

長安口ダム改造事業の概要（その2） ～新設洪水吐きの安定性確保及び減勢工の検討～

国土交通省四国地方整備局那賀川河川事務所

〃

〃

嘉 田 功*
長 尾 純 二**
菊 田 一 行***

開発工務課

キーワード 長安口ダム・ダム再開発・減勢工

1. はじめに

前回の報告は、長安口ダム本体改造における新設洪水吐きの最終形状の検討までであった。今回は決定した形状の洪水吐きを新設するにあたっての改造ブロックの安定性を確保する対応策と、新設洪水吐きの流入部、導流部と減勢工改造の検討について紹介する。

2. 改造ブロックの安定性確保

(1) 安定検討断面

最終形状は、川側ゲートが幅 10m、敷高 EL. 201.5m、山側ゲートが幅 10m、敷高 EL. 203.5m であり、改造ブロック (BL9～BL12) の安定検討については、各ブロックの平均の安全率を求めることとし、検討断面は、各ブロックの中央断面で代表させることとした。安定検討の

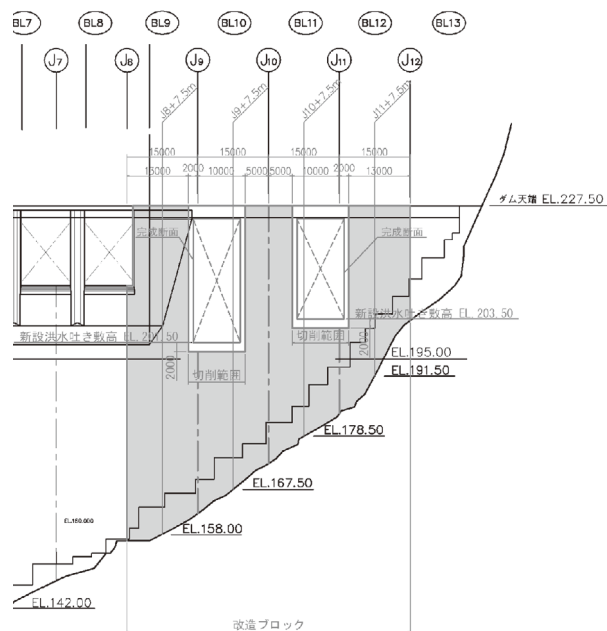


図 2-1 改造ブロックと切削断面

* 事務所長

** 副所長

*** 課長

断面としては、二次コンクリートの施工代を考慮して、最終完成断面から左右にそれぞれ1m、越流部下部に2mの余裕を付加した断面として検討を行った。

各改造ブロックの計算モデルは図2-2のとおりであり、いずれの断面も下流上がりとなっており、安定計算は剛体法により実施した。具体の荷重計算としては、各ブロックにおける切削部と非切削部の断面を考慮するため、切削前の各代表断面×15mで各ブロックの重量を算出し、そこから切削部の重量を控除して荷重計算を実施している。

(2) 安定検討条件と荷重条件

重力式コンクリートダム の安定に関する条件は、以下のとおり定められている。

- ①上流端に鉛直な引張応力を生じさせないこと
 - ②せん断に対して安全であること
 - ③堤体内に発生する応力が許容圧縮応力を越えないこと
- ①の条件は、Middle Third の理論で、合力の作用点

がダム底面の中央1/3内に入らなければならないことを示しており、②の条件は、堤体と基礎岩盤の接触面および基礎岩盤内の弱点と考えられる面のせん断摩擦抵抗が、せん断に対して必要な安全率(4以上)を有するものでなければならないとしている。

③の条件については、堤体コンクリートの破壊に対する安全性を示すものであるが、ダム高150m以下の場合には基礎岩盤が著しく不均一なケースを除けばダム堤体内に発生する応力は比較的小さいことから問題とはならないため、①、②の2つの条件から決定している。

堤体及びゲートに作用する荷重条件の概念図は図2-3のとおりである。また、長安口ダムはサーチャージ水位と常時満水位が同じであり、安定計算では慣性力に地震をフルに見込む常時満水位のケースが最も厳しい条件になるため、貯水池水位が常時満水位(EL. 225m)の地震時について検討を行った。

ゲートに作用する上流水圧については、左右均等に半分ずつ堤体に作用するとしてブロック割を行っている。

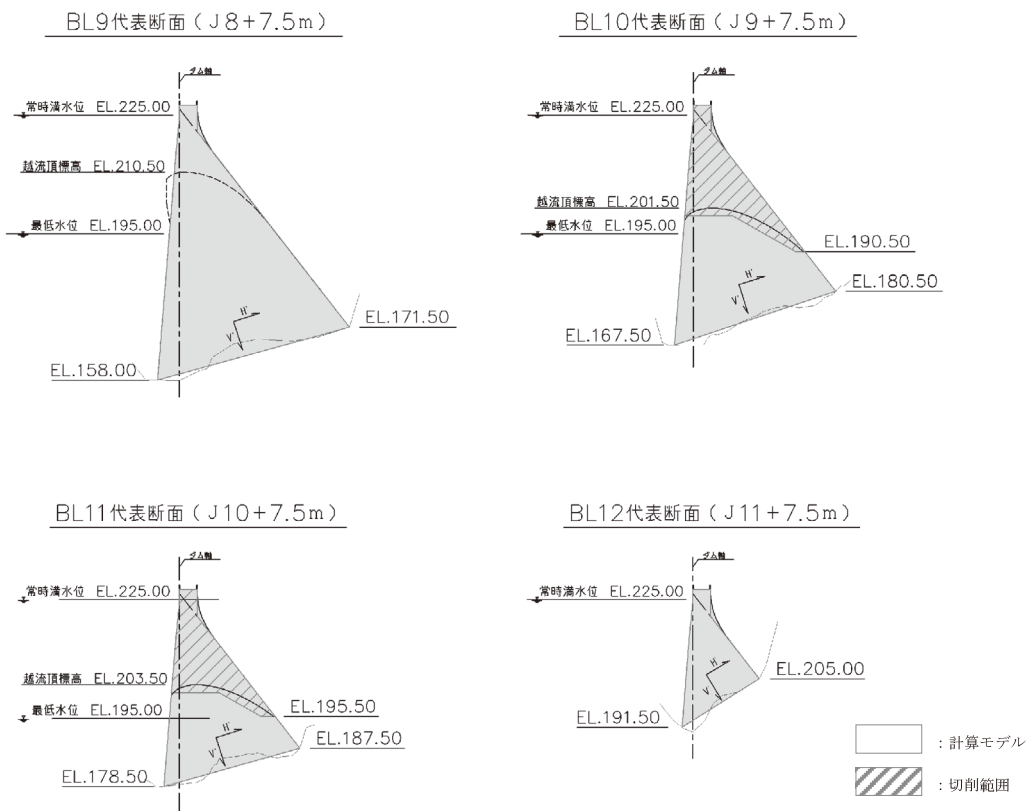


図2-2 各改造ブロックにおける安定性検討断面
ダム技術 No.328 (2014. 1)

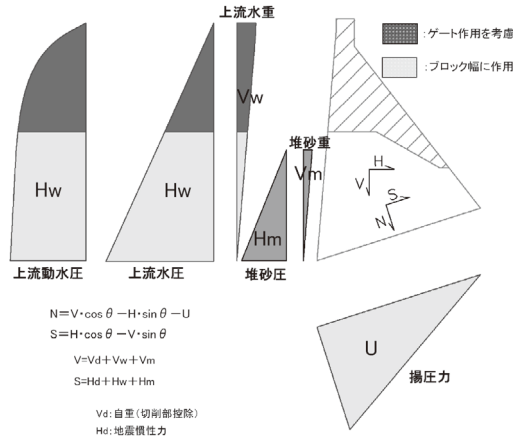


図2-3 荷重条件の概念図

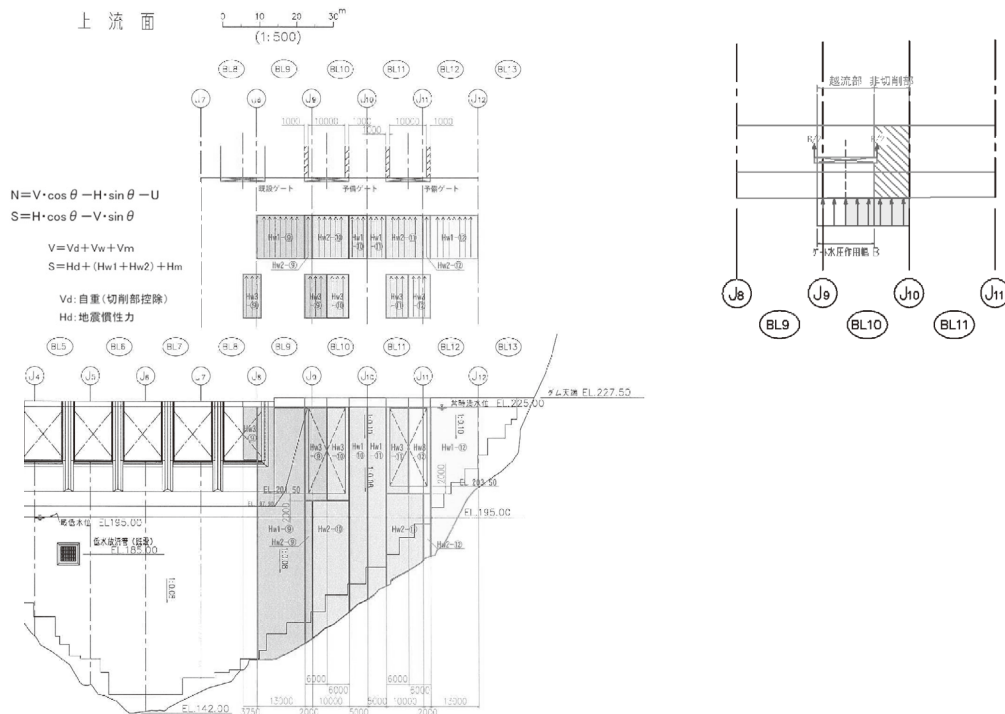


図2-4 各ブロックの作用水圧荷重

(3) 安定計算結果

安定計算結果としては、各ブロックとも滑動に対しては安定条件(安全率4以上)を満足しているが、転倒に対しては上流端に引張応力が発生し、安定条件を満足しなかったため、安定性確保のためにBL9~BL11で堤体下流にマットを設置することとし、BL12は下流にマットを設けることが難しいため、増厚することとした。

