

T 総合実習館の構造設計と施工

原 弘 道*
 町 田 重 美*
 山 岡 英 明*
 日 野 正 熙**
 倉 持 春 夫**

1. 設 計

1.1 建物概要

建設地：東京都分寺市泉町

用途：教育実習室

建物規模：階数 地上3階（一部4階建て）

軒高 15.5 m

建築面積 1 213.6 m²

延べ面積 3 740.0 m²

構造形式：PRC, RC 併用構造

基礎：PC 杭による基礎（PC 杭 φ450, l=9 m）

主要部材：柱 ②～⑧通り 1階～R階

60 cm × 80 cm

①, ⑨通り 1階～R階

60 cm × 60 cm

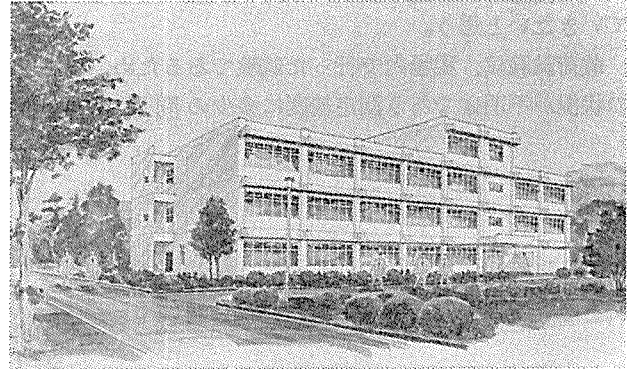


写真-1 完成予想図

梁 ②～⑧通り 2階～4階

50～35 cm × 90 cm

1階（地中梁）

40 cm × 120 cm

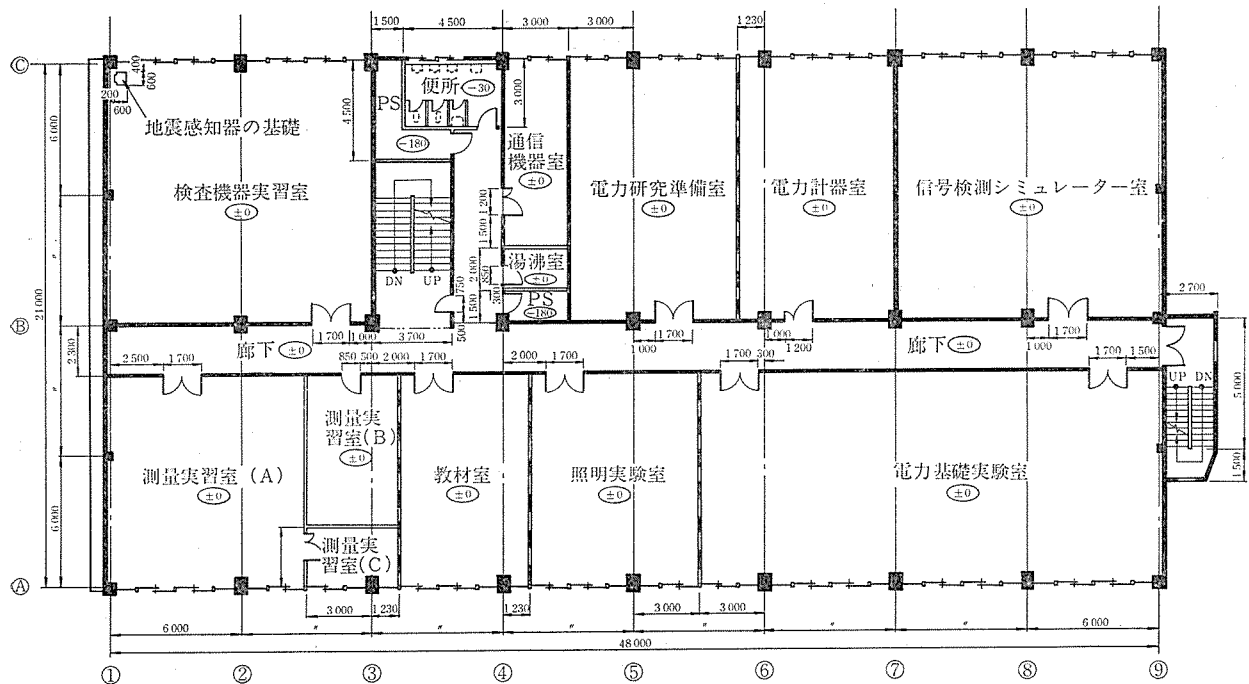


図-1 2階平面図

* 日本国有鉄道東京建築工事局

** 北海道ピー・エス・コンクリート（株）建築支店

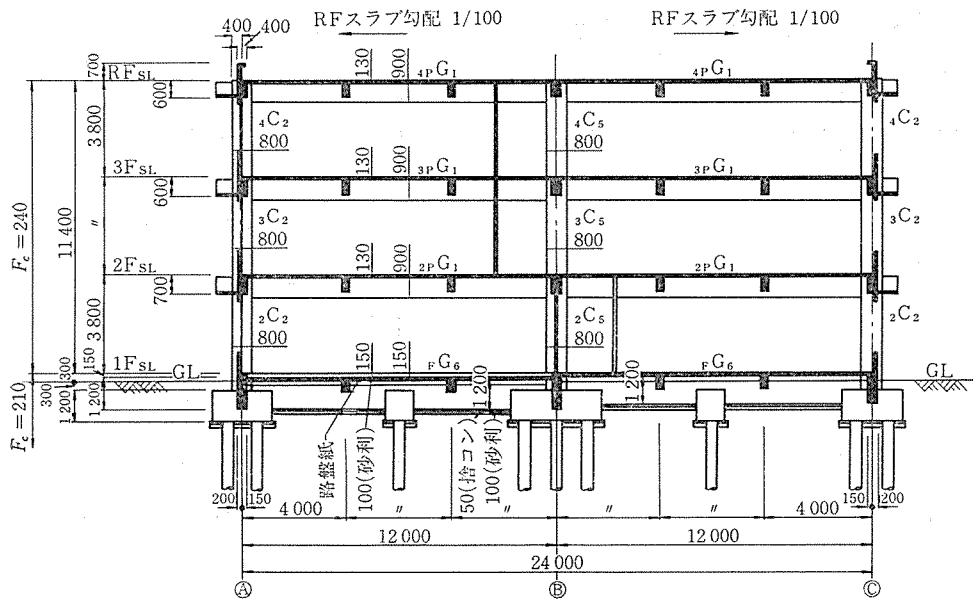


図-2 6 フレーム断面図

①通り	2階～4階	35 cm × 70 cm
	1階 (地中梁)	40 cm × 120 cm
④～⑥通り	R階	35 cm × 70 cm
	3階	40 cm × 70 cm
	2階	40 cm × 80 cm
	1階 (地中梁)	35 cm × 120 cm
スラブ	P.H階	厚 12 cm
	R～2階	厚 13 cm
	1階	厚 15 cm

1.2 使用材料

コンクリート：1階柱以上 $F_c=240 \text{ kg/cm}^2$
 1階床以下 $F_c=210 \text{ kg/cm}^2$

鉄筋：SD 35, SD 30

P C 鋼材：ストランド 12T12.4 mm

1.3 設計方針

- 1) 梁間方向はポストテンションの PRC 構造，桁行方向は RC 構造とする。
- 2) 鉛直力に対する応力計算は固定法により，水平力に対する応力計算は武藤博士の D 法による。
- 3) PRC 梁の設計は下記のとおりとした。
 - ・導入時はコンクリートの許容引張応力の存在を認める。
 - ・固定荷重時（自重+仕上げ+設備荷重）はコンクリートの引張応力の存在を認めない。
 - ・設計荷重時 ($G+P$) はひびわれの存在を認めるが，最大ひびわれ幅は 0.1 mm 以下程度とする。

