

⑬__施設の能力計算書

⑬__施設の能力計算書

(1) 埋立容量計算書

備考（変更の概要、変更の理由など）

- ・埋立地内の形状変更に伴い、埋立容量を変更した。

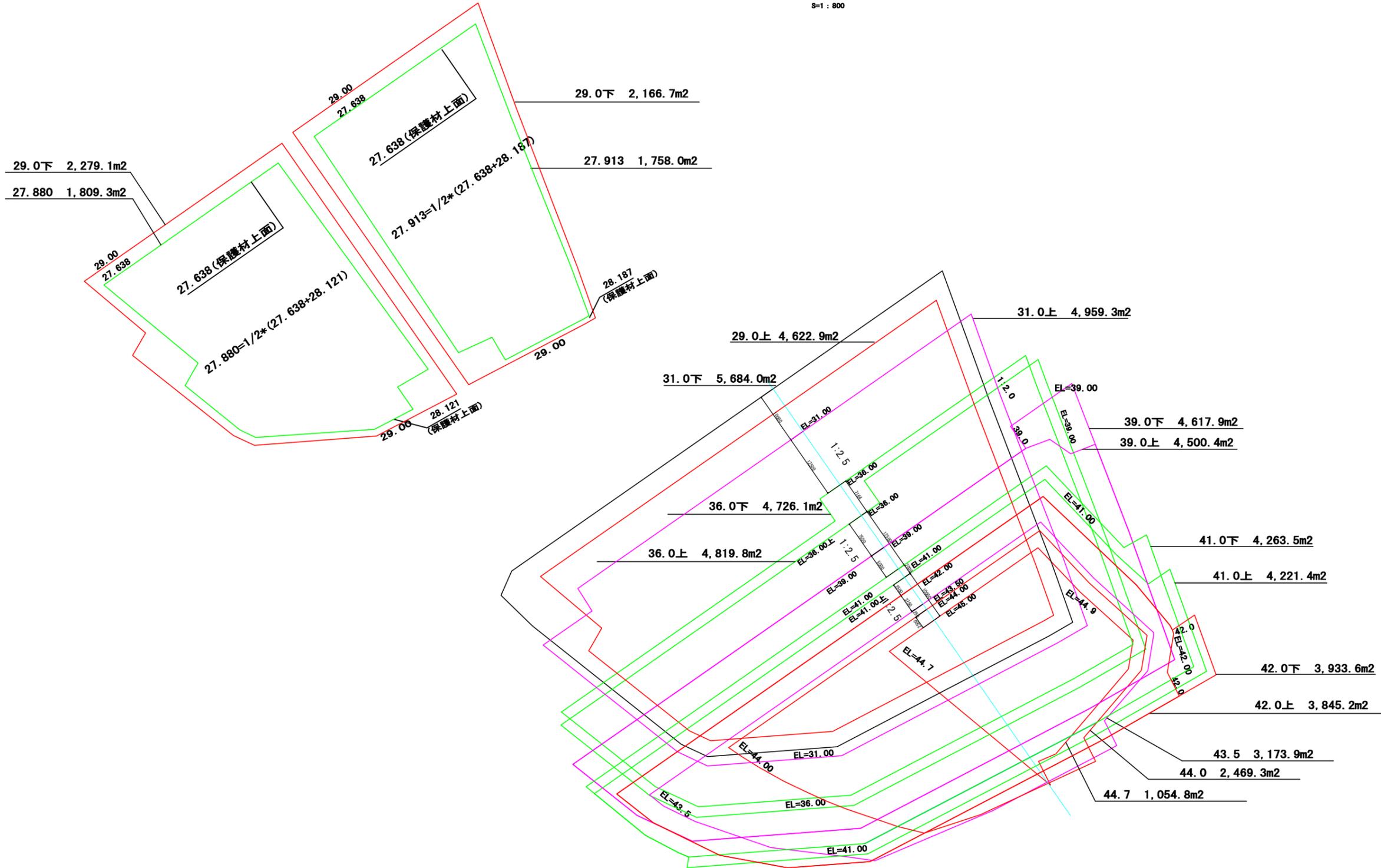
土量計算書

第Ⅰ期埋立容量					第Ⅱ期埋立容量				
標高(m)	距離(m)	面積(m ²)	平均(m ²)	立積(m ³)	標高(m)	距離(m)	面積(m ²)	平均(m ²)	立積(m ³)
29.0mまで					29.0mまで				
27.91	—	1,758.0	—	—	27.25	—	762.0	—	—
29.00	1.09	2,166.7	1,962.4	2,139.0	29.00	1.75	1,226.2	994.1	1,739.7
計	1.09			2,139.0	計	1.75			1,739.7
29.0mまで					29.0mまで				
27.88	—	1,809.3	—	—	27.18	—	1,073.3	—	—
29.00	1.12	2,279.1	2,044.2	2,289.5	29.00	1.82	1,936.6	1,505.0	2,739.1
計	1.12			2,289.5	計	1.82			2,739.1
29.0~45.0mまで					29.0~45.0mまで				
29.00	—	4,622.9	—	—	29.00	—	3,304.1	—	—
31.00	2.00	5,684.0	5,153.5	10,307.0	31.00	2.00	4,494.6	3,899.4	7,798.8
31.00	0.00	4,959.3	5,321.7	0.0	31.00	0.00	6,680.5	5,587.6	0.0
36.00	5.00	4,726.1	4,842.7	24,213.5	36.00	5.00	10,883.3	8,781.9	43,909.5
36.00	0.00	4,819.8	4,773.0	0.0	36.00	0.00	11,781.7	11,332.5	0.0
39.00	3.00	4,617.9	4,718.9	14,156.7	38.00	2.00	13,660.0	12,720.9	25,441.8
39.00	0.00	4,500.4	4,559.2	0.0	38.00	0.00	13,652.8	13,656.4	0.0
41.00	2.00	4,263.5	4,382.0	8,764.0	40.00	2.00	14,913.5	14,283.2	28,566.4
41.00	0.00	4,221.4	4,242.5	0.0	41.00	1.00	14,901.3	14,907.4	14,907.4
42.00	1.00	3,933.6	4,077.5	4,077.5	41.00	0.00	15,377.0	15,139.2	0.0
42.00	0.00	3,845.2	3,889.4	0.0	43.00	2.00	15,093.6	15,235.3	30,470.6
43.50	1.50	3,173.9	3,509.6	5,264.4	44.00	1.00	12,163.6	13,628.6	13,628.6
44.00	0.50	2,469.3	2,821.6	1,410.8	44.70	0.70	7,945.6	10,054.6	7,038.2
44.70	0.70	1,054.8	1,762.1	1,233.5	45.00	0.30	0.0	3,972.8	1,191.8
44.90	0.20	0.0	527.4	105.5	計	16.00			172,953.1
計	15.90			69,532.9					
合計				73,961.4	合計				177,431.9

I期+Ⅱ期合計 251,393.3m³

第 I 期 / 埋立スライス面積

S=1 : 800



⑬ 施設の能力計算書

(2) 浸出水集排水施設計算書

備考（変更の概要、変更の理由など）

H28 事業計画時の考え方に基づき、次のとおりの設計変更を行った。

- ・埋立地内の構造に合わせて、浸出水集排水施設のレイアウト（配置計画）を変更した。
- ・集排水施設の配置変更に伴い、改めて浸出水流出量を算出し、施設規模を決定した。
- ・取水ポンプの台数を3台とした。

⑬(2) 浸出水集排水施設計算書

◆ 提示資料の要点

浸出水集排水施設は、埋立層内に浸入した雨水や埋立廃棄物からの浸出水を速やかに浸出水調整槽（浸出水処理施設に係る設備）に送るために設けられる。

埋立地で発生する浸出水量をできる限り抑制し、これを速やかに浸出水処理施設へ送ることができれば、埋立地内には浸出水は滞留しないこととなるため、遮水工や貯留構造物に及ぼす水圧は減少する。このように、浸出水集排水施設は、貯留構造物、遮水工及び浸出水処理施設などの各施設との関連が深い。

◆ 設計基準、関連基準等

基準省令	第2条第1項第4号
県指針	4-1-16 腐食防止、4-3-3 保有水等集排水設備
全都清要領	7章 浸出水集排水施設（pp.323-340）
その他	<ul style="list-style-type: none">・「道路土工—盛土工指針 平成22年度」（社団法人日本道路協会）・「道路土工要綱 平成21年度版」（社団法人日本道路協会）・「道路土工—排水工指針」（社団法人日本道路協会）・「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 平成24年度」（社団法人日本道路協会）・「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成24年度」（社団法人日本道路協会）・「道路土工—カルバート工指針 平成21年度版」（社団法人日本道路協会）・「下水道施設の耐震対策指針と解説 2014年版」（社団法人日本下水道協会）・「下水道施設耐震設計例—管路施設編—後編—2015年版」（社団法人日本下水道協会）・「下水道施設耐震設計例—処理場・ポンプ場編—2015年版」（社団法人日本下水道協会）・「土木構造物設計マニュアル（案）—樋門編—平成13年版」（国土交通省）・「土木構造物設計マニュアル（案）に係わる設計施工の手引き（案）[樋門編]」（国土交通省）・「2012年制定 コンクリート標準示方書 [設計編] 2013年」（土木学会）・「トンネル標準示方書 開削工法・同解説 平成18年」（土木学会）

◆ 概要・ポイント

基準省令では、「埋立地には、保有水等を有効に集め、速やかに排出することができる堅固で耐久力を有する構造の管渠その他の集排水設備を設けること。」と規定されている。

また、本処分場は、浸出水の集排水だけでなく、空気供給および埋立ガス抜き機能も兼ねることとなるので、埋立構造に係る配慮など総合的な観点から検討する必要がある。

集水された浸出水を浸出水調整槽に送水する方法には、自然流下方式とポンプアップ方式があるが、本件では地形や周辺施設との条件により、ポンプアップ方式としている。このため、浸出水集排水管の末端部には、浸出水集水ピットを設けている。

なお、浸出水集水ピットは、浸出水に係るピットと地下水に係るピットを一体的に設けている。

【浸出水集排水施設】

- 配置形式：浸出水集排水施設は、底部に分枝形で設置するものとする。幹線は埋立地底部の面積が小さいことから1系列とする。中間（覆土）部は、堅型集排水管等に向けて表面排水を導水するため、設置しないものとする。また、支(枝)線の設置間隔は20mとする。
- 堅型集排水管及びのり面部の集排水管：埋立地内には、堅型集排水管を設置する。また、法面部にも集排水管を設置する。なお、構造は底部の集排水管に準じるものとする。
- 底部幹線の管渠の設計：浸出水の計画流量は、合理式により算出する。降雨強度は、埋立期間の37年間に維持管理期間の10年を加えた47年間の供用期間を考慮し、50年超過確率降水を適用することで、集中豪雨への対応を図るものとする。
- 構造：集排水管は管路式とする。集水ピットとの接続部分も管路式とし、耐力上安全な構造とする。
- 管径：本管は径600mm以上とし、管壁の120度の部分で流下可能な径とする。
- 材質：管材は、十分な強度と耐腐食性を有するものとする。
- 縦断勾配：幹線2%程度、支(枝)線1%程度とする。

【集水ピット】

- 基本構造：RC構造とする。
- ピット構成：浸出水に係るピット（沈砂ピット、取水ピット）と地下水に係るピット（地下水モニタリングピット、地下水ピット）の一体構造である。
- 連通：浸出水に係るピットと地下水に係るピットは、壁により分離する。ただし、本処分場が廃止可能となった場合は、浸出水に係るピットと地下水に係るピットを連通させ、処理不要となった浸出水を排水できる構造とする。
- 沈砂ピット：埋立地に布設した浸出水集排水管の流末部が接続（耐震継手）されており、浸出水集排水管にて集水された浸出水を流入させる。「沈砂ピット」では、浸出水集排水管で運ばれた砂分を沈降分離させ、浸出水処理設備に余分な負荷がかからないよう、埋立地へ返送・排砂させるスペースと排砂ポンプ1台（吐出量0.1m³/分以上）を設ける。なお、浸出水集排水管の流末部に流入遮断バルブ（沈砂ピット内）を設け、緊急時には浸出水の「沈砂ピット」への流入が遮断できるようにする。
- 取水ピット：設置した取水ポンプ3台（1台あたり吐出量0.6m³/分以上）により、釜場部に溜まっている浸出水を浸出水処理施設へ送水させる。
- 地下水モニタリングピット：埋立地の遮土工下部に布設した地下水集排水管の流末部が接続（耐震継手）されており、地下水集排水管にて集水された地下水を流入させる。「地下水モニタリングピット」では、流入された地下水の水質（pH、EC）を常時監視（自動計測）する。異常がなければ、地下水を「地下水ピット」に導き（地下水遮断バルブ：

常時「開」)、既設一廃処分場の地下水排水管 φ700・排水柵に排水させる。異常があれば、緊急避難的に地下水遮断バルブを「閉」とし、「地下水モニタリングピット」内に溜まっている地下水（異常水）を地下水ポンプ1台（吐出量0.6m³/分以上）で「取水ピット（浸出水）」に移送し、浸出水として浸出水処理施設（調整槽⇒処理設備）に送水・処理する。

◆ 図面類

図面番号	図面名
I-39	浸出水集排水施設計画平面図（Ⅰ期）
Ⅱ-23	浸出水集排水施設計画平面図（Ⅱ期）
I-41～43	浸出水集排水施設一般図（1）～（3）（Ⅰ期）
Ⅱ-27～29	浸出水集排水施設一般図（1）～（3）（Ⅱ期）
I-44-1、44-2	浸出水集水ピット一般図（1）～（2）（Ⅰ期）
Ⅱ-30、31	浸出水集水ピット一般図（1）～（2）（Ⅱ期）

1. 浸出水集排水施設

(1) 県指針基準

浸出水集排水施設の県指針基準は、以下のとおりである。

【県指針 (p. 28) より】

4-3-3 保有水等集排水設備

保有水等を有効に集め、速やかに排出することができる堅固で耐久性を有する構造の管渠その他の集排水設備を設けること。

- ① 配置形式は、埋立地の形状や埋立工法に応じて合理的なものを採用すること。(表-4.3.3参照)
 - ア 集排水設備の位置は、底部とするが、必要に応じて中間部にも設置するものとする。
 - イ 枝管の設置間隔は、20mを標準とする。
- ② 埋立地内の保有水等を排除する施設として、**図-4.2.3**を標準とする堅型集排水管を設置すること。また、のり面部分においても、集排水管を設置すること。
- ③ 底部幹線の管渠の設計においては、短時間降雨の流出現象に対応するものとして、保有水等の計画流量を設定するものとする。
- ④ 計画流量の算定は、原則として合理式(式5)により算出すること。
$$Q = 1 / 360 \cdot f \cdot r \cdot A \quad \dots (式5)$$

Q : 流量 (m³/sec)
f : 流出係数
r : 到達時間内の降雨強度 (mm/h)
A : 集水面積 (ha)
- ⑤ 降雨強度は、計画埋立期間程度の降雨確率に基づいて算定するものとする。
- ⑥ 構造
 - ア 集排水設備は管路式とし、**図-4.3.10**の例によること。
 - イ 集排水設備と浸出液調整設備の接続部分は、管路式とし、土えん堤等構造物下となる部分については、無孔管とし、耐力上安全な構造とする。浸出液の一時的な埋立地

【県指針 (p. 29) より】

内貯留を考慮する場合は、その安全性の上からポンプ式についても検討するものとする。

ウ 管径

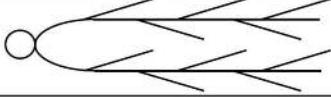
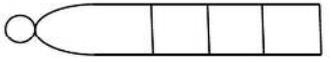
本管は径600mm以上とし、水理計算により管壁の120度の部分で流下可能な径とする(図-4.3.11参照)。枝管は径200mm以上を標準とする。

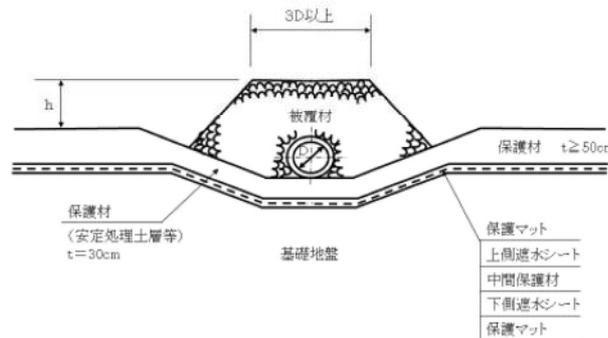
エ 材質

管材は、十分な強度と耐腐食性を有するもの。

オ 堅型集排水管及び法面集排水管の構造も上記に準ずること。ただし管径は枝管の径とすること。

表-4.3.3 底部集排水管の設備の配置形式

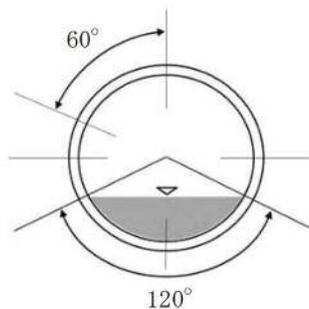
配置形式	概要	採用例
1 	幹線に枝状の支線を接続させたもの。 (分枝形)	多くの埋立地で採用。大規模では複数本の分枝形を敷設。
2 	幹線と幹線を支線で繋いだもの。 (ハシゴ形)	横断勾配が取りにくい平地の埋立地など。
3 	一本ないし数本の集排水管を直線的に敷設したもの。 (直線形)	埋立地底面の幅が著しく狭い場合など。



(注) 幹線の場合 h \geq 50cm
支線の場合 h \geq 30cm

出典：廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領 ((公社)全国都市清掃会議、2010) を一部修正

図-4.3.10 底部集排水設備の構造例



出典：廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領 ((公社)全国都市清掃会議、2010) を一部修正

図-4.3.11 底部集排水管の管路断面の模式図

(2) 浸出水集排水施設設計

1) 配置計画

浸出水集排水施設の配置計画は、次図のとおりである。

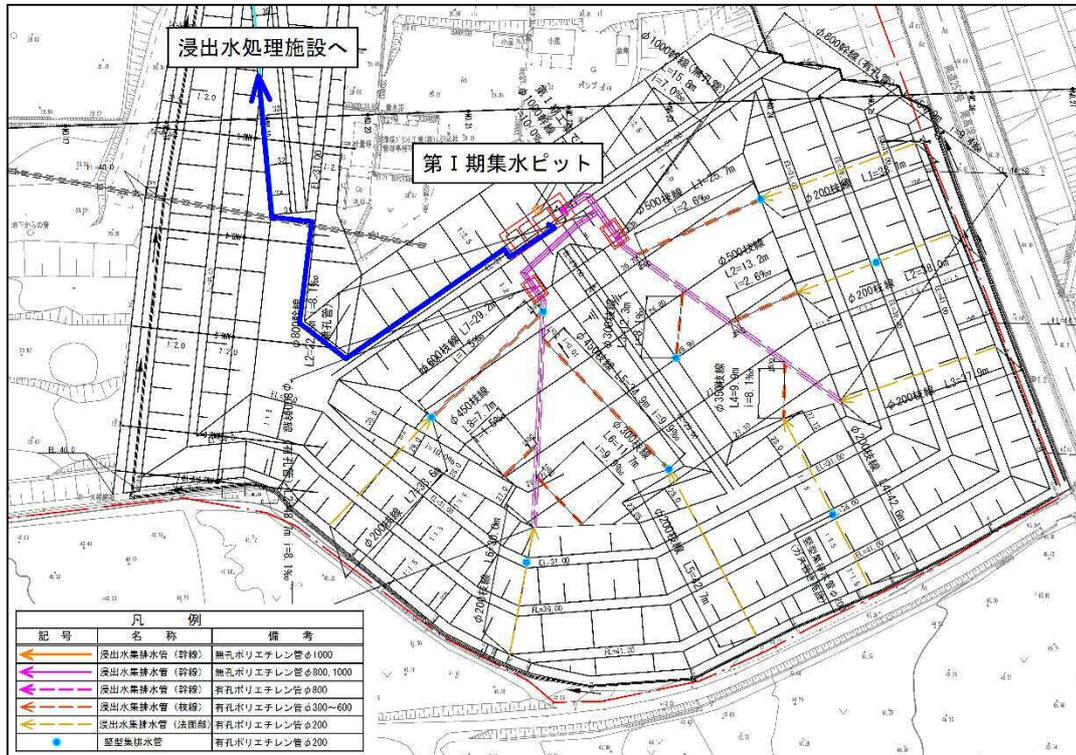


図1 浸出水集排水施設配置計画平面図 (第Ⅰ期)

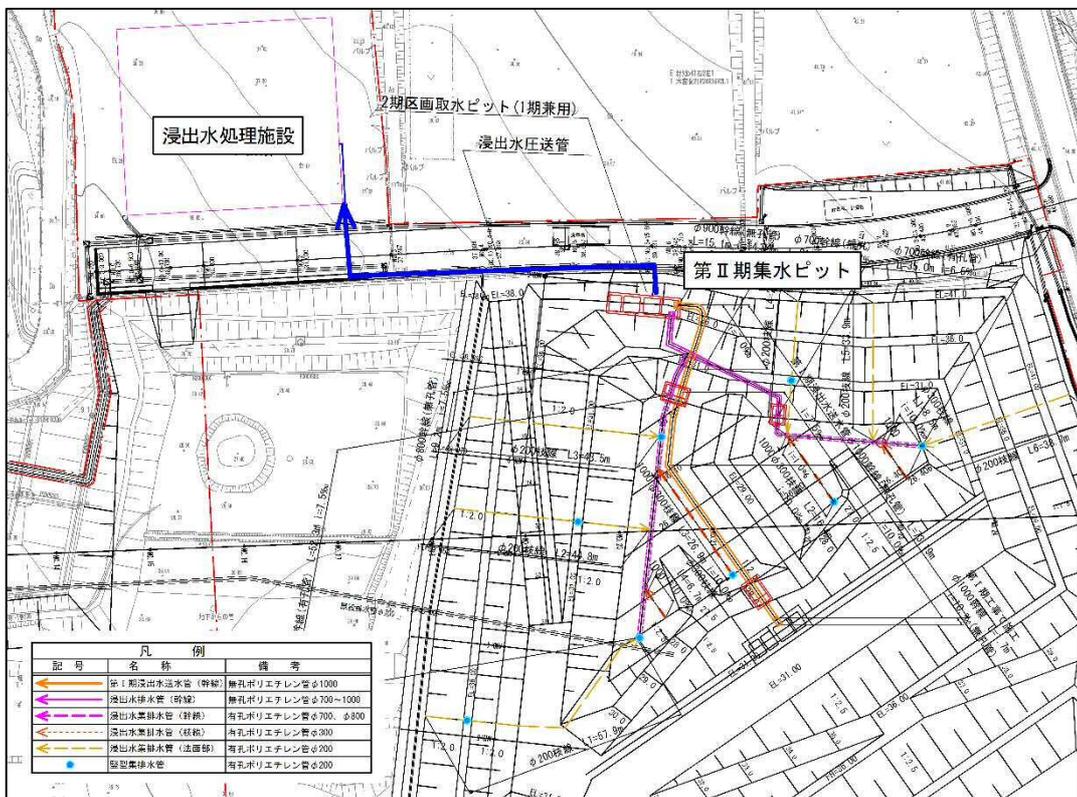


図2 浸出水集排水施設配置計画平面図 (第Ⅱ期)

2) 浸出水集排水管の構造

浸出水集排水管の構造は、県指針 (p.29) に「底部集排水設備の構造例」が示されている。本処分場の浸出水集排水管の構造は、県指針に準じた構造とした。

3) 浸出水集排水管の管種

浸出水集排水管の管種は、県指針 (p.29) に「管材は、十分な強度と耐腐食性を有するもの」と明記されている。また、「設計要領」(p.327) には、有孔ヒューム管、有孔合成樹脂管 (FRM 管、FRPM 管)、硬質ポリエチレン管、硬質塩化ビニル管、砂利・碎石など (水平排水層)、ジオコンポジット (合成排水材) が示されている。

次表に、設計要領 (p.327) の抜粋を示す。

表1 浸出水集排水管の管種 (設計要領 p.327 より抜粋)

種 類	特 徴
有孔ヒューム管	集水管から排水管まで広く使用される。剛性が高いので管の変形を避けたい場合に適す。
有孔合成樹脂管 強化プラスチック管 硬質ポリエチレン管 硬質塩化ビニル管	集水管から排水管まで広く使用される。可撓性に富むので地盤の沈下にある程度追従できる。 材質にもよるが一般に耐食性に富む。軽量かつ加工が比較的容易なので施工性が良い。
砂利・碎石など (水平排水層)	底面排水で集水管と併用することにより集排水効果が向上できる。 遮水シート破損防止のため、砂利・碎石層は遮水シート上に直接敷設せず、保護材を介し、その上部に敷設するなど留意する必要がある。
ジオコンポジット (合成排水材)	二重遮水シートの間保護材や水平排水材のほか、施工が容易なため、法面部の集排水に用いられる場合が多い。

本処分場の浸出水集排水施設は、次図に示すとおり、大別すれば、埋立地内の底面に配置する浸出水集排水管と会所部から集水ピットまでの浸出水送水管に区分される。

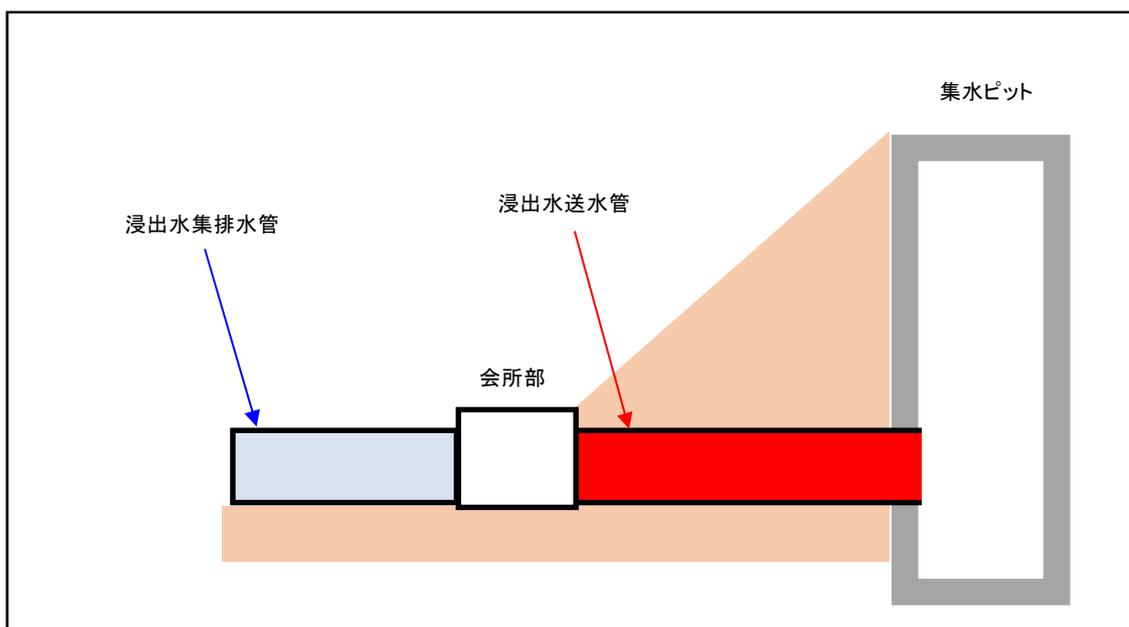


図3 浸出水集排水管と浸出水送水管の概念図

また、本処分場の浸出水集排水管は、土被りが約 20m程度と大きく、十分な強度が必要であり、土被りに対する強度検証をメーカーヒアリングや、内水圧等に対する検討を行い、以下のとおり設定した。

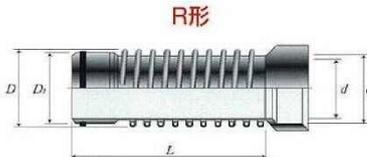
○浸出水集排水管

- ・底面部：外圧用高耐圧ポリエチレンリブ管
- ・法面部：高密度ポリエチレン管

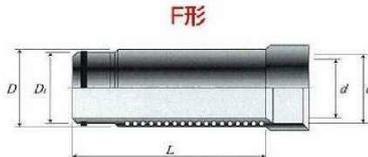
○浸出水送水管：内圧用高耐圧ポリエチレン管 HSPE (F形)

⇒F形は、内水圧に強く、汎用性が高く、経済性が良い製品となる。

次図に、高耐圧ポリエチレンリブ管のR形とF形のカタログによる規格を示す。



R形



F形

R形製品規格

呼び径	内径 d (mm)	差口部		有効長 L (mm)	R30		R60		R90		R120	
		外径 D1 (mm)	内径 d1 (mm)		外径 D (mm)	重量 (kg/本)						
300	300 ± 3.0	332 ± 3.0	358 ± 3.0	5000 +50 -25	372	50	372	50	372	50	372	55
350	350 ± 3.5	382 ± 3.5	408 ± 3.5		422	55	422	55	422	65	430	85
400	400 ± 4.0	432 ± 4.0	458 ± 4.0		474	65	474	70	474	80	482	95
450	450 ± 4.5	482 ± 4.5	508 ± 4.5		524	70	526	90	532	105	534	130
500	500 ± 5.0	540 ± 5.0	568 ± 5.0		574	85	582	120	584	140	592	165
600	600 ± 5.0	640 ± 5.0	668 ± 5.0		674	125	684	170	692	200	704	255
700	700 ± 5.0	750 ± 5.0	778 ± 5.0		788	170	792	235	804	300	860	360
800	800 ± 6.0	850 ± 6.0	878 ± 6.0		892	215	904	340	960	405	960	440
900	900 ± 6.5	950 ± 6.5	978 ± 6.5		1030	270	1044	365	1052	440	1064	525
1000	1000 ± 7.0	1060 ± 7.0	1088 ± 7.0		1134	325	1152	470	1164	585	1180	715
1100	1100 ± 8.0	1160 ± 8.0	1188 ± 8.0		1244	440	1260	605	1352	715	—	—
1200	1200 ± 9.0	1260 ± 9.0	1288 ± 9.0		1344	485	1452	780	1454	805	—	—
1350	1350 ± 9.5	1420 ± 9.5	1448 ± 9.5		1502	655	1602	880	1616	1075	—	—
1500	1500 ± 10.0	1570 ± 10.0	1598 ± 10.0		1666	895	1754	1085	1764	1320	—	—
1650	1650 ± 11.0	1720 ± 11.0	1748 ± 11.0		1902	1070	1906	1335	1922	1670	—	—
1800	1800 ± 11.5	1870 ± 11.5	1898 ± 11.5		2052	1235	2062	1690	2176	2055	—	—
2000	2000 ± 12.0	2070 ± 12.0	2098 ± 12.0		2252	1545	2284	2185	2378	2450	—	—
2400	2400 ± 14.0	2490 ± 14.0	2528 ± 14.0		2678	2600	—	—	—	—	—	—
3000	3000 ± 18.0	3110 ± 18.0	3158 ± 18.0		3410	4150	—	—	—	—	—	—

※1.製品仕様は改良、改善のため、予告なく変更する場合があります。
2.外径(D)及び重量は参考値です。

F形製品規格

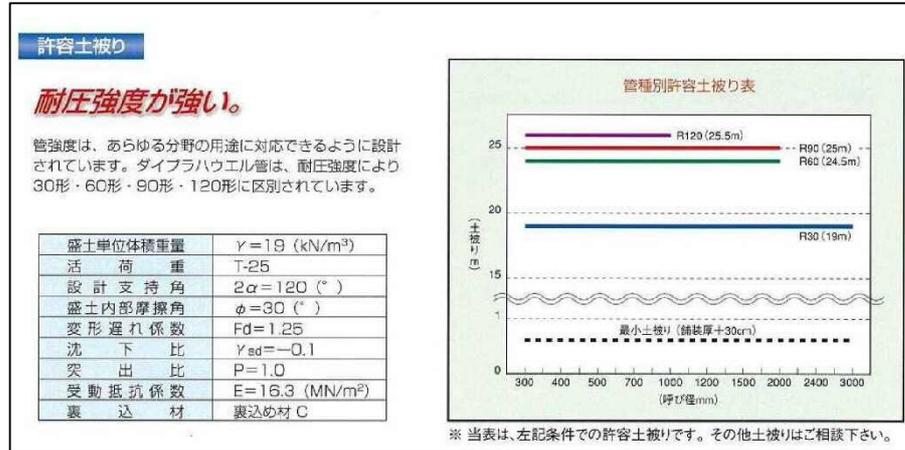
呼び径	内径 d (mm)	差口部		有効長 L (mm)	F30		F60		F90		F120	
		外径 D1 (mm)	内径 d1 (mm)		外径 D (mm)	重量 (kg/本)						
300	300 ± 3.0	332 ± 3.0	358 ± 3.0	5000 +50 -25	324	65	329	80	334	90	337	100
350	350 ± 3.5	382 ± 3.5	408 ± 3.5		378	85	384	105	389	120	393	130
400	400 ± 4.0	432 ± 4.0	458 ± 4.0		432	105	439	135	445	155	449	170
450	450 ± 4.5	482 ± 4.5	508 ± 4.5		486	125	494	170	500	190	505	215
500	500 ± 5.0	540 ± 5.0	568 ± 5.0		538	165	548	210	556	235	561	260
600	600 ± 5.0	640 ± 5.0	668 ± 5.0		646	230	686	275	688	275	690	275
700	700 ± 5.0	750 ± 5.0	778 ± 5.0		754	315	786	325	790	345	798	395
800	800 ± 6.0	850 ± 6.0	878 ± 6.0		860	400	890	395	900	455	910	525
900	900 ± 6.5	950 ± 6.5	978 ± 6.5		968	500	1034	500	1044	585	1046	590
1000	1000 ± 7.0	1060 ± 7.0	1088 ± 7.0		1076	620	1144	645	1146	655	1150	705
1100	1100 ± 8.0	1160 ± 8.0	1188 ± 8.0		1232	590	1244	710	1250	770	—	—
1200	1200 ± 9.0	1260 ± 9.0	1288 ± 9.0		1340	720	1346	800	1360	930	—	—
1350	1350 ± 9.5	1420 ± 9.5	1448 ± 9.5		1494	865	1506	1010	1522	1195	—	—
1500	1500 ± 10.0	1570 ± 10.0	1598 ± 10.0		1644	970	1668	1275	1760	1575	—	—
1650	1650 ± 11.0	1720 ± 11.0	1748 ± 11.0		1802	1175	1904	1640	1914	1810	—	—
1800	1800 ± 11.5	1870 ± 11.5	1898 ± 11.5		1962	1430	2068	2005	2072	2120	—	—
2000	2000 ± 12.0	2070 ± 12.0	2098 ± 12.0		2174	1780	2268	2230	2286	2560	—	—
2400	2400 ± 14.0	2490 ± 14.0	2528 ± 14.0		2658	2745	—	—	—	—	—	—
3000	3000 ± 18.0	3110 ± 18.0	3158 ± 18.0		3300	4585	—	—	—	—	—	—

※1.製品仕様は改良、改善のため、予告なく変更する場合があります。
2.外径(D)及び重量は参考値です。

図4 高耐圧ポリエチレンリブ管 (R形/F形) の規格 (カタログより)

次表に、高耐圧ポリエチレンリブ管のカタログによる許容土被り表を示す。
 なお、本表は、参考値であるため、詳細は計算により確認する必要がある。

表2 高耐圧ポリエチレンリブ管の許容土被り（参考値 カタログより）



【メーカーヒアリングの結果概要（参考）】

- ・ポリエチレンダブル管の許容土被り：18～25m以下（製品によって異なる）
- ・高耐圧ポリエチレンリブ管の許容土被り：30m以下
- ・FRPM 管：30m以下の許容土被り：18m程度

4) 浸出水集排水管の管径

浸出水集排水管の管径は、県指針で合理式によって算定することが示されている。

また、県指針（p.29）では、設計要領を基本とした、管断面上部を空気やガスの流通断面と考え、計画対象流量が管壁の120°（1/3 水深25%）の部分で水が流れるように管路断面が示されている。

また、本処分場の浸出水集排水施設は、埋立期間の37年間に維持管理期間の10年を加えた47年間の供用期間を考慮し、50年超過確率降水を適用することで、集中豪雨対応を図ることとした。

上記を踏まえた、浸出水流量計算の結果、以下のとおり設定した。

- 第Ⅰ期浸出水集排水管（幹線①）：φ 800mm
- 第Ⅰ期浸出水集排水管（幹線②）：φ 800mm
- 第Ⅰ期浸出水集排水管（幹線①+②）：φ 1000mm
- 第Ⅱ期浸出水集排水管（幹線①）：φ 700mm
- 第Ⅱ期浸出水集排水管（幹線②）：φ 800mm
- 第Ⅱ期浸出水集排水管（幹線①+②）：φ 900mm

以降に、浸出水集排水管の管径の詳細検討を示す。

設計要領によれば、管径の算定に関して、「廃棄物最終処分場性能指針」（平成 12 年 12 月、生衛発第 1903 号、以下「性能指針」という。）の「3.保有水等の集排水(2)」では、「既往日降水量の最大降水月における 1 日平均降水量等の計画した降水強度により埋立地内の水位が 50cm 以下になること。」及び「準好気性埋立構造の埋立地にあつては、既往日降水量の最大降水月における 1 日平均降水量等の計画した降水強度により保有水等集排水設備内に空気が通気可能な空間を確保できる管径等を持ち、管渠等の端部が大気に開放されていることを確認すること。」としている。また、鳥取県指針では、「保有水を有効に集め、速やかに排出することができる堅固で耐久性を有する構造の管渠その他の集排水設備を設けること。」とある。

上記、浸出水集排水施設に関する水位の規定は、「降水時には浸出水が埋立地内を浸透、流下するので、水位が生じることは避けられないことから、降水時、特に既往日降水量の最大降水月における 1 日平均降水量などで生じる埋立地水位を 50cm 以下と定めたものと理解できる。したがって、常時は「性能指針 6.調整池の容量(2)ア」の規定により、埋立地の底部に浸出水が貯留されないようにしなければならない。(中略) その設計にあたっては、総合的な観点から検討する必要がある。」と、設計要領では解説している。

さらに、設計要領では、計画流量について、「浸出水処理設備は、1 日あたりの浸出水量を平均化して処理するものとして施設規模を決定するが、浸出水集排水施設は降水に直接応答する浸出水量を対象としているので、平均化された日降水量で管径などを定めると、ゲリラ豪雨などの大雨時に排水できない可能性がある。したがって、浸出水集排水施設で考えなければならない計画流量は、雨水集排水施設と同様に、短時間降水の流出現象に対応するものとして計画流量を設定する必要がある。(中略) 降水と浸出水量の関係を表現する式としては、従来から合理式が最も適しているといわれている。したがって、合理式の降水強度と流出（浸出）係数にその埋立地の実情を考慮した数値を与えて流量を求めれば、浸出水の計画流量を決めることができると考えられる。」と解説している。

事業計画書では、浸出水集排水管の管径検討にあたって、頻発するゲリラ豪雨等の集中豪雨には減災の概念で対応することが現時点では合理的であるものの、埋立期間が 37 年間で維持管理期間が加算されることにより、50 年超過確率降水を適用することで、集中豪雨対応を図ることとし、次のとおり条件設定をしている。

- ・ 浸出水流出量算定の浸出係数： 埋立中 0.68、埋立完了 0.41
- ・ 設計降雨強度： 147.4mm/hr (50 年確率)

$$R=1580.3/(t^{0.7}+5.711) \quad t: \text{到達時間 (10 分)}$$

「河川計画の手引き 平成 26 年 4 月鳥取県」米子地域

- ・ 粗度係数： 0.010
「道路土工要綱」(平成 21 年 6 月 社団法人日本道路協会) -排水工指針
「マンシングの粗度係数」中の「塩化ビニル管」相当
- ・ 有効断面： 水深 25%

ここでは、配置形式や管材の見直しに即して、幹線・支(枝)線の断面検討を行った。
浸出水集排水管の管径は、設計要領の「有孔管の場合は、管断面上部を空気やガスの流通断面と考え、計画対象流量が管壁の 120° (1/3、水深 25%) の部分で水が流れるように管路断面を決定するのがよい。」「浸出係数は、浸出水が埋立地内に滞留する時間を可能な限り短くするという考えから、多少大きめの値を採用して 0.6~0.7 程度にする。降水強度は 30~50mm/h 程度を目安とすれば、流量 $Q_{\max} < 0.06 \sim 0.1 \text{m}^3/\text{s}/\text{ha}$ となる。」を参考に決定する。

① 浸出水計画流量

浸出水計画流量は、以下に示す合理式により算出する。

$$Q=1/360 \cdot f \cdot r \cdot A$$

ここに、

Q：浸出水流出量 (m³/sec)

f：流出係数

r：設計降雨強度(mm/hr)

A：集水区域面積(ha)

② 流出係数 (f)

流出係数は、浸出水処理計画書に示す「月別浸出係数」の年平均値 $0.67 \approx 0.70$ とする。

③ 設計強雨強度 (r)

設計降雨強度は、「雨水集排水施設」で示したとおり 50 年確率降雨強度を適用する。

設計降雨強度：147.4mm/hr (到達時間：10 分)

④ 集水区域面積 (A)

浸出水削減対策の一環として各小段での表流水排除を行うが、埋立ての進捗に合わせてそれぞれの小段での表流水排除機能を停止させ、小段排水工は閉塞させる。

そのため、浸出水集排水施設の集水区域面積は、埋立完了面までの範囲とする。

集水区域図を次図に示す。なお、集水区域図は、幹線と支線に区分して示す。

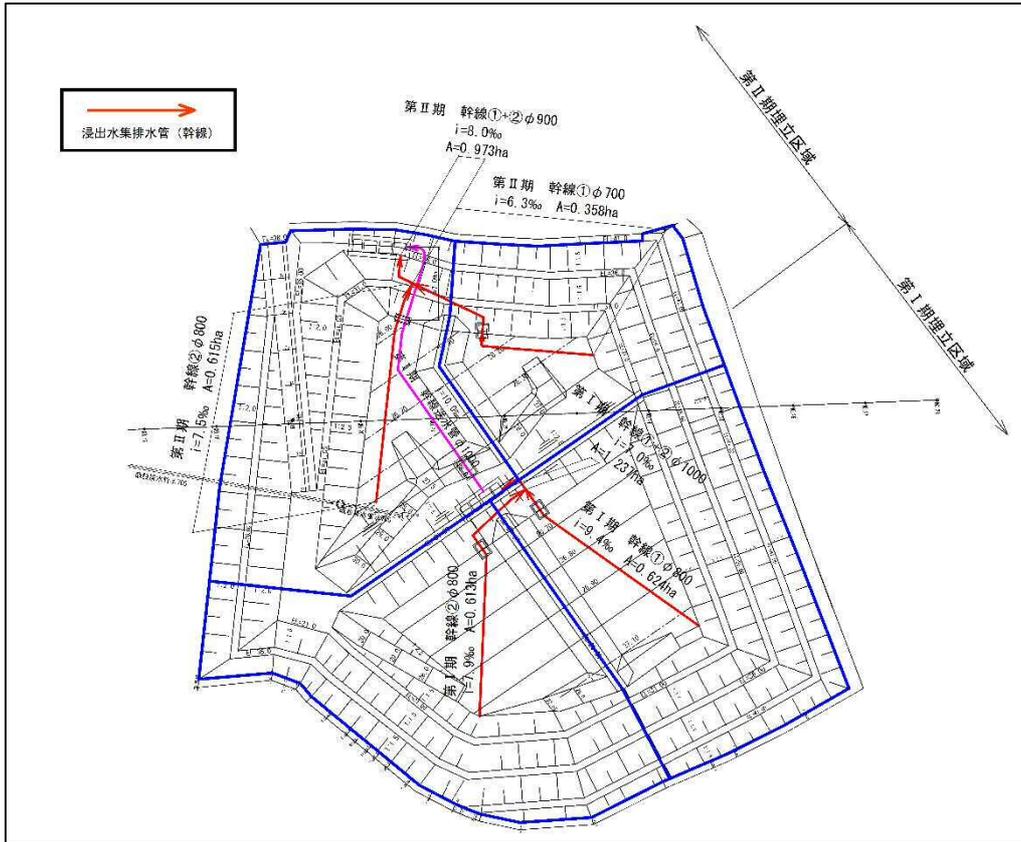


図5 集水区域図 (幹線)

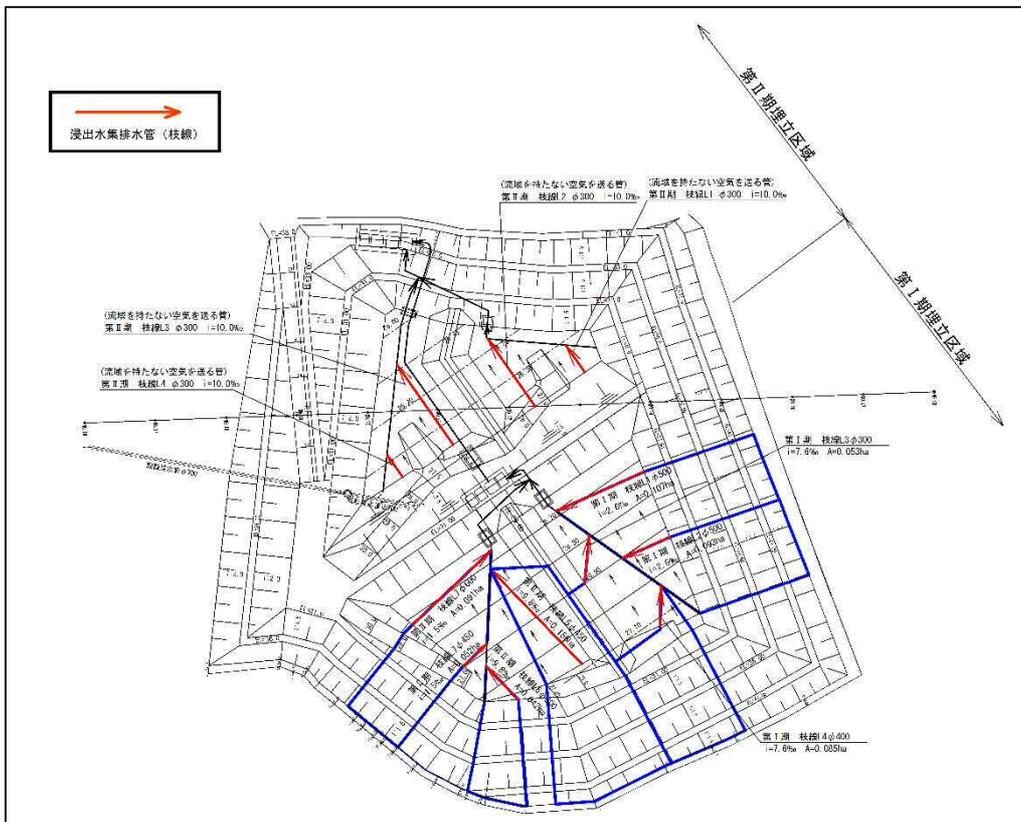


図6 集水区域図 (枝線)

⑤ 必要管径の算出

算出した計画流量に基づき、浸出水集排水管の管径を算出する。

マンニング公式の円形断面算定式を以下に示す。

$$D(m) = \{ Q / (\gamma \times 1/n \cdot I^{1/2}) \}^{3/8}$$

ここに、D：直径(m)

Q：計画流量 (m³/sec)

γ：面積・径深の係数 (α・β^{2/3})

n：粗度係数

I：排水勾配

(a) 面積・径深の係数 (γ)

係数γは、円形水路の面積の係数α、径深の係数βから算出される係数であり、「Manning 流速公式の数表と水路の水理計算法」(理工図書株式会社)では、次表に示すように水深率(H水深/D直径)ごとに示されている。

同表により、水深25%における水深率は0.0427となる。

表3 径深の係数 (γ)

付表-2 円形断面水路の部分流の断面積、径深およびAR^{2/3}の表

H=水深, D=直径, A=断面積, R=径深

H/D	A/D ²	R/D	R ^{2/3} /D ^{2/3}	AR ^{2/3} /D ^{2/3}	H/D	A/D ²	R/D	R ^{2/3} /D ^{2/3}	AR ^{2/3} /D ^{2/3}
	α	β	β ^{2/3}	γ=αβ ^{2/3}		α	β	β ^{2/3}	γ=αβ ^{2/3}
0.01	0.0013	0.0066	0.03519	4.575/10 ⁻⁵	0.51	0.4027	0.2531	0.4001	0.1611
0.02	0.0037	0.0132	0.05585	2.066/10 ⁻⁴	0.52	0.4127	0.2561	0.4033	0.1664
0.03	0.0069	0.0197	0.07294	5.033/10 ⁻⁴	0.53	0.4227	0.2591	0.4064	0.1718
0.04	0.0105	0.0262	0.08821	9.262/10 ⁻⁴	0.54	0.4327	0.2620	0.4094	0.1772
0.05	0.0147	0.0326	0.1031	1.516/10 ⁻³	0.55	0.4426	0.2649	0.4125	0.1826
0.06	0.0192	0.0389	0.1148	2.204/10 ⁻³	0.56	0.4526	0.2676	0.4152	0.1879
0.07	0.0242	0.0451	0.1267	3.066/10 ⁻³	0.57	0.4625	0.2703	0.4181	0.1934
0.08	0.0294	0.0513	0.1381	4.060/10 ⁻³	0.58	0.4723	0.2728	0.4206	0.1986
0.09	0.0350	0.0574	0.1488	5.208/10 ⁻³	0.59	0.4822	0.2753	0.4232	0.2041
0.10	0.0409	0.0635	0.1592	6.511/10 ⁻³	0.60	0.4920	0.2776	0.4256	0.2094
0.11	0.0470	0.0695	0.1690	7.943/10 ⁻³	0.61	0.5018	0.2797	0.4277	0.2146
0.12	0.0534	0.0754	0.1785	9.532/10 ⁻³	0.62	0.5115	0.2818	0.4298	0.2198
0.13	0.0600	0.0813	0.1877	0.0113	0.63	0.5212	0.2839	0.4319	0.2251
0.14	0.0668	0.0871	0.1965	0.0131	0.64	0.5308	0.2860	0.4341	0.2304
0.15	0.0739	0.0929	0.2051	0.0152	0.65	0.5404	0.2881	0.4362	0.2357
0.16	0.0811	0.0986	0.2134	0.0173	0.66	0.5499	0.2899	0.4380	0.2409
0.17	0.0885	0.1042	0.2214	0.0196	0.67	0.5594	0.2917	0.4398	0.2460
0.18	0.0961	0.1097	0.2292	0.0220	0.68	0.5687	0.2935	0.4416	0.2511
0.19	0.1039	0.1152	0.2368	0.0246	0.69	0.5780	0.2950	0.4432	0.2562
0.20	0.1118	0.1206	0.2441	0.0273	0.70	0.5872	0.2962	0.4443	0.2609
0.21	0.1199	0.1259	0.2512	0.0301	0.71	0.5964	0.2973	0.4457	0.2658
0.22	0.1281	0.1312	0.2582	0.0331	0.72	0.6054	0.2984	0.4466	0.2704
0.23	0.1365	0.1364	0.2650	0.0362	0.73	0.6143	0.2995	0.4476	0.2750
0.24	0.1449	0.1416	0.2717	0.0394	0.74	0.6231	0.3006	0.4487	0.2796
0.25	0.1535	0.1466	0.2780	0.0427	0.75	0.6318	0.3017	0.4498	0.2842
0.26	0.1623	0.1516	0.2843	0.0461	0.76	0.6404	0.3025	0.4506	0.2886
0.27	0.1711	0.1566	0.2905	0.0497	0.77	0.6480	0.3032	0.4513	0.2924
0.28	0.1800	0.1614	0.2964	0.0534	0.78	0.6573	0.3037	0.4518	0.2970
0.29	0.1890	0.1662	0.3023	0.0571	0.79	0.6655	0.3040	0.4521	0.3009
0.30	0.1982	0.1709	0.3080	0.0610	0.80	0.6736	0.3042	0.4523	0.3047
0.31	0.2074	0.1755	0.3119	0.0645	0.81	0.6815	0.3044	0.4525	0.3084
0.32	0.2167	0.1801	0.3189	0.0691	0.82	0.6893	0.3043	0.4524	0.3118
0.33	0.2260	0.1848	0.3244	0.0733	0.83	0.6969	0.3041	0.4522	0.3151
0.34	0.2355	0.1891	0.3294	0.0776	0.84	0.7043	0.3038	0.4519	0.3183
0.35	0.2450	0.1935	0.3345	0.0820	0.85	0.7115	0.3033	0.4515	0.3212
0.36	0.2546	0.1978	0.3395	0.0864	0.86	0.7186	0.3026	0.4507	0.3239
0.37	0.2642	0.2020	0.3443	0.0910	0.87	0.7254	0.3017	0.4498	0.3263
0.38	0.2739	0.2061	0.3489	0.0956	0.88	0.7320	0.3008	0.4489	0.3286
0.39	0.2836	0.2102	0.3535	0.1003	0.89	0.7384	0.2996	0.4477	0.3306
0.40	0.2934	0.2142	0.3580	0.1050	0.90	0.7445	0.2980	0.4461	0.3321
0.41	0.3032	0.2181	0.3623	0.1099	0.91	0.7504	0.2963	0.4445	0.3336
0.42	0.3130	0.2220	0.3668	0.1148	0.92	0.7560	0.2944	0.4426	0.3346
0.43	0.3229	0.2257	0.3707	0.1197	0.93	0.7612	0.2922	0.4403	0.3355
0.44	0.3328	0.2294	0.3747	0.1247	0.94	0.7662	0.2896	0.4377	0.3354
0.45	0.3428	0.2331	0.3788	0.1299	0.95	0.7707	0.2864	0.4345	0.3349
0.46	0.3527	0.2366	0.3825	0.1349	0.96	0.7749	0.2830	0.4310	0.3340
0.47	0.3627	0.2400	0.3862	0.1400	0.97	0.7785	0.2787	0.4267	0.3322
0.48	0.3727	0.2434	0.3898	0.1453	0.98	0.7816	0.2735	0.4213	0.3293
0.49	0.3827	0.2467	0.3933	0.1505	0.99	0.7841	0.2665	0.4141	0.3247
0.50	0.3927	0.2500	0.3969	0.1559	1.00	0.7854	0.2500	0.3969	0.3117

(b) 粗度係数 (n)

耐圧ポリエチレンリブ管の粗度係数は、「道路土工要綱」(平成 21 年 6 月 社団法人日本道路協会) -排水工指針により、次表に示す塩化ビニル管相当となるため、 $n=0.010$ とする。

表4 粗度係数 (n)

水路の形式	水路の状況	nの範囲	nの標準値
カルバート	現場打ちコンクリート		0.015
	コンクリート管		0.013
	コルゲートメタル管 (1形)		0.024
	〃 (2形)		0.033
	〃 (ペーピングあり)		0.012
	塩化ビニル管		0.010
ライニングした水路	コンクリート2次製品		0.013
	鋼, 塗装なし, 平滑	0.011~0.014	0.012
	モルタル	0.011~0.015	0.013
	木, かんな仕上げ	0.012~0.018	0.015
	コンクリート, コテ仕上げ	0.011~0.015	0.015
	コンクリート, 底面砂利	0.015~0.020	0.017
	石積み, モルタル目地	0.017~0.030	0.025
	空石積み	0.023~0.035	0.032
	アスファルト, 平滑	0.013	0.013
	ライニングなし水路	土, 直線, 等断面水路	0.016~0.025
土, 直線水路, 雑草あり		0.022~0.033	0.027
砂利, 直線水路		0.022~0.030	0.025
自然水路	岩盤直線水路	0.025~0.040	0.035
	整正断面水路	0.025~0.033	0.030
	非常に不整正な断面, 雑草, 立木多し	0.075~0.150	0.100

⑥ 浸出水流量計算書

(a) 浸出水集排水管(幹線)

浸出水流量計算書を次表に示す。

同表により、浸出水集排水管(幹線)の管径は、第Ⅰ期はφ800mm、第Ⅱ期はφ700mm、φ800mmとなる。また、第Ⅰ期の幹線の合流箇所はφ1000mm、第Ⅱ期の幹線の合流箇所はφ900mmとなる。

県指針には、「本管は径600mm以上とし」と記載されており、県指針に適合した管径であることを確認した。

(b) 浸出水集排水管(枝線)

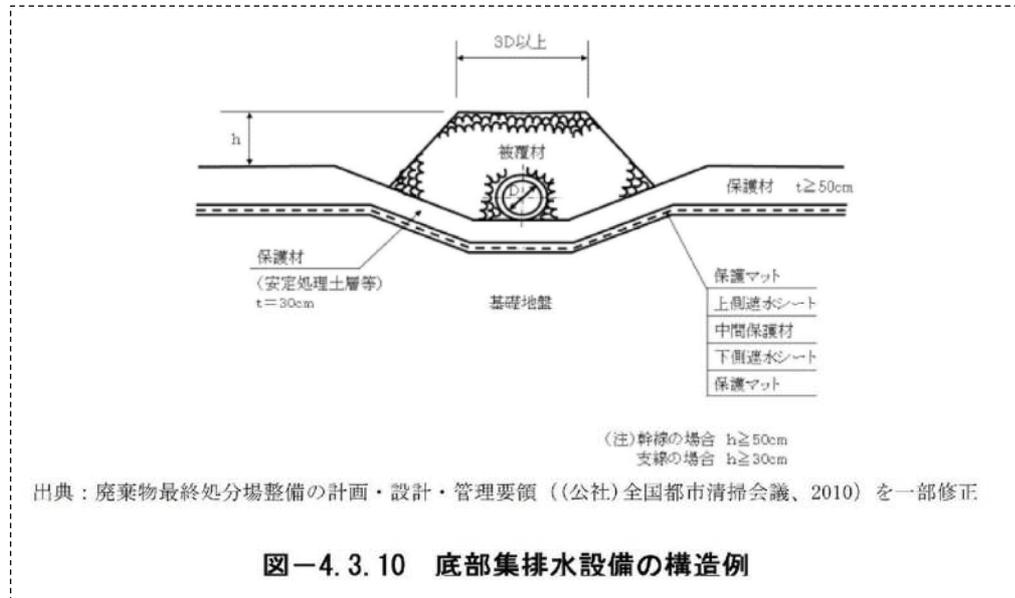
県指針には、「枝管は径200mm以上を標準とする」と記載されている。同表により、浸出水集排水管(枝線)の管径は、いずれもφ300以上であり、枝線の管径についても県指針に適合していることを確認した。

表5 浸出水流量計算書

流域番号	流出量								排水施設(計算は連算である)							備考	
	集水面積						平均流出係数	降雨強度 (mm/hr)	流出量 (m ³ /sec)	形状・寸法	勾配 (%/m)	断面積 m ²	径深 m	流速 (m/sec)	流量 (m ³ /sec)		安全率
	集水区の利用区分		造成														
	各線 (ha)	追加 (ha)	各線 (ha)	追加 (ha)	各線 (ha)	追加 (ha)											
浸出水管																	
第Ⅰ期 幹線①	0.624	0.624			0.624	0.624	0.70	147.4	0.179	ポリ塩化ビニル管φ800	9.4	0.098	0.117	2.318	0.227	1.27	25%水深
第Ⅰ期 幹線②	0.613	0.613			0.613	0.613	0.70	147.4	0.176	ポリ塩化ビニル管φ800	7.9	0.098	0.117	2.125	0.208	1.19	25%水深
第Ⅰ期 幹線①+②		1.237				1.237	0.70	147.4	0.355	ポリ塩化ビニル管φ1000	7.0	0.154	0.147	2.331	0.359	1.01	25%水深
第Ⅱ期 幹線①	0.358	0.358			0.358	0.358	0.70	147.4	0.103	ポリ塩化ビニル管φ700	6.3	0.075	0.102	1.736	0.130	1.27	25%水深
第Ⅱ期 幹線②	0.615	0.615			0.615	0.615	0.70	147.4	0.176	ポリ塩化ビニル管φ800	7.5	0.098	0.117	2.070	0.203	1.15	25%水深
第Ⅱ期 幹線①+②		0.973				0.973	0.70	147.4	0.279	ポリ塩化ビニル管φ900	8.0	0.124	0.132	2.314	0.287	1.03	25%水深
第Ⅰ期 枝線 L1	0.107	0.107			0.107	0.107	0.70	147.4	0.031	ポリ塩化ビニル管φ500	2.6	0.038	0.073	0.887	0.034	1.10	25%水深
第Ⅰ期 枝線 L2	0.093	0.093			0.093	0.093	0.70	147.4	0.027	ポリ塩化ビニル管φ500	2.6	0.038	0.073	0.887	0.034	1.26	25%水深
第Ⅰ期 枝線 L3	0.053	0.053			0.053	0.053	0.70	147.4	0.015	ポリ塩化ビニル管φ300	7.6	0.014	0.045	1.096	0.015	1.01	25%水深
第Ⅰ期 枝線 L4	0.085	0.085			0.085	0.085	0.70	147.4	0.024	ポリ塩化ビニル管φ400	7.6	0.025	0.060	1.332	0.033	1.37	25%水深
第Ⅰ期 枝線 L5	0.156	0.156			0.156	0.156	0.70	147.4	0.045	ポリ塩化ビニル管φ450	9.8	0.031	0.066	1.620	0.050	1.12	25%水深
第Ⅰ期 枝線 L6	0.042	0.042			0.042	0.042	0.70	147.4	0.012	ポリ塩化ビニル管φ300	9.8	0.014	0.045	1.245	0.017	1.45	25%水深
第Ⅰ期 枝線 L7	0.091	0.091			0.091	0.091	0.70	147.4	0.026	ポリ塩化ビニル管φ600	1.5	0.055	0.088	0.764	0.042	1.61	25%水深
第Ⅰ期 枝線 L8	0.052	0.052			0.052	0.052	0.70	147.4	0.015	ポリ塩化ビニル管φ450	1.5	0.031	0.066	0.631	0.020	1.31	25%水深
※第Ⅱ期 枝線L1~4	この枝管は、集水面積を持たない集水管であり、最小断面をφ300とする。																

5) 浸出水集排水管構造検討

埋立地底面部の浸出水集排水管は、通常、管とその目詰まりを防止するための被覆材が組み合わされた構造が採用される。県指針には、下図のとおり、底部浸出水集排水設備の構造例が示されている。



以上を踏まえ、浸出水集排水施設の平面図（第Ⅰ期・第Ⅱ期）、構造図（第Ⅰ期・第Ⅱ期）を章末に示す。

2. 集水ピット

(1) 基本構造

1) 基本的な考え方

集水ピットの基本的な考え方は、以下のとおりである。

- 浸出水集排水管により集めた浸出水を浸出水調整設備へ送る施設として、浸出水送水管の流末に集水ピットを設置する。
- 集水ピットは、地下水ピットと浸出水ピットの一体型構造とする。
- 集水ピットは、地下水と浸出水を中仕切り壁で混在しない構造とする。ただし、埋立が完了し処分場が廃止となった場合は、中仕切り壁を貫通させ浸出水を地下水集排水管から排水する。
- 浸出水集水ピットは、集められた浸出水を浸出水調整槽へ導水する機能に加えて、準好気性埋立構造を構成するために、浸出水集水ピットに接続される浸出水集排水管が常に解放され空気流通が可能となるよう、浸出水処理施設へ送水するためのポンプが安定して稼働できる深度を確保する必要がある。また、ピット天端においても空気流通が必要なため、ピットを空気流通できる高さまで立ち上げる。
- 地下水ピットからの放流管は、既設地下水集排水管に接続し、既設防災調整池を経て、下流河川に放流する。廃止後の浸出水の放流ルートは、このルートを利用する。

2) 集水ピット内での地下水の安全管理

- 万一、遮水工に異常が生じ、浸出水が埋立地外へ漏れ出した場合、最初に埋立地下部の地下水に変化が生じる可能性が高い。埋立廃棄物は、燃え殻・ばいじんが多くを占めるため、それらに含まれる成分を考慮すると、浸出水は塩類を非常に多く含む水質であることが予想される。
- 第Ⅰ期埋立において、地下水集排水管で集水された地下水は、地下水と浸出水の一体構造の集水ピットの地下水モニタリングピットに集水される。
- 地下水モニタリングピットでは、集水された地下水の pH と EC を自動計測し、この水質検査の結果、問題のない地下水は、地下水ピットへ導水された後、既設地下水集排水管（φ700）へ放流する。
- 地下水の水質異常を認めた場合は、地下水モニタリングピットと地下水ピットの間止水バルブを閉じ、（通常は、「開」とし、pH と EC を計測結果により自動で「閉」とする。）既設地下水集排水管への放流は行わない。
- 止水バルブは、地表より操作できる仕様とする。
- 水質異常を認めた場合の地下水モニタリングピットの地下水は、隣接する浸出水ピットへポンプアップした後、浸出水処理施設で処理を行う。

- 第Ⅰ期埋立は、約10年間で埋立終了となる予定であるが、その後、第Ⅰ期集水ピットの上部は、第Ⅱ期埋立として埋立を行う。(第Ⅰ期集水ピット内で配管接続の上、ピットは、砕石等を充填し閉塞させる。)
- 第Ⅱ期埋立時には、第Ⅰ期集水ピットのメンテナンス等(ポンプ等の交換)が困難となることから、第Ⅰ期集水ピットから第Ⅱ期集水ピットへ地下水管、浸出水管を連結させる。
- 第Ⅰ期集水ピット埋設時には、第Ⅰ期集水ピットの機能を第Ⅱ期集水ピットに集約させ、第Ⅱ期埋立時に閉塞させる。
- 第Ⅱ期埋立の地下水は、第Ⅰ期、第Ⅱ期埋立の地下水が集水されるが、地下水の管理は、第Ⅰ期集水ピットと同様とする。

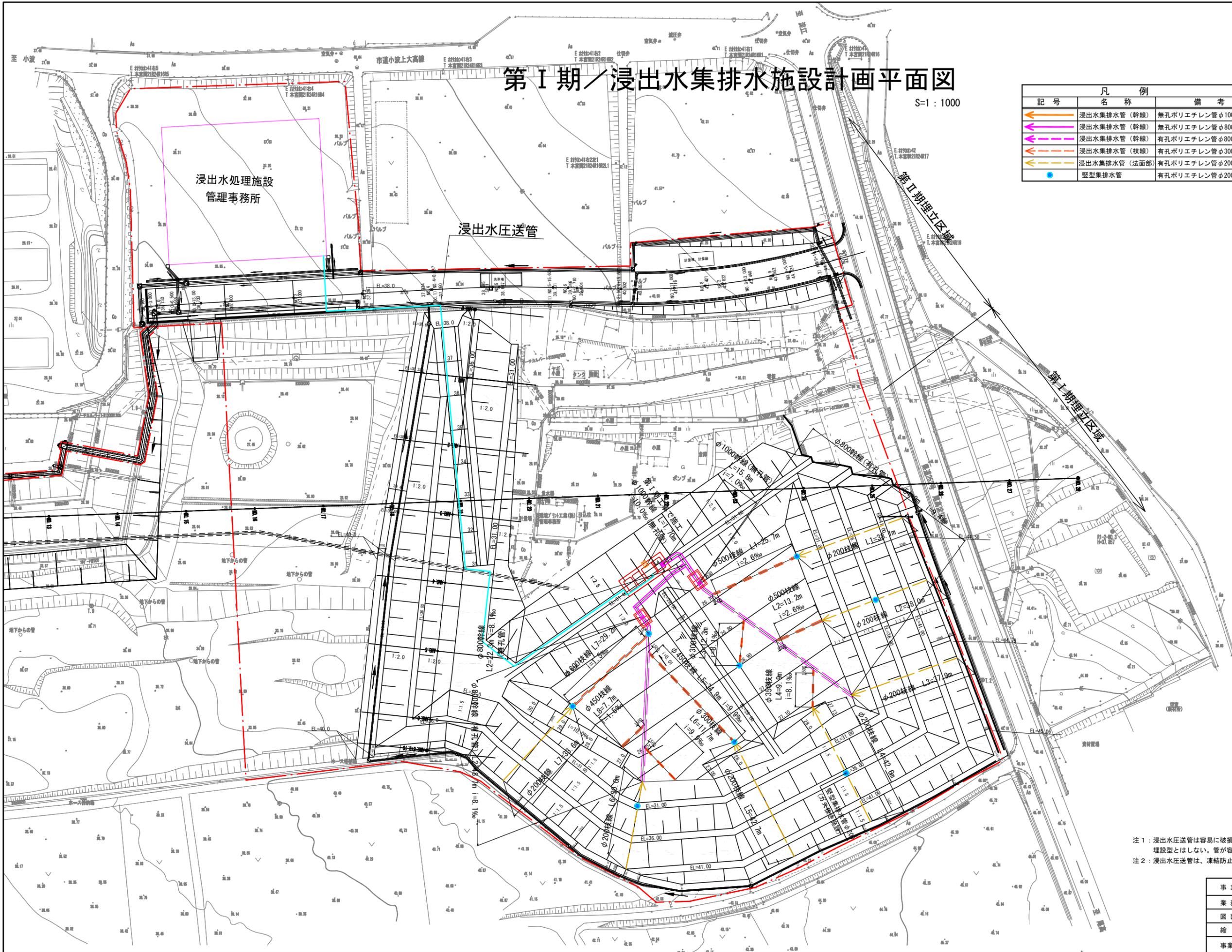
3) 集水ピットの一般図

集水ピットの一般図(第Ⅰ期、第Ⅱ期)を章末に示す。

第Ⅰ期／浸出水集排水施設計画平面図

S=1:1000

凡例		
記号	名称	備考
← (Red arrow)	浸出水集排水管 (幹線)	無孔ポリエチレン管φ1000
← (Purple arrow)	浸出水集排水管 (幹線)	無孔ポリエチレン管φ800, 1000
← (Blue arrow)	浸出水集排水管 (幹線)	有孔ポリエチレン管φ800
← (Orange arrow)	浸出水集排水管 (枝線)	有孔ポリエチレン管φ300~600
← (Yellow arrow)	浸出水集排水管 (法面部)	有孔ポリエチレン管φ200
● (Blue dot)	縦型集排水管	有孔ポリエチレン管φ200



注1：浸出水圧送管は容易に破損等の異常が確認できるように埋設型とはしない。管が容易に目視点検できる形状とする。
 注2：浸出水圧送管は、凍結防止のための措置を講じる。

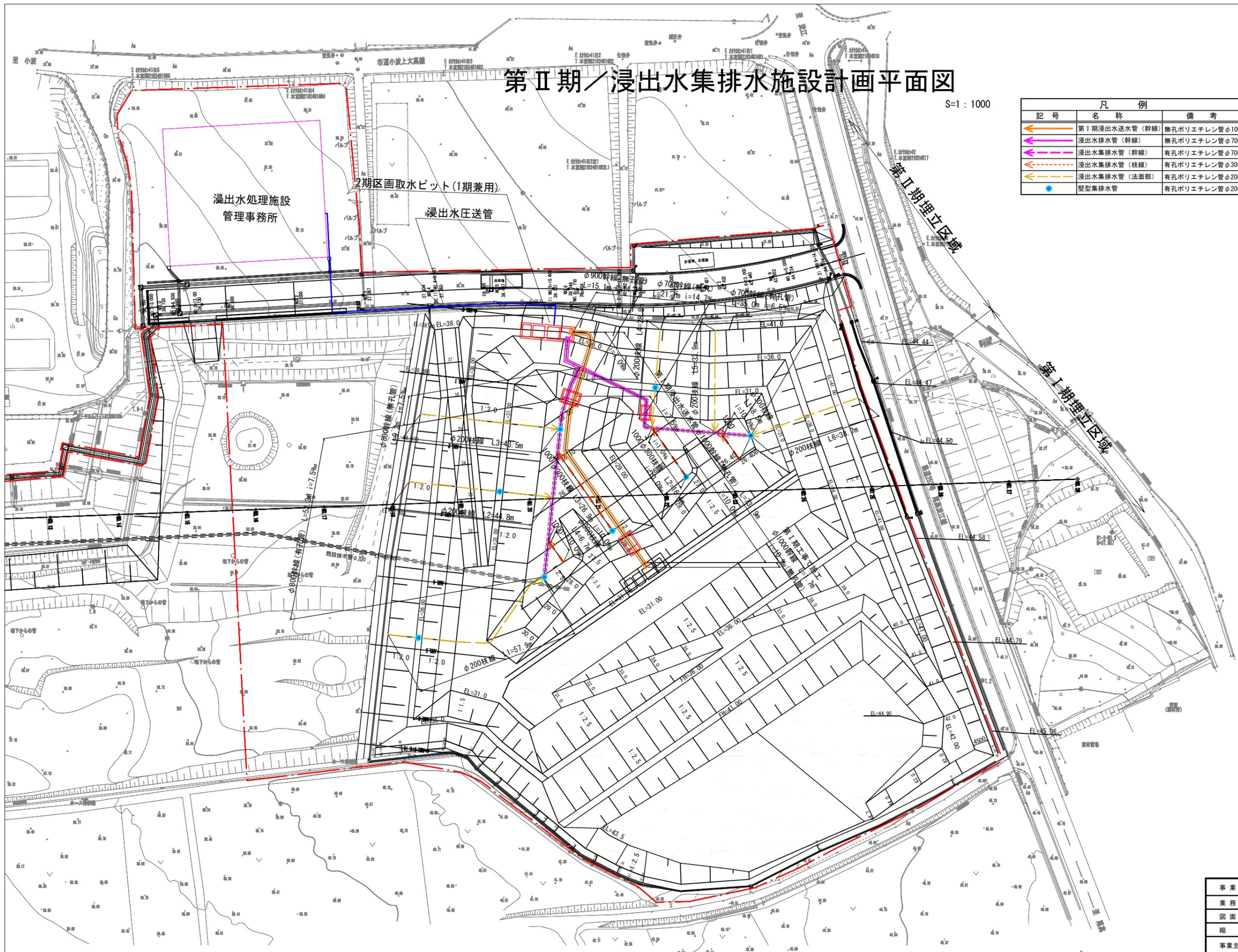
事業名	淀江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理型最終処分場
図面名	第Ⅰ期／浸出水集排水施設設計計画平面図
縮尺	1:1000 図面番号 I-39
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター

第Ⅱ期／浸出水集排水施設計画平面図

S=1:1000



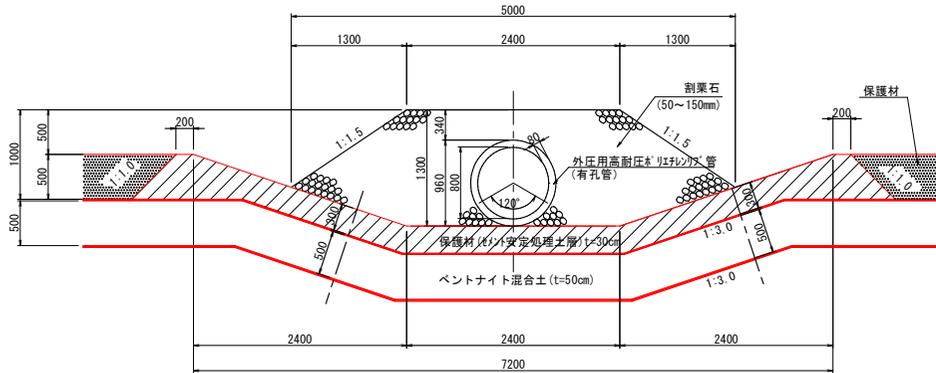
凡 例		
記号	名称	備考
	第Ⅰ期浸出水送水管（幹線）	無孔ポリエチレン管φ1000
	浸出水排水管（幹線）	無孔ポリエチレン管φ700～1000
	浸出水集排水管（幹線）	有孔ポリエチレン管φ700、φ800
	浸出水集排水管（枝線）	有孔ポリエチレン管φ300
	浸出水集排水管（法面部）	有孔ポリエチレン管φ200
	縦型集排水管	有孔ポリエチレン管φ200



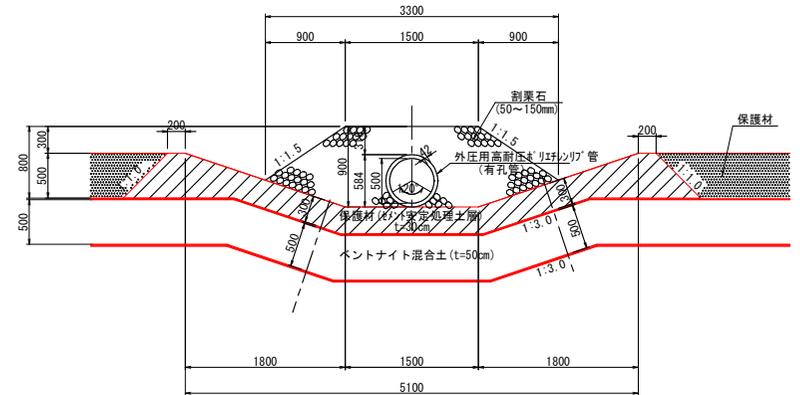
事業名	淀川産業廃棄物管理型最終処分場整備事業		
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理型最終処分場		
図面名	第Ⅱ期／浸出水集排水施設計画平面図		
縮尺	1:1000	図面番号	II-23
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター		

第 I 期 / 浸出水集排水施設一般図(1) S=1:60

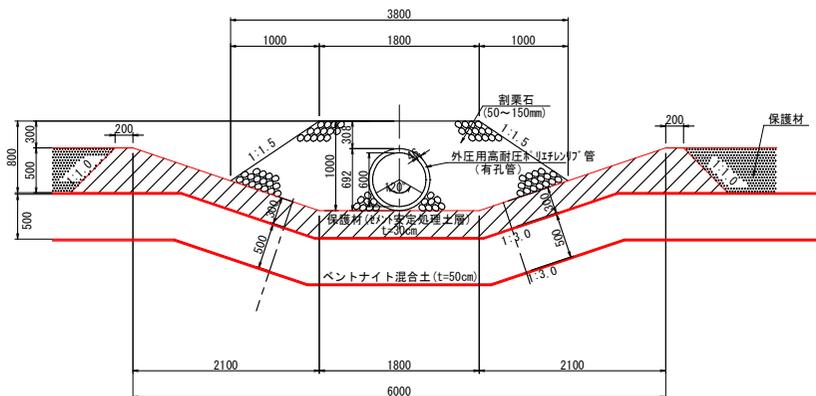
φ 800 浸出水集排水管 (幹線)
(有孔管)



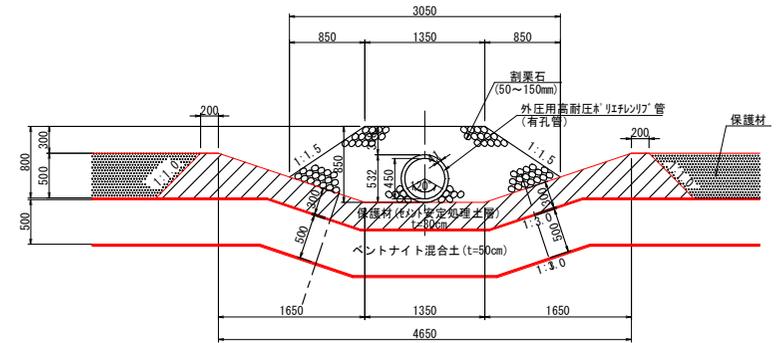
φ 500 浸出水集排水管 (枝線)



φ 600 浸出水集排水管 (枝線)



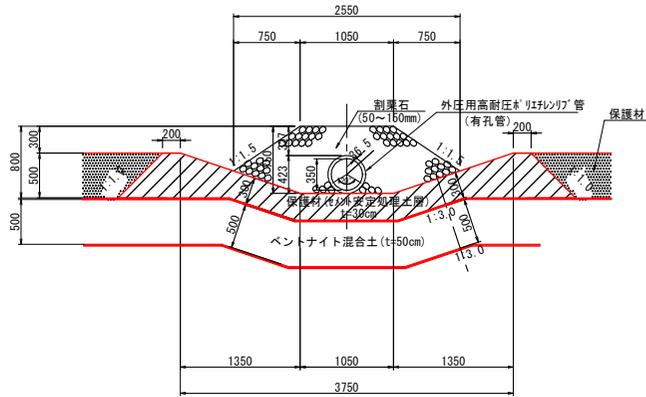
φ 450 浸出水集排水管 (枝線)



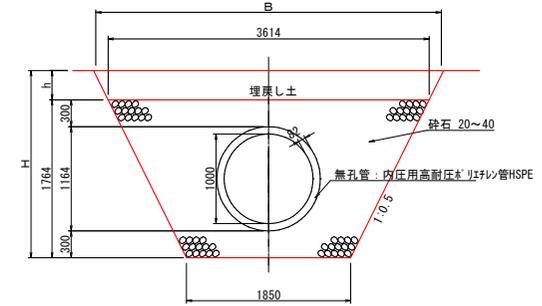
事業名	淡江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業		
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理センター分庁		
図面名	第 I 期 / 浸出水集排水施設一般図(1)		
縮尺	1:60	図面番号	1-41
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター		

第 I 期 / 浸出水集排水施設一般図 (2) S=1:60

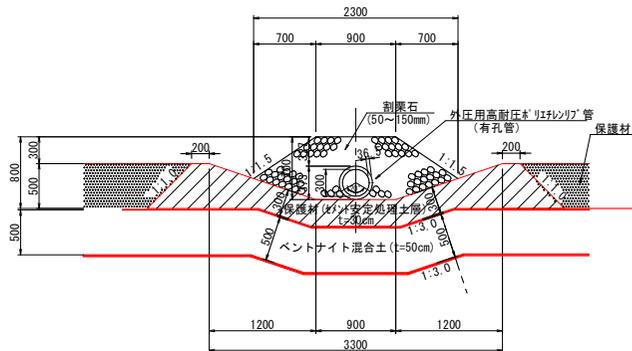
φ 350 浸出水集排水管 (枝線)



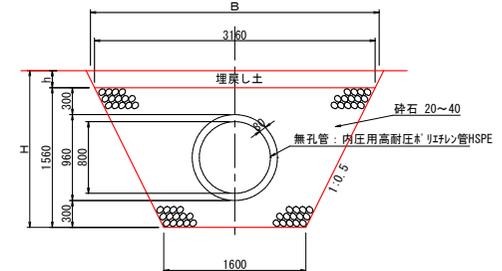
第 I 期 φ 1000 浸出水送水管 (幹線: 無孔管)
(第 I 期の浸出水ピット先行接続短管部)



φ 300 浸出水集排水管 (枝線)

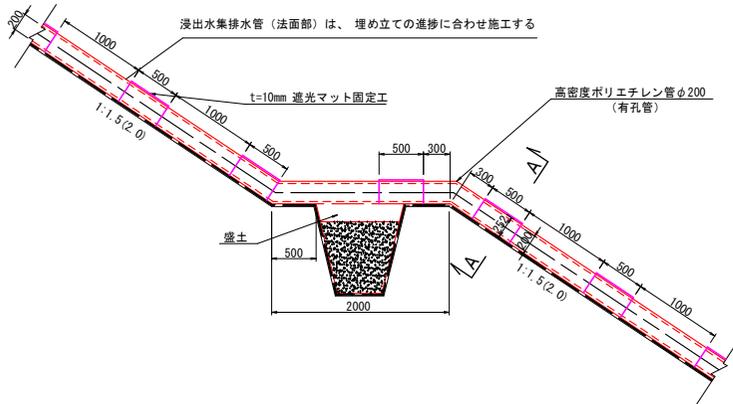


φ 800 浸出水送水管 (幹線: 無孔管)
(第 II 期の盛土内ピット接続部)

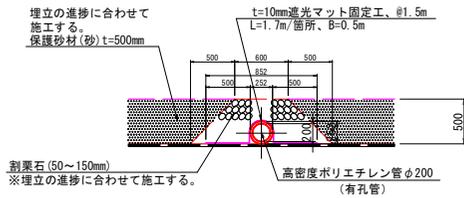


事業名	淡江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理型最終処分場
図面名	第 I 期 / 浸出水集排水施設一般図 (2)
縮尺	1:60 図面番号 1-42
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター

φ200浸出水集排水管 (法面部)
(法面がス抜き管 : 有孔管)

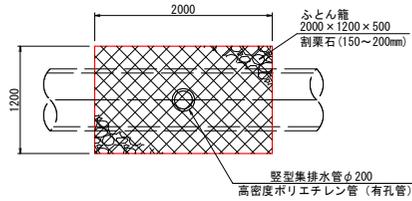


A-A断面図

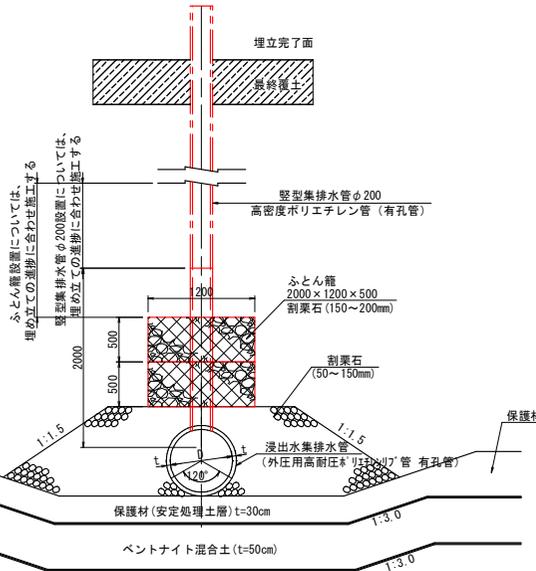


縦型集排水管詳細図
(底部)

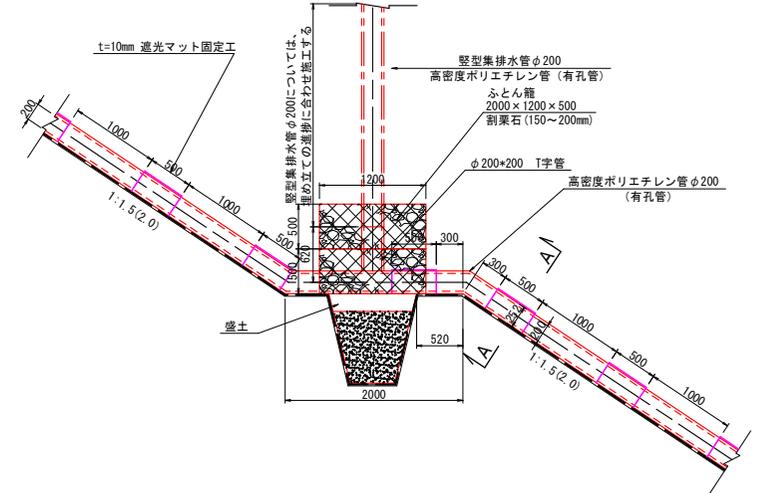
平面図



断面図



縦型集排水管詳細図
(小段部)

