

破砕帯を通過する超大断面水路トンネル側壁補強対策工の設計と施工

(株)大林組 正会員 ○秋好 賢治 正会員 村上 正一
 国土交通省近畿地方整備局 谷口 昭一 籠谷 建太郎
 (株)大林組 正会員 五十嵐 正剛 正会員 西浦 秀明

1. はじめに

天ヶ瀬ダム再開発事業は、天ヶ瀬ダムの洪水調節機能増強を主目的とし、現在のダム放流能力を毎秒 600m³ 増強するため、ダム左岸側地山内に全長 617m のバイパス放流トンネルを建設する事業である。その中でJV が担当する減勢池部建設工事は、主ゲートからの高圧・大容量の放流水を宇治川へ注ぐ前に減勢させるためのトンネル式減勢工築造工事であり(図-1)、高度技術提案 AⅢ型の設計・施工一括方式で発注された。減勢池部は主ゲートから約 200m の短い距離で減勢させるため、縮尺 1/40 の水理模型実験結果より、仕上り内空約 500m² (図-2) に及ぶ、水路トンネルとしては日本最大級の超大断面を必要とする。この超大断面水路トンネルの築造では、側壁導坑・中央導坑先進多段ベンチカット工法で発破掘削し、各加背割掘削の度に覆工を行うという非常に複雑な施工ステップで進めていく。



図-1 天ヶ瀬ダム再開発トンネル式放流設備配置図¹⁾

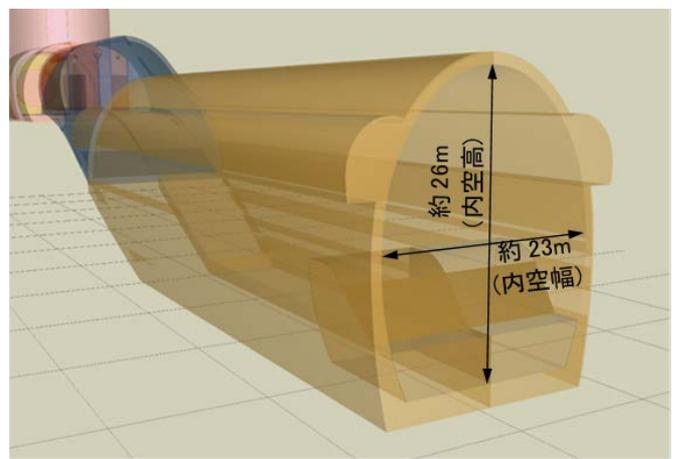


図-2 減勢池部完成イメージ図¹⁾

2. 工事概要

(1) 工事諸元

工事概要を表-1 に、全体施工ステップ図を図-3 に示す。

表-1 工事概要¹⁾

工事名称	1)天ヶ瀬ダム再開発トンネル放流設備 減勢池部建設工事	工事内容 工事数量	施工延長 L=165.994m 【掘削工】 ・側壁導坑 L=99.744m×2本 (31.8~61.4m ²) ・中央導坑 L=99.744m (33.2~36.3m ²) ・アーチ部 L=99.744m (77.1~93.7m ²) ・1段ベンチ L=99.744m (32.2~51.1m ²) ・シュート部 L=42.245m (320.5~359.0m ²) 【覆工】 ・導坑コンクリート L=99.744m×2本 ・アーチ部 L=99.744m ・シュート部(水平部) L=23.495m ・水平水路部 L=24.005m
	2)天ヶ瀬ダム再開発トンネル 減勢池部建設工事		
施工場所	京都府宇治市宇治金井戸地先		
発注者	国土交通省 近畿地方整備局		
施工者	(株)大林組・飛鳥建設(株)特定建設工事共同企業体		
工期	1)平成25年10月29日~平成28年7月31日		
	2)平成28年3月15日~平成31年3月29日		

