

四国カルスト直下の地芳トンネルにおける 高圧大量湧水帯の施工（その２）

松川久俊¹・藤井広志²・原田正也²・市川拓也²・井川祐太²・玉村公児³

¹正会員 鹿島・日本国土共同企業体（〒791-1802 愛媛県上浮穴郡久万高原町西谷 7620）

²鹿島・日本国土共同企業体（〒791-1802 愛媛県上浮穴郡久万高原町西谷 7620）

³正会員 鹿島建設株式会社 土木設計本部（〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30）

地芳トンネルの地質は秩父帯に属したジュラ紀の付加体で、坑口から 700m 付近で毎分 20t の突発異常湧水を伴って出現した巨大石灰岩体は高圧大量の湧水帯で、止水注入工法を採用し掘削を進めていたが、坑口から 790m 付近の脆弱な混在岩区間において毎分 6 t の湧水を伴う 2 度の支保工および地山の変状が発生した。この区間は本坑の施工を中断していたが、迂回坑を通じ坑奥側の本坑が無事高知県側へ貫通したことにより施工を再開した。崩壊部の施工にあたっては、これまでの施工実績を再評価し、新たな掘削支保パターンや止水注入域の設計を行い無事突破できた。本論文では崩壊部の設計・計画・実績について報告する。

キーワード：高圧大量湧水，止水注入，導坑先進分割式全断面掘削

1. はじめに

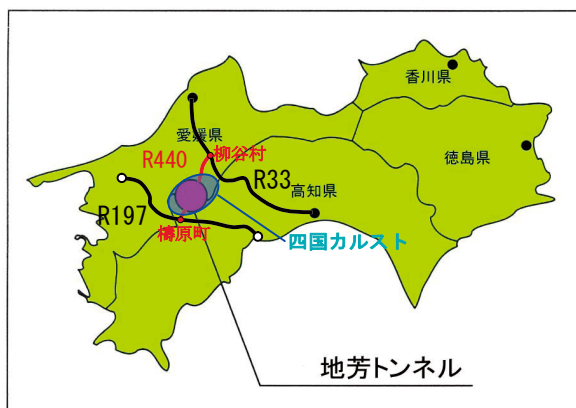


図-1 地芳トンネル位置図

一般国道 440 号は、愛媛県柳谷村の国道 33 号と高知県梼原町の国道 197 号を結ぶ幹線道路である。そのうち、県境の地芳峠は四国山地を横断する急峻かつ複雑な地形を形成しており、冬季には積雪・凍結による交通障害が発生するなど交通機能ならびに安

全確保の面で多くの課題を抱えている(図-1)。

地芳トンネルはこれらを解消するため国土交通省が権限代行直轄事業として取り組んでおり、トンネル全長は 2,990m である。

2. 地形、地質概要

地芳トンネル直上の地芳峠は、東西約 25km に及ぶ四国カルスト台地のほぼ中央に位置しており、トンネルの最大土被りは約 400m となっている。カルスト台地はカレンフェルトが露頭し、各所にドリーネが点在し、そこから雨水が浸透している。

地質は秩父帯に属したジュラ紀の付加体で、坑口部から 700m 区間は粘板岩、緑色岩の混在岩、700m～1,300m では高圧・多量の地下水を有する石灰岩が主体で、ブロック化しており、その境界には非常に脆弱な粘板岩や緑色岩の混在岩が存在する。また、1,300m 以奥では粘板岩主体の部分と細片状緑色岩及び石灰岩の混在岩が存在している(図-2)。

