

## プレストレスト鉄筋コンクリート構造 (PRC 構造) の設計例

須 賀 好 富\*  
西 邦 弘\*\*  
関 口 恭 子\*\*\*

### 1. はじめに

プレストレストコンクリート構造の採用が多くなってきたといわれる。比較的小規模の組織で、「プレストレスト」は「高嶺の花」と思ってきた実務家にとっても、最近はこの構造に関心を持つようになってきている。設計が煩雑で難しいので、つい敬遠し勝ちであったのが、時代の趨勢からか、よい建築、よい設計を目指す設計者の自覚の現われと考える。それにインパクトを与えたのがプレストレスト鉄筋コンクリート構造 (PRC 構造) の出現であり、具体的には昭和 58 年 10 月、日本建築センターより発刊された「プレストレストコンクリート造設計施工指針」(1983 年版) に刺激を受けたことは明白である。

少し大きいスパンが要求される場合、従来なら鉄骨鉄筋コンクリート構造 (SRC 構造) か、鉄骨構造 (S 造) としてきた。そのほか、無理に鉄筋コンクリート構造 (RC 構造) として梁せいを大きくとる設計も多い。この場合、設計者としては、ひび割れ等の心配を残しつつ、ただ計算上のつじつま合わせで設計を終えるケースもなくはないだろう。

さりとして本格的プレストレストコンクリート構造 (PC 構造) にするほどのことはないとする、RC 構造と PC 構造の中間を埋める PRC 構造が採用されるのはまさに自然の流れと言えよう。

かくして設計者は、自由度の大きい PRC 構造を新し

く構造種別第 5 番目の構造として仲間入りさせ得たことによって、より広汎な設計思想の展開が可能となるだろう。

考えてみればもともと PC 構造と RC 構造という、同じコンクリート構造に一線が引かれており、あたかも別構造であるという印象を与えていたことに問題があったのであろう。

PRC 構造の出現によって両者をリンクさせ得たことは大きい意義がある。RC 構造しか経験のない設計者にとっては、少しのプレストレスを導入した PRC 構造の設計で「プレストレスの味」を覚え、徐々に PC 構造をも理解するようになるであろう。

一方、PRC 構造にとって問題はなくもない。本設計例は本格的 PRC 構造の例であるが、部分的に、たとえばスラブだけとか、あるスパンの梁だけとかに採用される場合も多くなろう。その場合の PC 工事のコスト、施工体制、は早急に解決されねばならない問題である。

ここに掲載した設計例は重層体育館 (4 階建、スパン約 22 m) であり、今後この種の構造が多くなると思われる。また後半には実施例が多くなりつつある、アンボンド工法による PRC 構造床スラブの設計例を示す。

### 2. 重層体育館 (帝国女子高等学校体育館)

#### 2.1 建物概要 (図-1~図-5 参照)

用 途：学校の特別教室および体育館

設 計：(株) 都市・建築総合研究所

構造設計：(株) キンキ構造設計

規 模：地上 4 階建、  
延面積 3 590 m<sup>2</sup>

高 さ：軒高 G.L.+20.2 m  
ゆえに、高層 RC 造建築物設計指導指針扱いとする。

構 造：主体構造 鉄筋コンクリート造、一部の大梁に、プレストレスト鉄筋コンクリート造を採用



\* Yoshitomi SUGA  
近畿大学理工学部建築学  
科助教授



\*\* Kunihiko NISHI  
(株) キンキ構造設計  
(一級建築士)



\*\*\* Kyoko SEKIGUCHI  
(株) キンキ構造設計  
(一級建築士)

