

## 川崎市水道・高区配水塔の建設報告

池 田 洋\*  
佐 藤 昭 雄\*\*  
渡 辺 昭\*\*\*

### 1. ま え が き

川崎市は東京、横浜の中間に位置し、わが国の産業経済の発展にともなって最近いちじるしい人口の増加をきたした。特にいままで山林農地であった西郊丘陵地区においてこの傾向がいちじるしく、はなはだしい水需要の増大を生じ、既設配水池では特に高標高地区に対する配水が不可能となった。

この事態に対するために、川崎市においては配水整備事業を起し、その一環として本高区配水塔を築造した。

#### 基本計画

給水地区：稲田、高津地区のうち標高+60.00 m 以上の地域

給水人口：43 000 人/昭和 34 年度

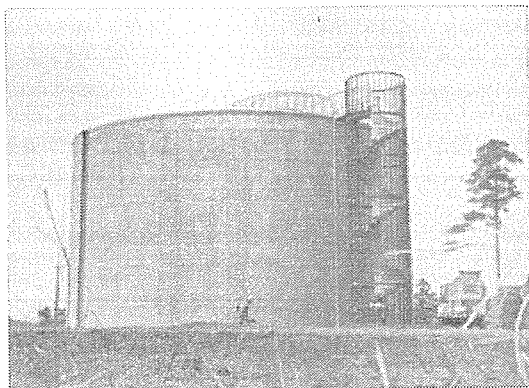
1 日最大給水量：12 000 m<sup>3</sup>

有効貯水量：3 000 m<sup>3</sup>

以上の基本事項にもとづいて本配水塔を計画したが、設計に際しては各種形状構造について水密性、耐久力、施工および維持管理の難易、工費、美観上の問題などを検討した結果、プレストレスト コンクリート造の円筒形地上式塔とし、屋根には球型ドームを採用した。

また、本配水塔は高標高の丘陵上に設置されるために

写真-1 水槽の外観



\* 川崎市水道局工務部建設課

\*\* 川崎市水道局工務部建設課

\*\*\* 日本構造橋梁研究所設計部

特に排水の便を考慮し、既設導水トンネル直上を建設用地として選び、直接導水トンネルに排水しうるようにした(写真-1)。

### 2. 構造設計

#### (1) 構造概要

本構造は、配水塔本体と付属まわり階段の 2 種の構造に大別できるが、それぞれの概要はつぎのとおりである。

水槽 壁体；プレストレストコンクリート ( $\delta_{28}=350$  kg/cm<sup>2</sup>)

円周方向；フレシネ方式

垂直方向；P C 鋼棒方式

屋 根；鉄筋コンクリート ( $\sigma_{28}=300$  kg/cm<sup>2</sup>)

ただしドームの裾ばりはフレシネケールでプレストレスを導入する。

底 版；鉄筋コンクリート ( $\sigma_{28}=300$  kg/cm<sup>2</sup>)

廻り階段 支柱；プレストレスト コンクリート ( $\sigma_{28}=400$  kg/cm<sup>2</sup>) フレシネ方式

踏 版；鉄筋コンクリート

水槽本体はすべて現場打ちであるが、階段はプレキャスト部材を積み上げ、ケーブルの緊張によって一体化する。構造寸法、最大水深などは図-1 に示す。

#### (2) 設計条件および設計方針

a) 屋根に作用する荷重および荷重係数はつぎのように仮定した。

積載荷重	50 kg/m <sup>2</sup>
防水被膜	20 "
パーライトモルタル (4 cm)	34 "
コンクリート自重 (平均 12.2 cm)	293 "

単位表面積当り 397 kg/m<sup>2</sup>

積雪荷重

投影水平面当り 60 kg/m<sup>2</sup>

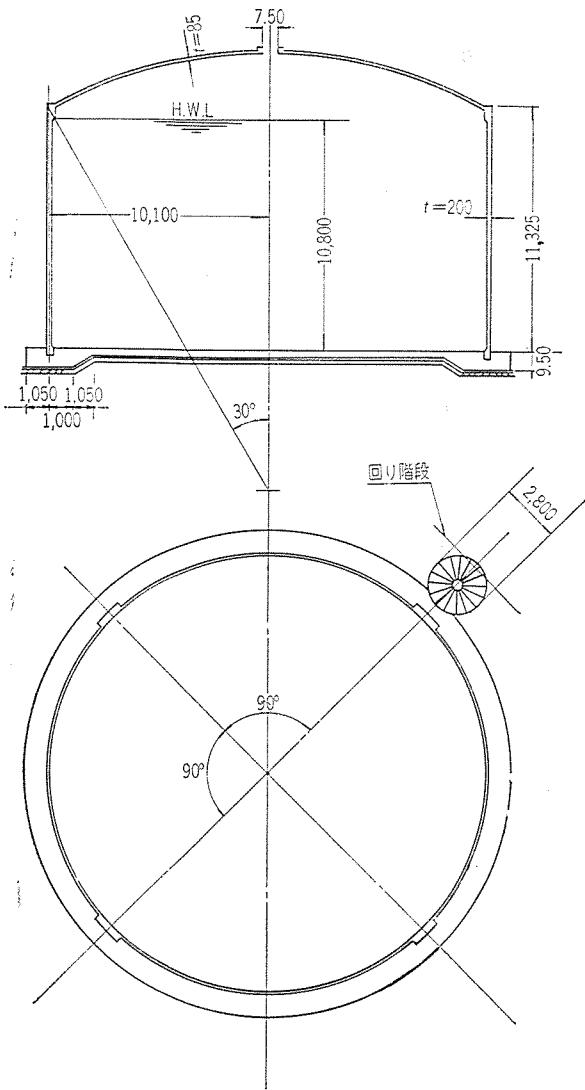
ドームと壁体の温度差  $\pm 15^{\circ}\text{C}$

壁体に対する屋根の乾燥収縮差  $-7.5^{\circ}\text{C}$

図-9 に示すごとく防水被膜としてはスーパーアルソイドルーフィング、防水下地にはパーライトモルタル

プレストレスト コンクリート

図-1 構造一般図



を用いたが、本構造のごとく壁体が常時水に接しており、屋根が直接日光の照射を受ける構造では、特別の考慮を払わない限り、両者の温度差は非常に大きなものと考えられる。さらに、ドームの設計に関しては、各種応力の中で温度変化によるものがほとんど最大値を示し、多少の許容応力度の増加を見込んでも、温度応力が支配的である。以上の点を考慮して前記のような防水工を行なったが、パーライトモルタルは断熱材として有効であり、スーパーアルソイドルーフィングは日光反射材として期待できると思われる。

