

災害調査報告書

トンネル建設工事中に発生した
切羽の肌落ち災害

(要約版)

労働安全衛生総合研究所

要旨

NATMによるトンネル建設工事（延長 1,100m）の切羽（坑口から約 310m）において、ドリル・ジャンボを用いて岩盤に孔を開け、電気雷管及び爆薬を装薬していた。装薬作業中、1 回目の崩落が発生し、岩塊とともに電気雷管も落下したことから、その回収のために作業員が近づいたところ、2 回目の崩落が発生し、同作業員が岩塊の下敷きとなり死亡したものである。当該災害の調査では、3 次元レーザースキャナにより、崩落箇所の詳細な寸法を 3 次元的に計測し、崩落した岩塊の体積等を算出した。その他、崩落した岩石に対して各種の室内試験を実施し、鏡吹付けコンクリートの押し抜き抵抗と実際に崩落した岩石の重量等を比較し、必要な鏡吹付けコンクリートの厚さを算出した。その結果、通常の（慣例的な）打設厚さで鏡吹付けコンクリートが打設されていたとしても、本件で崩落した岩塊を支持できるほどの強度はなかった。このことから、今後は、より上位の対策、例えば、鏡ボルトの打設、掘削断面の縮小等の対策が望まれる。

1 災害概要

（1）災害の種類

トンネル建設工事中の崩落災害(写真-1.1 参照)

（2）被災状況（人的被害）

1 名（死亡）

（3）作業内容

NATMによるトンネル建設工事（延長 1,100m）の切羽（坑口から約 310m）において、削岩機を用いて岩盤に孔を開け、雷管を装薬していた（以下、「装薬作業」という。）。

（4）災害発生状況

労働者 1 名が崩落した岩塊の下敷きとなり死亡する災害が発生した。装薬作業中、1 回目の崩落が発生した。岩塊とともに雷管も落下したことから、その回収のために作業員 A（職長）と作業員 B が切羽に向かった。その時、削岩機のバスケット内にいた装薬担当の作業員 C が、2 回目の崩落の兆候に気づいて叫んで知らせたが、作業員 B の待避が遅れ、岩塊の下敷きとなり死亡したものである。

災害発生当日の作業については以下のとおりである。

- ① 夕礼開始
- ② 削岩機（ドリルジャンボ）による削孔開始

- ③ 装薬作業開始
- ④ 切羽天端部装薬時，1 回目の切羽における崩落が発生し，岩塊とともに 2 孔分の火薬が落下
- ⑤ 落下した火薬類を放置できないため作業員 A（職長，ずい道等の覆工作業主任者）と作業員 B（ずい道等の覆工作業主任者）が回収のため切羽に向かう
- ⑥ 削岩機のバスケット内にいた作業員 C（装薬担当）が再度の崩落の兆候に気がついたため，叫んで知らせた時に 2 回目の崩落が発生した。A はとっさに待避したが，B は逃げ遅れ被災した。B は救出後病院に搬送されたが死亡が確認された。



写真-1.1 当該災害現場の様子（正面に見えるのが切羽面であり，中央やや右側の剥落している箇所に存在していた岩塊が落下し，被災者に当たった。

2 3次元レーザスキャナによる崩落領域の把握

2. 1 3次元レーザスキャナの概要

調査で使用した「3次元レーザスキャナ計測システム」は、ターゲットが不要な3D スキャナ/プロファイルシステム（写真-2.1, RIEGL 社製 LMS-Z210）を利用し、急な岩盤斜面や崩壊の危険性のある斜面など、人が立ち入ることができない箇所の3次元測量を可能としたものである。3D スキャナ/プロファイルシステムの測定精度等は表-2.1 のとおりであり、高精度な形状計測を行うことができる。



写真-2.1 3D スキャナ/プロファイルシステム LMS-Z210 (RIEGL 社製)

表-2.1 3次元レーザースキャナ LMS-Z210 仕様

	LMS-Z210
レーザー安全規格 (IEC60825-1;2001)	Class 1
分解能 (選択可能)	25 mm
最短距離	2 m
測定距離範囲	
(反射率 $\rho \geq 80\%$ 自然物ターゲット)	350 m
(反射率 $\rho \geq 10\%$ 自然物ターゲット)	150 m
精度 (単発測定)	$\pm 25\text{mm}$
スキャンニングレート (ラインスキャン)	5~45 スキャン/秒
(フレームスキャン)	1~15 度/秒
スキャンニング範囲 (ラインスキャン)	80 度
(フレームスキャン)	333 度
角度分解能	0.036 度
最小ステップ角	0.072 度
測定点数/秒	回転ミラー 9333 点まで
レーザー波長	近赤外
ビーム拡がり角	3mrad
データインターフェース	ECP, TCP/IP

2. 2 計測結果による崩落領域

3次元レーザースキャナによって3次元測量を実施し崩壊箇所的位置情報を抽出した。座標の原点は、計測機器を設置した位置であり、切羽から約14m坑口側、トンネルの横断面（切羽面と平行な面）のほぼ中央であった。本報告書では、トンネルの掘進方向をX軸、横断方向をY軸、上下方向をZ軸と定義し、それぞれ原点から坑口側をX軸のプラス、切羽に向かって右側をY軸のプラス、上方向をZ軸のプラスとした。

切羽を正面から見た崩落箇所を含む断面を図-2.1に示す。同図には、等距離線(0.2m間隔)を示している。赤線は $X=-14\text{m}$ の等距離線を示しており、一部崩落箇所を含んでいる。この図から崩落部の最大幅は約3.60mとわかった。写真-2.2と比較して、崩落箇所を紫線で示している。図-2.2は $X=-14\text{m}$ における部分断面図を示す。

また、測量の結果から、崩落箇所の最も窪んでいる部分の座標は(-15.7m, 3.4m, 5.0m)であった。トンネルを横から見た場合の崩落箇所を含む断面を図-2.3に示す。同図は、Y軸

方向の等距離線 (0.2m 間隔) である。赤線で示した部分断面 (Y=3.4m の断面) を図-2.4 に示す。この図から崩落部の高さは約 6.60m であり、岩塊のすべり面の角度は約 52.6 度であることがわかった。トンネルを上から見た場合の崩落箇所を含む断面を図-2.5 に示す。同図は、Z 軸方向の等距離線 (0.2m 間隔) を示したものである。赤線で示した部分断面 (Z=5.0m の断面) を図-2.6 に示す。崩落部の最大幅は約 3.60m であり、先の図-2.2 の結果と一致している。

以上、3次元測量の結果 (図-2.1, 図-2.4, 図-2.6) から、崩落高さが約 6.60m, 幅が約 3.60m, 崩落の奥行きが約 1.56m, すべり面の角度が約 52.6 度であることがわかった。

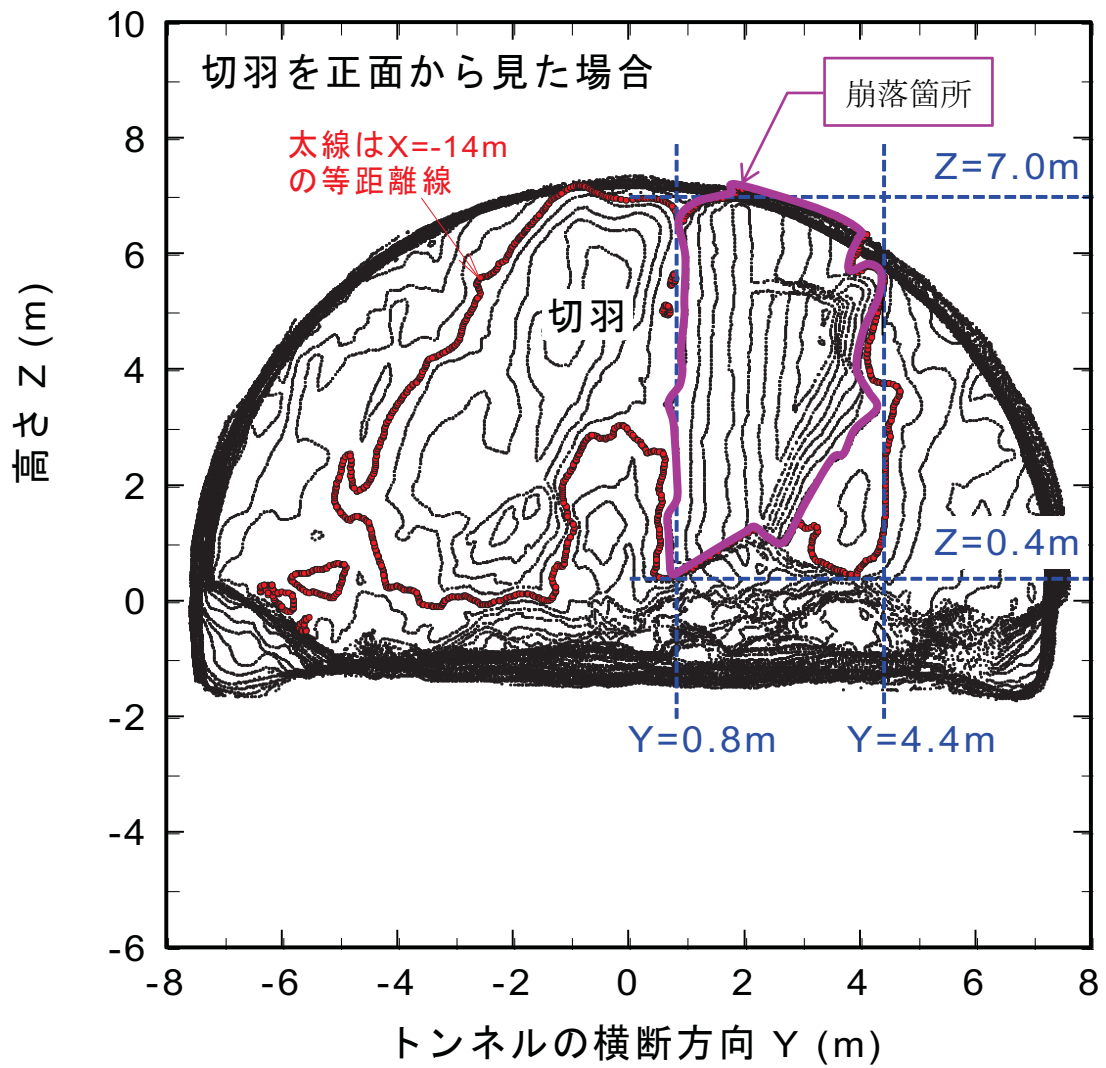


図-2.1 切羽を正面から見た場合の崩落箇所を含む断面図 (X 断面)



