

地下鉄車庫工事土留工の仮設と施工

Temporary Works and Execution for Retaining Wall of Subway Shed

門野 正博*

Masahiro Kadono

要 約

本工事は開削工法による地下鉄車庫の建設工事である。掘削幅約110m、掘削延長約400m、掘削深さ約14mを掘削し、鉄筋コンクリート造の函型管渠を構築する。建設地は周囲が運河に囲まれた埋立地で、土層は砂礫層と粘性土層との互層であり、地下水位は自由水、被圧水ともにT.P.±0m程度である。掘削に際して、地盤の安定を図るために、側方をSMWにて土留を行い、底面は、地下水位低下工を用いた。本工事は、掘削幅が広いこと、土留支保工にアイランド工法を採用した。

本文は、アイランド工法特有の問題点と、その対処および、大規模掘削に伴う問題点と計測管理による計画、施工について記述する。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 工事概要
- § 3. 現場条件
- § 4. 検討事項
- § 5. 施工結果
- § 6. おわりに

§ 1. はじめに

神戸市高速鉄道建設工事のうち、御崎公園車庫工事では、掘削面積が大規模であり、土留支保工にアイランド工法を採用した。

アイランド工法は、アイランド部を法切りして、躯体構造物を先行して構築し、周囲の掘削で、施工途中の躯体構造物により切梁支保工を支えることが特徴である。

本文においては、アイランド工法の特徴である、躯体構造物を仮設に使用するために考慮すべき事項と、それにより発生する問題点、およびその対策方法、さらには、土留や掘削地盤、周辺地盤への影響について記す。

§ 2. 工事概要

2-1 工事概要

工事名称 高速鉄道海岸線御崎公園車庫工事（御崎車庫工区）

工事場所 神戸市兵庫区御崎町

発注者 神戸市交通局

工 期 平成6年9月20日～平成12年3月30日

施工者 西松・銭高・東亜建設共同企業体

2-2 工事内容

| | |
|-----------|-----------------------|
| 特殊連続土留壁 | 21,220m ² |
| 路面覆工 | 19,090m ² |
| 中間杭 | 28,770m |
| 支保工 | 47,450m ² |
| グラウンドアンカー | 18,698m |
| 掘削 | 536,780m ³ |
| コンクリート | 84,030m ³ |
| 鉄筋 | 13,573t |
| 型枠 | 108,200m ² |

