

4. 計画雨水量の算定及び流量計算書

本項にて、検討する項目は下表のとおり。

表 5.1.7.4-1 計画雨水量及び流量計算書一覧

No.	項 目	適 要
(1)	雨水・表流量と水路断面	表流水路の断面設定計算書
(2)	浸出水量と管路断面	管路断面設定計算書
(3)	洪水調整池容量検討書	調節容量の検討書
(4)	付替水路（立板沢）流量計算書	

(1) 雨水・表流量と水路断面

当該埋立計画によると期別埋立作業とし、第1期～第3期と第4期である最終埋立期の3区画埋立となる全6回の埋立区域作業時に加えて、埋立完了時（閉鎖時）を含めた異なる埋立造成形態において、各々対応する雨水集排水計画を検討する必要がある。

そこで、各期別埋立時における雨水排水計画（排水経路）を策定し、各々集水区域を定めこれに対応する流水量から、必要な排水路を検討する。

①計算結果

計算結果を以下に整理し示す。

表 5.1.7.4-2 雨水排水路工の一覧

計 画 排 水 路		横 断 水 路		仮 設 水 路	
水路名	構造・寸法	水路名	構造・寸法	水路名	構造・寸法
水路① (排水工1)	NS 7リューム U-900×900	道路横断 (①放流)	ボックスカルバート □900×900	K1 (仮排水路)	素掘り(岩盤) 1000×1000
水路② (排水工2)	現場打ち U-450×450	堤体横断 (③放流)	重圧管 φ900	K2 (仮排水工1)	コルゲートリューム A-600×600
水路③ (排水工3)	現場打ち U-700×700			K3 (仮排水工2)	コルゲートリューム A-650×650
水路④ (排水工4)	ベンチリューム BF-350×235	調整池管理 道路排水路	現場打ち U-700×1000	K4 (仮排水工3)	コルゲートリューム A-600×600
場外水路	コルゲートリューム A-400×400			仮設暗渠 (貯留堰堤部)	コルゲートパイプ φ1350
搬入道路側溝	上流部	道路左右共	現場打ち U-300×300	横断暗渠	重圧管 φ300
	下流部	(北側)	現場打ち U-700×700	(南側)	U-300×300 U-400×400
	下流横断部	道路横断	重圧管 φ900	未整備区域	重圧管 φ900