基礎 場所打ちコンクリート杭  
 PC 工事：ポストテンション工法とし、緊張は両引き  
 後、グラウトを行う

なお、以下の計算は、ロングスパン方向（Y方向）に  
 ついて記述する。

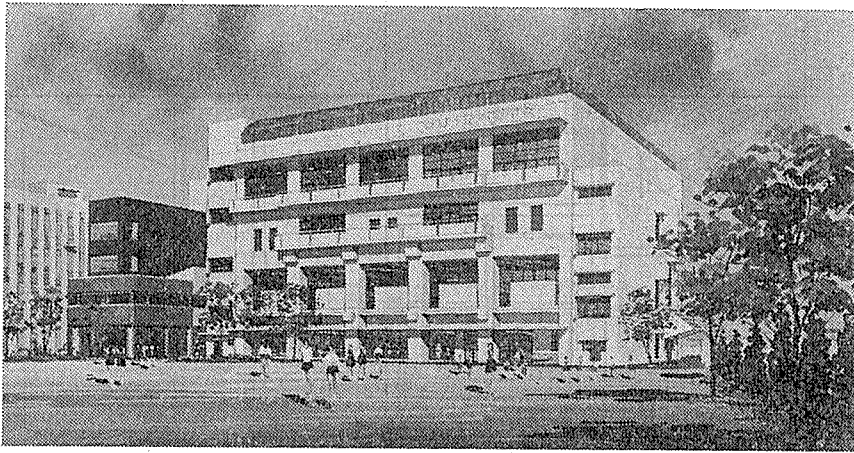


写真-1 完成予想図

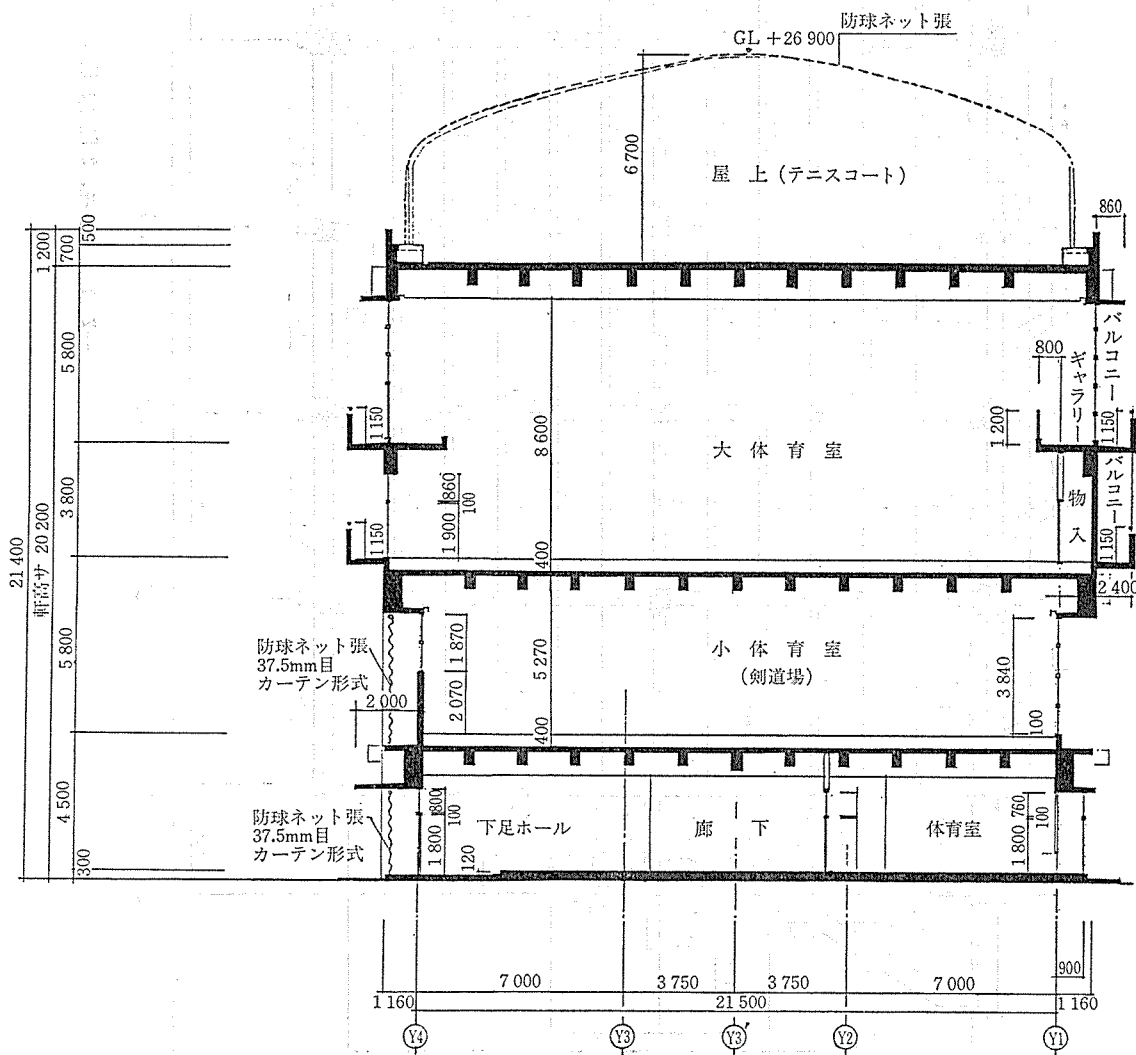


図-1 断面図



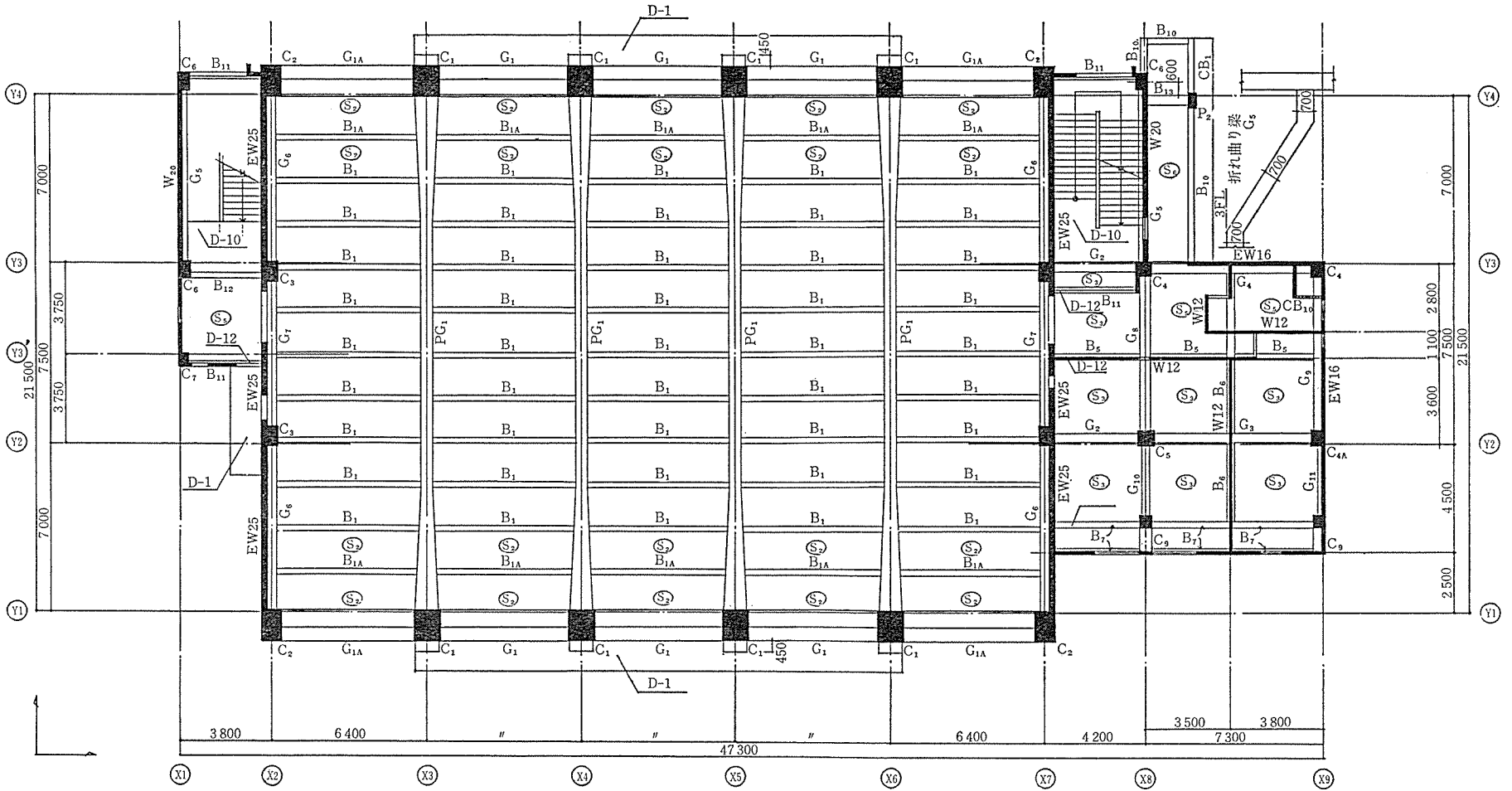


图-3 2階壁柱, 3階床伏図

報 告

2.2 設計方針

(1) 設計ルート

大スパン方向 (Y 方向) の設計ルートは、ルート 3b (保有耐力の計算) とする。ただし、Y 方向の PRC 梁付き架構は許容応力度設計および終局強度設計も併せて安全をはかる。

(2) 架構計画

本建物は RC 造であるが、3階・R階の 22.64m スパンと、2階の 11.32m スパンに対しては PRC 梁を採用する。

(3) 耐震計画

架構は FA を想定していたが、1 階において  $h_0/D < 2.0$  (短柱) となってしまったので、FB となる。また、耐震壁は、WA で Y 方向の構造特性係数  $D_s$  は、1 階で 0.4、2 階と 4 階は 0.35、3 階は  $\beta > 0.7$  となり、

0.4 を採用する。

(4) 断面検討 (PRC 架構について)

長期荷重時 ひび割れ幅の検討および破壊安全度の確認として、 $1.7(G+P)$  と  $1.2G+2.0P$  を比較し、大きい方の  $1.7(G+P)$  について検討する。

地震荷重時 終局強度設計法により、下記を満足させる。

$$\left[ \begin{array}{l} \text{梁 } M_u > G+P+1.5F_{es} \cdot K, \\ \quad \quad Q_u > G+P+1.2Q_M \\ \text{柱 } M_u > G+P+1.5F_{es} \cdot K, \\ \quad \quad Q_u > 1.2Q_M \end{array} \right.$$

(5) 使用材料 (表-1 参照)

コンクリート：四週強度  $F_c=300 \text{ kg/cm}^2$

PC 鋼材：VSL 工法  $\phi 12.7$

表-1

階	定着器具	ストランド本数	鋼材断面積 (mm <sup>2</sup> )	引張強度 $P_{pu}$ (t/本)	降伏強度 $P_{py}$ (t/本)	許容引張力 (t/本)	シース内径/外径 (mm)	ケーブル本数	導入力 (t)
R 階	5-19	15	1480.7	280.5	238.5	190.8	75/78	2	405.4
3 階	5-19	16	1579.4	299.2	254.4	203.52	75/78	2	432.4
2 階	5-12	11	1085.8	205.7	174.9	139.92	65/68	1	148.7

