

---

鋼管矢板式基礎工法による深さ 18m 連铸ピットの設計と施工

Design and Construction of 18m Deep Continuous Casting Pit by Interlocked Steel Pipe Pile Wall Method

肱黒 和彦(Kazuhiko Hijikuro) 富永 真生(Masanari Tominaga) 神原 幸治 (Koji Kanbara) 二町 宣洋(Nobuhiro Nicho) 岡本 勝昭(Katsuaki Okamoto)

---

要旨：

垂直湾曲形の第6連铸工場の基礎として、水島製鉄所建設始まって以来の大規模な地下構造物を当社開発の鋼管矢板式基礎工法により建設した。設計・施工の面で問題とされる鋼管矢板の応力、水処理、コンクリートの水和熱、振動解析などの計測を行いながら、その結果を次のステップの施工に直結する情報化施工によって、短期間に無事完成することができた。これらの設計・施工、計測結果および施工途中発生した問題点の処理について述べる。

---

Synopsis：

A big underground structure as needed in the construction of a new vertical bending type No.6 CC plant was never experienced before at Mizushima Works. The foundation was completed in a rather short time with the interlocked Steel Pipe Pile Wall method developed by Kawasaki Steel Corp., on the real time construction control system which made it possible to apply measured data, namely, bending stress of Steel Pipe Pile Wall, water drainage, heat of hydration of concrete, vibration analysis, etc., to the successive construction steps without any time lag or confusion. The design, execution, and measurement in this work together with the solution of problems which occurred during the execution are explained in this paper.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

|                   |
|-------------------|
| 本文は次のページから閲覧できます。 |
|-------------------|

# 鋼管矢板式基礎工法による深さ 18m 連铸ピットの設計と施工

Design and Construction of 18m Deep Continuous Casting Pit  
by Interlocked Steel Pipe Pile Wall Method

肱 黒 和 彦\*

Kazuhiko Hijikuro

富 永 真 生\*\*

Masanari Tominaga

神 原 幸 治\*\*\*

Koji Kanbara

二 町 宣 洋\*\*\*\*

Nobuhiro Nicho

岡 本 勝 昭\*\*\*\*\*

Katsuaki Okamoto

## Synopsis:

A big underground structure as needed in the construction of a new vertical bending type No.6 CC plant was never experienced before at Mizushima Works.

The foundation was completed in a rather short time with the interlocked Steel Pipe Pile Wall method developed by Kawasaki Steel Corp., on the real time construction control system which made it possible to apply measured data, namely, bending stress of Steel Pipe Pile Wall, water drainage, heat of hydration of concrete, vibration analysis, etc., to the successive construction steps without any time lag or confusion.

The design, execution, and measurement in this work together with the solution of problems which occurred during the execution are explained in this paper.

## 1. ま え が き

従来、水島製鉄所に設置された連続铸造設備はすべて全湾曲型であり、装置全高が小さくてすみ特徴を有していた。しかし、今回建設した第6連铸機は、装置高さが増してもなお鍍片材質面、とくに大型非金属介在物減少の点で有利な垂直湾曲型を採用したいという希望が強かった。しかし、第5連铸工場の取鍋クレーンを共用するための制

限などを考慮すると、クレーンガーダーから基礎コンクリート天端まで49.5mもの高さが必要となり、さらに矯正、切断および搬出など各装置を収容するために、地下18m×有効幅28m×長さ61mという水島製鉄所建設始まって以来最大のピットを建設しなければならなかった。そのうえピット上にインナーストラクチャー、スイングタワーなどの大型設備ができるため、きわめて大がかりな基礎工事となる (Fig. 1 参照)。

これを土木技術の観点から述べると

\* エンジニアリングセンター建設開発部土木技術室室長・工博  
\*\*\* 水島製鉄所土建部土木課課長  
\*\*\*\*\* 水島製鉄所土建部土木課

\*\* エンジニアリングセンター建設開発部土木技術室課長  
\*\*\*\* 水島製鉄所土建部土木課掛長

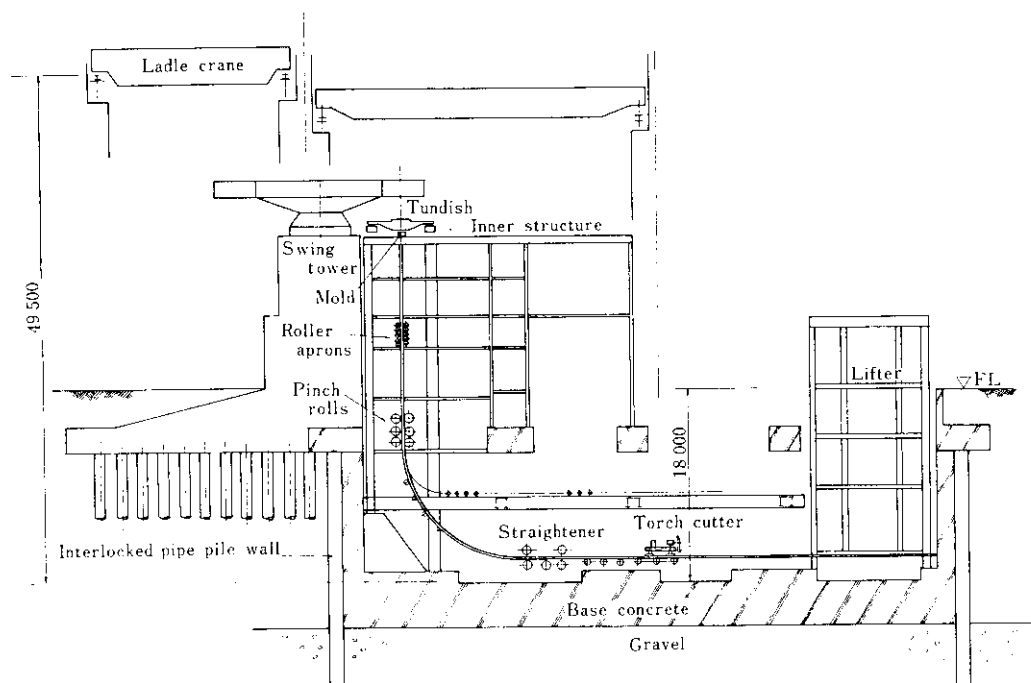


Fig. 1 Sectional view of No.6 CC pit

- (1) 地下 22m 以上という非常に深い掘削となり、透水性の良い砂れき層の処理が最大の課題である。
- (2) 隣接の既設構造物に移動や陥没などの影響を与えてはならない。
- (3) 施工区域の周辺が狭く大規模な仮設設備を設けられない。
- (4) 工程の制限をうけ、短期間で完成させなければならない。

というような諸問題を解決する必要があった。

このような制限を伴う大型ピット工事の可否とその経済性について種々検討した結果、連铸機本体の設備費に比べて極端に割高にはならず建設可能という結論に達し、垂直湾曲型の採用が決定した。

上記諸条件への対策として、工期が短く、大型仮設設備もいらず、かつ水島製鉄所で多くの実績をもつ鋼管矢板式基礎工法を採用するとともに、この施工にあたり、施工中の計測情報をただちにフィードバックして次工程の設計・施工を管理するいわゆる情報化施工を採用して、安全性、経済性の向上を図った。

