

## 岐関大橋の設計・施工について

青 山 豊\*

### 1. はじめに

本橋梁は、一級河川長良川を渡るために架設された新設橋梁で、右岸側が岐阜市で左岸側が陸の孤島岐阜県関市保戸島地区である。この橋の完成前は県営渡船が運行されていた。上部工工事は、昭和 53 年度のⅠ期工事で 4 連、54 年度のⅡ期工事で残りの 3 連を施工した。

PC ポストテンション単純桁橋である本橋梁の特色としては、主桁長が 48.8 m と長いこと、設計基準強度  $600 \text{ kg/cm}^2$  の高強度コンクリートを使用して、主桁重量および死荷重反力を軽くしていることである。主桁重量は中桁で 110 ton、外桁で 137 ton となった。高強度コンクリート使用の利点および PC 桁の製作・架設の施工法を中心に報告する。

### 2. 工事概要

工事概要は下記のとおりである。

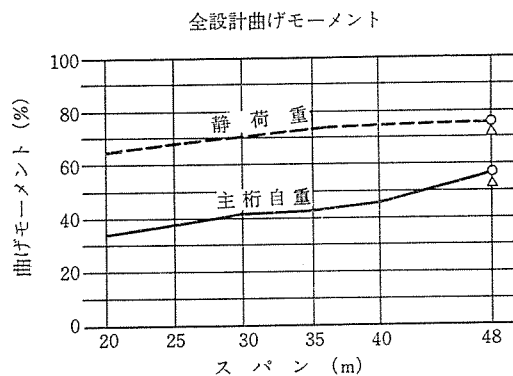
- 路線名：一般県道、溝口～下白金線
- 形式：PC ポストテンション単純T桁橋
- 荷重：一等橋 (TL-20)
- 橋長：342.4 m
- 支間割：7×48.0 m
- 桁長：7×48.8 m
- 幅員：10.25 m (車道 6.75 m, 歩道 3.5 m)
- 施工期間：昭和 53 年 10 月～昭和 55 年 4 月
- 上部工工費：450,136 千円
- 施工会社：オリエンタルコンクリート(株)、昭和コンクリート(株)、ピー・エス・コンクリート(株)、安部工業(株)
- 下部工：橋台 2 基 (井筒基礎)  
橋脚 6 基 (井筒基礎)
- 主要材料：
  - コンクリート；
    - $\sigma_{ck} = 600 \text{ kg/cm}^2$  (主桁用),  $1990.8 \text{ m}^3$
    - $\sigma_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$  (間詰・地覆用),  $221.9 \text{ m}^3$
  - PC 鋼線；
    - フレシネー 12- $\phi$ 8 (主桁用), 139.7 t
    - フレシネー 12- $\phi$ 5 (床版用), 16.4 t
  - 鉄筋；SD 30, 205 t

\* 岐阜県土木部道路建設課橋梁係長

### 3. 設計概要

岐関大橋の上部工一般図は図-1 のようである。ここでは PC 主桁に高強度コンクリートを使用した経緯について述べることにする。

コンクリート橋のスパンが長大化すると設計曲げモーメントのうち静荷重によるもの、特に主桁自重による曲げモーメントの占める割合が大きくなり (図-2 参照)、自重を軽減することが経済的に有利である。桁の自重を軽減するには、軽量コンクリートを用いて単位重量を小さくする方法と、高強度コンクリートを用いて部材寸法を小さくして重量を軽減する方法が考えられる。



スパン 20~40m は建設省標準設計 (PCT 昭和 43 年度制定), 幅員 11m スパン 48m は岐関大橋,  $\circ$  印  $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\triangle$  印  $\sigma_{ck} = 600 \text{ kg/cm}^2$

図-2 全設計曲げモーメントのうち主桁自重および静荷重による曲げモーメントの占める割合

単純 T 桁橋の場合、主桁の圧縮応力度は下縁についてはプレストレスング時に、上縁については設計荷重作用時に最大となり、上フランジの部材寸法は床版としての必要な厚さをとれば、短スパンの場合には許容圧縮応力度に対して余裕のあるものである。しかしながら、一般に用いられる  $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ 、桁高スパン比  $1/18 \sim 1/20$  程度の場合はスパンが大きくなり、40 m を超える付近で上フランジの部材寸法を床版として必要な部材厚とすれば、主桁の上縁圧縮応力度は許容応力度にほぼ等しくなる (図-3 参照)。したがって、これを超えるスパンの場合には許容応力度の大きい高強度コンクリートを用いる意義が出てくる。



報 告

スパン 48 m の岐関大橋において  $\sigma_{ck}$  を  $400 \text{ kg/cm}^2$  と  $600 \text{ kg/cm}^2$  にした場合について主桁断面寸法を求めると 図-4(a),(b) のごとくなる。両者の比較設計の結果は上部工工費のみについてみても、 $\sigma_{ck}=600 \text{ kg/cm}^2$

とした場合が経済的であり、さらに上部工死荷重反力の減少による下部工に対する影響を考慮すると一層有利である。また、高強度コンクリートの施工については現在までの施工例と架橋現地付近の生コンプラントとの距離、使用骨材等を考慮して高性能の減水剤を使用することにより、従来一般に使用されている  $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$  のコンクリートと同様に施工可能であることから高強度コンクリートの採用を決定した。

