

那珂川橋梁の設計施工について

野 口 功* 小 池 晋** 宮 口 尹 秀***
昌 子 治 郎**** 内 藤 豊 章****

1. ま え が き

那珂川橋梁は、東北本線複線化のために黒磯—高久間に新設された単線鉄道橋である。流心を跨ぐ部分は、現在線に合わせて46mで渡り、また軌条面から河床まで約25mもあることから、支間26m+46m+26mのディビダーク式三径間連続PC桁一連と、支間19mのRCの単純桁一連を採用した。先に横黒線鷲ノ巣川で国鉄最初のディビダーク式連続PC桁の完成を見たが本橋梁はこれについて国鉄で二度目のディビダーク式PC連続桁である。鷲ノ巣川橋梁と比較して、側径間中央径間とも支間が2m長くなっただけで、設計施工上大きな相違はないが、鷲ノ巣川という試験段階を経て、主要幹線に初めて特殊工法を採用したことは、注目に値すると思われる。以下その設計・施工について簡略に記述する。

2. 工 事 概 要

工 事 名：那珂川橋梁工事
 施工場所：栃木県黒磯町
 橋長径間：118.0m=19.0+26.0+46.0+26.0
 幅 員：4.9m（含橋側歩道）
 設計荷重：K-S 18
 構造形式：鉄筋コンクリート単純桁一連、ディビダーク式PC三径間連続桁一連
 工 期：昭和38年2月～昭和39年2月
 企 業 者：日本国有鉄道
 施 工 者：鹿島建設KK
 主要材料：上部構造

コンクリート；430m³
 PC鋼棒；30t（SBPC 80/105φ27）
 鉄 筋；42t

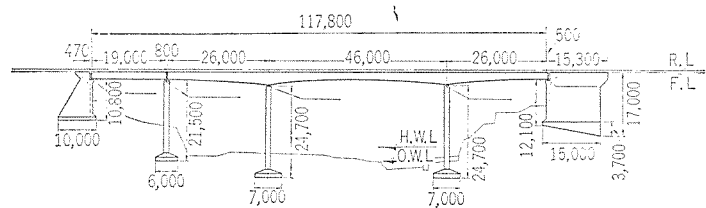
下部構造
 コンクリート；1250m³
 鉄 筋；68t

3. 構 造 形 式

* 国鉄大阪工務局土木課長
 ** 国鉄構造物設計事務所技師
 *** 国鉄盛岡工務局技師
 **** 鹿島建設KK技術開発部

本橋梁の構造は図-1に示すように、三径間連続桁一連、単純桁一連からなり全長118.0mである。三径間連続桁はディビダーク式PC橋であり、また単純桁は鉄筋コンクリート橋である。橋軸方向の水平力はすべて桁端の橋台でとるために、東京方の橋台と単純桁とはφ27×4本の鋼棒を用いて各20tずつ、青森方の橋台と連

図-1 一般図



続桁の端部はφ33×7本の鋼棒を用いて各30tずつで緊結した。単純桁のシューはミーハナイトのすべりシュー、連続桁のシューは1P上で、ベアリングプレートを用いた可動シュー、2P、3P上のシューは鉛板、青森方の橋台上では、ミーハナイトの固定シューを用いた。また、連続桁の両側径間の端部には、重りコンクリートのほかにφ27×2本の鋼棒を用いて浮上り止めとした。

4. 設計について

鉄筋コンクリート単純桁の設計では特別に問題となる点はないのでここでは三径間連続桁についてだけ記す。なお、下部構造および桁端の連結などは、鷲ノ巣川橋梁の場合と大差なく、すでに本誌1962年の8月号に“鷲ノ巣川橋梁設計上の問題点”として報告された論文の中に詳細に記されているので、その項を参照されたい。

(1) 系の相違によって生ずる曲げモーメント、反力などの変化について

本橋の連続桁の部分は、両側径間を支保工上でコンクリート打ちし、中央径間は両側から静定なカンティレバーとして張出し架設し、最終的に中央部を連結して、二次の不静定構造物である連続桁とする。したがって静定系から不静定系へと系が変化し、コンクリートのクリープによって、時間とともに永続荷重による曲げモーメント、反力などが変化する。接合点（本橋梁の場合、中央径間中央部）での拘束力のクリープによる変化は一般に次式で表わされる。

$$X_{\varphi} = X_L(1 - e^{-\varphi})$$

X_{ϕ} : 接合点における拘束力

X_L : 連続桁を単体的に作った場合の接合点の拘束力

なお、このような系の相違によって変化する拘束力は、静定系に作用する力だけであり、不静定系となつてから作用する力は変化しない。この変化を例えば自重による曲げモーメントについて考えて見ると、

