

軟弱地盤の大規模掘削工事

Large-sized excavation works in soft ground

ふじ 藤 田 昌 一* 諸 橋 伍 一**
 たか の 野 孝*** たかし 孝*** ゆたか 豊****
 こ 小 関 ぜき 関 志*****

1. はじめに

ここに紹介する大規模掘削工事は、都下水道局砂町処理場の場内ポンプ室（汚水 6 m³/s, 雨水 52 m³/s）の建設工事に伴うものである。この工事は、東京湾に隣接した軟弱な沖積粘性土地盤に平面形状で 130×80m, 掘削深さ 22m という前例のない大規模な掘削工事である。

土留め工の挙動は周辺地盤との相互作用の結果であるが、現状での土質工学においても地盤の挙動に未知の部分が多く、事前の挙動予測は容易でない。また、本工事のような大平面の掘削では、平面的な地盤条件の変化による影響、掘削順序や土留め支保工の施工方法などの影響も加わって、設計・施工の難しさは倍加する。

そこで、本工事では、こうした未知の点を補い掘削を安全・確実に行う目的で、各種の計器による測定と大型電子計算機を使用した「情報化施工管理システム (RCC システム)」により土留め工の挙動を把握しながら掘削を進めた。その結果、当初 5 段あった支保工を計測結果および挙動予測解析に基づき 2～5 段間の 1 段を減じて全 4 段の支保工で掘削工事を完了した。

ここでは、軟弱地盤を対象とした大規模な掘削工事における土留めの挙動と RCC システムを使った計測管理について報告する。

2. 地盤および工事の概要

2.1 地盤の概要

本工事の施工場所は、その一部（南・西側）が江東区南部の砂町運河の貯水場跡地にかかったため工事に先立ち埋立を行っている。

地盤構成は図-1 に示すとおりである。掘削の大部分は N 値 0～2 の軟弱な沖積シルト層であり、N 値 20～50 の洪積層は TP-40 m 以深に現れる。

沖積シルト層は、自然含水比 85% 以上で非常に鋭敏比が高い。また、粘着力は図-2 に示すとおり上部が 3 tf/m² で深度とともに増加するが、最下部では 5～18 tf/m² と大

きく分散している。特に、南・西側は工事直前に埋立をした所で、未圧密な状態で、北・東側に比べ更に軟弱である。

2.2 土留め工の概要

設計に当たり、側圧・受働土圧・土留め工各部の特性について種々検討を加え設計値を設定した。この設計値から次に示す土留め工による土留め壁の最大曲げモーメントは、540 tfm/m と予測された。

土留め工の概要は、図-3, 4 に示すとおりで、土留め壁は鋼管矢板 φ 1 500 mm, t=19～22 mm (西側) および 19 mm (東, 南, 北側) で、支保工は周囲に幅の広い腹起こし部材をもつ鉄筋コンクリート支保工である (ただし、最下段の切ばりはスパンが短いので鋼製とした)。

この鉄筋コンクリート支保工は、通常の鋼製切ばりでは大平面での支保工の剛性を確保できないために採用したものである。

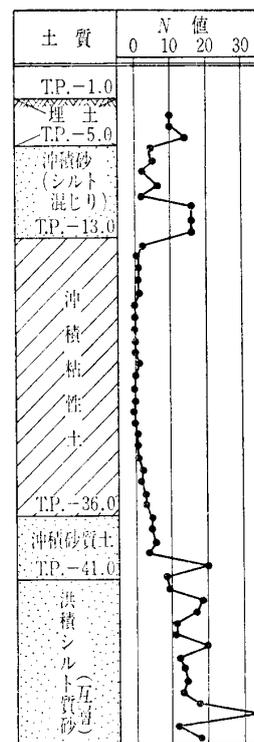


図-1 土質柱状図

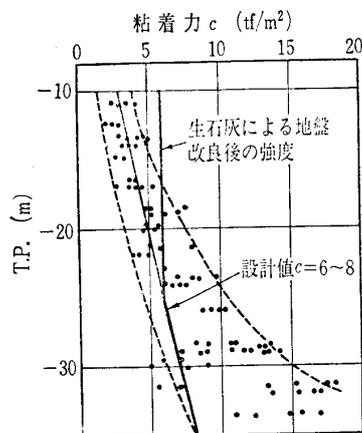


図-2 沖積シルト層の粘着力分布

*東京都下水道局第二建設事務所 設計課長
 **東京都下水道局整備拡充部
 ***鹿島建設株式会社 設計課長
 ****鹿島建設株式会社 設計本部
 *****川崎製鉄株式会社 エンジニアリング事業部 課長補