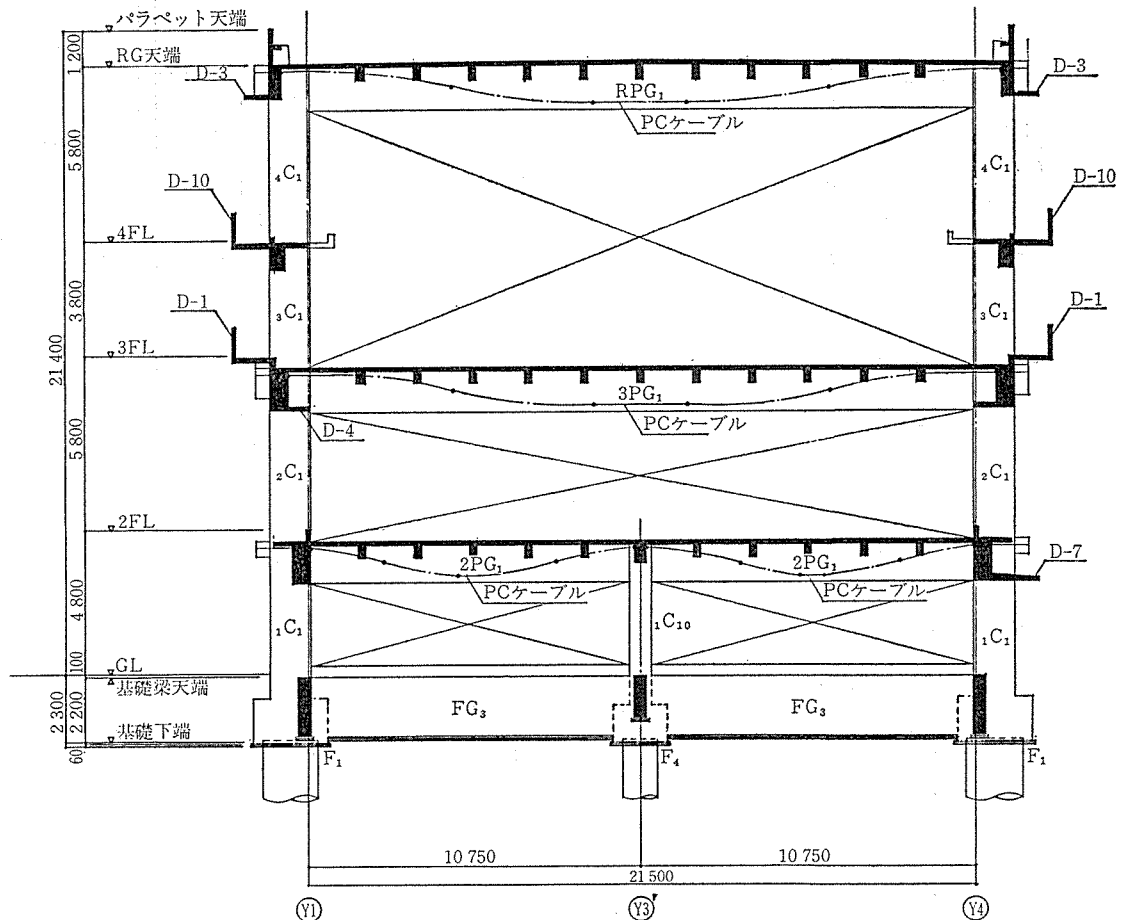


図-4 X4 通り軸組図

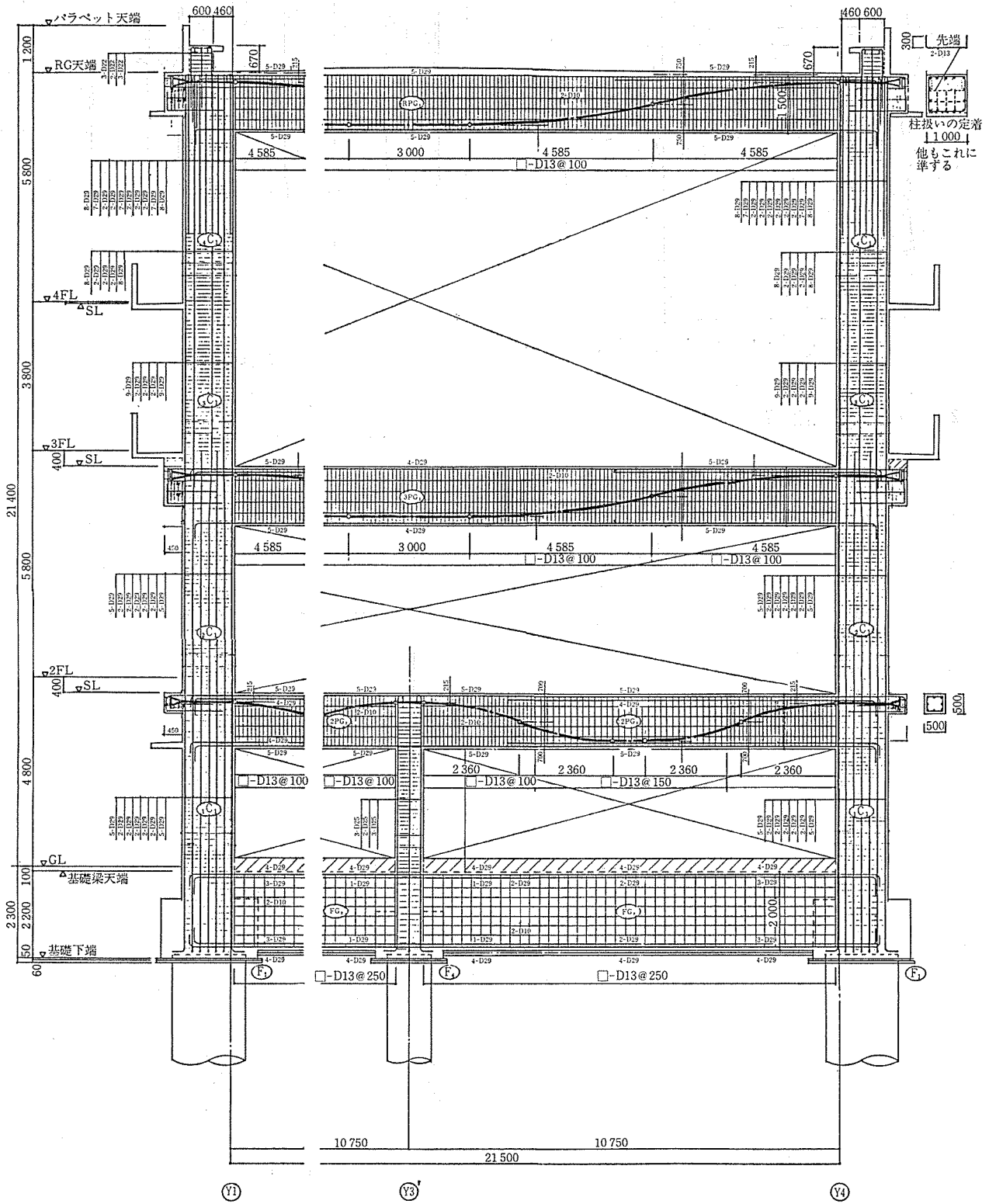
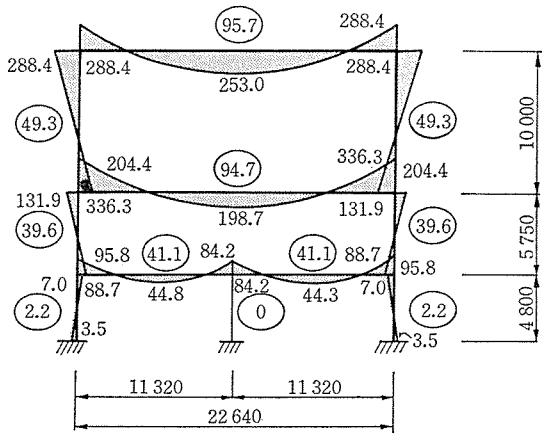


図-5 X4 通り 架構図

報 告

2.3 応力算定

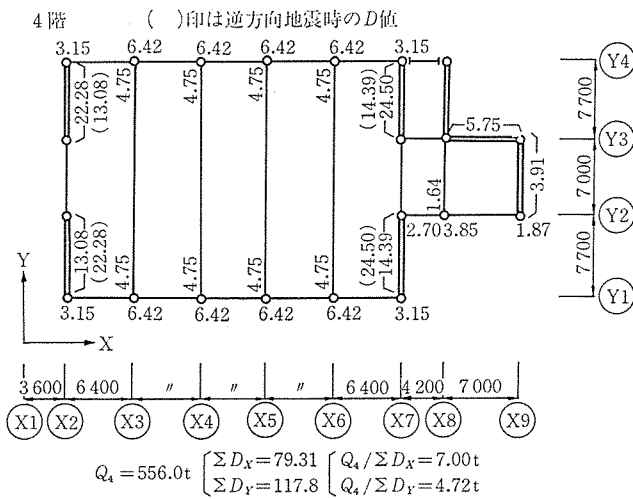
(1) 鉛直時応力 (図-6 参照)



単位: tm, ○内はせん断力を示す (単位: t)

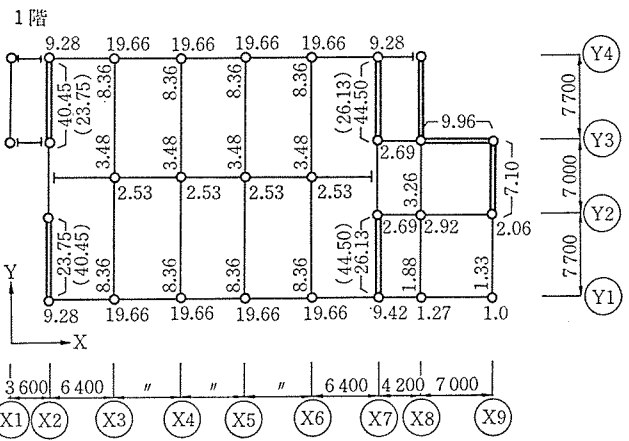
図-6

(2) D 値一覧 (図-7 参照)



$$Q_4 = 556.0t \left\{ \begin{array}{l} \sum D_x = 79.31 \\ \sum D_y = 117.8 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Q_4 / \sum D_x = 7.00t \\ Q_4 / \sum D_y = 4.72t \end{array} \right.$$

図-7 (a) 4 階



$$Q_1 = 1228.5t \left\{ \begin{array}{l} \sum D_x = 227.25 \\ \sum D_y = 229.20 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Q_1 / \sum D_x = 5.41t \\ Q_1 / \sum D_y = 5.36t \end{array} \right.$$

図-7 (c) 1 階

(3) 水平荷重時応力 (図-8 参照)

(ギャラリー部分の地震力を考慮する)