$$X_L = (M_{gL} - M_{gB}) \quad X_{\phi} = M_{g\phi} \quad \text{であるから}$$

$$M_{g\phi} = (M_{gL} - M_{gB})(1 - e^{-\phi}) \quad \text{となる。}$$

M_{gL} : 連続桁を単体的に作った場合の自重による曲げモーメント

M_{gB} : カンティレバーとして作用している自重による曲げモーメント

ϕ : 中央部連結時の最終クリープ係数

この ϕ について、DIN 4227 および学会指針を参照して計算してみると $\phi = 1.35$ となる。したがって $(1 - e^{-\phi}) = 0.7$ となり、ゆえに $M_{g\phi} = 0.7(M_{gL} - M_{gB})$ となる。このことを図で示すとつぎのようになる。 $M_{g\phi}$ は図-2 c) に示した斜線の部分を移動する。したがって自重による最終時 ($t = \infty$ の時) の曲げモーメントは $M_{g\phi}^{\infty} = M_{gB} + M_{g\phi}$ となる。設計にあたっては $t = 0$ の M_{gL} の状態と、 $t = \infty$ の $M_{g\phi}^{\infty}$ の状態で検討し、 $t = 0$ と $t = \infty$ の中間の時点に対しては $t = 0$ の値と $t = \infty$ の値を比較することによってその安全性を確かめた。

図-2 自重による曲げモーメント



a) M_{gB} : カンティレバーとして作用している静定モーメント



b) M_{gL} : 支保工上で作った場合の曲げモーメント



c) $M_{g\phi}$ の変化、斜線の部分を移動する

(2) 曲げ応力度、せん断応力度、破壊安全度などについて

曲げ応力度は $t = 0$, $t = \infty$ の各時点において、各断面ともだいたい 10 kg/cm^2 程度の圧縮応力度が残っているように設計した。せん断力による斜引張応力度はフルプレストレスングとして設計荷重時 9 kg/cm^2 , 破壊時 20 kg/cm^2 以下となるように設計したが、中央径間の支点

近くの断面で、1ヵ所破壊時 22 kg/cm^2 となったため、斜鋼棒を用いて 20 kg/cm^2 以内に収めた。曲げ破壊は、側径間の $1/2$, 中間支点上, 中央径間の $1/4$, $1/2$ の各断面で検討したが、鋼棒の応力度を 9.0 t/cm^2 としても十分抵抗モーメントの方が大である。例えば支点上の断面では破壊モーメントは 8857 tm であるのに対し、抵抗モーメントは 11300 tm であった。鋼棒に対する応力度の増加は、静荷重、および活荷重載荷時で $130 \sim 400 \text{ kg/cm}^2$ 程度であり、橋梁完成後活荷重載荷時まで約3ヵ月は経過するのでクリープの約 $1/3$ は終了するとすれば、十分許容応力度以下、つまり 5.5 t/cm^2 くらいとなる(許容応力度は 5.8 t/cm^2)。また $t = \infty$ 時では 4.9 t/cm^2 くらいとなる。

(3) 支点沈下について

本橋は連続桁であり、また基礎地盤もそれほど堅固なものではないので、支点の沈下を考慮した。支点の沈下は徐々に起るものとし、その最終沈下量を 5 cm とした。このように徐々にしかも永続して生ずる変形に対して、それによって生ずる力には一般にクリープの影響を考慮してつぎの式ができる。

$$X_{\infty} = X \frac{(1 - e^{-\phi})}{\phi}$$

X_{∞} : 最終的に生じている力

X : 変形が一度に生じた場合の力

ϕ : X が作用する時のクリープ係数

本橋の場合 $\phi = 1.35$ と仮定した。したがって $\frac{1 - e^{-\phi}}{\phi} = 0.5$ となり $X_{\infty} = \frac{1}{2} X$ となるので、最終沈下量 5 cm に対しては、支点が弾性的に 2.5 cm 沈下したとして計算した。なお沈下の状態は、中間二支点が沈下する場合、中間一支点が沈下する場合、桁端一支点が沈下する場合の三とおりを考え、おのおの場合に対して各断面が最悪の状態になるものについて検討した。支点沈下によって生ずる最大応力度は $\pm 28.7 \text{ kg/cm}^2$ に達した。しかしどの断面も曲げ応力度と、支点沈下の際の応力度を合成すると、パーシャルの規定の 15 kg/cm^2 以下の引張応力度となり、なおこの引張に対して十分な配筋としてあるので、支点沈下に対しては十分安全である。

(4) 緊張値、上越しについて

a) 緊張値 ディビィダーク工法においては、各鋼棒に平均してプレストレスが導入されているとして設計する。このことは厳密には正しくないが、しかしアンカーの位置の分散を考えれば、プレストレスの分布の山と谷との位置のずれがあるので、一本ずつプレストレスを変えて計算した場合と大差ない。本橋の場合について、一本ずつプレストレスを変えて計算しても平均プレスト

