# 破砕帯を通過する超大断面水路トンネルの設計

秋好 賢治1・籠谷 建太朗2・村上 正一3・五十嵐 正剛4・西浦 秀明5

<sup>1</sup>正会員 株式会社大林組 土木本部 生産技術本部 トンネル技術部 (〒108-8502 東京都港区港南二丁目15-2 品川インターシティーB棟) E-mail:akiyoshi.kenji@obayashi.co.jp

 <sup>2</sup>非会員 国土交通省 近畿地方整備局 琵琶湖河川事務所 工務課 (〒520-2279 京都府大津市黒津四丁目5-1)
 E-mail:kagotani-k86ug@kkr.mlit.go.jp

<sup>3</sup>正会員 株式会社大林組 大阪本店 天ヶ瀬減勢池部 J V 工事事務所 (〒611-0015 京都府宇治市志津川南詰15番地) E-mail:murakami.shoichi@obayashi.co.jp

<sup>4</sup>正会員 株式会社大林組 大阪本店 天ヶ瀬減勢池部 J V工事事務所 (〒611-0015 京都府宇治市志津川南詰15番地) E-mail:igarashi.seigo@obayashi.co.jp

<sup>5</sup>正会員 株式会社大林組 土木本部 生産技術本部 トンネル技術部 (〒108-8502 東京都港区港南二丁目15-2 品川インターシティーB棟) E-mail:nishiura.hideaki@obayashi.co.jp

天ヶ瀬ダム再開発トンネル式放流設備(全長617m)のうち,減勢池部(L=170m)は主ゲートからの放流水 を減勢させるための超大断面(最大掘削断面積650m<sup>2</sup>)水路トンネルである.トンネルは, C<sub>H</sub>~C<sub>M</sub>級の砂 岩・泥岩内に介在するD級の破砕帯を最大土被り厚40mで通過するため,NATM・発破掘削による側壁 導坑・中央導坑先進多段ベンチカット工法で施工する.側壁導坑の掘削時に,破砕帯の幅が当初想定より 1.5倍広い14mであることを確認したため,地質構造モデルを見直して二次元FEM解析を実施した.そ の結果,ベンチ掘削時に当初必要であった長尺ケーブルボルトでは側壁部の支保構造が成立しないことが 判明し,新たな側壁補強工が必要となった.本文は,採用したRC円柱支保工の設計手法と期待される効 果を報告する.

Key Words : fractured zone, extremely large cross-sectional tunnel, design change, side wall reinforcement, RC pillar support

## 1. はじめに

天ヶ瀬ダム再開発トンネル式放流設備(全長617m) は、図-1に示す既存の天ヶ瀬ダム(昭和39年完成の特定 多目的ダム)の放流能力を現行の900m<sup>3</sup>/sから最大 1,500m<sup>3</sup>/sまで増強することを主目的とするバイパス放流 トンネルで、ダム左岸側地山内に建設するものである.

そのうち、減勢池部は、主ゲートからの放流水を宇治 川へ流す前に減勢させるための施設であり、景観・環境 に配慮してトンネル内に減勢工を建設する(図-2).主 ゲートから宇治川まで200m余りの短い距離で減勢させ るため、仕上り内空約500m<sup>2</sup>に及ぶ超大断面を必要とす る(図-3).





図-2 天ヶ瀬ダム再開発トンネル式放流設備配置図

減勢池部建設工事は、小土被り、破砕帯、狭隘な坑口 ヤードなど非常に厳しい施工条件下で、NATM、発破掘 削、側壁導坑・中央導坑先進多段ベンチカット工法によ り日本最大級の水路トンネルを建設する工事であり、高 度技術提案AIII型の設計・施工一括方式で発注された. 技術提案では、内空断面形状や基本性能を変更しないこ とを前提に、地山安定化、品質向上、コスト縮減、工期 短縮等を目的とした支保・覆工構造の変更、施工技術の 提案が求められた.

受注後,提案した各種の構造・施工法を反映した実施 設計を行った後,学識経験者により構成される施工技術 監理委員会の指導による地盤物性値の見直しを反映した 修正設計を行い,側壁導坑の掘削から工事に着手した.

