第4章 本体設計検討(盛立工)

本業務では、実施工時における基礎岩盤面や岩盤透水性、割れ目の組合せの変更等に 伴い発生した、設計検討や施工計画、数量、図面、積算資料等の修正を行った。

本章では、上記検討のうち、盛立工に関連する検討結果をとりまとめた。また、本業務において盛立工に関連する項目としては以下の検討を行った。

○コア敷き止水壁及び分水壁設計検討

○ロック敷き基礎地盤安定検討

○外部ロック材の設計強度見直し可能性検討

4.1 コア敷き止水壁及び分水壁設計検討

4.1.1 検討経緯

安威川ダムでは、下図に示すように、コアトレンチ部に分水壁を設けることでコアからの浸透水を監査廊内に引込み、浸透量を管理する計画としている。





図-4.1.1 漏水量観測施設図

しかし、ロックフィルダムの場合、次頁に示すとおり、下流ロック敷きに浸透してき た雨水や沢水等を適切に下流に排水することが、浸透量の計測管理を精度よく行う上で 重要である。

下流コアトレンチが十分にない箇所については、下流ロック敷きへの浸透水がコア側 へ浸透しないように止水壁を配置する必要がある。

また、左右岸高標高部はコアトレンチがあるため、前節のようなロック敷きからの 逆流は生じない。ただし、フィルター敷きやコアトレンチ斜面に浸透してきた水がコ ア部に逆流しないよう同様の止水壁を配置する方が望ましい。

そこで、本節ではコア浸透水以外を極力コア側に浸透させないようフィルター敷きに 止水壁を設置することとした。



4.1.2 止水壁形状

- (1) 下流水位と止水壁高さの設定
- 1) 既往水理模型実験

安威川ダムでは、平成18年度~平成19年度に「安威川ダム洪水吐水理模型時実験 業務委託」において水理模型実験を行っており、全体模型実験で計画最大放流量時 250m³/s流下時の下流河川水位を確認している。







図- 4.1.5 下流護岸再現状況

下流河道水位測定結果_。

111 20白	縦断距離			水位			亚梅水荷
<i>凤</i> 形	(m)	L2	L1	CL	R1	R2	十均小位
No.175+22	0.0	53.560	53.760	54.080	54.520	54.680	54.120
No.175+17	5	53.560	54.480	53.760	53.000	53.600	53.680
No.175+4	18	52.560	52.680	52.280	52.680	53.480	52.736
No.174+92	30	52.560	52.680	52.720	52.880	53.320	52.832
No.174+80	42	52.600	52.840	52.520	52.080	51.280	52.264
No.174+60	62	52.880	52.840	52.920	52.400	52.240	52.656
No.174+40	82	52.840	52.880	52.760	52.480	52.320	52.656
No.174+20	102	52.840	52.840	52.640	52.600	52.560	52.696
No.174	122	53.000	53.000	52.640	52.480	52.320	52.688
No.173+80	142	51.520	51.840	52.240	52.560	52.480	52.128
No.173+60	162	52.240	52.240	52.200	52.360	52.520	52.312
No.173+40	182	52.000	52.040	52.120	52.320	52.360	52.168
No.173+20	202	52.200	52.240	52.240	52.160	52.040	52.176
No.173	222	52.200	52.320	52.200	52.080	52.080	52.176
No.172+80	242	52.480	52.360	52.360	52.200	52.240	52.328
No.172+60	262	52.480	52.240	52.360	52.360	52.360	52.360
No.172+40	282	52.320	52.280	52.240	52.280	52.320	52.288
No.172+20	302	52.320	52.360	52.360	52.400	52.320	52.352
							単位:EL.m
							笠-
1			1	1		1	
			J		L		4





図- 4.1.6 下流河道·水位測定結果(護岸設置後·全幅シル設置;Q=250m³/s)