キーワード 破砕帯, 超大断面, 水路トンネル, 修正設計, RC円柱支保工

連絡先 〒108-8502 東京都港区港南二丁目15-2 (株)大林組 生産技術本部 トンネル技術部 TEL03-5769-1319

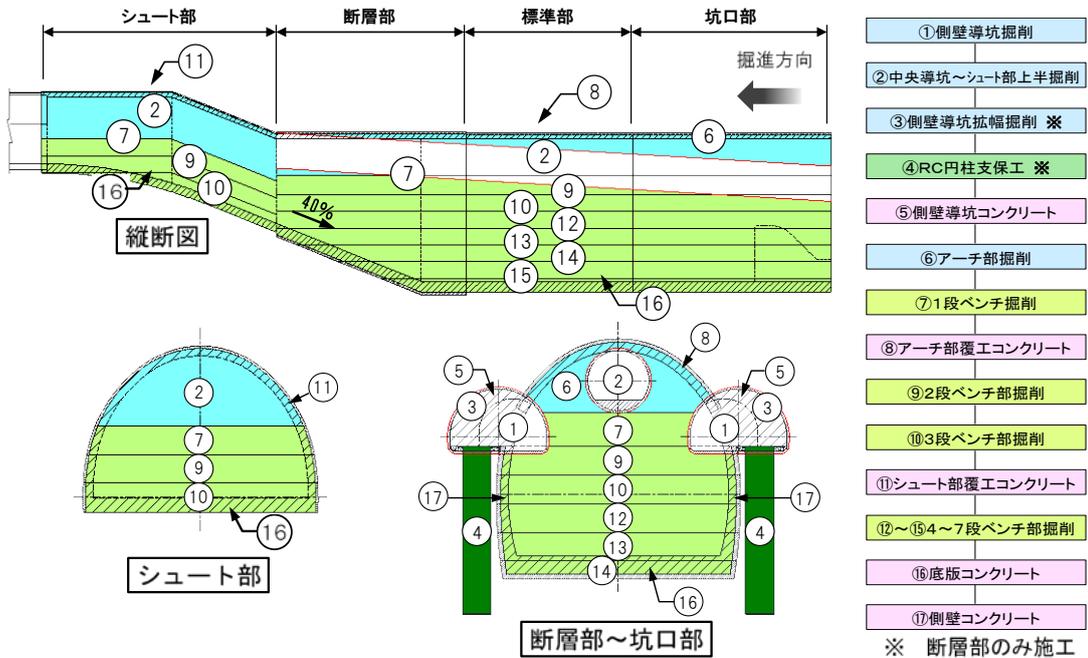


図-3 減勢池部全体施工ステップ図¹⁾

(2) 地形・地質概要

地形は標高 70m 程度の段丘平坦部で最大土かぶり約 40m を示し、測点 No.27 (図-3 の標準部中央) 付近から坑口部終点に向け急勾配やせ尾根地形で宇治川に下る。土かぶり比 (土かぶり/掘削径) は約 1.5 程度と小さい。掘削対象地山は、古生代～中生代の付加体地山の丹波帯であり、測点 No.25～No.26 (図-3 の断層部) 付近を D 級の F-0 破砕帯が横断する。幅 10m 前後の F-0 破砕帯の周辺には C L～C M 級の泥岩が分布するが、その他は C M～C H 級の砂岩で構成されている (図-4)。地下水位は、水平水路部～シュート部がトンネル天端高以上に、断層部～坑口部が既設調査横坑の施工高である側壁導坑底板高以下に位置する。

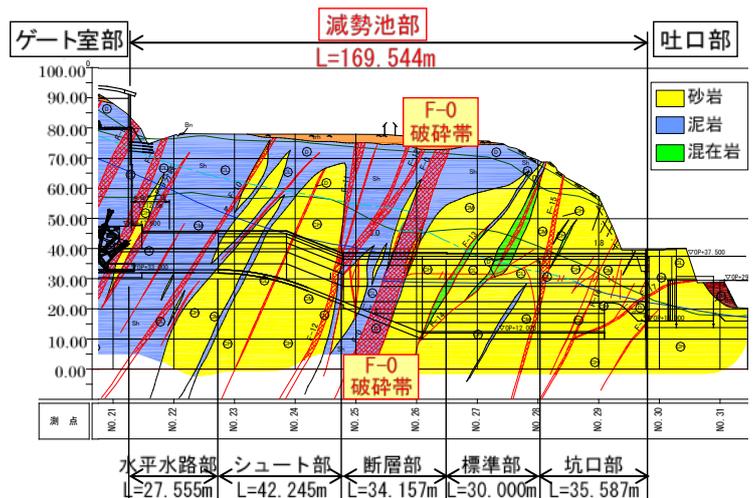


図-4 地質縦断面図¹⁾

3. 基本設計方針

減勢池部の施工条件として、1) 超大断面空洞であること、2) グラウンドアーチが形成されにくい小土被りであること、3) 対象地山は掘削により大きく緩みやすい付加体であること、4) F-0 破砕帯は脆弱な粘土層と破砕岩が混在する複雑な地層構造であること、が挙げられていた。

本工事は上記の厳しい施工条件下にあることから、地上からの調査ボーリングや下流側坑口からの横坑調査 (L=130m) が発注前に行われ、地盤の変形・強度特性、透水性、地下水位が十分把握されていた。特に断層部周辺では 15～30m 格子間隔で調査ボーリングが行われ、F-0 破砕帯の分布・性状も綿密に調査されていた。

これらを考慮して、発注者の基本設計会議で減勢池部の設計全般にわたり以下の基本方針が示された。

- ・ F-0 破砕帯の解析物性値は、粘土層と粘土層以外に大別し、各々の試験最低値を採用する。
- ・ 同破砕帯中の粘土層は位置の特定が困難なので、破砕帯の上部・中間部・下部の 3 ケース想定する。
- ・ 支保構造は二次元非線形弾性 FEM 解析 (d-min 法) により設計する。

断層部は特に類似施工事例が少ないことから、全般的に安全側の設計を行う方針が立てられた。

4. 当初設計

(1) 詳細設計

上記の基本設計方針の下、詳細設計が設計コンサルタントにより発注前に行われた。FEM解析より設定した支保構造に加え、断層部では側壁補強対策工として、グラウンドアンカー工、マイクロパイル工が追加されていた。

