

矢作川鉄道橋の施工と測定

小 寺 重 郎*
只 野 直 典**
内 田 聰 吉*

まえがき

この橋梁は、国鉄東海道幹線矢作川に架設された全長 378 m の PC 鉄道橋である。径間は 41.45+42.00+41.45 m 3 径間連続ばり 3 連よりなり、プレストレッシング方式は Baur-Leonhardt 工法を採用している。径間割は建設省、愛知県と協議の結果決定した。連続 PC 桁を選定したおもな理由は他の構造形式に比較して経済的であること、基礎地盤深さ 20~26 m に締った砂礫層 ($N=50$ 以上) があり支点の不等沈下するおそれが少ないと考えられること、などである。

橋梁下部構造は両岸堤防上の橋台 2 基と橋脚 8 基よりなる。橋台はベント杭径 1.20 m 6 本によって支持されている。橋脚基礎は井筒で砂礫層に達しており、井筒底は 2 層にわけ、下層はプレパクト コンクリート 厚さ 1.50 m を施工し完全に水かえして上層の鉄筋コンクリート 厚さ 1.20 m を施工して、井筒本体と一体とし、確実な支持力が期待できるようになっている。下部構造は昭和 36 年 10 月~37 年 6 月に施工した。

上部構造は図-1 のように箱型断面の単線連続

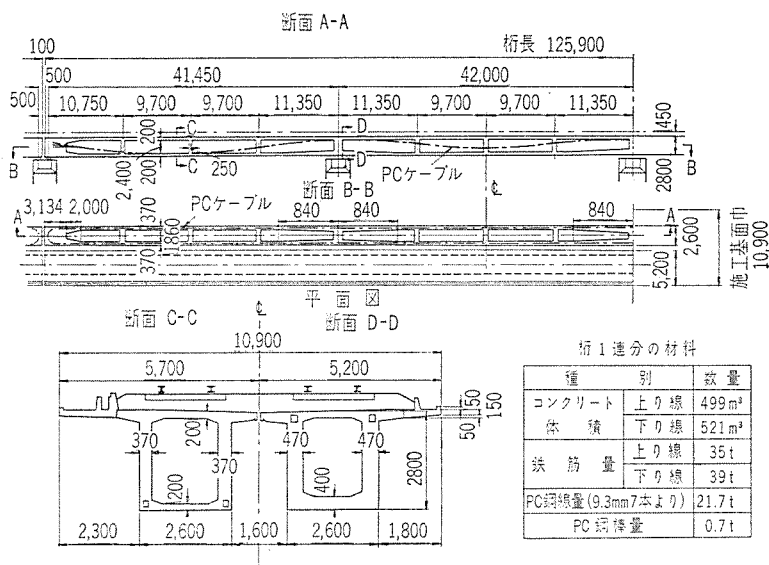
桁上下線 2 主桁からなっている。桁のおもな使用材料の数量を同図に示す。PC ケーブルは PC 鋼より線 7 本より 9.3 mm 208 本を 15×18 cm のシース内に 13 列 16 層に整然と並べたものであり、両側腹部内に折れ線状に配置されている。上部構造は 37 年 9 月に着工した。

本橋梁施工にあたって、① 断面特に桁高が大きいこと、② 生コンクリートを使用すること、③ 桁を現場に組立てた支保工の上で製作すること、④ 冬期施工であること、⑤ 緊張装置に新しい試みがなされていること、等に付随して起る諸問題がとりあげられ、これらを検討するため実物大の断面で長さ 6 m の試験桁を作成し、① 生コンクリートの品質試験、② コンクリートの打込み方法の検討、③ 打込まれたコンクリートの温度測定、④ コンクリートの強度試験、等を行なった。また第 1 連目の施工にあたっては上記以外に、支保工の

写真-1 工事中の矢作川橋梁



図-1 桁の一般図



変位測定、桁内部のひずみ度測定を行なった。

本文では、本橋梁の施工法のおもな点を紹介しながら、これらの測定試験結果を報告する。

1. コンクリートの品質について

(1) コンクリートの配合

コンクリートは宇部生コンクリート岡崎工場のものを用了。使用セメントは宇部セメント 普通 ポルトランド セメント、比重 3.15、粉末度ブレン 3 240、凝結始発 2 時間 25 分、凝結終結 3 時間 30 分、強度 $\sigma_{28}=402 \text{ kg/cm}^2$ (モルタル配合 1:2, $w/c=0.65$) である。粗骨材は天龍川産 40 mm

砂利と 25 mm 砂利を 4:6 の割合で混合したものを使

* 国鉄技師、新幹線総局 ** 大成建設 K K

図-2

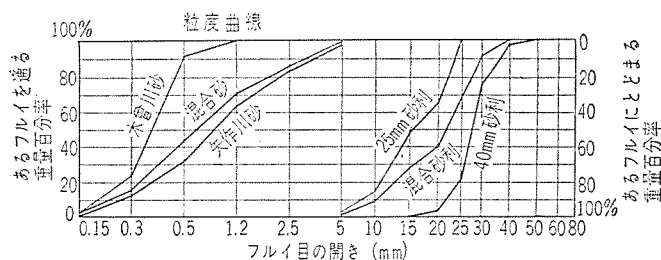


表-1 骨材試験表

	産 地	比重	吸水率 (%)	単位容積重量 (kg/m ³)	空隙率 (%)	洗い試験	有機物
細骨材	矢作川	2.58	1.26	1 665	35.5	—	—
	木曾川	2.58	1.41	1 475	42.8	—	—
粗骨材	天竜川	2.65	0.70	1 722	35.0	—	—

表-2 コンクリート配合表 (示方配合)

最大骨材寸法 (mm)	スランブ (cm)	水セメント比 (%)	S/A (%)	空気量 (%)	コンクリート1 m ³ に対する重量				
					セメント kg	水 kg	砂 kg	砂利 kg	混和材 ポゾリス No. 5 kg
40	3~	36.4	30.0	2±1	390	142	557	1 324	1.95