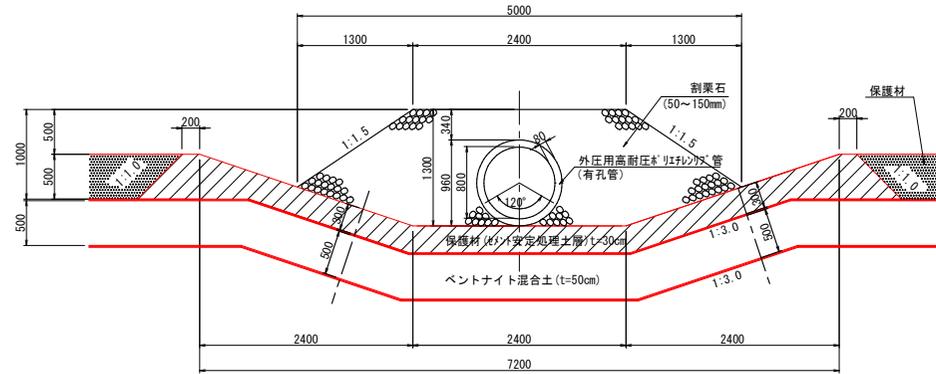


事業名	淡江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理センター分庫
図面名	第 I 期 / 浸出水集排水施設一般図 (3)
縮尺	1:60 図面番号 1-43
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター

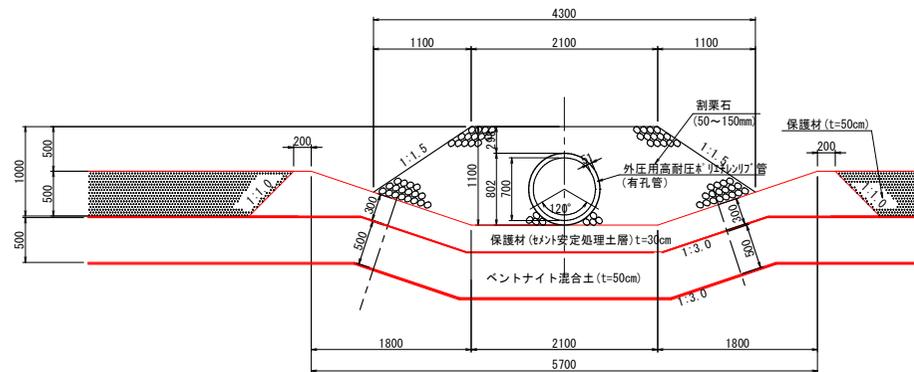
第Ⅱ期／浸出水集排水施設一般図(1)

S=1:60

φ800浸出水集排水管(幹線)
(有孔管)



φ700浸出水集排水管(幹線)
(有孔管)

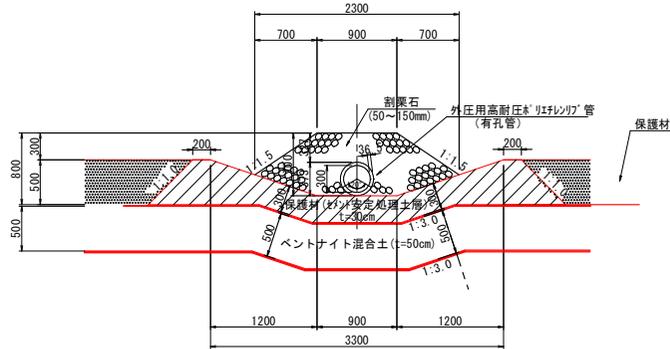


事業名	淡江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業		
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理型最終処分場		
図面名	第Ⅱ期／浸出水集排水施設一般図(1)		
縮尺	1:60	図面番号	Ⅱ-27
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター		

第Ⅱ期／浸出水集排水施設一般図(2)

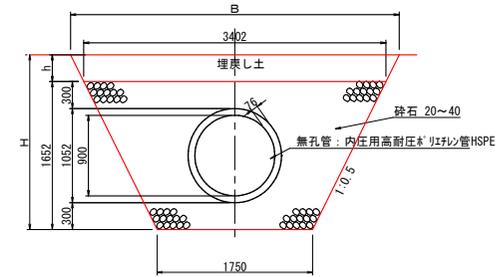
S=1:60

φ300浸出水集排水管(枝線)



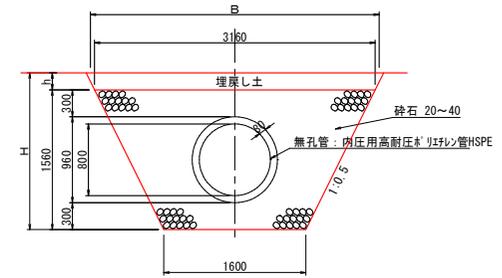
φ900浸出水送水管(幹線:無孔管)

(第Ⅱ期の盛土内ピット接続部)



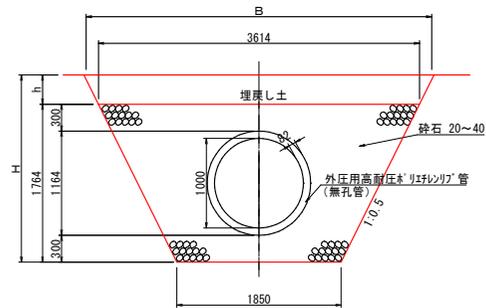
φ800浸出水送水管(幹線:無孔管)

(第Ⅱ期の盛土内ピット接続部)



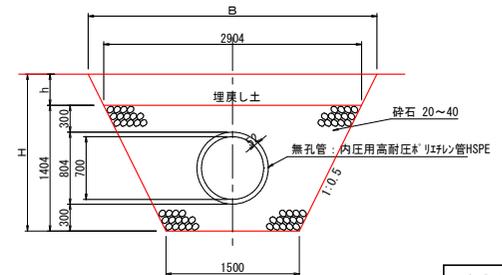
φ1000浸出水送水管(幹線:無孔管)

(第Ⅰ期の浸出水管:第Ⅱ期の盛土内ピット接続部)



φ700浸出水送水管(幹線:無孔管)

(第Ⅱ期の盛土内ピット接続部)



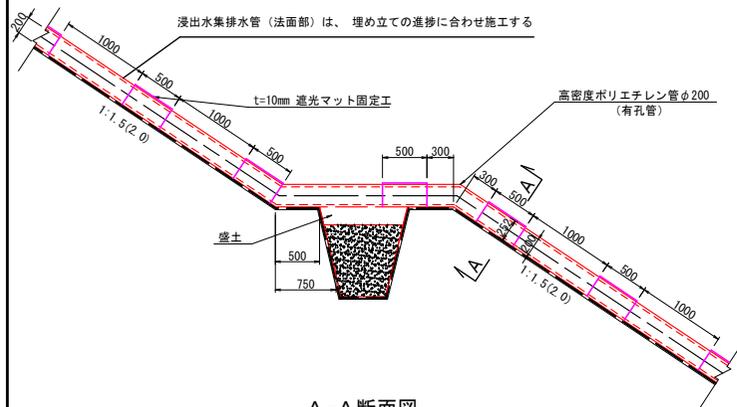
事業名	近江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理施設整備分団
図面名	第Ⅱ期／浸出水集排水施設一般図(2)
縮尺	1:60 図面番号 II-28
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター

第Ⅱ期／浸出水集排水施設一般図(3)

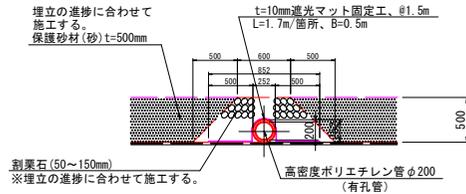
S=1:60

φ200浸出水集排水管（法面部）

（法面がス抜き管：有孔管）



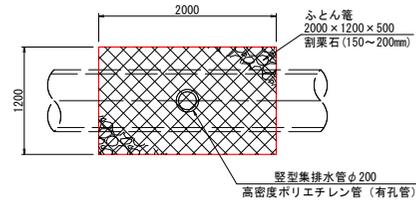
A-A断面図



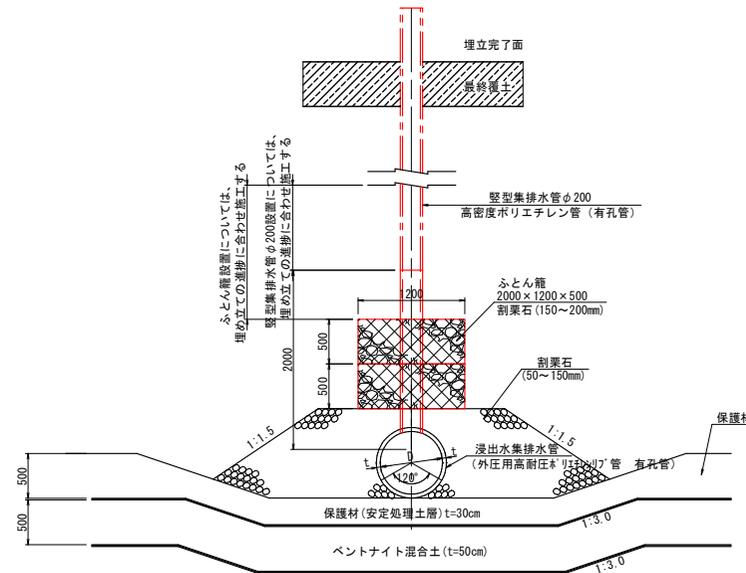
縦型集排水管詳細図

（底部）

平面図

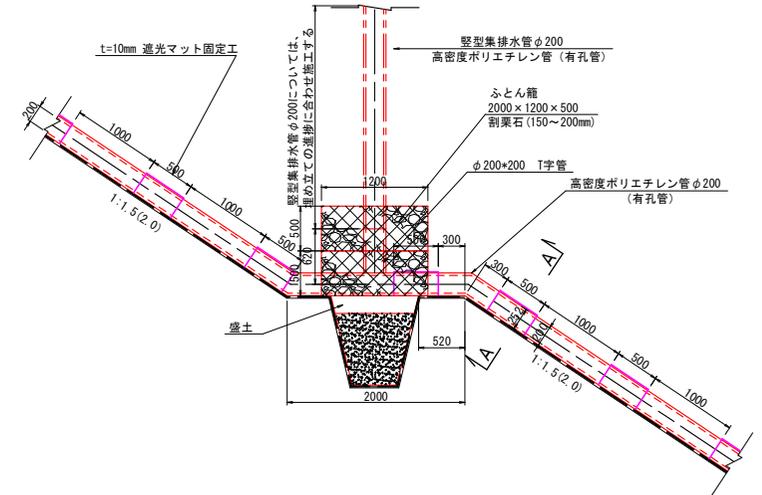


断面図



縦型集排水管詳細図

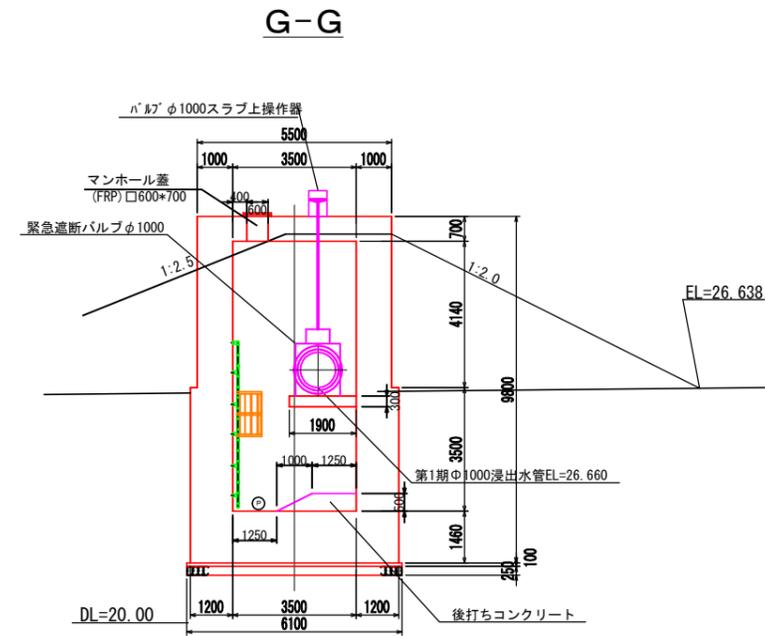
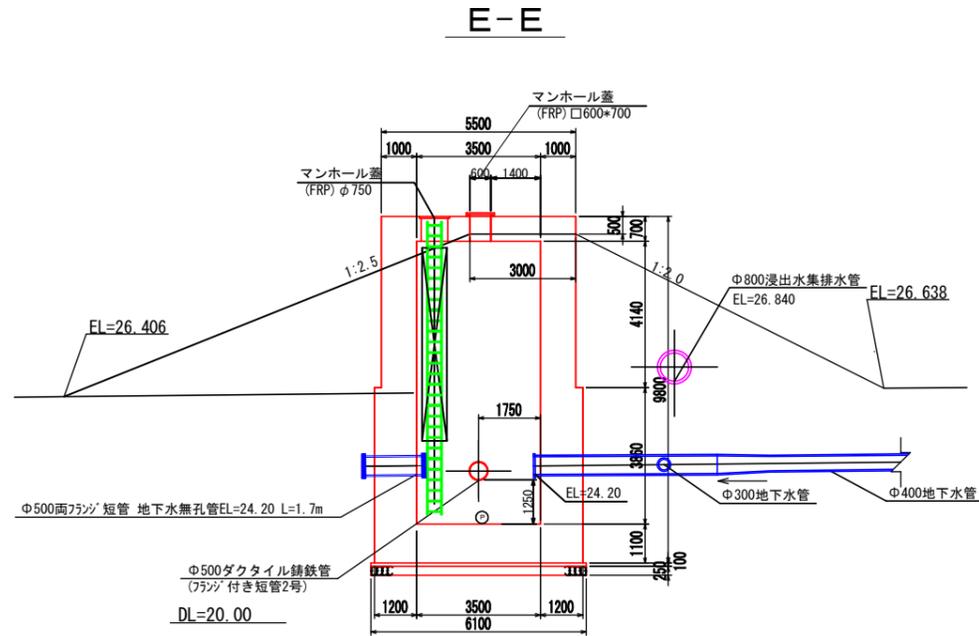
（小段部）



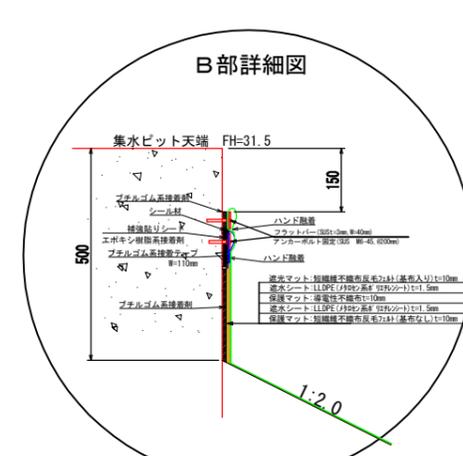
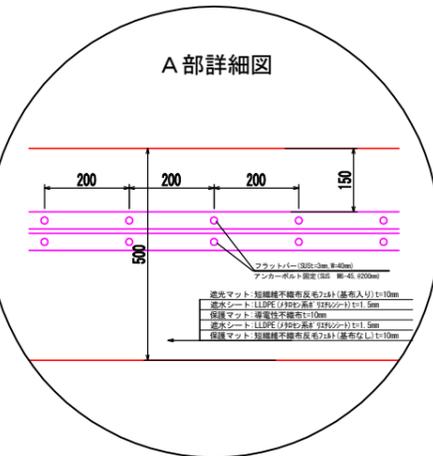
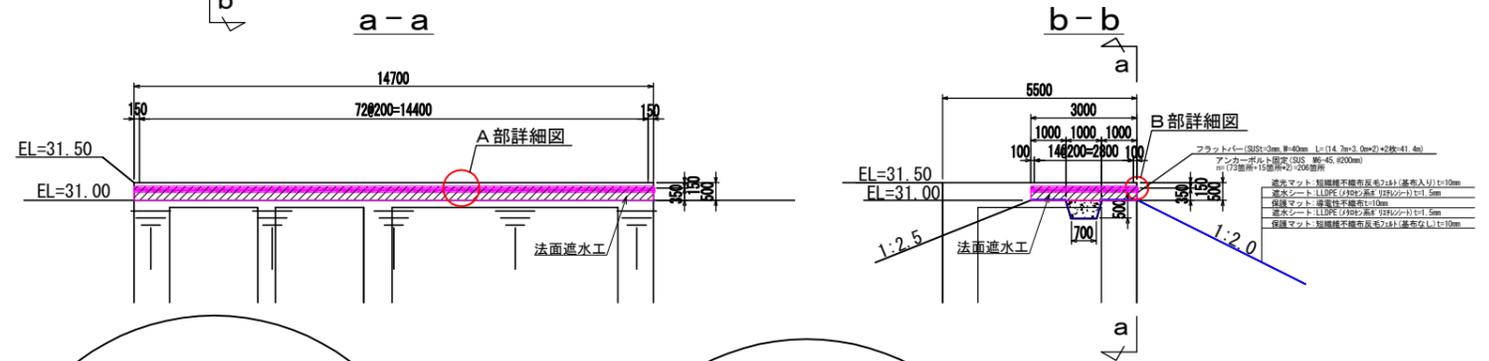
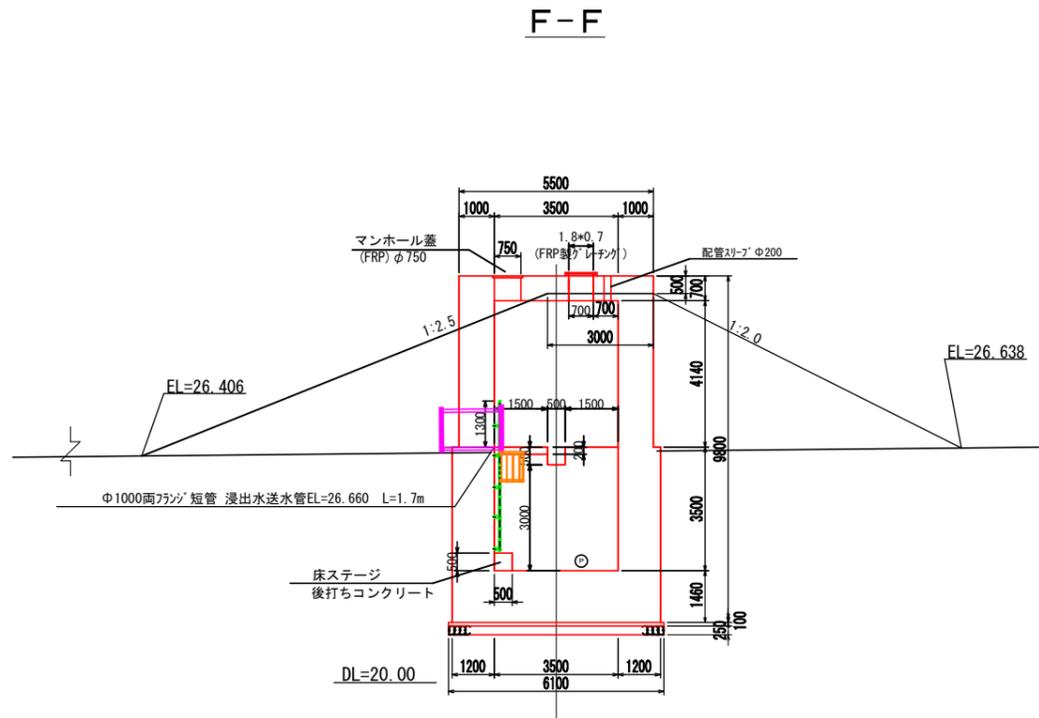
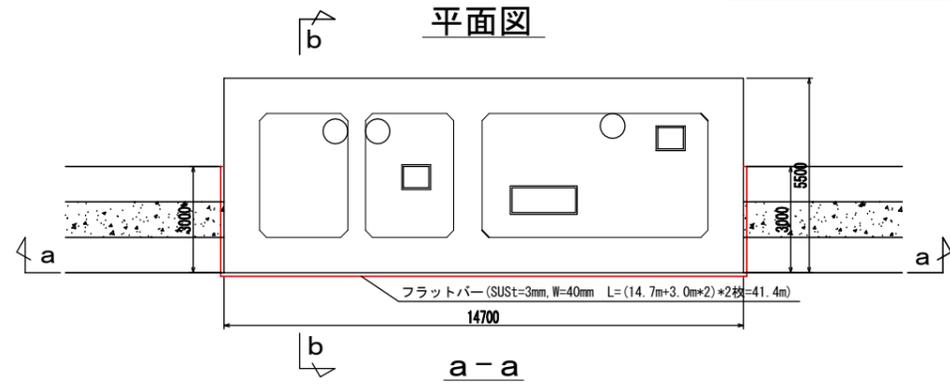
事業名	淡江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理センター分庫
図面名	第Ⅱ期／浸出水集排水施設一般図(3)
縮尺	1:60 図面番号 II-29
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター

第 I 期 / 集水ピット一般図 (2/2)

S=1:200



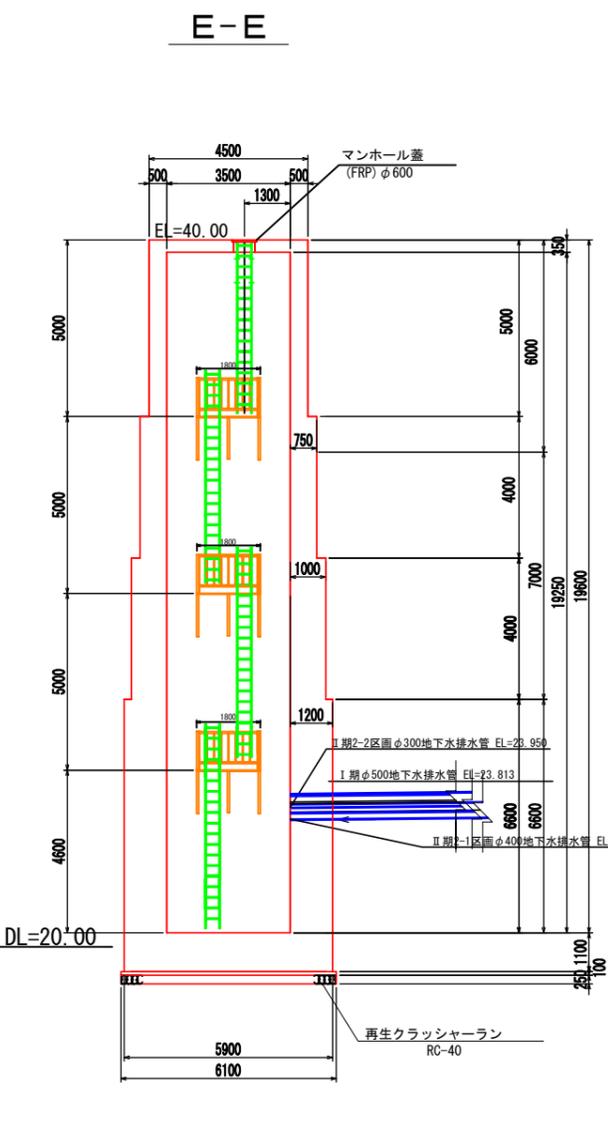
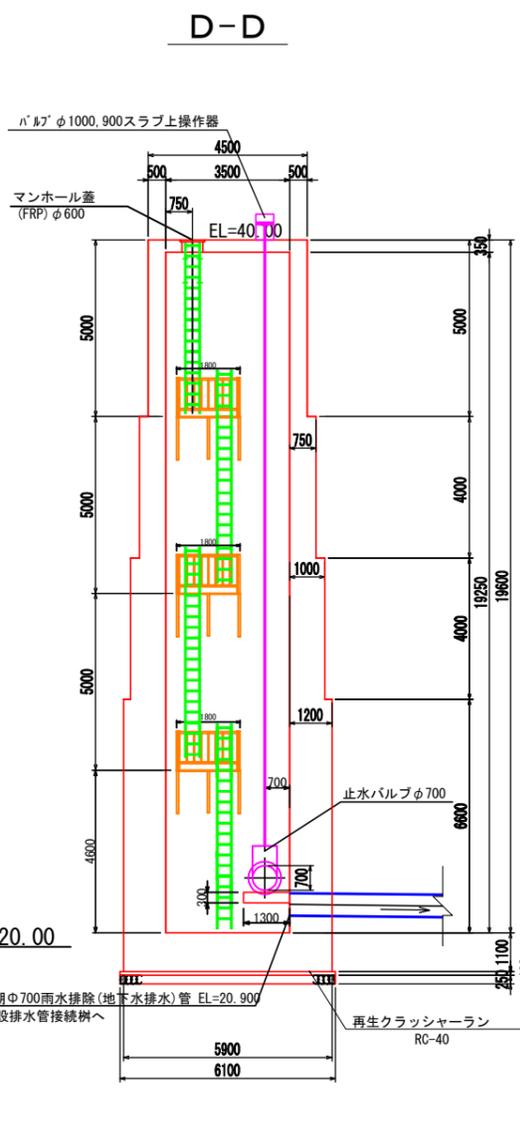
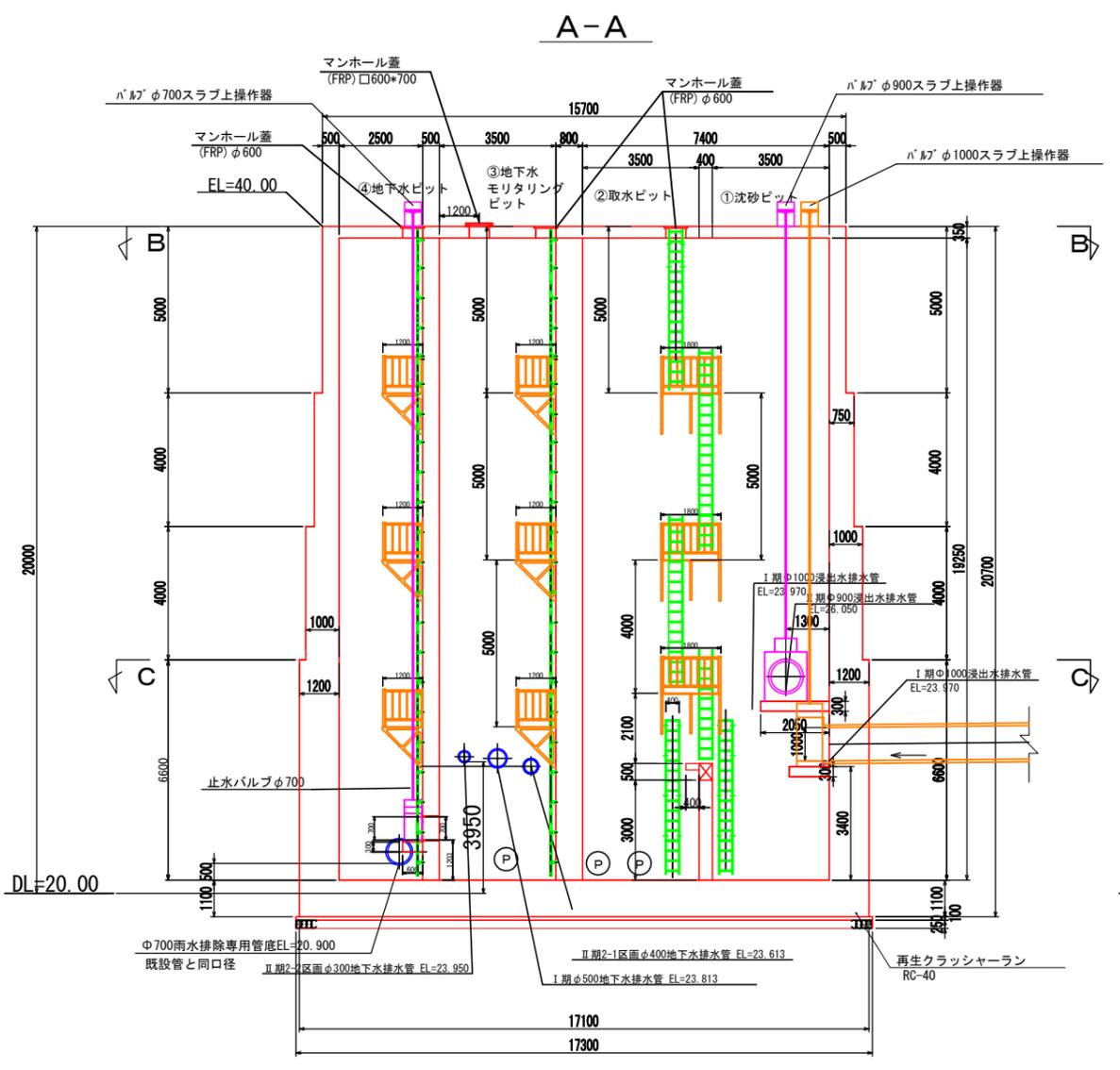
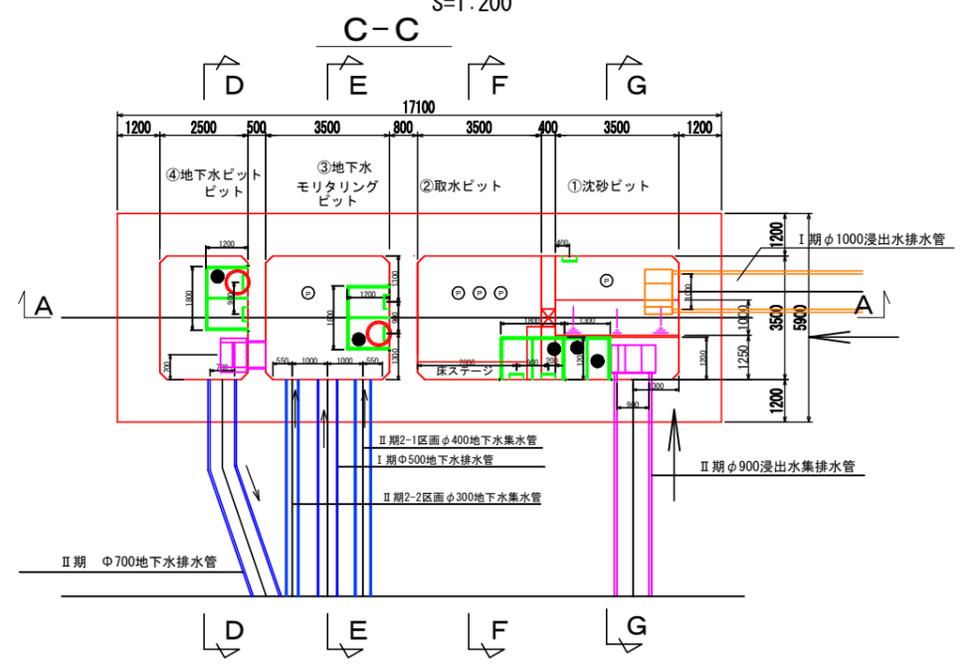
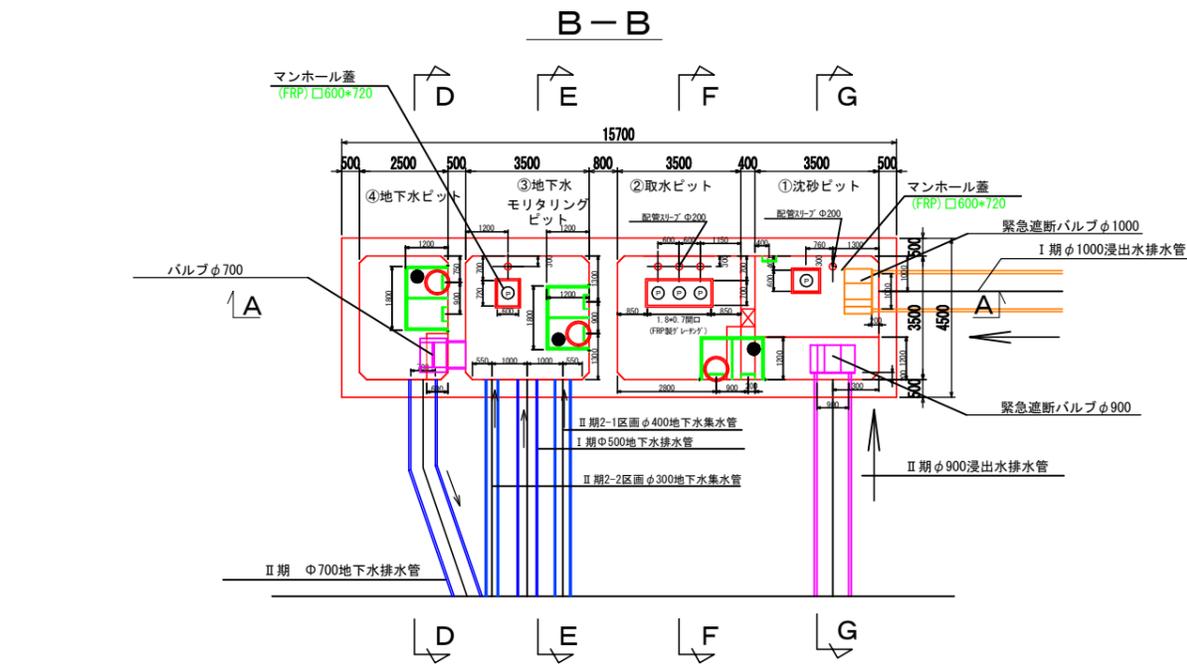
シート固定工詳細図(集水ピット)



事業名	淀江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理型最終処分場
図面名	第 I 期 / 集水ピット一般図 (2/2)
縮尺	1:200 図面番号 I-44-2
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター

第Ⅱ期／集水ピット一般図(1)

S=1:200

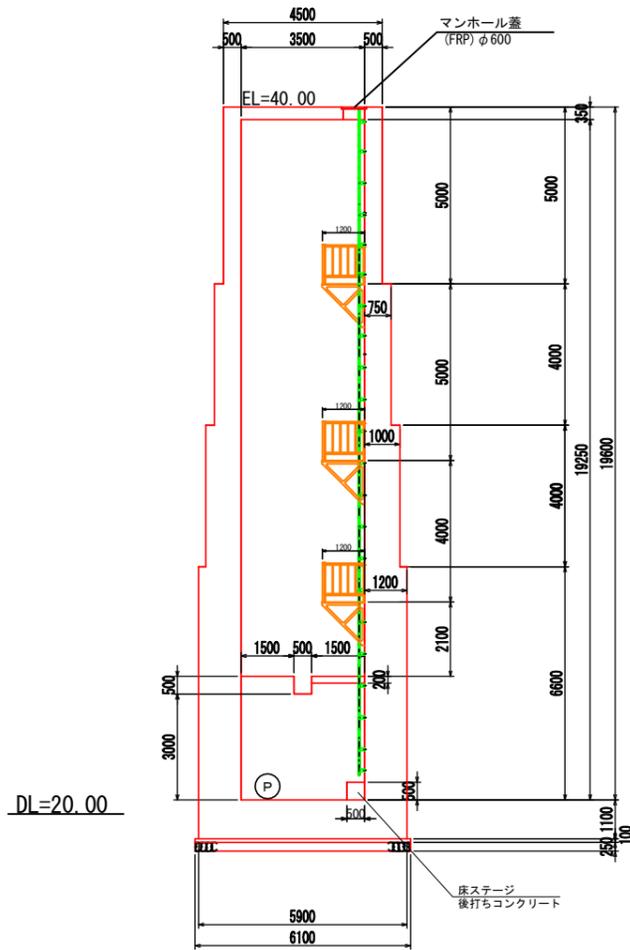


事業名	淀江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業
業務名	鳥取県環境管理センター 産業廃棄物管理型最終処分場
図面名	第Ⅱ期／集水ピット一般図(1)
縮尺	1:200 図面番号 II-30
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理センター

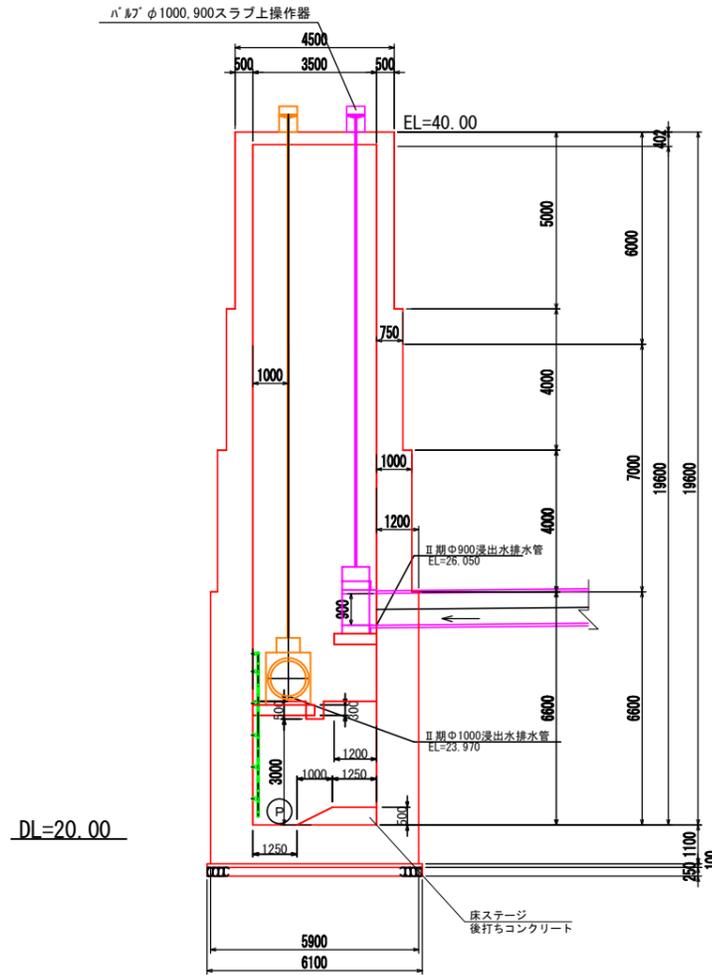
第Ⅱ期／集水ピット一般図(2)

S=1:200

F-F



G-G



事業名	淀江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業		
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理型最終処分場		
図面名	第Ⅱ期／集水ピット一般図(2)		
縮尺	1:200	図面番号	Ⅱ-31
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター		

⑬ 施設の能力計算書

(3) 雨水集排水施設計算書

備考（変更の概要、変更の理由など）

H28 事業計画時の考え方に基づき、次のとおりの設計変更を行った。

- ・埋立地内の構造に合わせて、雨水集排水施設の配置を変更した。
- ・雨水集排水施設の配置変更に伴い、改めて雨水流出量を算出し、施設規模を決定した。
- ・雨水流出量の算出に係る流出係数は、H28 事業計画では、林地開発基準の係数を適用していたが、今回の計画では、県指針に基づく係数を適用した。（流出量のより大きくなる厳しい条件を設定）
- ・雨水集排水施設の配置変更に伴い、改めて下流域への流出量を算出し、防災調整池の容量検討を行った。この際、H28 事業計画では、降雨強度を 30 年確率としていたが、上流区間の確率規模と整合を取るため、50 年確率に変更した。（流出量のより大きくなる厳しい条件を設定）
- ・放流先水路の測量を行い、測量結果に基づき改めて流下能力計算を行った。その結果、防災調整池のかさ上げは実施せず、下流水路の拡幅により流下能力を確保する対応とした。

⑬(3) 雨水集排水施設（防災調整池含む）

◆ 提示資料の要点

雨水集排水施設は、本処分場で集排水される雨水を下流の既設防災調整池まで適切に排水するために整備する。

雨水集排水路は、本処分場の埋立期間（約 37 年間）を考慮し、50 年に一度の降雨に対しても適切に排水できるよう、50 年確率の設計雨量強度を採用し検討を行う。

また、防災調整池についても、上流部に位置する雨水集排水路との関連性を考慮し、同じ 50 年確率の設計雨量強度を採用した。

◆ 設計基準、関連基準等

基準省令	第 2 条第 1 項第 4 号
県指針	4-1-17 排水路、4-1-18 防災調整池及び沈砂池、4-1-20 隣接地の雨水等の処理、5-1-10 排水路等
全都清要領	6 章 雨水集排水施設 (pp.313-322)
その他	<ul style="list-style-type: none"> ・「道路土工－盛土工指針 平成 22 年度」（社団法人日本道路協会） ・「道路土工－排水工指針」（社団法人日本道路協会） ・「鳥取県林地開発許可に係る技術基準等運用規程」（以下「林地開発許可基準」という。） ・「防災調節池等技術基準（案）解説と設計実例」（社団法人日本河川協会）（以下「調整池基準」という。）

◆ 施設等の概要・ポイント

雨水集排水施設	<p>○雨水集排水路</p> <ul style="list-style-type: none"> ・排水路は開渠とする。 ・雨水流出量の算定は、合理式を用いて行う。 ・流出係数は、県指針に記載の数値を適用する。 ・洪水到達時間は、県指針に記載の数値を適用する。 ・降水強度は、降雨強度曲線により求める。降水確率年は、埋立期間を考慮して設定する。 ・排水路断面は、県指針に記載の方法により決定する。 <p>○防災調整池</p> <ul style="list-style-type: none"> ・降水強度の確率規模は、上流部に位置する雨水集排水路との関連性を考慮して設定する。 ・県指針に示されている以外の設計基準は、林地開発許可基準に準拠する。
特記事項	<ul style="list-style-type: none"> ・県指針では、降水確率年は 30 年を原則とするが、埋立期間等を考慮して設定することとされている。そのため、本処分場の埋立期間（約 37 年）を考慮し、設計雨量強度を 50 年に設定した。 ・防災調整池は、既設防災調整池を利用することとした。

1. 雨水集排水施設

(1) 県指針基準

雨水集排水施設の県指針基準は、以下のとおりである。

【県指針（p.9）より】

4-1-17 排水路

埋立区域の周囲には、地表水が埋立地へ流入することを防止できる排水路を設けること。

- ① 地表水が埋立地に流入しないように集水域に応じた排水路等で地表水を排除し、保有水等の量を抑制する必要があること。また、安定型最終処分場についても維持管理の観点から設置することが望ましいこと。
- ② 排水路は開渠とし、埋立区域外を通すコンクリート構造等とすること。ただし、地形その他の状況によりやむを得ず延長の長い暗渠となるときは、清掃その他の維持管理のため、内空高1.5m以上を確保すること。また、沈砂枳、立木除去工等を検討のこと。
- ③ 他法令に係る付替水路については、原則として処分場区域外を通すものとし、構造等については関係基準に従うものとする。
- ④ 雨水流出量の算定

ア 雨水流出量の算定は、原則として下記の合理式（式1）を用いて算定すること。

$$Q_p = 1 / 360 \cdot f \cdot r \cdot A \quad \dots \text{（式1）}$$

Q_p : 雨水流出量 (m³/sec)

f : 流出係数

r : 降水強度 (到達時間内の平均降水強度) (mm/h)

A : 集水面積 (ha)

イ 流出係数は、流域の地質、将来における流域の土地利用状況を考慮して決定するものとするが、表-4.1.2を標準とすること。

ウ 洪水到達時間内の降雨強度

- a 洪水到達時間は、表-4.1.3を標準とすること。
- b 降水強度は、確率別継続時間降雨強度曲線により求めるものとして、降水確率年は30年を原則とするが、埋立期間等を考慮して設定すること。ただし、下流域の状況によっては、その状況を検討の上、別途決定できるものとする。
- c 確率別継続時間降雨強度曲線は巻末資料7を参考のこと。

エ 流域面積は、流域界、及び排水系統等を十分調査して決定すること。

表-4.1.2 流出係数

裸地	耕地	草地	林地	密集市街地	一般市街地
1.0	0.8	0.8	0.7	0.9	0.8

表-4.1.3 洪水到達時間

流域面積	50ha以下	100ha以下	500ha以下
洪水到達時間 (単位時間)	10分	20分	30分

【県指針（p.10）より】

⑤ 断面の決定

ア 断面の決定は、下記の（式2）を用いて算定すること。

$$Q = A \cdot V \quad \dots \text{（式2）}$$

Q：流量（m³/sec）

A：流水断面（m²）

V：平均流速（m/sec）

イ 平均流速は、下記の Manning 式（式3）を用いて算出することとする。

$$V = 1 / n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \dots \text{（式3）}$$

n：粗度係数

R：径深（m）（=A/S）

S：潤辺長（m）

I：水路勾配

ウ 粗度係数は、表-4.1.4を標準とする。

エ 断面の余裕は、表-4.1.5を標準とすること。

表-4.1.4 粗度係数

コンクリート管U型水路（二次製品）	0.013
〃 〃 （現場打）	0.015
河道（改修河川、自然河川）	河道の粗度係数の設定に当たっては、現地の河道状況、護岸構造に応じて適切に設定すること。設定に当たっては「河川計画の手引き」（鳥取県県土整備部（H26.4））等を参考とすること。

表-4.1.5 断面の余裕

流速又は型式	Q/Q _p
開水路で V = 3 m/sec 未満	1.2 以上
〃 V = 〃 以上	2.0 以上
暗渠	2.0 以上又は管径 60 cm のどちらか大きい径

注) ここで暗渠とは、搬入道路の横断等の必要最低限の暗渠をいう。暗渠の流入口には沈砂柵、立木除去工等を検討のこと。

⑥ 急勾配となる排水路について、屈曲部等における水はねによる土砂流出に対処する構造とする。構造は巻末資料8を参考のこと。

(2) 雨水集排水施設設計

1) 設定条件

雨水集排水施設設計の設定条件は、以下のとおりである。

○ 準拠基準：県指針

○ 雨水流出量の算定：以下の合理式による算定

$$Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A$$

Q：雨水流出量（m³/sec）

f : 流出係数

r : 降水強度 (到達時間内の平均降水強度) (mm/h)

A : 集水面積 (ha)

○流出係数 :

- ・ 裸地、舗装 : 1.0
- ・ 耕地 : 0.8
- ・ 草地 : 0.8
- ・ 林地 : 0.7

ただし、流域において地表状態が混在する場合は、加重平均により算出する。

○洪水到達時間 :

当該地は流域面積が 6.66ha であり、50ha 以下のため、洪水到達時間を 10 分とする。

○設計雨量強度 :

- ・ 50年確率 : $r = 1,580.3 / (t^{0.7} + 5.711) = 147.4 \text{ mm/hr}$

※t は洪水到達時間である。

○雨水集排水施設の流下断面計算 : 以下の Manning 式による算出

$$Q = A \cdot V$$

Q : 流量 (m^3/s)

A : 流水断面 (m^2)

V : 平均流速 (m/sec)

$$V = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

n : 粗度係数

R : 径深 (m) (= A / S)

S : 潤辺長 (m)

I : 水路勾配

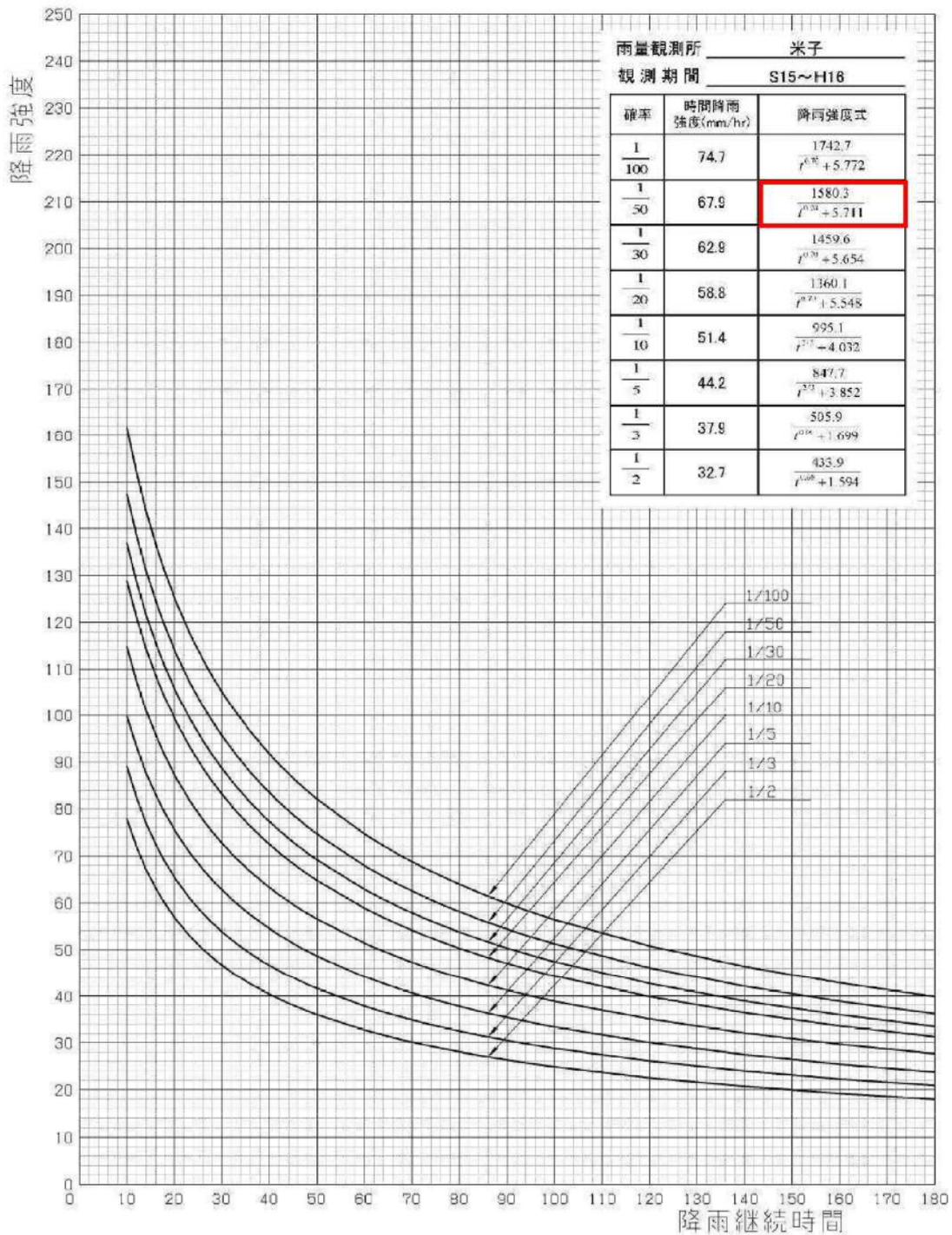
○粗度係数 :

- ・ コンクリート U 型水路 (二次製品) : 0.013
- ・ 自由勾配側溝 : 0.014 (コンクリート U 型水路と現場打ちコンクリートの中間値)
- ・ 現場打ちコンクリート : 0.015

○断面の余裕 (安全率) :

- ・ 開水路で流速 $3.0 \text{ m}/\text{sec}$ 未満は、1.2
- ・ 開水路で流速 $3.0 \text{ m}/\text{sec}$ 以上は、2.0
- ・ 暗渠は、2.0 または管径 60cm のどちらか大きい径

降雨強度曲線



2) 雨水流量計算書

次頁に雨水流量計算書及び雨水排水全体流域平面図を示す。

表1 雨水流量計算書（埋立地内・その1）

流域番号	流出量										排水施設（計算は連算である）					備考					
	集水面積										平均流出係数	50年確率	流出量 (mm/hr) (m ³ /sec)	形状・寸法	勾配 (‰)		流速 (m/sec)	流量 (m ³ /sec)	安全率		
	各線		通加		集水区の利用区分				各線											通加	
	(ha)	(ha)	(ha)	(ha)	裸地・舗装 C=1.00	耕地 C=0.80	草地 C=0.80	林地 C=0.70	(ha)	(ha)										(ha)	(ha)
A1-6	0.037	0.037	0.027	0.027			0.010	0.010			0.95	147.40	0.014	PU型300×300	2.0	0.729	0.061	4.27	新設、開渠、安全率1.2		
A1-7	0.004	0.041	0.004	0.031				0.010			0.95	147.40	0.016	自由勾配側溝 300×300	2.0	0.688	0.062	3.88	新設、開渠、安全率1.2		
B1	0.144	0.185	0.081	0.112			0.063	0.073			0.92	147.40	0.070	自由勾配側溝 300×300	40.0	3.078	0.277	3.970	新設、開渠、安全率2		
B3-3へ																					
B2-1	0.056	0.056	0.056	0.056							1.00	147.40	0.023	車両横断用側溝300×300	78.3	4.600	0.400	17.45	新設、開渠、安全率2		
B2-2		0.056		0.056							1.00	147.40	0.023	自由勾配側溝 300×300	8.8	1.444	0.130	5.67	新設、開渠、安全率1.2		
B3-3へ																					
B3-1	0.303	0.303					0.303	0.303			0.80	147.40	0.099	PU型300×300	8.0	1.457	0.122	1.23	新設、開渠、安全率1.2		
B3-2		0.303						0.303			0.80	147.40	0.099	PU型300×300	8.0	1.457	0.122	1.23	新設、開渠、安全率1.2		
B3-3	0.062	0.606	0.031	0.199			0.031	0.407			0.87	147.40	0.215	自由勾配側溝 300×400	71.1	4.349	0.522	2.43	新設、開渠、安全率2		
B3-4	0.072	0.678	0.041	0.240			0.031	0.438			0.87	147.40	0.242	自由勾配側溝 300×500	43.5	3.531	0.530	2.19	新設、開渠、安全率2		
B4-3へ																					
B4-1	0.270	0.270					0.270	0.270			0.80	147.40	0.088	PU型300×300	6.0	1.262	0.106	1.20	新設、開渠、安全率1.2		
B4-2		0.270						0.270			0.80	147.40	0.088	PU型300×300	6.0	1.262	0.106	1.20	新設、開渠、安全率1.2		
B4-3	0.039	0.987	0.028	0.268			0.011	0.719			0.85	147.40	0.345	自由勾配側溝 400×500	38.6	3.836	0.767	2.22	新設、開渠、安全率2		
B7-1-1へ																					
B5-1	0.135	0.135					0.135	0.135			0.80	147.40	0.044	PU型300×300	3.0	0.893	0.075	1.70	新設、開渠、安全率1.2		
B5-5へ																					
B5-2-1	0.115	0.115					0.115	0.115			0.80	147.40	0.038	PU型300×300	3.0	0.893	0.075	1.99	新設、開渠、安全率1.2		
B5-2-2	0.761	0.876					0.761	0.876			0.80	147.40	0.287	PU型600×600	3.0	1.424	0.487	1.70	新設、開渠、安全率1.2		
B5-2-3	0.051	0.927					0.051	0.927			0.80	147.40	0.304	PU型600×600	3.0	1.424	0.487	1.60	新設、開渠、安全率1.2		

表2 雨水流量計算書（埋立地内・その2）

流域 番号	流出量											排水施設（計算は連算である）					備 考			
	集水面積										平均 流出 係数	流出 量 (mm/hr) (m ³ /sec)	形 状 ・ 寸 法	勾 配 (‰)	流 速 (m/sec)	流 量 (m ³ /sec)		安 全 率		
	各 線 (ha)	通 加 (ha)	集水区の利用区分																	
			裸地・舗装 C=1.00		耕地 C=0.80		草地 C=0.80		林地 C=0.70											
各線 (ha)	通加 (ha)	各線 (ha)	通加 (ha)	各線 (ha)	通加 (ha)	各線 (ha)	通加 (ha)	各線 (ha)	通加 (ha)											
B5-3	0.193	1.120						0.193	1.120			0.80	147.40	0.367	PU型600×600	5.0	1.838	0.629	1.71	新設、開渠、安全率1.2
B5-4		1.120							1.120			0.80	147.40	0.367	自由勾配側溝 600×600	5.0	1.727	0.622	1.70	新設、開渠、安全率1.2
B5-5	0.053	1.308	0.030	0.030				0.023	1.278			0.80	147.40	0.431	PU型600×600	100.0	8.219	2.811	6.52	新設、開渠、安全率2
B5-6		1.308		0.030					1.278			0.80	147.40	0.431	自由勾配側溝 600×600	4.0	1.545	0.556	1.29	新設、開渠、安全率1.2
B6-2へ																				
C1	0.041	0.041	0.035	0.035				0.006	0.006			0.97	147.40	0.016	PU型300×300	3.0	0.893	0.075	4.60	新設、開渠、安全率1.2
C2-1	0.053	0.094	0.031	0.066				0.022	0.028			0.94	147.40	0.036	PU型300×300	3.0	0.893	0.075	2.07	新設、開渠、安全率1.2
C2-2	0.058	0.152	0.024	0.090				0.034	0.062			0.92	147.40	0.057	PU型300×300	3.0	0.893	0.075	1.31	新設、開渠、安全率1.2
C3	0.043	0.195	0.020	0.110				0.023	0.085			0.91	147.40	0.073	PU型300×300	5.0	1.152	0.097	1.33	布設替え
B6-1	0.121	0.316	0.042	0.152				0.079	0.164			0.90	147.40	0.116	自由勾配側溝 400×500	3.0	1.069	0.214	1.84	新設、開渠、安全率1.2
B6-2	0.003	1.627	0.003	0.185					1.442			0.82	147.40	0.548	自由勾配側溝 600×600	6.0	1.892	0.681	1.24	新設、開渠、安全率1.2
B7-1-1	0.025	2.639	0.025	0.478					2.161			0.84	147.40	0.904	自由勾配側溝 600×700	31.1	4.450	1.869	2.07	新設、開渠、安全率2
B7-1-2		2.639		0.478					2.161			0.84	147.40	0.904	自由勾配側溝 600×700	10.6	2.598	1.091	1.21	新設、開渠、安全率1.2
B7-2	0.059	2.698	0.059	0.537					2.161			0.84	147.40	0.928	自由勾配側溝 600×700	11.0	2.647	1.112	1.20	新設、開渠、安全率1.2
B9-1へ																				
B8-1	0.002	0.002	0.002	0.002								1.00	147.40	0.001	車両横断用側溝300×300	10.0	1.644	0.143	174.66	新設、開渠、安全率1.2
B8-3へ																				
B8-2	0.175	0.175	0.175	0.175																
B8-3	0.013	0.190	0.013	0.190								1.00	147.40	0.078	車両横断用側溝300×400	10.0	1.728	0.197	2.53	新設、開渠、安全率1.2
B8-6へ																				
B8-4	0.198	0.198	0.198	0.198																
B8-6へ																				

表3 雨水流量計算書（埋立地内・その3）

流域 番号	流出量											排水施設（計算は連算である）					備考			
	集水面積										平均 流出 係数	流出 量 (mm/hr)	流出 量 (m ³ /sec)	形 状 ・ 寸 法	勾 配 (‰)	流 速 (m/sec)		流 量 (m ³ /sec)	安 全 率	
	各 線 (ha)	通 加 (ha)	集水区の利用区分																	
			裸地・舗装 C=1.00		耕地 C=0.80		草地 C=0.80		林地 C=0.70											
各線 (ha)	通加 (ha)	各線 (ha)	通加 (ha)	各線 (ha)	通加 (ha)	各線 (ha)	通加 (ha)	各線 (ha)	通加 (ha)											
B8-5	0.039	0.039	0.039	0.039							1.00	147.40	0.016	車両横断用側溝300×300	5.0	1.162	0.101	6.33	新設、開渠、安全率1.2	
B8-6	0.011	0.438	0.011	0.438							1.00	147.40	0.179	車両横断用側溝400×400	5.0	1.407	0.217	1.21	新設、開渠、安全率1.2	
B9-1	0.007	3.143	0.007	0.982							0.86	147.40	1.110	自由勾配側溝 700×700	10.0	2.707	1.326	1.20	新設、開渠、安全率1.2	
B9-2		3.143		0.982							0.86	147.40	1.110	ホリエチレン管 φ1000	6.0	3.074	2.414	2.18	新設、暗渠、安全率2	
B10-5へ																				
B10-1-1	0.393	0.393	0.393	0.393																既設一廃流域
B10-4へ																				
B10-1-2	0.171	0.171	0.171	0.171																既設一廃流域
B10-4へ																				
B10-2	0.065	0.065	0.019	0.019				0.046	0.046											既設一廃流域
B10-4へ																				
B10-3	0.039	0.039	0.007	0.007				0.032	0.032											既設一廃流域
B10-4		0.668		0.590					0.078											既設一廃流域
B10-6へ																				
B10-5	0.026	3.169	0.006	0.988				0.020	2.181		0.86	147.40	1.119	U900×900	5.9	2.608	1.983	1.77	布設替え	
B10-6	0.029	3.866	0.006	1.584				0.023	2.282		0.88	147.40	1.396	U900×900	20.0	4.801	3.651	2.62	布設替え	
B10-7	0.098	3.964	0.019	1.603				0.079	2.361		0.88	147.40	1.430	U900×900	5.9	2.608	1.983	1.39	布設替え	
B11へ																				
B11-1	0.755	0.755	0.755	0.755																既設一廃流域
B11	0.176	4.895	0.033	2.391				0.143	2.504		0.90	147.40	1.799	U1000×1000	15.9	4.594	4.319	2.40	布設替え	

表4 雨水流量計算書（埋立地内・その4）

流域 番号	流出量										排水施設（計算は連算である）					備考				
	集水面積										平均 流出 係数	流出 量 (mm/hr)	流出 量 (m ³ /sec)	形 状 ・ 寸 法	勾 配 (‰)		流 速 (m/sec)	流 量 (m ³ /sec)	安 全 率	
	各 線 (ha)	通 加 (ha)	集水区の利用区分																	
			裸地・舗装 C=1.00		耕地 C=0.80		草地 C=0.80		林地 C=0.70											
各線 (ha)	通加 (ha)	各線 (ha)	通加 (ha)	各線 (ha)	通加 (ha)	各線 (ha)	通加 (ha)	各線 (ha)	通加 (ha)											
B12	0.094	4.989	0.018	2.409			0.076	2.580			0.90	147.40	1.831	U1000×1000	76.9	10.104	9.498	5.19	布設替え	
B13	0.162	5.151	0.057	2.466			0.105	2.685			0.90	147.40	1.889	U1200×1000	90.0	11.887	13.551	7.17	布設替え	
B14	0.236	5.387	0.107	2.573			0.129	2.814			0.90	147.40	1.975	U1200×1000	23.9	6.126	6.983	3.54	布設替え	
B15	0.060	5.447	0.030	2.603			0.030	2.844			0.90	147.40	1.997	U1200×1000	3.7	2.410	2.748	1.38	布設替え	
D1	0.156	5.603	0.043	2.646			0.113	2.957			0.89	147.40	2.052	U1200×1000	5.0	2.802	3.194	1.56	新設、二次製品	
D2-1	0.023	5.626	0.013	2.659			0.010	2.967			0.89	147.40	2.061	U1200×1000	438.0	22.944	27.533	13.36	現場打水路、斜面布設	
D2-2		5.626		2.659				2.967			0.89	147.40	2.061	U1200×1000	3.0	2.170	2.474	1.20	新設、二次製品	
①路線	0.059	0.059	0.059	0.059							0.22	147.40	0.005	PU型300×300	26.0	2.628	0.221	41.34	既設、開渠、安全率1.2	

表5 雨水流量計算書（埋立地外周）

流域番号	流出量										排水施設（計算は連算である）					備考			
	集水面積										平均流出係数	降雨強度 (mm/hr)	流出量 (m ³ /sec)	形状・寸法	勾配 (‰)		流速 (m/sec)	流量 (m ³ /sec)	安全率
	各線 (ha)	通加 (ha)	集水区の利用区分																
			現況 C=0.80		造成 C=1.00														
各線 (ha)	通加 (ha)																		
												50年確率							
A1-1	0.118	0.118			0.118	0.118					1.00	147.40	0.048	PU型300×300	2.0	0.729	0.061	1.27	新設、開渠、安全率1.2
A1-2	0.026	0.144			0.026	0.144					1.00	147.40	0.059	PU型300×300	3.0	0.893	0.075	1.27	新設、開渠、安全率1.2
A1-3	0.009	0.153			0.009	0.153					1.00	147.40	0.063	自由勾配側溝 300×300	3.0	0.843	0.076	1.21	新設、開渠、安全率1.2
A1-4	0.017	0.170			0.017	0.170					1.00	147.40	0.070	自由勾配側溝 300×300	4.0	0.973	0.088	1.26	新設、開渠、安全率1.2
A1-5		0.170				0.170					1.00	147.40	0.070	自由勾配側溝 300×300	4.0	0.973	0.088	1.26	新設、開渠、安全率1.2
E1-1-1	0.320	0.490			0.320	0.490					1.00	147.40	0.201	車両横断用側溝400×400	28.8	3.377	0.520	2.59	新設、開渠、安全率2
E1-1-2	0.010	0.500			0.010	0.500					1.00	147.40	0.205	車両横断用側溝400×400	15.0	2.437	0.375	1.83	新設、開渠、安全率1.2
E1-2	0.469	0.959			0.469	0.959					1.00	147.40	0.393	車両横断用側溝500×600	43.0	4.945	1.409	3.59	新設、開渠、安全率2
E1-3-1		0.959				0.959					1.00	147.40	0.393	車両横断用側溝500×600	10.0	2.385	0.680	1.73	新設、開渠、安全率1.2
E1-3-2		0.959				0.959					1.00	147.40	0.393	ホ'リイレン管 φ700	5.0	2.212	0.851	2.17	新設、暗渠、安全率2
E1-3-3		0.959				0.959					1.00	147.40	0.393	ホ'リイレン管 φ700	166.7	12.774	4.916	12.52	新設、暗渠、安全率2
アーチカルバートへ																			

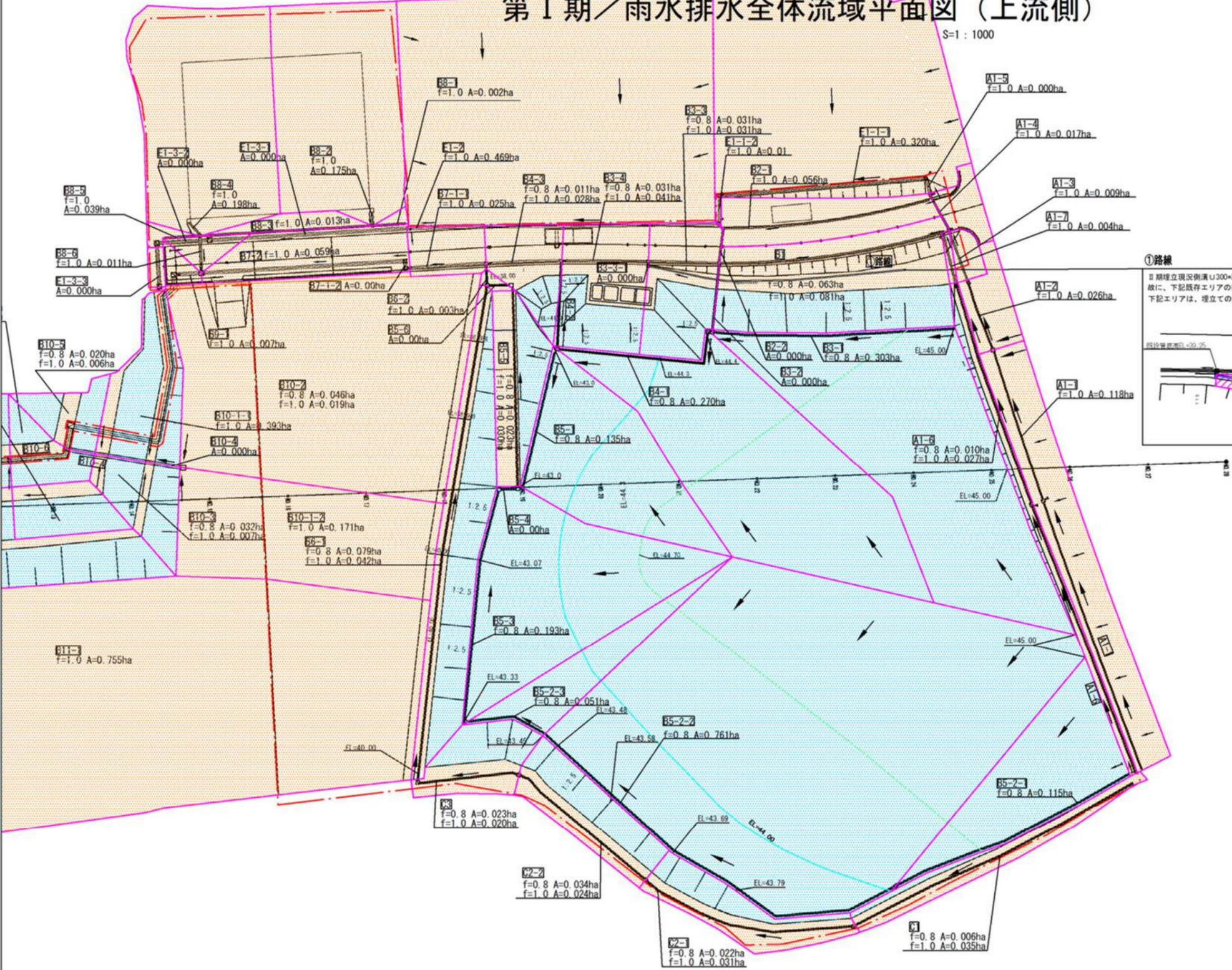
第 I 期 / 雨水排水全体流域平面図 (上流側)

S:1:1000

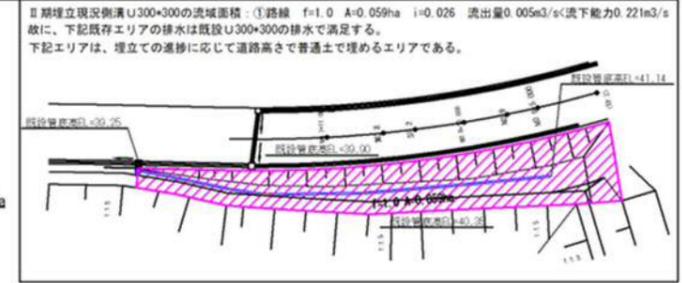


凡例

ハッチング	用途	流出係数
(Diagonal lines)	裸地・舗装	1.0
(Cross-hatch)	耕地	0.8
(Horizontal lines)	草地	0.8
(Vertical lines)	林地	0.7



①路線



事業名	北江産業廃棄物資源循環センター整備事業
業務名	施設管理センター 産業廃棄物管理センター
図面名	第 I 期 / 雨水排水全体流域平面図 (上流側)
縮尺	1:1000 図面番号 1-69
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理センター

図1 雨水排水全体流域平面図 (上流側)

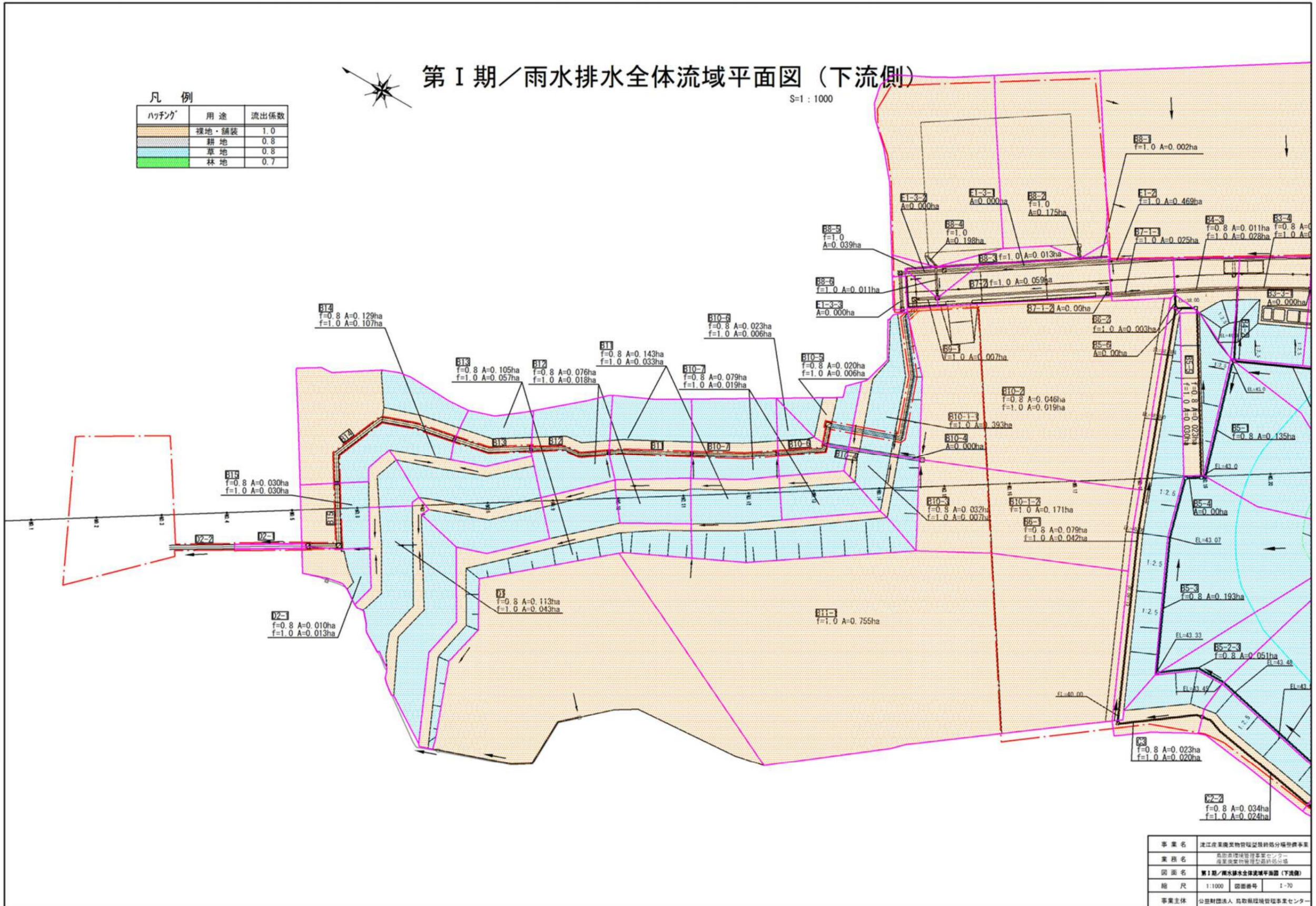


図2 雨水排水全体流域平面図（下流側）

3) 雨水集排水施設計画

次図に、雨水集排水施設の平面図及び構造図を示す。

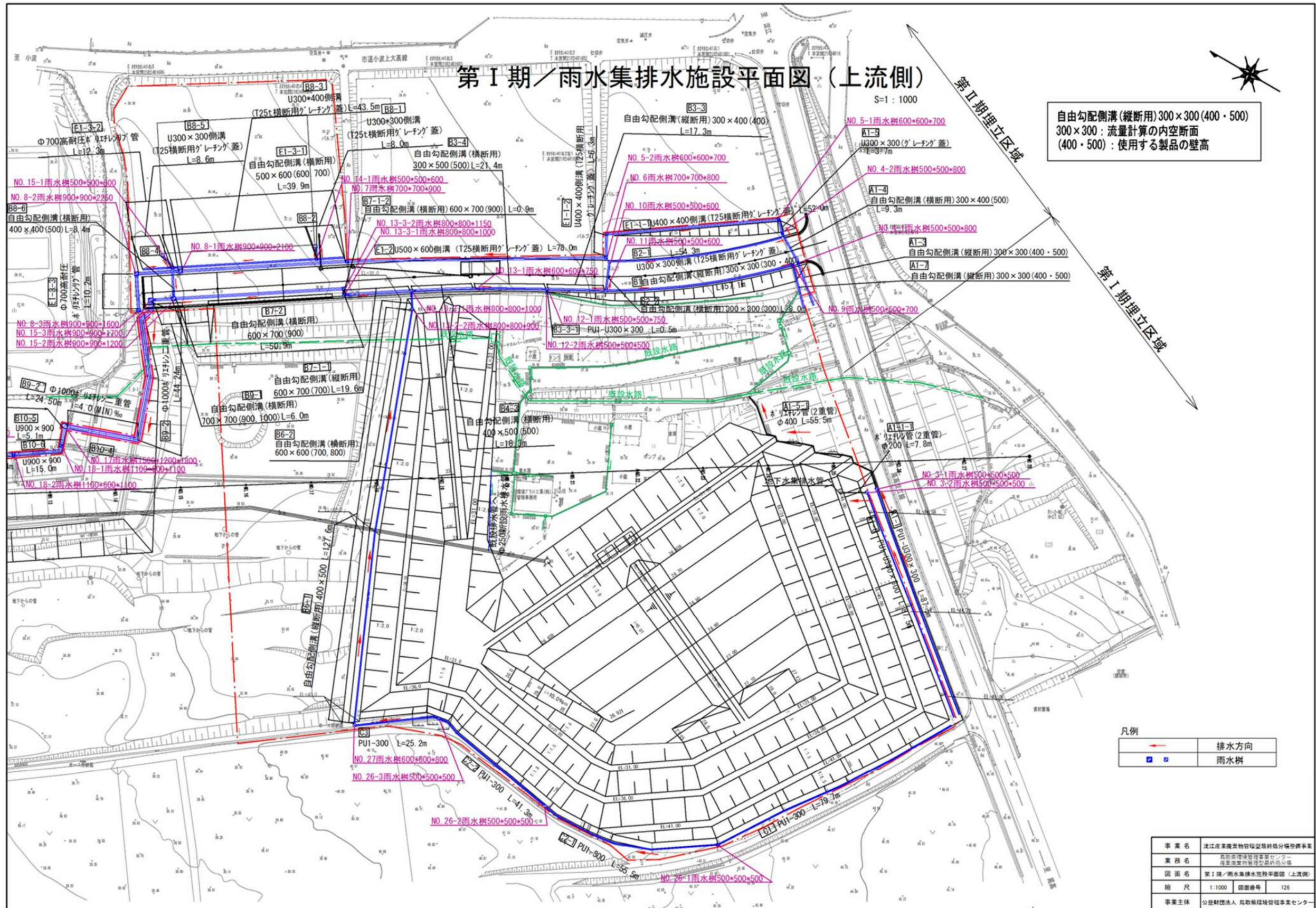


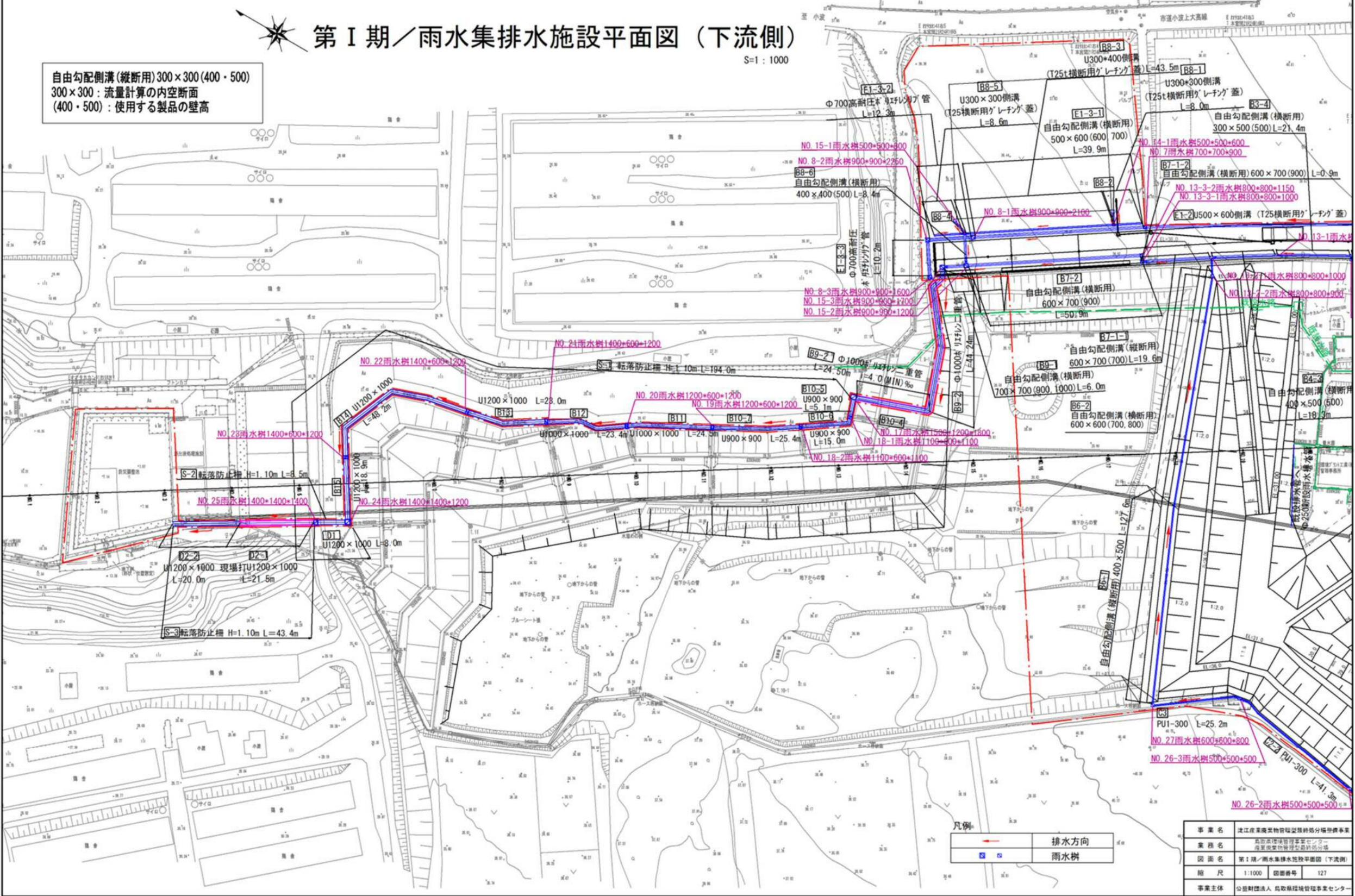
図3 雨水集排水施設平面図 (第 I 期上流側)



第 I 期 / 雨水集排水施設平面図 (下流側)

S=1:1000

自由勾配側溝(縦断用) 300×300(400・500)
 300×300: 流量計算の内空断面
 (400・500): 使用する製品の壁高



事業名	江津産業廃棄物管理施設最終処分場整備事業
業務名	高野環境管理事業センター 産業廃棄物管理施設最終処分場
図面名	第 I 期 / 雨水集排水施設平面図 (下流側)
縮尺	1:1000 図面番号 127
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター

図4 雨水集排水施設平面図 (第 I 期下流側)