写真-2.2 切羽を正面から見た場合の崩落箇所を含む写真

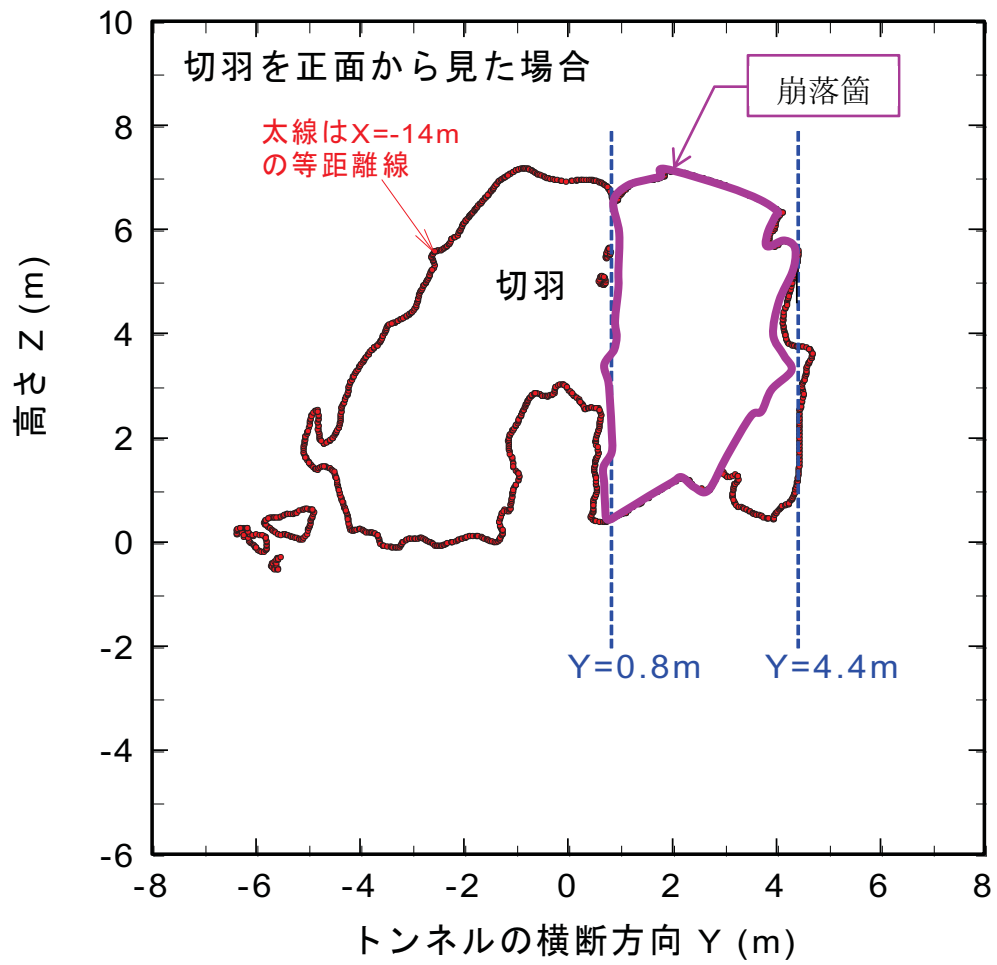


図-2.2 切羽を正面から見た場合の崩落箇所を含む部分断面図 ($X=-14\text{m}$ の断面)

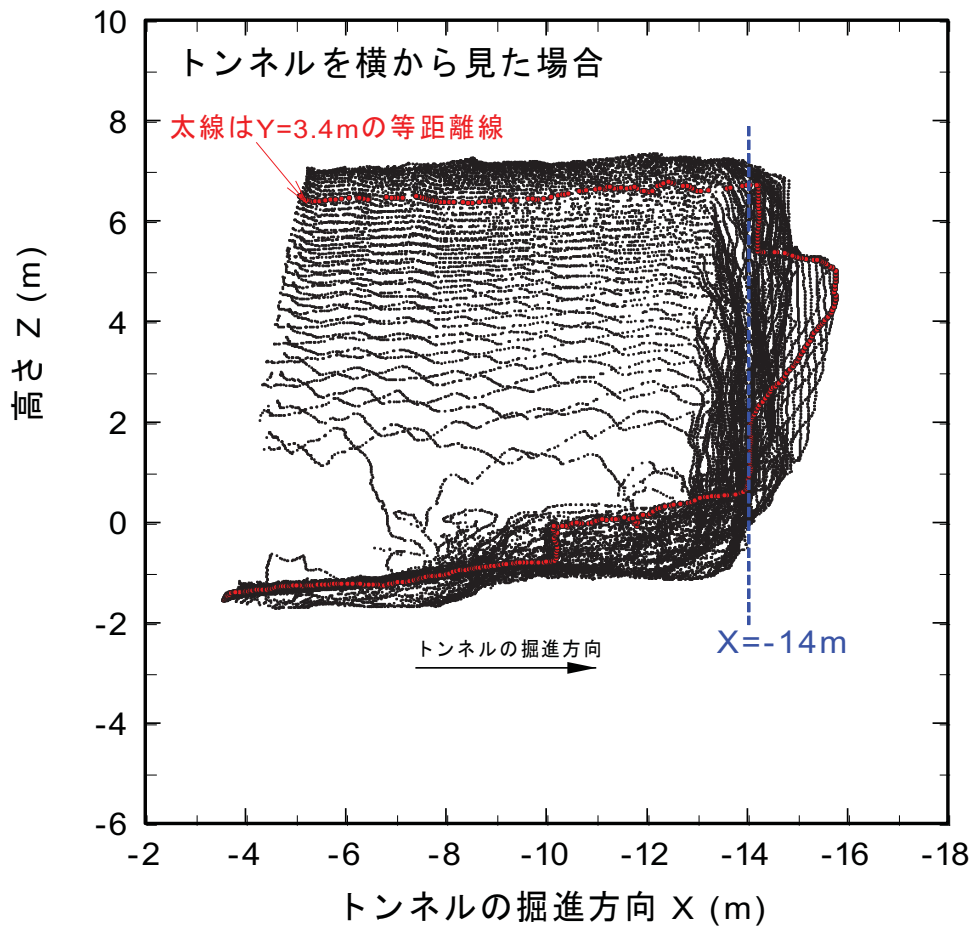


図-2.3 トンネルを横から見た場合の崩落箇所を含む断面図 (Y 断面)

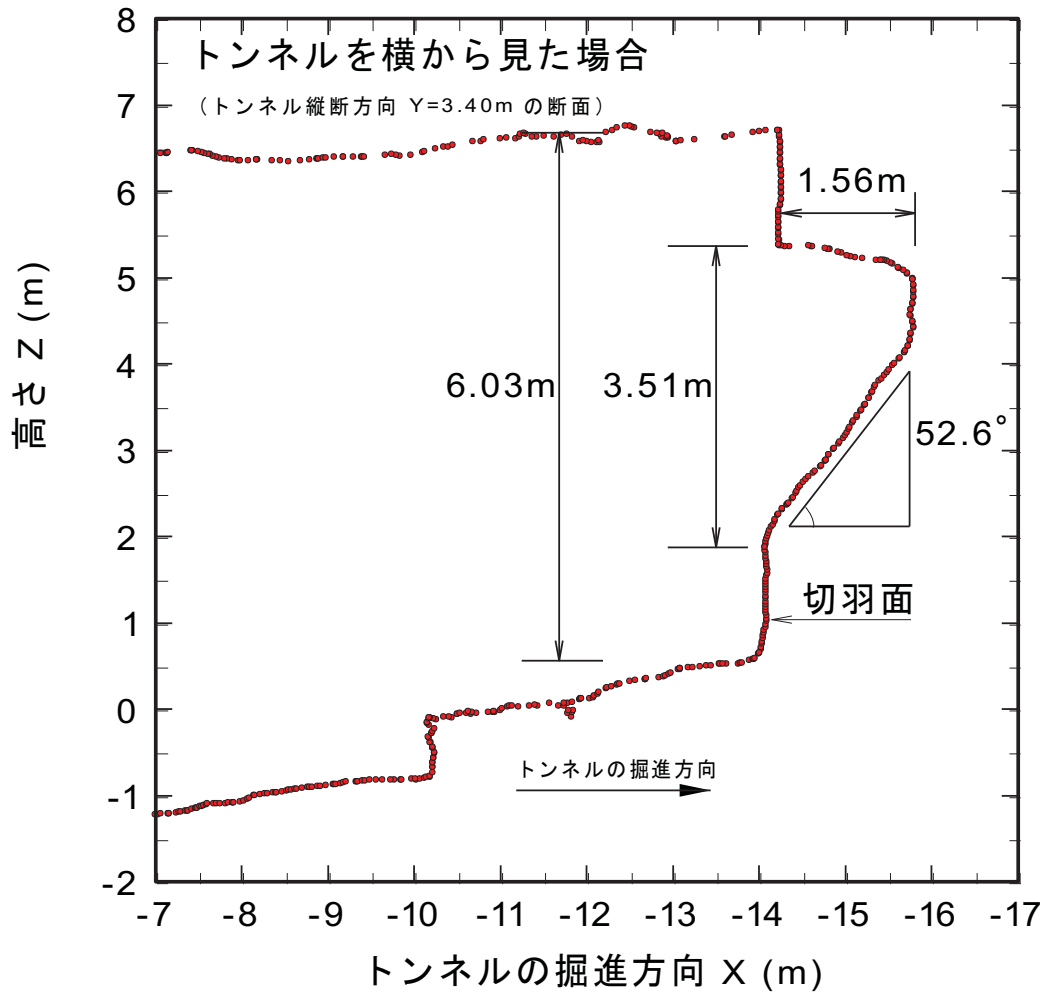


図-2.4 トンネルを横から見た場合の崩落箇所を含む部分断面図 (Y=3.4m の断面)

