

一般廃棄物最終処分場増設事業に係る
基本設計等調査業務委託

基本設計報告書

平成 22 年 9 月

燕・弥彦総合事務組合
国際航業株式会社

目 次

第 1 章 一般廃棄物最終処分場増設事業計画の概要	1 -1
(1) 事業の概要	1 -1
(2) 施設の概要	1 -1
(3) 埋立方法等	1 -3
第 2 章 最終処分場施設の検討	2 -1
2.1 最終処分場施設の配置	2 -1
2.2 前処理設備	2 -5
2.3 貯留構造物	2 -6
2.4 地下水集排水施設	2 -28
2.5 遮水工	2 -39
2.6 雨水集排水施設	2 -61
2.7 浸出水集排水施設	2 -68
2.8 浸出水処理施設	2 -77
2.9 発生ガス処理施設	2 -88
2.10 モニタリング設備	2 -90
2.11 場内道路	2 -100
2.12 飛散防止等設備	2 -102
2.13 防災調整池	2 -103
2.14 防火設備	2 -131
2.15 管理施設	2 -131
第 3 章 埋立計画	3 -1
(1) 埋立工法	3 -1
(2) 埋立順序	3 -1
(3) 埋立作業	3 -2
(4) 覆土	3 -2
第 4 章 跡地利用計画	4 -1
(1) 現況把握	4 -1
(2) 敷地分析	4 -4
(3) 計画内容の検討及び設定	4 -5
(4) 基本計画	4 -7
第 5 章 概算工事費の算出	5 -1
(1) 土木工事の概算数量	5 -1
(2) 土木工事の概算工事費	5 -3
(3) 水処理施設工事の主要設備設置・整備一覧	5 -6
(4) 水処理施設工事の概算工事費	5 -9
(5) 基本設計図	5 -10

第1章 一般廃棄物最終処分場増設事業計画の概要

(1) 事業の概要

本業務は、燕弥彦総合事務組合が設置する一般廃棄物最終処分場の増設工事に対し、廃棄物を適正かつ安全に埋立処分するため、諸設備について合理的・経済的な施設設計を行うものである。

1) 位置及び面積

位置：新潟県燕市大字館野字西 109-1

面積：用地面積 約 4.86 ha

埋立面積 約 3.24 ha

2) 受入廃棄物

- ・焼却施設及び粗大ごみ処理施設から搬入される残渣
- ・一般家庭及び個人事業所の不燃物、側溝汚泥等
- ・災害廃棄物

3) 埋立容量

約 159 千 m³

4) 本体建設工事（予定）

平成 23 年度～平成 24 年度

5) 埋立開始（予定）

平成 25 年 4 月

6) 埋立期間（予定）

約 15 年間

(2) 施設の概要

1) 基本方針

一般廃棄物最終処分場の建設にあたって、周辺の土地利用や自然環境との調和を図り、公害・災害対策等に万全を期すことを基本とする。以下に、設計上の基本方針を示す。

- ・新規処分場の構造は、既存処分場の構造を踏襲する構造で設計する。
- ・埋立地は掘り込み式とし、埋立地周辺の盛土堰堤は小規模とする。
- ・埋立地は、オープン構造とする。
- ・埋立地内は、2つ以上に区画を分ける。
- ・しゃ水工は、二重構造とする。
- ・鉛直遮水工による地下水対策を行う。
- ・施設の入口は、既存施設の管理棟奥からとする。
- ・既設処分場東側の市道は無くし、敷地を有効利用する。
- ・埋立地の周りに管理用道路を設置する。
- ・場内道路の縦断勾配は、10%を超えない設計とする。
- ・埋立地の彫り込みにより発生する土砂は、既存施設の敷地内に仮置きする。
- ・洗車設備を設置する。

- ・水処理施設は、既存施設を最大限利用する。
- ・水処理施設の予備地を確保する。
- ・既存施設の最終覆土は、難透水性の構造を採用する。

2) 施設の機能

最終処分場の基本的機能（廃棄物の埋立と安定化）の他、次のような機能を有する施設を計画する。

- ・必要な埋立容量を持つこと。
- ・災害廃棄物の仮置き容量を確保すること。
- ・廃棄物を円滑に埋立処分できる良好な作業性を有すること。
- ・廃棄物が早期に安定化、無害化する構造であること。
- ・埋立中及び埋立終了後を通じて公害の原因とならない構造であること。
- ・埋立中及び埋立終了後を通じて防災上安全であること。
- ・受入廃棄物の管理及び保持ができること。
- ・適切な維持管理ができること。

3) 各施設の目的

【主要設備】

- 貯留構造物 : 廃棄物を安全に貯留するため、埋立地周辺に設ける。
- しゃ水工 : 浸出水を外部に漏らさないため、埋立地の底盤と法面に敷設する。
- 雨水集排水施設 : 埋立地外の雨水を埋立地内に流入させないため埋立地の外周に設置する。
- 浸出水集排水施設 : 埋立地内の浸出水を速やかに集排水して、浸出水処理施設に導くために設置する。
- 浸出水処理施設 : 集められた浸出水を放流基準の水質まで処理するために設置する。
- 地下水集排水施設 : 埋立地底部の地下水を集めて排水し、しゃ水工に水圧がかからないようにするために設置する。
- 発生ガス処理設備 : 埋立地から発生するガスを速やかに集め、排気するために設置する。

【管理設備】

- 搬入管理設備 : 搬入される廃棄物の計量・記録するために設置する。
- 管理棟 : 廃棄物の搬入や処分場施設の集中管理を行うために設置する。
- 場内道路 : 埋立地内に廃棄物や覆土を搬入するために設置する。
- モニタリング設備 : 浸出水の漏水等を速やかに検知するために設置する。

【関連設備】

- 搬入道路 : 廃棄物及び覆土の搬入、埋立作業に必要な資材の搬入等を行うために設置する。
- 飛散防止設備 : 廃棄物の飛散を防止するために設置する。

- 門扉・囲障設備 : 関係者以外の立入りを防止するために設置する。
- 防災調整池 : 開発に伴う雨水の洪水調整を行うために設置する。
- 洗車設備 : 車両のタイヤやボディーに付着した廃棄物や土を洗い落とすために設置する。

(3) 埋立方法等

1) 埋立順序

埋立は、安全性、効率性を考慮して下流側から行う。

2) 埋立方式

埋立方式は、セル方式（廃棄物をブルドーザなどで押しつぶしながら敷き均し、その上に廃棄物を包み込むように覆土する方式）とする。

3) 覆土

覆土は、廃棄物の飛散や流出防止、悪臭の発生防止などの目的から実施する。覆土には、その目的から即日覆土、中間覆土、最終覆土がある。

- ・即日覆土：一日の埋立作業が終了したときに実施する。（厚さ 15～20cm）
- ・中間覆土：運搬車両の走路確保や長期間放置される埋立部分の雨水排除を目的として実施する。（厚さ 50cm）
- ・最終覆土：廃棄物の埋立が終わった時点で、浸出水量の削減、跡地利用、景観の向上等を目的として最上層に実施する。（厚さ 低木植樹 50cm）

第2章 最終処分場施設の検討

本計画における最終処分場は「一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める命令」(基準省令)に示される技術基準に準拠し、また、循環型社会形成推進交付金事業として行うため「廃棄物最終処分場性能指針」を反映した施設計画とする。

本章では「廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領」において示される管理型最終処分場の施設構成に基づいて処分場施設計画を述べる。

2.1 最終処分場施設の配置

最終処分場は、埋立地本体を含む主要施設のほか、管理施設、関連施設より構成され、全体として生活環境の保全上、浸出水の外部流出、地下水汚染、ごみの飛散、ガスの発生、衛生害虫の発生等を防止しながら、所要量のごみを安全に埋立できる施設とする。最終処分場における施設構成を表1に示す。

一般廃棄物最終処分場施設の機能及び構成を表2.1.1、図2.1.1に示す。

表 2.1.1 最終処分場施設の機能との関係

最終処分場の機能 最終処分場の構成施設		保管・処理 機能	環境保全機能			地域還元 機能
			地下水 汚染防止	公共水域 汚染防止	その他 (大気汚染 防止、生活 環境保全 など)	
主要施設	.1 貯留構造物					
	.2 地下水集排水施設					
	.3 遮水工					
	.4 雨水集排水施設					
	.5 浸出水集排水施設					
	.6 浸出水処理施設					
	.7 埋立ガス処理施設					
管理施設	.1 搬入管理施設					
	.2 環境監視(モニタリング)施設					
	.3 管理棟					
	.4 管理道路					
	.5 その他(洗車施設)					
関連施設	.1 埋立前処理施設					
	.2 搬入道路					
	.3 飛散防止設備					
	.4 立て札、門扉、困障設備					
	.5 防火設備					
	.6 防災設備					
地域還元施設	.1 跡地利用					

(凡例) : 関係が極めて大きい : 関係がある

(資料: 廃棄物最終処分場整備の計画設計要領 (社)全国都市清掃会議)

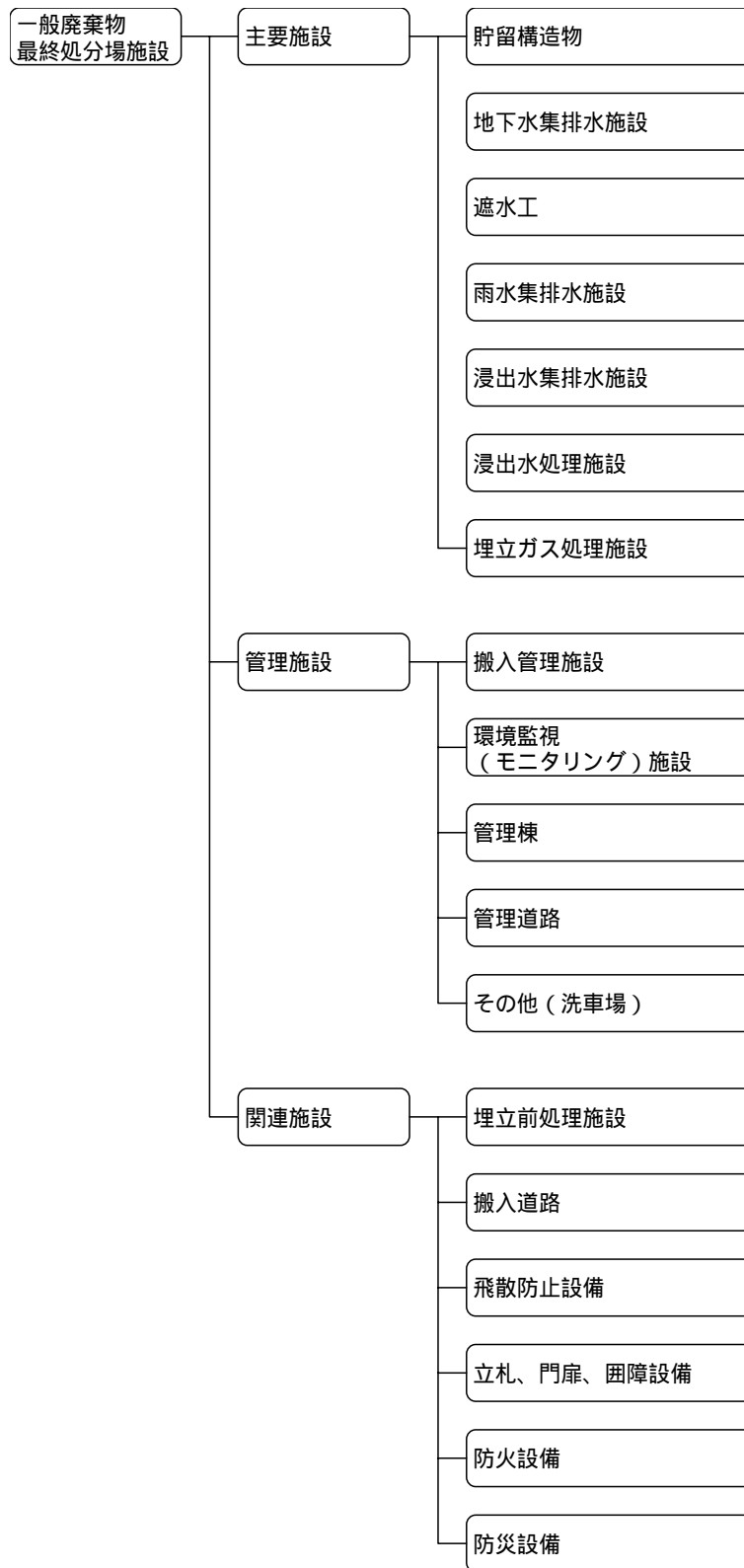


図 2.1.1 一般廃棄物最終処分場施設の構成

(1) 最終処分場施設の概要

1) 主要設備

貯留構造物

埋立地は、約 5 m 掘り込み、埋立地周辺に高さ 1.8m 以下の盛土堰堤を設ける。

しゃ水工

しゃ水工は、底盤部と法面部シートを 2 重構造 ($t=1.5\text{mm}$) とし、シート間には漏水検知システムを敷設する。また、斜面部のしゃ水シートには遮光マット ($t=4\text{mm}$)、底盤部には保護マット ($t=10\text{mm}$) と保護盛土 ($t=50\text{cm}$) を敷設する。

雨水集排水施設

計画地内の雨水排水は、U 字溝 ($U-240 \times 240 \sim U-600 \times 900$) で行うこととし、集水した雨水は全て雨水調整池に排水し、館野排水溝を經由して、大通川に排水する。

浸出水集排水施設

浸出水は、600 の幹線集排水管と 400 の支線集排水管により集水し、浸出水導水管、集水ピットを経て、浸出水処理施設に送水する。

浸出水処理施設

浸出水処理施設では、埋立地から送水された浸出水を放流可能な水質まで処理する。

地下水集排水施設

地下水は、500 の幹線集排水管と 300 の支線集排水管により集水し、集水ピットを経て、場内の雨水集排水溝に放流する。

発生ガス処理設備

発生ガスは、浸出水幹線集排水管の位置に 40m ピッチで豎型ガス抜き管、浸出水支線集排水管の先天に 40m ピットで法面ガス抜き管を設置する。

2) 管理設備

搬入管理設備

搬入管理施設は、既設処分場の入口部分に搬入される廃棄物の計量・記録を行うためのトラックスケールを設置する。

管理棟

管理棟は、既設処分場の管理棟を使用することとし、新設処分場には設置しない。

場内道路

場内道路は、埋立地の管理のために埋立地周辺に設置する。

モニタリング設備

モニタリング設備は、埋立地の東側と中央部に 2 ヶ所モニタリング井戸を設置する。

3) 関連設備

搬入道路

搬入道路は、埋立物搬入のために入口から埋立地までの道路と埋立地に入る道路を設置する。

飛散防止設備

飛散防止設備は、埋立地の周辺に高さ約 6 m の防塵ネットを設置する。

門扉・囲障設備

門扉は、既設処分場の門扉を使用することとし、新設処分場の入口には設置しない。また、

囲障設備設備は、施設の周りに設置する飛散防止設備を兼用する。

防災調整池

防災調整池は、計画地の北側に有効容量 2,946m³の調整池を設置する。

洗車設備

洗車施設は、埋立地入口部にプール式のものを設置する。

2.2 前処理設備

(1) 目的及び機能

最終処分場の前処理施設は、埋立物から有価物を選別回収したり、埋立物の安定化を促進するための設備であり、広義には焼却処理も前処理の一形態と捉えられる。前処理施設は一般に以下のような処理の種類が挙げられる。

1) 破碎・選別処理

破碎・選別処理は、そのまま埋立処分できる廃棄物に対し、出来るだけ体積を小さくするため、破碎、選別、圧縮などを行う。また、処理の後段で鉄分やアルミなどの有価物や可燃物を選別することで、埋立廃棄物を極力減量することが期待できる。

2) 溶融処理

溶融処理は、有害物等のそのままでは埋立処分ができない廃棄物を高温で溶融し無害化することや、溶融することで容量を小さくして最終処分場の延命化を図るための処理として有効である。

3) 廃棄物の洗浄

廃棄物の洗浄は、廃棄物を埋立前に強制的に洗浄し、汚染物質を洗い出すことにより、不活性化した廃棄物を処分場に埋め立てる技術である。廃棄物に含まれる有害物や焼却灰中の塩類などを低減し、周辺環境への汚染リスクの抑制、処分場の早期安定・早期廃止に有効である。

本計画における前処理施設は、最終処分場に直接持ち込まれる不燃ごみを対象にオンサイトで処理し、埋立ごみの減容・減量化を目的とする。このため、規模 5 t 未満の破碎処理若しくは破碎+選別を検討するものであるが、検討に際しては以下に留意する必要がある。

