

新唐櫃トンネルの施工

神戸第二建設部 須磨工事事務所 江上輝雄
計画部 計画第一課 三浦龍太郎
京都建設事務所 設計課 石原洋

要 旨

新唐櫃トンネルは、公団における、NATM工法による最長のトンネルであり、明石海峡大橋供用時を目的に施工を進め、平成10年4月2日に供用を開始した。

本トンネルは、神戸層群および六甲花崗岩の境界付近を貫通する位置に計画されている。地すべりブロック下での施工となる西側坑口付近については、トンネル掘削時の地すべり解析を実施した。その結果、抑制対策として、からと西ランプの切土部となる地すべりブロック上部を、トンネル掘削通過前に先行排土することとした。またトンネル上部でのからと西ランプ切土時のリバウンドによるトンネルへの影響について、事前に解析、検討を実施した。施工に際しては、安全かつ合理的に進めるため、地中変位、覆工・インバートコンクリート鉄筋応力等の計測管理を行い、情報化施工により対処した。

東側坑口付近の施工に際しては、土被ぶりが小さく、未固結層が厚かったので、切羽安定対策および地表面沈下対策として、新工法のトレビジェット工法を試験的に採用した。

神戸層群においては、膨張性粘土鉱物であるモンモリロナイトを多く含むことが判明していたので、事前に膨張性試験を実施し、膨張性地山に関する対策として10cmの変形余裕量を導入した。

キーワード：NATM、神戸層群、地すべり、リバウンド、未固結地山、モンモリロナイト、膨張性地山

まえがき

新唐櫃トンネルは、六甲山系の北西部に位置しており、標高636mの古寺山の中腹を貫く、延長東行2077m、西行2071m、往復4車線の双設トンネルで、東西の坑口より上半先進ベンチカットのNATM工法（機械および発破掘削）により施工している。

本トンネルは、神戸層群の丘陵山地部と六甲花崗岩の急峻山地部の境界付近を横断しており、丘陵山地部にある西側坑口付近は、神戸層群の地すべり地帯内にあり、現況で認められた地すべりブロック下を通過している。地すべり解析の結果に

よると、この区間は土被ぶりが小さく、トンネル掘削時に地すべりを誘発する恐れがあると考えられた。対策としては切羽が地すべりブロック下を通過する前に、地上のからと西ONランプ土上部の切土を先行し、地すべりブロックの一部排土を行うこととした。さらに、トンネル掘削に際しては、挿入式傾斜計を用いた計測管理を実施し、地山内部での地すべりの有無の早期発見に努めた。

また、からと西ランプ切土時のリバウンドによるトンネルへの影響が懸念されたので、実際のトンネル掘削・ランプ切土工事の進捗状況を考慮して2次元FEM解析を実施し、トンネルの安定性、特にランプ切土時のリバウンドに対するトンネル

覆工、インバートコンクリートの補強対策の検討を行った。

また、神戸層群には膨張性粘土鉱物であるモンモリロナイトを多く含むことが判明していたので、膨張性地山に関する対策が必要であること、神戸層群と六甲花崗岩の境界付近以東の、活断層である唐櫃断層やこれに伴う断層破碎帯の弱層部での切羽の安定対策が必要であること、さらに、湧水も多いことが予想される等、本トンネルの地質状況は厳しいものがあつた。したがって、計測工を追加し、施工パターンの妥当性を把握し、施工にフィードバックさせるとともに、切羽前方の地山状況の把握および突発湧水による崩壊防止のため、水抜きボーリングを実施している。

本稿は、本トンネルで特徴的であつた、東西坑口付近の施工、膨張性地山対策を中心に報告するものである。

1. 地形・地質概要

本トンネルは、花崗岩類の急峻山地部と新第三紀中新世の泥岩・凝灰岩・礫岩・砂岩の互層からなる神戸層群の丘陵山地部との境界付近を横断する形で計画されており、地山等級としてはC、D級に分類された。

丘陵山地部にある西坑口付近は土被りが20m前後と小さく、神戸層群分布域にあるため、含水により容易に強度低下することや風化に対する抵抗力が低いことから地すべり地帯を形成している。