(2) 実施設計

発注時の技術提案項目に対して、当JVが提案した支保・覆工構造の変更、施工法、施工技術等を反映した実施設計を受注後に行った。断層部に関する実施設計の結果を図-5に示す。

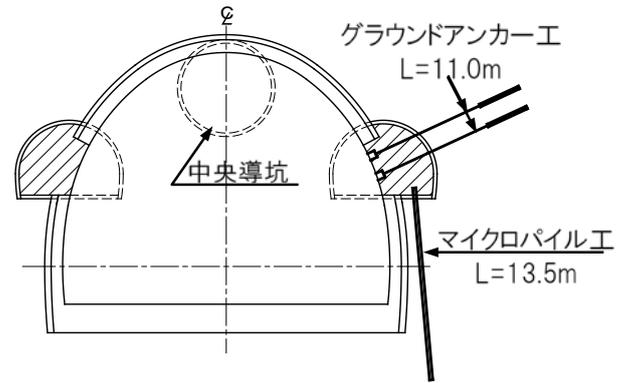


図-5 断層部支保構造図(実施設計)¹⁾

(3) 修正設計

当事業の施工面をサポートする施工技術監理委員会からの技術的指導を受け、実施設計時の地盤物性値を見直した。その具体は、1)放流トンネル全域の平均値を採用していた地盤の変形係数を減勢池部だけのデータを用いることにしたこと、2)設計に対して実施支保パターンが1~2ランク程度重くなることが多い付加体地質の特性を考慮し、丹波帯におけるトンネル施工事例を参考に砂岩と泥岩の変形係数を低減したこと、である。表-2に示す変更した地盤物性値を用いた断層部に関する修正設計の結果は図-6に示す通りであり、グラウンドアンカー工（設計荷重150.5~623.7kN/本、L=11.0~15.2m、1.5m×2.0m間隔）を長尺ケーブルボルト工（全面接着型、許容荷重769~1,098kN/本、L=7.3~24.3m、1m間隔）に変更した。

表-2 地盤物性値(変更後)¹⁾

岩級区分		変形係数 E (MN/m ²)	粘着力 C (MN/m ²)	内部摩擦角 φ (deg)	ポアソン比 ν
CH級	砂岩	3,809	1.2	43	0.25
	泥岩	2,645			
CM級	砂岩	981	1	38	0.30
	泥岩	681			
CL級	砂岩	255	0.5	33	0.35
	泥岩	177			
D級	砂岩	144	0.06	27.9	0.35
	泥岩	100			
F級(粘土以外)		92	0.26	19	0.40
F級(粘土)		18	0	23	0.40

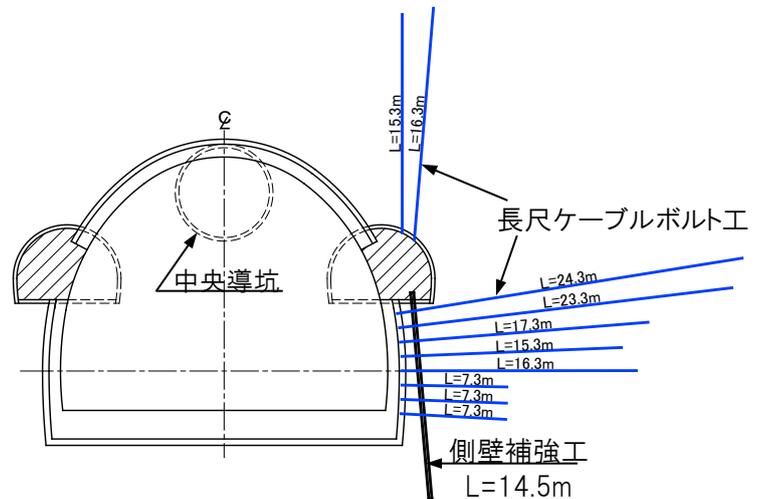


図-6 断層部支保構造図(修正設計)¹⁾

5. 修正設計の変更

上記の修正設計の下、先に右側、続いて左側の順に側壁導坑の掘削に着手した。

(1) F-O 破碎帯の見直し

側壁導坑の掘削中に行った地質専門技術者による切羽・壁面観察結果より、右側側壁導坑でF-O破碎帯が当初想定よりも位置が坑口（下流）側に約5mずれており、かつ幅が当初の9mより1.5倍ほど広い14mであることが確認された（図-7）。F-O破碎帯の位置、規模、性状は、減勢池部の設計・施工における最重要課題であり、基本設計の時代から注目され、綿密な地質調査が行われていた。その分布範囲・位置が想定と大きく異なると、前述の修正設計で変更採用となった長尺ケーブルボルトによる側壁補強対策工の効果が期待できなくなる可能性がある。そこで、破碎帯の分布範囲・位置を三次元的により精度よく把握するため、両側壁導坑内から地