レスに対する差は、たかだか2~3%にすぎず、曲げ応力度に対しては2~3 kg/cm²程度の違いであるので、平均プレストレスで計算して十分である。緊張値としては鋼棒の伸び、およびコンクリートの短縮、アンカープレート、およびカップラーのシンを考慮してその値を決めた。また引越し引きもどし量は、プレストレスの摩擦損失を計算し、図上より試行によって求めた。その際の損失の計算は次式より求めた。

$$V = V_0 e^{-(\mu\alpha + \lambda l)}$$

V : PC鋼材のジャッキの位置の引張力

V₀ : 設計断面におけるPC鋼材の引張力

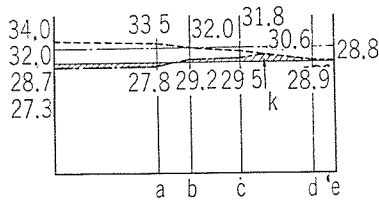
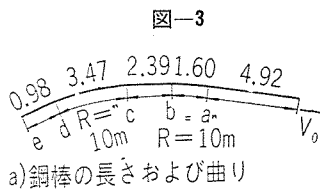
μ : 角変化1ラジアン当りの摩擦係数

(ここでは μ=0.25)

λ : 鋼材の長さ1m当りの摩擦係数

(ここでは λ=0.003)

引越し引きもどしの計算を例を上げて説明する。鋼棒の長さおよび曲りは図-3 のようである。図-3 b) 中設計で用いた平均緊張力 28.7 t の上側の面積と下側の



b) 引越し引戻し量を求める図

表-1 上越しに関するたわみ

(a) 弾性たわみ			
g_1	自重	+3.96	
g_2	静荷重	+0.63	
P	活荷重	+0.37	
V_1	プレストレス	-4.15	
V_2	プレストレス	-2.30	
系の相違によるもの	自重 ($M_{eL} - M_{jB})(1 - e^{-\varphi})$	+1.70	
	プレストレス ($M_{VL} - M_{VB})(1 - e^{-\varphi})$	-1.88	
V_{KUS}	クリープ、乾燥収縮	+0.78	
$1/2 V_{\varphi}$	V_{φ} に対する補正	+0.06	
(b) 塑性たわみ		(c) 上越し量	
$\delta_{g1} + \delta_{g2} + \delta_{V1} + \delta_{V2}$	-1.86	δ_{V2}	-2.30
δ_{φ}	+0.66	δ_{g2}	+0.63
$\delta_{pl} = \varphi(\delta_{g1+g2+V1+V2})$	-2.05	$\delta_{t=\infty}$	-1.03
$\delta_{\varphi pl} = \frac{1}{2} \varphi \delta_{\varphi}$	+0.36	$\frac{1}{3} \delta_p$	+0.37
$\delta_{t=\infty} = \delta_{\varphi} + \delta_{\varphi pl} + \delta_{pl}$	-1.03	$-\delta$ (cm)	-2.33

面積が等しくなるようにk点を試行で求めた(斜線の部分の面積を等しくする)。引越し引きもどし量は、例えばこの鋼棒の場合 $\frac{32.0 - 28.7}{28.7} \times 100 = 11.5\%$ となる。

b) 上越し 連続桁はクリープおよび乾燥収縮の終了後、活荷重に対して所定の高さになるように上越して置かねばならない。上越しに関係するたわみは表-1のとおりである。例として中央径間中央点の値を示す。弾性たわみのほかに、クリープによって生ずる塑性たわみを次式により求めた。

$$\delta_{pl} = \varphi_{\infty} \cdot \delta_{el}$$

φ_{∞} : 中央部連結時のクリープ係数

であるが、ここでは安全を見て $\varphi_{\infty} = 1.1$ と仮定した。

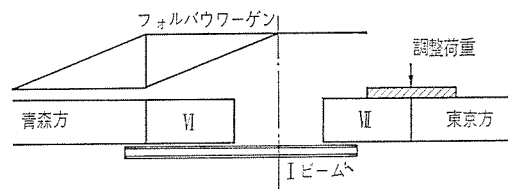
フライフォルバウのブロック VII における上越しの例を示す。

		上越し (mm)
型わく建込み後		+24
{ ワーゲン弾性変形 +3	} +13	
{ VIIブロックコンクリート打設 +10		
VIIブロックコンクリート打設後		+37
VIIブロック緊張	-3	+34
VIIIブロックコンクリート打設	+6	+40
ワーゲン撤去	-17	
フォルバウ終了ワーゲン撤去後		+23

(+23 は計算における規定の上越し)

このようにして各ブロックごとに上越しを計算した。なお、中央部連結時は両側から張出したカンティレバーの先端のたわみを等しくするために荷重調整を行なうこと

表-2 中央攻め部の荷重調整



[東京方]		[青森方]	
ワーゲン撤去後	+17	コンクリート打設	+23
重り (15 t)	+8	準備完了	
	+25		+23
コンクリート打設前	+25	コンクリート打設前	+23
コンクリート打設後	+3	コンクリート打設後	+8
	+28		+31
VIIブロック緊張後	0		-3
	+28		+28

つぎに VIII ブロックのコンクリート打設のために桁下につけた I ビームを付替える。

[東京方]		[青森方]	
VIIブロック緊張後	+28		+28
Iビーム付替	-3		+4
重りの追加 (10 t)	+5		0
	+30		+32
VIIIブロック型わく			+34
建込み	+32		
ワーゲン撤去	0		-15
重り撤去	-13		0
	+19		+19