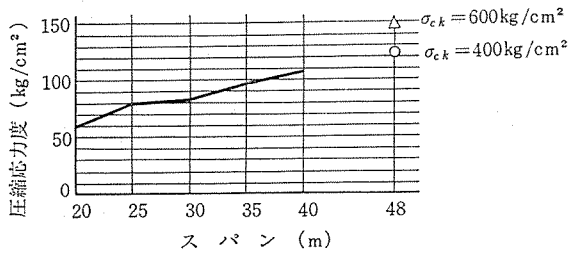
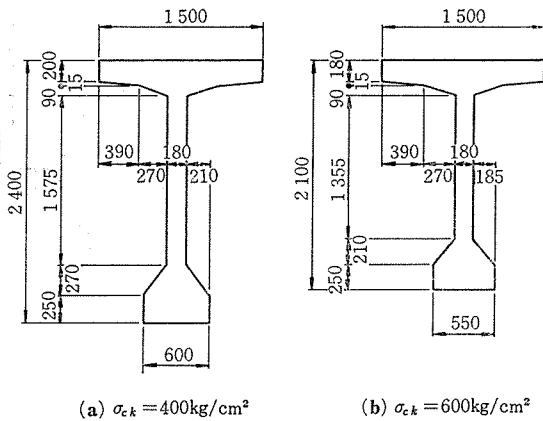


図-3 設計荷重時主桁上縁の圧縮応力度

主桁のコンクリートの設計基準強度を  $600 \text{ kg/cm}^2$  とし、許容応力度は土木学会のコンクリート標準示方書(案)により設計した。この結果、主桁重量は中桁で  $110 \text{ t}$ 、外桁は美観上外側を平面としたため  $137 \text{ t}$  となり、重量が軽減された。また、桁高スパン比も  $1/22.8$



(a)  $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$

(b)  $\sigma_{ck} = 600 \text{ kg/cm}^2$

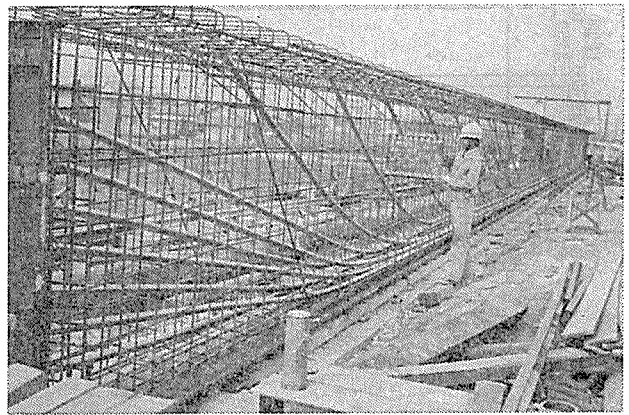


写真-1 主桁製作台 (I期工事)

図-4 主桁断面図

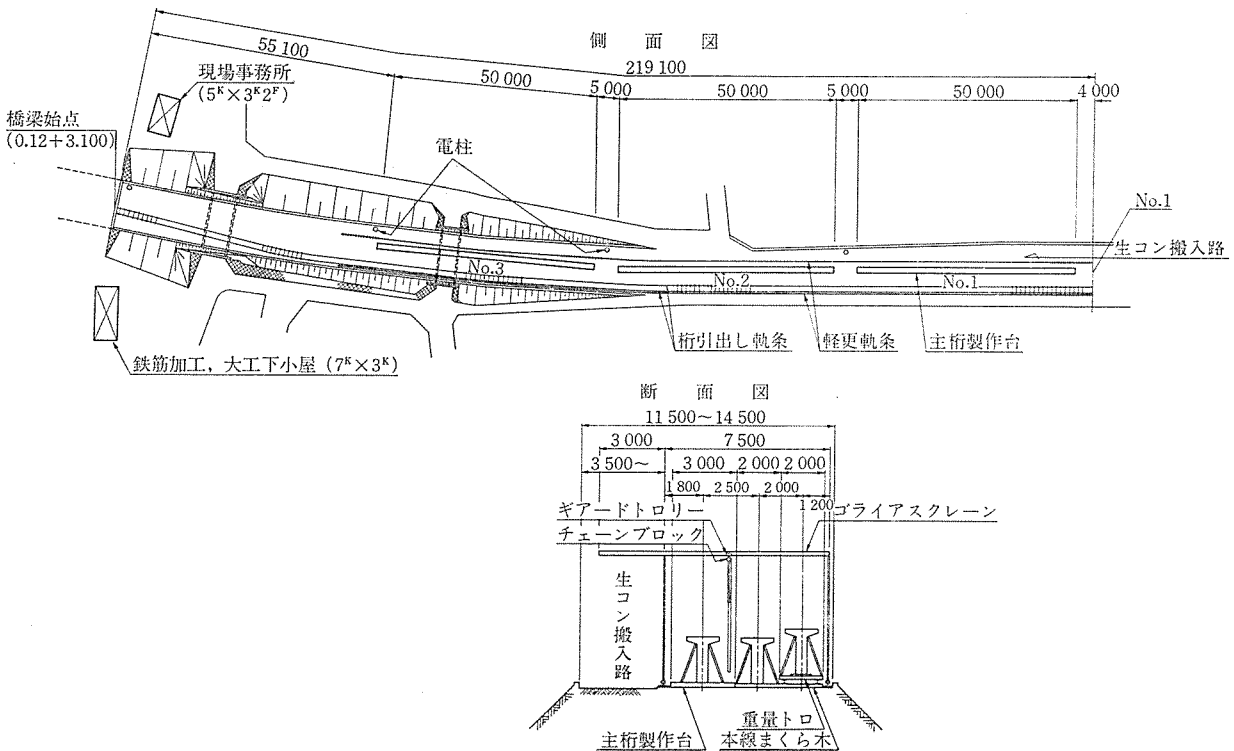


図-5 仮設備配置図 (I期工事)