(4) 安定性確保の対応策

マットの厚さについては、一般的に効果的なマットの

厚さの下限は、堤高の20%程度とされていることから、各ブロックの中央断面よりマット上面標高を算出し、BL9をEL. 184.0m以上、BL10をEL. 190.5m以上、BL11をEL. 195.5m以上確保するものとした。ただし、BL11については、ブロック全体で20%程度の厚みが確保できるようJ10+10m~J11の区間については、マット上面標高をEL. 199.5mとした。マット長は、BL9及びBL10が10m、BL11が15mとして各ブロックの安定転倒条件を満足させるものとした。

改造ブロックでの対応策後における安定計算結果は、全ての改造ブロックで転倒、滑動ともに安定条件を満足した。

また、マットコンクリートは、既設堤体下流面と一体

化させる必要があることから、既設堤体コンクリート表面にチップング及び差し筋を行うことで、新旧コンクリートの密着性を高めることとしている。

表2-1 安定計算結果 (NWL, k=0.12)

	マット (下流増厚) なし			マット (下流増厚) あり		
	上流端 (Mpa)	下流端 (Mpa)	安全率	上流端 (Mpa)	下流端 (Mpa)	安全率
BL9	-0.22	1.75	7.66	0.17	1.21	9.18
BL10	-0.07	1.08	9.40	0.11	0.77	10.39
BL11	-0.12	0.86	10.83	0.12	0.46	13.34
BL12	-0.13	0.85	16.26	0.18	0.56	109.80

(上流端, 下流端に発生する応力は、引張を (-), 圧縮を (+) で表示している)

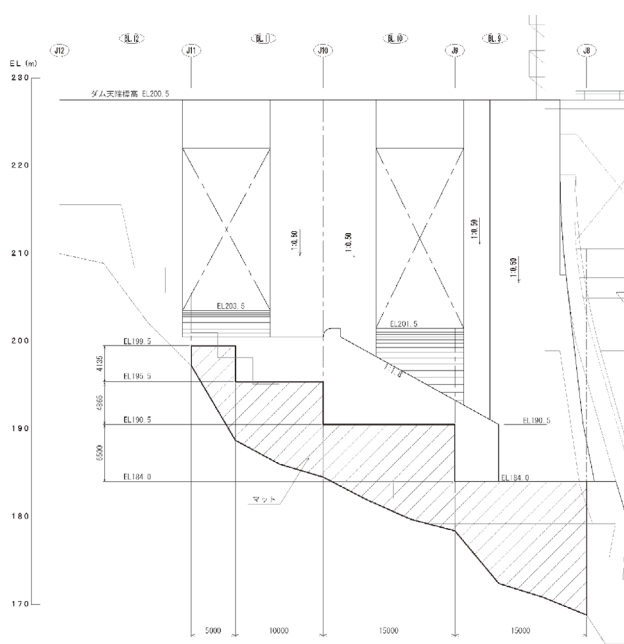
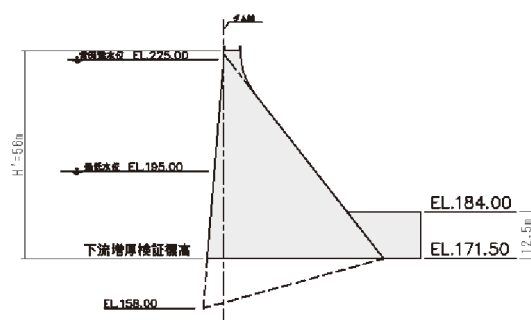
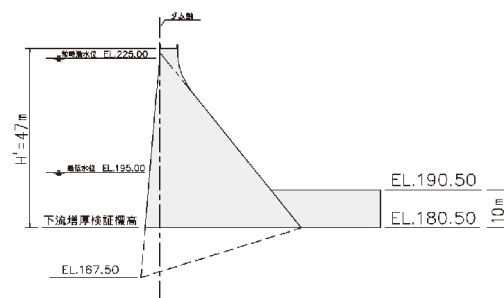


図2-5 マット厚

BL9代表断面 (J8+7.5m)



BL10代表断面 (J9+7.5m)



BL11代表断面 (J10+7.5m)

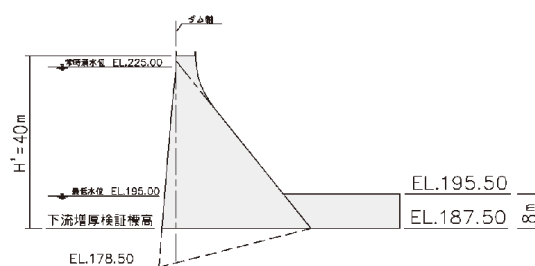


図2-6 マット厚概要図

3. 非切削部の安定性確保

(1) 安定検討断面

放流設備新設部の中央には幅 12m の非切削部があり、その中央には横継目が存在する。非切削部は、切削時には二次コンクリートの施工代を確保してさらに数十 cm 幅が短くなるため、検討形状としては幅 5m の壁として検討した。

(2) 施工時における上下流方向の安定性

荷重条件については、改造ブロックの安定性検討と同様に、貯水地水位が常時満水位の地震時において、堤体及びゲートに作用する荷重条件を設定している。

施工時の検討断面標高については、新設する越流頂標

高より数 m 深く切削されることを考慮して決定している。川側のゲートは、越流頂標高が EL. 201.5m, 山側のゲートは、EL. 203.5m であるため、施工時の検討は、切削形状を考慮して BL9, 10 (川側) で EL. 198m, BL11 (山側) で EL. 200.5m の標高について検討を行った (図 3-2)。

非切削部の施工時における上下流方向の安定計算結果は、上流に引張応力 (BL9:0.22MPa, BL10:0.16MPa, BL11:0.14MPa) が発生することとなったが、発生する引張応力は、既設コンクリートの引張強度 (=2.5 MPa) に対して十分小さく、施工時ということもあり許容するものとした。