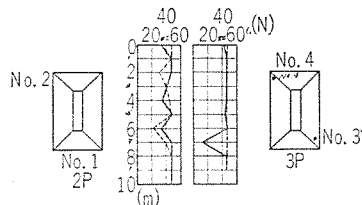
ととした。調整についての計算結果を表-2に示す。

5. 施工について

(1) 下部構の施工

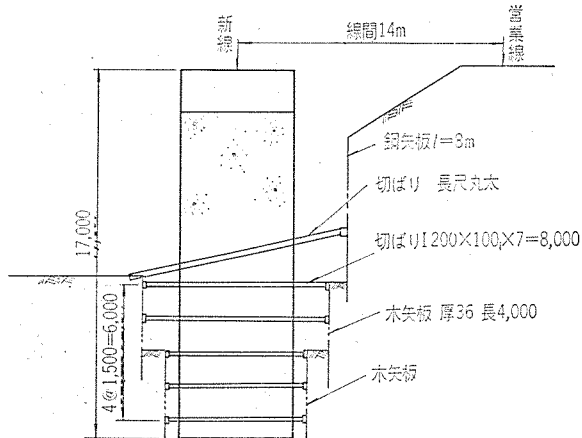
設計前の予備調査の結果、地盤はかなり風化した凝灰岩であることがわかっており、連続桁という不静定構造物で地盤の不等沈下が重要な問題となってくるため、橋脚の施工位置で、ボーリングと標準貫入試験を行なった。この結果図-4に示すように一部ではN値20程度の軟い層もあるが、ほとんどはN値50以上の硬い層であることがわかった。またサンプラーから採れたコアは風化して少し粘土化しかけているが、非常に硬くち密であった。ただこの硬いコアも水に浸すとたちまち柔らかくなって溶けてしまった。以上のことから、橋脚施工位置の基礎地盤は水にさえあてなければかなり信頼するものであり、圧密沈下に関係する地盤は水に浸され

図-4 ボーリング位置および標準貫入試験結果



ることがないから将来の不等沈下などの恐れも少なく、また根掘りの際できるだけドライな状態で施工する必要があることがわかった。以上のようなことを考慮し、橋脚のフーチングの根掘りを行ない、躯体は1ロット3mずつ打ち上げた。ただ連続桁の全水平力を受ける青森方の橋台は、構造自体大きいし、現在線のアバットとも近接しているため、図-5に示すような方法で、現在線の営業が停止するような事態のないよう慎重を期した。

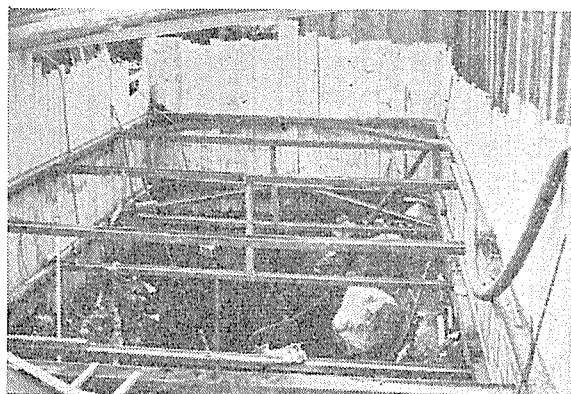
図-5 青森方橋台(2A)の根掘り



(2) 上部構の施工

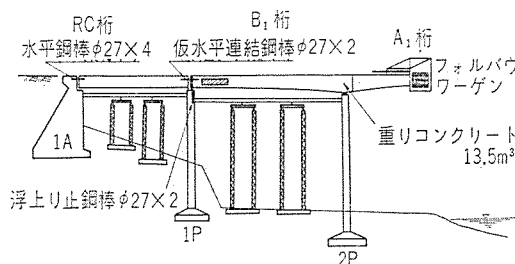
a) 概要 まず連続桁の東京方の側径間(B₁)を支保工上で施工し、続いて、これに隣接するRC桁も支

写真-1 2A根掘りにおける支保工の状況



保工上で施工したのち東京方の橋台に連続桁の側径間およびRC桁を連結した。このように水平力に安定な状態としてから、B₁桁の重りコンクリートを打設後、中央径間A₁桁をフライフォルバウした。青森方の側径間(B₂)も、B₁桁と同様にして支保工上で施工し、A₁桁張出し終了後、フォルバウワーゲンをA₂桁に移動しA₂桁を張出し最後に中央2.5mの攻めのコンクリートを打設し鋼棒を緊張し連続桁を完成した(図-6参照)。

図-6 施工の状態



b) 側径間 ① 支保工: B桁, RC桁ともに下部構に埋め込んだIビームと、中間に建て込んだ三角サポートの支柱上にIビームを渡し、この上に型わくを組んでコンクリートを打設した。この支柱は、中央仮設鋼機KK製の三角サポートで長さ1.25m, 2.00m, 2.50mのユニット柱とジャッキベースおよびヘッドからなり、三角サポート一本当たりの許容荷重は15tとなっているが、非常に高い(17m)ので荷重は10t以内になるようにし、1カ所で12本の三角サポートを橋軸方向に2列、橋軸直角方向に6本ならべ、これに斜材とつなぎ材を入れて一体のものとなるように設計した。この支柱の上にI 300×150×10×3000のIビームを6本ならべ、その中央にかんざしとしてI 450×175×11×55001本をわたし、常に荷重が支柱の中心にかかるようにした。その他支保工は不時の場合に際してもなお十分安全であるようにできる限りの補強を施した。図-7には支保工の状態を示す。

