

3-2-2-3 水源施設（ダム）の設計

3-2-2-3-1 堤体

1) 築堤材料調査

(1) 原石山（リップラップ材候補）調査

調査日時 : 2013年9月6日

位置 : Muhulire、道路脇の露頭

岩質 : 硬質石英質砂岩、変質作用を受けており亀裂を内在するが、リップラップ材としての使用は可能である。

ダムサイトへの距離 : 約4km

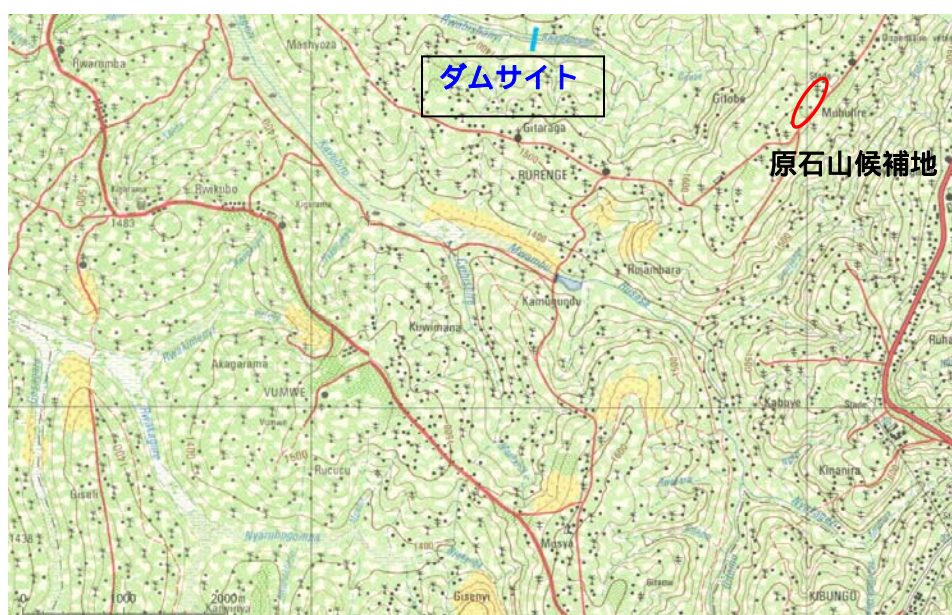


図 3.2.2.17 原石山位置図



写真 3.2.2.1 道路脇露頭と生産された割り石

(2) 砂礫（フィルター材、コンクリート骨材候補）

調査日時 : 2013年9月6日

位置 : Rwinkwuvu、採取場

岩質 : 20mm～5mm 大の硬質角礫を主体とする砂礫層と細砂～中砂層の互層。起源は

高位河岸段丘堆積物で、礫の母岩は硅岩、砂岩、頁岩。そのままの状態でもコンクリート骨材として使用できる可能性があり、フィルター材としても使用できる。

ダムサイトへの距離：約30km

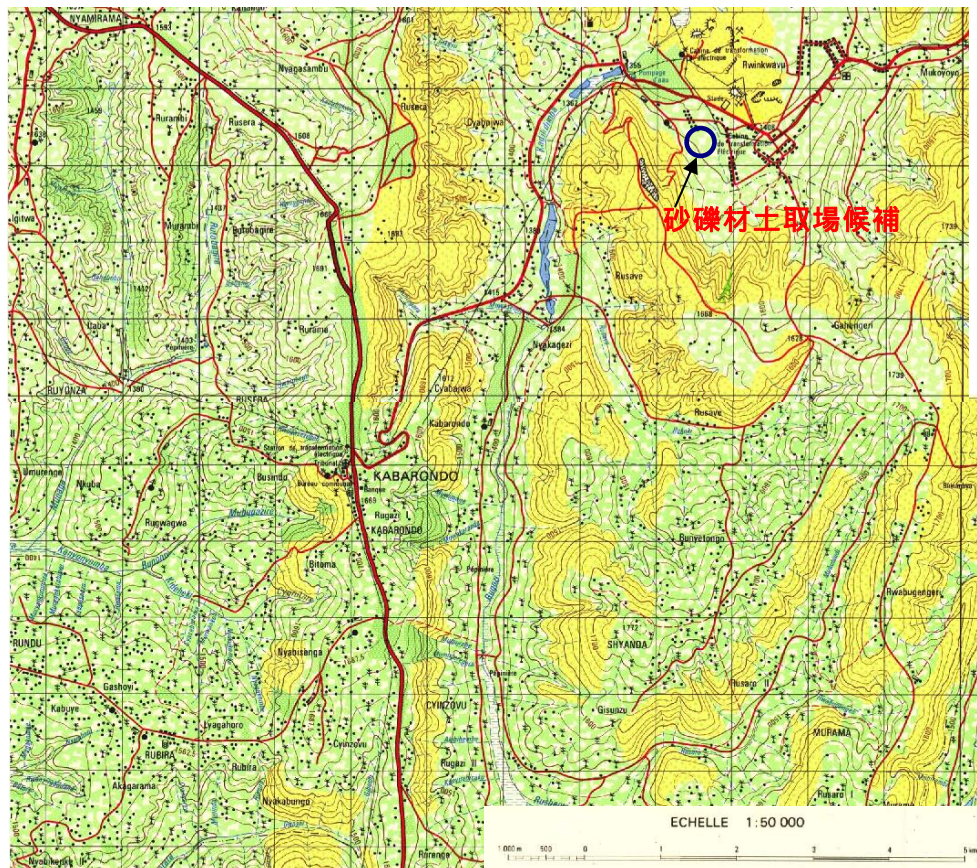


図 3.2.2.18 砂礫材土取場位置図



写真 3.2.2.6 採取場・採取対象土層の成層状況と生産される砂礫材

(3) 砂（コンクリート細骨材その他）

調査日時：2013年9月9日

位置：Rukira、採取場

岩質：均一粒径の中砂。周辺の丘陵頂部～斜面に露出する熱変性作用を受けた砂岩の風化・運搬堆積物。コンクリート細骨材として最良質ではないが、シルト

分、有機物等の有害なものは含まれていないのでコンクリート細骨材として使用可能である。この際、粗骨材側の粒径を調節することが望ましい。ただし、熱変性作用は亀裂沿いに上昇した硫化水素蒸気によることが多く、コンクリート骨材としての有害物質が含まれていないか確認することが望ましい。

ダムサイトへの距離：約 43km

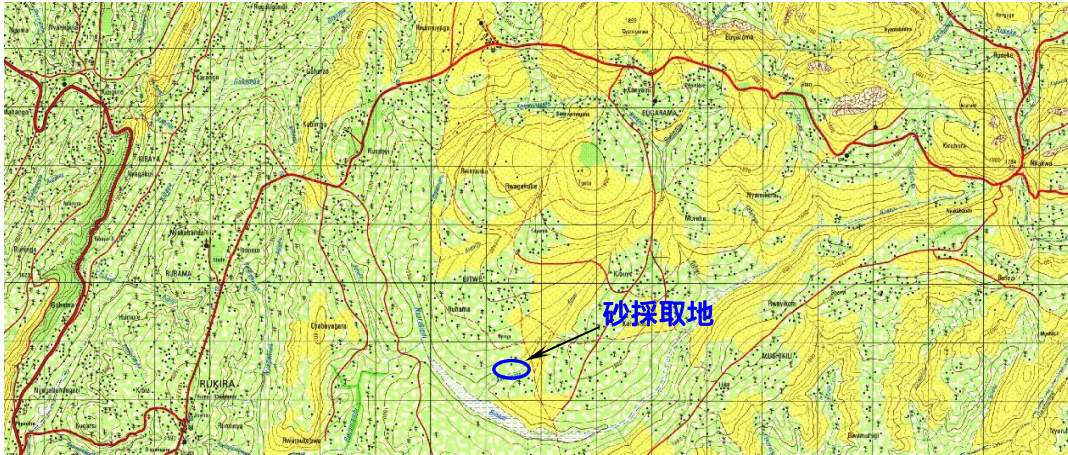


図 3.2.2.19 砂採取候補地位置図



写真 3.2.2.7 砂採取候補地の概観

(4) 土質材料

[上流右岸池敷山腹]

TP-1、TP-2 とともに、赤褐色のラテライト質粘性土である。テストピットは掘削範囲の 4m 前後の深度まで均質で、所々で半固結状の固い層にぶつかる。上層部は含水比が低下しているために、

硬く掘削されたものは塊状であるが、加水し強く握ることを繰り返すと、粘着性の高い粘性土となる。築堤材料として使用する上では、塊状のものを破碎する工夫、加水した水分を全体に行き渡らせる工夫が必要となる。TP-2 では、深度約 4m で地下水位が現れ、掘削土はほぼ最適含水比状態になっている。



TP-1



TP-2



掘削土の状況

写真 3.2.2.8 Tp-1, TP-2 壁面と掘削土

[上流左岸池敷上部緩斜面]

TP-3、TP-4 とともに、黄褐色の頁岩起源の粘性土であるが、TP-3 では深度約 2m のところで扁平な頁岩礫を含む層が、また、TP-4 では所々で石英質砂岩の垂角礫が出現したことから、崖垂性もしくは段丘性の堆積物と推測される。表層部は乾燥・固結状態で硬く、深部では完全に風化しているものの岩組織を残し、礫も出現するため人力での掘削は困難であったが、掘削されたものは粘着性の高い粘性土で、良質な不透水性材料となる。築堤材料として使用する上では、塊状のものを破碎する工夫、加水した水分を全体に行き渡らせる工夫が必要となる。TP-4 では、深度約 4m で地下水位が現れ、掘削土はほぼ最適含水比状態になっている。



掘削土の状況

写真 3.2.2.9 Tp-3, TP-4 壁面と掘削土

[テストピット柱状図及び位置図]

Test Pit No.1

Depth (m)	Color	Classification etc.	Moisture content	Cohesion
0.0 - 0.5	Black	Top soil	Dry	
0.5 - 1.0				
1.0 - 1.5		Lateritic soil		
1.5 - 2.0	Redish brown	Sandy clay	12%±	High
2.0 - 2.5	Hard clods, able to be crushed by repeated claspings			
2.5 - 3.0	Excavation			
3.0 - 3.5				
3.5 - 4.0				

Test Pit No.3

Depth (m)	Color	Classification etc.	Moisture content	Cohesion
0.0 - 0.5	Greyish brown	Top soil	Dry	
0.5 - 1.0				
1.0 - 1.5	yellowish brown	harf coagulated clay		
1.5 - 2.0			10%±	High
2.0 - 2.5				
2.5 - 3.0	Brown	harf coagulated clay		
3.0 - 3.5			10%±	High
3.5 - 4.0	Excavation	Lateritic soil With planular and round gravels		
	Dark brown	Sandy clay	15%±	High

Test Pit No.2

Depth (m)	Color	Classification etc.	Moisture content	Cohesion
0.0 - 0.5	Black	Top soil	Dry	
0.5 - 1.0				
1.0 - 1.5		Lateritic soil		
1.5 - 2.0	Redish brown	Sandy clay	Wopt-1%~2%	High
2.0 - 2.5	Hard clods, able to be crushed by repeated claspings			
2.5 - 3.0				
3.0 - 3.5	Excavation			
3.5 - 4.0				

Test Pit No.4

Depth (m)	Color	Classification etc.	Moisture content	Cohesion
0.0 - 0.5	Dark brown	Top soil	Dry	
0.5 - 1.0				
1.0 - 1.5	Yellowish brown	Sandy clay	Wopt-5%	High
1.5 - 2.0	Hard clods, able to be crushed by repeated claspings			
2.0 - 2.5				
2.5 - 3.0				
3.0 - 3.5	Brown with yellowish spots			
3.5 - 4.0		Sandy clay	Wopt±	High
	Excavation	containing quartish sandstones with rounded edges		

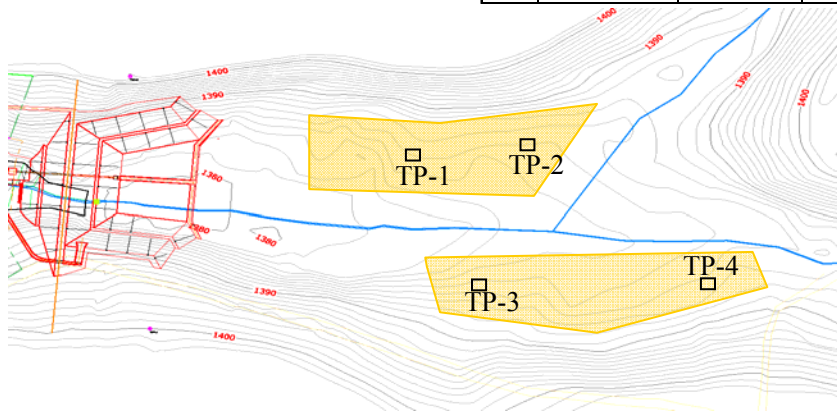


図 3.2.2.20 テストピット柱状図及び位置図

2) 土質試験結果

2009年度に6試料に対する物理試験、2013年度に4試料に対する物理試験および力学試験(突き固め試験4試料~直接せん断試験2試料)が行われている。下に試験結果一覧表を示す。

表 3.2.2.33 物理試験結果総括表

Sample Name	F.M.C. (%)	Specific Gravity		Atterberg Limits			Particle Size Distribution			
				LL(%)	PL(%)	PI(%)	Clay	Silt	Sand	Gravel
Sand & gravel							1.2		34.1	64.7
Sand							5.9		94.1	—
TP-1	13.3	2.21	2.21	43.9	22.7	21.2	81.0	3.8	8.8	6.4
TP-2	11.2	2.16	2.16	39.7	21.2	18.5	75.2	2.9	10.9	11.0
TP-3	12.2	2.22	2.22	38.4	24.3	14.1	66.0	3.7	13.0	17.3
TP-4	11.0	2.13	2.13	31.1	21.9	9.2	74.5	3.4	15.7	6.4
2009年度試験結果										
A(0.2~1.5m)	9.6	2.65	2.65	40.9	19.2	21.7	32.0	46.0	20.0	2.0
A(1.5~3.5m)	10.4	2.66	2.66	58.6	28.7	29.9	18.0	68.4	12.6	1.0
A(3.5~5.0m)	11.6	2.70	2.70	55.6	27.9	27.7	28.0	56.2	13.8	2.0
B(0.2~1.0m)	7.6	2.65	2.65	57.9	27.5	30.4	23.5	64.9	6.1	5.5
B(1.0~3.5m)	9.6	2.63	2.63	44.7	22.8	21.9	16.5	30.9	20.6	32.0
B(3.5~5.0m)	6.8	2.70	2.70	38.4	17.6	20.8	18.4	52.0	16.6	13.0

表 3.2.2.34 力学試験結果総括表

Sample Name	Standard Compaction		Permeability Test		Direct Shear Test		Consolidation Test						
	O _{pc} M.C.(%)	ρ _d Max(t/m ³)	Specimen Condition	Result	Specimen Condition	Result	Specimen Condition	% of Settlement					
Sand & gravel	8.3	2.00	ρ _d (t/m ³)	k (m/sec)	M.C.(%)	C(KN/m ²)	φ(°)	ρ _d (t/m ³)	M.C.(%)	50 ^{kPs}	100 ^{kPs}	200 ^{kPs}	400 ^{kPs}
TP-1	19.4	1.68	1.68 ^{D-100}	2.59E-08	19.4	43.19	25.49	1.69 ^{D-100}	20.0	1.78	2.72	4.00	4.73
			1.60 ^{D-95}	6.32E-08	19.4	40.05	24.36	1.61 ^{D-95}	20.0	1.33	2.69	4.28	6.29
			1.43 ^{D-85}	2.11E-07	19.4								
TP-2	18.1	1.71											
TP-3	14.8	1.78	1.77 ^{D-100}	1.04E-07	14.8								
			1.60 ^{D-95}	5.69E-08	14.8	33.82	27.12	1.63 ^{D-91}	22.0	1.00	1.55	3.02	4.70
			1.52 ^{D-85}	2.36E-07	14.8	32.48	26.18	1.55 ^{D-87}	22.0	1.88	3.61	4.49	6.68
TP-4	14.3	1.81											

3) ダム型式

ダムタイプは、低ダムであること、不透水性堤体の幅広い底幅が基礎浸透流を抑制する上で効果を発揮すること、ダムサイト付近から良質な不透水性材料が容易に入手できることを考慮し、均一型を採用する。均一型の場合の堤体諸元は、下図のように定義される。

- H1 : 貯水深
- FWL : 常時満水位
- HWL : 設計洪水水位
- H2 : 最大水深
- h1 : 越流水深
- h2 : 余裕高
- B : 堤頂幅
- H : 堤高

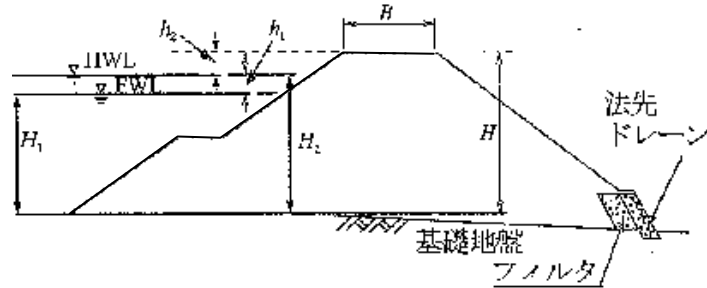


図 3.2.2.21 均一型ダムのダム諸元

4) ダム軸の検討

本ダムサイトにおけるダム軸候補として、下図の下流軸案、上流軸案が考えられるが、以下の検討結果より小さい堤体積で大きな貯水量を得ることができる下流軸案を採用する。

表 3.2.2.35 ダム軸比較表

項目	上流軸案	下流軸案
流域面積	8.68 km ²	8.8 km ²
貯水池容量	400,000m ³	600,000m ³
ダム天端標高	同一条件で比較するとし、EL.1390m に設定する。	
堤頂長	225m	145m
堤体積	37,000m ³	30,000m ³
堤高	10.0m	11.5m

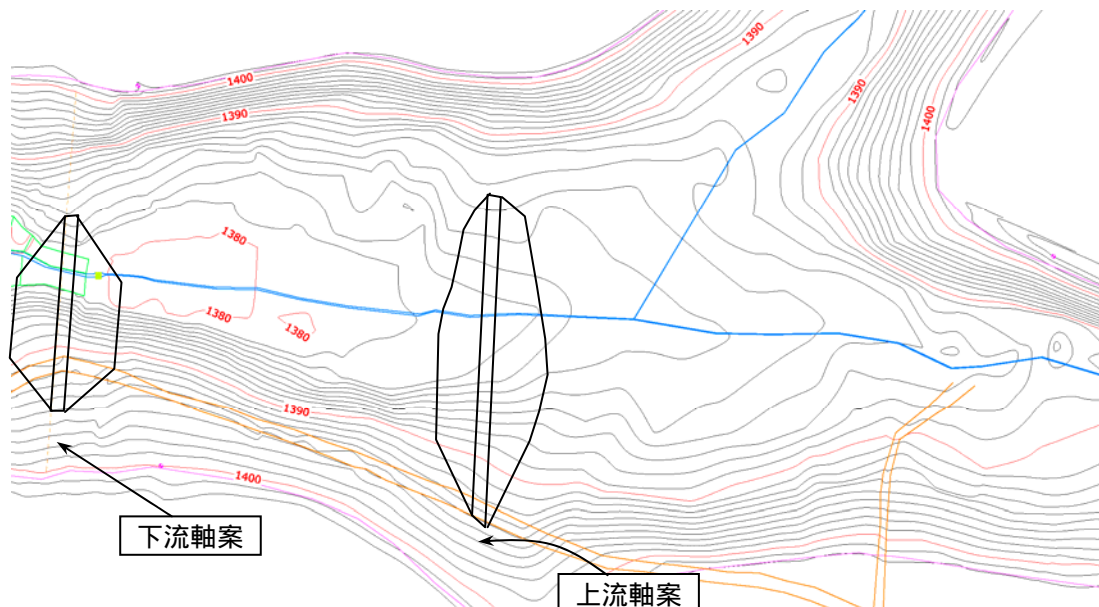
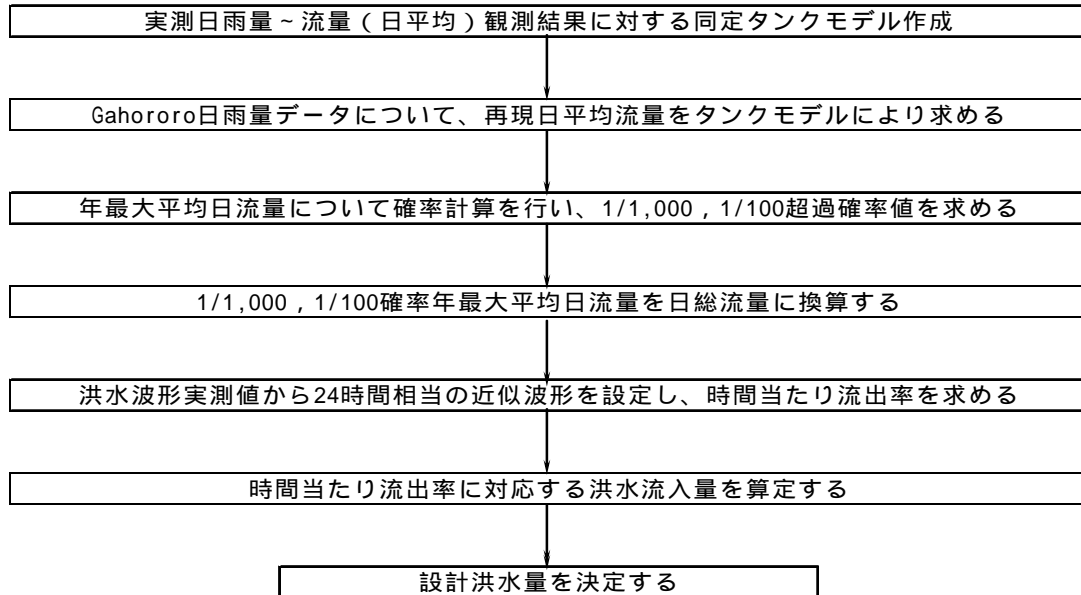


図 3.2.2.22 ダム軸比較検討図

5) 設計洪水量

(1) 検討手法・手順

ンゴマ-22 地区では、JICA 専門家により約 1.5 カ年に渡り観測されてきた雨量～流量記録がある。また、近傍気象観測所の観測データとして、Gahororo の 1960 年から 1993 年間の日雨量データがある。これらに基づき、設計洪水量を以下の手順で求める。



(2) 同定タンクモデルの作成

洪水のピークを合わせる事を第一義としてモデルを作成した。タンクの係数等を下図に示す。同定モデルによる再現曲線と実測の関係を次に示す。

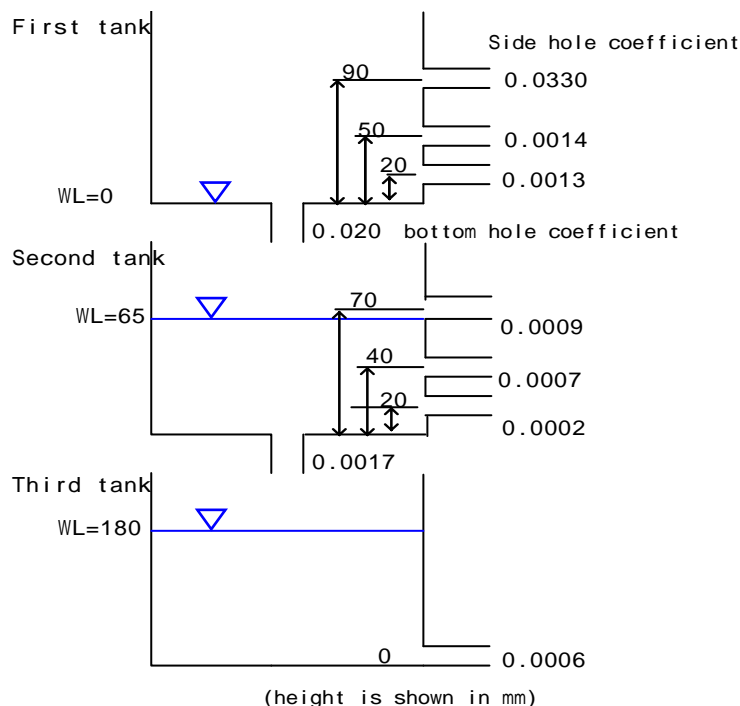
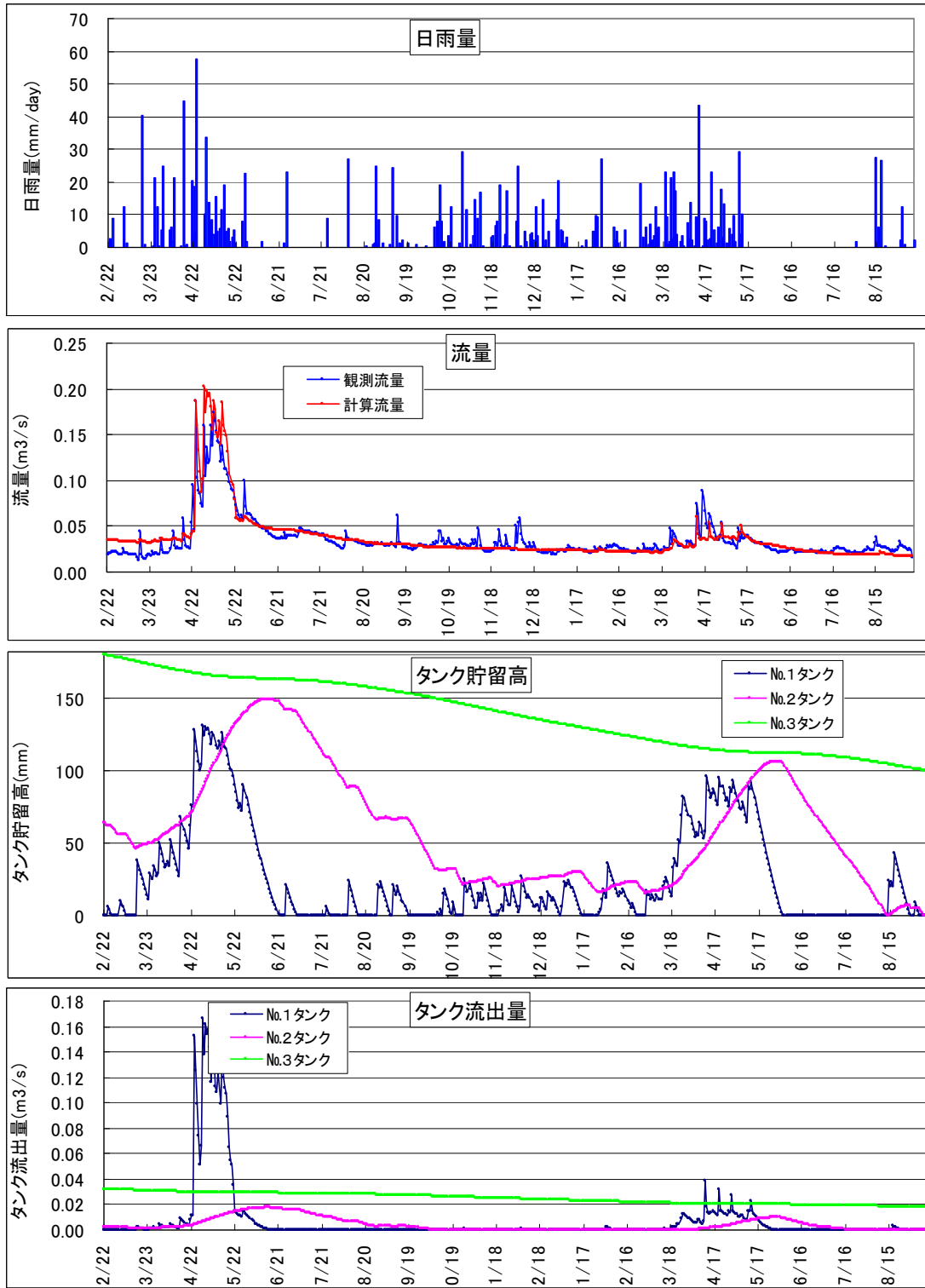


図 3.2.2.23 同定タンクモデル図



タンクモデル計算結果

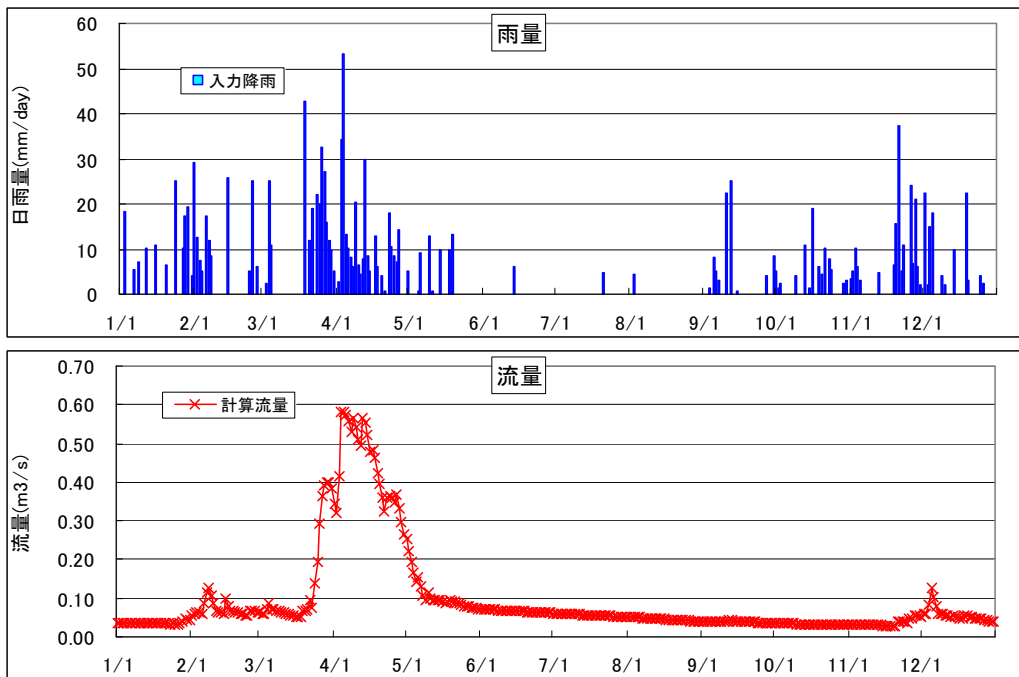
計算期間		2012/2/22-2013/9/10	
相関係数	0.921	流出率(%)	
累加流量 計算値	1,760 千m3	計算値	12.8%
累加流量 観測値	1,720 千m3	観測値	12.5%
累加雨量 観測値	1,564 mm		

図 3.2.2.24 同定タンクモデル・実測値と再現値の関係

(3) Gahororo 日雨量に対するタンクモデル再現流量

タンクモデルにより求めた再現年最大日平均流量は以下の通りである。最大年、1985年の解析結果を以下に示す。

年度	年最大日平均流量	順位	年度	年最大日平均流量	順位
	(m ³ /sec)			(m ³ /sec)	
1960	0.510	4	1977	0.408	8
1961	0.298	13	1978	0.276	15
1962	0.279	14	1979	0.532	2
1963	0.447	7	1980	0.156	27
1964	0.175	23	1981	0.358	10
1965	0.504	5	1982	0.234	17
1966	0.392	9	1983	0.193	21
1967	0.041	34	1984	0.272	16
1968	0.494	6	1985	0.583	1
1969	0.160	26	1986	0.312	12
1970	0.150	28	1987	0.199	20
1971	0.105	30	1988	0.530	3
1972	0.066	31	1989	0.218	18
1973	0.177	22	1990	0.353	11
1974	0.174	25	1991	0.201	19
1975	0.052	33	1992	0.054	32
1976	0.150	28	1993	0.175	23



タンクモデル計算結果		
計算期間	1985年 1/1-12/31	
累加流量 計算値	2,935	千m3
累加雨量 観測値	1,349	mm
年間流出率(%)	24.7%	

図 3.2.2.25 タンクモデル再現流量(最大流量年; 1985年)

(4) 超過確率流量

Nyanza-23 ダムと同様に、水路部に対しては 1/1,000 確率流量、静水池に対しては 1/100 確率流量を設計対象流量とする。

前項の計算結果から、岩井法超過確率計算により、1/1,000 確率日平均流量、1/100 確率日平均流量を求め結果、次のとおりの結果となった。

- ・ 1/1,000 確率日平均流量 : 1.124m³/sec (同日流量=1.124×86,400=97,114m³/日)
- ・ 1/100 確率日平均流量 : 0.803m³/sec (同日流量=0.803×86,400=69,379m³/日)
- ・ 1/10 確率日平均流量 : 0.490m³/sec (同日流量=0.490×86,400=42,336m³/日)

表 3.2.2.36 (1) 岩井法超過確率計算結果

	xl	xs	xg			bs	b
	Max	Min	$\log_{10}xg$ = $\sum \log_{10}xi$	$xl \cdot xs - xg^2$	$2xg - (xl + xs)$	$\frac{xl \cdot xs - xg^2}{2xg - (xl + xs)}$	平均bs
1	0.583	0.041	0.2222	-0.03	-0.18	0.14	0.1
2	0.532	0.052	0.2222	-0.02	-0.14	0.16	0.1
3	0.530	0.054	0.2222	-0.02	-0.14	0.15	0.1
4	0.510	0.066	0.2222	-0.02	-0.13	0.12	0.1
5	0.504	0.105	0.2222	0.00	-0.16	-0.02	0.1
6	0.494	0.150	0.2222	0.02	-0.20	-0.12	0.1
7	0.447	0.150	0.2222	0.02	-0.15	-0.12	0.0
8	0.408	0.156	0.2222	0.01	-0.12	-0.12	0.0
9	0.392	0.160	0.2222	0.01	-0.11	-0.12	0.0
10	0.358	0.174	0.2222	0.01	-0.09	-0.15	0.0

生起年					生起年 確率値
T年	ξ	$1/a \cdot \xi$	平均Y + $1/a \cdot \xi$	x+b	x
2	0.0000	0.0000	(0.4068)	0.4	0.244
5	0.5951	0.1393	(0.2675)	0.5	0.392
10	0.9062	0.2121	(0.1946)	0.6	0.490
20	1.1630	0.2722	(0.1345)	0.7	0.585
30	1.2967	0.3035	(0.1032)	0.8	0.640
50	1.4520	0.3399	(0.0669)	0.9	0.709
100	1.6450	0.3851	(0.0217)	1.0	0.803
200	1.8215	0.4264	0.0196	1.0	0.898
500	2.0350	0.4764	0.0696	1.2	1.025
1000	2.1850	0.5115	0.1047	1.3	1.124

表 3.2.2.36 (2) 岩井法超過確率計算結果

		②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
有効標本数n=		9.23	-22.214	-13.830	6.530	3.3	1			
		0.27	-0.653	-0.407	0.192	0.1	0			

順位 n	YEAR	xi	Fn(%)	log ₁₀ xi	xi+b	Y= log(xi+b)	Y ²	x ²	x ³	ξ	period ₁	period ₂	ξ ₁	ξ ₂	R.P.年
1	1985	0.583	97.14	-0.23433	0.731	-0.13583	0.01845	0.3	0	1.1574	19	20	1.1455	1.1630	19.7
2	1979	0.532	94.29	-0.27409	0.680	-0.16722	0.02796	0.3	0	1.0233	13	14	1.0084	1.0361	13.5
3	1988	0.530	91.43	-0.27572	0.678	-0.16850	0.02839	0.3	0	1.0179	13	14	1.0084	1.0361	13.3
4	1960	0.510	88.57	-0.29243	0.658	-0.18149	0.03294	0.3	0	0.9624	11	12	0.9442	0.9780	11.5
5	1965	0.504	85.71	-0.29757	0.652	-0.18547	0.03440	0.3	0	0.9454	11	12	0.9442	0.9780	11.0
6	1968	0.494	82.86	-0.30627	0.642	-0.19218	0.03693	0.2	0	0.9167	10	11	0.9062	0.9442	10.3
7	1963	0.447	80.00	-0.34969	0.595	-0.22517	0.05070	0.2	0	0.7758	7	8	0.7547	0.8134	7.4
8	1977	0.408	77.14	-0.38934	0.556	-0.25459	0.06482	0.2	0	0.6501	5	6	0.5951	0.6858	5.6
9	1966	0.392	74.29	-0.40671	0.540	-0.26726	0.07143	0.2	0	0.5960	5	6	0.5951	0.6858	5.0
10	1981	0.358	71.43	-0.44612	0.506	-0.29548	0.08731	0.1	0	0.4754	3	4	0.3045	0.4769	4.0
11	1990	0.353	68.57	-0.45223	0.501	-0.29979	0.08987	0.1	0	0.4570	3	4	0.3045	0.4769	3.9
12	1986	0.312	65.71	-0.50585	0.460	-0.33684	0.11346	0.1	0	0.2987	2	3	0.0000	0.3045	3.0
13	1961	0.298	62.86	-0.52578	0.446	-0.35025	0.12267	0.1	0	0.2414	2	3	0.0000	0.3045	2.8
14	1962	0.279	60.00	-0.55440	0.427	-0.36914	0.13626	0.1	0	0.1608	2	3	0.0000	0.3045	2.5
15	1978	0.276	57.14	-0.55909	0.424	-0.37220	0.13853	0.1	0	0.1477	2	3	0.0000	0.3045	2.5
16	1984	0.272	54.29	-0.56543	0.420	-0.37631	0.14161	0.1	0	0.1301	2	3	0.0000	0.3045	2.4
17	1982	0.234	51.43	-0.63078	0.382	-0.41745	0.17426	0.1	0	-0.0456	1	2	0.0000	0.0000	1.0
18	1989	0.218	48.57	-0.66154	0.366	-0.43601	0.19011	0.0	0	-0.1249	1	2	0.0000	0.0000	1.0
19	1991	0.201	45.71	-0.69680	0.349	-0.45664	0.20852	0.0	0	-0.2131	1	2	0.0000	0.0000	1.0
20	1987	0.199	42.86	-0.70115	0.347	-0.45913	0.21080	0.0	0	-0.2237	1	2	0.0000	0.0000	1.0
21	1983	0.193	40.00	-0.71444	0.341	-0.46670	0.21781	0.0	0	-0.2560	1	2	0.0000	0.0000	1.0
22	1973	0.177	37.14	-0.75203	0.325	-0.48754	0.23770	0.0	0	-0.3451	1	2	0.0000	0.0000	1.0
23	1964	0.175	34.29	-0.75696	0.323	-0.49022	0.24032	0.0	0	-0.3565	1	2	0.0000	0.0000	1.0
23	1993	0.175	34.28	-0.75696	0.323	-0.49022	0.24032	0.0	0	-0.3565	1	2	0.0000	0.0000	1.0
25	1974	0.174	28.57	-0.75945	0.322	-0.49157	0.24164	0.0	0	-0.3623	1	2	0.0000	0.0000	1.0
26	1969	0.160	25.71	-0.79588	0.308	-0.51085	0.26096	0.0	0	-0.4446	1	2	0.0000	0.0000	1.0
27	1980	0.156	22.86	-0.80688	0.304	-0.51651	0.26679	0.0	0	-0.4688	1	2	0.0000	0.0000	1.0
28	1970	0.150	20.00	-0.82391	0.298	-0.52516	0.27579	0.0	0	-0.5058	1	2	0.0000	0.0000	1.0
28	1976	0.150	20.00	-0.82391	0.298	-0.52516	0.27579	0.0	0	-0.5058	1	2	0.0000	0.0000	1.0
30	1971	0.105	14.29	-0.97881	0.253	-0.59614	0.35539	0.0	0	-0.8090	1	2	0.0000	0.0000	1.0
31	1972	0.066	11.43	-1.18046	0.214	-0.66872	0.44718	0.0	0	-1.1190	1	2	0.0000	0.0000	1.0
32	1992	0.054	8.57	-1.26761	0.202	-0.69373	0.48126	0.0	0	-1.2259	1	2	0.0000	0.0000	1.0
33	1975	0.052	5.71	-1.28400	0.200	-0.69804	0.48726	0.0	0	-1.2443	1	2	0.0000	0.0000	1.0
34	1967	0.041	2.86	-1.38722	0.189	-0.72255	0.52209	0.0	0	-1.3490	1	2	0.0000	0.0000	1.0

※ 生起年R.P.=2.0年未満については1.0年と表記

(5) 実測洪水波形の分析 / モデル波形の設定 / 流入割合の算定 / 洪水流量評価

観測された降雨～洪水流出関係の中から、洪水期の初期、中期等の時期及び降雨の規模を考慮して代表的な洪水波形を以下に抽出した。

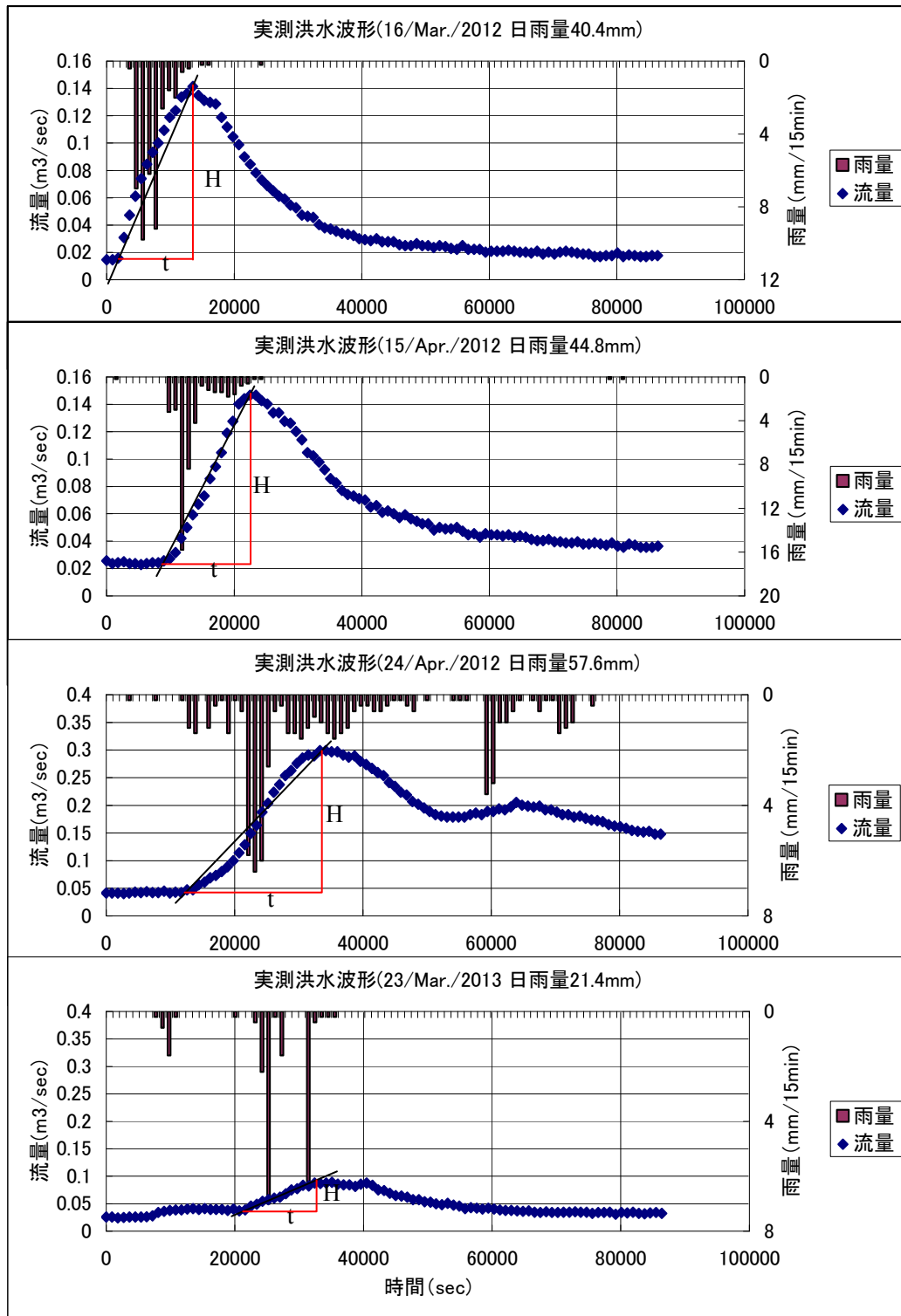


図 3.2.2.26 実測洪水波形

各洪水波形について、洪水到達時間等を求めると以下の通りとなる。

表 3.2.2.37 洪水到達特性

洪水生起日 / 日雨量	洪水到達時間 (hour)	増加最大流量 (m3/sec)	洪水立上り勾配 /	洪水流出様態
16/3/2012, 40.4mm	t=3.24	H=0.127	0.039	流出は 24 時間でほぼ終息する。
15/4/2012, 44.8mm	t=3.94	H=0.124	0.031	減衰後も基底流量増が継続
24/4/2012, 57.6mm	t=6.10	H=0.258	0.042	大きな基底流量増が継続
23/3/2013, 21.4mm	t=3.22	H=0.054	0.017	流量増が明瞭に現れていない。

これより、次のことが言える。

- ・ 降雨継続時間が長くなれば洪水到達時間は長くなる。ただし、洪水の立ち上がり勾配はほとんど一定である。
- ・ 減衰勾配もほとんど一定であるが、洪水期の後半になるほど、また、降雨の継続時間が長くなるほど基底流量増が大きくなり、これが長期間継続する。

以上より、設計対象の 1/1,000、1/100 確率日流量の影響は、相当分が長期にわたり継続する基底流量増となるものと考えられるが、安全側にピーク流量が大きくなるよう 24 時間で終息するとし、2012 年 3 月 16 日の流出波形をモデル波形として設定する。

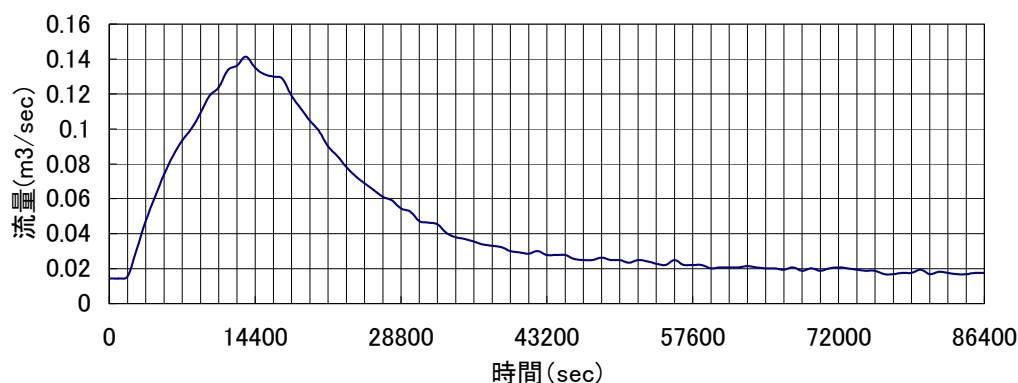


図 3.2.2.27 モデル洪水流出波形

上図から、30 分ごとの流量(m³/sec)を読み取り、これにより 30 分間洪水流入量を求め、これが全洪水流入量中に占める割合(%)を算定し、この割合(%)により設計確率日流量を配分する。配分計算を表 3.2.2.38 において行い、結果を図 3.2.2.28 に示す。