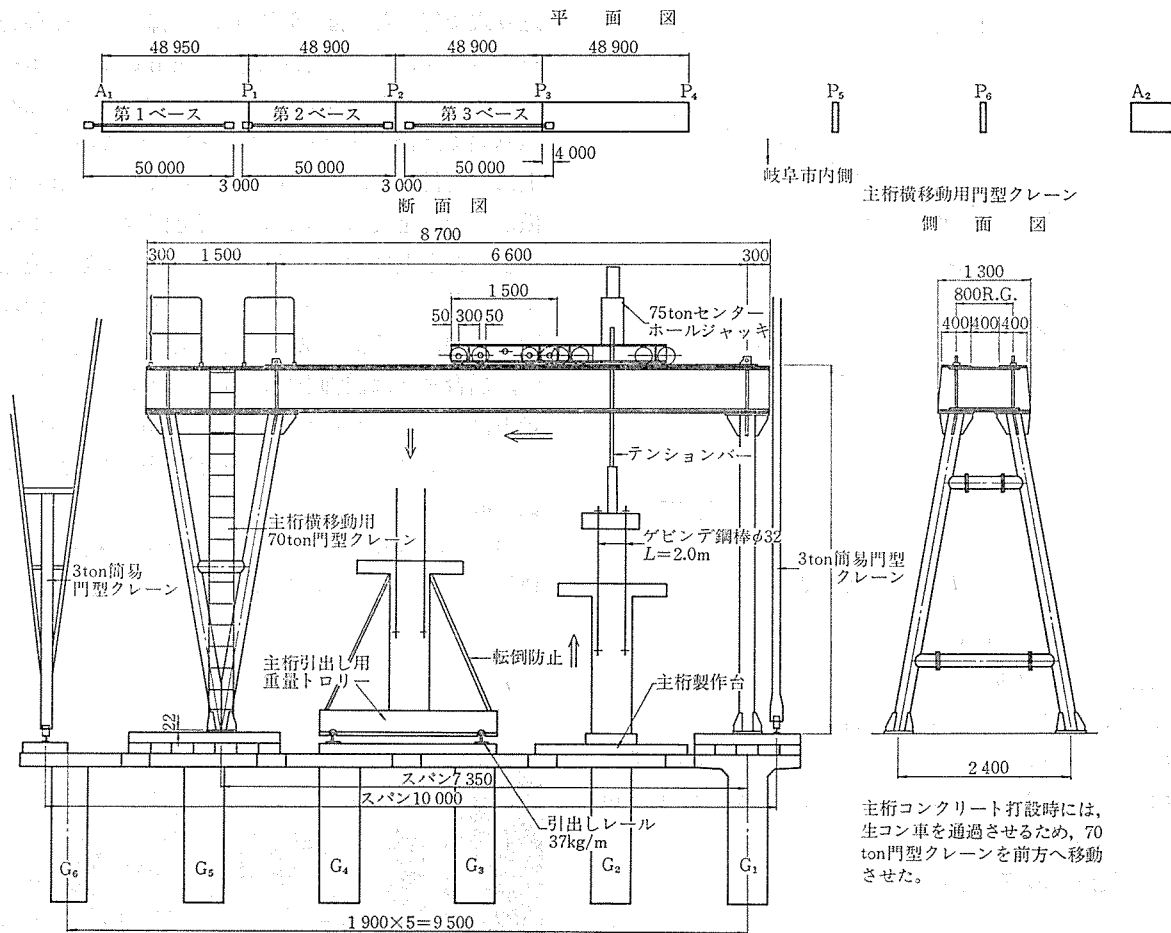


図-6 主桁製作ヤード (II期工事)

と小さくなった。

#### 4. 主桁製作

##### 4.1 仮設備

主桁の製作はI期工事では右岸側取付け道路上で行った。主桁製作台3基をA<sub>1</sub>橋台後方55m付近から直列に設置し、これと平行に主桁引出し用軌道を敷き、コンクリート打設および型枠運搬等のために3tonの簡易門型クレーンを設置した(図-5および写真-1参照)。

II期工事では、完成したA<sub>1</sub>~P<sub>3</sub>の橋面上に3基の主桁製作台を直列に設け、これと平行に主桁引出し用軌道を敷いた。また、主桁の横移動用に70tonの門型クレーン2基を設置した。コンクリート打設および型枠運搬用に3tonの簡易門型クレーンを設置した(図-6および写真-2参照)。

##### 4.2 コンクリート工

主桁コンクリートは $\sigma_{ch}=600 \text{ kg/cm}^2$ で試験練りの結果、表-1の配合に決定した。セメントは宇部普通セメント、混和剤は日曹マスタービルダーズNL-4000、骨材は木曾川・長良川産混合である。

主桁コンクリートの圧縮強度は図-7のようであり、

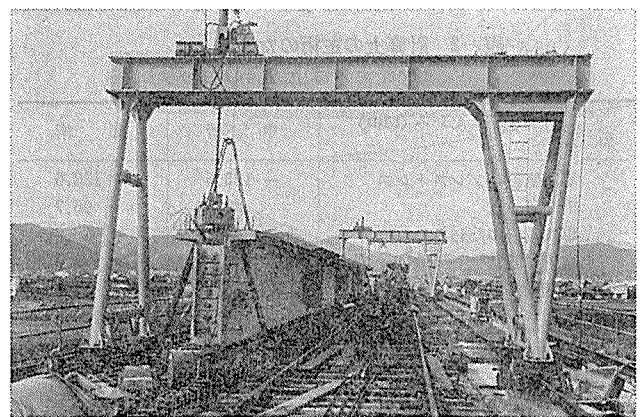


写真-2 主桁製作ヤード (II期工事)

表-1 コンクリートの配合

粗最大寸材法 (mm)	スのラ範ブ固 (cm)	W/C (%)	S/a (%)	単 位 量				混和剤 (L) NL-4000	混和入率 (%)
				W (kg)	C (kg)	S (kg)	g (kg)		
25	15	30	35	161	538	601	1127	13.450	C×2.5

24本分の平均値でとると、標準養生で $\sigma_5=524 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_7=575 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{28}=706 \text{ kg/cm}^2$ 、現場養生で $\sigma_5=475$