また神戸層群は北東-南西の一般走行を示し、北西側に10~15°で傾斜する単斜構造を呈している。本トンネル西坑口付近に認められていた地すべりブロックは、最大幅約90m、延長約100mの馬蹄形をしており、本トンネルはこの地すべりブロック下に、からと西ONランプは地すべりブロック頭部を切上する形で計画されていた。

神戸層群と六甲花崗岩境界部付近以東には、活断層である唐櫃断層が北北東から南南西にのびているのをはじめ、断層破碎帯と思われる自立性に乏しい未固結層が断続的に分布していた。

東側坑口部は、角礫が主体で固結度が低く、粘土も多く含んでいる崖錐堆積物が数m堆積し、その下部に風化が著しく進み土砂化した花崗岩(マサ土)が分布していた。坑口付近については、東行、西行とも土被りが浅く、グランドアーチの形成が困難であり、天端付近には、脆弱な土質分布が見られた。

図-1に地形・地質概要図を示す。

2. 西側坑口部の施工

2-1 地すべりに対する検討

前述のとおり、西側坑口付近は地すべりブロック下を通過することから、トンネル掘削時の地盤の緩みによる地すべりの誘発が懸念されたので、地すべり解析を実施し、その対策について検討を行った。

また上記検討の他に、坑口付け切土による地す

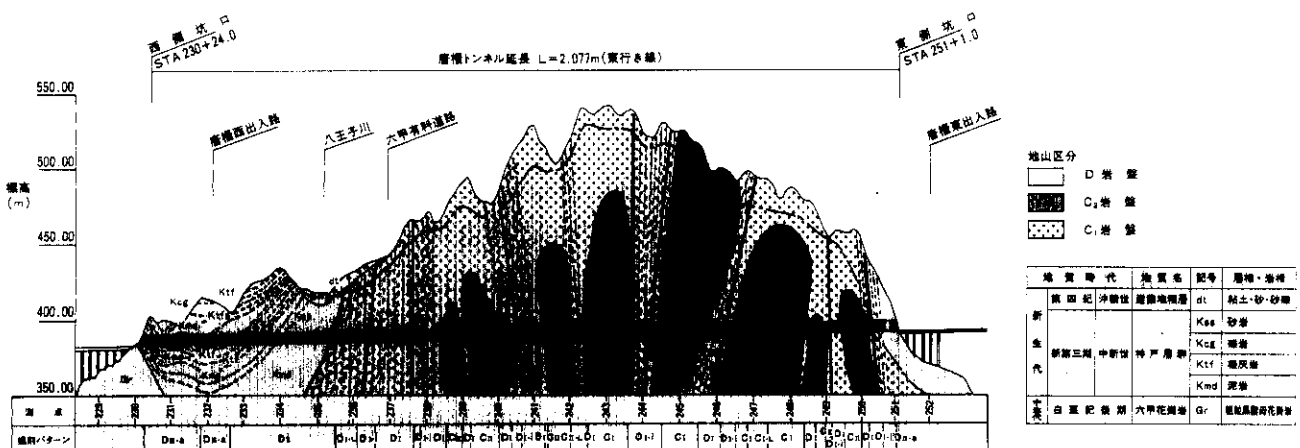


図-1 地形・地質概要図

べりの安定性について、坑門を突出型（竹割式）にした場合と、面壁型にした場合の2ケースを想定し、解析を実施した。その結果、坑口付けのための切土による地すべりの誘発を防ぐため、地すべりブロック内での切土を極力少なくする面壁型の坑門を採用し、坑口位置をさらに西側に移動させ地すべりブロックから離すこととした。

なお、ここでは前者のトンネル掘削時の地盤のゆるみによる地すべりの安定性の検討について述べることにする。図-2、図-3に西側坑口付近の地質平面図、地質断面図をそれぞれ示す。

