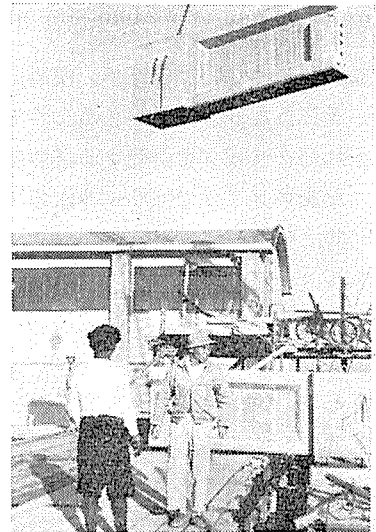


# 三鷹航空技術研究所風洞室プレストレスト コンクリートの設計と施工について

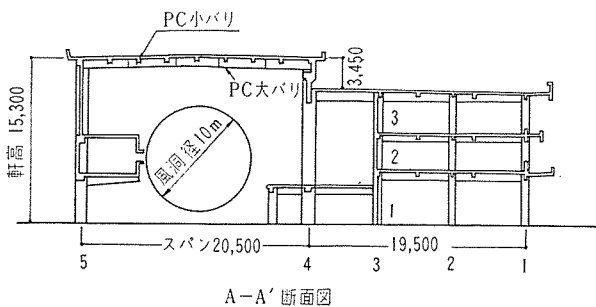
大 島 久 次\*  
中 野 清 司\*\*  
鈴 木 勝\*\*\*  
山 本 千 三\*\*\*\*



## 1. ま え が き

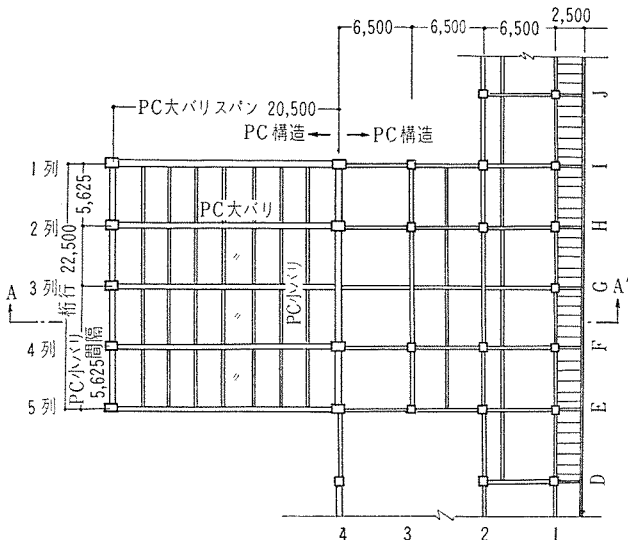
この報告は昭和 34 年 6 月より同 35 年 1 月までに工事が行なわれた、科学技術庁航空技術研究所風洞室上屋部分のコンクリート架構を PC 工法をもって設計および施工したものの報告概要である。

図-1(a)



A-A' 断面図

図-1(b)



ハリ伏図

## 2. 建物の構造概要

風洞室は RC 造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造）3 階建に接続し、ハリ間 20.5m、桁行 22.5m、軒高 15.3m あって、その上屋は PC 造である。その他の概要諸寸法は図-1より図-4に示す。基礎は既製コンクリートパイル（径 300mm、長 9m）を使用した。

図-2 2,3階平面図

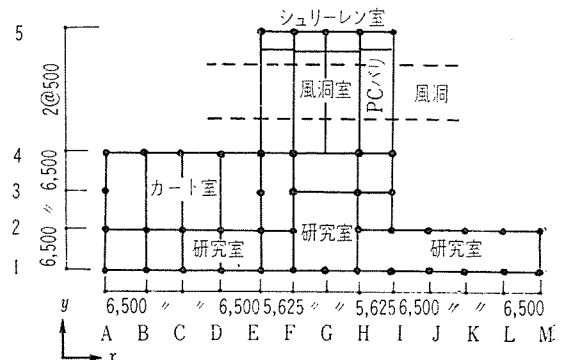


図-3 F.H ラーメン図 (E.I ラーメンは 1~4 までほとんど耐震壁をもつ)

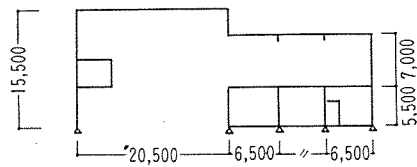
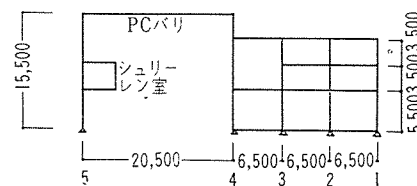


図-4 G ラーメン図



## 3. 設計の概要

### 3.1 施工の順序

設計の概要の説明に入る前に、一応 PC 架構の施工

\*関東地建建築二課長 日大理工学部講師 工博  
\*\*建設省建築研究所 研究員  
\*\*\*関東地建東京第二営繕工事事務所 工務課長  
\*\*\*\*関東地建建築二課第二係長

順序を以下のように述べる必要がある。

- a) R階柱は PC バリの支圧板まで RC 造としてのコンクリート打ちを行なう。
- b) PC バリは、プレキャスト ブロックをもって構成し、両端ピン状態にしてポストテンションを行なう。
- c) ストランド PC 鋼線によるプレテンションによる小バリをかける。
- d) 壁上部、屋根スラブ コンクリート(軽量コンクリート) 打ちを行なう。
- e) 柱、ハリとの仕口をポストテンションによって緊結する。

3.2 構造計画

図-1~図-4 に示す PC バリのかかる E~I ラーメンは各架構とも不規則なラーメンである。また G ラーメンは 2~4 ラーメンの柱がかけてあるので、横力による変形の等出は困難で、設計期間の制約もあり、下記の仮定のもとに設計を行なった。

- 1) 代表ラーメンとして F,H ラーメンを採用する。
- 2) 施工の順序に従がい、層移動法により鉛直および横力時応力注<sup>1)</sup>を算出する。

注・1) 横力分担算出は、カート室をふくむ全ラーメンの横力分担から算出するのが至当であり、x 方向は前記によった。しかし y 方向においては階高が不整であり、E および I ラーメンはほとんど壁によって固められており、A~D, J~M ラーメンは一般的であるので、A~D, E~I と J~M ラーメンと三者独立に算出、若干ずつ相互に横力を重複してとることとした。もちろん耐震壁の応力度は十分安全にとった。

