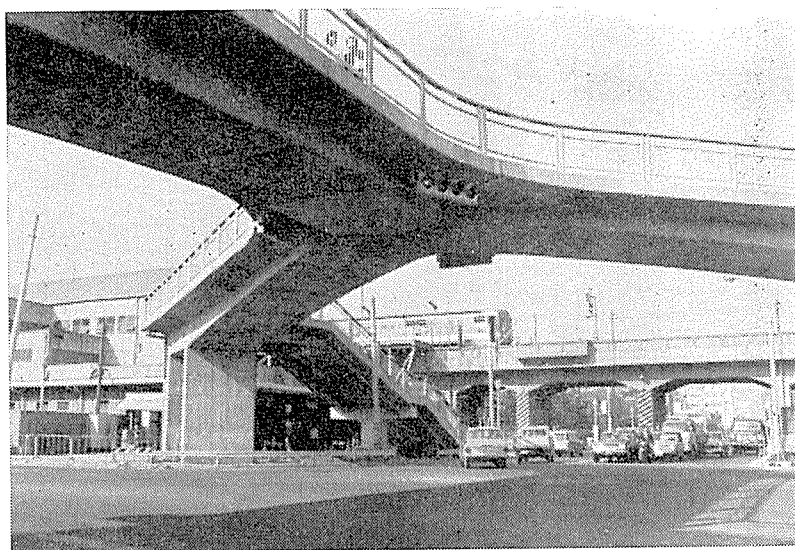


# 後樂園北歩道橋の設計と施工

—プレキャストブロックによる片持張出架設橋梁—

野 村 太 郎\*  
 今 井 勤\*\*  
 五十嵐 恒 夫\*\*\*

写真—1 後樂園北歩道橋完成写真



## 1. ま え が き

東京都市計画街路放射第 28 号および補助 79 号線の交点は、都心から池袋方面へ通過する自動車が 1 日に 7 万台余もとおり、まさに交通の要点である。さらにこの付近には文京公会堂、中央大学、後樂園スタジアム、競輪場等の諸設備があり非常に多くの歩行者がこの交差点を渡るのである。

株式会社後樂園スタジアムは、同社 30 年の記念事業として、ここに横断歩道橋を架設することに決定した。

この交差点は交通上の重要な交差点であると同時に地下では電気、ガス、電話水道、等々の都市機能上の諸設備の交差点である。これら地下埋設物の関係、および地上交通に対する問題等を考慮した結果、図—1 に示すような構造系を採用し、主桁架設にはプレキャストブロックによる片持架設工法を試みた。

以下の報告は、プレキャストブロック工法による橋梁架設の今後の参考ともなれば幸いと考え、その概要を述べることにする。

## 2. 設 計 の 概 要

架設地点：東京都文京区後楽一丁目  
 橋 長：64.05 m  
 有効幅員： 4.5 m  
 階 段 長：37.74 m  
 階段幅員： 4.5 m および 3.0 m  
 設計荷重：主桁 350 kg/m<sup>2</sup> 床版 500 kg/m<sup>2</sup>  
 形 式：三方向片持 PC 歩道橋

\* 住友建設株式会社取締役 PC 部長

\*\* " PC 部設計課長

\*\*\* " PC 部設計課

PC 方式：SWAPC 方式 (6×φ10.8 ストランド使用)

### (1) 基 礎

架設地点付近の地質は -20 m までは期待できる支持層がないため、 $N=30$  の支持力が得られる砂利層に達する杭長を考え、Meyerhoff, Terzaghi 等の式により断面を検討した。交差点内の工事であり、自動車交通の少ない夜間を選んでの作業であり、さらに図—2 に示したように非常に多い重要地下埋設物の間に杭を打つため、これら埋設物への影響等を考えカルウエルド掘削機による現場打コンクリート杭を使用した。杭径は 600 mm、曲げに対しては D-25 mm の異形鉄筋を配した。

上部構造から伝達される基礎反力に対しては橋脚を 2 本設け、前面橋脚は圧縮、後面橋脚は引張脚と考え、フォーミングで両橋脚を連結して下部構造全体を一体化し、できる限り基礎寸法を小さくすることに努めた。これは道路用地内に全構造物を極力入れてしまう必要があったためである。そのため後面の杭には地震時に引張力が作用する。

