

## 記録的な大崩落と対策工の設計・施工

### DESIGN AND CONSTRUCTION OF COUNTERMEASURE FOR RECORD-BREAKING LAND COLLAPSE

谷井敬春<sup>1)</sup>・廣田政矢<sup>1)</sup>・菊地裕一<sup>2)</sup>・釜谷薫幸<sup>2)</sup>・高橋 浩<sup>3)</sup>

Keishun TANII, Masaya HIROTA, Yuichi KIKUCHI, Nobuyuki KAMATANI, Hiroshi TAKAHASHI

A large-scale collapse occurred when the face reached about 900m point from the east portal. Soil from collapse containing cobble gravels became an avalanche with a large amount of water, and has surged to the portal. Ground surface of 130m from collapse point was caving like Crater. There was no human damage and a little material damage though it was such a huge disaster. Countermeasures are as follows, caving area was restored with air-mortar, boring was done for drainage from the tunnel, grouting was done right under the collapse area. The tunneling work was completed from the record-breaking collapse two years later.

**Key Words :** land collapse, countermeasure, drainage, grouting

#### 1. はじめに

上信越自動車道日暮山トンネル東工事は、現在供用中のⅠ期線トンネル南側に位置する全長2,051mのⅡ期線トンネルのうち、東側（東京側）1,013mを建設するものである。平成9年10月の東側坑口付け以来、約570mの安山岩区間の掘削を経て、平成10年6月から膨張性泥岩区間の掘削に着手した。地質状況は、Ⅰ期線同様に著しい膨張性を示す泥岩ではあるものの、導坑先進工法によって“剛な支保による早期閉合”を達成しながら、概ね順調に掘削を進めてきた。

平成11年12月9日、切羽が東坑口から約900m、貫通まであと100mを残す位置まで到達した地点で記録的な大崩落が発生した。巨礫を含む崩落土砂（8,000m<sup>3</sup>以上）が多量の湧水と共に土石流と化し、濁流は坑口まで押し寄せてきた。土被り130mの地表面には、クレーター状の陥没が生じた。このような記録的な大災害にも関わらず、人的被害は一切なく、物的損傷もごく僅かであった。

本報文は、日暮山トンネルで発生した大崩落の発生状況と推察される崩落原因および対策工の設計・施工について、その概要を述べる。なお、対策工については、全体の流れを理解していただくために、一連の調査やトンネル掘削を含めて記述している。