表 3.2.2.38 モデル洪水流出波形に準じた設計洪水の配分

時間 (hour)	流量 (m ³ /sec)	30分流入量 (m ³)	日流入量に対する割合 (%)	1/1,000確率日流量		1/100確率日流量		1/10確率日流量		1/2確率日流量	
				30分流入量 (m ³)	平均流量 (m ³ /sec)	30分流入量 (m ³)	平均流量 (m ³ /sec)	30分流入量 (m ³)	平均流量 (m ³ /sec)	30分流入量 (m ³)	平均流量 (m ³ /sec)
0.5	0.01479	26.6211	0.657698057	638.7168909	0.3548427	456.3043348	0.2535024	278.443049	0.154691	138.6559	0.077031
1.0	0.047058	84.7035	2.092675635	2032.281016	1.129045	1451.877429	0.8065986	885.955157	0.492197	441.1779	0.245099
1.5	0.073948	133.1055	3.288490284	3193.584454	1.7742136	2281.521674	1.267512	1392.21525	0.773453	693.2795	0.385155
2.0	0.092771	166.9869	4.125560538	4006.496861	2.2258316	2862.272646	1.5901515	1746.59731	0.970332	869.7507	0.483195
2.5	0.108905	196.0281	4.843049327	4703.278924	2.6129327	3360.059193	1.8666996	2050.35336	1.139085	1021.012	0.567229
3.0	0.123694	222.6492	5.500747384	5341.995815	2.9677755	3816.363528	2.120202	2328.79641	1.293776	1159.668	0.64426
3.5	0.135795	244.4301	6.038863976	5864.582362	3.2581013	4189.703438	2.327613	2556.61345	1.420341	1273.113	0.707285
4.0	0.141173	254.1105	6.278026906	6096.843049	3.387135	4355.632287	2.4197957	2657.86547	1.476592	1323.534	0.735296
4.5	0.13445	242.01	5.979073244	5806.51719	3.2258429	4148.221226	2.3045673	2531.30045	1.406278	1260.508	0.700282
5.0	0.121005	217.809	5.381165919	5225.865471	2.9032586	3733.399103	2.0741106	2278.1704	1.26565	1134.457	0.630254
5.5	0.104871	188.7678	4.66367713	4529.083408	2.5161574	3235.612556	1.7975625	1974.41435	1.096897	983.1964	0.54622
6.0	0.090082	162.1467	4.005979073	3890.366517	2.1613147	2779.308221	1.5440601	1695.9713	0.942206	844.5405	0.469189
6.5	0.079326	142.7859	3.527653214	3425.845142	1.9032473	2447.450523	1.3596947	1493.46726	0.829704	743.6999	0.413167
7.0	0.06857	123.4251	3.049327354	2961.323767	1.6451799	2115.592825	1.1753293	1290.96323	0.717202	642.8592	0.357144
7.5	0.061847	111.3246	2.750373692	2670.997907	1.4838877	1908.181764	1.060101	1164.39821	0.646888	579.8338	0.32213
8.0	0.05378	96.804	2.391629297	2322.606876	1.2903372	1659.28849	0.9218269	1012.52018	0.562511	504.2033	0.280113
8.5	0.048402	87.1236	2.152466368	2090.346188	1.1613034	1493.359641	0.8296442	911.268161	0.50626	453.783	0.252102
9.0	0.044369	79.8633	1.97309417	1916.150673	1.0645282	1368.913004	0.7605072	835.329148	0.464072	415.9677	0.231093
9.5	0.038991	70.1829	1.733931241	1683.889985	0.9354944	1202.984155	0.6683245	734.07713	0.407821	365.5474	0.203082
10.0	0.036302	65.3427	1.614349776	1567.759641	0.8709776	1120.019731	0.6222332	683.451121	0.379695	340.3372	0.189076
10.5	0.033613	60.5025	1.494768311	1451.629297	0.8064607	1037.055306	0.5761418	632.825112	0.35157	315.1271	0.175071
11.0	0.030924	55.6623	1.375186846	1335.498954	0.7419439	954.0908819	0.5300505	582.199103	0.323444	289.9169	0.161065
11.5	0.029579	53.2422	1.315396114	1277.433782	0.7096854	912.6086697	0.5070048	556.886099	0.309381	277.3118	0.154062
12.0	0.028235	50.8221	1.255605381	1219.36861	0.677427	871.1264574	0.4839591	531.573094	0.295318	264.7067	0.147059
12.5	0.02689	48.402	1.195814649	1161.303438	0.6451686	829.6442451	0.4609135	506.26009	0.281256	252.1016	0.140056
13.0	0.026218	47.19195	1.165919283	1132.270852	0.6290394	808.903139	0.4493906	493.603587	0.274224	245.7991	0.136555
13.5	0.025546	45.9819	1.136023916	1103.238266	0.6129101	788.1620329	0.4378678	480.947085	0.267193	239.4966	0.133054
14.0	0.024201	43.5618	1.076233184	1045.173094	0.5806517	746.6798206	0.4148221	455.634081	0.25313	226.8915	0.126051
14.5	0.023529	42.35175	1.046337818	1016.140508	0.5645225	725.9387145	0.4032993	442.977578	0.246099	220.5889	0.122549
15.0	0.022857	41.1417	1.016442451	987.1079223	0.5483933	705.1976084	0.3917764	430.321076	0.239067	214.2864	0.119048
15.5	0.022857	41.1417	1.016442451	987.1079223	0.5483933	705.1976084	0.3917764	430.321076	0.239067	214.2864	0.119048
16.0	0.022184	39.93165	0.986547085	958.0753363	0.5322641	684.4565022	0.3802536	417.664574	0.232036	207.9839	0.115547
16.5	0.021512	38.7216	0.956651719	929.0427504	0.5161349	663.7153961	0.3687308	405.008072	0.225004	201.6813	0.112045
17.0	0.02084	37.51155	0.926756353	900.0101644	0.5000056	642.97429	0.3572079	392.35157	0.217973	195.3788	0.108544
17.5	0.020168	36.3015	0.896860987	870.9775785	0.4838764	622.2331839	0.3456851	379.695067	0.210942	189.0762	0.105042
18.0	0.020168	36.3015	0.896860987	870.9775785	0.4838764	622.2331839	0.3456851	379.695067	0.210942	189.0762	0.105042
18.5	0.019495	35.09145	0.86696562	841.9449925	0.4677472	601.4920777	0.3341623	367.038565	0.20391	182.7737	0.101541
19.0	0.019495	35.09145	0.86696562	841.9449925	0.4677472	601.4920777	0.3341623	367.038565	0.20391	182.7737	0.101541
19.5	0.019495	35.09145	0.86696562	841.9449925	0.4677472	601.4920777	0.3341623	367.038565	0.20391	182.7737	0.101541
20.0	0.019495	35.09145	0.86696562	841.9449925	0.4677472	601.4920777	0.3341623	367.038565	0.20391	182.7737	0.101541
20.5	0.019495	35.09145	0.86696562	841.9449925	0.4677472	601.4920777	0.3341623	367.038565	0.20391	182.7737	0.101541
21.0	0.018823	33.8814	0.837070254	812.9124066	0.451618	580.7509716	0.3226394	354.382063	0.196879	176.4712	0.09804
21.5	0.018823	33.8814	0.837070254	812.9124066	0.451618	580.7509716	0.3226394	354.382063	0.196879	176.4712	0.09804
22.0	0.018823	33.8814	0.837070254	812.9124066	0.451618	580.7509716	0.3226394	354.382063	0.196879	176.4712	0.09804
22.5	0.018823	33.8814	0.837070254	812.9124066	0.451618	580.7509716	0.3226394	354.382063	0.196879	176.4712	0.09804
23.0	0.018823	33.8814	0.837070254	812.9124066	0.451618	580.7509716	0.3226394	354.382063	0.196879	176.4712	0.09804
23.5	0.018823	33.8814	0.837070254	812.9124066	0.451618	580.7509716	0.3226394	354.382063	0.196879	176.4712	0.09804
24.0	0.018823	33.8814	0.837070254	812.9124066	0.451618	580.7509716	0.3226394	354.382063	0.196879	176.4712	0.09804
Total		4047.61725	100	97114		69379		42336		21082	

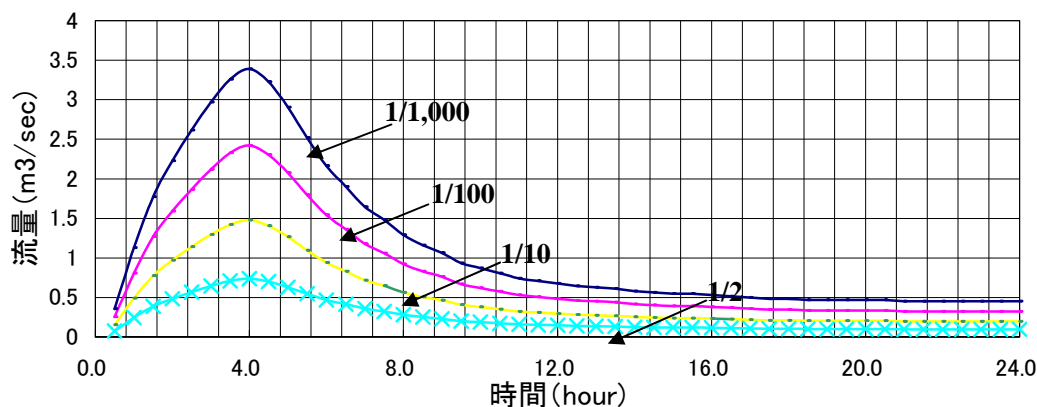


図 3.2.2.28 設計洪水量流入曲線

(6) 洪水流量の決定

流域面積に比べ貯水池満水面積が小さいこと、および洪水到達時間が短いことから、貯水池の貯留効果（洪水流入時間中での洪水吐からの洪水流下）は考慮しない。設計洪水流量は図 3.2.2.28 の各ピーク値を読み取り、次の通りとする。

- 水路部対象設計洪水流量（1/1,000 確率流量） : $Q=3.4 \text{ m}^3/\text{sec}$
- 静水池対象設計洪水流量（1/100 確率流量） : $Q=2.45 \text{ m}^3/\text{sec}$
- 下流河川対象設計洪水流量（1/10 確率流量） : $Q=1.5 \text{ m}^3/\text{sec}$

6) 堆砂量

ンゴマ 22 周辺地域の地表部は厚い粘性土層に被覆されているが、この被覆層は粒度構成上では粘土となるにもかかわらず原位置状態では透水性が高く、降雨をほとんどが降下浸透する。このため、降雨の流出率が低く、地表面にはガリ侵食が見られず、丘陵斜面には谷はあっても谷底に岩の露頭はない。また、丘陵斜面は耕地も含め雨期には緑の植生で覆われる。大雨時の河川水も不透明・淡黄灰色を呈するが、特に顕著な濁りはない。以上の様な状況から雨水の浸蝕作用が小さいと考えられるので、種々提案されている算定式による計算結果で最も少量となる値を堆砂量として採用する。

$$\text{堆砂量 } Q_{sd} = D \cdot A \cdot Y$$

ここに、 D : 比堆砂量

$$A : \text{流域面積} : A = 8.8 \text{ km}^2$$

Y : 耐用年数 : 「ル」国で一般的に採用されている Y=50 年を採用する。

$$\begin{aligned} \text{D に関し、Gresillons (フランス):} \quad & D = 700(P/500) - 0.22 \cdot A - 0.1 \quad (P: \text{年降水量}) \\ & = 700/(1000/500) - 0.22 \cdot 8.8 - 0.1 \\ & = 122.6 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{year} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gottshalk (USA):} \quad & D = 260 \cdot A - 0.1 \\ & = 260 \times 8.8 - 0.1 = 209.2 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{year} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Puech (West Africa):} \quad & 50 < D < 200 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{year} \\ & D = 70 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{year} \end{aligned}$$

算定式	評価値	採用値
Gresillons	54,000m ³	30,000m ³
Gottshalk	92,000m ³	
Puech	30,000m ³	

計画堆砂量は 30,000m³ とする。これに対する堆砂位は、貯水池マスカーブ（図 3.2.2.11）より EL.1382.0m となる。

7) 堤体の余裕高

余裕高は次式により求める。

$$h_2 = 0.05 \cdot H_2 + 1.0 \quad (R = 1.0\text{m の場合})$$

$$h_2 = 0.05 \cdot H_2 + R \quad (R > 1.0\text{m の場合})$$

R は堤体斜面上への打ち上げ高を含む風波高であり、風速と吹送距離により決まる。「ル」は赤道無風帯に位置し、以下の Kigali の観測記録でも風速 10m 以上の風は吹いていないので、貯水池満水位時の吹送距離 900m に対し、R は確実に 1.0m 以下となる。よって余裕高は以下により 1.1m を採用する。

$$\begin{aligned}
 h_2 &= 0.05 \cdot H_2 + 1.0 \\
 &= 0.005 \times \{ \text{EL.1392.3m 設計洪水水位} - (\text{EL.1380.0m 堤敷} - 1.5\text{m 基礎掘削}) \} + 1.0\text{m} \\
 &= 1.07\text{m} \\
 &= 1.1\text{m}
 \end{aligned}$$

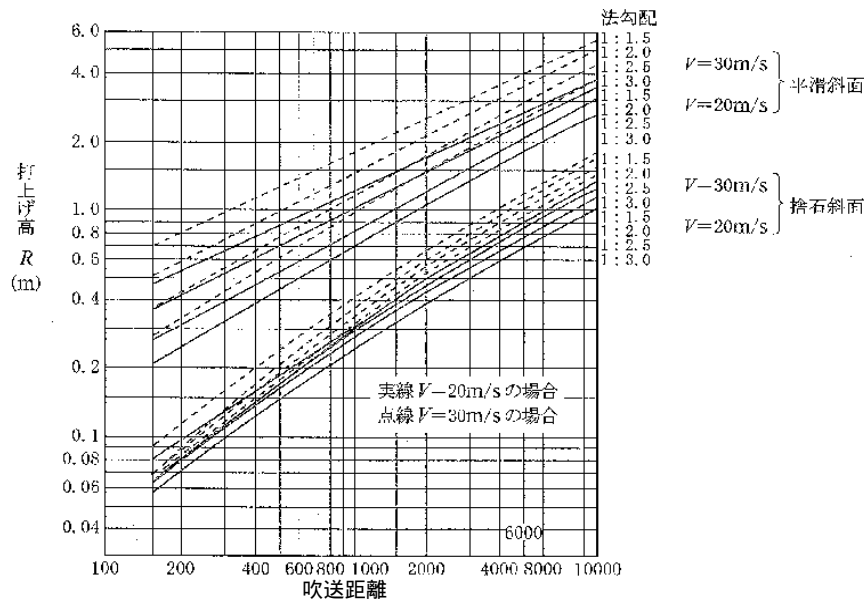


図 3.2.2.29 堤体斜面上への打ち上げ高

Kigali、1月の風速・風向の頻度(%) (データ数 8,056)									
DIRECTION									
	NE	E	SE	S	SW	W	NW	N	TOT-V
SPEED (m/s)									
1-2	5.6	5.2	4.8	9.2	2.2	2.7	4.9	6.9	41.6
3-5	4.3	4.3	2.8	4.6	.7	.5	1.1	4.0	22.2
6-7	.3	.4	.1	.1	.0	.1	.1	.3	1.3
8-10	.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.2
> 10	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

8) 基礎処理工の設計

(1) 基礎処理工法

基礎地盤は、透水性から半透水性を示す土質地盤と半透水性を示す風化岩地盤から成る。基礎地盤からの漏水量を抑制するために基礎処理工が実施される。基礎処理工法には、一般的な工法としてグラウチング工法とブランケット工法がある。前者は岩盤の亀裂をセメントミルクにより閉塞することにより抑制効果を得る方法であり、後者は基礎浸透流に長い浸透路長を与え動水勾配を小さくすることにより抑制効果を得る工法である。当ダムの基礎地盤は土質地盤および風化岩地盤より成っており、セメントミルクが入る亀裂が存在しないので、グラウチング工法は適用できない。よってブランケット工法を基礎処理工法として採用する。

(2) 検討基本式

$$q_f = \frac{k \cdot h \cdot d}{x_r + x_d} \quad x_r = \frac{e^{2ax} - 1}{a(e^{2ax} + 1)} \quad a = \sqrt{\frac{k_1}{t \cdot k \cdot d}}$$

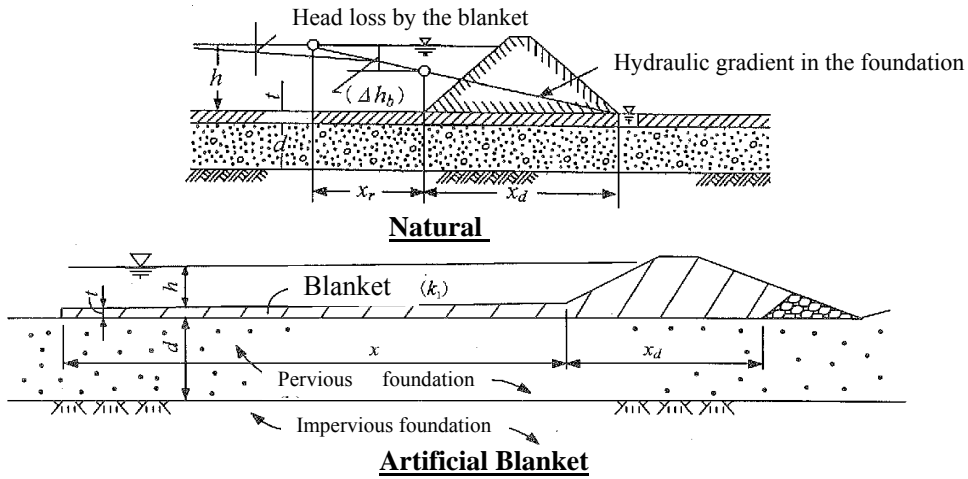


図 3.2.2.30 ブランケット工法検討モデル

- ここに、 q_f : 基礎地盤からの浸透水量 (m^3/sec)
- h : 上下流の水位差 (m)
- x_r : 有効浸透路長 (m)
- x_d : 堤体底幅 (m)
- x : 必要ブランケット長 (m)
- k : 基礎地盤の透水係数 (m/sec)
- k_1 : ブランケット及び堤体の透水係数 (m/sec)
- t : ブランケットの厚さ (m)
- d : 基礎地盤の厚さ (m)

(3) 基礎地盤の透水性評価

2012年基礎情報収集調査時および今回の調査で行われた透水試験結果(ピット法現場透水試験、ボーリング孔内透水試験)を表 3.2.2.39、図 3.2.2.31 に示す。図より、上位の層厚 10m の透水性を安全側に平均値 + 標準偏差として、 $k=4.2 \times 10^{-3} cm$ とする。また、深度 10m 以深を $K=1.0 \times 10^{-4} cm/sec$ 以下と評価し、上位層に対する相対的な不透水性層として扱う(ただし計算上は考慮しない)。

表 3.2.2.39 基礎地盤透水試験結果総括表

Pit/ Bore hole	Hole No.	test depth (m)	Permeability coefficient (cm/sec)	mean value (cm/sec)	ground condition		
TP-1	No.1	1.7	3.60E-03	9.87E-04	earth		
	No.2	1.7	3.30E-02		earth		
	No.3	3.4	2.30E-04		earth		
	No.4	3.4	3.20E-03		earth		
	No.5	5.1	8.50E-04		earth		
	No.6	5.1	1.00E-03		earth		
TP-2	No.1	1.0	2.20E-03	9.87E-04	earth		
	No.2	1.0	4.30E-03		earth		
TP-3	No.1	1.7	1.20E-02	9.87E-04	earth		
	No.2	1.7	1.00E-02		earth		
	No.3	3.4	1.40E-03		earth~highly weathered		
	No.4	3.4	1.30E-03		highly weathered		
	No.5	4.2	1.10E-04		highly weathered		
	No.6	4.2	1.00E-04		highly weathered		
TP-4	No.1	1.7	2.15E-04	9.87E-04	earth		
	No.2	1.7	2.17E-04		earth		
	No.3	3.4	2.42E-03		earth		
	No.4	3.4	2.42E-03		earth		
	No.5	3.7	3.91E-03		highly weathered		
	No.6	3.7	4.32E-03		highly weathered		
TP-5	No.1	1.7	8.05E-04	9.87E-04	earth		
	No.2	1.7	2.22E-03		earth		
	No.3	3.4	1.30E-04		earth, water		
	No.4	3.4	1.32E-04		earth, water		
TP-6	No.1	1.7	2.11E-03	9.87E-04	earth		
	No.2	1.7	1.64E-03		earth		
	No.3	3.4	7.27E-04		earth		
	No.4	3.4	7.14E-04		earth		
	No.5	4.3	1.03E-03		highly weathered		
	No.6	4.3	1.03E-03		highly weathered		
TP-7	No.1	1.7	7.14E-04	9.87E-04	earth		
	No.2	1.7	9.66E-04		earth		
	No.3	3.4	3.28E-04		earth		
	No.4	3.4	3.18E-04		earth		
	No.5	4.2	1.40E-04		earth		
	No.6	4.2	1.39E-04		earth		
BH-4	0~5m	2.5	1.70E-04	7.5m以深 9.40E-05	earth		
	5~10m	7.5	2.40E-04		earth		
	10~15m	12.5	5.90E-04		highly weathered		
BH-5	0~5m	2.5	9.90E-04		7.5m以深 9.40E-05	earth	
	5~10m	7.5	1.40E-05			earth	
	10~15m	12.5	5.30E-05			highly weathered	
BH-6	0~5m	2.5	1.50E-04			7.5m以深 9.40E-05	earth
	5~10m	7.5	1.80E-04				earth
	10~15m	12.5	3.70E-05				weathered rock

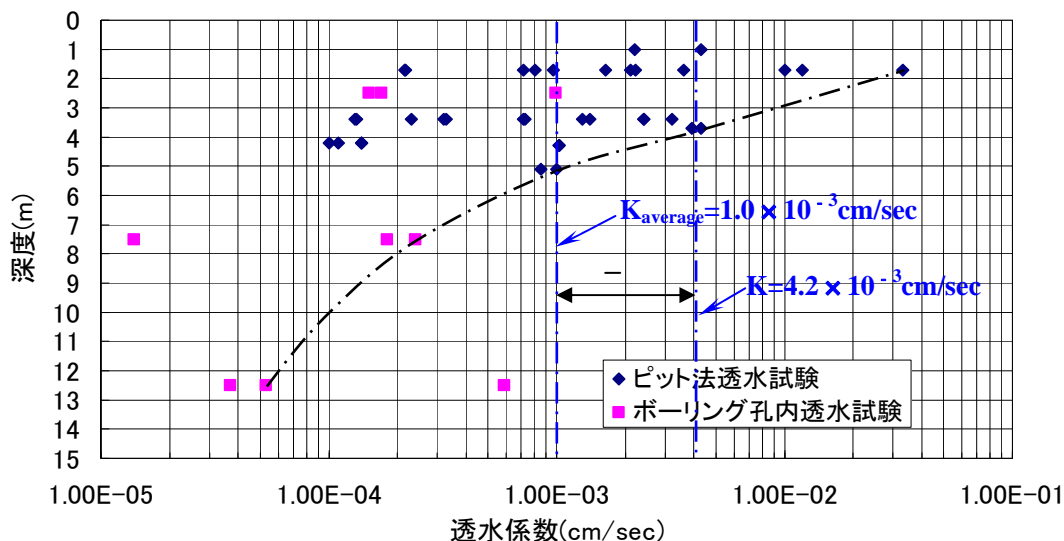
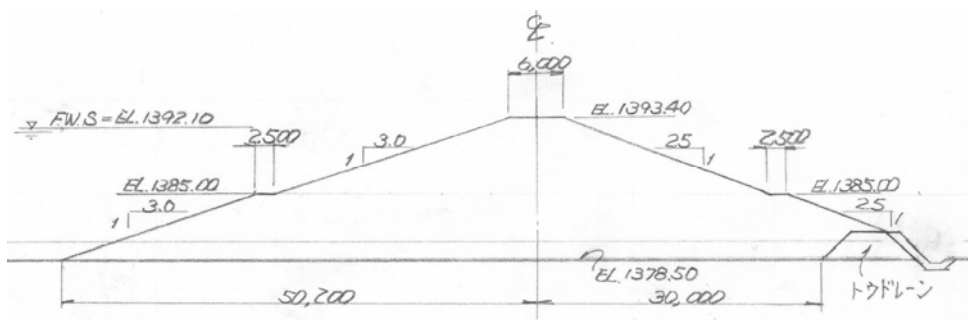


図 3.2.2.31 透水試験結果総括図

(4) 仮定堤体断面

下図の通りの均一型堤体断面を考える。



(5) ブランケット長の試算と採用値

ブランケット厚 1.0m、1.5m、2.0m、2.5m の 4 ケースについて、x を仮定して試算する。

試算結果は表 3.2.2.40 のとおりとなり、図 3.2.2.32 に総括される。許容漏水量を日当たり総貯水量の 0.05% に設定すると、許容漏水量 = $960,000\text{m}^3 \times 0.05/100 = 480\text{m}^3/\text{日}$ となる。

これに照らし検討結果を照査すると、水平ブランケット厚 1.5m、ブランケット長 30m で漏水量を許容値以下に抑制できる。

ブランケット厚 1.5m、長さ 30m のときの単位幅当たり漏水量は、表 3.2.2.40 より、

$$qf = 3.98 \times 10^{-5} \text{m}^3/\text{sec} = 3.98 \times 10^{-5} \text{m}^3/\text{sec} \times 86,400 \text{sec}/\text{日} = 3.44 \text{m}^3/\text{日}$$

堤体縦断に渡って評価すると（前項；河床部、後項；両アバット部）漏水量は日当たり許容漏水量 $485\text{m}^3/\text{日}$ を満足する。

$$Q = 3.44 \text{m}^3/(\text{日} \cdot \text{m}) \times 22\text{m} + (1/2) \times (167.5\text{m} - 22\text{m}) \times 3.44 \text{m}^3/(\text{日} \cdot \text{m})$$

$$= 325.9 \text{m}^3/\text{日} < 485 \text{m}^3/\text{日}$$

表 3.2.2.40 ブランケット規模試算結果一覧表

t(m)	k	d(m)	k1	a	x(m)	e2ax	xr(m)	qf(m3/sec)
1	0.000042	8.5	0.0000001	0.016737	0	1	0	6.069E-05
1	0.000042	8.5	0.0000001	0.016737	10	1.397564	9.907664	5.00313E-05
1	0.000042	8.5	0.0000001	0.016737	20	1.953186	19.28506	4.53059E-05
1	0.000042	8.5	0.0000001	0.016737	30	2.729703	27.70967	4.17623E-05
1	0.000042	8.5	0.0000001	0.016737	40	3.814936	34.93109	3.91382E-05
1	0.000042	8.5	0.0000001	0.016737	50	5.331618	40.87611	3.72133E-05
1	0.000042	8.5	0.0000001	0.016737	60	7.45128	45.60973	3.58109E-05
1	0.000042	8.5	0.0000001	0.016737	70	10.41364	49.27964	3.47943E-05
1	0.000042	8.5	0.0000001	0.016737	80	14.55374	52.06650	3.40601E-05
1	0.000042	8.5	0.0000001	0.016737	90	20.33978	54.14966	3.35312E-05
1	0.000042	8.5	0.0000001	0.016737	100	28.42615	55.68850	3.31509E-05
1	0.000042	8.5	0.0000001	0.016737	110	39.72738	56.81536	3.28779E-05
1	0.000042	8.5	0.0000001	0.016737	120	55.52157	57.63526	3.2682E-05
1.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.013665	0	1	0	6.069E-05
1.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.013665	10	1.314303	9.938214	4.80296E-05
1.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.013665	20	1.727393	19.51647	4.34069E-05
1.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.013665	30	2.270318	28.42512	3.98404E-05
1.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.013665	40	2.983887	36.44095	3.70978E-05
1.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.013665	50	3.921732	43.44123	3.4994E-05
1.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.013665	60	5.154345	49.39699	3.33833E-05
1.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.013665	70	6.774373	54.35246	3.2152E-05
1.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.013665	80	8.90358	58.3998	3.12117E-05
1.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.013665	90	11.702	61.65561	3.04944E-05
1.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.013665	100	15.37998	64.24283	2.99474E-05
1.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.013665	110	20.21396	66.27884	2.95306E-05
1.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.013665	120	26.56728	67.86883	2.92131E-05
2.0	0.000042	8.5	0.0000001	0.011835	0	1	0	6.069E-05
2.0	0.000042	8.5	0.0000001	0.011835	10	1.267049	9.953575	4.60371E-05
2.0	0.000042	8.5	0.0000001	0.011835	20	1.605413	19.6347	4.15638E-05
2.0	0.000042	8.5	0.0000001	0.011835	30	2.034137	28.79997	3.80625E-05
2.0	0.000042	8.5	0.0000001	0.011835	40	2.577351	37.25769	3.53171E-05
2.0	0.000042	8.5	0.0000001	0.011835	50	3.26563	44.88021	3.31614E-05
2.0	0.000042	8.5	0.0000001	0.011835	60	4.137713	51.60508	3.14669E-05
2.0	0.000042	8.5	0.0000001	0.011835	70	5.242685	57.42731	3.01337E-05
2.0	0.000042	8.5	0.0000001	0.011835	80	6.642738	62.38641	2.90842E-05
2.0	0.000042	8.5	0.0000001	0.011835	90	8.416675	66.55195	2.82576E-05
2.0	0.000042	8.5	0.0000001	0.011835	100	10.66434	70.01017	2.76061E-05
2.0	0.000042	8.5	0.0000001	0.011835	110	13.51224	72.85338	2.70926E-05
2.0	0.000042	8.5	0.0000001	0.011835	120	17.12067	75.17232	2.66877E-05
2.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.010585	0	1	0	6.069E-05
2.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.010585	10	1.23578	9.962818	4.40482E-05
2.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.010585	20	1.527153	19.70647	3.97437E-05
2.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.010585	30	1.887225	29.03068	3.63448E-05
2.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.010585	40	2.332195	37.76952	3.36479E-05
2.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.010585	50	2.88208	45.80129	3.14997E-05
2.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.010585	60	3.561617	53.05172	2.97832E-05
2.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.010585	70	4.401376	59.49142	2.84082E-05
2.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.010585	80	5.439133	65.12907	2.73047E-05
2.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.010585	90	6.721572	70.00253	2.64176E-05
2.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.010585	100	8.306385	74.16955	2.57035E-05
2.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.010585	110	10.26487	77.69932	2.51282E-05
2.5	0.000042	8.5	0.0000001	0.010585	120	12.68512	80.66565	2.46643E-05

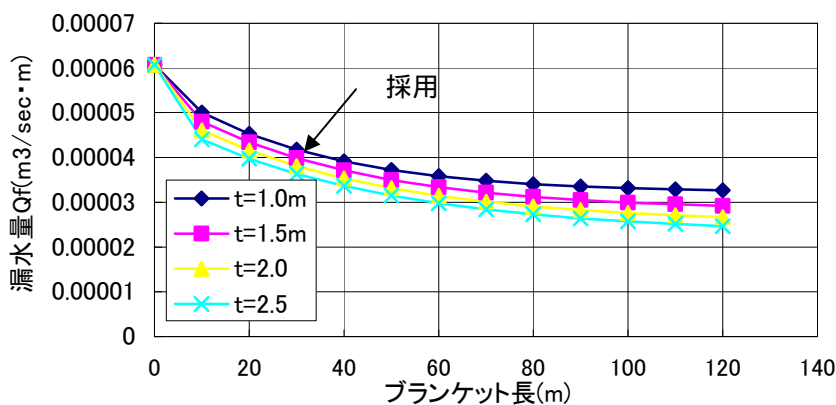


図 3.2.2.32 ブランケット長と漏水量

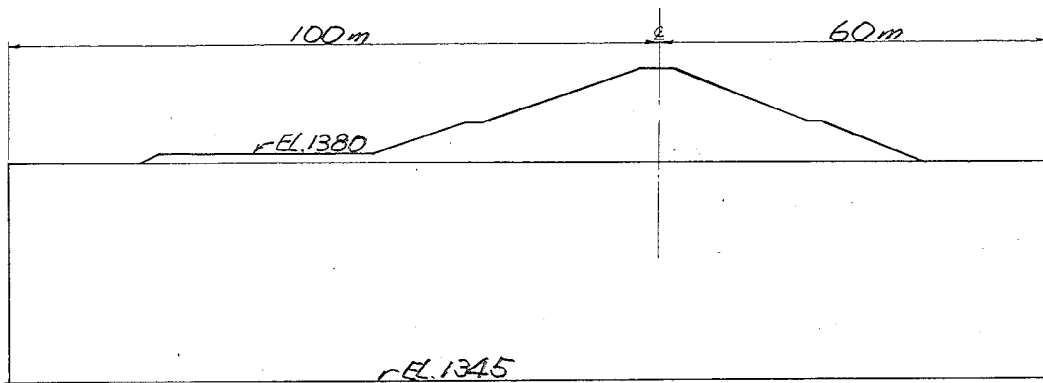
(6) 有限要素法浸透流解析

設計断面に対し有限要素法浸透流解析を実施し、均一型堤体～プランケット工法による基礎処理の有効性 / 浸透流抑制効果を確認する。

a) 解析領域

解析は堤体及び基礎に対し行う。解析上で基礎として扱う範囲は、経験的に次の通りとする。

- ・ 上流側 : 水平プランケット上流端から概ね堤高相当分を取り、ダム軸から 100m とする。
- ・ 下流側 : 堤体下流法尻から概ね堤高相当分を取るとし、ダム軸から 60m とする。
- ・ 深さ方向 : 堤敷標高から概ね堤高相当分の 2 倍を取るとし、EL.1345.0m までとする。



b) 物性値

堤体不透水性盛土および水平プランケットの透水係数は、盛土管理基準値を適用するとし、 $k=1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ とする。ドレーンについては、粒度状態から経験的に判断し $k=5 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ とする。基礎地盤については、地質状態およびボーリング孔内透水試験結果から、深度 7m(EL.1373.0m) を境界として上層・下層の 2 層に区分する。透水係数の評価値は、平均値+標準偏差 で考えるものとし、下図より上層 ; $k=4.2 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ 、下層 ; $k=3.7 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ とする。

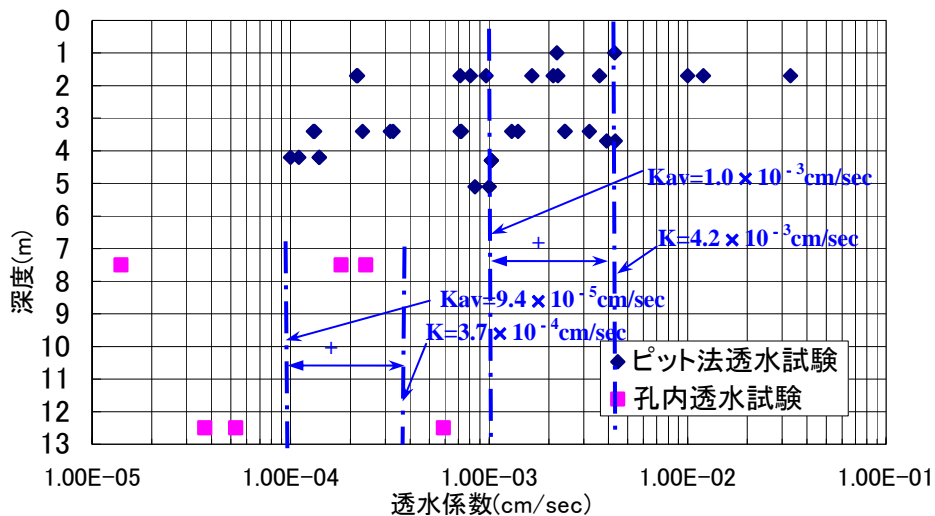


図 3.2.2.33 有限要素法解析・基礎透水性評価

c) 解析結果

解析ゾーン区分（浸透水は図中で赤色に表現されたドレーン、トウドレーンに浸出する）および流速ベクトル図を以下に示す。堤体、基礎地盤中の浸透流は基盤上層中を集中的に流下し、集水せきとトレンチの効果でトウドレーンにより大半が捕捉される結果となった。トウドレーン下端面上昇・浸出する浸透流の流速は $v=1.0 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ であるが、 $v=k \cdot i$ から動水勾配 i を求めると、 $i=v/k=(1.0 \times 10^{-3} \text{cm/sec}) / (4.2 \times 10^{-3} \text{cm/sec}) = 0.24$ となる。この値は基盤を構成する土層の限界動水勾配 i_c （一般的に $i_c \approx 1.0$ ）に対し十分小さく、浸出部地盤にパイピング現象が発生する恐れはない。

漏水量は浸出部を構成する要素からの吐き出し水量の合計として求められる。その値は $3.46 \text{m}^3/\text{日/m}$ となり、在来設計手法で求めた値と一致した。以上により、均一型堤体～ブランケット工法による基礎処理工法が、十分な浸透流抑制効果を発揮していること、また、その設計諸元の妥当性が確認できた。

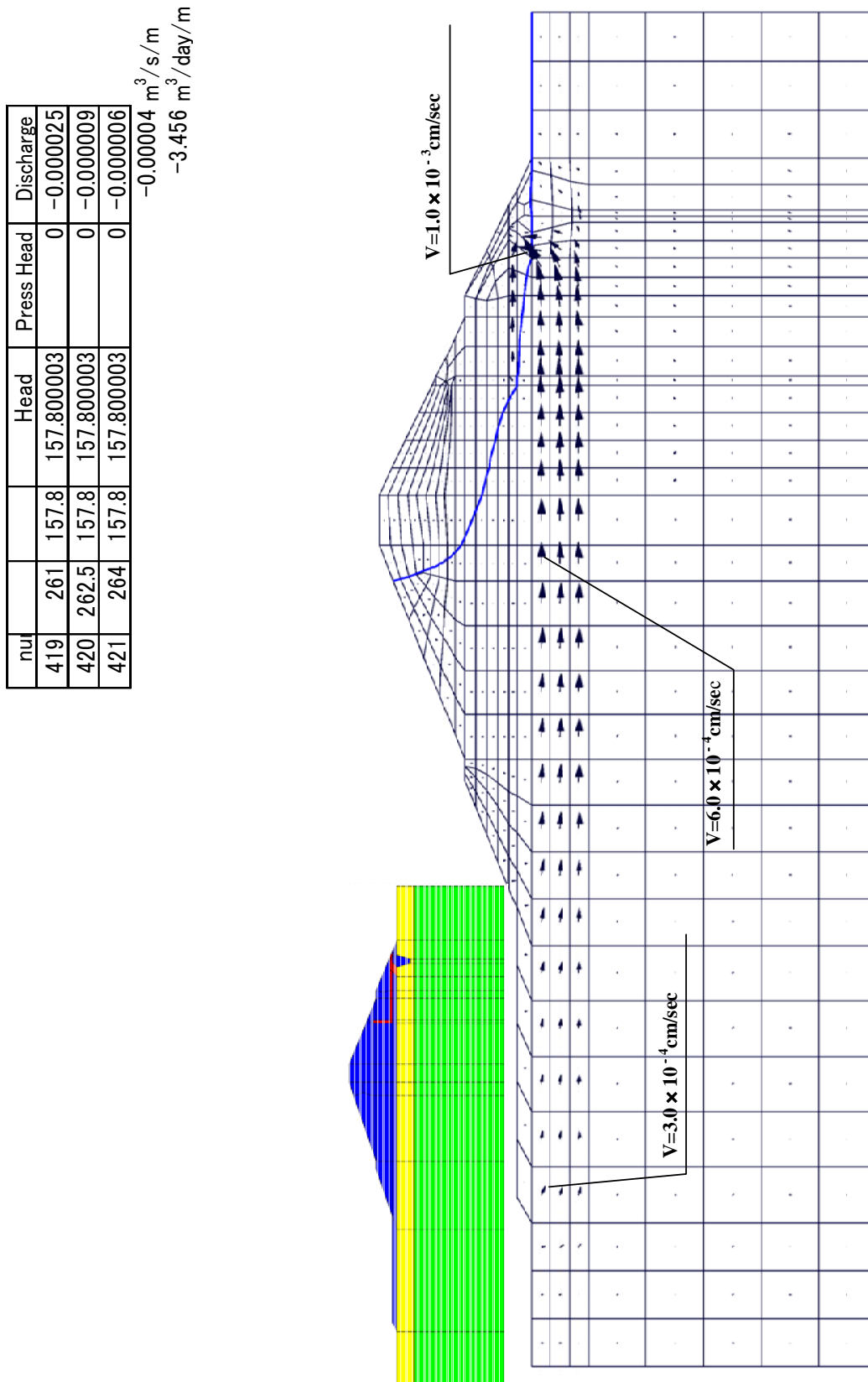


図 3.2.2.34 浸透流解析結果（解析ゾーンおよび流速ベクトル）

9) 堤体標準断面及び地山ブランケット標準断面

(1) 堤体標準断面

a) ダム天端

ダム天端幅は、余裕高が小さく、満水面がダム天端標高付近まで上昇することを考慮し広めに与えることとし、6mとする。

b) 斜面勾配

上流斜面勾配、下流斜面勾配は、ダムの安定性確保および広い堤体底幅による浸透流抑制効果を考慮し、それぞれ上流 1 : 3.0、下流 1 : 2.5 とする。

c) 小段

堤体上流斜面および下流斜面には、ダムの安定性確保および維持管理上の便宜を考慮し、EL.1385.0m の位置に幅 2.5m の小段を設ける。

d) ドレーン

堤体内下流側に立ち上がりドレーンを設け堤体内浸透流を捕捉することにより、下流斜面への浸透水の浸出を防止する。

立ち上がりドレーンにより捕捉した浸透水は水平ドレーンによりトウドレーンに導くが、水平ドレーンは不透水性盛土のベッド上に乗せる構造とする。これは、基礎浸透流の浸透路長を出来るだけ長くすることを考慮したものである。

e) トウドレーン

トウドレーンは堤体内浸透流および基礎浸透流の浸出先（出口）として設けるものであるが、基礎浸透流の捕捉機能を高めるために、その下流側に不透水性土盛土による集水ぜきを配しさらにその下面にトレンチを接続する。

f) 斜面保護工

堤体上流斜面は波浪による浸蝕に対抗するために、リップラップ工により保護する。リップラップ工の施工範囲は、最低水位 - 0.5m ~ 洪水位に相当する EL.1388.50 ~ EL.1392.3 とする。また、堤体下流斜面および下流法先は、雨水のガリ浸蝕に対抗するために植生工により保護する。

g) 天端保護工

ダム天端は、雨水の浸蝕防止、蟻穴の出現防止、車両走行に対する地耐力確保、さらにそれを付加することが堤高増とならないことや堤体の不透水性機能に影響しないことを考慮し、幅 4m、厚さ 0.4m にわたり、不透水性土にセメント粉を混合し転圧を行う形でのセメント改良を行うものとする。また、天端の両脇端には、走行車両の転落防止のために、約 40cm × 40cm × 60cm 大の切石を 1 m 間隔で敷き並べた縁石を設置する。

(2) 斜面ブランケット標準断面

a) 施工範囲

前項の基礎処理工の設計において水平ブランケット長を 30m と決定したが、水平ブランケット両脇からの浸透水浸入を防止するために、水平ブランケット施工範囲相当の両岸地山斜面は斜面ブランケット工により被覆する。

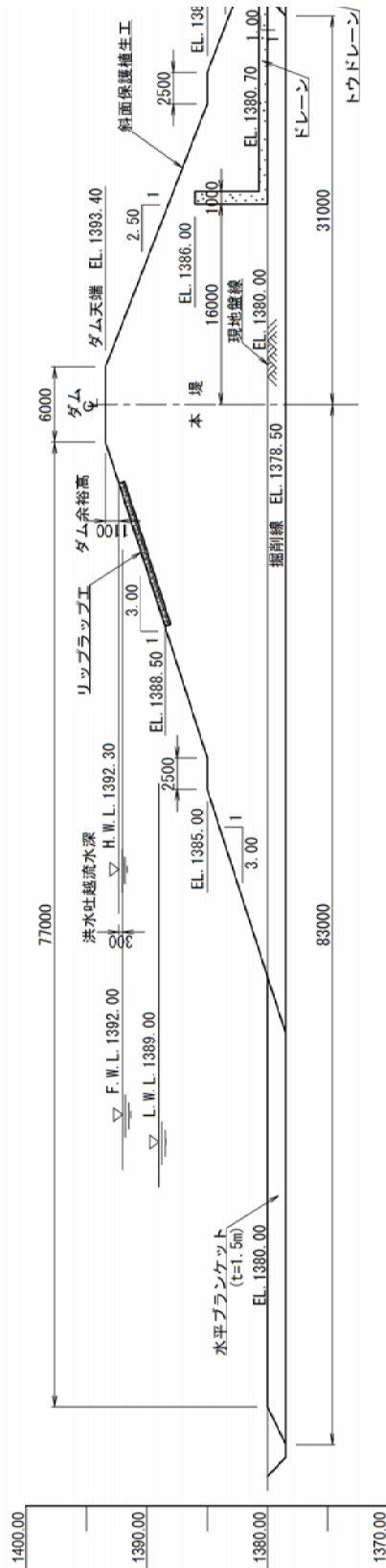
b) 背圧と断面形状

貯水池への貯留が行われる前の地山地下水は斜面法尻あるいは河川水位に向かって流れるが、貯留が行われた後は貯水池水位面に向かう流れとなり、地山地下水水位面は大きく上昇することになる。

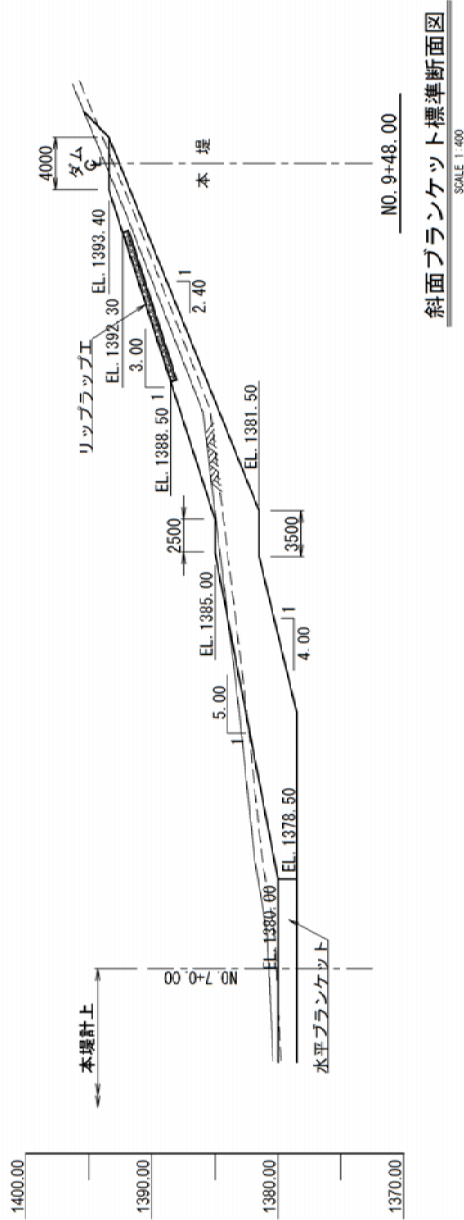
斜面ブランケットは貯留水の地山内への浸透を抑制する一方、貯水位が低下した場合には、地山内の地下水が貯水池内に排出されるのを妨げることにもなる。このため、貯水位が低下したときには斜面ブランケット背面の地山内に封じ込められた地下水による水圧が作用する。斜面ブランケットはこの背面から作用する水圧に対し安全なように設計されなければならない。

この作用水圧に対し盛土自重で対抗するものとし、当該位置での作用水深の 1/2 以上のゾーン厚を与えることを目安に、次の断面形状とする。

- ・ 地山掘削勾配 : EL.1381.5 以上を 1 : 2.4
: EL.1381.5 で幅 3.5m の小段
: EL.1381.5 以下を 1 : 4.0
- ・ 盛土形状 : 天端幅 4m
: EL.1385.0 以上を 1 : 3.0
: EL.1385.0 で幅 2.5m の小段
: EL.1385.0 以下を 1 : 5.0



堤体標準断面図
SCALE 1:400



斜面プランケット標準断面図
NO. 9+48.00
SCALE 1:400

図 3.2.2.35 堤体標準断面図および斜面プランケット標準断面図

10) 堤体の安定計算

(1) 準拠基準

本件の貯水池の堤体は堤高 14.9m の低ダムであることから、日本国農林水産省・土地改良事業設計指針「ため池整備」に準拠して堤体の安定計算を行うものとする。

(2) 安定計算方法

a) 静的震度法による耐震設計

「ル」国北部のキブ湖はアフリカ大地溝帯上に位置する湖であり、「ル」国では時折地震が発生する。このことから、堤体に対しては耐震設計を行うものとする。耐震設計手法としては、地震加速度を水平方向加速度として堤体に作用させ、この加速度による慣性力のもとで安定性を検討する静的震度法を適用する。

b) 円形滑り面スライス法による安定計算

堤体内に円弧で滑り面を設定し、円弧上の土塊を短冊状のスライスに分割して、スライス下面円弧上部分での滑り抵抗と起滑り力の総和の比で安全率を評価する円形滑り面スライス法を適用する。計算はコンピューターによる。円形滑り面スライス法による安全率は、次式で定義される。

$$F_s = \frac{\sum \{c' \cdot l + (N - U - N_e) \tan \phi'\}}{\sum (T + T_e)}$$

F_s : 安全率

c, c' : 各スライスの滑り面の材料の粘着力(c : 全応力表示, c' : 有効応力表示)

ϕ, ϕ' : 各スライスの滑り面の材料の剪断抵抗角(ϕ : 全応力表示, ϕ' : 有効応力表示)

l : 各スライスの滑り面の長さ = $b / \cos \alpha$

b : 各スライスの幅

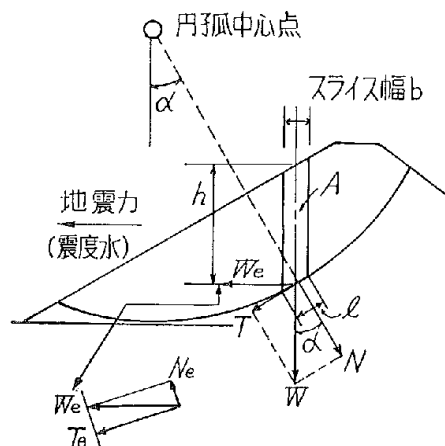
N : 各スライスの滑り面上に働く荷重合力の垂直分力

T : 各スライスの滑り面上に働く荷重合力の接線分力

N_e : 各スライスの滑り面上に働く地震荷重の垂直分力

T_e : 各スライスの滑り面上に働く地震荷重の接線分力

U : 各スライスの滑り面上に働く間隙圧 (浸透水の間隙圧及び築堤時に生じた過剰間隙圧の合力)



c) 設計震度

「Seismic Hazard Map of the World」によれば、「ル」国は西部のキブ湖側が「Moderate Hazard」に、東部側が「Low Hazard」に評価されており、ンゴマ 22 ダムサイトは後者に入る。ここでの475年超過確率最大加速度は 0.8m/sec^2 となる。この値を設計震度に設定する。静的震度法適用震度 k は次の通りとなる。

$$k=0.8\text{ m/sec}^2/9.8\text{ m/sec}^2=0.08$$

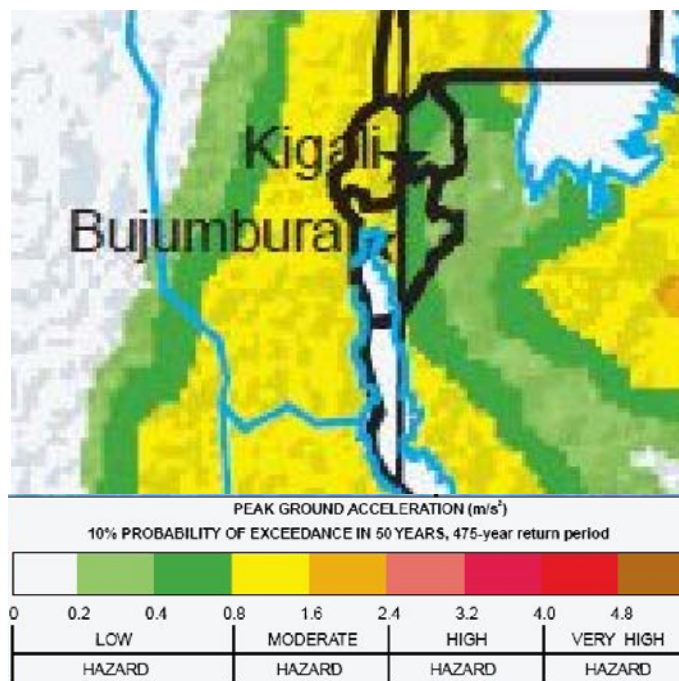


図 3.2.2.36 「ル」国の地震

(Seismic Hazard Map of the World, by Andrew Alden)

d) 計算条件

安定計算を行う堤体／貯水池の状態、満足すべき安全率等の条件は、設計指針「ため池整備」に準拠し次の通りとする。

貯水位条件		設計震度	応力表示	検討サイド	基準の安全率
完成直後	—	50%	全応力／有効応力	上下流	1.20 以上
常時満水位	EL.1392.0	100%	有効応力	上下流	1.20 以上
最低水位	EL. 1389.0	100%	有効応力	上流	1.20 以上
水位急低下	EL.1392.0→ EL. 1389.0	50%	有効応力	上流	1.20 以上

e) 設計数値

(a) 管理基準値

施工時の盛土品質管理のために管理基準値を定め、これに整合するよう盛土物性値を評価する。

[不透水性盛土]

