

PC 建築物の設計計算例

(1)

木村政男*
松下達雄*

1. まえがき

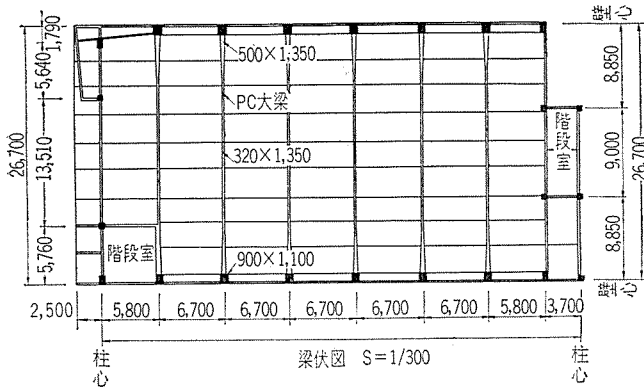
PC 構造が建築部門においても、普及しつつある昨今、建築技術者にとって、その計算方法がさほどポピュラーでないことを感じ、ここに以下の実例をもとに、平易にして、かつ実用的な計算方法を、一体式PC構造の場合について読者に示したいと思う。なお、この計算例は「プレストレスト コンクリート構造計算規準・同解説」「鉄筋コンクリート計算規準・同解説」にもとづき、多少著者等の考えを盛り込んである。

2. 構造概要・その他

(1) 建物概要……目黒ボーリング場

- (a) 現場打一体式PC造、地上4階、地下1階
地下1階……駐車場・倉庫・機械室
1, 2, 3 階……ボーリング場
4 階……集会場
- (b) 柱・小はり・壁・床・基礎……普通RC
大はり……PC
- (c) 施工途上において、著者考案の割柱工法¹⁾を採用。
- (d) プレストレス導入方式はフレッシュナー工法とし、12-7φ PCケーブルを使用している。
- (e) 建物の概形およびPCはり配置については、図-1、図-2(a)、図-2(b)に示した。

図-1



* オリエンタルコンクリートKK建築部

図-2(a)

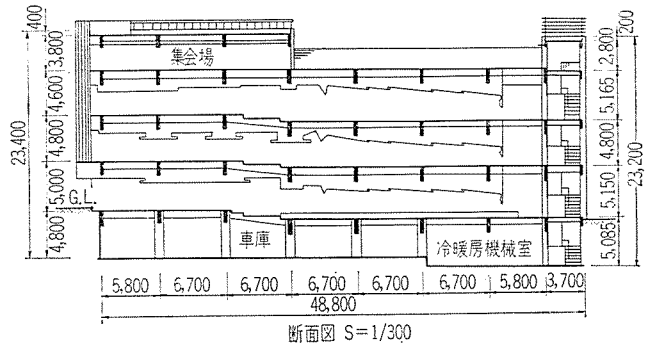
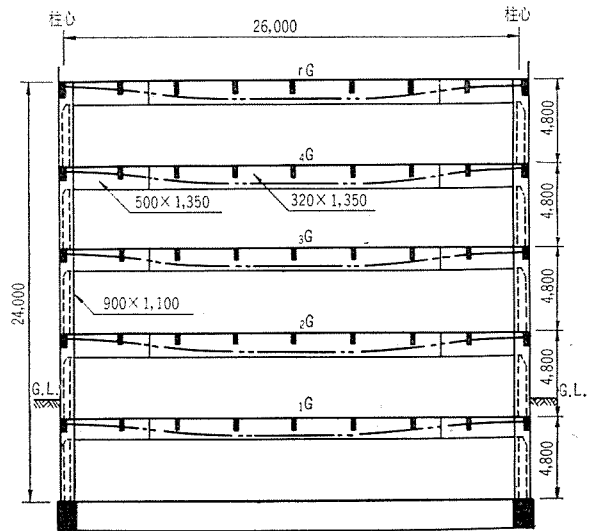


図-2(b)



