

# 既設トンネルに近接した新設トンネルの施工

## Construction of a New Tunnel Near an Existing Tunnel

請 関 誠<sup>※1</sup> 豊島敏彦<sup>※2</sup> 高橋忠成<sup>※1</sup>  
Makoto Ukezeki Toshihiko Toyoshima Tadanari Takahashi  
塩満剛治<sup>※1</sup> 武市直人<sup>※1</sup> 川端康夫<sup>※3</sup>  
Gouji Shiomitsu Naoto Takeichi Yasuo Kawabata

### 【要旨】

新仲哀トンネル工事は、福岡県田川郡～京都郡に位置する一般国道201号の交通量の増大に伴って計画されたⅡ期線トンネル（以下、新設トンネル）の構築工事で、Ⅰ期線トンネル（以下、既設トンネル）にほぼ20mの離隔で並行して新設するトンネルである。さらに、本工事は、環境の維持を目的とした総合評価落札方式（VE提案型）の試行工事である。

本報告では、当初設計から実施工への変更点、施工中に発生した問題点とその対策、さらにⅠ期線近接施工における発破振動管理について報告する。

【キーワード】 総合評価落札方式（VE提案型） 環境の維持 補助工法 発破振動管理

### 1. はじめに

一般国道福岡201号は、図-1に示す福岡市を起点とし飯塚市、田川市、香春町、勝山町、行橋市を経て苅田町へ至る総延長65.2kmの主要幹線道路である。このうち、田川盆地と豊前平野の山境には、古来、七曲の難所として知られた仲哀峠があり、明治23年(西暦1890年)に最初の道路トンネル(旧仲哀隧道)が建設され、さらに昭和42年(西暦1967年)2月に現道トンネル(新仲哀隧道)が開通した。この新仲哀隧道は福岡県を東西に連絡する唯一の大動脈となり、交通量は当初の予想を上回る22千台/日に増大したうえ、トンネル内に歩道が無いことから、歩行者・自転車が危険にさらされていた。また、事故発生時には長距離迂回を余儀なくされるなど、地域社会の発展の阻害要因となっている。本工事は、これらの問題点を解決する目的で、既設トンネルに並行して新仲哀トンネル(上り線)を新設するものである。本トンネルの特徴は、老朽化した既設トンネルからトンネル中心離隔30m(壁面間隔20m)で並行して新設トンネルを全区間において発破

方式で構築すること、また、近接している民家に対して、現状の環境を確保しなければならないことが挙げられる。

本報告書では、これらの状況を踏まえた上で、当初設計から実施工への変更点、施工中に発生した問題点とその対策、さらにⅠ期線近接施工に適応した発破振動管理について報告する。



