

# 土圧をうけた PC 円形構造物のひずみ測定について

西 林 新 蔵\*  
西 田 幸 男\*\*

## 1. ま え が き

近年円形の構造物にPCの特長を生かした設計がさかに行なわれている。これらPC円形構造物では、構造物の周縁に沿って種々の方法で鋼線を巻きつけ、場合によっては鉛直方向にもプレストレスが導入される。これは構造物の内部に液体、粉体のような物質が入れられた場合、その内圧によるリング ストレスや曲げモーメントによって生ずる引張力を、プレストレスによって打ち消して、円形構造物の壁体に引張応力を生じないようにするためである。したがってPC円形構造物では、壁体にひびわれが生ぜず、液体、油などがもらない構造物を造ることができ、しかも鉄筋コンクリート円形構造物よりも壁厚を薄くすることができる。また壁体内面にたとえば防水用のライニングを施す必要もなくなる。

壁体はプレキャスト部材を組み合わせて一体とする場合と、現場打ちコンクリートで施工する場合とがある。後者ではスライディング工法と打ち継ぎ工法とに分けられる。円形構造物にプレストレスを与える方法を大別するとつぎのとおりである。

(1) 緊張したPC鋼線をコンクリートの外壁に連続的に巻きつける方法。

(2) PC鋼線をコンクリート壁中に埋め込むかまたは外周に沿って配置し、これを緊張し円周の適当な位置で定着する方法。

(1)の方法はアメリカの Preload 工法、スイスの BBRV 工法などがその代表的なもので、(2)はPCはり、版などに用いられる通常のポストテンションングの方法を円形構造物に応用したもので、フレシネー工法がその代表的なものである。

本文では現在運輸省神戸港工事事務所において施工中の第5防波堤用PCタンク(底版はない)に設置した土圧計および、ひずみ計による測定結果ならびにその考察について述べる。なおこれらPCタンクのプレストレス導入状況の考察については文献1)を参照されたい。

## 2. PC タンクの設計、製作および土圧ひずみの測定方法

防波堤用のPC円形構造物(以下PCタンクと略称)

\* 京都大学助教授 工学部土木工学教室

\*\* 京都大学大学院工学研究科 修士課程

はフレシネーならびにプレロード工法で設計製作されたが、土圧計はフレシネー工法で製作されたタンクのみを設置されたので、以下ではこれらのPCタンクのみについて述べる。

### (1) 設 計

PCタンクの設計に際して考慮された応力条件は①PC鋼線緊張時、②PC鋼線緊張後、③沈設時、④沈設後、⑤地震時などである。

PC鋼線緊張時には、緊張にともない鉛直方向に曲げモーメントが作用し円周方向にひびわれの入るおそれがあるので、この点に特に注意が払われている。コンクリートのクリープ、乾燥収縮、鋼線のレラクセーションなどによる応力の減少量を15%、沈設時には一様に壁外部より13 t/m<sup>2</sup>の外力が作用するものとし、また沈設後中詰土砂が填充されたのち、および地震時に作用する外

図-1 防波堤用 PC タンクの設計荷重(土圧+水圧)

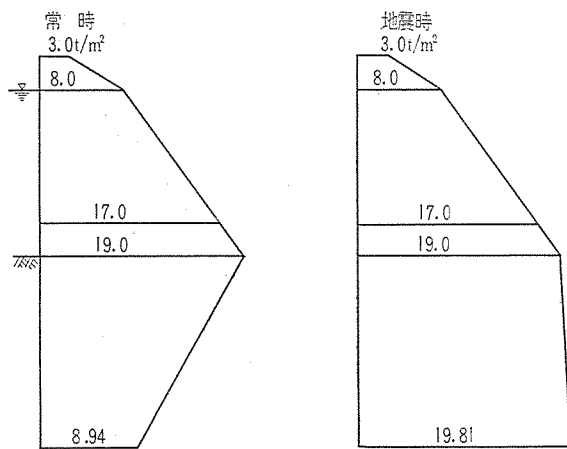
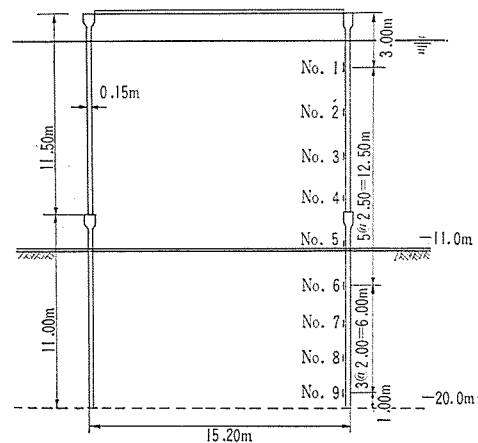


