



する。したがって、整地高を

第1案	施工基面高	EL. 157.00
第2案	“	EL. 152.50
第3案	“	EL. 150.00

とした場合配水塔本体、基礎工および擁壁工のそれぞれについて比較設計を行なった(図-1)。

以上比較3案について、おのおの構造計算を行ないその安全が確認された形状寸法をもとに、各案の工事数量を概算して経済比較を行なった。その結果、3案がもっとも有利であり、この案は経済性だけでなく、構造的にも配水塔の基礎および擁壁等が3案中でもっとも安全であったので、配水場内の整地高(施工基面高)を150mに決定し実施設計を行なった。

配水塔本体については1) RC案, 2) メタル案, 3) PC案等があるが、ここでは、

- 1) RC案: 自重が大となり基礎工が不経済となる
- 2) メタル案: 維持管理上(塗装)問題がある
- 3) PC案: 自重が少なく(RC案より)維持管理上も問題がよくない

以上の点を考慮してPC案を採用した。

## 2. 設 計

### (1) 設計条件(折込付図参照)

躯体工

構造形式: 下端ヒンジ円形ドーム屋根PCタンク

内 径:  $D=21.6$  m

有効水深:  $H=21.7$  m

貯水量:  $V=7950$  m<sup>3</sup> (有効 5500 m<sup>3</sup>)

側壁厚:  $t=25$  cm

工 法: フレシネー方式

基礎工

土の内部摩擦:  $\phi=30^\circ$

土の粘着力:  $c=0$

支持地盤の有効  $N$  値: 40

地震時水平震度:  $K_H=0.20$ ,  $h < 16$  m

$K_H=0.21 \sim 0.22$ ,  $h \geq 16$  m

“ 垂直震度:  $K_V=0.10$

### (2) 躯体の設計

水槽の躯体には水圧により水平方向のフープテンションと垂直方向の曲げモーメントが生ずる。

その値は傾壁支承部の構造によっていろいろ変わるが、本構造物ではフープテンションおよび曲げモーメントにより生ずる各点の断面力を考慮してヒンジ構造が適当であると考えた。

a) 構造解析 壁のたわみ  $w$  はポアソン比の影響を無視すると、Timoshenko の平衡条件より次式により

求められる。

$$\frac{d^2}{dy^2} \left( F \frac{d^2 w}{dy^2} \right) + \frac{Et}{r^2} w = P \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{ただし } F = \frac{Et^3}{12} \dots\dots\dots (2)$$

式(1), (2)より

$$\frac{d^4 w}{dy^4} + \frac{12}{r^2 t^2} w = \frac{12}{Et^3} P \dots\dots\dots (3)$$

式(3)は弾性支承上にある  $EI$  が一定のはりの変形を求め式(4)

