

ブロック工法による架道橋の設計ならびに架設について

—第三京浜高速道路小机架道橋—

芦 沢 英 夫*
東 正 利**
荒 尾 紀***

1. ま え が き

新しく建設される道路の跨道橋の架設は、本線工事の工程に従属または拘束される場合が多く、概して急速施工をしいられることが多い。

特に、土工工事終期に着工されることとなる架道橋工事は、土工工事に引き続いて施工される舗装工事との間げきにあつて、工事用車両の通行、路面施工の支障となる架設用支保工を極力短期間に撤去する要求が生ずるのが一般的である。

ここに報告するブロック工法による跨道橋の架設工法は、主に上記の支保工設置期間の制約を受け、かつ短期

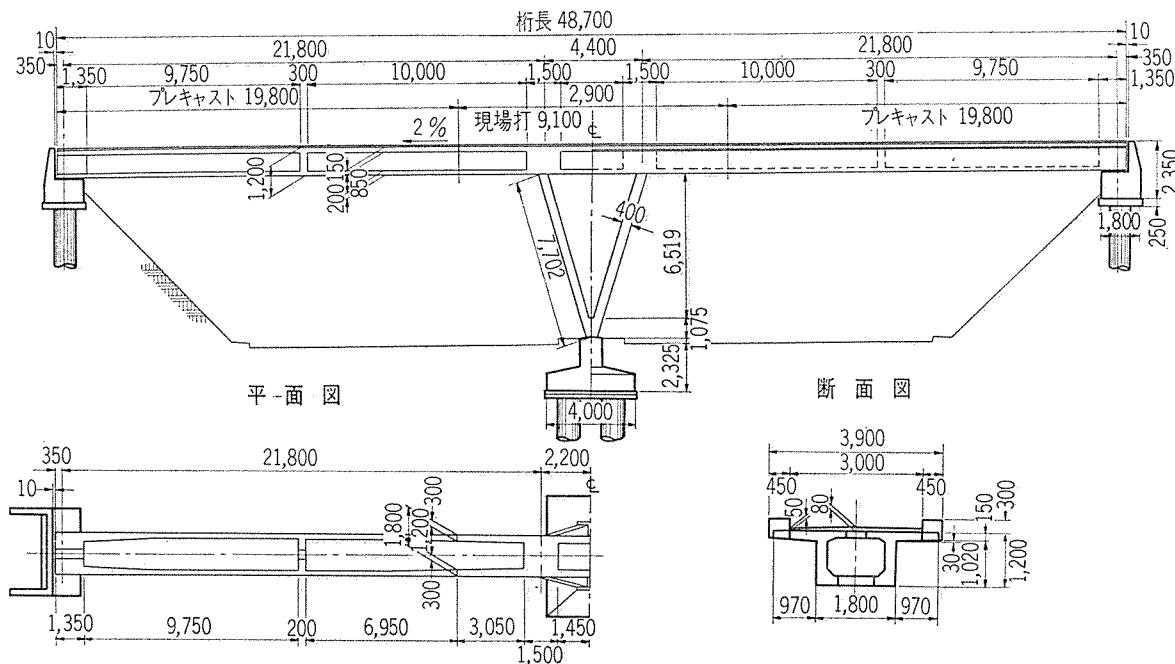
間に架橋を完了するために発案されたもので、試験段階としての実施例を報告するものである。

したがって、十分な調査や検討の行きとどかない点も多く、またブロック工法を採用するにあたって生じた設計施工上の問題点も多い。これらについて完全を期することはできなかったが、この工事を通じて得られた範囲で、設計、施工、工程、工費などの事項について記述することとする。