また、仮設排水工として、埋立済み法面部及びキャッピングシート敷設後にポリエチレン製排水溝(P型U字溝)を敷設し、速やかな表面排水対策を施す。

②集水面積

次項より、期別埋立に伴う造成形態に併せた排水経路と集水区域を添付し、各々の排水計画に対応すべき流量計算（水路断面の算定）を検討する。

ア. 第1期埋立時

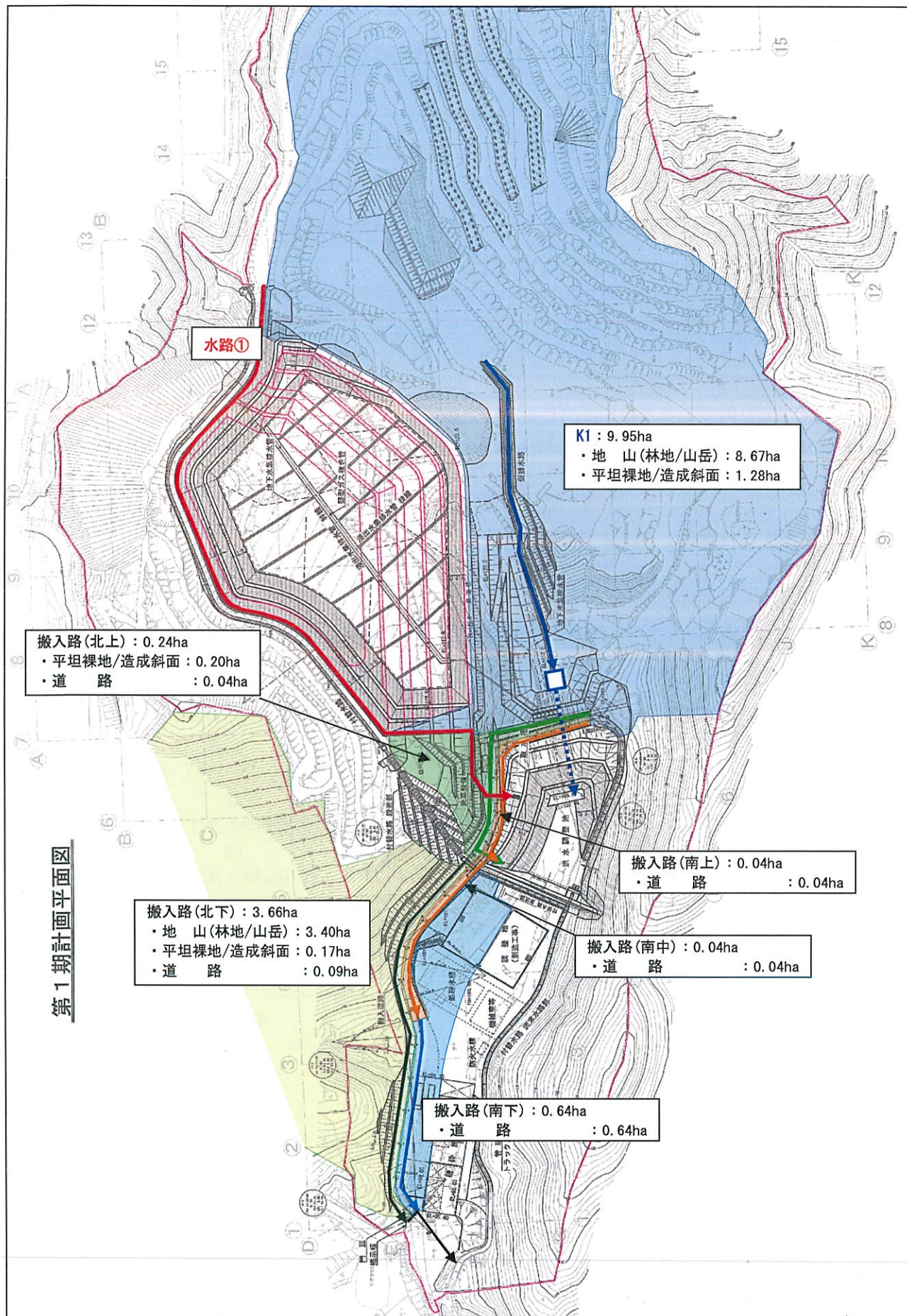


図 5.1.7.4-1 第1期埋立作業時の排水経路と集水区域

イ. 第2期埋立時

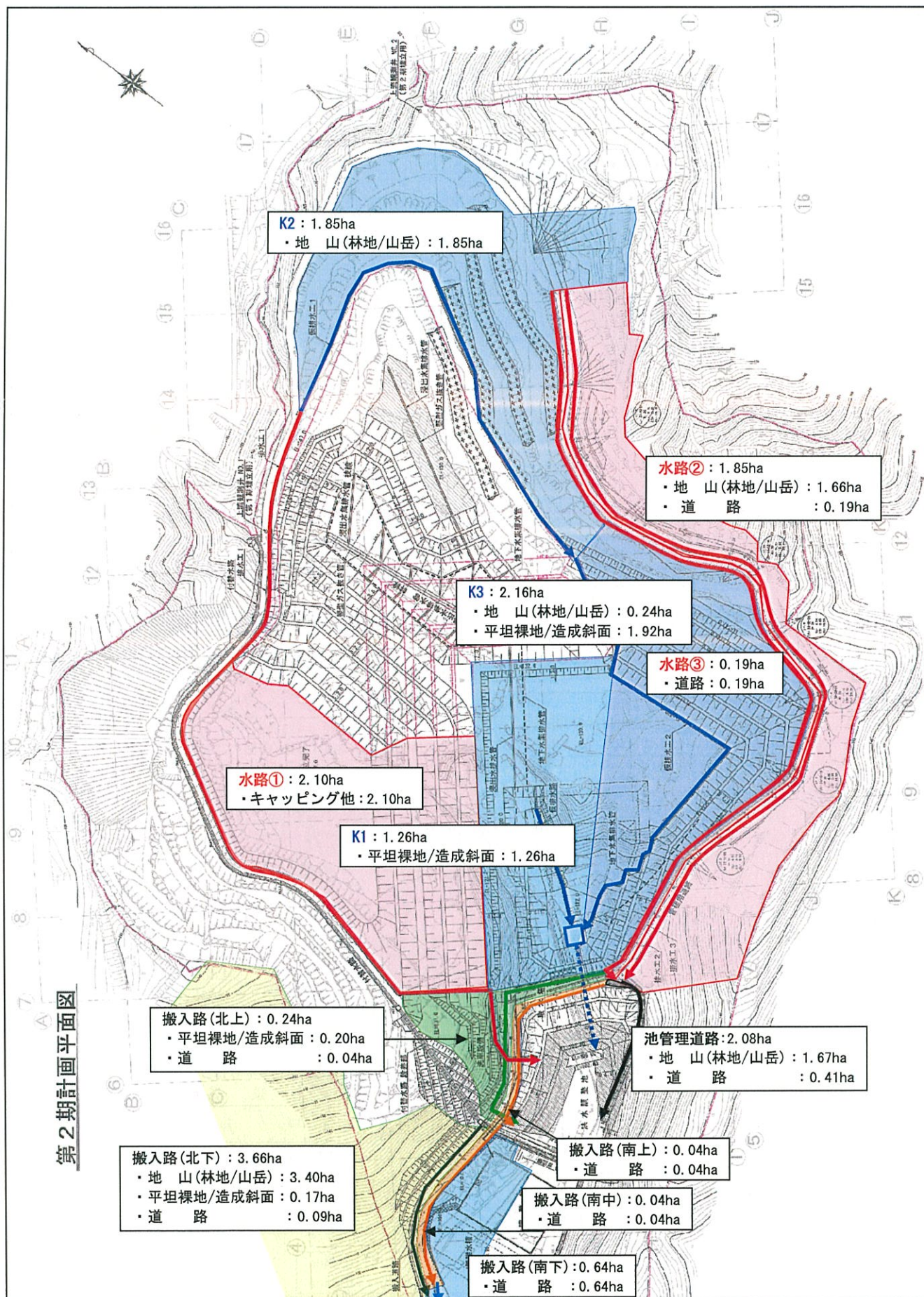


図 5.1.7.4-2 第2期埋立作業時の排水経路と集水区域

ウ. 第3期埋立時

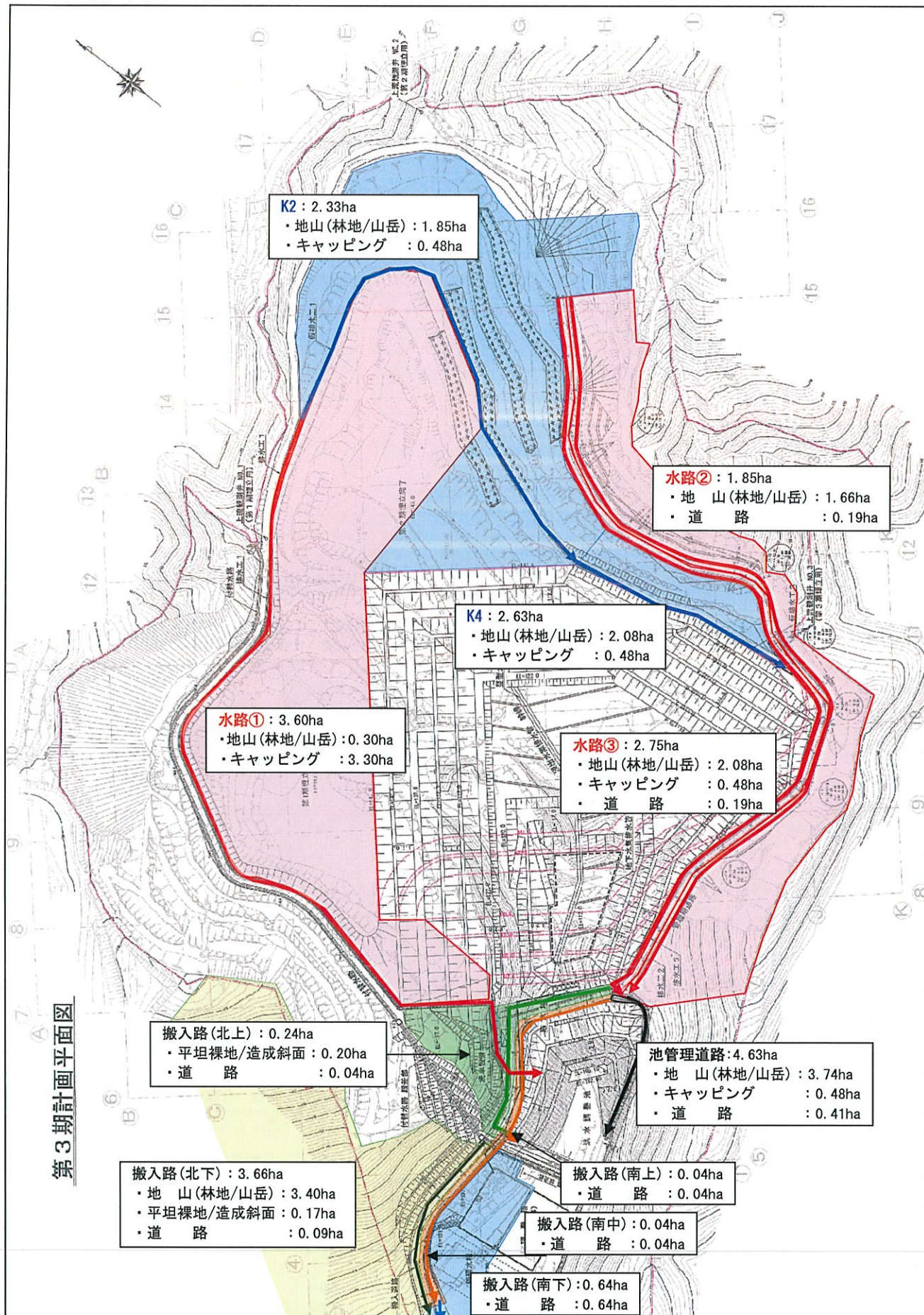
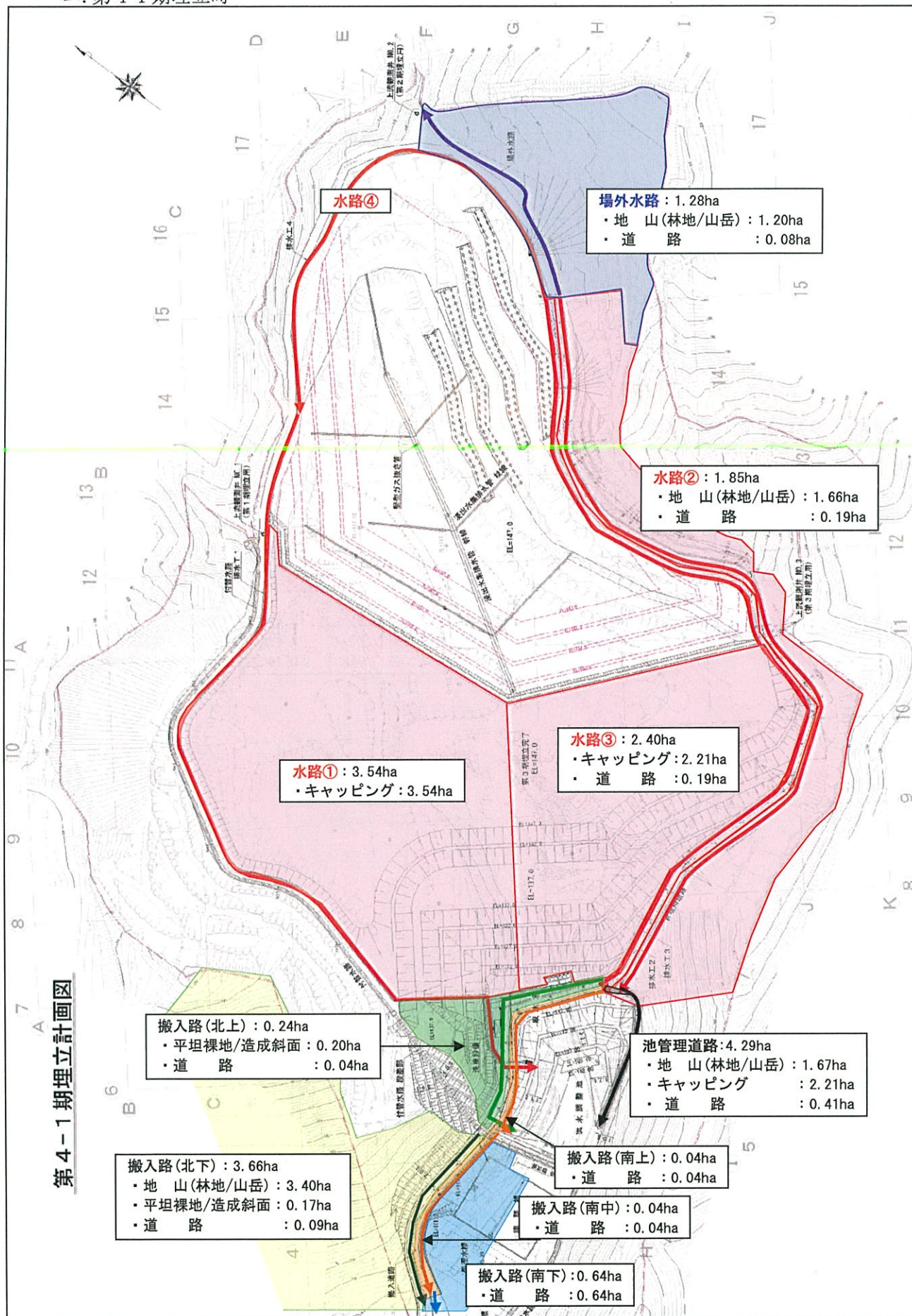


図 5.17.4-3 第3期埋立作業時の排水経路と集水区域

エ. 第4-1期埋立時



第4-1期埋立計画図

図 5.1.7.4-4 第4-1期埋立作業時の排水経路と集水区域

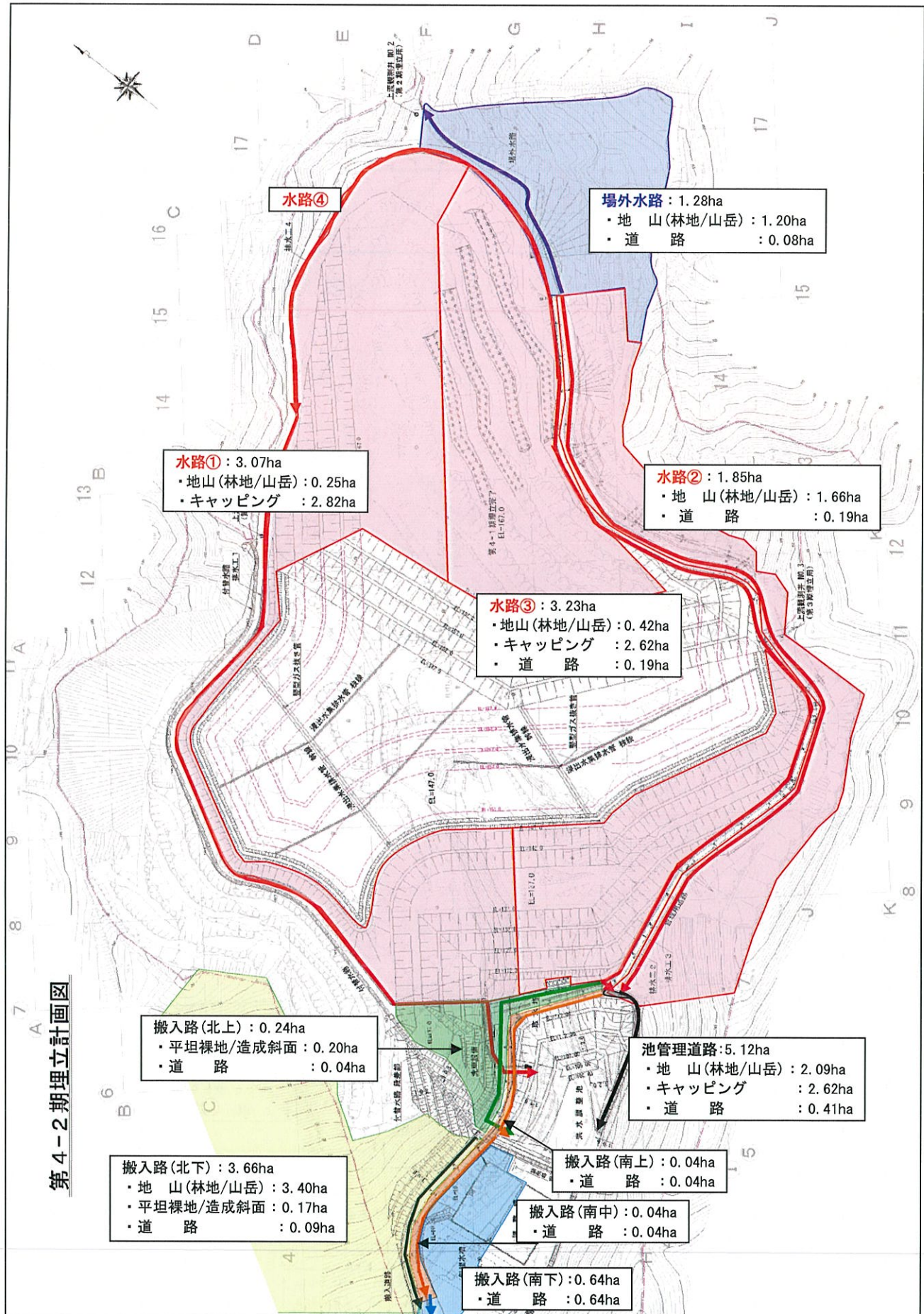
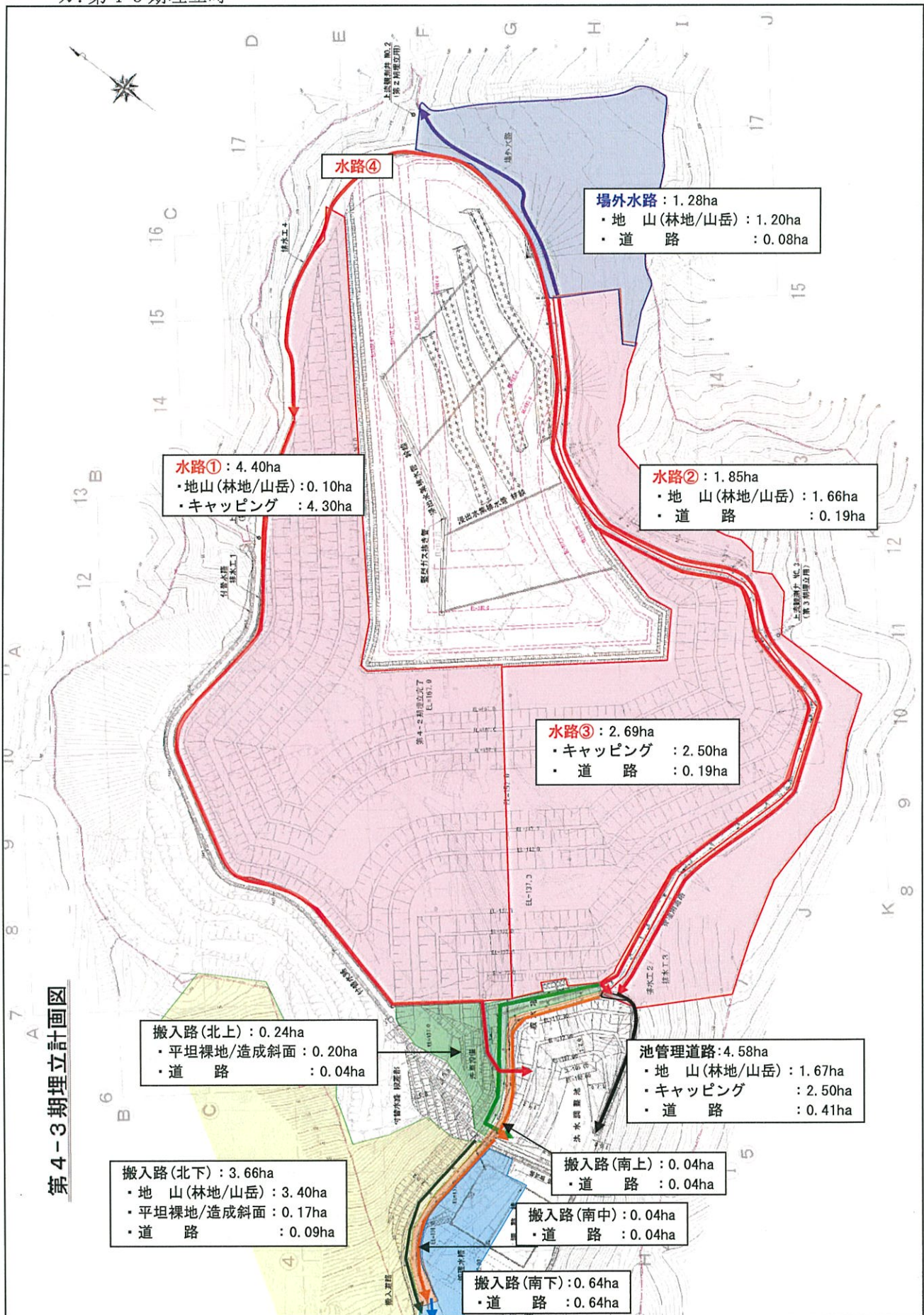