② 型わく: 型わくはスタンダードのフラットメタル

報 告

フォームを使用した。図-8 に示すようにボックス断面であるので、内わくは浮き型わくとしてコンクリートブロックの上にのせた。側径間の型わくの組立ては、まず底版の型わくを組み内わくをかためたのち、鉄筋および鋼棒を配置し、外わくを組立てた。

③ コンクリート打設：コンクリートは側径間で、

図-7 支保工

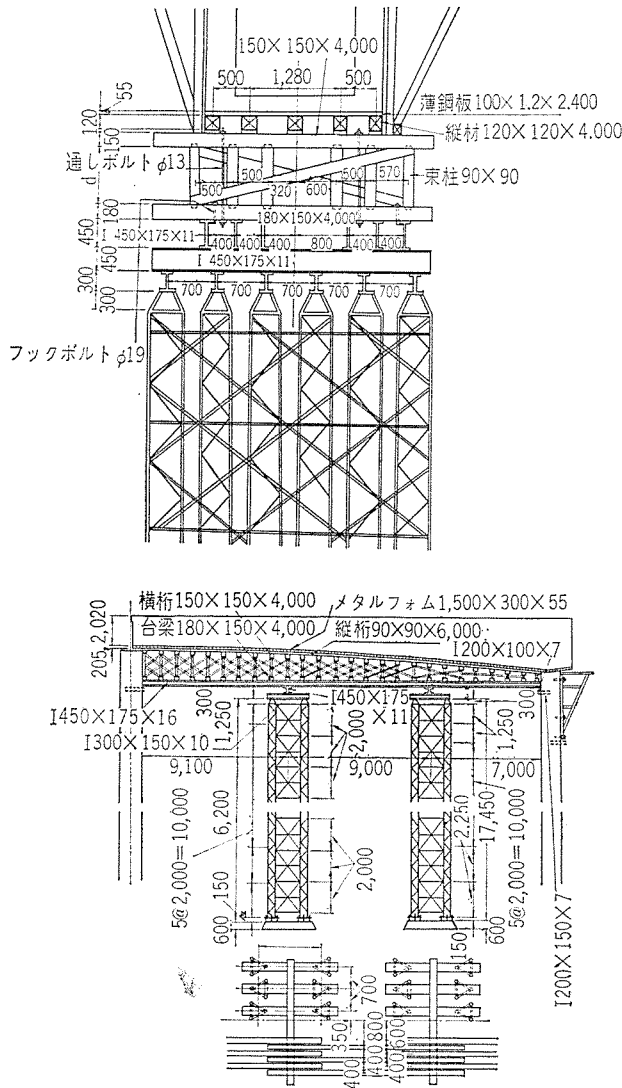
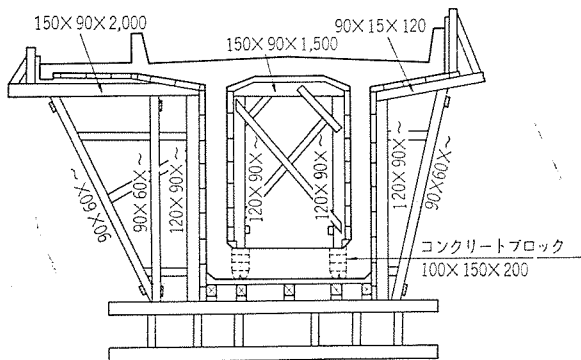


図-8 型わく断面図



110 m³ となるが、コンクリートの運搬能力は平均 3.5 m³/h で 30 数時間を要することと、スラブの鉄筋、鋼棒配置をすると 2P (3P) 上で相当煩雑し、桁のコンクリート打設が困難となるために、スラブのハンチ下で一度打止めし、2回にわけて打設した。2回目のコンクリートの重量によって1回目のコンクリートは支柱の弾性変形、および木材のシン分だけ応力を受けることになるが、木材のシンは1回目のコンクリート打設時ほとんど終了しているこ

写真-2 橋梁コンクリート打設状況



や、コンクリートのクリープ作用を考えると、問題にならないことがわかった。コンクリートはスランプ 4 cm 位の硬練りであるので、1.5 kW φ75 のフレキシブル電動バイブレーター 2 台と、0.56 kW φ60 のフレキシブル電動バイブレーター 2 台を用いて十分締