質調査（高品質鉛直ボーリング：L=19m×6本，コア三軸圧縮試験：9体，平板載荷試験：4箇所）を実施した。この調査結果を既往の地質情報に追加した結果，トンネル周辺の破砕帯分布範囲が当初想定よりも拡大するとともに，粘土層のせん断強度が当初よりも約20%低減することが判明した。

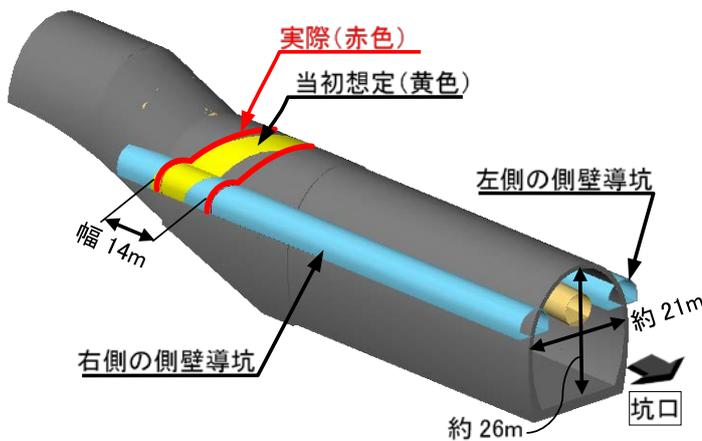


図-7 F-0 破砕帯の差異¹⁾

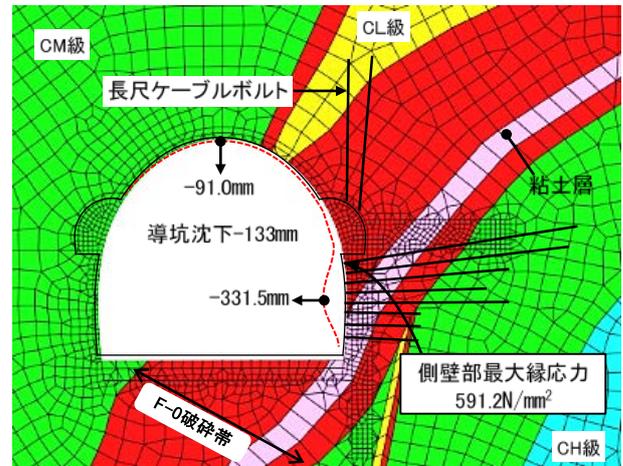


図-8 側壁補強対策工の効果(長尺ケーブルボルト)¹⁾

(2) 当初の側壁補強対策工の見直し

当初よりも拡大した脆弱なF-0破砕帯が，垂直に近く形状的に不利な側壁部周辺に広範囲に分布する断面において，長尺ケーブルボルトによる補強対策工で，当初設計の支保構造が成立するか二次元FEM解析により確認した。検討断面は修正設計で側壁変位量が最大を示した断面付近とし，粘土層は右側導坑壁面に実際に出現した位置とした。解析結果を図-8に示す。同図より，2段目ベンチ以降の掘削時に側壁部の最大水平変位量が許容値87mmを大幅に上回る332mmとなること，NH-428鋼製支保工（SM490）の最大応力度も許容値245N/mm²を大幅に上回る591N/mm²となり鋼材引張強さ490N/mm²を超過すること，が判明した。そこで，新たな補強対策工が必要となった。

6. 側壁補強対策工の設計における課題，解決策および成果

(1) 課題

F-0 破砕帯が分布する断層部が長期間の構造的安定性を確保するため，新たな側壁補強対策工の設計に関しては①十分な効果が見込まれる対策工の選定，②選定した対策工の成立性の二次元FEM解析（許容応力度法）による実証，が課題であった。