2. 工事の概要

小机架道橋の工事概要は 図一1、表一1 に示すとおりである。

図一1
側 面 図



* 日本道路公団高速道路建設局第三京浜道路 第三工事事務所 所長
** " " " " "
***ピー・エス・コンクリートKK 東京営業所 土木部設計課

表-1

1. 工 事 名:	第三京浜道路小机架道橋工事		
2. 工事箇所:	横浜市港北区小机町地先		
3. 延 長:	48.72 m (21.80+4.40+21.80 m)		
4. 幅 員:	有効 3.0 m		
5. 橋 種:	ブロック工法による 3 径間連続ポストテンション橋 (V 型橋脚)		
6. 工 費:	12294 840 円 上部工;	8 990 632 円	
	下部工;	3 304 208 円 (84 300 円/m ²)	
7. 工 期:	自 昭和 40 年 6 月 13 日 至 昭和 40 年 11 月 27 日		
8. 事業主体:	日本道路公団		
9. 施工業者:	ピー・エス・コンクリート株式会社		
10. 使用材料:	(主要材料)		
	上部工:		
コンクリート	P ₃	139.6 m ³ (σ ₂₈ =350 kg/cm ²)	
"	B ₁	14.3 m ³ (σ ₂₈ =240 kg/cm ²)	
鉄 筋	C ₁	10 493 kg	
型 わ く	P ₁	276.5 m ²	
"	A	81.1 m ²	
鋼 材	12-φ5 2 073.2 kg, φ24 102.5 kg		
	下部工:		
コンクリート	B ₁	57.3 m ³	
カルウェルド杭	φ1 000	8 本	
鉄 筋	C ₁	3 458 kg	
型 わ く	D ₂	115.3 m ²	
プレキャスト桁	(上記数量にふくまれる)		
コンクリート	P ₃	39.4 m ³	
鉄 筋	C ₁	7 790 kg	
型 わ く		326 m ²	

3. 設 計

(1) 計 画

基本設計においては場所打ち工法によって計画されていたが、施工、実施設計にあたっては、基本設計の外観を変化させないという条件があったため、特にプレキャスト工法のための断面、構造を採用できず、一般に行なわれているプレキャスト桁を架設並列する方法と場所打ち工法とを併用する構造となった。

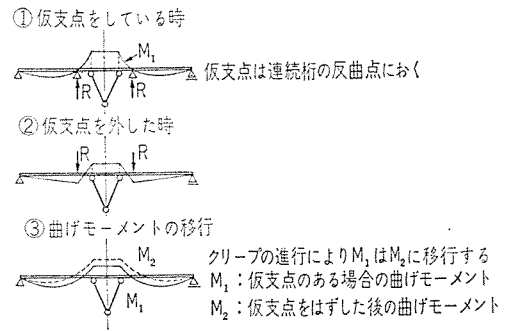
横断方向には、1 Box 断面を 2 つの工型断面のプレキャスト桁に分け、この 2 本の桁を併列架設してこの間を鉄筋コンクリート構造により連結して 1 Box とすることにした。

縦方向には、18.3 m の単純桁 4 本を仮支点上に架設し、中央 V 脚および V 脚支点上を現場打ちしたのち、単純桁の内部におさめられた連続ケーブルを緊張し、さらに支点上フランジに配置された P C 鋼棒を緊張して連続構造とすることにした。

(2) 単純桁より連続桁への移行過程の検討

プレキャスト単純桁を中間支点部分の場所打ちと連結

図-2



して、仮支柱をはずし、連続構造とした場合に、クリープの進行によって曲げモーメントは 図-2 に示すように移行してゆく。いまこの曲げモーメントを全面ステーシング施工の場合の曲げモーメント M_0 と比較すると

$$M_2 = M_1 - (M_1 - M_0)(1 - e^{-\varphi})$$

$$M_2 - M_0 = (M_1 - M_0)(1 - e^{-\varphi})$$

クリープ係数を仮定して

$$\varphi = 1.6 \rightarrow M_2 - M_0 = (M_1 - M_0) \times 0.2$$

$$\varphi = 2.0 \rightarrow M_2 - M_0 = (M_1 - M_0) \times 0.15$$

以上の結果により点 7 (側径間) の曲げモーメントを求めると

$$\varphi = 1.6 \quad M_{t \rightarrow \infty} = 142.7 \text{ t-m}$$

(全ステーシング施工の場合との割合 101.7%)

$$\varphi = 2.0 \quad M_{t \rightarrow \infty} = 142.1 \text{ t-m}$$

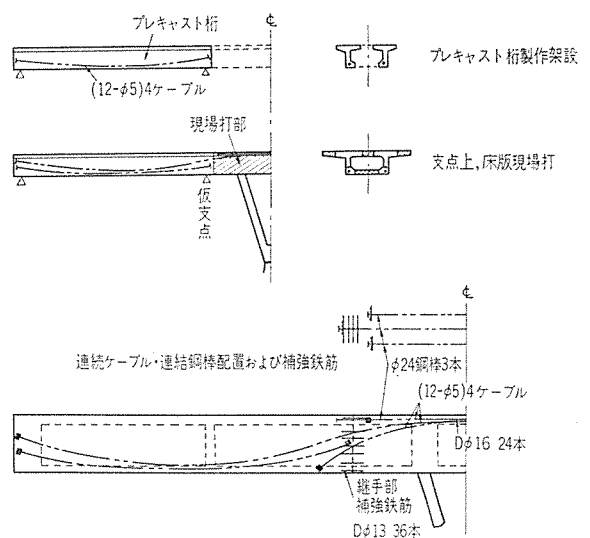
(全ステーシング施工の場合との割合 101.3%)

