

## 某倉庫に採用した PC 構造について

高 田 十 治\*  
 松 井 克 俊\*\*  
 本 郷 智 之\*\*

### 1. 序

本稿は、某倉庫の屋根大ばりに採用した PC 合成ばりの設計と、関連して行なった実大実験の概要報告である。

今回採用した PC 合成ばりの特徴は、つぎの二点にある。第一は、断面に引張応力が生じる部分にのみプレストレスを導入したという点である。今回の屋階ばりのような場合、はりスパン中央に最大正曲げモーメントが生じるが、はり断面のうち引張力が生じるのは中立軸以下の部分である。したがって、この部分だけにプレストレスを導入するのが合理的であり、鋼材量が減るから経済的になる。また圧縮側の現場打継部には、必ずしも最高級品質のコンクリートを必要としないし、プレカスト部の重量が小さくなるので輸送上、建方上有利である。

第二は、現場打継部の重量をも合成ばりで負担させ、あたかも積載荷重のごとき扱いをした点である。橋梁の合成桁等積載荷重の大きい構造物においては、積載荷重だけを合成ばりで抵抗させても、かなり有利になると思われるが、今回の場合は種々の事情で屋根大ばりに採用

したので、構造計画の項で述べるような施工方法を採用し現場打継部の荷重、仕上荷重、積載荷重を合成ばりで抵抗させた。

以上設計、施工の段階で起こった種々の問題を述べ、皆様の御批判を仰ぎたい。

### 2. 建家概要

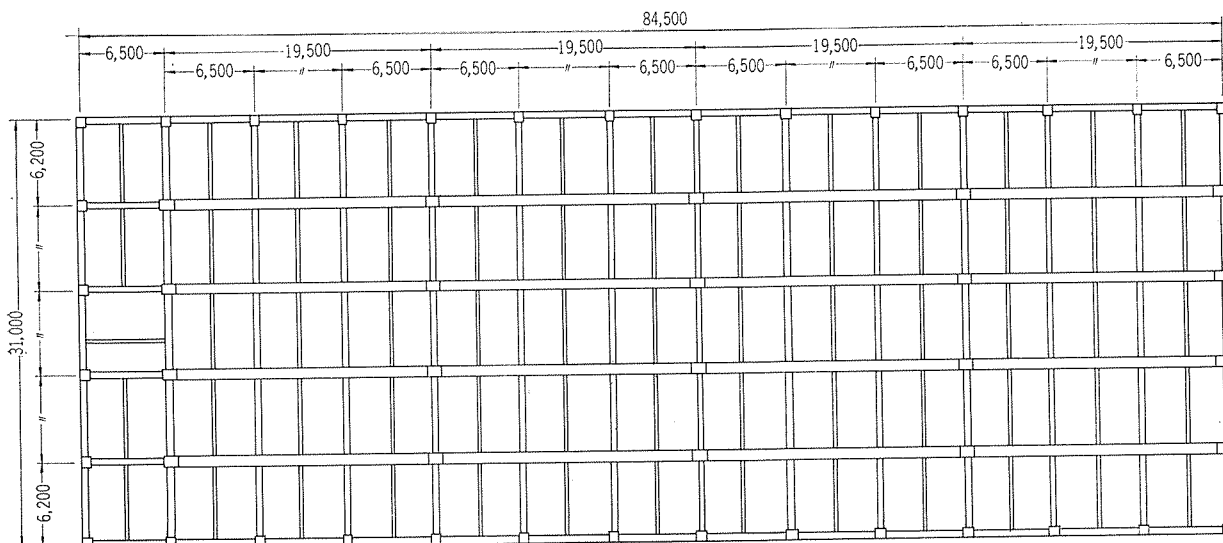
用途：倉庫  
 規模：階数；地上2階，一部地下1階  
 構造；RC造屋根大ばり PC造  
 スパン；6.2×19.5m（1階 6.5m）  
 延面積；17 644 m<sup>2</sup>（3棟分）

