

地すべり地におけるトンネル掘削時の諸問題に関する地質工学的考察

竹林 亜夫・上野 将司

An engineering-geological study on problems of tunnel excavation in landslide area

Tsuguo Takebayashi and Shoji Ueno

Abstract

There have occurred many difficult cases with collapses at tunnel face, and subsidence of ground surface, under constructing mountain-tunnel at landslide area in Japan. Some of them were reported to be involved countermeasures or landsliding motion due to tunnel excavation, separately. Then, it has been yet studied partially on influence of tunnel excavation in landslide area.

In this article, mainly literatures and some author's experiences on tunneling show how to influence topographical, geological and soil mechanical condition of ground on some problems of tunnel excavation in landslide, by means of engineering-geology.

Keywords : landslide, tunnel excavation, collapse at tunnel face, deformation of tunnel support, ground settlement, auxiliary method

(要 旨)

我が国の地すべり地におけるトンネル工事において、坑内では切羽の崩壊および支保の変形等がまた、坑外では地表沈下および地すべり挙動の誘発等の諸問題が発生して難工事となった事例は多い。それらの多くは、トンネル施工時の地すべり挙動ないし諸対策の結果に関して個別に報告されている。また、地すべり地におけるトンネル施工時の諸問題および、その原因に関する研究については、部分的な考察が大部分で、未だに総合的な研究が見られないのが現状である。

本論文は、地すべり地においてトンネル施工時に発生した様々な問題と地形・地質・土質条件との関係について、我が国のトンネル事例を主に、文献と幾つかの著者等の経験に基づいて地質工学的に考察したものである。

キーワード : 地すべり, トンネル掘削, 切羽崩壊, 支保の変状, 地表沈下, 補助工法

1. まえがき

地すべり地におけるトンネル事業の技術的対応は通常二分されていて、地すべりの安定問題は地すべり技術者が、トンネル施工時の諸問題についてはトンネル技術者がそれぞれ対応して、それらを事業担当者が並列的にまとめているのが現状である。その理由はトンネル技術者が地すべりの安定問題に対応し難いことから、地すべり技術者の判断を必要としていることによる。

地すべり地でのトンネル施工事例は比較的多く、そのほとんどは個別に施工報告の形で発表されている。施工時の諸問題について地形・地質および土質条件を分析しつつ、トンネル掘削時の緩み現象と併せた総合的研究は未だほとんどなされていないのが現状である。

本研究では、我が国のトンネル施工事例を分析して、地すべり地においてトンネル掘削時に発生した施工上の諸問題および、地すべり対策として実施されている諸工法とトンネル掘削時の切羽緩み防止工についても考察を行なった。その結果、地すべり地におけるトンネル施工時の諸現象は多種多様であり、かつ多様な対策工法を組み合わせられて実施されていることが判明した。

このように多様な対策をとらざるを得ない原因は、地すべり地の地形、地質および土質状態の組合せである特殊な地山条件がトンネル掘削時の緩み現象に対して本格的な防止工を必要とすることにある。これらの対策が中途半端な場合および地すべりを予知できていない場合には、施工時に地すべり挙動を誘発することがあり、工期・工事費が大きく増大した事例も発生している。

以上のような内容について考察を行い、地すべり地のトンネル施工に関する調査、設計および施工上の要点についてまとめたので報告する。

2. 既往の研究

本論文に關係する既往の研究には、トンネル標準示方書關係、トンネル掘削時の地すべり挙動に関するもの、膨張性地山と地すべりに關するものおよびトンネル掘削工法と緩み域に關するもの等があり以下に述べる。その他の地すべり一般に關する諸研究については、本研究では部分的に關係することからここでは省略している。

2.1 標準示方書類

土木学会のトンネル標準示方書(山岳工法編)¹⁾では、設計および施工において問題となる特殊な地山条件として、次の7つが挙げられている。

- ① 地すべり等の移動性地山および斜面災害が予想される地山
- ② 断層破碎帯、褶曲じょう乱帯
- ③ 含水未固結地山
- ④ 膨張性地山
- ⑤ 山はねが予想される地山
- ⑥ 高い地熱、温泉、有害ガス等がある地山
- ⑦ 高い水圧や大湧水の発生が予想される地山

これらの特殊な地山条件の内、本論文に關係しているのは、①の地すべり等の移動性地山および斜面災害が予想される地山が主たるものであるが、時には②、③、④および⑦の各種地山等が部分的に關係することがある。

これらの特殊な地山条件に關する研究について、トンネル掘削時に遭遇した地すべり挙動の諸現象に關する研究および地すべり地山と膨張性地山に關する研究は次項で改めて考察する。それ以外の地すべり地におけるトンネル工事事例は個別に報告されているものがほとんどで、それらの多くは本文で引用している。

同標準示方書¹⁾で、トンネルの設計、施工上の問題として以下の6つの事項を指摘しているが、本論文に關係するものはその全てに涉っている。

- ① 切羽の安定性：特に未固結地山における切羽崩壊、土砂流出
- ② 土圧の増大：軟岩地山の吸水膨張、クリープ
- ③ 支保機能の低下：吹付けコンクリート、ロックボルトの付着力不良、支保工脚部の沈下
- ④ 湧水処理等：坑内冠水、湧水処理設備の増設、工事中、完成後の排水・揚水設備の増設
- ⑤ 施工の安全性：泥ねい化等による路盤の劣化
- ⑥ 品質低下および維持管理：湧水・漏水に伴う充填物、土砂の流出、インバート、路盤コンクリート下の地下侵食、酸性水・温泉水等によるコンクリートの劣化、豪雨や揚水規制に起因した異常な水位変動に伴う構造物本体等への影響

2.2 トンネル掘削による地すべり誘発について

高橋彦治²⁾は我が国で施工された地すべり地のトンネル掘削において誘発された地すべりの現象について次のような項目に分けて事例研究をしている。

- ① 地すべり地内に掘られたトンネル
- ② 地すべり面下に掘って地すべりの影響を避けたトンネル
- ③ 掘削時、地すべりの現象を誘発したトンネル
- ④ 近接工事など外部的誘因の影響を受けるトンネル
- ⑤ まとめとして地質調査に際してのアドバイス

中村浩之³⁾はトンネルが地すべり地内を通過する場合には、トンネル掘削により地すべりを誘発する危険性があるため、事前に地すべり対策工を実施することが大切である。また、トンネルが地すべり地外を近接して通過する場合には、掘削の緩みにより地すべりを誘発することが考えられるので、地山の緩みを最小限にするトンネル施工技術の努力が必要であると述べている。

2.3 膨張性地山と地すべりに關して

高橋彦治⁴⁾は我が国で施工された多くの膨張性トンネルの地質条件を考察して「造山帯・軟岩・膨潤性粘土鉱物の組合せは建設工事における地質的欠陥の3要素である。このような地域は切り取りやトンネルの掘削に際して強大な土圧が予想される場所であり、地すべりの地質的素因をなし、地すべりや斜面崩壊の多発地帯となっている。」と述べている。

仲野良紀⁵⁾は主にグリンタフ地域の泥岩に關する膨張性トンネルの強大な土圧の発生メカニズムを研究し、トンネル周辺地山の緩み域では地山の含水比と一軸圧縮強度の關係および地山強度比と土圧の關係などについてまとめている。同様に泥岩地山の地すべりについても研究している⁶⁾。

2.4 矢板工法とNATMの緩み域の研究

地すべり地におけるトンネル掘削においては、緩み域を最小限にする技術的努力が必要であり、緩み域の研究はトンネル掘削技術の変遷に關係して行なわれてきた。トンネル掘削工法は1960年頃までは木製支保工方式で、その後に鋼製支保工方式(矢板工法)が普及し、我が国に1976年に導入されたNATMがそれ以降普及し、1986年には土木学会のトンネル標準示方書がNATMを標準工法とした。これらトンネル工法の変遷により機械化とトンネル品質および經濟性、安全性が向上した。

トンネル掘削による周辺地山の緩み域は施工法により表-1⁷⁾のように異なる。すなわち、鋼製支保工を使用する矢板工法ではトンネル掘削時の緩み域は、NATMの約2倍である。なお、特殊地山での緩み域はさらに大きいことは知られている。

表-1 NATMと矢板工法の緩み領域の標準値⁷⁾

Table 1 Loosening area in surrounding tunnel by NATM or conventional tunneling method⁷⁾

岩盤等級	矢板工法		NATM	
	トンネル幅		トンネル幅	
	5 m	10 m	5 m	10 m
A	0.8m	1.3m	0.4m	0.7m
B	1.5	2.3	0.8	1.2
CH	1.9	2.9	1.0	1.5
CM	2.3	3.5	1.2	1.8
CL	2.3以上	3.5以上	1.2以上	1.8以上

3. トンネル掘削時の諸問題

トンネル掘削時に、地すべり挙動が発生した場合には、工期および工費等に多大な影響を与えていることを事例に基づいて述べる。その後、地すべり地においてトンネル掘削時に発生した坑内および地表面に現れた諸問題を事例に基づいて検討する。

3.1 トンネル掘削時の地すべり発生事例

トンネル工事において、地すべりが発生することがある。地すべり地の位置がトンネル延長上の坑口部（入口）の場合、延長上の中間部の場合、片押し施工で出口部の坑口の場合および切土工事で地すべりが発生したために開削トンネルに変更した事例等について検討する。

3.1.1 坑口部（入口）で地すべりが発生した事例

新潟県の国道252号線の山中トンネル⁸⁾において、1970年11月に柏崎方坑口から、矢板工法の側壁導坑先進方式で導坑の掘削に着手した。左右の導坑がそれぞれ20m, 35m, 側壁コンクリートが12m, 14mと施工した時に坑口から15m付近で矢板が折れ、支保工の変状が進み、危険と感じられたので入坑禁止の処置をとった。その2時間後に坑口から約70mにわたりトンネル中心線に直角方向の地すべりが図-1のように発生し、崩積土量は約4万m³に達した。地質は中新世～鮮新世の泥岩を主とした地質である。当初地すべりは予知されておらず、事故後の調査により地すべり地は風化破碎泥岩で、かつトンネルと平行に小断層が想定され、地すべりの原因の一つと考えられた。対策としてこの地すべり地を避けてトンネル坑口を約30m平行に移設した。

中央高速道路の浅利トンネル⁹⁾は1965年11月に底設導坑先進上半断面方式の矢板工法で着工した。上半断面掘削が約70mに達した翌年7月18日に至り、上半支保工に座屈変状が見られ始めたので、掘削作業を中止して補強作業を行ったが、7月27日に地すべりが発生してトンネルの50m区間が圧壊した。土被りは約45mと浅く、地質は地表部にかなりの厚さを有するローム層が存在し、基盤は第三紀の凝灰角礫岩によって構成されているが局部的には風化および緑泥石化が認められていた。

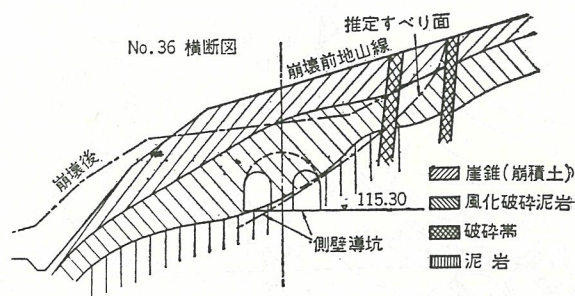


図-1 トンネルと地すべりの位置関係⁸⁾
Fig.1 Situated relation between tunnel and landslide

崩壊の原因については、梅雨の異常降雨量により地山内の間隙水圧が上昇している所に、矢板工法のトンネル掘削による緩みが、地山内の弱層に影響して地すべりが発生したと考えられた。その後の対策工事は、地すべりで崩壊した区間は切土工事とし、坑口部は押え盛土としてトンネルの延長は45m短縮された。昭和50年頃に隣接して2期線工事が行われた時に、著者は地すべりの頭部付近と考えられる位置の延長線上に厚さ約1mの粘土質破碎帯が約50°の傾斜で分布しているのを調査し、凝灰角礫岩の地山においても、トンネル施工による地すべり誘発の可能性を痛感した。

このように工事に入る前の調査段階で坑口付近に既存の地すべりまたはトンネルによる地すべり誘発を予測できないでトンネル掘削を行い、いずれも施工段階で地すべりが発生した事例である。

3.1.2 トンネルの中間区間で地すべり挙動が発生した事例

国道128号線の嶺岡トンネル¹⁰⁾は蛇紋岩が全線にわたって分布するために側壁導坑先進工法（矢板工法）で施工していたが上半切羽が坑口より125m掘進している時に図-2に示すように地表面に段差および幅ともに約20cmの亀裂が発生すると同時に、坑内では強大な土圧により上半支保工が座屈し、支保工の補強を実施した。

地表面では亀裂の成長状況および地表沈下計測を図-2に示す位置で実施した。地表面の亀裂幅の計測結果は図-3に示すように、トンネル掘削の影響に極めて敏感なことから、施工時の対応として早期一次覆工を行っている。同様にトンネル掘削を再開した時の影響による地表沈下挙動も敏感で、特にトンネルの下流部では図-4に示すように地表面では地盤の隆起現象が発生した。トンネル掘削後早期に一次覆工を行うことにより沈下および隆起現象は安定した。この位置におけるトンネルと地すべりの位置関係を図-5に示す。

この区間は、嶺岡トンネルの中でもトンネル土圧が最も大きい区間の一つでもあった。地質は全般に破碎質の玄武岩、蛇紋岩、頁岩が混在していて、特に亀裂部分はトンネル坑内の地質観察の結果、厚さ1m弱のレンガ色の断層粘土と推定される。

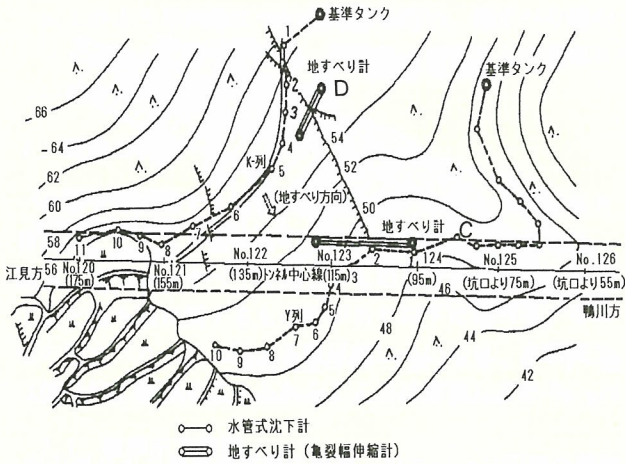


図-2 平面図と亀裂および計測器の位置¹⁰⁾
Fig. 2 Plane situation of crack and measurements

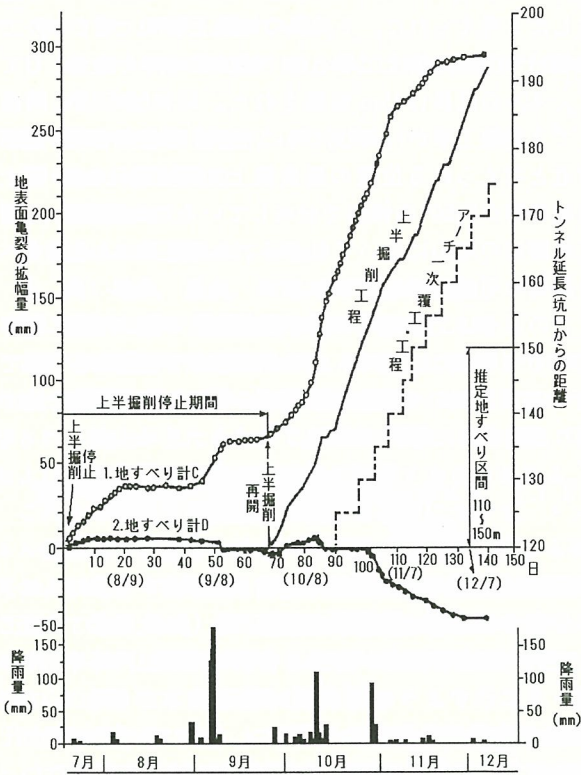


図-3 地表面の亀裂状況と施工状態¹⁰⁾
Fig. 3 Relationship between expansion of crack at ground surface and state of tunnel excavation

3.1.3 出口部の坑口で地すべりが発生した事例

新潟県道の薬師トンネル¹¹⁾は、西山方から矢板工法の底設導坑先進方式で片押し施工を行い、底設導坑が貫通し、上部半断面も長岡方坑口（東坑口）まで残り約30mの地点に至った1973年4月に図-6のように上半支保工が最大約60cm沈下する変状が発生し、地表にも沈下変状が見られた。直ちに根固めコンクリート等の補強を行うと共に、各種の地質調査を行った。

その結果、長岡方坑口付近には崩積土が堆積していて、基盤面がトンネルの底部より下に存在することが判明した。対策工法として、各種検討されたが、施工中および

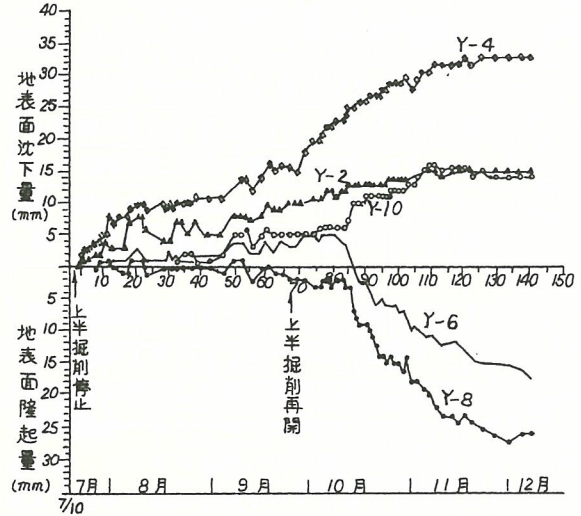


図-4 上半掘削再開前後の地表沈下・隆起現象¹⁰⁾
Fig. 4 Time variety of ground settlement and upheave at tunnel excavation

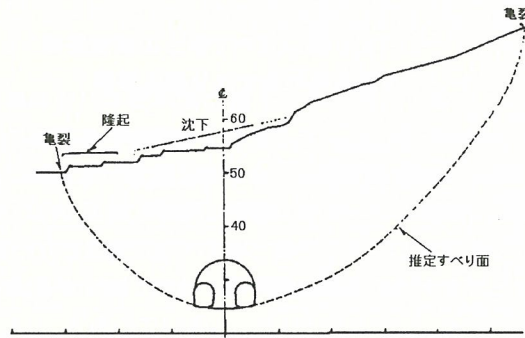


図-5 推定すべり面とトンネルの位置¹⁰⁾
Fig. 5 Cross situated relation between estimated landslide and tunnel

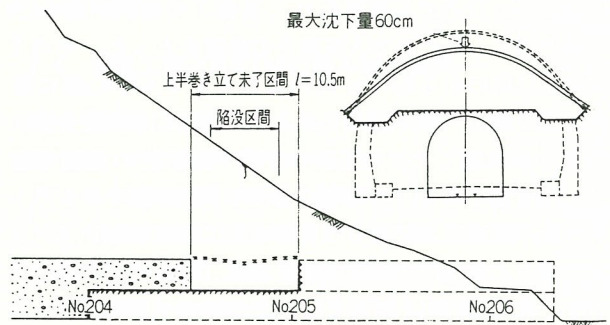


図-6 長岡方坑口付近の上半支保工の変状¹¹⁾
Fig. 6 Deformation of arch steel support nearby eastern tunnel portal

