

軟弱地盤での立坑掘削に伴うリバウンド対策

久島 敏靖^{1*}・桑原 清¹・有光 武²・勝田 靖³

¹正会員 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 工事管理室 (〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6)

*E-mail: hisashima@jreast.co.jp

²正会員 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 東北・常磐課 (〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6)

³非会員 (株)鴻池組 東京本店 土木部 (〒183-0005 東京都府中市若松町1-2-5)

武蔵野線吉川・新三郷間こ道橋新設工事は、JR 武蔵野線と交差する都市計画道路葛飾吉川松伏線の整備に伴い、立体交差部に地下函体およびU型擁壁を築造する工事である。

当該箇所は軟弱な地盤条件であることから、当初設計の段階から施工に伴う地盤変状の発生が予測されており、武蔵野線軌道、周辺地盤および函体直下の幹線下水管への影響を考慮して地盤改良工等を実施した。しかしながら、こ道橋構築に伴う立坑掘削において、想定以上の急激なリバウンドが発生したため、幹線下水管へ有害な影響が生じることが懸念された。そのため、FEM を用いた地盤定数の逆解析・変状予測を行った上で、リバウンド対策として分割掘削およびグラウンドアンカー工を実施した。

本稿は、設計・施工の概要と、立坑掘削時に発生したリバウンドとその対策について報告する。

Key Words : Rebound, Soil improvement, FEM, Inverse analysis, Ground Anchor

1. はじめに

武蔵野線吉川・新三郷間こ道橋新設工事は、JR武蔵野線と都市計画道路葛飾吉川松伏線バイパスの交差部に地下函体およびU型擁壁を築造する工事であり、平成21年12月に施工を終えた。本稿では、発進・到達立坑の設計、施工の概要、そして発進立坑掘削時に発生したリバウンドおよびその対策工について報告する。

2. 工事概要

本工事では、線路下部に土かぶり1.5m、幅員22.4m、内空高6.3mの1層4径間構造のボックスカルバートと、その両側は葛飾方および松伏方にそれぞれ延長19.8mのU型擁壁を施工する。施工延長は74.7mとなる。ボックスカルバートは葛飾方を発進立坑、松伏方を到達立坑として非開削工法の「HEP&JES工法」にて構築し、U型擁壁はボックスカルバート施工後に開削工法で構築するものである。施工箇所平面図を図-1、ボックスカルバート断面図を図-2、U型擁壁断面図を図-3に示す。

なお、新設するこ道橋の床付け面下約1.9mの位置に、シールド工法で構築された幹線下水管(外径2.35m)が埋設されており、施工上の制約条件となった。

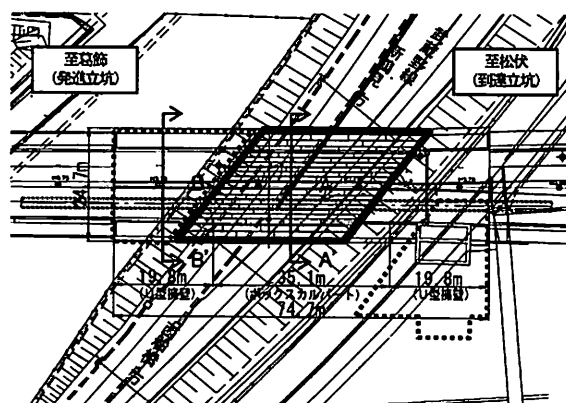


図-1 平面図

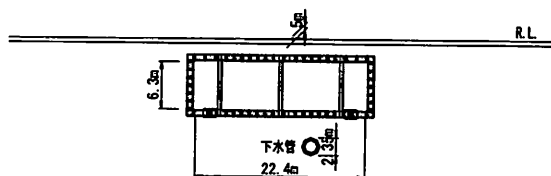


図-2 ボックスカルバート断面図 (A-A' 断面)

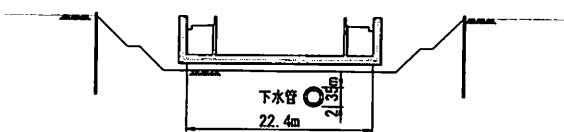


図-3 U型擁壁断面図 (B-B' 断面)