Fig. 2 に過去に行われた深い土留壁における掘

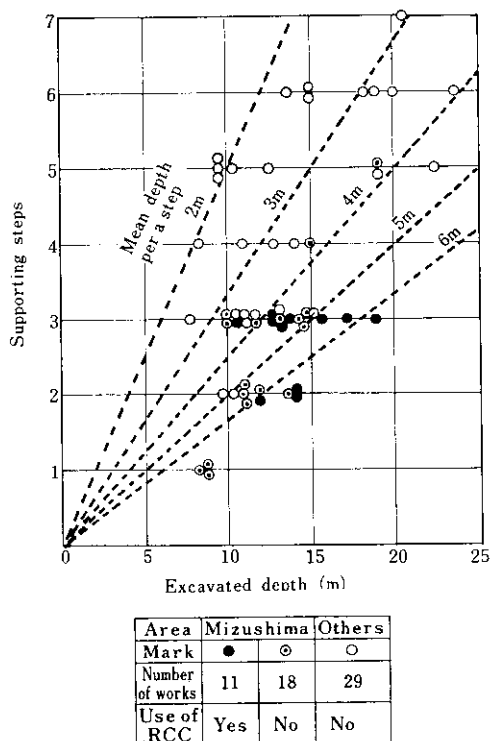


Fig. 2 Relation between supporting steps and excavated depth, with or without real time construction control system (RCC)

削深さと支保工の段数について58例の調査結果<sup>1)</sup>を示す。

全体として鋼管矢板式基礎群の支保工の段数が他の壁体構造群より少ないが、これは鋼管矢板の断面剛性が高いこともさることながら、他の地区の場合よりも積極的に情報化施工システムを導入したことの成果と思われる。

以下に本工事の設計・施工、計測結果および施工中発生、発見した問題点の処理などについて報告する。

## 2. 設 計

このような我が国初の大規模な垂直湾曲型スラブ連鑄機の地下ピット建設にあたり、機械仕様やディテールの決定に時間を十分費やし、基礎の形状に関しても連鑄ピットの深さ、内法寸法、機械基礎をも兼用する支保工の位置など、今までの建設工事以上にそれぞれの担当者が技術を交換しあって決定していった。

次に基礎設計の考え方を項目別に述べる。

### 2・1 土 質

Fig. 3 は連鑄ピット建設地点の土質柱状図である。-5.5m (Mizushima pale (M.P.) を基準) 付近に旧海底面があり、それより上は浚渫により吹き上げられた軟弱なシルト層であり、さらに-14.0m までは  $N$  値 0 ~ 2 程度の未圧密の軟弱なシルト層である。

-16.0m 以下に  $N$  値 50 以上の砂れきによる洪積層があるが、部分的に  $N$  値 10 程度の砂層がレンズ状にはさまれており、これがあとに述べる鋼管矢板の根入れ深さ、横方向地盤反力係数、揚水処理に大きく影響した。

### 2・2 鋼管矢板

鋼管矢板式基礎は、水島地区において過去数十もの施工例があり、それらの中で約半数に情報化施工システムが採用された。そこで実測され、解析された諸数値を利用しながら、基本的には一貫した考え方で設計を行った。次にその概略を説明する。

まず、鋼管矢板頭部の拘束を剛にしたほうが鋼

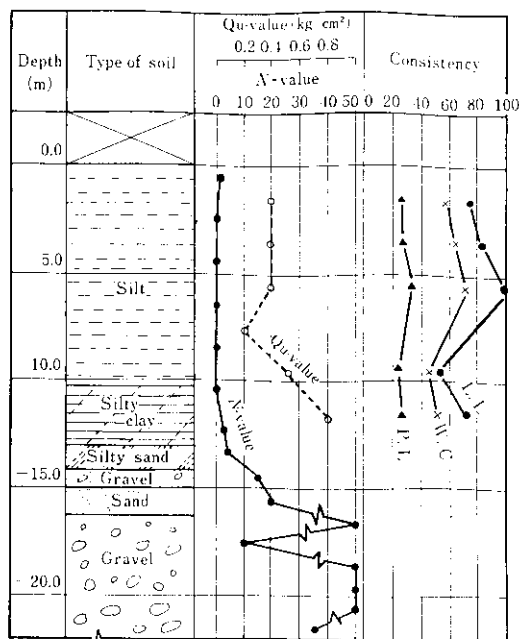


Fig. 3 Boring log

管矢板に発生する最大応力が抑制される。過去行われた掘削工事の計測データおよび解析結果を調べてもその傾向が明らかであった。

したがって、頭部は RC (鉄筋コンクリート) 製支保工とし、鋼管矢板頭部の拘束をできるだけ高めることにした。

次に下部の支持条件であるが、最初ヒンジ状態および半固定状態で予備計算を行った結果、いずれの場合も砂れき層をどのような支持条件とみなすかにより、計算上発生する曲げ応力が大きく異なることがわかった。

そこで下部の支持条件の考え方としては、過去に実施された第 4 溶鋳炉基礎工事の解析結果<sup>2)</sup>から提案された抵抗側の土圧をバネにおきかえて計算する方法 (Fig. 4 参照) で設計を行った。この解析方法を述べると、ある掘削深さにおける鋼管矢板の曲げ応力とたわみの実測値に等しくなるように、同一深さにおける実測土圧を作用させたモデルに変数として抵抗側のバネ定数を作用させて、コンピュータによるシミュレーションで適正バネ定数 (横方向地盤反力係数ともいう) を求めるものである。

このバネ定数の算出にあたり、連鑄ピット建設

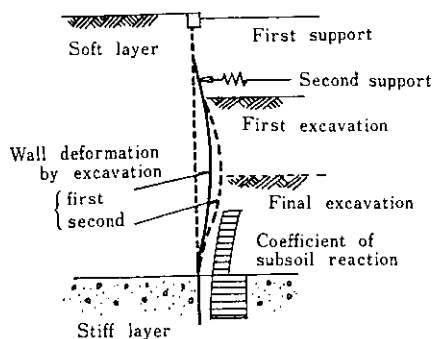


Fig. 4 Interaction model between soil and wall

地盤の土質工学上の性質は、約1kmはなれた第4高炉基礎地盤に等しいものと仮定した。

また、主働側土圧としては、Peckの土の安定数 $N_s$ と過去の土圧実測データを参考にして

$$P_a = K_a (r_1 \cdot H + w) \\ = 0.5 (1.8H + 2.0)$$

ただし

$P_a$ : 主働側土圧 ( $t/m^2$ )

$K_a$ : 土圧係数

$r_1$ : 土の単位重量 ( $t/m^3$ )

$H$ : 掘削深さ (m)

$w$ : 土圧係数 ( $2t/m^2$ )

なる土圧を使用した。

根切り面下の主働側土圧は、根切り面での値をそのまま等分布荷重として作用させることにした<sup>3)</sup>。

このように仮定した支持条件と側圧を用いて鋼管矢板に生ずる曲げ応力とたわみを各掘削段階ごとに計算し、最適支保工取付位置を決定した。

この計算方法を用いるとき、2次掘削以降の計算において、前回の根切り面から掘削した深さによる主働土圧増加分のみを側圧として作用させ、それによって発生した応力を前回掘削完了時点の応力に加算した場合、掘削によって土がなくなった部分にも地盤反力が残っているような計算が行われるという問題が生ずる。