(2) PC ばりの外形の決定

通常一般的な荷重状態における構造物（倉庫など特に積載荷重の大きい場合は別として）では、はりせいを、スパンの 1/18~1/25 位にとるのがよい。はり幅に関しては、シースが二列に配置されるとき、中央部で 24 cm 以上、端部で 35 cm 以上、またシースが 3 列の場合には、中央部、32 cm 以上、端部 50 cm 以上は必要であろう。

本例においては、中央部、135×32 cm、端部、135×50 cm としている。

表-1 コンクリートの許容応力度・その他

圧縮強度	F_{28}	350 kg/cm ²
許容圧縮応力度	プレ導入時 f_c'	0.4 F_{28} = 140
	設計荷重時 f_c	0.35 F_{28} = 122.5
引張強度	σ_t	0.07 F_{28} = 24.5
許容引張応力度	フルプレストレッシング f_t'	0
	パーシャルプレストレッシング f_t	0.01 f_c = 12.3
許容斜張応力度		0.07 f_c = 8.6
弾性係数		30×10 ⁴

表-2 PC 鋼線の許容応力度・その他

引張強度	6000 kg/ea
降伏点強度	5200
許容引張応力	3900 (引張強度の 65%)
伸び	5%
弾性係数	200×10^4 kg/cm ²

表-3 荷重表 kg/cm²

	屋 根			集 会 場			ボーリング場		
	自重	仕上 +L.L.	T.L.	自重	仕上 +L.L.	T.L.	自重	仕上 +L.L.	T.L.
スラブ	240	500	740	240	445	685	240	400	640
ラーメン	490	380	870	490	415	905	490	280	770
地震	490	280	770	490	295	785	490	180	670

(3) 材料の許容応力度その他

(a) コンクリート (表-1)

(b) PC 鋼線 (φ7) (表-2)

RC 部のコンクリートも PC 部とともに $F_{28} = 350$ kg/cm² のコンクリートを使用。

(4) 荷重表

PC 構造の計算に当っては、施工時と設計荷重時とに分けて検討する必要があるため、固定荷重は、コンクリート自重と仕上自重とに分けて取扱わねばならない。

なお表-3 に示すラーメン用および地震用の自重は、大ばり自重、小ばり自重をふくむものである。

3. 準備計算

(1) ラーメン材剛比算定

本例は PC 部と RC 部に共通のコンクリート ($F_c = 350$ kg/cm²) を使用しているため、柱、はりともに弾性係数は $E_c = 30 \times 10^4$ kg/cm² として計算する。PC 部、RC 部のコンクリートが異なる場合には剛比算定に当り、弾性係数の相違を考慮せねばならない。

また PC の T 型ばり剛比算定用の有効幅 B は、RC 規準第 8 条によっている。さらに水平ハンチの剛比への影響はきわめて小さいのでこの場合無視することにする。