施工後の安全性を考慮する積極的な観点から、崩積土全体を切土する案が採用された。しかし、切土をはじめたところ尾根部からの地すべりを誘発したために、切土方式は中止された。再度、崩積土区間のトンネルについて検討されて、基盤面がトンネルの底部以下になる区間に

については基礎杭を施工し、かつ上半支保工の支持杭も兼ねて沈下防止を図り、上半掘削時の切羽崩壊防止と地山の緩み防止策としてパイプルーフ(48m)を実施した。

一般にトンネル掘削が片押し施工となる場合には出口部の坑口の施工が問題となる。その場合、主にトンネル切羽からの施工になり、補助工法なども限られた空間内から実施できるものが採用される。そのためにも、事前の地質調査により地形・地質条件を明確にしておく必要がある。矢板工法と共にNATMにおいても、支保工の支持力と切羽の自立性を確保するために、一般に地形・地質条件に対応した対策工法が採用されている。

3.1.4 切土部が開削トンネルに変更になった事例

富山県魚津市に位置する北陸自動車道の有磯海サービスエリアは、富山湾を一望できる丘陵地で、延長600m、高さ40mの長大法面を有する切土構造で、土量約100万³m³を掘削する予定であった。しかし約50万³m³を掘削したところで、図-7に示すように1982年に大規模な地すべりが発生した¹²⁾。応急処置として抑止杭、押え盛土、切土後背地の池の水抜きおよび集水井工等を行い、地すべり土塊の移動は約2ヶ月後に収まった。

各種調査の結果、第三紀鮮新世の砂層、凝灰岩、泥岩の緩い単斜構造で、層理面は約6~8°の傾斜で、切土法面において流れ盤構造であった。地すべりの規模は幅340m、奥行き250m、深さ10~24m、土量で約120万³m³に達するものであった。

対策工法を多方面より検討して、最終的に開削トンネルを採用している。開削トンネルは延長305mの2連のボックスカルバートタイプであり、その施工は幅約25m、深さ15~23mの山止め工法で掘削している。掘削時には山側の土留め壁に地すべり土圧が作用し約60mm変形し、切梁りを通して海側の山止め壁は受働変形をした。切梁りの軸力の実測値は設計値をやや上回り、延長あたり296 t/mと強大であった。このような綿密な計測管理に基づいて開削トンネルの施工がなされた。

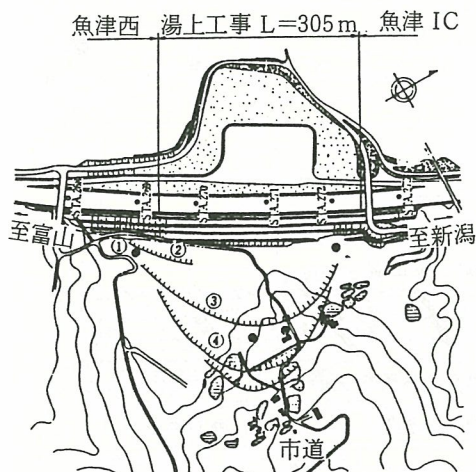


図-7 湯上地区の地すべり概要¹²⁾
Fig. 7 Plane drawing of Yunoue landslide

3.2 トンネル掘削による坑内の影響

地すべり地においてトンネル掘削時に発生した切羽の自立性不足および支保の変状等の諸現象について事例に基づいて検討を加える。

3.2.1 切羽の自立性について

一般に山岳トンネルが適用できる前提条件は、切羽が自立することであり、通常の岩盤地山においては切羽の自立性が保たれている。しかし、地すべり地山および膨張性地山等の特殊地山においては切羽の自立性が不足し、時には掘削面である切羽が崩壊に至ることがある。

特殊地山の典型とも云われる蛇紋岩が分布する嶺岡トンネル¹³⁾では、地すべり分布域であることも考慮されて全区間側壁導坑先進方式の矢板工法で施工した。側壁導坑の掘削面積は約15m²で、蛇紋岩が主に分布する区間では、図-8に示すように、葉片状~粘土質蛇紋岩が切羽に占める割合が多い程、トンネル支保に作用する土圧が大きくなり、支保の変状も顕著で、かつ切羽の自立性も悪く、図-9に示すような崩壊を発生した。嶺岡トンネルではこのような切羽崩壊が発生し、とくに坑口部の地すべり地では、切羽崩壊により地表面が陥没し、陥没箇所にはコンクリートを充填して対処した。

同様な切羽の崩壊および押し出し現象が地すべり地のトンネルで報告されている。例えば北陸自動車道の春日山トンネル¹⁴⁾、地蔵トンネル¹⁵⁾、国道148号線北小谷トンネル¹⁶⁾、千葉県道検儀谷トンネル¹⁷⁾、岡部バイパス岡部トンネル¹⁸⁾等が挙げられ、これらのトンネルでは各種の対策工法が採用されて、地すべり誘発を防止している。

3.2.2 支保の変状事例

岡部バイパスの岡部トンネル¹⁸⁾における藤枝側坑口部は地すべり対策として矢板工法の側壁導坑先進方式を

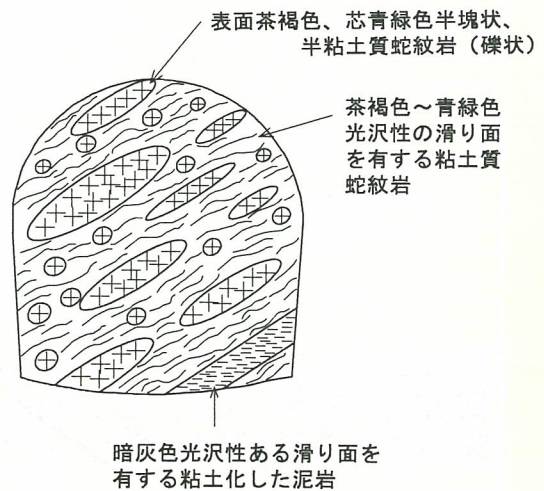


図-8 蛇紋岩の切羽スケッチ¹³⁾
Fig. 8 Geological section of serpentine in drift tunnel face

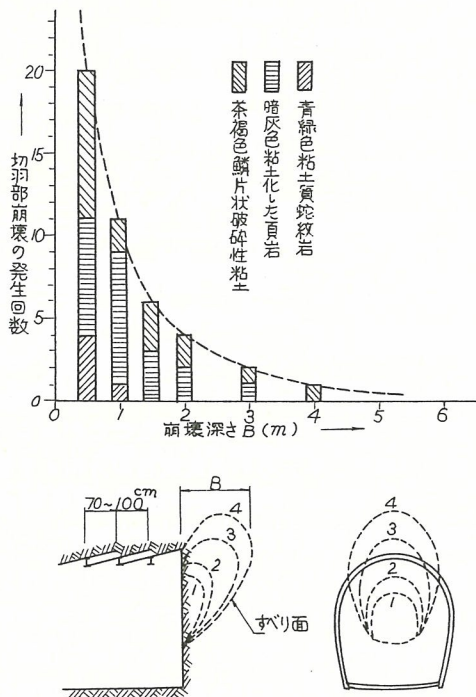


図-9 切羽崩壊の発生状態¹³⁾
Fig.9 A scope of collapse on tunnel face

採用したが掘進に伴って坑内では支保工の変形，切羽崩壊が度重なり，地表面に亀裂が発生した。導坑支保工の変形は図-10に示すように横断方向には側壁部の押し出しが，縦断方向には坑口側に変形し始めたので，仮巻コンクリート等の補強を行なった。

北陸自動車の春日山トンネルのⅡ期線工事¹⁴⁾では，地表部の地すべり地は土被りが20~30mの中間区間であった。トンネル掘削は，図-11に示すように地すべり地外の幅約100mの破碎帯でもあり，NATMで高圧噴射工法を併用して掘進していたが，仮インバートの変状が発生し天端沈下量および地表沈下量が大きい箇所200mmに達した。同様に北陸自動車の地蔵トンネルでは，地

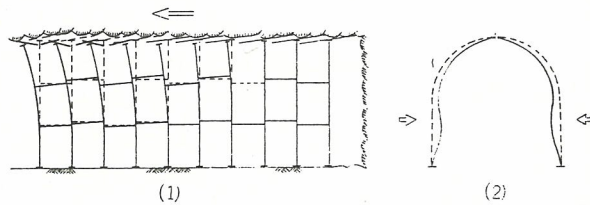


図-10 導坑支保工の変形¹⁸⁾
Fig.10 Deformation of steel support in tunnel

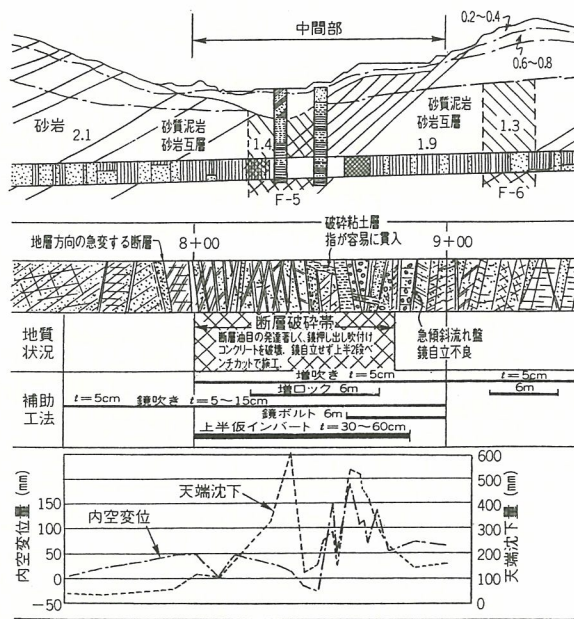


図-11 春日山トンネルの地質縦断図¹⁴⁾
Fig.11 Geological section of Kasugayama tunnel

すべり地の基盤岩部分が図-12のように破碎帯になっていて矢板工法の側壁導坑の支保工が大きく変形し，再度縫返し掘削を行っている。

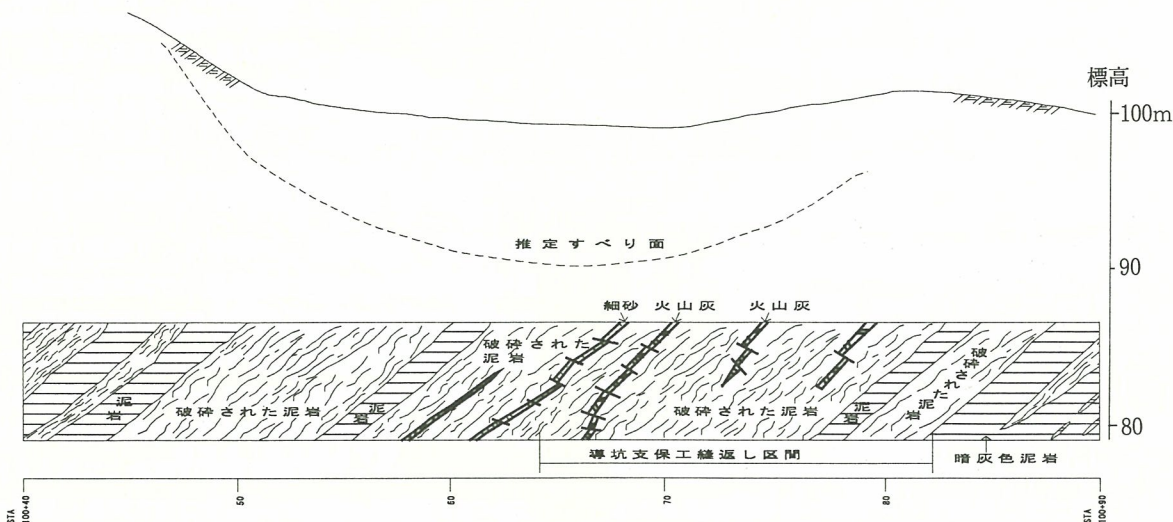


図-12 地蔵トンネルの地質縦断図¹⁹⁾
Fig.12 Geological longitudinal section of Jizo tunnel

3.3 トンネル掘削による地表の変状現象

地すべり地においてトンネル掘削時に、地表面沈下、亀裂の発生および地表陥没などの変状現象が発生することがあり、事例に基づいて考察する。

3.3.1 トンネル掘削による地表沈下事例

北陸自動車道の地蔵トンネル¹⁹⁾は、新潟県の長岡市と柏崎市の間に位置している。同トンネルの西側坑口付近には第三紀泥岩の地すべりが沢地形に沿って複数存在しているところに、矢板工法の側壁導坑先進上半断面工法で上り線と下り線のトンネルが施工された。その内

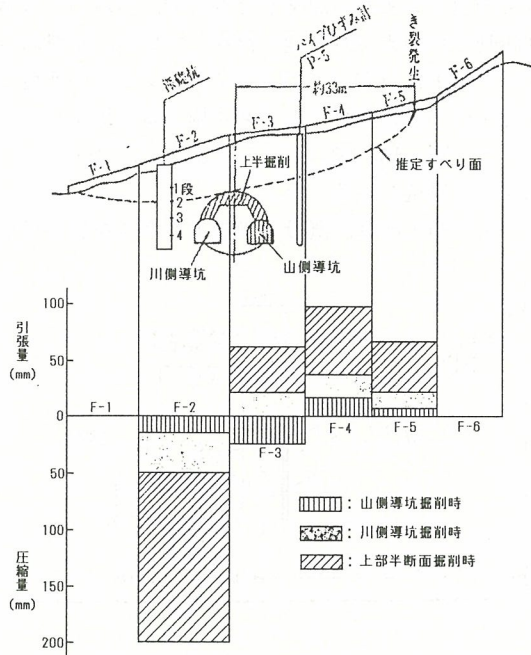


図-13 地すべり伸縮計の計測結果¹⁵⁾

Fig.13 Values of measurement by elastic meter

Fブロック地すべりと下り線トンネルの位置関係は図-13に示すとおりで、トンネルが地すべり直下を横断する方向に通過する形となり、地表部に配置した伸縮計の計測結果を示している。同図で、地すべり伸縮挙動はトンネル中心線より川側では圧縮挙動を、山側の3つの計器は引っ張り挙動を示している。川側の計器が圧縮挙動を呈したのは抑止杭の効果によるものと考えられる。トンネル掘削の影響を、導坑掘削と上半掘削と比較すると、上半断面掘削の影響が大きい。その原因は掘削断面が大きく、かつ地すべり面に近いことが挙げられる。

図-14は地表沈下、伸縮計およびトンネル坑内に設置した支保工軸力計の計測結果である。この図によると、地表沈下の値は、導坑掘削時に約200mm、上半掘削時には約700mmを越えて異常に大きい値を示しているが、いずれの計測器の計測結果とも類似して、導坑掘削時と上半掘削時に地表沈下、地表伸縮およびトンネル支保工軸力が変化し、掘削後約1ヶ月以内で落ち着いている。その落ち着きは、この箇所では図-13に示すようにトンネル掘削に先立って施工している深礎杭の地すべり抑止効果によるものと考えられる。なお、深礎杭の施工時にも地表沈下を計測したが、杭の周辺に若干の沈下がみられただけで、ほとんど影響はない状況であった。深礎杭と導坑の掘削面積がほとんど同じことを考えると、深礎のように垂直方向の掘削と導坑のように水平方向の掘削では地表面に与える影響と影響範囲は垂直方向では小さく、水平方向では大きいことを示している。

このように、地すべり地のトンネルにおいて、掘削の影響が地表面に影響を与える現象は、国道128号嶺岡トンネル¹³⁾、北陸自動車道春日山トンネル¹⁴⁾、岡部バイパス岡部トンネル¹⁸⁾、藤枝バイパス谷稲葉トンネル²⁰⁾等でも報告されている。

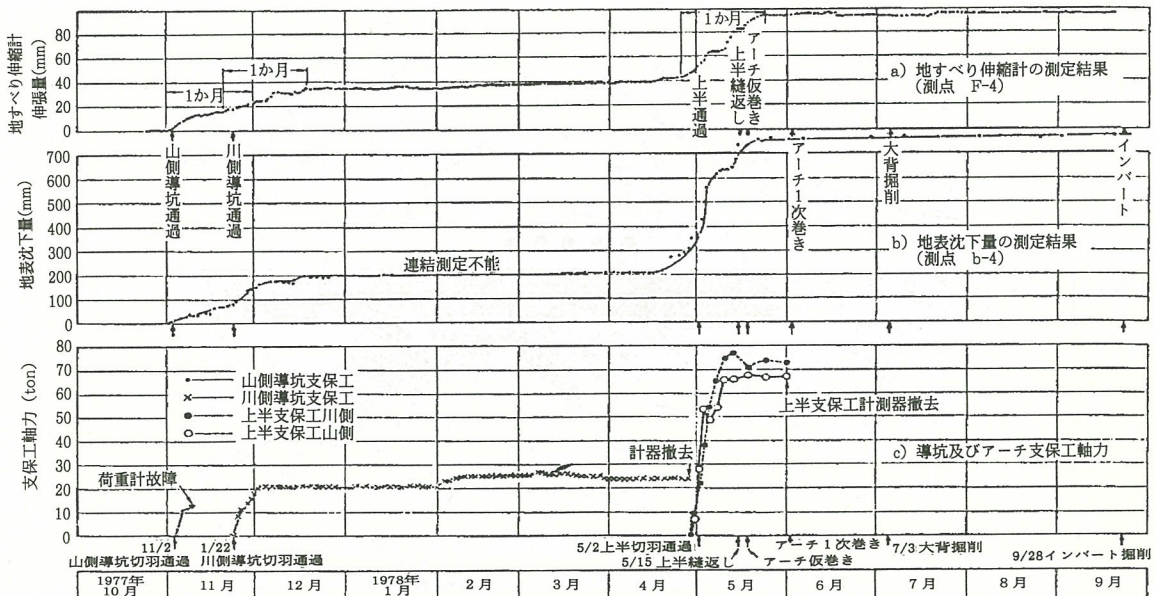


図-14 Fブロック動態観測結果¹⁵⁾

Fig.14 Values of movement observation about F-Landslide block

3.3.2 地表面に亀裂が発生した事例

地蔵トンネルの上り線工事¹⁵⁾は西坑口付近の地すべり地において69m間は後述(4.1.5項参照)する開削工法を採用した。開削工法区間のトンネル構造物を構築した後に、押え盛土を実施し、トンネル掘削に着手した。トンネル掘削は矢板工法の側壁導坑先進上部半断面工法で、トンネル掘削前に、図-15に示すように、地すべり抑止