(1) 検討概要

地すべり安定計算には日本道路公団式を用い、当地区の調査ボーリング結果からすべり面を想定して、図-4に示す簡便法にて検討を行った。ト

ンネル掘削時の安定計算に際し、図-5に示すようにトンネル上部の緩み領域を設定し、この緩み領域とすべり面の重複部分の強度定数は、「トンネル・地盤技術委員会資料 唐櫃トンネル西側坑口部地質調査概要（平成3年10月、12月）」を参考にし、内部摩擦角(ϕ)は当初地山の内部摩擦角(ϕ)を低下させず、粘着力(C)は当初地山の粘着力(C)を3分の1に低減させた。さらに、現況で認められる地すべりブロックのすべり面以外にも、調査ボーリング結果をもとに、凝灰岩下面の泥岩中の弱層や礫岩下面の泥岩中の弱層を結んだ想定すべり面についても検討した。その結果、トンネル掘削時に計画安全率を下回るのは地すべりブロックだけで、それ以外の弱層では計画安全率を下回らなかった。以下に地すべりブロックについ

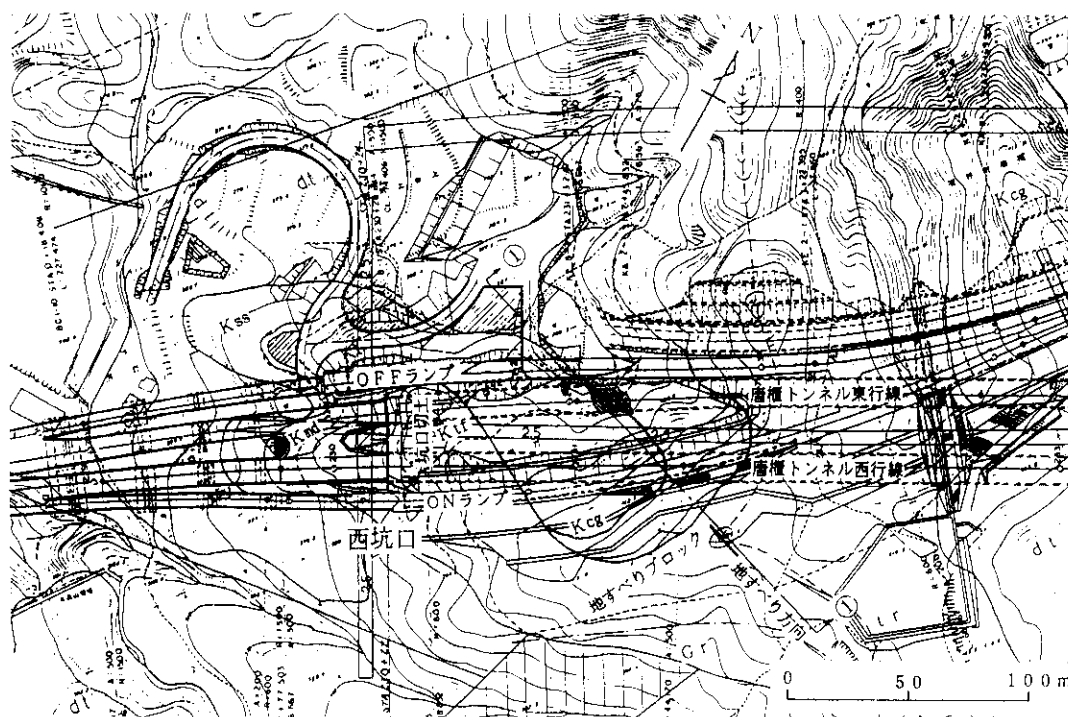


図-2 地質平面図

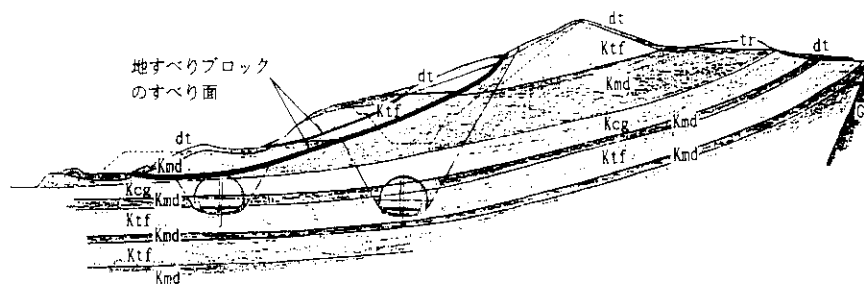


図-3 地質断面図 (I-I断面)

