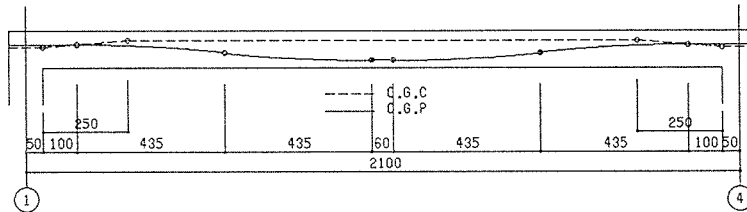


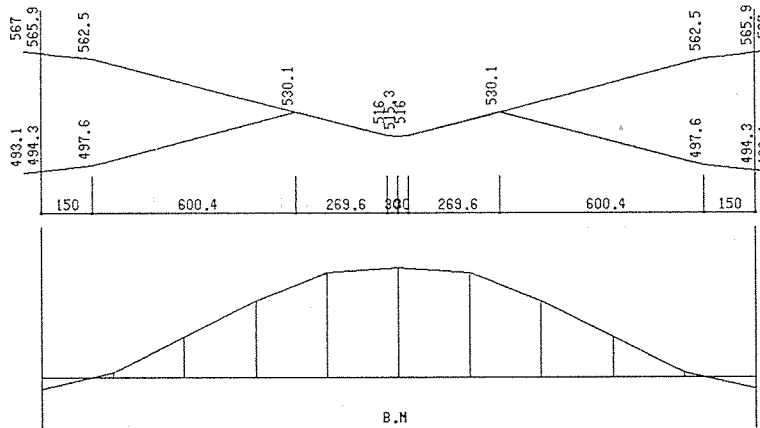
# プレストレストコンクリート造 建築の設計法 (その2)

## C. PC 鋼材による不静定モーメントの計算

☆ 4階 スパンNo1 部材No4



ブロック1 7-12.7φ SWPR7B 6ヶ-フル  
 緊張端 1端 ~ 4端 (両向き)  
 $P_o = 567.0 \text{ t}$  ( $\mu = 0.25, \lambda = 0.004$ )  
 $\Delta l \cdot E_s \cdot A_s = 331.7 \text{ tm}$  ( $\Delta l = 4.00 \text{ mm}$ )

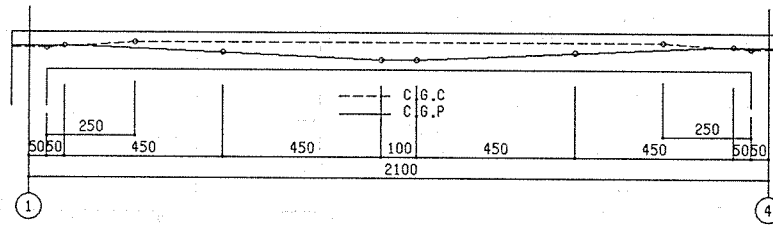


固定端モーメントの計算 (図解法による。梁の等分割数 10)

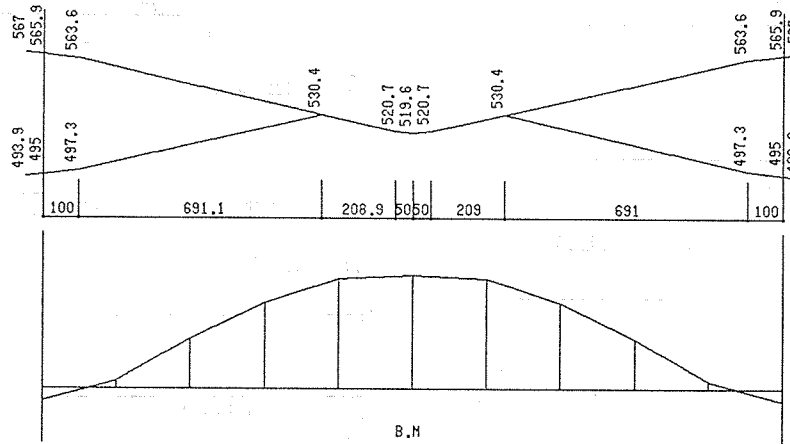
イテ	L (m)	e (m)	P (t)	M (tm)	PP (t)
0	0.00	-0.061	494.3	-30.2	0.0
1	2.10	0.029	500.9	14.6	-25.6
2	4.20	0.221	512.2	113.0	0.1
3	6.30	0.403	523.6	211.1	10.8
4	8.40	0.546	525.4	286.6	29.1
5	10.50	0.584	515.3	301.0	13.6
6	12.60	0.546	525.4	286.6	29.1
7	14.70	0.403	523.6	211.1	10.8
8	16.80	0.221	512.2	113.0	0.1
9	18.90	0.029	500.9	14.6	-25.6
10	21.00	-0.061	494.3	-30.2	0.0

固定端モーメント       $M_{AB} = 152.15$        $M_{BA} = 152.15 \text{ tm}$   
 梁の平均軸力           $PN = 511.63 \text{ t}$

☆ 2階 スパンNo1 部材No3



ブロック 1 7-12.7φ SWPR7B 6ヶ-フル  
 緊張端 1端 ~ 4端 (両曳き)  
 $P_0 = 567.0 \text{ t}$  ( $\mu = 0.25, \lambda = 0.004$ )  
 $\Delta l \cdot E_s \cdot A_s = 331.7 \text{ tm}$  ( $\Delta l = 4.00 \text{ mm}$ )



固定端モーメントの計算 (図解法による。梁の等分割数 10)

イ	L (m)	e (m)	P (t)	M (tm)	PP (t)
0	0.00	-0.061	495.0	-30.2	0.0
1	2.10	0.036	502.6	18.3	-25.0
2	4.20	0.233	512.6	119.2	7.2
3	6.30	0.392	522.7	205.0	12.9
4	8.40	0.499	528.2	263.8	23.9
5	10.50	0.524	519.6	272.3	8.1
6	12.60	0.499	528.2	263.8	23.9
7	14.70	0.392	522.7	205.0	12.9
8	16.80	0.233	512.6	119.2	7.2
9	18.90	0.036	502.6	18.3	-25.0
10	21.00	-0.061	495.0	-30.2	0.0

固定端モーメント MAB= 145.48 MBA= 145.48 tm  
 梁の平均軸力 PN = 512.90 t

1. 入力荷重

(入力データによる荷重の出力)

- 荷重条件 No. 1..... 長期荷重時 L.L.  
 (L-No.) (L.L.+仕上げ)  
 No. 2..... 長期荷重時 D.L.  
 (施工荷重時)  
 No. 3..... 水平荷重時  
 No. 4..... プレストレッシングによる, 不  
 静定応力時
- 入力荷重の正方向 鉛直方向..... 上から下  
 水平方向..... 左から右  
 回転方向..... 時計回り

a) 節点荷重 [No.-J: 荷重の配置に対応]

No.-J	L-No.	$P_x$ (t)	$P_y$ (t)	M (tm)
101	2	0.00	29.80	0.00
102	2	0.00	30.90	0.00
103	2	0.00	41.10	0.00
104	2	0.00	29.80	0.00
105	2	0.00	30.90	0.00
106	2	0.00	41.10	0.00
107	1	0.00	8.70	0.00
108	1	0.00	6.10	0.00
109	1	0.00	6.10	0.00
110	1	0.00	8.70	0.00
111	1	0.00	6.10	0.00
112	1	0.00	6.10	0.00

b) C, M<sub>0</sub>, Q [No.-C : 荷重の配置に対応]

