

## 高強度コンクリートを用いたPC桁の設計・施工(2)

町田 富士夫\* ・中原 繁 則†  
 広瀬 卓 蔵\*\* ・久門田 環††  
 宮坂 慶 男\*\*\* ・石川 秀 昭†††  
 橋田 敏 之\*\*\*\*

表-1 設計条件

ス	パ	ン	49.000 m
斜		角	右 60°
列	車	荷 重	N-19 P-19
衝	撃	係 数	0.225
コ ン ク リ ー ト	強度	設計基準強度 プレストレス導入時	600 kg/cm <sup>2</sup> 450 "
	許 容 応 力 度	プレストレス導入直後(圧縮)	220 "
		" (引張)	-21 "
		設計荷重作用時(圧縮)	160 "
		" (引張)	0 "
	斜 引 張	-11(-19)	
	破壊荷重時斜引張(許容値)	-20(-35)	
	" (最大値)	-56(-70)	
P C鋼より 線 12-φ15.2 mm	引 張 強 度	165 kg/mm <sup>2</sup>	
	降 伏 点 応 力 度	140 "	
	定着位置における作業時許容 応力度	147 "	
	設計断面における設計荷重作 用時許容応力度	115 "	
	レ ラ ク セ ー シ ョ ン	5 %	
P C鋼棒 φ23 mm	引 張 強 度	110 kg/mm <sup>2</sup>	
	降 伏 点 応 力 度	95 "	
	設計荷重作用時許容応力度	66 "	
桁間部および張出し部コンクリート設計基 準強度			300 kg/cm <sup>2</sup>
ダクト、高欄コンクリート設計基準強度			240 "

( )内はねじりを考慮しない場合、  
 コンクリートのクリープ係数は 2.0 とした。  
 コンクリートのヤング率は  $4 \times 10^4$  を用いた。

### 5. 設 計

山陽新幹線第二綾羅木川橋梁は、新大阪起点 476.552 km に位置し、綾羅木川をスパン 49 m、桁長 50 m の P C I 形桁の単線 4 主桁(バラスト道床)と複線 8 主桁(スラブ軌道)で越えるものである。本橋は河川と本線が 45° で交差しているが、スラブ軌道とするため、斜角を 60° 以上にする必要があり、また、河川の疎害率の制限により河川内に橋脚を設けることができないため、やむをえずスパン 49 m と長大なものになった。従来のコンクリート強度 400 kg/cm<sup>2</sup> 程度では、桁 1 本あたりの重量が約 170 t と重くなり、現在の桁の架設機能力から考えて桁の重量をできるだけ軽くする必要があった。本橋はこれらのことを解決するため、高強度コンクリート( $\sigma_{ck}=600$  kg/cm<sup>2</sup>)を使用し、桁高を低くすることにより、主桁 1 本の重量を 150 t 以下におさえ桁の運搬架設を可能にしたものである。第二綾羅木川橋梁は、 $\sigma_{ck}=600$  kg/cm<sup>2</sup> の高強度コンクリートを採用したわが国最初の鉄道橋である。

#### (1) コンクリートの設計基準強度および許容応力度

高強度コンクリートは、実験室では 1000 kg/cm<sup>2</sup> のコンクリート強度を製造することが可能であるが、今回用いたコンクリートの設計基準強度は、実橋梁への最初の適用、現場における施工条件、新しいコンクリートによる施工管理の難かしさ、出来上がった構造物の安全性等を考慮して、 $\sigma_{ck}=600$  kg/cm<sup>2</sup> のものを使用した。設計に用いたコンクリートの許容応力度は前号で提案した値を用いた。設計条件は表-1 に示すとおりである。

#### (2) 断面力の計算

P C I 形桁の設計における断面力の計算方法は、鉄道

\* 国鉄建設局線増課長(元新幹線建設局企画課長)  
 \*\* 国鉄新幹線調査室調査役(元下関工事事務所第二課長)  
 \*\*\* 国鉄構造物設計事務所主任技師  
 \*\*\*\* 国鉄盛岡工事事務所柴波工事区長(元構造物設計事務所)  
 † 国鉄下関工事事務所技術管理課(元構造物設計事務所)  
 †† 国鉄大阪工事事務所技術管理課(元下関工事事務所)  
 ††† 国鉄下関工事事務所(元小月工事事務所)

橋で採用している平面格子理論により解析を行った。

#### (3) P C 鋼材

P C 鋼材は高強度なコンクリートであるため、太径ケーブル 12φ-15.2 mm を使用することとした。太径ケーブル 12φ-15.2 mm は 1 本あたりの導入力が 140 t と大きいので、P C ケーブル本数が少なくなり、コンクリートの打込み、締固めが容易でコンクリートの分離を少なくして均等質のコンクリートを得ることができるため有利である。定着工法はフレシネー工法である。