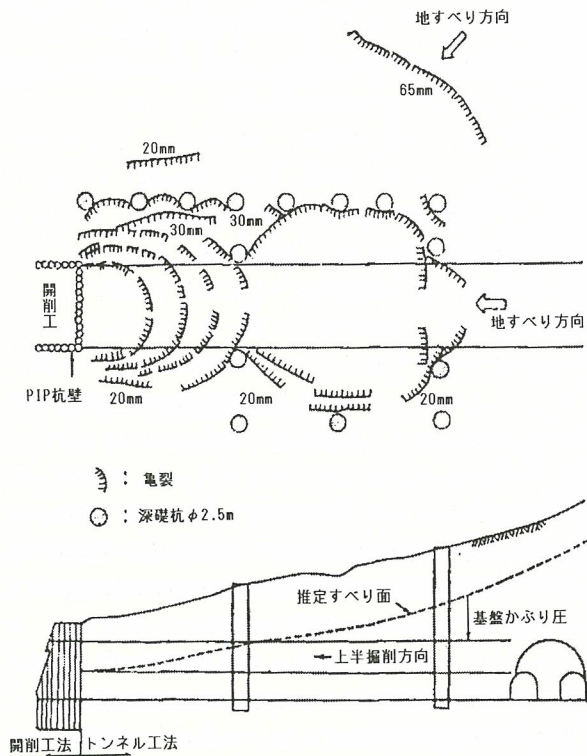


図-15 上り線西坑口部の平面図と縦断面¹⁵⁾
Fig.15 Plane and longitudinal section nearby West portal of Jizo tunnel

工としてトンネルの山側と縦断方向に深礎を配置した。導坑掘削時には地すべり面下の基盤部を掘削したために、さほど顕著でなかったが、上半掘削時には図-15に示すように、上半切羽の進捗に伴って、切羽前方の地山に亀裂が発生した。深礎の背後にも若干の亀裂は発生しているが、深礎による地すべりの抑止効果は目的を果たしている。

地すべり面の下をトンネルが通過する場合に、トンネル天端と地すべり面の垂直距離を図-15に示すように基盤かぶり厚と称すると、トンネル掘削の影響で地表面に亀裂が発生するかぶり厚は5~6mであった。

同様に亀裂が発生した事例として、国道8号線郷津トンネル²¹⁾がある。同トンネルは、鉄道の廃線単線トンネルを国道トンネルに改築したもので、西坑口には戦後4回活動した地すべり土塊が存在している。基盤岩は第三紀泥岩が主に分布している。このトンネルの西坑口付近の地すべり調査を行いトンネル施工時の地すべり対策として、図-16、図-17に示すように、山側にPIP杭を海側に深礎杭を配置した。

トンネル施工法は、既設の単線トンネルを底設導坑と

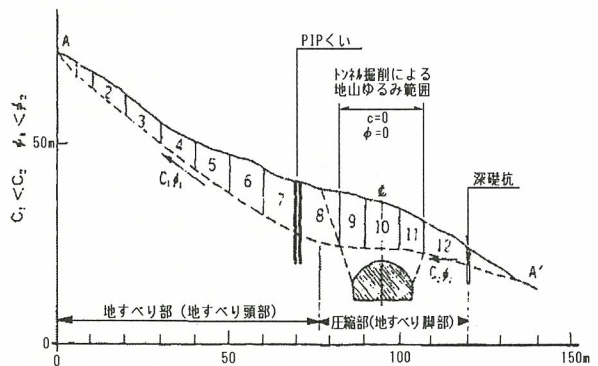


図-16 郷津トンネルの地すべり縦断面²¹⁾
Fig.16 Longitudinal section nearby west portal of Gozu tunnel

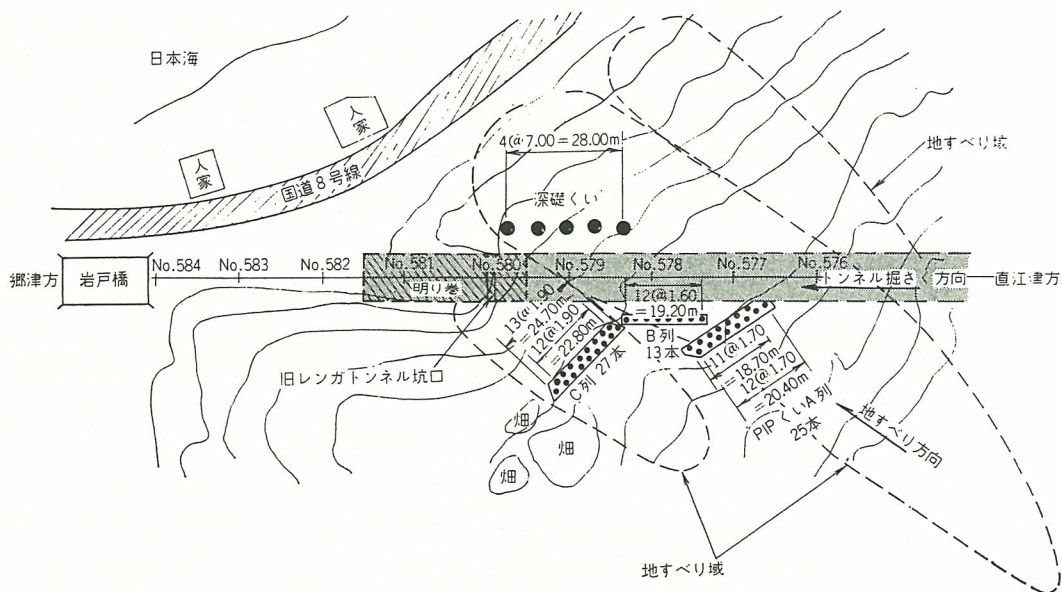


図-17 郷津トンネル西坑口付近平面図²¹⁾
Fig.17 Plane drawing nearby west portal of Gozu Tunnel

して、矢板工法の上部半断面先進工法で東坑口側から片押し掘削で行った。上半切羽が地すべり地に差し掛かる付近で、PIP杭列の前面に幅5~10mm程度の亀裂が発生した。直ちに上半切羽を停止すると、地表面に配置した伸縮計も安定化した。この時の切羽における地すべり面と上半天端部との基盤かぶり厚は約10mであった。

地すべり対策工としてさらに押え盛土を追加して、トンネル掘削を再開した。トンネル工法は無発破工法で一次覆工を早期に実施し、かつ各種計測を行いつつ施工した。掘削再開後に地表沈下挙動も発生したが、PIP杭と深礎工の間での限定した範囲で、地すべり対策工の抑止効果により貫通することができた。

同様にトンネル掘削時に地表面に亀裂が発生した事例は、国道128号嶺岡トンネル¹³⁾、北陸自動車道春日山トンネル¹⁴⁾、岡部バイパス岡部トンネル¹⁸⁾、藤枝バイパス谷稲葉トンネル²⁰⁾等でも報告されている。

3.3.3 トンネル掘削による地表陥没事例

地すべり地においてトンネル掘削時に、切羽の崩壊が原因して地表面が陥没に至ることがあり、湧水を伴わないものと伴うものに分けられる。ここでは湧水を伴わない場合を述べ、湧水を伴う場合は次項で述べる。

地すべり地およびその周辺地山のトンネル掘削においては、切羽の自立性が不足するために図-18¹⁶⁾のような切羽崩壊が発生することがあり、土被りの浅い場合には地表陥没に至る。地表陥没が発生した場合には、崩壊部をコンクリートまたはグラウト材等で充填して後に再掘削となり、崩壊規模が大きい程、掘削再開に要する工期と工費は大きくなる。最近の補助工法の発展で、切羽の自立性が不足しはじめると、鏡ボルト等の切羽安定対策工が採用されて、切羽崩壊を防止している。

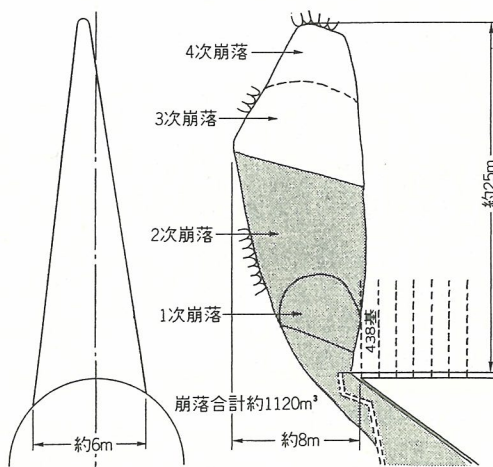


図-18 切羽崩壊の形状¹⁶⁾
Fig.18 A collapse type of tunnel face

3.3.4 湧水を伴う切羽崩壊による地表陥没事例

地すべり地における湧水を伴う切羽崩壊の結果として地表が陥没した事例に、上信越自動車道の日暮山トンネル二期線²²⁾の工事がある。工事は平成9年10月に着手され両坑口から掘削が始まり、順調に進捗したが貫通まであと100mを残す段階の平成11年12月9日に切羽で、湧水に伴って天端崩落が発生し、土被り130mの地表には直径30m、深さ18mのクレーター状の陥没が生じた。空中写真判読、現地踏査結果および既往調査資料の見直しにより、この陥没位置は大規模地すべりの陥没帯にあたり、陥没帯を埋めたルーズな土砂と地下水がトンネル内に流入した切羽崩壊であった。大規模地すべりの規模は、図-19の縦断面図に示すように平面規模400m×400m、すべり面深度は120mに達していた。

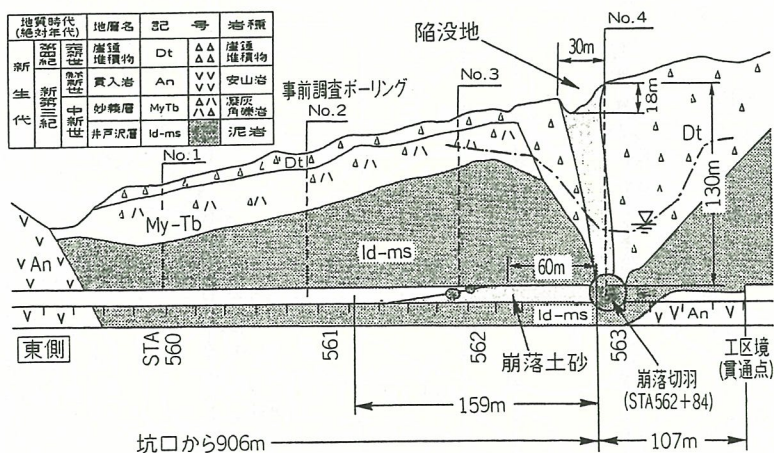


図-19 日暮山トンネルの地質縦断面図²²⁾
Fig.19 Geological section of Nikkureyama tunnel

4. トンネル工事における主な地すべり対策工

このように地すべり地のトンネル工事においては、地すべりの誘発、坑内の変状、地表面の変状等の諸問題が発生することがある。したがって工事にあたり確実な調査により適切な地すべり対策を行なう必要がある。地すべり対策工として、地すべり抑止工、抑制工、トンネル切羽緩み防止工に分けて、事例に基づいて考察する。特に、トンネルに関係した特殊な対策工を主とし、一般的な対策工は概略的内容に留める。

4.1 地すべり抑止工

地すべり地のトンネル施工において採用されている地すべり抑止工には、抑止杭工、深礎工、アンカー工、垂直縫地ボルト、開削工法等がある。この内、開削工法は通常、施工法として扱われるが、ここでは垂直縫地ボルトと同様にトンネル工事に伴う特殊な地すべり抑止工でもあることから、特別に取り上げて考察する。

4.1.1 抑止杭工

国道8号線、郷津トンネル²¹⁾の西坑口部の地すべり挙動については、既に3.3.2で述べている。トンネルと地すべりの位置関係は図-16に示すように、地すべり圧縮部の下をトンネルが通過する形となり、矢板工法のトンネル掘削による緩みの影響で地すべりの安定が深刻に懸念された。トンネル掘削の影響を避ける位置で、トンネルの山側にPIP杭を、海側に深礎杭を施工性を考慮して配置した。PIP杭は直径500mmをオーガ穿孔して、オーガを引き抜きつつモルタルを充填し、その後にH-300鋼を挿入する杭である。基盤の泥岩も無振動で穿孔し、施工過程でも地山を緩めない適切な地すべり抑止杭でもある。杭間隔は1.6~1.9mの千鳥配置とし、地表の頭部

は鉄筋コンクリート版で連結した。

トンネル施工時には、約10cmの地表面沈下が発生し、3.3.2でふれたようにPIP杭列の前面に亀裂が発生した。トンネル掘削を停止して早期に一次覆工を行ったところ地表面沈下挙動は安定した。抑止杭の応力状態を測定したところ、トンネル掘削の影響によりPIP杭周辺の地盤が沈下したことから杭にネガティブフリクションが図-20に示すように発生した。その中立点は図-21に示すとおりで、それを結ぶとトンネル掘削の緩み域が伺える。

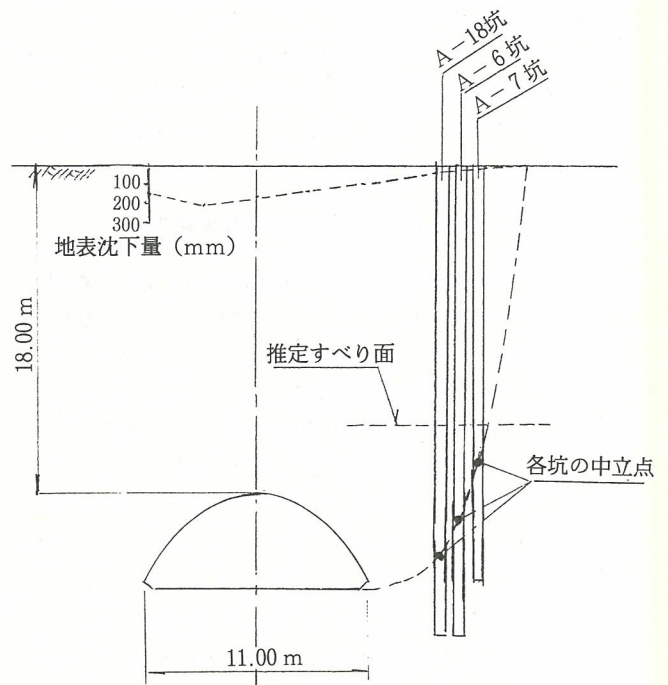


図-21 上半掘削による地山のゆるみ範囲
Fig.21 Loosening area in ground by tunnel excavation

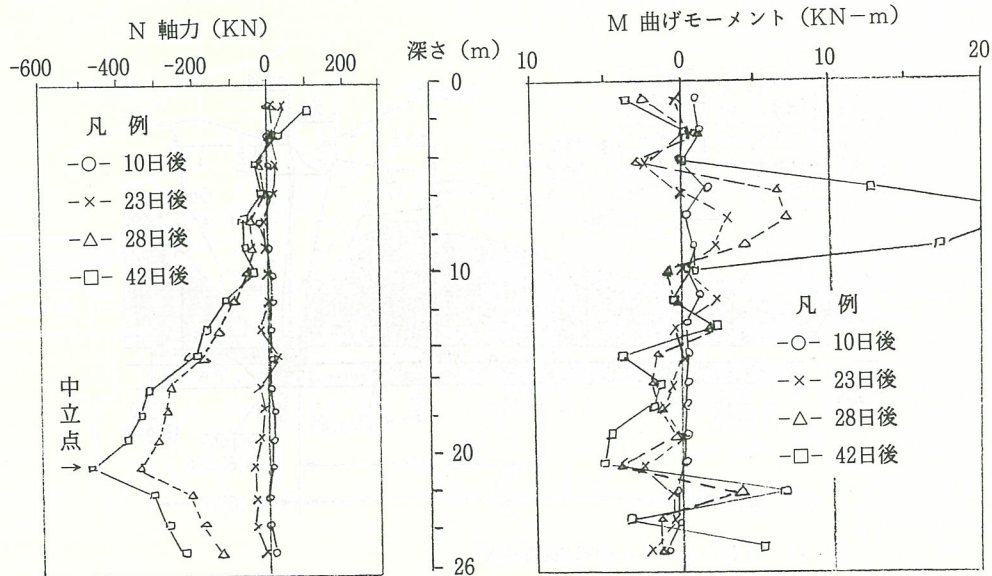


図-20 沈下に伴う抑止杭のネガティブフリクション
Fig.20 Measurement values of negative friction in prevention piles due to ground settlement

前述の新潟県道薬師トンネル¹¹⁾の出口にあたる長岡方坑口部において、切土工事により尾根部からの地すべりを誘発した。この地すべりを安定化させるために図-22に示すように抑制工として水抜きボーリングを、抑止工として埋め込み式抑止杭を打設した。抑止杭は大口径ボーリングで穿孔して、鋼管杭(φ318.5mm×t6.9mm×L10~16m)を挿入した。この時、鋼管杭の曲げ変形を

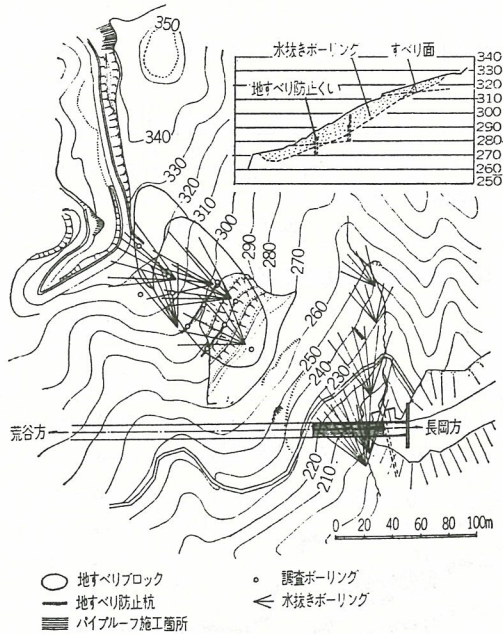


図-22 薬師トンネル長岡方坑口付近の対策工¹¹⁾
 Fig.22 Landslide prevention works nearby east portal of Yakusi tunnel

少なくして、せん断抵抗効果を上げるために、推定地すべり深さを L とすると、杭長さを L として、その $1/2$ を地すべり面の下に根入れできるように、鋼管杭を地中に落とし込んで、杭長さの真中が地すべり面となるように施工した。鋼管杭が途中で停止した場合に修正できるようにワイヤーをセットしていたが、杭先端をやや鋭角にしていたことと、杭の自重で比較的問題もなく設計位置に埋め込み式抑止杭を設置できた。この抑止杭を図-22に示す位置に2段施工したところ、地すべり挙動は安定した。

4.1.2 深礎工

北陸自動車道の地蔵トンネル西坑口部の地すべりブロックを平面図で示すと図-23のとおりである¹⁹⁾。地すべり挙動については既に前章の3.3で述べ、ここでは、地すべり対策の内、深礎工について述べる。同トンネルの地すべり対策工として開削工区間以外では切盛土工と抑止杭が考えられたが、トンネル掘削による緩み現象と現地条件を考慮すると深礎工を含む抑止杭に限られ、つぎの条件で設計した。

- ① 設計はせん断力バランスで行い、安全率を1.20とする。
- ② 杭の配置はトンネル掘削による緩み域を避けて配置し、基盤への根入れは移動層厚の $1/2$ とする。
- ③ 杭の最大間隔は杭径の3倍以下とする。