3. 発進・到達立坑の設計

立坑掘削の工法について、施工現場周辺の用地に余裕があるため一般部は切土掘削とした。軌道側は線路近傍のためタイロッド式土留めで施工することとした。

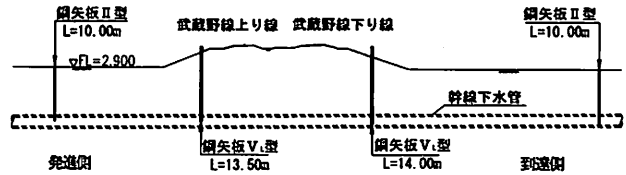
発進・到達立坑を掘削する区間の地下水位はTP1.7m～1.9mと高い。そのため、立坑掘削に先立ち、地下水を遮断するための鋼矢板（以後「遮水矢板」） $L=10\text{m}$ を立坑外周に打設することとした。設計検討平面図を図-4、施工ステップ図を図-5に示す。

(1) 立坑底面・切土斜面の安定性の検討

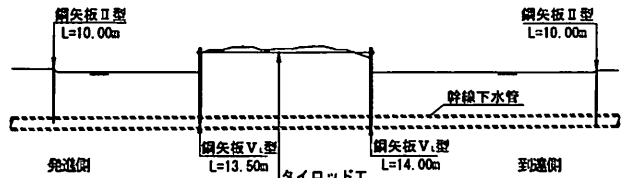
当該区間は、葛飾方の発進立坑部は旧国鉄武蔵野操車場跡地の盛土撤去部、松伏方の到達立坑部は水田部および市道部である。ボーリング調査より得られた地層縦断面図より(表-1、図-6)、立坑の床付け面から約20mまでN値1程度、約20～30mまではN値3以下の軟弱なシルト層が堆積し、到達立坑側に厚く堆積していることが分かった。軟弱な粘性土地盤上での掘削となり、立坑底面の安定(ヒーピング)および斜面の安定について検討を行った。ヒーピングはPeckの安定係数による検討、斜面安定は円弧すべりによる検討とし、地盤改良無しの場合と地盤改良(改良厚3m)を行う場合の2パターンについて検討した。

検討結果を表-2に示すが、発進・到達側いずれの箇所においても、底面安定・切土斜面安定の安全率を確保するためには地盤改良(改良厚3m)が必要であることが分かった。なお、到達側立坑の一般部については、地盤改良