側壁導坑掘削時の壁面観察結果より,破砕帯の幅が当 初想定よりも1.5倍ほど広い14mであることが判明したた め,破砕帯の分布範囲・位置を正確に把握するための地 質調査を導坑内から実施した.その結果,本坑周辺の破 砕帯分布範囲も当初想定より拡大することが確認された ため,見直した地質構造モデルを用いて二次元FEM解析 を実施した.その結果,ベンチ掘削時に必要であった長 尺ケーブルボルトでは側壁部の支保構造が成立しないこ とが判明し,新たな側壁補強工が必要となった.本文は, 最終的に採用したRC円柱支保工の概念,設計手法,期 待される効果等について報告する.

#### 2. 工事概要

#### (1) 工事概要

工事概要を表-1に示す.減勢池部は、下流側から坑口 部、標準部、断層部、シュート部、水平水路部の5区間 で構成されている.坑口部から断層部までの超大断面空 洞(掘削断面積は約430~650m<sup>2</sup>)を側壁導坑・中央導坑 先進多段ベンチカット工法で、シュート部と水平水路部 の超大断面空洞(掘削断面積は約200~350m<sup>2</sup>)を多段ベ ンチカット工法で発破掘削する.前者はアーチ部の掘



図-3 減勢池部完成イメージ図<sup>1)</sup>

表-1	工事概要
1	上于购女

-		
工事名称	<ol> <li>1) 天ケ瀬ダム再開発トンネル放流設備 減勢池部建設工事</li> <li>2) 天ケ瀬ダム再開発トンネル 減勢池部建設工事</li> </ol>	
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	㈱大林組・飛島建設㈱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 30 年 2 月 28 日	
工事内容 工事数量	<ul> <li>加工延長L=165.994m</li> <li>【掘削工】</li> <li>・側壁導坑L=99.744m×2本(31.8~61.4m<sup>2</sup>)</li> <li>・中央導坑L=99.744m(33.2~36.3m<sup>2</sup>)</li> <li>・アーチ部L=99.744m(77.1~93.7m<sup>2</sup>)</li> <li>・1段ベッチL=99.744m(32.2~51.1m<sup>2</sup>)</li> <li>・シュート部L=42.245m(320.5~359.0m<sup>2</sup>)</li> <li>【覆工】</li> <li>・導坑コングリートL=99.744m</li> <li>×ュート部L=99.744m</li> <li>×ュート部(水平部)L=23.495m</li> </ul>	

削・覆工後に、ベンチ部の掘削・覆工を施工する(図− 4). なお、現時点の契約工事はアーチ部覆工までであ る.

#### (2) 地形・地質概要

図-5に本工区の地質縦断図(当初)を示す.地形は標高70m程度の段丘平坦面~やせ尾根をなし、減勢池部は尾根部のほぼ中央部に位置する.急斜面の坑口を除き、土被りは約40mであり、土被り比は1.5D程度と小さい.

掘削対象地山は、古生代~中生代の付加体地質である 丹波帯であり、測点No.25~No.26付近をF-0破砕帯が通過 する.この破砕帯は天ヶ瀬ダム基礎掘削時に確認された 幅10m前後のものである.この破砕帯周辺には泥岩が分 布するが、その他は砂岩が主体であり、地質構造に沿っ た数条の小規模な断層が介在する.

トンネル断面内の泥岩部はC<sub>M</sub>級,砂岩部はC<sub>M</sub>級,F0 破砕帯はD級,他の小断層はD~C<sub>L</sub>級を主体とする.

地下水位は、水平水路部~シュート部がトンネル天端 高+20~0m、断層部~坑口部が既設調査横坑の施工高



図-4 減勢池部全体施工ステップ図<sup>1)</sup>



である側壁導坑底版高以下に位置する.降雨の影響は小 さく,季節変動も10m程度である.