b) 応力計算に当っては、つぎのごとき施工順序を条件とした。

① 壁体プレストレス導入時に、壁体底部はネオプレーンによってのみ拘束される。壁体頂部はドームのコンクリートは打設されないので自由端とする。

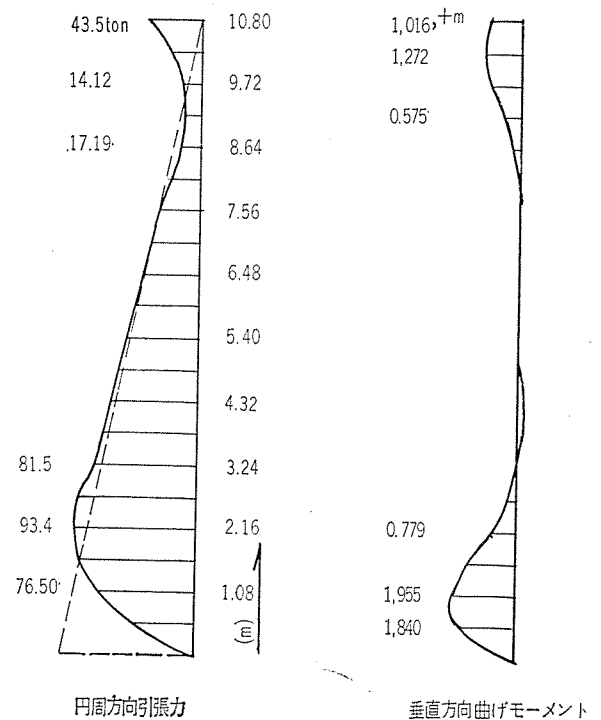
② 設計荷重作用時(満水時)は、壁体PC鋼棒用グラウトは完全に硬化しており、したがって、壁体底部は

水平移動を生ぜず、ヒンジと仮定する。

(3) 壁体の設計

常時設計荷重が作用している状態では壁体頂部は弾性的に拘束されるために、この点で不静定応力を生じ、壁体に分布する。不静定力  $M$  および  $H$  が判明すれば、壁体内部応力は弾性支承上の半無限長のはりと同形式の扱いで容易に計算できる。ただし、これら不静力の影響範囲は実用上、頂部2m程度の区間に限られるため、壁体脚部にはほとんど影響がなく、したがって脚部の水圧による応力は、この影響とは独立に計算することができる。このようにして計算した設計荷重による応力の一例は図-2に示すようなものである。ただし図-2で頂部に作用する不静定力は全荷重の外に温度変化  $15^{\circ}\text{C}$  を見込んだものである。頂部に作用する局所的な引張力は、

図-2 壁体に作用する応力



ドームと壁体の間に設置したリングばり(図-9参照)のプレストレスングの際に消滅する性質のものであるため、円周方向に対しては図-3のごとき圧縮力を与えるようにフレシネケーブル(12-φ5mm)を配置した。ケーブルは図-4のごとく2グループを一段ずつずらして配置し、鋼線の張力は下記のごとき仮定した。

$$\begin{aligned} \text{断面 I-I} \quad P_t &= P_i \times \frac{1}{2} \{ e^{-0.3 \times \pi / 2 - 0.004 \times 16} + 1 \} \\ &= 0.791 P_i \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{断面 II-II} \quad P_t &= P_i \times \frac{1}{2} \{ 2e^{-0.3 \times \pi / 4 - 0.004 \times 8} \} \\ &= 0.763 P_i \end{aligned}$$

図-3 PC ケーブル緊張力分布

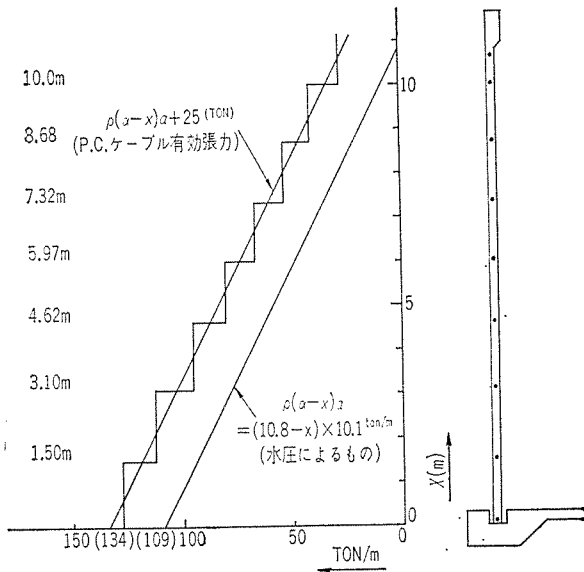
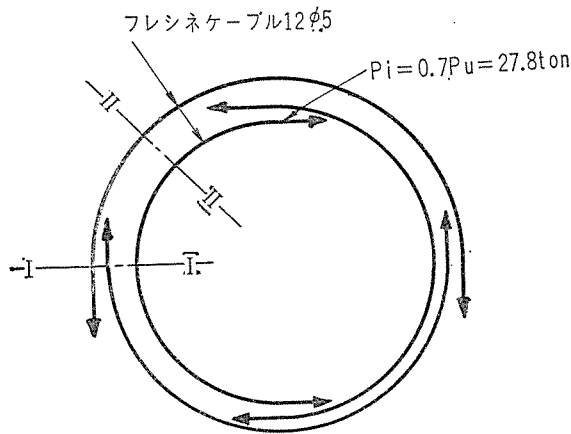