図-2 土圧計設置位置



力(壁体内面から外面に向う力)は 図-1 のように仮定されている。これらの条件にもとづいて設計されたPCタンクの形状寸法を 図-2 に示す。これら上下段PCタンクの施工については文献2),3)を参照されたい。

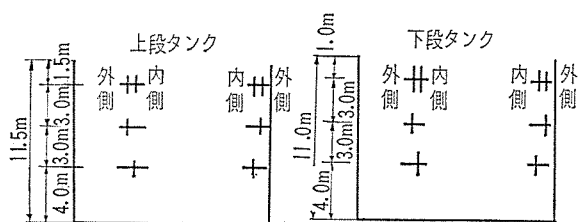
(2) 製作およびPC鋼線の緊張

コンクリートはスライディング工法で打設された。PC鋼線(上段タンク 35 本, 下段タンク 42 本) 1 ケーブルあたりの有効緊張力は 18 000 kg, 緊張方法は最下端より 1 本おきに緊張し, 最上段のケーブル緊張が終わってから下端から残りのケーブルが緊張された。

(3) 土圧および, ひずみの測定方法

土圧計は港施5型, 高圧用9型A, 9型Bが用いられたが, このうち5型はPCタンク上段側壁内面, 9型Aは下段側壁内面, 9型Bは底面反力測定のためタンク下部に取付けられた<sup>4)</sup>。またひずみはいずれもカールソン型ひずみ計(CS-10D)を円周方向にはコンクリート中央, 鉛直方向では壁面の内側と外側に埋めこまれた。壁コンクリート内部に埋込まれた計器の設置位置を 図-2, 3 に示す。なお底面反力測定のための土圧計の位置は本文の考察とは直接関係がないので省略する。土圧の測定はタンク沈設後開始し, 数日おきに約1カ年にわたって実施し, 土圧測定に並行してひずみの測定も実施した。

図-3 ひずみ計設置位置



3. 理論解<sup>5)~9)</sup> (土圧作用時)\*

一般に中空円形構造物の外壁に作用する外力は深さによって変化し, また基礎版と壁との結合状態によって壁コンクリートの応力分布はいちじるしく変化する。このような構造物の応力解析には壁体を鉛直方向に単位巾の帯に切り, これを弾性支承上のはりと考えて応力を計算する方法が一般に用いられている(図-4)。

記号

- $w$  : 円形構造物の壁のたわみ,  $N_\varphi$  : 円周方向の軸力
- $M_x$  : 鉛直方向の曲げモーメント
- $Q_x$  : 鉛直方向と垂直な断面に作用するせん断力
- $P_z$  : 外力  $a$  : 円形構造物の半径
- $d$  : 円形構造物の壁厚  $\nu$  : ポアソン比
- $E$  : コンクリートの弾性係数
- $D$  : 曲げ剛度

\* PC 鋼線緊張時および集中荷重, 等分布荷重作用時の理論値については文献1) 参照

$$D = \frac{Ed^3}{12(1-\nu^2)} \dots \dots \dots (1)$$

$$\beta^4 = \frac{Ed}{4a^2D} = \frac{3(1-\nu^2)}{a^2d^2} \dots \dots \dots (2)$$

図-4 のように外力  $P_z$  が作用するタンク壁面の微小要素について考えると  $x$  方向のたわみ  $w$  は壁圧が一定の場合, 次式で表わされる

$$\frac{d^4w}{dx^4} + 4\beta^4w = \frac{P_z}{D} \dots \dots \dots (3)$$

(3) 式の一般解は

$$w = e^{\beta x}(c_1 \cos \beta x + c_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x}(c_3 \cos \beta x + c_4 \sin \beta x) + f(x) \dots \dots \dots (4)$$