2) 下流護岸設計

前節で整理した水理模型実験後、「安威川ダム本体工事施工計画等作成委託」 において下流護岸の修正設計を行っている。

a) 水理模型実験からの変更点

水理模型実験からの変更点は、以下のとおりである。

○放流設備の位置が変更となったことによる、護岸位置等の変更

水理模型実験時には、放流設備室は転流工吐口部に配置する計画としており、 それに伴い護岸配置も河川幅を狭く配置していた。

一方、下流護岸修正設計時においては、放流設備室は減勢工背面に変更され ており、河川幅を大きくとるように配置変更している。



図-4.1.7 放流設備室配置の変更に伴う護岸配置の変更

○護岸延長が変更となったことによる、河床勾配の変更

水理模型実験においては、i=0.009 であったが、護岸の延長が変更となった ことより平面図No.18からNo.22+15.0地点までの河道中央側線距離を勾配差で 割った値(i=0.014)を用いて下流水位を算出している。 b) 下流河川水位(護岸天端標高)

壁高については、水理模型実験時から平面的な配置を変更したため、マニング 式による等流計算より、計画最大放流量時の各測線の水位を算出して設定してい る。

$$Q = n^{-1} \cdot i^{1/2} \cdot R^{2/3}$$

ここで、*Q*:流量(m³/s),*n*:粗度係数,*R*:潤辺(m)である。 下表に計算結果を示す。

	底辺	左岸傾き	右岸傾き	上底	面積	径深	流量	水深
	b2	a1	a2	b1	Α	R	Q	h
No.18	25.42	2	2	27.4	52.2918	1.751971	256.91	1.98
No.19	25.31	2	2	27.27	51.5284	1.73539	251.56	1.96
No.20	27.72	2	2	29.57	52.99325	1.663487	251.51	1.85
No.21	31.78	2	0.52	35.82654	56.45146	1.514788	251.71	1.67
No.22	25.57	2	0.627	29.57125	52.6599	1.682373	251.82	1.91
No.22+15.0	24.8	2	0.565	29.20363	52.38352	1.694559	251.71	1.94

表-4.1.1 水深計算結果

上表より、等流計算による平均水位は概ね 2m程度である。ただし、水理模型 実験結果より、右岸側の水位は河道が湾曲していることから、中心水位よりも 2 倍程度高くなることを考慮し、さらに余裕高を加え、<u>護岸天端標高を EL.56.0m</u> としている。



図-4.1.8 下流護岸横断図(減勢工直下断面)

3) 止水壁高さの設定

前節までの整理結果のとおり、減勢工下流水位は概ね EL. 55.0m 程度である。また、下流護岸天端標高は EL. 56.0m としている。

下流護岸は止水性を有したものではないことから、EL. 55.0m 程度までは背水が 来ることとなる。

一方、河床部基礎岩盤標高は EL. 55.0m であることから基本的には雨水等の浸透 水がオーバーフローしないように止水壁の高さを設定すれば良い。降雨等の浸透 量はあまり多くないことから1m程度有しておけば問題ないと考えられる。

以上より、止水壁の最低標高は1リフトで無理なく打設ができ、かつ極力高く 設定することを目標に、下流河川の護岸天端標高と合わせることとし、河床部基 礎岩盤標高から1.5mの余裕(排水勾配等含む)を持たせて EL.56.5m とした。

ただし、下流ロック敷きの掘削形状によっては逆勾配となる(下流ロック敷き 標高がコア敷き標高(EL.55.0m)よりも高くなる)場合があり、その場合は止水壁 高さを更に高く保つあるいはロック敷きを掘削する必要がある。

上記を踏まえ、1mに更に岩盤の不陸分として 0.5m の余裕を持たせるものとし て高さ 1.5m とした。

止水壁高さ:1.5m以上および EL.56.5m

(2) 止水壁安定計算

盛立て施工時には、片側の盛土荷重および重機の上載荷重が作用する。またダ ム完成後には片側のみ水圧が作用することから、施工時および完成後の止水壁の 安定計算を行い、止水壁形状を決定した。