- ・一般廃棄物(ごみ)処理基本計画の将来計画では、不燃ごみは粗大ごみ処理施設で破碎・選別されることが期待されている。不燃ごみの粗大ごみ処理施設への搬入に関する諸計画(粗大ごみ処理施設能力、対象物、変更時期等)との整合が必要である。
- ・平成 19 年度の粗大ごみ処理量は 439 t /年であり、既存粗大ごみ処理施設(49/日)の稼働率が著しく低い状況にある。将来計画との整合を図るとともに、現状での対策として、最終処分場に持ち込まれる不燃ごみの場内での選別・ストック・粗大ごみ処理施設への搬出等別途の対策について、検討する必要がある。

(2) 処理対象物

処理対象物である不燃ごみは、陶磁器、ガラスのほか硬質プラ、軟質プラ、皮革類、小型家電(30cm 以下)等多種に及び。下図には主な不燃ごみの品目を示す。

(3) 前処理施設の必要性

既設処分場では、小型家電や建物の解体廃棄物等が直接持ち込みされているが、重機等で踏み潰し細かくして埋立を行っている。また、一般廃棄物(ごみ)処理基本計画では、将来的に不燃ごみを粗大ごみ処理施設で破碎・選別させる計画としている。そのため、前処理施設の設置は不要と考えている。よって、増設する施設には前処理施設を設置しないこととする。

2.3 貯留構造物

(1) 目的

貯留構造物は、廃棄物層の流出や崩壊を防ぎ、埋め立てられた廃棄物を安全に貯留・保管するために設けられる。また、予想を上回る異常降水時には埋立地内が一時的に帯水状態になることも予想されことから、貯留構造物は貯水機能を併せ持つ構造とする。

(2) 機能

貯留構造物は、埋め立てられた廃棄物を安全に貯留する機能を有した施設であり、以下に示す ~ の基本的な機能を具備するとともに、 ~ の防災上の安全確保、管理の利便性及び景観保全などの観点を有する機能が求められる。

表 2.3.1 貯留構造物の機能

廃棄物の貯留機能	貯留構造物の自重、廃棄物圧、水圧及び地震力などの荷重に対して計画埋立量の廃棄物などを安全に貯留する。
浸出水の流出遮断機能	浸出水の埋立地外への流出を遮断する。
浸出水の集水・取水機能	埋立地内を浸透してきた浸出水を貯留構造物に設置した集水施設で集水し、貯留構造物に設けられた取水施設で取水する場合がある。
洪水調節機能	雨水集排水施設の計画計画規模を超える降水が発生し、浸出水や表流水が貯留構造物を越流するような場合にも、貯留構造物や基礎地盤の安定性が損なわれることのないように、安全に洪水を流下させることができる。
天端通路機能	点検管理などでの通行を容易にする。
取水塔設置機能	浸出水を取り出す取水施設で貯留構造物に接した取水塔が必要な場合は設置が容易な形状・配置にする。
地下水排水機能	浸出水と分離して、埋立地内の地下水を排水できる。
廃止後の浸出水の放流機能	浸出水が安定化し、放流基準以下になって、最終処分場が廃止された後には浸出水が浸出水処理施設を通さずに、直接公共水域に放流できる。
景観機能・跡地利用機能	構造物は周囲の環境と調和を図り、跡地利用計画を配慮した構造とする。

(3) 構造形式の選定

表 2.3.2 に各種貯留構造物の一般的特徴を示す。貯留構造物の型式選定に当たっては、次の点に留意するものとする。

貯留構造物の基礎地盤が完成後の荷重に十分耐えること。

貯留構造物の形状が小さく、かつ処分容量が十分に確保できる構造とすること。

安価であること。

材料が計画地の近くから得られ、施工性に無理がないこと。

跡地利用計画に配慮した構造とすること。

しゃ水工・浸出水集排水施設等の他の施設との整合性を考慮すること。

本計画地は、地盤支持力が低い地盤であることから、基礎地盤への負荷の高い構造形式は選定できない。また、掘り込み形式の埋立地となることから、発生土を有効利用できる構造形式が望ましい。さらに、周辺の田への圧迫感を押さえるため、盛土高さはできるだけ低くする必要がる。これらのことを考慮して、盛土堤式の貯留構造物の選定を検討する。

表 2.3.2 貯留構造物の特徴

項目 形式	断面	堤高	安定性	透水性	施工性	経済性	その他
重力式 コンクリート ダム		必要な高さを 築造できる。	堤体自身の安全性は 大きい。強固な基礎 岩盤が必要であり 地質的条件が限られ る。	コンクリートの透水 性の問題として、打 継目の施工に注意す る必要がある。	施工は比較的容易で ある。岩盤処理およ びコンクリート品質 と施工管理を確実に 行う必要がある。	大量のコンクリート 材料を近くに求めら れれば経済的。堤体 積はアースダムに比 べ少ないので、貯留 容量が大きくなり処 分効率はよい。	大規模埋立地に適す る。
盛土 ダム	アース ダム	同上	基礎地盤の良否に左 右されず、安全な掃 切りができる。堤体 を越流する水に弱い。 また、パイピングに よる法面前縁に注 意が必要である。	不透水性地盤上で盛 り立てるか、不透水 性のコアを造る必要 がある。表面を不透 水性材で被覆する場 合もある。	施工は比較的容易で ある。締固め施工管 理および盛立て材と 不透水性材の品質管 理を十分に行う必要 がある。	堤体材料は現地発生 土の利用を原則とし ているので経済的で ある。材料を現地入 手できないときは工 事費がかさむ。	地盤に左右されず大 容積の埋立地をつく れるが堤体積が大き くなり処分効率が落 ちる。法面緑化がで き自然との調和がと れ美観上最も優れて いる。
	ロック フィル ダム	同上	重力式ダムよりも基 礎の支持力を必要と しないが、岩または よく締まった砂利基 礎がよい。越流水、 パイピングに注意す る必要がある。	コアを造るが、表面 被覆をする必要があ る。	同上	同上 ロック材料の入手が 得意でないことが多 く最終処分場の貯留 構造物としては不経 済な場合がある。	大規模埋立地に適し ているが、盛立て材 の岩石採取が容易な 地点が少ない。
コンクリート 擁壁		15m 位までが 限界と考えら れる。	安定計算理論が明解 で、安全な設計がで きる。滑動に対する 安定、背面の排水を 良くして水圧が働か ないようにすること などに注意が必要で ある。	凹地部の透水処理が 必要である。水圧軽 減のため水抜孔を設 ける場合は集水溝が 必要である。	平坦地での設置が望 ましい。底面の凹凸 の著しい地形では施 工が複雑になる。鉄 筋コンクリートの品質 、施工管理を確実に 行う。	擁壁自身の工事費は 比較的安い。向きに 制限があるため、小 規模ダムでは、経済 的である。	平坦地の中規模以下 の埋立地に選してい る。

表 2.3.3 貯留構造物と基礎地盤との関係

◎：最適、○：適、△：可、×：不可

基礎地盤 貯留構造物		岩 盤	透水性地盤 (砂利・砂地盤)	不透水性地盤 (粘土地盤)	軟弱地盤 (シルト・細砂・粘土地盤)	不均一地盤
重力式 コンクリートダム		岩盤基礎上のダムとしては、コンクリートダムが最適である。硬岩で十分な支持力がある場合は、高さの制限はないが軟岩の時は低ダム（高さ15m以下）になる。床掘りを行い風化岩の除去が必要である。	低いコンクリートダム（高さ15m以下）であれば可能であるが、支持力についての十分な検討と止水工が必要である。	低いダムでは基礎杭を施せば可能であるが、不経済である。	基礎杭を打てば低いダムの場合、施工可能である。	偏心した力がかかり、安定上問題がある。
		◎	○	△	△	×
底土ダム	アースダム	支持力の弱い堆積岩や変成岩にはコンクリートダムよりも安全である。	この地盤に対しては最も安全なダム形式である。良く締まった地盤であれば高ダム（高さ15m以上）も可能である。この地盤は透水性が高いので止水工法が必要である。	良好な基礎地盤とはいえないが、均一型低ダムは可能である。圧密沈下、せん断破壊に対する配慮が必要である。	ダム形式としては可能な唯一のタイプであるが、堤体の斜面勾配を小さくし沈下に対する余裕高を大きくとり、不均沈下やクラックの対策など、特別の配慮が必要である。	地盤改良を行えば可能であるが、工費が大となる。
	ロックフィルダム	同上	同上	同上	地盤改良の必要あり。	同上
コンクリート構型		基礎地盤としては十分な支持力はあるが、硬岩の場合は底面形状が困難で施工性が悪い。	堤高15～10m以下であれば、安定した構造物である。	剛壁自体の安定計算のみならず、埋立壁上の基底のせん断破壊および盛土荷重による圧密沈下層の検討が必要である。	基礎杭を打てば施工可能である。	同上
		○	○	○	△	△

(4) 構造検討

1) 堤体軸

堤体軸は、埋立容量を最大限確保するため、敷地形状に合わせた形状とする。堤体軸は敷地境界から堤体外側の法面幅を確保し、埋立地外周の管理用道路の中心線上に設定する。

2) 堤体高

本計画は、周辺が田であることから周辺への圧迫が無いように敷地高を設定することが望ましい。また、開発に伴う雨水調整池を自然流下で排水するため、敷地の導水勾配を確保するとともに現況地盤より上部に調整池を作る必要がある。そのため、堤体高（＝埋立完了高）は高さ1.8m以下になるよう設定する。

3) 掘削深さ

本計画地は、地下水位が高いことから地下水低下工法の効果を考慮して掘削深さを設定する必要がある。また、法面の安定性や土工の施工性、さらには遮水構造への影響等に留意して設定する必要がある。そのため、本計画では既設処分場と同じ地下水位低下工法を採用し、既設処分場と同じほぼ深さに底盤を設定する。

4) 断面構造

断面構造は、盛土法面と連続する切土法面が軟弱土層であること、埋立地の内側に遮水工を設けること等を考慮して、法面勾配を2割とする。なお、法面勾配の設定は、表2.3.5、表2.3.6を目安を参考とした。

表 2.3.5 盛土材料・盛土高に対する標準のり面勾配

盛土材料	盛土高 (m)	勾配	適用条件
粒度の良い砂	0～5	1:1.5～1:1.8	基礎地盤の支持力が充分にあり、浸水の影響のない盛土に適用する。
砂利及び砂利混じり砂	5～15	1:1.8～1:2.0	
粒度の悪い砂	0～10	1:1.8～1:2.0	
岩塊（ずりを含む）	0～10	1:1.5～1:1.8	
	10～20	1:1.8～1:2.0	
砂質土、硬い粘質土、 硬い粘度 （洪積層の硬い粘質土、 粘土、関東ロームなど）	0～5	1:1.5～1:1.8	
	5～10	1:1.8～1:2.0	
軟らかい粘質土	0～5	1:1.8～1:2.0	

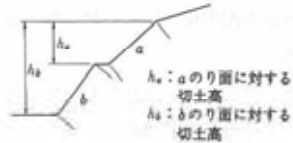
（資料：廃棄物最終処分場整備の計画設計要領（社）全国都市清掃会議）

表 2.3.6 標準のり面勾配

地山の土質		切土高 (m)	勾配
硬岩		/	1:0.3~1:0.8
軟岩			1:0.5~1:1.2
砂 密実でない粒度分布の悪いもの			1:1.5~
砂質土	密実なもの	5以下	1:0.8~1:1.0
		5~10	1:1.0~1:1.2
	密実でないもの	5以下	1:1.0~1:1.2
		5~10	1:1.2~1:1.5
砂利または岩塊まじり 砂質土	密実なもの、または粒度分布の良いもの	10以下	1:0.8~1:1.0
		10~15	1:1.0~1:1.2
	密実でないもの、または粒度分布の悪いもの	10以下	1:1.0~1:1.2
		10~15	1:1.2~1:1.5
粘性土		10以下	1:0.8~1:1.2
岩塊または玉石まじり の粘性土		5以下	1:1.0~1:1.2
		5~10	1:1.2~1:1.5

(注) 上表の標準勾配は地盤条件、切土条件等により適用できない場合がある。

土質構成等により単一勾配としないときの切土高及び勾配の考え方は下図のようにする。



- ・勾配は小段を含めない
- ・勾配に対する切土高は当該切土のり面から上部の全切土高とする。

シルトは粘性土に入れる。

上表以外の土質は別途考慮する。

のり面緑化工を計画する場合には、のり面勾配と目標とする植物群落の目安も考慮する。

(出典：道路土工 切土工・斜面安定工指針((社)日本道路協会))

(5) 法面の安定計算

当該計画処分場における埋立物貯留構造物は切土及び盛土法面構造である為、安定検討においては法面の検討として常時、地震時の計算を行う。

検討形状については、地質調査報告書を用いて、法面についての安定検討を標準断面にて行うものとする。

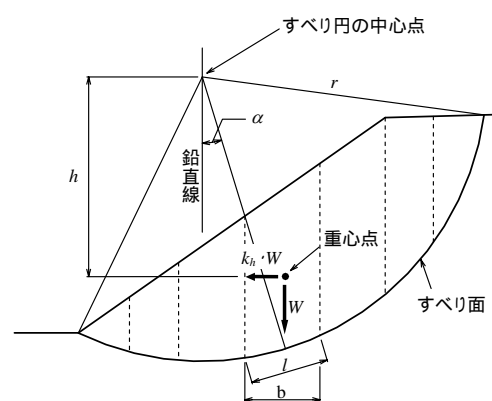
安定検討は、円弧滑り（分割法）により行ない、計算に必要な土質定数は、土質調査報告書に基づき設定する。計算は、電算により処理しているが、手計算により繰り返し計算を行なう場合と原理は同じである。

$$F_s = \frac{\sum [c \cdot l \{ (W - u \cdot b) \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha \} \tan \phi]}{\sum \left(W \cdot \sin \alpha + \frac{h}{r} \cdot k_h \cdot W \right)}$$

ここに、

- F_s : 安全率
- r : すべり円の半径 (m)
- c : 粘着力 (kN/m²)
- l : 分割片で切られたすべり面の弧長 (m)
- W : 分割片の重量 (kN/m)
- u : 間げき水圧 (kN/m²)
- b : 分割片の幅 (m)
- α : 各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (度)
- k_h : 設計水平震度 (無次元)
- ϕ : せん断抵抗角 (度)
- h : 各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離 (m)

図 計算概念図



計算に必要な土質定数は、次項表に示す。

1) 解析条件

解析手法

下記に示す簡便法（有効応力法）により、常時、地震時の2ケースについて計算を行った。

設計水平震度

地震時の水平震度係数は、以下に示すように道路土工 - 盛土工指針（平成22年4月）より算定した。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0}$$

ここに、

k_h : 設計水平震度（小数点以下2けたに丸める）

k_{h0} : 設計水平震度の標準値で、参表-1による

c_z : 地域別補正係数（下記参照）

地域区分	地域別補正係数 c_z
A	1.0
B	0.85
C	0.7

参表-1 設計水平震度の標準値

	地盤種別		
	種	種	種
レベル1地震動	0.08	0.10	0.12
レベル2地震動	0.16	0.20	0.24

したがって、当該計画における設計水平震度は、

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} = 0.85 \times 0.12 = 0.10 \text{ となる。}$$

地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、原則として地盤の特性値 T_G により区別し、参表-2によるものとする。地表面が基盤面と一致する場合は 種地盤とする。

参表-2 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T_G (sec)
種	$T_G < 0.2$
種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
種	$T_G \geq 0.6$

地盤の特性値 T_G は、参式(1-1)によって算出するものとする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots \text{参(1-1)}$$

ここに、

T_G : 地盤の特性値 (sec)

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/sec)

値は参式 (1-2) によるものとする。

粘性土層の場合

$$V_{si} = 100 N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土層の場合

$$V_{si} = 80 N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 50)$$

..... 参 (1-2)

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるとき、地表面から i 番目の地層の番号

ここでの基盤面とは、粘性土層の場合は N 値が 25 以上、砂質土層の場合は N 値が 50 以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が 300m/sec 程度以上の地層の上面をいう。

2) 検討ケース

計画地内の 4 地点に対して、表 2.3.7 に示すような条件で検討を行った。

表 2.3.7 検討ケース

ケース	方向	高低差(m)	ボーリング
1	北側	6.00	4
2	東側(中央)	6.00	2
3	南側	6.00	1
4	西側	6.00	土質断面 B-B

地盤条件は、ボーリング結果と土質推定断面図より東西南北の地盤条件を想定し、法面の安定検討を行った。なお、土性値は、地質調査報告書に基づいて決定した。それぞれの条件を図 2.3.1~4 に示す。