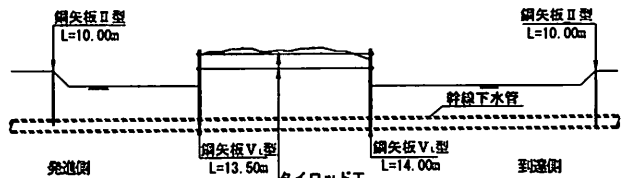
ステップ1：軌道側土留め矢板打設
・切土部遮水矢板打設



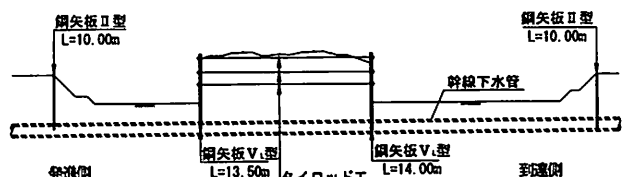
ステップ2：1段目タイロッド設置
二次掘削



ステップ3：2段目タイロッド設置
三次掘削



ステップ4：3段目タイロッド設置
四次掘削



ステップ5：4段目タイロッド設置
床付け掘削完了

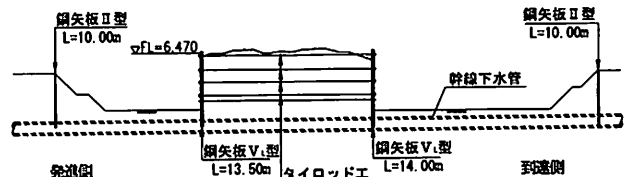


図-5 立坑掘削の施工ステップ図

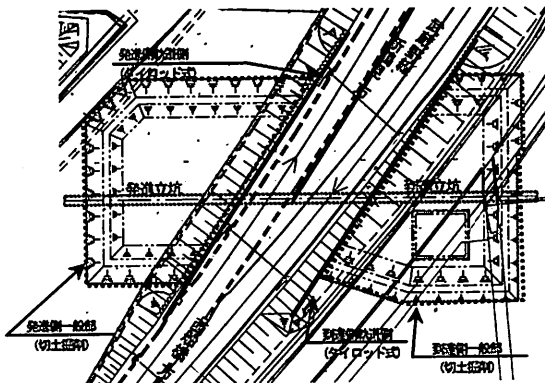


図-4 設計検討平面図

表-1 地盤定数一覧

発進側 (Bor.A)						
土質区分	層厚 (m)	平均 N値	単位体積重量 (kN/m³)	粘着力 (kN/m²)	内部摩擦角 (deg)	変形係数 αE_0 (kN/m³)
強土(粘性土) B ₁₋₂	5.10	3	18.5	38.0	-	10000
強土(砂質土) B ₂₋₃	0.70	17	17.0	-	35.0	42000
シルト A ₁	1.00	7	18.5	45.0	-	12000
細砂 A ₂	2.15	14	18.0	-	33.0	27000
シルト A ₂	17.95	1	18.5	57.0	-	10000
到達側 (Bor.B)						
土質区分	層厚 (m)	平均 N値	単位体積重量 (kN/m³)	粘着力 (kN/m²)	内部摩擦角 (deg)	変形係数 αE_0 (kN/m³)
シルト A ₁	3.00	0	18.0	17.0	-	1000
細砂 A ₂	0.80	6	18.0	-	31.0	6000
シルト A ₂	-	0	17.5	20.0	-	5000

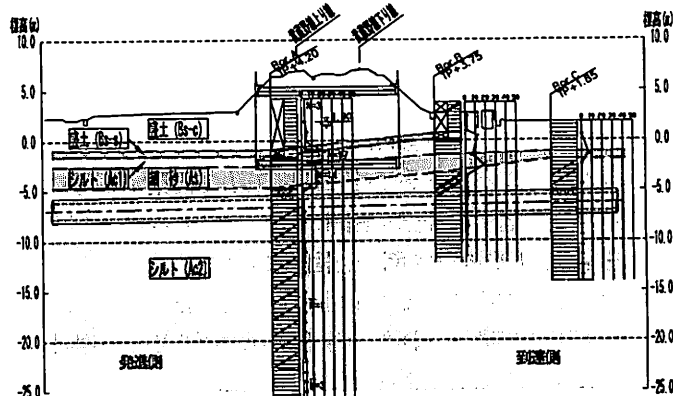
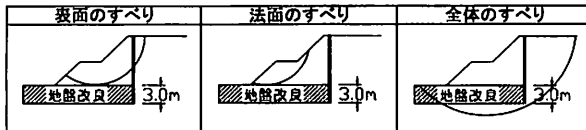


図-6 地層縦断面図

表-2 安定性の検討

		ヒーピングの検討		円弧すべりの検討	
		地盤改良無	地盤改良有	地盤改良無	地盤改良有
発進側	軌道側	判定:NG (塑性域拡大)	判定:OK	判定:NG (法面すべり)	判定:OK
	一般部	判定:OK	判定:OK	判定:NG (法面すべり)	判定:OK
到達側	軌道側	判定:NG (底部破壊)	判定:OK	判定:NG (全体すべり)	判定:OK
	一般部	判定:NG (底部破壊)	判定:OK	判定:NG (法面すべり) (全体すべり)	判定:NG (表面すべり) (全体すべり)

(凡例)



(改良厚3m)を行っても円弧すべり(表面すべり,全体すべり)に対して安定を保てない事が明らかになったため,追加検討を行った。

このうち表面すべりに対しては,遮水矢板をすべり抑止杭として考慮することにより,安全率を確保できることが分かった。ただし遮水矢板のみで対処した場合は,当初設計のSP-II型では抑止力が不足し,遮水矢板の種類をSP-IV型に変更する必要があるため,到達側一般部については深さ2m,幅2mの地盤改良を追加することとした(図-7)。

全体すべりに対しては,深さ10m程度の改良体を築造してすべりに対抗することとし,地盤改良箇所について図-8に示す4案を比較検討した。表-3に示す通り,いずれの案も必要な安全率を上回ることが確認された。うちCase1:「中央付近+幹線下水管側に地盤改良」がCase2:「法尻+幹線下水管側に地盤改良」と並んで最も経済的となったこと,またCase1の場合,立坑掘削底面内にほぼ均等に地盤改良を行うことになるため,U型擁壁の不同沈下対策としても効果が期待できることから,Case1を採用し,立坑底面の中央付近および幹線下水管両側に地盤改良を行うこととした。

