

3. 座間味村特定環境保全公共下水道 事業計画説明書

座間味村特定環境保全公共下水道事業計画説明書

《目 次》

§ 1 事業計画の概要	17
§ 2 予定処理区域及びその周辺の地域の地形及び土地の用途 (令第4条第1号)	18
2-1 地形及び土地利用状況	18
2-2 下水の排除方式及びその決定の理由	18
2-3 予定処理区域及びその決定の理由	18
2-4 管渠、処理施設及びポンプ場の位置の決定の理由	19
§ 3 計画下水量及びその算出の根拠 (令第4条第2号)	20
3-1 人口及び人口密度並びにこれらの推定の根拠	20
3-2 一人一日当りの汚水の量及びその推定の根拠	25
3-3 家庭下水、工場排水、地下水等の量及びこれらの推定の根拠	26
3-4 降雨量及びその決定の理由	27
3-5 流出係数及びその決定の理由	28
3-6 流達時間及びその決定の理由	30
3-7 主要な管渠の流量計算及びポンプ場の容量計算	31
3-8 設計基準 (管きよ施設)	32
§ 4 公共下水道からの放流水及び処理施設において処理すべき下水の予定 水質並びにその推定の根拠 (令第4条第3号)	33
4-1 家庭汚水の汚濁負荷量	33
4-2 観光汚水の汚濁負荷量	33
4-3 地下水の汚濁負荷量	33
4-4 総括汚濁負荷量及び予定水質	34
4-5 除害施設設置基準及びその決定の理由	35
4-6 処理の対象外とする工場及び対象外とする理由	35
4-7 汚水処理方式	35
4-8 処理施設の容量計算	35
§ 5 下水の放流先の状況 (令第4条第4号)	36
5-1 下水の放流先	36
5-2 下水処理による水質の向上の見通し	36
§ 6 毎会計年度の工事費の予定額及びその予定財源 (令第4条第5号)	37
§ 7 基準年度別の段階的建設計画	38

§ 1 事業計画の概要

表 1 - 1 座間味村特定環境保全公共下水道事業計画の概要

項 目		前回計画			今回(変更)計画			備 考
目 標 年 度		令和5年度			令和10年度			事業期間5年延長
排 除 方 式		分 流 式			同 左			変更なし
面 積	行政区域	1,674 ha			同 左			変更なし
	都市計画区域	-			同 左			-
	用途地域	-			同 左			-
	処理区域	30.0 ha			同 左			変更なし
	排水区域	5.0 ha			同 左			変更なし
計画人口	行政区域内	850人			同 左			変更なし
	処理区域内(定住)	570人			同 左			変更なし
	処理区域内(観光)	1,230人(日最大) 220人(日平均)			同 左			変更なし
汚 水 量 原 単 位 (ℓ/人・日)		日平均	日最大	時間最大	日平均	日最大	時間最大	変更なし
	生活汚水	220	320	640	同 左			
	営業汚水	70	100	200	同 左			
	観光汚水	190	280	550	同 左			
	地下水量	60	60	60	同 左			
計画汚水量 (m ³ /日)	生活営業	日平均	165		同 左			変更なし
		日最大	239		同 左			
		時間最大	479		同 左			
	観光	日平均	42		同 左			変更なし
		日最大	326		同 左			
		時間最大	641		同 左			
	地下水量	34		同 左			変更なし	
	合計	日平均	250		同 左			変更なし
		日最大	600		同 左			
時間最大		1,160		同 左				
計画汚濁負 荷量原単位 (g/人・日)		BOD	COD	SS	BOD	COD	SS	変更なし
	生活	50	-	45	同左	-	同左	
	営業	15	-	15	同左	-	同左	
	計	65	-	60	同左	-	同左	
	観光	45	-	40	同左	-	同左	
計画汚濁負 荷量(kg/日)		BOD	COD	SS	BOD	COD	SS	
	家庭	37.05	-	34.20	同左	-	同左	
	観光	9.90	-	8.80	同左	-	同左	
	計	46.95	-	43.00	同左	-	同左	
計画水質 (mg/ℓ)		BOD	COD	SS	BOD	COD	SS	変更なし
	計画流入水質	200	-	180	同左	-	同左	
	計画放流水質	15	-	30	同左	-	同左	
処 理 場	名 称	座間味浄化センター			同 左			変更なし
	位 置	座間味村字座間味			同 左			
	敷地面積	0.37 ha			同 左			
	処理能力	600m ³ /日(3系列)			同 左			
	処理方式	オキシデーションディッチ法			同 左			
	放流先	二級河川 内川			同 左			
雨 水 計 画	雨水流出係数	合理式			同 左			変更なし
	降雨強度	幹線10年確立I= 9,770/(t+51) 枝線 5年確立I= 8,350/(t+47)			同 左			
	流出係数	0.4			同 左			
	流入時間	7分			同 左			

§ 2 予定処理区域及びその周辺の地域の地形及び土地利用の用途（令第4条第1号）

2-1 地形及び土地利用状況

本事業計画区域は、座間味島内の3集落で丘陵に囲まれ、海に向かって開けた標高1～4mの沖積低地及び埋立地である。地形的には比較的平坦であるが、北(山側)から南(海側)に向かってわずかに傾斜している。村全域の土地利用の状況は下表に示すとおりである。

表2-1 土地利用状況

地目 項目	田	畑	宅地	山林	原野	その他	計
面積(ha)	—	105.69	16.01	—	3.74	0.77	126.21
構成比(%)	—	83.7	12.7	—	3.0	0.6	100.0

資料：沖縄県統計年鑑（令和4年版） 国・地方公共団体の所有地は含まない。

2-2 下水の排除方式及びその決定の理由

下水の排除方式には、汚水と雨水を同一の管渠で排除する合流式と別々の管渠で排除する分流式とがある。公共用水域の水質汚濁防止に対する下水道の役割が高く評価されており、排除方式は、効果を確実に発揮できる分流式が多く採用されている。

本村の場合、雨水排除においては既設排水路の有効利用が可能であり事業費の軽減及び事業の速効性が期待される分流式を採用している。

2-3 予定処理区域及びその決定の理由

本村の集落は、座間味島・阿嘉島・慶留間島の3島の海岸沿いの平地5箇所に分散して立地している。このうち3集落が座間味島にあり、最大集落である字座間味には行政機関や観光宿泊施設も集中している。

本計画では、座間味島内の字座間味・字阿真・字阿佐及び古座間味ビーチ地区を対象とする30haを予定処理区域としている。

座間味島以外の他の島も含めた村全体の汚水処理施設整備事業の概要を下表に示す。

表2-2 座間味村下水道及び類似施設の概要

処理区名	事業種別	計画面積	備考
座間味処理区	特定環境保全公共下水道	30.0ha	未整備1ha（古座間味ビーチ）
阿嘉地区	漁業集落排水事業	13.3ha	字阿嘉（阿嘉島）
慶留間地区	農業集落排水事業	3.2ha	字慶留間（慶留間島）