図—1,2,3 参照

### 3. 構造計画

本建家は、倉庫として使用され、外周および中通りに多くの壁が存在する。この壁を耐震壁として有効に活用した。したがって、はり間方向には剛架構を設けているが、桁行方向は地震力の大半を壁の抵抗力で処理できた。2階柱の地震時せん断力として、はり間方向は柱軸

図—1 屋階床はり伏図



\* 日建設計工務株式会社名古屋事務所 構造部長      \*\* 日建設計工務株式会社名古屋事務所 構造部

図-2 はり間方向断面図

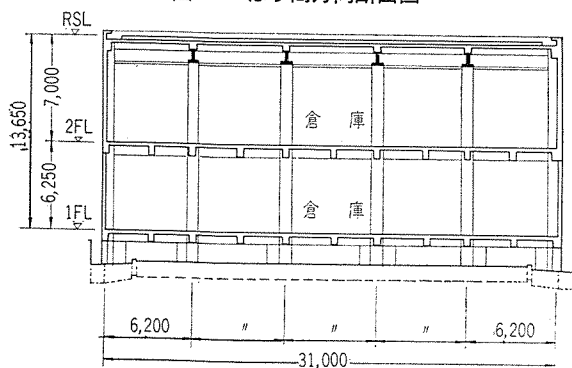
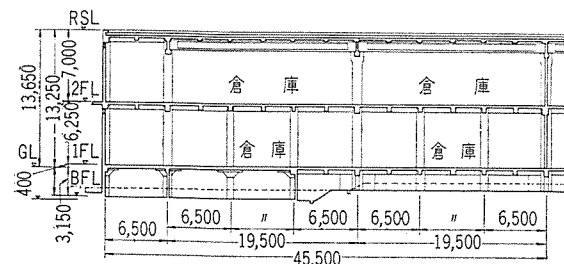


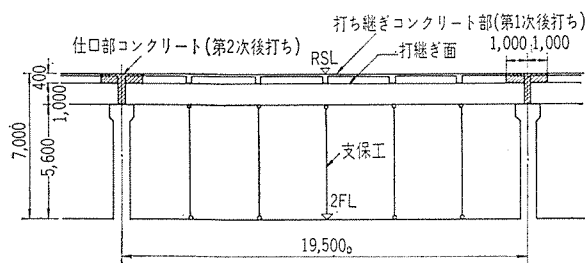
図-3 桁行方向断面図



力の 8% を、桁行方向は 6% を考慮した。桁行方向の屋階大ばりに PC ばりを架ける場合、2階柱の柱頭を一応剛節の仮定のもとに設計し、この部分が、後打ちになることを考慮して、2階柱、はり、2階柱の柱頭をピンとして設計し安全を期した。

一般に PC 合成ばりは、積載荷重が大きい構造物に有効である。本建家の場合、1,2 階ともに倉庫として使用されるので、積載荷重はかなり大きく(床版用  $1000 \text{ kg/m}^2$ ) 2階床に使用すれば有効であるが、1階に大きいスパンを特に必要としなかったことを工事金額の点から屋根だけに採用することになった。屋根は、積載荷重が小さいので PC 合成ばりを有効に使用するために、以下に述べるような施工方法を採用し、打継ぎコンクリート部分の荷重をも合成ばりで抵抗させた(図-4)。

図-4 支保工



本建家に採用した PC 合成ばりは、いわゆる死活荷重合成ばりである。図-4のごとくプレキャスト PC ばりを現場打ち柱上に載せ、その後 PC 合成ばりの打継ぎコンクリートを打設する。このとき、図-4に示す斜線部分は、PC 合成ばり、柱の変形を拘束しないよう

に、配筋だけをしてコンクリートは打設しない。コンクリート打ちに際し、現場打ち部分の荷重が、PC 合成ばりのプレキャスト部分にかからないように、型わくは直接 2階床より支保工で支える。現場打ちコンクリートが所要強度に達したのち支保工を撤去する。このとき、PC ばかりは PC 合成ばかりとして働き、合成ばかりには、それ自身の荷重と屋根の床版と小ばりの荷重が、両端ヒンジの単純ばかりとして作用して若干変形する。その後まだ打っていない仕口部のコンクリートを打設する。この段階から後は、柱はり一体となったラーメンとして働く。

