

地すべり対策区間におけるトンネル施工と 地すべりの挙動

The tunnel excavation in landslide countermeasures section and the behavior of landslides

臼田芳彦¹・工藤和紀²・神澤幸治³・平野宏幸⁴

Yoshihiko Usuda, Kazunori Kudo, Kouji Kanzawa and Hiroyuki Hirano

¹ 中日本高速道路株式会社 横浜支社 浜松工事事務所(〒430-0923静岡県浜松市北寺島町617-6)

² 中日本高速道路株式会社 横浜支社 浜松工事事務所(〒430-0923静岡県浜松市北寺島町617-6)

³正会員 清水建設(株)・戸田建設(株)・大日本土木(株)共同企業体(〒431-2224静岡県浜松市引佐町奥山1220-1)

⁴正会員 清水建設(株)・戸田建設(株)・大日本土木(株)共同企業体(〒431-2224静岡県浜松市引佐町奥山1220-1)

During the construction of Inasa No.2 Tunnel on the New Tomei Expressway, both portals, northern starting point and southern ending point, have been subject to large-scale landslides. Based on the obtained knowledge through the construction at the south portal, this paper describes the behavior of the landslide and surface caused by tunnel excavation nearby, and the effect of countermeasures against settlement of ground surface actually implemented in the construction of tunnel.

Key Words : landslide, loosening, vertical pre-reinforcement bolt, displacement ahead of face

1. はじめに

第二東名高速道路の一環として現在建設中の引佐連絡路の中央部に位置する引佐第二トンネルは、両坑口部に大規模な地すべりが存在する。北坑口部では、トンネルの影響も考慮した地すべり対策工を施工していたが、トンネルの影響で地すべりが一時的に大きく挙動した。よって、地すべり対策工に加えて、数多くのトンネル対策工を採用してトンネルの緩みを抑制し、地すべりに及ぼすトンネルの影響を極力抑えた¹⁾。南坑口部においても、トンネルの影響で地すべりを誘発することが懸念されたので、地すべり対策工に加えて、北坑口部での実績をもとにトンネル緩みを抑制するための対策工を実施した。

本報告では、引佐第二トンネルの南坑口部で実施した、トンネル施工時の地すべりと地表の動態観測、およびトンネル計測の計測結果を報告するとともに、トンネル対策工の地表面沈下抑制効果について知見を述べる。

2. 工事概要

引佐第二トンネルは、静岡・愛知両県の県境付近に位置し、現在建設中の第二東名高速道路と供用中

の東名高速道路を結ぶ引佐連絡路内の2車線トンネルで、引佐山地と呼ばれる標高200～400mの起伏の小さい山地部を通過する。地質構成は、中～古生代の御荷鉾緑色岩類で、トンネルの岩質は輝緑岩を主体とし、輝緑岩の水冷破碎岩、輝緑凝灰岩、蛇紋岩を介在する。トンネル延長は、上り線1,347m、下り線1,528m、掘削断面は約110m²であり、上り線、下り線ともに北側坑口より片押しにて掘削を行った。また、上り線トンネルと下り線トンネルはトンネルセンターで約3D(Dは掘削幅でL=約14m)離れている。

(1) 南坑口部施工までの経緯

引佐第二トンネルは、南北の両坑口が大規模な地すべり地帯に位置し、トンネル中央部は付加体特有の脆弱地山であったため、トンネル全線にわたって技術的問題が多く難工事となった。トンネルは始めに北坑口部の地すべり地帯を掘削し、当該地山ではトンネル掘削が地すべりに与える影響が大きいことが確認された。また、垂直縫地工で先行変位を抑制し、インバートストラットにより切羽近傍で閉合することが、トンネルの緩み抑制対策として効果が大きいことが確認された。トンネル中央部では、事前調査の弾性波速度が4～5km/sであったが、切羽の自立度が非常に低く、最大変位が250mmを超える脆弱

地山であった。追加調査や各計測結果から、当該地山は、トンネル緩みにより地山物性が大きく低下する特性を持っていることが確認された。

南坑口部は、事前調査で大規模な地すべりが確認されており、設計段階で大規模切土のり面施工検討委員会（以下、委員会という）が開かれ、地すべり対策が検討されていた。委員会をうけて、原設計では地すべり対策として2つの集水井（他工事で施工）と抑止杭が採用されていたが、更に詳細な調査を実施し、地すべり対策工を見直す必要があった。また、トンネル直上に民家、神宮および町道等の地上物件が多数存在するため、トンネル掘削がこれらの地上物件に与える影響も考慮して検討する必要があった。対策工やトンネル掘削工法の検討においては、北坑口部とトンネル中央部の施工実績から得られた対策工の効果および各計測結果を参考にした。

(2) 南坑口部の地形・地質概要

南坑口周辺の地質は、北側の御荷鋤帯と南側の秩父帯の境界に存在する断層（御荷鋤構造線）に付随する御荷鋤帯の破碎帯と、その上に堆積した崩積土

によって構成されている。地形的には標高 100m～180m の緩斜面となっており、当該地一帯は等高線の乱れが著しく、崩積土が堆積し、地下水位の高い状態にあった。

当該地周辺には、事前調査で多数の地すべりブロックの存在が指摘されていたが、それぞれの地すべりブロックのすべり面を確認するために、16本のボーリングを追加し、すべり面の特定と傾斜計による変位の計測、地下水位の観測を行った（図-1）。傾斜計による計測の結果、約1年6ヶ月の間に18～85mmの変位が確認され、ほぼすべてのブロックが滑動中であることが分かった。また、地すべり地周辺の地表には多くの地点で湧水があり、既設の集水井から1年を通して50～200L/minの湧水が確認された。