$$\frac{d^4 w}{dy^4} - \frac{K}{EI} w = \frac{1}{EI} P \dots\dots\dots (4)$$

$$\text{ただし } I = \frac{t^3}{12}, K = \frac{Et}{r^2} \text{ なる定数}$$

とまったく同一であるため、弾性支承上にある一端ヒンジのはりと考える。

有限長ばかりか無限長ばかりかの検討は弾性支承上のはりを解くのに用いる地盤係数を  $B$  とすれば、

$$B = 4 \sqrt{\frac{K}{4EI}} = 0.008 \dots\dots\dots (5)$$

$$Bh = 0.008 \times 2270 = 18.1 > 2.5$$

であるゆえ、無限長ばりとして計算した。

b) 断面力 水槽壁下端のヒンジを切断したものとすれば、この壁下端の移動量  $\delta$  は

$$\delta = \frac{P}{K} = \frac{w_w h}{K} \dots\dots\dots (6)$$

$w_w$ : タンク内の液体比重

その移動量をもとの位置にもどすには下端に  $S$  なるせん断力を働かせる

$$\delta = \frac{2SB}{K} \dots\dots\dots (7)$$

式(6), (7)より

$$S = \frac{w_w h}{2B} = 142 \text{ kg} \dots\dots\dots (8)$$

垂直方向に生ずる曲げモーメントを  $M_y$  とすれば

$$M_y = \frac{S}{B} Y \dots\dots\dots (9)$$

$Y$  は  $B$  と  $y_0$  (壁下端からの距離) によって求まる値で、猪股俊司:「プレストレスト コンクリートの設計および施工」より求めた。

水平方向に生ずるフープテンションを  $P_y$  とすれば

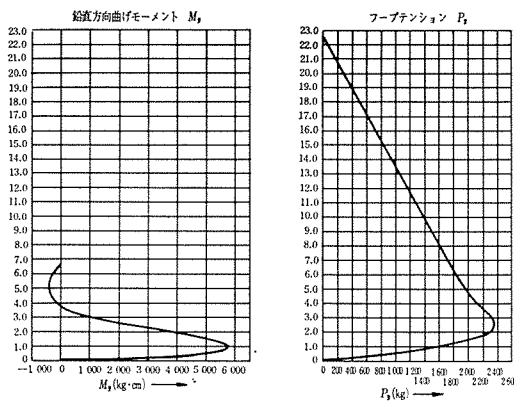
$$P_y = \frac{2SB}{b} \dots\dots\dots (10)$$

となり式(9), (10)で求めた値を図示すれば図-2のようになる。

なお、ドームにより生ずる圧縮力は小さい値なので無視した。

c) プレストレス 躯体側壁円周方向のプレストレス量は図-2のフープテンション( $P_y$ )による応力度の

図-2



値に見合うとともに、満水時および空水状態の際、常に 10 kg/cm<sup>2</sup> 以上の残留圧縮応力度を保つようにした。

使用 PC 鋼材は PC 鋼線 12-φ7 mm と PC ストランド 12-φ12.4 mm を比較検討したが、PC 鋼線 12-φ7 では側壁下端付近の PC 鋼線配置間隔がせまくなり PC 鋼線の定着および施工に不利なので、PC ストランドを使用した。

PC ストランドの配置は側壁下端より 7 m まで 25 cm, 14 m まで 35 cm, 14 m 以上を 50 cm 間隔に配置した。

鉛直方向のプレストレスは図-2 の曲げモーメント (My) による応力度に見合うように、PC 鋼棒 φ26 (SBPR 95/110) を使用し側壁下端より 6 m まで 19 cm, 9 m まで 38 cm, 9 m 以上は 57 cm 間隔に配置した。

なお、PC 鋼棒の定着長さは打継目の位置を考慮して定めた。

緊張による水槽円周の収縮量は 6 mm である。

(3) ドームおよびドームリングの設計

a) ドーム ドームには雪、防水層、その他の荷重として 100 kg/m<sup>2</sup> の等分布荷重が働くと仮定して厚さ 100 mm の RC 構造にした。

ドームの計算はドームを支えるドームリングが変形をしないと仮定して回転殻の応力の式を使用して φ 方向の応力と θ 方向の応力を求めた。

$$N_{\phi} = \frac{P_1 R}{1 + \cos \phi} = 3.8 \text{ t/m} \dots \dots \dots (11)$$

$$N_{\theta} = -P_1 R \left( \frac{1}{1 + \cos \phi} - \cos \phi \right) = 2.1 \text{ t/m} \dots \dots \dots (12)$$

ただし、P<sub>1</sub>: ドームに作用する 1 m<sup>2</sup> あたりの荷重 = 0.35 t/m<sup>2</sup>

R: ドーム半径 = 20 m

$$\sigma_{\phi} = \frac{N_{\phi}}{A} = 3.8 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots (13)$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{N_{\theta}}{A} = 2.1 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots (14)$$