図-1 施工位置図

1. 九州支店 土木部 2. 土木本部 トンネルグループ 3. 土木本部 環境RNグループ

## 2. 工事概要

### 2.1 工事概要

工事名：福岡201号新仲哀トンネル（上り線）新設工事

発注者：国土交通省九州地方整備局

施工者：飛島・大豊特定建設工事共同企業体

工事場所：福岡県田川郡香春町鏡山地先

～京都郡勝山町松田地先

工期：H15年2月～H17年9月

工事内容：

トンネル延長 L=1,365m

内空断面積 A=78.1m<sup>2</sup>

トンネル工法 NATM

掘削方式 発破掘削

掘削工法 補助ベンチ付全断面工法（B・C）

上半先進ショートベンチカット工法（D）

ずり運搬方式 タイヤ方式

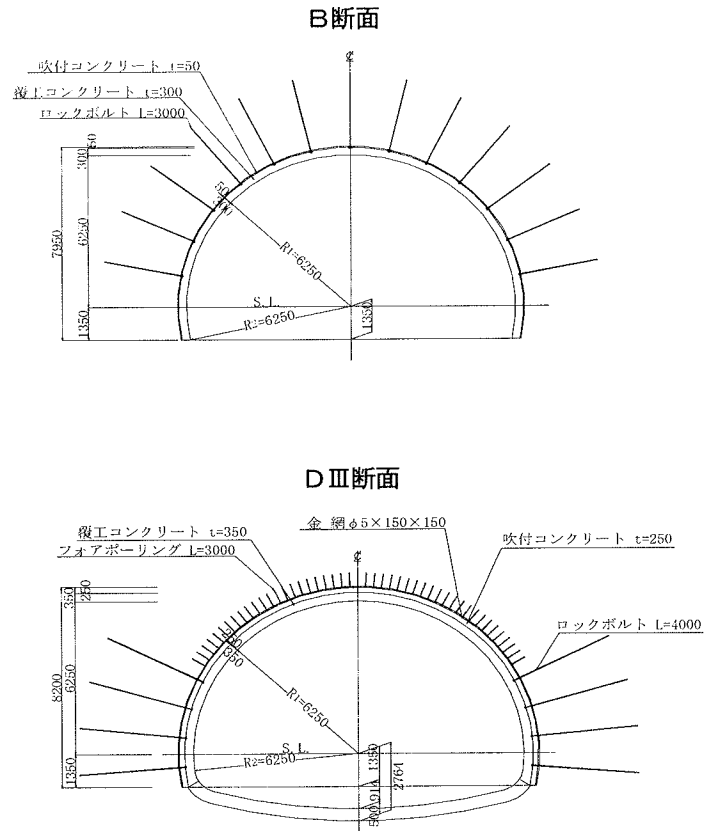


図-2 支保パターン図

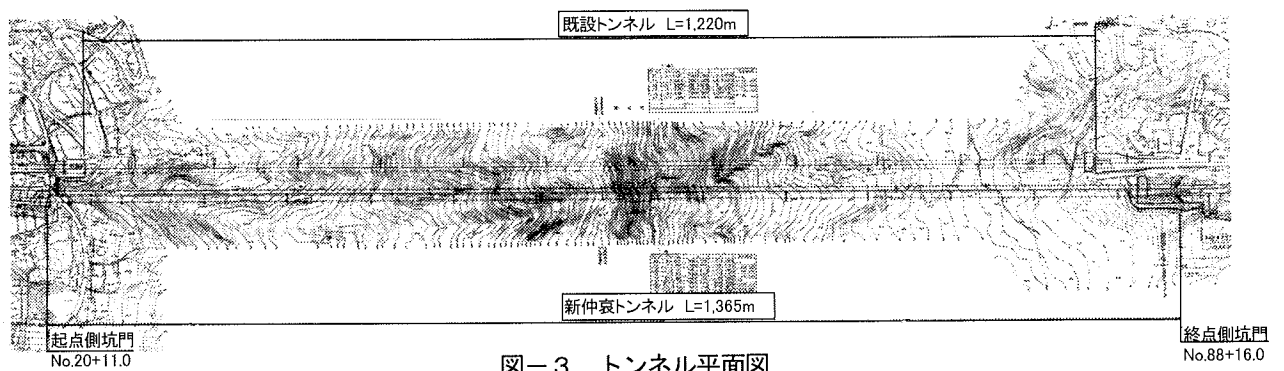


図-3 トンネル平面図

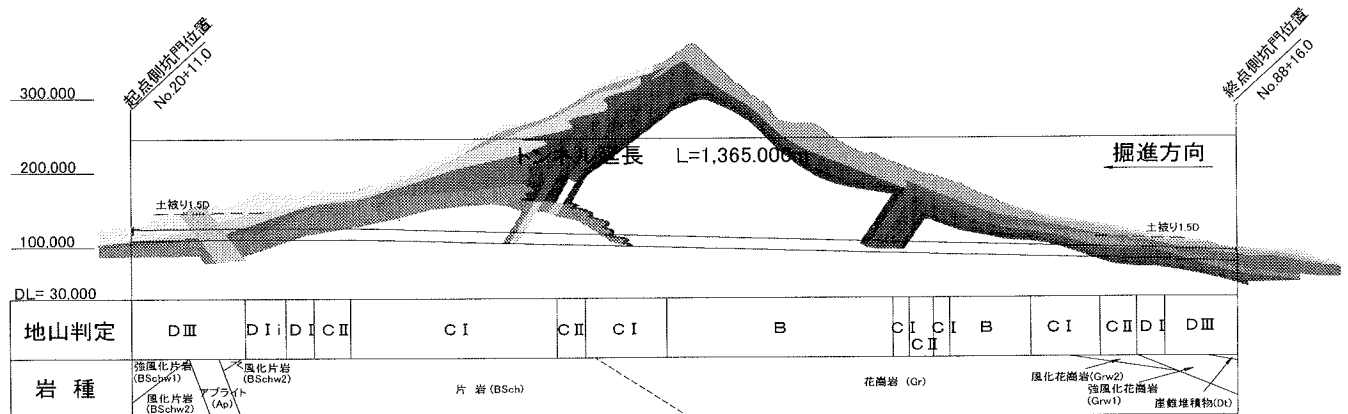


図-4 トンネル地質縦断図

## 2.2 地形・地質概要

本トンネル周辺の地形は、北北西～南南東方向に延びる細尾根をなしており、この尾根筋を西南西～東南東方向に貫く位置にある。道路の標高は70～100m程度で、尾根筋は標高300～400mあり、最大土被りは約250mになる。尾根の両傾斜は、平均傾斜35～45°と比較的急峻であり、山麓へ下るにつれて緩やかとなる。

地質は、古生代石炭紀～中生代三畳紀に変成作用を受けて生成したとされる三郡変成岩類（片岩）と、中生代白亜紀に三郡変成岩帯中に貫入したとされる花崗岩類から構成されている。両者の接続部は非常によく密着しており、特に工学的弱線となるような不連続面は形成していない。

### (1) 終点側坑口部（TD+0m～TD+201m）

地表部は厚さ2～3mの礫層で被れており、その下部に強風化花崗岩（マサ土）が厚さ10～12mで存在する。また、沢地形を呈しているために、湧水による強度低下の著しい地質である。坑口地点より50m程で風化花崗岩、弱風化花崗岩へと変化している。

### (2) 一般部（TD+201m～TD+1255m）

最大土被りが約250m程度の領域であり、尾根の両傾斜は、平均傾斜35～45°と比較的急峻である。尾根の山頂部においては等高線間隔が密になる傾向にある。全体的に未固結の崖錐堆積物に被れており、露頭岩等は認められない。

尾根の西側（起点側、香春町）に三郡変成岩類が分布し、東側（終点側、勝山町）には花崗岩類が分布しており、その岩境界はかなり入り組んだインターフィンガー（指交関係）を呈している。両岩とも浅いところから概ね新鮮であり、断層等の地質的弱線も少なく、尾根全体が極めて新鮮で硬質な岩盤から形成されている。

### (3) 起点側坑口部（TD+1255m～TD+1365m）

地表部は粘土状～土砂上の地盤であり、最小土被りは3m程度となる。深部は強風化した土砂～軟岩状の脆弱地盤が存在する。坑口より30m付近には黒色片岩とアプライト（細粒花崗岩）が貫入している境界面が認められる。

## 3. 当初設計と実施工の変更点

### 3.1 支保区分における比較

本トンネルの当初設計と実施工との支保区分の比較を表-1に示す。支保区分の変更について、一般部でのパターン変更は、老朽化した既設トンネル覆工の損傷、剥落に対する発破振動の影響低減を目的として制御発破を適用した。特に、Bパターン（進行長2m）をB-Iパターン（進行長1.5m）に変更した。トンネル坑口付近のパターン変更は、脆弱な地質の出現に伴うものである。

表-1 当初設計と実施工との比較

支保区分	当初設計		実施工		備考
	長さ (m)	割合 (%)	長さ (m)	割合 (%)	
B	347.9	25.5%	0	0%	※1
B-I	・	・	369.4	27.1%	※1
C I	485.0	35.5%	520.5	38.1%	※1
C II	150.0	11.0%	123.6	9.1%	※1
B-L	32.1	2.4%	32.1	2.4%	
D I	70.0	5.1%	11.0	0.8%	※2
D I-i	50.0	3.7%	0	0%	※2
D I a	・	・	33.0	2.4%	※2
D I b i	・	・	3.0	0.2%	※2
D I b 1-i	・	・	40.0	2.9%	※2
D II	・	・	4.0	0.3%	※2
D III	178.0	13.0%	0	0%	※2
D III a	・	・	55.0	4.0%	※2
D III b	・	・	117.0	8.6%	※2
坑口付け	5.0	0.4%	9.4	0.7%	※2
明り巻・坑門工	47.0	3.4%	47.0	3.4%	
合計	1,365.0	100.0%	1,365.0	100.0%	

※備考欄 ※1 制御発破による変更

※2 脆弱な地質の出現による変更

### 3.2 総合評価方式による施工方法の変更点と施工成果

本工事は総合評価落札方式（入札時VE）の試行工事であり、当初設計に対し、VE提案提出後、着手後の技術検討会や現地調査段階、および、既設トンネルの健全度診断を踏まえた段階で、表-3のような工法変更を行った。

表-4に総合評価方式による施工方法の変更点と施工成果について示す。

表-2 主要使用施工機械一覧表

使用場所	用途	機械名	仕様	備考
掘削	掘削	ロードヘッダー	S200	VE提案(掘削方式)
	〃	油圧ブレーカ	GKS308LS 1,800kg	
	穿孔・ロックボルト孔	油圧ジャンボ	ホイール3ブーム2ゲージ GH105-33 コンピュータ搭載	VE提案 (発破掘削機械)
	吹付けコンクリート	吹付けロボット	一体型 GMB35-C-CL	
	ずり積込み機	ホイールローダ	サイドダンプ式ホイール型 WA450(3.0m <sup>3</sup> )	
	ずり運搬機	キルナ	(TC工法)K-40N	VE提案
	〃	コンテナ	20m級	(ずり出し方法)
	吹付けコンクリート製造	パッチャープラント	二軸強制練25m <sup>3</sup> /h	
覆工コンクリート	型枠	セントル	自走式全断面スレスフォーム L=10.5m	
	防水シート張り	シート張り台車	L=6.5m	
換気	送風	送風機	2,000m <sup>3</sup> /min	
	集じん換気	集じん機	2,000m <sup>3</sup> /min	