以上のことから、これらの地すべりは、当該地より標高が高い位置にある奥山高原が涵養源となり、そこから流れ出た地下水により表層に堆積している崩積土が活発に滑動しているためと考えられた。委員会では、この一帯の地すべりを「流動性地すべり」と称している。

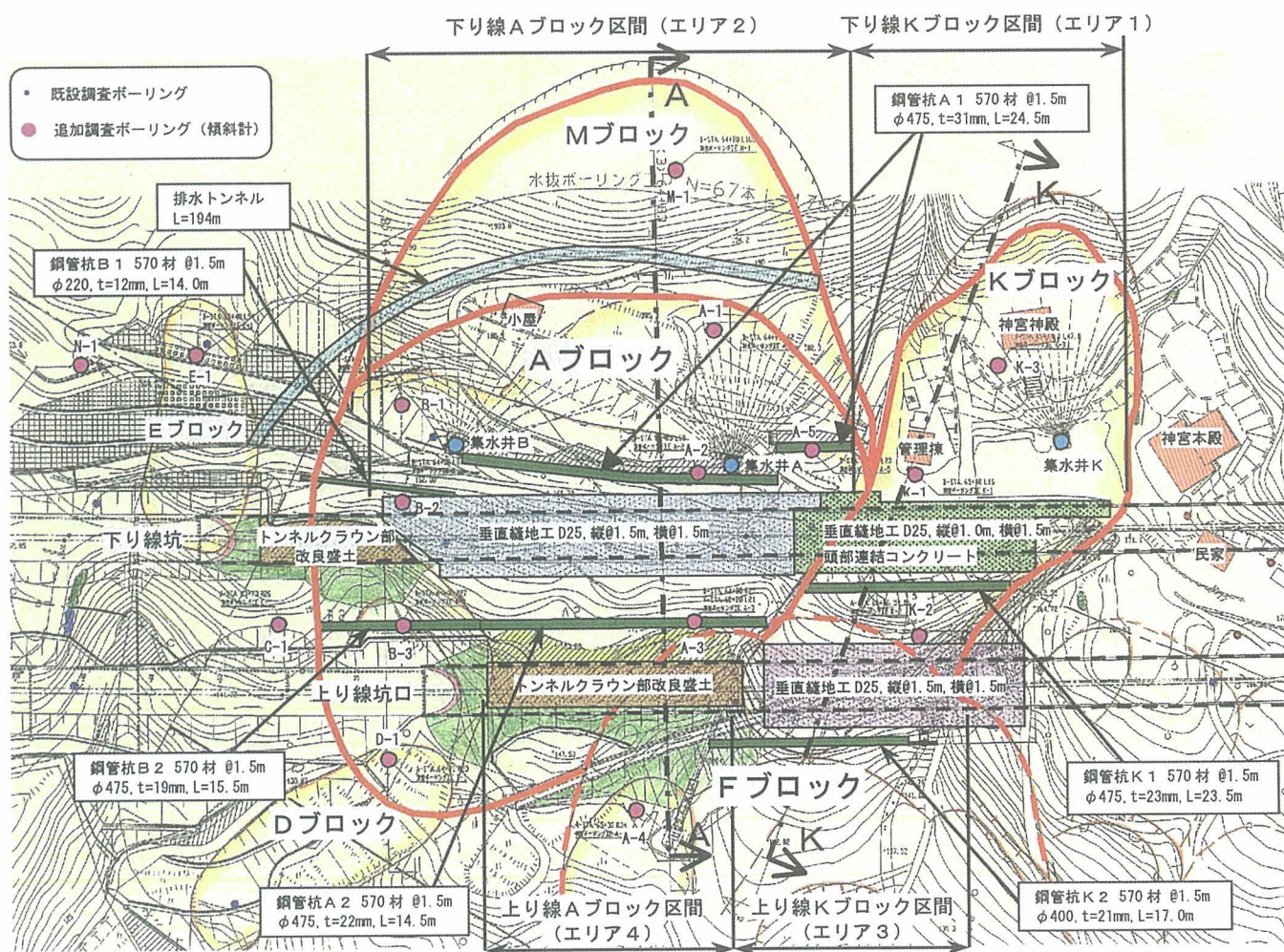


図-1 南坑口平面図

3. 地すべり対策工

工事発注前の委員会では、南坑口付近の地すべりA, B, Eの3つのブロックが指摘されていた。原設計では、地すべり対策工として、A, Bブロックに対しては集水井2基と抑止杭工（鋼管杭）、Eブロックに対してはグラウンドアンカー工が採用されていた。工事受注後、現地踏査を行ったところ、新たにD, F, K, Mブロックの存在が確認され、委員会の提言によりA, Bブロックは1つの地すべりブロックとした。また、孔内傾斜計および光波測量による動態観測を行ったところ、A, D, E, K, Mブロックは滑動中の地すべりであることが分かった。これらの追加調査により、地すべりの範囲、すべり面、地下水位が見直されたため、地すべり対策工の設計を改めて検討した。これらの地すべりブロックのうち、Eブロックは小規模でトンネルの影響を受けないため、原設計のグラウンドアンカー工を採用した。以下に、大規模でトンネルの影響を受ける位置にある地すべりA, F, K, Mブロックに対する地すべり対策工について述べる。