3) RC と PC 部分の剛比の配分は両者のヤング係数比  $E_{PC}/E_{RC} = 3.6 \times 10^5 / 2.1 \times 10^5 = 1.7$  によつた。

4) PC バリは前記のとおり風洞が既設であり、現場打ちによる風洞の損傷をきたさないように、プレキャスト ブロックによるポストテンション法を採用した(隣接の遷音速風洞上屋の PC バリは現場打ちポストテンションで、その詳細は日本建築学会論文報告集第 63 号、昭和 34 年 10 月を参照されたい)。

3.3 応力図

前記の仮定によって、ラーメン部

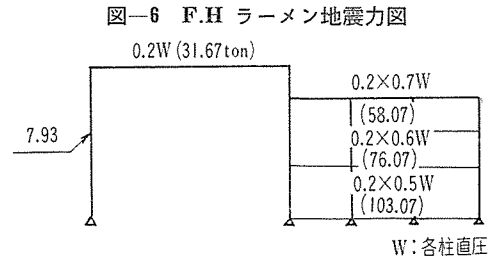
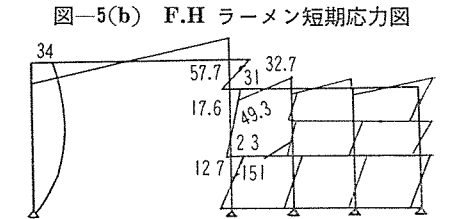
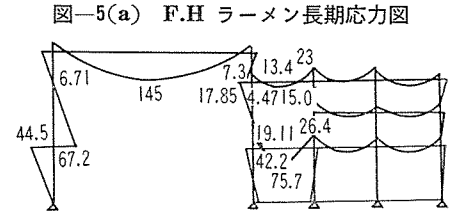


図-7(a) F 列 PC バリ曲げモーメント

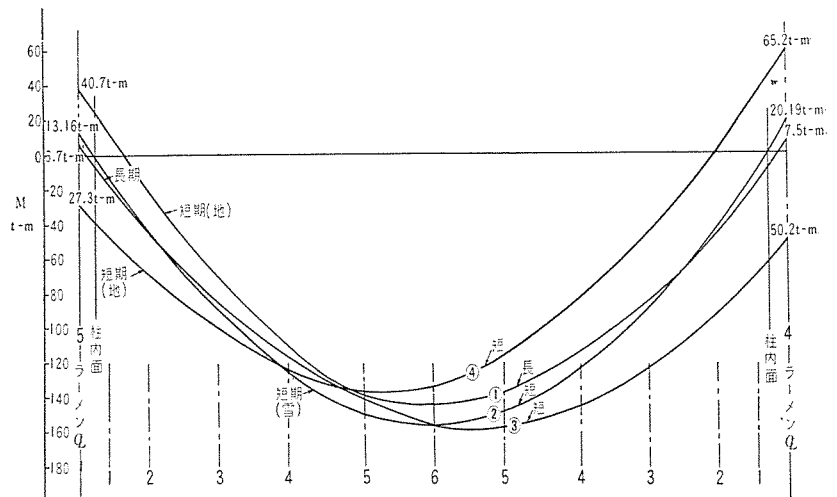
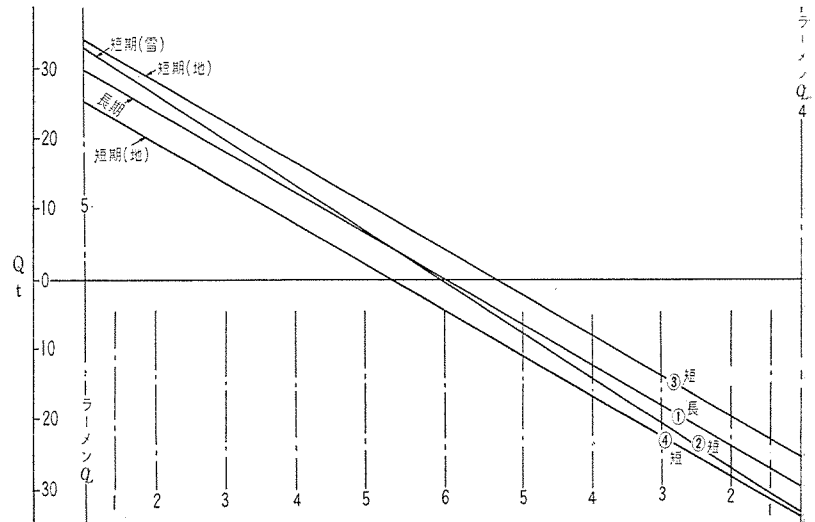


図-7(b) F 列 PC バリせん断力



報 告

材の諸応力を求めたが、図-5~図-7 に示すとおりである。

3.4 PC の設計概要

(1) 各種許容応力度

a) PC 鋼棒および鋼線許容応力度：

mm	kg/mm <sup>2</sup>	引張強度	降伏点強度	設計断面	鋼線端	許 容 応 力 度
		$\sigma_{pu}$	$\sigma_{sy}$	初張応力度 $\sigma_{pat}$	初張応力度 $\sigma_{pat}$	
$\phi 7$	155	135	108	122	93	
$\phi 25$	90	80	68	72	54	
公称 $\phi 10.8$ ストランド	17.5	150	122	135		

b) コンクリートの許容応力度：

$\sigma_{28} = 450 \text{ kg/cm}^2$  プレストレス導入時  $350 \text{ kg/cm}^2$  以上

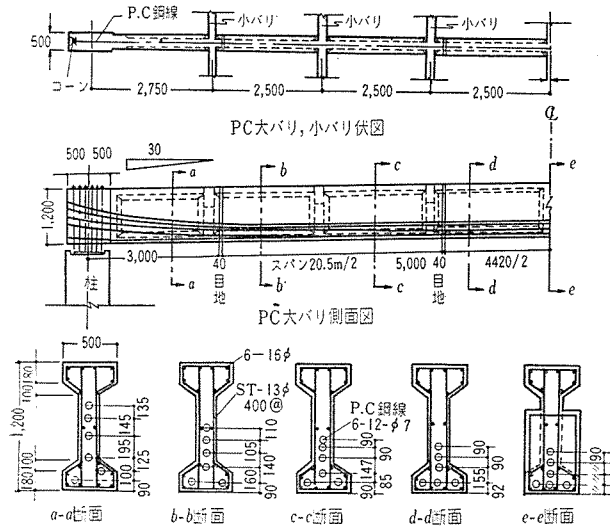
kg/cm <sup>2</sup>	注)		
	プレストレス導入時	長期荷重時	短期荷重時
許容曲げ圧縮応力度	$180 \cdot 0.40 F_{28}$	$150 \cdot 0.35 F_{28}$	180
“ 引張 “	0	0	0
“ 斜引張 “	12.6	10.5	12.6