※ 備考欄「VE提案」とは、VE提案によって変更した施工機械を示す。

表-3 当初設計に対する実施工の変更項目

変更項目	当初設計	実施工	変更理由
掘削方式	発破掘削	発破掘削と機械掘削の併用	VE提案：近隣に対する騒音・振動対策
ずり出し方法	ダンプトラック10t トラクタショベル サイドダンプ式ホイール型2.3m <sup>3</sup>	TC工法(トンネルコンテナ) トラクタショベル サイドダンプ式ホイール型3.0m <sup>3</sup>	VE提案：夜間ズリだし騒音対策
発破掘削機械	ホイール型油圧3ブーム ドリフタ・重量150kg	ホイール型油圧3ブーム ドリフタ・重量190kg(コンピュータ搭載)	VE提案：余掘り低減、棄量低減(既設トンネルへの振動対策)
発破工法	補助ベンチ付全断面掘削工法 (制御なし)	補助ベンチ付全断面掘削工法 (制御発破)	既設トンネルへの発破振動低減における制御・管理が必要
終点側坑口	充填式フォアポーリング	注入式フォアポーリング AGF-P 鏡吹付けコンクリート 鏡ロックボルト 水抜きポーリング	坑口付近の地質が強風化花崗岩・マサ土などのルーズな地質で有り、天端・切羽が自立しないと懸念される。
起点側坑口	充填式フォアポーリング	AGF-P 注入式フォアポーリング 鏡吹付けコンクリート 注入式フェイスボルト 水抜きポーリング	坑口付近の地質は、土砂化した強風化片岩層で、地下水の影響を受けて脆弱な地質で、地表面の沈下が予想される。

表-4 総合評価方式による施工方法の変更点と施工成果

項目	変更点	当初設計 ↓ 実施工	具体的な内容及び施工成果
掘削方式		発破掘削 ↓ 発破掘削と機械掘削の併用	<p>終点側・・・坑口付近の補助工法（AGF-P）L=58mを施工した地点から風化花崗岩が出現し、機械掘削を開始した。亀裂の発達した岩塊であり、切削は順調に掘進した。しかし、20m程進行した箇所から亀裂の少ない硬岩となり、全面機械掘削が困難となった地点から、発破併用で約120mまで掘進した。発破の影響については、発破振動が0.1㌦以下、発破騒音が騒音レベル65dB以下、低周波音レベル90dB以下のVE提案に沿った成果を得ることができた。</p> <p>起点側・・・機械掘削開始予定地点のCⅠパターンは予想以上に岩質が緻密、硬質で切削困難と判断し、一進行長の調整、または、分割発破による制御発破方式で約70m掘進した。CⅡパターンに変遷してからの夜間では、機械掘削との併用で掘進した。補助工法（AGF-P）区間も軟岩部分の切削では機械掘削を優先させ、終点側と同様の成果を得られた。</p>
ずり出し方法		ダンプトラック10t ↓ TC工法	掘削によって発生する「ずり」を多数の大型コンテナ（容量20m <sup>3</sup> ）に積み込み、切羽後方に仮置きして夜間の郊外へのずり出し作業をなくした。最大22缶を使用して夜間作業の制限を受けず、掘削工程の確保が図れた。

#### 4. 終点・起点側坑口の対策工

##### 4.1 設計段階での不図点

山岳トンネルの設計段階で最も苦心するのは、坑口部付近や地層境界部の脆弱地質における経済的で確実な補助工法の選定である。補助工法については、技術開発のテンポが速い分野であり、常に最新技術情報も加えて総合的に判断し、安全性・効果・経済性に優れた工法を採用する必要がある。しかし、当初設計の段階では、補助工法を確定するのは困難であり、坑口付近切土時点で地質・地層の分析・評価を実施して、補助工法を決定するのが一般的な進め方である。

本トンネルでも、切羽・天端の自立を目的とした補助工法として、起点側にフォアポーリング区間L=65m、及び終点側にフォアポーリング区間L=115mが計画されていた。しかし、坑口付近の地質のような、密着性に乏しい地山では、短尺(3m)の鉄筋芯棒による補強(モルタル全面接着式)では線状の補強となり、芯棒間から地山の抜落ちが懸念された。このような場合、面状での補強となる長尺先受工(例えばAGF)が有効と考えられるが、地質・湧水等の地山特性に不明な点も多々あるので、掘削着手後の切羽状態を確認の上、早期の検討・判断が必要とされた。

##### 4.2 終点側坑口の対策工

終点側坑口部付近は、天端付近に存在する強風化花崗岩・マサ (Grml) の掘削による切羽前面地山の先行緩みが掘削面前方に達する可能性もあることから、切羽面のかなり前方(切羽面前方5m前後)でこれらを防止する必要があった。さらに、地下水位が強風化花こう岩・マサ (Grml) 内にあることから、湧水による飽和状態からの地山の流出も懸念された。また、坑口部の被りが薄く、上部の礫層に存在する転石群への影響を考慮し、緩みの拡大による坑口斜面への影響や既設トンネルへの影響の抑制も考慮した「天端および切羽の安定確保」であった。

この対策として、AGF-P (φ114.3mm, t=6mm) 6シフト (L=11.0m+9m×5シフト=56m) を適用した。しかし、天端上部付近はAGF-Pの改良帯により保持されているものの、切羽面から多量の湧水により、切羽の小崩落が連続したため、鏡吹付けコンクリート、鏡ロックボルト、水抜きボーリング(small-P)を併用した。

坑口部明かり区間の切土部は、表層からの地山劣化防止と、法面の耐侵食性の向上を目的として、永久法面は吹付け法砕工 (FM200タイプ) を、また仮設法面には、モルタル吹付け (t=5cm, ラス網あり) を施工し法面の安定を図った。