表-3 コンクリートの運搬時間とスランブ

混合後より打設時までの時間 (分)	外気温 (°C)	混合直後のスランブ (cm)	打設時のスランブ (cm)	空気量 (%)	ボゾリス
48	18	8.7	4.8	1.6	No. 5
55	20	9.1	6.3	1.5	
45	20	8.6	6.5	1.7	
57	13	9.0	7.4	—	
60	12	9.6	6.0	2.2	No. 8
75	13	7.8	4.3	—	
47	14	7.2	5.3	2.0	
62	16	9.8	4.4	1.8	
80	17	9.2	5.5	2.4	
40	19	10.5	7.4	1.9	
60	13	—	2.9	—	

表-4 施工時のスランブ

	ス ラ ン ブ			コンクリート温度 (°C)	外 気 温 (°C)
	平 均 (cm)	標準偏差 (cm)	変動係数 (%)		
1 連目	6.1	1.3	22.7	10~15	5~14
2 連目	5.3	1.1	22.2	12~18	8~14

用した。細骨材は、木曾川産 (FM=1.62) と矢作川産 (FM=3.04) を 2:8 の割合で混合したものを使用した。骨材試験成績を 表-1, 図-2 に示す。セメント分散剤としてボゾリス No. 5 を使用した。

コンクリートの配合は所要圧縮強度 $\sigma_{28}=400 \text{ kg/cm}^2$, 現場着コンクリートのスランブ 3~7 cm を目標として、

まず $w/c=35\sim40\%$ の 6 種類の試験練りを行ない水セメント比と圧縮強度との関係として

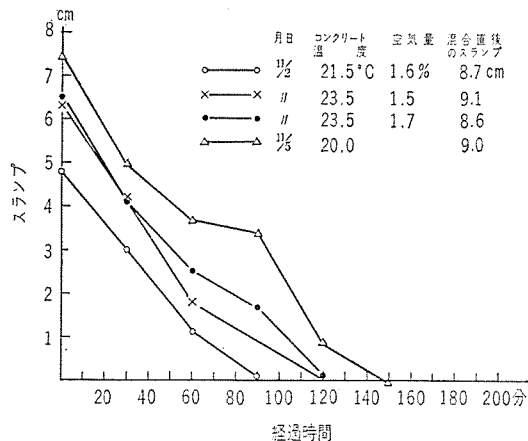
$$\sigma_{28}=105+125 c/w$$

なる式を得たので、これをもとにコンクリート強度の変動係数を 8%, 危険率 1/160, 目標強度 $\sigma_{28}=448 \text{ kg/cm}^2$ として配合設計を行ない、表-2 のような示方配合を選定した。

(2) 生コンクリートの温度とスランブ

本橋梁では設計施工のうえから、コンクリートのスランブを現場着で 3~7 cm としたが、生コンクリートを使用する場合この条件を満足することは必ずしも容易ではないと考えられたので、生コンクリートの適切な管理をする目的で、施工に先立って工場と現場において、コンクリートのスランブおよび温度の測定試験をした。表-3, 図-3 にこれらの測定結果を示す。表-3 から工場現場間を運搬することによるスランブの低下は 2~5 cm であることがわかる。図-3 は現場に到着したコンクリートをとって、30 ごとに 2~3 回ねり返してスランブを測定した結果であり、これによればスランブの時間的变化は直線的であり、当初のスランブの大きさには関係なく、1 時間あたり約 2 cm の割合で低下していることがわかる。

図-3 ボゾリス No. 5 混合のコンクリート スランブの変化

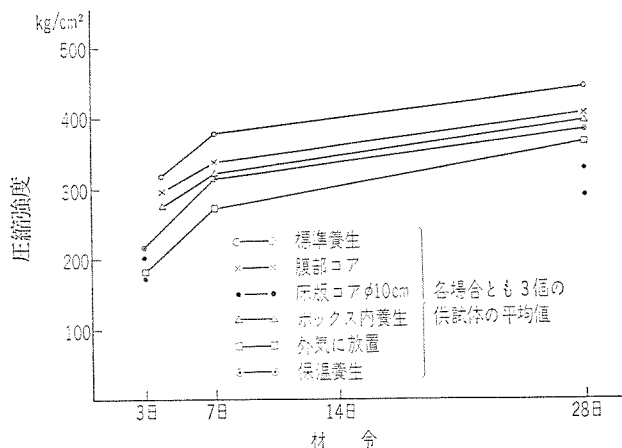


以上の結果を参考にして工場出発時の生コンクリートのスランブおよびアジテーターカーの出発時間間隔を管理したのであるが、本橋梁 1, 2 連目の施工結果は表-4 のように示方書に示された条件を十分満足するものであった。

(3) コンクリートの強度

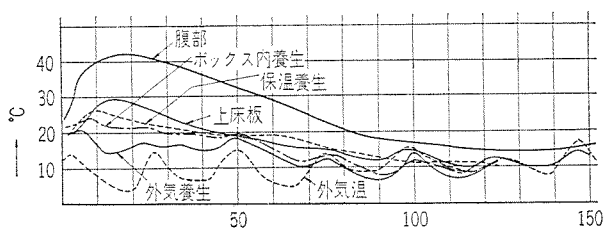
試験術を用いて各種の養生条件におけるコンクリートの圧縮強度を測定した結果を 図-4 に示す。養生条件のうち、腹部コアは試験術の腹部中央付近から採取した $\phi 15 \times 30 \text{ cm}$ のコンクリート コアである。床版コアは

図—4 コンクリート強度と材令



上床版から採取した。またボックス内養生とは試験桁の箱型中空部に供試体を入れておいたものであり、保温養生とは木箱の中に供試体を入れ、おがくずをつめて熱の発散を防いだものである。図から明らかなように各材令において外気にさらしておいた供試体の圧縮強度は腹部コアのそれより相当低い値を示している。また桁腹部コアは標準水中養生のものより小さくボックス内養生保温養生のものより大きい。このように各材令におけるコンクリートの圧縮強度は供試体の養生方法により差があり図—5 に示す各場合の供試体の温度と密接な関係があるようである。図—4 において上床版コアの圧縮強度がその他の場合に比較して明らかに低い値を示している。上床版コアは $\phi 10 \times 20$ cm であるので供試体の大きさの異なっているための影響も考えられるが $\phi 10$ cm と $\phi 15$ cm とでは大きい差がないことが知られており、したがってこの圧縮強度の低いことは、上床版のコンクリート圧縮強度が実際に低いことを示していると考えられる。この原因としては、上床版コンクリート温度が低いこと以外に、上床版の厚さは 20 cm であり、腹部に比して振動締固めの効果が少ないこと、ブリージングによって上床版上面の付近のコンクリートの強度が低下していることなどが考えられる。同じようなことは下床版についてもいえるが下床版の圧縮強度は測定しなかった。なお幸い本橋梁の設計荷重作用時の最大縁応力度が $\sigma_c = 96.4$ kg/cm² であったので、十分安全な圧縮強度が得られているものと考えられる。