この解決策としては残された地盤反力に等しい側圧を主働側にも加え、力のバランスをもたせることにした。Fig. 5 にその方法を示す。各掘削深さにおける地盤反力係数と側圧分布および鋼管矢板に生ずる曲げ応力とたわみ分布計算結果をFig. 6 に示す。

計算は変形法による汎用構造解析プログラムを使用した。鋼管矢板の最大発生応力は2次掘削終了時の $1770 kg/cm^2$ となった。

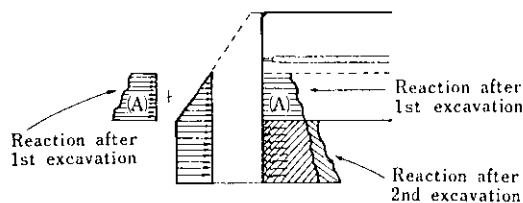


Fig. 5 Transformation of reaction

### 2.3 振動解析

地震時における計算は震度法に基づいた静的計算法で行ったが、連鑄ピット内には機械設備が設置され、Fig. 1 に示すようなインナーストラクチャーもスイングタワーと連鑄ピットに直接固定される。このように剛性の異なった部材が結合され

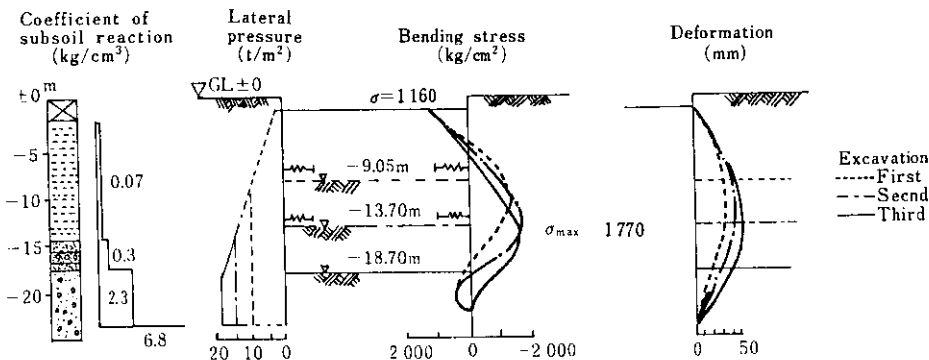


Fig. 6 Prediction of bending stress and deformation of steel pipe pile after each stage of excavation

ると地震時には各々の応答挙動が異なることから、上下一体の解析が望ましい。このような理由でインナーストラクチャーの振動解析を行った。

解析にあたり、①スイングタワーと連鑄ピットは結合されており、いずれも非常に剛性が高い、②連鑄ピットは地下にあり、底盤下面是  $N$  値 50 以上の支持層にがっちり固定されている、③したがって地震時にはいずれも地盤と同様な挙動をする、などの仮定を設けた。

インナーストラクチャーは連鑄ピットの底盤と支保工で鉛直に支持されており、水平方向には地表面付近で支持されている。したがってこの構造物の振動解析は地表面から上の架構に関し東西方向 ( $X$  軸)、南北方向 ( $Y$  軸) の 2 方向について行った。

$X$  軸、 $Y$  軸とも 5 列 4 層の立体架構であり、各層はブレースおよび床版などにより、水平力に対してそれぞれ同一の変形を示すという仮定をおいて、Fig. 7 に示すような解析モデルを設定した。

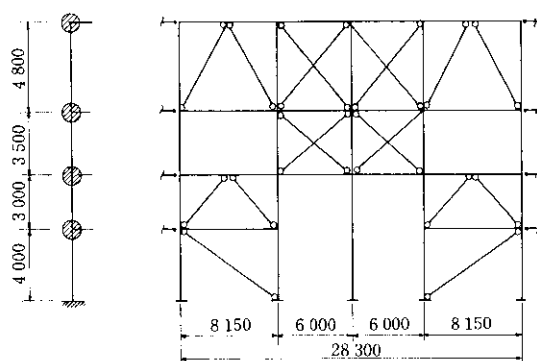


Fig. 7 Analysis model for inner structure

インナーストラクチャーの減衰定数を 2% とし、このモデルに最大加速度を 100Gal にセットしたエルセントロ、タフト、水島 (昭和 47 年に水島で観測された地震波) の 3 種の地震波を作用させた場合の最上点における加速度と最大変位量計算値を Table 1 に示す。

Table 1 より、静的計算法を  $K$  (震度) = 0.18 で行ったとすると、水島の地震波の場合は安全だといえる。このように地震波特性により応答値が大幅に異なるということは、今後も設計地震波の選択をより慎重に行う必要があることを示唆して

Table 1 Calculated values for acceleration and deflection at the top of inner structure

| Seism Direction | Elcentro    | Taft        | Mizushima   |
|-----------------|-------------|-------------|-------------|
| X               | 409.69/1.61 | 367.72/1.41 | 197.50/0.66 |
| Y               | 404.94/0.75 | 365.14/0.68 | 172.04/0.31 |

Upper figure: Maximum acceleration (Gal)

Lower figure: Maximum deflection (cm)

いる。

また最大変形量はエルセントロ波の場合でもわずか 1.6cm となっており、実際の操業に対して変形に関する問題はないと思われる。

## 2.4 揚水計画

今回の連鑄ピットの施工は砂れき層をも一部掘削しなければならず、ドライワークできるように砂れき層の被圧水位を下げるのが大きな課題の一つであった。

揚水量および水位低下の計算には Kozeny の理論式に群井理論を適用した次式<sup>4)</sup>をプログラム化して使用した (Fig. 8 参照)。

$$H - h_p = \frac{1}{2\pi kb} \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{G_i} \ln \frac{R E_i}{r_i}$$

ただし

$$G_i = \frac{C_i}{b} \left( 1 + 7 \sqrt{\frac{r_i}{2C_i} \cos \frac{\pi C_i}{2b}} \right)$$

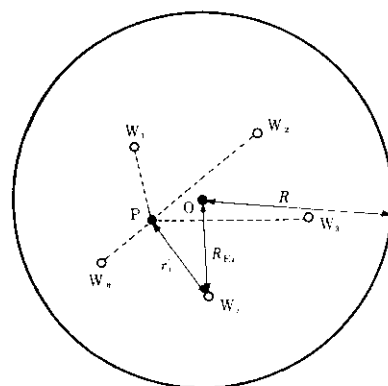


Fig. 8 Schematic diagram for the group well theory

ここに、

$H$ : 被圧地下水位 (m)

$h_P$ : 任意の点 P の水深 (m)

$k$ : 透水係数 (m/min)

$b$ : 被圧透水層厚さ (m)

$Q_i$ :  $i$  番目の井戸の揚水量 ( $m^3/min$ )

$R_{Ei}$ : 群井影響範囲の中心 O 点と  $W_i$  との距離 (m)

$r_i$ : P 点と  $i$  番目の井戸  $W_i$  との距離 (m)

$n$ : 井戸数

$C_i$ : 被圧透水層への貫入深さ (m)

$r_i$ :  $i$  番目の井戸の半径 (m)

$k$  と  $R$  の値の採り方により揚水量に相当の差がでてくるが、これらについてはこれまでの水島製鉄所内の実績から  $k=0.04m/min$ ,  $R=1500m$  にて計算した結果、36000t/日の揚水をする事により十分ドライワーク可能な水位低下が得られることがわかった。