#### 2. 大崩落の概要

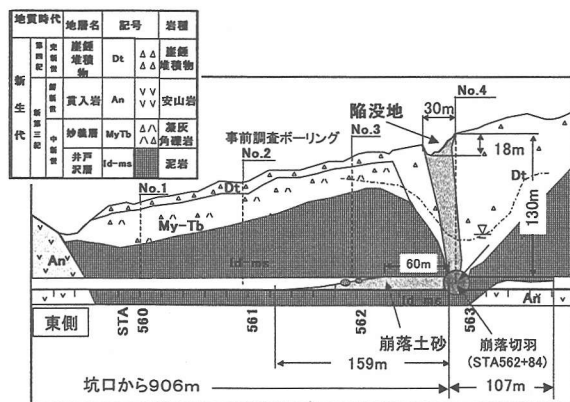
##### 2-1 大崩落の発生状況

大崩落は、東坑口から約900m進行したSTA562+84の上半切り掘削時点で発生した。図-1に崩落概要、

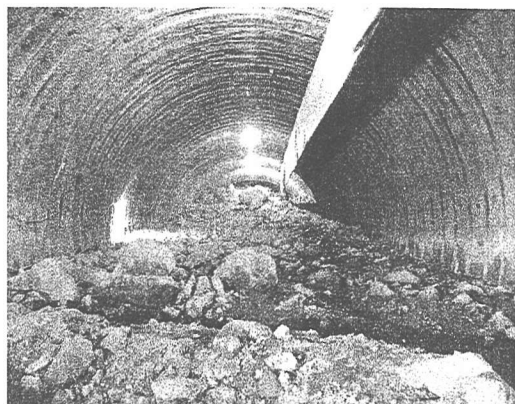
1) 日本道路公団東京建設局佐久工事事務所

2) 住友建設（株）・（株）白石共同企業体 日暮山トンネル作業所

3) 住友建設（株）土木本部技術部トンネル技術チーム



図－１ 崩落概要図



写真－１ 崩落直後の坑内状況

写真－１、写真－２に崩落直後の坑内と地表面の状況を示す。  
崩落の発生状況および規模は次のとおりであった。

- ①崩落土砂量は 8,000m<sup>3</sup> 以上で、大量の湧水と共に瞬時に切羽から約 160m 後方まで土石流となって押し寄せてきた（写真－１）。
- ②切羽後方約 60m 間は、崩落土砂によってトンネル内空全断面が埋没した（写真－１）。
- ③崩落土砂のほとんどが崩積土で、直径 1～4m の安山岩の巨礫が多く含まれていた（写真－１）。
- ④湧水量は崩落発生直後 20t/分以上で、900m 離れた坑口の水位（坑口から上り 0.5% 勾配）は最大 80cm に達し、濁流は坑口横の擁壁を越流して河川に流出した。
- ⑤崩落は直径約 10m の円筒状に発生し、崩落切羽直上の土被り約 130m の地表面に、クレーター状の直径 30m、深さ 18m の陥没を誘発した（写真－２）。



写真－２ 地表面の陥没箇所

## ２－２ 崩落原因の推察

今回の記録的大崩落が発生する 3 ヶ月前の平成 11 年 9 月に、図－２上段の当初予想地質縦断面図に示した断層破砕帯の性状、特に突発湧水の可能性について調査するため、掘削を完了していた西側工区の切羽(STA563+90) から水平調査ボーリングを実施した。ボーリング結果から、工区境付近で泥岩から安山岩へと地質が変わるものの、断層破砕帯は切羽には出現せず、突発湧水が発生する可能性も少ないと判断した。このことから、それまでと同様に膨張性地山に対応するために剛な支保構造と馬蹄形導坑先進工法により掘削を進めることにしたが、結果的に記録的な大崩落が発生してしまった。

崩落後の調査ボーリングなどによって修正を加えた地質縦断面図を図－２の下段に示す。追加調査結果などを踏まえて推定した崩落原因は次のとおりで、これらの原因が複合して記録的な大崩落に至ったと考えている。

### ①泥岩層厚の減少

崩落が発生した切羽では土被りが 130m あるものの、トンネル上方の泥岩層厚が 25m 程度にまで減少してきており、泥岩上位すべての崖線堆積物（当初は凝灰岩礫岩や安山岩と判断されていた）と地下水が当初から荷重として泥岩層に作用していた。さらに、トンネル掘削により周辺地山に緩みが発生し、層厚の減少した泥岩が上載荷重に耐えられなくなり、崩落に至ったと考えられる。

## ②地質調査の限界

当初の地質縦断面図は、100mしか離れていないⅠ期線トンネルの施工実績および100m間隔で計4本実施された地表からの鉛直調査ボーリング結果をもとに作成されている。高い地下水位の存在は把握されていたものの、崩落土砂中に観察されたような巨礫塊を貫いたコアを見て、断層破碎帯と判断してしまった可能性がある。

崩落箇所付近の地質は、図-2の追加調査後の地質縦断面図から分かるように過去の地すべりによって形成された凹地である。また、崩落箇所周辺の地表部は巣郷地すべり地帯として知られているが、ボトルネック形地すべりに分類されるために、すべり層厚は薄く、トンネルには影響を及ぼさないと判断されていた。これらのことから、図-2の上段のようにトンネル周辺の地質を解釈したと思われる。このように、地質調査に限界があることも今回の崩落原因のひとつに挙げられると考えている。

## ③既存調査ボーリング孔による水みち

大崩落発生位置の6m前方（STA562+90）のトンネルセンター直上で地表面から事前調査ボーリングNo.4が実施されていた（平成9年2月）。

調査後のボーリング孔はセメントベントナイトでグラウト処理されていたが、薬液注入のような高圧で処理しないのが一般的である<sup>1)</sup>。それまで切羽湧水はまったくなかったが、このボーリング孔が水みちとなり、被圧水が孔周辺を伝わってトンネル切羽に湧水となって流出し、それが突発湧水の誘因のひとつになった可能性も否定できない。