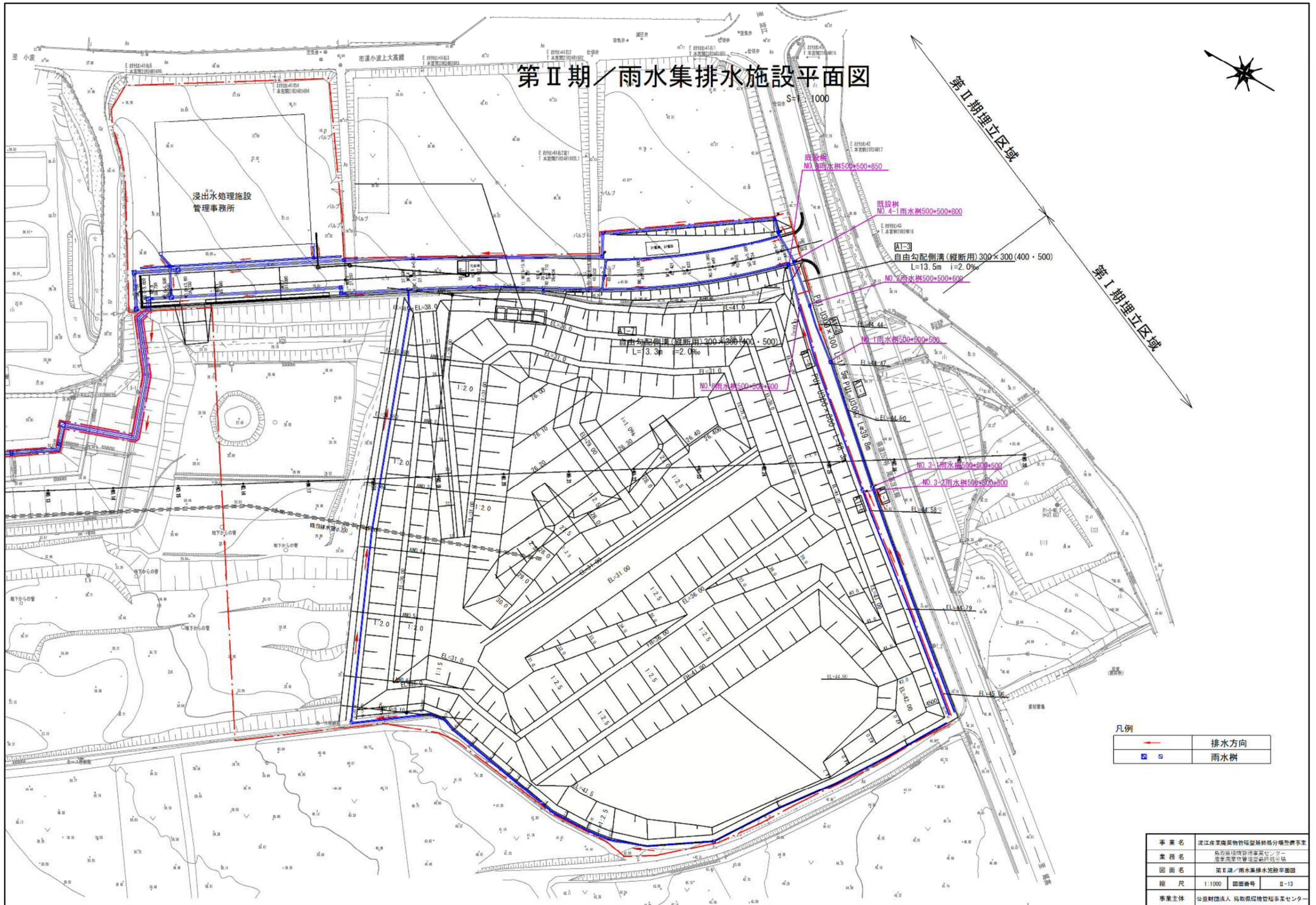
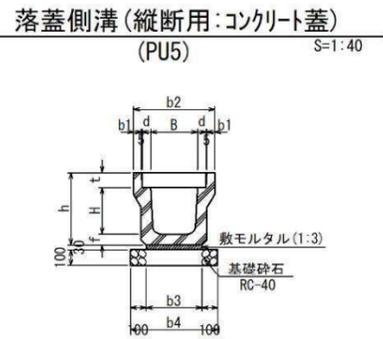
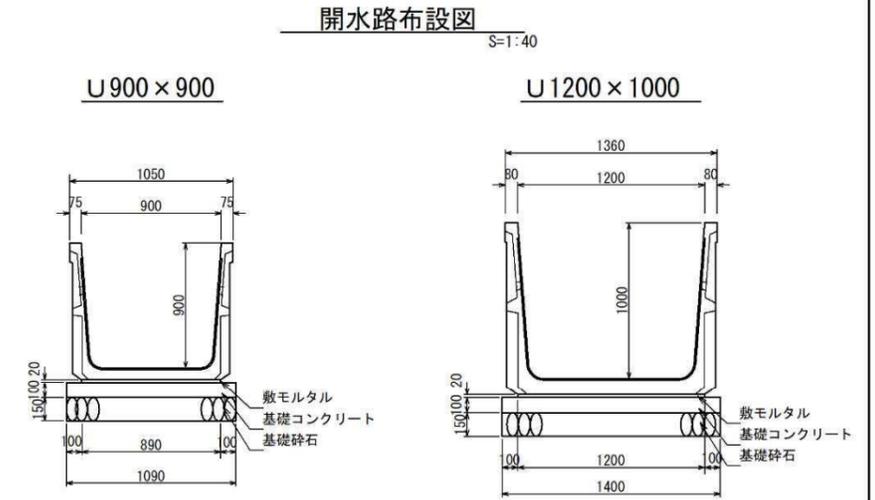
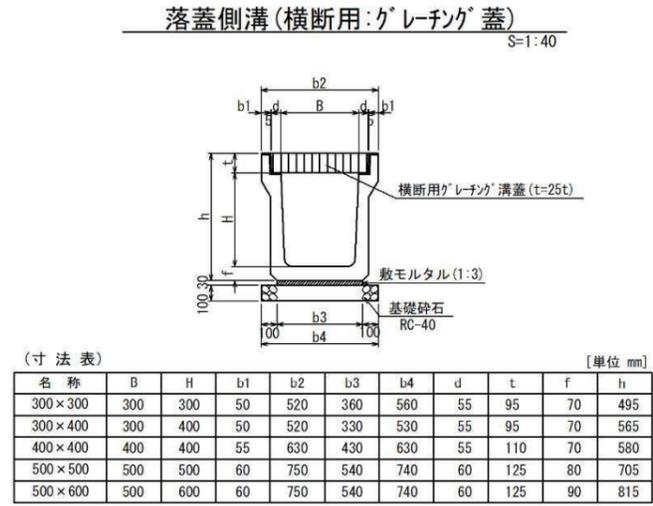
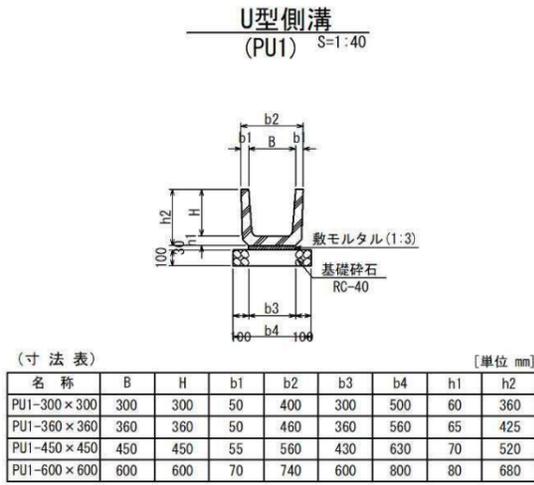
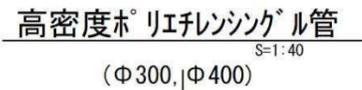
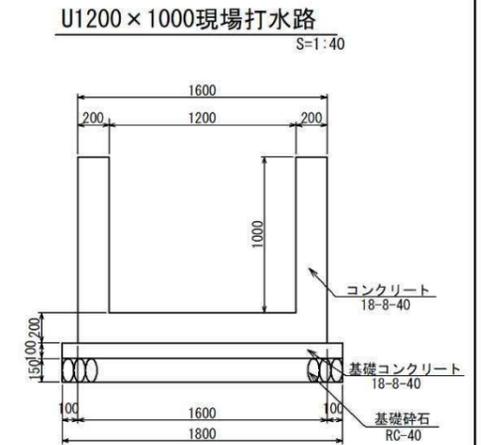
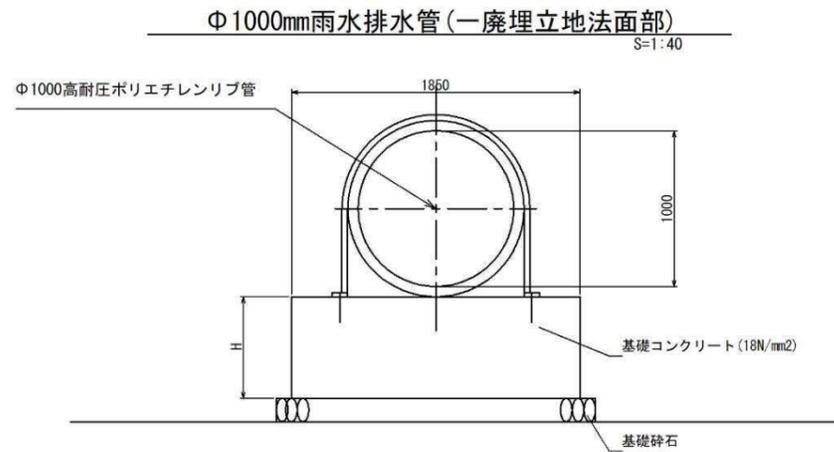


図5 雨水集排水施設平面図 (第Ⅱ期)

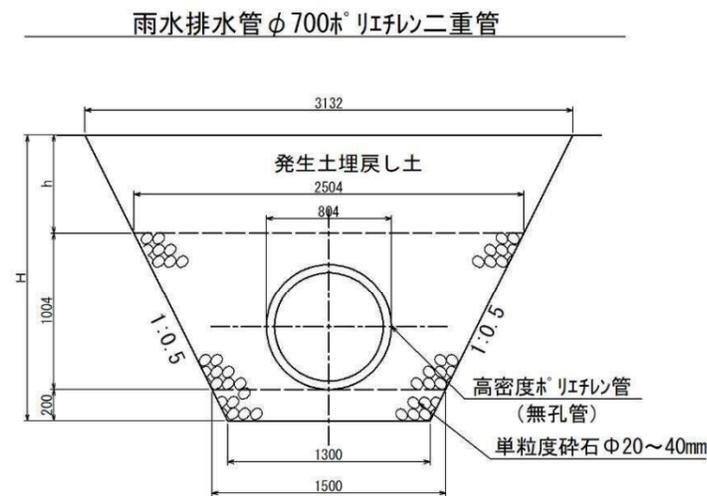
第 I 期 / 雨水集排水施設一般図 (1/4)



名称	B	H	b1	b2	b3	b4	d	t	f	h
PU5-300×300	300	300	50	520	360	560	55	95	70	465
PU5-400×400	400	400	55	630	430	630	55	110	70	580
PU5-500×500	500	500	60	750	540	740	60	125	80	705



※Φ400: 法面露出配管(第Ⅱ期工事までの仮設配管)
※Φ300: A1-2-1路線L=1.0mの配管。雨水樹の掘削内で布設。



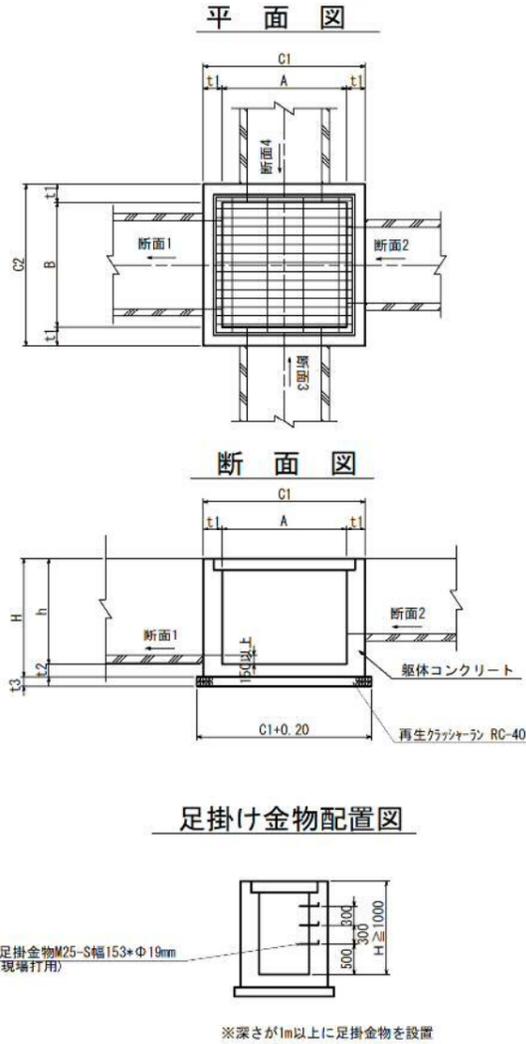
事業名	淀江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業		
業務名	鳥取県環境管理センター 産業廃棄物管理型最終処分場		
図面名	第 I 期 / 雨水集排水施設一般図 (1/4)		
縮尺	1:40	図面番号	I-35
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理センター		

図6 雨水集排水施設構造図 (その1)

第 I 期 / 雨水集排水施設一般図 (2/4)

S=1:100

集水桝構造図(グレーチング蓋)



寸法表

番号	断面 1	断面 2	断面 3	断面 4	A	B	C1	C2	h	H	t1	t2	t3	足掛金物 (本)	グレーチング寸法
3-1	Φ300	-	PU1-300×300	-	500	500	800	800	500	650	150	150	150	-	t=2 t 受枠: 625*625*44 W=28.1kg/組
3-2	Φ400	Φ300	PU1-300×300	-	500	500	800	800	500	650	150	150	150	-	
4-1	横断暗渠300	横断暗渠300	-	-	500	500	800	800	850	1000	150	150	150	-	t=25 t 受枠: 630*630*71 W=46.6kg/組
4-2	横断暗渠300	横断暗渠300	-	-	500	500	800	800	800	950	150	150	150	-	
5-1	U400×400	-	横断暗渠300	-	600	600	900	900	700	850	150	150	150	-	t=25 t 受枠: 735*735*81 W=68.3kg/組
5-2	U400×400	-	U400×400	-	600	600	900	900	700	850	150	150	150	-	
6	U500×500	-	-	U400×400	700	700	1000	1000	800	950	150	150	150	-	
7	横断暗渠500	-	U500×500	-	700	700	1000	1000	800	950	150	150	150	-	t=25 t 受枠: 820*820*81 W=84.0kg/組
8-1	横断暗渠500	-	-	横断暗渠500	700	700	1000	1000	950	1100	150	150	150	-	
8-2	Φ600	横断暗渠500	-	-	800	800	1200	1200	1850	2000	200	150	200	4	t=25 t 受枠: 920*920*96 W=117.9kg/組
8-3	Φ600	-	Φ600	-	800	800	1200	1200	1100	1250	200	150	200	2	
8-4	Φ250	Φ600	-	-	800	800	1200	1200	1100	1250	200	150	200	2	
9-1	横断暗渠300	-	横断暗渠300	-	500	500	800	800	850	1000	150	150	150	-	
9-2	PU1-300×300	横断暗渠300	-	-	500	500	800	800	600	750	150	150	150	-	
10	横断暗渠300	-	PU1-300×300	-	500	500	800	800	600	750	150	150	150	-	
11	PU5-300×300	PU1-300×300	-	横断暗渠300	500	500	800	800	600	750	150	150	150	-	t=25 t 受枠: 630*630*71 W=46.6kg/組
12-1	PU5-300×300	PU5-300×300	-	-	500	500	800	800	600	750	150	150	150	-	
12-2	PU5-U300×300	PU5-U300×300	300×300	-	500	500	800	800	500	650	150	150	150	-	
13-1	U300×400	U300×300	-	-	500	500	800	800	700	850	150	150	150	-	
13-2	U500×500	U300×400	-	-	600	600	1000	1000	700	850	150	150	150	-	t=25 t 受枠: 735*735*81 W=68.3kg/組
13-3	U500×500	U500×500	-	-	700	700	1000	1000	800	950	150	150	150	-	t=25 t 受枠: 820*820*81 W=84.0kg/組
14-1	U300×500	U300×300	-	-	500	500	800	800	600	750	150	150	150	-	t=25 t 受枠: 630*630*71 W=46.6kg/組
14-2	横断暗渠300	-	U300×300	-	500	500	800	800	600	750	150	150	150	-	
14-3	U500×600	U500×500	横断暗渠300	-	700	700	1000	1000	900	1050	150	150	150	-	t=25 t 受枠: 820*820*81 W=84.0kg/組
15-1	横断暗渠300	-	U300×300	U300×300	500	500	800	800	600	750	150	150	150	-	t=25 t 受枠: 630*630*71 W=46.6kg/組
15-2	横断暗渠600	U500×600	横断暗渠300	-	800	800	950	950	1000	1150	150	150	150	2	t=25 t 受枠: 920*920*96 W=117.9kg/組
15-3	Φ700	-	横断暗渠600	-	900	900	1300	1300	1700	1850	200	150	150	4	t=25 t 受枠: 1020*1020*96 W=142.2kg/組
26-1	PU1-360×360	PU1-300×300	-	-	500	500	800	800	500	650	150	150	150	-	t=25 t 受枠: 630*630*71 W=46.6kg/組
26-2	PU1-360×360	PU1-360×360	-	-	600	600	900	900	600	750	150	150	150	-	t=25 t 受枠: 735*735*81 W=68.3kg/組
27	PU1-600×600	PU1-360×360	-	-	800	800	1100	1100	800	950	150	150	150	-	
28	PU1-600×600	PU1-600×600	-	-	800	800	1100	1100	800	950	150	150	150	-	t=25 t 受枠: 920*920*96 W=117.9kg/組
29	PU1-600×600	-	-	PU1-600×600	800	800	1100	1100	800	950	150	150	150	-	

寸法表

番号	断面 1	断面 2	断面 3	断面 4	A	B	C1	C2	h	H	t1	t2	t3	足掛金物 (本)	グレーチング寸法	
17	別途構造図参照				1500	900	1900	1300	1300	1450	200	200	200	3	コンクリートスラブ	
18	U800×800	U800×800	既設-U350×350	-	600	1000	900	1300	1000	1150	150	150	150	2	蓋なし	
19	U800×800	U800×800	既設-U350×350	-	600	1000	900	1300	1000	1150	150	150	150	2		
20	U800×800	U800×800	既設-U350×350	-	600	1000	900	1300	1000	1150	150	150	150	2		
21	U1000×1000	U800×800	既設-U350×350	-	600	1200	1000	1600	1200	1350	200	150	200	2		
22	U1000×1000	U1000×1000	既設-U350×350	-	600	1200	1000	1600	1200	1350	200	150	200	2		
23	U1000×1000	U1000×1000	既設-U350×350	-	600	1200	1000	1600	1200	1350	200	150	200	2		
24	U1000×1000	既設-U350×350	-	U1000×1000	1200	1200	1600	1600	1200	1350	200	150	200	2		
25	U1000×1200	U1000×1000	U600×600	-	1200	1200	1600	1600	1400	1550	200	200	200	3		t=25 t スラブ開口0.8*0.8 受枠: 920*920*96 W=117.9kg/組

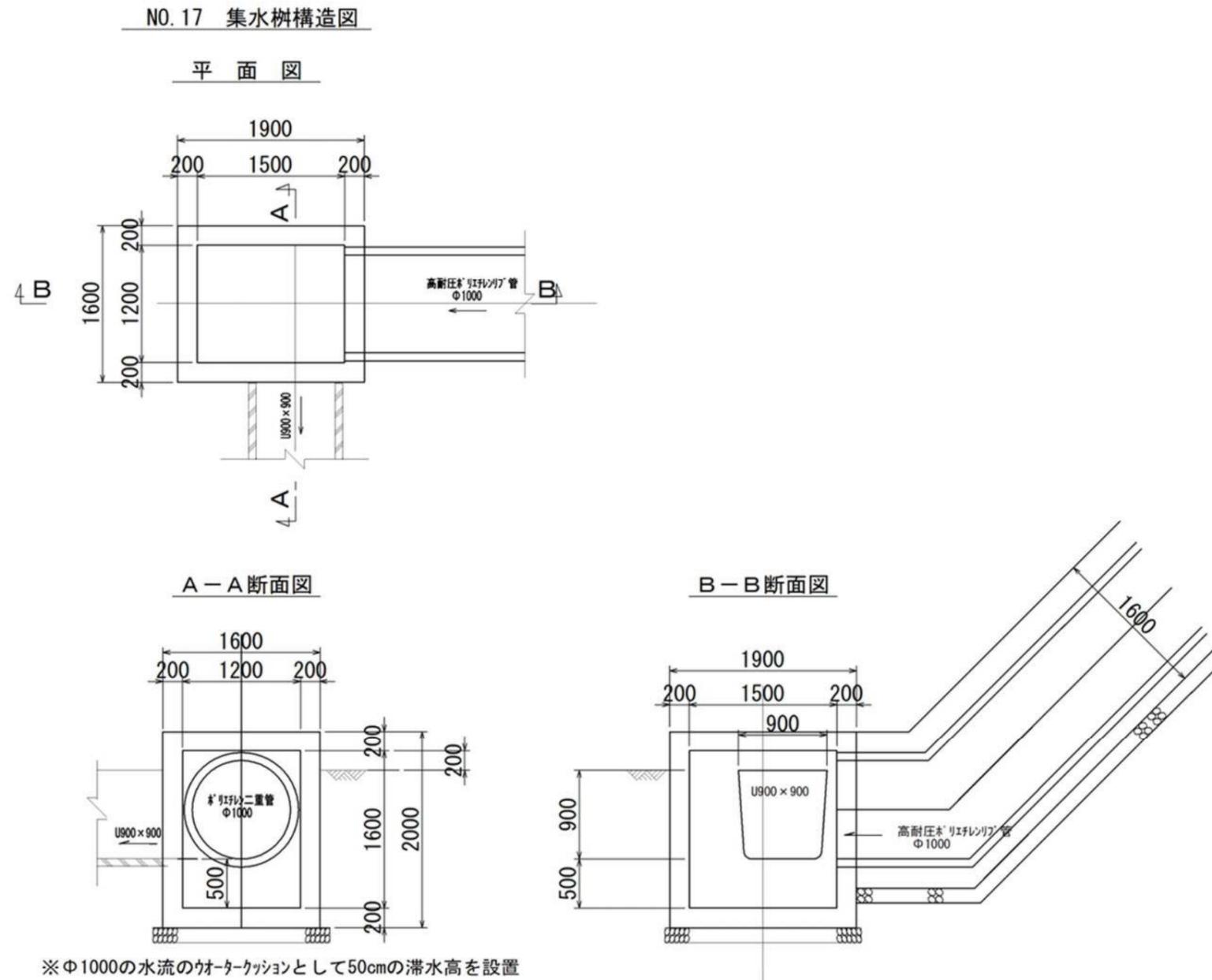
※hが1.0mを超えると、t1、t3は200とする。鳥取県小構造物標準設計図集より。
※No. 17、25はスラブ打設のBOX形状なので、底版は200とする。

事業名	北江川流域実物管理型最終処分場整備事業
業務名	鳥取県環境管理センター 三草環境物産管理センター
図面名	第 I 期 / 雨水集排水施設一般図 (2/4)
縮尺	1:100 四面縮尺 1-36
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理センター

図7 雨水集排水施設構造図 (その2)

第 I 期 / 雨水集排水施設一般図 (3/4)

S=1:50



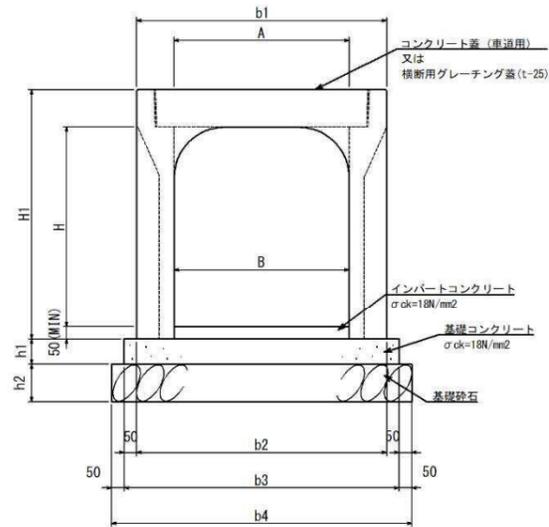
事業名	流江産業廃棄物管理施設建設分譲整備事業
業務名	高野環境管理事業センター 産業廃棄物管理施設建設
図面名	第 I 期 / 雨水集排水施設一般図 (3/4)
縮尺	1:50 図面番号 144
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター

図8 雨水集排水施設構造図 (その 3)

第 I 期 / 雨水集排水施設一般図 (4/4)

S=1:100

自由勾配側溝



寸法表 300*H (T-25)

呼び名 B×H	製品長さ L	b1	b2	b3	b4	H1	h1	h2	重量	備考
300×300	2000	510	500	600	700	445	50	100	365kg/本	縦断用 C0蓋L=500mm*2枚
300×400						545			420kg/本	
300×500						645			475kg/本	
300×600						745			580kg/本	
300×700						845			645kg/本	
300×300	2000	520	520	620	720	445	100	100	475kg/本	横断用 グレーチング蓋L=1000mm
300×400						545			555kg/本	
300×500						645			635kg/本	
300×600						745			720kg/本	
300×700						845			935kg/本	

寸法表 400*H (T-25)

呼び名 B×H	製品長さ L	b1	b2	b3	b4	H1	h1	h2	重量	備考
400×400	2000	620	610	710	810	560	60	100	505kg/本	縦断用 C0蓋L=500mm*2枚
400×500						660			565kg/本	
400×600						760			615kg/本	
400×700						860			745kg/本	
400×800						960			815kg/本	
400×400	2000	630	630	730	830	560	100	100	645kg/本	横断用 グレーチング蓋L=1000mm
400×500						660			735kg/本	
400×600						760			815kg/本	
400×700						860			910kg/本	
400×800						960			1,145kg/本	

寸法表 500*H (T-25)

呼び名 B×H	製品長さ L	b1	b2	b3	b4	H1	h1	h2	重量	備考
500×500	2000	740	720	820	920	675	75	100	625kg/本	縦断用 C0蓋L=500mm*2枚
500×600						775			725kg/本	
500×700						875			795kg/本	
500×500	2000	750	750	850	950	675	150	150	855kg/本	横断用 グレーチング蓋L=1000mm
500×600						775			950kg/本	
500×700						875			1,040kg/本	

寸法表 600*H (T-25)

呼び名 B×H	製品長さ L	b1	b2	b3	b4	H1	h1	h2	重量	備考
600×600	2000	800	800	900	1,000	790	100	100	795kg/本	縦断用 C0蓋L=500mm*2枚
600×700						890			910kg/本	
600×800						990			985kg/本	
600×600						790			1,070kg/本	
600×700	2000	860	860	960	1,060	890	150	150	1,170kg/本	横断用 グレーチング蓋L=1000mm
600×800						990			1,265kg/本	

寸法表 700*H (T-25)

呼び名 B×H	製品長さ L	b1	b2	b3	b4	H1	h1	h2	重量	備考
700×700	2000	970	970	1,070	1,170	900	100	150	1,087kg/本	縦断用 C0蓋L=500mm*2枚
700×800						1,000			1,164kg/本	
700×900						1,100			1,242kg/本	

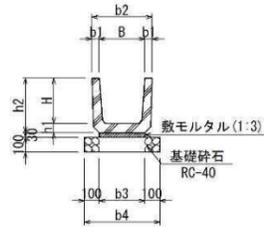
事業名	流江産業廃棄物処理型最終処分場整備事業
業務名	鳥取県環境管理センター 産業廃棄物処理型最終処分場
図面名	第 I 期 / 雨水集排水施設一般図 (4/4)
縮尺	1:100 図面番号 1-37-2
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理センター

図9 雨水集排水施設構造図 (その4)

第Ⅱ期／雨水集排水施設一般図(1/2)

S=1:40

雨水U型側溝 (PU1)

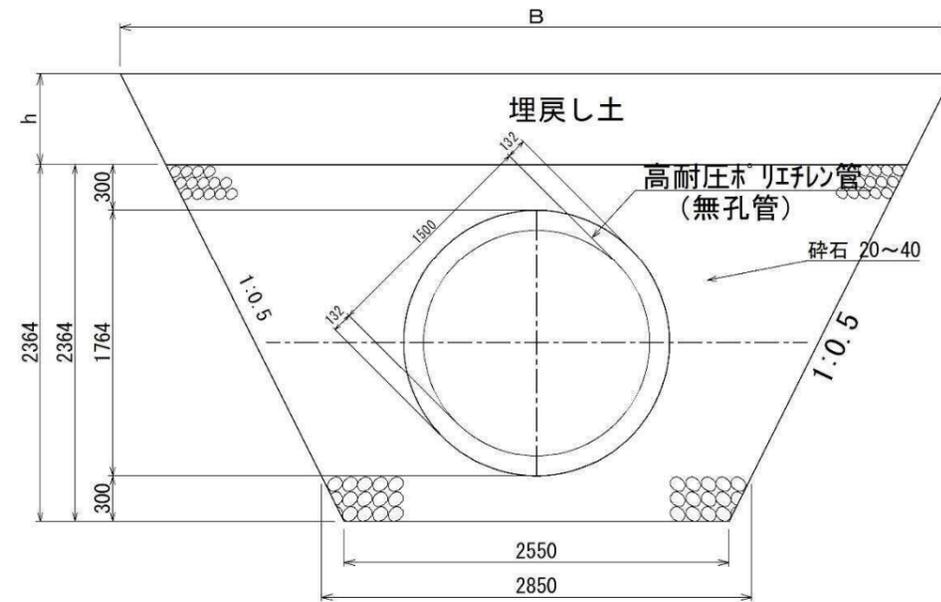


(寸法表) [単位 mm]

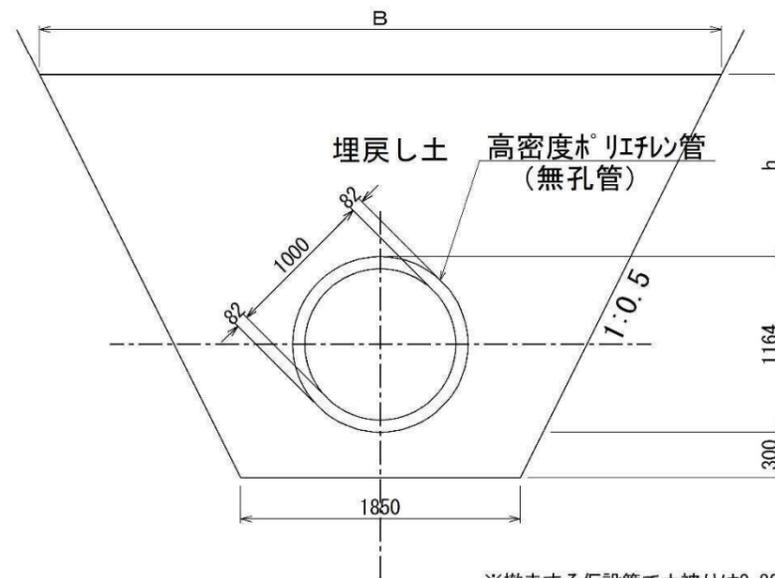
名称	B	H	b1	b2	b3	b4	h1	h2
PU1-300×300	300	300	50	400	300	500	60	360

Φ1500バイパス水路

高耐圧ポリエチレン管
φ1500無孔管



Φ1000既設雨水切替仮設管



※撤去する仮設管で土被りは0.82m程度、故に、基礎・埋戻しは流用土とする。

事業名	淀江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業		
業務名	鳥取県環境管理センター 産業廃棄物管理型最終処分場		
図面名	第Ⅱ期／雨水集排水施設一般図(1/2)		
縮尺	1:40	図面番号	Ⅱ-14
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター		

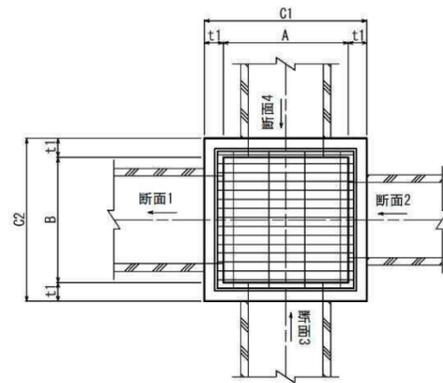
図10 雨水集排水施設構造図(その5)

第Ⅱ期／雨水集排水施設一般図(2/2)

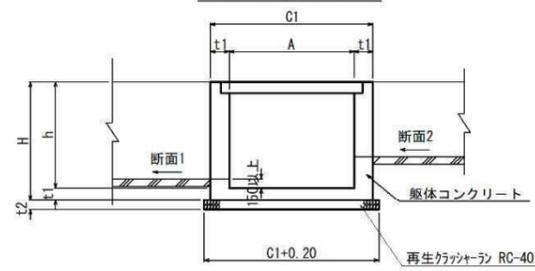
S=1:100

集水桝構造図(グレーチング蓋)

平面図



断面図



寸法表

番号	断面 1	断面 2	断面 3	断面 4	A	B	C1	C2	h	H	t1	t2	グレーチング寸法
1	U300×300	U300×300	—	—	500	500	800	800	500	650	150	150	t=2 t 受枠: 625*625*44 W=28.1kg/組
2	横断暗渠300	U300×300	—	—	500	500	800	800	600	750	150	150	
8-1	U300×300	U300×300	—	—	500	500	800	800	500	650	150	150	
8-2	横断暗渠300	U300×300	—	—	500	500	800	800	600	650	150	150	

事業名	流江産業廃棄物管理施設最終処分場整備事業
業務名	島取県環境管理センター 産業廃棄物管理施設最終処分場
図面名	第Ⅱ期／雨水集排水施設一般図(2/2)
縮尺	1:100 図面番号 II-15
事業主体	公益財団法人 島取県環境管理センター

図11 雨水集排水施設構造図(その6)

2. 防災調整池

(1) 県指針基準

【県指針 (p. 10) より】

4-1-18 防災調整池及び沈砂池

① 原則として最終処分場の開発中及び開発後の 30 年確率雨量強度におけるピーク流量が、下流河川等で流下不可能な場合には、開発による雨水の流出増に対応できる防災調整池を設けるものとし、設計基準等は以下に準拠すること。

なお、降水強度の確率規模は、雨水排水路など関係する各施設との関連性を考慮して、整合性のある年超過確率を設定すること。

- ・「防災調節池等技術基準（案）解説と設計実例」（公社）日本河川協会（2007.9）の第2編「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）」
 - ・鳥取県林地開発条例に規定される開発許可の基準
- ② 防災調整池の設置が必要ない最終処分場においては、埋立区域外の流末部に沈砂池を設置することとし、その必要面積は、（式4）により算定のこと。

$$A = Q / U_0 \quad \dots \text{（式4）}$$

- A : 沈砂池の必要面積 (m²)
Q : 処理水量 (m³/h)
U₀ : 限界沈降速度 (m/h、=H/T)
H : 沈澱物を堆積させる部分を除いた沈砂池の有効深さ (m)
T : 滞留時間 (h)

- ③ 式4における処理水量 (Q) の算定は、4-1-17④によるものとし、開発区域からの流出水を対象として、雨量は降雨確率3年の時間降雨強度を標準とする。
また、沈降速度は表-4.1.7によるものとし、比重2.65、直径0.074mmの粒子の速度4mm/sec (14.4m/h)を標準とする。
- ④ 沈砂池面積は、必要面積Aの1.5～2.0倍を見込むものとする。
- ⑤ 沈砂池の深さは、沈澱物が再懸濁するおそれのない水深 (1m程度)を考慮し、これに表-4.1.6を標準とする年間流出土砂量を、池底に堆積させるのに必要な深さを加えた深さとする。
また、堆積土砂量を検討し、浚渫の維持管理計画を立てるものとする。
- ⑥ 沈砂池の構造は、壁面が容易に崩壊せず、止水性が十分確保できるものとし、素掘りでないものとする。

表-4.1.6 年間流出土砂量

地表の状況	1 ha 当たり流出土砂量 (m ³ /年)	厚さ (mm)
裸地・荒廃地	200～400	20～40
草地	15	1.5
林地	1	0.1

(2) 防災調整池の検討

1) 基本的な考え方

- 防災調整池の上流部に位置する雨水集排水路との関連性を考慮し、雨水排水路と同じ50年確率の設計雨量強度を採用した。
- 防災調整池は、既設一般廃棄物処分場の防災調整池を利用することとし、開発面積は、一般廃棄物処分場の面積を含めたものとした。
- 林地開発許可基準に基づき、開発行為に伴う下流水路のピーク流量の増加率が、1%以上となる流域面積を算出し、開発行為の影響範囲の特定を行った。
- 開発行為の影響範囲内の水路において、流下能力とピーク流量を比較し、ピーク流量を流下させることができない箇所は、改修を行うこととした。
- 3年確率雨量強度のピーク流量が、下流の流下能力を超えるか否かの確認を行った。
- 上記を踏まえ、既設防災調整池で対応できるか否かの検討を行った。

2) 既設防災調整池について

既設防災調整池の容量は、以下のとおりである。

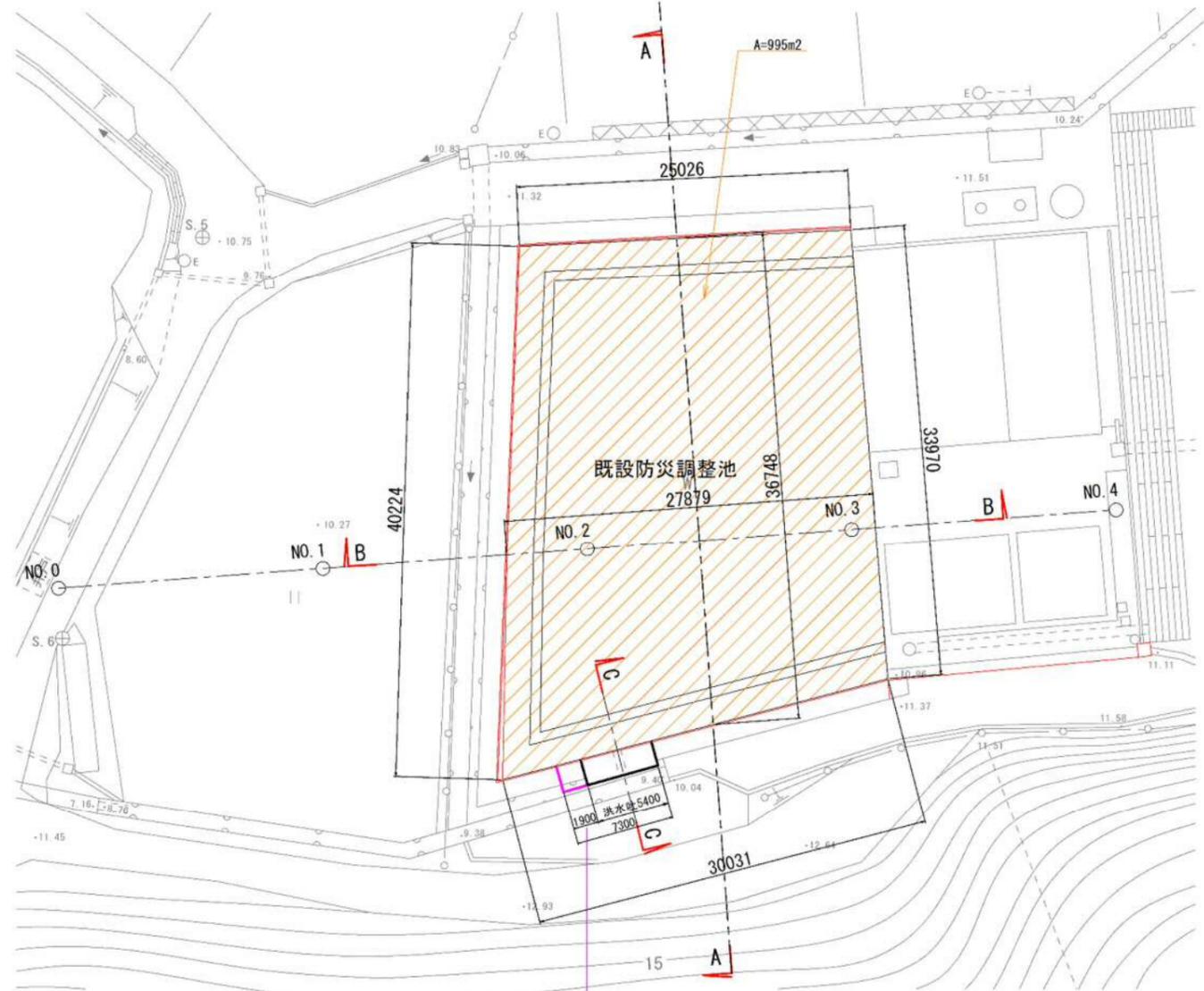
○雨水調整容量： $V=3,084 \text{ m}^3$

○堆積土砂容量： $V=622 \text{ m}^3$

次図に、既設防災調整池の構造図を示す。

既設防災調整池構造図

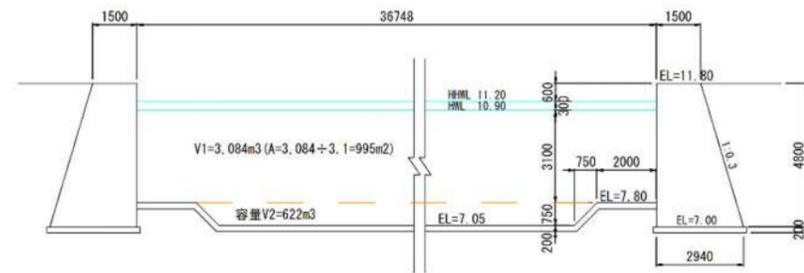
断面図 S=1:300



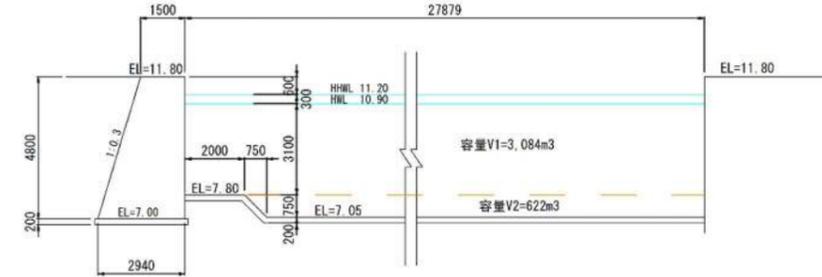
洪水吐を1.9m幅広げる必要がある。

断面図 S=1:150

A-A 断面



B-B 断面



C-C 断面



洪水吐の越流水深を、50mm削り既存300mmを350mmとする。

洪水吐き50mmはつり

オリフィス概略改良(案)

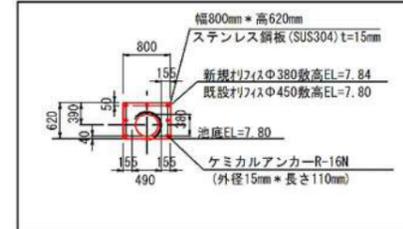


図12 既設防災調整池の構造図

3) 設定条件

防災調整池の検討に係る設定条件は、以下のとおりである。

- 準拠基準：県指針及び林地開発許可基準
- 設計雨量強度：50年確率/147.4mm/hr
- 洪水到達時間：10分
- 流出係数：林地開発許可基準より設定する。なお、計画地には、凝灰角礫岩・凝灰岩の風化土や火山灰質土が主に分布しているため、浸透能普通とする。
 - ・ 裸地：0.95（0.9～1.0の中間値）
 - ・ 耕地：0.75（0.7～0.8の中間値）
 - ・ 草地：0.65（0.6～0.7の中間値）
 - ・ 林地：0.55（0.5～0.6の中間値）

【林地開発許可基準より】

- a 流出係数は、次の表により定められたものを用いること。なお、浸透能不能とは、流域全体を考慮して例えば基岩が現れているものや、粘性土で浸透能が不良と思われるもの。浸透能良好とは、砂質土、火山堆積物で粗しょうなものなど、空隙の多い土壌をいう。

区分 地表状態	浸透能不能	浸透能普通	浸透能良好
林地	0.6～0.7	0.5～0.6	0.3～0.5
草地	0.7～0.8	0.6～0.7	0.4～0.6
耕地	—	0.7～0.8	0.5～0.7
裸地	1.0	0.9～1.0	0.8～0.9

- 流出係数は、開発前、開発中及び開発後の流出係数を算定する。
 - 流出係数は、流域において地表状態が混在する場合は、加重平均により算出する。
 - 開発行為に伴う下流水路のピーク流量の増加率が1%以上となる流域面積を算出し、開発行為の影響範囲の特定を行う。
 - 3年確率雨量強度のピーク流量の検証範囲は、前述のピーク流量の増加率1%以上の流域面積算定式を適用する。
- ここで、開発前、開発中及び開発後の時点はそれぞれ次のとおりとした。
- ・ 開発前：一般廃棄物処分場の造成前
 - ・ 開発中：一般廃棄物処分場が埋立中（浸出水処理中）
産業廃棄物処分場を造成中
 - ・ 開発後：一般廃棄物処分場が埋立完了、浸出水処理完了
産業廃棄物処分場が埋立完了、浸出水処理完了

4) 開発行為の影響範囲の特定

林地開発許可基準に示されている下式により、開発行為に伴う下流水路のピーク流量の増加率が1%以上となる流域面積を算出し、該当範囲の最下流地点を特定した。

$$A = \{A' \times (f' - f)\} / (f \times 0.01)$$

A : 開発地を含む流域面積

A' : 開発地面積

f'' : 開発地の開発中の流出係数

f' : 開発地の開発後の流出係数

f : 開発地を含む開発前の流出係数

ここで、開発地面積の地表状態による区分は、次表のとおりとなる。

表6 開発地面積の地表状態による区分

区分	開発前面積 (ha)	開発中面積 (ha)	開発后面積 (ha)	流出係数
裸地	0.66	4.17	3.17	0.95
耕地	2.58	0.07	0.07	0.75
草地	0	0.90	3.30	0.65
林地	3.42	0.12	0.12	0.55
合計	6.66	6.66 (5.26)	6.66	

※開発中面積の(5.26)は、一般廃棄物処分場内の雨水を浸出水として集水する範囲(1.40ha)を除外したものの。

上表に基づき、開発前、開発中及び開発後の流出係数を加重平均により算出する。

$$\text{開発前 } f = (0.66 \times 0.95 + 2.58 \times 0.75 + 3.42 \times 0.55) / 6.66 = 0.667$$

$$\text{開発中 } f'' = (4.17 \times 0.95 + 0.07 \times 0.75 + 0.90 \times 0.65 + 0.12 \times 0.55) / 6.66 = 0.700$$

$$\text{開発後 } f' = (3.17 \times 0.95 + 0.07 \times 0.75 + 3.30 \times 0.65 + 0.12 \times 0.55) / 6.66 = 0.792$$

以上から、開発中の流出係数 f'' は、開発後の流出係数 f' より小さいため、開発後の流出係数を比較の対象とする。

上記を踏まえ、開発地を含む流域面積を計算すると

$$A = \{6.66 \times (0.792 - 0.667)\} / (0.667 \times 0.01) = 124.7 \text{ ha}$$

となり、ピーク流量の増加率1%以上の流域面積は、124.7haとなる。

ここで、下水路の測点毎の流域面積は、測点 No. 11 で 39.125ha、No. 12 で 150.34haであることから、該当範囲内の最下流地点は測点 No. 11 となる。

次図に全体流域図（開発前、開発中、開発後）を示す。

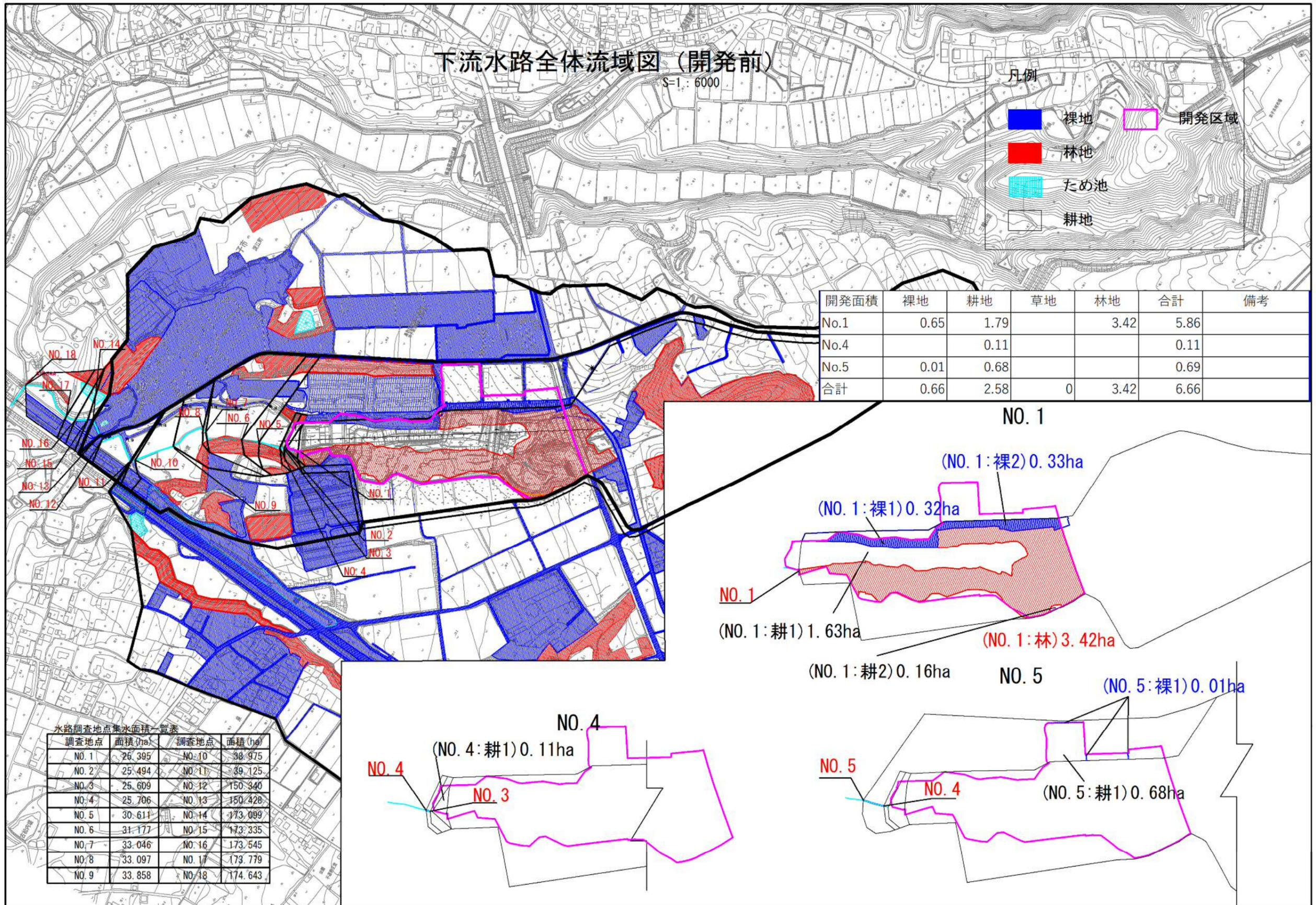


図13 全体流域図（開発前）

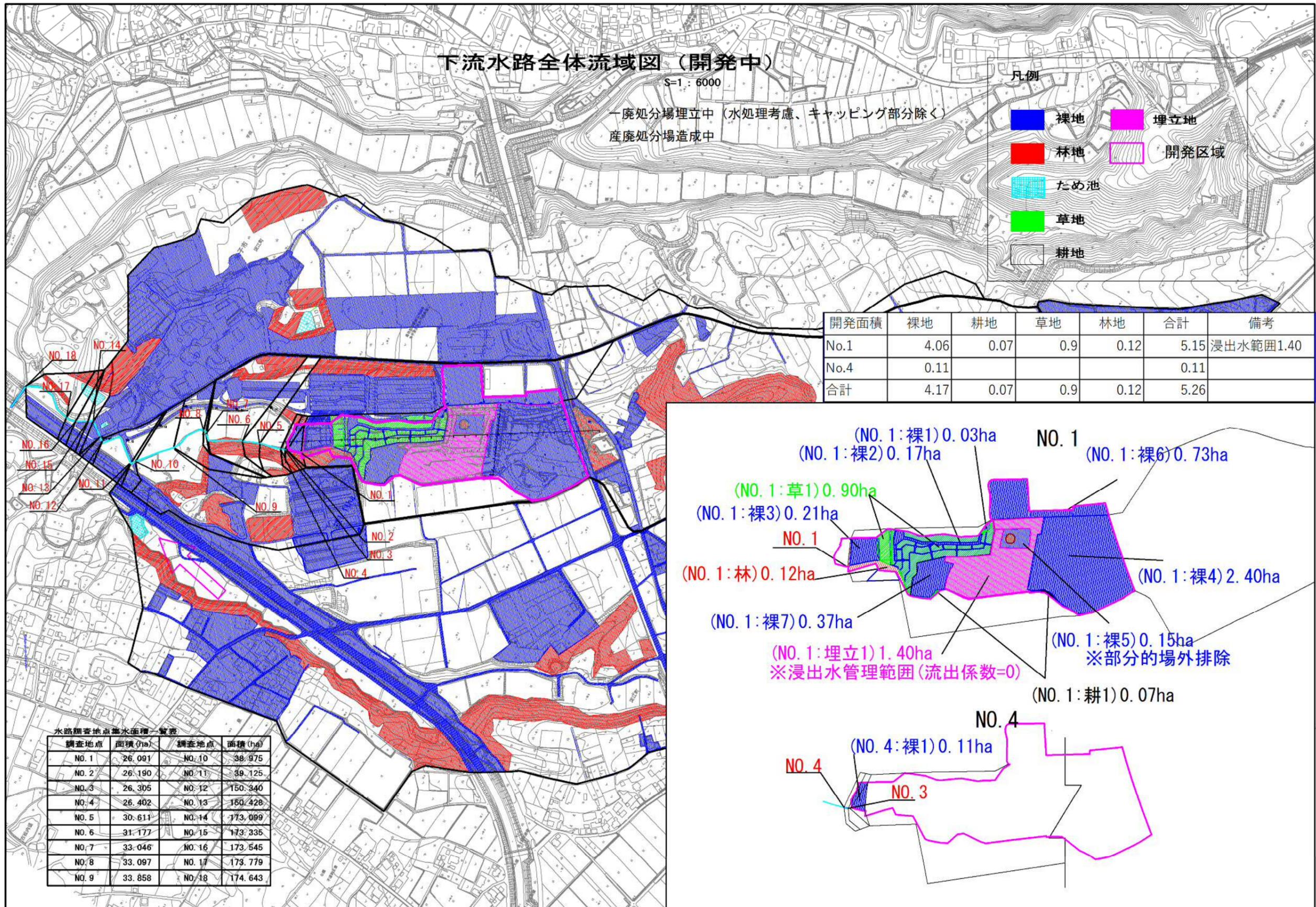


図14 全体流域図（開発中）

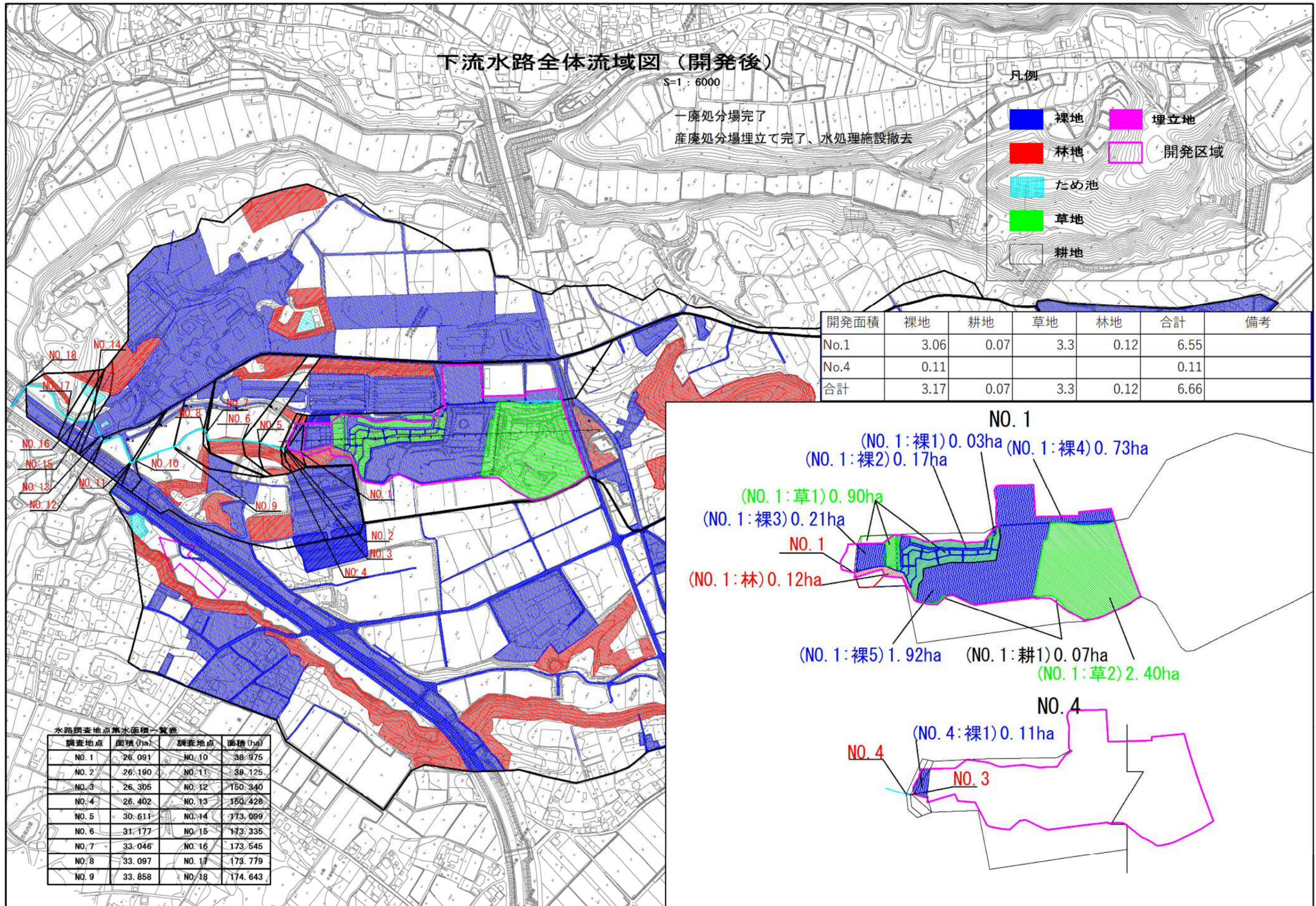


図15 全体流域図（開発後）

5) 下流水路の流下能力の検討

ここでは、測点 No. 11 までの現況流下能力と 3 年確率によるピーク流量を比較する。

① 現況流下能力の算定

流下能力は、マンニング式により算定した。

算定結果を次表に示す。

表7 流下能力の算定結果

(単位：m³/s)

測点	流下能力	測点	流下能力
No. 1	1.940	No. 7	3.052
No. 2	—	No. 8	7.360
No. 3	—	No. 9	2.104
No. 4	3.601	No. 10	1.113
No. 5	33.336	No. 11	1.438
No. 6	18.446		

※測点 No.2 及び No.3 は、取水堰により水位が低くなっており除外した。

② 3 年確率降雨による開発後のピーク流量算定

算定結果を次表に示す。

表8 開発後のピーク流量算定結果

(単位：m³/s)

測点	流下能力	ピーク流量	判定結果
No. 1	1.940	4.693	NG
No. 2	—	4.717	OK
No. 3	—	4.731	OK
No. 4	3.601	4.749	NG
No. 5	33.336	5.733	OK
No. 6	18.446	5.831	OK
No. 7	3.052	6.181	NG
No. 8	7.360	6.190	OK
No. 9	2.104	6.333	NG
No. 10	1.113	7.357	NG
No. 11	1.438	16.910	NG

6) 3年確率雨量強度のピーク流量の検証

林地開発許可基準では、防災調整池容量は、「開発行為の施行前において既に3年確率で想定される雨量強度におけるピーク流量が下流における流下能力を超えているか否かを調査の上、この超える流量も調節できる容量であること。」と記載されている。

これについては、以下の考え方に基づき検証を行った。

- 流下能力の検討は、下流水路における全体流域を対象として、3年確率の雨量強度のピーク流量が水路の流下能力を超えているか否かの確認を行った。
- 開発前、開発中及び開発後のそれぞれの流出係数を算出し、流出係数の最も大きい時点における流下能力の検証を行った。
- 流出係数は、流域の地表状態により区分を行い、加重平均により算出した。
- 流下能力の確認を行う範囲は、ピーク流量増加率1%以上の流域面積の算定式から決定した。(測点 No.12 まで確認)

検証結果：

- 測点 No.11 までの範囲では、測点 No.1、No.4、No.7、No.9、No.10、No.11 は、ピーク流量が流下能力を超える。
- 測点 No.12 では、3年確率の雨量強度に対する流下能力を有している。

次図に比流量対象面積図、次表に流下能力判定表を示す。

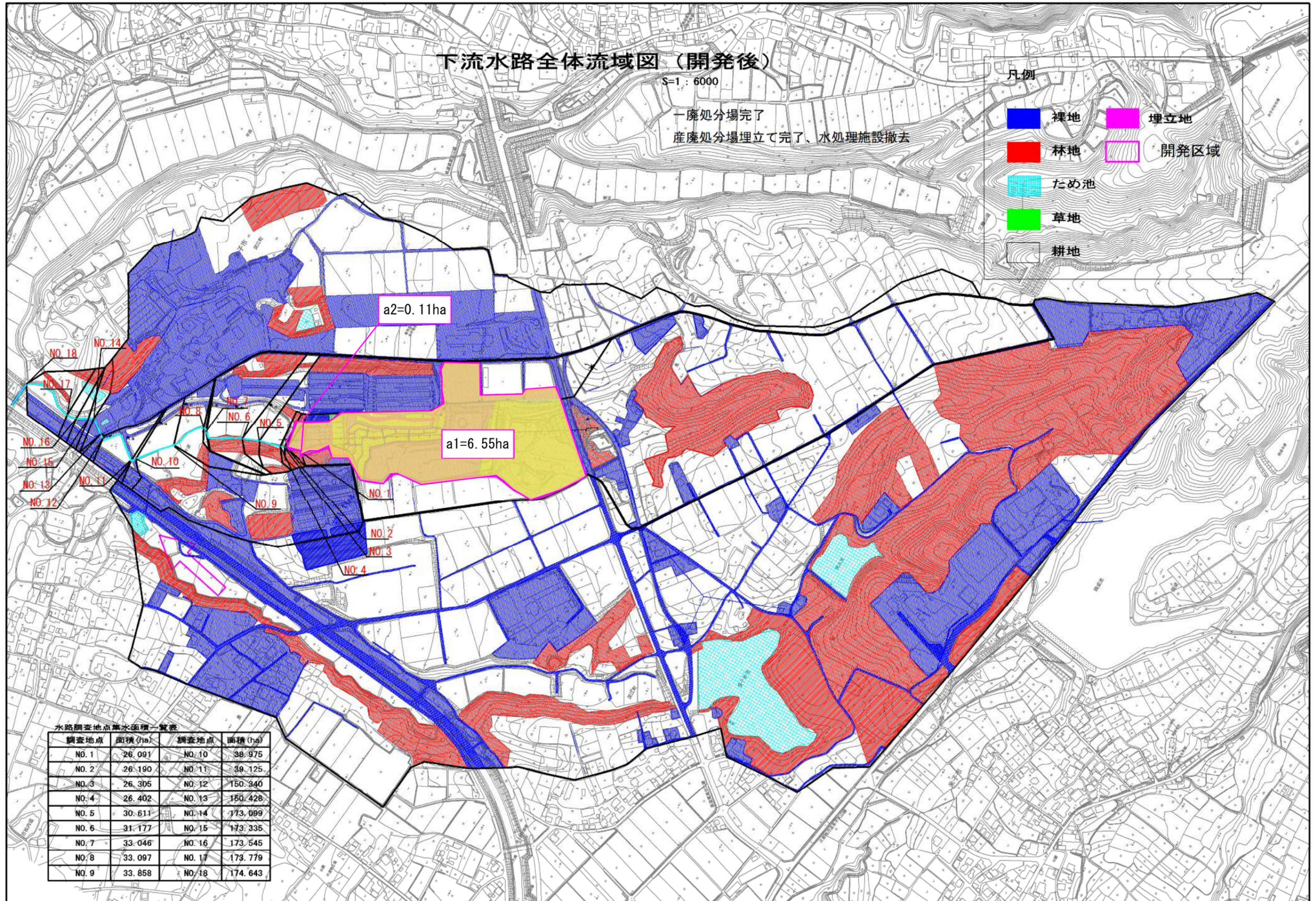


図16 比流量対象面積

表9 下流水路の流下能力（3年確率降雨強度）判定表

3年降雨強度式

$$I=505.9/(t^{0.6}+1.699)$$

流出量

$$Q=1/360 * f * I * A$$

流域面積	流入時間(分)	降雨強度(mm/hr)
50ha以下	10	89.07
100ha以下	20	65.42
500ha以下	30	53.85

横断図NO.	全体流域面積	流入時間(分)：t	3年降雨強度：I	全体流域面積：A	平均流出係数：f (開発後)	流出量：Q (m3/s)	流下能力 (m3/s)	判定
	(ha)		(mm/hr)					
1	26.091	10	89.07	26.091	0.727	4.693	1.940	NG
2	26.190	10	89.07	26.190	0.728	4.717	—	—
3	26.305	10	89.07	26.305	0.727	4.731	—	—
4	26.402	10	89.07	26.402	0.727	4.749	3.601	NG
5	30.611	10	89.07	30.611	0.757	5.733	33.336	OK
6	31.177	10	89.07	31.177	0.756	5.831	18.446	OK
7	33.046	10	89.07	33.046	0.756	6.181	3.052	NG
8	33.097	10	89.07	33.097	0.756	6.190	7.360	OK
9	33.858	10	89.07	33.858	0.756	6.333	2.104	NG
10	38.975	10	89.07	38.975	0.763	7.357	1.113	NG
11	39.125	10	89.07	39.125	0.764	7.395	1.438	NG
12	150.340	30	53.85	150.340	0.752	16.910	21.387	OK

7) 防災調整池に係る流域面積と平均流出係数

○流域面積：開発地の開発後における地表区分を考慮して設定した。

○平均流出係数：流出係数は、林地開発許可基準に基づき設定した。

設定値は、前述と同様に以下のとおりとし、加重平均により、平均流出係数を算出した。

・裸地：0.95、耕地：0.75、草地：0.65、林地：0.55

次に、流域面積と平均流出係数の計算結果と流域平面図を示す。

表10 防災調整池に係る流域面積と平均流出係数

流域区分	集水区域 (ha)			
	裸地・舗装 0.95	草地 0.65	耕地 0.75	林地 0.55
流域 1	1.086			
流域 2	0.591			
流域 3-1	0.371			
流域 3-2	0.474			
流域 4-1		0.333		
流域 4-2		0.676		
流域 4-3		1.15		
流域 4-4	0.137			
流域 5-1		0.148		
流域 5-2	0.064			
流域 5-3	0.108			
流域 6-1		0.254		
流域 6-2	0.074			
流域 6-3		0.237		
流域 6-4	0.068			
流域 6-5		0.155		
流域 6-6	0.031			
流域 7		0.11		
流域 8	0.2			
小計	3.204	3.063		
合計	6.267			
平均流出係数	0.803			

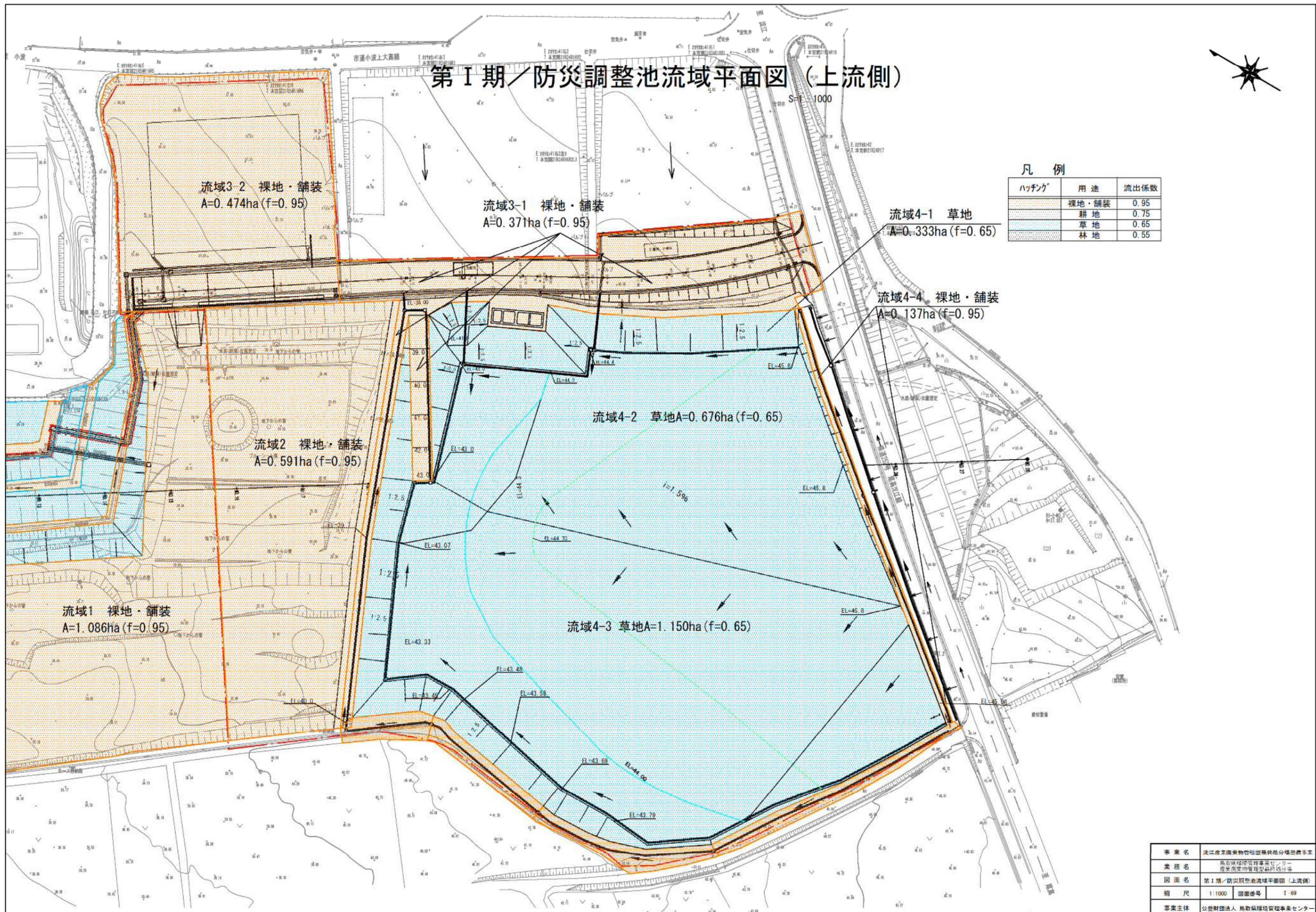


図17 防災調整池流域平面図 (上流側)

8) 許容放流量と防災調整池必要容量の計算

- 下流水路の現状の流下能力を踏まえて、水路の許容放流量を算出し、防災調整池の必要容量を計算する。
- 50年確率の設計雨量強度を採用する。
- 計算の結果、防災調整池容量を超過した箇所は、測点 No. 9、No. 10、No. 11 である。
- これらの箇所は、流下能力を向上するため、水路の拡幅を行う。
- 水路改修した場合の流下能力を踏まえて、再度、許容放流量を算出し、防災調整池の必要容量を計算する。
- 計算の結果、上記測点においても、既設の防災調整池容量で対応可能である。

次表に、下流水路の流下能力・防災調整池必要容量（現状）及び流下能力・防災調整池必要容量（改修後）の計算結果を示す。

表11 下水路の流下能力・防災調整池必要容量（現状）

調整池容量の算定

面積内訳		
調整池の集水面積 A0=	6.267	ha
No.1比流量対象面積 A1=	6.55	ha
No.4以降の比流量対象面積 A1'=	6.66	ha
※直接放流面積=	比流量対象面積-防災調整池の流域面積	

50年降雨強度式 $I=1,580.3/(t^{0.7}+5.711)$

既設調整池容量(m3) $V=3,084m3$

※開発後の流出係数は各測点にて設定

横断図NO.	比流量	比流量対象面積(調整池分)	比流量対象面積(直接放流分)	流出係数(開発後)	許容放流量	必要調整池容量	調整池容量の判定	現容量の何倍必用
	(m3/S・ha)	(ha)	(ha)		(m3/S)	Q(m3)	※簡便法	
	※8割水深で計算	A0	A2				3,084m3以下	$Q \div 3,084m3$
1	0.0744	6.267	0.283	0.727	0.487	2,641	○	0.86
2	-	-					棄却	
3	-	-					棄却	
4	0.1364	6.267	0.393	0.727	0.908	1,656	○	0.54
5	1.0890	6.267	0.393	0.757	7.253	0	○	0
6	0.5917	6.267	0.393	0.756	3.941	163	○	0.05
7	0.0924	6.267	0.393	0.756	0.615	2,459	○	0.8
8	0.2224	6.267	0.393	0.756	1.481	1,074	○	0.35
9	0.0621	6.267	0.393	0.756	0.414	3,238	×	1.05
10	0.0286	6.267	0.393	0.763	0.190	5,166	×	1.68
11	0.0368	6.267	0.393	0.764	0.245	4,530	×	1.47
12	0.1423	6.267	0.393	0.752	0.948		-	

表12 下流水路の流下能力・防災調整池必要容量（改修後）

調整池容量の算定

面積内訳		
調整池の集水面積 A0=	6.267	ha
No.1比流量対象面積 A1=	6.55	ha
No.4以降の比流量対象面積 A1'=	6.66	ha
※直接放流面積=	比流量対象面積-防災調整池の流域面積	

50年降雨強度式 $I=1,580.3/(t^{0.7}+5.711)$

既設調整池容量(m3) $V=3,084m^3$

※開発後の流出係数は各測点にて設定

横断図NO.	比流量	比流量対象面積(調整池分)	比流量対象面積(直接放流分)	流出係数(開発後)	許容放流量 (m3/S)	必要調整池容量	調整池容量の判定 ※簡便法	現容量の何倍必用
	(m3/S・ha)	(ha)	(ha)			Q(m3)		
	※8割水深で計算	A0	A2				3,084m3以下	$Q \div 3,084m^3$
1	0.0744	6.267	0.283	0.727	0.487	2,641	○	0.86
2	-	-	0.000	0.000	0.000		棄却	
3	-	-	0.000	0.000	0.000		棄却	
4	0.1364	6.267	0.393	0.727	0.908	1,656	○	0.54
5	1.0890	6.267	0.393	0.757	7.253	0	○	0
6	0.5917	6.267	0.393	0.756	3.941	163	○	0.05
7	0.0924	6.267	0.393	0.756	0.615	2,459	○	0.8
8	0.2224	6.267	0.393	0.756	1.481	1,074	○	0.35
9	0.0819	6.267	0.393	0.756	0.545	2,683	水路改修で○	0.87
10	0.0876	6.267	0.393	0.763	0.583	2,599	水路改修で○	0.84
11	0.0873	6.267	0.393	0.764	0.581	2,607	水路改修で○	0.85

9) 防災調整池の容量計算

前述内容を踏まえ、厳密解析法により算定した防災調整池の必要容量は、 $V=3,044.4 \text{ m}^3$ となった。

一方、既設防災調整池の容量は、 $V=3,084 \text{ m}^3$ であり、既設防災調整池で対応可能という結果となった。

次に、防災調整池の容量計算結果を示す。詳細は、添付資料【防災調整池計算書】に示す。

3.2 最終貯留施設の洪水調節計算結果

3.2.1 計算条件

- (1) 初期水位 7.800 (m)
- (2) 終了水位 10.850 (m)
- (3) 許容放流量 0.52000 (m^3/s)
- (4) 池容量

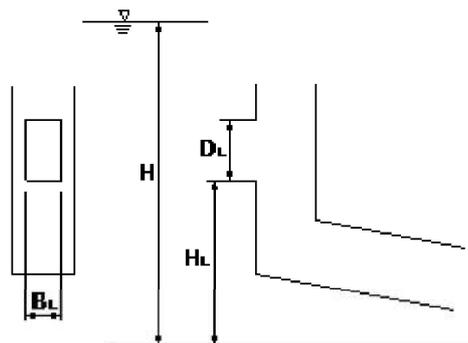
	水位 (m)	水面積 (m^2)	容量 (m^3)
1	7.800	995.000	0.000
2	10.850	995.000	3034.750

(5) オリフィス

	形状	敷高 (m)	幅・直径 (m)	高さ (m)	流量係数 C1	流量係数 C2
1	円形	7.840	0.380	—	0.60	1.80

オリフィスの流量は以下の式により求める。

$$\begin{aligned}
 H &\leq H_L + 1.2D_L \\
 Q &= C_2 \cdot B_L \cdot (H - H_L)^{3/2} \\
 H_L + 1.2D_L < H < H_L + 1.8D_L \\
 H &= H_L + 1.2D_L \text{ での } Q \text{ および } H = H_L + 1.8D_L \text{ での } Q \text{ を用いて、この間を直線近似する。} \\
 H_L + 1.8D_L &\leq H \\
 Q &= C_1 \cdot D_L \cdot B_L \cdot \sqrt{\{2 \cdot g \cdot (H - H_L - 0.5D_L)\}}
 \end{aligned}$$



(6) 洪水吐

敷高 (m)	幅 (m)	越流係数
10.850	5.400	1.800

10) 流出土砂量の算出

○年間流出土砂量

「県指針」に記載されている流出土砂量を以下に示す。

【県指針 (p.10) より】

表-4.1.6 年間流出土砂量

地表の状況	1 ha 当たり流出土砂量 (m ³ /年)	厚 さ (mm)
裸地・荒廢地	200~400	20~40
草地	15	1.5
林地	1	0.1

上記に基づき、1ha 当たりの流出土砂量を以下のとおり設定する。

- ・裸地、耕地 400 m³/年
- ・草地 15 m³/年
- ・林地 1 m³/年

なお、防災調整池の堆積土砂は、年4回浚渫するものとし、計画年数を1/4年とする。(防災調整池内に3ヶ月分の堆積土砂容量を確保)

上記を踏まえ、流出土砂量の算定結果を以下に示す。

表13 流出土砂量の算定 (埋立完了時)

区 分	年間流出土砂量 (m ³ /ha/年)	開発後面積 (ha)	流出土砂量 (m ³)
裸地	400	3.204	320.4
耕地	400	0	0
草地	15	3.063	11.5
林地	1	0	0.2
合 計		6.267	331.9

○流出土砂量 : $V=400 \times (3.204+0)/4 + 15 \times 3.063/4 = 331.9 \text{ m}^3$

よって、既設防災調整池の堆積土砂容量 622 m³未満であり、既設防災調整池で対応可能である。

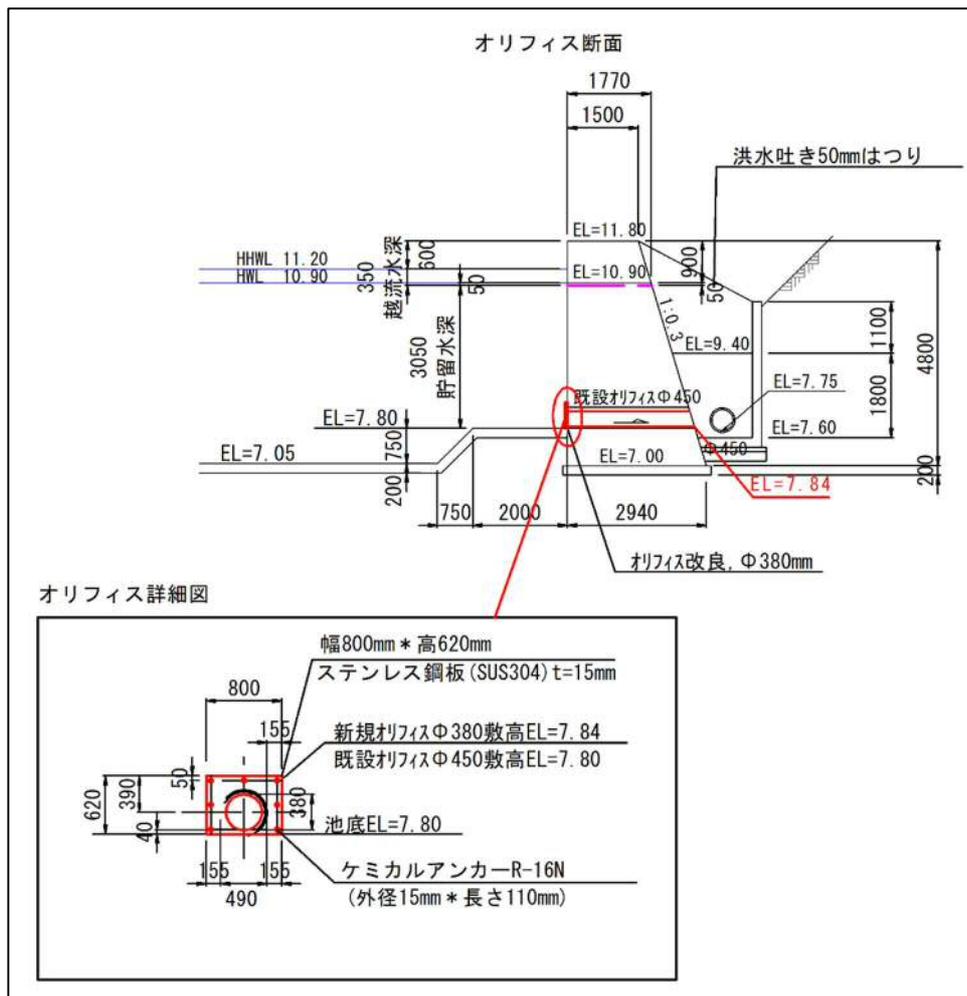
11) オリフィス

オリフィスの条件は、前述した防災調整池の容量計算のとおりである。

○許容放流量：0.52 m³/s

○オリフィス構造は次のとおりである。

(5) オリフィス						
	形状	敷高(m)	幅・直径(m)	高さ(m)	流量係数 C1	流量係数 C2
1	円形	7.840	0.380	—	0.60	1.80



12) 余水吐き

○洪水流出量：

洪水流出量は、調整池基準より、100年確率降雨強度の1.2倍の流量とする。

【調節池基準 (p.39) より】

第23条 調節池には、洪水を処理し、貯水位の異常な上昇を防止するため自由越流式洪水吐きを設けるものとする。

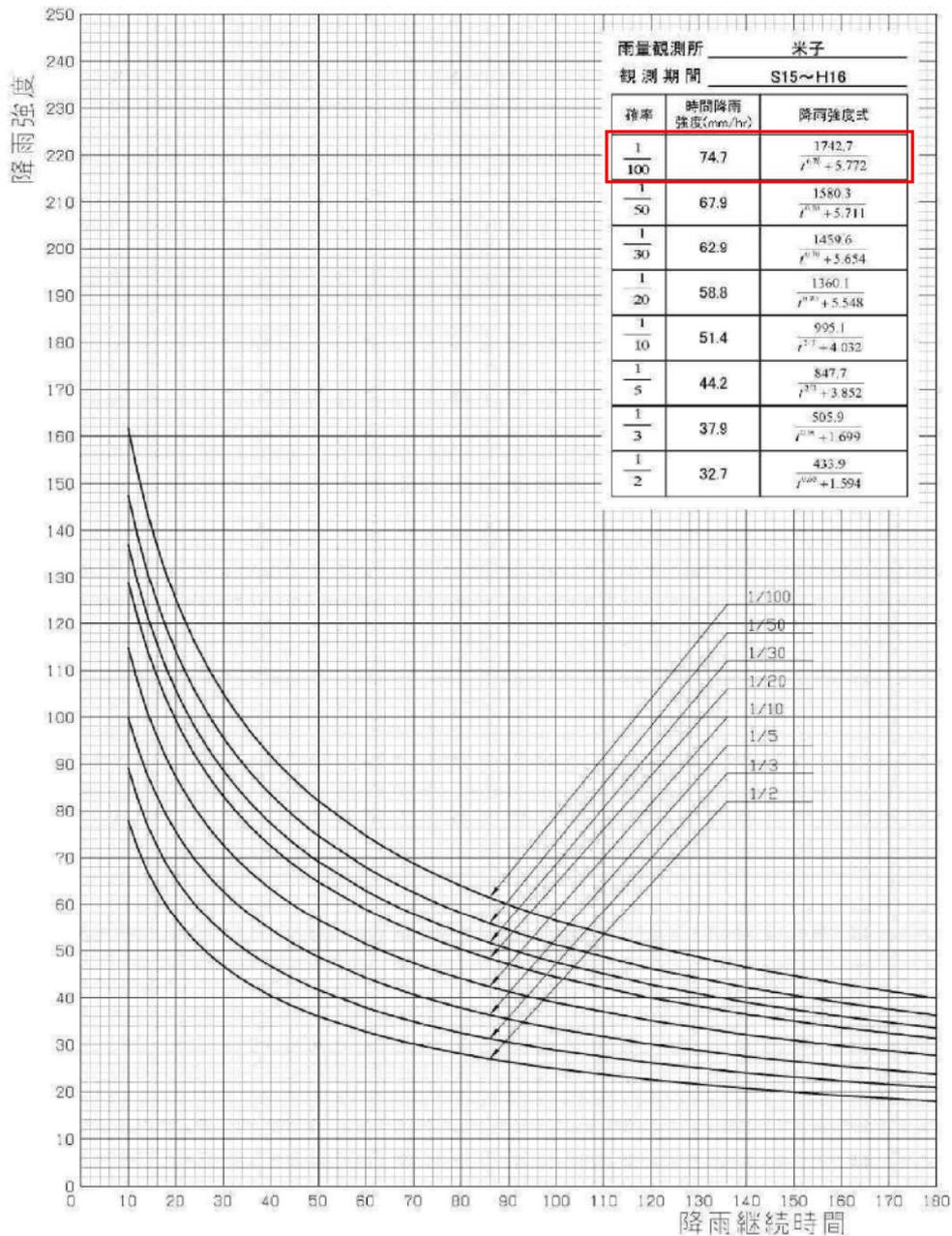
2 洪水吐きは、当該調節池流域またはその近傍流域の雨量、流量および比流量等から算定しうる当該調節池地点の最大流量を放流しうるものとする。

ただし、その放流能力は、200年に1回起こるものと算定される当該調節池直上流部における流量、またはすでに観測された雨量、水位、流量等にもとづいて算定された当該調節池直上流部における最大の流量のいずれか大きいものの1.2倍以上の流量を放流できるものでなければならない。

・ 100年確率降雨強度：

$$r = 1,742.7 / (t^{0.7} + 5.772) = 161.6 \text{ mm/hr}$$

降雨強度曲線



・洪水流出量：

洪水流出量は、県指針より、雨水流出量の算定式より計算する。

④ 雨水流出量の算定

ア 雨水流出量の算定は、原則として下記の合理式（式1）を用いて算定すること。

$$Q_p = 1 / 360 \cdot f \cdot r \cdot A \quad \dots (式1)$$

Q_p : 雨水流出量 (m^3/sec)

f : 流出係数

r : 降水強度（到達時間内の平均降水強度） (mm/h)

A : 集水面積 (ha)

前述より、 $f=0.803$ 、 $A=6.267ha$

$$\text{洪水流出量} : Q = 1/360 \times 0.803 \times 161.6 \times 6.267 \times 1.2 = 2.71 \text{ m}^3/s$$

○余水吐きの断面：

・越流幅：5.4m（既設防災調整池）

・越流水深：以下に示す越流堰の流下能力の算出方法に基づき、計算する。

【調整池基準】より、越流頂の放流能力は次式で求める。

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

C : 流量係数（一般に1.8程度を使用）

L : 越流幅 (m)

H : 越流水深、堤頂を基準面とした接近流速水頭を含む全水頭 (m)

既設防災調整池の最大越流水深：0.35m

$$\text{越流幅} : L = Q / (C \cdot H^{3/2}) = 2.71 / (1.8 \times 0.35^{3/2}) = 7.3m$$