ひびわれ幅の制御は鉄筋の許容力を低減した形で行っている。

・短期応力に対しては終局強度設計 ($G+P+1.5K$) で行っている。

・断面算定の仮定において，イ) 鉄筋とコンクリートの間には平面保持が成立する。ロ) 導入されたプレストレス力は設計時以降は増減がないとする。ハ) コンクリートの引張応力は無視する。等の条件のもとに行っている。

1.4 伏図，ラーメン図

各階伏図を 図-3～6 に，ラーメン図を 図-7～15 に

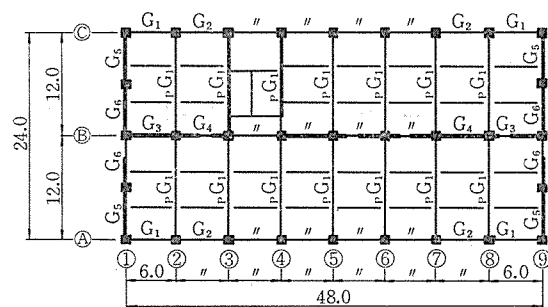


図-3 2階床伏図

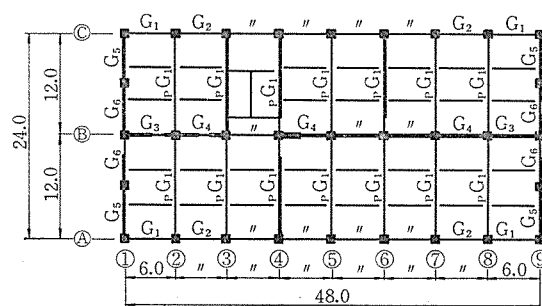


図-4 3階床伏図

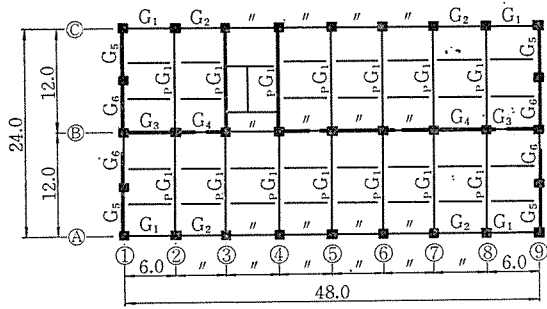


図-5 R階床伏図

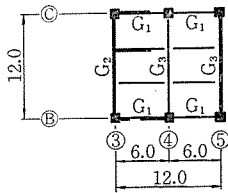


図-6 P.R階床伏図

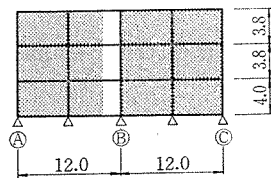


図-7 ①ラーム

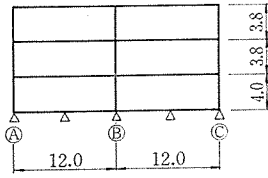


図-8 ②⑥⑦⑧ラーム

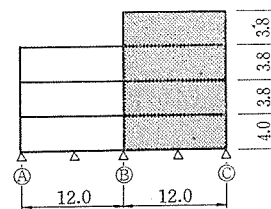


図-9 ③ラーム

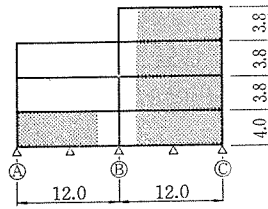


図-10 ④ラーム

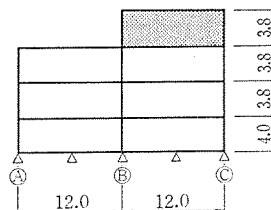


図-11 ⑤ラーム

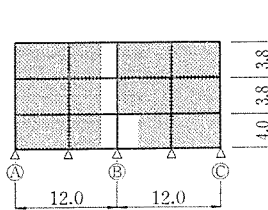


図-12 ⑨ラーム

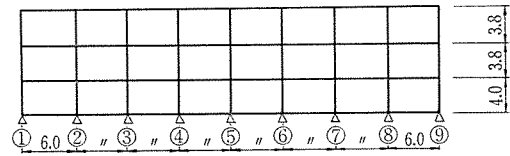


図-13 ①ラーム

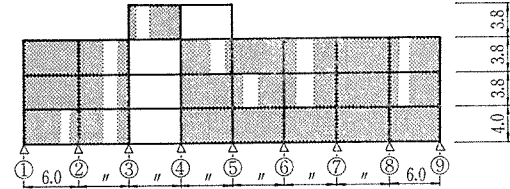


図-14 ⑤ラーム

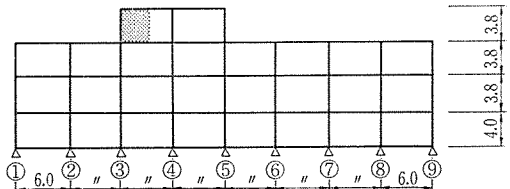


図-15 ③ラーム

示す。

1.5 地震層せん断力

1次設計用地震力については、表-1 に示す。

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

$$Z = 1.0$$

$$R_t = 1.0$$

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T}$$

$$T = 0.02 H = 0.324 \text{ sec}$$

$$C_0 = 0.2$$

表-1 1次設計用地震力

階	各階地震 用重量 W_i (t)	ΣW_i	W_i /建 物重量	A_i	C_i	Q_i (t)	P_i
R	159.4	159.4	0.038	2.68	0.536	85.4	85.4
3	1202.9	1362.3	0.322	1.47	0.294	400.5	315.1
2	1443.1	2805.4	0.664	1.19	0.238	667.7	267.2
1	1420.1	4225.8	1.0	1.0	0.200	845.2	177.5

1.6 層間変形角

層間変形角については、表-2 を参照されたい。

表-2

階	h_i	Q_i	X 方 向				Y 方 向			
			ΣD	δ_i	R_i	判 定	ΣD	δ_i	R_i	判 定
R	380	85.4	5.92	0.808	1/470	0.93 OK	6.20	0.771	1/493	0.74 OK
3	380	400.5	39.44	0.569	1/668	1.32 OK	56.96	0.394	1/964	1.45 OK
2	380	667.7	40.81	0.916	1/415	0.82 OK	57.17	0.654	1/581	0.87 OK
1	410	845.2	63.97	0.860	1/477	0.94 OK	78.44	0.701	1/585	0.88 OK

1.7 PRC 梁の断面算定

(1) 梁の断面定数ならびに PC 鋼材の配置

表-3 を参照されたい。

表-3

断面性能	階	外 端	中 央	内 端	
軸力有効幅	R	50 cm	600 cm	600 cm	
	3,2				
曲げ有効幅	R	296 cm	281 cm	296 cm	
	3,2				
断 面 積 (軸力用)	R	4 500 cm ²	9 930 cm ²	11 100 cm ²	
	3,2		10 495 "	11 650 "	
断面係数	Z ₁	R	1.95×10 ⁵ cm ³	1.71×10 ⁵ cm ³	1.95×10 ⁵ cm ³
		3,2	2.04×10 ⁵ "	1.79×10 ⁵ "	2.04×10 ⁵ "
	Z ₂	R	0.95×10 ⁵ cm ³	0.70×10 ⁵ cm ³	0.95×10 ⁵ cm ³
		3,2	0.97×10 ⁵ "	0.71×10 ⁵ "	0.97×10 ⁵ "
断面 2 次モー メント	R	5.78×10 ⁶ cm ⁴	4.48×10 ⁶ cm ⁴	5.78×10 ⁶ cm ⁴	
	3,2	5.94×10 ⁶ "	4.59×10 ⁶ "	5.94×10 ⁶ "	
偏 心 距 離	R	-0.45 cm	45.87 cm	-9.55 cm	
	3,2	-0.99 "	46.40 "	-9.01 "	