注) 短期荷重時すなわち積雪および地震時は PC 構造では曲げ破壊モーメントに対する安全率により検討されるが、短期応力によっても、一応引張応力を  $0 \text{ kg/cm}^2$  以上にすることで、不静定応力の未解明をカバーしている。

(2) 大バリの設計

a) 設計諸元を 図-8 に示す。

図-8



b) 断面諸元と PC 鋼線の偏心量：

- 弾性係数比  $\eta = 5.34$
- シース  $\phi 45 \text{ mm}$  6本
- 鋼線 1 シース 12- $\phi 7$
- $A_g = 15.9 \times 6 = 95.4 \text{ cm}^2$   $A_p = 4.608 \times 6 = 27.648 \text{ cm}^2$
- $\omega_g = 2.52\%$   $\omega_p = 0.73\%$

以後計算数値例としてハリ中央の値を示す (①~⑤省略)。

⑥ 柱  $\phi$  より 10.15 m (中央)

	総断面 $A_0$	コンクリート断面 $A_c$	換算断面 $A_e$
断 面 積 $A(\text{cm}^2)$	0.3780	0.36845	0.3825
断面図心と 両縁との距離	$y_0(\text{m})$ $y_1(\text{m})$	0.5892 0.6108	0.6054 0.5946
断面モーメント $I(\text{m}^4)$	0.06168	0.0599	0.0625
断面係数	$I/y_0(\text{m})$ $I/y_1(\text{m}^3)$	0.1015 0.0980	0.1030 0.1050
$r^2 = J/A(\text{m}^2)$	0.1627	0.1622	0.1632
偏 心 距 離 $I_p(\text{m})$	0.420	0.4308	0.4146
断面図心と 縁との距離	$k_0(\text{m})$ $k_1(\text{m})$	0.266 0.275	0.2750 0.2700

c) 静荷重および短期応力による曲げモーメントおよびせん断力：

$d_0$  : 大バリ自重 0.96 t/m

$d_1$  : スラブおよび小バリ 1.936 "

両端をピンとする。

上記の荷重による応力は下表のとおりである。

位 置	$M_{d0}$ (tm)	$Q_{d0}$ (t)	$M_{d1}$ (t)	$Q_{d1}$ (t)	$\Sigma M_d$ (tm)	$Q_d$ (t)
⑥	50.30	0	103.86	0	154.16	0
⑥	Post tension 後				145.0	0.04

PC バリと柱とを緊結するまでは上記の応力であるが、ポストテンション後、シュリーレン室の偏心によるモーメントの端部応力との合成は 図-7(a)となる。短期応力は 図-5(b)を参照されたい。

d) プレストレス導入時の応力度：上記算定には周知の PC 鋼線とシースの摩擦，定着部の PC 鋼線の滑り，コンクリートの弾性変形等による応力度の減少をさし引いて得られる。

PC 鋼線は両引きとする。  $\mu = 0.3$ ,  $\lambda = 0.005$ , 滑り量 = 3.5 mm

コンクリートの弾性変形による損失  $200 \text{ kg/cm}^2$  (平均値)

$$\sigma_{cut}(\text{下端}) = \frac{P_t}{A_c} \left( 1 + \frac{l_p y_c}{r_c^2} \right) \quad \sigma_{cpt}(\text{上端}) = \frac{P_t}{A_c} \left( 1 + \frac{l_p y_c'}{r_c^2} \right)$$

$$\sigma_{cot}(\text{鋼線中心位置}) = \frac{P_t}{A_c} \left( 1 + \frac{l_p^2}{r_c^2} \right)$$

	$\sigma_{cut}$	$\sigma_{cot}$	$\sigma_{cpt}$
⑥	205.0	-43.93	168.00

e) コンクリートのクリープ乾燥収縮および PC 鋼線の応力ゆるみ (レラクゼーション) による PC 鋼線張力の減少量の計算：床スラブ コンクリート 打ち終了後，PC バリと柱との緊結は単純支持の状態で行ない，計算もその状態として行なった。その理由はシュリーレン室のコンクリート打ちののち，養生に必要な相当の養生期間後その支柱を取りはずすと同時に風洞室の柱に偏心曲げが起り，その影響が PC バリにおよぼすからで

ある。

$$\sigma_{p\varphi} = \frac{n\varphi \sum \sigma_{cp} + \varepsilon_s E_p}{1 + n \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)} + 0.05 \sigma_{pt}$$

$\sum \sigma_{cp} \dots \sigma_{cpt}$ ,  $M_{\sigma_0}$ ,  $M_{d1}$  による PC 鋼線の応力度  
 $\varphi = 3.0$   $\varepsilon_s = 20 \times 10^{-5} \times 0.6$   $\eta = 5.7$

①点  $\sigma_{p\varphi} = 1708.5 \text{ kg/cm}^2$

⑥点 " = 1494.5 "

f) 有効応力度:

$$\sigma_{cue} = \frac{P_e}{A_e} \left(1 + \frac{l_p \gamma_e}{r_e^2}\right), \quad \sigma_{coe} = \frac{P_e}{A_e} \left(1 + \frac{l_p \gamma_e'}{r_e'^2}\right)$$

	⑥
$\sigma_{coe}$	-34.4
$\sigma_{cue}$	160.0

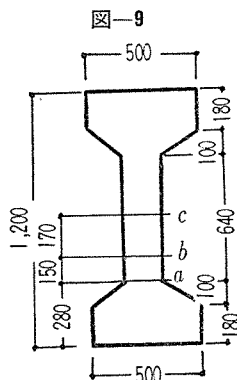
g) 合成応力度: 前記の有効応力に対して, 長期および短期の応力度を合成すると下表のとおりとなる。