以上より、既存越流頂高10.9mから10.85mに、既存越流幅5.4mから7.3mに改修する必要がある。

次図に、余水吐きの改修平面図と断面図を示す。

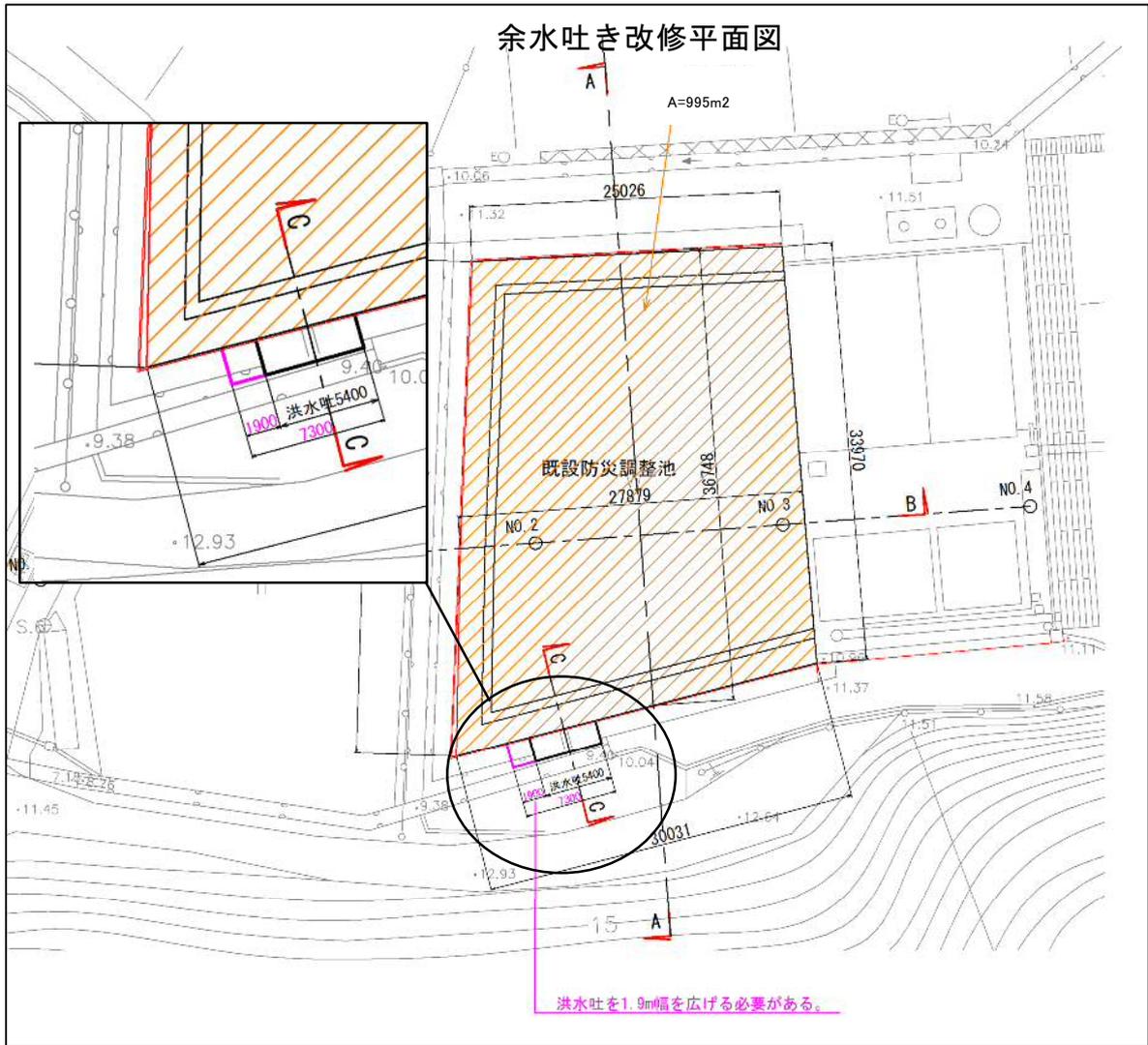


図19 余水吐き改修平面図

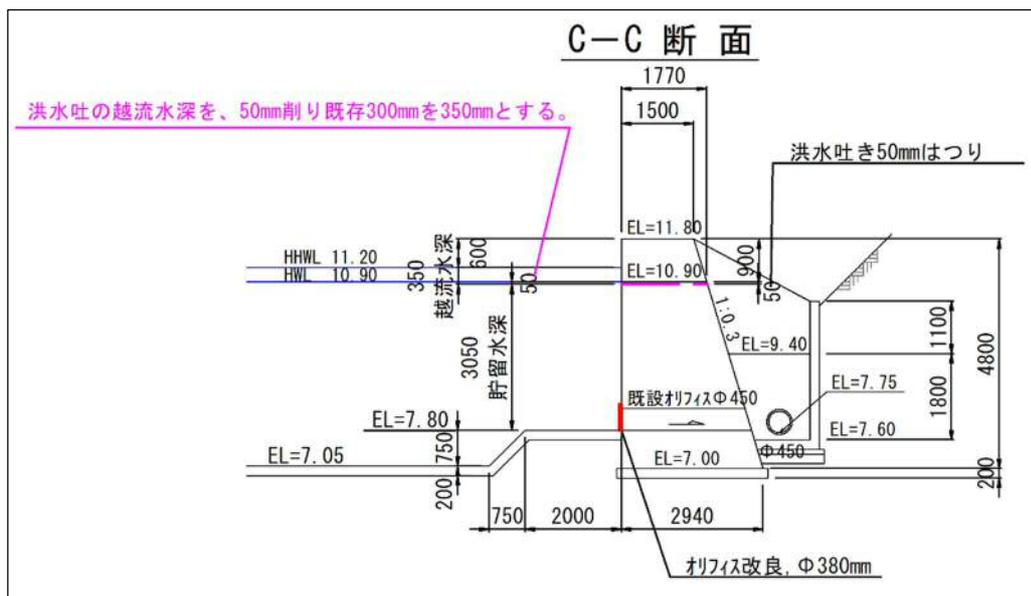


図20 余水吐き改修断面図

3. バイパス水路について

当該地の東側には、県道上流域を流域とする既設排水工が設置されている。この既設排水工は、下図に示すとおりであり、防災調整池を経由しないで流下している。

この既設排水工は、一部、計画地内にあることから、バイパス水路を新たに設置する必要がある。

そのため、既設排水工の流下能力を確認し、その流下能力に相当するバイパス水路の検討を行う。

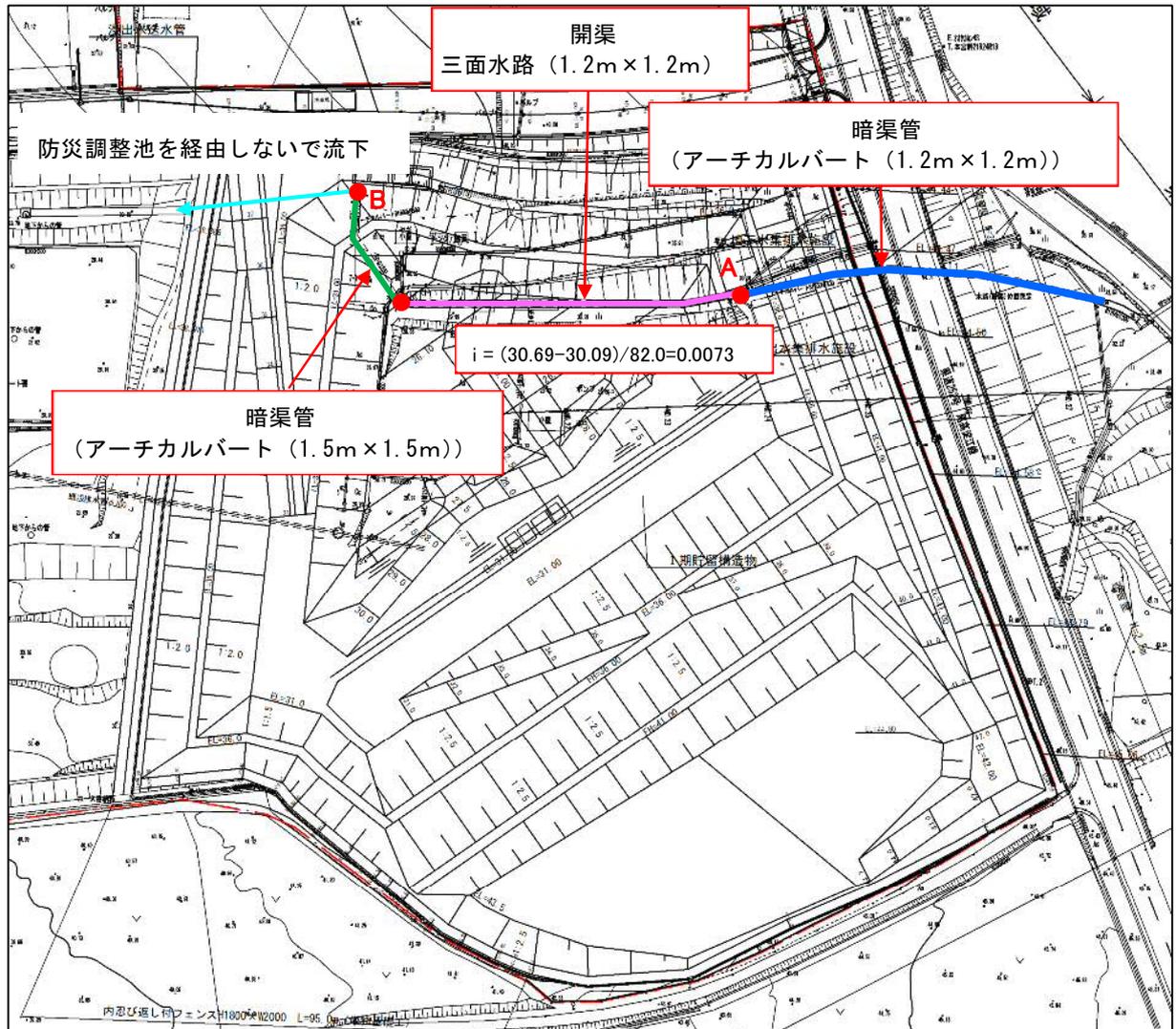


図21 既設排水の平面図

(1) 付替えが必要な範囲

既設排水工の付替えが必要な範囲は、図 20 に示す A～B の範囲とする。

(2) 県道下アーチカルバート (1.2m x 1.2m) の既設排水の流下能力

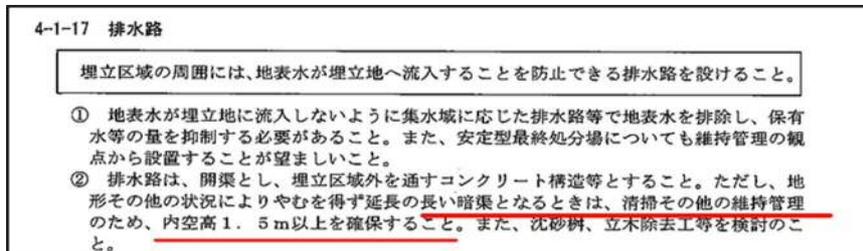
既設排水工の流下能力は、以下の条件で算出する。

- 算出式：マンニングの式
- 粗度係数：0.013
- 排水勾配：0.73%（図 20 より）
- 断面積 $A=1.255\text{m}^2$ （アーチカルバート全断面積）
- 潤辺 $P=4.145\text{m}$ 、径深 $R=A/P=1.255/4.145=0.303$
- 流速 $V=1/0.013 \times 0.303^{2/3} \times 0.0073^{1/2}=2.965\text{m/s}$
- 既設排水工の流下能力： $Q=A \times V=2.965 \times 1.255=3.721 \text{ m}^3/\text{sec}$

(3) バイパス水路の検討

バイパス水路は、既設排水工の流下能力を満足する排水工とする。

鳥取県指針の排水路の規定では、暗渠管を設置する場合、以下の規定が示されている。



バイパス水路は、埋立地底部付近に配置する必要があるため、暗渠構造を基本とし、清掃その他の維持管理のため、内空高は 1.5m 以上を確保する構造とする。

1) バイパス水路の種類の見直し

バイパス水路として適用の可能性がある種類は、以下のとおりである。

- プレキャストアーチカルバート
- 高耐圧ポリエチレン管

① プレキャストアーチカルバートの見直し

道路土工 カルバート工指針には、プレキャストアーチカルバート（1.5m×1.5m）の最大適用土被りを $H=9.3\text{m}$ （18KN/m³土被り）と規定している。以下に道路土工 カルバート工指針の抜粋を示す。

表14 最大土被り規定

呼び名 B × H	最大適用土かぶり (m)		
	I 型	II 型	特厚型
800 × 560	5.6	-	-
800 × 640	5.7	-	-
800 × 720	5.8	-	-
800 × 800	5.9	-	13.8
800 × 890	6.1	-	14.0
800 × 960	6.4	-	14.4
1000 × 700	5.3	7.5	-
1000 × 800	5.2	7.7	-
1000 × 900	5.6	7.7	-
1000 × 1000	5.6	7.8	12.4
1000 × 1100	5.6	8.0	12.7
1000 × 1200	5.6	8.3	13.0
1200 × 840	5.2	7.0	-
1200 × 960	5.2	7.2	-
1200 × 1080	5.2	7.4	-
1200 × 1200	5.3	7.7	10.4
1200 × 1320	5.3	7.8	10.7
1200 × 1440	5.3	8.1	11.4
1500 × 1050	4.9	6.1	-
1500 × 1200	4.8	6.3	-
1500 × 1350	4.9	6.5	-
1500 × 1500	4.9	6.7	9.3
1500 × 1650	5.1	6.8	9.6
1500 × 1800	5.1	7.1	10.1
1800 × 1260	3.6	6.4	-
1800 × 1440	3.5	6.3	-
1800 × 1620	3.5	6.3	-
1800 × 1800	4.4	6.3	8.7
1800 × 1980	4.5	6.4	9.1
1800 × 2160	4.7	6.7	9.7

呼び名 B × H	最大適用土かぶり (m)		
	I 型	II 型	特厚型
2000 × 1400	3.9	6.1	-
2000 × 1600	4.1	6.0	-
2000 × 1800	4.1	6.0	-
2000 × 2000	4.1	6.1	9.2
2000 × 2200	4.3	6.2	9.5
2000 × 2400	4.4	6.5	10.0
2200 × 1540	3.4	5.9	-
2200 × 1760	3.3	5.8	-
2200 × 1980	3.3	5.8	-
2200 × 2200	3.4	5.9	8.9
2200 × 2420	3.5	6.0	9.3
2200 × 2640	3.6	6.3	9.8
2500 × 1750	3.3	5.3	-
2500 × 2000	3.3	5.2	-
2500 × 2250	3.3	5.2	-
2500 × 2500	3.3	5.2	8.7
2500 × 2750	3.4	5.4	9.1
2500 × 3000	3.3	5.6	9.7
2800 × 1960	3.4	4.6	-
2800 × 2240	3.3	4.5	-
2800 × 2520	3.2	4.5	-
2800 × 2800	3.3	4.6	8.2
2800 × 3080	3.4	4.8	8.7
2800 × 3200	3.3	4.8	9.0
3000 × 2100	3.3	4.6	-
3000 × 2400	3.2	4.5	-
3000 × 2700	3.2	4.5	-
3000 × 3000	3.2	4.6	8.1
3000 × 3200	3.3	4.7	8.4

本計画の土被りは、横断図 (No.24) で確認すれば、H=14.18m(18KN/m³換算土被り)であるため、プレキャストアーチカルバートの適用は不可である。

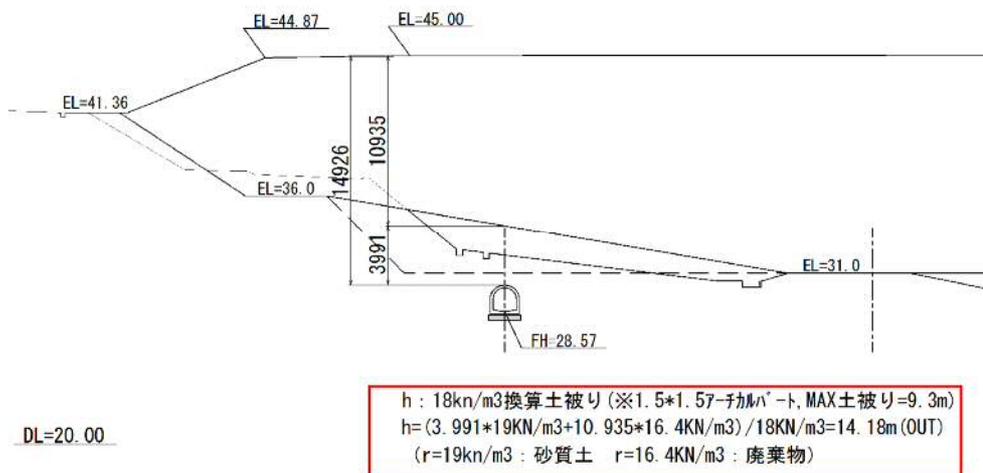
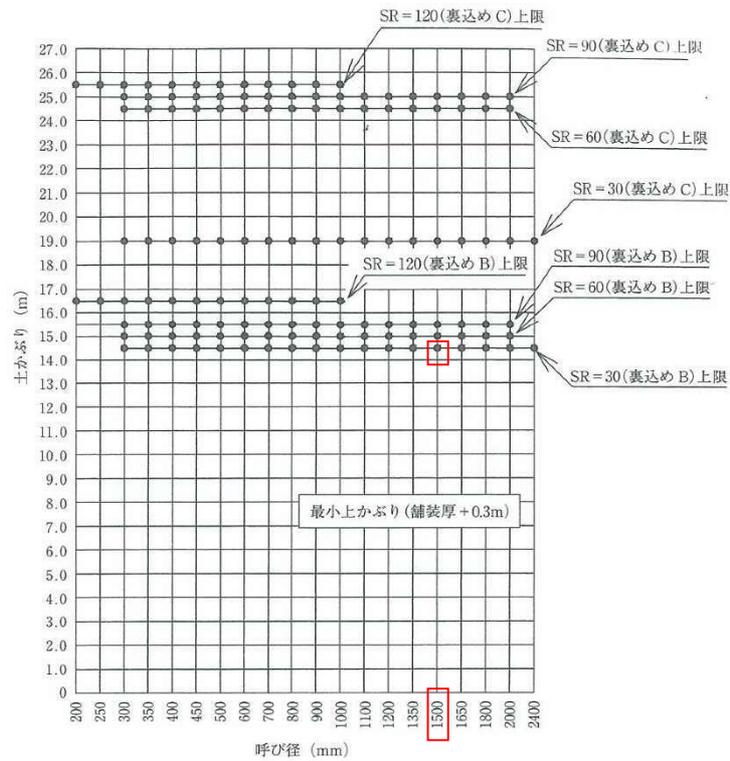


図22 土被りの確認断面

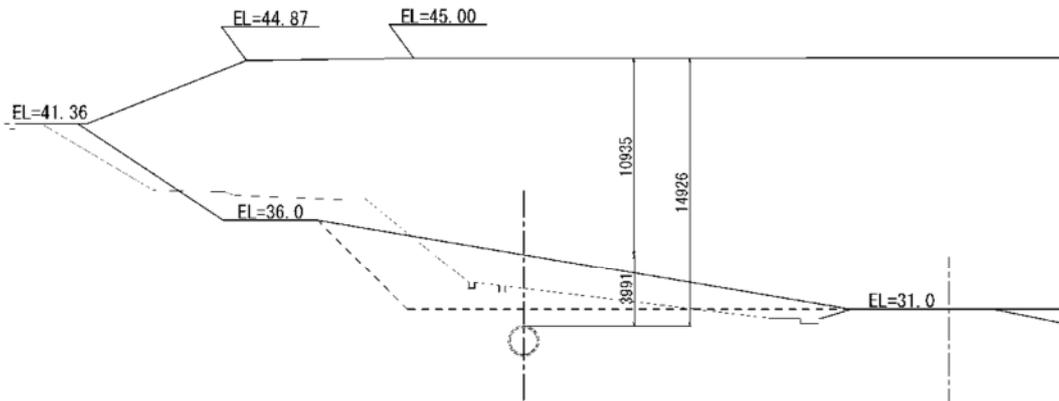
② 高耐圧ポリエチレン管の検討

道路土工指針には、高耐圧ポリエチレン管 (φ 1.5m) の最大適用土被りを H=14.5m (19KN/m³土被り)と規定している。以下に道路土工 カルバート工指針の抜粋を示す。

表15 最大土被り規定



本計画の土被りは、横断図 (No.24) で確認すれば、 $H=13.43\text{m}$ ($19\text{KN}/\text{m}^3$ 換算土被り) であるため、バイパス管は、高耐圧ポリエチレン管とする。



DL=20.00

$h : 19\text{KN}/\text{m}^3$ 換算土被り (※ $\Phi 1500$ SR-30 高耐圧ポリエチレン管, MAX土被り=14.5m)
 $h = (3.991 \times 19\text{KN}/\text{m}^3 + 10.935 \times 16.4\text{KN}/\text{m}^3) / 19\text{KN}/\text{m}^3 = 13.43\text{m}$ (OK)
 ($r = 19\text{KN}/\text{m}^3$: 砂質土 $r = 16.4\text{KN}/\text{m}^3$: 廃棄物)

図23 土被りの確認断面

2) 高耐圧ポリエチレン管の流下能力

高耐圧ポリエチレン管の流下能力は、以下の条件で算出する。

○算出式：マンニングの式

○粗度係数：0.010

○排水勾配：0.33%

○高耐圧ポリエチレン管の流下能力：5.28 m³/sec

既設排水工の流下能力 3.721 m³/sec に対して、バイパス水路の流下能力は、5.28 m³/sec であるため、バイパス水路は、上流域の排水機能を有した水路である。次頁以降に図面を示す。

3) 立木・砂等の流入防止措置について

バイパス水路は暗渠管であるため、立木・砂の流入を防止するためには、県道の下部に設置されている既設アーチカルバートの上流端部で措置をとる必要がある。

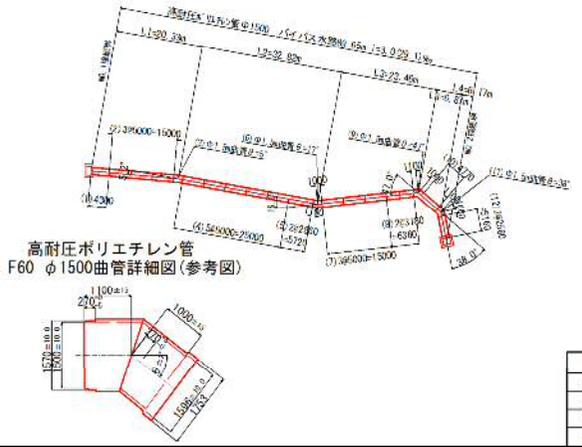
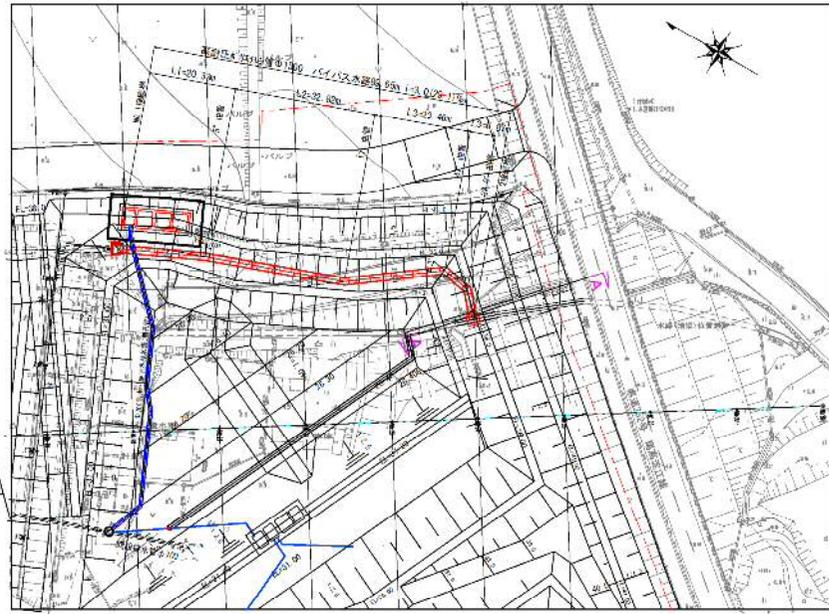
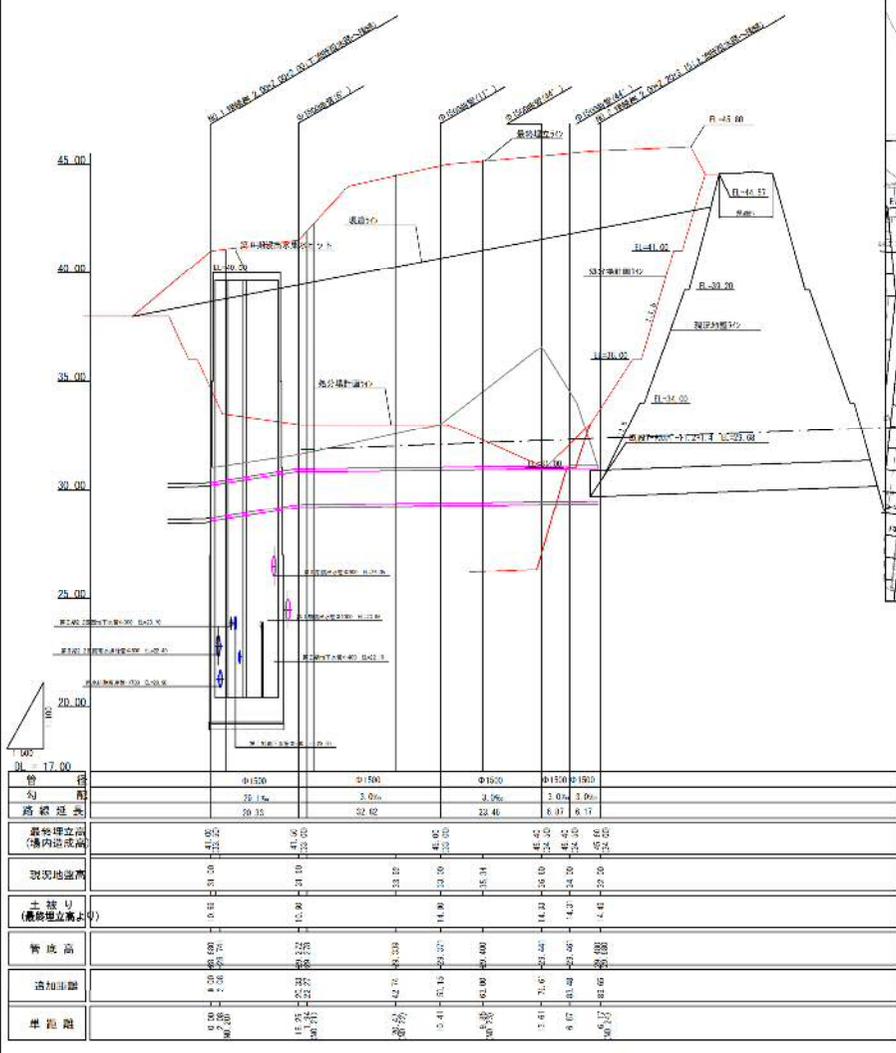
現地確認の結果、上流端部には、集水柵が設置され、沈砂機能は確保されていると考えられるが、立木の流入防止策は図られていない。

そのため、本設計では、既設アーチカルバートの上流端部に金網を設置し、立木の流入を防止する措置をとるものとする。

第Ⅱ期／Φ1500バイパス水路平面図、縦断面図

ハ[〃]イハ[〃]水路縦断面図 S=1:200
S=1:1000

ハ[〃]イハ[〃]水路平面図 S=1:1000



事業者	東京湾臨海副都心整備株式会社
委託者	東京湾臨海副都心整備株式会社
図面名	第Ⅱ期ノイハ [〃] バイパス水路平面図、縦断面図
版次	1/000 図面番号 0-16
事業所	建設局建設部 建設局建設部センター

図24 バイパス水路平面図、縦断面図

第Ⅱ期／バイパス水路一般図 (2)

S=1/60

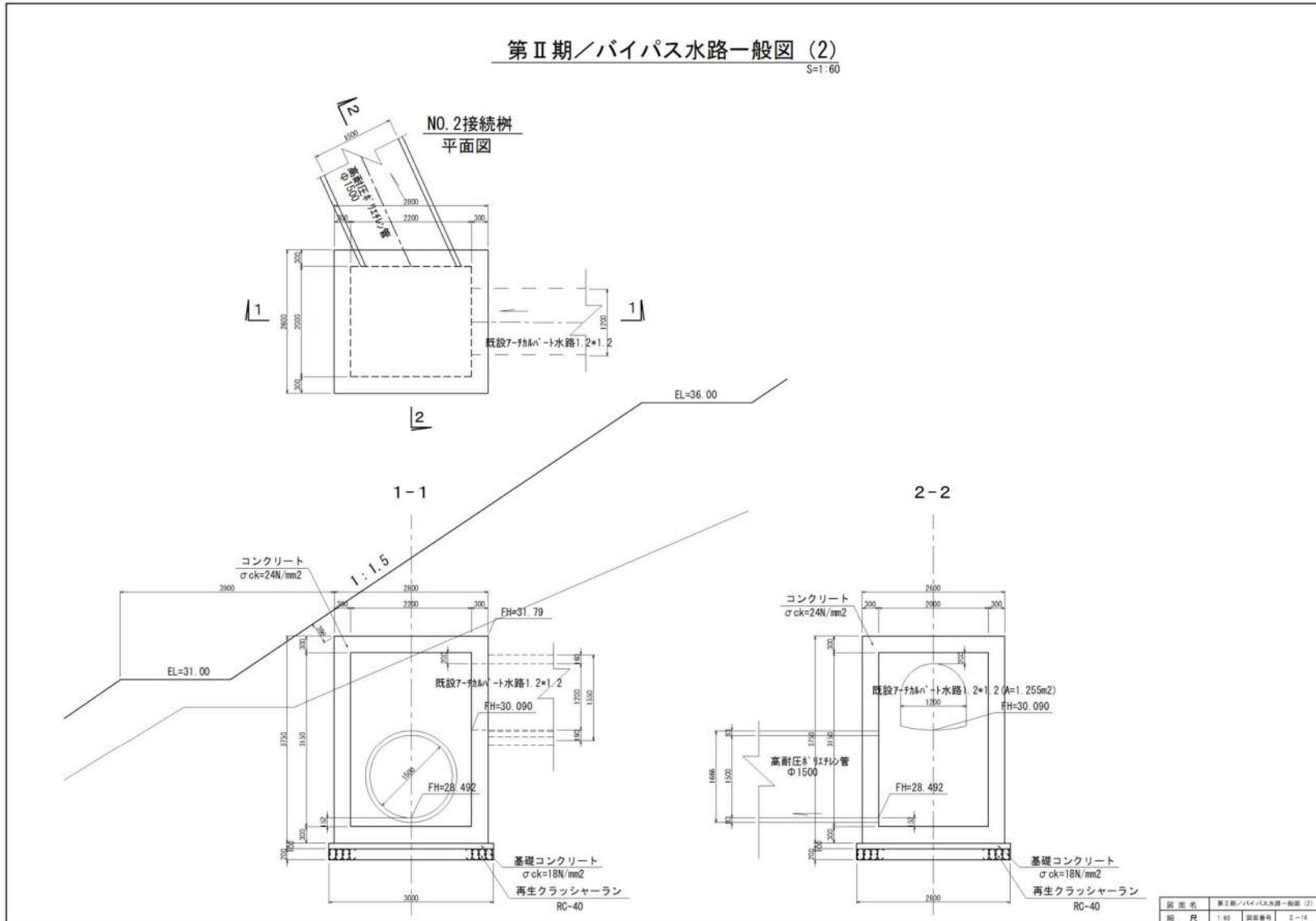


図27 バイパス水路一般図 (2)

⑬__施設の能力計算書

(4) 地下水集排水施設計算書

備考（変更の概要、変更の理由など）

H28 事業計画時の考え方に基づき、次のとおりの設計変更を行った。

- ・地質調査、地下水位観測で得られた最新の結果を用いて、施設能力の再計算を行った。

⑬ (4) 地下水集排水施設計算書

◆ 提示資料の要点

地下水が適切に排水できない場合は、盤膨れによる遮水工損傷のおそれがある。遮水工への損傷を回避するため、遮水工下部の地下水を有効的に集め、排出することができる堅固で耐久力を有する地下水集排水施設を設ける。

◆ 設計基準、関連基準等

基準省令	第2条第1項第4号（第1条1項第5号ハ）
県指針	4-3-6 地下水集排水設備
全都清要領	4章 地下水集排水施設（pp.225-235）
その他	・「道路土工－排水工指針」（社団法人日本道路協会）

◆ 施設等の概要・ポイント

埋立地内の遮水工の下部に堅固な集排水管を設置し、周辺地下水を有効的に集め、地下水の影響により、遮水工等を損傷することがないように排水する。

地下水集排水施設の設計のポイントは、以下のとおりである。

- 法面から発生する地下水及び湧水を集水するため、埋立地法面の法尻部に設置する。
- 小段排水溝で集水された、廃棄物に接触していない雨水を埋立地底面の支線（枝線）へ導水するため、埋立地法面の背面部に設置する。
- 埋立地法尻部で集水された地下水を埋立地底面部地下水集排水管（幹線）へ導水する。
幹線に対して、概ね20mピッチに配置する。
- 廃棄物圧、動荷重、基礎反力により損傷しない構造とするため、底面部は、高耐圧ポリエチレン管、法面部は、高密度ポリエチレン管とする。
- 貯留構造物の下部は、無孔管とする。
- 管径は、200mm以上とし、水理計算から十分な径を設定する。

施設の概要は、次表のとおりである。

表1 施設概要

種類	埋立地法尻部地下水集排水管 埋立地法面型地下水集排水管 雨水排除専用管 埋立地底面部地下水集排水管（枝線） 埋立地底面部地下水集排水管（幹線） 地山部（県道側）の地下水集排水管
材質・管径	底面部管：高耐圧ポリエチレン管 埋立地法面型管：高密度ポリエチレン管 管径：200mm 以上
放流ルート	地下水集排水管→集水ピット（地下水モニタリングピット）→（既設地下水集排水管を経由）→防災調整池
補足メモ	集水ピットの地下水モニタリングピットで、常時、水素イオン濃度（pH）と電気伝導度（EC）を計測し、異常値が検出された場合、水処理施設へ送水する。

◆ 図面類

図面番号	図面名
I-62	地下水集排水施設計画平面図（Ⅰ期）
Ⅱ-35	地下水集排水施設計画平面図（Ⅱ期）
I-65	地下水集排水施設一般図（Ⅰ期）
Ⅱ-39	地下水集排水施設一般図（Ⅱ期）
I-44-1、44-2	集水ピット一般図（Ⅰ期）
Ⅱ-30、31	集水ピット一般図（Ⅱ期）

1. 地下水集排水施設

(1) 県指針基準

地下水集排水施設の県指針基準は、以下のとおりである。

【県指針 (p. 31) より】

4-3-6 地下水集排水設備

地下水により遮水工が損傷するおそれがある場合には、地下水を有効に集め、排出することができる堅固で耐久力を有する地下水集排水設備を設けること。

- ① 地下水集排水設備の配置は、地下水の湧水箇所、埋立地底部の地形等を勘案して配置すること。
- ② 地下水集排水設備の構造は、廃棄物圧、動荷重及び基礎反力等により破損しない構造とし、**図-4.3.12**の例(φ300mmの例)によるほか、下記によること。また、地盤の透水係数が小さく、幹線や枝線のような線状の暗渠排水だけでは効果的な集排水が難しい場合には、砂や砂利、碎石などによる面的な水平排水工を併用すること。ただし、土えん堤下となる部分については、無孔管とし、耐力上安全な構造とする。

ア 管径

径 200 mm以上とし、水理計算により地下水や湧水を排除するのに十分な径とすること。

イ 材質

材質は、十分な強度と耐腐食性を有するもの。

ウ フィルター材

集排水管を覆うフィルター材は、「道路土工—盛土工指針」(公社)日本道路協会, 2010)の「4-9-5(2)1)ドレーン材料の選定」(巻末資料12)によること。

エ 基礎材

暗渠排水溝の底が岩のような硬い地層のときは溝を深く掘り、基礎材として碎石を均質に突き固めて、管渠に集中荷重が加わらないようにすること。軟弱な地盤の場合は、碎石、砂利、砂などを必要な厚さに敷均し、管渠が不等沈下しないように処理すること。

オ 寸法

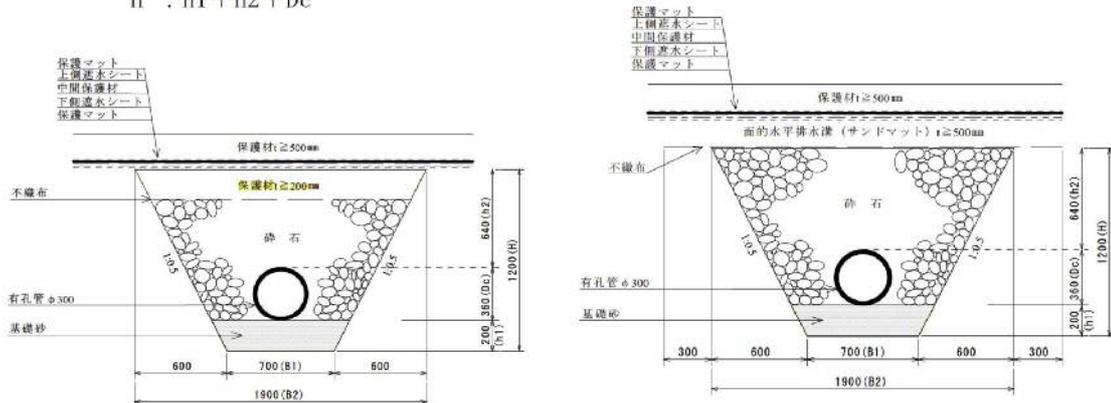
B1: 暗渠排水溝の掘削形状は、施工が容易に行えるよう排水管の外形より 15~20cm 程度大きくすること。

h1: 基礎材の厚さは最低を 15cm とし、管渠に集中加重が加わったり、不等沈下しない厚さとすること。

h2: 管渠上部のフィルター材の厚さ。

Dc: 管渠の外径。管径(φ)に管の厚みを加えたもので材質により異なる。

H : h1+h2+Dc



(a) 面的水平排水工を利用しない場合

(b) 面的水平排水工を併用した場合

図-4.3.12 地下水集排水設備の構造例(管理型)

(2) 地下水集排水施設設計

1) 布設計画

地下水集排水施設の布設計画は、次図のとおりである。

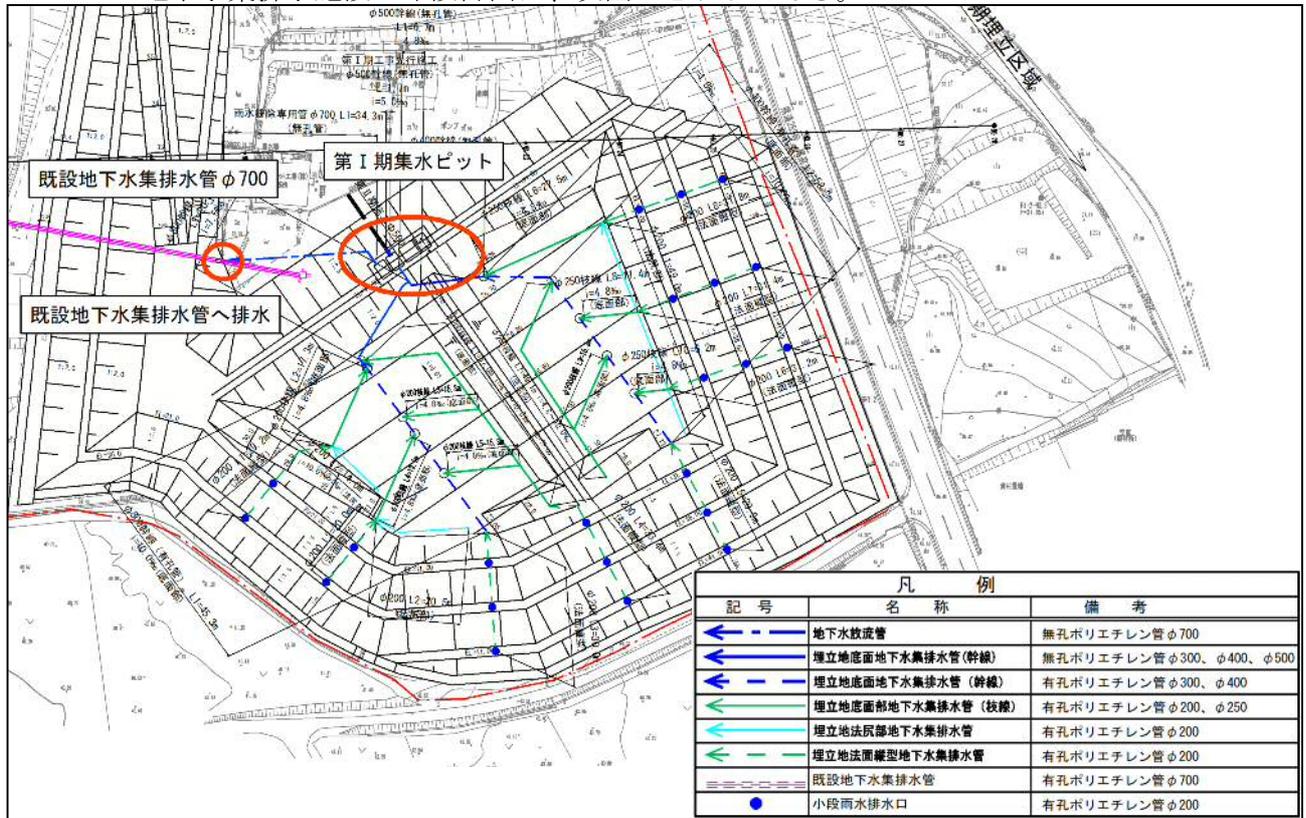


図1 地下水集排水施設布設計画平面図 (第Ⅰ期)

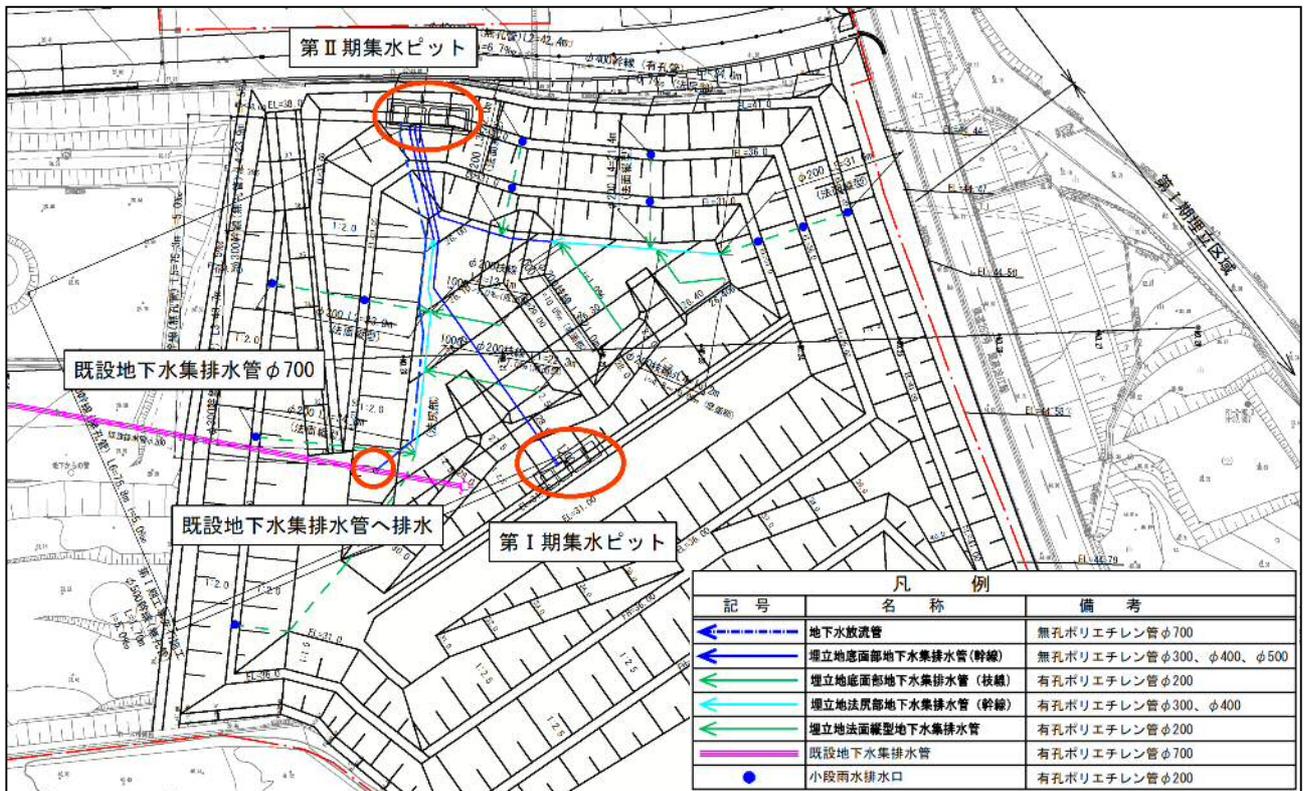


図2 地下水集排水施設布設計画平面図 (第Ⅱ期)

2) 地下水集排水施設の構造

地下水集排水施設の構造は、県指針に「地下水集排水設備の構造例」が示されている。
本処分場の地下水集排水施設の構造は、県指針に準じた構造とした。

3) 地下水集排水施設の管種

地下水集排水施設の管種は、県指針に「管材は、十分な強度と耐腐食性を有するもの」と明記されている。また、「全都清要領」のp.227に「幹線や枝線のような線状の暗渠排水溝に用いる有孔管としては、従来有孔ヒューム管や有孔塩ビ管が多く使われてきたが、この他にもポーラス状コンクリート管、有孔ポリエチレン管、有孔コルゲート管、フィルター付き暗渠排水管、網状管、ヘチマ構造管、集束暗渠管など様々な製品が使用可能である。」と示されている。本処分場の地下水集排水施設は、土被り高さが最大23.718mと大きく、十分な強度が必要であり、底面部の地下水集排水管は、高耐圧ポリエチレン管を採用することとした。

また、埋立地法面堅型地下水集排水管は、施工性、経済性を考慮し、合成樹脂管である高密度ポリエチレン管（ポリエチレンダブル管）を採用することとした。また、ポリエチレン管の性質として耐腐食性に優れていることが挙げられる。

参考に、全都清要領のp.227の抜粋を示す。

幹線や枝線のような線状の暗渠排水溝に用いる有孔管としては、従来有孔ヒューム管や有孔塩ビ管が多く使われてきたが、この他にもポーラス状コンクリート管、有孔ポリエチレン管、有孔コルゲート管、フィルター付き暗渠排水管、網状管、ヘチマ構造管、集束暗渠管など様々な製品が使用可能である。

また、面的な水平排水工用の資材としても、砂や砂利、砕石などの天然材料のほか、ジオコンポジットなどの樹脂成型品複合資材や不織布など様々な製品が使用可能である。新しい資材を使用する場合は、使用場所の条件や資材の性質、試験成績書などから総合的に判断して適否を決める必要がある。

なお、地中から土壌ガスの発生が予想される場合には、底部の勾配にも配慮し、土壌ガス抜き管を設置する必要がある。

【全都清要領 p.227 の抜粋】

4) 地下水集排水施設の管径

地下水集排水施設の管径は、県指針で「径200mm以上とし、水理計算により地下水や湧水を排除するのに十分な径とすること。」とされている。

本処分場の地下水集排水施設の管径は、県指針に準拠し、200mm以上とする。

なお、管径の詳細は、以降に示す。

5) 地下水量の計算

① 対象流量

地下水量は、後述する「既設地下水集排水管に排水される水量」より、以下のとおりとする。

○産業廃棄物最終処分場の地下水量：0.029 m³/sec

② 地下水量の区分

各区画毎の地下水量は、埋立地底面の面積按分により算定した。

埋立地底面の面積は、次図のとおりである。

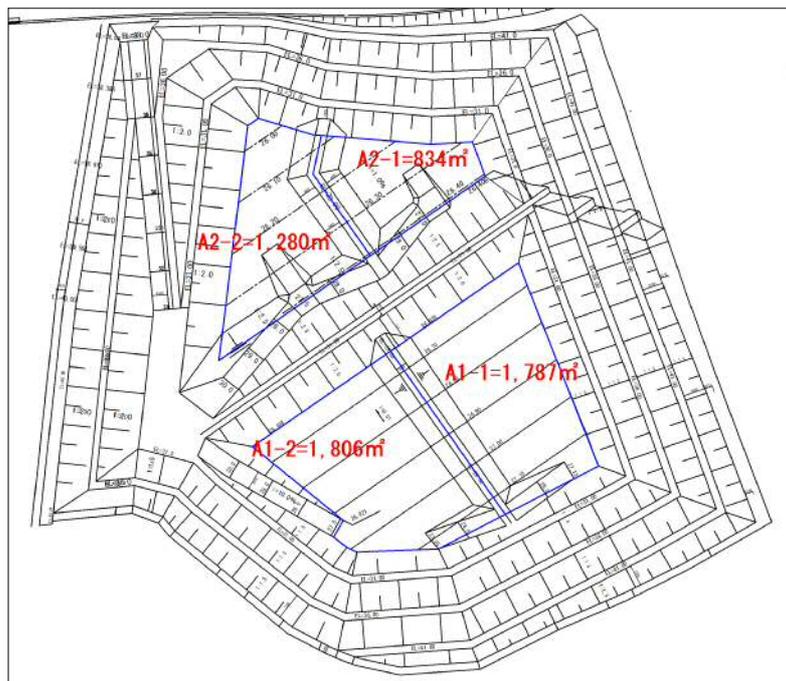


図3 埋立地底面面積の区分

以上より、各区画の地下水量は、次表のとおりである。

表1 地下水量の算定

区分	面積 (m ²)	割合	地下水量 (m ³ /sec)
A1-1	1,787	31.31%	0.0091
A1-2	1,806	31.65%	0.0092
A2-1	834	14.61%	0.0042
A2-2	1,280	22.43%	0.0065
計	5,707	100.00%	0.029

6) 地下水集排水施設の流量計算の基本的な考え方

地下水集排水施設の流量計算の基本的な考え方は、以下のとおりである。

- 「埋立地内の地下水集排水管」の流量計算を行う。
- 「埋立地内の地下水集排水管」の対象は、雨水排除量と地下水量とする。
- 「集水ピットから既設地下水集排水管までの地下水放流管」の流量計算を行う。
- 「集水ピットから既設地下水集排水管までの地下水放流管」の対象は、前述の雨水排除量と地下水量に加え、不要となった浸出水量とする。
- 雨水排除量は、合理式にて、地下水集排水施設の能力は、マンニング式より算出する。

7) 地下水集排水管の流量計算（埋立地内）

① 雨水排除量

(a) 算出式

雨水排除量は、合理式より算出する。

$$Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A$$

Q:雨水排除量 (m³/s)

f:流出係数

r:設計雨量強度(mm/hr) (50年確率)

A:集水区域面積(ha)

(b) 流出係数 (f)

流出係数は、雨水集排水施設設計と同じ1.0(裸地)とする。

(c) 設計雨量強度 (r)

設計雨量強度は、50年確率とし r=147.4mm/hr とする。

(d) 集水区域面積 (A)

雨水排除量の集水区域面積は、次図のとおりである。

なお、埋立地底面の雨水は、全量浸出水となることから集水区域面積より除外する。

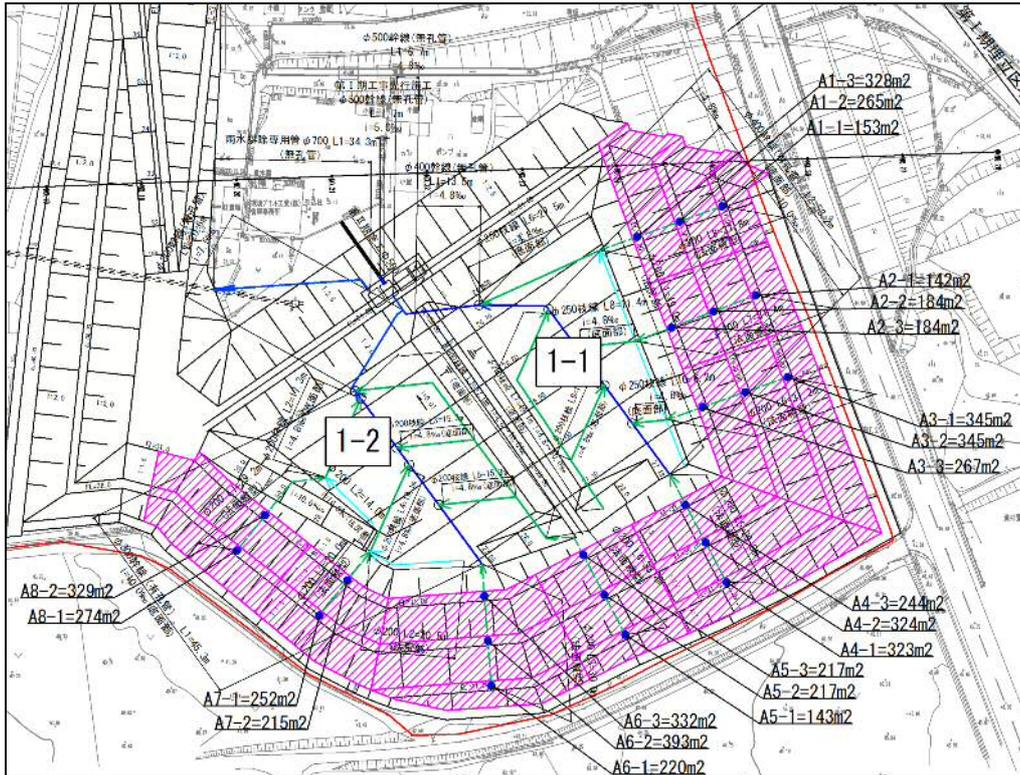


图4 集水区域面積（第Ⅰ期）

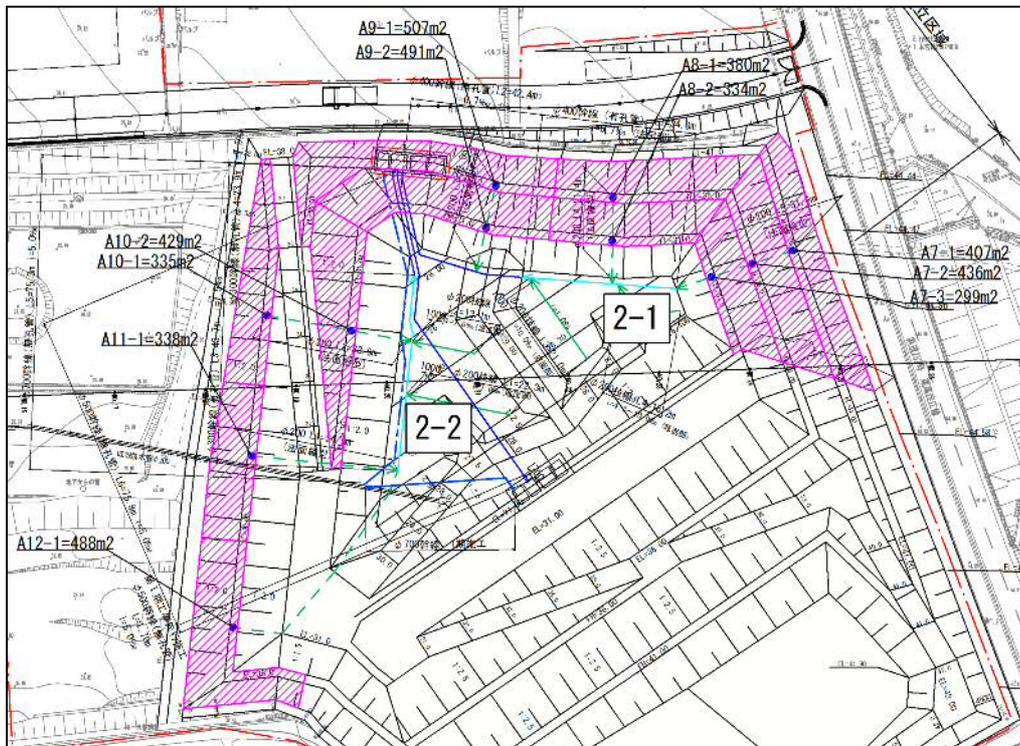


图5 集水区域面積（第Ⅱ期）

表2 雨水排除量

区画	番号	集水面積(m2)			計	雨水排除量
		-1	-2	-3		(m3/s)
1-1	A1	153	265	328	746	0.0305
	A2	142	184	184	510	0.0209
	A3	345	345	267	957	0.0392
	A4	323	324	244	891	0.0365
小計						0.1271
1-2	A5	143	217	217	577	0.0236
	A6	220	393	332	945	0.0387
	A7	252	215		467	0.0191
	A8	274	329		603	0.0247
小計						0.1061
合計(第I期)						0.2332
2-1	A7	407	436	299	1,142	0.0468
	A8	380	334		714	0.0292
	A9	507	491		998	0.0409
小計						0.1169
2-2	A10	335	429		764	0.0313
	A11	338			338	0.0138
	A12	488			488	0.0200
小計						0.0651
合計(第II期)						0.1820
合計 (第I期)+第II期						0.4152

② 地下水量

地下水量は、前述したとおりである。

次表に示す。

表3 地下水量の算定

区分	面積 (㎡)	割合	地下水量 (㎡/sec)
A1-1	1,787	31.31%	0.0091
A1-2	1,806	31.65%	0.0092
A2-1	834	14.61%	0.0042
A2-2	1,280	22.43%	0.0065
計	5,707	100.00%	0.029

③ 地下水集排水管の流下能力

(a) 地下水集排水管の流下能力算出式

地下水集排水管の流下能力の算出式は、以下の式より算出する。

$$Q = S \times V$$

ここで

S : 流水断面積 (m²)

V : 平均流速 (m/s)

平均流速は、マンニング公式によって算出する。

$$V = 1 / n \times R^{2/3} \times T^{1/2}$$

ここで

V : 平均流速 (m/s)

T : 排水勾配

R : 径深 (m) = S / P

S : 流水断面積 (m²)

P : 潤辺長 (m) (水路断面の水に触れる壁の長さ)

n : 粗度係数 (水路形式、材料、潤辺の性状によって値が異なる。)

(b) 水勾配 (T)

地下水集排水管の排水勾配は、布設計画により設定する。

(c) 粗度係数 (n)

地下水集排水管の粗度係数は、「道路土工排水工指針」p.21 を参考に 0.010 とする。

次表に「道路土工排水工指針」に示されている粗度係数を示す。

表4 粗度係数

水路の型式	水路の状況	nの範囲	nの標準値
ガルバート	現場打ちコンクリート		0.015
	コンクリート管		0.013
	コルゲートメタル管(1形)		0.024
	〃 (2形)		0.033
	〃 (ベーパーあり)		0.012
	塩化ビニル管		0.010
ライニングした水路	コンクリート二次製品		0.013
	銅, 塗装なし, 平滑	0.011~0.014	0.012
	モルタル	0.011~0.015	0.013
	木, かんな仕上げ	0.012~0.018	0.015
	コンクリート, コテ仕上げ	0.011~0.015	0.015
	コンクリート, 底面砂利	0.015~0.020	0.017
	石積み, モルタル目地	0.017~0.030	0.025
	空石積み	0.023~0.035	0.032
	アスファルト, 平滑	0.013	0.013
	ライニングなし水路	土, 直線, 等断面水路	0.016~0.025
土, 直線水路, 雑草あり		0.022~0.033	0.027
砂利, 直線水路		0.022~0.030	0.025
自然水路	岩盤直線水路	0.025~0.040	0.035
	整正断面水路	0.025~0.033	0.030
	非常に不整正な断面, 雑草, 立木多し	0.075~0.150	0.100

(d) 通水断面積 (S)

地下水集排水管の通水断面は、9割水深とする。

(e) 安全率

安全率は、通水断面積を9割水深としていることから、1.2倍以上とする。

④ 地下水集排水管の流量計算 (埋立地内)

前述の内容を踏まえ、地下水集排水管 (埋立地内) の流量計算結果を示す。

いずれの管も流出量に対して、十分な流下能力を有している。

表5 地下水集排水管の流量計算 (埋立地内)

区画	番号	集水面積(m2)			計	雨水排除量 (m3/s)	地下水量 (m3/s)	小計 (m3/s)	勾配	枝線 流下能力 φ200	枝線 流下能力 φ250	結果	幹線 流下能力		結果	安全率
		-1	-2	-3									φ300	φ400		
1-1	A1	153	265	328	746	0.0305			0.0048		0.0560	OK				1.84
	A2	142	184	184	510	0.0209			0.0048	0.0301		OK				1.44
	A3	345	345	267	957	0.0392			0.0048		0.0560	OK				1.43
	A4	323	324	244	891	0.0365			0.0150	0.0532		OK				1.46
小計					0.1271	0.00908	0.13618	0.0074						0.2478	OK	1.82
1-2	A5	143	217	217	577	0.0236			0.0100	0.0435		OK				1.84
	A6	220	393	332	945	0.0387			0.0150	0.0532		OK				1.38
	A7	252	215		467	0.0191			0.0048	0.0301		OK				1.58
	A8	274	329		603	0.0247			0.0048	0.0301		OK				1.22
小計					0.1061	0.00918	0.11528	0.0087						0.2687	OK	2.33
合計 (第I期)					0.2332	0.01826	0.25146									
2-1	A7	407	436	299	1,142	0.0468			0.0200	0.0615		OK				1.31
	A8	380	334		714	0.0292			0.0150	0.0532		OK				1.82
	A9	507	491		998	0.0409			0.0150	0.0532		OK				1.30
小計					0.1169	0.00651	0.12341	0.0167						0.3723	OK	3.02
2-2	A10	335	429		764	0.0313			0.0100	0.0435		OK				1.39
	A11	338			338	0.0138			0.0048	0.0301		OK				2.18
	A12	488			488	0.0200			0.0048	0.0301		OK				1.51
小計					0.0651	0.00424	0.06934	0.0065						0.1080	OK	1.56
合計 (第II期)					0.1820	0.01074	0.19274									
合計 (第I期)+第II期					0.4152	0.02900	0.44420									

8) 地下水集排水管の流量計算（集水ピットから既設地下水集排水管まで）

① 対象流量の設定

集水ピットから既設地下水集排水管までの対象となる水量は、以下のとおりである。

表6 対象流量の設定

区分	雨水排除量	本処分場箇所 地下水量	第Ⅱ期予定地 雨水流出量	処理不要 浸出水量	第Ⅰ・Ⅱ期境界箇所 雨水流出量
第Ⅰ期埋立開始時	○	○	○	-	-
第Ⅰ期埋立完了時	-	○	○	-	○
第Ⅱ期埋立開始時	○	○	-	-	-
第Ⅱ期埋立完了時	-	○	-	○	-

② 雨水排除量

雨水排除量は、前述の表-2 に示すとおりである。

○第Ⅰ期：0.2332 m³/sec

○第Ⅱ期：0.1820 m³/sec

○合計：0.4152 m³/sec

③ 地下水量の算定方法

一般廃棄物最終処分場及び産業廃棄物最終処分場の地下水量の算定には、「全都清要領」の p. 229 に準拠し、「埋立地全体を大きな井戸と見なす方法」の算定式を用いる。

「全都清要領」に示されている井戸想定概念図及び地下水量の算定式を次に示す。

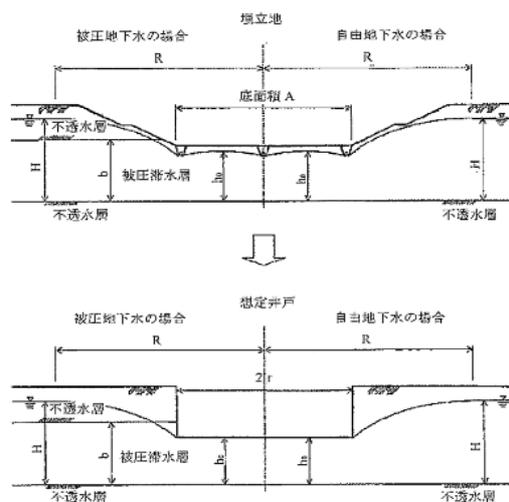


図6 井戸想定概念図

算定式は次のとおりである。

$$Q = 4 \times k \times r \times (H - h_0)$$

Q : 地下水量 (m³/s)

k : 透水係数 (m/s)

r : 井戸の半径 (m) (r = (A/π)^{1/2}、A : 埋立地底面の面積)

H : 原地下水頭 (m)

h₀ : 井戸の水位 (m)

④ 地下水量の算定

(a) 透水係数

一般廃棄物最終処分場範囲では新たな調査が行われていないため、事業計画書と同様に、平成 20 年度の地質調査結果より設定された透水係数を適用する。

○一般廃棄物最終処分場の透水係数 : 5.39×10⁻⁴cm/sec

表7 事業計画書に示される一般廃棄物最終処分場の透水係数

(一般廃棄物最終処分場)

地層区分	H20-B-3 深度 GL (45.5m) -m	標高 (m)	層厚		透水係数 (最大値)	透水係数 (加重平均)
			(m)	(cm)	(cm/sec)	(cm/sec)
L1	6.10	39.40	6.10	610	1.24.E-03	5.39.E-04
L2	9.40	36.10	3.30	330	5.84.E-05	
M1	17.65	27.85	8.25	825	7.99.E-04	
M2	19.5	26.00	1.85	185	2.69.E-04	
	30.3	15.20	10.80	1,080	2.69.E-04	
	35.5	10.00	5.20	520	2.69.E-04	
計	-	-	35.50	3,550		-

産業廃棄物最終処分場の透水係数は、事業計画書では、表-8 に示すとおり 7.61×10⁻⁴cm/sec として設定されているが、令和 4 年度に実施した地質調査結果を含め想定される当該地に分布する地層の透水係数を表-9 に示し、適用する透水係数について検討を行う。

表8 事業計画書に示される産業廃棄物最終処分場の透水係数

(産業廃棄物最終処分場)

地層区分	H20-B-3 深度 GL (45.5m) -m	標高 (m)	層厚		透水係数 (最大値)	透水係数 (加重平均)
			(m)	(cm)	(cm/sec)	(cm/sec)
L1	6.10	39.40	6.10	610	1.24.E-03	7.61.E-04
L2	9.40	36.10	3.30	330	5.84.E-05	
M1	17.65	27.85	8.25	825	7.99.E-04	
M2	19.5	26.00	1.85	185	2.69.E-04	
計	-	-	19.50	1,950		

表9 透水係数（地質調査報告書より）

地層	種類・状態	提案値 (m/sec)	備考
道路盛土	盛土 砂質土	5.57×10^{-7}	クレーガーの推定式
B2	盛土 粘性土	3.66×10^{-7}	クレーガーの推定式
B3c	盛土 粘性土	1.97×10^{-6}	クレーガーの推定式
Ac	粘性土 やや柔らかいもの	9.13×10^{-6}	現場透水試験結果
L1c	粘性土 やや柔らかいもの	2.11×10^{-6}	同時期に堆積したと 考えられる粘性土の L2cと同等とする
L1pc	砂質土 密実でないもの	1.34×10^{-5}	クレーガーの推定式
L2s	砂質土 密実と密実でない もの中間	1.34×10^{-5}	同時期に堆積したと 考えられる砂質土の L1pcと同等とする
L2c	粘性土 やや柔らかいもの	2.11×10^{-6}	現場透水試験結果
M1	10未満が主体の層	2.14×10^{-5}	現場透水試験結果
	10～30が主体の層	2.14×10^{-5}	固結度の低いN値10未満 の層と同等とすることで 安全側と考える
	30以上が主体の層	2.95×10^{-7}	現場透水試験結果
M2	10未満が主体の層	1.01×10^{-7}	現場透水試験結果
	10～30が主体の層	1.01×10^{-7}	固結度の低いN値10未満 の層と同等とすることで 安全側と考える
	30以上が主体の層	1.01×10^{-7}	固結度の低いN値10未満 の層と同等とすることで 安全側と考える

本検討では、計算上安全側（水量が多く算出される）となる、調査結果から想定される透水係数を適用する。

○産業廃棄物最終処分場の透水係数： 2.14×10^{-5} m/sec (2.14×10^{-3} cm/sec)

(b) 井戸の半径

井戸の半径は、埋立地底面の面積より算出する。

埋立地底面の面積は、次図のとおりである。

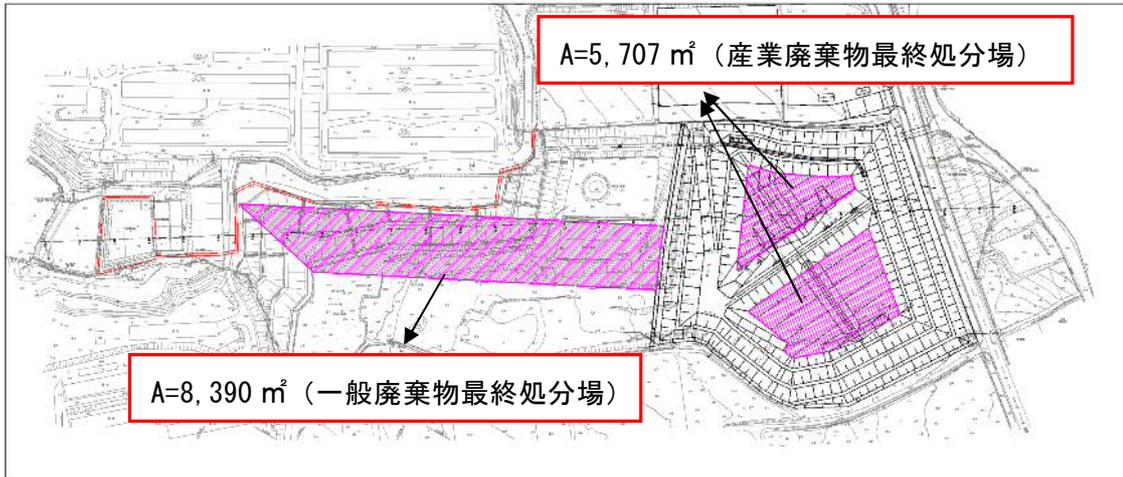


図7 埋立地底面の面積

一般廃棄物の埋立地底地の面積は、8,390m²、産業廃棄物最終処分場の埋立地底面の面積は、5,707m²である。

そのため、井戸の半径は、以下のとおりとなる。

○一般廃棄物最終処分場の井戸半径：52m ($(8,390/3.14)^{0.5} = 51.69 \div 52\text{m}$)

○産業廃棄物最終処分場の井戸半径：43m ($(5,707/3.14)^{0.5} = 42.63 \div 43\text{m}$)

(c) 原地下水頭と井戸の水位の差

産業廃棄物最終処分場の原地下水頭と井戸の水位差は、ボーリング調査における掘削時の確認水位及び水位観測結果とその地点における処分場造成時の計画掘削高とを比べ、水位差が最大となる値を採用した。地下水位と計画掘削高の整理を次表及び次図に示す。

この結果、供用時には R4-B-6 付近で水位差が最大となり水位差は 7.65m 程度となる。また、地盤対策施工中には、さらに 3m 程度の掘削を行うこととなる。しかし、これを考慮し、対策範囲にある地点の水位差に 3m 加えたとしても、水位差の最大値に変わりはない。

よって、産業廃棄物最終処分場における水位の差は 8m とした。

表10 本処分場内のボーリング地点における地下水位と計画掘削高

孔名	地盤標高	水位標高	ボーリング地点の 計画掘削高	供用時の水位差	施工中の水位差	備考
	T. P. (m)	T. P. (m)		T. P. (m)	水位面が高くなると マイナス表示	
H20-B-3	45.50	40.96	44.50	3.54	-	ボーリング掘削時の確認水位
H24. No. 1	31.50	28.20	29.80	1.60	-	水位観測による最高水位
H27-B-3	39.15	30.20	40.27	10.07	-	ボーリング掘削時の確認水位
R1-B-4	28.57	23.01	27.40	4.39	1.39	ボーリング掘削時の確認水位
R1-B-5	35.60	33.28	28.60	-4.68	-	ボーリング掘削時の確認水位
R1-B-6	42.10	30.54	30.50	-0.04	-	ボーリング掘削時の確認水位
R1-B-7	25.62	21.07	29.40	8.33	5.33	ボーリング掘削時の確認水位
R4-B-1	31.49	28.29	29.60	1.31	-1.69	ボーリング掘削時の確認水位
R4-B-2	29.61	19.41	26.40	6.99	3.99	ボーリング掘削時の確認水位
R4-B-3	34.94	30.87	35.90	5.03	-	ボーリング掘削時の確認水位
R4-B-5	25.01	20.96	29.20	8.24	5.24	ボーリング掘削時の確認水位
R4-B-6	34.83	34.53	26.88	-7.65	-	ボーリング掘削時の確認水位
R4-B-7	44.00	39.46	41.20	1.74	-	水位観測による最高水位
R4-B-8	37.63	35.23	40.00	4.77	-	ボーリング掘削時の確認水位

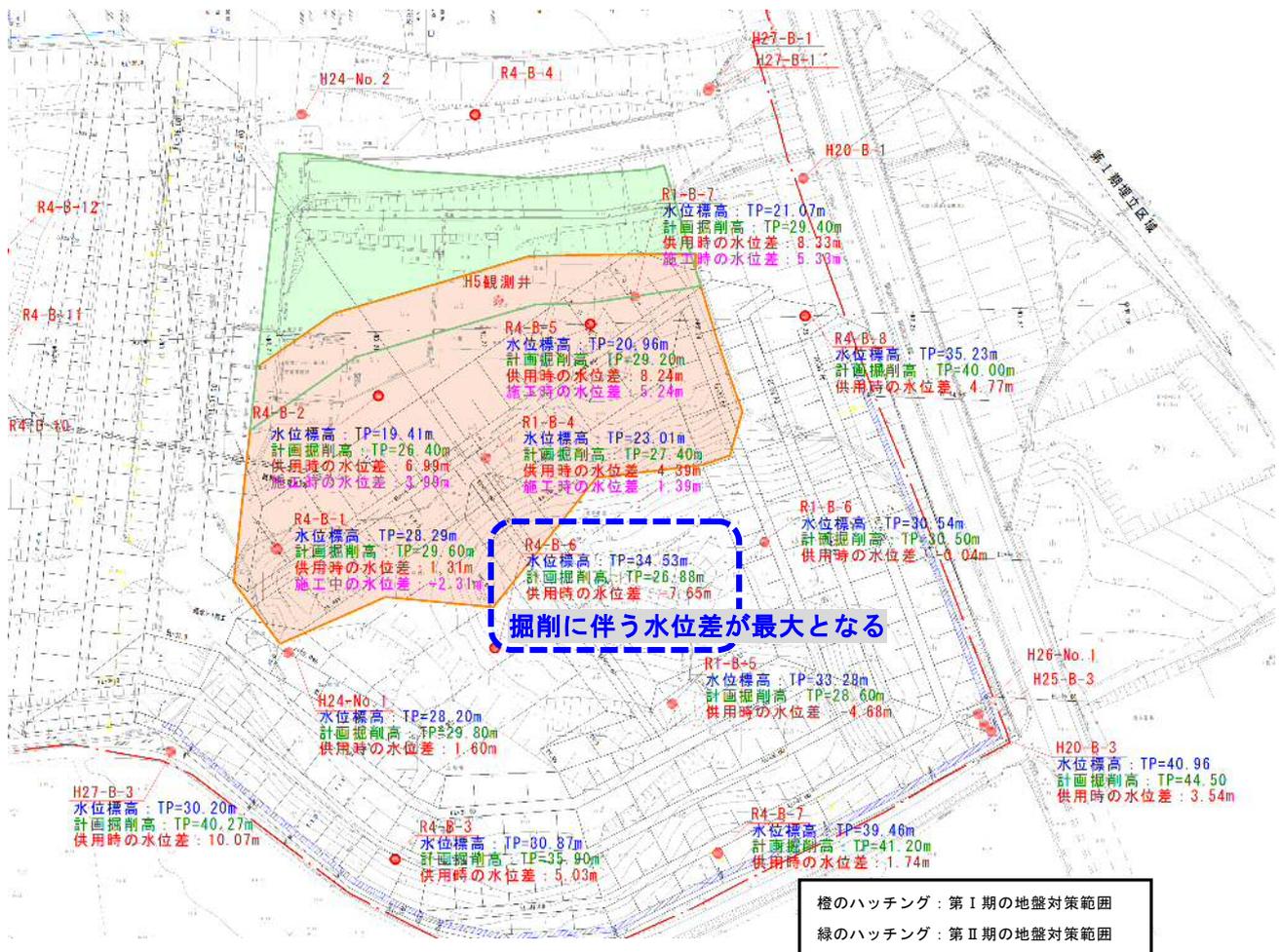


図8 本処分場内のボーリング地点における地下水位と計画掘削高との関係

また、一般廃棄物最終処分場範囲において、水位が観測できている既往の調査結果としては H20-B-2 がある。H20-B-2 の地下水位と計画掘削高の整理を次表及び次図に示す。

この結果、一般廃棄物最終処分場における水位の差は 10.8m となり、安全側を考慮し 11m とした。

表11 一般廃棄物最終処分場内のボーリング地点における地下水位と計画掘削高

孔名	地盤標高 T. P. (m)	水位標高 T. P. (m)	ボーリング地点の 計画掘削高 T. P. (m)	計画掘削高さと 水位面の関係 水位面が高くなると マイナス表示	備考
H20-B-2	28.60	7.80	10.00	-10.8	ボーリング掘削時の確認水位

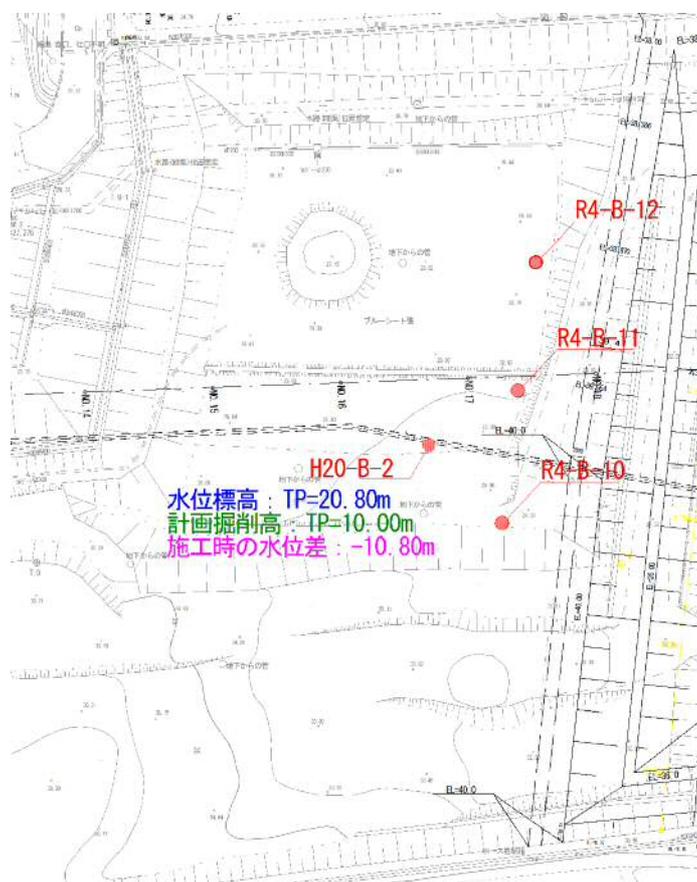


図9 測点 No.18 における想定横断面図

○一般廃棄物最終処分場の水位差：11m

○産業廃棄物最終処分場の水位差：8m

(d) 地下水量

前述を踏まえた本処分場の地下水量は、以下のとおりである。

○一般廃棄物最終処分場の地下水量

$$\Rightarrow 4 \times 5.39 \times 10^{-4} \times 1/100 \times 52 \times 11.0 = 0.0123323 \text{ m}^3/\text{sec} \approx 0.0123 \text{ m}^3/\text{sec}$$

○産業廃棄物最終処分場の地下水量

$$\Rightarrow 4 \times 2.14 \times 10^{-3} \times 1/100 \times 43 \times 8.0 = 0.0294464 \text{ m}^3/\text{sec} \approx 0.029 \text{ m}^3/\text{sec}$$

⑤ 第Ⅱ期予定地の雨水量

第Ⅱ期予定地の雨水量算出の流域図は、次図のとおりである。

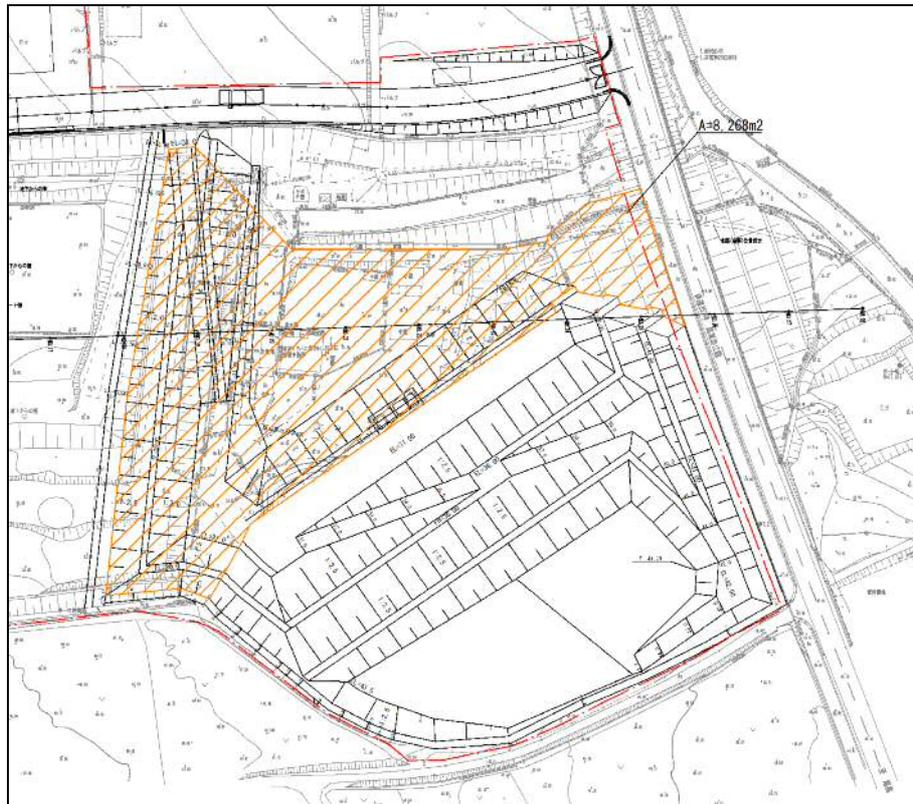


図10 第Ⅱ期予定地の流域図

合理式により雨水量を算出する。合理式に用いる設定条件は前述の値を用いる。

$$Q = 1/360 \times f \times r \times A = 1/360 \times 1.0 \times 147.4 \times 0.8268 = 0.33852$$

表12 第Ⅱ期予定地の雨水量

区分	集水面積 (m ²)	雨水流出量 (m ³ /sec)
第Ⅱ期予定地 (現況への雨水量)	8,268	0.3385

⑥ 処理が不要になった浸出水量

本処分場の処理が不要になった浸出水量は、以下のとおりである。

- 最大年（平成元年）：1,307 m³/日
- 最大月間年（平成30年）：1,725 m³/日
- 最大月間年②（平成9年）：1,220 m³/日

以上により、処理が不要となった浸出水量（埋立終了時）は、最大年（平成30年）の浸出水量が最も多いと考えられることから、1,725 m³/日=0.0199 m³/sec≒0.02 m³/secとする。

⑦ 第Ⅰ・Ⅱ期境界箇所の雨水流出量

第Ⅰ・Ⅱ期境界箇所の雨水流出量算出の流域図は、次図のとおりである。

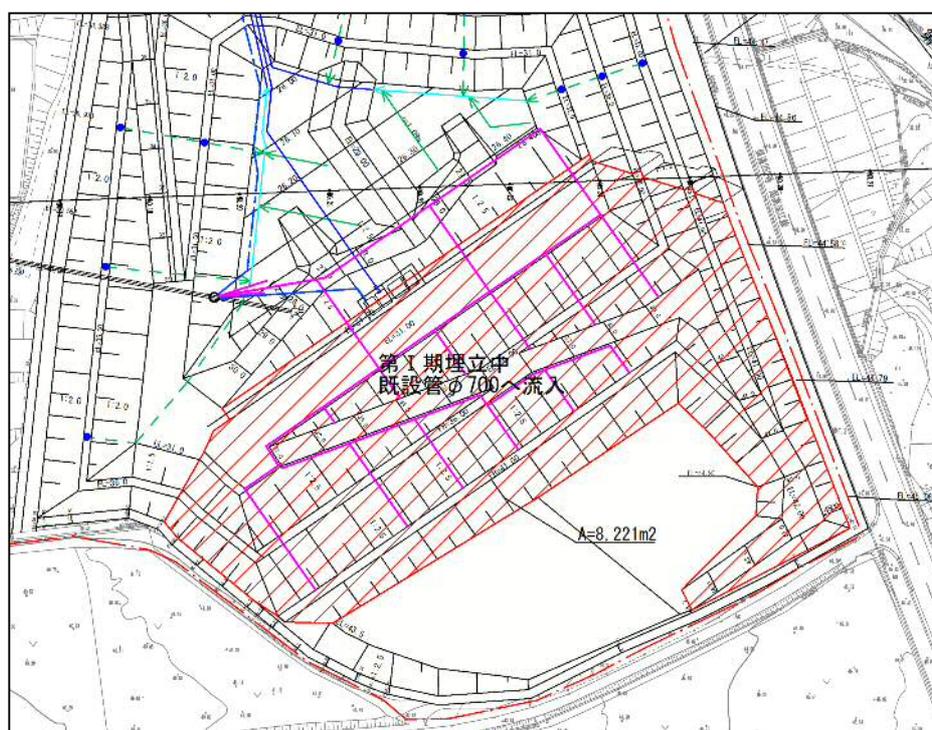


図11 第Ⅰ・Ⅱ期境界箇所の流域図

合理式により雨水量を算出する。合理式に用いる設定条件は前述の値を用いる。

$$Q = 1/360 \times f \times r \times A = 1/360 \times 1.0 \times 147.4 \times 0.8221 = 0.3366$$