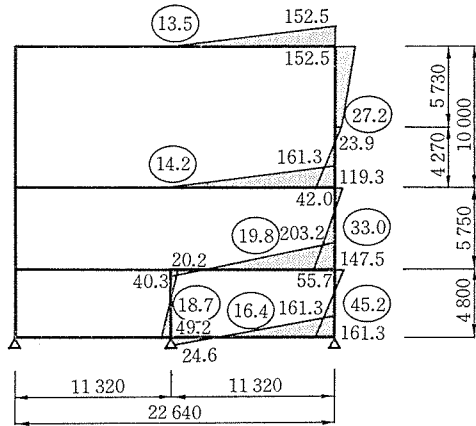


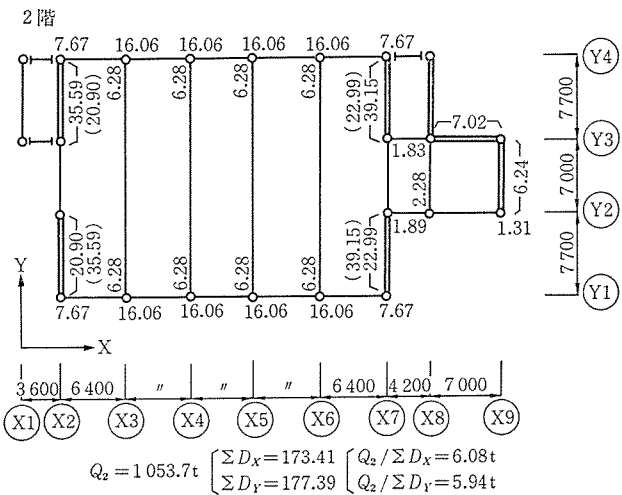
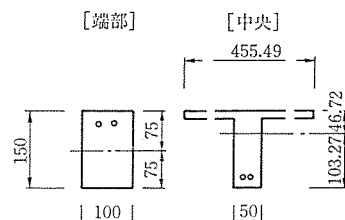
図-8

(4) プレストレスに関する準備計算

イ) PRC 梁の断面諸係数 (3階梁について (表-2 参照))

表-2

符 号	3PG	
	端 部	中 央
A	15000.0	12771.43
$I \times 10^8$	281.25	286.62
y上	75.0	46.72
y下	75.0	103.27
Z上 $\times 10^8$	3.75	6.13
Z下 $\times 10^8$	3.75	2.77



$$Q_2 = 1053.7t \left\{ \begin{array}{l} \sum D_x = 173.41 \\ \sum D_y = 177.39 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Q_2 / \sum D_x = 6.08t \\ Q_2 / \sum D_y = 5.94t \end{array} \right.$$

図-7 (b) 2 階

ロ) PC 鋼より線の配線

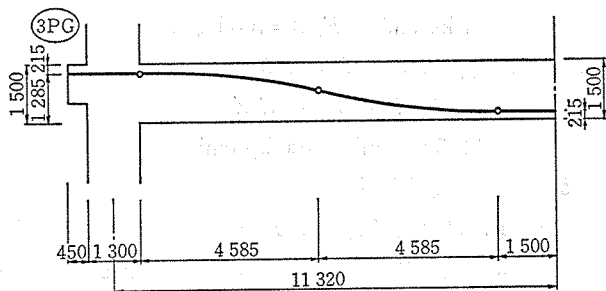


図-9

ハ) プレストレス力の摩擦損失とセットロス  
 セット量  $\Delta L=4$  mm とすると,  $\Delta L \cdot E \cdot A=252.7$  t・m  
 から 図-10 のように, 各点のプレストレス力が求まる。

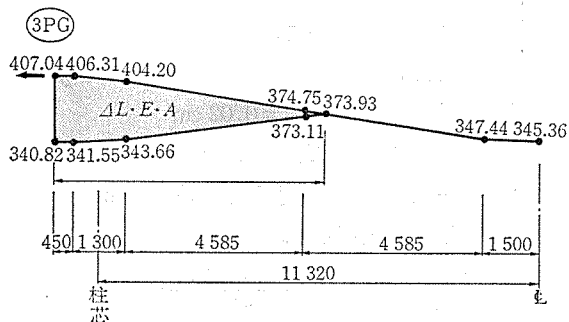


図-10 各点のプレストレス力 (完着完了時) (単位:t)

ニ) 中央プレストレス力による固定モーメント

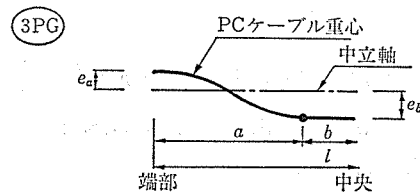


図-11

$$M = \eta \frac{P}{l} \{ a \cdot (e_b - e_a) + b \cdot e_b \}$$

$$= 0.85 \times \frac{345.4}{22.64} \{ 9.82 \times (0.8177 - 0.535) + 3.0 \times 0.8177 \} = 67.8 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(5) 不静定応力 ( (図-12 参照)

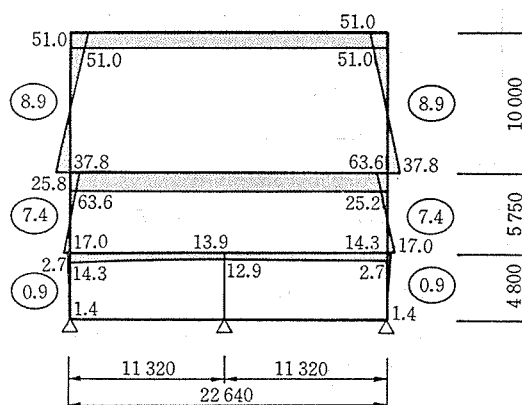


図-12

2.4 断面検討

表-3 設計応力 (3PG)

		Y1 通り端部		中央	Y4 通り端部	
		上端引張	下端引張	下端引張	上端引張	下端引張
長期荷重時 $M_{D+L}$						
不静定断面力 $M_p$						
地震荷重時 $M_K$						
$M_{1.7}(G+P)$	$1.7 \times M_{D+L}$	571.7		337.8	571.7	
	計	-63.6		63.6	-63.6	
$M_{G+P+1.5 F_{es} \cdot K}$ ( $F_{es}=1.0$ )	$M_{D+L}$	336.3	336.3		336.3	336.3
	$M_p$	-63.6	-63.6		-63.6	-63.6
	計	228.2	-228.2		228.2	-228.2
設計用 $M_u$		508.1	44.5	401.4	508.1	44.5



報 告

(1) 終局強度による曲げ検討

〈中央断面の検討〉

$$M_u = \frac{7}{8} \cdot \sigma_{ry} \cdot a_{rt} \cdot d_r + \sigma_{pu} \cdot a_p \cdot \left( d_p - \frac{1}{8} d_r \right)$$

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{ry} \times a_{rt} = 4 \times 6.42 \times 3.5 = 89.88 \text{ t} \\ d_r = 1.435 \text{ m} \\ \sigma_{pu} \times a_p = 2 \times 254.4 = 508.8 \text{ t} \\ d_p = 1.5 - 0.215 = 1.285 \text{ m} \quad \text{から} \\ M_u = 675.4 \text{ t} \cdot \text{m} > 401.4 \text{ t} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

〈端部断面の検討〉

上端引張

$$M_u = \frac{7}{8} \cdot \sigma_{ry} \cdot a_{rt} \cdot d_r + \sigma_{pu} \times a_p \cdot \left( d_p - \frac{1}{8} d_r \right)$$

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{ry} \times a_{rt} = 10 \times 6.42 \times 3.5 = 224.7 \text{ t} \\ d_r = 1.40 \text{ m} \\ \sigma_{pu} \times a_p = 2 \times 254.4 = 508.8 \text{ t} \\ d_p = 1.5 - 0.215 = 1.285 \text{ m} \quad \text{から} \\ M_u = 840.1 \text{ t} \cdot \text{m} > 508.1 \text{ t} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

下端引張は、検討の必要はないが、せん断力検討用に求めておく。

$$M_u = 0.9 \times a_{rt} \cdot \sigma_{ry} \cdot d_r \\ = 0.9 \times 5 \times 6.42 \times 3.5 \times 1.435 = 145.1 \text{ t} \cdot \text{m}$$

(2) せん断力の検討

イ) 長期荷重時のせん断力

$$\left. \begin{array}{l} \text{長期荷重時 } Q_{D+L} = 94.7 \text{ t} \\ \text{不静定力 } Q = 0 \end{array} \right\} Q = 94.7 \text{ t}$$

端部  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $D = 150 \text{ cm}$ ,  $d = 140 \text{ cm}$

$$\therefore cQ_A = f_s \cdot b \cdot j = 98.0 \text{ t} > 94.7 \text{ t}$$

ロ) 終局せん断耐力  $Q_u$

$$\left. \begin{array}{l} \text{長期荷重時 } Q_{1.7(G+P)} = 1.7 \times 94.7 = 161.0 \text{ t} \\ \text{曲げ降伏時 } Q_{G+P} = 1.2 \cdot Q_M = 94.7 + 1.2 \\ \quad \times \frac{840 + 145.1}{21.37} = 150.0 \text{ t} \end{array} \right\} Q_u = 161.0 \text{ t}$$

$$Q_u = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot (f_{cs} + 0.1 \cdot \sigma_p) \\ + 0.5 \cdot w \cdot f_t \cdot (P_w - 0.002) \}$$

$$\left[ \begin{array}{l} f_{cs} = \left( 5 + \frac{300}{100} \right) \times 1.5 = 12 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_p = 343.66 / 100 \times 150 = 22.9 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{せん断補強筋} \\ \square\text{-D } 13 @ 100 (P_w = 0.254\%) \quad \text{から} \\ Q_u = 185.0 \text{ t} > 161.0 \text{ t} \end{array} \right.$$