(2) 解決策

a) 新たな側壁補強対策工の選定

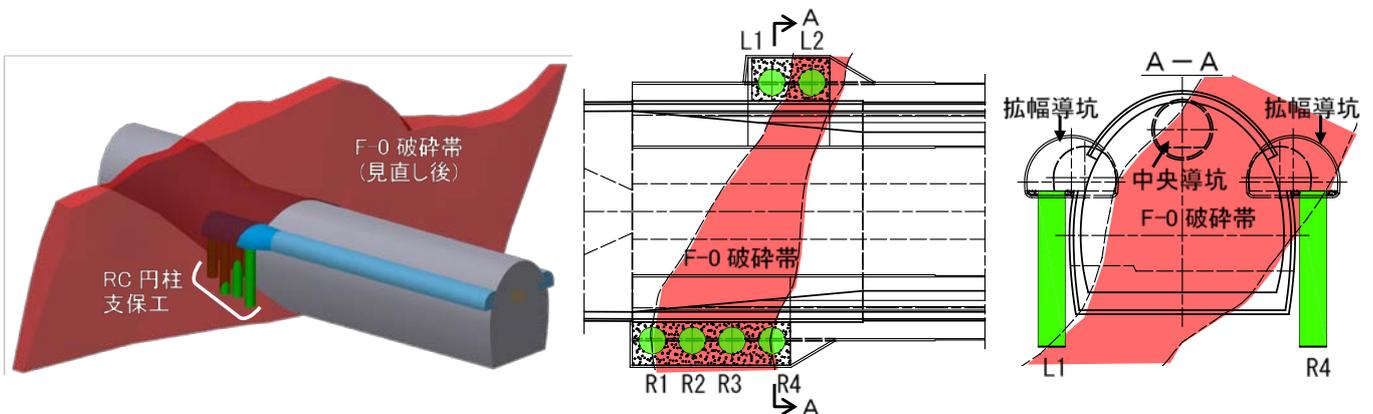
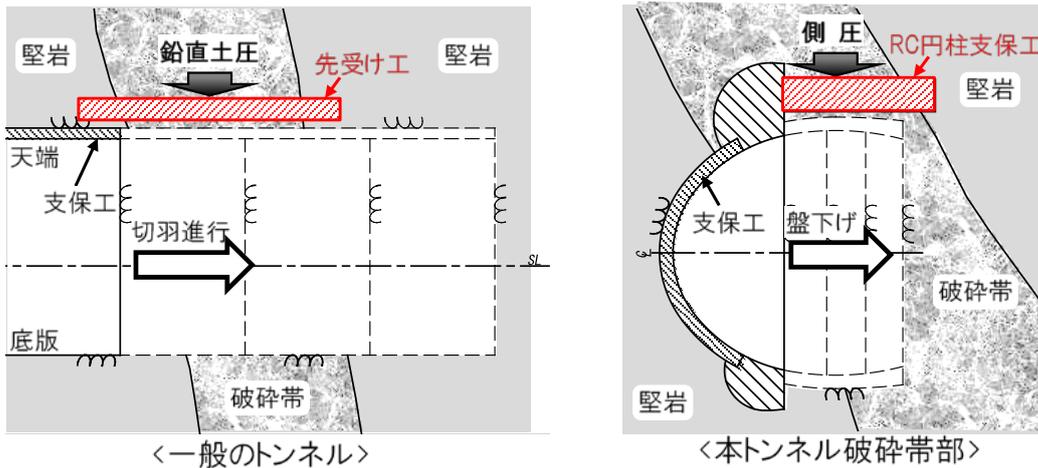
当初よりも拡大した脆弱な破砕帯に対して，設計が成立する可能性のある側壁補強対策工を検討した結果を表-3に示す。比較検討の結果，実現可能性を有する対策工は下向き大型先受け工の概念である「RC円柱支保工」のみであった（図-9）。一般のトンネルが破砕帯を通過する際，天端部での鉛直土圧に対抗するために先受け工を施工するのと同様に，本トンネルの盤下げ方向を一般のトンネル掘進方向と考え，側壁支保工に作用する側圧に対抗するものがRC円柱支保工であり，底版下まで貫入させる必要がある。

b) RC円柱支保工の設計

RC円柱支保工の配置は，見直した地質図を元に破砕帯範囲をカバーするよう，右側4本，左側2本とした。その長さは，先受け工として側壁変形抑制効果の発揮に必要な「梁の支点の安定性（円柱上下端の水平地盤反力）の確保」を重視して，断面が閉合するトンネル底版から3m下までを基本とした（図-10）。

表-3 側壁補強対策工の比較検討¹⁾

工法名	当初「長尺ケーブルボルト工」	案1「地山注入工」	案2「連続地中壁工」	案3「RC円柱支保工」
工法概要	ケーブルボルトの変位抑制機能により地山を補強する工法	地山の空隙充填や強度増加により補強ゾーンを形成する工法	鉄筋コンクリート構造の連続した壁体を地中に構築する工法	鉄筋コンクリート構造の円柱状の先行支保工を構築する工法
概要図				
補強範囲	△(破砕帯全域で広い)	△(破砕帯全域で広い)	○(側壁導坑直下に限定)	○(側壁導坑直下に限定)
補強程度	△(地山拘束度に限度有)	×(地山補強度に限度有)	○(壁体の剛性が高い)	○(円柱の剛性が高い)
側壁部の補強効果	×(変位と支保工応力が許容値を超過。打設長・打設間隔・設計荷重の制約より増強不可)	×(F-0破砕帯に薄層で混在する粘土層を注入改良不可。粘土層以外も大きな強度増加は不可)	○(高剛性の壁体がベンチ掘削時に不足する側壁支保工の力学的機能を補完可能)	○(高剛性の円柱がベンチ掘削時に不足する側壁支保工の力学的機能を補完可能)
施工性	△(上向きケーブルボルトは既設側壁導坑内から施工可能。側壁部のケーブルボルトはベンチ掘削毎の施工が必要)	○(既設側壁導坑内から一度に注入可能。削孔機の小型改造が必要)	×(既設側壁導坑の大規模な拡大が必要。F-0破砕帯中の角礫部が高透水性のため安定液の地中リークによるトラブルが懸念)	○(既設側壁導坑の拡幅が必要。立坑掘削時の坑壁自立性向上のためディープウェルが必要)
経済性	○	△	×	△
追加対策工の実現性	×	△	×	○
総合評価	×	×	×	○