#### 4. 構造設計

設計については、坂 静雄、岡田 清、六車 照共著「プレストレスト コンクリート」を参照するとともに、学会の設計規準に準拠して進めていった。以下設計過程において問題となった点と計算結果を述べる。

##### (1) 問題点

a) 合成ばりスラブ部分の有効幅 本設計では、鉄筋コンクリートの規準と同じく  $B=b+12t$  を採った。一般に有効幅が問題になるのは、弾性範囲内においてであるが、坂先生の研究\*にあるように、有効幅を種々変えて検討した結果  $B=b+12t$  以上では、縁応力の変化が鈍化し、かつ下縁に引張応力が生ずるのは、おおよそ  $B=b+9t$  のときであった。実験結果をみると、有効幅は  $B=b+12t$  よりも大きいと考えられるので、 $B=b+12t$  で設計しておけば安全と思う。

b) クリープおよび硬化収縮による断面応力の変化 条件を種々変えて計算の結果、大きいところで  $6\sim 10 \text{ kg/cm}^2$  の応力変化があった。この点は未知な要素が多いため今後の課題であろう。

c) 打継ぎ面のすべり これは合成ばりの成否にかかわる問題であるだけに、設計の段階ではかなり慎重を期し、鉄筋により十分なせん断補強を行なうと同時に、プレキャスト部上面に深さ 5mm 前後の凹凸をのこぎりの歯にてつけ、さらに深さ 25mm の凹凸を 1m 間隔に設けた。幸い実験を PC 工事の前に行ない、後述のように打継ぎ面にすべりは起らず一体となって働いていることを確かめることができた。なお、打継ぎ面のせん断応力度は、満載時で最大  $9.9 \text{ kg/cm}^2$  である。

d)  $M_B/M_{cr}$  PC 合成ばかりでは、普通の PC ばかりにくらべて一般に鋼材量が少なくなるために  $M_B$  が小さくなる。それに反して  $M_{cr}$  がほとんど変わらないために  $M_B/M_{cr}$  を現行規準の 1.4 以上にすることはかなり困難である。この値を満足させるために鋼材量を増やすことは、PC 合成ばかりの特徴の一つを失うことに

\* 日本材料学会 PC 委員会に発表された研究

報 告

なる。これは構造物の基本的性状にかかわる問題だけに慎重を要するが、外力および応力がはっきりしている単純ばりのような場合で、断面が  $M_B$  で決まっている場合には、曲げ破壊に対する安全率がはっきりしていることを考えると、現行規標準の 1.4 という値が、普通の PC ばりにも、PC 合成ばりに対しても同じでよいかどうか、今後検討の必要があろうかと思う。

e) せん断破壊耐力の低下 PC 合成ばりでは、プレカスト部のたげが小さくなるために上向きせん断力が小さくなる。また合成断面の中立軸が打継面に近くなるような場合には、せん断耐力に対するプレストレスの影響が小さくなるために、せん断耐力が低下することがあるので注意が必要である。

以上、いろいろ問題点について述べてきたが、設計者の立場からいえば、以上のような合成ばりの種々の問題を探り入れた設計規準ができれば幸いと思う。

(2) 設計条件および諸定数

a) 設計条件 ポストテンションタイプ、フルプレストレスとする。

プレストレス有効率は 0.85

b) はりの断面図、断面の諸定数 (図-5, 表-1)