$$M = 140.2 \text{ t-m (全面ステーシング施工の場合)}$$

(3) 施工順序および P C 鋼材の配置

施工順序および P C 鋼材の配置を 図-3 に示す。

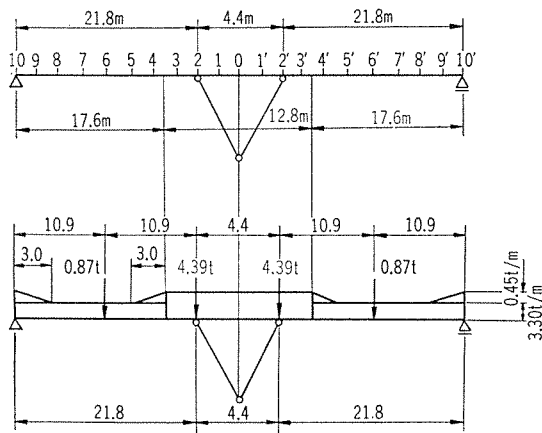
図-3



(4) 設計計算

a) 自重による設計曲げモーメント 点 7 において自重による曲げモーメントを求めると

図-4



単純桁の曲げモーメント

$$M_1 = 3.30 \times 38.5 - 0.675 \times (0.47 + 1.05) + 0.87 \times 3.58 = 131.2 \text{ t-m}$$

支保工を取りはずしたのちの曲げモーメント

支保工反力による曲げモーメント

$$M_2 = 3.06 \times 1.3676 + (3.75 \times 12.8 \times 1/2 + 4.39) \times 0.3755 = 52.5 \text{ t-m}$$

単純桁以外の自重による曲げモーメント

$$M_3 = (3.56 + 0.34 - 0.48 - 2.24) \times 3.75 - 10.39 \times 3.30 - 0.72 \times 0.675 - 0.10 \times 0.675 + 0.3755 \times 4.39 - 0.03738 \times 4.39 - 0.68 \times 0.87 = -31.1 \text{ t-m}$$

施工直後の合計曲げモーメント

$$M_1 + M_2 + M_3 = 152.6 \text{ t-m}$$

クリープ進行後の曲げモーメント

$$\varphi = 1.6 \quad M = 140.2 + (152.6 - 140.2) \times 0.2 = 142.7 \text{ t-m}$$

$$\varphi = 2.0 \quad M = 140.2 + (152.6 - 140.2) \times 0.15 = 142.1 \text{ t-m}$$

b) コンクリートの乾燥収縮差によるモーメント

プレキャスト桁と床版の乾燥収縮差による曲げモーメントは

上縁よりの床版断面図心位置 $y = 56.1 \text{ cm}$

上縁よりの合成断面図心位置 $y = 50.2 \text{ cm}$

乾燥収縮度 $S_\infty = 15 \times 10^{-5}$

床版施工時の桁の材令 45 日

桁と床版の乾燥収縮差

$$S_B = (15.0 - 7.76) \times 10^{-5} = 7.24 \times 10^{-5}$$

乾燥収縮差による推力

$$N_e = A_C E_C S_B$$

$$= 1.692 \times 3.25 \times 10^5 \times 7.24 \times 10^{-5} = 39.8 \text{ t}$$

乾燥収縮差による曲げモーメント

$$M_s = N_e (G_{AB} - G_e) = 39.8 \times (56.1 - 50.2) = 2.4 \text{ t-m}$$

クリープを考慮して

$$M_e = M_s \left(\frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi} \right) = 1.3 \text{ t-m}$$

c) プレキャスト単純桁の計算

1) 曲げモーメント (点2における値)

桁自重 $M_{d_0(2)} = 49.5 \text{ t-m}$

床版重量 $M_{d_1(2)} = 17.2 \text{ t-m}$

合計 $M_{d(2)} = 49.5 + 17.2 = 66.7 \text{ t-m}$

2) 断面諸数値

コンクリート断面	ケーブル控除断面
$A = 0.5010 \text{ m}^2$	$A = 0.4915 \text{ m}^2$
$I = 0.0877 \text{ m}^4$	$I = 0.0839 \text{ m}^4$
$y_0 = 0.476 \text{ m}$	$y_0 = 0.464 \text{ m}$
$y_u = 0.724 \text{ m}$	$y_u = 0.736 \text{ m}$
$z_0 = 0.1840 \text{ m}^3$	$z_0 = 0.1810 \text{ m}^3$
$z_u = 0.1209 \text{ m}^3$	$z_u = 0.1141 \text{ m}^3$
	$e_p = 0.626 \text{ m}$