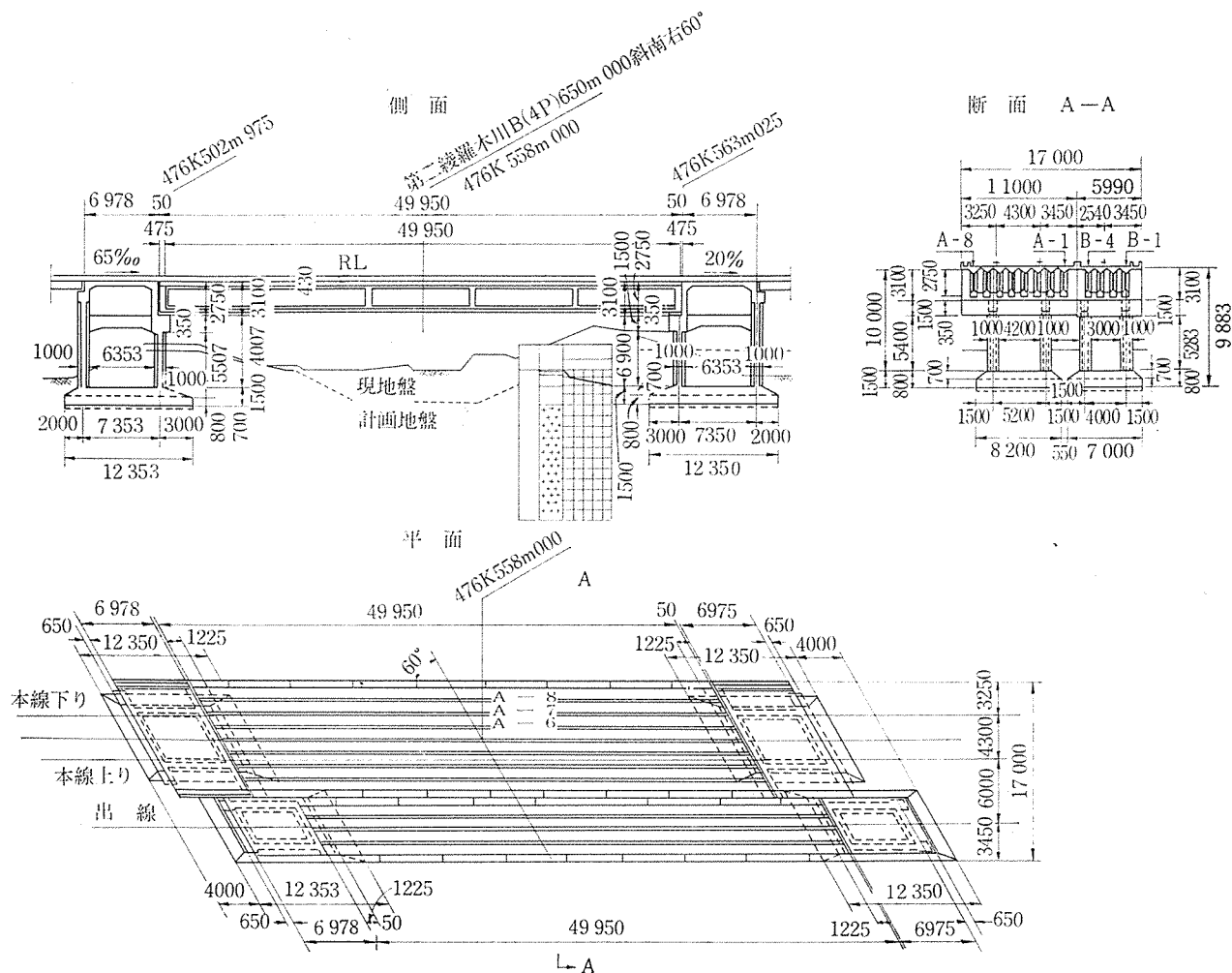


図-1 第二綾羅木川橋梁全体図

(4) 桁高スパン比

高強度コンクリートを橋梁に適用する場合、その効果は2つに大別できる。1つは桁および下部構造、前後の構造物の工費を経済的にすることであり、他の1つは桁高を低くできることである。鉄道橋の場合経済的な桁高スパン比は  $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$  で 1/16,  $\sigma_{ck}=600 \text{ kg/cm}^2$  で 1/20 程度であるが、今回の  $\sigma_{ck}=600 \text{ kg/cm}^2$  の桁高スパン比は 1/18 と桁高が多少高くなっているのは桁のたわみを 1/1800 以下と規定されているためである。したがって、桁のたわみが問題にならない橋梁では、 $\sigma_{ck}=600 \text{ kg/cm}^2$  の経済的な桁高スパン比は 1/20 程度であるため、かなり桁高を低くすることができ、さらに経済的にも有利になるであろう。

橋梁の全体は 図-1 に示すようである。

6. 施 工

昭和 46 年度では生コンクリート工場によって高分子芳香族スルホン化系の減水剤を用いた超高強度コンクリートの練りませ、運搬上の諸問題について検討された、

その結果、①一般のコンクリート工場に設備されている強制練りミキサ、あるいは重力式傾胴形ミキサを用いても、この種コンクリートの練りませは十分可能である。②運搬によるスランプ低下は大きい、減水剤を分割投入する方法によりその低下を防止することが可能である。③練りませ後のスランプ低下は温度 30°C 以上の場合、はきわめて小さいが、温度 20°C 以下になると急激に大きくなる(図-2 参照)。④普通コンクリートより粘性が大きく、流動状態も

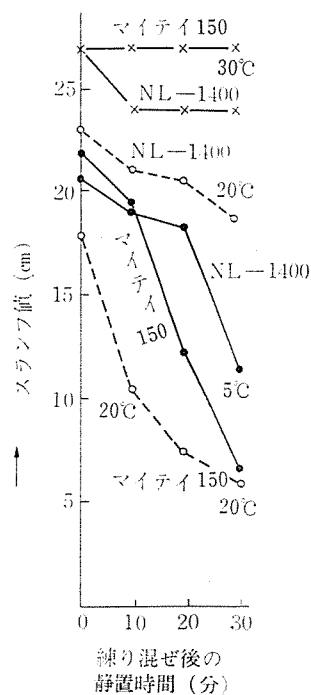


図-2

報 告

異なるので振動，締固めには注意を要する，等の特長が判明した。これらの点に留意すればこの種高強度コンクリートを現場で施工することは可能であると判断した。

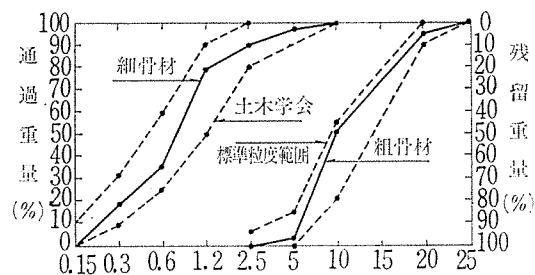
現場における実橋への施行は山陽新幹線工事，新下関駅付近綾羅木川橋梁で行われた。

工事は昭和 47 年 9 月から行われ 48 年 5 月完成した。

(1) コンクリートの打込試験

本桁施工の前に現場で用いる骨材を用いて，実施したと同一断面の模型桁を用いて打込試験を行い，適正な配合の決定および打込方法を検討した。

a) 配合の決定 本橋梁を製作するにあたって，先ず基礎実験として，①骨材の決定，②減水剤の混入率の決定，③強度の確認，を行うため試験を行い表—2のごとく示方配合を決定した。使用材料の試験成績は表—3,4,5 および 図—3 のとおりである。砂は骨材事情により海砂を用いざるを得なかったが，含有塩分を除くため特別に貯蔵し散水したのち 1 か月以上放置したものをを用いた。塩分の含有量は 0.01% 以下であった。粗骨材は良質な砕石を用いた。減水剤は NL-1400 (日本曹達



図—3 骨材の粒度分布

製)。

さらに決定された示方配合によって実際に用いる生コンクリート工場の強制練りミキサ (容量 1.5 m<sup>3</sup>) を用い練りませ，3 m<sup>3</sup> 積みの傾胴型運搬車を用いて運搬に関する試験を行った。この結果，練りませ運搬には支障がなく，所要の圧縮強度が得られることが判明したが (図—4 参照)，スランプの変動が 図—5 に示すごとく 7~18 cm と大きく変動し，砂の表面水の多少の変動がスランプの変動に大きく影響し，表面水の補正，砂の管理がより重要であることが確認された (図—6 参照)。