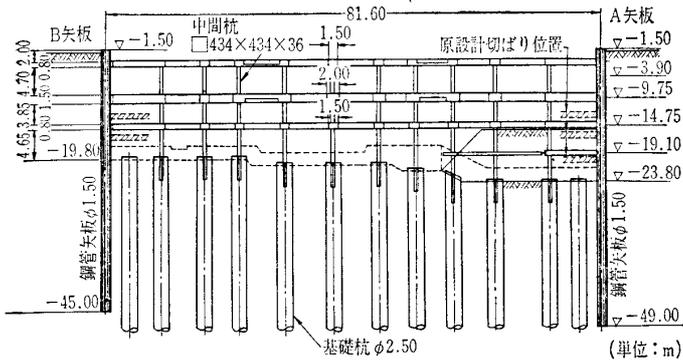


図-3 断面図

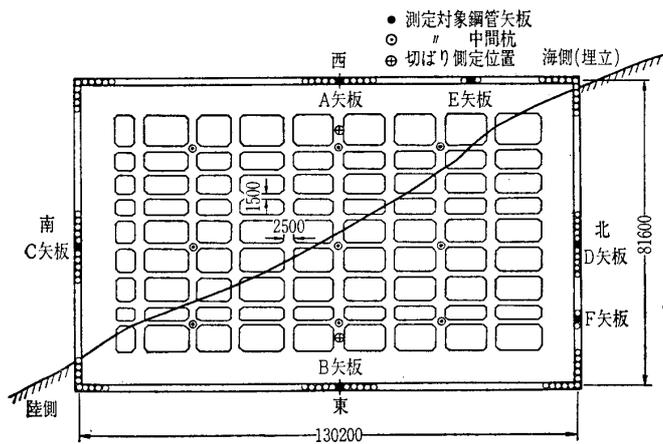


図-4 平面図

3. 計測管理システム

3.1 計測項目と使用計器

表-1に計測項目と使用計器の一覧を、また図-4には、各種計測器の設置位置を示す。このうち、鋼管応力、切ばり応力は日常の施工管理用に主として使い、また予測解析の精度検討用にも使用する。一方、鋼管矢板の水平方向変位の計測は、RCC 予測解析に使用するデーターを得るためのものである。この測定は、手動の挿入型傾斜計を使い、図-4に示すA~Fの6本の矢板について測定した。

3.2 データー処理と日常の管理

データー処理は、①表-1に示すように六つの測定項目に対して1回の測定で180個のデーターを処理する、②測定結果を施工に迅速に反映させる必要があること、からマイコンを使用した自動処理システムを採用した。

日常の管理では、このシステムにより挿入型傾斜計や鋼管のひずみ計などのデーターを変位や曲げモーメントに変換表示し、予測値と対比し異常の確認、計測値の変化のスピードを判断し施工に反映させた。

4. 土留め工の計測結果

4.1 鋼管矢板の挙動

矢板の変形の様子を図-5に示す。一次掘削時(TP

表-1 計測計器一覧

| 測定項目 | 使用計器 | | 数量 | 備考 |
|--------------|-------------|--------|----|----------|
| | 計器名 | 種類 | | |
| 鋼管矢板水平変位 | 挿入型傾斜計 | 差動トランス | 6 | RCC |
| 鋼管矢板応力 | 表面ひずみ計 | 差動トランス | 62 | |
| 切ばり荷重 | 鉄筋計 | 差動トランス | 52 | 自動処理システム |
| | コンクリート有効応力計 | ひずみゲージ | 19 | |
| | 温度計 | 差動トランス | 5 | |
| 土圧 | 土圧計 | 差動トランス | 18 | 自動処理システム |
| 水圧 | 水圧計 | 差動トランス | 10 | |
| 水位 | 水圧計 | 差動トランス | 4 | 自動処理システム |
| 鋼管矢板頭部の変位と沈下 | トランシット | — | 6 | |
| | レベル | — | 6 | |
| 中間杭の変位と沈下 | トランシット | — | 9 | 自動処理システム |
| | レベル | — | 9 | |
| 腹起こしの変位と沈下 | トランシット | — | 60 | 自動処理システム |
| | レベル | — | 48 | |
| 周辺地盤の沈下 | レベル | — | 16 | 自動処理システム |

-4.8m)に矢板頭部(南・西側矢板)には10cmを超える変位が生じた。この一次掘削による土留め壁への影響を防ぐには、土留め壁に作用する背面・前面の荷重をバランスさせる必要がある。そのため、掘削に先立って矢板背面を10mの範囲でTP-4.0mまで掘削した。結果は、南・西側で15~18cm、北・西側で3~5cmの変位が生じた。これは、もともと矢板が自立状態であったところに、①南・西側の地盤が極めて軟弱であったこと、②基礎杭(リバース杭φ2500mm、面積比13%)の施工で地盤を乱し、シルト層の粘着力がTP-10~20mの範囲で2.5tf/m²(地盤改良工事に先立つ事前ボーリングより確認)まで低下し、前面側の抵抗土圧が期待できないような地盤状態であったためである。これは、矢板の背面側と前面側の荷重差が0.3tf/m²(TP-25mまでの範囲)で18cmの変位が生じるという試算によって確認できた。一次掘削時での鋼管矢板は、TP-10~-25mまでの地盤抵抗が期待できない片持ちばり構造であることにより、周辺の地盤の動きに追従して変位したと考えられる。このように、矢板背面との高低差80cm(掘削盤:TP-4.8m、背面地盤:矢板より10mの範囲TP-4.0m、その外側TP-2.0m)のわずかな荷重のアンバランスで、このような大きな変位が発生したことより、あらためて当地盤の軟弱さが認識された。