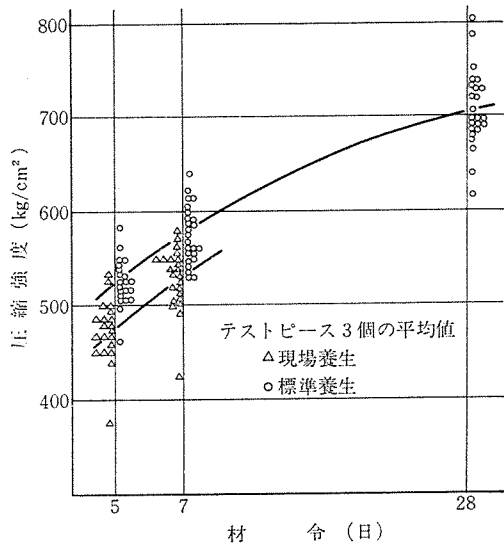


図-7 圧縮強度

kg/cm<sup>2</sup>,  $\sigma_t = 529 \text{ kg/cm}^2$  であった。プレストレス導入は現場養生のコンクリート圧縮強度が 510 kg/cm<sup>2</sup> 以上となった時、通常材令 6~7 日で行った。

コンクリートの運搬は、生コン工場から約 1 km あり生コン車で運搬し、簡易門型クレーンで吊った 0.8 m<sup>3</sup> ホッパにて打設した。

#### 4.3 製作台の下げ越し

舗装施工後に PC 桁の上ぞりを 0 cm に抑えるために、製作台の下げ越しを行った。各荷重によるたわみ量の計算値は表-2 のようである。縦断勾配による支間中

表-2 計算上の主桁のたわみ  
(マイナスは上方向のたわみ)

荷重	たわみ (mm)	中 桁	耳 桁
導入直後のプレストレス		- 123.5	- 133.6
桁 自 重		82.5	96.7
導入直後のたわみ		- 41.1	- 36.8
横桁・間詰		8.9	4.0
橋面荷重		16.1	15.1
有効プレストレス		- 101.3	- 109.6
クリープ		- 50.4	- 44.8
縦断勾配による補正		35.0	35.0
製作台中央部下げ越し量		- 9.2	- 3.6
活 荷 重		30.6	32.9

央のシフト量 35 mm を考慮すると、下げ越し量は中桁中央で 9.2 mm, 外桁中央で 3.6 mm となり、桁端で 0 mm の放物線形状にて主桁の製作を行った。実際に製作した桁のクリープによる上方向たわみ量は計算値より約 20 mm 大きかった。

### 5. 主桁架設

#### 5.1 I 期工事の架設

PC 桁の架設はエレクトリオンガーダー 2 基を用いた抱

込み式で行った(図-8 参照)。橋脚上での横移動はスチールボールによる横取り装置を使用してチルホールで引張った。エレクトリオンガーダーは A<sub>1</sub>~P<sub>1</sub> 付近の河原で組み立てた後、トラッククレーン 2 台で吊り上げベント上に据え付けた。主桁製作台よりスチールボールによる横取り装置を使用して、PC 桁を横取りし、引出しレール上の台車上に載せた後、ウインチにて架設地点直前まで縦移動する。エレクトリオンガーダー上の 2 台の吊り装置にて順次 PC 桁を吊って引き出し、所定の位置でおろす。橋台または橋脚上でおろされた PC 桁を横移動し支承上にジャッキダウンする。その径間の全主桁 6 本を架設後、エレクトリオンガーダーを次径間に縦移動する(写真-3, 4, 5 参照)。

PC 桁は 48.8 m と長く横方向剛性が小さいため、PC ストランド  $\phi 21.8 \text{ mm}$  をウェブ側面に張り約 20 t

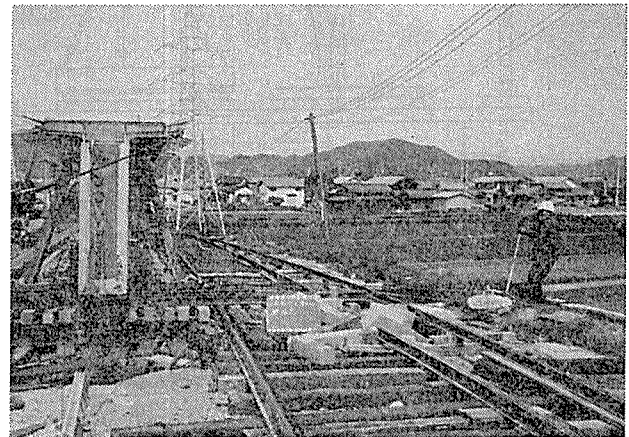


写真-3 PC 桁の横取り (I 期工事)