橋脚は後方橋脚にて橋軸の方向の地震時水平力を受け持たせている。このため後方橋脚と上部構造間には鉛支

図-1 平 面 図

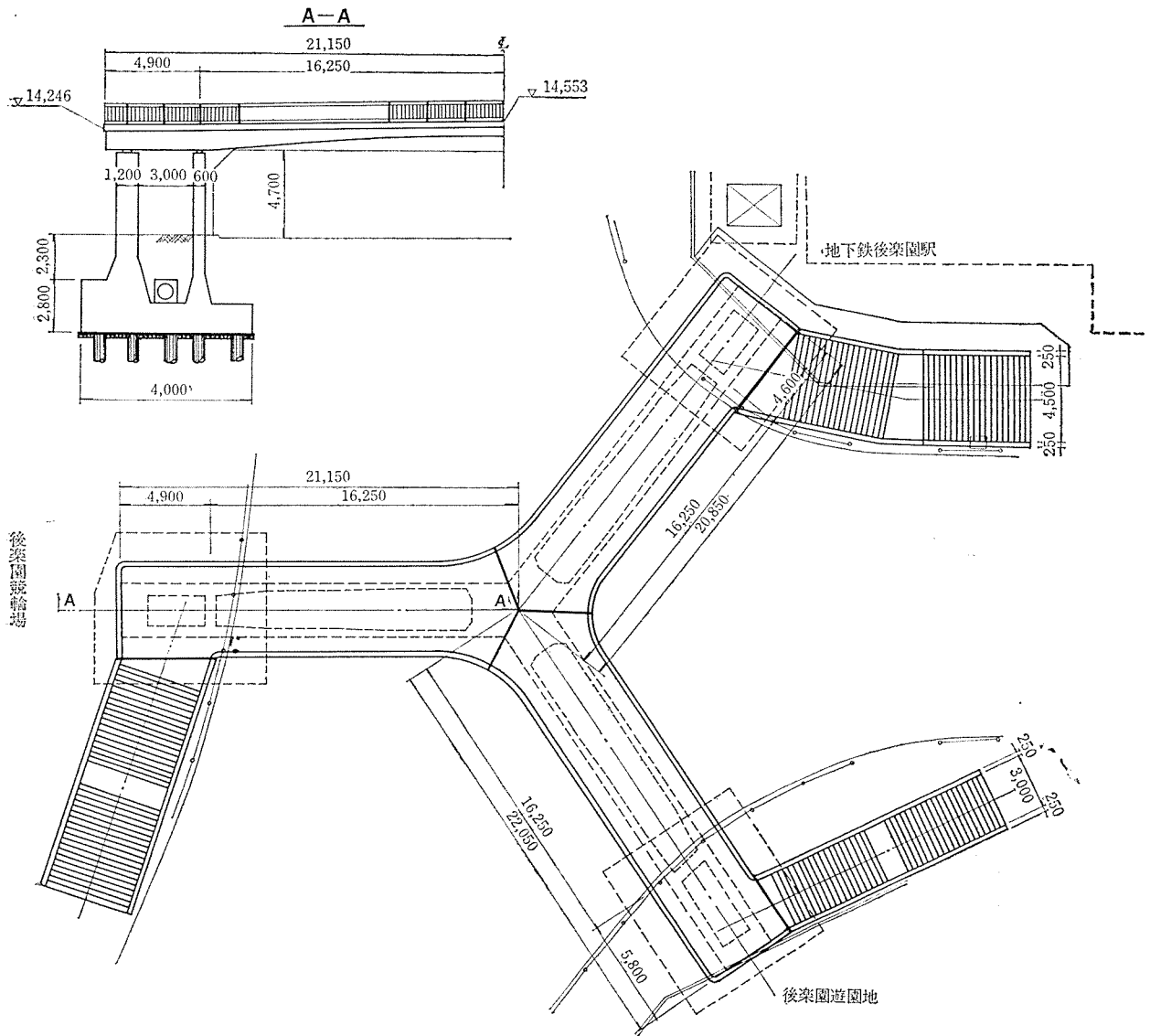
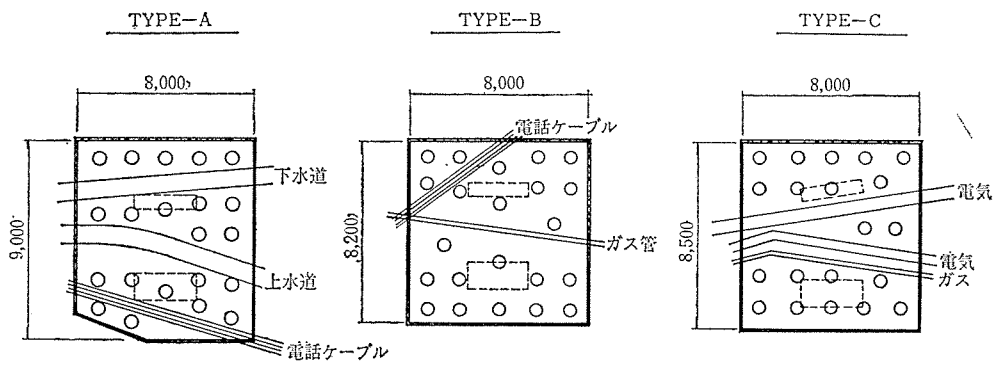


図-2 地下埋設物と杭、橋脚の配置



承をはさんだメナーゼヒンジを採用し、回転は自由にして水平力のみを橋脚に伝達する構造とした。また片持張出桁の後方側径間端の up lift に対しては、φ27 mm PC 鋼棒 12 本を主桁天端よりフーチング下端まで貫通して配置されている。

前面橋脚は橋軸直角方向水平力のみを受け持たせ、橋軸方向には鉛を使用したすべり支承とし、横方向の移動は φ25 mm の丸鋼を配置した。

(2) 上部構造

主桁構造は三方向から張出した片持ばりより成立っており、中央部はせん断力のみを伝達する鋼製ヒンジがそう入されている。したがって、構造系としては 3 次不静定構造である。構造系の解析には B・C 桁の非対称荷重

図-3 構造系

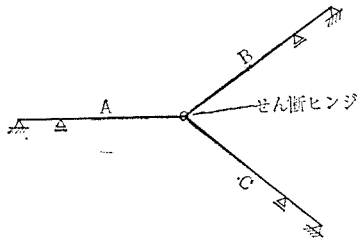
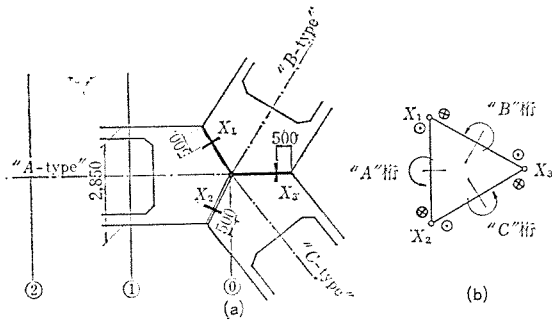


図-4 中央ヒンジ部不静定反力



に対して発生するねじりモーメントを St. Venant の単純ねじり剛性を考えて変形を求め、つぎの弾性方程式により合不静定反力を算出した。

$$\begin{cases} (\delta_{11b} + \delta_{11a})X_1 - \delta_{12a} \cdot X_2 - \delta_{13 \cdot b} X_3 = \delta_{10a} - \delta_{10b} \\ -\delta_{21a} X_1 + (\delta_{22a} + \delta_{22c}) X_2 - \delta_{23} \cdot X_3 = \delta_{20c} - \delta_{20a} \\ -\delta_{31b} X_1 - \delta_{32c} X_2 + (\delta_{33c} + \delta_{33b}) X_3 = \delta_{30b} - \delta_{30c} \end{cases}$$

図-5 には  $X_1, X_2, X_3$  の影響線を示した。

その他、側径間長の多少の差異による桁自重、静荷重に対して中央部にわずかに不静定反力が生ずるが、値が小さいので無視した。桁自重、静荷重、活荷重による各設計断面の曲げモーメントは図-6 に示した。