以上の条件の設定で設計を行い、鋼管杭と深礎工で経済比較した結果、深礎工を採用した。深礎工の直径は2.0mおよび2.5mで、せん断抵抗材としてH鋼を挿入し

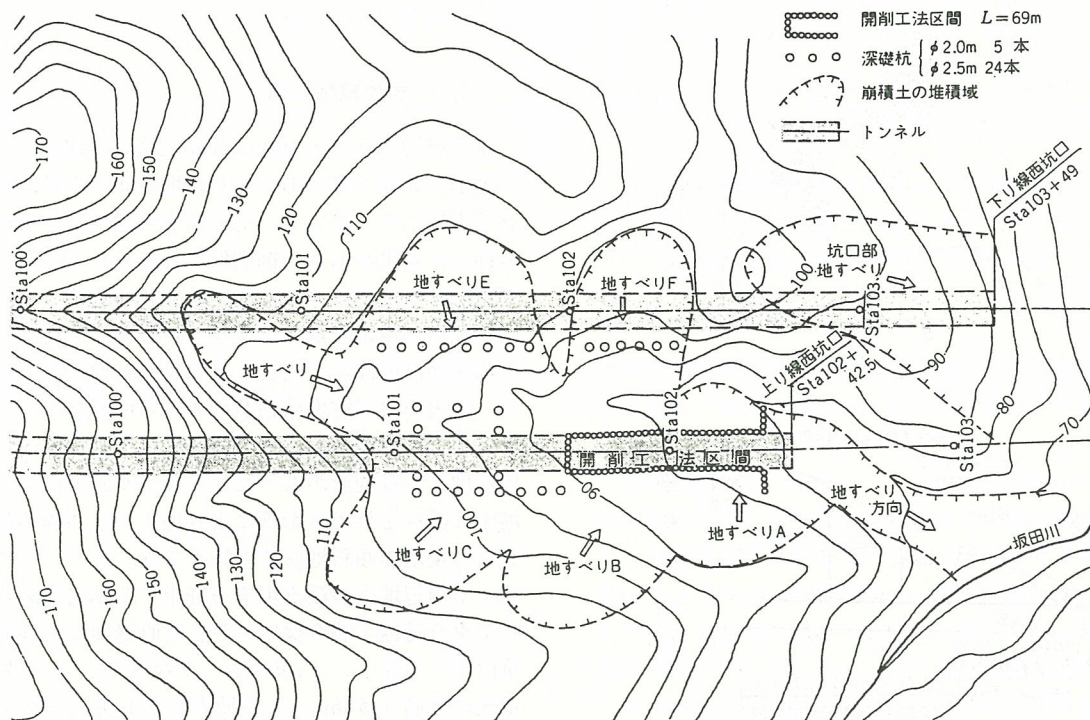


図-23 地蔵トンネルの西坑口付近の深礎工の配置図¹⁹⁾
 Fig.23 Arrangement of caisson type piles nearby west portal of Jizo tunnel

ている。

深礎工区間のトンネル施工時の地表沈下および地表面の亀裂発生状況は前述のとおりであるが、トンネル掘削は矢板工法のメッセル工法で切羽崩壊を防止しつつ、大きな問題の発生もなく進捗できた。

4.1.3 アンカー工

国道148号線北小谷トンネル¹⁶⁾の大町方坑口の斜面に地すべり形跡が確認され、その直下をトンネル掘削する際の周辺地山の緩みに伴い、地すべりを誘発することが懸念された。そのため、坑口の法面安定にアンカー工法、トンネル掘削の補助工法として図-24に示すようにパイプルーフ、AGF工法等の長尺先受け工法、支保工の脚部沈下対策として脚部補強工が計画された。

このうち法面補強工であるアンカー工法の設計の基本は、トンネル掘削時の緩み防止工の効果を考慮して、トンネル掘削による緩み域を1D（トンネル直径に相当する）と仮定した。つぎに地すべり安定解析からアンカーに必要な抑止力を算定し、設計アンカー力94t/本、定着長9.4m×5段×2.4~2.7mピッチとし、定着力は現地試験で確認した。トンネル掘削により地表面の沈下現象が図-25のように発生し、それに伴ってアンカーの初期緊張力（94t）が図-26のように低下した。アンカーの荷重減少量の計測値は、アンカー頭部の沈下量から推定される計算値と適合することから、アンカー定着部は健全であると考えられた。

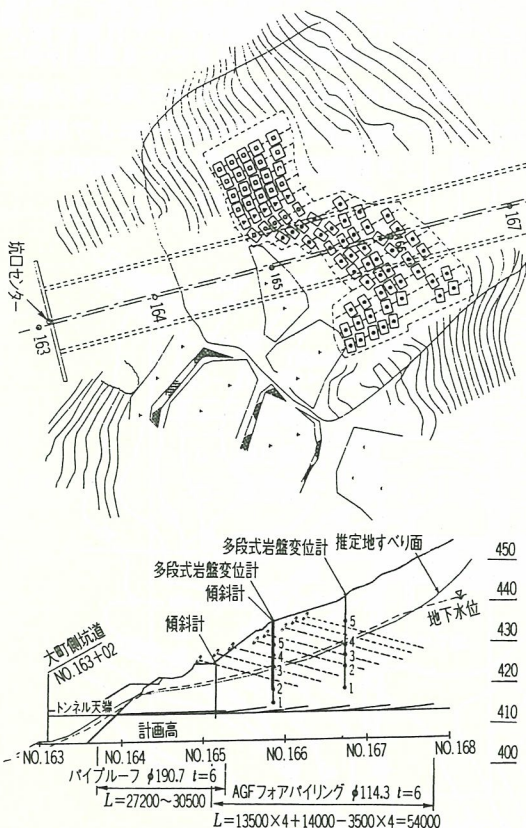


図-24 地すべり対策工配置図¹⁶⁾
Fig.24 Arrangement of landslide prevention works

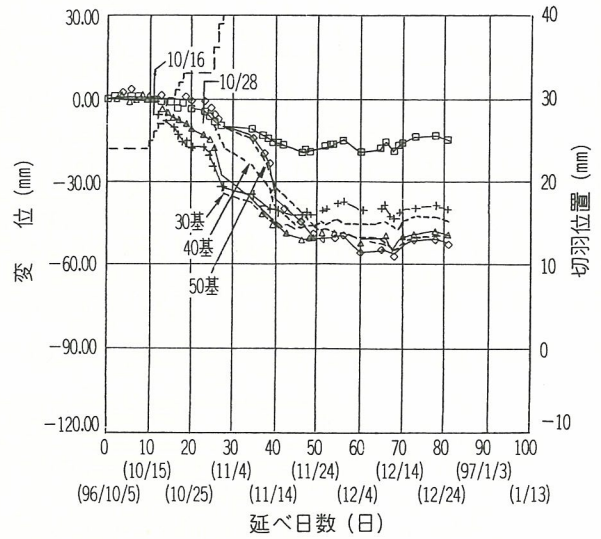


図-25 地表面沈下量経時変化図¹⁶⁾
Fig.25 Time variety of ground settlement

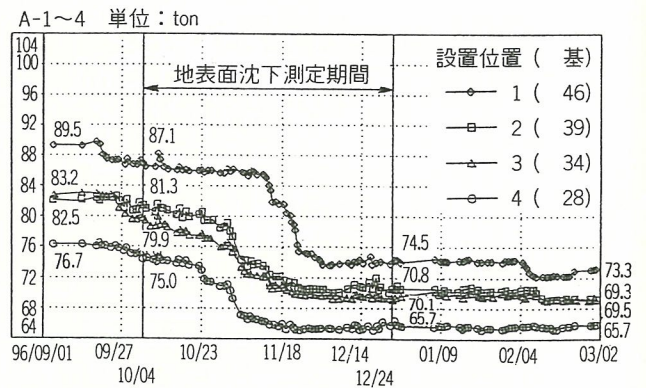


図-26 アンカー荷重経時変化図¹⁶⁾
Fig.26 Time variety of anchor load

4.1.4 垂直縫地工法

垂直縫地工法はトンネル補助工法の一つ²³⁾で、トンネル掘削に先立って、あらかじめ地表面からほぼ垂直に鉄筋等を施工するもので、切羽前方の沈下防止や緩み発生の抑止に効果があり、掘削作業と競合せずに施工できる利点があり、地すべり抑止工としても普及しつつある。

松山自動車道石鎚トンネル²⁴⁾の東坑口は基盤が風化した和泉層群の砂岩・頁岩の互層で流れ盤構造をなしている。地表部は崖錐堆積物が地すべり地形をなし、坑口部では小規模であるが、その背後には尾根まで達する大規模な地すべり地形があった。トンネル施工により、周辺地山に緩みを与える影響により地すべりの誘発が懸念された。現地の傾斜地形でも施工でき、かつトンネル掘削による周辺地山の緩み現象を抑止する効果があり、経済的な垂直縫地工法を採用した。垂直縫地工法は地表より垂直ボーリング（φ105mm）で穿孔し、モルタルを充填後に鉄筋（φ35mm）を挿入する工法で、根入れ長を3mとし、トンネル掘削域では上半掘削盤までとしている。

地すべり抑止力は鉄筋のせん断力で抵抗する設計とし、平面的に2m間隔の千鳥配置としている。トンネルの切羽が通過する前後で地表沈下が50~100mm発生したが、その後は落ち着き、地すべりを誘発することなくトンネル工事は終了した。

同様に垂直縫地工法は、福井・川西線足羽山トンネル²⁵⁾でも採用され、図-27に示すように、根入れ長さを2mとし、横断方向にトンネル掘削の緩み範囲を考慮して配置している。このトンネルでは、垂直縫地工法の平面的配置は1.5mの千鳥配置で、鉄筋径は32mmであった。

また、静岡県の広域農道の薬師トンネル²⁶⁾では、基盤岩が強風化泥岩のためにトンネル掘削時の切羽の自立性不足が懸念されたので、地すべり対策として地表から垂直縫地工法を、切羽自立性対策として坑内では長尺先受け工等の補助工法を採用して、当初目的を達成している。

4.1.5 開削工法

北陸自動車道地蔵トンネル¹⁹⁾の西坑口付近は、複数の地すべりが合流している箇所に入り線の坑口が位置していたために、坑口部の69m間はPIP杭を山止め杭とする開削工法を採用した。PIP杭工法は無振動工法であり、

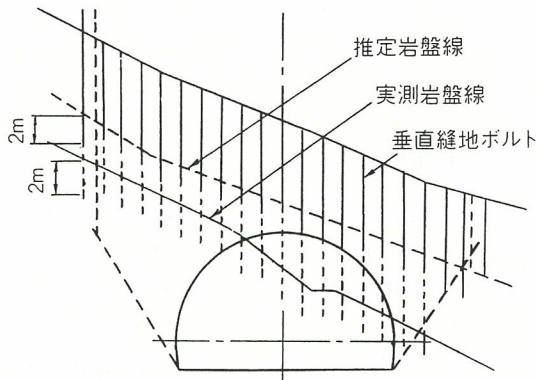


図-27 垂直縫地工法の横断配置図²⁵⁾
Fig.27 Cross arrangement drawing of vertical pre-reinforcement

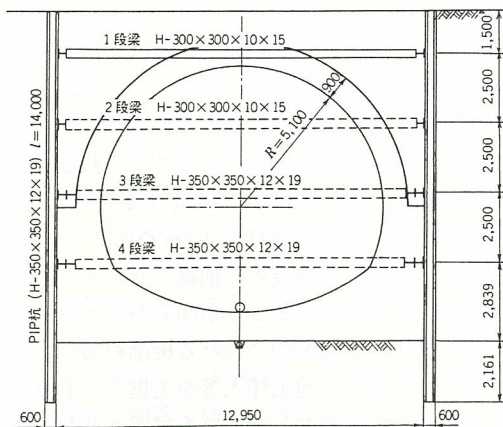


図-28 開削部山留め工¹⁹⁾
Fig.28 Bracing wall of open cut method

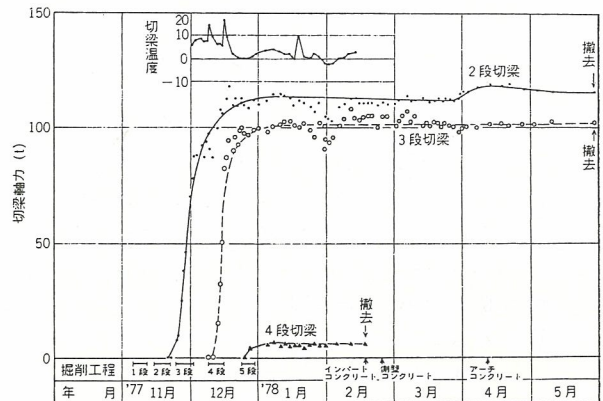


図-29 開削部切梁軸力の測定結果¹⁹⁾
Fig.29 Measured values of axial force in brace

無水穿孔、穿孔直後にモルタルを充填することなど、地すべり域内の杭打ち工法を満足している。

山留め工は図-28のとおり4段の切梁を配し、この内1段切梁は埋め殺しとして設計されている。掘削時の地質は地表から2~3mが埋め土で、それ以深9~10mが崩積土であり、その下は基盤の泥岩であった。施工時に切梁軸力計を合計18ヶ所設置し、その測定結果は図-29のとおりで、大きな土圧が作用した状況が伺える。切梁の軸力は外気温の温度にも大きく影響を受けるが、今回は冬期間のために低い値であった。掘削終了後は下床版コンクリート打設後に4段切梁を撤去し、側壁およびアーチコンクリート打設後に2,3段切梁を撤去した。

同様な開削工法は北陸自動車道泊トンネル²⁷⁾坑口部の43m間に、湯上トンネル¹²⁾では前述のように切土工により地すべりを誘発した結果延長305mで採用されている。特に湯上トンネルでは海側の受働抵抗力がやや小さいことから海側への変形がみられたが、施工上の問題には至らなかった。

4.2 地すべり抑制工

トンネル掘削時に採用される主な地すべり抑制工には、押え盛土工、切土工および水抜き工がある。それぞれについて、事例に基づいて検討を加える。

4.2.1 押え盛土工

地すべり地だけでなく一般の地山における坑口付け施工に際し、斜面崩壊および偏圧防止の目的で押え盛土工が採用されている。

国道148号線平岩第一トンネル²⁸⁾の北坑口付近は地すべり地形を呈していて、かつ道路中心線が地山と斜交していて偏圧地形となっている。したがって、トンネル掘削による地すべりの誘発防止、偏圧対策として、図-30に示すように押え盛土工を事前に施工した。しかし、現道と近接しているために、十分な盛土面積が確保できないことから、高さ5.0mのブロック積み擁壁を施工し、盛土量を確保している。また、盛土材には雨水の浸透、トンネル掘削の緩みに抵抗でき、切羽の自立も期待でき

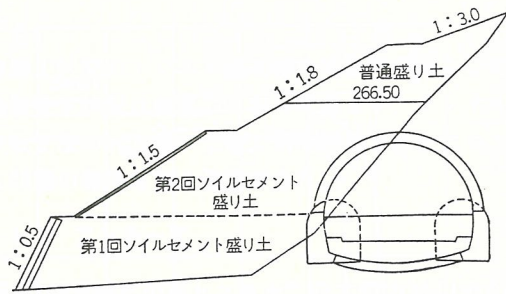


図-30 押え盛土工断面図²⁸⁾
Fig.30 Cross section of counterweight fill method

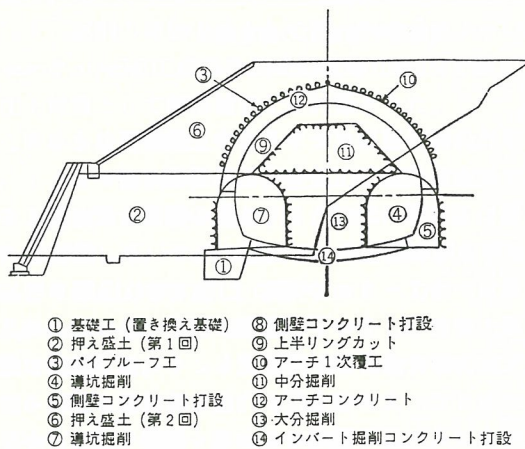


図-31 押え盛土部の施工順序²⁸⁾
Fig.31 Work sequence of counterweight fill method

るソイルセメントを使用した。押え盛土を施工した後に、図-31に示すような施工順序で側壁導坑先進方式のトンネル坑口付けを確実に施工できた。

4.2.2 切土工

室蘭本線の礼文浜トンネル²⁹⁾の礼文方坑口付近は、変朽安山岩と安山岩質角礫凝灰岩の互層で、断層および破碎帯等の弱線帯に沿って二次的な熱水変質を受けて緑泥石等の粘土鉱物を生じている。トンネル工事は、側壁導坑先進方式の矢板工法で、導坑掘削時に支保工の変状と地表面に亀裂が発生し、図-32に示すようなすべり挙動を誘発した。ただちに応急対策として押え盛土工を行い、本格的な対策を検討した。対策工法としては、保護切土工、押え盛土工、グラウト工法およびアンカー工法等を検討したが、いずれの工法も現地条件を満足しないので、工夫をした結果、図-33に示すように、斜面上部は尾根からの保護切土工を行い、斜面下部は押え盛土工を行なった。その後上部半断面のトンネル掘削を計測管理の下に実施し、早期覆工を行なって施工した。

地すべり地での切土工は前述した新潟県道の薬師トンネル¹¹⁾の場合には、尾根からの地すべりを誘発したために、広範囲な地すべり防止工事を行なわざるを得なかった。したがって地すべり域での切土工は地形・地質条件を確実に把握しなければ判定できない面がある。

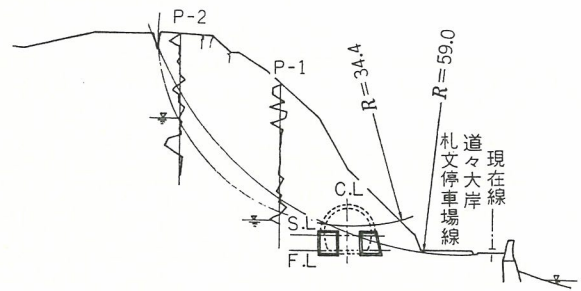


図-32 トンネル位置とすべり挙動²⁹⁾
Fig.32 Situation of tunnel and slide behavior

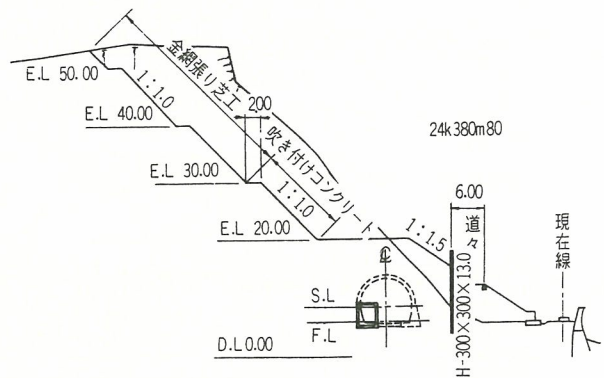


図-33 対策工法断面図²⁹⁾
Fig.33 Cross section of prevention works

4.2.3 排水工法

地すべり対策を目的にした排水工法は一般に補助工法として位置付けられるが、対象とする地すべりの規模が大きくて抑止が困難な場合には、排水工法が主たる工法になる。

上信越自動車道の日暮山トンネルでは一期線の調査・施工実績³⁰⁾と二期線の地質調査をまとめた事前調査では、前述のような大規模地すべりは想定されておらず天端崩落の発生個所は泥岩と安山岩との境界部にあたり、断層が存在するものとされていた。すなわち大規模地すべりの陥没帯は断層として解釈され、図-19に示すような陥没帯に分布するルーズな堆積物と大量の地下水への対策が考慮されていなかった。