(2) 幹線下水管の安定性の検討

当該地域の地盤は非常に軟弱であり,当初設計の段階より立坑掘削に伴う除荷作用による地盤変状(リバウンド)が懸念されていた。新設する公道橋の直下には幹線下水管が埋設されており,地盤掘削に伴う幹線下水管の浮き上がりが懸念された。

幹線下水管の変位管理値は下水道管理者との協議により30mmとなっており,幹線下水管の変位を管理値以下に収める必要があった。そこで幹線下水管部については掘削による変状を防ぐため,発進・到達立坑とも高圧噴射攪拌工法にて深さ5m,幅6.4mの門型形状の防護工

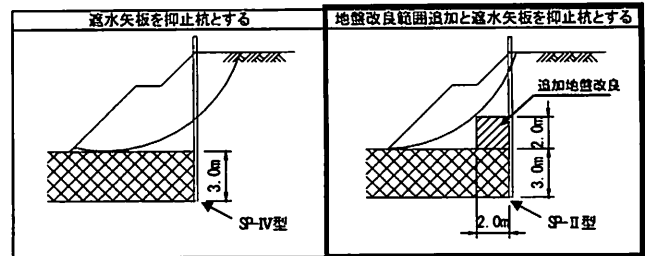


図-7 すべり抑止杭

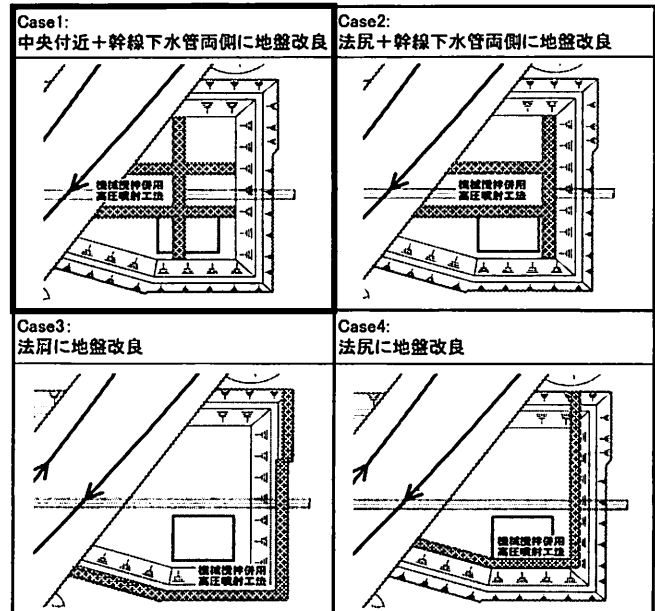


図-8 地盤改良案(到達側)

表-3 工法比較表

	地盤改良追加範囲	安全率	概算工費
Case1	中央付近+幹線下水管両側に地盤改良	1.43 > 1.30	1.00
Case2	法尻+幹線下水管両側に地盤改良	1.33 > 1.30	1.00
Case3	法尻に地盤改良	1.35 > 1.30	1.59
Case4	法尻に地盤改良	1.37 > 1.30	1.25