表—2 示 方 配 合

設計基準強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	セメントの種別	粗骨材最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	W/C (%)	S/a (%)	W (l)	C (kg)	減水剤 (C×0.9%) NL-1400 (kg)
σ <sub>ck</sub> -600	普通ポルトランド	20	8±2	31	34	150	484	4.356

表—3 セメント試験

比重	粉末度ブレン (cm <sup>2</sup> /g)	凍結 (時・分)			安定性 *	フロー (mm)	曲げ強さ (kg/cm <sup>2</sup> )			圧縮強さ (kg/cm <sup>2</sup> )		
		W/C (%)	始 発	終 結			3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
3.16	3 110	26.5	2.06	3.40	良	251	33.2	50.0	72.1	137	256	435

\* シャふつ法 小野田普通ポルトランドセメント

表—4 細骨材の試験

種類	比重	吸水量 (%)	洗い試験損失量 (%)	有機不純物	単位容積重量 (kg/cm <sup>3</sup> )	塩化物含有量 (%)	粒 度 分 布 (mm)				残 留 (%)		
							5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	FM
粗 砂	2.55	1.94	1.25	良	1 540	0.006	4	8	34	80	94	100	3.20
細 砂	2.59	1.09	0.89	良	1 520	0.003	1	2	5	21	71	98	1.97
混 合 (粗 65 細 35)	2.56	1.30	—	良	1 559	0.008	2	10	20	65	82	99	2.78

北九州市若松沖および福岡県遠賀川河口産海砂

表—5 粗骨材の試験

種類	比重	吸水量 (%)	洗い試験損失量 (%)	単位容積重量 (kg/m <sup>3</sup> )	実績率 (%)	すりへり減量 (%)	BS 破砕値 (%)	粒 度 分 布 (mm)			残 留 (%)	
								20	15	10	5	FM
砕石 20 mm	2.70	0.50	0.60	1 628	60.3	—	—	3	25	48	98	6.49

下関市石原産山砕石

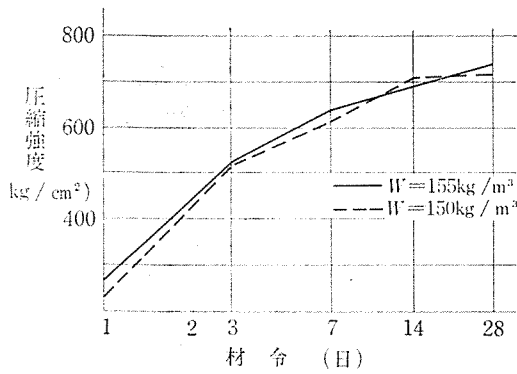


図-4 材令と圧縮強度

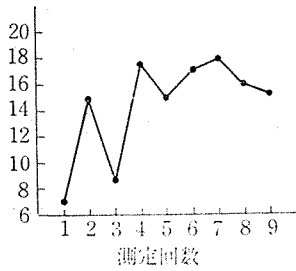


図-5 スランプの変化

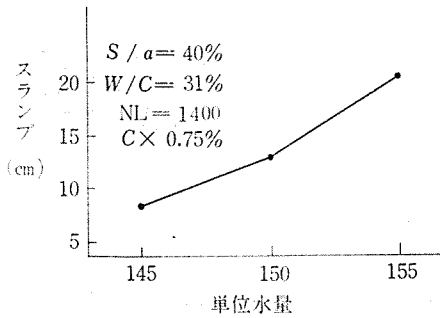


図-6 単位水量とスランプ

b) 試験桁による打込試験 芳香族系減水剤を用いた超高強度コンクリートは、従来のコンクリートより粘性、流動性状がかなり異なる。打込みにあたってコンクリートが分離することなく、密実に打込み、締固めを行うための問題点について検討するため実際の桁と同一断面で長さ 5.0 m の試験桁によって打込試験を行った(写真-1)。その結果は 図-7 に示すようにシースに添って表面に締固め不良箇所が見られた。コンクリートはスランプ 8 cm 以下の場合には流動性がよくなく、練固めが困難な場所もでき、また、スランプ 16 cm 以上では流動性に富み骨材分類の傾向が大きくなった。

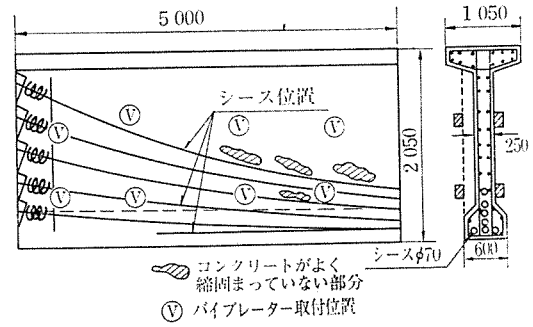


図-7 打込試験桁

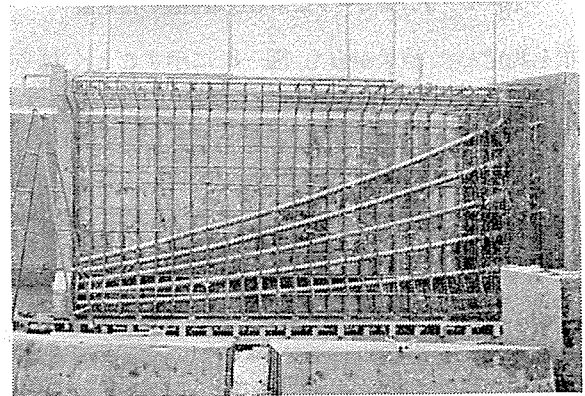


写真-1 打込試験桁配筋状態

スランプの変動に対しては細骨材の表面水の変動を小さくするよう貯蔵管理に注意するとともに、配車計画を現場の打込能力に適当な間隔を保つように考え、締固めの不良に対してはパイプレーターの取付位置、棒状パイプレーターの大きさ、そう入方法、配筋の改良等を検討し、コンクリートの流動性に対しては  $s/a$  の補正、減水剤の混入量、等の検討を行い、配合、締固めの施工については、以下のような点を改良し、打込試験を行った。

- ① 示方配合は 表-6 のごとく  $s/a$  および減水剤の添加量を適正な値に変更した。
- ② 棒状パイプレーターは  $\phi 35$  mm のものを用い、スターラップと型枠の間に押し込みできるようにかぶりを 40 mm とした。
- ③ 型枠パイプレーターは、底面より 60 cm および 1.40 m の高さに取り付け、シースが曲げ上っている部分は、シースに添って取付ける。
- ④ 生コンクリート運搬車は 4.0~6.0 m³ 積とし、出荷時間間隔を 30 分とする。