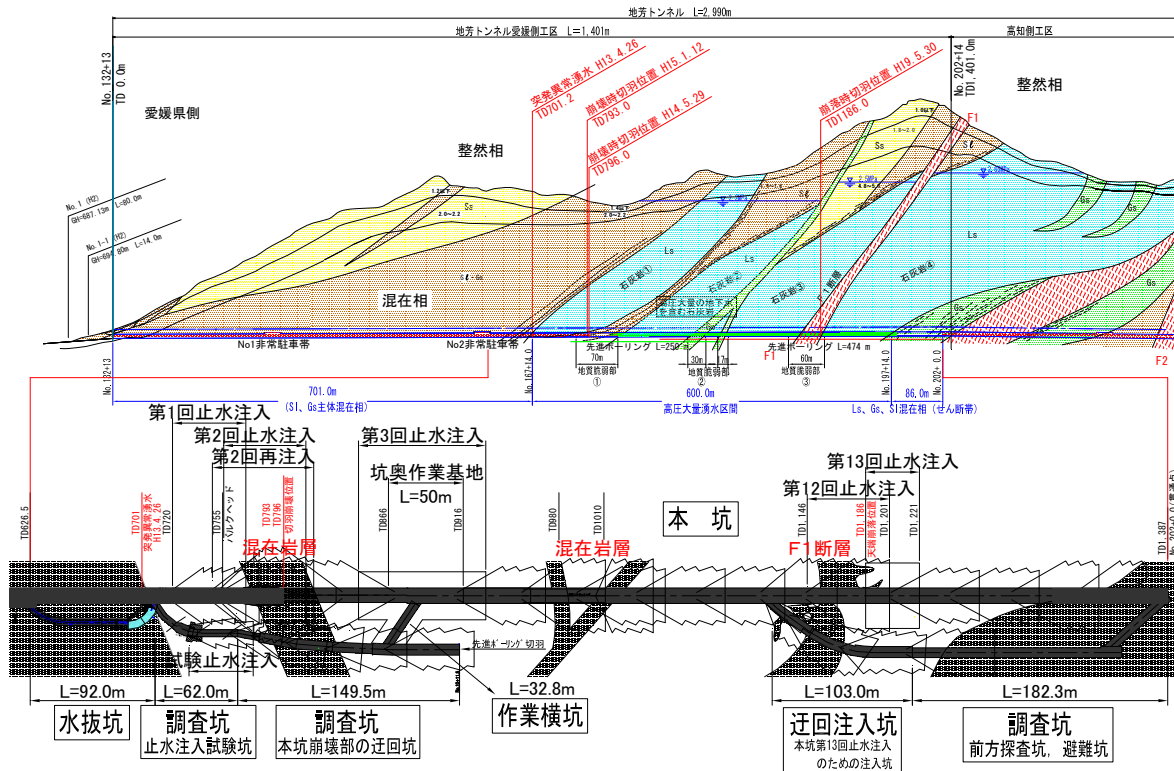


図-2 地質縦断図及び平面図

3. 崩壊部再掘削までの主な施工経過

崩壊部再掘削までの施工経過を下記に示す。

- ①2001 (H. 13). 4. 26 TD701m 掘削中、切羽から毎分20tの突発異常湧水発生。それ以奥の湧水対策工として、止水注入工法が採用される。
- ②2002 (H. 14). 5. 29 止水注入区間のTD796m掘削中、毎分6tの湧水とともに上半支保工の崩壊が発生。崩壊部埋戻し後、再止水注入を行い本坑支保パターンを再設計し再掘削を行う。
- ③2003 (H. 15). 1. 12 再止水注入後TD793mまで再掘削を行ったところで、今度は盤ぶくれに起因したボリング状の地盤の破壊が発生。毎分6tの湧水とともに土砂が噴き上げられ再度支保工の崩壊にまで至る。
このような状況下で本坑の強行突破は安全上無理と判断され、止水注入試験坑として掘削していた調査坑を迂回坑として延伸し、本坑坑奥側の良好な岩盤(石灰岩)に取り付け、そこを作業基地として本坑崩壊部を坑奥側(貫通点側)から施工する迂回坑案が採用された。
- ④2004 (H. 16) 3月に無事迂回坑(調査坑)が完成し、

同4月に調査坑から本坑に向けて本坑第3回止水注入を行い、同8月には作業横坑を経由してTD866～916m間に坑奥側本坑の作業基地L=50mが完成した。

- ⑤2004 (H. 16) 8月からは坑奥側本坑の作業基地を基点に貫通点側に向け止水注入、掘削を繰り返しながら施工を進めた。途中、本坑第7回止水注入範囲のTD980mと本坑第8回止水注入範囲のTD1,010m付近で綠色岩を主体とする地質脆弱層に遭遇したが、3.5R(トンネル直径の3.5倍)の止水注入域と中央導坑先進分割式全断面掘削による施工で問題なく掘進できた。(①～⑤までの施工経過は「土木建設技術シンポジウム2006論文集」¹⁾に掲載)
- ⑥2007 (H. 19). 5. 30 本坑第12回止水注入範囲のTD1,186m(F1断層)掘削中に約100m³の切羽、天端崩落が発生した。(幸いにも支保工は、剛性の高い円形支保工を切羽で1基毎閉合していたため、変状及び崩壊は生じなかった。)この位置は同止水注入範囲の予定掘削位置であったため、崩壊部対策を講じたのちコンクリートバルクヘッド(L=7.5m)を構築し、本坑第13回止水注入を開始したが、注入圧の作用によりこのバルクヘッドが後方に滑動する事態が生じ、L=10mの増設を余儀なくされた。

その結果トンネル正面からの注入が困難になり、本坑から分岐して比較的地質の良い石灰岩部へ迂回注入坑を掘削し、そこから横向きに注入する(本坑第3回止水注入と同じ方法)迂回坑注入案が採用された。

