

技術協

Agricultural Engineering Consultants Association



青山ダムの取水放流施設の改修設計について

東野 成哉 (技術士)

1. はじめに

篠津青山地区は、北海道の石狩郡当別町に位置し、一級河川石狩川水系当別川に沿って帯状に発展した3,169haの水田地帯である。本地区の主水源である青山ダムは、国営篠津地域泥炭地開発事業により、昭和31年度から昭和38年度にかけて当別町字青山に築造されたかんがい専用のダムである。

本ダムは、その後、国営篠津第二土地改良事業(昭和58年度～昭和60年度)及び国営当別土地改良事業(平成6年度～平成26年度)により改修が行われた。ダムの諸元を表-1、ダム全景を写真-1に示す。

表-1 青山ダムの諸元

堤 体	型式	傾斜遮水ゾーン型フィルダム
	堤高	35.50 m
	堤頂長	239.50 m
	堤体積	235,000 m ³
	天端標高	EL 146.50 m
	天端幅	9.00 m
	法面勾配	上流 1:2.5~3.0 下流 1:1.8~2.0~2.5
洪 水 吐	設計洪水量	555 m ³ /sec
	型式	正面曲線越流型
	越流堰長	117.28 m



写真-1 ダム全景

本ダムの約20km下流に平成24年度から当別ダム(補助多目的ダム)の供用が開始された。本ダムと当別ダムの農業用水源は一体として運用されることになり、水供給の運用は当別ダムが行うことになった。

本ダムは貯水池機能と必要な水量を当別ダムへ注水する機能に特化され、施設の改修に当たっては改修コストの縮減、ダムの操作に当たっては省力的な運用が可能となる施設の改修設計が求められた。

また、本ダムは平成29年度から国営篠津青山土地改良事業(国営施設応急対策)で実施しており、取水放流施設改修設計が事業計画で認められている小水力発電施設の設計に大きな手戻りとならないことを条件として検討を行っている。

2. 取水放流施設の現状

(1) 取水放流施設の現状

本ダムは供用開始以来50年以上が経過している。

また、取水施設のうちゲート設備は昭和61年の供用開始以来30年以上が経過し、老朽化により施設には以下の機能障害が生じている状況である。

- ・調整ゲート可動状況の不具合
- ・高圧ゲート戸当り部からの漏水
- ・土砂吐ゲート戸当り部からの漏水
- ・取水塔本体コンクリートの劣化

このため、本ダムの既存施設について機能診断調査を実施し、改修の必要性を判断した。

(2) 調査結果

取水塔の土木施設の劣化状況は、頂版部で剥離剥落・鉄筋の露出(部分的)、外壁部でひび割れ・粗骨材の剥離(部分的)・欠損、取水口部で粗骨材の露出(全体的)・鉄筋の露出(部分的)・欠損が見られる。劣化状況を写真-2、3、4に示す。

ゲート設備の劣化状況は、設備全てにおいて発錆がみられ、高圧ゲート及び土砂吐ゲートにおいては、戸当たり部から漏水が確認されている。また、調整ゲート戸当たり部には扉体との接触痕も確認されている。

機能診断結果より、取水施設の健全度は、土木施設及び機械設備のいずれも老朽化による機能低下が生じていると判断されることから、取水施設の改修を行う計画とした。



写真-2 取水ゲート扉体全体の発錆



写真-3 取水塔の欠損、鉄筋露出



写真-4 調整ゲート戸当たりの接触痕

3. 取水放流施設の改修方針

(1) 現況取水放流施設の構成

現況取水施設は、取水部は堤体左岸地山に設置された取水塔内の調整ゲート及び取水ゲート、調整部の高圧ゲ

表-2 現況取水放流施設の構成

施設の区分	施設の構成
取水施設	取水塔（複式取水型） 調整ゲート（W=2.0m×H=5.85m×1門） 取水ゲート（W=1.15m×H=1.25m×7門）
放流施設	導水路部 暗渠水路（放流トンネルへ放流）
	調節部 高圧ゲート（W=1.15m×H=1.25m×1門） 取水塔に設置された高圧ゲートの開度により流量調整を行い、放流トンネルへ放流
	土砂吐 土砂吐ゲート（H1.5m×W1.0m×2門）
	減勢工 設置なし（トンネル直接放流）

