

ハ) 流出係数

開発後の平均流出係数は、第1防災調整池の計算で用いた値を用いる。

・ 平均流出係数

$$f = \frac{f \cdot A}{A}$$

ここで f : 平均流出係数

f_a : 現況部流出係数 (=0.60)

f_b : 造成部流出係数 (=0.90)

f_c : 林地復元部流出係数 (=0.75)

A_a : 現況部流域面積 (=4.61ha)

A_b : 造成部流域面積 (=14.54ha)

A_c : 林地復元部流域面積 (=2.0ha)

A : 全流域面積 (=21.15ha)

よって、

$$f = \frac{4.61 \times 0.60 + 14.54 \times 0.90 + 2.0 \times 0.75}{21.15}$$
$$= 0.820$$

ニ) 流下量の算出式

流下量はマンニングの公式を使用する。

$$Q = A \cdot V \text{ (m}^3\text{/sec)}$$

A : 流水の断面積 (m²)

V : 流速 (m/sec)

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \text{ (m/sec)}$$

n : 粗度係数

R : 径深 (=A/P) (m)

P : 流水の潤辺長 (m)

I : 勾配

2) 排水路の設計

排水路の設計は、千葉県「林地開発申請の手引き」に基づいて行うものとする。

1) 確率降雨強度

館山地区10年確率降雨強度を用いることとする。

$$r = \frac{1,303}{t^{2/3} + 6.6} = 115.9 \text{ mm/hr}$$

ここで t = 10分

2) 粗度係数(n)

表-1 粗度係数

種 別	粗度係数
現場打側溝	0.015
自由勾配側溝	0.014
落蓋式U字側溝	0.013
高密度ポリエチレン管	0.010

3) 計算断面

開 渠.....8割水深

4) 流量計算表

表-2 流量計算表

管渠記号	流入記号	排水面積 (ha)		到達時間	流出量 (m³/s)			計画断面				摘要
					雨水量		総水量	断面 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m³/s)	
		流出係数	流出量									
						0.002	0.002	暗渠排水φ350	第Ⅲ-2埋立地流末の地下水排水量準用			
		0.04	0.04	10	0.82	0.011	0.013	PU-240×240	3.0	0.757	0.033	OK

既設小段排水路は、暗渠排水の流量を含めても流下可能である。

5) 地下排水管の強度計算

第Ⅲ - 2埋立地底盤下部に布設される地下排水管φ900には、土かぶり51.5mに及ぶ大きな廃棄物荷重が載るため、遮水構造にダメージを与える可能性が無いよう、強度面の計算を行い安全性を確認する。

① 準拠基準

『廃棄物最終処分場整備の計画・設計要領』（全国都市清掃会議）に加え、『土地改良事業計画設計基準』（農林水産省）、『道路土工 カルバート工指針』（日本道路協会）における埋設管の設計基準を参考にする。

② 設計条件

埋立ごみ層の厚さが最大となる断面において、管に発生するたわみ率を計算し、許容値を満足することを確認する。

計算方法は、次図の布設の状態により逆突出型（土かぶり $>2m$ ）となる。

また、高盛土であるため荷重については土圧のみを考慮し、活荷重や管自重は省略する。

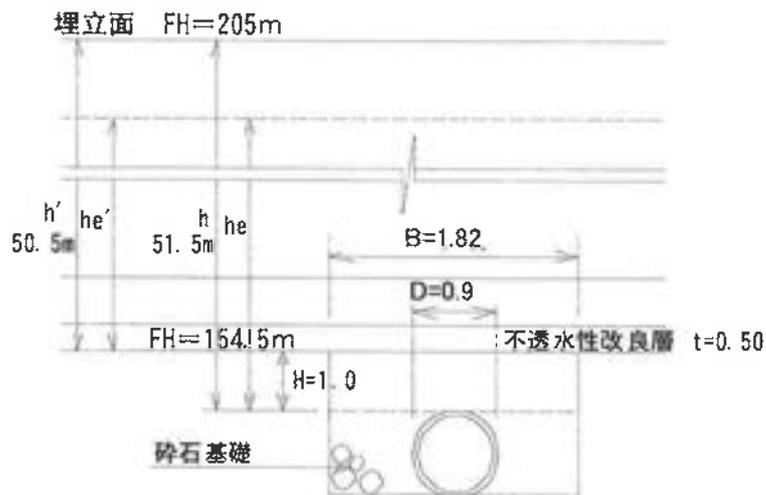


図7-7 断面計算モデル

表7-9 管の諸元

管種	高密度ポリエチレン管
管径	D=900mm
外径	1022mm
平均半径	R=48.05 (cm)
弾性係数	E=10,000 (kgf/cm ² /cm)
断面二次モーメント	I=6.14 (cm ⁴ /cm)

・土かぶり (h)

$$h = H + h'$$

$$H = 1.0\text{m}$$

$$h' = \text{埋立ごみ層最大厚} + \text{不透水性改良層}$$

$$= 50.0\text{m} + 0.50\text{m} = 50.50\text{m}$$

であるので、

$$h = 1.0 + 50.50 = 51.50\text{m}$$

・埋立ごみの土質定数

埋立物の重量は、下表の湿潤重量から13.6kN/m³を用いる。

表7-10 埋立物の土質定数

種別	湿潤重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (度)	構成比
廃棄物層	12.6	34.5	35.4	68%
覆土・上堰堤	15.8	19.2	28.6	32%
設計計算に用いる定数	13.6	29.6	33.2	

・基礎の有効支持角

とう性管の基礎材は、管底部の反力とともに管側部の反力も有効に働かなくてはならないため、管底から管頂まで同一の基礎材で埋め戻すものとする(施工支持角=360°)。基礎材はフィルター機能を有する砕石を使用する。よって、次表より基礎の有効支持角は120°となる。

表7-11 締固めた土基礎の設計支持角(とう性管 施工支持角360°)

土質分類		設計支持角(°)
礫質土	G、GS	120
	GF	90
砂質土	SW、SW-G、SWG	120
	SP、SP-G、SGP	90
	その他	90

(『土地改良事業計画設計基準』)

・基礎材の反力係数

下表は、Spanglerの提唱によるIowa公式に適用するための e' 値であり、『水道用埋設鋼管の管厚計算基準』(日本水道鋼管協会)にも採用されている。この表によれば、礫で $e'=140$ (kgf/cm²)、破碎岩で $e'=210$ (kgf/cm²)を見込むことができる。

本検討では、この表を採用し、礫と破碎岩の平均値を使用する。

$$e' = (140 + 210) \times 0.5$$

$$= 175.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

表7-12 裏込埋戻し土の横反力係数 e' の値(kgf/cm²)

土の種類	締固めなし	緩い状態	普通の状態
		プロクタ密度で <85% 相対密度で <40%	プロクタ密度で ≥85~95% 相対密度で ≥40~70%
粒度のよい土—LL(液性限界)<50% 中位から無塑性の上で25%以下の粗粒部分を含む粘性土(CL、ML、ML-CL)。	3.5	14	28
粒度のよい土—LL(液性限界)<50% 中位から無塑性の上で25%以上の粗粒部分を含む粘性土(CL、ML、CL-ML)。 細粒土分を含む粗粒土、12%以上の細粒土分を含む礫まじり土(GM、GC)。 砂質土(SM、SC)。	7	28	70
細粒土分を含んでいないか、少量含んでいる粗粒土。 12%以下の細粒土分を含む礫および礫まじり砂(GW、GP)、あるいは砂(SW、SP)。	14	70	140
破碎岩(割栗石)。	70	210	210

・許容たわみ率

高密度ポリエチレン管の許容たわみ率は、以下のとおりとする。

とう性管の許容たわみ率 $V = 5\%$ (『土地改良事業計画設計基準』)

③ 鉛直土圧の計算 (『土地改良事業計画設計基準』に基づく)

土かぶりが 2 m を超える逆突出型の場合、鉛直土圧は次の Marston 式で計算する。

$$q_d = C_c \cdot \gamma \cdot B$$

ここで q_d : 鉛直土圧 (kgf/cm²)

C_c : 土圧係数 (-)

$h \leq h_e$ のとき

$$C_c = \frac{1 - \text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h}{B}\right)\right)}{2K\mu}$$

γ : 上の単位体積重量 = 0.001430 (kgf/cm³)

B : 溝幅 = 182.0 (cm)

K : ランキンの土圧係数

$$K = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

μ : 盛土の内部摩擦係数 = $\tan \phi$

ϕ : 盛土の内部摩擦角 = 33°

h : 土かぶり = 5,150.0 (cm)

$$K = \frac{1 - \sin 33.2^\circ}{1 + \sin 33.2^\circ} \\ = 0.292 \text{ (-)}$$

また、 $h \leq h_e$ であるので、

$$C_c = \frac{1 - \text{EXP}\left(-2 \times 0.292 \times \tan 33.2^\circ \times \left(\frac{5,150.0}{182.0}\right)\right)}{2 \times 0.292 \times \tan 33.2^\circ}$$

$$= 2.617 \text{ (-)}$$

よって、鉛直土圧 q_d は、

$$q_d = 2.617 \times 0.001360 \times 182.0 \\ = 0.6478 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

となる。

④ 管のたわみ率の計算 (『土地改良事業計画設計基準』に基づく)

地下埋設におけるとう性管のたわみ量は、次の Spangler 式で計算する。

$$\Delta x = \frac{2K \cdot F \cdot (q_d + q_l) \cdot R^4}{E \cdot I + 0.061 \cdot e' \cdot R^3}$$

ここで Δx : 管のたわみ量 (cm)

K : 基礎の支持角によって決まる係数 = 0.089

基礎の支持角		
施工支持角	設計支持角	K
90° 以上	60°	0.102
120° 以上	90°	0.096
180° 以上	120°	0.089
360°	180°	0.083

(『土地改良事業計画設計基準』)

F : 変形遅れ係数 = 1.0

現地盤の土質	基礎材料	
	砂質土	礫質土
礫質土・岩盤	1.0	1.0
砂質土	1.1	1.0
粘性土	1.3	1.2
その他	1.5	1.5

(『土地改良事業計画設計基準』)

qd : 鉛直土圧 = 0.6478 (kgf/cm²)

q1 : 活荷重 = 0.0000 (kgf/cm²)

R : 管平均半径 = 48.05 (cm)

E : 管の弾性係数 = 10,000 (kgf・cm²/cm)

I : 管壁の断面二次モーメント = 6.14 (cm⁴/cm)

e' : 土の横反力係数 = 175 (kgf/cm²)

よって、

$$\Delta x = \frac{2 \times 0.089 \times 1.00 \times (0.6478 + 0.0) \times 48.05^4}{10,000 \times 6.14 + 0.061 \times 175 \times 48.05^3}$$

$$= 0.493 \text{ (cm)}$$

管のたわみ率は、次式で計算する。

$$V = \frac{\Delta x}{2R} \times 100$$

ここで V : 管のたわみ率 (%)

Δx : 管のたわみ量 = 0.493 (cm)

R : 管平均半径 = 48.05 (cm)

よって、

$$V = \frac{0.493}{2 \times 48.05} \times 100$$

= 0.51 (%) ≤ 許容たわみ率 : 5.00 (%) → OK

以上のように、本設計条件において発生たわみ率は許容値を下回る。

8 浸出水集排水計画

増設事業に伴う浸出水排水計画は、「廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領」(（社）全国都市清掃会議)に基づいて行う。

1) 浸出水集排水施設の目的と機能

浸出水集排水施設は、埋立地内に浸入した雨水や埋立層内に侵入した浸出水を速やかに浸出水処理施設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に送ることにより、埋立地内には滞留しないと考えられるので、遮水工や貯留構造物に及ぼす水圧は減少する。

基準省令1条1項5号ニでは「埋立地には、保有水等を有効に集め、速やかに排水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施設を設けること」としている。

「廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領」では、廃棄物最終処分場性能指針による「イ 準好気性埋立構造にあつては、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。」に基づく管径を算定することとされている。

この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内水位を50cm以下と定められた。したがって、常時は「性能指針」の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するものとする。

以下に、増設後の浸出水集排水管の配置案を提案し、配置及び管径が性能指針に合致しているかを検討する。

第Ⅱ期では、豎排水管を利用して浸出水集排水管の水位を観測している(1回/週)。豎排水管の位置を図8-1に示す。埋立が進捗し、埋立地全面に埋立層が形成された平成26年1月から9月の水位をみると、表8-1、図8-2のとおりである。全体の平均では、水位は0.098mで、1割水深以下の水位(120°を定常状態とすると水位は2割5分)となっている

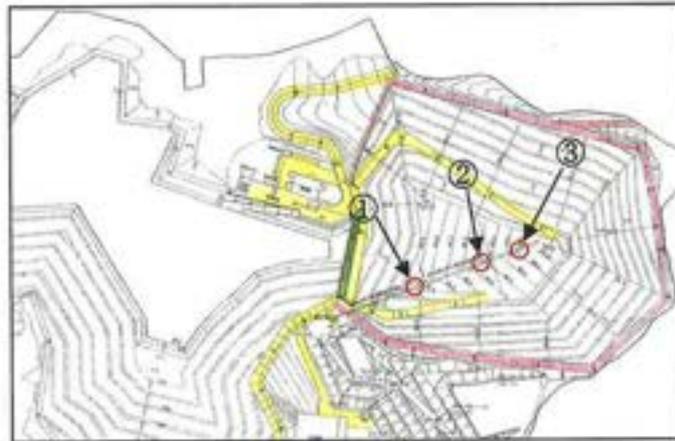


図8-1 縦排水管の位置

表8-1 浸出水集水管の水位

観測位置	管底高 (m)	平均水位 (m)	摘要
縦排水管①	185.444	0.102	
縦排水管②	186.826	0.055	
縦排水管③	187.426	0.136	
全体平均		0.098	