- ⑦2008(H.20).5.9 迂回注入坑からの本坑第13回止水注入が終了し、本坑掘削を再開したがこの間約1年の工程遅延が生じた。その対策として迂回注入坑を前方地質探査の調査坑として延伸し早期に貫通させ、その後、緊急時の避難坑とする調査坑延伸案が同日開催された第7回地芳トンネル技術検討連絡会で採用された。
- ⑧2008(H.20).11.5 坑奥側調査坑が無事高知県側に貫通し、緊急時の避難坑としての機能も期待できたことを受け、同11.24に本坑崩壊部の施工に着手した。

4. 崩壊部再掘削の設計・施工計画

TD790m付近は写真-1,2に示すように2度にわたり



写真-1 2002年5月 1回目崩壊状況



写真-2 2003年1月 2回目崩壊状況

崩壊したところであり、そこを再度掘削するにあたり、設計・施工の基本方針として次の3点を定めた。

- ①6t/分の湧水を確実に止水する。
- ②掘削時に支保工の変状・崩壊を発生させない。
- ③隣接調査坑に変状をおこさない。

(1) 止水注入工の設計・施工計画

a) 必要注入域の設計

必要注入域の検討は、青函トンネル施工時の検討結果を報告した「青函トンネル土圧研究報告書」(土木学会 昭和52年3月)^{2),3)}の厚肉円筒モデルによる計算方法に従って実施した。

当該区間は2度の崩壊を受け、また長期にわたる出水をしている区間なので、地山の空洞化・緩みが

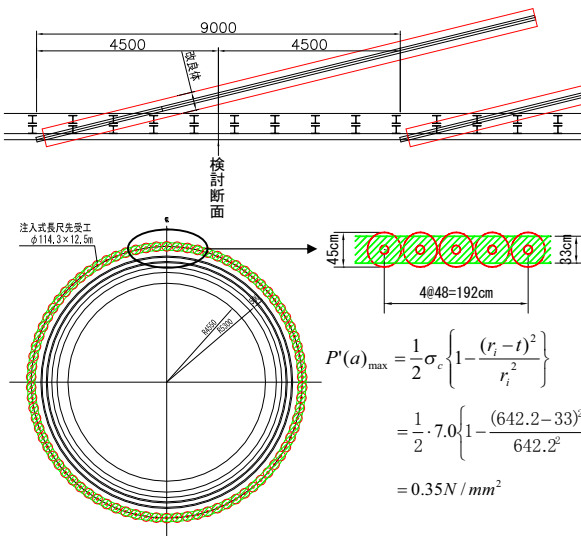


図-3 支保工反力算定モデル図

表-1 E級地山解析結果

		物性値 1 (E 相当)							
物性値	c (N/mm ²)	0.1							
	φ (deg)	30							
	E (KN/m ²)	0.8 × 10 ⁵							
	ν	0.4							
	γ _t (KN/m ³)	20							
注 入 範 囲		2.90	5.80 2R	8.70	11.60 3R	14.50	17.40 4R	20.30	23.20 5R
塑性領域 (m)	P'(a)=0	—	—	—	—	—	—	—	—
	P'(a)=0.05	—	—	—	—	—	—	—	—
	P'(a)=0.1	—	—	—	—	—	—	—	—
	P'(a)=0.2	—	—	—	—	—	—	—	—
	P'(a)=0.3	—	—	—	—	—	—	—	10.00
	P'(a)=0.4	—	—	—	—	—	7.76	7.09	6.79
	P'(a)=0.5	—	—	—	—	5.99	5.56	5.35	5.23
変位量 (m)	P'(a)=0	—	—	—	—	—	—	—	—
	P'(a)=0.05	—	—	—	—	—	—	—	—
	P'(a)=0.1	—	—	—	—	—	—	—	—
	P'(a)=0.2	—	—	—	—	—	—	—	—
	P'(a)=0.3	—	—	—	—	—	—	—	1.91
	P'(a)=0.4	—	—	—	—	—	1.37	1.28	1.24
	P'(a)=0.5	—	—	—	—	1.04	0.99	0.97	0.96
湧水量 (t/min/m)	P'(a)=0	—	—	—	—	—	—	—	—
	P'(a)=0.05	—	—	—	—	—	—	—	—
	P'(a)=0.1	—	—	—	—	—	—	—	—
	P'(a)=0.2	—	—	—	—	—	—	—	—
	P'(a)=0.3	—	—	—	—	—	—	—	0.009
	P'(a)=0.4	—	—	—	—	—	0.010	0.009	0.008
	P'(a)=0.5	—	—	—	—	0.011	0.009	0.008	0.007