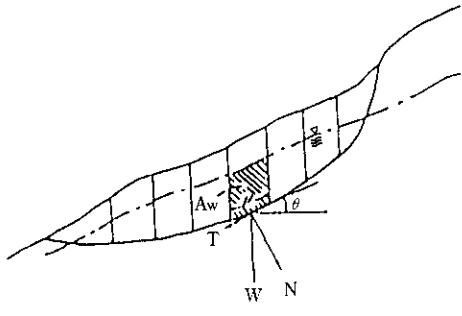


図-4 地すべり安定計算概略図

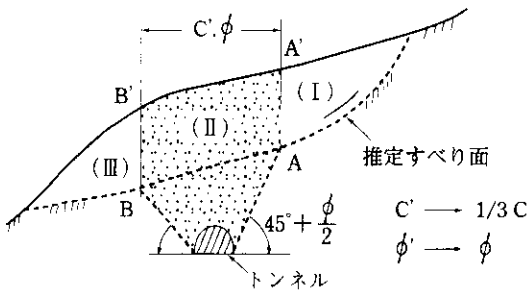


図-5 トンネル掘削時の緩み領域

での検討結果を示す。

(2) 既存すべり面の強度定数および計画安全率
 地すべりブロックのすべり面での当初地山の強度定数 (C, ϕ) については、すべり方向に断面をとり、現状の安全率を1.0として逆算法にて算定した。また、滑働力に大きな影響を及ぼす土塊の上部はほとんどがランプ切土時に掘削されることや、ランプ切土時にはアンカーによる法面安定工を施工することを考慮して、トンネル掘削時の地すべり対策工はランプ切土までの短期的な対策と考え、計画安全率を1.1に設定した。

(3) 検討結果

図-6に地すべりブロックのすべり方向の断面における安定解析結果を示す。トンネル掘削時の安全率は現状を1.0とすれば0.919となり、計画安全率1.1を確保するためには、51.1 tf/mの抑止力が必要となった。対策工として、経済性と工程上問題とならないという理由から、将来、からと西ランプの切土を行う箇所をトンネル掘削前に先行して排土(図-6中に示した斜線部分の約10,000m³の土量に相当)する方法を採用し、計画安全率1.1を確保することとした。

	すべり面強度定数		緩み領域強度定数		安全率	必要抑止力 (tf/m)
	C(tf/m ²)	ϕ (°)	C(tf/m ²)	ϕ (°)		
現況	0.52	14.6	—	—	1.000	—
掘削時	—	—	0.17	14.6	0.919	51.1

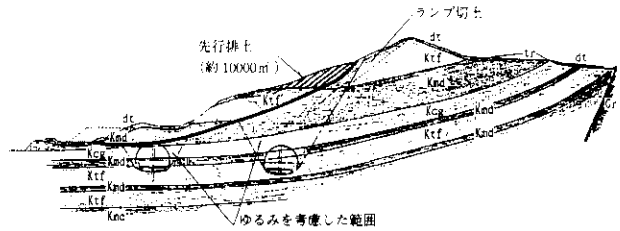


図-6 地すべり解析結果 (①-①断面)

2-2 計測管理計画

事前の地すべり解析結果には地山の強度定数やトンネル掘削によるゆるみの程度など不確定要素が多分に含まれており、解析結果に基づく対策工が必ずしも斜面の安定を確保できるとは言いがたい。ボーリング調査結果により、地すべりブロック以外にも神戸層群中には弱層が確認されており、想定すべり面以外でも地すべりが発生するおそれがあった。また施工に際して地すべりの有無をいち早く確認し、すべりの兆候が現れた場合に速やかに対応すれば、地すべりを未然に防止し、あるいは対策を最小限に押さえることが出来ると考えた。したがって今回、地山内部の変位分布を求め、想定すべり面やそれ以外の地山内部ですべりが発生していないかどうか確認できるように挿入式傾斜計を用いた斜面計測を実施した。