以上により、ウルトラソニスコープによる圧縮強度の

表-6 示方配合(補正後)

粗骨材 最大寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	W/C (%)	S/a (%)	単位量 (kg/cm³)					混和剤 混入率 (%)
				W	C	S	g	混和剤 NL-1400 (kg)	
20	12±2.5	30	40	150	484	714	1 137	3 630	C×0.75

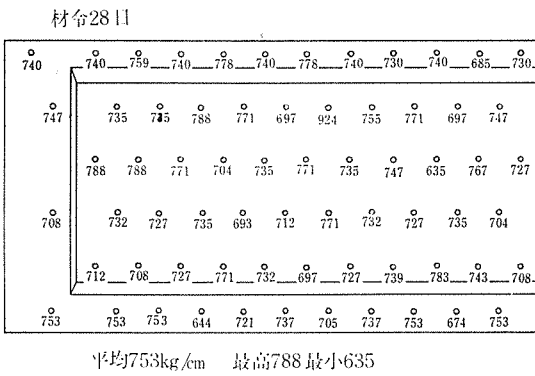


図-8 ソニスコブによる圧縮強度の推定値

分布を測定した結果からも 図-8 に示すごとくばらつきの少ない均質なコンクリートで良好な結果が得られた(写真-2~4)。

(2) 本桁の製作

本桁の製作は現場付近に製作ヤードを設け、鉄筋はあらかじめブロックに分けて組立て製作された。

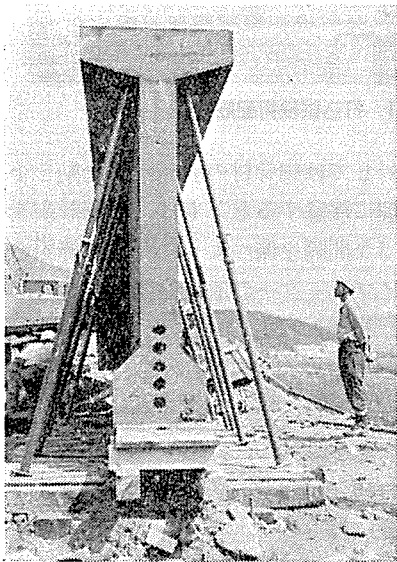


写真-2 試験桁外観



写真-3 試験桁シーす付近のコンクリートまわり具合をみる

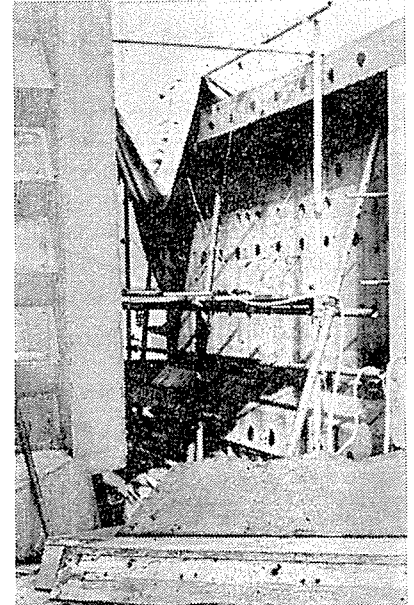


写真-4 打込試験桁コアー抜き取り

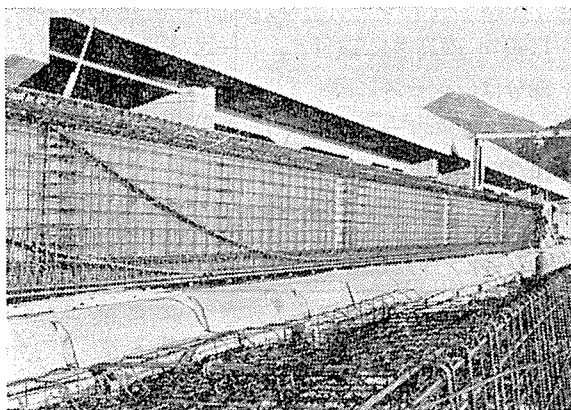


写真-5 本桁配筋状況

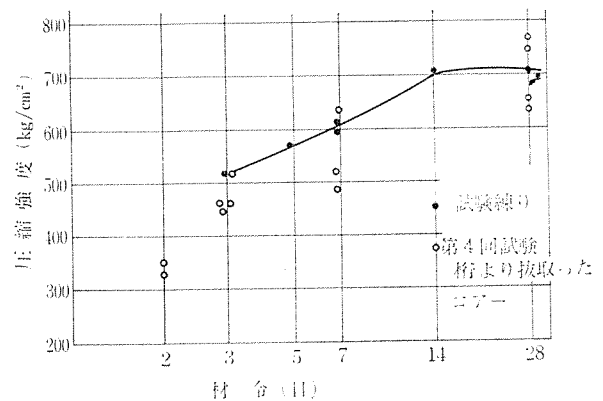


図-9 試験練りによる圧縮強度

1) 使用材料は試験練りの場合に示した 表-3~5 のとおりである。

2) 生コンクリート工場は山口小野田レミコン下関工場より出荷され、運搬距離は約 1 km である。

① ミキサ: 強制練りミキサ 1.5 m³ 練り, 練りまぜ 時分 3 分

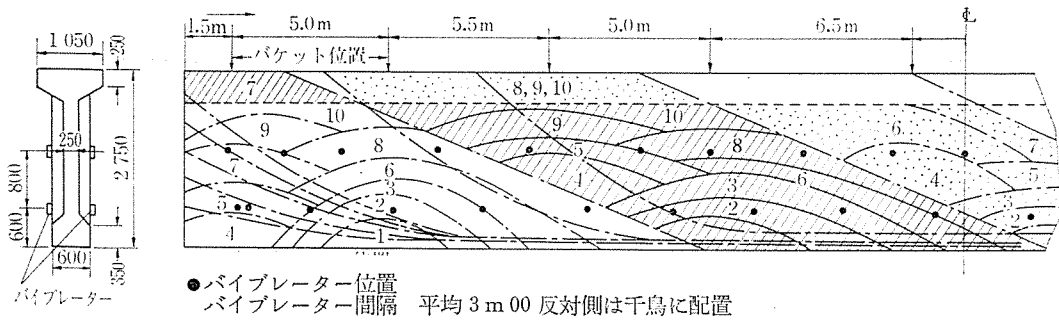
② 運搬車: ロケットタイプ(重力式) 4.5 m³ および 6.0 m³ 積み