※各事業とも供用開始済。

2-4 管渠、処理施設及びポンプ場の位置の決定の理由

本計画では、下水の排除が合理的かつ効率的となるように管路系統、処理場及びポンプ場の位置を決定している。

座間味地区（16.0ha）は、役場前のマンホールポンプに収集し、座間味浄化センターへ圧送している。

阿真地区（8.0ha）はキャンプ場入口付近のマンホールポンプに収集し、圧送管にて座間味浄化センターへ送水している。

阿佐地区（5.0ha）は、集落内と山越え区間の中間にマンホールポンプを設置し、圧送と自然流下による接続管路で座間味地区まで送水している。

また、古座間味ビーチ地区（1.0ha）の汚水をマンホールポンプに収集し、圧送管にて阿佐地区接続管路の自然流下管へ接続する計画である。

本事業のポンプ施設は、いずれも小規模であることから、道路下に占用可能なマンホール形式ポンプを採用している。施設位置と設計緒元は、下表に示すとおりである。

表 2-3 マンホールポンプの位置及び設計諸元

方 式	位置及び名称	計画汚水量 (m ³ /min)	圧送延長 (m)	備考
ポンプ圧送	字座間味	0.591	302	H28更新
ポンプ圧送	字 阿 真	0.215	1,611	H30更新
ポンプ圧送	字阿佐 No. 1	0.087	206	R2 更新
ポンプ圧送	字阿佐 No. 2	0.134	1,026	R3 更新
ポンプ圧送	字阿佐 No. 3	0.134		R4 更新
ポンプ圧送	古座間味	0.027	380	計画

§ 3 計画下水量及びその算出の根拠（令第4条第2号）

3-1 人口及び人口密度並びにこれらの推定の根拠

(1) 行政人口

本村の行政人口は、令和5年4月末現在において873人、世帯数は540戸である。行政人口は、平成17年の1,045人をピークにその後は減少傾向であったが、平成26年～令和4年の8年間は、900人前後の横ばい傾向で推移している。

直近5年間の人口及び世帯数の推移を下表に示す。

表3-1 行政人口及び世帯数の推移

地区別	年次	令和元年		令和2年		令和3年		令和4年		令和5年	
		人口	世帯数	人口	世帯数	人口	世帯数	人口	世帯数	人口	世帯数
下水道処理区域内	座間味	432	260	420	253	410	247	401	245	384	240
	阿佐	90	52	92	52	84	50	76	44	82	50
	阿真	75	46	88	55	95	60	102	64	113	66
	区域計	597	358	600	360	589	357	579	353	579	356
	平均世帯人員	1.67	—	1.67	—	1.65	—	1.64	—	1.63	—
区域外	阿嘉	264	163	266	162	272	165	259	160	239	147
	慶留間	62	38	69	39	72	39	65	41	55	37
	区域外計	326	201	335	201	344	204	324	201	294	184
	平均世帯人員	1.62	—	1.67	—	1.69	—	1.61	—	1.60	—
村全体	合計	923	559	935	561	933	561	903	554	873	540
	平均世帯人員	1.65	—	1.67	—	1.66	—	1.63	—	1.62	—

資料：座間味村住民基本台帳（各年4月末）

計画人口は、国立社会問題研究所（以下、社人研）がまとめた「日本の地域別将来推計人口（平成30年3月）」及び村の「住民基本台帳」を基にして、目標年次における行政区域内人口、下水道計画区域内人口を設定する。

本村では、国勢調査に基づく社人研の人口推計値より住民基本台帳実績値が上回る傾向を示していることから、その格差分を補正して算出した。

表3-2 座間味村将来行政人口の推計

年度	社人研				社人研				本計画	社人研
	R2	R4	R5	R6	R7	R8	R9			
社人研	806	785	774	764	753	744	734	725	706	
住民基本台帳	935	903	873	-	-	-	-	-	-	
住基補正率	-	1.150	← R4年住基人口÷R4社人研人口							
将来行政人口	-	-	-	879	866	856	844	834	812	

※社人研の公表値は、R2, R7, R12の値であり、その間の年は直線補間により算出した。

住基補正率を乗じて算出した結果、計画目標年次（令和10年度）における行政人口は834人となる。本計画では、若干の変動を考慮し計画行政人口を850人と設定する。

(2) 計画区域内定住人口

計画区域内の定住人口及び世帯数は、行政区域に対する計画区域の現況人口割合を考慮して設定する。

座間味処理区内の現在人口は、村全体の約67%である。

これにより、計画区域内定住人口は、570人、世帯数は350戸と設定する。

現在と計画の定住人口、世帯数を下表に示す。

表 3 - 3 座間味処理区計画定住人口及び世帯数

項 目	現在 (令和5年4月末)		計画(令和10年度末)	
	人口 (人)	世帯数(戸)	人口 (人)	世帯数(戸)
座間味処理区	579	356	570	350
処理区外	294	184	280	180
計	873	540	850	530

(3) 観光人口

1) 計画日平均観光人口

座間味村の年間入域観光客数は、令和4年で75,413人である。

2014年3月（H26）に本村を含む周辺海域が慶良間諸島国立公園に指定されて以降、積極的な誘致活動の効果もあり、入域観光客数は安定的に10万人前後で推移していた。

2020年(R1)～2021(R2)にかけては、新型コロナウイルス感染症流行の影響を受けて、5万人程度まで減少したが、2022（R4）からは、回復の傾向を示している。

このような状況から、年間の計画観光人口は、国立公園指定後、2014年(H26)～2019(R1)の平均的な値として10万人／年とする。

本村は離島であり、ピーク時における観光客は、スキューバダイビングなどの海洋レジャーが主であることから、観光人口はすべて宿泊とし、日帰り人口は考慮しない。

計画日平均観光人口を求めると、

$$100,000人 \div 365日 \doteq 280人$$

従って、村全体の計画日平均観光人口は、280人とする。

計画処理区域内における宿泊施設の割合が村全体の約8割程度であることから、

$$280人 \times 0.8 \doteq 220人$$

従って、座間味処理区の計画日平均観光人口は、220人とする。

座間味村入域観光客数の推移を下表に示す。

表3-4 座間味村入域観光客数の推移

	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
平成29年	3,413	3,947	6,590	7,060	7,520	9,999	18,414	19,782	12,876	8,703	6,230	3,933	108,467
平成30年	2,708	3,844	6,670	7,505	9,378	9,376	13,577	16,626	10,853	8,319	6,523	3,252	98,631
令和元年	2,790	3,900	5,181	7,993	9,960	9,860	16,145	15,412	9,762	9,252	5,585	3,270	99,110
令和2年	2,919	3,646	4,792	888	400	3,740	11,290	4,919	5,645	6,651	4,117	1,851	50,858
令和3年	1,266	1,290	4,094	3,554	5,341	2,940	6,292	7,401	4,225	4,562	4,093	2,629	47,687
令和4年	1,415	1,351	4,055	4,564	5,005	6,938	13,430	15,509	8,032	7,458	5,279	2,377	75,413

※最高入域客数 平成29年：108,467人

資料：座間味村産業振興課統計

2) 計画日最大観光人口

旅客数は夏季に集中しており、7月～8月の週末等のピーク時期には宿泊施設は100%稼働状態となる。

従って、計画日最大観光人口は、宿泊施設の収容人員から推定される。

令和5年4月現在の宿泊施設の状況は、表3-5に示すとおりである。

村全体の宿泊収容人数は、新型コロナウイルス感染症流行の影響による規模縮小や休止等により、既計画(H30)と比較し約10%縮小しているが、令和5年の入域観光客数の状況から宿泊容量も既計画と同程度まで回復することが見込まれる。

これにより、座間味処理区の計画日最大観光人口は、既計画と同値とする。

村全体の日最大観光人口 = 1,530 人
 日平均観光人口 = 280 人

座間味処理区の計画日最大観光人口 = 1,230 人
 計画日平均観光人口 = 220 人

表3-5 宿泊施設の状況

地区/項目		軒数	部屋数	収容人員
処理 区 域 内	座間味	27	206	537
	阿真	6	44	125
		キャンプ場		160
		児童交流施設		140
	阿佐	5	43	121
小計		38	293	1,083
処 理 区 外	阿嘉	13	96	277
	慶留間	1	10	28
	小計		14	106
合計		52	399	1,388