		⑥	
		$\sigma_{cue}$	$\sigma_{coe}$
長	a	自重 (大バリ) posten 前	-47.9 48.8
	b	" (小バリ, 床) "	-98.7 100.7
	c	" (全) posten 後	-138.0 140.9
	d	$\sigma_{Na}$	
	e	プレストレス ( $t=\infty$ )	160.0 -34.4
	f	" ( $t=0$ )	205.0 -43.93
期	g	a+f	157.1 14.4
	h	a+b+f	13.4 115.1
	i	c+d+e	23.83 108.33

		⑥		
		$\sigma_{cue}$	$\sigma_{coe}$	
短	j	c+積雪	-148.5 151.5	
	k	c+地震 ③	-147.7 150.4	
	l	" + " ④	-127.0 130.0	
	m	" + " ④		
	n	$\sigma_N$ ③		
	o	" ④		
	期	p	d+e+j	13.33 118.93
		q	d+e+k+n	8.91 68.71
r		d+e+l+o	40.05 102.65	

以上 ①~⑤ 点までも, ⑥ 点と同様にすべて上限, 下限ともに許容応力度以内におさまる。

h) 斜め引張応力度の計算: PC バリ各点のせん断力



は 図-7 (b) に示す。ただしに  $P_e$  よるせん断力は無視している。

① 点  $\tau = \frac{SG}{bI}$

	せん断応力度 kg/cm <sup>2</sup>	斜め引張応力度	
		柱, ハリ緊結前 kg/cm <sup>2</sup>	柱, ハリ緊結後 kg/cm <sup>2</sup>
a 点	13.12	-2.25	-2.60
b "	14.74	-2.85	-3.40
c "	15.40	-3.18	-3.70

i) 各種安全率の計算:

② ひび割れ安全率

⑥ 点  $M_c$ : きれつモーメント = 168.2 tm

ひび割れ安全率 =  $\frac{168.2}{145} = 1.16$

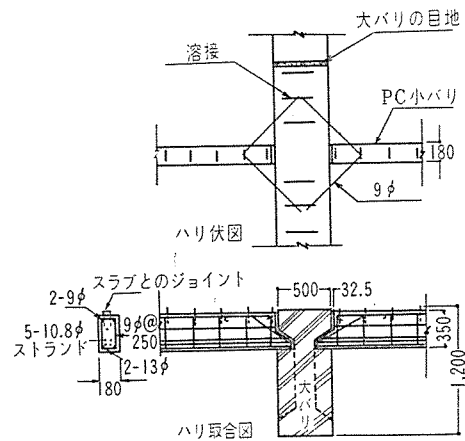
③ 破壊安全率

⑥ 点  $M_u$ : 破壊モーメント = 350 tm

破壊安全率 =  $\frac{350}{145 \times 2} = 1.21$

(3) 小バリの設計 設計諸元は 図-10 に示す。

図-10



設計曲げモーメント

$M_{D_0}$  (自重) = 0.545 tm

$M_{D_1}$  (スラブ) = 2.71 "

$M_S$  (雪) = 0.361 "

PC 鋼線, 5- $\phi$  10.8 ストランド使用  
 大バリと同様にして結果のみを記す。

$\sigma_{pt}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$P_t$ (t)	$\sigma_{pe}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$P_e$ (t)
115	40.4	92.15	32.4

有効プレストレス

$\sigma_{coe} = 0 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{co}(D_0 + D_1 + S) = 98.5 \text{ kg/cm}^2$ ,

$\sum \sigma_{co} = 99 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{cue} = 99.5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{cu}(D_0 + D_1 + S)$

$= -96.6 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sum \sigma_{cu} = 3 \text{ kg/cm}^2$

(4) 柱頭目地部分の耐力計算

a) 設計諸元は 図-11 に示す。

図-11 PC 鋼線および PC 鋼棒配置詳細

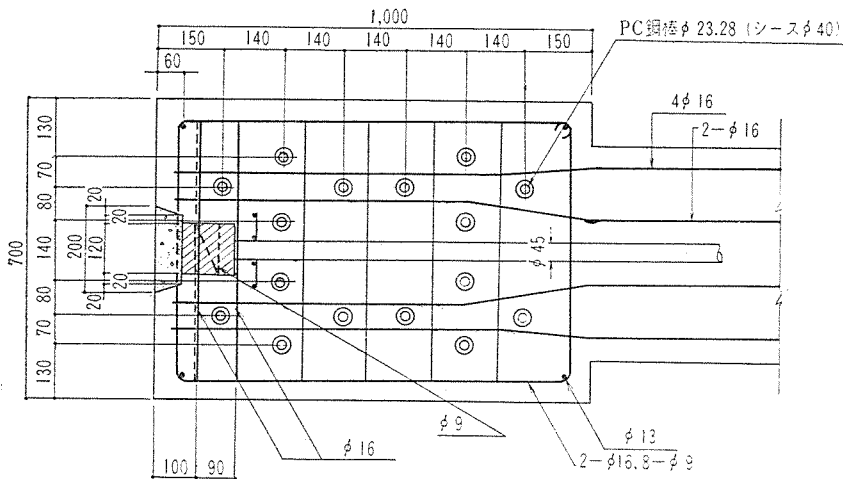
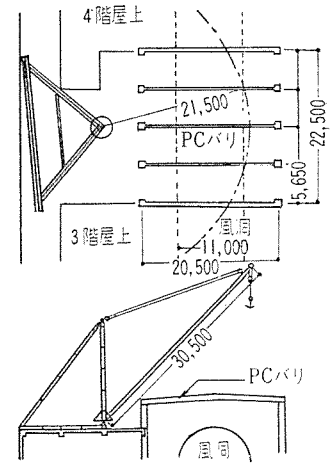


図-13



b) PC 鋼棒の有効張力:

$$\begin{aligned} \sigma_{pi} &= 6400 \text{ kg/cm}^2 & P_i &= A_p \sigma_{pi} = 27.23 \text{ t} \\ \sigma_{pt} &= 6200 \text{ " } & P_t &= A_p \sigma_{pt} = 422 \text{ t} \\ \text{レラクゼーション} & & & 2\% \text{ とすると } \sigma_{p\phi} = 1547 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{pe} &= 4633 \text{ kg/cm}^2 & P_e &= 315.5 \text{ t} \\ \sigma_{cpe} &= 46.4 \text{ " } & & \end{aligned}$$

c) 目地部分のひび割れモーメント:

$$\begin{aligned} N \text{ (柱直圧)} &= 35 \text{ t} \\ N/A + \sigma_{cpe} &= 51.25 \text{ kg/cm}^2 & M_{cr} &= 60.25 \text{ tm} \\ \text{ひび割れ安全率を 1.3 とすれば許容モーメント} & & & \\ M &= M_{cr}/1.3 = 46.4 \text{ tm} > 45 \text{ tm (目地部)} \end{aligned}$$

d) 破壊モーメント: 柱の抵抗モーメントは次式による。

$$M_{ult} = \sum_{i=1}^6 P_i y_i - \left( \sum_{i=1}^6 P_i + N \right) \frac{N}{2}$$