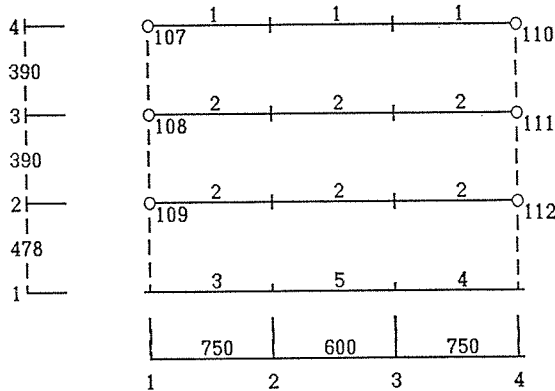
No.-C	L-No.	C <sub>L</sub> (tm) C <sub>D</sub> (tm)	Q <sub>L</sub> (t) Q <sub>D</sub> (t)	C <sub>R</sub> (tm) C <sub>U</sub> (tm)	Q <sub>R</sub> (t) Q <sub>U</sub> (t)	M <sub>0</sub> (tm)
1	1	79.90	17.70	-79.90	17.70	134.00
2	1	56.70	12.20	-56.70	12.20	95.10
3	1	2.30	1.30	-2.30	1.30	3.10
4	1	2.30	1.30	-2.30	1.30	3.10
5	1	1.30	0.90	-1.30	0.90	1.70
6	2	137.10	31.70	-137.10	31.70	223.10
7	2	15.10	11.60	-15.10	11.60	23.10
8	2	15.10	11.60	-15.10	11.60	23.10
9	2	9.60	9.10	-9.60	9.10	14.50

c) 水平力 [No.-Z : 階]

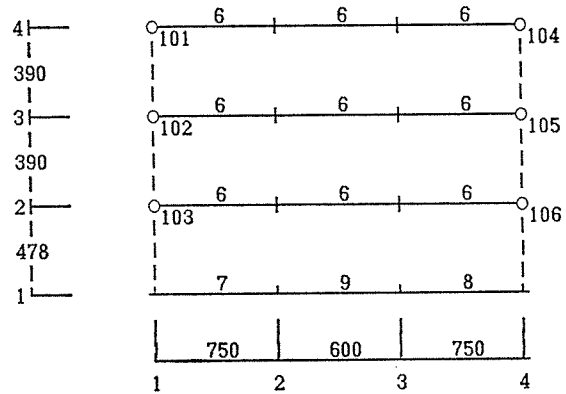
No.-Z	L-No	Q <sub>P</sub> (t)
4	3	18.10
3	3	20.20
2	3	30.20

2. 荷重の配置 (入力データ)

☆ 荷重 No. 1 長期荷重時 (L.L.)

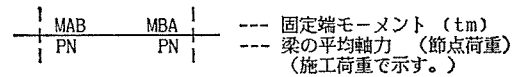


☆ 荷重 No. 2 長期荷重時 (D.L. 施工荷重時)

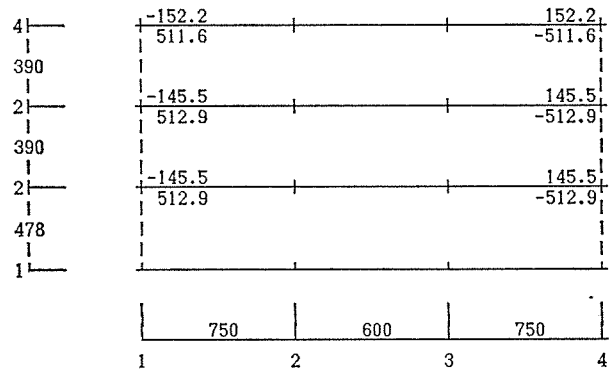


3. 荷重の配置

(プレストレッシングによる不静定荷重)



☆ 荷重 No. 4



解説

C. PC 鋼材による不静定モーメントの計算

1. PC 鋼材引張力の摩擦損失

PC 鋼材が伸びるとき、PC 鋼材と PC 鋼材配置孔 (シース) との間の摩擦によって PC 鋼材引張力が損失する。

計算は次式によって行う。

① PC 鋼材の許容引張力 (ジャッキの緊張力) を決めてから スパン中央部のプレストレスを求める。

(基本式)

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

(近似式)

$$P_x = P_0(1 - \mu\alpha_x - \lambda l_x)$$

② スパン中央部等の必要プレストレスを決定し、ジャッキの緊張力を求める場合に使用する。

(基本式)

$$P_0 = P_x \cdot e^{(\mu\alpha_x + \lambda l_x)}$$

(近似式)

$$P_0 = P_x(1 + \mu\alpha_x + \lambda l_x)$$

記号

P<sub>0</sub>: 緊張端における PC 鋼材引張力

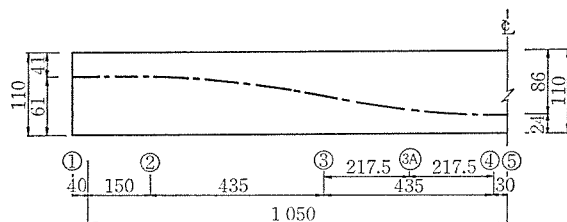
P<sub>x</sub>: 緊張端から x の位置における PC 鋼材引張力

μ: PC 鋼材の角度変化に対する摩擦係数

λ: シースの波打ちに対する摩擦係数

α<sub>x</sub>: 緊張端から x の位置までの PC 鋼材の全角度変化

l<sub>x</sub>: 緊張端から x の位置までの PC 鋼材の全長さ



解図 5

設計例は基本式にて算定している。

PC 鋼材の曲げ曲線は、PC 鋼材の重心位置にあると仮定する。精算を必要とするときは、PC ケーブル 1 本ずつ算定する。

$$P_0 = 0.75 \times (\text{PC 鋼材規格引張強度})$$

$$P_0 = 0.85 \times (\text{PC 鋼材規格降伏点強度})$$

上記の値の小さいほうとする。

$$P_0 = 0.75 \times 7 \text{ 本} \times 18.7 = 98.2 \text{ t}$$

$$P_0 = 0.85 \times 7 \text{ 本} \times 15.9 = 94.5 \text{ t}$$

② の位置

$$\mu = 0.25, \lambda = 0.004$$

$$P_2 = P_0(1 - \mu\alpha_x - \lambda l_x) = 94.5(1 - 0.004 \times 1.90)$$

$$= 93.782 \text{ t}$$

③ の位置

PC ケーブルの曲げ下げによる距離

$$(110 - 41 - 24) \times \frac{1}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{2 \times 22.5}{435} = 0.1031$$

$$P_3 = 93.782(1 - 0.25 \times 0.1031 - 0.004 \times 4.35)$$

$$= 89.73 \text{ t}$$

④ の位置

$$P_4 = 89.73(1 - 0.25 \times 0.1031 - 0.004 \times 4.35)$$

$$= 85.86 \text{ t}$$

⑤ の位置

$$P_5 = 85.86(1 - 0.004 \times 0.3) = 85.76 \text{ t}$$

2. 定着具のくさびのすべりによる緊張材引張力損失

すべり長さ  $\Delta l = 4 \text{ mm}$  とする。

$$\Delta P = E_s \cdot A_s \cdot \Delta l / L, \Delta P \cdot L = E_s \cdot A_s \cdot \Delta l$$

$$\therefore \Delta l = \frac{\Delta P \cdot L}{E_s \cdot A_s}$$

1 ケーブルで算定。

③ 点が引張力損失の起こらない点と仮定して、摩擦損失を求める。

$$\textcircled{2}' P_2' = 89.73(1 - 0.25 \times 0.1031 - 0.004 \times 4.35)$$

$$= 85.86 \text{ t}$$

$$\textcircled{1}' P_1' = 85.86(1 - 0.004 \times 1.9) = 85.2 \text{ t}$$

$$\Delta P = 94.5 - 85.2 = 9.29 \text{ t}$$

$$\Delta l = \frac{9.290 \times 635 \times 1/2}{6.9097 \times 2 \times 10^6} = 0.213 < 0.4$$

NO…… $E_s \cdot A_s \cdot \Delta L$  の面積は三角形と仮定

④ 点が引張力損失の起こらない点と仮定

$$\textcircled{3}' P_3' = 85.86(1 - 0.25 \times 0.1031 - 0.004 \times 4.35)$$

$$= 82.15 \text{ t}$$

$$\textcircled{2}' P_2 = 82.15(1 - 0.25 \times 0.1031 - 0.004 \times 4.35)$$

$$= 78.6 \text{ t}$$

$$\textcircled{1}' P_1' = 78.6(1 - 0.004 \times 1.9) = 78.4$$

$$\Delta P = 94.5 - 78.4 = 16.06 \text{ t}$$

$$\Delta l = \frac{16.06 \times 1060 \times 1/2}{6.9 \times 2 \times 10^6} = 0.617 > 0.4 \text{ OK}$$