資料：座間味村観光協会 令和5年4月

※キャンプ場（字阿真 くじらの里）収容160人

(4) 事業計画区域内人口

座間味処理区の計画人口、世帯数、面積、人口密度を下表に示す。

表3-6 座間味処理区の人口、世帯数、面積、人口密度

処 理 区 名	計画定住 人口(人)	計画観光人口(人)		計画人口 (人)	計画世帯 数(戸)	面 積 (ha)	計画人口 密度(人/ha)	現在定住 人口(人)	現在世帯 数(戸)
		日最大	日平均						
座間味処理区	570	1,230	220	1,800	350	30	60	579	356

(注) 1 計画人口=計画定住人口+計画日最大観光人口

2 現在定住人口及び現在世帯数は令和5年4月末現在

3-2 一人一日当りの汚水の量及びその推定の根拠

汚水量は家庭汚水量（基礎家庭汚水量＋営業汚水量）、観光汚水量及び地下水量とする。
本村には工業用水を使用する工場は存在しないため工場排水量は考慮しない。

上水道の年度別使用水量を下表に示す。

表3-7 座間味村上水道年度別実績

項目 年度	年間使用水量 (m ³ /年)	給水人口 (人)	1人1日当り (ℓ/人・日)
平成29年度	118,173	890	364
平成30年度	112,418	893	345
令和元年度	115,138	897	352
令和2年度	95,831	916	287
令和3年度	100,788	871	317
令和4年度	110,097	835	361

(1) 汚水量原単位 : (変更なし)

村の生活用水は、上水道によりまかなわれている。宿泊施設の多くが一般家庭と兼用した形式であることから、家庭、営業、観光等の分類別使用水量は不明である。

しかし、定住人口1人1日あたりに換算した給水量実績と下水道施設計画・設計指針と解説（以下、設計指針という）に準じて算出した計画汚水量（地下水量を除く）の値がほぼ整合していることから、汚水量原単位は、既計画と同値を採用する。

1) 家庭汚水量原単位

①基礎家庭汚水量 : 220ℓ/人・日

②営業汚水量 : 220ℓ×0.30≒70ℓ/人・日

2) 観光汚水量原単位 : 220ℓ×0.85≒190ℓ/人・日

3) 地下水量原単位 : 60ℓ/人・日

4) 汚水量原単位総括 : 下表3-8汚水量原単位に示す。

表3-8 汚水量原単位総括

単位: ℓ/人/日

種別	日平均	日最大	時間最大	負荷率及び変動率	備考
基礎家庭	220	320	640	0.7 : 1.0 : 2.0	小規模地域を考慮した負荷率及び変動率設定
営業	70	100	200	0.7 : 1.0 : 2.0	営業用水率: 基礎家庭汚水量の30%
地下水	60	60	60	1.0 : 1.0 : 1.0	日最大家庭汚水量(基礎家庭+営業)の15%
小計	350	480	900		
観光	190	280	550	0.7 : 1.0 : 2.0	観光汚水率: 基礎家庭汚水量の85%

3-3 家庭下水、工場排水、地下水等の量及びこれらの推定の根拠 : (変更なし)

(1) 計画汚水量

計画汚水量(家庭汚水量、観光汚水量、地下水量)は、計画人口と汚水量原単位をもとに、それぞれ次のように算出する。

また、計画汚水量に影響をあたえるような工場はないため工場排水は見込まない。

$$\begin{aligned} \text{日平均家庭汚水量} &= \text{計法定住人口} \times \text{日平均家庭汚水量原単位} \\ \text{日最大家庭汚水量} &= \text{計法定住人口} \times \text{日最大家庭汚水量原単位} \\ \text{時間最大家庭汚水量} &= \text{計法定住人口} \times \text{時間最大家庭汚水量原単位} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{日平均観光汚水量} &= \text{計画日平均観光人口} \times \text{日平均観光汚水量原単位} \\ \text{日最大観光汚水量} &= \text{計画日最大観光人口} \times \text{日最大観光汚水量原単位} \\ \text{時間最大観光汚水量} &= \text{計画日最大観光人口} \times \text{時間最大観光汚水量原単位} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{日平均地下水量} &= \text{計法定住人口} \times \text{日平均地下水量原単位} \\ \text{日最大地下水量} &= \text{計法定住人口} \times \text{日最大地下水量原単位} \\ \text{時間最大地下水量} &= \text{計法定住人口} \times \text{時間最大地下水量原単位} \end{aligned}$$

計画汚水量算出結果を下表に示す。

表3-9 計画汚水量 (単位:人口=人、水量= m^3 /日)

区分	家庭汚水量				観光汚水量					地下水量	汚水量合計	採用値
	対象人口	基礎家庭	営業	計	対象人口	汚水量	キャンプ場	古座間味ビーチ	計			
日平均	570	125	40	165	220	42	-	-	42	34	241	250
日最大	570	182	57	239	1,070	300	12	14	326	34	599	600
時間最大	570	365	114	479	1,070	589	24	28	641	34	1,154	1,160

※キャンプ場(くじらの里)、古座間味ビーチの汚水量は、既計画の実績値より設定。

3-4 降雨量及びその決定の理由

(1) 計画雨水量の算定公式 : (変更なし)

雨水量の算定公式には、実験式と合理式があるが、最大計画雨水量の算出に一般に多く使用されている合理式を採用する。

雨水流出量の算定公式

$$Q = 1 / 360 \cdot C \cdot I \cdot A \text{ (m}^3/\text{s)}$$

C : 流出係数

I : 流達時間内の平均降雨強度 (mm/hr)

A : 排水面積 (ha)

(2) 降雨強度公式 : (変更なし)

降雨は、一般に継続時間が短いほど強く降るという特性を持っており、それを式で表したのが、タルボット型、シャーマン型、久野・黒石型等の降雨強度公式である。

下水道で対象となる5～120分の場合、タルボット型が若干安全側の値となるため通常タルボット型が使用されている。本計画でもタルボット型を採用している。

降雨強度公式

$$I = a / t + b \text{ (mm/hr)}$$

t : 降雨継続時間 (min)

a : 定数

b : 定数

確率年降雨強度式は、下表に示すとおりであり、本計画では、幹線を10年確率、枝線を5年確率とする。

表3-10 降雨強度

降雨継続時間 (min)	5年確率 $I_5=8,350/(t+47)$	7年確率 $I_7=8,860/(t+48)$	10年確率 $I_{10}=9,770/(t+51)$
10	146.5	152.8	160.2
20	124.6	130.3	137.6
40	96.0	100.7	107.4
60	78.0	82.0	88.0
120	50.0	52.7	57.1

※設定条件 資料：沖縄气象台(那覇) 1961～1999年 10分、60分の毎年最大値

計算式 : トーマスプロット法と特性係数法により降雨強度曲線式を求めた。

(3) 浸水被害の状況

計画対象の阿佐排水区では、平成16年度の整備完了以降、浸水被害の発生はない。

3-5 流出係数及びその決定の理由 : (変更なし)

流出係数とは、浸透や凹地、側溝での雨水の停滞等を加味したものであり、降雨量に対する管渠に流入する雨水量の比率である。

「下水道設計指針と解説」による流出係数の標準を下表に示す。

表3-11 工種別基礎流出係数の標準値

工 種 別	流 出 係 数	工 種 別	流 出 係 数
屋 根	0.85 ~ 0.95	間 地	0.10 ~ 0.30
道 路	0.80 ~ 0.90	芝、樹木の多い公園	0.05 ~ 0.25
その他の不透面	0.75 ~ 0.85	勾配のゆるい山地	0.20 ~ 0.40
水 面	1.00	勾配の急な山地	0.40 ~ 0.60