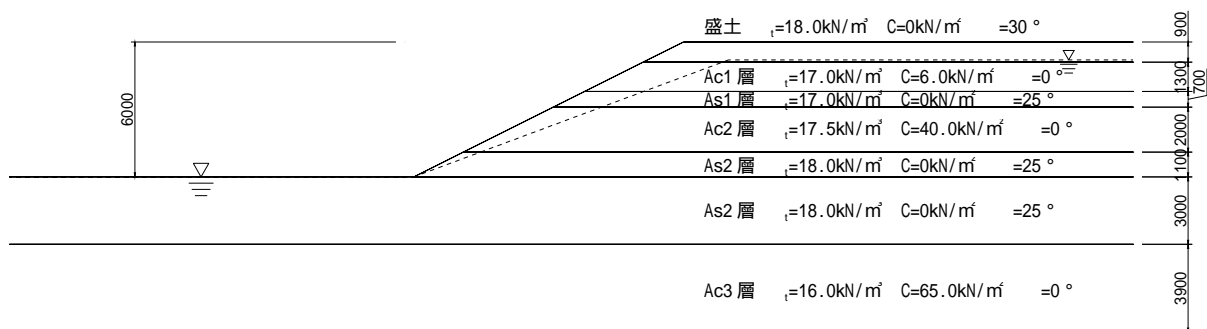


図 2.3.1 検討断面 ケース 1

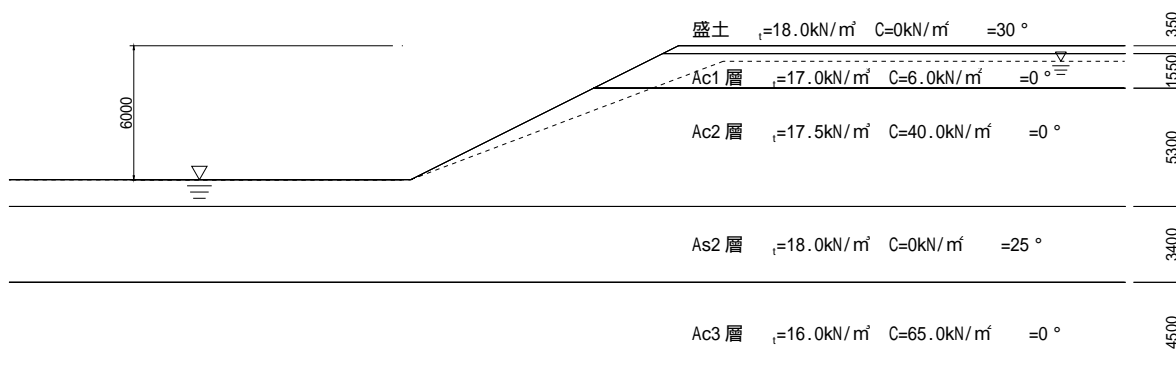


図 2.3.2 検討断面 ケース 2

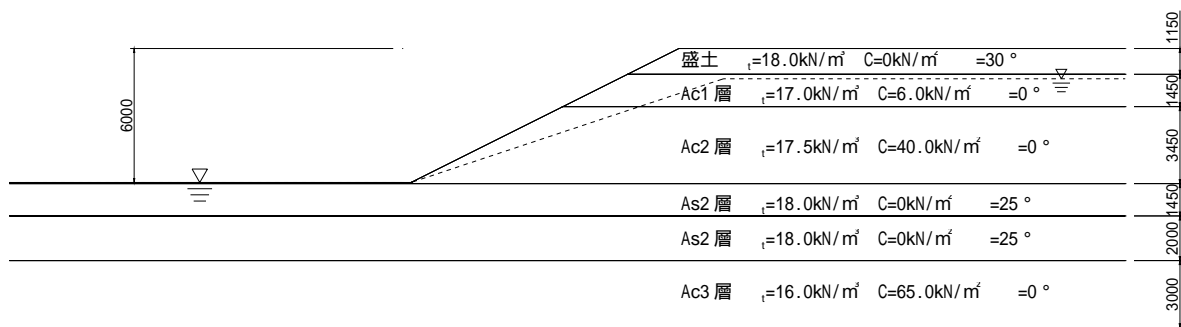


図 2.3.3 検討断面 ケース 3

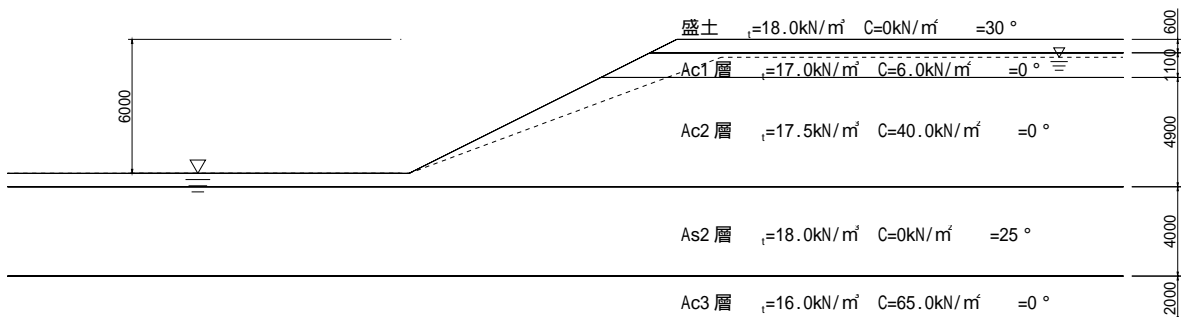


図 2.3.4 検討断面 ケース 4

3) 計算結果

計算結果を図 2.3.5～12 に示す。また、安全率の一覧を表 2.3.8 に示す。

表 2.3.8 法面安定計算結果 (有効応力)

CASE	計算条件	最小安全率
1	常時	1.013
	地震時	0.782
2	常時	1.467
	地震時	1.096
3	常時	1.279
	地震時	1.015
4	常時	1.375
	地震時	1.026

最小安全率 $F_{S MIN} = 1.013$
 円弧の中心 $X = 21.00$ (m)
 $Y = 13.00$ (m)
 半径 $R = 12.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 3761.3$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 3713.0$ (kN・m)

層番号	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	18.00	18.00	30.00	0.00	0.00	0.000	0.000
2	17.00	17.00	0.00	6.00	0.00	0.000	0.000
3	17.00	17.00	25.00	0.00	0.00	0.000	0.000
4	17.50	17.50	0.00	40.00	0.00	0.000	0.000
5	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.000	0.000
6	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.000	0.000
7	16.00	16.00	0.00	65.00	0.00	0.000	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

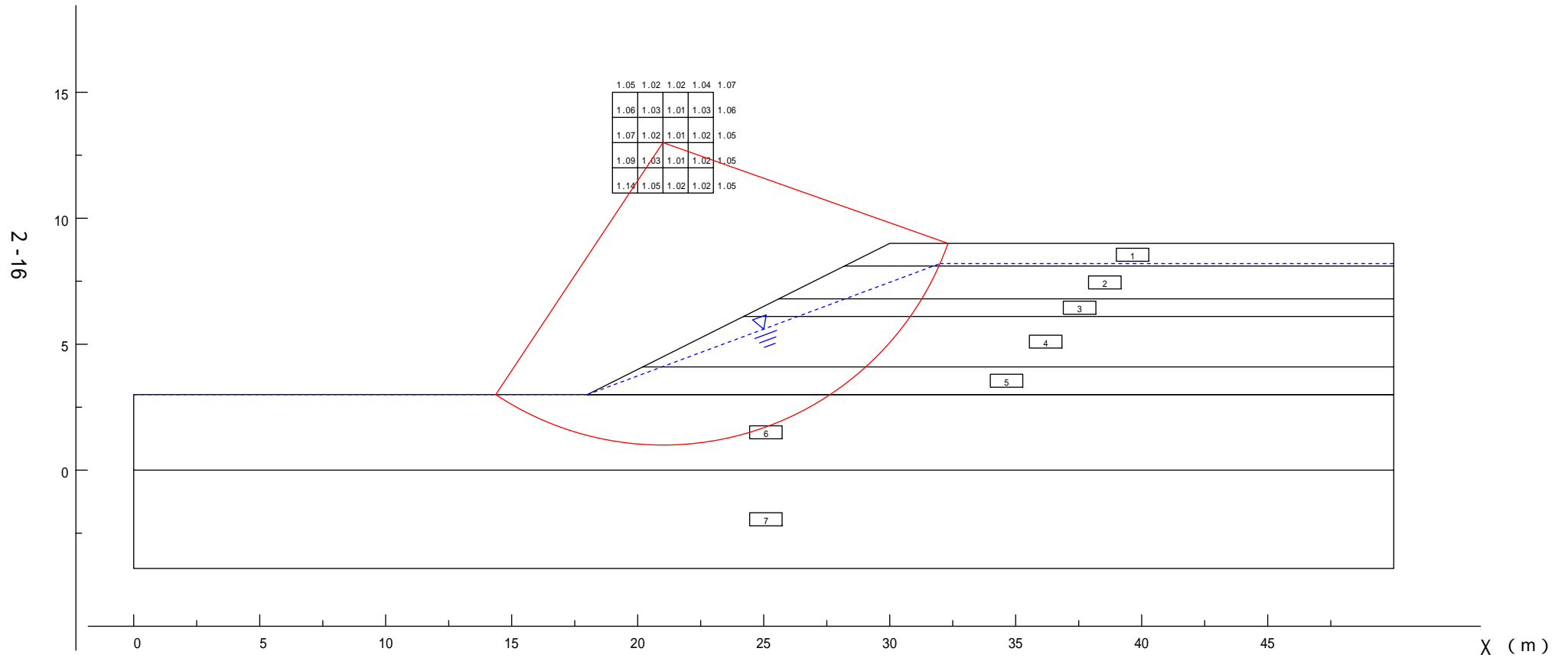


図 2.3.5 計算結果 ケース 1 (常時)

最小安全率 $F_{S\ MIN} = 0.782$
 円弧の中心 $X = 21.00$ (m)
 $Y = 14.00$ (m)
 半径 $R = 14.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 5609.8$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 7172.2$ (kN・m)

層番号	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	18.00	18.00	30.00	0.00	0.00	0.100	0.000
2	17.00	17.00	0.00	6.00	0.00	0.100	0.000
3	17.00	17.00	25.00	0.00	0.00	0.100	0.000
4	17.50	17.50	0.00	40.00	0.00	0.100	0.000
5	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.100	0.000
6	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.100	0.000
7	16.00	16.00	0.00	65.00	0.00	0.100	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

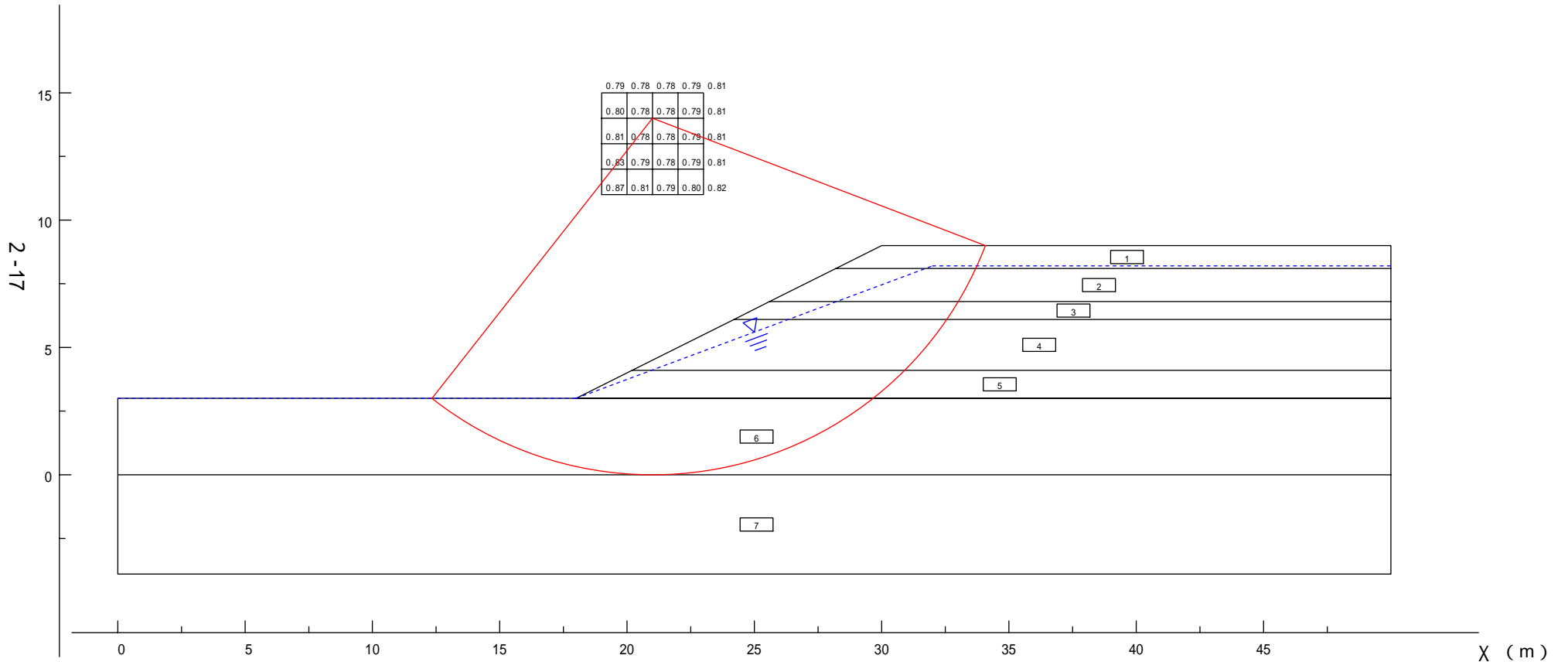


図 2.3.6 計算結果 ケース 1 (地震時)

最小安全率 $F_{S\ MIN} = 1.467$
 円弧の中心 $X = 22.00$ (m)
 $Y = 14.00$ (m)
 半径 $R = 14.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 10410.5$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 7096.7$ (kN・m)

層番号	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	18.00	18.00	30.00	0.00	0.00	0.000	0.000
2	17.00	17.00	0.00	6.00	0.00	0.000	0.000
3	17.50	17.50	0.00	40.00	0.00	0.000	0.000
4	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.000	0.000
5	16.00	16.00	0.00	65.00	0.00	0.000	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

1.51	1.51	1.51	1.53	1.57
1.50	1.49	1.50	1.52	1.55
1.49	1.48	1.49	1.50	1.54
1.48	1.47	1.48	1.49	1.53
1.48	1.47	1.47	1.48	1.52
1.48	1.46	1.46	1.48	1.51
1.49	1.47	1.46	1.48	1.51
1.52	1.48	1.47	1.48	1.52

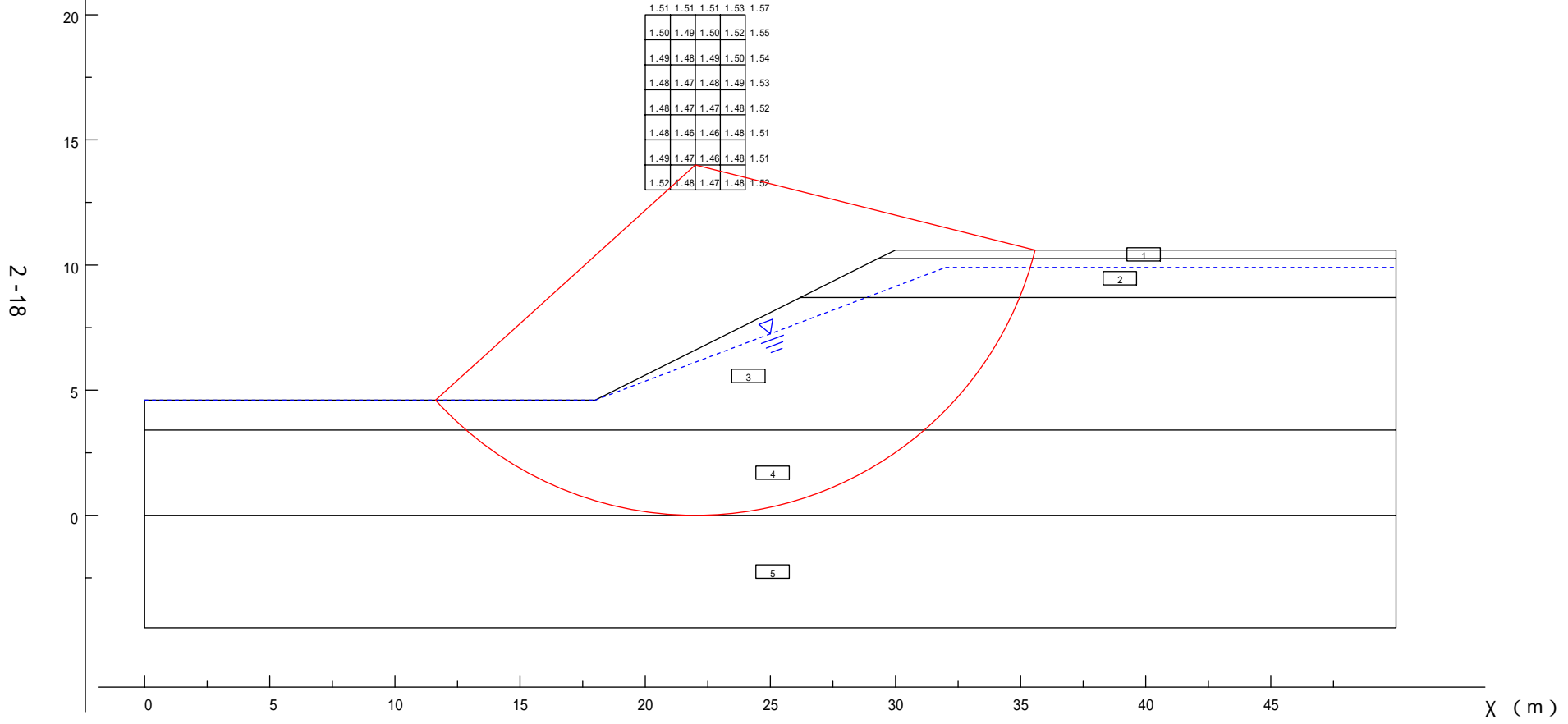


図 2.3.7 計算結果 ケース 2 (常時)