図—5 供試体の養生方法と温度



表—5 1, 2 連目コンクリートの圧縮強度

養生方法	σ_7 kg/cm ²	σ_{28}	
		平均 kg/cm ²	変動係数 %
標準水中	374	443	3.6
外気	271	388	—

1, 2 連目のコンクリートの圧縮強度試験結果を表—5 に示す。

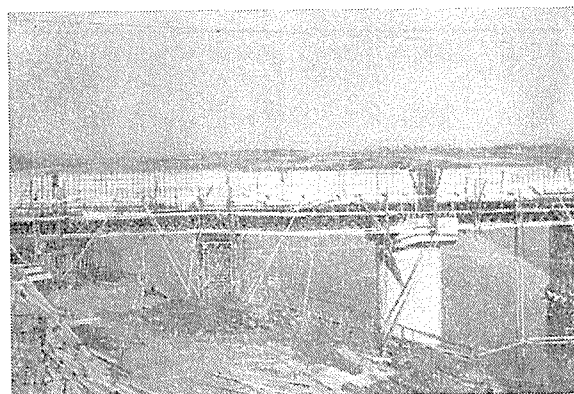
コンクリートの弾性係数を $\phi 15 \times 30$ cm の供試体を用いて測定して $E = 36 \times 10^4$ を得た。測定は外気中においた材令 28 日の供試体 3 個に、荷重をアムスラー圧縮試験機に加え、ひずみをコンプレストメーターで測定し、圧縮応力度 90 kg/cm² のときの弾性係数を平均したものである。

2. 支保工と桁コンクリート

(1) 支保工の構造とあげこし

1 連目支保工基礎のうち大阪方堤防よりの支柱基礎 2 基はコンクリートのべた基礎であり、他は橋脚部を除いて杭打基礎になっている(写真—2, 3)。基礎杭は末口

写真—2 堤防部支保工基礎



写真—3 杭基礎

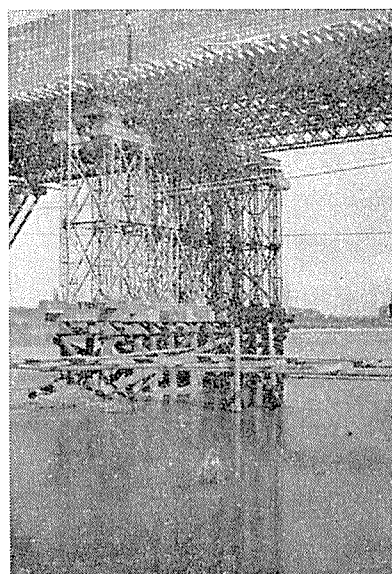


図-6 基礎杭荷重-沈下曲線
(木杭末口 径 18 cm, 長さ 12 cm)

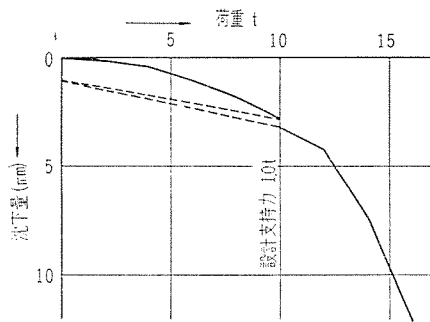


図-7 支保工橋脚構造図

正面図

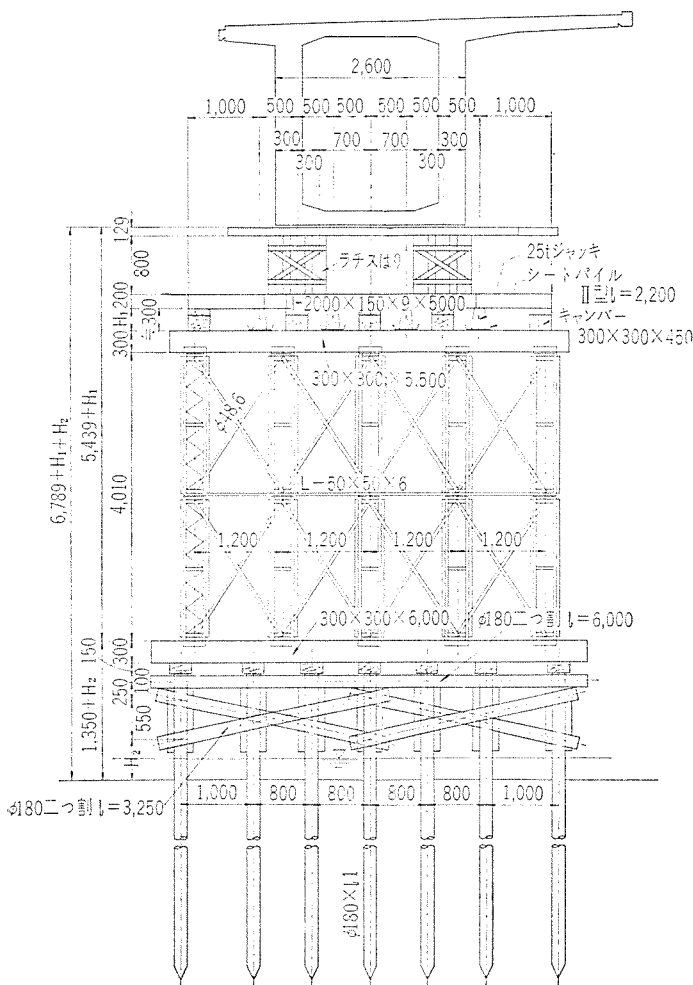
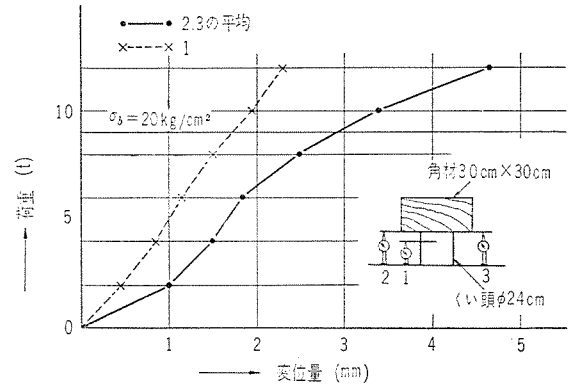