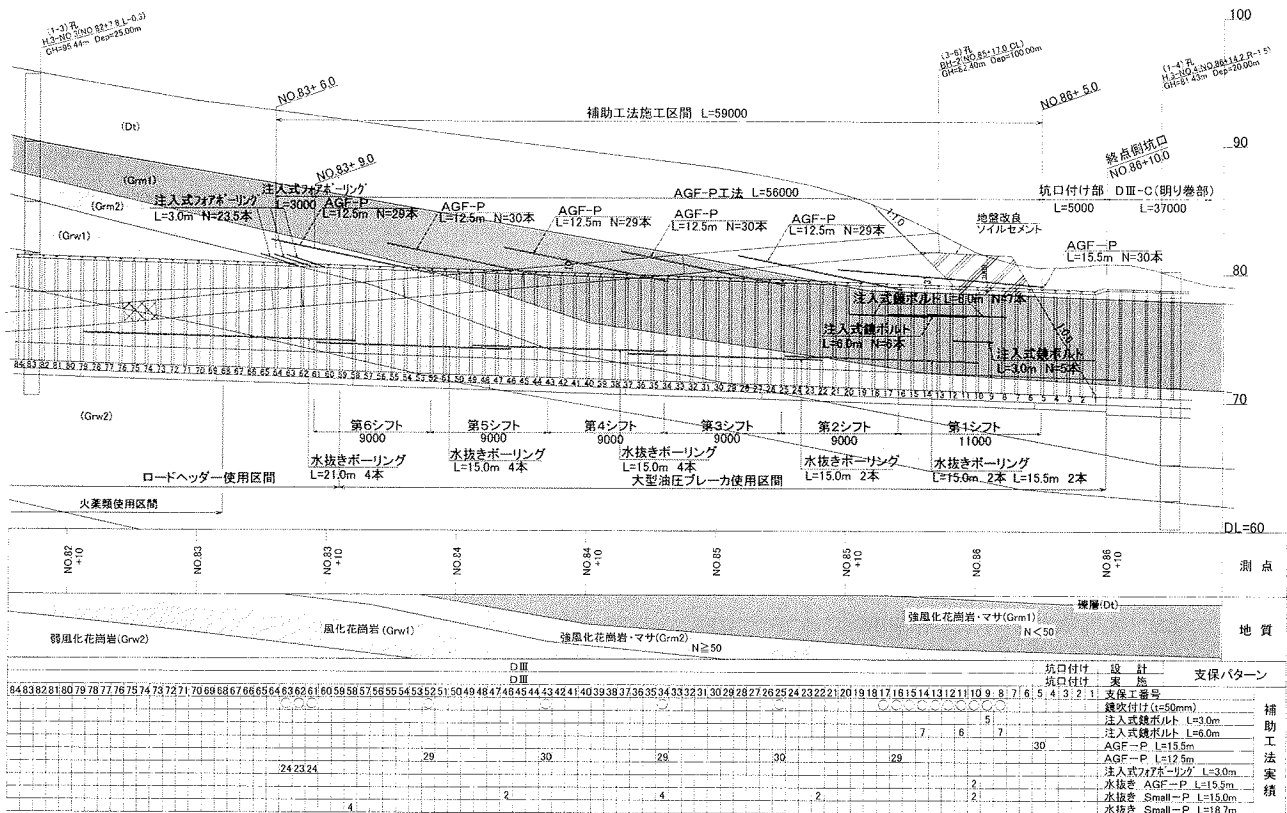


図-5 終点側坑口部補助工法

### 4.3 起点側坑口の対策工

#### (1) アプライト貫入岩 (強風化層) 崩落対策工

##### a) 崩落要因

TD+1255m (起点側坑口部より約110m手前) の地点で、当初地質調査では確認されていなかったが、茶褐色のアプライトの強風化層が切羽面左上部～天端にかけて突然出現した。アプライトの強風化層は岩片の大きさが5～30cm程度のサイコロ状で、粘着性のない破砕状を呈していた。この地質が、切羽に出現したことで左側の鏡・天端付近から岩塊崩落が頻発し徐々に崩落範囲が広がった。



写真-1 崩落状況

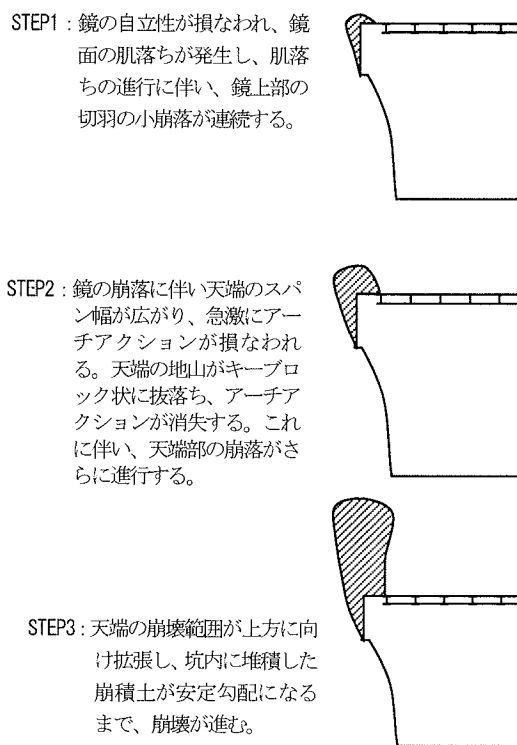


図-6 崩落概念図

b) 空洞範囲調査

対策工として、坑外から約 100m<sup>3</sup> のずりを搬入させ、押え盛土を行い、崩落を極力抑制させ、崩落法面に鏡吹付けコンクリートを施工した。崩落範囲を想定するために調査ボーリングを 8 箇所行い、空洞箇所を推定し、トンネル内よりモルタル充填を行うが、充填することができなかった。そこで、空洞部は崩積土により堆積していると判断した。

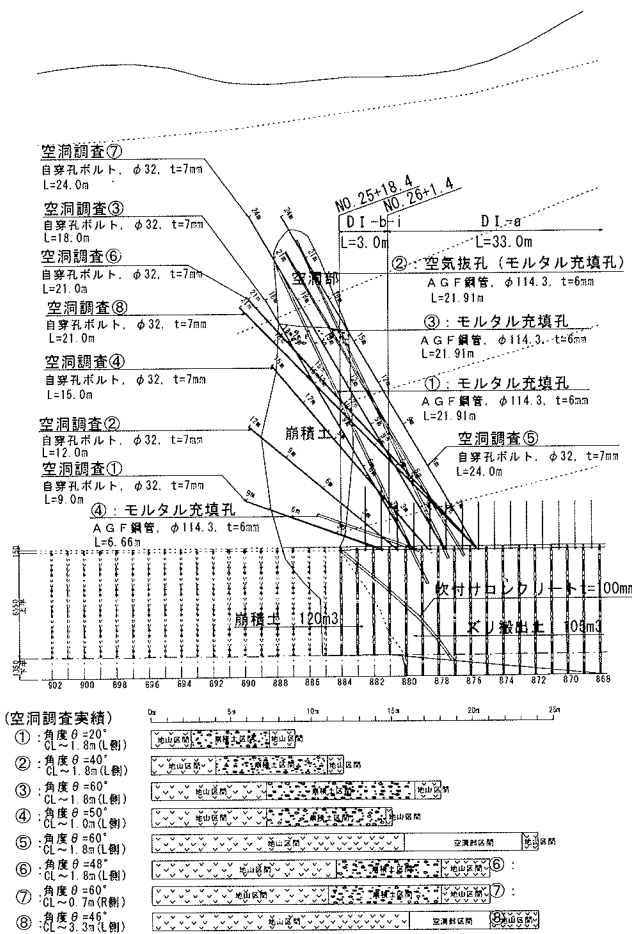


図-7 空洞範囲調査

c) 空洞充填

崩落箇所空洞充填は、地上部から施工することが可能であるため、切羽作業を止めることなく充填作業ができ、安全性・経済性・地権者との承諾等を考慮し、地上部（横）を決定した。使用する充填材料は、崩積土が礫質土状を呈していること、また、崩落直後で非常に不安定な状態（ルーズ）であることから、現状を維持しつつ対象地盤全体の緩んだ箇所への改良が期待で

きる懸濁型のセメントベントナイトを採用した。崩積土の緩み部充填の目標は現況への復旧であることから、周辺地盤強度ははおおむね N 値=10~20 であり、強度は 1Mpa（弱い軟岩程度）以上とした。充填作業はトンネル内からの改良体構築後 63 m<sup>3</sup> の注入を行った。