この大規模地すべりの動態状況を把握するために追加ボーリングを行い、孔内傾斜計による変位観測と地下水位観測を実施した。この結果、最大深度120mにせん断変位が確認され、年間移動量約1cmを示す一連のすべり面の存在と平行する既設の一期線トンネルの一部が地すべりの影響をうけていることが明らかにされた。

トンネル本体の崩壊区間における掘削対策は、薬液によるプラグ注入および地山注入等を実施し、崩壊部分を安定化させた上で再掘削して本坑を完成させた。また、地表面陥没箇所はエアミルクによる充填で整地復旧した。大規模地すべり対策については、地すべり移動の誘因が

陥没帯に流入する表流水の水圧によることを明らかにし、抑制工として陥没帯の排水対策を採用した。具体的な工法としては、二期線トンネルからほぼ直交する方向で陥没帯に平行する排水トンネルを掘削し、この内部から陥没帯に到達する排水ボーリングを実施した。

排水対策では100～1000 l/minの湧水量が観測され、陥没帯では10～30mの水位低下が認められた。その結果、地すべり移動は年間数mmまで低下して十分な抑制効果をあげることができた。

最近、深さが約50m以上に達する深い地すべりに遭遇するトンネル事例が存在する。地すべりが深くなるにつれて、滑落崖の下に形成される陥没帯に帯水した地下水位を排水により低下させることは、地すべりの安定性向上のみならず、トンネル切羽の自立性向上にも有効な役割を担っている。

4.3 トンネル掘削時の緩み防止工

地すべり地におけるトンネル掘削は、地すべり誘発を避ける為に地山の緩みを防止する必要がある。トンネル掘削時に採用される緩み防止工は、切羽自立性対策工と支保の変状防止工に分けられる。切羽自立性対策工には、矢板工法の時代から実施されているパイプルーフ工法とNATMの普及と共に発達してきた各種先受け工がある。支保の変状防止工には支保の沈下防止工と支保工の変形防止工とがあり、それぞれについて説明する。

4.3.1 切羽自立性対策工法

一般に矢板工法およびNATM等の山岳トンネル工法は、少なくとも切羽部で支保を設置する間は掘削面が自立する必要がある。しかし地すべり等が存在する特殊地山では、切羽の自立性が不足して、崩壊を伴う等緩みを助長することがある。切羽自立性対策工には、従来からのパイプルーフ工法とNATMと共に発達してきた補助工法として、長尺鋼管フォアパイリング工法、鏡止めボルト、等があり、それぞれについて事例に基づいて述べる。

(1) パイプルーフ工法

この工法は、トンネル外周に沿って水平ボーリングを行なって鋼管パイプを挿入し、注入により鋼管内外を充填するもので、パイプの剛性によりトンネル周辺地山を補強して切羽の自立性を高め、地表沈下を防止するものである。

パイプルーフは支保工の外周に沿って図-34のように設置するので、鋼管の径が大きい場合には、設置本数が少なく、鋼管の径が小さいと設置本数が多くなることから、鋼管の挿入が通常方法で可能ならば、全体の工事費は鋼管の径に関係なくほぼ同等と云われている。パイプルーフの剛性は鋼管の径に比例して大きくなるために、通常方法で鋼管を挿入できる場合には、大きい鋼管径が選定され、その結果工期も短くなる。

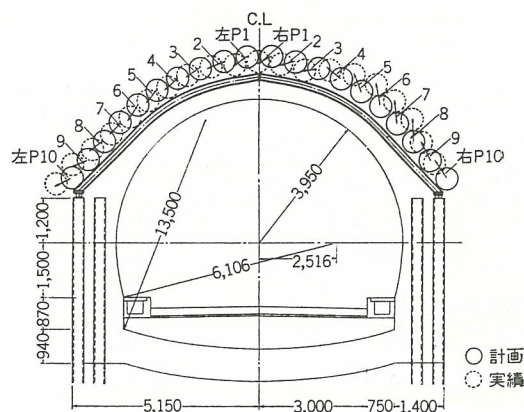


図-34 薬師トンネルのパイプルーフ工¹¹⁾

Fig.34 Pipe-roof method of Yakusi tunnel

新潟県道の薬師トンネル¹¹⁾では、図-34に示すようにに基盤の第三紀泥岩を通常の方法で挿入可能な最大の鋼管径600mm、長さ48mが採用された。

この径はボーリング時の孔曲がり修正や崖錐部の転石除去のために先端に人が立ち入って対応できる特徴がある。鋼管径が大きくなると推進に必要な反力架台等の仮設備が大きくなる。

四国縦貫自動車道の之尾トンネル³¹⁾では上半の坑口付けにΦ216.3mmの鋼管を長さ30～45m設置し、トンネル掘削時の地表沈下量を17～23mmと小さくできた。

(2) 長尺鋼管フォアパイリング工法

この工法は、パイプルーフ工法と同様にトンネル掘削に先立って、掘削断面外周に沿って延長方向に鋼管を設置する。使用機械は、専用機の場合と通常のトンネルに装備している削岩機の場合があり、共に穿孔径はφ110mm前後で、鋼管長は12.5m前後であり、専用機の場合には穿孔径および延長は大きくできる。この工法の特徴は、坑口部だけでなくトンネル延長方向で任意な位置の切羽から設置できることにあり、地すべり対策や断層破砕帯対策等に使用され、NATMの補助工法として普及しつつある。

国道148号線北小谷トンネル¹⁶⁾では、坑口部の延長30.5m区間はパイプルーフ工法を、それ以奥は図-35に示す注入式長尺鋼管フォアパイリング工法(φ114.3mm、t=6mm、L=12.5m)を削岩機の使用により延長54m区間に設置している。切羽観察により自立性が不足する区間では図-36に示すように鋼管のラップ長さを5.5mとし、自立性がやや良くなるとラップ長さを4.5m、さらに良くなると3.5mとした。

(3) 長尺鏡止めボルト

鏡止めボルトは切羽面にボルトを打設することにより、切羽崩壊および緩みを防止するもので、掘削域に打設するために、一般に掘削時の撤去が容易なグラスファイバー補強プラスチック(FRP)が採用される。

上信越自動車道の宮内トンネル³³⁾では、坑口部の地

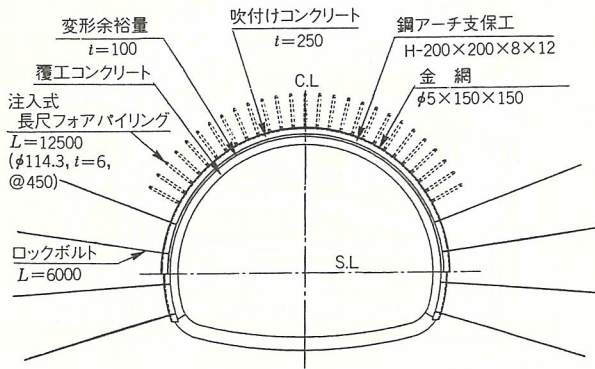


図-35 長尺鋼管フォアパイリング工法 (横断)¹⁶⁾
Fig.35 Long forepiling method (cross)

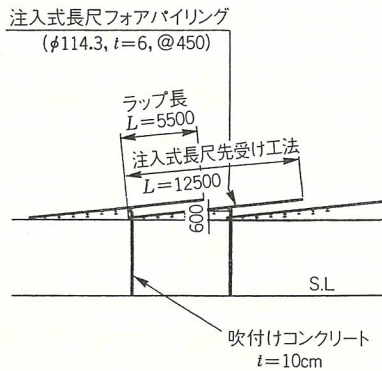


図-36 長尺鋼管フォアパイリング工法 (縦断)¹⁶⁾
Fig.36 Long forepiling method (longitude)

すべり対策として、36m間を二段階に分けて長尺鏡止めボルトを使用した。第一段階は図-37に示すように、坑口から18m間に、第二段階はラップ長さを6mとして24mを設置した。上半切羽面に縦横1.7m間隔にボルトを配置した。ボルト材料はグラスファイバーの中空型を使用し、ボルト径は22mm、破断荷重31.6tを用いている。鏡止めボルトの残存長さが1D以上の場合に、切羽の押し出し量の抑制効果は著しいが、天端の崩落対策については別途、フォアポーリング等の対策を併用する必要があった。

最近NATMの普及に伴って、自立性対策に効果が確実なことから採用事例が増加している。

(4) その他の切羽自立対策工法

その他の切羽自立対策工法としては、フォアポーリング、鏡吹付けコンクリート、リングカット工法、排水ボーリングおよび地山注入工法等がある。これらの対策工法は通常のNATMで使用されている補助工法でもあり、ここでは詳細な説明は省略する。

4.3.2 支保の変状防止工

地すべり地のトンネルにおける支保の変状の形には大きく2つに分けられる。一つは、支保の支持力が不足して沈下変状する場合で、他の一つは、強大な土圧が作用して支保工自体が変状する場合である。

前者の場合、坑口付近は土被りが浅く、一般に地質は風化域であるために、地盤の支持力が弱い状態のために発生する。従って、設計段階でトンネル施工法として側壁導坑先進工法およびNATMのCD工法等が採用されることが多い。最近のNATMでは脚部補強工を併用した

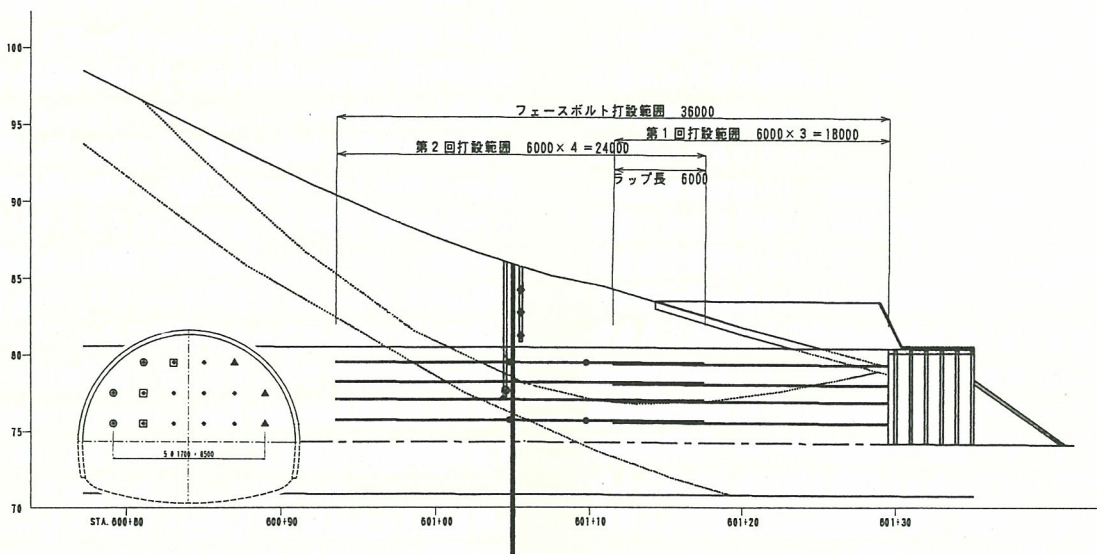


図-37 宮内トンネルの長尺フェイスボルト³³⁾
Fig.37 Long face bolt of Miyauchi tunnel

ショートベンチ工法が採用されることもある。

北陸自動車道の春日山トンネル¹⁴⁾および静岡県の薬師トンネル²⁶⁾では、上半掘削時に支保工の沈下変状が著しいために、上半仮閉合を行なっている。

つぎに後者の場合、地すべり地のトンネルは膨張性地山(押し出し性)と同様に強大な土圧が作用して支保工自体が変状することがある。その対策として、剛性のある支保工の設置と早期断面閉合が行なわれている。

上信越自動車道の日暮山トンネルはI期線³⁰⁾、II期線²²⁾トンネル共に、地すべり区間内では支保工の変状のみならず、覆工コンクリートの変状も発生し、一部の区間でスチールファイバーコンクリート覆工を採用している。

なお、強大な土圧が作用する要因については5.1項で考察する。

4.4 トンネル工事における総合的な地すべり対策工

地すべり地においてトンネル掘削時に採用されている対策工法には、大分類としてトンネル施工法、各種地すべり対策工そしてトンネル掘削時の緩み防止工がある。それぞれの大分類には表-2に示す中分類としての各種補助工法がある。

この表-2に示した、大分類および中分類の各種対策工法について、我が国の地すべり地におけるトンネルで採用されている事例をまとめたものが、表-3である。

表-2 トンネル工事における地すべり対策工の分類
Table 2 Classification of landslide prevention works on tunnel construction

大分類	中分類	備考
トンネル 施工法	側壁導坑先進工法	矢板, NATM
	ショートベンチ工法	NATM
	上半先進工法	矢板工法
	特殊NATM	CD, 導坑先進
	開削工法	
地すべり 対策工	抑止杭	
	深礎工	
	アンカー工	
	垂直縫地工法	
	押え盛土工	
	切土工	
	排水工	
トンネル 掘削緩み 防止工	パイプルーフ工	
	フォアパイリング	長尺先受け工
	フォアポーリング	短尺先受け工
	鏡ボルト	
	鏡吹付けコンクリート	
	リングカット工法	核残し
	地山注入工法	
	支保工脚部補強工	

この表に示したトンネル施工法については、矢板工法では側壁導坑先進方式が多く、NATMでもメガトンネルおよび軟弱な地質条件において側壁導坑先進方式およびCD工法が採用されている。また、NATMのショートベンチ工法では、支保工の沈下防止対策として脚部補強工および上半仮閉合等が採用されている。

この表で地すべり対策工としては通常の地すべり対策工のみならずトンネル施工時の緩み防止工を兼ねて垂直縫地工法も比較的多く採用されている。また、トンネル掘削時に比較的容易に対応できる排水工法も採用され、特に土被り厚さが大きいトンネルでは対策効果が期待されている。

この表でトンネル掘削時の緩み防止工としては、矢板工法ではパイプルーフ工およびリングカット工法が主であったが、NATMでは各種の補助工法が開発されて、切羽先受け工および鏡ボルト工等が採用されている。

このように、地すべり地のトンネルにおいては、大分類のトンネル施工法と地すべり対策工およびトンネル掘削緩み防止工を総合的に組み合わせて使用されていることが明確になった。すなわち、地すべり地のトンネル工事においては、地すべり対策工を施すだけでなく、トンネル施工時の周辺地盤に与える影響を少なくするためにトンネル施工法およびトンネル掘削時の緩み防止工を組み合わせて使用されている。

本文では触れていないが、施工時にはこれらの対策工法の効果と地すべりの安定状態をモニタリングする各種の計測管理が通常併用されて、安全で経済的な工事に努められている。

5. 地すべり地におけるトンネル掘削の影響

地すべり地においてトンネル掘削の影響により周辺地山が緩み、その結果として地表面および坑内で多種多様な現象が発生することは既述した。

本章ではトンネル掘削の影響により、地すべり地において多種多様な諸現象が発生する要因について検討する。まず、トンネル掘削が周辺地山に与える影響について、理論解析に基づいて主要な要因を検討し、その結果から力学的に周辺地山の緩み現象について考察する。また、日暮山トンネルのように地下水がトンネル掘削に及ぼす影響とその対策についても考察する。

5.1 トンネル周辺地山の緩み現象について

トンネル掘削の影響により周辺地山が緩む要因を理論式と3次元解析および実測値で明らかにする。その結果、明らかとなった要因を地すべり地の物性値に適用することにより周辺地山の緩み現象について考察する。

一般的に地すべり挙動は不連続面である地すべり面の土の強度が低下することにより発生するのに対して、本文においてトンネルの緩み現象を理論的に検討する場合は地山を連続体と仮定していることを理解いただきたい。

表-3 総合的地すべり対策工

Table 3 All round prevention works of tunnel in landslide area

	トンネル名	トンネル施工法					地すべり対策工							掘削ゆるみ防止工					備考			
		側壁導坑先進工法	上半NATM	上半矢板工法	その他山岳工法	開削工法	抑止杭	深礎工	アンカー工	垂直縫地工法	押え盛土	切土工	排水工	パイプルーフ	フォアパイリング	フォアポーリング	鏡ボルト	鏡吹付け		リングカット	地山注入工法	脚部補強
泥岩・頁岩	地蔵	○				○		○			○								○			
	郷津			○				○	○			○							○			
	新潟・薬師			○				○			○	○	○								○	
	春日山		○					○		○				○		○	○				○	
	第2白坂	○											○						○			
	山中	○										○							○			崩壊
	日暮山Ⅱ期		○		○								○		○	○	○		○			円形導坑先進・地表陥没
	上野		○					○		○					○							
	谷稲葉	○								○									○	○		
	岡部	○									○											
	静岡・薬師		○								○				○		○	○				○
	泊	○					○				○		○				○		○			○
	宮内		○									○			○	○	○					
	湯上						○	○			○	○										地すべり復旧開削工法
	牧の原第3	○						○			○	○							○		○	
	舞子T・北		○								○	○	○	○						○	○	
	阿部倉	○					○			○		○			○		○	○				
	衣笠城址	○						○							○		○	○				○
	大谷		○					○		○			○		○				○			○
石鎚		○								○												
比津		○								○		○		○							○	
凝灰岩・火山岩	第3大沢	○										○						○				
	浅利					○															底設導坑先進・崩壊	
	望洋台					○									○					○	CD工法	
	三平山	○														○	○		○			
	礼文浜	○									○	○						○				
	木原	○									○											
片岩・破碎帯	白濁		○								○			○			○					
	妙見		○					○		○	○	○										
	的之尾	○						○			○		○					○				
	大杉		○							○												
蛇紋岩	犬寄	○																○				
	嶺岡	○									○							○				
	平岩第一	○									○		○					○				
	北小谷		○						○				○	○							○	
崖錐	検儀谷		○		○					○					○					○	導坑先進	
	西川	○						○				○							○			
	足羽山		○						○					○								

5.1.1 理論式に基づく緩み要因³⁴⁾

トンネル掘削により周辺地山に緩み域が発生する現象を理論上では塑性域の形成で検証される。二次元理論式において、トンネル掘削により塑性域が形成される主要な要因について検討する。

地山を完全弾塑性体、側圧係数を1.0とした円形トンネルのKastnerの弾塑性式に支保の内圧 (p_i) を考慮した塑性領域の算定式は次式(1)のとおりである。

$$\frac{\rho}{a} = \left[\frac{2}{\zeta+1} \frac{\gamma H(\zeta-1) + q_u}{p_i(\zeta-1) + q_u} \right]^{\frac{1}{\zeta-1}} \quad (1)$$

ここに、 ρ : 塑性領域の半径 a : トンネル掘削半径
 q_u : 地山の軸圧縮強度 ϕ : 地山の内部摩擦角

$$\zeta = \frac{1+k}{1-k} \quad k = \sin\phi$$

上式に、地山強度比 $\alpha = q_u / \gamma H$ 、支保の内圧 (p_i) を土被り圧 (γH) で無次元化した支保の内圧係数の式、 $\omega = p_i / \gamma H$ を代入し、次式 (5.2) が求められる。

$$\frac{\rho}{a} = \left\{ (1-K) \frac{\alpha(1-K) + 2K}{\alpha(1-K) + 2\omega K} \right\}^{\frac{1-K}{2K}} \quad (2)$$