プレストレス力の導入にはストランドケーブル 6×φ10.8 を使用し、定着体は SWA 方式によった (図-7)。

図-5  $X_1, X_2, X_3$  影響線

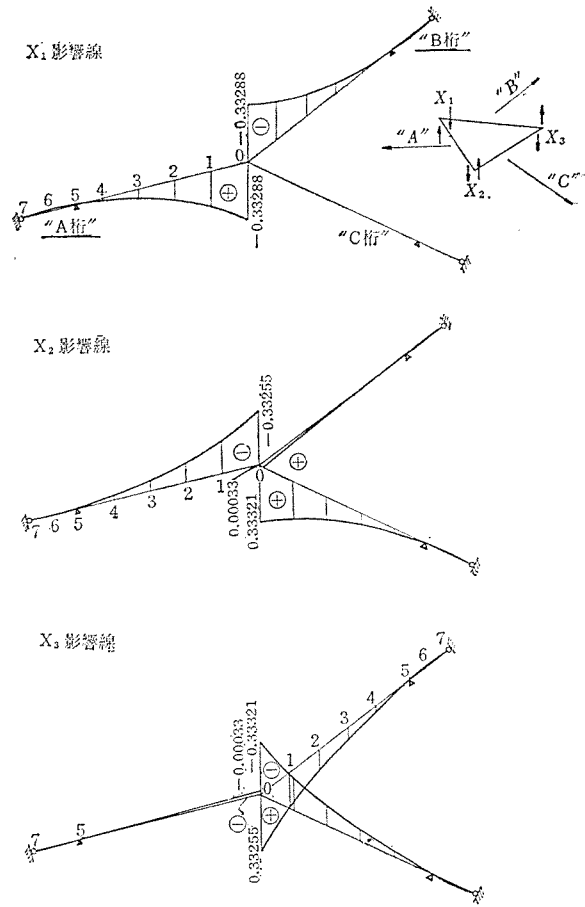
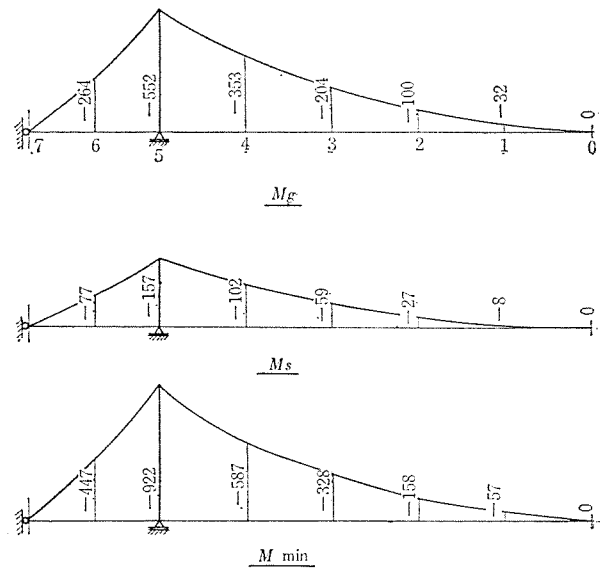


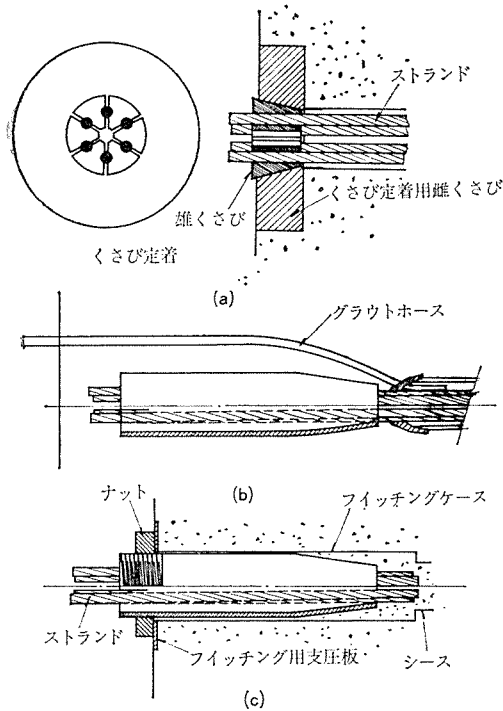
図-6 自重、静荷重、活荷重による曲げモーメント



桁中央部の定着部はコンクリートの中に埋込みとなるため、ストランドケーブル先端にフィッティングを施し、側径間側より片引きできるように、PC ケーブルの配置が行なわれている。

プレストレス力の計算にあたって中央径間部の各桁ブ

図-7 SWA方式PCアンカー装置



ロックをエポキシ系の接着剤にてつなぎ合わせるため最終設計荷重時においても、なお部材引張部に引張応力が発生しないように各断面のPC鋼材量を決定した。6×φ10.8ストランドケーブルの導入ばり張力はジャッキ端ですべて13500 kg/cm<sup>2</sup>とし、コーンおよびジャッキのまさつ損失を3%と考えた(A<sub>p</sub>=4.22 cm<sup>2</sup>)。SWA定着装置はくさび定着方式であり、定着時にはかなりのすべり量(約7mm)が見られる。したがって、各断面のプレ

表-1 合成応力度の検討 (t/m<sup>2</sup>)

	$\sigma_g$	$\sigma_p$	$\sigma_g + \sigma_p$	$\frac{\sigma_g + \sigma_p}{+ \sigma_s}$	$\sigma_{lmin}$	$\frac{\sigma_g + \sigma_p + \sigma_s}{+ \sigma_{lmin}}$
0	0	268 234	268 234	268 234	0	268 234
1	-136 194	367 86	231 280	200 329	-70 108	130 437
2	-313 483	774 -113	461 370	378 502	-102 162	276 664
3	-472 647	986 -193	514 454	380 638	-160 221	220 859
4	-614 770	1139 -206	525 564	354 786	-239 311	115 1092
5-0.7	-687 780	1234 -247	547 533	359 754	-277 326	82 1080
5	-632 704	1209 -265	577 439	405 638	-234 269	171 907
6	-332 370	1067 -164	735 206	641 314	-140 161	501 475
7	0	641 284	641 284	641 284	0	641 284

ストレス量の決定には、このすべりによる損失を特に計算する必要がある。最大PC鋼線量は各桁とも前面橋脚上であり、ストランドケーブル34本を必要とした。

表-1にA桁の各断面応力度の合成表を示した。

破壊荷重時の斜引張力度の検討に対しては主桁断面の曲率による上向きせん断力を自重、静荷重、活荷重用時について考慮した。橋脚上では表-2のような値となっている。

表-2

断面	M <sub>g</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>lmin</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>o2</sub>	tan α	H	S <sub>u1min</sub>
4	t·m							
	-353	-10.2	-129.3	-650.7	-1038.6	0.0607	1.099	57.4

$$S_{ui} = \frac{M_u}{H} \tan \alpha, M_u = 1.3(1.1 M_g + 1.1 M_s) + 2.5(1.2 M_o)$$