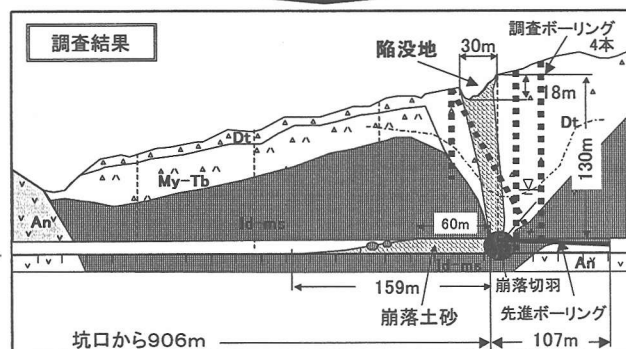
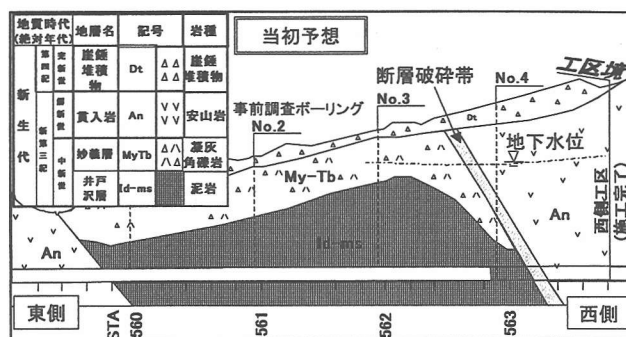


図-2 崩落箇所付近の地質縦断面図  
(上段：当初予想，下段：調査結果)

## 3. 対策工の設計・施工

### 3-1 対策工設計の基本的な考え方

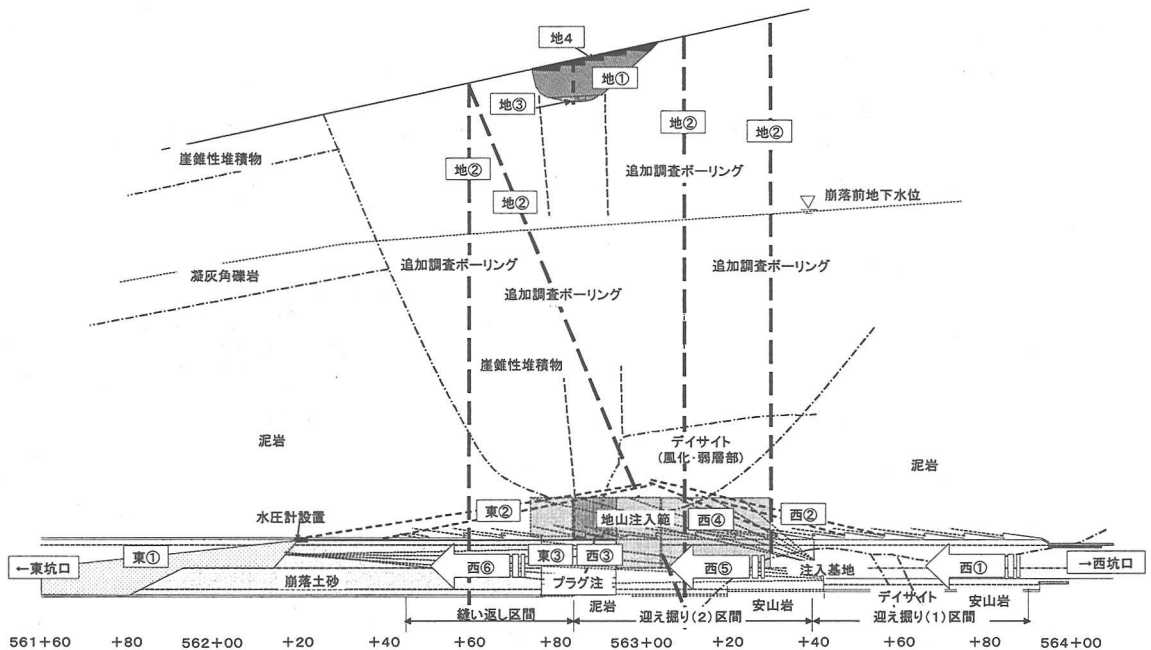
崩落対策工の設計は、再崩落・再出水を引き起こさない、二次災害・第三者災害を防ぐ、の2点を大前提とし、基本的な考え方を次のように設定した。

- ①地表面、東側坑内、西側坑内の3箇所を施工基地として、有効に活用する。
  - ②地下水を止水することなく坑内へ排水し、水位を低下させる。
  - ③崩落箇所付近のトンネル周辺地山を薬液注入により地山補強し、崩落以前の地山に近い状態まで戻す。
  - ④トンネルは、地質条件の良い西側から迎え掘りし、崩落以前と同様の工法で膨張性泥岩に対応する。
- 図-3に崩落対策工全体図、表-1に対策工一覧表を示す。

