

# 施工

## 崩落危険岩体と鉄道トンネルに近接して硬質地山を掘削

—国道345号 新鷺泊トンネル—

新潟県村上地域振興局地域整備部道路課主任 久保田 陽 介  
 福田・富樫特定共同企業体監理技術者 小 川 泰 元  
 福田・富樫特定共同企業体現場代理人 多 田 芳 葉  
 (株)福田組土木部技術企画部担当部長 若 月 和 人

### 1 はじめに

国道345号は、新潟市を起点とし山形県遊佐町に至る総延長約200kmの幹線道路である。新潟県村上上市勝木地区においては、日本海とJR羽越本線に挟まれて並行しているため、線形不良や幅員狭小などにより、安全で安心な車両通行に支障をきたしている。また2009(平成21)年には、国道の上部に面する急崖傾斜地からの落石により通行止めが発生した。新鷺泊トンネルは、このような状況を解消すべく道路改築事業の一環として計画された延長282mの2車線道路トンネルである。

トンネルの日本海側では、全線にわたって崩落危険岩体が点在する急崖傾斜地と近接しており、



図-1 工事位置

岩体の直下では現道が供用中である。一方、トンネルの山側では、大正時代に建設され現在も供用中の鉄道トンネルが近接している。このような状況下でトンネルを発破掘削することから、厳しい発破振動の管理と国道および鉄道的安全運行が大命題となり、慎重な施工が必要となった。

本稿では、崩落危険岩体および既設鉄道トンネルに対する影響低減対策として実施した割岩工法および制御発破、そしてこれらの施工結果について述べる。

### 2 工事概要

#### 2-1 工事概要

工事概要を表-1に示す。当初設計では、トンネ

表-1 工事概要

工 事 名	一般国道345号防安点検通学路(仮称)新鷺泊トンネル工事
施 工 場 所	新潟県村上上市鷺泊地内
トンネル延長	282m
工 期	2016(平成28)3月24日～ 2018(平成30)1月30日
掘削断面積	CH-b: 43.5m <sup>2</sup> , DIII a: 46.9m <sup>2</sup>
掘削方式	発破掘削、一部区間を機械掘削(割岩)に変更

