

日本道路公団近畿高速道路和歌山線上黒谷橋梁の 設計と施工について

齊 木 三 郎*
村 田 文 敏**
笹 井 陽 二***

1. 計 画

(1) ま え が き

近畿高速道路和歌山線は、国土開発幹線自動車道建設法に基づき、昭和42年11月9日松原～海南間延長90kmの予定路線が決定された。このうちの泉南～海南間延長約28.3kmの整備計画が決まり、昭和43年4月に施工命令を受け、昭和49年8月完成を目標に現在建設中である。

上黒谷橋は、本高速道路の大阪府泉南より国鉄阪和線に沿って南走し、雄の山峠を經由して和歌山市に至る路線のなかほどにあり、和歌山市郊外の谷間を跨ぐ道路橋として計画され、地上約40mの位置を、半径600mの平面曲線を描いて架設される、ディビダーク方式PC4径間連続箱桁橋で、昭和46年3月に着工し約2年の工期を要し無事竣工した。ここに本橋の設計と施工の概要を報告する(図-1、口絵写真参照)。

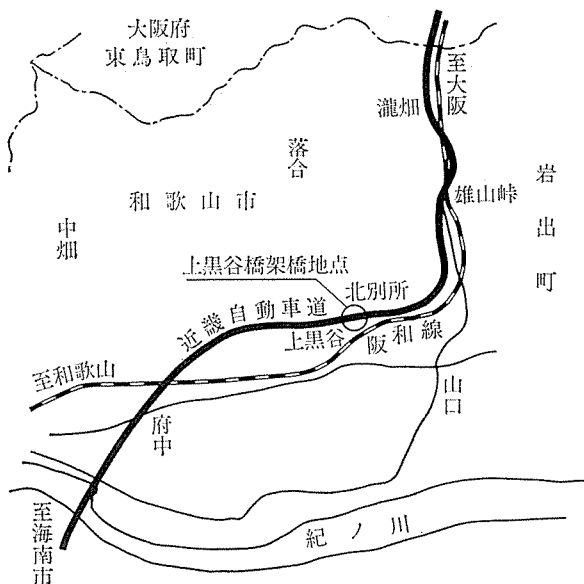


図-1 ルート、架橋地点

* 日本道路公団 東京支社設計課長
** 日本道路公団 大阪支社和歌山工事事務所
*** 住友建設株式会社上黒谷橋作業所長

(2) 橋梁形式の選定

形式の選定にあたり、まず架橋地点の地形が急峻で、谷が深いため、できるだけ支保工上の施工をなくすような工法の選定が望ましく、また地表面近くで中硬岩が露出し相当の支持力が期待できるので、中スパン長程度の架橋が可能であるなどの観点から、次の3案を対象に比較を行なった。

- 第1案：ブロックポステン方式PC4径間連続箱桁橋
- 第2案：現場打片持方式PC4径間連続箱桁橋
- 第3案：鋼3径間連続トラス+3径間連続鉄桁橋

上記各案概算工費の比較では、ブロック工法案とディビダーク工法案はほぼ等しく、総工事費の相違は認められなかった。鋼橋案はディビダーク工法案に対して約3%の工費増となった。またこの程度の架橋からみてスパン構成および施工の妥当性、資材搬入路等の問題を考慮して、同一工程で繰返し作業ができ施工が早く、かつ完成構造物の安全度を比較した結果、現場打ちディビダーク方式を採用するにいたった。

(3) 工事概要

工事名：近畿高速道路和歌山線上黒谷橋工事
路線名：高速自動車国道近畿自動車道和歌山線
位置：和歌山県和歌山市上黒谷字池の原
形式：上部工

ディビダーク方式PC4径間連続箱桁橋	2連
下部工	
鉄筋コンクリート橋台	4基
鉄筋コンクリート柱橋脚	6基
深礎基礎	1基
橋長：上り線	244.673m=50+61.460+60.737 +60.720+61.406+300
下り線	239.330m=50+60.090+59.400 +59.400+60.060+300
支間：上り線	242.923m=60.760+60.737+60.720 +60.706
下り線	237.580m=59.390+59.400+59.400 +59.390

報 告

有効幅員：9.000 m×2（上，下線）

工 費：上部工 約3億2960万円

下部工 約2億7190万円

附帯工 約 3950万円

合計 約6億4100万円

工 期：自昭和46年3月18日

至昭和48年3月16日（暦日730日間）

施工業者：住友建設株式会社

主要使用材料：

上部工	コンクリート	3940 m ³
	鉄筋 (SD 30)	460 t
	P C鋼棒 (SBPR φ32, φ26 A-2種)	281 t
下部工	コンクリート	13600 m ³
	鉄筋 (SD 30, SD 35)	1470 t

2. 設 計

(1) 設計条件

上部工設計条件は前節でのべた工事概要のほかは次のとおりである。

曲線半径：600m

勾配：縦断勾配 1.8%

横断勾配 5%

荷重：TL-20 $i=10/25+l$ (桁), $i=25/50+l$ (床版)