最小安全率 $F S_{MIN} = 1.096$
 円弧の中心 $X = 21.00$ (m)
 $Y = 19.00$ (m)
 半径 $R = 19.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 15930.9$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 14537.3$ (kN・m)

層番号	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	18.00	18.00	30.00	0.00	0.00	0.100	0.000
2	17.00	17.00	0.00	6.00	0.00	0.100	0.000
3	17.50	17.50	0.00	40.00	0.00	0.100	0.000
4	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.100	0.000
5	16.00	16.00	0.00	65.00	0.00	0.100	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

1.10	1.09	1.09	1.10	1.12
1.10	1.09	1.09	1.10	1.12
1.10	1.09	1.09	1.10	1.12
1.10	1.09	1.09	1.10	1.12
1.11	1.10	1.10	1.11	1.13
1.12	1.11	1.10	1.11	1.13
1.13	1.12	1.11	1.12	1.14
1.16	1.13	1.13	1.14	1.16

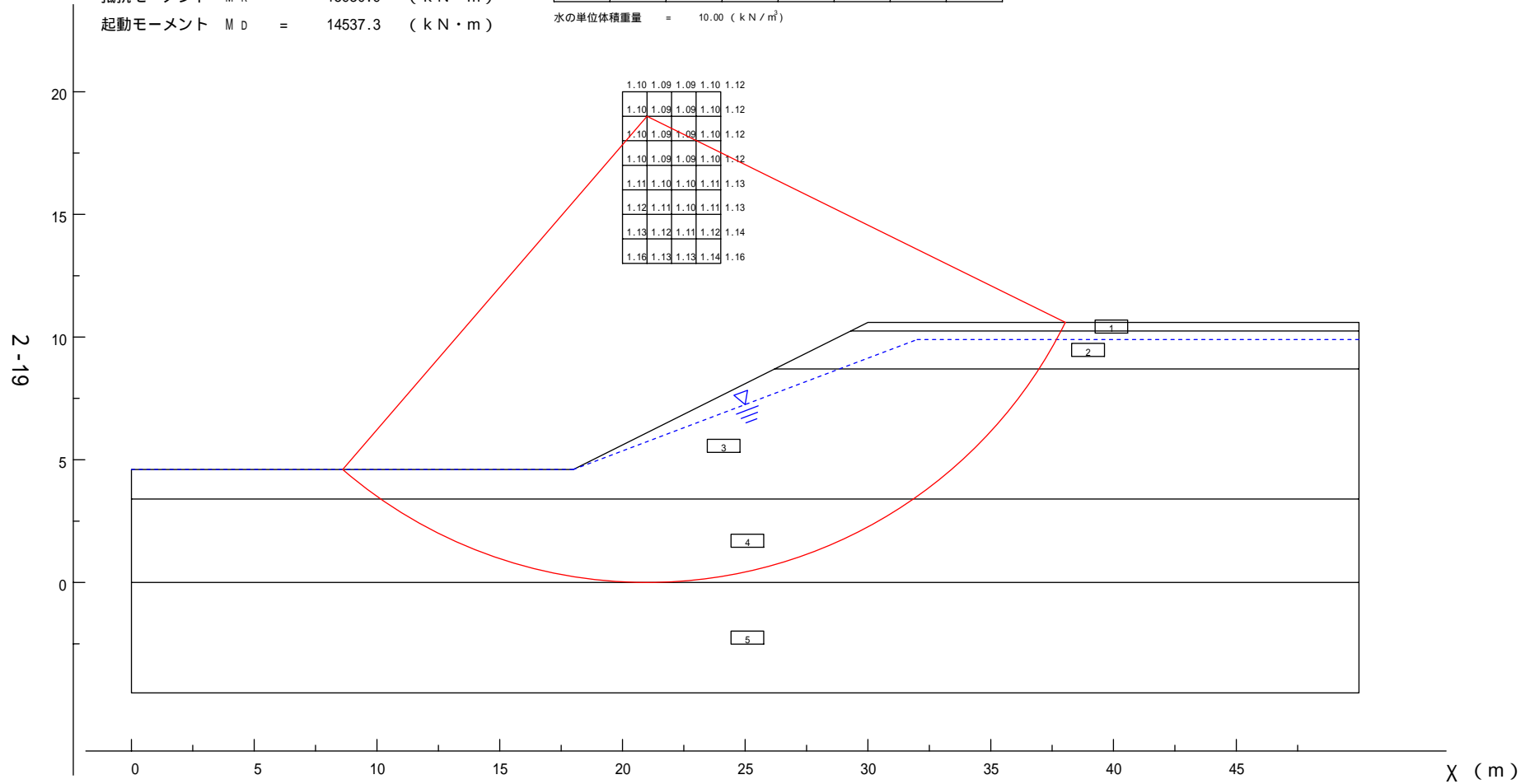


図 2.3.8 計算結果 ケース 2 (地震時)

最小安全率 $F_{S\ MIN} = 1.279$
 円弧の中心 $X = 21.50$ (m)
 $Y = 13.00$ (m)
 半径 $R = 13.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 5055.5$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 3951.6$ (kN・m)

層番号	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	18.00	18.00	30.00	0.00	0.00	0.000	0.000
2	17.00	17.00	0.00	6.00	0.00	0.000	0.000
3	17.50	17.50	0.00	40.00	0.00	0.000	0.000
4	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.000	0.000
5	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.000	0.000
6	16.00	16.00	0.00	65.00	0.00	0.000	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

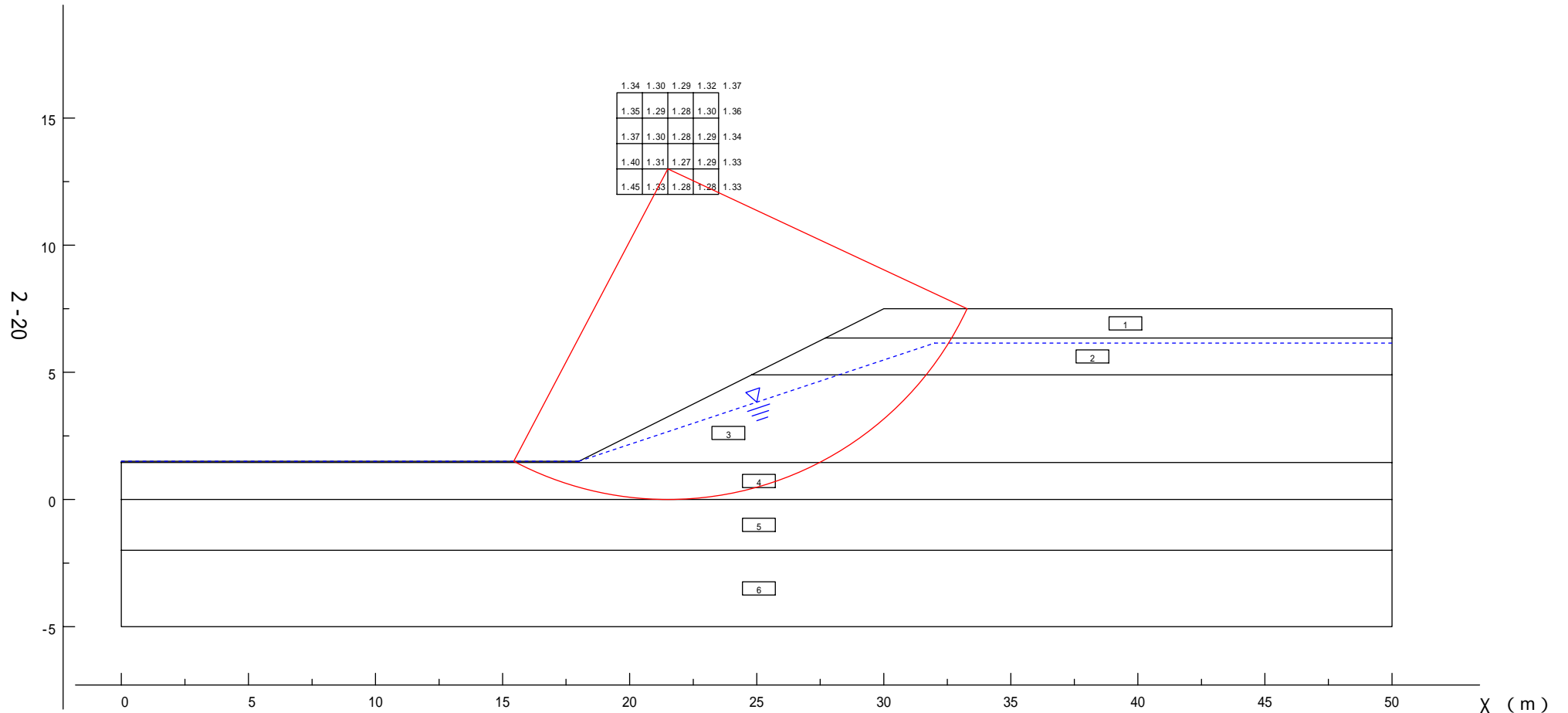


図 2.3.9 計算結果 ケース 3 (常時)

最小安全率 $F_{S\ MIN} = 1.015$
 円弧の中心 $X = 21.50$ (m)
 $Y = 15.00$ (m)
 半径 $R = 15.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 6226.5$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 6131.5$ (kN・m)

層番号	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	18.00	18.00	30.00	0.00	0.00	0.100	0.000
2	17.00	17.00	0.00	6.00	0.00	0.100	0.000
3	17.50	17.50	0.00	40.00	0.00	0.100	0.000
4	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.100	0.000
5	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.100	0.000
6	16.00	16.00	0.00	65.00	0.00	0.100	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

1.06	1.02	1.01	1.02	1.05
1.07	1.03	1.01	1.02	1.05
1.09	1.04	1.01	1.02	1.05
1.12	1.05	1.02	1.02	1.05
1.17	1.07	1.03	1.03	1.05

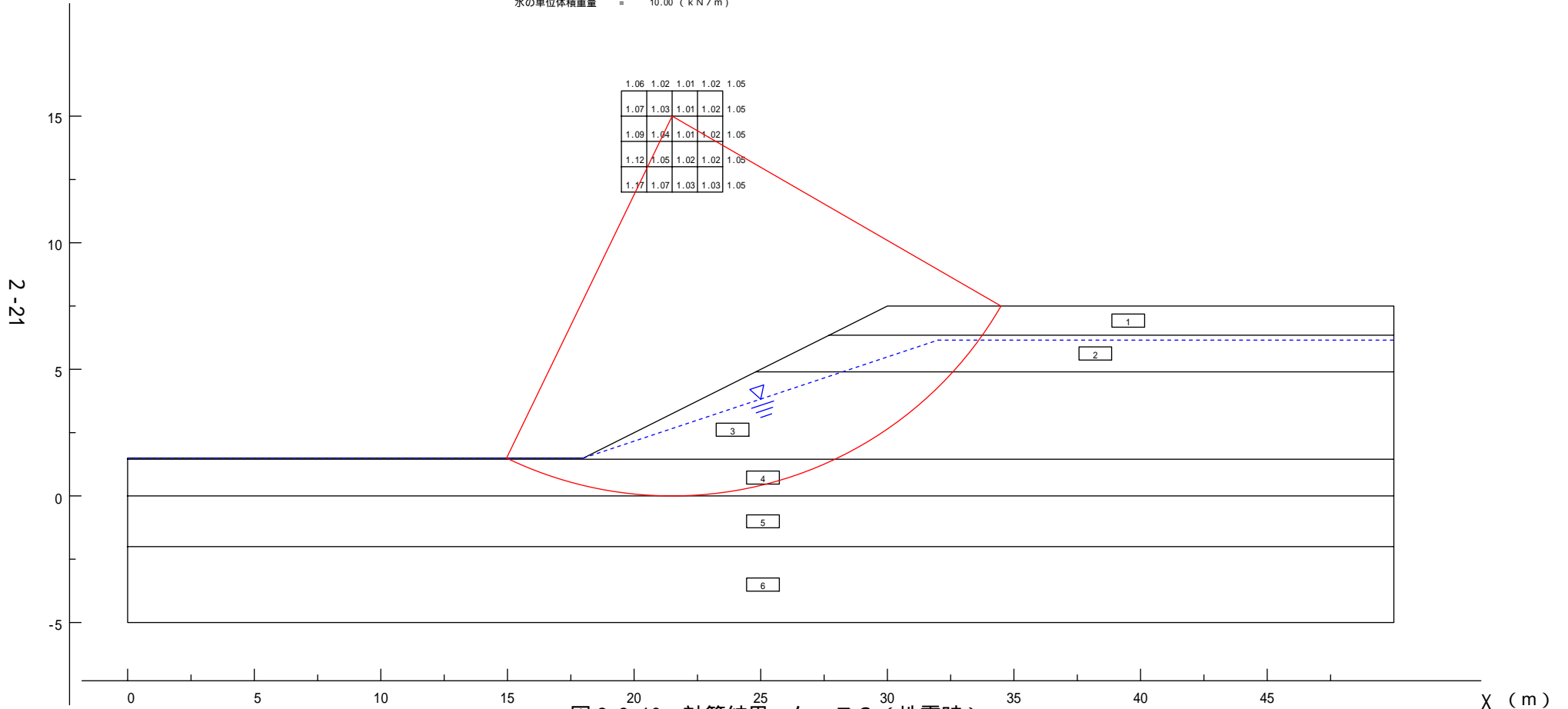


図 2.3.10 計算結果 ケース 3 (地震時)

最小安全率 $F_{S MIN} = 1.375$
 円弧の中心 $X = 22.00$ (m)
 $Y = 14.00$ (m)
 半径 $R = 14.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 9790.2$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 7120.6$ (kN・m)

層番号	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	18.00	18.00	30.00	0.00	0.00	0.000	0.000
2	17.00	17.00	0.00	6.00	0.00	0.000	0.000
3	17.50	17.50	0.00	40.00	0.00	0.000	0.000
4	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.000	0.000
5	16.00	16.00	0.00	65.00	0.00	0.000	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