3) 配合は打込試験で決定された 表-6 の示方配合で試験練りによる圧縮強度は 図-9 のごとくである。

4) コンクリート打込方法

① コンクリートの運搬は運搬車より容量 1 m³ のバケツに受け、ガントリークレーン (2.5 t 吊) によって打込位置まで運搬する。

② 打込順序: 本桁はウェブ幅 25 cm, 桁高 2.75 m と非常に高いので、打込まれたコンクリートの流動状態を打込試験の結果より想定して打込順序および流動状態



●バイブレーター位置  
バイブレーター間隔 平均 3m 00 反対側は千鳥に配置

図-10 コンクリート打込順序のモデル

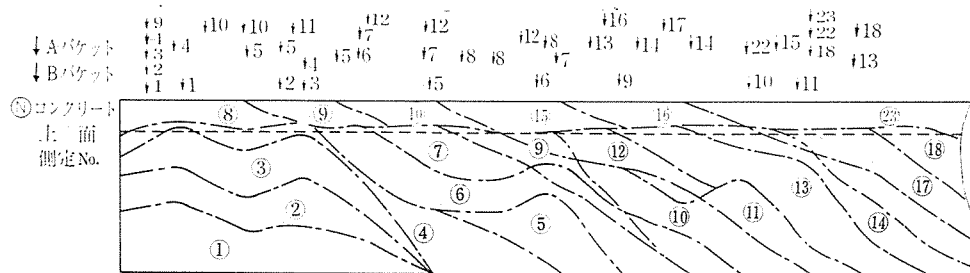


図-11 実際に打込まれたコンクリートの打込順序と流動状態

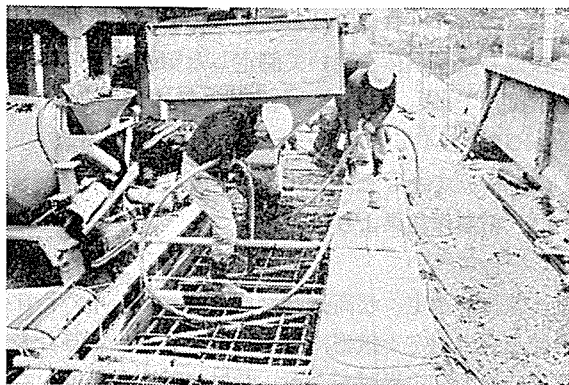


写真-6 打込状況

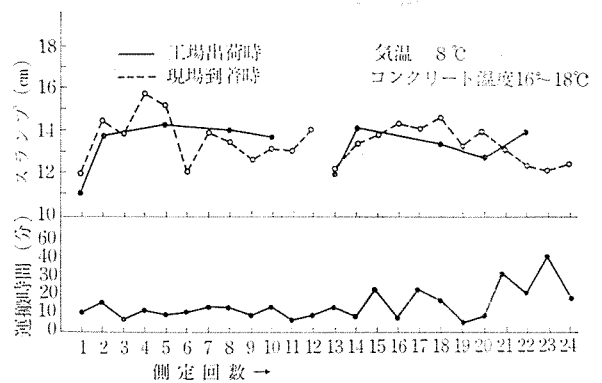


図-12 運搬時間とスランプの変化

を想定してモデル図を 図-10 のように定め、これにのっとって打込みを行った。実際に打込まれたコンクリートの打込順序とコンクリートの流動状態の一例を示すと 図-11 のとおりで、上層は下層打込後 30~60 分おいて打込んだ (写真-6)。

打込速度は 10 m/h とし、打込数量は下層 41 m<sup>3</sup>、上層 17 m<sup>3</sup> 計 58 m<sup>3</sup> であり、打込みに要した時間は 5~6 時間であった。

コンクリートのスランプの変動状態の一例は 図-12 のようであるが、生コン工場と現場が近く、運搬時間が 5~20 分のためスランプの変動は当初想定したものより小さく、運搬時間の短い場合はスランプが低下するよりむしろ現場到着時のスランプが工場出荷時より大きい場合が多かった。

③ 締固め：コンクリートの締固めは、棒状バイブレーター (φ35 mm, 12 000 rpm) 8 台と型枠バイブレーター (1/4 HP 345 rpm) 12 台を底盤より 60 cm および

1.40 m の位置に約 1.50 m ピッチに、側面位置では千鳥になるように配置した。シース曲げ上げ部分は棒状バイブレーターを鉄筋と型枠の間にそう入し、この部分に締固め不良部分が生じないように配慮した。

④ 養生、打込試験の結果より外気温と内部温度の差が 40~50°C 程度となるので、桁全体をシートで覆い、桁内外の温度差をできるだけ小さくするようにし、冬期であるので、型枠脱型後、外気温の低下する恐れのある場合は給熱養生を行う用意をしたが、シート内温度が 10~15°C であったので特に給熱養生を行うに至らなかった。

温度実測の結果の一例を 図-13 に示した。施工が冬期であったが、コンクリートの内部温度とシート内温度との差は 40°C で打込試験の場合より少なかった。

桁フランジ上面はコンクリート打込終了後養生マットで湿潤養生を行った。

⑤ 圧縮強度：コンクリートの圧縮強度は φ10×20

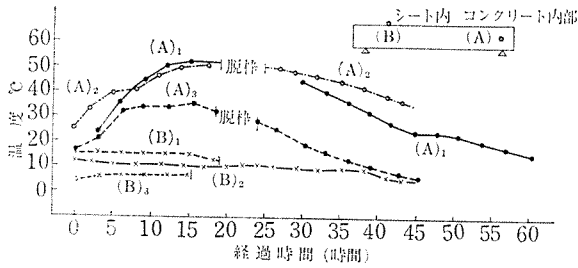


図-13 コンクリート内部温度の経時変化

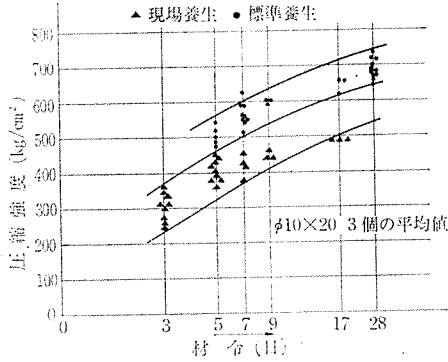


図-14 圧縮強度

cm の円柱供試体を用いた。試験結果は図-14のとおりであり、標準養生の場合の材令 28 日における平均値は  $\bar{x}=659 \text{ kg/cm}^2$ 、標準偏差  $25.9 \text{ kg/cm}^2$ 、変動係数 3.9% (資料個数 39 個) という結果であった。現場養生の温度はシート内が  $5\sim 10^\circ\text{C}$  であったため 5~7 日の初期材令の強度は標準養生に対して約  $100 \text{ kg/cm}^2$  の強度差が生じた。これは供試体の大きさが小さいため養生温度の影響が大きく作用したことが大きな要因と考えられる。標準養生の結果では 4 週強度で  $630\sim 730 \text{ kg/cm}^2$  が得られており、初期の目的は達せられたと考えられる。