震度： $k_H=0.2$ 15m以上5m増すごとに5%アップ

材料：コンクリート $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$

P C鋼棒 SBPR φ32, φ26, A-2種

鉄筋 SD 30

ヤング係数 $E_c=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

$E_s=2.05 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

クリープ係数 $\varphi=2.0$

乾燥収縮度 $\varepsilon_s=15 \times 10^{-5}$

温度差 $t=5^\circ\text{C}$

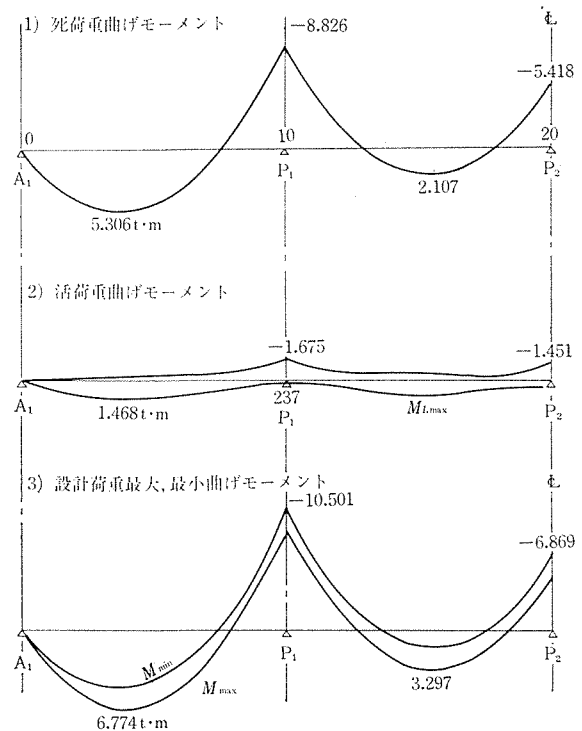
レラクセーション 3%

一般構造寸法図を図-2に示す。

(2) 主桁応力度の計算

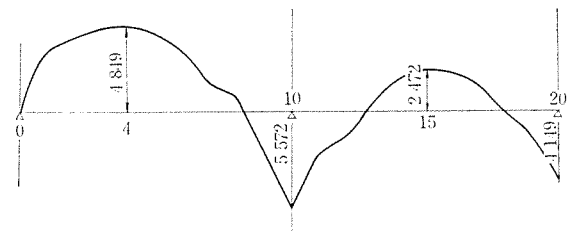
本橋は、半径600m、中心角 $\phi=23^\circ$ 、4径間連続の等桁高（ただし中間支点上のみ、70cm桁高増）の箱型断面の曲線桁橋である。施工方法は、各中間橋脚柱頭部施工後、橋脚に仮固定の状態にして、左右交互にバランスを取りながら張出施工を行なう。その後側径間約1/2支間を支保工上で施工し、中央支間中央部長さ3mを吊支保工で施工し、最終的に連続橋として完成させる。設計にあたっては、全径間一括施工で行ない、施工相違による応力差は支点反力調整によって行なった。

応力計算は、連続曲線の桁構造として偏載荷を考慮した仮想構造系で、電算機使用により変形法により算出し



1) 死荷重, 2) 活荷重, 3) 静荷重+活荷重

図-3 荷重による曲げモーメント図



プレストレス2次モーメント



① プレストレスによる偏心モーメント(TM)および軸力(T)
② プレストレス2次モーメント(TM)

図-4 プレストレスによるモーメント

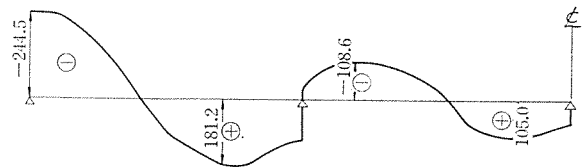


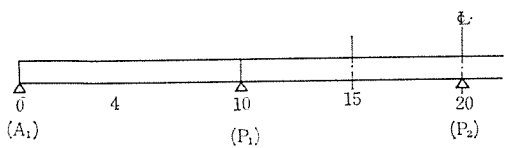
図-5 ねじりモーメント図(TM)

た。求められた代表的な断面力、曲げ、ねじり、斜引張各応力度を図-3~5、表-1, 2にあげておく。また、床版の設計にあたっては、日本道路公団設計要領（改訂案）の値と Hanberg, Pucher 各値を比較採用した。

(3) 水平ロッカー

本橋は連続桁橋で、シューはすべて可動シューを使用し、主構造の地震時水平力（約1090 t）は、左端 A1 橋

表-1 曲げ応力度集計表 (T/M^2)

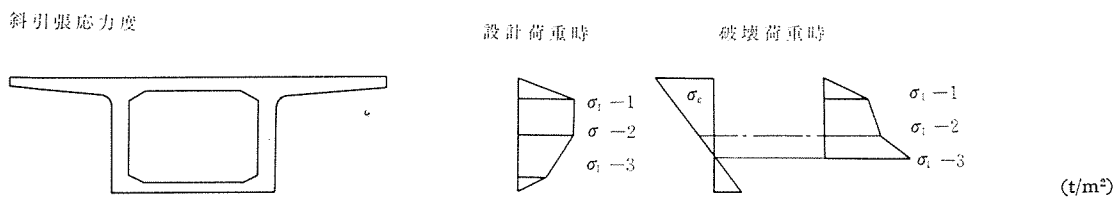


(a), (d), (c) に対して $1300 \geq \sigma_i \geq 0$
 (b), (c) " $1300 \geq \sigma_i \geq -150$

断面	① プレストレス	② 自重	③ 2次応力	④ 静荷重	活 荷 重				(a) ①+②+③+④	
					⑤ max	⑥ min	⑦ 0.75 max	⑧ 0.75 min		
④	上縁	-199	622	49	115	200	-45	150	-33	587
	下縁	1650	-1079	-84	-181	-315	70	-236	53	306
⑩	上縁	800	-645	75	-114	19	-137	15	-108	116
	下縁	-181	666	78	122	-21	148	-16	111	529
⑮	上縁	-57	246	67	48	165	-82	124	-61	304
	下縁	885	-427	-117	-79	-273	135	-204	101	262
⑳	上縁	591	-397	8	-70	47	-121	35	-91	132
	下縁	-139	409	-8	75	-50	129	-37	96	337