一次掘削で大きな変位が生じたため、引き続き施工する生石灰杭打設による土留め工への影響を懸念したが、矢板頭部の変位は2cm程度にとどまり問題は生じなかった。

二次掘削以降の矢板の変形の様子は図-5に示すとおりであり、掘削側へ最大12cmの変形が発生した。このように矢板変位を小さくできた原因は、地盤の比較的良い東側

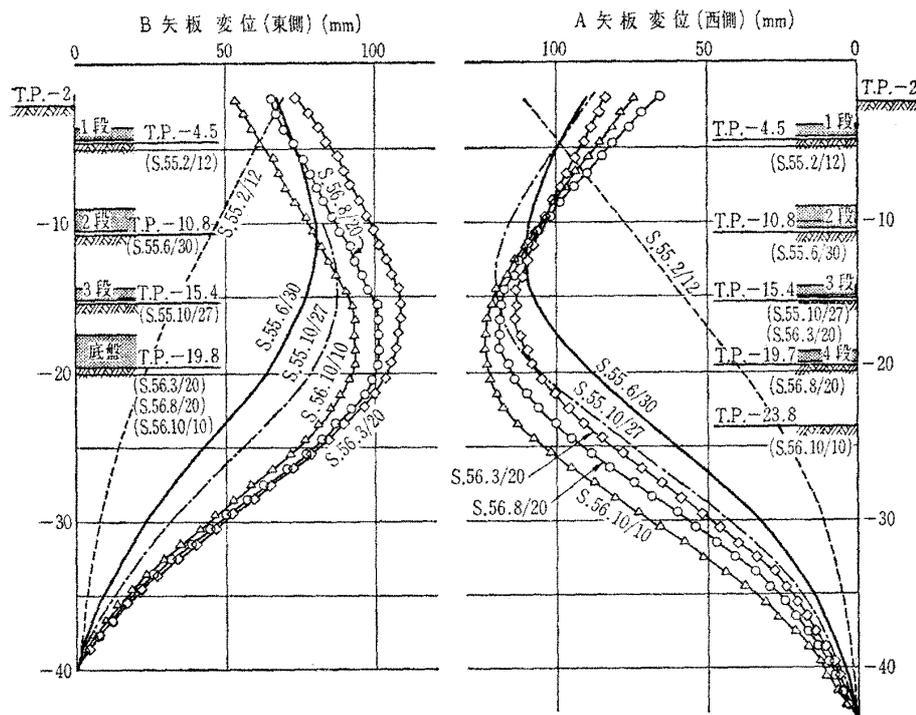


図-5 鋼管矢板変形測定値

である。二次掘削終了から2段支保工構築までの約2か月間にA矢板の曲げモーメントは、150から210 tfm/mに増加した。この期間は、掘削をしていないので側圧は側圧係数で $K=0.6\sim 0.7$ と安定している。このことから考えて、曲げモーメントの増加の原因は、土留め壁前面地盤のクリープによる受働土圧の減少によるものである。

一方、B矢板のクリープによる曲げモーメントの増加は小さかった。その理由として、①地山が西側に比べて良いこと、②前面のコンクリート打設が早くこの重量(1.9 tf/m²)が押さえ盛土の役割を果たしたことが挙げられる。コンクリートによる押さえ盛土の効果は、A矢板前面のコンクリート打設とともに曲げモーメント増加が停止したことから明らかである。

これに比べ、3段支保工構築以降は、クリープの主因をなす表層の軟弱土を掘削したため、応力の増加は微少にとどまった。

全般的にクリープによる土留め壁の曲げモーメントの増加と掘削していない期間(放置期間)との間には、図-8に示すような時間依存性のあることが分かった。

二次掘削以降の矢板の曲げモーメントの推移は、図-7に示すとおり、両矢板とも同じ変化をたどり、2段支保工構築時の地盤クリープによる曲げモーメントが最終掘削時までAとB矢板の差となっている。なお、図-7のA矢板の昭和55年11月上旬の測定の異常は、支保工の設計変更(5.5参照)によりあらかじめ設置しておいたひずみ計と支保工の位置が偶然一致したため、計測器がコンク