## 2.5 マスコンクリートの水和熱

今回の連鑄ピットの底盤コンクリートは、砂れき層のもつ約  $20t/m^2$  という被圧水とのバランスから、荒コンクリート  $0.5m$  を除いても厚さ  $3.5m$ 、打設量  $7800m^3$  というマスコンクリートとなるため、一度に打設すると水和熱によるクラックの発生が考えられた。しかし我が国では、ダムコンクリートのようなマスコンクリートに対する確固とした設計・施工基準がないため、今回の工事においては全国各地で行われた実験、実測データを集積し、設計の指針とした。

これらのデータを検討した結果以下のことがわかった。

- (1) コンクリート打設による温度上昇は  $1 \sim 2m$

の間で厚さの増加に伴う温度上昇量の増加が著しく、 $2m$  以上になると厚さが増えても温度上昇量はあまり変化しない。

- (2) 側方拘束が大きく、温度降下が早い場合には  $30^\circ C$  以上の温度上昇によってクラックを生じる可能性が大きい。
- (3) 単位セメント量が少ないほど上昇温度が低く、単位セメント量を  $10kg/m^3$  減らせば温度上昇量は約  $1^\circ C$  低下する。
- (4) パイプクーリングしたものはほとんどクラック発生がない。
- (5) パイプクーリングなしの場合約半数にクラックの発生が認められ、それも打設厚  $2m$  以上、単位セメント量  $300kg/m^3$  以上のものに多い。

しかし今回の底盤コンクリートの単位セメント量を極端に減らすことは構造上できないため、1リフトの打設厚さを  $2m$  以下にとどめるか、またはパイプクーリングを実施するかの二者択一をせまられた。パイプクーリングは経済的な問題も伴うので、底盤コンクリートを2層 ( $1.8m$ ,  $1.7m$ ) に分けて打設し、1層目より得られた測定値 (上昇温度、クラックの発生状況) に基づいて2層目のコンクリート打設計画を決定することにした。

Table 2 にコンクリートの配合を示す。

## 3. 構造概要および工程

このようにして決定された連鑄ピットの構造を Fig. 9 に示す。大口径の鋼管矢板を打設し、大型の支保工 (ビルトアップされた H 形鋼) を用いて掘削し、厚さ  $4m$  のベースコンクリート、同じく厚さ  $2.2m$  の壁面コンクリートを打設したのち、機械台のコンクリートを打設して完成した。鋼管矢板およびビルトアップ H 形鋼は施工時の仮設構

Table 2 Combination for concrete

| Max. aggregate size | Slump (cm) | Air content (%) | Water/Cement ratio (%) | Fine aggregate ratio (%) | Unit weight ( $kg/m^3$ ) |        |           |        |
|---------------------|------------|-----------------|------------------------|--------------------------|--------------------------|--------|-----------|--------|
|                     |            |                 |                        |                          | Water                    | Cement | Aggregate |        |
|                     |            |                 |                        |                          |                          |        | Fine      | Coarse |
| 20                  | 15         | 4               | 61                     | 46                       | 190                      | 311    | 785       | 987    |

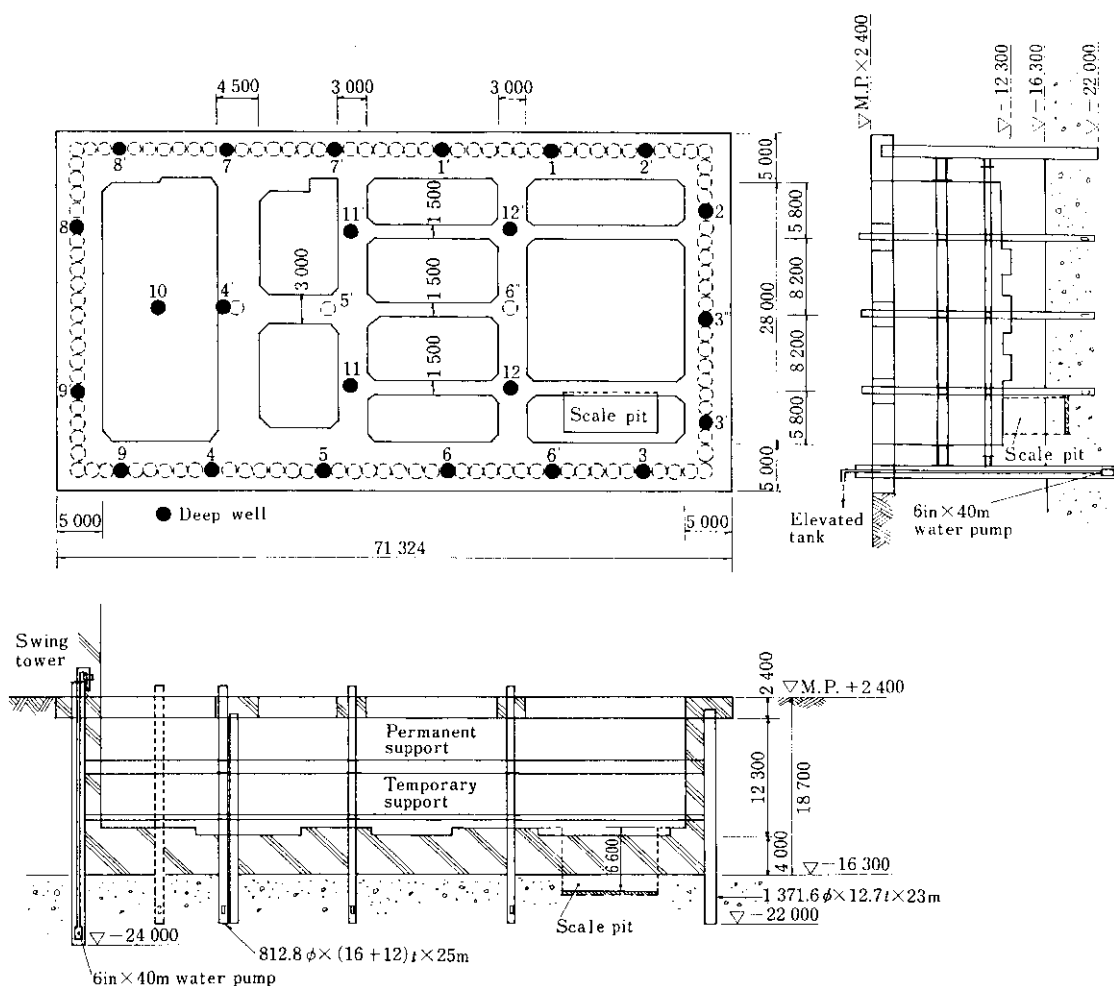


Fig. 9 Structure of 6 CC pit

造体としてのみでなく、本体構造の一部としても兼用させた。

ピットの形状は縦66m×横34m×掘削深さ18.7mである。

その他の工事数量を Table 3 に示す。また鋼管矢板打設から底盤コンクリート打設までの実績工程を Table 4 に示す。

#### 4. 情報化施工

一般に建設工事における現場計測は、施工中に得られる実測値を設計時の予測値に対比させ、工事の経済性および安全性を管理することに重点がおかれるほか、実測値を検討、解析することによる今後の類似構造物のより適切な設計法の開発も