柱はプレストレス導入時に割柱の状態にある。これは柱頭の水平移動に対する抵抗をいちじるしく低下させる

表-4 PC ばり・RC 柱の剛度および剛比

	$K = I/l \times 10^8$ cm ³	k
PC 大ばり	4.0	1
RC 柱	20.8	5.2

ものである。しかし柱頭の回転曲げ抵抗はそれほど大きく低下しないので、プレストレス導入時の剛度算定にあたり、割柱でないものと考えて実用上さしつかえない。

表-4 は PC ばり、RC 柱についての剛度および剛比を示している。

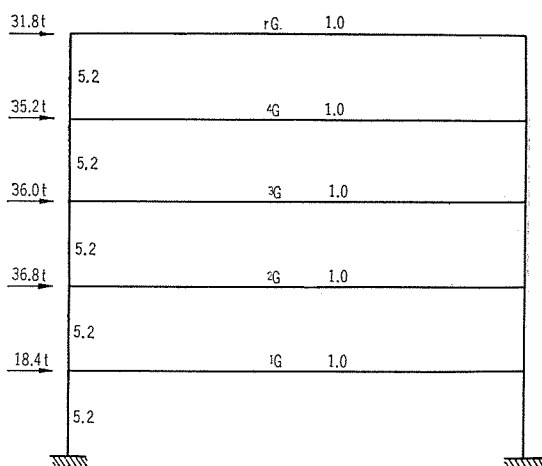
(2) 鉛直荷重時 C, M_0, Q

ここにはその結果のみを示した (表-5)。

(3) 地震時水平力算定

PC ラーメン地震時水平力はおのおのの柱の分担荷重により震度 0.2 で求めた。これを図-3 に示した。

図-3 地震時水平力



(4) プレストレス導入による節点回転モーメント算定

プレストレス導入により、PC ばりは材の曲げ変形、および材長の変化を起し、これらにもなって二次応力を誘発する。

二次応力算定に当り、PC ばりの T 形ばりとしての有効幅 B はその大きさにより二次応力に割合大きく影響する。以下有効幅 B の取扱いについて簡単に述べる。

いま両側スラブの中心間距離を B_0 とすると、有効幅 B は $B = nB_0$ で与えられるものとする。

E. Schorsch, W. Schleich などの研究によれば、パラ

表-5 鉛直荷重時 C, M_0, Q

	nG			$4G$			$3,2,1G$		
	$C(t \cdot m)$	$M_0(t \cdot m)$	$Q(t)$	$C(t \cdot m)$	$M_0(t \cdot m)$	$Q(t)$	$C(t \cdot m)$	$M_0(t \cdot m)$	$Q(t)$
コンクリート自重	185	277	43	185	277	43	185	185	43
仕上+L.L.	143	215	33	156	235	36	106	106	24
T.L.	328	492	76	341	512	79	291	291	67

座

ラ型プレストレスモーメント，一定曲げモーメントおよび一定軸圧に対して，上記の式における n を 0.9 から 1.0 にとりうることを結論している。

著者等はここで有効幅 B を

$$B = nB_0, \quad n = 0.7 \sim 1.0 \quad B = 1/4 l \quad l: \text{スパン}$$

のうち小なる方をもって B としている。一般にスラブには開口部（施工時もふくめて）を必要とする場合が多いので，その辺のところを考えに入れて n を決定する。

さらに坂博士²⁾によれば導入後にかかる荷重に対する有効幅もひびわれ発生以前においては，プレストレスのときと同じにとってよいとしている。またひびわれ発生後破壊にいたる過程における有効幅は普通鉄筋コンクリート T 形ばりの有効幅をとるのが至当としている。著者等もこれに対して同様の扱い方をしているが，ラーメン材応力算定に当たり，一つの PC ばりに対して二つの剛比を用いてラーメン材応力を求めるのは，はなはだ不便であるので便宜上，ラーメン材剛比に対しては普通鉄筋コンクリート規準にしたがっている。かような仮定によった計算値に対して，いまの所大して不合理性を感じていない。

1) PC ばりの断面および諸係数 PC ばりの断面は図-4 (r, 4, 3G), 図-5 (2, 1G) に示した。また断面積, 断面二次モーメント, 断面係数は表-6 に示した。

2) プレストレスによる PC ばりの曲げ変形による節点回点モーメントの算定 一般に左右対称に配筋された PC ばりにおいて EI が一定ならば

$$M_{P1} = P/l \cdot S$$

ただし S はプレストレスの作用位置と PC ばり断面の図心線で囲まれる面積を示し図心線より上を負，下を正としたものである。いま図-6 (a), 図-6 (b) について

$$S = a(e_a + e_b) + b \cdot e_b$$

$$a = b = l/3 \quad \text{とすると} \quad S = l/3(e_a + 2e_b)$$

$$\text{よって, } M_{P1} = P/3(e_a + 2e_b)$$

e_a, e_b, P は 図-5 (a) (r, 4, 3G), 図-5 (b) (2, 1G) に示す値から

$$r.4.3 M_P = 570 \times 1/3 \times (0.794 \times 2 + 0.062) = 204 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$2.1 M_P = 407 \times 1/3 \times (0.783 \times 2 + 0.136) = 231 \text{ t} \cdot \text{m}$$