OK であるが、損失点までの長さを大きくとりすぎている。答えは④と③の間にある。③と④の中央と見当をつけて再度計算する。

$$\textcircled{3A} P_{3A} = 89.73(1 - 0.25 \times 0.0516 - 0.004$$

$$\times 2.175) = 87.79 \text{ t}$$

$$P_3' = 87.79(1 - 0.25 \times 0.0516 - 0.004$$

$$\times 2.175) = 85.9 \text{ t}$$

$$P_2 = 85.9(1 - 0.25 \times 0.1031 - 0.004$$

$$\times 4.35) = 82.19 \text{ t}$$

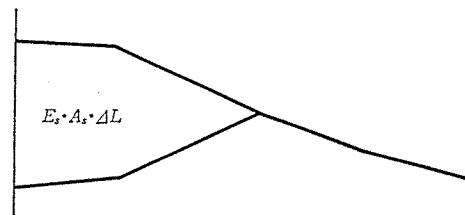
$$P_1 = 82.19(1 - 0.004 \times 1.9) = 81.56$$

$$\Delta P = 94.5 - 81.56 = 12.939$$

$$\Delta l = \frac{12.938 \times 842.5 \times 1/2}{6.9 \times 2 \times 10^6} = 0.395$$

$$\approx 0.4 \text{ cm OK}$$

解図 6 のように PC 鋼材の配置が端部直線部分が長く、曲げ角度が大きい場合は、 $E_s \cdot A_s \cdot \Delta L$  の面積は、台形と三角形として正確に計算する。



解図 6

3. 不静定モーメントの計算

節点回転角による応力（固定端モーメント）はモールの定理第 2 により求める。

学会規準付 8.1 表によれば、

$$\alpha_{a_0} = -\frac{P}{EI} \int_0^l f(x) \left(1 - \frac{x}{l}\right) dx = \frac{P}{EI} \cdot A_0$$

$$\alpha_{b_0} = \frac{P}{EI} \int_0^l f(x) \frac{x}{l} dx = \frac{P}{EI} \cdot B_0$$

$$M = -(2\alpha_{a_0} + \alpha_{b_0}) 2 EI / l$$

$$= -(2A_0 + B_0) \cdot 2 \cdot P / l$$

$$M = -(2\alpha_{b_0} + \alpha_{a_0}) 2 EI / l$$

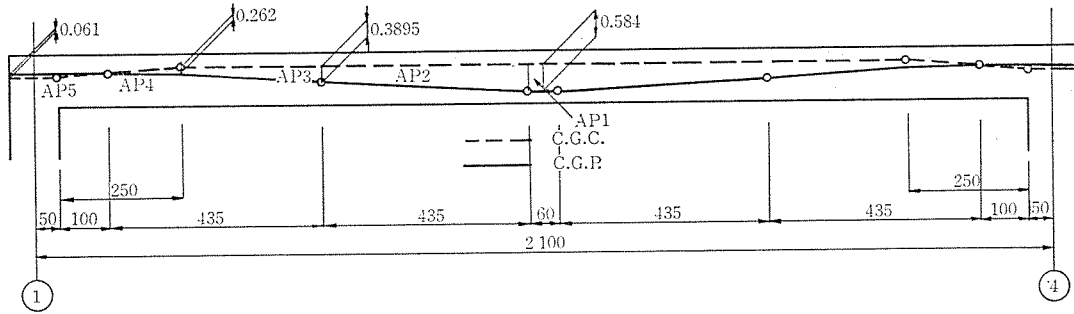
$$= -(2B_0 + A_0) \cdot 2 \cdot P / l$$

$A_0, B_0$  の面の面積を求める時に PC 鋼材の配置の曲線部分を直線として面積を算定しても、誤差は小さく実用上問題はない。

1) 解法 1

プレストレス  $P$  は端部と中央の平均とする。

$$P = (515.3 + 493.1) / 2 = 504.2 \text{ t}$$



解図 7

(解図 7 参照)

$$A_{P_1} = 0.3 \times 0.584 = 0.176 \text{ m}^2$$

$$A_{P_2} = (0.584 + 0.3895) \times 4.35 / 2 = 2.117$$

$$A_{P_3} = (0.3895 + 0.262) \times 2.85 / 2 = 0.936$$

$$A_{P_4} = 0.262 \times 1.5 \times 1/2 = 0.1965$$

$$A_{P_5} = -(0.061 \times 1.5/2) = -0.0457$$

$$A_P/2 P = A_{P_1} + A_{P_2} + A_{P_3} + A_{P_4} + A_{P_5}$$

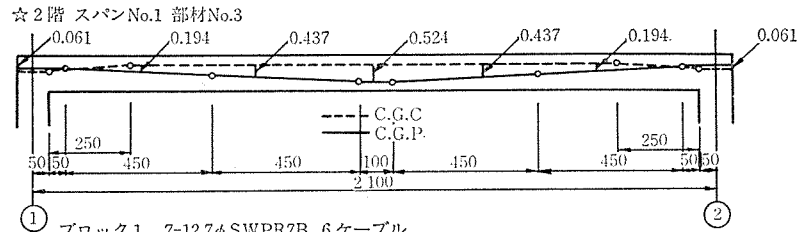
$$= 3.1833$$

$$\therefore A_P = 2 \times 504.2 \times 3.1833 = 3210$$

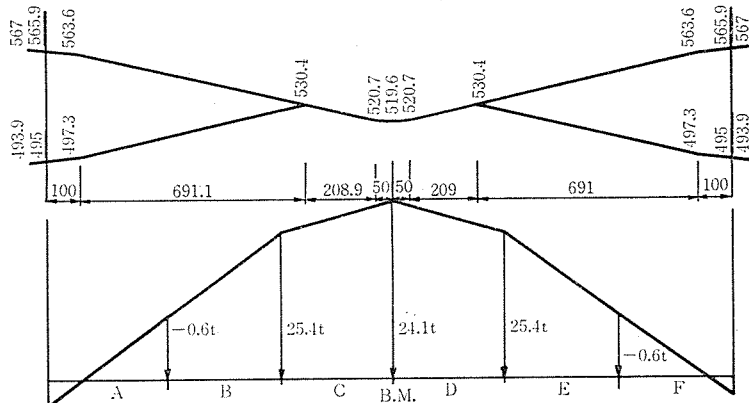
対称であるから、

$$M_{PL} = M_{PR} = \frac{A_P}{l} = \frac{3210}{21} = 152.8 \text{ tm}$$

2) 解法 2



☆ 2階 スパンNo.1 部材No.3  
 ブロック 1 7-12.7φ SWPR7B 6 ケーブル  
 緊張端 1 端～4 端 (両曳き)  
 $P_0 = 567.0 \text{ t}$  ( $\mu = 0.25, \lambda = 0.004$ )  
 $\Delta l \cdot E_s \cdot A_s = 331.7 \text{ tm}$  ( $\Delta l = 4.00 \text{ mm}$ )



固定端モーメントの計算 (図解法による。梁の等分割数 6)

イテ	L (m)	e (m)	P (t)	M (tm)	P <sub>P</sub> (t)
0	0.00	-0.061	495.0	-30.2	0.0
1	3.50	0.194	509.3	98.9	-0.6
2	7.00	0.437	526.1	230.1	25.4
3	10.50	0.524	519.6	272.3	24.1
4	14.00	0.437	526.1	230.1	25.4
5	17.50	0.194	509.3	98.9	-0.6
6	21.00	-0.061	495.0	-30.2	0.0

固定端モーメント  $M_{AB} = 150.01$   $M_{BA} = 150.01 \text{ tm}$

梁の平均軸力  $P_N = 511.49 \text{ t}$

両端固定の梁に上表の P<sub>P</sub> の荷重時の端部のモーメントから端部の偏心モーメントをマイナスする。

$$M_{AB} = 180.3 - 30.2 = 150.1 \text{ tm}$$

$$M_{BA} = 180.3 - 30.2 = 150.1 \text{ tm}$$

解図 8 図式解法注)