一般的に、地すべり対策には図-2に示すような排土工、地下水排除工、押え盛土工で代表される抑制工と杭やアンカーなどで、地すべりを力学的に止める抑止工とがある。通常地すべりに対しては、抑制工と抑止工を組み合わせた計画が適用される。よって、図-3に示すように、まず抑制工の比較検討を行って最適な抑制工を選定し、次に抑止杭の比較検討を行って最適な抑止工を選定した。抑制工は、地形条件から大規模な排土工および押え盛土工ができないため、地下水排除工を採用した。抑止工については、地すべりとトンネルとの位置関係から、グラウンドアンカー工では適切な配置が困難であり、かつトンネルの緩みの影響で緊張力が低下することが懸念され、抑止杭工（深礎杭）は用地の制約上施工が困難となるため、抑止杭工（鋼管杭）を採用した。

次に、図-4に示すように、地すべり対策工の詳細な仕様の検討を行った。地下水排除工には、排水トンネル工、集水井工および横ボーリング工があるが、それぞれの地下水位低下を5m, 3m, 1mと仮定して、抑止杭工の仕様を計算し比較検討を行った。検討の結果、排水トンネルによる地下水排除工と鋼管杭による抑止杭工の組合せが最も経済的であることが分かった。また、既存の集水井（他工事施工）からは、常時50～200 L/minの湧水が確認されていたにもかかわらず、地すべり挙動は収束傾向を示していないことから、排水トンネルにより地下水位を確実に低

下させることが有効であると判断した。よって、地すべり対策工は、排水トンネルと鋼管杭を採用した。

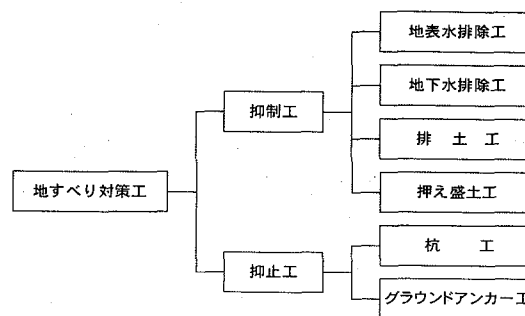


図-2 地すべり対策工の分類

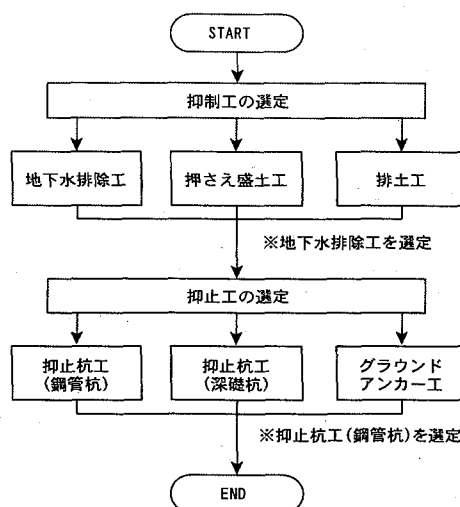


図-3 地すべり対策工の検討フロー

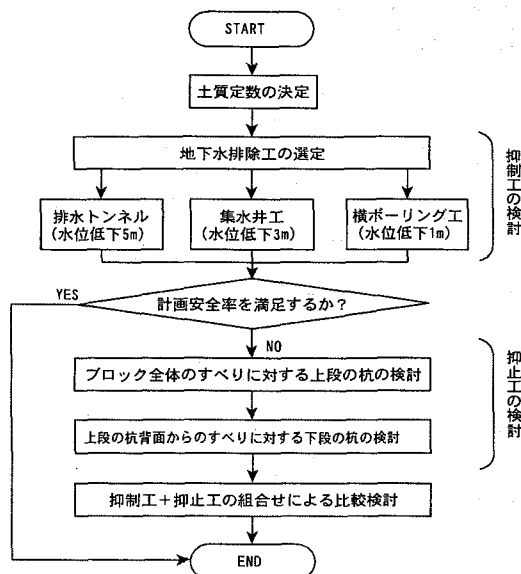


図-4 地下水排除工、抑止工の設計フォロー

4. 地表からのトンネル対策工

地すべりの挙動は、地すべり対策工の排水トンネルと抑止杭で収束傾向を示した。しかし、北坑口部

では地すべり対策を施工していたにもかかわらず、トンネル掘削で地すべりに影響を与えた実例を踏まえ、南坑口部においても地すべり対策を施工していてもトンネル掘削が地すべりに影響を与え、地すべり誘発が発生することが懸念された。