⑥ 空気量：空気量の測定結果は図-15に示したが、今回のコンクリートのエントラップトエアは平均 0.8% であった。

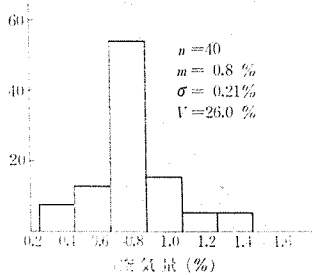


図-15 空気量 (現場到着時)

⑦ プレストレッシング：主ケーブルは P C 鋼より線  $12-\phi 15.2 \text{ mm}$  を使用して、スラブ軌道用 8 主桁は 7 ケ

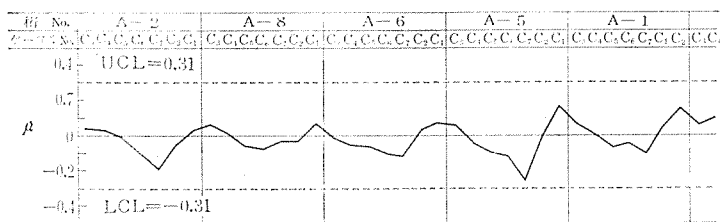


図-16 ケーブル 1 本ごとの  $\mu$  管理図

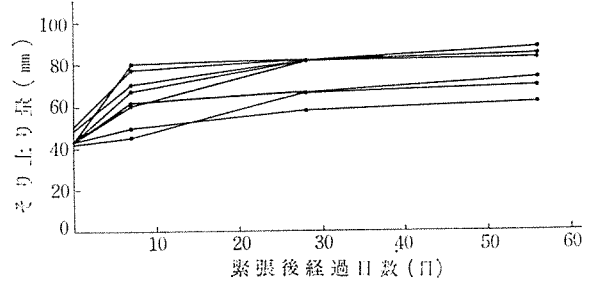


図-17 桁のそり

ーブル、バラスト道床用 4 主桁 (単線) は 8 ケーブルが配置され、スパン中央でのプレストレス量はスラブ軌道用が 1 ケーブルあたり  $140 \text{ t}$ 、バラスト軌道用が  $130 \text{ t}$  である。定着時のすべり量は  $5\sim 20 \text{ mm}$  の範囲であり、緊張の手順は従来の方と変りないが  $\mu$  管理図の一例を 図-16 に示した。

緊張後の桁のそりは 図-17 に示すとおりで、緊張直後の桁のそりからヤング係数を逆算すると  $3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  となる。

なお、材令 28 日におけるヤング係数は打込試験桁の際に採取した供試体を用いて測定した結果では、コアー抜取供試体では、 $3.6 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  標準養生の供試体 ( $\phi 10 \times 20$ ) で  $4.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  (いずれも圧縮応力度  $200 \text{ kg/cm}^2$ ) であった。

(3) 桁製作結果より

a) 配合について

1) 骨材の選定：超高強度コンクリートに用いる骨材は特に品質の選定を厳密に行う必要がある。岩質としては硬質砂岩、安山岩質がよい。骨材の粒度分布は土木学会コンクリート標準示方書に示される標準粒度でよい。

2) 試験練り：超高強度コンクリートは芳香族系減水剤を用いてもセメント量が多く、練りませ、運搬に対する性状は、一般に行われている少量の (100 l 程度) の試験練り結果では適性な状態の判断をすることがむずかしい。実際に出荷する生コンクリート工場のプラントおよび運搬車を用いて、少なくとも  $1.5 \text{ m}^3$  以上の量について試験練りを行い、示方配合を決定することが好ましい。

3) 配合の補正：この種コンクリートはコンシステンシーが温度によって大きく変動するので、実際の施工時期の温度によって減水剤の添加量、 $s/a$  の補正等の検討を行うことが必要である。

4) 芳香族系減水剤を用いて  $W/C$  を 30% 前後にした、まだ固まらないコンクリートの性状はダイレタンシーを示すことがあるので、そのコンシステンシーはスランプ試験では十分につかむことはできないが、現在のところはその



性状を現場で簡単につかむことのできる測定器はない。

東京都立大学教授、村田博士が回転粒度計を用いた、レオメーターを提案されているが、現時点ではスランプ試験にたよらざるを得ない。

スランプ試験を行う時のコンクリートの状態は、コンクリートが軟らかい場合(15 cm 以上位)スランプ値はスランプコーンを引抜いた後のコンクリートのフローが落着くまでの時間が不安定であるので、スランプ値を測定する場合にはスランプコーンを引抜いてより十分コンクリートがスランプし終わってから測定するのがよい。スランプの経時変化はそのときの外気温、コンクリート温度、セメント量、セメントの種類、*s/a*、混和剤量等によって異なるが、今回の場合のように工場出荷時より 10~20 分間の間には現場到着時のスランプが工場出荷時のスランプより大きくなる場合もあるので、このような点も考慮して工場出荷時のスランプ値を決定する必要がある。

5) 練りませ：運

搬は一般の生コンクリート工場で用いられているミキサ、および運搬車で十分であり、練りませしてから打込終了までの時間は 図-18 に示したスランプの経時変化より考えて、打込時の気温にもよるが

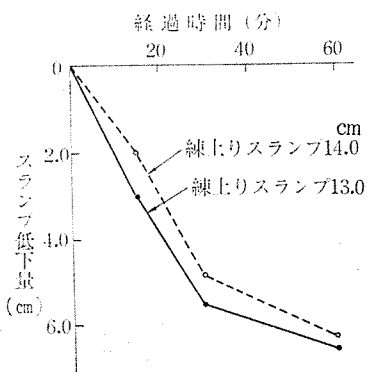


図-18 現場到着時から打込みまでのスランプロス

30~40 分以内であることがのぞましく、現場到着時のスランプは 12~16 cm がよいようである。

6) この種コンクリートは振動によるモルタル分の流動が他の減水剤を用いた場合に比べて著しくよい。このため、鉄筋、シーす等が多く集中している箇所ではスクーリングにより骨材分離を生じる傾向が強いので配合上からも粗骨材最大寸法を大きくとらず、*s/a* を若干大き目にとるのがよいと思われる。

コンクリートの締固めは棒状バイブレーターをもって行うことを原則とし、振動は 1 箇所に長く与えることなく、型わくバイブレーターは棒状バイブレーターによる締固め不足が生じる恐れのある箇所に使用するのがよい。