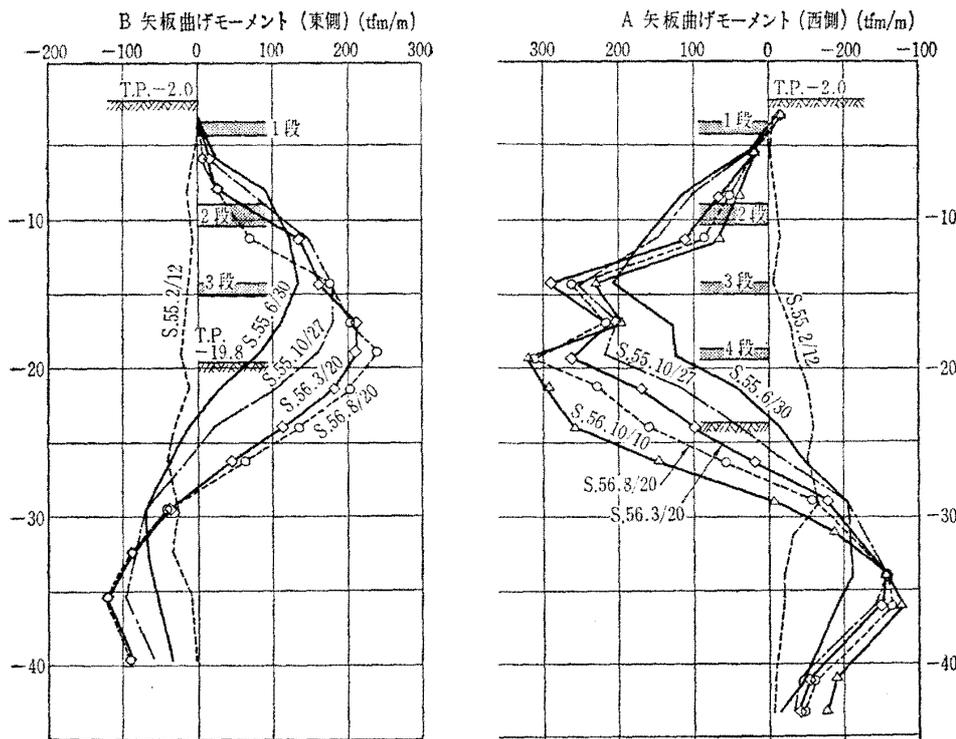


図-6 鋼管矢板曲げモーメント測定値

を先行して掘削し、西側の土留め壁に切ばりを介して見かけ上プレロードが作用するようにしたことにある。こうした一方向からの掘削により土留め工全体が西側に移動(10 mm程度)したが、最終掘削時には東・西の土留め壁変形はほぼ一致し、土留め工全体として均衡のとれた施工となった。

図-7は、AおよびB矢板の曲げモーメントの経時グラ

リートの硬化熱などの影響を受けたことによるものである。

4.2 側圧の測定結果

土留め壁背面の測圧は、掘削直前には側圧係数 $K=0.7\sim 0.8$ であったが、掘削の進行につれて減少している。特に、TP-15 m以深で大きく減少し、掘削終了時には $K=0.5\sim 0.6$ になった。また、西側のA矢板では四次掘削以降

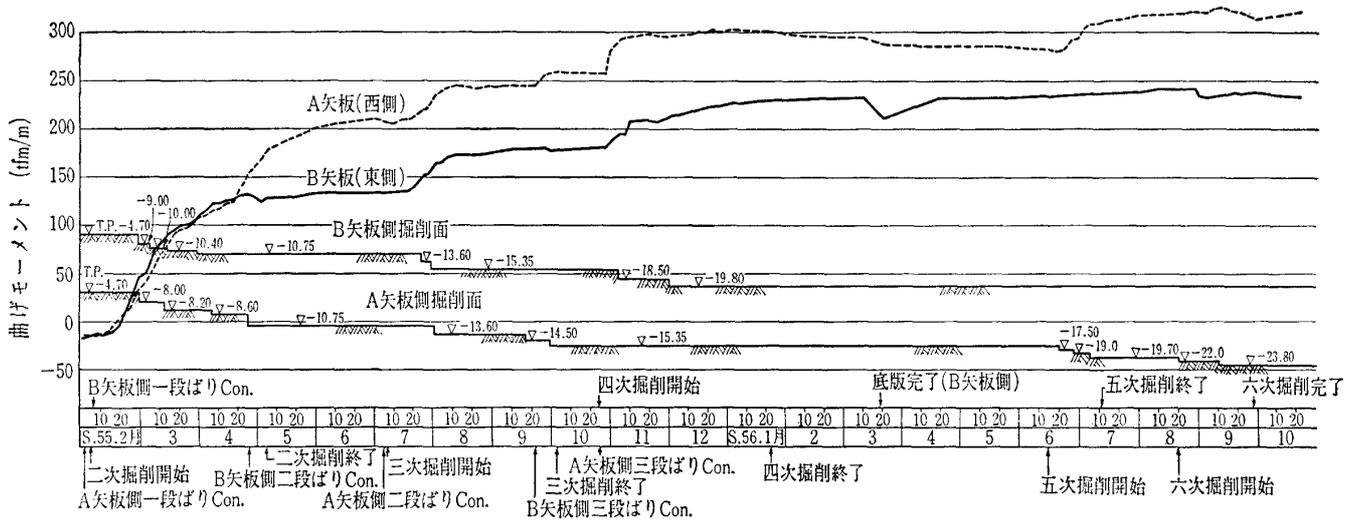


図-7 鋼管矢板最大曲げモーメント経時グラフ

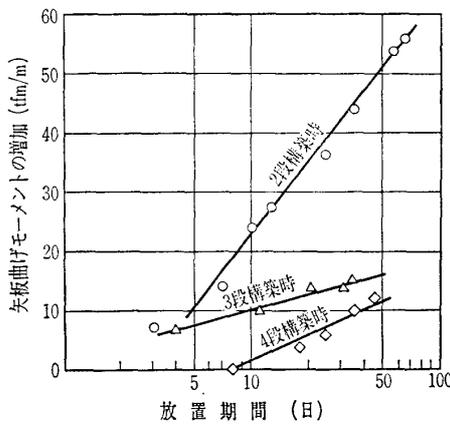


図-8 地盤クリープによる鋼管矢板応力の増加 (A矢板)

に TP-2~15m の範囲で増加しているが、これは四次掘削で東側だけを掘削した (工事発注の都合による) ため、A矢板側の土留め壁が背面側に移動したことによって土留め壁背面に発生した反力を計測したものである。