表3-12 用途別総括流出係数の標準値

敷地内に間地が非常に少ない商業地域や類似の住宅地域	0.80
浸透面の野外作業場などの間地を若干持つ工場地域や庭が若干ある住宅地域	0.65
住宅公団団地などの中層住宅団地や1戸建て住宅の多い地域	0.50
庭園を多く持つ高級住宅地域や畑地などが割り合い残る郊外地域	0.35

本計画では、集落内のモデル区域における工種別基礎流出係数と工種構成から総括流出係数を求め決定した。その結果を下記に示す。

表3-13 工種別及び総括流出係数

工 種	面 積 (ha)	面 積 比 率 (%)	工 種 別 流 出 係 数	流 出 係 数
屋 根	0.17	17.0	0.90	0.153
道 路	0.08	8.0	0.85	0.068
間 地	0.75	75.0	0.20	0.150
計	1.00	100.0		0.371 ≒ 0.40 (総括)

※集落内モデル区域：阿佐公民館付近

図3-1 総括流出係数モデル（阿佐公民館付近）



●工種別集計

屋根：	1,684 m ²
道路：	795 m ²
間地：	7,521 m ²
合計：	10,000 m ²

3-6 流達時間及びその決定の理由 : (変更なし)

流達時間とは、流入時間と流下時間との和であり、原則として前者は最小単位排水区の斜面の特性を考慮して求め、後者は最上流管きよ端から懸案地点までの距離を計画流量に対応した流速で除して求める。

(1) 流入時間

流入時間とは、単位排水区最遠点の雨滴が公共下水道の管渠に流入するまでに要する時間をいう。

この値は流出率と同じ様に単位排水区の大きさ、勾配、地覆状況、降雨量等によって異なるが、標準値として次表に示す値が慣用されている。

本計画においては、平均的な値である7分を採用する。

表3-14 流入時間の標準値

わが国で一般的に用いられているもの				アメリカの土木学会	
人口密度が大きい地区	5分	幹線	5分	全舗装及び下水道完備の密集地区	5分
人口密度が小さい地区	10分	枝線	7~10分	比較的勾配の小さい発展地区	10~15分
平均	7分			平均の住宅地区	20~30分

(2) 流下時間

流下時間は、区間毎の距離と計画流量に対する流速から求めた区間毎の流下時間をそれぞれ合計して求める。

なお、流入区域(山地流入)については、カーベイ式による流入時間で算出する。

カーベイ式

$$t = \{ 2 / 3 \times 3.28 \times (\ell \times n) / \sqrt{s} \}^{0.467}$$

ここで t : 流入時間 (min)

s : 斜面の勾配

ℓ : 斜面距離 (m)

n : 粗度係数に類似の遅滞係数

表3-15 遅滞係数

地覆状態	n
不浸透面	0.02
よく締まった裸地(なめらか)	0.10
裸地(普通の粗さ)	0.20
粗草地及び耕地	0.20
牧草地または普通の草地	0.40
森林地(落葉林)	0.60
森林地(落葉林、深い落葉等推積地)	0.80
森林地(針葉樹林)	0.80
密草地	0.80

3-7 主要な管渠の流量計算及びポンプ場の容量計算

4. 添付資料 「座間味マンホールポンプ容量計算書」に示す。

3-8 設計基準 [管きょ施設] : (変更なし)

(1) 断面算定公式

本計画では、マンニング公式を使用する。

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

$$Q = A \times V$$

ここで V = 流速 (m/sec)

A = 流水断面積 (m²)

I = 勾配

P = 流水潤辺長 (m)

R = 径深 A/P (m)

Q = 流量 (m³/sec)

n = 粗度係数 (塩ビ管=0.010、鉄筋コンクリート管=0.013、ダクタイル鋳鉄管=0.013)

(2) 管渠の断面、形状

a. 汚水管は、円形管を用いる。

b. 雨水渠は、開渠を原則とし、必要に応じて蓋で覆うか暗渠とする。

(3) 管渠内流速

原則として、汚水管は、0.6m/sec~3.0m/sec

雨水管は、0.8m/sec~3.0m/secとする。

(4) 余 裕 率

a. 汚水管：時間最大汚水量に対し、100%程度。

b. 雨水渠：計画雨水量を流すのに十分な断面の大きさを定める。

c. 断 面：円形管は満流、函形渠は9割水深、開渠は8割水深を通水断面とする。

(5) 最小管径

汚水管 (自然流下) : ○150の塩化ビニル管 (円形管) とする。

(6) 最小土被り

原則として1.0mとする。(宅地からの取込、埋設物との交差等を考慮して設定する)

(7) マンホール損失

2cm (組立式マンホール)

(8) 単位汚水量

計画時間最大汚水量 $Q=1,160\text{m}^3/\text{日}$ 、計画処理区面積 $A=30\text{ha}$

∴ ha 当り $0.000448\text{m}^3/\text{sec}$ (管渠・ポンプ施設の設計に使用)

§ 4 公共下水道からの放流水及び処理施設において処理すべき下水の予定水質並びにその推定の根拠（令第4条第3号）：（変更なし）

4-1 家庭汚水の汚濁負荷量

(1) 基礎家庭の汚濁負荷量原単位

BOD : 50 (g/人/日)

SS : 45 (g/人/日)

(2) 家庭汚水（基礎家庭+営業）の汚濁負荷量原単位

BOD : $50 + 50 \times 0.3 = 65$ g

SS : $45 + 45 \times 0.3 = 60$ g

したがって、家庭の汚濁負荷量は下表に示すとおりである。

表4-1 家庭汚水の汚濁負荷量

項目	計画定住人口(人)	原単位(g/人/日)	汚濁負荷量(kg/日)
BOD	570	65	37.05
SS	570	60	34.20

4-2 観光汚水の汚濁負荷量

BOD : 45 (g/人/日)

SS : 40 (g/人/日)

したがって、観光汚水の汚濁負荷量は下表に示すとおりである。

表4-2 観光汚水の汚濁負荷量

項目	日平均観光人口(人)	原単位(g/人/日)	汚濁負荷量(kg/日)
BOD	220	45	9.90
SS	220	40	8.80

4-3 地下水の汚濁負荷量

地下水の汚濁負荷量はBOD、SSとも0とする。

4-4 総括汚濁負荷量及び予定水質

$$\begin{aligned}\text{総括BOD負荷量} &= \text{家庭汚水汚濁負荷量} + \text{観光汚水汚濁負荷量} + \text{地下水汚濁負荷量} \\ &= 37.05 + 9.90 + 0 \\ &= 46.95 \text{ (kg/日)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{総括SS負荷量} &= \text{家庭汚水汚濁負荷量} + \text{観光汚水汚濁負荷量} + \text{地下水汚濁負荷量} \\ &= 34.20 + 8.80 + 0 \\ &= 43.00 \text{ (kg/日)}\end{aligned}$$

したがって、処理場への流入予定水質は次のようになる。

$$\begin{aligned}\text{BOD} &= (\text{総括BOD負荷量} / \text{計画日平均汚水量}) \times 10^3 \\ &= (46.95 / 250) \times 10^3 \\ &\doteq 188 \text{ (mg/リットル)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{SS} &= (\text{総括SS負荷量} / \text{計画日平均汚水量}) \times 10^3 \\ &= (43.00 / 250) \times 10^3 \\ &\doteq 172 \text{ (mg/リットル)}\end{aligned}$$