§ 3. 現場条件

3-1 施工場所

施工場所の平面図を図-1に示す。本文の対象は、北側のアイランド施工の範囲である。南側は、工程短縮のために、グラウンドアンカーを採用した。

3-2 施工順序

施工順序を図-2に示す。また、施工フローを図-3に示す。

*関西（支）神戸地下鉄（出）

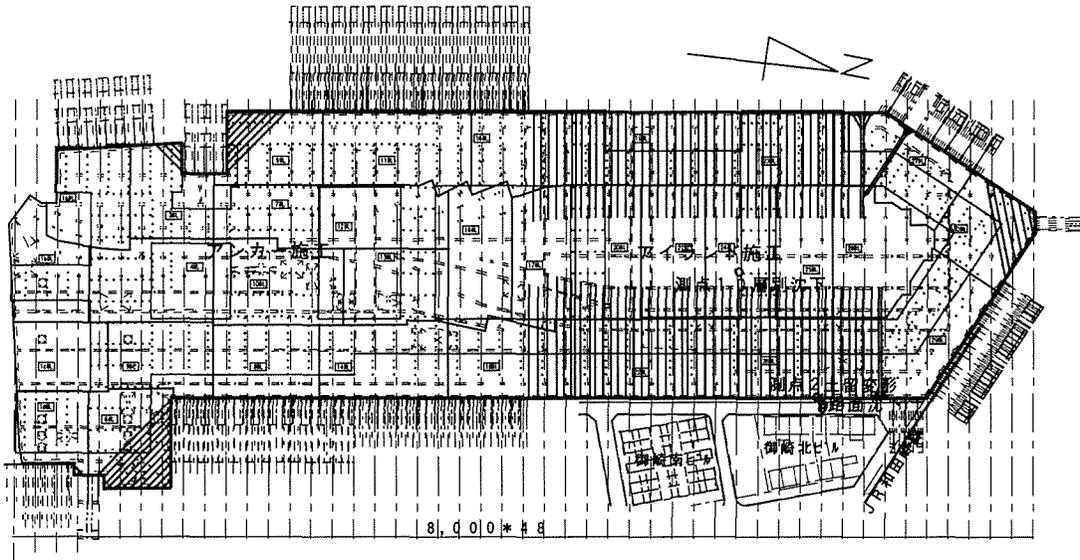


図-1 施工場所平面図

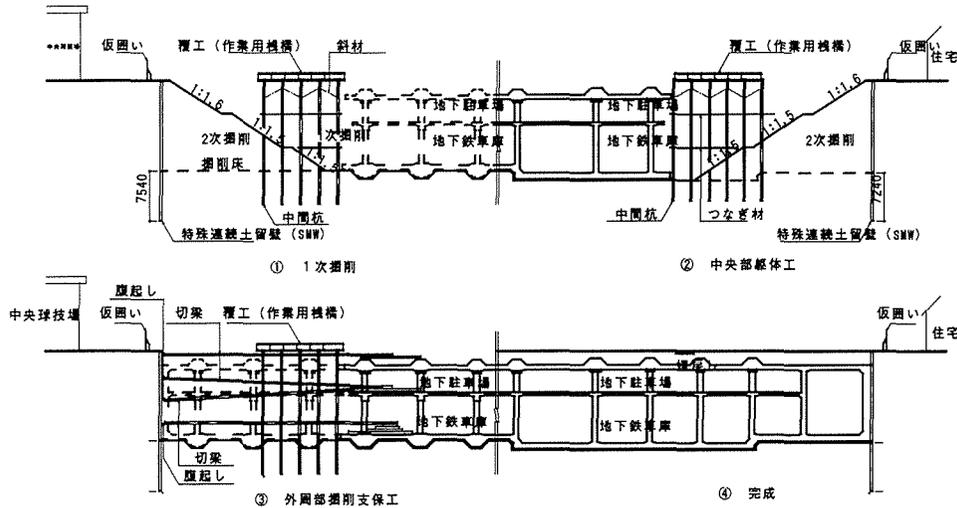


図-2 施工順序図

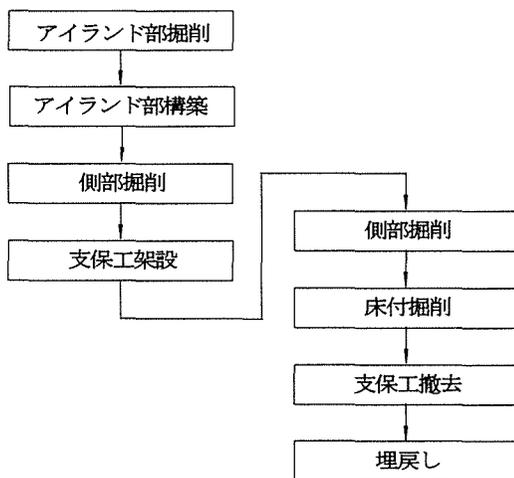


図-3 施工フロー

§ 4. 検討事項

4-1 躯体構造物の検討

(1) 許容応力度

鉄筋の許容引張応力度 (SD345) は3,000kgf/cm², コンクリートの設計基準強度は240kgf/cm²とし, コンクリートの許容せん断応力度は, 短期の割増は行わずに, 3.9kgf/cm²とした. コンクリートのせん断耐力が不足する場合には, 斜め引張り鉄筋を考慮した.