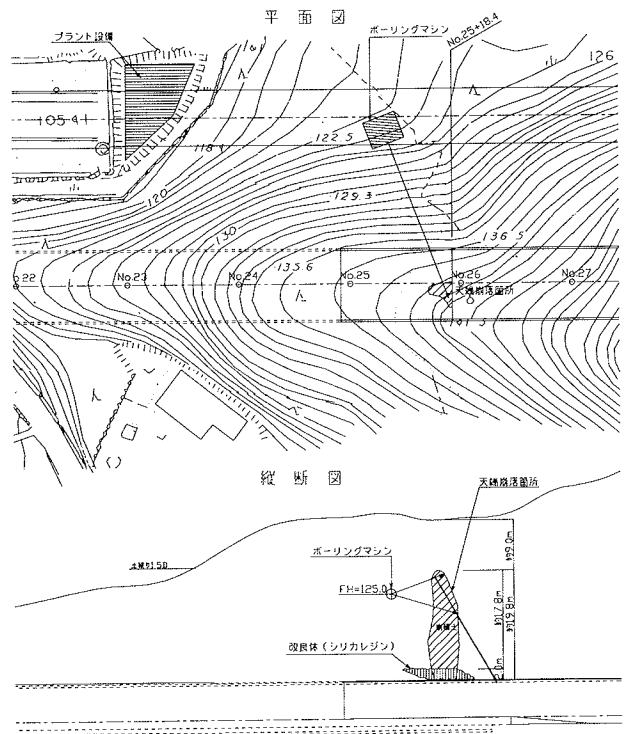


図-8 空洞充填配置図

d) 改良体構築

崩落部の天端補強は、改良対象が崩落土砂でサイコロ状の角礫地山という特殊な状態であるため、断面方向の改良体の構築だけでは改良の均質性、連続性の確保が困難であること、さらに、トンネル掘削時における切羽前方からの崩落の可能性があることから、改良体を貫く芯材による補強が必要と判断した。そこで、緩み範囲の検討、改良材並びに改良厚さの検討、芯材の検討を行った結果、崩落範囲の延長 8.0m 区間にシリカレジンによる厚さ 2.0m の改良体を構築し、不均質でかつ不連続な改良体を芯材（鋼管 STK400  $\phi$ 76.3 t=3.2mm）で連続させることで、一体化した改良体を構築した。さらに、崩落範囲の前方延長 3.0m 区間は崩落の影響により、鏡部分に緩みが生じており、注入式フォアポーリングにより鏡面を補強した。

(縦断図)

(断面図)

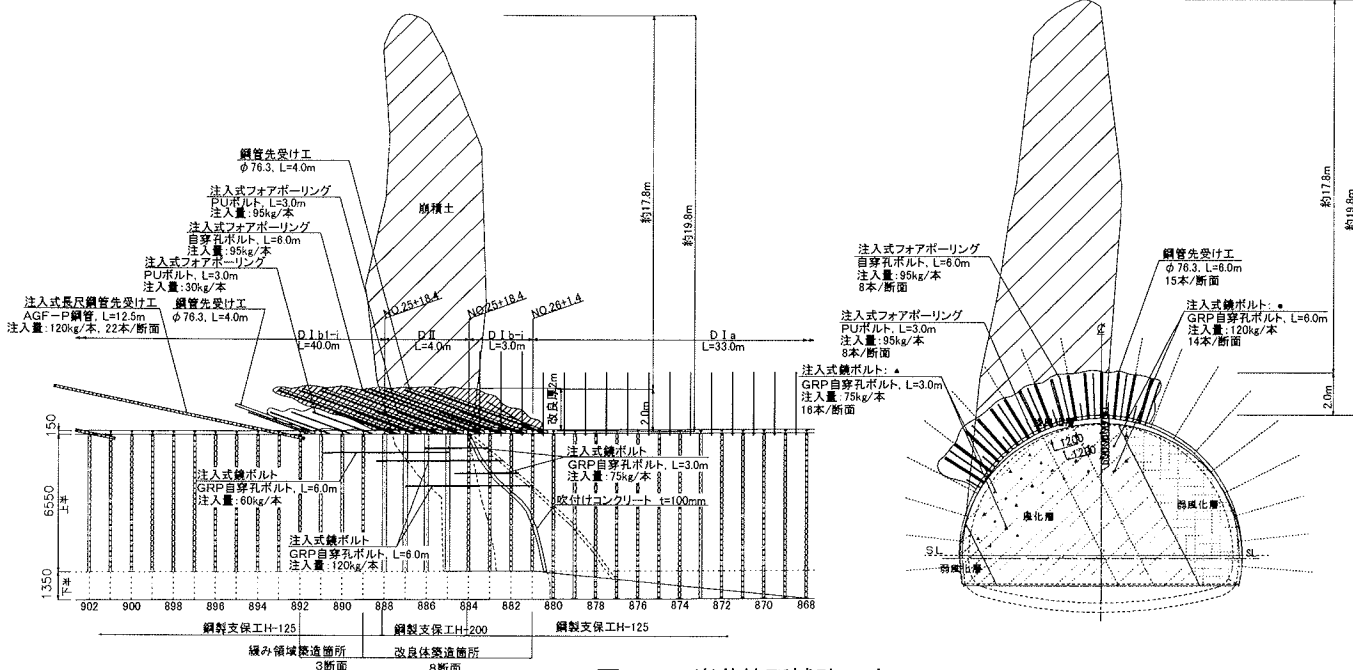


図-9 崩落箇所補助工法

### ① 緩み範囲の検討

崩壊部分周辺のゆるみ範囲はテルツアギーのゆるみ土圧式を応用して算定した。

$$\sigma = \frac{B_1 (\gamma t - C / B_1)}{K \cdot \tan \phi} \times (1 - e^{-K \times H / B_1 \times \tan \phi}) + q \times e^{-K \times H / B_1 \times \tan \phi}$$

$$h_1 = R_0 \{1 + \sin(45^\circ - \phi/2)\}$$

$$B_0 = R_0 \times \cos(45^\circ - \phi/2)$$

$$B_1 = B_0 + h_1 \times \tan(45^\circ - \phi/2)$$

ゆるみ高さ:

$$h_0 = \sigma / \gamma t$$

ここに  $R_0$ : トンネル半径 (m) = 6.7 m

$H$ : 土盛り (m) = 30 m

$\gamma t$ : 土の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>) = 1.7 tf/m<sup>3</sup>

$C$ : 土の粘着力 (tf/m<sup>2</sup>) = 0.0 tf/m<sup>2</sup>

$\phi$ : 土の内部摩擦角 (°) = 25

$q$ : 土の内部摩擦角 (°) = 0

$K$ : 土圧係数 = 1

$\sigma$ : ゆるみ土圧 (tf/m<sup>2</sup>)

前記式によりそれぞれを求めると

$$h_1 = 6.7 \{1 + \sin(45^\circ - 25^\circ / 2)\} = 10.30 \text{ m}$$

$$B_0 = 6.7 \times \cos(45^\circ - 25^\circ / 2) = 5.65 \text{ m}$$

$$B_1 = 5.65 + 10.30 \times \tan(45^\circ - 25^\circ / 2) = 12.21 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{12.21 (1.7 - 0 / 12.21)}{1 \times \tan 25} (1 - e^{-1 \times 30 / 12.21 \times \tan 25})$$

$$= 44.51 \times 0.68$$

$$= 30.27 \text{ tf/m}^2$$

よってゆるみ高さは

$$h_0 = 30.27 / 1.7 = 17.8 \text{ m}$$

※ 実測は 19.8 m となっているが、計算上と近い値となっている。

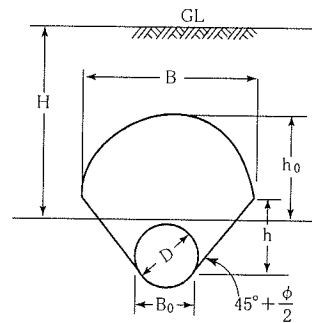


図-10 テルツアギーゆるみ範囲

### ② 改良材並びに改良厚さの検討

地盤改良厚さは、薬液注入工の計画において一般的に採用される、トンネル天端改良厚さを求める方法(塑性解)により算定した。

$$t = \exp \{ (H-d) \cdot \gamma / (2 \cdot C) + \ln(d) \} - d$$

$$= \exp \{ (24.5 - 6.7) \times 1.7 / (2 \cdot 66.7) + \ln(6.7) \} - 6.7$$

$$= 1.71 \text{ m} \approx 2.0 \text{ m}$$

よって、地盤改良厚は 2.0 m とする。

ここに  $t$ : 改良厚さ (m)