発生していることを懸念し地山物性値はE級地山相当と判断し、図-3に示すモデルで360°AGFによる支保反力(0.35N/mm²)を考慮した上で必要注入域を検討した結果、半径5Rの止水注入域が必要となった(表-1、図-4)。

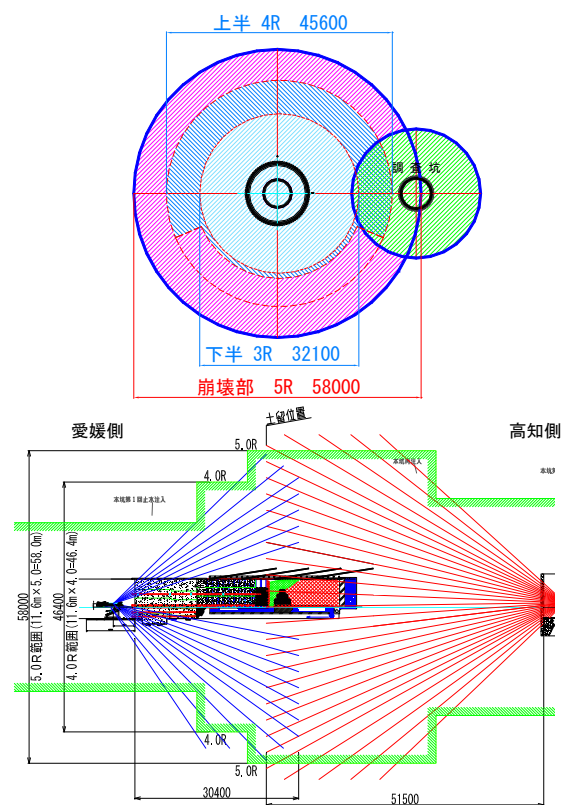


図-4 崩壊部止水注入域図

b) 止水注入工の施工計画

この区間は写真-1、2に示すような2度の崩壊後、崩壊範囲をずりで埋戻し、その手前にコンクリートバルクヘッドを構築した。出水した6t/分の湧水は6時の集水管を通して排水し続けていた(図-5、写真-3)。

当初計画では6t/分の湧水を流した状態での注入工事は困難と判断し、集水管のバルブを閉めて流水を止め、鋼製支保工等の影響のない高知県側から止水注入工を施工する計画にしていた。しかし、バル

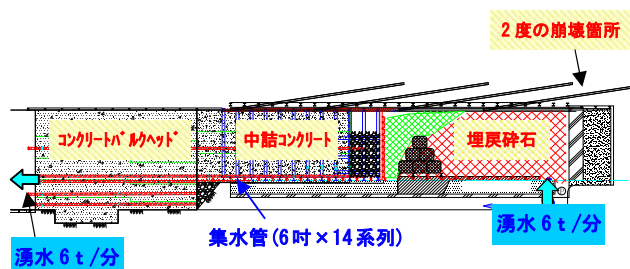


図-5 2度の崩壊区間の坑内状況

ブを閉めてから注入した場合は、見掛けの止水はできていても注入材がどこで効いているか分からず、もし掘削断面に接近した部分でのみ止水注入が効いているとすれば、掘削と同時に再度湧水が発生する可能性がある。そこで、崩壊部から遠い位置から、湧水を流したまま注入を行い、湧水へのリーク状況や湧水量の変化を観察しながら施工することを基本方針とした。

施工手順としては、崩壊部の止水注入工に着手する前に止水注入圧に耐えうように調査坑の補強を実施する。詳細は(3)調査坑の補強対策工に示す。

その後、本格的な止水注入に先立ち、コンクリートバルクヘッドの周縁注入及び愛媛県・高知県両切羽付近の岩盤バルクヘッド注入を施工し、止水注入へと移行していく。図-6に止水注入工の施工手順を示す。

注入材料はこれまでに実績のあるセメント系とし、注入圧力は湧水圧の2.5～3倍となるようリング別に4.5～6.0MPaで設定した。また、孔間隔は当初6.0m



写真-3 バルクヘッド湧水状況(6t/分)