ここに、 α : 地山強度比 ω : 支保の内圧係数

トンネル掘削に伴い周辺地山に塑性領域が形成される主要な要因は、理論的に式 (2) を構成する関数である支保の内圧係数と地山強度比および内部摩擦角で示される。それらの関係を図示したのが図-38で、この図において、地山強度比が2以上の条件では支保の内圧係数が零であることから塑性領域が形成されていない素掘りトンネルの状態を示している。また、地山強度比が概ね1~2以下で内部摩擦角が30°以下になると、両者の値が小さくなる程、支保の内圧係数は大きいものが必要となる。この式において支保の内圧係数は、支保工の剛性により決められる人工的な条件であるのに対して地山強度比と内

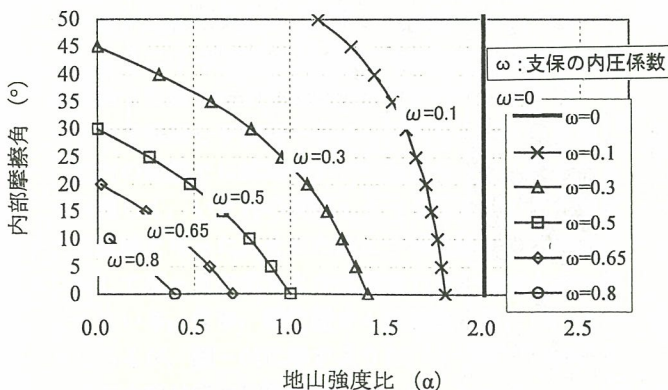


図-38 周辺地山に塑性域が形成される条件³⁴⁾
 Fig.38 Condition for growing plastic area around tunnel

部摩擦角は自然な地山条件である。この地山強度比と内部摩擦角が周辺地山に塑性域を形成する主要な自然的要因であると理論式からは導かれる。

5.1.2 3次元解析による検証³⁴⁾

この二次元理論式において判明した事象を3次元解析で検証する。地山を線形弾性体、トンネルの掘削半径は5mの円形断面で軸対称モデルとした。支保工は一般的な15cm厚さの吹付けコンクリートの閉合断面を想定し、解析手順としては、40m、5m、3m、2m、1m、1m、1mの逐次掘削解析とした。解析条件としては、初期側圧係数を1.0とし、表-4に示す。なお、地山強度比と内部摩擦角を解析パラメータとしている。解析により得られた地山内応力分布において、モール・クローンの破壊基準を越える部分を塑性域とし、切羽周辺地山の塑性領域の概念図を図-39に示した。

解析の結果は図-40と図-41に示す。図-40はトンネル側面の塑性域を示し、図-41は切羽前方地山の塑性域を示している。いずれの図においても地山強度比が1.0以下の場合には内部摩擦角が小さい程、塑性域は大きく、二次元理論式で判明した事象と一致している。なお、図-40、図-41に示すように、トンネルの支保の剛性を増加するとトンネル周辺地山の塑性域は低減するが、切羽前方地山の塑性域は減少していない。これは別途、切羽前方の塑性域を低減するには切羽防護工が必要なることを示している。

5.1.3 施工事例の計測値による検証³⁴⁾

我が国のNATMの施工事例における計測値から、坑内変位量(内空変位量または天端沈下量)と地山強度比および内部摩擦角の関係を示したのが図-42である。この図において、坑内変位量は支保に変状を生じ始める50mmを基準として、それより大きい場合と小さい場合に、幾つかに変位量を区分している。この図より、坑内

表-4 解析条件

Table 4 Analytic condition

単位体積重量(kN/m ³)	ポアソン比	変形係数E(MPa)
23	0.3	$E = 100q_u$

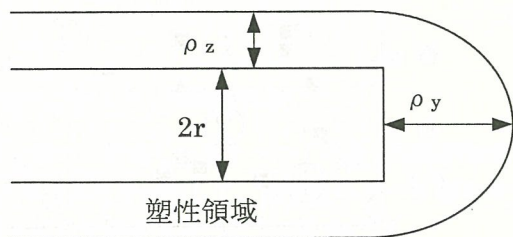


図-39 トンネル周辺地山の塑性領域³⁴⁾
 Fig.39 Distribution of plastic area around tunnel

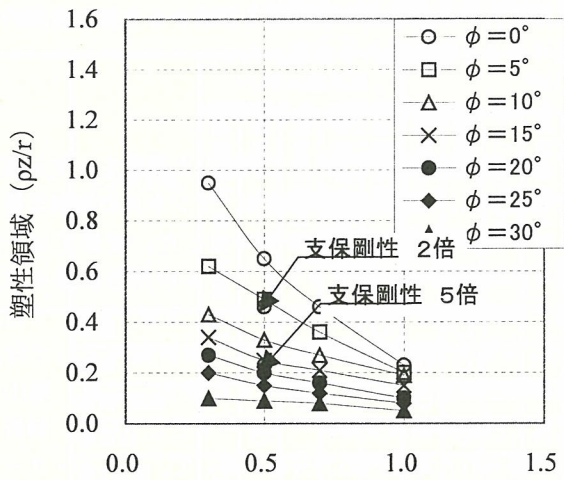


図-40 トンネル壁面の塑性領域³⁴⁾
Fig.40 Relationship between competence factor and plastic area around tunnel

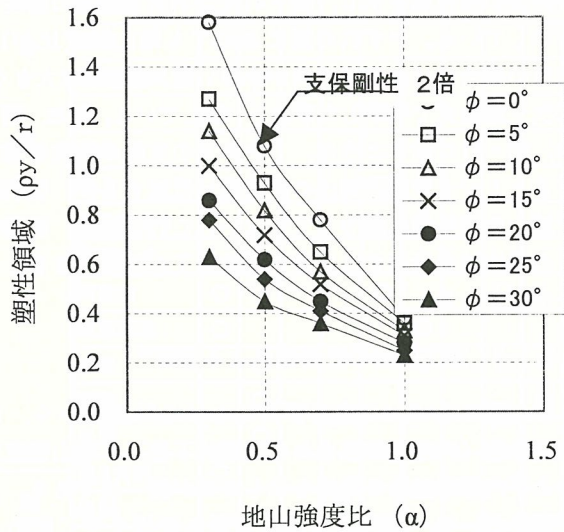


図-41 切羽前方地山の塑性領域³⁴⁾
Fig.41 Relationship between competence factor and plastic area in front of face

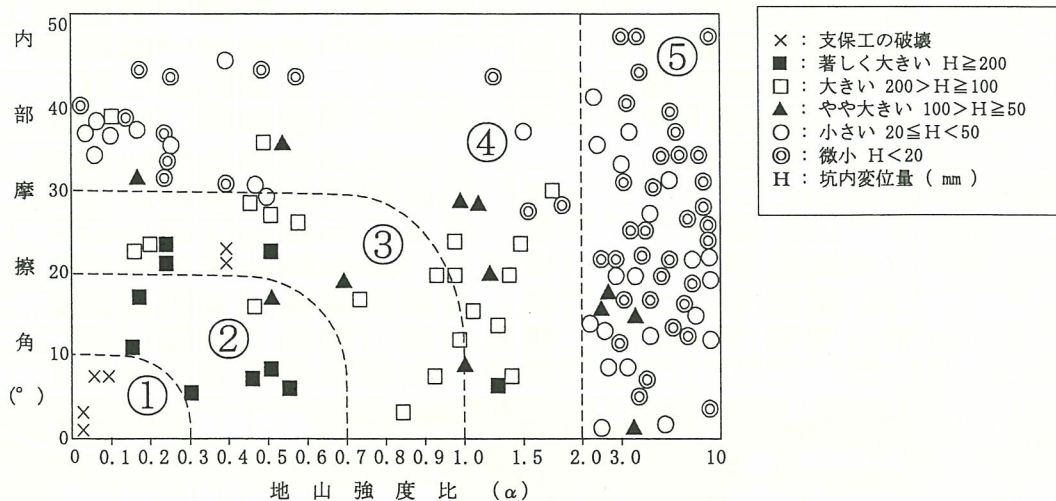


図-42 地山強度比、内部摩擦角と変位量との関係³⁴⁾
Fig.42 Relationship among competence factor, angle of friction and convergence value in tunnel

変位量の程度で領域を①～⑤に分けることができた。

その主な地質条件と坑内変位量は以下のとおりである。

- ① 膨張性地山の代表格の鍋立山トンネルで最も苦労した区間等で特殊工法を採用しても支保の変状が著しい。
- ② 嶺岡トンネル, 折爪トンネル, 朝日トンネル, 飯山トンネル等において苦労した区間で, 特殊な施工法や剛性のある支保工または多重支保工でも坑内変位量大きい。
- ③ 一般的な膨張性地山のトンネルで, 剛性の大きい支保工でも変位量大きい。
- ④ 内部摩擦角が30°以下の範囲は, 一般的な膨張性地山のトンネルで, 標準支保で施工しても剛性が不足したために坑内変位量が大きくなった場合。内部摩擦角が30°以上の範囲は, 固結度の低い砂・砂礫およびシラス地山等で, 内空変位量は小さく, 天端沈下量も施工法および脚部補強工等の対策により値が小さい場合。
- ⑤ 標準支保パターンにおいても坑内変位量小さい範囲で支保の変形に対する施工上の問題は稀少。

我が国のNATMの施工事例に基づいた図-42の計測値は前述の図-38の理論値と整合している。すなわち, トンネルにおいて地山強度比が1~2以下で, 内部摩擦角が30°以下の場合には, トンネル掘削により周辺地山に塑性域が形成され易いことを示している。

5.2 地すべり地の地盤物性

地すべり地の地盤は, 地すべり面を間にして基盤と移動層より構成されている。これらの地盤の力学的物性値は, 一般に地すべり面の強度は弱く, 基盤の地山強度は大きい。トンネル掘削の影響による周辺地山の変位挙動は, 前項の検討で明らかなように地山物性値に関係しているため, 本項では地盤を構成する岩質および地盤物性についてトンネル施工事例に基づいて検討する。

5.2.1 地すべり地の基盤岩の岩質と状態

地すべり地の基盤の岩質には、泥岩・頁岩・粘板岩等の堆積岩・凝灰岩・火山岩・片岩類・破碎帯および蛇紋岩類に主に限定されている。地すべり地の施工事例において、基盤岩の状態が比較的良好な場合と破碎および変質等で不良なものに区分し、表-5に示す。一般に、これらの基盤岩において破碎および変質して不良な状態では、割れ目に粘土を挟在する共通点を有している。

表-5 地すべり地の岩質と基盤の状態

Table 5 State of basement rock in landslide area

地質	基盤状態	トンネル名
泥岩, 頁岩, 粘板岩	良	郷津, 新潟薬師, 山中, 宮内, 湯上, 舞子, 阿部倉, 大谷, 石鏡
	不良	地藏, 春日山, 第2白坂, 日暮山, 上野, 稲葉, 岡部, 静岡薬師, 泊, 牧の原第3, 衣笠城址, 比津, 第3大沢
凝灰岩 火山岩	良	浅利, 望洋台, 三平山, 礼文浜, 木原, 白濁
	不良	西鴉川
片岩類 破碎帯	不良	妙見, 的之尾, 大杉, 犬寄
蛇紋岩	不良	嶺岡, 平岩第一, 北小谷, 検儀谷

5.2.2 地すべり地の地盤物性試験について

第三紀泥岩分布域の地藏トンネル^{15), 35)}において地すべり面のせん断試験として現位置せん断試験と室内一面せん断試験を実施した。原位置せん断試験は、テストピット(深礎)掘削時に地質観察を綿密に行い、すべり面が出現した時に掘削を停止して、せん断リング(φ150mm)をすべり面上に慎重にセットして実施した。この場合、一回のせん断試験で4つの荷重荷重段階の試験が出来るように工夫していた。この工夫は高野秀夫氏の指導によるもので、明瞭なすべり面でせん断試験を行う場合に、一つの荷重段階のせん断破壊後(移動量が1~2mm)の状態ですべり面のせん断試験を実施しても、実用的な数値が得られるという。今回の試験において図-43に示すようにばらつきの少ないc-φ図が得られた。原位置試験を実施したすべり面を含む試料をシンウォールサンプルで採取して室内一面せん断試験も併せて実施した。室内の試験では試料のすべり面箇所ですべりさせることが難しく、いずれの試験もすべり面前後の軟質泥岩部での試験となった。そのために、現位置せん断試験の値に対して表-6に示すように粘着力は4~8倍大きい値となっている。なお、原位置せん断試験結果には、ばらつきはあるが、図-44に示すように、すべり安定解析における安全率は概ね1.0に近似していた。

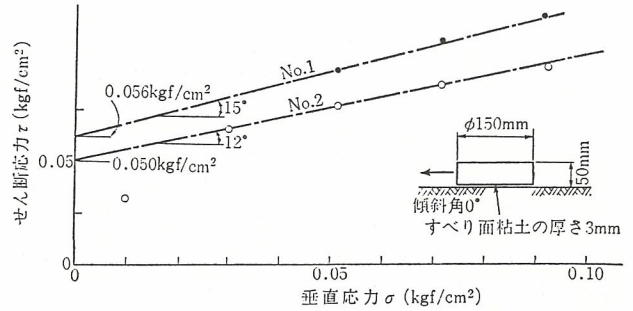


図-43 原位置せん断試験結果 (TP-3)³⁵⁾

Fig.43 Measured value of site shear test

表-6 原位置および室内せん断試験結果一覧表³⁵⁾

Table 6 Measured value of site shear test and room shear test

テストピット	現位置せん断試験	室内一面せん断試験	
番号	深さ	c * φ°	c * φ°
TP-1	6.0m	7.9 40.7	30 27.5
	8.2	6.4 12.4	40 2.3
TP-2	10.4	7.2 13.5	40 7.4
	13.1	5.6 15.0	36 25.6
		5.0 12.0	

注) * : kN/m²

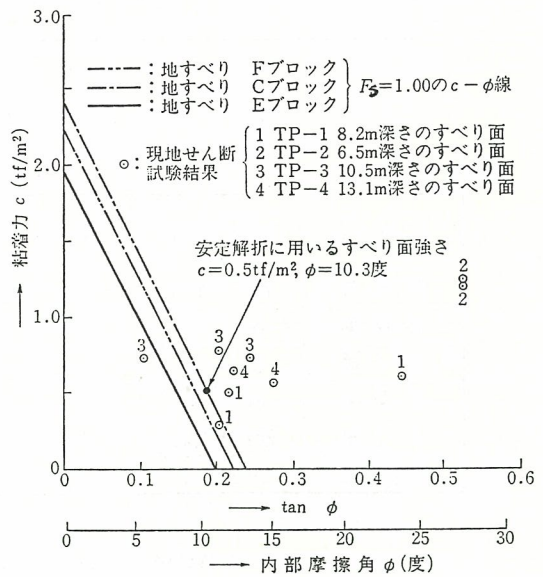


図-44 すべり面粘土の c, φ³⁵⁾

Fig.44 c, φ of slide clay

5.2.3 地すべり面の物性値

我が国の「活動した地すべり」のみを50事例対象にし著者は逆算法で分析して、地質毎のすべり面のせん断強度を求めた結果を表-7³⁶⁾に示す。

また、トンネル事例において地すべり面の地盤物性を明記したものを表-8に示す。これらのトンネルの中で地すべり面の土質試験が実施できたのは、テストピット

を採用した地蔵トンネルとボーリングコアによる谷稲葉トンネルの2トンネルであった。このように地すべり地のトンネルにおいて、すべり面の物性を直接求めることができるのは、ボーリングコアですべり面試料が採取できたり、テストピットおよび導坑掘削ですべり面に遭遇した場合等に限られるが、試験結果はばらつくことが多いために、適切な物性値を採用する為には数多くの試験を実施する必要がある。他のトンネルの値は地すべり解析に基づき逆算して求めたものである。

以上のことから地すべり面の物性値は、内部摩擦角が概ね 30° 以下で、粘着力も小さい値を示している。地すべり地のトンネル施工時には、このようにすべり面の地盤物性を求めて、地すべり安定対策工を設計し、施工している。地すべり対策工を行なった後に、各種の計測を行ないながらトンネル掘削に着手している。

また、トンネルと地すべり面の位置により異なるが、

表-7 地質毎のすべり面のせん断強度（逆算値）³⁶⁾

Table 7 Shear strength of slip surface in landslide

地質	事例数	すべり面のせん断強度	
		c, 粘着力	ϕ , 内部摩擦角
緑色岩	3	0 kN/m ²	13°
結晶片岩	18	0	27
中古生層	11	0	29
第三, 四紀層	18	1	10

表-8 地すべり面の物性値

Table 8 Property values of slip surface landslide

トンネル名	基盤の岩質	土被り厚	地すべり物性値			備考
			γ	c	ϕ	
阿部倉	破碎性泥岩	20m	(20) kN/m ³	15 kN/m ²	15°	逆算&推定値
谷稲葉	泥岩	15	20	52	33	
地蔵	泥岩	10	19	5	10.3	
足羽山	凝灰岩	8	18	8	25	推定値
石鎚	砂岩・泥岩	18	(20)	25	20	逆算
的之尾	黒色片岩	20	20	30	26	逆算&推定値

表-9 地すべり移動層と基盤岩の物性値

Table 9 Property values of landslide material and basement rock in landslide

α : 地山強度比, γ : kN/m³, c: kN/m²

トンネル名	地すべり移動層				基盤岩				備考
	γ	c	ϕ	α	γ	c	ϕ	α	
泊	(18)	28	10°	0.74	(19)	58	9.5°	0.5	
谷稲葉	20	110	18°	0.75	22	87	31°	0.5	
地蔵	17	*		0.1	20	40	7.4°	0.4	* $q_u=21$ kN/m ²
春日山					20	50	15°	0.13	
足羽山					20	30	25°	0.47	推定値
三平山					(20)	6	33°	0.2	
的之尾	20	30	26°	0.2	22.5	50	26°	0.3	逆算&推定値

トンネル掘削により、地下水位が低下し、その結果地すべり面の間隙水圧が低下して地すべりに対する安定性が增加することも考えられる。

5.2.4 トンネル掘削時の緩み現象に関する考察

地すべり地においてすべり面より上の地すべり移動層と下の基盤部では地盤物性値が異なり、施工事例より表-9に示すとおりである。この表より、地すべり地の地盤物性値は、表-7, 8のすべり面の値が最も小さく、表-9の地すべり移動層および基盤岩の物性値はやや大きい。なお、この表には基盤岩が不良な場合のみが記載されていて、良好な場合が含まれていない。

この表-9の地山では地山強度比が概ね1.5以下と小さく、内部摩擦角も概ね 30° 以下である。この数値は5.1項で考察したトンネル周辺地山に塑性域が形成される条件と一致している。すなわち、地すべり地の移動層、不良な基盤およびすべり面の地盤物性値は、土被り厚さが薄いにもかかわらず、トンネル周辺地山に塑性域が形成される条件下にあり、トンネル掘削時に緩み域が発生することが考察される。ただし、基盤岩が良好な場合には、基盤岩内をトンネル掘削する場合には、緩み域が小さいと考えられる。

このような地すべり地を形成する地盤の力学特性が原因で、トンネル掘削において周辺地山が緩み易く、その結果として切羽面の自立性不足、地表面の沈下および陥没現象等が発生すると考えられる。