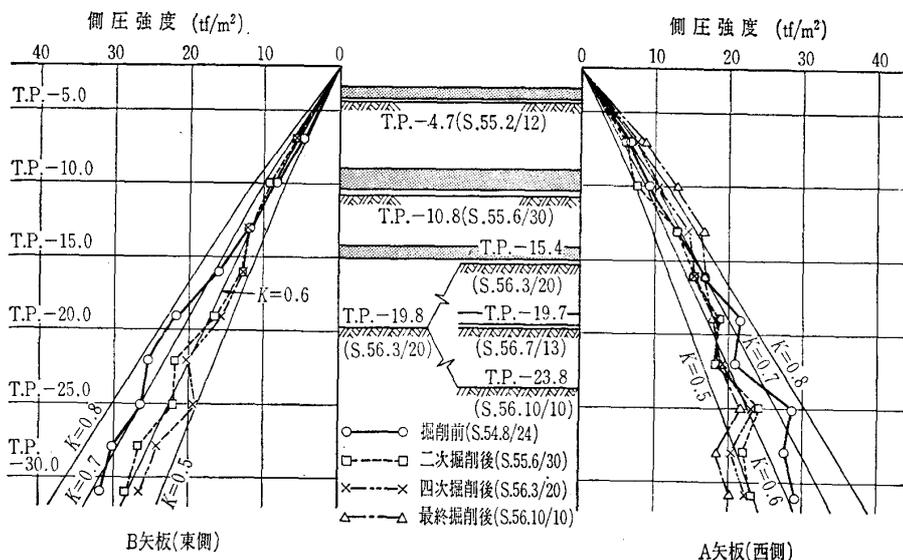


図-9 側圧の測定結果

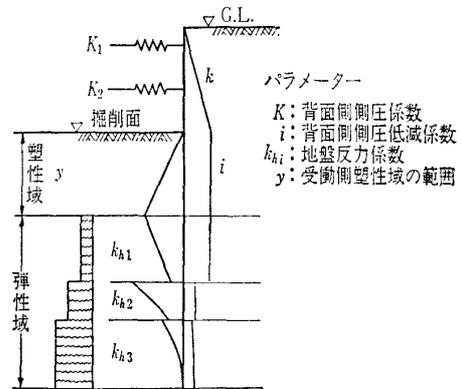


図-10 RCC 構造モデル

5. 現状解析と予測解析による計測管理

5.1 解析方法 (RCC システム)

RCC による土留め工の解析は、図-10に示す弾塑性モデルを使用した。このモデルは、土留め壁背面に主働側の側圧を作用させ、これに対する前面地盤の塑性土圧と弾性反力および支保工 (ばね支承) によって釣合いを保つように考えたものである。

RCC システムの特徴は、土留め壁の実測変位をもとに現在の土留め工の挙動解析 (現状解析) と将来の挙動予測 (予測解析) を行って土留め壁の安全性を確認する点にある。