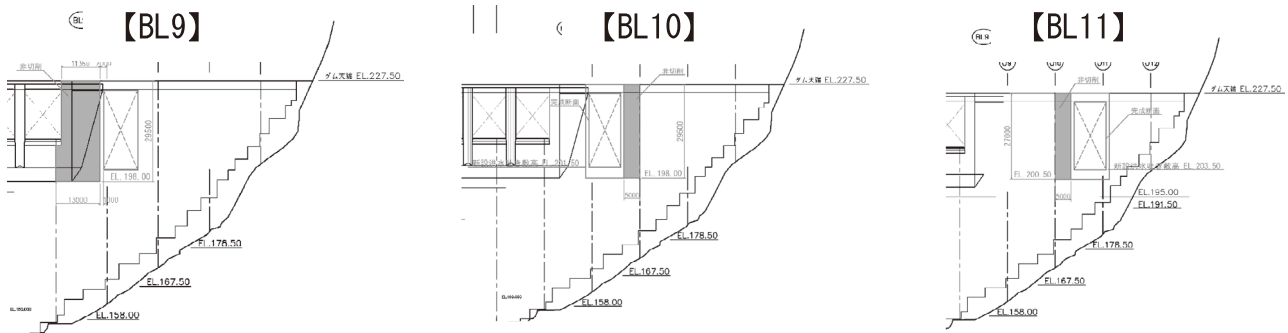


図 3-1 非切削部の検討断面

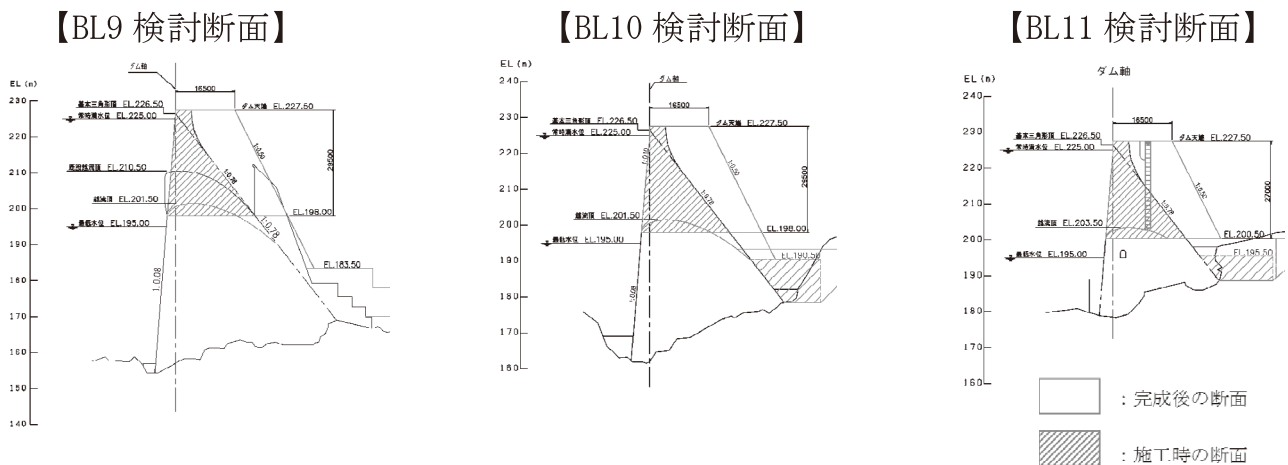


図 3-2 非切削部の施工時検討断面

(3) 完成後における上下流方向の安定性

完成後の検討断面標高については、既設堤体下流側の増厚分を考慮した断面（図3-3）で検討を行った。検討標高は、施工時と同じ標高とした。

完成後の非切削部コンクリートの上下流方向に対する安定計算結果は、転倒および滑動に対して安定条件を満足する結果となった。

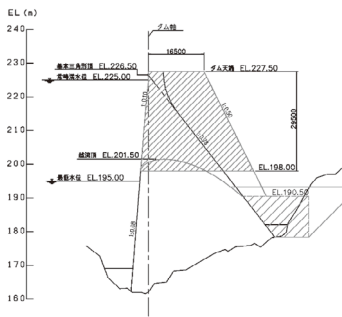
(4) ダム軸方向の安定性

非切削部を下部が固定端とした片持梁と見なし、地震時慣性力と自重を考慮して図3-4に示すようにモデル化して検討を行った。

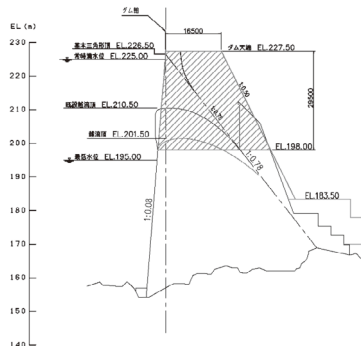
非切削部コンクリートに設計震度 $k=0.12$ をダム軸方向に作用させた場合、非切削部の最下面において BL10 で 0.9Mpa 、BL11 で 0.7Mpa の引張応力が発生する結果となったため、安定性を確保するための補強方法の検討を行った。

補強方法は、鋼材による補強（非切削部のコンクリート駆体に削孔して天端から H 鋼を挿入）については、天端からの削孔長が 25m 以上、かつ、最小でも口径 $D=500\text{mm}$ 程度の削孔が必要となり、駆体に対する影響が大きく施工性も劣ることから、切削部上端にストラットを設置することとした。

【BL9 検討断面】



【BL10 検討断面】



【BL11 検討断面】

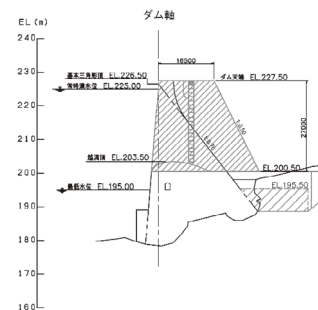


図3-3 非切削部の完成後検討断面

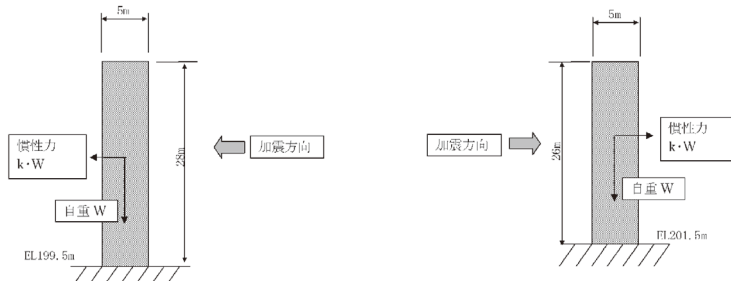


図3-4 非切削部の検討モデル（片持梁）

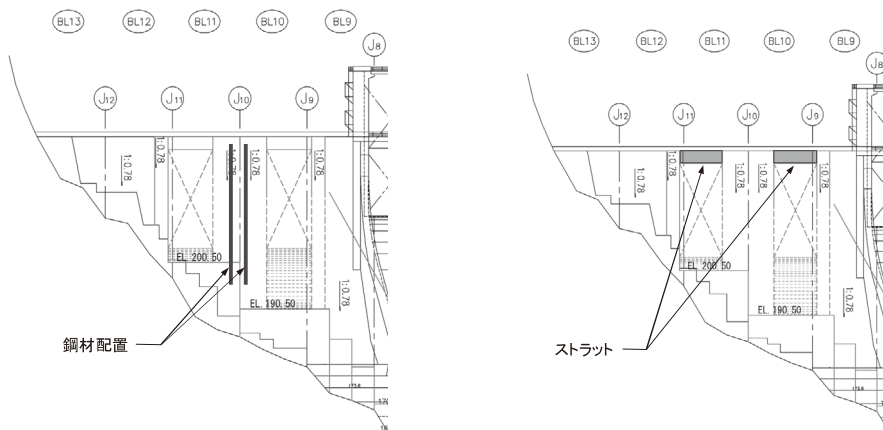


図3-5 補強方法検討

非切削部の地震時慣性力がストラットに作用するものとし、ストラットの厚さを2mと仮定してFEM解析を行った結果、ストラットに作用する圧縮応力は0.2Mpa程度であり、許容応力に比べて十分小さい。非切削部に生じる応力は、ストラットを設置することでほぼ圧縮となっており、安定性が確保されていると考えられる(図3-6)。

ストラットの構造については、非切削部との接合部に引っ張り応力が生じており、ダム軸方向に転倒しようとする挙動を制限する必要があるため、鋼構造型式とし、ストラットと非切削部の接合部を剛結することとしている。