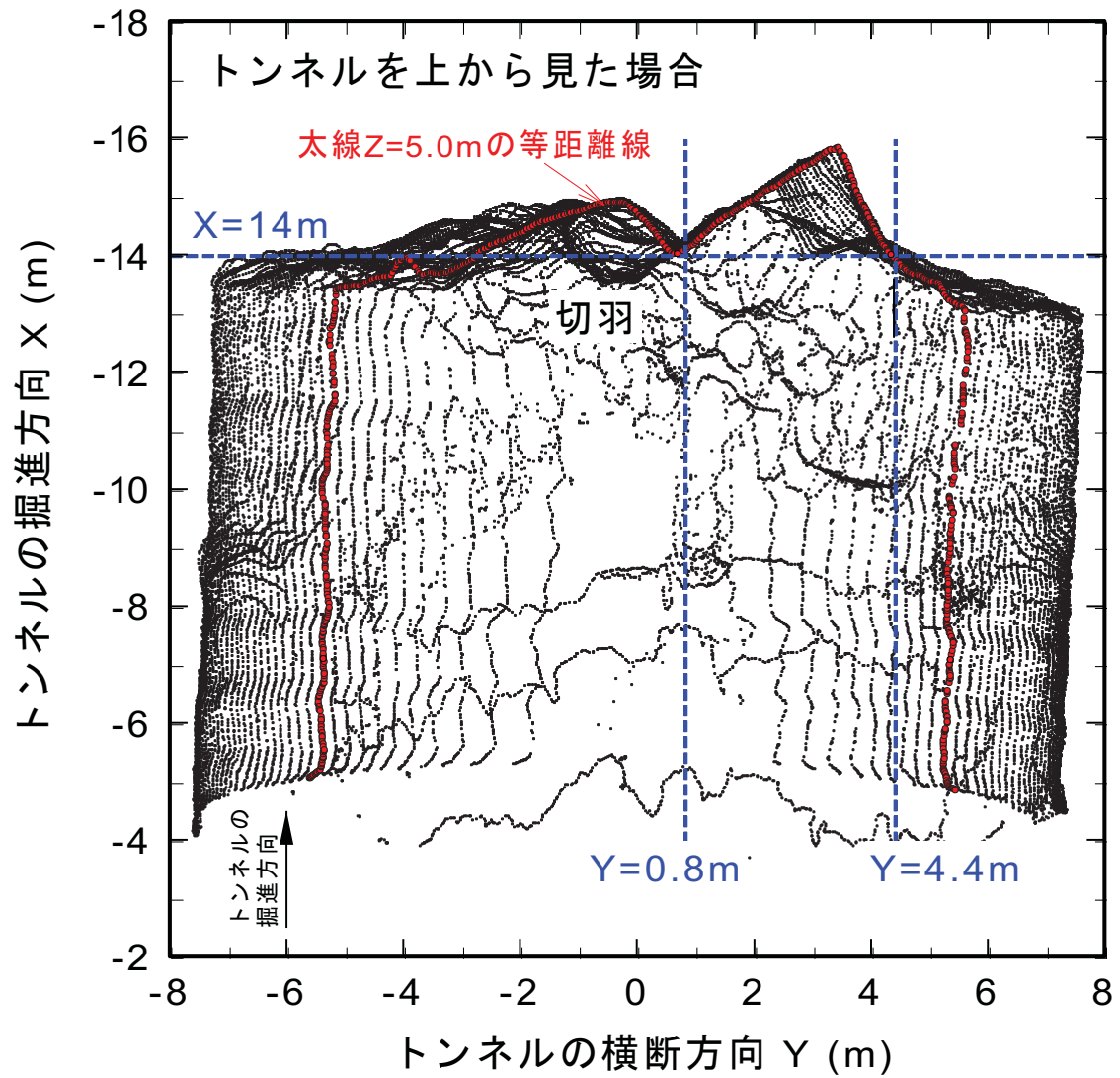


図-2.5 トンネルを上から見た場合の崩落箇所を含む断面図 (Z断面)

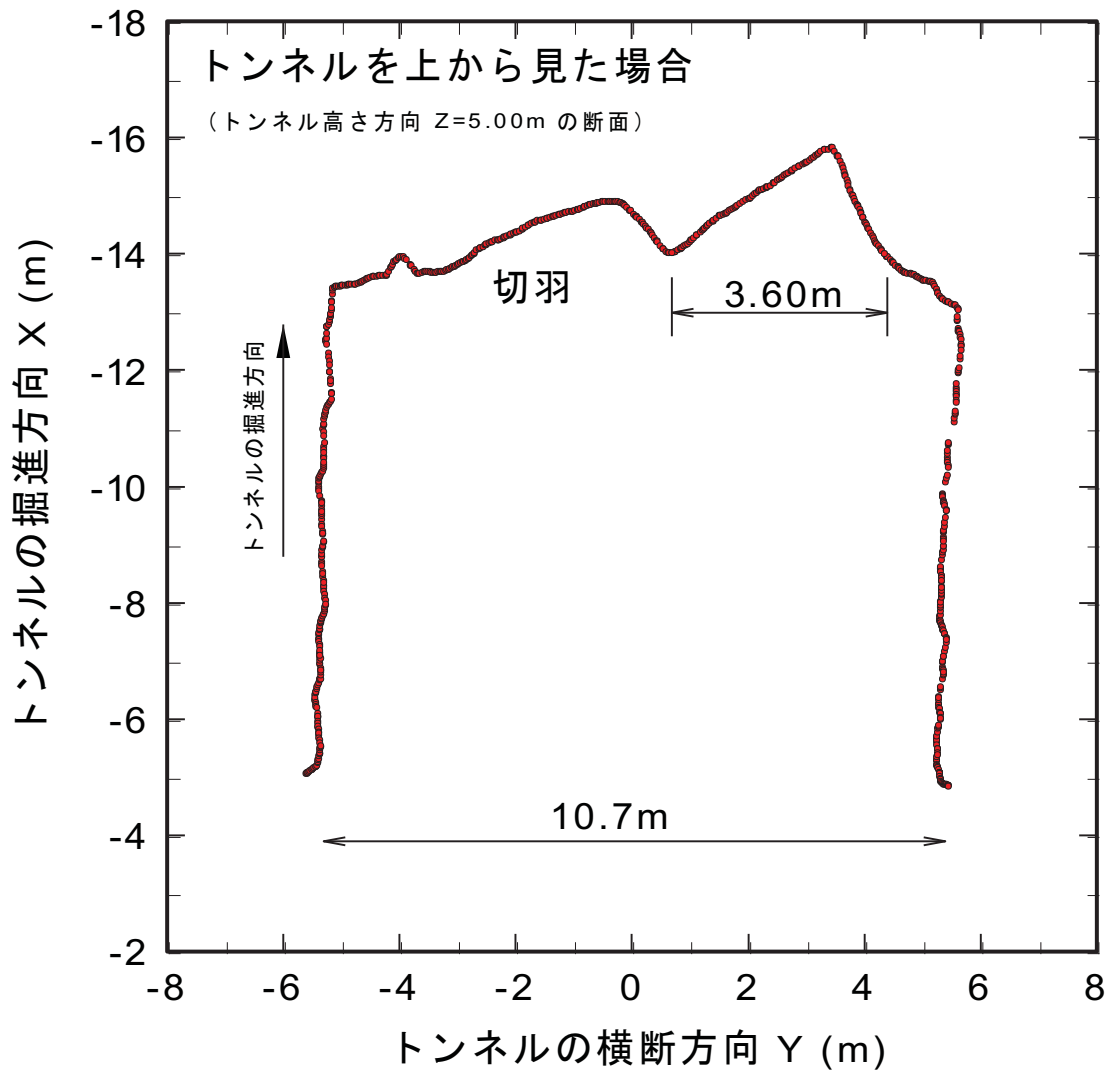


図-2.6 トンネルを上から見た場合の崩落箇所を含む部分断面図 (Z=5.0m の断面)

2. 3 崩落領域の体積

前節で明らかになった崩落の範囲から、本節では崩落領域の体積を算出する。体積を算出する範囲は、図-2.1, 図-2.3, 図-2.5 から、 $X=-14\text{m}$ 以上、 $Y=0.8\text{m}\sim 4.4\text{m}$ の範囲とした。

Y 断面における連続する 2 点間のプロットの X 座標及び Z 座標から、図-2.7 に示すとおり台形の面積を求める。これらの面積の和から各 Y 断面における崩壊領域の面積 A が求まる。 $Y=0.8\text{m}\sim 4.4\text{m}$ について 0.2m 毎に崩壊領域の面積 A を求めて、体積を算出する。各 Y 断面の間隔は 0.2m であるため、次の Y 断面までの 0.2m は同様の断面が続いていると仮定し、崩落領域の体積を $V=0.2A$ として算出した。

各 Y 断面の体積を合計し、崩落領域の体積を算出し、表-2.2 に示す。計算の結果、崩落領域の体積は 14.1m^3 であった。

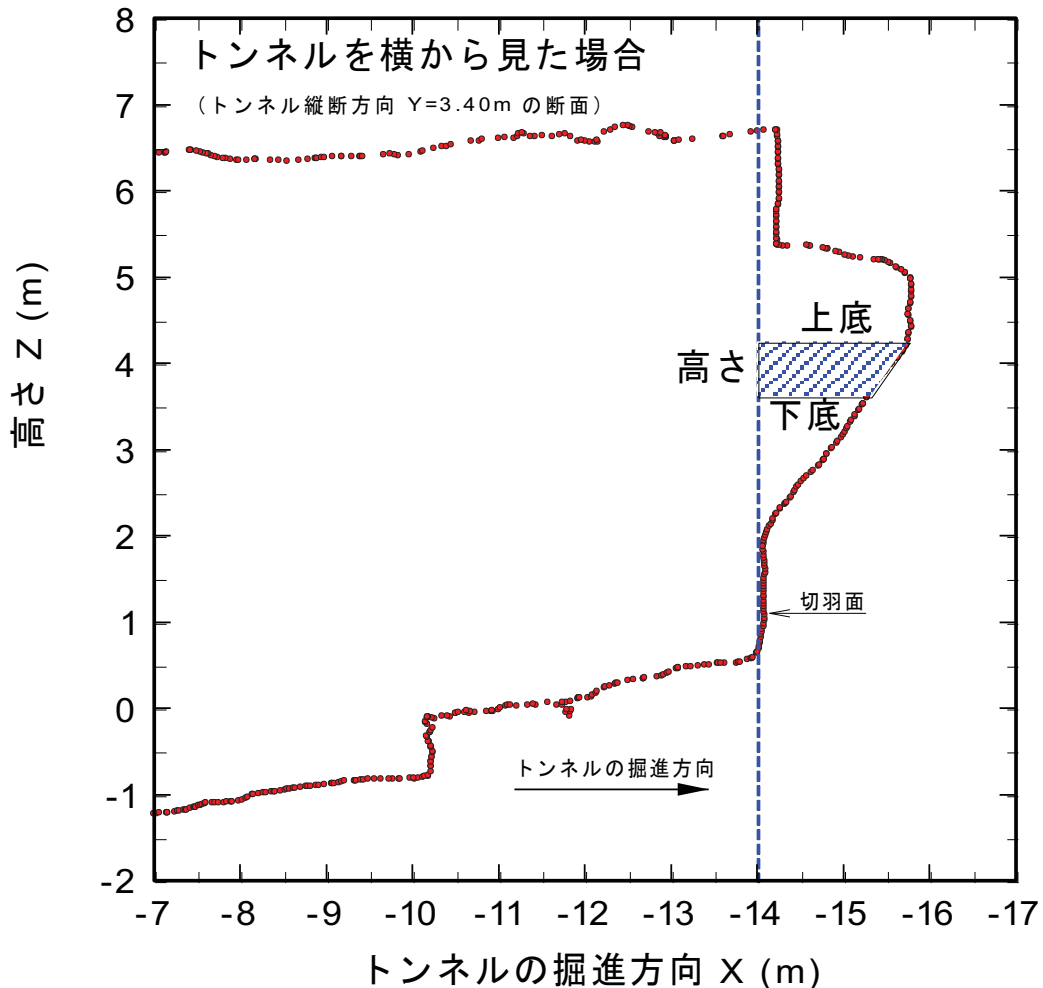


図-2.7 崩落領域の体積の求め方

表-2.2 崩落領域の体積

Y 断面 m	面積 A m^2	体積 V m^3
0.8	0.84	0.17
1	1.49	0.30
1.2	2.53	0.51
1.4	3.54	0.71
1.6	4.20	0.84
1.8	4.75	0.95
2	5.31	1.06
2.2	5.73	1.15
2.4	6.15	1.23
2.6	6.31	1.26
2.8	5.98	1.20
3	5.48	1.10
3.2	4.94	0.99
3.4	4.38	0.88
3.6	3.57	0.71
3.8	2.62	0.52
4	1.80	0.36
4.2	0.78	0.16
	70.7	14.1