ているこ

写真-3 鋼棒、鉄筋の配置

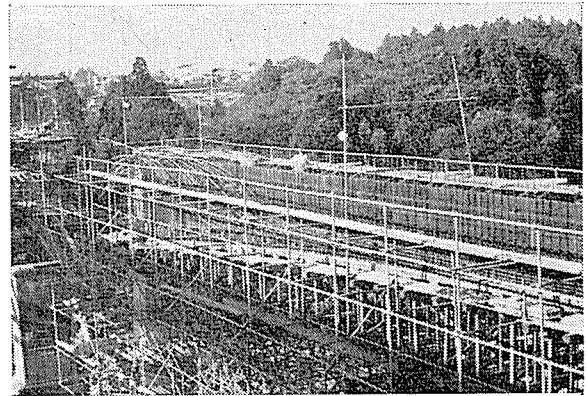


写真-4 支保工

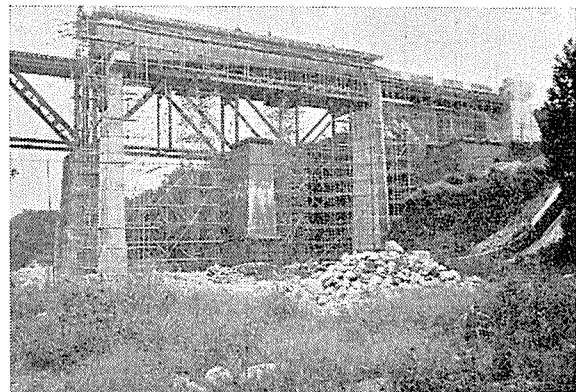


表-3 PC 桁コンクリート配合表

最大粗骨材寸法 (mm)	スランプ	空気量	w/c (%)	W (kg)	C (kg)	S/a (%)	S (kg)	G (kg)	ポゾリス No. 5 (kg)
25	4 ± 1	3.5 ± 1%	36	137	360	35	640	1200	1.9

図-9 支保工の沈下を測定するための測点の位置

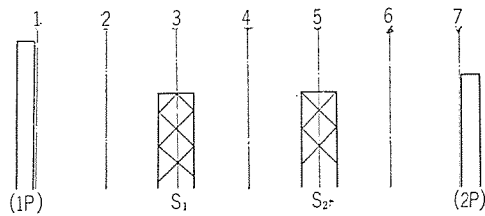


表-4 支保工沈下の測定結果

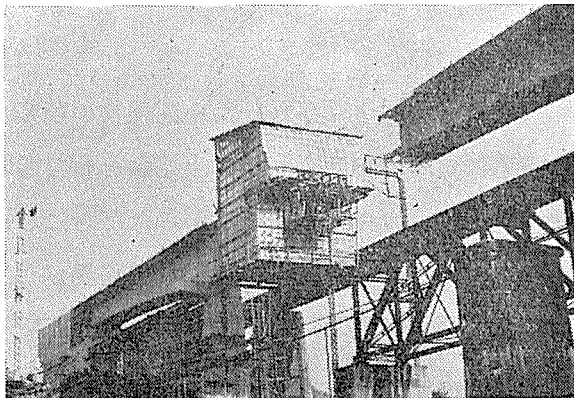
測点	1	2	3	4	5	6	7
計算値 { 上流	4.0	25.0	10	28.0	10	14.0	4.0
{ 下流	4.0	25.0	10	28.0	10	14.0	4.0
実測値 { 上流	3.5	17.0	8	20.5	17	17.5	9.5
{ 下流	4.0	18.5	9	22.0	15	17.0	9.5

固めを行なった。コンクリートの配合は表-3に示すものを試験練りより決めた。なおこの配合による目標強度は $\sigma_{28} = 448 \text{ kg/cm}^2$ であったが、実際には早強セメントを使用した標準養生の7日平均強度で 450 kg/cm^2 以上であった。なお側径間打設の際、支保工の沈下の測定を行なったので結果をつぎに記す。測点の位置は図-9に示すとおりであり、測定方法は型わく底版の縦筋より #20 線に約 2kg の重りをつけてたらし、地上近くに標点をつけて測定した。その結果は表-4に示すとおりである。

c) 中央径間 中央径間はフォルパウワーゲンをを用いて、フライフォルパウするのであるが、フライフォルパウに関してはいままで多くの工事報告がなされており、本橋もその例にもれないので記述は省略する。なお上越し、緊張、グラウトについて簡単に記述する。

① 上越し：上越しはすでに設計の項で述べたような

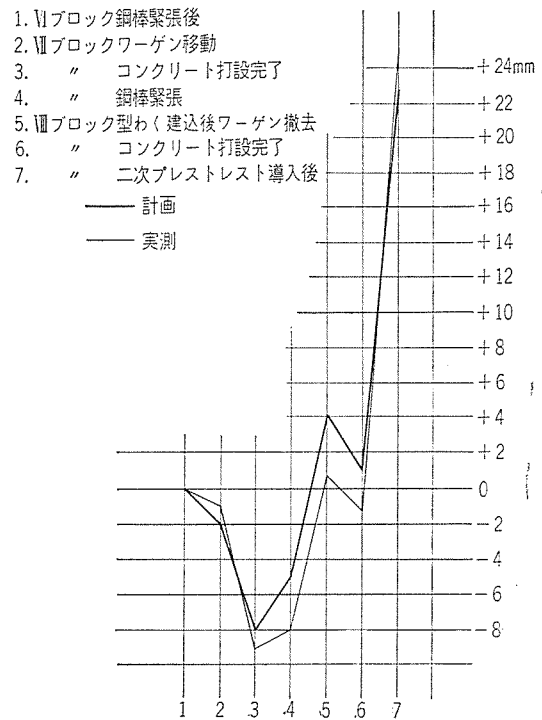
写真-5 中央径間のフライフォルパウ



計算にしたがって、各点の計画高を出し、それにしたがって施工したのであるが、途中の測点における推移を表示すると図-10のようになり、よく計算にのっていることがわかる。