目的とされる。情報化施工とはこれらをさらに進展させ、現地で実測されるリアルタイムな情報をただちにフィードバックして施工管理を行う。すなわち施工の各段階ごとに実測値の解析を行って、設計条件を検討、修正し、次の施工段階での適正な施工法を決定し、あるいは安全性を予知するという積極的な管理システムのもとで行われる工法である。

##### 4.1 鋼管矢板

###### 4.1.1 計測計画

今回の計測の主な目的は、連鑄ピット内部の掘削開始から3段目仮設支保工の撤去までの期間において、経済的かつ安全な施工を行うことである。



Table 3 Quantity of construction materials

| Item                             | Size                          | Quantity             | Note                                      |
|----------------------------------|-------------------------------|----------------------|-------------------------------------------|
| Interlocked steel pipe pile wall | 1 371.6 $\phi$ ×12.7t×23.0m   | 107piles             |                                           |
| Interlocked steel pipe pile wall | 1 371.6 $\phi$ ×12.7t×25.0m   | 17piles              | For deep well                             |
| Steel pipe pile                  | 812.8 $\phi$ ×(16+12)t×25.0m  | 8piles               | Permanent bearing pile                    |
| Steel pipe pile                  | 508 $\phi$ ×7.1t×21.0m        | 23piles              | Temporary bearing pile                    |
| Pit excavation                   |                               | 33 300m <sup>3</sup> |                                           |
| Permanent support                | H-1 550×2 150× $\frac{5}{16}$ | 610t                 | } Built up by high-tension steel (SM-50A) |
| Permanent support                | H-1 400×1 500× $\frac{5}{16}$ | 500t                 |                                           |
| High-tension bolt                | M-24 F11T                     | 37 300piles          |                                           |
| Temporary support                | 2H-900×300× $\frac{1}{2}$     | 102t                 | } Structure by rolled H-beam              |
| Temporary support                | 3H-594×302× $\frac{1}{2}$     | 233t                 |                                           |
| Steel skelton                    | H-900×300× $\frac{1}{2}$      | 190t                 | Used in base concrete                     |
| Steel bar                        |                               | 1 200t               |                                           |
| Concrete                         |                               | 17 700m <sup>3</sup> |                                           |

Table 4 Whole working schedule

| Item                             |                      | 1974 |      |      |      |      | 1975 |      |      |      |
|----------------------------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|                                  |                      | Aug. | Sep. | Oct. | Nov. | Dec. | Jan. | Feb. | Mar. | Apr. |
| Steel pipe pile driving          | 124piles             |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| Prepacked concrete into junction | 248piles             |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| Excavation within pipe pile      | —                    |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| Head concrete                    | 3 300m <sup>3</sup>  |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| 1st stage excavation             | 14 000m <sup>3</sup> |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| 2nd support setting              | 1 100t               |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| 2nd stage excavation             | 9 100m <sup>3</sup>  |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| 3rd support setting              | 335t                 |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| 3rd stage excavation             | 10 000m <sup>3</sup> |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| Rough concrete                   | 1 000m <sup>3</sup>  |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| Base concrete                    | 8 500m <sup>3</sup>  |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| Wall concrete                    | 5 800m <sup>3</sup>  |      |      |      |      |      |      |      |      |      |

そこで土留め用鋼管矢板および支保工の応力たわみおよび周辺地盤の挙動を情報化するために次に示す各項目の計測を行った。

- (1) 鋼管矢板の曲げ応力
- (2) 鋼管矢板のたわみ
- (3) 切梁、腹起こし、火打ち梁の応力
- (4) 土圧（側圧）
- (5) 間隙水圧
- (6) 背面土表面の変位（沈下を含む）

Fig. 10 に計測器の取付要領、Table 5 に計測器の仕様、個数を示す。応力の計測に差動トランス型ひずみ計を用いたのは湿気に強いこと、取付

けの際溶接熱により破損する心配がないこと、水島地区において過去に良い実績があることなどの理由による。

土留め壁が鋼管矢板であるために、打設後内部を掘削し底面を止水することにより、管内に入ってひずみ計と傾斜計を容易に取付けることができ、打込み時の衝撃による破損の心配はない。支保工も2段目、3段目が鋼材であるのでひずみ計を容易に取付けることができた。また、土圧計はシートパイルに取付け、あらかじめ製作したダミーのシートパイルを挿入して所定の深さまで打込んだ。

Table 5 に示したように計測点が100点を上ま

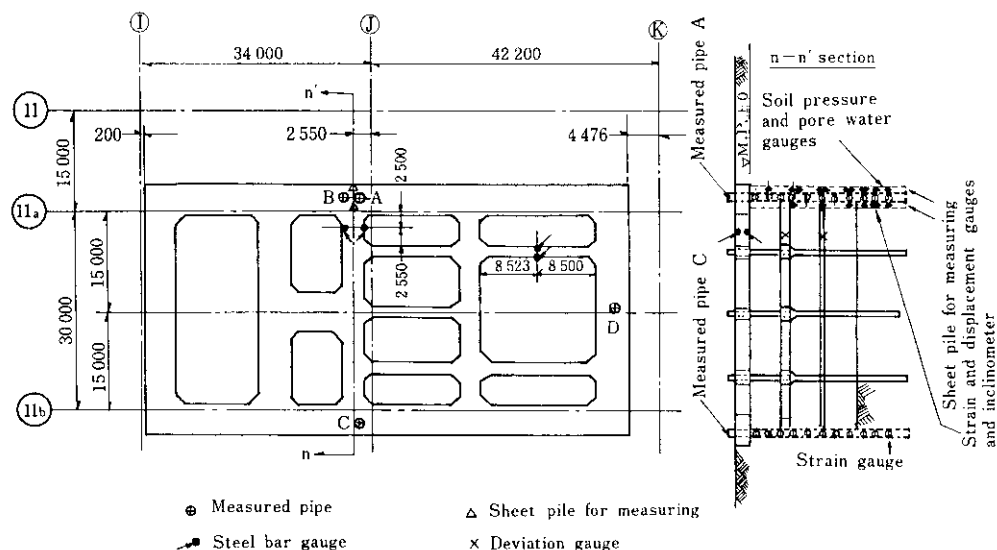


Fig. 10 Location of measuring means

Table 5 Measuring instruments for real time construction control

| Measured item                  | Instruments               | Number | Note    |
|--------------------------------|---------------------------|--------|---------|
| Deformation of steel pipe pile | Fixed inclinometer        | 10     | INA-300 |
| Stress in steel pipe pile      | Strain gauge              | 80     | MST-210 |
| Stress in support              | Steel bar gauge           | 8      | BS-D29  |
|                                | Strain gauge              | 10     | MST-210 |
| Stress in angle tie            | Strain gauge              | 2      | MST-210 |
| Stress in wale                 | Strain gauge              | 8      | MST-210 |
| Earth pressure                 | Earth pressure gauge      | 13     | BSP-200 |
| Pore water pressure            | Pore water pressure gauge | 5      | WPS-2-3 |
| Total                          | —                         | 136    | —       |