(3) 鋼材係数  $q_N$  の検討

$$q_N = (A_s \cdot f_{syN} + A_r \cdot f_{ry}) / b \cdot D \cdot F_c \\ = (508.8 + 10 \times 6.42 \times 3.5) / 100 \times 150 \times 300 \times 10^{-3} \\ = 0.16 < 0.25$$

(4) 縁応力度の検定

イ) 中央部  $P_0 = \eta \cdot P = 0.85 \times 345.36 = 293.6 \text{ t}$

$$\sigma_{\text{下}} = P_0 / A - P_0 \cdot e / Z_{\text{下}} + M / Z_{\text{下}} \\ = 31 \text{ kg/cm}^2 < F_c / 3 = 100 \text{ kg/cm}^2$$

ロ) 端部  $P_0 = \eta \cdot P = 0.85 \times 343.66 = 292.1 \text{ t}$

$$\sigma_{\text{上}} = P_0 / A + P_0 \cdot e / Z_{\text{上}} - M / Z_{\text{上}} \\ = 11.5 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

(5) ひびわれ幅の検討

方針 i.  $P/A$  を無視し,  $P \cdot e$  の効果のみを考える。

ii. 最大ひび割れ幅を  $0.2 \text{ mm}$  以下とし, その時の  $f_s$  (鉄筋許容応力度) を求め, 梁許容曲げモーメントを  $M_A = a_t \cdot f_s \cdot j + \eta \cdot P \cdot e$  から求める。

iii.  $\epsilon_{sh}$  (乾燥収縮ひずみ)  $= 2.0 \times 10^{-4}$  とする。

中央部 (3 PG<sub>1</sub>)

$$\left[ \begin{array}{l} b = 50 \text{ cm}, D = 150 \text{ cm}, d = 143.5 \text{ cm}, \\ j = 125.6 \text{ cm}, m = 4 \text{ 本}, \phi = 2.9 \text{ cm}, \\ a_t = 25.68 \text{ cm}^2, c = 5 \text{ cm}, P = 345.36 \text{ t}, \\ e = 81.77 \text{ cm} \end{array} \right.$$

最大ひび割れ幅  $W_{\text{max}} = 0.02 \text{ cm}$

鉄筋のヤング係数  $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

コンクリートの引張強度  $F_t = 30 \text{ kg/cm}^2$

引張鉄筋間隔 (中心距離)

$$S = \frac{b - 2c - \phi}{m - 1} = \frac{50 - 2 \times 5 - 2.9}{4 - 1} = 12.37 \text{ cm}$$

引張鉄筋断面積

$$A_s = m \times a_{t1} = 4 \times 6.42 = 25.68 \text{ cm}^2$$

引張有効鉄筋比

$$p_e = \frac{A_s}{A_{ce}} = \frac{A_s}{(2c + \phi)b} = \frac{25.68}{(2 \times 5 + 2.9) \times 50} \\ = 0.0398$$

平均ひびわれ間隔

$$l_{\text{av}} = 2 \times \left( c + \frac{S}{10} \right) + 0.1 \frac{\phi}{p_e} = 2 \times \left( 5 + \frac{12.37}{10} \right) \\ + 0.1 \times \frac{2.9}{0.0398} = 19.76 \text{ cm}$$

平均ひび割れ幅

$$w_{\text{av}} = w_{\text{max}} / 1.5 = 0.02 / 1.5 = 0.01333 \text{ cm}$$

平均鉄筋ひずみの変化量

$$\Delta \epsilon_{s, \text{av}} = \frac{w_{\text{av}}}{l_{\text{av}}} - \epsilon_{sh} = \frac{0.01333}{19.76} - 2 \times 10^{-4} \\ = 4.75 \times 10^{-4}$$

$$k_1 \cdot k_2 = 1 / (2.0 \times 10^3 \times \Delta \epsilon_{s, \text{av}} + 0.8)$$

$$= 1 / (2.0 \times 10^3 \times 4.75 \times 10^{-4} + 0.8) = 0.57$$

鉄筋の許容応力度

$$\left[ \begin{array}{l} \Delta \sigma_{s, \text{max}1} = \Delta \epsilon_{s, \text{av}} \times E_s + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{F_t}{p_e} \\ = 4.75 \times 10^{-4} \times 2.1 \times 10^6 + 0.57 \times \frac{30}{0.0398} \end{array} \right.$$

$$=1427.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{s,\max 2} = \Delta\epsilon_{s,\text{av}} \times E_s / 0.4$$

$$= 4.75 \times 10^{-4} \times 2.1 \times 10^6 / 0.4$$

$$= 2493.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{s,\max 3} = \Delta\epsilon_{s,\text{av}} \times E_s + 1050$$

$$= 4.75 \times 10^{-4} \times 2.1 \times 10^6 + 1050$$

$$= 2047.5 \text{ kg/cm}^2$$

ゆえに  $\sigma_{s,\max} = 1427.1 \text{ kg/cm}^2$  ( $\rightarrow f_s$  とする)

許容曲げモーメント

$$M_A = a_t \cdot f_s \cdot j + \eta \cdot P \cdot e$$

$$= 25.68 \times 1427.1 \times 125.6 \times 10^{-5}$$

$$+ 0.85 \times 345.36 \times 0.8177$$

$$= 286.0 \text{ t}\cdot\text{m} > 262.3 \text{ t}\cdot\text{m}$$

端部も同様に,  $M_A = 274.4 \text{ t}\cdot\text{m} > 272.7 \text{ t}\cdot\text{m}$

### 2.5 保有耐力の検討

(1) PG 梁の終局モーメントの算定 (3 PG<sub>1</sub>)

イ) 上端引張終局モーメント  $M_{u\text{上}}$

PC ケーブル 2-(16-12.7 φ)

$$P_y = 2 \times 254.4 = 508.8 \text{ t}$$

上端筋 10-D 29

$$P_{y,r} = 10 \times 6.42 \times 3.5 \times 1.1 = 247.2 \text{ t}$$

スラブ筋 10-D 10

$$P_{y,r} = 10 \times 0.71 \times 3.0 \times 1.1 = 23.4 \text{ t}$$

$$\Sigma P_y = 779.4 \text{ t}$$

$$x_n = \frac{779.4 \times 10^3}{100 \times 300} = 25.98 \text{ cm}$$

$$M_{u\text{上}} = 508.8 \times (1.285 - 0.5 \times 0.2598)$$

$$+ 247.2 \times (1.4 - 0.5 \times 0.2598)$$

$$+ 23.4 \times \left(1.5 - \frac{0.13}{2} - 0.5 \times 0.2598\right)$$

$$= 932.2 \text{ t}\cdot\text{m}$$

ロ) 下端引張終局モーメント  $M_{u\text{下}}$

PC ケーブル  $P_y = 508.8 \text{ t}$

下端筋 5-D 29  $P_{y,r} = 123.6 \text{ t}$

$$\Sigma P_y = 632.4 \text{ t}$$

$$x_n = \frac{632.4 \times 10^3}{455.49 \times 300} = 4.6 \text{ cm}$$

$$M_{u\text{下}} = 508.8 \times (0.215 - 0.5 \times 0.046)$$

$$+ 123.6 \times (1.435 - 0.5 \times 0.046)$$

$$= 272.2 \text{ t}\cdot\text{m}$$

他の階についても同様に計算して 図-13 のような、メカニズム時応力を得る。

(2) メカニズム時曲げモーメント (図-13 参照)

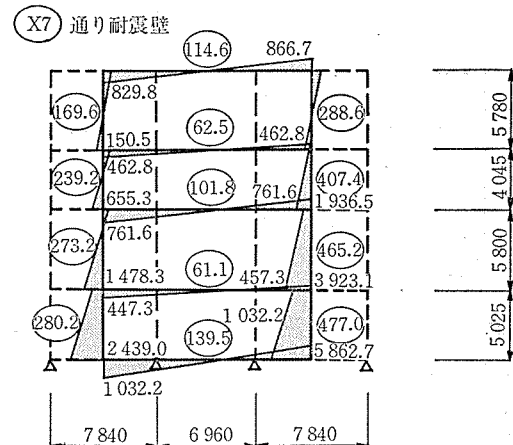
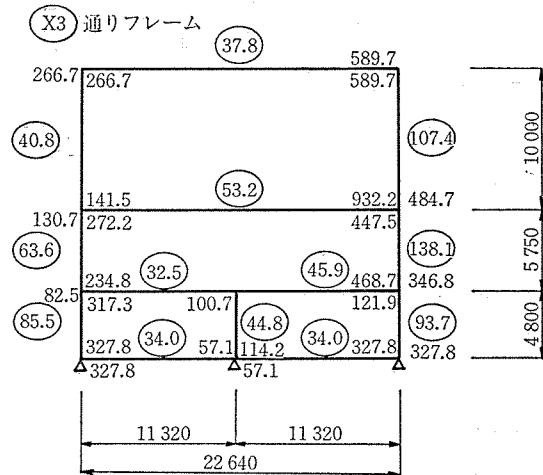