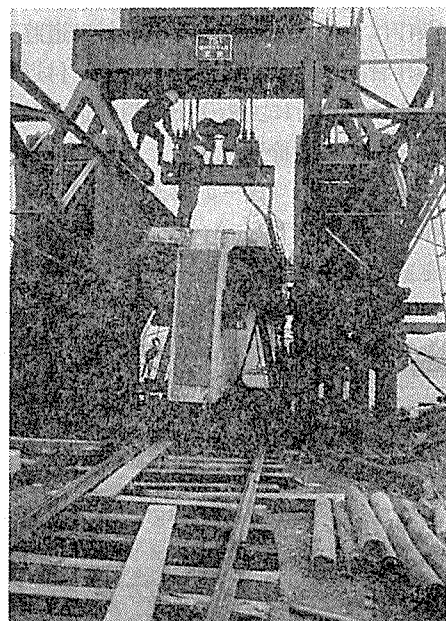
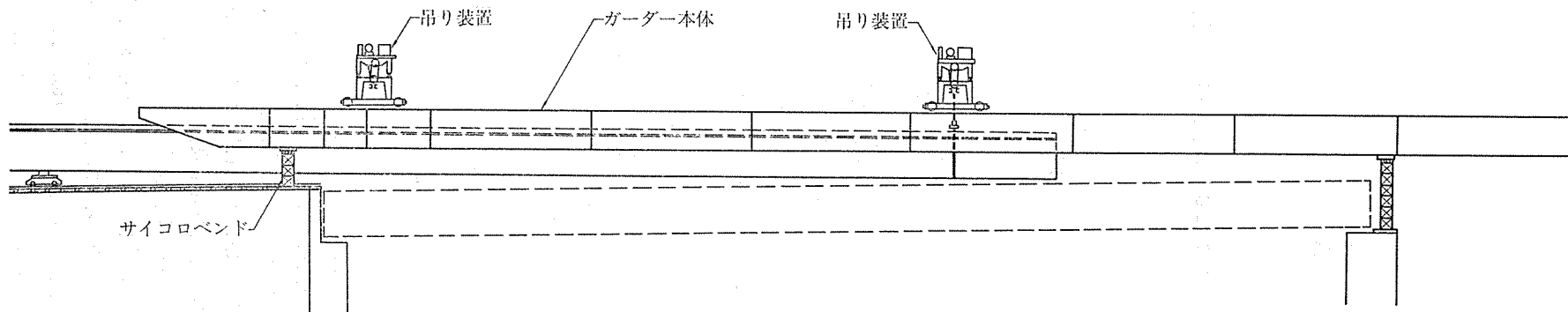


写真-4 吊り装置による PC 桁の吊上げ (I 期工事)

側面図



断面図

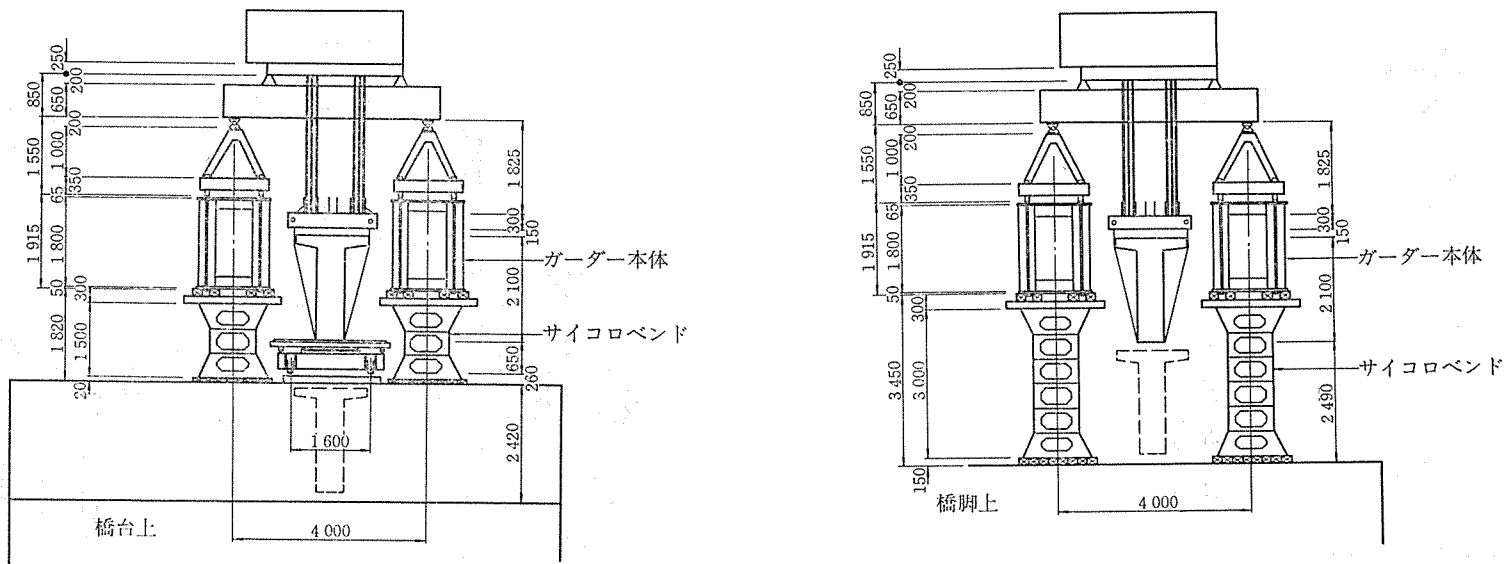


図-8 架設要領図 (I期工事)

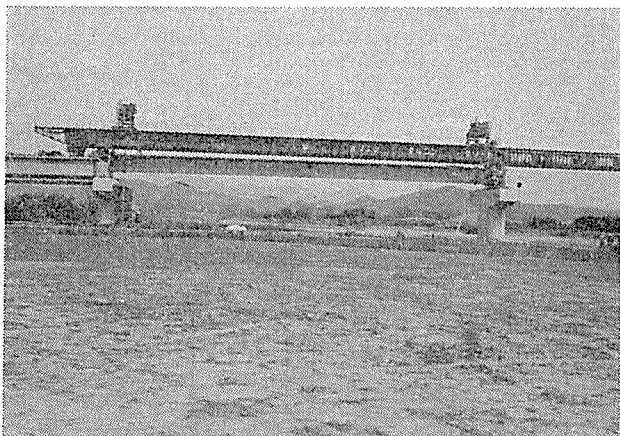


写真-5 エレクションガーダーによる PC 桁の引出し (I 期工事)