注) 詳細については、猪股俊司著「プレストレストコンクリートの設計および施工」(技報堂発行)を参照されたい。

4. 梁のプレストレスによる縮みの応力

梁のプレストレスによる縮みは、次のようになる。

$$\delta = \frac{P \cdot l}{E_c \cdot A_c}$$

その時の柱の応力は撓角法の公式より求める。

$$M = 6 E \cdot K_0 \cdot R$$

ヤング係数はプレストレス導入時コンクリート強度を使用する。

本例のように電算機を使用し、部材の軸方向変形を考慮した変位法を用いる場合は、プレストレス力を外力として加えている。

(計算例)

$$\text{梁の縮み } \delta = \frac{P \cdot l}{A \cdot E} = \frac{512\,900 \times 2\,100 \times 0.5}{13\,550 \times 27 \times 10^4} = 0.148 \text{ cm}$$

P: 平均プレストレス

A: スラブは全幅

E: プレストレス導入時  $F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

柱の  $M = 6 E K_0 R$

$$1 \text{ 階柱 } M = 6 \times 27 \times 10^4 \times \frac{666.67 \times 10^4}{478} \times \frac{0.148}{478}$$

$$= 69.96 \times 10^4 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$= 69.96 \text{ tm}$$

$$K_0 = \frac{I}{h}$$

$$2 \text{ 階柱 } M = 6 \times 27 \times 10^4 \times \frac{666.67 \times 10^4}{390} \times \frac{0.148}{390}$$

$$= 105.1 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

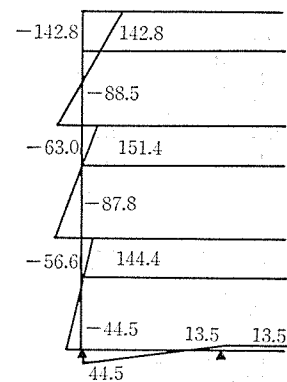
$$= 105.1 \text{ tm}$$

$$R = \frac{\delta}{h}$$

各階に同時にプレストレス導入として、固定法にて算定する。

4.9										
$\mu$	0.78	0.22						0.22	0.78	
$f_{em}$	-105.1	152.2						-152.2	105.1	
$D_1$	-36.7	-10.4						10.4	36.7	
$C_1$	14.1	5.2						-5.2	-14.1	
$D_2$	-15.1	-4.2						4.2	15.2	
	-142.2	142.8						-148.2	142.8	
		17.1								
4.9										
$\mu$	0.437	0.437	0.125					0.125	0.437	0.437
$f_{em}$	-105.1	-105.1	145.5					-145.5	105.1	105.1
$D_1$	28.3	28.3	8.1					-8.1	-28.3	-28.3
$C_2$	7.1	-18.4	-4.1					4.1	-7.1	18.4
$D_2$	6.7	6.7	1.9					-1.9	-6.7	-6.7
	-63.0	-88.5	151.4					-151.4	63.0	88.5
		17.1								
4.9										
$\mu$	0.387	0.476	0.136					0.136	0.387	0.476
$f_{em}$	-7.0	-105.1	145.5					-145.5	70	105.1
$D_1$	11.5	14.1	4.0					-4.0	-11.5	-14.1
$C_1$	10.8	14.1	-2.0					2.0	-10.8	-14.1
$D_2$	-8.9	-10.9	-3.1					3.1	8.9	10.9
	56.6	-87.8	144.4					-144.4	-56.6	87.8
		13.9								
4.9										
$\mu$	0.308	0.692	0.444	0.556	0.556	0.444		0.692	0.308	
$f_{em}$	-70							70		
$D_1$	21.6	48.4						-48.4	-21.6	
$C_1$	5.7		24.2			-24.2			-5.7	
$D_2$	-1.8	-3.9	-10.7	-13.5	13.5	10.7		3.9	1.8	
	-44.5	44.5	13.5	-13.5	13.5	-13.5		-44.5	44.5	

解図 9



解図 10

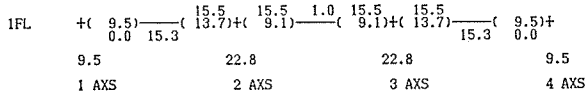
## D. 応力図

[応力解析一変位法による。部材の軸変形考慮。]

### 1. 1階導入時応力(施工時)

#### (1) 応力図

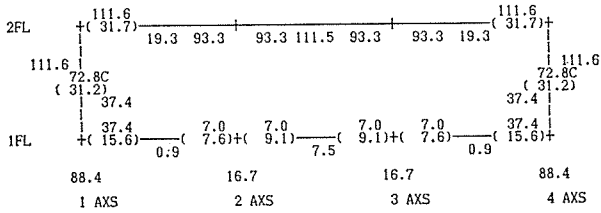
☆ Load No - 2 , 鉛直荷重時 (D.L. 施工時)



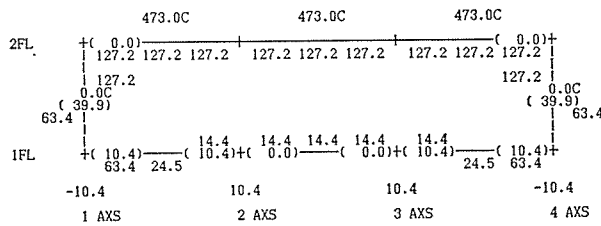
### 2. 2階導入時応力(施工時)

#### (1) 応力図

☆ Load No - 2 , 鉛直荷重時 (D.L. 施工時)



☆ Load No - 4 , PC 不静定応力 (施工時)

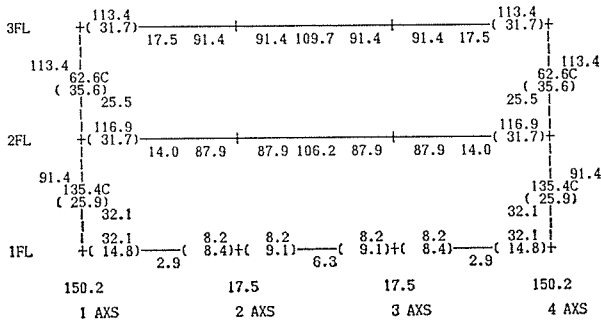


### 3. 3階導入時応力(施工時)

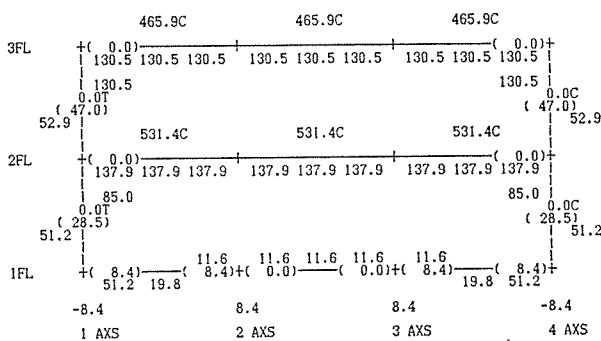
#### (1) 応力図

施工時応力は、2階以下との合成応力である。

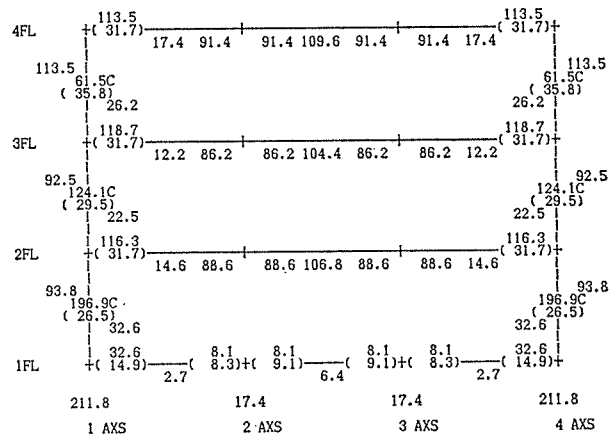
☆ Load No - 2 , 鉛直荷重時 (D.L. 施工時)