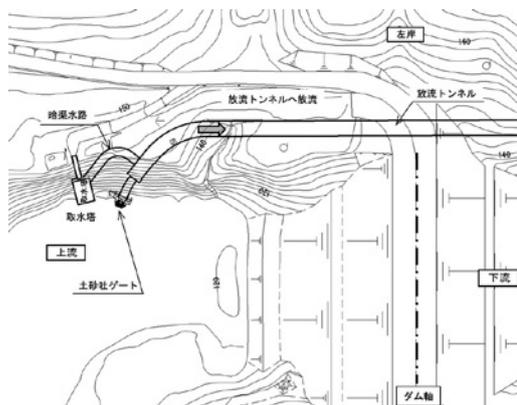


図-1 現況取水放流施設平面図

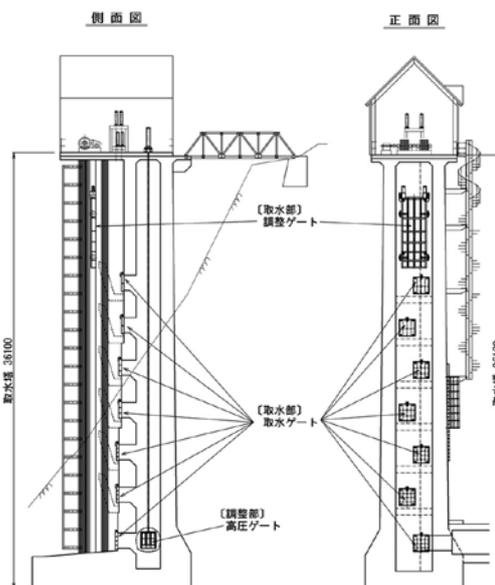


図-2 現況取水塔の構成

ートにより、表面取水・流量調整を行い、放流トンネルに接続する暗渠水路を通して、放流トンネル内に放流している。

土砂吐ゲートは、放流トンネル呑口部に設置されている。現況取水放流施設の平面図を図-1、施設の構成を表-2、施設の現況取水塔の構成を図-2に示す。

(2) 取水放流施設の改修方針

1) 改修方針

本ダムでは国営当別土地改良事業(平成6年度～平成26年度)において、代掻き期間の短縮や深水かんがい用水の確保がなされたことから、表-3のように施設計画の必要条件が変更されている。

表-3 取水放流設備の必要条件

項目	造成当時	現在	対応
代掻き期間の短縮	無	有	青山ダム下流に位置する当別ダム(補助多目的、平成24年度供用)に不足量を依存
深水かんがい用水	無	有	
温水取水の必要性	有	無	当別ダムで温水取水して受益地に用水供給

特に本ダムの下流に当別ダムが建設され、同ダムで温水取水(表面取水)が可能となったことから、本ダムにおける温水取水の必要性が無くなったため、取水施設の改修に当たっては、取水形式は経済性に優れる底水取水形式とし、トンネル内に設置する導水管により調節部まで導水

し、放流ゲートにより流量調整を行い下流河川へ放流する計画とした。

2) 取水放流施設の構成

改修取水放流施設計画は、現況取水塔の全面更新案と底水取水案について、表-5のとおり比較検討を行い、経済性、維持管理の面で有利な底水取水案を採用した。よって、現況取水塔は撤去する。改修取水放流施設平面図及び構成図を図-3、4に、改修取水放流施設の構成を表-4に示す。

表-4 改修取水放流施設の構成

施設の区分		施設の構成
取水施設		底水取水管 (φ1,600mm)
放流施設	導水部	導水管 (φ2,100mm)
	調節部	放流ゲート (JFG φ1,900mm × 1門) 小容量放流ゲート (JFG φ350mm × 1門)
	土砂吐	土砂吐ゲート (H1.5m × W1.0m × 1門)
	減勢工	空中放流方式

施設の概略は、放流トンネル呑口部に底水取水管を設置し、それに接続する導水管を放流トンネル内に敷設し、トンネル吐口部に設けた放流施設の放流ゲート及び小容量放流ゲートにより流量調整を行い下流河川に放流する。土砂吐ゲートは、底水取水管の横に設置し、放流水はトンネル内に工事用仮排水路として設置したフリューム水路を通して放流する。