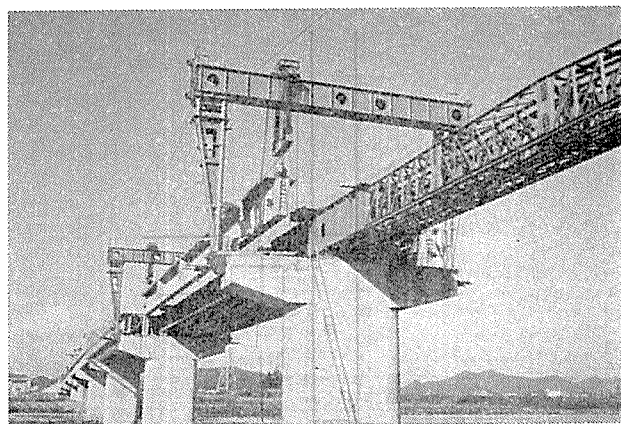


写真-7 PC 桁の架設 (II 期工事)

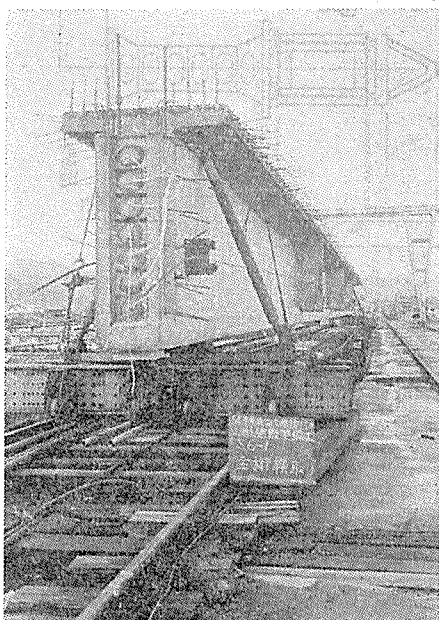


写真-6 PC 桁の腹部外側に張った横ぞり防止用ストランド

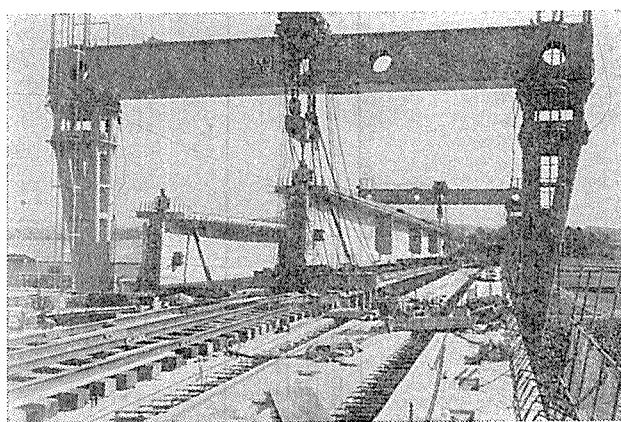


写真-8 PC 桁の架設横取り (II 期工事)

で緊張し、横ぞり防止および修正に利用した(写真-6参照)。この方法はII期工事でも同様に行った。外桁は美観上非対称断面としたため、PCケーブルの横方向偏心量は0cmとなるよう入念にケーブル配置を行ったが、外桁の外側へ横ぞりしたものが多かった。また日照の影響により、プレストレスにより横ぞりしたものは特に横ぞりが目でわかるほど増減した。

## 5.2 II 期工事の架設

PC 桁の架設は、エレクションガーダー2基を並列に設置し、その上にPC桁を載せる特殊重量トロリーを跨がせて、縦移動する上路式で行った。横移動および支承上への据付けは橋脚上に設置した定置式門型クレーン(75 ton, 2基)とチェンブロック(40 ton, 4台)を使用した。橋脚幅が狭く外桁の据付けが困難なので橋脚外

側に鋼製ブラケットを取り付け、その上に門型クレーンを設置した(図-9, 写真-7, 8参照)。エレクションガーダーの組立てはA<sub>1</sub>~P<sub>4</sub>間の既設の橋面上で行った。

門型クレーンの次径間への移動方法は、豆トrolley上に四角支柱を組み、その上に門型クレーンを預けて、エレクションガーダー上を縦移動した(図-10参照)。

主桁製作台から引出し用重量トロリー上へPC桁を横移動するために、70t 門型クレーンを2基使用した(図-6参照)。PC桁をウインチにて既設橋梁上の製作ヤードから架設径間に渡されたエレクションガーダー上を縦移動し、所定の位置まで来たら、橋脚上の門型クレーンおよびチェンブロックにて主桁を吊り上げ、横移動吊り下げ、さらに支承上への据付けを行った(図-11参照)。中央中桁2本は外側の既架設桁上に仮置きした後、エレクションガーダーを1径間前方へ縦移動させ、橋脚上の門型クレーンにて横移動し支承上へ据え付けた。エレクションガーダーの縦移動は、主桁②および⑥上の送り出しローラ上に鋼製横梁を渡し、30 ton センターホールジャッキを用いてエレクションガーダーを横梁で吊り、ウインチにて引き出した。