図-5 はり断面図

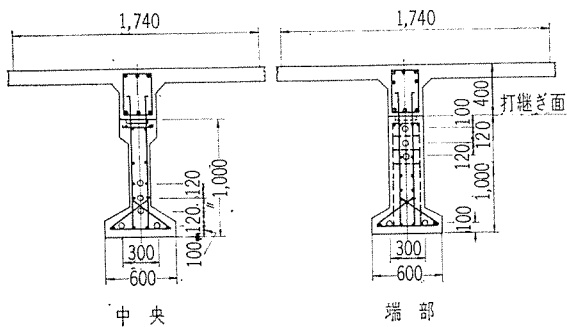


表-1 断面定数

プレカスト断面		合成断面	
A	2,850 cm <sup>2</sup>	A'	5,880 cm <sup>2</sup>
h <sub>1</sub>	58.7 cm	h <sub>1</sub>	18.4 cm
h <sub>2</sub>	41.3 cm	h <sub>2</sub>	81.6 cm
I	3.01 × 10 <sup>6</sup> cm <sup>4</sup>	h <sub>3</sub>	62.4 cm
Z <sub>1</sub>	0.51 × 10 <sup>6</sup> cm <sup>3</sup>	I'	13.6 × 10 <sup>6</sup> cm <sup>4</sup>
Z <sub>2</sub>	0.73 × 10 <sup>6</sup> cm <sup>3</sup>	Z <sub>1</sub>	7.42 × 10 <sup>6</sup> cm <sup>3</sup>
		Z <sub>2</sub>	1.67 × 10 <sup>6</sup> cm <sup>3</sup>
		Z <sub>3</sub>	2.19 × 10 <sup>6</sup> cm <sup>3</sup>

c) 使用材料の諸定数

コンクリート

(kg/cm<sup>3</sup>)

	4週圧縮強度	許容圧縮応力度	許容引張応力度	弾性係数
プレカスト部	400	140	9.8	3.2 × 10 <sup>5</sup>
現場打継部	250	83	—	2.4 × 10 <sup>5</sup>

PC 鋼線

材 種	許容引張応力度	降伏応力度	弾 性 係 数
12-7 mm φ フレシネ ケーブル	101.0 kg/mm <sup>2</sup>	135.1 kg/mm <sup>2</sup>	2.0 × 10 <sup>6</sup> kg/cm <sup>2</sup>

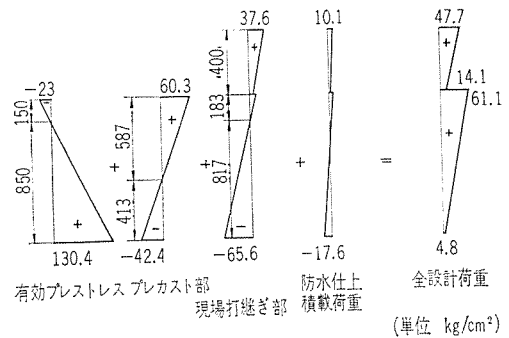
(3) 計算結果

a) 設計用応力

	プレカ スト部	現場打 継部	床仕上, 積載荷重	全荷重
M (t・m)	30.9	109.7	29.5	170.1
Q (t)	6.5	23.1	12.4	42.0

b) 断面応力分布 (全荷重載荷時) (図-6)