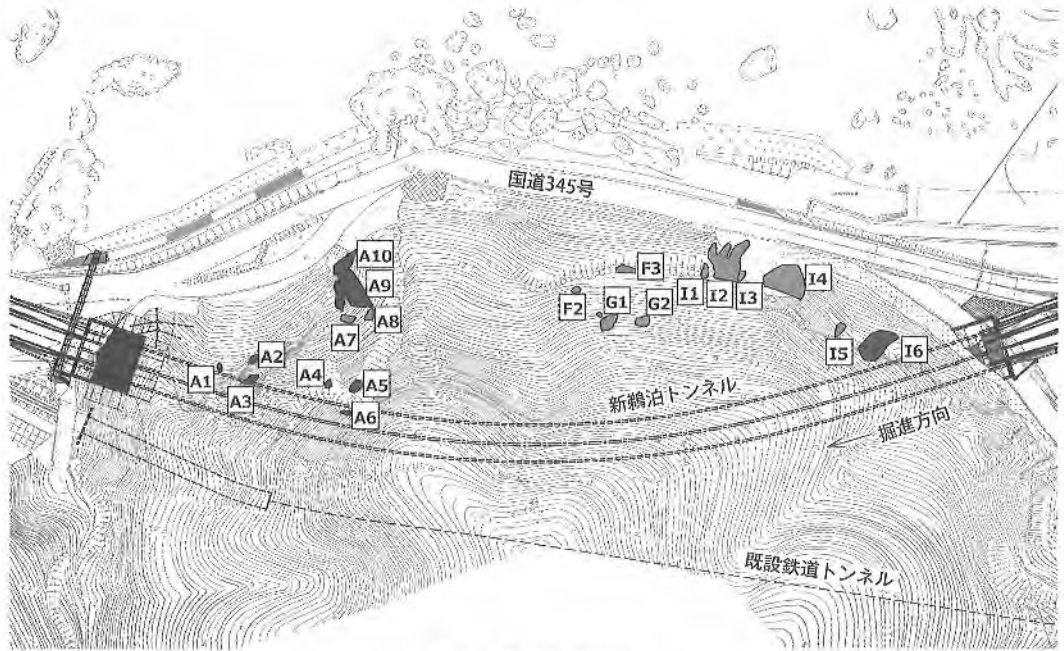


図-2 工事位置平面

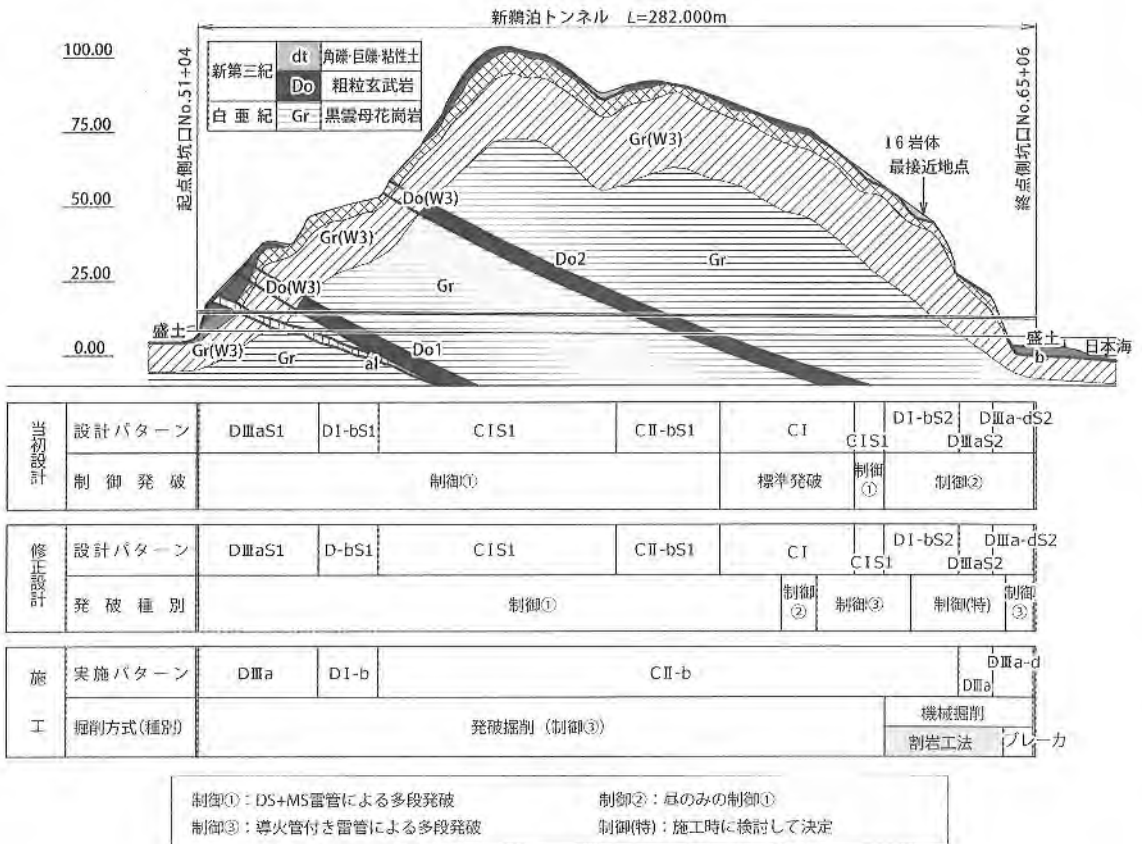


図-3 地質縦断

ル全線で発破掘削方式が採用されていたが、掘削開始後、崩落危険岩体との近接区間において割岩工法を採用した。

### 2-2 地形地質概要

本計画地は新潟県の北端付近に位置する岩船山地の北西端部にあたる。山地の西側は日本海に接する海岸線を形成しており、海岸線に沿って国道345号およびJR羽越本線が並走している(図-2)。また、海岸線背後の山地は急崖斜面を形成している。

本トンネルの地質縦断を図-3に示す。基盤岩は中生代白亜紀の花崗岩類(黒雲母花崗岩)からなり、石英・斜長石の斑晶と多量の黒雲母を含む。トンネル中央部の弾性波速度は3.6~3.7km/sであり、新鮮部は塊状で著しく堅硬である。

## 3 施工上の課題

本トンネルは堅硬な花崗岩地山を掘削することから、全線で発破掘削方式が採用されていた。これに対し、図-2に示すとおり、トンネルの海側では、全線にわたって崩落危険岩体が点在する急崖傾斜地と近接しており、さらにこれら岩体の直下では国道345号が供用中である。一方、トンネルの山側では、大正時代に建設され現在も供用中であるJR羽越本線のトンネルが近接している。

以上のことから、厳しい発破振動の管理と国道および鉄道の安全確保が大きな課題となった。

### 3-1 崩落危険岩体

1996(平成8)年度の調査において、合計20か所(A1~I0, F2~3, G1~2, I1~6)の危険岩体が抽出されている。各岩体の崩壊メカニズムおよび岩体の状況(最近の変状、地山との関係、体積、斜面状況、道路との関係)を整理し、危険度評価を行った結果、とくに崩落リスクの高いA9, A10, I6の

3岩体を崩落危険岩体として抽出した(表-2)。

また、道路直上に存在し崩落時の影響がもっとも大きな岩体I6の概要を図-4,5に示す。

これらの崩落危険岩体に対し、当初設計における発破振動の管理基準値は、岩盤斜面に対する損傷影響の日安を示す文献の値(表-3)を参考にしたうえで、さらに安全側で管理するため2.5 cm/s(文