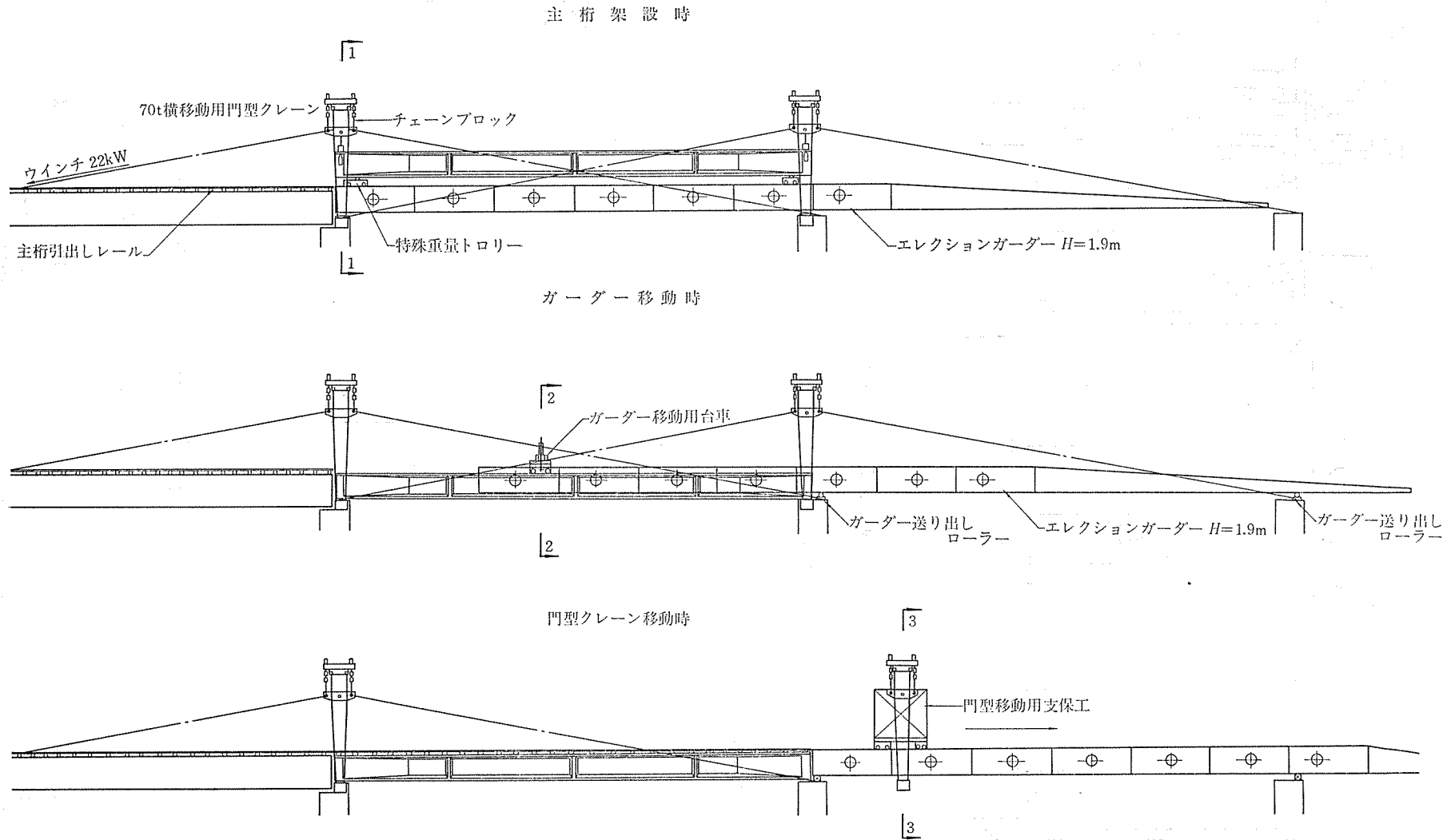


図-9 架設要領図側面 (II期工事)