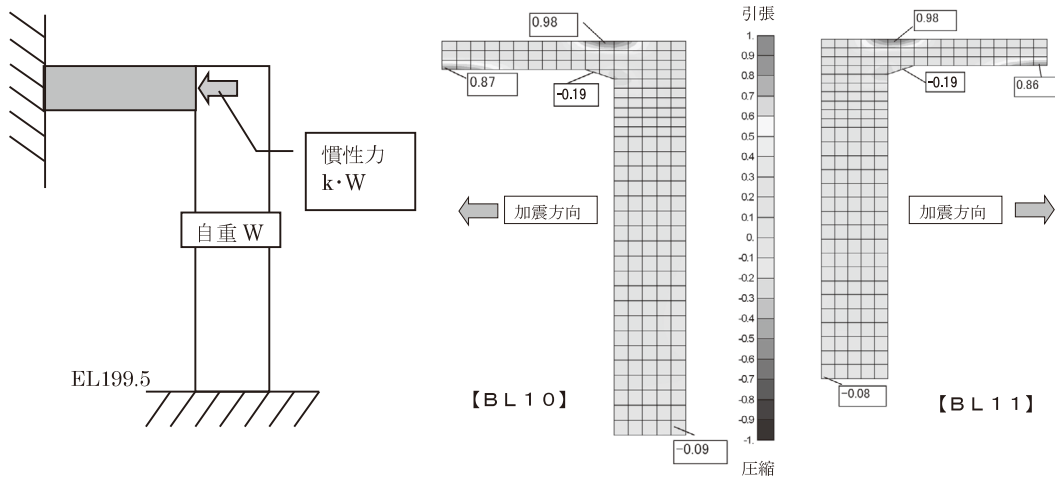


図3-6 FEM解析結果

4. 既設堤体の安定性

(1) 安定検討断面

既設堤体の安定性として、改造ブロックを除く既設堤体についての安定性の確認を実施した。改造ブロックと同様、検討断面は、各ブロックの中央断面で代表させるものとした。

越流部と非越流部それぞれの標準断面形状を図4-2に示す。

(2) 荷重条件

安定計算に用いる荷重は図4-3に示すとおりであり、門柱、ゲート、開閉装置等の重量も考慮して安定計算を実施した。

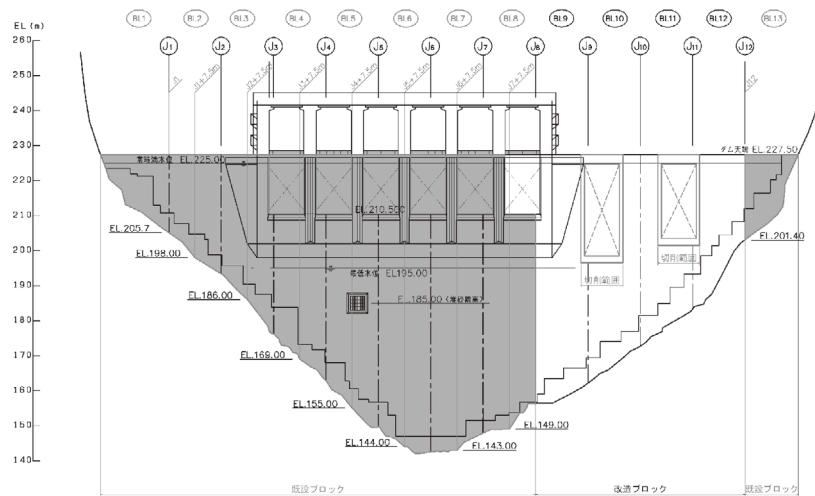


図4-1 堤体安定性検討における検討範囲

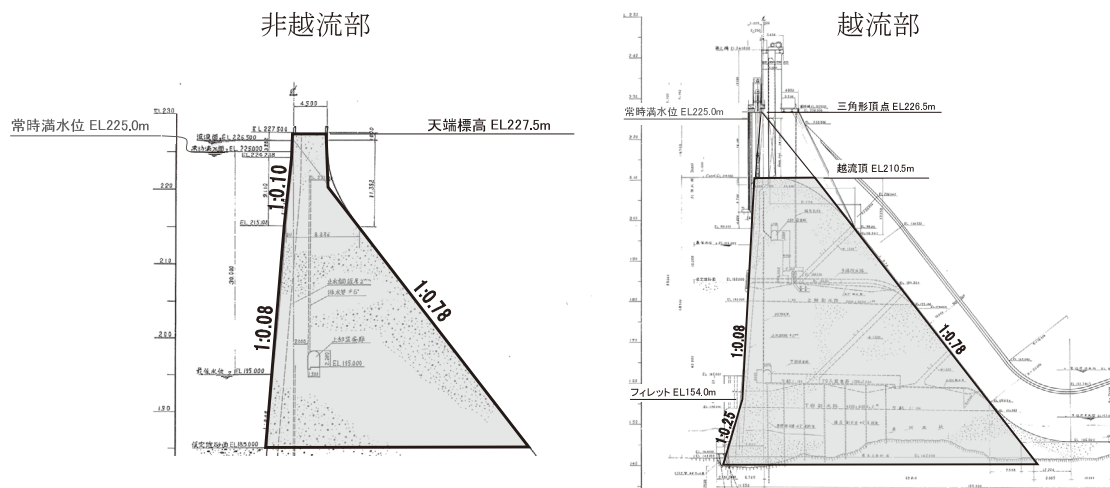


図 4-2 標準断面形状

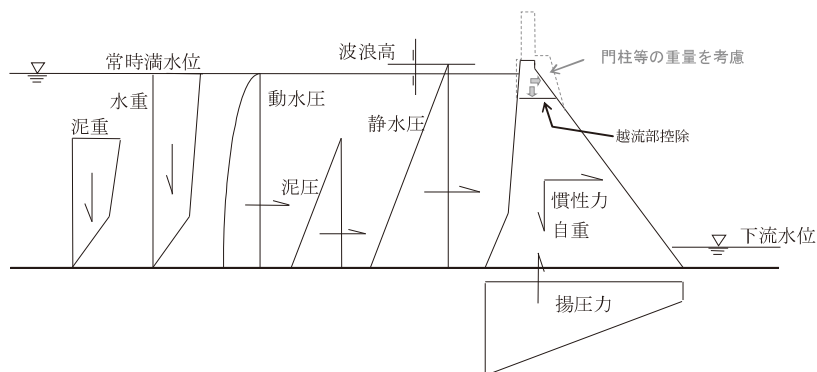


図 4-3 既設堤体安定性検討における荷重条件

(3) 安定計算結果

既設堤体に対する安定計算の結果、全ブロックにおいて、転倒および滑動に対して安定条件を満足することとなった。

5. 洪水吐き流入部検討

(1) 流入部の水理模型実験形状

ローラゲート型式の越流頂については、ゲート戸当たりより上流は水平としている事例が多いため、越流部の基本形状については、越流頂上流側を標準越流頂とし、ゲート設置位置+ゲート幅では水平形状とした。堤頂下流側については、越流頂のゲートがローラゲート型式の

場合のように、スキンプレートと越流面とのなす角が直角に近い場合には、ゲート下端から噴出する水脈の軌跡は標準越流頂とは異なった形状となり、さらに厚みを増した形状としなければ危険となる可能性があることから、負圧を生じさせないように、放物線形状とした。

ローラゲートの設置位置は、ゲート部材の据付、将来の維持管理性を考慮し、ダム軸よりある程度の距離が必要であること、また、ダム天端道路は直線のほうが望ましいことから、ダム軸より 11.5m 程度下流に配置することとし、越流頂形状は 10m 程度の水平部を有し、下流面は放物線形状の台形越流頂に準じた形状で水理模型実験を行った。

(2) 水理模型実験による最終形状決定

前回報告（ダム技術 No. 324 (2013.9)）に示したとおり、水理模型実験結果は設計条件に約 400m³/s 不足したことで、川側ゲートのみを下げる検討を行っている。

2形状（A-1案, A-2案）について検討を行い、川

側の切り下げ範囲が少ない（2m 下げ、敷高 EL. 201.5m）A-2案を採用し、越流頂形状の最終形状は、設計条件を満足するよう、2門とも標準越流頂を採用した。

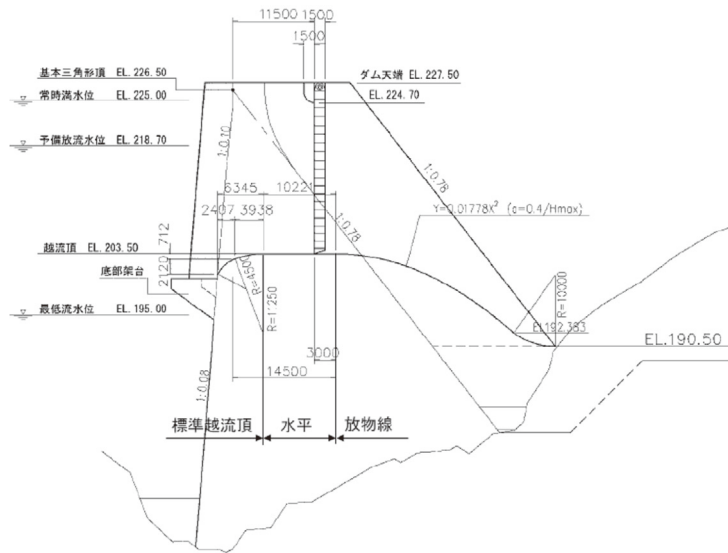


図 5-1 越流部の水理模型実験形状

	A-1案(台形越流頂、山側敷高 EL203.5、河側敷高 EL200)	A-2案(標準越流頂、山側敷高 EL203.5、河側敷高 EL201.5)
配置形状		
放流能力	・予備放流水位で、計算上 5,000m ³ /s 以上放流可能	・予備放流水位で、計算上 5,000m ³ /s 以上放流可能
配置の考 え方	<ul style="list-style-type: none"> ・主ゲートの上流側にトラッククレーンによる予備ゲートの設置スペースを確保するものとした。なお、クレーン等の配置の工夫により、当初案よりゲートをさらに上流側に移動させることを検討し、主ゲートの位置を原案より 2.5 m 上流に移動させた。 ・放流能力を確保するために、ゲート敷高は川側ゲートのみ 3.5m 下げて、EL.200m とした。 	<ul style="list-style-type: none"> ・主ゲート位置は A-1 案と同位置とし、越流頂形状のみ変更するものとした。このため、ゲート底部戸当たりが越流頂の頂部より下流となる。 ・放流能力を確保するため、ゲート敷高は川側ゲートのみ 2m 下げ、EL.201.5m とする（設計水頭は 24.5m となっている）。
摘要	<ul style="list-style-type: none"> ①設計水頭が 25m を超え、高圧の範囲となるが、高強度コンクリートの使用、入念な施工により対処可能と考えられる。 ②新設洪水吐きの敷高が段違いになる。また、ゲート操作など管理の難しさが加わる。 	<ul style="list-style-type: none"> ①新設洪水吐きの敷高が段違いになる。また、ゲート操作など管理の難しさが加わる。 ②底部ゲート戸当たりが傾斜しているが、角度が小さく設置可能と考えられる。

図 5-2 放流能力を確保するための越流頂形状比較

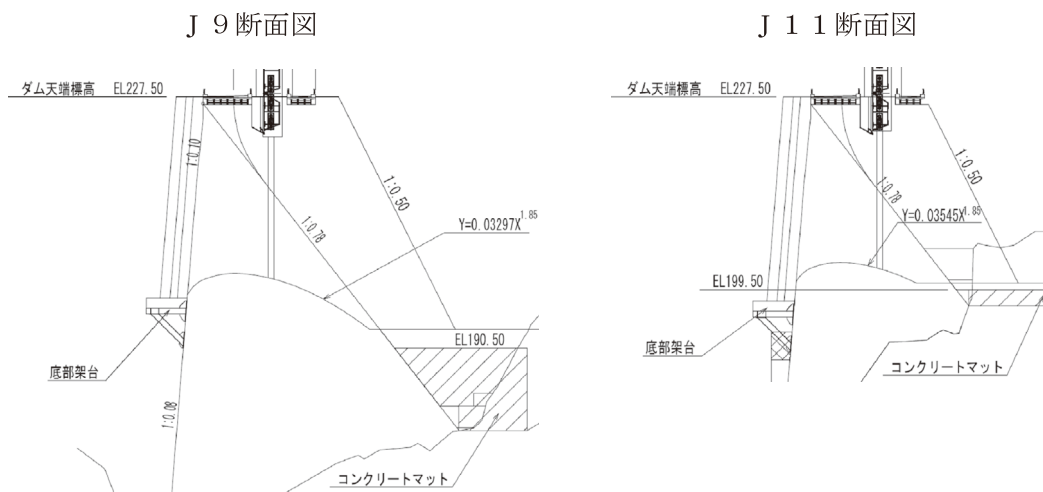


図5-3 越流部の最終形状の断面図

6. 導流部検討

(1) 構造検討

新設洪水吐きの配置比較については、ダム下流に壁を設け、流れを規制する堤趾導流タイプ（Ⅰ案）と、流下方向にシュートを設置するシュートタイプ（Ⅱ案）を検討した。

Ⅰ案は、新設クレストゲートからの放流水を、下流に構築した「導流水路」で河床に向け、河床部に新設された減勢工によって、既設クレストからの放流水と合わせて減勢するタイプであり、地山掘削等の土工量を最も軽減できる。（図6-1）