ドームには圧縮力が生じているが、乾燥収縮、温度変

化による引張力に抵抗されるため D13 mm の鉄筋を 15 cm 間隔に配置した。鉄筋の配置は φ 方向では放射状に、θ 方向は帯状に配筋した。

b) ドームリング ドームリングにはドーム自重およびドームに作用する等分布荷重によって生ずるフープテンションに見合うだけの圧縮力をプレストレスで与えた。

P: ドーム全荷重

R: ドーム半径

とすると

$$V = \frac{P}{2\pi R \sin \alpha} = 3.8 \text{ t} \dots \dots \dots (15)$$

$$H = V \cot \alpha = \frac{P \cot \alpha}{2\pi R \sin \alpha} = 5.9 \text{ t} \dots \dots \dots (16)$$

$$T = H.R. \sin \alpha = 34.57 \text{ t} \dots \dots \dots (17)$$

ただし、V: ドームリング部単位長さあたりのドーム荷重による垂直力

H: " 水平力

T: ドームリングに生ずるフープテンションであるので、PC ストランド 12-φ12.4 mm を 1 ケーブル使用した。

(4) 基礎工の設計

基礎工の形式を決定するために設計に先立って地質調査を行なったが、その結果、水槽建設地点の地層は比較的軟弱で一般に関東ロームといわれる地層が三浦層群に属する第 3 紀末期の固結度の低い泥岩、もしくは砂を主とする基盤の上に 20~25 m の厚さで累積した地層構成となっていた。ゆえに基礎工については杭基礎とし N 値 50 以上となる地層まで打ち込み支持させることにし

図-3

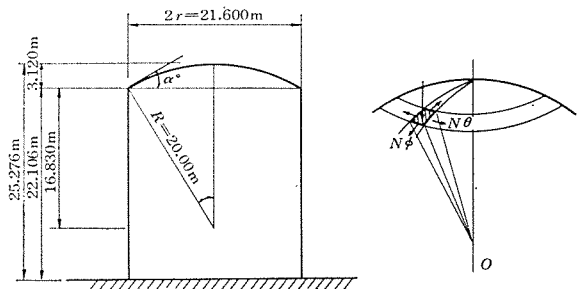
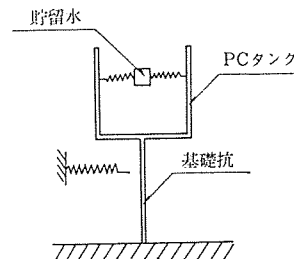


図-4



た。

基礎工は水槽本体の自重および貯水重量のすべてを常時、地震時を通して安全に支持地盤に伝達する必要があるため、種々検討の結果、鋼杭 φ800 mm を使用した。この鋼杭は地震時の水平力の作用に対して、その抵抗力が方向性をたもつように底版の各位置で円周方向に等間隔となるよう配置し、鋼杭の肉厚については、地震時の水平力に対してその変位を少なくするため底版より 8 m まで  $t=12.7$  mm とし、それ以下を  $t=9.5$  mm とした。

また、鋼杭は頭部固定として計算し杭頭部許容移動量を 15 mm とした。

なお、鋼杭 1 本あたりの許容支持力は Terzaghi の式を使用し、常時  $R_a=174.4$  t/本、地震時  $R_a=261.6$  t/本にした。

水槽底版は厚さ 800 mm の RC 構造とし、鉄筋  $D$  19 mm を縦横に 250 mm 間隔に配筋し杭頭との結合は  $D$  25 mm を使用した。

(5) 地震時慣性力の検討

水槽の振動系を近似的にモデル化すると図-5 のようになる。これは基礎杭の先端を固定し、杭の付近が地盤の横抵抗、すなわち、減衰ばねで支持され、その頂端にスレンダーな水槽本体が結合されており、その内部の貯留水とはまったく別個の振動モードを有すると仮定した三つの自由度系からなるものとする。この自由度系のそれぞれの固有周期を求めると、

貯留水の固有周期

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{r \coth\left(0.586 \pi \frac{H}{r}\right)}{0.586 \pi g}} = 4.87 \text{ sec} \dots (18)$$

