小土被りで近接施工となる工業団地直下を通過するⅡ期線トンネルの設計と施工

小笠原　和久[1]・佐藤　直輝[2]・阿部　将也[3]・三河内　永康[4]・
倉持　秀明[5]・村山　秀幸[6]

[1]（株）フジタ　東北支店　好間トンネル作業所長（〒970-1144 福島県いわき市好間工業団地 1-50）
E-mail: kogasawara@fujita.co.jp

[2]東日本高速道路（株）　東北支社　いわき工事事務所　平工事区工事長
（〒970-0101 福島県いわき市平下神谷字仲田 100）
E-mail: n.sato.ah@e-nexco.co.jp

[3]東日本高速道路（株）　東北支社　いわき工事事務所　平工事区
（〒970-0101 福島県いわき市平下神谷字仲田 100）
E-mail: m.abe.ah@e-nexco.co.jp

[4]正会員　（株）フジタ　土木本部　土木エンジニアリングセンター　技術部（トンネルグループ）
（〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷 4-25-2）
E-mail: mitugochi@fujita.co.jp

[5]正会員　パシフィックコンサルタンツ（株） 交通基盤事業本部　インフラマネジメント部　トンネル室
（〒151-8570 東京都千代田区神田錦町 3-22）
E-mail: hideaki.kuramochi@tk.pacific.co.jp

[6]正会員　（株）フジタ　技術センター　土木研究部（〒243-0125 神奈川県厚木市小野2025-1）
E-mail: murayama@fujita.co.jp

常磐自動車道は，現在，福島県内と宮城県内で 4 車線化事業を展開しており，福島県内ではいわき中央 IC から広野 IC までが対象となっている．このうち，好間トンネルは，いわき市内にある 2 つのトンネルのうちの 1 つで，供用中のⅠ期線トンネルに平行する双設トンネルの新設工事であり，延長は L=1,236m である．本トンネル上部の地表部はトンネル全延長の約 8 割が工業団地として造成されており，トンネル延長の約 3 割が土被り 2D（D：掘削幅）以下，約 7 割が 3D 以下となる小土被りの近接施工条件である．また，Ⅰ期線トンネルとⅡ期線トンネルの中心間距離は，地表部の利用条件からトンネル全線にわたり約 20m と近接している．本稿では，小土被りで近接施工となる工業団地直下を通過するⅡ期線トンネルの設計と施工について報告する．

Key Words: *shallow overburden, industrial park area, 2nd stage tunnel, neighboring construction*

1. はじめに

常磐自動車道は，三郷 JCT（埼玉県）から富谷（宮城県）に至る延長 343km の高速道路であり，いわき中央 IC（福島県）から岩沼 IC（宮城県）までは暫定 2 車線となっている．交通量の増加による速度低下や事故発生の状況を踏まえ，福島県内ではいわき中央 IC から広野 IC までの 4 車線化事業を展開している．

好間トンネルは，いわき市内にある 2 つのトンネルのうちの 1 つで，延長はⅠ期線トンネル（供用線）が 1,245m，今回施工のⅡ期線トンネルが 1,236m の双設トンネルである．

本トンネルの地形は河川の支流沿いに形成される丘陵地に位置し，地質は新第三紀（中新世）の泥岩・砂岩の互層（Go(al)），礫岩（Go(cg)）及び新第三紀（鮮新世）の細粒砂岩（Iw(ss)）等の軟岩で形成されており，トンネル位置には 2 箇所の断層が想定されている．地質調査により新第三紀の泥岩，砂岩，細粒砂岩のいずれにおいてもスレーキング率が 100%であり，Ⅱ期線トンネルの近接施工による緩み荷重の増加が予想されたため，Ⅰ期線トンネルは全線にわたりインバートが設置されていた．

本トンネルの特徴と課題は，以下に示す 3 点であった．

①小土被り区間の施工

本トンネルの地表部は，いわき好間中核工業団地となっており，広さが 310.5ha（東京ドーム約 66 個分）で，現在 73 社の企業が操業している．この工業団地は昭和 60 年（1985 年）に分譲が開始された（**写真-1** 参照）．

\工業団地造成時に丘陵地を切盛して造成が行われて平坦化したため，沢部は土砂で埋土された（**写真-2** 参照）．このため，トンネル上部は造成前の旧地山と盛土（沢の埋土）で構成されており，旧地山の土被りはⅠ期線トンネルでは最小 2.2m，Ⅱ期線トンネル天端に埋土が出現する場所がある．これらの地点における埋土も含めた全土被りは 16.4～17.9m となっており，小土被り区間が約 900m 連続している．また，埋土地点（3 箇所）では旧地山地表との間に宙水が想定された．

これより，天端崩落及び先行変位を抑止するための対策工の検討と，そのために必要な調査方法の検討が必要であった．

写真-1　好間トンネル終点側坑口と直上の工業団地 [1]に加筆修正

②工業団地直下での施工

本トンネル直上の地表部は工業団地であり，Ⅰ期線トンネル着手直前は 9 社だったものが，今回のⅡ期線施工時には 15 社と増加している．これらの工場には，精密機械が稼働している精密機械工場や薬品タンクがある薬品工場が存在している．

これより，施工時には振動及び地表面の変位等，工業団地への影響に留意するため，振動・沈下に対する影響範囲の検討や，施工中の管理基準値を設定する必要があった．

③Ⅰ期線トンネルとの近接施工

常磐自動車道のうち，当該区間であるいわき中央 IC からいわき四倉 IC は平成 11 年（1999 年）3 月に開通したが，本線計画が工業団地造成後であったため，Ⅰ期線トンネルとⅡ期線トンネルの中心間距離がトンネル全線にわたり約 20m（約 1.75D）と近接する施工条件となった．特に，Ⅰ期線の非常駐車帯がⅡ期線側に拡幅されている区間では，

写真-2　トンネル地表部の土地利用状況 [2]に加筆修正

トンネル壁面間の離隔距離が約 6m と超近接施工（近接度 0.35D）であった（**図-1** 参照）．

これより，Ⅱ期線トンネル施工時における地山のゆるみ領域の干渉等に対するⅠ期線トンネルの計測管理体制（変位）の確立と管理基準値の設定が必要であった．

本報告では，以上の特殊条件下においてトンネルを構築した好間トンネルの詳細設計及びその施工について述べる．

2. 詳細設計

(1) 概要

本工事は，詳細設計業務が併行して進められている段階で発注された．工事受注者は現地状況の確認結果，施工実績，ノウハウ及び資機材の調達状況等を踏まえ，効率的な施工の提案をするために，詳細設計への参画が求められた．

また，工事開始前から 4 車線化事業の本トンネルを含む 2 つのトンネルに対して，学識経験者（大学院教授及び准教授）や有識者（高速道路総合技術研究所）を含むトンネル技術検討会が設置され，各トンネルの特徴を踏まえた課題等に対する議論・方向性提示を踏まえながら詳細設計と工事が進められた．