中立軸の計算は図解による。

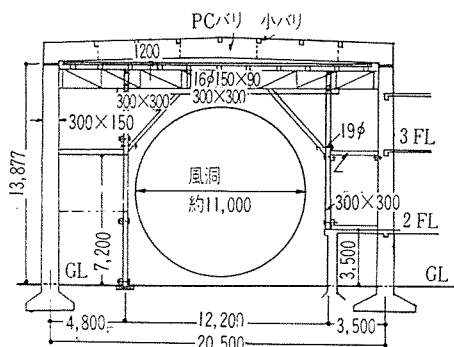
コンクリートひずみ = 0.25%

$$M_{ult} = 240.6 \text{ tm} \text{ 十分安全である。}$$

#### 4. 施工の概要

本工事は大バリおよび小バリを敷設するに必要なステージ受けの仮設鉄骨バリの作業が昭和 34 年 6 月 15 日

図-12



より開始, PC 鋼線のポストテンションを終り, 仮設鉄骨バリの撤去を 35 年 1 月 20 日に完了, 延べ 220 日を要した。以下個々の作業の工程を追って説明する。

#### 4.1 仮設作業

前に述べたとおり風洞が既設のために図-12, 13 に示すような風洞室の柱の鉄骨に仮設の鉄骨バ리를設け, その上には仮設の鉄骨バリの補強柱である。施工労力を表-1 に示す。

表-1

工事内容	職 種 別				計
	トビ工	大工	鍛冶工	研工	
仮設鉄骨バリ建方	15人		19人		34人
同上解体	27		25	25	77
同上補強サポート建	19	31			50
同上解体	14				14
三脚デリッキ組立	71	3.5			74.5
同上解体	45				45
ステージ組立	22				22
同上解体	24				24
合計	237	34.5	44	25	240.5

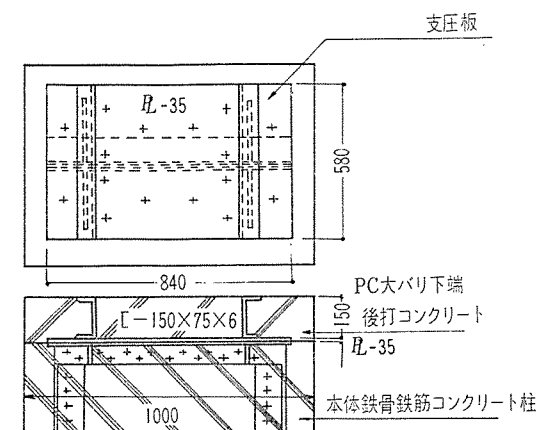
#### 4.2 PC バリの敷設計画

PC 大バリ 1 本の荷重は約 5 t で, これを計測室 3 階部の屋上に仮設した 17 t 容量の三脚デリッキで吊り上げた。その模様は図-13, 15 に示す。なおデリッキのすえつけには隣接のコンクリートタワーを利用した。

#### 4.3 柱頭とハリ下端部の施工

柱頭とハリとの緊結は PC 鋼棒によりポステンされる前に PC 大バリに全長期荷重が載荷されることが設計条件である。よって 150 mm の間隔をあけておき, PC 大バリが完全にセットしたのちに早強セメントのコンクリート打ちを行なった。図-14 に示すように, PC 大バリを一時支えるのに [-150×75×6 を 2 丁使用した。内側のチャンネルはハリに勾配があるために外側チャンネルのみで支えられるから意味をなさないように思われるが施工の安全を期するために予備的に設けたものである。

図-14



4.4 PCバリの工場製作

(1) 大バリ PCバリは興和コンクリート大月工場で作製された。型わく材には耐水ベニヤ厚 10 mm を使用し、大バリは図-8 に示すようにハリ間 20.5 m を 5 個のブロックを 40 mm の目地をとって 1 本のハリとして組立てられた。各断面には PC 鋼線をとおすシース (#30,  $\phi$ -45 mm) の中にそのかわりに、かりに 12- $\phi$ 6 の鉄筋を引通してコンクリート打ちを行なった。また仮鉄筋はシースの位置、変形を守るために役立った。柱頭部と大バリ両端を緊結する PC 鋼棒 16- $\phi$ 23.28 mm は後作業となるので、コンクリート打ちのさい PC 鋼棒用のシース (#30,  $\phi$ -40 mm) を正しい位置に固定しておかれた。この作業は柱頭支圧板に既設に鋼棒取付用の穴がタッパされているので、慎重に施工した。

(2) 小バリ 詳細は図-10 に示す。PC 鋼線は  $\phi$ -3.6 mm をんしとして、6- $\phi$ 3.6 mm を周囲にストランドした径 10.8 mm のものを 5 線で、普通鉄筋 2- $\phi$ 9, 3- $\phi$ 13 を併用した。このストランド鋼線を工場に施設されたアバットに定着し、10.6 t/1 ストランドの張力でプレテンションされた。

(3) コンクリートの調合および強度 工場における調合とその強度は表-2 に示す。

表-2 (a) 調 合

項 目	摘 要	ポステン大バリ用	プレテン小バリ用
w/c		40%	30%
スランプ		2 cm 以下	2 cm 以下
セメント	浅野 早強ボルトランドセメント	450 kg/m <sup>3</sup>	500 kg/m <sup>3</sup>
砂	鳥沢産 2.5 mm 以下	1 440 "	630 "
砂 利	" 2.5 mm "	1 400 "	500 "
設計強度	$\sigma_{28}$	450 kg/cm <sup>2</sup>	