図-13

(3) 構造特性係数と必要保有耐力の確認

イ) 構造特性係数の検定

表-4

階	柱	耐震壁 X2	耐震壁 X7	耐震壁 X9	計 (t)	柱の種別	壁の種別	$\beta$	$D_s$
4	601.5	412.4	458.2	59.6	1531.7	FA	WA	0.61 < 0.7	0.35
3	21.6	581.9	646.6	105.0	1355.1	FA	WA	0.98 > 0.7	0.40
2	824.5	664.6	738.4	119.5	2347.0	FA	WA	0.65 < 0.7	0.35
1	962.6	681.5	757.2	122.7	2524.0	FB	WA	0.62 < 0.7	0.40

ロ) 必要保有耐力の確認

表-5

階	Z	$R_t$	$C_0$	$A_i$	$C_i$	$\Sigma W$	$D_s$	$F_{es}$	$Q_{un}$	判定	$Q_u$
4	1.0	1.0	1.0	1.60	1.60	1739.5	0.35	1.0	1040.7*	<	1531.7
3				1.41	1.41	2660.1	0.40	1.0	1325.0*	<	1355.1
2				1.16	1.16	4550.4	0.35	1.0	1847.5	<	2347.0
1				1.00	1.00	6142.4	0.40	1.0	2457.0	<	2524.0

\* このせん断力は、ギャラリ一部分の地震力を考慮したものである。

### 3. アンボンド工法によるスラブの設計

#### 3.1 共同住宅の設計

本住宅は、張間方向1スパン 11.0m で、桁行方向6スパン (スパン 5.8m と 5.5m) の鉄筋コンクリート造5階建マンションのスラブを、アンボンド工法によるPRC構造とした設計例である。

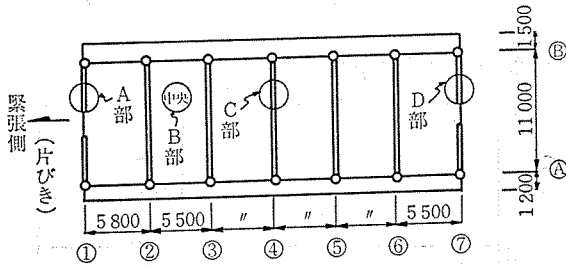


図-14 伏 図

#### (1) スラブ厚の検討 (①~② 間)

(居室)

$$\left. \begin{aligned} & \text{L.L.} = 180 \text{ kg/m}^2 \\ & \text{仕上げ} = 5 + 54 + 20 = 79 \text{ kg/m}^2 \approx 80 \text{ kg/m}^2 \\ & w_p = 180 + 80 = 260 \text{ kg/m}^2 \\ & l_x = 517.5 \text{ cm} \\ & l_y = 1015.0 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \lambda = l_y / l_x = 1.961$$

RC式 →  $t = 0.02 \left( \frac{\lambda - 0.7}{\lambda - 0.6} \right) \left( 1 + \frac{w_p}{1000} + \frac{l_x}{1000} \right) \times l_x = 17.8 \text{ cm}$

PC式 →  $t = \frac{\lambda l_x}{20 + 30 \lambda} = 12.9 \text{ cm}$

( $\lambda < 2.0$  より)

以上を考慮して設計スラブ厚を 17cm とする。ただし ②~⑦ 間はスパン 5.5m であるので  $t = 16.0 \text{ cm}$  とする。

#### (2) スラブの応力

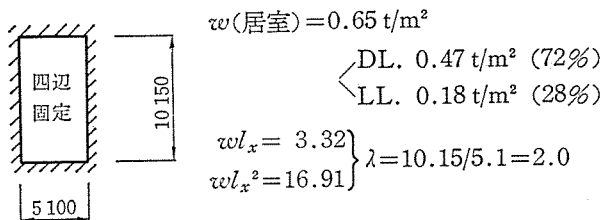


図-15

$$\left. \begin{aligned} M_{x1} &= 0.078 \times w l_x^2 = 1.32 \text{ t}\cdot\text{m/m} \\ M_{x2} &= 0.052 \times w l_x^2 = 0.88 \text{ t}\cdot\text{m/m} \\ M_{y1} &= 0.042 \times w l_x^2 = 0.71 \text{ t}\cdot\text{m/m} \\ M_{y2} &= 0.028 \times w l_x^2 = 0.47 \text{ t}\cdot\text{m/m} \\ Q_{x1} &= 0.52 \times w l_x = 1.73 \text{ t/m} \\ Q_{y1} &= 0.46 \times w l_x = 1.53 \text{ t/m} \end{aligned} \right\}$$

#### (3) 使用材料および許容応力度

種類 SWPR-7B, PC 鋼より線 15.2φ  
 外径 18.7mm  
 断面積 138.7mm<sup>2</sup>  
 引張荷重 26.6t ( $P_u$ )  
 降伏荷重 22.6t ( $P_y$ )  
 定着完了時許容引張力  $0.7 \times P_u = 18.62 \text{ t}$   
 $0.8 \times P_y = 18.08 \text{ t}$   
 から、導入力  $P_0 = 18.08 \text{ t}$  とする。  
 また、緊張力有効率  $\eta = 0.85$  とする。  
 コンクリート強度  $F_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

#### (4) PC 鋼材緊張力の摩擦損失

PC 鋼材と鉄筋の納まりからライズを決定する (図-16 参照)。

#### 16 参照。

緊張力の摩擦損失

$$P_x = P_0 \cdot e^{-(\mu\alpha + \lambda l)}$$

$$(\mu = 0.06 \text{ (1/rad)})$$

$$(\lambda = 0.002 \text{ (1/m)})$$

$$P_0 = 18.08 \text{ t}$$

$$\alpha_1 = \tan^{-1}(5/1306) = 0.00383$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1}(80/1306) = 0.0612$$

$$\alpha_3 = \tan^{-1}(70/1275) = 0.0548$$

$$\alpha_4 = \tan^{-1}(70/1245) = 0.0562$$

$$\alpha_5 = \tan^{-1}(15/1245) = 0.0120$$

$$\therefore P_A = 18.08 \times e^{-(0.002 \times 0.45)} = 18.06 \text{ t}$$

$$P_B = 18.08 \times e^{-(0.06 \times 0.00383 \times 2 + 0.002 \times 3.062)} = 17.96 \text{ t}$$

$$P_C = 18.08 \times e^{-(0.06 \times 0.00383 \times 2 + 0.06 \times 0.0612 \times 2 + 0.002 \times 6.075)} = 17.72 \text{ t}$$

以下同様に計算して 図-17 を得る。

#### (5) ひび割れ幅制御による検討

最大ひびわれ幅  $w_{\max} = 0.2 \text{ mm}$  とする。

表-6

$d_p = 11.5 \text{ cm}$	
(端部)	(中央)
$\therefore d_c = 2.7 \text{ cm}$	$\therefore d_r = 11.8 \text{ cm}$
$d_r = 13.3 \text{ cm}$	$d_c = 4.2 \text{ cm}$
(配筋 D10 @ 200)	



