特長

- ① 継手—全強であるから支持力の低減がいない。
- ② 耐撃性—頭部が耐撃的であるため確実に打止りが得られる。よつて支持力に全材強を活用できる。
- ③ 曲げ剛性—プレストレスの効果によつて曲げ剛性が大きい。よつてパイプ施工中の安全はもちろん、くい基礎の経済設計ができる。



日本コンクリート工業株式会社

本社	東京都港区新橋1丁目8番3号(住友新橋ビル)	東京(573)大代表0361番
営業所	大阪市阿倍野区天王寺町南2の66	大阪(718)1881~5番
	名古屋市中村区下広井町1丁目66番地(三建設備工業ビル)	名古屋(58)代表9706番
工場	川島(茨城県下館市)	下館代表2181番
	鈴鹿(三重県鈴鹿市)	鈴鹿(8)代表1155番
研究所	茨城県下館市川島工場内	下館3942番