3 崩落岩塊の分析

3. 1 採取した崩落岩塊について

崩落箇所の岩石の物理特性を調査するため、図-3.1(a)に示す箇所において岩石を採取した。施工者への聞き取りから、同岩石は、実際に崩落した岩塊の一部であったことを確認した。

採取した岩石（図-3.1(b)）を用いて、以下に示す実験を実施した。

- ・密度試験及び含水比試験
- ・超音波速度測定試験
- ・一軸圧縮試験
- ・一面せん断試験

以下に各試験結果について述べる。



(a) 採取した崩落岩塊の位置



(b) 採取した後の岩石を近写

図-3.1 採取した崩落岩塊の位置と近写

3. 2 岩石の密度と含水比

岩石の密度試験（地盤工学会基準「岩石の密度試験方法」（JGS2132-2009）¹⁾は、岩石の密度を求めることを目的としている。岩石の密度とは、固相・液相・気相の3相を含んだ状態の岩石の体積及び質量から算定されるかさ密度を表しており、適用範囲は「成形あるいは非成形の岩石及び岩石質地盤材料の供試体」とし、任意の含水状態にある供試体に対して適用できる。

岩石の含水比試験（地盤工学会基準「岩石の含水比試験方法」（JGS2134-2009）²⁾は、岩石を構成している固相・液相・気相のうち、固相に対する液相の質量比を百分率で表した含水比を求めることを目的としている。適用範囲は、一般的な地盤工学の対象となるすべての岩石及び岩石質地盤材料を対象としており、一部特殊な岩石（ $110\pm 5^{\circ}\text{C}$ の炉乾燥で変質が生じるような試料）は以後の試験に使用しないことを前提として、本試験方法を適用できる。本試験では、まず採取した岩塊から円柱供試体（直径 50mm、高さ 100mm）をトリミングし、岩石の密度試験、後述する超音波速度測定試験、一軸圧縮試験に供した後、含水比試験を実施し終了となるため、適用範囲内である。

3. 2. 1 密度試験結果

岩石の密度試験は、ノギス法と浮力法に分けられるが、本報告書では、ノギス法を適用した。ノギス法では、岩石を直円柱または直方体に整形し、成形した試料の質量及び体積を計測し、湿潤密度を算出する。後述する超音波速度測定試験及び一軸圧縮試験においても同様の供試体を用いるため、直円柱（直径 50mm、高さ 100mm）に成形した。採取した岩塊から円柱状のコアサンプルを抜き出し、円柱供試体を作製する状況を写真-3.1 に示す。

同写真から亀裂を有していることが確認できる。これらの亀裂は、発破を実施する前から存在していたものか、発破により生じたものかは不明である。

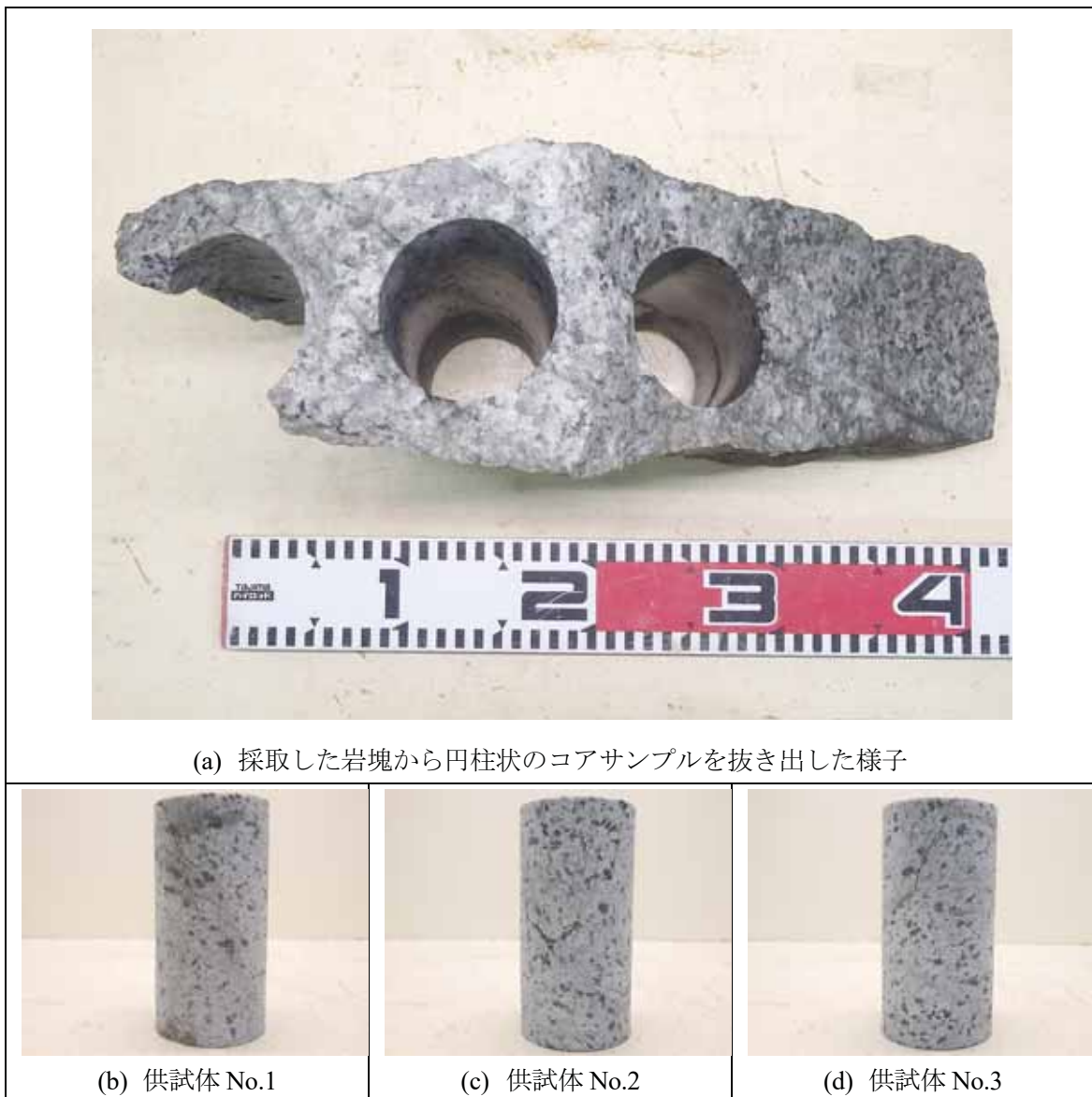


写真-3.1 採取した岩塊からコアサンプルを抜き出し円柱供試体を作製する状況

各供試体の湿潤密度はそれぞれ 2.646 g/cm³, 2.617 g/cm³, 2.635 g/cm³ であり, 3 つの湿潤密度の平均値は, 2.633g/cm³ であった。また, 湿潤単位体積重量 γ は 25.8kN/m³ となった。

湿潤密度の結果と, 前章で算出した崩落領域の体積 (14.1m³) から, 崩落領域の質量を以下の式により算出することができる。

$$M = \rho \cdot V \times 1,000 \quad (3.1)$$

ここで, M : 崩落領域の質量 (kg), ρ : 湿潤密度 (g/cm³), V : 崩落領域の体積 (m³) ($V=14.1\text{m}^3$, 表-2.2 参照) である。

式 (4.3.1) から, $M=2.633 \times 14.1 \times 1000=37,219\text{kg}$ となり, 崩落領域にあった岩塊の質量は約 37 トン (重量は約 364kN) であったと推定される。

3. 2. 2 含水比試験結果

後述する超音波速度測定試験及び一軸圧縮試験後の各供試体を炉乾燥させ, 含水比を測定した。また, 含水比を測定後には, 各供試体の乾燥密度も求めた。湿潤密度を含めた測定結果を表-3.1 に示す。

表-3.1 各供試体の湿潤密度, 乾燥密度, 含水比

	湿潤密度 ρ g/cm ³	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	含水比 w %
供試体 No.1	2.646	2.622	0.9
供試体 No.2	2.617	2.586	1.2
供試体 No.3	2.635	2.609	1.0
平均	2.633	2.606	1.0

3. 3 超音波速度

岩石の超音波速度 (JGS1220-2009)³⁾は岩石の特性を表す指標として使用されるものであり、直接的には岩石の動的特性の一つとして硬軟の度合いを示すほか、コアの品質評価および岩盤の良好度や物性のばらつきに関する評価の一つの指標として利用される⁶⁾。図-3.2 に超音波速度測定装置の構成例を、写真-3.2 に実験状況をそれぞれ示す。超音波測定装置は、基本的にパルス発生装置、発受振子、測定装置から構成されており、本実験でもこれに準じた。ここから得られる超音波速度 v_p 及び v_s から、動ポアソン比 ν_d 、動せん断弾性係数 G_d 及び動弾性係数 E_d を以下の式にて求めることが出来る。

$$\nu_d = \frac{\left(\frac{v_p}{v_s}\right)^2 - 2}{2\left\{\left(\frac{v_p}{v_s}\right)^2 - 1\right\}} \quad (3.2)$$

$$G_d = \rho_t \cdot v_s^2 \quad (3.3)$$

$$E_d = 2(1 + \nu_d) \cdot G_d \quad (3.4)$$

ここで、 ρ : 測定状態における供試体の密度、である。

表-3.2 に超音波速度試験結果の一覧を示す。2種類の供試体の P 波速度 v_p の平均値は 4.75 km/sec であり、S 波速度 v_s の平均値は 2.66 km/sec であった。