## 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(仕上り 内空の高さ26m,幅23m,断面積約500m<sup>2</sup>)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(土被り 比が約1.5)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 断層粘土と破砕岩が混在する複雑な地層構造であること、 5)供用中の放流により水流の衝撃が覆工に作用すること、 が挙げられていた.

本工事は上記の厳しい施工条件下に置かれていること から,地表面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,約10~20m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において減 勢池部の設計全般にわたる基本方針が示された.主な方 針を以下に示す.

- ・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.
- ・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.
- ・F-0破砕帯中の粘土層は位置が特定されないため, その位置を破砕帯の上部・中間部・下部の3ケース 想定する.
- ・覆工構造は骨組構造解析により算定した断面力と FEM解析より得られた断面力を加算して設計する.

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,断層部では側壁安定対策工として,グラウンドアンカーエ,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、当社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-6に示す.

## (3) 修正設計

技術提案時には詳細設計における条件変更が認められ なかった.そこで,実施設計時に疑義が生じた地盤物性 値等に関する問題点を,実施設計終了後に施工技術監理 委員会に諮り,実施設計を修正した.

地盤の変形係数は、放流トンネル全域の平均値を採用 していたが、減勢池部に限定した方が小さく、危険側の 設計となっていた.減勢池部は砂岩主体の地山であり他 工区は頁岩主体と異なること、減勢池部だけでも十分な データ数があることから、全域ではなく減勢池部だけの データを用いることが妥当と判断した.

さらに、付加体地質のトンネルでは、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等、設計と施工の乖離が問題となることが多いが、これまでは付加体地質の特性が考慮されていなかった。そこで、丹波帯におけるトンネル施工事例<sup>2) 3)</sup>を参考に、 $C_{H}$ ~D級の変形係数を砂岩で1/3、泥岩で1/4に低減した。また、変形係数の低減に合わせて、 $C_{H}$ ~D級の粘着力と内部摩擦角をダム基礎岩盤の強度特性<sup>4)</sup>の平均値から下限値へと変更した。変更した地盤物性値を表-2に示す。見直した物性値を用いた断層部に関する修正設計の結果は**図-7**に



図-6 断層部支保構造図(実施設計)

岩級区分		変形係数 E(MN/m <sup>2</sup> )	粘着力 C(MN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ(deg)	ポアソン比 ν
CUM	砂岩	3,809	1.0	49	0.05
し日形文	泥岩	2,645	1.2	43	0.25
CMAR	砂岩	981	1	38	0.30
CMRQ	泥岩	681	1		
CL級	砂岩	255	0.5	33	0.35
	泥岩	177	0.5		
D級	砂岩	144	0.06	27 0	0.35
	泥岩	100	0.00	21.9	0.35
F級(粘土以外)		92	0.26	19	0.40
F級(粘土)		18	0	23	0.40

**表-2** 地盤物性值<sup>5</sup>

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.

#### 5. F-0破砕帯の見直しに伴う修正設計

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-0破砕帯

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-0破砕帯が当 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-8).

F0破砕帯の位置,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 砕帯の分布範囲・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



図-8 F-0 破砕帯の差異<sup>5</sup>

ング,左右導坑各3本,L=19m/本)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ことが判明 した.

#### (2) 側壁補強対策工の検討

#### a) 当初対策工の効果

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-9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/nm<sup>2</sup>を左幅に上回る591N/nm<sup>2</sup> となり鋼材引張強さ490N/nm<sup>2</sup>を超過すること,が判明し た.そこで,新たな対策工が必要となった.

#### b) 新たな対策工の検討

当初より拡大した破砕帯に対して,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-10).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.

#### c) 新たな対策工の効果

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<sup>2</sup>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42mm, 鋼製支保工最大応力度が174N/mm<sup>2</sup>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



図-9 側壁補強対策工の効果 (長尺ケーブルボルト)<sup>5)</sup>



図-10 RC円柱支保工の概念図

表3	側壁補強対策工の比較検討

工法名	当初「長尺ケーブルボルトエ」	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	F-0級砕帯	F-0碳砕幣 注入資 生入資		
補強範囲	△(破砕帯全域で広い)	△(破砕帯全域で広い)	O(側壁導坑直下に限定)	O(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)	O(壁体の剛性が高い)	O(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)	〇(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)	〇(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)	〇(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)	〇(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	0	Δ	×	Δ
追加対策工 の実現性	×	Δ	×	0
総合証価	×	×	×	0

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.