(2) 検討手法

切ばり支保工反力を躯体に載荷し, 自重および埋戻し土の重量を考慮した. 切ばり支保工反力は, 簡易法であり, 均等分配法にて算出した. また, 反力の支持体が躯体構造物であり, 予定よりも反力が増加した場合の対応が困難であるため, 想定できる荷重を極力載荷した. 例えば, 切ばり延長が比較的長いこと, プレロードを加えること, 躯体構造物の剛な部位から反力を取ることから, 温度差20℃の条件で両端固定時にて発生する温度応力を

考慮した。

検討では、断面力の算定には二次元骨組解析を用い、部材応力度は許容応力度法を用いて照査した。

(3) 検討結果

当初計画の形状で、載荷した場合、躯体の耐力が大幅に不足した。

検討の経緯を図-4に示す。図-4のフローにおける一般部とは、図-1における切ばりが平行に架設されている範囲であり、特殊部とは、北側の三角形部分である。一般部においては、躯体の延長とそれにより支保する土留の延長が1:1であるのに対して、特殊部には1:3程度となり、躯体への負担が大きいことや、躯体の縦断方向に反力が作用することで、一般部と条件が異なる。

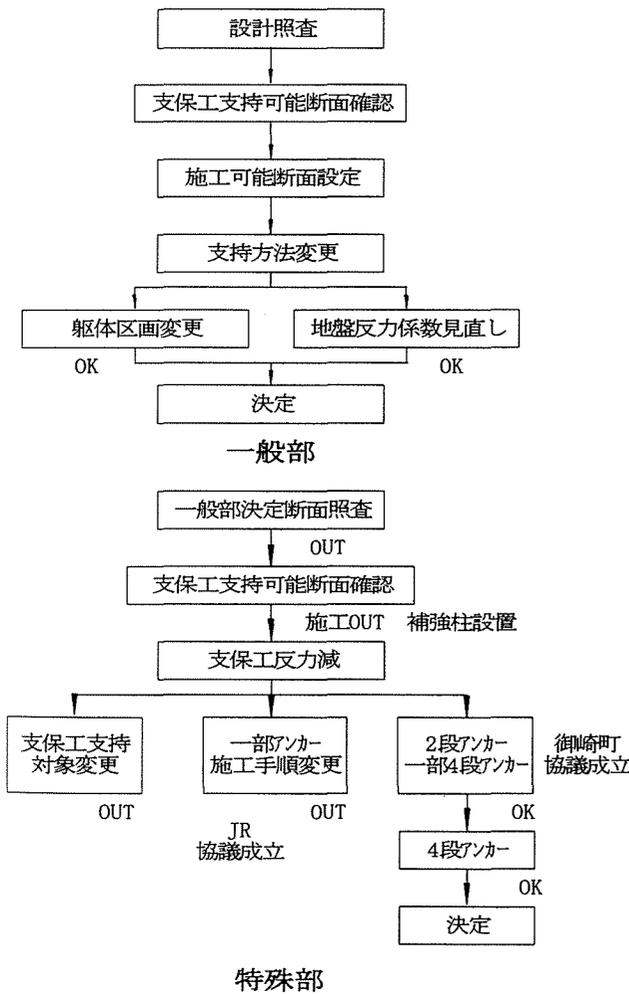


図-4 躯体構造物断面検討フロー

一般部に関しても、アンカー施工を検討したが、近隣の条件が許容されなかった。

図-5および表-1に、一般部における躯体の応力照査の結果のうち、当初計画時と実施計画時の発生応力を示す。対策として、兵庫県南部地震後の耐震設計を見直している時期でもあり、躯体の断面の補強は行わずに、仮設構造物の形状および仕様の変更により対処した。

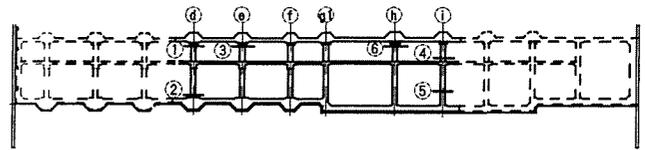


図-5 応力度検討位置図

表-1 応力度検討結果

| No. | 応力 | 当初計画時 (kgf/cm ²) | 実施計画時 (kgf/cm ²) | 対策 |
|-----|------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------|
| 1 | σ_s | 9,854 | -818 | 反力をe通りに分配 |
| | τ_c | 21.8 | 4.5 | |
| 2 | σ_s | 7,645 | -732 | 反力をe通りに分配, 4段目反力を直接下床版へ伝達 |
| | τ_c | 60.0 | 0.9 | |
| 3 | σ_s | -869 | 963 | |
| | τ_c | 3.4 | 4.6 | |
| 4 | σ_s | 9,155 | 1,931 | 反力をh通りに分配 |
| | τ_c | 29.5 | 9.4 | |
| 5 | σ_s | 2,221 | 336 | 反力をh通りに分配, 直接下床版へ伝達 |
| | τ_c | 1.8 | 0.6 | |
| 6 | σ_s | -703 | 2,239 | 反力をh通りに分配, 直接下床版へ伝達 |
| | τ_c | 2.1 | 7.1 | |