図 5. 1. 7. 4-5 第 4-2 期埋立作業時の排水経路と集水区域



第4-3期埋立計画図

図 5.1.7.4-6 第4-3期埋立作業時の排水経路と集水区域

キ.埋立完了（閉鎖時）

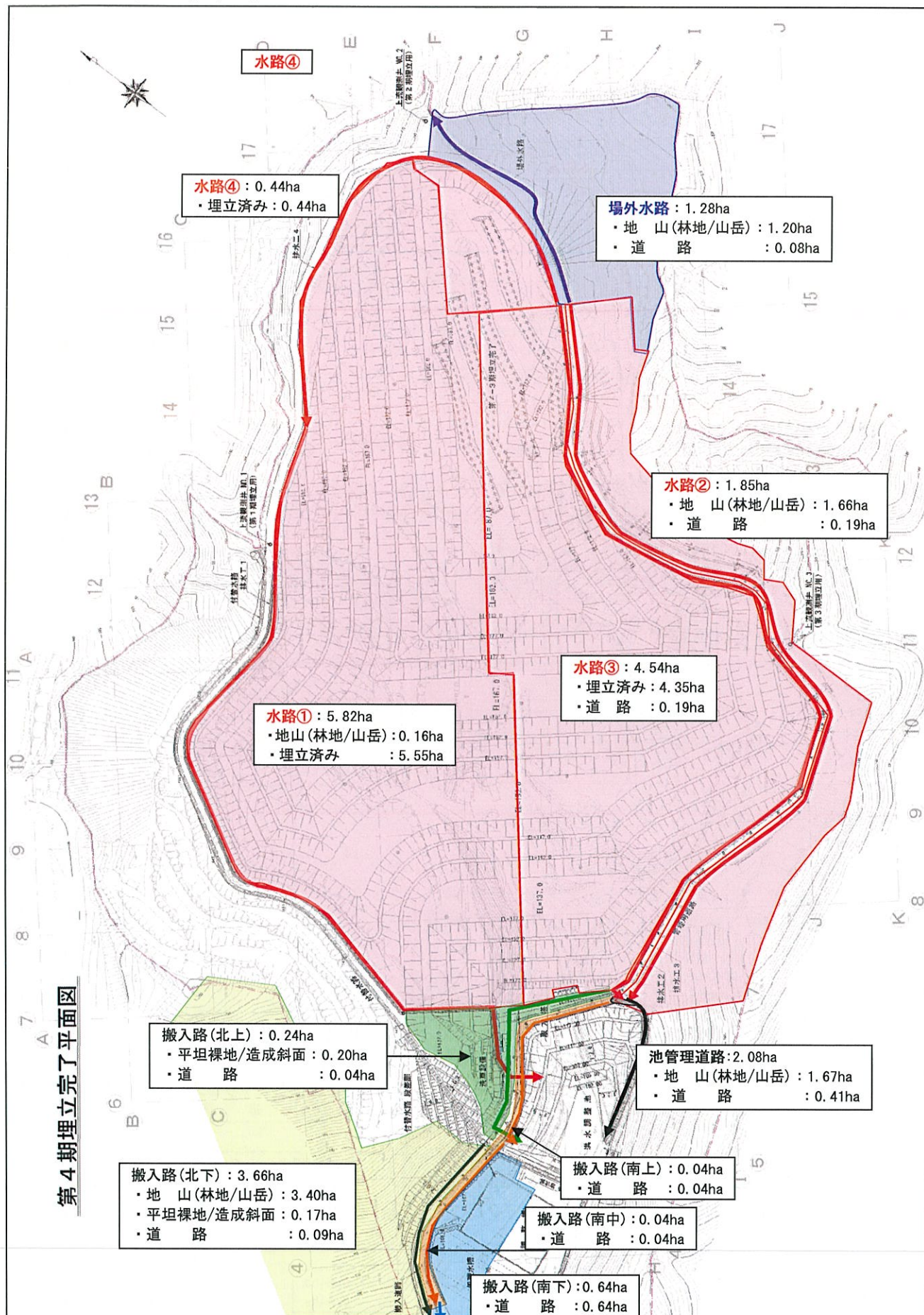


図 5.1.7.4-7 埋立完了時（閉鎖時）の排水経路と集水区域

③流量計算書 排水経路別の期別埋立に伴う集水区域・流量計算書

設定流出量： 期別造成・埋立に伴う排水経路の敷設替えに対応できるように、水路断面の設定に際し、流下断面不足に至らないように、期別毎に集水面積を算定し全てを満足する最大流出量を算出し、これを基に水「浜松市林地開発許可審査基準」を採用する。

適用基準：

$$Q = 1 / 360 \cdot f \cdot r \cdot A \quad (\text{ラショナル式})$$

Q : 流量 (m³/s)

f : 流出係数

r : 雨量強度 (mm/hr)

A : 集水面積 (ha)

設計降雨強度 (10年確率、西部)

127 mm/h

表5.1.7.4-3排水経路別の流出量計算書

埋立期別	水路区分	集水面積 (ha)	集水区域の利用区分 (流出係数)					設計雨量強度 (mm/hr)	平均流出係数	雨水流出量 (m³/s)	評価 (採否)	排水先
			地山 林地/山岳	埋立済み	平坦裸地/ 造成斜面	キャビン [※]	道路					
			0.70 (ha)	0.60 (ha)	0.90 (ha)	1.00 (ha)	1.00 (ha)					
1期埋立	水路①	0.00						127		—		
	K 1	9.95	8.67		1.28			127	0.726	2.547	○	洪水調整池
	搬入路(北上)	0.24			0.20		0.04	127	0.917	0.078	○	
	搬入路(北下)	3.66	3.40		0.17		0.09	127	0.717	0.925	○	立板沢下流へ
	搬入路(南上)	0.04					0.04	127	1.000	0.014	○	洪水調整池
	搬入路(南中)	0.04					0.04	127	1.000	0.014	○	搬入路(南下)へ
2期埋立	搬入路(南下)	0.64					0.64	127	1.000	0.226	○	立板沢下流へ
	水路①	2.10				2.10		127	1.000	0.741		洪水調整池
	水路②	1.85	1.66				0.19	127	0.731	0.477	○	搬入路(南上)
	水路③	0.19					0.19	127	1.000	0.067		洪水調整池
	池管理道路	2.08	1.67				0.41	127	0.759	0.557		洪水調整池
	K 1	1.26			1.26			127	0.900	0.400		
	K 2	1.85	1.85					127	0.700	0.457		
	K 3	2.16	0.24		1.92			127	0.878	0.669	○	洪水調整池
	搬入路(北上)	0.24			0.20		0.04	127	0.917	0.078		
	搬入路(北下)	3.66	3.40		0.17		0.09	127	0.717	0.925		立板沢下流へ
	搬入路(南上)	0.04					0.04	127	1.000	0.014		洪水調整池
3期埋立	搬入路(南中)	0.04					0.04	127	1.000	0.014		搬入路(南下)へ
	搬入路(南下)	0.64					0.64	127	1.000	0.226		立板沢下流へ
	水路①	3.60	0.30			3.30		127	0.975	1.238		洪水調整池
	水路②	1.85	1.66				0.19	127	0.731	0.477		搬入路(南上)
	水路③	2.75	2.08			0.48	0.19	127	0.773	0.750		洪水調整池
	池管理道路	4.63	3.74			0.48	0.41	127	0.758	1.238		洪水調整池
	K 2	2.33	1.85			0.48		127	0.762	0.626	○	
	K 4	2.63	2.08			0.48	0.07	127	0.763	0.708	○	水路③
	搬入路(北上)	0.24			0.20		0.04	127	0.917	0.078		洪水調整池
4①期埋立	搬入路(北下)	3.66	3.40		0.17		0.09	127	0.717	0.925		立板沢下流へ
	搬入路(南上)	0.04					0.04	127	1.000	0.014		洪水調整池
	搬入路(南中)	0.04					0.04	127	1.000	0.014		搬入路(南下)へ
	搬入路(南下)	0.64					0.64	127	1.000	0.226		立板沢下流へ
	水路①	3.54				3.54		127	1.000	1.249		洪水調整池
	水路②	1.85	1.66				0.19	127	0.731	0.477		搬入路(南上)
	水路③	2.40				2.21	0.19	127	1.000	0.847		洪水調整池
	水路④	0.00						127	—	—		水路①
	池管理道路	4.29	1.67			2.21	0.41	127	0.883	1.337		洪水調整池
4②期埋立	場外排水	1.28	1.20				0.08	127	0.719	0.325	○	上流域外
	搬入路(北上)	0.24			0.20		0.04	127	0.917	0.078		洪水調整池
	搬入路(北下)	3.66	3.40		0.17		0.09	127	0.717	0.925		立板沢下流へ
	搬入路(南上)	0.04					0.04	127	1.000	0.014		洪水調整池
	搬入路(南中)	0.04					0.04	127	1.000	0.014		搬入路(南下)へ
	搬入路(南下)	0.64					0.64	127	1.000	0.226		立板沢下流へ
	水路①	3.07	0.25			2.82		127	0.976	1.057		洪水調整池
	水路②	1.85	1.66				0.19	127	0.731	0.477		搬入路(南上)
	水路③	3.23	0.42			2.62	0.19	127	0.961	1.095	○	洪水調整池
4③期埋立	水路④	0.00						127	—	—		水路①
	池管理道路	5.12	2.09			2.62	0.41	127	0.878	1.585	○	洪水調整池
	場外排水	1.28	1.20				0.08	127	0.719	0.325		上流域外
	搬入路(北上)	0.24			0.20		0.04	127	0.917	0.078		洪水調整池
	搬入路(北下)	3.66	3.40		0.17		0.09	127	0.717	0.925		立板沢下流へ
	搬入路(南上)	0.04					0.04	127	1.000	0.014		洪水調整池
	搬入路(南中)	0.04					0.04	127	1.000	0.014		搬入路(南下)へ
	搬入路(南下)	0.64					0.64	127	1.000	0.226		立板沢下流へ
	水路①	4.40	0.10			4.30		127	0.993	1.542	○	洪水調整池
埋立完了	水路②	1.85	1.66				0.19	127	0.731	0.477		搬入路(南上)
	水路③	2.69				2.50	0.19	127	1.000	0.949		洪水調整池
	水路④	0.00						127	—	—		水路①
	池管理道路	4.58	1.67			2.50	0.41	127	0.891	1.439		洪水調整池
	場外排水	1.28	1.20				0.08	127	0.719	0.325		上流域外
	搬入路(北上)	0.24			0.20		0.04	127	0.917	0.078		洪水調整池
	搬入路(北下)	3.66	3.40		0.17		0.09	127	0.717	0.925		立板沢下流へ
	搬入路(南上)	0.04					0.04	127	1.000	0.014		洪水調整池
	搬入路(南中)	0.04					0.04	127	1.000	0.014		搬入路(南下)へ
埋立完了	搬入路(南下)	0.64					0.64	127	1.000	0.226		立板沢下流へ
	水路①	5.82	0.16	5.66				127	0.603	1.238		洪水調整池
	水路②	1.85	1.66				0.19	127	0.731	0.477		搬入路(南上)
	水路③	4.54		4.35			0.19	127	0.617	0.988		洪水調整池
	水路④	0.44		0.44				127	0.600	0.093	○	水路①
埋立完了	池管理道路	2.08	1.67			0.00	0.41	127	0.759	0.557		洪水調整池
	場外排水	1.28	1.20				0.08	127	0.719	0.325		上流域外
	搬入路(北上)	0.24			0.20		0.04	127	0.917	0.078		洪水調整池
	搬入路(北下)	3.66	3.40		0.17		0.09	127	0.717	0.925		立板沢下流へ
	搬入路(南上)	0.04					0.04	127	1.000	0.014		洪水調整池
	搬入路(南中)	0.04					0.04	127	1.000	0.014		搬入路(南下)へ
	搬入路(南下)	0.64					0.64	127	1.000	0.226		立板沢下流へ
	搬入路(南下)	0.64					0.64	127	1.000	0.226		立板沢下流へ