表13 第Ⅰ・Ⅱ期境界箇所の雨水量

区分	集水面積 (m ²)	雨水流出量 (m ³ /sec)
第Ⅰ・Ⅱ期境界の雨水流出量	8,221	0.3366

9) 流出量のまとめ

前述した地下水量、雨水排除量、処理が不要となった浸出水量を総括すれば、次表のとおりとなる。

表14 流出量のまとめ

区分	雨水排除量	本処分場箇所 地下水量	第Ⅱ期予定地 雨水流出量	処理不要 浸出水量	第Ⅰ・Ⅱ期 境界箇所 雨水流出量	(m ³ /sec)
						計
第Ⅰ期埋立開始時	0.2332	0.01826	0.3385	-	-	0.58996
第Ⅰ期埋立完了時	-	0.01826	0.3385	-	0.3366	0.69336
第Ⅱ期埋立開始時	0.1820	0.0290	-	-	-	0.21100
第Ⅱ期埋立完了時	-	0.0290	-	0.0200	-	0.04900

10) 地下水集排水管の流量計算結果

前述した内容を踏まえた集水ピットから既設地下水集排水管までの流量計算結果は、次表のとおりである。

いずれの管も流出量に対して、十分な流下能力を有している。

表15 地下水集排水施設の流量計算

区分	雨水排除量	本処分場箇所 地下水量	第Ⅱ期予定地 雨水流出量	処理不要 浸出水量	第Ⅰ・Ⅱ期 境界箇所 雨水流出量	計	勾配	幹線 流下能力	結果
								φ700	
第Ⅰ期埋立開始時	0.23320	0.01826	0.33850	-	-	0.58996	0.00500	0.851	OK
第Ⅰ期埋立完了時	-	0.01826	0.33850	-	0.33660	0.69336	0.00500	0.851	OK
第Ⅱ期埋立開始時	0.18200	0.02900	-	-	-	0.21100	0.00500	0.851	OK
第Ⅱ期埋立完了時	-	0.02900	-	0.02000	-	0.04900	0.00500	0.851	OK

11) 地下水集排水施設の布設位置、管径及び機能

地下水集排水施設の布設位置、管径及び機能を次表に示す。

表16 地下水集排水施設の布設位置、管径及び機能

布設位置	管 径	機 能
埋立地法尻部 地下水集排水管	φ 200mm φ 300mm	法面から発生する地下水及び湧水を集水するため、埋立地法面の法尻部に設置する。
埋立地法面堅型 地下水集排水管	φ 200mm	小段排水溝で集水された、廃棄物に接触していない雨水を埋立地底面の支線へ導水するため、埋立地法面の背面部に設置する。
雨水・地下水排除 専用管	φ 700mm	区画埋立を行うため、未埋立エリアの雨水及び地下水をモニタリング後に排水するための専用管で、集水ピットから接続柵の間に配置する。
埋立地底面部 地下水集排水管(幹線)	φ 300mm φ 400mm φ 500mm	地下水を集水ピットへ導水する。
埋立地底面部 地下水集排水管(枝線)	φ 200mm φ 250mm	埋立地法尻部で集水された地下水を埋立地底面部地下水集排水管(幹線)へ導水する。幹線に対して、概ね20mピッチに配置する。

(3) 排水ルート

排水ルートの概要は、以下のとおりである。

○第Ⅰ期：地下水集水⇒第Ⅰ期集水ピット⇒既設地下水集排水管に排水⇒防災調整池へ

○第Ⅱ期：地下水集水（第Ⅰ期の地下水を含む）⇒第Ⅱ期集水ピット⇒既設地下水集排水管に排水⇒防災調整池へ

なお、第Ⅰ期埋立終了後は、第Ⅰ期と第Ⅱ期の集水ピットを排水管により接続し、第Ⅰ期の地下水は、第Ⅱ期の集水ピットを經由し排水する。

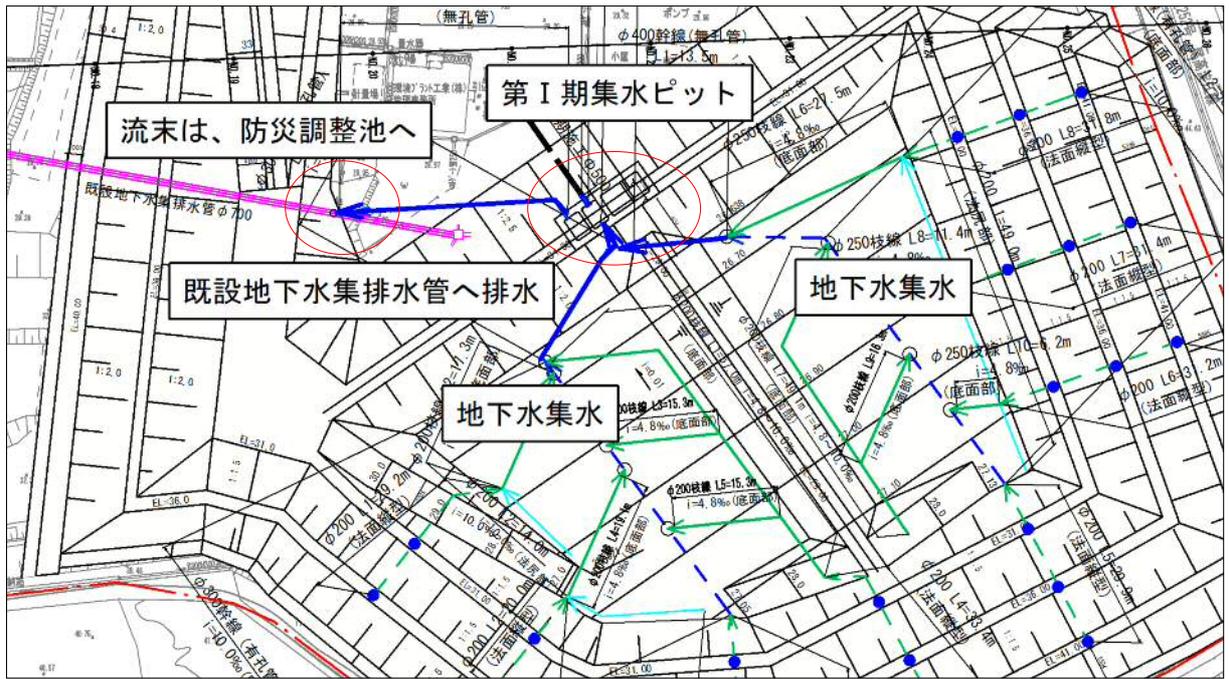


図12 地下水排水ルート（第Ⅰ期）

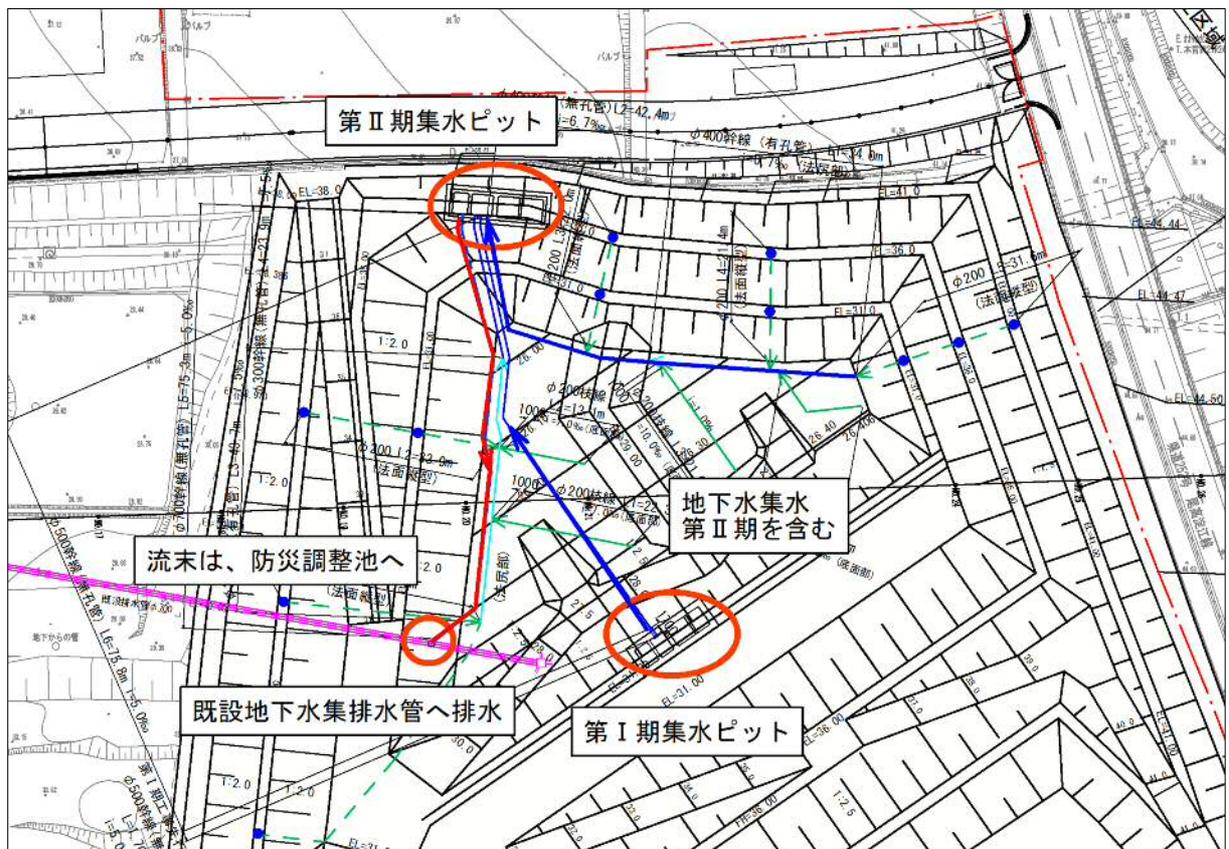


図13 地下水排水ルート（第Ⅱ期）

(4) 小段排水

本処分場は、雨水を積極的に地下水へ排水し、浸出水量の削減を図るため、小段排水を設けることとした。

小段排水は、小段部に設置するシート固定工を利用して設置する。その排水口は埋立の進行に合わせて（埋立高さが小段高さを越える段階）、適切な遮水材を用いて、確実な方法で閉塞する。

小段排水の設置箇所は次のとおりである。

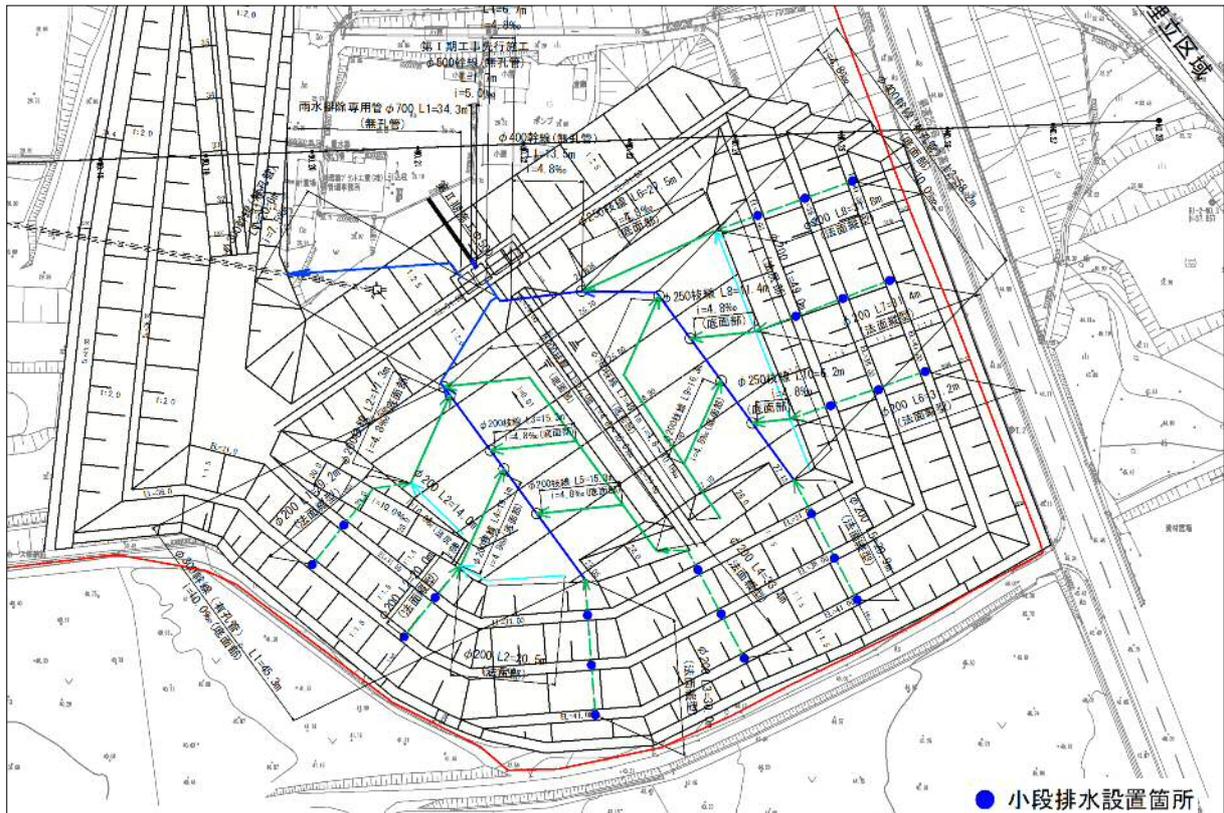


図14 小段排水設置箇所（第I期）

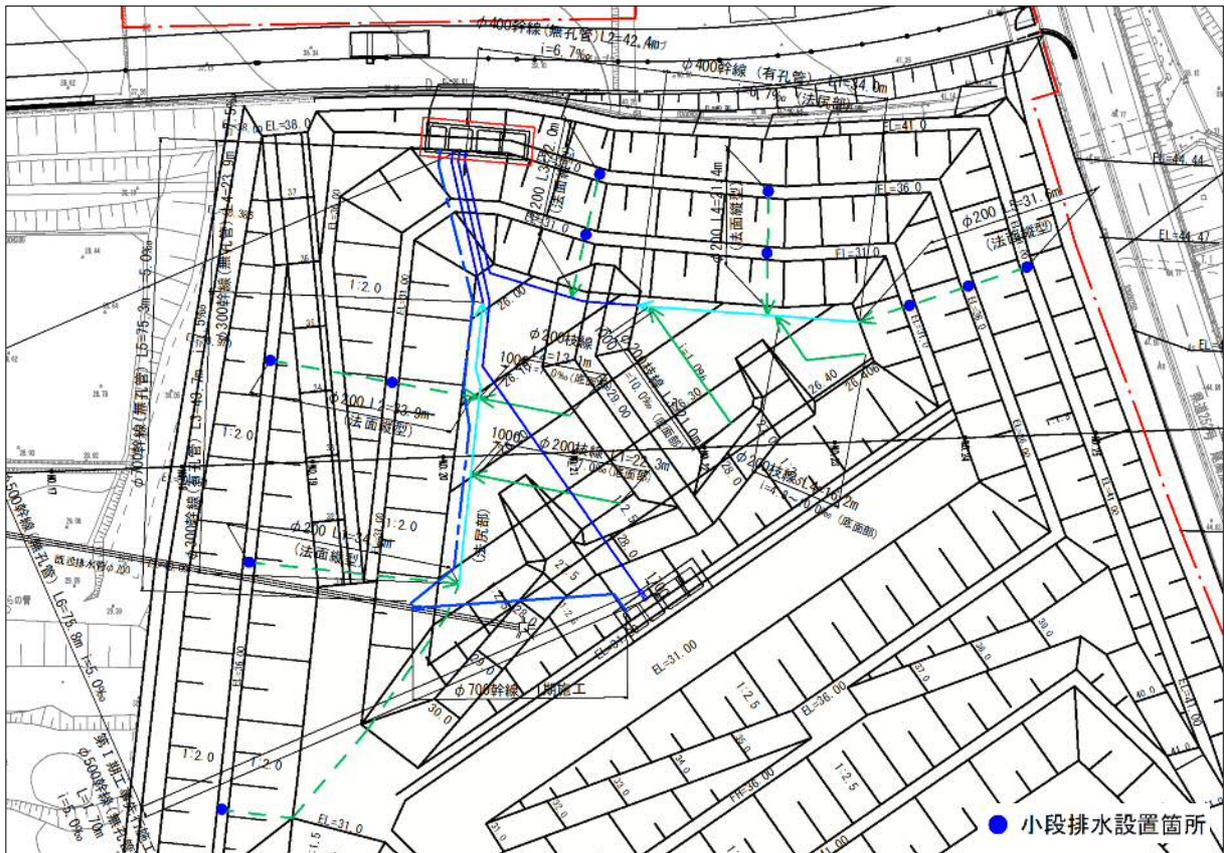


図15 小段排水設置箇所（第Ⅱ期）

(5) 既設地下水集排水管

1) 既設地下水集排水管の布設状況

一般廃棄物最終処分場の底面には、ポリエチレンダブル管φ700mmの既設地下水集排水管（延長348.63m）が布設されている。

この既設地下水集排水管の下流端部は、防災調整池に接続されており、上流端部には集水樹が設置されている。

次図に、既設地下水集排水管の平面図、縦断図を示す。



図16 既設地下水集排水管の平面図

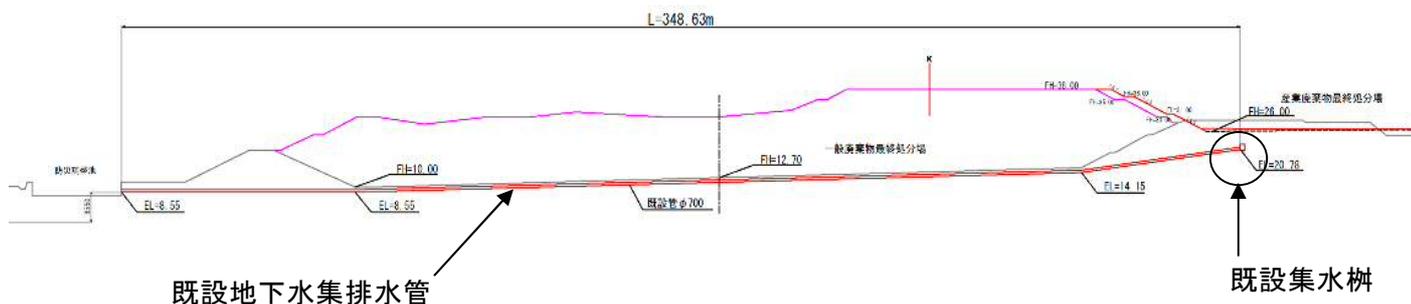


図17 既設地下水集排水管の縦断面図

2) 既設地下水集排水管に排水される水量

既設地下水集排水管に排水される水量は、表-14 に示す水量に、一般廃棄物最終処分場の地下水量を追加したものである。

次表に、既設地下水集排水管に排水される水量のまとめを示す。本表から既設地下水集排水管に排水される量が最大となるのは、第Ⅰ期埋立完了時の $0.70566 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。

表17 既設地下水集排水管に排水される水量

区分	雨水排除量	本処分場箇所 地下水量	一般廃棄物最 終処分場箇所 地下水量 (追加)	第Ⅱ期予定地 雨水流出量	処理不要 浸出水量	第Ⅰ・Ⅱ期 境界箇所 雨水流出量	計
第Ⅰ期埋立開始時	0.23320	0.01826	0.01230	0.33850	-	-	0.60226
第Ⅰ期埋立完了時	-	0.01826	0.01230	0.33850	-	0.33660	0.70566
第Ⅱ期埋立開始時	0.18200	0.02900	0.01230	-	-	-	0.22330
第Ⅱ期埋立完了時	-	0.02900	0.01230	-	0.02000	-	0.06130

3) 既設地下水集排水管の流下能力

① 既設地下水集排水管の流下能力算出式

既設地下水集排水管の流下能力は、以下の式より算出する。

$$Q = S \times V$$

ここで

S : 流水断面積 (m^2)

V : 平均流速 (m/s)

平均流速は、マンニング公式によって算出する。

$$V = 1 / n \times R^{2/3} \times T^{1/2}$$

ここで

V : 平均流速 (m/s)

表18 粗度係数

水路の型式	水路の状況	nの範囲	nの標準値
ガルパート	現場打ちコンクリート		0.015
	コンクリート管		0.013
	コルゲートメタル管(1形)		0.024
	〃 (2形)		0.033
	〃 (ペーピングあり)		0.012
	塩化ビニル管		0.010
ライニングした 水路	コンクリート2次製品		0.013
	鋼, 塗装なし, 平滑	0.011~0.014	0.012
	モルタル	0.011~0.015	0.013
	木, かんな仕上げ	0.012~0.018	0.015
	コンクリート, コテ仕上げ	0.011~0.015	0.015
	コンクリート, 底面砂利	0.015~0.020	0.017
	石積み, モルタル目地	0.017~0.030	0.025
	空石積み	0.023~0.035	0.032
	アスファルト, 平滑	0.013	0.013
	ライニングなし 水路	土, 直線, 等断面水路	0.016~0.025
土, 直線水路, 雑草あり		0.022~0.033	0.027
砂利, 直線水路		0.022~0.030	0.025
岩盤直線水路		0.025~0.040	0.035
自然水路	整正断面水路	0.025~0.033	0.030
	非常に不整正な断面, 雑草, 立木多し	0.075~0.150	0.100

4) 通水断面積 (S)

既設地下水集排水管 (φ700) の通水断面は、8割水深とする。

5) 流下能力 (Q)

既設地下水集排水管の流下能力は、以下のとおりとなる。

$$V = 1 / n \times R^{2/3} \times T^{1/2} = 1 / 0.010 \times 0.213^{2/3} \times (1.87/100)^{1/2} = 4.877 \text{ m/sec}$$

$$Q = S \times V = 0.33 \times 4.877 = 1.609 \approx 1.61 \text{ m}^3/\text{sec}$$

6) 既設地下水集排水管の流下能力の確認

以上より、雨水排除量、地下水量等の流出量 $0.70566 \text{ m}^3/\text{sec}$ (最大) に対して、既設地下水集排水管の流下能力は $1.61 \text{ m}^3/\text{sec}$ であり、十分な流下能力を有している。

2. 地下水管理について

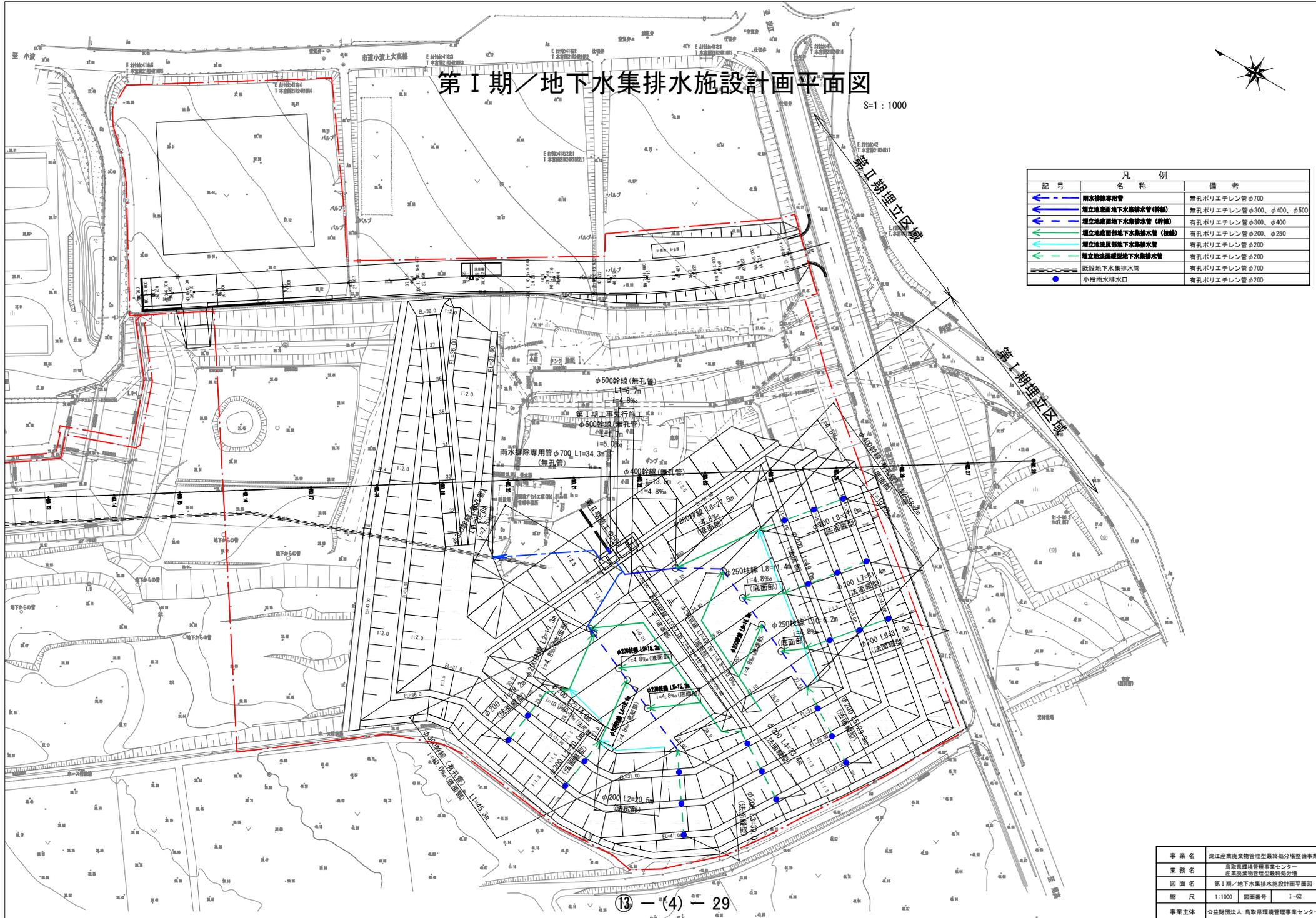
- 万一、遮水工に異常が生じ、浸出水が埋立地外へ漏れ出した場合、最初に埋立地下部の地下水に変化が生じる可能性が高い。埋立廃棄物は、燃え殻・ばいじんが多くを占めるため、それらに含まれる成分を考慮すると、浸出水は塩類を非常に多く含む水質であることが予想される。
- 第Ⅰ期埋立において、地下水集排水管で集水された地下水は、地下水と浸出水の一体構造の集水ピットの地下水モニタリングピットに集水される。
- 地下水モニタリングピットでは、集水された地下水の pH と EC を自動計測し、この水質検査の結果、問題のない地下水は、地下水ピットへ導水された後、既設地下水集排水管（φ700）へ放流する。
- 地下水の水質異常を認めた場合は、地下水モニタリングピットと地下水ピットの間止水バルブを閉じ、（通常は、「開」とし、pH と EC を計測結果により自動で「閉」とする。）既設地下水集排水管への放流は行わない。
- 止水バルブは、地表より操作できる仕様とする。
- 水質異常を認めた場合の地下水モニタリングピットの地下水は、隣接する浸出水集水ピットへポンプアップした後、浸出水処理施設で処理を行う。
- 第Ⅰ期埋立は、約 10 年間で埋立終了となる予定であるが、その後、第Ⅰ期集水ピットの上部は、第Ⅱ期埋立として埋立を行う。（第Ⅰ期集水ピット内で配管接続の上、ピットは、砕石等を充填し閉塞させる。）
- 第Ⅱ期埋立時には、第Ⅰ期集水ピットのメンテナンス等（ポンプ等の交換）が困難となることから、第Ⅰ期集水ピットから第Ⅱ期集水ピットへ地下水管、浸出水管を連結させる。
- 第Ⅰ期集水ピット埋設時には、第Ⅰ期集水ピットの機能を第Ⅱ期集水ピットに集約させ、第Ⅱ期埋立時に閉塞させる。
- 第Ⅱ期埋立の地下水は、第Ⅰ期、第Ⅱ期埋立の地下水が集水されるが、地下水の管理は、第Ⅰ期集水ピットと同様とする。

第Ⅰ期／地下水集排水施設計画平面図

S:1:1000

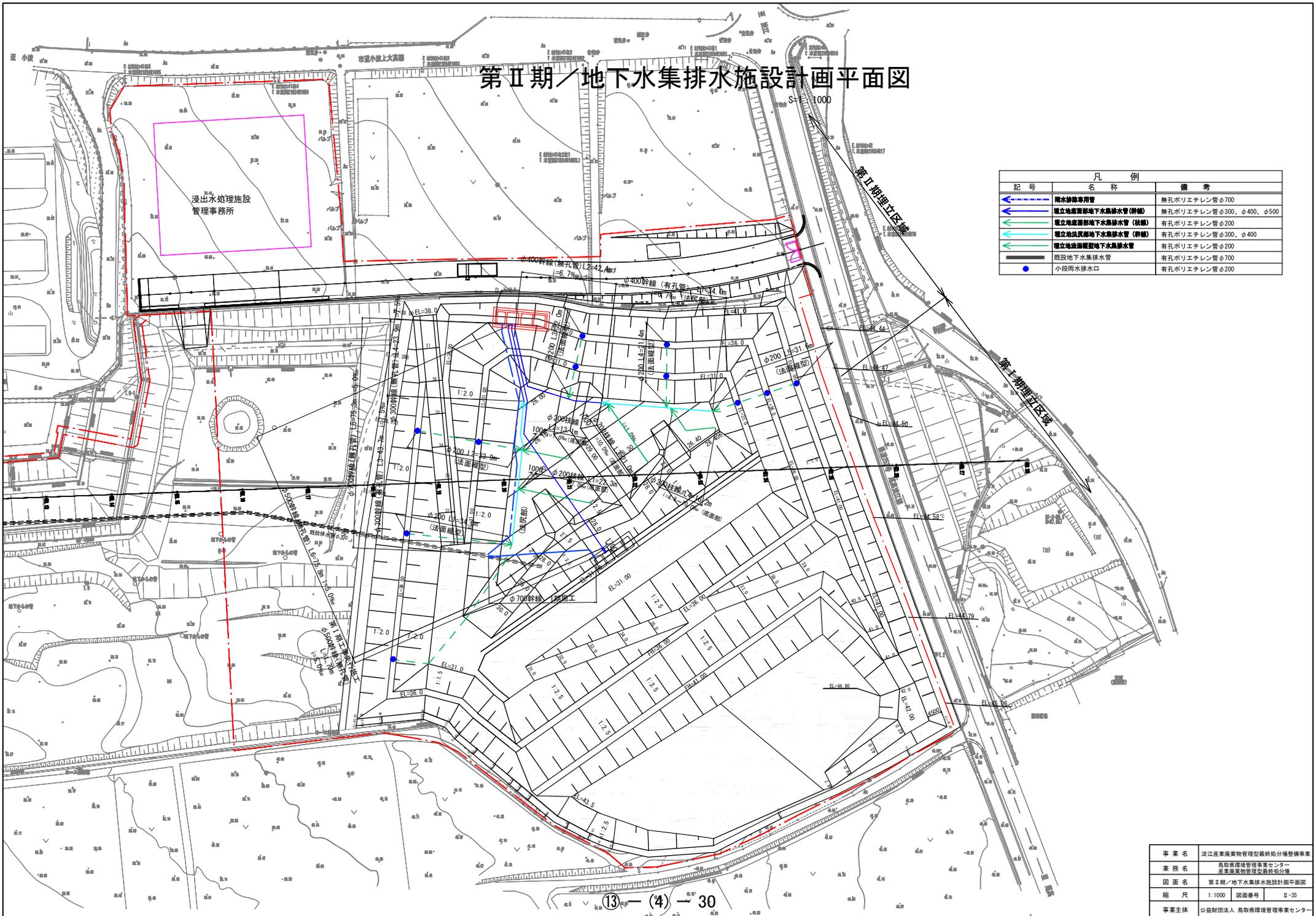


凡例		
記号	名称	備考
	雨水排除専用管	無孔ポリエチレン管φ700
	埋立地蔵面地下水集排水管(幹線)	無孔ポリエチレン管φ300、φ400、φ500
	埋立地蔵面地下水集排水管(枝線)	有孔ポリエチレン管φ300、φ400
	埋立地蔵面地下水集排水管(幹線)	有孔ポリエチレン管φ200、φ250
	埋立地蔵面地下水集排水管	有孔ポリエチレン管φ200
	埋立地蔵面埋設地下水集排水管	有孔ポリエチレン管φ200
	既設地下水集排水管	有孔ポリエチレン管φ700
	小段雨水排水口	有孔ポリエチレン管φ200



事業名	淡江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理型最終処分場
図面名	第Ⅰ期／地下水集排水施設計画平面図
縮尺	1:1000 図面番号 1-62
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター

第Ⅱ期／地下水集排水施設計画平面図



凡 例		
記号	名 称	備 考
	雨水排除専用管	無孔ポリエチレン管φ700
	埋立地産廃部地下水集排水管(幹線)	無孔ポリエチレン管φ300、φ400、φ500
	埋立地産廃部地下水集排水管(枝線)	有孔ポリエチレン管φ200
	埋立地法面部地下水集排水管(幹線)	有孔ポリエチレン管φ300、φ400
	埋立地法面部地下水集排水管	有孔ポリエチレン管φ200
	既設地下水集排水管	有孔ポリエチレン管φ700
	小段雨水排水口	有孔ポリエチレン管φ200

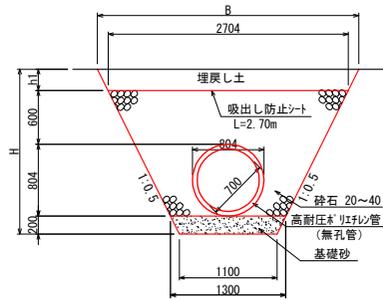
事業名	淀江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理施設建設分団
図面名	第Ⅱ期／地下水集排水施設計画平面図
縮尺	1:1000 図面番号 II-35
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター

第 I 期 / 地下水集排水施設一般図

S=1:60

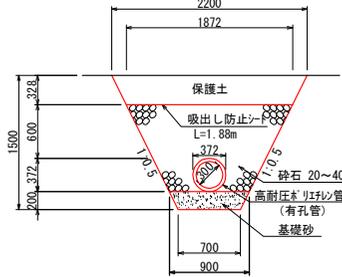
雨水排除専用管

底部
(φ700)

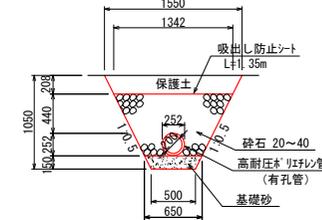


地下水集排水管

底部
(φ300)

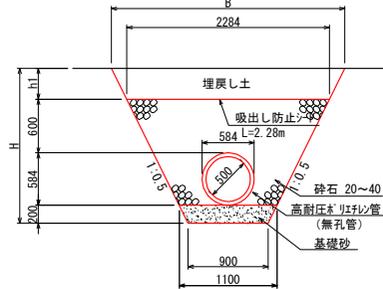


底部・法面部
(φ200)

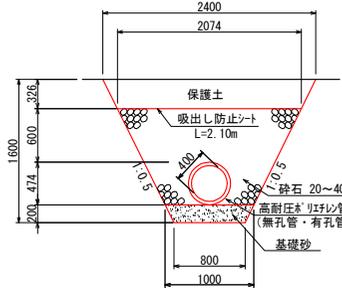


I 期地下水送水管(無孔管)

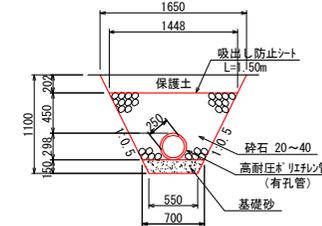
底部
(φ500)



底部
(φ400)



底部
(φ250)

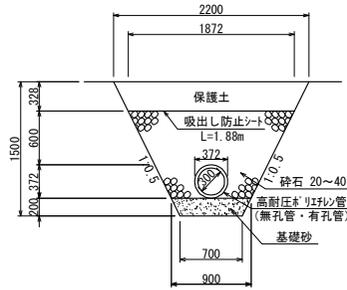


事業名	淀江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業		
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理型最終処分場		
図面名	第 I 期 / 地下水集排水施設一般図		
縮尺	1:60	図面番号	1-65
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター		

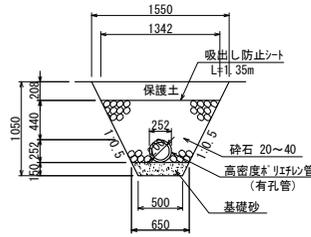
第Ⅱ期／地下水集排水施設一般図 S=1:60

地下水集排水管

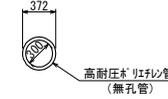
底部
(φ300)



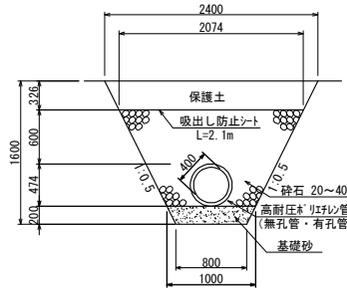
底部・法面部
(φ200)



盛土部
(φ300)

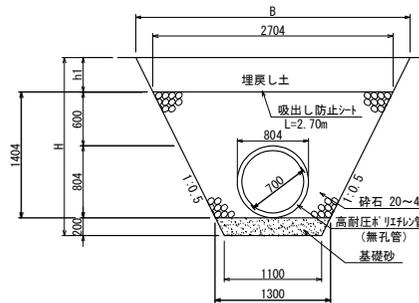


底部
(φ400)



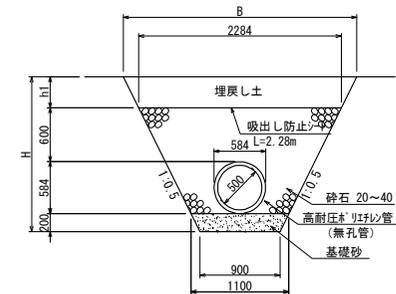
雨水排除専用管

底部
(φ700)



Ⅰ期地下水送水管 (無孔管)

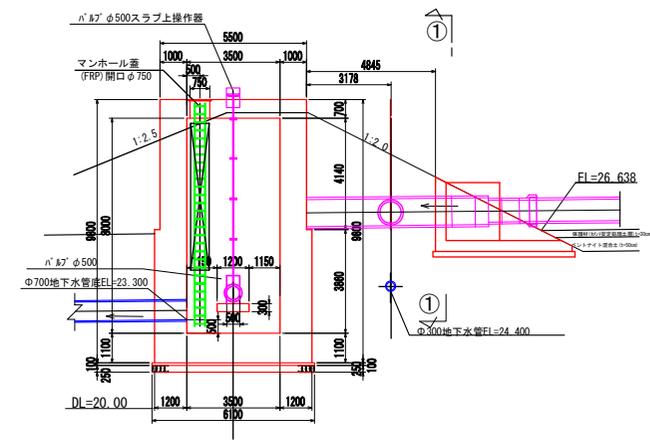
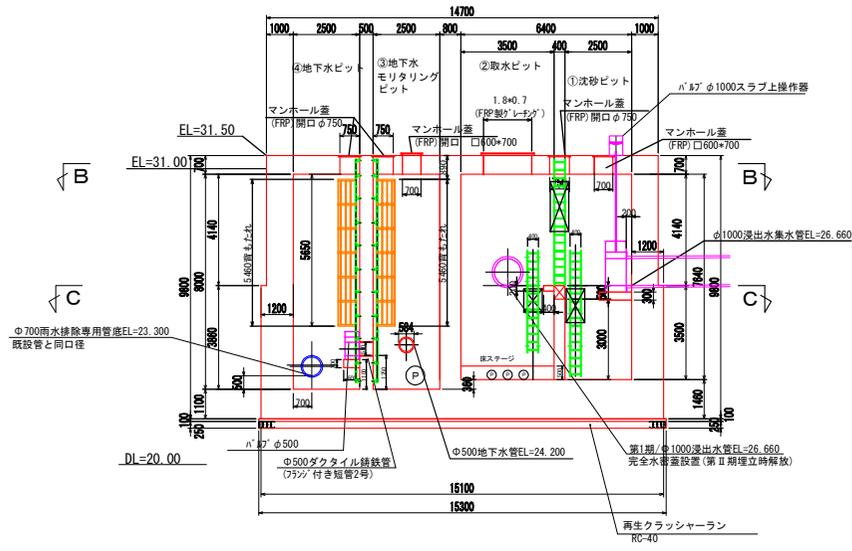
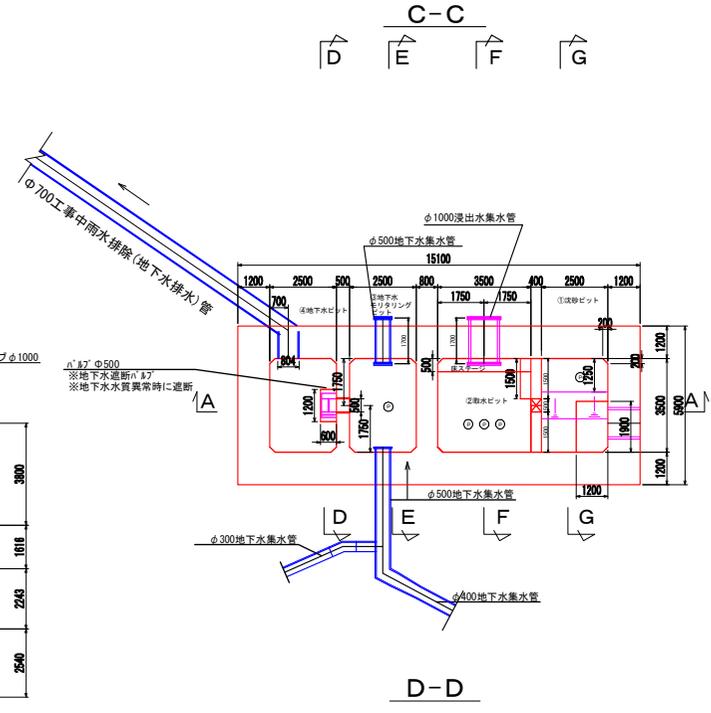
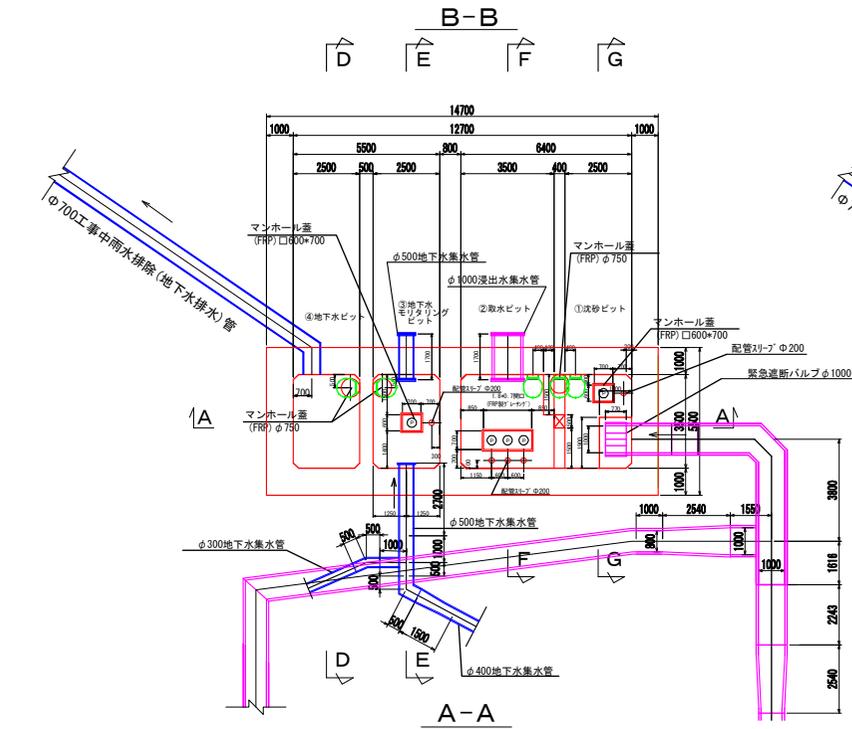
底部
(φ500)



事業名	淀江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業		
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理施設整備		
図面名	第Ⅱ期／地下水集排水施設一般図		
縮尺	1:60	図面番号	Ⅱ-39
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター		

第I期/集水ピット一般図(1/2)

S=1:200

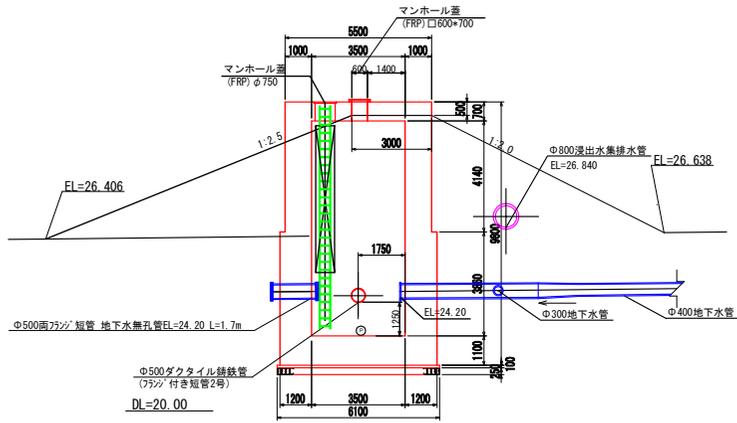


事業名	淀江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業		
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理型最終処分場		
図面名	第I期/集水ピット一般図(1/2)		
縮尺	1:200	図面番号	1-44-1
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター		

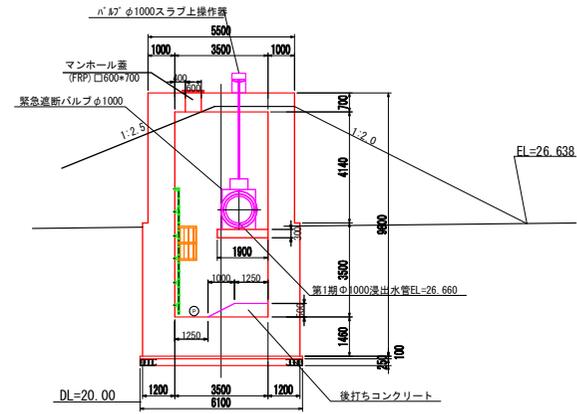
第 I 期 / 集水ピット一般図 (2/2)

S:1:200

E-E

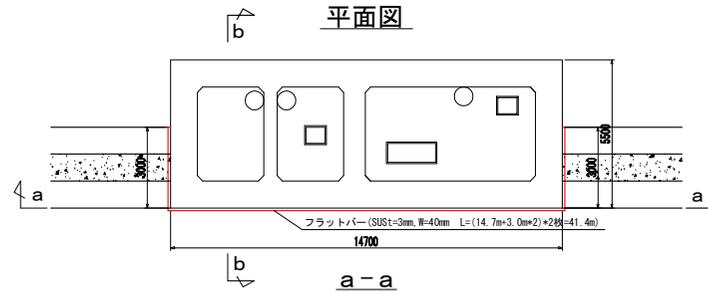


G-G

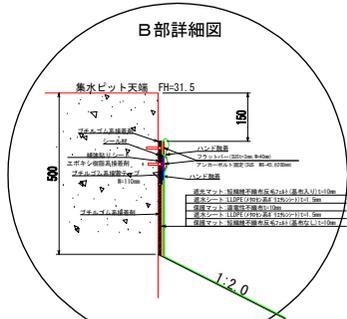
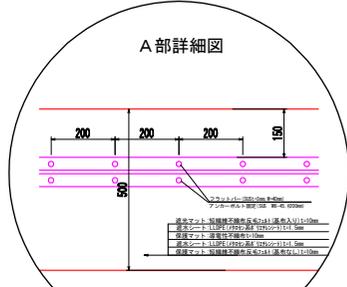
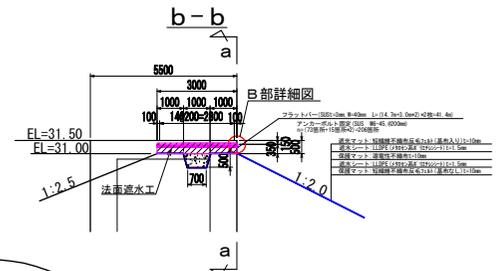
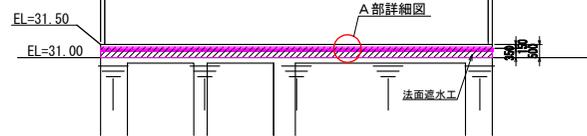
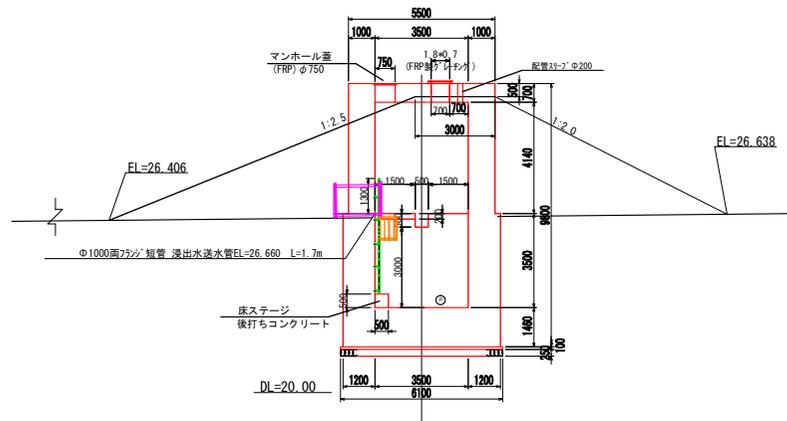


シート固定工詳細図(集水ピット)

平面図



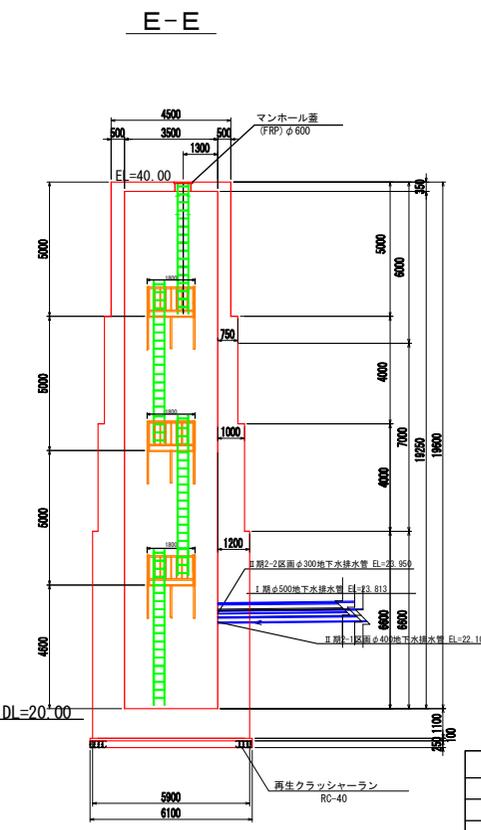
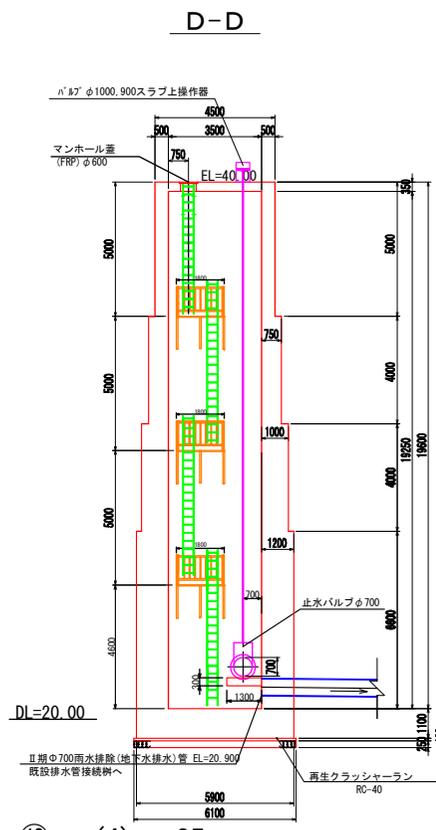
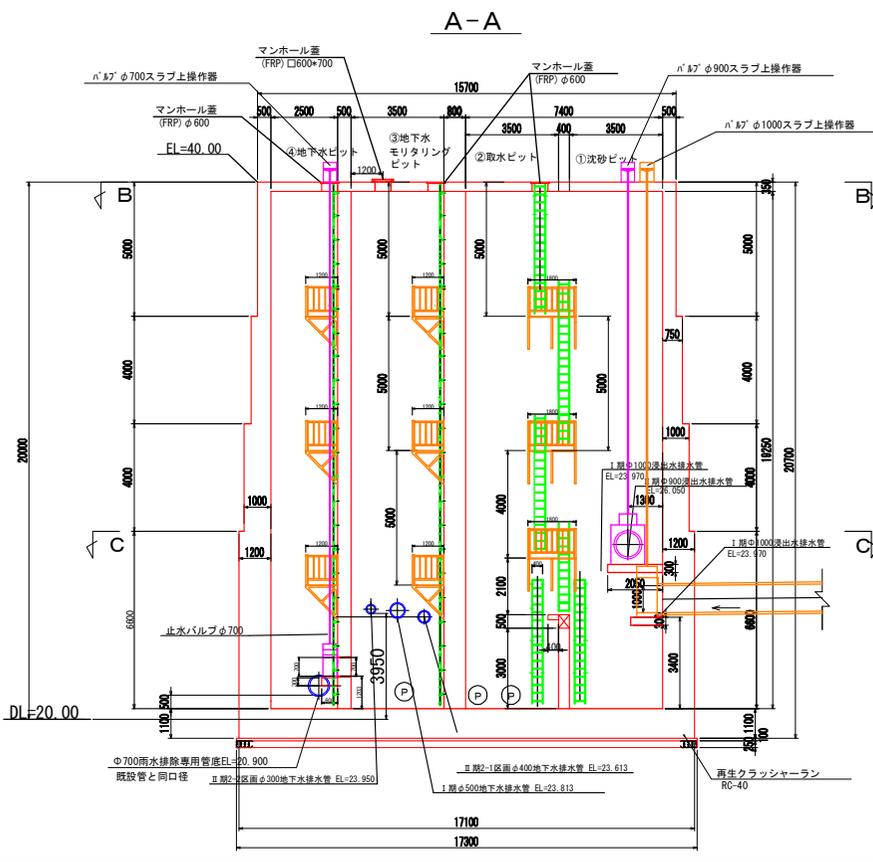
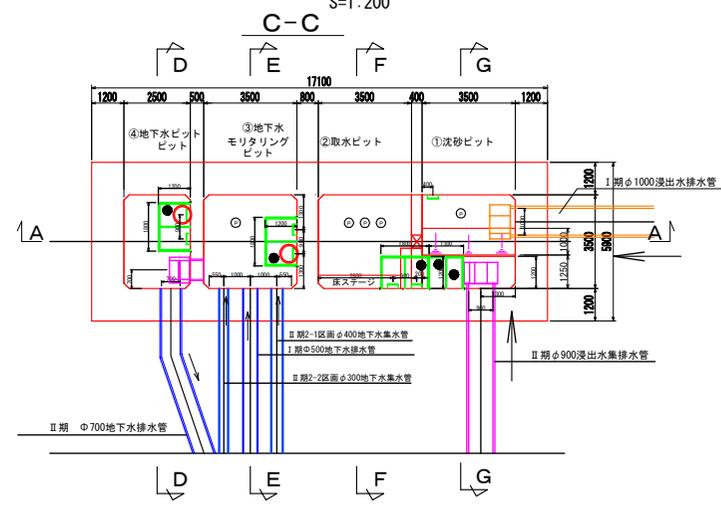
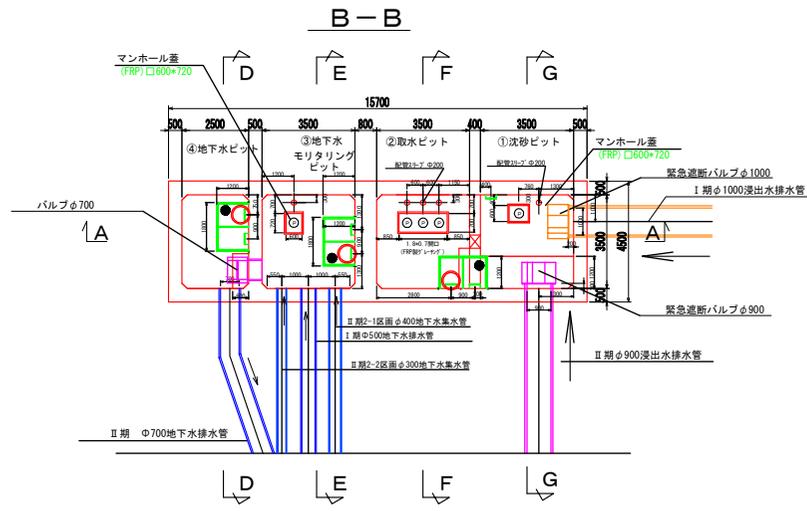
F-F



事業名	淀江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理型最終処分場
図面名	第 I 期 / 集水ピット一般図 (2/2)
縮尺	1:200 図面番号 1-44-2
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター

第Ⅱ期／集水ピット一般図(1)

S=1:200

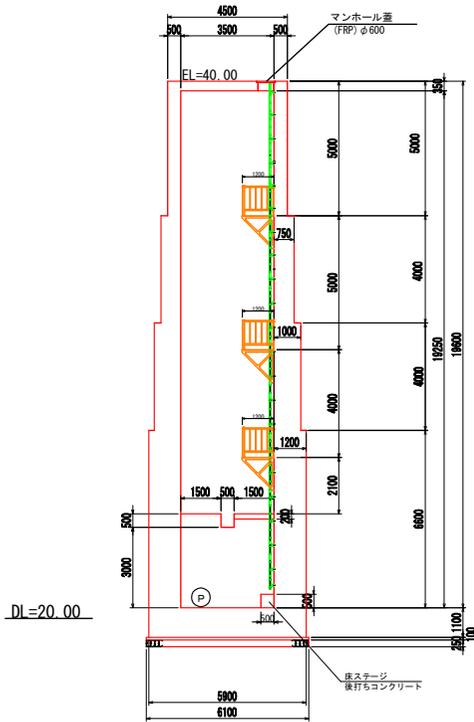


事業名	淡江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業
業務名	鳥取県環境管理センター 産業廃棄物管理型最終処分場
図面名	第Ⅱ期／集水ピット一般図(1)
縮尺	1:200 図面番号 II-30
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理センター

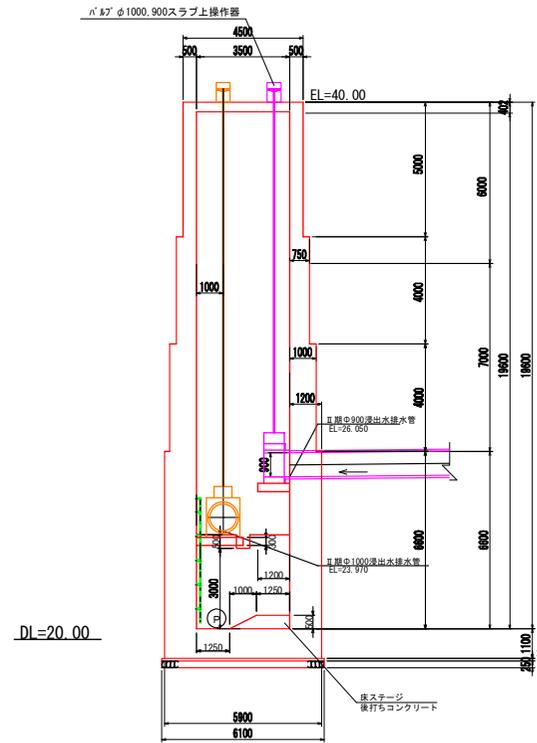
第Ⅱ期／集水ピット一般図(2)

S=1:200

F-F



G-G



事業名	淀江産業廃棄物管理型最終処分場整備事業		
業務名	鳥取県環境管理事業センター 産業廃棄物管理型最終処分場		
図面名	第Ⅱ期／集水ピット一般図(2)		
縮尺	1:200	図面番号	II-31
事業主体	公益財団法人 鳥取県環境管理事業センター		

⑬__施設の能力計算書

(5) 防災調整池計算書

備考（変更の概要、変更の理由など）

- ・ ⑬(3) 雨水集排水施設計算書の説明に委ねることとし、本章での説明は省略する。

⑬(5) 防災調整池

◆提示資料の要点

当該基準に関する説明は、別章⑬(3)雨水排水路の説明によるものとする。

【県指針 P.11】

4-1-18 防災調整池及び沈砂池

- ① 原則として最終処分場の開発中及び開発後の 30 年確率雨量強度におけるピーク流量が、下流河川等で流下不可能な場合には、開発による雨水の流出増に対応できる防災調整池を設けるものとし、設計基準等は以下に準拠すること。
なお、降水強度の確率規模は、雨水排水路など関係する各施設との関連性を考慮して、整合性のある年超過確率を設定すること。
 - ・「防災調節池等技術基準（案）解説と設計実例」（公社）日本河川協会（2007.9）の第2編「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）」
 - ・鳥取県林地開発条例に規定される開発許可の基準
- ② 防災調整池の設置が必要ない最終処分場においては、埋立区域外の流末部に沈砂池を設置することとし、その必要面積は、（式4）により算定のこと。

$$A = Q / U_0 \quad \dots \text{（式4）}$$

A : 沈砂池の必要面積 (m²)

Q : 処理水量 (m³/h)

U₀ : 限界沈降速度 (m/h、=H/T)

H : 沈澱物を堆積させる部分を除いた沈砂池の有効深さ (m)

T : 滞留時間 (h)

- ③ 式4における処理水量 (Q) の算定は、4-1-17④によるものとし、開発区域からの流出水を対象として、雨量は降雨確率3年の時間降雨強度を標準とする。
また、沈降速度は表-4.1.7によるものとし、比重2.65、直径0.074mmの粒子の速度4mm/sec (14.4m/h)を標準とする。
- ④ 沈砂池面積は、必要面積Aの1.5～2.0倍を見込むものとする。
- ⑤ 沈砂池の深さは、沈澱物が再懸濁するおそれのない水深 (1m程度)を考慮し、これに表-4.1.6を標準とする年間流出土砂量を、池底に堆積させるのに必要な深さを加えた深さとする。
また、堆積土砂量を検討し、浚渫の維持管理計画を立てるものとする。
- ⑥ 沈砂池の構造は、壁面が容易に崩壊せず、止水性が十分確保できるものとし、素掘りでないものとする。

⑬__施設の能力計算書

(6) 埋立ガス処理施設検討書

備考（変更の概要、変更の理由など）

H28 事業計画時の考え方に基づき、次のとおりの設計変更を行った。
埋立地のレイアウト変更により、竪型ガス抜き管設置箇所を見直した。

⑬ (6) 埋立ガス処理施設

◆提示資料の要点

埋立地内部で発生するガス（埋立ガス）を排除するため、埋立地内に設置する堅型集排水管を通気のための施設とする。

◆設計基準、関連基準

基準省令	第2条第2項第3号（＝第1条第2項第16号）
県指針	4-3-7 ガス抜き設備
全都清要領	9章 埋立ガス処理施設（pp.401～416）
その他	なし

◆概要・ポイント

- 埋立ガスは、周辺的生活環境に支障のない方法で大気に放出させる。
- 埋立ガスは、浸出水集排水管（法面部）及び堅型集排水管（いずれも浸出水の集排水とガス抜きの兼用）により、速やかに大気に放出させる。（当該設備の構造は、本資料後段で示す。）
- 当該設備は、浸出水集排水管の幹線・枝線に接続させるものとし、適切な配置密度で設置し、準好気性の雰囲気を保たせるものとする。なお、堅型集排水管は所定の箇所数を満たす16箇所を設置する。
- 当該設備は、十分な強度と耐腐食性を有する管材を用いる。
- 概要は下表のとおり。

設置密度	合計16箇所（面積22,100m ² ） 埋立地内に、2,000m ² 当たり1箇所以上となるように設置
管径	φ200mm以上
材質	高密度ポリエチレン管（有孔管）

◆図面類

図面番号	図面名
I-39	浸出水集排水施設計画平面図（Ⅰ期）
Ⅱ-23	浸出水集排水施設計画平面図（Ⅱ期）

◆根拠資料

資料名	備考
なし	

1. 埋立ガス処理施設設計

(1) 県指針基準

埋立ガス処理施設の県指針基準は、以下のとおりである。

【県指針 (p. 32、p. 18、p. 19) より】

4-3-7 ガス抜き設備

通気装置を設けて埋立地から発生するガスを排除すること。

- ① ガス抜き設備は、概ね 2000 m²に 1 箇所以上設けること。
- ② ガスは、周辺の生活環境に支障のない方法で大気に放出すること。
- ③ 構造
 - ア ガス抜き設備は、管路式を原則とし、4-2-4 の構造によること。
 - イ のり面ガス抜き管は、埋立重機等の作業によるずれ、破損等のない構造（のり面埋込式等）であること。
 - ウ 原則としてガス抜き管は、埋立地内の集排水設備に接続すること。
 - エ 豎型管は集排水設備を兼ねるものとする。

4-2-4 発生ガス採取設備

- ① 安定型最終処分場において、ガスの発生の有無を確認する場合は、浸透水集排水設備、豎型集排水設備等を利用して行うものとする。
- ② 発生ガス採取設備を設置する場合は、下記及び図-4.2.6 のガス抜き設備の例を参考とすること。
 - ア 位置
埋立廃棄物層が厚い場所か、埋立跡地に厚く盛土が施された場所に設ける。
 - イ 管径
径 200mm 以上とする。
 - ウ 材質
管材は、十分な強度と耐腐食性を有するもの。

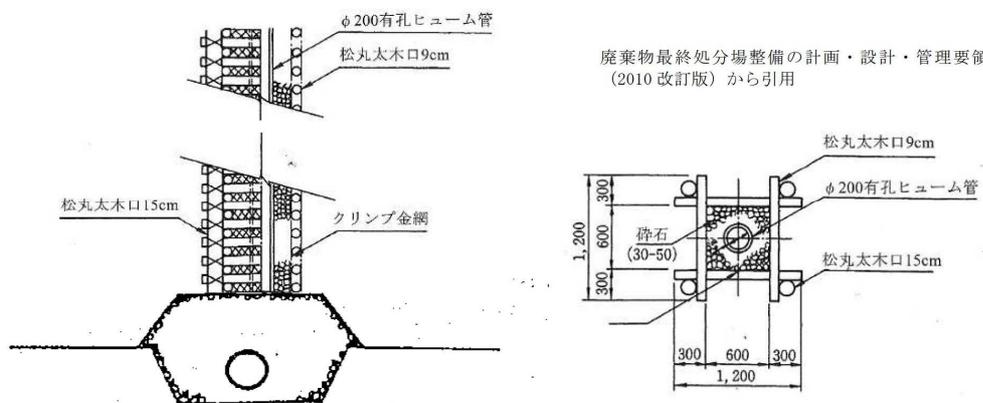


図-4.2.6 ガス抜き設備例

(2) 敷設計画

堅型集排水管（ガス抜き管）の配置は、16箇所（埋立面積 22,100 m² ÷ 2,000 m²/箇所 ≒ 12箇所以上が必要である。）とする。詳細は以下に示す。

○第Ⅰ期：埋立面積 12,224 m²、ガス抜き管設置数 8箇所、1本当たり面積 1,528 m²

○第Ⅱ期：埋立面積 9,866 m²、ガス抜き管設置数 8箇所、1本当たり面積 1,233 m²

また、ガス抜き管の敷設箇所は次図のとおりである。

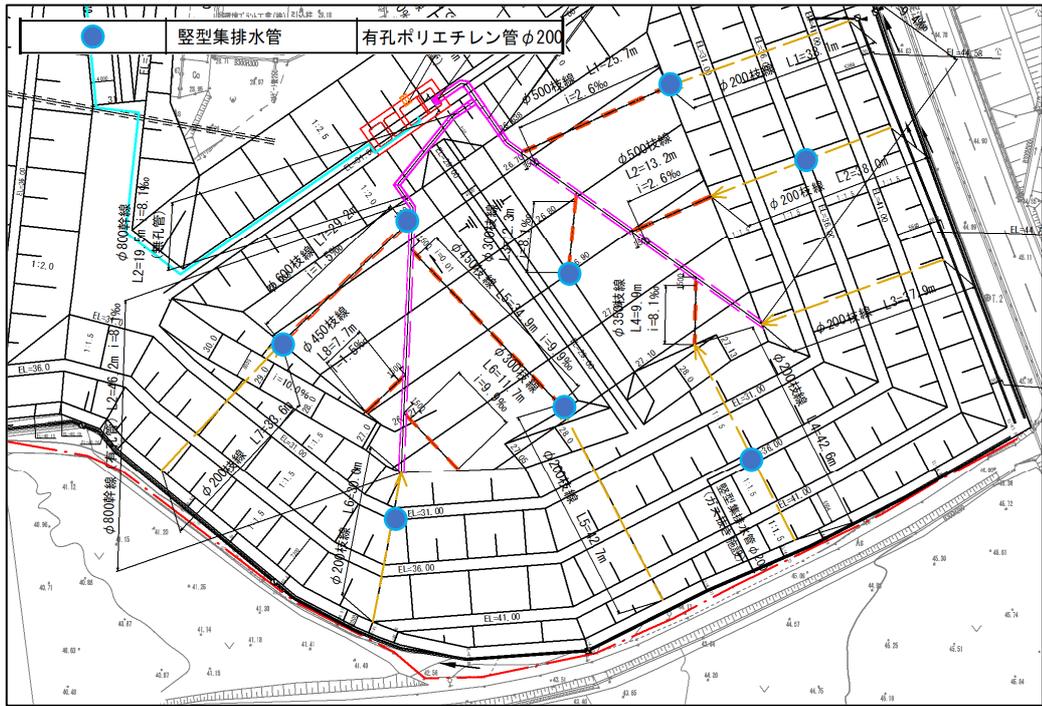


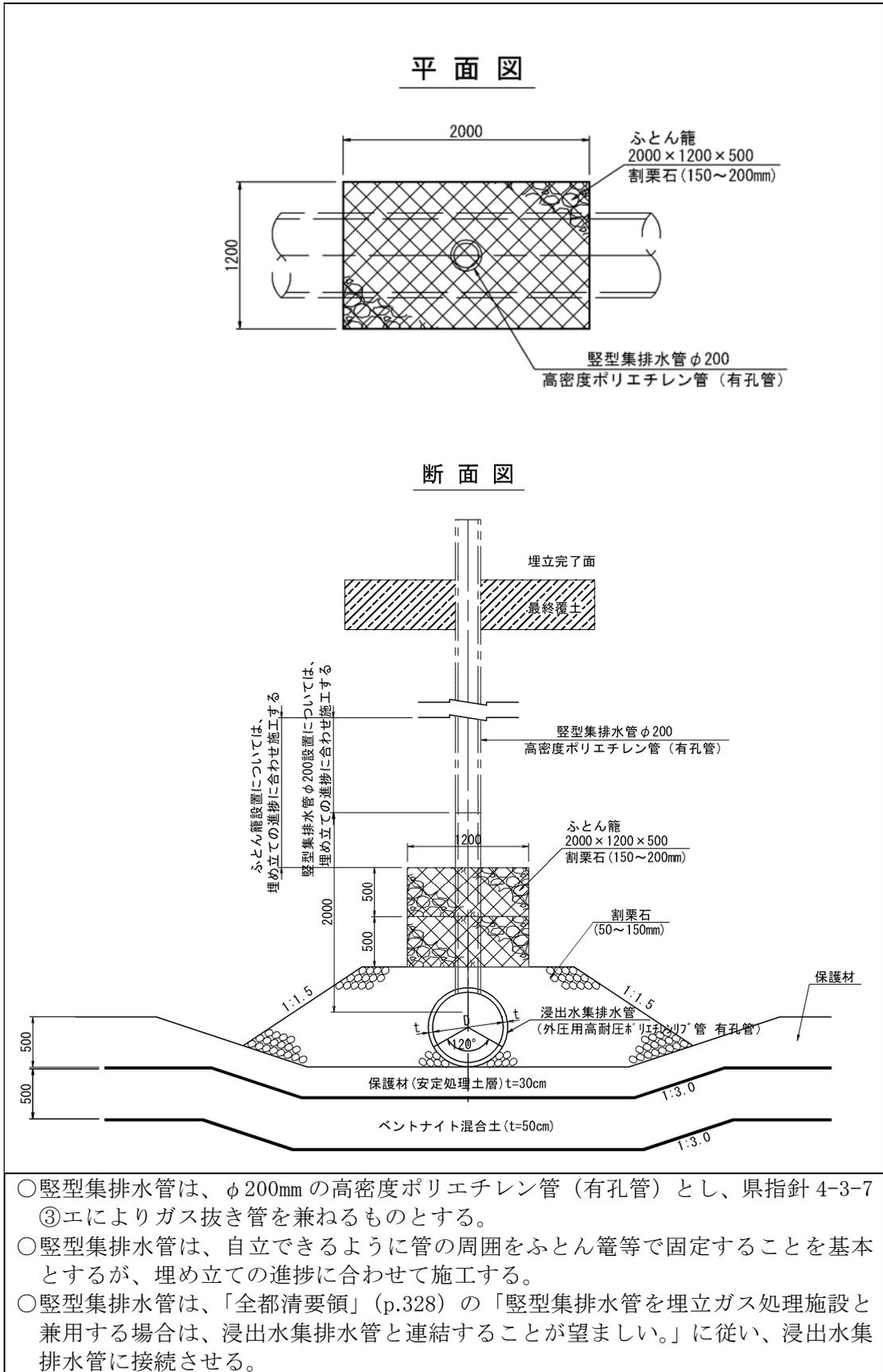
図1 第Ⅰ期／埋立ガス処理施設の敷設箇所



図2 第Ⅱ期／埋立ガス処理施設の敷設箇所

(3) 基本構造

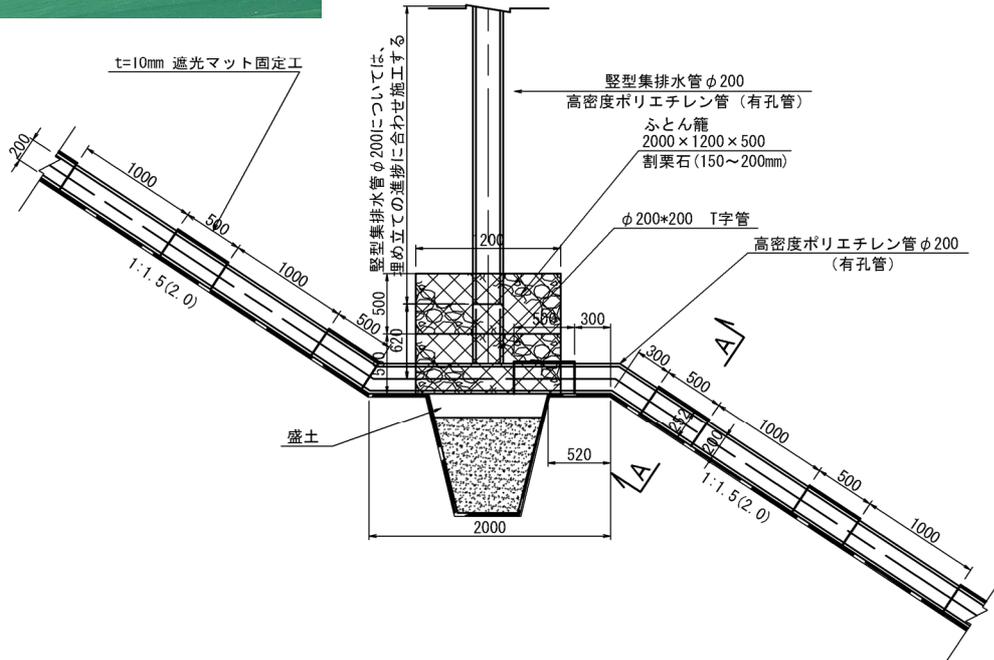
1) 底部の堅型集排水管



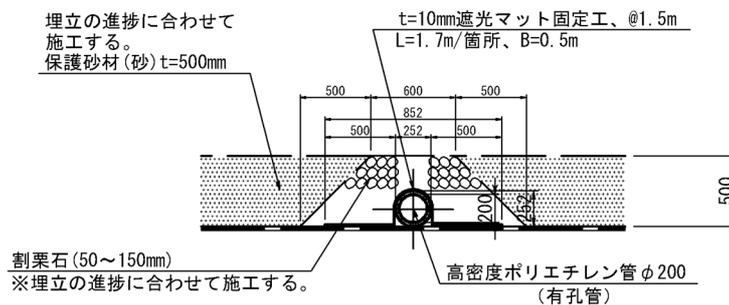
2) 法面部の浸出水集排水管、小段部の豎型集排水管

豎型集排水管詳細図

(小段部)



A-A断面図



- 浸出水集排水管及び豎型集排水管は、φ200mmの高密度ポリエチレン管(有孔管)とし、県指針4-3-7③エによりガス抜き管を兼ねるものとする。
- 豎型集排水管は、自立できるように管の周囲をふとん籠等で固定することを基本とするが、埋め立ての進捗に合わせて施工する。
- 豎型集排水管は、「全都清要領」(p.328)の「豎型集排水管を埋立ガス処理施設と兼用する場合は、浸出水集排水管と連結することが望ましい。」に従い、浸出水集排水管に接続させる。

⑬__施設の能力計算書

(7) 浸出水処理設備設計計算書

備考（変更の概要、変更の理由など）

H28 事業計画時の考え方に基づき、次のとおりの設計変更を行った。

- ・ 水処理工程の選定、運転時間など、主たる設計の考え方に変更なし。
- ・ 詳細設計による施設条件の変更等（例：調整槽容量 7,100→7,480m³ 以上）に伴い全体の再計算を実施した。

浸出水処理施設 設計計算書

<浸出水処理施設設計条件>

計算根拠としての各基準を以下の略号で示す。

[廃棄] ----- 廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領 (全国都市清掃会議)

・調整槽

容量 7,480m³以上

・BOD酸化槽

BOD充填材負荷 0.6kg-BOD/m³-R・日以下 ([廃棄])

・硝化槽 0.15kg-NH₄⁺-N/m³-R・日以下 ([廃棄])

・脱窒槽 0.3kg-NO_x-N/m³-R・日以下 ([廃棄])

・再ばっ気槽 1.0kg-BOD/m³-R日以下 ([廃棄])

・反応槽、混和槽

滞留時間 計画水量の5分以上 ([廃棄])

・凝集槽

滞留時間 計画水量の20分以上 ([廃棄])

・凝集沈殿槽

滞留時間 計画水量の3時間以上 ([廃棄])

水面積負荷 計画水量に対し20m³/m²・日以下 ([廃棄])

越流負荷 計画水量に対し100m³/m・日以下 ([廃棄])

・中和槽

滞留時間 計画水量の10分以上 ([廃棄])

- ・ろ過原水槽
 - 滞留時間 計画水量の1時間以上 ([廃棄])
- ・砂ろ過塔
 - ろ過速度 200m/日以下 ([廃棄] 2層ろ過 100~200m/日)
- ・活性炭吸着塔
 - 空塔速度 $2.0 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{時}$ 以下 ([廃棄] $1 \sim 4 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{時}$)
- ・キレート吸着塔 (一般重金属用)
 - 空塔速度 $12.0 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{時}$ 以下 ([廃棄] $10 \sim 15 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{時}$)
- ・逆浸透膜原水槽
 - 滞留時間 逆洗水量の1.5回分以上 ([廃棄] ろ過処理水槽に準じる)
- ・処理水槽
 - 容量 計画水量の1時間以上 ([廃棄] ろ過原水槽に準じる)
- ・消毒槽
 - 滞留時間 計画水量の15分以上 ([廃棄])
- ・汚泥貯留槽
 - 容量 計画汚泥量の3日以上
(汚泥脱水機停止期間 2日/週+1日)
- ・汚泥脱水機運転時間
 - 5日/週、5時間/日とする

<計画諸元>

処理水量 70 m³/日 (I期35m³/日、II期35m³/日)

処理水質

項目	原水	処理水	除去率
pH	5~9	5.8~8.6	
BOD	150 mg/L	10 mg/L以下	93.3 %
COD	150 mg/L	10 mg/L以下	93.3 %
SS	200 mg/L	10 mg/L以下	95.0 %
T-N	150 mg/L	10 mg/L以下	93.3 %
Ca	2,000 mg/L	100 mg/L以下	95.0 %
Cl	10,000 mg/L	500 mg/L以下	95.0 %

処理方式

水処理 凝集沈殿処理 (Ca除去) + 生物学的脱窒処理 (接触ばつ気方式)
+ 凝集沈殿処理 + 砂ろ過 + 活性炭吸着 + キレート吸着 + RO膜処理 + 消毒

汚泥処理 貯留 + 脱水処理 (脱水ケーキ含水率 85 %)
Ca汚泥引抜濃度 2 %
生物汚泥引抜濃度 0.8 %
汚泥脱水機供給汚泥濃度 1.5 %
脱水ケーキ見かけ比重 0.8 t/m³

濃縮塩処理 蒸発濃縮 + 蒸発固化処理 (固化物含水率 10 %)

運転時間

水処理 24時間/日、7日/週

汚泥処理 5時間/日、5日/週

濃縮塩処理 濃縮装置 24時間/日、7日/週

乾燥固化装置 24時間/日、5日/週 (土曜日の朝に自動停止)

<発生汚泥量>

(1) 第1凝集沈殿汚泥

SSによる汚泥	$70 \text{ m}^3/\text{日} \times (200 \text{ mg/L} - 50 \text{ mg/L}) \times 10^{-3}$	=	10.50 kg/日
Caによる汚泥	$70 \text{ m}^3/\text{日} \times (2,000 \text{ mg/L} - 100 \text{ mg/L}) \times 10^{-3} \times 2.5$	=	332.50 kg/日
PACによる汚泥	$70 \text{ m}^3/\text{日} \times 300 \text{ mg/L} \times 10/100 \times 156/102 \times 10^{-3}$	=	3.22 kg/日
発生汚泥固形物量	$10.50 + 332.50 + 3.22$	=	346.22 kg/日
沈殿引抜汚泥量	濃度 2.0 %		
	$346.22 \text{ kg/日} \div 20 \text{ kg/m}^3$	=	17.32 m ³ /日

(2) 第2凝集沈殿汚泥

SSによる汚泥	$70 \text{ m}^3/\text{日} \times (50 \text{ mg/L} - 10 \text{ mg/L}) \times 10^{-3}$	=	2.80 kg/日
BODによる汚泥	$70 \text{ m}^3/\text{日} \times (150 \text{ mg/L} - 10 \text{ mg/L}) \times 10^{-3} \times 0.4$	=	3.92 kg/日
PACによる汚泥	$70 \text{ m}^3/\text{日} \times 300 \text{ mg/L} \times 10/100 \times 156/102 \times 10^{-3}$	=	3.22 kg/日
メタノールによる汚泥	$70 \text{ m}^3/\text{日} \times 150 \text{ mg/L} \times 3 \times 10^{-3} \times 0.4$	=	12.60 kg/日
発生汚泥固形物量	$2.80 + 3.92 + 3.22 + 12.60$	=	22.54 kg/日
沈殿引抜汚泥量	濃度 0.8 %		
	$22.54 \text{ kg/日} \div 8 \text{ kg/m}^3$	=	2.82 m ³ /日

(3) 脱水ケーキ

供給汚泥固形物量	$346.22 \text{ kg/日} + 22.54 \text{ kg/日}$	=	368.76 kg/日
供給汚泥量	$17.32 \text{ m}^3/\text{日} + 2.82 \text{ m}^3/\text{日}$	=	20.14 m ³ /日
ケーキ含水率	85 %		
脱水ケーキ量	$368.76 \text{ kg/日} \div 150 \text{ kg/m}^3$	=	2.46 m ³ /日
脱水機脱離液量	$20.14 \text{ m}^3/\text{日} - 2.46 \text{ m}^3/\text{日}$	=	17.68 m ³ /日

(4) 逆浸透膜装置濃縮水

逆浸透膜濃縮水量 25.20 m³/日 (返流水反復計算による)

(5) 濃縮装置濃縮水 (浸出水中の塩類濃度を20,000mg/Lとする。)

固形物発生量	浸出水由来	$70 \text{ m}^3/\text{日} \times 20,000 \text{ mg/L} \times 10^{-6}$	=	1,400 kg/日
高濃縮水量	濃度 20.0 %			
	$1,400 \text{ kg/日} \div 200 \text{ kg/m}^3$	=	7.00 m ³ /日	
濃縮装置凝縮水量	$25.2 \text{ m}^3/\text{日} - 7.00 \text{ m}^3/\text{日}$	=	18.20 m ³ /日	

(6) 濃縮装置洗浄排水 (排蒸気含む)

濃縮装置洗浄頻度 1回 / 月 洗浄排水量 4.5 m³/回
濃縮装置洗浄水量 4.5 m³ ÷ 30 日 = 0.15 m³/日 → 0.2 m³/日とする。
濃縮装置排蒸気 2.4 m³/日
濃縮装置洗浄排水 (排蒸気含む) 計 2.6 m³/日

(7) 乾燥固化装置からの乾燥塩発生量

含水率 10 %
1,400 kg/日 ÷ 90 /100 = 1.56 t/日
乾燥固化装置凝縮水量
7.00 m³/日 - 1.56 m³/日 = 5.44 m³/日

(8) 逆浸透膜洗浄水量

逆浸透膜洗浄頻度 1回 / 2 週間、洗浄排水量 6.0 m³/回
逆浸透膜洗浄水量 6.0 m³ ÷ 14 日 = 0.43 m³/日 → 0.5 m³/日とする。

(9) プロセス排水

ボイラーブロー水 0.40 m³/日
冷却塔ブロー水 1.40 m³/日
計 1.80 m³/日

(10) 冷却塔蒸発水量

14.79 m³/日 (蒸発ロス)