わるので、迅速に計測するため自動記録装置を使用し、計測間隔を1日4回（2時、8時、14時、20時）とした。数多くの計測データを短時間にデジタル値としてプリントアウトする自動記録装置の機能は、情報化施工管理上かかすことのできないものである。今後はコンピュータと直結し、データをプロットアウトさせればさらに有利であろう。今後の開発テーマの一つであり、土質工学の進歩に役立つ分野の研究と考えられる。

#### 4・1・2 計測管理

情報化施工実施時に占める1次掘削情報処理の

ウェイトは非常に大きなものがある。設計時の仮定どおりに鋼管矢板が挙動しているかどうかを確認するために、発生する曲げ応力とたわみの分布形状の経時変化を1次掘削期間中観察し、またA、B、C、D4本の計測管（Fig. 10 参照）相互間における計測データのバラツキをできる限り早くキャッチし、2次掘削以降の情報源として使用する計測管を選定しなければならないからである。

1次掘削完了時における各計測管の実測値を計算値と比較して Fig. 11 に示す。

Fig. 11 によると、各計測管の応力およびたわみの実測値のうち、管Cの実測値が最も大きな値

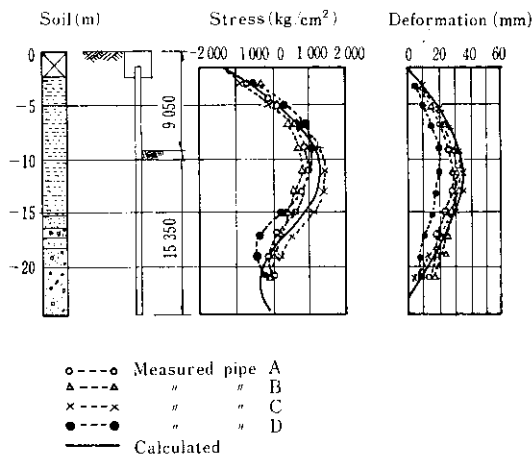


Fig. 11 Comparison between calculated and measured values after first stage excavation

を示しており、情報源としては安全側にあるうゑに分布形状も最も計算値に近似しているものと判断し、以後の情報源としては管Cの応力とたわみを使用することにした。

管Cの計測値が他の管のそれより大きい値を示すという傾向は、掘削開始時点からであり、掘削進行中つねに頭を悩まされた問題であったが、原因としては

- (1) 管Cの背面は掘削時のトラッククレーンなどの重機およびダンプカーの往来が最もはげしく、したがって背面の上載荷重が最も大きかったこと
  - (2) 管C以外の計測管の背面には、周辺構造物基礎の鋼管杭が事前に多数打設してあり、これらが主働土圧の低減に役立ったこと
- などが考えられる。

Fig. 11 における計算値と管Cの実測値（以下実測値と呼ぶ）とを詳しく比較してみると、計算値の場合よりも実測値の応力0点が下方にあらわれている。これは鋼管矢板の下部支持条件が仮定していたものよりもややゆるいためであると解釈され、以後の掘削において情報を判断する際の大切なポイントとなった。そこで計算値を実測値に近づけるために次のような修正を行った。管C付近の土質柱状図を再度分析し、主働土圧と抵抗側の横方向地盤反力係数を見直した。修正計算のトライアルを重ねた結果の最終的な主働土圧および

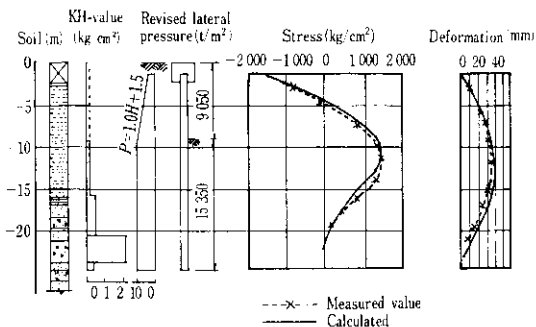


Fig. 12 Comparison of measured value with revised calculation after first stage excavation

横方向地盤反力係数と修正計算値を Fig. 12 に示す。

2次掘削の計算には、Fig. 12 に示した修正横方向地盤反力係数の分布形状をそのまま用いた。計算方法は、1次掘削面から2次掘削面までの掘削による主働土圧増加分のみを側圧として作用させた場合に発生する応力を、1次掘削完了時点の応力に加算した。

2次掘削時にもっとも注意したのは、当初の各掘削深さにおける鋼管矢板発生応力を予想した際（Fig. 6 参照）、2次掘削終了時が最大値を示すことになっていた点である。さいわい1次掘削時の実測たわみが計算値を下まわっていた（Fig. 12 参照）こともあって、2次掘削時では応力の発生状況の計測に管理主眼をおくことにした。

2次掘削の進行につれて発生する応力が大きくなって、最大発生応力レベルも下がり始め、最大発生応力が $1700\text{ kg/cm}^2$ に近づいた頃2次掘削の見通しがつきはじめた。そこで部分的に掘削が終了した計測管の周辺から残りの掘削作業と並行に3段目支保工の設置を開始した。Photo. 1 に掘削中の状況を、Photo. 2 に2次掘削完了時のピット内の状況を示す。

Fig. 13 に2次掘削終了時の実測値と計算値を比較して示す。発生応力および最大応力の発生深さも事前の計算値とほぼ一致したが、1次掘削の時と同じように、実測値の応力0点が計算値よりも2~3m下方に下った。このまま掘削を進めて、しだいに下っていく応力0点が鋼管矢板の根入れ先端を過ぎると、鋼管矢板の先端がピット内にはね返るのではないかという心配をはらんだま

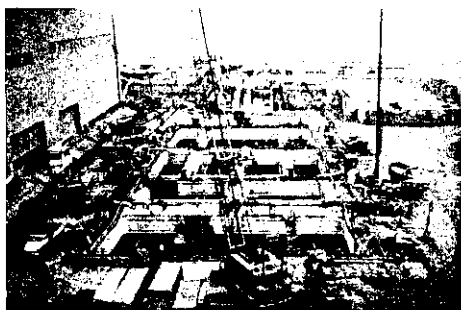


Photo. 1 Bird's-eye view of excavation

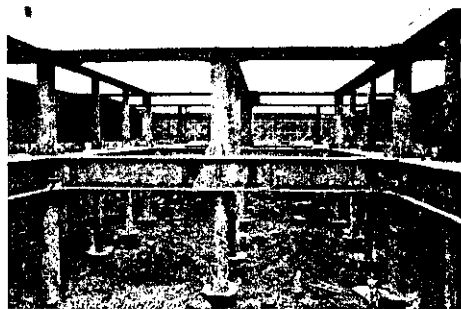


Photo. 2 Internal view of pit after second stage excavation

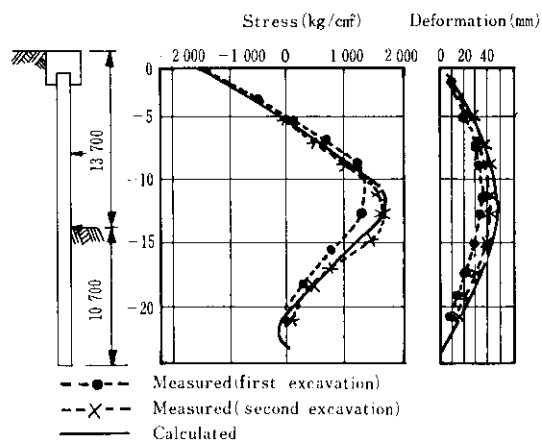


Fig. 13 Comparison between measured and calculated values after second stage excavation