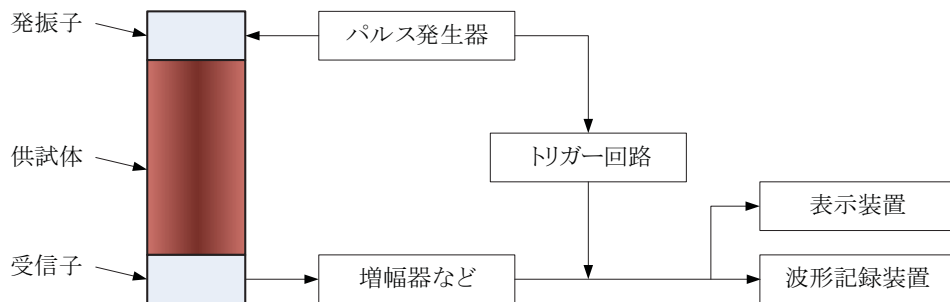


図-3.2 超音波速度測定装置の構成例



写真-3.2 超音波速度測定状況例

表-3.2 超音波速度試験結果一覧

試料番号 物性値	No.1	No.2	No.3	平均
P波速度 v_p (km/sec)	4.42	4.91	4.92	4.75
S波速度 v_s (km/sec)	2.61	2.70	2.67	2.66
動ポアソン比 ν_d	0.232	0.283	0.291	0.269
動せん断 弾性係数 G_d (MN/m ²)	18025	19078	18785	18629
動弾性係数 E_d (MN/m ²)	44414	48954	48503	47290

3. 4 一軸圧縮強度

岩石の一軸圧縮試験 (JGS 2521) ⁴⁾は、岩石の最も基本的な力学特性を求める試験であるとともに、比較的簡便な試験で実施頻度が高く、その試験結果は多方面に利用されている ⁷⁾。

使用した供試体は、写真-3.1 に示す供試体である。また、写真-3.3 に一軸圧縮試験の様子を示す。



写真-3.3 一軸圧縮試験の様子

変形係数 E_{50} および一軸圧縮強さ σ_c の概要については図-3.3 に示す。一軸圧縮強さ σ_c は最大圧縮応力であり、変形係数 E_{50} は $\sigma_c/2$ の点と原点を結んだ直線の傾きである。一軸圧縮試験は、比較的簡便な試験で実施頻度が高いため、蓄積されたデータも多く、一軸圧縮強度から岩石の相対的な強さを知ることができる。 E_{50} は、ある応力に対して、その岩石がどの程度変形するかを示すものであり、その値が小さいと岩石は変形しやすいと言える。一軸圧縮試験結果を表-3.3 に示す。また、破壊形状を示した写真を表-3.4 に示す。同表を見ると、主に供試体の上から下にかけて斜めにせん断破壊しているが、クラックや細脈に対して平行なせん断面も

見られる。これは、クラックや細脈が開口したためだと推察される。また、供試体 No.1 と No.3 については、クラックや細脈の影響により、ひずみゲージによる軸ひずみを正確に計測できず、 E_{50} を算出できなかった。しかしながら、測定できた供試体 No.2 の E_{50} は、先述した超音波速度による動弾性係数 E_d よりも 20%ほど小さな値であったが、同じオーダーの結果が得られた（表-3.3 及び表-3.4 参照）。

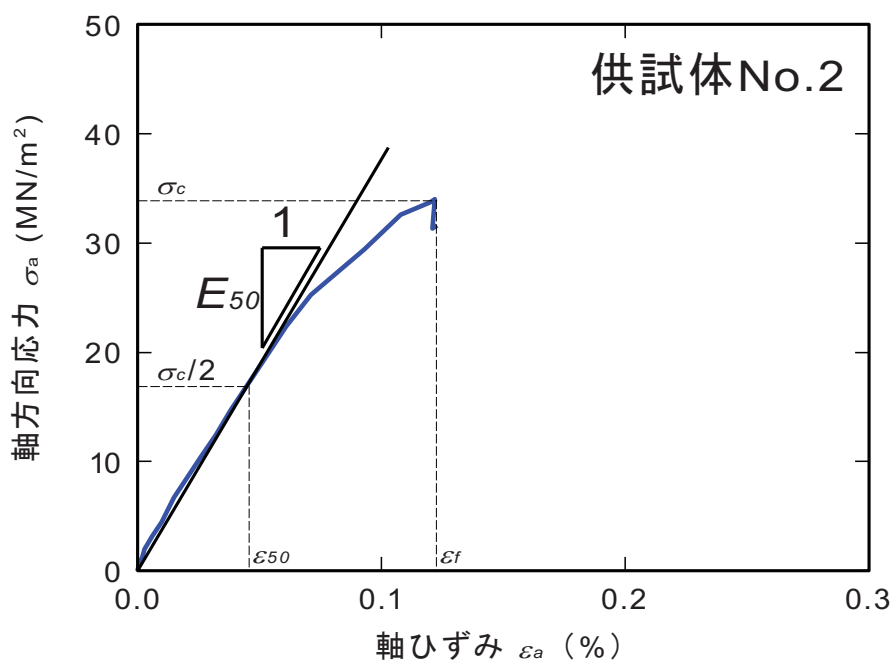








図-3.3 変形係数 E_{50} および一軸圧縮強さ σ_c の求め方

表-3.3 一軸圧縮試験結果

供試体	No.1	No.2	No.3	平均
一軸 圧縮 強さ σ_c (MN/m^2)	21.8	35.4	39.3	32.2
破壊 ひずみ ϵ_f (%)	0.15	0.13	0.09	0.12
変形 係数 E_{50} (MN/m^2)	-	37724	-	-

表-3.4 試験前後の供試体の状況

供試体	試験前	試験後
No.1		
No.2		
No.3		

3. 5 摩擦係数

当該災害では、発破や穿孔等により亀裂の生じた岩塊が、発破や穿孔等による残留応力（主に引張応力）により除々にその亀裂を押し広げ、遂には重力により落下したものと推察される。落下する際には、落下岩塊と接触する岩盤の摩擦抵抗が働く。第4章で後述するが、落下岩塊の自重が、摩擦抵抗を上回ると岩塊は落下する。したがって、岩盤同士の摩擦係数を適切に評価する必要がある。

3. 5. 1 一面せん断試験の概要

摩擦係数を求めるためには、一般的に一面せん断試験と呼ばれる試験法が用いられる⁹⁾（写真-3.4 参照）。一面せん断試験は、上下に分かれたせん断箱に供試体を納め、垂直応力を載荷した状態でせん断箱の一方を他方に対して直線的に水平移動させてせん断する試験（写真-3.5 参照）で、2つの固体が接するときの摩擦則を表す Coulomb（クーロン）の式 $\tau = c + \sigma_v \cdot \tan\phi$ により、摩擦係数 $\tan\phi$ を算出する。本報告書では、採取した岩石からまずコアサンプリング（直径 50mm）を行い、次に直径 50mm、高さ 10mm の円盤供試体を2つ作製し、上下に重ね、下方の円盤供試体を固定し、上方の円盤供試体を水平方向にせん断した。ただし、一面せん断試験のせん断箱の寸法が直径 60mm であるため、せん断箱との隙間は石膏で固め、せん断箱内に円盤供試体が納まるように成形した。なお、上下の円盤供試体が接する箇所は、岩石部分だけであり、石膏部分は接触しないように石膏部分の高さを 10mm よりも低く成形した。

また、当該災害現場の切羽面が僅かながら湧水により湿っていたことから、2種類の試験を実施した。1つには空気乾燥状態の気乾供試体一式（写真-3.6 参照）、もう1つには24時間水浸させた湿潤供試体一式（写真-3.7 参照）を用いた試験である。

載荷させた垂直応力 σ_v は、落下岩塊の自重をそれと接触していた岩盤の断面積で除して求めたところ、その値は約 10kN/m² であった。そこで一面せん断試験の垂直応力 σ_v は、10 kN/m²、20 kN/m²、40 kN/m² の3通りに設定した。これら一定の垂直応力を載荷した状態で水平応力を加え、上下の円盤供試体を水平に滑らせ摩擦係数を算出した。



写真-3.4 一面せん断試験



写真-3.5 上下の円盤供試体がせん断された時の様子



写真-3.6 空気乾燥状態の気乾供試体

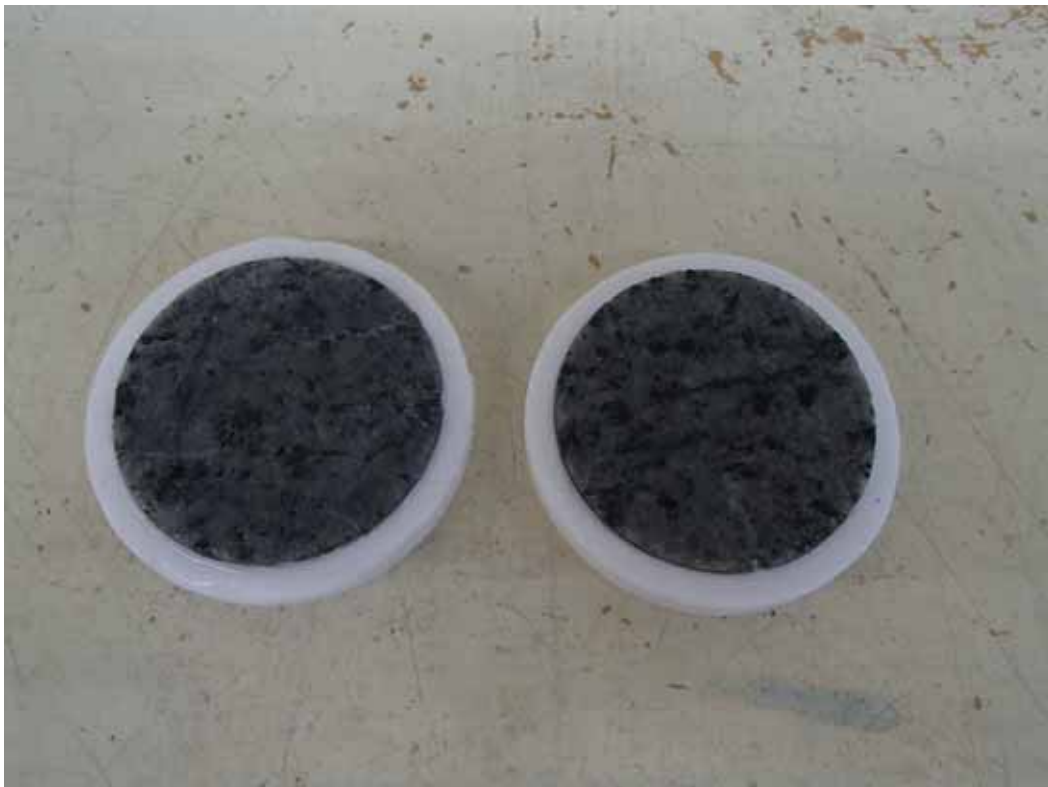


写真-3.7 24時間水浸させた湿潤供試体

3. 5. 2 一面せん断試験の結果

せん断応力とせん断変位の関係を図-3.4（気乾供試体），図-3.5（湿潤供試体）にそれぞれ示す。同図からせん断変位の増加に伴い，せん断応力が急激に増加し，その後，一定値を示していることがわかる。同図中のせん断応力の最大値と各垂直応力の値を図-3.6（気乾供試体），図-3.7（湿潤供試体）に示す。