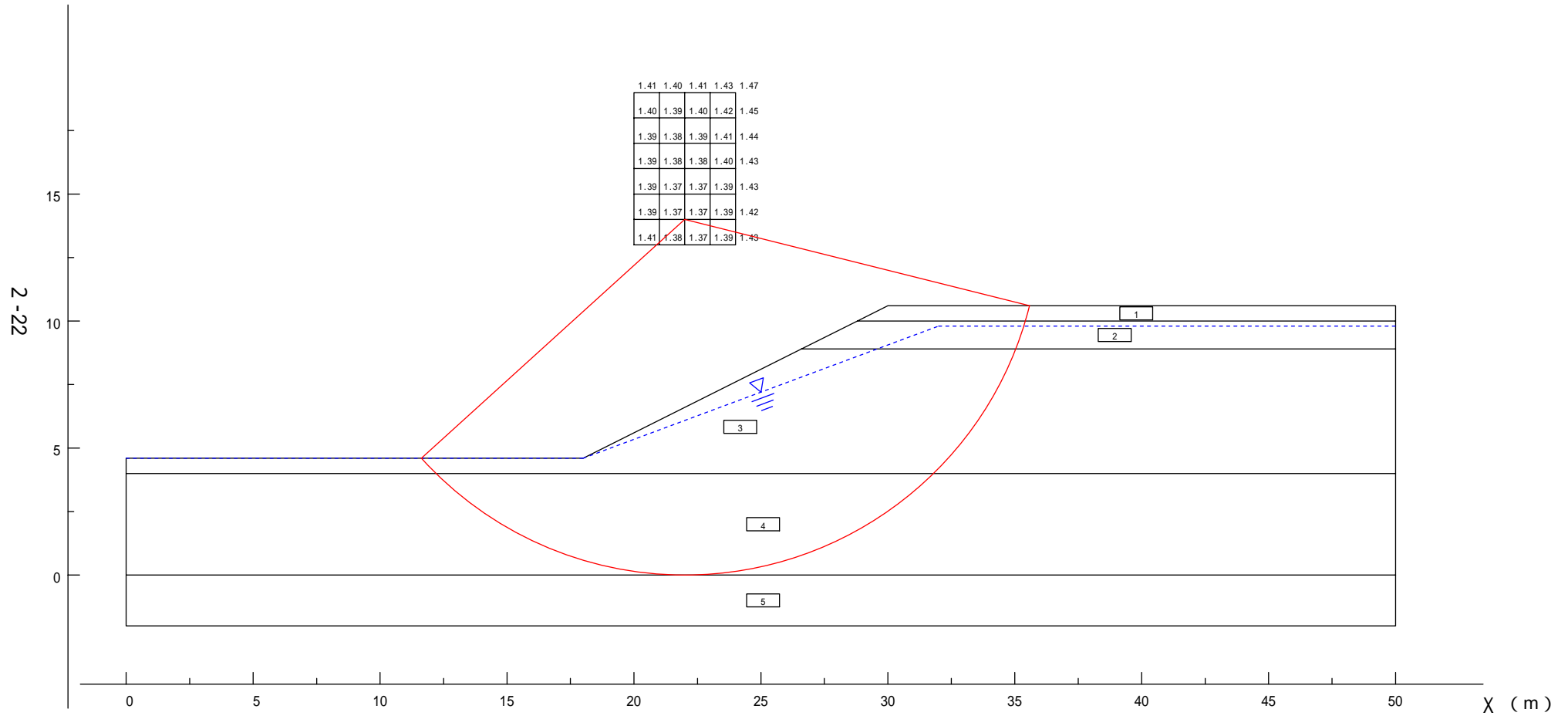


図 2.3.11 計算結果 ケース 4 (常時)

最小安全率 $F_{S\ MIN} = 1.026$
 円弧の中心 $X = 21.00$ (m)
 $Y = 18.00$ (m)
 半径 $R = 18.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 13761.8$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 13412.3$ (kN・m)

層番号	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	18.00	18.00	30.00	0.00	0.00	0.100	0.000
2	17.00	17.00	0.00	6.00	0.00	0.100	0.000
3	17.50	17.50	0.00	40.00	0.00	0.100	0.000
4	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.100	0.000
5	16.00	16.00	0.00	65.00	0.00	0.100	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

1.03	1.02	1.03	1.04	1.06
1.03	1.02	1.02	1.04	1.05
1.03	1.02	1.02	1.04	1.06
1.03	1.03	1.03	1.04	1.06
1.04	1.03	1.03	1.04	1.06
1.05	1.04	1.04	1.05	1.07
1.07	1.05	1.05	1.06	1.09

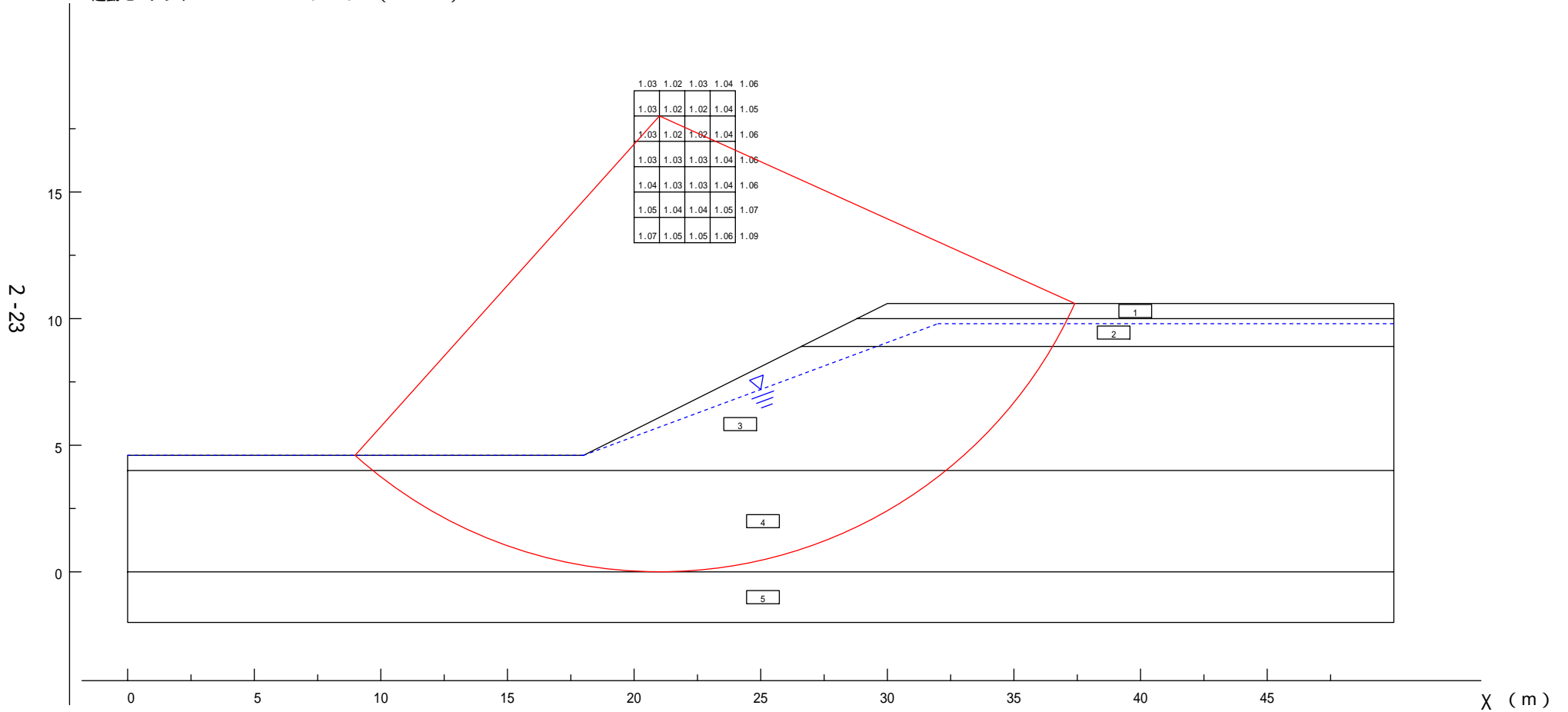


図 2.3.12 計算結果 ケース 4 (地震時)

(6) 改良地盤の安定

盛土部および底部の地盤改良を行った場合のすべりに対する安定性について、安全率が最も低かったケース1における改良強度と層厚を求めるためのトライアルを行い、以下の結果が得られた。地盤改良仕様を表2.3.9に示す。

表 2.3.9 地盤改良仕様

位 置	改良強度 C (kN/m ²)	改良厚 t (m)
盛土部	140	1.2
底 部	60	0.6

なお、盛土部は掘削土を改良して用いるものとして、現地盤と合わせて盛土天端より深さ1.2m部分を改良土とする。

計算結果を図2.3.13~14に示す。また、安全率を表2.3.10に示す。

表 2.3.10 法面安定計算結果（有効応力）

CASE	計算条件	最小安全率
1	常 時	1.612
	地震時	1.235

最小安全率 $F_{S\ MIN} = 1.612$
 円弧の中心 $X = 22.00$ (m)
 $Y = 13.00$ (m)
 半径 $R = 13.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 8544.7$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 5301.6$ (kN・m)

層番号	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	18.00	18.00	30.00	140.00	0.00	0.000	0.000
2	17.00	17.00	0.00	6.00	0.00	0.000	0.000
3	17.00	17.00	25.00	0.00	0.00	0.000	0.000
4	17.50	17.50	0.00	40.00	0.00	0.000	0.000
5	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.000	0.000
6	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.000	0.000
7	16.00	16.00	0.00	65.00	0.00	0.000	0.000
8	18.00	18.00	25.00	60.00	0.00	0.000	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

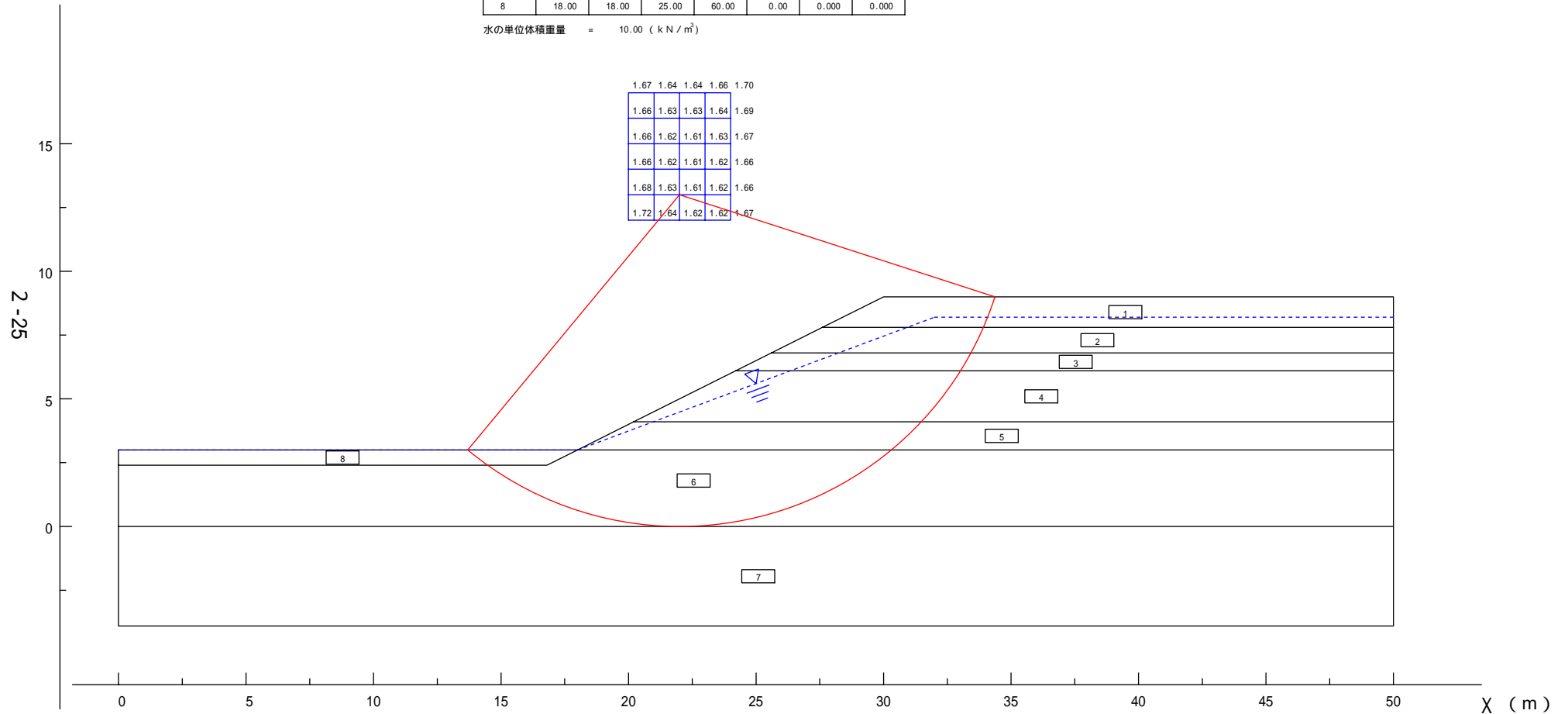


図 2.3.13 計算結果 ケース 1 (常時)

最小安全率 $F_{S MIN} = 1.235$
 円弧の中心 $X = 22.00$ (m)
 $Y = 16.00$ (m)
 半径 $R = 16.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 11469.1$ (kN·m)
 起動モーメント $M_D = 9289.6$ (kN·m)

層番号	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	18.00	18.00	30.00	140.00	0.00	0.100	0.000
2	17.00	17.00	0.00	6.00	0.00	0.100	0.000
3	17.00	17.00	25.00	0.00	0.00	0.100	0.000
4	17.50	17.50	0.00	40.00	0.00	0.100	0.000
5	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.100	0.000
6	18.00	18.00	25.00	0.00	0.00	0.100	0.000
7	16.00	16.00	0.00	65.00	0.00	0.100	0.000
8	18.00	18.00	25.00	60.00	0.00	0.100	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

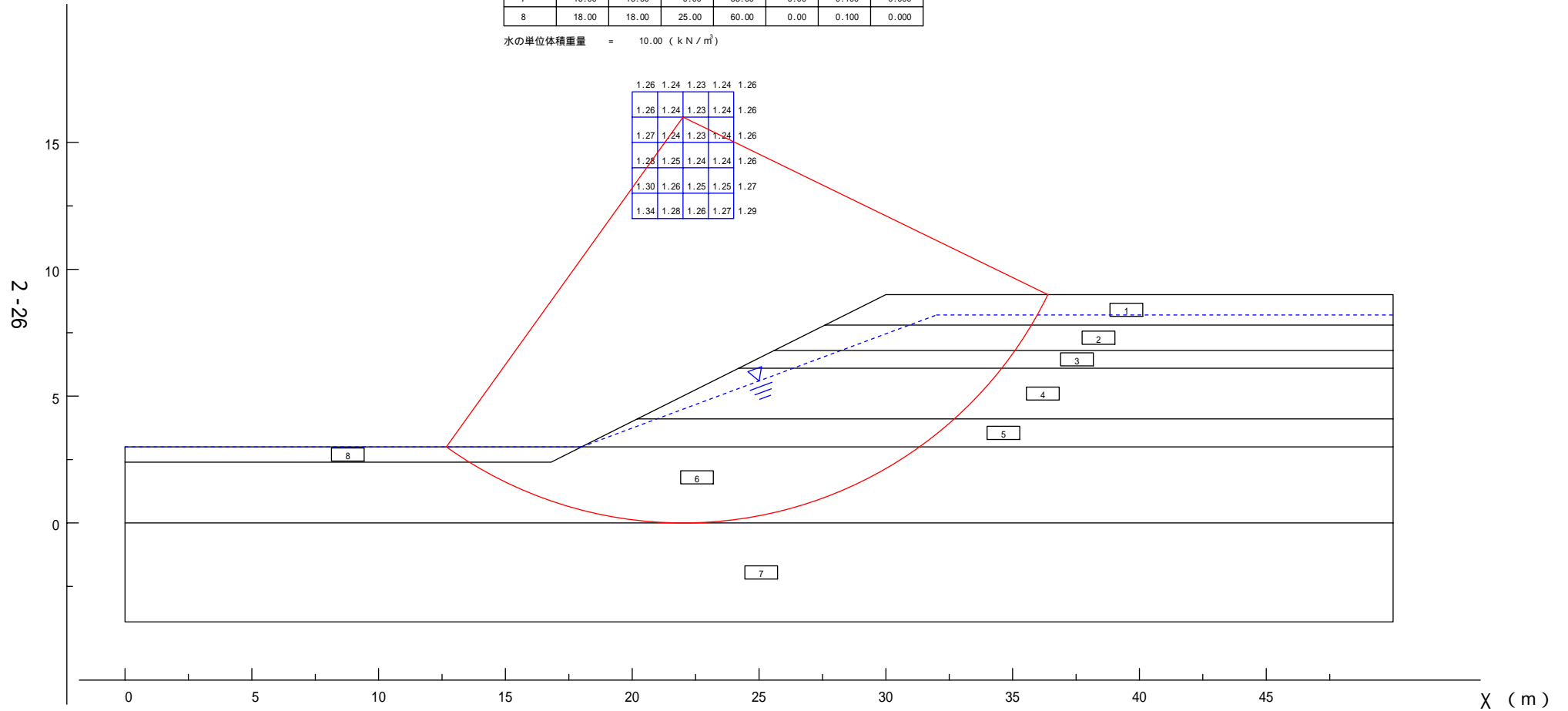


図 2.3.14 計算結果 ケース 1 (地震時)

(7) 配合仕様

1) 安定処理材

一般に安定処理材としては、「砂質土に対してはセメント、粘性土に対しては石灰」の考え方が普及している。しかし対象土が粘性土であっても、その含水比が高い場合には水和反応によるセメント系が効果的であるとされている。

また、石灰混合処理を効果的にするには、二次混合および転圧が必要となることからセメント系の安定処理材を用いる方が得策と考える。対象地盤がシルトであり含水比も著しく高くないことから、普通ポルトランドセメントを用いるものとする。

2) 混合量

施工をバックホウで行うものとして、表 2.3.11 から現場と室内の強度比を 0.5 とする。改良目標強度 $C = 140\text{kN/m}^2$ を得るための安定処理材添加量は、室内配合試験で $C = 140 / 0.5 = 280\text{kN/m}^2$ を満足する添加量を採用すれば良いことになる。