ま 3 次掘削を開始した。

掘削は 3 層に分け、さらに平面的にも 3 ブロックに分けて、計測管前面の中央部を先行して掘削し、安全を確かめたうえで両サイドを掘削した。

もし鋼管矢板の先端がピット内に移動しはじめたら、鋼管矢板の応力が急激に減少していくはずであると考え、3 次掘削の情報管理の主眼を応力

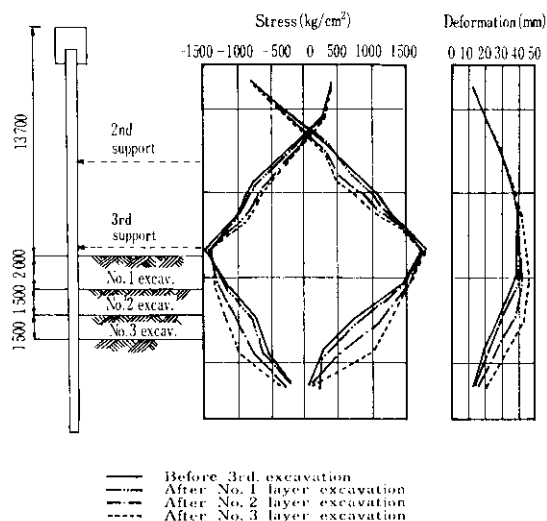


Fig. 14 Measured value at 3rd excavation

の発生状況の監視においた。3 次掘削における各層ごとの実測値を Fig. 14 に示す。

1 層目 (2.0m) の掘削終了時には応力 0 点が明らかに下へ移動しているが、応力はわずかではあるが下部で増加する傾向であった。

2 層目 (1.5m) の掘削終了時には応力は下部でさらに増加し、応力 0 点も少し下がった。しかしその量は大事にいたるものではないと判断し、さらに残る 3 層目 (1.5m) の掘削を行った。

3 層目の掘削が無事終了した中央部に 50cm 厚の荒コンクリートを打設したときに、応力は  $1760 \text{ kg/cm}^2$  まで上昇して止まった。

なおこのほかに、1 次掘削開始直前にピットコーナー部に  $4.0 \text{ m} \times 10.0 \text{ m} \times$  底盤からの深さ  $7.0 \text{ m}$  のスケールピット設置の要望がでた。

これは最終床付面  $-16.3 \text{ m}$  からさらに  $2 \text{ m}$  以上も掘削しなければならず、鋼管矢板の根入れ、ドライワークの可能性を考えると非常に困難な問題と判断された。しかし予備のディープウェル内の水位をチェックした結果、床付け面からの掘削  $2 \text{ m}$  までは十分ドライワークできるという結論を得た。

さらに掘削深さを有効に活用するためと、危険な状態を最短期間にするため、スケールピットを鋼製プレハブ化し、所定の位置に搬入して簡単な溶接で組立てた。

なお施工にあたっては、鋼管矢板に近接した位

置のため矢板表面に歪計を取付け、常に鋼管矢板の応力、先端のはね返りを監視しながら無事施工できた。

## 4・2 揚 水

### 4・2・1 揚水管理

揚水管理にあたっては、揚水量と地下水位の低下状況を常に把握しておかなければならない。揚水量については各々の水中ポンプごとにバイパスを設けて4角堰で計測し、地下水位の低下状況については、予備のディープウェルと約100m離れたスケールピットのディープウェル内の水位をテープで実測した。

計測回数は掘削の進行状況に応じて増減し、最低1日に2回行った。

もっとも注意を払ったのは、その時の掘削深さよりも常に地下水位を下げておくことと、地下水

位のレベルを均一にすることである。地下水位の低下と揚水量は比例するので、当然のことながらポンプの稼働台数を徐々に増やした。Fig. 15 に揚水量と水位低下状況を示す。揚水量は当初計画した計算値とほぼ一致した。

### 4・2・2 水処理

36 000t/日のディープウェルにより揚水された水の中には、約100ppmの第1鉄イオンが含まれており、この第1鉄イオンが酸化すると赤橙色を帯びた水になる。これを以下赤水という。

このような赤水中の酸化鉄はFig. 16に示す手順で酸化、凝集沈澱させ処理した。凝集助剤として現場付近のヘドロを泥水化したものを利用したが、これは赤水中の正の電荷を有する金属イオンと、負の電荷を有するヘドロが互いに引き合い、凝集作用が促進されることを利用するためである。

処理池の流入口に設けた水叩きで曝気し、海水

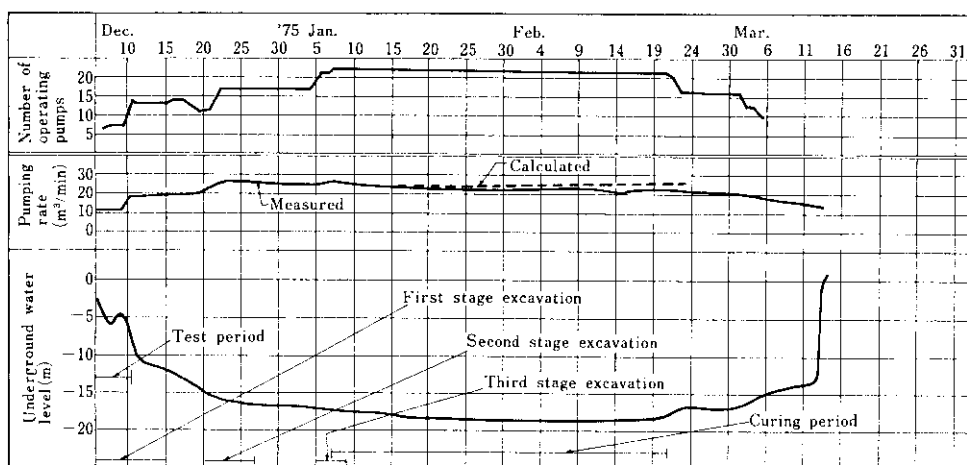


Fig. 15 Comparison of underground water level lowering with pumping up rate of water

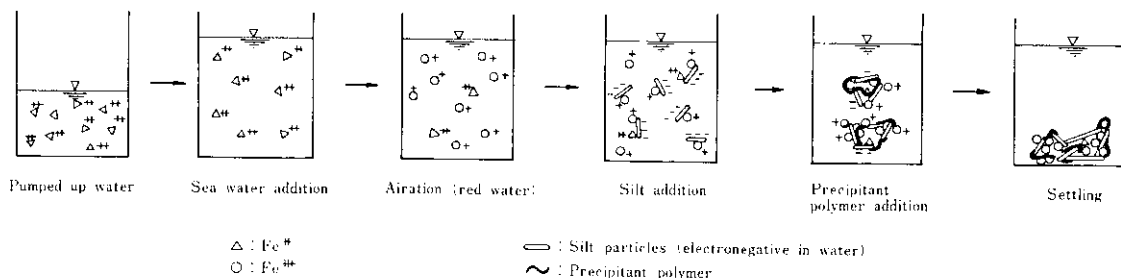


Fig. 16 Flow chart of red water treatment

を導入することにより酸化させた赤水は、上述の処理により赤味がなくなり、SS も20ppm 以下のきれいな状態で放流された。

#### 4.3 コンクリートの水和熱の計測

コンクリート内の温度の計測には熱伝対を使用した。Fig. 17 に計測位置を、Fig. 18 に計測した温度の代表例を示す。事前に行った断熱温度上昇試験値と比較すると最大上昇温度は約7℃ほど低く、コンクリート表面に観測されたクラックも0.5mm 前後のヘアークラック数本と軽度であった。これらの結果より、1層目の底盤コンクリートはかなり水密性が高いと判断し、2層目のコンクリート打設はパイプクリーニングなしで行った。