$d$ : トンネル半径 (m) = 6.7 m

$H$ : トンネル中心からの土盛り (m) = 17.8 + 6.7 = 24.5 m

ここでは、ゆるみ高さを考える

$\gamma$ : 土の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>) = 1.7 tf/m<sup>3</sup>

$C$ : 改良土の粘着力 (tf/m<sup>2</sup>) = 66.7 tf/m<sup>2</sup>

改良土の粘着力については、以下の資料を参考に計画する。

「注入式長尺先受け工法(AGF工法)技術資料(四訂版), シェアリング研究会, 02.11.27」

本資料の注入材の性能一覧表(p85)において、シリカゼリンのせん断接着強度は、 $2.0 \pm 0.5 \text{ Mpa}$  (スパー-SRF) となっている。ただし、この値は実験室内での鉄板に付着した場合のホモゲルの強度である。実際の現場では、地山を巻込んだ硬化体となり、さらに強度は低下する。よって、ここでは地山での硬化状況を考慮し、上記強度の1/3倍を設計値とする。

$$C = 2.0 / 3 = 0.667 \text{ Mpa} = 66.7 \text{ tf/m}^2$$



### ③ 芯材の検討

芯材の設計は、テルツァギーゆるみ土圧式から算定した緩み高さをを用い、芯材に作用する土圧は、村山の理論に基づき算定した。

ゆるみ荷重 (村山の式)

$$P_v = \alpha B \times (\gamma - 2C / (\alpha B)) / (2K\mu) \times (1 - e^{-2KD(\alpha B) / \gamma})$$

$$= 63.8 \text{ t}$$

内部摩擦角	: $\phi = 25$ [°]
粘着力	: $C = 0$ [kN/m <sup>2</sup> ]
支保工スパン	: $L = 1.0$ [m]
掘削作業高さ (角残り頂部と天端の距離)	: $h = 1.5$ [m]
支保工支持点までの長さ	: $B = L + h / \tan(45^\circ + \phi/2) = 1.96$
村山の係数	: $\alpha = 1.80$
地山の単位体積重量	: $\gamma = 19.0$ [kN/m <sup>3</sup> ]
土被り高さ (緩み高さ)	: $D = 17.8$ [m]
$\tan \phi$	: $\mu = 0.466$
土圧係数	: $K = 1.00$

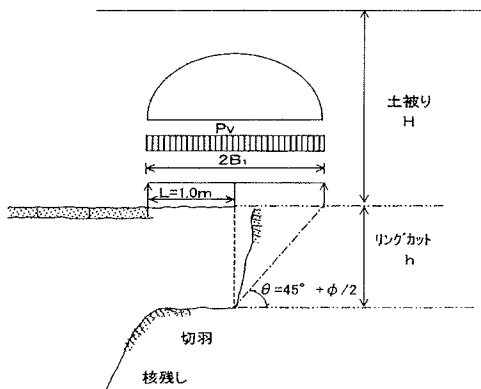


図-11 緩み荷重

- 鋼管仕様 :  $\phi 76.3$ ,  $t=3.2\text{mm}$ ,  $L=6\text{m} \text{ @ } 600$   
 地山側の鋼管端部を固定点とするためには、最低2mの飲込み長が必要と考える。6mの鋼管を1m毎に打設した場合、上載荷重に対する有効に作用する鋼管は、断面内に4段であると仮定する。
- 鋼管1本当たりの負担幅 :  $d = 600/4 = 150\text{mm}$
- 鋼管断面係数 :  $Z = 1.29 \text{ E-}05$  [cm<sup>3</sup>]
- 鋼管に作用する最大曲げモーメント :  $M_{\text{max}} = 9/128 \times P_v \times (B)^2$   
 (一端固定他端単純支承梁)  $= 2.58$  [kN/m]
- 鋼管の許容応力度 :  $\sigma_a = 110 \times 1.5 = 210$  [N/mm<sup>2</sup>]
- 鋼管の曲げ応力 :  $\sigma_{\text{max}} = M_{\text{max}} / Z$   
 $= 200$  [N/mm<sup>2</sup>] <  $210$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\cdots \cdots$  O.K.

### (2) 崩落後の対策工

崩落対策後、TD+1262mから坑口までの延長98m区間はAGF-Pによる先受工を施工した。98m区間の内、約30m上半先進により掘進した地点で、切羽面左側より大量の湧水が発生した共に、地下水の影響による最大34cmの上半支保工の押し出し現象が9m間にわたり発生した。地下水水位低下を目的に、水抜きボーリングを貫通地点まで実施し、切羽の状況に応じて鏡吹付けコンクリート、注入式フェイスボルトの併用で安定の向上を図った。支保工押し出し部は、注入式フォアポーリングにより支保工背面を改良し、下半部掘削直前に縫返して改築した。また、上半盤の支持力不足による左側の脚部沈下量が最大106mm (下半通過前の変位80mm, 下半通過後の変位26mm) に達したため、支持力増加を目的として、通常の鋼製支保工に取付け可能なウイングリブ (バケットタイプ) をDIII58m区間で採用したことで、その後の脚部沈下量が最大66mm (下半通過前の変位38mm, 下半通過後の変位28mm) に減少した。しかし、下半通過前の変位は約40mm減少できたが、下半掘削から通過後の変位は殆ど変わらなかった。