(2) PC 鋼材の配置

図-16 を参照されたい。

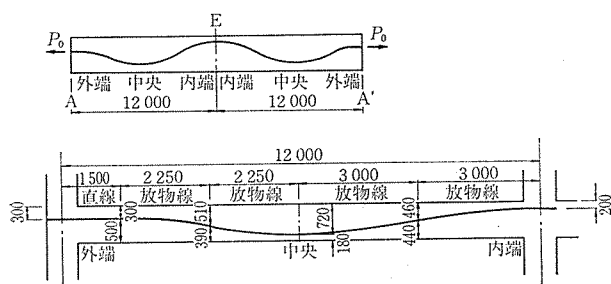


図-16

(3) PRC 梁の断面算定フロー

図-17 に示す。

(4) 必要 PS 導入力の算定

RF の梁は (G+P), 3F, 2F の梁は (G+0.1P) 時において梁中央部下端に引張応力が生じない導入力を決定する (表-4 参照)。

$$P_0 = \frac{M_f}{\eta \left(e + \frac{Z_2}{A} - \frac{M_{100x}}{100} \right)}$$

M_f : (固定荷重+積載荷重)時梁中央モーメント (t·cm)

M_{100x} : 100 ton 導入した時の不静定モーメント (t·cm)

η : PS 有効率 0.85

e : 偏心距離 (cm)

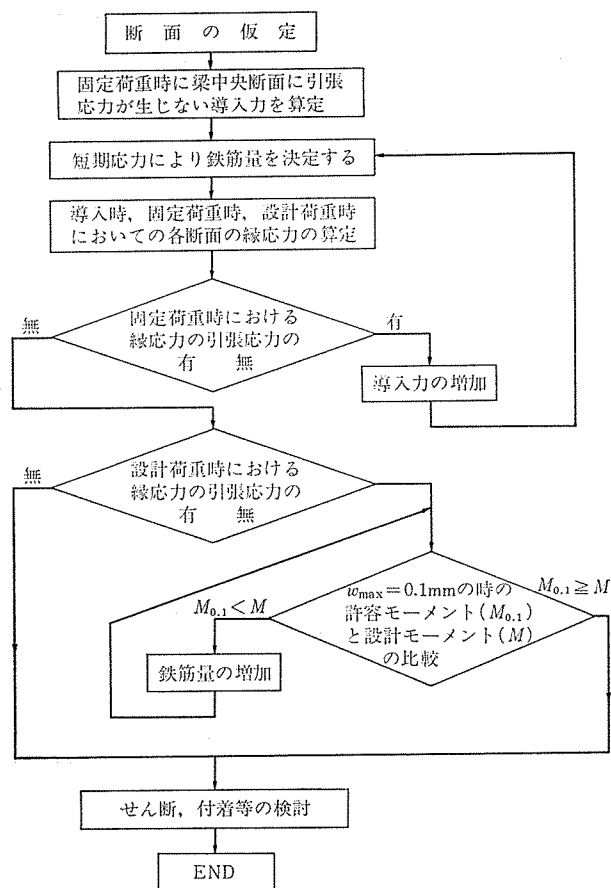


図-17

Z_2 : 断面定数 (下端) (cm³)

A : 軸力有効断面積 (cm²)

表-4

階	M_f (t·cm)	$M_{100x}/100$ (t·cm)	e (cm)	Z_2 (cm ³)	A (cm ²)	P_0 (t)	P_y (t)
R	3 180	16.6	45.9	70×10 ³	9 930	102.9	128.6
3	3 160	19.5	46.4	71×10 ³	10 495	110.4	138.0
2	3 100	18.8	46.4	71×10 ³	10 495	106.1	132.6

・PC 鋼材の選択

RF~2F とも 12T12.4 mm ストランド

$P_y=166.8$ t (1本)

(5) コンクリートの応力度検査

中央断面ならびに端部断面について, 導入時および設計時の応力度を上端, 下端について算出し, いずれも許容圧縮応力度, 許容引張応力度以下であることを検定した。

(6) 破壊の安全度検査 (スパンの 1/4 l 部については省略)

1) 必要曲げ破壊モーメント

表-5 に示す。

表-5 (単位: t・m)
(注) (G+P+1.5K) のMは上端のM。

		1.7(G+P)	1.2G+2P	G+P+1.5K	$m_p \cdot P$
RF	外端	66.6	51.6	78.6	18.1
	中央	54.1	42.4	36.4	19.9
	内端	113.0	87.6	96.8	21.7
3F	外端	102.7	80.5	125.3	23.0
	中央	62.2	48.4	41.1	23.3
	内端	118.3	93.7	125.5	23.6
2F	外端	100.8	81.0	148.6	21.8
	中央	62.2	49.0	43.9	22.6
	内端	129.2	102.8	150.0	23.3

2) 曲げ破壊モーメント

外端部曲げ破壊モーメント (図-18参照)

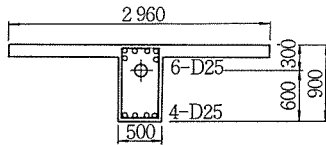


図-18

(上端)

$$x_n = \frac{(166.8 + 5.07 \times 6 \times 3.5)}{50 \times 240} \times 10^3 = 22.77 \text{ cm}$$

$$j_p = 0.6 - 0.5 \times 0.2277 = 0.486 \text{ m}$$

$$j_r = 0.83 - 0.5 \times 0.2277 = 0.716 \text{ m}$$

(2段配筋)

$$M_{u上} = 166.8 \times 0.486 + 5.07 \times 6 \times 3.5 \times 0.716 = 81.0 + 76.2 = 157.2 \text{ t}\cdot\text{m} > 1.5 M_E + M_L$$

(下端)

$$x_n = 3.10 \text{ cm}$$

$$j_p = 0.3 - 0.5 \times 0.031 = 0.284 \text{ m}$$

$$j_r = 0.85 - 0.5 \times 0.031 = 0.834 \text{ m}$$

(1段配筋)

$$M_{u下} = 166.8 \times 0.284 + 5.07 \times 4 \times 3.5 \times 0.834 = 47.3 + 59.2 = 106.5 \text{ t}\cdot\text{m} > 1.5 M_E + M_L$$

中央部曲げ破壊モーメント (図-19参照)

$$x_n = \frac{(P_{yp} + P_{yr}) \times 1000}{B \times F_c} = \frac{(166.8 + 4 \times 5.07 \times 3.5) \times 10^3}{281 \times 240} = 3.52$$

$$j_p = 72 - 0.5 \times 3.52 = 0.702 \text{ m}$$

$$j_r = 85 - 0.5 \times 3.52 = 3.832 \text{ m}$$

$$M_u = 166.8 \times 70.24 / 100 + 5.07 \times 4 \times 3.5 \times 83.24 / 100 = 117.16 + 59.08 = 176.24 \text{ t}\cdot\text{m}$$