σ_s : 鉄筋応力度 τ_c : コンクリートのせん断応力度

| 変更事項 | 細目 | 効果 |
|------------|---|-----------|
| 地盤反力係数の見直し | 地盤反力係数は、N値からの推定値を一軸圧縮試験からの推定値に変更。 $K_v=120\text{tf}/\text{m}^2$ (地震時) \rightarrow $K_v=750\text{tf}/\text{m}^2$ | 下床版の曲げの低減 |
| 躯体区画の見直し | アイランド部躯体下床版の施工範囲を2m程度拡幅。 | 下床版の曲げの低減 |

表-2 切ばり反力

(Q1西側, 切ばり1本当たり)

| 位置 | 使用鋼材 | 土水圧 (t) | 温度応力 (t) | 合力 (t) |
|----|-----------------|---------|----------|--------|
| 1段 | H-300×300×10×15 | 15.5 | 52.8 | 68.3 |
| 2段 | H-300×300×10×15 | 53.3 | 52.8 | 106.1 |
| 3段 | H-350×350×12×19 | 84.2 | 78.1 | 162.3 |
| 4段 | H-350×350×12×19 | 135.3 | 78.1 | 213.4 |

4-2 切ばりの検討

切ばりは、4段配置とし、3m間隔を標準とした。表-2に切ばり反力を示す。

定着部に関しては、躯体構造物に曲げ荷重を載荷した場合、躯体構造物の強度が大幅に不足するため、極力、躯体構造物の軸線上に近接して定着すると共に、構造物の幅方向に十分に拡散分配されるような定着方法とし、さらに施工性を考慮して計画した。なお、図-6に定着部詳細図を、図-7および写真-1に支保工状況を示す。