3) 曲げ応力度

$$\sigma_{cd_0} = \frac{4950000}{181000} = +27.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$114000 \quad -43.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cd_1} = \frac{1720000}{184000} = +9.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$120900 \quad -14.2 \text{ kg/cm}^2$$

導入直後のプレストレスとしては, $\sigma_{pt} = 102.0 \text{ kg/mm}^2$ とする。フレッシュ (φ7-12 本) ケーブル 6 本中 4 本を緊張すると偏心距離は $e_p = 0.626 \text{ m}$ により

$$P_t = 102.0 \times 461.8 \times 4 = 188.4 \text{ t}$$

$$\sigma_{ct}' = \frac{P_t}{A} \mp \frac{P_t \cdot e_p}{z_0} = \frac{188400}{4915} \mp \frac{188400 \times 62.6}{181000}$$

$$\sigma_{ct} \quad z_u \quad 114000$$

$$= -26.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$= +141.7 \text{ kg/cm}^2$$

4) プレキャスト桁の合成応力度

桁プレストレス導入直後

$$\sigma_c = \sigma_{ct} + \sigma_{cd_0} = +0.6 \text{ kg/cm}^2 > -13.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$+98.3 \text{ kg/cm}^2 < +170 \text{ kg/cm}^2$$

床版荷重作用時

$$\sigma_c = \sigma_{ct} - \sigma_{cd_0} + \sigma_{cd_1} = +9.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$+84.1 \text{ kg/cm}^2$$

これまでにプレストレスは若干減少するがその値はわずかであるので、プレキャスト桁は十分安全である。

(5) 連続桁としての計算

a) 桁自重, 床版 点7について求めてみる。

プレキャスト桁一点 3.5~10, 点 3.5'~10' 間

中央部場所打ち一点 3.5~0~3.5' 間

点7における曲げモーメントは

$$M_{d(7)} = 142.7 \text{ t-m} \quad 10 \sim 3.5 \dots\dots 175.2 \text{ t-m}$$

$$3.5 \sim 3.5' \dots\dots 2.7 \text{ t-m}$$

$$3.5' \sim 10' \dots\dots -35.2 \text{ t-m}$$

b) プレストレスによる2次モーメント

$$M_{p(7)} = -25.1 \text{ t-m}$$

$$M_{p(2)} = -66.9 \text{ t-m}$$

c) 橋面荷重, 動荷重 (表-2)

橋面荷重 動重荷 (最大) 動荷重 (最小)

$$M_1, 53.2 \text{ t-m} \quad 114.6 \text{ t-m} \quad -23.5 \text{ t-m}$$

$$M_2 -59.3 \text{ t-m} \quad 16.0 \text{ t-m} \quad -74.3 \text{ t-m}$$

表-2 d) 曲げモーメント合計および曲げ応力度合計

荷 重	点 7			点 2		
	曲げモーメント t-m	上 縁 kg/cm ²	下 縁 kg/cm ²	曲げモーメント t-m	上 縁 kg/cm ²	下 縁 kg/cm ²
自重床版	142.7	+36.7	-57.6	-156.2	-28.9	+39.4
1次プレストレス	(有効プレストレス) -22.6	+119.3		(有効プレストレス) +53.6	- 2.2	
橋面荷重	53.2	+ 9.8	-13.6	-59.3	-11.0	+14.9
2次プレストレス		- 7.2	+45.8			
2次モーメント	-25.1	- 4.6	+ 6.4	-66.9	-12.7	+17.3
活 荷 重	114.6	+21.0	-29.3	-74.3	-14.2	+19.3
合 計		+33.1	+71.0		-13.2	+90.9

d) 下床版における曲げ応力度 下床版に生ずる曲げ応力度としては、橋面荷重以後であるから、点7における曲げ応力度を求めるとつぎのようになる。

下床版下縁にて

$$\sigma_c' = \sigma_{ce2}' + \sigma_{cd3}' + \sigma_{cp}' + \sigma_{cl}' = +14.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \sigma_{ce2} + \sigma_{cd3} + \sigma_{cp} + \sigma_{cl} = +9.3 \quad \text{ " } > 0$$