本堤、水平ブランケット、斜面ブランケットを構成する不透水性盛土に対しては、力学特性の相対密度（盛土締固め度：D 値）依存性より、D 値管理を行う。D 値は次式により定義される。

$$D\text{値} = \frac{\text{盛土乾燥密度}}{\text{室内突固め試験最大乾燥密度}} \times 100(\%)$$

築堤材料となるダムサイトの不透水性土は、粒度構成上は圧倒的に粘土・シルト分からなるにもかかわらず、地山状態では大きな透水性を示すことが特徴である。また、低含水比状態で固いために、掘削土が塊状となりがちである。このようなことから、この材料が構成する各ゾーンに必要な不透水性が確保できるようにするためには、塊状の土塊をつぶし、地山状態の土塊の持つ土粒子構造を壊してしまうことが肝要である。このことを意識して、盛土締固めを振動ローラーで行うとともに、高転圧を要求する意味から、管理基準 D 値を 97% に設定する。

盛土の品質管理として、さらに盛土透水係数についても管理するものとし、現場透水試験を実施する。現場透水試験の基準値は、水平方向撒き出し・転圧に起因する盛土透水係数の異方性、現場透水試験と室内透水試験での浸透水浸透方向の差異（このため、現場透水試験値は室内試験値に比べ一般に 1 オーダー大きいとされる）を考慮し、 $k=1.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ とする。

[ドレイン / トウドレイン]

ドレイン、トウドレインの材料には砂礫材料が予定される。盛土締固め度（D 値）および現場透水試験により品質管理を行うものとし、管理基準値を次の通りとする。

D 値 : 特別な高転圧は必要としないので、一般的基準を適用し、D 値 95% を管理基準値とする。

透水係数 : ゾーンの機能が浸透水の捕捉と堤外への導水・排出であり、半透水性～透水性であることが求められることを考慮し、 $k = 1.0 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ とする。

(b) 盛土物性値

[不透水性土盛土]

単位体積重量 :

乾燥密度 : 突き固め試験結果、管理基準値に照らし、D 値 97% 相当密度の平均値とする。

$$\rho_d = (1.68 + 1.71 + 1.78 + 1.81) \times 0.97 \div 4 = 1.69 \text{ tf/m}^3$$

湿潤密度 : 自然含水比が乾燥側にあるため散水による含水比調整が最適含水比付近とすることを目標に行われる。よって盛土の含水比を最適含水比として考える。

$$\rho_t = \rho_d \times (1 + w/100) = 1.69 \times \{1 + (19.4/100 + 18.1/100 + 14.8/100 + 14.3/100)/4\} = 1.97 \text{ tf/m}^3$$

飽和重量 : 土粒子の密度(比重)を 2009 年度試験結果の平均値とする。

$$G_s = (2.65 + 2.66 + 2.70 + 2.65 + 2.63 + 2.70) / 6 = 2.67$$

D 値 97% 相当乾燥密度に対する間隙比 e を求める。

$$e = 2.67 \div 1.69 - 1 = 0.58$$

飽和重量は次式による。

$$\rho_{\text{sat}} = (G_s + e) \div (1 + e) = (2.67 + 0.58) / (1 + 0.58) = 2.06 \text{ tf/m}^3$$

せん断強度 :

2013 年度に行われた直接せん断試験結果に基づき設計せん断強度を評価する。試験に供された

土がほとんど粘土・シルト分から成り礫を含んでいないことから、供試体のせん断面上に礫が位置することによる影響が試験結果に現れていないと考えられるので、試験値の低減は行わない。

試験結果の粘着力 C 、内部摩擦角 $\tau = \sigma \tan \phi + C$ の形でグラフ上に表せば下図のとおりとなり、供試体の密度状態を反映して高い D 値のものほど大きなせん断抵抗値を示している。管理基準値 D 値 97%に照らせばより大きく評価することも考えられるが、試験数量が少ないことも考慮し、安全側にこれらの中の最小値を設計地として採用する。

- ・粘着力 ; $C=32 \text{ KN/m}^2$
- ・内部摩擦角 ; $\phi=26^\circ$

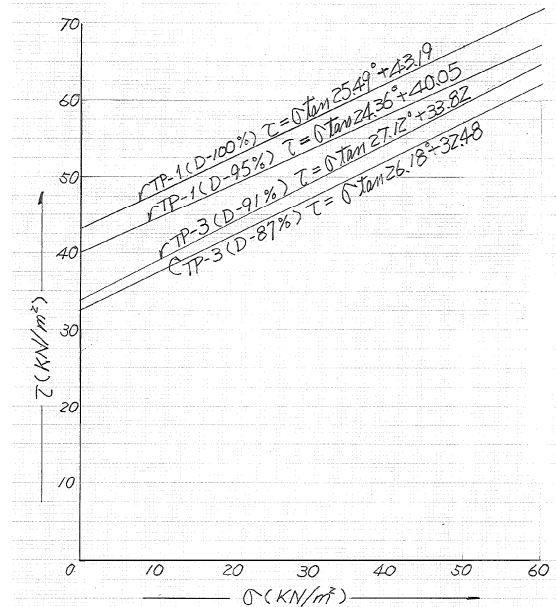


図 3.2.2.37 不透水性土直接せん断試験結果総括図

[ドレーン/トウドレーン]

単位体積重量 :

乾燥密度 : 突き固め試験結果、管理基準値に照らし、 D 値 95%相当密度とする。

$$d = 2.00 \times 0.95 = 1.90 \text{ tf/m}^3$$

湿潤密度 : 自然含水比が乾燥側にあるため散水による含水比調整が最適含水比付近とすることを目標に行われる。よって盛土の含水比を最適含水比として考える。

$$t = d \times (1 + w/100) = 1.90 \times (1 + 8.3/100) = 2.06 \text{ tf/m}^3$$

飽和重量 ; 当該ゾーン全体が飽和することはないので 飽和重量は湿潤重量に等しいとする。

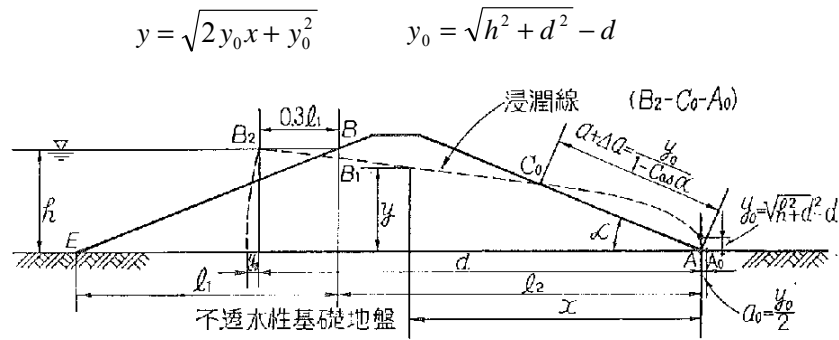
$$\text{sat} = 2.06 \text{ tf/m}^3$$

せん断強度 : 砂の一般的なせん断強度を適用し、内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ とする。(粘着力は評価せず)

f) 堤体内の浸潤線

均一型ダム の浸潤線は A. Casagrande の方法により求める。水平に撒き出され転圧された土層にあっては、水平方向 (k_h) と鉛直方向 (k_v) での透水係数が異なり、一般にタンピングローラー転圧の場合は経験的に $k_h / k_v = 5$ 程度とされている。Casagrande の方法を適用するに先立ち、この異方性を修正し等方性断面とする。等方性断面は水平方向距離を $1/5$ 倍することにより得られる。この断面に対し求めた基本放物線を、浸透流の浸入点、浸出点について修正する。

基本放物線は下図に基づき次式で与えられる。



浸入点、浸出点の修正は、下図の要領で次式により行う。

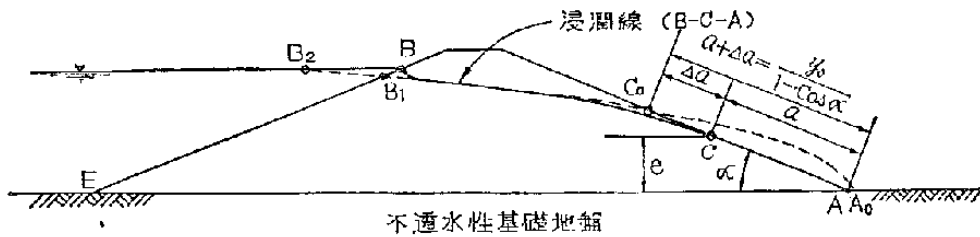
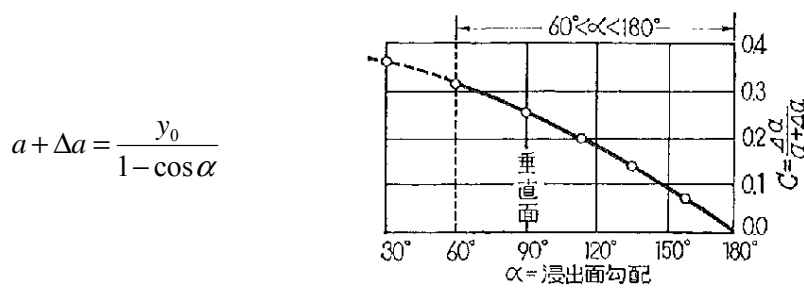


図 3.2.2.38 に WL.=EL.1392.0、WL.=EL.1389.0 について求めた結果を示す。

g) 安定計算結果

安定計算は図 3.2.2.39 ~ 図 3.2.2.44 の通りとなり、安全性が確認できた。最少安全率は、完成直後下流で 1.865 である。

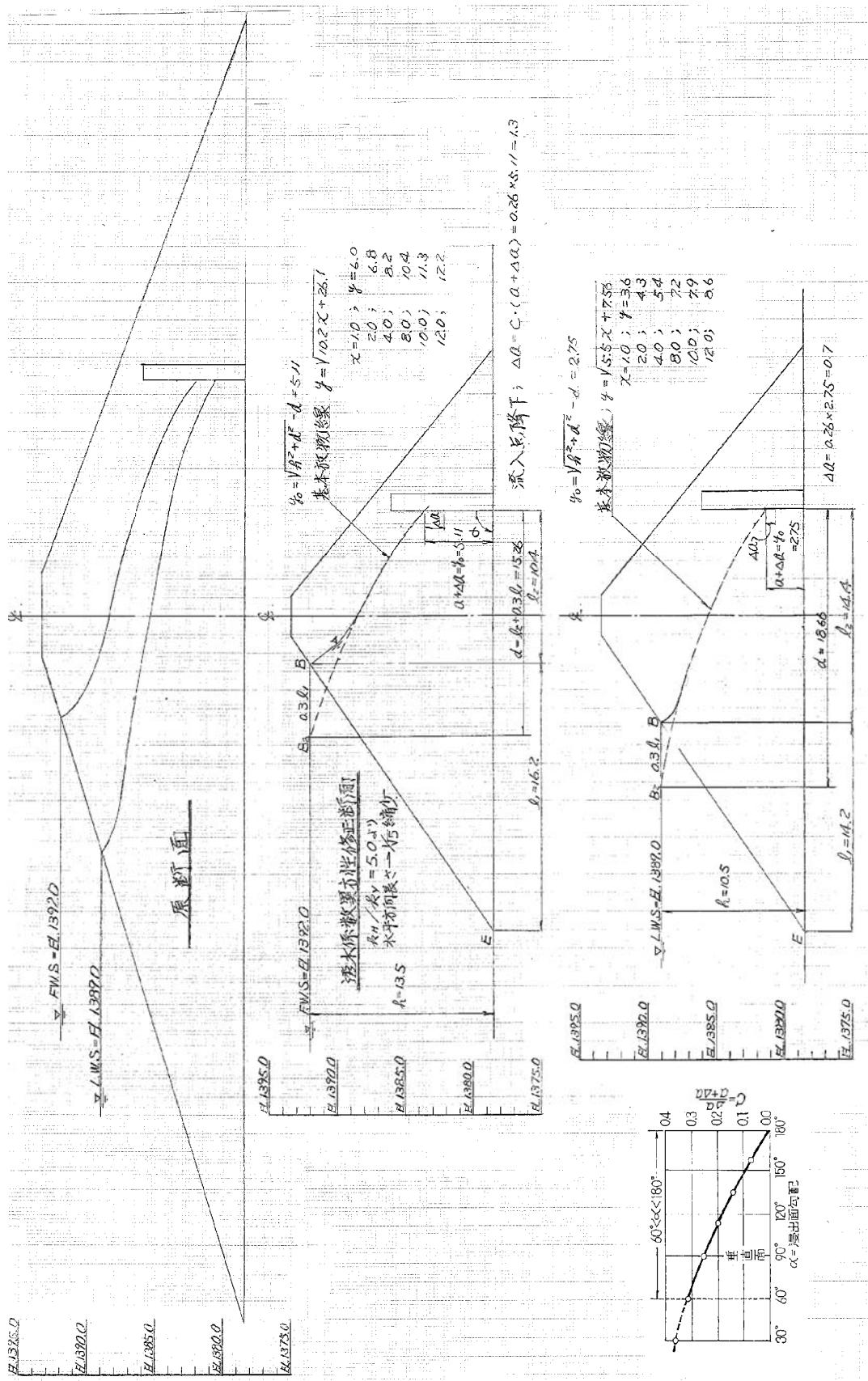


図 3.2.2.38 堤体内浸潤線の設定

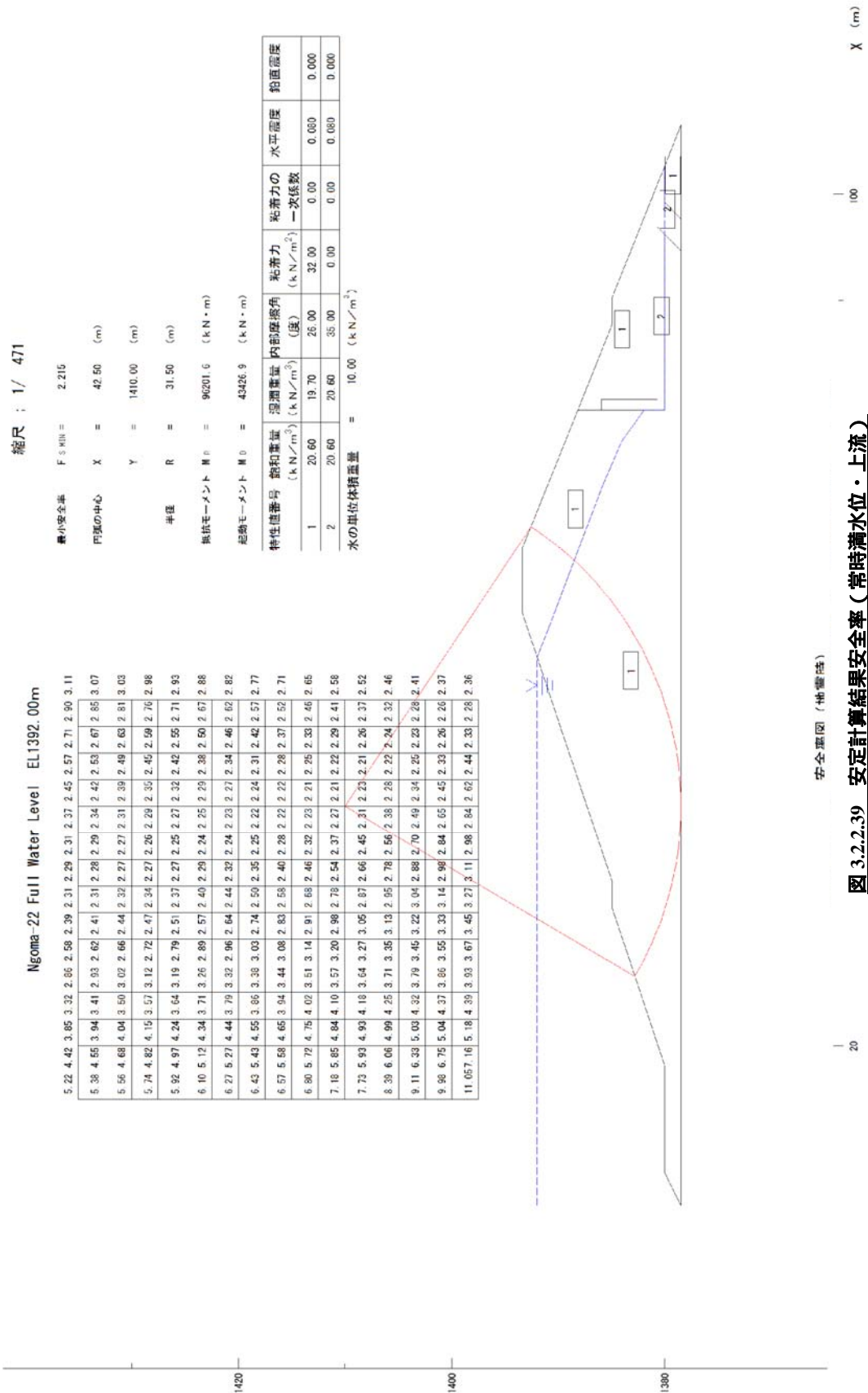


図 3.2.2.39 安定計算結果安全率 (常時満水位・上流)

縮尺 : 1/ 471 Ngoma-22 Full Water Level EL1392.00m

最小安全率 F S MIN = 2.053

円弧の中心 X = 91.00 (m)

半径 Y = 1412.50 (m)

半径 R = 34.00 (m)

抵抗モーメント M P = 101750.4 (kN・m)

起動モーメント M O = 49556.9 (kN・m)

特性値番号	鉛直重量 (kN/m ²)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	20.60	19.70	26.00	32.00	0.080	0.000
2	20.60	20.60	35.00	0.00	0.080	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

4.93	4.32	3.82	3.43	3.12	2.86	2.60	2.44	2.30	2.19	2.11	2.10	2.14	2.30	2.60	3.04
4.88	4.26	3.75	3.35	3.04	2.82	2.56	2.40	2.25	2.16	2.09	2.09	2.16	2.36	2.66	3.16
4.82	4.18	3.66	3.27	2.96	2.78	2.52	2.35	2.21	2.13	2.08	2.09	2.19	2.43	2.73	3.26
4.75	4.11	3.59	3.19	2.88	2.73	2.48	2.30	2.18	2.10	2.07	2.09	2.23	2.48	2.81	3.38
4.69	4.03	3.51	3.10	2.80	2.68	2.44	2.26	2.15	2.08	2.06	2.11	2.29	2.54	2.93	3.49
4.63	3.96	3.41	3.01	2.73	2.61	2.40	2.20	2.12	2.07	2.06	2.14	2.34	2.59	3.01	3.60
4.57	3.87	3.30	2.92	2.67	2.55	2.35	2.16	2.09	2.06	2.07	2.20	2.39	2.65	3.09	3.69
4.51	3.76	3.18	2.83	2.62	2.50	2.31	2.12	2.07	2.05	2.09	2.24	2.44	2.75	3.17	3.75
4.42	3.61	3.07	2.75	2.58	2.44	2.27	2.09	2.06	2.05	2.13	2.28	2.48	2.83	3.23	3.76
4.23	3.47	2.96	2.67	2.54	2.39	2.24	2.09	2.05	2.07	2.17	2.32	2.53	2.89	3.27	3.98
4.03	3.34	2.87	2.60	2.49	2.36	2.22	2.09	2.05	2.11	2.21	2.37	2.64	2.95	3.29	4.34
3.86	3.22	2.79	2.54	2.46	2.34	2.21	2.10	2.06	2.14	2.25	2.41	2.70	2.99	3.28	4.95
3.72	3.11	2.71	2.50	2.44	2.32	2.21	2.13	2.10	2.18	2.30	2.47	2.75	3.01	3.42	5.53
3.57	3.00	2.67	2.48	2.44	2.33	2.24	2.19	2.12	2.23	2.35	2.57	2.80	3.00	3.68	6.31
3.46	2.95	2.65	2.47	2.46	2.36	2.29	2.27	2.17	2.32	2.39	2.63	2.82	2.98	4.07	7.42
3.45	2.95	2.67	2.52	2.52	2.43	2.40	2.36	2.25	2.32	2.53	2.68	2.81	3.08	4.49	9.11

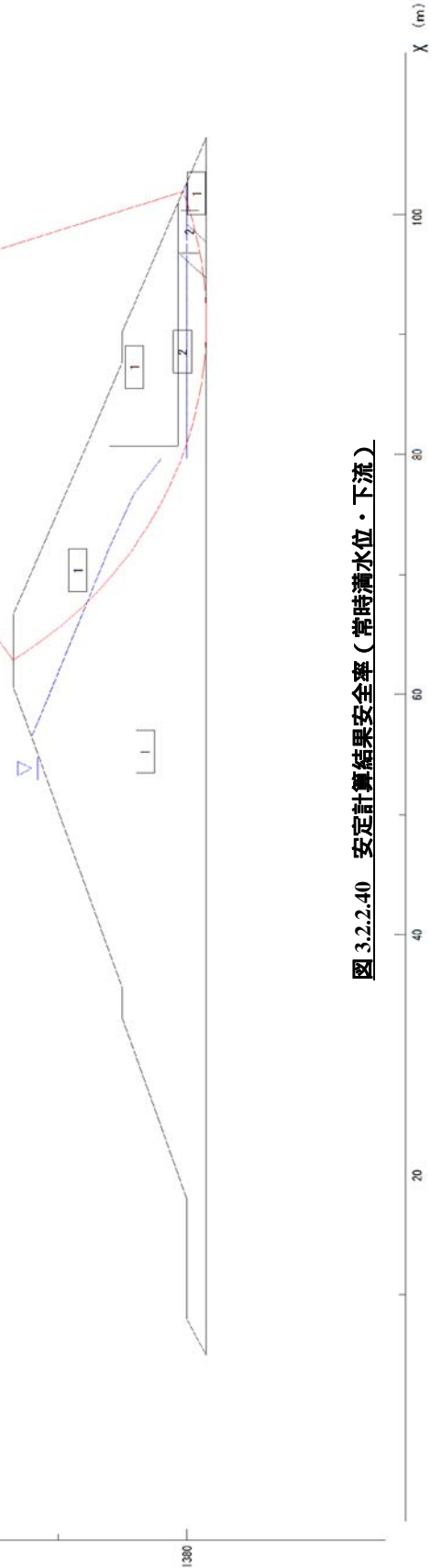


図 3.2.2.40 安定計算結果安全率 (常時満水位・下流)

縮尺 : 1/ 471

Ngoma-22 Just After Completion

3.77	3.22	2.88	2.52	2.28	2.15	2.09	2.10	2.15	2.27	2.41	2.59	2.82	3.06	3.44	3.98
3.90	3.31	2.90	2.56	2.30	2.15	2.08	2.08	2.14	2.23	2.37	2.54	2.75	2.99	3.36	3.89
4.02	3.41	2.96	2.60	2.34	2.16	2.08	2.07	2.11	2.20	2.33	2.49	2.69	2.92	3.28	3.80
4.16	3.51	3.03	2.65	2.38	2.19	2.08	2.06	2.09	2.16	2.28	2.44	2.63	2.86	3.19	3.70
4.29	3.61	3.10	2.69	2.41	2.21	2.09	2.06	2.07	2.13	2.24	2.39	2.57	2.78	3.10	3.60
4.43	3.72	3.17	2.74	2.45	2.25	2.11	2.07	2.05	2.11	2.21	2.35	2.52	2.71	3.02	3.50
4.55	3.83	3.24	2.79	2.49	2.28	2.14	2.07	2.05	2.09	2.17	2.30	2.45	2.64	2.94	3.40
4.67	3.93	3.30	2.84	2.53	2.32	2.18	2.08	2.06	2.07	2.14	2.26	2.41	2.57	2.85	3.29
4.77	4.04	3.37	2.90	2.57	2.35	2.22	2.13	2.07	2.07	2.12	2.22	2.35	2.50	2.77	3.19
4.91	4.14	3.44	2.95	2.62	2.39	2.26	2.17	2.09	2.08	2.10	2.18	2.31	2.43	2.69	3.09
5.17	4.21	3.50	3.00	2.67	2.44	2.31	2.21	2.12	2.09	2.10	2.16	2.27	2.38	2.62	2.99
5.57	4.25	3.55	3.05	2.72	2.49	2.37	2.26	2.18	2.11	2.11	2.14	2.24	2.34	2.55	2.89
6.10	4.31	3.59	3.10	2.77	2.56	2.43	2.32	2.24	2.16	2.13	2.15	2.22	2.30	2.40	2.80
6.72	4.46	3.59	3.14	2.82	2.63	2.50	2.40	2.31	2.23	2.17	2.17	2.22	2.28	2.45	2.73
7.51	4.74	3.57	3.17	2.87	2.71	2.59	2.49	2.39	2.32	2.26	2.22	2.24	2.29	2.44	2.69
8.54	5.04	3.62	3.17	2.93	2.81	2.69	2.59	2.51	2.43	2.37	2.31	2.29	2.33	2.46	2.70

最小安全率 F.S.M.S. = 2.056

円錐の中心 X = 35.00 (m)

Y = 1420.00 (m)

半径 R = 41.50 (m)

抵抗モーメント M_R = 132823.9 (kN・m)

起動モーメント M₀ = 64194.4 (kN・m)

特性値番号	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	20.60	19.70	20.80	25.60	0.00	0.040	0.000
2	20.60	20.60	35.00	0.00	0.00	0.040	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

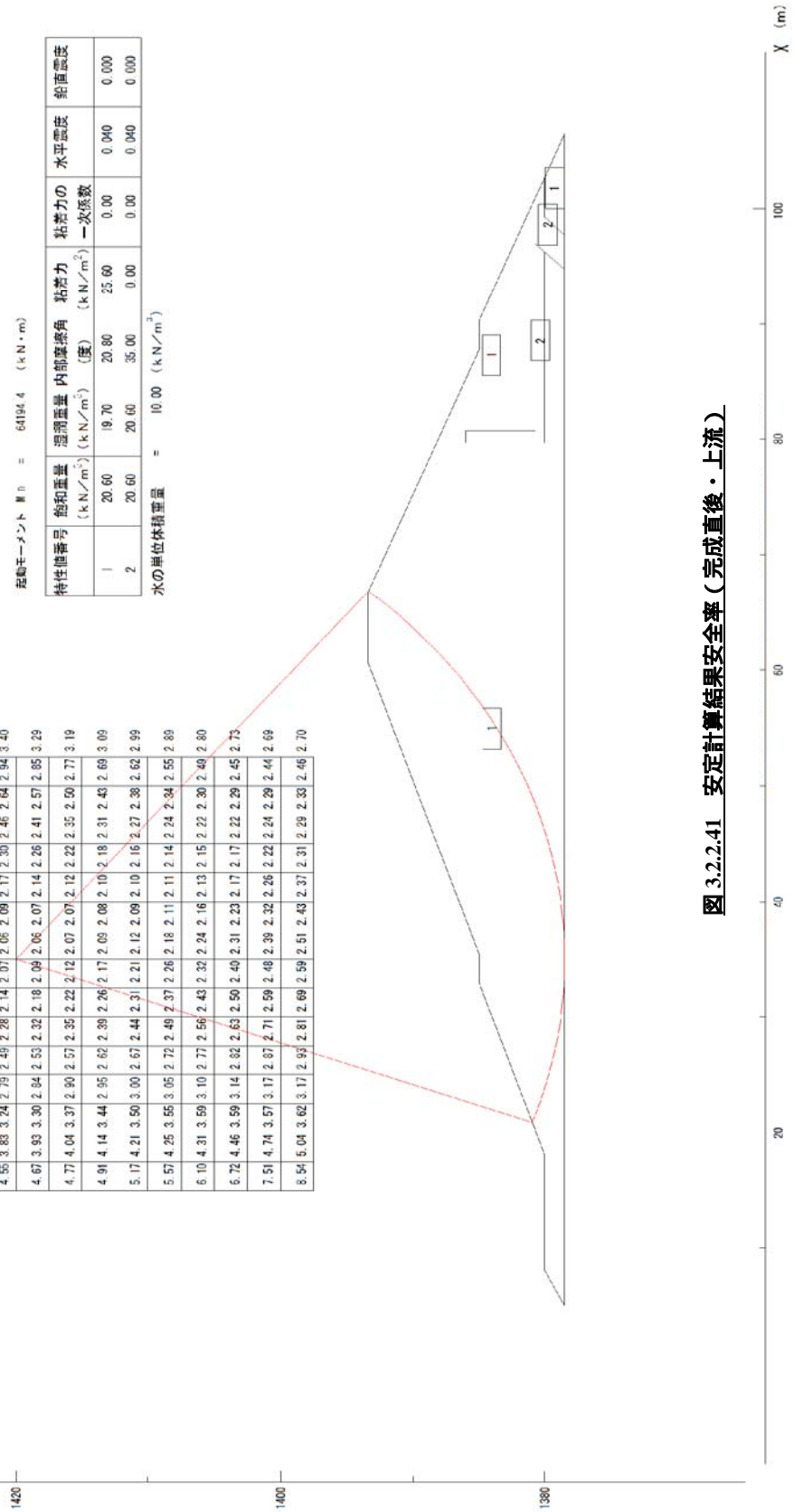


図 3.2.2.41 安定計算結果安全率(完成直後・上流)

Ngoma-22 Just After Completion

縮尺 : 1/ 471

最小安全率 $F_{安全}$ = 1.821

円錐の中心 X = 88.50 (m)

Y = 1412.50 (m)

半径 R = 34.00 (m)

抵抗モーメント M_1 = 94461.3 (kN・m)

駆動モーメント M_2 = 51880.8 (kN・m)

1420

特性値番号	節理密度 (kN/m^3)	節理長さ (kN/m^3)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m^2)	粘着力の 一次係数	水平密度	新直密度
1	20.00	19.70	20.80	25.60	0.00	0.040	0.000
2	20.00	20.60	35.00	0.00	0.00	0.040	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m^3)

1400

4.51	3.80	3.29	2.94	2.63	2.39	2.19	2.08	1.99	1.94	1.93	1.94	1.99	2.13	2.39	2.77
4.42	3.71	3.21	2.88	2.58	2.35	2.15	2.04	1.96	1.92	1.92	1.94	2.01	2.19	2.45	2.88
4.32	3.62	3.12	2.82	2.53	2.30	2.11	2.00	1.93	1.90	1.92	1.95	2.04	2.25	2.52	2.97
4.22	3.52	3.04	2.75	2.48	2.26	2.07	1.96	1.91	1.89	1.92	1.96	2.08	2.30	2.59	3.07
4.12	3.42	2.96	2.68	2.42	2.21	2.03	1.93	1.88	1.89	1.92	1.98	2.14	2.35	2.69	3.17
4.01	3.33	2.88	2.60	2.37	2.16	2.00	1.89	1.86	1.89	1.92	2.01	2.18	2.41	2.76	3.26
3.91	3.24	2.80	2.52	2.32	2.12	1.97	1.86	1.85	1.89	1.94	2.06	2.23	2.46	2.84	3.33
3.81	3.15	2.72	2.45	2.26	2.08	1.94	1.83	1.85	1.90	1.97	2.11	2.28	2.55	2.90	3.36
3.70	3.05	2.64	2.37	2.21	2.04	1.91	1.82	1.85	1.92	2.02	2.15	2.34	2.62	2.96	3.35
3.58	2.96	2.56	2.31	2.16	2.00	1.89	1.82	1.85	1.95	2.07	2.20	2.39	2.68	2.99	3.52
3.46	2.86	2.47	2.25	2.12	1.97	1.88	1.82	1.87	2.00	2.11	2.25	2.48	2.74	3.00	3.81
3.34	2.76	2.40	2.20	2.08	1.94	1.88	1.84	1.91	2.05	2.17	2.30	2.55	2.78	2.97	4.31
3.22	2.67	2.34	2.15	2.04	1.93	1.88	1.87	1.96	2.10	2.22	2.37	2.60	2.79	3.07	4.79
3.11	2.58	2.28	2.13	2.02	1.94	1.91	1.94	2.01	2.15	2.28	2.47	2.64	2.77	3.26	5.44
3.03	2.52	2.26	2.13	2.03	1.97	1.97	2.04	2.08	2.21	2.34	2.54	2.67	2.74	3.57	6.34
2.97	2.51	2.26	2.14	2.07	2.04	2.07	2.15	2.17	2.28	2.47	2.60	2.67	2.81	3.88	7.73



图 3.2.2.42 安定計算結果安全率(完成直後・下流)

縮尺 : 1/ 471

Ngoma-22 Low Water Level EL1389.00m

5.21	4.28	3.56	3.00	2.59	2.35	2.20	2.14	2.15	2.18	2.25	2.35	2.49	2.66	2.87	3.12
5.38	4.47	3.70	3.10	2.65	2.37	2.21	2.14	2.13	2.16	2.22	2.32	2.44	2.61	2.82	3.08
5.56	4.65	3.86	3.20	2.72	2.41	2.22	2.13	2.11	2.13	2.19	2.28	2.40	2.56	2.71	3.03
5.74	4.82	4.02	3.31	2.81	2.45	2.24	2.14	2.10	2.11	2.16	2.24	2.36	2.51	2.71	2.97
5.92	4.97	4.18	3.43	2.89	2.51	2.27	2.15	2.09	2.09	2.12	2.20	2.31	2.46	2.66	2.91
6.10	5.12	4.32	3.55	2.99	2.59	2.30	2.17	2.09	2.07	2.09	2.16	2.27	2.41	2.60	2.85
6.27	5.27	4.44	3.69	3.09	2.66	2.36	2.19	2.10	2.06	2.07	2.13	2.23	2.36	2.55	2.79
6.43	5.43	4.56	3.82	3.20	2.74	2.44	2.23	2.11	2.06	2.06	2.09	2.18	2.31	2.49	2.73
6.57	5.58	4.65	3.93	3.32	2.84	2.52	2.28	2.14	2.06	2.03	2.06	2.14	2.26	2.43	2.66
6.80	5.72	4.76	4.02	3.44	2.94	2.61	2.36	2.17	2.07	2.02	2.03	2.10	2.21	2.37	2.59
7.18	5.85	4.84	4.10	3.56	3.06	2.71	2.44	2.23	2.10	2.03	2.01	2.06	2.16	2.31	2.52
7.73	5.93	4.93	4.16	3.64	3.19	2.83	2.54	2.31	2.14	2.05	2.01	2.03	2.11	2.25	2.45
8.39	6.06	4.99	4.25	3.71	3.33	2.98	2.66	2.41	2.21	2.08	2.02	2.01	2.07	2.19	2.37
9.11	6.33	5.03	4.32	3.79	3.45	3.14	2.80	2.52	2.30	2.13	2.04	2.01	2.04	2.13	2.31
9.98	6.75	5.04	4.37	3.86	3.55	3.31	2.98	2.67	2.42	2.23	2.09	2.03	2.03	2.09	2.26
11.05	7.16	5.18	4.39	3.93	3.67	3.45	3.20	2.87	2.58	2.36	2.19	2.08	2.05	2.08	2.22

最小安全率 FOSMIN = 2.012

内径の中心 X = 42.50 (m)

Y = 1407.50 (m)

半径 R = 29.00 (m)

地扶モーメント M₀ = 91045.5 (kN・m)

起動モーメント M₀ = 45247.2 (kN・m)

特性値番号	飽和重量 (kN/m ³)	滑り重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の一次係数	水平変位	鉛直変位
1	20.60	19.70	26.00	32.00	0.00	0.080	0.000
2	20.60	20.50	35.00	0.00	0.00	0.080	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

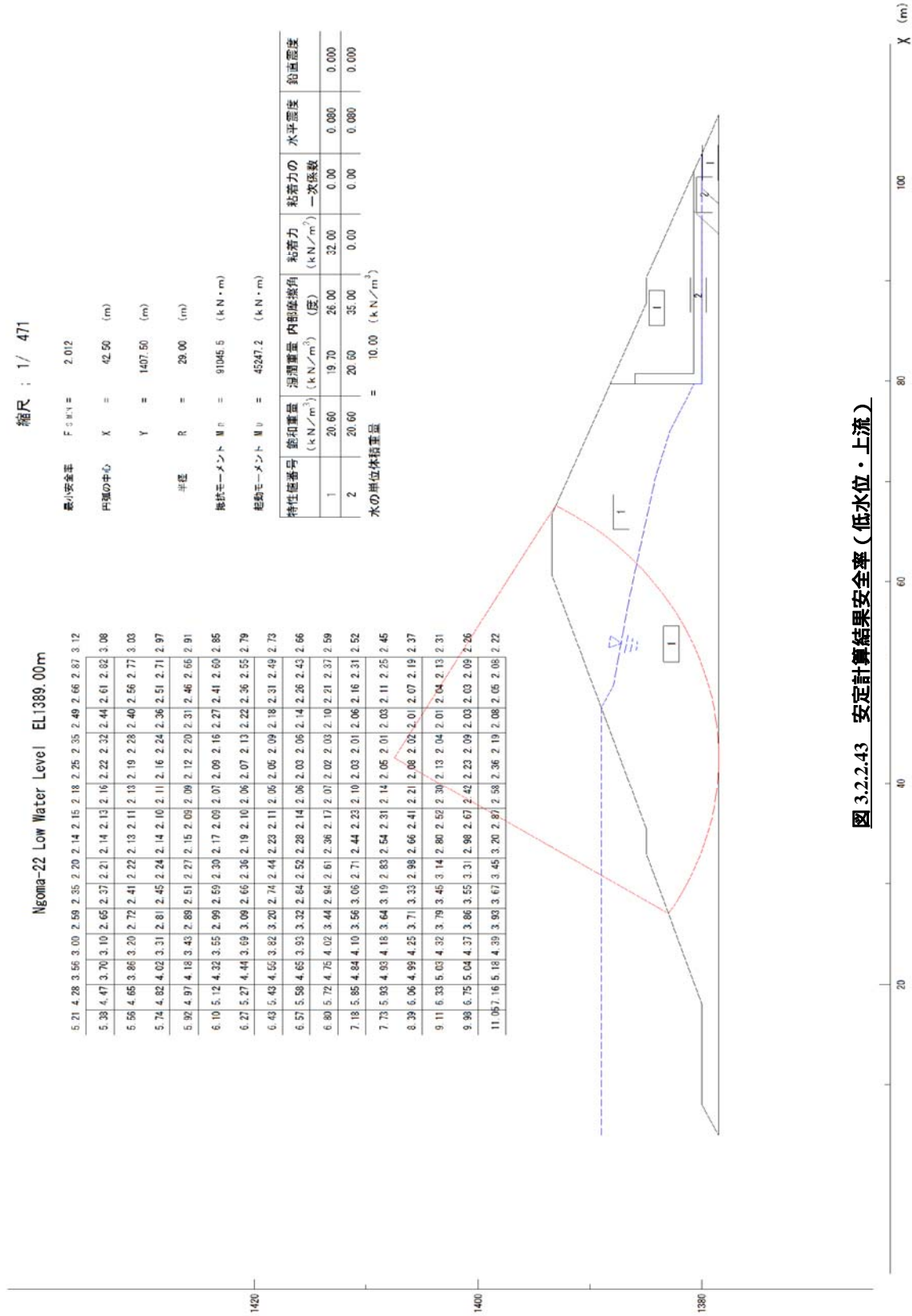


図 3.2.2.43 安定計算結果安全率 (低水位・上流)

縮尺 : 1/ 471

Ngoma-22 Rapid Draw Down EL. 1392.0—EL1389.00m

最小安全率 $F.S.M.N. = 1.855$
 円錐の中心 $X = 35.00$ (m)
 $Y = 1417.50$ (m)
 半径 $R = 39.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 112288.4$ (k N · m)
 凝結モーメント $M_n = 60204.7$ (k N · m)

3.79	3.17	2.73	2.39	2.13	1.99	1.91	1.96	2.06	2.19	2.37	2.60	2.91	3.33	3.88
3.93	3.27	2.80	2.43	2.15	1.99	1.91	1.89	1.94	2.02	2.15	2.32	2.55	2.85	3.25
4.01	3.38	2.88	2.47	2.19	2.00	1.90	1.88	1.91	1.99	2.11	2.27	2.49	2.78	3.18
4.22	3.49	2.96	2.52	2.23	2.01	1.90	1.88	1.89	1.96	2.07	2.22	2.43	2.72	3.10
4.37	3.60	3.03	2.57	2.26	2.04	1.91	1.88	1.88	1.93	2.03	2.17	2.38	2.66	3.01
4.52	3.72	3.11	2.63	2.30	2.07	1.92	1.87	1.87	1.90	1.99	2.13	2.32	2.58	2.93
4.67	3.85	3.19	2.68	2.34	2.10	1.95	1.88	1.86	1.88	1.96	2.08	2.26	2.51	2.83
4.80	3.97	3.27	2.74	2.39	2.14	1.99	1.89	1.86	1.87	1.93	2.04	2.21	2.45	2.74
4.91	4.09	3.34	2.80	2.43	2.18	2.02	1.92	1.86	1.86	1.90	2.00	2.16	2.38	2.65
5.08	4.20	3.42	2.85	2.48	2.22	2.06	1.96	1.88	1.86	1.89	1.96	2.10	2.31	2.56
5.38	4.30	3.49	2.92	2.54	2.27	2.12	2.00	1.91	1.87	1.88	1.94	2.06	2.25	2.48
5.84	4.34	3.55	2.98	2.59	2.33	2.17	2.05	1.96	1.89	1.88	1.92	2.02	2.19	2.40
6.44	4.42	3.59	3.04	2.65	2.39	2.24	2.11	2.01	1.93	1.90	1.92	1.99	2.14	2.33
7.13	4.61	3.61	3.08	2.70	2.47	2.31	2.18	2.08	1.99	1.93	1.93	1.99	2.10	2.28
8.00	4.83	3.60	3.12	2.76	2.55	2.40	2.27	2.16	2.07	2.01	1.97	2.00	2.08	2.24
9.15	5.27	3.67	3.13	2.82	2.65	2.51	2.38	2.27	2.18	2.10	2.05	2.04	2.10	2.23

特性値番号	飽和重量 (k N/m ³)	湿潤重量 (k N/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (k N/m ²)	粘着力の 一次係数	水平露度	鉛直露度
1	20.60	19.70	26.00	32.00	0.00	0.040	0.000
2	20.60	20.60	35.00	0.00	0.00	0.040	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (k N/m³)

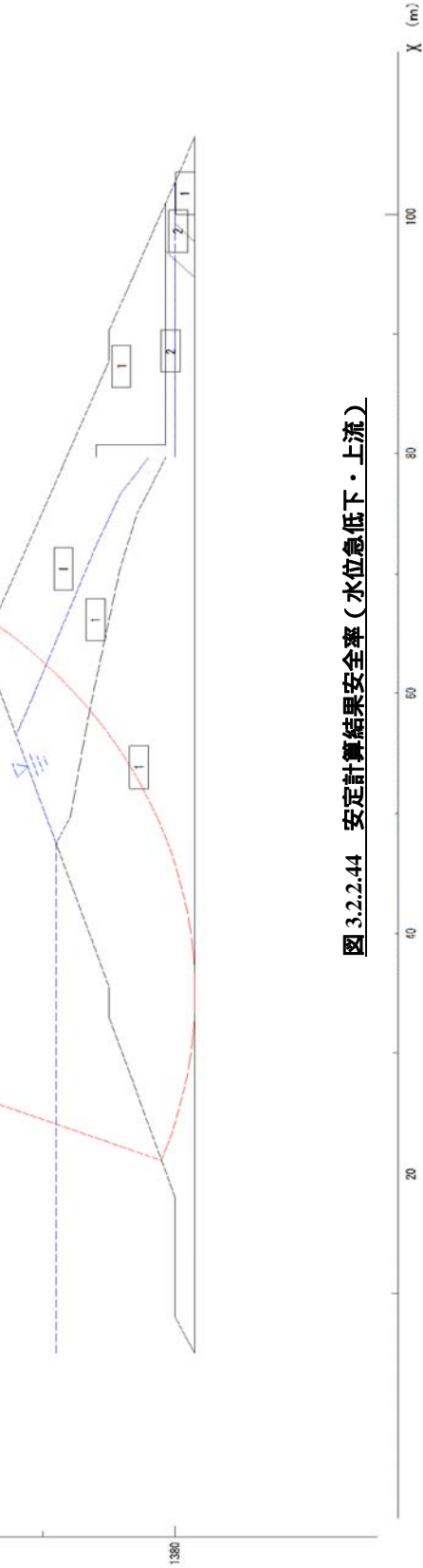
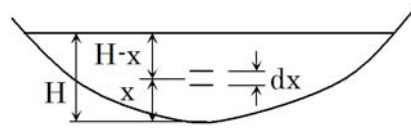


図 3.2.2.44 安定計算結果安全率 (水位急低下・上流)

11) 堤体の余盛

盛土材料が粘性土であるため、盛り立て完了後も圧密沈下が継続する。この沈下により盛土余裕高が不足しないよう、堤体に余盛を行う。余盛高は、圧密試験結果の荷重～沈下率曲線に基づき以下のように求める。



堤体の基盤から x の位置に微小要素 dx を考える。

H：堤高、 γ ：盛土単位体積重量とすると、微小要素 dx に作用する荷重 L は $L=(H-x) \cdot \gamma dx$ となる。また、沈下率を y とすると（荷重～沈下率曲線から y は荷重の関数として表せる）、微小要素 dx の沈下量は $y \cdot dx$ となり、ダム天端の沈下量はこの量の 0 から H までの積分値となる。

沈下率と荷重の関係を一次近似すれば、ダム天端の沈下量は次の通りとなる。

$$y = aL$$

$$\int_0^H y dx = \int_0^H aL dx = a \int_0^H (\gamma H - \gamma x) dx = a \left[\gamma Hx - \gamma \frac{x^2}{2} \right]_0^H = \frac{a\gamma H^2}{2}$$

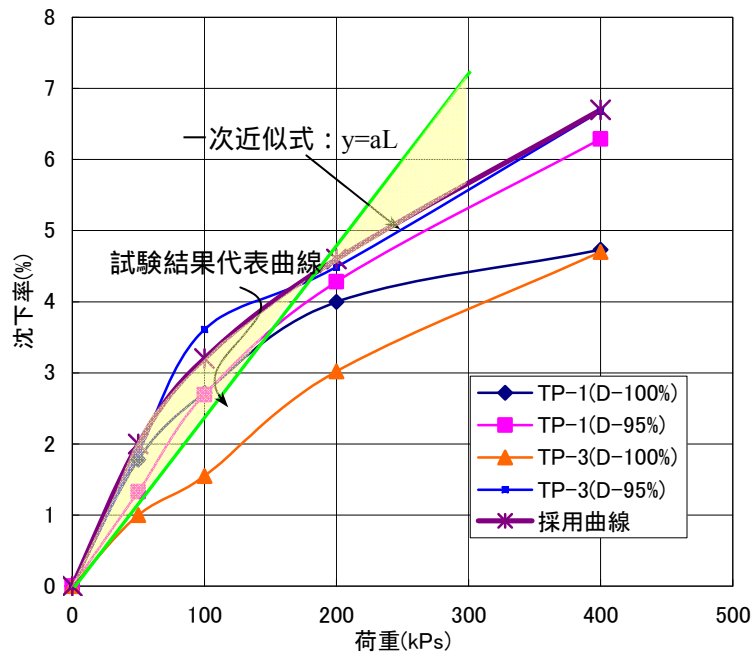


図 3.2.2.45 圧密試験結果・荷重～沈下率関係図

$Y=aL$, $a=7.2\%/(300kPa)$, $\gamma = 1.97tf/m^3$, $H=14.9m$

より、ダム天端沈下量 $= 1/2 \times (0.072/30.0tf/m^2) \times (1.97tf/m^3) \times (14.9m)^2$
 $= 0.52m$

堤体の圧密沈下は盛土施工中にも生じる。盛土完了後の沈下は、経験的に全沈下量の 35%程度とされるが、当ダムでは乾期間に盛土を完成させる形での急速施工が行われることを考慮しこの約 80%に評価して、余盛高 40cm を採用する。

余盛高は、堤体縦断上の中央部で最大（40cm）とし、両アバット部に向け漸減させるものとする（堤体縦断図参照）。

12) ドレーン（フィルター）の設計

ドレーン材は、不透水性盛土ゾーンを透過してきた浸透水が浸入するので、浸入点で不透水性盛土ゾーン材料がドレーン内へ土粒子流亡を起こす形でのパイピング現象を発生しないこと、また、捕捉した浸透水を堤外に排出する上で十分な透水性を有することが求められ、次の粒度条件を満足しなければならない。

$$\frac{F_{15}}{B_{85}} < 5, \quad \frac{F_{15}}{B_{15}} > 5$$

ここに、 F_{15} ：ドレーン（フィルター）の 15%粒徑

B_{85} ：ドレーン（フィルター）へ流入する側のゾーン材料の 85%粒徑

B_{15} ：ドレーン（フィルター）へ流入する側のゾーン材料の 15%粒徑

ドレーン材は粘着力のないもので、0.075mm 以下の細粒分含有率が 5%以下であることを原則とする。ドレーンへ流入する側のゾーン材料の粒度曲線とドレーン材の粒度曲線は平行であることが望ましい。