表-6 あげこし量

	10.750	9.700	9.700	10.750	11.300	9.700	9.700	11.300	10.750	9.700	9.700	10.750
	42,000											
計画の反り	17.5	19.5	14.0	15.8	20.0	15.8	14.0	19.5	17.5			
桁の反り	-35.0	-39.0	-28.0	26.8	34.0	26.8	-28.0	-39.0	-35.0			
支保工の沈下	27.3	27.3	27.3	27.3	27.7	27.3	27.3	27.3	27.3			
上越量	9.8	7.8	13.3	69.9	81.3	69.9	13.3	7.8	9.8			

図-8 木材目地の荷重-変位関係



18 cm, 杭根入れ長 9~10 m であり, 1 本あたりの反力は, 杭 14 本のうち中央の杭 10 本だけが有効とすれば, 10 t となる。基礎杭の支持力を確かめるため杭打ちのとき打止りの最も悪いと思われる杭について載荷試験を行なった結果を 図-6 に示す。

支保工支柱は 図-7 に示すように基礎杭の上に角材 30×30 cm を 2 層に重ね, その上に L-40×40×5 と φ14 mm の鉄筋で構成したサポートを立て, その上に角材 30×30 cm を置いたものである。ラチスばりは支柱で受けているが, 支点はラチスばりの上下作業が容易なように 25 t ジャーナル ジャッキ 4 台で受ける。ジャッキの座面には鋼矢板をおいて支圧面を補強すると同時に支保工横方向に備えている。また木目地にはモルタルをつめ込み, いわゆる死にの量をできるだけ少なくなるようにした。なお設計荷重 10 t とすると角材のせんり直角方向の許容支圧応力度 20 kg/cm² をややこえるので, 木目地の死にの量の大きさを知り, さらに支圧強度を知る目的で杭頭と角材との間に変位量の測定を行なった結果を 図-8 に示す。これによれば基礎杭の設計荷重 10 t のときの死にの量は 1~2 mm であるが, 実際の施工時には杭頭と角材との間のすり合せが悪いので, これより大きいと考えられる。

支保工のあげこし量(表-6)はプレストレス, 自重, 軌道荷重によるたわみ, およびこれらの荷重によるクリープ変位 ($\varphi=1.0$) と支保工の沈下量の推定値とを考え, 最終的な桁のそりがスパン中央で 2 cm の放物線になるように定めた。

(2) コンクリートの打設と養生

1 連目のコンクリートは, 全体約 500 m³ を昭和 37 年 12 月 6 日より 12 月 14 日までの 8 日間にわたって打設した。コンクリート運搬はアジテーターカーよりタワー バケットでグラウンド ホッパーに

受け、ネコ車にて小運搬した。バイブレーターは林製作所製 HV 450 型 (8 000 rpm, 1.5 HP フレキシブル) 6 台を使用した。打設順序は支保工の不等沈下を考慮して径間部を先に支承上を最後にした。また断面的には下床版と腹部を同日に打設し上床版はその後鉄筋組立てをしてから打設した。下床版打設後 3 時間で腹部を打設したが下床版上面にもり上がり等はみられなかった。なお打設順序の関係で各所に打継目ができるが、そのうち上下床版は板柵でコンクリートをせきとめ、腹部は金網を鉄筋のわくに 2 層に張り、これを立ててコンクリートをせきとめた。鉄筋のわくは腹部の厚さ 47 cm より 10 cm ほど狭くできており、このすきまには一時的に木材を入れ、コンクリート打設後少ししてとりさった。この金網は次のコンクリートを打設するときに埋込んだ。