(1) 南坑口部におけるトンネル掘削時の問題点

南坑口部では、図-1に示すようにトンネルは地すべりAブロックとKブロック付近を通過する。トンネル施工による地すべりの発生原因は、トンネル掘削による緩み、すべり面の切除、地すべり土塊荷重の除去などが考えられ、これらは地すべりに対するトンネルの通過位置が大きく関係する²⁾。よって、地すべりとトンネルの位置関係をエリア1～4に分けて表-1に整理し、それぞれのトンネル掘削時の問題点について述べる。また、AブロックおよびKブロックの断面図をを図-5, 6に示す。

a) Kブロック区間

Kブロック区間は、図-5に示すように抑止杭の配置が、用地の制約上トンネルの山側に施工することができず、上り線、下り線それぞれの谷側に抑止杭

K1, K2が位置する。よって、地すべりは抑止杭で押えていても、下り線トンネル（エリア1）施工時に地すべりが緩み範囲を通過してトンネルに抜けてくることが予測された。また、下り線トンネル直上には、町道、駐車場、石垣等があり、トンネル山側の神宮用地には神殿、管理棟、鳥居等があるため、トンネル掘削時の地表面沈下や地すべり誘発でこれらの地上物件に影響を与えることが懸念された。一方、上り線トンネル（エリア3）は、抑止杭K1の谷側に位置しているため、トンネル掘削時にくさび杭であるK1杭の背面土塊が緩み、受働側の抵抗力が低下して、抑止杭本来の効果が得られないことが懸念された。

b) Aブロック区間

Aブロック区間は、図-6に示すように上り線、下り線それぞれのトンネルの山側に抑止杭A1, A2が位置する。Kブロック区間と同様に、抑止杭A1は下り線掘削時（エリア2）に、抑止杭A2は上り線掘削時（エリア3）に、杭背面土塊がトンネル掘削の緩みで受働側の抵抗力が低下することが懸念された。

表-1 トンネルのエリア分け

エリア	エリア1	エリア2	エリア3	エリア4
トンネル	下り線	下り線	上り線	上り線
地すべりブロック	Kブロック	Aブロック	Kブロック	Aブロック
地すべりとの位置関係	地すべり中央部の直下	地すべり中央部の直下	地すべりの端部	地すべりの端部
地すべり面までの距離	5m	7m	トンネルが地すべり面を切除する	トンネルが地すべり面を切除する
地山の土被り	21m	10～20m	6～9m	6m
トンネルの地山条件	粘土化著しい断層破砕帯（御荷鉢構造線）	粘土化著しい断層破砕帯（御荷鉢構造線）	粘土化著しい断層破砕帯（御荷鉢構造線）	非常にルーズな崩積土
支保パターン	DⅢ	DⅢ	DⅢ	DⅢ
掘削工法	ミニベンチ工法（ベンチ長4～9m）	ミニベンチ工法（ベンチ長4～9m）	ミニベンチ工法（ベンチ長4m）	ミニベンチ工法（ベンチ長4m）
インバート閉合	インバートストラット（閉合距離6～16m）	インバートストラット（閉合距離6～16m）	インバートストラット（閉合距離6～11m）	インバートストラット（閉合距離6～11m）
補助工法	垂直縫地工 注入式フォアボルト L=4m 長尺鏡ボルト L=8m, 12m	垂直縫地工 注入式フォアボルト L=4m 長尺鏡ボルト L=8m, 12m	垂直縫地工 注入式フォアボルト L=4m 長尺鏡ボルト L=8m	（改良盛土区間）