7) 養生：単位セメント量が多い配合であるので硬化熱によるコンクリートの内部温度が高くなる。コンクリート内部と表面温度との差をできるだけ小さくするよう全体をシート等で覆い、型枠面の通風を防ぐようにすることが必要である。打込試験桁および本桁の施工時の実

表-7 単位セメント量と発熱温度

種 別	単位セメント量 (kg/cm <sup>3</sup> )	打込時コンクリート温度 (°C)	最高発熱温度 (°C)	外気温 (°C)
打込試験	484	27	45~50	15
	484	33	60~70	20
	545	40	70~80	30
本 桁	484	16	40~50	8

測例では 表-7 のごとくで、コンクリート内外の温度差は 30~40°C であったが、本桁の施工結果では冬期であったがシート内温度は 15°C で内外温度差は 25~35°C にとどまった。

8) 外観：外観検査の結果では締固め不良と思われる箇所、硬化収縮によるひびわれ、等は発見されず全体として良好な結果を得ることができた。

(4) 架 設

製作された桁はいったん横取りしたのち、桁引出しトロで架設現地まで運搬し、127 t 吊トラックレーン車で合吊り架設を行った。本橋で桁の運搬架設を容易にするため、高強度コンクリートを用いたが、なお桁自重が約 150 t となり、ウェブ幅 25 cm、上フランジ幅 1.05 m と桁長、桁高に対して薄い断面であるため、設計面でも上フランジ端の鉄筋は径の大きいものを使用する等の若干の考慮はしているが、桁架設時の横方向曲げに対しては抵抗力の弱い構造であるので、特に慎重な打合せ検討を行った。

1) 横取り：ストックヤードへの横取り、および架設現場への引出し線 までの横取りは 写真-7 に示すような桁の転倒防止と鉛直性の確保を考慮した台車を製作して行った。

桁のジャッキ アップは桁端部に埋込んだ P C 鋼棒 (φ 32 mm) に H 鋼を取付け、桁を吊り下げるような構造とした。

2) 桁の引出し：桁の引出し線は 37 kg レールを用いゲージは 1.60 m とし、河川部はデッキガーダー 2 連

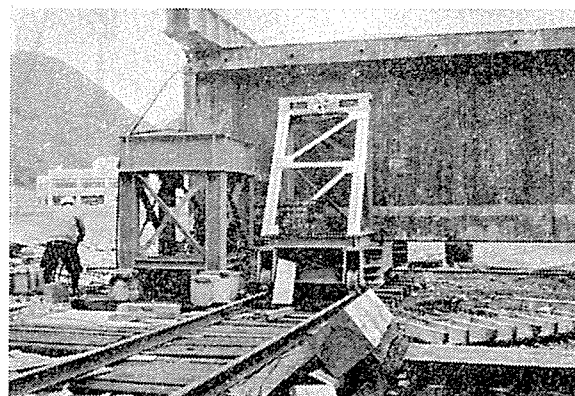


写真-7 桁の横取りジャッキアップ



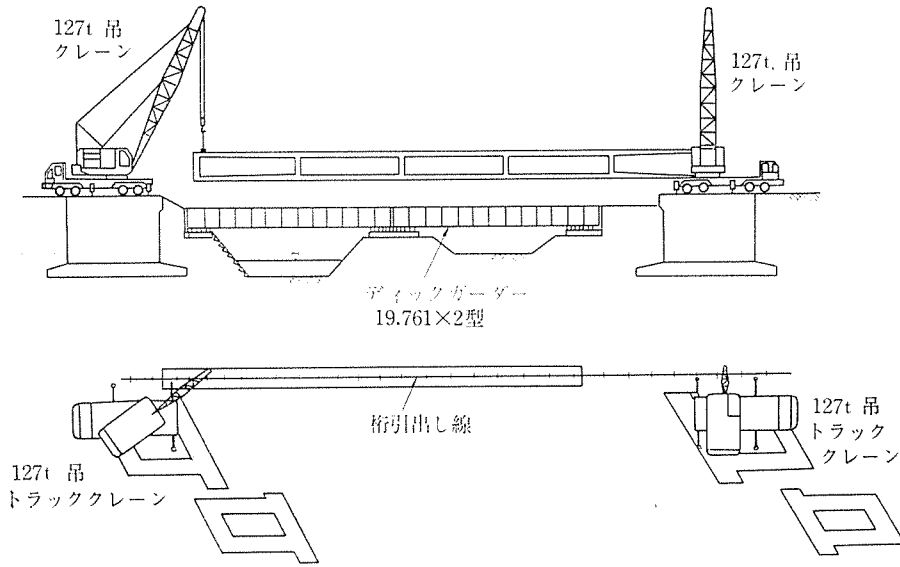


図-19 架 設 図

を用いて渡った。引出し用台車は2車軸、設計荷重 100 t でメインウインチが 10.5 PS エンジン (直引 3.6 t)