これらのことから計画流入水質は、返流水等の余裕を見てBOD200 mg/リットル、SS180 mg/リットルとする。

また、放流水質は「下水道法に基づく事業計画の運用について（令和3年11月1日 国水事第28号）」に準じて、処理方法と適合する計画放流水質を下記の通り設定する。

計画放流水質：BOD15 mg/リットル，SS30 mg/リットル

4－5 除害施設設置基準及びその決定の理由

下水道施設の損傷あるいは、処理機能を阻害するおそれのある排水に関して除害施設の設置を条例により義務付けることができるが、その基準の設定については事業所の種類、排水の水質及び水量、さらに県公害防止条例等を勘案して定めることとする。

4－6 処理の対象外とする工場及び対象外とする理由

本事業計画では、計画区域内における工場の排水はすべて処理対象とする。

4－7 汚水処理方式

本事業計画では、将来の水質環境基準の設定を考慮して高級処理方式とする。

また、処理方式は下記の理由からオキシデーションディッチ法を採用している。

- ①土木施設や付帯的な設備を簡易なものにできること
- ②維持管理が容易であり、複雑な運転操作が不要のこと
- ③負荷変動に対しての吸収力を有していること
- ④余剰汚泥の発生量が少ないこと

4－8 処理施設の容量計算

4. 添付資料 「座間味浄化センター容量計算書」に示す。

§ 5 下水の放流先の状況（令第4条第4号）：（変更なし）

5-1 下水の放流先

座間味浄化センターの放流先は二級河川内川である。（低水量時の水位 EL. 1.40m）
 現在、河川、周辺海域とも水質環境基準の類型指定はされていない。
 また、水利用もない。

5-2 下水処理による水質の向上の見通し

下水道が整備されることで、公共用水域の水質保全が期待できる。
 計画定住人口で試算したBOD汚濁負荷量の削減効果を下表に示す。

表5-1 下水道整備に伴うBOD汚濁負荷量の削減効果（対象：令和10年度定住人口）

発生汚濁負荷量(kg/日)		算定式
下水道を整備 しない場合	18.24	$570人 \times 32g / 人 / 日 / 1000 = 18.24 k g / 日$
下水道が完備 された場合	2.14	$570人 \times 50g / 人 / 日 \times (1 - 0.925) / 1000 = 2.14 k g / 日$ 除去率92.5%

(注) 雑排水負荷量原単位は、し尿分を18g/人/日とし $50 - 18 = 32(g/人/日)$ とする。

下水道が完備された場合約88% $\{ (1 - 2.14 / 18.24) \times 100 \}$ の汚濁負荷量の削減となる。

§ 6 毎会計年度の工事費の予定額及びその予定財源（令第4条第5号）

6-1 事業費総括表

年次	管渠	ポンプ場	処理場	合計	うち用地費
過年度分 平成3～令和5年度	1,413,219	—	1,441,261	2,854,480	7,200
本事業計画 令和6～令和10年度	82,000	—	61,000	143,000	0
全体事業費 平成3～令和10年度	1,495,219	—	1,502,261	2,997,480	7,200

6-2 下水道事業に関する財政計画書

2. 座間味村特定環境保全公共下水道事業計画書（様式3）に示す。

§ 7 基準年度別の段階的建設計画

表 7-1 基準年度別の段階的建設計画

項目	令和5年度まで	最終年度(令和10年度)
座間味処理区		
処理区域面積	汚水 29ha	30ha
排水区域面積	雨水 5ha	雨水 5ha
処理人口	1800人	1800人
主要な系統	[汚水] 座間味地区全施設系統 阿真地区全施設系統 阿佐地区全施設系統 座間味マンホールポンプ(更新) 自家発電設備(更新) 阿真マンホールポンプ(更新) 自家発電設備(更新) 阿佐マンホールポンプ(更新) 自家発電設備(更新) [雨水] 阿佐地区全系統	[汚水] 座間味地区全施設系統 阿真地区全施設系統 阿佐地区全施設系統 座間味マンホールポンプ(更新) 自家発電設備(更新) 阿真マンホールポンプ(更新) 自家発電設備(更新) 阿佐マンホールポンプ(更新) 自家発電設備(更新) 古座間味地区全施設系統(新規) [雨水] 阿佐地区全系統
終末処理場		
処理能力 日最大 系列数	600m ³ /日 3系列	600m ³ /日 3系列
流入水量 日平均 日最大	250m ³ /日 600m ³ /日	250m ³ /日 600m ³ /日
	座間味浄化センター設備 改築工事(第1期)	座間味浄化センター設備 改築工事(第2期)

4. 添 付 資 料

- (1) 座間味浄化センター容量計算書
- (2) 座間味マンホールポンプ容量計算書
- (3) 確率降雨強度式算定資料

(1) 座間味浄化センター容量計算書

§ 座間味浄化センター容量計算書

項 目	全体・事業計画
1. 分 配 槽	<p>計画流入水量 Q : 時間最大汚水量 1,160m³/日 = 0.81m³/分</p> <p>池 数 N : 1 池</p> <p>必要容量 V : 0.81m³/分×1.5分 (滞留時間) = 1.22m³</p> <p>寸 法 : 0.7×2.2×1.0</p> <p>実容量 = 1.54m³</p>
2. オキシゲーションディッチ	<p>型 式 : 機械ばつ気式</p> <p>運 転 方 式 : 間欠式</p> <p>池 数 N : 3 池</p> <p>計 画 汚 水 量 Q : 600 m³/日 (日最大)</p> <p>流 入 B O D : 200 mg/リットル</p> <p>流 入 S S : 180 mg/リットル</p> <p>M L S S C_M : 4,000 mg/リットル</p> <p>形 状 寸 法 : W2.5m×L45m×H2.0m×3池</p> <p>有 効 容 量 : V₁ = 2.5×45×2.0×3 = 675 m³</p> <p>滞 留 時 間 : 675×24/600=27.0Hr</p> <p>BOD-SS負荷 : (24×200)/(27.0×4000)=0.044kg/kg・日</p> <p>必要酸素量 AOR : AOR = BOD×Q×f/10³ = 200×600×2.0/10³ = 240 kg/日</p> <p style="text-align: right;">f = 流入BOD当り 2.0kgO₂/kgBOD</p>

項 目	全体・事業計画
3. 最終沈殿池	<p>型 式 : 円形放射流式沈殿池</p> <p>池 数 N : 3 池</p> <p>計 画 汚 水 量 Q : 600 m³/日</p> <p>形 状 寸 法 : 内径6.0m×H2.6m×3池</p> <p>水 面 積 負 荷 : 600 / (6.0² × π / 4 × 3) = 7.1 m³ / m² · 日</p> <p>沈 殿 時 間 : (6.0² × π / 4 × 2.6 × 3 × 24) / 600 = 8.8 Hr</p>
4. 塩素混和池	<p>池 数 N : 1 池</p> <p>計 画 汚 水 量 Q : 600 m³ / 日 = 0.42 m³ / 分</p> <p>接 触 時 間 : 15分 (標準)</p> <p>形 状 寸 法 : W1.0m×L6.0m×H1.1m×1池</p> <p>実 有 効 容 量 V : V = 1.0 × 6.5 × 1.0 = 6.5 m³</p> <p>実 接 触 時 間 T : T = 6.5 / 0.42 = 15.5 分</p>
5. 消 毒 装 置	<p>型 式 : 固型塩素溶解式</p> <p>数 量 : 1 基</p> <p>計 画 汚 水 量 Q : 600 m³ / 日</p> <p>塩 素 注 入 率 a : 3.0 mg / l · 日</p> <p>有 効 塩 素 E : 70 %</p> <p>貯 留 日 数 D : 10 日</p> <p>注 入 塩 素 量 Q_e : $Q_e = Q \times a \times 10^{-3} \times 100 / E$ $= 600 \times 3.0 \times 10^{-3} \times 100 / 70$ $= 2.6 \text{ kg} / \text{日}$</p>