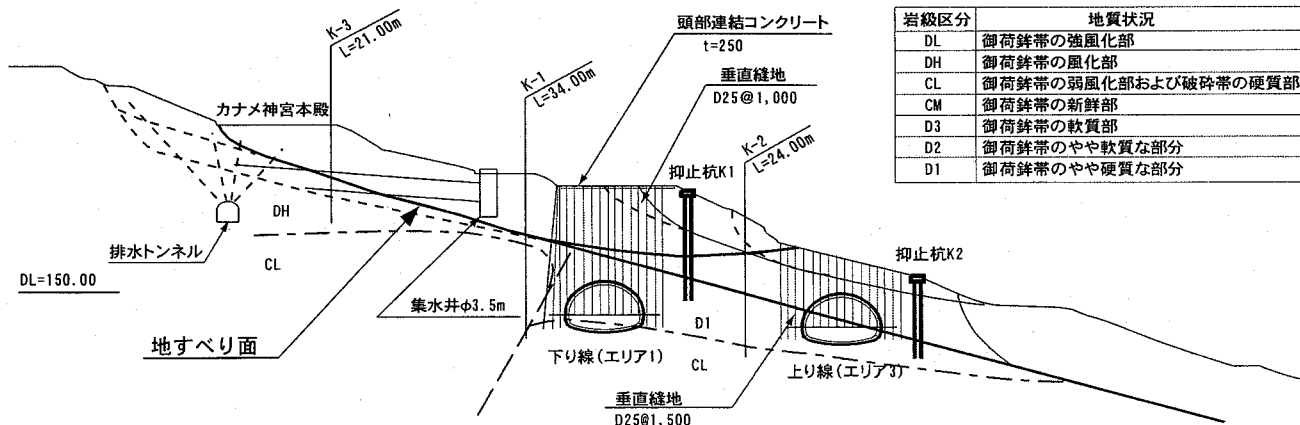


図-5 Kブロック横断面図（K-K断面）

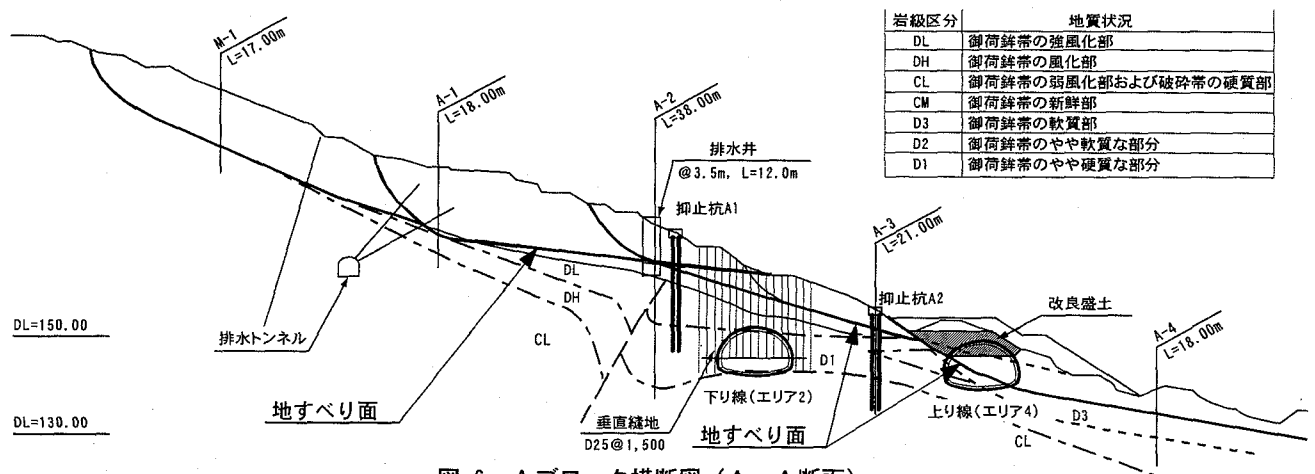


図-6 Aブロック横断面図 (A-A断面)

(2) 地表からのトンネル対策工 (事前対策工)

南坑口部のトンネル掘削時の問題点は、地形・地質条件が類似している北坑口での施工実績から、その事象 (地表面沈下量や地すべり挙動) が推定でき、神宮や民家等の地上物件の重要性を考慮すると、トンネル坑内からの対策では手遅れになることが予測された。したがって、事前に地表からの対策工を施工し、情報化施工で対策工の不足分をトンネルの補助工法で補う必要があると判断した。特に、地表面沈下に対しては、トンネル坑内からの先受け工等では打設長に制限があり、当トンネルの脆弱地山では、北坑口での施工実績から対象区間を事前に改良できる地表からの対策工の方が有効であることが明らかであった。以下に南坑口部で実施した地表からの対策工について述べる。

a) 垂直縫地工

地表からの対策工は、北坑口部の施工実績から地表面沈下対策に効果があった垂直縫地工を基本に検討した。まず、杭背面土塊の緩み抑制対策として、抑止杭A1の背面に位置する下り線トンネル (エリア2) と抑止杭K1の背面に位置する上り線トンネル (エリア3) に北坑口部で施工した同じ仕様の垂直縫地工 (D25、トンネル縦断方向1.5mピッチ、トンネル横断方向1.5mピッチ) を採用した (図-5, 6)。抑止杭K1の山側に位置する下り線トンネル (エリア1) にも垂直縫地工を採用したが、地表に神宮の管理棟や神殿があるので更に垂直縫地工のグレードを上げ、D25のボルトをトンネル縦断方向1.0mピッチ、トンネル横断方向1.5mピッチに打設し、ボルト頭部を厚さ25cmのコンクリート床版で連結した (図-5)。

b) 改良盛土

抑止杭A2の背面に位置する上り線トンネル (エ

リア4) は、土被りが3~5mと小さいため、垂直縫地工では不経済となるので、トンネルクラウン部120°の範囲を改良盛土に置換えた。改良盛土の一軸圧縮強度1N/mm²とし、セメント添加量を6.3%とした。

5. トンネル掘削時の施工状況および地すべりの挙動

南坑口部は、土被りが小さく地表に民家や神宮および町道等の地上物件があるだけでなく、御荷鉾構造線に位置するため地質条件が劣悪で、本トンネルで最も施工条件が悪かった。特に先行する下り線は、切羽崩壊対策を施工していても切羽崩壊が南坑口部だけで20回以上発生した。南坑口部での施工順序は、「エリア1」→「エリア2」→「エリア3」→「エリア4」である。

(1) 下り線トンネルの施工状況

南坑口部は、地表からの事前対策工の施工後にトンネルを掘削し、GPS計測³⁾等で地表の計測を強化して事前対策工の効果を確認しながら慎重に施工を行った。図-7に下り線トンネル施工時の地表面とトンネルの変位状況を示す。

a) Kブロック区間 (エリア1)

下り線トンネルは、Kブロック区間に入ると切羽状況は一変し、粘土化著しい破碎帯に遭遇した。切羽は非常に脆弱で事前対策の垂直縫地工だけでは切羽が安定せず、注入式フォアポーリング (鋼製中空ボルトφ32, L=4m) と長尺鏡ボルト (グラスファイバー製中空ボルトφ32, L=12m) を併用した。これらの切羽崩壊対策を施工し、ツインヘッドによる分割掘削で慎重に施工したが、それでも切羽崩壊が多

発した（写真-1）．切羽崩壊は垂直縫地工の効果で切羽に奥 1m 以上に及ぶことはなかったが、垂直縫地工のボルト間の地山が押出されるように崩壊してきた．また、切羽崩壊は、長尺鏡ボルト打設後切羽進行 5～9m の範囲で発生したので、長尺鏡ボルトの注入材は地山の緩んだ部分（長尺鏡ボルト打設面から 4m までの範囲）に多く入り、長尺鏡ボルトの先端から中央部には注入材が回っていないと想定された．実際の切羽においても、長尺鏡ボルト打設直後の切羽では、切羽面に注入材（シリカレジン）が多く確認されるが、切羽の進行とともに少なくなっていく．よって、長尺鏡ボルトを 8m に変更し、4m 毎に打設することで、地山の緩んだ部分に確実に注入できるようにした．