コンクリートの養生としては冬期に施工することを考

図-9 コンクリート打設順序

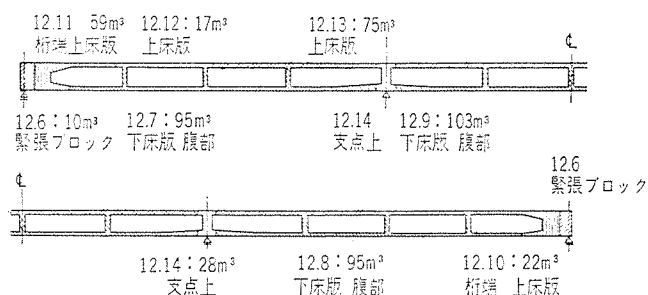


図-10 桁コンクリートの温度

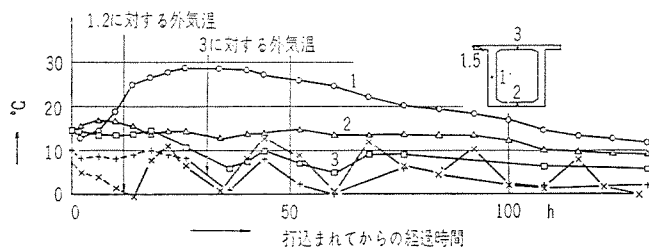
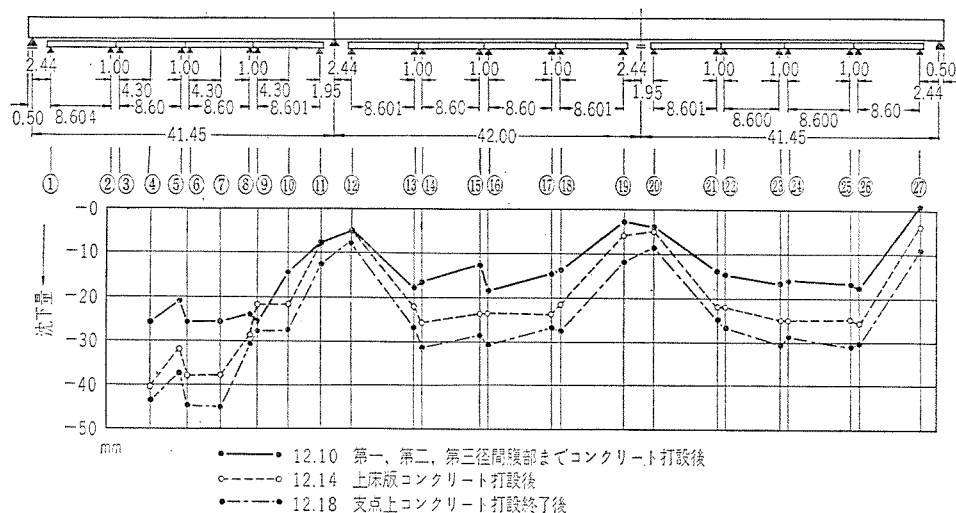


図-11 コンクリート打設による支保工の沈下

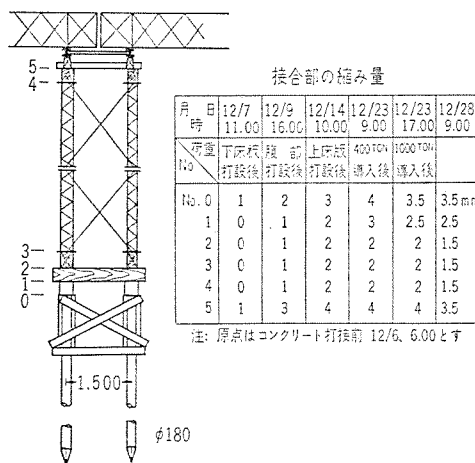


えて、あらかじめ木製型わくを使用したので、別に加熱養生はせず、上表面を麻布 2 枚重ねておおい日中は散水した。桁各部の温度は数日間 5°C 以上に保たれた(図 10)。

(3) 支保工の沈下と桁の応力

支保工の沈下と支柱各目地の死にの量を測定した結果を 図-11 と 図-12 に示す。これによれば径間部支柱の全沈下量は 30 mm で計画量 27.3 mm にほぼ一致し、このうち 15 mm は下床版と腹部を打設したとき、上床版打設のとき 9~10 mm 変位している。またべた基礎の沈下量は杭基礎より大きく全沈下量 40 mm のうち 27 mm は下床版と腹部を打設したとき、上床版打設により 12~13 mm 変位している。橋脚部支点はほとんど沈下していない。したがって橋脚部に比して径間部の沈下が大きく一体に打設された桁の 1 径間はこれによって曲げ

図-12 支保工支柱接合部の縮み量測定値

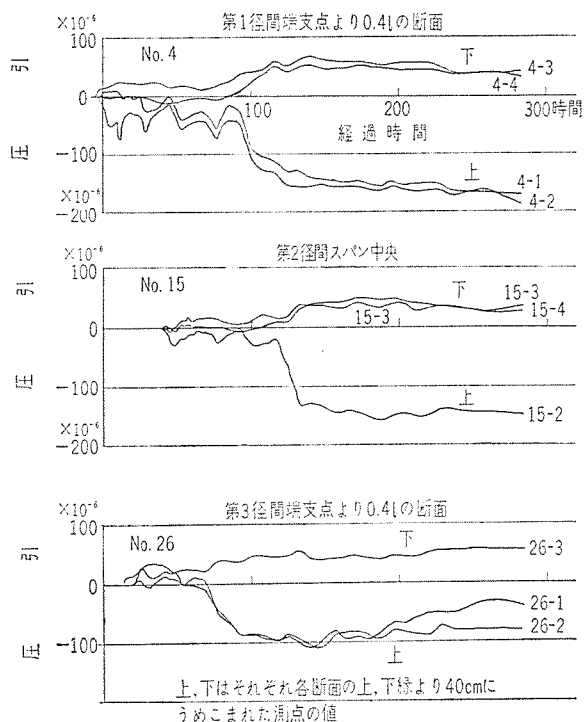


変形をしているものと考えられる。

桁の腹部と下床版にカールソンひずみ計を埋めこみ、コンクリートの橋軸方向のひずみ度を測定した結果の

うちコンクリート打設後から緊張するまでのひずみ度—時間曲線を 図—13 に示す。ひずみ度—時間曲線の時間の原点は最初にコンクリートを打設したときである。全ひずみ量には乾燥収縮によるもの以外に、死荷重の増加による支保工の変位にともなうひずみ度が入っているが、ここではそのうち上床版コンクリート打設によって径間部各測定点に生じたひずみ度について

図一13 主桁コンクリートの緊張前のひずみ度—時間曲線



検討する。上床版打設による各測定点のひずみ度を図一13から打設後のひずみの急激な変化量として読みとると表一7の第1行のようになる。これは明らかに断面に曲げひずみ度が生じていることを示す。一方前述した支保工の不等沈下による曲げ変形の形を、両端橋脚部支保工支点とする単純ばりの一様荷重によるたわみ曲線と考え、径間中央のたわみから各測定点のひずみ度を計算すると表一7の第2行のようになる。第1行と第2行を比較するとよく一致しているが、これは支保工の不等沈下によりすでに硬化した腹部、下床版コンクリートに曲げひずみ度が生じたことを示している。これらの曲げひずみ度は当然応力度をともなっているわけで、上床版打設時の腹部と下床版のコンクリート（材令3日）の弾性係数を $E=22 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ と推定すれば、この応力度は表一7の第3行目のようになる。このうち引張応力度はコンクリートの推定引張強さ（圧縮強度の1/10）25 kg/cm²

表一7 支保工の変位によるひずみ度

側 定 点	支保工の変位によるひずみ度 10 ⁻⁶ cm		応 力 度 kg/cm ² $E=22 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$
	測 定 値	計 算 値	
0.4 l 上側	-120	-114	-26.5
0.4 l 下側	50	41	9.0
1.5 l 上側	-110	-108	-24.2
1.5 l 下側	30	38	6.6
2.6 l 上側	-90	-85	-19.8
2.6 l 下側	25	30	5.5