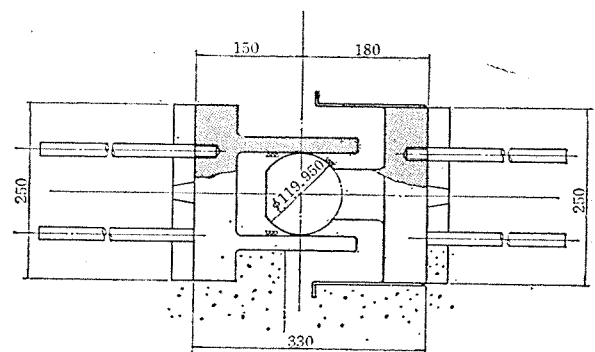
さらに活荷重の半載荷重ならびに各桁相互間の非対称載荷による主桁のねじりモーメントおよびせん断力を計算し、ねじりを考えない場合と比較した。その結果、前面橋脚上断面においてねじりを考えない場合にせん断力が最大となり、各ウェブ内にD-19鉄筋を4列配置する必要があった。

主桁床版の設計には荷重割増し係数を K=1.1×(自重+静荷重)+1.2(活荷重)と考え鉄筋コンクリート床版として計算した。

片持先端部の主桁拡幅部は上床版のみによって実施したので、床版張出部は鉄筋コンクリートでは困難であった。したがってφ18mm第2種PC鋼棒を30cmピッチに配置してPC構造とした。

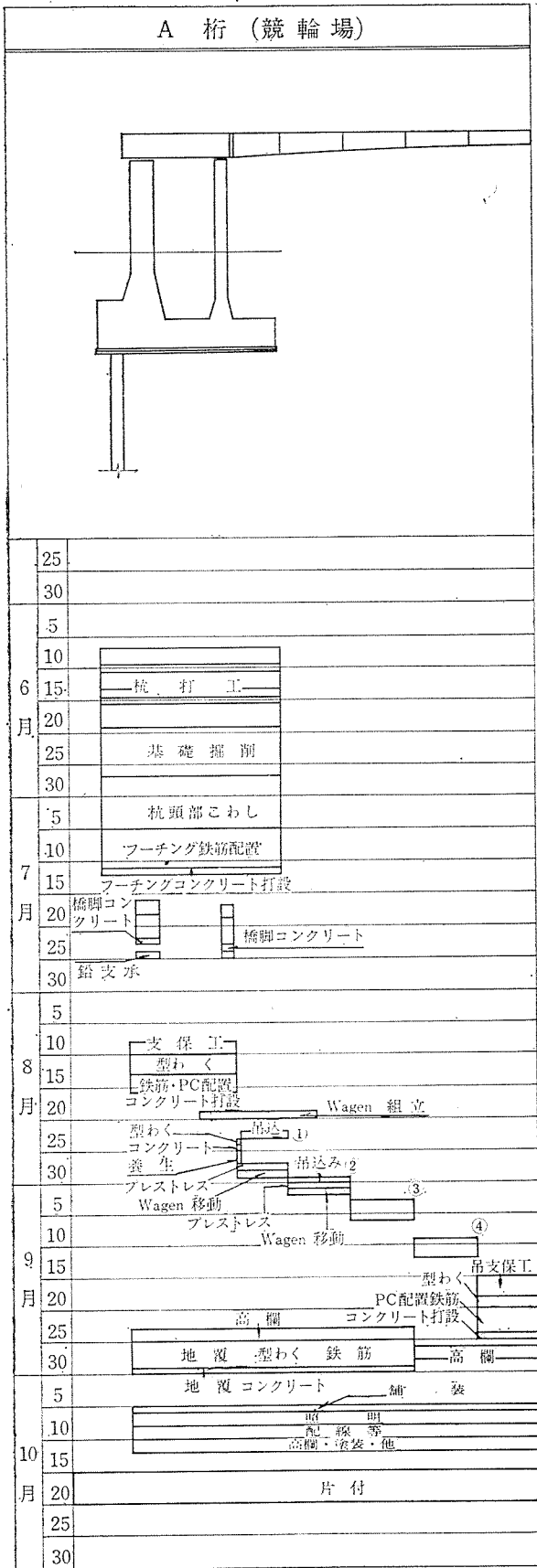
片持張出桁中央部にはせん断力のみを伝達する鋼製のシューが設けられたが、このシューの構造は三方向からくる主桁のウェブを相互に連結するため特に球面状のものを使用した(図-8)。

図-8 中央ヒンジ



取付階段はRC構造とし、日本道路協会発行の横断歩道橋設計基準にしたがった。

図-9 工程表 (計画)

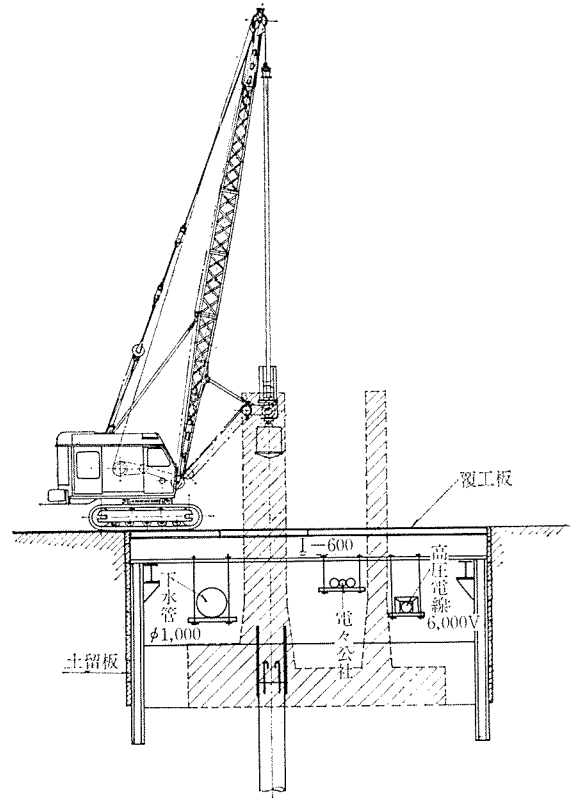


3. 施工の概要

(1) 基礎工

橋梁架設工事の工程表は図-9に示した。交通量の非常に多い地点に現場打基礎杭を施工するため、通常地下鉄工事で行なわれているように昼間は路面覆工をして交通開放し、夜間のみ作業を進める工法によらなければならない(図-10)。地下埋設物はすべて覆工桁から吊