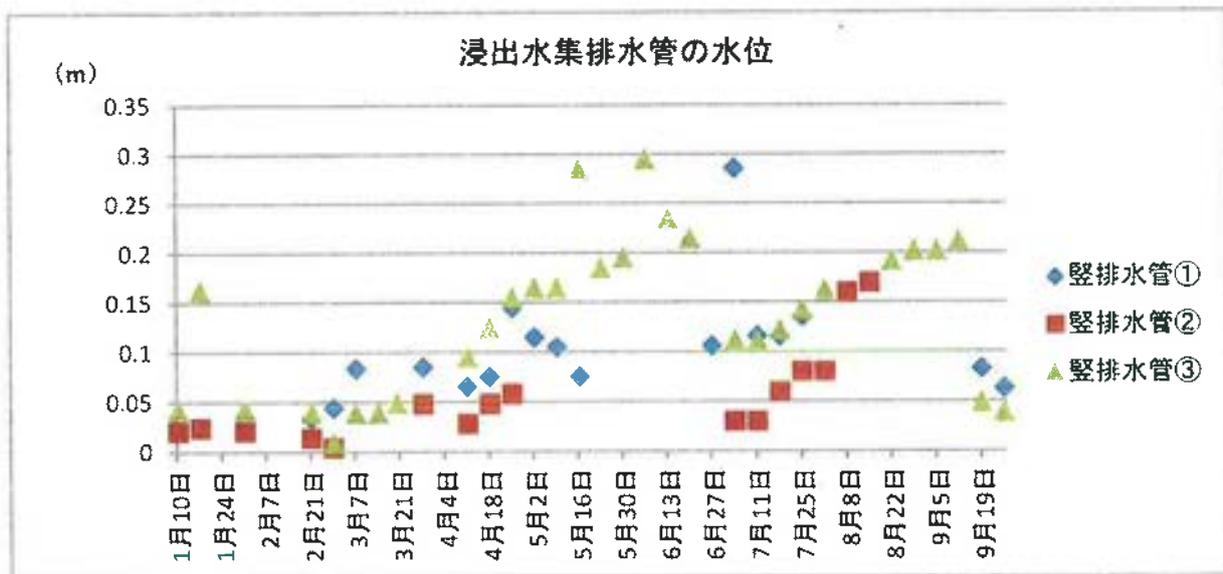


図8-2 浸出水集水管の水位の変化

2) 浸出水集排水管の配置

a) 底部集排水管

底部集排水管は、廃棄物の透水性係数、遮水シート保護層の透水性係数、埋立地の地形、規模のほか、準好気埋立構造の埋立地では、浸出水集排水施設が空気供給の機能も果たすことを考慮して、配置を定める。本計画においては、埋立施設の形状から幹線は直線形とし、支線の配置は、法令、通達などにより10m~20m程度が示されていることから、10mを基本として配置する。管径は300mmとする。

また幹線の管径は1000mmとし、適宜管理縦坑を設置して、人が直接管理できる構造とする。

第Ⅲ - 2埋立地底部幹線は、目詰まり等の機能低下に備え、複数ルートを設置とする。底面シート保護層は、排水機能強化のため全面透水層とする。

b) 豎型集排水管

豎型集排水管、重力排水を促進するため排水専用として設置する。管径は400mmとする。豎型集排水管の配置は、第Ⅱ期と同様、管理縦坑に併設するものとする。

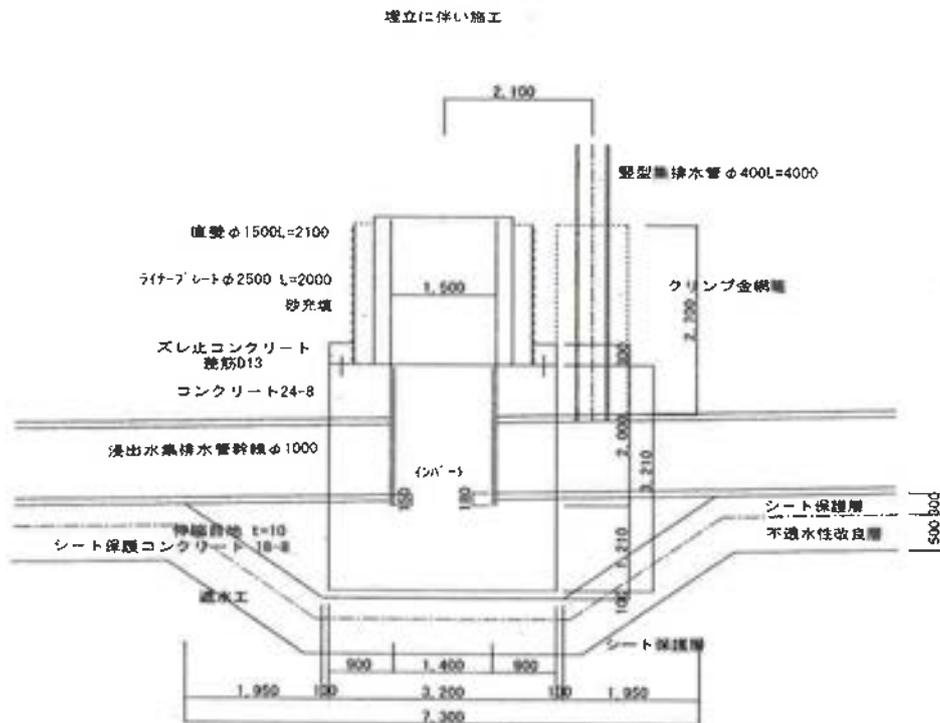


図8-3 管理縦坑φ1500および豎型集排水管φ400

c) 法面集排水管

法面集排水管は、上下の集水機能およびガス抜き管の機能を担うので、本計画では、
 豎型集排水管と同程度の間隔で配置する。管径は200mmとする。

法面集排水管は、万一の管頭からの保有水流出に備え、最終立上り部を埋立地内と
 する。

(外周道路に近接させない)

埋立地を階段状に造成するため埋立法面部に土堰堤を設置するが、その廃棄物側に
 浸出水の流出防止のために遮水処理（法面・底面；二重シート）や法尻に排水処理（集
 排水管φ150）を施す。

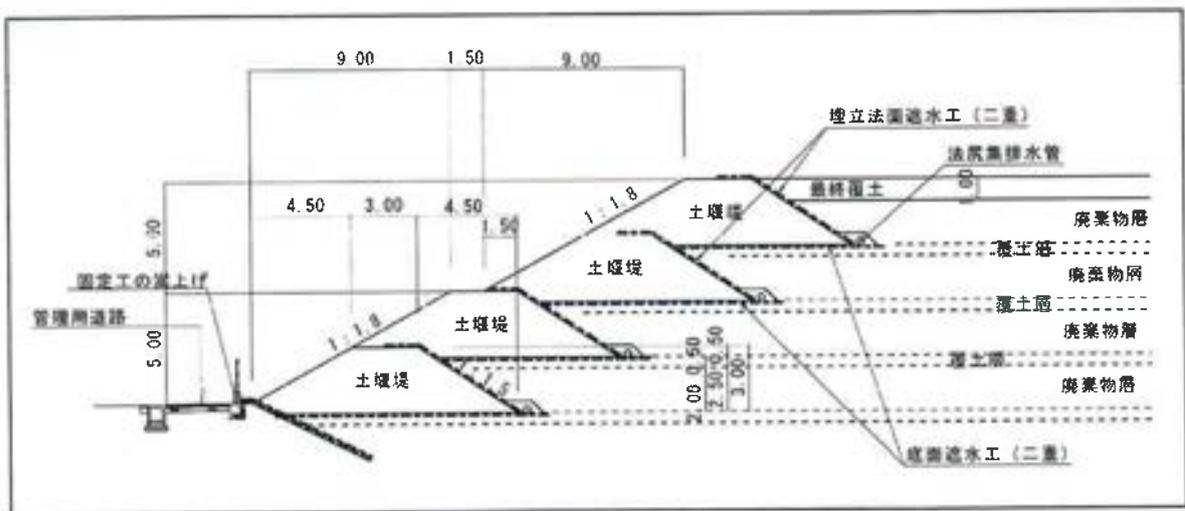


図8-4 小堰堤の流出防止対策

埋立地小段部は、埋立が進捗して浸出水量抑制のための役割を終えたあとは、浸出
 水集排水機能確保のため、排水管およびフィルター層を設置し、埋立中段排水管およ
 び排水専用管に接続する。

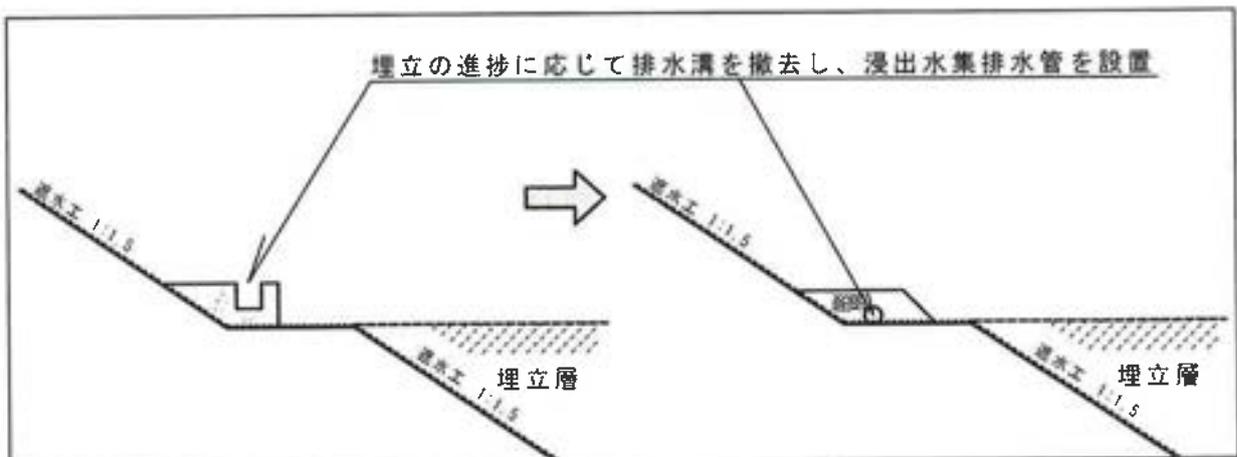


図8-5 埋立地小段部の排水管

3) 浸出水集排水管の管径の設定

(1) 底部枝管の設置間隔・勾配・集水層の透水係数の検討

性能指針には、「既往日降雨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」と定められている。

以下では、浸出水集排水管の配置案に対し、上記性能指針の項目を満足しているか検討する。

1) 「廃棄物最終処分場整備の計画・設計要領」のモデルによる解析

本計画では、上記性能指針の項目を満足するための処分場の底面勾配を設定するが、『廃棄物最終処分場整備の計画・設計要領』(P. 318-319)によると埋立地底部集排水管(枝線)を設計する式は以下の式で与えられており、この式が成立する条件として、集水層透水係数 k が0.01~1cm/sの範囲、排水管の直径が15~20cm、基礎勾配が2%以上程度としている。

$$L = \frac{2h_{max}}{\sqrt{c \left[(\tan^2 \phi / c) + 1 - (\tan \phi / c) \sqrt{(\tan^2 \phi + c)} \right]}}$$

ここで、 L : 枝管設置間隔 (m)

ϕ : 勾配 (-)

c : $c \equiv v/k$ (-) と定義する

v : 降雨浸透量 (mm/hr)

k : 集水層透水係数 (cm/s)

h_{max} : しゃ水工にかかる最大水圧 (m)

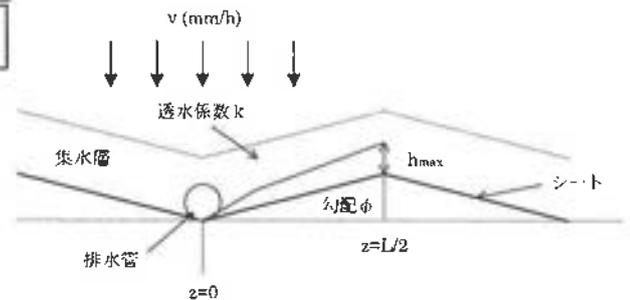


図8-6 埋立地底部集排水管(枝管)の模式図

表8-2 土質と透水係数の関係

土質	粒径 (mm)	透水係数 k (cm/s)
砂利	64~2	10~1
砂	2~1/16	1~10 ⁻³
シルト	1/16~1/256	10 ⁻³ ~10 ⁻⁶
粘土	1/256以下	10 ⁻⁶ 以下

2) 本検討の配置案での計算

坂畑観測所における降水量データによると、既往日降水量の最大降水月は2004年10月の797mm/月であり、これより計画する降水強度は26mm/日 (=1.1mm/hr)とした。

枝管設置間隔は10mとし、勾配を約2%と設定する。

上式を変形し、降水強度1.1mm/hr、設置間隔10m、勾配(1~3%)において、集水層透水係数 k (0.001cm/s~0.1cm/s)としゃ水工にかかる最大水圧 h_{max} (m)の関係を次図に示す。

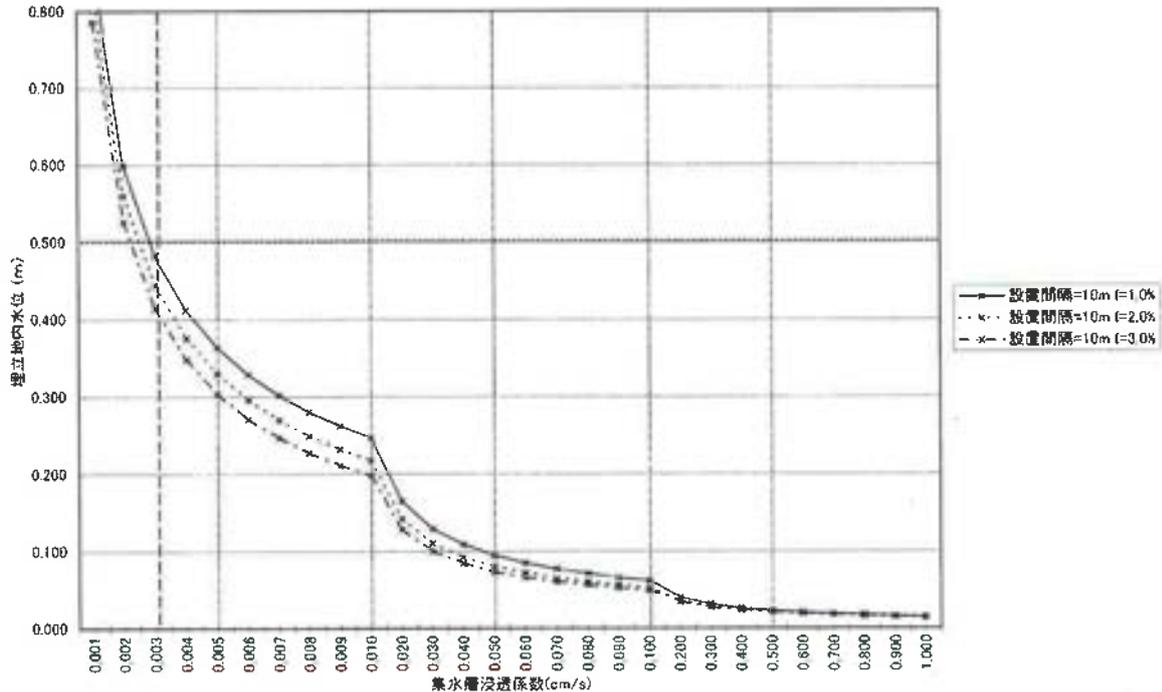


図8-7 集水層浸透係数と埋立地内水位の関係

上図より、枝管設置間隔10mで設計した場合、勾配1%以上で集水層に透水係数0.003cm/s以上の材料を採用すれば、性能指針の「ア 既往日降雨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」を満足することがわかる。