切羽崩壊が多発する中、トンネルの変位は大きく、上半・下半・ストラットを 1m 毎の交互施工を行って早期閉合（閉合距離 6m）を実施していたが、トンネル変位は 80mm（天端沈下、脚部沈下）を超え、地表面沈下は 180mm を超えた（図-7 の区間①）．その後、切羽は神宮の管理棟に近づくため、変位発生状況を分析して更に地表面沈下抑制対策を検討した．

図-9 に地表面沈下と切羽距離の関係を示す．北坑口では切羽距離 2D 程度から地表面沈下が発生し始めたが、Kブロック区間では切羽距離 1.0D 程度までは地表面沈下が殆ど発生しておらず垂直縫地工の効果が現われている．しかし、切羽距離 0.5D 以降、急激に地表面沈下が大きくなり、切羽到達時点では 40～90mm の地表面沈下が発生した．これは、垂直縫地工の効果で切羽距離 0.5D 程度までは地表面沈下を抑制しているが、切羽前方約 0.5D がトンネル掘削の影響で緩み、垂直縫地工の拘束力が低下し、この緩み範囲の変形特性が大きく低下したためと考えられた．したがって、Kブロックで多発する切羽崩壊と地表面沈下には大きな相関関係があり、切羽の押し出しを抑制することが地表面沈下を抑制することになると判断した．

切羽の押し出しの対策として、前述したように 8m の長尺鏡ボルトを採用して切羽進行 4m 毎に打設し、打設本数を最大 40 本に増やして切羽補強強化を図った．また、注入材の設計注入量も見直し増量した．更に、上半・下半・ストラットの交互施工の上半（ベンチ長 4～5m）脚部が閉合までに大きく沈下するため、前方脚部補強として長尺鏡ボルト（L=8m）を下半盤から側壁部に向けて左右 2 本ずつ切羽進行 2m 毎に打設した．これらの対策工の結果、神宮管理棟付近は地表面沈下が約 90mm に抑制され、管理棟には大きな

影響を与えることはなかった（図-7 の区間②）．切羽が神宮管理棟を過ぎてから、長尺鏡ボルトを 12m の切羽進行 9m 毎の打設とし、打設本数を元に戻したところ、地表面沈下が増加し 200mm を超えた（図-7 の区間③）．この地表面沈下量を切羽距離との関係で整理すると、図-9 に示すとおり、区間②（切羽補強区間）は区間①、③より先行変位が約 30mm、最終変位で約 67mm 小さい結果となり、切羽の押し出しを抑制することが地表面沈下に大きく効果があることが確認された．



写真-11 切羽崩壊状況（下り線 STA. 64+58）

b) Aブロック区間（エリア2）

Aブロック区間の下り線トンネル（エリア2）では、抑止杭 A 1 の背面に下り線トンネルが位置するため、トンネル掘削の影響で抑止杭が変形することが懸念された．トンネル緩み抑制対策として垂直縫地工を施工しているが、Kブロック区間の下り線トンネル（エリア1）の施工状況を考慮すると、垂直縫地工を施工していても、トンネルの緩みは大きく地表沈下は 200mm におよぶことが予測された．また、抑止杭の挙動を推定するために三次元解析を行ったところ、地表面沈下は 243mm、抑止杭 A 1 の杭頭は 317～440mm 谷側に変位する結果となった．ただし、杭の挙動がトンネル掘削により、トンネル側に倒れるような挙動となるため、抑止杭に発生する応力は小さく許容応力度以内であった．抑止杭 A 1 は、事前にこれらの挙動を予測して、杭頭連結コンクリートにアンカーが施工できる構造とした．

実施工においては、切羽崩壊対策として長尺鏡ボルト（グラスファイバー製中空ボルトφ32、L=8m）を採用し、インバートストラットによる早期閉合を実施していたが、地表面沈下は最大 257mm、抑止杭 A 1 の杭頭変位は 200mm に達した．杭に発生する応力は、三次元解析どおり、杭がトンネル側に倒れるような挙動であったため、許容応力度以内であった．