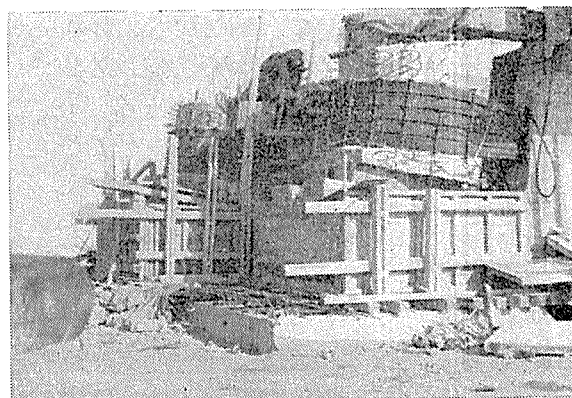
+は引張、-は圧縮

cm²より小さく、桁にひびわれはみられなかった。なお、これらの応力度は桁自重（一様荷重として8.3 t/m）の一部約1.0 t/mが、完成後の3径間連続ばりに作用しないで、各橋脚によって単純支持された下床版と腹部とよりなる断面の桁に作用して、生じたと考えることができる。この場合に径間中央部下縁引張応力度は $\sigma_{t,1}=12.7 \text{ kg/cm}^2$ となる。全断面有効の連続ばりに1.0 t/mが作用したときの下縁引張応力度は0.4 l断面において $\sigma_{t,0}=7.8 \text{ kg/cm}^2$ 、1.5 l断面において 2.1 kg/cm^2 であり、下縁引張応力は設計で考えているよりも、 $\Delta\sigma=\sigma_{t,1}-\sigma_{t,0}=4.9 \sim 10.6 \text{ kg/cm}^2$ 大きくなることになる。 $\Delta\sigma$ はクリープによって減ずるが、その一部は残ることになる。本橋梁では最大活荷重作用時にも下縁に8 kg/cm²以上の圧縮応力が残留するから、それでもフルプレストレスの条件はみたすことになる。しかしながらプレストレス導入直後の応力度を問題にするときには $\Delta\sigma$ はそのままとらなければならない。たとえば中間支点下縁では $M_{d,0}$ による応力度は $\sigma_{cu,d,0}=60 \text{ kg/cm}^2$ であるから、導入時下縁応力度は $60 \times 15\% = 9 \text{ kg/cm}^2$ 引張側になる。本橋梁では、導入時下縁引張応力度は $\sigma_{cu,d,0}=-10 \text{ kg/cm}^2$ であるのでこれを加えると -19 kg/cm^2 の引張応力度が作用していることになる。本橋の設計では中間支点上の死荷重曲げモーメント曲線にまるみをつけて減じて考えており、さらに支点上では十分に水平鉄筋を配置してあったので、このため異状は認められなかった。

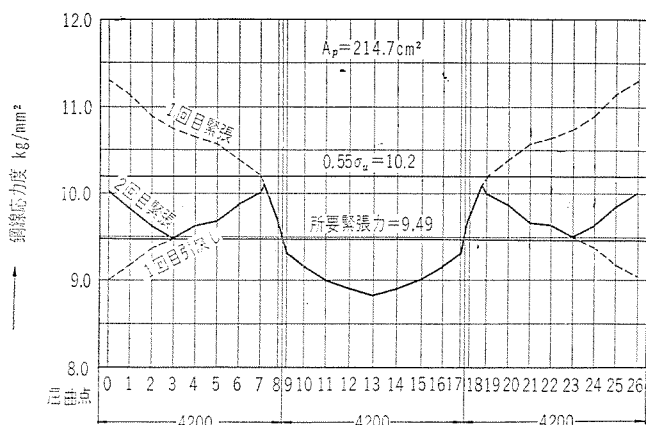
3. プレストレッシング

緊張は桁の両端に切欠き部を設け、そのうえで施工する。すなわち写真一4にみられるように、この切欠き部上でシースからのびているPCケーブルを巻きつけた緊張ブロックをレオンハルト式オイルジャッキ（容量500 t）4～6台によって桁の外方に押出すことによってPCケーブルに緊張力を導入するのである。緊張作業はそのおもな目的によって前後3回にわけて行なう。まず最終コンクリート打設後2～4日目にコンクリートの

写真一4 桁端緊張部分



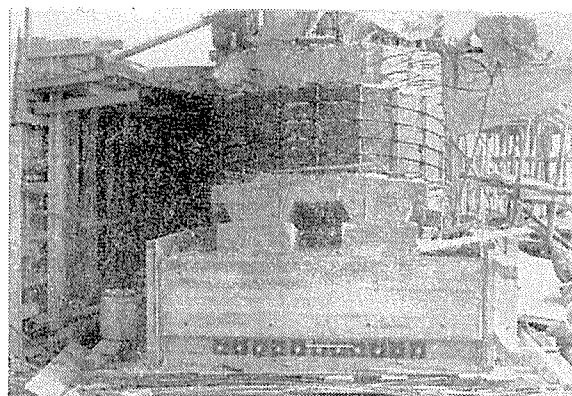
図一14 各点の想定緊張力 (1 連目 $\mu=0.20$)