現地調査により、Rwinkwuvu 採取場の砂礫がドレーン材として適当であると考えているが、以下に上記条件に対する適合度を確認する。

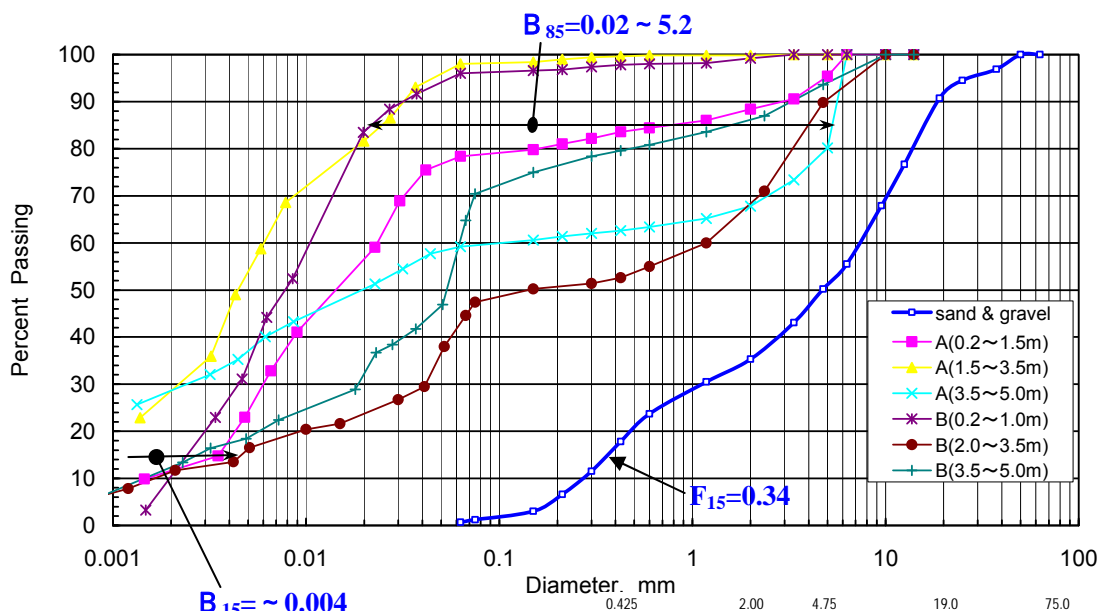


図 3.2.2.46 砂礫～不透水性盛土材間の粒度バランス

$$\frac{F_{15}}{B_{85}} = 0.34 / (0.02 \sim 5.2) = 17 \sim 0.065 < 5$$

：A（1.5～3.5m）及び B（0.2～1.0m）の 2 試料が粘土分過多のために条件を満足できていないが、全体的には満たしている。土取り場掘削時の混合による均質化、粘土の場合には

高い粘着性のためにこの条件を緩和して考えてよいとされることを踏まえ、問題ないと判断する。

$$\frac{F_{15}}{B_{15}} = 0.34 / (\sim 0.004) = 85 \sim 5$$

: 条件を満足している。

また、粒度曲線の平行性も高く、「細粒分 0.075mm 以下含有率 5%以下」の条件にも適合する。ハーゼン式による透水係数も以下のように 0.078cm/sec となり問題ない。

$$k = C_1 D_{10}^2 = 100 \times 0.028^2 = 0.078 \text{ cm/sec}$$

以上より、当砂礫材は、ドレーン材として適合しているものと判断される。

13) 堤体観測施設

当ダムが堤高 14.9m と大ダムに近い（堤高 15m 以上は大ダムとなる）こと、基礎処理工法としてブランケット工法を採用し基礎地盤からの漏水を許容する考え方を採っていることを考慮し、堤体観測施設を整備するものとする。

均一型の大ダムでは、堤体観測施設として変位観測施設、漏水観測施設、浸潤線観測施設を整備することが義務付けられていることに準拠し、以下の設備を設けるものとする。

変位観測点

両岸地山上に固定点を設置し、堤体天端上及び上下流の小段上に計 7 点の計測点を設ける。変位量は固定点に対する相対変位として把握される。

漏水観測施設

トウドレーン内に有孔塩ビ管を敷設し集水して、無孔管により堤外に導き計測する。浸透水に対する集水能力を高める観点から、トウドレーン下流側に集水ぜきをゾーニングするとともに、その下面にトレンチを設けた。有孔管～無孔管から成る集水・導水系統は、漏水の位置的な差異を把握するため、右岸・左岸の 2 系統とする。

間隙水圧計

均一型ダムに設けた浸潤線観測孔では、堤体内に間隙水圧が長期間残存するため、観測孔中の水位が浸潤面を反映したものが間隙中からしぼりだされた間隙水なのか、判然としない場合がある。間隙水圧計の場合は、継続的な観測で変化点を捉えることにより、残存間隙水圧と浸透水で飽和されたことによる間隙水圧との区別が出来る。以上の点より、ここでは間隙水圧計を設置する計画とする。

また、間隙水圧が飽和地盤中の水圧を測定している場合には、その設置標高を位置のポテンシャルとして加算すれば全水頭となるので、浸透水の流れに対する流線網を求めることができる。この点を踏まえ、堤体内に 7 個、基礎地盤面上に 15 個の間隙水圧計設置を計画する。

なお、間隙水圧計は電気式とし、下流小段上に設置した測定端子箱にリード線を集めて計測する。

3-2-2-3-2 洪水吐の設計

1) 路線の決定

洪水吐路線は、地形・地質、他施設との関連等の条件で決定される。

地形は、標高 1,390m で地形勾配の緩急が逆転し、左岸は高標高が緩、低標高は急であるが、右岸はその逆である。地質条件としては、両岸アバット部は、表土 0.75m 程度以深は比較的良好と判断されており、左右岸については、大きく差はないものと考えられる。

他施設との関連は、洪水吐の路線、貯水池から堤体下流までは両岸取水設備が競合する。そのため取水管と洪水吐とは並行路線を採り、取水工を洪水吐先端の上流側に設ければ、交差することなく、構造的にも維持管理面でも容易である。

本計画ではポンプ場を左岸側に設けるので、ポンプ場配管と競合せず、しかも洪水吐路線の延長も曲がり角度も小さくなる右岸側に洪水吐を設けた方が有利である。また、洪水吐側水路部は、構造上斜面ブランケットとの接合に配慮する。側水路部は基礎が異なる状況では不同沈下が発生する恐れがあるため、地形等高線および右岸地山ブランケット軸に並行な路線を採用する。

以上を踏まえ、下図の右岸側路線を採用する。



図 3.2.2.47 洪水吐路線の検討図

2) 形式の決定

形式としては、両岸の等高線が河川に平行な谷地形の場合、流入部の流水方向と洪水吐路線が

90度近い角度を持って側水路を形成するタイプが地形上有利である。

基本構造は開水路方式の矩形断面とし、取付部で堤体ダム軸と交差し、ダム天端はボックス構造の橋を設け洪水吐を渡れるようにする。特にダム軸上流側の堤体盛土に接する面は1:0.3の勾配を設け、転圧盛土が構造表面に馴染むようにする。堤体盛り立て直前にコンタクトクレーを塗布し、遮水効果を図るものとする。堤体と離れる急流部も矩形断面とし、現況河川へ接続する減勢工も矩形断面とする。なお、減勢工については、取水設備の減勢工等も接続することを考慮したレイアウトとする。

3) 洪水吐の水理設計

(1) 各部の呼称

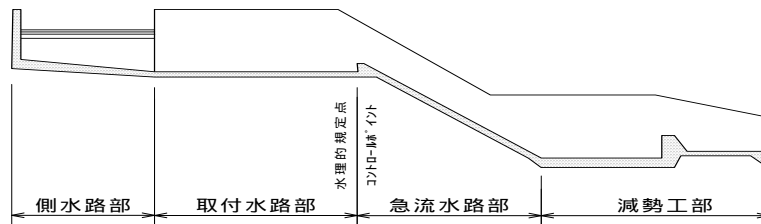


図 3.2.2.48 洪水吐概略縦断面図

(2) 側水路の水理設計

a) 設計越流水頭の決定

洪水吐の越流水頭は直接堤高を支配する要因でもあるので、洪水吐の設置条件（地形、地質及び他の構造物との関係）や堤体規模等を考慮して決定する。

側水路式洪水吐の経済的な越流水頭は次式で表される。

$$H_d = \frac{1}{1.63} \times Q_d^{1/2} \times HF^{-1/4} \times CLF^{-1/8} - 0.05$$

ここに、 Hd : 設計越流水頭 (m)
 Qd : 設計洪水量 = 3.4 (m³/s)
 HF : ダム高 = 14.9(m)
 CLF : ダム長 (盛土部) = 200.0 (m)

$$H_d = \frac{1}{1.63} \times 3.4^{1/2} \times 14.9^{-1/4} \times 200^{-1/8} - 0.05$$

$$= 0.247 \text{ (m)}$$

従って、本設計においては設計洪水量に対する設計越流水頭を Hd = 0.30 (m) と決定する。

b) 越流部の計算

- ・計画満水位 : (=クレスト天端標高) EL1392.00 (m)
- ・設計洪水位 : EL1392.30 (m)
- ・接近水路敷高 : EL1391.50 (m)
- ・設計越流水頭 : Hd = 0.30 (m)
- ・越流セキ高 : W = 0.50 (m)

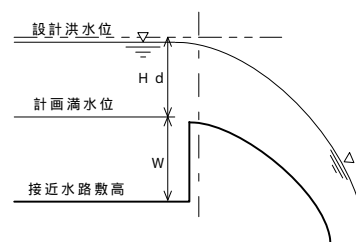


図 3.2.2.49 越流部断面図

流量公式は次式による。

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2}$$

$$Cd = 2.20 - 0.0416(Hd/W)^{0.99}$$

$$C = 1.60 \times \frac{1 + 2a(H/Hd)}{1 + a(H/Hd)}$$

- ここに、
- Q : 流量 (m³/s)
 - L : 越流幅 (m)
 - H : 任意の越流水頭 (m)
 - Hd : 設計越流水頭 (m)
 - W : 越流セキ高 (m)
 - A : 常数
 - C : 流量係数
 - Cd : H=Hd における流量係数

$$Cd = 2.20 - 0.0416 \times (0.30/0.50)^{0.99} = 2.1749$$

$$a = (1.60 - Cd) / (Cd - 3.20) = 0.561$$

$$C = 1.60 \times \frac{1 + 2 \times 0.561 \times 1}{1 + 0.561 \times 1} = 2.175$$

$$L = \frac{Q}{C \cdot H^{3/2}} = \frac{3.4}{2.175 \times 0.30^{3/2}} = 9.514$$

従って、余裕を見込み越流堰長を 10.000m とする。

越流堰の断面形状は、八口ルド標準型越流クレストを採用し、曲線下部の勾配は、越流水脈にあった勾配を与えるため、1:0.7 とする。

c) 側水路断面の決定

側水路の横断形状は、越流側傾度は 1:0.7、地山側の直壁の台形断面とし側水路全線に適用する。水路底幅は上流端から末端まで 1.5m とし、縦断勾配は施工性を考慮しレベルとする。

(3) 取付水路部の水理設計

側水路末端における取付水路への接続は、セキ側の側壁を急縮させるものとし、矩形断面の取付水路へ連続させる。取付水路部は地形・地質及び他構造物との関係を考慮して 20.000 (m) とし、

その後急流水路部へ接続する。また、取付水路末端には越流堰を設け水理的規定点（コントロールポイント）とし、側水路部の流況を安定させるものとする。

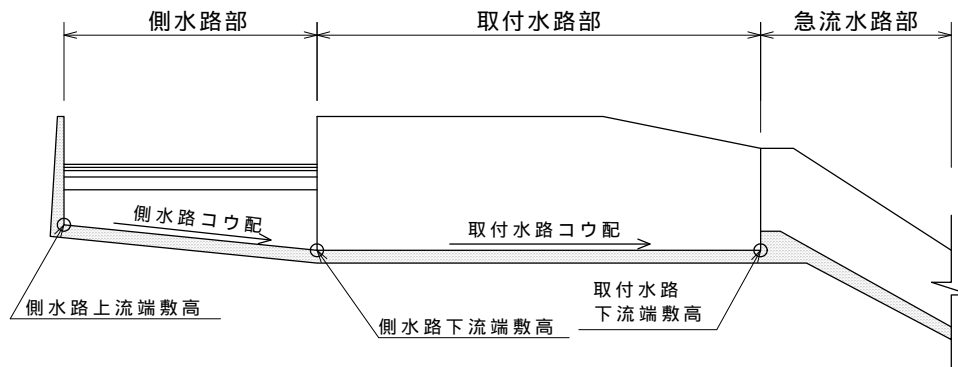


図 3.2.2.50 取付水路部縦断面図

a) 取付水路断面の決定

水路底幅は側水路末端の底幅と同一として $B = 1.500$ (m) と決定する。取付水路の縦断勾配は衝波の発生、水面躍動を防止し、側水路部のフルード数を規制する為、十分緩やかな勾配を与える必要がある。取付水路の縦断勾配は次式で求める。

$$s = \frac{g \cdot n^2 \cdot Fr^2 \cdot (1 + 2d/B)^{4/3}}{d^{1/3}}$$

- ここに
- s : 取付水路の縦断勾配
 - g : 重力の加速度 9.8 (m/s^2)
 - n : 粗度係数 $n = 0.015$
 - Fr : 側水路末端のフルード数 $Fr = 0.369$
 - D : 側水路末端の水深 $d = 1.397$ (m)
 - B : 側水路末端の水路底幅 $B = 1.500$ (m)

$$s = \frac{9.8 \times 0.015^2 \times 0.369^2 \cdot (1 + 2 \times 1.397/1.50)^{4/3}}{1.397^{1/3}} = 1/916$$

よって、取付水路の縦断勾配をレベルと決定する。

b) 取付水路部の余裕高

水路の余裕高は次式で計算する。

$$Fb = 0.07d + hv + 0.10$$

- ここに、
- Fb : 水路余裕高 (m)
 - D : 設計洪水量に対する水深 (m)
 - Hv : 設計洪水量に対する速度水頭 (m)

上式により求めた取付水路部の余裕高、鉛直壁高及び計画天端標高は次表のとおりである。

表 3.2.2.41 取付水路壁高計算表

水平距離 (m)	水深 (m)	余裕高 (m)	必要壁高 (m)	採用壁高 (m)	敷高 (EL.m)	側壁天端 (EL.m)
0.00	1.006	0.420	1.426	1.50	1390.50	1392.00
6.00	1.267	0.311	1.578	2.90	1390.50	1393.40
12.00	1.283	0.309	1.593	2.90	1390.50	1393.40
18.00	1.298	0.308	1.606	2.90	1390.50	1393.40
20.00	1.303	0.307	1.611	2.90	1390.50	1393.40

c) 急流水路部の水理設計

(1) 急流水路部の横断形状の決定

急流水路部の底勾配は地形・地質および減勢工の設置条件等を考慮して S=1 : 5.00 とする。また、水路の断面は矩形断面とし、下流減勢工との取付け等を考慮し、取付水路部と同一の B=1.50m とする。

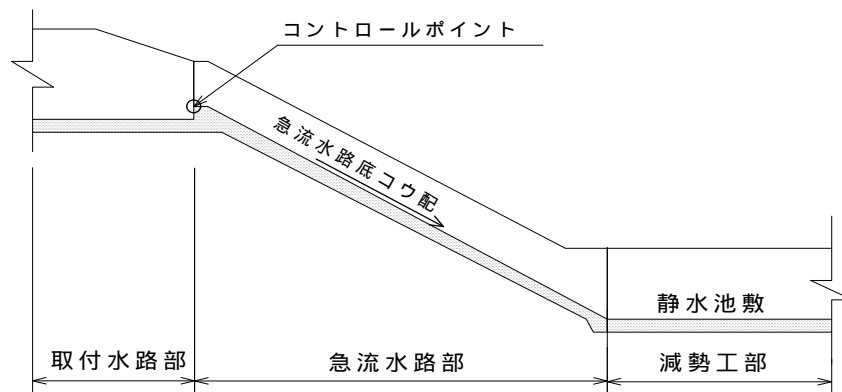


図 3.2.2.51 急流水路部縦断面図

(2) 急流水路の余裕高

急流水路の余裕高は、次式で算定する。

$$Fb = 0.6 + 0.037V \cdot d^{1/3}$$

ここに、 Fb : 余裕高(m)
V : 流速(m/s)
D : 水深(m)

上式にて、余裕高を計算し、鉛直壁高 (H) を次式で求める。

$$H = (d + Fb) \times \frac{1}{\cos \theta}$$

θ : 水路底傾斜角

設計洪水量流下時の計算結果を次表に示し、採用壁高を併記する。

表 3.2.2.42 急流水路部壁高計算表

水平距離 (m)	水深 (m)	余裕高 (m)	壁高 (m)	鉛直壁高 (m)	鉛直壁高 (m)
9.00	0.328	0.776	1.104	1.13	1.30
18.00	0.278	0.797	1.075	1.10	1.10
27.00	0.259	0.807	1.065	1.09	1.10
36.00	0.249	0.812	1.061	1.08	1.10
45.00	0.245	0.814	1.059	1.08	1.10
54.00	0.242	0.816	1.058	1.08	1.10
60.00	0.241	0.816	1.058	1.08	1.10

a) 減勢工の水理設計

(1) 減勢工タイプの決定

減勢工の目的は、高速流のもつ高いエネルギーによってダム本体、洪水吐構造物下流河川ならびに関連諸工作物が破壊または浸食されることを防止することであり、急流水路を流下する高速射流を常流に復し、洪水のもつ高いエネルギーを減殺する機能が必要である。

ファルダム洪水吐の減勢工としては、跳水式減勢工が多用されている。この形式は跳水曲線と下流河川の水位流量曲線との関係により種々のタイプが計画されるが、経済性から減勢工長の短い強制跳水型を採用する。

(2) 静水池流入水理諸元

水タタキ敷高に突入する洪水の水深、流速、フルード数及び跳水深を次式で計算する。

$$Fr = \frac{V_1}{(g \cdot d_1)^{1/2}} \quad d_2 = \frac{1}{2} \times d_1 \times (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

ここに、 Fr : フルード数
 V_1 、 d_1 : 流入流速 (m/s)、流入水深 (m)
 d_2 : 跳水深 (m)
 g : 重力の加速度 9.8 (m/s²)

表 3.2.2.43 静水池流入水理諸元

洪水量区分	水叩き敷高 (EL.m)	流入水深 d_1 (m)	流入速度 V_1 (m/s)	フルード数 Fr	跳水深 d_2 (m)
設計洪水量 Qd Qd= 3.4 m ³ /s	1378.7	0.241	9.395	6.110	1.968
減勢工設計洪水量 Qe=2.45 m ³ /s	1378.7	0.193	8.446	6.135	1.584

(3) 静水池長さの決定

静水池長は次式により求める。

$$L = a \cdot d_2$$

ここに、 L : 静水池長 (m)

A : 強制跳水型 $a=3.0$

d_2 : 跳水水深 (m)

$$L = 3.0 \times 1.584 = 4.752 \text{ (m)}$$

従って、余裕をみて静水池長を $L=5.00$ (m) と決定する。

(4) 静水池側壁高の決定

1/1000 年確率洪水量の跳水が越波しない側壁天端であれば安全上は大きな問題はないことから、洪水吐設計洪水量 $Q_d = 3.4 \text{ (m}^3/\text{s)}$ 流下時における跳水深 1.968m より、側壁高は 2.00m とする。

(5) 副ダム高さの決定

副ダムの高さは次の公式を用いて算出する。

$$\frac{W}{d_1} = \frac{(1 + 2Fr^2)\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 - 5Fr^2}{1 + 4Fr^{1/2} - \sqrt{1 + 8Fr^2}} - \left(\frac{\sqrt{g}}{2} Fr\right)^3$$

ここに、 W : 副ダムの高さ

Fr : 跳水前のフルード数 $Fr=6.135$

d_1 : 跳水前の水深 $d_1=0.193$ (m)

各数値を代入して計算すると、 $W=0.666$ m となる。

しかし、強制跳水型は下流の共役水深が低い場合でも問題ないことから、副ダムとしての高さは 0.6 m とし、天端標高は $EL1378.7 + 0.600 = EL 1379.3$ m より、下流現況水路敷高に一致させる。下流への取り付けは、1 : 5.0 の逆勾配水路で取り付けのものとする。

b) 低水位放流工の洪水吐減勢工の共用

底樋による低水位放流工は、下流河川環境維持用水、下流現況河川水田灌漑用水、貯水位低下放水等に使用される。下流水田はダム軸直下流から広がっており、ダムにより用地の一部がダム施設となることから、ダム施設の用地もできるだけ小さくしたい。このため、低水位放流工の減勢工は設けず、洪水吐減勢工にパイプで落とし込む計画とする。ただし、空中放流となり、洪水吐対岸直壁に衝突するため、水しぶきが跳ね上がる恐れがある。そこで飛沫処理のために、洪水吐の水路天端を蓋で多い、水路内で減勢されるものとする。

3-2-2-3-3 取水放流設備の設計

本貯水池は、河川沿いの水田及び傾斜畑地への灌漑を目的とする。取水設備は、それぞれに要求される条件に適した構成とし、低水位放流設備、左右岸取水工から成る。低水位放流設備は、工事中的の仮設排水及び安全管理上の機能もあわせて検討する。

1) 基本条件

(1) 河川放流（現況及び計画水田灌漑）

- ・ 河川維持放流量 : $0.004 \text{ m}^3/\text{s}$
- ・ 下流水田最大放流量 : $0.020 \text{ m}^3/\text{s}$

下流水田取水量が河川維持流量 $0.004\text{m}^3/\text{s}$ を上回る場合は、河川維持流量の放流を考慮する必要はない。

(2) 畑地灌漑用水

- ・左岸畑地灌漑最大取水量： $0.080\text{m}^3/\text{s}$ （ $=0.0008\text{m}^3/\text{s}/\text{ha}\times 100\text{ha}$ ）
- ・右岸畑地灌漑最大取水量： $0.132\text{m}^3/\text{s}$ （ $=0.0008\text{m}^3/\text{s}/\text{ha}\times 165\text{ha}$ ）

(3) 貯水池諸元

表 3.2.2.44 貯水池設計基本条件

貯水量		
有効貯水量	450,000	m^3
総貯水量	960,000	m^3
計画低水量	510,000	m^3
計画堆砂量 (50年間)	30,000	m^3
計画標高		
堤体天端標高	EL.1393.40	m
堤体余裕高	1.10	m
設計洪水位	EL.1392.30	m
常時満水位	EL.1392.00	m
計画低水位	EL.1389.00	m
計画利用水深	3.00	m
計画堆砂位	EL.1382.00	m

(4) 気温、水温条件

現況水田は、ダム軸付近から下流で栽培されており、水源は現況河川水である。現況河川水の水源は上流の山裾から発する地下水の湧水であり、自然の流路を形成し水田に灌漑されている。ダム計画地点より上流は河床幅が狭く、湧水地点から水田まで流下しても、大気温から受ける水温の上昇は小さいと判断できる。一方、気温は年間を通し月平均は 20 以上あり、水稲に対する低温障害はないと考えられる。

表 3.2.2.45 稲の生育に対する最低・最適・最高気温 (ジバニカ米)

項目	最低温度	最適温度	最高温度
発芽	10～13	30～34	40～44
苗の生長	-	32	-
草たけ伸長	15～16	30～32	40
分けつ増加	14	28～34	40
総重量	13～14	30～34	40
幼穂分化	15		
出穂	17～20		
開花	15～19	28～40	50～60

(5) 水田灌漑取水方式

水田用取水は底樋を利用した低水位放流設備から取水するが、基礎地盤の地耐力は N 値で 20 以下の軟弱地盤に分類される。取水塔を設けるとすると、計画水平ブランケット表面 EL. 1380.0m から計画満水位 EL. 1392.0m まで 12m の高さとなり、しかも管理橋梁 36m を考慮する必要があるため、杭基礎等の基礎処理工法を選定する必要がある。これらから、堤体・底樋に与える影響を

考慮すると妥当な施設ではない。また、堤体上流斜面上に傾斜式取水設備（斜樋）を設けることは、約 38m の延長となり、ゲート開閉操作上から適当ではない。従って、低水位放流設備（底樋）を拡張し、貯水池利用水深内から直接取水することは構造上から困難である。

低水位放流設備から取水する場合は、計画堆砂位 EL. 1382.0m からの取水（高さ 2.5m）が構造上の限界と判断される。貯水池の底に近い計画堆砂位からの取水は、通常冷水取水であるが、年間を通じて平均気温が 20 から 23 とほぼ一定であり、貯水池内の水温もほぼ地下水湧水温度と一致すると推定される。従って、現況灌漑用水として利用されている湧水温度と大差ないと予想され、水稻栽培の適した水温への工夫はこれまでと同様にある程度の対応が必要と言える。

低水位取水は洪水時の濁水の流入の影響を受けるが、濁水の粒子は重く、時間をかけて底部へ沈殿するため、濁度は表層に比べやや高いものの、水田への用水なので全く問題はない。以上より、水田灌漑は低水位放流設備を利用するものとする。

(6) 畑地灌漑取水方式

畑地灌漑には管路、ホース等も使用されることから、土粒子等の含まれた濁水は適当ではない。従って、表層の利用水深 3m 範囲が取水可能な取水方式とする。設置位置としては、ダム下流へ導水することから、ダム直上流に設けるのが一般的であるが、堤体設計上、兩岸に地山ブランケットを設けているため、堤体設計に準じた対応が必要である。地山ブランケットを避けて上流に設けることも考えられるが、ダム軸から 50m 以上離す必要があり、施設規模、工事費、維持管理等を考慮すると、距離は可能な限りダム軸に近い方が有利である。また、構造基礎としては表層部の地耐力は十分とは言えず、十分転圧された堤体築堤内を基礎とする方が安全と判断される。更に、丘陵地畑地灌漑はダム下流の兩岸に広がるため、取水工は左右岸に設けることが維持管理面、安全上から優れている。

以上より、左岸取水工はポンプ場に導水することから、最短距離の路線で工事量の少ない堤体上に設けるものとする。右岸取水工は洪水吐が位置しているため、これとの交差を避け、洪水吐の上流側に設けて洪水吐の山側を下流へ導水することとする。

2) 低水位放流設備の設計

(1) 河川維持および水田用水設備の管種、管径

河川維持放流および水田放流に用いる管材は、貯水圧や沈下変形の影響を考慮し、靱性や延性に強度のある鋼管が妥当である。設計流速を 0.7 ~ 1.6m/s 程度とし、管径は 150mm を採用する。

(2) ダム工事期間中の仮設排水の検討

工事期間中の検討対象洪水は 1/10 年確率洪水量で $1.5\text{m}^3/\text{s}$ である。仮排水路流下方式としては次の 2 つの方法が考えられ、工事工期等を考慮して検討する。

半川締切方式；堤体盛土を行わない箇所を仮設開水路で流下させ、他の箇所は工事を進める。

全川締切方式；転流用暗渠を敷設し、その上を盛土して築堤工事を続ける。

半川締切方式では、工事開始直後から堤体及びブランケット掘削、盛土工事が開始可能で、工期の短縮が図れる。一方、全川締切方式では、10 年確率洪水量を流下させる暗渠構造物を築造するため、堤体等の工事開始が遅れ全体工期は長くなる。また、堤体工事中に雨期を挟むことになると、連続施工の場合は雨期の含水調整に注意が必要であり、休止期間とする場合は表面を掘削

捨土する必要があり、いずれにしても妥当ではない。

更に、仮設備として大規模な排水施設の採用は、将来の流用や施設自体の基礎地盤に対する安全性を考慮して規模を決定すべきであるが、半川締切方式の方が洪水の流下能力の点で優れており、築堤盛土の進捗によっては、工事排水を貯水池内に一時的に貯留することにより、規模の縮小も可能である。

以上の点より、ダム工事期間中の排水処理は、半川締切開水路排水案が妥当と言える。工事開始後の乾期（1～2月）に続く雨期（3～5月）のダム工事に対し、現況河川付近に仮排水路を設けるとすると、水理計算の結果、以下のような断面諸元となる。

表 3.2.2.46 仮設排水路の水理計算

項目	計算値	備考
流量 (m ³ /s)	1.500	10年確率洪水流量
河床勾配 (1/l)	1000	
粗度係数	0.018	
水路壁勾配	1.000	
水路底幅 (m)	2.000	
通水断面積 (m ²)	1.530	
潤辺 (m)	3.670	
径深 (m)	0.417	
流速 (m/s)	0.980	
水深 (m)	0.591	
フルード数	0.45	

(3) 堤体築堤以後の排水処理

堤体完成後は、洪水は貯水池内に貯留され取水設備または満水位以上では洪水吐より放流される。ただし、初期湛水は原則として貯水位上昇の速度を制御しながら、堤体内の挙動を監視・解析し、安全性の確認を行うことから、貯水位制御のためには制御可能な放流能力を持った設備が必要である。

従って、放流能力としては、取水設備以上の能力が必要となるが、下流の水路状況を考慮した場合、取水量以上の大流量の放流は妥当ではない。そのため、ダムの安全性確保の観点から、緊急時を想定して、貯水位中間水位程度までを10日間程度で水位低下可能な放流設備を検討することとする。

a) 設計条件

- ・ 常時満水位 : EL.1392.0m
- ・ 計画堆砂位 : EL.1382.0m
- ・ 中間水位 : EL.1387.0m
- ・ 下流水位 : EL.1379.670m
- ・ 管路延長 : 92.717m

b) 放流時間と管径

貯水位低下時の放流時間Tは次式で計算され、計算したTが所要の貯水排除時間になるように管路の口径を決定する。

$$T = \sum T = \sum \frac{V}{K \sqrt{2g \left(H - \frac{h}{2} \right)}}$$

ここに、 T : 貯水池水位が H から h 低下するのに要する時間

H : 貯水池水面と取水管路系出口との水位差

V : 貯水池水位 H から H - h 間の貯水容量

K : 係数 $K = \frac{1}{\sqrt{\sum f_i / a_i^2}}$

f_i : 損失係数

a_i : 管の断面積

表 3.2.2.47 放水時間検討表

	WL (EL.m)	△V (m ³)	H-△h/2 (m)	K x △T	KT
常時満水位	1,392	167,304	11.83	10,987	10,987
	1,391	147,538	10.83	10,127	21,114
	1,390	130,712	9.83	9,417	30,531
	1,389	114,037	8.83	8,668	39,199
	1,388	97,144	7.83	7,842	47,041
中間水位	1,387	81,993	6.83	7,087	54,127

h = 1.0m、放流水位 1379.67m とすると、KT = 54,127、T = 864,000 秒 (10 日間) より、K = KT/T = 0.06265 となる。

水頭損失は、流入損失、摩擦損失、流出損失を考慮し管径 D とすると、試算の結果、D = 0.4468m の場合に上記の K の値と一致する。従って、余裕を考慮して、D = 0.50m (500mm) と決定する。

この時、K = 0.08295、T = 54,127 / 0.08295 = 652,525 秒 = 7 日 13 時間 15 分である。

3) 左右岸取水工の設計

(1) 設計取水量

ポンプ場は、地形が比較的緩やかな左岸側に設置することとし、右岸側の高位部受益地への灌漑用水は、左岸側取水工で取水したのち右岸側へ導水する。その結果、左右岸取水工からの取水量は次のとおりとなる。

表 3.2.2.48 左右岸取水工からの取水量内訳

単位：m³/s

区分	左岸重力 灌漑地区	左岸揚水 灌漑地区	右岸重力 灌漑地区	右岸揚水 灌漑地区	合計
左岸側取水量	0.048	0.032		0.048	0.128
右岸側取水量			0.084		0.084

(2) 水理計算

取水管路の水理計算は、貯水池内からダム軸下流の引継ぎ地点までについて行う。損失水頭と

しては、スクリーン損失、流入損失、摩擦損失、流出損失その他を考慮する。

a) スクリーン損失 h_r

表層取水の場合は、木の葉や塵芥物などの浮遊物のためにスクリーンを設ける場合が多い。本計画では、取水口位置は有効水深以下とし、空気の混入を防ぐためシール高さ分だけ下げた位置から取水することから、浮遊物の混入する可能性は低いため、スクリーンは設置しないものとする。ただし、ここでは安全上水頭損失が発生するものとして検討しておく。スクリーン損失は、ゴミのないキルシュメール（Kirschmer）公式による。

$$h_r = \sin \left(\frac{t}{b} \right)^3 \cdot h_v$$

ここに、 \sin : バーの形状係数角 2.43

: 角度 90°

t : バー厚 0.005m、 b : バーの間隙 0.05m

h_v : 速度水頭 $= V^2/2g$

$$V = 0.35464C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54}$$

$$I = 10.666C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85}$$

C : 流速係数

D : 管径 (m)

I : 動水勾配

b) 流入損失 h_e

$$h_e = 1.0 \times h_v$$

c) 摩擦損失水頭 h_f

$$h_f = 10.666C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \cdot L \text{ (延長、m)}$$

d) 流出損失水頭 h_o

$$h_o = 1.0 \times h_v$$

e) その他損失水頭

その他の損失水頭として、摩擦損失水頭の 20% を考慮する。

水理計算の結果をまとめると、次表のとおりである。損失水頭を 0.3m 程度以下とし、かつ工事費が安価となるよう、左岸側は 450mm、右岸側は 400mm の鋼管を採用する。

表 3.2.2.49 取水工の水理計算結果

		左岸取水工		右岸取水工	
管径	(m)	0.40	0.45	0.35	0.40
設計流量	(m^3/s)	0.128	0.128	0.084	0.084
延長	(m)	72.0	72.0	100.0	100.0
流速係数		100	100	100	100
平均流速	(m/s)	1.025	0.810	0.879	0.673
速度水頭	(m)	0.054	0.033	0.039	0.023

スクリーン損失 (m)	0.006	0.004	0.004	0.003
流入損失 (m)	0.054	0.033	0.039	0.023
摩擦損失 (m)	0.296	0.167	0.362	0.189
流出損失 (m)	0.054	0.033	0.039	0.023
その他損失 (m)	0.059	0.033	0.072	0.038
総損失水頭 (m)	0.469	0.271	0.517	0.275

3-2-2-4 用水機場の計画

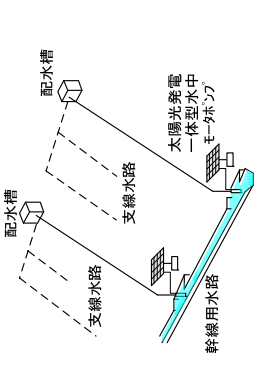
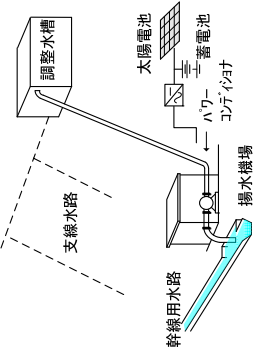
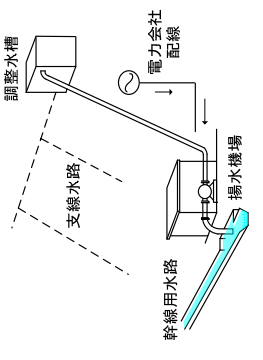
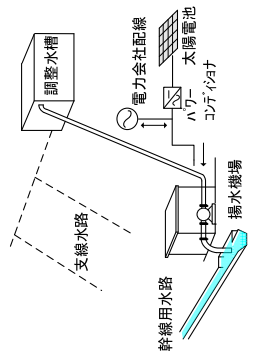
3-2-2-4-1 ポンプ設備型式の検討

ポンプ場建設予定地には現時点では送電網は整備されていないが、三相交流電源は現場から6kmほどの地点から延伸が可能である。また、「ル」国のエネルギー源として太陽光発電が政府の社会資本整備政策上も重要視されている上、キガリ市内には太陽光発電システムを扱う代理店も存在する。ディーゼル発電機で電動ポンプを運転することも考えられるが、燃料代や現場への輸送費用が高むことから現実的ではない。

以上の観点から、ポンプ原動機は商用電力の利用あるいは太陽光発電システムの導入による運転方式を検討する。ポンプ設備の構成としては、太陽光発電システムと揚水ポンプ（水中モータポンプ）とが一体化した製品を受益地に広く分散して設置する案と、ダム直下付近にポンプと太陽光発電システムあるいは商用電力の受電設備を統合した施設を設けて、受益地全体に配水する方式とを比較した。

検討結果は次頁の比較表に示すとおりであり、太陽光発電システムによる電力を主体とし、商用電力を補助電源として用いた揚水機場を水源地点に設置することとする。

表 3.2.2.50 ポンプ施設の配置と電源設備の比較

比較案	A 案 太陽光発電システム一体系型ポンプ 分散設置	B 案 ポンプ場統合設置 (太陽光発電単独)	C 案 ポンプ場統合設置 (商用電力単独)	D 案 ポンプ場統合設置 (太陽光発電 + 商用電力)
概略 模式図				
施設 概要	<ul style="list-style-type: none"> 太陽光発電システムと揚水ポンプとが一体化した設備を幹線水路に沿って複数台配置する。 一台のソーラーポンプ掛かりの受益地をブロック化し、丘陵地の上部に設ける配水槽から配水する。 	<ul style="list-style-type: none"> 貯水池直下に受益地全体の灌漑用水量を揚水するポンプ場を設置する。 太陽光発電システムにより発電した電力を動力源とする。 灌漑用水を丘陵地上部に貯留し受益地に配水する。 	<ul style="list-style-type: none"> 貯水池直下に受益地全体の灌漑用水量を揚水するポンプ場を設置する。 現場まで延長した送電網から供給される商用電力を利用する。 灌漑用水を丘陵地上部に貯留し受益地に配水する。 	<ul style="list-style-type: none"> 貯水池直下に受益地全体の灌漑用水量を揚水するポンプ場を設置する。 太陽光発電システムにより発電した電力を動力源を主とし、補助電源として商用電力を利用する。 灌漑用水を丘陵地上部に貯留し受益地に配水する。
利点	<ul style="list-style-type: none"> 吸水管や建屋が不要で設置が容易である。 ブロック毎の農民組織による施設管理や水管理が可能となる。 故障しても受益地全体に影響が及ぶことがない。 	<ul style="list-style-type: none"> 施設が1箇所となるため運転管理、メンテナンスが容易である。 月々の電気料金が掛からないので受益農民の負担が小さい。 	<ul style="list-style-type: none"> 施設が1箇所となるため施設の運転管理、メンテナンスが容易である。 ポンプの能力が安定し、需要量に応じた灌漑用水の供給が可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> 施設が1箇所となるため施設の運転管理、メンテナンスが容易である。 日射量に左右されない安定したポンプ運転が可能となる。
欠点	<ul style="list-style-type: none"> 部品毎の交換ができず、設備1式での更新が必要となる。 管理を徹底しないと電池補充等の盗難あるいは破損が生じやすい。 必要とされる揚水量、揚程を満足し、アフターサービスも保陣したメーカー製品が少ない。 	<ul style="list-style-type: none"> 揚水量が日射量によって左右され、天候により水不足が生じる可能性がある。 故障時あるいは運転管理ミスが受益地全体へ影響する。 	<ul style="list-style-type: none"> 月々の電気料金が受益者の負担となり、その額によっては農家の家計を圧迫しかねない。 故障時あるいは運転管理ミスが受益地全体へ影響する。 	<ul style="list-style-type: none"> 故障時あるいは運転管理ミスが受益地全体へ影響する。
総合 評価	<p>仁シムコトは最も安価であるが、調達先が限定される。機器の保守管理が極めて重要であり、一度故障が生じれば長期にわたる機能不全に陥る可能性が高く、事業効果の持続性の面で信頼性に劣る。</p>	<p>月々の農民負担は交換部品の積立程度であるが、日射量のみには依存するため、予測できない供給不足が発生し、作物の生育に影響することが懸念される。</p>	<p>仁シムコトでは比較的安価であり、シムコトよりも汎用性の高い設備のため比較的容易である。しかしながら月々の電気料金の農民負担が発生し、農家収入が向上するまでは家計を圧迫する。</p>	<p>月々の僅かな負担金により安定的な灌漑用水の供給が可能となる。そのため事業の効果がいち早く発現し、かつ持続性も高いと判断される。</p>

3-2-2-4-2 ポンプ仕様の検討

1) 計画条件

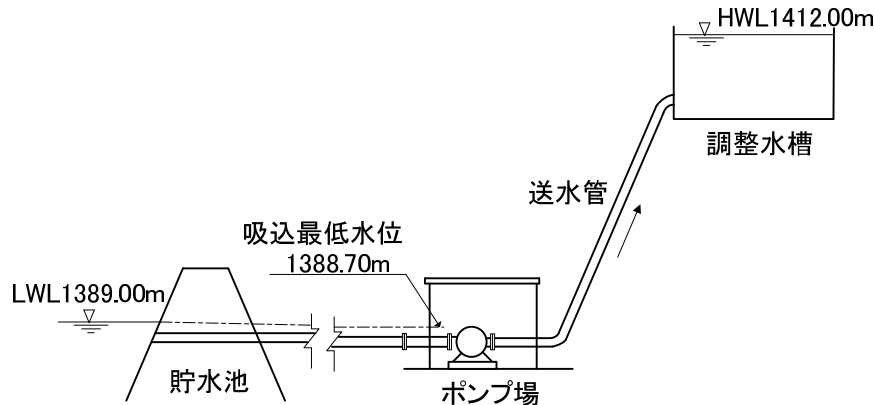


図 3.2.2.52 ポンプ場計画条件図

- ・計画吐出し量 : 0.080m³/s (左岸幹線水路 0.032m³/s + 右岸幹線水路 0.048m³/s)
- ・調整水槽最高水位 : EL. 1412.00m
- ・吸込最低水位 : EL. 1388.70m
- ・計画実揚程 : 23.30m
- ・ポンプ据付高 : 押込み
- ・送水管長さ : 130m
- ・送水管の種類 : PVC (硬質ポリ塩化ビニル管)

2) 送水管路

ポンプで水を圧送する場合の平均流速を 0.9 ~ 1.6m/s (管径 200 ~ 400mm の場合) として、下式よりこれに適合する口径を求める。

$$D = 1000 \left(\frac{4Q}{\pi V} \right)^{1/2}$$

ここに、D : 口径 (mm)
 Q : 揚水量 (m³/s)
 V : 流速 (m/s)

流速を中間値の 1.3m/s 程度とすると、

$$D = 1000 \times (4 \times 0.08 / \pi / 1.3)^{1/2} = 280\text{mm より、} D = 300\text{mm と決定する。}$$

3) ポンプ全揚程の算定

全揚程は実揚程に管路などの配管損失水頭を加えたもので、以下の算式を用いる。計算の結果、計画全揚程は、H = 24.0m とする。

全揚程の算出式

$$H = H_a + H_l = (DWL - LWL) + h_f + f_n \cdot V^2 / 2g$$

ここに、

H : 全揚程 (m)

- Ha : 実揚程 (m)
 H_l : 総損失水頭 (m)
 DWL : 吐出し水位 (m)
 LWL : 吸込水位 (m)
 h_f : 管路の摩擦損失水頭 (m)

$$h_f = 10.666 \cdot \{Q^{1.85} / (C^{1.85} \cdot D^{4.87})\} \cdot L$$
 (Hazen・Williams 公式)
 Q : 流量 (m³/s)
 C : 流速係数 ; 150 (塩ビ管の標準値)
 D : 管径 (m)
 L : 管路長 (m)
 f_n : 各種損失係数
 V : 管内流速 (m/s)
 G : 重力加速度 (m/s²) = 9.8 (m/s²)

表 3.2.2.51 管路損失の計算結果

項目		数値	備考
揚水量	(m ³ /s)	0.08	
送水管口径	(mm)	300	
管路の長さ	(m)	130	
流速	(m/s)	1.13	
流速水頭 H _v	(m)	0.065	
摩擦損失水頭	(m)	0.430	C=150
湾曲、屈折による損失水頭	(m)	0.010	f=0.05, 3ヶ所
流出損失水頭	(m)	0.065	f=1.0
その他損失	(m)	0.10	
管路損失合計	(m)	0.605	
実揚程	(m)	23.30	
計算全揚程	(m)	23.91	
計画全揚程	(m)	24.00	

4) ポンプの吐出能力と台数

本ポンプは太陽光発電を主電源として用いる計画であるので、ポンプの吐出能力や台数は次の観点より決定する。

年間を通じ、殆ど日は太陽光発電電力を用いたポンプにより必要水量を揚水する。

計画最大必要水量時には、太陽光発電を主として、商用電力を補助的に併用して対応する。

曇天日または太陽光発電システムが故障等により停止した際には、商用電力を用いた運転で所要の灌漑必要水量の揚水を可能とする。

また、灌漑計画上の日当りの必要水量は、別途検討結果より下記のとおりとする。

- ・ 平均的な気象条件における年平均必要灌漑水量 : 600m³/日
- ・ 平均的な気象条件における年最大必要灌漑水量 : 2,200m³/日
- ・ 渇水年における年平均必要灌漑水量 : 800m³/日
- ・ 渇水年における年最大必要灌漑水量 : 3,000m³/日 (計画日最大用水量)

上記の条件より、計画吐き出し量 $0.080\text{m}^3/\text{s}$ ($= 0.080 \times 3,600 = 288\text{m}^3/\text{hour}$) の能力を有するポンプを考えると、計画日最大用水量時のポンプの運転時間は、

$$3,000 / 288 = 10.4 \text{ 時間}$$

となり、最大時でも日中のみの稼働で対応が可能である。

今、現地調達可能な汎用ポンプとして、上記の能力に近い $Q=140\text{m}^3/\text{hour}$ (全揚程 $H=24\text{m}$) の水平型遠心ポンプを2台設けるものと仮定する。

同一のポンプを太陽光発電電力で稼働させた場合、ポンプ場計画地点付近の平均的な日射量および気温条件に基づき、所要の太陽光パネル (14,280Wp) で得られる発電量と時間毎の吐出量を表したグラフが次図である。日射量 (Irradiation) の日合計は $5.1\text{kWh}/\text{m}^2$ 、吐出量の合計は 532m^3 と試算された (現地ポンプ取扱業者による試算を参考)。

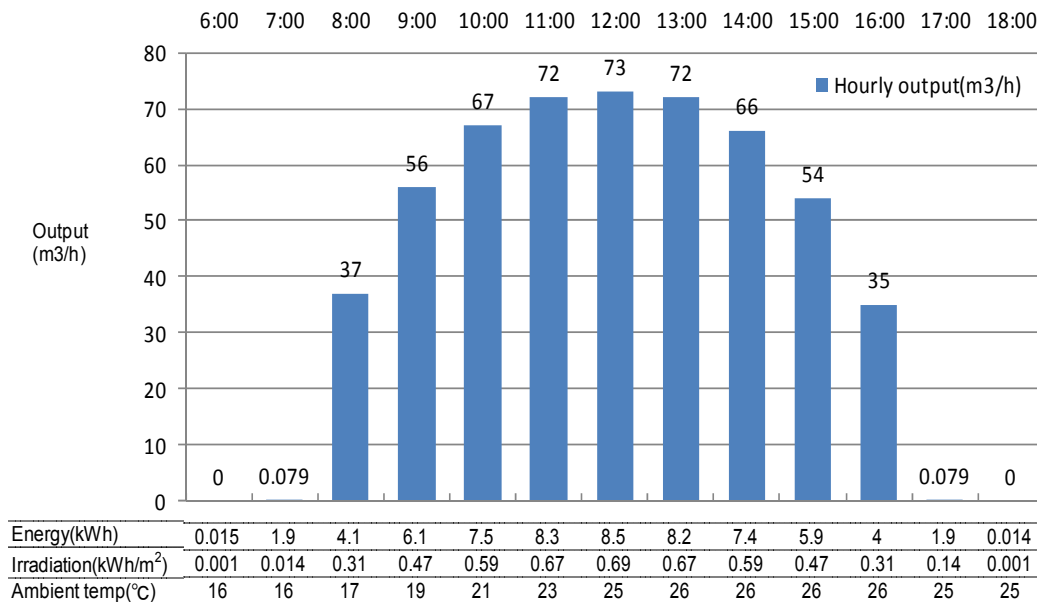


図 3.2.2.53 太陽光発電ポンプによる日平均吐出量

これより、太陽光発電稼働のポンプの最大吐出能力を $500\text{m}^3/\text{日}$ とし、天候の日変化や発電効率から、吐出量が 50~60%程度しか発揮されない場合も想定して各ケースの必要ポンプ台数を求めると次表のようになる。

表 3.2.2.52 必要ポンプ台数 (台)

必要量 吐出量	平均年		渇水年 (1974年)		備考
	平均値	最大値	平均値	最大値	
	600	2,200	800	3,000	
$500\text{ m}^3/\text{day}$	1.2	4.4	1.6	6.0	最大時
$300\text{ m}^3/\text{day}$	2.0	7.3	2.7	10.0	60%時
$250\text{ m}^3/\text{day}$	2.4	8.8	3.2	12.0	50%時

また、次図は平均年と渇水年における灌漑必要水量の変化と太陽光発電システムで運転した場合のポンプ3台による吐出量を示したものである。

平均的な必要水量で見ると、仮定した太陽発電システムにおいて3台のポンプを備えておけば、ほぼ年間を通じて必要水量を揚水することが可能であると考えられる。最大必要水量時においては、太陽光発電のみで対応すると不経済な設備となるため、商用電源と接続したポンプとの併用で必要水量を揚水することとする。

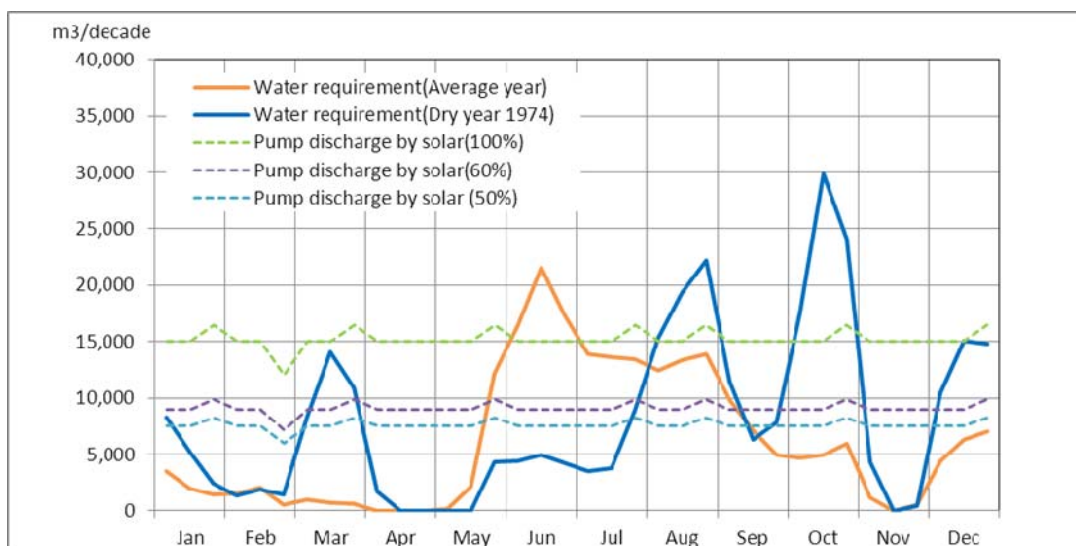


図 3.2.2.54 太陽光発電ポンプ3台の吐出量と灌漑必要水量（旬毎）

以上より、本ポンプ設備は、3台の太陽光発電用ポンプおよび2台の商用電源用ポンプの合計5台の同一規格のポンプ構成とする。

表 3.2.2.53 ポンプの仕様（案）

項目	規格	備考
ポンプ形式	水平型遠心ポンプ	電動機直結
ポンプ台数	5台	電源：太陽光発電、通常時運転用3台
		電源：商用電力、非常時運転用2台
計画全揚程	24.0m	
計画吐出量	140m ³ /h/台	モーター出力 11kw
太陽光パネル	約 43kw	14.28Wp × 3台