よって、既設部と同様増設部も枝管設置間隔を10mとし、集水層には透水係数の高い材料(0.003cm/s以上)を使用する。

(2) 浸出水集排水管の管径の設計

性能指針によると「イ 準好気性埋立構造にあっては、既往日降雨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。」と記述がある。つまり計画する降雨浸透量を流下させる能力を有する管径に設定すればよいが、管が満管で流下するのではなく、空気が通気可能な空間が必要ということである。ちなみに、浸出水集排水管は有孔管であり、次図に示すように定常時は120°の部分で流下(約2割水深)する。以下の断面の検討でも定常時で計画する降雨浸透量を流下できる能力を有する管径を設定する。

4) 第三 - 2 埋立地幹線の設計

① 浸出水量の算出

浸出水集排水管幹線は、雨水と同様に合理式によって算出することができる。
 浸出水量の算出には、以下の式を用いた。

$$Q = \frac{1}{360} \times f \times r \times A \quad (\text{m}^3/\text{sec})$$

ここでQ：計画流出量 (m³/sec)

f：流出係数 (-) = 1.0

r：設計降雨強度 (mm/hr) = 1.1mm/hr (26mm/day)

A：集水区域面積 (ha)

また、極端な豪雨時にも浸出水を流下できる能力を確保するため、設計降雨強度 125.0mm/hr (館山地区30年確率降雨強度)、流出係数0.8の条件における検討も行うものとする。

表8-3 浸出水量算出結果

集水面積 (ha)	流量 (m ³ /s)	
	降雨浸透量 r=1.1mm/hr f=1.0	降雨浸透量 r=125.0mm/hr f=0.8
7.35	0.023	2.042

② 浸出水集排水管の排水能力

浸出水集排水管による排水能力を、マンニング式で管内平均流速を求め、計算する。
 なお、定常時の浸出水流下能力の算定には120°断面を使用し、極端な豪雨時に対しては、満流で流下する能力があればよいと考え満流断面を使用する。

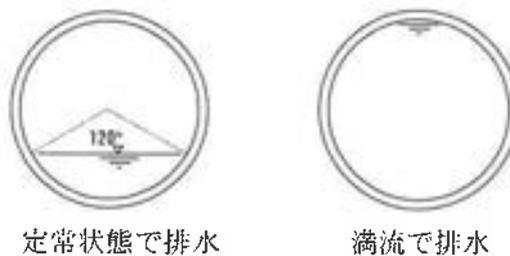


図8-8 浸出水集排水管模式断面図

流下量

$$Q = A \cdot V \quad (\text{m}^3/\text{sec})$$

流速

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{m}/\text{sec})$$

ここでQ：流量 (m³/sec)

A：流水の断面積 (m²)

V：流速 (m/sec)

n：粗度係数 (本検討ではダブルポリエチレン管0.01)

R : 径深 (=A/P) (m)

P : 流水の潤辺長 (m)

I : 勾配

表8-4 浸出水集排水管の排水能力 (m³/s)

種 別		120°	満流	
勾 配	%	2.0		
		流 量 m ³ /sec	流 量 m ³ /sec	
管 径	mm	200	0.008	0.060
		300	0.024	0.178
		400	0.053	0.383
		500	0.095	0.694
		600	0.155	1.129
		700	0.233	1.703
		800	0.333	2.432
		900	0.456	3.329
		1000	0.604	4.408

③ 管径の設定

以上の結果から、性能指針を満足する管径は300mmとなる。

しかし、雨水排水施設の時に設定した極端な豪雨時にも浸出水を流下できる能力を確保しようとした場合は、上記の管径では排水できず、800mmが必要となる。

本計画では、

- ・性能指針を満足するだけでなく、豪雨時にも対応した管を設計する。
- ・カルシウムスケールによる管の閉塞が懸念される場合、計算上必要な管径より大きいものを採用することが望ましい。

ことから800mm以上の管径設定が望ましく、1000mmの管径を2系列設置する。

ロ) 支線の設計

前述の「廃棄物最終処分場整備の計画・設計要領」の算定式は、枝管の勾配、集水層の透水係数をパラメータとしたときに、埋立地内最大水位と枝管設置間隔を求めるものであり、枝管の管径に依らない。

本計画では、

- ① 実績例では、200mm以上が多いこと
- ② 廃棄物層内に必要な空気量から必要管径を導いた田中らの研究では、浸出水集排水管本管は150mm以上が望ましいとしていること
- ③ カルシウムスケールによる管の閉塞が懸念されるため、計算上必要な管径より大きいものを採用することが望ましいこと

から、浸出水集排水管枝線の管径を300mmと設定する。

4) 浸出水集排水管の強度計算

第Ⅲ - 2埋立地底盤下部に敷設される浸出水集排水管φ1,000には、土かぶり70mに及ぶ大きな廃棄物荷重が載るため、遮水構造にダメージを与える可能性が無いよう、強度面の計算を行い安全性を確認する。

① 準拠基準

『廃棄物最終処分場整備の計画・設計要領』（全国都市清掃会議）に加え、『土地改良事業計画設計基準』（農林水産省）、『道路土工 カルバート工指針』（日本道路協会）における埋設管の設計基準を参考にする。

② 設計条件

埋立ごみ層の厚さが最大となる断面において、管に発生するたわみ率を計算し、許容値を満足することを確認する。

計算方法は、次図の敷設の状態により突出型（土かぶり $>2m$ ）となる。

また、高盛土であるため荷重については上圧のみを考慮し、活荷重や管自重は省略する。

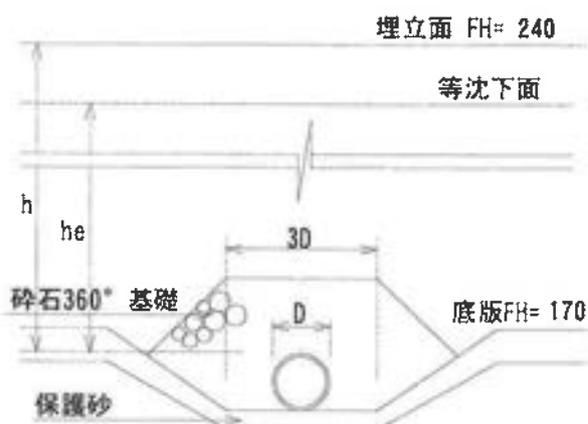


図8-9 断面計算モデル

表8-5 管の諸元

管種	高密度ポリエチレン管
管径	D=1000mm
外径	1120mm
平均半径	R=52.99 (cm)
弾性係数	E=10,000 (kgf/cm ² /cm)
断面二次モーメント	I=17.82 (cm ⁴ /cm)

・土かぶり (h)

h=70.0m

・埋立ごみの土質定数

埋立物の重量は下表の湿潤重量から13.6kN/m³となる。

表8-6 第Ⅲ埋立地の廃棄物層の定数推定値

種別	湿潤重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (度)	構成比
廃棄物層	12.6	34.5	35.4	68%
覆土・土堰堤	15.8	19.2	28.6	32%
設計計算に用いる定数	13.6	29.6	33.2	

・基礎の有効支持角

とう性管の基礎材は、管底部の反力とともに管側部の反力も有効に働かなくてはならないため、管底から管頂まで同一の基礎材で埋め戻すものとする(施工支持角=360°)。基礎材はフィルター機能を有する砕石を使用する。よって、次表より基礎の有効支持角は120°となる。

表8-7 締固めた土基礎の設計支持角(とう性管 施工支持角360°)

土質分類		設計支持角(°)
礫質土	G、GS	120
	GF	90
砂質土	SW、SW-G、SWG	120
	SP、SP-G、SGP	90
	その他	90

(『土地改良事業計画設計基準』)

・基礎材の反力係数

下表は、Spanglerの提唱によるIowa公式に適用するための e' 値であり、『水道用埋設鋼管の管厚計算基準』(日本水道鋼管協会)にも採用されている。この表によれば、礫で $e'=140$ (kgf/cm²)、破碎岩で $e'=210$ (kgf/cm²)を見込むことができる。

本検討では、この表を採用し、礫と破碎岩の平均値を使用する。

$$e' = (140 + 210) \times 0.5$$

$$= 175.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

表8-9 裏込埋戻し土の横反力係数 e' の値(kgf/cm²)

土の種類	締固めなし	緩い状態	普通の状態
		プロクタ密度で <85% 相対密度で <40%	プロクタ密度で ≥85~95% 相対密度で ≥40~70%
粒度のよい土—LL(液性限界)<50% 中位から無塑性の土で25%以下の粗粒部分を含む粘性土(CL、ML、ML-CL)。	3.5	14	28
粒度のよい土—LL(液性限界)<50% 中位から無塑性の土で25%以上の粗粒部分を含む粘性土(CL、ML、CL-ML)。 細粒土分を含む粗粒土、12%以上の細粒土分を含む礫まじり土(GM、GC)。 砂質土(SM、SC)。	7	28	70
細粒土分を含んでいないか、少量含んでいる粗粒土。 12%以下の細粒土分を含む礫および礫まじり砂(GW、GP)、あるいは砂(SW、SP)。	14	70	140
破碎岩(割栗石)。	70	210	210

・許容たわみ率

高密度ポリエチレン管の許容たわみ率は、『土地改良事業計画設計基準』に従い、以下のとおりとする。

許容たわみ率 $V = 5\%$

③ 鉛直土圧の計算 (『土地改良事業計画設計基準』に基づく)

上かぶりが2mを超える逆突出型の場合、鉛直土圧は次のMarston式で計算する。

$$q_d = C_c \cdot \gamma \cdot B$$

ここで q_d : 鉛直土圧 (kgf/cm²)

C_c : 土圧係数 (-)

$h \leq h_e$ のとき

$$C_c = \frac{1 - \text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h}{B}\right)\right)}{2K\mu}$$

$h > h_e$ のとき

$$C_c = \frac{1 - \text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h_e}{B}\right)\right)}{2K\mu} + \left(\frac{h}{B} - \frac{h_e}{B}\right) \cdot \text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h_e}{B}\right)\right)$$

上式の h_e は次式から求める。

$$\begin{aligned} & \frac{\text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h_e'}{B}\right)\right) - 1}{-2K\mu} \left\{ \left(\frac{h'}{B} - \frac{h_e'}{B}\right) - \frac{1}{2K\mu} \right\} - \frac{h_e'}{B} \left\{ \left(\frac{h'}{B} - \frac{h_e'}{B}\right) + \frac{1}{2} \cdot \frac{h_e'}{B} - \frac{1}{2K\mu} \right\} \\ & = \frac{2}{3} \text{rsd} \cdot P' \left\{ \frac{\text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h_e'}{B}\right)\right) - 1}{-2K\mu} + \left(\frac{h'}{B} - \frac{h_e'}{B}\right) \text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h_e'}{B}\right)\right) \right\} \end{aligned}$$

γ : 土の単位体積重量 = 0.001360 (kgf/cm³)

D : 管の外径 = 117.7 (cm)

K : ランキンの土圧係数

$$K = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu}$$

μ : 盛土の内部摩擦係数 = $\tan \phi$

ϕ : 盛土の内部摩擦角 = 33.2°

h : 土かぶり = 7,000.0 (cm)

h_e : 等沈下面から管頂までの深さ = 107.5 (cm)

rsd : 沈下比 = -0.2 (cm) (締固め度90%)

P' : 突出比 = $h/B = 1.0$

$$\begin{aligned} K &= \frac{1 - \sin 33^\circ}{1 + \sin 33^\circ} \\ &= 0.292 (-) \end{aligned}$$

また、 $h > h_e$ であるので、

$$C_c = \frac{1 - \text{EXP}\left(-2 \times 0.292 \times \tan 33^\circ \times \left(\frac{107.5}{117.7}\right)\right)}{2 \times 0.292 \times \tan 33^\circ} + \left(\frac{5,000.0}{117.7} - \frac{107.5}{117.7}\right) \times \text{EXP}\left(-2 \times 0.292 \times \tan 33^\circ \times \left(\frac{107.5}{117.7}\right)\right)$$

$$= 43.447 (-)$$

よって、鉛直上圧 q_d は、
 $q_d = 43.447 \times 0.001360 \times 107.5$
 $= 6.3520 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

となる。

④ 管のたわみ率の計算 (『土地改良事業計画設計基準』に基づく)

地下埋設におけるとう性管のたわみ量は、次のSpangler式で計算する。

$$\Delta x = \frac{2K \cdot F \cdot (qd + qi) \cdot R^4}{E \cdot I + 0.061 \cdot e' \cdot R^3}$$

ここで Δx : 管のたわみ量 (cm)

K : 基礎の支持角によって決まる係数 = 0.089

基礎の支持角		
施工支持角	設計支持角	K
90° 以上	60°	0.102
120° 以上	90°	0.096
180° 以上	120°	0.089
360°	180°	0.083

(『土地改良事業計画設計基準』)

F : 変形遅れ係数 = 1.0

現地盤の土質	基礎材料	
	砂質土	礫質土
礫質土・岩盤	1.0	1.0
砂質土	1.1	1.0
粘性土	1.3	1.2
その他	1.5	1.5

(『土地改良事業計画設計基準』)

q_d : 鉛直上圧 = 6.3520 (kgf/cm²)

q_i : 活荷重 = 0.0000 (kgf/cm²)

R : 管平均半径 = 52.99 (cm)

E : 管の弾性係数 = 10,000 (kgf·cm²/cm)

I : 管壁の断面二次モーメント = 17.82 (cm⁴/cm)

e' : 土の横反力係数 = 175 (kgf/cm²)

よって、

$$\Delta x = \frac{2 \times 0.089 \times 1.00 \times (6.3520 + 0.0) \times 52.99^4}{10,000 \times 17.82 + 0.061 \times 175 \times 52.99^3}$$
$$= 5.046 \text{ (cm)}$$

管のたわみ率は、次式で計算する。

$$V = \frac{\Delta x}{2R} \times 100$$

ここでV：管のたわみ率(%)

Δx ：管のたわみ量 = 5.046 (cm)

R：管平均半径 = 52.99 (cm)

よって、

$$V = \frac{5.046}{2 \times 52.99} \times 100$$

= 4.76 (%) ≤ 許容たわみ率：5.00 (%) → OK

以上のように、本設計条件において発生たわみ率は許容値を下回る。

5) 浸出水集水ピットの取水ポンプ設備 (第Ⅲ-2 埋立地)

(1) 計画対象降雨量

浸出水集排水管の項で示したように、性能指針には、「既往日降雨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」と定められている。既往日降雨量の最大降水月は2004年10月の795mm/月であり、これより計画する降水強度は26mm/日で、上記性能指針を満足することとなるが、既存施設では既往最大の日降雨量によっても滞水が生じないように取水ポンプの能力設定をしている。このときの計画対象降雨量は、1970年7月(昭和45年災害時)の300mm/日である。坂畑観測所の降雨データ確認の結果、1989年8月に364mm/日の降雨が記録されている。本計画では、一層の安全のため364mm/日を計画対象降雨量とする。

(2) Ⅲ期増設施設の日最大浸出水量及び取水ポンプ設備

浸出水量の算出には、以下の式を用いる。

$$Q = \frac{1}{1000} \times r \times (f1A1 + f2A2) \quad (\text{m}^3/\text{日})$$

ここでQ：計画流出量(m³/日)

f：浸出係数(一) = f1=0.8(埋立中)、f2=0.3(埋立休止または終了)

r：設計降雨強度(mm/日) = (300mm/日)

