

PC建築物の設計計算例

(2)

木村政男*
松下達雄*

前号において準備計算は終り、いよいよ断面算定に入る。PC部材の断面算定は、RC部材の場合とはまったく異なるので、まず算定方針の概略を述べる。

PCの場合には、つぎの各項目について検討することになる。

- (a) 縁応力度 (抵抗曲げモーメント)
- (b) 曲げひびわれモーメント
- (c) 曲げ破壊モーメント
- (d) せん断破壊荷重
- (e) その他

(a) については、施工時および設計荷重時において上下縁に引張応力度が出ないように、かつ許容圧縮応力度以下であるようにするものである。

(b) については、ある安全度を考慮した設計荷重時における応力の組合せに対して、コンクリートの引張側の応力度が引張応力度以下になるようにするものである。

(c), (d) については、地震時などの一時的に大きな荷重に対しては、上下縁に引張応力度が起らぬように設計することは、PC造の性質から見て経済上あまり利点はない。なぜならば、PC造は復元性がきわめて高く、一時的な大きな荷重によって、ひびわれが発生して塑性的性質を示しても、それをとりのぞけば、再び元の形にもどることが十分期待できるからである。これらの理由により短期の大きな荷重に対しては、破壊耐力の限界において検討する。

(e) については、局部的なものに対して検討してゆくものであり、以下順を追って具体的に説明してゆくことにする。

4. 断面算定

(1) 抵抗曲げモーメント (M_R)

図-1 に示す状態における縁応力度について検討する。ここで、

P : プレストレス力
 A : 断面積

e : 断面図心よりプレストレス作用位置までの距離
ただし、添字 1, 2 はそれぞれ下側, 上側の区分を示している。

曲げ応力 M がかかる状態において上下の縁応力度は

$$\sigma_2 = P/A - P \cdot e/Z_2 + M/Z_2 \dots \dots \dots (1)$$

$$\sigma_1 = P/A + P \cdot e/Z_1 - M/Z_1 \dots \dots \dots (2)$$

一般に M の増加にともなって、図-1 (b) で示すように、(1) (2) (3) (4) の順に σ_1, σ_2 は変る。したがって抵抗曲げモーメント M_R の下限は式 (1) において $\sigma_2 = 0$ のときであり、 M_R の上限は式 (2) における $\sigma_1 = 0$ のときの M のうち小なるものである。

図-1 (a)

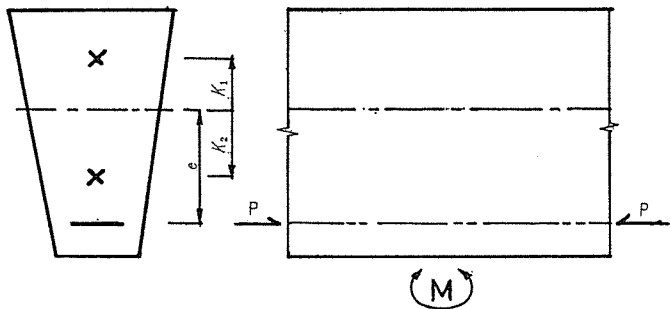
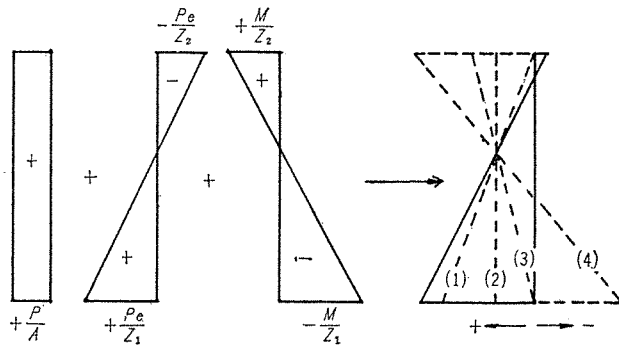


図-1 (b)



$$\sigma_2 = 0 \text{ とすると, } M = P(e - K_2) \dots \dots \dots (3)$$

$$\sigma_2 = f_c \quad \text{ " } \quad M' = P \cdot e + (A \cdot f_c - P) K_2 \dots \dots \dots (4)$$

$$\sigma_1 = 0 \quad \text{ " } \quad M'' = P(e + K_1) \dots \dots \dots (5)$$

$$\sigma_1 = f_c \quad \text{ " } \quad M''' = P \cdot e - (A \cdot f_c - P) K_1 \dots \dots \dots (6)$$