(3) 成果

a) RC円柱支保工の効果

RC 円柱支保工による側壁水平変位抑制効果を定量的に評価した。二次元 FEM 解析結果より、直径 3m、設置間隔 4.5m、コンクリート設計基準強度 40N/mm^2 の RC 円柱支保工の場合、トンネル側壁部の最大水平変位量が 42 mm、鋼製支保工最大応力度が 174N/mm^2 と激減し、ともに許容値以下となるとともに、RC 円柱支保工自体も許容値以下となった (図-11)。以上より、拡大した破砕帯に対して、上記仕様の RC 円柱支保工により設計が成立することが確認できた。

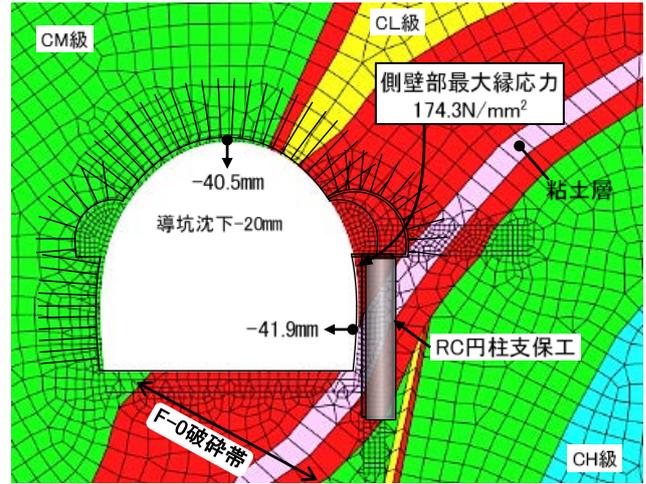


図-11 側壁補強対策工の効果 (RC円柱支保工)¹⁾

b) RC円柱支保工の仕様

RC円柱支保工の設計は、以下に示す解析方法により許容応力度法で行った。具体的には、①RC円柱支保工を平面要素でモデル化した二次元FEM解析結果 (地山と支保工の全体モデル) より円柱中心軸に発生した変位増分 (鉛直・水平) を求めて、②それをビーム要素でモデル化した円柱に強制変位量として与え、③二次元FEM解析結果 (円柱と導坑コンクリートのみの局所モデル) で発生する断面力を求め、④応力照査を行う。

RC 円柱支保工 6 本を許容応力度法にて照査した結果、RC 円柱支保工の仕様は表-4 のとおりである。配筋断面図の一例を図-12 に示す。

表-4 RC円柱支保工設計仕様¹⁾

規模・配置	$\phi 3.0\text{m}@4.5\text{m}$ L=12.05~19.25m	
本数	右側4本+左側2本=計6本	
支保工	吹付けモルタル	$\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$ t=7~20cm
	鋼製支保工	HH-100またはNH-100
躯体コンクリート	$\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$	
鉄筋	主筋ダブル (R1,R2,R3)	主筋D51@約200mm フープ筋D32×2本@150mm せん断補強筋D51×1~5本@150mm
	主筋シングル (R4,L1,L2)	主筋D29@約300mm フープ筋D32×1本@150mm せん断補強筋D51×2~6本@150mm

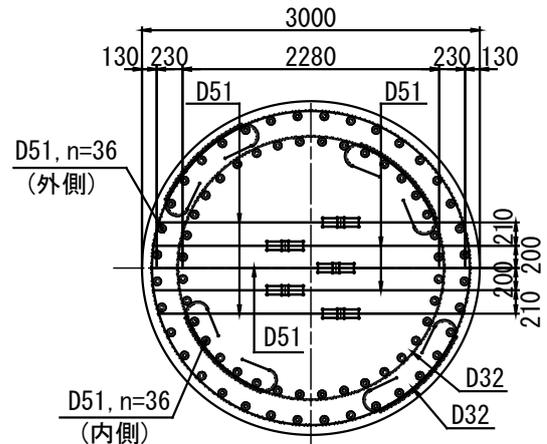


図-12 RC円柱支保工配筋平面図 (R2)¹⁾

7. RC円柱支保工の施工における課題、解決策および成果

(1) 課題

RC 円柱支保工は、狭隘な坑内空間における施工となるため、掘削については①施工機械の選定および②地盤剛性増加効果の高い注入工法の選定、構築については③配筋と鉄筋組立方法、が課題であった。

(2) 解決策

a) 小口径深礎工専用機械の選定

RC 円柱支保工を狭隘な側壁導坑内で安全かつ効率的に施工するためには、限られた施工空間で取扱いできることはもちろん、できるだけコンパクトな機械配置が必要となる。そこで、穿孔、ずり積込、コソク・斫り作業を 1 台で対応できる小口径深礎掘削機 (TM-25株) : 竹内製作所製、写真-1) を採用した。その他の機械も含めて表-5 に機械一覧を示す。