ただ、最後の攻めの部分の上越しでは、両張出しの先端で 7mm の差を生じたが攻めの間隔が 2.5m あり、シーと鋼棒の間に 3mm の余裕があるので、この程度の差は問題とならなかった。この 7mm の差の理由はたわみの計算におけるワーゲンの重量を多めに

図-10 VI ブロック測点の推移



積っていたことと、すでに張出しの終わっていた東京方の側径間のコンクリートのヤング率が、仮定の $3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ より大きかったことなどが主因であろうと思われる。

② 緊張：緊張も設計で計算した緊張値について行なっ

写真-6 荷重調整

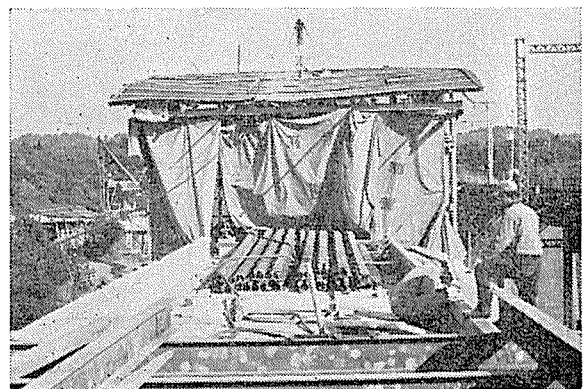


図-11 仮設物平面図

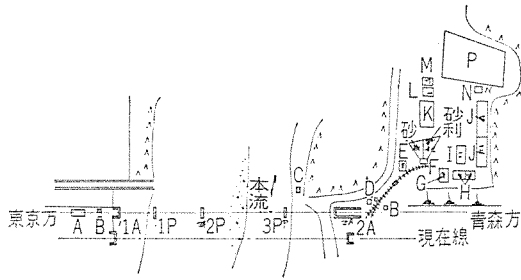
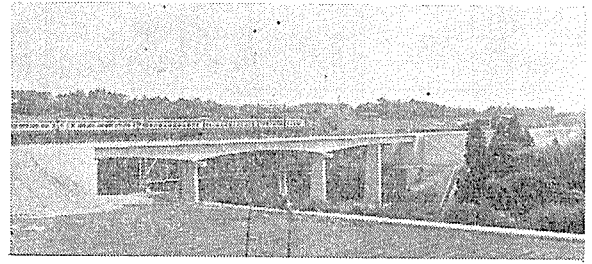


写真-7 完成写真



記号	設備名	形状寸法	数量	単位	摘要
A	大作業場	4 m×6 m	1	棟	
B	鉄製タワー	東京方 20 m 青森方 30 m			
C	水上げ用ポンプ場	プランジャー ポンプ	1	台	3.7kW
D	索道ウインチ	高速ウインチ	1	"	37kW
E	セメント倉庫	4 m×6 m	1	棟	
F	パッチャープラント	22 切	1	台	王子式
G	コンクリート試験室	5 m×8 m	1	棟	
H	工具倉庫	10 m×15 m	1	"	
I	鉄筋加工場				
J	労務宿舎	7 m×40 m	2	棟	
K	鋼棒置場	7 m×15 m	1	"	
L	コンプレッサー室		2	台	22 kW
M	変圧器	20 kW 2台 30 kW 3台			
N	鋼棒加工場				
O	トロリー線路		50	m	

③ グラウト：鋼棒のグラウトの一般の施工については、他橋と同じであるが、本橋では冬期にグラウトしなければならないために、初の試みとして温床線を用いて桁コンクリートの温度を上げ、グラウティングを容易にするとともに、養生も十分に行なわれるようにした。その結果についてはすでに本誌第6巻第5号で記載済みなのでその項を参照されたい。

なお 図-11 は本橋梁の仮設物平面図である。

6. あとがき

以上簡単に本橋梁の設計、施工について記述したのであるが、施工において最も心配であったのは B₁ 桁の支保工であった。十分過ぎる補強を施したので、結果においては過安全であったようであるが、このような高い支保工の施工におけるむずかしさをつくづく感じさせられた。

参考文献

- 1) 小寺・百島・浅沼：わしのす川橋梁設計上の問題点 PC 技術協会誌 Vol. 4, No. 4, (1962).
- 2) Leonhardt: Spannbeton für die Praxis.
- 3) Horst Franke: Beitrag zur Verbindung von Stahlbetonfertigteilen zu statisch unbestimmten Systemen. Die Bautechnik 8 (1964).