(6) 下床版をのぞいた場合の検討

下床版にクラックを生じた場合を考え、有効断面より のぞいた場合には、下床版は荷重としてのみ作用する(表-3)。この場合の断面諸数値は

$$A = 1.160 \text{ m}^2 \quad y_u = 0.781 \text{ m}$$

$$I = 0.189 \text{ 3 m}^4 \quad z_0 = 0.452 \text{ m}^3$$

$$y_0 = 0.419 \text{ m} \quad z_u = 0.242 \text{ m}^3$$

4. 施 工

ブロック工法による架道橋の設工は、従来のプレキャスト桁による橋梁の架設と本質的に異なるところはない

表-3

荷 重	曲げ応力度	上 縁 (kg/cm ²)	下 縁 (kg/cm ²)
自重床版		+36.7	- 57.6
1次プレストレス		-22.6	+119.3
橋面荷重		+11.8	- 22.0
2次プレストレス		- 7.2	+ 45.8
2次モーメント		- 4.6	+ 6.4
活 荷 重		+25.3	- 47.4
計		+39.2	+ 44.2

が、施工の各段階における順序や施工の細部にわたっては設計上の問題点とも関連し、以下により施工上留意すべき事項ならびに改良すべき点がある。

(1) 施工の順序

施工の順序はつぎに述べる 1)~11) のとおりである。

1) 通常の施工法で左右一対の橋台、中央の V 型橋脚を造る。

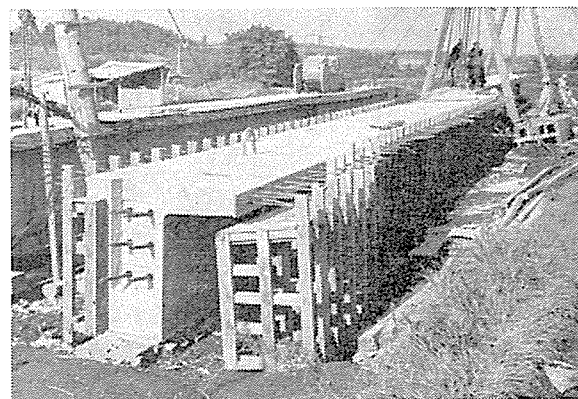
2) 1) と並行してプレキャスト桁4本を製作する。

プレキャスト桁の製作には架設現場付近に製作場を造成し、製作台二面を造った。

製作台上に型わく、鉄筋、鋼線の配置を終え、コンクリートを打設した桁は、プレキャスト部のみの一次プレストレスを導入し、横取りして製作現場に仮置きする。プレストレスはフレッシュ工法によるものである。

製作台ならびに型わくは2回転用することとし上記のくり返しで4本のプレキャスト桁を製作する(写真-1)。

写真-1 プレキャスト桁脱型の状況



3) 本線工事に支障を与えない時期を選び、架設用支保工の建込みを行ない、さらに支保工上に桁運搬用軌道の敷設ならびに、桁行架設用門構2基の設置を行なった(写真-2)。

4) 製作場に仮置されている4本の桁のうち最初の桁をあらかじめ指定された支点上で台車に支持し、図-5の①に運搬し、図-6の①の位置に門構で取りおろされ仮置きされる。引続いて2本目の桁を同様に運搬し、①の桁と対称に②の位置に仮置きされる(写真-3,4)。側径間⑩の部分も同様に施工される。

写真-2 架設用支保工および門構

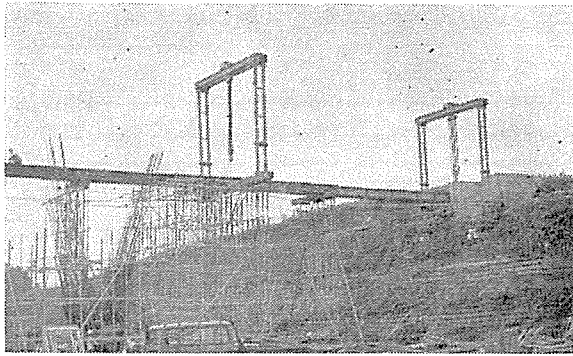


図-5

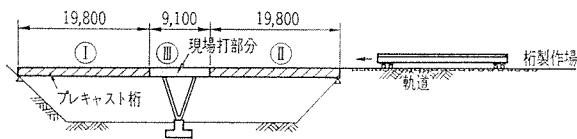
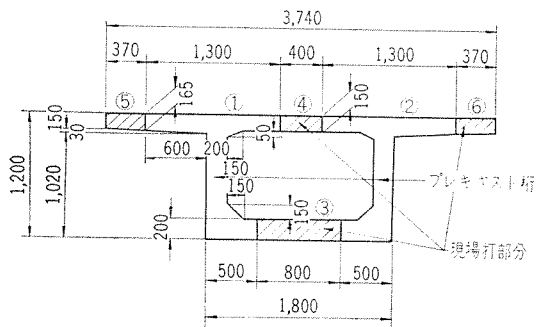