写真-1 小口径深礎掘削機

表-5 RC円柱支保工施工機械一覧²⁾

作業	機械名	規格・仕様
穿孔	小口径深礎掘削機	TM-25 (電動式)
コック・研り		
ずり積込	転倒バケツ	0.3m ³ 積み
ずり積替え	バックホウ	BH0.25m ³ 級
ずり運搬	ダンプトラック	4t
モルタル吹付け	コンクリート圧送ポンプ	ピストン式1~7m ³ /h
	急結剤供給装置	1,220g/min
	コンプレッサー	0.7MPa 19.4m ³ /min
揚重機	クローラクレーン	4.9t吊り
坑内換気	送風機	φ500、190m ³ /min
	集じん機	70m ³ /min

b) 高強度ウレタン注入による先行地山補強工

ベンチ掘削時にRC円柱支保工が側壁変形抑制効果を十分発揮するためには、その構築用立坑周辺に発生する地山の緩みを極力抑える必要がある。そのためには、掘削後に立坑周辺1m範囲内のF-0破砕帯の変形係数が当初の92MN/m²を確保できる注入工法が求められた。そこで着目した工法が高強度ウレタン注入材(KOD-M:(株)カテックス製)による高圧注入である。この材料は減水・止水を目的に開発・実用化されており、F-0破砕帯見直し設計中に当該地山で試験施工を行った結果、所定の効果が確認されていた。注入は、掘削進行長1mごと掘削前に先行して実施した。施工仕様および使用材料を表-6に、注入管の配置を図-13に、注入ボルトの固定と注入材の漏洩を防止するための機械式パッカーを写真-2に示す。

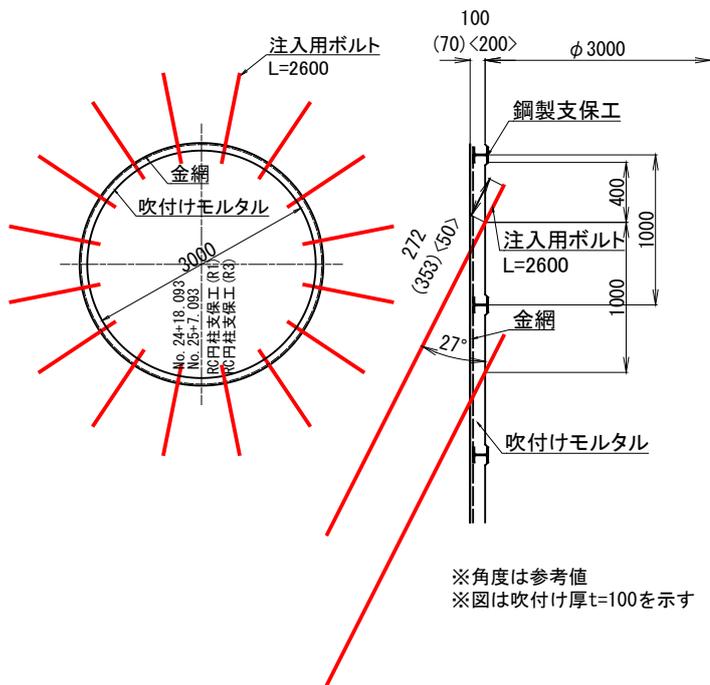


図-13 高強度ウレタン注入管配置図²⁾

表-6 高強度ウレタン注入工仕様一覧²⁾

項目・品名	規格・仕様	単位	数量
注入量管理	設計注入量62kg/本 最大注入量 (設計注入量×200%)	—	—
注入圧管理	10MPaを上限	—	—
注入管	パッカー付樹脂管 L=2.6m	本/リフト	16
ウレタン注入材	KOD-M (A液+B液)	kg/リフト	992
注入ポンプ	20kg/min、20MPa	台	2



写真-2 機械式パッカー(膨張時)²⁾

c) 分割鉄筋・中流動コンクリートの採用

鉄筋組立作業では、最大高さ5.45mの上空制限がある狭隘な導坑空間内で主筋の建て込みを行う必要があるため、主筋長さを5.0m以下になるよう計画し、分割して投入した主筋は機械式継手にて接合した(図-14)。RC円柱支保工には、その断面中央部にせん断補強筋が配置されており(図-12)、打設用配管の立坑内移動が困難なため、中流動コンクリート(スランプフロー35~50cm)を採用した。

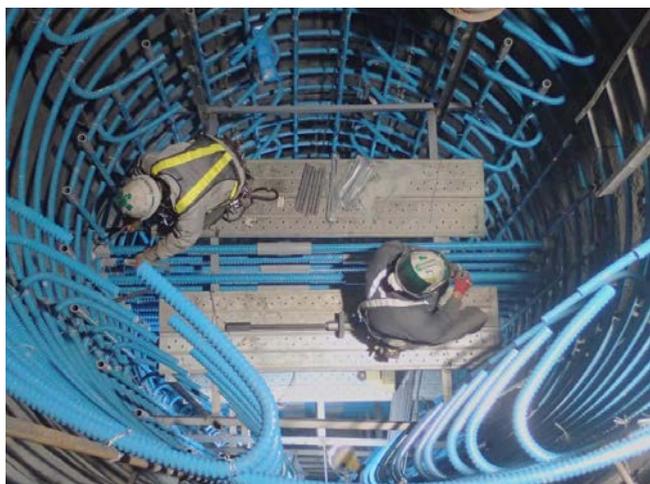


写真-3 RC円柱支保工鉄筋組立状況

(3) 成果

a) 掘削・注入作業

小型掘削機の使用により、1台のベースマシンで様々な作業に対応できたので、狭隘な作業空間内でも効率よく作業できた。また、注入作業では、注入箇所によるばらつきはあるものの、累計で設計注入量の50.6%を注入でき、湧水による破碎帯の崩壊もなく安全に掘削できた。