ただし、 $r$  : タンク内半径

$H$  : 水深

$g$  : 重力の加速度

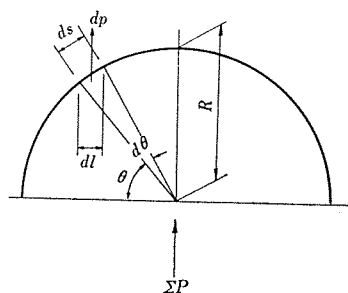
満水時円筒シェル水槽の固有周期

$$T = \frac{\pi H^2}{r} \sqrt{\frac{2q'}{3g \cdot E} \left\{ 1 + 12 \left( \frac{r}{H} \right)^2 \right\}} = 0.158 \text{ sec} \quad (19)$$

ただし、 $E$  : 壁体材料のヤング係数  $3.5 \times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>

$$q' = q + \frac{q_0 r \tanh \sqrt{3} \cdot \frac{r}{H}}{2 t \sqrt{3} \cdot \frac{r}{H}}$$

図-5



$q_0$  : 水の単位重量  $= 1.0 \times 10^{-3}$  kg/cm<sup>3</sup>

$t$  : タンクの壁厚  $= 25$  cm

$q$  : 壁体材料の単位重量  $2.5 \times 10^{-3}$  kg/cm<sup>3</sup>

基礎杭の固有周期

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\delta_{st}}{g}} = 0.194 \text{ sec} \dots (20)$$

ただし、 $\delta_{st} = \frac{P}{K\theta} \sqrt{\frac{4}{4EI}}$

となる。

以上の結果、地震波の卓越周期は過去の大地震の実測および推定では  $T=0.1 \sim 1.0$  sec であるから貯留水は周期的に共振点から下側に大きくずれている。基礎とタンクの構造物としての周期は地震波の共振域にあるが、タンク満水時における貯留水との連成振動では構造物に対して約 10 倍の質量をもつ貯留水の影響により、この固有周期は大きく変わり共振域からはずれるであろうことが予想される。

この状態下での貯留水の慣性効果を推定する方法として Westergaard の動水圧を計算する方法がある。本設計のような構造系に自由度  $n=3$  の連成振動を考え、その極限にこの動水圧力を仮定し、これと水を固体とみなして震度法を適用した慣性力と対比して基礎杭の杭頭変位の許容値の割増しを検討した。

$$P' = \frac{7}{12} w_w \alpha H^2 \dots (21)$$

ただし、 $P'$  : 単位幅の壁面に作用する動水圧力

$\alpha$  : 水平震度

$w_w$  : 水の単位重量

$H$  : 全水深

タンク内壁に作用するこの動水圧力のある一方向への全合力  $\Sigma P$  は図-6 より

$$\Sigma P = 2 \int_0^{\pi/2} dP = \frac{\pi}{2} P'R \dots (22)$$

式 (1), (2) より、この動水圧力と水を固体と仮定した地震時慣性力を求めると

全動水圧合力 932 t .....①

固体的慣性力 1600 t .....②

比 ②/① 1.72

杭頭変位は地上突出杭と仮定した計算値に対して

$$\delta_{\max} = 15 \times 1.72 = 25 \text{ mm}$$

であるから、前述の連成振動時の固有周期の傾向から判断して、まず妥当なものと考えた。

3. 施 工

工事は昭和 45 年 11 月に開始され、翌年 11 月まで約 12 ヶ月を要した。昭和 46 年 1~2 月にかけて通水試験が行なわれ、3 月に給水が可能となった。

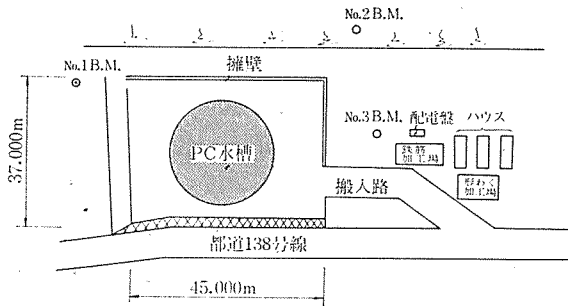
以下施工の順を追って概要を説明する。

(1) 仮設工, 準備工

作業場の概略を 図-6 に示す。

動力用電力は 45 kW-200 V, 3 相を導入した。機械搬入路を拡幅整地をして用いた。

図-6 作業場概略図



(2) 整地工, 杭打工および擁壁工

整地作業はドーザーショベル, プルドーザーを各1台使用した。計画地盤高は EL. 150 m であるが, 配管用弁室の排土を見込んで, 作業地盤を EL. 149 m とした。