なお,RC円柱支保工はトンネル軸方向に一定間隔で 三次元的に構築されるが,トンネル支保構造を二次元 FEM解析で設計する都合上,トンネル軸方向に連続化し



たモデル化が必要となる.そこで,RC円柱支保工と地 山の組合せモデルに対して,等価軸剛性モデルと等価曲 げ剛性モデルの水平変位量を簡易三次元解析(完全弾性 体)で比較することにより,適切な等価剛性手法を検討 した(表-4).検討の結果,組合せモデルの変位量に対 して,等価軸剛性モデルは約25%小さいこと,等価曲げ 剛性モデルは誤差が最大2%余りと小さいことから,二 次元FEM解析に使用するRC円柱支保工と地山の等価合 成には等価曲げ剛性モデルを採用した.

## (3) トンネル支保工の設計

#### a) 設計条件

F-0破砕帯はトンネル軸方向に対して斜行しているため横断面毎に破砕帯分布が異なること、次節で述べる RC円柱支保工(計6本)の構造設計が必要なことから、







二次元FEM解析断面は延長34m余りの断層部で合計6断 面とした.検討断面の一例を図-12に,支保部材の解析 物性値を表-5に示す.解析ステップは加背割通りに,初 期応力から最終ベンチ完了まで逐次計算した.

### b) 解析結果

図-13の支保構造に対して、計6断面×粘土層位置3ケ ース=合計18ケースの二次元FEM解析を実施した結果を 表-6に示す.同表より、天端沈下量が許容値を超過する ケースもあったが、支保応力は全ケースで許容値以内に 収まることを確認した.

#### (4) 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(AGF工法の標準ラップ長<sup>9</sup>を準用)下までを基本と した(図-14).

なお, RC円柱支保工の設計は, 図-15に示す解析方法

		20 - 2000			
部材		仕様	要素種別	弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	単重 (kN/m <sup>3</sup> )
吹付けコンクリート		$\sigma_{\rm ck}{=}36 \rm N/mm^2$	棒要素	6.0 × 10 <sup>6</sup>	23
鋼製支保工		HT590,SS400	梁要素	2.0 × 10 <sup>8</sup>	_
覆エコン クリート	アーチ	$\sigma_{\rm ck}{=}40 \rm N/mm^2$	梁要素	$3.1 \times 10^{7}$	24.5
	アーチ他	$\sigma_{\rm ck}{=}30 {\rm N/mm^2}$	梁要素	$2.8 \times 10^{7}$	24.5
導坑コンクリート		$\sigma_{\rm ck}$ =40N/mm <sup>2</sup>	平面要素	3.1 × 10 <sup>7</sup>	24.5
RC円柱支保工		$\sigma_{\rm ck}$ =40N/mm²	平面要素	$1.2 \times 10^{7}$	24.5

表-5 支保部材物性值

により許容応力度法で行った.具体的には,RC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)を求める.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,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,応力照査を行う.

RC円柱支保工6本を各3ケースに対して許容応力度法 にて照査した結果,RC円柱支保工の仕様は表-7のとお りである.配筋断面図の一例を図-16に示す.

#### (5) 導坑コンクリートの設計

RC円柱支保工の施工区間では、ベンチ掘削に伴いア ーチからの荷重が導坑コンクリートに作用して、大きな 応力が発生するため(図-17)、二次元FEM解析結果を 用いて応力照査を行った.その方法は、アーチ荷重が作 用する範囲の導坑コンクリートを上部・中部・下部に3 分割し、二次元FEM解析において平面要素モデルに発生 する垂直応力とせん断応力を用いて各部の断面力を算出 するものである.