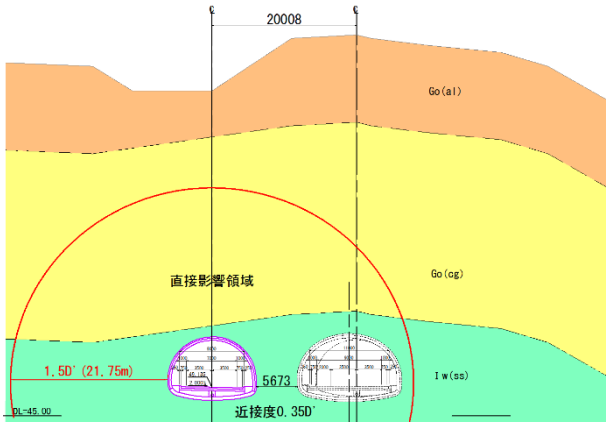


図-1　Ⅰ期線非常駐車帯とⅡ期線の離隔距離

前述のように 地表部には工場等が立地しており，小土被りでトンネルが計画されているとともに，供用中のⅠ期線トンネルと近接している．このため，詳細設計では，小土被りで軟岩地山であるとともに，地表部工場への影響に配慮した施工法の検討，構造の設計及びⅠ期線に与える影響に配慮したⅡ期線トンネルの施工法の検討，構造の設計が行われた．

調査ボーリング及び土質・岩石試験は，Ⅰ期線施工時には計 13 箇所で実施された．Ⅱ期線においては，①小土被り部についてⅠ期線調査箇所と比較する必要があること，②トンネルの起点（貫通点）坑口側についてⅠ期線施工時に亀裂・肌落ちが多く見られたこと，③Ⅰ期線の非常駐車帯がⅡ期線側に拡幅されている超近接施工箇所，④Ⅰ期線では比較的施工しやすかったと思われる土被りが厚い CⅡパターンの区間でも地表面部に新たに工場が立地したことなどにより，計 11 箇所で実施した．詳細設計は，これらの調査・試験結果による設計定数を用いて行われた（**表-1** 参照）．

(2) 掘削方式および掘削工法

本トンネルは，トンネル全長の約 90%程度がD等級地山でることや前述の条件により，「機械掘削方式（軟岩トンネル掘進機）」とされた．また，掘削工法はベンチカット工法を基本としたが，トンネルの終点（掘削開始）側約 50%のトンネル周辺地山には礫岩・砂岩泥岩互層・埋土等が出現しており，後述する数値解析（FEM）の結果によりベンチカット工法では許容値を満足できないため，「全断面早期閉合」で計画された．

(3) 数値解析（FEM）

本トンネルは前述のとおり，Ⅰ期線トンネルとⅡ期線トンネルの中心間隔が約 20m と近接しているため，Ⅱ期線施工の影響がⅠ期線トンネルに影響を及ぼすと想定された．また，地表面部には工場などが立地しており，小土被りでトンネルを施工することから地表物件への影響

表-1　土質・岩石試験結果と設計定数

物性値 / 土質・岩質名（記号）	室内試験							原位置試験				地山設計定数				
	単位重量 ρt (g/cm^3)	一軸圧縮強度qu (kN/m^2)	超音波伝播速度Vp (km/s)	動ポアソン比 νd	動弾性係数Ed (kN/m^2)	粘着力C (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ (°)	N値	変形係数E (kN/m^2)	弾性波速度Vp (km/s)	ポアソン比 ν	単位重量 ρt (g/cm^3)	準岩盤強度qu' (kN/m^2)	弾性係数E (kN/m^2)	粘着力C (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ (°)
埋土・礫混じり土砂（Fl）	1.918～2.126	－	－	－	－	0.8～28.5	28.8～39.8	12	3,277～7,893	－	－	20.0（平均）	－	3,200	10	30
崖錐・岩片混じり土砂（Dt）	－	－	－	－	－	－	－	11	－	－	－	19.0	－	7,700	0	25
五安層・砂岩泥岩互層（Go(al)）	2.071～2.139	440～3,790	0.64～1.72	0.365～0.458	180,000～3,690,000	1508.3～1537.0	22.2～22.6	103	123,100～213,900	1.03～1.56	0.326～0.422	20.5（平均）	440～1,359	123,100	1,100	19
五安層・礫岩（Go(cg)）	2.175～2.609	40～46,910	0.46～4.79	0.319～0.332	360,000～40,090,000	120.1～4604.4	22.5～55.7	217	112,000～1,031,100	1.44～2.28	0.333～0.385	23.0（平均）	40～4,240	112,000	320	23
五安層・細粒砂岩（Iw(ss)）	2.075～2.455	3,840～27,640	2.40～2.67	0.239～0.362	7,750,000～10,180,000	1871.3～7943.5	11.7～17.6	221	1,693,600～2,062,500	2.45	0.390	21.5（平均）	3,410～27,640	1,693,600	2,800	10

※Dt層については、N値や参考文献より推定

が懸念された．このため，解析的手法（数値解析 FEM）によりⅠ期線トンネル及び地表構造物への影響評価を実施し，これらの近接構造物への安定性を確保するとともに許容値以下とするためのⅡ期線の施工方法及びトンネル構造の検討を行った．

a) 解析断面

解析断面は，地質条件，地表の工場の立地条件，Ⅰ期線との離隔距離及びトンネル断面積を考慮し，**図-2** に示す6断面を選定した．**表-2** に，各断面の諸条件を示す．

b) 解析手法

主にⅠ期線への影響及び比較的平坦な地表面に存在する建物等への影響を評価することを目的とすることから，2次元非線形弾性解析を採用した．地山材料の応力ひずみ関係を再現するモデルとして電中研方式（林－日比野モデル）とした。掘削解放率については，掘削直後の無支保工（素掘り）時と支保工設置後の割合を，ベンチカット工法では 40%：60%，全断面早期閉合では鏡補強ボルトの影響も考慮し20%：80%とした．

c) 地盤物性値

本トンネルではⅠ期線施工時の計測結果が得られていたことから，Ⅱ期線トンネルの検討に先立ち**表-2** に示す各断面においてⅠ期線トンネルの再現解析を行い，トンネル周辺地山の初期側圧係数と変形係数を断面ごとにそれぞれ設定した．

d) 許容値の設定

Ⅰ期線の覆工コンクリートは，坑内点検の判定結果が「OK，B」判定であり，設計基準強度が 18N/mm^{2}であったため，「設計要領第三集 トンネル保全編 (6) トンネル近接施工 [3]」に示されている覆工増加応力の目安である増加圧縮応力は 5.4N/mm^2，増加引張応力は 1.08N/mm^2 を許容値とした．

地表部の工場における許容値は，「建築基礎構造設計指針[4]」に示されている建物RC構造の沈下量が 20mm，傾斜角が 1/1000rad とした．

e) 解析結果

補助工法は，地表工場の施工条件から注入式長尺鋼管先受け工，鏡吹付けコンクリート及び長尺鏡ボルトを基本として検討した．

解析はトンネル掘削時の支保工応力，Ⅰ期線の覆工増分応力及び地表面の工場への影響を検討し，**表-3** に示す結果となった．トンネル終点側の約 50%区間（礫岩・砂岩泥岩互層区間）は「全断面早期閉合」＋「補助工法」を用いることで，許容値を満足でる結果となった．解析断面 No.④及び No.⑤，⑥の支保パターンを**図-3** に示す．