結果として，2つの固体が接するときの摩擦則を表す Coulomb（クーロン）の式 $\tau = c + \sigma_v \cdot \tan \phi$ により，摩擦角 ϕ を算出すると， $\phi = 38.6^\circ$ （気乾供試体）， $\phi = 30.7^\circ$ （湿潤供試体） となる。したがって，摩擦係数はそれぞれ $\tan \phi = 0.798$ （気乾供試体）， $\tan \phi = 0.594$ （湿潤供試体） となる。乾燥状態よりも水で湿っている湿潤状態の方が岩石同士の摩擦係数が小さいことがわかる。

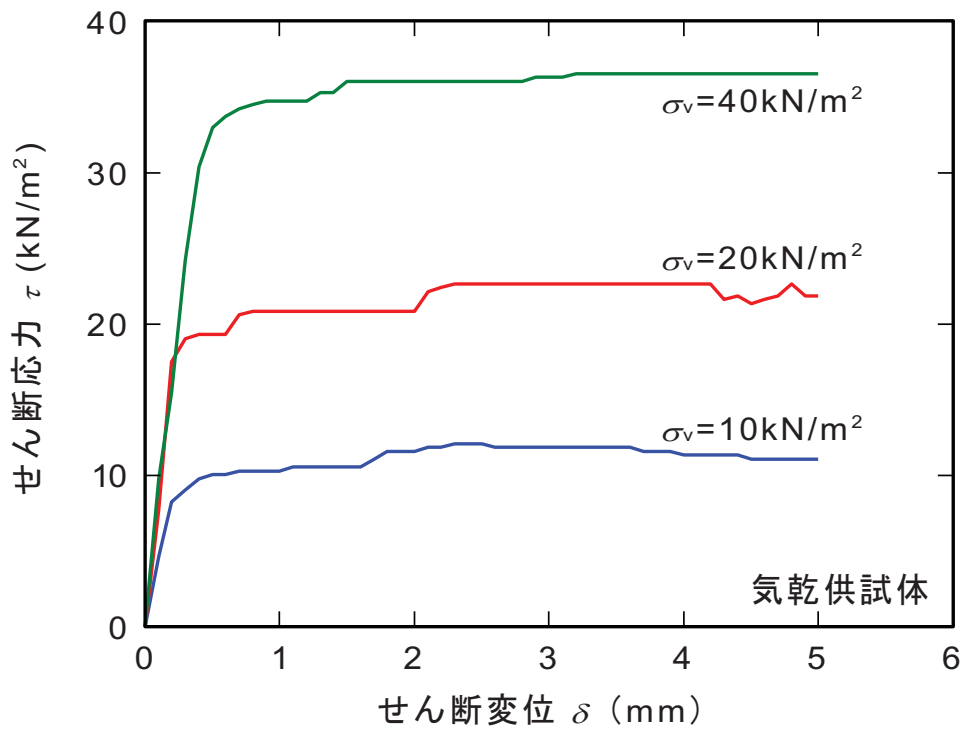


図-3.4 せん断応力とせん断変位の関係 (気乾供試体)

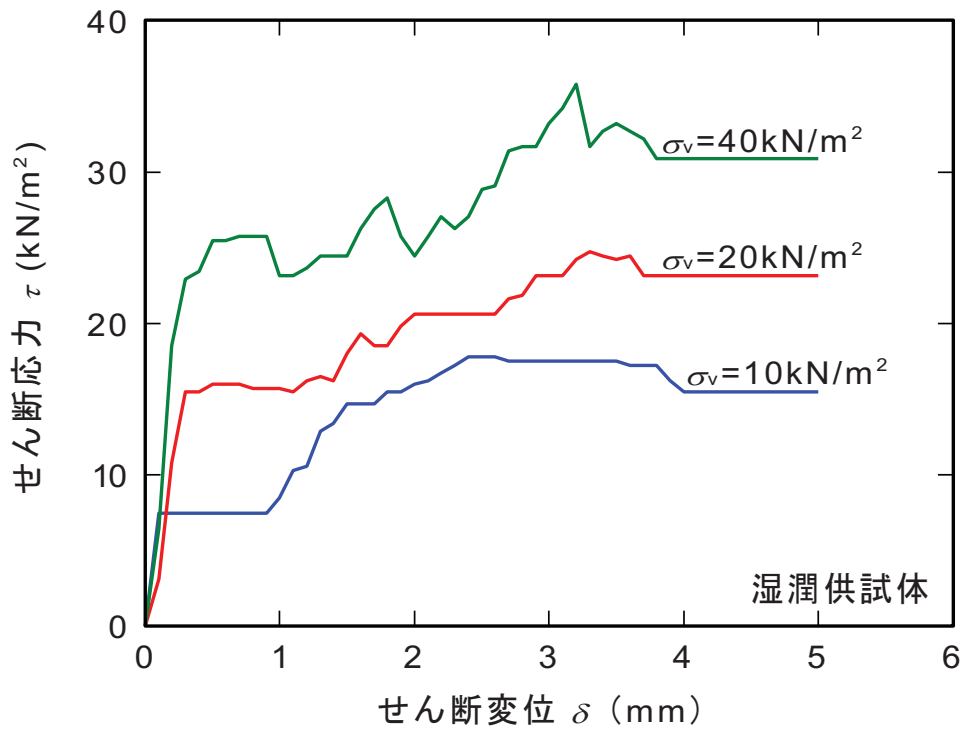


図-3.5 せん断応力とせん断変位の関係 (気乾供試体)

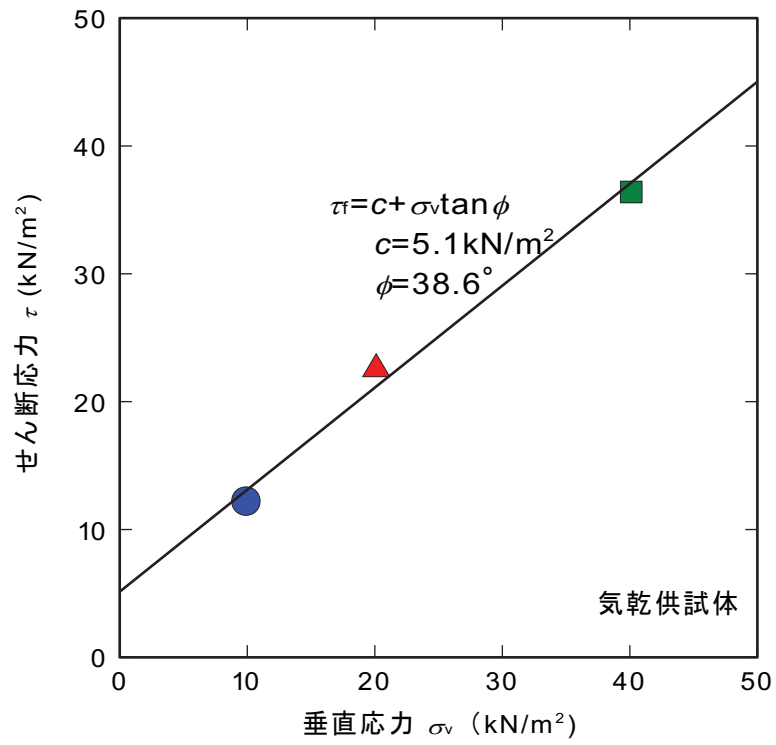


図-3.6 せん断応力と垂直応力の関係（気乾供試体）

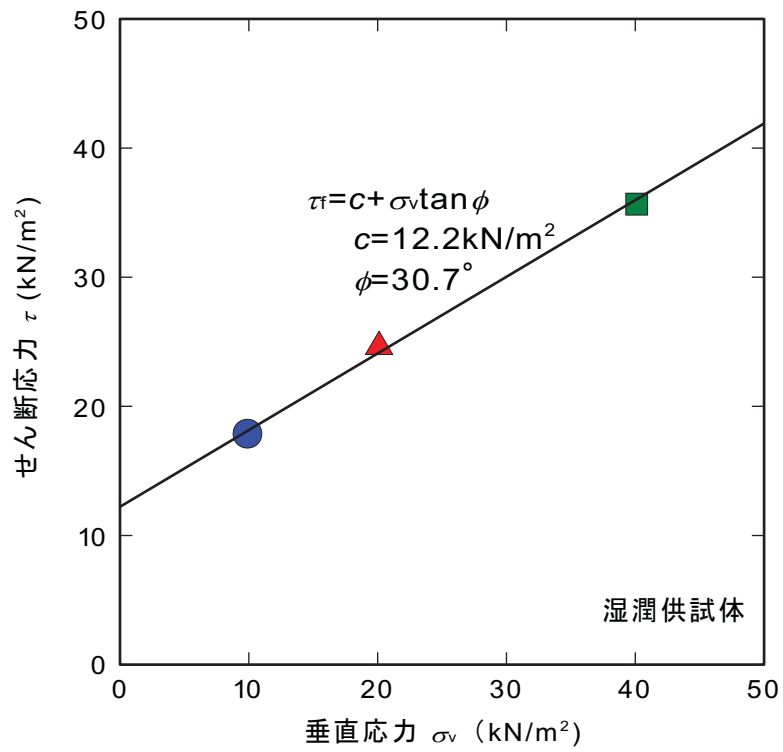


図-3.7 せん断応力と垂直応力の関係（湿潤供試体）

4. 鏡吹付けコンクリートによる崩落防止の効果

当該現場では、鏡（切羽面）に吹付けコンクリートが施されており（以下、「鏡吹付け」という。）、肌落ち防止の対策がとられていた。その吹付け厚さは、施工者からの聞き取り調査では30mmとのことであった。