ここで  $f(x)$  は (4) 式の特解で  $c_1, c_2, c_3, c_4$  は円形構造物の端部の境界条件によって定まる積分定数である。PCタンクは下端自由で, またタンクの高さ  $h$ , 半径  $a$  に比して壁厚  $d$  が非常に小さく  $c_1=c_2=0$ , また荷重分布状況より  $f(x)=0$  と考えることができるので (2) 式は次のように書き改められる。

$$w = e^{-\beta x}(c_3 \cos \beta x + c_4 \sin \beta x) = c_3 \theta(\beta x) + c_4 \zeta(\beta x) \dots \dots \dots (5)$$

ここで  $\theta(\beta x) = e^{-\beta x} \cos \beta x$ ,  $\zeta(\beta x) = e^{-\beta x} \sin \beta x$  である。これより

$$N_\varphi = -\frac{w}{a} Ed = -\frac{Ed}{a} \{c_3 \theta(\beta x) + c_4 \zeta(\beta x)\} (6)$$

$$M_x = -D \frac{d^2w}{dx^2} = -2D \beta^2 \{c_3 \zeta(\beta x) - c_4 \theta(\beta x)\} \dots \dots \dots (7)$$

この弾性支承上のはりを解く場合には曲げ剛度が一定であれば荷重の作用する範囲と, はりが有限長であるか無限長であるかが問題となる。はりの有限長, 無限長は  $\beta l$  ( $l$  は荷重点からはりの一端までの距離) の値に関係し, 一般に  $\beta l > 2.5$  の場合は無限長のはり,  $\beta l \leq 2.5$  のとき有限長のはりとして取りあつかう<sup>10), 11)</sup>。

(1) 三角分布荷重が無限長のはりの一部に作用する場合

土圧のような複雑な分布荷重に対応する  $N_\varphi, M_x$  は, 等分布荷重が作用した場合の式のみでは求めることができない。そこで次のような三

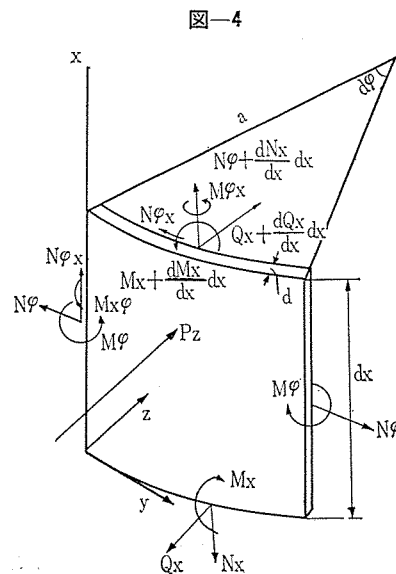
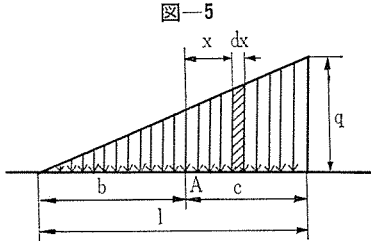


図-4

角分布荷重の作用した場合と等分布荷重の作用した場合とを重ね合わせることによって、かなり複雑な分布荷重に対応する理論値を近似的に十分な精度をもって求めることができる。なお、分布荷重の形が2次以上の曲線の場合も理論的には求めることができるが、計算は複雑となり実用にならないのでここでは省略する。



a) 荷重分布の中の点について (図-5 A 点の場合)

$$w = \frac{q}{8\beta^3 Dl} \int_0^b (b-x) \{ \theta(\beta x) + \zeta(\beta x) \} dx + \frac{q}{8\beta^3 Dl} \int_0^c (b+x) \{ \theta(\beta x) + \zeta(\beta x) \} dx = \frac{qa^2b}{Edl} - \frac{qa^2}{2Ed} \theta(\beta c) - \frac{qa^2}{4\beta Edl} K_1 \dots (8)$$

$$\therefore N_\varphi = -\frac{qab}{l} + \frac{qa}{2} \theta(\beta c) + \frac{qa}{4\beta l} K_1 \dots (9)$$

$$M_x = \frac{q}{8\beta^3 l} K_2 + \frac{q}{4\beta^2} \zeta(\beta c) \dots (10)$$

$$Q_x = -\frac{q}{2\beta^2 l} \{ \zeta(\beta b) - \zeta(\beta c) + \beta b \} + \frac{q}{4\beta} \{ \theta(\beta c) - \zeta(\beta c) \} \dots (11)$$