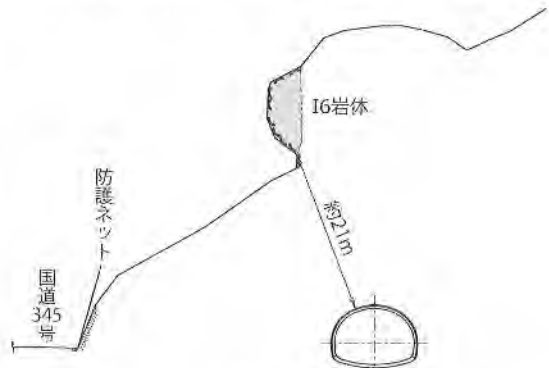


図-4 崩落危険岩体I6との位置関係

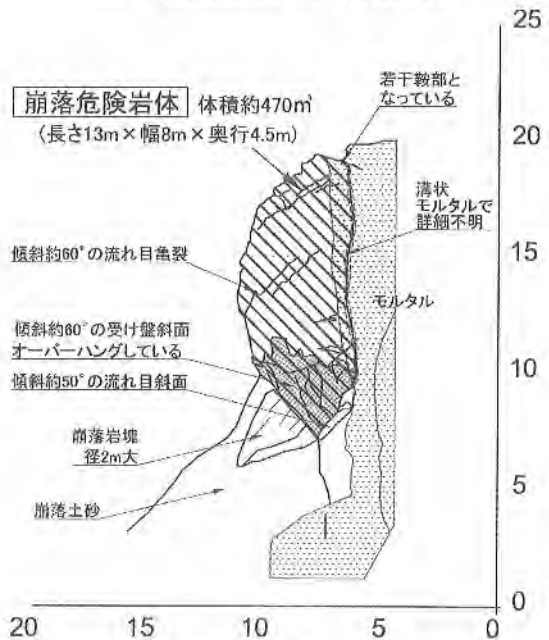


図-5 崩落危険岩体I6

表-3 岩盤斜面に対する変位速度の影響<sup>1)</sup>

変位速度(cm/s)	岩盤斜面に対する影響
5.08~10.16	斜面上の浮石が落下
12.70~38.10	ゆるんだ岩石の崩落
63.50以上	弱い斜面に損傷が起こる

表-2 各岩体の危険度評価

岩体名	崩壊メカニズム	地山との関係	体積(m³)	危険度
A9	崩落/トップリング	分離	1,500	大
A10	崩落/スライド	分離	600	大
I6	トップリング	分離	470	大

献値の50%)と設定していた。

ところが、工事発注直後の2015(平成27)年11月末、A10岩体の一部が自然要因により崩落するという事象が発生した。これは、発破振動を与えなくとも岩体が崩落する可能性があるということであり、加えて、トンネル掘削に伴う発破振動でダメージが蓄積することにより、さらに崩落しやすくなることも考えられる。また、新たな事象が発生したにもかかわらず、当初設計どおりの管理基準値で管理していたとすれば、リスクマネジメントの面からも問題である。

以上のように、崩落危険岩体に対しては、管理基準値の見直しも含めて施工計画の再検討が必要となった。

### 3-2 既設鉄道トンネル

本トンネルと既設鉄道トンネルとの位置関係は平面図に示すとおりである。既設鉄道トンネルにもっとも近接する箇所は、本トンネルの起点側坑口付近であり、最小中心離隔は約22mである(図-6)。

既設鉄道トンネルに対する発破振動の影響は、両トンネルの離隔、使用薬量、地質条件のほかに既設トンネルの健全度に依存する。鉄道トンネルに対する発破振動の管理値は、一般に表-4が適用される。近接度を判断すると、本トンネルは、既設鉄道トンネルの制限範囲(2D)に入る。既設鉄道トンネルの覆工がコンクリートブロックであることから、JR東日本との協議により発破振動の管理基準値を2.5cm/sと設定した。

併せて、既設覆工背面に空洞が確認されたことから、本トンネルの施工に先立って可塑性グラウトにより背面空洞の充填を実施している。

以上の状況をふまえて、発破振動の影響について式(1)により検討した。

$$V = K \times W^m \times D^{-n} \quad (1)$$

ここで、 $V$ は振動速度(cm/s)、 $K$ は発破係数、 $W$ は段あたり装薬量(kg)、 $D$ は離隔(m)、 $m$ 、 $n$ は指数である。

この結果、起点側坑口からトンネル延長の約半分の区間にわたって許容値をオーバーするため、

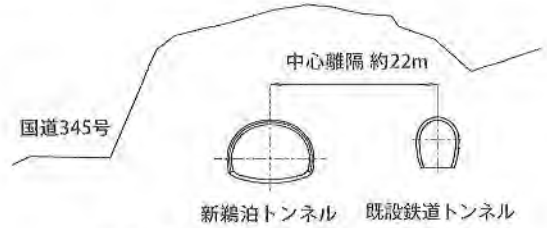


図-6 既設鉄道トンネルとの位置関係

表-4 振動速度の許容値<sup>2)</sup>

既設トンネル覆工の健全度判定区分	許容振動速度(cm/s)
AA	2
A1, A2	3
B, C, S	4

何らかの制御発破が必要となった。

以下、主な制約対象を崩落危険岩体A9、A10、I6および既設鉄道トンネルに大別し、それぞれに対する対応とその結果について述べる。

## 4 崩落危険岩体に対する対応

### 4-1 管理基準値の見直し

前述のとおり、崩落危険岩体の自然崩落という新たな事象が発生したことに対し、管理基準値の見直しが必要と判断した。見直し後の管理基準値を表-5に示す。以下、管理基準値を見直した際の考え方を記述する。