表 2.3.11 (現場/室内)強度の比

固化材の添加形態	改良の対象	施工機械	(現場/室内)強度比
粉体	軟弱土	スタプライザ バックホウ	0.5~0.8 0.3~0.7
	ヘドロ 高含水有機性土	クラムシェル バックホウ	0.2~0.5
スラリー	軟弱土	スタプライザ バックホウ	0.5~0.8 0.4~0.7
	ヘドロ 高含水有機性土	処理鉛	0.5~0.8
		泥上作業車 クラムシェル・バックホウ	0.3~0.7 0.3~0.6

(注) 締固めを伴う場合も含む

必要な添加量は、配合試験より決まるものであるが、既設処分場が添加量を 120kg/m^3 としていることから、本計画では既設処分場と同じ値を添加量として使用する。

2.4 地下水集排水施設

(1) 目的及び機能

表面遮水工を設置した最終処分場における地下水集排水施設は、遮水工下部の地下水や湧水あるいは土中で発生する土壌ガスなどによって発生する揚圧力が遮水工を破損する可能性がある。そのため、これらを防止するために地下水集排水設備を設置する。

本計画地は、現況が田であり、地質調査結果からも地下水位は現況地盤から 1.0m 弱と高い。また、土層各層において細粒分を多く含む砂・シルトであり、透水性も良いため、掘削など造成法面整形時及び施工後も地下水流に伴う土砂流出、造成面崩壊を起す可能性が高い。以上に、地下水処理の検討を示す。

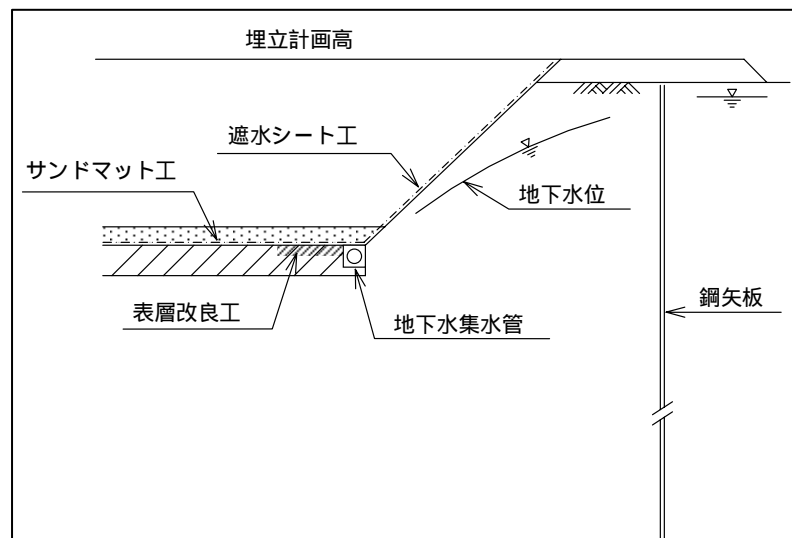


図 2.4.1 地下水排水施設の概要図

(2) 工法選定

最終処分場施設における地下水集排水施設は遮水工と一体とした設備であり、その設置は構造上不可欠な設備となっている。

集排水施設は、勾配のついた埋立地造成底面に布設され、集水された地下水を流末に設置する集水ピットに集めた後、地下水をポンプ排水により排出する。実質上の釜場排水工法である。

また、施工時においては、別途地下水低下工法が必要となる。多量の地下水を含んだ法面からの水圧・揚圧力は大きく、掘削時には地下水の止水が必要である。

本計画は既設処分場に隣接して設置するため、既設処分場施工時に設置された鋼矢板止水壁を施設周辺に打ち込み、同様な工法を用いて地下水止水対策を実施する。

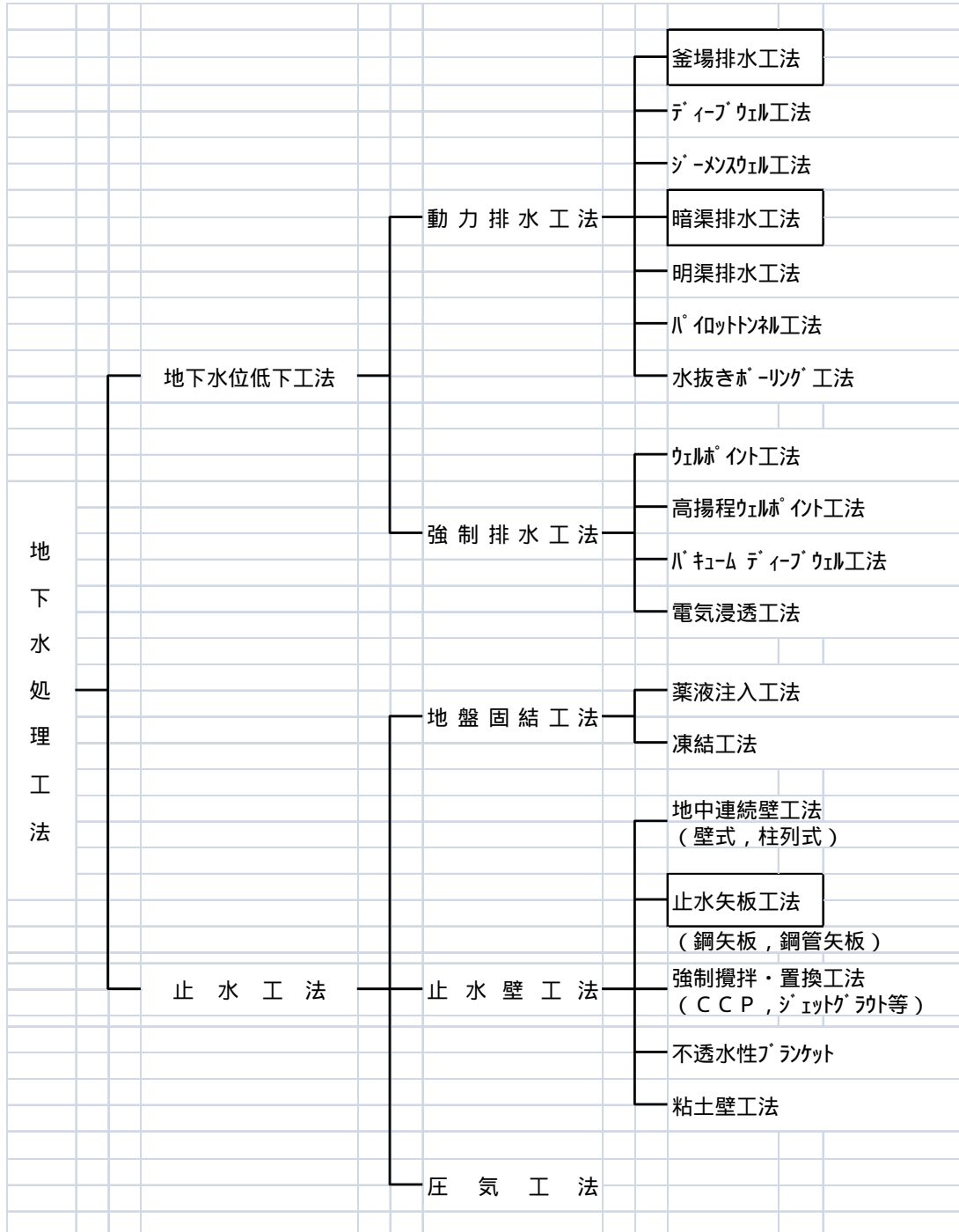


図 2.4.3 地下水低下工法

(3) 止水矢板の検討

必要矢板長の算定においては、仮締切におけるボーリングの検討により行い、地下水締切による水位差から掘削側土砂を持ち上げないまでの構造長とする。

根入れ長をDとして、幅D/2、深さDなる土柱について根入れ先端位置でのつりあいを考え、次式を満たす根入れ長Dを求める。

$$D = \frac{F_s \cdot H_w \cdot w}{2 \cdot \gamma}$$

ここに、

- D : 根入れ長 (m)
- F_s : 安全率 = 1.5
- H_w : 締切壁前後の水頭差 (m)
- w : 水の単位重量 (tf / m³)
- γ : 土の平均水中重量 (tf / m³)

パイピングに対しては、次式を満たす根入れ長d₂を求める。

$$d_1 + d_2 = 2H$$

ここに、

- d₁ : 地下水位から根入れ先端までの長さ (= H + d₂ - L) (m)
ただし、レキ層等透水係数の大なる層がある場合はその層圧を差し引く
(= L) (m)
- d₂ : 根入れ長 (m)
- H : 地下水位から掘削底面までの長さ (m)

これより、

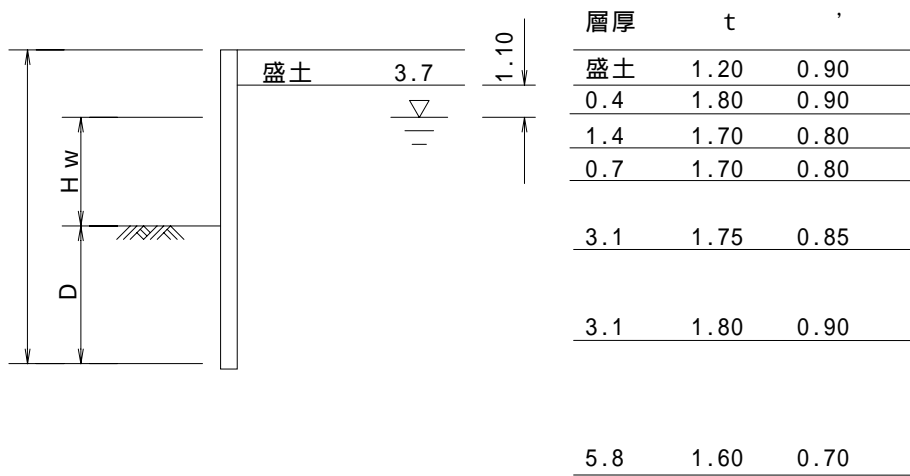
$$d_2 = (H + L) / 2$$

検討は、次の3ケースについて行う。

CASE	埋立計画高	掘削底面高	高低差	地質モデル
1	+4.90	-1.10	6.00	Bor. 3
2	+4.90	-1.10	6.00	Bor. 2
3	+4.90	-1.10	6.00	Bor. 4

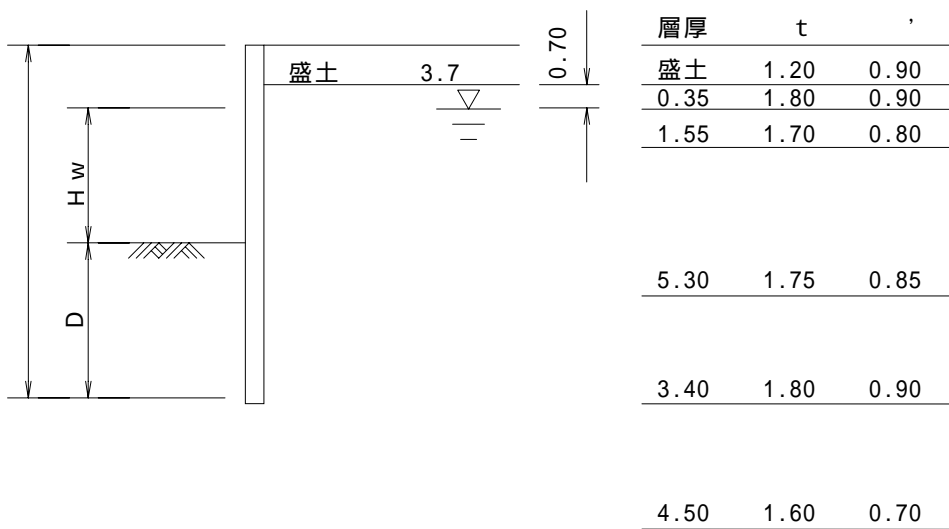
・地質検討モデル

(1) CASE 1



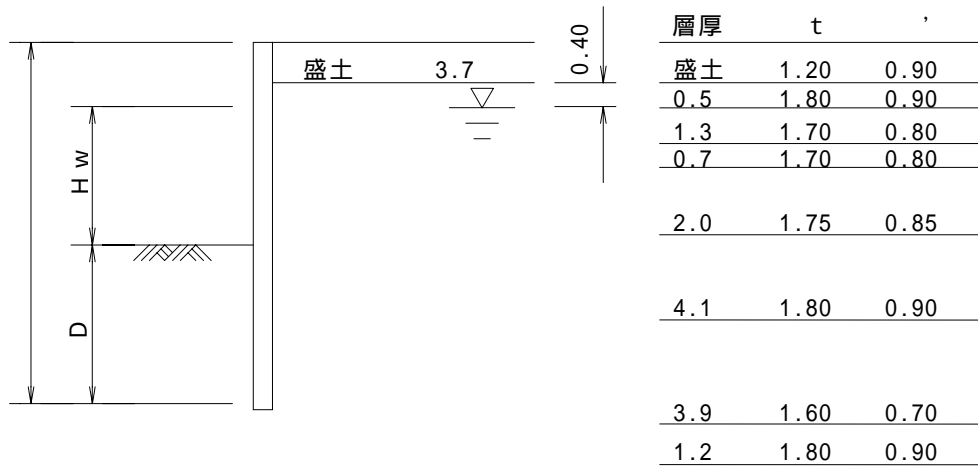
$$\gamma = \frac{0.8 \times 0.7 + 0.8 \times 0.7 + 0.85 \times 3.1 + 0.9 \times 3.1 + 0.7 \times 5.8}{0.7 + 0.7 + 3.1 + 3.1 + 5.8} = 0.79 \text{ tf/m}^3$$

(2) CASE 2



$$\gamma = \frac{0.8 \times 1.2 + 0.85 \times 5.3 + 0.9 \times 3.4 + 0.7 \times 4.5}{1.2 + 5.3 + 3.4 + 4.5} = 0.81 \text{ tf/m}^3$$

(3) CASE 3



$$\gamma = \frac{0.9 \times 0.1 + 0.8 \times 1.3 + 0.8 \times 0.7 + 0.85 \times 2.0 + 0.9 \times 4.1 + 0.7 \times 3.9 + 0.9 \times 1.2}{0.1 + 1.3 + 0.7 + 2.0 + 4.1 + 3.9 + 1.2}$$

0.82 tf/m³

• CASE 1

• ボイリングについて

$$H_w = 3.7 + 1.1 - 1.1 = 3.7 \text{ m}$$

$$D = \frac{F_s \cdot H_w \cdot w}{2 \cdot \gamma} = \frac{1.5 \times 3.7 \times 1.00}{2 \times 0.79} = 3.513 \text{ m}$$

$$= 3.513 + 6.0 = 9.513 \text{ m}$$

• パイピングについて

$$d = \frac{(H + L)}{2} = \frac{(3.7 + 0.00)}{2} = 1.85 \text{ m}$$

$$= 1.85 + 6.0 = 7.65 \text{ m}$$

よって、必要矢板長は、 = 10.00m (9.513m) とする。

・ CASE 2

・ ボイリングについて

$$H_w = 3.7 + 1.1 - 0.7 = 4.1 \text{ m}$$

$$D = \frac{F_s \cdot H_w \cdot w}{2 \cdot \dots} = \frac{1.5 \times 4.1 \times 1.00}{2 \times 0.81} = 3.796 \text{ m}$$
$$= 3.796 + 6.0 = 9.796 \text{ m}$$

・ パイピングについて

$$d_2 = (H + L) / 2 = (4.1 + 0.00) / 2$$
$$= 2.05 \text{ m}$$
$$= 2.05 + 6.0 = 8.05 \text{ m}$$

よって、必要矢板長は、 = 10.00m (9.796m) とする。

・ CASE 3

・ ボイリングについて

$$H_w = 3.7 + 1.1 - 0.4 = 4.4 \text{ m}$$

$$D = \frac{F_s \cdot H_w \cdot w}{2 \cdot \dots} = \frac{1.5 \times 4.4 \times 1.00}{2 \times 0.82} = 4.024 \text{ m}$$
$$= 4.024 + 6.0 = 10.024 \text{ m}$$

・ パイピングについて

$$d_2 = (H + L) / 2 = (4.4 + 0.00) / 2$$
$$= 2.2 \text{ m}$$
$$= 2.2 + 6.0 = 8.2 \text{ m}$$

よって、必要矢板長は、 = 11.00m (10.024m) とする。

(4) 盤膨れの検討

盤膨れは、掘削底面以深の不透水層の下位に被圧された地下水が存在する場合、その地下水の水圧（揚圧力）によって、不透水層が押し上げられる現象である。被圧水の滞水層が深部にある場合は、土の持つせん断抵抗力を期待することもあるが、当該計画のように広範囲にわたる掘削の場合、土のせん断抵抗力を期待することは危険側となる場合がある。当該計画においては、As3層が検討の対象となるため、以下の検討を行う。検討位置は、掘削深が最大となる Case 1 - および 1 - とする。