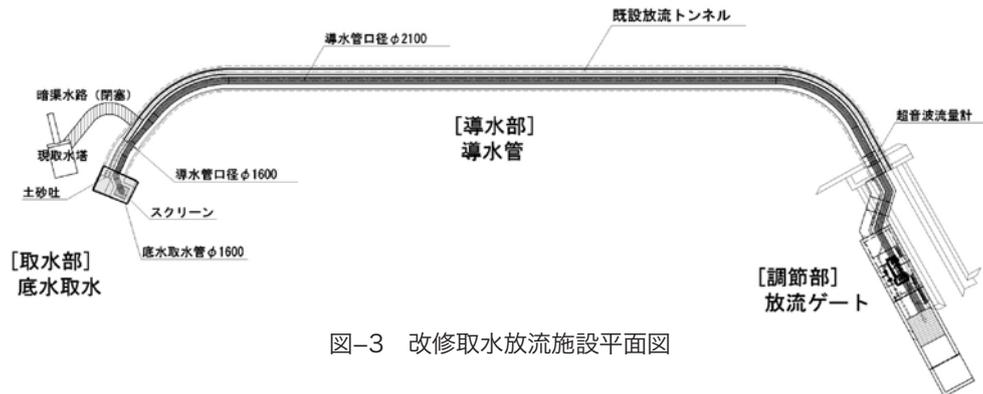


図-3 改修取水放流施設平面図

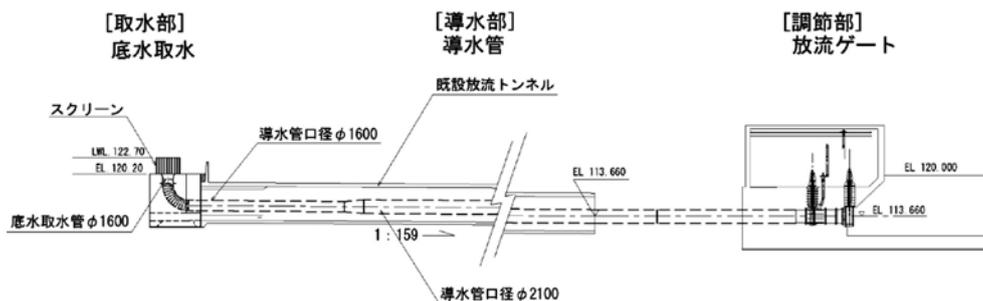
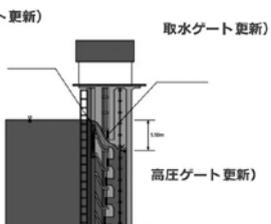
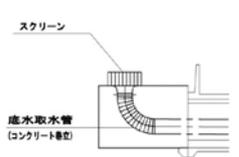
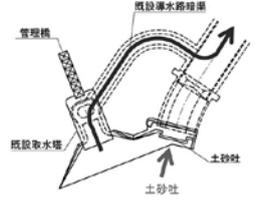
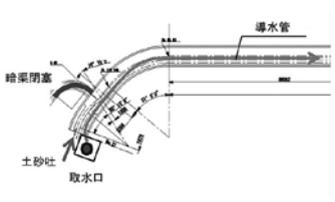
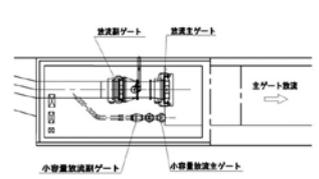
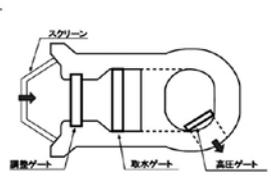
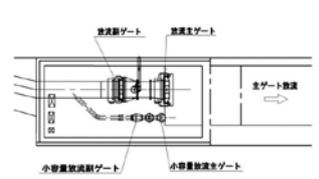


図-4 改修取水放流施設の構成

表-5 改修取水放流施設の比較表

		取水塔の全面更新	底水取水：トンネル下流に取水施設 調節部)
1. 構造概要	構造概要	①取水施設は現況と同じ規格で更新する。 ②現取水塔が耐用年数に近いため、取水塔を更新する。 ③現有施設と機能は変わらない。	①トンネル入口部に取水口を設置する。 ②トンネル入口部及びトンネル内に導水管を設置する。 ③トンネル出口部に放流ゲートを設置する。 ④土砂吐は既設土砂吐を利用する。
	取水部	調整ゲート更新) 取水ゲート更新)  高圧ゲート更新)	底水取水 
	導水部	取水塔更新 	底水取水口新設 
		トンネル	トンネル内配管 
	調節部	取水塔更新)  JFG φ 1400mm	放流施設  JFG φ 1900mmとφ 350mm
	2. 設備規模	・取水塔一式（更新）	・取水部-底水取水口 ・導水部-導水管 ・放流部-主ゲート、副ゲート
3. 取水の安定性	・調整ゲートの越流量で流量調節を行う構造であることから、流木等により調整ゲートの不具合が懸念されるため、取水の安定性は低い。 △	・放流ゲートの越流量で流量調節を行う必要のない構造のため、流木等による取水影響が少なく、取水の安定性は高い。 ○	
4. 土砂吐機能	・現況と同じ位置に土砂吐を設置するため、スムーズな排砂が可能である。 ○	・トンネルの右岸側に導水管を配置し、左岸側を土砂吐として利用するため、スムーズな排砂が可能である。 ○	
5. 施工性	・貯水池内において、大規模なコンクリート工事を行うため、他案に対して施工性は劣る。 ・取水塔及び左岸トンネル入口部の上流側に、鋼管矢板による仮締切を設置する。鋼管矢板仮締切の設置や取水塔ゲート設備の設置工事等のため、貯水池内に鋼製栈橋による工事用道路を設ける。 △	・特に施工性の劣る工種はない。 ・取水塔及び左岸トンネル入口部の上流側に、鋼管矢板による仮締切を設置する。鋼管矢板仮締切の設置や底水取水口の設置工事等のため、貯水池内に鋼製栈橋による工事用道路を設ける。 ・ダム下流側に放流施設設置のため、工事用道路を設ける。 ○	
6. 操作性（維持管理）	・自動運転が可能なのは操作は容易である。 ・（維持管理）流木が取水塔内に混入しないように、大雨後の流木除去等が必要となる。 △	・放流ゲートの操作のみとなるため、操作は最も容易である。 ・（維持管理）放流ゲート室は、トンネル出口下流にあるため、維持管理は容易である。 ○	
7. 経済性	7-1. 工事費 (千円)	2,423,000 (1.03) △	2,359,000 (1.00) ○
	7-2. ライフサイクルコストを加味した費用 (千円)	2,628,000 △	2,191,000 ○
総合判定	・調整ゲートにおける越流量で流量調節を行うため、流木等の懸念があることから、取水の安定性は低い。 ・取水塔の全面更新となるため、工事費は若干高い。 ・ゲート更新完了してから30年後の令和32年にはゲートの更新が必要となる。 ・10年毎にゲート設備の塗装費用が必要となる。 ・調整ゲート手動操作に係る費用や流木除去費用が必要となる。 △	・維持管理で他案に比べて有利となる。 ・ゲート施設及び導水管はステンレス製であるため、塗装等の費用がかからない。 ・取水の安定性で他案と比較して有利となる。 ○	

4. 取水放流施設の改修計画

(1) 改修計画の検討条件

取水放流施設の改修計画における本ダム設計諸元は下記のとおりで、貯水モードを図-5に示す。

- ・有効貯水量 14,523,300m³
- ・常時満水位 F.W.L.142.00m
- ・利用最低水位 L.W.L.122.70m(堆砂面標高)
- ・取水量 Q=3.117m³/s
- ・非常放流計画 FWL~LWLまでの有効貯水量を7日程度で放流する。
- ・貯水池流入量 Q=2.241m³/s