1) 設計条件

止水壁は重力式擁壁の構造とすることとし、以下の基準に準拠し検討する。

- ・道路土工 擁壁工指針 H24.7 社団日本道路協会
- ・道路橋示方書・同解説 下部構造編 H24.3 日本道路協会
- a) 荷重条件

検討ケース荷重	施工時	完成後
自重	0	0
静水圧		0
浮 力		0
土圧	0	—
重機荷重	0	_

表-4.1.2 安定性に対する計算条件

なお、止水壁は直高 8 m以下であるため、地震時の検討を省略する^{*1)}ものとする。

※1)「高さ8m以下の通常の擁壁では地震時の安定検討を省略してもよい。」

・・・道路土工 擁壁工指針 p.28

b) 単位体積重量

止水壁は、重力式擁壁と同構造であることから、無筋コンクリート構造物とする。

表-4.1.3 単位体積重量

材料名	単位体積重量(kN/m ³)
無筋コンクリート	23.0
水	9.8

地 盤	土質	単位体積重量(kN/m ³)
盛土	フィルター材	19.0

表-4.1.4 土の単位体積重量(kN/m³)

注)水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から 9.8kN/m³を差し引い た値とする。

c) 土圧式

土圧は試行くさび法によって、クーロン公式を用いて計算する。

表- 4.1.5 壁面摩擦角

	擁壁の種類	検討種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角		
F	重力式	安定性	土とコンクリート	σ =2 φ /3		
l	もたれ式 など	部材応力				

出典:道路土工 擁壁工指針 p.58

フィルター材の内部摩擦角を使用し、φ=35°とする。

d) 許容支持力

基礎地盤の許容支持力は、下表より、軟岩を想定し qa=300kN/m²とした。

文 全にも並び住族で計せる世人的が及 (前時に)									
			目安とする値						
基礎地盤の種類		司 各 如 色 文 时 7 万 反 aa (kN/m ²)	一軸圧縮強度	N 値					
		qu (mi) m)	qu(kN/m²)						
	亀裂の少ない均一な硬岩	1,000	10,000以上						
岩盤	亀裂の多い硬岩	600	10,000以上	—					
	軟岩・土丹	300	1,000以上						
一座日	密なもの	600							
候眉	密でないもの	300							
砂質	密なもの	300		$30 \sim 50$					
地盤	中位なもの	200		$20 \sim 30$					
粘性土	非常に硬いもの	200	$200 \sim 400$	$15 \sim 30$					
地盤	硬いもの	100	$100 \sim 200$	$10 \sim 15$					

表-4.1.6 基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度(常時値)

出典:道路土工 擁壁工指針 p.69

e) 擁壁底面と地盤との間の摩擦角φ_Bと付着力 C_B

擁壁底面と地盤の間のせん断抵抗力に寄与する摩擦角および付着力は、下表より、 $\tan \phi_B=0.7$ 、 $C_B=0.0$ kN/m²(考慮しない)とする。

せん断面の条件	支持地盤の種類	摩擦係数 μ=tanφ _B	付着力 C _B
出またはでしょうとなり。	岩盤	0.7	考慮しない
右まには礫とコンクリート	礫層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に	砂質土	0.6	考慮しない
割栗石または砕石を敷く場合	粘性土	0.5	考慮しない

表-4.1.7 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

f) 重機荷重

締固め時の重機荷重は、施工業者への聞き取り結果より、以下の荷重を考慮す る。

・11t振動ローラ上載荷重:29.4kN/m²

PERFORMA	NCE DATA		- FT -	: (GU)					H H	- BOX	
	Dimensions in mr	n									
	A	В	D	Н	H2	К	L	01	02	S	w
	BW 211 D-4 296	0 2250	1500	2268	2972	490	5808	60	60	25	2130
	BW 213 DH-4 BVC 296	0 2250	1500	2268	2972	490	5808	60	60	35	2130
	BW 216 DH-4 311	0 2300	1500	2268	2970	490	6128	85	85	35	2130
	BW 219 DH-4 325	5 2300	1600	2288	3022	450	6338	85	85	40	2130
q=6, 380×9.81÷	$1,000 \div 2.13 =$	29.4	kN/m ²								
主な仕様	BOMAG BW 211 D-4	BOM BW 2	AG 13 DH-4 E	SVC	B B	OMAG N 216	DH-4		BON BW 2	1AG 219 DH	ŀ 4
質量 運転質量(ROPS キャブ付)kg 前輪荷重kg 前輪線圧kg/cm	10.950 6.380 4.570 30	14.9 9.40 5.50 44,1	00 0 0		1 1 5 5	6.550 1.150 .400 2,3			19.2 12.9 6.30 60,6	:00 :50 :0	
寸法 最小回転半径(外側)m	5.624	5.62	4		6	.010			6.02	:0	
走行性能 速度km/h 登坂能力 振動無/振動有	0- 12,0	0- 14	4,0		0	- 13,0			0- 1:	3,0	
(地盤状況による)(%) (度)	50/47 (27/25)	53/5 (28/	50 27)		5 (:	8/55 30/29)		58/8 (30/	55 29)	