なお、太陽光発電電力と商用電力とを相互に切り替えて利用するための制御盤を追加して、ポンプ台数を縮減する案も考えられるため、ポンプの仕様と台数割、太陽光発電システムの仕様等の組み合わせは、イニシャルコスト、ランニングコストの面から詳細設計段階で比較検討を行うこととする。

3-2-2-4-3 ポンプ場建屋および付帯設備の計画

1) 建屋構造

ポンプ場建屋は、風雨から機器を守り、室内からポンプの操作や維持管理を行うために設けるもので、雨水が浸入しない構造とする。耐火性、耐久性、耐風性に優れる鉄筋コンクリート構造として、地上部の壁体は経済性を考慮してコンクリートブロックを用いる。基礎工は、重量構造物でないため直接基礎形式とし、ポンプは1台当り 100kg 程度と想定されるため、室内にはクレーン設備は設けないこととする。

2) 建屋の平面計画

建屋の平面形は、ポンプや受電盤等の配置により、各機器の日常の運転管理、点検、保守が安全かつ容易にできるように決定する。本施設内には、管理人が24時間常駐することは想定していないため、特別な管理事務室や生活に必要な設備は設けない。

3) 太陽光発電パネルの設置場所

太陽光発電パネルは、1枚当たり 2m^2 ($1\text{m} \times 2\text{m}$) 程度の大きさが一般的であり、本検討では、151枚 (約 300m^2) のパネルを計画している。

パネルの設置場所は、ポンプ場に近く、保守管理の面から1ヶ所にまとめた方が有利である。丘陵地地盤上に直接設置することも可能であるが、盗難や破損の恐れがあるため、別途建設する調整水槽(1号)の頂版(地上3m、平面積 $30\text{m} \times 20\text{m} = 600\text{m}^2$)上に設置し、水槽の周囲にはフェンスを設ける。

3-2-2-5 用水路の計画

3-2-2-5-1 水路形式の検討

水路形式は、水路組織全体の機能を左右し水路建設費に大きく影響するため、経済性、水管理体制や維持管理条件等を考慮し選定する。

1) 2次用水路(圃場内水路)

幹線水路から分岐し、圃場内へ配水する2次水路は、丘陵部をほぼ斜面に沿った角度で配置され、給水栓から圧力水を圃場へ供給する必要があることから、管水路形式とする。

2) 幹線用水路

幹線水路は、ダムの堰上げ水位をそのまま利用して自然流下により送水する低位部幹線水路と、ポンプにより揚水した後に自然流下させる高位部幹線水路とから構成される。その構造形式は、開水路形式と管水路形式とが考えられる。

別紙に両形式および両者の複合タイプの一般的な特性を列挙する。各々、利点と欠点を有するが、本プロジェクトでは以下の観点を重視し水路形式を決定する。

開水路形式では、流れの圧力伝播速度が遅いため、定常状態に至るまで長時間を要し、水管理操作性に影響を与える。延長の長い区間に開水路形式を適用することは避けるべきである。

パイプライン形式は、万一不具合が生じた場合の補修が困難である。一方、開水路形式では、土砂の排除など日常的な維持管理を必要とするが、「ル」国内の既往事例から判断すると、農民組織により適切に管理されることが期待できる。

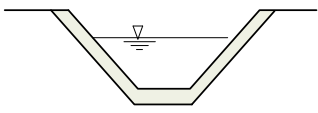
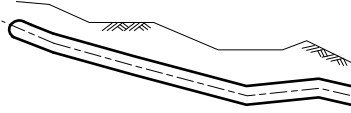
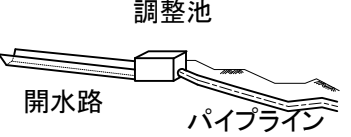
水路延長が長い場合は、途中に調整池を設ければ、水路断面の縮小できる上、用水到達時間の問題も解消される。

以上により、本プロジェクトの水路形式は経済的に有利となる開水路形式を基本的に採用することとする。ただし、延長の長い低位部幹線水路に関しては、途中に調整池を設けることとし、流量が小さくなる下流区間は、開水路形式との工事費の差が大きくなるため、地形条件に左右されず布設が可能なパイプライン形式とする。

表 3.2.2.54 幹線水路の延長と形式

幹線水路位置	延長	水路形式	備考
右岸低位部	10.2km	開水路 + パイプライン	調整池有り
右岸高位部	6.0km	開水路	
左岸低位部	7.5km	開水路 + パイプライン	調整池有り
左岸高位部	4.6km	開水路	

表 3.2.2.55 水路形式による特徴（幹線水路）

形式	A: 開水路	B: パイプライン	C: 開水路 + パイプライン (調整池有り)
略図			
利点	<ul style="list-style-type: none"> ・ 工事費はパイプライン形式に比べて安価である。 ・ 受益者により行われる維持管理作業は、砂や石材、セメント等の材料が地元で入手可能であるため、パイプライン形式に比べて容易である。 ・ 維持管理に要する資材は、受益者により購入可能な金額である。 ・ 水の流れが見えるので、受益者が水路の状態を常に確認可能であり、事業の効果を実感できる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 比較的地形条件に左右されずに路線を計画できる。 ・ 水量の損失が少なく、水利用の効率化を図れる。 ・ 調圧水槽と連動させて需要主導型の配水システムを構築でき、水管理上の操作性も良い。 ・ 水路上部を他の用途に利用でき、土地の有効利用が図られる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 用水到達時間は、調整池を中間地点に設けることで短縮される。 ・ B案に比べると下流部の管径は小さくでき、受益者による補修も容易となる。 ・ 用地補償はA案に比べると小さい。 ・ 開水路部の断面はA案より縮小できる。
欠点	<ul style="list-style-type: none"> ・ 丘陵地のため降雨時に土砂が混入しやすく、頻繁な除塵作業が必要となる可能性が高い。 ・ 水路延長が長いため、用水到達に時間を要し、パイプライン形式に比べ水管理操作は容易ではない。 ・ 管水路に比較して大きな用地取得（補償）が必要である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 日常的な管理を必要としないが、堆泥等の問題が生じた場合の処理が大変である。 ・ 開水路形式に比べて工事費が高む。 ・ 落ち葉等による管の閉塞が生じないように、入口にはスクリーンが必須であり、その管理を必要とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 丘陵地のため降雨時に土砂が混入しやすく、頻繁な除塵作業が必要となる可能性が高い。 ・ 落ち葉等による管の閉塞が生じないように、入口にはスクリーンが必須であり、その管理を必要とする。

3-2-2-5-2 開水路構造の検討

開水路の構造形式は、鉄筋コンクリート構造(矩形断面)、無筋コンクリートライニング構造(台形断面) および練り石張り構造 (矩形断面) について、下表のとおり経済性を比較した。水路壁高は、所要の余裕高を考慮して設定したものである。また、コンクリートライニング構造の側壁勾配は、テラシング工事で一般に行われている切土勾配と同一とした。

m 当たりの概算工事費を算出したところ、コンクリートライニング構造が最も安価となった。また、施工性の点でも優れていることから、幹線水路の開水路構造は、コンクリートライニング構造を採用する。

表 3.2.2.56 開水路構造の経済性比較

構造形式	鉄筋コンクリート (矩形)		コンクリートライニング (台形)		練り石張り (矩形)			
	断面形状		断面形状		断面形状			
設計流速 (m ³ /sec)	0.048		0.048		0.048			
水路勾配	1/1000(0.001)		1/1000(0.001)		1/1000(0.001)			
粗度係数	0.015		0.015		0.024			
寸法								
B	m	0.40	0.30	0.50				
H	m	0.40	0.40	0.40				
t1	m	0.10	0.07	0.15				
t2	m	0.10	0.07	0.10				
n		0	3	0				
工事費 (rwf)	単価	数量	金額	数量	金額	数量	金額	
掘削	m ³ /m	4,500	0.58	2,625	0.28	1,262	0.68	3,075
埋戻し	m ³ /m	5,500	0.28	1,558	0.00	0	0.28	1,558
コンクリート	m ³ /m	300,000	0.14	42,000	0.09	26,040	0.08	24,000
練り石張り	m ³ /m	75,000					0.12	9,000
計			46,183		27,302		28,633	
(比率)			1.69		1.00		1.05	

3-2-2-5-3 路線計画

用水路は、受益地に自然流送できるよう、ほぼ等高線に沿って流下する路線を選定する。ンゴマ谷の兩岸および河川の下流域を調査した結果、路線上に何箇所かの植林地帯が見られた。これらの内、ダムサイトから 6km 程下流右岸側の林地は、低位部に道路が建設されていることから、この道路に沿って水路を配置することが可能と判断される。一方、右岸下流側へ 10km ほど進んだ地点付近および左岸側へ 8km ほど進んだ地点付近（中国ダム側河川の右岸側）に位置する林地は、工事の支障になること、また地形的に標高が高くなる方向に水路を延長することとなり、有効な受益地と成り得ないため、各々この付近を幹線水路の最末端とする。



図 3.2.2.55 幹線水路路線検討図



写真 3.2.2.10 右岸中間付近の林地帯の様子

3-2-2-5-4 縦断計画

水路の縦断勾配は、大きな勾配とすれば水路断面積を小さくできるが、過度に流速が増大することによる流況の悪化や、水路断面の洗掘等の問題が生じることにもなる。本地区では、地形上水源地点から末端受益地までの間で大きな落差を確保することができないため、許容最小流速を満足する範囲内で、できるだけ小さな勾配とすることが求められる。また、設計流量が $0.05\text{m}^3/\text{s}$ 程度と小さいことから、勾配を緩くしても水路断面は施工および維持管理上の最小断面程度であり、経済的にはそれほど不経済な施設とはならない。

水路の設計流速は、浮遊土砂の堆積が生じないよう、 0.45m/s 以上を確保することし、薄いコンクリート（ 10cm 程度）構造となるので、最大許容流速は 1.5m/s と定める。

試算の結果、上記の条件を満足する水路底の縦断勾配として、 $I=1/1,000$ （ 0.1% ）を採用することとする。

表 3.2.2.57 各幹線水路（開水路区間）の等流計算結果

	右岸低位部	右岸高位部	左岸低位部	左岸高位部
粗度係数 $n =$	0.015	0.015	0.015	0.015
水路底勾配 $I =$	0.001	0.001	0.001	0.001
法勾配（右岸） $1 : m1$	0.333	0.333	0.333	0.333
（左岸） $1 : m2$	0.333	0.333	0.333	0.333
水路底面幅 $B =$ (m)	0.300	0.300	0.300	0.300
水深 $h =$ (m)	0.355	0.250	0.251	0.194
流積 $A =$ (m^2)	0.148	0.096	0.096	0.071
潤辺 $P =$ (m)	1.048	0.827	0.829	0.708
径深 $R =$ (m)	0.142	0.116	0.116	0.100
流速 $V =$ (m/s)	0.573	0.501	0.502	0.453
流量 $Q =$ (m^3/s)	0.085	0.048	0.048	0.032
フルード数 $Fr =$	0.307	0.320	0.320	0.329
余裕高 (m)	0.126	0.119	0.119	0.115
必要壁高 (m)	0.481	0.369	0.370	0.309
決定断面（幅×高さ；m）	0.3×0.5	0.3×0.4	0.3×0.40	0.3×0.3

3-2-2-5-5 吐出水槽

幹線水路始点には、貯水池あるいは調整水槽から管水路を通して取水した用水を減勢し、流量制御を行って開水路形式の幹線水路に接続させるために吐出水槽を設ける。

吐出水槽の構造はバルブ室と一体となった鉄筋コンクリート構造とし、吐出側水槽は減勢、静水のため所要の広さを確保する。また、幹線水路への流量は、四角堰の越流水深を管理しバルブ開度により調整を行う。

< 四角堰の流量公式 >

$$Q = C \cdot b \cdot h^{3/2}$$

$$C = 1.785 + \frac{0.00295}{h} + 0.237 \frac{h}{H} - 0.428 \sqrt{\frac{(B-H)h}{B \cdot H}} + 0.034 \sqrt{\frac{B}{H}}$$

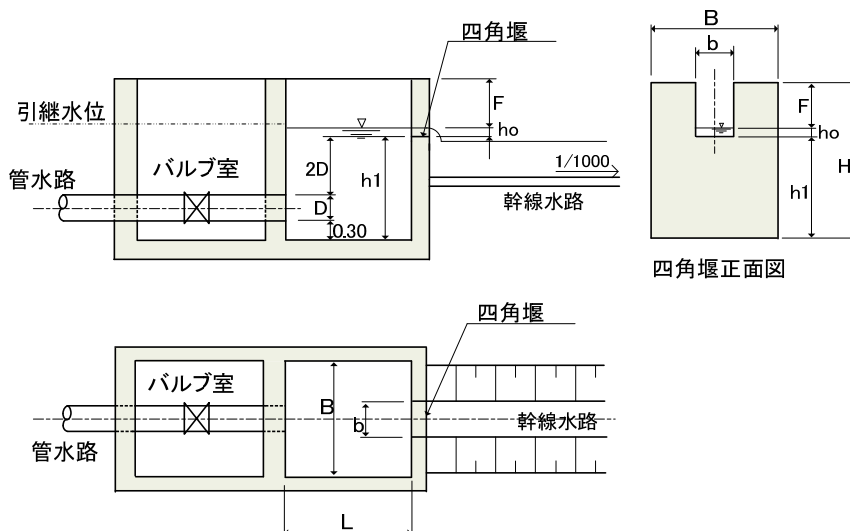


図 3.2.2.56 吐出水槽構造図

表 3.2.2.58 吐出水槽形状検討表

	1号 右岸高位部	2号 右岸低位部	3号 左岸低位部	備考
D (m)	0.45	0.40	0.30	
B (m)	1.50	1.50	1.50	
b (m)	0.40	0.50	0.40	
h1 (m)	1.65	1.50	1.20	=D3+0.3
ho (m)	0.168	0.211	0.169	
F (m)	0.182	0.289	0.331	
H (m)	2.00	2.00	1.70	=h1+ho+F
L (m)	1.50	1.50	1.50	2D×1.5
C	1.7422	1.7353	1.7362	流量係数
Q (m³/s)	0.048	0.084	0.048	幹線水路流量
引継水位 (EL.m)	1409.30	1388.70	1388.70	
堰頂標高 (EL.m)	1409.13	1388.49	1388.53	

3-2-2-5-6 調整池の計画

本地区では、左岸側幹線水路始点に設けるポンプ灌漑受益地への配水のための一時的な貯留施設のほか、幹線水路の中間点付近に設ける送配水管理のための調整施設を計画する。前者を 1号調整水槽、後者を 2号調整水槽（右岸側）、3号調整水槽（左岸側）と呼ぶ。

各水槽の貯水容量は次のとおりとする。

1) 1号調整水槽

ポンプは主として太陽光発電された電力を用いて運転するため、農家が通常農作業を開始する早朝時には、発電量が小さいためポンプは最大吐出能力には達しない。従って、年間の平均灌漑

時間である 4 時間分程度の必要水量を前日までに予め貯留しておくこととすると、

$$V=0.0008\text{m}^3/\text{sec}/\text{ha} \text{ (最大単位用水量)} \times 100\text{ha} \text{ (ポンプ灌漑面積)} \times 4 \text{ (hour)} \times 3,600 = 1,152\text{m}^3$$

となる。

また、採用予定のポンプの吐出量は、太陽光による発電量を加味すると年間平均で 500m³/日程度と想定されるので、3 台のポンプの合計は日平均で 500m³ × 3 台 = 1,500m³ 程度となる。従って、農作業に支障がなく、かつ発電した電力を有効に利用するため、1 号調整水槽の容量は 1,500m³ とする。

なお、前述の 1/5 湯水年における畑地灌漑必要水量は、ピーク月の日換算で 2,990m³ である。水槽の容量を 1,500m³ とし、貯水量の 1 日の収支を試算すると、太陽光発電および商用電力の併用により最大 5 台のポンプを稼働させれば、日没までに再び調整水槽を満杯とすることが可能である。

表 3.2.2.59 ポンプ揚水量と貯水槽容量の変化

時刻	ポンプ揚水量			灌漑用水送水量		貯水量 ③-②+① (m ³)	備考
	太陽光発電 3台 (m ³ /h)	商用電力 2台 (m ³ /h)	累加量 ① (m ³)	時間当たり (m ³ /h)	累加 ② (m ³)		
						1,500	初期貯水量③
6:00	0		0	-288	-288	1,212	
7:00	0.237		0	-288	-576	924	
8:00	111		111	-288	-864	747	
9:00	168		279	-288	-1,152	627	
10:00	201		480	-288	-1,440	540	
11:00	216		696	-288	-1,728	468	
12:00	219		915	-288	-2,016	399	
13:00	216		1,131	-288	-2,304	327	
14:00	198	280	1,609	-288	-2,592	517	商用電源利用開始
15:00	162	280	2,051	-288	-2,880	671	
16:00	105	280	2,436	-110	-2,990	946	
17:00	0.237	280	2,716	0	-2,990	1,226	
18:00	0	274	2,990	0	-2,990	1,500	

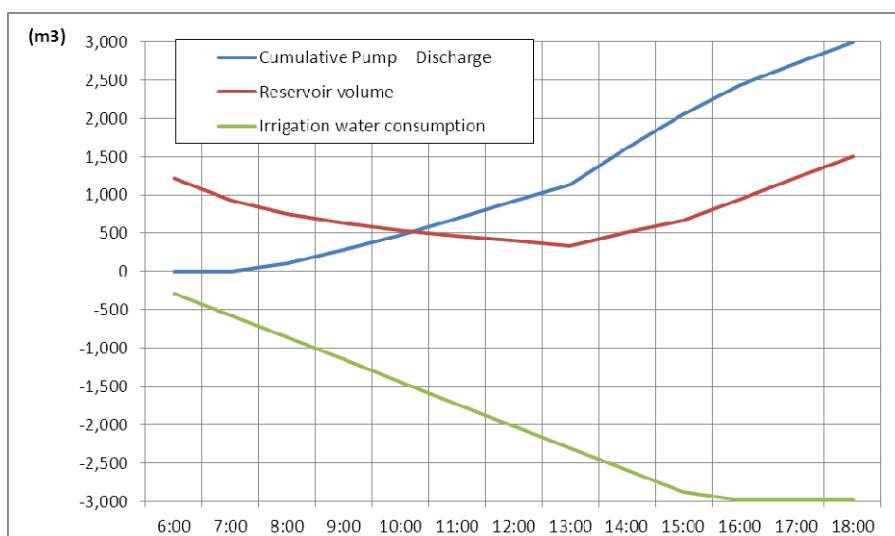


図 3.2.2.57 貯水容量変化の試算

2) 2号、3号調整水槽

2号および3号調整水槽は、低位部幹線水路下流のパイプライン区間の受益地への灌漑用水を時間差なく供給することを目的とした調整施設である。

水源地点から各調整水槽までの幹線水路延長の流下に要する時間分に相当するパイプライン受益地の用水量を予め確保しておけば、上流開水路区間とほぼ同時に灌漑を開始しても支障はない。

表 3.2.2.60 2号、3号調整水槽の容量

	上流幹線 水路延長 (m)	上流幹線 設計流速 (m/s)	上流幹線 流下時間 (hr)	下流幹線水路 設計流量 (m ³ /s)	必要調整池 容量 (m ³)	設計調整池形状
2号調整水槽(右岸)	5,210	0.57	2.5	0.036	324.0	10.0m×22.0m×1.5m(=330m ³)
3号調整水槽(左岸)	4,300	0.50	2.4	0.012	103.7	10.0m×10.0m×1.05m(=105m ³)

3-2-2-6 水田基盤整備計画

今次調査期間中に先方より要請のあった『下流既存水田の区画整備』に関して、調査の結果、下記の点について明らかとなった。

1) 調査結果と区画整備の必要性

(1) 既存水田の状況

- ・本プロジェクトサイトでは、灌漑用貯水池建設予定地点より下流におよそ35haの既存水田は展開していることから、この既存水田施設の改善を通して創出される水資源を活用して丘陵地灌漑開発を行なう総合的かつ効率的な灌漑計画を提案している。そのため、今次調査では浸透量の大きい現況畦畔の改良を目的とした畔塗り試験を実施したが、顕著な効果は得られなかった
- ・また、既往水田の状況について、圃場内水路～田越し灌漑システムの弊害、畦畔からの大きな浸透、畦畔強度のアンバランス、田面の不均平、田越し灌漑であるため、各区画が用水路・排水路に接続しておらず独立した水管理ができない、等について把握した。

(2) 「ル」国灌漑開発における水田整備の位置づけ

- ・『ルワンダ国灌漑マスタープラン』において、灌漑区域別の開発可能面積を下表のとおり整理している。ここでは低湿地帯の灌漑開発ポテンシャルが最大(全体の約半数)となっており、水田開発・再整備は「ル」国の灌漑開発において重要な位置を与えられている。

表 3.2.2.61 灌漑区域別の開発ポテンシャル

カテゴリー	開発ポテンシャル(ha)	同左%
小規模貯水池開発	125,627	27
ダム開発	27,907	6
河川水開発および洪水利用	79,847	27
湖水開発	100,107	22
地下水開発	36,432	8
低湿地帯開発	219,793	47
合計	464,096	100

出典：Rwanda Irrigation Master Plan

- ・ また、湿地帯における主たる農業生産物であるコメの生産向上に対する制約要因のひとつに灌漑施設の未整備、不備が挙げられている。「ル」国では CARD 参加国として、単収 7ton/ha を目標とした NRDS (National Rice Development Strategy) も策定されているところであり、コメ生産に係る低湿地開発・再整備の必要性・需要は高いと評価される。

(3) LWH 事業と既存水田整備および「ル」国灌漑開発

- ・ 上記までの事項から、今後の LWH 事業実施において、そのプロジェクトサイトの条件が本プロジェクトと同様な条件下である場合、主として田面の均平化、用排水操作性・管理性の向上を目的とした既存水田の改良整備が事業の一部として取り込まれていく可能性がある。
- ・ そのため、本プロジェクトが示す具体的な技術対応策は、今後の LWH 事業におけるモデルになりうると考えられる。ここでは、既存水田の圃場区画を統合・整理し、用排水路・管理用道路・畦畔を再建設し、各区画を水平に作り直すことになる。
- ・ 水稲作において田面の均平精度は、効率的・効果的・省力的水管理の実践や労働生産性の向上において非常に重要な因子となるが、これまで「ル」国が行ってきた水田整備工事では、これを労働力動員を主体とする工事に任せた結果、工事完了後も不陸がみられ、陸稲状態になっている等、施工不良の事例となっている。
- ・ 技術的には、精度良く整地・均平を可能とするレーザーレベラー等の導入等、我が国の技術の導入意義があると考えられる。

2) 既存水田の区画整備にかかる基本構想

上記の状況から本要請に対して先方と協議の結果、その実施について次のとおり基本構想を整理した。

- ・ 日本側による分水ゲート、用排水路の整備（当初の要請どおり）、水田面整備（モデルブロックの面整備のみ実施、施工機械の供与を含む）
- ・ 分水ゲート「ル」国側による残りの水田面整備

(1) 用・排水路整備（分水ゲート、管理用道路含む）：日本側実施

更新する用・排水路の線形は、広範囲にわたって現況の水田区画を改変しないよう、基本的に現況の路線を踏襲する計画とする。これはまた、谷地田両側の丘陵斜面地下を浸透降下してくる地下水が、谷地田最低位部を流下する現況の用・排水路へ集約されると考えられることから、仮に用・排水路を丘陵地斜面の裾部に寄せた場合、新たに現況の用・排水路上に盛土して造成される水田部分が排水不良となることを防ぐためでもある。

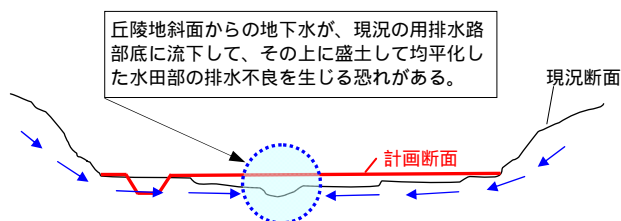


図 3.2.2.58 用排水路の路線を丘陵地側へ移した場合

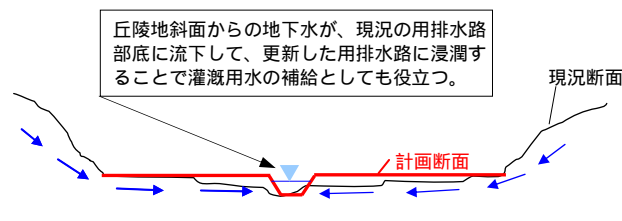


図 3.2.2.59 用排水路の路線を現況路線上に踏襲した場合

この路線上に分水ゲートをおよそ 300m 間隔で配置し、水路内の水位を堰上げして両側の水田へ灌漑用水として供給する計画である。

管理用道路は、当初の先方要請には含まれていないが、用・排水路の更新工事や分水ゲート（いずれもオリジナルの先方要請）設置工事のための工事用道路が必要となるため、これら施設の施工完了後に管理用道路としての機能を有することになる。現状には歩道も含めて道路が存在しないために、これまで施設の維持管理がほとんど行われてこなかったことから、本プロジェクトに含めて整備することで、持続的な灌漑施設の維持管理に供することとする。

(2) 面整備：日本側による施工機械供与とモデル整備実施、「ル」国側による残り面整備すべて

水田面整備（田圃の均平、区画の拡張、畦畔の建設等）は、モデルブロック（2ha程度を想定）においてトラクターやランドレベラー等を使用して田面均平や区画の拡張および畦畔築造にかかる技術移転を行い、その後の残る面積分については、「ル」国側の負担行為として実施していくことを計画する。なお、技術移転に使用した施工機械類は先方供与機材とする。

面整備における水田一筆（耕区）の形状は、30m×100m～150m程度とし、一筆毎に用・排水操作が行えるよう、各圃場は用水路、排水路に直接的に接するものとして計画する。また、この耕区を10筆合わせたものを圃区として、ひとつの水管理ブロックとする（農林水産省設計基準『圃場整備』より）。次図に水田区画整備の計画平面図を示す。また、一般計画平面図を次節『3-2-3 基本設計図』に示す。

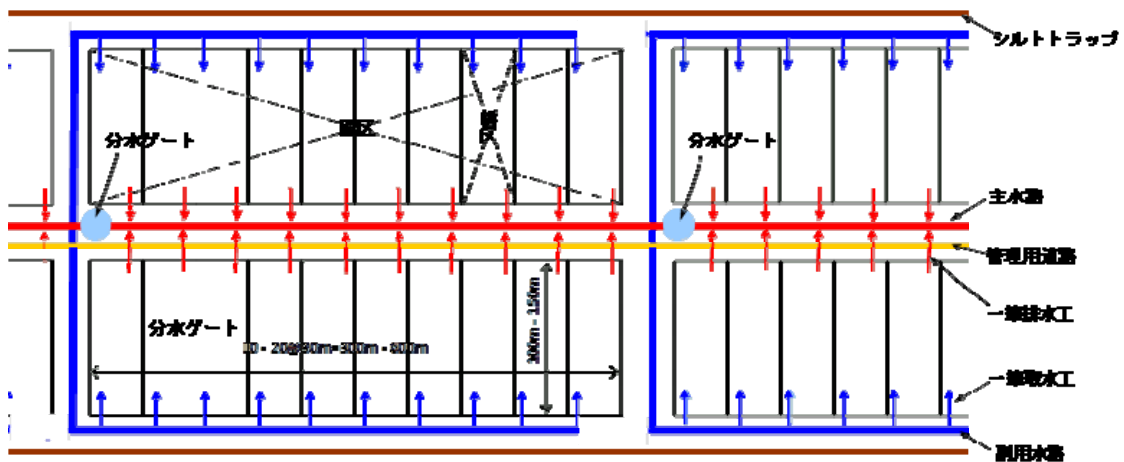


図 3.2.2.60 下流既存水田の区画整備計画標準平面図

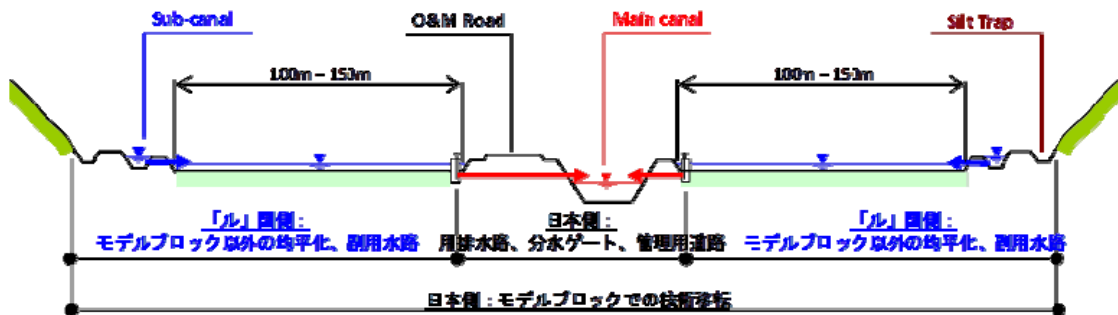
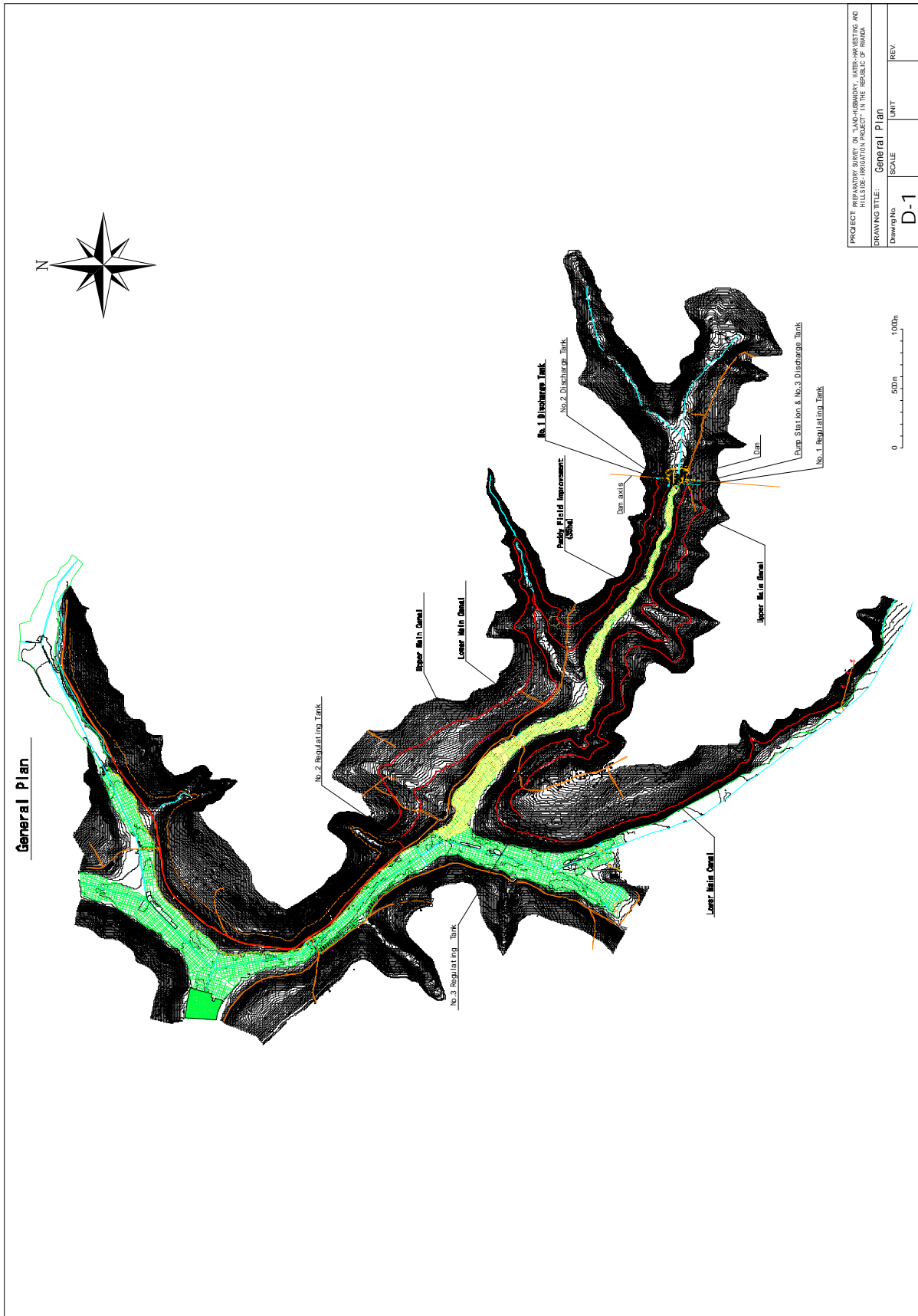


図 3.2.2.61 下流既存水田の区画整備計画標準横断面図と役割分担

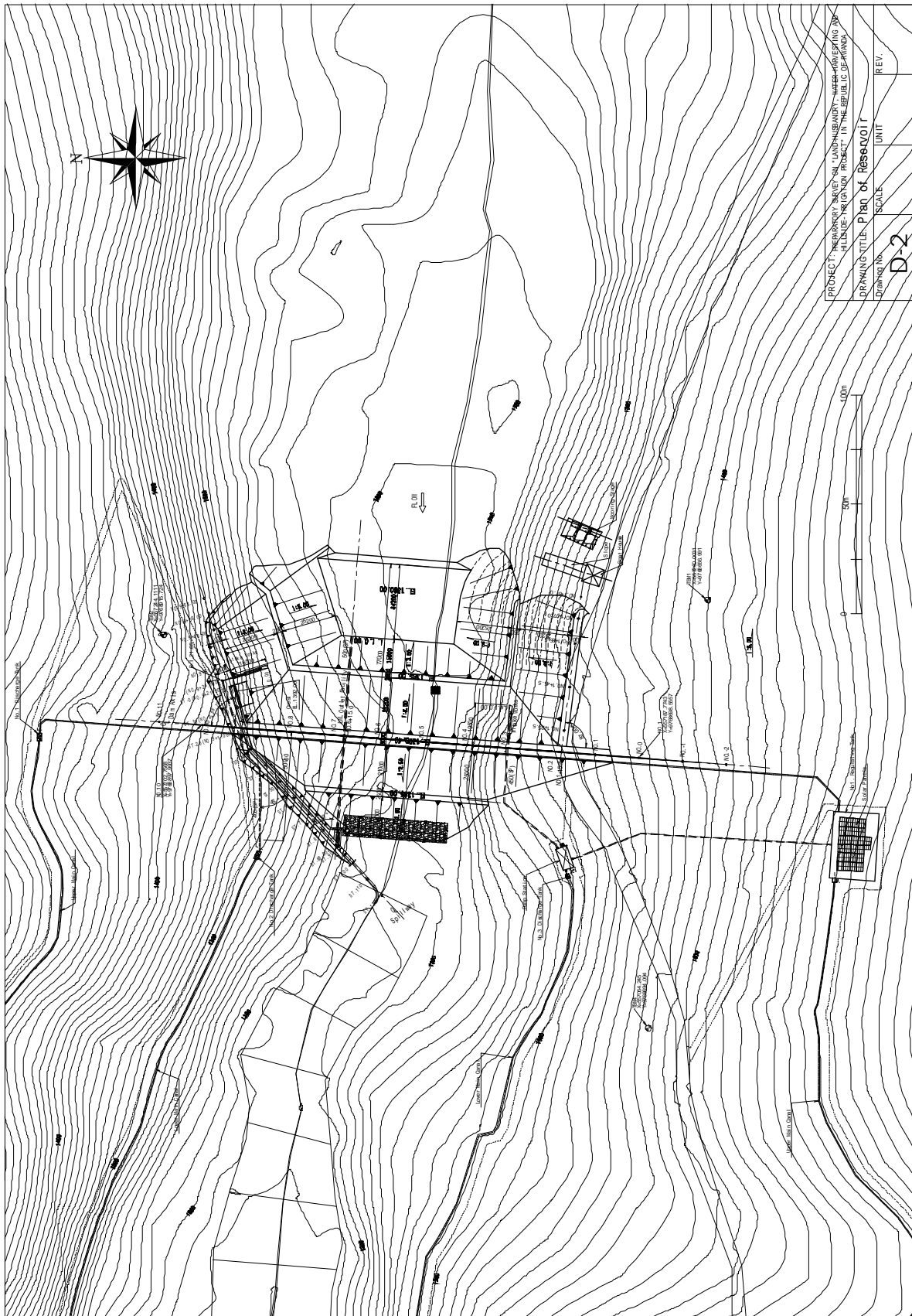
3-2-3 基本設計図

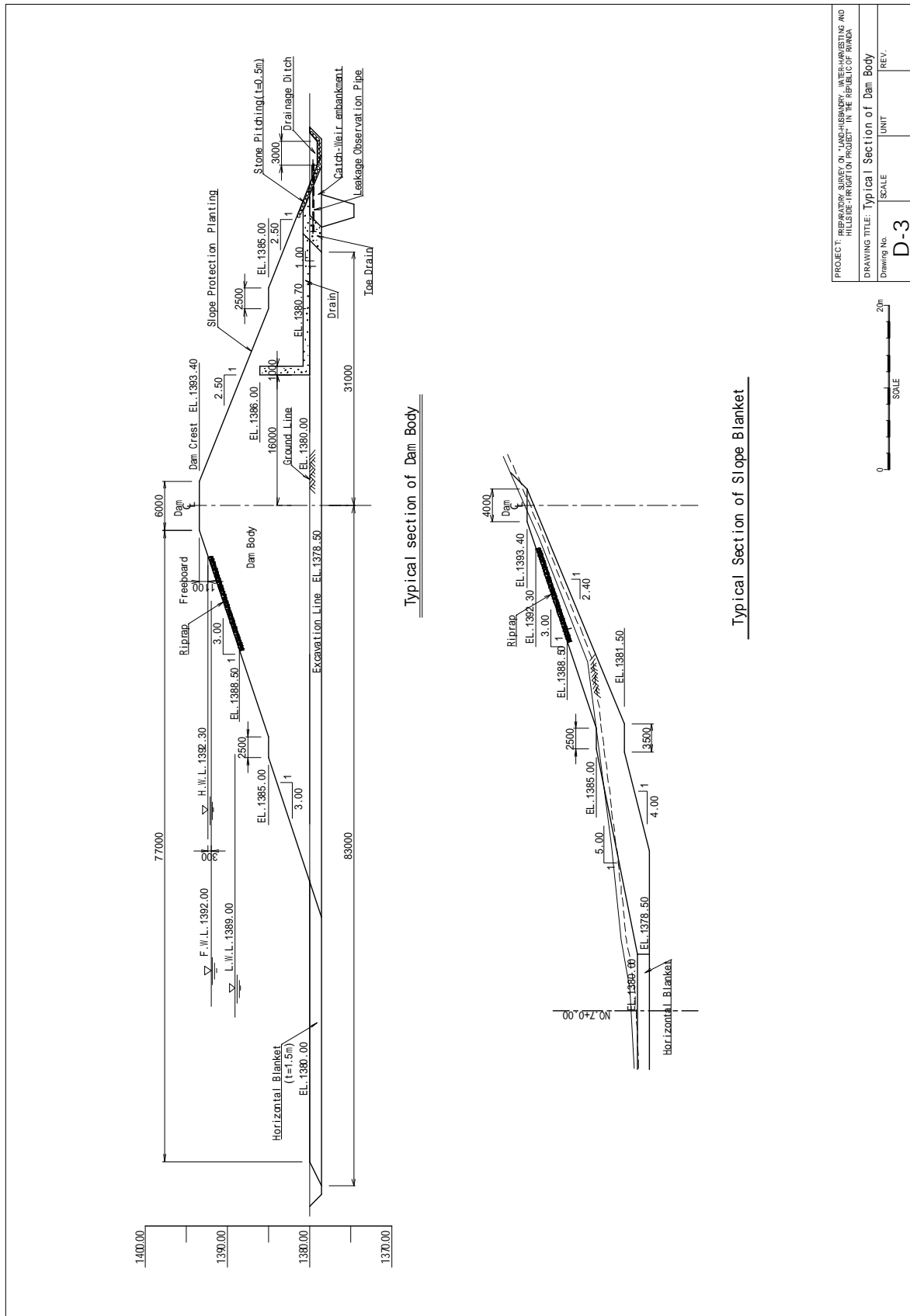
図面リスト

図面番号	図面の名称	枚数
貯水池		
D-1	計画一般平面図	1
D-2	ダム平面図	1
D-3	堤体標準断面図	1
D-4	堤体縦断面図	1
D-5	洪水吐計画図	3
D-6	低水位放流設備計画図	3
D-7	右岸取水工計画図	1
D-8	左岸取水工計画図	1
水路施設		
C-1	灌漑用水路計画図	3
C-2	幹線水路標準断面図	1
C-3	ポンプ場及び3号吐出水槽構造図	1
C-4	吐出水槽構造図	1
C-5	調整水槽構造図	2
C-6	単線結線図	1
水田整備		
L-1	水田区画整備計画平面図	1
L-2	水田区画整備横断面図	3
合 計		25

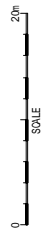


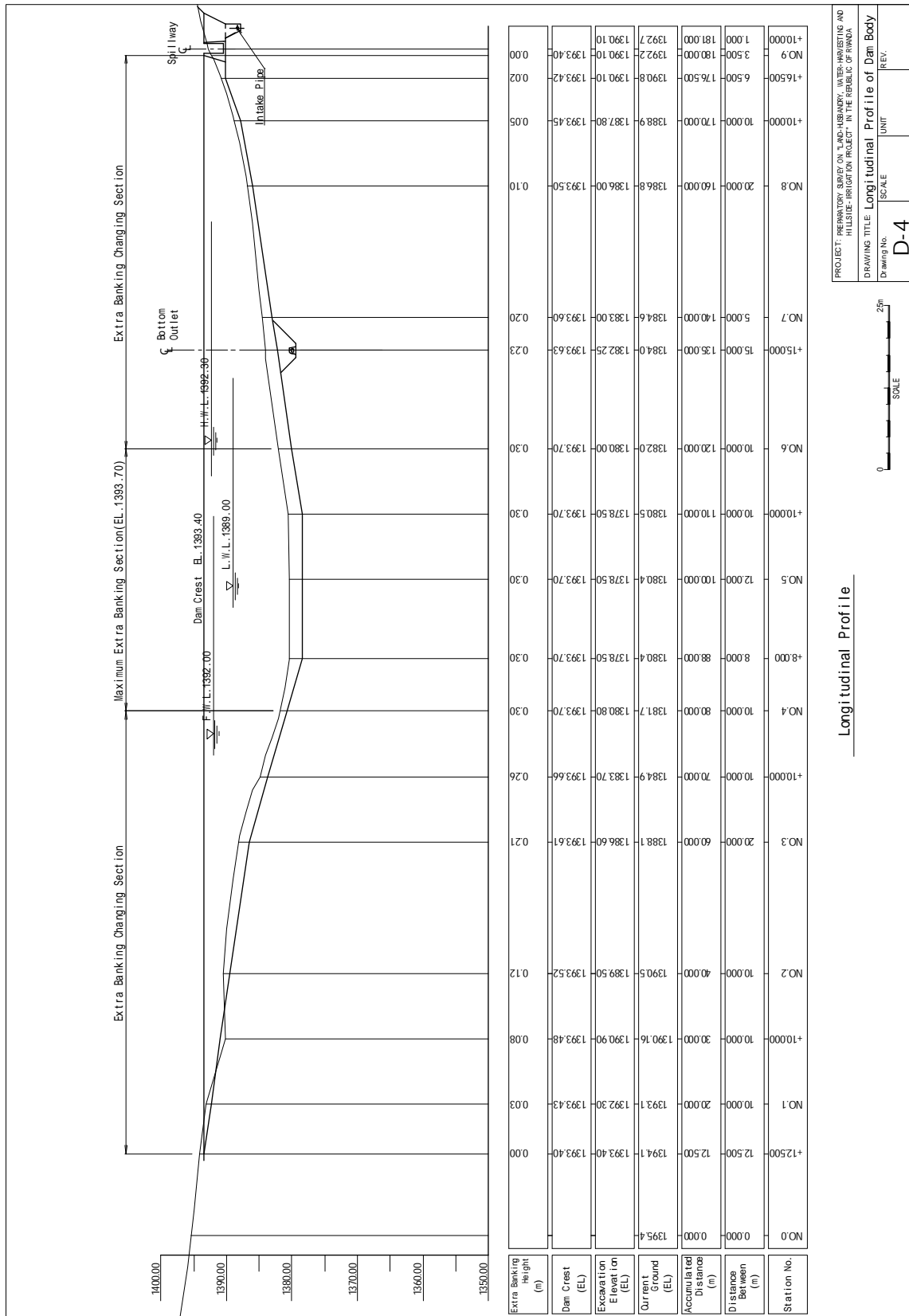
PROJECT: PREPARATORY SURVEY ON "LAND-HUBBARDING, WATER-HARVESTING AND IRRIGATION PROJECT" IN THE REPUBLIC OF RWANDA			
DRAWING TITLE: General Plan			
Drawing No.	SCALE	UNIT	REV.
D-1			





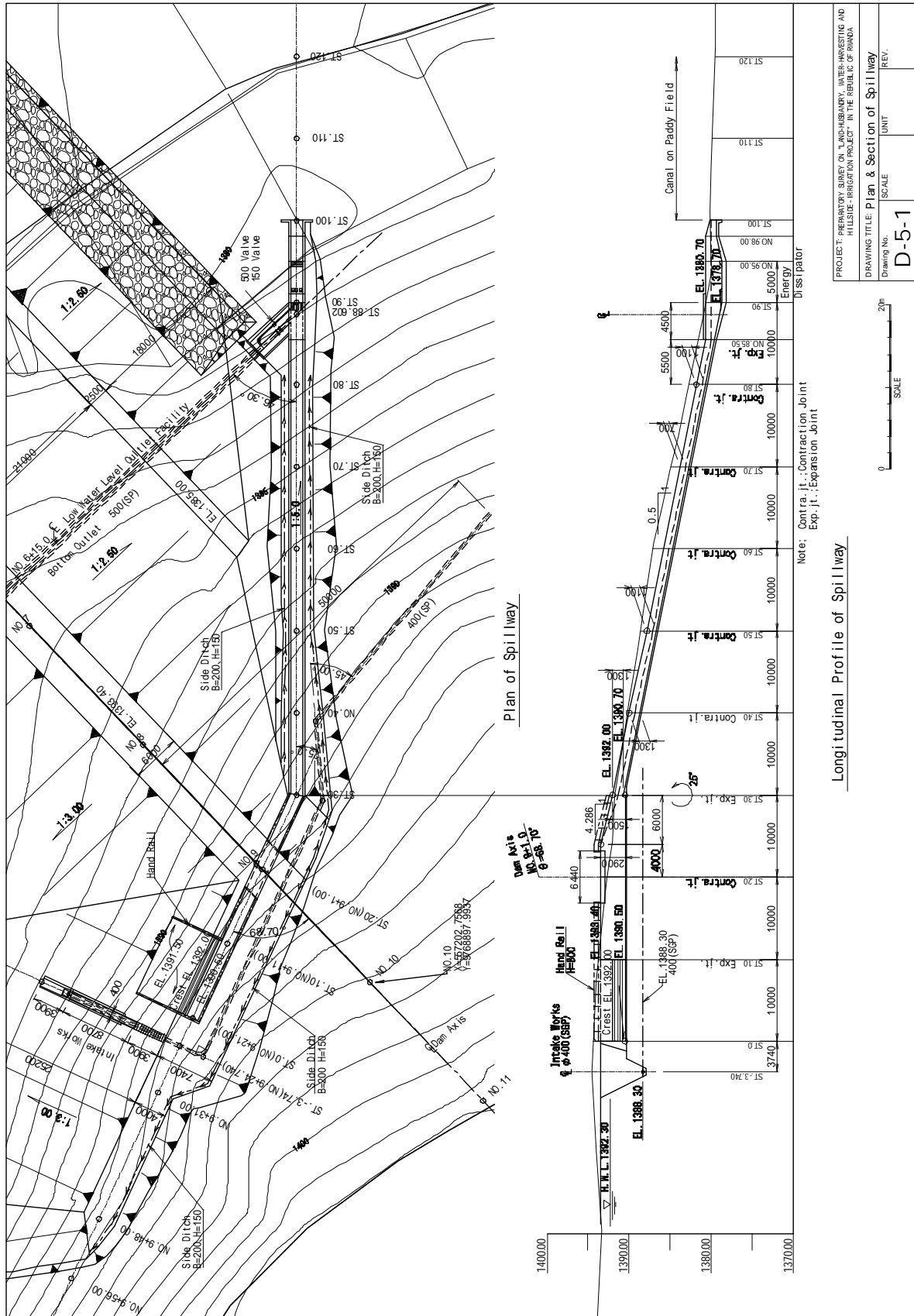
PROJECT: REPARATORY SURVEY ON "LAND-HERBARDY WATER-HARVESTING AND HILLSIDE-FRONTION PROJECT" IN THE REPUBLIC OF RWANDA		
DRAWING TITLE: Typical Section of Dam Body		
Drawing No.	SCALE	UNIT
D-3		
		REV.