(かんがい期の10カ年平均水流量)

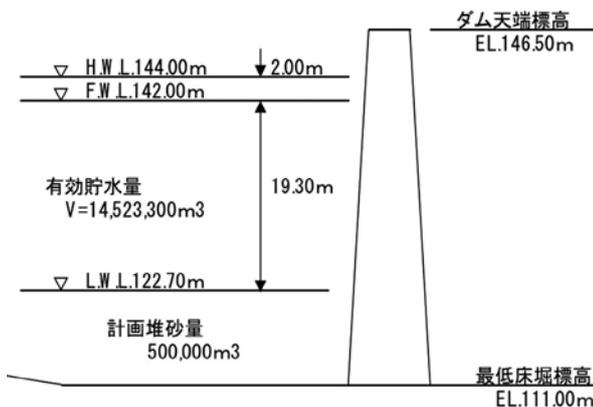


図-5 青山ダムの貯水モード図

(2) 取水部の位置及び形式

1) 取水部の位置

取水部の改修に当たっては、現況の放流トンネルを導水に利用するため、施設位置は放流トンネル上流側とする。また、導水距離を可能な限り短くするため、現況の土砂吐ゲート設置位置に配置する。合わせて、非取水期のダム及び貯水池内維持管理のため、現況と同様に土砂吐ゲートを取水口横に併設する。

土砂吐ゲートの規格は、現況の土砂吐ゲートと同規模(H1.5m×W1.0m)とし、取水部を新たに設けることから、設置位置の施設規模より門数を1門とした。なお、非かんがい期の流入量は土砂吐ゲートにより排水する計画としたが、出水時は主ゲートからの流下を併用することにより土砂吐1門でも支障ない。

土砂吐ゲートから排出する土砂水流は、放流トンネル内に設置するU字フルーム(H3.2m×W1.3m)を介して流下させる。

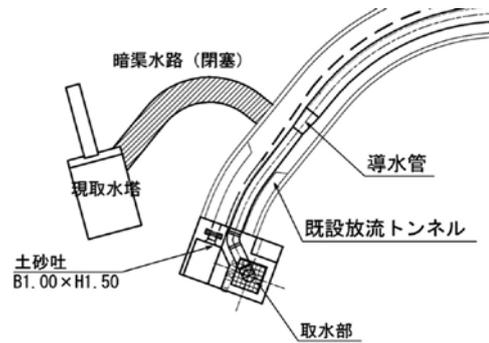


図-6 取水部配置計画図

2) 取水部の形式

取水部の形式は底水取水口とし、常時満水位(FWL.142.00m)から最低水位(LWL.122.70m)まで安定して必要取水量を確保出来る必要がある。

本ダムの底水取水口標高は、堆砂による呑口閉塞の影響を少なくするため、最低水位LWL.122.70mに極力近い標高とすることが望ましいが、最低水位までの貯水水位を7日程度で排除する必要もあるため、貯水水位が最低水位付近になっても水理的に安定して貯水を取水出来る必要がある。

取水深(LWL.122.70m-呑口標高)が小さいと、空気の吸い込みが生じ、十分な放流能力が発揮出来ない恐れがあることから、LWL122.70mにおいても空気が混入しない底水取水口標高を設定する。

空気渦の混入しない最低取水深Hと口径Dとの関係は、 $H > 1.5D$ とされている¹⁾ことから、2.5mを確保する。

$$H > 1.5 \times \text{口径} 1.6\text{m} = 2.4\text{m} \approx 2.5\text{m} (0.5\text{m単位丸め})$$

ここで、取水管口径=φ1,600mm

(後述する、5.(2)取水口の取合いより)

$$\text{LWL.122.70m} - 2.5\text{m} = \text{底水取水口 EL.120.20m}$$

底水取水口前面には、土砂や流木等の浮遊物影響を避けるため、スクリーンを設置する。

本施設のスクリーンは底水取水のため、常時水没しており、再塗装が困難であるため、ステンレス鋼を採用する。図-6に取水地部配置計画、図-7に取水部形式を示す。

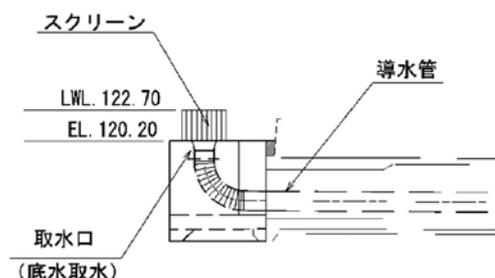


図-7 取水部の形式(底水取水)

(3) 導水部の位置及び形式

1) 導水部の位置

計画放流施設の導水部は、現況放流トンネル内部に設置し、下流の調節部へ導水する計画とする。

2) 導水部の形式

導水路の形式は、圧力管路として計画する。導水管の口径は、非常放流機能を考慮し水理検討からφ2,100mmとする。また、非かんがい期の維持管理(貯水位低下、土砂の排除等)を目的に、自然圧で流下させる排水路(呑口に土砂吐ゲート1門設置)を計画して導水管と併設する。

導水管は、据付架台により取水トンネル底版に固定させるため、特別な基礎は不要であるが、圧力管路であることから予期せぬ振動等が起こる懸念がある。よって、コンクリート基礎(巻立て)により固定支承とすることで、発生する振動の抑制を図る。