§ 5. 施工結果

5-1 切ばり軸力および温度変化測定方法

切ばり軸力の計測には、ひずみ計を使用した。また、

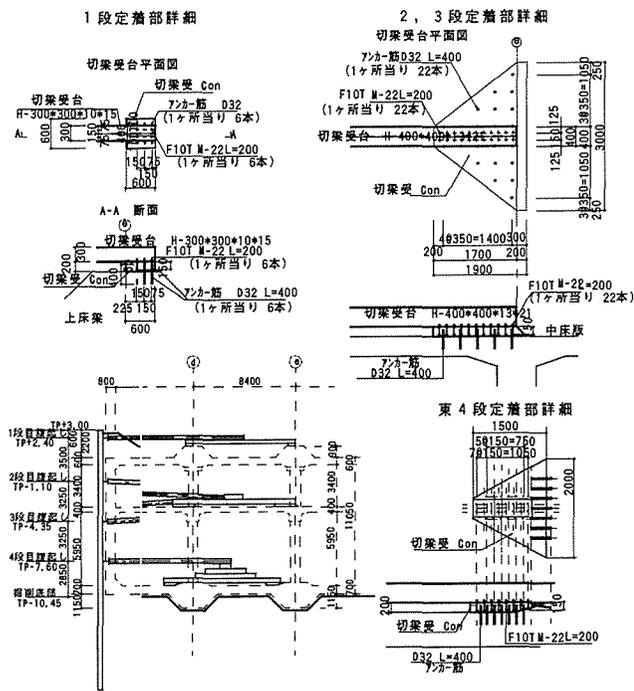


図-6 定着部詳細図

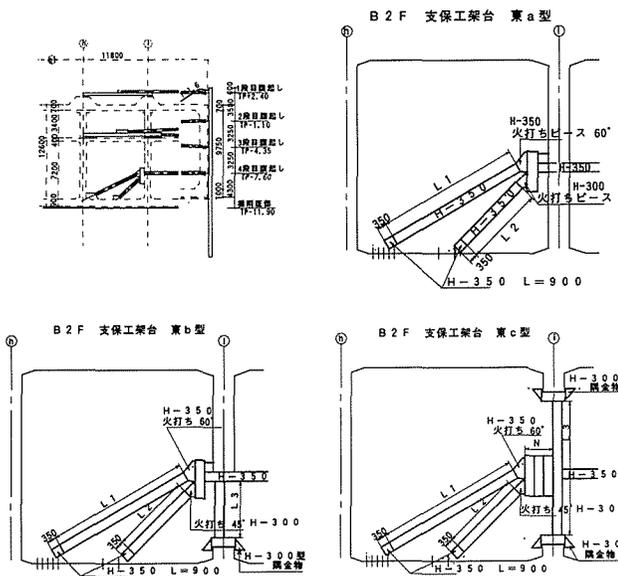


図-7 支保工架台構造図

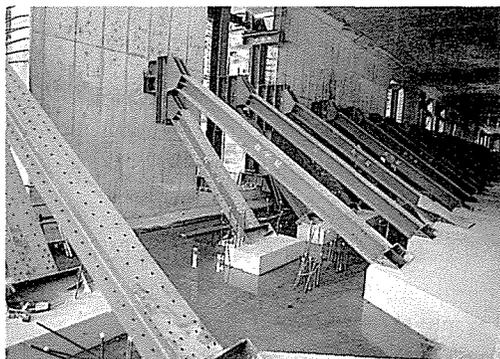


写真-1 支保工設置状況

温度の計測には、温度計を使用した。ともに、自動計測とし、1時間間隔に計測と記録を行った。

5-2 切ばり軸力および温度変化

切ばり軸力および温度変化の計測結果を図-8に示す。

温度変化は最大30℃程度である。発生応力は30 t 程度であり、計算値よりかなり小さい。実測温度から温度応力を両端完全拘束条件で計算すると(H-300×300使用)、
 伸び = $l \cdot \Delta T \cdot \alpha = 3000 \times 30 \times 10 \times 10^{-6} = 0.9 \text{ cm}$
 軸力 = $\Delta T \cdot \alpha \cdot E \cdot A$

$$= 30 \times 10 \times 10^{-6} \times 2.1 \times 10^6 \times 118.4 = 74,592 \text{ kgf}$$

同様に、計画時の温度差20℃で計算すると

$$\text{伸び} = l \cdot \Delta T \cdot \alpha = 3000 \times 20 \times 10 \times 10^{-6} = 0.6 \text{ cm}$$

$$\text{軸力} = \Delta T \cdot \alpha \cdot E \cdot A$$

$$= 30 \times 10 \times 10^{-6} \times 2.1 \times 10^6 \times 118.4 = 49,728 \text{ kgf}$$

となるが、計算値と比べていずれも、実測値が小さい。

温度変化量と軸力変化量の関係を図-9に示す。

2, 3, 4段支保工は、温度と軸力の相関性が比較的高い。1段目の相関が低いのは、路面覆工や周辺地盤上からの影響など温度以外の要素が軸力に影響する度合いが高いためだと考えられる。4段目の傾きが大きい理由は、