1964.10.26・受付

たわけであるが、大体どの鋼棒も不足1%, 過緊張2%以内に十分入る精度であった。なお本橋では鋼棒にワイヤストレーンゲージを張って鋼棒の応力を測定した結果、鋼棒に打撃を与えればその応力分布は十分平均化することがわかった。このことについては本号の別項に詳細に記述されているのでその項を参照されたい。

転勤（または）転居ご通知のお願い

会誌発送その他の場合、勤務箇所の連絡先が変更になっていて、お知らせがないため郵便物の差しもどしをうけることがたびたびあります。不着の場合お互に迷惑になるばかりでなく、当協会としても二重の手数料と送料とを要することになりますので、ご変更の場合はハガキで結構ですからただちにご一報下さいませようお願いいたします。

(事務局)

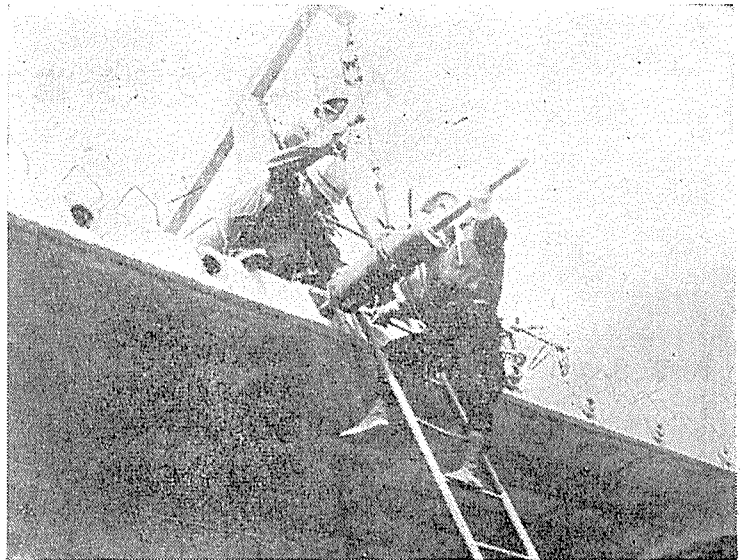
OX JACKS

プレストレスト・コンクリート

各工法用ジャッキ

その他各種機械

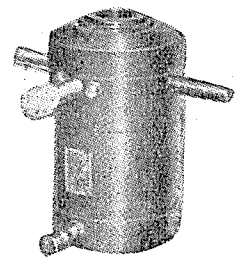
設計・製作・指導



山本扛重機株式会社

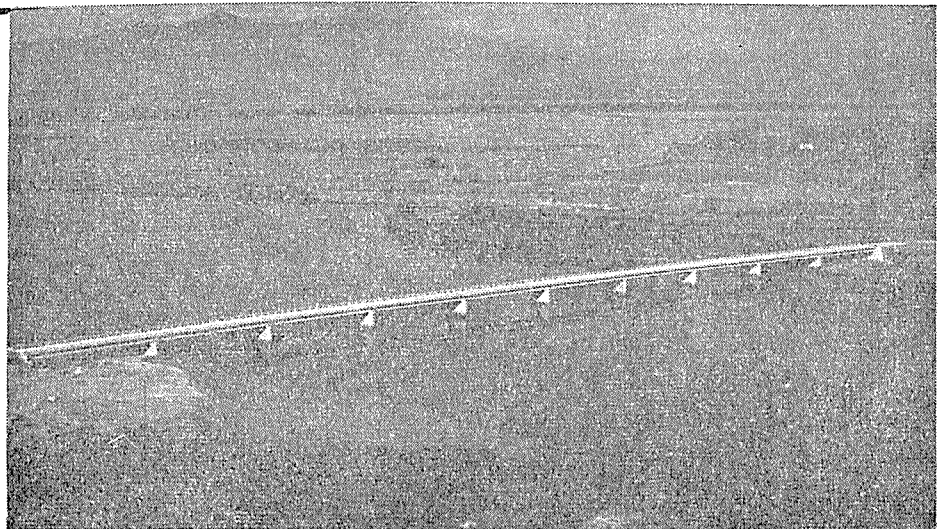
東京都中央区新富町二丁目八番地

TEL 東京 (551) 局 2115~9



鋼弦コンクリート

設 計
施 工
製 造



第二有明橋 (鹿児島県) $L=10 @ 30 \text{ m} = 300 \text{ m}$ $W=6.0 \text{ m}$

九州鋼弦コンクリート株式会社

代表者 取締役社長 真 貝 貫 一

本 社	福岡市天神町天神ビル4階	TEL (74)7963・(75)1343
山家工場	福岡県筑紫郡筑紫野町大字山家	TEL (二日市) 2733
大阪営業所	大阪市北区芝田町97 (新梅田ビル212号)	TEL (36) 0384
高松出張所	高松市八番町26の2西日本復興建設(株)高松営業所内	TEL (3) 5911
佐世保出張所	佐世保市戸尾町91 (株)大友商会内	TEL (3) 8961