導水管の管種は、鉄管路を標準とする¹⁾ため、経年的な発錆や錆こぶの発生に対して維持管理が容易(メンテナンスフリー)なステンレス鋼管を採用する。



写真-5 トンネル出口現況写真

3) 土砂吐水路の形式

導水路の土砂吐部は、トンネル内の施工スペースが狭いため、図-8に示すように、二次製品U字フリューム(工場製作、現地据付け)で施工を行い、導水管のコンクリート

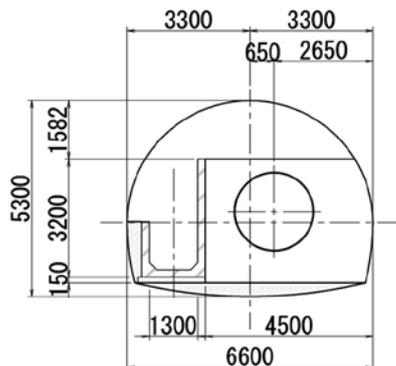


図-8 土砂吐水路断面図(流水方向)

巻立ての型枠としても利用する。巻立てコンクリートは、導水管の継手が溶接であること、スラスト力を巻立てコンクリート全体で受け持つことから、一部区間で半巻きとした。また、施工期間中の仮排水路として利用し、最終的には土砂吐下流の放流水路として利用する。

(4) 調節部の位置及び形式

1) 調節部の位置

現況取水放流施設では、取水施設(取水塔)内に調節部(高圧ゲート)が配置され、貯水池内に位置している。

改修計画では、取水部を底水取水方式に変更する事から、調節部は堤体下流に計画するが、図-9に示すように、放流トンネルの高さは5.3mであり、φ1,900mmの放流ゲート(H≒10m)の設置が出来ないことから、調節部の位置はトンネル出口とした。

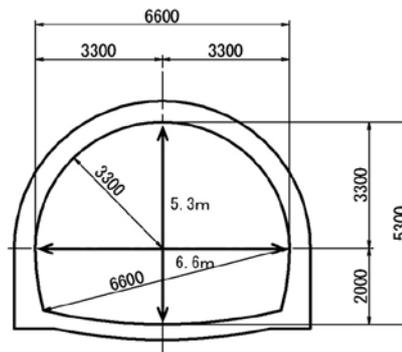


図-9 現況放流トンネル断面図

2) 放流主ゲートの形式

ダムの放流設備の内、取水及び貯水池低下放流に使用されるゲート・バルブには次の機能が必要となる。

- a) 適切な取水管理を行うため、流量調節機能が優れている。
- b) 高水頭、高流速での放流に対し、キャビテーション振動等の水理的な欠陥が生じない。
- c) 放流水に含まれる流塵、土砂に対し機能上支障がない。
- d) 減勢工を含めた設置スペースが小さい。
- e) ゲート(またはバルブ)自体に減勢機能を有するか、または適当な減勢工を組み合わせることにより、放流水のエネルギーを減殺することができ、下流側に対して洗掘・騒音等の悪影響を生じない。

これらの条件に対応でき、経済性にも優れることから、「ジェットフローゲート」を採用する。

放流ゲートは、導水管と同様に、維持管理が容易(メンテナンスフリー)なステンレス鋼管を採用する。

3) 放流副ゲートの形式

副ゲート・バルブは、主ゲート・バルブの上流側に設置し、常時は全開で主ゲート・バルブが故障した場合の緊急遮断用及び点検整備時の締切用を使用する。使用実績が多く、経済性及び信頼性が高いことから、「高圧スライドゲート」を採用する。

(5) 減勢工の形式

1) 減勢工の形式

調節部の下流には、ゲート・バルブからの放流水のエネルギーによって、下流側構造物に悪影響を与えない、振動・騒音を発生させないように放流水脈を減勢する減勢工を設けなければならない。

減勢方式は、空中放流と水中放流の2方式があり、水中放流形式は、水中に放流するため減勢区間が短くなるが、減勢工の深さが深くなるため掘削量が増加する。一方、空中放流形式は、空中放流により減勢区間が長くなるが、放流口の標高を高く出来るため、掘削量を削減出来る。減勢工の分類を図-10に示す。減勢工の方式は、2方式の比較検討を行った結果、本ダムでは施工性及び維持管理面で有利となる「空中放流方式」を選定した。詳細については、6. コスト縮減の検討を参照。

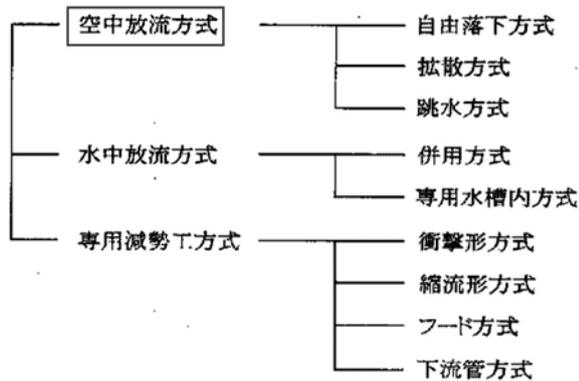


図-10 減勢工の分類¹⁾

2) 整流管

ジェットフローゲートでは、ゲート下流に直接水中減勢工あるいは大気中に放流される場合を除き、放流ジェットを整流にするための整流管を設ける¹⁾とされている。本ダムでは、下流河川(当別川)に直接放流しないため、整流管を計画する。管種は、導水部と同様にステンレス鋼管を採用した。