使用杭は水槽本体に対しては  $\phi 800$  mm, 擁壁に対しては  $\phi 400$  mm の鋼管杭を使用した。杭打機は P & H 320 H-LH パイルドライバーおよび K-32 ディーゼルハンマーを各1台使用した。

杭打ち完了後, 杭頭処理, 栗石工, 捨てコンクリート工の順に行ない, 最後に逆T型擁壁の施工を行なった(写真-1)。

写真-1



(3) 底板工, 側壁下端ヒンジ工

底板コンクリートに先立って, 擁壁と同様, 杭頭処理栗石工, 捨てコンクリート工を行なった。底板型わくを 図-7 に示す。

底板は打継目地をなくすため, 約 450 m<sup>3</sup> を1日で打ち込んだ。打設はコンクリートポンプ車を用いた(写真-2)。

ヒンジ部の詳細を 図-8 に示す。

図-7 底板型わく組立図

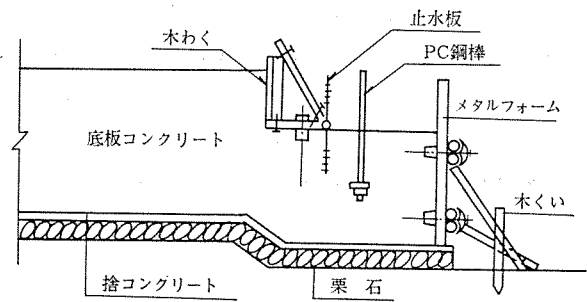


写真-2

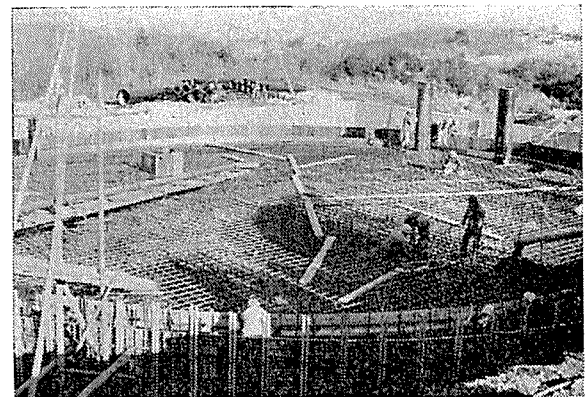
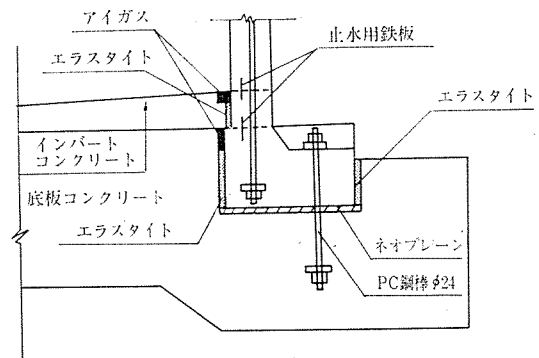


図-8 ヒンジ部



ヒンジ部は鋼棒, 止水板のほか, ネオプレーンシューおよびエラストイト等を埋設するためコンクリートの打設は何回かに分割される。したがって, 耐水性を保つため, 入念に施工することはもちろん, 打継部に止水板を設けるとか, アイガス等を目地にてん充して, 漏水に備えた。