よって $M \text{ or } M''' \leq M_R \leq M' \text{ or } M'' \dots (7)$

1) 端部に関する抵抗モーメントの算定 (断面詳細は前号参照)

(a) ${}_1G, {}_4G, {}_3G$ について

$$M = 370 \times (0.127 - 0.233) = -39 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M' = 370 \times 0.127 + (7.95 \times 122.5 - 370) \times 0.233 = 188 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M'' = 370 \times (0.127 + 0.309) = 161 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M''' = 370 \times 0.127 - (7.95 \times 122.5 - 370) \times 0.309 = -140 \text{ t} \cdot \text{m}$$

* オリエンタルコンクリート KK 建築部

∴ $-39 \leq M_R \leq 161$

(b) ${}_2G, {}_1G$ について

$M = 407 \times (0.053 - 0.233) = -73 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M' = 407 \times 0.053 + (7.95 \times 122.5 - 407) \times 0.233 = 154 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M'' = 407 \times (0.053 + 0.309) = 147 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M''' = 407 \times 0.053 - (7.95 \times 122.5 - 407) \times 0.309 = -242 \text{ t}\cdot\text{m}$

∴ $-73 \leq M_R \leq 147$

2) 中央部に関する抵抗モーメントの算定

(a) ${}_1G, {}_4G, {}_3G$ について

$M = 370 \times (0.794 - 0.583) = 78 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M' = 370 \times 0.794 + (11.4 \times 122.5 - 370) \times 0.583 = 914 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M'' = 370 \times (0.794 + 0.238) = 382 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M''' = 370 \times 0.794 - (11.4 \times 122.5 - 370) \times 0.238 = 50 \text{ t}\cdot\text{m}$

∴ $78 \leq M_R \leq 382$

(b) ${}_2G, {}_1G$ について

$M = 407 \times (0.785 - 0.583) = 82 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M' = 407 \times 0.785 + (11.4 \times 122.5 - 407) \times 0.583 = 919 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M'' = 407 \times (0.785 + 0.238) = 416 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M''' = 407 \times 0.875 - (11.4 \times 122.5 - 407) \times 0.238 = 121 \text{ t}\cdot\text{m}$

∴ $121 \leq M_R \leq 416$

以上算定した抵抗モーメントは、前号表-8の施工時から設計荷重時までの応力をみたまものである。

(2) 曲げひびわれモーメント算定

曲げひびわれモーメント M_{CR} とは、コンクリートの曲げ引張抵抗が最大となったときの曲げ抵抗の大きさのことである。

ここで引張強度 $f_t = 0.07 F_{28}$ とすると、曲げ引張強度は、 $f_{bt} = 5/3 f_t = 5/3 \times 0.07 F_{28} = 40.8 \text{ kg/cm}^2$ 、式(2)より $\sigma_1 = -f_{bt}$ とすると、

$M_{CR} = P(e + K_1) + f_{bt} \cdot Z_1 = M'' + f_{bt} \cdot Z_1 \dots (7)$

1) 端部に関する M_{RC} 算定

(a) ${}_1G, {}_4G, {}_3G$ について

$M_{CR} = 161 + 40.8 \times 2.45 = 261 \text{ t}\cdot\text{m}$

(b) ${}_2G, {}_1G$ について

$M_{CR} = 147 + 40.8 \times 2.45 = 247 \text{ t}\cdot\text{m}$

2) 中央部に関する M_{CR} の算定

(a) ${}_1G, {}_4G, {}_3G$ について

$M_{CR} = 282 + 40.8 \times 2.79 = 496 \text{ t}\cdot\text{m}$

(b) ${}_2G, {}_1G$ について

$M_{CR} = 416 + 40.8 \times 2.79 = 530 \text{ t}\cdot\text{m}$

以上算定した M_{CR} は前号表-8 ひびわれ用応力を満たす。

(3) 曲げ破壊モーメント M_u 算定

M_u 算定の際のT形ばりとしての有効幅は、普通鉄筋コンクリート構造規準にしたがうことにする。また M_u 算定方法は「プレストレスト コンクリート構造規準」に示してある略算方法によった。またピアノ線のみによる M_u が、前号で求めた曲げ破壊モーメント用応力の M より小なるときは普通鉄筋により補強することにした。

1) 長方形ばりの M_u

(a) 補強を要しないとき この場合を図-2(a)に示す。

これから、 $P_y = n_0 \cdot p_y$

$n = P_y / b \cdot F_c = n_0 \cdot p_y / b \times 0.83 F_{28}$

$M_u = P_y (d_0 - n_c) = P_y (d_0 - 0.42 n)$

n_0 : ピアノ線本数, F_c : $0.83 F_{28}$, b : はり幅, p_y : ピアノ線一本当たりの降伏点強度, n_c : $0.42 n$