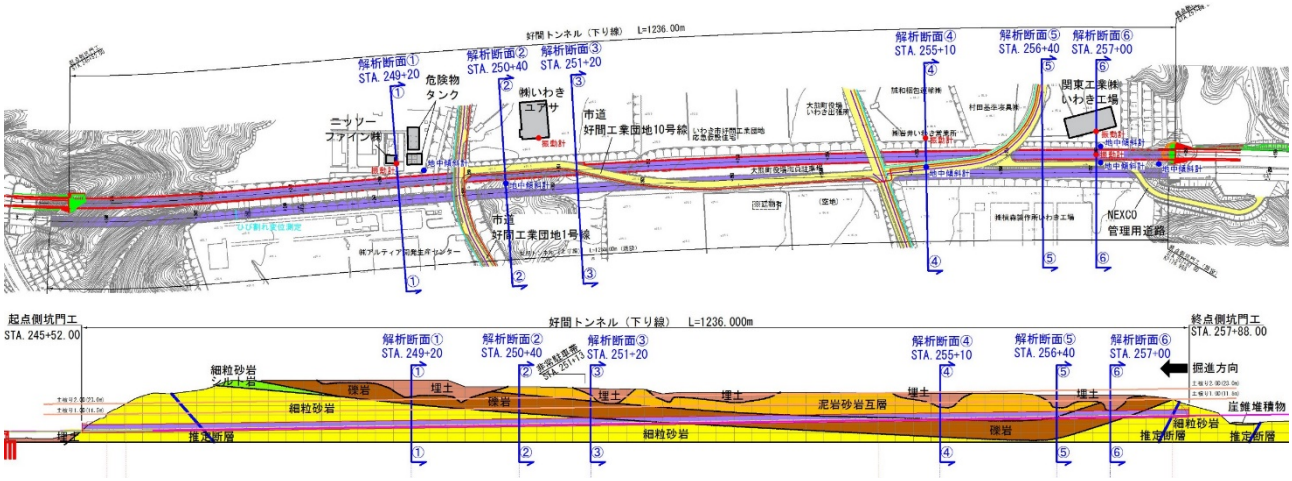


図-2 解析断面平面図・地質縦断図

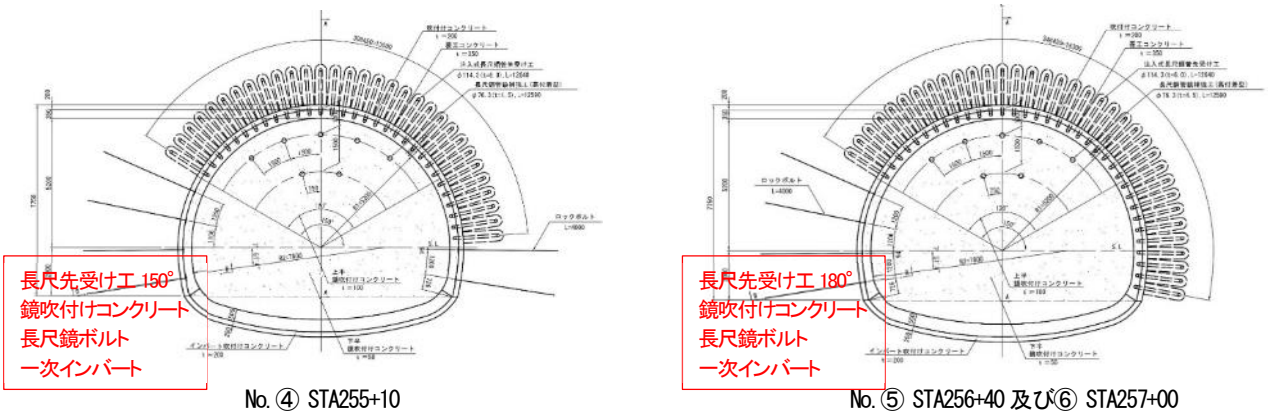
表-2 解析断面位置の諸条件

No.	解析断面位置	Ⅰ期線支保パターン	Ⅱ期線断面	選定理由
①	STA249+20	DⅠ-i(A)	標準	危険物タンク，工場への影響
②	STA250+40	DⅠ-L(R)	標準	Ⅰ期線非常駐車帯がⅡ 期線側拡幅のため超近接
③	STA251+20	DⅠ-L(L)	非常駐車帯	大断面（非常駐車帯断面）同士の近接
④	STA255+10	DⅢa(1)	標準	小土被り，厚い埋土，地上道路，埋設管
⑤	STA256+40	DⅢa(1)	標準	Ⅰ期線で地表面沈下量が最大
⑥	STA257+00	DⅢa(W)	標準	小土被り，厚い埋土(トンネル天端に埋土出現)，精密機械工場近接

表-3　解析断面位置での解析結果と許容値との比較

No.	掘削工法	補助工法（注入式長尺鋼管先受け工打設範囲）	Ⅱ期線支保工最大応力			Ⅰ期線覆工増分応力		地表部工場等への影響	
			吹付けコンクリート応力 (N/mm2)	鋼アーチ支保工応力 (N/mm2)	ロックボルト軸力 (kN)	内側最大引張応力 (N/mm2)	外側最大引張応力 (N/mm2)	最大沈下量 (mm)	傾斜角(rad)
①	ベンチカット	なし	−2.4<−13.5	− 81.6<−382.5	31<290	0.19<1.08	0.82<1.08	1.1<20	0.07/1000<1/1000
②	ベンチカット	なし	−2.8<−13.5	− 95.5<−382.5	41<290	0.21<1.08	0.13<1.08	0.4<20	−
③	ベンチカット	なし	−4.1<−13.5	−145.7<−382.5	85<290	0.29<1.08	0.28<1.08	1.0<20	−
④	早期閉合	Ⅰ期線側 150°	−6.0<−13.5	−259.4<−382.5	61<290	0.70<1.08	0.91<1.08	−	−
⑤	早期閉合	Ⅰ期線側 180°	−4.5<−13.5	−175.4<−382.5	37<290	0.96<1.08	0.55<1.08	7.3<20	−
⑥	早期閉合	Ⅰ期線側 180°	−6.0<−13.5	−282.7<−382.5	40<290	1.03<1.08	0.94<1.08	5.5<20	0.37/1000<1/1000

※左側は解析値を、右側は許容値を示す



No.④ STA255+10　　No.⑤ STA256+40 及び⑥ STA257+00

図-3　支保パターン図

(4)　ブレーカ振動の検討

トンネル掘削の際には，ベンチカット工法，全断面早期閉合及びインバート掘削において大型ブレーカを使用するため，大型ブレーカ施工による振動が地山を伝搬し周辺環境への影響が懸念されるため，予測計算式による振動検討を行った．

工業団地内のある企業では，ヒアリングにより 26dB 以下で工場を操業していることが判明した．26dB 以下では施工が困難となるため，実際のトンネル工事中の振動計測結果をもって，企業との協議により管理値を決定する必要があった．詳細設計では，福島県振動防止対策指針の振動基準である夜間 60dB 以下となる施工方法を選定することとした．

トンネル工事での大型ブレーカ等の振動予測方法等について記載されている文献等が無いため，国土技術政策総合研究所の「道路環境影響評価の技術手法」に示されている参考予測手法の式 [5]と，ユニット別基準点振動レベル [6]に記載されている大型ブレーカによる構造物取り壊し（73dB）を用いて試算した．その結果，一番近い精密機械工場では振動レベルが 63.6dB となり福島県の基準を満足しない結果となった．

ただし，上記はあくまで参考予測式であること，実際の施工では主にバックホウ等で掘削できる可能性があること，ブレーカを使用したとしても振動がどの程度発生するか明確には分からないこと等により，実施工においては現地計測を行い実測値に対して適切な対応策を実施することとした．