図-4 PC ケーブルの緊張法



導入直後の張力は両端面の平均とし、

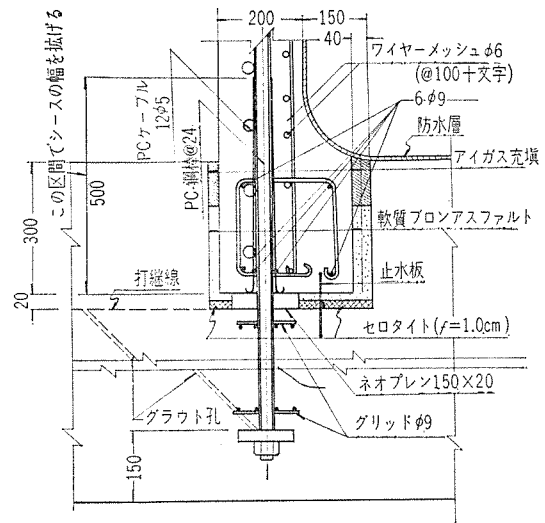
$$P_i = \frac{1}{2}(0.791 + 0.763) P_i = 0.777 \times 27.8 = 21.6 \text{ t}$$

張力の有効率を 85% とし、

$$P_e = 0.85 P_i = 18.4 \rightarrow 18 \text{ t}$$

円周方向にプレストレスを導入した際、壁体底部はネオプレンに支持されているため若干の不静定応力を受ける。不静定応力  $M$  および  $H$  は

図-5 壁体脚部詳細図



$$\left. \begin{aligned} \frac{P_0}{K} &= \left( \frac{\epsilon}{G\Omega} + \frac{2\beta}{k} \right) H - \frac{2\beta^2}{k} M \\ \frac{P_0}{K'} &= \frac{2\beta^2}{k} H - \left( \frac{4\beta^3}{k} + \frac{\epsilon}{E_n I_n} \right) M \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

ただし  $P_0$ : 壁体底部緊張力の円筒中心方向分力 (t/m)

$$k = \frac{E_c t}{a^2} \quad a: \text{円筒半径} \quad \beta = \frac{\sqrt[3]{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{at}}$$

$t$ : 壁厚

$E_n, I_n, \epsilon, G, \Omega$  はそれぞれネオプレンのヤング係数, 断面2次モーメント, 厚さ, せん断弾性係数, 断面積,

なお、本構造のように、ネオプレンの幅が比較的小さい場合は式(1)の  $M$  が小さいため、この影響を省略し次式で計算した(図-5 参照)。

$$H = \frac{P_0}{\frac{\epsilon K}{G\Omega} + 2\beta} \dots (2)$$

$G = 70 \text{ t/m}^2$   $P_0 = 134/10.1 = 13.28 \text{ t/m}$  として計算した結果  $H = 0.888 \text{ t/m}$  であった。

垂直方向のプレストレス力の決定には壁体底部では図-2の曲げのほかに式(2)の  $H$  による曲げを考慮し頂部では表-1および表-2に示すような荷重組合せを

表-1

応力状態	ドーム荷重			リングばりプレストレスング		ドーム温度変化		壁体
	コンクリート自重のみ	コンクリート自重+仕上げ荷重	全荷重	プレストレス導入時	有効プレストレス	$\Delta t = 15^\circ\text{C}$	$\Delta t = \epsilon_s = -22.5^\circ\text{C}$	
頂部不静定力								
$M$ (t·m)	-0.10	-0.118	-0.135	0.671	0.57	1.055	-1.58	0.096
$H$ (t)	0.630	0.745	0.852	-3.30	-2.80	0.565	-0.847	-0.032
符 号	A	B	C	D	E	F	G	H

表-2

荷重状態	荷重組合せ (表-1の符号参照)	不静定応力	
		M (t)	H (tm)
リングばりプレストレス導入時	A+D	0.571	-2.67
設計荷重作用時	M に対し C+E H に対し C+E+H	0.435	-1.98
温度変化およびドームコンクリート収縮応力作用時	M に対し B+E+F H に対し B+E+H	1.607	-2.087
	C+E+G	-1.145	-2.795

考慮した。

PC鋼棒はφ24mm(2種)を使用し、付図-1のごとく配置した。鋼棒は直線配置のため摩擦減少を無視し、有効率を85%として、つぎのごとく仮定した。

$$P_e = 0.85 P_i = 0.85 \times 26.9 = 22.8 \text{ t}$$

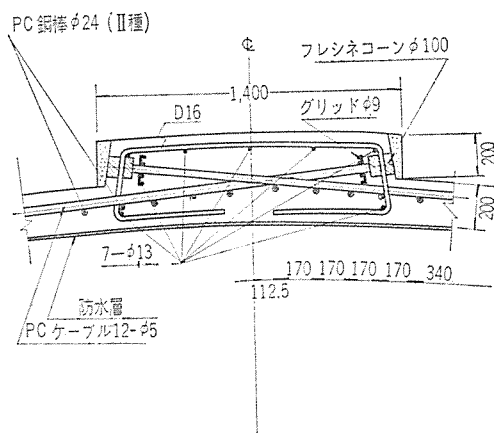
鋼棒間隔は底部より

$$0 < x < 2.4 \text{ m} \quad @ \quad 0.34 \text{ m}$$

$$2.4 < x < 10.8 \text{ m} \quad @ \quad 0.68 \text{ m}$$

となるように配置したが、円周方向フレシネケーブル定着部は図-6のごとく肉厚が40cmとなっているため、この部分では鋼棒間隔を小さくし、一般部分とプレストレスをほぼ等しくした。なお垂直方向合成応力度は壁体脚部では、 $x=1.04 \text{ m}$ で最も不利となるが $8.7 \text{ kg/cm}^2$ の圧縮応力度が残留する。頂部では上面より0.54mの位置で $9 \text{ kg/cm}^2$ の引張応力度を生ずるが、この場合は、表-2のうち、(C+E+G)に相当する温度変化を考慮した最も不利な状態であるため、十分安全であると思われる。