3-3

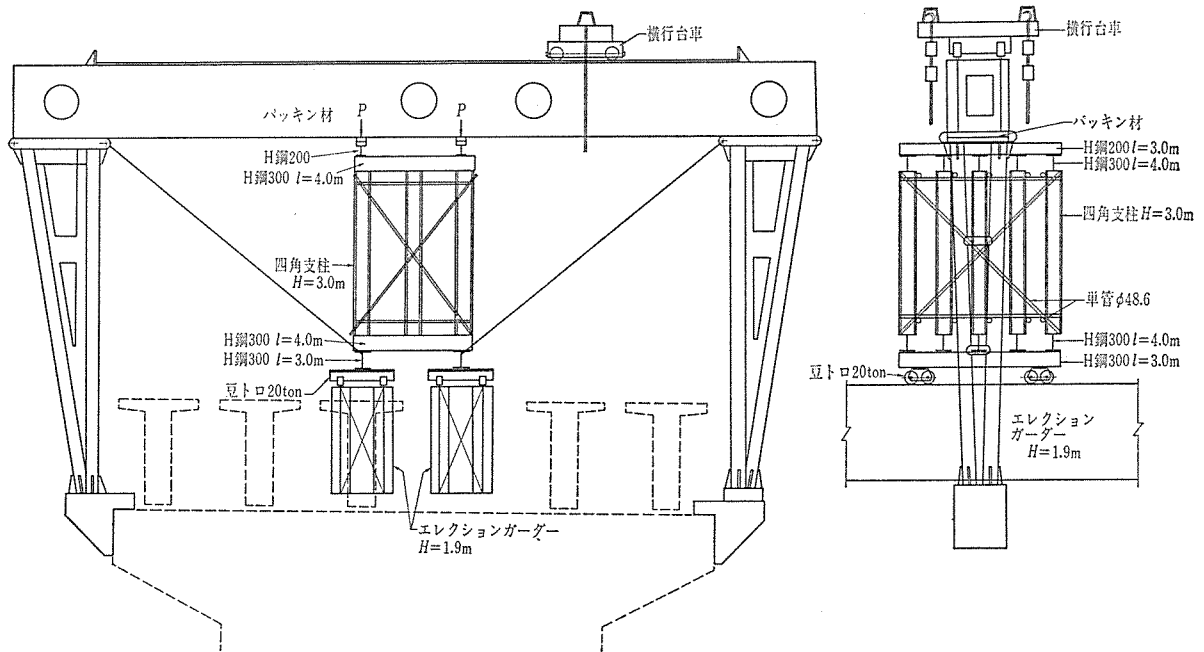


図-10 架設用門型クレーン移動要領図

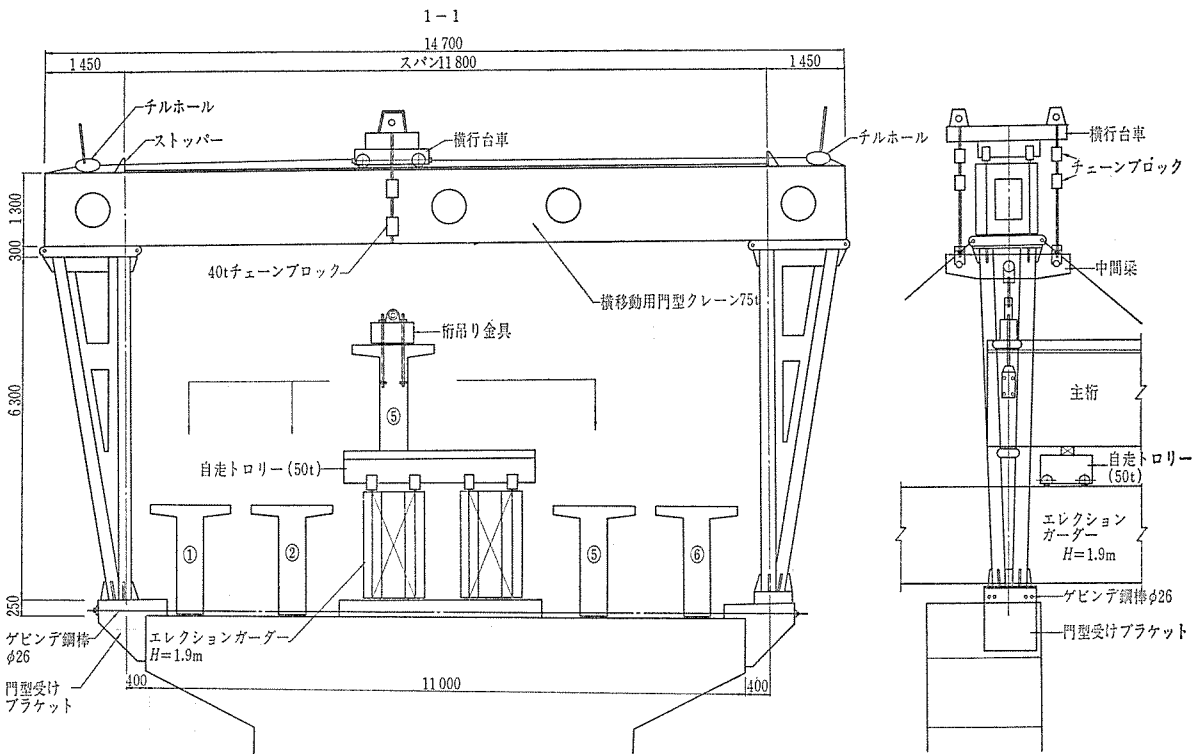


図-11 橋脚上における門型クレーンによる PC 桁の横移動要領

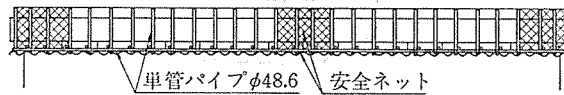
## 6. 横組み工

I期工事では、1径間架設後直ちに横組みを完成させてから、次の径間の架設を行った。II期工事では、既架設径間上をPC桁を引き出す時、中桁2本に均等に桁自

重を分担させるようにしたため、横組みは3径間架設終了後行った。

横組み工は、作業用吊り足場を架けた後、木製の吊り型枠を用いて間詰めコンクリートを打設し、フレシナー12-φ5mmの床版横締め緊張を行った(図-12参照)。

側 面 図



平 面 図

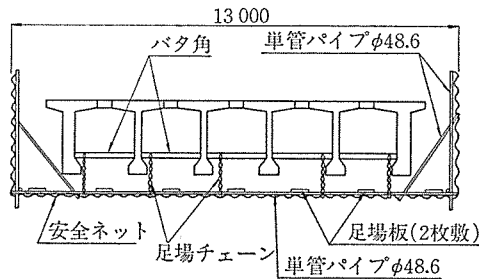


図-12 横組み工吊り足場図

	昭和53年			昭和54年												昭和55年			
	10月	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4
詳細設計	—																		
準備工	—											—							
仮設備工	—																		
主桁製作台工	—												—						
主桁製作工 1			—	—	—	—	—						—	—	—				
" 2			—	—	—	—	—						—	—	—				
" 3			—	—	—	—	—						—	—	—				
支 承 工				—	—	—	—							—	—	—			
架設準備工	—													—					
主桁架設工				A <sub>1</sub> -P <sub>1</sub>	P <sub>1</sub> -P <sub>2</sub>	P <sub>2</sub> -P <sub>3</sub>	P <sub>3</sub> -P <sub>4</sub>							P <sub>4</sub> -P <sub>5</sub>	P <sub>5</sub> -P <sub>6</sub>	P <sub>6</sub> -A <sub>2</sub>			
床版横組工				—	—	—	—										—	—	—
橋 面 工																		—	—
後 片 付 け									—										—

図-13 上部工工程表

## 7. 工 程

上部工工程をⅠ期工事、Ⅱ期工事にまとめると図-13 のようで、1年7か月で完成した。

## 8. おわりに

PC 単純桁橋としては 48.8m と長い桁を、高強度コンクリートを使用して主桁重量を大きく減らし経済的な設計となった。桁高も低くなったが横方向剛性が小さくなり、架設時に細心の注意を払い、桁を傾けないように

したため事故もなく全主桁を架設し終えた。このような桁の架設方法と架設時補強法については、より完全で有効な施工法の開発が望まれる。

### 参 考 文 献

- 1) 井上美治, 中谷 亘: 岐阜県の橋梁整備の現況と長大橋整備計画, 橋梁, 1976. 6
- 2) 中谷 亘, 他: 高強度コンクリートを用いた 岐関大橋 の設計施工について, プレストレストコンクリート技術協会第 19 回研究発表会講演概要