Ⅱ案は、新設クレストゲートからの放流水に対して、専用の導流部および減勢工部を設ける案であり、既設クレストからの放流水の影響を受けないため、減勢状況としては堤趾導流タイプに比べ、複雑とされない。（図6-2）

Ⅱ案は、地山掘削等の土工量がかなり大きく、また、打設範囲が広く施設規模が増大する。さらに、シュート下流部の右岸地山の安定性について不確定要素があることからⅠ案の堤趾導流タイプを選定した。

導流水路の形状は、跳水計算に準じた計算によって形状を検討し、水理模型実験を行った。

図6-3の比較検討の結果選定した比較4A案と比較4B案について追加検討を行った結果、山側導流壁とのすりつけを円弧として、山側導流壁を上流側に絞った形状（比較8-B案）とした。

(2) 導流水路壁高検討

洪水吐き導流水路部については、ダム設計洪水流量流下時の水面から壁高を決定するのが一般的であり、水面形の測定は模型実験における目視での実施であることから、目視誤差の補正及び模型縮尺の補正を考慮した水面を包絡するように決定した。導流水路末端部ではかなりの高さとなるため、張り出し長さ1mのデフレクターを設計洪水位時の放流最高水位程度の位置に設置して壁高を抑えることとした。

(3) 安定性検討

導流壁は、擁壁の安定条件検討と同様、【1】滑動条件、【2】転倒条件、【3】支持力条件について、以下の条件を満足する形状として設計を行った。

【1】滑動条件について、導流壁は、背面側から水路側へ作用する荷重に対しては、底部をせん断長（図中=L）として検討を行い、水路側から背面側へ作用する荷重に対しては、背面にもたれる面を考慮したせん断長（図中=L'）として検討を行い、安全率4を満足する形状とする。

【2】転倒条件について、駆体堤敷の投影幅を仮想底板幅（B）として、合力の作用位置が底板中央B/3より背面側になる形状とする。（導流壁が半重力形状となっているため、背面へもたれた荷重条件となる。）

【3】支持力条件について、背面の岩盤で支持する反力を考慮して、地盤反力が許容支持力より小さくなる形状とする。

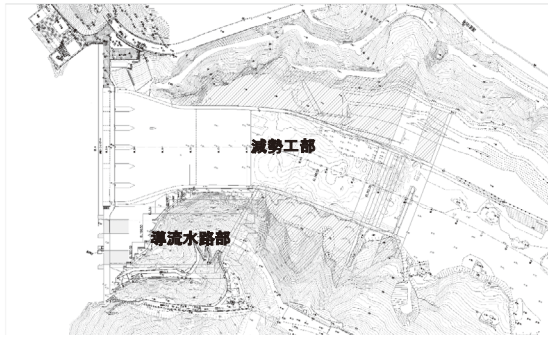


図6-1 堤趾導流タイプ (I案) 平面図

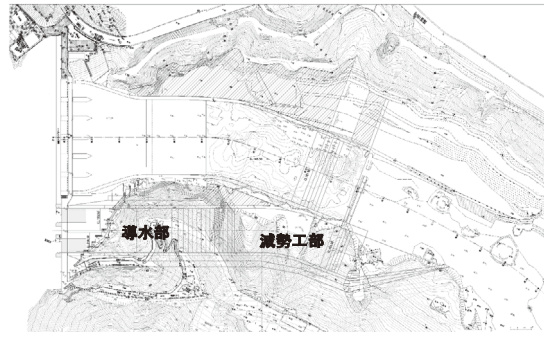


図6-2 シュートタイプ (II案) 平面図

	形状	流況写真等		物理的な流況	概要
		Q=5,000m³/s	Q=9,200m³/s		
原設計				<ul style="list-style-type: none"> ・新設洪水吐きからの水脈は、壁沿いに集中する。 ・階段2段目から飛翔した放流水脈のほとんどは、河道に落下する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・このような形状の導流水路の設計については、設計例が無いため、最上段の水路長を、跳水が生じた場合の跳水長とし、落下する流れの幅が、ほぼ等幅となるよう、導流壁の線型を定めたものである。 ・導流水路内で跳水は生じておらず、下流側の壁に当たった流れは、階段状の部分に沿うことなく、大部分が直接水叩き上に落下している。
比較1案				<ul style="list-style-type: none"> ・比較1案は放流能力に影響なし。 ・新設洪水吐き下流の水脈のはい上がりは原設計と同様。 ・導流壁下流部は原設計より高い。 ・放流水脈は主にバケットカーブ内に落下。 ・原設計よりも落下時の衝撃が大きい。 	<ul style="list-style-type: none"> ・下流側の壁に流れを当て、流向を偏向させる方式とした場合、原案の幅は必要としないため、半分程度に縮めた形状とした。 ・下流側の壁に当たった流れが、折り返すような流れとなり、堤体直下流部に集中して落下している。
比較2案				<ul style="list-style-type: none"> ・比較2案は放流水脈に影響なし。 ・導流壁の水脈のはい上がりは、全体的に原設計より小さくなる。 ・放流水脈の落下位置は、原設計と余り変わらない。 ・原設計よりも落下時の衝撃が若干大きい。 	<ul style="list-style-type: none"> ・水脈が集中して堤体直下流に落下することを避けるため、下流側導流壁の絞り角度を小さくした。 ・壁沿いのはい上がりは小さくなり、落下水脈の状況は改善されない。
比較3A案				<ul style="list-style-type: none"> ・放流水脈は、原設計よりも階段部を拡散して流れる。 ・壁の水脈のはい上がりは、壁下流部で原設計より小さくなる。 ・放流水脈は、5～6段目の角に当たる。 ・減勢池の水脈の露出が顕著。 	<ul style="list-style-type: none"> ・川側ゲートからの流れが落下する階段部を緩傾斜の面とし、水脈の落下状況の改善を図った。 ・緩傾斜面の効果により流れが下向きとなり、効果が見られたが、下流側壁沿いに流れが集中している。 ・落下水脈は階段を飛び越え、直接落下している。
比較3B案				<ul style="list-style-type: none"> ・放流水脈は、原設計よりも階段部を拡散して流れる。 ・壁の水脈のはい上がりは、壁下流部で原設計より小さくなる。 ・放流水脈は、3段目から階段の角に当たりながら落下している状態。 ・減勢池の水脈の露出が顕著。 	<ul style="list-style-type: none"> ・階段部の高さを高め、流れが階段に沿って流れるようにした。 ・水脈下面が階段に当たっている。
比較4A案				<ul style="list-style-type: none"> ・比較3案よりも放流水脈が拡散する。 ・放流水脈は、原設計よりも飛ばないが、階段の角に当たる流れではない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・下流側壁をカギ型とし、水脈の分散化を図った。 ・流れが分散しているが、均一な流れとはなっていない。 ・壁面に当たって跳ね上がる流れが見られる。
比較4B案				<ul style="list-style-type: none"> ・導流部の検討形状の中で、流況の乱れが最小。 ・放流水脈は、原設計よりも飛ばないが、階段の角に当たる流れではない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・緩傾斜面を加えた。 ・川側ゲートからの流れは、緩傾斜面により下向きの流れとなり、下流側壁面での跳ね上がりは小さくなる。 ・比較的均一な流れとなるが、下流壁沿いに多少流れが集中している。