3) プレストレスによる PC ばりの材長の縮少による節点回点モーメント これはスパンの短い場合には省略することができるが，スパンの長い場合には考慮せねばならない。

表-6 断面の諸係数

	$A \times 10^8 \text{ cm}^2$	$I \times 10^7 \text{ cm}^4$	$Z_{\text{上}} \times 10^5 \text{ cm}^3$	$Z_{\text{下}} \times 10^5 \text{ cm}^3$
端部	7.95	1.43	2.45	1.85
中央	11.70	2.67	6.82	2.79

図-4 (a) (r, 4, 3G)

ただし: ●シース位置 ×コアの上下の位置
—プレストレス作用位置

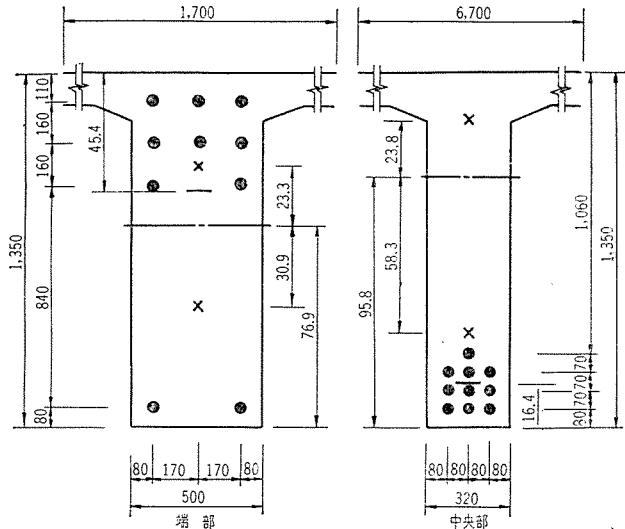


図-4 (b) (2, 1G)

ただし ●シース位置
×核上下の位置
—プレストレス作用位置

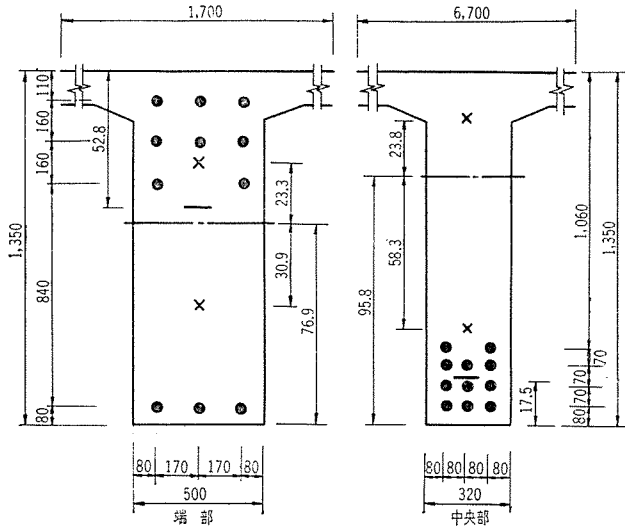


図-5 (a) (r, 4, 3G)

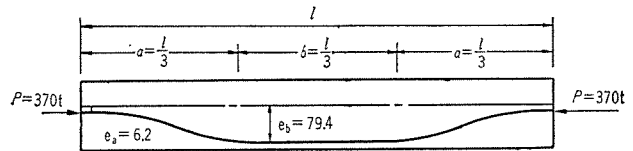
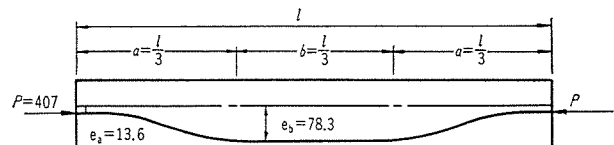