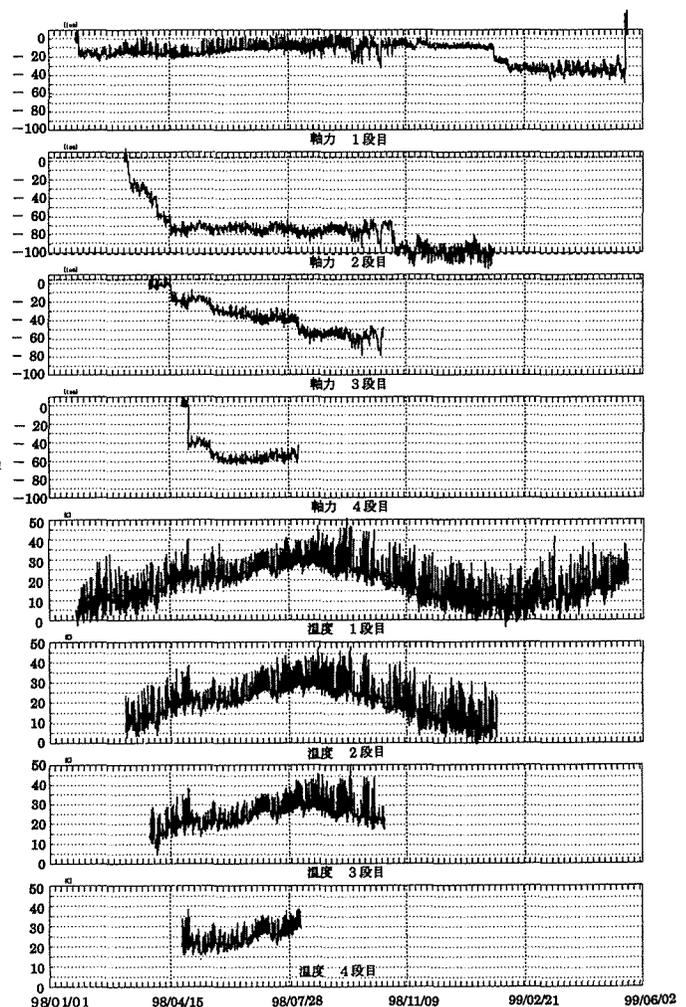


図-8 切ばり軸力と温度の経時変化図

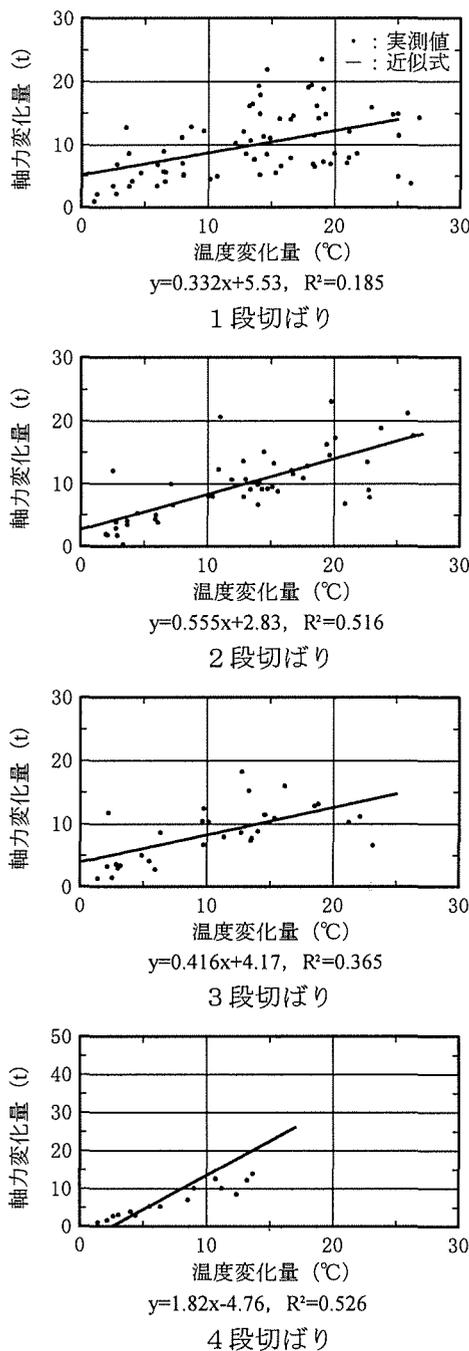


図-9 切ばり軸力と温度の関係

切りばりがH-350であるため、温度変化に伴う軸力が大きくなることによる。3段目の切りばりもH-350であるが、傾きが4段目に比べて小さく、H-300使用の2段目と同程度であるのは、2、3段目は同じ剛性の高い架台で支保しているが、平均的に切ばり軸力が低いため、温度変化による切ばりの伸縮に対して、変形の余裕があり、拘束が小さくなっているためであると考えられる。