(4) 水槽側壁

使用型わくは下端の一部を除いて 300×1500 のメタルフォームを縦にならべたパネルとして使用した。パネルは外側用2組, 内側用として3組準備した。

内わく建込み後, 鉄筋, PC鋼材を組立て, 外わくを建て込む方式をとった。

型わくの鉛直性は底板に墨を打ち, 垂球を用いて確認した。

打継面の処理は, 八分湿したのちセメントペーストの

図-9 側壁打込み状況

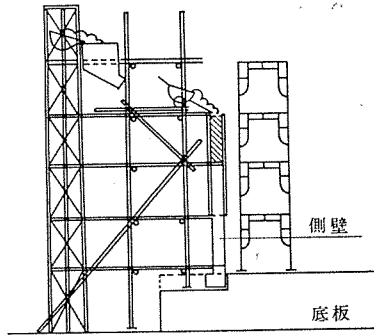


写真-3



写真-4



層を設け、コンクリートの打込みを行なった。また、すべての打継面は鉄板の止水板をそう入した。

コンクリートの1回の打設高は1.5mとした。

打込み状況を 図-9, 写真-3, 4 に示す。

側壁の緊張は、鉛直鋼棒、水平 P.C 鋼線の順で行なった。

鉛直鋼棒は、頂部を含めて3カ所、すなわち下端より約 6m, 9m および頂部に定着している。

水平方向 P.C 鋼線はフレシネジャッキ6台を用いて、円周方向を同時に締める方法をとった。

グラウト工は鋼棒に対しては手動のグラウトポンプ、鋼線に対しては電動のスネークポンプを使用した。

(5) インバート、ドーム、防水工その他

インバートコンクリートは側壁が約 6m 立ち上った時点で、内側支保工を一時解体して打設した。

これが硬化したのち、ドームの支保工を側壁立ち上りと併行して組み上げた。ドーム支保工を 写真-6 に示す。

ドームの型わくはメタルフォームを放射状に配置し、その上に 2.7mm の合板をならべた。配筋後、コンクリートをカート車で打設した。

写真-5

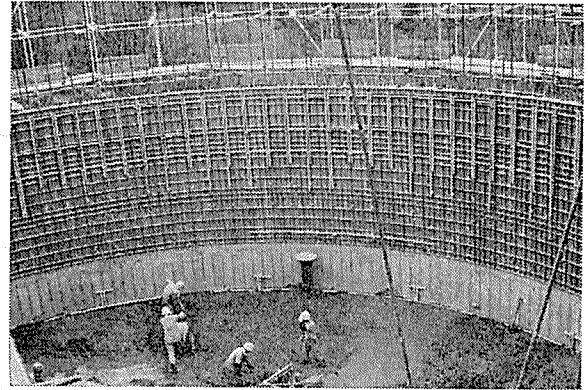


写真-6

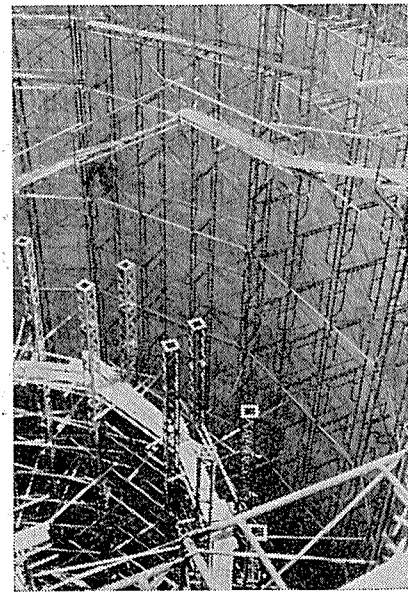
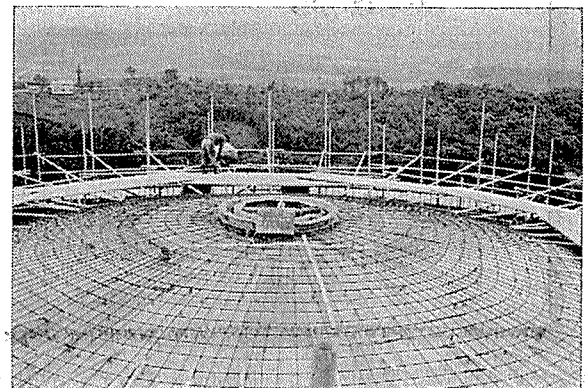