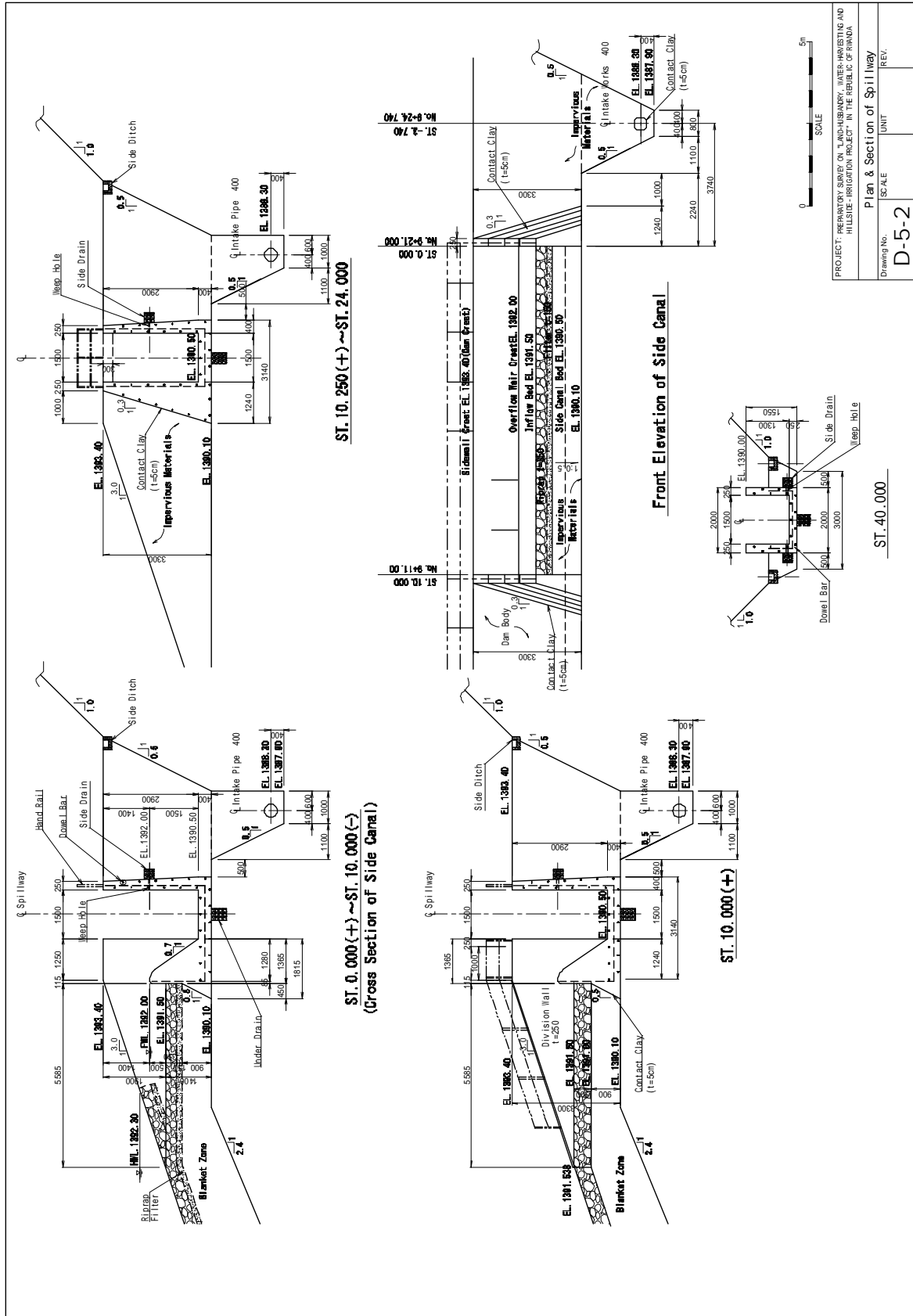


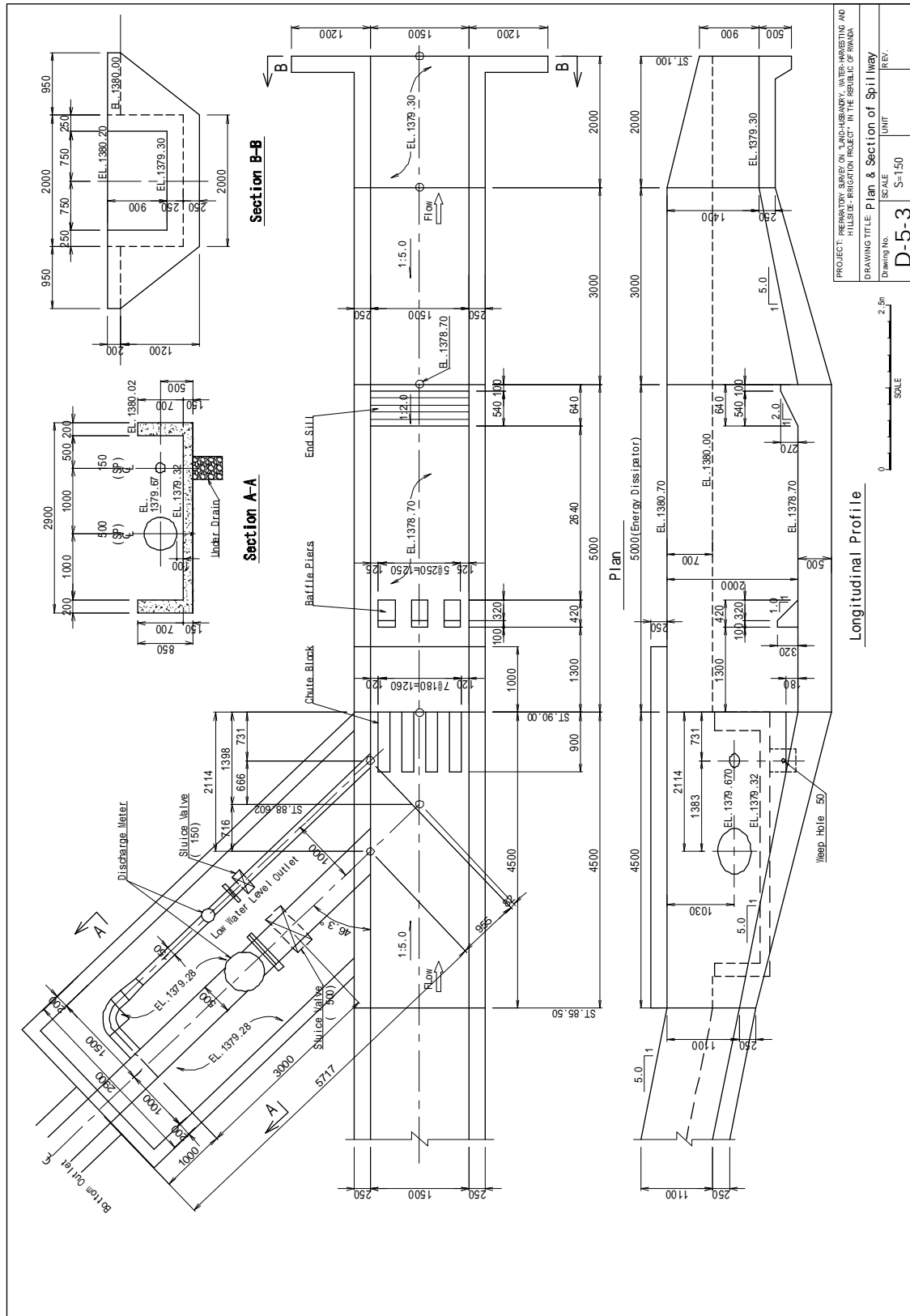


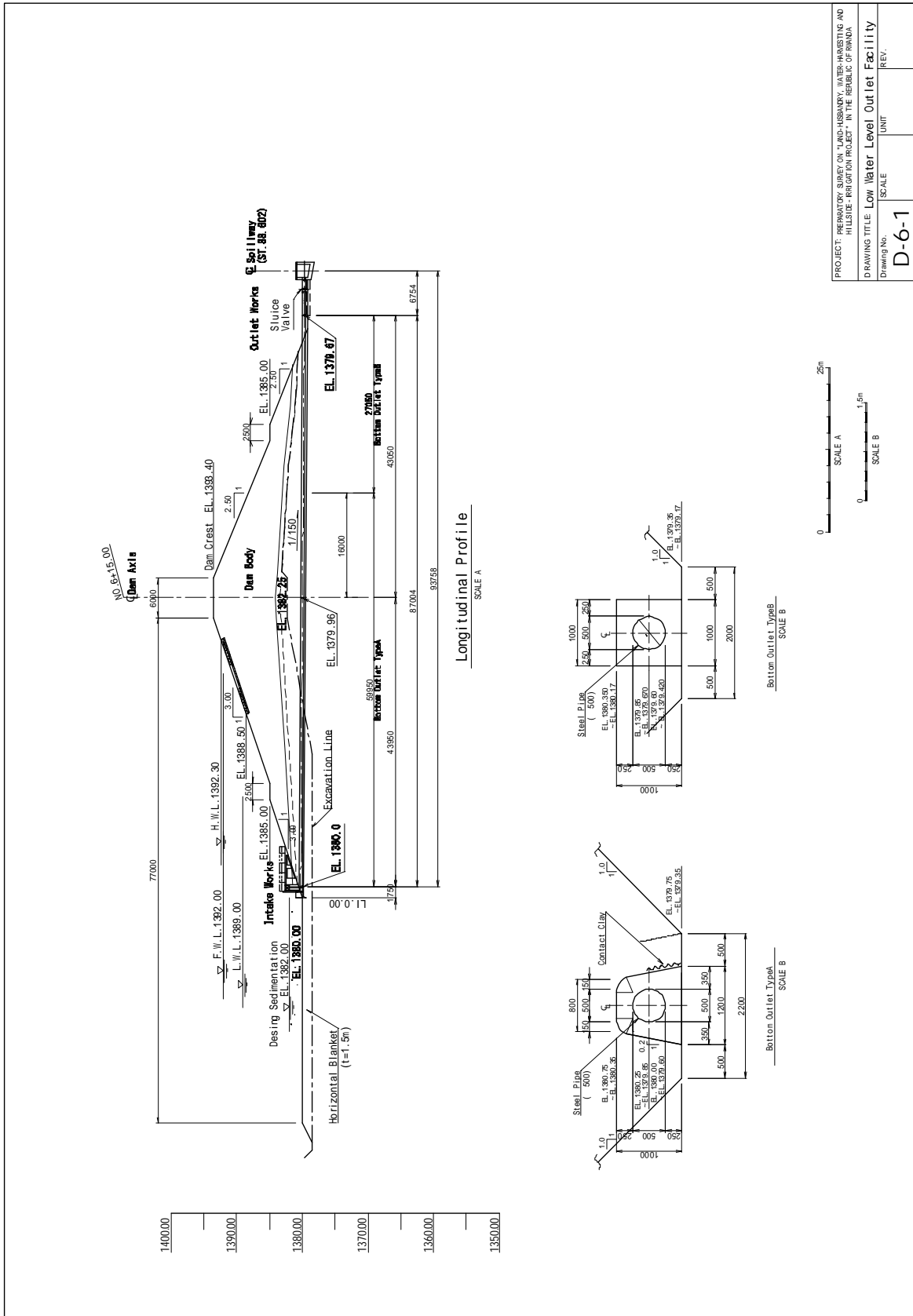
PROJECT: RIBANDA DAM PROJECT, RIBANDA DAM, RIBANDA DAM, RIBANDA DAM AND RIBANDA DAM FOR PROJECT IN THE REBELS OF RIBANDA.
 Drawing No. **D-4** SCALE UNIT REV.

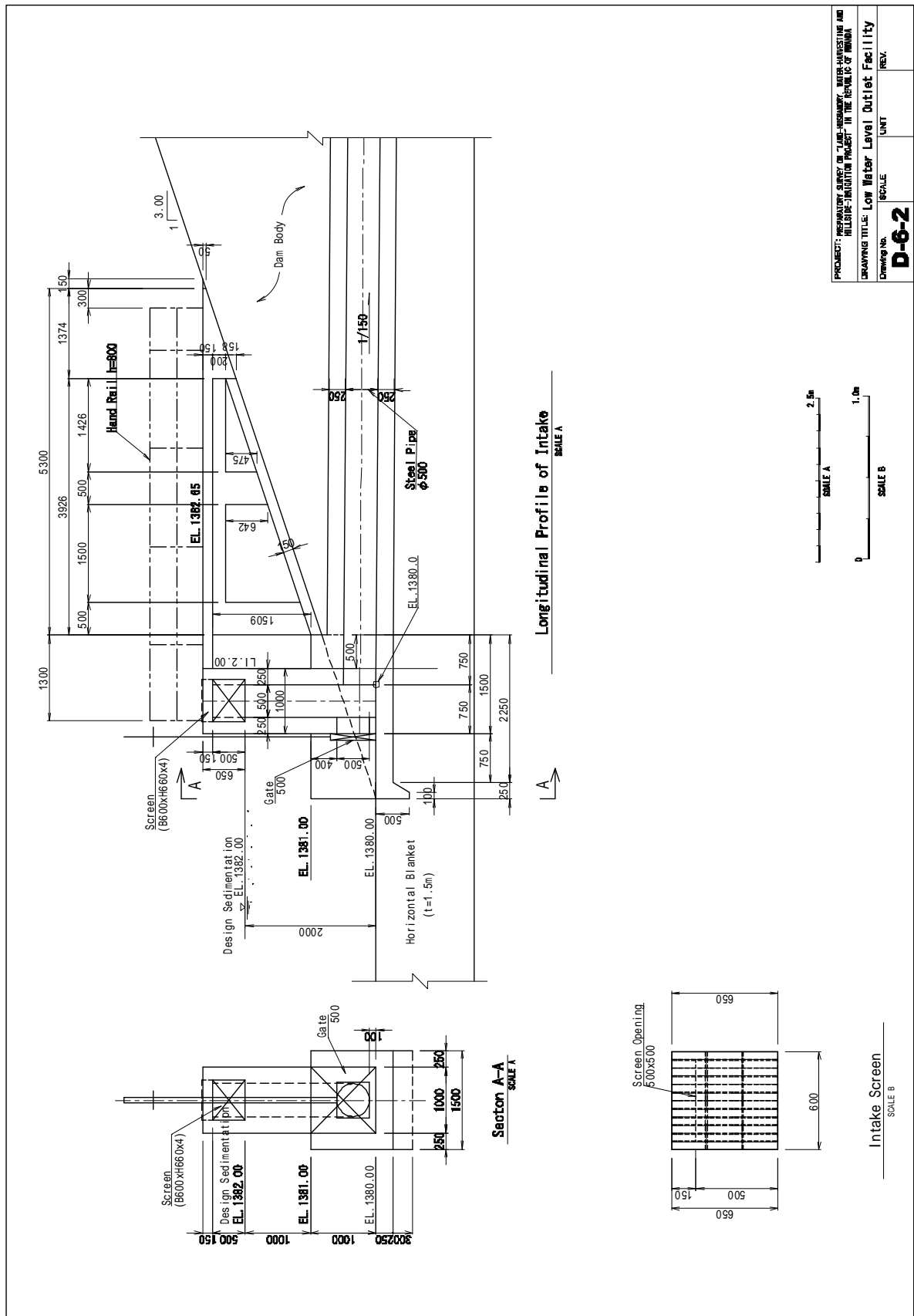
Longitudinal Profile

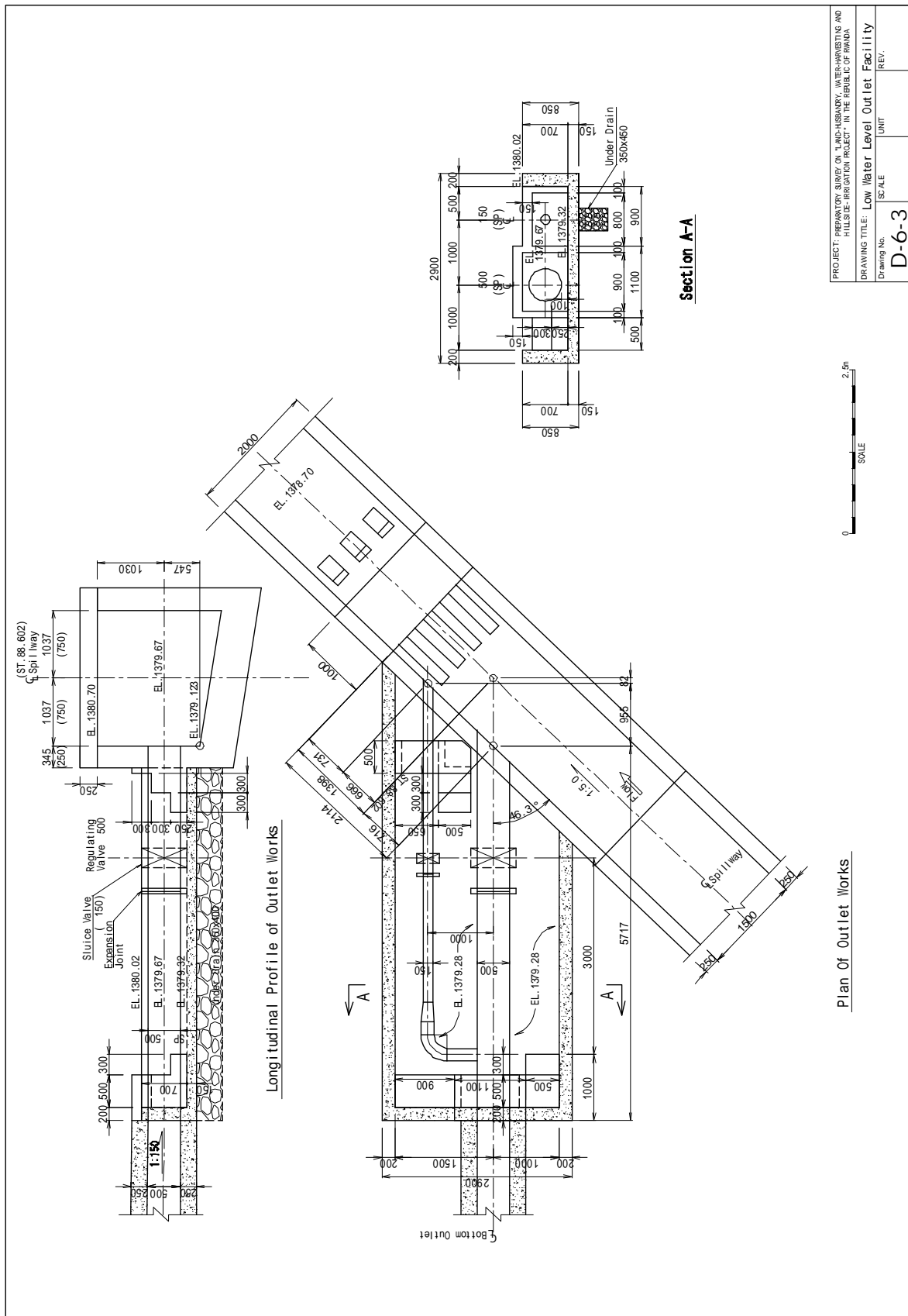


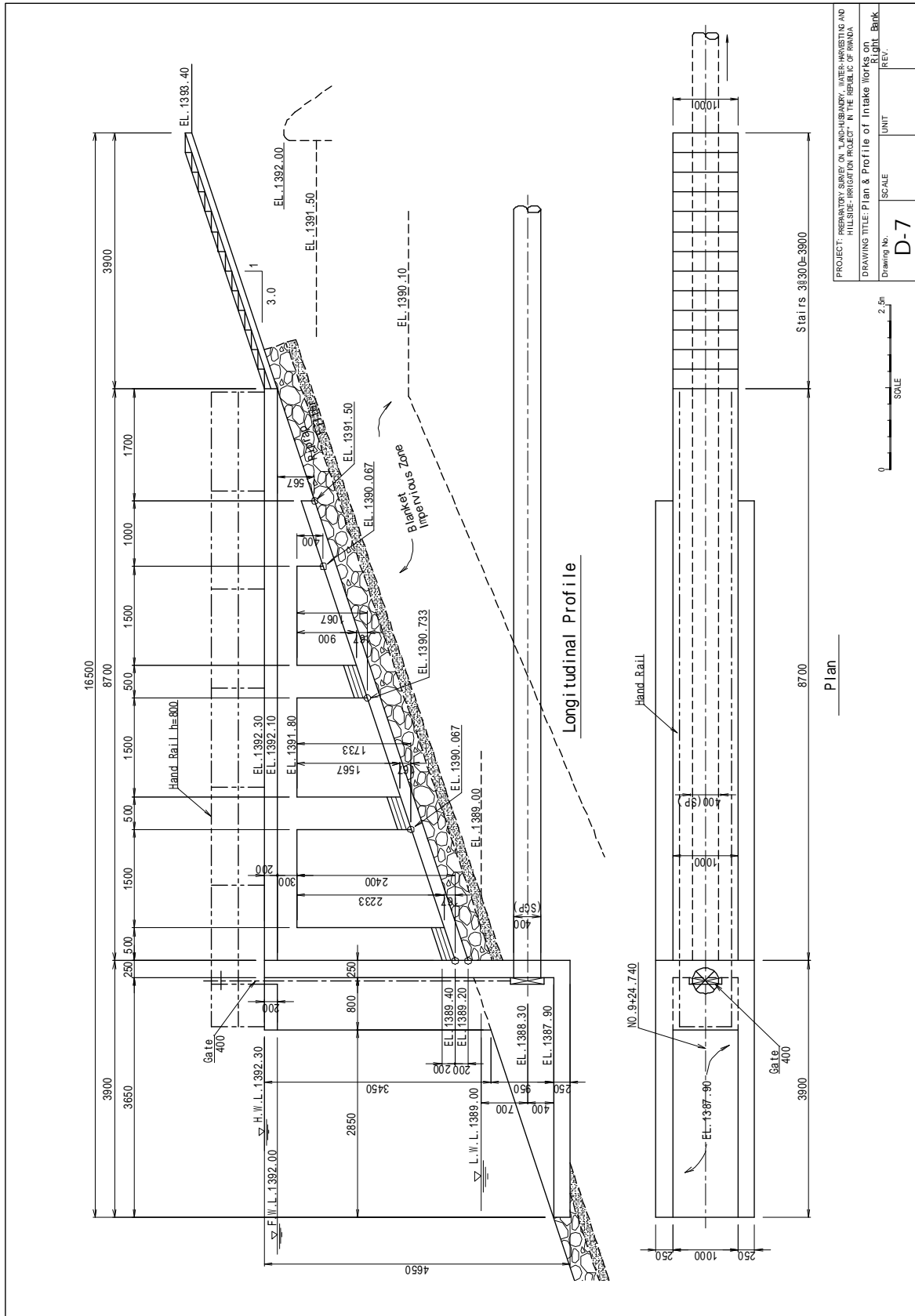




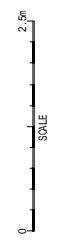


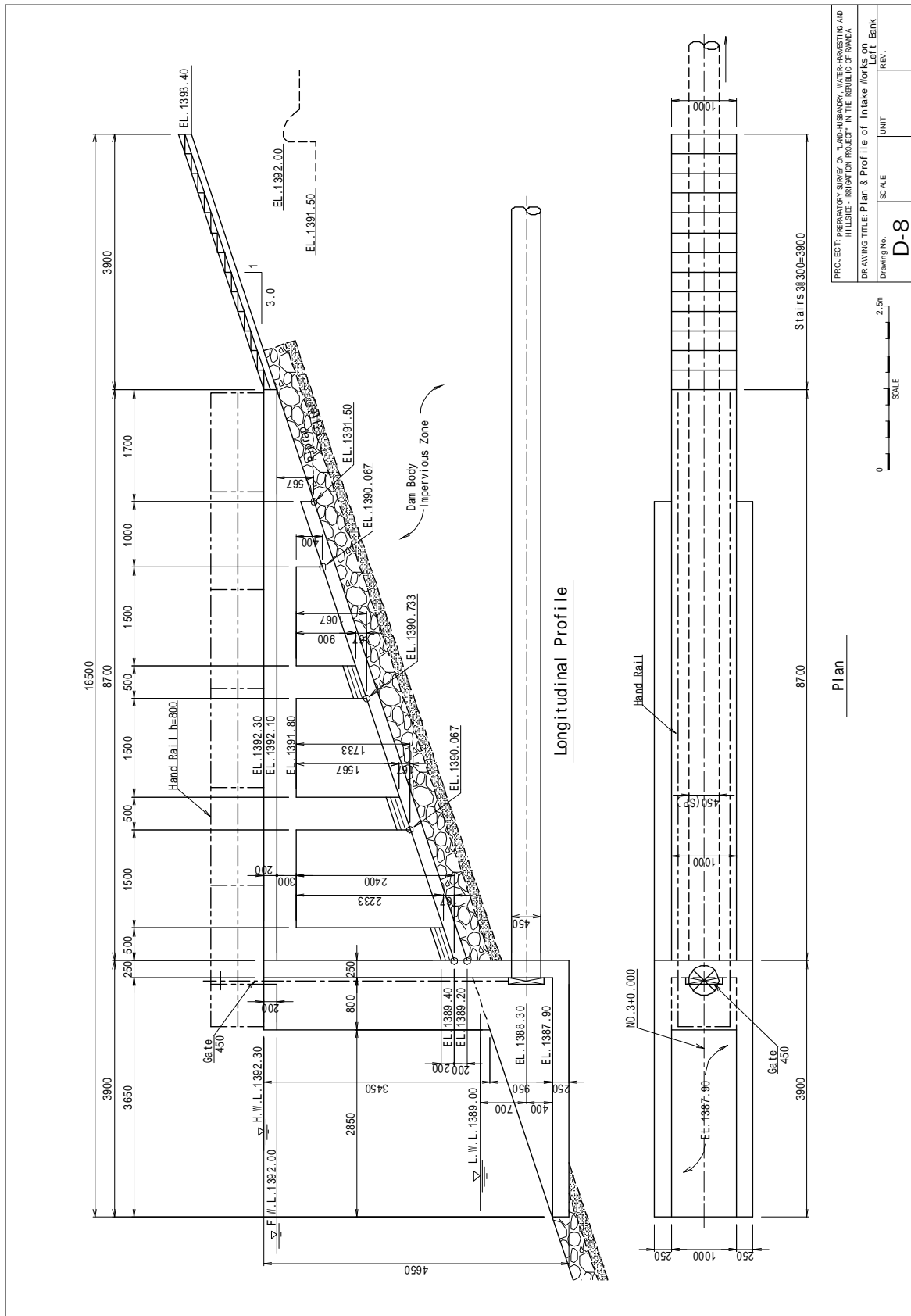


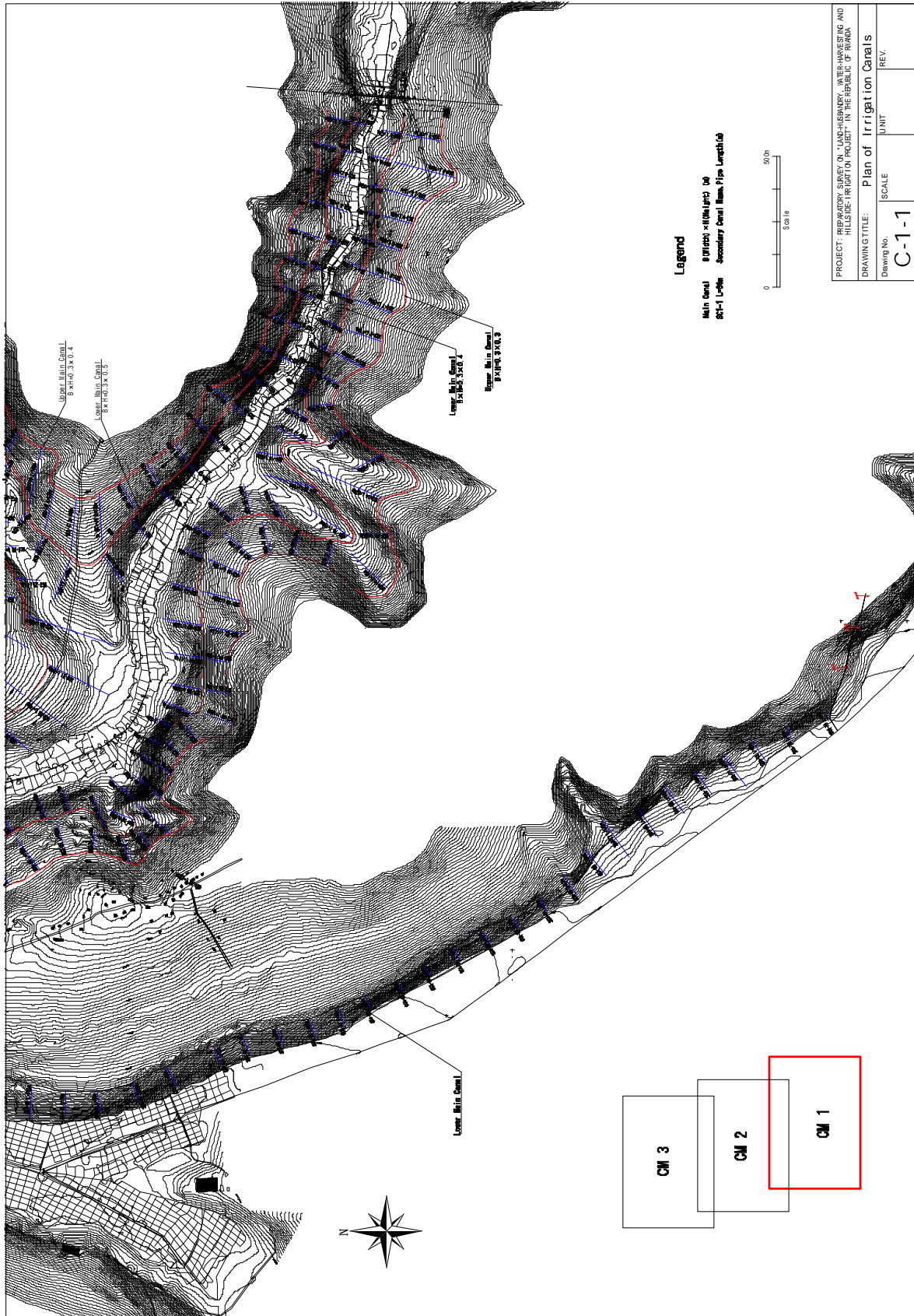


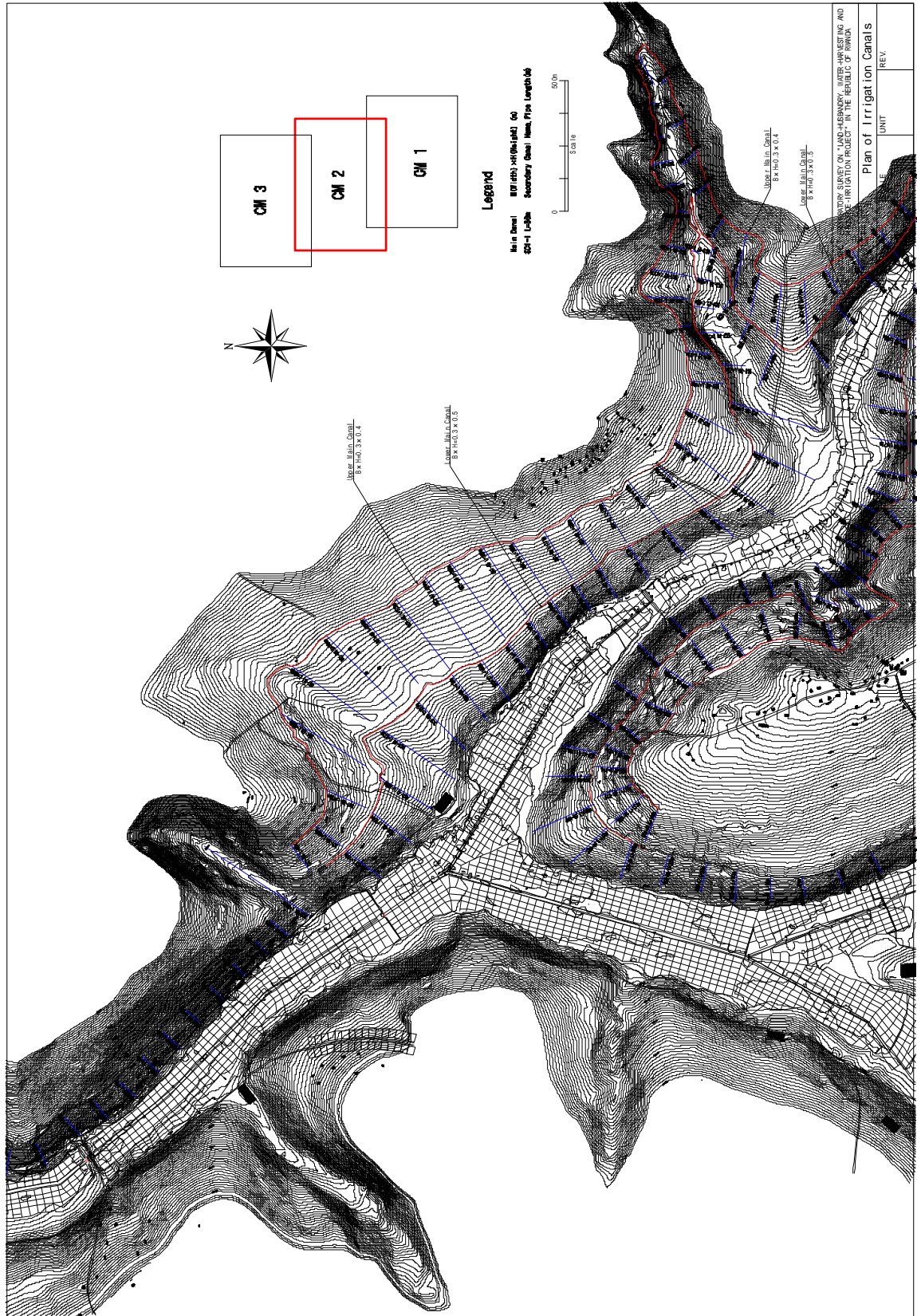


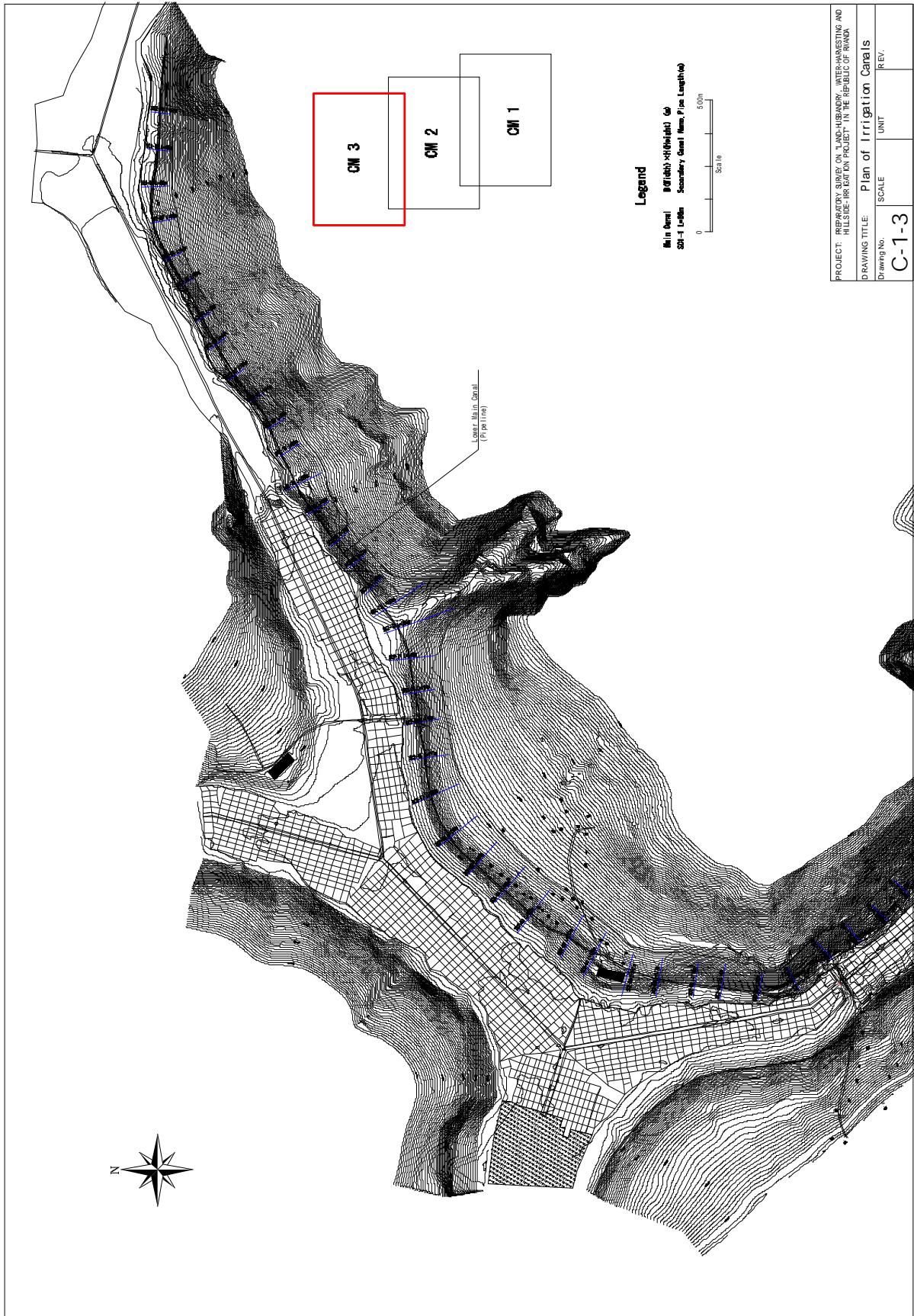
PROJECT: RURAL WATER SUPPLY AND IRRIGATION PROJECT IN THE REPUBLIC OF RWANDA			
DRAWING TITLE: Plan & Profile of Intake Works for R.D.H. Bank			
Drawing No.	SCALE	UNIT	REV.
D-7			

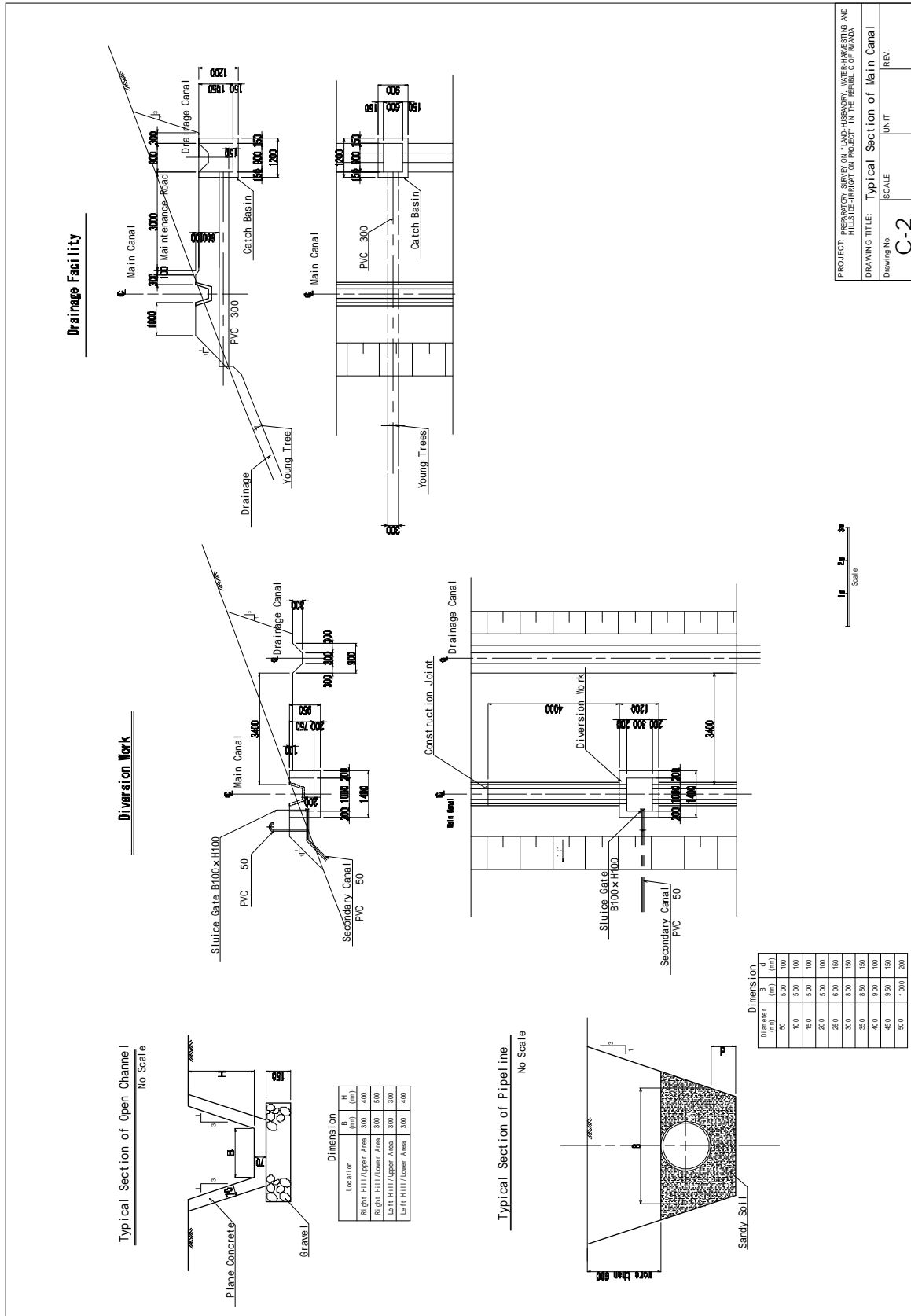








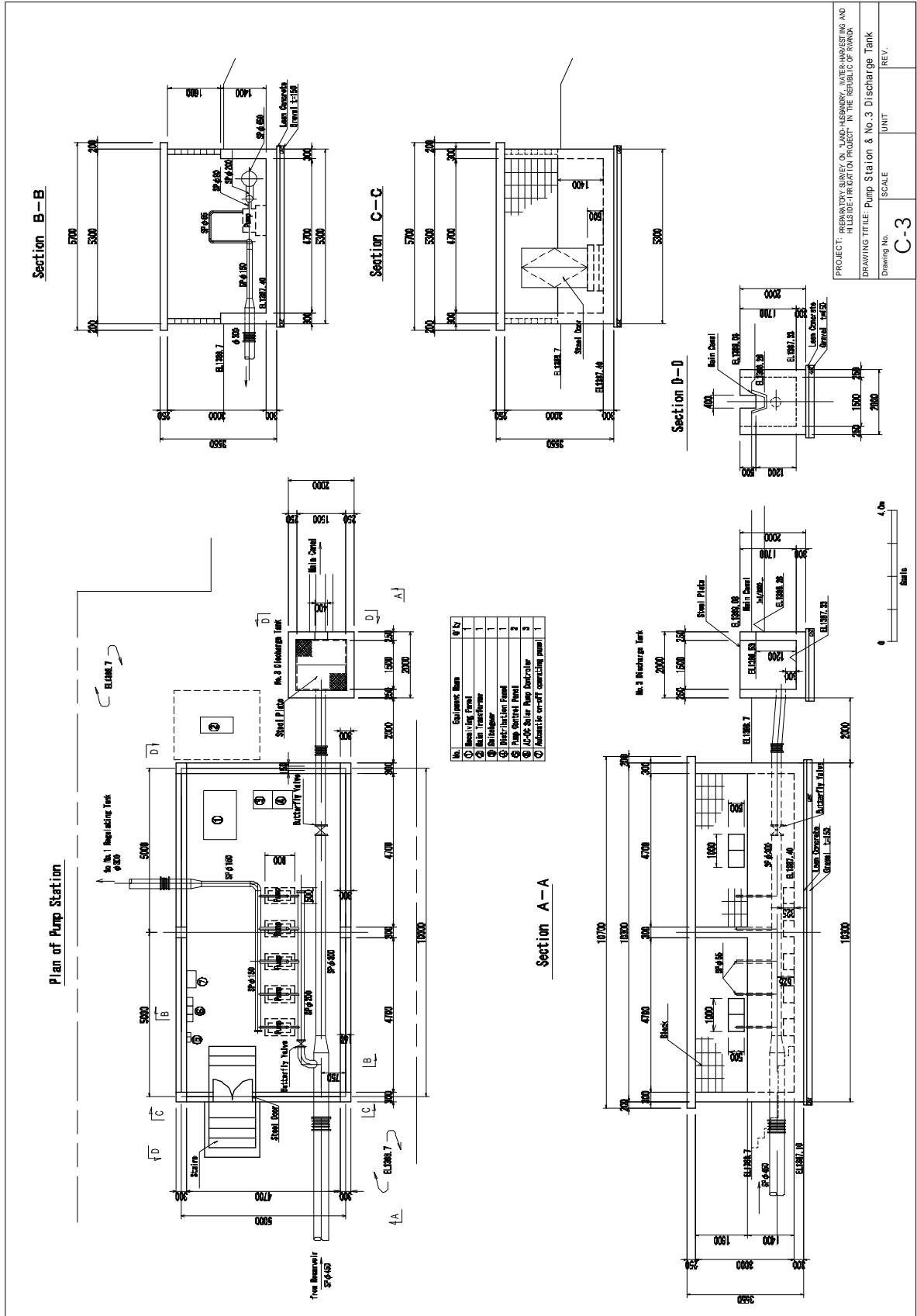




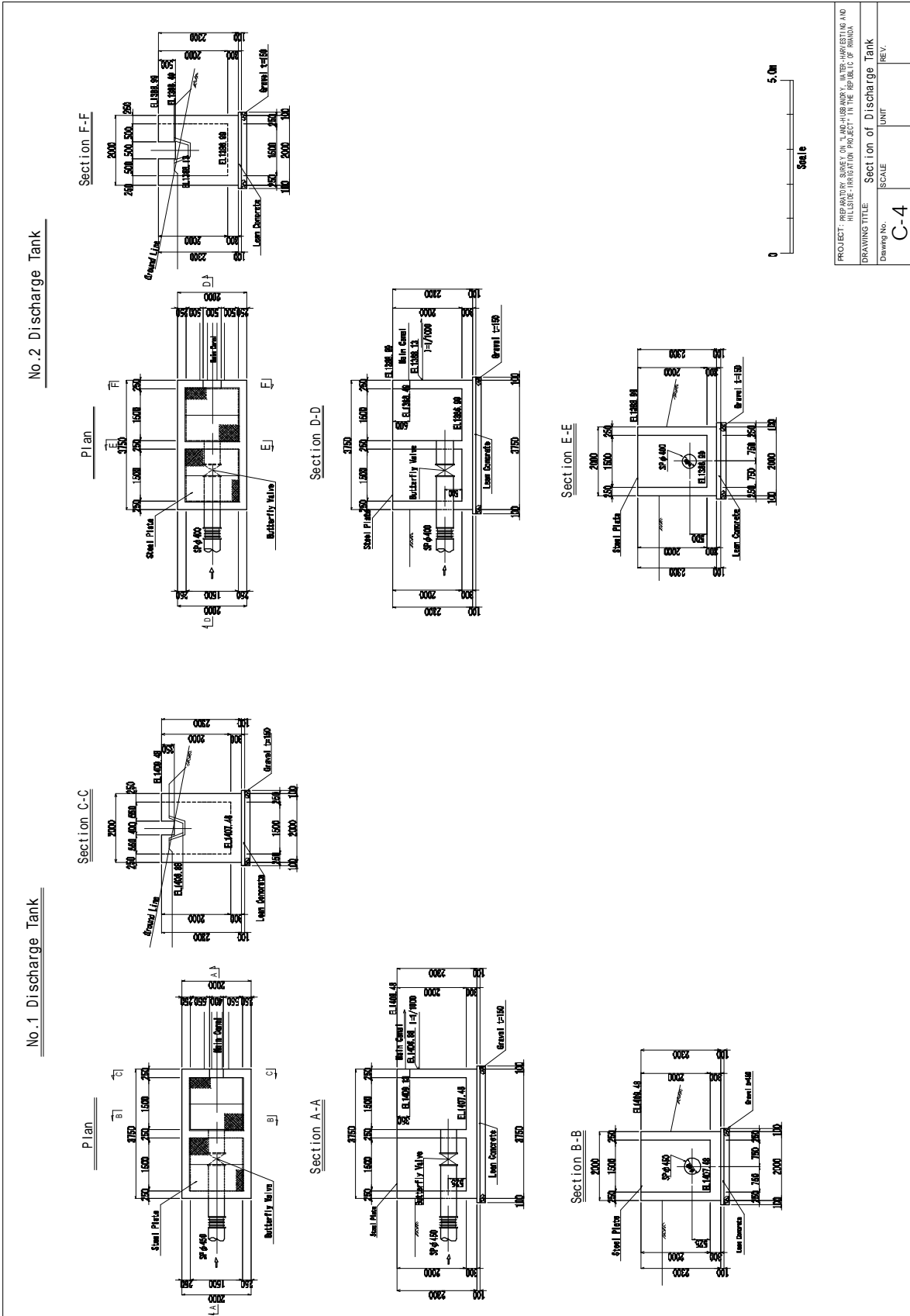
PROJECT: PREPARATORY SURVEY ON "LAND-HUSBANDRY, WATER-HARVESTING AND HILLSIDE-IRRIGATION PROJECT" IN THE REPUBLIC OF RWANDA

DRAWING TITLE: **Typical Section of Main Canal**

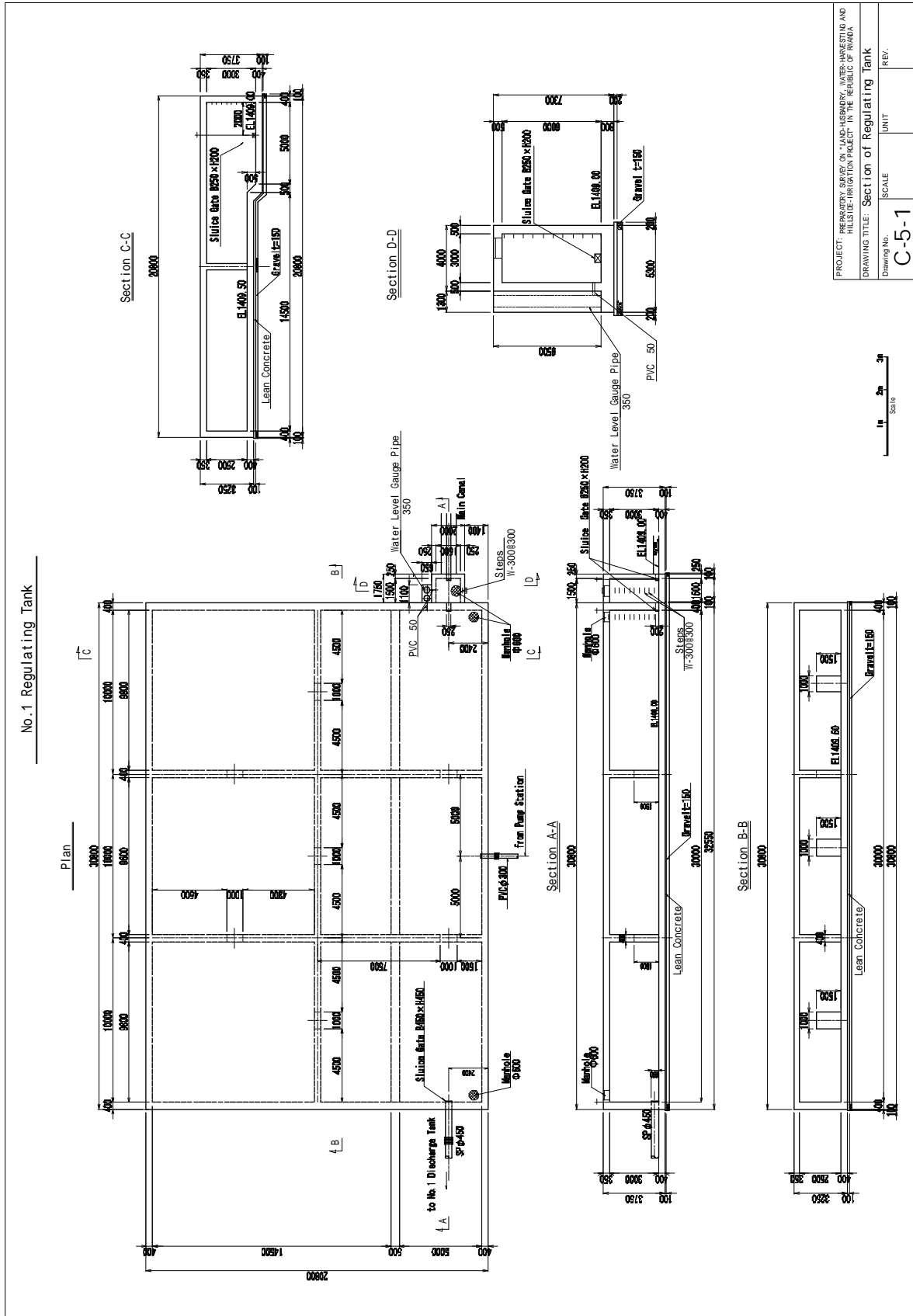
Drawing No. **C-2** SCALE UNIT REV.