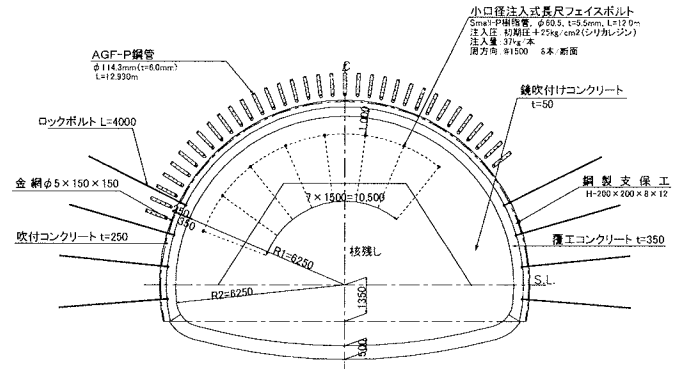


図-12 起点側補助工法標準断面図

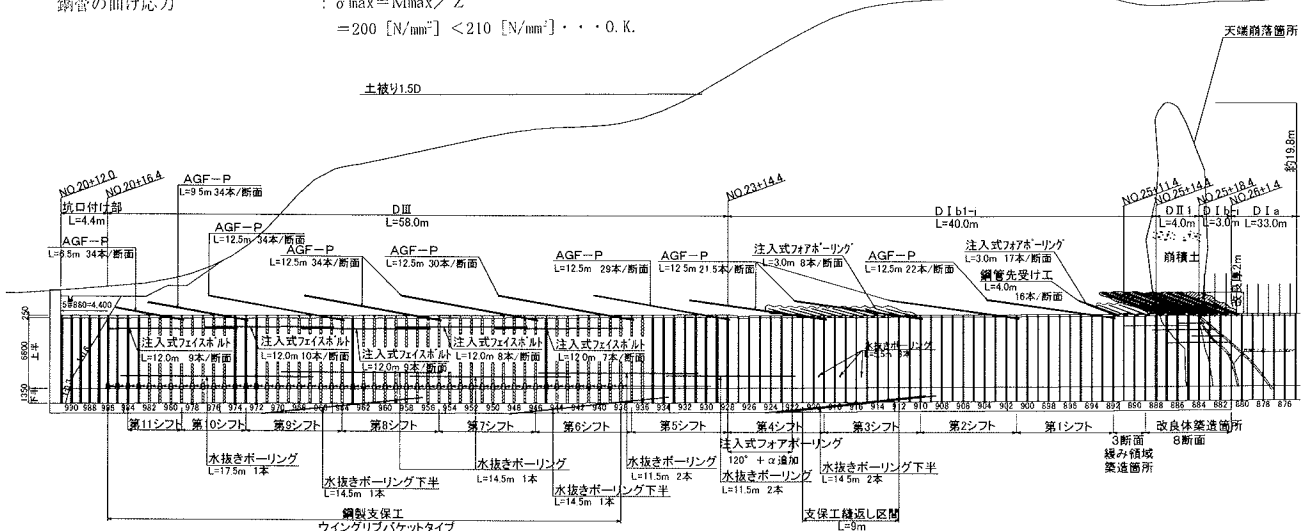


図-13 起点側坑口部補助工法

形状比較				
施工性	水平な為、掘削、地ならしが容易である。	角度がある為、掘削、地ならしに技術が必要。	角度がある為、掘削、地ならしに技術が必要。	掘削後の地ならしの必要性が少ない。
安全性	湧水の際、水が溜まりやすい。	スムーズに支保工本体へ軸力伝達を行う事ができる。	リブ部が別加工となる為、本体形状を変更せずに、簡易に底板面積を増減する事が可能。	リブ内にコンクリートを直接吹き込む為、リブ底部と地山がよくなじみ地盤沈下を防ぎやすい。
経済性	ウイング先端部が鋭角の為、余掘りが大きくなる。 新たに製作する必要あり	伊式と比較し、素材重量、掘削量、吹付けコンクリート量が多少減少する。 新たに製作する必要あり	伊式と比較し、素材重量、掘削量、吹付けコンクリート量が多少減少する。 運搬性は良く、通常の支保工に取付可能。ただし加工に手間がかかる。	掘削量が減少する。少ない重量アップで支持力が増加する。通常の支保工に取付可能。
評価	×	×	○	◎

図-14 鋼製支保工ウイングリブ (ポケットタイプ)

## 5. 発破振動管理と適用支保パターン

本トンネルは、図-15に示すように既設トンネルとの壁面間距離20mで並行しており、本格的な発破を開始したときから爆薬量を制限するとともに、既設トンネルに設置した振動速度を確認しながら掘削する必要があった。既設トンネルは昭和42年春に供用開始しており、トンネル健全度診断の結果、覆工コンクリートにおいて老朽化の著しいトンネルとの評価を受けていた。

### 5.1 発破振動管理値

発破振動の管理値は統一的な設定はなされていないが、調査結果より、表-5に示すように既設トンネルを通常区間と落下防止区間に区分し、それぞれに振動速度の管理基準値を設定した。その中で、通常施工継続が可能な管理レベルIについて、落下防止対処区間は3cm/s (kein)、通常区間は4cm/s と設定した。

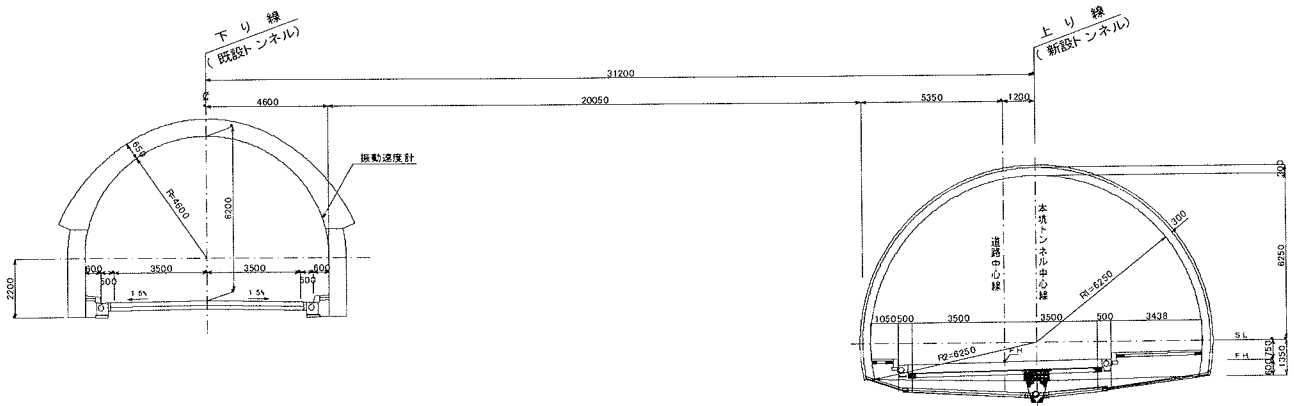


図-15 既設トンネルとの離隔

表-5 発破振動管理値

管理レベル	振動速度管理値 (cm/s)		処置および対策
	通常区間	落下防止対処区間	
管理レベルI	4.0以下	3.0以下	通常施工継続
管理レベルII	4.0~5.0	3.0~4.0	① I期線の点検 (トンネル内目視観測・安全確認) ② 測定値の再確認 ③ 発破パターンの変更, 斉発段数の変更, 低爆速爆薬使用検討 ④ 一発破進行長調整, 分割発破の検討 ⑤ 検討後, 施工を継続
管理レベルIII	5.0以上	4.0以上	① 発破施工中止 ② I期線の点検 (トンネル内目視観測・安全確認) ③ 測定値の再確認 ④ 測定システムの確認, ⑤ 掘削工法の変更検討・協議