#### (1) 発破振動

工事着手前における岩体の自然崩落について考察するため、岩体の安定性に影響を与える気象要因として地震および降雨に着目し、過去の気象データを調査した。ただし、岩体崩落前の数箇月間に顕著な豪雨は発生していなかったことから、管理基準値の設定にあたっては地震の観測データのみを参考にした。

当該地付近に震度計が設置された以降の地震データを統計的に整理すると、震度1~2は多数回計測されているが、震度3以上の発生回数は少ないことがわかった。これより、震度1~2に相当する程度の発破振動であれば、これが直接的な引き金になって岩体が崩落する可能性は低いと判断した。なお、震度階と振動速度とは単純な対比はできないが、震度1~2は振動速度でおおよそ

表-5 岩体に対する管理基準

		通常	注意体制	警戒体制
振動速度	I6		0.5cm/s以下	0.5cm/s以上
	A9		2.5cm/s以下	2.5cm/s以上
変位	I6	1.0mm/回未満	1.0mm/回未満だが変状あり	1.0mm/回以上
	A9	—		0.1mm/回以上
簡易点検		変状なし	下方に落石あり	キーブロック剥落 明瞭な亀裂の確認

0.1～1.0cm/sに相当する<sup>3)</sup>。

一方、急崖斜面に近接してトンネルを発破掘削した事例について文献調査したところ、管理基準値にはさまざまな数値が採用されているものの、とくに本トンネルと類似した施工条件では0.5cm/sで設定されているケースが多い<sup>4)</sup>。

I6岩体の直下には供用中の国道があり、万一、崩落した場合の第三者被害や地域社会に与える影響が大きいことから、I6岩体に対する発破振動の管理基準値は0.5cm/sに設定した。一方、A9、A10岩体については、後述するとおり、ほかの対策が取れることから当初どおり2.5cm/sとした。

(2) 崩壊メカニズムと変位

崩落危険岩体の崩壊メカニズムは、岩体をモニタリングする際に考慮しなければならない要素である。岩体の崩壊メカニズムは、「崩壊」「すべり」「トップリング」「バックリング」に大別される<sup>5)</sup>。

I6岩体の崩壊メカニズムは「トップリング」に相当すると判断されており、亀裂の開口から崩壊までは比較的緩やかに進行すると考えられる。一方、A9岩体の崩壊メカニズムは「崩壊」に相当すると判断されており、亀裂の開口から崩壊までは短時間に完了すると考えられる。このため、I6岩体については、変位についても監視することが有効と考え、併せて計測することとした。

4-2 監視体制

I6岩体に対する監視は、動態観測と地質技術者による点検の両面で行った。使用した計測機器を表-6に示す。発破振動は振動速度に着目し、発破前後の約20分間を手動で計測した。

また、変位については全自動計測とし、管理基

表-6 計測機器

計測器	備考
振動速度	3成分ジオフォン GS-20DX サンプリング周波数 1,000Hz
亀裂変位	防滴型高感度変位計 精度0.01mm
	フレキシブル伸縮計 精度0.06mm

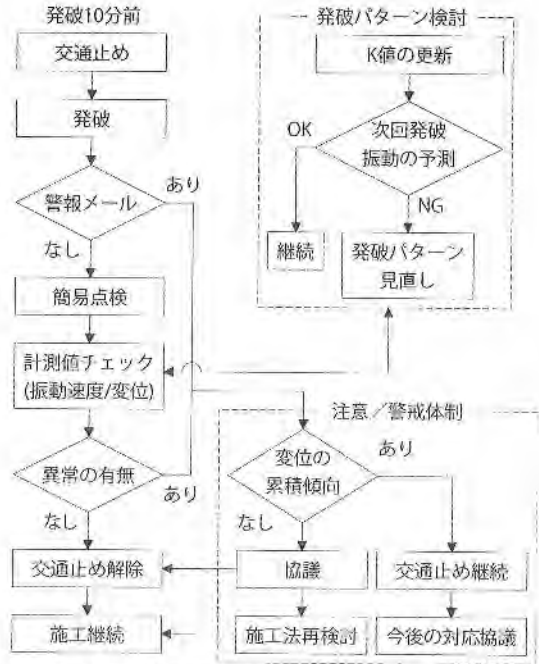


図-7 岩塊に対する発破時の監視体制(要約)

準値を超えた場合、関係者に警報メールを送信するシステムとした。発破時の監視体制を図-7に示す。

4-3 I6岩体への対応

(1) 削岩工法の採用経緯

I6岩体は終点側坑口部と近いことから、掘削開始と同時にI6岩体との近接施工となる。地質調査結果では、当該坑口部はD級地山と判定されていたことから、当初は、できる限り機械掘削で掘進し、試験発破を交えながら管理基準値をクリアできる制御発破を立案し、これに移行する計画であった。しかしながら掘削開始直後から、地山強度が高く(一軸圧縮強度で100～150MPa)亀裂も少ない健全な花崗岩が出現したため、機械掘削が困難な状況に至った。