現状解析では、現状の土留め壁変位の測定値を入力し、弾塑性法による計算変位が測定変位に最も一致するように、次に示す4つのパラメーターを算出する。

- K : 背面側側圧係数
- i : 背面側側圧低減係数
- k_{ni} : 地盤反力係数
- y : 受働側塑性域の範囲

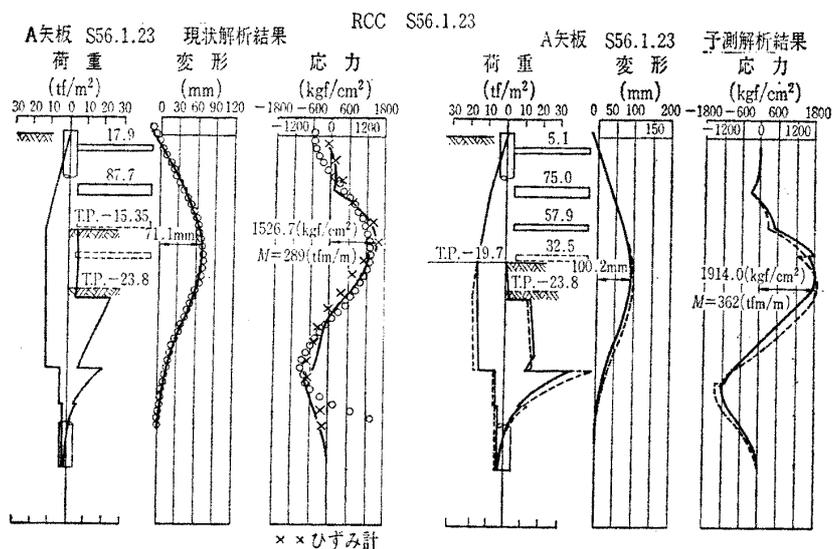


図-11 RCC 挙動解析結果

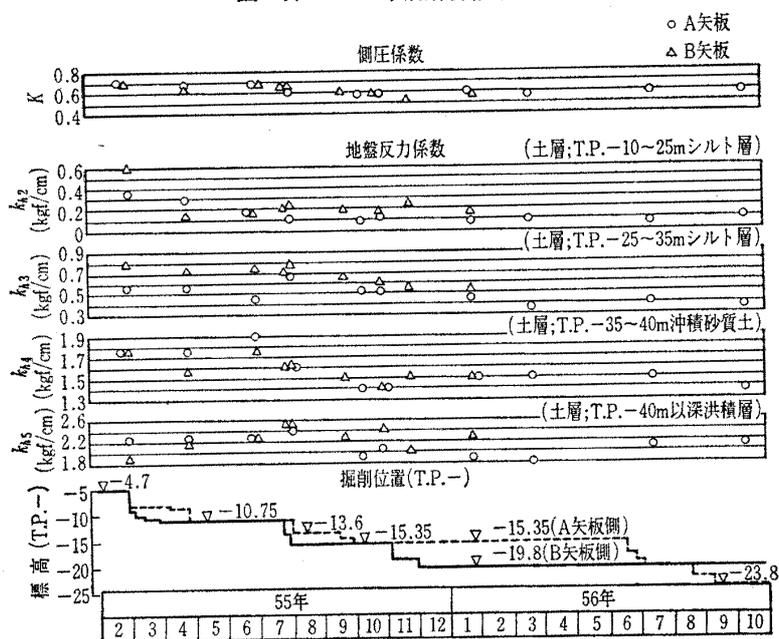


図-12 RCCにより選出されたパラメータの推移

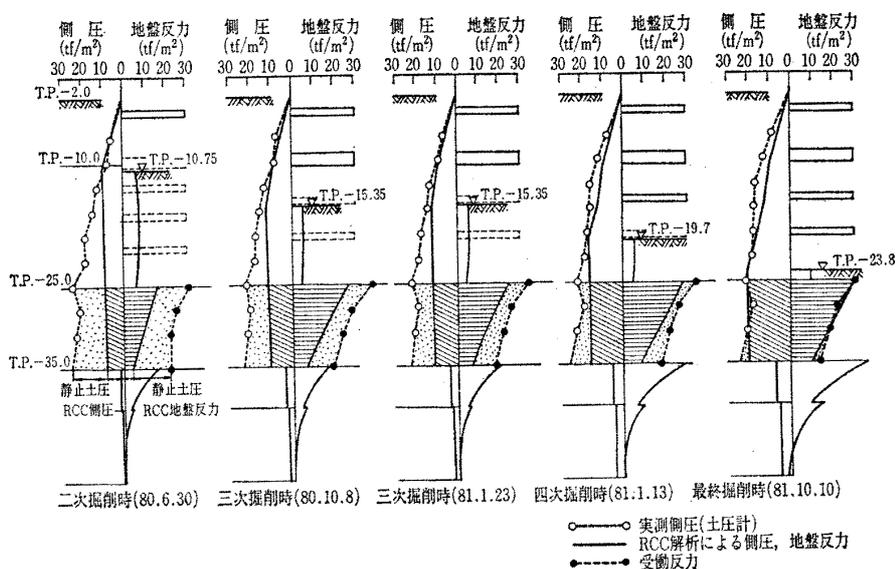


図-13 各掘削段階の土圧状況 (A矢板)

一方、予測解析は、現状解析で求めた最適パラメータを使って、次の掘削から最終掘削時までの土留め工各部材の変位・応力についての予測を行うものである。

5.2 予測解析による計測管理

予測解析は、各支保工構築前後と各次掘削の中間点などで実施した。この予測解析に使用する土のパラメータは解析精度に重大な影響を与えるので十分吟味しなければならない。すなわち、土留め壁の曲げモーメントおよび側圧の解析値は、それぞれ別に設けたひずみ計、土圧計による測定値と対比して解析値の評価を行った。こうして現状解析値を検討した上で予測値と土留め工各部の許容値を比較検討し、土留め工の安全を確認した。

また、実際に生じた変位・応力の計測値と前回の予測値を比較することで解析精度や異常等の検証や確認も併せて行っている。

5.3 解析値と測定値

RCC解析に当たっては、1段支保工構築時を土留め壁解析の初期値とした。つまり入力する土留め壁変位は1段支保工構築以前に発生した変位を無視したものを使用した。これは、①一次掘削で発生した矢板応力は負の曲げモーメントであり、以後の掘削で発生する応力と正負反対であること、②一次掘削で発生した応力値自体が400 kgf/cm²程度と小さいこと、による処置である。

RCC解析結果の一例を図-11に示す。この図にはひずみ計による応力もプロットしてあるが、変位・応力の分布形状や最大値がよく一致しているのが分かる。したがって、傾斜計およびひずみ計の測定精度は

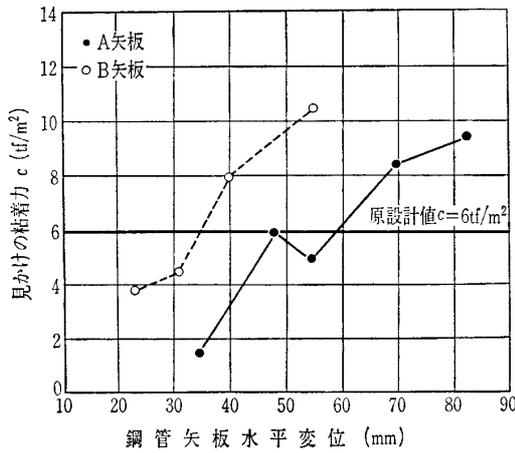
ともに良好であったと言える。

次に現状解析で求めた側圧を土圧計の値と比較してみる。図-12は各施工時における各パラメータの推移を示したものである。このうち側圧係数は掘削の進行に伴って低減し、土圧計の傾向(図-9)とよく一致している。

5.4 地盤のk_b値と受働土圧

(i) 地盤のk_b値

現状解析による各土層のk_b値を図-12に示す。これによれば、上部シルト層(TP -10~25m)のk_b値は0.1~0.2 kgf/cm³、下部シルト層(TP -25~35m)のk_b値は0.5~