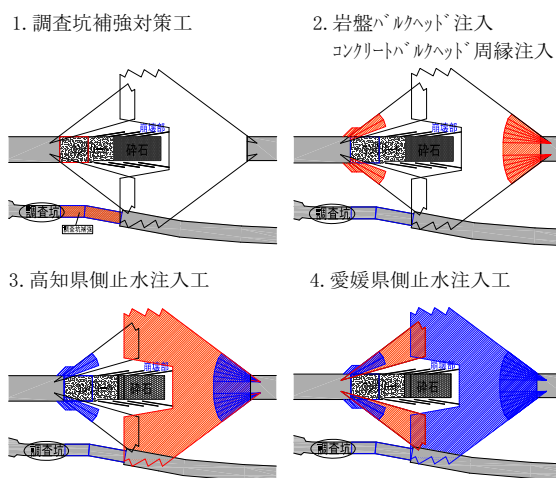


図-6 崩壊部止水注入工施工手順図

間隔で設定し、追加孔基準により孔の両隣に施工していく合理的な孔配置とした。表-2 に主な止水注入工の仕様を示す。

表-2 崩壊部止水注入工の仕様

項 目	仕 様
孔 間 隔	6m
リング間隔	3m
注 入 材 料	セメント系急硬材 (固化材：微粒子セメント)
注 入 圧 力	4.5～6.0MPa(湧水圧の2.5～3倍)
注 入 順 序	外リング→内リング
追 加 孔 基 準	リング毎に施工(孔の両隣) 【外リング追加基準】 2次孔で1.6L/min/m以上 【内リング追加基準】 1次孔で3.2L/min/m以上 2次孔で1.6L/min/m以上
注入完了基準 (注入区間あたり)	チェック孔の残留湧水0.8L/min/m以下 換算ルジオン値0.4Lu以下

(2) 支保工の設計・施工計画

a) 1 次支保工の設計

2 度の崩壊が発生した、不良地山区間は、万一支保工に局所的な水圧が直接作用した場合においても十分耐え得る支保設計を骨組解析により行い、さらに全土被り荷重が作用した場合でも十分耐え得る支保設計を2次元弾性FEM解析により行った(調査坑の設計手法と同じ)。

解析モデルは図-7 に示すとおり、水圧(2.2N/mm²)による偏荷重を下部90°範囲に作用させ、また別に全土被り荷重を載荷して検討した。

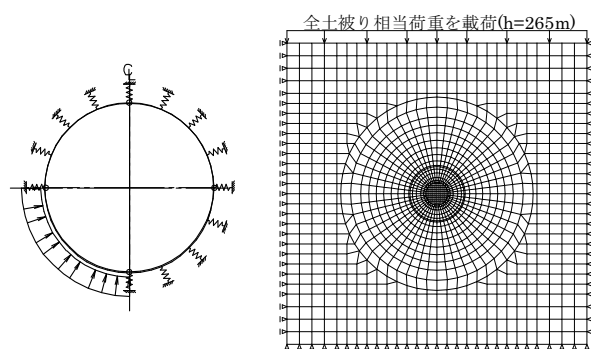


図-7 解析モデル

地盤の物性値は表-3 に示すように調査坑

表-3 逆解析結果

場 所	変形係数(kN/m ²)
調査坑 No. 5+13.0	7.84×10^6
本坑 No. 171+5.0	9.50×10^5

No. 5+13.2(本坑崩壊部に対応する調査坑位置)における逆解析の結果及び、本坑崩壊部の逆解析の結果を使用する。

解析の結果、局所水圧載荷時が最も危険となった。支保工の仕様は調査坑の逆解析結果により決定したが、補強代を設けておき、さらに条件の悪い本坑逆解析時と同等な地山が出現しても補強を行うことで耐え得る仕様とした(表-4)。

そして、施工時はA、B両計測を実施し、支保工に過大な応力が作用していると確認された場合には鋼製支保工+増吹付けにより補強を行うこととした。

表-4 支保パターン仕様一覧

項目	仕様	備考
鋼製支保工	2H-200×200×8×12 (SS400)	円形支保工
吹付け コンクリート	$f'_{ck}=36\text{N/mm}^2$ $t=500\text{mm}$	
補助工法	全周注入式長尺先受工 ($\phi 114.3 \times 6$ L=12.5m@450)	
補強代	増し吹付け増し支保工余裕代 250mm	
中央導坑	2H-150×150×7×10(SS400) 吹付けコンクリート $t=400\text{mm}$ ($f'_{ck}=36\text{N/mm}^2$) 上半180° 注入式長尺先受工	円形支保工

b) 2 次覆工の設計

覆工の設計については、基本的に排水型トンネルとしての検討を行うこととする。荷重としては1D相当のゆるみ荷重が作用した場合と、将来的な止水注入効果の低減や導水工の目詰まり等により、覆工に水圧が作用した場合においても構造的な破壊に至らないよう、覆工仕様を決定する(図-8)。