図-10 基礎掘削と橋脚の施工



り下げ、内部掘削は埋設物保護のため手掘りである。カルウエルド杭の掘削、コンクリート打設はすべて覆工桁の上から実施し、一夜間に2本あて進行した。総杭本数67本の施工には、しかしながら高圧電線等を避けながら掘削したため3カ月の月日を要した。

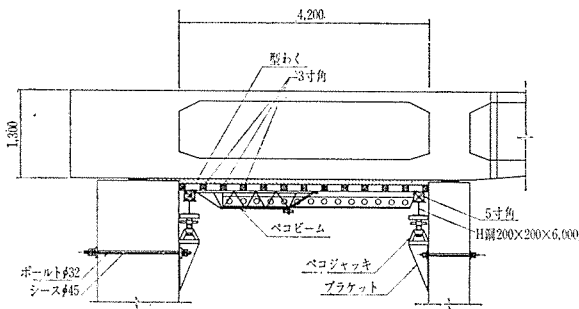
基礎杭上にブーミングコンクリート、前面橋脚、後方橋脚の立上がりを持って、土留杭を引き抜き、土砂を中埋し転圧する。

(2) 側径間部の施工

側径間部は当初中央径間部と同様プレキャスト部材にて架設する計画を試みたが、橋脚位置が地下埋設物のために多少の寸法変更を実際施工時に必要となったので今回は一応中央径間のみをプレキャスト部材とすることにし、側径間部は支保工にて施工することにした(図-11)。

中央径間 第1プレキャストブロックと側径間桁の目

図-11 側径間支保工図



地は寸法の誤差を考慮して 15 cm 幅に取った。ブロック工法による場合、この目地部を避けていわゆる基準桁を製作し、この基準桁の外面を側径間側の型わく外面と一致させる工法がよく行なわれている。この歩道橋では橋脚によって斜度が多少異なっていたため、この基準桁方式を用いなかった。

側径間内の P C 鋼線の配置は  $\phi 55$  mm のシースを使用しコンクリート打設中にシース内にモルタルが流入したり、振動機によってシースを押しつぶしたりしないように  $\phi 48$  mm の硬質塩化ビニールパイプをそう入し、コンクリート打設直後これを抜き取る方法をとった。 $\phi 10.8$  mm のストランド線 6 本に対して  $\phi 55$  mm のシース径は多少太めであったが、片方からストランド線を後日とおすために特に太径のものを選定している。

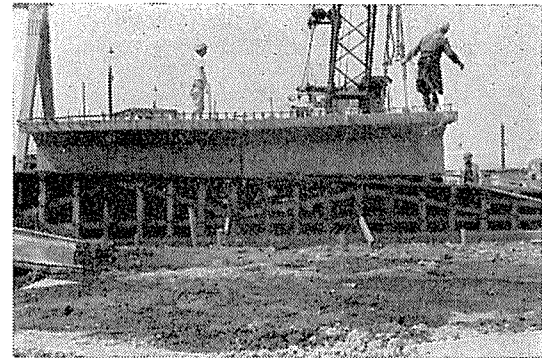
型わく材料はすべて木製とし、コンクリート面に対しては 9~12 mm の耐水ベニヤを使用した。

### (3) プレキャストブロックの製作

折込付図に示したように主桁中央部を 4 つに分け、住友建設相模原プレハブ工場にて製作した。主桁ブロックを後日再び組合せたときの誤差を、可能な限り小さくするため 4 つのブロックを同一型わくにて製作することにし、図-12 のように全長 13 m の型わくを最初に製作しておき、第①ブロック、第③ブロックの第 1 回コンクリートを打設し次いで、第②、第④ブロックを第①、第③ブロックの小口コンクリートを型わくにして、2 回目のコンクリートを打設する。現場において各ブロック架設時にストランドケーブルのそう入が確実に行なわれるようにシースは側径間部と同様に  $\phi 55$  mm のシースを使用し、さらに内部に硬質の塩ビ管をそう入して各ブロック間のシースのずれ、たわみ角などができるだけ少なくなるようにつとめた。

第 2 回目のコンクリート打設終了後コンクリート強度が  $200 \text{ kg/cm}^2$  をこえたとき各ブロックをトラック クレ

写真-2 プレキャストブロックの取はずし

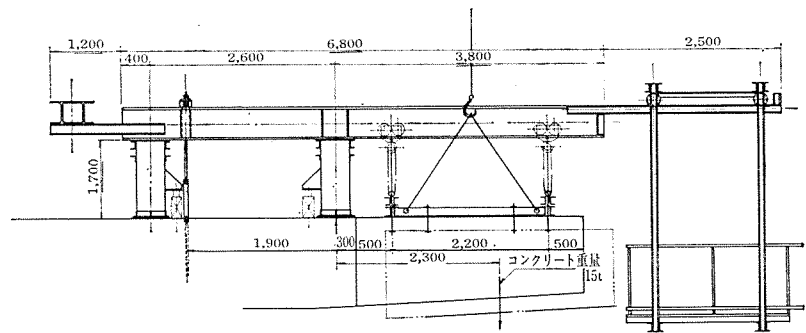


ーンにて吊り上げ、桁置場に仮置きし、架設時期まで自然養生を行なった。

### (4) 架設作業車

側主間部のコンクリート打設後、コンクリート強度が  $200 \text{ kg/cm}^2$  以上になったとき、中央部ブロック吊上げ

図-13 架設作業車



用の架設作業車の組立を行なった(図-13)。この架設作業車はトラック クレーンで吊り上げられたブロック桁を正確な位置に微調整しながら固定する目的で作られたものである。したがって、重量も約 10 t と比較的軽いため工場で大部分の部材を組み立て、現地ではクレーンによる吊上げ作業のみとなるよう計画した。さらにブロックが平均に吊上げられるように、吊上げた金物を(図-14)製作し、ブロック桁とは  $\phi 35$  mm のボルトで連結した。ブロックの微調整には架設作業車に取りつけられた 5 t ギャードトロリー式のチエンブロック 4 個と吊金物両端の調整ボルトによって目的を十分に果した。