整流管の口径は、ゲート口径の1.2倍以上とされることから、整流管口径は、φ2,300mmとした。

$$\begin{aligned} \text{・整流管口径(m)} &= 1.2 \times \text{ゲート口径D(m)} \\ &= 1.2 \times 1.9\text{m} = 2.28\text{m} (\approx 2.3\text{m}) \end{aligned}$$

5. 施設規模の検討

(1) 水理計算条件

本ダムの取水放流施設は、非常放流施設を兼ねるため、施設規模は水理計算により決定する。

河川管理施設等構造令施行規則第10条の説明によると、「放流設備の能力は、貯水池の規模、流域特性等を考慮する必要があるが、常時満水位から貯水池運用計画上の最低水位までを、表面遮水壁型のフィルダムでは約4日間で、その他の種類のフィルダムでは7日～10日間程度で、水位低下出来ることをその目安としている。」²⁾との記載がある。

本ダムは傾斜遮水ゾーン型フィルダム(上記のその他の種類のダム)であり、貯水位低下日数は7～10日程度が適用される。

本ダムの貯水位低下条件は、道内他ダムの実績を考慮して安全側を採用することとし、以下のように設定した。

- ・ 貯水池流入量を無視した場合に7日以内に水位低下させる。
- ・ 貯水池流入量を考慮した場合でも7日程度(四捨五入して7日)で水位を低下させる。

水理計算に使用する放流ゲートからの放流量は、次式によって計算を行った。

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot H}{1 + C^2 \cdot A^2 \cdot \sum \frac{f_i}{A_i^2}}}$$

- ここに、
- Q: 放流量(m³/s)
 - C: 主ゲートの流量係数
 - A: 主ゲートの通水断面積(m²)
 - g: 重力加速度(m/s²)
 - H: 作用静水頭(m)
 - f_i: 各部の損失係数
 - A_i: 各部の断面積(m²)

(2) 取水口の取合い

取水部では、取水管径が大きいほど損失水頭が小さくなるため水理的に有利となる。現況放流トンネル呑口は覆工コンクリートにより狭小断面(2r=4.0m)となっていること、土砂吐入口幅(ゲート幅と同じ1.0m)を確保する必要があること、取水管設置時の据付材を設置する余裕を確保する必要があることを考慮して、図-11に示すように取水管入口部の口径はφ1,600mmとし、下流側で水理計算条件を満足する導水管口径φ2,100mmに拡幅した。

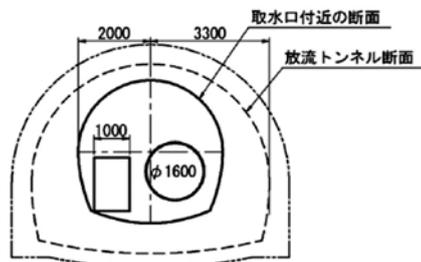


図-11 取水口のトンネル形状

(3)水理計算結果

取水放流施設の各種損失を整理すると表-6のとおりで、これを用いて貯水位低下計算を行った結果を表-7および表-8に示す。貯水池流入量を無視した場合の貯水位低下日数:6.6日(水位低下期間:7日以内)と、考慮した場合の貯水位低下日数:7.3日(水位低下期間:7日程度)のいずれも条件を満足する事を確認した。

表-6 各種損失係数一覧表

損失の種類	断面形状	算出の考え方	Fi	Ai ²	Fi/Ai ²
スクリーン損失	φ2,600	$\beta * \sin \theta * (t/b)^{4/3}$ $\beta = 2.34 \quad \theta = 90^\circ \quad t = 10\text{mm} \quad b = 84\text{mm}$	0.821	112.742	0.007282
流入損失	φ1,600	丸味付き円形	0.100	4.042	0.024738
導水管摩擦損失	φ1,600	$124.5 * n^2 * L / D^{4/3}$ $m = 0.012 \quad L = 24.398\text{m}$	0.234	4.042	0.057833
曲管部の損失	φ1,600	$(0.131 + 0.1632 * (D/\rho)^{3.5}) * (\theta/90)^{0.5}$ $\theta = 90^\circ \quad \rho = 3.2\text{m} \quad D = 1.6\text{m}$	0.145	4.042	0.035974
曲管部の損失	φ1,600	$(0.131 + 0.1632 * (D/\rho)^{3.5}) * (\theta/90)^{0.5}$ $\theta = 45^\circ \quad \rho = 1.68\text{m} \quad D = 1.6\text{m}$	0.190	4.042	0.046981
曲管部の損失	φ1,600	$(0.131 + 0.1632 * (D/\rho)^{3.5}) * (\theta/90)^{0.5}$ $\theta = 15^\circ \quad \rho = 19\text{m} \quad D = 1.6\text{m}$	0.054	4.042	0.01337
漸拡の損失	φ1,600	φ1,600 → φ2,100	0.210	4.042	0.05195
導水管摩擦損失	φ2,100	$124.5 * n^2 * L / D^{4/3}$ $m = 0.012 \quad L = 270.981\text{m}$	1.807	11.996	0.150609
曲管部の損失	φ2,100	$(0.131 + 0.1632 * (D/\rho)^{3.5}) * (\theta/90)^{0.5}$ $\theta = 50^\circ \quad \rho = 28.85\text{m} \quad D = 2.1\text{m}$	0.098	11.996	0.008202
曲管部の損失	φ2,100	$(0.131 + 0.1632 * (D/\rho)^{3.5}) * (\theta/90)^{0.5}$ $\theta = 61.82^\circ \quad \rho = 27.35\text{m} \quad D = 2.1\text{m}$	0.109	11.996	0.009052
曲管部の損失	φ2,100	$(0.131 + 0.1632 * (D/\rho)^{3.5}) * (\theta/90)^{0.5}$ $\theta = 45^\circ \quad \rho = 1.68\text{m} \quad D = 2.1\text{m}$	0.345	11.996	0.028729
分岐による損失	φ2,100	$0.58 * \alpha_\beta^2 - 0.26 * \alpha_\beta + 0.03$ $\alpha_\beta = 0$	0.030	11.996	0.002501
分岐による損失	φ2,100	$0.58 * \alpha_\beta^2 - 0.26 * \alpha_\beta + 0.03$ $\alpha_\beta = 0$	0.030	11.996	0.002501
漸縮の損失	φ1,900	φ2,100 → φ1,900	0.002	8.038	0.000249
導水管摩擦損失	φ1,900	$124.5 * n^2 * L / D^{4/3}$ $m = 0.012 \quad L = 7.36\text{m}$	0.056	8.038	0.006977
副ゲート	φ1,900	高圧スライドゲート $f_i = 0.06$	0.060	8.038	0.007464
合計					0.454411