(b) 補強を要するとき この場合を図-2(b)に示す。

$P_y' = n_0 \cdot p_y + n_1 \cdot p_1 = P_y + P_{y1}$

$n = P_y' / b \cdot F_c$

$M_u = P_y (d_0 - n_c) + P_{y1} (d_1 - n_c)$

n_1 : 普通鉄筋の本数, p_1 : 普通鉄筋一本当たりの降伏点強度

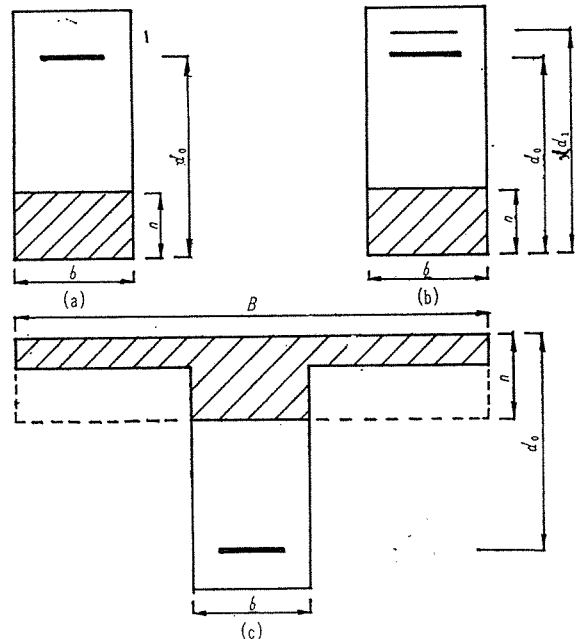
2) T形ばりの M_u

(a) 補強を要しないとき この場合を図-2(c)に示す。

$n = P_y / B \cdot F_c$ B : はりの有効幅

ここで $r = Bt + b(n-t) / B \cdot n$ とし

図-2



講座

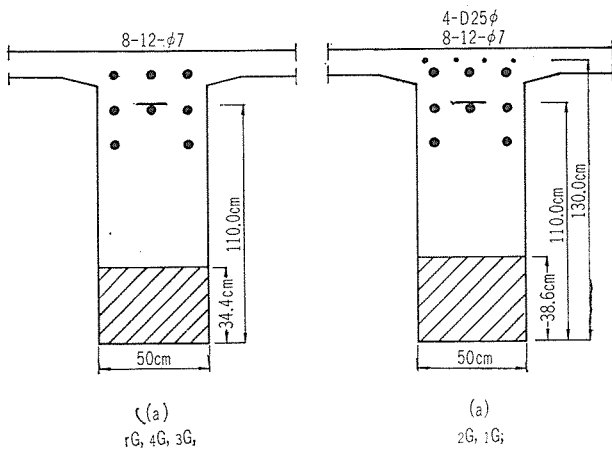
$\bar{n} = nr$ として (3) 1) (a) の場合の n に \bar{n} を代入し $M_u = P_y \cdot r \times (d_0 - 0.42 r \cdot n)$ より求める。

(b) 補強を要するとき 本例においてはこの場合は起らないので省略する。

3) 端部上側引張りとなる曲げに対する検討

この場合は長方形ばりとして取扱い、 ${}_1G$, ${}_4G$, ${}_3G$ を図-3 (a) に、 ${}_2G$, ${}_1G$ を図-3 (b) に示す。

図-3



(a) ${}_1G$, ${}_4G$, ${}_3G$ について

$$P_y = 8 \times 62.4 = 499.2 \text{ t}$$

$$n = 499.2 / 50 \times 0.83 \times 350 = 34.4 \text{ cm}$$

$$M_u = 499.2 \times (1.10 - 0.42 \times 0.334) = 477 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(b) ${}_2G$, ${}_1G$ について 補強鉄筋 4-D 25φ を使用

$$P_y' = 8 \times 62.4 + 3 \times 20.28 = 560.1 \text{ t}$$

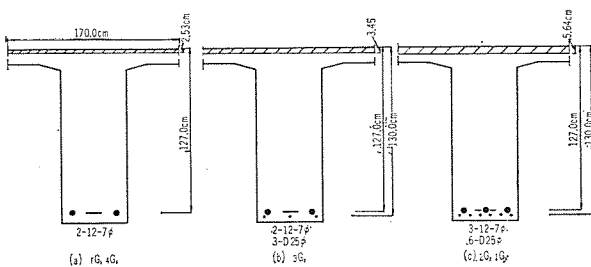
$$n = 560.1 / 50 \times 0.83 \times 350 = 38.6 \text{ cm}$$

$$M_u = 499.2 \times (1.10 - 0.42 \times 0.386) + 60.9 \times (1.30 - 0.42 \times 0.386) = 469 + 69 = 538 \text{ t}\cdot\text{m}$$