図6-3 導流部形状の比較検討

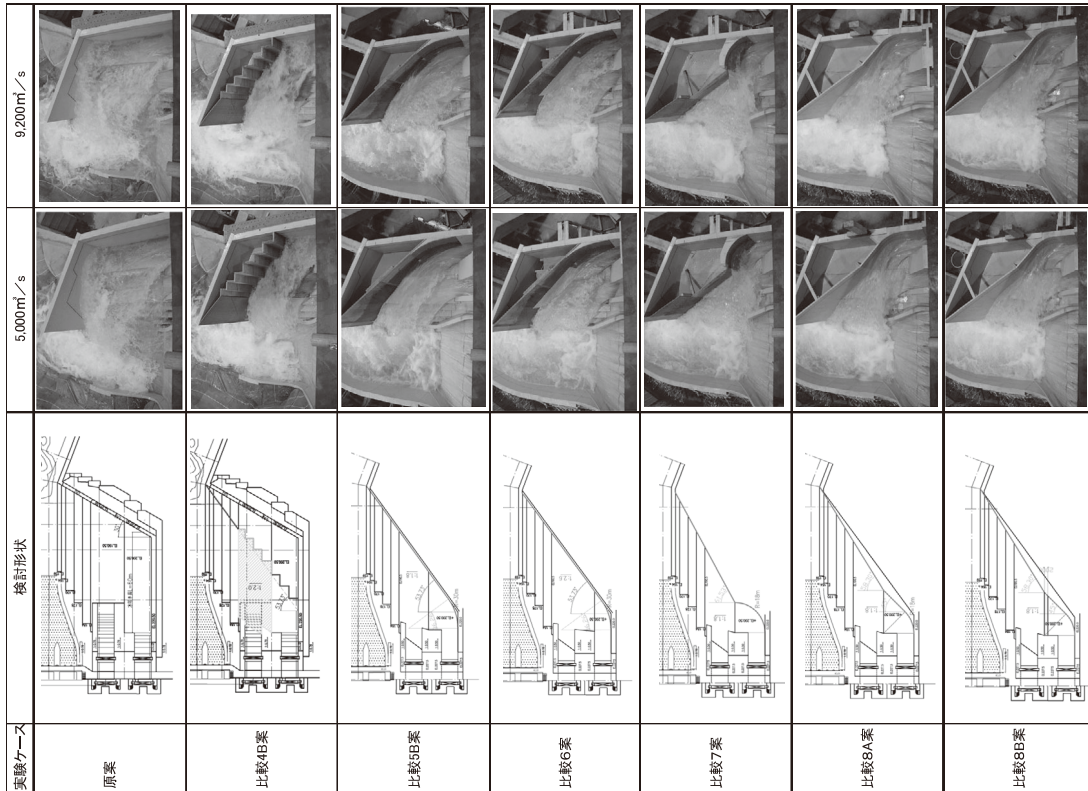


図6-4 導流部形状の比較検討

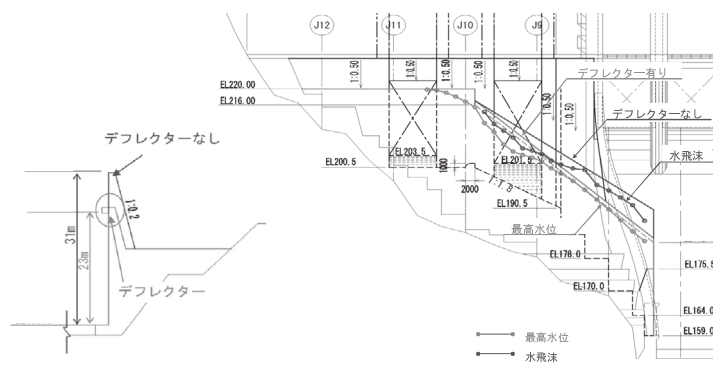


図6-5 デフレクターの有無の比較

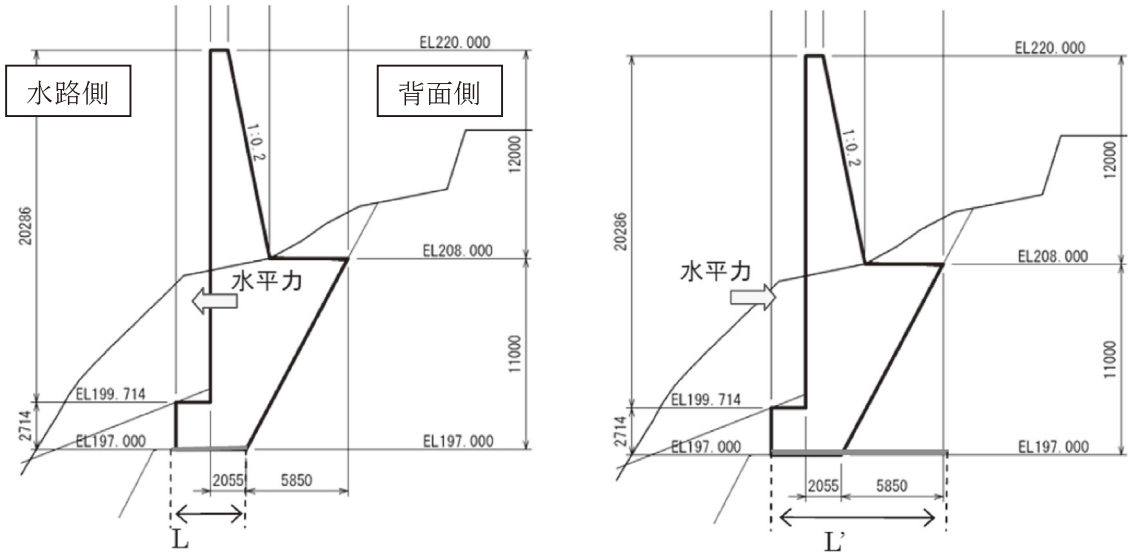


図 6-6 滑動の概念図

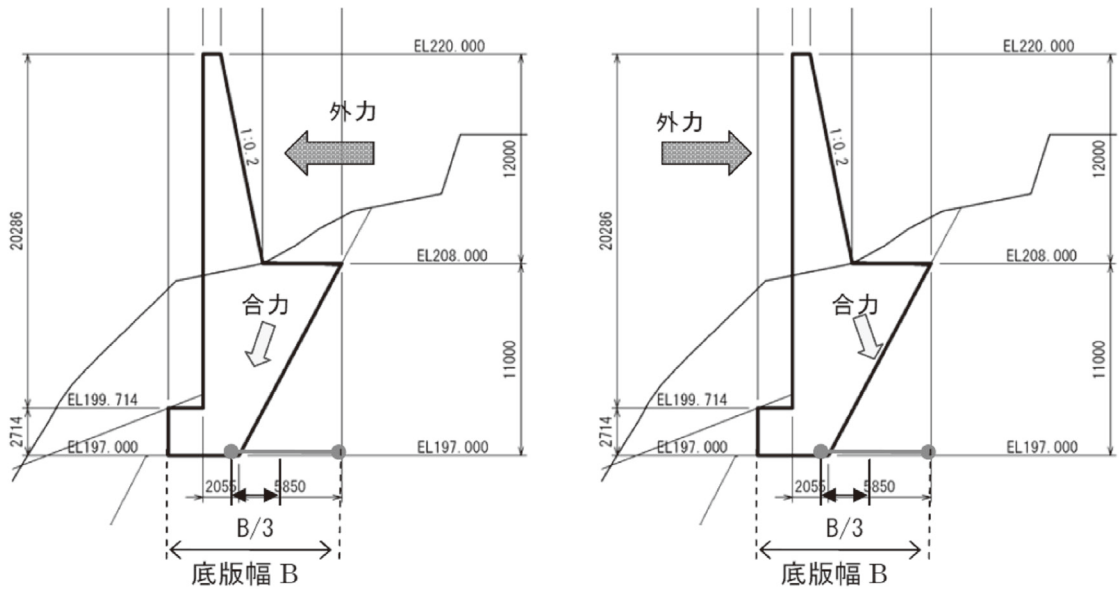


図 6-7 転倒の概念図

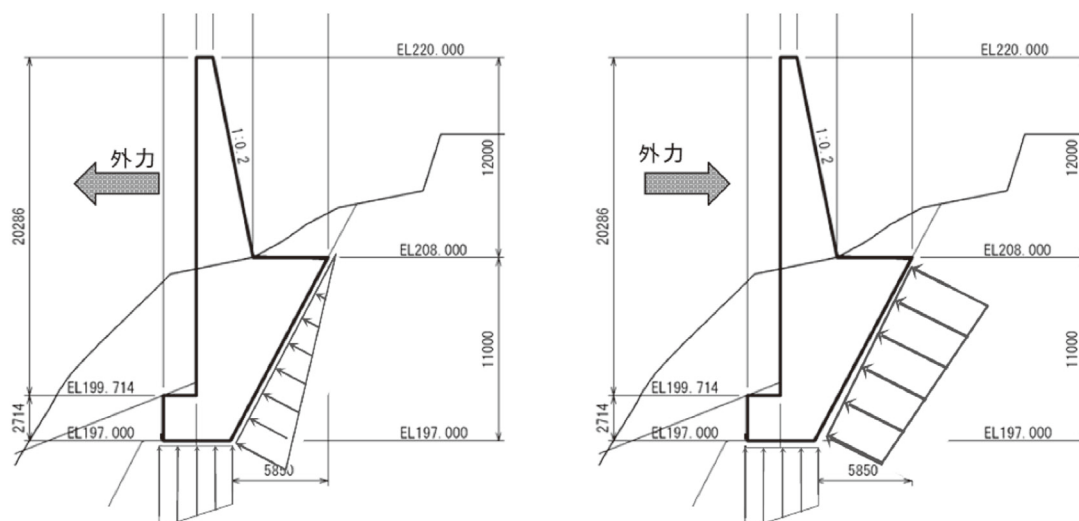


図 6-8 地盤支持力の概念図

7. 減勢工検討

(1) 減勢工改造の必要性

既設減勢工にはローラバケットが設けられていることから、これによる減勢効果が見込める場合、改造規模が縮減できる可能性があるため、ローラバケットとしての検討を行ったところ、下流を減勢するために必要とされる下流水深は28~36mと算定されるが、想定される下流水深が13mと小さく、バケット内に渦が形成されず飛散状態が生じる可能性が大きいという結果となった。また、リップ角度が10°程度と小さいことから、ローラバケットとしての減勢効果は期待できないと考えられた。そこで、既設減勢工の改造規模は、副ダムを有する跳水式水平水叩きとして検討した。