### (5) 架 設

各プレキャストブロックの吊上げ架設は 30 t クローラー クレーンを使用し、架設作業車の上から吊上げワイヤーをとおして行なわれた(写真-3)。各ストランドワイヤーは、側径間の後方から吊上げブロックの分だけを主桁小口までそう入しておき、第 2 ブロックを第 1 ブロックの前面約 50 cm の位置で各シース番号を確認して第 2 ブロック内にそう入する。第 1 ブロックと側主間の間は

図-12 中央径間ブロック型わく

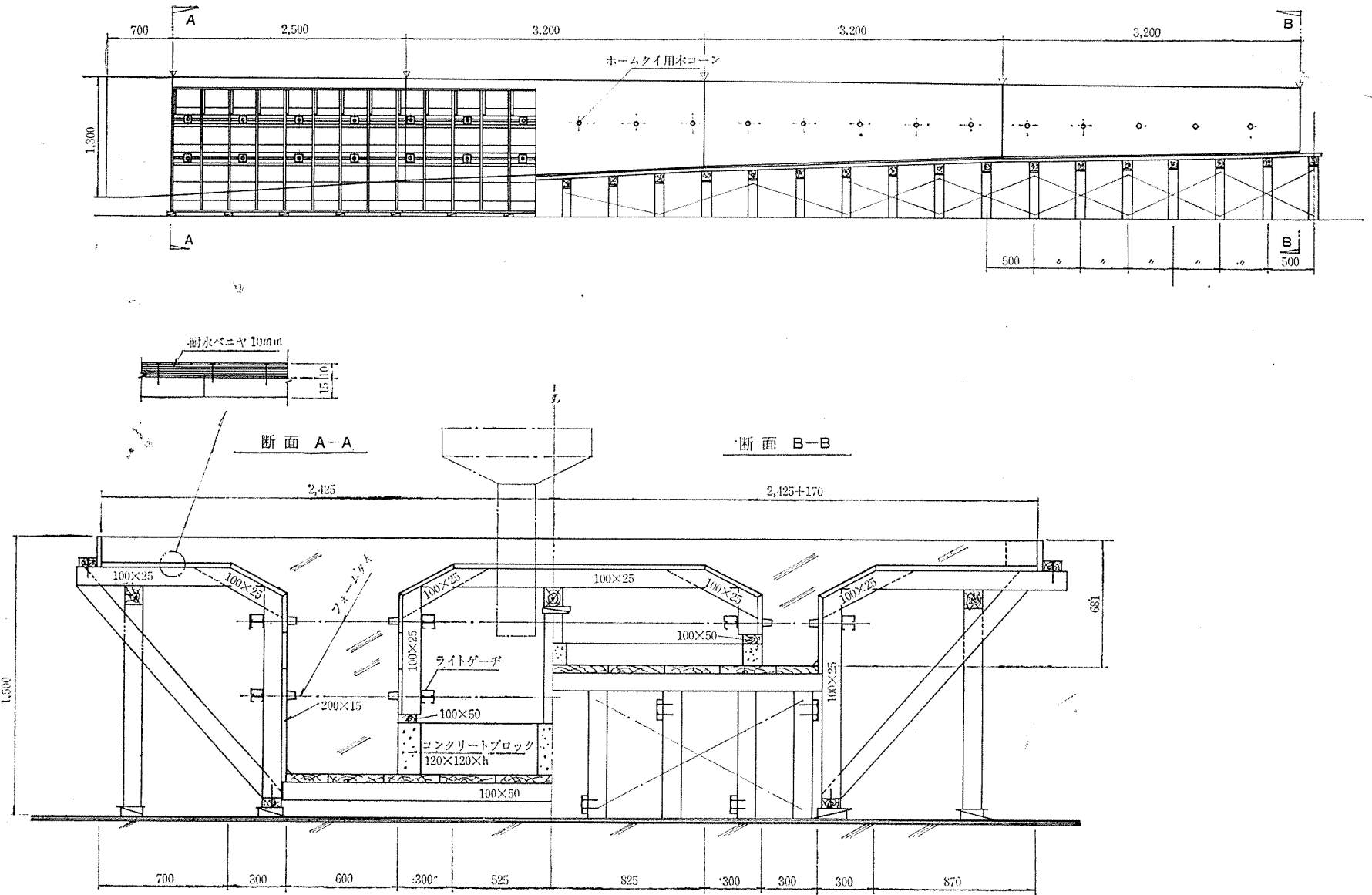


図-14 吊上げ金物

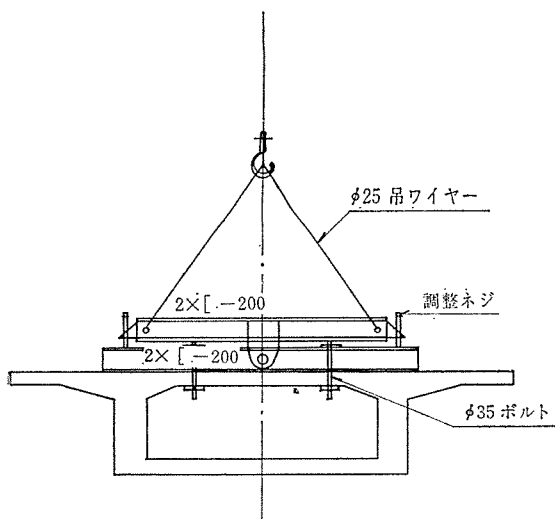
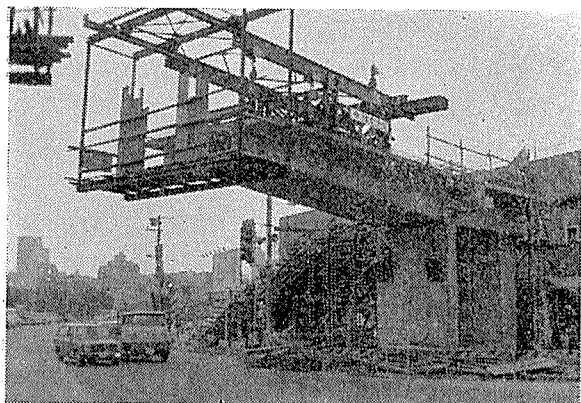