図-6

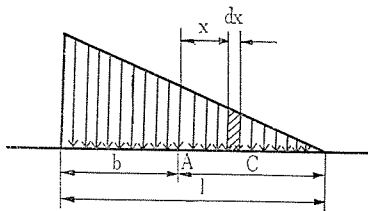


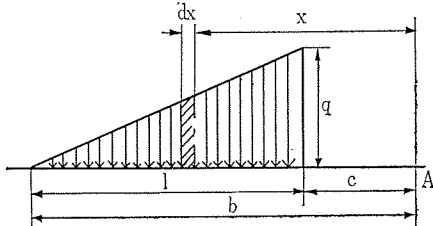
図-6 の場合、同様に

$$N_\varphi = -\frac{qac}{l} + \frac{qa}{2} \theta(\beta b) - \frac{qa}{4\beta l} K_1 \dots (12)$$

$$M_x = -\frac{q}{8\beta^3 l} K_2 + \frac{q}{4\beta^2} \zeta(\beta b) \dots (13)$$

$$Q_x = \frac{q}{2\beta^2 l} \{ \zeta(\beta b) - \zeta(\beta c) - \beta c \} + \frac{q}{4\beta} \{ \theta(\beta b) - \zeta(\beta b) \} \dots (14)$$

図-7



b) 荷重分布以外の点 (図-7 A 点の場合)

$$w = \frac{q}{8\beta^3 Dl} \int_c^b (b-x) \{ \theta(\beta x) + \zeta(\beta x) \} dx = \frac{qa^2}{2Ed} \theta(\beta c) - \frac{qa^2}{4\beta Edl} K_1 \dots (15)$$

$$N_\varphi = -\frac{qa}{2} \theta(\beta c) - \frac{qa}{4\beta l} K_1 \dots (16)$$

$$M_x = \frac{q}{8\beta^3 l} K_2 - \frac{q}{4\beta^2} \zeta(\beta c) \dots (17)$$

$$Q_x = -\frac{q}{2\beta^2 l} \{ \zeta(\beta b) - \zeta(\beta c) \} - \frac{q}{4\beta} \{ \theta(\beta c) - \zeta(\beta c) \} \dots (18)$$

図-8

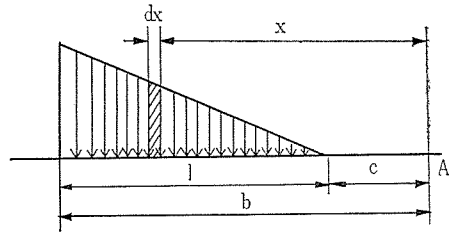


図-8 の場合も同様に

$$N_\varphi = \frac{qa}{2} \theta(\beta b) - \frac{qa}{4\beta l} K_1 \dots (19)$$

$$M_x = -\frac{q}{8\beta^3 l} K_2 - \frac{q}{4\beta^2} \zeta(\beta b) \dots (20)$$

$$Q_x = \frac{q}{2\beta^2 l} \{ \zeta(\beta b) - \zeta(\beta c) \} - \frac{q}{4\beta} \{ \theta(\beta b) - \zeta(\beta b) \} \dots (21)$$

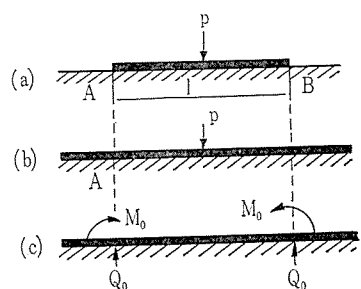
$$\text{ここで } \left. \begin{aligned} K_1 &= \zeta(\beta b) - \theta(\beta b) - \zeta(\beta c) + \theta(\beta c) \\ K_2 &= \theta(\beta b) + \zeta(\beta b) - \theta(\beta c) - \zeta(\beta c) \end{aligned} \right\} \dots (22)$$

(2) 有限長のはりの理論解の求め方

前述した無限長のはりの解に重ね合わせの方法を採用することによって求めることができる。いま 図-9 (a) のような弾性支承上の有限長のはり (長さ l) の中央に集中荷重 p が載荷された場合に例をとって考える。図-9 (b) は無限長のはりに荷重 p が作用する場合で、図-9 (c) は (b) の場合にはりの2点 A, B に生ずる曲げモーメントおよび、せん断力と大きさ等しく、方向反対の M<sub>0</sub>, Q<sub>0</sub> を無限長のはりの A, B 点に作用させた場合である。(b) と (c) とを重ね合わせると無限長のはりの2点 A, B で曲げモーメントおよび、せん断力は0となる。