乾燥収縮、支保工の塑性変形等によって桁にひびわれの
 でのを防ぐ目的で $P=400$ t 導入する。次にコンクリ
 ートの圧縮強度が 250 kg/cm^2 以上になってから支保工
 をとりはずすため $P=900 \sim 1100$ t, さらに支保工をと
 りはずして自重を完全に支点で支える状態になってから
 設計上必要な緊張力を加える。1連目の最終緊張は
 $P=2350$ t としてのち $P=2000$ t にもどし再び $P=$
 2200 t に上げた。なお緊張時には P C ケーブルの
 伸び量も同時に測定し、荷重と伸び量との関係から
 所要の緊張力が導入されていることを確認した。1
 連目の P C ケーブル各点の導入緊張力想定図を図
 一14 に示す。最後に、緊張目地のすき間にあらかじめ
 製作しておいたコンクリート ブロックを入れも
 どらないように、アルミナ セメントでパッキング
 して、これが硬化してからオイル ジャッキを抜き去
 る。1連目のプレストレッシング作業は20日間にわ
 たる長い日数を要した。これは緊張目地のジャッキ
 の接するコンクリート面の仕上がりが悪かったこと、
 6台のオイル ジャッキが一様に作動せず緊張ブ
 ロックが回転変位を起したり上下動したりしたこと、
 そのためジャッキの油もれなどの故障がたえなかつ
 たことなどに起因するものであり、その後の施工で
 はこの点に注意したのでかなり改善された。また6
 台のジャッキを同時に一様に作動させることは容易
 でなく、圧力ポンプが動いている状態の圧力計の読
 みと、静止した状態の読みとでは大きな差のあるこ
 とがあったので、所定緊張力を加えたかどうかは圧
 力ポンプを少しずつ動かして確認した。また多くの
 オイル ジャッキを1個の圧力ポンプで作動するの
 であるが、このような場合オイル ジャッキひとつ
 ひとつの圧力を測定することも必要であると思う。

緊張ブロックは最後に切欠き部に埋込み桁本体と
 一体とする。その後、緊張ブロックと桁本体とが完
 全に一体となって働き、すべり面でずれることのな

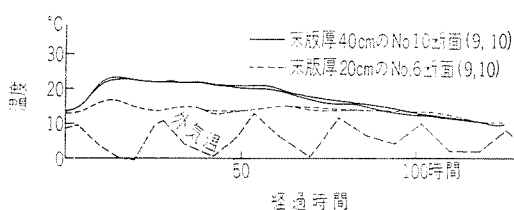
写真一5 桁緊張ブロック背面



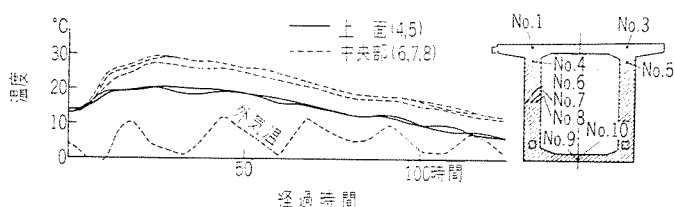
いように、この間に P C 鋼棒を通してプレストレスを
 与えた。この部分の設計は十分な安全度をもって行なっ
 た。鋼棒を通す孔は施工誤差を考慮して大きくしたが、そ
 れでも鋼棒を通せないものもあった。また緊張ブロック
 と桁との結合をよくするために、写真一5 にみるように
 ブロック下面の一部だけを滑り面とし、残りはコンクリ
 ートでうめた。

図一15

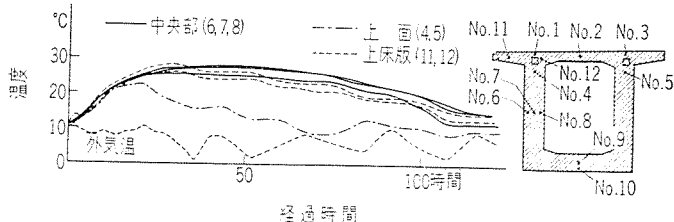
(a) 主桁下床版の温度



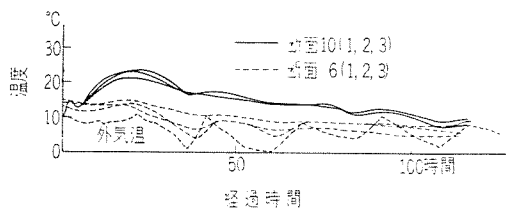
(b) 断面6の腹部コンクリート温度



(c) 断面10の腹部コンクリート温度



(d) 上床版コンクリートの温度



4. 桁コンクリートの温度

(1) 硬化時のコンクリート温度

硬化時の主桁コンクリートの温度を熱電対を用いて測定した結果を図-15(a)~(d)に示す。

(a) 下床版の温度 断面6(第1径間 端支点から0.6lの断面) および断面10(第1中間支点から1mはなれた断面)のコンクリートの硬化温度は打設後12~13時間で最高になっている。断面6ではコンクリート厚さ20cm 断面10では40cmでありその最高温度はそれぞれ17°C, 23°Cとなっている。下床版はその後腹部および上床版コンクリートの打設によって桁断面ボックス内の温度損失が少ないため比較的長時間にわたって温度の降下が少なく約150時間で外気温に交差し、かぶりの薄い測点9と床版中央に埋込んだ測点10とはほとんど温度差がない。

(b),(c) 腹部の温度 腹部コンクリート温度が最高

図-16 寒冷時の主桁コンクリート温度(その1)

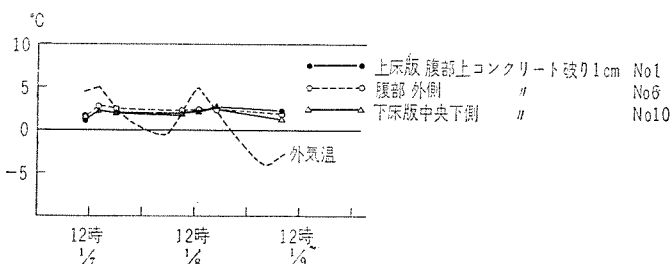
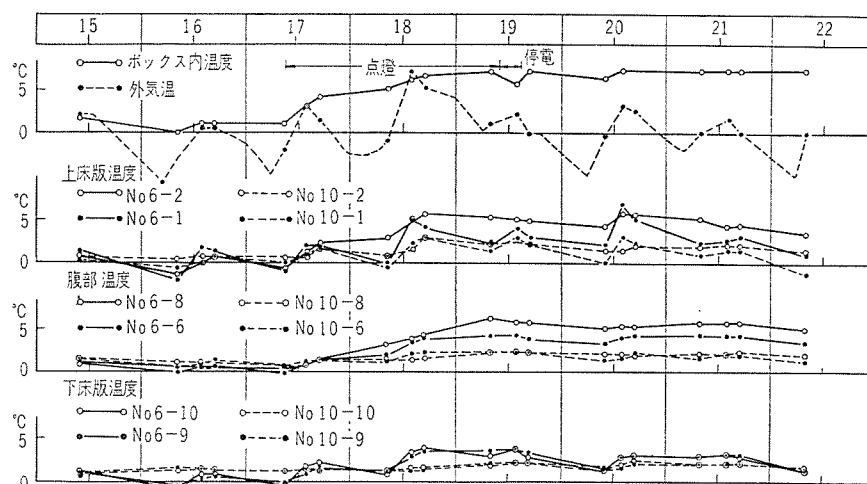
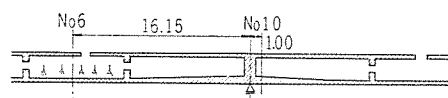
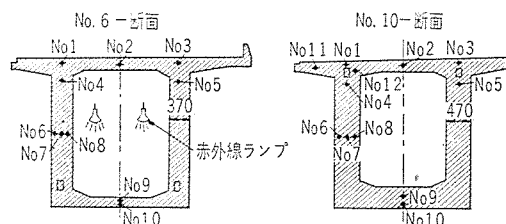