### 3-2 地表面对策工

#### (1) 陥没箇所周辺の調査ボーリング

図-2下段の調査後の地質縦断面図に示したように、陥没箇所をN字で取り囲む形で鉛直および斜めボーリングを計4本実施した。最終的には、地すべり調査等を含めて地表から11本の調査ボーリングを実施した。なお、鉛直孔のうち3本を孔内傾斜計観測孔、5本を地下水位測定孔としている。



図－３ 崩落対策工全体図

表－１ 対策工一覧表

## （２）陥没箇所の充填

応急対策として、エアミルクによる陥没箇所の充填を行った。エアミルクは、東側坑口に設置したプラントから２基の中継ポンプを経由した配管により、高低差 130m、距離約 1,500m を圧送した。

恒久対策は、周辺地山の整形による盛土および植林とした。盛土前にエアミルク下方の空洞調査およびセメントベントナイトによる空洞充填を実施している。

|       | 記号 | 単位       | 数量             | 摘 要                                       |
|-------|----|----------|----------------|-------------------------------------------|
| 地表面対策 | 地① | エアミルク充填  | m <sup>3</sup> | 2,290 $qu=1N/mm^2$ 、比重0.6                 |
|       | 地② | 調査ボーリング  | 本              | 10 総延長1,348m、平均135m                       |
|       | 地③ | 空洞充填     | m <sup>3</sup> | 53 エアミルク下方へのセメントベントナイト注入                  |
|       | 地④ | 原形復旧工    | m <sup>3</sup> | 2,250 切盛土工および植林                           |
| 東側対策  | 東① | 崩落土砂撤去   | m <sup>3</sup> | 7,249 1次4,062、2次2,734、3次453m <sup>3</sup> |
|       | 東② | 水抜きボーリング | 本              | 7 総延長520m、平均74m                           |
|       | 東③ | プラグ注入    | kl             | 390 瞬結性懸濁型薬液                              |
| 西側対策  | 西① | 迎え掘り(1)  | m              | 51 補助ベンチ付き全断面掘削、補助工法:AGF                  |
|       | 西② | 水抜きボーリング | 本              | 13 総延長414m、平均32m                          |
|       | 西③ | プラグ注入    | kl             | 144 瞬結性懸濁型薬液                              |
|       | 西④ | 地山注入     | kl             | 1,068 緩結性懸濁型薬液                            |
|       | 西⑤ | 迎え掘り(2)  | m              | 56 馬蹄形導坑先進工法、補助工法:AGF                     |
|       | 西⑥ | 縫い返し掘削   | m              | 38 補助ベンチ付き全断面掘削、補助工法:AGF                  |

※記号欄の丸数字は、対策順序を示す。

## ３－３ 東側対策工

### （１）崩落土砂の撤去および施工基地の造成

土被り 80m の地表面陥没が発生した湖北トンネルの崩落事例<sup>2)</sup>を参考に、地下水位などから土圧バランスを計算でチェックし、STA562+20 付近（崩落箇所から 60m 手前）まで崩落土砂を撤去し、施工基地を造成した。

### （２）水抜きボーリング

崩落発生原因のひとつでもある地下水位を低下させ、かつ降雨期における地下水位の再上昇を防ぐ目的で、坑内から水抜きボーリングを実施した。水抜きボーリングは、最終的に東側から 7 本、西側から 13 本、計 20 本実施し、最大排水量は 1.4t/分であった。

### （３）プラグ注入

再崩落の防止、西側からの地山注入時の薬液流出防止およびトンネル掘削時の切羽安定を目的に、崩落部直下のトンネル断面にプラグ（栓）注入を行った。ロータリーパーカッション方式による削孔中に、崩落に伴い破損した