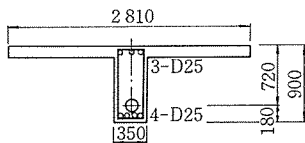


図-19

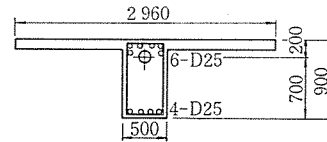


図-20

内端部曲げ破壊モーメント (図-20参照)

(上端)

$$x_n = 22.77 \text{ cm}$$

$$j_p = 0.70 - 0.5 \times 0.2277 = 0.586 \text{ m}$$

$$j_r = 0.83 - 0.5 \times 0.2277 = 0.716 \text{ m}$$

(2段配筋)

$$M_{u上} = 166.8 \times 0.586 + 5.07 \times 6 \times 3.5 \times 0.716 = 97.7 + 76.2 = 173.9 \text{ t}\cdot\text{m} > 1.5 M_E + M_L$$

(下端)

$$x_n = \frac{(166.8 \times 5.07 \times 3 \times 3.5)}{296 \times 240} \times 10^3 = 3.10 \text{ cm}$$

$$j_p = 0.2 - 0.5 \times 0.031 = 0.184 \text{ m}$$

$$j_r = 0.85 - 0.5 \times 0.031 = 0.834 \text{ m}$$

(1段配筋)

$$M_{u下} = 166.8 \times 0.184 + 5.07 \times 4 \times 3.5 \times 0.834 = 30.69 + 59.20 = 89.8 \text{ t}\cdot\text{m} > 1.5 M_E + M_L$$

(7) ひびわれ幅の検査

最大ひびわれ幅 $W_{max} = W_{ave} \times 1.5$

平均ひびわれ幅 $W_{ave} = (\epsilon_{s,ave} + \epsilon_{sh}) l_{ave}$

$\epsilon_{s,ave}$: 平均鉄筋ひずみ

ϵ_{sh} : 乾燥収縮ひずみ

平均ひびわれ間隔 $l_{ave} = 2 \left(C + \frac{S}{10} \right) + 0.1 \cdot \frac{\phi}{P_e} = 20 \text{ cm}$

$$P_e = A_s / A_{ce} = 20.28 / 507.5 = 0.040$$

$$F_t / P_e = 16.8 / 0.040 = 420$$

$$\sigma_s = (M(G+P) - M(G+x \cdot P)_{(0 \leq x < 1)}) / \sigma_t \cdot (4/5) \cdot d_r = 600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s,ave} = 1.5 \times 10^{-4} \quad \epsilon_{sh} = 2.0 \times 10^{-4} \text{ (仮定)}$$

平均ひびわれ幅 $W_{ave} = 3.5 \times 10^{-4} \times 200 = 0.07 \text{ mm}$

最大ひびわれ幅 $W_{max} = 0.07 \times 1.5 = 0.105 \text{ mm}$

(8) せん断破壊耐力の検討

$$S_0 = 0.93 \times 10^5 \text{ cm}^3, \quad \sigma_t = 0.07 F_c = 16.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_g = 11.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0 = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_g + \sigma_t)^2 - \sigma_g^2} = 12.95$$

$$Q_u = \frac{bI}{S_0} \tau_0 = 41.3 \times 10^3 \text{ kg}$$

断面が曲げ破壊するときのせん断力

$$Q_M = Q_L + \frac{\sum M_u}{l'} = 55.0 \text{ t}$$

せん断補強

$\alpha=1$ として、RC 規準より、

$$p_w = \frac{Q_M - Q_u}{0.5_w f_t \cdot b_j} + 0.002 = 0.0045$$

□ D 13 の場合、 $x=11.2 \text{ cm} \rightarrow \square \text{D} 13 @ 100$ とする。

地震時中央部では、 $Q_u=31.9 \text{ t} > Q_M=25.3 \text{ t}$ である。

1.8 設計にあたって

PC 構造と RC 構造の中間的構造物である PRC 構造の耐震設計をどのように考えて設計するかは RC に近いものと、PC に近いものがありその幅が広くて非常に難しい。今回の設計は PC 規準の設計法を準用し、終局強度設計法によった。この建物は用途が教室なので室と室とは遮音等の問題のためコンクリート壁が多い構造物であり、保有水平耐力についても壁量、柱量に基づく略算法（剛性率、偏心率を満たし、 $\sum 25 A_w + \sum 7 A_c \geq 0.75 ZW A_i$ 、 $\sum 18 A_w + \sum 18 A_c \geq ZW A_i$ ）を満足する程度確保されている。

設計にあたって、ひびわれ幅の算定と鉄筋の許容応力度の関係については扱いが複雑な感じがする。しかし重要なことなのでわかりやすい方法の研究を切望する。特に R 階の設計には、防水のことを考慮するとひびわれを許さない設計とすべきであると思う。PRC 構造のようにプレストレスの導入量が少ない場合は、測定報告にもものべてあるが、温度応力によってプレストレス力が相殺される可能性もあるので、導入力の検討については、壁や温度の問題について充分注意し設計する必要がある。

2. PRC 構造の変位およびひずみ測定

2.1 測定概要

この建物は、梁間方向 PRC 構造であり、梁断面に導入される有効プレストレス力は約 $\sigma_g=10 \text{ kg/cm}^2$ と軽度の導入力である。ここでは、面外隣接壁のある構造に関し、梁に導入されたプレストレス力のような影響を受けるかを知るために、以下の 2 項目の調査をした。

- 1) プレストレス導入時の現場ひずみ測定を行い、計算値と比較し、主に隣接壁の拘束によるプレストレスの損失量を調べる。
- 2) プレストレスを導入したのち、支保工撤去以後の状態における温度応力の影響を調べる。

2.2 測定概要

(1) 測定項目

- ・梁断面の上端・下端のひずみ測定 24 か所 (②, ⑦通り ③~⑧間屋上梁)
- ・梁の中央部鉛直方向変位測定 4 か所 (②, ⑦通りの ③~⑧間屋上梁と 3 階梁)