4) 端部の下側引張りとなる曲げに対する検討

この場合、中立軸がフランジ内にあるので長方形ばりとして取扱い、それぞれ 図-4 (a), 図-4 (b), 図-4 (c) に示す。

図-4



(a) ${}_1G$, ${}_4G$ $P_y = 2 \times 62.4 = 124.8$ ($B = 170 \text{ cm}$)

$$n = 124.8 / 170 \times 0.83 \times 350 = 2.53 \text{ (フランジ内)}$$

$$M_u = 124.8 \times (1.27 - 0.42 \times 0.0253) = 157 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(b) ${}_3G$ 補強鉄筋 3-D 25φ を使用

$$P_y' = 2 \times 62.4 + 3 \times 15.21 = 170.5 \text{ t}$$

$$n = 170.5 / 170 \times 0.33 \times 350 = 3.45 \text{ cm}$$

$$M_u = 124.8(1.27 - 0.42 \times 0.0345) + 45.7(1.30 - 0.42 \times 0.0345) = 157 + 60 = 217 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(c) ${}_2G$, ${}_1G$ 補強鉄筋 6-D 25φ を使用

$$P_y' = 3 \times 62.4 + 3 \times 30.42 = 278.4 \text{ t}$$

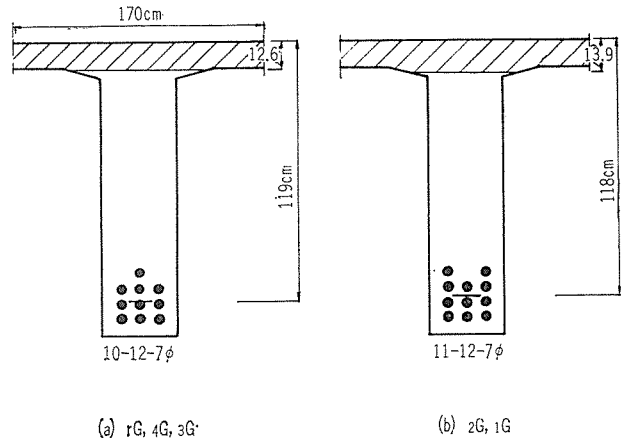
$$n = 278.4 / 170 \times 0.83 \times 350 = 5.64 \text{ cm}$$

$$M_u = 187.2(1.27 - 0.42 \times 0.0564) + 91.3 \times (1.30 - 0.42 \times 0.0564) = 234 + 117 = 351 \text{ t}\cdot\text{m}$$

5) 中央部下側引張りとなる曲げに対する検討

この場合は中立軸がフランジ外にあるのでT形ばりとして取扱い、それぞれ 図-5 (a), 図-5 (b) に示す。

図-5



(a) ${}_1G$, ${}_4G$, ${}_3G$ について

$$P_y = 10 \times 62.4 = 624 \text{ t}$$

$$n = 624 \times 10^3 / 170 \times 0.83 \times 350 = 12.6 \text{ cm}$$

$$r = 170 \times 12 + 32 \times 0.6 / 170 \times 12.6 = 0.95$$

$$M_u = 624 \times 0.95 \times (1.19 - 0.42 \times 0.95 \times 0.126) = 676 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(b) ${}_2G$, ${}_1G$ について

$$P_y = 11 \times 62.4 = 686.4 \text{ t}$$

$$n = 686.4 \times 10^3 / 170 \times 0.83 \times 350 = 13.9 \text{ cm}$$

$$r = 170 \times 12 + 32 \times 1.9 / 170 \times 13.9 = 0.89$$

$$M_u = 686.4 \times 0.89 \times (1.18 - 0.42 \times 0.89 \times 0.139) = 690 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(4) せん断破壊について

「PC規準」によればせん断破壊耐力が、曲げ破壊耐力より、大きくなるように定めてある。しかしながら、せん断耐力と曲げ耐力は、一次独立であり、前者を後者より常に大きくすることは実際上困難である場合が多い。たとえば、曲げ耐力が必要以上に大きくなることは十分ありうるし、このような場合、規準にしたがえば不必要なせん断補強をすることになり、良い設計とはい