すなわち無限長のはりの中央部分は有限長のはり (a) と同じ条

図-9



件となるから、はり(a)の応力状態は(b)と(c)とを重ね合わせれば求められることになる。等分布荷重あるいは三角分布荷重が作用する場合でも同様の方法で任意の点の理論値を求めることができる。

#### 4. 測定結果とその考察

##### (1) 土圧測定結果

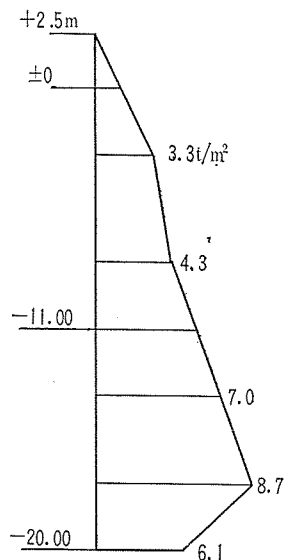
中詰土圧は沈設後時間とともに増加し、沈設後約6ヵ月頃から一定の値か、あるいは増加してもごく僅かであったので、本文では沈設後200日目の土圧を常時中詰土圧として取上げることとした。なおそれ以後では土圧計および、ひずみ計の故障が多く正確な結果が得られなかったからでもある。図-10はPCタンク沈設直後(15日後)、図-11は200日目の実測土圧(残留水圧およびタンク外側からの土圧の影響を差し引いた純中詰土圧)の鉛直方向の分布図である(実測値は相当ばらついていたので、経験上実際と

かけ離れている測定値はこれを除外して図示した)。点線で示した設計時に考慮した土圧分布と比較すると、測定土圧の方が50~80%小さくなっていることがわかる。

##### (2) 中詰土圧によるひずみ測定結果および考察

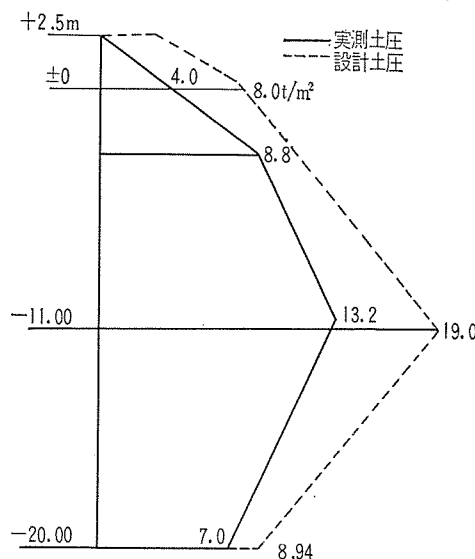
沈設後15日および200日の実測土圧によって、PCタンクに生ずるリングストレス $N_p$ 、それによる応力 $\sigma_p$ 、ひずみ $\epsilon_p$ 、曲げモーメント $M_x$ 、それによる応力、ひずみ $\sigma_M, \epsilon_M$ を理論式を用いて算出し、各測点での実測ひずみと比較してみると表-1のようになる。

図-10 中埋め完了後150日目の土圧分布



実測によると壁の円周方向のひずみはPC鋼線緊張直後を原点にとると、中詰土砂によって約 $50 \sim 200 \times 10^{-6}$ 増

図-11 中埋め完了後200日目の土圧分布



大(引張り)し、したがって応力はプレストレス導入時にくらべて $12 \sim 50 \text{ kg/cm}^2$ 減少したことになる。理論値と比較すると、実測値は導入応力減を最大15%と仮定しても理論値よりも一般に小さく、約75%の値となっている。いずれにしても設計のさい仮定されたような土圧は沈設後200日おいて作用していないようである。また中詰土圧による曲げモーメントとそれにもなる鉛直方向の応力、ひずみ $\sigma_M, \epsilon_M$ を算出して実測値と比較してみると表-2のようになり、実測値は相当ばらついてはいるが理論値とは比較的よく合っていると見えよう。

つぎに表-3で沈設後200日の測定中詰土圧を前述したように常時中詰土圧と仮定して、設計常時土圧を用いて計算した円周方向のひずみ $\epsilon_1$ 、実測土圧を用いたときの計算ひずみ $\epsilon_2$ 、実測ひずみ $\epsilon_3$ を比較してみると、 $\epsilon_1$ は $\epsilon_3$ に比して非常に大きく、 $\epsilon_2$ に比して大きい。これは前述したとおり設計で仮定された常時土圧が大きすぎるため、したがって導入プレストレスも過大となっ