新設洪水吐きからの水脈が既設洪水吐きからの射流状態の流れの上に落下し、大きな乱れを生じさせ、また、落下水により、堤体直下流のスラブ及び基礎岩盤が損傷を受ける恐れもある。このため、副ダムを設置して減勢池内の水深を確保することにより、跳水による既設洪水吐きからの流れの減勢と、ウォータークッションによる新設洪水吐きからの落下水を減勢することとした。

(2) 減勢工構造の検討

一般的に、減勢工側壁は計画最大放流量(7,400m³/s)流下時の最高水位とダム設計洪水流量(9,200m³/s)流

下時の平均水位のうち、高いほうの水位をカバーするように決定される。

水理模型実験結果から、減勢工側壁高を計画最大放流量(7,400m³/s)流下時の最高水位をカバーする高さにした場合、壁高が40mを超える規模となり、これまでの側壁の事例をはるかに超えるものとなり、水理構造物としての安定性に課題が残る。このため、減勢工側壁は計画最大放流量及びダム設計洪水流量の平均水位をカバーする高さとし、これを越える水脈については越波させ、下流に導流して処理する方式を採用した。また、側壁背面の埋め戻し部分が洗掘されないことが必要であるため、側壁背面の埋め戻し部をCSG構造とし、CSG上面は越水した流水から保護するために張りコンクリートを敷設する計画とした。(図7-1)

背面をCSG構造とすることで、側壁に背面からの土圧が生じないことから、流水に対する耐久性及び水密性の確保を目的として側壁をコンクリートの直壁とし、コンクリート厚さについては、副ダムより上流側で2m、副ダムより下流側では1mとした。

越流水については、水理模型実験結果から、湾曲部付近で這い上がり高が大きく、また流速が落ちずに越水するため、掘削法面に対する影響が懸念されたことから、背面のCSG埋め戻し部にコンクリート壁(越水防止壁)を設置し、越流水からの掘削法面への影響を極力抑える

構造とし、コンクリート壁は計画高水流量が流下する際に減勢工側壁を越流することを防止する高さとした。CSG埋め戻し勾配は、締固め不良が生じないように施工性から1:0.8と設定した。(図7-2)

(3) 安定性検討

背面CSG及び側壁コンクリートを考慮したCSG構造

全体に関して、【1】滑動条件、【2】転倒条件、【3】支持力条件について安定性検討を実施した。

【1】滑動条件に対しては、CSGと岩盤が確実に付着することを考慮して、図7-3のとおり仮想せん断面を設定(せん断長、図中=L)して、安全率4を満足する形状とする。

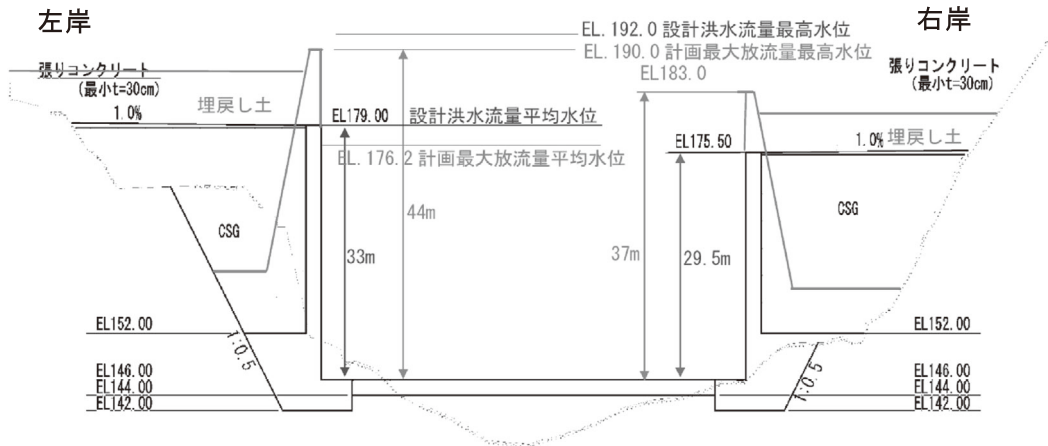


図7-1 減勢工側壁高の基本概念図

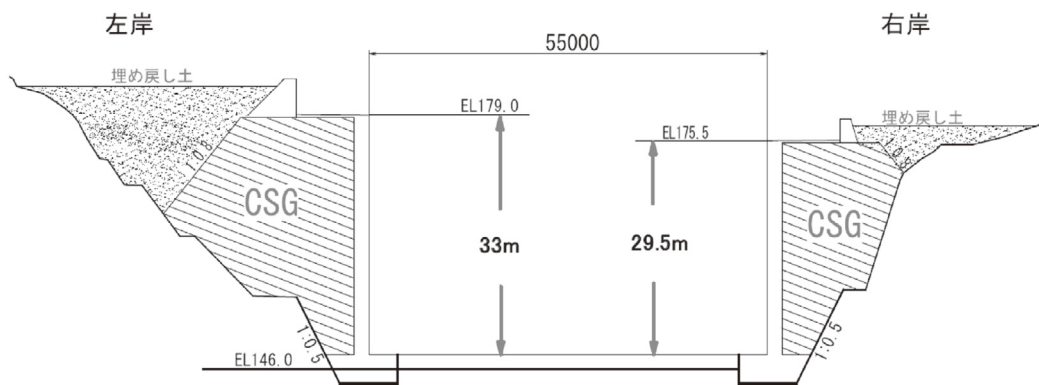


図7-2 減勢工構造の最終断面形状

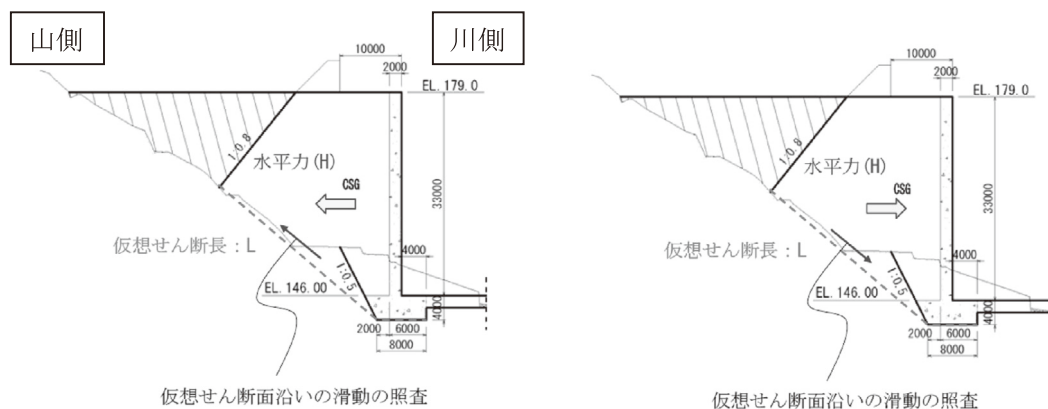


図7-3 滑動の概念図

【2】転倒条件については、駆体堤敷の投影幅を仮想底版幅 (B) として、合力の作用位置が底版中央 B/3 より背面側になる形状とする。(導流壁が半重力形状となっているため、背面へもたれた荷重条件となる)。