がたい。そこで筆者等はせん断耐力の検討に際し、表一1の状態より起るせん断力をさらに 10% 増したものがせん断破壊耐力より小さくなるように設計することにしてゐる。このような方法によると、結果においてはほとんどせん断耐力が曲げ耐力を上まわっており、また曲げ耐力の方が上まわっていたとしても、現実的な荷重の下ではせん断破壊は起りえないと思う。

表一1

	考慮すべき応力の組合わせ
長期	1.2G+2.4P or 2(G+P)
短期	n(G+P)+1.5K
	1.2(G+P)+1.5S
	n(G+P)+1.5W

nは(G+P)がK or Wと同方向の場合1.2 逆方向の場合1.0をとる

1) せん断破壊耐力 Q_s の算定

斜引張応力がコンクリートの引張強度 σ_t (引張を正) に達したとき破壊が起るとすると、破壊時の断面せん断応力 τ は、

$$\tau = 1/2 \sqrt{(\sigma_g + 2\sigma_t)^2 - \sigma_g^2} \dots\dots\dots(11)$$

σ_t : 引張強度 = 0.07 F_{28} , σ_g : プレストレス力 P による圧縮力 = P/A

τ が断面重心軸に起きるときのせん断力 Q_s は

$$Q_s = bI\tau/S_0 \dots\dots\dots(12)$$

b_0 : 重心軸における断面積の幅, s_0 : 重心軸以上の、断面積の重心軸に対する断面一次モーメント

式(11), (12)より

$$Q_s = b_0 I / s_0 \times 1/2 \sqrt{(\sigma_g + 2\sigma_t)^2 - \sigma_g^2} \dots\dots\dots(13)$$

(a) ${}_1G, {}_4G, {}_3G$ について

$$Q_s = (50 \times 1.43 \times 10^7 / 1.48 \times 10^5) \times 1/2 \sqrt{(46.5 + 2 \times 24.5)^2 - 46.5^2} = 201 \text{ t}$$

$[b_0 = 50 \text{ cm}, I = 1.43 \times 10^7 \text{ cm}^4, s_0 = 1.48 \times 10^5 \text{ cm}^3, \sigma_g = 46.5 \text{ kg/cm}^2, \sigma_t = 24.5 \text{ kg/cm}^2]$

(b) ${}_2G, {}_1G$ について

$$Q_s = 50 \times 1.43 \times 10^7 / 1.48 \times 10^5 \times 1/2 \sqrt{(51.2 + 2 \times 24.5)^2 - 51.2^2} = 208 \text{ t}$$

$[b_0 = 50 \text{ cm}, I = 1.43 \times 10^7 \text{ cm}^4, s_0 = 1.48 \times 10^5 \text{ cm}^3, \sigma_g = 51.2 \text{ kg/cm}^2, \sigma_t = 24.5 \text{ kg/cm}^2]$

2) 破壊時におけるせん断力算定

破壊時の状態におけるせん断力を結果のみを表一2に示す。

(4), 1)で求めたせん断破壊耐力は表一2の値に対して安全側にある。

3) プレストレス導入時、設計時におけるせん断応力の検討

せん断応力 τ が起るときの斜張応力 σ は

表一2

単位 t

	${}_2(G+P)$ のとき	${}_1, {}_2(G+P)+1.5K$ のとき	$Q_{\max} \times 1.1$
${}_1G$	152	100	167
${}_4G$	158	110	174
${}_3G$	134	100	148
${}_2G$	134	110	148
${}_1G$	134	109	148

$$\sigma = 1/2 \sqrt{(\sigma_g^2 + 4\tau^2 - \sigma_g)} \dots\dots\dots(14)$$

$$[\sigma_g = P/A \quad \tau = Q_s' \cdot s_0 / b_0 \cdot I]$$

式(14)で求められた σ が、許容斜張応力度 $0.07 f_c$ より小さくなければならない。 $\sigma > 0.07 f_c$ なるときは補強鉄筋を配置する。ここで便宜上、 $\sigma = 0.07 f_c$ としたときの Q_s' を求め、導入時および設計時のせん断力が、 Q_s' より小なることを確かめる。すなわち、

$$Q_s' = b_0 \cdot I / s_0 \cdot 1/2 \sqrt{(\sigma_g + 2\sigma)^2 - \sigma_g^2} > Q \text{ (導入時・設計時)}$$