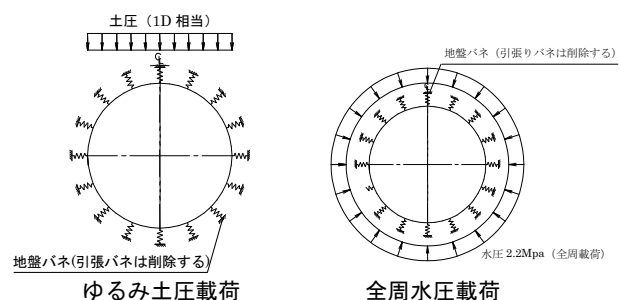


図-8 荷重モデル

覆工厚は全周水圧載荷により決定し、鉄筋量については、本坑逆解析結果による地山の変形係数に対して十分耐力を有するように設計した(表-5, 図-9)。

c) 掘削工の施工計画

トンネル掘削の手順としては、中央導坑は止水効

表-5 2次覆工仕様一覧

項目	仕様	備考
覆工厚	t=500mm	
設計基準強度	$f'_{ck}=36\text{N/mm}^2$	
鉄筋	主筋：D19@200	SD345
	配力筋：D13@300	
	せん断補強筋：D13@300	

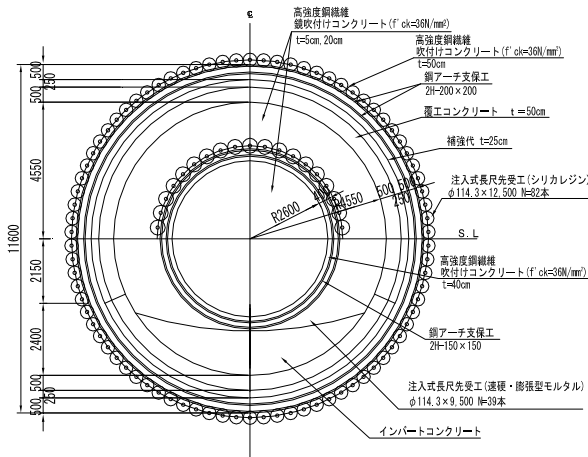


図-9 崩壊部掘削支保パターン

果及び地質の確認を兼ねて高知側から愛媛側へ向けて掘削し、本坑は愛媛、高知両側から掘削を行い、崩壊部から5m高知側を貫通目標点とした。図-10に掘削手順図を示す。

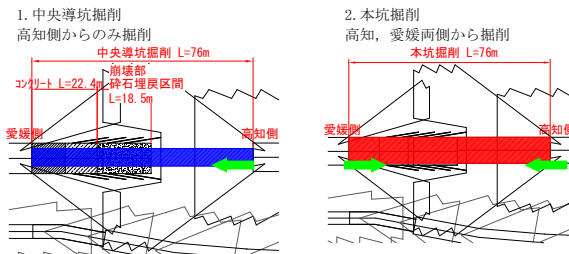


図-10 トンネル掘削手順図

(3) 調査坑の補強対策工

a) 検討概要

本区間においては、本坑掘削にあたって実施する止水注入圧が調査坑周辺に作用するため、調査坑支保工が変状しそれに伴い突発湧水が発生する可能性がある。また、本坑掘削時には周辺地山の緩みにより、調査坑周辺に作用する荷重が増加すると考えられる。したがって、それらによる調査坑への影響をFEMにより解析を行った。

b) 検討結果

検討の結果、鋼製支保工 H-150、吹付けコンクリート 25cm、底版コンクリート ($f'_{ck}=18\text{N/mm}^2$) 50cm の補強支保工を設置することで設計強度を満足することとなった。ただし、既存の支保パターンに応じて内巻補強区間と縫返し区間を設定する。

図-11 に内巻補強区間の補強対策支保パターンを示す。

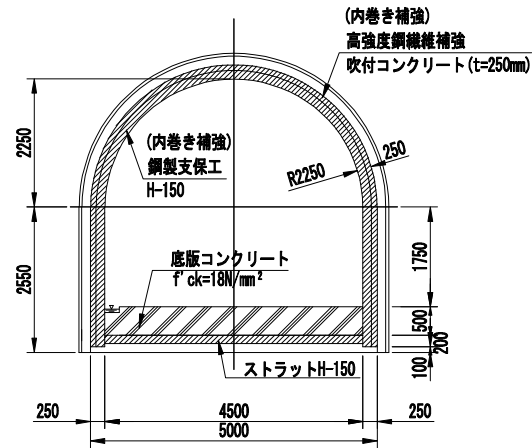


図-11 調査坑補強断面

5. 崩壊部の施工実績

(1) 止水注入工施工実績

今回の止水注入はバルクヘッドから湧水を流した状態で、いかにリーク処置によりそれを低減できるかが重要であった。リーク処置は集水管を閉塞しないよう、状況に応じて硬化剤の種類や量を調整したり、注入速度の低減や断続注入に切り替えながら行った。