$$P_t = A_s / s \cdot d_r = 0.71 / 20 \times 13.3 = 0.002669$$

$$r = 0.5$$

$$n = 15$$

$$d_c / d_r = 2.7 / 13.3 = 0.203$$

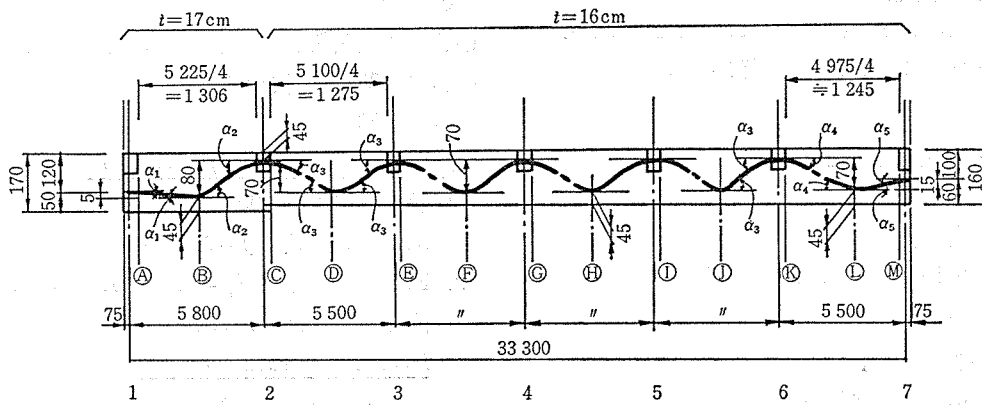
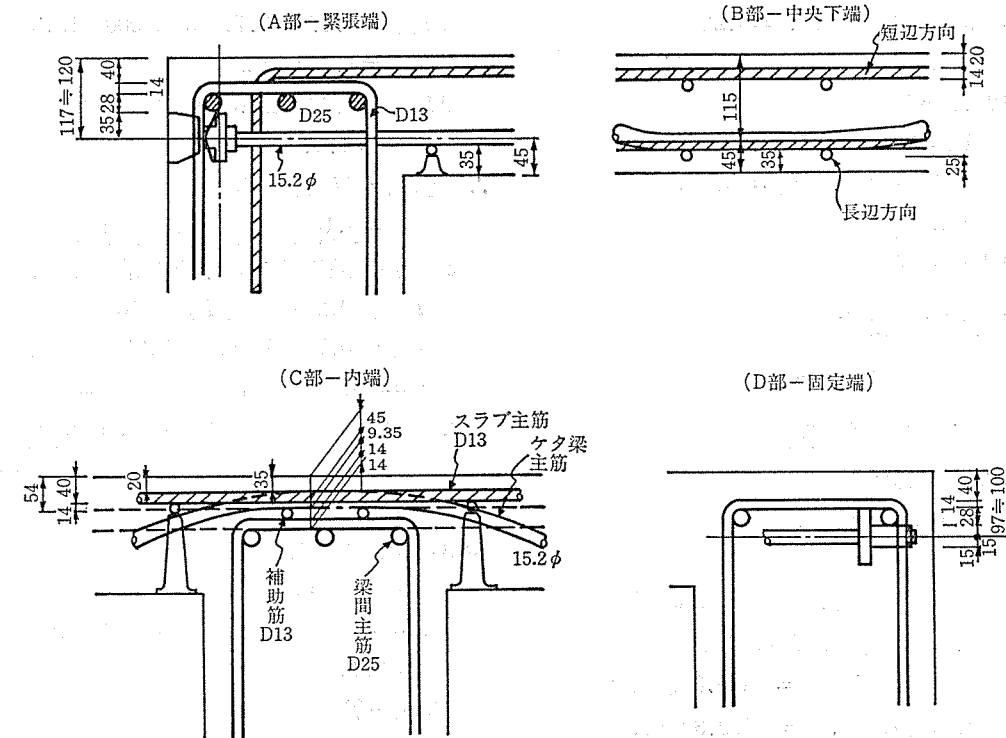


図-16

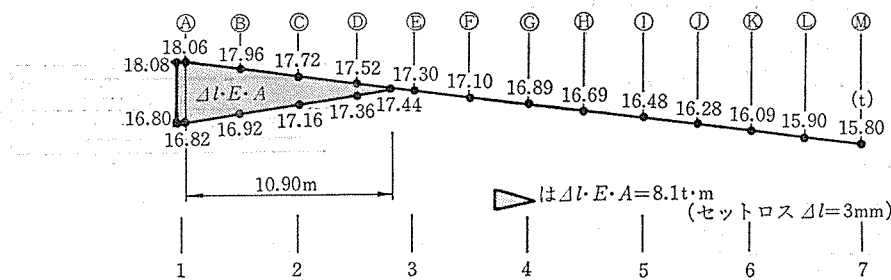


図-17

$$\begin{aligned}
 x_{n1} &= nP_t \left\{ \sqrt{(1+r)^2 + \frac{2}{nP_t} \left(1+r \frac{d_c}{d_r}\right)} - (1+r) \right\} \\
 &= 15 \times 0.002669 \left\{ \sqrt{(1+0.5)^2 + \frac{2}{15 \times 0.002669} (1+0.50 \times 0.203)} - (1+r) \right\} \\
 &= 0.2428
 \end{aligned}$$

$$x_n = x_{n1} \times d_r = 0.2428 \times 13.3 = 3.229$$

$$\left[ \begin{array}{l} A_{ce} = s(t - x_n)/2 = 20 \times (16 - 3.229)/2 \\ \quad = 127.7 \text{ cm}^2 \\ P_e = A_s/A_{ce} = 0.71/127.7 = 0.00556 \\ l_{av} = 2(c + s/10) + 0.04 \phi/P_e = 15.2 \text{ cm} \\ \quad \left( \begin{array}{l} c = 2.0 \text{ cm} \\ \phi = 1.0 \text{ cm} \end{array} \right) \end{array} \right.$$

$$w_{ave} = \frac{w_{max}}{1.5} = \frac{0.02}{1.5} = 0.01333 \text{ cm}$$

$$w_{ave} = (\Delta \varepsilon_{s,ave} + \varepsilon_{sh}) \cdot l_{ave} \text{ より}$$

$$\Delta \varepsilon_{s,ave} = \frac{w_{ave}}{l_{ave}} - \varepsilon_{sh} = \frac{0.01333}{15.2} - 3.0 \times 10^{-4} = 5.77 \times 10^{-4}$$

$$E_s = 2.10 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ct} = F_c/10 = 24 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_1 \cdot k_2 = 1/(2 \times 10^3 \times \Delta \varepsilon_{s,ave} + 0.8) = 0.5117$$

$$\therefore \left[ \begin{array}{l} \Delta \sigma_{max1} = \Delta \varepsilon_{s,ave} \cdot E_s + k_1 \cdot k_2 \cdot \sigma_{ct}/P_e \\ \quad = 3420.5 \text{ kg/cm}^2 \\ \Delta \sigma_{max2} = \Delta \varepsilon_{s,ave} \cdot E_s/0.4 = 3029.3 \text{ kg/cm}^2 \\ \Delta \sigma_{max3} = \Delta \varepsilon_{s,ave} \cdot E_s + 1050 = 2261.7 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\therefore \Delta \sigma_{max} = 2000 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \textcircled{K} \text{ 点}$$

(6) 断面算定 (ひび割れ幅制御により決定する。なおプレストレスによる軸力は無視する)

⑤~⑥ 通間

端部 (Ⓚ点), 導入力  $P = 16.09 \text{ t}$

(主筋 D10 @ 200)

$$M_{ra} = a_t \times f_s \times j = 0.71 \times 5 \times 2000 \times 13.3 \times 0.875 \times 10^{-5} = 0.83 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

ゆえに PC 負担応力は,

$$M_p = 1.32 - 0.83 = 0.49 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

偏心距離  $\bar{e} = 7.0 \text{ cm}$

PC 鋼より線 15.2  $\phi$  @ 900 としてプレストレスによるトータルモーメント  ${}_T M_{pa}$  は,

$${}_T M_{pa} = \eta \times P \times \bar{e} = 0.85 \times 16.09/0.9 \times 7.0 \times 10^2 = 1.06 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

このうち, 端部  $x_1 M_{pa}$  は

$$x_1 M_{pa} = 1.06 \times 1.32 / (1.32 \times 0.88) = 0.64 \text{ t}\cdot\text{m/m} > 0.49 \text{ t}\cdot\text{m/m} \dots\dots \text{OK}$$

中央についても同様に計算する。

(7) 曲げ破壊耐力の検討

Ⓚ 端にて検討

$$M_{DL} = 1.32 \times 0.72 = 0.95 \text{ t}\cdot\text{m/m} (G)$$

$$M_{LL} = 1.32 \times 0.28 = 0.37 \text{ t}\cdot\text{m/m} (P)$$

$P < 5/3 G$  より

$$\therefore M = 1.7(G+P) = 1.7 \times 1.32 = 2.244 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u(r)} = 0.875 \times 0.71 \times 5 \times 3000 \times 13.3 \times 10^{-5} = 1.24 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u(P)} = 0.76 \times 22.6/0.9(11.5 - (1/8) \times 13.3) \times 10^{-2} = 1.94 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$\therefore \Sigma M_u = M_{u(r)} + M_{u(P)} = 3.18 \text{ t}\cdot\text{m/m} > 2.244 \text{ t}\cdot\text{m/m} \dots\dots \text{OK}$$

(8) 最小鉄筋量の検討 (Ⓚ 端にて検討)

$$P_{st} \geq (0.2 - 0.3 \sigma_g/F_c) \cdot 1/100$$

$$P_{st} = (0.71 \times 5 + 1.387/0.9)/16 \times 100 = 0.00318$$

$$\sigma_g = 16.09 \times 10^3/16 \times 100 \times 0.9 = 11.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore (0.2 - 0.3 \times 11.17/240) \cdot 1/100 = 0.00186 < P_{st} \dots\dots \text{OK}$$