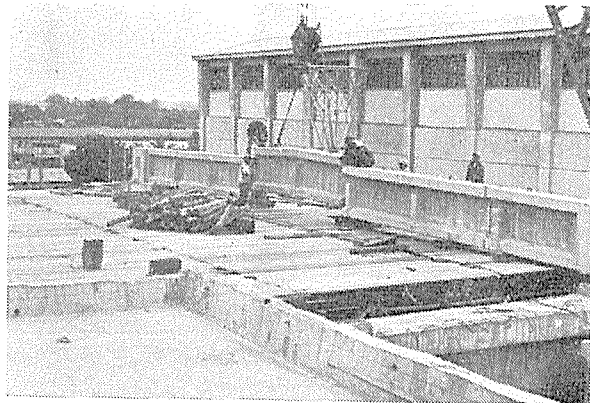
表-2 (b) コンクリート試験強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

大 バ リ			小 バ リ		
$\sigma_c$	$\sigma_7$	$\sigma_{28}$	ストレス導入時	$\sigma_7$	$\sigma_{28}$
323.5	383.6	502.8	412.2	447.4	542.3

4.5 大バリ現場作業

(1) 大バリすえつけ 大バリのブロックは工場よりトラック輸送され、これを前記のデリッキによって仮設ステージの上に吊り上げられた。その状況は写真-1 である。

写真-1



所定の位置にすえつけるために、ステージに基準墨を出し 5 t の送りジャッキによって適當のキャンバー (400 × 150 × 30 堅木材) とを併用、矯正しつつ、正規の位置にすえつけた (図-15, 写真-2 参照)。

図-15

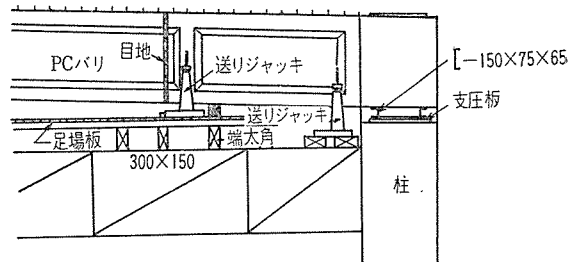
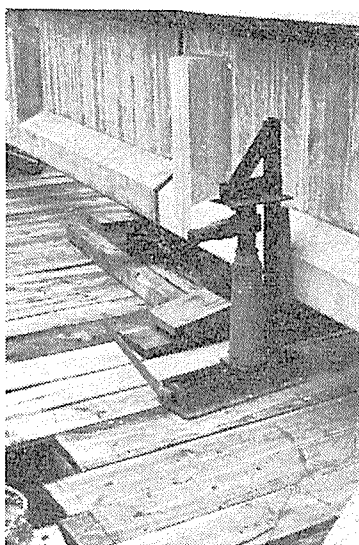


写真-2



5 カ所の大バリ (計 25 個のブロック) すえつけには鳶工 4 人で 4 日間で終了したが、当初の予定よりも速く施工できたのは仮設計画に慎重を期した結果と考えられた。

(2) PC 鋼線の引通し 大バリのすえつけを確認してから、写真-3 のように、目地 (40 mm) 箇所はシースが切れているので、前述と同じ薄鉄板で補足した。次にハリ両端から約 600 mm の余長をとり、シースの中に PC 鋼線を引通した。またハリ端より約 300 mm サンドペーパー

を引通した。またハリ端より約 300 mm サンドペーパー

写真-3

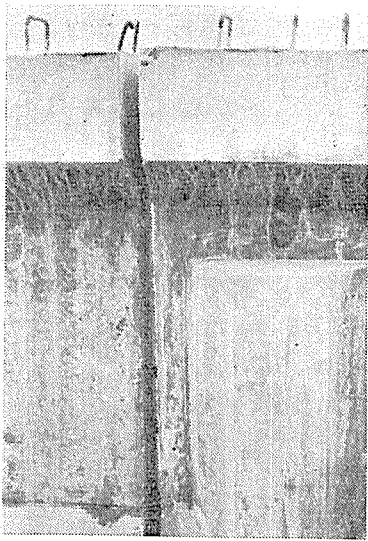
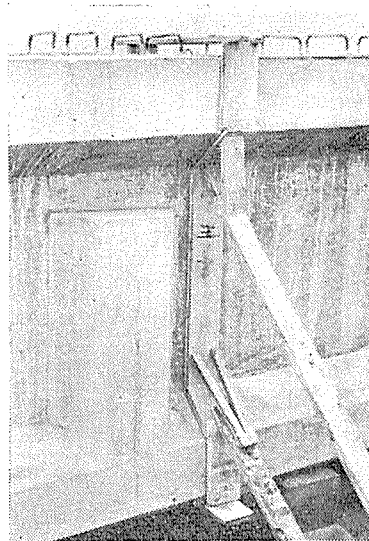


写真-4



でさびを落とし、雨露にあたらないように養生がなされた。

(3) 目地モルタル詰め 次にブロック目地にモルタルをそう入する。まず 写真-4 の方法で型わくを組む。モルタル強度は大バリ躯体コンクリート所要強度の 450 kg/cm<sup>2</sup> 以上の強度を確認してから、ボステンを行なうのであるが、実際の現場作業としては工程に余裕がなかったので本工事においてはシマホンジュ(アルミナセメント)を用い割合は 1.5 : 3, w/c = 35% で実施した。試験の結果、3 日強度で 609 kg/cm<sup>2</sup> (テストピース 6 個平均) の良結果を得た。

一般に早強ポルトランドセメントを用い、セメントの 1% 程度の塩化カルシウムを混和する場合が多くあるが、塩化カルシウムでは発錆の影響があるので本工事ではこの方法を用いないこととした。

(4) PC 鋼線のボステンション PC 鋼線のボステンションにはフレシネ ジャッキ E 型 (能力 70 t) を使用した。張力および伸びの測定の一例を表-3 に示す。

張力 5.3 t, PC 鋼線に働く張力  $\sigma_{pi} = 115 \text{ kg/cm}^2$ , マノメータの読みは 348 kg/cm<sup>2</sup> の計算値であった。これに対して実際の施工ではマノメータの読みは 350 kg/cm<sup>2</sup> でとり、予定伸びとの差を  $\pm 10\%$  におさえた。これはシーす内、摩擦係数  $\mu = 0.3$  と仮定したが、この値のとり方によって生ずる誤差と考えた。PC 鋼線のプレストレスングの順序はハリ勾配とシーす縦

断位置により決定される。マノメータの読みを 50 kg/cm<sup>2</sup> 単位として 7 段階について実施した。以上の圧力と伸びとの関係を表-4 に示す。