図-6 壁体、PCケーブル定着部詳細図



(4) ドームおよび、リングばりの設計

ドームの膜応力は周知のごとく、たとえば自重に関して

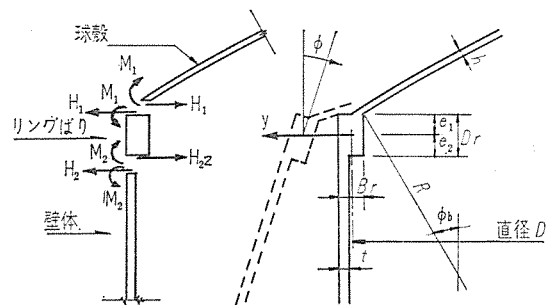
$$\left. \begin{aligned} N\phi &= \frac{Rw_0}{1 + \cos\phi} \\ N\theta &= Rw_0 \left( \cos\phi - \frac{1}{H \cos\phi} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

ただし  $\phi$  : 球殻頂部より任意の点までの角度  
R : 球殻の半径

なる式で計算できるが、本構造では、 $\phi < 51^\circ 50'$  なので全域にわたって圧縮力が作用することとなり、膜応力そのものはむしろ安全側に作用するため問題とならず、球殻の配筋計算には、ドーム裾部に発生する不静定応力が支配的要因となる。したがって本構造では図-7に示すように、球殻、リングばり、壁体の連続条件を考え、鉛直荷重、温度変化、リングばりのプレストレスなどに対し不静定応力を求めた。

変形方程式は球殻、リングばり、壁体に対し、それぞれつぎのようになる。

図-7 ドームリングばり、壁体の不静定力および変形



ドームに対し

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{2\lambda^2 \sin\phi_b}{E_1 h} M_1 - \frac{2\lambda R \sin^2\phi_b}{E_1 h} H_1 + C_1 \\ \phi &= \frac{4\lambda^3}{E_1 R h} M_1 - \frac{2\lambda^2 \sin\phi_b}{E_1 h} H_1 + C_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

リングばりに対し

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{D^2}{4 E_2 B_r D_r} (H_1 - H_2) + C_3 \\ \phi &= \frac{3 D^2}{E_2 B_r D_r^3} (M_2 - M_1) - \frac{3 D^2 (H_1 e_1 + H_2 e_2)}{E_2 B_r D_r^3} + C_4 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

シリンダーに対し

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{1}{2\beta^3 E_2 K} (\beta M_2 + H_2) + C_5 \\ \phi &= \frac{1}{2\beta^2 E_2 K} (2\beta M_2 + H_2) + C_6 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(6)$$

ただし  $\lambda = \sqrt[4]{3(1-\nu^2) \left( \frac{R}{h} \right)^2}$   $K = \frac{t^3}{12(1-\nu^2)}$

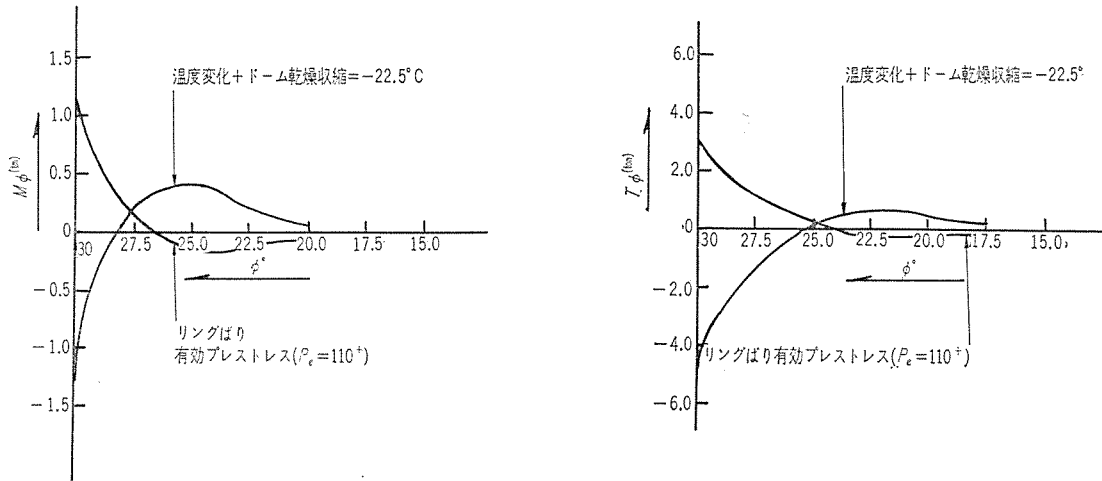
$E, E_2$  : それぞれの部材のコンクリートヤング係数

$C_1 \sim C_6$  はドーム、リングばり、シリンダーがそれぞれ

表-3

t, t-m	設計荷重 ( $w=0.397 \text{ t/m}^2$ )	積雪荷重 ( $w=0.06 \text{ t/m}^2$ )	乾燥収縮+温度変化 ( $-22.5^\circ\text{C}$ )	水 圧	有効プレストレス ( $P=110 \text{ t}$ )
$M_1$	-0.474	-0.0676	-1.32	0.0718	1.21
$H_1$	-1.344	-0.1939	-5.68	0.085	3.405
$M_2$	-0.135	-0.0201	-1.58	0.0957	0.570
$H_2$	0.852	0.1194	-0.849	-0.0323	-2.80

図-8 壁体周辺部の応力分布



れ単独に切り離されたと考えた場合の変形量である。

たとえばコンクリート自重 ( $w_0$ ) に対しては

$$C_1 = \frac{R^2 w_0 \sin \phi_b}{E_1 h} \left( \frac{1+\nu}{1+\cos \phi_b} - \cos \phi_b \right)$$

$$C_2 = \frac{R w_0}{E_1 h} (2+\nu) \sin \phi_b$$

$$C_3 = \frac{R w_0 D^2 \cos \phi_b}{4 E_2 B_r D_r (1+\cos \phi_b)}$$

$$C_4 = -\frac{3 R w_0 D^2 e_1 \cos \phi_b}{E_2 B_r D_r^3 (1+\cos \phi_b)} \quad C_5 = C_6 = 0$$