図-5 (b) (2, 1G)



本例については一応検討することにした。

プレストレスによる材長の縮みを δ とすると

表-7

(単位 t・m)

	₁G		₄G		₃G		₂G		₁G	
	端 部	中 央	端 部	中 央	端 部	中 央	端 部	中 央	端 部	中 央
G コンクリート自重	+172	-105	+183	-94	+182	-95	+182	-95	+180	-97
P (仕上+積載)荷重	+133	-82	+154	-81	+104	-54	+104	-54	+103	-55
K 地震時, 水平力	±79		±132		±190		±276		±273	
M _{P1} 曲げ変形, 二次応力	-186		-190		-190		-214		-214	
M _{P2} 軸長変形, 二次応力	-8		-10		-8		-7		-9	
M _P M _{P1} +M _{P2}	-194		-200		-198		-221		-223	

表-8

(単位 t・m)

	₁G		₄G		₃G		₂G		₁G	
	端 部	中 央	端 部	中 央	端 部	中 央	端 部	中 央	端 部	中 央
G+M _P 施工時	-22	-299	-17	-294	-16	-293	-39	-316	-43	-320
G+P+M _P 設計荷重時	+111	-381	+137	-375	+88	-347	+65	-370	+60	-375
1.3(G+P)+M _P ひびわれ用	+203	-437	+238	-428	+174	-392	+151	-415	+145	-421
1.2G+2.4P+M _P 曲げ破壊用	2(G+P)+M _P より小さいので省略する									
2(G+P)+M _P 曲げ破壊用	+416	-568	+474	-550	+476	-496	+351	-519	+343	-527
n(G+P)+1.5K+M _P 曲げ破壊用	+291		+398		+430		+536		+527	
	-8		-59		-197		-349		-350	

* (G+P) が K と同方向のとき n=1.2, 反対方向のとき n=1.0

* 表-7 より G>P

したがって 1.2G+2.4P=(1.2G+0.4P)+2P<(1.2G+0.4G)+2P=1.6G+2P<2G+2P

∴ 1.2G+2.4P<2G+2P

$$\delta = P/A \cdot l_e/E$$

この δ による材端に起る固定モーメント M_{P2} は,

$$M_{P2} = 6EI_h/l_h \cdot \delta/2/l_h = 3K_h \cdot l_e/l_h \cdot P/A$$

<添字 l ははりを示し 同 h は柱を示す>

$$r.4.3 M_{P2} = 3 \times 20.8 \times 10^3 \times 25.7/4.8 \times \frac{370 \times 10^3}{11.7 \times 10^3} \\ \times 10^{-5} = 106 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$2.1 M_{P2} = 3 \times 20.8 \times 10^3 \times 25.7/4.8 \times \frac{407 \times 10^3}{11.7 \times 10^3} \\ \times 10^{-5} = 116 \text{ t} \cdot \text{m}$$

以上の算定より M_δ は大きい値となるが、一方スパンが大きくなれば、はりの剛度は下り、柱端固定モーメントを開放したときのはりへの伝達量は小さくなる。表-7よりわかるように実際には M_{P1} によるその5%内外となる。

4. ラーメン材応力算定

外力によるラーメン材応力算定は普通RCの場合と同様であるが、二次応力に対するラーメン材応力算定に当っては、より実際に促した計算を行なうため、施工順序にしたがって最下層から上層へ向って一層ごとに算定して行かねばならない。その結果を表-7に示す。つぎに表-7の値より、施工時の応力度、設計荷重時の応力度、およびひび割れ曲げモーメントと破壊曲げモーメントとの検討用応力を表-8に示した。以上をもって準備計算を終り、断面算定については次号にゆずる。

参 考 文 献

- 1) 特許工法第27243号：プレストレスト コンクリート技術協会誌 Vol. 5, No. 2 April 1963, p. 36~41 参照
- 2) 坂・六車・岡田：プレストレスト コンクリート (朝倉書店刊) pp. 485~488 参照