5.3 トンネル計画から施工時の地すべりの予知予測

地すべりによるトンネル変状現象が全国的に多い背景は、トンネルルート上の調査・設計時点で比較的抽出しやすいと思われる地すべり地形の見逃しがある。典型的な地すべり地形が見逃されることはないが、地すべりの移動量が小さい場合や古い時代の浸食された地すべり地形を表-10³⁷⁾のように抽出することは地質技術者でも困難なことがある。

また事前調査でボーリング調査が実施されていても、地すべり移動層が単なる風化帯とされたり、地すべり側面のすべり面が断層と誤認されている場合がある。トンネル掘削で地すべり移動層と基盤の不動層の境界部分を貫通した場合にも断層と誤認された数例の事例がある。地すべり面は低応力下での一種の断層であるので、見かけは断層と変わらない。ここで重要なことは地形との関係を検討することである。筆者らの経験では、大規模な地すべりや開析された古い地すべりの見逃しが多いようである。また、活動を停止した地すべりでも過去の移動量が大きい場合は、地すべり頭部にルーズな土砂が充填された陥没帯が存在するので注意が必要である。

最近では地すべり変動地形や規模に関する多くの情報が明らかにされ、詳細な地形図や空中写真が容易に入手できるようになった。専門技術者が地形・地質情報を丁寧にチェックすれば地すべりによる予期せぬトンネル変状の大半は回避できるものと考えられる。計画から施工時の具体的な対応策としては、地形図の読図や空中写真判読による地すべり地形の抽出、専門技術者による詳細な地質踏査の実施やボーリングコアの観察があげられる。また、不良地山ではトンネル切羽の詳細な観察ができない

が、土被りや直上の地形と合わせて総合的な判定を下すべきである。

その際、経験的に明らかにされている事項、例えば図-45³⁸⁾に示す関係に基づいて地すべりの平面規模からすべり面深度を想定することで三次元的な地すべり形状の概略把握が可能になる。

参考としてトンネル掘削着手直後に地すべりの存在が明らかになった事例³⁹⁾を紹介する。トンネル(延長600m)は中生代白亜紀の堆積物である和泉層群の砂岩泥岩互層中に計画され、当初のボーリング調査および弾性波探査結果に基づいて通常の地山区分で設計が行われ掘削に着手した。トンネル中央部の直上(土かぶり40~45m)に小さな池があることから、トンネル掘削に伴う湧水が懸念され、周辺水文環境に対する調査が追加された。この調査の中で池の位置が図-46に示すように古期地すべり

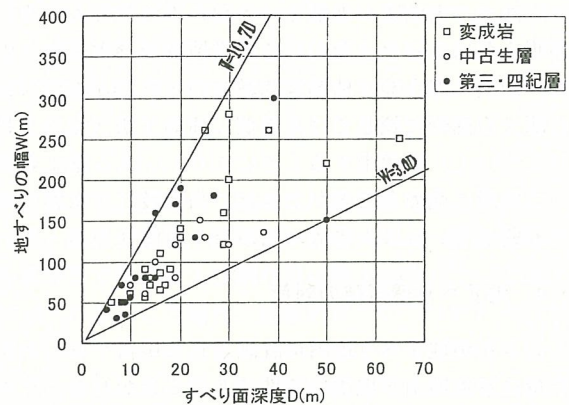


図-45 地すべりの幅と深度の関係³⁸⁾
Fig.45 Relationship between depth and width of landslide.

表-10 地すべり地形の判読の難易³⁷⁾

Table 10 Difficulty of decipherment of landslide topography

区分	説明 (変位の程度と安定性)	判読の難易		模式図 (平面) (断面)	
		空中写真	現地踏査	(平面)	(断面)
初生地すべり Primary Slide	不安定な地質構造を背景に、これまで不動斜面であった部分で発生するもの。初生すべりの発生する可能性がある斜面では、すべり面は形成されていないが、地山の緩み、クリープ現象、頂部付近の微小クラック、末端部小等の不安定化の兆候が認められる場合が多い。	困難	やや困難 困難		
潜在地すべり Latent Slide	地すべり変位が途中で停止し、不安定状態にある斜面。すべり面が形成されており、気象や人為的影響で再滑動する場合がある。地すべりに特徴的な変位微地形や、地質の乱れが存在するが、これらが不明りょうな場合がある。地すべり地内外の透水性の違いにより、微地形に差が生じる事がある。	比較的容易 困難	容易 やや困難		
活動地すべり Active Slide	現在滑動中のもので、恒常的移動と間欠移動があって、地表や地中での変形構造が明りょうである。周囲の斜面と異なって明りょうな地すべり地形を形成し、植生の点からも樹木の屈曲等の異常発育が認められる。	容易	容易		
古期地すべり Ancient Slide (化石地すべり) (Fossil Slide)	比較的大きな変位により、安定状態になって滑動を停止したもの。明りょうな地すべり地形が残存するものと、古期のもので地すべり地形が侵食・解体されて不明りょうになったものがある。地質の構造は乱されており、崩積土状を呈することがある。	容易 やや困難	容易 やや困難		

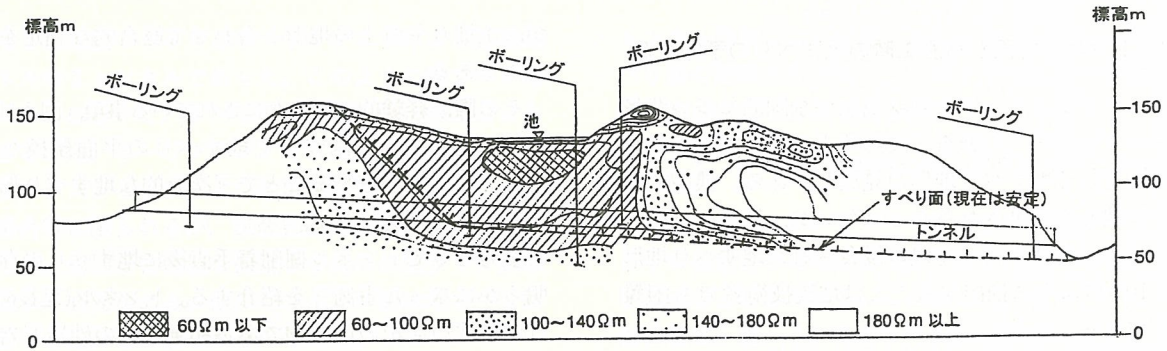


図-46 トンネル縦断面図および陥没帯付近の比抵抗断面図

Fig.46 Resistivity profile of tunnel passing through landslide graven.

変動によって形成された陥没帯にあたること、その結果トンネルが地すべりの陥没帯を貫通する可能性が指摘された。陥没帯で集中的な調査を実施した結果、陥没帯部分にあたる池の底にはトンネル施工基面まで崩壊岩塊、軟弱粘性土、火山灰が堆積し、多数の木片を混入することが明らかになった。ただしこの堆積物の透水係数は小さく、掘削に伴う池の枯渇は問題ないものと結論された。この部分の掘削に際しては、適切な補助工法（注工および先受け工）を適用することによりトンネル施工を安全かつ円滑に進めることができた。当初設計の状態では施工を継続していれば大事故に結びつく可能性があった。

5.4 地すべり遭遇時の対策

トンネルが地すべり地内に計画された場合やトンネル掘削時に対象地山が地すべり地であることがわかった場合、まずは相手にする地すべりの規模を正確に把握することが重要である。また、種々の調査計測により地すべり変動状況を明らかにする必要がある。この結果に基づいて地すべりに対する適切な対応策を見いだすことができる。反対に地すべりの規模や変動状況を見誤ると大きな手戻りや事故につながることもある。

対策としては、地すべり移動層内部にトンネルが入らなければ、地すべり面との離隔を考慮して緩み防止を目的としたトンネル施工法の採用だけで対処可能と考える。この場合の対策を考慮する指標は、地すべり面とトンネルの離隔が図-47⁴⁰⁾で検討したトンネルにおいて、20m以上にすればよいと考えられる。とくに既往のすべり面については既に残留強度近くまで強度低下しているため、トンネル掘削の緩みの影響を極力抑えれば地すべりに対する影響は無視できる場合も考えられる。

次にトンネルが地すべり地内に入る場合の対策については、一般に応急的な排水対策と恒久的な抑止対策が立案される。大規模な地すべりは抑止不可能であるため、ルートが変更されることがあるが、上信越自動車道の日暮山トンネルのように排水対策を基本とした対策で地すべり問題を実務レベルで回避できる可能性が高い。いいかえれば、運動中の大規模地すべりを完全に停止させることは困難であるため、年間数mmの変位は許容してもトンネル構造物が長期的に機能を発揮する見通しがあれ

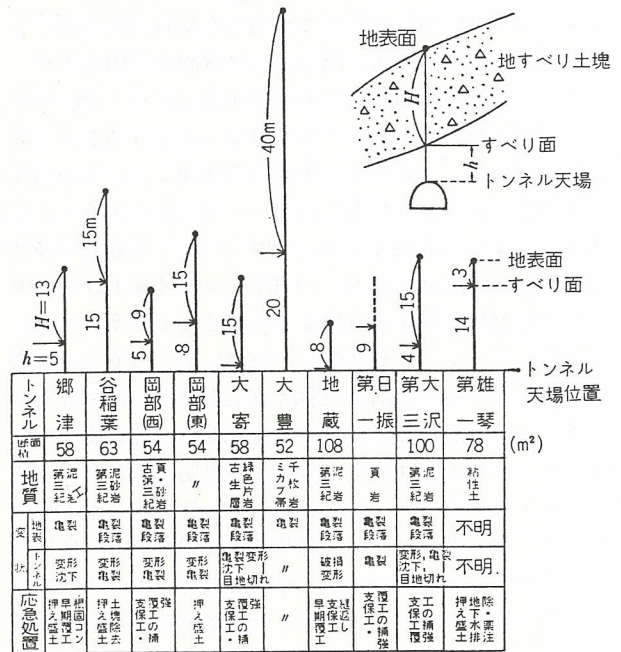


図-47 地すべりに近接するトンネルにおける変状⁴⁰⁾

Fig.47 Deformation of tunnel close to slip surface

ば排水工法主体の対策でも妥当といえる。なお、長期的に地すべりが急速破壊する恐れのない条件として、地すべり末端斜面が部分的に不安定化しないことや、すべり面強度(ϕ)に比較してすべり面傾斜が緩いことを確認する必要がある。

排水対策の有効性については、次のような見極めが重要である。活動的な50事例の地すべりについて、内部摩擦角(ϕ)とすべり面傾斜角(α)の関係を図-48³⁶⁾示す。 ϕ が α よりも十分に大きければ斜面は安定状態にあって地すべりとはなり得ず、 ϕ が α よりも十分に小さい場合には斜面は不安定であり逐次崩壊して地すべり移動層として残らないことになる。この図で注意すべき点は活動的な地すべりでありながら $\alpha = \phi$ の直線付近からやや ϕ が大きい部分にプロットされる地すべりが多いことである。このような関係では斜面は力学的に安定なのであるが、事実は地すべり移動が認められるのであるから原因はすべり面に作用する間隙水圧の影響と考えられる。すなわち、間隙水圧が作用しないような排水工法を行え

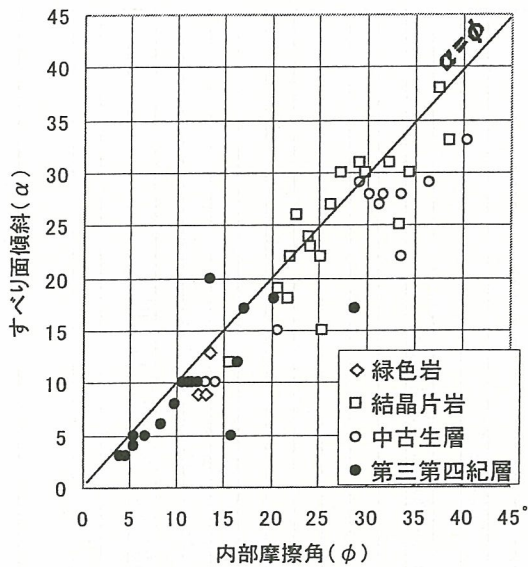


図-48 すべり面傾斜角と内部摩擦角³⁶⁾
Fig.48 Relationship between angle of internal friction and angle of slip surface

ば、多くの地すべりは安定化するものといえる。この意味において、 ϕ と α の角度を比較して ϕ が大きければ排水工法が効果的との見通しを得ることができる。

以上のほかに注意すべき対象は、大移動した地すべりにおいて地すべり頭部に陥没帯が形成されている場合、陥没帯には多くの引っ張り亀裂や空隙が発達する点である。この部分はルーズな未固結堆積物によって埋積され、透水性が良い場合には豊富な地下水を貯留している。このような陥没帯を不用意に掘削すれば、崩落事故等に結びつく恐れがある。陥没帯は避けることが望ましいが、事前把握が十分であればトンネル切羽到達前に注入固化させたり排水することで地山を安定化させ、先受け工法で安全に通過することができる。

6. トンネルに関する地すべり地山の地質工学的考察

本文において、我が国の地すべり地におけるトンネル施工事例を考察したところ、地すべり地の岩質は限られていることが明らかとなり、さらにすべり面を含む地山物性は基盤岩が不良な場合には、概ね地山強度比が1.5以下で、かつ内部摩擦角が30°以下であることが判明した。このことは地すべり地山が従来からのトンネルにおける膨張性地山と岩質および力学面にも共通していると考えられ、改めて本章で考察する。

6.1 地すべり地山の地質特性

中村浩之³⁾は地すべり・崩壊はトンネル掘削に伴い発生する危険性はあるが、地質的にみると全ての地質についてその可能性があるとして広義に指摘している。そして、地すべり多発地域といわれている以下の地域では特に気をつける必要があるとしている。

- ① 第三紀泥岩・凝灰岩地帯（北陸地方）
- ② 上記以外のグリーンタフ地帯（東北地方）

- ③ 第三紀挟炭層地帯、玄武岩地帯（北九州地方）
- ④ 結晶片岩、緑色岩地帯（四国地方中央構造線、御荷鉾構造線沿い）
- ⑤ その他の変成岩地帯（中部・関東地方中央構造線南、中国地方三郡変成地帯）
- ⑥ フォッサマグナ周辺部
- ⑦ 蛇紋岩地帯（千葉県嶺岡破碎帯等）

また、高橋彦治⁴⁾は我が国の切土工事等で遭遇する地すべり地山とトンネルにおける膨張性地山を地質的に考察して、いずれの地山にも造山帯・軟岩・膨潤性鉱物の3要素が含まれると発表している。

著者の一人は我が国の膨張性地山（主に押し出し性地山）は坑内変位の大きいトンネルでもあり、その地質を分類して表-11³⁴⁾を示している。この表より、膨張性地山の地質は限定されていて、その種類は蛇紋岩、泥岩・頁岩、凝灰岩、メランジュ、断層破碎帯・変質帯等でいずれも母岩および割れ目に粘土が生じている状態である。一方、地すべり地の地質と基盤岩の状態を分析した表-5の地質は泥岩・頁岩・粘板岩、凝灰岩・火山岩、片岩・破碎帯、蛇紋岩類であり、その多くは基盤岩が不良な場合である。

以上より、地すべり地山は、膨張性地山と同様に、蛇紋岩、泥岩・頁岩、凝灰岩、メランジュ、断層破碎帯・変質帯等で母岩および割れ目に粘土が生じている地山に限定される。この場合、蛇紋岩については岩石の状態が塊状、葉片状、粘土質に分かれて、この内膨張性地山に相当するのは葉片状と粘土質蛇紋岩であり、その区分が必要である。

したがってこれらの地質が分布するトンネルでは、地すべりに関する調査を綿密に実施する必要がある。

6.2 岩種分類における地すべり地山の範囲

地すべり地を構成するすべり面、移動層および多くのトンネルで見られる不良な基盤岩の力学的物性値は、前章で明らかのように、内部摩擦角が概ね30°以下で地山強度比が1.5以下であった。

著者等が行なったトンネル掘削時の坑内変位の研究で明らかとなった岩種毎の内部摩擦角と一軸圧縮強度を示す表-12と同表に基づいて作成された表-13の岩種分類表を引用する³⁴⁾。表-12に示した岩種区分は主に内部摩擦角が30°以下の場合をここではc地山に、30°以上の場合をφ地山として、それぞれに硬質岩、中硬質岩、軟質岩、土砂、破碎変質岩に区分している。特に蛇紋岩は粘土質と葉片状はc地山に、塊状蛇紋岩はφ地山に分類している。同様に凝灰岩および火山岩で高強度の場合にはφ地山に、低強度でスレーキング性を有したり、風化変質で粘土質の場合にはc地山に区分している。地すべり地の地質は表-5に示すとおりで、表-12、13ではc地山に相当する。すなわち、岩種分類から見ると地すべり地の地質は限定されていて、いわゆるc地山に相当している。