おしめ用が電動 15 PS (直引 2t) を使用した。引出し速度は水平区間で 2.5 m/min 程度であった。

3) 架設：デッキガーダー上に引出した桁は、図-19 に示すような配置で 127 t 吊りのトラック クレーンで合吊りにより所定の位置に取卸した (写真-8)。

桁の吊上げには、横方向の曲げに対する安全性を考慮した 図-20 に示すような吊金具を用いた。吊金具を取付るために PC 鋼棒を緊張する必要があるので

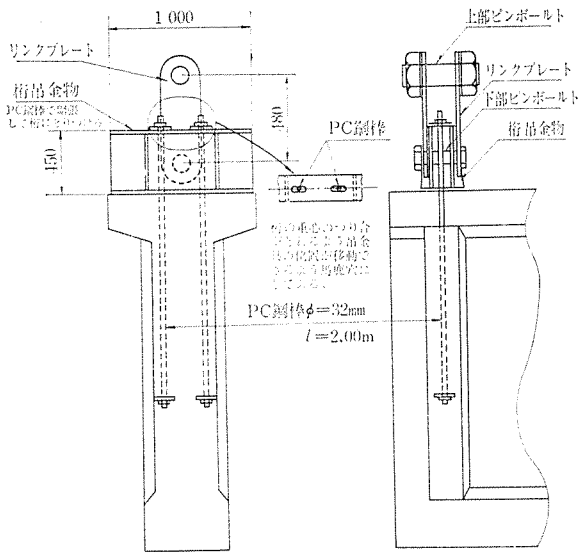


図-20 桁吊金具

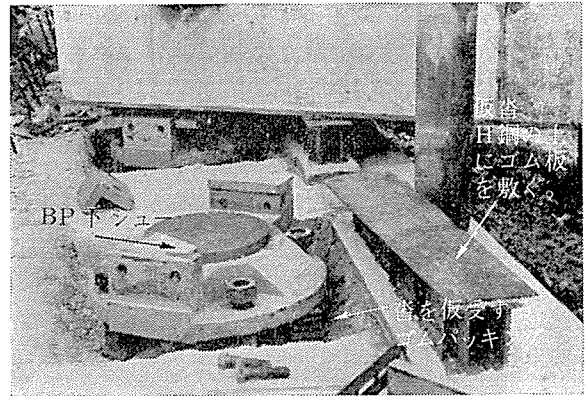


写真-9 シューの据付け

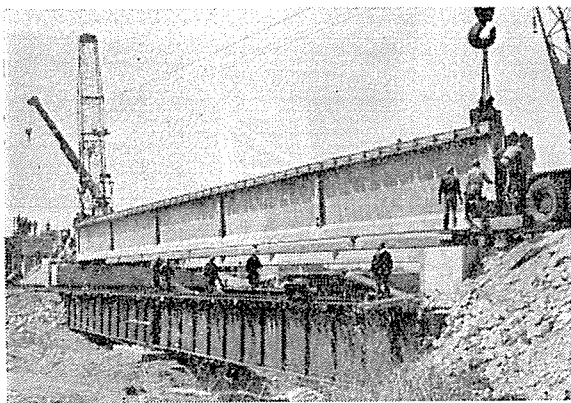


写真-8 桁の相吊り架設

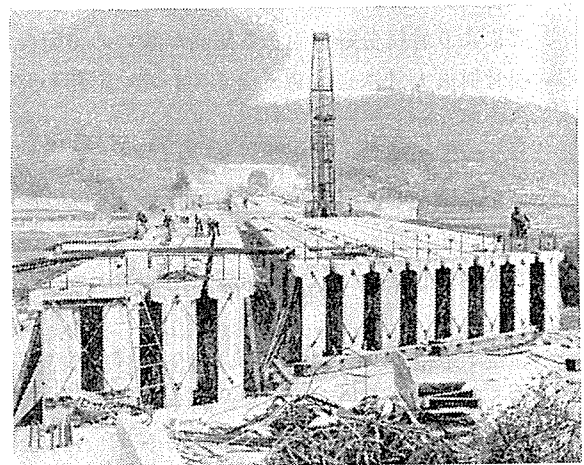


写真-10 桁架設完了桁端に横倒れ防止のつなぎを行う

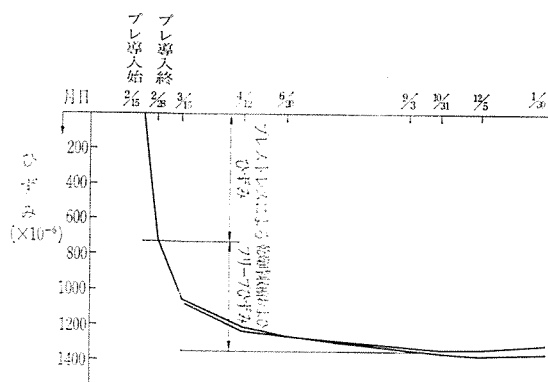


図-21 ひずみ測定結果の一部（温度による影響を差し引いた値）

桁の据付後の転倒防止のため鋼製の仮受けシュウを設けBPシュウは固定せずに合成ゴムのパッキングによって下シュウを支持しておき、仮シュウに桁が据えられた時に上シュウと下シュウが密着するようにして、その後下シュウに無収縮モルタルを注入して固定した（写真-9参照）。

以上のようにして順次主桁の架設は終了したが、横桁間締めコンクリートを打込み横締を行うまでは主桁間隔がせまく横倒れに不安定であるので桁端で写真-10にみられるように互いに連続して横倒れを防止して施工を完了した（写真-11）。

#### 4) 架設後の測定

① 応力度：一部の桁にカールソンひずみ計を埋没し、ひずみ測定を行った。図-21は現在までの測定結果の一部を示すものであるが、これによれば、桁中央下縁におけるプレストレス導入時の圧縮応力は導入直後の桁のそりから求めたヤング係数 ( $3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ) を使用して計算すれば、スラブ軌道用桁  $173 \text{ kg/cm}^2$ （設計  $175 \text{ kg/cm}^2$ ）バラスト軌道用桁  $215 \text{ kg/cm}^2$ （設計  $201 \text{ kg/cm}^2$ ）となりほぼ設計どおりの値が得られた。

② クリープひずみ：コンクリートの温度変化による熱膨張係数は10月31日および12月5日に測定した観測値よりクリープによるひずみを無視すれば  $1^\circ\text{C}$  につき  $1.3 \times 10^{-5}$  となる。図-21はこの値を用いて温度変化によるひずみを除いたもののクリープひずみを測定した

一例である。現在までのクリープひずみは  $602 \times 10^{-6}$  でプレストレスによる弾性ひずみは  $715 \times 10^{-6}$  であるのでクリープ係数はプレストレス導入後約340日で0.84となる。

#### 7. あとがき

昭和45年度以来、高強度コンクリートの基礎性状、桁としての耐荷力、等の基本的研究を進めてきたが、高分子芳香族系の減水剤を用いることによる高強度コンクリートを現場で施工する第1段階として、 $\sigma_{ck} = 600 \text{ kg/cm}^2$  のコンクリートを用いたPC桁の施工を無事完成することができた。現在、桁のクリープ、応力等の測定を継続中である。

現在のところ、この種のコンクリートを現場で施工する場合は、コンクリートのスランプの変動、ならびに経時によるスランプの低下が大きいので、従来のコンクリートの施工に比べ相当慎重に管理する必要がある。

しかし、騒音問題、構造物の保守管理、等からコンクリート構造が望まれ、また、河川の拡幅、道路との立体交差等からコンクリート橋の長大スパン化はますます要求されてくる。この意味においても超高強度コンクリートの技術開発は今後さらに進められるべきであり、本報告の基礎試験および橋梁施工結果が、その一助となれば幸いである。

超高強度コンクリートの研究を進めるにあたっては、「コンクリート橋の長大化に関する調査研究委員会」において、東京大学名誉教授 国分正胤委員長、東京工業大学教授 菅原操主査（現国鉄大阪工務局長）ほか委員の方々の御指導を頂いて行われたものであり、ここに厚く御礼申し上げます。また、研究の一部は土木学会より47年度吉田研究奨励金を頂いて行われたものであります。

本研究の実験および現場施工に従事御協力頂いた国鉄鉄道技術研究所構造物研究室、国鉄東京第二工務局、下関工務局、オリエンタルコンクリート（株）、小野田セメント（株）中央研究所、の方々に感謝する次第です。

1974. 8. 15・受付