A：集水区域面積(ha) A1(埋立中区画)、A2(埋立休止または終了区画)

Ⅲ-1 埋立地の浸出水量ピーク時の集水区域面積(表9-3参照)は、次のとおりである。

A：集水区域面積(ha) A1(埋立中区画；1.01ha)

したがって、対象浸出水量は次のように算定される。

$$Q = \frac{1}{1000} \times 364 \times 10100 \times 0.8 = 2,941 \text{ (m}^3/\text{日)} \\ = 2.04 \text{ (m}^3/\text{分)}$$

増設取水ポンプ設備；φ200mm×1.6 m³/分×2基とする。

Ⅲ-2 埋立地の滲出水量ピーク時の集水区域面積(表9-7参照)は、次のとおりである。

A：集水区域面積(ha) A1(埋立中区画；2.88ha)、A2(埋立法面区画；1.51+2.94=4.45ha)

したがって、対象浸出水量は次のように算定される。

$$Q = \frac{1}{1000} \times 364 \times (28800 \times 0.8 + 44500 \times 0.1) = 10,006 \text{ (m}^3/\text{日)} = 6.95 \text{ (m}^3/\text{分)}$$

増設取水ポンプ設備；φ200mm×3.5 m³/分×2基とする。

6) 浸出水集排水経路

a) 浸出水集排水経路図1 (第Ⅲ-1埋立地供用時)

既設の第1, 2水処理施設で処理する。

第Ⅲ期における浸出水処理水の放流口は、現在設置してある第1防災調整池下流の放流口を使用する計画であったが、第Ⅲ期で増設する第3防災調整池付近まで放流管を約330m延長し、放流口を下流側に移動することで自然流水路上流側に放流水の影響を受けない陸水生物の生息・生育環境を創出することとしている。したがって、工事着工後、速やかに調査をして放流口の位置を変更する。

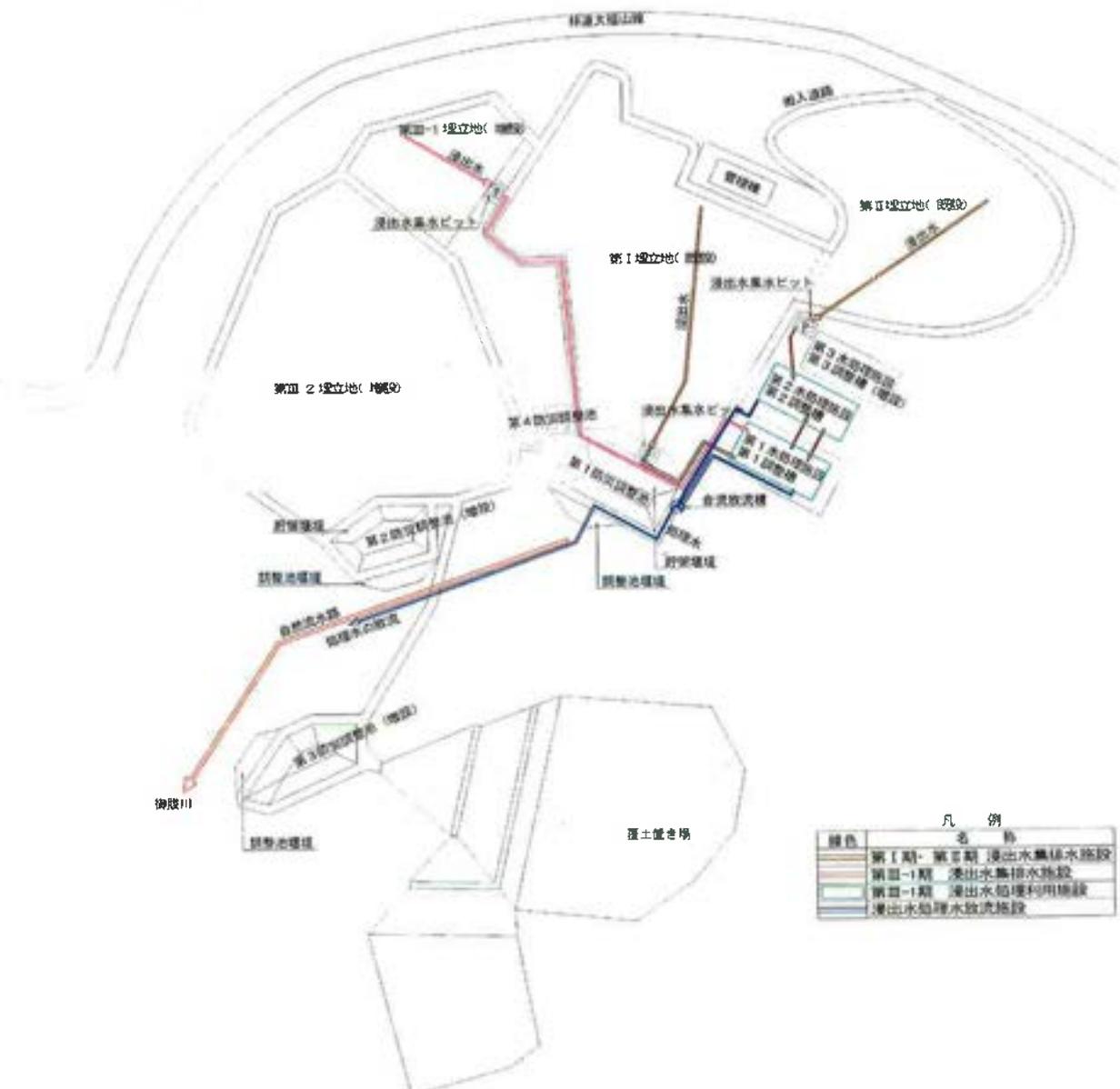


図8-10 浸出水集排水経路図1

b) 浸出水集排水経路図2 (第Ⅲ-2埋立地供用時)

第Ⅲ-1埋立地の浸出水と合わせて第3水処理施設で処理する。

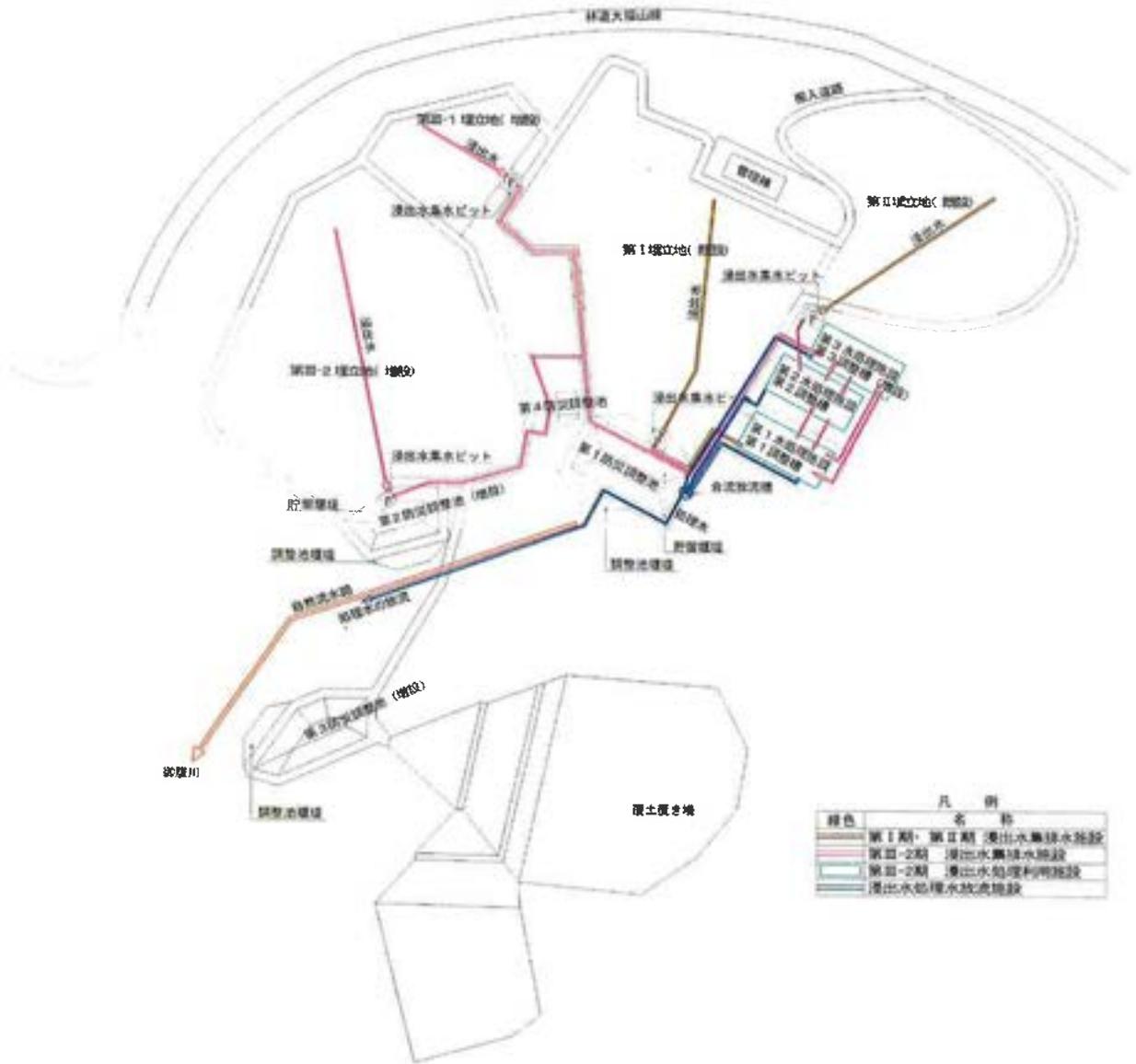


図8-11 浸出水集排水経路図2

9. 浸出水処理計画

増設事業に伴う浸出水調整設備容量の設定は、「廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領」（(社)全国都市清掃会議）に基づいて行う。

浸出水処理設備と浸出水調整設備の規模は、相互に関連するため同時に設定する必要がある。計算フローを図9-1に示す。

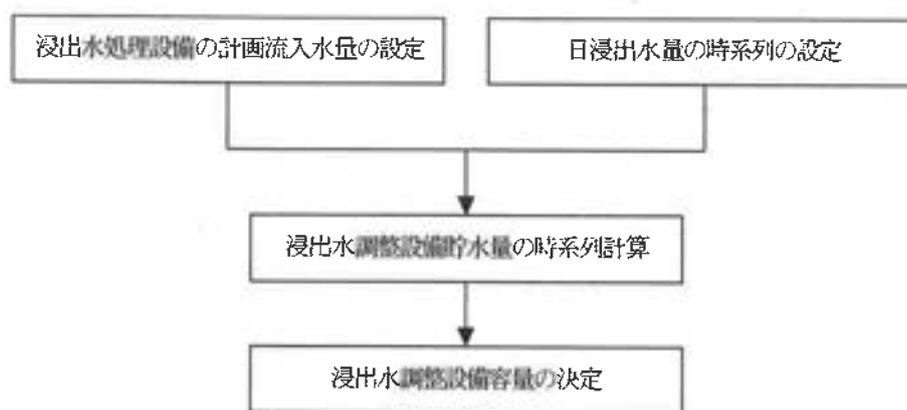


図 9-1 浸出水調整設備容量の設定フロー図

1) 計画流入水量の設定方法

計画流入水量の設定方法は、発生した日浸出水量と浸出水処理設備の処理能力（計画流入水量）との間で水収支を考え、浸出水調整設備の容量を求めるもので、設定した10ケースの浸出水処理設備計画流入水量に対して水収支計算を行い、浸出水調整設備容量を算出し、浸出水処理設備の稼働率（処理水量/処理能力）や経済性などのバランスを勘案して適切な浸出水処理設備計画流入水量を決定する。

浸出水量の水収支計算に用いる降水量データは、表9-1に示すように1976年1月から1978年1月までは館山観測所におけるデータ、1978年1月から2004年3月までは坂畑観測所におけるデータ、2004年4月から2015年の直近11年間は、現地での観測データである。日降水量時系列は、年間降水量が最大の1989年（年間降水量=2,891mm）のデータを用いた。