表-1 中詰土圧によるリング ストレスおよび円周方向のひずみ

| 測点    | タンクの下端から測点までの距離 (cm) | リングストレス ( $\text{kg/cm}^2$ ) |                  | 円周方向のひずみ $\epsilon_p \times 10^{-6}$ |        |         |               |        |         |       |
|-------|----------------------|------------------------------|------------------|--------------------------------------|--------|---------|---------------|--------|---------|-------|
|       |                      | 沈設後15日の土圧による理論値              | 沈設後200日の土圧による理論値 | 沈設後15日の土圧による                         |        |         | 沈設後200日の土圧による |        |         |       |
|       |                      |                              |                  | 理論値                                  | 実測値(I) | 実測値(II) | 理論値           | 実測値(I) | 実測値(II) |       |
| 上段タンク | 1                    | 1050                         | 3.01             | 8.05                                 | 10.02  | 7.6     | 5.1           | 26.84  | 15.1    | 46.0  |
|       | 2                    | 750                          | 12.55            | 32.91                                | 41.18  | 21.1    | 21.3          | 109.68 | 102.3   | 97.2  |
|       | 3                    | 450                          | 19.40            | 52.29                                | 64.67  | 37.8    | 24.3          | 174.30 | 69.7    | 96.1  |
| 下段タンク | 1                    | 1000                         | 27.91            | 62.49                                | 93.04  | 96.8    | 12.0          | 208.30 | 84.8    | 117.0 |
|       | 2                    | 700                          | 36.11            | 58.88                                | 120.04 | 156.0   | 46.4          | 196.26 | 184.0   | 108.2 |
|       | 3                    | 400                          | 41.21            | 50.21                                | 137.35 | 124.0   | —             | 167.38 | —       | —     |

注：上記数値はいずれも引張り、コンクリート弾性係数は $E_c=300000 \text{ kg/cm}$ と仮定

表-2 中詰土圧による曲げモーメントおよび鉛直方向ひずみ

| 測 点   | 各タンクの下端から測点までの距離 (cm) | $M^2(\text{kg}\cdot\text{cm})$ |                  | $\sigma_M(\text{kg}/\text{cm}^2)$ |                  | 鉛直方向のひずみ $\epsilon_M \times 10^{-6}$ |        |       |       |                 |        |       |       |      |
|-------|-----------------------|--------------------------------|------------------|-----------------------------------|------------------|--------------------------------------|--------|-------|-------|-----------------|--------|-------|-------|------|
|       |                       | 沈設後15日の土圧による理論値                | 沈設後200日の土圧による理論値 | 沈設後15日の土圧による理論値                   | 沈設後200日の土圧による理論値 | 沈設後 15 日の土圧による                       |        |       |       | 沈設後 200 日の土圧による |        |       |       |      |
|       |                       |                                |                  |                                   |                  | 理論値                                  |        | 実測値   |       | 理論値             |        | 実測値   |       |      |
|       |                       | 壁体内側                           | 壁体外側             | 壁体内側                              | 壁体外側             | 壁体内側                                 | 壁体外側   | 壁体内側  | 壁体外側  | 壁体内側            | 壁体外側   |       |       |      |
| 上段タンク | 1                     | 1050                           | 15.04            | 40.08                             | 0.40             | 1.07                                 | -0.33  | 0.33  | -4.1  | 3.0             | -0.91  | 0.91  | 11.9  | 87.8 |
|       | 2                     | 750                            | 6.44             | 15.45                             | 0.17             | 0.41                                 | -6.40  | 6.40  | -6.7  | 11.3            | -16.91 | 16.91 | -2.3  | 37.8 |
|       | 3                     | 450                            | 4.32             | 10.42                             | 0.11             | 0.28                                 | -10.40 | 10.40 | -21.5 | 23.6            | -28.13 | 28.13 | -21.5 | 94.5 |
| 下段タンク | 1                     | 1000                           | 246.21           | 385.47                            | 6.57             | 10.29                                | 6.40   | -6.40 | 2.8   | -6.6            | -0.42  | 0.42  | -2.2  | 27.6 |
|       | 2                     | 700                            | -5.44            | 12.07                             | -0.14            | 0.32                                 | -20.55 | 20.55 | -13.0 | 19.3            | -31.64 | 31.64 | -64.8 | 30.1 |
|       | 3                     | 400                            | -59.83           | -7.32                             | -1.60            | -0.20                                | -28.22 | 28.22 | -22.7 | 25.5            | -28.55 | 28.55 | -     | 32.5 |