(5)　計測計画

本トンネルは，前述した各種条件から，供用中の Ⅰ期線トンネル及びトンネル直上の近接構造物等への影響を監視しながら施工する必要がある．このため，標準的な計測 A に加えて，以下の計測 B を追加した．

a)　Ⅰ期線の計測

Ⅰ期線トンネルでは 6 箇所の解析断面において，レーザー距離計（天端部，両肩部，側壁部の 5 箇所）を用いた内空変位測定（水平 2 測線及び斜め 2 測線），覆工ひずみ測定（覆工天端，両肩，側壁の 5 箇所）及び坑内温度測定（天端部と側壁部の 2 箇所）が計画された（**図-4** 参照）．また，トンネル掘削初期段階においてはトータルステーションを使用した内空変位・天端沈下測定を実施するとともに，定期的な維持修繕工事にともなう Ⅰ期線夜間通行止め時に，ひび割れ調査とひび割れ変位測定を行なうことも追加された．

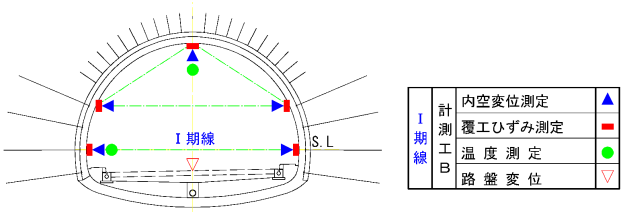


図-4　Ⅰ期線の計測断面位置

b)　Ⅱ期線の計測

吹付けコンクリート応力測定，ロックボルト軸力測定，鋼アーチ支保工応力測定及びインバート吹付けコンクリート応力測定を，小土被りでトンネル天端に埋土が出現し精密機械工場に近接する解析断面 No.⑥（STA257+00）に対して計画した．

c)　地表部の計測

6 箇所の解析断面においてはⅡ期線トンネルの影響範囲（トンネル端部から左右 45°）で横断方向の地表面沈下測定を，また，近接する工場に対しては振動測定を行うこととなった．

d)　その他の計測

Ⅰ期線トンネルとⅡ期線トンネルの中間地山では，6 断面で地中傾斜測定を行い，地山の変位計測値と解析による予測値を比較することとした．

e)　管理基準値

地表の工場等の沈下量，傾斜角と振動値，Ⅰ期線覆工の増加応力の管理基準値は，前述の **2. 詳細設計 (3) 数値解析 (FEM) d) 許容値の設定**と，後述する **4. 工業団地直下での施工**で記述された値を採用した．

また，Ⅱ期線トンネルの天端沈下量と内空変位量は数値解析（FEM）結果より算出された値とし，Ⅰ期線トンネルの変位量と中間地山の水平変位量は，FEM で求められたⅠ期線の増加応力が許容値になる時のⅡ期線の変位量を比例関係として管理値を設定した．

3.　小土被り区間の施工

(1)　概要

小土被り区間は，終点側坑口から約 900m 連続している．この区間の地質は固結度が低い礫岩が主体となっており，工業団地造成のための沢の埋土がトンネル天端に埋土が出現する場所がある．Ⅰ期線トンネルでの旧地山の土被りは最小 2.2m であり，Ⅰ期線施工時には掘削中の切羽面の亀裂，肌落ち等が多く発生したことが記録されている．

本トンネルの掘削方式は全線「機械掘削方式」であるが，トンネルの終点（掘削開始）側約 50%の範囲では掘削工法として「全断面早期閉合」が採用され，残りはベンチカット工法であった．通常であれば，ベンチカット工法では軟岩トンネル掘進機（200kW 級）を，早期閉合では施工基面より全断面及びインバートの範囲を掘削できる中硬岩トンネル掘進機（300kW 級）を使用する．しかしながら，施工においては，地表部に工場が点在していると共にⅠ期線非常駐車帯との超近接区間もあり，早期閉合区間が延長される可能性もあるため，全線において 中折れロングブームタイプの中硬岩トンネル掘進機（350kW 級）を使用して掘削した．

(2)　掘施状況

終点側坑口から約 30m 地点までは，細粒砂岩主体であった．細粒砂岩自体は比較的硬質であるが，部分的に炭質泥岩を挟んでいた．

坑口から約 30m～40m までは，断層破砕帯の影響を受け，大きな岩塊が抜け落ちる状況であった．

坑口から約 40m からは固結度の低い礫岩が，想定よりも 10m 早く出現したため，全断面早期閉合に移行した．

約 75m からは木の根や株を含む埋土が出現するとともに，鏡面が湧水により小崩落が発生した．また，工業団地造成時の暗渠排水管（φ150mm）が出現し，さらに湧水が増加した（100 ﾘｯﾄﾙ/min）．

その後，切羽の地質は砂岩泥岩互層に変化したが，風化が激しく軟質で，湧水も若干見られた．

(3)　計測結果

a)　計測 A

Ⅱ期線トンネルの計測 A の結果については，Ⅰ期線で地表面沈下量が最大であった解析断面⑤と，小土被りでトンネル天端に埋土が出現する解析断面⑥での天端沈下と内空変位について述べる．天端沈下は，解析断面⑤において最大 16.4mm の沈下量が発生し，管理レベルⅡ以内に収まった．内空変位は，解析断面⑤と⑥のどちらも側壁部は拡大方向に変位し，天端と肩部の斜距離が最大 7.2mm の縮小となった．天端沈下および内空変位は，一次インバート施工後の切羽位置+約 20m 程度で収束した．

縦断方向の地表面の沈下は，埋土が厚い部分で沈下量が大きくなったが，解析断面⑤において上半通過してから切羽が 110m 進行した時点で，最大で 23mm 沈下した．これは，管理レベルⅡ程度の沈下であった．

b)　計測 B

Ⅰ期線のレーザー距離計を用いた内空変位測定は，解析断面⑥では測定値の変化が激しく，切羽到達後に一時的に管理レベルⅢを超過した．しかしながら，解析断面⑤では測定値の変化はあまりなく管理レベルⅠ以内に収まった．解析断面⑥は坑口から約 90m 地点，断面⑤は坑口から約 150m に位置し，坑口から 100m 程度までは降雨

の影響によるレーザー光が発散し，光量不足による影響であると考えられた．

Ⅰ期線の覆工応力は，概ね管理レベルⅠの範囲内で推移した．しかしながら，解析断面⑥のⅡ期線側側壁の応力は切羽が約40m通過後に管理レベルⅡ程度の引張応力が発生したが，すぐに管理レベルⅠ以内となり，その後もその範囲内で推移した．

横断方向の地表面沈下は，解析断面⑥では最大 16mm，解析断面⑤では最大 21mm 程度発生し，どちらの断面においてもトンネル直上部が最大値（管理レベルⅠ～Ⅱの範囲）となった．この値は，トンネルの天端沈下量と地表面の先行沈下量の和と同等であったことから，トンネル掘削に伴う地表面の共下がりであると考えられた．

Ⅰ期線トンネルとⅡ期線トンネルの中間地山は，既設トンネルの近傍に新たにトンネルを掘削した場合，**図-5** に示すとおり中間地山は新設トンネル側に変位することが，一般的な挙動であると考えられている．しかしながら，本トンネルにおいては，解析断面⑤では一般的な挙動と同様に新設トンネル側への変位が確認されたが，解析断面⑥ではⅠ期線トンネル側に最大 2mm 程度の変位が発生した．その後，切羽が約 50m 通過した後からは徐々にⅡ期線トンネル側に推移する傾向が確認された（**図-6** 参照）．