計画流入水量は、平均浸出水量と最大浸出水量の間で設定した。平均浸出水量は、平均日降水量により、最大浸出水量は、最大月間降水量の日換算値により算出した。

2) 降水量

表 9-1 降雨データ

40年間		1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995				
年間日数		365	365	365	365	365	365	365	365	366	365	365	365	366	365	365	365	366	365	365	365				
年間観測日数		365	365	365	365	365	365	366	366	366	365	365	365	366	365	366	365	366	365	365	365				
年間降水量		1956	1793	1309	2154	2298	1916	2298	2188	1105	2022	1778	1881	2062	2891	2248	2417	1952	2133	1611	1727				
日平均降水量		5.3	4.9	3.6	5.9	6.3	4.1	6.3	6.0	3.0	5.5	4.9	5.1	5.6	7.9	6.1	6.6	5.3	5.8	4.4	4.7				
月別		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月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
月別最大		2.0	26.0	28.0	176.0	152.0	26.0	105.0	46.0	78.0	9.0	35.0	77.0	58.0	146.0	82.0	84.0	83.0	204.0	50.0	40.0				
月別最小		118.0	20.0	36.0	146.0	33.0	33.0	92.0	130.0	87.0	283.0	43.0	50.0	16.0	181.0	221.0	116.0	59.0	126.0	158.0	37.0				
年間総計		288.0	344.0	188.0	149.0	231.0	207.0	140.0	191.0	99.0	224.0	269.0	193.0	232.0	205.0	183.0	226.0	269.0	91.0	290.0	256.0				
10mm/日以上		105.0	157.0	198.0	227.0	188.0	288.0	197.0	205.0	100.0	254.0	117.0	74.0	187.0	222.0	168.0	163.0	227.0	77.0	134.0	156.0				
10mm/日未満		192.0	134.0	139.0	155.0	277.0	121.0	92.0	133.0	62.0	146.0	306.0	179.0	142.0	209.0	177.0	85.0	232.0	81.0	243.0	285.0				
日平均		256.0	214.0	185.0	79.0	123.0	90.0	179.0	223.0	127.0	429.0	126.0	200.0	314.0	318.0	161.0	174.0	304.0	231.0	113.0	265.0				
月別		225.0	35.0	53.0	135.0	214.0	73.0	268.0	187.0	63.0	150.0	85.0	133.0	99.0	178.0	72.0	67.0	82.0	364.0	47.0	148.0				
日平均		113.0	267.0	46.0	191.0	277.0	113.0	161.0	300.0	44.0	151.0	241.0	103.0	399.0	724.0	140.0	167.0	46.0	276.0	40.0	9.0				
月別		226.0	267.0	140.0	154.0	158.0	122.0	502.0	248.0	88.0	136.0	201.0	433.0	434.0	203.0	322.0	359.0	119.0	184.0	336.0	296.0				
日平均		245.0	60.0	177.0	341.0	309.0	293.0	302.0	368.0	136.0	66.0	136.0	206.0	143.0	330.0	213.0	777.0	276.0	187.0	104.0	158.0				
月別		124.0	150.0	58.0	370.0	202.0	139.0	211.0	120.0	103.0	128.0	98.0	115.0	30.0	122.0	450.0	134.0	187.0	190.0	60.0	71.0				
日平均		62.0	119.0	61.0	81.0	134.0	17.0	49.0	37.0	118.0	46.0	121.0	118.0	8.0	53.0	59.0	65.0	68.0	122.0	36.0	6.0				
年間総計		2.0	17.0	3.0	85.0	34.0	10.0	44.0	20.0	32.0	8.0	33.0	19.0	13.0	77.0	25.0	33.0	31.0	56.0	20.0	26.0				
日平均		30.0	9.0	19.0	38.0	17.0	10.0	30.0	97.0	60.0	141.0	30.0	13.0	8.0	55.0	40.0	92.0	30.0	40.0	137.0	8.0				
月別		119.0	158.0	98.0	93.0	60.0	82.0	105.0	97.0	60.0	141.0	105.0	79.0	62.0	81.0	111.0	82.0	81.0	56.0	139.0	112.0				
10mm/日以上		151.0	111.0	43.0	138.0	116.0	167.0	104.0	135.0	55.0	89.0	194.0	78.0	174.0	364.0	176.0	153.0	70.0	170.0	47.0	184.0				
月別		0	1	0	3	6	1	4	2	3	0	1	2	3	4	3	3	3	5	2	2				
日平均		5	0	2	5	2	1	5	3	2	4	1	1	0	5	8	2	2	4	4	0				
月別		7	7	6	2	9	8	5	7	4	7	9	9	9	4	6	10	4	6	10	8				
日平均		4	5	6	5	5	7	5	7	4	8	5	4	5	6	7	4	7	2	5	6				
月別		6	3	3	3	7	5	5	4	3	5	7	4	6	8	5	4	5	4	7	7				
日平均		7	6	3	5	5	3	6	7	3	11	5	6	9	7	5	8	8	8	3	7				
月別		2	2	2	4	7	4	6	7	3	5	4	5	4	6	3	3	11	1	4	4				
日平均		4	7	2	5	8	2	4	4	1	3	2	3	9	9	2	5	2	6	1	0				
月別		9	6	6	5	5	4	12	8	3	5	4	10	10	3	8	11	4	6	9	4				
日平均		6	2	7	7	6	6	9	7	6	3	4	7	4	10	5	13	8	6	3	2				
月別		4	2	2	8	4	5	6	4	2	3	2	4	1	4	7	3	8	4	2	2				
日平均		3	4	2	3	5	0	1	1	3	1	4	4	0	2	3	3	3	5	1	0				
年間総計		9	7	7	8	9	8	12	8	6	11	9	10	10	10	14	13	10	11	9	8				
40年間		21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40				
年間日数		366	365	365	365	366	365	365	365	366	365	365	365	366	365	365	365	366	365	365	365				
年間観測日数		366	365	365	365	366	365	365	365	366	365	365	365	366	365	366	365	366	365	365	365				
年間降水量		1955	1521	2023	1754	1703	2095	2043	2457	2791	1916	2770	1720	2325	2387	2289	1707	2581	1801	1798	2425				
日平均降水量		5.3	4.2	5.5	4.8	4.7	5.7	5.6	6.7	7.6	5.2	7.6	4.7	6.4	6.5	6.3	4.7	5.7	4.9	4.9	6.6				
月別		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月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
月別最大		59.0	72.0	185.0	30.0	110.0	291.0	197.0	214.0	25.0	128.0	163.0	63.0	46.0	170.0	31.0	6.5	77.0	42.5	72.5	137.9				
月別最小		53.0	63.0	169.0	73.0	11.0	51.0	64.0	90.0	37.0	99.0	195.0	74.0	54.5	120.0	188.5	155.5	119.5	110.5	110.2	118.5				
年間総計		157.0	137.0	145.0	247.0	222.0	192.0	171.0	218.0	203.0	124.0	174.0	95.0	189.0	185.5	228.0	103.0	212.5	50.5	154.8	190.5				
10mm/日以上		85.0	139.0	231.0	334.0	173.0	80.0	71.0	182.0	120.0	144.0	343.0	125.0	291.5	189.5	277.5	98.0	164.5	192.0	131.0	190.3				
10mm/日未満		171.0	206.0	179.0	179.0	125.0	170.0	115.0	192.0	163.0	180.0	203.0	168.0	390.5	263.5	103.0	297.5	216.0	104.5	146.3	123.4				
日平均		81.0	189.0	238.0	151.0	123.0	166.0	264.0	73.0	228.0	271.0	127.0	63.0	335.0	225.5	164.0	232.0	246.5	267.5	347.4	183.2				
月別		449.0	220.0	247.0	284.0	266.0	1.0	236.0	290.0	56.0	262.0	225.0	410.0	15.5	146.0	140.0	74.0	108.5	41.0	58.1	344.0				
日平均		38.0	15.0	72.0	114.0	31.0	194.0	196.0	353.0	135.0	328.0	150.0	9.0	214.5	290.0	28.5	66.0	20.0	61.5	103.0	142.5				
月別		516.0	199.0	266.0	63.0	323.0	319.0	360.0	160.0	207.0	134.0	274.0	299.0	193.0	50.0	367.0	181.0	224.0	209.5	78.4	564.0				
日平均		126.0	58.0	179.0	136.0	177.0	358.0	201.0	185.0	797.0	185.0	425.0	235.0	342.0	315.0	381.5	239.0	336.5	591.0	318.0	108.5				
月別		142.0	147.0	30.0	122.0	107.0	184.0	34.0	427.0	239.0	49.0	172.0	63.0	123.0	269.0	177.0	154.0	226.0	56.0	113.5	177.6				
日平均		78.0	76.0	82.0	21.0	35.0	79.0	134.0	68.0	81.0	12.0	319.0	116.0	130.0	163.0	202.5	106.0	130.0	74.0	165.1	144.1				
年間総計		26.0	32.0	55.0	18.0	33.0	81.0	72.0	86.0	10.0	53.0	121.0	41.0	18.5	93.0	15.0	0.5	29.5	33.5	52.0	36.0				
日平均		17.0	31.0	61.0	37.0	8.0	26.0	28.0	29.0	16.0	26.0	63.0	28.0	16.5	45.0	69.5	65.5	43.5	38.5	67.9	25.4				
月別		33.0	32.0	51.0	44.0	46.0	42.0	55.0	89.0	64.0	28.0	59.0	32.0	49.0	69.0	50.0	28.5	70.0	14.5	33.9	63.9				
日平均		38.0	63.0	38.0	107.0	58.0	18.0	20.0	72.0	39.0	55.0	243.0	28.0	115.0	72.5	53.0	43.5	44.5	82.5	39.6	53.1				
月別		52.0	71.0	49.0	84.0	35.0	37.0	21.0	93.0	48.0	76.0	35.0	56.0	120.0	63.5	21.5	67.5	75.0	36.0	44.1	35.5				
日平均		23.0	80.0	47.0	24.0	23.0	60.0	79.0	18.0	49.0	89.0	50.0	17.0	84.5	67.0	47.5	59.0	90.0	52.5	145.6	37.5				
月別		164.0	69.0	70.0	169.0	114.0	1.0	97.0	63.0	34.0	120.0	63.0	127.0	8.5	77.0	44.5	22.0	55.0	19.5	21.6	79.3				
日平均		22.0	12.0	28.0	52.0	11.0	86.0	87.0	181.0	82.0	176.0	57.0	3.0	109.0	130.0	25.0	33.0	5.0	27.0	31.0	46.5				
月別		363.0	43.0	85.0	18.0	89.0	83.0	134.0	95.0	42.0	60.0	115.0	75.0	49.5	20.0	112.5	81.5	82.5	38.0	24.0	191.5				
日平均		26.0	22.0	50.0	120.0	49.0	136.0	67.0	48.0	204.0	34.0	220.0	171.0	165.0	96.0	87.5	103.5	63.5	209.0	114.0	33.5				
月別		22.0	54.0	10.0	37.0	29.0	48.0																		

3) 浸出水調整設備容量の設定

規模設定は、Ⅲ期単独と埋立地全体に関し、埋立の各段階(ステップ1~3)での検証を行う。

埋立中の浸出係数は、施設の安全性に配慮して蒸発散の少ない冬場を考慮し0.8と設定した(第Ⅰ埋立地建設時は0.5を採用)。

また埋立完了後の浸出係数は、第Ⅰ・第Ⅱ埋立地建設時は不透水性材料で造成された斜面であることから0.3としていたが、第Ⅱ埋立地以降小堰堤底面も遮水シートを布設する埋立管理を実施しているため、埋立法面は浸透がないが、安全をみて、0.1と設定する。

埋立地天端の完了面は従来どおり0.3とする。

4) 水収支計算

平均浸出水量及び最大浸出水量を日安にして10ケースの日処理水量を設定し、浸出水調整設備容量計算(水収支計算)を行った。計算は、最大年(1989年単独)と月間最大年(2004年単独)によるものを比較し規模算定を行うものとした。計算方法は、日降水量時系列データから算定される浸出水発生量(=流入量I)と、設定日処理水量(=流出量O)の水収支計算(出し入れ計算)により最大容量を求めた。各ケースの計算結果を比較検討し、浸出水調整設備容量と日処理量を設定した。

なお、水収支計算の結果、12月末日に浸出水調整量が残存している場合には、同じ日降水量時系列データを用いて連続計算を行った。

「水収支計算の方法」

水収支計算は流入量をI、日処理量をOとすると、任意の一日における貯留量の増減 ΔV は、

$$\Delta V = I - O$$

であらわされる。

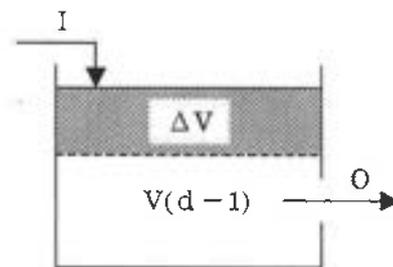


図9-2 埋立地の水収支モデル

よって、任意の日(d)の終わりにおける貯留量V(d)は次式で計算される。

$$\begin{aligned} V(d) &= V(d-1) + \Delta V \\ &= V(d-1) + |I(d) - O(d)| \end{aligned}$$

ここで、V: 貯留量 (m³)

I: 発生浸出水量 (m³/日)

O: 日処理水量 (m³/日)

(1) 日降水量時系列の設定

水収支計算に用いる日降水量時系列データは、直近の40年間で、年間降水量が最大の年の日降水量時系列を用いるものとした。年間降水量が最大の年は、1989年（年間降水量=2,891mm）であった。

(2) 浸出水発生量の計算

a) 計算式

浸出水発生量の計算は、次式で行った。

$$Q = 1/1000 \cdot I (C_1 \cdot A_1 + C_2 \cdot A_2)$$

ここで、 Q : 浸出水量(m^3/Π)
 I : 日降水量(mm/H)
 C_1 : 埋立中の浸出係数(-)
 C_2 : 埋立休止中または埋立終了後の浸出係数(-)
 A_1 : 埋立中の区画面積(m^2)
 A_2 : 埋立休止中または埋立終了後の区画面積(m^2)

b) 平均日降水量

40年間の総降水量は80,383mmで、観測日数は14,624日であった。よって、平均日降水量は次のとおりである。

$$I = \frac{80,383mm}{14,624日} = 5.5 mm/日$$

c) 最大月間降水量の日換算値

最大月間降水量は2004年10月の797mm/月であり、最大月間降水量の日換算値は、次のとおりである。

$$I = \frac{797mm}{30日} = 26.6 mm/日$$

浸出水量は、上記の計算式により、平均日降水量および最大月間降水量の日換算値と下記のステップ毎に示した埋立区画の面積および浸出係数を乗じて算出した。

5) 設備規模の決定

浸出水処理施設の規模は、既設の第Ⅰ期、第Ⅱ期の日処理量480 m^3 /日、調整槽容量30,000 m^3 に対して、日処理量を320 m^3 /日増加させて800 m^3 /日に、調整槽容量を15,000 m^3 増加させ45,000 m^3 とする。

直近40年の降雨実績による検証を行った結果、表9-2のとおり、全てのケースで安全性が確認された。

表 9-2 浸出水処理施設仕様総括表

		ステップ-1	ステップ-2	ステップ-3	摘要
平均浸出水量(m ³ /日)		237	339	348	
最大浸出水量(m ³ /日)		1,146	1,639	1,685	
計算結果	日処理量(m ³ /日)	480	800		
	必要調整容量(m ³)	20,954	25,896	27,139	最大年(1989年)
		23,038	30,474	31,808	月間最大年(2004年)
調整容量(m ³)	30,000	45,000			

※浸出水量は、平均日降水量および最大月間降水量の日換算値とステップ毎に示した埋立区画の面積および浸出係数を乗じて算出した。

ステップ-1；第Ⅲ-1埋立地利用時

ステップ-2；第Ⅲ-2埋立レベル170m（貯留堰堤）の時

ステップ-3；第Ⅲ-2埋立レベル205m（最大時）の時

6) ステップ-1（第Ⅲ-1埋立地利用時）

ステップ-1（第Ⅲ-1埋立地利用時）では、表9-4に示すように、現状の日処理量480 m³/日、調整容量30,000m³で対応可能と考えられる。

表 9-3 浸出水処理対象面積 (ha) (ステップ-1)

期別	面積 (A)				浸出係数 (C)	
	埋立中 区画 (A ₁)	未埋立 区画 (A ₂)	既埋立 区画 (A ₂)	計 (ΣA)	埋立中 区画 (C ₁)	既・未 埋立区 画 (C ₂)
第Ⅰ埋立地	2.37	—	2.93	5.30	0.8	0.3
第Ⅱ埋立地	1.28	—	2.20	3.48	0.3	0.1
第Ⅲ-1埋立地	1.01	—	—	1.01	0.8	—
合計	4.66	—	5.13	9.79	0.44	