リングばりのプレストレス力 ( $P$ ) に対しては、

$$C_2 = \frac{PD}{2 E_2 B_r D_r} \quad C_1 = C_3 = C_4 = C_5 = C_6 = 0$$

ドームの温度上昇 ( $\Delta t$ ) に対しては、

$$C_1 = \alpha_t \Delta t R \sin \phi_b \quad C_2 \sim C_6 = 0$$

とおけばよい。

したがって (4)=(5), (5)=(6) とおいて連立方程式を解けば  $H_1, H_2, M_1, M_2$  が求められる。計算結果の主なるものは表-3のとおりである。

表-3の値をもとにして計算したドーム周辺の応力のうち、主なるものを示せば図-8のごとくなる。ただし図中の  $\phi$  は頂点から経線方向の角度、 $M_\phi$  は経線方向曲げモーメント、 $T_e$  は緯線方向圧縮力を示してある。配筋計算は膜応力とこれらの応力を合成し、最も不利な場合について行なった。なお、図-8に示した温度変化+乾燥収縮の応力値は他の荷重に比して最も大きな値とな

ることは表-3よりも明らかであるが、リングばりにプレストレスを導入することによって、その相当量を打消すことができた。したがって、リングばりにプレストレスを与えることはリングばり自体の安全性を増すのみならず、球殻自体に対しても有効であったと思われる。

リングばりに対しては膜応力より生ずる引張力に表-3の水平力による引張力を加算して、安全性を確かめた。リングばりの詳細は図-9に示すようなものであるが、図中1次ケーブルは壁体用としてのものであり、残りの6本の2次ケーブルをリングばり用として考えた。すなわち1次ケーブルはドームコンクリート打設前に緊

図-9 リングばり配筋詳細図

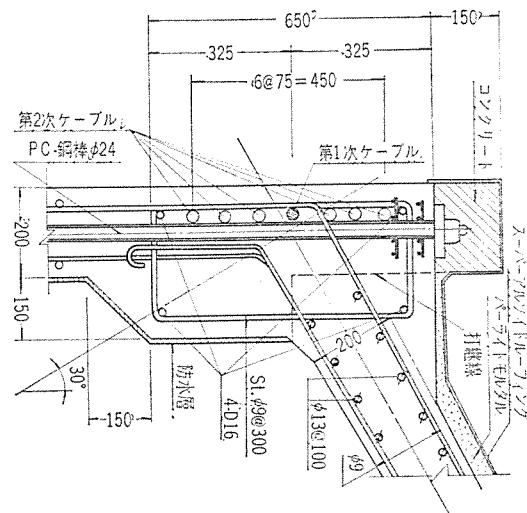


表-4

種別	諸元	細骨材 (kg)	粗骨材 (kg)	目標強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	最大骨材寸法 (mm)	スランプ (cm)	単位水量 w(kg)	単位セメント (kg)	絶対細骨材率 S/A (%)	水セメント比 w/c (%)	AE 材 (cc/m <sup>3</sup> )
底 版		647	1 251	368	40	7.8	138	335	39	41	2 680
側 壁		729	1 064	388	25	17.5	159	408	40	39	3 160
ドーム屋根		650	1 197	370	25	7.0	144	360	35	40	2 700

張し、残りの6本はドームコンクリート打設後に緊張する。したがってドームに対して影響を与えるケーブルは6本のみと考えた。ケーブルのは壁体におけると同様に、90°ずつ、一段ごとにずらして配置した。

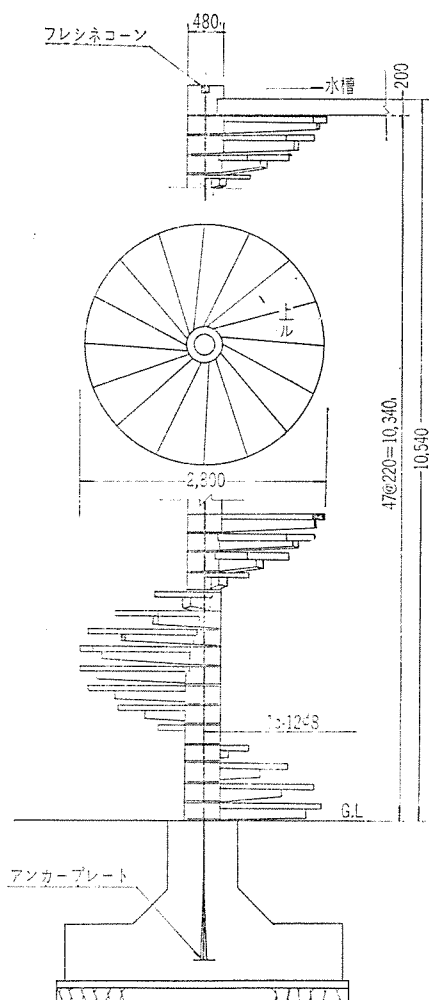
(5) 回り階段の設計

構造の概略は 図-10 に示すようなものであるが、階段板を高さに応じて角度をずらしながら積み上げ、あらかじめ基礎に

アンカーされた、12φ8mm のフレシネケーブルで緊張し、一体化した。階段最上部の踊場の板は水槽壁体にアンカーボルト4-φ25で固定されている。なお支柱に相当する部分は中空円筒となっており、施工上の要望によって、内側にφ200の薄内鋼管を配置した。したがってフレシネケーブルは鋼管の中心に配置されることになるが、プレ

ストレス導入後、空間はグラウトによって充填するように計画した。なお、この場合は高さが高いために、このような施工上の特別な配慮を必要としたが、3m前後の高さの場合には、中心部にφ24mm程度のPC鋼棒を

図-10 回り階段構造概略図



1本配置すれば十分であるため、施工はさらに容易になると思われる。

3. 施 工

(1) コンクリート

本工事に使用した骨材は安倍川、利根川混合、粗骨材は富士川、多摩川混合であり、秩父セメント溝の口工場製の生コンクリートを使用した。なお、当現場までの所要時間はミキサー車で30~40分である。コンクリート配合は底版、壁体、屋根の3種類とし、表-4のごとく決定した。