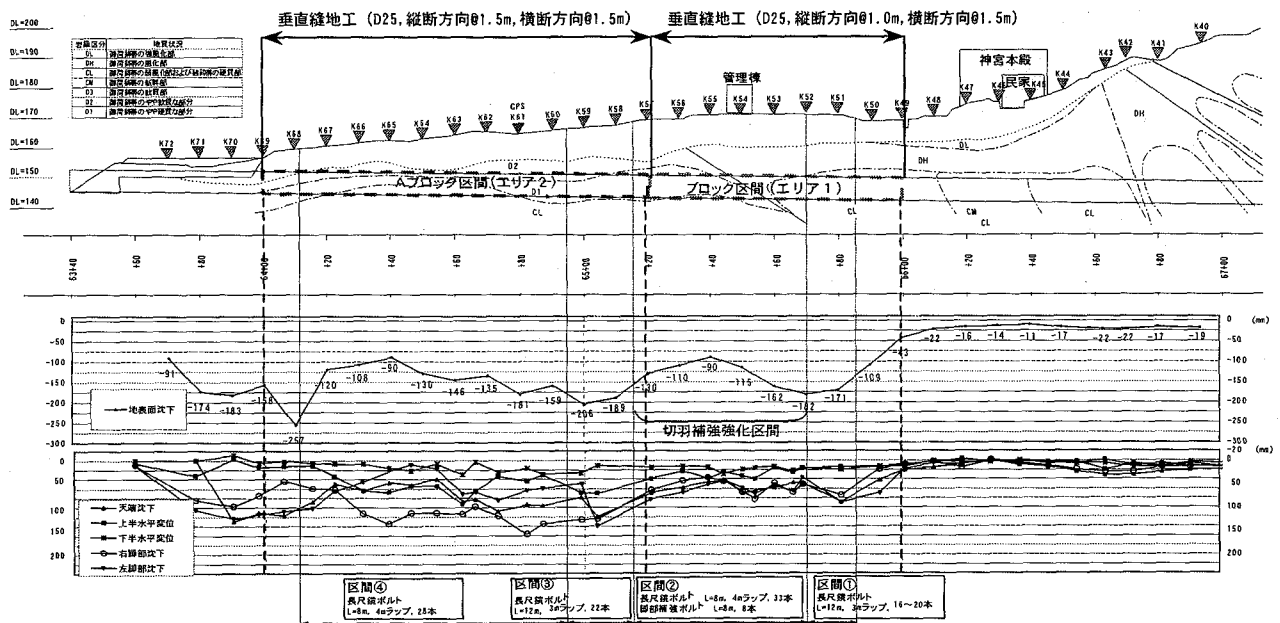


図-7 下り線南坑口部トンネル縦断図

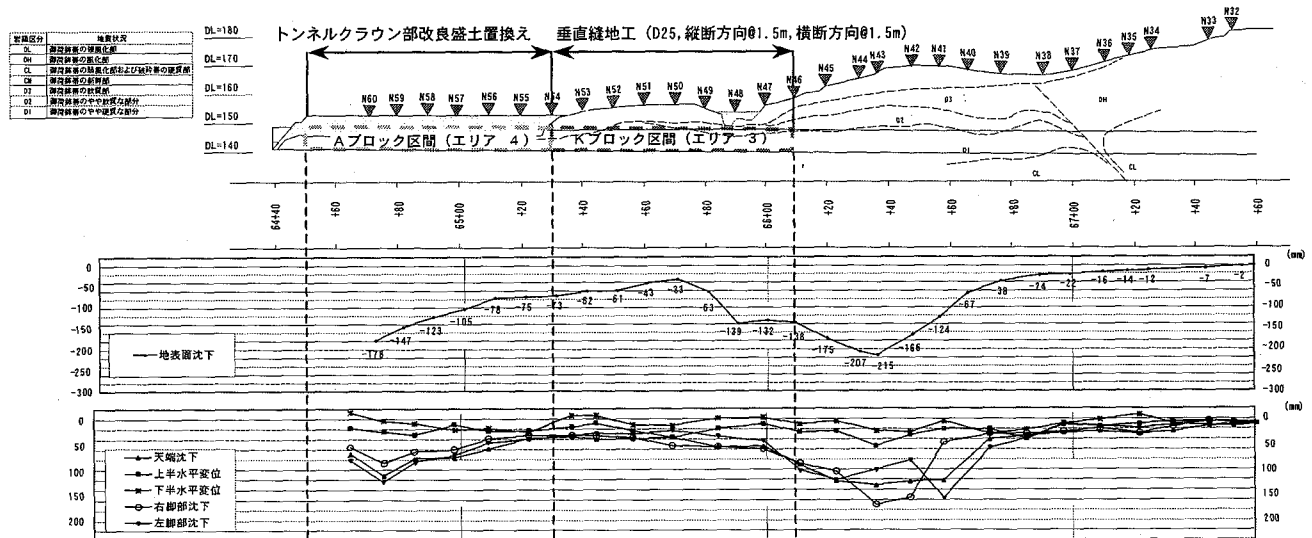


図-8 上り線南坑口部トンネル縦断図

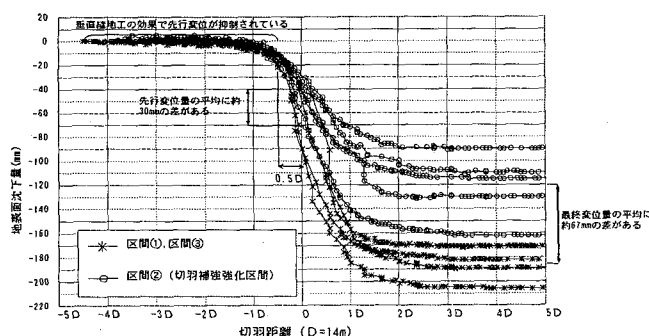


図-9 垂直縫地区間の地表面沈下と切羽距離の関係

(2) 上り線トンネルの施工状況

上り線トンネルは、下り線トンネルの施工状況を踏まえて、切羽前方コアを改良して切羽の押し出しを抑制し、インバートストラットによる早期閉合を

基本とした。その結果、地表や抑止杭に与える影響は小さかった。図-8に上り線トンネル施工時の地表面とトンネルの変位状況を示す。

a) Kブロック区間 (エリア3)

Kブロックの上り線トンネル (エリア3) は、下り線トンネル (エリア1) の施工状況を考慮して、8mの長尺鏡ボルトを4m毎に打設し、緩み範囲に注入材を確実に注入しながら施工した。この結果、切羽崩壊は殆ど発生せず、139mm発生していた地表面沈下は33~73mmに抑制できた。心配された抑止杭K1の挙動は、上り線トンネルの掘削による影響は20mm程度であった (図-8; エリア3)。

b) Aブロック区間 (エリア4)