断面	(b) (a)+⑤	(c) (a)+⑥	(d) (a)+⑦	(e) (a)+⑧	⑨ 温度差	(f) (b)+⑨	(g) (b)-⑨	(h) (c)-⑩	(i) (c)-⑩	
										④
④	下縁	-9	376	70	359	-24	-33	15	352	400
⑩	上縁	135	-21	131	13	79	214	56	58	-100
	下縁	508	677	513	640	-22	486	530	655	699
⑮	上縁	469	222	428	243	99	568	370	321	123
	下縁	-11	397	58	363	-89	-100	78	308	486
⑳	上縁	179	11	167	41	58	237	121	69	-47
	下縁	287	466	300	433	0	287	287	466	466

表-2 斜引張応力度



		設 計 荷 重 時			破 壊 荷 重 時			
		せん断力のみ	ねじり応力含む	温度差含む	$1.3Sd+2.5Sl$	$1.8(Sd+Sl)$	$1.3Sd+2.5Sl$ +ねじり応力	$1.8(Sd+Sl)$ +ねじり応力
1	1	-78	-87	-118	-174	-215	-219	-260
	2	-76	-85	-107	-194	-254	-241	-302
	3	-36	-42	-45	-150	-263	-198	-315
10 (L)	1	-149	-153	-135	-290	-381	-311	-401
	2	-131	-135	-124	-198	-255	-216	-273
	3	-96	-99	-93	-126	-146	-141	-159
20	1	-117	-121	-155	-193	-289	-236	-301
	2	-109	-113	-132	-222	-208	-182	-219
	3	-84	-87	-97	-168	-129	-126	-138
許容応力度		-100	-130	-130	-200	-200	-250	-250

許容応力度を越えた断面については斜鋼棒 $\phi 26 \cdot A-2$ 種を 2本/ウェブ ctc 460~900 mm で補強した。

21 m (最小曲げ半径)

(4) 柱頭部仮固定構造

脚柱完成後片持施工を行なうため、一時的に橋脚と主桁を鉄筋コンクリート製の仮支承を設け、P C 鋼棒で緊張、仮固定を行ない、橋桁完成後撤去する。

左右張出し施工時最大アンバランス状態は 17 ブロック施工時に生じ、 $\Delta M=1714 \text{ t}\cdot\text{m}$, $N=1338 \text{ t}$ と地震時負のモーメント $M=2416 \text{ t}\cdot\text{m}$, 軸力 $N=1204 \text{ t}$ で反力 -203 t が働くのでそれに抵抗できる P C 鋼棒 $\phi 32$, A-2 種を用い有効緊張力 $P_e=54 \text{ t/本}$ とすれば片側 $N=R_e/P_e=203 \text{ t}/54 \div 4 \text{ 本}$, よって仮固定 P C 鋼棒は 4 本 $\times 2=8$ 本使用した。柱頭部仮固定構造を図-7 に示す。

3. 施工時応力の検討

設計計算は 4 径間連続桁を支保工上で単体的に施工した場合の応力計算であるため、ワーゲンによって張出し架設を行なうので当然施工時の応力と設計応力の各状態に相違が生ずるので、これをできるだけ単体的に施工した状態に近づけるよう考慮した。この方法としては、 P_1 と P_2 とのワーゲンによる張出し施工長の調整と主桁連結後端支点の反力調整を行なうこととした。

(1) 設計応力

設計荷重時最大、最小曲げモーメント(図-3 参照)。

(2) 各施工段階による断面力

a) 片持施工時の曲げモーメント

片持施工時における主桁に生ずる曲げモーメントが図-8 のように P_1 の柱頭部では設計最小曲げモーメント(図-3)を越えているので、橋面に施工中一時的に P C 鋼棒 SBPR $\phi 32$ A 種 2 号を段階的に配置し 1 本あたり 46 t で緊張した。ただし P_2 の柱頭部では設計荷重作用時の最小曲げモーメントよりも小さいので施工用鋼棒は不用である。 P_1 柱頭部の仮鋼棒による抵抗曲げモーメントは次のようになる。

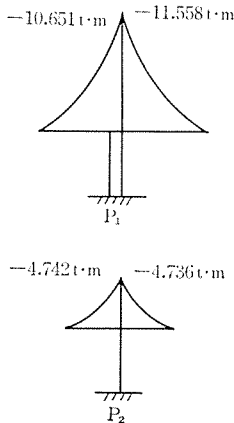


図-8 設計荷重時最大、最小曲げモーメント図

$$P=46 \text{ t}, N=16 \text{ 本}, ep=1.519 \text{ m}$$

$$\Delta M_T=P \cdot N \cdot ep=46 \times 16 \times 1.118 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_r=M_T+\Delta M_T=10501+1118=11619 \text{ t}\cdot\text{m}$$