図-6



5) 両側径間各2本の桁は、支保工上ですえつけ調整を行ない、設計上の正確な位置にすえつけされる(写真-5)。

6) 図-6の③(下スラブ)のつり型わくを組立て、鉄筋配置を完了し、コンクリートを打設する。

7) 図-5の⑩(中央径間)の型わく、鉄筋、鋼線の組立てを行ない□型の現場打桁を造る。この際プレキャスト桁は現場打桁に打ち継がれる。

8) 中央径間の上スラブ、張出し部ならびにプレキャスト桁(図-6)の④、⑤の型わく、鉄筋の組立てを行な

写真-3 桁の架設状況

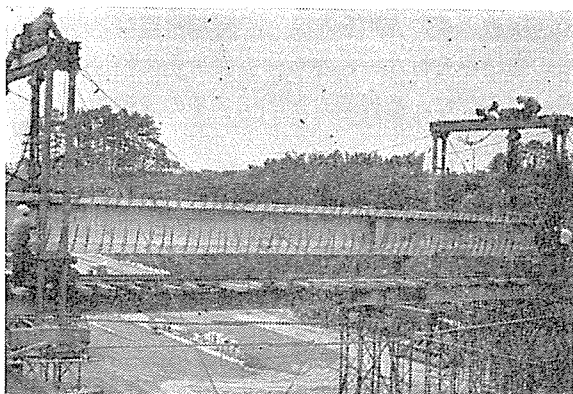


写真-4 桁の支保工上仮置き

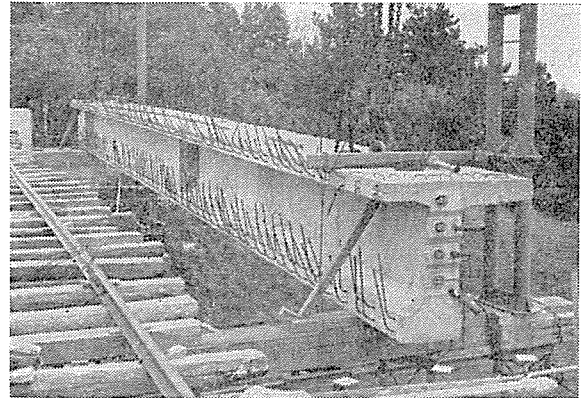
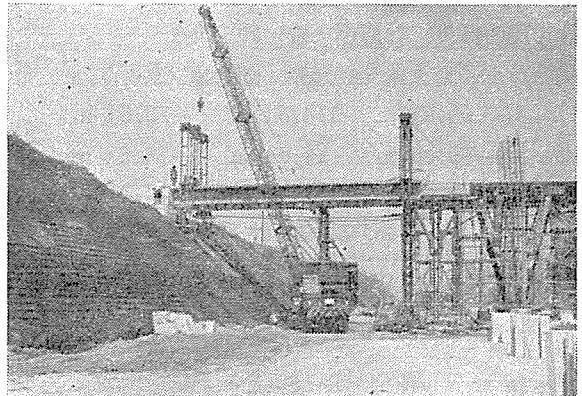


写真-5 桁のすえつけ調整作業



い、コンクリートの打設を行なう。

9) 一体化された Box 桁は、あらかじめ配置されたシースに鋼線および鋼棒をとおし、桁全体にプレストレスを導入し橋体を完成する。

10) 架設用支保工を撤去し、本線工事区域内の支障物はすべて取りのぞかれる。

11) 地覆、高欄、舗装等を施工し工事は完了する。

(2) 施工上の留意点

a) プレキャスト桁の安定性 プレキャスト主桁の断面は、図-6に示されるとおりであって、従来の I section 桁にくらべ、桁の取扱いに細心の注意を要した。すなわち、このプレキャスト桁は左右非対称形で、かつ、重心がきわめて高い。さらに、底面支持面(下スラブ)幅が狭いので、桁の安定条件は非常に悪い。

したがって、緊張、脱型後の桁の仮置、運搬、架設、すえつけ調整等の取扱いに際しては、桁の傾斜、転倒などの懸念があるので、正確な位置のつり上げ金具の埋め込み、十分な転倒防止材の設置、確実な移動すえつけ設備等の対策を施さなければならない。

b) プレキャスト桁と中央径間現場打ち桁との打継ぎ

1) プレキャスト桁と現場打ち桁との打継ぎは、ブロック工法の構造上もっとも弱点となる箇所と思われるが、図-6に示されるとおり、この位置での主桁断面はきわ

めて薄く (20 cm), さらに鋼線鉄筋の継手区間でもあるのでこれらがふくそうし, コンクリート打継ぎの条件はきわめて悪い。したがって, コンクリート打設上の管理を十分に規制すると同時に, 補強鉄筋を追加する一方, 打継がれるプレキャスト断面にエポキシ樹脂を塗布し, 両桁の完全な一体化をはかった。