5-3 切ばり耐力

切ばりの耐力に関しては、支保工解体時に、油圧ジャッキにより加圧し、架台部の変形および軸力を、計測した。計測結果を表-3に示す。

表-3 切りばりの荷重と変形の関係

1段切りばり東

| 荷重(t) | 変形(mm) |
|---------|--------|
| 初期値(30) | 0 |
| 50 | 1 |
| 70 | 3 |
| 86 | 破壊 |

*台座コンクリート破壊

4段切りばり東 タイプa

| 荷重(t) | 変形(mm) |
|---------|--------|
| 初期値(30) | 0 |
| 120 | 2 |
| 200 | 25 |

*終了

タイプb

| 荷重(t) | 変形(mm) |
|---------|--------|
| 初期値(30) | 0 |
| 120 | 4 |
| 150 | 19 |

*変形大中止

タイプc

| 荷重(t) | 変形(mm) |
|---------|--------|
| 初期値(30) | 0 |
| 120 | 2 |
| 150 | 7 |
| 160 | 10 |
| 170 | 13 |

*枕鋼材変形発生中止

4段切りばり西

| 荷重(t) | 変形(mm) |
|---------|--------|
| 初期値(90) | 0 |
| 120 | 2 |
| 140 | 3 |
| 160 | 5 |
| 180 | 6 |

*台座コンクリートにクラック発生中止

支保工の架台は、表-3より1段目は、設計通りの耐力を有している。4段目は、設計までの軸力を載荷していないが、設計の軸力のうち土水圧が135tであり、温度応力が78tであることと変形能力を考慮すれば、設計荷重に対して十分な耐力を有すると考えられる。

5-4 土留変形および外部変形計測方法

計測は、工区北側の重要構造物が多い部分について重点的に行った。ここでは、代表的な位置として図-10の測点10の層別沈下および測点2の土留変位およびその付近の路面沈下について述べる。図-10に、計測の断面を示す。

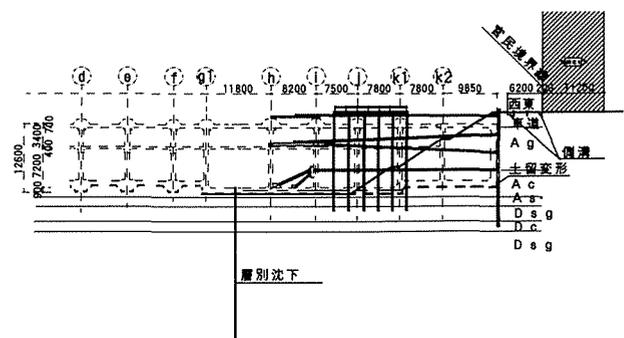


図-10 計測断面

5-5 土留変形および外部変形

土留の変形および地盤の変形について、図-11に経時変化を示す。

経時変化を見ると、アイランド掘削時と二次掘削時と

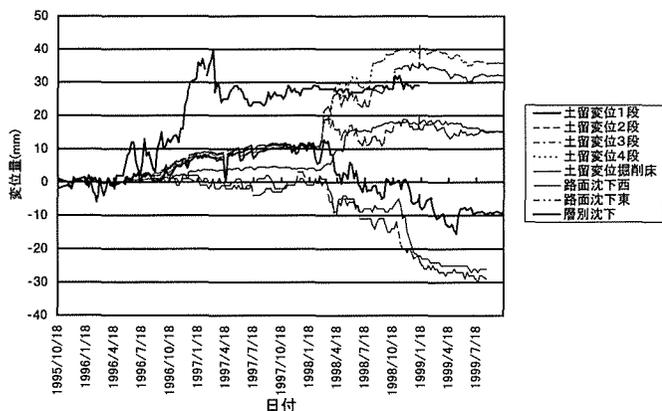


図-11 計測結果経時変化

で、違いがあることがわかる。外部の変形に関しては、リバウンドや圧密沈下などの要素が関連しているため、一概に土留変形との因果関係のみで述べる事は出来ない。ここでは、アイランド工法の特徴を明らかにするために、アイランド掘削時と二次掘削時にわけて路面沈下-土留変位と、土留変位-リバウンド量について、図-12に相関性を比較する。アイランド掘削においては、掘削土の除荷により土留の変位は発生し、土留の変位が発生してもリバウンドの影響により周辺地盤の沈下が発生しないことがわかる。二次掘削においては、土留の変形により、周辺地盤の沈下が発生していることがわかる。