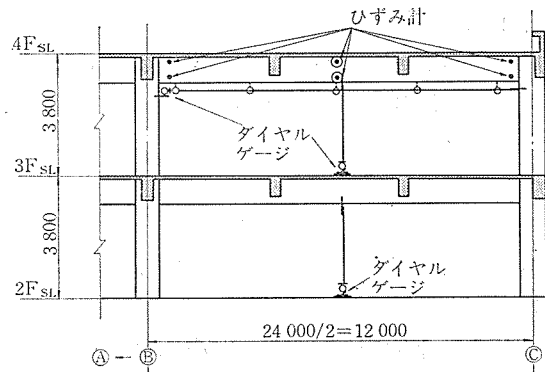


図-22 ひずみ計取付け位置

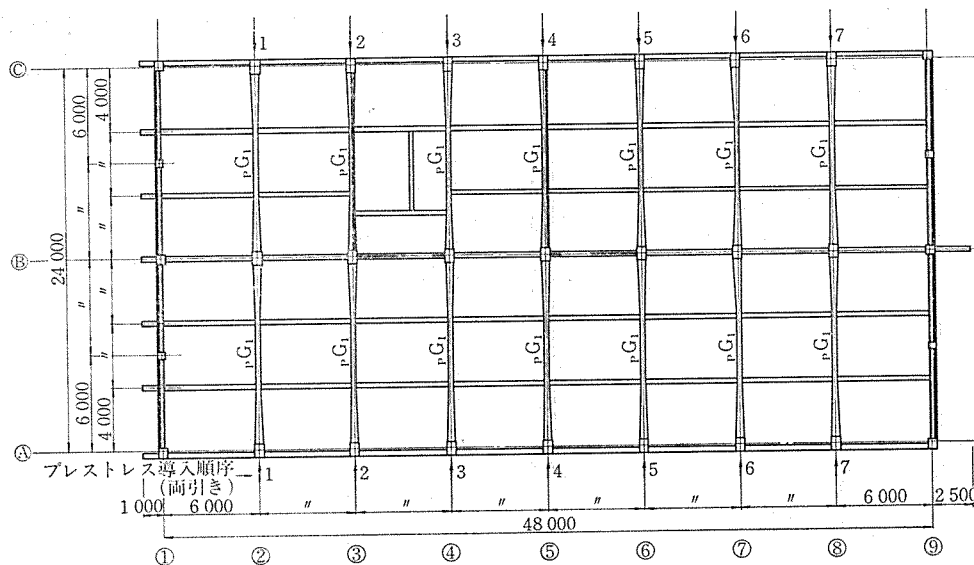


図-21 プレストレス導入順序 (4 階梁)

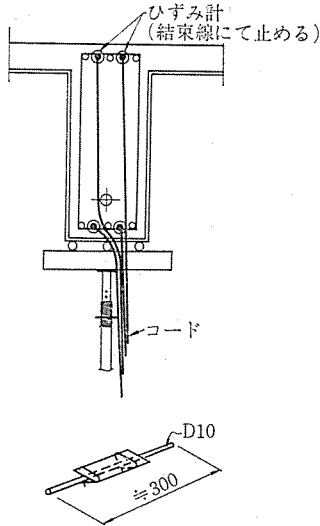


図-23 ひずみ計取付け図

・柱の水平変位測定2か所(②, ⑦通り⑧通りの3階柱頭)

(2) 測定ラーメンの材料強度ほか

1) コンクリート

ストレス導入時の材令は21日で、そのコンクリート平均強度は $F_c = 260 \text{ kg/cm}^2$ 、スランプは15cm、推定ヤング係数は $E = 2.39 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、せん断弾性数は $G = 1.03 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ である。

2) PC鋼材

鋼材の種類はストランド 12T12.4mm を使用し、定着時導入力は1ケーブル120トンである。

(3) 測定装置

1) ひずみ計(埋込み型ひずみゲージ)

2) 変位計(ダイヤルゲージ型電気式変位計)

3) 温度計(棒状温度計)

(4) 測定時の現場状況

1) プレストレス導入時の状況

(4月24日10時から4月27日11時まで)

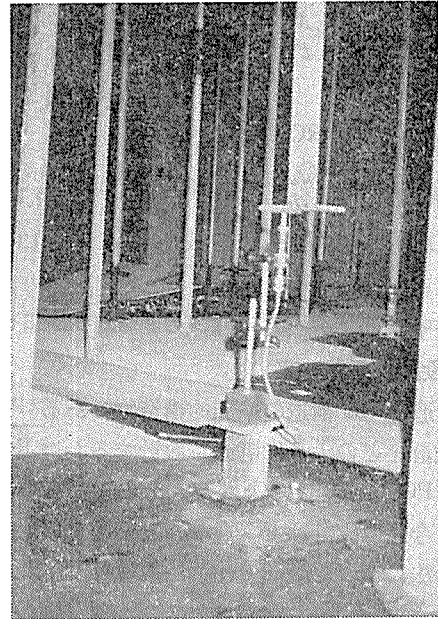


写真-3 変位計

イ) 柱の仮枠はすべて除去されている。

ロ) 梁とスラブ下の仮枠は除去されていない。

ハ) 梁の側仮枠は除去されている。

ニ) スラブ下支保工と仮枠は弛緩されている。

ホ) 屋上は直射日光に対して、断熱カバーはしていない。

2) 温度応力の影響

(4月27日12時から5月1日16時まで)

イ) すべての支保工は撤去されている。

ロ) 他は1)の状況と同じである。

(5) 測定方法

1) プレストレス導入時の測定

(4月24日10時から4月24日15時まで)

イ) プレストレス導入は、②通りより順次⑧通りまで導入し、各通りのプレストレス導入時に②通りと⑦通りのひずみおよび変位を同時に測定する。



写真-2 測定装置

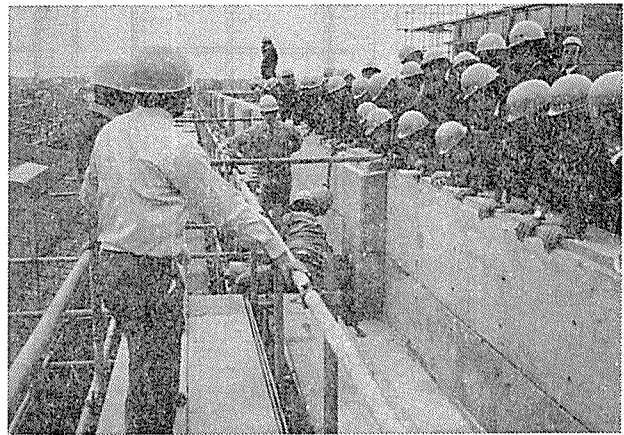
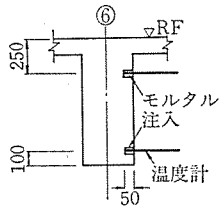


写真-4 プレストレス導入(⑦通り)

表一6 天候、室温、部材温度

測定日		昭和56年4月24日							4月25日		4月26日	
時 間		10:00	11:00	12:00	13:00	13:30	14:00	15:00	10:00	16:00	10:00	16:00
天 候		快 晴							曇	雨	晴	
温度 (°C)	上 側	16.5	16.5	17.0	17.0	17.2	17.2	17.7	18.5	17.5	14.0	14.5
	下 側	16.0	16.0	16.5	16.5	17.0	17.2	17.5	18.0	17.5	13.0	14.0
	屋 内	18.7	19.0	20.7	21.4	21.8	22.0	21.8	18.0	16.0	14.0	16.0

測定日		4月27日		4月28日		4月29日		4月30日		5月1日	
時 間		10:00	16:00	10:00	16:00	10:00	16:00	10:00	16:00	10:00	16:00
天 候		快	晴	晴		曇	晴	雨	曇	快	晴
温度 (°C)	上 側	14.0	15.5	16.0	16.5	15.0	16.5	16.5	17.0	17.0	17.5
	下 側	13.5	15.5	15.5	16.5	15.0	16.0	16.5	17.0	16.5	17.5
	屋 内	15.5	21.5	16.5	19.0	15.5	19.0	16.0	18.5	18.5	21.5



図一24 温度計取付け位置

ロ) 大梁1本に1ケーブルのため測定段階としてプレストレス導入力は、15トン、30トン、60トン、80トン、120トンの段階についてそれぞれ測定した。

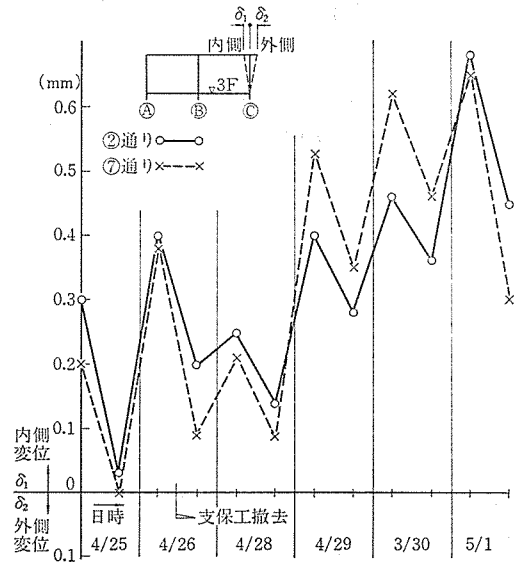
2) 温度応力の測定

(4月25日から5月1日まで)