評価項目 部位		規格	単位	許容値	解析最大值
天端沈下量		_	mm	77.6	116.8 <sup>%</sup>
側壁水平	変位量	_	mm	86.9	83.4
吹付 コンクリート 応力	アーチ	$\sigma_{\rm ck}$ = 36N/mm²	$N/mm^2$	13.5	6.8
	側壁		$N/mm^2$	13	2.2
	底版		$N/mm^2$	13.5	2.8
鋼製 支保工 応力	アーチ	HT590	$N/mm^2$	295	292.5
	側壁	55440	$N/mm^2$	202	166.9
	底版	33440	$N/mm^2$	210	187.1

表-6 二次元FEM解析結果(支保工設計)

〔凡例〕 ※許容値を超過



図-13 断層部支保構造図(見直し修正設計)



**表−7** RC円柱支保工設計仕様

規模・配置		∮3.0m@4.5m L=12.05∼19.25m
本数		右側4本+左側2本=計6本
士但一	吹付けモルタル	$\sigma_{\rm ck}$ =36N/mm <sup>2</sup> t=7~20cm
又休上	鋼製支保工	HH-100またはNH-100
躯体コンクリート		$\sigma_{\rm ck}$ =40N/mm <sup>2</sup>
	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
<u> </u>	主筋シンケ <sup>゛</sup> 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

RC円柱支保工の真上に施工される導坑コンクリート6 ブロックを許容応力度法にて照査した結果,導坑コンク リートの仕様は図-18のとおり,せん断補強筋が必要と なった.

また、ベンチ掘削時に大きな断面力が作用するRC円 柱支保工と導坑コンクリートの接合部を剛構造とするた めに、RC円柱支保工の主筋を長さ1.28m(柱状体深礎基 礎の躯体との接合構造<sup>7</sup>を準用)だけ導坑コンクリート 内部へ延伸配置するとともに、定着位置が一断面に集中 しないよう千鳥状に配置した(図-19).



#### (6) トンネル覆工の設計

#### a) 設計条件

断層部の覆工巻厚は当初設計と同じく,アーチ部が90 cm,側壁部が80~200cm,底版部が200cmとし,表-8に示 す設計荷重を考慮した.表中の施工時荷重は,アーチコ ンクリート施工後のベンチ掘削に伴う応力再配分により アーチ・導坑コンクリートに作用する土圧である.地盤 反力係数は,覆工全周でF-0破砕帯の約50,000kN/m<sup>3</sup>を採 用した.

#### b) 解析結果

断層部はトンネル寸法が測点で異なるため、最小・中間・最大断面の3断面で照査した結果、覆工構造の仕様は表-9のとおりである。アーチからの過大な荷重が導坑コンクリートに作用するアーチ下端、直線形状の底版中央部および隅角部では、覆工補強鉄筋(SD345)として重量級のD51@150mmが必要となった(図-20).



図-18 導坑コンクリート配筋仕様



図-19 接合部補強概念図

表-8 設計荷重(覆工設計)

		,
項目	内容	設計荷重
自重	—	$24.5 \text{ kN/m}^3$
施工時荷重	ベンチ掘削解放力(アーチのみ)	(FEM解析結果)
内水圧	放流時の最高水位	TK 27210.600
外水圧	放流後の残留水圧	小沫19.088 m
地上権荷重	将来のRC建造物(2F)	$40 \text{ kN/m}^2$
振動水圧	放流水の衝突圧(水平底版のみ)	129.28 $kN/m^2$
緩み土圧	【鉛直】Terzaghiの緩み土圧 or Terzaghiの支保工作用地圧 【水平】Terzaghiによる側圧	【鉛直】 141.6~417.0 kN/m <sup>2</sup> 【水平】 51.5~152.4 kN/m <sup>2</sup>

部位	部材	仕様
ק	コンクリート	$\sigma_{\rm ck}$ =40N/mm², t=90cm
í	主筋	SD345, D35~D51@150mm
チ	配力筋	SD345, D22~D32@300mm
미	せん断補強筋	SD345, D13~D32@300×300mm
	コンクリート	$\sigma_{\rm ck}$ =30N/mm², t=80 $\sim$ 200cm
側 壁 部	主筋	SD345, D25~D51@150mm
	配力筋	SD345, D16~D32@300mm
	せん断補強筋	SD345, D13~D22@300×300mm
	コンクリート	$\sigma_{ m ck}$ =30N/mm², t=200cm
底 版 部	主筋	SD345, D25~D51@150mm
	配力筋	SD345, D16~D32@300mm
	せん断補強筋	SD345, D13~D32@300×300mm

轰_Q	<b>覆丁構浩什様(新属部)</b>
10 0	



# 6. おわりに

今回,側壁導坑掘削時に判明した破砕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.