図-6 断面応力図



c) 各種安全率

$F_{cr}$	$F_B$	$M_B/M_{cr}$	$W_s/W_b$
1.74	2.36	1.35	1.13

$F_B$ : 曲げ破壊モーメントの設計曲げモーメントに対する比率

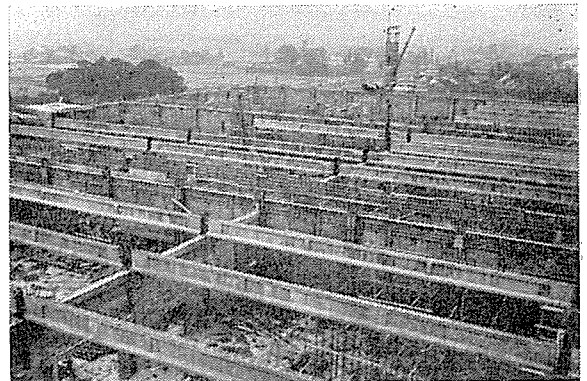
$W_s$ : 等分布荷重としたときの曲げ破壊荷重

$W_b$ : 等分布荷重としたときのせん断破壊荷重

5. 施工計画

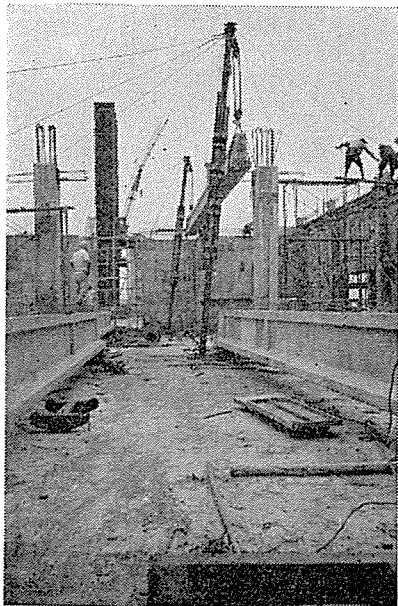
本工事の工期は、約 10 カ月であり、規模からいってかなり短い工期であるが、同じ棟が 3 棟あることを利用して、この間約 3.5 カ月、他工事と並行して 48 本のはり (1本の重量約 14 t) の製作、運搬、架設が行なわれた。PC ばりは 2 階床が所要強度に達したのち、2

写真-1 全 景



階床を製作ヤードとして各棟4カ所でプレカスト部材を製作し、床上に敷いたレール上を所定の柱下まで移動させ、一本子で柱上に架設した。はりは1カ所で4本製作することにより直線移動だけですむ。またはりの架設は、一本子で行なうので重機械を使用せずに架設できた(写真-1,2)。

写真-2 PC ばり架設状況



## 6. 実 験

本工事に関連して、現場において実大実験を行なったので、以下その概要を報告する。試験体は、本工事と同断面(ただしはり幅は有効幅に等しく、PC ケーブルは、本工事5本、試験体4本である)、スパンは、おおよそ1/2の10mである。

### (1) 概 要

**a) 目 的** PC 合成ばりの曲げ破壊試験を行ない、きれつ荷重、破壊荷重、曲げ剛性の変化、たわみを測定し、かつプレカスト部と打継ぎコンクリート部の相対変位を測定する。

**b) 載荷方法および測定方法** 200 t ジャッキにより2点集中載荷し、載荷は、載荷と除荷につき各段階に測定し、2サイクル半まで行なった測定は、ひずみを wire strain gauge (gauge length 60 mm) と contact type strain gauge (gauge length 100 mm) とにより、たわみを dial gauge と level によった。

### c) 実験結果

#### 1) はり中央材軸方向ひずみ(図-7)

この 図-7 から合成効果が完全であることがわかる。

#### 2) 荷重-たわみ曲線(図-8)

予想されたことであつたが、135 t でせん断斜ひびわれが発生した。さらに荷重を上げていったが、ベッドの

図-7 はり中央断面材軸方向ひずみ

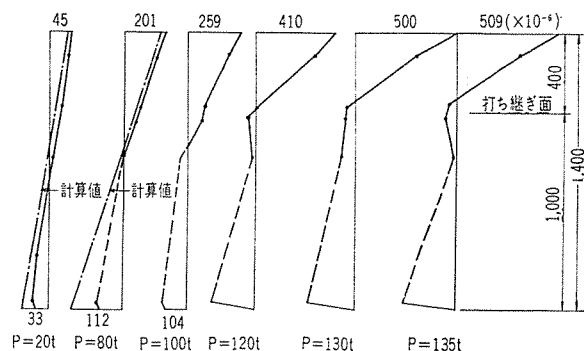
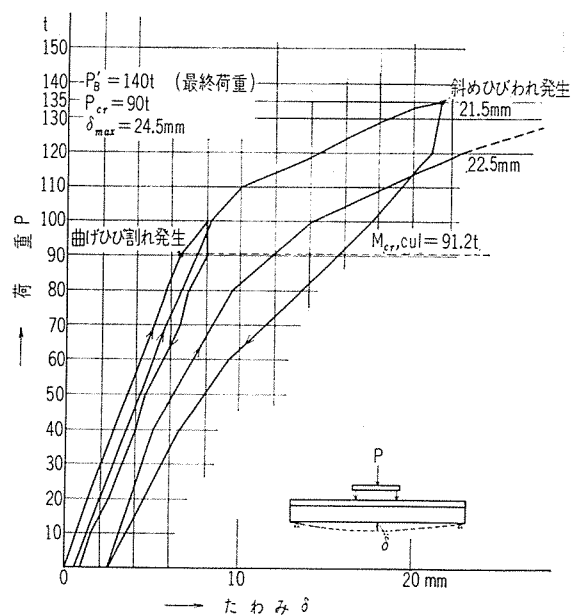