(a) ${}_1G, {}_4G, {}_3G$ について

① 導入時の Q_s' ($f_c = 140 \text{ kg/cm}^2, 0.07 f_c = 9.8 \text{ kg/cm}^2$)

$$Q_s' = 50 \times 1.43 \times 10^7 / 1.48 \times 10^5 \cdot 1/2 \sqrt{(46.5 + 2 \times 9.8)^2 - 46.5^2} = 113 \text{ t}$$

② 設計荷重時の Q_s' ($f_c = 122.5, 0.07 f_c = 8.6 \text{ kg/cm}^2$)

$$Q_s' = 50 \times 1.43 \times 10^7 / 1.48 \times 10^5 \cdot 1/2 \sqrt{(46.5 + 2 \times 8.6)^2 - 46.5^2} = 108 \text{ t}$$

(b) ${}_2G, {}_1G$ については省略する。

以上算定した Q_s は前号表一5の Q に対して安全。

(5) 局部応力算定

1) 定着部の支圧応力度の検討

(a) 許容応力度の算定 定着部支承面積 A_c はおのおののコーンについてではなく、比較的近くに存在するコーンの集合に対して考えることにする。これを図一6に示す。

$$A_{11} = \frac{12^2 - 4^2}{4} \times \pi \times 8 = 804 \text{ cm}^2$$

(A_1 : コーン定着面の全面積)

$$A_{c1} = 90 \times 50 - \frac{12^2}{4} \times \pi \times 8 = 3596 \text{ cm}^2$$

(A_c : 支承面積)

$$\sqrt{A_{c1}/A_{11}} = \sqrt{4.47} = 2.11 > 2$$

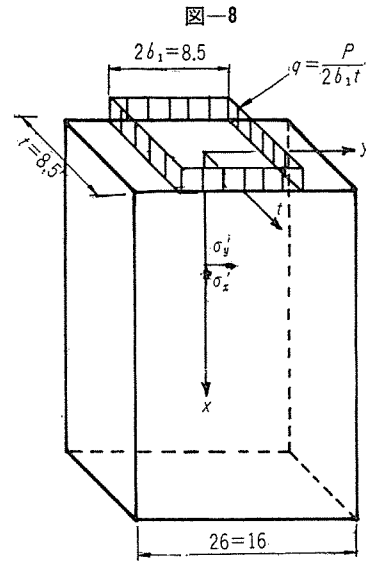
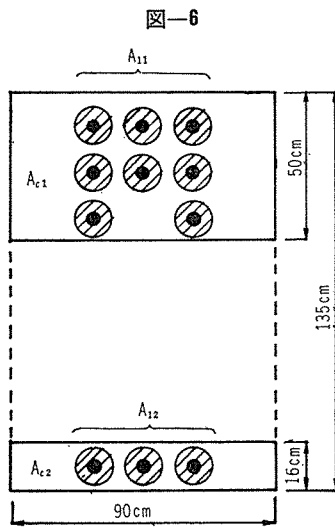
(f_n : 許容支圧応力度)

$$\therefore f_{n1} = 2 f_c \dots\dots\dots(15)$$

$$A_{12} = \frac{12^2 - 4^2}{4} \times \pi \times 3 = 302 \text{ cm}^2$$

$$A_{c2} = 90 \times 16 - \frac{12^2}{4} \times \pi \times 3 = 1105 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{A_{c2}/A_{12}} = 1.91 < 2 \quad \therefore f_{n2} = 1.91 f_c$$



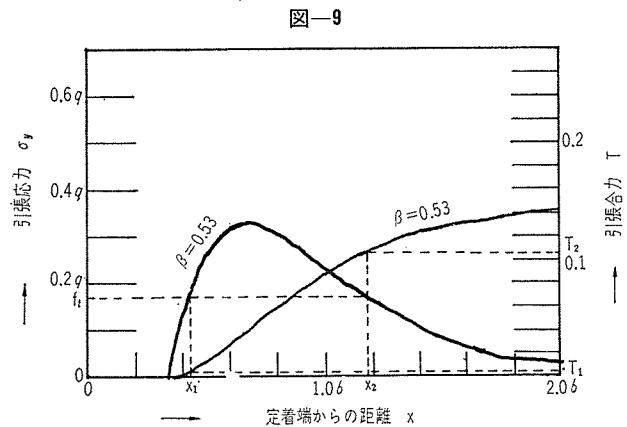
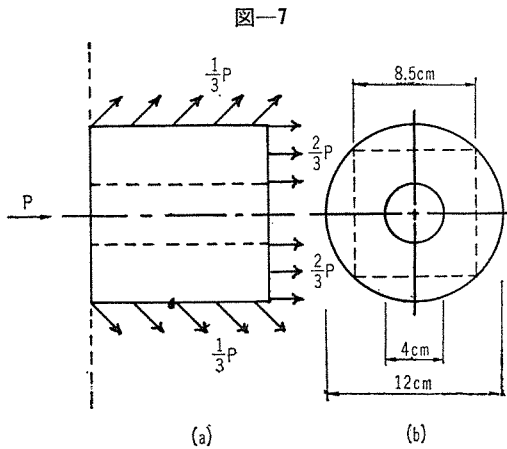
(b) 支承応力度の算定 図-7 (a) に示すようにコーンの周壁によって $1/3 P$ 伝達されるものとする、支圧面に働く力は $2/3 P$ である。