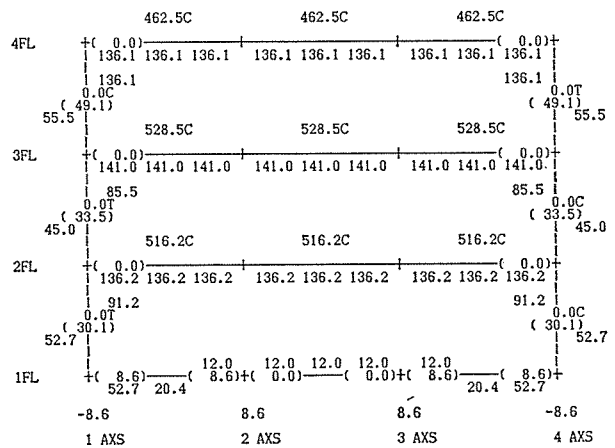
☆ Load No - 4 , PC 不静定応力 (施工時)



☆ Load No - 2 , 鉛直荷重時 (D.L. 施工時)



☆ Load No - 4 , PC 不静定応力 (施工時)

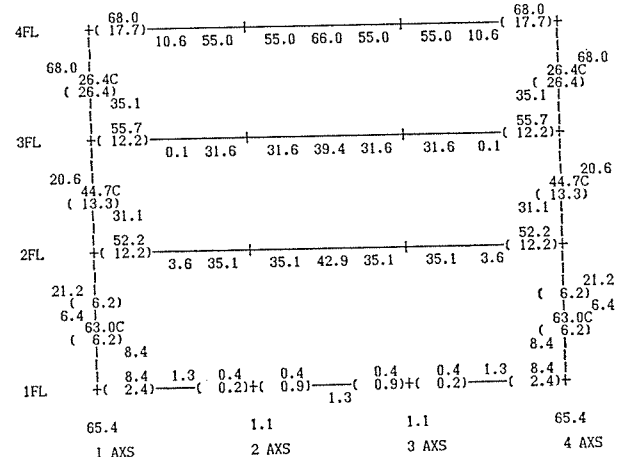


### 4. 設計時応力, 4階導入時応力(施工時)

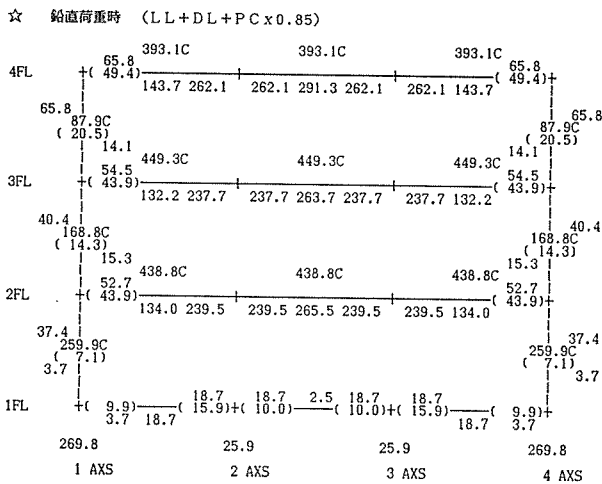
施工時応力は、3階以下との合成応力である。

#### (1) 応力図

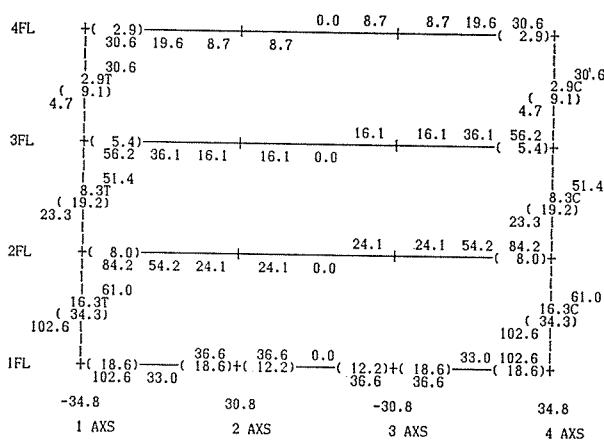
☆ Load No - 1 , 鉛直荷重時 (L.L.)



### E. 組合せ応力図



☆ Load No - 3 , 水平荷重時



### F. 断面算定

☆ PC 梁の断面設計 (項目の説明)

#### 1. 断面

- $b$ : 梁幅
- $D$ : 梁成
- $B$ : 有効幅
- $t$ : スラブ厚
- $I$ : 断面 2 次モーメント
- $S$ : 断面 1 次モーメント
- $Z_1$ : 上側断面係数
- $Z_2$ : 下側断面係数

#### 2. プレストレス導入時, 設計時

- $P$ : 断面のプレストレスによる軸力
- $e$ : 断面の偏心率
- $M_d$ : D.L. による応力

$M_x$ : プレストレスによる不静定応力

$M_L$ : 長期荷重時応力

$\sigma_1, \sigma_2$ : 縁応力度

$\eta$ : プレストレス有効率

(ポストテンション  $\eta=0.85$ )

プレストレス導入時

$$\sigma_n = P/A + (P \cdot e \pm M_d \pm M_x) / Z_n$$

プレストレス設計時

$$\sigma_n = \eta \cdot P/A + (\eta \cdot P \cdot e \pm M_L \pm \eta \cdot M_x) / Z_n$$

[判定]  $\sigma_1, \sigma_2 \leq$  コンクリートの許容応力度

#### 3. ひび割れモーメント: $M_{cr}$

$$M_{cr} = (5/3 \cdot \sigma_t + \eta \cdot P \cdot e / Z_n + \eta \cdot P/A) \cdot Z_n$$

[判定]  $M_{cr} \geq 1.3 \cdot (G+P) + M_x$

#### 4. 曲げ破壊モーメント: $M_u$

$P_{py}$ : PC 鋼材の降伏耐力

$P_{pr}$ : 鉄筋の降伏耐力

$d_{pc}$ : 引張縁から PC 鋼材重心までの距離

$d_{pr}$ : 引張縁から圧縮鉄筋重心までの距離

$$M_u = P_{py} \cdot r \cdot (d_{pc} - 0.5 \cdot r \cdot x_n) + P_{pr} \cdot r \cdot (d_{pr} - 0.5 \cdot r \cdot x_n)$$

$$x_n = (P_{py} + P_{pr}) / (B \cdot F_c)$$

$$x = x_n / 0.83$$

$r$ :  $x_n > t$  の場合

$$r = \{B \cdot t + b \cdot ((x_n - t))\} / B \cdot x_n$$

$x_n \leq t$  の場合  $r=1.0$

[判定]

$$M_u \geq M' : M' = 1.7(G+P) + M_x$$

$$1.2 \cdot G + 2 \cdot P + M_x$$

$$G + P \pm 1.5 \cdot F_{es} \cdot K + M_x$$

#### 5. せん断応力度

$$\sigma_t = (\sqrt{\sigma_g^2 + 4 \cdot \tau^2} - \sigma_g) / 2$$

$$\tau = (Q_L + Q_x) \cdot S / b \cdot I$$

$$\sigma_g = \eta \cdot P/A$$

[判定]  $\sigma_t \leq 0.07 \cdot f_c$ : 許容斜め引張応力度

#### 6. せん断破壊の検討

$Q_u$ : せん断破壊耐力

$$Q_u = (b \cdot I / S) \cdot \{\tau_0 + 0.5 \cdot w_{ft} (p_w - 0.002)\}$$

$$Q_{ua} = (b \cdot I / S) \cdot \tau_0$$

$$\tau_0 = \sqrt{(\sigma_g + \sigma_t)^2 - \sigma_g^2} / 2$$

$$\sigma_g = \eta \cdot P/A$$

$$\sigma_t = 0.07 \cdot F_c$$

$$Q = \text{MAX}(Q_1, Q_2) :$$

$$Q_1 = 1.7 \cdot Q_L + Q_x$$

$$Q_2 = \text{MIN}(Q_{21}, Q_{22})$$

$$Q_{21} = Q_L + 2.25 \cdot F_{es} \cdot Q_E + Q_x$$

$$Q_{22} = Q_L + 1.2 \cdot Q_M + Q_x$$



☆ PC梁の断面設計 (曲げ設計) (計算ルート 1.2-1.2-2)