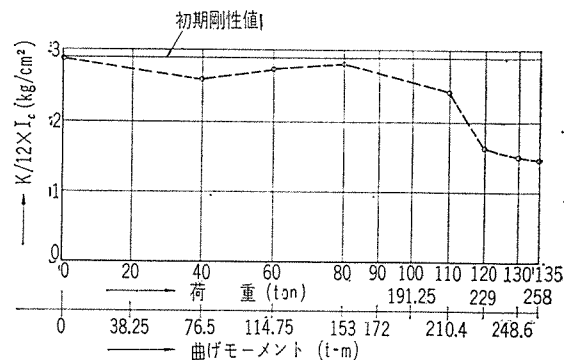
図-8 荷重-たわみ曲線



耐力不足のため 140 t で実験を中止した。

### 3) 曲げ剛性の変化(図-9)

図-9 曲げ剛性の変化



### 4) フランジの応力分布(図-10)

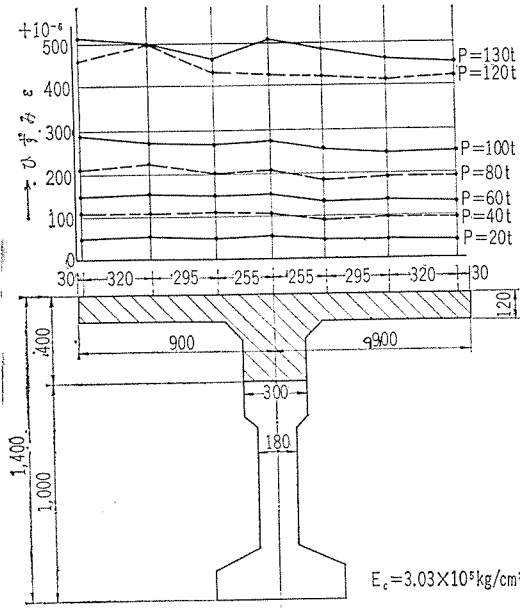
フランジの応力分布は、ほとんど一様である。

### 5) プレカスト部と現場打継ぎ部の合成効果

両者の相対変位をコンタクトタイプ ストレインゲージで測定した結果、いずれの測定点でも相対変位が生じなかった。

### 6) きれつ状況図(図-11)

図-10 はり中央断面フランジ上面ひずみ分布図



P=135 t で 図-11 の斜張力きれつが発生した。理論上のきれつは角度が材軸に対して 45° より小さくなるはずであるが、45° 方向に入った。

7) 実験結果の考察

以下に実験値と計算値を併記し、若干の考察をくわえる。

	実験値	理論値
$P_{cr}$ (曲げひびわれ荷重)	92 t	103.5~93.2 t
$P_B$ (曲げ破壊荷重)	測定できず	151.2 t
$P_s'$ (斜めひびわれ発生荷重)	137 t	148.4 t
$P_s$ (せん断破壊荷重)	142 t 以上	

実験値は、載荷装置の重量 2 t を加えたもので、他の諸図表とは異なっている。

$P_{cr}$  の理論値は、それぞれ曲げ引張強度と  $5/3 \sigma_t$ 、 $4/3 \sigma_t$  とした数値である。試験体の断面が I 型であることを考えると、実験値と理論値は大体一致している。