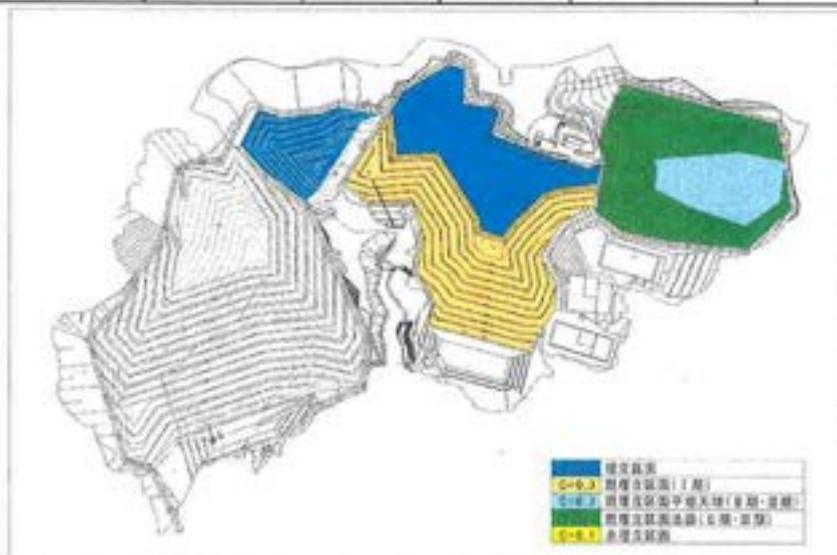


図 9-3 埋立場所の位置 (ステップ-1)

表 9-4 出し入れ計算結果 (ステップ-1)

日処理水量 (m ³ /日)	最大年(1989年)		月間最大年(2004年)	
	最大浸出水調整容量 (m ³)	処理施設稼働率 (%)	最大浸出水調整容量 (m ³)	処理施設稼働率 (%)
480	20,954	71.1	23,038	56.3
500	20,174	68.2	22,598	54.1
600	17,732	56.9	20,398	45.1
700	16,832	48.7	18,198	38.6
800	15,981	42.6	16,355	33.8
900	15,363	37.9	14,555	30.0
1000	14,763	34.1	13,461	27.0
1100	14,580	31.0	12,761	24.6
1200	14,480	28.4	12,135	22.5
1300	14,380	26.2	11,635	20.8

注) ※処理施設稼働率=処理水量の合計/日処理量の合計

7) ステップ-2 (第Ⅲ-2埋立地: FH170)

ステップ-2 (第Ⅲ-2埋立地: FH170) では、表9-6に示すように、現状の日処理量480m³/日、調整容量30,000m³では対応できないため、増設が必要である。日処理量700m³/日の時降雨最大年での施設稼働率は69.7%となる。調整容量も月間最大年で30,000m³を超えるため、増設が必要である。表9-6に示すように、日処理量800m³/日、調整槽容量45,000m³とすれば十分に安全な規模である。

表 9-5 浸出水処理対象面積 (ha) (ステップ-2)

期別	面積 (A)				浸出係数 (C)	
	埋立中 区画 (A ₁)	未埋立 区画 (A ₂)	既埋立 区画 (A ₃)	計 (ΣA)	埋立中 区画 (C ₁)	既・未 埋立区 画 (C ₂)
第Ⅰ埋立地	2.37	—	2.93	5.30	0.8	0.3
第Ⅱ埋立地	1.28	—	2.20	3.48	0.3	0.1
第Ⅲ-1埋立地	0.30	—	0.71	1.01	0.3	0.1
第Ⅲ-2埋立地	2.55	4.78	—	7.33	0.8	0.1
合計	6.50	4.78	5.84	17.12	0.36	



図 9-4 埋立場所の位置 (ステップ-2)

表 9-6 出し入れ計算結果 (ステップ-2)

日処理水量 (m ³ /日)	最大年(1989年)		月間最大年(2004年)	
	最大浸出水調整容量(m ³)	処理施設稼働率(%)	最大浸出水調整容量(m ³)	処理施設稼働率(%)
480	42,550	101.7	43,072	80.6
500	40,910	97.6	41,428	77.4
600	33,362	81.4	36,228	64.5
700	29,462	69.7	32,674	55.3
800	25,896	61.0	30,474	48.4
900	24,996	54.2	28,274	43.0
1000	24,096	48.8	26,074	38.7
1100	23,196	44.4	24,206	35.2
1200	22,507	40.7	22,406	32.2
1300	21,907	37.6	20,606	29.8

注) ※処理施設稼働率=処理水量の合計/日処理量の合計

8) ステップ-3 (第Ⅲ-2埋立地: FH205)

ステップ-3 (第Ⅲ-2埋立地: FH205) では、表9-8に示すように、現状の日処理量480m³/日、調整容量30,000m³で対応できないため、増設が必要である。日処理量700m³/日の時降雨最大年での施設稼働率は71.7%となる。調整容量も月間最大年で30,000m³を超えるため、増設が必要である。表9-8に示すように、日処理量800m³/日、調整槽容量45,000m³とすれば十分に安全な規模である。

表9-7 浸出水処理対象面積 (ha) (ステップ-3)

期別	面積 (A)				浸出係数 (C)	
	埋立中 区画 (A ₁)	未埋立 区画 (A ₂)	既埋立 区画 (A ₂)	計 (ΣA)	埋立中 区画 (C ₁)	既埋立 区画 (C ₂)
第Ⅰ埋立地	2.37	—	2.93	5.30	0.8	0.3
第Ⅱ埋立地	1.28	—	2.20	3.48	0.3	0.1
第Ⅲ-1埋立地	0.30	—	0.71	1.01	0.3	0.1
第Ⅲ-2埋立地	2.88	1.51	2.94	7.33	0.8	0.1
合計	6.83	1.51	8.78	17.12	0.37	

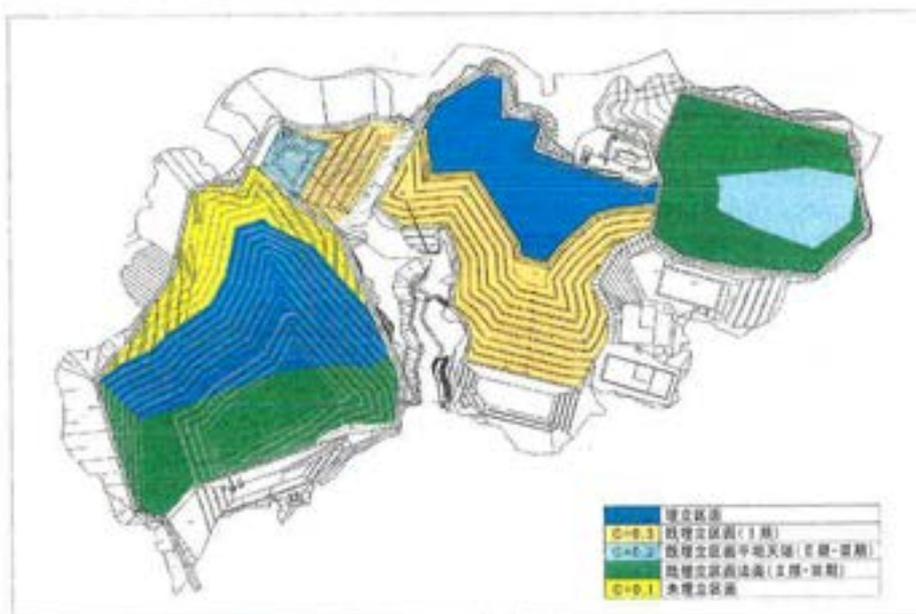


図9-5 埋立場所の位置 (ステップ-3)

表9-8 出し入れ計算結果 (ステップ-3)

日処理水量 (m ³ /日)	最大年(1989年)		月間最大年(2004年)	
	最大浸出水調 整容量 (m ³)	処理施設 稼働率 (%)	最大浸出水調 整容量 (m ³)	処理施設 稼働率 (%)
480	44,821	104.5	45,383	82.8
500	43,181	100.3	43,703	79.5
600	34,981	83.6	38,097	66.3
700	31,039	71.7	34,008	56.8
800	27,139	62.7	31,808	49.7
900	25,916	55.7	29,608	44.2
1000	25,016	50.2	27,408	39.8
1100	24,116	45.6	25,428	36.1
1200	23,335	41.8	23,628	33.1
1300	22,731	38.6	21,828	30.6

注) ※処理施設稼働率=処理水量の合計/日処理量の合計

10. 仮設防災計画



図10-1 施工フロー

1) 工事用道路計画

(1) 準備工

a) 区画明示柵、立入り防止柵

対象事業区域は、現在最終処分場として稼働・運営中で第Ⅰ期、第Ⅱ期の北側に隣接している。そのため、外部からの侵入者の立入りを防止するため、供用中の部分と増設部分との競合場所は、単管パイプにより区域分けを行う。

また敷地境界には第三者の立入りを防止するため、工事に先駆け立入り防止柵を設置する。

工事用ネットフェンス(参考図)

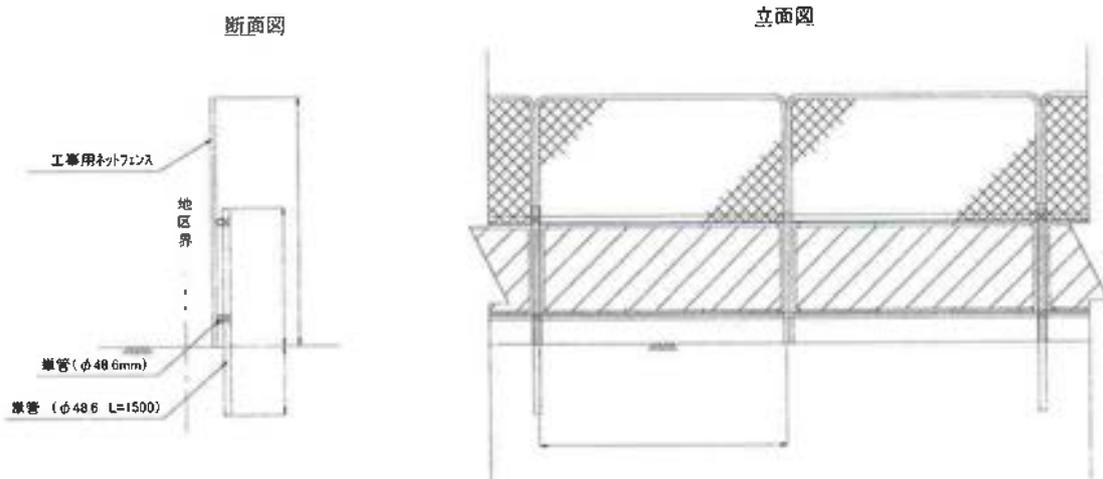


図10-2 工事用ネットフェンス (参考図)

b) 基本測量

設計図書に基づき中心線・水準点・縦横断等の確認測量を行うと共に、主要側点の引照点、仮BMの設置を行う。

(2) 伐開・除根・倒木収集・運搬・処理

a) 伐採測量

設計図書に基づき伐倒ラインの位置を、基準点から測量し、伐採範囲をテープにて明示する。

b) 伐木・除根

下草刈りは草刈機、伐倒はチェーンソーにて行う。伐倒したものは枝・葉を落とし集積・運搬し易いようする。

根株は、0.7m³級のバックホウ・2t級ブルドーザ等にて掘り起こし、根株についた土砂を除去する。ただし除根により地山法面等に影響がでる所（法肩部）に関しては伐倒のみを行い、除根は行わない。

c) 伐採木収集・運搬・処理

伐木したものはバックホウにて集積し、その際有効材と雑木とを選別することにより、処理方法別に収集する。また、計画に沿って適正に処理する。

(3) 工事用仮設道路工

工事用仮設道路の経路は、図10-4に示すとおりである。

a) 埋立地側（覆土置場側）工事用道路（切盛土）

伐開除根終了後、計画掘削・盛土断面の丁張り（現場作業用の目印）を設置する。

工事用道路造成当初は埋土（盛土）区間でありバックホウによる掘削・積込、運搬はダンプトラック及びクローラードンプを併用して施工を行う。工事用道路が進行してくると岩盤の露出が予測されるため、バックホウによる掘削が困難になった場合にはリッパを装着したブルドーザで掘削、押土を行う。切土法面整形はバックホウを使用し、必要に応じて、ブレーカーを併用する。

盛土区間は、運搬はダンプトラック及びクローラードンプを併用して行い、バックホウ及びブルドーザで敷き均し・転圧を行う。盛土法面はバックホウを使用し施工を行う。

工事用道路は、敷鉄板もしくは砕石路とする。

工事用道路 標準断面図（参考）

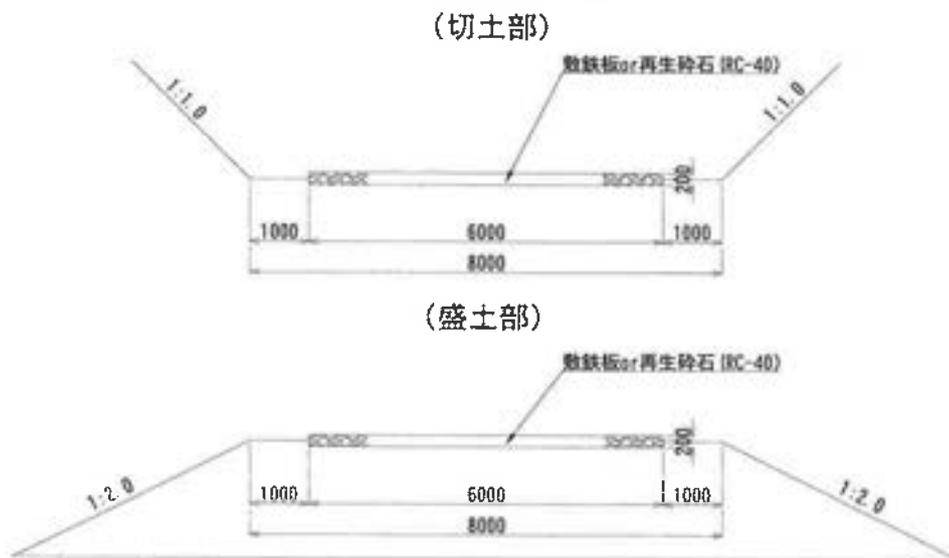
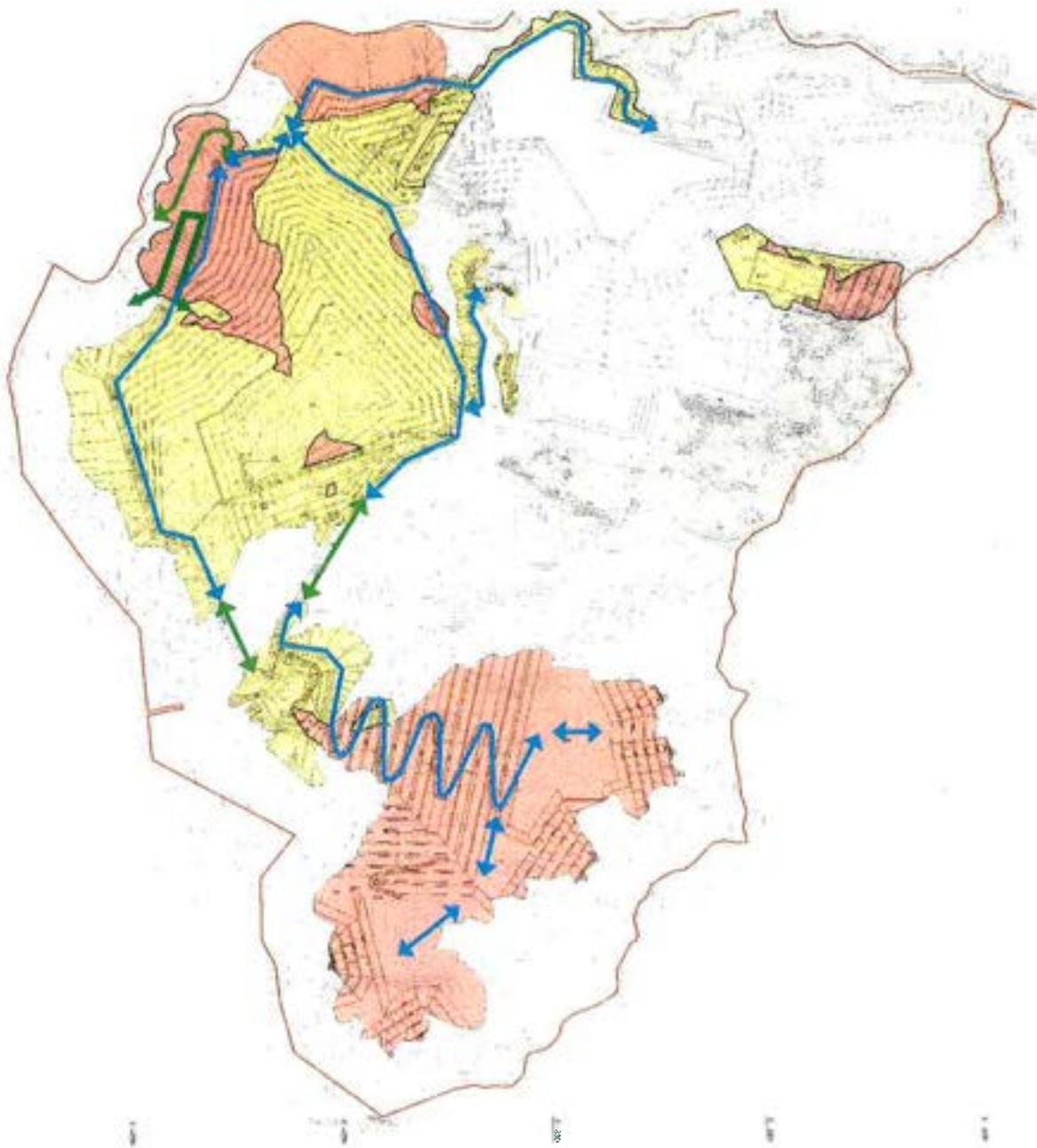