雨水・表流水流量計算書 (1/2)

適用基準:「浜松市林地開発許可審査基準」を採用する。

$$Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A \quad (\text{ラショナル式})$$

排水施設流量

$$Q = A \cdot V \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad \text{流速} \quad V = 1/n \cdot i^{1/2} \cdot R^{2/3} \quad (\text{m/s}) \quad (\text{マニング公式})$$

A: 流水断面積 (m²)

V: 流速 (m/s)

n: 粗度係数

I: 動水勾配

R: 径深 (m)

P: 潤辺 (m)

粗度係数 (n)

現場施工素掘り (岩盤) 0.025~0.035

コンクリート 0.013~0.018

工場製品コリ-N字フリュ-0.012~0.016

コルゲートフリュ-0.016~0.025

遠心力鉄筋コリ-N管 0.011~0.014

(採用値)

0.030

0.015

0.014

0.021

0.013

Q: 流量 (m³/s)

f: 流出係数

r: 雨量強度 (mm/hr) 設計降雨強度 (10年確率、西部)、到達時間 127 mm/h

A: 集水面積 (ha) 開渠の流水断面は8割水深とする。 0.8 安全率: 1.00

暗渠の流水断面は8割水深とする。 0.8

水路番号	下流水路番号	雨水流量					設計雨量強度 (mm/hr)	平均流出係数	雨水流出量 (m ³ /s)	排水施設流量						備考	流水断面積	潤 辺 P			
		計画対象 時期	集水面積 (ha)	集水区の利用区分 (流出係数)						構造	管径 ヒューム管 (mm)	勾配	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	粗度係数				安全率		
				地山 林地(山岳)	埋立済み (ha)	平坦地/切土 斜面 (ha)														キャベツグ (ha)	道路
水路① (排水工1)		4-③期 埋立時	4.40	0.10		4.30	127	0.993	1.542	U- 900	900		0.009	2.879	1.866	0.014	1.210	○	0.648	2.340	
水路② (排水工2)		2期 埋立時	1.85	1.66			127	0.731	0.477	U- 450	450		0.028	2.986	0.484	0.015	1.014	○	0.162	1.170	
水路③ (排水工3)		4-②期 埋立時	3.23	0.42		2.62	127	0.961	1.095	U- 700	700		0.015	2.934	1.150	0.015	1.050	○	0.392	1.820	
水路④ (排水工4)		埋立完了	0.44				127	0.600	0.093	BF- 350	235		0.010	1.441	0.095	0.014	1.018	○	0.066	0.726	
調整池管理		4-②期 埋立時	5.12	2.09		2.62	127	0.878	1.585	U- 700	1000		0.013	2.964	1.660	0.015	1.047	○	0.560	2.300	
道路排水路		4-①期 埋立時	1.28	1.20			127	0.719	0.325	A- 400	400		0.050	2.635	0.337	0.021	1.039	○	0.128	1.040	
K 1 (仮排水路)		1期 埋立時	9.95	8.67	1.28		127	0.726	2.547	素掘り水路 1000		1000	0.020	2.687	3.525	0.030	1.384	○	1.312	3.050	
K 2 (仮排水工1)		3期 埋立時	2.33	1.85		0.48	127	0.762	0.626	A- 600	600		0.020	2.183	0.629	0.021	1.004	○	0.288	1.560	
K 3 (仮排水工2)		2期 埋立時	2.16	0.24	1.92		127	0.878	0.669	A- 650	650		0.015	1.995	0.674	0.021	1.008	○	0.338	1.690	
K 4 (仮排水工3)		3期 埋立時	2.63	2.08		0.07	127	0.763	0.708	A- 600	600		0.030	2.674	0.770	0.021	1.088	○	0.288	1.560	

雨水・表流水流量計算書 (2/2)

水路番号	下流水路番号	雨水流出量					設計雨量強度 (mm/hr)	平均流出係数	雨水流出量 (m ³ /s)	排水施設流量						備考	流水断面面積 A	潤 辺 P			
		集水区域	集水面積 (ha)	集水区の利用区分 (流出係数)						勾配	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	粗度係数	安全率							
				地山埋立済み 林地(山岳)	平坦裸地/ 切土斜面	キャピタゲ													道路		
																				0.70 (ha)	0.60 (ha)
道路横断 (調整池)	4 ③埋立 (①流末)	4.82	0.10			4.72	127	0.994	1.690		□ 900	900		0.009	2.879	1.866	0.014	1.104	○	0.648	2.340
堤体横断 (調整池)	4 ②埋立 (③流末)	3.23	0.42			2.62	127	0.961	1.095		U- 700	700		0.005	2.293	1.250	0.013	1.142	○	0.545	1.993
仮設暗渠 (調整池)	1 期埋立 (K1.3流末)	9.95	8.67			1.28	127	0.726	2.547				φ 1350	0.010	2.630	3.227	0.021	1.267	○	1.227	2.989
搬入道路 (上流)	北側	0.24				0.20	127	0.917	0.078		U- 300	300		0.028	1.139	0.082	0.030	1.057	○	0.072	0.780
	南側	0.04					127	1.000	0.014		U- 300	300		0.028	2.278	0.164	0.015	11.626	○	0.072	0.780
	暗渠管	0.04				0.00	127	1.000	0.014				φ 300	0.010	1.559	0.094	0.013	6.694	○	0.061	0.664
搬入道路 (下流)	北側	3.66	3.40			0.17	127	0.717	0.925		U- 700	700		0.015	2.934	1.150	0.015	1.243	○	0.392	1.820
	南側中流	0.04					127	1.000	0.014		U- 300	300		0.028	2.278	0.164	0.015	11.626	○	0.072	0.780
	南側	0.64					127	1.000	0.226		U- 400	400		0.017	2.304	0.295	0.014	1.306	○	0.128	1.040
	暗渠管	4.34	3.40			0.17	127	0.761	1.165				φ 900	0.005	2.293	1.250	0.013	1.073	○	0.545	1.993

雨水集排水経路別の設定水路断面結果

水路名称	構造・寸法	勾配	水路名称	構造・寸法	勾配	水路名称	構造・寸法	勾配
水路① (排水工1)	NSフリーム 900×900	0.9%	堤体横断 (③放流)	重圧管(1種台付管) φ900	0.5%	搬入路上流 横断暗渠	重圧管(1種台付管) φ300	1.0%
水路② (排水工2)	現場打ちコンクリート U-450×450	2.8%	調整池 管理道路	現場打ちコンクリート U-700×1000	1.3%	搬入道路 下流北側	現場打ちコンクリート U-700×700	1.5%
水路③ (排水工3)	現場打ちコンクリート U-700×700	1.5%				搬入道路 下流南側	自由勾配側溝 U-400	1.7%
水路④ (排水工4)	コンクリート BF-350×235	1.0%	搬入道路 上流北側	現場打ちコンクリート U-300×300	2.8%	搬入道路 下流暗渠	重圧管(1種台付管) φ900	0.5%
道路横断 (①放流)	ボックスカルバート Box-C900×900	0.9%	搬入道路 上流南側	現場打ちコンクリート U-300×300	2.8%	場外水路※	コルゲートフリーム A-400×400	5.0%
							仮設暗渠	仮設暗渠
								φ1350

ここで、現状において域外に直接排水される場外水路※については、必要に応じて敷設する。(上記計算において設定された水路断面構造とする。)



(2) 浸出水量と管路断面

当該施設は埋立面積 10ha 以上、埋立容積 300 万 m^3 を超える大規模埋立処分場であることから、段階的に施工する期別造成・期別埋立地として計画する。

浸出水集排水管の選定に際しても、期別埋立に配慮した設備構造を検討する。

① 集排水管の区分け

埋立期別の浸出水集水範囲は、以下のとおり区分される。

ア. 集水範囲

当該施設計画による期別分けは、第 1 期埋立地を右岸側(北西方向)、第 2 期埋立地を上流側(北東方向)、第 3 期埋立地を左岸下流側(南東方向)とし、最終の第 4 期埋立地は全面(第 1～4 期と最上流部)とする。

したがって、浸出水集排水管の断面設定は、各々期別集水区域毎に算定し、無駄の無い適切な断面構造を検討する。

イ. 集水面積の区分

浸出水集排水管路の検討に際し、期別埋立地毎の集水面積は「直接集水面積」となる遮水工露出部と、「表流水集水面積」となる埋立作業に伴う覆土敷設済部から表流水が集水される範囲に分けられ下表に示す。

a. 集水面積

表 5.1.7.4-4 浸出水集水区域

区域分け	集水面積	直接集水面積 (浸透係数: 0.70)	表流集水面積 (浸透係数: 0.28)	摘 要
第 1 期埋立時	2.63ha	2.63ha	—	1 期埋立面積
第 2 期埋立時	3.51ha	2.90ha	0.61ha	2 期と 1 期埋立の一部
第 3 期埋立時	4.72ha	2.99ha	1.73ha	3 期と 1.2 期埋立の一部
第 4 期埋立時	4-1	4.92ha	0.47ha	4 期と 2.3 期埋立の一部
	4-2	4.56ha	1.28ha	1 期の一部と 3 期の一部
	4-3	3.68ha	0.71ha	4 期の一部と 2 期の一部
	最終	10.45ha	10.30ha	全 域

b. 集水面積の区分

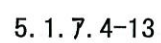
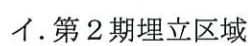
直接集水面積は、各期別毎の遮水工敷設範囲の平面積を示し、「廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領(2010 改訂版)」(社)全国都市清掃会議)に定める流出(浸出)係数 f_1 : 0.7 を対象とする面積とする。

表流水の集水面積は、埋立済み区域から各期別の浸出水集排水管に流入する表流水の範囲(平面積)を示し、流出係数: f_2 は $f_1 \times (1 - 0.6) = 0.28$ とする。