<各設備の設計水量>

(1) 日最大水量

$$QA = 70 \text{ m}^3/\text{日}$$

(2) 浸出水調整槽から第1反応槽への送水量

$$QA1 = QA + \text{返送水}$$

$$\text{砂ろ過塔逆洗水} = 9.50 \text{ m}^3/\text{日} \quad (\text{砂ろ過塔の逆洗水量 } 10\text{分}/\text{日} + \text{捨水量}15\text{分}/\text{日})$$

$$\text{濃縮装置洗浄排水} = 2.60 \text{ m}^3/\text{日}$$

$$\text{逆浸透膜洗浄排水} = 0.50 \text{ m}^3/\text{日}$$

$$\text{脱水機脱離液量} = 17.68 \text{ m}^3/\text{日}$$

$$\text{濃縮装置凝縮水} = 18.20 \text{ m}^3/\text{日}$$

$$\text{乾燥固化装置凝縮水} = 5.44 \text{ m}^3/\text{日}$$

$$\text{プロセス排水} = 1.80 \text{ m}^3/\text{日}$$

$$\text{返送水合計} = 55.72 \text{ m}^3/\text{日}$$

$$= 70 + 55.72 = 125.72 \text{ m}^3/\text{日}$$

(3) 第1反応槽から第1混和槽への送水量

$$QA2 = QA1 + \text{炭酸ソーダ注入量}$$

$$= 125.72 + 3.71 = 129.43 \text{ m}^3/\text{日}$$

(4) 第1凝集沈殿槽から第1中和槽への送水量

$$QA3 = QA2 - \text{発生Ca汚泥量}$$

$$= 129.43 - 17.32 = 112.11 \text{ m}^3/\text{日}$$

(5) 第2凝集沈殿槽から第2中和槽への送水量

$$QA4 = QA3 - \text{発生凝集汚泥量}$$

$$= 112.11 - 2.82 = 109.29 \text{ m}^3/\text{日}$$

(6) キレート吸着塔から逆浸透膜原水槽への送水量

$$QA5 = QA4 - \text{砂ろ過逆洗水量}$$

$$= 109.29 - 9.50 = 99.79 \text{ m}^3/\text{日}$$

(7) 逆浸透膜装置から処理水中和槽への送水量

$$QA6 = QA5 - \text{逆浸透膜濃縮水} - \text{逆浸透膜洗浄水量}$$

$$= 99.79 - 25.20 - 0.50 = 74.09 \text{ m}^3/\text{日}$$

		m ³ /日	m ³ /時	m ³ /分
時間最大流入量(Q _{max})		—	108	1.8
日 最 大 量 (QA)		70.00	2.92	0.05
移 流 水 量	QA1	125.72	5.24	0.09
	QA2	129.43	5.4	0.09
	QA3	112.11	4.68	0.08
	QA4	109.29	4.56	0.08
	QA5	99.79	4.16	0.07
	QA6	74.09	3.09	0.06

<容量計算>

1. 流入調整設備

(1) 排砂ポンプ

揚水量 堆積砂1.0m³を10分程度で揚水できるものとする。

$$1.0 \text{ m}^3 \div 10 \text{ 分} = 0.1 \text{ m}^3/\text{分}$$

仕様 80mm × 0.1 m³/分 × 20 m × 3.0 kW × 1 台

(2) 取水ポンプ

揚水量 0.6 m³/分

仕様 150mm × 0.6 m³/分 × 25 m × 15.0 kW × 3 台 (1台共通交互運転)

(3) 地下水ポンプ

揚水量 0.6 m³/分

仕様 80mm × 0.6 m³/分 × 15 m × 5.5 kW × 1 台

(4) 浸出水流入遮断バルブ

仕様 φ 1000mm × 1.5 kW × 1 台

(5) 地下水遮断バルブ

仕様 φ 500mm × 0.4 kW × 1 台

(6) 浸出水調整槽

必要容量

第1調整槽 3,000 m³ 以上

第2調整槽 3,000 m³ 以上

第3調整槽 1,480 m³ 以上

合計 7,480 m³ 以上

寸法

第1調整槽 22.4 mW × 22.0 mL × 6.1 mWD (有効水深 6.1 m) × 1 槽

第2調整槽 19.8 mW × 28.9 mL × 5.8 mWD (有効水深 5.8 m) × 1 槽

第3調整槽 22.4 mW × 14.5 mL × 5.8 mWD (有効水深 5.8 m) × 1 槽

有効容量

第1調整槽 3,006 m³ > 3,000 m³

第2調整槽 3,319 m³ > 3,000 m³

第3調整槽 1,884 m³ > 1,480 m³

合計 8,207 m³ > 7,480 m³

攪拌風量

0.3m³/m³・時

第1調整槽 3,006 m³ × 0.3m³/m³・時 ÷ 60分/時 = 15.03 m³/分

第2調整槽 3,319 m³ × 0.3m³/m³・時 ÷ 60分/時 = 16.60 m³/分

第3調整槽 1,884 m³ × 0.3m³/m³・時 ÷ 60分/時 = 9.42 m³/分

散気装置

第1調整槽散気装置、第2調整槽散気装置、第3調整槽散気装置
多孔管式

(7) 第1調整槽送水ポンプ

揚水量	QA1に対して1.2倍	$0.09 \text{ m}^3/\text{分} \times 1.2 =$	$0.11 \text{ m}^3/\text{分}$
仕様	$50\text{mm} \times 0.11 \text{ m}^3/\text{分} \times$	$15\text{m} \times 1.5 \text{ kW} \times$	2台 (交互運転)

(8) 第2調整槽送水ポンプ

揚水量	QA1に対して1.2倍	$0.09 \text{ m}^3/\text{分} \times 1.2 =$	$0.11 \text{ m}^3/\text{分}$
仕様	$50\text{mm} \times 0.11 \text{ m}^3/\text{分} \times$	$15\text{m} \times 1.5 \text{ kW} \times$	2台 (交互運転)

(9) 第3調整槽返送ポンプ

揚水量	QA1に対して1.2倍	$0.09 \text{ m}^3/\text{分} \times 1.2 =$	$0.11 \text{ m}^3/\text{分}$
仕様	$50\text{mm} \times 0.11 \text{ m}^3/\text{分} \times$	$15\text{m} \times 1.5 \text{ kW} \times$	2台 (交互運転)

(10) 第1汚水計量槽

処理水量	QA1	$5.24 \text{ m}^3/\text{時}$
仕様	FRP製×1基	

2. 第1凝集沈殿処理設備

(1) 第1反応槽

滞留時間	QA2に対して5分以上とする。			
必要容量	$0.09 \text{ m}^3/\text{分} \times 5\text{分}$			= 0.45 m^3
寸法	0.7 mW×	0.7 mL×	1.2 mWD	
有効容量	0.58 m^3			
第1反応槽攪拌機	プロペラ式	225 rpm×	0.1 kW×	1台

(2) 第1混和槽

滞留時間	QA2に対して5分以上とする。			
必要容量	$0.09 \text{ m}^3/\text{分} \times 5\text{分}$			= 0.45 m^3
寸法	0.7 mW×	0.7 mL×	1.2 mWD	
有効容量	0.58 m^3			
第1混和槽攪拌機	プロペラ式	225 rpm×	0.1 kW×	1台

(3) 第1凝集槽

滞留時間	QA2に対して20分以上とする。			
必要容量	$0.09 \text{ m}^3/\text{分} \times 20\text{分}$			= 1.80 m^3
寸法	1.4 mW×	1.3 mL×	1.2 mWD	
有効容量	2.18 m^3			
第1凝集槽攪拌機	パドル式	31 rpm×	0.4 kW×	1台

(4) 第1凝集沈殿槽

滞留時間	QA2に対して3時間以上とする。			
必要容量	$5.4 \text{ m}^3/\text{時} \times 3\text{時間}$			= 16.2 m^3
水面積負荷	QA2に対して $20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$ 以下とする。			
必要水面積	$129.43 \text{ m}^3/\text{日} \div 20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$			= 6.48 m^2
越流負荷	QA2に対して $100 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{日}$ 以下とする。			
必要越流堰長	$129.43 \text{ m}^3/\text{日} \div 100 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{日}$			= 1.3 m
寸法	3.0 mW×	3.0 mL×	3 mWD(有効水深	2.5 m)
有効容量	17.66 m^3			
水面積	7.06 m^2			
越流堰長	8.47 m			
実滞留時間	$17.66 \text{ m}^3 \div 5.4 \text{ m}^3/\text{時}$	=	3.2 時間	
第1凝集沈殿槽汚泥掻寄機	0.4 kW	×	1台	

(5) 第1凝集汚泥引抜ポンプ

発生汚泥量 17.32 m³/日

揚水量 引抜時間を 360 分/日とする。

$$17.32 \text{ m}^3 \div 6 \text{ 時間} = 2.89 \text{ m}^3/\text{時}$$

仕様 65mm × 2.89 m³/時 × 20m × 2.2 kW × 2 台 (交互運転)

(6) 第1中和槽

滞留時間 QA3に対して10分以上とする。

$$\text{必要容量} \quad 0.08 \text{ m}^3/\text{分} \times 10 \text{ 分} = 0.80 \text{ m}^3$$

寸法 1.5 mW × 1.2 mL × 1.5 mWD

有効容量 2.70 m³

第1中和槽攪拌機 プロペラ式 225 rpm × 0.75 kW × 1 台

(4) 脱窒槽

NO _x -N充填材容積負荷	0.3kg-NO _x -N/m ³ ・R・日以下		
NO _x -N濃度	150 mg/L (NH ₄ -Nが100%硝化したものとする。)		
流入NO _x -N量	70 m ³ /日×	150 mg/L×10 ⁻³	= 10.5 kg/日
必要充填材量	10.5 kg/日÷0.3kg/m ³		= 35 m ³
充 填 率	50～80%程度		
必要槽容量	35 m ³ ÷	0.60	= 58.34 m ³
寸 法	1.7 mW×	3.6 mL×	5 mWD× 2 槽
有効容量	61.20 m ³		
攪拌能力	有効容量を3回/時攪拌するものとする。		
	61.20 m ³ ×3回/時=	183.60 m ³ /時=	3.1 m ³ /分
脱窒槽攪拌装置	プロペラ式攪拌装置	1.5 kW×	2 台
脱窒槽逆洗装置	逆洗時ばっ気強度を 多孔管式×1式	3 m ³ /m ³ 時とする。 61.20 m ³ ×3 m ³ /m ³ 時÷60=	3.06 m ³ /分

(5) 再ばっ気槽

BOD充填材容積負荷	1.0kg-BOD/m ³ ・R・日以下		
流入BOD量	50mg/L (脱窒槽のメタノールによるBODが残存するものとする。)		
	70 m ³ /日×50mg/L×10 ⁻³		= 3.5 kg/日
必要充填材量	3.5 kg/日÷1.0kg/m ³		= 3.50 m ³
充 填 率	50～80%程度		
必要槽容量	3.5 m ³ ÷	0.60	= 5.84 m ³
寸 法	1.2 mW×	2.8 mL×	5 mWD× 2 槽
有効容量	33.60 m ³		
送 気 量	0.56 m ³ /分とする。		
再ばっ気槽散気装置	ディフューザー式×	1 式	
再ばっ気槽逆洗装置	逆洗時ばっ気強度を 多孔管式×1式	3 m ³ /m ³ 時とする。 33.60 m ³ ×3 m ³ /m ³ 時÷60=	1.68 m ³ /分

4. 第2凝集沈殿処理設備

(1) 第2混和槽

滞留時間	QA3に対して5分以上とする。		
必要容量	$0.08 \text{ m}^3/\text{分} \times 5\text{分}$	=	0.40 m^3
寸法	$0.8 \text{ mW} \times 0.8 \text{ mL} \times 1.2 \text{ mWD}$		
有効容量	0.76 m^3		
第2混和槽攪拌機	プロペラ式	$225 \text{ rpm} \times$	$0.2 \text{ kW} \times 1 \text{ 台}$

(2) 第2凝集槽

滞留時間	QA3に対して20分以上とする。		
必要容量	$0.08 \text{ m}^3/\text{分} \times 20\text{分}$	=	1.60 m^3
寸法	$1.2 \text{ mW} \times 1.1 \text{ mL} \times 1.5 \text{ mWD}$		
有効容量	1.98 m^3		
第2凝集槽攪拌機	パドル式	$31 \text{ rpm} \times$	$0.4 \text{ kW} \times 1 \text{ 台}$

(3) 第2凝集沈殿槽

滞留時間	QA3に対して3時間以上とする。		
必要容量	$4.68 \text{ m}^3/\text{時} \times 3\text{時間}$	=	14.04 m^3
水面積負荷	QA3に対して $20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$ 以下とする。		
必要水面積	$112.11 \text{ m}^3/\text{日} \div 20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$	=	5.61 m^2
越流負荷	QA3に対して $100 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{日}$ 以下とする。		
必要越流堰長	$112.11 \text{ m}^3/\text{日} \div 100 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{日}$	=	1.13 m
寸法	$2.8 \text{ mW} \times 2.8 \text{ mL} \times 4.6 \text{ mWD}$ (有効水深		2.5 m)
有効容量	19.60 m^3		
水面積	7.84 m^2		
越流堰長	10 m		
実滞留時間	$19.60 \text{ m}^3 \div 4.68 \text{ m}^3/\text{時} = 4.1 \text{ 時間}$		

(4) 第2凝集汚泥引抜ポンプ

発生汚泥量	$2.82 \text{ m}^3/\text{日}$		
揚水量	引抜時間を	$60 \text{ 分}/\text{日}$ とする。	
	$2.82 \text{ m}^3 \div 60 \text{ 分}$	=	$0.05 \text{ m}^3/\text{分}$
仕様	エアリフトポンプ		
	$80 \text{ mm} \times 0.05 \text{ m}^3/\text{分} \times 1.5 \text{ m} \times 1 \text{ 台}$		

(5) 第2中和槽

滞留時間 QA4に対して10分以上とする。

必要容量 $0.08 \text{ m}^3/\text{分} \times 10 \text{ 分} = 0.80 \text{ m}^3$

寸法 $0.8 \text{ mW} \times 0.8 \text{ mL} \times 1.5 \text{ mWD}$

有効容量 0.96 m^3

第2中和槽攪拌機 プロペラ式 $225 \text{ rpm} \times 0.2 \text{ kW} \times 1 \text{ 台}$

5. 高度過処理設備

(1) ろ過原水槽

滞留時間 QA4に対して1時間以上とする。
 必要容量 $4.56 \text{ m}^3/\text{時} \times 1\text{時間} = 4.56 \text{ m}^3$

寸法 $2 \text{ mW} \times 1.4 \text{ mL} \times 4.2 \text{ mWD}$ (有効水深 3.7 m)
 有効容量 10.36 m^3

ろ過原水ポンプ

揚水量 $4.76 \text{ m}^3/\text{時} = 0.08 \text{ m}^3/\text{分}$

仕様 $80\text{mm} \times 0.08 \text{ m}^3/\text{分} \times 30 \text{ m} \times 5.5 \text{ kW} \times 2 \text{ 台}$ (交互運転)

(2) 砂ろ過塔

ろ過速度 QA4に対して $8\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{時}$ 以下とする。

逆洗時間を考慮し、ろ過継続時間を23時間/日とする。

必要ろ過面積 $109.29 \text{ m}^3/\text{日} \div 23\text{時間} \div 8\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{時} = 0.59 \text{ m}^2$

砂ろ過塔径 $(0.59 \times 4/3.14)^{0.5} = 0.87 \text{ m}$

砂ろ過塔仕様 $\phi 0.90 \text{ m} \times 2.0 \text{ mSH} \times 1 \text{ 基}$

有効ろ過面積 $0.90^2 \times 3.14/4 = 0.63 \text{ m}^2$

実通ろ過速度 $109.29 \text{ m}^3/\text{日} \div 23 \div 0.63 \text{ m}^2 = 7.55 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{時}$

水逆洗速度 $36\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{時}$ 以上

必要逆洗水量 $0.63 \text{ m}^2 \times 36\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{時} \div 60 = 0.38 \text{ m}^3/\text{分}$

空気洗浄速度 $48\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{時}$ 以上

必要洗浄風量 $0.63 \text{ m}^2 \times 48\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{時} \div 60 = 0.51 \text{ m}^3/\text{分}$

(3) 活性炭吸着塔

空塔速度	QA4に対して $2.0 \text{ m}^3/\text{m}^3/\text{時}$ 以下とする。		
必要活性炭量	$4.76 \text{ m}^3/\text{時} \div 2.0/\text{時}$	=	2.38 m^3
ろ過速度	QA4に対して $4\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{時}$ 以下とする。		
	逆洗時間を考慮し、ろ過継続時間を23時間/日とする。		
必要ろ過面積	$109.29 \text{ m}^3/\text{日} \div 23\text{時間} \div 4\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{時}$	=	1.19 m^2
吸着塔径	$(1.19 \times 4/3.14)^{0.5}$	=	1.24 m
吸着塔仕様	$\phi 1.30 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}$ (活性炭充填高) $\times 2$ 基 (メーゴーランド方式)		
有効通水面積	$1.3^2 \times 3.14/4$	=	1.32 m^2
実通過速度	$109.29 \text{ m}^3/\text{日} \div 23 \div 1.32 \text{ m}^2$	=	$3.6 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{時}$
活性炭量	$1.3^2 \times 3.14/4 \times 1.0 \times 2$	=	2.65 m^3
実空塔速度	$4.76 \text{ m}^3/\text{時} \div 2.65 \text{ m}^3$	=	$1.8 /\text{時}$
水逆洗速度	$30\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{時}$ とする。		
必要逆洗水量	$1.32 \text{ m}^2 \times 30\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{時} \div 60\text{分}/\text{時}$	=	$0.66 \text{ m}^3/\text{分}$

(4) 吸着原水槽

滞留時間	QA4に対して1時間以上とする。		
必要容量	$4.56 \text{ m}^3/\text{時} \times 1\text{時間}$	=	4.56 m^3
寸法	$1.2 \text{ mW} \times 2.6 \text{ mL} \times 4 \text{ mWD}$ (有効水深 3.5 m)		
有効容量	10.92 m^3		
吸着原水ポンプ			
揚水量	$4.76 \text{ m}^3/\text{時} = 0.08 \text{ m}^3/\text{分}$		
仕様	$80\text{mm} \times 0.08 \text{ m}^3/\text{分} \times 25 \text{ m} \times 5.5 \text{ kW} \times 2$ 台 (交互運転)		

(5) キレート吸着塔 (一般重金属用)

空塔速度	QA4に対して $12\text{m}^3/\text{m}^3/\text{時}$ 以下とする。		
必要充填材量	$4.76 \text{ m}^3/\text{時} \div 12\text{m}^3/\text{m}^3/\text{時}$	=	0.4 m^3
吸着塔仕様	$\phi 1.0 \text{ m} \times 0.51 \text{ m}$ (充填材充填高) $\times 1$ 基		
有効通水面積	$1.0^2 \times 3.14/4$	=	0.78 m^2
キレート樹脂量	$1.0^2 \times 3.14/4 \times 0.51$	=	$0.4 \text{ m}^3/\text{塔}$
実空塔速度	$4.76 \text{ m}^3/\text{時} \div 0.4 \text{ m}^3$	=	$11.90 /\text{時}$
水逆洗速度	$7.2\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{時}$ とする		
必要逆洗水量	$0.78 \text{ m}^2 \times 7.2\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{時} \div 60\text{分}/\text{時}$	=	$0.10 \text{ m}^3/\text{分}$

ろ過逆洗ポンプ

揚水量 各逆洗水量の内、吐出量の多い方とする。

0.66 m³/分

仕様 100mm × 0.66 m³/分 × 25m × 7.5 kW × 2台 (交互運転)

6. 逆浸透膜処理設備

(1) 逆浸透膜原水槽

必要容量 砂ろ過逆洗水・活性炭逆洗水・キレート逆洗水のうち、最大水量の1.5回分以上を確保する。
 なお、水収支は、非定常に発生する活性炭とキレートの水量は計上しない。

砂ろ過逆洗水 $0.38 \text{ m}^3/\text{分} \times 25 \text{ 分} = 9.5 \text{ m}^3/\text{回}$
 活性炭逆洗水 $0.66 \text{ m}^3/\text{分} \times 10 \text{ 分} = 6.6 \text{ m}^3/\text{回}$
 キレート逆洗水 $0.10 \text{ m}^3/\text{分} \times 10 \text{ 分} = 1.0 \text{ m}^3/\text{回}$
 最大水量 $9.5 \text{ m}^3/\text{回}$

$9.5 \text{ m}^3/\text{回} \times 1.5 \text{ 回} = 14.25 \text{ m}^3$

寸法 $2 \text{ mW} \times 2.8 \text{ mL} \times 5 \text{ mWD}(\text{有効水深 } 4.5 \text{ m})$

有効容量 25.20 m^3

(2) 逆浸透膜原水ポンプ

揚水量A QA5、逆浸透膜処理装置の稼働率 90% により

$0.07 \text{ m}^3/\text{分} \div 0.9 = 0.08 \text{ m}^3/\text{分}$

仕様 $50 \text{ mm} \times 0.08 \text{ m}^3/\text{分} \times 25 \text{ m} \times 3.7 \text{ kW} \times 3 \text{ 台}(\text{1台共通交互運転})$

(3) 逆浸透膜処理装置

透過水量 QA6: $74.09 \text{ m}^3/\text{日}$

稼働率 90%

2段目回収率 90%

数量 2基

1 段目逆浸透膜

透過水量 75.0 L/本/時

必要本数 2段目回収率が 90% なので、1段目逆浸透膜の透過水量は
 $74.09 \text{ m}^3/\text{日} \div 0.9 = 82.33 \text{ m}^3/\text{日}$

施設稼働率は 90% なので、1基あたりの所要透過水量(L/時)は
 $82.33 \text{ m}^3/\text{日} \times 10^3 \times 1/24 \text{ 時} \div 0.9 \div 2 \text{ 基} = 1,906 \text{ L/時}$
 よって、所要本数は

$1,906 \text{ L/時} \div 75 \text{ L/本/時} = 25.4 \text{ 本} \rightarrow 26 \text{ 本}$

2 段目逆浸透膜

透過水量 700 L/本/時

必要本数 施設稼働率は 90% なので、1基あたりの所要透過水量(L/時)は
 $74.09 \text{ m}^3/\text{日} \times 10^3 \times 1/24 \text{ 時} \div 0.9 \div 2 \text{ 基} = 1,716 \text{ L/時}$
 よって、所要本数は

$1,716 \text{ L/時} \div 700 \text{ L/本/時} = 2.5 \text{ 本} \rightarrow 3 \text{ 本}$

電動機 合計 32 kW

7. 消毒放流設備

(1) 処理水中和槽

滞留時間	QA6に対して10分以上とする。				
必要容量	$0.06 \text{ m}^3/\text{分} \times 10 \text{ 分}$				$= 0.60 \text{ m}^3$
寸法	$0.8 \text{ mW} \times$	$0.8 \text{ mL} \times$	1.2 mWD	(有効水深)	
有効容量	0.76 m^3				
処理水中和槽攪拌機	プロペラ式		$225 \text{ rpm} \times$	$0.2 \text{ kW} \times$	1台

(2) 処理水槽

必要容量	QA6に対して1時間以上とする。				
	$3.09 \text{ m}^3/\text{時} \times 1 \text{ 時間}$				$= 3.09 \text{ m}^3$
寸法	$3.8 \text{ mW} \times$	$1.4 \text{ mL} \times$	5 mWD	(有効水深 4.5 m)	
有効容量	23.94 m^3				
処理水ポンプ					
揚水量				$0.06 \text{ m}^3/\text{分}$	
仕様	$50 \text{ mm} \times$	$0.06 \text{ m}^3/\text{分} \times$	$10 \text{ m} \times$	$0.4 \text{ kW} \times$	2台 (交互運転)

(3) 消毒槽

処理水量	QA7 $70 \text{ m}^3/\text{日}$				
滞留時間	15分以上とする。				
必要容量	$0.05 \text{ m}^3/\text{分} \times 15 \text{ 分}$				$= 0.75 \text{ m}^3$
寸法	$1 \text{ mW} \times$	$0.8 \text{ mL} \times$	1.2 mWD	(有効水深)	
有効容量	0.96 m^3				
消毒器	1基 塩素接触式				

(4) 放流槽

必要容量	QA7に対して1時間以上とする。				
	$2.92 \text{ m}^3/\text{時} \times 1 \text{ 時間}$				$= 2.92 \text{ m}^3$
寸法	$1.4 \text{ mW} \times$	$2.6 \text{ mL} \times$	4.6 mWD	(有効水深 4.1 m)	
有効容量	14.92 m^3				
放流ポンプ					
揚水量				$0.05 \text{ m}^3/\text{分}$	
仕様	$50 \text{ mm} \times$	$0.05 \text{ m}^3/\text{分} \times$	$10 \text{ m} \times$	$0.4 \text{ kW} \times$	2台 (交互運転)

8. 汚泥処理設備

(1) 汚泥貯留槽

貯留日数	発生汚泥量に対して 3 日以上とする。			
必要容量	$(2.82 + 17.32) \text{ m}^3/\text{日} \times 3 \text{ 日}$	=	60.42 m^3	
寸法	$4.6 \text{ mW} \times 2.8 \text{ mL} \times 5 \text{ mWD}$	(有効水深 5 m)		
有効容量	64.40 m^3			
汚泥貯留槽攪拌装置	パドル式	$42 \text{ rpm} \times$	$22 \text{ kW} \times$	1 台

(2) 汚泥脱水機

脱水時間	5 日/週、 5 時間/日とする。			
必要能力	$368.76 \text{ kg/日} \times (7/5) \div 5 \text{ 時間}$	=	103.30 kg/時	
	$20.14 \text{ m}^3/\text{日} \times (7/5) \div 5 \text{ 時間}$	=	$5.7 \text{ m}^3/\text{時}$	
	必要能力は $5.7 \text{ m}^3/\text{時}$ とする。			
仕様	$6.0 \text{ m}^3/\text{時} \times (7.5 + 2.2) \times$	1 基		

(3) 脱水汚泥貯留装置

必要容量	脱水汚泥 1 日分とする。			
	脱水汚泥量：	ケーキ含水率を	85% とする。	
		見かけ比重を	0.8 t/m ³ とする。	
	$368.76 \text{ kg/日} \div 2.46 \text{ m}^3/\text{日} \div$	$150 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ 日}$	=	$2.46 \text{ m}^3/\text{日}$
		0.8 (脱水ケーキ見かけ比重)	=	$3.08 \text{ m}^3/\text{日}$ (見かけ比重考慮)
仕様	4 m^3	シソク [®]	$0.4 \text{ kW} \times$	2 台

(4) 汚泥供給ポンプ

揚水量	$5.7 \text{ m}^3/\text{時}$			
仕様	$65\text{mm} \times$	$5.7 \text{ m}^3/\text{時} \times$	$20\text{m} \times$	$2.2 \text{ kW} \times$ 2 台 (内1台予備)

9. 濃縮水処理設備

(1) 濃縮水受槽

貯留日数	逆浸透膜装置濃縮水量	25.20 m ³ /日	に対して	3日とする。
必要容量	25.20 m ³ /日 × 3日	=	75.60 m ³	
寸法	(3.3 mW × 4.6 mL + 1.2 mW × 2.6 mL)		×	4 mWD (有効水深 3.5 m)
有効容量	86.82 m ³			
攪拌風量	0.3 m ³ /m ³ ・時			
	86.82 m ³ × 0.3 m ³ /m ³ ・時	=	26.05 m ³ /時	= 0.44 m ³ /分
濃縮水受槽散気装置	多孔管式散気装置			

(2) 濃縮水移送ポンプ

濃縮水量	25.20 m ³ /日			
揚水量	引抜時間を1日	6時間とする。		
	25.20 m ³ ÷ 360分	=	0.07 m ³ /分	
仕様	50mm × 0.035 m ³ /分 × 15m × 0.4 kW × 3台 (交互運転)			

(3) 濃縮装置

処理水量	25.2 m ³ /日			
必要蒸発能力	25.2 m ³ /日 - 7.00 m ³ /日	=	18.2 m ³ /日	
数量	2基			
電動機	124.0 kW			
所用蒸気量	50 kg/時			
必要冷却水量	0.125 m ³ /分			

(4) 濃縮水貯留槽

貯留日数	濃縮装置濃縮水量	7.00 m ³ /日	に対して	3日とする。
必要容量	7.00 m ³ /日 × 3日	=	21.00 m ³	
寸法	1.7 mW × 2.6 mL × 5 mWD (有効水深 5 m)			
有効容量	22.10 m ³			
攪拌風量	1.0 m ³ /m ³ ・時			
	22.10 m ³ × 1.0 m ³ /m ³ ・時	=	22.1 m ³ /時	= 0.37 m ³ /分
濃縮水貯留槽散気装置	多孔管式散気装置			

(5) 濃縮水供給ポンプ

必要能力	9.80 m ³ /日			
揚水量	引抜時間を1日	6時間とする。		
	9.8 m ³ ÷ 360分	=	0.03 m ³ /分	
仕様	50mm × 0.03 m ³ /分 × 15m × 0.4 kW × 3台 (1台共通交互運転)			

(6) 乾燥固化装置

処理水量	7.00 m ³ /日	⇒	9 m ³ /日
運転日数	5 日/週、24 時間/日とする。	=	13 m ³ /日
処理能力	7.00 m ³ /日×7/ 5	=	9.80 m ³ /日
数量	2 基		
電動機	15 kW		
必要蒸気量	700 kg/h		
必要冷却水量	0.96 m ³ /分		

(7) 乾燥固化用ボイラー

所用蒸気量	1500 kg/時
相当蒸発量	1000 kg/時
数量	2 基
電動機	4.1 kW

(8) 冷却塔

所用循環水量	2.17 m ³ /分			
必要能力	175 RT			
数量	1 基			
電動機 本体	3.3 kW	+	凍結防止ヒーター	5 kW

(9) 冷却水循環ポンプ

仕 様	80mm ×	2.17 m ³ /分×	25m ×	11 kW×	2 台 (交互運転)
-----	--------	-------------------------	-------	--------	------------

(10) 燃料タンク

所要容量	1040 L/日 ×	10 日 =	10.40 kL
容量	12 kL		
数量	1 基		

(11) 燃料ポンプ

仕 様	20mm ×	30 L/分×	0.2MPa ×	0.4 kW×	2 台 (交互運転)
-----	--------	---------	----------	---------	------------

10. 薬品注入設備

(1) カルシウム除去剤貯槽

注入率	Ca濃度の2.65倍		
使用濃度	10%		
最大注入量	$70 \text{ m}^3/\text{日} \times 2,000 \text{ mg/L} \times 10^{-3} \times 2.65$	=	371.00 kg/日
	$371.00 \text{ kg/日} \times 100 / 10$	=	3,710 L/日
		=	2.58 L/分
貯留日数	10 日とする。		
必要容量	$371.00 \text{ kg/日} \times 10 \text{ 日}$	=	3,710 kg
ホoppa貯留容量	5000 L	×	1 台 ※デンス灰(比重1.0)を使用するものとする。
溶解槽容量	1000 L		
ヒーター	3.0 kW	×	1 台 攪拌機
供給機	0.1 kW	×	1 台 バイブレーダ
			0.4 kW × 1 台
			0.72 kW × 1 台
※ホoppa投入方式はジェットパック方式とする。			
カルシウム除去剤注入ポンプ			
	2.58 L/分×	0.5 MPa×	0.2 kW× 2 台 (交互運転)

(2) リン酸注入設備

注入率	流入BOD及び添加するメタノールの1.0%		
使用濃度	7.5%、比重 1.05 (市販品75%溶液を10倍に希釈)		
最大注入量	$360 \text{ mg/L} \times 1/100 \times 98/31$	=	11.39 mg/L
	$70 \text{ m}^3/\text{日} \times 11.39 \text{ mg/L} \times 10^{-3} \times 100 / 7.5 \div 1.05$	=	10.13 L/日
		=	7.04 mL/分
貯留日数	10 日とする。		
必要容量	$10.13 \text{ L/日} \times 10 \text{ 日}$	=	101.3 L
リン酸貯槽容量	200 L		
リン酸攪拌機	プロペラ式	0.1 kW×	1 台
リン酸注入ポンプ			
	3.52 mL/分×	1.0 MPa×	15 W× 3 台(1台共通交互運転)

(3) メタノール注入設備

注入率	NO _x -N量の3倍		
使用濃度	50%、比重 0.9		
最大注入量	$70 \text{ m}^3/\text{日} \times 150 \text{ mg/L} \times 10^{-3} \times 3$	=	32 kg/日
	$32 \text{ kg/日} \times 100 / 50 \div 0.9$	=	70 L/日
		=	48.62 mL/分
貯留日数	10 日とする。		
必要容量	$70 \text{ L/日} \times 10 \text{ 日}$	=	700 L
メタノール貯槽容量	1500 L		
メタノール注入ポンプ			
	24.31 mL/分×	1.0 MPa×	15 W× 3 台(1台共通交互運転)

(4) アルカリ注入設備

注入率	QA2に対して	505 mg/L(第1反応槽)
	※凝集沈殿試験結果より、pH9にするために必要な注入率	
	QA3に対して	50 mg/L(第1中和槽)
	QA1に対して	300 mg/L(硝化槽)
	※硝化対象となるT-N量の2倍	
	QA3に対して	50 mg/L(第2混和槽)
	QA4に対して	50 mg/L(第2中和槽)
	QA6に対して	50 mg/L(処理水中和槽)
	逆浸透膜装置濃縮水量に対して	50 mg/L(濃縮装置)
	濃縮装置濃縮水量に対して	50 mg/L(乾燥固化装置)
	濃縮装置洗浄用	150 L/回(非定常、1回/2週間程度)
使用濃度	苛性ソーダ	25%、比重 1.27
貯留日数		10 日とする。
必要容量	($129.43 \text{ m}^3/\text{日} \times 505 \text{ mg/L} + 112.11 \text{ m}^3/\text{日} \times 50 \text{ mg/L} +$ $70.00 \text{ m}^3/\text{日} \times 300 \text{ mg/L} + 112.11 \text{ m}^3/\text{日} \times 50 \text{ mg/L} +$ $109.29 \text{ m}^3/\text{日} \times 50 \text{ mg/L} + 74.09 \text{ m}^3/\text{日} \times 50 \text{ mg/L} +$ $25.20 \text{ m}^3/\text{日} \times 50 \text{ mg/L} + 7.00 \text{ m}^3/\text{日} \times 50 \text{ mg/L}$ $\times 10^{-3} \times 100 / 25 \div 1.27 = 341.3 \text{ L/日}$ $341.3 \text{ L/日} \times 10 \text{ 日} = 3413 \text{ L}$
アルカリ剤貯槽容量		5000 L
最大注入量		
第1反応槽	$0.09 \text{ m}^3/\text{分} \times 505 \text{ mg/L} \times 100 / 25 \div 1.27 =$	143.15 mL/分 × 1 系列
第1中和槽	$0.08 \text{ m}^3/\text{分} \times 50 \text{ mg/L} \times 100 / 25 \div 1.27 =$	12.6 mL/分 × 1 系列
硝化槽	$0.05 \text{ m}^3/\text{分} \times 300 \text{ mg/L} \times 100 / 25 \div 1.27 =$	23.63 mL/分 × 2 系列
第2混和槽	$0.08 \text{ m}^3/\text{分} \times 50 \text{ mg/L} \times 100 / 25 \div 1.27 =$	12.6 mL/分 × 1 系列
第2中和槽	$0.08 \text{ m}^3/\text{分} \times 50 \text{ mg/L} \times 100 / 25 \div 1.27 =$	12.6 mL/分 × 1 系列
処理水中和槽	$0.06 \text{ m}^3/\text{分} \times 50 \text{ mg/L} \times 100 / 25 \div 1.27 =$	9.45 mL/分 × 1 系列
濃縮装置	$25.20 \text{ m}^3/\text{日} \times 50 \text{ mg/L} \times 100 / 25 \div 1.27 \div 1440 =$	1.38 mL/分 × 2 系列
乾燥固化装置	$7.00 \text{ m}^3/\text{日} \times 50 \text{ mg/L} \times 100 / 25 \div 1.27 \div 1440 \times 7/5 =$	0.54 mL/分 × 2 系列
濃縮装置洗缶用	洗浄(非定常)1回につき20%苛性ソーダ150Lを使用するとして、アルカリ貯槽から濃縮装置洗缶水槽に1時間程度で送液できるものとする。	
	$150 \text{ L} \div 1 \text{ 時間} \div 60 \text{ 分/時} \times 10^3 \text{ mL/L} =$	2500 mL/分 × 2 系列
アルカリ注入ポンプ(1) (第1反応槽用)	$360 \text{ mL/分} \times 1.0 \text{ MPa} \times 30 \text{ W} \times 2 \text{ 台}$	(1台共通交互運転)
アルカリ注入ポンプ(2) (その他用)	$30 \text{ mL/分} \times 1.0 \text{ MPa} \times 15 \text{ W} \times 10 \text{ 台}$	
アルカリ注入ポンプ(3) (濃縮装置洗缶用)	$2500 \text{ mL/分} \times 0.7 \text{ MPa} \times 0.4 \text{ kW} \times 2 \text{ 台}$	

(5) 塩酸注入設備

注入率	QA3に対して	461 mg/L(第1中和槽)
	QA3に対して	50 mg/L(第2混和槽)
	QA4に対して	50 mg/L(第2中和槽)
	QA5に対して	50 mg/L(逆浸透膜処理装置)
	逆浸透膜装置濃縮水量に対して	50 mg/L(濃縮装置)
	QA6に対して	50 mg/L(処理水中和槽)
使用薬品	塩酸 15%、比重 1.074を使用	
貯留日数	10 日とする。	
必要容量	$(112.11 \text{ m}^3/\text{日} \times 461 \text{ mg/L} + 112.11 \text{ m}^3/\text{日} \times 50 \text{ mg/L} +$ $109.29 \text{ m}^3/\text{日} \times 50 \text{ mg/L} + 99.79 \text{ m}^3/\text{日} \times 50 \text{ mg/L} +$ $25.20 \text{ m}^3/\text{日} \times 50 \text{ mg/L} + 74.09 \text{ m}^3/\text{日} \times 50 \text{ mg/L})$ $\times 10^{-3} \times 100 / 15 \div 1.074 = 451.4 \text{ L/日}$ $451.4 \text{ L/日} \times 10 \text{ 日} = 4514 \text{ L}$	
酸貯槽	6000 L	
最大注入量		
第1中和槽	$0.08 \text{ m}^3/\text{分} \times 461 \text{ mg/L} \times 100 / 15 \div 1.074 = 228.9 \text{ mL/分}$	$\times 1 \text{ 系列}$
第2混和槽	$0.08 \text{ m}^3/\text{分} \times 50 \text{ mg/L} \times 100 / 15 \div 1.074 = 24.83 \text{ mL/分}$	$\times 1 \text{ 系列}$
第2中和槽	$0.08 \text{ m}^3/\text{日} \times 50 \text{ mg/L} \times 100 / 15 \div 1.074 = 24.83 \text{ mL/分}$	$\times 1 \text{ 系列}$
逆浸透膜処理装置	$0.07 \text{ m}^3/\text{分} \times 50 \text{ mg/L} \times 100 / 15 \div 1.074 = 10.87 \text{ mL/分}$	$\times 2 \text{ 系列}$
濃縮装置	$25.20 \text{ m}^3/\text{日} \times 50 \text{ mg/L} \times 100 / 15 \div 1.074 \div 1440 = 2.72 \text{ mL/分}$	$\times 2 \text{ 系列}$
処理水中和槽	$0.06 \text{ m}^3/\text{分} \times 50 \text{ mg/L} \times 100 / 15 \div 1.074 = 18.63 \text{ mL/分}$	$\times 1 \text{ 系列}$
酸注入ポンプ(1)	(第1中和槽用)	
	$360 \text{ mL/分} \times 1.0 \text{ MPa} \times 30 \text{ W} \times 2 \text{ 台}$	(1台共通交互運転)
酸注入ポンプ(2)	(第2混和槽、第2中和槽用)	
	$60 \text{ mL/分} \times 1.0 \text{ MPa} \times 18 \text{ W} \times 2 \text{ 台}$	
酸注入ポンプ(3)	(その他用)	
	$30 \text{ mL/分} \times 1.0 \text{ MPa} \times 15 \text{ W} \times 5 \text{ 台}$	

(6) 凝集剤注入設備

注入率	第1混和槽	: QAに対して	300 mg/L	(最大)			
	第2混和槽	: QAに対して	50 mg/L	(最大)			
使用濃度	100%、比重 1.2						
最大注入量	$70 \text{ m}^3/\text{日} \times$	$300 \text{ mg/L} \times 10^{-3} \times 100/100 \div 1.2$	=	17.5 L/日			
			=	12.16 mL/分			
	$70 \text{ m}^3/\text{日} \times$	$50 \text{ mg/L} \times 10^{-3} \times 100/100 \div 1.2$	=	3 L/日			
			=	2.03 mL/分			
貯留日数	10 日とする。						
必要容量	(17.5 + 3) L/日	×	10 日	= 205 L			
貯留容量	500 L						
凝集剤注入ポンプ(1)	12.16 mL/分	×	1.0 MPa	×	15 W	×	2 台(1台共通交互運転)
凝集剤注入ポンプ(2)	2.03 mL/分	×	1.0 MPa	×	15 W	×	1

(7) 凝集助剤注入設備

注入率	第1凝集槽	: QA2に対して	1 mg/L				
	第2凝集槽	: QA3に対して	1 mg/L				
使用濃度	0.1%、比重 1.0						
最大注入量	$129.43 \text{ m}^3/\text{日} \times$	$1 \text{ mg/L} \times 10^{-3}$	=	0.13 kg/日			
(第1凝集槽用)	$0.13 \text{ kg/日} \times 100/0.1$	=	130 L/日	=	90.28 mL/分		
最大注入量	$112.11 \text{ m}^3/\text{日} \times$	$1 \text{ mg/L} \times 10^{-3}$	=	0.12 kg/日			
(第2凝集槽用)	$0.12 \text{ kg/日} \times 100/0.1$	=	120 L/日	=	83.34 mL/分		
ホッパ貯留日数	10 日とする。						
必要容量	$0.25 \text{ kg/日} \times$	10 日	=	2.5 L	→	10 L	
凝集助剤溶解装置	0.115 kW × 1 台						
凝集助剤貯槽	100 L						
凝集助剤注入ポンプ	90.28 mL/分	×	1.0 MPa	×	0.1 kW	×	2 台(交互運転)

(8) 脱水助剤注入設備

注入率	第2凝集沈殿槽から排出された固形物の1.0%						
使用濃度	0.2%						
最大注入量	$22.54 \text{ kg/日} \times (7/5) \times 1/100$	=	0.32 kg/日				
	$0.32 \text{ kg/日} \div 5 \text{ 時間} \times 100/0.2$	=	32.00 L/時	=	0.54 L/分		
ホッパ貯留日数	脱水 10 日分とする						
必要容量	$0.32 \text{ kg/日} \times$	10 日	=	3.2 L	→	10 L	
脱水助剤溶解装置	0.115 kW × 1 台						
脱水助剤貯槽	100 L						
脱水助剤注入ポンプ	0.54 L/分	×	1.0 MPa	×	0.1 kW	×	2 台(交互運転)

11. その他設備

(1) 調整槽ブロワ

必要空気量 17.17 m³/分

仕様 $\phi 125 \times 8.59 \text{ m}^3/\text{分} \times 60 \text{ kPa} \times 15 \text{ kW} \times 3 \text{ 台(交互運転)}$

(2) ばっ気ブロワ

必要空気量 6.64 m³/分 (生物処理 各槽 送気量より)

仕様 $\phi 100 \times 6.64 \text{ m}^3/\text{分} \times 60 \text{ kPa} \times 11 \text{ kW} \times 2 \text{ 台(交互運転)}$

(3) 逆洗ブロワ

必要空気量 0.87 m³/分 (砂ろ過器 必要空気風量より)

仕様 $\phi 40 \times 0.87 \text{ m}^3/\text{分} \times 60 \text{ kPa} \times 1.5 \text{ kW} \times 1 \text{ 台}$

(4) 攪拌ブロワ

必要空気量 0.81 m³/分

仕様 $\phi 40 \times 0.81 \text{ m}^3/\text{分} \times 60 \text{ kPa} \times 1.5 \text{ kW} \times 2 \text{ 台(1台共通交互運転)}$

⑭__浸出水処理設備に係る
水量・水質の根拠書類

⑭__浸出水処理設備に係る 水量・水質の根拠書類

(1) 浸出水処理計画書

(埋立期別計画・埋立順序等を踏まえた
浸出水調整設備規模、浸出水処理設備能力に関する計算書)

備考 (変更の概要、変更の理由など)

H28 事業計画時の考え方に基づき、次のとおりの設計変更を行った。

・ 最終処分場の構造・設備指針及び維持管理指針 (県指針) の反映

H28 事業計画では平成 21 年改正版の県指針に準拠していたが、本変更計画では平成 30 年 7 月版における変更を反映させている。

・ 降水量データの更新

H28 事業計画では平成 26 年を最終年とする過去 37 年間 (昭和 53 年～平成 26 年) の降水時系列より設定していたが、本変更計画ではこれに加え、令和 4 年を最終年とする過去 45 年 (昭和 53 年～令和 4 年) の降水時系列を用いた。

・ 埋立計画

令和 5 年度に実施した詳細設計に基づき、改めて検討した埋立計画を施設規模算定に反映させた。

⑭(1) 浸出水処理計画書

提示資料の要点

埋立地内から浸出水集水ピットを経由して送水された浸出水の水量及び水質の変動を調整することができる耐水構造の浸出水調整池（以下、「浸出水調整槽」という）を設置する。

<設計基準、関連基準等>

基準省令	第2条第1項第4号（＝第1条第1項第5号へ）
県指針	4-3-5 浸出液処理設備
全都清要領	8章 浸出水処理施設（pp.341-400）

はじめに

「H28 事業計画書」の見直しを行った主な項目及びその内容は次のとおりである。

	見直し部分	備考
1	最終処分場の構造・設備指針及び維持管理指針（「県指針」）の反映	「H28 事業計画書」では平成 21 年改正版、本計画書では平成 30 年 7 月版を反映
2	施設規模算定に係る降水量データの更新	「H28 事業計画書」では平成 26 年を最終年とする過去 37 年間（昭和 53 年～平成 26 年）の降水時系列より設定していた。 本計画書では、「H28 事業計画書」に加え、令和 4 年を最終年とする過去 45 年（昭和 53 年～令和 4 年）の降水時系列とした。
3	埋立計画	令和 5 年度に実施した詳細設計に基づき改めて検討した埋立計画を施設規模算定に反映した。

なお、「H28 事業計画書」で示した、浸出水処理能力（Ⅰ期：35m³/日、Ⅱ期：70m³/日）は決定事項とし、上記の変更を踏まえ、浸出水調整槽の必要容量を検討した。

1. 浸出水処理施設規模算定の考え方

(1) 施設規模に関する技術基準等

浸出水処理施設規模に関する技術基準は、「一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める命令の運用に伴う留意事項について」であるが、当基準によれば、浸出水処理施設規模は浸出水量と調整池容量等を勘案して設定し、少なくとも日平均降雨（水）量に対応した規模とすることが明記されている。

一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める命令の運用に伴う留意事項について（公布日：平成10年7月16日、環水企301・衛環63）

一七 浸出液処理設備(第五号へ)

～中略～

浸出液処理設備の規模は、保有水等集排水設備により集められる保有水等の量、調整池の容量等を勘案して設定すること。なお、浸出水処理設備の処理能力は、少なくとも当該地域における日平均降雨量に対応したものとすること。

特に、環境省の交付金事業とする事業にあたっては、それぞれの交付取扱要領において、「別に定める廃棄物処理施設の性能指針等に適合していること。」と規定されており、「性能指針」に基づいた施設計画を図ることになる。

ちなみに、当「性能指針」によれば、調整池容量は、「既往日降水量、蒸発量等を用いた計算結果により、埋立地の底部に保有水等が貯水されないように維持できる容量が確保されていること」として明記されている。

廃棄物最終処分場性能指針（抜粋）

6 調整池の容量

(1) 性能に関する事項

～中略～

(2) 性能に関する事項の確認方法

設計図書及び使用する材料・製品の仕様等により、以下の性能に関する事項の適正を確認すること。

ア 埋立地の気象条件に適合した近接する気象観測所等の観測結果から求めた既往日降水量、蒸発量等を用いた計算結果(ただし、埋立地に人工的に散水する場合は、計画する散水量。)により、埋立地の底部に保有水等が貯水されないように維持できる容量が確保されていること。

一方、鳥取県では、「最終処分場の構造・設備指針及び維持管理指針（平成30年7月）」（以下、「県指針」という）が制定されており、浸出水処理施設及び浸出水調整設備の構造については、以下のように規定されている。

4-3-4 浸出液調整池

保有水等集排水設備により集められ、浸出液処理設備に流入する保有水等の水量及び水質を調整することができる耐水構造の調整池を設けること。

- ① 調整池は耐水構造とし、亀裂や漏水の生じるおそれのないものとする。
- ② 浸出液調整池の調整容量は、浸出液処理設備の処理能力を超える浸出液量を貯留できるように決定すること。
- ③ 浸出液調整設備容量は、日浸出液量と浸出液処理設備の処理能力との間で水量収支を考え設定すること。
- ④ 水量収支計算に用いる日降水量時系列は、原則として最終処分場の存在する地域の気象台等の埋立期間と同じ期間（年間）の直近の年降水量データの最大年および最大月間降水量が発生した年（以下、最大月間降水年という。）の日降水量時系列を用いるものとし、このとき、両者を比較して最大調整設備容量が大きい方で、かつ、内部貯留を生じない規模の浸出液調整設備容量とする。
- ⑤ 浸出液量は、廃棄物の保有水と埋立地内の降水量の合計とするが、保有水が少量の場合は降水量で決定する。降水量による浸出液量の算出は、式6によること。

$$Q = 1 / 1000 \cdot C \cdot I \cdot A \quad \dots (式6)$$

Q：浸出液量（m³/日）

C：浸出係数

I：降水量（mm/日）

A：埋立面積（m²）

浸出係数の設定、計画流入水量（水処理施設の日処理水量）、及び浸出液調整設備の容量の計算方法は、**巻末資料10**を参考とすること。

- ⑥ 浸出液調整池の設計にあたっては、耐震性能を確保すること。

4-3-5 浸出液処理設備

保有水等集排水設備により集められた浸出液の水質を第5維持管理指針表**5.1.3**に掲げる基準（生活環境影響調査等の結果、放流先水域の環境保全上より厳しい数値を達成することとした場合にあつては、その数値）に適合させることができる浸出液処理設備が設けられていること。

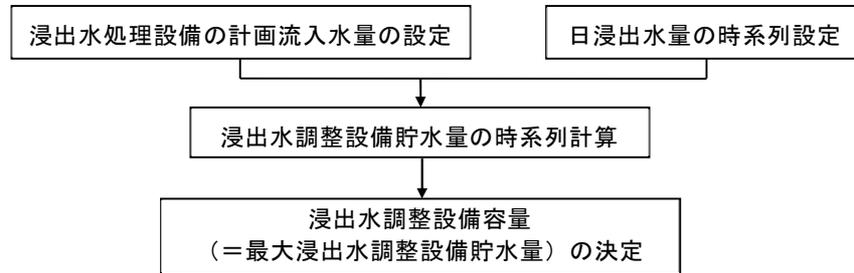
- ① 浸出液処理設備は、導入設備、流量調整設備、水処理設備、放流設備及び汚泥処理設備等から成るものであること。
- ② 浸出液処理設備は、流入する浸出液の水量及び水質の変動に対応できるものであることとし、その処理方式及び設計諸元は**巻末資料11**を参考とすること。
- ③ 処理水を放流するための排出先を確保すること。
- ④ 導入設備の配管は凍結による損壊のおそれがある部分には、有効な凍結のための措置を講じること。
- ⑤ 浸出液処理設備の計画流入量は、浸出液調整池の容量を考慮した上、平均浸出液量と最大浸出液量の間で設定すること。
- ⑥ 降雨量の設定は、平均浸出液量を計算する場合には平均日降雨量（mm/日）を、最大浸出液量を計算する場合には最大月間降雨量の日換算値（mm/日）を用いること。
- ⑦ 降雨量のデータは、原則として埋立期間と同じ期間（年数）のデータを使用するものとし、埋立期間が15年以下の時は15年の期間のデータによること。

(2) 「廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領 2010 改訂版」

「廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領 2010 改訂版」(以下、「設計要領」という)は、「性能指針」に基づいた施設基準を定めたガイドライン(解説書)であり、浸出水処理施設の施設規模に関する具体的な算定方法が示されている。

「設計要領」(p.346,345 より)

浸出水処理施設規模(計画流入水量)は、計画流入水量の範囲(後述)の最大値と最小値の間で設定し、これに対して日々発生する浸出水を滞りなく処理できるよう、浸出水処理施設の能力を超える浸出水量を浸出水調整設備に貯留できるように調整設備容量を求めるものである。



水収支計算に用いる日降水時系列は、原則として最終処分場の存在する地域の気象台や測候所の埋立期間と同じ期間(年間)の直近の年降水量データの最大年および最大月間降水量が発生した年(以下、最大月間降水年という。)の日降水時系列を用いるものとし、このとき、両者を比較して最大調整設備容量が大きい方で、かつ、内部貯留を生じない規模の浸出水調整設備容量とする。

水収支計算の結果、12月末日に浸出水調整貯水量が残存している場合にあっては、残存量を初期値として、同じ日降水時系列を用いて再度水収支計算を行い、最大浸出水調整設備容量を求め、これを浸出水調整設備容量とする。埋立期間が15年以下の最終処分場においても、直近の年降水データ15年間の最大年および最大月間降水年の日降水時系列を用いる。

ここで、「設計要領」における浸出水処理施設規模に関する技術基準と「県指針」を整理して表1に示す。

表1 浸出水処理施設規模に関する技術基準

技術基準	廃棄物最終処分場整備の 計画・設計・管理要領 2010 改訂版	最終処分場の構造・設備指針 及び維持管理指針
発行年月	平成 22 年 5 月	平成 30 年 7 月
位置づけ	「性能指針」に対する技術基準書	鳥取県の指針
施設規模 決定方法	<ul style="list-style-type: none"> ・計画流入水量と浸出水調整設備は相互に関連するため同時に検討。 ・単年の水収支（調整設備容量出し入れ）計算を行って決定。 ・年間降水量が最大となる 1 年間の降水量（以下、最大年と言う）及び最大月間降水量が発生した年（以下、最大月間降水年という）を比較して、最大調整設備容量の大きい方、かつ、内部貯留を生じない規模。 ・12 月末日に浸出水調整量が残存している場合は、同じ日降水時系列を用いて連続計算を行って最大調整設備容量を求める。 	<ul style="list-style-type: none"> ・浸出液調整設備容量は、日浸出液量と浸出液処理設備の処理能力との間で水量収支を考え設定すること。 ・埋立期間と同じ期間（年数）の直近の年降水量データの最大年及び最大月間降水量が発生した年（以下、最大月間降水年という）の日降水時系列を用いるものとし、両者を比較して最大調整設備容量が大きい方、かつ、内部貯留を生じない規模の浸出液調整設備容量とする。 ・（巻末資料 10）12 月末日に浸出水調整量が残存している場合は、同じ日降水時系列を用いて連続計算を行って最大調整設備容量を求める。
対象降水量	<ul style="list-style-type: none"> ・原則として埋立期間と同じ年数のデータ（埋立期間が 15 年以下の時は 15 年）から最大年及び最大月間降水年のデータを使用。 	<ul style="list-style-type: none"> ・同左
浸出係数	<ul style="list-style-type: none"> ・当該気象観測所の月間データ（降水量、平均気温、日照時間）により、可能蒸発量を BlaneyCriddle 法により可能蒸発量を算定。 ・実蒸発量は、可能蒸発量の 60%として算定した数値。 	<ul style="list-style-type: none"> ・（巻末資料 10）該気象観測所の月間データ（降水量、平均気温、日照時間）により、可能蒸発量を BlaneyCriddle 法により可能蒸発量を算定。 ・（巻末資料 10）実蒸発量は、可能蒸発量の 60%として算定した数値。
浸出水量 計算	<ul style="list-style-type: none"> ・日浸出水量時系列計算 ・合理式または時間遅れを考慮した水収支モデル 	<ul style="list-style-type: none"> ・日浸出水量時系列計算 ・合理式（※巻末資料 10 では、時間遅れを考慮した水収支モデルは省略されている。）
調整設備 容量	<ul style="list-style-type: none"> ・最大年及び最大月間降水年においても内部貯留を生じない規模の浸出水調整設備容量とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・同左

2. 浸出水量算出条件の検討

(1) 埋立地における水収支

埋立地における水収支を図 1-1-1 に示す。水収支を整理すると次式で表現される。

$$S_i + G + W - (S_o + Q) + (I - E) \times A / 1000 = \Delta C_w + \Delta R_w$$

埋立地における水収支計算の基礎となる式

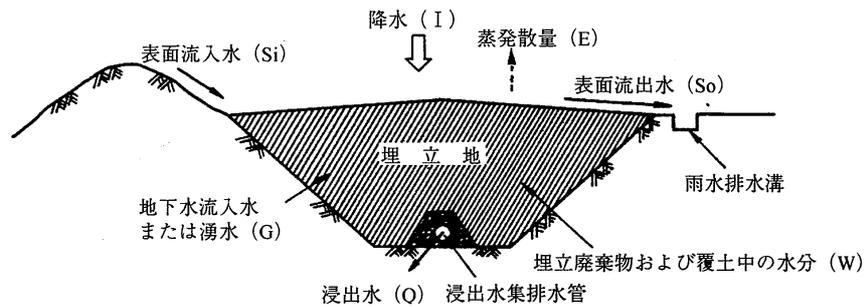


図1 埋立地における水収支（出典：設計要領）

上式により浸出水量の発生量を厳密に求めることができるが、蒸発量や表面流出量の算出には不確定なパラメータが多く、必ずしも満足のいく計算方法は確立されていないのが現状である。

そこで、浸出水量の日発生量は、近似的な水収支モデルである合理式に基づいて算出するものとする。

$$Q = 1 / 1000 \times I \times (C_1 \times A_1 + C_2 \times A_2) \quad \dots \text{合理式}$$

Q：浸出水量 (m³)

I：降水量 (mm)

C₁：埋立中区画のうち廃棄物部分の浸出係数

C₂：埋立終了後の浸出係数（表流水排除）

A₁：埋立中区画のうち廃棄物部分の面積 (m²)

A₂：埋立終了後の面積 (m²)

以上より、水収支計算の計算条件として、①降水量、②浸出係数、③埋立面積を設定する必要がある。

(2) 浸出水量等算出条件の整理

1) 気象観測所と降水量データ

計画地近傍の気象観測地点としては、計画地西方に米子特別地域気象観測所（以下、米子観測所という）がある。表2に米子観測所及び計画地の位置を示す。

表2 気象観測所の概要

観測所名	所在地	緯度・経度	標高
米子観測所	米子市博労町	北緯 35 度 26.0 分 東経 133 度 20.3 分	6.5m



出典：(仮称) 淀江産業廃棄物最終処分場建設工事 事業計画書(1/2)

施設規模検討で使用する降水量データは、技術基準等により、埋立期間と同じ期間（年間）の直近の年降水量データとされている。

このため、令和4年を最終年とする過去37年で検討することになるが、「H28事業計画書」で検討した昭和53年から昭和60年の8年間を加えた過去45年間の降水量データを整理して、表3に示す。

表3 月別降水量（過去45年）

(単位:mm)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
昭和53年(1978年)	150.0	135.0	104.0	55.0	76.0	180.0	57.0	35.5	211.5	161.5	142.0	186.0	1,493.5
54年(1979年)	114.0	184.0	102.0	86.0	121.0	181.5	135.0	98.5	350.0	237.0	134.0	75.0	1,818.0
55年(1980年)	182.0	36.0	154.0	110.0	240.0	89.0	357.0	339.0	28.5	233.5	155.0	175.0	2,099.0
56年(1981年)	97.5	121.0	55.5	152.0	121.0	403.5	277.5	131.0	135.5	122.5	203.0	91.0	1,911.0
57年(1982年)	193.0	74.0	126.5	117.0	69.5	56.0	107.5	191.5	263.5	40.5	95.0	76.5	1,410.5
58年(1983年)	123.0	137.5	187.0	136.5	119.5	136.5	333.0	265.0	341.5	89.0	177.0	200.5	2,246.0
59年(1984年)	145.5	124.0	82.5	118.5	82.5	266.0	95.5	29.5	129.0	102.0	142.5	147.0	1,464.5
60年(1985年)	141.5	130.5	167.5	193.5	129.5	307.0	264.0	7.5	267.0	105.0	82.0	87.5	1,882.5
61年(1986年)	83.0	117.5	122.0	86.5	153.0	181.0	293.0	46.0	55.0	141.0	47.5	146.0	1,471.5
62年(1987年)	137.0	93.0	164.5	50.0	81.0	203.0	228.0	143.5	118.0	295.5	123.0	96.5	1,733.0
63年(1988年)	69.0	138.0	140.0	86.0	125.5	247.0	267.5	172.5	267.5	122.5	103.0	64.5	1,803.0
平成元年(1989年)	180.0	271.0	148.5	56.5	138.0	123.5	204.5	264.5	457.0	192.5	151.5	104.5	2,292.0
2年(1990年)	211.0	112.5	111.5	175.0	134.5	106.5	158.5	74.0	369.5	225.5	214.5	75.5	1,968.5
3年(1991年)	130.0	152.0	197.5	146.0	80.5	332.5	374.5	100.5	117.0	85.5	111.0	167.5	1,994.5
4年(1992年)	144.0	147.0	158.5	152.0	81.0	78.0	81.0	167.0	114.0	161.5	110.0	111.5	1,505.5
5年(1993年)	161.0	163.0	90.5	47.0	145.0	299.0	388.5	306.0	220.5	59.5	112.5	133.5	2,126.0
6年(1994年)	175.0	156.0	102.5	76.0	96.0	138.5	7.0	61.5	457.0	147.0	56.5	116.0	1,589.0
7年(1995年)	207.0	176.0	118.0	85.0	210.0	58.0	420.5	143.5	84.0	44.5	80.5	197.0	1,824.0
8年(1996年)	114.0	98.0	142.0	44.0	81.0	269.5	87.0	67.0	155.0	79.0	102.0	89.0	1,327.5
9年(1997年)	111.5	86.5	73.0	132.5	184.5	190.0	530.0	148.5	421.0	61.0	137.0	105.0	2,180.5
10年(1998年)	189.5	117.5	56.5	156.0	160.0	132.5	237.5	105.5	218.0	266.0	90.0	42.5	1,771.5
11年(1999年)	93.0	136.0	162.5	109.5	114.0	342.5	157.5	100.0	155.5	82.5	138.5	151.0	1,742.5
12年(2000年)	192.5	113.5	122.0	100.0	82.5	129.5	71.0	23.0	378.0	154.5	238.5	61.0	1,666.0
13年(2001年)	140.5	111.5	148.5	39.5	185.0	243.5	166.5	136.5	241.0	187.5	189.0	171.5	1,960.5
14年(2002年)	231.0	79.0	160.0	80.0	163.0	65.0	212.0	53.5	104.0	90.5	153.5	151.5	1,543.0
15年(2003年)	180.5	81.5	157.0	182.0	159.5	100.5	363.5	268.5	189.5	37.0	178.5	176.5	2,074.5
16年(2004年)	144.5	75.0	110.5	68.5	272.0	106.5	74.5	125.5	342.5	363.0	48.5	206.5	1,937.5
17年(2005年)	90.5	138.5	129.5	30.5	54.5	20.0	354.0	78.5	115.0	122.0	163.0	200.0	1,496.0
18年(2006年)	106.0	137.5	164.5	97.5	160.5	127.5	510.0	13.0	123.0	118.0	140.5	115.0	1,813.0
19年(2007年)	90.0	112.0	88.0	41.5	68.5	154.0	324.5	173.0	61.0	95.5	30.0	93.0	1,331.0
20年(2008年)	138.0	165.0	124.0	132.5	108.5	267.5	82.5	245.0	155.0	52.5	103.5	125.0	1,699.0
21年(2009年)	225.0	103.5	99.5	115.5	36.5	212.0	316.5	59.0	76.0	97.5	234.0	91.5	1,666.5
22年(2010年)	114.5	120.5	190.0	141.0	89.5	138.5	214.0	57.0	145.0	154.5	103.0	261.5	1,729.0
23年(2011年)	221.5	122.5	117.0	107.5	378.5	129.5	175.5	88.0	431.0	84.5	60.0	251.5	2,167.0
24年(2012年)	168.5	108.0	172.0	85.0	97.0	130.5	150.5	131.5	123.5	107.5	124.5	166.0	1,564.5
25年(2013年)	106.5	74.0	70.5	119.5	38.5	172.0	284.0	261.0	263.0	278.0	153.0	151.5	1,971.5
26年(2014年)	181.0	91.0	157.5	69.5	74.0	75.5	109.5	377.5	54.0	221.5	140.0	117.0	1,668.0
27年(2015年)	185.5	74.5	124.0	200.5	57.0	151.5	142.5	78.5	167.5	42.5	171.5	185.0	1,580.5
28年(2016年)	195.0	148.5	58.0	126.0	75.0	212.0	73.0	153.5	347.5	108.0	135.0	211.5	1,843.0
29年(2017年)	199.0	186.0	67.0	96.5	36.5	123.0	148.0	131.5	270.5	360.5	93.5	82.5	1,794.5
30年(2018年)	146.5	65.0	181.5	110.0	194.5	173.5	244.5	47.5	557.0	43.5	50.0	152.5	1,966.0
令和元年(2019年)	80.5	76.0	140.5	108.0	35.0	187.0	154.5	139.5	119.0	121.5	54.5	107.5	1,323.5
2年(2020年)	91.5	108.5	164.5	189.0	54.5	326.0	362.0	10.0	224.0	106.5	40.0	186.0	1,862.5
3年(2021年)	102.5	83.5	111.0	63.0	178.5	111.5	449.5	384.5	126.5	97.5	90.5	129.5	1,928.0
4年(2022年)	95.0	45.0	101.5	114.5	24.0	92.5	243.5	212.0	182.5	117.0	40.5	94.0	1,362.0
平均	146.2	118.4	127.2	106.4	119.2	172.7	228.6	138.8	216.3	138.1	121.0	136.1	1,768.9
最大	231.0	271.0	197.5	200.5	378.5	403.5	530.0	384.5	557.0	363.0	238.5	261.5	2,292.0
最小	69.0	36.0	55.5	30.5	24.0	20.0	7.0	7.5	28.5	37.0	30.0	42.5	1,323.5

事業計画書の対象範囲（計画時点での過去37年間）
本計画書の対象範囲（計画時点での過去37年間）

表3より、計画地周辺の平均的な年間降水量は約1,760mmである。また、年間降水量が最も多いのは平成元年の2,292.0mmであり、月間降水量が最も多いのは平成30年9月の557.0mmとなっている。

2) 降水時系列の抽出

水収支計算に用いる降水時系列は、「設計要領」及び「県指針」に従い、過去37年間で年降水量データが最大となる年（以下、最大年という）及び最大月間降水量が発生した（以下、最大月間降水年という。）を抽出する。

表3に示す令和4年以前の過去37年の降水量データでは、年間降水量としては2,292.0mmを記録した平成元年が、月間降水量としては557.0mmを記録した平成30年9月が最も多い。

このため、最大年は平成元年、最大月間降水年は平成30年となり、水収支計算においてはこれらの降水時系列を用いるものとする。ただし、「H28事業計画書」における最大月間降水年は平成9年（7月の530.0mm）であったことから、平成9年の降水時系列も最大月間降水年②として解析に用いるものとする。

表4に平成元年、表5に平成30年、表6に平成9年の日降水量データを示す。

表4 最大年（平成元年）の日降水量

(単位:mm)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	
1日	3.0	9.0	0.0	0.0	7.0	--	0.0	17.0	17.0	--	19.0	0.0	
2日	0.0	11.5	--	--	--	--	0.0	19.5	134.5	48.0	0.5	0.0	
3日	0.0	2.0	0.0	--	--	--	4.5	0.0	34.5	7.0	--	--	
4日	0.5	1.5	46.5	--	--	--	0.0	0.0	--	2.5	--	--	
5日	--	--	3.5	--	--	4.0	--	0.0	11.0	--	--	--	
6日	--	0.5	1.0	--	6.0	--	--	3.0	2.5	25.5	0.0	0.0	
7日	11.5	0.0	40.0	0.0	6.0	--	--	1.0	4.0	0.0	10.0	9.0	
8日	15.5	19.5	24.0	8.0	--	25.0	1.5	--	2.5	32.5	27.0	25.5	
9日	0.0	33.5	0.0	--	--	29.0	68.5	--	11.0	--	24.0	1.0	
10日	--	27.5	--	2.0	4.0	6.0	0.5	--	44.0	1.5	0.0	0.0	
11日	17.5	0.0	0.0	21.0	43.0	0.5	23.5	--	0.0	16.0	--	0.0	
12日	11.0	4.0	0.0	1.0	1.0	--	55.5	--	16.0	0.0	6.0	2.5	
13日	1.0	3.0	4.5	--	0.0	--	23.5	48.0	25.5	1.5	39.0	0.0	
14日	17.0	0.0	0.0	0.5	9.5	7.5	--	18.5	1.0	9.5	3.0	16.0	
15日	1.5	0.5	0.0	13.0	4.0	2.5	2.5	13.5	0.0	--	8.0	4.5	
16日	--	35.0	2.0	6.5	0.0	8.5	16.0	26.0	3.0	12.0	0.0	--	
17日	--	26.0	2.5	0.0	10.0	--	0.0	--	--	6.0	1.5	0.0	
18日	14.0	13.5	--	--	4.0	5.0	--	1.0	10.0	0.5	3.0	5.5	
19日	18.5	0.0	--	--	13.5	0.0	--	--	74.5	9.0	1.0	0.5	
20日	8.0	0.5	0.0	--	0.0	1.5	0.0	--	0.5	14.0	0.0	2.0	
21日	1.5	5.5	1.0	--	0.5	0.0	--	--	4.0	--	--	3.0	
22日	0.0	4.0	3.5	0.0	0.0	--	8.5	--	41.5	--	--	0.0	
23日	28.0	3.0	0.5	0.5	0.5	0.0	--	3.0	4.0	--	1.5	4.0	
24日	1.5	17.0	5.5	1.5	--	6.5	--	27.0	--	--	0.5	1.0	
25日	--	42.0	7.5	--	5.0	0.0	--	14.5	5.0	--	0.0	0.0	
26日	0.0	9.5	--	--	24.0	--	0.0	0.0	--	--	--	2.5	
27日	21.0	--	--	0.0	--	22.5	0.0	66.5	--	--	--	1.0	
28日	8.5	2.5	6.5	--	--	5.0	0.0	2.5	11.0	1.0	7.0	0.0	
29日	0.0	--	0.0	--	--	--	--	--	0.0	--	0.5	8.0	
30日	--	--	--	2.5	--	--	--	3.5	--	--	0.0	3.0	
31日	0.5	--	0.0	--	--	--	0.0	0.0	--	6.0	--	15.5	合計
計	180.0	271.0	148.5	56.5	138.0	123.5	204.5	264.5	457.0	192.5	151.5	104.5	2,292.0

備考表中「--」は、降水量がない場合を示す。

表5 最大月間降水年（平成30年）の日降水量

(単位:mm)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	
1日	0.0	0.0	1.5	--	--	--	--	--	68.5	0.0	0.0	--	
2日	0.0	1.5	--	--	17.0	--	--	--	--	0.0	--	0.0	
3日	1.0	4.0	--	--	5.5	--	0.0	--	--	--	--	27.5	
4日	3.0	20.0	--	3.5	9.0	--	1.5	--	45.5	--	0.0	14.5	
5日	0.0	3.5	45.5	0.0	--	4.5	119.0	--	--	1.0	--	1.5	
6日	3.5	2.0	0.0	18.5	13.5	17.5	84.5	--	0.5	1.5	0.0	2.0	
7日	1.0	5.0	--	14.0	33.5	--	33.0	--	18.0	0.0	--	0.0	
8日	10.5	1.0	14.0	0.0	1.0	19.0	5.5	0.0	15.0	--	--	1.0	
9日	5.0	--	4.0	3.0	0.0	0.0	--	0.5	65.0	--	1.0	2.5	
10日	28.0	12.5	--	--	--	0.0	--	--	39.5	7.0	--	--	
11日	3.0	3.5	0.0	5.0	--	34.0	0.0	--	1.0	4.5	0.0	7.0	
12日	2.5	1.0	--	--	--	6.0	0.0	0.0	0.0	--	4.0	17.5	
13日	3.5	1.0	--	--	36.5	3.0	--	--	31.5	0.0	8.5	3.5	
14日	0.0	--	--	1.5	--	--	--	--	11.5	2.5	2.0	7.0	
15日	0.0	0.0	6.5	3.0	--	--	--	0.0	4.0	--	0.5	1.0	
16日	13.5	0.0	25.0	--	--	--	--	6.0	0.5	--	--	2.0	
17日	30.5	0.5	--	0.0	--	--	--	0.0	2.5	0.0	6.0	2.5	
18日	0.5	0.0	--	--	36.5	--	--	--	--	0.0	0.0	0.5	
19日	--	--	26.5	--	0.5	5.0	--	--	--	7.5	18.0	--	
20日	0.0	--	4.5	--	--	16.0	--	--	15.0	--	0.5	0.5	
21日	0.0	5.0	44.0	--	--	--	--	0.0	6.0	--	--	7.0	
22日	5.0	2.0	10.0	--	--	--	--	--	3.0	--	7.5	0.5	
23日	5.5	--	--	0.0	16.0	0.0	--	0.5	--	5.5	1.5	4.0	
24日	4.5	--	--	58.0	--	0.0	--	0.0	1.0	0.5	--	4.5	
25日	6.0	--	--	3.5	--	--	--	8.5	0.0	--	0.0	--	
26日	8.0	1.0	--	0.0	--	2.0	--	--	0.0	1.5	--	0.0	
27日	7.5	--	--	--	--	1.5	--	--	0.0	2.0	--	2.5	
28日	2.5	1.5	--	--	--	31.5	0.0	2.0	0.0	--	0.0	24.5	
29日	0.5	--	--	--	0.0	15.0	1.0	--	51.5	6.5	0.0	6.0	
30日	1.5	--	--	--	11.0	18.5	--	0.0	177.5	--	0.5	13.0	
31日	0.0	--	--	--	14.5	--	--	30.0	--	3.5	--	0.0	
計	146.5	65.0	181.5	110.0	194.5	173.5	244.5	47.5	557.0	43.5	50.0	152.5	1,966.0

備考表中「--」は、降水量がない場合を示す。

表6 最大月間降水年②（平成9年）の日降水量

(単位:mm)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月		
1日	4.5	1.5	16.5	--	--	--	0.0	0.0	0.0	--	2.5	10.5		
2日	1.5	0.0	0.0	15.0	--	2.0	50.0	0.0	--	0.5	--	4.5		
3日	0.0	8.0	2.5	30.0	1.0	0.0	--	0.5	17.0	--	--	16.0		
4日	0.5	0.5	--	21.0	0.0	6.0	--	0.0	3.5	0.5	0.0	--		
5日	5.0	0.0	--	10.5	6.5	3.5	2.5	43.5	0.0	7.5	8.0	--		
6日	12.5	6.0	0.0	2.0	--	34.5	0.0	16.5	45.0	--	--	2.0		
7日	34.0	0.0	0.0	3.5	0.5	--	30.5	8.0	31.5	--	0.0	8.0		
8日	5.5	--	--	--	39.0	0.5	29.0	--	6.5	1.0	--	5.5		
9日	0.0	--	--	0.0	0.0	0.5	34.5	3.0	--	--	--	0.0		
10日	12.0	--	2.0	--	--	0.0	39.5	0.5	--	--	--	3.0		
11日	4.5	22.0	1.0	--	--	0.0	34.0	14.0	0.0	7.0	--	8.5		
12日	--	12.5	--	--	--	--	110.5	2.5	20.5	3.5	6.5	0.5		
13日	--	2.0	0.0	--	24.0	--	3.5	60.0	15.5	--	10.5	2.5		
14日	1.0	--	14.5	--	15.5	--	--	0.0	4.0	10.5	6.0	0.0		
15日	0.0	3.5	2.0	--	45.5	0.0	0.0	0.0	17.0	0.0	3.5	0.0		
16日	0.5	0.0	6.5	--	--	0.5	6.0	--	125.5	--	0.0	--		
17日	0.0	3.0	3.0	--	--	--	73.5	--	10.0	--	19.0	1.0		
18日	0.0	6.0	--	3.5	--	--	--	--	2.0	0.0	15.5	4.5		
19日	0.0	1.0	0.0	--	11.5	3.5	--	--	0.5	--	0.0	--		
20日	--	1.5	0.0	--	20.0	8.0	--	0.0	0.5	--	--	0.0		
21日	8.0	5.0	0.0	13.0	2.5	--	--	--	0.0	--	1.5	0.0		
22日	4.5	0.0	0.0	7.5	1.5	--	--	0.0	0.0	--	8.0	0.0		
23日	2.5	--	6.5	0.5	--	--	--	--	64.5	0.0	0.0	2.0		
24日	0.0	--	0.0	0.0	0.0	--	--	0.0	1.0	--	--	3.0		
25日	0.0	11.5	--	--	4.0	0.0	--	0.0	32.5	--	2.5	0.0		
26日	0.5	2.5	6.5	--	8.5	0.0	63.0	--	7.0	0.0	18.0	--		
27日	0.0	--	1.5	--	0.0	1.0	2.5	--	11.5	4.5	4.5	--		
28日	3.0	--	--	17.0	--	130.0	49.0	--	5.5	0.0	0.5	0.5		
29日	3.0		7.5	--	4.5	--	1.5	--	--	0.0	23.5	1.5		
30日	8.0		3.0	9.0	0.0	--	0.5	--	--	6.0	7.0	14.5		
31日	0.5		--	--	--	--	--	--	--	20.0	--	17.0		
計	111.5	86.5	73.0	132.5	184.5	190.0	530.0	148.5	421.0	61.0	137.0	105.0	2,180.5	合計

備考表中「--」は、降水量がない場合を示す。

3) 浸出係数

埋立中の浸出水の損失は蒸発量 E_1 と仮定でき、浸出係数は下記のように表現できる。

$$C_1 = 1 - (E_1/I)$$

また、埋立終了後の浸出係数は、先に示した蒸発量 E_1 に加え、最終覆土を行うことによる表流水分が損失となる。これは、最終覆土の土質、勾配等により異なるが、一般的に 0.4 といわれていることより、埋立終了後の浸出係数 C_2 は以下のように表現できる。

$$C_2 = C_1 \times (1 - 0.4) = 0.6C_1$$

これに、月別の蒸発量を勘案して月別の浸出係数を計算する。蒸発に影響を与える因子として、気温、日照時間、降水量、風等があり、これらを用いた各種手法による可能蒸発量の計算方法があるが、本計画では「設計要領」に示されている月別浸出係数の目安の算出式で用いられている、Blaney Criddle 法により算出する。

$$E_t = 0.254 \times K \times C_j \times t_j \quad C_j = d_j / \sum d_j \times 100\%$$

E_t : 月間可能蒸発量 (mm)

d_j : 月間日照時間 (hr)

C_j : 年間日照時間に対する月間日照時間の割合 (%)

t_j : 月間平均気温 (華氏 (° F)) $F = 1.8C + 32$

K : 植被による係数、樹林地等で 0.6~0.8 (0.6 とする)

蒸発量の計算結果を表 7 に示す。ここで、実蒸発量について、「設計要領」及び「県設備指針」では「可能蒸発量の 60~70% が実蒸発量といわれている」とされており、実蒸発量は可能蒸発量の 60% として計算されていることから、実蒸発量は可能蒸発量の 60% と設定する。なお、蒸発量の計算に必要な平均気温 (表 8) 及び日照時間 (表 9) は、降水量と同様に米子観測所過去 37 年間のデータの平均値を用いた。

表7 月別蒸発量

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	年値
平均気温(F)	40.3	41.2	46.8	55.8	64.6	71.2	79.0	81.0	73.2	63.1	53.8	44.8	59.6
日照時間(hr)	73.9	88.4	140.9	185.1	207.8	165.3	170.7	205.6	145.5	157.2	118.4	85.2	1,744.0
$C_j = d_j / \sum d_j \times 100$	4.2	5.1	8.1	10.6	11.9	9.5	9.8	11.8	8.3	9.0	6.8	4.9	100.0
E_t (mm/月)	26.0	31.8	57.6	90.2	117.3	102.9	117.8	145.5	93.1	86.7	55.6	33.3	957.8
$ET (=E_t \times 0.6)$	15.6	19.1	34.5	54.1	70.4	61.7	70.7	87.3	55.9	52.0	33.4	20.0	574.7
降水量(mm)	146.8	118.5	128.3	103.2	119.1	166.2	234.1	139.1	216.4	138.5	116.6	137.5	1,764.3
蒸発量(mm)	15.6	19.1	34.5	54.1	70.4	61.7	70.7	87.3	55.9	52.0	33.4	20.0	574.7

表8 日平均気温

(単位:℃)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	年平均
昭和61年(1986年)	2.1	2.1	6.5	12.8	16.7	20.7	23.6	26.8	21.8	14.9	10.6	7.9	13.9
62年(1987年)	5.1	5.5	7.1	12.1	17.1	21.4	26.1	25.9	21.2	17.3	12.1	7.6	14.9
63年(1988年)	5.9	3.7	6.7	12.2	16.6	21.2	24.0	25.8	22.0	15.7	9.9	6.7	14.2
平成元年(1989年)	6.5	5.8	8.0	13.2	17.0	20.2	24.7	25.7	22.3	15.7	12.0	7.5	14.9
2年(1990年)	3.8	7.0	8.5	12.7	17.6	22.9	26.7	27.8	23.3	16.8	13.4	7.9	15.7
3年(1991年)	4.5	3.8	7.8	12.6	17.2	22.2	25.8	24.9	22.7	17.0	11.2	8.3	14.8
4年(1992年)	5.6	5.2	8.2	13.4	16.3	20.2	25.5	26.4	22.8	16.6	11.6	8.1	15.0
5年(1993年)	5.4	6.1	6.8	12.2	17.0	20.9	23.4	23.5	21.0	15.5	12.6	7.1	14.3
6年(1994年)	4.7	4.5	6.0	14.1	19.1	21.1	27.9	29.1	23.0	17.7	13.1	7.9	15.7
7年(1995年)	4.3	3.9	8.3	12.9	17.0	19.8	26.2	28.3	21.4	17.3	10.4	5.2	14.6
8年(1996年)	4.5	3.5	7.0	10.6	17.4	21.9	25.6	26.4	21.6	16.9	11.9	7.1	14.5
9年(1997年)	4.4	4.3	8.6	12.6	18.4	22.0	25.1	26.9	21.5	16.2	12.8	7.7	15.0
10年(1998年)	4.9	6.6	8.8	15.1	19.3	21.3	26.2	27.4	23.9	19.0	12.2	8.6	16.1
11年(1999年)	5.3	4.5	9.0	12.9	18.2	21.6	24.6	27.3	24.9	17.8	12.2	6.9	15.4
12年(2000年)	5.1	3.5	7.8	13.0	18.1	21.6	27.5	27.5	23.4	17.4	12.2	7.8	15.4
13年(2001年)	3.8	5.3	7.8	13.3	19.1	22.1	27.0	26.9	21.8	17.6	11.3	6.7	15.2
14年(2002年)	5.5	5.7	10.0	15.1	17.8	22.0	27.1	27.6	22.8	17.1	9.4	7.0	15.6
15年(2003年)	3.8	5.7	7.1	13.6	18.1	22.4	23.2	26.0	23.6	16.5	14.1	7.6	15.1
16年(2004年)	4.2	6.5	8.4	14.2	19.4	22.3	27.9	26.8	23.5	17.0	13.5	8.2	16.0
17年(2005年)	4.6	4.0	7.3	14.5	16.7	23.4	25.4	27.4	24.2	17.6	11.8	3.8	15.1
18年(2006年)	4.3	4.9	7.1	12.5	18.1	21.6	25.5	28.2	21.7	18.5	12.9	7.2	15.2
19年(2007年)	5.7	6.9	8.5	12.9	18.4	22.2	23.8	28.5	25.2	18.2	11.9	8.2	15.9
20年(2008年)	4.8	3.4	8.5	13.2	17.6	20.6	27.4	26.7	22.9	18.0	11.7	7.7	15.2
21年(2009年)	3.9	7.0	8.7	13.4	17.9	22.1	25.2	25.4	22.0	17.4	12.2	7.1	15.2
22年(2010年)	4.7	6.5	8.3	11.6	17.3	22.0	26.8	29.8	25.0	18.3	11.4	7.0	15.7
23年(2011年)	1.8	5.7	6.3	12.0	18.1	23.2	26.6	27.5	23.3	17.6	14.3	6.1	15.2
24年(2012年)	4.1	3.1	7.6	14.0	17.4	21.3	27.1	28.9	24.3	17.5	11.5	5.0	15.2
25年(2013年)	3.6	4.9	9.6	12.2	18.0	22.6	28.3	28.3	23.0	18.9	11.2	6.1	15.6
26年(2014年)	4.9	4.9	8.6	12.8	18.7	22.0	26.4	25.8	22.0	17.2	12.5	5.1	15.1
27年(2015年)	5.1	5.4	8.3	13.9	19.5	21.6	25.8	26.1	21.2	16.6	13.4	8.3	15.4
28年(2016年)	4.6	5.6	9.2	14.6	19.1	22.7	26.9	27.1	23.4	18.6	12.2	8.7	16.1
29年(2017年)	4.6	5.2	7.6	14.6	19.6	20.9	28.0	27.6	22.2	17.6	11.5	5.5	15.4
30年(2018年)	3.6	3.5	9.7	14.6	19.1	22.0	28.1	28.8	22.7	17.4	12.4	7.6	15.8
令和元年(2019年)	5.8	6.8	9.0	12.6	19.4	21.8	25.8	27.9	24.5	18.6	12.6	8.5	16.1
2年(2020年)	7.6	6.7	9.8	11.8	18.7	23.4	24.5	29.5	23.8	17.0	13.3	6.7	16.1
3年(2021年)	4.4	7.4	10.3	13.5	18.4	22.5	27.1	26.9	23.8	18.4	12.2	7.4	16.0
4年(2022年)	4.5	3.8	10.0	14.4	18.8	23.8	27.3	28.2	24.0	17.0	13.6	5.8	15.9
平均	4.6	5.1	8.2	13.2	18.1	21.8	26.1	27.2	22.9	17.3	12.1	7.1	15.3