算定式

$$\frac{t \cdot d}{P} \quad F_s$$

ここに F_s : 安全率 (1.0 とする)
 t : 不透水性土層の単位重量 (tf / m^3)
 d : 不透水性土層の層厚 (m)
 P : 被圧地下水圧 (tf / m^3)
(被圧帯水層の上端からの水頭差)

Case 2

掘削底面高さ $3.7 - (-1.1) = 4.8 \dots\dots \text{G.L.} - 4.8$

$$F_s = \frac{t \cdot d}{P} = \frac{1.75 \times (7.2 - 4.8) + 1.8 \times 3.4 + 1.6 \times 4.5}{0.35 + 1.55 + 5.3 + 3.4 + 4.5 - 0.7}$$
$$= 1.22 \quad 1.00 \dots\dots \text{OK!}$$

Case 3

掘削底面高さ $3.7 - (-1.1) = 4.8 \dots\dots \text{G.L.} - 4.8$

$$F_s = \frac{t \cdot d}{P} = \frac{1.75 \times (5.2 - 4.8) + 1.8 \times 3.1 + 1.6 \times 5.8}{0.4 + 1.4 + 0.7 + 3.1 + 3.1 + 5.8 - 1.1}$$
$$= 1.16 \quad 1.00 \dots\dots \text{OK!}$$

(5) 地下水集排水施設の構造

1) 地下水集排水設備の構造検討

既設処分場における地下水排水量の状況

既存施設における地下水集排水は、現在、地下水集水槽に設置した水中ポンプにより、1日に2回×2台×5分間揚水している。ポンプの吐出量は $1.2\text{m}^3/\text{min}$ (揚程10.4m)である。したがって、現在のポンプ稼働による1日の地下水排水量は、最大 $1.2\text{m}^3 \times 20\text{分} = 24\text{m}^3$ 程度となっている。

この量は地下水集水設備(内空 -2300)の5m水深分の容量に相当する。

また、既設施設の地下水集排水管(幹線 500、枝線 300)総延長は約1280mあり、排水管内の貯水可能量($300\text{満流面積} \times 1280\text{m} = \text{約} 90\text{m}^3$)より少ないため、現状のポンプ排水量は地下水位に影響する量ではなく、矢板による止水効果が十分に現れていると考えられる。

ポンプ稼働時の吐出量($0.02\text{m}^3/\text{sec}$)に対する管断面を算定すると、以下の通り300以上(50%断面の場合)であれば排水可能な量である。

管径	流量(m^3/sec)		
	100%断面	50%断面	20%断面
200	0.019	0.010	0.003
300	0.056	0.028	0.008
400	0.121	0.061	0.017
500	0.220	0.110	0.030

動水勾配0.2%、マニング粗度係数0.01とした。

網掛けは流下可能を表す。

本施設における構造

本施設は既存施設同様、止水壁を敷地周囲に設ける構造である。既存施設の地下水集排水管は幹線 500、枝線 300であり、現在のところ、ポンプ排水による地下水排除に問題を生じていない。

既存施設の地下水水排除の現状からは、地下水集排水管 300で排水可能となるが、地下水位の上昇は遮水構造に多大な影響があるため、矢板による止水効果に加えて、十分な地下水排水能力を持つことが必要である。

このため、本施設においても既存施設と同規模の余裕をもった集排水管を設置することとする。

なお、新たな施設の地下水集排水管の動水勾配は、既存施設の0.5%より低く0.2%である。この場合、同規模の断面では流下能力が6割程度に低下するが、本施設では地下水排除をポンプ排水とするため動水勾配によらず、既設と同規模の集排水管に設定する。

図2.4.5、図2.4.7には地下水集排水管の断面及び配置図を示す。

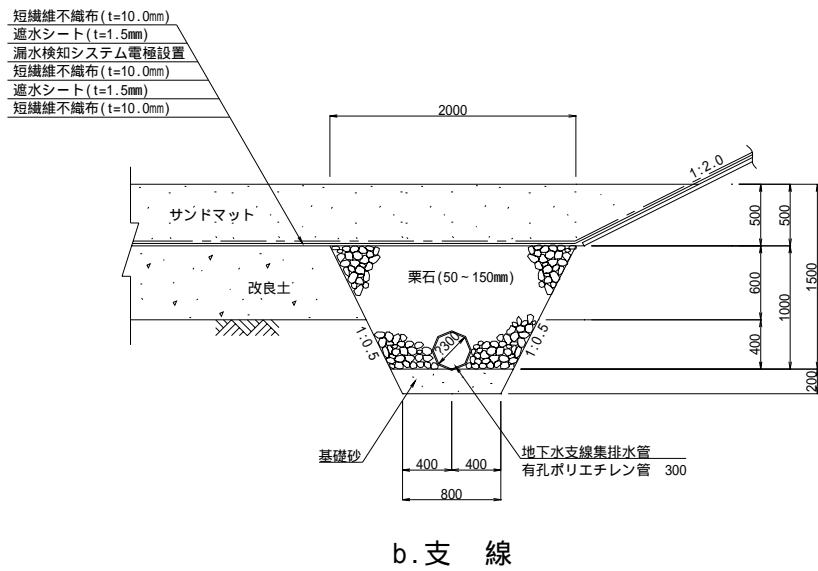
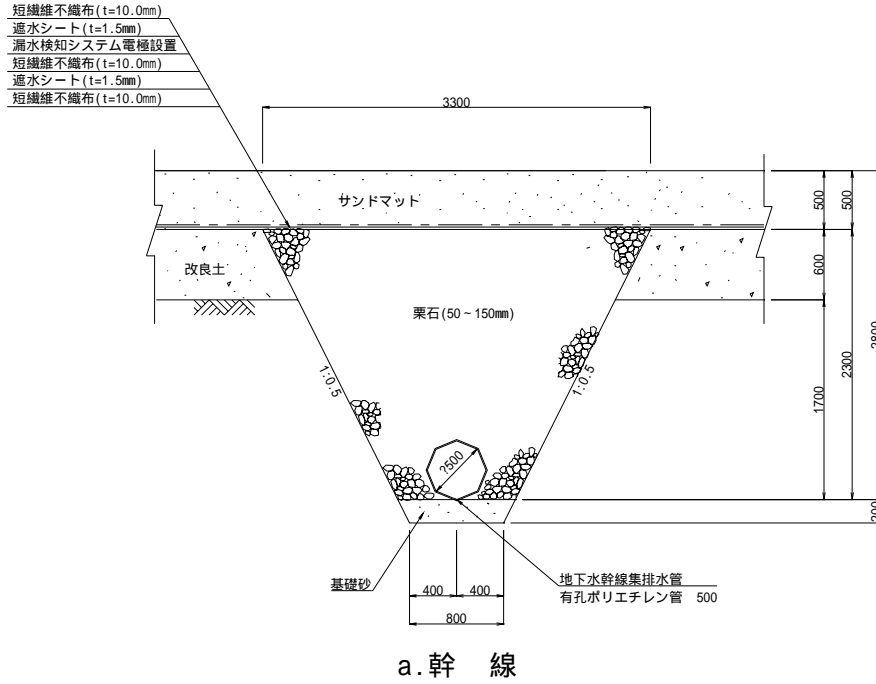


図2.4.5 地下水集排水管断面

2) 地下水集排水ポンプピットの構造

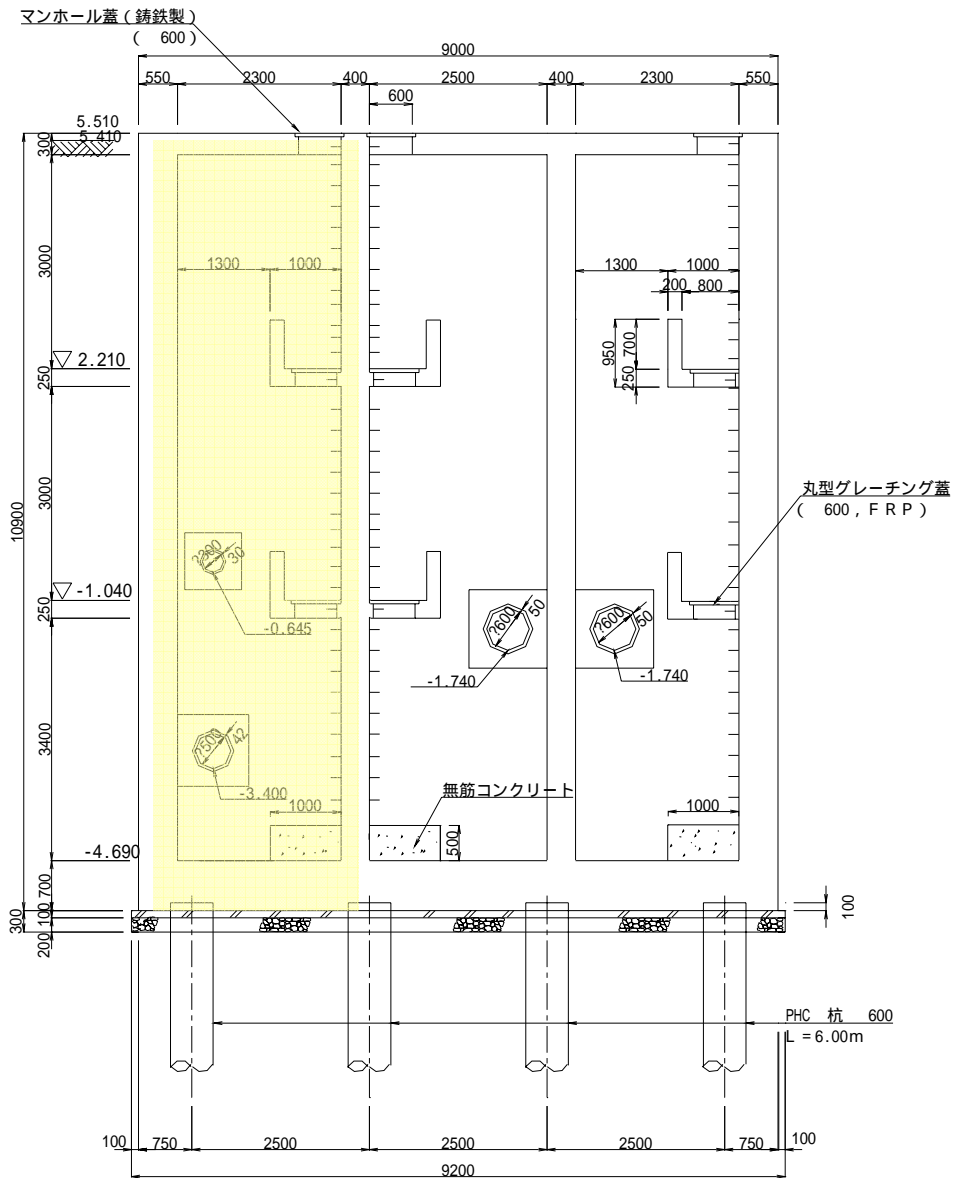


図 2.4.6 地下水集排水ピット

2.5 遮水工

(1) 目的及び機能

廃棄物最終処分場において、埋立地への降水は廃棄物層にしみ込み浸出水となり、やがて底部に敷設された浸出水集排水設備を通して浸出水処理施設に集まる。この浸出水による地下水質汚染を防止するために遮水工を設置する。

地下水汚染の防止を目的とする遮水構造の機能には以下に示す5つが考えられる。

すべてを兼ね備えるべきということではなく、それぞれの埋立地の条件により、重要性の度合いやいくつかの機能の組み合わせた構造となる。

表 2.5.1 遮水構造の機能

遮水機能	浸出水による地下水汚染を防止する機能
損傷防止機能	基礎地盤の凹凸や廃棄物中の異物による損傷を防止する機能
漏水通過時間確保機能・汚染軽減機能	万一の地下水汚染に対し、その程度を軽減させる機能で、遮水シートが破損時のバックアップ機能。 漏水通過時間確保機能は、修復までに必要な時間を確保するためのものであり、下層遮水工の透水係数と厚さが重要となる。 汚染軽減機能は、単位時間当たりの漏水量を一定以下に抑制するための機能であり、透水係数と浸出水水位に影響される。
損傷モニタリング機能	遮水機能の損傷状況をモニタリングする機能
修復機能	破損箇所を自ら修復し所定の不透水性が確保できる機能

(2) 基準省令による遮水工構造

最終処分場の遮水工は、平成10年6月の『一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める命令の一部を改正する命令、1998、総理府・厚生省令第2号』（以下、基準省令という）の改正により、「遮水シートと不透水性土質等の組合せによる遮水工の二重化、保護層の設置等遮水機能の強化等」が図られた。基準省令による遮水構造の考え方としては下記のとおりである。

基準省令における遮水工の規定

- a) 遮水工が不必要な地盤条件（基準省令第1条第1項第5号イ）
- ・ 5 m以上、かつ透水係数が 100nm/s ($1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$) 以下である連続した地層であること
 - ・ また、表面遮水工の構造としては、b) に示す3種類または同等以上のものと規定されている。
- b) 表面遮水工の構造（基準省令第1条第1項第5号イ(1)）
- ・ 透水係数が 100nm/s ($1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$) 以下で厚さ50cm以上の粘土などの表面に遮水シートが敷設されたもの
 - ・ 透水係数が 1 nm/s ($1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$) 以下で厚さ5cm以上の水密アスファルトコンクリートなどの表面に遮水シートが敷設されたもの
 - ・ 不織布などの表面に二重の遮水シートが敷設されたもの。二重遮水シートの間には、上下の遮水シートが同時に損傷しないように不織布などが敷設されたもの（例外規定）法面勾配が50%以上で、浸出水の貯水のおそれのない法面部にあっては、モルタル吹付などに、遮水シートまたはゴムアスファルトを敷設した構造でもよい
- c) 表面遮水工の保護規定
- ・ 日射による劣化のおそれのある場所の遮水シート表面には、遮水シートの劣化防止のため不織布などを敷設すること（基準省令第1条第1項第5号イ(2)）
 - ・ 作業前には砂などの保護土で覆うこと（基準省令第2条第1項第8号）
- d) 鉛直遮水工の構造（基準省令第1条第1項第5号ロ）
- 埋立地の地下全面に不透水性地層がある場合は、下記の鉛直遮水工が認められる。
- ・ 薬剤等の注入により、不透水性地層までの地盤のルジオン値が1以下に固定されたもの
 - ・ 厚さ50cm以上、透水係数 10 nm/s ($= 1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$) 以下の連続壁が不透水性地層まで設けられたもの
 - ・ 鋼矢板が不透水性地層まで設けられたもの
 - ・ または、表面遮水工

出典：『廃棄物最終処分場整備の計画・設計要領』（社）全国都市清掃会議

我が国の表面遮水工の基準は、遮水シート以外の遮水構造に対して、透水係数と遮水層厚さの比を一定とすることを原則としている。すなわち、動水勾配が一定ならば、埋立地から漏水する単位時間あたりの汚染物質の量（＝漏水通過速度）は、いずれの構造の場合も同一であり、地下水汚染のリスクも同様であると考えられる。