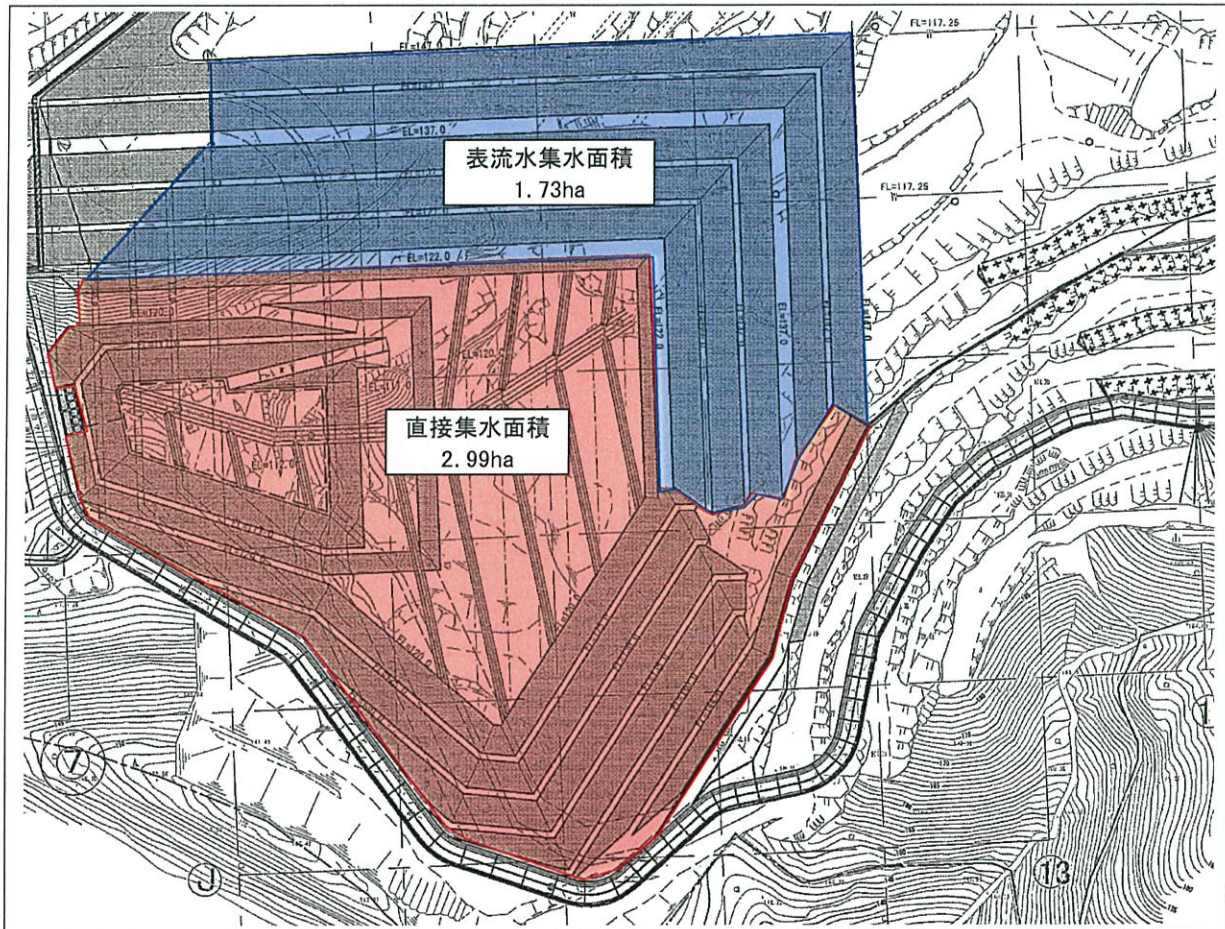
ここで、「 $1 - 0.6$ 」とは埋立済み区域の浸透係数を 0.6*と設定されることから、表流水となる流出係数を $1 - 0.6 = 0.4$ と設定する。また、残り 0.6 分は埋立済み区域に浸透し、埋設される浸出水集排水管に流入される。

浸透係数 0.6*とは、埋立地への埋立中の浸透係数に対する埋立済み区域の浸透係数である。
出典:「廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領(2010 改訂版)」(社)全国都市清掃会議)