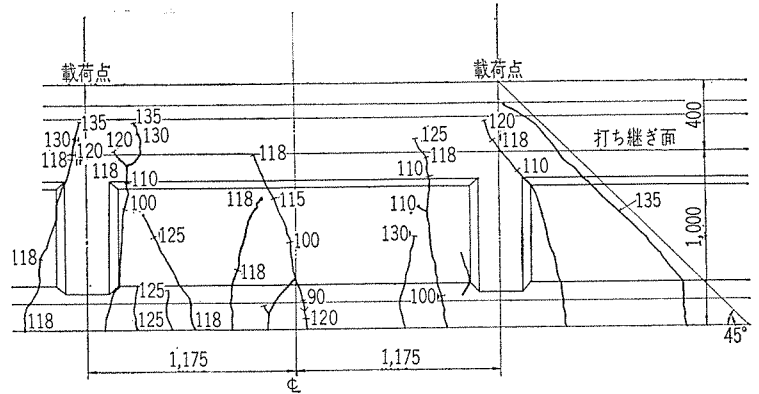
$P_s'$  の理論値は、純せん断破壊という仮定の値である。

7. 経 済 性

この報告の倉庫は、従来は RC 造を採用していた。これを PC に置きかえると工事金額にどれだけの差が生じるか検討したが、おおよそ  $1\text{m}^2$  あたり 2000 円位の建設費の上昇となり、機能上の利点とか、收容能力の増加を考えると十分経済的に成立することがわかった。

ここで示す資料は、従来の RC と今回の PC それぞれについての実行予算である。ただし建設時期と建設地は異なるが、用途は同じであるために倉庫設備、積載荷重、階高などはすべて同じである。建築主も同じである。

図-11 きれつ状況図



	RC 造 倉 庫	PC 造 倉 庫
規 模	地上2階	地上2階、一部地下1階
延床面積	11 844 $\text{m}^2$	17 644 $\text{m}^2$
棟 数	1	3
スパン	2階 1階	6 000 x 6 000 m 6 200 x 6 500 m
主体構造	RC ラーメン構造	RC ラーメン構造、 屋根大ばりに PC 造を採用
地 業	RC くい打地業	割栗地業、一部 RC くい打地業

直接工事費の内訳

	RC 造 倉 庫	PC 造 倉 庫
倉庫工事費	154 541 522	253 775 433
その他工事費	8 368 437	33 570 446
共通仮設費	14 110 741	13 200 000

直接工事費と共通仮設費以外に経費が必要であるが、これは除外している。ただし PC 下請施工者の経費、仮設費は直接工事費の中にふくまれている。

直接工事費の内訳明細

項 目	RC 造 倉 庫			PC 造 倉 庫		
	工事金額 (円)	単 価 (円/ $\text{m}^2$ )	比率 (%)	工事金額 (円)	単 価 (円/ $\text{m}^2$ )	比率 (%)
仮設工事	3 030 000	256	1.9	5 540 000	314	2.2
土工事	4 113 330	347	2.6	13 457 460	763	5.3
くい打工事 コンクリート工事	10 631 600	900	6.9	(土工事にふくんでいる)		
鉄筋工事	61 302 835	5 170	39.6	139 496 657	7 900	55.0
鉄骨工事	31 432 000	2 660	20.3	45 144 550	2 560	17.8
組積工事	112 110	9	0.1			
防水工事	162 115	14	0.1			
防雨工事	14 730 486	1 240	9.5	9 892 515	560	3.9
タイル工事	149 660	13	0.1			
木工事	155 618	13	0.1	28 860	2	0
内装工事	277 550	23	0.2	2 237 404	127	0.9
金属工事	2 142 040	181	1.4	4 109 410	233	1.6

項 目	RC 造 倉 庫			PC 造 倉 庫		
	工事金額 (円)	単 価 (円/m <sup>2</sup> )	比率 (%)	工事金額 (円)	単 価 (円/m <sup>2</sup> )	比率 (%)
左官工事	9 238 378	780	6.0	11 152 880	632	4.4
建具工事	14 753 250	1 250	9.5	19 214 400	1 090	7.6
ガラス工事	289 150	24	0.2	636 260	36	0.2
塗装工事	1 460 000	123	1.0	1 839 327	104	0.7
雑 工 事	561 400	47	0.4	1 025 710	58	0.4
合 計	154 541 522	13 050	100	253 775 433	14 380	100