図10-3 工事用道路標準断面図（参考図）

b) 工事用道路（仮栈橋）

埋立地側の工事用道路側より鋼材形式の栈橋を架設する。クローラークレーンに杭打機を装備し、鋼杭（継手構造）を打設する。鋼杭打設後足場を架設し、水平継材・ブレス等により鋼杭を固定し、上部工（桁受・主桁・転落防止柵・覆工板）の架設を行う。

工事用道路栈橋は、図10-5に示す。



凡 例

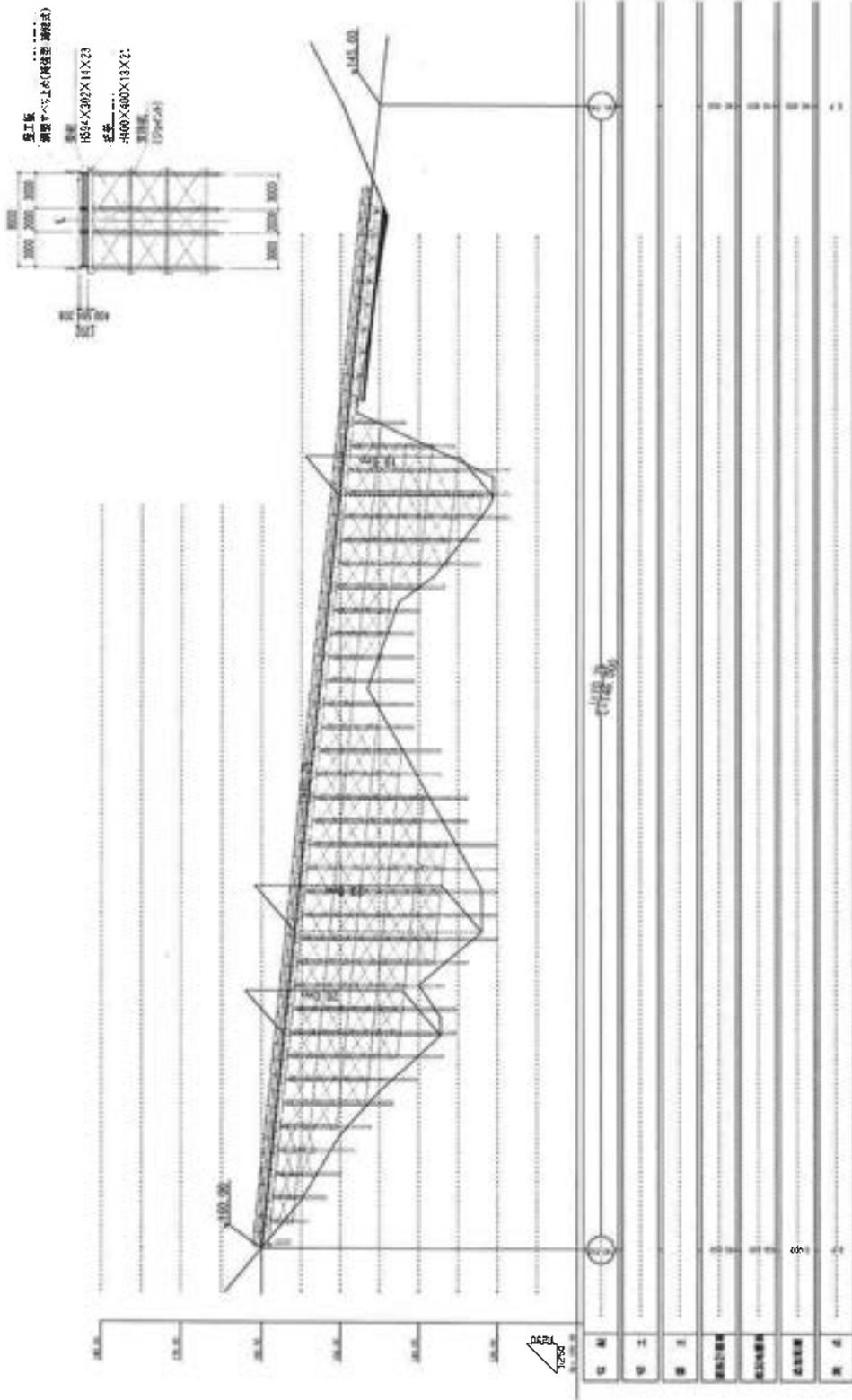
名 称	記 号
事 業 区 域 界	-----
切 土	■ (Yellow)
盛 土	■ (Red)

工事用道路経路(切盛土) ⇄ (Blue)

工事用道路経路(栈橋) ⇄ (Green)

図10-4 工事用道路経路図

仮設橋断面図-2 (W=6.0m) (参考図)



工事名	新設仮設橋梁センター(橋梁工事)		
図面名	仮設橋断面図-2 (参考図)		
図尺	1/250		
図面番	全	第01内頁	第
作成日	年	月	日
製			
監			
製			

図10-5 工事用道路 (橋)

c) 土砂流出防止柵

水路以外で工事域外へ土砂流出の可能性のある箇所については、土砂流出防止柵を設置する。

土砂流出防止柵（参考図） （ネット柵工）

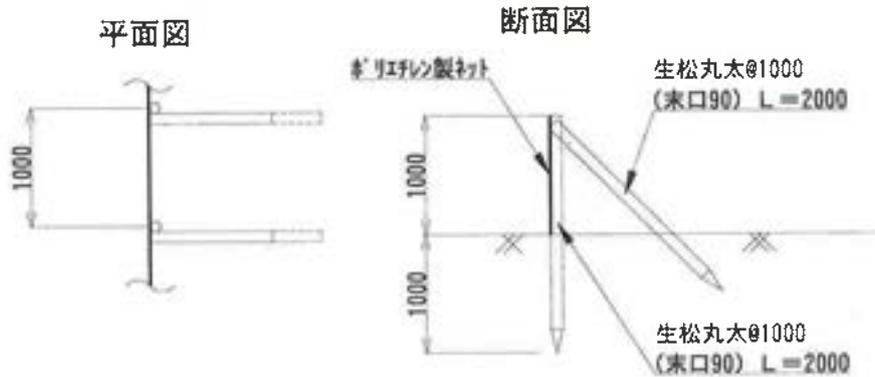


図10-6 土砂流出防止柵（参考図）

2) 仮排水計画

工事用道路（切盛土）脇に仮設排水路を設置する。上流からの雨水を速やかに仮設排水路に流下させると共に、途中に集水柵を設置し、雨水を法面及び掘削地盤内へに流下させないようにする。流末に仮設沈砂池を設け上澄み水を下流へ流下させる。

外周道路の側溝は、先行して仮設排水路から切替えを行う。

増設埋立地切土部分の地山掘削を行う際には外周道路側の造成を進行させ、外周道路側溝に雨水を導く。掘削区域内の雨水については、可能な限り地山部分に排水路を先行設置し、流末には沈砂池にポンプを設置し、上澄み水を外周道路側溝へポンプアップする。

各箇所の沈砂池は、必要に応じて土砂上げを行い常に上澄み水を排水できるように管理をする。

工事中の第Ⅲ-1埋立地への雨水は、雨水排水暗渠（φ500）を設置し、流末に汚濁防止施設を設置する。また、第Ⅲ-2埋立地への雨水は、雨水排水暗渠（φ300～900）を設置し、流末に仮設調整池及び汚濁防止施設を設け、そこに一旦貯留した後、下流側に排水する。

工事中の覆土置場への雨水は、覆土置場内に雨水排水暗渠（φ300～1100）を設置し、流末に仮設沈砂池を設け、そこに一旦貯留した後、下流側に排水する。盛上進行中は、下流側に堰堤を設置し雨水を法面に流さないように留意しながら、盛上の進行に伴い嵩上げを行う豎樋に水を導く。

豎樋には、直接雨水を流入せずに、周辺に沈砂機能をもたせ、上澄み水が流入するようにする。

沈砂池（参考図）

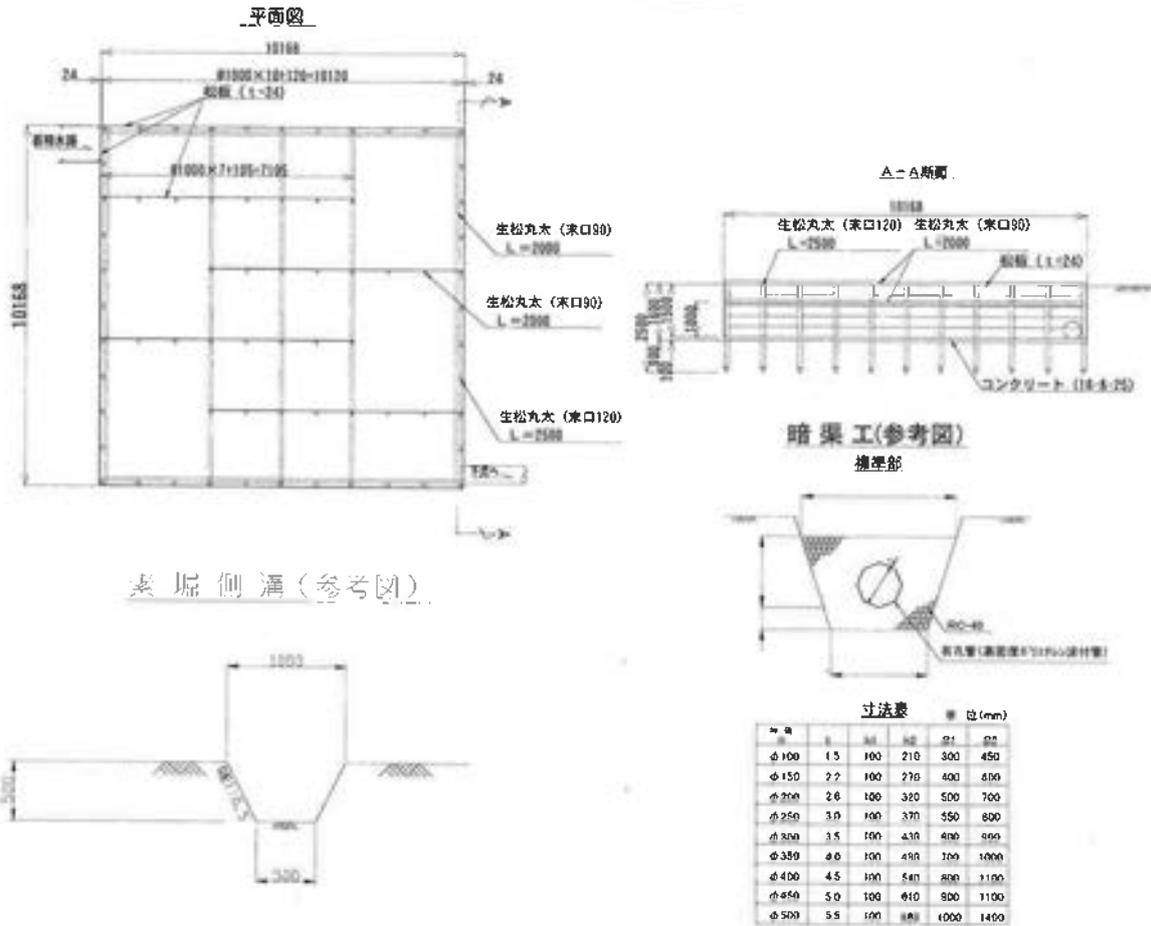
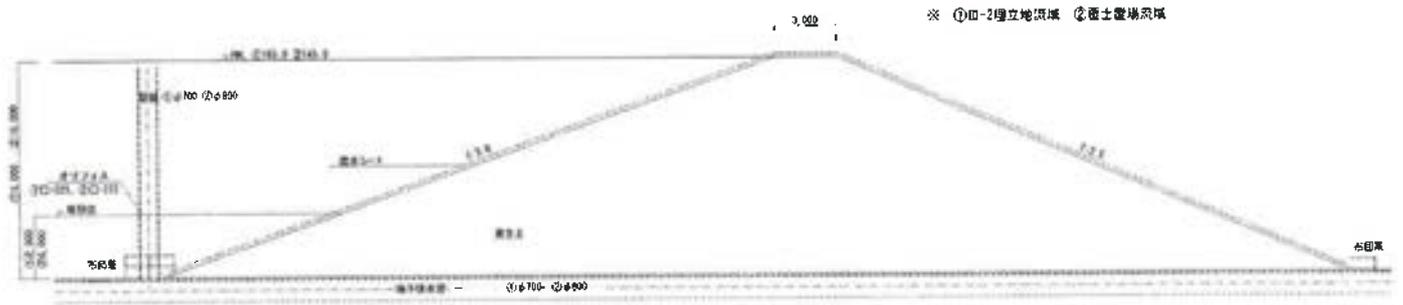