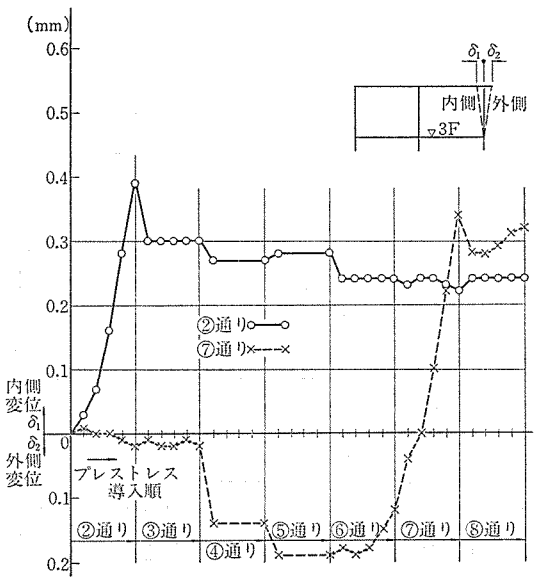
イ) ②通りと⑦通りのひずみおよび変位測定は、コンクリート材令の22日から28日まで毎日10時と16時の2回測定を行った。

2.3 変位およびひずみの測定値

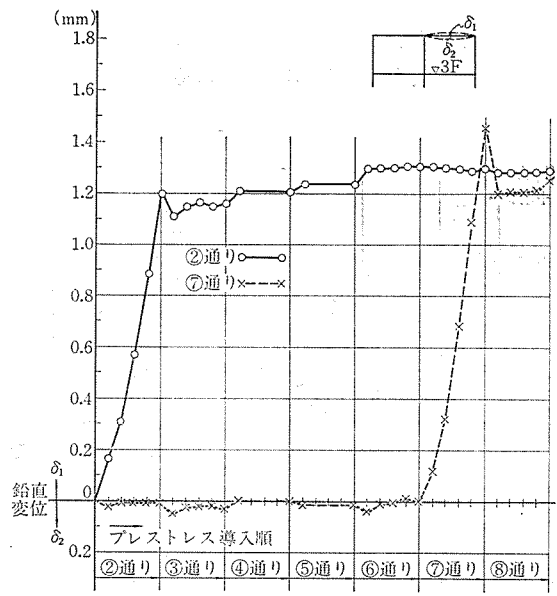
測定条件を表一6に、温度計取付け位置を図一24に、それぞれの変位およびひずみの測定結果を図一25~29に示す。



図一25 (b) 3階柱頭外端水平変位 (4月25日から5月1日、測定時刻10時、16時)



図一25 (a) 3階柱頭外端の水平変位 (4月24日、10時から15時)



図一26 (a) R階梁中央鉛直変位 (4月24日、10時から15時)

報 告

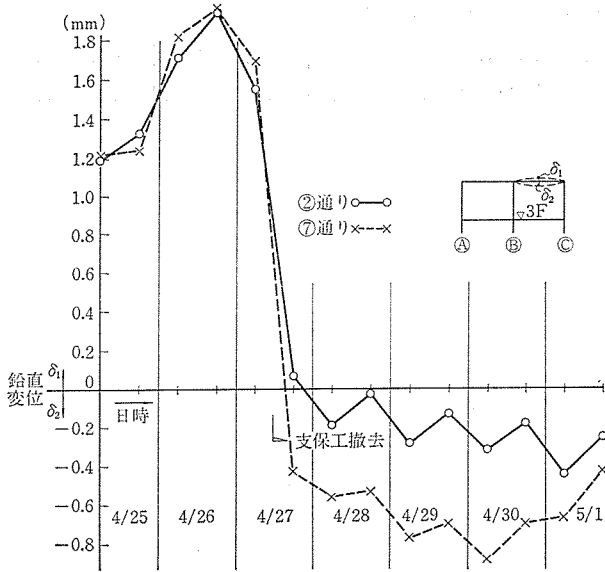


図-26 (b) R 階梁中央部鉛直変位
(4月25日から5月1日, 測定時刻10時, 16時)

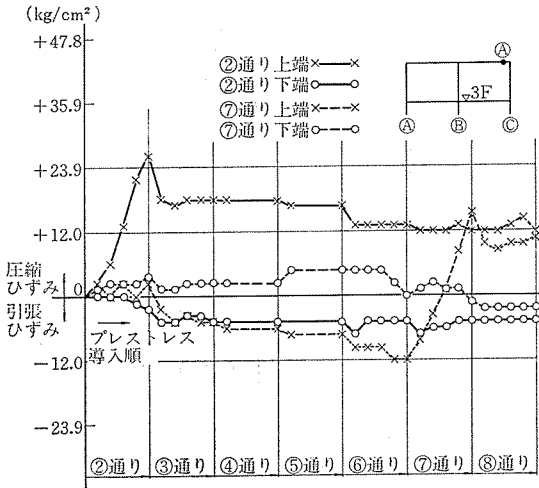


図-27 (a) R 階梁④部 (外端) ひずみ
(4月24日, 10時から15時)

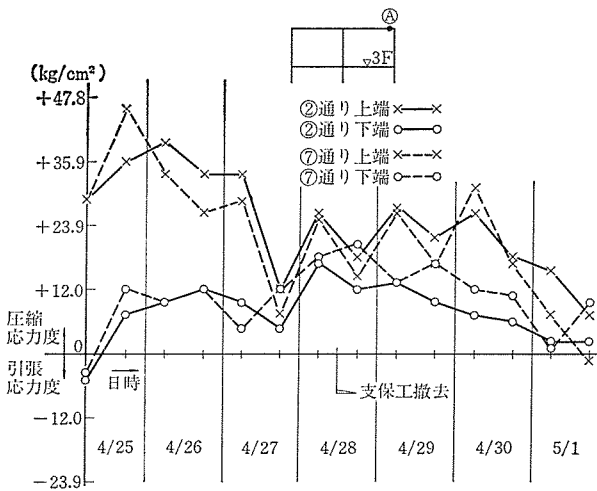


図-27 (b) R 階梁④部 (外端) ひずみ
(4月25日から5月1日, 測定時刻10時, 16時)

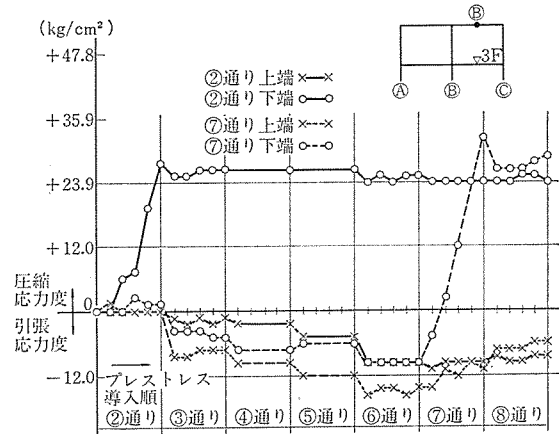


図-28 (a) R 階梁⑥部 (中央) ひずみ
(4月24日, 10時から15時)