(9) キャンセル率

$x(G+P)$  の  $x$  を求める。

(端部...Ⓚ点)

$$x = M_{pa}/(M_{pa} + M_{ra}) = 0.64/(0.64 + 0.83) = 0.44$$

(中央...①点)

$$x = M_{pa}/(M_{pa} + M_{ra}) = 0.42/(0.42 + 0.72) = 0.37$$

(10) 断面算定

ひび割れ幅制御により決定し, 偏心距離  $e$  のとり方について (6) と比較する。

⑤~⑥ 通間

端部 (Ⓚ点), 導入力  $P = 16.09 \text{ t}$

(主筋 D10 @ 200)

$$M_{ra} = a_t \times f_s \times j = 0.83 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$\therefore \text{PC 負担応力 } M_p = 1.32 - 0.83 = 0.49 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

偏心距離  $e = 3.5 \text{ cm}$

$P = 16.09 \text{ t}, 15.2 \phi @ 900$

$$M_{pa} = 0.85 \times 16.09/0.9 \times 3.5 \times 10^{-2} = 0.532 \text{ t}\cdot\text{m/m} > 0.49 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

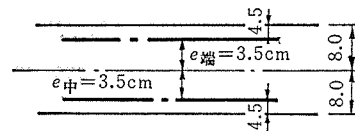


図-18

(キャンセル率)

$$(端部...Ⓚ点) x = M_{pa}/(M_{pa} + M_{ra}) = 0.39$$

$$(中央...①点) x = M_{pa}/(M_{pa} + M_{ra}) = 0.42$$

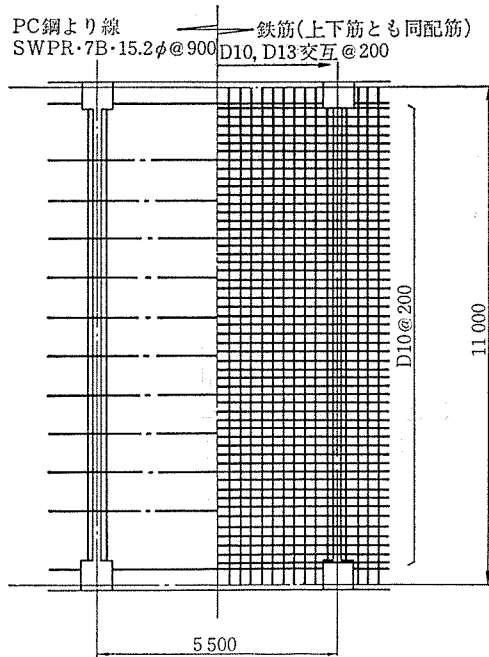


図-19 配線図

3.2 片持ちスラブの設計

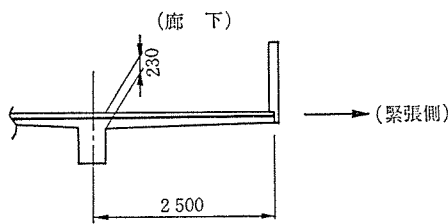


図-20

(1) スラブ厚の検討

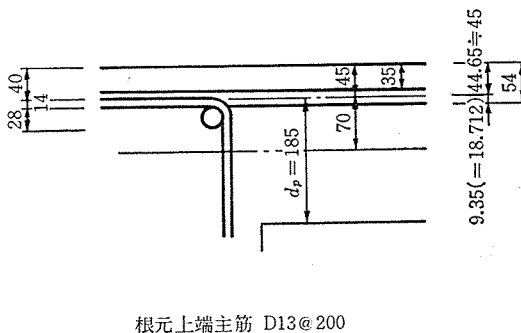
$$l_x = 239 \text{ cm}, t = l_x / 12.5 = 19.1 \text{ cm} \rightarrow \text{PC式}$$

$$t = l_x / 10 = 23.9 \text{ cm} \rightarrow \text{RC式}$$

これより設計厚さを 23.0 cm とする。

(2) スラブの応力

$$\left[ \begin{array}{l} \text{DL} = 30 + 460 = 490 \text{ kg/m}^2 \\ \text{LL} = 180 \text{ kg/m}^2 \\ \therefore \text{TL} = 670 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$$



根元上端主筋 D13@200

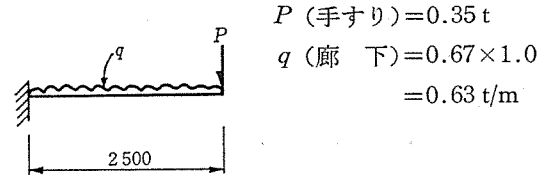


図-21

$$\left[ \begin{array}{l} M = 0.67 \times 2.5 / 2 + 0.35 \times 2.5 \\ \quad = 2.1 + 0.88 = 2.95 \text{ t} \cdot \text{m/m} \\ Q = 0.67 \times 2.5 / 2 + 0.35 \\ \quad = 0.84 + 0.35 = 1.19 \text{ t} \end{array} \right.$$

(3) 使用材料および許容応力度

SWPR-7B-PC 鋼より線 15.2φ  
 外径 18.7 mm, 断面積 138.7 mm<sup>2</sup>  
 導入時許容引張力 P<sub>0</sub> = 18.08 t

(4) 緊張力の摩擦損失

$$\left[ \begin{array}{l} \mu = 0 \quad \lambda = 0.002 (1/\text{m}) \text{ (直線配置)} \\ \text{セツト量 } s = 0.3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

引張力損失影響範囲および損失量

$$\left[ \begin{array}{l} A = 1.387 \text{ cm}^2 \\ E = 1.95 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \\ s = 0.3 \text{ cm} \\ l = 250 \text{ cm} \\ P_0 = 18.08 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$l = \sqrt{\frac{A \cdot E \cdot s \cdot l}{P_0 (\mu \alpha + \lambda l)}} = 14.98 \text{ m}$$

影響範囲はスパン外となり, 損失量は,

$$P = E \cdot A \cdot s / l = 3.25 \text{ t}$$

ゆえに導入力 18.08 - 3.25 = 14.83 t

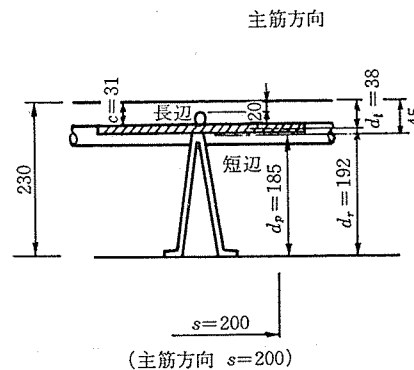
(5) ひび割れ幅制御による検討 (図-22 参照)

PC 鋼材と鉄筋の納まりを考え, 最大ひび割れ幅を 0.2 mm とすると, 4σ<sub>max</sub> = 2000 kg/cm<sup>2</sup> となる。

(6) 断面算定 (ひび割れ幅制御より決定)

(主筋 D13 @ 200)

$$\therefore M_{ra} = a_r \cdot f_s \cdot j$$



(主筋方向 s=200)

図-22

報 告

$$=1.27 \times 5 \times 2000 \times 19.2 \times 0.875 \times 10^{-5}$$

$$=2.13 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

PC 負担応力 (根元上端にて)

$$M_{pa} = 2.98 - 2.13 = 0.85 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

根元  $e = 7.0 \text{ cm}$ ,  $P = 14.83 \text{ t}$

(PC 鋼より線  $15.2 \phi @ 900$ )

$$M_{pa} = \eta \times P \times e$$

$$=0.85 \times 14.83 / 0.9 \times 7.0 \times 10^{-2}$$

$$=0.98 \text{ t}\cdot\text{m/m} > 0.85 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

(キャンセル率)

$$x = \frac{0.98}{0.98 + 2.13} = 0.32$$

以下、曲げ破壊耐力、最小鉄筋量の検討を行い、図-23 のような断面を得る。

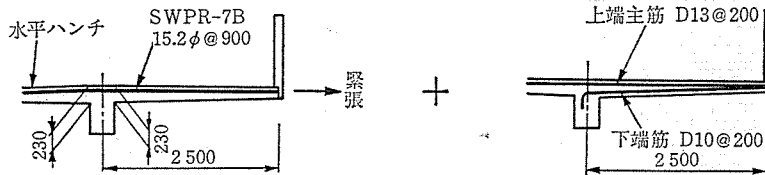


図-23

### 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支え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, ただちにご一報くださるようお願いいたします (ご送金の際, 振替用紙裏面の通信欄に記入されても差し支えありません)。

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できない場合, 当方として責任を負いかねますのでご了承ください。