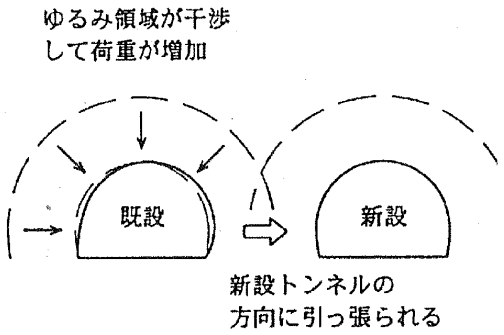


図-5　既設坑の側部に新設坑が建設される場合の挙動

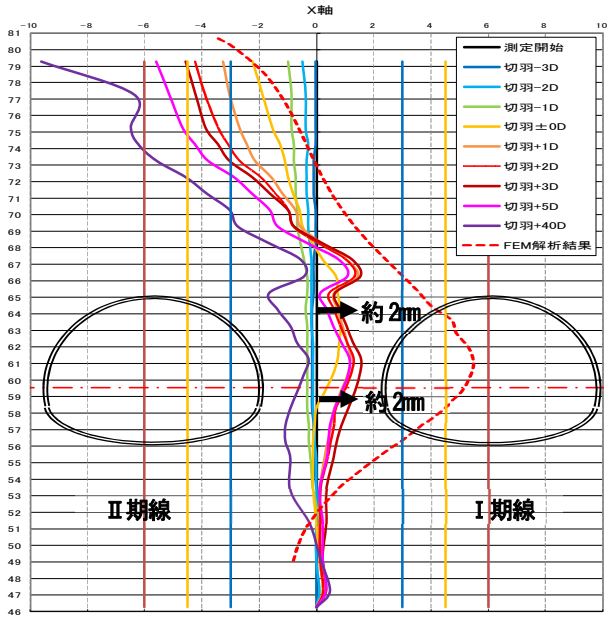


図-6　解析断面⑥における地中傾斜測定値と解析結果値の比較

この様に，一般的な中間地山の挙動と異なる現象が確認されたが，解析結果でも同様の傾向が示されていた．そこで，地中傾斜計設置時のボーリング柱状図とトンネル掘削時の切羽観察記録を基に地層境界を確認したが，解析モデルと大きな差異がなかったことから解析は妥当であると判断した．しかしながら，一般的な変形挙動と異なる要因の検討として，土被り高さや地層境界，地山物性値等を変化させて再解析を実施した．解析断面⑥のモデルを**図-7** に示し，再解析をした結果を下記に示す．

Case1：素掘り状態の場合

・Ⅱ期線トンネルの内空は縮小，中間地山はⅡ期線トンネル側に変位という，一般的な挙動と同様の傾向を確認（**図-8**）

Case2：支保工のみを施工した場合

・Ⅱ期線トンネルの内空は拡大，中間地山はⅠ期線側への変位が発生（**図-9**）

Case3：支保工および補助工法を施工した場合

・支保工のみの場合と同じ傾向であるが，さらに大きな変位を確認（**図-10**）

Case4：トンネル周辺の礫岩層を堅い地山とした場合

（変形係数Eを約20倍，Cを約10倍，φを約1/2）

・中間地山の変位量は減少する傾向を確認（**図-11**）

これらの再解析により，①地山強度が小さい本トンネルでは全土被り荷重が支保工を縦方向に押しつぶしⅡ期線トンネルを横に広げる挙動を示し中間地山はⅠ期線側へ変位すること，②補助工法により周辺地山を固めることで中間地山の変位は増加する傾向があること等が確認でき，支保工及び補助工法，地山条件等が複合的に影響し一般的な変形挙動と異なったものと想定された．また，Ⅰ期線とⅡ期線が近接していることも要因の一つと想定された．