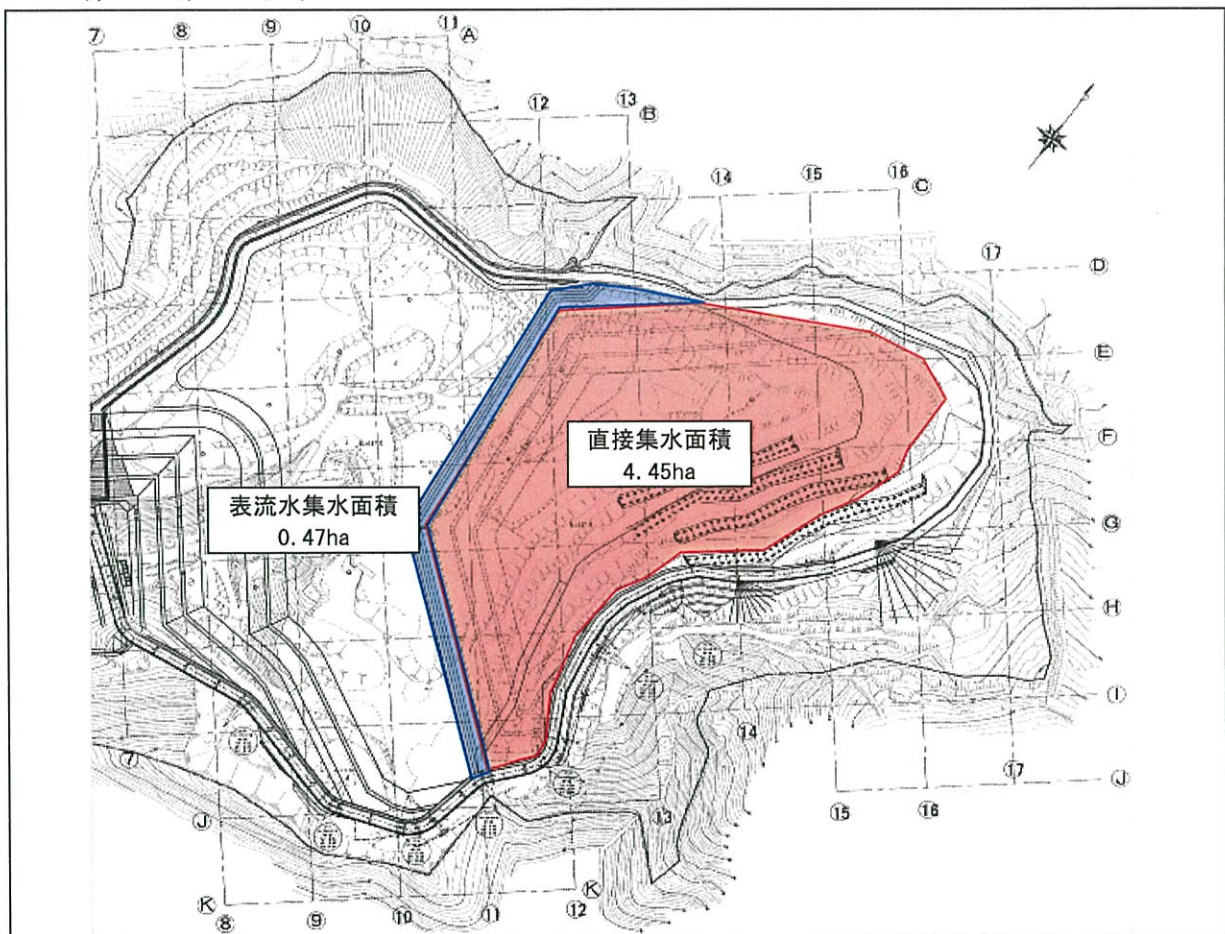
ア.第1期埋立区域



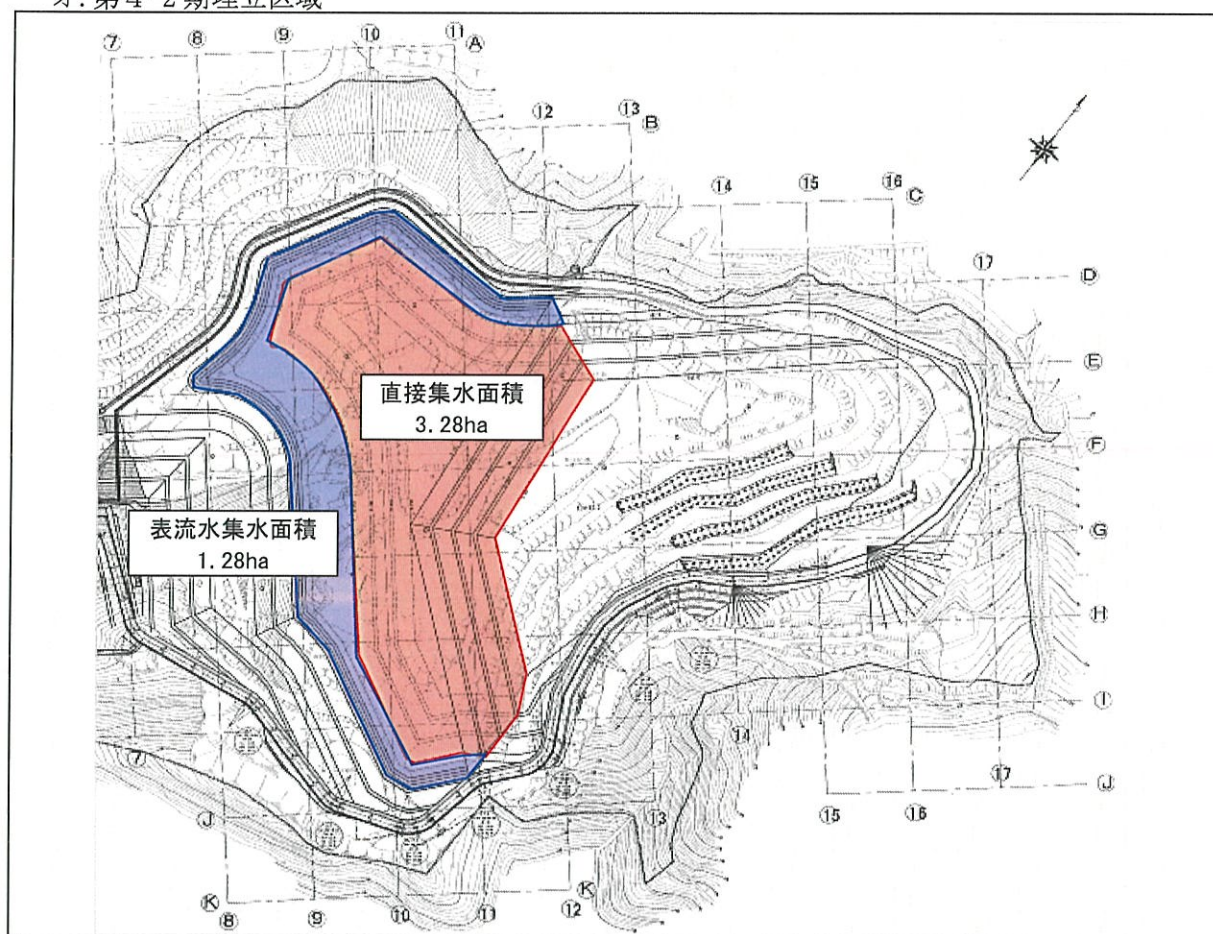
ウ. 第3期埋立区域



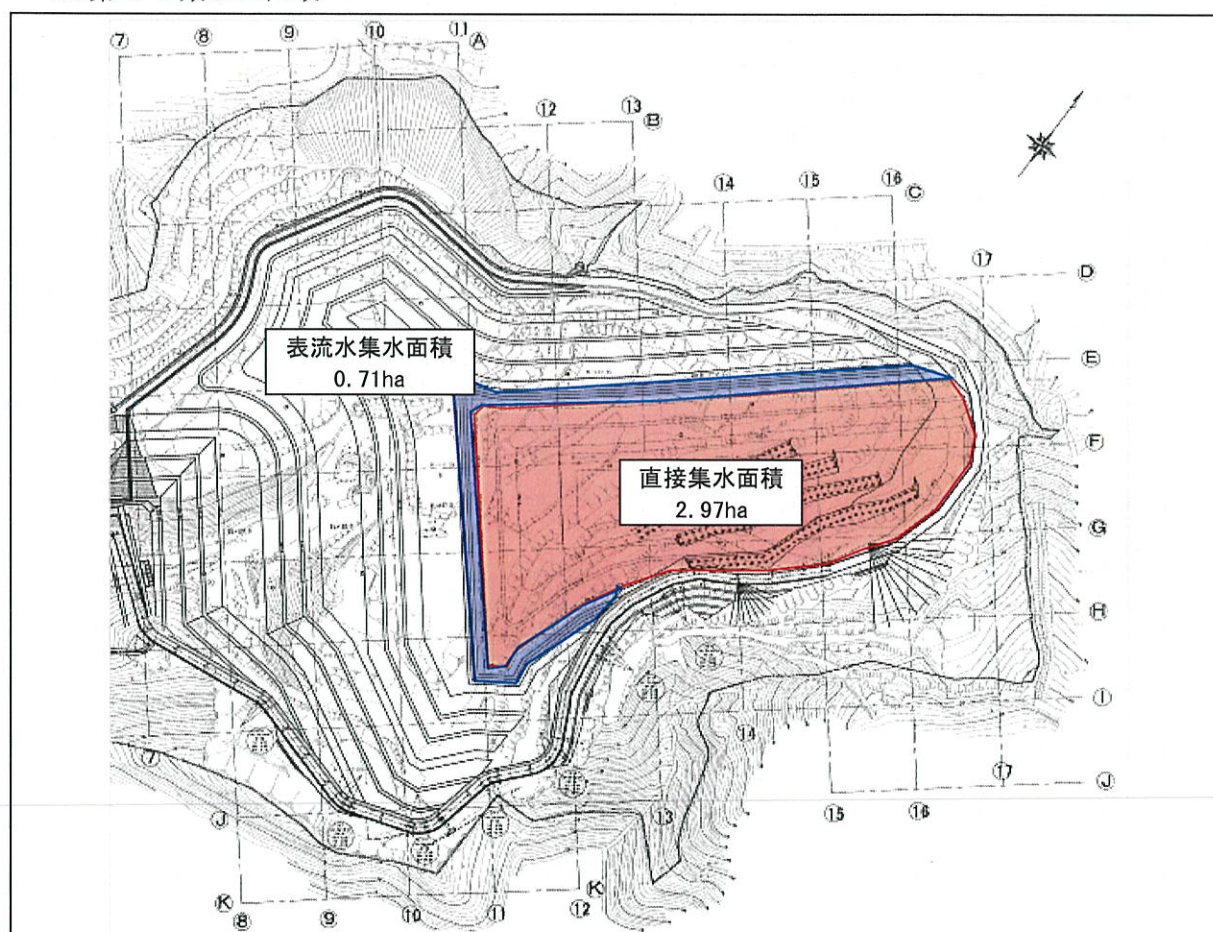
エ. 第4-1期埋立区域



才. 第4-2期埋立区域



力. 第4-3期埋立区域



③管路断面の設定根拠

埋立地内を準好気性埋立構造とするため、浸出水集排水管には浸出水の他空気の流通断面を確保する必要がある。計画流量の考え方は、「廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領(2010改訂版)」によると、合理式により求めることができる。

管路の断面決定については、同要領により有孔管の場合、管断面上部を空気やガスの流通断面と考え、計画対象流量が管径の20%程度に収まるように、管路断面を決定する。

ア.設計条件

集排水管の断面算定は、「廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領(2010改訂版)」(社)全国都市清掃会議)に準拠する。

7.3, 浸出水集排水施設の設計、7.3.2, 1) 基本的な考え方 (Ⅱ編 設計要領より抜粋)

i. (2) 降水強度と流出係数について

流出係数(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30~50 mm/hr程度を目安とすれば、 $Q_{\max} < 0.06 \sim 0.1 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$ となる。

ii. (3) 断面決定について

浸出水集排水管は、浸出水集排水の他に空気やガスの供給・排水管としての機能も併せ持つ必要があるため、それらを考慮して管路の断面を決定する必要がある。

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、計画対象流量が管径の20%程度に収まるように、管路断面を決定するのが良い。

a. 浸出水量

$$Q_{\text{out}} = 1/360 \times f \times \gamma \times A$$

Q_{out} : 浸出水量 (m^3/s)

f : 浸出係数 $\dots\dots\dots 0.7$

γ : 降水強度 (mm/hr) $\dots\dots\dots 50 \text{ mm/hr}$

A : 集水面積 (ha)

b. 管路の流下能力

$$Q_0 = S \times V$$

Q_0 : 流下量 (m^3/s)

S : 流下断面積 (m^2)

〔Ⅱ編 設計要領より、管断面上部を空気やガスの流通断面と考え、計画対象流量が管径の20%程度に収まるように管路断面を決定する。〕

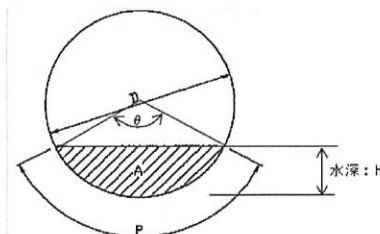
V : 流速 $= 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$ (m/s)

n : 粗度係数 $\dots\dots\dots 0.01$ (ポリエチレン管)

R : 径 深 $= A/P$ (m)

P : 潤 辺 (m)

I : 勾 配



イ. 集排水管の断面算定

a. 流下断面積 : S (m^2)

管径の2割水深とする。(流水断面比は満流の0.1424とする。)

b. 潤 辺 : P (m) $P = 1/2 \theta \times D$

θ は2割水深の場合、 $\theta_{(\text{rad})} = 1.8546$ とする。

$\therefore Q_0$ (流下能力) $\geq Q_{\text{out}}$ (浸出水量) とする。

よって、別紙「浸出水流量計算書」結果により「幹線 $\phi 1000$ 」「送水管 $\phi 450$ 」を採用する。

c. 管路の水理特性

表 5.1.7.4-5 管路の水理特性曲線（ヒューム管設計施工要覧より）

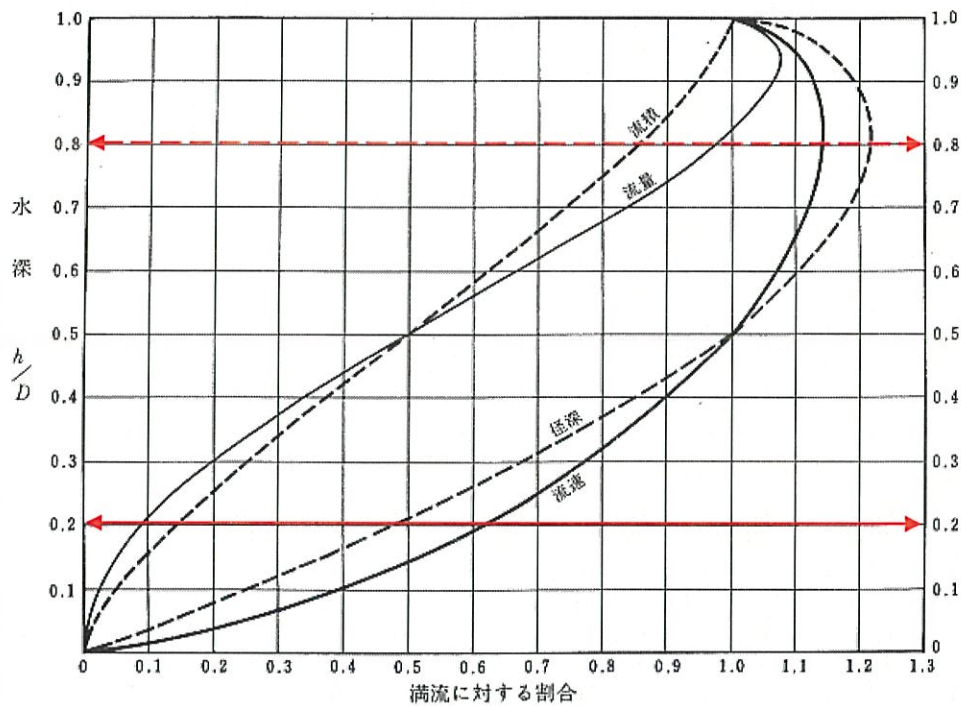


表 5.1.7.4-6 流水断面諸係数（ヒューム管設計施工要覧より）

$\frac{h}{D}$	θ (度)	θ (rad)	$\sin \theta$	流水断面比	径深比	流速比	流量比
1.0	360.0	6.2832	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.95	308.3	5.3811	-0.7846	0.9813	1.1460	1.0950	1.0745
0.90	286.3	4.9962	-0.9600	0.9479	1.1920	1.1243	1.0657
0.85	268.9	4.6924	-0.9998	0.9059	1.2132	1.1374	1.0304
0.80	253.7	4.4286	-0.9600	0.8577	1.2168	1.1397	0.9775
0.70	227.2	3.9646	-0.7332	0.7476	1.1848	1.1197	0.8371
0.60	203.1	3.5443	-0.3919	0.6264	1.1040	1.0724	0.6718
0.50	180.0	3.1416	0.0000	0.5000	1.0000	1.0000	0.5000
0.40	156.9	2.7389	0.3919	0.3736	0.8568	0.9019	0.3370
0.30	132.8	2.3186	0.7332	0.2524	0.6836	0.7759	0.1958
0.20	106.3	1.8546	0.9600	0.1424	0.4824	0.6148	0.0876
0.15	91.1	1.5899	0.9998	0.0940	0.3712	0.5163	0.0485
0.10	73.7	1.2870	0.9600	0.0521	0.2540	0.4008	0.0209
0.05	51.7	0.9021	0.7846	0.0187	0.1304	0.2569	0.0048

←送水管（8割水深）

浸出水集排水管

- ・ 管路断面の 50% 以内
- ・ 管壁の 120° 以内
- ・ 2 割水深

浸出水流量計算書

適用基準: 「廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領(2010改訂版)」(財)全国都市清掃会議)を採用する。														
浸出水流出量														
Qout=1/360・f・γ・A (合理式)														
Q : 流量 (m ³ /s)														
f ₁ : 流出係数(直接遮水工) 0.70														
f ₂ : 流出係数(埋立積み) 0.28 = f 1×(1-0.6)=0.7×(1-0.6)														
γ : 雨量強度 (mm/hr) 50 mm/h														
A : 集水面積 (ha)														
管渠流水断面は2割水深で 安全率 : 1.00														
有孔管の無孔区間はθ=120° 安全率 : 1.00														
浸出水流出量														
集水区域														
集水面積														
直接遮水工														
埋立積み														
f1 f2														
0.70 0.28														
(ha) (ha)														
2.63 2.63														
3.51 2.90 0.61														
4.72 2.99 1.73														
4.92 4.45 0.47														
4.56 3.28 1.28														
3.68 2.97 0.71														
10.45 0.15 10.30														
10.45 0.15 10.30														
全体														
取水塔下流														
送水管														
※ 全体埋立面積分をφ1000の2割水深で流下する場合は不可であるが、有孔管自体の流水断面は無孔範囲の120°分となり、流下可能となる。														

ウ. 支線の断面算定

a. 単位面積あたりの流出量

前記幹線断面算定結果より、集水面積当たりの最大流出量は以下のとおり、第1期埋立時における $0.097 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}$ である。

表 5.1.7.4-7 期別集水面積あたりの流出量比較表

	浸出水流出量	集水面積	単位当たり流出量	摘 要
第1期埋立	$0.256 \text{ m}^3/\text{s}$	2.63ha	$0.097 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}$	最大値
第2期埋立	$0.306 \text{ m}^3/\text{s}$	3.51ha	$0.087 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}$	
第3期埋立	$0.358 \text{ m}^3/\text{s}$	4.72ha	$0.076 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}$	

b. 管路の流下能力

i. 浸出水は次に示す合理式により算出する。

$$Q_o = S \times V$$

Q_o : 流下量 (m^3/s)

S : 流下断面積 (m^2) : 管径 350 mm、2割水深 (流水断面比 : 0.1424)

$$S = A \times h/D = 1/4 \times 0.35 \times 0.35 \times \pi \times 0.1424 = 0.01370 \text{ m}^2$$

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

$$V = 1/0.01 \times 0.04221^{2/3} \times 0.020^{1/2} = 1.71448$$

n : 粗度係数 $\dots\dots\dots 0.01$ (ポリエチレン管)

R : 径 深 $= A/P$ (m)

$$R = A \div P = 0.01370 \div 0.32456 = 0.04221 \text{ m}$$

P : 潤 返 (m) $P = 1/2 \theta \times D$ ($\theta_{(\text{rad})} : 1.8546$)

$$= 1/2 \times 1.8546 \times 0.350 = 0.32456 \text{ m}$$

I : 勾 配 $= 2.0\%$ $= 0.020$ (幹線の敷設勾配と同様)

$$Q_o = 0.01370 \times 1.71448 = 0.02349 \text{ m}^3/\text{s}$$

ii. 支線配置

流出量に対する管路の流下能力と敷設本数(列)を以下に検証・確認する。

(最大流出量)	(管路流下能力)	(必要本数、列数)
$0.256 \text{ m}^3/\text{s}$	$0.023 \text{ m}^3/\text{s}$	$10.899 \div 11$ 列