$$P' = 2/3 P = 2/3 \times 37 \times 10^3 = 24.7 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$A = \frac{12^2 - 4^2}{4} \times \pi = 100.5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_c = P'/A = 24.7 \times 10^3 / 100.5 = -246 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bullet \bullet f_{n1}, f_{n2} > \sigma_c$$



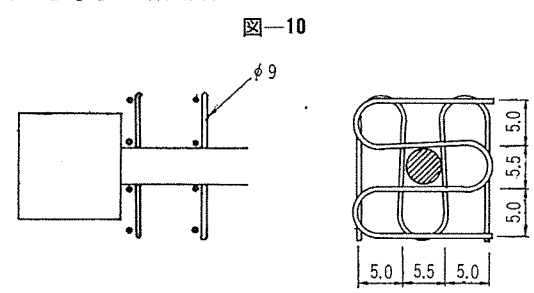
kg/cm² とすると、 $f_t/q = 0.017$ 図-9 より、 $x_1 = 0.45 b = 3.6 \text{ cm}$ 、 $x_2 = 1.15 b = 9.2 \text{ cm}$ 、同図より、 $T_1 = 0.005 P$ 、 $T_2 = 0.105 P$

したがって一つのコーン当りの割裂応力による合力 T は $T = T_2 - T_1 = 0.10 P = 0.1 \times 37 = 3.7$

補強鉄筋必要本数 m は、 $\phi 9$ を用いると、 $m = T/a_s \cdot f_{st} = 3.7 \times 10^3 / 0.64 \times 1.6 \times 10^3 = 3.6$ 本

これは x, y 両方向とも同じであるので、図-10 に示すようにグリッドを一方方向につき 2 段で補強する。

以上をもって断面算定を終了する。



2) 定着部における割裂応力に対する補強
定着部付近のコンクリートについて、材軸に平行に割りさくように働く応力に対して補強するものである。この引張応力（割裂応力）の大きさは、定着装置の有効支圧表面積、 A_1 とコンクリートの支承面積 A_c との比 A_1/A_c が小さくなるほど大きくなる。いま、実際には支圧面は円であるが、これをこの円に内接する正方形と仮定して計算を行なう（この仮定は結果として安全側である）。この状態を 図-8 に示す。

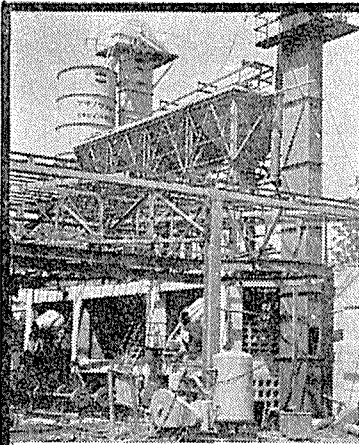
また、この状態における引張応力、および引張合力のグラフを 図-9 に示す。

$$\beta = b_1/b = 4.25/8 = 0.53$$

$$q = P/2b_1t = 37000/8.5 \times 8.5 = 512 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリートの許容引張応力度を、 $f_t = 0.07 f_c = 8.6$

算定の結果は、計算途上における仮定のためかたにより多少違ってくると思われるが、PC構造計算をなるべく実用的に取り扱った一例として見ていただければ幸いである。
(終了)



パッチャープラント

土木建設用各種器材，機械及びプラント 各種鋼製型枠

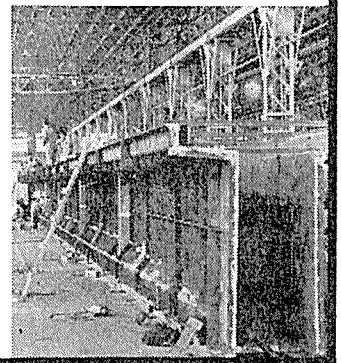
尚，当社製特殊鋼板(Welcon 2H, 2HS等)は
エレクション・ガーター等に最適