項 目	全体・事業計画
6. 計画汚泥量	発生固形物量 : (日平均流入汚水量) × SS濃度 × 0.75×10^{-6} $250\text{m}^3/\text{日} \times 180\text{mg}/\text{l} \times 0.75 \times 10^{-6} = 0.0334 \text{ t} / \text{日}$ 発生汚泥量 : 含水率99.4% $0.0334 \times 100 / (100 - 99.4) = 5.6\text{m}^3 / \text{日}$
7. 汚泥貯留槽	投入汚泥量 : $5.6 \text{ m}^3 / \text{日}$ 貯留日数 : 6日 貯留容量 V : $V = 5.6 \times 6 = 33.6\text{m}^3$ 寸法 : W1.7m × L3.4m × H3.0m × 2 実容量 : $1.7 \times 3.4 \times 3.0 \times 2 = 34.6\text{m}^3$ 実貯留日数 : $34.6 / 5.6 = 6.1\text{日}$
8. 汚泥脱水機	形式 : 多重板型スクリープレス脱水機 スクリュー : 径200mm ろ過速度 : 7kg-DS/hr (スクリー1本当り) 運転時間 : 7時間/日 (週3回運転) スクリュー本数 生汚泥脱水 : $(33.4\text{kg}/\text{日} \times 2.4\text{日}) / (7\text{時間} \times 7\text{kg-DS}/\text{hr})$ = 1.6 ⇒ 2本 薬品添加量 : ポリ鉄15%, ポリマー3% (固形分当り) 脱水ケーキ含水率 : 81% 脱水ケーキ量 生汚泥脱水 : $0.0334 \times 100 / (100 - 81) = 0.18\text{m}^3 / \text{日}$

(2) 座間味マンホールポンプ容量計算書

§ 座間味地区マンホールポンプ容量計算書 (全体・事業計画)

1. 設計条件

座間味地区

(1) 計画時間最大汚水量 (ポンプ吐出量)	q ₁ =	0.591 m ³ /min = 0.0099m ³ /s	(座間味+阿佐+古座間味)
	q ₂ =	0.215 m ³ /min 実流量	阿真地区
	≒	0.300 m ³ /min = 0.0050m ³ /s	(流速確保のための吐出量)
	Q ₁ =	0.891 m ³ /min = 0.0149m ³ /s	座間味地区+阿真地区
(2) 圧送管延長	L =	302 m	(座間味汚水幹線)
	L ₁ =	124 m	(座間味地区単独)
	L ₂ =	178 m	(座間味・阿真地区合流後)
(3) 圧送管口径	φ	100 m/m (既設)	
(4) 圧送管最高レベル	EL =	+3.860 m	
(5) 流入管低レベル	EL =	-2.762 m	

2. 圧送管口径の決定

圧送管内流速が0.6~1.5mとなるように圧送管径(D)を決める。

$$D = 146 \sqrt{\frac{Q}{V}}$$

D : 圧送管口径 (m/m)

Q : 計画時間最大汚水量 (m³/min)

V : 流速0.6~1.5 (m/s)

(a) 流速Vが0.6m/sの時

$$D = 146 \sqrt{\frac{0.591}{0.6}} = 144.9 \text{ m/m}$$

(b) 流速Vが1.5m/sの時

$$D = 146 \sqrt{\frac{0.591}{1.5}} = 91.6 \text{ m/m}$$

(a)、(b)より圧送管口径(D)は、次の通りとなる。

$$91.6\text{m/m} \leq D \leq 144.9\text{m/m}$$

以上より、圧送管口径(D)を次のように決定する。

$$D = \underline{\underline{100}} \text{ m/m}$$

3. ポンプ口径の決定

ポンプ口径（d）は、次式により求める。

$$d = 146 \sqrt{\frac{Q}{V}}$$

d : ポンプ口径 (m/m)

Q : ポンプ吐出量 (m³/min)

V : 吐出流速1.0~3.5 (m/s)

(a) 流速Vが1.5m/sの時

$$d = 146 \sqrt{\frac{0.591}{1.5}} = 91.6 \text{ m/m}$$

(b) 流速Vが3.5m/sの時

$$d = 146 \sqrt{\frac{0.591}{3.5}} = 60.0 \text{ m/m}$$

(a)、(b)よりポンプ口径（d）は、次の通りとなる。

$$60.0\text{m/m} \leq d \leq 91.6\text{m/m}$$

以上の結果となるが、ポンプ能力及び維持管理性を考慮して決定する。

$$\underline{\underline{d = 80 \sim 100 \text{ mm}}} \quad (\text{既設 } d=100\text{mm})$$

4. ポンプ台数

ポンプ台数は、予備を含め2台、同一口径の組合せとし、自動交互運転が可能なものとする。

5. ポンプ柵有効水深の決定

(1) ポンプ柵有効容量 (V)

ポンプ最小始動間隔を6minとし、次式により求める。

$$\text{ポンプ最小始動間隔 } T = 6 \text{ 分}$$

始動間隔Tは、流入量 $Q_{in}=1/2 \times$ ポンプ揚水量 Q_p のとき最小となる。

とすると、

$$6 = 4 \times V / Q_p$$

$$V = 6 \times Q_p / 4$$

$$= 6 \times 0.591 / 4$$

$$= 0.89 \text{ m}^3$$

※ HWL (ポンプ起動水位) と LWL (ポンプ停止水位) の差、hは次式により求められる。

$$h = \frac{V}{\pi \cdot A^2 / 4} \quad (\text{m})$$

ここに、A : マンホール内径 (m) $\phi 1.50\text{m}$

$$h = \frac{0.89}{\pi \cdot 1.5^2 / 4} = 0.50 \text{ m}$$

計算結果は $h = 0.50\text{m}$ となるが、ポンプの運転制御上必要な水深を確保するものとし、 $h = 0.75\text{m}$ とする。

6. ポンプ揚程の決定

$$\text{全揚程} \quad (H) = h_a + h_f + h_0$$

ここに、
H : 全揚程 (m)
h_a : 実揚程 (m)
h_f : 管渠の損失水頭 (m)
h₀ : 吐出し側の残留速度及びポンプ廻りの
損失水頭 = 1.50m

(a) 実揚程 (h_a)

$$\begin{aligned} h_a &= (\text{圧送管最高レベル}) - (\text{流入管管低レベル}) \\ &= (+3.860) - (-2.762) \\ &= 6.62 \text{ m} \end{aligned}$$

(b) 管渠の損失水頭 (h_f) ヘーゼン・ウィリアムス式

$$h_f = \frac{10.666 \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times D^{4.87}} \times L$$

C = 110 (流量係数)

イ) 座間味地区ポンプ～合流点 (L = 124m)

$$\begin{aligned} h_{f1} &= \frac{10.666 \times 0.0099^{1.85}}{110^{1.85} \times 0.10^{4.87}} \times 124 \\ &= 3.21 \text{ m} \quad V_1 = 1.26 \text{ m/s} \end{aligned}$$

ロ) 合流点～圧送管末端 (L = 178m)

$$\begin{aligned} h_{f2} &= \frac{10.666 \times 0.0149^{1.85}}{110^{1.85} \times 0.10^{4.87}} \times 178 \\ &= 9.82 \text{ m} \quad V_2 = 1.90 \text{ m/s} \end{aligned}$$