符 号	4 カイ 1 スパン SD35 No= 4 , FC360 7-12.7φ SWPR7B 6 ケーブル			3 カイ 1 スパン SD35 No= 3 , FC360 7-12.7φ SWPR7B 6 ケーブル			2 カイ 1 スパン SD35 No= 3 , FC360 7-12.7φ SWPR7B 6 ケーブル		
位 置	左端	中央	右端	左端	中央	右端	左端	中央	右端
b (cm)	65.0	40.0	65.0	65.0	40.0	65.0	65.0	40.0	65.0
D	110.0	110.0	110.0	110.0	110.0	110.0	110.0	110.0	110.0
B	160.0	440.0	160.0	160.0	440.0	160.0	160.0	440.0	160.0
B	160.0	650.0	160.0	160.0	650.0	160.0	160.0	650.0	160.0
t	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
A (cm <sup>2</sup> )	8575	13550	8575	8575	13550	8575	8575	13550	8575
Z1 (x10 <sup>-5</sup> )	2.105	3.724	2.105	2.105	3.724	2.105	2.105	3.724	2.105
Z2 (x10 <sup>-5</sup> )	1.577	1.247	1.577	1.577	1.247	1.577	1.577	1.247	1.577
ブ P (t)	494.3	515.3	494.3	495.0	519.6	495.0	495.0	519.6	495.0
レ e (cm)	-6.1	58.4	-6.1	-6.1	52.4	-6.1	-6.1	52.4	-6.1
ス Md (tm)	-113.5	109.6	-113.5	-118.7	104.4	-118.7	-116.3	106.8	-116.3
ト Mx (tm)	136.1	136.1	136.1	141.0	141.0	141.0	136.2	136.2	136.2
レ入 σ1	82.7	23.2	82.7	82.7	31.1	82.7	81.6	30.5	81.6
ス時 σ2	24.2	82.4	24.2	24.4	59.9	24.4	25.9	61.8	25.9
設 P (t)	420.1	438.0	420.1	420.8	441.7	420.8	420.8	441.7	420.8
計 e (cm)	-6.1	58.4	-6.1	-6.1	52.4	-6.1	-6.1	52.4	-6.1
時 ML (tm)	-181.5	175.6	-181.5	-174.4	143.8	-174.4	-168.5	149.7	-168.5
σ1 Mx (tm)	115.7	115.7	115.7	119.9	119.9	119.9	115.8	115.8	115.8
σ2	29.9	41.8	29.9	35.4	41.3	35.4	36.2	41.7	36.2
配筋 上端	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25
下端	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25
ひ割 Mcr (tm)	217.2	348.5	217.2	217.4	324.5	217.4	217.4	324.5	217.4
びれ 1.3(G+P)	120.3	343.9	120.3	106.8	306.9	106.8	103.3	310.4	103.3
ME (tm)	30.6	0.0	30.6	56.2	0.0	56.2	84.2	0.0	84.2
Fes	1.00			1.00			1.00		
曲上 圧縮縁幅 B	65.0		65.0	65.0		65.0	65.0		65.0
側 Ppy (t)	667.8		667.8	667.8		667.8	667.8		667.8
破 Pry	58.6		58.6	58.6		58.6	58.6		58.6
壊 dpc(cm)	69.0		69.0	69.0		69.0	69.0		69.0
モ drc	104.0		104.0	104.0		104.0	104.0		104.0
ー x (cm)	37.4		37.4	37.4		37.4	37.4		37.4
メ Mu (tm)	408.9		408.9	408.9		408.9	408.9		408.9
ント 1.7(G+P)	192.9		192.9	176.5		176.5	170.7		170.7
1.2G+ 2P	156.5		156.5	133.9		133.9	128.2		128.2
の 1.7(G+P)	192.9		192.9	176.5		176.5	170.7		170.7
検 1.2G+ 2P	156.5		156.5	133.9		133.9	128.2		128.2
討 1.7(G+P)	192.9		192.9	176.5		176.5	170.7		170.7
側 1.2G+ 2P	156.5		156.5	133.9		133.9	128.2		128.2
下 1.7(G+P)	192.9		192.9	176.5		176.5	170.7		170.7
側 1.2G+ 2P	156.5		156.5	133.9		133.9	128.2		128.2
圧縮縁幅 B	65.0	440.0	160.0	160.0	440.0	160.0	160.0	440.0	160.0
Ppy (t)	667.8	667.8	667.8	667.8	667.8	667.8	667.8	667.8	667.8
Pry	58.6	58.6	58.6	58.6	58.6	58.6	58.6	58.6	58.6
dpc(cm)	41.0	86.0	41.0	41.0	80.0	41.0	41.0	80.0	41.0
drc	104.0	104.0	104.0	104.0	104.0	104.0	104.0	104.0	104.0
x (cm)	15.2	5.5	15.2	15.2	5.5	15.2	15.2	5.5	15.2
r	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Mu (tm)	287.1	618.6	287.1	287.1	578.5	287.1	287.1	578.5	287.1
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	
1.2G+ 2P		379.2			324.0			329.7	
1.7(G+P)		414.2			364.4			370.2	

☆ RC 柱の断面設計 (項目の説明)

1. 断 面

$D_x$ : 柱成

$D_y$ : 柱幅

フェイス: フェイス距離

$H_0$ : 内法長さ

2. 応 力

$N_L$ : 長期荷重時軸力

$N_S$ : 短期荷重時軸力

$N_E$ : 水平荷重時軸力

$M_L$ : 長期荷重時応力

$M_E$ : 水平荷重時応力

$M_S$ : 短期荷重時応力

$M_x$ : プレストレッシングによる不静定応力

$M_F$ : フェイス応力

$Q_L$ : 長期荷重時せん断力

$Q_E$ : 水平荷重時せん断力

$Q_x$ : プレストレッシングによる不静定せん断力

3. 弾性時の曲げ設計

弾性時の曲げ設計は、RC 規準による。

計算ルート [3a] は、終局荷重時の配筋も出力する。

また、終局時の配筋は、長期荷重で決定されている場合は、その値を用いる。

4. 終局荷重時の曲げ耐力:  $M_u$

( $N_u \leq 0.4 \cdot B_D \cdot F_c$  の時)

$$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot f_t \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot (1 - N/B_D \cdot F_c)$$

( $N_u > 0.4 \cdot B_D \cdot F_c$  の時)

$$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot f_t \cdot D + 0.12 \cdot B \cdot D \cdot D \cdot F_c$$

$N_u$ : 終局時の軸力  $N_u = N_L \pm (A_{lp} N) \cdot N_E$

$f_t$ : (鉄筋の短期許容応力度)  $\times 1.10$

[判定]  $M_u \geq M'$

$$M' = M_L + \alpha_M \cdot F_{es} \cdot M_E + M_x$$

$\alpha_M$ : 入力した値による。

5. せん断耐力の検討

せん断耐力式は、RC 規準の弾性式による。

$$Q_a = b_j \cdot \{f_s + 0.5 \cdot w_{ft} \cdot (p_w - 0.002)\}$$

設計せん断力

$$\left. \begin{aligned} Q &= Q_L + \alpha_Q \cdot F_{es} \cdot Q_E + Q_x \\ Q &= Q_L + \alpha_U \cdot Q_M + Q_x \end{aligned} \right\}$$

の小さな値

$\alpha_Q \cdot \alpha_U$ : 入力した値による。

ただし、ルート 2-3 の場合は [Q<sub>M</sub> 式] による。

☆ RC 梁の断面設計 (項目の説明)

1. 断 面

$b$ : 梁幅

$D$ : 梁成

$B$ : 有効幅 (中央部のみ考慮)

$d$ :  $D - d_c$

フェイス: フェイス距離

$L_0$ : 内法長さ

2. 応 力

$M_L$ : 長期荷重時応力

$M_E$ : 水平荷重時応力

$M_x$ : プレストレッシングによる不静定応力

$M_F$ : フェイス応力

$Q_L$ : 長期荷重時せん断力

$Q_E$ : 水平荷重時せん断力

$Q_x$ : プレストレッシングによる不静定せん断力

☆ RC柱の断面設計 (計算ルート 1,2-1,2-2)