施工用仮鋼棒は橋体が完成し、支点反力調整後、プレストレスを開放した。

b) 反力調整による曲げモーメント 橋台 A_1, A_2 にて 148 mm (調整反力+40 t) ジャッキアップするこ

とによる主桁連結時(図-9)と単体施工時との曲げモーメントの差を調整する。この場合の曲げモーメントを図-10 に示す。

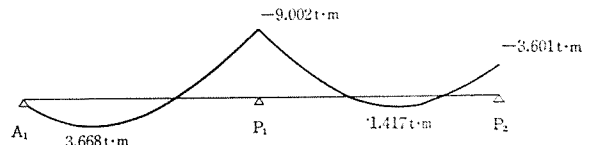


図-9 主桁連結時曲げモーメント図

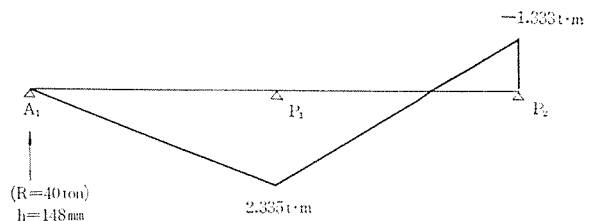


図-10 反力調整による曲げモーメント図

c) 主桁完成時曲げモーメント

主桁完成時の曲げモーメントを図-11 に示す。

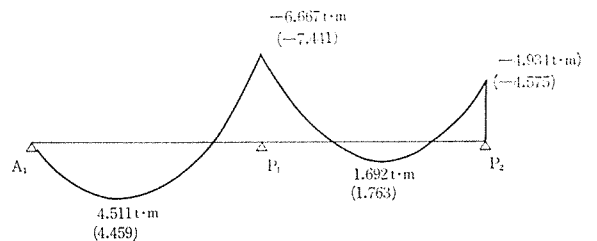


図-11 主桁完成時曲げモーメント図

() 内の値は支保工上で単体的につくられた場合の桁自重による曲げモーメントである。

4. 施 工

ディビダーク工法では、すでに各種の形式についての報告があるが、中央ヒンジ形式と連続形式とでは、施工時応力と施工順序が多少異なる性質がある。図-12 に実施工程を示し、以下に上部工の施工についてのべる。

(1) 施工順序

上部工の施工概要について順を追って説明する。

1) 脚柱の躯体完了後、後述するような柱頭部を支保工上で施工し、柱頭部と脚柱とを P C 鋼棒によって仮固定させ、次に柱頭部上のスペースで 1 台目のワーゲンが組立てられる。

2) 1 台目のワーゲンで No. 1 ブロックを施工し、ワーゲンを移動すると 2 台目のワーゲンが組立てられ、その後は左右交互にバランスをとりながら、片持施工を進める。張出し長が大きくなり主桁が架設中の曲げモーメントに抵抗できなくなったら、施工用 P C 鋼棒を上床版上側に配置し、これに抵抗させる(図-13 b)参照)。

3) ワーゲンで所定の位置まで張出し施工を完了したなら、側径間 A₁~P₁ 区間および P₃~A₂ 区間をステージング上で施工する(図-13 c) 参照)。

4) 側径間の架設が終了したら、P₁~P₂、P₂~P₃ 区間の閉合部を吊支保工によって施工する。コンクリート硬化後この中央部に連結している連結鋼棒をすべて緊張する(図-13 d), e) 参照)。

5) 施工中と完成後の構造系の違いによる主桁断面力の差をなくすために、A₁、A₂ 橋台上で反力の調整を行なう。最後に施工用仮鋼棒を撤去し橋梁の主桁は完成する(図-13 f) 参照)。

(2) 柱頭部の施工

柱頭部の施工は写真-1 のように脚柱完成後鋼製ブラケットを取付け、その上にピティわくを組み行なった。

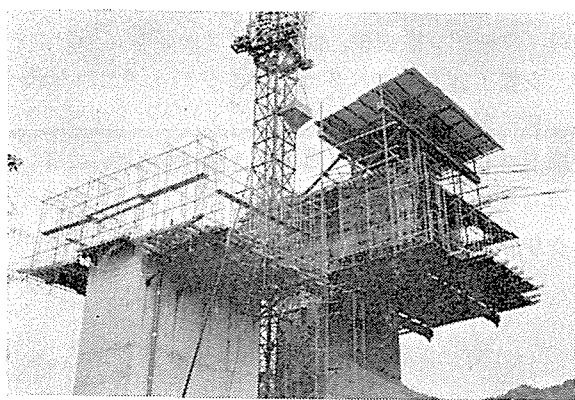


写真-1 柱頭部の施工

コンクリート打設は高所作業であり、タワークレーンの能力に制限され下スラブ 32 m³、ウェブ 25 m³、上スラブ 35 m³ と 3 段階に分けて施工した。

(3) 片持部の施工

a) フォルバウワーゲン作業 片持施工区間はフォルバウワーゲンと称する移動性のある作業足場を桁のうえに設置して、これにより型わく、配筋、コンクリート

の打ち込み、プレストレスングの作業を実施するものである。フォルバウワーゲンは図-14 に示すように菱形フレームに、わくをつけて、型わく、打込まれたコンクリートを支える支保工の機能をもつ部分と、作業をするための足場となる部分とを備えている。この重量はすべて菱形フレームのほぼ中心部に取付けたジャッキにより支えられ、フレーム後端に生ずる上揚力は、P C 鋼棒によりすでに施工ずみの桁にプレストレスを加えて定着される。さらに移動する場合は、レール上をその車輪で走行できるようになっている。ワーゲンには屋根を設備して、雨天においても、コンクリートの打ち込み、養生が可能であり、必要によりワーゲンの周囲をシートで覆うことにより、冬期の保温、夏期の日除けとして有効である。