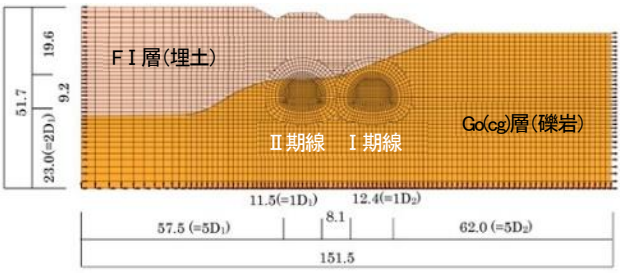


図-7　解析断面⑥のモデル図

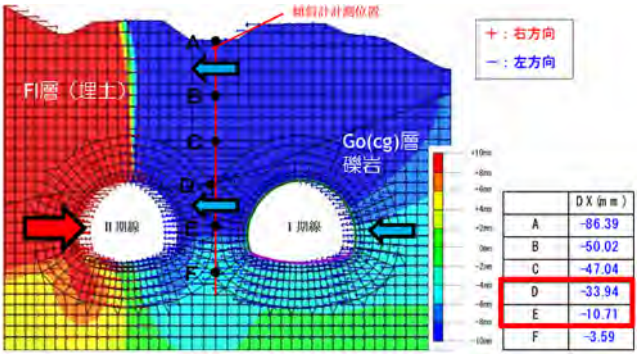


図-8　素掘り状態における地山の水平変位

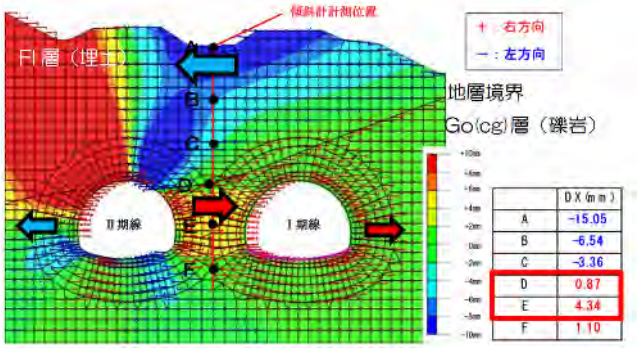


図-9　支保工のみ施工後における地山の水平変位

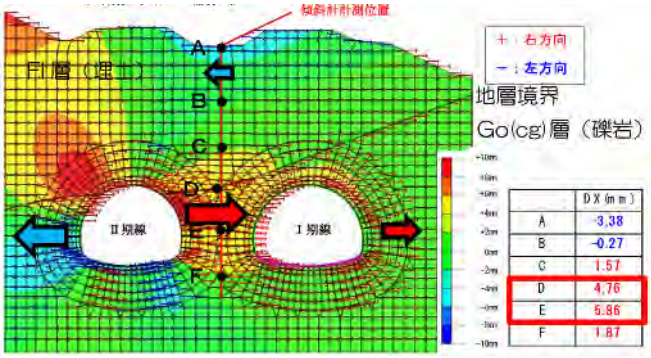


図-10　支保工+補助工法施工における地山の水平変位

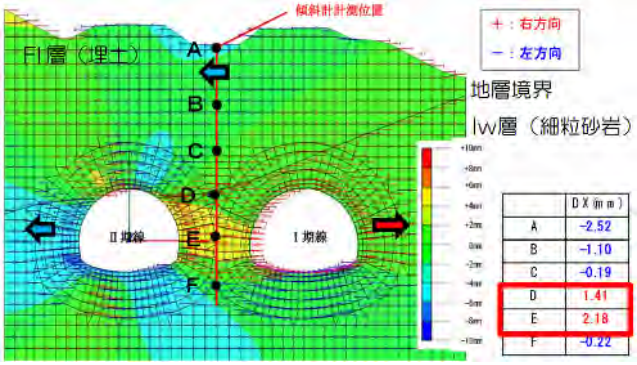


図-11 トンネル周辺を堅い地山とした場合における地山の水平変位

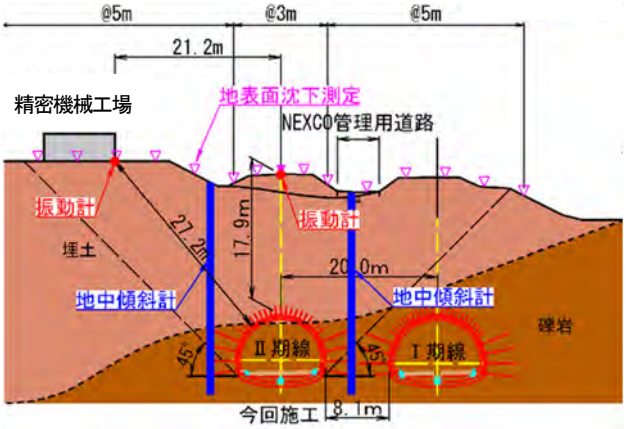


図-12　精密機械工場とトンネルの位置関係

4.　工業団地直下での施工

トンネル地表部の工業団地のうち最も近接しているのは精密機械工場であり，図-12 に示すとおり工場からトンネル中心までが平面距離で L=21.2m となっている．

トンネル掘削前に，工場の敷地境界点 4 箇所で暗振動を測定した．その結果，最大 56.69dB の振動が確認できた．これより，工場での閾値は安全側に考慮して 50dB と設定し，日常管理することとした．

トンネル掘削の結果，X（トンネル横断）方向，Y（トンネル縦断）方向共に，最大 45dB 程度の振動が発生したが，トンネル作業が不稼働時であった．また，Z（鉛直）方向にはトンネル掘削時に最大 49dB を記録したが，管理基準値内に収まり，精密機械工場への影響はなかった（図-13 参照）．

なお，トンネル掘削開始前に 2 回の地震（岩手県沖 M5.4 と宮城県沖 M4.5）が発生したが，その時には最大 62dB 程度の振動を観測した．

5.　Ⅰ期線トンネルとの近接施工

(1)　概要

Ⅰ期線の非常駐車帯がⅡ期線側に拡幅されている区間はトンネル壁面間の離隔距離が約 6m と超近接であったが，詳細設計で数値解析を実施し，標準支保パターン（DI-b(H)-K）で許容値を満足できる結果であった．

この区間のトンネル施工時においては，特に変状が発生するような挙動は測定されなかった．しかしながら，当該区間から切羽進行が 1D を通過してから，解析断面②の近傍のⅠ期線トンネルの内空変位（側壁部の水平測線）が徐々に拡大傾向を示し，切羽進行 2D を超える頃には管理レベルⅢを超過した．図-14 に，Ⅰ期線トンネルの非常駐車帯部における変状の模式図を示す．これにより，トンネル掘削を中止するとともにⅠ期線トンネルの緊急点検を実施し，覆工コンクリートに新たなひび割れ等の発生がないことを確認した．この間，Ⅱ期線側側壁部の覆工応力が増加したが，管理レベルⅠを超過する

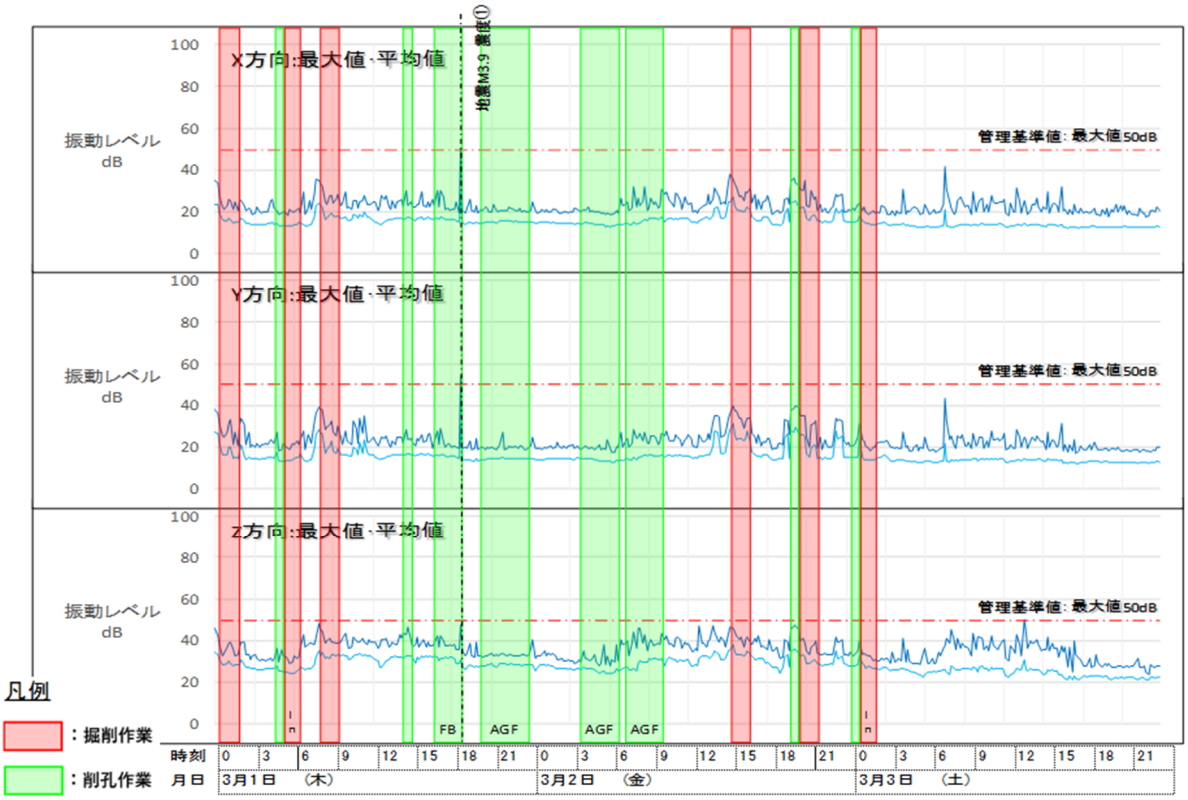


図-13　精密機械工場近傍の振動測定結果

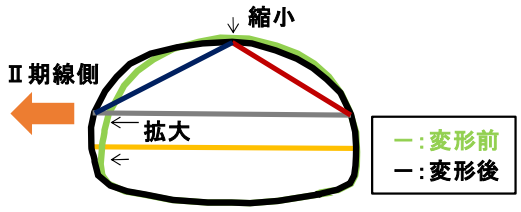


図-14　Ⅰ期線トンネルの変形模式図

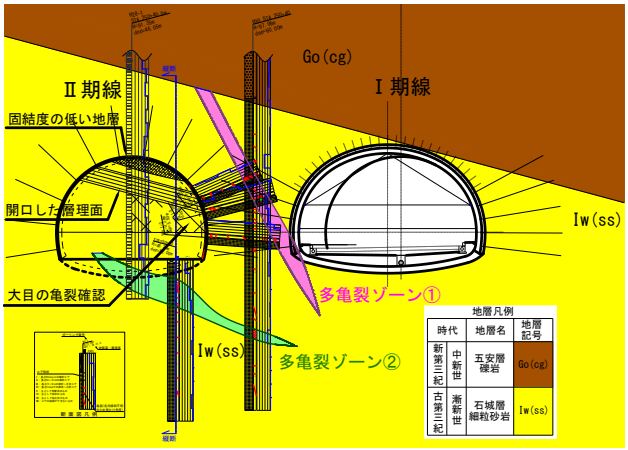


図-15　地質調査結果（トンネル横断方向）

までには至らなかった．また，中間地山ではトンネル掘削中に約 4mm，掘削中止後も 8mm 程度まで，トンネル下方（0.5D 程度）からⅡ期線トンネル側に変位が現れた．