表-7 貯水池流入流量を無視した貯水位低下量の計算結果

貯水位 m	貯水量 m ³	区間貯水量 m ³	静水頭 m	放流量 m ³ /sec	平均放流量 m ³ /sec	排水日数 日	累加日数 日	管内流速 V=Q/A
142.00	15,127,300		28.340	29.578				8.540
140.00	12,109,942	3,017,358	26.340	28.515	29.047	1.202	1.202	8.233
138.00	9,534,530	2,575,412	24.340	27.411	27.963	1.066	2.268	7.914
136.00	7,331,762	2,202,768	22.340	26.261	26.836	0.950	3.218	7.582
134.00	5,464,848	1,866,914	20.340	25.057	25.659	0.842	4.060	7.234
132.00	3,923,786	1,541,062	18.340	23.794	24.426	0.730	4.790	6.870
130.00	2,699,662	1,224,124	16.340	22.459	23.127	0.613	5.403	6.484
128.00	1,813,364	886,298	14.340	21.040	21.750	0.472	5.875	6.075
126.00	1,214,890	598,474	12.340	19.517	20.279	0.342	6.217	5.635
124.00	802,414	412,476	10.340	17.866	18.692	0.255	6.472	5.158
122.70	604,000	198,414	9.040	16.705	17.286	0.133	6.605	4.823
計		14,523,300				6.605		

全損失係数 0.45441
 管径 $\phi = 2.100$ m
 ゲート口径 $\phi = 1.900$ m (ジェットフローゲート)
 出口ゲート中心標高 EL. 113.66 m
 放流量算定式 $Q_{out} = 5.556 \times \sqrt{H} - Q_{in}$
 流入量 $Q_{in} = 0$ m³/sec
 排水日数 $T = \text{区間貯水量} / (86,400 \times \text{平均放流量})$

表-8 貯水池流入流量を考慮した貯水位低下量の計算結果

貯水位 m	貯水量 m ³	区間貯水量 m ³	静水頭 m	放流量 m ³ /sec	平均放流量 m ³ /sec	排水日数 日	累加日数 日	管内流速 V=Q/A
142.00	15,127,300		28.340	27.337				8.540
140.00	12,109,942	3,017,358	26.340	26.274	26.806	1.303	1.303	8.233
138.00	9,534,530	2,575,412	24.340	25.170	25.722	1.159	2.462	7.914
136.00	7,331,762	2,202,768	22.340	24.020	24.595	1.037	3.499	7.582
134.00	5,464,848	1,866,914	20.340	22.816	23.418	0.923	4.422	7.234
132.00	3,923,786	1,541,062	18.340	21.553	22.185	0.804	5.226	6.870
130.00	2,699,662	1,224,124	16.340	20.218	20.886	0.678	5.904	6.484
128.00	1,813,364	886,298	14.340	18.799	19.509	0.526	6.430	6.075
126.00	1,214,890	598,474	12.340	17.276	18.038	0.384	6.814	5.635
124.00	802,414	412,476	10.340	15.625	16.451	0.290	7.104	5.158
122.70	604,000	198,414	9.040	14.464	15.045	0.153	7.257	4.823
計		14,523,300				7.257		

全損失係数 0.45441
 管径 $\phi = 2.100$ m
 ゲート口径 $\phi = 1.900$ m (ジェットフローゲート)
 出口ゲート中心標高 EL. 113.66 m
 放流量算定式 $Q_{out} = 5.556 \times \sqrt{H} - Q_{in}$
 流入量 $Q_{in} = 2.241$ m³/sec
 排水日数 $T = \text{区間貯水量} / (86,400 \times \text{平均放流量})$

6. コスト縮減の検討

本ダムの取水放流施設の改修は、河道内の限られた区域において複数年にもたがる施工が必須であるため、使用機械や詳細な施工方法を検討した上で各工種の設計を行うと共に、各施工年度・施工段階における水理条件を整