表-11 大きい坑内変位が生じたトンネルの地質状態の分類表

Table 11 Classification of geological state in large deformation tunnel

地質分類	主岩盤	共存岩盤	地質構造	地質状態	粘土鉱物	トンネル名
蛇紋岩	蛇紋岩	なし	貫入	葉片状、粘土化、鏡肌	S, C, T	新登川、岩清水、大所川第二、風山、北小谷、第三今泉
	蛇紋岩	塩基性緑色岩	同斜構造	葉片状、粘土化、 粘土化、凝泥化、鏡肌	S, T, C	神居、小川
	蛇紋岩	塩基性緑色岩	接觸変成帯	粘土化、凝泥化、鏡肌	S, T, C	大清水、岩清水
	蛇紋岩	正片岩	同斜構造	破碎化、粘土化、葉片状	SM, S, C	藤白、長峰第二
	蛇紋岩	粘板岩、頁岩	貫入	粘土化、葉片状、網状片理	不明	福白、仁淀川第三放水路、逢阪山
	蛇紋岩	泥岩、玄武岩	貫入	破碎化、粘土化、鏡肌	S, Sm, I, C	福岡、横霧谷
	蛇紋岩	粘板岩	断層破碎帯	破碎化、鱗片状	Sm, T	子不知、鬼峠
	泥岩	砂岩、凝灰岩	同斜構造	粘土化、細片化、破碎化、 粘土化、軟弱	Sm, I, K, Ze	赤倉、美唄、篠明第二、地藏、小平、第一中の二股、新折渡
	泥岩	なし	背斜構造	粘土化、軟弱	Sm,	頸城、能生、新穂、塩嶺
	泥岩	砂岩、 頁岩、凝灰岩	背斜・同斜 褶曲擾乱帯	粘土化、破碎化、軟弱 粘土化、破碎化、鏡肌	Sm, I, K, C	鍋立山、第一日坂、谷稲葉、 春日山、志賀、第二日坂、新宇津
泥岩・頁岩	泥岩	礫岩、砂岩	断層擾乱帯	粘土化、破碎化、鏡肌	Sm	新牧の原、浦佐、由比
	頁岩	なし	同斜構造	均質軟質	不明	満水
	頁岩	砂岩、 頁岩	同斜構造	粘土化、細片化、脆弱化	不明	聖ヶ丘
	頁岩	なし	擾乱帯	破碎化、粘土化(熱水変質)	SM, K	日振
	緑色凝灰岩	頁岩、礫岩	同斜構造	粘土化、破碎化、鏡肌	Sm, H, K, Mi	中山、折爪、朝日(新橋)、第一広谷地、院内、仙岩、里見
	緑色凝灰岩	安山岩	不整合	風化、破碎化(熱水変質)	Sm	月山第一
	緑色凝灰岩	玄武岩	断層擾乱帯	粘土化、細片化、破碎化、 熱水変質	Sm, C, S	青函、大日坂、駒止、 中山、岩手
	泥質凝灰岩	砂質凝灰岩		熱水変質	Sm	益山
	流紋岩質凝灰岩			熱変質		一ノ瀬
	凝灰角礫岩	頁岩、砂岩、礫岩	不整合	鏡肌、低固結		丸子、神長
メランジュ	凝灰岩	なし	同斜構造	強風化、粘土化、軟弱		中尾
	石墨千枚岩	なし	同斜構造	著しく風化、片理は粘土化、 千枚質、粘土化	不明	大山、郷ノ峰
	粘板岩	なし	同斜構造	著しく風化、片理は粘土化、 千枚質、粘土化	不明	大豊、地藏寺川道水路
	粘板岩	なし	同斜構造	破碎化、脆弱化、鏡肌(熱水変質)	不明	層雲峡道水路
	粘板岩	塩基性緑色岩	断層破碎帯	破碎化、粘土化、鏡肌	不明	宜名真、明神、奥新冠、多紀連山
	塩基性緑色岩	石墨片岩	同斜構造	不明	不明	赤良木
	滑石片岩	粘板岩	断層破碎帯	破碎化、粘土化、鏡肌	S	大杉、春別
	黒雲母片岩	なし	同斜構造	粘土化、脆弱	T, C, Ce	篠栗
	庄砕岩	片麻岩	断層破碎帯	破碎化、粘土化	不明	鳴鼓、長沢
	花崗岩	礫岩	不整合	風化、破碎化(粉状)	不明	大原
断層破碎 変質帯	花崗岩	なし	同斜構造	著しく風化、節理は粘土化、 風化部と破碎部	不明	関
	花崗岩	ホルンフェルス	断層影響帯	風化部と破碎部	不明	新芦谷
	花崗岩	礫岩	岩脈、破碎帯	破碎化、粘土化、鏡肌	Sm	恵那山、八田原、新神戸、新深沢
	花崗岩	変朽安山岩	同斜構造	粘土化、軟弱	Sm, I, K,	下久野
	温泉余土	流紋岩	貫入	著しく粘土化、(熱水変質)	Sm, C,	第一熱海、新泉越、新丹那、新宇佐美
	流紋岩	なし	同斜構造	著しく粘土化、(熱水変質)	Ce, P, K, D	みちのく
	変朽安山岩	なし	同斜構造	粘土化、破碎化、(熱水変質)	Sm, C, I, K	礼文浜、定山溪
	地すべり 堆積物他	凝灰角礫岩、 泥岩、玄武岩	基盤は背斜 構造	地すべり堆積物は未固結 岩盤は風化、粘土化	SM	第三大沢

SM: スメクタイト(モンモリロナイト)、Ce: 絹雲母、Mi: 雲母、I: イライト、P: パイロフライト、S: 蛇紋石、K: カオリン、D: ディツカイト、
T: 滑石、C: 緑泥石、Ze: 沸石、H: ハロサイト

表-12 岩種毎の内部摩擦角と一軸圧縮強度³⁴⁾

Table 12 Angle of internal friction and unconfined compressive strength of some rocks³⁴⁾

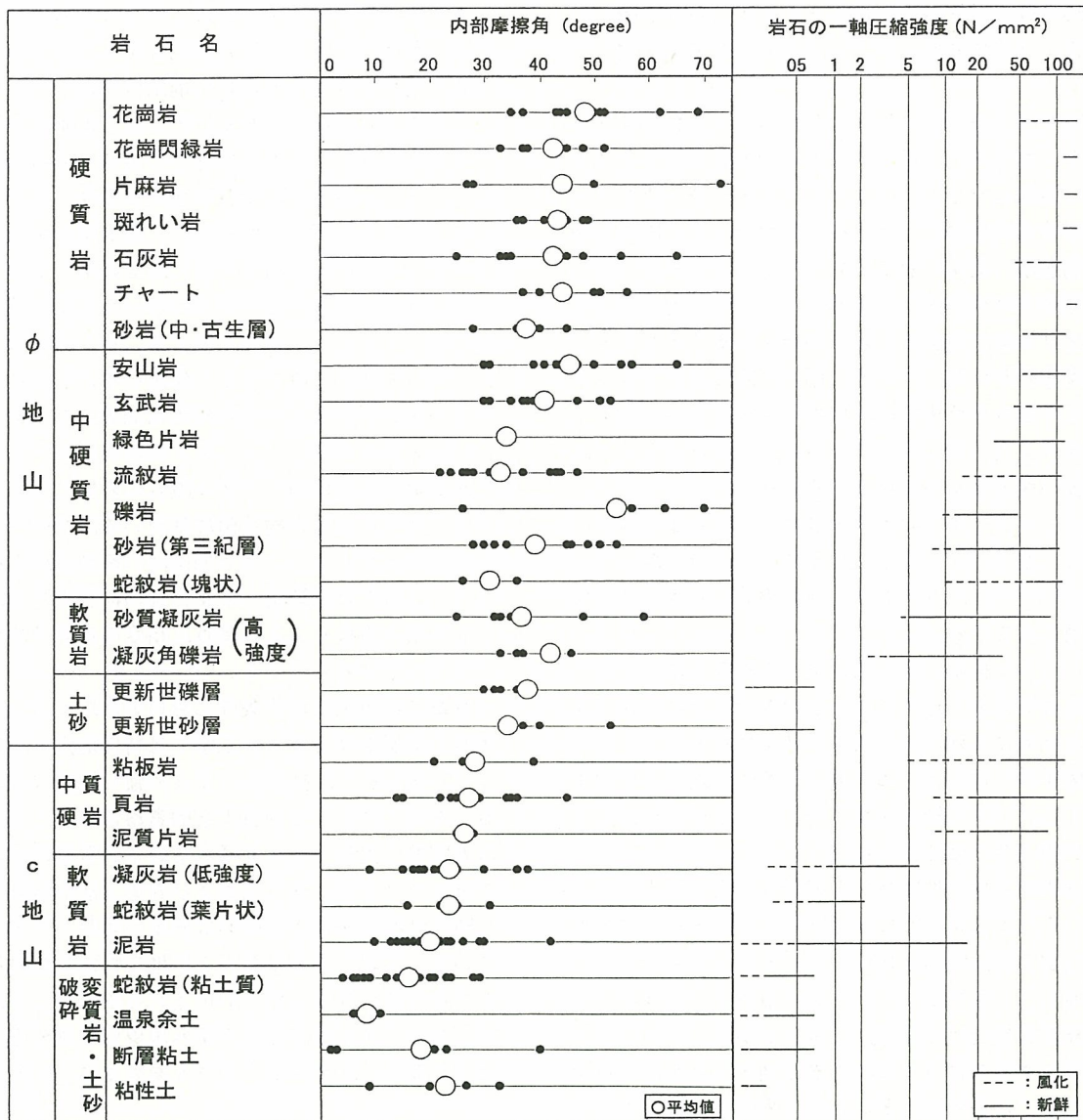


表-13 坑内変位を考慮した岩種分類³⁴⁾

Table 13 A rock mass classification consideration into tunnel deformation³⁴⁾

	S(破碎・変質岩と土砂)	L(軟質岩)	M(中硬質岩)	H(硬質岩)
φ 地 山	S-a φ地山の各種岩石の破碎変質の内、粘土化していない場合および第四紀の砂層、礫層	砂質凝灰岩・凝灰角礫岩(高強度)	安山岩、玄武岩、石英安山岩、流紋岩、ひん岩、礫岩、砂岩(第三紀層)、砂質片岩蛇紋岩(塊状)、	花崗岩類、ホルンフェルス、片麻岩、斑れい岩、石灰岩、チャート、角閃石岩、砂岩(中古生層)
c 地 山	S-b c地山の破碎・変質したものおよびφ地山で破碎・変質して粘土化したものと、第四紀のシルト、粘性土層	凝灰岩(低強度)、蛇紋岩(葉片状)、千枚岩、頁岩(第三紀層)泥岩	粘板岩、泥質片岩、頁岩(中古生層)	

7. まとめ

我が国の地すべり地におけるトンネル工事例を分析し、主に地質工学的に考察したところ次の様な事項が明らかとなった。

- ① トンネル施工時に予期しない地すべりに遭遇すると、地すべりの誘発、切羽の崩壊およびトンネルの崩壊に至ることがあり、工期・工費が嵩む。
- ② 地すべり地のトンネル掘削において、坑内では切羽崩壊、支保の変状が発生することが多い。
- ③ 地すべり地のトンネル掘削において、地表面では沈下および亀裂等の変状が発生することがある。
- ④ 大移動した地すべり地の頭部に陥没帯が形成されて、含水した未固結堆積物が分布している場合に、湧水と共に切羽崩壊が発生し、その結果として地表が沈下および陥没に至ることがある。
- ⑤ トンネル工事における主な地すべり対策工は、一般の地すべり対策工に加えて、垂直縫い土工法および開削工法等があり、通常複数の対策工法が併用されている。
- ⑥ トンネル掘削による周辺地山の緩みを防止するためにトンネル施工法および切羽の自立性を確保するために各種の補助工法が使用されている。
- ⑦ 地すべり地のトンネル施工に際し、地すべり対策工とトンネル施工法および切羽自立性の補助工法が組み合わせて使用されている。
- ⑧ 地すべり地の地質特性と膨張性地山（押し出し性）のそれとは定性的な地質状態および定量的な地盤力学上の評価値も類似している。
- ⑨ 地すべり地の多くのトンネル事例では基盤岩も破碎変質を受ける等不良な場合が多い。
- ⑩ トンネルの調査・設計段階で地すべり地形を見逃している事例が多いので、専門技術者による地形判読および現地調査を行なう必要がある。

以上のような事項について考察してきたが、地すべり地のトンネル施工時の諸現象において、地すべり現象は不連続面であるすべり面の安定性であり、トンネル掘削による緩み現象は主に連続体の力学で解析されていることが多いことから考えても複合的なテーマでもある。従来は、地すべりについては地すべり技術者が担当し、トンネル関係はトンネル技術者が担当し、それぞれを並列的に対応していたものから、技術の発展でそれを総合的に検討されつつある。

しかし、地質工学的には地すべり地山とトンネル工学における膨張性地山と地質的な定性面だけでなく力学的な定量面も類似していることが明らかとなった。

以上のことから今後、地すべり地でのトンネル事業に際し計画、設計および施工段階において注意する要点は以下のとおりと考えられる。

- ① トンネルを調査・設計および施工を行なう場合には、地すべりの存在を確認するために専門技術者

による地形判読および現地調査が必要である。

- ② 地すべりが存在する場合には、地すべりとトンネルの位置関係を明確にし、かつ地盤物性はすべり面だけでなく基盤岩も把握する必要がある。
- ③ 地すべり地山と膨張性地山は地質的にも地盤力学的にも共通点があることから、地すべり地山の類似事例として膨張性地山の事例を参考にして、トンネル施工法および切羽の自立性対策を行う。
- ④ 地すべり頭部に形成されている陥没帯に含水未固結堆積物が分布していて、その下をトンネルが通過する場合には、湧水に伴った切羽崩壊が急激に発生するので注意を要する。特に最近は、深さが50m以上の地すべりも存在している事例も見られ、深さが大きい程危険性が増加することも考慮する必要がある。
- ⑤ 地すべり地のトンネル設計においては、地すべり面と基盤岩の物性値に基づいて、すべり面の安定解析およびトンネル掘削時の変形解析を行い、施工時の計測結果との整合性の検討等の事例資料を積み重ねることにより、精度の良い予測が可能になると考えられる。

複雑な我が国の地質条件において、地すべり地のトンネルの諸現象はトンネル工学では特殊地山の複雑な現象として扱われて、技術的にまとめ難い複雑な課題でもある。本論文において地質工学的考察により、今後の研究の方向性を提起できたと考えている。今後は、調査情報を確実に反映した施工法および対策工法が設計され、施工時の計測管理により確実な施工がされることを期待している。なお、より精度のよい地質特性と計測値および地山物性値が収集され、分析されることにより地すべりおよびトンネル掘削による緩み現象の予測が確実になることを期待し、本文が少しでも参考になれば幸いである。

参 考 文 献

- 1) 土木学会 (1996) : トンネル標準示方書 [山岳工法編]・同解説, pp.12~25, pp.34~39.
- 2) 高橋彦治 (1976) : 不良地質の予知・予測と遭遇時の対策, トンネルと地下構造物の地質調査 (技術講習会テキスト), (株)土木工学社, pp.35~54.
- 3) 中村浩之 (1992) : トンネル坑口周辺の斜面安定と対策, 地質と調査, 第3号, pp.12~17.
- 4) 高橋彦治 (1972) : 土木技術者は地質学の洗礼をうける, 土木建設, Vol.21, pp.19~24.
- 5) 仲野良紀 (1976) : 膨張性地山の実体, トンネルと地下構造物の地質調査 (技術講習会テキスト), (株)土木工学社, pp.24~34.
- 6) 仲野良紀 (1998) : 第三紀泥岩の力学的性質と膨張性トンネル, 地すべり等のメカニズムに関する一連の研究, (社)地盤工学会, 第43回地盤工学シンポジウム, pp.11~22.

- 7) 日本トンネル技術協会委員会報告書 (1982): トンネル掘削によるゆるみ領域の調査報告書, p.110.
- 8) 牛村 明, 小柳 彰 (1973): 地すべりと湧水を克服, トンネルと地下, 第4巻5号, pp.46~51.
- 9) 滑川敏夫, 山内富貴雄 (1971): 中央高速道路浅利トンネル復旧工事, 第9回道路会議, 第2部会, pp.40~42.
- 10) 緒方義久, 金岡一夫 (1972): 蛇紋岩トンネルの施工, トンネルと地下, 第3巻3号, pp.17~30.
- 11) 東 義雄, 朝妻報雄, 利根川高雄 (1976): 地すべり地帯を掘る, トンネルと地下, 第7巻3号, pp.15~22.
- 12) 吉田光雄, 松本洋之介, 斉藤 誠 (1985): 湯上地区地すべりに関する開削トンネルの情報化施工, 第16回日本道路会議論文集, pp.97~99.
- 13) 竹林亜夫 (1974): トンネル工事における膨張性地圧の理論と実際, 清水建設社内報, 土木クォータリ別冊, pp.18~37.
- 14) 城間博通, 江口和雄, 中川健二, 櫻井雄二郎 (1997): 地すべり地におけるII期線施工, トンネルと地下, 第28巻12号, pp.13~24.
- 15) 高松 真, 羽根田汎美, 竹林亜夫 (1979): 地すべり域におけるトンネル施工の一例, 土と基礎, 第27巻7号, pp.13~20.
- 16) 吉田紘一, 小野田雅樹, 玉村 良 (1997): 糸・静線の蛇紋岩地帯を掘る, トンネルと地下, 第28巻11号, pp.13~21.
- 17) 大橋義彦, 広瀬 勇, 北澤 忠, 佐野 功 (1994): 蛇紋岩断層破碎帯の地すべり地山を克服, トンネルと地下, 第25巻5号, pp.21~29.
- 18) 末原忠司, 黒川貞夫, 中川晃一 (1975): 地すべりとトンネル, トンネルと地下, 第6巻5号, pp.13~19.
- 19) 高松 真, 内橋初義, 宮崎 晃 (1979): 地すべり地帯の坑口施工, トンネルと地下, 第10巻12号, pp.14~20.
- 20) 林 幸一, 吉田 信 (1980): 陥没性地すべり地帯に挑む(続), トンネルと地下, 第11巻10号, pp.37~45.
- 21) 渡辺 宏 (1973): 廃線トンネルの活用, トンネルと地下, 第4巻12号, pp.5~14.
- 22) 藤田芳邦, 谷井敬春, 高橋 浩, 菊地裕一 (2003): 土かぶり130mの地表面陥没に至った大崩落, 上信越自動車道日暮山トンネル東工事, トンネルと地下, 第34巻1号, pp.7~14.
- 23) 土木学会 (1996): トンネル標準示方書(山岳工法編)・同解説, p.247.
- 24) 井上勝人, 香月廣志, 田中康弘 (1993): 地すべり地形の坑口を垂直縫地工法で施工, トンネルと地下, 第24巻9号, pp.17~24.
- 25) 鈴木隆一, 折井英夫 (1990): 崖錐斜面の地すべり地形を垂直縫地工法で坑口突破, トンネルと地下, 第21巻11号, pp.25~29.
- 26) 村松茂広, 森 了, 河南幸治, 宮崎裕光 (1998): 泥岩地すべり地帯を小土かぶりで貫く, トンネルと地下, pp.25~32.
- 27) 平山嘉一, 七沢和男 (1985): 土かぶりの薄い粘性土地山を掘る, トンネルと地下, 第16巻12号, pp.13~22.
- 28) 渡部 博, 小林章英 (1984): 蛇紋岩地すべり地帯での坑口付け, トンネルと地下, 第15巻5号, p.47.
- 29) 森国史朗 (1975): 急傾斜の地すべり面を抜く, トンネルと地下, 第6巻10号, pp.7~14.
- 30) 中村良明, 羽田 勝, 木曾伸一 (1993): 超膨張性泥岩を克服, 上信越自動車道日暮山トンネル, トンネルと地下, 第24巻1号, pp.7~16.
- 31) 横山治郎, 久野富弘, 石原 久 (1983): 中央構造線に沿う地すべり地帯を掘る, トンネルと地下, 第14巻4号, pp.7~16.
- 32) 横山治郎, 久野富弘, 石原 久 (1984): 中央構造線に沿う地すべり地帯を掘る(その2), トンネルと地下, 第15巻7号, pp.15~21.
- 33) 大窪克己, 明道俊治, 山本和義, 高木勝利 (1996): 地すべり地帯の坑口部の長尺フェイスボルトの施工と周辺地山の挙動について, トンネル工学研究論文・報告書, 第6巻, pp.223~228.
- 34) 竹林亜夫 (2003): トンネル掘削に伴う坑内変位に関する地質工学的研究, 大阪大学学位論文, pp.42~89.
- 35) 土質工学会 (1983): 実例による土質調査, 第3章地すべり-地蔵トンネル- pp.69~86.
- 36) 上野将司 (2002): 孔内傾斜計を主とした地すべり計測結果の検討と地すべりの予知に関する研究, 愛媛大学博士論文, pp.119~132.
- 37) 上野将司 (1997): 地形地質調査による地すべりの予知, 土と基礎, 第45巻6号, pp.5~8.
- 38) 上野将司 (2001): 地すべりの形状と規模を規制する地形・地質要因の検討, 地すべり, 第38巻2号, pp.1~10.
- 39) 富田 守・市原 健・上野将司・水野敏実 (2000): 和泉層群中における古期大規模地すべり地形の形成過程, 日本応用地質学会中国四国支部研究発表会論文集, pp.29~32.
- 40) 板垣 治 (1981): 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10号, pp.37~43.