出典:コベルコ 振動ローラ カタログ

出典:道路土工 擁壁工指針 p.70

g) 安定条件

安定条件は「道路土工・擁壁工指針」の重力式擁壁に準じるものとした。 なお、安定性の評価における「常時」は常時満水位時、「地震時(異常時)」 は設計洪水時に読み替えることとした。

① 転倒に対する安定

(完成後)
$$e = \left| \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{B}{2} \right| \leq \frac{B}{6}$$

(施工時) $e' = \left| \frac{\Sigma M'}{\Sigma V'} - \frac{B}{2} \right| \leq \frac{B}{3}$
 e, e' : 合力の偏心距離
 $\Sigma M, \Sigma M' : モーメント総計$
 $\Sigma V, \Sigma V' : 鉛直力総計$
 B : 有効載荷幅

② 滑動に対する安定

(完成後) Fs=
$$\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi + \tau_0 \cdot A}{\Sigma H} \ge 1.5$$

(施工時) Fs'= $\frac{\Sigma V' \cdot \tan \phi + \tau_0 \cdot A}{\Sigma H'} \ge 1.2$
Fs, Fs' : 安全率
 $\Sigma V, \Sigma V' : 鉛直力総計$
 $\Sigma H, \Sigma H' : 水平力総計$
 $\tan \phi$: 摩擦係数
 τ_0 : せん断強度
A : 底版幅

③ 支持力に対する照査

支持力に対する照査は鉛直支持力による照査を行う。

$$q_1, q_2 \le q_a$$
$$q_1, q_2 = \frac{V_0}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6_e}{B}\right)$$

q1,q2: 躯体底面端部における地盤反力度(kN/m2)

Q_a: 基礎地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m²)

2) 安定計算結果

以下に安定計算の結果を示す。計算の結果、上下流面勾配 1:0.5 とすることで 所要の安定性が確保されることを確認した。



表-4.1.8 コアトレンチが無い箇所の止水壁安定計算結果

(3)支持に対する照査

井手作朱 (十) [4]	フーチング中	心の作用力	反力作用幅	地盤反力度(kN/m²)			
何里扒悲 (小 12)	M (kN.m)	N (kN)	(m)	計算值 許容値		定	
施工時	-8.481	68.908	2.000	47.176 ≦	450. <mark>0</mark> 00	0	
完成後(水位1)	9.393	29.925	2.000	29.053 ≦	300.000	0	

4.1.3 構造詳細

(1) 配置箇所

止水壁の配置は、コアトレンチがある箇所についても廃止することとし、サーチ ャージ水位以下の範囲全域に配置することとした。ただし、左岸側は非常用洪水吐 き躯体があるため、躯体基礎部までとした。



図-4.1.9 止水壁配置範囲

(2) ブロック割りおよび継目構造

1ブロックの延長はひび割れ等を考慮して 10m 以下となるようブロック割を決定した。

また、ジョイント部については止水板を配置することとした。

(3) コアトレンチ部止水壁形状

コアトレンチがある範囲は、ダム軸縦断方向に掘削勾配がついていることから、 とんど水位はつかずに河床部まで浸透水は流下していくこと、コアトレンチがあ るため、前節の安定計算で実施したような施工時の編荷重は作用しないため、止 水壁形状はスリムに設定できることから、発注者、施工業者との協議の結果施工 性を考慮して下図に示すような形状とすることとした。





図-4.1.10 止水壁標準断面図