図-17 寒冷時ボックス内保温による温度-時間曲線

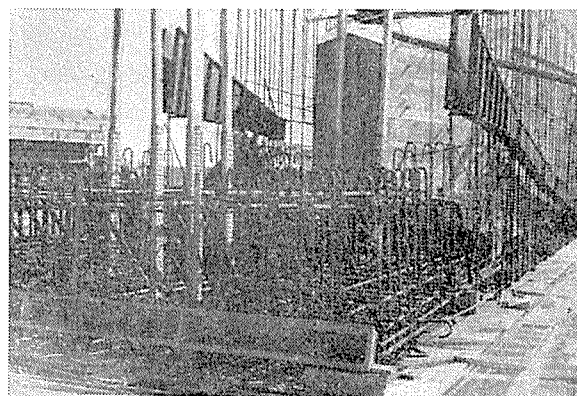


注: 温度曲線は保温したNo.6断面の測定値を実線で示し、保温しないNo.10断面は破線で示した。



No. 6断面のある主桁隔壁内を赤外線ランプ350W@5cmにて保温する。外気の透断は麻布で行う。No. 10断面は保温せず

写真-6 すべり面にプレストレスを与えるための鋼棒シーす



になるまでの時間は30~40時間後で、外気温と交差するまで約170時間を要した。腹部中央部で最高温度は30°Cでそのときの外気温との差は約25°Cである。腹部中央の3測点の温度差はほとんどない。腹部コンクリートは上床版ハンチ下端まで打上げられたが、中央部と上表面近くとの温度差は約10°Cとなっている。上床版まで同時に上げた断面10では中央部とハンチ部の温度差はほとんどなく上床版部と約10°Cの差がついている。

(d) 上床版の温度 腹部コンクリートと同時に打設された断面10と腹部コンクリート打設後3日目に打設され、しかも腹部厚さも10cm薄い断面6とではコンクリートの温度で数度異なり、また外気温と交差する時間も非常に短くなっている。

(2) 寒冷時の桁コンクリート温度と給熱効果

コンクリート打設終了後2週間を経た12月28日では外気温平均にほぼ近い温度を示し5~9°Cである。約1カ月を経た1月初旬においては外気温は平均2~3°Cとなり、コンクリート温度も1~3°Cとなり部分的には最も条件の悪い上床版でかぶりの薄い(かぶり1cm)測点では朝方-0.6°Cとなった(図-16)。

1月中旬に至って外気温に平均約0°Cとなり桁コンクリートの上下床版の測点で0°C以下になる点が多くなった。このような条件でボックス内に熱源をおいて主桁コンクリートに加温して、シース内にグラウト注入できる状態にすることができるかどうかを調べる目的で、ボックス内に赤外線ランプを入れてその効果を調べた。

赤外線ランプ(350W)5灯をNo.6断面のある主桁隔壁間を、麻布でしゃ断したボックス内に点灯して保温し、一方No.10断面は保温せずに温度測定を行なって比較した。図-17に示すようにボックス内温度は7°C

となり腹部コンクリートは約5°Cとなり、上床版は約4°Cとなり、保温しない部分より2°Cほど高くなっている。下床版は下床版下側はすでに支保工、型わくが解体されて外気にさらされ、かつ日光に照射されないために保温しない部分と1°Cほどしか差がなく、またコンクリート自体の温度も2.5°C前後である。

以上の結果よりこの程度の保温でコンクリート温度を総体的に5°C以上に保つためには、ボックス内の保温のほかに少なくとも下床版外側をシート等で被覆する必要があることがわかった。なお注入は工程上余裕があったので、3月末に行なった。

終りに本橋梁の設計、施工にあたって御指導、御援助をたまわった仁杉前局長はじめ名古屋幹線工事局の方がた、設計、施工を担当された大成建設KK土木設計課、矢作川出張所の方々に感謝する。

1963.2.28・受付

株式会社 十二製作所

取締役社長 南 出 他 十 郎

本 社 東京都千代田区丸ノ内1丁目1番地
(国際観光会館4階432号室)
電 話 丸ノ内(231)7812・5081番
工 場 東京都江東区南砂町1丁目1016番地
電 話 深川(644)0141・0142番

豊田コンクリート株式会社

(旧) 工カズレコン株式会社

プレスト・コンクリート
プレキャスト・コンクリート

PC矢板施行状況



本社・工場

豊田市トヨタ町6

TEL 798

東京営業所・工場

東京都大田区古市町18

TEL (731) 4047

名古屋営業所

名古屋市中村区笹島町 豊田ビル517号

TEL (54) 9369・8842



水道管の革命!!

安く強い“プレストレストコンクリート管”

特 長

1. 設計水圧に応じた合理的な管が製造出来る。
2. 同じ水圧または口径に対して鉄管類より遥かに安い。
3. 高圧に堪えて破壊することなく特殊な複元性がある。
4. 内面が平滑で永久に変化しない為流量が減少しない。

本 社 東京都中央区日本橋本石町3-6

電 話 (241) 2111 (代表)

工 場 横 浜 ・ 名 古 屋

帝国ヒューム管株式会社