ハ)合流による損失水頭

$$h_{r3} = 0.64 \times \frac{1.89^2}{2 \times 9.8}$$

$$= 0.12 \text{ m}$$

ここで、 $qB = -0.591 / 0.891 = -0.66$ 水理公式集 H11年版 P.377

$$f_{c1\beta} = -(-0.66)^2 \times \{(1.2 - \sqrt{0}) \times (\cos 90^\circ / 1.0 - 1) + 0.8 \times (1 - 1/1^2) - (1 - 1) \times \cos 90^\circ / 1\} - (1 + (-0.66)) \times \{0.92 + (-0.66) \times (2.92 - 1)\}$$

$$= 0.64$$

$$\begin{aligned} \text{全揚程 (H)} &= 6.62 + 3.21 + 9.82 + 0.12 + 1.50 \\ &= 21.27\text{m} \end{aligned}$$

したがって、(H) ≒ 22.0mとする。

7. 電動機出力の決定

(1) 電動機出力 (P) kw

$$\begin{aligned} P &= \frac{0.163 \times Q \times H}{\eta} \times (1 + a) / \eta_G \\ &= \frac{0.163 \times 0.591 \times 22.0}{0.40} \times (1 + 0.15) / 1.0 \\ &= 6.09 \text{ kw} \\ &\div 7.5 \text{ kwとする。} \end{aligned}$$

Q : ポンプ吐出量 (m³/min)

H : 全揚程 (m)

η : ポンプの効率 (小数)

a : 余裕 (a = 0.15)

η_G : 伝導効率 (1.0)

8. ポンプの仕様

以上検討の結果ポンプの仕様は、下記の通りとする。(既設)

形 式 : 汚水水中スクリーポンプ (着脱装置付)

口 径 : $\phi 100$ mm

出 力 : 7.5 kw, 60 Hz

吐 出 量 : 0.591 m³/min

全 揚 程 : 22 m

(3) 確率降雨強度式算定資料

表-1 每年最大降雨記錄

No.	降雨量 年 度			10分間降雨量		60分間降雨量	
				生起月	降雨量 (mm)	生起月	降雨量 (mm)
1	1961	S	36	7	16.3	7	60.1
2	1962	S	37	3	17.9	3	41.1
3	1963	S	38	8	21.0	8	60.3
4	1964	S	39	5	14.7	7	50.2
5	1965	S	40	8	19.8	8	73.7
6	1966	S	41	5	18.8	5	54.8
7	1967	S	42	3	16.9	10	38.5
8	1968	S	43	8	14.0	3	44.0
9	1969	S	44	10	20.0	6	63.5
10	1970	S	45	5	21.0	8	62.0
11	1971	S	46	10	19.5	10	66.0
12	1972	S	47	6	23.0	6	75.0
13	1973	S	48	5	19.0	7	75.0
14	1974	S	49	12	26.0	10	63.5
15	1975	S	50	7	17.5	5	64.0
16	1976	S	51	7,10	16.0	7	43.5
17	1977	S	52	6,10	14.0	6	47.5
18	1978	S	53	3	23.5	4	58.5
19	1979	S	54	6	29.5	11	61.5
20	1980	S	55	4	27.5	4	42.5
21	1981	S	56	4	26.5	3	63.5
22	1982	S	57	12	17.5	9	56.0
23	1983	S	58	3	21.0	3	60.5
24	1984	S	59	7	14.0	8	45.0
25	1985	S	60	8	26.0	8	95.0
26	1986	S	61	9	20.5	9	94.0
27	1987	S	62	6,11	18.5	8	76.0
28	1988	S	63	4	15.0	5	52.5
29	1989	H	1	6	16.0	8	54.5
30	1990	H	2	5	23.5	5	57.0
31	1991	H	3	9	17.0	9	63.0
32	1992	H	4	10	20.5	10	102.5
33	1993	H	5	5	14.0	7	45.5
34	1994	H	6	8	19.5	5	53.0
35	1995	H	7	9	14.5	11	51.0
36	1996	H	8	3	17.0	3,9	38.5
37	1997	H	9	5	17.0	9	56.0
38	1998	H	10	7	26.5	7	110.5
39	1999	H	11	7	20.0	9	78.0

表－2 順位別最大降雨記録（毎年最大）

順位	10分間降雨量					60分間降雨量				
	降雨量	降雨強度 (mm/hr)	起生年月			降雨強度 (mm/hr)	起生年月			
			西曆	年号	月		西曆	年号	月	
1	29.5	177.0	1979	S 54	6	110.5	1998	H 10	7	
2	27.5	165.0	1980	S 55	4	102.5	1992	H 4	10	
3	26.5	159.0	1981	S 56	4	95.0	1985	S 60	8	
4	26.5	159.0	1998	H 10	7	94.0	1986	S 61	9	
5	26.0	156.0	1974	S 49	12	78.0	1999	H 11	9	
6	26.0	156.0	1985	S 60	8	76.0	1987	S 62	8	
7	23.5	141.0	1978	S 53	3	75.0	1972	S 47	6	
8	23.5	141.0	1990	H 2	5	75.0	1973	S 48	7	
9	23.0	138.0	1972	S 47	6	73.7	1965	S 40	8	
10	21.0	126.1	1963	S 38	8	66.0	1971	S 46	10	
11	21.0	126.1	1970	S 45	5	64.0	1975	S 50	5	
12	21.0	126.1	1983	S 58	3	63.5	1969	S 44	6	
13	20.5	123.0	1986	S 61	9	63.5	1974	S 49	10	
14	20.5	123.0	1992	H 4	10	63.5	1981	S 56	3	
15	20.0	120.0	1969	S 44	10	63.0	1991	H 3	9	
16	20.0	120.0	1999	H 11	7	62.0	1970	S 45	8	
17	19.8	118.8	1965	S 40	8	61.5	1979	S 54	11	
18	19.5	117.0	1971	S 46	10	60.5	1983	S 58	3	
19	19.5	117.0	1994	H 6	8	60.3	1963	S 38	8	
20	19.0	114.0	1973	S 48	5	60.1	1961	S 36	7	
21	18.8	112.8	1966	S 41	5	58.5	1978	S 53	4	
22	18.5	111.0	1987	S 62	6,11	57.0	1990	H 2	5	
23	17.9	107.4	1962	S 37	3	56.0	1982	S 57	9	
24	17.5	105.0	1975	S 50	7	56.0	1997	H 9	9	
25	17.5	105.0	1982	S 57	12	54.8	1966	S 41	5	
26	17.0	102.0	1991	H 3	9	54.5	1989	H 1	8	
27	17.0	102.0	1996	H 8	3	53.0	1994	H 6	5	
28	17.0	102.0	1997	H 9	5	52.5	1988	S 63	5	
29	16.9	101.4	1967	S 42	3	51.0	1995	H 7	11	
30	16.3	97.8	1961	S 36	7	50.2	1964	S 39	7	
31	16.0	96.0	1976	S 51	7,10	47.5	1977	S 52	6	
32	16.0	96.0	1989	H 1	6	45.5	1993	H 5	7	
33	15.0	90.0	1988	S 63	4	45.0	1984	S 59	8	
34	14.7	88.2	1964	S 39	5	44.0	1968	S 43	3	
35	14.5	87.0	1995	H 7	9	43.5	1976	S 51	7	
36	14.0	84.0	1968	S 43	8	42.5	1980	S 55	4	
37	14.0	84.0	1977	S 52	6,10	41.1	1962	S 37	3	
38	14.0	84.0	1984	S 59	7	38.5	1967	S 42	10	
39	14.0	84.0	1993	H 5	5	38.5	1996	H 8	3,9	