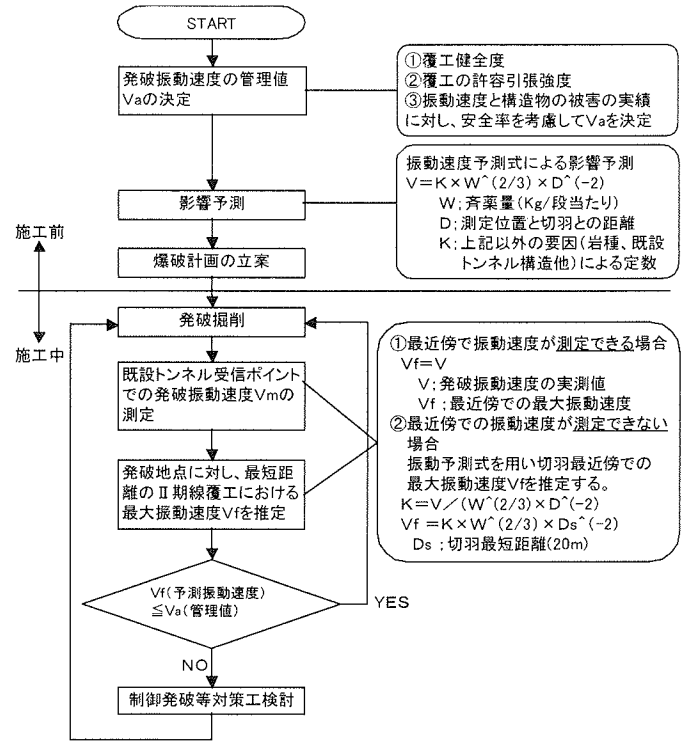


図-16 従来の発破振動の管理フロー

5.2 発破振動管理

一般に発破振動管理を行う際の計測装置は、一定離隔 (本トンネルでは、40~70m) 毎に移設するため、切羽最近傍での振動を測定することが困難である。従来の振動管理手法 (図-16) では、任意の離隔距離での実測値から振動速度予測式の一般式よりK値を逆算し、それから最近傍(20m)での推定振動速度を計算した上で、管理値との比較を行っていた。しかしながら、実測データのバラツキの影響で推定値にも変動が生じ、結果が安全であるか否かの判定が曖昧になる課題があげられた。

本トンネルでは、現場での測定結果をもとに最小二乗法を用い、現場状況に則した振動速度予測式を算出した。さらに、この振動速度予測式より、最近傍 (20m) で管理値を設定する管理曲線を作成することで、任意の離隔距離でリアルタイムに発破振動が管理できるようになった。図-18に示す管理曲線と振動速度の全データを示す。管理曲線 (4cm/s) を超えた場合は、図-17に示す発破振動の管理フローに従い、直ちにI期線トンネルの覆工面、路面を点検し、安全を確認した。さらに管理曲線を連続して上回る場合は、発破パターンを検討し、制御発破に反映させた。この結果、日常の施工管理が簡易になり、かつ最適な掘進長・使用爆薬量を決定し易くなった。図-19に制御発破を適用した発破パターン(B-I:進行長を2m→1.5mに変更)を示す。

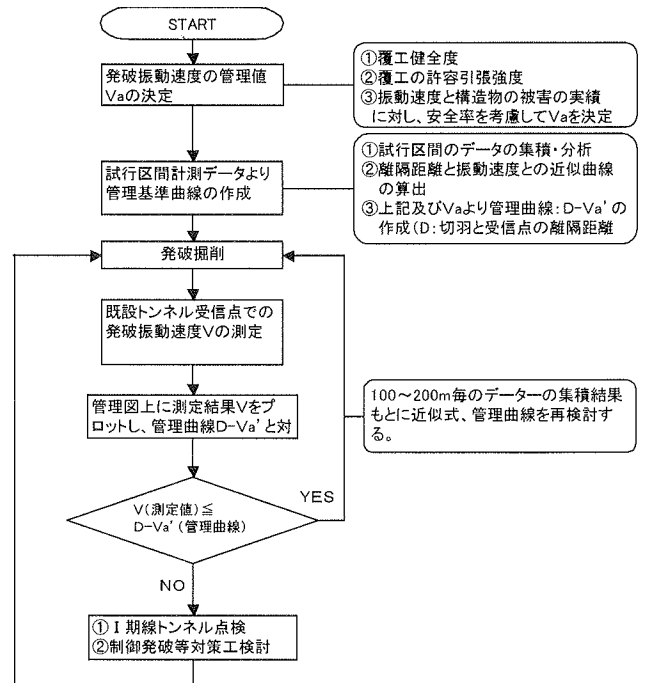


図-17 本トンネルでの発破振動の管理フロー

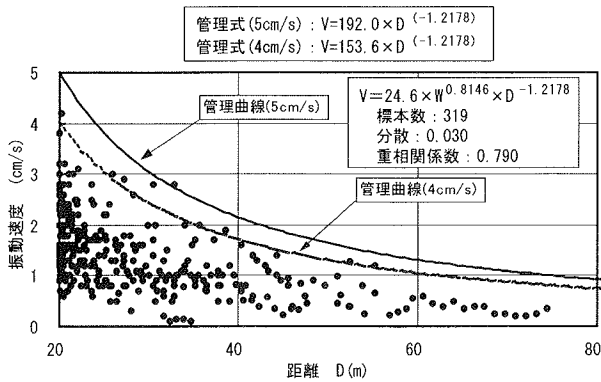


図-18 管理曲線と振動速度全データ  
(心抜き：受信点が切羽前方)

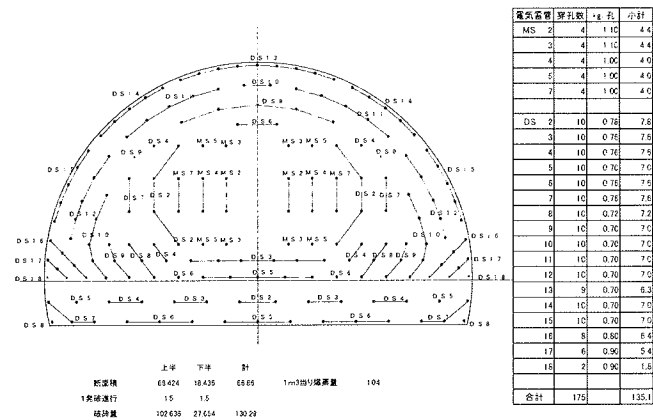


図-19 発破パターン(B-I)

## 6. おわりに

本報告書をまとめるにあたり、国土交通省九州地方整備局、本トンネルの施工で技術指導を頂いた中川浩二臨床トンネル工学研究所理事長、飛鳥建設(株)土木本部に紙面をお借りして心から感謝申し上げます。この報告が、今後類例工事を担当する皆様に少しでも参考になれば幸いです。

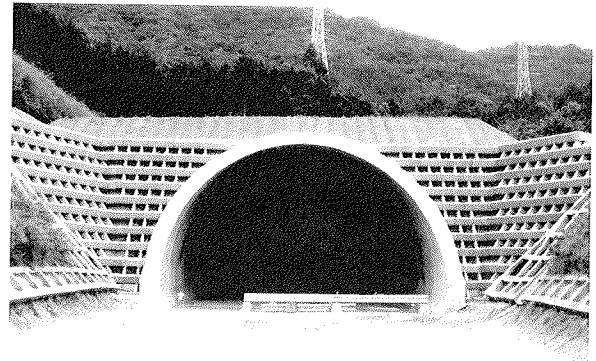


写真-2 終点側坑口付近

**Summary** Shin-Chuai Tunnel is a tunnel newly constructed parallel to the first stage line tunnel at a distance of approximately 20m as the second stage line tunnel planned to mitigate the heavy traffic on Route 201 connecting Tagawa County and Kyoto County, Fukuoka Prefecture. This project was won by the total evaluation contract method (value engineering proposal system) on a trial basis to protect the environment.

This paper reports on the design changes, problems that arose during construction, measures against these problems, and control of blast vibration near the existing line.

**[Keywords]** total evaluation contract method (value engineering proposal system), environmental protection, auxiliary construction method, blast vibration control