理し、現地条件に適した仮設備の検討を行った。また、放流施設の減勢工の見直しや、導水管巻立て形状の見直しを行い、コスト縮減や施工性の向上の提案を行った。

コスト縮減の具体的内容を表-9に、それぞれの検討結果を表-10、11に示す。

表-9 コスト縮減総括表

		事業計画書の形状		本業務検討結果			
減勢工方式		・水中放流方式		・空中放流方式			
導水管巻立てコンクリート		・全巻き		・半巻き（適用可能区間について）			
経済性	減勢工方式 (千円)	土工	42,306	土工	40,783		
		コンクリート工	89,149	コンクリート工	88,348		
		下流擁壁水路工	3,450	下流擁壁水路工	4,624		
	導水管巻立 (千円)	全巻き区間 L=250m	②89,000円/m	72,250	全巻き区間 L=46m	②89,000円/m	13,294
		半巻き区間	-	②20,000円/m		半巻き区間 L=204m	②20,000円/m
		小計	207,155	小計	191,929		
		諸経費(60%)	124,293	諸経費(60%)	115,157		
		合計	331,448 (1.08)	合計	307,086 (1.00)		

(1) 減勢工方式の見直しによるコスト縮減

事業計画書では、放流施設の減勢工は水中放流方式となっているが、減勢工を空中放流方式に変更することに

よりコスト縮減が図られる。また、岩掘削量が約30%減少するため施工性が向上する。

表-10 減勢工方式による経済比較表

		1案 水中放流方式	2案 空中放流方式
構造概要	構造概要	<ul style="list-style-type: none"> ・放流先に減勢水槽を設置し、水中に放流する。 ・放流水はリターンフローとなり、水槽内で減勢される。 	<ul style="list-style-type: none"> ・放流先に専用減勢工や水叩きを設置し、空中に放流する。
	形状		
設備規模		B7.5m × L31.0m	B7.5m × L37.5m
施工性		<ul style="list-style-type: none"> ・減勢水槽による流路を確保するため掘込む必要がある。これにより土工の掘削深度及び岩掘削量が多くなる。 ・掘削深が深くなるため、放流トンネル下流擁壁水路に対する影響が大きい。 ・概略軟岩掘削量=8,200m³ 	<ul style="list-style-type: none"> ・水槽の掘込みが不要となり掘削深度が浅くなるため、施工は有利となる。 ・放流トンネル下流擁壁水路に対する影響は小さい。 ・概略軟岩掘削量=5,700m³
		△	○
経済性	土工	42百万円	41百万円
	コンクリート工	89百万円	88百万円
	下流擁壁水路工	3.5百万円	4.6百万円
	諸経費(60%)	81百万円	80百万円
	合計	2.16億円 (1.01)	2.14億円 (1.00)
		△	○

表-11 奥行き1m当たりの導水管巻立て経済比較表

		1案：コンクリート全巻き	2案：コンクリート半巻き
構造概要	構造概要	・導水管巻立コンクリートの施工支持角を360°とする。	・導水管巻立コンクリートの施工支持角を180°とする。
	形状		
設備規模		巻立て規模：H3.4m×W4.3m	巻立て規模：H1.9m×W4.3m
経済性	巻立てCo体積	11.22m ³ (奥行き1mあたり)	8.52m ³ (奥行き1mあたり)
	打設費用	289,644	219,944
	諸経費(60%)	173,787	131,966
合計		463,431 (1.32)	351,910 (1.00)
		△	○

(2) 導水管巻立の見直しによるコスト縮減

前述のように、導水管は溶接による一体構造となることから、スラスト力の検討を実施し、適用可能な区間について半巻きに見直すことにより、コンクリート量の削減によるコスト縮減が図られる。

(3) 施工計画

青山ダムの貯水池流入水の流下は、既設放流トンネルを経由しなければならない。導水管工事は放流トンネル内の施工となるため、坑内作業と仮排水を同時に行う必要がある。このため、図-12に示すように、土砂吐水路(二次製品U字フリューム)を事前に設置して仮排水路として利用することで、効率的な仮設配置となるように計画した。導水管の据付は、門構クレーンをトンネル内に搬入し、導水管を吊上げて架台に設置する計画とした。

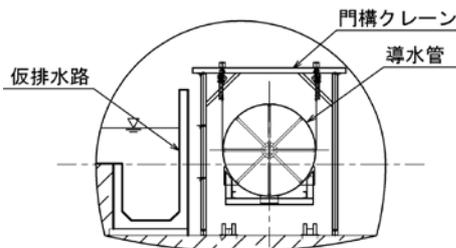


図-12 トンネル内施工断面図

7. おわりに

青山ダム取水放流施設のコスト縮減を念頭に置いた改修計画について報告した。青山ダムでは下流の当別ダムの完成により温水取水が不必要となり、現況取水塔を撤去し、調節部を放流トンネル出口に移設するなど、大規模な取水放流施設の改築が計画されている。改築により、調節部がジェットフローゲートになるため、放流量の調節が容易になるなど維持管理面の向上が期待される。

本報告は平成29年度の設計時点であり、現在も実施工に向けて、施工計画の見直しを含めた検討を実施している。

(株式会社 三祐コンサルタンツ)

参考文献

- 1) 鋼構造物計画設計技術指針 農林水産省農村振興局(平成21年11月)
- 2) 改定 解説・河川管理施設等構造令 財団法人国土技術研究センター編 社団法人河川協会 技報堂出版(平成12年1月改定)