※概算工費はCase1を1.00とした場合の比率

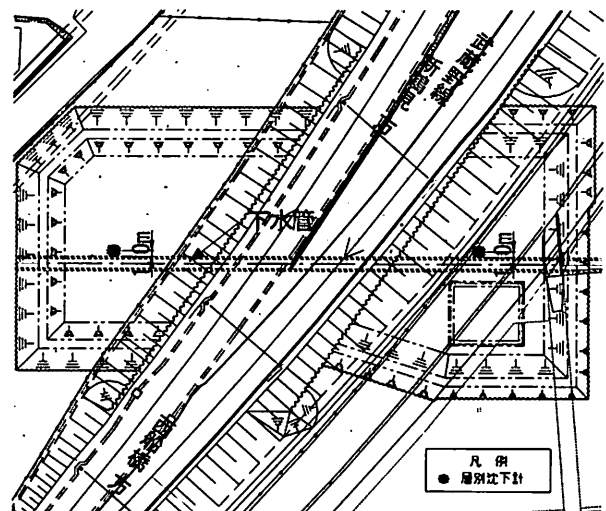


図-9 層別沈下計配置平面図

を行うこととした。またFEMを用いてリバウンド予測を行い、予測された鉛直変位量(リバウンド量)が変位管理値以下となることを確認した。

更に、掘削によって生じる幹線下水管近傍のリバウンドを監視することを目的として、層別沈下計を発進側・到達側それぞれ一箇所ずつ、幹線下水管近傍に設置した(図-9)。

4. 施工

前節で得られた結果をもとに、遮水矢板を打設後、発進・到達立坑の掘削底面全域に機械攪拌併用高圧噴射工法にて床付け以深3m範囲に地盤改良を行った。

更に到達側一般部については、切土斜面の表面すべり対策として深さ2m幅2mの地盤改良工、全体すべり対策として立坑中央付近+幹線下水管両側へ深さ13.5m幅2mの地盤改良を追加して行った。最終的な地盤改良図を図-10, 11に示す。

その後、図-5のステップに従い立坑掘削を行った。

(1) 発進立坑でのリバウンド発生

発進および到達立坑の掘削を開始したところ、到達立坑の施工は設計予測値内に収まったが、当初設計で安定であった発進立坑において三次掘削から四次掘削にかけて、図-12に示すような急激なリバウンドが発生した。

この段階ではリバウンド量は幹線下水管の変位管理値30mm以内に収まっていたため、掘削は継続して行うこととした。ただしリバウンド量が四次掘削時の設計予測値(19.1mm)に近づいていたため、リバウンド予測の見直しを掘削と平行して行った。

その後も掘削に伴うリバウンドの進行が続き、四次掘削中、設計予測値を上回るリバウンド量が計測された。そのため幹線下水管への影響を考慮し、4段タイロッド施工後、掘削を一時中止した。

(2) リバウンド予測の見直し

設計予測値を上回るリバウンド量が計測されたため、リバウンド予測の見直しとして、層別沈下計の変位計測結果と当初設計の変形係数を基準として、変形係数を逆解析し、求められた値をもとに再度リバウンド量を予測解析することとした。

変形係数の逆解析は、三次掘削時に計測したリバウンド量(7.2mm)を基準に、変形係数をパラメータとして二次元FEMを用いて行った。

除荷時の変形係数は常時の3.5倍とし、固結後の改良体の変形係数は現地盤の20倍の値とした¹⁾²⁾。

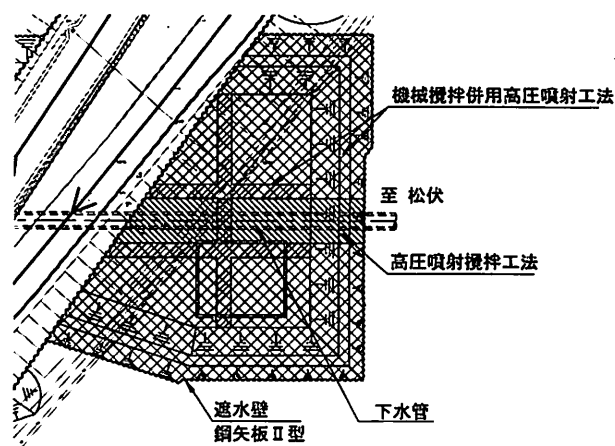


図-10 到達側地盤改良平面図

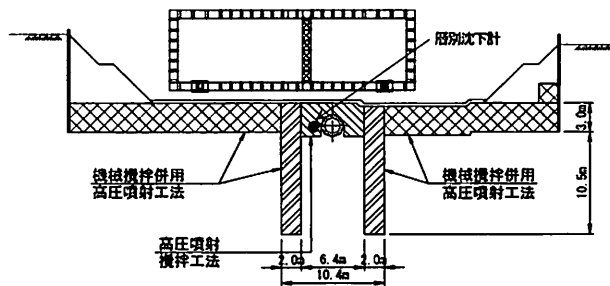


図-11 到達側地盤改良断面図

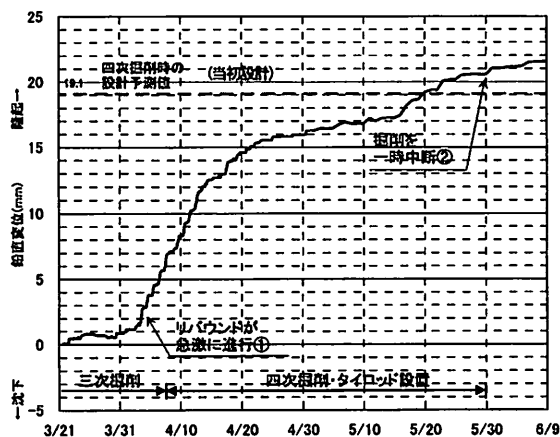


図-12 発進立坑 リバウンド経時変化グラフ(当初設計)