よって、管路は $\phi 350 \text{ mm}$ を 11列 敷設した場合に流出量を満足する流下能力(機能)を確保できるものである。

したがって、試算した第1期埋立時においては、11列 敷設した場合の配管間隔は概ね 30m程度であり、20mの間隔で支線を敷設することで、浸出水の流下機能は確保できる。

(3) 洪水調整池容量検討書

当該調整池を検討するに際し、当該行為による放流量の増加を調整し下流域に影響を与えないことを目的に計画する。

当該地の下流は、背山川合流付近（市道横断部）まで岩石の露頭した急峻な自然溪流で、定規断面が設定できないことから、当該計画区域最下流地点における現状流下量（流出量）を許容放流量とし、これに対する必要調整容量を得るべく洪水調整池を以下に算定する。

①基本条件

ア. 下流狭窄部の調査

下流狭窄部として、市道との横断部（図中 E 地点）を設定し、その地点における 30 年確率雨量により想定される開発前後の無調整ピーク流量に比較して 1 % 以上増加する場合に洪水調整池を設置する。

$$Q_i = \frac{1}{360} \times f_i \times r_{30} \times A_i$$

f_i : i 地点の集水区域内の開発前若しくは開発中及び開発後の流出係数

r_{30} : i 地点での 30 年確率で想定される降雨強度 (108 mm/hr)

A_i : i 地点の集水面積 (45.58ha)

a. 開発前のピーク流量

$$Q_1 = 1/360 \times 0.6 \times 108 \times 45.58 = 8.204 \text{ m}^3/\text{s}$$

b. 開発後のピーク流量

$$Q_2 = 1/360 \times 108 \times (0.6 \times 31.1 + 0.9 \times 14.48) = 9.508 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$9.508 \text{ m}^3/\text{s} / 8.204 \text{ m}^3/\text{s} - 1 \times 100 = 15.9\% \geq 1\%$$

よって、洪水調整池を設置する。

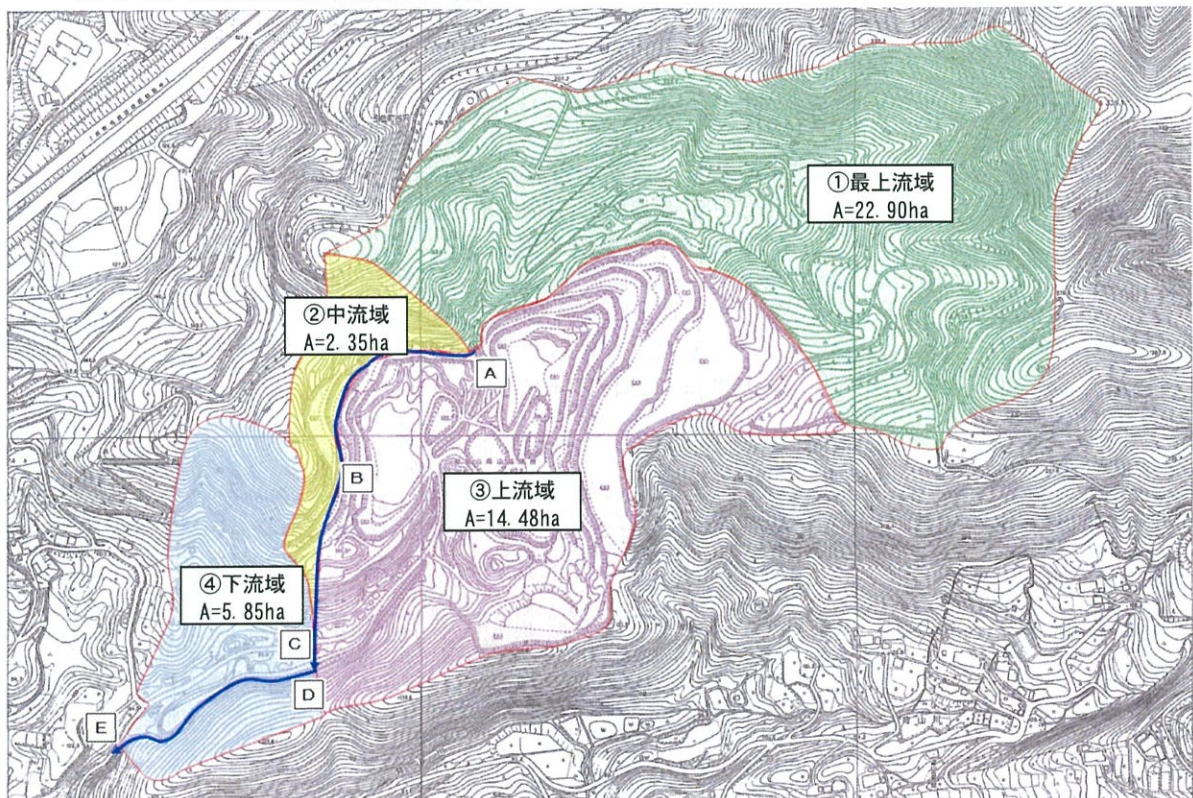


図 5.1.7.4-8 流域面積根拠図

上図「立板沢流域図」に示す青線は立板沢水路であり、当該計画洪水調整池の集水範囲は、赤枠内ピンク色で示す区域「③上流域」14.48ha（計画地上流域は立板沢により、下流域へ直接放流となる。）であり、図中 E 地点における集水区域は 45.58ha である。

イ. 流出係数

設定基準に対する流出係数を以下に示す。

表 5. 1. 7. 4-8 流出係数一覧

	林地開発許可審査基準	開発指導基準
未開発地 (開発前)	0. 6	0. 6
開発地 (開発後)	0. 9	0. 9

ウ. 許容放流量

i. ピーク流量

$$Q_i = \frac{1}{360} \times f_i \times r_{30} \times A_i$$

f_i : i 地点の集水区域内の開発前若しくは開発中及び開発後の流出係数

r_{30} : i 地点での 30 年確率で想定される降雨強度 (108 mm/hr)

A_i : i 地点の集水面積 (45. 58ha)

$$Q_i = 1/360 \times 0. 6 \times 108 \times 45. 58$$

$$= 8. 204 \text{ m}^3/\text{s}$$

林発, 表-8 30 年確率短時間降雨強度 (「降雨の確立」 第 23 年度改訂版による)

到達時間 (分)	東 部	中 部	西 部
10	141 mm/hr	157 mm/hr	149 mm/hr
20	113 mm/hr	129 mm/hr	124 mm/hr
30	97 mm/hr	114 mm/hr	108 mm/hr

ii. 許容放流量

$$Q_{xpc} = Q_x \times \frac{a \times f}{A_x \times F_x}$$

Q_{xpc} : X 地点における許容放流量 (m^3/s)

Q_x : X 地点での安全に流下させることのできるピーク流量 (m^3/s)

a : 洪水調整池の集水区域の面積 (14. 48ha)

f : 洪水調整池の集水区域の開発前の流出係数 (0. 6)

A_x : X 地点の集水区域の面積 (45. 58ha)

F_x : X 地点の集水区域の開発前の流出係数 (0. 6)

$$Q_{xpc} = 8. 204 \times (14. 48 \times 0. 6) / (45. 58 \times 0. 6)$$

$$= 2. 606 \text{ m}^3/\text{s}$$

エ. 降雨強度

a. 林地開発許可審査基準

$$r_c = Q_{pc} \times \frac{360}{f \times A}$$

r_c : 許容放流量に対応する降雨強度 (mm/hr)

Q_{pc} : 調整池の許容放流量 (2. 606 m^3/s)

f : 開発後の流出係数 (0. 9)

A : 調整池の集水区域面積 (14. 48ha)

$$r_c = 2. 606 \times 360 / (0. 9 \times 14. 48)$$

$$= 71. 989 \text{ mm/hr}$$

b. 開発指導基準

調節池の必要容量の算定には、次の表の降雨強度を用いる。

開発区域の面積が 50ha 未満の場合

50 年 確 率	
短 時 間 降 雨 強 度	
継続時間 (分)	降 雨 強 度 (mm/時間)
静岡県西部	
10	157
20	134
30	117
60	87
$r = \frac{6247.2}{t^{0.9+31.8633}}$	

※ 到達時間（継続時間）が 30 分以内の場合は、 $t=30$ 分として計算する。

(参考)

①開発面積 50ha 未満の開発行為において、調整池の設計に用いる確率年ごとの短時間降雨強度
(継続時間 30 分) (単位: mm/h)

降雨強度確率年	静岡県西部	摘 要
1/1 確率	22	下流河川の許容放流量計算に使用
1/50 確率	117	調整池の容量計算に使用
1/100 確率	128	余水吐の断面計算に使用

②必要調整容量

ア. 「浜松市林地開発許可審査基準」と「浜松市開発指導基準」との比較

a. 林地開発許可審査基準

施行区域の面積が 50 ヘクタール未満で到達時間が 30 分以内の場合、洪水規模が年超過確率で 30 分の 1 の洪水について、施行後における洪水のピーク流量の値を調整池下流の流下能力の値まで調整するとした場合の調整池の調整容量として、以下に算出する。

$$V = (r_{30} \times f_1 - \frac{r_c}{2} \times f_2) \times 2 \times t \times 60 \times A \times \frac{1}{360}$$

V: 必要調整容量 (m³)

f₁: 開発後の流出係数 (0.9)

f₂: 開発前の流出係数 (0.6)

A: 調整池の集水区域面積 (14.48ha)

r₃₀: 30 年確率降雨強度 (108 mm/hr) (表-8)

r_c: 許容放流量に対応する降雨強度 (71.989 mm/hr)

t: 継続時間 (30 分)

$$V = (108 \times 0.9 - 71.989/2 \times 0.6) \times 2 \times 30 \times 60 \times 14.48 \times 1/360$$

$$= 10,947.358 \text{ m}^3$$

b. 開発指導基準

開発区域内の面積が 50ha 未満で到達時間が 30 分以内の場合、洪水規模が年超過確率で 50 分の 1 以下のすべての洪水について、施行後における洪水のピーク流量の値を調整池下流の流下能力の値まで調整することとした場合の調整池の調整容量は、次式で求めるものとする。

$$V = (f_2 \times r_i - \frac{r_c}{2} \times f_1) \times 2 \times t_i \times A \times \frac{1}{360}$$

V : 必要調整容量 (m³)

f1 : 開発前の流出係数 (0.6 を標準とする。)

f2 : 開発後の流出係数 (0.9 を標準とする。)

A : 流域面積 (14.48ha)

r_i : 1/50 確率降雨強度 (117 mm/hr)

r_c : 下流無害流量に対応した降雨強度 (22 mm/hr)

t_i : 継続時間 (30 分 : 30 分以内は 30 分とする。)

$$\begin{aligned} V &= (0.9 \times 117 - 22/2 \times 0.6) \times 2 \times 30 \times 60 \times 14.48 \times 1/360 \\ &= 14,291.760 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

調節容量については、「浜松市林地開発許可審査基準」及び「浜松市開発指導基準」があり、両者の基準に則り調節容量を検討し、より安全と判断する基準に準拠するものとする。

$$10,947.358 \text{ m}^3 < 14,291.760 \text{ m}^3 \div 14,300 \text{ m}^3$$

したがって、必要調整容量は、安全側を確保した「14,300 m³」とする。

イ. 土砂堆砂量

当該調整池に流入する土砂の堆砂量は、「浜松市林地開発許可審査基準」に定める下表による 400 m³とし、年間堆砂量=14.48ha×400 m³=5792÷6,000 m³とする。

表-3 流出土砂量

地表の状態	1ヘクタール当たり流出土砂量(立方メートル/年)
裸地・荒地等	200～400
皆伐地・草地等	15
択伐地	2
普通の林地	1

(注) 1 工事によりかき起こした面積及び盛土、捨土部については、裸地に準ずる。

2 完全な排水施設を備えた芝生等は、林地に準ずる。

3 その他は、実態に応じて判断する。

4 生産土砂量は、作業工程表を作成し、これに基づいた工事期間を算定する。

ここで、堆砂高を 1.0m として土砂浚渫を 2 ヶ月に 1 回行うこととして、必要な調整池の底部面積を 6,000 m³×2/12=1,000 m³以上とする。