また、得られた情報を検討すると、最大上昇温度を低くするには打設時の練り上り温度をできるだけ低くし、一方、コンクリート内部の温度差をなくすには極力、放熱を少なくすればよいことがわかった。そこで2層目のコンクリート打設は気温の下がり始める夕刻に開始し、打設が終わったコンクリート表面をムシロでおおい、散水した上に投光器などで加温した。

これらの対策を施した2層目コンクリートは表面にクラックがまったく見られず、情報判断の正

しかったことを証明している。Fig. 18 に引続き2層目コンクリート打設後の測温結果を併記した。

またコンクリート熱特性値として比熱、質量、熱伝導率および熱拡散率をそれぞれ0.254kcal/kg・℃、2410kg/m<sup>3</sup>、2.15kcal/m・h・℃、0.00356m<sup>2</sup>/hと仮定して、Schmidtの方法<sup>5)</sup>によって底盤コンクリート中央部(測定点No.15に対応)の上昇温度を1次元的な熱の流れとして解いた結果をFig. 19に示したが、実測値とほぼ一致した。

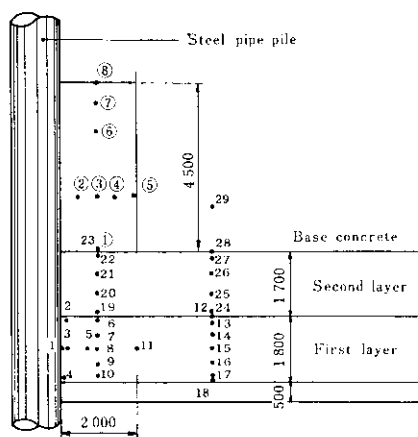


Fig. 17 Measuring points for the heat of hydration

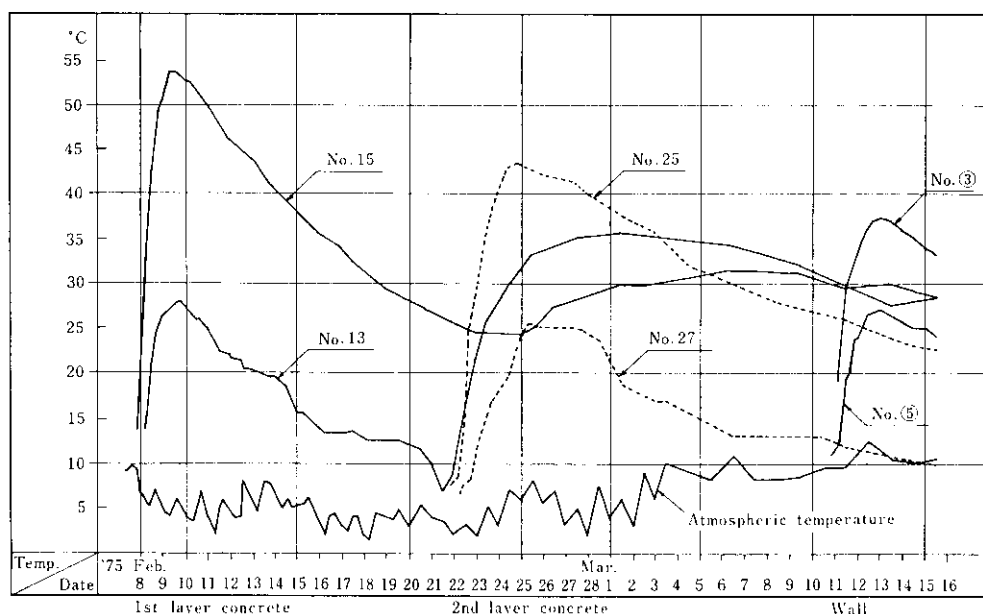


Fig. 18 Measured temperature change of concrete by hydration

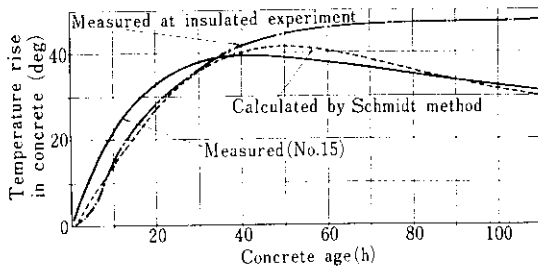


Fig. 19 Comparison of measured and calculated temperature rise in concrete

## 5. 考 察

今後の設計に反映させることに重点をおいて考察を試みる。

(1) 弾性支承解析法を採用するにあたっては、土圧と横方向地盤反力係数の決定が重要なポイントである。これらの数値は事前の現場試験および過去の実績データなどを十分検討して決定しなければならない。

(2) 情報化施工が可能であったのは、主要部材として鋼材を多用したために計測機器の取付けが容易であり、得られたデータの信頼度が高かったことによる。

(3) 矢板頭部の拘束性は切梁の取付部と中間部において差が生ずるので、RC梁の剛性を定めるにあたっては計測管の取付位置を考慮しなければ

ならない。

(4) 透水係数、影響半径の仮定しだいで揚水量が異なるが、Kozenyの理論式に群井理論を適用した計算式により揚水量を推定することができる。

(5) マスコンクリートでは、断熱温度上昇実験をもとにSchmidt法で計算することにより近似的に水和熱の上昇温度を推定できる。また1層のコンクリート打設厚さを2m以下にすることにより大きなクラックの発生を防げる。

## 6. 結 び

以上のように垂直湾曲型の連铸機の採否にあたって、このように大きくて深いピットを諸制約下で施工できるかどうかが決定的な要素であった。

この課題に対して筆者らは「施工可能」という判断を下し、大きなトラブルもなく竣工したわけであるが、これは施工中の細心の注意と判断力はもちろん、過去の工事で得られた実績データおよび解析手法や施工中に得られたデータをもとに行った情報化施工管理方法におうところが大きい。

このような意味で、今回の連铸ピットの設計と施工は過去水島地区で行われた情報化施工システムの集大成されたものであるといえる。さらに今回得られた各種の測定データが今後の工事に生かされることを期待してやまない。

なお、連铸ピットの建設に際しては製鋼部建設班の緊密な協力を得た。

## 参 考 文 献

- 1) 神原、富永、剣持：第10回土質工学研究発表会講演集、(1975)、879
- 2) 越後、二町、鹿毛：第8回土質工学研究発表会講演集、(1973)、697
- 3) 松尾、富永：土圧、(1975)、183、[鹿島出版会]
- 4) 脇黒、越後、柳：第27回土木学会年次学術講演概要集 III-150、(1971)、455
- 5) 塚山隆一：コンクリート技術の基礎、(1973)、105