そこで、本章では、実際に崩落した岩塊の体積から必要な吹付け厚さを議論する。

4. 1 岩塊の崩落時に発生した水平力

図-4.1 に示すように、鏡（切羽面）と岩塊の間に直線すべりを仮定し、すべり面での力の釣合いから岩塊の安定を評価する。ここで、すべり面は、地山の層理、節理又は亀裂を表している。岩塊は完全に地山から剥離しているものとし、地山の土被り圧は作用しないものとする。このように仮定すると、岩塊に作用する力の連力図⁹⁾が同図のように描け、崩落する岩塊と釣合う水平力 P は、以下の式で与えられる。

$$P = W \cdot \tan(\omega - \phi) \quad (4.1)$$

ここで、 W :岩塊の重量(kN), ω :すべり面の角度, ϕ :岩塊の摩擦角である。

同式から、重量 W 、すべり面の角度 ω 、摩擦角 ϕ が求まれば、 P が決定される。

当該災害の崩落領域の計測結果（第2章2.2節参照）から、すべり面の角度 ω が52.6度であった。また、第3章3.2節から崩落領域にあった岩塊の重量 W は364kNと求まった。さらに、第3章3.5節から摩擦角 ϕ は湿潤供試体の摩擦角 $\phi=30.7^\circ$ とした。したがって、これら W 、 ω 及び ϕ の値を式(4.1)に代入すると P は146kNとなり、この値が吹付けコンクリートに作用した水平力の計算値である。

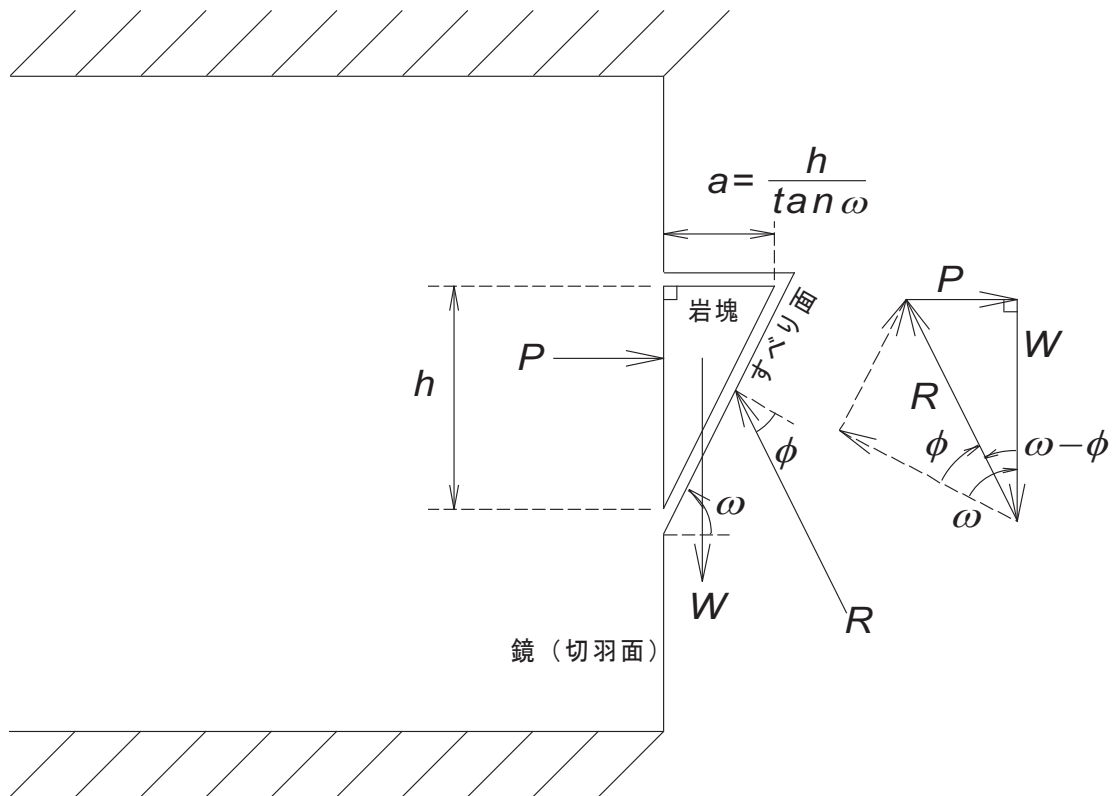


図-4.1 鏡（切羽面）における直線すべり岩塊と作用する力の連力図

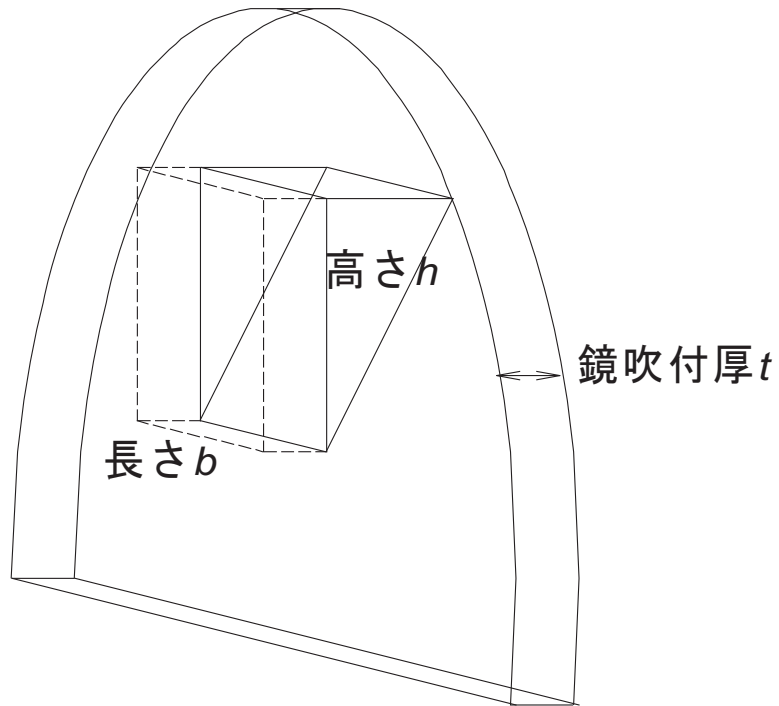


図-4.2 鏡吹付けコンクリートの押し抜きせん断強度

一方、ここでは、図-4.1 及び図-4.2 のような岩塊を仮定しているため、岩塊の重量 W は以下のように再計算して整合させる。

$$W = \frac{a \cdot b \cdot h}{2} \cdot \gamma \quad (4.2)$$

ここで、 a :岩塊の奥行き、 b : 崩落幅、 h :岩塊の高さ、 γ 湿潤単位体積重量(kN/m³)、である。

また、図-4.1 の幾何学的な関係から a と h は以下の関係にある。

$$a = \frac{h}{\tan \omega} \quad (4.3)$$

第2章 2.2 節から崩落幅 b が 3.60m、第3章 3.2 節から湿潤単位体積重量 γ が 25.8kN/m³であった。したがって、すべり面 ω の角度、崩落領域にあった岩塊の重量 W 、崩落幅 b 、湿潤単位体積重量 γ を用いて、式(4.2)と式(4.3)から、岩塊の奥行き a が 2.45m、岩塊の高さ h が 3.20m と求まる。

4. 2 吹付けコンクリートによる抑止力

トンネル切羽には図-4.2 に示すような鏡吹付けコンクリートを施して岩塊の崩落を防止する。本節ではこのコンクリートのせん断強度 τ を推定し、 τ により発揮される抑止力 s について述べる。コンクリートは厚さ方向と平行な傾きでせん断破壊すると仮定すると、 τ が作用する領域は周長と厚さ t の積となる⁷⁾。したがって、 s は次式(5.3)で表される。

$$s = 2 \cdot (h + b) \cdot t \cdot \tau \quad (4.4)$$

ここで、 h は仮定する岩塊の高さで、 b は崩落幅である。

吹付コンクリートの設計基準強度 F_c は、材齢 28 日圧縮強度として「吹付コンクリート指針 (案) [トンネル編]」⁸⁾に示されている (表-4.1 参照)。なお、同指針にある圧縮強度とは先に述べた一軸圧縮強さ σ_c と同じ意味である。

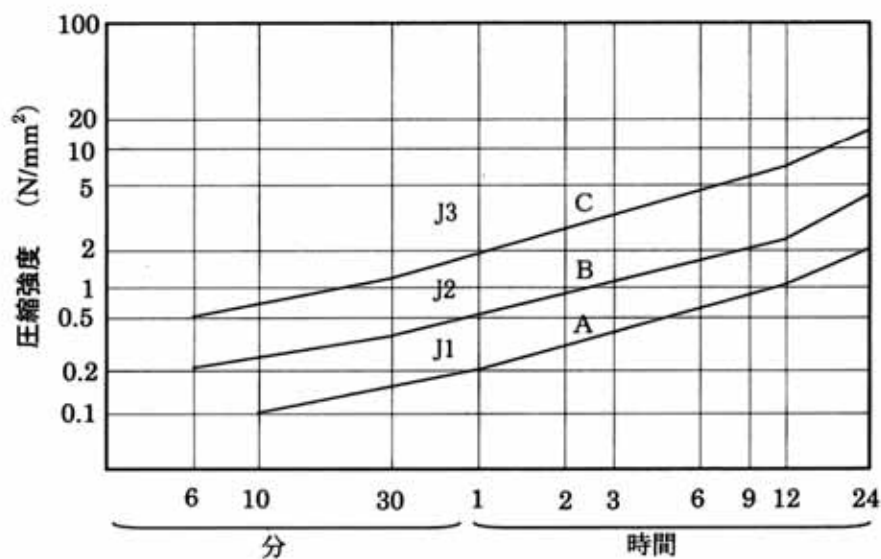
表-4.1 吹付けコンクリートの設計基準強度の事例⁸⁾

機関名	種別	設計基準強度 (材齢 28 日圧縮強度)
日本道路協会	吹付コンクリート	18 N/mm ²
鉄道建設・運輸施設 整備支援機構	高品質吹付コンクリート	18 N/mm ²
日本道路公団	吹付コンクリート	18 N/mm ²
	高強度吹付コンクリート	36 N/mm ²
	高強度繊維補強 吹付コンクリート	36 N/mm ²

施工者から提出された吹付けコンクリートの強度試験成績報告書によれば、当該現場の材齢 7 日、28 日の圧縮強度は、それぞれ 19.9N/mm² (材齢 7 日) , 29.7N/mm² (材齢 28 日) であった。したがって、設計基準強度 18 N/mm² を満足する吹付けコンクリートが使用されていた。