表-4 逆解析による変形係数の算出結果(三次掘削時)

解析ケース	変形係数の比率 (対当初設計)	リバウンド量(mm)					
		発進側			到達側		
		計測値 (1)	解析値 (2)	差 (1)-(2)	計測値 (3)	解析値 (4)	差 (3)-(4)
1	100%		1.9	5.3		-6.7	9.6
2	90%		2.9	4.3		-3.1	6
3	85%		3.9	3.3		-1.5	4.4
4	80%		5.3	1.9		1.2	1.7
5	75%		7.7	-0.5		4.4	-1.5

※符号 正号: 隆起
負号: 沈下

表-5 リバウンド量の見直し結果

施工段階	リバウンド量(mm)		
	発進側 最大値	到達側 最大値	許容値
四次掘削完了時	24.5	9.3	30
最終掘削完了時	40.1	14.4	30

※符号 正号: 隆起
負号: 沈下

その結果、変形係数を設計値の75%に低減させることにより、解析値と計測値が近似した(表-4)。これにより予測解析に用いる変形係数を設計値の75%の値とした。

この値を用いて最終掘削時のリバウンド量の予測解析を行った結果、最終掘削時の幹線下水管付近のリバウンド量は幹線下水管の変位管理値30mmを超える40.1mmと予測されたため(表-5)、発進立坑側にて追加のリバウンド対策工を行うこととした。

(3) 対策工の選定

対策工には、リバウンド進行を確実に抑制することを前提として、緊急性を要するため短時間での施工が可能で、かつ即効性があることが求められた。

また施工条件として、設置済仮設栈橋に支障せず、発進立坑底面全体に施工が可能であること、掘削の途中段階でも施工が可能であることが求められた。

この条件を満たす工法として、表-6に示す3工法について比較検討をし、工期・工費、施工性、即効性に優れた「分割掘削+グラウンドアンカー工法」を選定した。

(4) 対策工の施工

「分割掘削+グラウンドアンカー工法」は、立坑底面を小断面に分割して掘削し、グラウンドアンカーを打設することによってリバウンドを抑制する工法である。施工は、リバウンド進行の抑制と幹線下水管の変位を抑えるため、掘削を中断した四次掘削面 (TP-2.22m) より行った。

グラウンドアンカー打設間隔は5mとし、幹線下水管を挟む2列を先行して施工した(図-13)。また、掘削土砂は対策工が完了するまで立坑内に仮置きし、部分掘削を終えた箇所から順次アンカーの打設緊張を行った(図-14)。

グラウンドアンカーの緊張力には、掘削を中断した面

表-6 対策工選定表

	分割掘削+ グラウンドアンカー工法	引張抵抗杭	遮断壁工法
概要図			
概要	分割掘削により変位を極力抑えつつ、グラウンドアンカーにて支持層に定着する	鋼管杭先端に設置した袋状の改良体を支持層に定着させ、杭頭部は既設改良体に固定する	高圧噴射攪拌工法にて遮断壁を造成し、周囲の軟弱粘性土の側方流動を遮断する
概算工費 概略工期	1.0 20日	4.9 35日	8.6 60日
長所	施工機械がコンパクトで機動性が高く、仮設栈橋に支障しない施工が可能	杭先端に設置した袋状の改良体により確実なリバウンド抑制が図れる	粘性土の側方流動を遮断することにより、確実なリバウンド抑制が図れる
短所	部分掘削とグラウンドアンカー工の2工程となる	大型のプラントを必要とする	大型のプラントを必要とする
評価	施工機械がコンパクトであり、機動性も高いので、掘削途中の立坑内での施工が可能である	施工機械が専用の大型マシンである	施工機械が専用の大型マシンである