図—14 TP-25m 位置での見かけの粘着力と鋼管矢板水平変位との関係

0.8 kgf/cm³ の範囲に分布し、粘着力や N 値からの換算値 (福岡の式 $k_h = 0.691 N^{0.406}$) に比べ 1/5 程度である。これは、土留め壁の変形が 10 cm を越え、前面地盤が塑性状態での割線係数であるためである。

(ii) 受働土圧

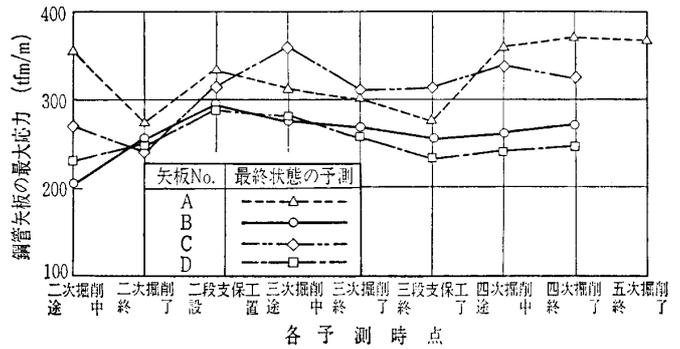
矢板に発生する応力の大小は、根入れ地盤の拘束効果が大きく影響し、設計に当たっては地盤特性の評価が重要な要因となる。ところが、今回の工事では、地盤の正確な強度および特性を十分把握できなかったため (事実、粘着力は図—2 のように大きく分散している) 原設計の粘着力は安全側になるように下限側の値 (6~8 tf/m²) を採用した。こうしたことから計測結果に注目していたところ、矢板応力の測定結果 (図—6) に示すように下部シルト層 (TP-25~35 m) で矢板応力の変曲点 ($M=0$) が現れ、予想どおりこの土層の評価が重要なものとなった。そこで、計測値をもとに同地盤の粘着力の再評価を行ったので以下に説明する。

① RCC 解析値からの受働土圧の推定

この計測では、矢板前面の土圧測定は行っていないが、現状解析の側圧値がほぼ妥当な値を与えている (5.3 参照) ので、これを前面の地盤反力とする。次に、この地盤反力からの受働土圧の推定であるが、RCC 解析では掘削面以深の土圧に対して背面・前面ともに静止土圧を差し引いて解析を行っているので、受働土圧を求めるには、両側の土圧に静止土圧を加える必要がある。そこで、静止土圧は、土圧計による側圧値と解析値の差であると考えて、それを前面の地盤反力に加えて受働土圧とする。図—13は、上記の各施工時での受働土圧算定の過程を図化したものである。

② ランキン公式を使つての再検討

TP-25~35 m の前面側の土圧の平均強度と TP-25 m 位置でのランキン受働土圧 ($\gamma \cdot h + 2 \cdot c$) から、粘着力 (見かけの粘着力) を逆算する方法で再検討した。図—14は土留め壁の水を水平変位と見かけの粘着力との関係を図化したものである。この図で、曲線の傾きがほぼ水平になると



図—15 各掘削段階からの最終時の予測応力

きの粘着力 (10~12 tf/m²) が実際の粘着力と推定できる。この値を図—2 の室内試験結果と比較すれば、上限側の値に相当することが分かる。

5.5 矢板応力の予測と支保工の変更

図—15は、各施工段階で行った最終掘削時における矢板予測曲げモーメント M_{max} を図化したものである。このうち、A 矢板について説明を加えながら設計変更に至った過程を述べる。なお、A 矢板の許容値および設計値はそれぞれ $M_a = 600$ tfm/m と $M_{max} = 540$ tfm/m である。

A 矢板の予測曲げモーメントは二次掘削途上および二次掘削終了の時点で、それぞれ 375 tfm/m、276 tfm/m と予測された (それぞれ許容値の 58%、46%)。その後、2 段支保工構築の間に地盤のクリープによる曲げモーメントの増加により、ひずみ計の測定で 210 tfm/m まで達した (これは、この施工段階における設計値 $M = 150$ tfm/m の 140% に相当する)。しかしこのときの予測曲げモーメントは 336 tfm/m (許容値の 56%、設計値の 62%) であった。このように予測値が設計値より小さくなったのは、側圧が $K = 0.675$ で設計値の $K = 0.75$ を下回っていることもあるが、TP-25~35 m のシルト層の受働土圧を上限側の強度以上に評価したためである。この時点では、このように受働土圧を最大限に考えることに不安があった。

そこで、この予測曲げモーメントを再検討するために、①この土層の粘着力を図—2 の下限値 (6~8 tf/m²) とする、②側圧係数は解析値の 0.675 とするという条件で再度弾塑性土留め解析を行った。その結果、全 5 段支保工の場合の M_{max} は 460 tfm/m (許容値の 77%)、全 4 段支保工の場合の M_{max} は 490 tfm/m (許容値の 82%) となった。