表9 日照時間

(単位:h)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
昭和61年(1986年)	70.7	72.0	152.1	178.6	193.9	151.6	127.3	250.4	153.5	120.6	106.9	84.6	1,662.2
62年(1987年)	79.8	105.6	83.5	198.2	208.4	233.7	159.7	160.6	160.7	166.6	131.4	131.6	1,819.8
63年(1988年)	92.8	79.0	112.1	196.8	191.5	163.8	102.5	198.7	137.5	166.8	107.3	94.7	1,643.5
平成元年(1989年)	81.1	62.2	135.6	208.3	195.6	163.1	181.1	168.1	100.0	162.4	103.5	102.2	1,663.2
2年(1990年)	55.1	80.1	144.0	156.4	224.7	199.2	223.6	286.8	115.5	148.8	124.2	102.3	1,860.7
3年(1991年)	55.6	66.2	106.8	177.0	172.0	104.5	119.7	146.6	149.3	127.8	128.2	86.7	1,440.4
4年(1992年)	72.6	78.6	95.4	174.8	187.8	196.3	190.4	155.6	147.5	154.6	110.5	76.5	1,640.6
5年(1993年)	49.8	77.0	132.1	172.6	195.4	121.6	108.2	103.8	127.6	132.3	82.3	93.5	1,396.2
6年(1994年)	82.4	69.6	131.2	207.5	216.5	158.8	291.4	287.5	163.0	149.6	124.2	84.2	1,965.9
7年(1995年)	58.4	89.8	114.7	156.2	164.9	110.2	156.2	253.1	126.4	164.2	135.0	53.8	1,582.9
8年(1996年)	77.9	75.5	114.3	187.6	219.6	112.7	201.6	218.6	175.2	165.2	79.3	114.1	1,741.6
9年(1997年)	78.5	98.6	166.0	174.6	145.1	197.6	165.5	226.7	113.6	210.4	121.0	77.3	1,629.8
10年(1998年)	71.6	80.8	150.2	154.0	204.6	105.2	176.7	155.3	141.4	129.4	116.2	124.4	1,609.8
11年(1999年)	85.9	85.8	128.2	157.5	261.5	152.7	124.0	160.9	128.6	168.4	114.6	103.7	1,671.8
12年(2000年)	55.4	81.0	156.4	180.6	210.3	152.4	243.8	241.4	168.2	135.3	99.8	116.5	1,841.1
13年(2001年)	53.1	81.9	136.6	204.1	201.1	155.5	240.3	237.4	143.7	162.4	125.8	80.8	1,822.7
14年(2002年)	73.4	92.7	179.8	170.9	161.5	224.3	180.6	194.2	186.8	163.2	116.3	49.2	1,792.9
15年(2003年)	63.6	78.1	143.6	139.6	213.1	141.3	79.4	170.5	155.1	193.1	93.7	68.6	1,539.7
16年(2004年)	91.4	137.5	162.1	217.6	167.4	190.4	230.8	183.2	93.0	146.0	138.2	109.3	1,866.9
17年(2005年)	79.8	66.2	128.7	225.1	247.5	194.8	138.8	178.0	147.7	143.4	140.7	78.8	1,769.5
18年(2006年)	71.5	75.8	138.7	126.1	156.2	183.5	109.2	277.1	170.8	195.0	108.5	74.9	1,687.3
19年(2007年)	85.8	125.9	136.9	199.0	225.1	138.3	118.7	251.0	153.0	177.5	136.0	77.6	1,824.8
20年(2008年)	67.3	72.6	144.4	177.7	216.3	122.3	220.7	193.0	146.4	174.7	122.0	110.5	1,767.9
21年(2009年)	71.2	88.3	140.2	221.0	169.9	170.2	77.6	153.3	177.3	160.8	92.3	77.7	1,599.8
22年(2010年)	90.3	80.6	94.3	138.4	192.8	187.3	182.2	257.0	162.9	125.3	128.1	96.5	1,735.7
23年(2011年)	65.7	110.8	137.2	176.1	164.5	145.9	168.3	208.2	168.4	161.3	99.2	49.7	1,655.3
24年(2012年)	58.6	68.9	95.5	188.3	204.0	151.8	222.6	256.5	148.6	179.1	99.8	81.4	1,755.1
25年(2013年)	72.6	81.1	168.2	177.2	251.0	160.3	227.0	230.7	185.9	138.9	124.2	65.7	1,882.8
26年(2014年)	103.4	72.0	143.1	204.8	267.3	141.7	184.7	77.4	189.4	164.2	138.6	68.4	1,755.0
27年(2015年)	57.3	75.8	168.2	183.4	253.5	159.3	135.8	188.4	142.4	216.8	88.2	79.4	1,748.5
28年(2016年)	58.6	105.8	157.5	175.3	223.3	156.1	189.1	270.9	93.0	109.9	100.6	92.7	1,732.8
29年(2017年)	90.0	101.7	164.4	211.4	230.6	236.3	171.7	218.0	171.0	108.9	137.6	63.2	1,904.8
30年(2018年)	75.1	124.7	209.7	192.2	184.5	176.0	257.2	264.2	93.6	148.1	119.7	56.9	1,901.9
令和元年(2019年)	93.0	82.2	138.1	175.6	284.7	169.0	152.4	200.8	150.0	132.1	138.9	75.3	1,792.1
2年(2020年)	59.3	105.5	161.1	212.9	201.1	208.7	80.9	253.5	139.8	167.0	136.0	88.1	1,813.9
3年(2021年)	103.9	137.9	179.4	220.6	177.5	166.4	223.0	148.8	121.0	185.7	139.8	89.6	1,893.6
4年(2022年)	81.8	103.7	161.2	232.5	240.8	214.6	152.5	180.0	135.9	162.3	171.8	70.4	1,907.5
平均	73.9	88.4	140.9	185.1	207.8	165.3	170.7	205.6	145.5	157.2	118.4	85.2	1,738.4

表7の蒸発量と降水量から算出した月別浸出係数を表10に示す。

表10 月別浸出係数

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	年値
C1	0.89	0.84	0.73	0.48	0.41	0.63	0.70	0.37	0.74	0.62	0.71	0.85	0.67
C2	0.53	0.50	0.44	0.29	0.25	0.38	0.42	0.22	0.44	0.37	0.43	0.51	0.40

4) 集水区域と埋立計画（区画埋立）

埋立計画における埋立期別の集水区域の面積を表 11 に示す。

浸出水処理施設規模の検証は、埋立中区画面積と埋立完了区画面積に 0.6 を乗じた面積の和が最大となる時期が、浸出水量の発生が最大となるため、以下の 2 ケースとする。

ケース 1 第Ⅰ期-5

ケース 2 第Ⅱ期-11

表11 区画埋立における概要図と面積等

第Ⅰ期

期別	埋立中区画 A1 (m2)	埋立完了区画 A2 (m2)	A1換算の面積 A1+A2*0.6 (m2)	水収支計算 の対象期別
第Ⅰ期-1	5,834	-	5,834	
第Ⅰ期-2	3,394	2,439	4,857	
第Ⅰ期-3	5,382	2,265	6,741	
第Ⅰ期-4	4,550	3,092	6,405	
第Ⅰ期-5	5,161	4,386	7,793	○
第Ⅰ期-6	4,125	5,595	7,482	
第Ⅰ期-7	3,292	7,034	7,512	
第Ⅰ期-8	1,725	9,044	7,151	

第Ⅱ期

期別	埋立中区画 A1 (m2)	埋立完了区画 A2 (m2)	A1換算の面積 A1+A2*0.6 (m2)	水収支計算 の対象期別
第Ⅱ期-1	4,640	10,750	11,090	
第Ⅱ期-2	3,197	12,243	10,543	
第Ⅱ期-3	5,801	11,874	12,925	
第Ⅱ期-4	5,037	13,344	13,043	
第Ⅱ期-5	5,104	13,387	13,136	
第Ⅱ期-6	5,789	10,892	12,324	
第Ⅱ期-7	8,858	10,798	15,337	
第Ⅱ期-8	7,258	14,056	15,692	
第Ⅱ期-9	8,017	13,302	15,998	
第Ⅱ期-10	8,656	12,663	16,254	
第Ⅱ期-11	9,598	12,492	17,093	○
第Ⅱ期-12	9,489	12,601	17,050	
第Ⅱ期-13	0	22,090	13,254	

5) 処理能力

「H28 事業計画書」(章末に付属書として示す)において、浸出水処理施設の処理能力は第Ⅰ期で 35 m³/日、第Ⅱ期で 70m³/日と決定しているため、表 11 に示した各埋立期別における最大調整設備容量を確認する。

6) 計算フロー

埋立地における水収支モデルでの合理式により、抽出した降水時系列に基づき、日々の浸出水量の算出は図 2 に示す計算フローで行う。

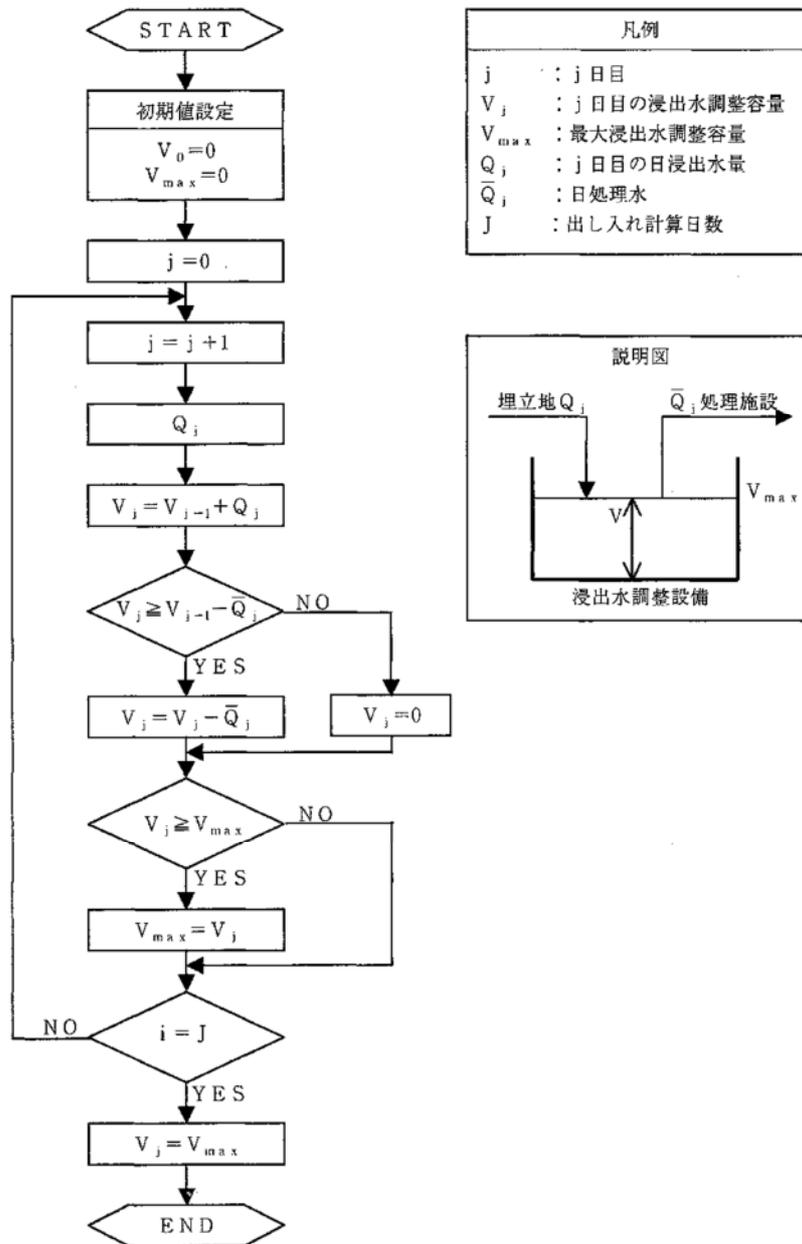


図2 調整容量出し入れ計算フロー (出典: 設計要領)

7) 日浸出水量時系列の計算式

日浸出水量時系列の計算は次式のとおりである。

$$(合理式) \quad Q_j = 1/1000 \times I \times (C_1 \times A_1 + C_2 \times A_2)$$

Q_j : 抽出降水時系列の日浸出水量 ($m^3/日$)

I_j : 抽出降水時系列の日降水量 ($mm/日$)

C_1 : 埋立中区画のうち廃棄物部分の浸出係数

C_2 : 埋立終了後の浸出係数 (表流水排除)

A_1 : 埋立中区画のうち廃棄物部分の面積 (m^2)

A_2 : 埋立終了後の面積 (m^2)

8) 浸出水処理施設規模の算出条件のまとめ

以上の算出条件を整理して、表 12 に示す。

表12 算出条件のまとめ

項目	H28 事業計画書	本計画書
気象データ	米子観測所 過去 37 年 昭和 53 年～平成 26 年	同左 過去 37 年 ^(※1) 昭和 61 年～令和 4 年 ^(※1) ※1 降水時系列については、「H28 事業計画書」で用いた昭和 53 年から昭和 60 年を加えた過去 45 年にて検証。
日降水時系列	最大年：平成元年 最大月間降水年：平成 9 年	同左 最大月間降水年①：平成 30 年 最大月間降水年②：平成 9 年
浸出係数	蒸発量計算：Blaney Criddle 法 平均気温：米子観測 37 年平均 日照時間：米子観測 37 年平均 実蒸発量：可能蒸発量の 60%	蒸発量計算：同左 平均気温：同左 ^(※2) 日照時間：同左 ^(※2) 実蒸発量：同左 ※2：データ期間は昭和 61 年～令和 4 年
集水区域	第Ⅰ期 埋立 6 段階目 第Ⅱ期 埋立 7 段階目	第Ⅰ期 埋立 5 段階目 (第Ⅰ期-5) 第Ⅱ期 埋立 11 段階目 (第Ⅱ期-11)
処理能力	第Ⅰ期 35 $m^3/日$ 第Ⅱ期 70 $m^3/日$	第Ⅰ期 同左 第Ⅱ期 同左
水収支計算	合理式	同左

3. 必要調整容量の決定

(1) 水収支計算結果

全埋立期別において水収支計算を行った結果を表 13 に示す。

また、下表及び表 11 より、浸出水処理施設規模の検証は、第Ⅰ期 5 段階、第Ⅱ期 11 段階の埋立期別となる。

表13 水収支計算結果

第Ⅰ期

期別	埋立中区画 A1 (m ²)	埋立完了区画 A2 (m ²)	最大調整容量(m ³) ※処理能力:35m ³ /日		
			最大年(H1)	最大月間(H30)	最大月間②(H9)
第Ⅰ期-1	5,834	-	1,116.9	1,384.5	1,549.1
第Ⅰ期-2	3,394	2,439	796.2	965.5	1,108.7
第Ⅰ期-3	5,382	2,265	1,433.2	1,763.0	2,272.1
第Ⅰ期-4	4,550	3,092	1,296.1	1,619.3	1,996.7
第Ⅰ期-5	5,161	4,386	2,190.9	2,203.1	3,126.0
第Ⅰ期-6	4,125	5,595	1,824.2	2,069.1	2,870.7
第Ⅰ期-7	3,292	7,034	1,854.7	2,078.3	2,892.6
第Ⅰ期-8	1,725	9,044	1,601.5	1,921.2	2,595.4

第Ⅱ期

期別	埋立中区画 A1 (m ²)	埋立完了区画 A2 (m ²)	最大調整容量(m ³) ※処理能力:70m ³ /日		
			最大年(H1)	最大月間(H30)	最大月間②(H9)
第Ⅱ期-1	4,640	10,750	2,027.4	2,499.6	2,840.0
第Ⅱ期-2	3,197	12,243	1,848.2	2,264.6	2,593.3
第Ⅱ期-3	5,801	11,874	2,619.0	3,274.2	4,078.5
第Ⅱ期-4	5,037	13,344	2,657.6	3,320.5	4,171.7
第Ⅱ期-5	5,104	13,387	2,695.8	3,359.8	4,247.3
第Ⅱ期-6	5,789	10,892	2,426.2	3,022.0	3,589.4
第Ⅱ期-7	8,858	10,798	4,085.3	4,297.5	6,045.5
第Ⅱ期-8	7,258	14,056	4,487.3	4,440.1	6,329.5
第Ⅱ期-9	8,017	13,302	4,849.1	4,571.2	6,581.1
第Ⅱ期-10	8,656	12,663	5,150.2	4,681.2	6,790.5
第Ⅱ期-11	9,598	12,492	6,233.0	5,036.3	7,474.9
第Ⅱ期-12	9,489	12,601	6,174.3	5,018.0	7,439.2
第Ⅱ期-13	0	22,090	2,728.1	3,389.8	4,328.7

表 13 より、第Ⅱ期 11 段階及び 12 段階において、「H28 事業計画書」で定めた浸出水調整設備容量 (7,100m³) を超える結果となったことから、「性能指針」及び「県指針」に基づき、調整容量を増強し施設規模は次のとおり決定する。

なお、第Ⅰ期及び第Ⅱ期の整備方針は、以下に示す「H28 事業計画書」の考え方を適用する。

施設規模と整備方針	
第Ⅰ期	水処理 35 m ³ /日、浸出水調整設備容量 7,480 m ³ 以上
第Ⅱ期	水処理増設 35 m ³ /日 (最終規模) 70 m ³ /日、浸出水調整設備増設なし
整備方針	浸出水調整設備は第Ⅱ期で必要となる最終的な容量 7,480m ³ を第Ⅰ期 (初期) で整備し、第Ⅱ期では増設しない。
効果	第Ⅱ期で必要となる浸出水調整設備を予め確保しておくことで、第Ⅰ期時の安全性が担保できる。また、第Ⅰ期の浸出液の水質実績を、第Ⅱ期の設備計画に反映してより適切な設備導入ができる等のメリットがある。

(補足) 浸出水処理施設規模設定に関する確認

H28 事業計画にて、浸出水処理施設の処理能力を第Ⅰ期で 35 m³/日、第Ⅱ期で 70m³/日としていたが、前述の検討で得られた結果から、改めて図のとおり水収支計算結果※を整理してみる。(※計画流入水量の設定範囲 (60~230 m³/日) において、計画流入水量を 10 m³/日ずつ変動させ、水収支計算から得られる最大調整容量をプロットしたもの。)

これにより、処理能力を 70m³/日とした場合が、最大調整容量の削減効果が最大限期待できることから、処理能力 70m³/日で設定するのが合理的であることを確認した。

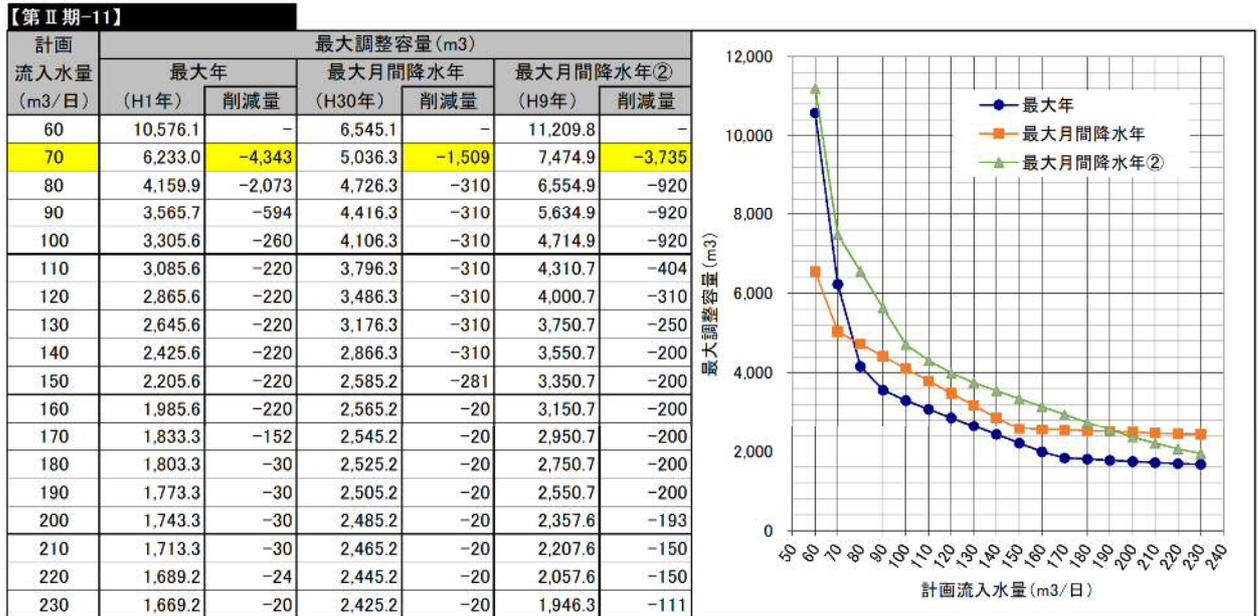


図3 計画流入水量と最大調整容量の関係

2) 浸出水調整槽の分割

浸出水調整槽は、①～③の観点から容量に応じて水槽を分割するものとし、その容量及び容量設定の考え方は表 14 のとおりとする。

- ① 埋立期別や降水量に伴い変動する水量に対応させる。
- ② 浸出水の腐敗防止のための予備ばっ気に係る維持管理費を低減させる。
- ③ 維持管理性を向上させる（槽内防食塗装のメンテナンス及び更新等効率化）。

表14 浸出水調整槽の分割容量と設定根拠

	必要容量	設定及び用途の考え方
第1槽目	3,000 m ³ 以上	<p>■第Ⅰ期、第Ⅱ期、埋立終了後の常用</p> <ul style="list-style-type: none"> ・第Ⅰ期時の常用水槽 ・第Ⅱ期時の常用水槽 ・埋立終了後の常用水槽
第2槽目	3,000m ³ 以上 (計 6,000m ³)	<p>■第Ⅰ期時の余剰用、第Ⅱ期時の常用、埋立終了後の常用</p> <ul style="list-style-type: none"> ・第Ⅰ期時の余剰用水槽 ・第Ⅱ期-1 から 7 段階までの概ね常用水槽 ・埋立終了後の常用水槽（第1槽目と併せて）
第3槽目	1,480m ³ 以上 (計 7,480m ³)	<p>■第Ⅰ期時、埋立終了後の非常用、第Ⅱ期時の常用</p> <ul style="list-style-type: none"> ・第Ⅰ期時及び埋立終了後の非常用水槽 ・第Ⅱ期-7 段階以降での常用水槽（第1、2槽目と併せて）

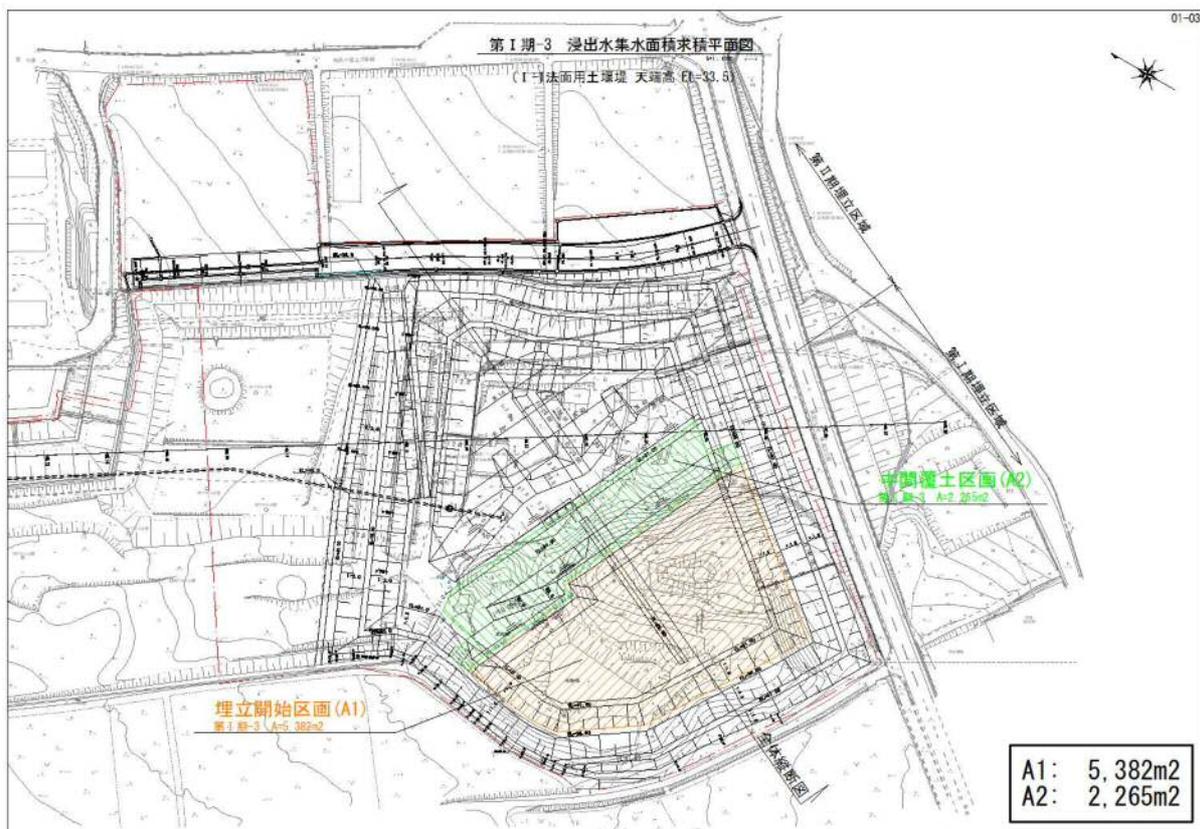
3) 第Ⅰ期埋立休止区画におけるキャッピングについて

「H28 事業計画書」では、第Ⅰ期の埋立休止区画（一定高さまで埋め立てた後、一定期間埋立が休止される区域）を表流水排除区域として約 3,000m² の範囲にキャッピングを行い、浸出水量の削減を図る計画としており、浸出水調整設備容量は 7,100m³）であった。

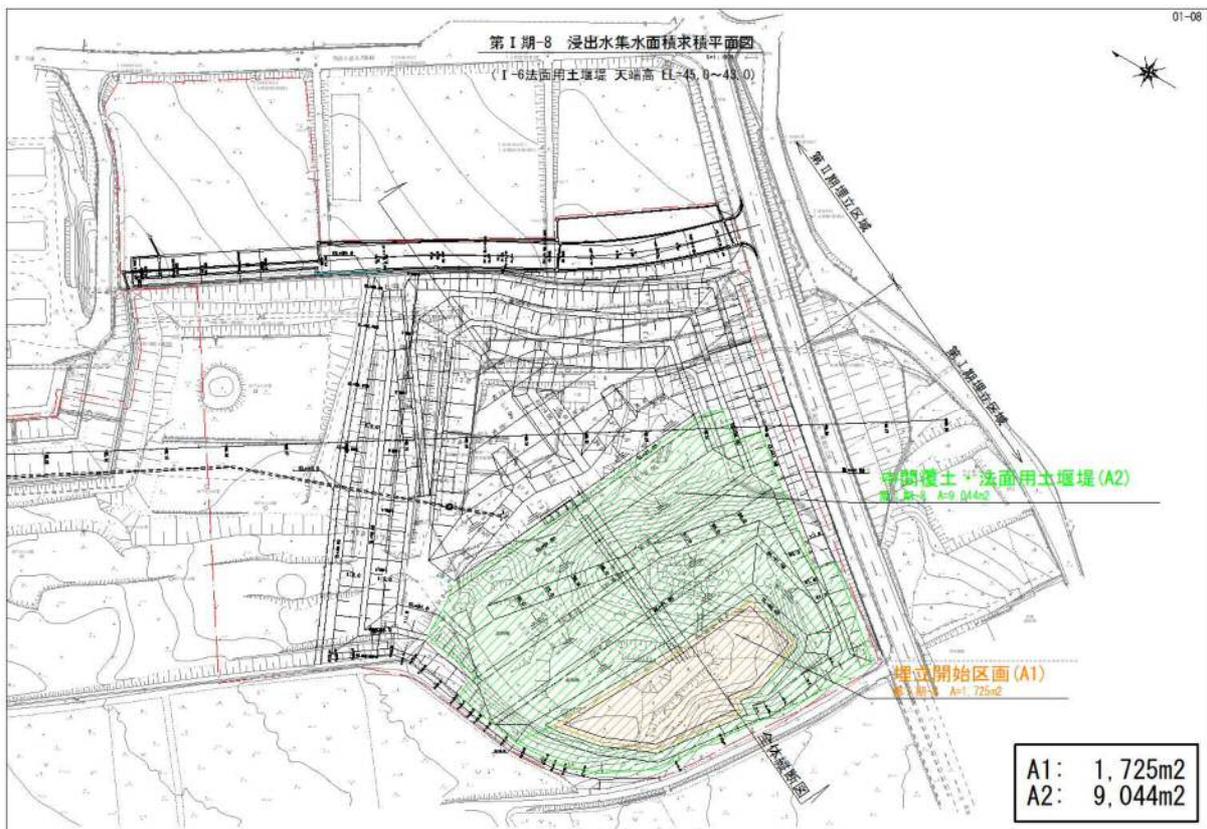
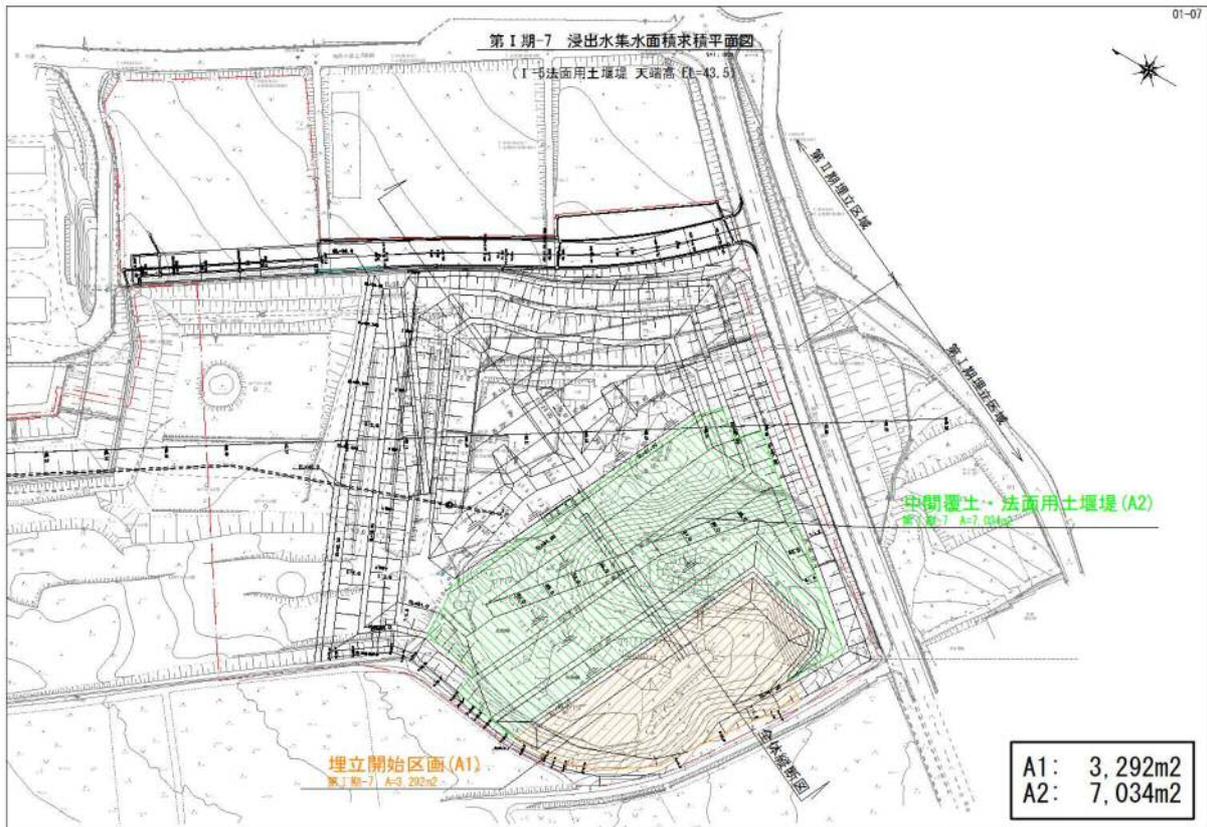
今回の詳細設計を踏まえた埋立計画の見直し等により、第Ⅰ期埋立休止区画のキャッピングを前提としない場合でも浸出水調整設備容量は 7,480m³ となったため、安全性の向上を図るため本計画書では容量を 380m³ 増加させ、キャッピングを前提としない施設規模での計画とした。なお、第Ⅱ期埋立地に移行し、埋立の進行に伴って計画水量以上の浸出水量が発生した場合には、必要に応じて、第Ⅰ期埋立休止面にキャッピングを行う等、浸出水削減対策を講じるものとする。

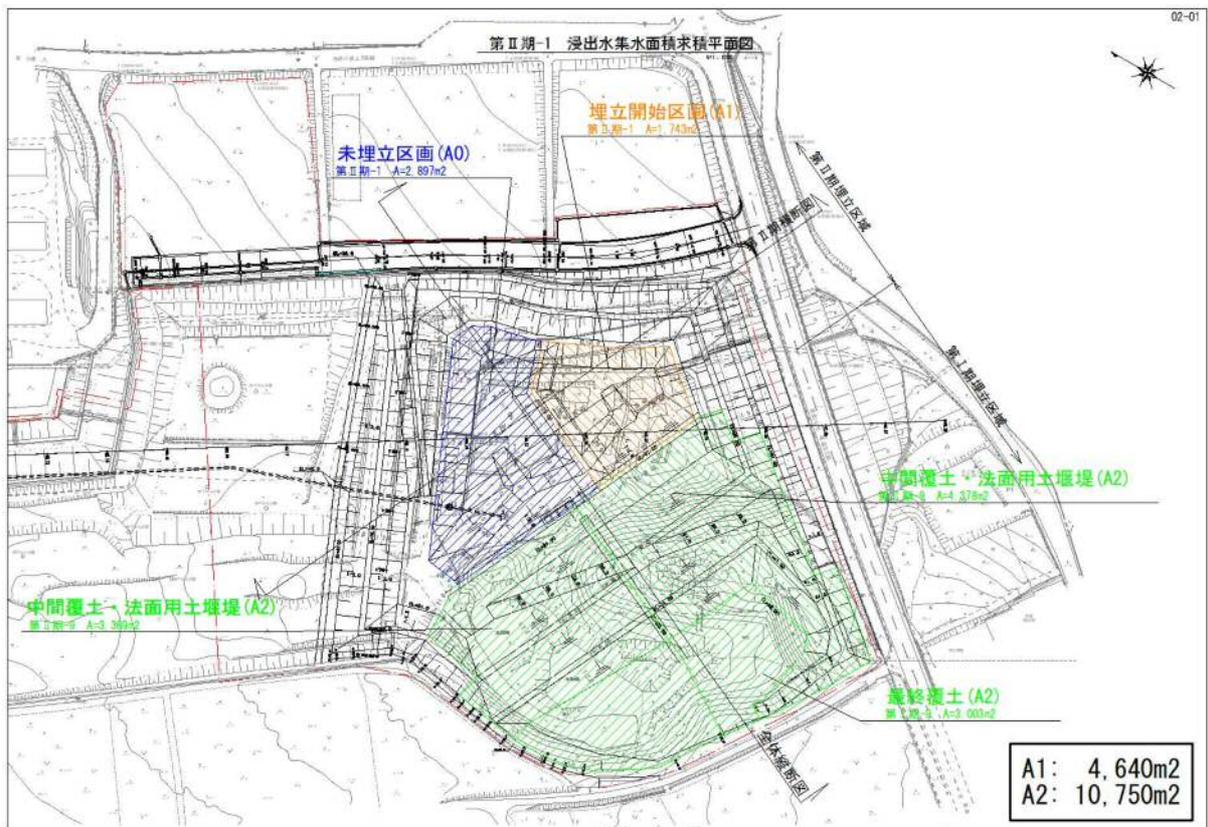
4. 埋立計画図









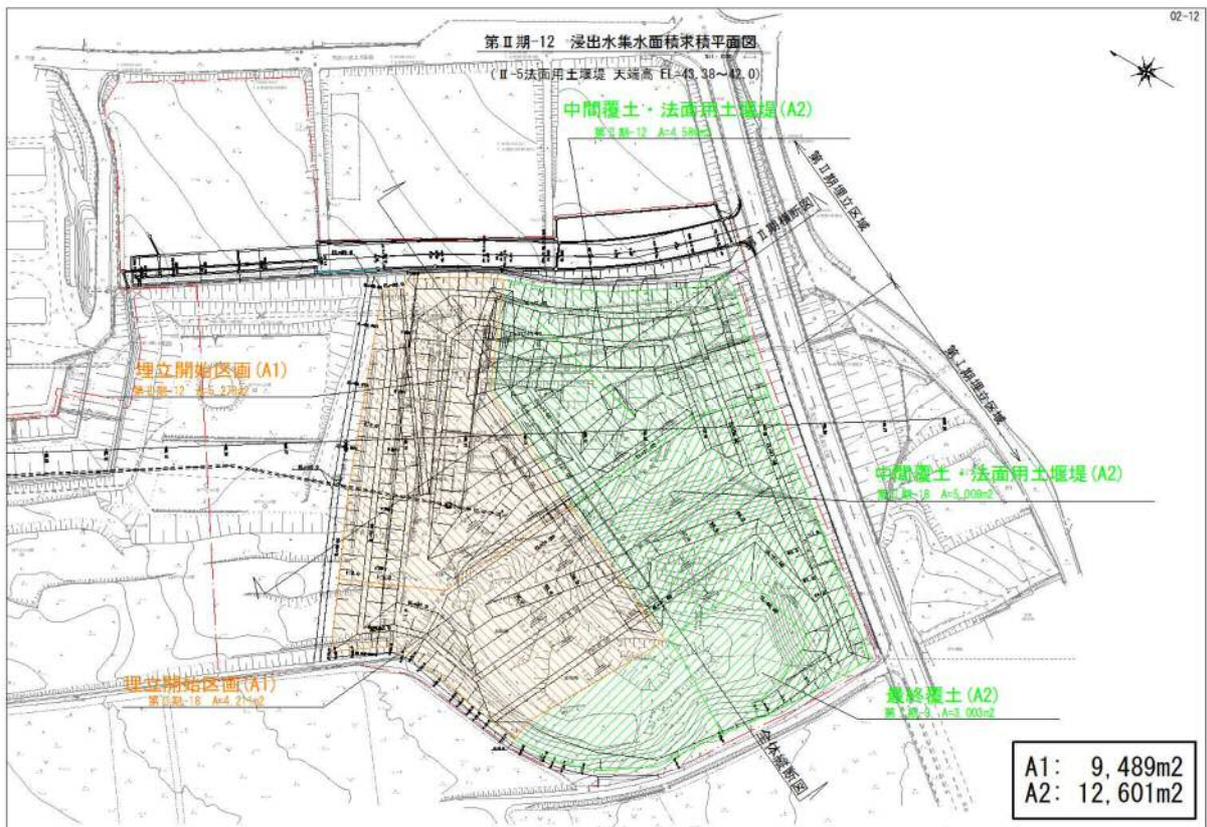
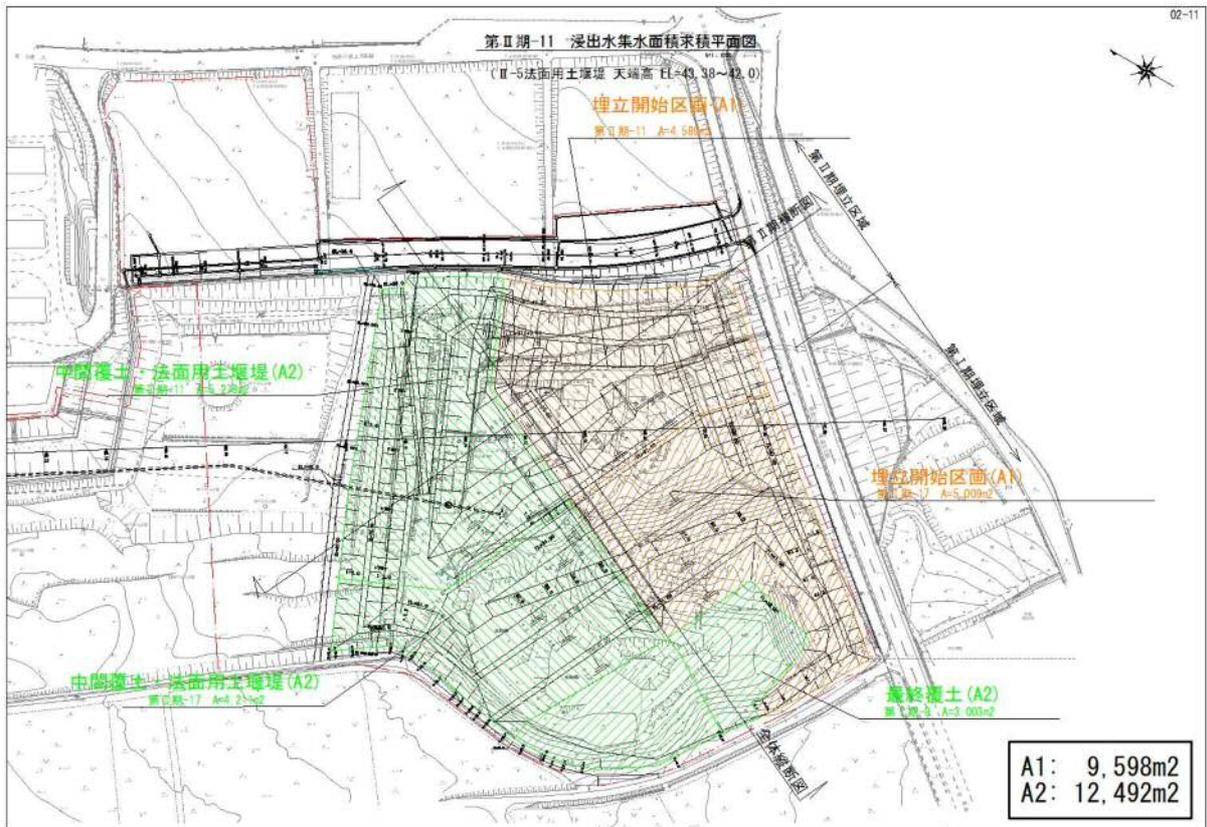












浸出水処理計画書

1. 浸出水処理施設規模算定の考え方

(1) 施設規模に関する技術基準等

浸出水処理施設規模に関する技術基準は、「一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める命令の運用に伴う留意事項について」であるが、当基準によれば、浸出水処理施設規模は浸出水量と調整池容量等を勘案して設定し、少なくとも日平均降雨（水）量に対応した規模とすることが明記されている。

一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める命令の運用に伴う留意事項について（公布日：平成10年7月16日、環水企301・衛環63）

一七 浸出液処理設備(第五号へ)

～中略～

浸出液処理設備の規模は、保有水等集排水設備により集められる保有水等の量、調整池の容量等を勘案して設定すること。なお、浸出水処理設備の処理能力は、少なくとも当該地域における日平均降雨量に対応したものとすること。

特に、環境省の循環型社会形成推進交付金事業や国庫補助事業とする事業にあたっては、それぞれの交付取扱要領において、「別に定める廃棄物処理施設の性能指針等に適合していること。」と規定されており、「性能指針」に基づいた施設計画を図ることになる。

ちなみに、当「性能指針」によれば、調整池容量は、「既往日降水量、蒸発量等を用いた計算結果により、埋立地の底部に保有水等が貯水されないように維持できる容量が確保されていること」として明記されている。

廃棄物最終処分場性能指針（抜粋）

6 調整池の容量

(1) 性能に関する事項

～中略～

(2) 性能に関する事項の確認方法

設計図書及び使用する材料・製品の仕様等により、以下の性能に関する事項の適正を確認すること。

ア 埋立地の気象条件に適合した近接する気象観測所等の観測結果から求めた既往日降水量、蒸発量等を用いた計算結果(ただし、埋立地に人工的に散水する場合は、計画する散水量。)により、埋立地の底部に保有水等が貯水されないように維持できる容量が確保されていること。

一方、鳥取県では、「最終処分場の構造・設備指針及び維持管理指針（施行；平成18年6月6日、最終改定；平成21年3月30日）」（以下、「県指針」という）が制定されており、浸出水処理施設及び浸出水調整設備の構造については、以下のように規定されている。

4-3-4 浸出液調整池

保有水等集排水設備により集められ、浸出液処理設備に流入する保有水等の水量及び水質を調整することができる耐水構造の調整池を設けること。

- ① 調整池は耐水構造とし、亀裂や漏水の生じるおそれのないものとする。
- ② 浸出液調整池の調整容量は、浸出液処理施設の処理能力を超える浸出液量を貯留できるように決定すること。
- ③ 浸出液調整設備容量は、日浸出液量と浸出液処理設備の処理能力との間で水量収支を考え設定すること。
- ④ 水量収支計算に用いる日降水量時系列は、原則として埋立期間と同じ期間（年間）の直近の年降水量データの最大年の日降水量時系列を用いるものとし、埋立地内に内部貯留を生じない規模の浸出液調整設備容量とすること。
- ⑤ 浸出液量は、廃棄物の保有水と埋立地内の降水量の合計とするが、保有水が少量の場合は降水量で決定する。降水量による浸出液量の算出は、式6によること。

$$Q = 1 / 1000 \cdot C \cdot I \cdot A \quad \dots \text{(式6)}$$

Q：浸出液量（ m^3 ／日）

C：浸出係数

I：降水量（ mm ／日）

A：埋立地集水面積（ m^2 ）

浸出係数の設定、計画流入水量（水処理施設の日処理水量）、及び浸出液調整設備の容量の計算方法は、**巻末資料9**を参考とすること。ただし、浸出係数は $C = 0.5 \sim 0.8$ とし、 0.69 を標準とすること。

- ⑥ 埋立地外貯留槽の規模は、浸出液処理設備の規模（日最大処理水量）の10日分以上とすること。
- ⑦ 調整池は埋立地外に設けるとともに、これを超える浸出液量は埋立地内貯溜も可能なものとする。
- ⑧ 埋立地内貯溜により遮水工、貯留構造物の安全性に支障が生じないようにすること。

4-3-5 浸出液処理設備

保有水等集排水設備により集められた浸出液の水質を第5維持管理指針表-5.1.3に掲げる基準に適合させることができる浸出液処理設備が設けられていること。

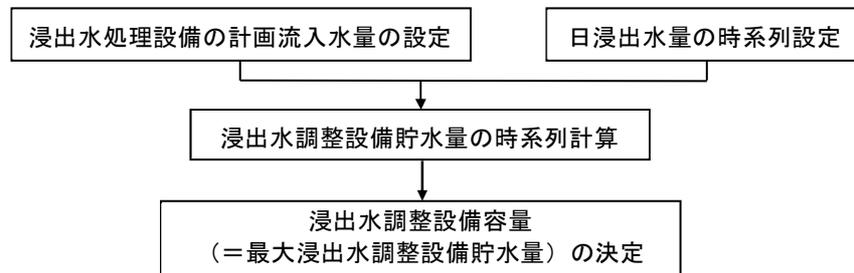
- ① 浸出液処理設備は、導入設備、流量調整設備、水処理設備、放流設備及び汚泥処理設備等から成るものであること。
- ② 浸出液処理設備は、流入する浸出液の水量及び水質の変動に対応できるものであることとし、その処理方式及び設計諸元は**巻末資料10**を参考とすること。
- ③ 処理液を放流するための排出先を確保すること。
- ④ 排出先の水質については、事前に検査を行うこと。
- ⑤ 浸出液の埋立地内貯溜による水質の変動に対応できるものであること。
- ⑥ 浸出液処理設備の計画流入量は、浸出液調整池の容量を考慮した上、平均浸出液量と最大浸出液量の間で設定すること。
- ⑦ 降雨量の設定は、平均浸出液量を計算する場合には平均日降雨量（ mm ／日）を、最大浸出液量を計算する場合には最大月間降雨量の日換算値（ mm ／日）を用いること。
- ⑧ 降雨量のデータは、原則として埋立期間と同じ期間（年数）のデータを使用するものとし、埋立期間が15年以下の時は15年の期間のデータによること。

(2) 「廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領 2010 改訂版」

「廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領 2010 改訂版」（以下、「設計要領」という）は、「性能指針」に基づいた施設基準を定めたガイドライン（解説書）であり、浸出水処理施設の施設規模に関する具体的な算定方法が示されている。

「設計要領」（p.346,345 より）

浸出水処理施設規模（計画流入水量）は、計画流入水量の範囲（後述）の最大値と最小値の間で設定し、これに対して日々発生する浸出水を滞りなく処理できるよう、浸出水処理施設の能力を超える浸出水量を浸出水調整設備に貯留できるように調整設備容量を求めるものである。



水収支計算に用いる日降水時系列は、原則として最終処分場の存在する地域の気象台や測候所の埋立期間と同じ期間（年間）の直近の年降水量データの最大年および最大月間降水量が発生した年（以下、最大月間降水年という。）の日降水時系列を用いるものとし、このとき、両者を比較して最大調整設備容量が大きい方で、かつ、内部貯留を生じない規模の浸出水調整設備容量とする。

水収支計算の結果、12 月末日に浸出水調整貯水量が残存している場合にあっては、残存量を初期値として、同じ日降水時系列を用いて再度水収支計算を行い、最大浸出水調整設備容量を求め、これを浸出水調整設備容量とする。埋立期間が 15 年以下の最終処分場においても、直近の年降水データ 15 年間の最大年および最大月間降水年の日降水時系列を用いる。

ここで、「設計要領」における浸出水処理施設規模に関する技術基準と県指針を整理して表 1-1-1 に示す。

表1-1-1 浸出水処理施設規模に関する技術基準

技術基準	廃棄物最終処分場整備の 計画・設計・管理要領 2010 改訂版	最終処分場の構造・設備指針 及び維持管理指針
発行年月	平成 22 年 5 月	平成 21 年 3 月 30 日（最終改定）
位置づけ	「性能指針」に対する技術基準書	鳥取県の指針
施設規模 決定方法	<ul style="list-style-type: none"> ・計画流入水量と浸出水調整設備は相互に関連するため同時に検討。 ・単年の水収支（調整設備容量出し入れ）計算を行って決定。 ・年間降水量が最大となる 1 年間の降水量（以下、最大年と言う）及び最大月間降水量が発生した年（以下、最大月間降水年という）を比較して、最大調整設備容量の大きい方、かつ、内部貯留を生じない規模。 ・12 月末日に浸出水調整量が残存している場合は、同じ日降水時系列を用いて連続計算を行って最大調整設備容量を求める。 	<ul style="list-style-type: none"> ・浸出液調整設備容量は、日浸出液量と浸出液処理設備の処理能力との間で水量収支を考え設定すること。 ・埋立期間と同じ期間（年数）の降水量全体の中で年間最大降水量の 1 年間の降水量を用いる。
対象降水量	<ul style="list-style-type: none"> ・原則として埋立期間と同じ年数のデータ（埋立期間が 15 年以下の時は 15 年）から最大年及び最大月間降水年のデータを使用。 	<ul style="list-style-type: none"> ・原則として埋立期間と同じ期間（年間）の直近の年降水量データの最大年の日降水量時系列を使用。
浸出係数	<ul style="list-style-type: none"> ・当該気象観測所の月間データ（降水量、平均気温、日照時間）により、可能蒸発量を BlaneyCriddle 法により可能蒸発量を算定。 ・実蒸発量は、可能蒸発量の 60%として算定した数値。 	<ul style="list-style-type: none"> ・0.69 を標準とすること。 ・（巻末資料 10）該気象観測所の月間データ（降水量、平均気温、日照時間）により、可能蒸発量を BlaneyCriddle 法により可能蒸発量を算定。 ・（巻末資料 10）実蒸発量は、可能蒸発量の 60%として算定した数値。
浸出水量 計算	<ul style="list-style-type: none"> ・日浸出水量時系列計算 ・合理式または時間遅れを考慮した水収支モデル 	<ul style="list-style-type: none"> ・日浸出水量時系列計算 ・合理式（※巻末資料 10 では、時間遅れを考慮した水収支モデルは省略されている。）
調整設備 容量	<ul style="list-style-type: none"> ・最大年及び最大月間降水年においても内部貯留を生じない規模の浸出水調整設備容量とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・最大年において埋立地内に内部貯留を生じない規模の浸出液調整設備容量とすること。 ・埋立地外貯留槽の規模は、浸出液処理設備の規模（日最大処理水量）の 10 日分以上とすること。
その他	—	<ul style="list-style-type: none"> ・調整池は埋立地外に設けるとともに、これを超える浸出液量は埋立地内貯溜も可能なものとする。

2. 浸出水量算出条件の検討

(1) 埋立地における水収支

埋立地における水収支を図 1-1-1 に示す。水収支を整理すると次式で表現される。

$$S_i + G + W - (S_o + Q) + (I - E) \times A / 1000 = \Delta C_w + \Delta R_w$$

埋立地における水収支計算の基礎となる式

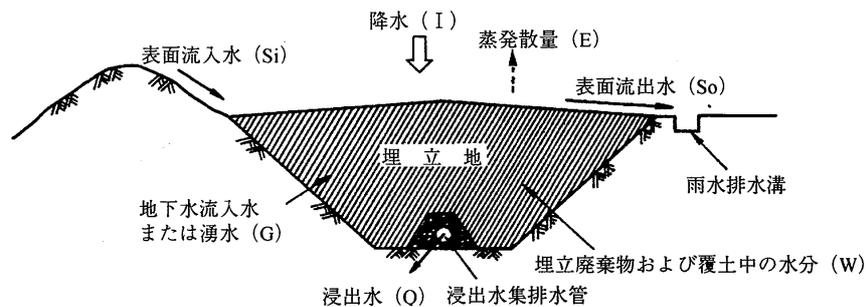


図1-1-1 埋立地における水収支（出典：設計要領）

上式により浸出水量の発生量を厳密に求めることができるが、蒸発量や表面流出量の算出には不確定なパラメータが多く、必ずしも満足のいく計算方法は確立されていないのが現状である。

そこで、浸出水量の日発生量は、近似的な水収支モデルである合理式に基づいて算出するものとする。

$$Q = 1 / 1000 \times I \times (C_1 \times A_1 + C_2 \times A_2) \quad \dots \text{合理式}$$

Q：浸出水量 (m³)

I：降水量 (mm)

C₁：埋立中区画のうち廃棄物部分の浸出係数

C₂：埋立終了後の浸出係数（表流水排除）

A₁：埋立中区画のうち廃棄物部分の面積 (m²)

A₂：埋立終了後の面積 (m²)

以上より、水収支計算の計算条件として、①降水量、②浸出係数、③埋立面積を設定する必要がある。

(2) 浸出水量等算出条件の整理

1) 気象観測所と降水量データ

計画地近傍の気象観測地点としては、計画地西方に米子特別地域観測所^{*}（以下、米子観測所という）がある。表 1-1-2 に米子観測所及び計画地の位置を示す。

表1-1-2 気象観測所の概要

観測所名	所在地	緯度・経度	標高
米子観測所	米子市博労町	北緯 35 度 26.0 分 東経 133 度 20.3 分	6.5m



出典：(仮称) 淀江産業廃棄物最終処分場建設工事 事業計画書(1/2)

施設規模検討で使用する降水量データは、技術基準等により、埋立期間と同じ期間（年間）の直近の年降水量データとして、平成 26 年を最終年とする過去 37 年の降水量データを整理して、表 1-1-3 及び図 1-1-1、1-1-2 に示す。

表 1-1-3 より、計画地周辺の平均的な年間降水量は約 1,780mm である。また、年間降水量が最も多いのは平成元年の 2,292.0mm、月間降水量が最も多いのは平成 9 年 7 月の 530.0mm となっている。

表1-1-3 月別降水量（過去 37 年）

（単位：mm）

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
昭和53年(1978年)	150.0	135.0	104.0	55.0	76.0	180.0	57.0	35.5	211.5	161.5	142.0	186.0	1,493.5
54年(1979年)	114.0	184.0	102.0	86.0	121.0	181.5	135.0	98.5	350.0	237.0	134.0	75.0	1,818.0
55年(1980年)	182.0	36.0	154.0	110.0	240.0	89.0	357.0	339.0	28.5	233.5	155.0	175.0	2,099.0
56年(1981年)	97.5	121.0	55.5	152.0	121.0	403.5	277.5	131.0	135.5	122.5	203.0	91.0	1,911.0
57年(1982年)	193.0	74.0	126.5	117.0	69.5	56.0	107.5	191.5	263.5	40.5	95.0	76.5	1,410.5
58年(1983年)	123.0	137.5	187.0	136.5	119.5	136.5	333.0	265.0	341.5	89.0	177.0	200.5	2,246.0
59年(1984年)	145.5	124.0	82.5	118.5	82.5	266.0	95.5	29.5	129.0	102.0	142.5	147.0	1,464.5
60年(1985年)	141.5	130.5	167.5	193.5	129.5	307.0	264.0	7.5	267.0	105.0	82.0	87.5	1,882.5
61年(1986年)	83.0	117.5	122.0	86.5	153.0	181.0	293.0	46.0	55.0	141.0	47.5	146.0	1,471.5
62年(1987年)	137.0	93.0	164.5	50.0	81.0	203.0	228.0	143.5	118.0	295.5	123.0	96.5	1,733.0
63年(1988年)	69.0	138.0	140.0	86.0	125.5	247.0	267.5	172.5	267.5	122.5	103.0	64.5	1,803.0
平成元年(1989年)	180.0	271.0	148.5	56.5	138.0	123.5	204.5	264.5	457.0	192.5	151.5	104.5	2,292.0
2年(1990年)	211.0	112.5	111.5	175.0	134.5	106.5	158.5	74.0	369.5	225.5	214.5	75.5	1,968.5
3年(1991年)	130.0	152.0	197.5	146.0	80.5	332.5	374.5	100.5	117.0	85.5	111.0	167.5	1,994.5
4年(1992年)	144.0	147.0	158.5	152.0	81.0	78.0	81.0	167.0	114.0	161.5	110.0	111.5	1,505.5
5年(1993年)	161.0	163.0	90.5	47.0	145.0	299.0	388.5	306.0	220.5	59.5	112.5	133.5	2,126.0
6年(1994年)	175.0	156.0	102.5	76.0	96.0	138.5	7.0	61.5	457.0	147.0	56.5	116.0	1,589.0
7年(1995年)	207.0	176.0	118.0	85.0	210.0	58.0	420.5	143.5	84.0	44.5	80.5	197.0	1,824.0
8年(1996年)	114.0	98.0	142.0	44.0	81.0	269.5	87.0	67.0	155.0	79.0	102.0	89.0	1,327.5
9年(1997年)	111.5	86.5	73.0	132.5	184.5	190.0	530.0	148.5	421.0	61.0	137.0	105.0	2,180.5
10年(1998年)	189.5	117.5	56.5	156.0	160.0	132.5	237.5	105.5	218.0	266.0	90.0	42.5	1,771.5
11年(1999年)	93.0	136.0	162.5	109.5	114.0	342.5	157.5	100.0	155.5	82.5	138.5	151.0	1,742.5
12年(2000年)	192.5	113.5	122.0	100.0	82.5	129.5	71.0	23.0	378.0	154.5	238.5	61.0	1,666.0
13年(2001年)	140.5	111.5	148.5	39.5	185.0	243.5	166.5	136.5	241.0	187.5	189.0	171.5	1,960.5
14年(2002年)	231.0	79.0	160.0	80.0	163.0	65.0	212.0	53.5	104.0	90.5	153.5	151.5	1,543.0
15年(2003年)	180.5	81.5	157.0	182.0	159.5	100.5	363.5	268.5	189.5	37.0	178.5	176.5	2,074.5
16年(2004年)	144.5	75.0	110.5	68.5	272.0	106.5	74.5	125.5	342.5	363.0	48.5	206.5	1,937.5
17年(2005年)	90.5	138.5	129.5	30.5	54.5	20.0	354.0	78.5	115.0	122.0	163.0	200.0	1,496.0
18年(2006年)	106.0	137.5	164.5	97.5	160.5	127.5	510.0	13.0	123.0	118.0	140.5	115.0	1,813.0
19年(2007年)	90.0	112.0	88.0	41.5	68.5	154.0	324.5	173.0	61.0	95.5	30.0	93.0	1,331.0
20年(2008年)	138.0	165.0	124.0	132.5	108.5	267.5	82.5	245.0	155.0	52.5	103.5	125.0	1,699.0
21年(2009年)	225.0	103.5	99.5	115.5	36.5	212.0	316.5	59.0	76.0	97.5	234.0	91.5	1,666.5
22年(2010年)	114.5	120.5	190.0	141.0	89.5	138.5	214.0	57.0	145.0	154.5	103.0	261.5	1,729.0
23年(2011年)	221.5	122.5	117.0	107.5	378.5	129.5	175.5	88.0	431.0	84.5	60.0	251.5	2,167.0
24年(2012年)	168.5	108.0	172.0	85.0	97.0	130.5	150.5	131.5	123.5	107.5	124.5	166.0	1,564.5
25年(2013年)	106.5	74.0	70.5	119.5	38.5	172.0	284.0	261.0	263.0	278.0	153.0	151.5	1,971.5
26年(2014年)	181.0	91.0	157.5	69.5	74.0	75.5	109.5	377.5	54.0	221.5	140.0	117.0	1,668.0
平均	148.2	122.7	129.1	102.2	127.3	172.8	228.9	137.5	209.1	141.0	128.9	134.5	1,782.2
最大	231.0	271.0	197.5	193.5	378.5	403.5	530.0	377.5	457.0	363.0	238.5	261.5	2,292.0
最小	69.0	36.0	55.5	30.5	36.5	20.0	7.0	7.5	28.5	37.0	30.0	42.5	1,327.5

2) 降水時系列の抽出

水収支計算に用いる降水時系列は、「設計要領」に従い、過去 37 年間で年降水量データが最大となる年（以下、最大年という）及び最大月間降水量が発生した（以下、最大月間降水年という。）を抽出する。

表 1-1-3 に示す過去 37 年の降水量データでは、年間降水量としては 2,292.0mm を記録した平成元年が、月間降水量としては 530.0mm を記録した平成 9 年 7 月が最も多い。

このため、最大年は平成元年、最大月間降水年は平成 9 年となり、水収支計算においてはこの年の降水時系列を用いるものとする。

表 1-1-4 に平成元年、表 1-1-5 に平成 9 年の日降水量データを示す。

表1-1-4 最大年（平成元年）の日降水量

(単位: mm)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月		
1日	3.0	9.0	0.0	0.0	7.0	--	0.0	17.0	17.0	--	19.0	0.0		
2日	0.0	11.5	--	--	--	--	0.0	19.5	134.5	48.0	0.5	0.0		
3日	0.0	2.0	0.0	--	--	--	4.5	0.0	34.5	7.0	--	--		
4日	0.5	1.5	46.5	--	--	--	0.0	0.0	--	2.5	--	--		
5日	--	--	3.5	--	--	4.0	--	0.0	11.0	--	--	--		
6日	--	0.5	1.0	--	6.0	--	--	3.0	2.5	25.5	0.0	0.0		
7日	11.5	0.0	40.0	0.0	6.0	--	--	1.0	4.0	0.0	10.0	9.0		
8日	15.5	19.5	24.0	8.0	--	25.0	1.5	--	2.5	32.5	27.0	25.5		
9日	0.0	33.5	0.0	--	--	29.0	68.5	--	11.0	--	24.0	1.0		
10日	--	27.5	--	2.0	4.0	6.0	0.5	--	44.0	1.5	0.0	0.0		
11日	17.5	0.0	0.0	21.0	43.0	0.5	23.5	--	0.0	16.0	--	0.0		
12日	11.0	4.0	0.0	1.0	1.0	--	55.5	--	16.0	0.0	6.0	2.5		
13日	1.0	3.0	4.5	--	0.0	--	23.5	48.0	25.5	1.5	39.0	0.0		
14日	17.0	0.0	0.0	0.5	9.5	7.5	--	18.5	1.0	9.5	3.0	16.0		
15日	1.5	0.5	0.0	13.0	4.0	2.5	2.5	13.5	0.0	--	8.0	4.5		
16日	--	35.0	2.0	6.5	0.0	8.5	16.0	26.0	3.0	12.0	0.0	--		
17日	--	26.0	2.5	0.0	10.0	--	0.0	--	--	6.0	1.5	0.0		
18日	14.0	13.5	--	--	4.0	5.0	--	1.0	10.0	0.5	3.0	5.5		
19日	18.5	0.0	--	--	13.5	0.0	--	--	74.5	9.0	1.0	0.5		
20日	8.0	0.5	0.0	--	0.0	1.5	0.0	--	0.5	14.0	0.0	2.0		
21日	1.5	5.5	1.0	--	0.5	0.0	--	--	4.0	--	--	3.0		
22日	0.0	4.0	3.5	0.0	0.0	--	8.5	--	41.5	--	--	0.0		
23日	28.0	3.0	0.5	0.5	0.5	0.0	--	3.0	4.0	--	1.5	4.0		
24日	1.5	17.0	5.5	1.5	--	6.5	--	27.0	--	--	0.5	1.0		
25日	--	42.0	7.5	--	5.0	0.0	--	14.5	5.0	--	0.0	0.0		
26日	0.0	9.5	--	--	24.0	--	0.0	0.0	--	--	--	2.5		
27日	21.0	--	--	0.0	--	22.5	0.0	66.5	--	--	--	1.0		
28日	8.5	2.5	6.5	--	--	5.0	0.0	2.5	11.0	1.0	7.0	0.0		
29日	0.0		0.0	--	--	--	--	--	0.0	--	0.5	8.0		
30日	--		--	2.5	--	--	--	3.5	--	--	0.0	3.0		
31日	0.5		0.0	--	--	--	0.0	0.0		6.0		15.5		
計	180.0	271.0	148.5	56.5	138.0	123.5	204.5	264.5	457.0	192.5	151.5	104.5	2,292.0	合計

備考表中「--」は、降水量がない場合を示す。

表1-1-5 最大月間降水年（平成9年）の日降水量

(単位: mm)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	
1日	4.5	1.5	16.5	--	--	--	0.0	0.0	0.0	--	2.5	10.5	
2日	1.5	0.0	0.0	15.0	--	2.0	50.0	0.0	--	0.5	--	4.5	
3日	0.0	8.0	2.5	30.0	1.0	0.0	--	0.5	17.0	--	--	16.0	
4日	0.5	0.5	--	21.0	0.0	6.0	--	0.0	3.5	0.5	0.0	--	
5日	5.0	0.0	--	10.5	6.5	3.5	2.5	43.5	0.0	7.5	8.0	--	
6日	12.5	6.0	0.0	2.0	--	34.5	0.0	16.5	45.0	--	--	2.0	
7日	34.0	0.0	0.0	3.5	0.5	--	30.5	8.0	31.5	--	0.0	8.0	
8日	5.5	--	--	--	39.0	0.5	29.0	--	6.5	1.0	--	5.5	
9日	0.0	--	--	0.0	0.0	0.5	34.5	3.0	--	--	--	0.0	
10日	12.0	--	2.0	--	--	0.0	39.5	0.5	--	--	--	3.0	
11日	4.5	22.0	1.0	--	--	0.0	34.0	14.0	0.0	7.0	--	8.5	
12日	--	12.5	--	--	--	--	110.5	2.5	20.5	3.5	6.5	0.5	
13日	--	2.0	0.0	--	24.0	--	3.5	60.0	15.5	--	10.5	2.5	
14日	1.0	--	14.5	--	15.5	--	--	0.0	4.0	10.5	6.0	0.0	
15日	0.0	3.5	2.0	--	45.5	0.0	0.0	0.0	17.0	0.0	3.5	0.0	
16日	0.5	0.0	6.5	--	--	0.5	6.0	--	125.5	--	0.0	--	
17日	0.0	3.0	3.0	--	--	--	73.5	--	10.0	--	19.0	1.0	
18日	0.0	6.0	--	3.5	--	--	--	--	2.0	0.0	15.5	4.5	
19日	0.0	1.0	0.0	--	11.5	3.5	--	--	0.5	--	0.0	--	
20日	--	1.5	0.0	--	20.0	8.0	--	0.0	0.5	--	--	0.0	
21日	8.0	5.0	0.0	13.0	2.5	--	--	--	0.0	--	1.5	0.0	
22日	4.5	0.0	0.0	7.5	1.5	--	--	0.0	0.0	--	8.0	0.0	
23日	2.5	--	6.5	0.5	--	--	--	--	64.5	0.0	0.0	2.0	
24日	0.0	--	0.0	0.0	0.0	--	--	0.0	1.0	--	--	3.0	
25日	0.0	11.5	--	--	4.0	0.0	--	0.0	32.5	--	2.5	0.0	
26日	0.5	2.5	6.5	--	8.5	0.0	63.0	--	7.0	0.0	18.0	--	
27日	0.0	--	1.5	--	0.0	1.0	2.5	--	11.5	4.5	4.5	--	
28日	3.0	--	--	17.0	--	130.0	49.0	--	5.5	0.0	0.5	0.5	
29日	3.0	--	7.5	--	4.5	--	1.5	--	--	0.0	23.5	1.5	
30日	8.0	--	3.0	9.0	0.0	--	0.5	--	--	6.0	7.0	14.5	
31日	0.5	--	--	--	--	--	--	--	--	20.0	--	17.0	
計	111.5	86.5	73.0	132.5	184.5	190.0	530.0	148.5	421.0	61.0	137.0	105.0	合計 2,180.5

備考表中「--」は、降水量がない場合を示す。

3) 浸出係数の設定

埋立中の浸出水の損失は蒸発量 E1 と仮定でき、浸出係数は下記のように表現できる。

$$C1 = 1 - (E1 / I)$$

また、埋立終了後の浸出係数は、先に示した蒸発量 E1 に加え、最終覆土を行うことによる表流水分が損失となる。これは、最終覆土の土質、勾配等により異なるが、一般的に 0.4 といわれていることより、埋立終了後の浸出係数 C2 は以下のように表現できる。

$$C2 = C1 \times (1 - 0.4) = 0.6C1$$

これに、月別の蒸発量を勘案して月別の浸出係数を計算する。蒸発に影響を与える因子として、気温、日照時間、降水量、風等があり、これらを用いた各種手法による可能蒸発量の計算方法があるが、本計画では「設計要領」に示されている月別浸出係数の目安の算出式で用いられている、Blaney Criddle 法により算出する。

$$E_t = 0.254 \times K \times C_j \times t_j \quad C_j = d_j / \sum d_j \times 100\%$$

E_t : 月間可能蒸発量 (mm)

d_j : 月間日照時間 (hr)

C_j : 年間日照時間に対する月間日照時間の割合 (%)

t_j : 月間平均気温 (華氏 (°F)) $F = 1.8C + 32$

K : 植被による係数、樹林地等で 0.6~0.8 (0.6 とする)

蒸発量の計算結果を表 1-1-6 に示す。ここで、実蒸発量について、「設計要領」及び「県設備指針」では「可能蒸発量の 60~70%が実蒸発量といわれている」とされており、実蒸発量は可能蒸発量の 60%として計算されていることから、実蒸発量は可能蒸発量の 60%と設定する。

なお、蒸発量の計算に必要となる平均気温 (表 1-1-8) 及び日照時間 (表 1-1-9) は、降水量と同様に米子観測所過去 37 年間のデータの平均値を用いた。

表1-1-6 月別蒸発量

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	年値
平均気温(F)	39.9	40.5	45.9	55.2	63.9	70.9	78.4	80.4	72.7	62.6	53.2	44.4	59.0
日照時間(hr)	77.7	88.2	140.5	186.2	214.2	165.2	180.4	209.0	152.5	163.2	118.9	90.0	1,786.0
$C_j=d_j/\sum d_j\times 100$	4.4	4.9	7.9	10.4	12.0	9.2	10.1	11.7	8.5	9.1	6.7	5.0	100.0
Et(mm/月)	26.5	30.5	55.0	87.7	116.7	99.9	120.7	143.4	94.6	87.2	54.0	34.1	950.3
ET(=Et×0.6)	15.9	18.3	33.0	52.6	70.0	59.9	72.4	86.1	56.7	52.3	32.4	20.5	570.1
降水量(mm)	148.2	122.7	129.1	102.2	127.3	172.8	228.9	137.5	209.1	141.0	128.9	134.5	1,782.2
蒸発量(mm)	15.9	18.3	33.0	52.6	70.0	59.9	72.4	86.1	56.7	52.3	32.4	20.5	570.1

表 1-1-6 の蒸発量と降水量から算出した月別浸出係数を表 1-1-7 に示す。浸出係数の年間値は C1 で 0.68 であり、「県指針」で標準と規定されている 0.69 に近似している。

表1-1-7 月別浸出係数

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	年値
C1	0.89	0.85	0.74	0.49	0.45	0.65	0.68	0.37	0.73	0.63	0.75	0.85	0.68
C2	0.53	0.51	0.44	0.29	0.27	0.39	0.41	0.22	0.44	0.38	0.45	0.51	0.41

表1-1-8 日平均気温

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	年平均
昭和53年(1978年)	4.7	3.1	6.5	12.8	17.7	22.5	27.8	27.5	22.3	15.8	11.3	8.1	15.0
54年(1979年)	6.1	6.3	7.5	11.8	16.2	23.2	24.8	26.5	22.4	17.4	11.4	8.0	15.1
55年(1980年)	3.8	2.9	6.7	11.5	17.3	22.1	23.3	23.5	21.0	16.0	11.3	4.4	13.7
56年(1981年)	1.9	3.3	7.6	12.3	16.6	21.0	26.7	25.8	20.7	15.8	9.8	6.5	14.0
57年(1982年)	3.9	4.2	7.9	12.3	18.8	20.4	23.7	25.6	20.5	16.4	12.8	7.4	14.5
58年(1983年)	4.9	3.4	7.2	15.1	17.7	20.4	24.7	26.7	23.2	16.2	10.2	5.4	14.6
59年(1984年)	2.2	1.5	4.6	11.1	16.0	22.3	26.1	27.8	22.1	16.0	11.9	6.0	14.0
60年(1985年)	2.6	4.5	7.3	12.3	17.4	19.9	25.8	28.8	23.2	17.1	11.3	4.8	14.6
61年(1986年)	2.1	2.1	6.5	12.8	16.7	20.7	23.6	26.8	21.8	14.9	10.6	7.9	13.9
62年(1987年)	5.1	5.5	7.1	12.1	17.1	21.4	26.1	25.9	21.2	17.3	12.1	7.6	14.9
63年(1988年)	5.9	3.7	6.7	12.2	16.6	21.2	24.0	25.8	22.0	15.7	9.9	6.7	14.2
平成元年(1989年)	6.5	5.8	8.0	13.2	17.0	20.2	24.7	25.7	22.3	15.7	12.0	7.5	14.9
2年(1990年)	3.8	7.0	8.5	12.7	17.6	22.9	26.7	27.8	23.3	16.8	13.4	7.9	15.7
3年(1991年)	4.5	3.8	7.8	12.6	17.2	22.2	25.8	24.9	22.7	17.0	11.2	8.3	14.8
4年(1992年)	5.6	5.2	8.2	13.4	16.3	20.2	25.5	26.4	22.8	16.6	11.6	8.1	15.0
5年(1993年)	5.4	6.1	6.8	12.2	17.0	20.9	23.4	23.5	21.0	15.5	12.6	7.1	14.3
6年(1994年)	4.7	4.5	6.0	14.1	19.1	21.1	27.9	29.1	23.0	17.7	13.1	7.9	15.7
7年(1995年)	4.3	3.9	8.3	12.9	17.0	19.8	26.2	28.3	21.4	17.3	10.4	5.2	14.6
8年(1996年)	4.5	3.5	7.0	10.6	17.4	21.9	25.6	26.4	21.6	16.9	11.9	7.1	14.5
9年(1997年)	4.4	4.3	8.6	12.6	18.4	22.0	25.1	26.9	21.5	16.2	12.8	7.7	15.0
10年(1998年)	4.9	6.6	8.8	15.1	19.3	21.3	26.2	27.4	23.9	19.0	12.2	8.6	16.1
11年(1999年)	5.3	4.5	9.0	12.9	18.2	21.6	24.6	27.3	24.9	17.8	12.2	6.9	15.4
12年(2000年)	5.1	3.5	7.8	13.0	18.1	21.6	27.5	27.5	23.4	17.4	12.2	7.8	15.4
13年(2001年)	3.8	5.3	7.8	13.3	19.1	22.1	27.0	26.9	21.8	17.6	11.3	6.7	15.2
14年(2002年)	5.5	5.7	10.0	15.1	17.8	22.0	27.1	27.6	22.8	17.1	9.4	7.0	15.6
15年(2003年)	3.8	5.7	7.1	13.6	18.1	22.4	23.2	26.0	23.6	16.5	14.1	7.6	15.1
16年(2004年)	4.2	6.5	8.4	14.2	19.4	22.3	27.9	26.8	23.5	17.0	13.5	8.2	16.0
17年(2005年)	4.6	4.0	7.3	14.5	16.7	23.4	25.4	27.4	24.2	17.6	11.8	3.8	15.1
18年(2006年)	4.3	4.9	7.1	12.5	18.1	21.6	25.5	28.2	21.7	18.5	12.9	7.2	15.2
19年(2007年)	5.7	6.9	8.5	12.9	18.4	22.2	23.8	28.5	25.2	18.2	11.9	8.2	15.9
20年(2008年)	4.8	3.4	8.5	13.2	17.6	20.6	27.4	26.7	22.9	18.0	11.7	7.7	15.2
21年(2009年)	3.9	7.0	8.7	13.4	17.9	22.1	25.2	25.4	22.0	17.4	12.2	7.1	15.2
22年(2010年)	4.7	6.5	8.3	11.6	17.3	22.0	26.8	29.8	25.0	18.3	11.4	7.0	15.7
23年(2011年)	1.8	5.7	6.3	12.0	18.1	23.2	26.6	27.5	23.3	17.6	14.3	6.1	15.2
24年(2012年)	4.1	3.1	7.6	14.0	17.4	21.3	27.1	28.9	24.3	17.5	11.5	5.0	15.2
25年(2013年)	3.6	4.9	9.6	12.2	18.0	22.6	28.3	28.3	23.0	18.9	11.2	6.1	15.6
26年(2014年)	4.9	4.9	8.6	12.8	18.7	22.0	26.4	25.8	22.0	17.2	12.5	5.1	15.1
平均	4.4	4.7	7.7	12.9	17.7	21.6	25.8	26.9	22.6	17.0	11.8	6.9	15.0

表1-1-9 日照時間

(単位:h)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
昭和53年(1978年)	91.5	92.5	178.1	241.5	252.3	187.4	313.6	282.3	157.9	159.0	142.5	126.6	2,225.2
54年(1979年)	106.9	100.4	180.5	205.1	283.9	159.3	212.7	228.1	160.4	223.5	121.2	118.8	2,100.8
55年(1980年)	74.2	117.1	178.8	203.5	235.4	160.6	112.6	106.4	161.5	144.4	163.7	69.2	1,727.4
56年(1981年)	105.6	77.5	175.7	195.2	235.0	131.1	251.7	231.4	188.0	166.9	89.5	108.4	1,956.0
57年(1982年)	91.3	111.5	179.7	225.5	264.1	236.2	200.0	200.8	147.6	212.1	118.3	94.3	2,081.4
58年(1983年)	120.3	139.4	148.8	176.8	274.2	233.7	185.0	207.9	152.4	168.9	130.6	99.5	2,037.5
59年(1984年)	79.1	115.2	142.9	163.1	271.5	209.5	231.5	300.2	185.4	194.2	158.5	88.9	2,140.0
60年(1985年)	89.4	76.7	143.0	233.1	212.0	163.8	213.7	293.5	150.6	180.8	128.1	89.9	1,974.6
61年(1986年)	70.7	72.0	152.1	178.6	193.9	151.6	127.3	250.4	153.5	120.6	106.9	84.6	1,662.2
62年(1987年)	79.8	105.6	83.5	198.2	208.4	233.7	159.7	160.6	160.7	166.6	131.4	131.6	1,819.8
63年(1988年)	92.8	79.0	112.1	196.8	191.5	163.8	102.5	198.7	137.5	166.8	107.3	94.7	1,643.5
平成元年(1989年)	81.1	62.2	135.6	208.3	195.6	163.1	181.1	168.1	100.0	162.4	103.5	102.2	1,663.2
2年(1990年)	55.1	80.1	144.0	156.4	224.7	199.2	223.6	286.8	115.5	148.8	124.2	102.3	1,860.7
3年(1991年)	55.6	66.2	106.8	177.0	172.0	104.5	119.7	146.6	149.3	127.8	128.2	86.7	1,440.4
4年(1992年)	72.6	78.6	95.4	174.8	187.8	196.3	190.4	155.6	147.5	154.6	110.5	76.5	1,640.6
5年(1993年)	49.8	77.0	132.1	172.6	195.4	121.6	108.2	103.8	127.6	132.3	82.3	93.5	1,396.2
6年(1994年)	82.4	69.6	131.2	207.5	216.5	158.8	291.4	287.5	163.0	149.6	124.2	84.2	1,965.9
7年(1995年)	58.4	89.8	114.7	156.2	164.9	110.2	156.2	253.1	126.4	164.2	135.0	53.8	1,582.9
8年(1996年)	77.9	75.5	114.3	187.6	219.6	112.7	201.6	218.6	175.2	165.2	79.3	114.1	1,741.6
9年(1997年)	78.5	98.6	166.0	174.6	145.1	197.6	165.5	226.7	113.6	210.4	121.0	77.3	1,629.8
10年(1998年)	71.6	80.8	150.2	154.0	204.6	105.2	176.7	155.3	141.4	129.4	116.2	124.4	1,609.8
11年(1999年)	85.9	85.8	128.2	157.5	261.5	152.7	124.0	160.9	128.6	168.4	114.6	103.7	1,671.8
12年(2000年)	55.4	81.0	156.4	180.6	210.3	152.4	243.8	241.4	168.2	135.3	99.8	116.5	1,841.1
13年(2001年)	53.1	81.9	136.6	204.1	201.1	155.5	240.3	237.4	143.7	162.4	125.8	80.8	1,822.7
14年(2002年)	73.4	92.7	179.8	170.9	161.5	224.3	180.6	194.2	186.8	163.2	116.3	49.2	1,792.9
15年(2003年)	63.6	78.1	143.6	139.6	213.1	141.3	79.4	170.5	155.1	193.1	93.7	68.6	1,539.7
16年(2004年)	91.4	137.5	162.1	217.6	167.4	190.4	230.8	183.2	93.0	146.0	138.2	109.3	1,866.9
17年(2005年)	79.8	66.2	128.7	225.1	247.5	194.8	138.8	178.0	147.7	143.4	140.7	78.8	1,769.5
18年(2006年)	71.5	75.8	138.7	126.1	156.2	183.5	109.2	277.1	170.8	195.0	108.5	74.9	1,687.3
19年(2007年)	85.8	125.9	136.9	199.0	225.1	138.3	118.7	251.0	153.0	177.5	136.0	77.6	1,824.8
20年(2008年)	67.3	72.6	144.4	177.7	216.3	122.3	220.7	193.0	146.4	174.7	122.0	110.5	1,767.9
21年(2009年)	71.2	88.3	140.2	221.0	169.9	170.2	77.6	153.3	177.3	160.8	92.3	77.7	1,599.8
22年(2010年)	90.3	80.6	94.3	138.4	192.8	187.3	182.2	257.0	162.9	125.3	128.1	96.5	1,735.7
23年(2011年)	65.7	110.8	137.2	176.1	164.5	145.9	168.3	208.2	168.4	161.3	99.2	49.7	1,655.3
24年(2012年)	58.6	68.9	95.5	188.3	204.0	151.8	222.6	256.5	148.6	179.1	99.8	81.4	1,755.1
25年(2013年)	72.6	81.1	168.2	177.2	251.0	160.3	227.0	230.7	185.9	138.9	124.2	65.7	1,882.8
26年(2014年)	103.4	72.0	143.1	204.8	267.3	141.7	184.7	77.4	189.4	164.2	138.6	68.4	1,755.0
平均	77.7	88.2	140.5	186.2	214.2	165.2	180.4	209.0	152.5	163.2	118.9	90.0	1,780.2

4) 集水区域と埋立計画（区画埋立）

埋立計画（別途）における埋立期別の集水区域の面積を表 1-1-10 に示す。

浸出水処理施設規模の算定にあたっては、埋立中区画面積と埋立完了区画面積に 0.6 を乗じた面積の和が最大となる時期が、浸出水量の発生が最大となるため、以下の 2 ケースとする。

ケース 1 第 I 期 埋立⑥

ケース 2 第 II 期 埋立⑦

表 1-1-10 区画埋立における概要図と面積等

第 I 期

期別	埋立中区画 A1 (m ²)	埋立完了区画 A2 (m ²)	A1換算の面積 A1+A2*0.6 (m ²)	計算対象
埋立①	3,811.0	0.0	3,811.0	
埋立②	5,729.0	1,970.0	6,911.0	
埋立③	3,023.0	5,791.0	6,497.6	
埋立④	3,485.0	6,234.0	7,225.4	
埋立⑤	2,126.0	8,224.0	7,060.4	
埋立⑥	2,685.0	8,382.0	7,714.2	○

第 II 期

期別	埋立中区画 A1 (m ²)	埋立完了区画 A2 (m ²)	A1換算の面積 A1+A2*0.6 (m ²)	計算対象
埋立①	3,153.0	11,064.0	9,791.4	
埋立②	2,387.0	13,712.0	10,614.2	
埋立③	7,389.0	11,050.0	14,019.0	
埋立④	5,395.0	13,782.0	13,664.2	
埋立⑤	9,371.0	11,526.0	16,286.6	
埋立⑥	8,260.0	13,351.0	16,270.6	
埋立⑦	13,365.0	8,056.0	18,198.6	○
埋立⑧	6,943.0	14,977.0	15,929.2	