表-4.2 吹付けコンクリートの初期強度の設定事例⁸⁾

機関名	種別	材齢 3 時間 圧縮強度	材齢 24 時間 圧縮強度
日本道路協会	吹付けコンクリート	-	5 N/mm ²
鉄道建設・運輸施設 整備支援機構	高品質吹付けコンクリート	1.5 N/mm ²	8 N/mm ²
日本道路公団	吹付けコンクリート	-	5 N/mm ²
	高強度吹付けコンクリート	2 N/mm ²	10 N/mm ²
	高強度繊維補強 吹付けコンクリート	2 N/mm ²	10 N/mm ²



J1 : (A~B 間) : 特別な荷重に対する挙動および特に低い粉じん濃度やはね返り率が要求されない場合で、乾燥した基盤へ薄い層を施工する場合に適用される。

J2 : (B~C 間) : 厚い層を出来るだけ早く施工する必要がある場合や、湧水があつたり後続の作業により荷重が直ちに作用するような地山に適用される。

J3 : (C 以上) : 特殊条件下のみに適用される。(例えば、湧水が非常に多い場合)

(出典 : Sprayed Concrete Guideline in Austria , 1999)

図-4.3 吹付けコンクリートの初期強度区分の事例⁸⁾

また、「吹付コンクリート指針（案）[トンネル編]」⁸⁾では、鏡（切羽面）の安定を十分確保するために、吹付コンクリートの初期強度として、材齢 24 時間圧縮強度を示しており、その値は 5N/mm^2 (5000kN/m^2) である（表-4.2 参照）。

さらに、鏡吹付後すぐに支保工建込の作業に移行することを考えると、より材齢が短い圧縮強度を使用することが望ましい。同じく「吹付コンクリート指針（案）[トンネル編]」⁸⁾では、材齢 24 時間以内の初期強度に関する文献を引用して図-4.3 のように示している。

同図では、施工時の条件を J1（A~B 間）、J2（B~C 間）、J3（C 以上）の 3 つに分類している。本災害では、鏡吹付後すぐに支保工建込の作業に移行していたため、「後続の作業により荷重が直ちに作用するような地山に適用される。」と記載されている J2（B~C 間）に基づいて検討する。また、図中の曲線 B は、材齢 24 時間圧縮強度が 5N/mm^2 (5000kN/m^2) 程度であり、日本の基準に最も近い。さらに、図中の曲線 C よりも曲線 B の値が小さいため、初期強度を小さく見積もっており、安全側の計算となる。

圧縮強度は、材齢 3 時間でおおよそ 1.2N/mm^2 (1200kN/m^2)、6 時間ではおおよそ 1.8N/mm^2 (1800kN/m^2) である。この時間は火薬類消費日報に記載されている各断面の火薬類消費時間から当該現場の施工サイクルを概算した 3~6 時間サイクルに対応する。

したがって、材齢 3 時間と 6 時間の時の設計基準強度をそれぞれ F_{c3} と F_{c6} で表すものとし、吹付コンクリートの抑止力 s を検討する。

設計基準強度と許容応力度の関係が、日本建築学会が発行する「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説—許容応力度設計法—」⁹⁾に規定されており、表-4.2 のとおり示されている。そしてここに、せん断強度 τ は圧縮強度の 1/10 とする関係が示されている。

表-4.2 コンクリートの許容応力度 (N/mm^2)⁹⁾

	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
普通 コンクリート	$\frac{1}{3}F_c$	—	$\frac{1}{30}F_c$ かつ $\left(0.5 + \frac{1}{100}F_c\right)$ 以下	長期に対する 値の2倍	—	長期に対する 値の1.5 倍
軽量 コンクリート 1種及び2 種			普通コンクリートに 対する値の0.9倍			

[注] F_c は、コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2) を表す。

表-4.3 コンクリートの材齢とせん断強度

コンクリートの材齢 h (時間)	設計基準強度		短期の許容応力度
	圧縮 F_{ch} (kN/m ²)	せん断 τ_h (kN/m ²)	せん断 τ_{ah} (kN/m ²)
3	1200	120	60
6	1800	180	90

許容応力度には長期と短期の2種類があり、それぞれ F_c に対する安全の余裕が見込まれている。本検討ではせん断強度と短期のせん断許容応力度から抑止力を検討する。

表-4.3 はコンクリートの材齢とせん断強度の関係を表-4.2 に基づいて整理した結果である。材齢3時間では、設計基準強度 F_{c3} が 1200kN/m² であり、そのせん断強度 τ_3 は 120kN/m² である。また、短期のせん断許容応力度 τ_{a3} は 60kN/m² である。材齢6時間も同様に F_{c6} は 1800kN/m²、 τ_6 は 180kN/m²、 τ_{a6} は 90kN/m² と求まる。

4. 3 岩塊の崩落時に発生した水平力と吹付けコンクリートによる抑止力の比較

次に、岩塊の崩落抑止に必要なコンクリートの吹付け厚さ t について検討する。コンクリート抑止力 s がこれに作用する水平力 P よりも大きければ崩落は防げる。その関係は次式(4.5)のとおりである。

$$s > P \quad (4.5)$$

式(4.5)に式(4.4)を代入して吹付け厚さ t について整理すると、次式(4.6)のようになる。

$$t > \frac{P}{2 \cdot (h + b) \cdot \tau} \quad (4.6)$$

同式に、4.1 節で算出した水平力 $P=146$ kN、岩塊の高さ $h=3.20$ m、崩落幅 $b=3.60$ m 及び 4.2 節の表-4.3 に示したせん断強度 τ_h 及び短期のせん断許容応力度 τ_{ah} を代入し、吹付け厚さ t を求めた結果を表-4.4 に示す。

必要な厚さ t は、材齢とせん断強度及び短期のせん断許容応力度の値によって異なるが、60mm～179mm と求まった。いずれの値も実際の厚さ（計画値）30mm よりも大きい。したがって、吹付け厚さが 30mm のコンクリートでは岩塊の崩落を抑止できないことがわかった。

なお、通常施工では設計基準強度に対して余裕を持たせた許容応力度で必要厚さ t を検討する。本ケースで安全側に値を選択して t を求めると 179mm 以上となった。これは吹付けの

厚さとしては通常よりも非常に大きな値であることから、吹付けのみによる抑止は適当でない。したがって、このような大きな岩塊の崩落の可能性を有する地山では、鏡吹付けコンクリートの打設のみで肌落ちを防ごうとするのではなく、鏡ボルトの打設、掘削断面の縮小等の対策を合せて検討すべきである。

また、装薬作業は十分な離隔をとって実施する等、作業自体の安全化も検討する必要がある。さらに、切羽監視責任者を配置し、十分な照度下において切羽を常に監視し、異常が確認された時点ですぐに作業者を一時的に退避させることが重要である。今後は装薬作業自体の機械化・自動化も望まれる。

表-4.4 岩塊の崩落防止に必要なコンクリートの吹付け厚さ

コンクリートの 材齢 h (時間)	せん断強度 又は 短期の せん断許容応力度 τ_h or τ_{ah} (kN/m ²)	必要な厚さ t (mm)	実際の厚さ (計画時) (mm)
3	τ_3	90mm 以上	30
	τ_{a3}	179mm 以上	
6	τ_6	60mm 以上	
	τ_{a6}	120mm 以上	

5. 推定される災害発生原因と再発防止対策

5. 1 推定される災害発生原因

本災害はNATMによるトンネル工事において労働者1名が崩落した岩塊の下敷きとなり死亡したものである。被災者は切羽面直下の位置において電気雷管及び爆薬の回収作業を行っていたが、この時にトンネル天端部及び右肩部が幅約3.60m、奥行き最大1.56m、高さ約6.60mにわたって崩落し、約14m³の岩塊が落下した。

崩壊箇所には鏡吹付けコンクリートが打設されていたが、これは岩塊を支持できなかった。なお、崩落した岩塊の重量を支持するためには、慣例的に行われている鏡吹付けコンクリートの厚さでは強度が不足していた。

5. 2 同種災害の再発防止対策

同種災害を防止するためには、例え硬岩、中硬岩といった比較的良質で硬い岩石でも、自然の節理・層理、発破による亀裂の発生等による強度の低下が予想されることから、以下のような対策を講ずる必要がある。

- (1) 適切な厚さの鏡吹付けコンクリートを打設するとともに、必要に応じて鏡ボルト等の切羽安定対策を併せて実施すること。
- (2) 掘削断面をできる限り縮小し、切羽に存在する不安定な岩石の大きさと位置エネルギーを小さくし、崩落の危険を減少させる。
- (3) 硬岩、中硬岩といった比較的良質で硬い岩石でも肌落ちが観察された場合には、電気雷管や爆薬を回収するためといえ、直ちに切羽に接近すべきでない。切羽に立ち入る前に施工関係者又は発注者を含めて切羽の安定について協議し、必要であれば通常よりも厚い鏡吹付けコンクリートを打設する等、上記の対策も検討し切羽の安定が確認されてから近づくこと。
- (4) 装薬作業は十分な離隔をとって実施する等、作業自体の安全化を検討する。
- (5) 切羽監視責任者を配置し、十分な照度下において切羽を常に監視する。異常が見られたらすぐに作業者を退避させる。

参考文献

- 1) 社団法人地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会：岩石の密度試験方法，地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—，社団法人地盤工学会，pp. 186-194，2009.
- 2) 社団法人地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会：岩石の含水比試験方法，地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—，社団法人地盤工学会，pp. 108-109，2009.
- 3) 社団法人地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会：パルス透過法による岩石の超音波速度測定方法，地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—，社団法人地盤工学会，pp. 259-270，2009.
- 4) 社団法人地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会：岩石の一軸圧縮試験方法，地盤材料試験の方法と解説—二分冊の2—，社団法人地盤工学会，pp. 817-828，2009.
- 5) 社団法人地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会：土の圧密定圧一面せん断試験方法，地盤材料試験の方法と解説—二分冊の2—，社団法人地盤工学会，pp. 666-671，2009.
- 6) 例えば，栗津清蔵 監修，安川郁夫，今西清志，立石義孝 共著：絵とき 土質力学（改訂第2版），オーム社，pp. 146-149，2000.
- 7) 松岡茂，土井至朗，伊藤哲男，赤木渉，堀井 秀之，吹付けコンクリートの押し抜きせん断に関する一考察，土木学会第58回年次学術講演会概要集，pp. 47-48，CD-ROM，2003.
- 8) 土木学会コンクリート委員会 吹付コンクリート研究小委員会：コンクリートライブラリー121 吹付コンクリート指針（案）〔トンネル編〕，社団法人 土木学会，pp. 13-15，2005.
- 9) 社団法人 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説—許容応力度設計法—，技報堂，pp. 34-46，1999.