なお、セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。

(2) 基礎および底版工

地盤は礫混り砂質ロームであり、地盤支持力は十分期待できるので、くいは使用せず、所定の地盤までブルドーザにて掘削し、その後、手掘りにて整地し、割栗石を15cmの厚さに敷きならし、その上に10cmの捨てコンクリートを打設して底版用の配筋を行なった。

底版コンクリートは打継ぎをさけるため、一度に全面積を打設した(写真-2)。なお、壁体用PC鋼棒の支圧版位置にはビニールチューブによるグラウト孔を設けたが、コンクリート打設の際、バイブレータの振動によって数本はずれたものが生じた。これらの鋼棒に対しては壁体コンクリート打設の際、その脚部に新たにグラウト孔を設けることとして問題を解決した。なお、壁体底部と底版の接合部の止水板は銅板を使用した。また、脚部のネオプレーンは、まず電気ドリルでPC鋼棒貫通用

写真-2 底版コンクリート打設

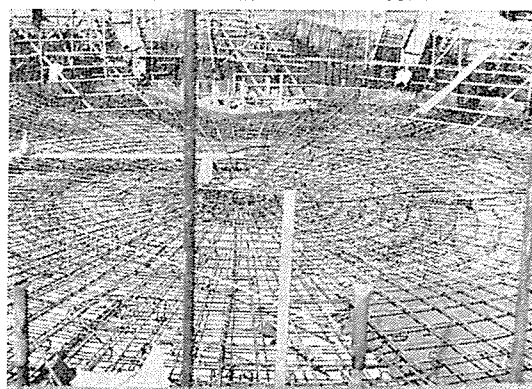
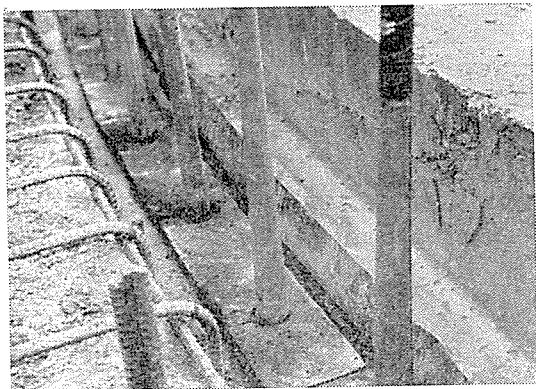


写真-3 壁体底部のネオプレーン配置



の孔をあけ、つぎにその位置で、孔から外側の方にネオプレーンを切断してPC鋼棒間にそう入した(写真-3参照)。なお、図-5のアイガスマスチックと軟質アスファルトそう入部分には発泡性スチロールを仮埋めして型わくを組んだ。このスチロールは後に鉄棒にて掘り起し、撤去した。

図-11 壁体コンクリート打設順序

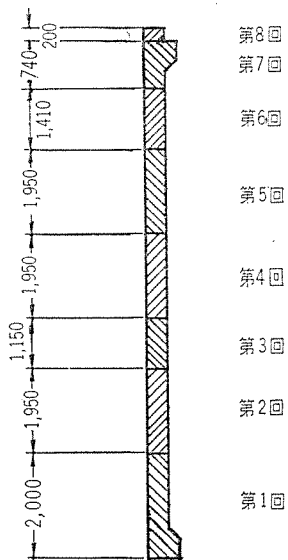
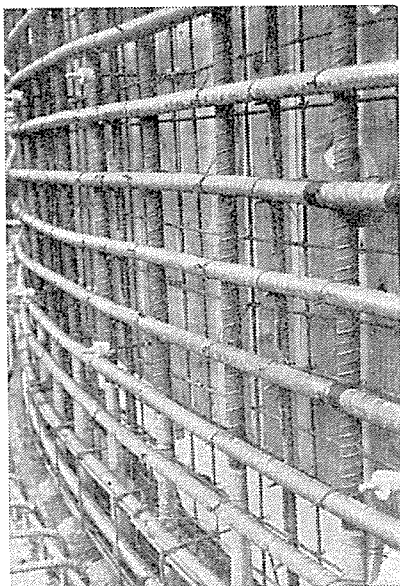


写真-4 ケーブルおよび鋼棒配筋



(3) 側壁工  
側壁のコンクリートは図-11に示すごとく、下部より上部リングばりの下縁までを6回にわたって打設し、ドーム基部リングばり区間は2回に区分して施工した。なお壁体の第1回目の打ち上り上端は、最初に緊張するPC鋼棒

定着位置であり、したがって第2回目のコンクリート打設は、このPC鋼棒緊張終了後に行なった(写真-4)。

コンクリート打設時期は10月~1月の寒冷期であり、

また建設地が丘陵の頂部で強風にさらされること、さらに、壁厚が比較的薄い(20cm)ことなどを考慮し、コンクリートの上部に200V×100Wの電球を1m置きに点燈して全周に張りめぐらし、その上にムシロおよびシートをかぶせて養生した。

(4) ドーム屋根工

支保工はビティ足場を組立て、その上に角材を円周方向にならべ、さらに、その上に円心方向にドーム型わくを組んだ。

コンクリートはドーム頂部よりシュートを設け、ドーム裾部より頂部に向かって打設した(写真-5)。

写真-5 ドーム コンクリート打設



(5) プレストレッシングおよびグラウチング

コンクリート工事とプレストレッシングの時期的関係を示せばつぎのごとくなる。

底版コンクリート打設→壁体第1回コンクリート打設→壁体下部PC鋼棒緊張→壁体およびリングばり第2回~第8回コンクリート打設→壁体頂部PC鋼棒緊張→壁体円周方向フレシネケーブル緊張→ドームコンクリート打設→リングばりフレシネケーブル緊張

壁体のコンクリート工事が完成したのち最初に垂直方向のPC鋼棒を緊張したが、これは円周方向フレシネケーブルを緊張するとき、壁体底部はネオプレーンによって水平移動を拘束されるために垂直方向に曲げモーメントを生じ、±45 kg/cm<sup>2</sup>程度の曲げ応力度を生ずるので、値そのものは微小であるが、安全のためにまずPC鋼棒を緊張して引張応力度の発生を避けた。