符 号	3 カイ 1 スパン		2 カイ 1 スパン		1 カイ 1 スパン	
	No= 1	SD35	No= 1	SD35	No= 1	SD35
階, スパン	3 カイ 1 スパン		2 カイ 1 スパン		1 カイ 1 スパン	
部材番号	FC270		FC270		FC270	
コンクリート, 鉄筋	SD35		SD35		SD35	
位 置	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚
DX (cm)	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
DY	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0
d (DX-c)	94.0	94.0	94.0	94.0	94.0	94.0
フェイス (m)	2.80		2.80		3.48	
Ho (m)	2.80		2.80		3.48	
設 計	NL (t)	87.9	168.8	168.8	259.9	259.9
	NE	2.9	2.9	8.3	8.3	16.3
	NS	90.8	90.8	177.1	177.1	276.2
応 力	ML (tm)	-181.5	-61.2	-113.1	-53.6	-114.9
	Mx	115.7	47.2	72.7	38.2	77.5
	ME	30.6	4.7	51.4	23.3	61.0
力	MF (Face)	30.6	4.7	51.4	23.3	61.0
	MS	96.4	18.8	91.9	38.6	98.4
	NL/BD	10.99	10.99	21.10	21.10	32.49
弾 性 時 の 曲 げ 耐 力	ML/BD2	8.23	1.76	5.05	1.92	4.68
	NS/BD	11.35	11.35	22.13	22.13	34.52
	MS/BD2	12.05	2.35	11.48	4.82	12.30
設 計	pt (%) L	0.23	0.00	0.00	0.00	0.00
	S	0.28	0.00	0.14	0.00	0.00
	at (cm2)	22.40	0.00	10.80	0.00	0.00
終 局 荷 重 時	配筋	5-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25
	Alp N	2.00		2.00		2.00
	Nu (t)	93.7	93.7	185.3	185.3	292.5
せん断力の検討	Mu at	78.1	46.8	46.8	46.8	46.8
	Mu +Nu	44.8	44.8	84.7	84.7	126.4
	-Nu	39.5	39.5	70.8	70.8	101.7
断 面	Mu + (tm)	122.9	91.7	131.6	131.6	173.3
	- (tm)	117.6	86.3	117.6	117.6	148.6
	a-Fes (M)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
断 面	ML+a-ME	96.4	18.8	91.9	38.6	98.4
	QL (t)	62.2		42.7		32.7
	Qx	-41.8		-28.4		-25.6
断 面	QE	9.1		19.2		34.3
	a-Fes (Q)	2.25		2.25		2.25
	QL+a-QE	40.9		57.4		84.1
断 面	QL+1.2QM	112.5		127.1		126.7
	tau	S 6.21		S 8.72		S 12.79
	pw (%)	0.20		0.20		0.28
断 面	Hoop	D13-100		D13-100		D13-100
	0.008 · B · D	64.00		64.00		64.00
		13-D25		13-D25		13-D25

◇講 座◇

3. 弾性時の曲げ設計

弾性時の曲げ設計は、RC 規準によります。

配筋は、終局荷重時を考慮しているため、弾性時より多い場合があります。

4. 終局荷重時の曲げ耐力:  $M_u$

$$M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot f_t \cdot d$$

$f_t$ : (鉄筋の短期許容応力度)  $\times 1.10$

[判定]  $M_u \geq M'$

$$M' = M_L + \alpha_M \cdot F_{es} \cdot M_E + M_x$$

$\alpha_M$ : 入力した値による。

5. せん断耐力の検討

せん断耐力式は、RC 規準の弾性式によります。

$$Q_a = b_j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w_{ft} \cdot (p_w - 0.002) \}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{設計せん断力 } Q &= Q_L + \alpha_Q \cdot F_{es} \cdot Q_E + Q_x \\ Q &= Q_L + \alpha_U \cdot Q_M + Q_x \end{aligned} \right\}$$

の小さな値

$\alpha_Q \cdot \alpha_U$ : 入力した値による。

ただし、ルート 2-3 の場合は  $[Q_M \text{ 式}]$  による。

☆ RC梁の断面設計 (計算ルート 1, 2-1, 2-2)

符 号	1 カイ 1 スパン			1 カイ 2 スパン			1 カイ 3 スパン			
階, スパン	No= 1			No= 1			No= 1			
部材番号	FC210, SD35			FC210, SD35			FC210, SD35			
コンクリート, 鉄筋	FC210, SD35			FC210, SD35			FC210, SD35			
位 置	左端	中央	右端	左端	中央	右端	左端	中央	右端	
b (cm)	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0	
D	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	
d	142.0	142.0	142.0	142.0	142.0	142.0	142.0	142.0	142.0	
フェイス (m)										
Lo (m)	7.00			6.00			7.00			
設計	ML (tm)	-41.0	1.4	-8.5	-8.5	7.7	-8.5	-8.5	1.4	-41.0
力	Mx (tm)	44.8	17.3	-10.2	-10.2	-10.2	-10.2	-10.2	17.3	44.8
	ME (tm)	102.6	33.0	36.6	36.6	0.0	36.6	36.6	33.0	102.6
	MF (tm)	102.6	33.0	36.6	36.6	0.0	36.6	36.6	33.0	102.6
	MS up	98.9	14.2	55.3	55.3	2.5	55.3	55.3	14.2	98.9
	dn	106.3	51.7	18.0	18.0	0.0	18.0	18.0	51.7	106.3
弾性	C L	0.4	2.1	2.1	2.1	0.3	2.1	2.1	2.1	0.4
時の	S	11.7	5.7	2.0	2.0	0.0	2.0	2.0	5.7	11.7
曲げ	r L	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
設計	S	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
	pt 上	0.36	0.07	0.20	0.20	0.01	0.20	0.20	0.07	0.36
	下	0.38	0.19	0.08	0.08	0.01	0.08	0.08	0.19	0.38
	at 上	22.73	4.76	12.72	12.72	0.90	12.72	12.72	4.76	22.73
	下	24.45	11.89	5.09	5.09	0.36	5.09	5.09	11.89	24.45
配筋	上端	5-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	5-D25
	下端	5-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	5-D25
設計										
終局	Mu up	124.7		74.8	74.8		74.8	74.8		124.7
荷重	dn	124.7		74.8	74.8		74.8	74.8		124.7
時	aM·Fes	1.00		1.00	1.00		1.00	1.00		1.00
	ML+a·ME	98.9		55.3	55.3		55.3	55.3		98.9
	-a·ME	106.3		18.0	18.0		18.0	18.0		106.3
せん	QL (t)	17.2		-8.6	10.0		-10.0	8.6		-17.2
断力	Qx	-7.3		-7.3	0.0		0.0	7.3		7.3
の	QE	18.6		18.6	12.2		12.2	18.6		18.6
検	aQ·Fes	2.25		2.25	2.25		2.25	2.25		2.25
討	QL+a·QE	51.7		57.7	37.5		37.5	57.7		51.7
	QL+1.2QM	44.1		50.1	39.9		39.9	50.1		44.1
	tau S	7.89		8.96	6.70		6.70	8.96		7.89
	alp									
	pw	0.20		0.20	0.20		0.20	0.20		0.20
	S.T.P	D13-200		D13-200	D13-200		D13-200	D13-200		D13-200
設計										
断面										

解説

F. 断面算定

☆ PC 梁の断面設計

1. 縁応力度

$$\sigma = P/A \pm P \cdot e/Z \pm M_x/Z \pm M/Z$$

プレストレス導入時

4 階梁中央

$$\text{上縁 } \sigma_1 = \frac{515\,300}{13\,550} - \frac{515\,300 \times 58.4}{372\,400}$$

$$+ \frac{13\,610\,000}{372\,400} + \frac{10\,960\,000}{372\,400}$$

$$= 38.0 - 80.8 + 36.5 + 29.4$$

$$= 23.1 \text{ kg/cm}^2 < 162 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{下縁 } \sigma_2 = \frac{515\,300}{13\,550} + \frac{515\,300 \times 58.4}{124\,700}$$

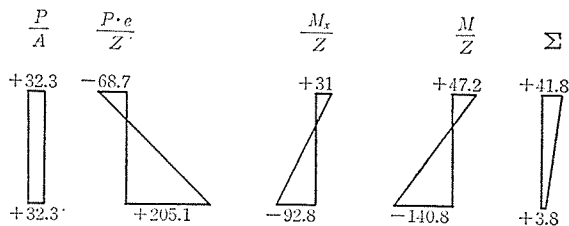
$$\begin{aligned} & \frac{13\,610\,000}{124\,700} - \frac{10\,960\,000}{124\,700} \\ & = 38.0 + 241.3 - 109 - 87.8 \\ & = 82.4 \text{ kg/cm}^2 > 11.3 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