注：上記数値中+は引張り，-は圧縮を示す。コンクリートの弾性係数  $E_c=300\,000\text{ kg}/\text{cm}^2$  と仮定

表-3 理論値と実測値の比較 (円周方向) ( $\times 10^{-6}$ )

| 測 点   | 沈設後15日の土圧による |              |                |                 | 沈設後200日の土圧による |              |                |                 |        |
|-------|--------------|--------------|----------------|-----------------|---------------|--------------|----------------|-----------------|--------|
|       | 理論値          |              | 実測値            |                 | 理論値           |              | 実測値            |                 |        |
|       | $\epsilon_1$ | $\epsilon_2$ | $\epsilon_3-I$ | $\epsilon_3-II$ | $\epsilon_1$  | $\epsilon_2$ | $\epsilon_3-I$ | $\epsilon_3-II$ |        |
| 上段タンク | 1            | -            | 10.02          | 7.60            | 5.10          | 67.00        | 26.84          | 15.10           | 46.00  |
|       | 2            | -            | 41.18          | 21.10           | 21.30         | 176.50       | 109.68         | 102.30          | 97.20  |
|       | 3            | -            | 64.67          | 37.80           | 24.30         | 245.82       | 174.30         | 69.70           | 96.10  |
| 下段タンク | 1            | -            | 93.04          | 96.80           | 12.00         | 276.01       | 208.30         | 84.80           | 117.00 |
|       | 2            | -            | 120.04         | 156.00          | 46.40         | 255.24       | 196.26         | 184.00          | 108.20 |
|       | 3            | -            | 137.35         | 124.00          | -             | 199.52       | 167.38         | -               | -      |

注：上記中数値はいずれも引張りを示す。

ている。しかし地震、波、船舶の衝突などによる衝撃などに対する中詰土砂の挙動や、PCタンクの挙動など不明の点が多いので、これくらいの安全性をもたせた方がよいのかも知れない。なお円周方向の実測ひずみと理論値との差については、検討すべき点が多いが、とくに、理論式では今の場合タンク下端の条件を自由と仮定したが、このPCタンクのように上段と下段との継目および最下端の状態が自由、固定あるいはヒンジと限定できないものに適用したために生ずる誤差および、土圧計の測定の不備によるものと考えられる。

### 5. 結 語

PCタンク設計にあたっては、タンク壁のたわみは、曲げ剛度が一定の弾性支承上のはりに外力が作用したときのたわみを求める理論式と同じ形で書き表わしうることを利用して種々の境界条件を入れて、プレストレスの導入状態や中詰土圧などによるリング ストレス、また鉛直方向の曲げモーメント等を求めることができる。複雑な荷重分布状態でも、これを三角分布荷重と等分布荷重とに分けて別々に解き、重ね合わせの方法を適用すれば簡単に理論解を求めることができる。

実際例について、中詰土圧によってPCタンク壁面にどのようなひずみが生じているのかについて、実測値と上

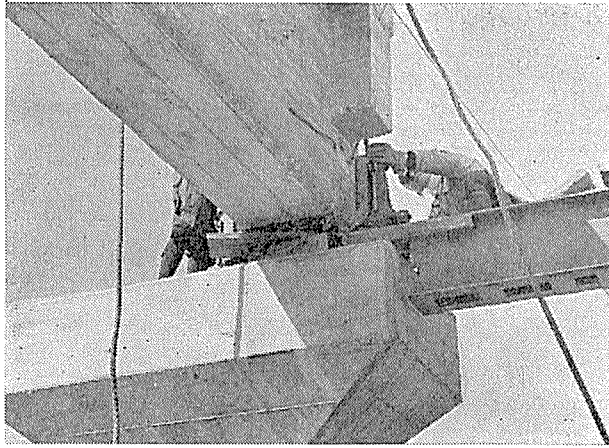
記理論値を比較考察した。これによると実測土圧は設計時考慮された土圧よりも50~80%と小さく実測ひずみは、測定土圧にもとづいて計算したひずみよりも、約75% (導入応力の減退を最大値15%と仮定)、さらに設計時考慮された土圧から計算したひずみよりも約50%といずれも小さくなっていた。またこれらの事実から推論すれば、このPCタンクは数年後において設計に考慮した土圧に達したとしても、十分プレストレスが残留し、構造物としては安全であることが明らかであろう。