本橋のワーゲン施工ブロック割りおよび長さは図-13 f) のとおりであり、ワーゲン使用台数は 4 台で 3 回転用とした。柱頭部上のワーゲン組立にはタワークレーンを主として使用し、補助的に 20 IP のウインチを使用した。ワーゲンによるカンチレバー架設の 1 サイクルの標準工程は表-3 のとおりであるが、施工時期によっては

表-3 ワーゲン 1 サイクル標準工程

作業日時	1日	2日	3日	4日	5日	6日
ワーゲン移動	■					
型わく組立		■	■			
鉄筋鋼棒組立		■	■			
コンクリート打設				■	■	
養生					■	■
鋼棒緊張	■					

コンクリートの強度に変動が生ずるので、前後 2 日ぐらいのずれは起こることもある。

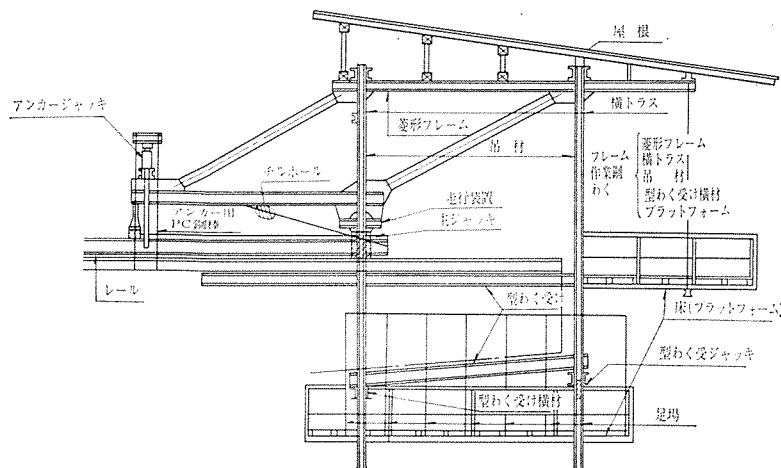


図-14 フォルバウワーゲン

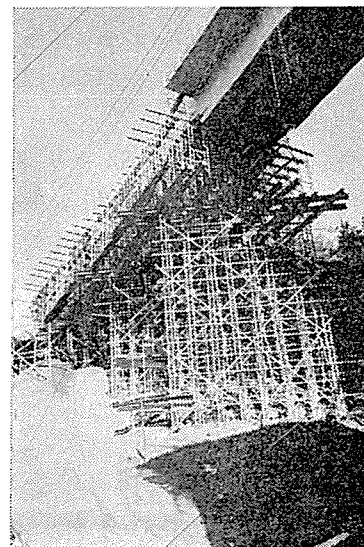


写真-2 A₂ 側径間支保工

(4) 側径間部の施工

側径間部は支保工上で施工したが、とくに P₃~A₂ 区間の側径間部は支保工を設置する場所の地形が急勾配の斜面であるため、基礎コンクリートを打設し支柱式支保工（ペコサポート）と桁式支保工（H鋼およびビティわく）併用の形式を使用した（写真-2 参照）。

支保工の水平力に対する考慮は橋軸方向に対してビティわく上、中、下3段に単管パイプにて水平振れ止めを配置し、A₂ 橋台に連結し、H鋼桁については端部を A₂ 橋台にアンカーボルトで固定した、他の一端はペコサポートとボルトで連結し、ペコサポートについてはアンカーボルトで固定した。橋軸直角方向については単管パイ

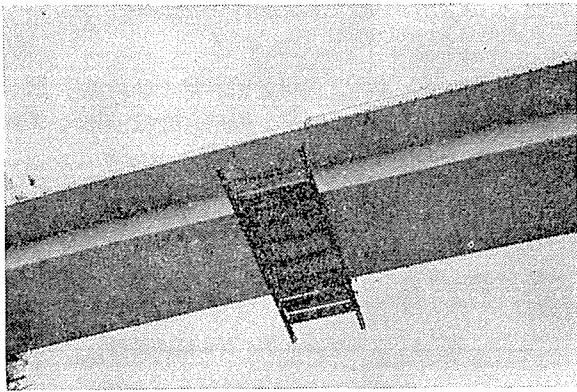


写真-3 吊支保工の写真

プにて筋かいを設け、筋かいに取付けられるクランプで抵抗できるよう設置した。コンクリート打設については支保工上にかかる荷重軽減と打設能力を考慮し下スラブ、ウェブ、上スラブの3段階に分けて施工した。

(5) 吊桁部の施工

吊桁部の施工は支保工（H鋼桁）を地組し、20 IP 復胴ウインチにて吊上げ P C 鋼棒にて仮固定した（写真-3）。

(6) 反力調整工

反力調整方法は橋台 1 基あたり 300 t オイルジャッキ 4 台を使用し、曲線橋 (R=600 m) のため反力が左右対称にならないのでジャッキの操作は 2 台を連動で行ない、変位量 (148 mm) の測定はジャッキの圧力と水準測量によって管理した。

(7) 施工管理

a) 現場でのたわみ管理 本工法で施工される主桁は各ブロックのコンクリート打設、プレストレス、施工時

クリープ、ワーゲン重量等によってたわみが生ずる。また完成後クリープ乾燥収縮や鋼棒のレラクセーション等によりたわみは変化するのであらかじめ求められた上げ越し計算値に基づき、各施工ブロック単位に型わくをセットし、所定の計画高になるように施工する。