写真-7



## 報 告

ドーム完成後、解体した支保工および型わくはドーム頂点に設置するφ1500のベンチレーターの穴を利用して抜き出した。運搬はすべてケーブルキャリアを用いた。

防水工の材料は、穴埋めに合成樹脂系のネオベックをまた側壁内部にはベックライナー（タールエポキシ系）、ヒンジ可動部にはウレタンシーラントを使用した。ドームはベックライナーを塗布し、その上に塗料を入れたネオパールPを使用した。側壁は3回塗布し、厚さは約0.8mm程度となった。

## 4. あとがき

本報告は水槽本体に関する設計と施工にとどめた。このほかに主要工事として、配管工事、電気工事等が含まれているが、これらの工事については省略した。

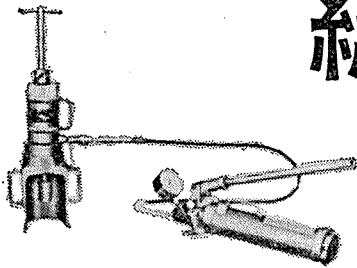
はじめに述べたように、有効5500tの比較的大型水槽であるが、通水試験も無事完了し、昭和46年3月1日付で、日本住宅公団より東京都南多摩新都市開発本部に移管され、すでにニュータウン第一次入居者に給水を開始している。

1971.4.16・受付

## 会員名簿についてお願い

先に会員各位にご送付致しました当協会会員名簿の件ですが、記載事項に誤りがございましたならば、お手数でございますが、当協会までご一報頂きたく、今後の名簿作成等の資料に致したく、よろしくお願い申し上げます。

# PC用油圧機器の 総合メーカー



### 製造元

**K.K平林製作所**

京都市宇治市槇島町目川8  
TEL宇治(0774) 22-3770番

センターホールジャッキ・モリプラー  
PAT.No. 467154

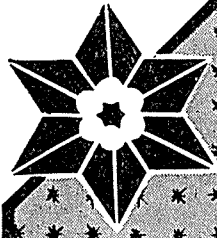
住友 DWジャッキ  
PAT.No. 226429

### 発売元

**草野産業株式会社**

本 社  
大阪市東区備後町1丁目11番地  
TEL 大阪(261)~8710・8720  
東京事務所  
東京都千代田区神田錦町3丁目21番地  
柴田錦橋ビル TEL (201)~3546

東京製網製品



# PPC

## JIS G 3536

鋼線・鋼より線  
BBR工法鋼線  
多層鋼より線 (19~127本より)

製造元 東京製網  
発売元

東京都中央区日本橋室町2丁目8番地 古河ビル四階  
電話 (211) 2851 (大代表)



### 鋼弦コンクリート

設計  
施工  
製造



首都高速道路7号線

## 九州鋼弦コンクリート株式会社

取締役社長 山崎 鋤 秋

- |       |  |
|-------|--|
| 本店    | 福岡市天神二丁目12番1号 天神ビル (〒810)<br>電話 福岡(092)76-5027・74-2374・74-0291 (75-6031-内線317・346・347) |
| 福岡支店  | 福岡市天神二丁目14番2号 証券ビル (〒810)<br>電話 福岡(092)74-7963・78-3961・75-1343 (75-1961-内線235・230)     |
| 建築事業部 | 福岡市天神二丁目12番1号 証券ビル (〒810)<br>電話 福岡(092)77-4029 (75-1961-内線222)                         |
| 大阪支店  | 大阪市北区芝田町97 新梅田ビル (〒530)<br>電話 大阪(06)372-0382~0384                                      |
| 東京支店  | 東京都港区新橋四丁目24番8号 第二東洋海事ビル (〒105)<br>電話 東京(03)432-6877~6878                              |
| 営業所   | 大分営業所・宮崎営業所・広島営業所  |
| 工場    | 山家工場・大東工場・関東工場・下淵作業所・筑豊工場・甘木工場・夜須分工場・大村分工場   |