大バリは鋼線の下端に偏心しているので、プレストレスングにより当然上部にせり上る現象をとまらう。この場合、中央におけるむくりは表-5 の結果となった。

なお表-5 の戻りとあるのは PC 小バリおよび屋上スラブをコンクリート打ち終わってからの数字である。大バリ端部の垂直に対する傾きはトランシット測量によったが、測定できない数字であった。

表-3

	cable No.	1	2	3	4	5	6
	ボステン順位	6	4	2	1	3	5
	予定伸び mm	117.6	117.6	117.6	119.4	119.4	119.0
	施工 " "	116.0	120.0	123.0	113.0	124.0	119.0

表-4

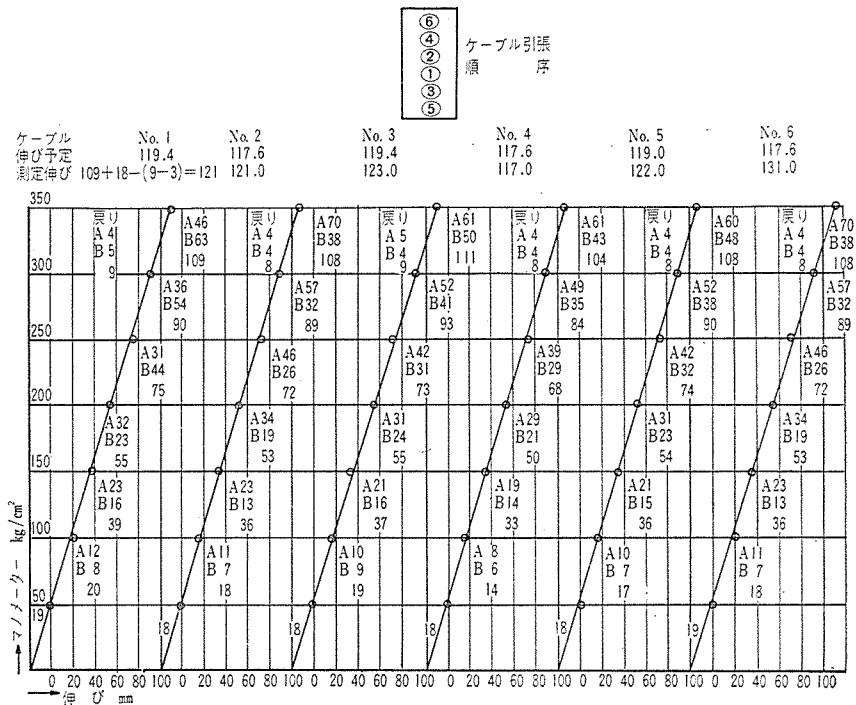


表-5

ハリ配置	上部へのむくり	下部への戻り	備 考
1 列	mm 13	mm 7	
2 "	15	12	
3 "	13	13	1-0, 2-3, 3-2, 4-4, 5-3, 6-1 計 13 mm
4 "	13	13	(注) 5-3 は cable No. 5 をボステンしたときのむくり 3 mm
5 "	13	8	

(5) グラウト作業 PC鋼線のプレストレスングが終り、おすコーンで固定されると、鋼線を約 50 mm 残して切断しモルタルのグラウチングを施工する。配合は普通ポルトランドセメントを使用し、 $w/c=45\%$  とし、かくはん翼 (3 000 rpm) を備えたグラウト用ミキサーを使用した。1カ所のシース分のグラウトに要した時間は 2.5 分であった。

グラウト作業に先立ち、おすコーンの中央の孔より圧さく空気と水洗いにより、シース内を清掃する。次に手働式グラウチングにより導かれるノズルつきホースよりモルタルを一端から注入、他端から吹き出るのを確認し他端孔に木栓をかい、圧力  $50 \text{ kg/cm}^2$  になるまで作動したのち注入孔に木栓をかい作業が終った。

(6) PC小バリの架設 小バリのすえつけにあたってはPC大バリはプレストレスングを終った状態である。そして大バリのキャンバーをかい直し、大バリに腰掛式に乗せかけてすえつけ 40 mm の目地巾をとり鉄筋  $\phi-9$  を電気溶接して緊結した。その状況は前掲 図-10 である。

(7) 屋上スラブのコンクリート打ち スラブの型わくは仮設ステージより直接サポートすることを避けて、あらかじめPC小バリを工場製作する場合、型わくを小

バリにに持たせるように考えた。スラブの軽量コンクリート打ちに先立ち、大バリを支える前述のキャンバーをすべて取除き大バリ上の全荷重をすべて柱頭に伝達される状態とする。コンクリート打設後の大バリのたわみは前掲 表-5 の戻りの数値である。なおスラブコンクリートは柱と緊結するPC鋼棒のポストテンション作業に必要な柱頭部約  $800 \times 1 000 \text{ mm}$  は後打ちとなる。次に大バリ下部 150 mm の空げきを早強ポルトランドセメントを用いたコンクリートが打たれた。もちろん  $\sigma_{28}=450 \text{ kg/cm}^2$  以上の強度を確認した。

(8) 柱とPC大バリの緊結 図-11,14 に示すように、柱鉄骨と支圧板 ( $t=35 \text{ mm}$ ) とを一体にした構造にPC大バリを縦断する径 40 mm のシースの中に1カ所当たり 16本のPC鋼棒 ( $\phi 23.28 \text{ mm}$ ) を入れて支圧板にねじ込む。次に油圧鋼棒ジャッキのスピンドルで 26 t の張力を鋼棒にかけ、ジャッキでナットを締めつけ、ゲージの読み 5 t ごとに計測し、6段階に分けてプレストレスングを完了した。計算値による予定は初張力  $P_i=27 \text{ t}$ 、 $\sigma_{pi}=6 400 \text{ kg/cm}^2$  で全体伸びが  $l=5.4 \text{ mm}$  であるが、施工結果の一例をあげれば表-6 のとおりである。この表に示す数量と計算値との差はジャッキの JIS に定められた許容誤差 ( $\pm 5\%$ ) 以内であるから、これを規準としておさえたものである。

以上でPCに関する工事を完了しスラブの型わく撤去、天井、ハリ型廻りの仕上げを施しステージおよび仮設鉄骨バリを解体して全工程を終了した。

### 5. むすび

以上で設計、施工概要を報告したが、建築に応用したプレレストコンクリートはまだ例が少なく、設計としては一般RCとの併用による応力仮定、仕口の取合いなどの点で、また施工の面では仮設計画において種々問題がある。PC造建物今後の発展のためにあえて拙文ながら提出致した次第で、いささかの参考に供することができれば幸いである。なお本工事の実施工程を表-7に添付し本文の終りとする。