表-3 トーマスプロットの値と降雨強度

順位 (J)	P	60分降雨強度 I_{60} (mm/h)	10分降雨強度 I_{10} (mm/h)	10分降雨量 (mm)
1	0.025	110.5	177.0	29.5
2	0.050	102.5	165.0	27.5
3	0.075	95.0	159.0	26.5
4	0.100	94.0	159.0	26.5
5	0.125	78.0	156.0	26.0
6	0.150	76.0	156.0	26.0
7	0.175	75.0	141.0	23.5
8	0.200	75.0	141.0	23.5
9	0.225	73.7	138.0	23.0
10	0.250	66.0	126.1	21.0
11	0.275	64.0	126.1	21.0
12	0.300	63.5	126.1	21.0
13	0.325	63.5	123.0	20.5
14	0.350	63.5	123.0	20.5
15	0.375	63.0	120.0	20.0
16	0.400	62.0	120.0	20.0
17	0.425	61.5	118.8	19.8
18	0.450	60.5	117.0	19.5
19	0.475	60.3	117.0	19.5
20	0.500	60.1	114.0	19.0
21	0.525	58.5	112.8	18.8
22	0.550	57.0	111.0	18.5
23	0.575	56.0	107.4	17.9
24	0.600	56.0	105.0	17.5
25	0.625	54.8	105.0	17.5
26	0.650	54.5	102.0	17.0
27	0.675	53.0	102.0	17.0
28	0.700	52.5	102.0	17.0
29	0.725	51.0	101.4	16.9
30	0.750	50.2	97.8	16.3
31	0.775	47.5	96.0	16.0
32	0.800	45.5	96.0	16.0
33	0.825	45.0	90.0	15.0
34	0.850	44.0	88.2	14.7
35	0.875	43.5	87.0	14.5
36	0.900	42.5	84.0	14.0
37	0.925	41.1	84.0	14.0
38	0.950	38.5	84.0	14.0
39	0.975	38.5	84.0	14.0

確率降雨算定図

対数正規確率紙

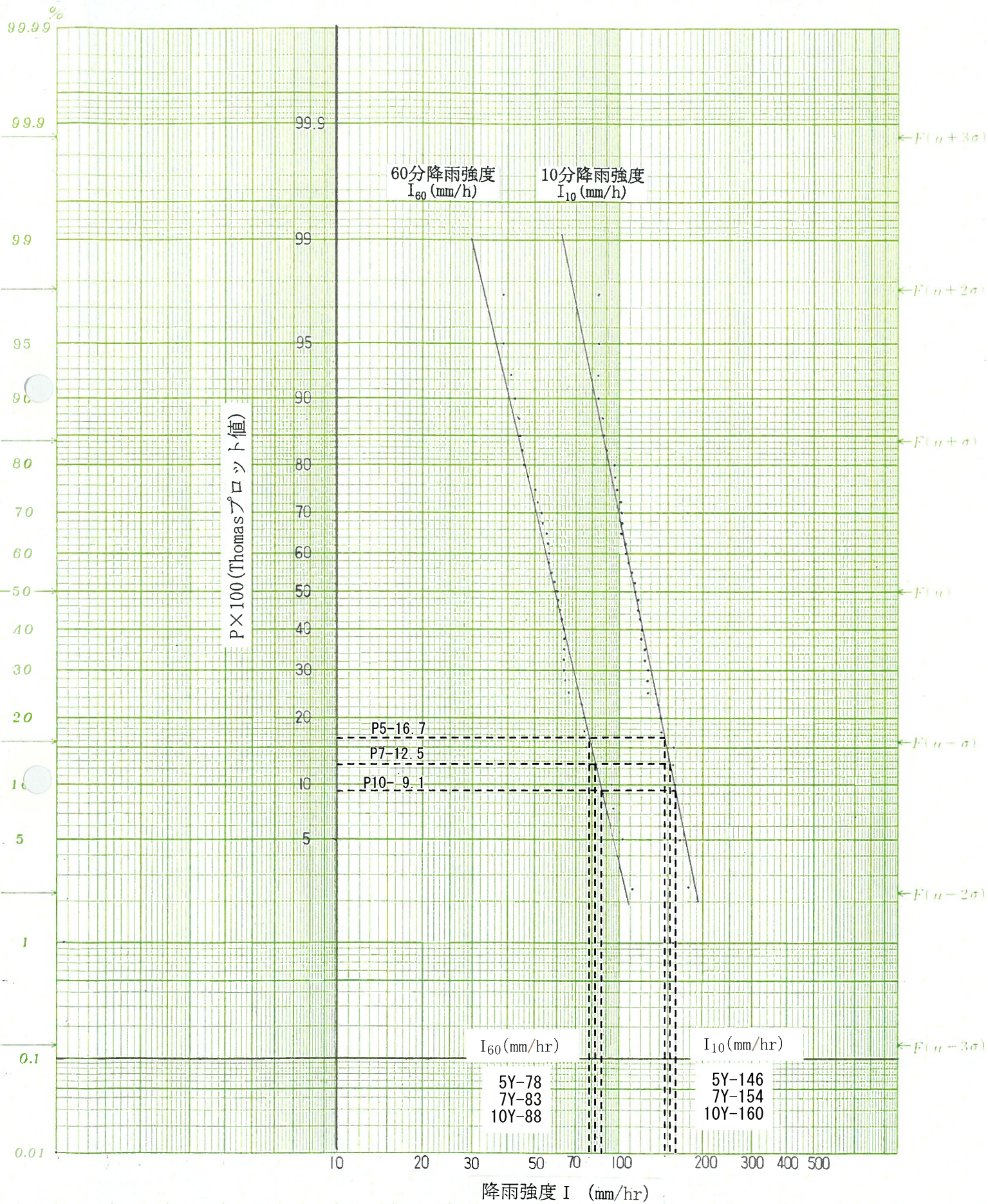


図-1 確立降雨算定図

(1) 確率年度別降雨強度

先の確立降雨算定図より推定される確率年別の降雨強度は、以下の表－4に示すとおりである。

表－4 確率年度別降雨強度

確率年 降雨強度	5	7	10
I_{10}	146	154	160
I_{60}	78	83	88

(2) 確率降雨強度公式

降雨強度公式の定数決定は、以下の特性係数法により算定する。
以下に確率年を10年とした場合の算出法を示す。

$$I_N = \beta_N \cdot R_N$$

$$\beta_N^{10} = I_N^{10} / I_N^{60}$$

$$I_N = R_N \cdot \beta_N^{10} = R_N \cdot \frac{a'}{t + b}$$

$$a' = b + 60$$

$$b = (60 - 10 \beta_N^{10}) / (\beta_N^{10} - 1)$$

ここに、

I_N : N年確率降雨強度 (mm/hr)

T : 降雨継続時間

R_N : N年確率60分降雨強度

β_N^{10} : N年確率特性係数

I_N^{10} : N年確率10分降雨強度

N : 確率年

よって、本計画における10年確率降雨強度公式は、以下のとおり算定される。

$$\beta_{10}^{10} = 160 / 88 = 1.82$$

$$b = \frac{60 - (1.82 \times 10)}{1.82 - 1} \div 51$$

$$a' = 51 + 60 = 111$$

$$I_{10} = 88 \times \frac{111}{t + 51} = \frac{9,770}{t + 51} \quad (88.0\text{mm/hr})$$