本測定にあたって御協力頂いた運輸省神戸港工事事務所の所員各位に感謝の意を表する次第である。なお本文は土木学会誌 Vol. 48, No. 4<sup>1)</sup> の続報である。

### 参 考 文 献

- 岡田 清・西林新蔵：PC円形構造物のひずみ測定
- 長尾義三：プレレスト コンクリート パイプの新しい利用方法について  
プレレストコンクリート Vol. 4, No. 1  
昭和37年2月
- 塘 恒夫：神戸港摩耶埠頭の建設における試験工事について、土木学会誌 Vol. 46, No. 5 昭和36年5月
- 第三港湾建設局神戸港工事事務所：神戸港第5防波堤工事について、第13回直轄港湾技術研究会報告資料  
昭和37年11月
- Davis, J.D.: The Analysis of Cylindrical Tank walls, Civil Eng. & Public Works. Vol. 54, No. 631, 632, 634.
- Crom, J.M.: Design of Prestressed Tanks. A.S.C. E. Transaction Nov. 1958.
- Timosenko, S.: Theory of plates and Shells. Mc-Grow-Hill.
- Flügge, W.: Stresses in Shells. Springer-Verlag. Berlin. 1960.
- Hayashi, K.: Theorie des Trägers auf Elastischer Unterlage Berlin 1921.
- Crachneel, D.W. & Knight, W.A.: The analysis of Prestressed concrete statically indeterminate structure. A symposium on prestressed concrete statically indeterminate structure 24~25 Sept. 1951.
- 猪股俊司：プレレスト コンクリートの設計および施工、技報堂

1963. 9. 20・受付



●D.S.F. パッド

(橋梁の弾性可動支承材)

●BROF ジョイント

橋梁および道路用、伸縮継手装置

苫小牧工業港・高架線(日高線)  
発注者：北海道開発局



東京ファブリック工業株式会社

本店 東京都新宿区上落合1の271 電話 東京代表(362)7110~25・直通(369)8760・8761  
 大阪出張所 大阪市北区堂島船大工町15(堂栄ビル2階) 電話 大阪(312)2558(361)5571・5862  
 名古屋出張所 名古屋市中区矢場町1の64(鈴木ビル3階) 電話 名古屋(24)0727・2048  
 九州出張所 北九州市小倉区博労町48(大家ビル3階) 電話 小倉(52)5069・8307  
 札幌出張所 札幌市大通西13丁目の4(札幌砂利工業ビル2階) 電話 札幌(5)5468(6)9014

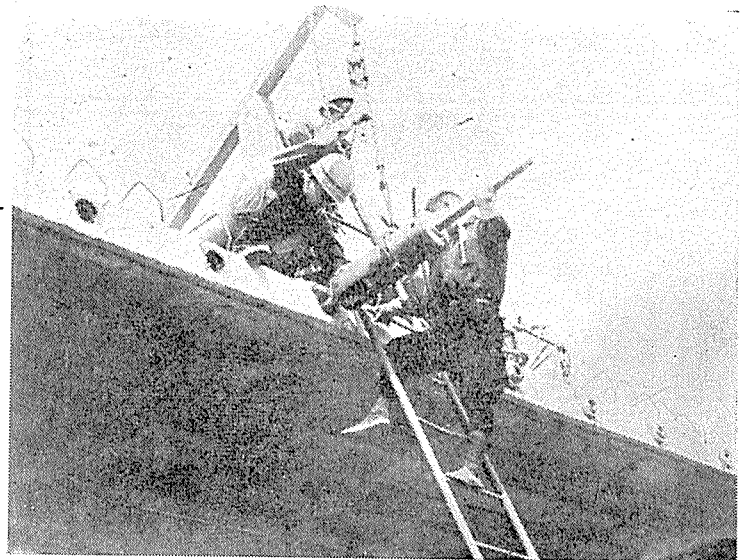
OX JACKS

プレストレスト・コンクリート

各工法用ジャッキ

その他各種機械

設計・製作・指導



山本扛重機株式会社

東京都中央区新富町二丁目八番地  
TEL 東京(551)局2115~9