濁水処理設備に影響を及ぼすことなく、ほとんどの孔で所定の注入圧(湧水圧の 2.5~3 倍)をかけることができた。しかし、断続注入で完了した孔は、所定の注入圧までかけたとしても、注入材が十分孔奥まで浸透せず、孔口付近で硬化していることが想定されたため、周辺に追加孔を施工し改良状況を確認しながら施工した。

削孔はF1断層部ほど苦勞せず、2重管もほとんど使わずに施工できたが、湧水量の多い孔も依然として存在し、前述のような注入方法で確実に施工していった(写真-4)。

その結果、図-12に示すように当初6t/分出ていた湧水を、湧水を流した状態のまま25ℓ/分まで減少させることに成功し、施工の最終に実施したチェック孔でも改良基準を満足する結果となった。



写真-4 注入孔の湧水状況 (Q=2t/分)

この主な理由として、脆弱層を挟むように高知・愛媛の両切羽からの注入ができたことにより、すべての範囲を脆弱層の手前から包み込む形で注入できたこと、また 5R という崩壊部から離れた位置から注入し、集水管からのリーク時もリーク処置基準に基づき、状況に応じた適切な注入を行ったことが考えられる。一方、削孔時に得られたスライムを確認することにより、崩壊部の地質状況の全容が分かり、再掘削時における補助工法の施工に大きく役立った。表-6 に崩壊部における止水注入工の削孔、注入実績を示す。

表-6 本坑崩壊部止水注入工施工実績

	削孔長 (m)	注入量 (m^3)	注入率※ (%)
高知側	15,900	1,633,494	1.47
愛媛側	6,935	530,176	0.47
計	22,835	2,163,670	1.95

※注入率は全注入域に対する値を示す

(2) トンネル掘削工施工実績

a) 掘削実績

前述の通り、止水注入時の削孔スライムより地質

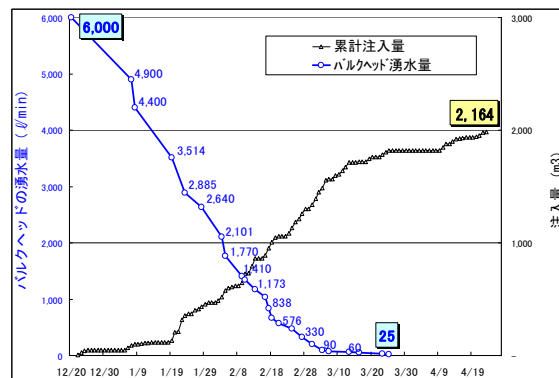


図-12 パルクヘッドでの湧水量と注入量の推移

脆弱層を想定し、基本的には図-9 の支保パターンで掘削するが、地質脆弱層に合わせた AGF の配置を決定した。その際、崩壊前に打設していた AGF については極力利用するものとし、それ以外の位置に配置した(図-13)。崩壊部では自立が不安定な切羽もあったが、AGF に加え、鏡ボルトを併用しながら掘削していった。掘削は計画通り中央導坑、本坑ともに 1 基ごとに閉合しながら確実に施工した。また、未掘削区間は AGF を併用することにより、特に問題なく掘削することができた。一方、崩壊部に入ると、写真-5 に示すように当初設置の支保工が 1m 程



写真-5 崩壊部切羽状況

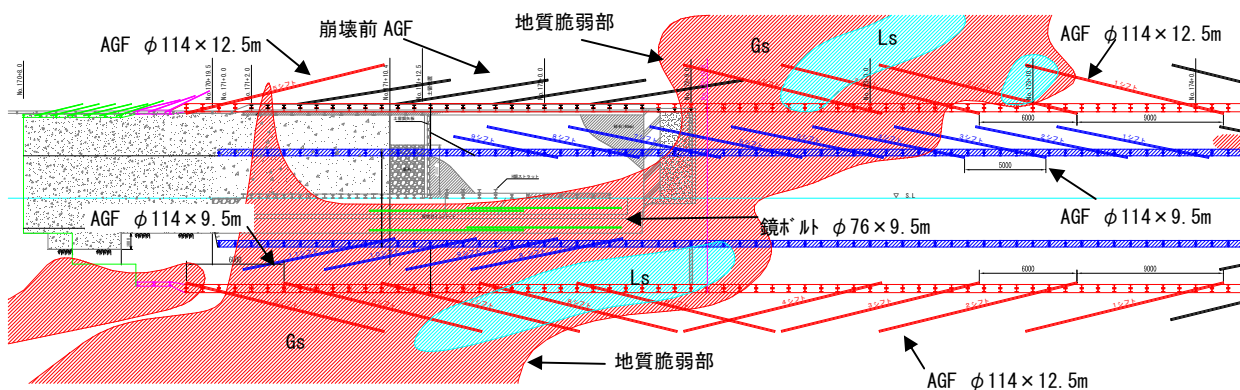


図-13 地質脆弱部と補助工法配置図

度内側に変形していたり、崩壊時に設置した H-200 +ストラットコンクリートが約 2m 上方に突き上げられているなど、2003 年の崩壊から 6 年間に受けた変状の凄まじさを知ることができた。

b) 計測結果

計測は中央導坑に B 計測を設置し、A 計測と併用で確認しながら施工したが、特に大きな変位や応力の発生は見られなかった。そのため、本坑切広げ時は B 計測は省略し、A 計測のみで監視しながら施工した。計測結果を表-7、8 に示す。