5) 計画流入水量の設定範囲

計画流入水量の設定範囲とは、決定する施設規模（浸出水処理施設の処理能力）を定めるための目安であり、「設計要領」に基づき平均降水量及び月間最大降水量からその範囲を求める。

- ・平均浸出水量（平均降水量の日換算値）：4.9mm/日（1,782.2mm÷365日）
- ・最大浸出水量（月間最大降水量の日換算値）：17.1mm/日（530mm/月÷31）

計画流入水量の設定範囲は、前述の2ケースで算出し、表1-1-11に示す。

同表より、施設規模は第Ⅰ期で30～80m³/日、第Ⅱ期で70～210m³/日の範囲で設定する。

表1-1-11 計画流入水量の設定範囲

【第Ⅰ期 埋立⑥】

		設定範囲	
		平均浸出水量	最大浸出水量
日換算値	(mm/日)	4.9	17.1
浸出係数	埋立中 C1	0.68	0.68
	埋立終了 C2	0.41	0.41
集水面積	埋立中 A1 (m ²)	2,685.0	
	埋立完了 A2 (m ²)	8,382.0	
浸出水量の目安	(m ³ /日)	26	90
設定範囲	(m ³ /日)	30 ~ 80	

【第Ⅱ期 埋立⑦】

		設定範囲	
		平均浸出水量	最大浸出水量
日換算値	(mm/日)	4.9	17.1
浸出係数	埋立中 C1	0.68	0.68
	埋立終了 C2	0.41	0.41
集水面積	埋立中 A1 (m ²)	13,365.0	
	埋立完了 A2 (m ²)	8,056.0	
浸出水量の目安	(m ³ /日)	61	212
設定範囲	(m ³ /日)	70 ~ 210	

6) 計算フロー

埋立地における水収支モデルでの合理式により、抽出した降水時系列に基づき、日々の浸出水量の算出は図 1-1-2 に示す計算フローで行う。

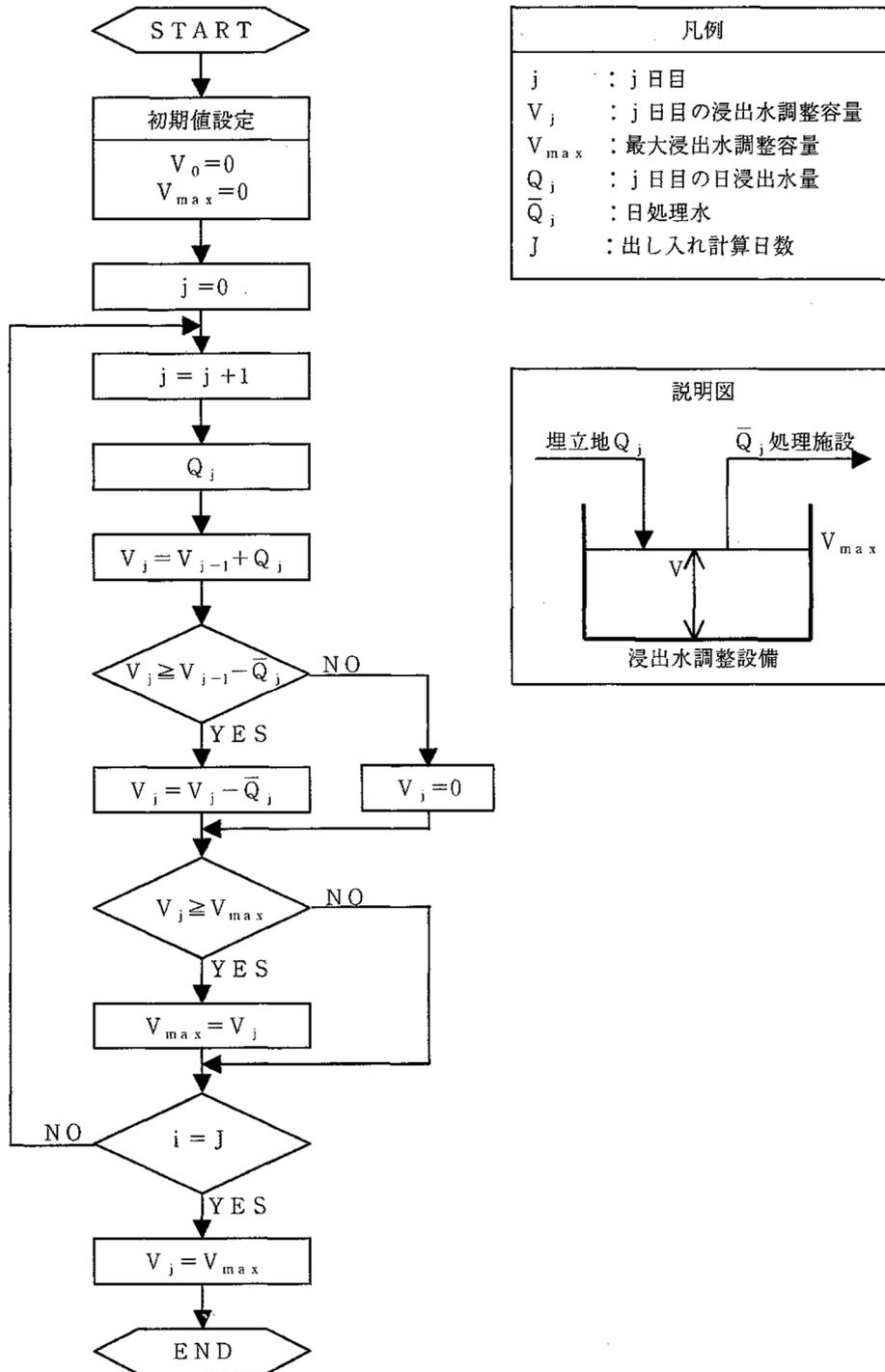


図1-1-2 調整容量出し入れ計算フロー（出典：設計要領）

7) 日浸出水量時系列の計算式

日浸出水量時系列の計算は次式のとおりである。

$$(合理式) \quad Q_j = 1/1000 \times I \times (C_1 \times A_1 + C_2 \times A_2)$$

Q_j ：抽出降水時系列の日浸出水量 (m³/日)

I_j ：抽出降水時系列の日降水量 (mm/日)

C_1 ：埋立中区画のうち廃棄物部分の浸出係数

C_2 ：埋立終了後の浸出係数 (表流水排除)

A_1 ：埋立中区画のうち廃棄物部分の面積 (m²)

A_2 ：埋立終了後の面積 (m²)

8) 浸出水処理施設規模の算出条件のまとめ

以上の算出条件を整理して、表 1-1-12 に示す。

表1-1-12 算出条件のまとめ

項目	算出条件
気象データ	米子観測所 過去 37 年 昭和 53 年～平成 26 年
日降水時系列	最大年 (平成元年) 最大月間降水年 (平成 9 年)
浸出係数	蒸発量計算：Blaney Criddle 法 平均気温：米子観測 37 年平均 日照時間：米子観測 37 年平均 実蒸発量：可能蒸発量の 60%
集水区域	第 I 期 埋立⑥ 第 II 期 埋立⑦
計画流入水量 設定範囲	第 I 期 30～80m ³ /日 第 II 期 70～210m ³ /日
水収支計算	合理式

3. 浸出水処理施設規模の決定

(1) 水収支計算結果

1) ケース 1 (第 I 期 埋立⑥)

水収支計算結果を整理して、表 1-1-13 に示す。

表 1-1-13 のグラフは、計画流入水量の設定範囲 (30~80m³/日) において、計画流入水量を 10m³/日ずつ変動させ、水収支計算から得られる最大調整容量をプロットしたものである。

環境省性能指针对应 (グラフ赤線)

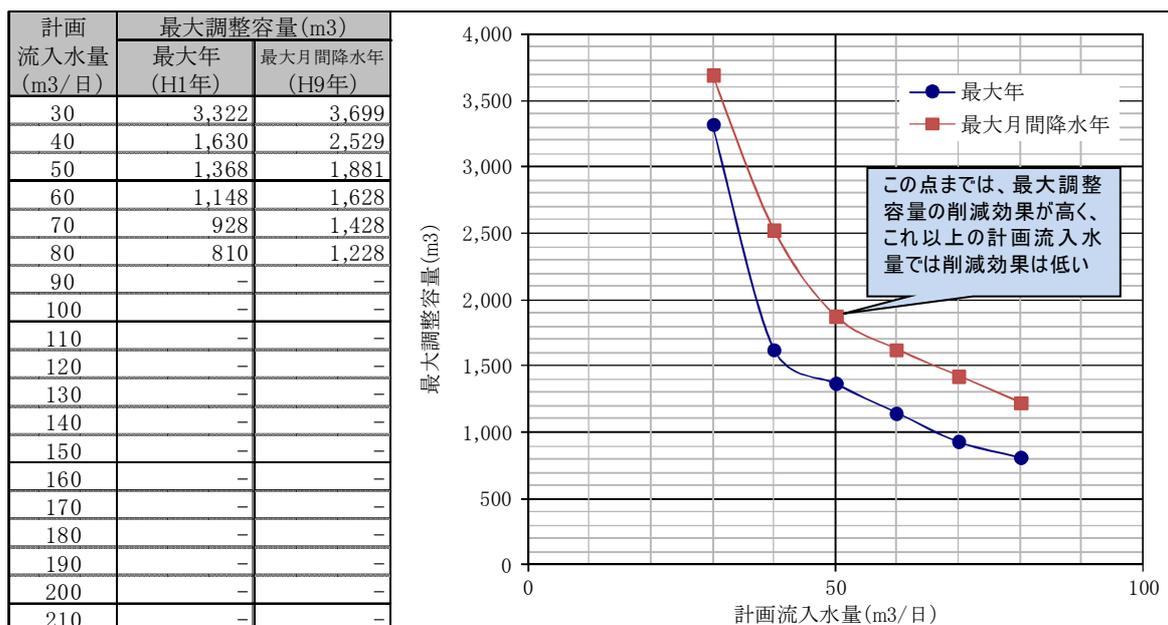
最大調整容量は、最大年より最大月間降水年を用いた結果の方が大きくなる。また、最大月間降水年において、計画流入水量 50m³/日までは最大調整容量の削減量は大きくなるが、計画流入水量を 60m³/日以上とした場合は、最大調整容量の削減効果があまり期待できないことがわかる。

- ・ 浸出水処理施設規模 50m³/日
- ・ 浸出水調整設備容量 1,881m³ 以上

県指針 (グラフ青線)

- ・ 浸出水処理施設規模 40m³/日
- ・ 浸出水調整設備容量 1,630m³ 以上

表1-1-13 計画流入水量と最大調整容量の関係 (ケース 1)



2) ケース 2 (第Ⅱ期 埋立⑦)

計画流入水量と最大調整容量を整理して表 1-1-14 に示す。

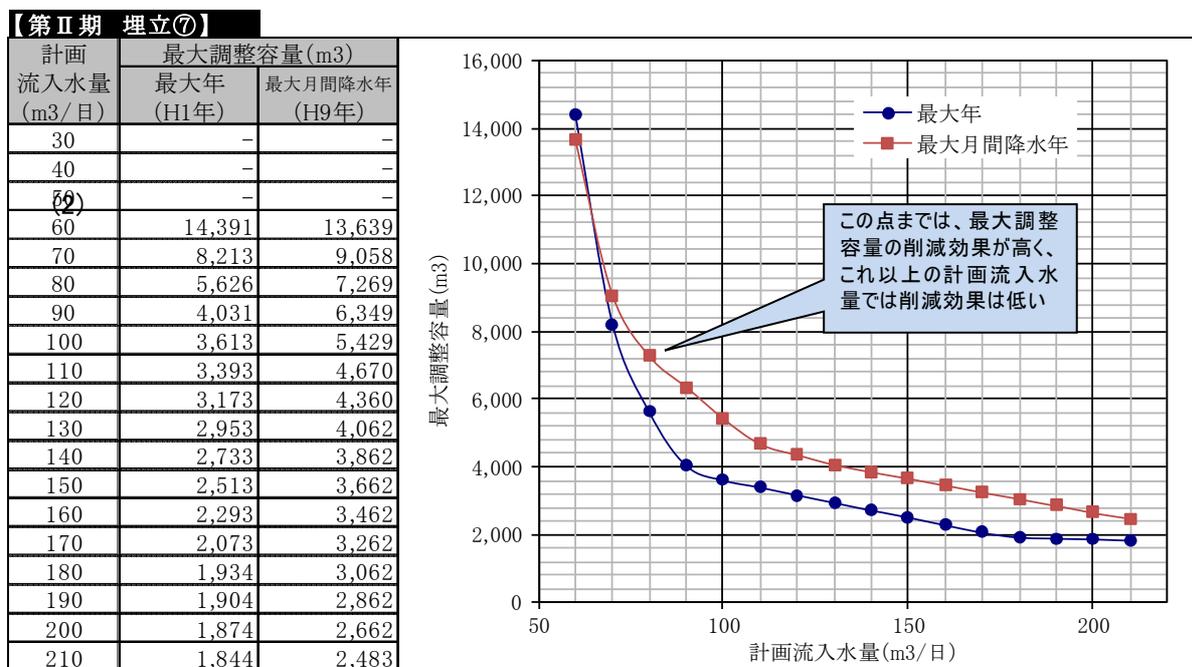
環境省性能指针对应 (グラフ赤線)

- ・ 浸出水処理施設規模 80m³/日
- ・ 浸出水調整設備容量 7,273m³ 以上

県指針 (グラフ青線)

- ・ 浸出水処理施設規模 90m³/日
- ・ 浸出水調整設備容量 4,033m³ 以上

表1-1-14 計画流入水量と最大調整容量の関係 (ケース 2)



浸出水量の削減方法（区画埋立方策）

1) 表流水排除区画の設定

浸出水量の削減方法として、第Ⅰ期の埋立休止区画（一定高さまで埋め立てた後、一定期間埋立てを休止しておく区画）を表流水排除区画として、図 1-1-3 に示す範囲にキャッピングを行うこととする。

◆ キャッピング範囲の面積 : 3,031m²

第Ⅰ期の埋立計画を含めて、表 1-1-15、1-1-16 に区画埋立計画を示す。

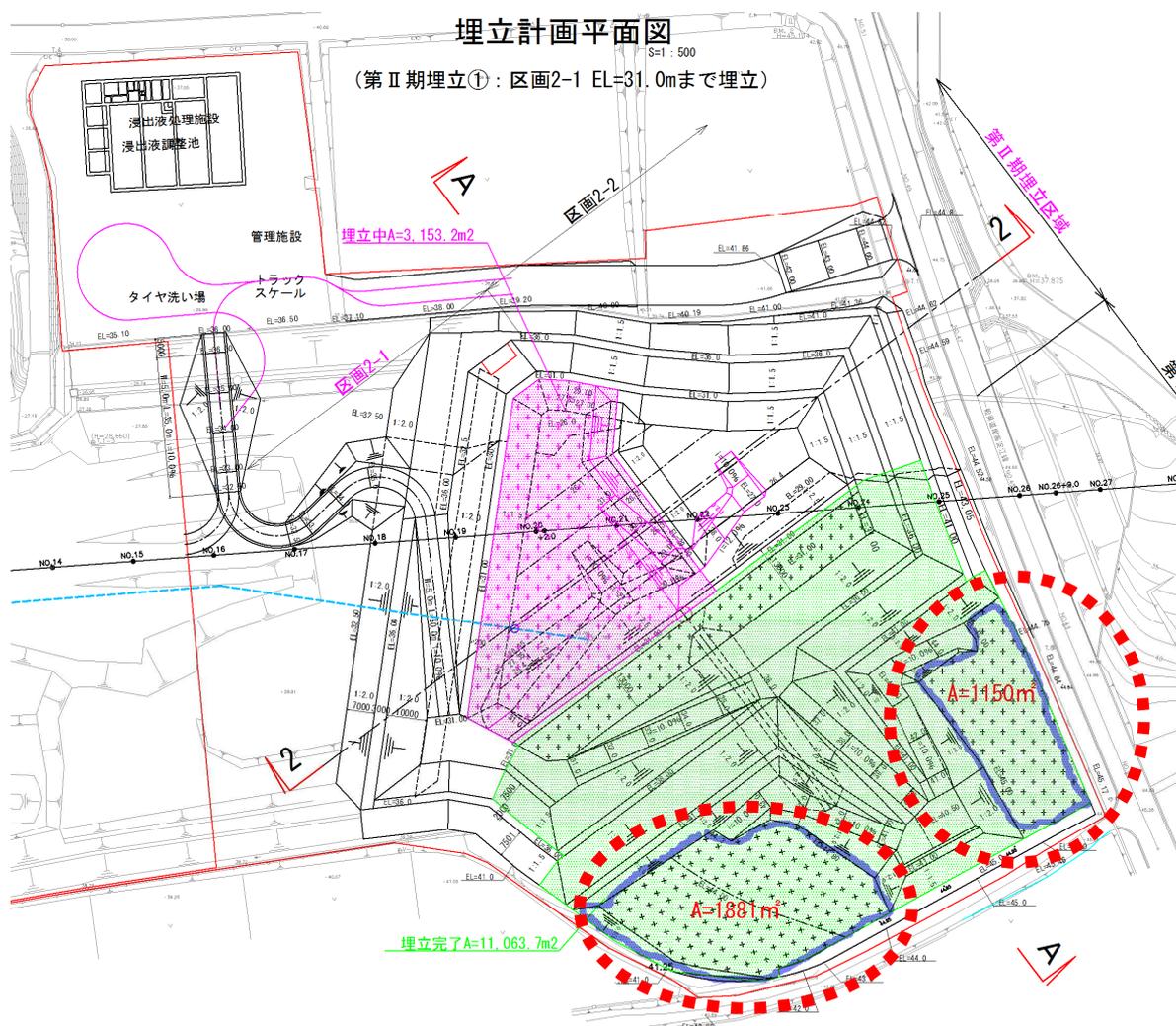


図1-1-3 キャッピングの範囲（案）

表1-1-15 第I期での区画埋立計画

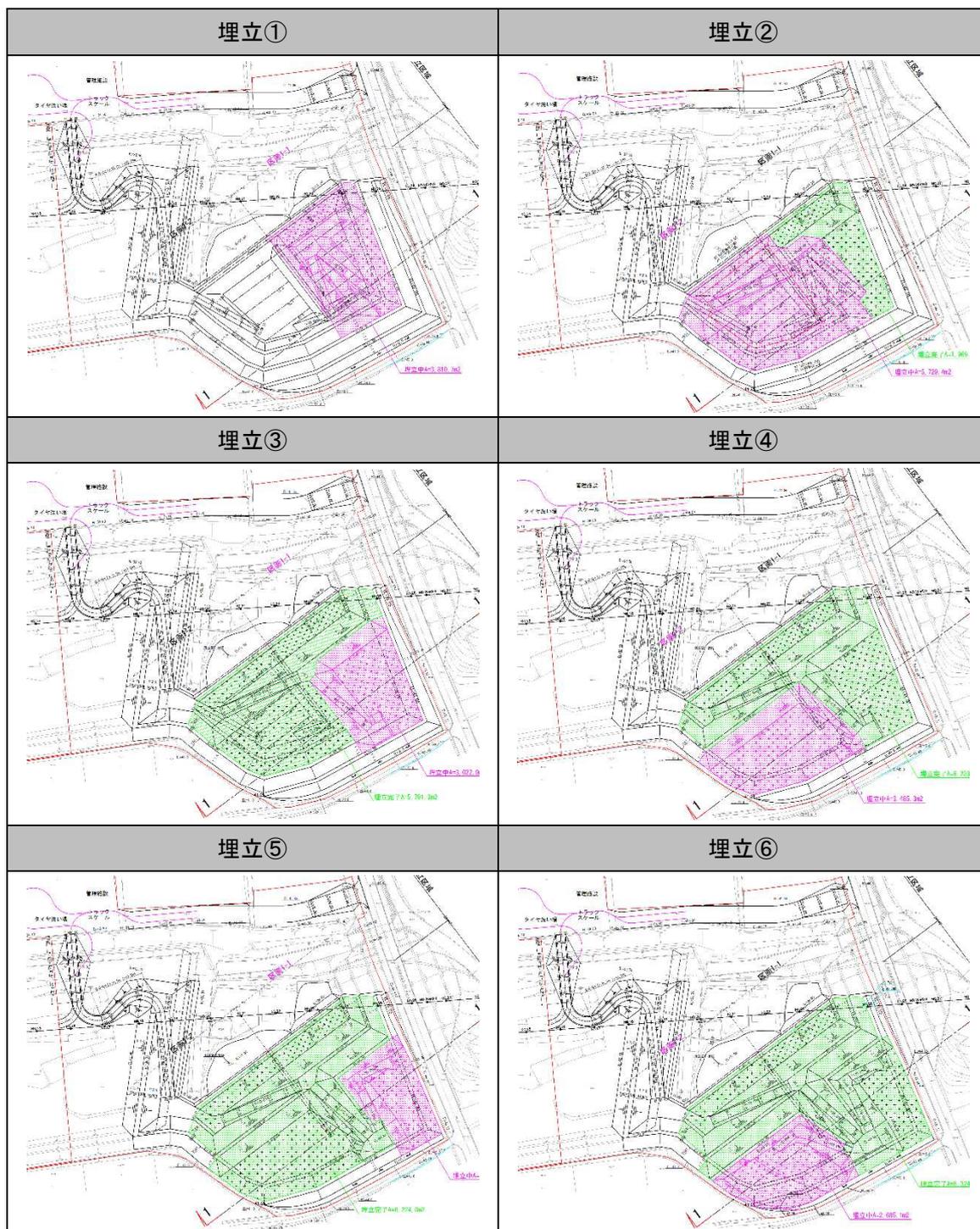
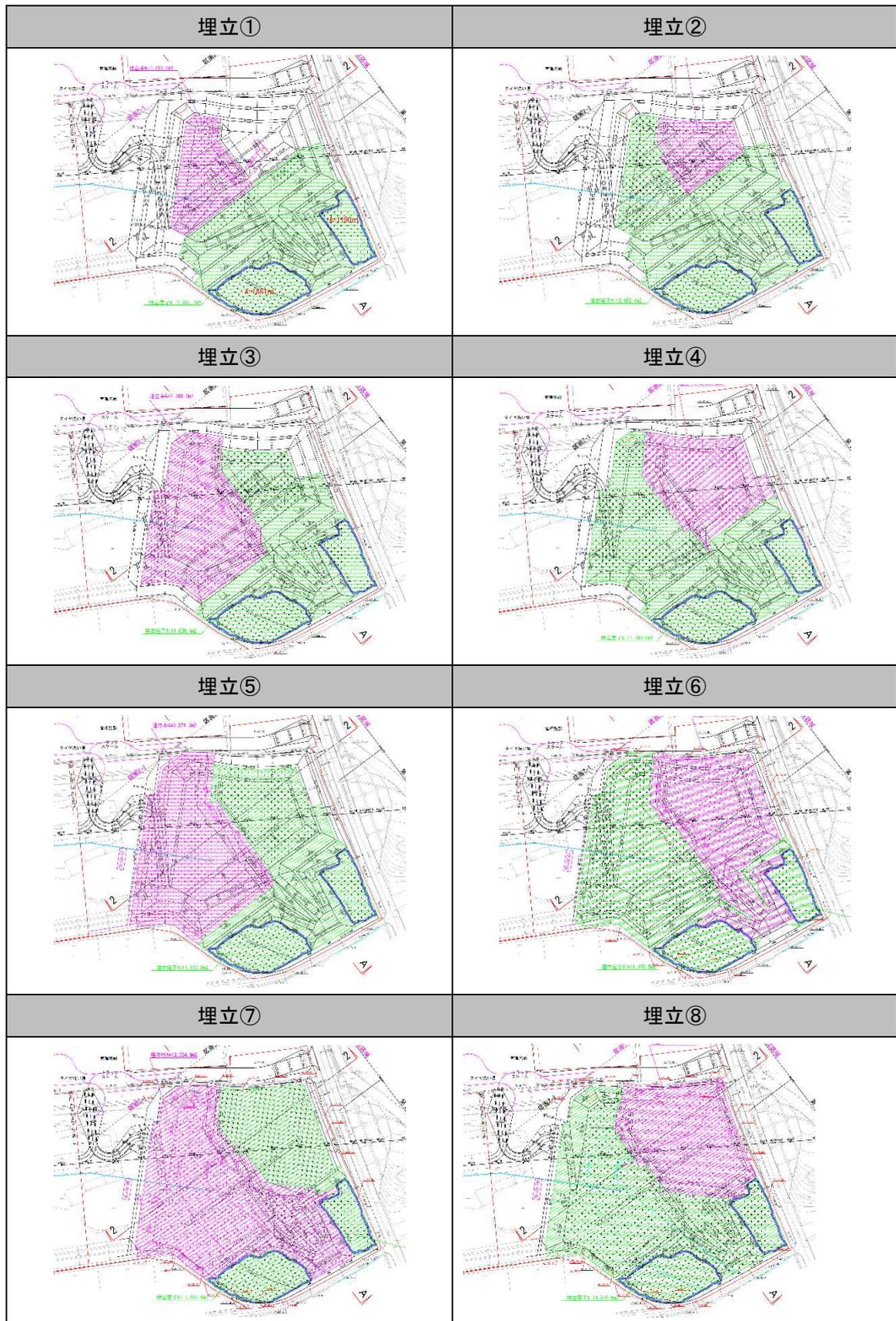


表1-1-16 第Ⅱ期での区画埋立計画



2) 最終埋立計画画面のキャッピング

キャッピングとは、埋立層への雨水の浸透を抑制し、浸出水量を削減するために、埋立地の表面をシート等で覆うことである。キャッピングには、遮水シート、アスファルト等の舗装、ベントナイト混合土の他、キャッピング用シートなどが用いられている。ここで、キャッピング用シートとは、埋立ガスは通すものの水は通さないという材料、他がある。

ところで、一般に埋立処分された廃棄物は、空気と一定の水分があれば、次第に分解して生物化学的に安定した状態となる。

そこで、キャッピング材の選定や廃棄物層への水分供給にあたっては、キャッピングによる雨水排水方法や埋立層への水分補給方法（補給管布設あるいはシートに開孔を設ける等）等、詳細な検討は必要であるが、浸出水処理施設の規模算定に際し、降水量の約10%程度を浸出水として見込むものとする。

3) 区画埋立における面積

第Ⅱ期（第Ⅰ期の埋立休止面）におけるキャッピングを考慮した各段階での集水区域の面積を表1-1-17に示す。

表1-1-17 集水区域の面積（第Ⅱ期）

期別	第Ⅱ期 キャッピングあり		
	埋立中区画 A1 (m2)	埋立完了区画 A2 (m2)	キャッピング区画 A3 (m2)
埋立①	3,153.0	8,033.0	3,031.0
埋立②	2,387.0	10,681.0	3,031.0
埋立③	7,389.0	8,019.0	3,031.0
埋立④	5,395.0	10,751.0	3,031.0
埋立⑤	9,371.0	8,495.0	3,031.0
埋立⑥	8,260.0	10,320.0	3,031.0
埋立⑦	13,365.0	5,025.0	3,031.0
埋立⑧	6,943.0	11,946.0	3,031.0
埋立終了	0.0	21,418.0	0.0

4) 水収支計算結果（第Ⅱ期のみ）

集水面積以外は、同条件にて水収支計算を行うにあたって、計画水量の設定範囲は以下のとおりとなる。

① 計画流入水量の設定範囲

【第Ⅱ期 埋立⑦】 **キャッピングあり**

		設定範囲	
		平均浸出水量	最大浸出水量
日換算値	(mm/日)	4.9	17.1
浸出係数	埋立中 C1	0.68	0.68
	埋立終了 C2	0.41	0.41
	キャッピング C3	0.10	0.10
集水面積	埋立中 A1 (m ²)	13,365.0	
	埋立完了 A2 (m ²)	5,025.0	
	キャッピング A3 (m ²)	3,031.0	
浸出水量の目安	(m ³ /日)	56	196
設定範囲	(m ³ /日)	60 ~ 190	

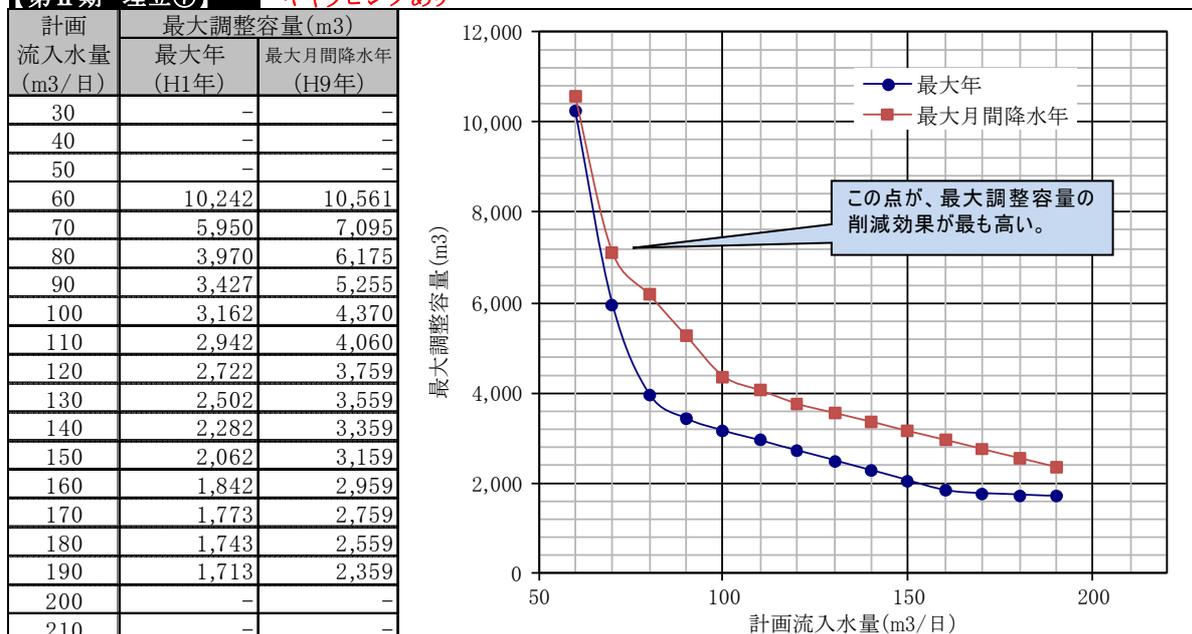
② 計算結果（計画流入水量Qと必要調整容量Vの関係）

埋立期別第Ⅱ期の計画流入水量（Q）と必要調整容量（V）の関係から、計画流入水量 70m³/日のときが、最大調整容量の削減効果が最も高くなっていることから、第Ⅱ期の浸出水処理能力は、70m³/日が適正であると考えられ、その場合に必要となる調整設備容量は、7,095m³以上となる。

○ 第Ⅱ期における施設規模

- ・ 浸出水処理施設規模 70m³/日
- ・ 浸出水調整設備容量 7,095m³以上

【第Ⅱ期 埋立⑦】 キャンピングあり



③ 浸出水処理施設の整備方針

本施設では、第Ⅰ期及び第Ⅱ期とした埋立期別とした埋立計画であること、埋立期間が長期に渡ることから、施設規模（浸出水処理能力 70m³/日、調整設備容量 7,095m³以上）を全体規模とした段階整備の在り方を定める。

ここで、段階整備について、浸出水処理設備は増設の容易性や水量及び水質負荷時の運用面を考慮して2系列化の考え方を適用し、以下の3ケースを比較検討し、以下に示す段階整備を行うものとする。

【第Ⅰ期】 浸出水処理施設 35 m³/日

浸出水調整設備 7,100 m³

【第Ⅱ期】 浸出水処理施設 70 m³/日

表1-1-18 段階整備の比較検討

	ケースA	ケースB	ケースC
第Ⅰ期 (約10年)	水処理 35 m ³ /日 調整槽 3,500 m ³	水処理 35 m ³ /日 調整槽 7,100 m ³	水処理 70 m ³ /日 調整槽 7,100 m ³
第Ⅱ期	水処理増設 35m ³ /日 (最終規模) 70 m ³ 調整槽増設 3,600 m ³ (最終容量) 7,100 m ³	水処理増設 35 m ³ /日 (最終規模) 70 m ³ /日 調整槽 増設なし (最終容量) 7,100 m ³	水処理 増設なし (最終規模) 70 m ³ /日 調整槽増設 3,600 m ³ (最終容量) 7,100 m ³
考え方	水処理能力は最終的な能力となる 70m ³ /日のうち半分の 35m ³ /日を整備し、第Ⅱ期で同規模を増設する。 調整容量は第Ⅰ期の処理能力 35m ³ /日で必要となる 3,500m ³ を整備し、第Ⅱ期整備時に 3,600m ³ を増設する。	水処理はケースAと同様 調整容量は第Ⅱ期で必要となる最終的な容量 7,100m ³ を第Ⅰ期(初期)で整備し、第Ⅱ期では増設しない。	水処理能力は最終的な能力となる 70m ³ /日を整備する。 調整容量は第Ⅰ期の処理能力 35m ³ /日で必要となる 3,500m ³ を整備し、第Ⅱ期整備時に 3,600m ³ を増設する。
初期投資額	最も安価	C案より安価	最も高価
評価	浸出水処理施設等の敷地面積では、調整槽の段階的整備(第Ⅱ期時に所定規模の調整槽を増設する)は、搬入車両動線や必要となる施工範囲等を踏まえると、現実的に困難といえる。 【評価：×】	最終容量の調整槽を予め確保しておくことで、第Ⅰ期時に十分な緩衝安全が担保できる。また、水処理設備については、第Ⅱ期計画時に水質条件等を検証でき、無機塩類対策など、場合によってはコスト削減できるメリットがある。 【評価：○】	ケースAと同様。 また、水処理設備については、第Ⅰ期時に最終的に必要となる規模を整備することになるため、水質条件等の検証を行うことができない。 【評価：×】

表1-1-19 埋立期別ごとの浸出水処理能力（水量）と調整設備容量

第Ⅰ期

期別	埋立中区画	埋立完了区画	キャッピング区画
	A1 (m ²)	A2 (m ²)	A3 (m ²)
埋立①	3,811.0	0.0	-
埋立②	5,729.0	1,970.0	-
埋立③	3,023.0	5,791.0	-
埋立④	3,485.0	6,234.0	-
埋立⑤	2,126.0	8,224.0	-
埋立⑥	2,685.0	8,382.0	-

最大調整容量(m³)

処理能力:35m ³ /日	
最大年	最大月間降水年
446	694
1,492	2,334
1,317	2,007
1,637	2,593
1,565	2,464
2,169	2,989

最大調整容量(m³)

処理能力:70m ³ /日	
最大年	最大月間降水年
330	301
729	1,129
674	981
773	1,248
752	1,189
928	1,428

第Ⅱ期

キャッピングあり

期別	埋立中区画	埋立完了区画	キャッピング区画
	A1 (m ²)	A2 (m ²)	A3 (m ²)
埋立①	3,153.0	8,033.0	3,031.0
埋立②	2,387.0	10,681.0	3,031.0
埋立③	7,389.0	8,019.0	3,031.0
埋立④	5,395.0	10,751.0	3,031.0
埋立⑤	9,371.0	8,495.0	3,031.0
埋立⑥	8,260.0	10,320.0	3,031.0
埋立⑦	13,365.0	5,025.0	3,031.0
埋立⑧	6,943.0	11,946.0	3,031.0
埋立終了	0.0	21,418.0	0.0

最大調整容量(m³)

処理能力:70m ³ /日	
最大年	最大月間降水年
1,143	1,687
1,408	1,990
2,492	3,743
2,380	3,463
3,693	5,565
3,674	5,555
5,950	7,095
3,329	5,284
2,587	3,916

備考)埋立終了時にキャッピング除去



図1-1-4 第Ⅱ期埋立⑦

④ 浸出水調整槽の分割

浸出水調整槽は、下記の観点から容量に応じて水槽を分割するものとするものとし、その容量及び容量設定の考え方は以下のとおりとする。

- ・埋立期別や降水量に応じて変動する
- ・浸出水の水質変動緩和、腐敗防止等のため予備ばっ気が必要
- ・槽内メンテナンスが必須（槽内仕上げ（塗装）の更新等）

表1-1-20 浸出水調整槽の分割容量と設定根拠

	容量	設定根拠
第1槽目	3,000m ³	第Ⅰ期時の常用、埋立終了後の常用 ・第Ⅰ期時（最大2,989m ³ ）の貯留量を確保
第2槽目	約2,050m ³ (計5,050m ³)	第Ⅰ期時の非常用、第Ⅱ期時の常用、埋立終了後の常用 ・埋立終了時（3,916m ³ ）に対して第2槽までで対応可能 ・第Ⅱ期埋立⑥（5,555m ³ ）の段階まで90%程度対応可能 ・第Ⅰ期及び第Ⅱ期前半までゲリラ豪雨対策として運用可能
第3槽目	約2,050m ³ (計7,100m ³)	第Ⅰ期及び第Ⅱ期の非常用、埋立終了後の非常用 ・全体で第Ⅱ期埋立⑦の段階で対応可能

4. 年間放流量

(1) 抽出年

年間放流量の算定では、施設規模算定のために抽出した平成元年（最大年）、平成 9 年（最大月間年）の他、当該地域の年間降水量近似年の昭和 63 年（平均年 1）及び平成 10 年（平均年 2）を抽出した。

表1-1-21 月別降水量（過去 37 年）

（単位：mm）

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
昭和53年(1978年)	150.0	135.0	104.0	55.0	76.0	180.0	57.0	35.5	211.5	161.5	142.0	186.0	1,493.5
54年(1979年)	114.0	184.0	102.0	86.0	121.0	181.5	135.0	98.5	350.0	237.0	134.0	75.0	1,818.0
55年(1980年)	182.0	36.0	154.0	110.0	240.0	89.0	357.0	339.0	28.5	233.5	155.0	175.0	2,099.0
56年(1981年)	97.5	121.0	55.5	152.0	121.0	403.5	277.5	131.0	135.5	122.5	203.0	91.0	1,911.0
57年(1982年)	193.0	74.0	126.5	117.0	69.5	56.0	107.5	191.5	263.5	40.5	95.0	76.5	1,410.5
58年(1983年)	123.0	137.5	187.0	136.5	119.5	136.5	333.0	265.0	341.5	89.0	177.0	200.5	2,246.0
59年(1984年)	145.5	124.0	82.5	118.5	82.5	266.0	95.5	29.5	129.0	102.0	142.5	147.0	1,464.5
60年(1985年)	141.5	130.5	167.5	193.5	129.5	307.0	264.0	7.5	267.0	105.0	82.0	87.5	1,882.5
61年(1986年)	83.0	117.5	122.0	86.5	153.0	181.0	293.0	46.0	55.0	141.0	47.5	146.0	1,471.5
62年(1987年)	137.0	93.0	164.5	50.0	81.0	203.0	228.0	143.5	118.0	295.5	123.0	96.5	1,733.0
63年(1988年)	69.0	138.0	140.0	86.0	125.5	247.0	267.5	172.5	267.5	122.5	103.0	64.5	1,803.0
平成元年(1989年)	180.0	271.0	148.5	56.5	138.0	123.5	204.5	264.5	457.0	192.5	151.5	104.5	2,292.0
2年(1990年)	211.0	112.5	111.5	175.0	134.5	106.5	158.5	74.0	369.5	225.5	214.5	75.5	1,968.5
3年(1991年)	130.0	152.0	197.5	146.0	80.5	332.5	374.5	100.5	117.0	85.5	111.0	167.5	1,994.5
4年(1992年)	144.0	147.0	158.5	152.0	81.0	78.0	81.0	167.0	114.0	161.5	110.0	111.5	1,505.5
5年(1993年)	161.0	163.0	90.5	47.0	145.0	299.0	388.5	306.0	220.5	59.5	112.5	133.5	2,126.0
6年(1994年)	175.0	156.0	102.5	76.0	96.0	138.5	7.0	61.5	457.0	147.0	56.5	116.0	1,589.0
7年(1995年)	207.0	176.0	118.0	85.0	210.0	58.0	420.5	143.5	84.0	44.5	80.5	197.0	1,824.0
8年(1996年)	114.0	98.0	142.0	44.0	81.0	269.5	87.0	67.0	155.0	79.0	102.0	89.0	1,327.5
9年(1997年)	111.5	86.5	73.0	132.5	184.5	190.0	530.0	148.5	421.0	61.0	137.0	105.0	2,180.5
10年(1998年)	189.5	117.5	56.5	156.0	160.0	132.5	237.5	105.5	218.0	266.0	90.0	42.5	1,771.5
11年(1999年)	93.0	136.0	162.5	109.5	114.0	342.5	157.5	100.0	155.5	82.5	138.5	151.0	1,742.5
12年(2000年)	192.5	113.5	122.0	100.0	82.5	129.5	71.0	23.0	378.0	154.5	238.5	61.0	1,666.0
13年(2001年)	140.5	111.5	148.5	39.5	185.0	243.5	166.5	136.5	241.0	187.5	189.0	171.5	1,960.5
14年(2002年)	231.0	79.0	160.0	80.0	163.0	65.0	212.0	53.5	104.0	90.5	153.5	151.5	1,543.0
15年(2003年)	180.5	81.5	157.0	182.0	159.5	100.5	363.5	268.5	189.5	37.0	178.5	176.5	2,074.5
16年(2004年)	144.5	75.0	110.5	68.5	272.0	106.5	74.5	125.5	342.5	363.0	48.5	206.5	1,937.5
17年(2005年)	90.5	138.5	129.5	30.5	54.5	20.0	354.0	78.5	115.0	122.0	163.0	200.0	1,496.0
18年(2006年)	106.0	137.5	164.5	97.5	160.5	127.5	510.0	13.0	123.0	118.0	140.5	115.0	1,813.0
19年(2007年)	90.0	112.0	88.0	41.5	68.5	154.0	324.5	173.0	61.0	95.5	30.0	93.0	1,331.0
20年(2008年)	138.0	165.0	124.0	132.5	108.5	267.5	82.5	245.0	155.0	52.5	103.5	125.0	1,699.0
21年(2009年)	225.0	103.5	99.5	115.5	36.5	212.0	316.5	59.0	76.0	97.5	234.0	91.5	1,666.5
22年(2010年)	114.5	120.5	190.0	141.0	89.5	138.5	214.0	57.0	145.0	154.5	103.0	261.5	1,729.0
23年(2011年)	221.5	122.5	117.0	107.5	378.5	129.5	175.5	88.0	431.0	84.5	60.0	251.5	2,167.0
24年(2012年)	168.5	108.0	172.0	85.0	97.0	130.5	150.5	131.5	123.5	107.5	124.5	166.0	1,564.5
25年(2013年)	106.5	74.0	70.5	119.5	38.5	172.0	284.0	261.0	263.0	278.0	153.0	151.5	1,971.5
26年(2014年)	181.0	91.0	157.5	69.5	74.0	75.5	109.5	377.5	54.0	221.5	140.0	117.0	1,668.0
平均	148.2	122.7	129.1	102.2	127.3	172.8	228.9	137.5	209.1	141.0	128.9	134.5	1,782.2
最大	231.0	271.0	197.5	193.5	378.5	403.5	530.0	377.5	457.0	363.0	238.5	261.5	2,292.0
最小	69.0	36.0	55.5	30.5	36.5	20.0	7.0	7.5	28.5	37.0	30.0	42.5	1,327.5

(2) 年間放流量

算定条件は、施設規模算定と同様の合理式及び当該地域の日降水量等に基づく水収支計算とした。この水収支計算において、1月1日から12月31日までの浸出水処理量、12月31日に浸出水調整槽に残存する浸出水量を整理して下表に示す。

- ◆ 第Ⅰ期 最大年間放流量は約 11,200m³、平均的な年間放流量は約 9,000m³
備考) 施設能力面からの最大年間放流量 12,775m³ (35m³/日×365日)
- ◆ 第Ⅱ期 最大年間放流量は約 23,650m³、平均的な年間放流量は約 20,000m³
備考) 施設能力面からの最大年間放流量 25,550m³ (70m³/日×365日)

第Ⅰ期 <<処理能力:35m³/日>> 最大処理可能量: 12,775 m³/年

期別	単位	最大年(H.1)		最大月間年(H.9)		平均年1(S.63)		平均年2(H.10)	
		処理量	調整残量	処理量	調整残量	処理量	調整残量	処理量	調整残量
埋立①	m ³ /年	5,948	15	5,499	32	4,542	0	4,481	0
埋立②	m ³ /年	10,526	286	9,401	629	8,234	0	8,106	18
埋立③	m ³ /年	10,114	51	9,226	206	7,741	0	7,623	15
埋立④	m ³ /年	10,794	511	9,527	963	8,610	0	8,474	20
埋立⑤	m ³ /年	10,647	398	9,455	796	8,412	0	8,279	19
埋立⑥	m ³ /年	11,212	855	9,726	1,473	9,191	0	9,042	24
年最大	m³/年	11,212	-	9,726	-	9,191	-	9,042	-
年平均	m³/年	9,873	-	8,806	-	7,788	-	7,668	-
日平均	m³/日	27	-	24	-	21	-	21	-

第Ⅱ期 <<処理能力:70m³/日>> 最大処理可能量: 25,550 m³/年

期別	単位	最大年(H.1)		最大月間年(H.9)		平均年1(S.63)		平均年2(H.10)	
		処理量	調整残量	処理量	調整残量	処理量	調整残量	処理量	調整残量
埋立①	m ³ /年	13,128	40	12,156	83	10,047	0	9,910	0
埋立②	m ³ /年	14,403	51	13,328	105	11,026	0	10,875	0
埋立③	m ³ /年	19,689	96	18,177	196	15,085	0	14,856	26
埋立④	m ³ /年	19,136	91	17,674	187	14,662	0	14,440	23
埋立⑤	m ³ /年	21,993	1,339	19,263	2,402	17,789	0	17,505	43
埋立⑥	m ³ /年	21,977	1,330	19,254	2,389	17,769	0	17,484	43
埋立⑦	m ³ /年	23,643	2,682	20,058	4,381	20,067	0	19,738	58
埋立⑧	m ³ /年	21,678	1,093	19,111	2,038	17,362	0	17,084	41
埋立終了	m ³ /年	20,001	99	18,380	281	15,310	0	15,073	28
年最大	m³/年	23,643	-	20,058	-	20,067	-	19,738	-
年平均	m³/年	19,517	-	17,489	-	15,457	-	15,218	-
日平均	m³/日	53	-	48	-	42	-	42	-

⑭__浸出水処理設備に係る
水量・水質の根拠書類

(2) 浸出水処理設備に係る
計画流入水質及び放流水質の設定根拠

備考（変更の概要、変更の理由など）

・変更点なし（一部、軽微な語句修正）

計画流入水質及び放流水質の設定根拠

1. 計画流入水質

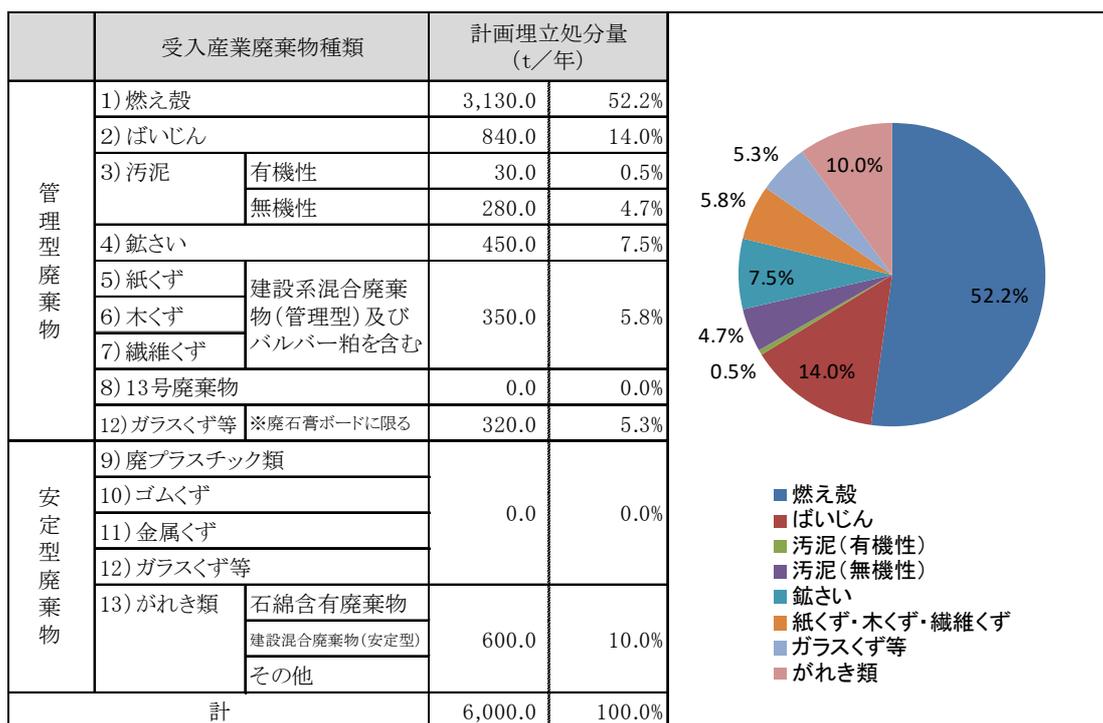
(1) 埋立廃棄物による浸出水水質への影響

当事業の埋立対象廃棄物は、燃え殻・ばいじん・石膏ボード（「ガラスくず、コンクリートくずおよび陶磁器くず」に分類）等、13種類の産業廃棄物であり、広域的に流動し、産業活動の変化によっても性状が異なる廃棄物である。このため、これらの埋立廃棄物による浸出水水質は、一般廃棄物の埋立地から生じる浸出水とは基質（性状）が異なると考えた方が望ましい。

計画埋立対象廃棄物量（埋立対象廃棄物の搬入計画割合）は、平成25年度に実施した搬入希望量に関するアンケート結果に基づき、下表に示すとおりである。

すなわち、「産業廃棄物焼却施設からの燃え殻」や「ばいじん」が全体の約66%を占め、他には「鉱さい」、「廃石膏ボード」、「無機性汚泥」、その他建設系混合廃棄物等を埋立処分する計画である。

表1 計画埋立処分量及び廃棄物別の埋立割合



上表に示す埋立廃棄物による浸出水水質への影響を考察すると、「燃え殻」及び「ばいじん」等が多くを占める場合は、無機塩類の他、ホウ素等が含まれ易いようであり、「汚泥」や雑多の産業廃棄物が多量になる場合は、1,4-ジオキサン等の溶出にも配慮することが望ましいと考えられる。

(2) 計画流入水質の設定方法

浸出水の計画流入（原水）水質は、「設計要領」によれば、一般に「基本的には埋立廃棄物が類似している他の最終処分場の水質を調査し、その最終処分場と計画対象の埋立構造、埋立作業、集水面積などの違いを考慮した上で決定する。」とされている。

【設計要領 p363】

流入水質は、埋立廃棄物や埋立方法によって異なり、計画流入水質を一義的に設定することは難しく、基本的には埋立廃棄物が類似している他の最終処分場の水質を調査し、その最終処分場と計画対象の埋立構造、埋立作業、集水面積などの違いを考慮した上で決定する。

一方、旧ガイドラインである「廃棄物最終処分場指針解説」（厚生省水道環境部監修（社）全国都市清掃会議）、p.140 には、水処理設備の設計面からみた水質項目として、下表が示されている。

表2 水処理設備の設計面から水質項目

	施設設計面からみた評価	項目
A	処理方式、施設の規模を定めるために排水基準の設定状況等に 応じ計画原水水質を定める必要のある項目	BOD、COD、SS、T-N、 Ca ²⁺ 、Cl ⁻ など
B	処理の必要さえ決めれば、一律的に施設設計できる項目	pH、大腸菌群数など
C	他の項目の処理過程で除去されるので、通常の場合、特に計画 原水水質を定める必要のない項目	Fe ²⁺ 、Mn ²⁺ 、その他重金 属、色度など

備考）指針解説の表を一部修正

そこで、本計画において計画流入水質（濃度）を定める水質項目は、前述の考察、上表、あるいは既設一般廃棄物最終処分場の計画流入水質項目を踏まえ、pH、BOD、COD、SS、T-N、Ca²⁺、Cl⁻とし、その設定値は計画埋立廃棄物の廃棄物別の埋立割合から想定される事象や他県の公共関与事業事例（計画値／実績挙動）により設定するものとする。

(3) 計画流入水質の設定

1) 他県の公共関与事業事例（その1：計画値）

他県の公共関与事業における計画流入水質設定例を下表に示す。

表3 他県の公共関与事業における計画流入水質の設定例

		pH	BOD (mg/L)	COD (mg/L)	SS (mg/L)	T-N (mg/L)	Ca ²⁺ (mg/L)	Cl ⁻ (mg/L)	備考
(一財)クリーンいわて事業団	1期施設	5～9	100	340	100	100	-	10,000	
	2期施設	5～9	100	100	100	100	1,500	-	
(公財)新潟県環境保全事業団	1期施設	5～9	470	410	300	200	600	-	
	2期増設	5～9	200	200	300	250	2,000	10,000	
	3期施設	5～9	200	200	300	300	1,000	-	
(一財)茨城県環境保全事業団		4～9	160	130	300	70	200	-	
(公財)山梨県環境整備事業団			200	100	300	100			(一部数値不明)
(一財)三重県環境保全事業団			200	200	100	100			(一部数値不明)
(公財)島根県環境管理センター	1・2期施設	5～10	250	150	300	50	-	-	
	3期施設	7～10	200	300	350	200	-	-	
(公財)エコサイクル高知			250	100	300	100			(一部数値不明)
(一財)佐賀県環境クリーン財団		5～9	250	100	300	100	1,000	3,000	
(公財)宮崎県環境整備公社		5～9	140	120	200	50	-	3,000	
(公財)滋賀県環境事業公社		5～9	300	200	200	200	-	-	
(公財)鹿児島県環境整備公社		4～9	480	200	300	200	2,500	15,000	
(公財)熊本県環境整備事業団		4～9	250	250	300	100	1,000	5,000	
		最大	480	410	350	300	2,500	15,000	
		最小	100	100	100	50	200	3,000	
		平均	234	194	253	139	1,225	7,667	

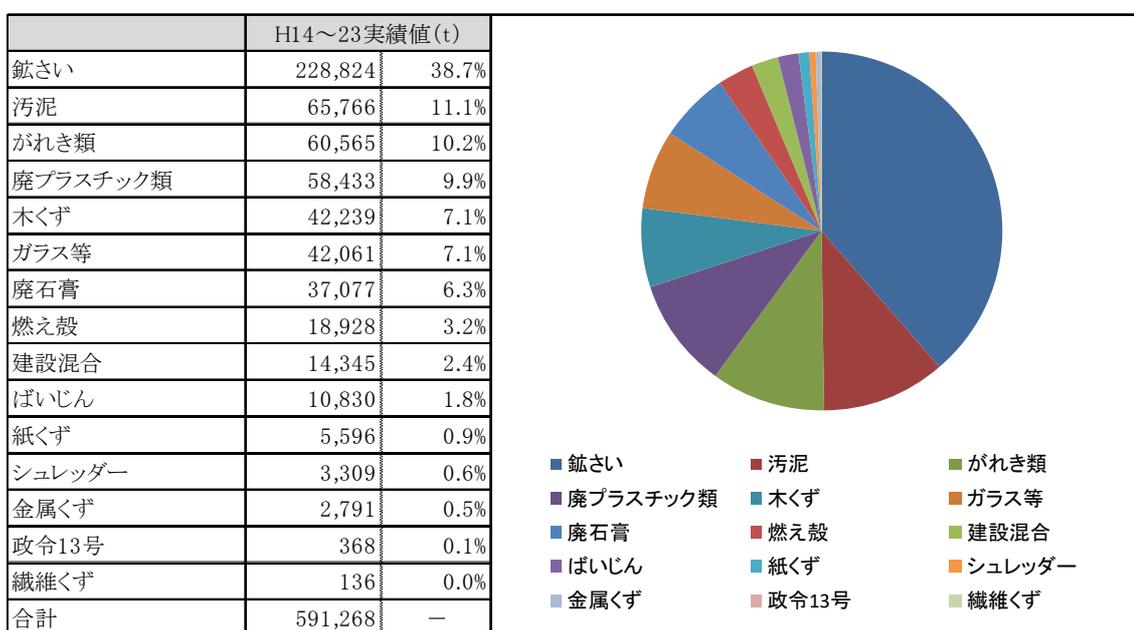
2) 他県の公共関与事業事例（その2：実績値）

① クリーンパークいずも（公益財団法人島根県環境管理センター）：施設A

(ア) 埋立廃棄物質

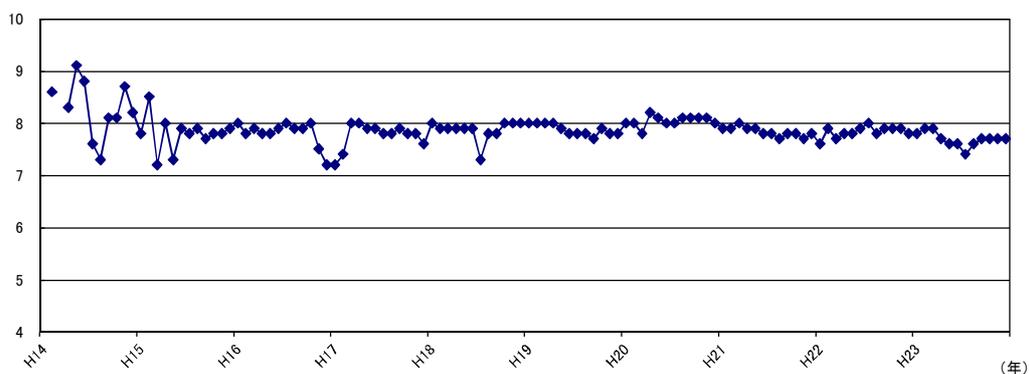
平成14年度から23年度における埋立廃棄物別の埋立実績とその割合は下表のとおりである。同表によれば、「鉱さい」と「汚泥」で全体の50%程度を占め、「廃石膏」が約6%、「燃え殻」と「ばいじん」は合せて5%程度となっている。

「燃え殻」や「ばいじん」が少なく、代わりに「鉱さい」や「汚泥」が多いため、本計画での水質設定に際して、特にCl-の挙動は参考とはならないが、他の水質項目の挙動は産業廃棄物の排出特性（変動し易い）を考えれば十分参考になると考えられる。

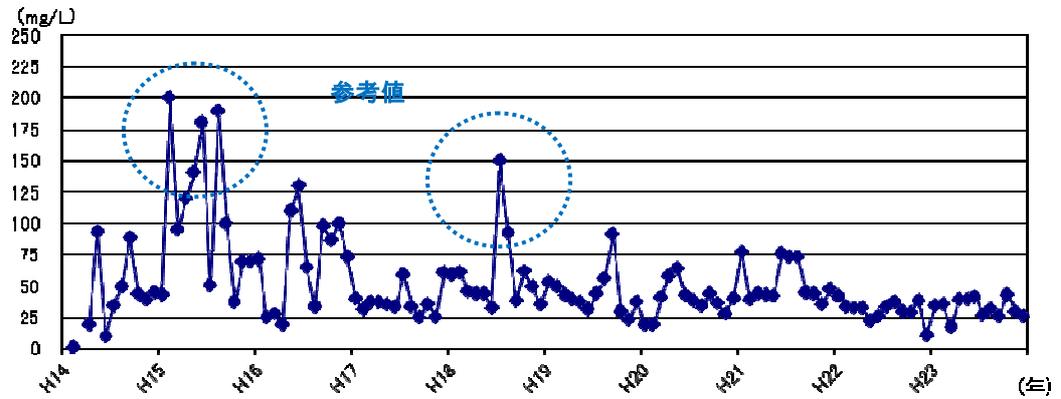


(イ) 水質実績値の挙動

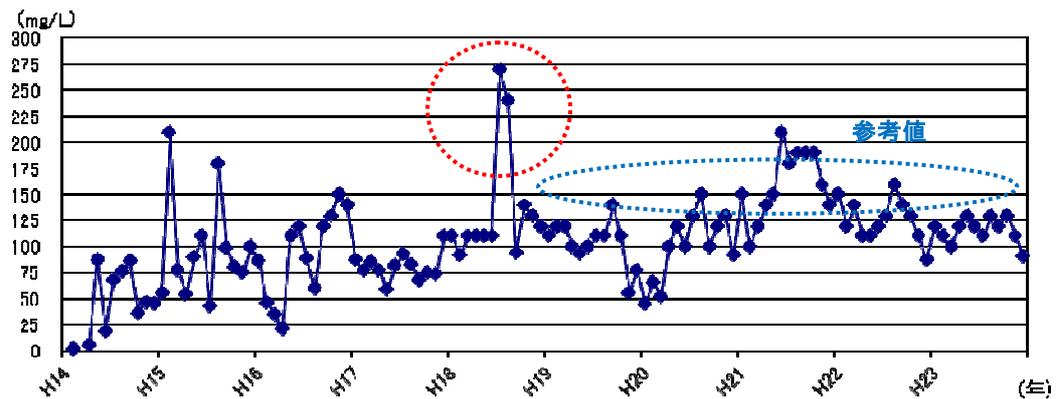
【pH】埋立初期は7～9と変動しているが、次第に8前後を呈し、近年は徐々に低下傾向を示している。



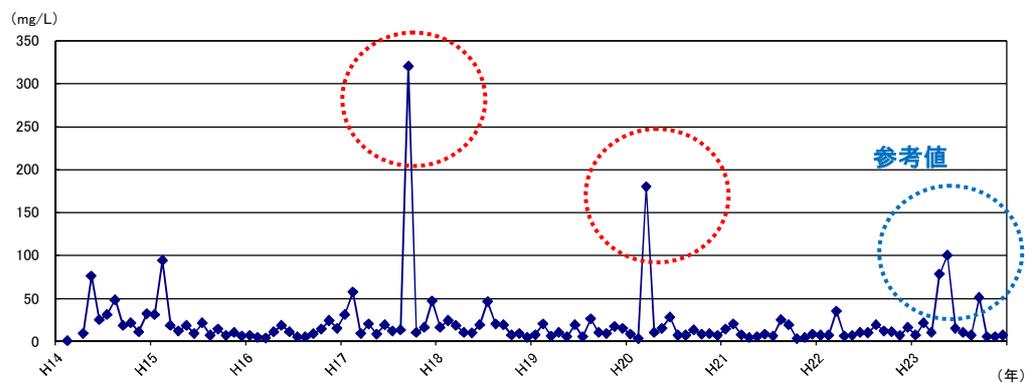
【BOD】埋立初期に高く（平成15年頃がピーク）、埋立供用開始後3年（平成17年度）を経た以降は、概ね100 mg/L以下を呈し、近年は50mg/Lを下回っている。



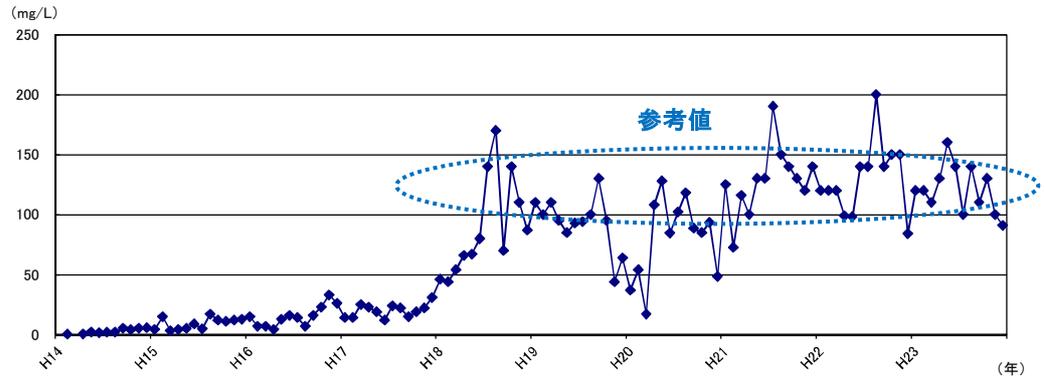
【COD】平成21年度頃まで緩慢な濃度上昇傾向を呈したが、その後低下傾向を示している。



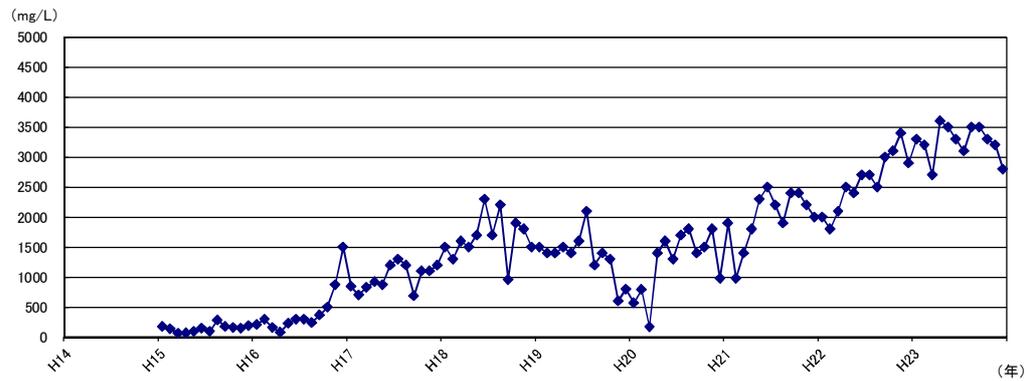
【SS】瞬時値が高い値を示すものの、概して100mg/L以下で推移している。



【T-N】埋立後期のピークに向かって、緩やかに上昇傾向を呈し、近年は 100～150mg/L の範囲で横ばい傾向を示している。



【C 1 -】埋立ての進行に伴って緩やかな濃度上昇傾向を呈しているが、燃え殻等の無機塩類が 5%程度と少ないため、近年でも 3,500mg/L 程度となっている。

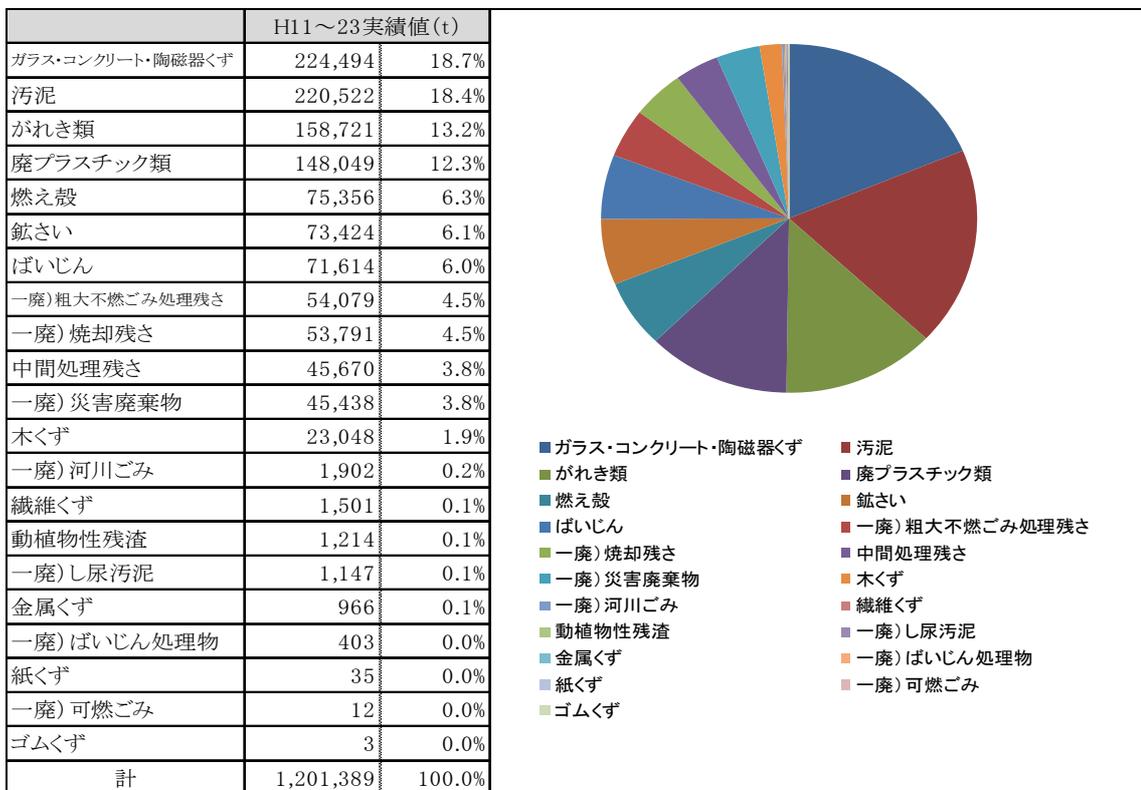


② エコパークいずもぎき（公益財団法人新潟県環境保全事業団）：施設B

(ア) 埋立廃棄物質

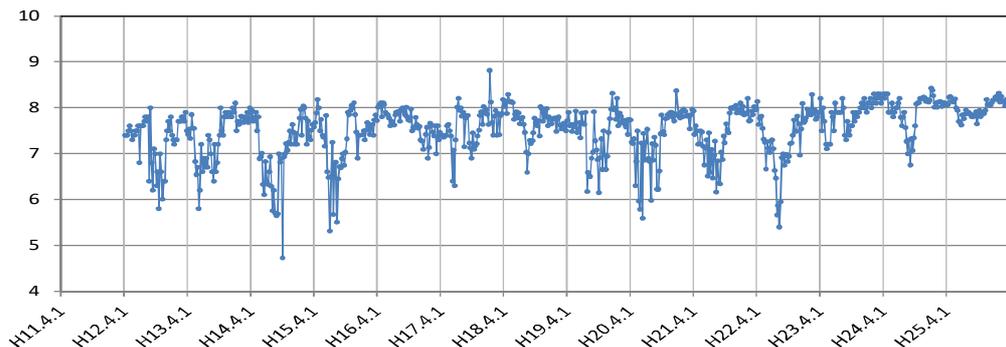
平成11年度から23年度における埋立廃棄物別の埋立実績とその割合は下表のとおりである。同表によれば、「ガラスくず・コンクリートくず・陶磁器くず」、「汚泥」、「がれき類」、「廃プラスチック類」で全体の約63%を占め、一般廃棄物も埋め立てられている。

一般廃棄物が埋め立てられている（年度ごとに埋立量は減少している）こと、下水道汚泥も埋め立てられていること等から、本計画における水質設定に際して、T-NやCa²⁺、Cl⁻の挙動は参考とはならないものの、他の水質項目の挙動は産業廃棄物の排出特性（変動し易い）を考えれば参考になると考えられる。

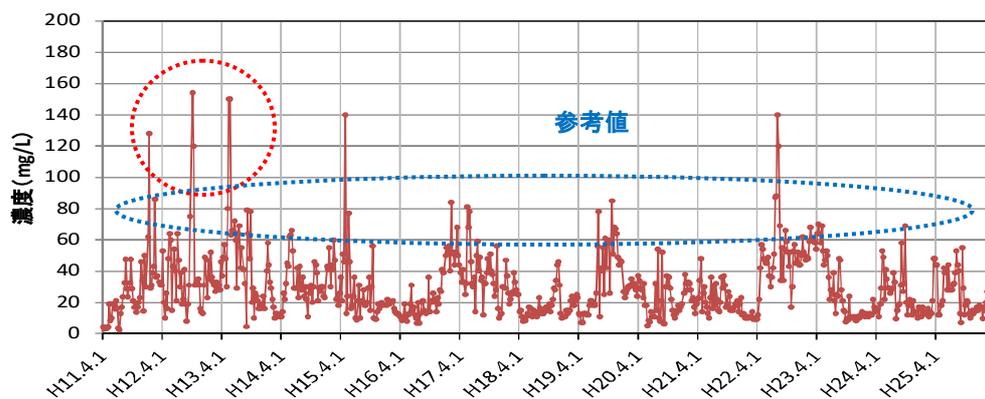


(イ) 水質実績値の挙動

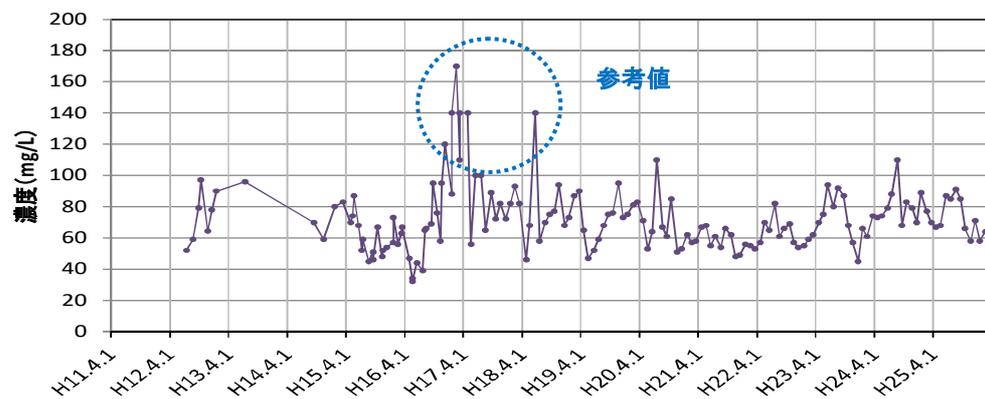
【pH】概ね5～9の範囲内で変動している。



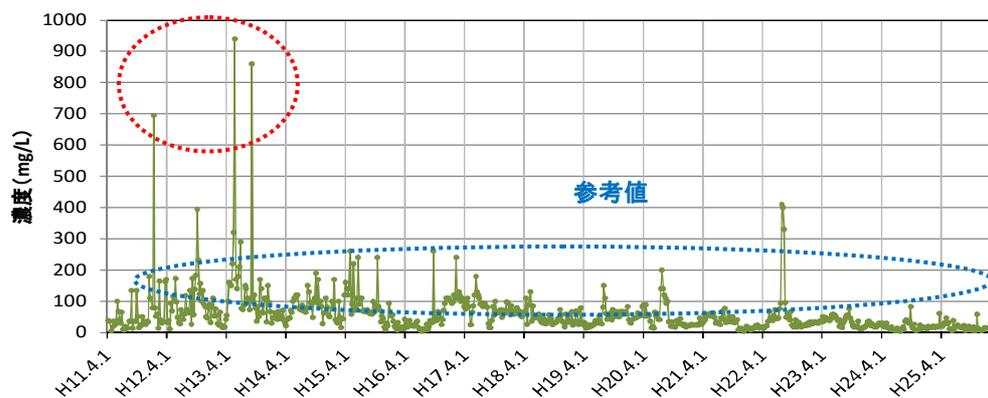
【BOD】 瞬時値は 150mg/L 程度を示しているが、概ね 100mg/L 以下で推移している。



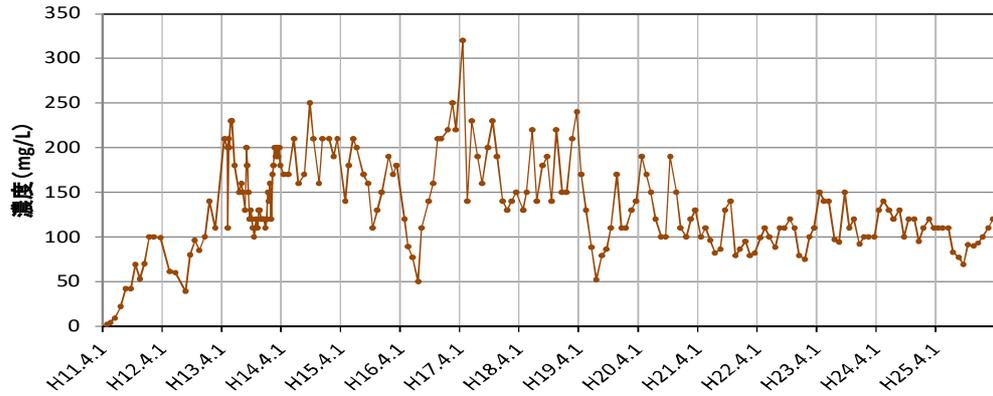
【COD】 平成 16 年度後半にピークを示し、その後低下傾向を示している。ピーク値は 150mg/L 程度以下であり、近年は 100mg/L 以下で推移している。



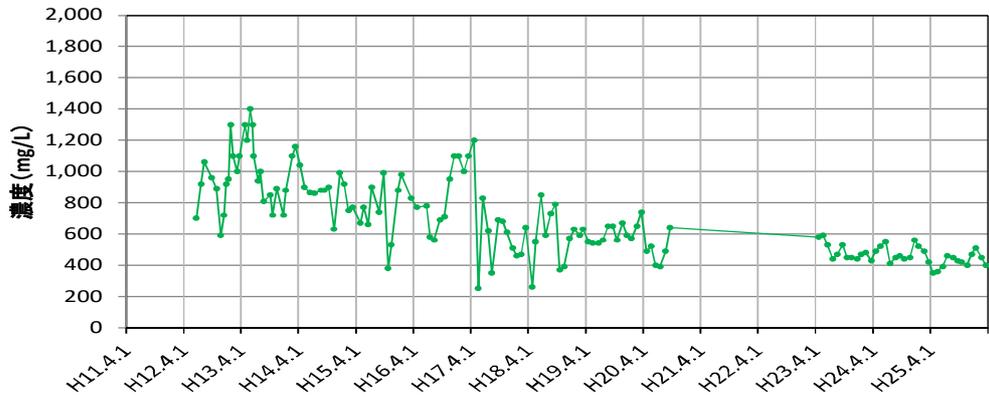
【SS】 高濃度の瞬時値を示すものの、概ね 200mg/L 以下で推移している。



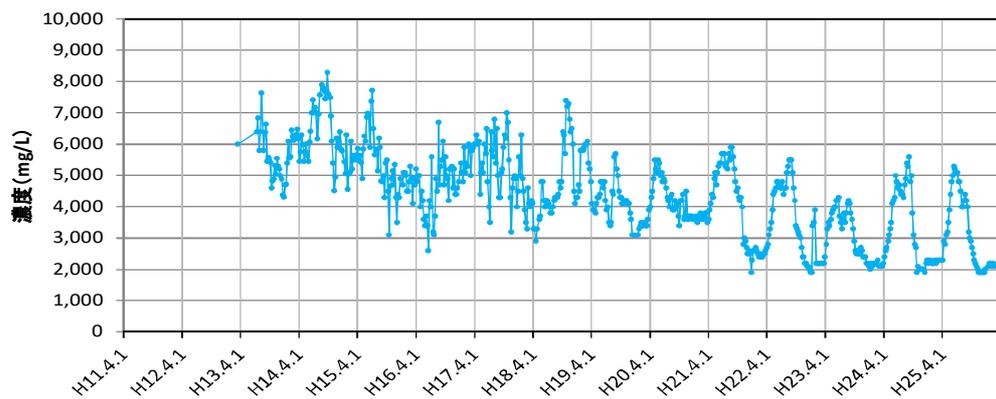
【T-N】 最大値は 320mg/L 程度であり、近年は概ね 150mg/L 以下で推移している。



【Ca²⁺】 最大値は 1,400mg/L 程度であったが、その後低下傾向を呈している。



【Cl⁻】 最大値は 8,300mg/L 程度であったが、その後低下傾向を呈している。



3) 計画流入水質の設定

本計画における計画流入水質の設定根拠、設置値は下表のとおりとする。

表4 計画流入水質の設定根拠

水質項目	設定根拠
pH	計画埋立廃棄物の搬入割合、他県の公共関与事業事例（1）【計画値】及び施設Bの挙動を踏まえ、5～9 と設定する。
BOD	計画埋立廃棄物の搬入割合、施設A及び施設Bの挙動を踏まえ、150 mg/L と設定する。 ※瞬時値については調整槽で対応（調整）する。
COD	計画埋立廃棄物の搬入割合、施設A及び施設Bの挙動を踏まえ、150 mg/L と設定する。 ※瞬時値については調整槽で対応（調整）する。
SS	計画埋立廃棄物の搬入割合、施設A及び施設Bの挙動を踏まえ、200 mg/L と設定する。
T-N	計画埋立廃棄物の搬入割合、施設Aの挙動を踏まえ、150 mg/L と設定する。
Ca ²⁺	計画埋立廃棄物の搬入割合で、燃え殻が埋立廃棄物の大部分を占めた場合を想定し、他県の公共関与事業事例（1）【計画値】を参考として、2,000 mg/L と設定する。
Cl ⁻	計画埋立廃棄物の搬入割合で、燃え殻が埋立廃棄物の大部分を占めた場合を想定し、他県の公共関与事業事例（1）【計画値】を参考として、10,000 mg/L と設定する。

表5 計画流入水質

水質項目	単位	計画流入水質
pH	—	5～9
BOD	mg/L	150
COD	mg/L	150
SS	mg/L	200
T-N	mg/L	150
Ca ²⁺	mg/L	2,000
Cl ⁻	mg/L	10,000

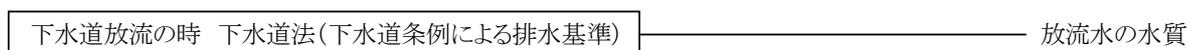
2. 計画放流水質

浸出水処理施設で処理した処理水を公共用水域（河川）に放流する場合には、下図に示す基準省令の排水基準値等を満たすとともに、放流に関する条例（固有の条件）等に適合させる必要がある。

また、最終処分場を廃止する際は、同図に示している「維持管理計画に放流水質の水質について達成することとした数値」が、廃止時の水質基準にもなっている。

当該最終処分場以外で処理を行うとき

[ただし、基準省令に規定する浸出水処理施設と同等以上の性能を有する必要がある]



当該最終処分場で処理を行うとき

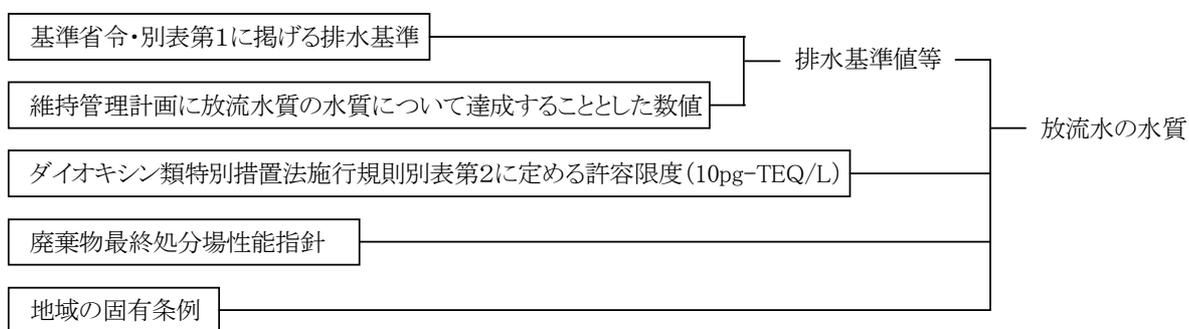


図1-1-1 放流水質決定のフローチャート

本計画では、関係法令の水質基準を遵守するとともに、既設一般廃棄物最終処分場の放流水質、地元協定値等を踏まえて、次表のように設定する。

表6 計画放流水質

	項目	自主基準値 [mg/L]	(参考)法令基準値 [mg/L]
1	アルキル水銀化合物	検出されないこと	検出されないこと
2	水銀及びアルキル水銀その他の水銀化合物	0.005 以下	0.005 以下
3	カドミウム及びその化合物	0.03 以下	0.03 以下
4	鉛及びその化合物	0.1 以下	0.1 以下
5	有機リン化合物	1 以下	1 以下
6	六価クロム化合物	0.5 以下	0.5 以下
7	砒素及びその化合物	0.1 以下	0.1 以下
8	シアン化合物	1 以下	1 以下
9	ポリ塩化ビフェニル	0.003 以下	0.003 以下
10	トリクロロエチレン	0.1 以下	0.1 以下
11	テトラクロロエチレン	0.1 以下	0.1 以下
12	ジクロロメタン	0.2 以下	0.2 以下
13	四塩化炭素	0.02 以下	0.02 以下
14	1、2-ジクロロエタン	0.04 以下	0.04 以下
15	1、1-ジクロロエチレン	1 以下	1 以下
16	シス-1、2-ジクロロエチレン	0.4 以下	0.4 以下
17	1、1、1-トリクロロエタン	3 以下	3 以下
18	1、1、2-トリクロロエタン	0.06 以下	0.06 以下
19	1、3-ジクロロプロペン	0.02 以下	0.02 以下
20	チウラム	0.06 以下	0.06 以下
21	シマジン	0.03 以下	0.03 以下
22	チオベンカルブ	0.2 以下	0.2 以下
23	ベンゼン	0.1 以下	0.1 以下
24	セレン及びその化合物	0.1 以下	0.1 以下
25	1、4-ジオキサン	0.5 以下	0.5 以下
26	ほう素及びその化合物	10 以下	50 以下
27	ふっ素及びその化合物	8 以下	15 以下
28	アンモニア、アンモニウム化合物 亜硝酸化合物及び硝酸化合物	100 以下	200 以下
29	水素イオン濃度	5.8 以上 8.6 以下	5.8 以上 8.6 以下
30	生物化学的酸素要求量	10 以下	60 以下
31	化学的酸素要求量	10 以下	90 以下
32	浮遊物質	10 以下	60 以下
33	ノルマルヘキサン抽出物質含有量 (鉱油類含有量)	5 以下	5 以下
34	ノルマルヘキサン抽出物質含有量 (動植物油脂類含有量)	30 以下	30 以下
35	フェノール類含有量	5 以下	5 以下
36	銅含有量	3 以下	3 以下
37	亜鉛含有量	2 以下	2 以下
38	溶解性鉄含有量	10 以下	10 以下
39	溶解性マンガン含有量	10 以下	10 以下
40	クロム含有量	2 以下	2 以下
41	大腸菌群数	3000[個/cm ³]以下	3000[個/cm ³]以下
42	窒素含有量	10 以下	120(日平均 60)以下
43	りん含有量	8 以下	16(日平均 8)以下
44	ダイオキシン類	10[pg-TEQ /L]以下	10[pg-TEQ/L]以下