図10-7 沈砂池および素掘り側溝（参考図）

3) 仮設防災調整池計画

2 箇所の流末箇所に仮設防災調整池堰堤を切土材を使用して築堤し、仮設防災調整池堰堤の上流側には縦樋管（有孔管）設置し、上澄み水を下流へ放流する。

仮設調整池堰堤断面図 (参考図)



防災施設構造図(参考図)

堅管構造図

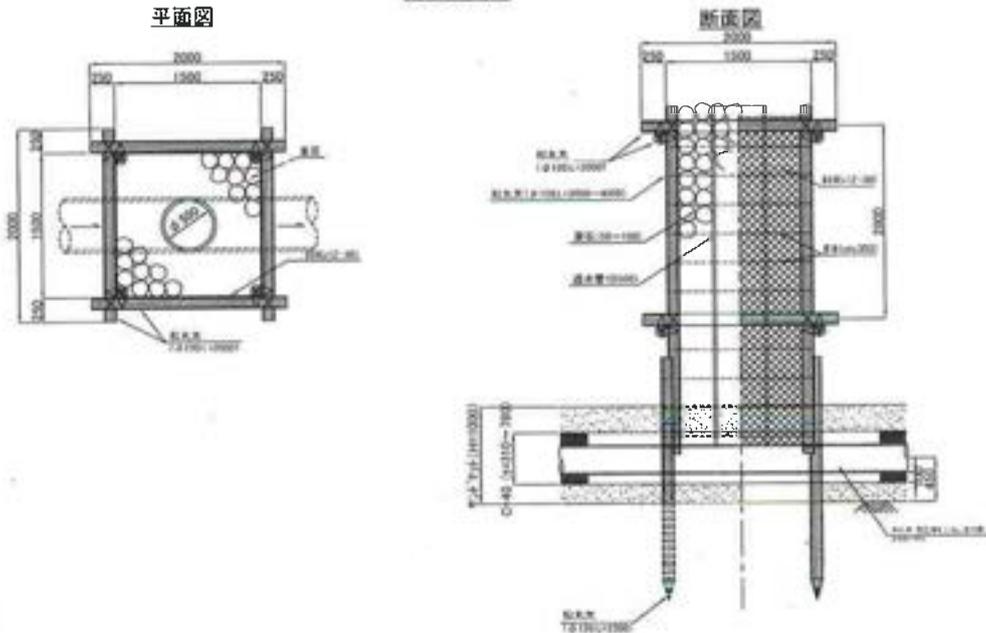


図10-8 防災施設構造図 (参考図)

(1) 仮設調整池容量の計算

Ⅲ - 2 埋立地 2ヶ所と、覆土置場の仮設調整池の容量計算を行う。

a) 設計諸元

流域面積、流出係数、堆積土砂量、許容放流量を下表に示す。

各数値は防災調整池計画、地下排水計画で示した値と同値である。

表10-1 仮設調整池諸元

場 所	流域面積 (ha)	流出係数	堆積土砂量 300m ³ /ha	許容放流量 0.025m ³ /ha
Ⅲ-2埋立地流域	11.18	0.88	10.40ha×300= 3,120 m ³	0.279
覆土置場流域	15.82	0.76	8.58ha×300= 2,574 m ³	0.395

b) 降雨強度式

館山地区 5 年確率降雨強度を用いる。

$$r = \frac{1,064}{t^{2/3} + 5.5} = 104.9 \text{ mm/hr}$$

ここで t = 10 分

c) 仮設防災調整池容量の算出

i) 埋立地流域

① 計算条件

・集水面積	A =	11.18	(ha) =	111,800	(m ²)
・流出係数	f =	0.880			
・下流許容放流量	Q _c =	0.279	(m ³ /s)		
・降雨強度式係数	a =	1064.00			
	b =	5.500			
	n =	0.667			

$$r = \frac{a}{t^n + b}$$

② 必要調整容量の計算式

調整池の必要容量は次式(簡易式)により求める。

$$V = \left(r_i - \frac{r_c}{2} \right) \times 60 \times t_i \times f \times A \times \frac{1}{360}$$

出典: 防災調節池等技術基準(案)解説と設計実例(河川協会)

ここに、 V: 必要調整容量 (m³)

f: 流出係数

A: 流域面積 (ha)

r_c: 放流能力(Q_c)に対応する降雨強度 (mm/hr)

$$r_c = 360 \times Q_c / (f \times A)$$

r_i: 降雨の継続時間 t_i に対応する 降雨強度(mm/hr)

$$r_i = a / (t_i^n + b)$$

t_i: 降雨の継続時間 (min)

③ 放流能力(Q_c)に対応する降雨強度

$$r_c = 360 \times Q_c / (f \times A) = 10.2 \text{ (mm/hr)}$$

④ 必要調節容量が最大となる降雨の継続時間

$$t_i = \left\{ \frac{a \times (1-n) - b \times r_c + \sqrt{(1-n)^2 \times a^2 + 2 \times n \times a \times b \times r_c}}{r_c} \right\}^{1/n}$$

$$t_i = 630 \text{ (min)}$$

⑤ 降雨の継続時間 t_i に対応する 降雨強度

$$r_i = \frac{a}{t_i^n + b} = 13.4 \text{ (mm/hr)}$$

⑥ 必要調節容量

$$V = \left(r_i - \frac{r_c}{2} \right) \times 60 \times t_i \times f \times A \times \frac{1}{360} = 8,574 \text{ (m}^3\text{)}$$

4) 覆土置場流域

① 計算条件

- ・集水面積
- ・流出係数
- ・下流許容放流量
- ・降雨強度式係数

A =	15.82	(ha) =	158,200 (m ²)
f =	0.760		
Q _c =	0.395	(m ³ /s)	
a =	1064.00		
b =	5.500		
n =	0.667		

$$r = \frac{a}{t^n + b}$$

② 必要調整容量の計算式

調整池の必要容量は次式(簡易式)により求める。

$$V = \left(r_i - \frac{r_c}{2} \right) \times 60 \times t_i \times f \times A \times \frac{1}{360}$$

出典: 防災調節池等技術基準(案)解説と設計実例(河川協会)

ここに、 V: 必要調整容量 (m³)

f: 流出係数

A: 流域面積 (ha)

r_c: 放流能力(Q_c)に対応する降雨強度 (mm/hr)

$$r_c = 360 \times Q_c / (f \times A)$$

r_i: 降雨の継続時間 t_i に対応する 降雨強度(mm/hr)

$$r_i = a / (t_i^n + b)$$

t_i: 降雨の継続時間 (min)

③ 放流能力(Q_c)に対応する降雨強度

$$r_c = 360 \times Q_c / (f \times A) = 11.8 \text{ (mm/hr)}$$

④ 必要調節容量が最大となる降雨の継続時間

$$t_i = \left\{ \frac{a \times (1-n) - b \times r_c + \sqrt{(1-n)^2 \times a^2 + 2 \times n \times a \times b \times r_c}}{r_c} \right\}^{1/n}$$

$$t_i = 511 \text{ (min)}$$

⑤ 降雨の継続時間 t_i に対応する 降雨強度

$$\begin{aligned} r_i &= \frac{a}{t_i^n + b} \\ &= 15.3 \text{ (mm/hr)} \end{aligned}$$

⑥ 必要調節容量

$$\begin{aligned} V &= \left(r_i - \frac{r_c}{2} \right) \times 60 \times t_i \times f \times A \times \frac{1}{360} \\ &= 9.625 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

d) 必要調整容量

表10-2 調整容量表

場 所	洪水調整容量 (m ³)	堆砂量 (m ³)	必要総容量 (m ³)	水位 (m)	水面積 (m ²)	実容量
Ⅲ-2埋立地流域	8,574	3,120	11,694	159.0	745	12,042
				165.0	3,269	
覆土置場流域	9,625	2,574	12,199	135.0	25	12,795
				145.0	2,534	

e) オリフィスの断面決定

地下排水管に豎樋を接続し、豎樋にオリフィスを設けることとする。

$$a = \frac{Q}{C\sqrt{2gh}}$$

ここに a:オリフィス断面積 (m²)

Q:流量 (m³/sec)

C:流量係数 (=0.6)

g:重力加速度 (9.8m/sec²)

h:水頭 (洪水位-敷高)

① Ⅲ - 2埋立地

Q=許容放流量 (=0.279m³/sec)

$$h = 165.0 - 161.0 = 4.0$$

$$a = \frac{0.279}{0.60 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 4.0}} = 0.0525 \text{m}^2$$

$$D = \sqrt{a} = \sqrt{0.0525} = 0.229 \text{m}$$

よって、オリフィス断面は229×229とする。

② 覆土置場

$$Q = \text{許容放流量} (=0.395\text{m}^3/\text{sec})$$

$$h = 145.0 - 141.0 = 4.0$$

$$a = \frac{0.395}{0.60 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 4.0}} = 0.0743\text{m}^2$$

$$D = \sqrt{a} = \sqrt{0.0743} = 0.272\text{m}$$

よって、オリフィス断面は272×272とする。

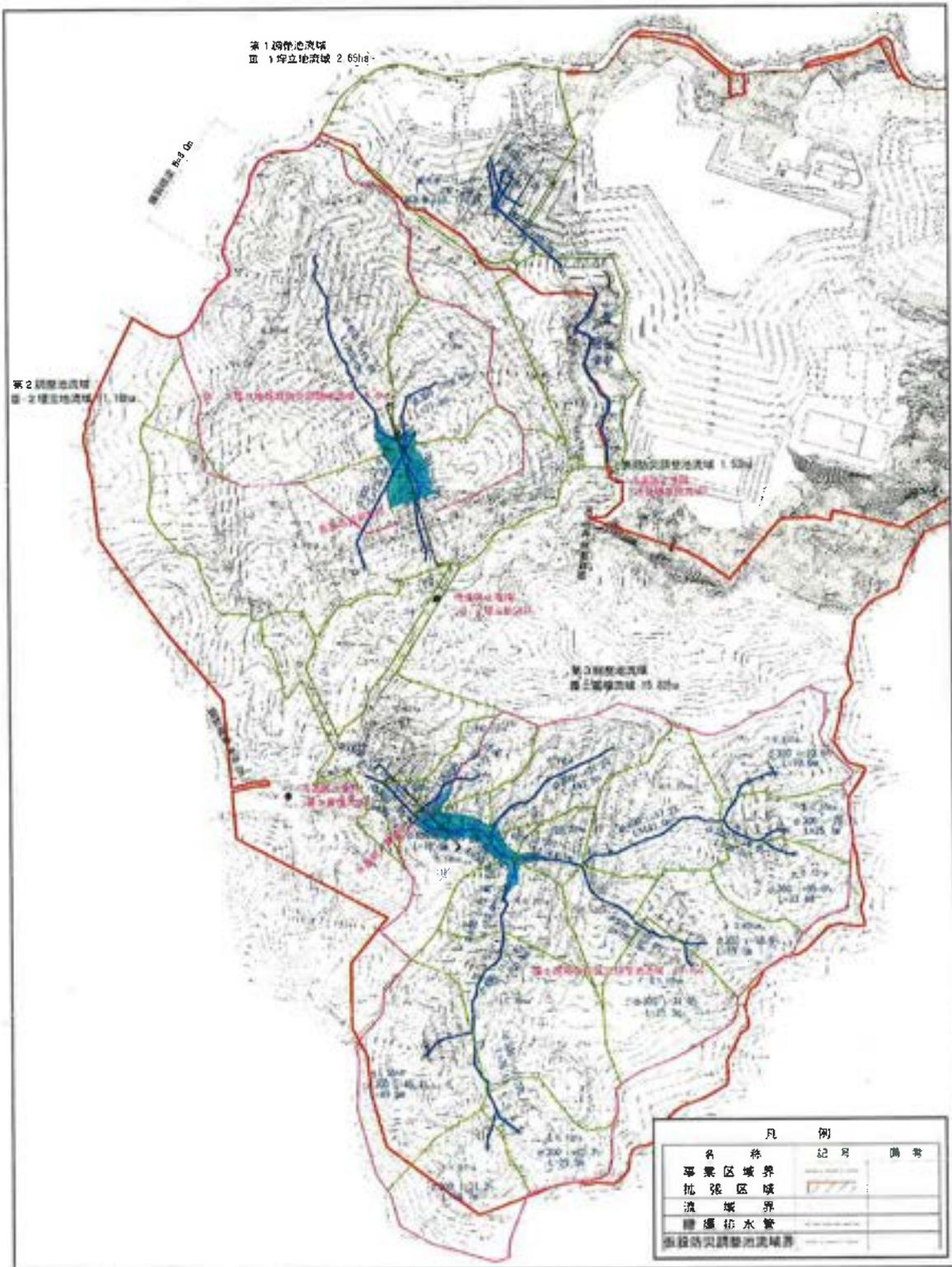


図10-9 防災施設等計画平面図

4) 仮設工事計画・工程計画

表10-3 仮設工事および建設工事工程表

埋立計画	年度	1	2	3	4	5	6
Ⅲ期埋立計画							
仮設工事							
測量工		■					
伐開・除根工		■	■				
工事用道路工		■	■	■			
仮設排水・仮設防災調整池工		■	■				
第Ⅲ-1埋立地工事							
場内造成工事		■					
調整池堰堤工事			■				
堰堤工事		■	■				
法面工事		■					
遮水設備工事		■	■				
雨水等集排水設備工事			■				
保有水等集排水設備工事			■				
発生ガス対策設備工事			■				
飛散防止設備工事			■				
道路工事		■		■			
使用前検査				■			
第Ⅲ-1埋立地土堰堤工事							
浸出水処理施設工事				■	■	■	■
場内造成工事		■					
漫出水調整槽工事		■	■	■			
漫出水処理槽工事			■	■	■		
第Ⅲ-2埋立地工事							
第Ⅲ-2-1工区							
場内造成工事		■	■	■			
調整池堰堤工事			■	■			
堰堤工事			■	■			
法面工事		■	■	■			
遮水設備工事			■	■	■		
雨水等集排水設備工事			■	■			
保有水等集排水設備工事				■	■		
発生ガス対策設備工事				■	■		
飛散防止設備工事				■	■		
道路工事				■	■		
使用前検査					■		
第Ⅲ-2-2工区							
場内造成工事				■	■	■	
法面工事				■	■	■	
遮水設備工事				■	■	■	
雨水等集排水設備工事				■	■	■	
保有水等集排水設備工事					■	■	
発生ガス対策設備工事					■	■	
飛散防止設備工事					■	■	
道路工事					■	■	
使用前検査						■	
覆土置場造成工事							
盛土工事			■	■	■		
調整池堰堤工事			■				
長大法面工事				■	■	■	
長大法面雨水排水工事				■	■	■	
第Ⅲ-2埋立地土堰堤工事							
緑化工事			■		■	■	