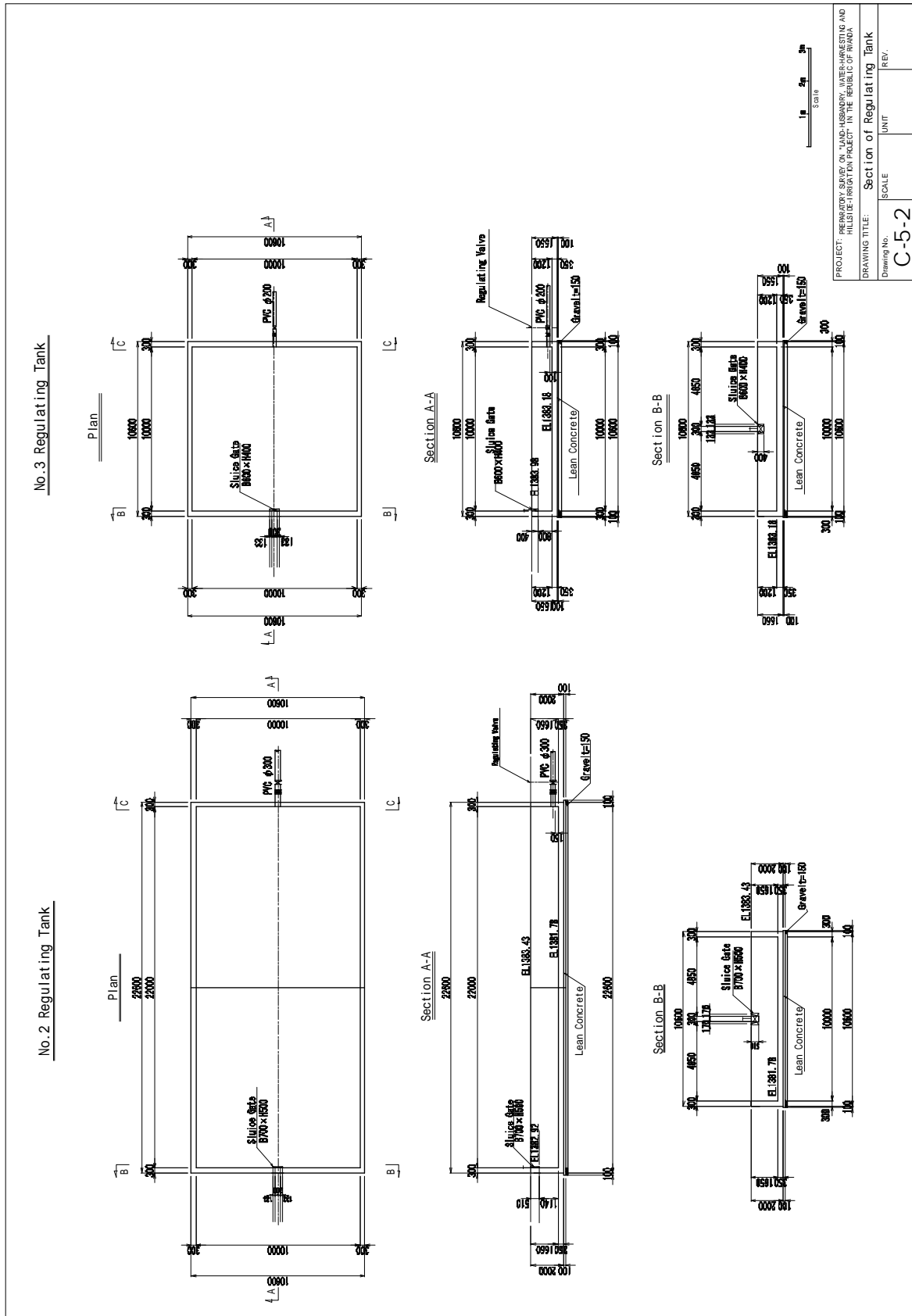


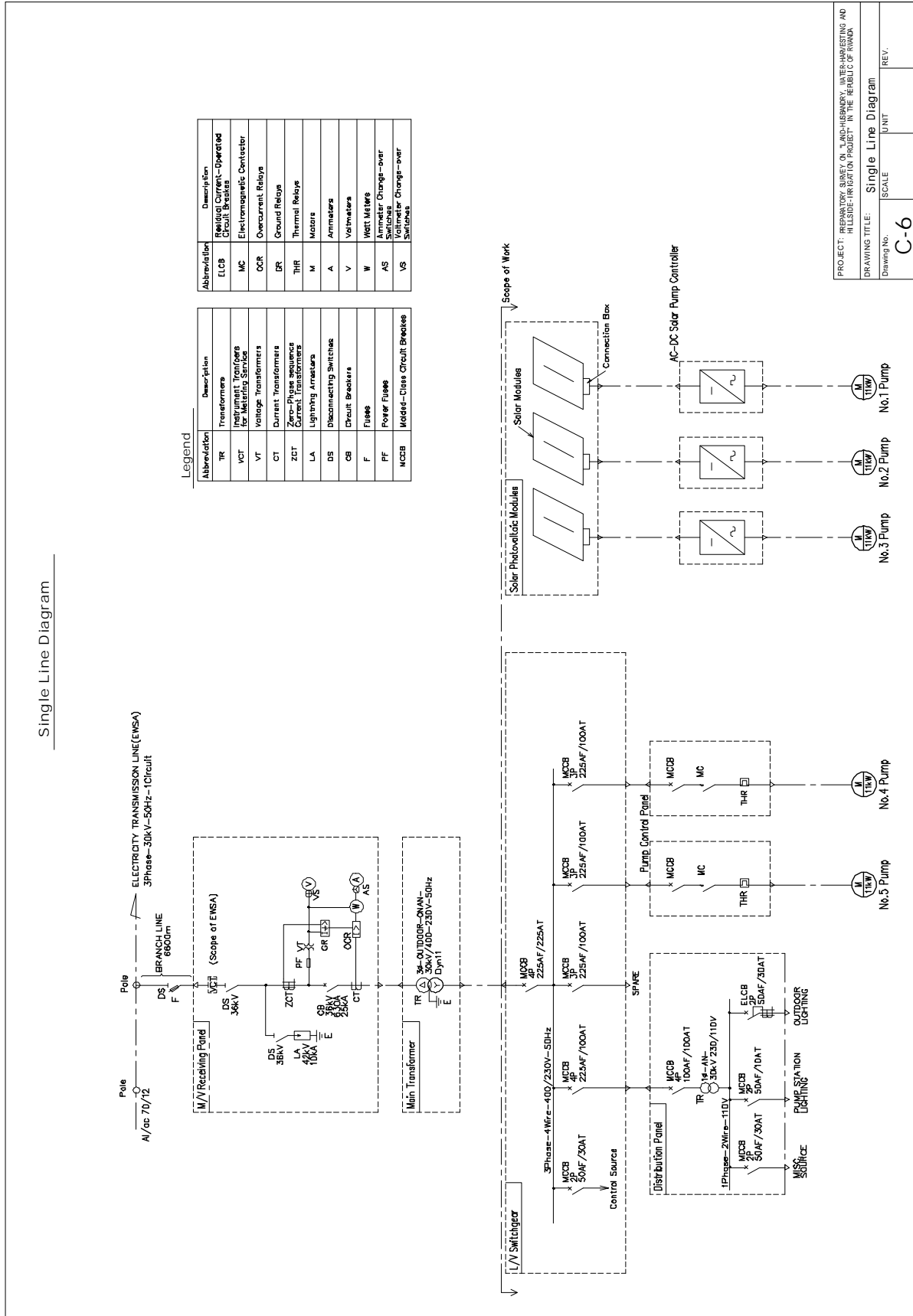
PROJECT: RENEWABLE SURVEY OF LAND-USE, WATER-HARVESTING AND IRRIGATION PROJECT IN THE REPUBLIC OF RWANDA
 DRAWING TITLE: Pump Station & No. 3 Discharge Tank
 Drawing No. UNIT SCALE REV.
C-3



PROJECT: PREPARATORY SURVEY ON THE HIGHER AND MIDDLE INTER-MOUNTAIN INTER-HILL DISTRICT IRRIGATION PROJECT IN THE REPUBLIC OF RWANDA	
DRAWING TITLE: Section of Discharge Tank	
Drawing No.	C-4
SCALE	UNIT
REV.	





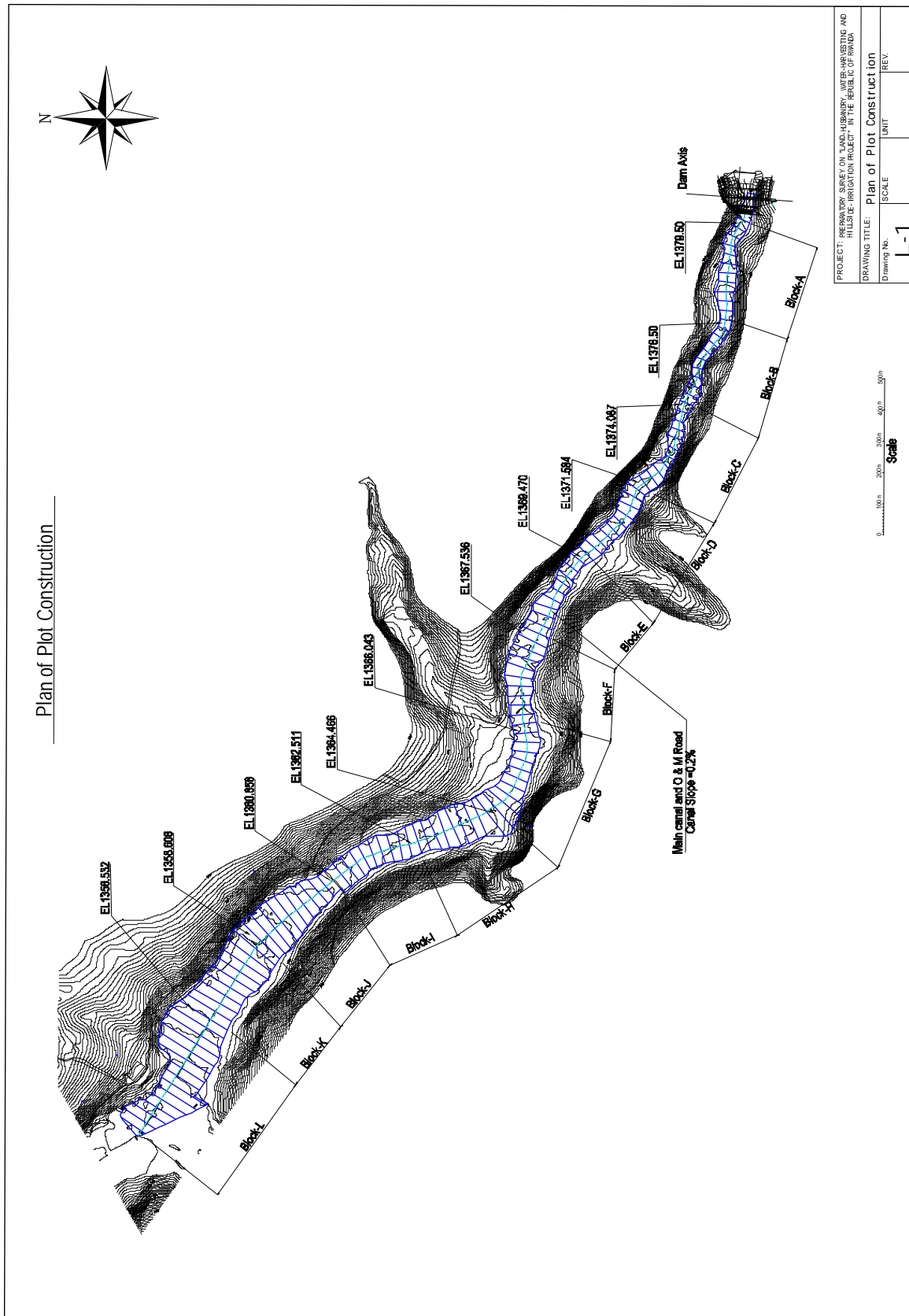


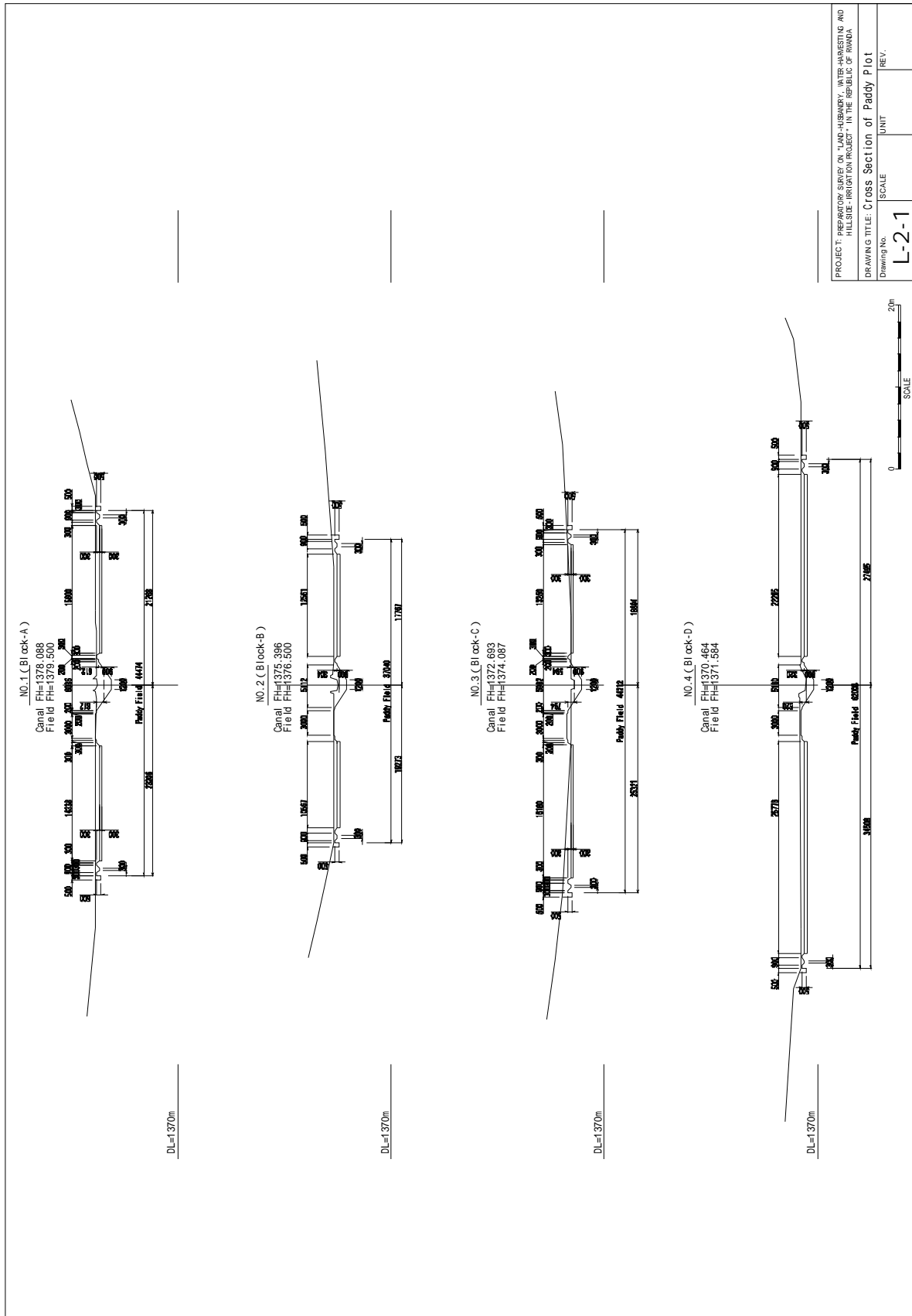
PROJECT: REPOSITORY SURVEY ON LAND-USE/COVER, WATER-HARVESTING AND HILLSIDE-IRRIGATION PROJECT IN THE REPUBLIC OF RWANDA

DRAWING TITLE: Single Line Diagram

Drawing No. C-6

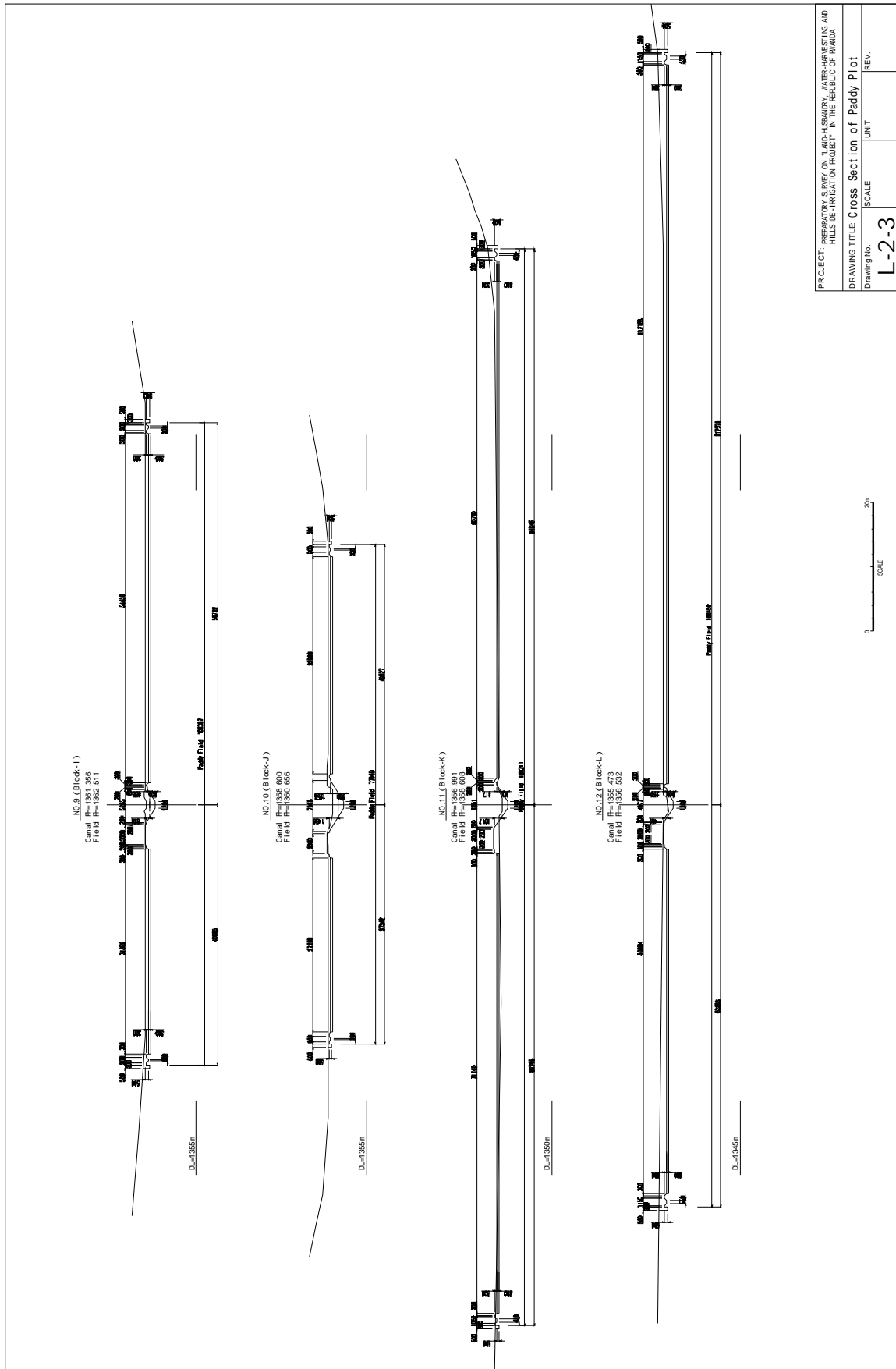
SCALE UNIT REV.





PROJECT: PRE-FEASIBILITY SURVEY AND PLANNING FOR RURAL WATER-IRRIGATING AND FLOOD-PROTECTION PROJECT IN THE REPUBLIC OF RWANDA		
DRAWING TITLE: Cross Section of Paddy Plot		
Drawing No.	SCALE	UNIT
L-2-1		
		REV.





PROJECT: PREPARATORY SURVEY ON LAND-USE AND LAND-USE SURVEY, WATER-HARVESTING AND HILLSIDE-IRRIGATION PROJECT IN THE REPUBLIC OF RWANDA

DRAWING TITLE: Cross Section of Paddy Plot

Drawing No. **L-2-3** SCALE UNIT REV.

3-2-4 施工計画/調達計画

3-2-4-1 施工方針/調達方針

1) 基本事項

本協力対象事業は日本国の無償資金協力制度の枠組によって実施される予定である。概略設計完了後、日本国政府によって事業実施が承認された場合、両国政府による交換公文（E/N）が取り交わされ事業実施段階に移行する。事業実施に係る契約形態は一括請負方式である。

本協力対象事業では、「ル」国東部県ンゴマ郡レメラセクターとルレンゲセクターに跨るンゴマ 22 サイトにおいて、貯水池、揚水ポンプ場、幹線用水路（開水路・管水路）、2次用水路および末端灌漑施設の建設、既存水田の区画整備を行う計画である。

2) 現地業者の活用

2007年、「ル」国は隣国のブルンジとともに東アフリカ共同体に参画し、東アフリカ共同体は現在ケニア、タンザニア、ウガンダを含めた5カ国に拡大している。同共同体内の物流、人的交流は盛んであり、特にケニアからは多くの資機材や技術が「ル」国にもたらされ、建設能力向上と施工実績を積み上げている。

「ル」国においてRSSP（低湿地開発事業）や先行するLWH（丘陵地灌漑事業）により貯水池建設や水路施設、水田整備等の類似工事が多数行われていることから、当プロジェクトにおいてもキガリに本社を持つ中堅建設会社を活用して工事を行うことを計画する。

3) 「ル」国側実施体制

本協力対象事業はMINAGRIが実施するLWHの1つと位置づけられており、先方実施機関はMINAGRIである。

3-2-4-2 施工上/調達上の留意事項

1) 施工上の留意事項

貯水池の堤体は均一型フィルダム形式、堤高は14.9mである。土取場および土捨場は貯水池水没地内に計画し、盛土材は散水により含水比調整を行い転圧する。堤体の盛立て工事（撒き出し、締固め）に関しては、堤体の浸透破壊および安定に対する安全性を確保する観点から、「ダム工事積算指針」に準拠するものとする。撒き出しはブルドーザ21t、転圧は振動タンピング10tで行い、仕上がり厚さ0.25mとする。

揚水ポンプ場では太陽光発電による電力と商用電力の両方を利用する。商用電力線は現場から6.6kmの位置にあるため、工事用電力を確保するためにも当案件が着工する前までに延伸を行う計画とする。ただし、当地では停電が頻発することや延伸工事が遅延する可能性もあることから、予備電源としてディーゼル発電機を配置する計画とする。

幹線用水路は上流側に開水路（総延長L=20km）、下流側に管水路（総延長L=8km）を等高線に沿って計画する。工事は上流側の左・右岸低位部（開水路）から開始し、その後、左・右岸高位部（開水路）および左・右岸低位部（管水路）の工事を行う。

2次用水路は幹線用水路から分土工にて等高線に直行方向に100m間隔で分岐する。2次用水路の総延長は27kmである。2次用水路上に給水栓を設置し、給水栓からホースおよびジョウロを用

いて灌漑する計画である。2次用水路の工事は重機の進入が困難であるため人力施工で行う。

既設水田の区画整備工事は、用排水路整備と分水ゲート工事を全線行い、ほ場の均平化工事は2ha程度のみを本工事で行う。この際、トラクターにレーザーレベラーを取付けて均平化工事を行うが、これに関する技術移転を実施した後、残りの面積については「ル」国側で実施する計画である。

2) 調達上の留意事項

建設予定地周辺には住民家屋が点在する。特に貯水池の水没地で耕作している農民や受益地となる水田や畑地の農民は工事中に営農が中断するため、工事期間中は建設作業員（普通作業員）としての雇用が可能である。また、熟練工については、ンゴマ郡や近隣のキレヘ郡よりの調達を計画する。技術者についてはンゴマ郡内からの雇用は難しく、首都キガリからの雇用を計画する。

3-2-4-3 施工区分/調達区分

本計画を実施する場合の日本側負担と「ル」国側負担範囲の区分は、以下のとおりである。

表 3.2.4.1 施工区分/調達・据付区分

施工対象	日本側	「ル」国側
全体	<ul style="list-style-type: none"> ・サイト進入路(L=2.2km)の砂利舗装 ・工事用道路建設 	<ul style="list-style-type: none"> ・建設予定地の確保 ・建設予定地内の倉庫、樹木の撤去および整地 ・仮設用地の無償提供
貯水施設	<ul style="list-style-type: none"> ・貯水池（築堤）取水工、洪水吐工の建設 	
揚水ポンプ場	<ul style="list-style-type: none"> ・ポンプ場、1号調整水槽、送水管の建設 ・ポンプ・電気設備、ソーラーパネルの設置 ・電線延伸工事はEWSA（電力水道供給公社）への外注工事とする ・1号調整水槽（ソーラーパネル設置）のフェンス工事 	
幹線用水路、2次用水路および末端灌漑施設	<ul style="list-style-type: none"> ・幹線用水路（開水路、管水路）2号・3号調整水槽、2次水路、給水栓の建設 	<ul style="list-style-type: none"> ・丘陵地の農地整備工事（テラシング） ・2号・3号調整水槽および1号・2号・3号吐出水槽のフェンス工事
既存水田の区画整備	<ul style="list-style-type: none"> ・用排水路、維持管理用道路、分水ゲートの建設 ・ほ場の均平化工事は2ha程度を技術移転として実施 	<ul style="list-style-type: none"> ・ほ場の均平化工事（残り28ha）

3-2-4-4 施工監理/調達監理計画

1) 基本方針、留意点

本計画の施工監理を遂行するにあたり、下記の事項に留意する。

(1) 基本事項

- 概略設計・実施設計の内容および経緯を把握する。
- 無償資金協力事業の仕組みを理解する。
- 両国間で締結された交換公文（E/N）・贈与契約（G/A）の内容を把握する。

- 先方実施機関である MINAGRI と協力して円滑な事業の推進に努める。
- 概略設計時に合意した「ル」国側負担事項を再確認する。

(2) 施工監理上の留意点

a) 工程

- 機材等の持込みに伴う通関、免税措置等の手続きを確認し、工期に影響を及ぼさないよう現地実施機関である MINAGRI と協議する。
- 降雨は 3 月～5 月（大雨期）に多く、特に 4 月は降水量が多いため、基本的には土工事を行わない計画とし、6 月～9 月（乾期）に堤体盛土工事を行う工程とする。

b) 品質

- 堤体盛土時は散水により含水比を調整し転圧を行う。
- 気温や作業条件に注意してコンクリートの品質を確保する。
- ポンプ運転において、所定の能力が発揮されていることを確認する。

c) 安全

- 交通事故や感電事故が起きないように工事中の安全管理に努める。
- 緊急連絡網を構築する。

d) 文書

- 承認図・施工図・竣工図・検査記録・会議記録・進捗状況報告書等の書類を適切に管理する。

2) 施工監理/調達監理体制および業務内容

施工監理におけるコンサルタントの業務は、以下のとおりである。

- 着手前関係者協議
- 施工図の承認業務
- 建設工事における工程・品質・安全管理に係る監理
- 資機材の出荷前検査、出来高検査、各種試験、品質検査、竣工検査
- 工事期間中の月報などの業務報告書の作成
- 工事完成証明書および支払い証明書の発行

施工監理体制としては、常駐施工監理者が施工期間を通じて工事全体の総括を行い、着工時と工事終了時には施工監理技術者がこれを支援する。また、貯水施設の堤体掘削、築堤工事及び埋設計器類の設置工事には土木技師（貯水池）、ポンプ場及びソーラーシステムの電気設備機材、ポンプ・モーターの据付・運転作業には電気・機械技師がそれぞれ現地立会いおよび工程、品質、安全管理を行う。上記常駐施工監理者を補完する現地人土木技術者を配置する。

機材調達監理におけるコンサルタントの業務は、以下のとおりである。

- 調達監理は日本からの、機材調達における以下の時期と監理内容を機材仕様書、契約書および契約書類と適合しているか照合・検査して行う。各段階において、常に実施機関との連絡を密にする。

表 3.2.4.2 検査・管理内容と時期

時 期	検査・監理内容
中間検査	機材の製作開始前に、機材仕様書および製作図が契約書および契約図書に基づいているかを検査する。
出荷前検査	機材製作完了後、工場検査書類を検査する。主要機材については工場での性能検査に立ち会う。
船積み前検査	調達機材が船積みされる前に、外観、数量及びおよび性能検査結果を照合し、合格したもののみを船積み承認する。
据付時監理・監督	現地据付時の監理・監督として、据付・調整作業工程の確認、据付・運転前検査の確認、維持管理指導の確認、試運転・初期運転・初期操作指導の確認、運用操作指導の確認、検収・機材引渡し業務などを行う。

- 「ル」国からの調達品については、調達前に仕様書、契約書および契約図書に基づいて、書類の検査を行う。
- 契約業者が資機材の調達/施工の全てを行い、コンサルタントが監理を行う。

3-2-4-5 品質管理計画

次表に示す品質管理を実施する計画とする。堤体盛土では含水比試験を施工日毎に実施する。コンクリート圧縮試験は強度クラス別に1日1回、試供体を採取して実施する。配管工事については試運転時に漏水の有無を確認する。

表 3.2.4.3 品質管理計画(施工)

工 種	管理項目	方 法	頻 度
盛土	出来形	斜面勾配・盛土面標高測定、	主要部毎
	材料	粒度分布	3 試料 / 1 回 / 15,000m ³
		含水比	施工日毎
	締固め度	現場密度試験、突固め試験	3 孔 / 回 / 2,500m ³
透水性	現場透水試験	3 孔 / 回 / 2,500m ³	
床付け	土質状況	目視	主要部毎
	支持力	平板載荷試験	全現場毎
	幅・高さ	寸法・高さ測定	主要部毎
コンクリート	骨材	粒度試験	1 回
	セメント	品質証明書の確認	毎月 1 回
	コンクリート	スランプ	クラス別打設日毎に 1 回
圧縮強度試験(7 日、28 日)		クラス別打設日毎に 1 回	
鉄筋	強度	引張強度	1 回
	配筋状況	配筋検査	部位毎
型枠工・支保工	設置位置	固定位置・方法	部位毎
	強度	設計計算書	必要に応じて
構造物出来形	出来形寸法	寸法測定	部位毎
ポンプ 電気設備	据付精度	据付位置測定	全機器
	機能	負荷運転試験	試運転時に全機器
管材料 配管工事	強度・寸法	工場検査報告の確認	承認毎
	外観・寸法	目視・寸法測定	納入毎
	トルク	トルクレンチ	施工箇所毎
	接合	隙間ゲージ	施工区間毎
	溶接	カラーチェック(浸透探傷試験)	施工区間毎
	漏水有無	目視	全配管延長

3-2-4-6 資機材等/調達計画

1) 工事用資機材

盛土材、骨材、石材、セメント、鉄筋、管材、ポンプ、ソーラーパネル、ポンプ制御盤は現地で調達可能である。本工事のポンプは小規模であることから、現地サプライヤーを通してイタリア製のポンプ、ドイツ製のポンプ制御盤、中国製のソーラーパネルが容易に調達可能である。バルブ類、超音波流量計および低圧配電盤については、製造品質の保証および現地実施機関からの要請に従い日本製の調達を計画する。

以下に、主要資材の調達区分を示す。

表 3.2.4.4 主要資材の調達区分

資機材名	調達先			備考
	現地	日本	第三国	
盛土材				
細骨材・粗骨材				
普通ポルトランドセメント				
鉄筋				
木材				
合板				
足場材				
型枠部材				
管材				
ポンプ・モーター機材、ソーラーパネル、ポンプ制御盤				
手漕ぎ船、船台				現地入手不可
バルブ類				現地入手不可
電気機器（低圧配電盤）				現地入手不可
ホース、ジョウロ				

2) 工専用機械

バックホウ、ダンプトラックなどの一般建設機械は現地の建設会社から賃貸による調達が可能である。なお、水田のほ場整備で使用するトラクターとレーザーレベラーは現地調達が困難なため、日本および第三国調達を計画する。

表 3.2.4.5 建設機械調達区分表

資機材名	調達区分			備考
	現地	日本	第三国	
バックホウ				0.28m ³ 級、0.8m ³ 級、1.4m ³ 級
ブルドーザ				15t級、21t級
ダンプトラック				4t積み、10t積
トラッククレーン				4.9t、20t、25t
振動ローラ				0.8-1.1t級、3-4t級
タンピングローラ				10t
ラフタークレーン				25t
発動発電機				125kVA、200kVA
散水車				10m ³

3) 機材調達

表 3.2.4.6 に示す機材は供与資材とする。トラクターはケニアからの第三国調達を計画し、レーザーレベラー、溝掘り機は日本からの調達とする。ボートなどについては現地で調達し、MINAGRIへ供与する計画である。

表 3.2.4.6 供与機材の調達区分

供与機材	調達先			備考
	現地	日本	第三国	
トラクター				
レーザーレベラー				
溝掘り機				
ボート				
台船				
パソコン				
プリンタ				
じょうろ				
ホース（ホースヘッド含む）				

4) 輸送梱包計画

日本から調達するバルブ類、低圧配電盤、レーザーレベラー等の海上輸送は、コンテナ(20フィート)を利用する計画とする。「ル」国は内陸国であるためケニアのモンバサ港で荷揚げ後、キガリまで約1,700kmをトラックで輸送し、キガリにて通関を経て現場へ輸送される。

3-2-4-7 初期操作指導・運用指導等計画

3-2-4-7-1 ポンプ設備

- 据付：すべて契約業者が行う。コンサルタントは監理・監督する。
- 据付・運転前検査：機材が確実に規定内に据え付けられたか、検査、記録する。運転は、ポンプ設備として一体的な機能が求められることから、機材系統と電気系統とを統合して行う。契約業者はこの間、「ル」国側の運転・維持管理者に対して維持管理方法の指導と実施訓練を行う。
- 試運転：ポンプ設備の一体化を測るため、確認に必要な時間、試運転を行う。運転者による五感検査を主体とし、特に記録は必要としない。
- 初期運転：試運転確認後に行う。ポンプ設備として機能的に不具合なく運転されるかを確認、検査する。電動モーターの各部温度が一定となるまで数時間の運転とする。この間、契約業者は定期的に検査記録を取る。また、「ル」国側の運転・維持管理者に対して、操作方法と保護装置の確認・取扱などについて、初期操作指導を行う。
- 運用指導：実際の運転形態で、まずは契約業者が運転を行い、次に「ル」国側の運転者が運転を行う。運転前保守・検査、運転時の計測、継続的確認などを実施訓練し、その必要性と意義を説明・認識するよう指導する。

これらの段階で、「ル」国側の運転・維持管理者の参加を認める。専門性を考慮して、機材系統と電気系統とを分離あるいは統合して行う。参加人数は各段階とも数名とし、契約業者の意向に従うものとする。「ル」国側は事前にコンサルタントを通して契約業者に要望書と参加者名・人数を提出し、協議・合意するものとする。

3-2-4-7-2 その他灌漑施設

本事業では、取水工ゲート、分水工ゲート、流量制御バルブ等の管理施設を設置する計画である。これらは全て手動式であり、その開閉操作方法は、本工事を受注する建設業者の日本人技術者が施設引渡しの際に指導するものとする。ただし、灌漑計画に沿ったゲート、バルブの操作方

法に係わる技術指導は、ソフトコンポーネント計画の中で実施するものとする。

3-2-4-8 ソフトコンポーネント計画

1) ソフトコンポーネント投入の要否

灌漑農業を持続的なものとし、灌漑効果をより確実なものとするために、(1) 水利組合 (WUO) の運営・管理能力の向上支援、(2) 灌漑施設維持管理および水管理・営農技術の向上支援、および (3) 貯水池の湛水試験実施支援が求められる。これらの分野におけるソフトコンポーネントの実施を通じて WUO が健全に運営され、灌漑施設が持続的に維持管理・運用される態勢を構築する。下図に示す正の循環の実現が目標である。

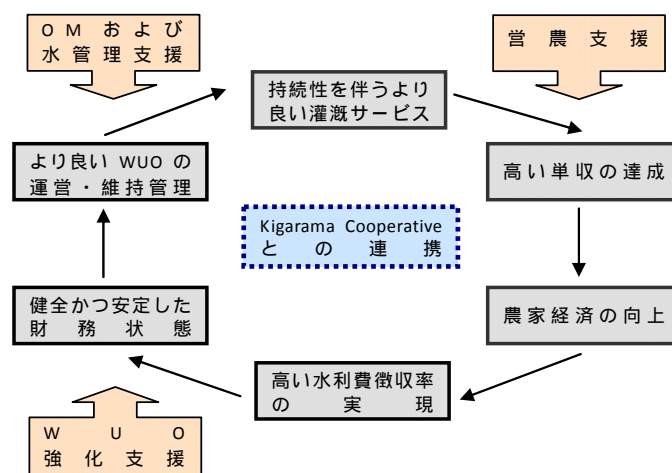


図 3.2.4.1 WUO の運営・正の循環図

上記(1)の WUO 運営・管理面では組織的な維持管理・運営に必要な歳入を確保することが第一の課題である。WUO の歳入の源は水利費であり、WUO のメンバー (生産者組合のメンバーでもある) が農業所得の中から一定額を納入する。WUO はまだ設立されていないため、設立が最優先である。MINAGRI の WUOs Supporting Unit による設立支援を受けて、WUO の育成・強化支援、および上記(2)に関わる灌漑施設の維持管理・水管理・栽培技術支援に必要な人材を投入する必要がある。

上記(2)に関しては、農家が生産者組合において安定的に作物 (畑作物および水稲) を生産し、確実に水利費を WUO へ納め、その運営を支えることが灌漑施設の持続的な利用につながる。そのため畑作物および稲作の改良技術支援に係る人材の投入が必要である。

2) 解決すべき課題

(1) 施設維持管理上の課題

施設維持管理上の課題として下記の点が列挙される。

- 組織として基本的な灌漑施設維持管理・運用の経験・技術がない
- 配水要請から配水までの系統の構築
- 地域全体への作付カレンダーに基づく適期適量・公平な水配分のための水管理技術不足
- 施設操作人員の操作技術がない
- 水路補修技術がない

- 施設操作・運転・消費電力など経年的な記録の整備
- 受益者参加による定期的な水路浚渫管理
- MINAGRI 職員のダム湛水試験・管理に係る技術強化

(2) WUO 運営上の課題

WUO 運営上の課題として以下が指摘できる。

- WUO が未設立（2013 年 11 月末現在）
- WUO に関する基礎的な情報・データ管理の未整備
- 組織運営・維持管理に必要な水利費の確実な徴収（水田農家及び畑作農家）と管理
- 透明性ある財務状況の確保
- 合意に基づく規約作成
- 水田農家と畑作農家の協調性
- オーナーシップの醸成が不可欠
- 水利用面および運営面での生産者組合との連携

(3) 作物栽培技術面の課題

農業生産面の課題として以下が指摘できる。

- 粗放的な稲作・畑作技術による低生産性
- 傾斜畑における灌漑の困難性
- 水田の田面均平不足及び畦畔からの漏水
- 困難な農地拡大と零細な経営規模
- 農業普及員の不足
- 低い土地利用率
- Kigarama Rice Farmers Cooperative に倉庫、脱穀機、籾乾燥場が未整備

3) ソフトコンポーネント計画

上記の直面する課題を解決し、灌漑施設を持続的かつ有効に利用し、水利用の運用を実行する WUO の育成・強化のためにソフトコンポーネントに関わる投入が必要と判断される。そのためソフトコンポーネント計画では以下を主な支援の柱として計画する。

WUO の設立・運営能力支援強化（内水面漁業研修を含む）

灌漑施設維持管理および水管理・営農技術向上支援

貯水池湛水試験実施支援

4) ソフトコンポーネント計画の内容

各ソフトコンポーネントの活動や研修内容は以下のとおり想定される。

(1) WUO の設立・運営能力強化支援（内水面漁魚技術研修を含む）

a) リーダーシップの醸成

優れたリーダーのもとに WUO による灌漑サービス、維持管理などの諸活動が活発に行われ、WUO が持続的かつ永続的に運営、作物生産が増加し農家経済が改善される。

b) 受益農家に関わる基本的情報の整理・管理方法

地籍図、地目別土地面積、受益農家数、計画灌漑面積及び実灌漑面積、作物作付面積・生産量・出荷量など WUO に関わる基本的な情報がパソコン上で整理され適切に管理される。また、時系列的に組織運営の傾向を把握、分析することが容易になり、運営に生かすことができる。

c) 組織運営に関わる研修実施

生産者組合と WUO 間の調整・郡灌漑ステアリングコミッティ (DISC) との調整・意志決定プロセスが構築される。WUO 役員、受益農家代表が農家の要望把握、総会/集会の実施、問題解決法、水利費徴収、予算書策定、会計監査、バリューチェーン分析、活動計画・ビジネスプラン策定など組織運営に関わる重要な事項を理解し、関連技術を習得し WUO が持続的かつ適切に運営される。

d) 参加型灌漑管理の考え方

地域の財産としての灌漑施設をメンバーの参加型で管理することにより、オーナーシップを醸成する。

e) 規約の作成

サイトの灌漑状況に合わせた WUO 独自の規約をメンバー間で討議・合意し、構築する。特に、WUO への畑作農家の参加、水田農家及び畑作農家による水利費負担に係る規約、公平な水配分、盗水禁止・水利費徴収システム・メンバーの義務・罰則、意志決定プロセスなどを規定する。

f) 受益農家のニーズ把握方法に関わる研修実施

WUO 役員及び農業普及員が例えば PCM, PRA, RRA 手法などによりメンバー農家のニーズを把握し、メンバーの要望に応じた灌漑サービス、農業普及サービスなどが実施され、作物が安定生産されることにより水利費徴収率が向上する。

g) 付加価値づけに関する研修

一次産品に付加価値をつけ、より高く販売し収益を上げるために、農産物の品質向上、加工処理の重要性を WUO 役員及びメンバー農家が理解、実施し、農家所得が向上する。

h) 水利費徴収・管理システムの構築及び徴収記録策定方法の習得

灌漑施設の整備に伴い受益農家から水利費が徴収されるが、100%の徴収率を達成するシステム及びパソコン利用により個別農家、灌漑ブロックごとに徴収率が把握できるようになり、水掛かりと徴収率の関連が明確に把握できるようになり、配水システムにフィードバックされる。

i) 年間活動計画・ビジネスプランの策定方法の習得

WUO の作付計画に応じた灌漑スケジュール、集会、研修、賦役活動、ビジネスプランなどを含む年間の WUO 運営のための活動計画が策定され、活用される。

j) 総会・臨時集会などの開催及び議事録策定方法の習得

総会、集会での議題設定、議事進行、議事録作成方法などについて WUO 役員・農家代表が理解、習得し、スムーズに民主的な総会/集会が実施される。

k) 台帳、伝票、領収書の保管、記録方法の習得

WUO 役員をはじめ会計担当、監査担当者が会計管理手法を習得し、透明性が高く健全な財務管理が実現する。

l) 毎月の会計報告の作成

財務管理における透明性確保（生産量・販売量・資材配布量・単価・水利費収入・支出内訳など）のため月例集会などで定期的にメンバー農家へ財務状況を報告するための文書作成方法を WUO 役員及び会計担当、監査役が習得し、メンバー農家の WUO 運営に対する信頼性が高まる。

m) 会計管理の透明性確保のための会計・監査担当者の能力強化研修

会計担当者および会計監査を実施する役員、郡灌漑ステアリングコミッティ委員等が監査のポイント、手法を習得する。

n) 農作物及び肥料などの価格相場記録策定・管理方法

生産者組合の活動と重複するが、WUO 役員及びメンバー農家がより有利な条件のもとに作物を販売する経営感覚を持つようになる。

o) 先行プロジェクトへのスタディツアー

先行して設立され、かつ活動状況の良好な WUO を訪ねて運営方法等の事例を学ぶ。

p) 内水面漁業研修

内水面漁業技術支援としては、貯水池におけるティラピア養殖（先進事例が中国ダム、Kiliba ダム、Kanyonyonba ダムなどにある）を計画する。管理は生産を担当する生産者組合が管理する（規定では WUO は水利のみ担当する仕分けである）。メンバーには養魚経験がないため研修を実施する。研修講師にはローカルリソースを想定する。

(2) 灌漑施設の維持管理・水管理・営農技術支援

a) 灌漑施設インベントリー表の作成・管理方法

WUO が管理する灌漑施設に関わる情報（数量、能力、建設年、改修年、老朽度合、建設コスト、改修コストなど）が供与するパソコン上で整理され、適切に管理される。

b) WUO 法規を含めた関連法規の理解

WUO 役員のみでなく農民代表が WUO 及び生産者組合に関わる法規を理解し、適切な組織運営、水管理が行われる。

c) 計画作付カレンダーの作成

効率的かつ適期適量灌漑実施のために計画作付カレンダーが作成される。

d) ポンプ運転記録の策定方法の習得

所定の運転記録表が作成され、Water Manger 以下の職員が記録方法を習得し、データがコンピューター上で整理され、施設管理及び水管理に活用される。

e) Water Manager 等への能力強化研修実施

Water Manager 以下の職員が水供給能力に応じて灌漑ブロックごとの要水量を適期・適量給水するための灌漑施設の操作を適切に行うようになる。また水位・水量等のデータを記録するようになる。

f) 年間維持管理活動計画の策定

管理する灌漑施設(水路、ポンプ、ゲートなど)の計画作付カレンダーに基づく灌漑スケジュールを考慮した年間維持管理計画(浚渫・除草、改修・更新、スペアパーツ調達など)が樹立され、上流から末端水路までの一貫した維持管理が行われるようになる。水路の定期的な除草・浚渫などは、伝統的な Umuganda (Community Labour Day) 制度があり、先行の WUO では月に 2 回水路さらいを行っていることも確認されており、受益者自身で問題なく可能である。

g) 広域的水管理に関わる研修

土地利用、作付作物、栽培期間に応じた適切な水管理が行われ、圃場レベルの水管理に反映され、作物単収が増加する。

h) 年間維持管理活動計画のモニタリング及びフィードバック方法の習得

上記 5) で設定した年間維持管理計画の各活動についてモニタリングされ、WUO での討議のもと維持管理計画にフィードバックされ、より良い維持管理が実現し、施設が持続的に利用・維持されるようになる。

i) パソコン利用による水計算研修

供与するパソコンを利用した作付体系に基づく要水量計算及びポンプ運転時間の算定技術を WUO 役員が習得し、適期・適量灌漑に活用される。

j) 公平な水配分

メンバー農家の討議のもとに水配分ルールが策定・合意形成される。これに伴い圃場レベルで上流優先取水・過剰灌漑が改まって公平な水配分が実現される。その結果水利費徴収率が向上、WUO の財務状況が改善される。

k) ポンプの操作・維持管理

ポンプ設置時の初期操作指導に使用された維持管理マニュアルに基づき、設置されたポンプが適切に運用・維持管理される。

l) 水路補修技術研修

メンバーが石工技術を習得し、水路補修にかかる支出が抑制される。

m) 水田区画整理技術

モデル的に実施される水田区画整理技術研修により、35ha の水田が適切に区画・均平化され、効率的な稲作が行われる。

n) 先行プロジェクトへのスタディツアー

対象者は受益者代表 (Kigarama Rice Farmers Cooperative から選定) Ngoma 郡及びセクターの普及員 (Agronomist) などを想定する。これらに係る研修は灌漑施設完成後にスムーズに運用可能とするためダムの貯水が完了する以前に実施する必要がある。

o) 営農技術支援

営農技術支援としては、改良畑作栽培技術研修は野菜及び園芸作物に対して行うものとする。Ngoma 22 の農地は拡大の余地が極めて少なく、このため単収の増加を図るのが得策である。また、受益者は零細農家が多く、畑作物への高価な化成肥料や農薬の投入量は少ない。従って、有機肥料作りを通じた生産費コスト削減及び環境へも配慮する。研修を通じて以下に関わる技術を指導、伝統的な栽培技術に固執する農家の考え方を転換する。稲作については、Kigarama Rice Farmers Cooperative は実施された JICA 技プロ (PiCROPP) により水稻栽培に係る改善技術が代表者に指導されたが、改良稲作技術をより広げるため研修対象を広げて実施する。稲作指導の中にはモデル的に実施する水田区画整理との関連で、田面の均平作業及び畦ぬり作業についても研修を実施する。