なお本報告書の作製にあたりまた現場施工において種々御協力を頂いた F.K.K., 興和コンクリート K K, 大林組の方々に本紙をかりて感謝の意を表する次第である。

表-6

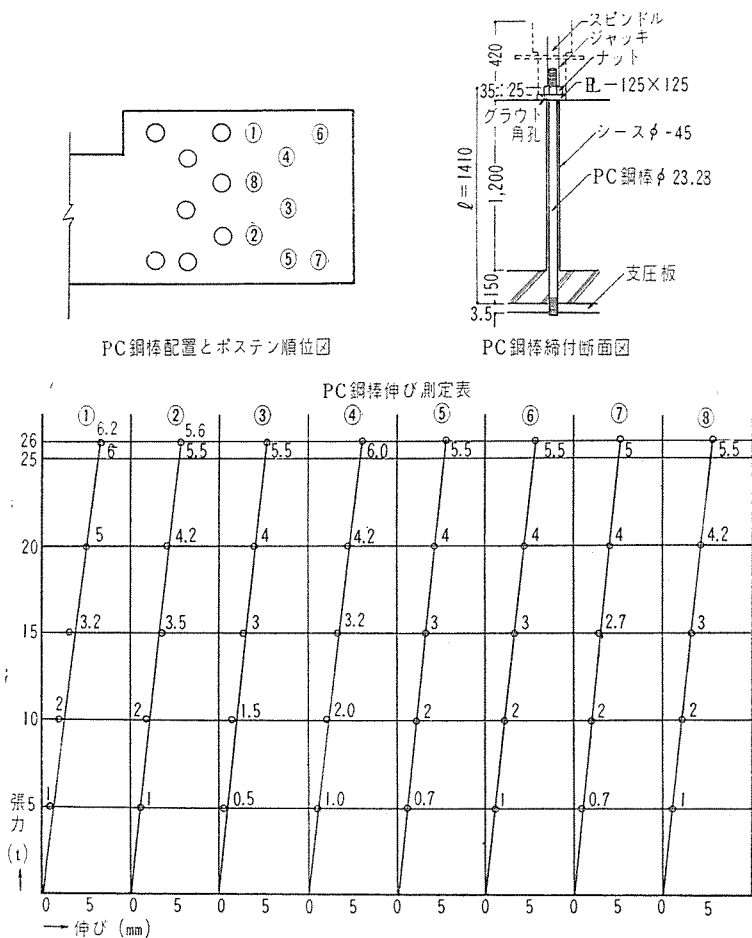
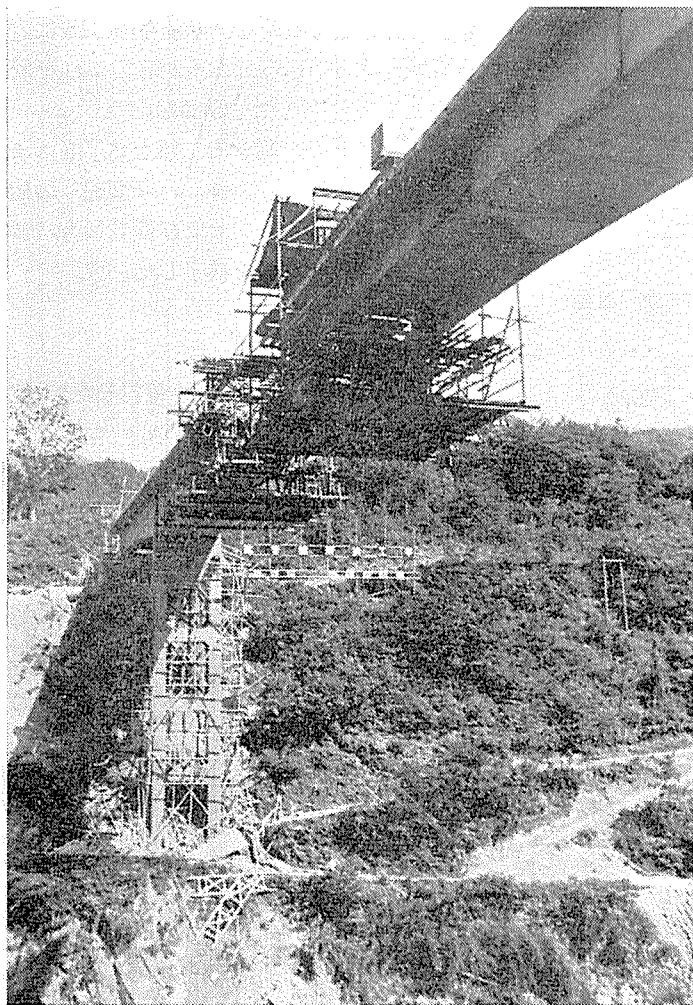




表 - 7

航空技術研究所風洞室P.C工事実施工程表													備 考							
名 称	数量	7月		8月		9月			10月			11月			12月			1月		
		15	31	15	31	10	20	30	10	20	31	10	20	30	10	20	31	10	20	
大 型 製 作 鉄筋、コンクリート打 仕 上 げ	5 本																			
小 型 製 作 鉄筋、コンクリート打 仕 上 げ																				
鋼 材 組 立 仮設鋼梁サポーティング 三脚テリング組立、給電																				
大 型 埋 付 工 基礎コンクリート(基礎) ボルトナット からウチンク(蓋板) コンクリート																				
小 型 埋 付 工 基礎コンクリート(蓋板)																				
柱 鋼 材 入 立 基礎コンクリート(蓋板) ボルトナット からウチンク(蓋板)																				
仮設鋼梁サポーティング																				
仮設鋼梁																				
仮設鋼梁																				



肱 谷 橋

### 肱 谷 橋 工 事

34年9月末わが国における第二番目のディビダーク片持バリ架設法によるP.C橋として着工された肱谷橋は、すでに片持バリ張出し作業を完了し、8月末完工を目ざし、現在付帯設備の工事中である。5km下流の大野ダム完成の暁には、高さ20mの橋脚は完全に水没するはずである。

橋 長：110.0 m (22.0 m + 66.0 m + 22.0 m)

有効巾員：5.5 m

設計荷重：L-14, T-14

事業主体：京都府

施工業者：別子建設株式会社

(別子建設KK 小田 純夫)