通常であれば発破掘削に移行するところである



が、切羽位置は坑口から約10mであり、坑口は国道345号に面しているとともに、周辺環境対策として計画していた防音扉も設置できないことから、すみやかな発破掘削の実施は困難であった。

さらに、地質コンサルタントを含めた4者会議を経て、当該坑口部の地山分類をCI(部分的にCII)と再評価した。この結果を受けて、16岩体に対する発破振動の影響を再検討ところ、1孔1段の制御発破を行ったとしても管理基準値0.5 cm/sをクリアできないことがわかった。

以上の状況をふまえて、当該坑口部の掘削方法について、①高出力の自由断面掘削機、②大型ブレイカ、③割岩工法、に絞って検討した結果、①および②では、これらのみでの当該地山への適用が困難と判断されるため、割岩工法を採用することとした。

(2) 割岩工法の概要

割岩工法は、掘削面の内部や外周に自由面を形成させ、油圧くさびなどの割岩機材を用いて岩盤に大きな亀裂を発生させ(1次破碎)、最終的に油圧ブレイカなどで掘削(2次破碎)する工法である。自由面を形成する手法にはいくつかの工法が存在するが、工法協会が現存し早期に現場導入することが容易なFONドリル工法<sup>6)</sup>を採用した。FONドリル工法では、汎用のドリルジャンボに脱着可能な「SABロッド」(図-8)を取り付け、単一孔を

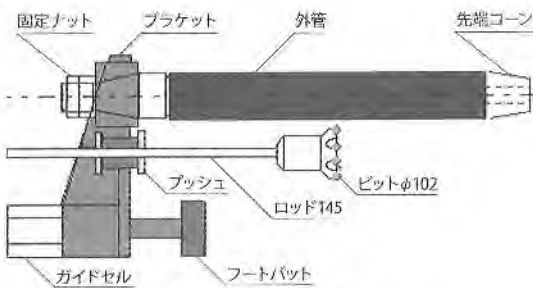


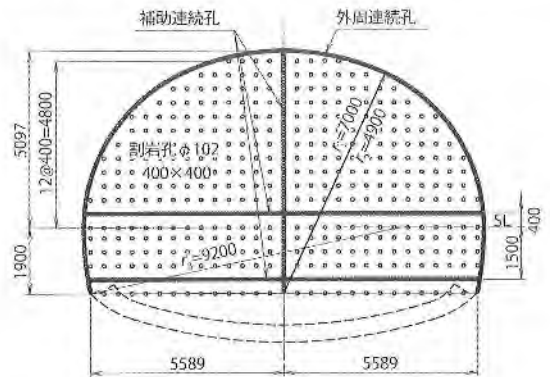
図-8 SABロッド構造<sup>4)</sup>

表-7 割岩工法使用機械

適用区分	機 械 名	規 格
割岩孔穿孔	ドリルジャンボ	ドリフタ質量170kg超級
連続孔穿孔		
破 碎	大型ブレイカ	3,000kg級

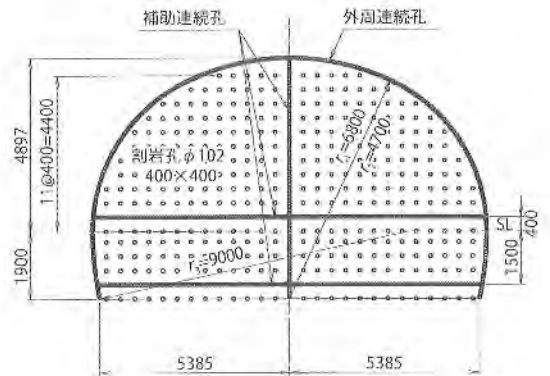
連続的に穿孔することで連続孔すなわち自由面を形成することができる。使用した施工機械を表-7に示す。

割岩工法の標準パターンを図-9,10に示す。なお、トンネル掘削に適用できる油圧くさび(トンネルピグギー)は現有台数が少なく、他現場で稼働中であったため、本トンネルに導入することができなかった。このため本トンネルでは、3,000kg級の大型ブレイカを導入することで1次破碎の過程を省略した。連続孔および割岩孔の施工状況を写真-1に、大型ブレイカによる破碎状況を写真-2に示す。



削孔長	1.1m	
連続孔延長	外周	21.03m
	補助	29.87m
割岩孔数	366孔	

図-9 割岩標準パターン(DIII a)



削孔長	1.3m	
連続孔延長	外周	20.42m
	補助	28.85m
割岩孔数	336孔	

図-10 割岩標準パターン(CII b)

(3) 振動計測結果

I6岩体における振動速度の計測結果を図-11に示す。ここで、横軸の離隔Dはトンネル外周と岩体との最短距離を示す。割岩掘削時の振動速度のほかに、参考として、割岩区間を通過したあとの制御発破(導火管付き雷管を用いた1孔1段発破)による振動速度も合わせてプロットした。割岩掘削時の計測回数は少ないものの、おおむね0.01 cm/s程度以下であり、管理基準値と比較して非常に小さく、I6岩体に対して影響の小さな掘削であったと判断できる。また、発破振動と比較するとおおよそ1/20の振動値であった。