このため，緊急対策として，Ⅱ期線トンネルからⅠ期線に向かって長さ L=4m の自穿孔型注入式ロックボルトを打設した．

(2)　詳細調査

a)　地質調査

当該測点の切羽観察では，天端部には固結度の低い礫岩が，切羽上半には開口した層理面や大目の亀裂が，Ⅰ期線側に傾斜していることが確認された．

Ⅱ期線トンネルからⅠ期線側に向かって，側壁部の上中下 3 箇所において，L=5.0～5.5m の斜め地質ボーリング調査を行った．これより，2 箇所のボーリングコアの亀裂から注入材（シリカレジン）が確認されたことから，これらは連続しⅡ期線側壁から 4m 程度の中間地山に縦方向の弱層（多亀裂ゾーン①）と想定された．ボーリング孔内で載荷試験を実施した結果，設計に用いた変形係数（1,693MPa）に対して 5 割程度の箇所も見受けられたが，注入された箇所は 2,000MPa 程度に改善されたことが確認でき，注入材が充填されれば弱層部は改善できると考えられた．

また，Ⅱ期線トンネルの下半盤よりトンネル縦断方向 3 箇所において，L=12.0m の鉛直ボーリング調査を実施した．縦断方向 3 箇所で違いがあるが，下半盤から深さ 10m 程度まで開口亀裂（多亀裂ゾーン②）が確認された．

地質調査結果をまとめると，トンネル横断方向には図-15 に示すように，多亀裂ゾーン①はⅡ期線上部からⅠ期線に向かって急角度となる弱層であり，多亀裂ゾーン

②は地層層理面の方向性とほぼ一致した．トンネル縦断方向には**図-16** に示すように，トンネル切羽側（変状確認位置から離隔 2D 程度）からは開口亀裂が確認できなかったことから，不連続であると想定された．

b)　Ⅰ期線覆工コンクリート調査

Ⅰ期線の非常駐車帯部の覆工コンクリートは，Ⅱ期線側の側壁部の 3 箇所において，3 軸ひずみゲージ（ロゼットゲージ）を用いてオーバーコアリングを行い，覆工に作用している実際の応力を調査した．また，コア供試体を用いてコンクリートの圧縮強度試験を実施した．

採取コアは，最大主応力が引張，最小主応力が圧縮であり，トンネル周方向には卓越した圧縮力が作用していた．そして，切羽の進行に伴い覆工に作用する圧縮応力が増加する傾向であった．また，コンクリートの圧縮強度は，設計 18N/mm^2 に対して平均 38.8N/mm^2 程度と 2 倍以上であった．オーバーコアリングによる実際に覆工に作用している応力値は，圧縮強度の 10%以下であり，覆工応力計による増加応力値と比べても 8 割程度であった．

(3)　変状発生原因分析

詳細調査の結果，当初想定できなかった地質分布と性状が確認され，トンネル周辺の多亀裂ゾーン①および②へ地下水が浸入し軟質化したと考えられた．また，**図-17** に示すように，Ⅰ期線とⅡ期線のトンネル掘削の影響領域が重なる中間地山のゆるみも影響したと考えられた．これより，変状発生に対する原因は，これらの要因が相互に影響しあい，Ⅰ期線がⅡ期線側に引っ張られる形で変位したものと推測された．

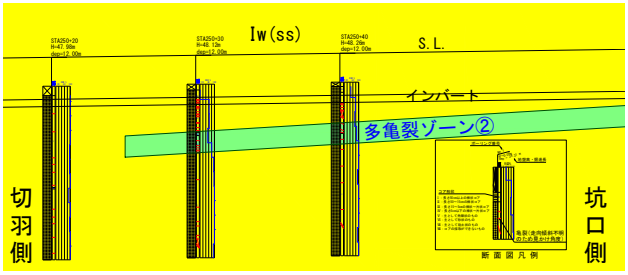


図-16　地質調査結果（トンネル縦断方向）

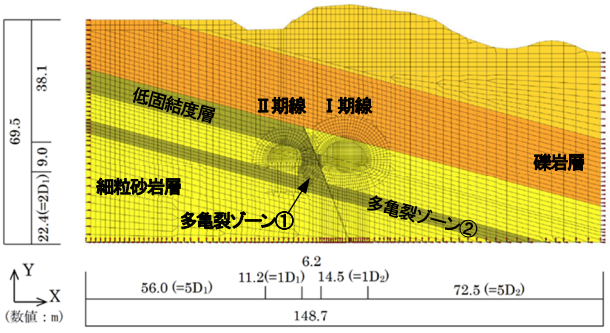


図-18　修正した再解析地質モデル

変状発生原因の妥当性を確認するために，詳細調査で想定した弱層位置を考慮し，**図-18** に示すように地質モデルを再構築するとともに，土質・岩石試験で求められた変形係数と粘着力を変更して，変状の再現解析を実施した．その結果，Ⅰ期線の内空変位と地中傾斜計の水平変位を概ね再現できた．しかしながら，Ⅰ期線覆工コンクリート応力は当初想定した引張応力の管理基準値 1.08N/mm^2（設計基準強度 18N/mm^2×0.06）を超過する結果となった．また，オーバーコアリングによる覆工応力測定結果と再現解析値を比較したところ，Ⅰ期線側壁部の内空側縁応力は，どちらもほぼ同程度となった．この関係から推定した軸力と曲げモーメントで M-N 耐力曲線を求めると，実測の圧縮強度（最小値 38.8N/mm^2）の耐力線の内側に入っており限界値に対して安全性に余裕があることを確認した．

(4)　対策工

変状原因分析から，中間地山安定対策とⅡ期線下部の弱層対策が必要であると考えられた．そこで，中間地山の地山安定対策工として自穿孔型注入式ロックボルト工を，Ⅱ期線下部の弱層対策工としてインバート掘削時における浮き上がりを防止するために弱層を貫通するように垂直ボルト工と一次インバート工（インバートコンクリート断面外）を選定した（**図-19** 参照）．