- 側壁補強対策工として、当初の長尺ケーブルボル トに代わりRC円柱支保工を発案し、側壁部の水 平変位量と鋼製支保工応力の大幅な低減を確認で きた。
- 2) 破砕帯の分布範囲とトンネル寸法を考慮して6本 配置したRC円柱支保工の側壁部補強効果より, トンネル各部の支保工応力を許容値以下に抑制で きた.
- 3) 導坑コンクリートのRC化により、ベンチ掘削時 のアーチ荷重をRC円柱支保工へと適切に伝達で きた.
- 4) 覆エコンクリートの高強度化・鉄筋補強により, 施工時・完成後の想定荷重に対して部材応力を許 容値以下に抑制できた.

5) 以上より,破砕帯を通過する超大断面水路トンネ ルの構造成立性を数値解析的に立証できた.

謝辞:本報告の設計全般にわたり御指導頂いた国土交通 省国土技術総合政策研究所,国立研究開発法人土木研究 所および「天ヶ瀬ダム再開発事業トンネル放流設備施工 技術監理委員会(委員長:(一財)地域地盤環境研究所 足立紀尚 代表理事)」の委員各位に謝意を表する.

#### 参考文献

- 村上正一:厳しい条件下での日本最大級水路トンネルの設計・施工,土木施工,Vol.57, No.11, pp.102-105, 2016.
- 2) 木村正樹,大橋広紀:弾性波速度の低減を考慮した 合理的なトンネル支保の選定について,応用地質技

術年報, No.22, pp.117-125, 2002.

- 3) 竹内智明,佐治嘉朗,大橋広紀,木村正樹:近畿地方の美濃・丹波帯,四万十帯トンネルにおける地山 評価と実施工との対比,日本応用地質学会関西支部 平成13年度講演会概要集,pp.23-26,2001.
- 斎藤孝三, 片平 博:ダム基礎岩盤の原位置試験に よる諸検討と考察,土木研究所資料,No.1899, pp.107, 1983
- 5) 井上達裕, 籠谷建太朗, 村上正一, 五十嵐正剛, 秋 好賢治, 西浦秀明:破砕帯を通過する超大断面水路 トンネル側壁補強工の設計・施工, 土木学会第72回 年次学術講演会, VI-272, 2017.
- 6) ジェオフロンテ研究会 AGF WG: 注入式長尺先受工法(AGF 工法)技術資料(六訂版), pp.72, 2012.
- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説(I共通 編・IV下部構造編), pp.526-528, 2016.

(2017.8.11 受付)

## DESIGN ON EXYREMELY LARGE CROSS-SECTIONAL TAILRACE TUNNEL PASSING THROUGH A FRACTURED ZONE

## Kenji AKIYOSHI, Kentaro KAGOTANI, Shoichi MURAKAMI, Seigo IGARASHI and Hideaki NISHIURA

In a discharge tunnel of Amagase dam redevelopment project, a stilling basin section is an extremely large cross-sectional tailrace tunnel. This section is excavated by the NATM, drill&blast, bench cut method with pilot side and central drifts, because tunnel is constructed in a fractured zone. As the result of side drifts excavation, its width was 1.5 times wider than expected. Therefore, 2D-FEM analyses using modified geotechnical model were executed. The result shows that tunnel support structure at side wall reinforced by long cable bolts in the initial design is insufficient, and brand-new side wall reinforcement is necessary. This paper reports a design procedure and expected effect of RC pillar support adopted in the design change.