- 作物ごとの適正投入 (実際に過剰投入もある)
- 生育過程ごとの適正灌漑、灌水頻度・間隔
- ホースによる節水的灌漑技術
- 作物ローテーション技術
- マルチング技術
- 有機肥料 (EM あるいは土着菌を利用したボカシ肥料) 作り
- 有機農薬 (ニンニク・とうがらし・酢、籾殻酢 (rice husk vinegar) による防除
- クンタンづくり (稲作副産物の籾を活用し、土壌の保水性を高める)
- 塩水種籾選定
- 植栽間隔・密度
- 水稻生育階梯と湛水深
- 水田区画整理に伴う均平及び畦ぬりによる漏水対策
- ポストハーベスト技術 (脱穀・乾燥・貯蔵)

(3) 貯水池湛水試験実施支援

貯水池建設完成後、およそ 1 年間にわたる貯水の期間に湛水試験を行う必要がある。新設された貯水池に対する湛水試験は貯水池の安全性を確認・確保する上で極めて重要なプロセスであり、その実施にあたっては専門技術者を投入し、MINAGRI 関係者および WUO メンバーに対する実施指導・支援が必要である。貯水池の通常運用に移行する前に、試験湛水により貯水池の安全性を確認する。貯水池完成後、流水を初めて貯留または放流することにより貯水位を操作し、堤体、基礎、放流設備、貯水池周辺地山等における安全性およびそれらの機能を実地に検証する。

5) ソフトコンポーネントに必要なリソース

(1) 必要な分野

ソフトコンポーネントにおいて必要なリソースは、WUO の設立・運営能力強化支援（内水面漁業支援含む）、灌漑施設の維持管理・水管理技術支援・営農技術向上支援、貯水池湛水試験実施支援である。邦人とローカルリソースは次の通り設定する。その他、邦人を補佐するローカルスタッフ（通訳）1名、運転手2名を調達・投入する。

表 3.2.4.7 必要なリソース

項目	邦人技術者	現地人技術者	対象者
WUO 設立・運営能力強化支援 （内水面漁業支援含む）	1名×3ヵ月	1名×3ヵ月 養魚 1名×2ヵ月	WUO 代表者 生産者組合代表者 郡及びセクター-agronomist 農家代表 郡灌漑ステアリングコミッティ代表
- 灌漑施設維持管理 - 水管理技術支援 - 営農技術向上支援	1名×3ヵ月 園芸技術者 1名×3ヵ月 稲作技術者 1名×3ヵ月	1名×3ヵ月 園芸 1名×6ヵ月 稲作 1名×3ヵ月	WUO 代表者 生産者組合代表者 郡及びセクター-agronomist 農家代表 郡灌漑ステアリングコミッティ代表
貯水池湛水試験実施支援	ダム専門家 1名×1ヵ月	1名×1ヵ月	MINAGRI 関係者 WUO 代表者 生産者組合代表者 郡灌漑ステアリングコミッティ代表

(2) ソフトコンポーネント実施リソースの調達方法

現地農民とはキニアルワンダ語でしかコミュニケーションできない状況である。このため各種研修資料は英語で作成したものをローカルスタッフが翻訳する必要がある。

上記のとおり、WUO の設立・運営能力強化支援（内水面漁業支援含む）、灌漑施設の維持管理・水管理技術支援・営農技術向上支援、貯水池湛水試験実施支援の分野に邦人コンサルタントおよびローカルリソースを調達する。但し、内水面漁業支援は、邦人コンサルタントは予定せず、ローカルリソースを調達する予定とする。

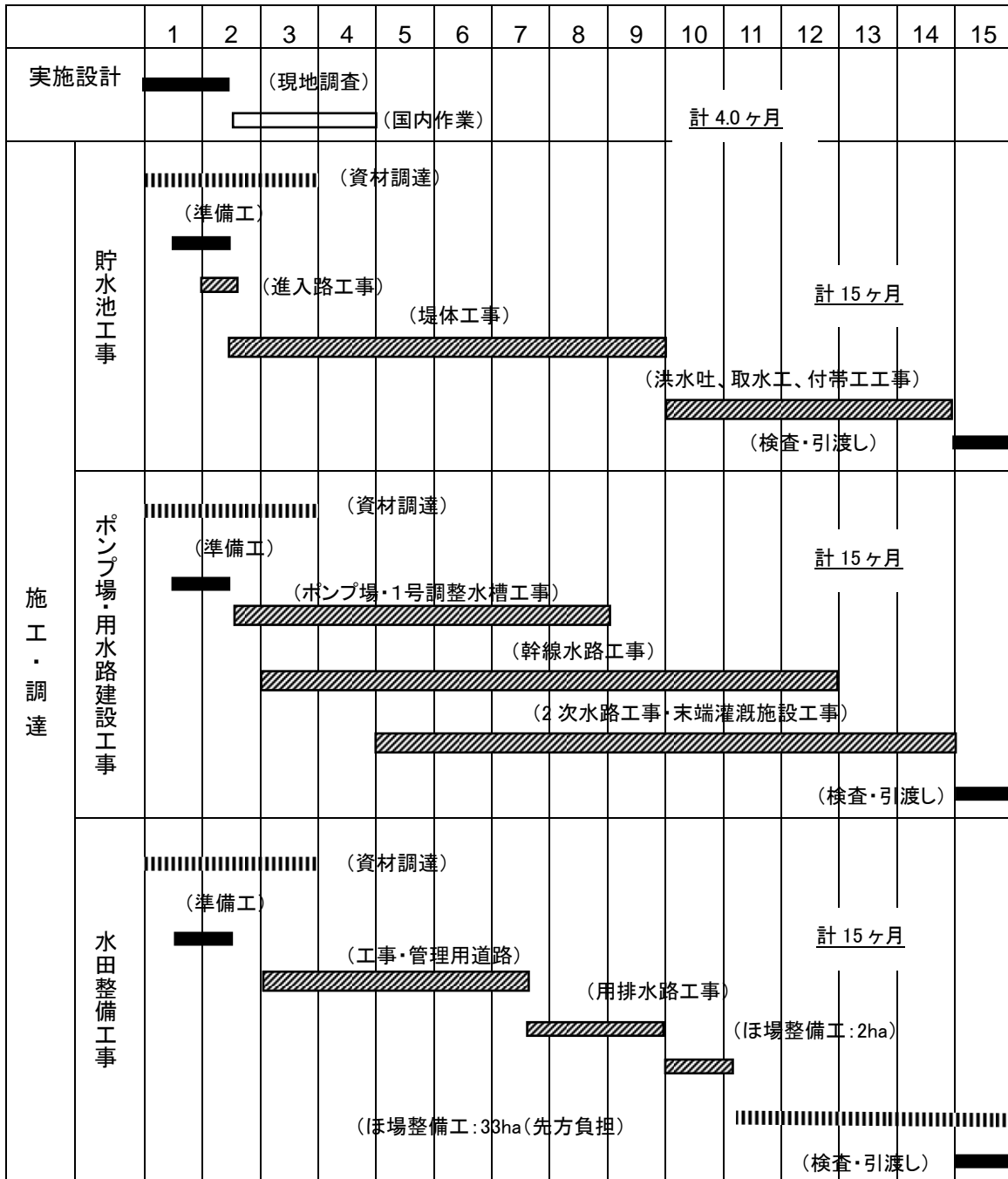
「ル」国にはソフト分野に係るローカルコンサルタント会社（サービスプロバイダー）があるが、現場状況を反映しての研修の質と時間を考慮して、邦人コンサルタントとローカルリソースの組み合わせで実施することを優先的に計画する。

3-2-4-9 実施工程

本工事の実施工程は、乾期を利用して効率よく堤体盛土工事を行い、ポンプ場・用水路建設工事、水田整備工事を実施する計画とする。

実施設計 : 約 4 ヶ月
 入札・契約期間 : 約 3 ヶ月
 施設建設・整備工事 : 約 15 ヶ月（着工から工事完了まで）

表 3.2.4.8 業務実施工程表



3-3 相手国側分担事業の概要

3-3-1 施工区分/調達区分に係る負担事項

本計画が我が国の無償資金協力事業として実施される場合、その詳細設計、準備段階、工事中ならびに工事完了後に施設および機材が適正に維持管理されるために必要な「ル」国側の分担事業の概要は以下のとおりである。また詳細を次表に示す。

- 1) プロジェクトサイトの用地確保と住民補償
- 2) プロジェクトサイト建設用地内の樹木の伐採または移植
- 3) EIA の実施と許可の取得
- 4) サイト内耕作地利用者の建設工事中の代替地の確認または補償
- 5) 環境チェックリストの作成と環境モニタリングシートの作成
- 6) 本プロジェクトに係る水利権の申請・取得
- 7) 工事および事業に必要となる電力等の確保
- 8) カウンターパートの配置と経費負担
- 9) 灌漑施設完成後の維持管理・運営
- 10) 建設事業実施後の環境モニタリング
- 11) ランドハズバンドリーの設計・施工（受益地内のテラシングの設計を除く）
- 12) WUO（水利組合）の設立に関する政府機関の支援
- 13) 調整水槽（No.2 と No.3）および吐出水槽（No.1、No.2 および No.3）周辺における安全フェンス工事
- 14) 下流既存水田の区画整備
- 15) 銀行間取極め（BA：Bank-agreement）および支払受権書（AP：Authorization to pay）に係る銀行口座開設

表 3.3.1.1 先方負担事項要約

項目	実施手続き	実施スケジュール	責任機関	必要経費 (Rwf)	予算措置
1) プロジェクトサイトの用地確保と住民補償	1)最終財産・用地調査 2)被影響世帯への土地補償 3)苦情処理方法などの、現地職員用の研修開催費用	1)事業実施の正式決定後 2)最終の財産・用地調査の実施後4ヶ月以内 3)最終の財産・用地調査実施前	MINAGRI /District	1) 1,210,700 2) 24,213,500 3) 941,600	MINAGRI
2) プロジェクトサイト建設用地内の樹木の伐採または移植	1)最終財産・用地調査 2)被影響世帯への樹木の補償 3)建設請負会社による樹木の伐採	1)事業実施の正式決定後 2)最終の財産・用地調査の実施後4ヶ月以内 3)補償金支払い後	MINAGRI /District	1) 610,600 2) 12,212,400 3) 建設工事費用に含まれる	1)MINAGRI 2)MINAGRI 3)建設請負会社

項目	実施手続き	実施スケジュール	責任機関	必要経費 (Rwf)	予算措置
3) EIA の実施と許可の取得	EIA 報告書の提出	2013 年 12 月上旬	MINAGRI	なし	-
4) サイト内耕作地利用者の建設工事中の代替地の確認または補償	一時的な用地取得は発生しない。	なし	なし	なし	-
5) 環境チェックリストの作成と環境モニタリングシートの作成	1)環境チェックリストの作成 2)モニタリングシートは EIA 報告書および住民移転計画書に含まれている。	1)EIA 報告書提出後 2)モニタリングシートは EIA 報告書および住民移転計画書に含まれている。	MINAGRI および JICA チーム	なし	-
6) 本プロジェクトに係る水利権の申請・取得	RNRA への水利権の申請および水利権の取得	RDB による EIA 報告書の承認後に申請が行われる。	MINAGRI	申請手数料 35,000	MINAGRI
7) 工事及び事業に必要な電力等の確保	商用電力線の延伸は日本側の費用負担により EWSA が施工を実施する。	工事着工前までに施工する	MINAGRI EWSA (施工実施)		
8) カウンターパートの配置と経費負担 (ソフトコンポーネント運営管理)	MINAGRI はソフトコンポーネントの実施のための C/P を配置する。	農民対象の研修はソフトコンポーネントの一部として実施予定であり、2016 年 3 月～5 月の 3 ヶ月間実施される。	-	2,992,000	-
9) 灌漑施設完成後の維持管理・運営	1)WUO は RGB/MINIRENA から発行される登録証明書を取得する。 2)MINIRENA は WUO に水利権を付与する。 3)灌漑施設は「ル」国政府から WUO に移管される。	農民対象の研修はソフトコンポーネントの一部として実施予定であり、2016 年 3 月～5 月の 3 ヶ月間実施される。	MINAGRI WUO	維持管理費は WUO によって賄われる。	MINAGRI WUO
10) 建設事業実施後の環境モニタリング	1)用地取得に伴うモニタリングの実施 2)マラリアなどの水因性疾患発生時のモニタリング 3)化学肥料や農薬の使用状況のモニタリング	事業実施後 2 年間程度	1)郡/ MINAGRI 2)保健省/ セクター/ セル 3)セクター	1) 2,772,000 2) 通常予算 3) 通常予算	1)MINAGRI 2)保健省 3)郡/セクター
11) ランドハズバンドリーの設計・施工 (受益地内のテラシングの設計を除く)	日本および「ル」国政府の正式な事業実施決定後、テラシング工事が開始される。	2016 年 5 月～2017 年 1 月 (9 ヶ月間)	MINAGRI	311,000,000	MINAGRI
12) WUO (水利組合) の設立に関する政府機関の支援	1)WUO は MINIRENA から発行される登録証明書を取得する。 2)MINIRENA は WUO に水利権を付与する。 3)灌漑施設は「ル」国政府から WUO に移管される。	農民対象の研修はソフトコンポーネントの一部として実施予定であり、2016 年 3 月～5 月の 3 ヶ月間実施される。	WUO 支援ユニット	790,000	MINAGRI

項目	実施手続き	実施スケジュール	責任機関	必要経費 (Rwf)	予算措置
13) 調整水槽 (No.1 と No.2) および 吐出水槽 (No.1、No.2 およびNo.3) 周辺における 安全フェンス 工事	MINAGRI は吐出水槽および調整水槽周辺にフェンスを設置する。	2016年3月	MINAGRI	5,000,000	MINAGRI
14) 下流既存水田 の区画整備	MINAGRI は(日本による)デモ圃場の建設を通じて区画整備の実施方法を学び、その後、残りの区画整備を実施する。	灌漑施設の建設工事期間中	MINAGRI	27,000,000	MINAGRI
15) BA および AP に係る銀行口座 開設	「ル」側は受入国政府名で銀行口座を日本に開設する。「ル」国側は、支払い授権書の信用状通知手数料、および銀行への支払い手数料を負担しなければならない。	日本および「ル」国政府の交換公文の取り交わした後、1ヶ月以内。	MINAGRI MINECOFIN	4,700,000	MINAGRI MINECOFIN (Ministry of Finance and Economic Planning)
必要費用 (Rwf)				393,477,800	

RGB: Rwanda Government Board (ルワンダ開発庁)

3-3-2 ソフトコンポーネント計画に係る負担事項

1) カウンターパートの配置

本プロジェクトでは灌漑施設が建設された後、受益者(WUOメンバー)によってこれらの施設が適正に操作・運用、維持管理され、成果の持続性が確保されるために、協力対象事業の一部としてソフトコンポーネントの導入を計画している。

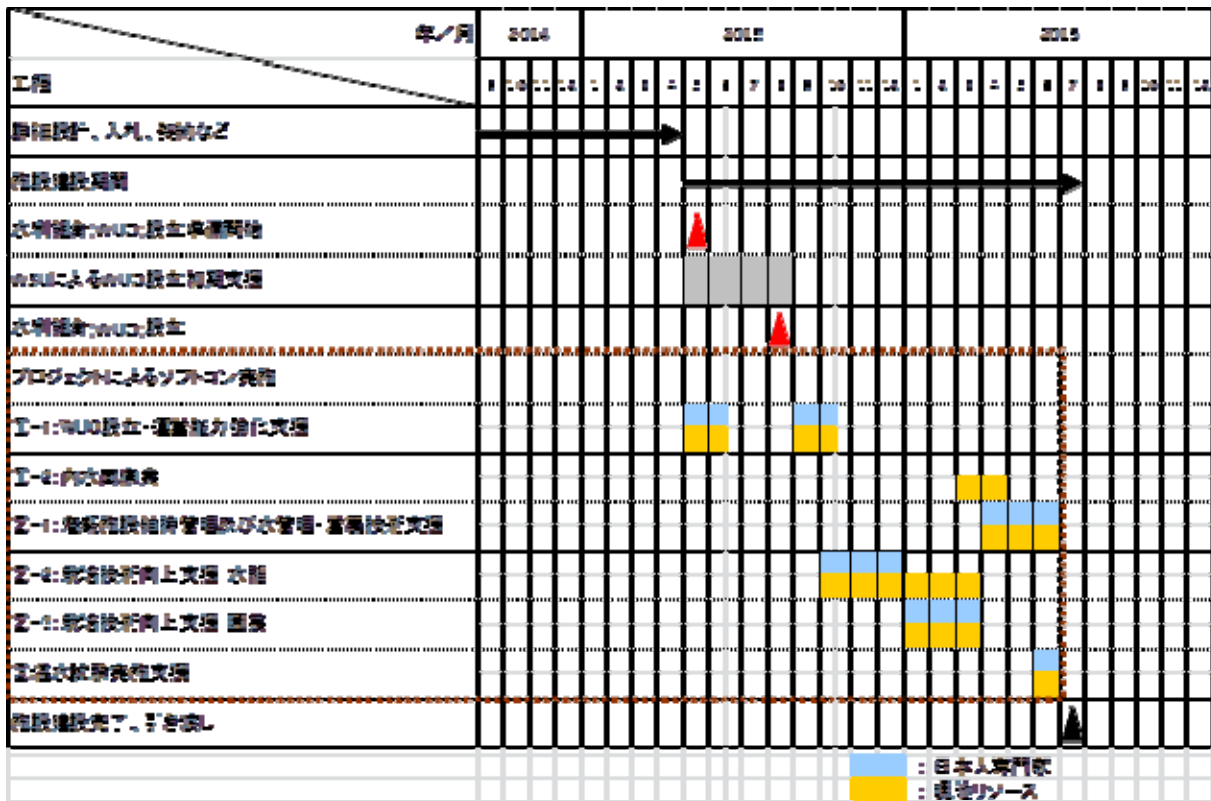
ソフトコンポーネントが実施される分野は、WUOの設立・運営能力強化支援(内水面漁業研修を含む)、灌漑施設維持管理および水管理・営農技術向上支援、および貯水池湛水試験実施支援、である。

これら各コンポーネントの実施にあたっては、先方政府からも各分野の職員(カウンターパート)が参加して会議や研修をマネジメントするとともに、彼ら自身も研修生となって各専門分野の知識や経験を積んでもらうこととする。

2) スケジュール

本プロジェクトの施工計画ではダム建設に1年、その後貯水に1年の計2年を要するため、灌漑サービスの開始は3年目からとなる。今、建設工事の開始を2015年5月と想定すれば2017年8月ないし9月から灌漑水の運用が可能となる。そのため、ソフトコンポーネントの対象となるWUOの設立は、その準備を2015年5月に始め、2015年8月を目途として立ち上げる(水利組合の設立には、諸手続きを含めておよそ4か月が必要とのことである)。そのため、ソフトコンポーネント導入は、WUOs Supporting Unitの研修開始に合わせて2015年5月から実施することとし、この期間に先方負担によるカウンターパートが配置されることとなる。

表 3.3.2.1 ソフトコンポーネントの実施スケジュール



3) 先方経費負担

ソフトコンポーネントの実施に際して受益者に対する説明ワークショップ (WS) を開催する。具体的には、全分野の研修に先立ち行うキックオフ WS と 研修完了後に実施するラップアップ WS を各 1 回、計 2 回の WS 実施を予定する。この際、会場費は先方負担とする (下表参照)。

また、先方カウンターパートも各研修に 1 名ずつ参加するものとする。これに係る必要経費は次のとおり算定される。

表 3.3.2.2 ソフトコンポーネント運営管理のためのカウンターパート配置と先方経費負担 (案)

種別	回数、月数等	必要経費
ワークショップ開催	2 回	会場借り上げ：30,000Rwf / 日 x2 回 = 60,000Rwf 参加者手当て：2,000Rwf / 人 x61 人 / 回 x2 回=244,000Rwf CP 日当宿泊：32,000Rwf / 日 / 人 x 6 名 x 2 回=384,000Rwf 合計：688,000 Rwf (参加者は、受益者：5 人 / 村 x9 村=45 人、郡：2 人、セクター3 人 x2=6 名、セル：2 人 x4=8 名、合計：61 人)
WUO 設立・運営能力強化支援 (内水面漁業研修含む)	WUO：1 名 x 3 カ月 養魚：1 名 x 2 カ月	日当宿泊：32,000Rwf/日 x 4 日/月 x 3 カ月=384,000 Rwf 日当宿泊：32,000Rwf/日 x 4 日/月 x 2 カ月= 256,000 Rwf
灌漑施設維持管理および水管理・営農技術支援	灌漑：1 名 x 3 カ月 稲作：1 名 x 6 カ月 畑作：1 名 x 3 カ月	日当宿泊：32,000Rwf/日 x 4 日/月 x 3 カ月=384,000 Rwf 日当宿泊：32,000Rwf/日 x 4 日/月 x 6 カ月 = 768,000 Rwf 日当宿泊：32,000Rwf/日 x 4 日/月 x 3 カ月= 384,000 Rwf
湛水試験支援	1 名 x 1 カ月	日当宿泊：32,000Rwf/日 x 4 日/月 x 1 カ月=128,000 Rwf
合計		2,992,000 Rwf

3-3-3 灌漑施設完成後の維持管理・運営

1) 実施手続き

灌漑施設完成後の維持管理および運営実施に先立ち WUO が設立されなければならない。それには、WUO が法務省の Certificate of Legal Personality（法人としての登録）を受け、MINIRENA による水利権（water permit）が付与され、IMTA（Irrigation Management Transfer Agreement）に基づいて管理移管手続き（政府から WUO へ）を経る必要がある。この WUO 設立の手順を次図に示す。

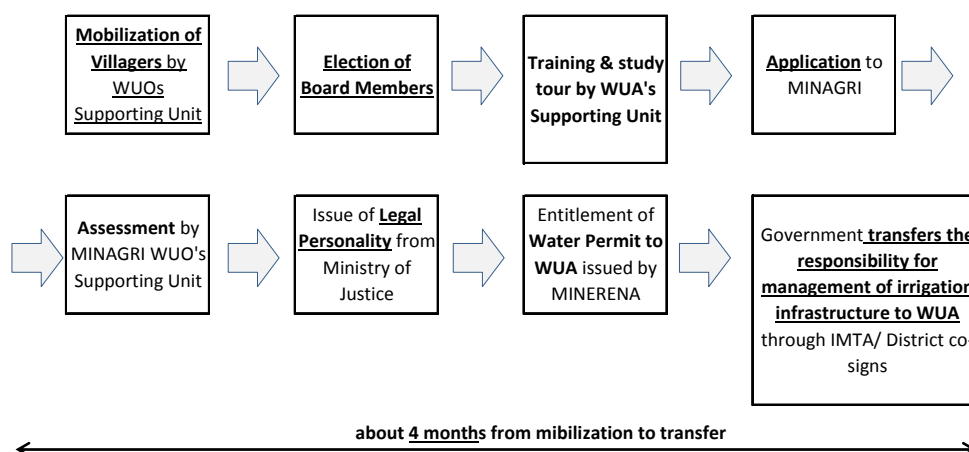


図 3.3.3.1 WUO 設立の流れ

WUO のメンバーは設立前から灌漑・機械化タスクフォース傘下の WUO Supporting Unit により組織化に向けて召集され、財務管理も含めた灌漑インフラの維持管理・運営に係る研修に参加することになる。なお、MINIRENA による水利権付与については、2013 年 11 月現在、水使用税に関する協議が進められており、今後の協議の推移について注視が必要である。

2) スケジュール

前述のとおり、WUO の設立を 2015 年 8 月と設定する。

3) 責任機関

WUO の設立は、MINAGRI の Irrigation & Mechanization Task Force の傘下にある WUOs Supporting Unit が担当する。WUOs Supporting Unit の支援を受けて WUO は Rwanda Government Board (RGB) の登録認可を受け、MINIRENA から水利権許可を受ける。予定される役員やメンバーに対しての研修は、WUOs Supporting Unit によって WUO 設立前から行われ、メンバー召集に始まりインフラ管理、財務管理、スタディツアーなどが実施される計画である。

4) 必要経費と予算措置

WUO 設立に向けて WUO Supporting Unit が行う研修（灌漑インフラに関する運営・維持管理：1 回、WUO 運営・強化：1 回）のほか、先行 WUO / 灌漑地区へのスタディツアー 1 回の費用を先方政府が負担する経費として計上する。

表 3.3.3.1 WUO 設立にかかる先方負担経費（案）

項 目	員数 (人/回)	実施回数 (回)	単価 (Rwf/人/回)	金額 (Rwf)
研修 1: WUO 運営・強化				
- 研修参加者日当	55	1	2,000	110,000
- 会場借上げ	1	1	30,000	30,000
研修 2: 灌漑インフラに関する運営・維持管理				
- 研修参加者日当	55	1	2,000	110,000
- 会場借上げ	1	1	30,000	30,000
研修 3: スタディツアー				
- 研修参加者日当	55	1	2,000	110,000
- ミニバス借り上げ	4 台	1	100,000	400,000
			合計	790,000

3-4 プロジェクトの運営・維持管理計画

3-4-1 プロジェクト実施後の運営・維持管理の体制

灌漑施設を維持管理するのは灌漑スキームの運営を国から移管された水利組合（WUO）であるが、前提条件として工事着工に合わせて準備を始め、その後およそ 4 ヶ月ほどで設立完了し、役員・ゾーン代表・監査役はじめ必要な人数の施設操作担当、会計などの担当が適切に選出・確保されている必要がある。そのため MINAGRI の WUOs Supporting Unit は、所定の流れ（図 3.3.3.1 参照）に基づき WUO が設立されるよう、メンバーとなる丘陵地受益者および下流水田 Kigarama Rice Farmers Cooperative を指導することが求められる。そのうえで、JICA はソフトコンポーネントの一環として WUO の運営能力強化、維持管理・水管理能力強化等に関わる専門家を派遣し、役員・施設操作担当者などに対して能力向上のための研修を実施する。これにより、実際の組織運営・灌漑施設の維持管理にあたる役員・メンバーの能力形成が行われ、灌漑施設完成・貯水完了後の WUO による適切な水の運用および組織運営がなされ、灌漑施設が適切に維持管理できる組織体制が構築されることになる。基本的な WUO の組織は下図に示す通りである。

灌漑サービスが開始されて後、MINAGRI の WUOs Supporting Unit は 3 ヶ月に 1 回程度は現地で組織運営の状況（特に財務管理・記録）水管理の状況、灌漑施設の保守・管理状況（人員、点検頻度、記録）などをモニタリングし、何らかの問題があると判断された場合は改善に向けて適切に指導することが求められる。また、郡に設立される予定の District Irrigation Steering Committee (DISC) も WUO を支援する役割を担っているため 3 ヶ月に 1 回程度は定期的に WUO を組織面、施設維持管理面、水管理面からモニタリングし、MINAGRI へ報告することが求められる。

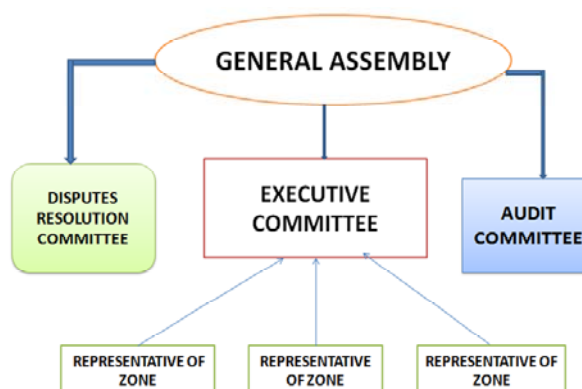


図 3.4.1.1 基本的な WUO 組織

3-4-2 プロジェクト実施後の運営・維持管理の方法

プロジェクト実施後の運営・維持管理は WUO 内で選出あるいは雇用された要員により行われ

ることになる。WUO の運営に携わるのは実質的には上記図にある Executive Committee の役員、会計、監査役、紛争解決委員及び各ゾーンの代表者である。ソフトコンポーネントではパソコンを導入する計画となっており、現在の手書き記録から転じてパソコンによる各種基礎的データ、施設インベントリなどの保管・管理、会計記録・管理、作付カレンダー作成と貯水位・貯水量記録、ポンプ運転記録、ビジネスプラン、総会・集会記録などの文書管理を行い、事務処理・維持管理業務の効率化を図る。これらパソコン利用についてはソフトコンポーネントの中で支援する。

役員、ゾーン代表者及び施設の操作担当者を対象に、業者による設置時の初期操作方法の研修を実施するが、その過程で実際に運転操作を行い、維持管理技術及び運転記録の方法などを指導・伝達する。これにより、灌漑施設完成後のスムーズな維持管理を図るものである。

WUO の運営・維持管理の資金はメンバーから徴収する水利費であるため、100%徴収することが肝要である。そのためには WUO が適期適量灌漑・公平な水配分をサービスの基本として行い、農家は灌漑及び改良栽培技術（ソフトコンポーネントで支援）により生産性をあげて、遅滞なく水利費を納める体制を作る（図 3.2.4.1 正の循環図参照）。先行事例では水利費の約 40%が維持管理費に充当されている。財務管理の状況は郡に設立予定の DISC に報告されるとともに集会で定期的にメンバーへも報告し、透明性を確保する。

3-4-3 運営・維持管理人員養成計画

WUO には丘陵地で耕作している農家に加え、下流水田の Kigarama Rice Farmers Cooperative のメンバーが参画することになる。これらの受益者にとって灌漑施設の維持管理は未経験であるため、必要人数を確保の上、ソフトコンポーネントの中で行う研修を通じてゲート操作員、ポンプ操作員、ソーラーパネル管理員など維持管理人員を養成する。水路補修に必要な石工技術も指導・伝達する。また、畑作農家は灌漑ホースをグループで管理することになるが、ホース利用による節水的灌漑技術を現場で研修する中で維持管理の技術移転を行う。

WUO の適切な運営方法についても透明な財務管理に係る手法を中心に要員を養成する。選出される役員らに対して上述のようにパソコンを活用した WUO 運営・財務管理技術、基礎データ作成・管理、文書作成などを指導する。

3-5 プロジェクトの概略事業費

3-5-1 協力対象事業の事業費

本協力対象事業を実施する場合に必要な事業費総額は、15.66 億円（日本側 15.08 億円、「ル」国側 0.58 億円）となり、先に述べた日本と「ル」国との負担区分に基づく双方の経費内訳は、下記（3）積算条件によれば、次のとおりと見積もられる。ただし、この額は交換公文上の供与限度額を示すものではない。

1) 日本国負担経費

表 3.5.1.1 協力対象事業の事業費（日本国負担経費）

ルワンダ国 丘陵地灌漑開発計画

概略総事業費 約 1,508 百万円

費目	内容	概略事業費（百万円）	
土木建設費	直接工事費	貯水池工事	204
		ポンプ場工事	53
		幹線用水路工事（開水路）	127
		幹線用水路工事（管水路）	55
		雨水排水設備工事	16
		2次用水路、末端灌漑施設	103
		水田整備工事	59
		直接仮設、輸送梱包、ポンプ据付	207
	間接工事費	377	
	一般管理費	98	
土木建設費計		1,299	
機材調達費		15	
実施設計、施工監理、ソフトコンポーネント		194	

2) 「ル」国負担経費 39,348万 Rwf（約58百万円）

プロジェクトサイトの用地確保と住民補償	Rwf	2,637 万	（約 3.9 百万円）
プロジェクトサイト建設用地内の樹木の伐採または移植	Rwf	1,282 万	（約 1.9 百万円）
EIA の実施と許可の取得	Rwf	-	-
サイト内耕作地利用者の建設工事中の代替地の確認または補償	Rwf	-	-
環境チェックリストの作成と環境モニタリングシートの作成	Rwf	-	-
本プロジェクトに係る水利権の申請・取得	Rwf	4 万	-
工事及び事業に必要となる電力等の確保	Rwf	-	-
カウンターパートの配置と経費負担	Rwf	299 万	（約 0.4 百万円）
灌漑施設完成後の維持管理・運営	Rwf	-	-
建設事業実施後の環境モニタリング	Rwf	277 万	（約 0.4 百万円）
ランドハズバンドリーの設計・施工	Rwf	31,100 万	（約 46.0 百万円）
WUO（水利組合）の設立に関する政府機関の支援	Rwf	79 万	（約 0.1 百万円）
調整水槽および吐出水槽周辺における安全フェンス工事	Rwf	500 万	（約 0.7 百万円）
下流既存水田の区画整備	Rwf	2,700 万	（約 4.0 百万円）
BA および AP に係る銀行口座開設	Rwf	470 万	（約 0.7 百万円）

備考： は、ソフトコンポーネント実施における運営管理を行う。また、 は、受益地内のテラシングの設計は除く。

3) 積算条件

積算時点 : 平成 25 年 11 月

為替交換レート : 1US ドル = 99.27 円、現地通貨 1Rwf = 0.148 円

施工・調達期間 : 詳細設計、工事の期間は『3-2-4-9 実施工程』に示したとおり。

その他 : 積算は日本国政府の無償資金協力の制度を踏まえて行うこととする。

3-5-2 運営・維持管理費

1) ポンプ運転費

灌漑施設の運営・維持管理に要する費用のうち、ポンプの運転費用を以下に試算した。本地区のポンプ設備は電動ポンプであるが、太陽光発電システムにより発電された電力を主として使用して稼働する計画であるため電気料金は通常発生しない。しかしながら、曇天時あるいは灌漑必要水量が太陽光発電によるポンプ揚水能力を上回る一部の期間には、商用電力を用いてポンプを稼働させ必要量を確保することとした方が、イニシャルコストの低減や危険分散の観点からも有利であると考えられる。

下表の試算は、過去の平均的な気象条件における灌漑必要水量と、太陽光による発電量の不安定さ等がある程度加味して低減させたポンプ揚水能力との差から、商用電力による運転が必要となる時間および電気料金を算定した結果である。年間およそ 725,418Rwf (109,000 円) と試算される。

表 3.5.2.1 商用電力によるポンプ運転時間と電気料金の試算

月	旬	日	灌漑必要水量		ソーラポンプ 揚水能力		過不足		商用電力利用時間		電気料金		
			右岸 (m ³)	左岸 (m ³)	右岸:2台 (m ³)	左岸:1台 (m ³)	右岸 (m ³)	左岸 (m ³)	右岸 (hour)	左岸 (hour)	右岸 (RWF)	左岸 (RWF)	
Jan	1st.	10	2,127	1,418	4,880	2,440	2,753	1,022					
	2nd.	10	1,209	806	4,880	2,440	3,671	1,634					
	3rd.	11	860	573	5,368	2,684	4,508	2,111					
Feb	1st.	10	929	619	5,300	2,650	4,371	2,031					
	2nd.	10	1,262	841	5,300	2,650	4,038	1,809					
	3rd.	8	299	199	4,240	2,120	3,941	1,921					
Mar	1st.	10	618	412	5,280	2,640	4,662	2,228					
	2nd.	10	418	279	5,280	2,640	4,862	2,361					
	3rd.	11	383	255	5,808	2,904	5,425	2,649					
Apr	1st.	10	0	0	5,320	2,660	5,320	2,660					
	2nd.	10	0	0	5,320	2,660	5,320	2,660					
	3rd.	10	4	2	5,320	2,660	5,316	2,658					
May	1st.	10	103	68	5,320	2,660	5,217	2,592					
	2nd.	10	1,316	877	5,320	2,660	4,004	1,783					
	3rd.	11	7,324	4,883	5,852	2,926	-1,472	-1,957	10.5	14.0	18,040	23,982	
Jun	1st.	10	9,836	6,558	5,760	2,880	-4,076	-3,678	29.1	26.3	49,965	45,077	
	2nd.	10	12,942	8,628	5,760	2,880	-7,182	-5,748	51.3	41.1	88,036	70,458	
	3rd.	10	10,382	6,921	5,760	2,880	-4,622	-4,041	33.0	28.9	56,653	49,536	
Jul	1st.	10	8,326	5,551	6,130	3,065	-2,196	-2,486	15.7	17.8	26,917	30,467	
	2nd.	10	8,165	5,443	6,130	3,065	-2,035	-2,378	14.5	17.0	24,944	29,152	
	3rd.	11	8,038	5,359	6,743	3,372	-1,295	-1,987	9.3	14.2	15,876	24,359	
Aug	1st.	10	7,477	4,985	5,950	2,975	-1,527	-2,010	10.9	14.4	18,717	24,633	
	2nd.	10	8,033	5,356	5,950	2,975	-2,083	-2,381	14.9	17.0	25,535	29,179	
	3rd.	11	8,333	5,556	6,545	3,273	-1,788	-2,283	12.8	16.3	21,922	27,985	
Sep	1st.	10	5,904	3,936	5,600	2,800	-304	-1,136	2.2	8.1	3,725	13,924	
	2nd.	10	4,266	2,844	5,600	2,800	1,334	-44		0.3		541	
	3rd.	10	2,948	1,965	5,600	2,800	2,652	835					
Oct	1st.	10	2,821	1,881	5,030	2,515	2,209	634					
	2nd.	10	3,000	2,000	5,030	2,515	2,030	515					
	3rd.	11	3,581	2,387	5,533	2,767	1,952	379					
Nov	1st.	10	692	461	4,620	2,310	3,928	1,849					
	2nd.	10	0	0	4,620	2,310	4,620	2,310					
	3rd.	10	329	219	4,620	2,310	4,291	2,091					
Dec	1st.	10	2,663	1,775	4,650	2,325	1,987	550					
	2nd.	10	3,812	2,542	4,650	2,325	838	-217		1.5		2,656	
	3rd.	11	4,221	2,814	5,115	2,558	894	-256		1.8		3,140	
小計				132,619	88,413	194,184	97,092			204.2	218.6	350,331	375,087
合計		365			221,032		291,276				422.7		725,418

2) 維持管理費

プロジェクトで建設された灌漑施設の運営および維持管理費は WUO メンバーから徴収する水利費によって賄われる。既存の WUO に対する調査の結果、徴収される水利費総額の 40% を維持管理費に充て、30% を WUO の運営費、20% を原価償却費として積み立てている事例が多い。

そこで本プロジェクトにおける水利費徴収額を下記に試算した。

- ・畑： $Rwf\ 225/are \times 100\ are \times 265\ ha = Rwf\ 5,962,500/年$
- ・水田： $Rwf\ 200/are \times 2\ 回/年 \times 100\ are \times 35\ ha = Rwf\ 1,400,000/年$
- ・合計： $Rwf\ 7,362,500/年$ (7,362,000/年)

先行事例から、電気料金以外の維持管理費を水利費徴収額の 40% と仮定すると、前述の電気料金（ポンプ運転用）と合わせて年間維持管理費は次のとおりと推定される。

表 3.5.2.2 年間維持管理費用の推定

項目	金額 (Rwf/年)	備考
ポンプ運転用	725,418	
維持管理費	2,944,800	上記 7,362,000 の 40%
合計	3,670,218	

第4章 プロジェクトの評価

4-1 事業実施のための前提条件

1) 施設建設用地および建設許可の取得

本事業計画における工事内容は、丘陵地灌漑用の施設として、貯水施設、ポンプ場、灌漑用水路（幹線、2次）、調整池・吐出水槽等の建設（以上すべて新設）と、既存水田灌漑用の施設として、用・排水路の更新、維持管理用道路の新設および田圃の区画整備（均平化）がある。田圃の区画整備は、日本側と「ル」国側による共同負担により行なわれる計画である。

これらの施設設置場所の土地所有は、低湿地部（Marshland）は国有地、丘陵地部は民有地である。国有地部については新規の用地収用を必要としない。一方の民有地部については、工事の着工前までに用地取得（補償）が完了している必要がある。なお、建設許可の取得に関しては、これらの用地取得（補償）が完了することで特段の支障は発生しない。

2) 初期環境評価（EIA）の取得

すべての開発事業では、ルワンダ開発委員会（Rwanda Development Board: RDB）へのEIAレポートの提出が義務付けられている。事業実施者であるMINAGRIは、ルワンダ環境管理庁（Rwanda Environment Management Agency: REMA）登録された専門家やコンサルタントに委託して、RDBが発出するTORにもとづいたEIAを実施し、報告書をRDBへ提出し、承認を受けることが規定されている。

本案件では、調査中の2013年12月付けでEIAレポートが提出され、Environmental Approvalが2014年2月付けで取得された。したがって、本事業の実施に支障はない。なお、工事期間中のモニタリング計画および環境チェックリストも作成されており、MINAGRIの監督のもとモニタリングされる計画である。

3) 関税手続きと免税措置

本案件は日本の無償資金協力案件であるため、「ル」国において課せられる関税、国内税およびその他の課徴金は免除される。

4) 先方負担事項

先方負担事項として要求されるものは、プロジェクトサイトの用地確保と住民補償、銀行取極め、免税措置などの一般事項のほかに、水利権の申請・取得、ランドハズバンドリーの設計・施工、水利組織の設立に関する支援などがある。これらはMINAGRIやンゴマ郡の責任のもとに実施されることになっている。

また、ソフトコンポーネントの実施においては、研修での協力技術者を各関係部署から参画させること、また、研修対象となる水利組織の役員や一般メンバー、ンゴマ郡や傘下のセクター、セル職員らを参画させることが必要である。

4-2 プロジェクト全体計画達成のために必要な相手方投入（負担）事項

プロジェクトの効果を発現・持続するために相手側が取り組むべき事項は以下の通りである。

1) 水利組織の設立、強化支援

灌漑農業を持続的なものとし、灌漑効果をより確実なものにするための活動主体となるのは事業の受益者で形成される水利組織（Water Users Organization: WUO）である。WUO の運営・管理面での主たる活動のひとつには、組織的な維持管理・運営に必要な歳入を確保することが挙げられる。この歳入の源は水利費であり、WUO のメンバー（生産者組合のメンバーでもある）が農業所得の中から一定額を納入する。

WUO は、この水利費を原資として、灌漑施設の維持管理や補修工事を行っていくことになるが、プロジェクトサイトでは WUO はまだ設立されていない。そのため、WUO の設立が何にもまして重要かつ最優先で実行される必要がある。WUO の設立においては、MINAGRI の WUOs Supporting Unit による設立支援が不可欠であり、本事業で計画するソフトコンポーネントとともに WUO の育成・運営能力強化を実施して行く計画である。

2) 灌漑施設の運営・維持管理に係る技術支援

本プロジェクトで建設される灌漑施設は、完工後には、その運営・維持管理は MINAGRI から水利組織に移管される（ただし、施設の所有権は MINAGRI に帰属する）。一方、事業の受益者（WUO のメンバー）にとって灌漑施設を利用した灌漑営農は初めての取り組みである。そのため WUO は施設の維持管理の方法・技術について習得する必要がある。

これに対して、ソフトコンポーネントの実施により灌漑施設維持管理強化が計画されている。ここでは、水管理技術（貯水池から末端灌漑圃場までの一貫した適切な分水・配水の方法と技術）や栽培技術とともに施設の維持管理技術を習得するが、MINAGRI やンゴマ郡には、研修やワークショップを円滑に運営実施するために、カウンターパートの適切な配置と諸費用の供出が求められる。

3) 環境社会配慮措置

本案件は、既存水田の区画整備にかかる用・排水路工事が更新であることを除き、その他の施設は全て新規の建設となる。そのため、民有地の土地収用が必要となるとともに、ダム水没農家に対する支援も求められるとことであり、環境や地域社会への適切な配慮・措置が必須である。

また、工事により一時的に発生する環境負荷については、「ル」国側はモニタリング計画と環境チェックリストに基づく監視、対策を行なうことが必要である。

4-3 外部条件

プロジェクトの効果を発現・持続するための外部条件は以下の通りである。

- ・ 「ル」国の農業政策および灌漑政策に大きな変更・転換が起こらないこと。
- ・ 農産物販売価格および農薬や肥料などの営農資材の購入価格に大きな変化がないこと
- ・ 施設の維持管理にかかる MINAGRI と水利組織との業務分担範囲に大きな変化がないこと。
- ・ 施設の運営・維持管理に必要な人員、消耗品、交換部品、資金が継続的に安定確保され、適切な運営・維持管理が為されること。
- ・ 長期にわたる渇水や洪水などの異常気象現象が起こらないこと。

4-4 プロジェクトの評価

4-4-1 妥当性

本案件に対して、我が国の無償資金協力による協力対象事業の実施は以下の点から妥当と判断される。

1) プロジェクトの緊急性

「ル」国の農業部門は、GDP 構成比率の約 40% を占め、就業機会の 90% を提供する重要産業である。農業生産は、低湿地では主として稲作が行われ、国土の 80% を占める 5~55 度の傾斜地（およそ 1,000 万人が居住）では畑作が行われている。丘陵地では雨期の土壌浸食、低い灌漑施設整備率、土壌劣化等が生産向上の制約要因となっている。農業は「ル」国の基幹産業と位置付けられるにも拘わらず低生産性、経営規模の零細性（平均 76 アール/戸）の問題を抱えており、食糧不足や農家の貧困等の国家的課題と密接に関連している。

このような状況の下、本プロジェクトは MINAGRI が推進している LWH 計画に基づく約 100 ヶ所の貯水池建設による 10,000ha の灌漑開発の一環を担うもので、政策的にも緊急性は高く、これに対する支援は、第 4 回アフリカ開発会議（TICAD IV）にて我が国が公約した「灌漑施設 10 万 ha の改修・整備支援」の達成にも貢献するものである。

プロジェクト対象地域の農家の平均支出は Rwf 13,775/世帯/月（2012 年 FS 報告書）で、全国平均 Rwf 27,500/世帯/月（同）の約 1/2 の生活水準に過ぎない。また、地域の労働者日当は Rwf 800 ~ 1,000/capita/day である。日本円で 150 円以下であり、貧困ラインと言われる 2\$/capita/day を下回る水準である。

また、受益地区となるンゴマ 22 サイトは丘陵傾斜畑地（265ha）と谷地田低湿地の水田（35ha）からなるが、経営規模はいずれも零細で、丘陵傾斜畑地は 34 アール/戸、水田は 11.7 アール/戸であり、「ル」国平均の農業経営規模 0.76ha/戸に比してはるかに小規模である。加えて、農業生産性の向上に不可欠な灌漑施設は未整備のままである。低湿地部では稲作農家をメンバーとする生産者組合（Kigarama Rice Farmers）が形成されているが、WUO は設立されていない。

以上のとおり、プロジェクトサイト農家の経営規模は零細であるうえに農地拡大の余地はなく、単収の増加による生産増を図るのが得策であるが、栽培技術水準は粗放的で、灌漑施設は未整備な状態である。また、一般国民であるプロジェクトの裨益対象者およそ 3,700 人の生活水準は全国平均を下回るレベルにあり、受益者の生活改善、民生の安定のために本プロジェクト実施の緊急性は高い。

表 4.4.1.1 農家経営規模等比較

項目	国家平均	プロジェクトサイト平均	貧困ライン
戸当たり農家経営規模（アール/戸）	76	傾斜畑：34、水田：11.7	Rwf 118,000 /成人/ 年(貧困プロファイ ル、JICA 2012)
戸当たり農家平均支出（Rwf/戸/月）	27,500*	13,775*	
日当たり労賃（Rwf/人/日）		800 ~ 1,000	

備考：*は、『東部県ンゴマ郡灌漑開発基礎情報収集調査（2012 年 7 月）』報告書より。

2) 「ル」国の開発計画との整合性

国家開発長期ビジョンである「Vision 2020」および中期 5 年計画（EDPRSII、2013-2018）においても農業・農村開発は「ル」国の経済発展及び貧困削減を牽引する重要な産業分野と位置付けている。また、農業政策として、2004 年に「国家農業政策（NAP）」、2009 年には「農業改革戦略計

画（SPAT-II）」が策定され持続可能な生産システムのサブプログラムとして、RSSP（低湿地の開発）およびLWH（丘陵地の灌漑開発）が計画されてきた。現在 SPAT-III のもと包括的な農業改革を実施している。

本プロジェクトは、LWH に基づく灌漑開発として有望なゴマ 22 サイトにおいて貯水池および灌漑施設を建設するとともに MINAGRI が推進中の WUO に対する灌漑施設維持管理の移管を支援し、農業生産の増加を通じて農家の生計改善・向上を図ることを目的としており、上記の国家開発計画の目標達成に資するプロジェクトとして整合性は高いといえる。

4-4-2 有効性

本プロジェクトでの灌漑施設の建設ならびにソフトコンポーネントの実施により期待される効果は以下の通りである。

1) 定量的効果

灌漑面積拡大効果として、丘陵傾斜地畑の灌漑面積が現在の 26ha から 265ha に拡大する。

延べ作付面積拡大効果として、丘陵傾斜地畑の延べ作付面積が現在の 99ha から 610ha に拡大する。

作物単収増加効果として、計画作付け作物の単収が下表のとおり増加する。

灌漑時間節減効果として、稲作灌漑時間が現在の 100 人・日/ha から 50 人・日/ha へ節減される。

表 4.4.2.1 プロジェクトの定量的効果（作物単収増加）

指標名	基準値（2013 年）		目標値（2019 年） （事業完成 3 年後）	
作物単収増加効果 (kg/ha)	水稲：	4,000	同左：	6,000
	メイズ：	2,000	＃：	5,000
	豆類：	1,000	＃：	2,000
	キャベツ：	8,000	＃：	12,000
	ニンジン：	10,000	＃：	25,000
	トマト：	10,000	＃：	20,000
	ナス；	3,500	＃；	7,400
	ホトマト：	2,500	＃：	3,500
	コーヒー：	3,500	＃：	5,500

2) 定性的効果

貯水池をはじめとする基幹灌漑施設の整備とホース灌漑を取り入れた末端灌漑方法の導入により、丘陵傾斜畑地において個々の農家レベルで、従来のメイズや豆類栽培から、より収益性の高い作目への転換が可能となる。

異なるコミュニティ（Rurenge セクターおよび Remera セクター）の裨益者が構成員となる水利組織が設立され、灌漑施設が持続的に運用されていくことで、住民生活の安定化、民生の安定化に資する。また、丘陵地農民と水田農家間の協調性が高まる。

ソフトコンポーネントの実施により、貯水池をはじめとする灌漑施設をコミュニティの共有財産と考えるオーナーシップが醸成され、水利組織および生産者組合の財務管理について高い透明性が確保される。また、適期適量・公平な水管理が行われ、農家の経営感覚が高まる。