※概算工費は「分割掘削+グラウンドアンカー工法」を1.0とした場合の比率

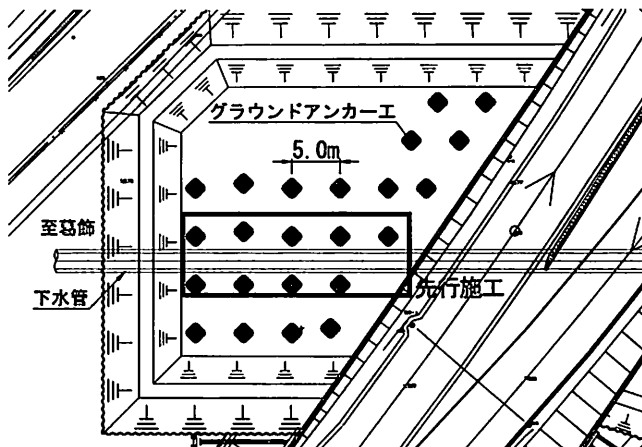


図-13 グラウンドアンカー打設箇所

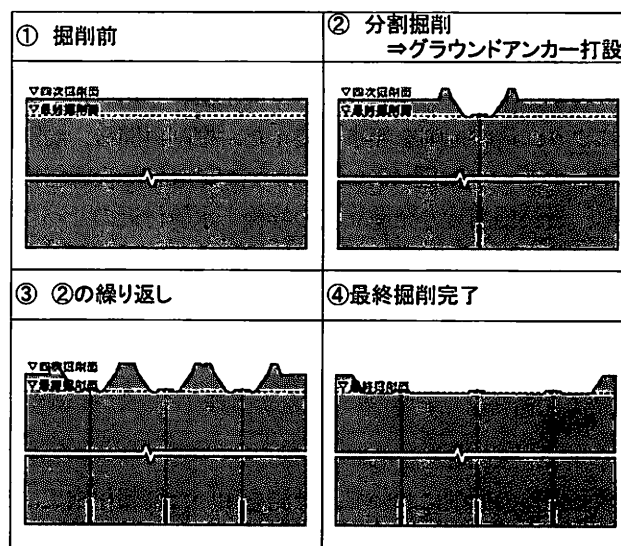


図-14 対策工施工ステップ図

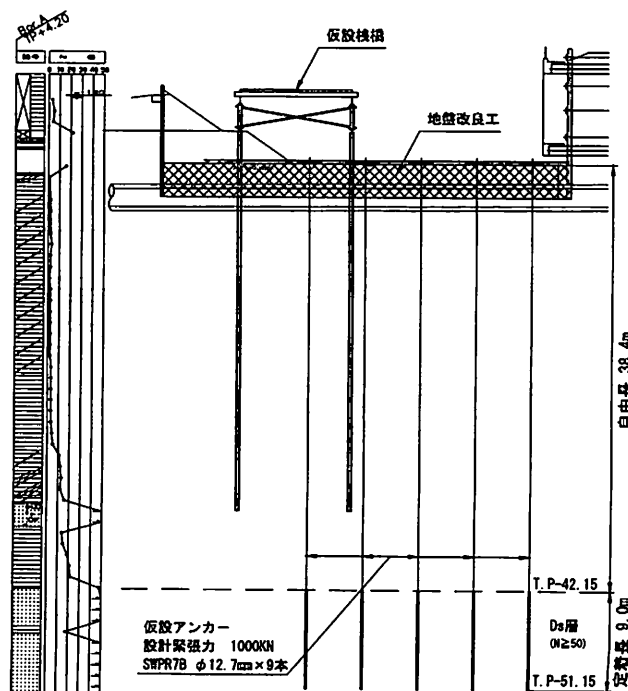


図-15 グラウンドアンカー断面図

から最終掘削面までの掘削土量に相当する重量810kN（単位体積重量 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ 、 $5\text{m}\times5\text{m}\times1.8\text{m}$ ）に安全率 $F_s=1.2$ を割り増した1000kN本を設定している。またグラウンドアンカーの定着はN値 ≥ 50 となるDs層(TP-42.15m)に行うものとし、定着長は9mとした(図-15)。受圧板は部分掘削と同時にアンカー緊張を行えるようにするため、また函体の施工時に支障しないよう均しコンクリート以深に収まるようにするため、 $1.9\text{m}\times1.9\text{m}$ 、厚さ137mmの鋼製受圧板を使用することとした。施工後のイメージを図-16に示す。グラウンドアンカーの仕様については表-7に、また施工フローを図-17に示す。

なお、グラウンドアンカー施工にあたり、事前にアンカー緊張試験を実施し、設計耐力および施工の安全性の確認を行った。

(5) 対策工の結果

「分割掘削+グラウンドアンカー工法」を用いた対策工により、最終掘削を無事に終えた。掘削再開後、層別沈下計のデータは図-18に示すように安定した状態で推移し、最終掘削時の発進立坑の幹線下水管付近のリバウンド量は約24mmであり、変位管理値30mm以内に収まる結果となった。