Aブロック区間の上り線トンネル (エリア4) は、トンネルクラウン部120°の範囲に改良盛土があるた

め、切羽の安定度は高かった。したがって、フォアポーリングや鏡ボルト等の切羽崩壊対策は必要なかった。地表面沈下は70mm程度で、抑止杭A2は谷側に17mm程度動いただけであった。ただし、坑口に向うにしたがって、トンネル全体が崩積土層に入り、地耐力不足によるトンネル全体の沈下が発生した。トンネル沈下は、最大120mm、地表面沈下は最大178mmであったが、インバートストラット閉合後収束した(図-8; エリア4)。

(3) 地すべりの挙動

南坑口部の地すべり挙動は地すべり対策工の施工後収束していたが、トンネルの掘削に伴い地表面沈下が最大200mm発生し、同時に明確な地すべり挙動が確認された。地すべりは下り線トンネル掘削時に大きく挙動したが、上り線掘削時には大きな地すべり挙動はなかった。以下に下り線トンネル掘削時の地すべり挙動について述べる。

a) Kブロックの挙動

下り線トンネル掘削時のKブロックの地表の変位を図-10に示す。下り線トンネルがKブロック直下を掘進するに伴い、トンネル山側の測点G-5, 7が谷側に変位し、抑止杭K1の杭頭(G-10)がトンネル方向に変位している。抑止杭K1は、トンネル掘削前は地すべり荷重を受け谷側に変位していたが、トンネル掘削の影響でトンネル側に引張られる形となった。トンネルをリング閉合しトンネル変位が収束した後、抑止杭K1は再び地すべり荷重を受け谷側に変位し、地すべり挙動は収束傾向を示した。

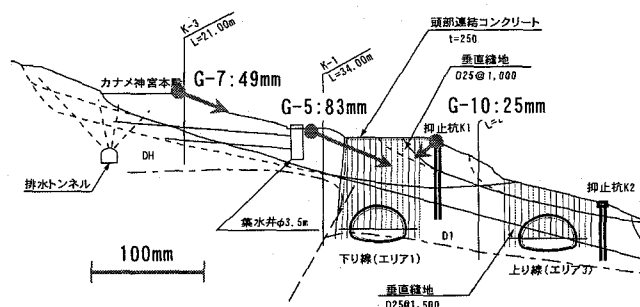


図-10 下り線トンネル掘削時のKブロックの挙動

b) Aブロックの挙動

下り線トンネル掘削時のAブロックの地表の変位を図-11に示す。下り線トンネルがAブロック直下を掘進するに伴い、抑止杭A1がトンネル方向に大きく変位し、これにより地すべりAブロックは大きく挙動した。トンネルをリング閉合してトンネル変位が収束した後、地すべりの変位速度は小さくなったが、現在も完全に収束するまでに至っていない。

今後観測を継続し、状況に応じて抑止杭A1の杭頭アンカーの検討を行う予定である。

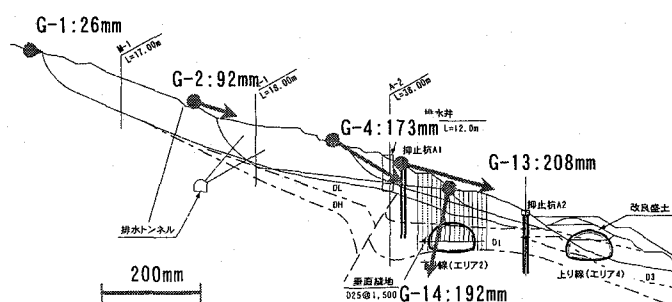


図-11 下り線トンネル掘削時のAブロックの挙動

6. まとめ

引佐第二トンネル南坑口部におけるトンネルの施工状況および各計測結果から以下の知見が得られた。

- ・ 垂直縫地工は、特に地表面沈下の先行変位抑制に対して大きな効果が確認されたが、切羽が崩壊すると切羽近傍の縫地ボルトの拘束力が低下し、地表面沈下が増大する。
- ・ 切羽の押出しと地表面沈下には大きな相関があり、垂直縫地工や長尺鏡ボルト等で切羽前方コアを改良することで地表面沈下が抑制される。
- ・ トンネル掘削が地すべりに与える影響は大きく、地すべり対策工を施工していても、地山条件によっては地すべりを大きく誘発する。
- ・ 抑止杭とトンネルの位置関係によっては方向が異なるが、トンネルの緩みが発生した方向に抑止杭は変位する。

謝辞：本工事の実施にあたり、第二東名高速道路静岡建設局管内のり面防災対策検討会（座長：奥園誠之九州産業大学工学部教授）の方々をはじめ関係各位に貴重な助言とご指導をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 田山 聡, 細野泰生, 竹國一也, 宮田 和, 平野宏幸: 地すべりに及ぼすトンネル掘削の影響と対策工, 土木学会トンネル工学研究発表会論文, 第14巻, pp. 71-82, 2004.
- 2) 坂垣 治: トンネル坑口周辺の地すべり対策(1), トンネルと地下, 第12巻第10号, pp. 37-43, 1981.
- 3) 平野宏幸, 田山 聡, 清水則一, 岩崎智治: 坑口動態観測にGPS自動計測システムを適用, トンネルと地下, 第35巻第9号, pp. 49-55, 2004.