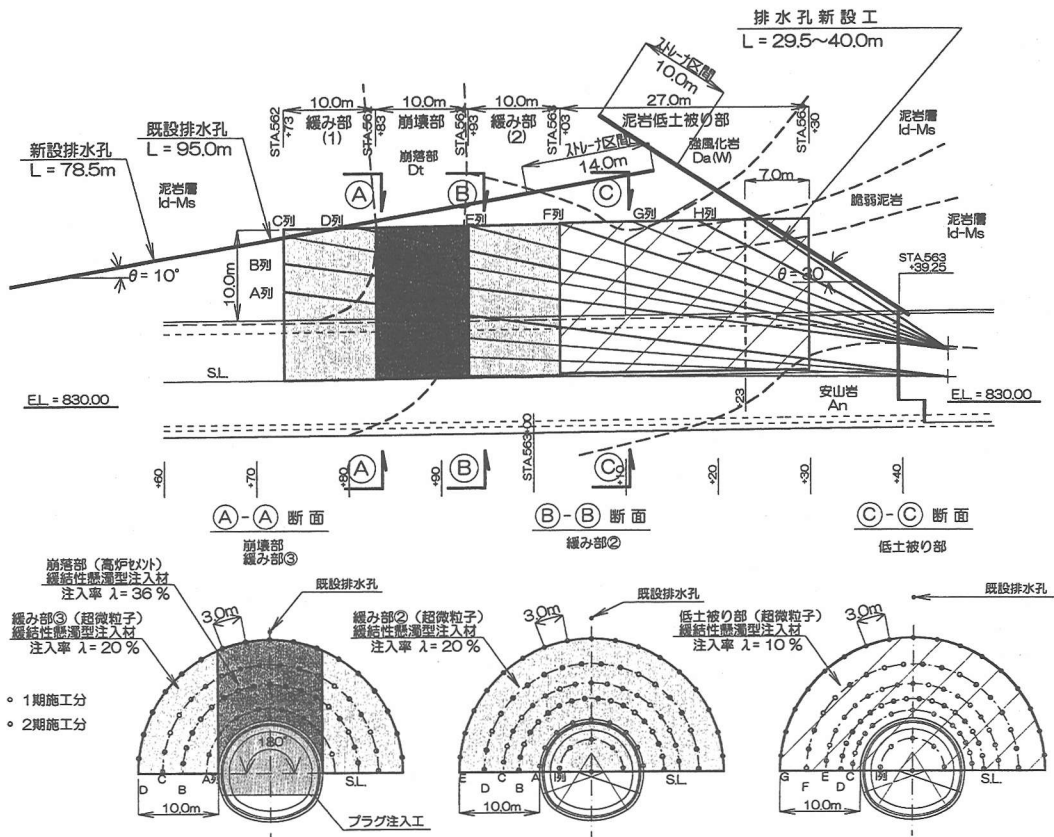


図-4 地山注入工図

と想定される既設の H 鋼に当たり、所定の深度まで削孔することができず、計画本数 42 本のうち 15 本しか施工できなかった。このため、残りの 27 本を西側から施工することとした。

### 3-4 西側対策工

#### (1) 迎え掘り

崩落箇所周辺への薬液注入のための施工基地（計画位置 STA563+30）まで、いわゆる迎え掘りを開始した。支保パターンは、西工区で採用した D I としたが、掘削の進捗に伴い天端沈下が 30mm を越え、アーチ肩部の吹付けコンクリートにクラックが発生した。このため、増し吹付けコンクリートを行うと伴に支保パターンも D II に変更した。しかし、鋼アーチ支保工の座屈に至る切羽崩落が発生してしまった。この原因は、①切羽上部に存在する泥岩（切羽全体の 3/4 は硬質の安山岩）の押出し、②地質境界面付近の応力集中、③過去の地すべりにより蓄えられた潜在応力の解放、などが複合したものと考えられる。

対策工として、埋戻し、薬液注入、補強ボルト、補強支保工（内枠）などを施工した。その後、東側膨張性泥岩区間と同様に剛な支保構造と長尺鋼管フォアパイリング（AGF）により迎え掘りを再開したが、計画注入基地に近づくにしたがって、吹付けコンクリート応力が増加し、許容応力度（高強度 SFRC、 $\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$ ）を越える状態になった。このため、計画注入基地より約 9m 手前（STA563+39.25）で掘削を休止し、地山注入に移行した。

#### (2) 地山注入

地山注入（薬液注入）は、大崩落などによって脆弱化したトンネル周辺の泥岩の強度改良を行い、崩落前の地山性状に回復させることを目的とした。地山注入は、図-4 のように施工範囲を 3 つに区分し、それぞれに対応した注入材（高炉セメントおよび超微粒子セメント）、注入量を設定した。横断方向の改良範囲は、いわゆる 3R（掘削半