写真-3 架設作業車と吊り下げられた第3ブロック



15 cm の目地を設けたが、この目地の強度を主桁コンクリート以上に要求したこと、早期強度を必要としたためアルミナセメントを使用したコンクリートを打設した。

第2ブロック以後は継目の面にエポキシ系の接着剤を使用した。接着剤の塗布はストランドワイヤーのそう入が終了したときに行ない、ただちにブロックをギャードトローリーを利用して引き寄せ、側径間端よりストランドワイヤーをSWA方式によるジャッキにて緊張する。

1ブロック吊上げ開始からつぎのブロック吊上げまでの工程はおよそつぎようであり、一夜間に異なった2主桁の各1ブロックあて架設した。

架設作業は通常 22 時以後に作業を開始し、朝7時までには路上における作業を全部終了して道路を交通開放しなければならなかった。そのため毎日の作業計画と連絡事項を常時確認して工程に支障をきたさないよう努力した。

今回は中央径間ブロック吊上げ工程に入ってから、吊上げ作業の終了するまで実質 15 日間であったため昼夜連続作業となり前日に架設した桁の上に、つぎの日には架設作業車を移動するという結果になった。したがって

表-3 プレキャストブロック架設工程  
(A-2, B-2 ブロックについて)

時 間	12	18	21	6	12
桁運搬		積込	運搬	吊金物	
架設作業車移動			W <sub>1</sub>	W <sub>2</sub>	
桁吊上調整			A-2 B-2		
ストランドワイヤー入			A-2 B-2		
接着剤塗布			A-2 B-2		
緊張作業			A-2 B-2		
グラウト作業		B-2		A-2	
次ブロック ストランドそう入					
A <sub>1</sub> ・B <sub>1</sub> 桁 運搬			B-3 A-3		

前日にプレストレスを導入した桁にただちにグラウトを施しストランドケーブルの定着性をより確実にしておく必要があった。

ストランドケーブルは φ10.8 mm, 6本をあらかじめブラックテープ等により結束し、先端部には筒状のガイドを取りつけることにより、作業員5人程度でシースの中に比較的容易にそう入することができた。

各ブロック間のシース小口はコンクリート小口面と同一平面となるよう各ブロックを作製したため接着剤、あるいはグラウトモルタルが隣接するシースに流入する恐れがあった。これを防止するためにシース小口に幅広の紙テープをはりつけ、モルタル等の流入を防止するとともに、ケーブルそう入時にはこれをつき破ることにより、後刻のモルタルグラウトの通過を可能にした。

(6) 接着剤

各主桁ブロック間の接着にはエポキシ系の接着剤を使用することとし、使用時期を考慮して 15°C 付近にて最も安定した使用効果のあるショーボンド Fc 特殊接着剤を採用した。この Fc 特殊接着剤は中温用として特に開発したものであり、つぎのような諸元を有している。

主成分 エポキシ樹脂

形状 パテ状

色 クリーム色

配合比(重量) 主剤 7

硬化剤 3

15°C 養生の場合、可使時間 3時間

最高発熱時間 5時間

粘性 主剤 225×10<sup>3</sup> cps

硬化剤 1,780×10<sup>3</sup> cps

比重 1.26

架設現場における使用量は、コンクリートの両面に各 0.5 mm ずつ塗布するものと考え、さらに 30% のロスを見込んで各断面における使用量を決定し、数量の発注にさいしては1回の塗布作業で1缶全部を使用してしまう単位に分け、現場に納入してもらった。塗布作業はゴ



図-15 中央ヒンジ部支保工詳細図

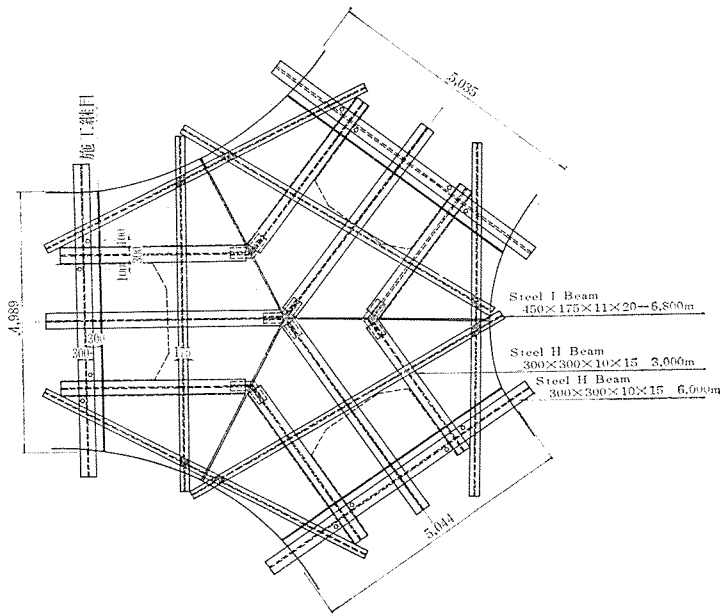


写真-4 SWA方式PC定着装置

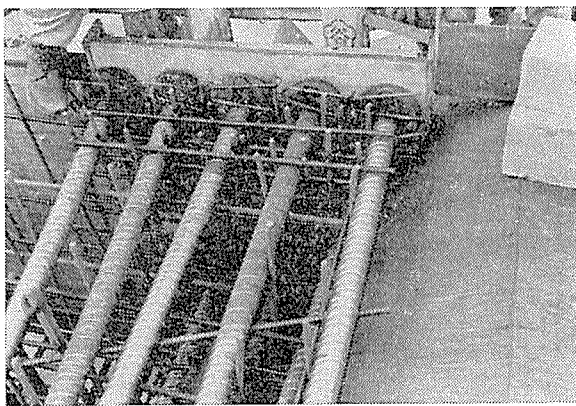
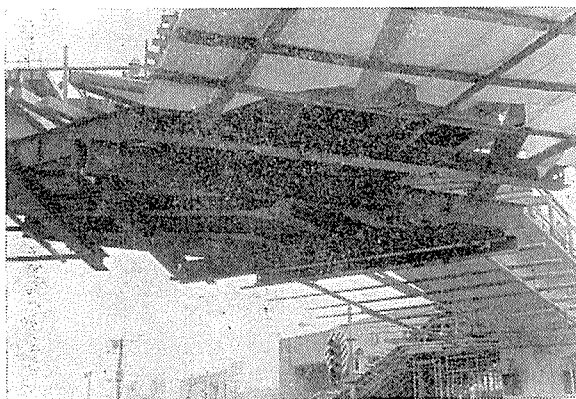