コンクリートおよび鉄筋工事費の比較

	RC 造 倉 庫 (11 844 m <sup>2</sup> )			PC 造 倉 庫 (5 890 m <sup>2</sup> )		
	数量	単 価	金額	数量	単 価	金額
無筋コンクリート	277 m <sup>3</sup>	4 300 円/m <sup>3</sup>	1 191 100 円	139 m <sup>3</sup>	4 300 円/m <sup>3</sup>	597 700 円
鉄筋コンクリート	6 818 m <sup>3</sup>	4 500 円/m <sup>3</sup>	30 681 000 円	3 007 m <sup>3</sup>	4 500 円/m <sup>3</sup>	13 531 500 円
現場打継部コンクリート	0		0	513 m <sup>3</sup>	5 500 円/m <sup>3</sup>	2 821 500 円
P C ば り	0		0	16 台	370 000 円/台	5 920 000 円
真空コンクリート	11 400 m <sup>2</sup>	180 円/m <sup>2</sup>	2 052 000 円	5 668 m <sup>2</sup>	180 円/m <sup>2</sup>	1 020 240 円
仮 わ く	41 480 m <sup>2</sup>	700 円/m <sup>2</sup>	29 036 000 円	26 620 m <sup>2</sup>	700 円/m <sup>2</sup>	18 634 000 円
鉄 筋	784 t	36 000 円/t	28 224 000 円	357 t	36 000 円/t	12 852 000 円
ガ ス 圧 接	一 式		1 118 000 円	一 式		750 000 円
足 代 養 生 そ の 他	一 式		1 315 000 円	一 式		658 000 円
小 計			93 617 100 円			56 784 940 円
延 1 m <sup>2</sup> あ た り			7 900 円/m <sup>2</sup>			9 610 円/m <sup>2</sup>

この比較から、差額は 1710 円/m<sup>2</sup> である。内訳明細の差が大きいのは工事内容と単価が異なるため、共通部分だけ比較し、PC 造としたために増加した工事費は上記の 1710 円/m<sup>2</sup> である。これは総工事費の約 7% にあたる。試算によると倉庫の収容力の増加は 4% である。したがって償却期間中に工事費の増加を収容力の増加で吸収できる。さらに荷役機械の大型化とか、パレチゼーションの導入など流通革命に対処することを考えると建築主としても PC 造の方が有利であると判断された。このような比較は困難な点が多いが、できるだけ忠実にコストの比較を行なった。幸い予想より差が少なく、PC 造も経済的に十分成立するものと思う。

その他工事費の比較は、工事内容も異なり意味がないので省略する。共通仮設費は、PC 造の方の金額が少ないが工事規模が大きいので当然少なくなる。しかしこれも正しく比較することは困難である。そこで主体構造の工費の比較として、単価を共通にして、コンクリート工事と鉄筋コンクリート工事について比較してみる。ただし、PC 造の方は 1 棟分の数字を用いる。

### 8. 結 語

以上、PC 合成ばりの性状と採用理由につき述べてきたが、その後同様の倉庫にも採用され、また他の建物についても設計を完了した状態である。今後安い PC として、建築に採用普及される参考となれば幸いである。

最後に、本工事の設計と実験に終始ご指導いただいた京大名誉教授 工博 坂 静雄先生、実験の指導および測定をいただいた京大教授 工博 六車 照先生、ならびに六車研究室の方々、施工および実験の実施に努力を惜しまれなかった株式会社藤田組、極東工業株式会社の方々に感謝致します。 1965. 10. 20・受付

### 御 転 居 先 連 絡 お 願 い

最近会誌御送りして受取人不明および住所（勤務先）見当らず返送されてくる数が相当あります。当協会では変更の御通知あれば名簿を整理訂正して手落ちないように努めております。一回の郵送料が 40 円もかかり会誌作製費の増大とともに協会の経理面において非常な負担となりますので、それらの点を御考察のうえ連絡先が変更になった場合は、ただちにご連絡下さいますよう御願いたします。