(4) 変位計測結果

亀裂変位については、計測期間中において顕著な挙動は計測されなかったため、ここでのデータ図示は省略する。このことから、I6岩体への影響は小さかったと判断した。



写真-1 連続孔、割岩孔の施工状況



写真-2 大型ブレーカによる破碎状況

4-4 A9, A10岩体への対応

(1) リスク低減対策

A9およびA10岩体は、I6岩体とは異なり、亀裂が大きく開口し崩落の可能性がより高い。ただし、現道脇には比較的大きなポケット状スペースと落石防護のための方塊ブロックが設置されていることから、仮に岩体が崩落した場合であっても、落石はポケット状スペース内に収まる可能性があり、災害リスクが比較的低いと考えられる。そこで、発破振動管理のほかに、落石シミュレーションを実施し、その結果をふまえたリスク低減対策

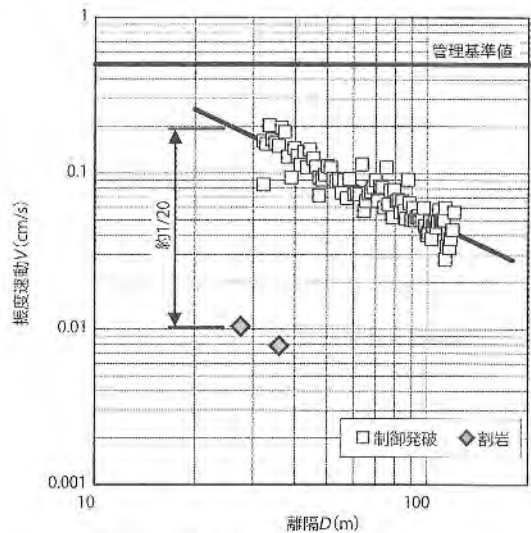


図-11 振動速度計測結果(I6岩体)

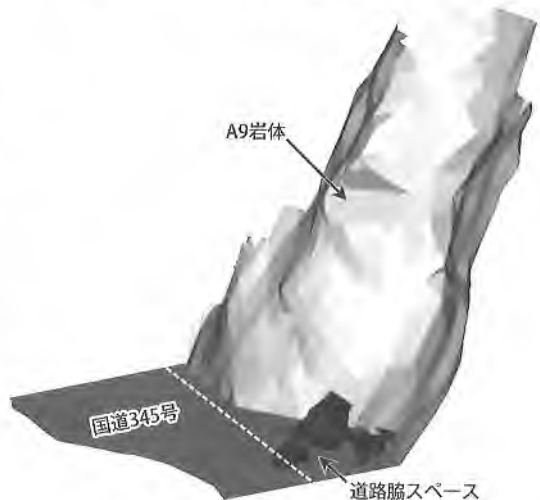


図-12 A9岩体の落石シミュレーション結果

を実施することとした。

落石シミュレーションは3次元個別要素法により実施した。地形のモデル化にあたっては、現況の地形を3Dレーザースキャナにより計測し、正確なモデル化を図った。また、工事着手前に発生した自然崩落を再現解析し、実現象を再現できるようなパラメータの調整を行った。落石シミュレーションの結果を図-12に示す。

この結果、崩落した岩塊は、おおむね斜面直下の道路脇スペースにとどまるものの、一部は現道まで到達する可能性が認められた。

以上の結果をふまえ、A9、A10岩体対策を下記のとおりとした。

- ・方塊ブロックを道路センターまで移動し道路脇スペースを拡大する。
- ・上記に伴い、終日片側交互通行とする。
- ・崩落した岩体のバウンドを緩和するため、道路脇スペースのアスファルトを剥がして、露出させた土砂地盤を緩衝体とする。

## (2) 制御発破

トンネル掘削においては、管理基準値をクリアできるような制御発破を実施するものとし、動態観測結果に応じて適切な発破方法およびパターンを採用する計画とした。ただし、山側に位置する既設鉄道トンネルの方で大きな発破振動が計測されたため、発破振動管理においてはA9岩体がクリティカルではなかった。このため、制御発破の概要については次章で述べる。

## (3) 発破振動計測結果

A9岩体における振動速度の計測結果は、前述のとおり、結果として既設鉄道トンネルに対する発破振動対策がクリティカルであり、管理基準値2.5cm/sに対して0.1cm/s以下と十分に小さい値であった。日視点検においても異状は確認されおらず、岩体への影響の小さい安全な発破掘削が実施できたと判断できる。

## 5 既設鉄道トンネルに対する対応

### 5-1 管理基準値

本トンネルの掘削は発破掘削方式により行うため、発破振動の管理基準値を適切に設定し管理することが求められた。JRとの協議をふまえ、発破に伴う振動速度の管理基準値と対応を表-8のように設定した。

### 5-2 監視体制

既設鉄道トンネルに対する監視は、当該トンネル計測委託にもとづき、JR東日本によって計画および実施された。発破振動の計測位置は、近接度の区分で要注意範囲<sup>2)</sup>に相当する区間において7か所が選定された(図-13)。これらの計測点には加速度センサ(x, y, z 3成分)をそれぞれ設置し、時間積分により振動速度を算出している。現場事務所内に計測用PCを設置し、発破実施ごとに全自動計測するとともに、インターネットを介して工事関係者でデータ共有し、管理値を超えた際には関係者に警報メールを送信するシステムを構築した。