PC鋼棒は、第1回目、第2回目とも、2台のジャッキを用い、壁体シリンダーの直径に関して常に対称になるように緊張作業を進めた。鋼棒の緊張力は引張荷重の70%とし、つぎのごとき値とした。

$$P_t = 0.7 \times 38.45 = 26.9 \text{ t}$$

PC鋼棒のうち、第1回目に緊張するものは長さも短かく、しかもプレストレスを与える区間に弾性係数の小さいネオプレーンをはさんでいるために、プレストレス導入時の見掛け上の弾性短縮が大きくなり、したがって、

最初に緊張したPC鋼棒の張力は、全緊張作業が終了したときに減少しているのではないかと予想された。これを確認する意味で、全緊張作業終了後、最初に緊張した鋼棒を数本再緊張してみたが、このことは明らかに認められず、全周にわたっての再緊張は省略した。

円周方向フレシネケーブルの緊張に際し、あらかじめ摩擦試験を数本行なったが結果は表-5のごときのものであった。

表-5

主働ジャッキ 内圧 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	50	100	150	200	250
受働ジャッキ 内圧 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	0	0	8	20	32
" " "	0	0	2	18	23	35
" " "	0	0	10	20	29	39
" " "	0	0	10	20	30	39

張力の摩擦による減少系をつぎのごとく考える。

主働ジャッキ ( $p_A$ ) → コーン部鋼線張力 ( $\alpha p_A$ ) → 緊張区間の中央部の鋼線張力 ( $\alpha p_A \times k_1$ ) → 受圧側コーン部鋼線張力 ( $\alpha k_1 p_A \times k_2$ ) → 受働ジャッキ ( $\alpha k_1 k_2 p_A \times \alpha = p_B$ )

ただし  $\alpha$ ; ジャッキ内部摩擦とコーン部分の摩擦に  $k_1, k_2$  を考えた張力伝達率

$k_1, k_2$ ; 鋼線のシース内摩擦を考えた張力伝達率

本構造では前記鋼線緊張区間に関し、ケーブル配置が対称なので、 $k_1 = k_2 (=k)$  とおき、さらに  $\alpha = 0.96$  とおけば

$$k = \frac{1}{\alpha} \sqrt{\frac{p_B}{p_A}} = 1.043 \sqrt{\frac{p_B}{p_A}} \dots\dots\dots (7)$$

表-5のうち、 $p_A = 250 \text{ kg/cm}^2$  に相当する受働ジャッキ内圧の4個の値の平均値を用いて計算した結果は、 $k = 0.397$  となった。 $\mu = 0.3, \lambda = 0.004$  とした場合は  $k = 0.582$  なので、当初仮定した値に比して、はるかに小さい。

したがって、シース内に石けん水を注入して再び摩擦試験を行なったが、その結果は表-6に示すようなものとなった。

主働ジャッキ  $350 \text{ kg/cm}^2, 380 \text{ kg/cm}^2$  に相当する受働ジャッキの8個の値からさらに  $k$  値を計算した結果、 $k = 0.478$  となり、石けん水注入の効果が認められた。しかし、当初仮定した値よりも摩擦減少率が20%程度大きいので、ケーブル平均張力が設計値と等しくなるよ

うに考えて初張力の標準値を  $P_i = 30 \text{ t}$  とした。

グラウチングについては、前記コンクリート工で述べたように、寒風にさらされる危険があるために、凍結の危険をさける意味で工期をずらし、3月下旬に行なった。

グラウトの配合はつぎのとおりである。

普通セメント:100      アルミ粉:0.01  
 ポゾリス No.8:0.5      水:40

(6) 防水工

底板および壁体に対してはフリントコートによる防水工を施工した。本工事ではフリントコートのうち、底板に対してはF型、壁面に対してはR型を施工した。なお、壁体コンクリート施工時に、壁体脚部数カ所に最大0.5mm程度のきれつが発生した。これは、図-11に示す第1回目のコンクリート打設後、つぎの工程の関係もあって壁体型わくを外さなかったため、水養生が十分にできなかったこと、型わくのコンクリートの自由収縮の拘束とか、二、三の原因が考えられたが、これらの点、コンクリート打継ぎ位置およびケーブル定着位置に関しては図-12、図-13、図-14に示すような防水工を施工し

図-12 クラック箇所

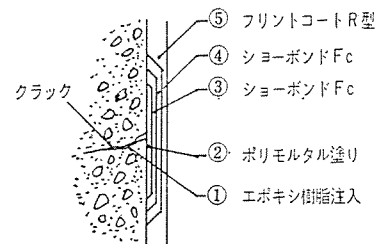


図-13 打継目

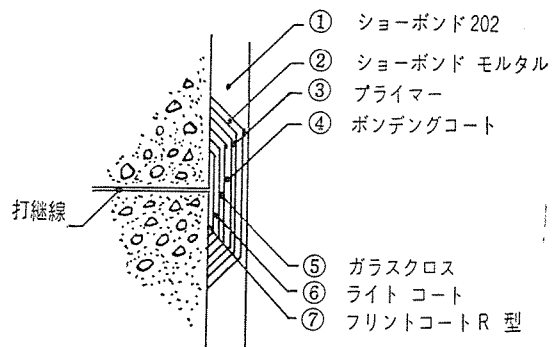


表-6

主働ジャッキ 内圧 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	50	100	150	200	250	350	350	380
受働ジャッキ 内圧 (kg/cm <sup>2</sup> )	0	0	15	25	35	45	57	65	70
" " "	0	0	15	25	35	47	68	73	83
" " "	0	2	18	25	37	48	59	73	79
" " "	0	6	20	33	42	55	65	82	88