表-4 に主桁の各施工段階のたわみ集計を示す。

b) 施工時のクリープたわみ量の検討 本橋は完成時には連続構造となる断面が採用されているため施工時と完成時の応力度の差が大きく、施工時の応力度の分布は全径間にわたって、主桁下縁の圧縮応力度が大きく、上縁は 0 に近い三角形分布を示し、クリープ変形に対してはきわめて不利な状態になっている。よって本橋では次の二つの場合の施工時クリープたわみを考慮した。

- 1) ワーゲン施工最終ブロック架設後、ワーゲン撤去までの 15 日間 (P₁, P₃ ワーゲン区間)
- 2) ワーゲン撤去後、側径間ステーキング部および吊支保工施工までの 2 カ月間のクリープたわみ量 (P₁ ワーゲン区間のみ)

以下クリープたわみ計算式とクリープ係数 φ_t についてのべる。

クリープたわみ計算式

$$\delta_{\varphi t} = (\delta_g + \delta_w + \delta_p)\varphi_t - (1 - \eta) \left(1 + \frac{\varphi_t}{2} \right) \delta_p$$

η : 有効係数

表-4 主桁の各施工断階におけるたわみ量集計

		ブロック番号										
		17		18 9		10 18'		17'		A ₂		
		A ₁	P ₁	P ₂	P ₃	A ₂						
断面	施工段階	A ₁	17	P ₁	18	9	P ₂	10	18'	P ₃	17	A ₂
	ワーゲン施工		-24	-1	-82	-4	0	-27	-82	-1	-24	
	施工時クリープ		-11	0	-11				-11	0	-11	
	放置クリープ		-16	0	-17				0	0	0	
	側径間ワーゲン撤去		43	0	-29	14	0	-11	-29	0	43	
	中央径間ワーゲン撤去		-29	0	46	-11	0	14	46	0	-29	
	支保工部架設	0	16	0	-10				-10	0	16	1
	吊桁部打設	0	4	0	-25	-2	0	-2	-25	0	4	0
	小計	0	-17	-1	-128	-3	0	-26	-111	-1	-1	0
	吊桁部および側径間緊張	0	11	0	8	7	0	7	8	0	11	0
	拘束解放	0	2	0	-1	-1	0	-1	-1	0	2	0
	反力調整	148	70	0	-6	5	0	-5	-6	0	70	148
	仮鋼棒撤去	0	-3	0	-1	-1	0	-1	-1	0	-3	0
	小計	148	80	-1	0	0	0	0	0	-1	80	148
	静荷重によるたわみ	-0	-9	0	-2	-2	0	-2	-2	0	-9	0
	完成時の小計	148	71	-1	-2	-2	0	-2	-2	-1	71	148
	実測値の完成時に対する誤差 $\oplus \uparrow \ominus \downarrow$	-14	-32	+1	+20	-8	+7	+19	0	+8	-31	+13
	クリープたわみの残	0	-10	0	-3	-3	0	-3	-3	0	-10	0

δ_g : ワーゲン施工時自重によるたわみ
 δ_p : ワーゲン施工時プレストレスによるたわみ
 φ_t : ワーゲン施工完了時から t 年後のクリープ係数

クリープ係数 φ_t の決定

D & W 指針 54 条より, 張出回数は 9 回であるから張出し架設終了後のクリープたわみについて $\varphi_\infty = 2.0$ としてよい。

クリープ進行度については, 日本道路公団「中央ヒンジ形式 PC 橋のたわみ変化調査報告書」より

$$\varphi_t = \varphi_\infty (1 - e^{-0.6932t}) \text{ を使用し } \varphi_t \text{ を求める。}$$

1) のクリープ係数

$$\begin{aligned} \varphi_t &= \varphi_{t_2} - \varphi_{t_1} \\ &= \varphi_\infty (1 - e^{-0.6932 \times (0.5/12)}) \\ &= 2.0 \times (1.000 - 0.9715) = 0.057 \end{aligned}$$

よって施工時クリープたわみは最終ブロック先端で 11 mm

2) のクリープ係数

$$\begin{aligned} \varphi_t &= \varphi_{t_2} - \varphi_{t_1} \\ &= \varphi_\infty \{ (1 - e^{-0.6932 \times (2.5/12)}) - (1 - e^{-0.6932 \times (0.5/12)}) \} \\ &= 2.0 \times (0.9715 - 0.8665) = 0.212 \end{aligned}$$

よって 2 か月間の放置クリープたわみは最終ブロック先端で 16 mm である。

e) プレストレスの管理 プレストレスング作業は, 緊張値表に指示するところから実施する

が, 作業前にはジャッキおよびポンプの組合せごとにキャリブレーションを行ない圧力計を確認した。

PC 鋼棒に与える緊張力は, 鋼棒伸び計より測定したプレストレスング前後の鋼棒突出し長さが, 算出した所定伸び量の許容誤差範囲に入るよう行なった。

プレストレスングの管理として圧力計と鋼棒の伸びから推定される緊張力は理論的には一致しなければならないが, 種々の原因によって多少の差が生じる, そこで管理統計の対象として設計予定値に対する圧力計示度と鋼棒の伸びとの相対誤差をとり

$$\delta = \sigma_B - \sigma_A / \sigma_A - l_B - l_A / l_A$$

σ_A : 圧力計の計算圧力

σ_B : 圧力計の実測圧力

l_A : 鋼棒の計算伸び

l_B : 鋼棒の実測伸び

緊結される順序に従って各ブロックの本数と 1 グループとして δ を求め, この δ を各ブロックごとにプロットし, 管理限界を $\pm 4\%$ として管理図表を作成して行なった。管理結果を 図-15 に示す。

d) コンクリートの管理 本橋のコンクリート工事は生コンクリート工場が比較的近くにあるので, 生コンクリートを使用した。

プレレスト コンクリートに用いられるコンクリートは, 富配合の硬練りコンクリート ($r_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ 以上) であり, 断面寸法が小さく, PC 鋼棒が密に