(1) 計測概要

図-7に示すようにランプ切上部を考慮して計測断面を3断面(I~III断面)とり、挿入式傾斜計4測線(SV-10~SV-13)を設置した。変位計測はすべり方向とその直角方向の2方向で行い、各測線の長さは、ガイドパイプ先端が不動点となるように、地表面からトンネル下端の5mまでとした。また、計測頻度は原則として西坑口切土時には1回/週、トンネルの上下半掘削時には1回/1H、インバート掘削時には2回/週とした。さらにトンネル内で天端沈下、内空変位計測(A計

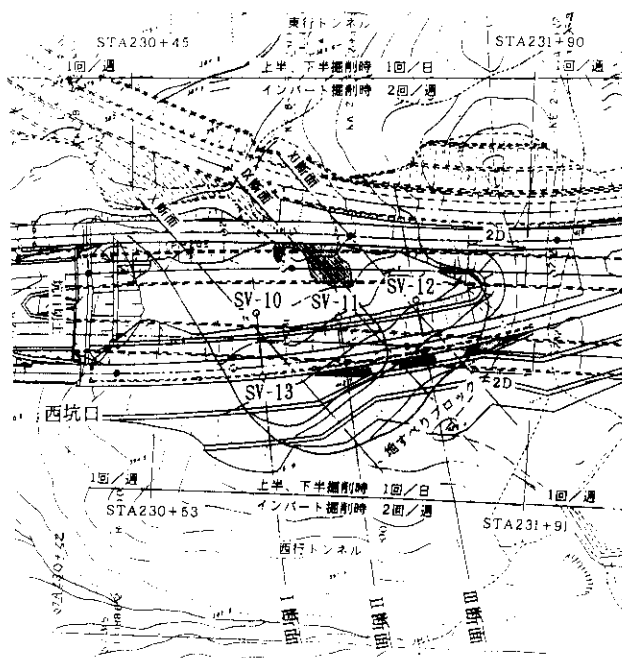


図-7 計測位置平面図

測)を5~10mピッチに行い、傾斜計の変位との関連性を観測した。

(2) 安定評価

傾斜計により地中内の変位分布を求め、その分布形状に急変するような段差が生じた場合は、その位置が、どの層で、またどの方向に生じているかを確認の上、トンネルの切羽位置や天端沈下、内空変位およびランプ切土の施工状況との関連性に着目し、トンネル掘削による地すべりの兆候かどうか判断することとした。そして、その段差付近の経時変化および変位速度を求め、表-1に示した管理基準値に従いすべり面の安定性を評価し対応することとした。また、計測値に異常が出た場合には、傾斜計の計測変位から逆解析を行って地山全体の挙動を求め、斜面の安定性や対策についてより詳細に検討することとした。

表-1 地すべり管理基準値

注意レベル	継続日数とその間のすべり面付近の変位速度	対 応
-	1 mm以下/10日	通常の施工を継続
1	1 mm以上/10日かつ 5 mm以下/5日	要注意、計測の強化
2	上記以上または長期にわたり変位増加が継続	対策の検討、実施

なお実際のトンネル掘削に際しての計測結果では、地山の挙動と見られる変位はなく、管理基準値(1mm以下/10日)内であった。

2-3 からと西ランプ切土時のリバウンドに対するトンネル覆工、インバートコンクリートの補強対策

(1) 検討概要

新唐櫃トンネルの西坑口付近は、その地上部からと西ランプが平行して設置されることとなっており、当初は工程等との関係から、トンネル工事がランプ工事に先行する予定であったので、ランプ切土時にリバウンドが発生し、トンネルに影響を及ぼすことが懸念された。そこで、安全側の検討として、トンネル覆工が完成した後にランプ切土を実施する場合を想定し、2次元FEM解析による検討を実施した。