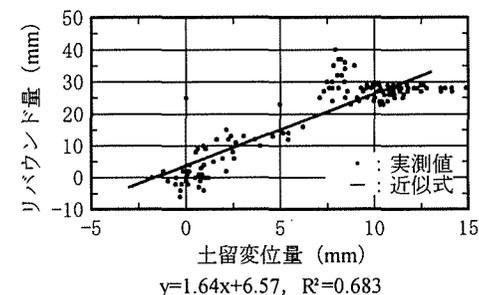
§ 6. おわりに

今回、躯体を切ばり反力の支点に使用するという事で、許容応力は短期の割増を考慮している。短期の割増を考慮すると言うことは、施工時には計画上考慮した条件より不利になることが無いような精度が要求される。今回、温度応力を考慮したが、温度応力を考慮せずに、許容応力の割増をしない場合や、許容応力の割増を行って温度応力を考慮しないなどの組み合わせも考えられる。

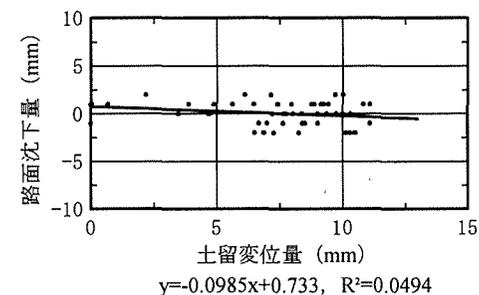
また、躯体の発生応力を計測管理したり、事前の解析方法をより高度なものとするなどの方法も考えられ、最適な組み合わせは、今後の検討課題となる。

対処方法としては、今回は、仮設構造物のみの対処であったが、当初の計画より、施工時の耐力を考慮して、躯体構造物を計画した場合、より経済的で、施工性の良い計画となる。特殊部は、結果的にグラウンドアンカー工法にて対処したが当初計画より考慮することは、地権者の関係より困難であり、協議に要した時間を除けば最適な結果が得られた。

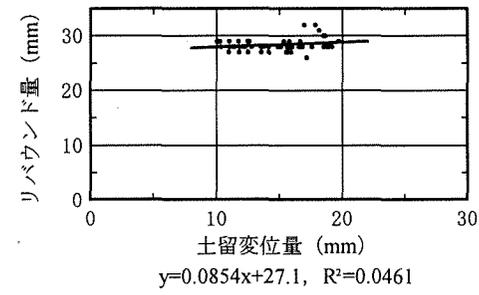
計測結果より、今回のような掘削面積が広い場合、土留や支保工の剛性などは、掘削全体より見れば微小な要素であり、土留のみに着目した弾塑性解析などでは土留変形などの予測は不可能であった。本工事においては、事前の対策は、最小限に押さえ(最小限のプレロード)、事後の対策(軌道整備、家屋補修)などを主体に計画、施工し、良好な成果を収めていると考えるが、近接構造物の重要度により、FEM解析などの解析法により事前解析を行い、相応の対策を講じることも必要な場合などが、生じるであろう。今回、アイランド工法は、初めての経験であったが、これを1つの経験とし、今後とも、事前計画と、施工管理の最適な組み合わせを探りつつ、より良い施工に勤めたいと考える。本工事で実施した他の事項についても機会があれば報告したいと考える。



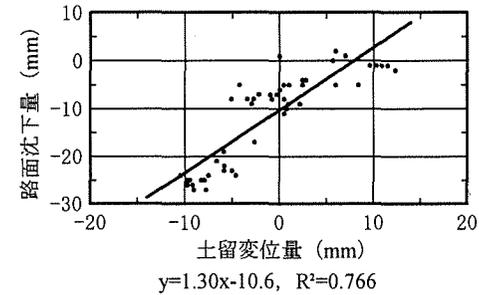
土留変位量-リバウンド量 (アイランド掘削時)



土留変位量-路面沈下量 (アイランド掘削時)



土留変位量-リバウンド量 (二次掘削時)



土留変位量-路面沈下量 (二次掘削時)

図-12 地盤変化相関