特長：強度が高い
重量が軽い
費用が安い



株式会社 日本製鋼所 武蔵製作所

橋桁型枠



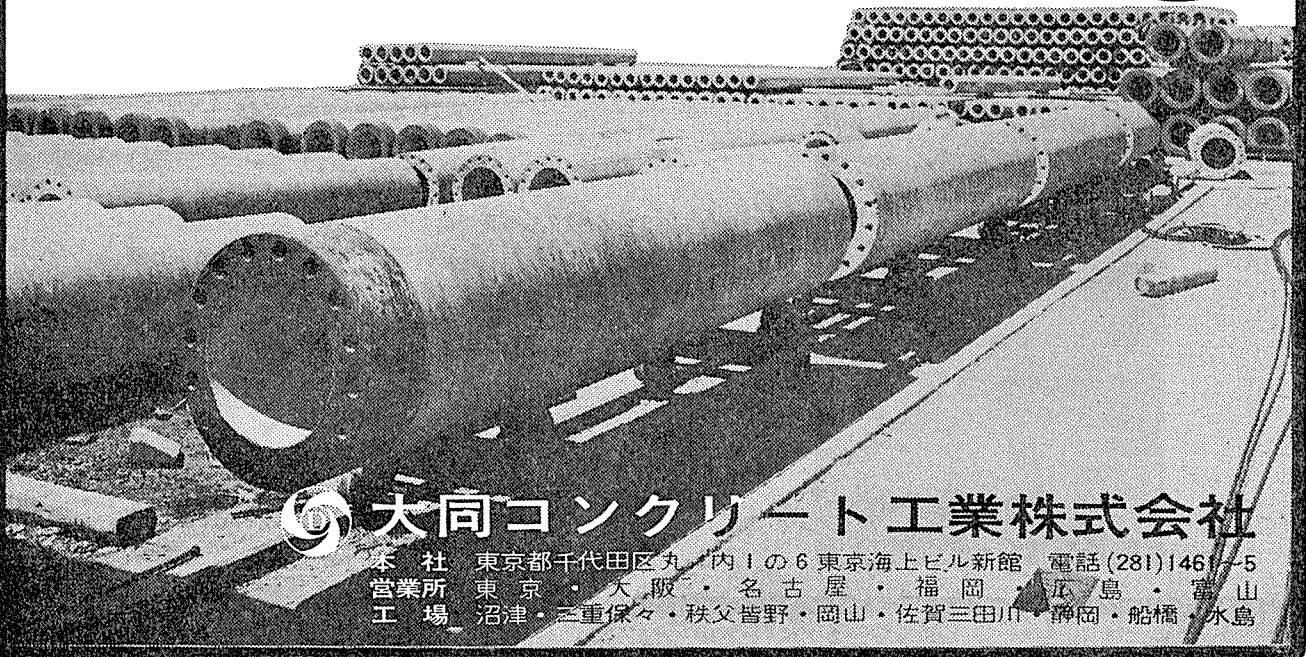
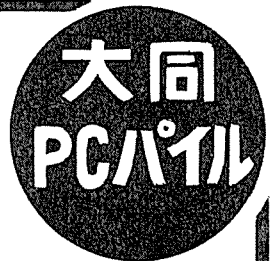
取締役社長 柳 武

取締役所長 鈴木 重喜

東京都府中市日鋼町1番地
電話 武蔵府中(04236)代表3211

大同PCパイルの特長

1. 弾性体ですので復元力が優ぐれ、たわみ量が少なく、ひびわれが出ないので棧橋・ドルフィン・橋脚等クイと柱を併用したものに最適です。
2. 特に大同PCパイは径 2.3m迄の大口径で長さも自由に設計でき井筒工法に代った経済的な新工法です。
3. 長さの調節が簡単で現場で連結でき、またモーメントに対して断面を変えて製作できますので一層経済的になり且つ重量を軽減出来、運搬費が有利です。



大同コンクリート工業株式会社

本社 東京都千代田区丸の内1の6 東京海上ビル新館 電話(281)1461-5
営業所 東京・大阪・名古屋・福岡・広島・富山
工場 沼津・三重保々・秩父皆野・岡山・佐賀三田川・静岡・船橋・水島