この結果、ランプ切土によりリバウンドが発生してトンネルが浮き上がり、覆工コンクリートに引張応力が発生するため、この対策として、覆工コンクリートの厚さを45cmとし、D22@150(ダブル)の配筋が必要との結論を得た。

しかし、前述の地すべり抑制対策として、地すべりブロック上部の先行排土を急いだこともあって、ランプ切土がトンネルの覆工コンクリート施工時点では、かなり進行している見込みとなった。

そこで、上記の覆工コンクリートの補強対策が過大となる可能性があったので、実際のトンネル施工とランプ切土の進行状況を解析ステップに反映させ、再度2次元FEM解析を実施し補強対策の見直しの検討を実施した。

(2) 解析手法の概要

本検討ではトンネル掘削による地盤の応力解放、それに伴う地盤内応力の再配分という過程を掘削相当外力の概念で表現した。これは、掘削とは設定した位置に新たな自由表面(掘削解放面)を作ることであるため、解析上は掘削解放面に荷重(掘削相当外力)を作用させて、この面に作用していた応力が掘削後に0となるようにするものである。

本検討における地山の力学モデルとしては、ト

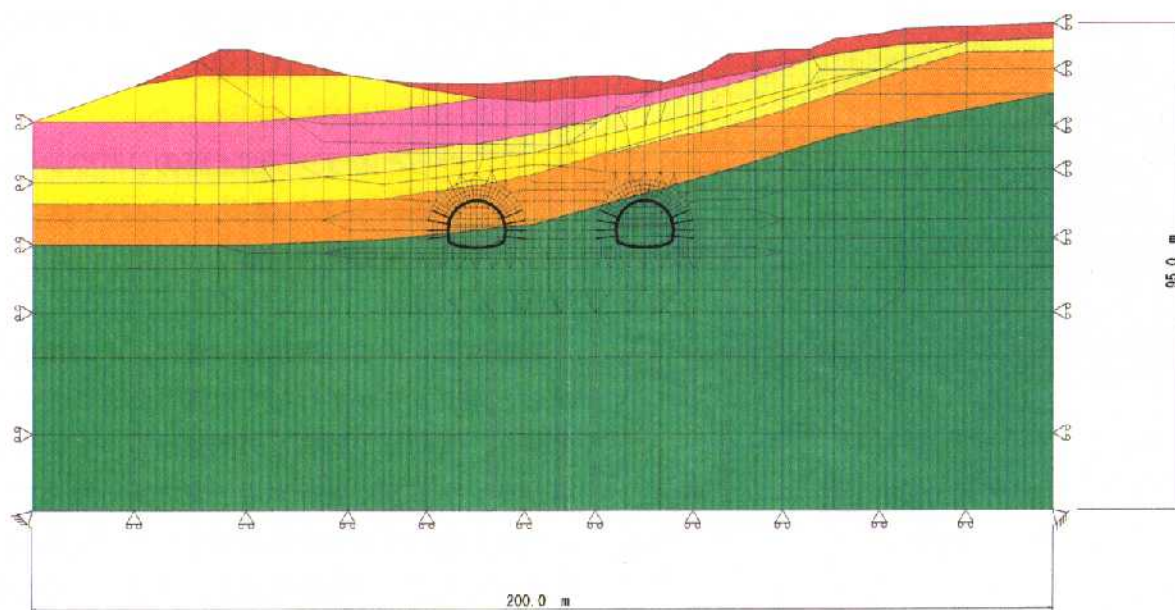


図-8 解析モデル

ンネル掘削時は、地山の材料非線形性を評価するため、応力-ひずみ関係を双曲線と仮定したDuncan-Changモデルを採用した。ランプ切土時は、地山の弾性係数を除荷時の変形係数に固定して、線形解析を行った。

(3) 解析モデル

解析モデル(図-8)は、地山部分は四角形、三角形の平面ひずみ要素で、支保材(吹付けコンクリート、鋼製支保工、ロックボルト、覆工コンクリート)はビーム要素で表現した。

また、すべりを評価するため、弱層部にジョイント要素を配置した。この要素は、配置した上下の地盤間に発生するせん断応力の絶対値が、降伏応力に達すると滑動を生じ、それ以下であれば線形関係にある弾性-完全塑性体と仮定した。