b) 構築作業

RC円柱支保工6本分で総重量約133tの鉄筋組立作業を合計42日(平均約3t/日)で完了し(写真-3)、中流動コンクリートにより密実な躯体を構築できた。なお、RC円柱支保工は、周辺地山との一体性確保が必要なため防水シートを施工できず、ひび割れ発生の抑制が困難なので、エポキシ樹脂塗装鉄筋を採用した。

8. おわりに

今回、側壁導坑掘削時に判明した脆弱化した破碎帯幅の拡大に対して、追加地質調査結果に基づき断層部のトンネル設計を見直した結果、以下の成果を得た。

- ① 当初の長尺ケーブルボルトに代わり日本でも類の無いRC円柱支保工を提案し、その側壁補強効果を二次元FEM解析にて実証した。
- ② 狭隘な作業空間内で適切な材料や機械を採用し、所要の補強効果を十分発揮できる高品質なRC円柱支保工を安全かつ効率よく構築した。

2018年6月末時点で、坑口部3ブロック(延長18m)分のアーチ部覆工コンクリートまで構築が完了している。今後のベンチ掘削時には、各種計測を綿密に行い、RC円柱支保工による補強効果を確認する所存である。

参考文献

- 1) 秋好賢治, 籠谷建太郎, 村上正一, 五十嵐正剛, 西浦秀明: 破碎帯を通過する超大断面水路トンネルの設計, 第27回トンネル工学研究発表会, 報告I-35, 2017.
- 2) 福留朋之, 村上正一, 五十嵐正剛, 荒川晃士: 厳しい条件下における日本最大級水路トンネルの施工, 第82回(山岳)施工体験発表会, pp.47-54, 2018.

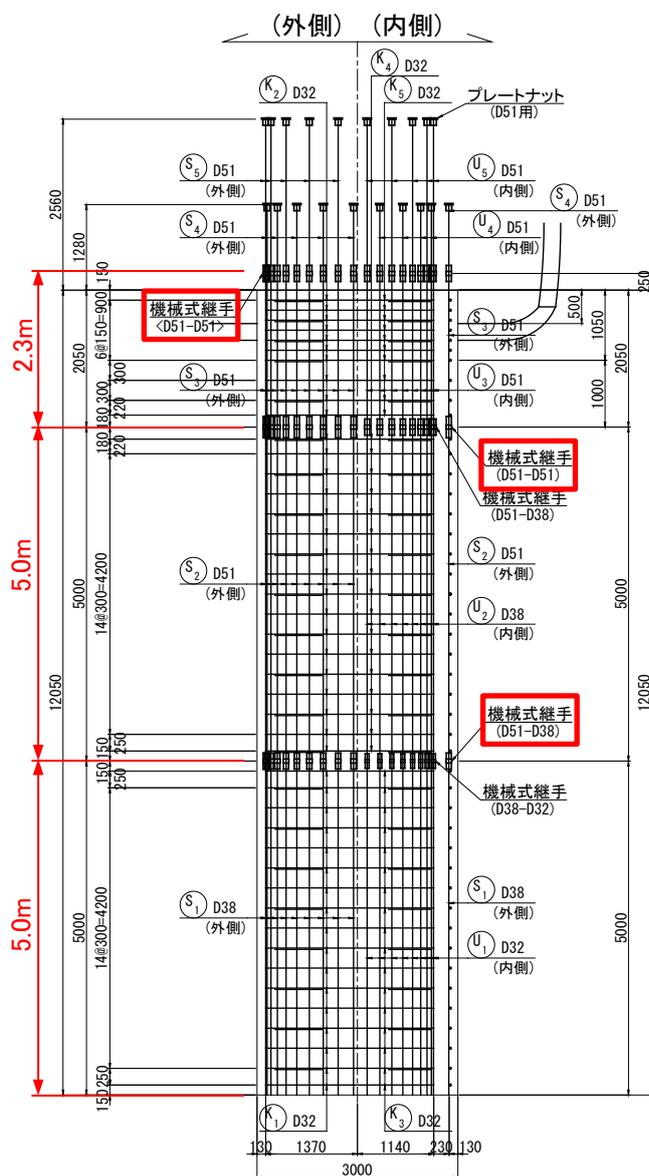


図-14 RC円柱支保工配筋断面図(R1)²⁾