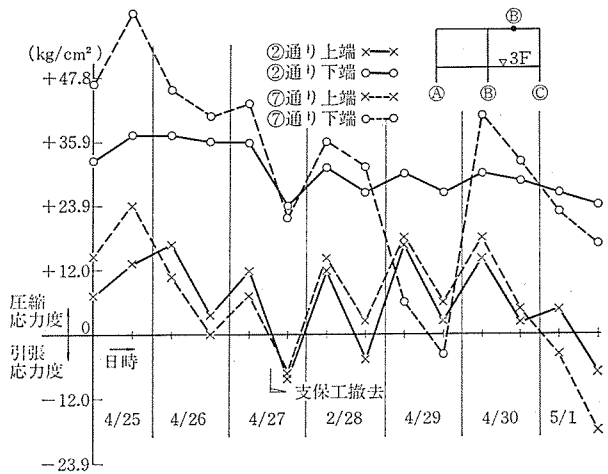


図-28 (b) R 階梁⑥部 (中央) ひずみ
(4月25日から5月1日, 測定時刻10時, 16時)

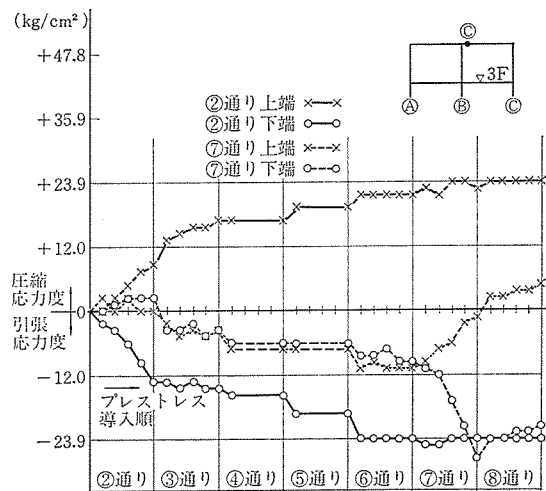


図-29 (a) R 階梁③部 (内端) ひずみ
(4月24日, 10時から15時)

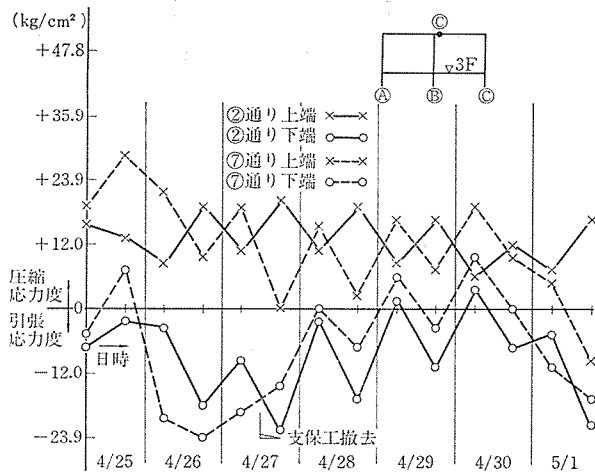


図-29 (b) R 階梁C部 (内端) ひずみ
(4月25日から5月1日, 測定時刻10時, 16時)

2.4 応力解析

(1) 有限要素法による計算

梁端部にプレストレスを導入した時における隣接壁の拘束力を計算するため、柱をバネに置換した平面板として、②通り (Aタイプ) と⑦通り (Bタイプ) を有限要素法によって計算した。解析条件としては、ヤング係数 $E=2.33 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, せん断弾性係数 $G=0.95 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, 端部プレストレス 導入力 120 トンとした。コンクリート断面内に入っている鉄筋は考慮してない。

(2) 使用コンピューターとプログラム名称

センチュリリサーチセンター (株) の NASTRAN を使用した。

2.5 測定値と計算値の比較

(1) 隣接壁の拘束によるプレストレスの損失

1) 柱の水平変位による比較

イ) ストレス導入時の②通りと⑦通りの水平変位の測定値を比較すると、②通りは⑦通りの約70%であった。

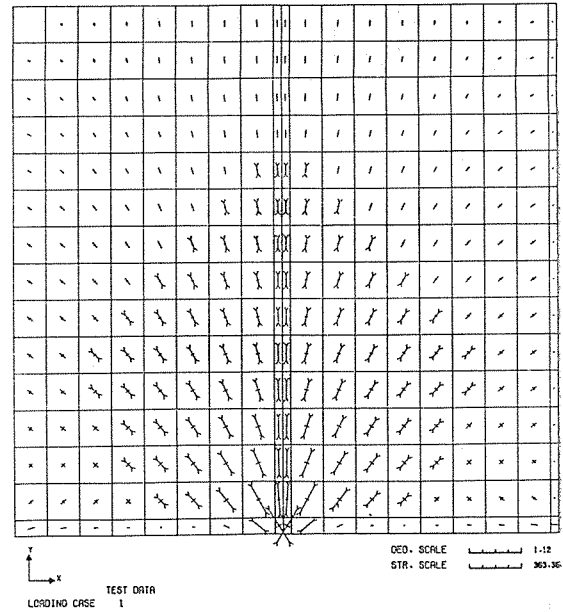


図-31 (a) Aタイプ応力(②通り)

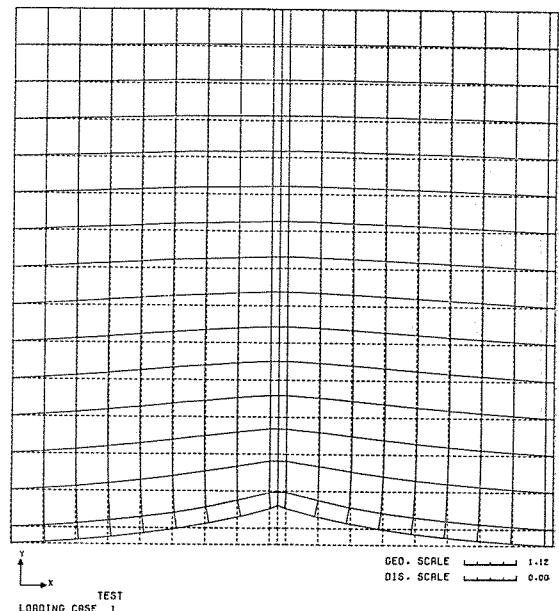


図-31 (b) Aタイプ変位(②通り)