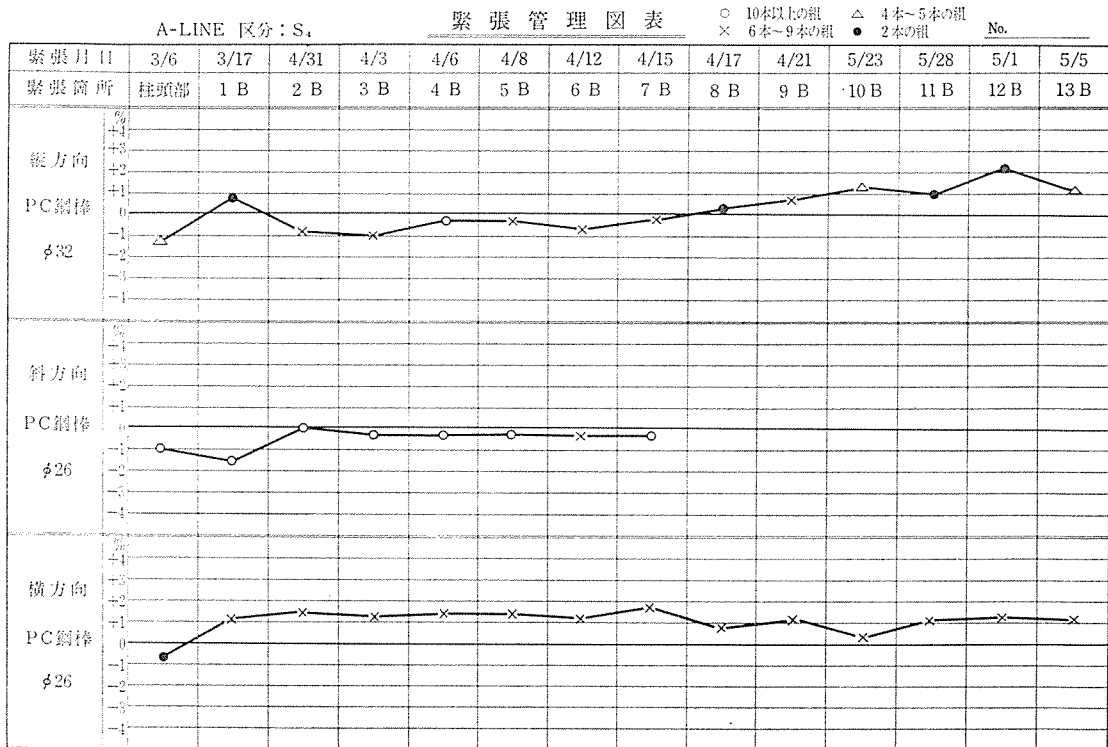


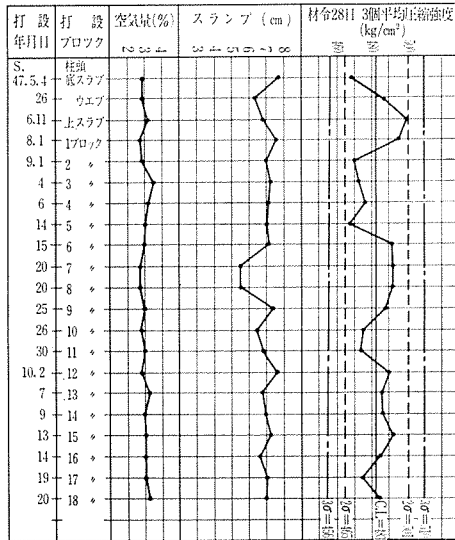
図-15 プレストレスングの管理図

表—5 橋体コンクリート示方配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/A (%)	コンクリート 1 m ³ あたりの重量				
					水 (kg)	セメント (kg)	細骨材 (kg)	粗骨材 (kg)	混和剤 (g)
25	3~8	2~4	44.3	37.0	177	400	650	1 090	ポゾリス No.5 L 1 000

摘 要：碎石コンクリート

- 1) 使用セメント アサノセメント 比重 (早強 3.14)
- 2) 使用骨材 a) 細骨材 紀川産 比重 (2.60) 粗粒率 (2.74)
b) 粗骨材 風吹産 比重 (2.56) 粗粒率 (6.85)



図—16 主桁コンクリート配合表

配置されているため打込みは充分配慮して行ない、コンクリートの締め固めは充分行なった。主桁コンクリートの配合は表—5 に示すとおりである。なおワーゲン施工で長期に渡るため、その間均等性を高めるコンクリートが定められた限界内にあるようにコンクリートの品質管理は充分行なった。