既設鉄道トンネルに対する発破時の監視体制を図-14に示す。

表-8 既設鉄道トンネルに対する管理基準値

	管理レベル	管理基準値(cm/s)
振動速度	1次	2.5
	2次	4.0
	3次	10

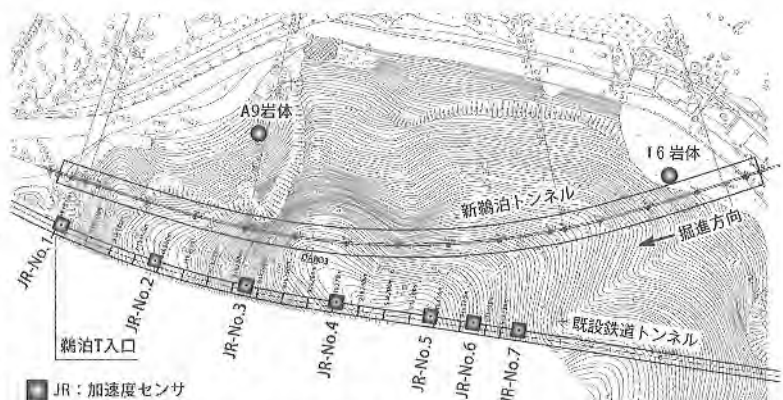


図-13 既設鉄道トンネル発破振動計測位置



### 5-3 制御発破

当初設計では、当該近接区間はダブルVカットを併用したDS+MS雷管による多段発破を適用する計画であった。しかしながら、当初の想定より大きな振動速度が発生し、当初設計どおりでは1次管理基準値をクリアできないことから、I6岩塊近接区間からの継続として導火管付き雷管を用

いた1孔1段の多段発破を採用した。発破パターンを図-15に示す。標準発破パターンは段数109段で、斉発薬量は芯抜き孔0.4kg/段、払い孔0.6kg/段とした。

発破にあたっては、JR東日本の定める工事管理者を配置し、列車ダイヤと運転状況を確認したうえで、前駅発車10分前以上あるいは列車通過後であることを確認してから実施した。

### 5-4 発破振動計測結果

既設鉄道トンネルの発破振動計測結果として、再接近区間のうちNo.2およびNo.3地点における離隔と振動速度の関係を図-16,17に示す。ここで、横軸の離隔 $D$ はトンネル外周と計測点との最短距離を示す。

発破振動の伝搬経路(発破点と計測点との間の地質分布)は同じではないため、振動速度は各計測点で異なる傾向を示した。このため、計測点ごとに前述の式(1)をもとに回帰式を求め、これを発破振動予測式として振動管理に用いた。この回帰式は切羽進行とともに変動するため、逐次 $K$ ,  $n$ を更新し、新たな予測式で次回発破時の影響予測を行いながら施工を行った。

なお、発破掘削方式の特性上、ある程度は発破振動のバラツキを考慮せざるを得ない。このため、振動管理においては、回帰式から求まる中央値 $\bar{V}$

ではなく、バラツキ範囲の上限として $\bar{V}+3SE$ ( $SE$ :回帰式より求まる標準誤差)を用いて管理することとした。

全計測データのうち、発破の影響ではないと結論づけられた特異値(おそらくはセンサあるいはデータ処理の不具合)が発生したことはあったものの、それ以外ではすべて1次管理基準値をクリアすることができた。既設鉄道トンネルおよび列車運行への影響を最小限に抑えてトンネル掘削を完了することができたと判断できる。

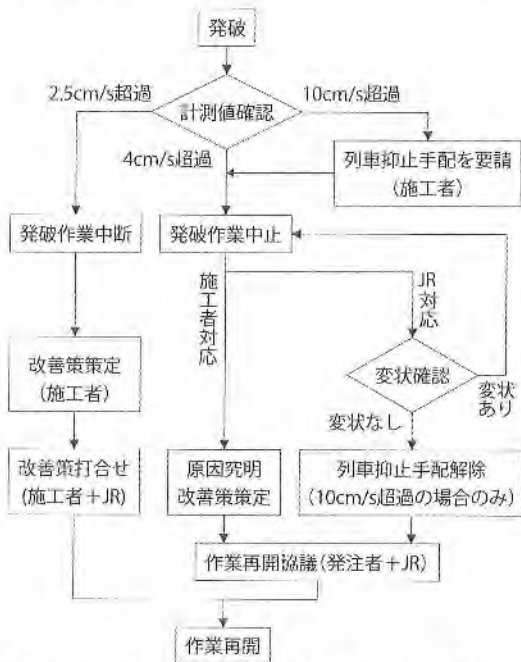


図-14 既設鉄道トンネルに対する発破時の監視体制(要約)