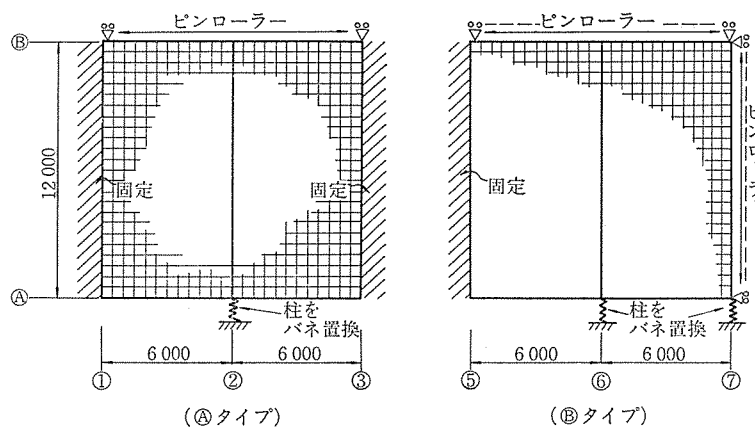


図-30 拘束条件

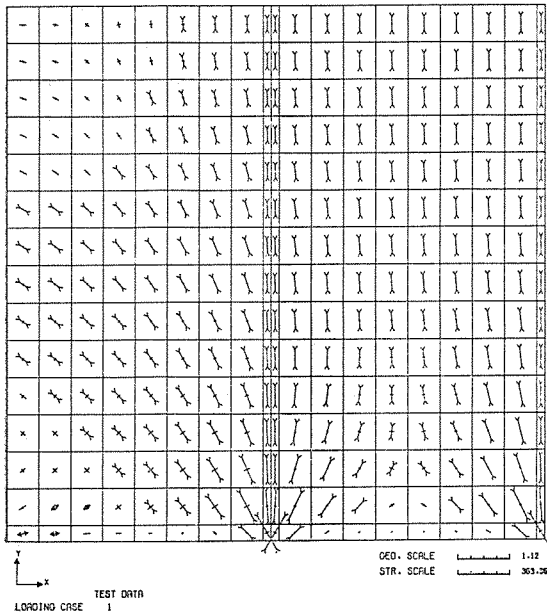


図-32 (a) ㊸タイプ応力 (㊸通り)

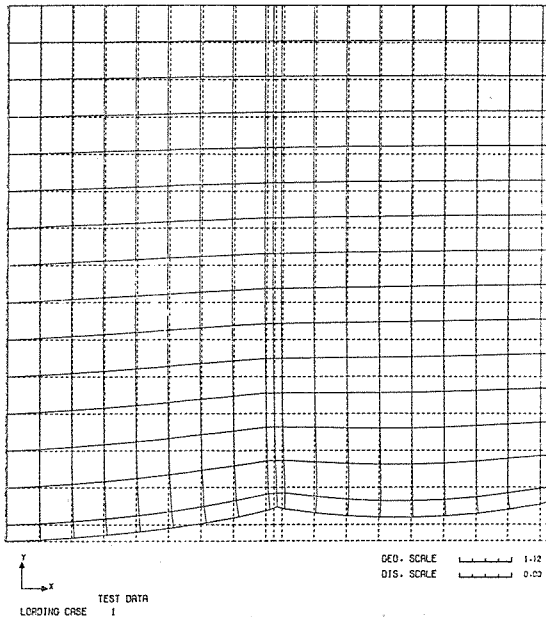


図-32 (b) ㊸タイプ変位 (㊸通り)

ロ) 有限要素による解析結果の㊸通りと㊸通りの水平変位を比較すると、㊸通りは㊸通りの約70%であった。

ハ) 計算値と測定値とを比較すると、表-7に示すように計算値は㊸通り、㊸通りとも約1.3倍で計算値の方が大きい値となっている。これは測定値 ($E=2.39 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$) と計算値 ($E=2.23 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$) のヤング係数の差によるものと思われる。測定値の条件に統一して補正すると、表-7の補正計算値は㊸通りで 0.47 mm (計算値 0.52 mm)、㊸通りで 0.64 mm (計算値 0.71 mm) となる。さらに計算値に、スラブ下と梁下の仮枠

表-7 3階柱頭の水平変位 (単位: mm)

	測定値	計算値	補正計算値
㊸通りプレストレス導入時 (最終値 120 トンの値)	0.39	㊸タイプ 0.52	㊸タイプ 0.47
㊸通りプレストレス導入時 (最終値 120 トンの値)	0.56	㊸タイプ 0.71	㊸タイプ 0.64

の拘束およびコンクリート断面内の鉄筋を考慮すると、測定値は補正値に近い値となる。

2) 梁中央部の鉛直変位

ストレス導入時 (コンクリート材令 21 日) の㊸通りは 1.2 mm、㊸通りは 1.46 mm であり、その比率は㊸通りは㊸通りに対して 82% であった。

3) 梁中央断面の上端および下端のひずみ

㊸通りプレストレス導入時 (コンクリート材令 21 日) の㊸通りおよび㊸通りのひずみについて比較すると、㊸通りは上端 -9.5 kg/cm^2 、下端 $+23.9 \text{ kg/cm}^2$ であり、㊸通りは上端 -10.7 kg/cm^2 、下端 $+32.2 \text{ kg/cm}^2$ である。㊸通りは㊸通りの約 80% になっている。

これは今回のような条件の範囲では、隣接壁の拘束による、プレストレスの損失は 20% から 30% 程度であることが想定される。

また㊸通り、㊸通りを純ラーメンの計算値と比較すると、純ラーメンに対して㊸通りは 5% 損失し、㊸通りは 25% 損失することになる。

(2) 温度応力による影響

1) 柱の水平変位

イ) 材令 21 日 (4 月 24 日 10 時) の㊸通り水平変位は 0.39 mm であり、4 時間後に 0.23 mm と約 40% 変化した。これは応力度に換算すると、内端の上端で約 10 kg/cm^2 、下端で約 8 kg/cm^2 の変化となる。

ロ) 支保工撤去後、材令 26 日 (4 月 29 日) の㊸通りの水平変位は 10 時に 0.40 mm が 16 時には 0.28 mm と約 30% 変化した。これは応力度に換算すると、内端の上端で約 8.0 kg/cm^2 、下端で約 9.0 kg/cm^2 の変化となる。

2.5 まとめ

(1) 耐震壁の拘束によるプレストレスの損失について

設計にあたって、今回程度の拘束条件であれば、プレストレス導入力を 20% 程度大き目に導入しておく必要がある。しかし実際の建物ではより複雑な拘束条件が多いのでそのつど適確に判断し、導入プレストレス量を検討する必要がある。

(2) 温度応力について

4 月の 1 日の温度変化により梁の上端下端において、

8 kg/cm²~20 kg/cm² の変化が生じている。プレストレス導入時期の温度と年間における最大の温度差が、今回の温度差よりもかなり大きくなり、一時的にプレストレス損失が大きくなるので、有効プレストレス力が危険になる場合も考えられる。

特に大スパン構造を軽度のプレストレス力で設計する場合に、構造設計および建物のディテール設計についても十分な配慮が必要である。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：プレストレストコンクリート構造設計・施工規準
- 2) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種 PC）構造設計・施工指針（案）
- 3) 竹本 靖：プレストレスト鉄筋コンクリート（P.R.C）建築の設計法，コンクリート工学，Vol. 19, No. 7

◀刊行物案内▶

穴あき PC 板設計施工指針・同解説

体 裁：B 5 判 128 頁 ビニール製の表紙で現場持ち歩きに便利
 定 価：1800 円（会員特価：1600 円） 送 料：450 円
 内 容：1. 総則 2. 材料および許容応力度 3. 部材の設計 4. 構造設計
 5. 接合部の設計 6. 施工（含取付・補修等）
 お申込みは代金を添えて、（社）プレストレストコンクリート技術協会へ

転勤（または転居）ご通知のお願い

勤務場所（会誌発送，その他通信宛先）の変更のご通知をお願いいたします。

会誌発送その他の場合，連絡先が変更になっていて，お知らせがないため郵便物の差しもどしをうけることがたびたびあります。不着の場合お互いに迷惑になるばかりでなく，当協会としても二重の手数と郵送料とを要することになりますので，変更の場合はハガキに新旧の宛先を記入のうえ，ただちにご一報下さるようお願いいたします。

ご転勤前後勤務先に送ったものがそのまま転送されないでご入手にできない場合は，当方として責任を負いかねますからご了承下さい。