(4) 解析条件

解析に当たっては、施工段階を表現するために、各施工段階に合わせて解析ステップを分割し、重ね合わせを行った。実際のトンネル施工とランプ切土の進行状況を反映した解析ステップの概要は以下の①~③のとおりである。

- ① 1~8ステップでトンネルの掘削を実施(吹付けコンクリート、鋼製支保工、ロックボルトを部材として導入)
- ② 9ステップで、覆工・インバートコンクリー

トに先行し、ランプ切土を実施

- ③ 10ステップで覆工・インバートコンクリート部材を導入し、最終までランプ切土を実施

なお、切羽の進行については、解析を2次元モデルで行うため、掘削相当外力を逐次解放することで近似的に表現した。解放率は素掘り時に60%、支保工建込み後に40%とした。

(5) 検討結果

表-2に検討結果一覧を示す。実際のトンネル施工とランプ切土の施工順序を考慮し解析した結果、覆工コンクリート厚40cm、D19@200(ダブル)の配筋による対策が必要との結論を得た。

しかし、実際のトンネルでは吹付けコンクリート-2次覆工間の防水シートがアイソレーションの役目を果たすが、今回のFEM解析ではその効果を評価していない。したがって実際に発生する応力はより小さくなると考えられた。上記および過去の事例調査から、実施工に当たっては覆工コンクリート厚40cm、配筋D19@200(シングル)のDIII-aパターンにて施工することとし、安全性確認のため、計測工-Bにおいて二次覆工鉄筋およびインバート鉄筋の応力を計測することとした。計測結果によると鉄筋応力はいずれも100~200 kgf/cm²程度であり、特に問題はなかった。

表-2 検討結果一覧

	施工順序	検討結果 (STA. 232+10)		覆工・インバートコンクリートの対策	
		リバウンド	覆工・インバートコンクリート応力分布	配筋	施工区間
当初設計	切羽先行 	—	—		西行 STA. 231+77 ~ STA. 232+20 Dw. 23177 東行 STA. 232+43 ~ STA. 232+43 Dw. 23243
トンネル・地盤技術委員会の検討	トンネル先行 	切土底面 10.8mm トンネル天端 8.6mm			西行 STA. 231+77 ~ STA. 232+20 Dw. 23177 東行 STA. 232+43 ~ STA. 232+43 Dw. 23243
今回の検討	実際の施工順序を考慮 	覆工・インバートコンクリート 施工前 切土底面 8.0mm トンネル天端 6.7mm 覆工・インバートコンクリート 施工後 切土底面 3.6mm トンネル天端 2.8mm			西行 STA. 231+77 ~ STA. 232+20 Dw. 23177 東行 STA. 232+43 ~ STA. 232+43 Dw. 23243

3. 東側坑口部の施工

3-1 補助工法必要性の検討

東側坑口付近の区間は、地山等級Eに分類してもいい程の崖錐およびマサ土の未固結地山（一軸圧縮強度が1 kgf/cm²程度）であり、坑口部の土被りは1D以下であった。

未固結地山の問題点は、地山の強度が小さく、切羽の自立性が悪いこと、地山の強度、剛性が低く、変形が大きくなることであり、これらに対して、切羽の自立を確保する対策および地山の変形を極力抑制する対策が必要であった。

また、一般的に土被りが小さい場合には、もともとグラウンドアーチが形成されにくいことに加えて、地表面の傾斜による偏圧、あるいは表層の軟弱堆積物、風化部分がトンネル掘削に影響を及ぼすなど特殊な条件に遭遇することが多くなる。このため地質条件によっては、沈下の急激な増大、地表面のクラック等の変状、さらには切羽が不安

定化することもある。

従って、東側坑口付近の区間については、切羽安定対策、地表面沈下対策について慎重な検討を実施し、最適な補助工法を選定する必要があると考えられた。

3-2 補助工法の選定

東側坑口付近の区間の切羽安定対策および地表面沈下対策として、以下の補助工法が考えられた。

- ① 注入式長尺鋼管先受け工法 (OFP)
- ② 鋼管補強高圧噴射式先受け工法 (トレビジェット)
- ③ ウレタン注入式先受け工法 (PU-IF)
- ④ パイプルーフ工法