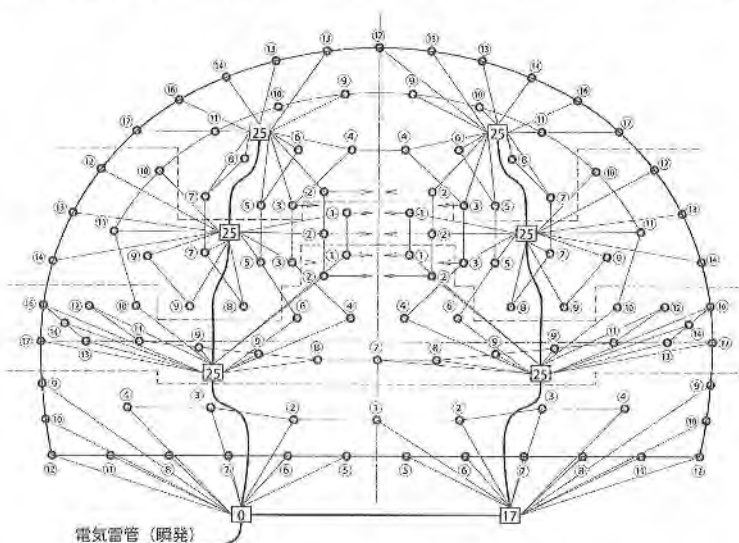


図-15 導火管付き雷管による制御発破(CII-b)

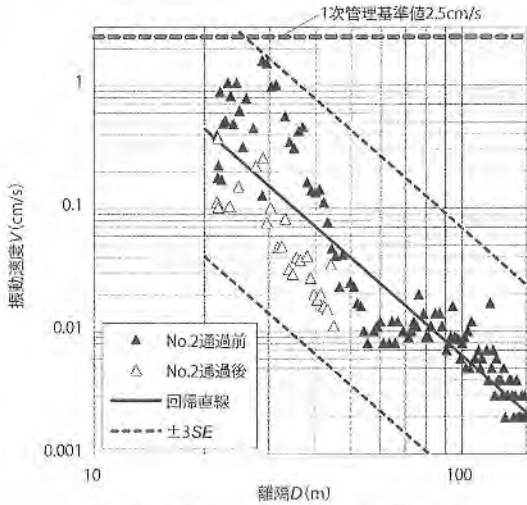


図-16 振動速度計測結果(JR No.2)

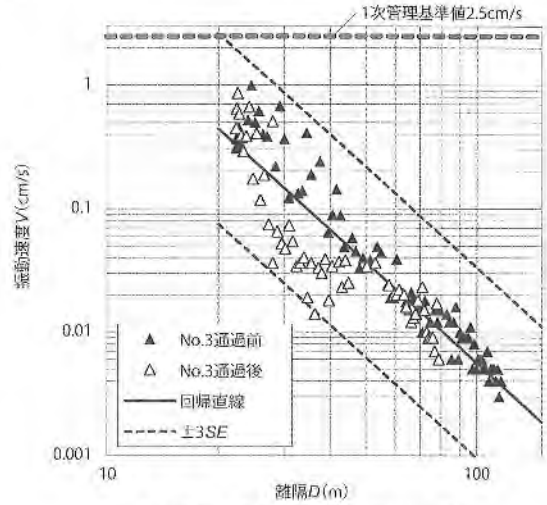


図-17 振動速度計測結果(JR No.3)

## 6 おわりに

トンネルの左右を国道直上の崩落危険岩体と既設鉄道トンネルとに挟まれるという、きわめて厳しい近接条件の中で硬岩地山のトンネル掘削を行った。

崩落危険岩体への対策としては、発破掘削方式に代えて割岩工法を採用し、岩塊に対する影響を最小限に抑えることができた。既設鉄道トンネルに対しては、導火管付き雷管を用いた多段発破により、既設鉄道トンネルおよび列車運行に影響を与えることを回避できた。

とくに崩落危険岩体に対しては、類似事例が少ないことに加え、管理基準値、計測管理システム、リスクマネジメントなどの面で統一的な考え方が存在しないため、現場条件に応じて判断していかなければならないものの、その判断には苦慮する場面が少なくない。本トンネルの施工事例が、今後の同種条件下におけるトンネル工事の参考になれば幸いである。

最後に、本トンネルの施工にあたっては関係各方面からの多大なご指導をいただいた。ここに感謝の意を表す。

## 参考文献

- 1) ジェオフロンテ研究会：現場技術者のための制御発破工法の実践，p.40，1996.11.
- 2) 鉄道総合技術研究所：既設トンネル近接施工対策マニュアル，p.31，1995.1.
- 3) 雑喉謙：発破振動の周辺への影響と対策，鹿島出版会，1984.
- 4) 例えば，中舎明正・大野毅・青木哲男・加藤公章：急傾斜地盤の安定性を監視しながらトンネルを掘削，国道156号岐阜東バイパス 岩田山トンネル，トンネルと地下，Vol.43，No.2，pp.7-14，2012.2.
- 5) 土木学会：岩盤斜面の調査と対策，1999.10.
- 6) 野間達也・上野博務・上屋敏郎・波田光敬・川崎俊彦：連続孔穿孔による新しい自由面形成工法，FONドリル工法，土木学会第51回年次学術講演会，VI 322，pp.644-645，1996.
- 7) 鉄道総合技術研究所：既設トンネル近接施工対策マニュアル，1995.1.