表-7 崩壊部 A 計測結果 - : 内空側

項 目	中央導坑 No. 172+14.0	本 坑 No. 172+8.0
最大天端沈下量	-4.1mm	-5.4mm
最大内空変位量	-4.8mm	-8.5mm

表-8 崩壊部 B 計測結果 + : 圧縮 外側圧縮

項 目	計測値	降伏値 設計基準強度	発生率
最大鋼製支保工応力	38N/mm ²	245N/mm ²	16%
最大鋼製支保工軸力	130KN	983KN	13%
最大鋼製支保工曲げ	6.8KNm	54KNm	13%
最大吹付コンクリート応力	2.3N/mm ²	36N/mm ²	6%

変位、応力とも小さかったのは、全周 AGF や高剛性円形支保工を 1 基ごとに切羽で閉合しながら掘削することで、周辺地山の見かけの強度が上がったものと考えられる。

結果として、崩壊部の施工は最初の崩壊が起きた 2002(H.14)5 月から 7 年 6 ヶ月経過した 2009(H.21)11 月に無事本坑を貫通することができた。

7. むすび

地芳トンネルは 2001(H.13).4.26 に TD700m 地点で毎分 20t の突発異常湧水を伴った巨大石灰岩体に遭遇した。この巨大石灰岩体は海底トンネルの代表と言える青函トンネルに匹敵する高圧湧水帯で最大湧水圧力は 2.65MPa(水深 265m に相当する圧力)に達した。また地下水量も膨大で 2001 年の突発湧水以降の湧水量の累計が 6,850 万 t を越えているにもかかわらず地下水位の低下が見られない状況が続いている。

この高圧大量湧水に対処するため止水注入工法を採用し掘削を進めていたが、TD796m の石灰岩中の地

質脆弱部(緑色岩部)では毎分 6t の湧水を伴う 2 度の支保工および地山の変状が発生した。さらに TD1,186m 地点の石灰岩中の地質脆弱部(粘板岩部)では 100m³ に及ぶ切羽、天端の崩落(湧水量 400 ㍲/分)が発生し、いずれの場合も本坑を一時中断し調査坑を掘進し、これらの区間を迂回することを余儀なくされるなど予想を超える難関に遭遇した。

これら施工難渋区間に対し採用した主な設計、施工法について以下にまとめる。

① 止水注入工

止水注入域の設計に当たっては、「青函トンネル土圧研究調査報告書」に基づき、DⅡ級、E 級地山に対しては、掘削補助工法である AGF の連続した注入体に支保工反力を期待して、注入域を算定した。

止水注入材は、従来の水ガラス系懸濁型薬液から膨張性地山にも用いられ、高い付着力が期待できるセメント系注入材に変更した。

② 支保工の設計

石灰岩中の混在岩については、全土かぶり圧に対する設計の他、盤ぶくれに対し局所的に高水圧がどのような方向から作用した場合においても十分な支保耐力を有するよう高剛性な円形支保工を採用した。

③ 掘削工法

掘削は 1 基ごとの超早期断面閉合を行うため、中央導坑先進分割式全断面掘削工法を開発した。

④ 迂回坑の施工

本坑崩壊部に対し、本坑から分岐し迂回坑を掘削し、側方もしくは背面から止水注入等対策工を施工する手段を採用した。

⑤ 前方探査

事前に石灰岩中の帯水、空洞状況、および混在岩の有無、位置を把握するため全地質対応型(高水圧、不良地山に対し掘進可能な)長尺水平ボーリングと当社の固有技術である三次元反射法弾性波探査(TRT)を組み合わせた新しい探査技術を開発した。

これらの設計、施工法は高圧大量湧水帯対策として有効であったと考えている。

参考文献

- 1) 土木建設技術シンポジウム 2006 論文集, 土木学会建設技術研究委員会, 2006 年 7 月
- 2) 青函トンネル土圧研究調査報告書, 社団法人土木学会, 1977 年 3 月
- 3) 足立紀尚, 田村武: 高圧湧水下のトンネル工における水抜孔の効果と注入域の適性規模, 土木学会論文報告集第 280 号, 1978 年 12 月