5. 結論

軟弱地盤の掘削において、計測を用いた情報化施工によって、リアルタイムにリバウンドを把握し、地盤崩壊を未然に防止できた。

対策工として実施した「分割掘削+グラウンドアンカー工法」は、施工中、施工後のリバウンド進行を抑えられたことが計測結果から確認できたことから、リバウンド発生時の対策工として有効であったと考えられる。

参考文献

- 1) G.グーデフス：地盤力学の有限要素解析，森北出版（株），1981
- 2) 横浜市下水道局：アースアンカー土留めに関する現場計測報告書，鴻池・西松・飛島共同企業体，1981

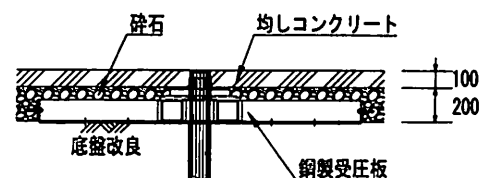


図-16 鋼製受圧板

表-7 グラウンドアンカーの仕様

設置間隔	5m
PC鋼線	PC鋼より線 $\phi 12.7\text{mm} \times 9$ 本
アンカー径 (da)	165mm
周面摩擦抵抗(Ds層) (τ)	350kN/m^2
安全率 (F_s)	1.5 (仮設)
アンカー長 (l)	約49m
定着長 (la)	9m

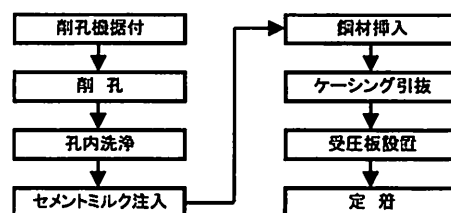


図-17 グラウンドアンカー施工フロー

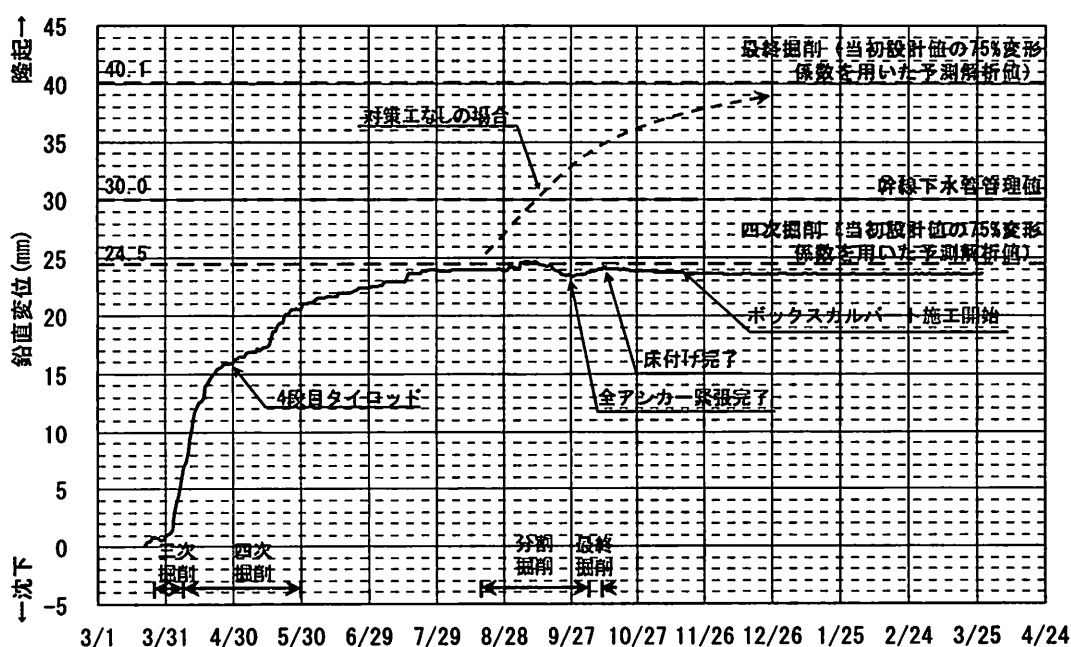


図-18 発進立坑リバウンド経時変化グラフ(修正設計)