2) 現場打中央径間張出し端部の支保工と, プレキャスト桁打継ぎ部支保工とを同体とし, 中央径間桁のコンクリート打設ならびに載荷経過による支保工の沈下, 変形に対し, 打継ぎ両断面が相対的なずれを生じないような構造とした。また, この支保工の沈下, 変形が, 別に橋脚上に設けられた中央径間中央部の支保工との間に不均衡を生じないように, 側径間部支保工の沈下変形許容量を 5 mm 以内におさえ, 支保工の基礎ならびに支保工材の構造を規制し, 載荷試験を行ないこれを確かめた。

c) 外観について 架道橋の形式, 形状, 仕上がり状況などは, 本線を通行する車両の視野の中でもっとも重視される外観上の要素である。

本工法の場合, その仕上がり外観 (特に橋側面) については, 設計ならびに施工上特に配慮しなければならないことがらのようである。

すなわち, 本橋の場合, V型橋脚, 4本のプレキャスト桁, 中央径間の現場打桁, プレキャスト主桁間の下スラブ目地コンクリート, 張出し部継ぎコンクリート等, 直接外観にふれる多くの section により組合わされるものであるから, これらの section 相互のコンクリートの色彩, 表面状況ならびに打ち継ぎ部分の目違い, 打継ぎ線の良否は, 施工の適否が直接外観におよぼすものとして大切なことがらである。したがって, これらの組合わせができるだけ一本化した外観を得るために, 本橋の施工に当っては, 下記の事項について実施したが, さらに改良すべき点があるようである。

1) 型わく: 外側はすべて同質, 同寸法の耐水ベニヤを使用した。

2) コンクリート: 打設日時の異なる各 section のコンクリートは, 素材, 配合, 打設, 養生等の条件が同一となるよう規制した。

3) 打継ぎ: 各打継部 (目) は, 目違いや打継ぎ線が不規則にならないよう部材のすえつけ調整, 型わく取付け, 部材間のスリ合わせを行なった。

5. 工 程

(1) 一 般

本工法の採用されるもっとも主要なる意義は, 工程の短縮にあるといつてよい。

この跨道橋は小規模で, 本線土工工事の工程に従属せ

られた工期の中で施工する必要があった。すなわち, 表—4 に示されるように橋脚支保工の着工期日および側径間の支保工の建込期日の規制, 工事用作業車の支保工内通行による架設工の拘束をうけ, さらに土工工事と重複して引き続き舗装工事が着工せられたので, 両者の工程の間げきにあつて支保工の存置期間が 40 日程度しか許されなかった。このような制限期間の中で, プレキャスト工法がどの程度の工期短縮が可能かどうか, 現場打ち工法工程と実際に比較するための試験的施工として実施することとなった。

この形式の架道橋の施工では, 橋台施工は土工工事中に着工することが可能で工程上の拘束は比率的に少ない。また, 橋体完了後 (支保工撤去後) の地覆, 高欄, 橋面舗装等の施工は, 他の本線工事の規制をうけることができなく, まったく独自の工程で施工を進めることができる。

したがって, 本橋の場合規制される工程の大部分は, 橋脚着工後支保工撤去までの間である。この間は橋体工事の, もっとも主要なる部分の施工を行なう期間であつて, 従来のオールステージング現場打ち工法による工期短縮は, 通常の場合では施工上の限度があるとしなければならない。

ブロック工法は, 上記現場打工法の本線現場内工程で施工される主桁の一部を関連工事 (土工, 舗装) と無関係にプレキャスト材として製作し, 架設工程を短縮しようと試みるものである。

(2) モデル工程

本橋の場合のブロック工法および現場打工法のモデル工程の比較 (例) を示せば表—4 のとおりである。

このモデル工程表による工程の短縮は 12 日程度と思われる。

(3) 計画工程ならびに実施工程

本橋の計画工程および実施工程の対比を示せば表—5 のとおりである。

表—5 によれば, 実施工程の支保工建込み開始日は備考欄に示される理由により計画時のそれに対し 17 日遅延した。また, 支保工撤去完了日は 22 日遅延した。

上記により, 工程の実施例としては適例でないが, 稼働日数のみを取って比較してみると, モデル工程 40 日を実施工程 39 日 (実稼働日数) で消化しており, 各工程 section は, モデル工程に近いことが確認された。上記の支保工建込み遅延原因は, 現場打工法の場合にあつても, さらに深刻に影響したものと思われ, 現場打ち工法モデル工程における対象日数 50 日をほぼ 10 日前後短縮した結果になる。