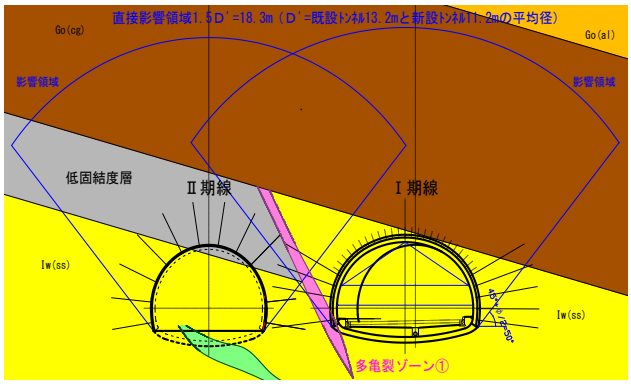


図-17　変状発生原因

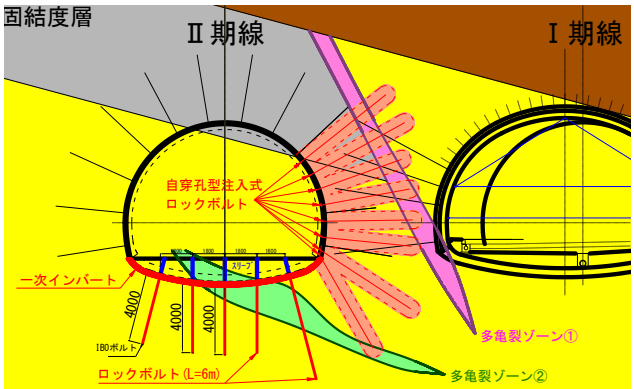


図-19　地質調査結果（トンネル縦断方向）

自穿孔型注入式ロックボルト工は，中間地山での調査ボーリング結果とⅠ期線への注入材の膨張圧の影響を考慮し，側壁部では長さ L=5m を，肩部およびインバート部では長さ L=6m を打設することとした．注入量は，1本（L=6mの場合）あたり97kg/本とした．打設範囲は，Ⅰ期線非常駐車帯部とそこから 45° の影響範囲までを1m 間隔毎とし，先行してトンネル縦断方向に間隔を空けて試験打設を行い，注入量が多い場所を想定弱層線の位置と考え，その上下を重点的に打設・注入することとした．

インバート下部の垂直ボルトは，トンネル下部のせん断抵抗を高めるために，多亀裂ゾーン②を貫通させて定着長を 2m 確保することとし，トンネル中心付近では長さL=4m，Ⅰ期線側の斜め打設となる場所では長さL=6mとした．また，左右の均等性を確保するために，1断面あたり 5 本打設することとした．さらに，一次インバート掘削時の応力解放に備えて，頭部には座金・ナットを用いてインバート吹付けコンクリートに固定することとした．施工範囲は、自穿孔型注入式ロックボルトと同じ範囲とし，横断間隔および縦断間隔は、設計要領 [7]に基づき，標準支保パターンに合わせて横断方向には 1.8m 間隔，縦断方向には1.0m間隔とした．

一次インバート工は，掘削進行 1m 毎に厚さ t=20cm のインバート吹付けコンクリートを施工し，一次インバートが 10.5m終了する毎に本設インバートコンクリートを施工することとした．施工範囲は，自穿孔型注入式ロックボルト工を網羅する本設インバートの施工割付の範囲とした．なお，鋼製インバート支保工は，施工済の下半鋼アーチ支保工と接続できる形状になっておらず，適正な応力伝達ができないとともに，鋼製インバート支保工の設置に時間がかかり掘削面の解放時間が長くなり変位の増加が危惧されたため，今回の対策工には採用しなかった．

以上の対策工の効果を確認するために，修正した地質モデルを用いて，対策工の効果予測解析を実施した．対策工は，自穿孔型注入式ロックボルトで中間地山の弱層部を地盤改良したことを地山の粘着力の増加で，インバート下部の垂直ボルトをインバート掘削前に下半盤から下向きのロックボルトの追加で，それぞれモデル化した．解析結果は，**表-4** に示すとおり，Ⅰ期線の変形量や覆工応力は無対策に比べて約 30%改善し，Ⅰ期線とⅡ期線の中間地山の変位量は無対策時の約 40%に抑制できることが分かった．

表-4 対策工の効果予測解析結果

		対策工	無対策
Ⅰ期線	内空変位	7.4mm	10.2mm
	覆工最大引張応力	2.04N/mm^2	2.85N/mm^2
中間地山の水平変位(Ⅱ期線側へ)		11.6mm	27.4mm

(5) 追加計測工

トンネルの掘削再開にあたり，Ⅰ期線トンネルの非常駐車帯部とⅡ期線トンネルに計測機器を追加で設置し，掘削再開後の挙動を把握した．

Ⅰ期線トンネルの非常駐車帯部には，一つの測点にレーザー距離計と覆工応力計が設置されていたが，以下の測定器を追加設置した．

- レーザー距離計内空変位測定：1断面
- トータルステーション内空変位測定：2断面
- 覆工応力測定：1断面
- 亀裂変位計によるひび割れ幅測定：3測点

Ⅱ期線トンネルでは，天端沈下・内空変位測定を 5m 間隔（当初は10m間隔）に行うこととし，その他Ⅰ期線トンネルとの中間地山に以下の測定器を新たに設置した．

- 岩盤変位計：3断面×6点×1測線
- ロックボルト軸力測定：2断面×5点×1測線
- 地中傾斜計による地中水平変位測定（挿入式）：Ⅱ期線路盤下Ⅰ期線側に3測線
- 地中傾斜計（中間地山）：1箇所

これらの対策工および計測体制を整えてからトンネル掘削作業を再開し，計測値が管理レベルⅡ以内で推移しⅠ期線トンネルとの近接施工区間を無事に通過することができた．

6. おわりに

本報告は，トンネル上部の地表に工業団地が立地し，小土被り区間が長く続き，Ⅰ期線トンネルの非常駐車帯とⅡ期線トンネルが超近接する，という特殊条件がある好間トンネルⅡ期線の設計・施工事例について述べた．

本トンネルにおける設計および施工は，本トンネルに特有の3つの困難な条件があったが，事業者，設計者及び施工者が一体となって最善の方法を選定した．

また，学識経験者や有識者を含むトンネル技術検討会が適切な時期に計6回開催され，諸条件の課題等に対する議論・方向性提示を踏まえながら進められ，トンネル構造物を構築することができた．

本稿が，今後の同様な施工条件におけるトンネル工事に際して参考になれば幸いである．

参考文献

1) NEXCO 東日本：常磐自動車道の開通予定（好間 TN 北側）ウェブサイト，https://www.e-nexco.co.jp/activit

y/agreeable/open_schedule/tohoku/tohoku1404.html
2) 国土地理院：地図・空中写真閲覧サービスウェブサイト，https://mapps.gsi.go.jp/maplibSearch.do#1
3) 東日本高速道路株式会社：設計要領第三集 トンネル保全編 (6) トンネル近接施工，pp.2-14~2-18，2016.
4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p153，2001
5) 国土技術政策総合研究所：道路環境影響評価の技術手法，p.Ⅱ6-2-13，2012.
6) 国土技術政策総合研究所：道路環境影響評価の技術手法，p.Ⅱ6-2-20，2012.
7) NEXCO 東日本：設計要領第三集 トンネル建設編，p.82，2015.

(2020. 8. 7 受付)

DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE 2ND STAGE NEW TUNNEL PASSING DIRECTLY UNDER THE INDUSTRIAL PARK AND NEIGHBORING FROM EXISTED TUNNEL AT SHALLOW OVERBURDEN

Kazuhisa OGASAWARA, Naoki SATO, Masaya ABE, Nagayasu MITSUGOCHI, Hideaki KURAMOCHI and Hideyuki MURAYAMA

The Yoshima tunnel for the Joban Expressway is a new construction of the 2nd stage tunnel parallel to the 1st stage tunnel in service. The Yoshima tunnel is 1,236m length now under construction. The Yoshima tunnel is passing under the industrial park about 80% of the total length of the tunnel. The distance between the ground surface and the tunnel is 2D(D: excavation diameter) or less in 30% and 3D or less in 70% of the total length of the tunnel. The distance between the centers of the 1st stage tunnel and the 2nd stage tunnel was close to 20m in the whole line. This paper describes the design and construction of the 2nd stage tunnel passing under the industrial park with shallow overburden.