これらの補助工法について、施工性、信頼性、経済性、工期等の諸条件を考慮し、東側坑口部ではウレタン注入式先受け工法を採用することとしていた。しかし西行線坑口においては、坑口前の作業スペースの確保が可能であったので、先行変位の抑制および地山のゆるみ防止効果が高く、信

頼性に優れる、新工法のトレビジェット工法を試験的に採用することとした。

3-3 トレビジェット工法概要

トンネル切羽前方外周部に、専用の杭打設機を用い、高圧噴射装置から硬化材を約400kgf/cm²程度の高圧で噴射しながら、鋼管(φ100mm程度)を同時に回転圧入していく長尺の先受け工法である。

この鋼管で補強された改良硬化体をトンネル外周に沿って連続して造成することにより、剛性の高いアーチゾーンを形成し、それによりトンネル切羽前方の地山を効果的に先受けできる。また1本ものの鋼管を打設するので、信頼性が高く打設精度にもすぐれている。

写真-1に施工状況、図-9に打設配置図を示す。



写真-1 施工状況

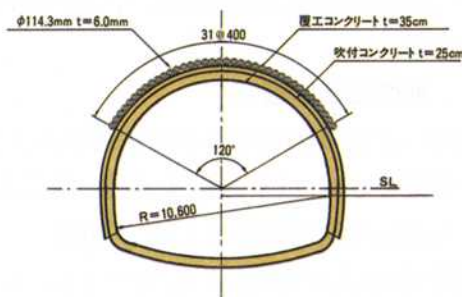


図-9 打設配置図

4. 神戸層群における膨張性地山対策

事前のボーリング調査の結果、神戸層群を構成している泥岩や凝灰岩から、膨張性粘土鉱物であるモンモリロナイトが検出されており、膨張圧の発生やそれに伴う施工への影響として、掘削後の変形の増大、支保の変状・破壊、さらに供用後の

長期にわたる変状が考えられた。そこで今回、既存のボーリングコア、および坑口法面、切羽から28試料を採取し、膨張性試験を実施して、膨張の可能性のある範囲を確認し、変形余裕量を設定することとした。試験結果の要約を以下に示す。

- ① 1試料を除き、すべての試料からモンモリロナイトが検出された。岩種に関係なく含有量は80%~10%の幅広い分布を示した。
- ② モンモリロナイトの含有量よりも、試料の乾燥状態が膨張率に作用する。
- ③ 膨潤圧もモンモリロナイトの含有率と相関性はなく、試料の乾燥状態が左右する。
- ④ 膨張率、膨潤圧とも水侵後24時間以内で上昇を終了し、その後はほぼ一定している。

すなわち、供試体寸法レベルでは、泥岩や凝灰岩は、乾燥させず湿った状態であれば、自由膨張で膨張率10%程度を示し、拘束した膨潤圧は0.4kgf/cm²以下であること、水侵による膨潤作用は数時間で終了することが判明した。

従って、地震等により亀裂が発生し、あらたに水が浸透するというようなことがなければ、変形は進まないものと考えられた。

しかし、今回の施工に際しては、変形余裕量の確固たる基準がなかったこと、神戸層群における変形余裕量導入の事例がなかったことから、安全側に考え、過去の膨張性地山のトンネル施工例を参考にして、10cmの変形余裕量を設定した。

あとがき

新唐櫃トンネルの掘削は、平成7年8月より東西坑口より開始し、本文中に記した幾多の困難の他、付近住民に対する発破に伴う振動・騒音問題等も克服して、平成9年2月にトンネル中央部付近での閉合に至った。

今回の神戸層群、膨張性地山等の厳しい地質状況下でのトンネル技術が、今後のトンネル施工の一助となれば幸いである。

最後に、本工事に協力いただいた関係各位に深く感謝の意を表します。