よって、必要調整容池の規模は、

$$(\text{必要調整容量}) 14,300 \text{ m}^3 + (\text{堆砂容量}) 1,000 \text{ m}^3 = 15,300 \text{ m}^3 \text{ とする。}$$

(4) 付替河川（立板川）流量計算書

当該河川（(普)立板川）は、未整備の自然溪流として当該事業計画地内を流下している。

この度の事業計画（開発行為）に伴い、河川改修を行い管理された河川施設として、地域住民が安心して生活できる安全性を持ち、その状況が長期間にわたり維持できる十分な強度等を有する耐久性機能を果たせるように、河川構造物の計画設計を以下に行う。

①計画高水流量

計画高水流量は以下に示す合理式により、基準点を始点 (A) から洪水調整池排水合流後 (D) までの 4 地点に設定する。

$$\text{算定式 } Q = \frac{1}{360} \times f \times r \times A \times (1 + \alpha)$$

ここで、Q：計画高水流量（m³/s）

f：流出係数（開発地 0.9、未開発地 0.6：林地開発許可審査基準より）

r：設計降雨強度（127 mm/hr：10 年確率、"）

A：集水区域（A 点=22.90ha、B 点=24.90ha、C 点=25.25ha、D 点=39.73ha）

α：土砂混入率（考慮しない）

表 5.1.7.4-9 区間毎の計画高水流量

測点	流域	集水面積	計画高水流量
A	①	22.90ha	4.847 m ³ /s
B	①+②	24.90ha	5.271 m ³ /s
C	①+②+③	25.25ha	5.345 m ³ /s
D	全域	39.73ha	9.942 m ³ /s

②河川断面・構造

河川（流路）断面は、計画高水流量を安全に流下させうる断面として、併せて河川の維持管理、自然環境の保全及び土地利用計画を考慮した形状とする必要がある。

ア.算定式

a.流速の設定

$$\text{算定式 } V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

ここで、V：流速（4m/s 以下）

n：粗度係数（0.015、現場打ちコンクリート）

R：径深＝流水断面積÷潤辺長

I：河床勾配

b.断面の設定

河川断面は、計画高水流量が小さいため単断面とする。また、地形が急峻である事。及び土地利用の制約から法勾配を確保することが困難なため、直壁護岸となるコンクリート三面張りとする。また、直壁とすることで、施工性・経済性・品質管理（構造寸法の精度確保）に優れ、曲線部に如実にその効果が反映される。

c. 縦断形状及び水深の設定

縦断形状及び水深は、急流河川の一般的な平均流速 4.0m/s 以下となるように、河床勾配を設定する。

d. 余裕高の設定

一般的な河川護岸の余裕高設定基準となる計画高水流量に比べて、当該河川の計画高水流量が極めて少なく、また河道がコンクリート三面張りで水面変動が少ないことを考慮し、流路工の余裕高設定に採用する計画高水位 (H) に対する余裕高 (ΔH) との比 ($\Delta H/H$) より、下表のとおり計画する。

表 5. 1. 7. 4-10 計画河床勾配と余裕高比

勾 配	～1/10	1/10～1/30	1/30～1/50	1/50～1/70	1/70～1/100	1/100～1/200
$\Delta H/H$ 値	0. 50	0. 40	0. 30	0. 25	0. 20	0. 10

e. 基本構造

計画河道の基本構造及び設定基準は、「直壁護岸」、「コンクリート三面張り」、「流速 4.0 m/s 以下」、「河床厚 0.3m」とする。

イ. 彎曲部の設定

検討すべき彎曲箇所は、既存河川との接続部付近となる洪水調整池コンクリート堰堤下流部であり、接続前の護岸を湾曲する。

曲率半径 (R) と河幅の比は、最低でも 5 以上 ($R/B \geq 5$) とすることから、河幅は 1.7m であり、彎曲部の曲率半径及び彎曲度を以下のとおり設定する。

$$R/B = 10/1.7 = 5.882 \geq 5 \cdots 0.K$$

よって、曲率半径 (R) を 10m と設定する。

ウ. 管理用道路

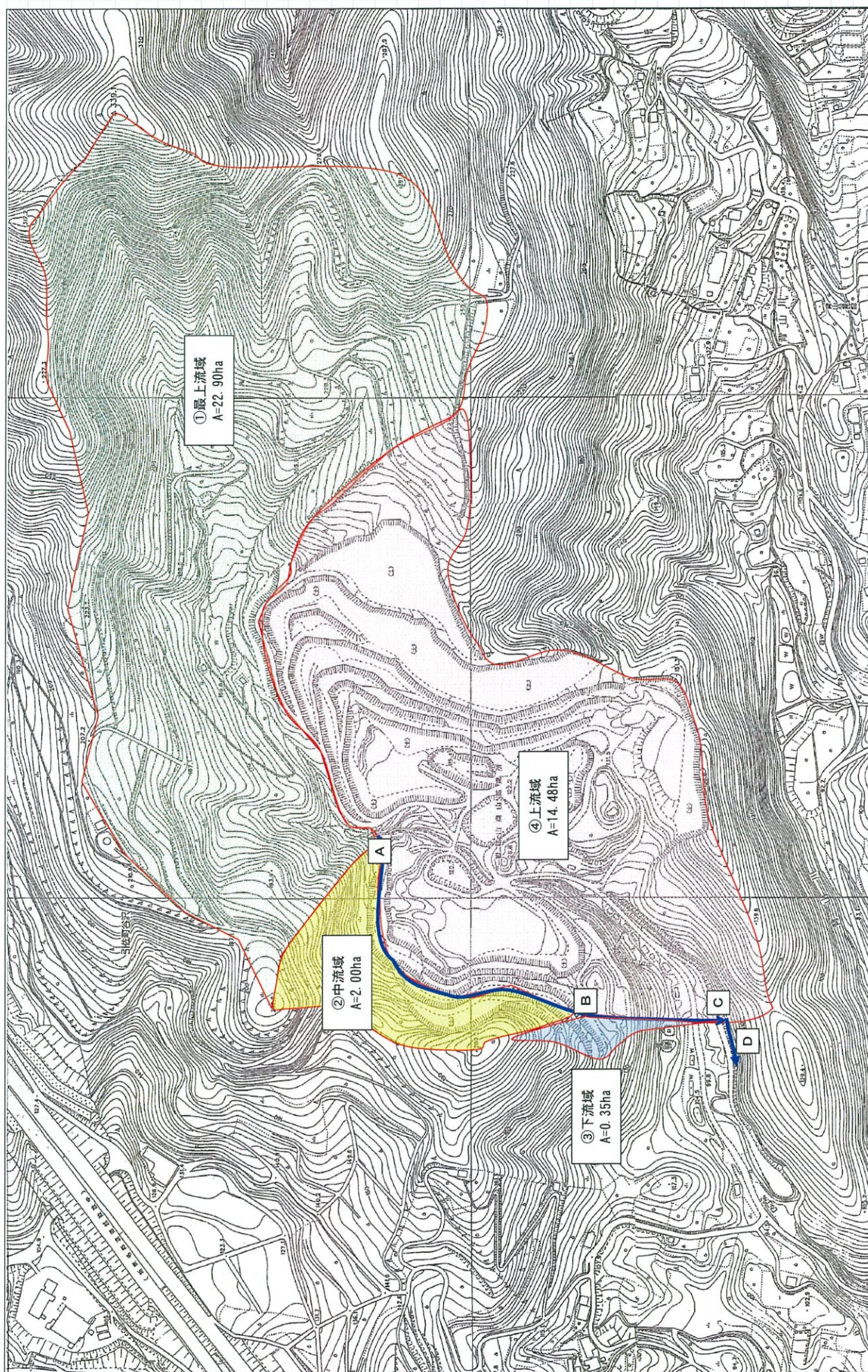
河幅が 5 m 未満の場合における管理用道路として、左右岸に 1 m の管理用道路を設置する。

エ. 落差対策

設定河床勾配とするため、河床部に落差（段差）を計画する。

床固め工を用いた落差工の設置には、土地利用及び用地敷地の関係から望ましくないため、河道（流路）内に段差を設けた階段構造を採用する。

階段による段差（落差）は、「浜松市開発許可指導基準」による“階段落差 0.6m 以内とする。”に準拠する。



立板川(沢)流量計算書

適用基準：「浜松市林地開発許可審査基準」を採用する。

雨水流出量

$$Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A \cdot (1 + \alpha)$$

排水施設流量

$$Q = A \cdot V \quad (m^3/s) \quad V = 1/n \cdot I^{1/2} \cdot R^{2/3} \quad (m/s) \quad (マンニング公式)$$

Q : 流量 (m³/s)

f : 平均流出係数 開発地は0.9、未開発地は0.6とする。

r : 雨量強度 (mm/hr)

A : 集水面積 (ha) 設計降雨強度 (10年確率、西部)、到達時間 127 mm/h

α : 土砂混入率 - (考慮しない。)

粗度係数 (n)

現場施工 コンクリート

工場製品 通心力鉄筋コンクリート管

コンクリート管

コルゲートフリューム

R = A/P

粗度係数 (n)

現場施工 コンクリート

工場製品 通心力鉄筋コンクリート管

コンクリート管

コルゲートフリューム

R = A/P

粗度係数 (n)

現場施工 コンクリート

工場製品 通心力鉄筋コンクリート管

コンクリート管

コルゲートフリューム

R = A/P

粗度係数 (n)

現場施工 コンクリート

工場製品 通心力鉄筋コンクリート管

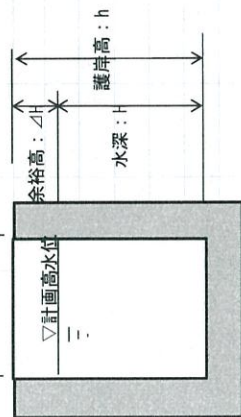
コンクリート管

コルゲートフリューム

R = A/P

水路番号	下流水路番号	雨水流出量				設計雨量強度 (mm/hr)	平均流出係数	計画高水流量 (m³/s)	河川断面の設定 (護岸壁勾配は1:0.3に設定)						排水施設流量				備考	流水断面面積 A	潤 辺 P		
		集水区域	集水面積 (ha)	流出係数					河幅(B) (W)	水面幅(b)	開口幅 (W)	水深 (H)	護岸高 (h)	余裕高 (ΔH) h-H (m)	比 ΔH/H	勾配	流速 (m/s)	流量 (m³/s)				粗度係数	安全率
				未開発地	開発地																		
				f 1	f 2																		
			0.60 (ha)	0.90 (ha)																			
	始 点 : A (開 渠)	①上流域	22.90	22.90		127	0.600	4.847	1.500	1.500	1.200	1.500	0.300	0.250	0.005	2.815	5.068	0.015	1.045	○	1.800	3.900	
	中 間 点 : B (U型水路)	①+②	2.00	24.90		127	0.600	5.271	1.500		1.200	1.500	0.300	0.250	0.006	3.084	5.551	0.015	1.053	○	1.800	3.900	
	終 点 : C (合流前)	①+②+③	0.35	25.25		127	0.600	5.345	1.700		1.200	1.700	0.500	0.417	0.005	2.960	6.038	0.015	1.130	○	2.040	4.100	
	終 点 : D (合流後)	流域全体 埋立地含む	14.48	39.73	14.48	127	0.709	9.942	4.000		0.900	2.000	1.100	1.222	0.005	3.430	10.044	0.015	1.010	○	3.600	5.800	

(特記事項) 河幅: B



区間	形式	材質	河幅: B	護岸高	河床勾配
始点: A点	呑み口	床固め工	1.500	1.500	0.5%
A点~B点	開渠	現場打ちCo三面張り	1.500	1.500	0.6%
B点~C点	横断暗渠	Box-C	1.700	1.700	0.5%
終点: D	開渠	現場打ちCo三面張り	1.700	1.700	0.5%
	接続護岸	現場打ちCo三面張り	4.000	2.000	0.5%