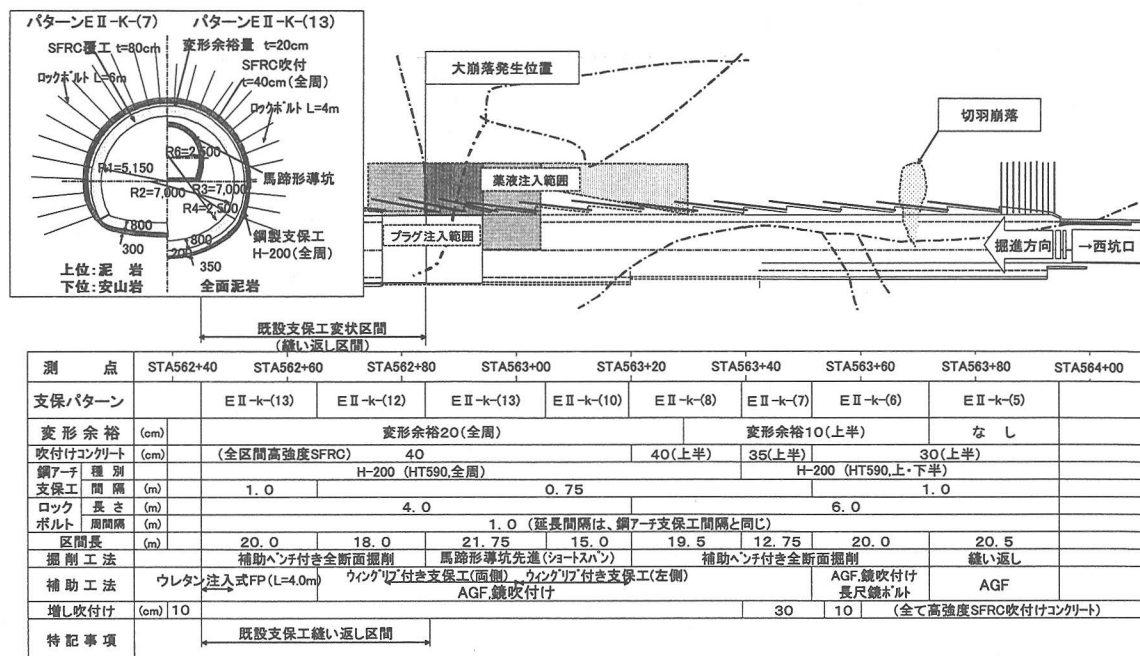


図-5 迎え掘り支保区分と支保パターン図

径の3倍)とし、既往の施工事例とFEM解析によって改良範囲の妥当性を検証した。

### (3) 掘削再開および縫い返し掘削

約9ヶ月に及ぶ地山注入を経て、トンネル掘削を再開した。図-5に迎え掘り(西側からの掘削)の支保区分と支保パターンを示す。支保構造は、計測結果から求めた作用土圧に対抗できる規模をフック・ブラウンの支保圧算定式<sup>3)</sup>を用いて設定した。

掘削再開後、東側大崩落箇所(STA562+83)付近までは、大きなトラブルもなく順調に掘進した。しかし、東側の既設拡張支保(リング閉合区間)が出現してくると、既設支保のH-250が破断するなどの著しい変状が観察された。このため、急速頂設部に調査坑(矩形断面。断面積1.3~11.8m<sup>2</sup>)を掘削してトンネルを貫通させ、縫い返しに伴う既設支保の挙動監視を行った。最終的には崩落箇所(STA562+83)から28m東側のSTA562+45まで、縫い返しを行った。

## 4. おわりに

土盛り130mの地表面陥没を引き起こした記録的な崩落から丸2年後の平成13年12月15日、無事貫通式を迎えることができた。本件を通して痛感した地質調査の重要性、自然の恐ろしさ、そして最後は人間の英知と和で克服できる、ということは、すべての工事に共通することと思っている。

大崩落発生の翌日から、対策工に関するご指導を戴いた日暮山トンネル施工検討委員会(委員長:今田徹都立大学名誉教授)の委員をはじめ、関係各位に紙面を借りてお礼を申し上げます。

### 【参考文献】

- 1)大島洋志監修:わかりやすい土质地質学,土木工学社,pp.126-127,2000
- 2)鎌倉勝美、大澤和幸、川浦学、山田謙二、反り目好男:高水位・断層破砕帯部におけるトンネル掘削実績、第46回施工体験発表会(山岳),pp.121-130,2000.
- 3)今田徹,岡林信行,野間正治:山岳トンネルの施工,鹿島出版会,pp.26-36,1996