ここで全 4 段支保工への変更が可能ながはっきりしたので、万全を期す意味で B 矢板周辺を新 3 段支保工の位置まで試験掘削して確認を行った。結果は、試験掘削位置でのひずみ計および RCC 現状解析値ともに 240 tfm/m を示し、この掘削面での前回の予測曲げモーメントとよく一致し、更に、最終掘削時の予測曲げモーメントも 310 tfm/m (許容値の 52%) となった。この時点で全 4 段支保工への変更を決定した。

新 3 段支保工構築以後の予測曲げモーメントは、図—15

に示すように 270~370 tfm/m の範囲(許容値の 45~62%)にあり、最終掘削時にはひずみ計による測定曲げモーメントが 320 tfm/m、現状解析曲げモーメントが 360 tfm/m になった。これは、当初設計値 540 tfm/m (5 段支保工) の 60~70% である。掘削に伴い側圧が $K=0.5$ 程度まで減少したこと、TP-25~35 m の下部シルト層の受働土圧が当初の設定値以上で、それぞれ安全側に寄与したためである。

6. むすび

本工事は、軟弱粘性土地盤での前例のない大規模掘削工事であり、様々の不安要素があったが、RCC システムの導入により無事掘削工事を終了した。

本論でも述べたとおり、掘削に伴う土留め壁の変位や応力は周辺地盤との相互作用の結果であり、掘削工事の安全性は土の特性はもとより土留め壁や支保工の剛性、掘削工法や順序の影響を強く受ける。また、現状では土留め壁の変位による側圧の変化を定量的に把握することは難しく、軟弱粘性土地盤の掘削において変位増加により逆に側圧の増大を招くことも多い。本工事では、こうした点に留意して、①剛性の大きな鉄筋コンクリート支保工を採用して土留め壁との剛性のバランスを図り、②計測結果を次の施工に有効に反映させることにより土留め工全体の移動・揺れ・変形を小さくすることができた。このことが、安全な施工を可能にした最大の理由である。

また、当初の全 5 段の支保工を全 4 段に変更できたのは

精度の高い計測管理と地盤条件に適した解析モデルによる挙動解析を行って、常に土留め工の挙動を明らかにしながら定量的な予測値により土留め工の安全性を把握したためである。

なお、この報告では、切ばり軸力には触れなかったが、特に 1 段ばりの軸力は設計値および RCC 解析値の 2.5~3.0 倍の値であった。これについては、温度変化による影響など様々の検討を加えたが、その発生機構を明らかにすることができず、今後の問題として残ったことを付記しておく。

最後に適切な助言を賜った東京都下水道局関係者の各位、施工を担当した鹿島建設㈱および RCC 解析を担当した川崎製鉄㈱の各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 富永他：RCC システムの開発について(第 1, 2, 3 報), 第 11, 12, 13 回土質工学研究発表会講演集, pp. 1013-1016, pp. 1121-1124, pp. 1181-1184, 1976, 1977, 1978.
- 2) 中村ほか：掘削工事における土留め応力解析, 土質学会論文報告集, Vol. 12, No. 4, pp. 95-103, 1972.
- 3) 古藤田：深い掘削における土圧・水圧, 土と基礎, Vol. 28, No. 3, pp. 1-6, 1980.
- 4) 富永：深い掘削問題の難しさ, 土と基礎, Vol. 28, No. 3, pp. 13-18, 1980.
- 5) 日本建築学会：建築基礎構造設計規準・同解説, 1974.
- 6) 藤田ほか：情報化システムによる軟弱地盤の大規模掘削工事, 第 26 回土質工学シンポジウム, pp. 39-46, 1981.
(原稿受理 1982. 2. 10)

ニュース

東京港横断鉄道トンネル貫通

首都東京の海の玄関ともいべき東京港の海底下を横断する京葉線台場トンネルが設計施工上、種々の悪条件を克服し、このほど着工以来 9 年余にしてその主要部分がすべて貫通したので、その概要をご紹介したい(口絵写真 1~2 ページも参照下さい)。

京葉線は川崎市から東京湾岸沿いに東京港、千葉港などを経て、千葉県木更津に至る延長約 100 km の鉄道新線であり、既に開業している武蔵野線とともに東京外環状線を構成する重要な路線である。

このうち台場トンネルは図-1 に示すように大井ふ頭にて新設された東京貨物ターミナルから地下に入り、品川ふ頭を経て東京港海底下を直角に横断、13号埋立地で東京湾岸道路下をくぐり、有明西運河底を経て江東区有明付近で地上に達する全長約 6.0 km の長大トンネルである。トンネルは、地形、地質、支障物などの施工条件に合わせ、開削、圧気式シールド、泥水加圧式シールド、沈埋およびケー

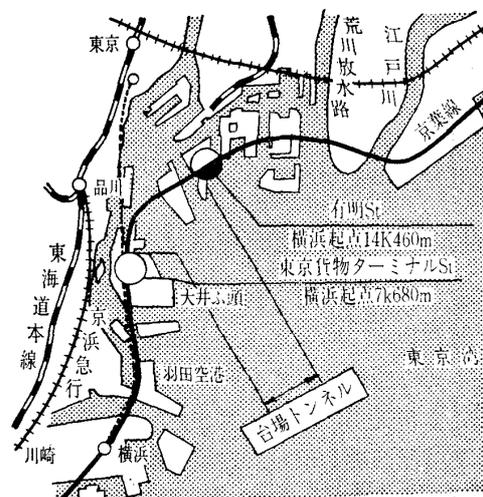


図-1 トンネル位置図