写真-5 中央部吊り支保工



ムベラを当初使用したが、のちに金属性のものと比較使用した結果は金属性の方が、塗布しやすいようである。

(7) 中央部吊支保工

三方から片持張出しによって架設された橋体は中央部でせん断ヒンジによって連結されるが、橋脚位置の多少の誤差、各ブロック間の施工誤差等を考えて、中央部約 3.5 m は 図-15 に示したような吊支保工による現場打施工とした。SWA方式ストランドケーブルは中央径間側より緊張することはできないので 図-7 (b) のような固定端フィッチングを作成し、中央部コンクリート内に埋め込んだ。

各片持桁先端部のせん断力の伝達のため、桁相互間に鋼製ヒンジをとりつけ、主桁内部よりプレストレス力を  $\phi 18$  mm 第2種PC鋼棒にて与え鋼製ヒンジの主桁への固着性を増大している。

(8) 施工中応力と上げ越し

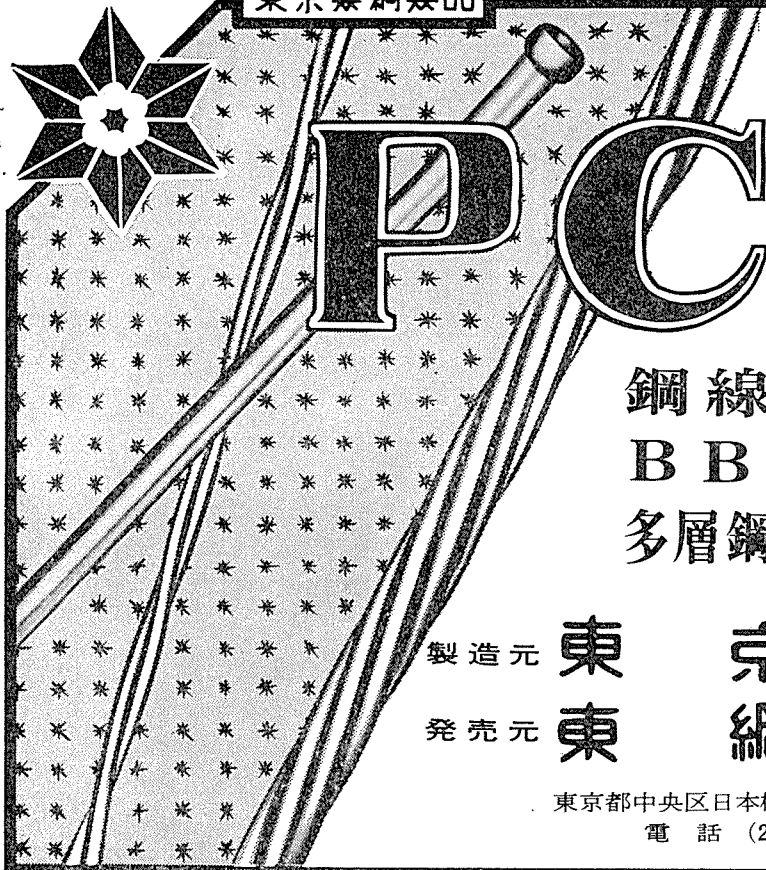
側径間上に組立てられた架設作業車から各ブロックを順次前方に片持する場合、各ブロックの重量のほかに架設作業の重量が加えられるため、各断面において導入される応力との間について全部その安全性を検討する必要がある。これは従来の Dywiday 工法における施工中応力の計算方法と全く同様である。また片持架設する場合の各ブロックによる主桁のたわみ変形を計算し、これを最後の計画架設高になるように調整する必要がある。その他、片持ばりであるための橋梁完成後のコンクリートのクリープ変形等についても事前に十分に検討して、ブロック製作時に、すべてこの値を入れた主桁線形を考えた。これらの計算の根拠は土木学会発行、コンクリートライブラリー「ディビダーク工法設計施工指針」(案)にしたがった。

4. む す び

主体工事の施工と同時に取付階段の工事も進め、無事この新しいブロック工法による歩道橋の架設を終えることができた。架設作業車、接着剤、ブロック製作上多数のいまだ解決する点の多い工法ではあったが、今後大いに発展する架橋工法の一つではないかと考える。架設中に各種の測定を行なったが、いずれ別の機会に発表させていただく予定である。

最後にこのブロック工法による歩道橋架設について多大の御理解と御協力をたまわった東京都庁をはじめ関係各官庁、株式会社後樂園スタジアムに対し、厚く御礼申し上げます。

1967.12.16・受付

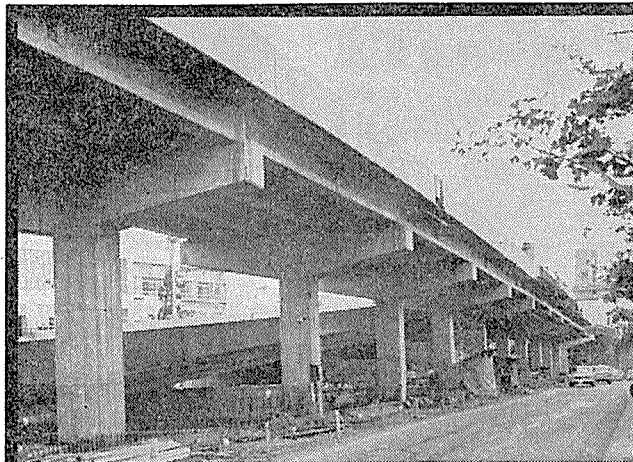


JIS G 3536

鋼線・鋼より線  
BBR工法鋼線  
多層鋼より線 (19~127本より)

製造元 東京製鋼  
発売元 東 網 商 事

東京都中央区日本橋室町2丁目8番地 古河ビル四階  
電話 (211) 2851 (大代表)



首都高速度道路高架橋

プレストレスト  
コンクリート  
建設工事 フレシナー工法  
MDC工法

設計・施工  
部 材  
製造・販売

# 豊田コンクリート株式会社

取締役社長 西田 赫

本社 愛知県豊田市トヨタ町6 電話 0565 (2) 1818(代)  
名古屋営業所 名古屋市中村区笹島町1-221-2 電話 052 (581)7501(代)  
東京営業所 東京都大田区矢口3-9-10 電話 03 (738)7161(代)  
工場 豊田工場・海老名工場