【3】支持力条件については、背面の岩盤で支持する反力を考慮して、地盤反力が許容支持力より小さくなる

形状とする。

CSG 施工幅等の施工条件から断面形状が決定していることから、安全率、支持力に余裕をもって安定条件を満足する結果となっている。

CSG 上部のコンクリート壁は、計画高水流量 (7,400m³/s) が流下する際に減勢工側壁を越流する流

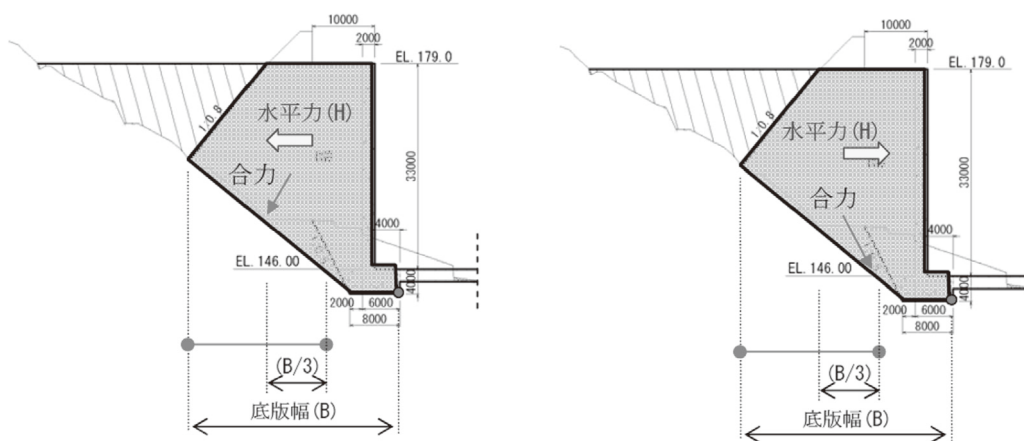


図 7-4 転倒の概念図

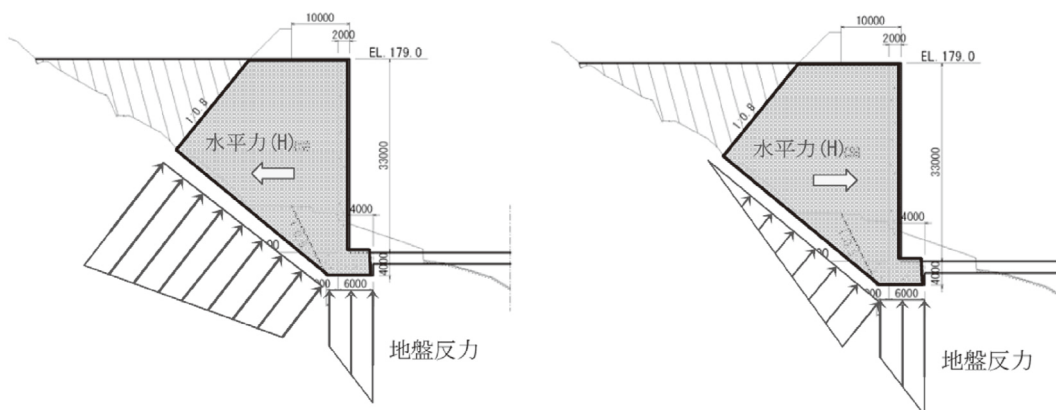


図 7-5 地盤支持力の概念図

水を抑えるために設けているが、設計洪水流量（9,200m³/s）が流下する時はコンクリート壁からの越水を許容している。よって、コンクリート壁の安定性については、コンクリート壁からの越水により背面の埋戻し土が流出した場合の検討を行った。コンクリート壁の形状は、他の構造物と同様、計画高水流量（7,400m³/s）流下時の

最高水位において作用する水圧が滑動、転倒、支持力において安定性を確保できる形状としている。

CSGによる強度に関して、CSGを台形形状にモデル化して検討を行っている。内部応力の確認位置は、地山側で鉛直高が最大となるEL. 162.6m付近と川側で最大となるEL. 152.0m付近とする。（図7-7）

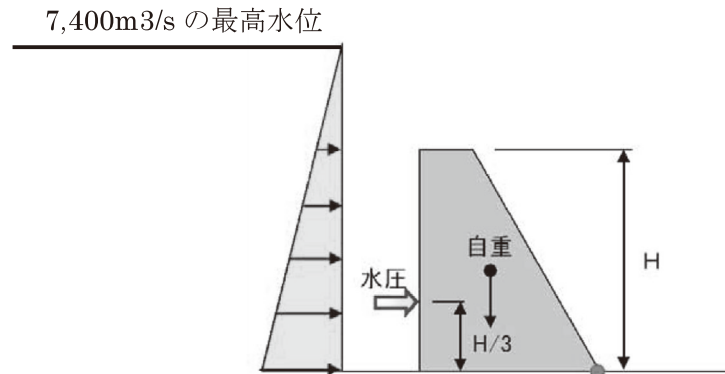


図7-6 設計洪水流量流下時の作用荷重

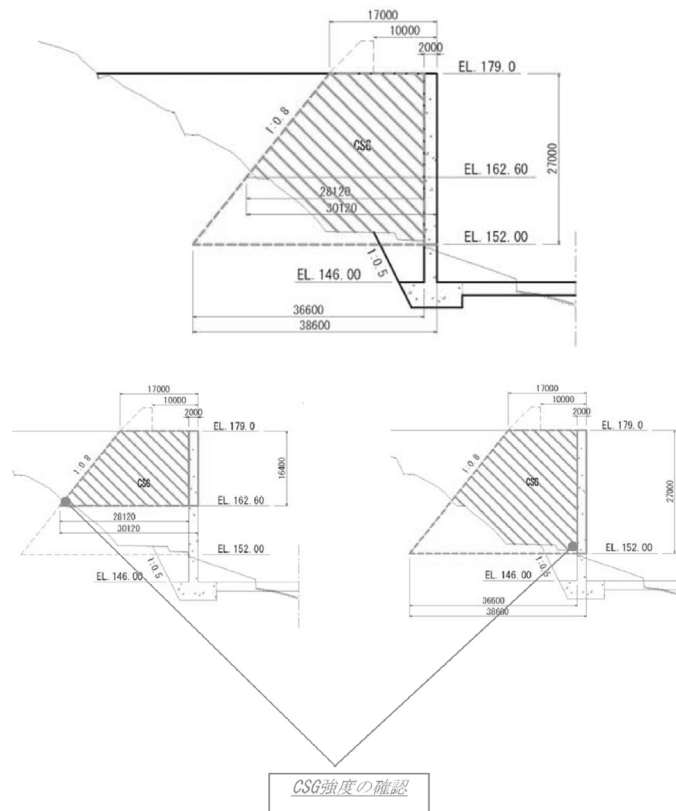


図7-7 検討モデルの強度確認位置

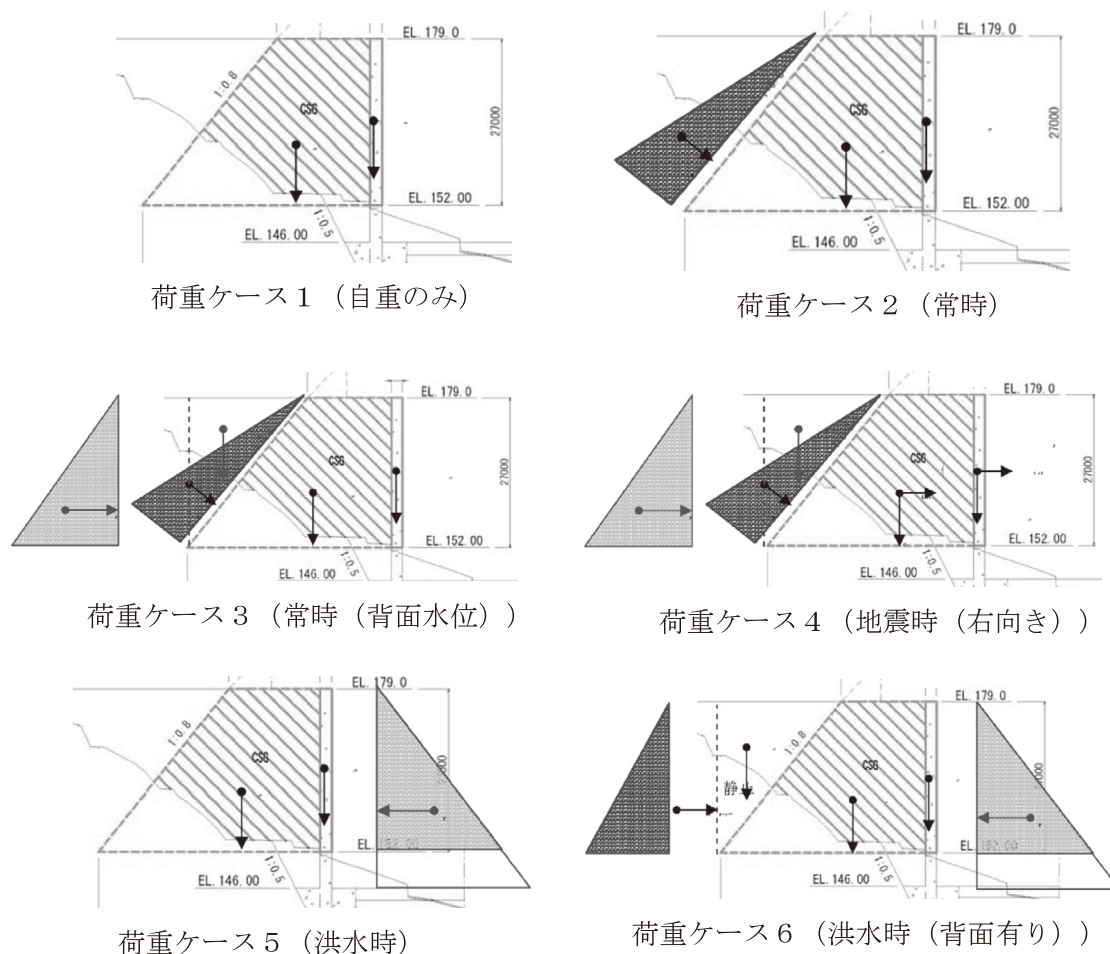


図 7-8 荷重図

表 7-1 荷重ケース

荷重ケース	自重	土圧	背面水圧	前面水圧	地震時慣性力
自重のみ	○	—	—	—	—
常時	○	○	—	—	—
常時 (背面水位)	○	○	○	—	—
地震時 (右向き)	○	○	○	○	○
洪水時	○	—	—	○	—
洪水時 (背面あり)	○	○ (静止土圧)	—	○	—

土圧は主動土圧を基本とするが、洪水時は川側からの水圧に抵抗する土圧として静止土圧を考慮する。

長安口ダムについては、減勢工背面へのCSGの施工であることから、FEM解析での主応力によるCSG強度ではなく、剛体法で主応力を求めて安全率4を見込んでピーク強度を算出しており、6つの荷重ケースにおいて内部応力を計算した結果、ケース6のピーク強度(=3.08 N/mm²)をCSG必要強度として設定した。

8. おわりに

今回は、新設洪水吐きの改造ブロック、非切削部の安定性を確保する対応策並びに流入部、導流部及び減勢工の構造検討結果について報告した。

今回は、現在施工中である新設洪水吐きの上流面に設置する予備ゲートの設計及び施工手順等について報告する予定である。