設計時

4 階梁中央

$$\begin{aligned} \text{上縁 } \sigma_1 &= \frac{0.85 \times 515\,300}{13\,550} \\ & \quad - \frac{0.85 \times 515\,300 \times 58.4}{372\,400} \\ & \quad + \frac{0.85 \times 13\,610\,000}{372\,400} + \frac{17\,560\,000}{372\,400} \\ & = 32.3 - 68.7 + 31.0 + 31.0 + 47.2 \\ & = 41.8 \text{ kg/cm}^2 < 120 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{下縁 } \sigma_2 &= \frac{0.85 \times 515\,300}{13\,550} \\ & \quad + \frac{0.85 \times 515\,300 \times 58.4}{124\,700} \\ & \quad - \frac{0.85 \times 13\,610\,000}{124\,700} - \frac{17\,560\,000}{124\,700} \\ & = 32.3 + 205.1 - 92.8 - 140.8 \\ & = 3.8 \text{ kg/cm}^2 > 0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$



解図 11

2. ひび割れモーメント

4 階梁中央

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (5/3 \sigma_k + \eta \cdot P \cdot e / Z_n + \eta \cdot P / A) Z_n \\ & > 1.3(G+P) + M_x \\ & = (5/3 \times 25.2 + 0.85 \times 515.3 \times 10^3 \\ & \quad \times 58.4 / 1.247 \times 10^5 + 0.85 \times 515.3 \\ & \quad \times 10^3 / 13\,550) 1.247 \times 10^5 \\ & = (42 + 205.1 + 32.3) \times 1.247 \times 10^5 \\ & = 348.4 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm} \\ 1.3(G+P) + M_x &= 1.3(109.6 + 66.0) \\ & \quad + 115.7 = 343.9 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = 348.4 \text{ km} > 343.9 \text{ tm} \quad \text{OK}$$

G: D.L. による応力

P: L.L. による応力 (仕上げ荷重も含む)

3. 曲げ破壊モーメントの検討

4 階梁中央

$$\begin{aligned} m_u &= P_{py} \cdot r \cdot (d_{pc} - 0.5 \cdot r \cdot x_n) \\ & \quad + P_{pr} \cdot r \cdot (d_{pr} - 0.5 \cdot r \cdot x_n) \end{aligned}$$

$$x_n = (P_{py} + P_{pr}) / (B \cdot F_c)$$

$$\begin{aligned} x_n &= (667\,800 + 58\,600) / (440 \times 360) \\ & = 4.58 \end{aligned}$$

中立軸がスラブの厚さの内にある  $r=1$

$$\begin{aligned} \therefore m_u &= 667\,800(86 - 0.5 \times 4.58) \\ & \quad + 58\,600(104 - 0.5 \times 4.58) \\ & = 618.6 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm} \\ & = 618.6 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1.7(G+P) + M_x &= 1.7(109.6 + 66) + 115.7 \\ & = 414.2 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1.2G + 2P + M_x &= 1.2 \times 109.6 + 2 \times 66 \\ & \quad + 115.7 = 379.2 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore m_u &> 1.7(G+P) + M_x \\ & \quad 1.2G + 2P + M_x \quad \text{OK} \end{aligned}$$

4. せん断応力度

4 階梁端部

$$\begin{aligned} \tau &= Q \cdot S / (b \cdot I) = \frac{49\,400 \times 12.86 \times 10^4}{65 \times 991.72 \times 10^4} \\ & = 9.9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

斜め引張応力度

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_g^2 + 4\tau^2} - \sigma_g$$

$$\sigma_g = \eta \cdot P / A = 49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \therefore \sigma_t &= \frac{1}{2} \sqrt{49^2 + 4 \times 9.9^2} - 49 = 1.9 \text{ kg/cm}^2 \\ & < 8.4 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

5. せん断破壊の検討

$$Q_{ua} = b \cdot I / S \{ \tau_0 + 0.5 w_{fi} (p_w - 0.002) \}$$

$$Q_{ua} = b \cdot I / S \cdot \tau_0$$

$$\tau_0 = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_g + \sigma_t)^2 - \sigma_g^2} : \sigma_t = 0.07 F_c$$

$Q_{ua}$  はスターラップの効果を無視したもので、まず  $Q_{ua}$  で検討し不足分をスターラップで補強するが、スターラップによる耐力の増加が少ないから、プレストレスによる  $\sigma_g$  を大きくするか、または断面を変更するのが効果的である。

4 階梁端部

$$\tau_0 = \frac{1}{2} \sqrt{(49 + 25.2)^2 - 49^2} = 27.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{ua} = \frac{65 \times 991.72 \times 10^4}{12.86 \times 10^4} \times 27.9 = 139\,649 \text{ kg}$$

$$= 139.6 \text{ t}$$

$$1.7 \times (G+P) + M_x = 1.7 \times 49.4$$

$$= 84 \text{ t} < Q_{ua}$$

$$G+P+1.5K+M_x = 49.4 + 1.5 \times 2.9$$

$$= 53.8 \text{ t} < Q_{ua} \quad \text{OK}$$

スターラップ 4-D 13 @ 20 cm

$$p_w = a_w / (b \cdot x) = 5.08 / (65 \times 20) = 0.0039$$

$$Q_u = \frac{65 \times 991.72 \times 10^4}{12.86 \times 10^4} \{27.9 + 0.5 \\ \times 3000(0.0039 - 0.002)\} = 154200 \text{ kg} \\ = 154.2 \text{ t}$$

スターラップによる分

$$Q_u - Q_{ua} = 154.2 - 139.6 = 14.6 \text{ t}$$

#### ☆ RC 柱の断面設計

プレストレスによる不静定モーメントが大きくなるように PC 鋼材を配置すると、鉛直荷重時の端部の応力が小さくなり、柱の鉄筋量が少なくなるが、不静定モーメントは、施工誤差やクリープ、乾燥等で変動するので、 $P_t = 0.5 \sim 0.6\%$  以上配筋するのが望ましい。

【記：渡辺 健（株）建設計代表取締役】

#### ◀刊行物案内▶

### 第 24 回 研究発表会 講演概要

体 裁：B5判 54頁

定 価：1500円 送 料：250円

内 容：（1）高周波熱処理 PC 鋼棒の低温特性，（2）ねじ部変強度をもつ PC 鋼棒について，（3）太径アンボンドストランドの摩擦係数，（4）プレストレスコンクリート部材の変形性状に関する研究，（5）プレストレスレベルが PC 部材の変形性状に及ぼす影響について，（6）矩形開口を有するプレストレスコンクリート部材の強度と変形性状に関する実験的研究（その3 補強効果），（7）緊張管理システムの開発（その1 システム概要），（8）緊張管理システムの開発（その2 検証実験），（9）横拘束コンクリートによる PC くい曲げ靱性改善，（10）アンボンド PC 不静定梁の力学的性質に関する研究，（11）PRC はりの繰返し荷重下における曲げ性状について，（12）円形補強筋を有する PC 鋼材定着部の破壊強度に関する研究，（13）高靱性 PRC 梁部材に関する基礎的研究，（14）PCR 工法の設計と実施例，（15）組立式 PC 版（ホーンジョイント工法）によるトンネル内の舗装打換えについて，（16）水害を受けた PC 橋の補修例，（17）「特別講演」世界における PC 建築の現場——FIP カルガリーシンポジウム報告——，（18）PRC 橋（道路橋）の試設計，（19）PC 桁のせん断耐力に関する実験的研究，（20）野田川橋（PC 9 径間連続箱桁橋）の設計と施工について，（21）AS 21 工区，9 径間連続 PC 2 主箱桁橋の施工について，（22）百間川橋梁のゴムシューに関する実験的研究，（23）ジャンピングフォームシステムによる高橋脚施工，（24）PC 斜張橋小滝橋の設計と施工，（25）第二武蔵野線 Bi の設計・施工について，（26）光明池大橋の設計と施工