しかしながら, ブロック工法における施工段階は, 先に施工順序に述べられたように, 工程を構成する要素が

表-4 モデル工程表(例)比較

区分	種別	細目	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
下部工	橋台工	準備, 掘削工 カルウェルド工 型わく, 鉄筋コンクリート工													
	橋脚工	掘削工 カルウェルド工 型わく, 鉄筋コンクリート工													
上部工	ブロック工法	プレキャスト桁製作 養生緊張工													
	現場打	支保工, 軌道門構架設, すえつけ調整													
	現場打	支保工 鉄筋, 型わく(コンクリート工)													
	現場打	支保工 型わく, 鉄筋 鋼線工 コンクリート工													
両工法共通	養生緊張グラウト工 支保工撤去														
		地覆, 高欄, 舗装, 後片付													

注: 工程の表示は各細目の開始日と完了日によっている。実績動日数は少なくなる場合がある。

表-5 ブロック工法による実施工程(部分) 着工 昭和40年6月13日
竣工 昭和40年11月27日

区分	種別	細目	30	7月	61	8月	92	9月	122	10月	153
下部工	橋台工	準備, 掘削工 カルウェルド工 型わく, 鉄筋コンクリート工									
	橋脚工	掘削工 カルウェルド工 型わく, 鉄筋コンクリート工									
上部工	ブロック工法	プレキャスト桁製作 養生緊張工									
	現場打	支保工, 軌道門構架設, すえつけ調整									
	現場打	支保工 鉄筋, 型わく(コンクリート工)									
	現場打	支保工 型わく, 鉄筋 鋼線工 コンクリート工									
両工法共通	養生, 緊張グラウト工 支保工撤去										
		地覆, 高欄, 舗装, 後片付									

注: 1. 実施工程の支保工建込は8月10日の予定が土工工事の遅延により8月27日に延期された。
2. 実施工程の支保工存置は46日であるが、豪雨、台風、休日等の遊休日数は7日であり実績動日数は39日である。

表-6

増額となる事項	減額となる事項
1. 桁製作設備 (借地料, 敷地造成) 製作台, 維持復旧等)	1. 支保工の簡易化ならびに工期短縮による損料の減額
2. 軌道設備	2. プレキャスト桁部の型わくの組立, 解体, 足場の簡易化による減額
3. 門構設備	3. プレキャスト桁のコンクリート打設費の減額
4. 桁運搬工	
5. 桁架設工, すえつけ調整工	
6. チッピング工	
7. 緊張回数の増加による緊張費の増加	
8. 型わくの数量増(主に小口型わく)	
9. 鋼線, 鉄筋その他の資材費の増加	
10. 機材輸送費の増加	
現場打工法全工費に対する割増し率の計	
⊕ 14.9% ⊖ 5.1%	
合計 ⊕ 9.8% ≒ 10%	

多く、作業内容がはん雑となるので、相互のアクティビティーについて、十分な工程の管理を行ない工程の流れを乱さないようにしなければ、所期の工程短縮を阻害し、かえって作業の混乱を引き起すことにもなりかねないことに留意すべきである。

6. 工 費

ブロック工法における工費は、同一の現場打工法における工費に対し割高になるのが一般的傾向のようである。これは工程の短縮を余儀なくされる代償として考えなければならないものである。この割増し率は、橋種、形式、橋長、幅員、架設条件、架設する橋梁の数等により変動するはずであるが、実績

が皆無であるのでその傾向を確かめることはできない。本橋の場合の割増率は約10%であった。主要な割増しの要素となる内訳は表-6に示すとおりである。ブロック工法は、同種の橋梁が数橋同時に施工できるならば、表-6の増額となる事項のうち1~3が共用または転用できるので、大幅な工費減が可能と思われる。

7. あとがき

以上、ブロック工法による小机架道橋の設計例、施工例等について報告を行なったが、先にも述べたとおり試験的試みとして実施された段階にあるので、完璧な結論を得るまでに至っていない。工期短縮を目的としたこの工法が、さらに今後検討研究されPC橋発展のための一助ともなればと思つてあえて一文を草した次第である。

1966.3.11・受付