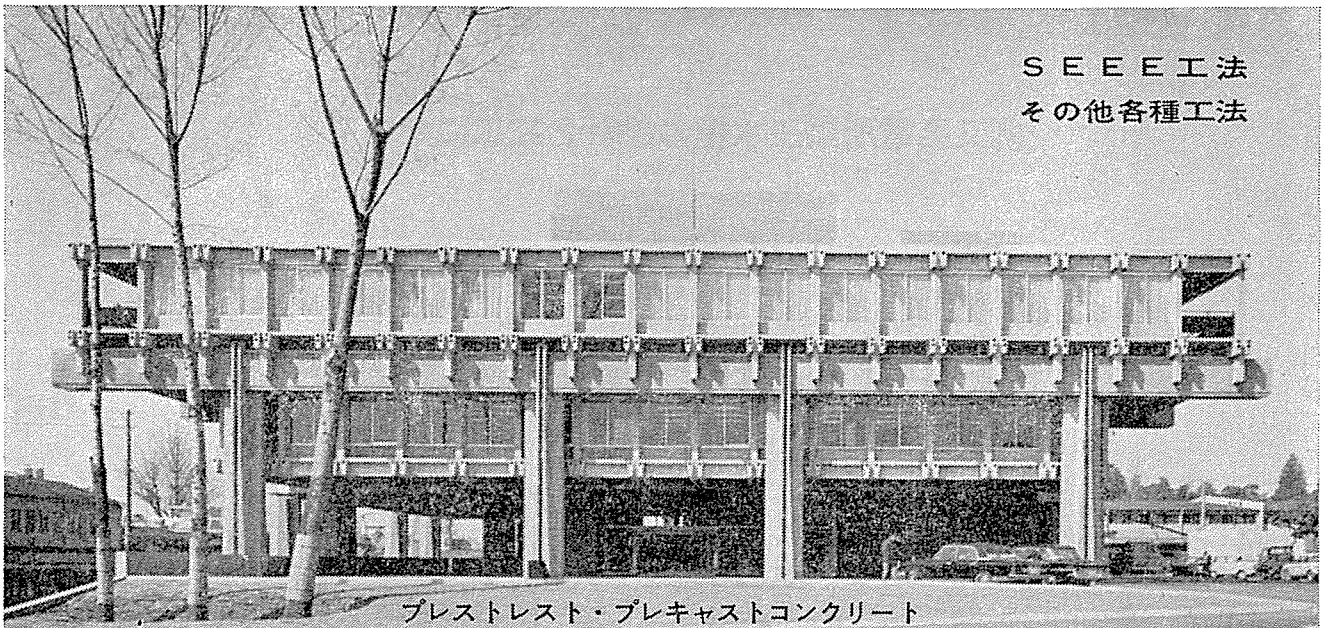
S₄ 桁のコンクリート管理結果を 図—16 に示す。

あとがき

本橋はほぼ計画工程どおり施工を終り、現在上り線のみ仮舗装を行ない、土運搬等工事用道路として仮通行させている。なお設計管理として東光コンサルタント(株)がたずさわった。今後走行性の問題より連続形式が多くなると思われるが、本報告書が多少でも参考になれば幸甚である。

1973.5.30・受付

SEE工法
その他各種工法



プレストレスト・プレキャストコンクリート

栃木県庁議会議棟

黒沢建設株式会社

取締役社長 黒沢 亮平

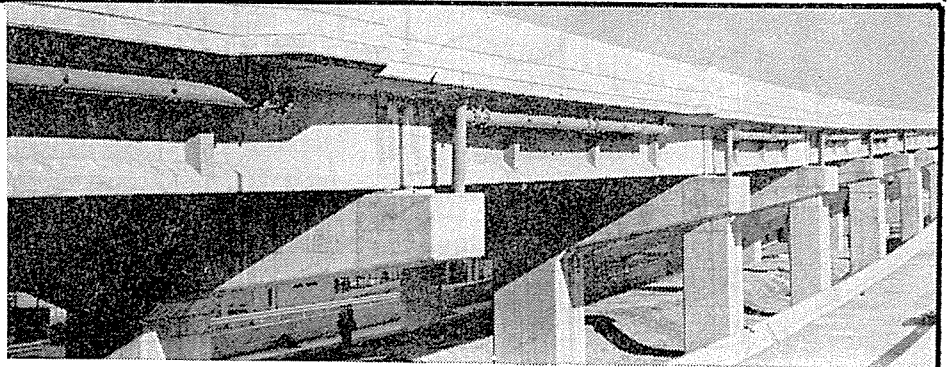
東京都新宿区三光町25番地 三立ビル TEL 03-356-3573(代)

PC工場 神奈川県秦野市三屋字川原135番地 TEL 0463-75-1324



鋼弦コンクリート

設 計
施 工
製 造



首都高速道路4号線

富士ピー・エス・コンクリート株式会社

(旧社名 九州鋼弦コンクリート株式会社)

取締役社長 山崎 劔 秋

本 社	福岡市中央区天神二丁目12番1号	天神ビル(〒810)
	電話 福岡(092)72-3471~3・72-3468~9	
福岡支店	福岡市中央区天神二丁目14番2号	福岡証券ビル(〒810)
	電話 福岡(092)72-3475~6・72-3481~3	
建築事業部	福岡市中央区天神二丁目14番2号	福岡証券ビル(〒810)
	電話 福岡(092)72-3485~7	
大阪支店	大阪市北区芝田町97	新梅田ビル(〒530)
	電話 大阪(06)372-0382~0384	
東京支店	東京都港区新橋四丁目24番8号	第二東洋海事ビル(〒105)
	電話 東京(03)432-6877~6878	
営業所	大分営業所・宮崎営業所・広島営業所	
工場	山家工場・大東工場・岡東工場・下淵作業所・筑豊工場・甘木工場・夜須分工場・大村分工場	