図-14 コーン箇所

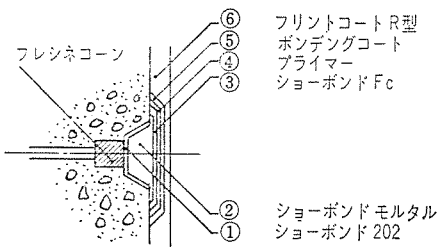


写真-6 回り階段の積み上げ



に取付けられたアームを用いてウインチにて各ブロックをつり上げ、鋼管をとおして下段より計 47 個のブロックを積み上げた。このとき、ブロックと鋼管との接触を防ぐため、回りにパイプ足場を組み、踏版をこれで受けて各ブロックを設置した。積み上げ完了後、ブロック間

た。なお打継位置では図の防水工のほか壁体内部に銅板製止水板をそう入した。

(6) 回り階段工

鋼製型わくを用い、現場でプレキャストコンクリートブロックを製造した。

一方、12φ8 mm フレシネケーブルを埋め込んで基礎を打設し、その上に φ200 mm の薄肉鋼管を建込み、つぎにタワー

表-7 工事工程表

工種	年月											
	19年7月	8月	9月	10月	11月	12月	40年1月	2月	3月	4月	5月	6月
基礎掘削工												
基礎コンクリート打設工												
型枠組立工												
鉄筋配筋工												
コンクリート打設												
止水板取付工												
足場工												
鉄筋PC鋼管架立工												
型枠組立工												
コンクリート打設												
PC鋼管架立工												
PC鋼管架立工												
グラウト工												
支保工												
型枠組立工												
配筋組立工												
コンクリート打設												
リソック架立工												
架保工												
防水工												
回り階段架立工												
仕上工												
構内整備片付け工												
構内設備工												

の目地硬化をまってケーブルを緊張し、ただちにグラウトにて内部を充填した(写真-6)。

(7) 工 程

本工事の工程表は表-7のとおりである。グラウチングを気温の関係で時期をずらしたが、これも全体の工期に関してはほとんど影響がなく、当初の予定どおり、円滑に工事を進行することができた。本工事に関する限り、この程度の工事進行速度が一般的にあって経済的であったと考える。

参 考 文 献

- 1) 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」
- 2) Timoshenko：“Theory of Plates and Shells”
- 3) 猪股俊司：「プレストレストコンクリート施工法」

1965.4.23・受付

第 5 回年次学術講演会概要集の頒布について

昭和 40 年 2 月 10 日 第 5 回年次学術講演会を開催し、非常な成果をおさめました。当日準備した講演概要集を御聴講いただかなかった方々のため、多少余部がございますので頒布いたしますから至急お申し込み下さい。

内 容：講演総数 18 編（内容は本誌第 6 巻第 6 号会告参照）

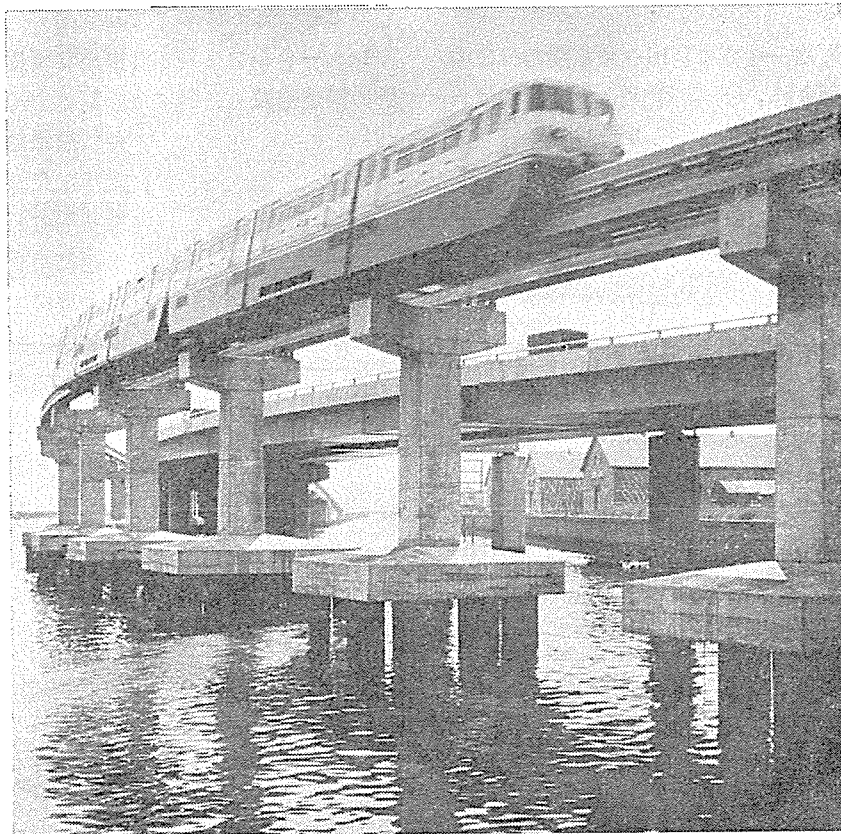
体 裁：オフセット印刷 B 5 判 42 ページ

頒 価：250 円（〒 20 円）

申 込：頒価に郵送料をつけて協会事務局（東京都中央区銀座東 2-1 銀鹿ビル 振替東京 62774 番）へお申し込み下さい。

# NCS-PCパイプ

プレテンション方式 NCS溶接継手



## NCS-PCパイプの特長

- ① 継手—全強であるから支持力の低減がいらぬ。
- ② 耐撃性—頭部が耐撃的であるため確実に打止りが得られる。よつて支持力に全材強を活用できる。
- ③ 曲げ剛性—プレストレスの効果によつて曲げ剛性が大きい。よつてパイプ施工中の安全はもちろん、くい基礎の経済設計ができる。



## 日本コンクリート工業株式会社

本社	東京都中央区銀座東8の19	東京(542)大代表3151番
営業所	大阪市阿倍野区天王寺町南2の66 名古屋市中村区下広井1丁目66番地(三建設備工業ビル)	大阪(718)1881～5番 名古屋(58)代表9706番
工場	川島(茨城県下館市) 鈴鹿(三重県鈴鹿市)	下館代表2181番 鈴鹿(8)代表1155番
研究所	茨城県下館市川島工場内	下館3942番