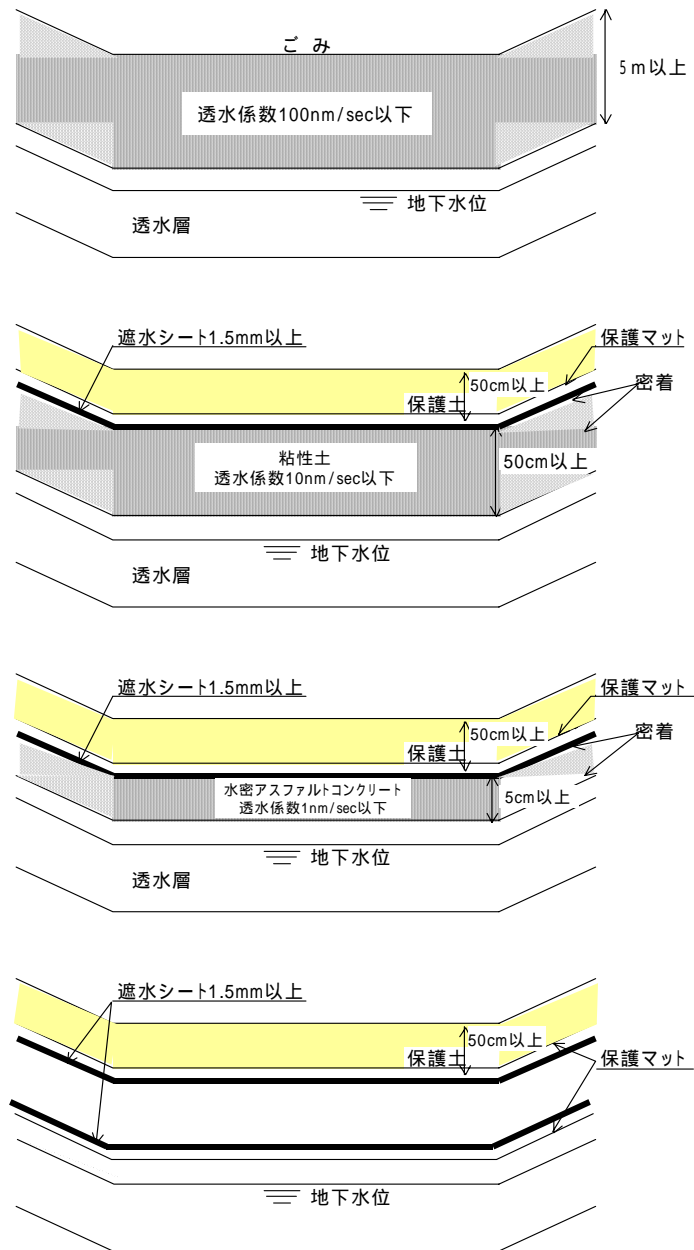


図 2.5.2 基準省令による表面遮水工構造の規定

(3) 計画における遮水構造

本計画では、基本的遮水構造は次のとおりとする。

- ・ 2重遮水シート構造とし、上面と下面に保護マットを敷設する5層構造とする。
- ・ 漏水検知システムは底面部、斜面部の全面に施工する。

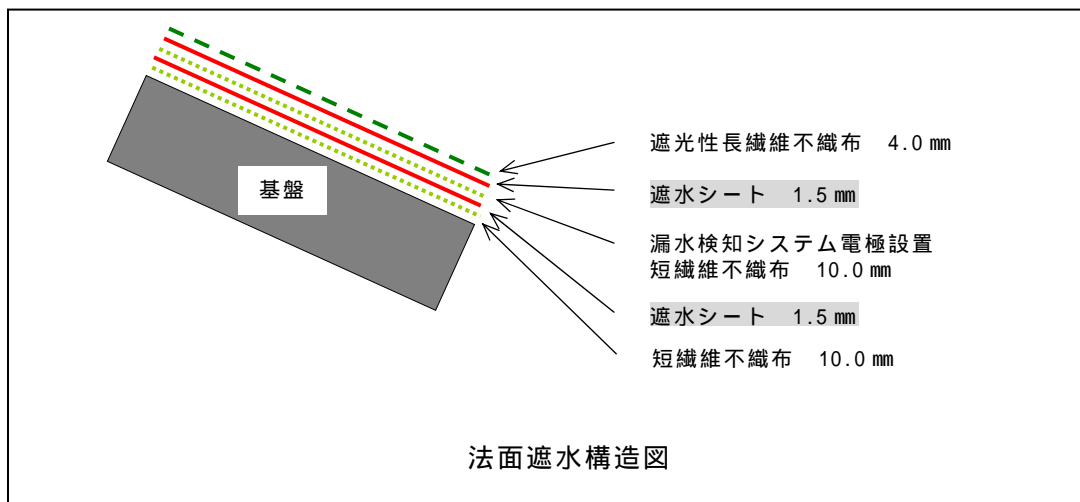
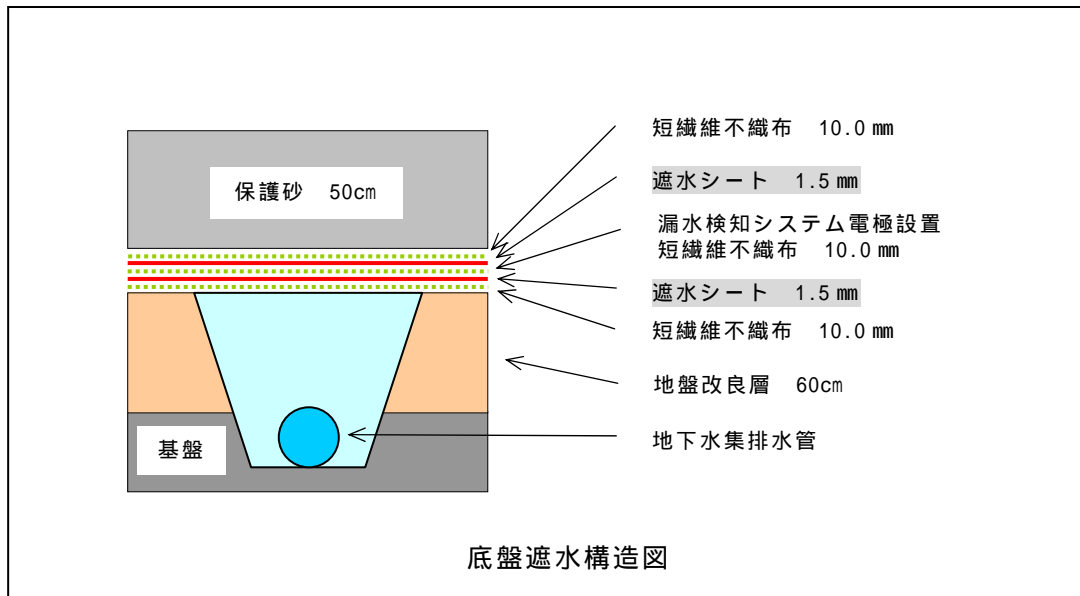


図 2.5.3 遮水構造図

(4) 遮水工の構造検討

1) 遮水工法の選択

遮水工法は、表 2.5.2 に示す鉛直遮水工と表面遮水工に大別できる。

本計画地の基礎地盤には、鉛直遮水工に不可欠な一様な不透水層は確認できていない。このため、表面遮水工の設置が必要である。

鉛直遮水工

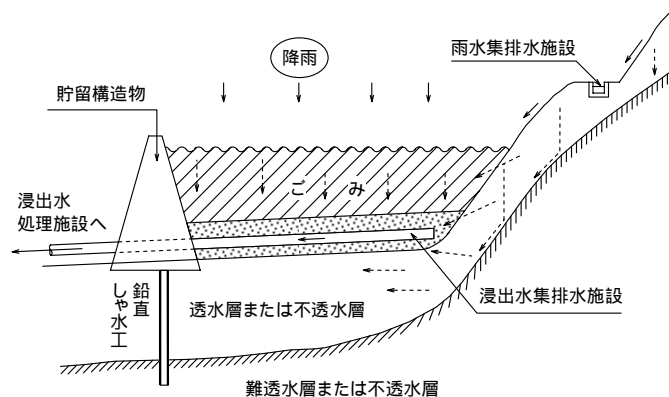
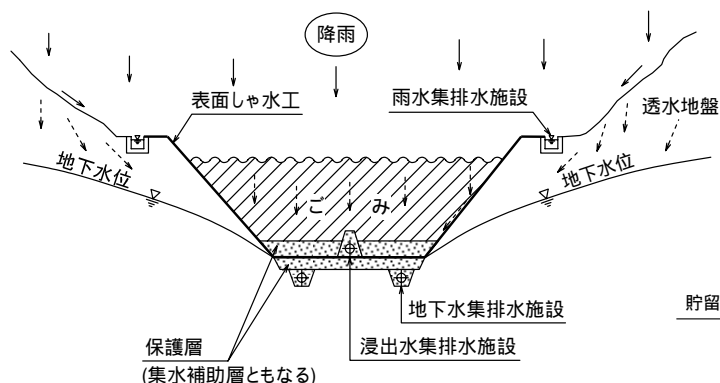
地中に岩盤や粘性土の難透水性層が水平方向に広がっている場合に、垂直または斜めに難透水性地盤に達するように遮水工を施工し、浸出水や地下水の浸透路長を長くすることにより、埋立地内の水の移動をしゃ断する方法である。

表面遮水工

埋立地の地盤の透水係数が大きい場合や難透水層が非常に深い所にある場合に採用される方法である。この方法では、埋立地全体を遮水材料で覆うことが多く、原則として地下水集排水施設を施工する必要がある。国内実績では表面遮水工が行われている例がほとんどで、遮水材にはシート系材料が多く用いられている。

表 2.5.2 鉛直・表面遮水工の比較

項 目	鉛直遮水工	表面遮水工
採 用 条 件	地中に水平方向の遮水層が存在すること	埋立地の必要な範囲に遮水材料で覆える下地があること
地下水集排水施設	不 要	一般的に必要
遮 水 性 の 確 認	地下に埋設されるので効果の確認が難しい	施工時には目視で確認できるが埋立が行われた後は難しい
経 済 性	遮水工の単位面積当りの工費は高いが総工事費としては安い	遮水工の単位面積当りの工費は安いが埋立地全体に施工する場合が多く総工事費としては高い
補 修	地中なので難しい面もあるが、遮水工としての補強施工は可能	廃棄物の埋立前ならば容易であるが、埋立後は難しい



2) 遮水工の基本構造の選定

基準省令に示される以下の3種類の基本構造について比較検討する。

- ・ 土質材料 + 遮水シート
- ・ 水密アスコン + 遮水シート
- ・ 二重遮水シート

材料特性

以下に遮水工を構成する各材量の特徴を示す。

土質材料（アースライニング）

遮水シート以外の材料はいずれも、遮水シートとは異なり、遮水材料を現場施工で製品化することになるため、施工の良否が遮水性に大きく影響する特徴がある。反面、土質材料は天然材料であり、遮水シートなど人工材料に比べ長期耐久性があると言える。

また、遮水層に厚さがあるため、汚染物質の外部流出が冗長される点や、汚濁物質の土粒子への吸着による希釈効果も期待される。

表 2.5.3 土質遮水材と人工遮水材との特徴比較

	土質遮水材料	人工遮水材料
遮水性能	透水性は 0 ではなく一般に人工材料より大きい。	材質によっては完全遮水である。(有機化学物質の分子拡散浸透が指摘されている)
品質	均一材料の入手が難しく、施工管理に手間が掛かる。 層(厚さがある)構造であり特に外力について耐久性がある。	規格化が進み施工が容易である。 種類により層状のものとシート状のものがある。シート状のものは外力に弱い。
供給	地形、地質および立地条件に左右されるが、条件さえそろえば非常に経済的。	全国一律に入手可能である。

アースライニングによる遮水材料は、粘土やローム質等を用いた難透水性粘土、粘性土にセメント・石灰などシルト分を添加し、強度特性と不透水性を改良したセメント・石灰系、現地発生土とベントナイトを混合して不透水性層を形成するベントナイト混合系の3種類に分けられる。

従来は難透水性粘土が一般的に用いられてきたが、材料の入手が困難な点からベントナイト混合系の遮水層の設置が増えてきている。セメント・石灰系は特に軟弱な基盤では地盤の変化に追従できないため亀裂を生じやすい。

アスファルトライニング

アスファルトライニングは、アスファルト混合物を基盤上に撒きだして遮水工を形成する工法で、一般的にたわみ性が大きく、多少の地盤沈下には追従する性質を持つが過度の変形は期待できない。また、背面水や空気など背圧によっても変形し易いた

め、適切な地下排水設備や下地の湧水対策を十分行うことが必要となる。施工にはアスファルト混合物の転圧が必要であるため、法面部（1：1.7より急勾配）への施工は施工の安全面や品質面で問題がある。

遮水シート

遮水シートの材料としては合成ゴム系、合成樹脂系、アスファルト系、ベントナイト系および積層タイプ複合シート系に大別される。配合する成分により材料としての性質が異なる。最近では異種の材料を組み合わせた複合材料によるシートも提案されている。

遮水シートは一般的に施工性、経済性に優れるが、破損した場合の漏水リスクが高いため、各種保護材を布設して、破損を防止することが前提条件となる。

吹き付けタイプ

吹き付けによる遮水工は、急峻な斜面や凹凸のある下地に遮水工の施工が行えること、吹き付けであるため接続部分ができず構造物との取り合い部の施工性にも優れるなどの利点がある。しかし、アスファルト系の材料を使用した場合シート背面から水がにじみ出す部分に施工した場合、時間の経過とともに剥離が生ずるため、下地の止水を完全にするなどの処置が必要である。基準省令においては、勾配が50%以上で、保有水等の水位が達するおそれのない法面では、モルタル吹き付け＋ゴムアスファルトシートも遮水構造として規定されている。

基本構造の選定

構造的な特徴としては、遮水シートと土質材料、または遮水シートとアスファルト舗装を組み合わせた遮水構造は、遮水シートの伸縮性や施工性等に加えて、厚さ、強度及び冗長性を有することとなるため、同一要因に対する遮水機能の破損や漏水リスクは少ない利点がある。この点において、二重遮水シート構造は、止水性の高い材質であるが、破損した場合の漏水リスクが高く、厚さ、強度を補強する保護材による機能の強化が不可欠である。

一方で、計画地における適応性では、表層近くにまで地下水位があり、遮水工の施工には、雨水や地下水の影響を受ける状況にある、また、本処分場の遮水工は軟弱な地盤上での施工であり、沈下対策を施すものの、ある程度の地盤変形を前提とした遮水構造とする必要がある。このため、二重遮水シートの施工に比べて、水分等の施工条件が遮水性に影響しやすい粘性土層や水密アスファルト舗装の施工にあたっては、より注意が必要である。

また、土質材料やアスファルト舗装による遮水工では、敷設した部位の遮水性の確認は、一定の面積ごとに代表する1点で行う締固め度や密度試験等によって判断することとなる。これに対して、遮水シート工では、施工の確実性について、接合部の現場検査や、漏水検知システム等により、他の工法に比べより広範囲な遮水性の確認を直接的に行うことができる。

以上から本処分場では、材料の地盤追従性と施工の確実性を重視して、基本的な遮

水構造として、二重遮水シート構造を採用することとする。ただし、二重の遮水シートの構造的な課題を補うため、保護対策を十分行うこととし、基盤の安定処理や保護材に厚さや強度及び遮光性を付加することとして、全体の遮水構造の信頼性を高めることとする。

表 2.5.4 に遮水工基本構造の比較表を示す。

表 2.5.4 遮水工基本構造の比較

構造の分類	構造的特徴		計画地への適応性	
	利点	課題と対策		
<p>土質材料+遮水シート案</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・遮水シートと土質材料の複合構造で、厚さがあることから、同時破損の危険性は低い。 ・土質材料による遮水層は天然材料であるため、人工材料に比べ長期耐久性がある。 ・施工精度には部分的なばらつきが生じる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・現地発生材に固化材（セメント系、ベントナイト等）を混合し、遮水層を構築することから、施工の良否が遮水性能に大きく影響する。（現場品質管理は締固め度、現場密度試験、現場透水試験等をブロック毎に行う） ・法面が急勾配では施工できない。 	<p>底盤部は、地下水の湧出が想定される。このため、遮水性を確保する締め固め工程など施工性が悪く、遮水性能の信頼性が低くなる。また、法面勾配は 1:2.0 であるため、遮水性を確保するための締め固めが行えない。また、湧水等による土質材料の洗掘の恐れもあり、適応性は低い。</p>	×
<p>アスファルト舗装+遮水シート案</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・遮水シートとの複合構造で、厚さや強度があることから、同時破損の危険性は低い。 ・たわみ性があるため、多少の地盤沈下には追従する。（過度の変形は期待できない） 	<ul style="list-style-type: none"> ・背面水等の背圧に対して変形しやすい。 ・現場舗装によって遮水層を構築することから、施工の良否が遮水性能に大きく影響する。（舗装現場の品質管理は、敷き均し、転圧時の温度管理や、ブロック毎の真空透気試験で行う） ・法面が急勾配では施工できない。一般的には 1:1.7 より緩い勾配が施工条件となる。 	<p>底盤部、法面部ともに地下水の湧出が想定され、背圧のかかる恐れがあり、計画地での適応性は低い。</p>	
<p>二重遮水シート案</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・材料は工場製品であり、基盤処理や現場接合を適切に行えば、完全遮水工となる。 ・遮水シートには伸縮性があり、緩やかな変化には追従できる。 ・加工が行いやすく、構造物廻りや隅角部の施工が行いやすい。 ・接合部の全数検査等、施工に対する信頼性が高い。 	<ul style="list-style-type: none"> ・二重の遮水材が同種材料であり、また、材料自体の厚さがない事による破損のリスクがあるが、その対策として保護マットや下地処理層など十分な保護層を敷設する。 	<p>二重遮水構造を施工する上での地形的な制約事項は特になし。法面勾配も 1:2.0 であるため確実な施工や施工検査が可能である。また、湧水の影響については、他の遮水構造に比べて、施工性や遮水性能に影響のない構造である。このため、本計画地への適応性は高い。</p>	

1 凡例 ... : 適合 : 施工可能であるが注意が必要 × : 不適

3) 遮水シート材料の選定

本計画地では、二重遮水シート構造を基本とすることから合成ゴム系・合成樹脂系の材料より主要な遮水シート（TPO, TPU, HDPE 及び TPO の改良製品である FPA）について比較を行う。遮水シート材料として用いられている材料の種類を次図に示す。

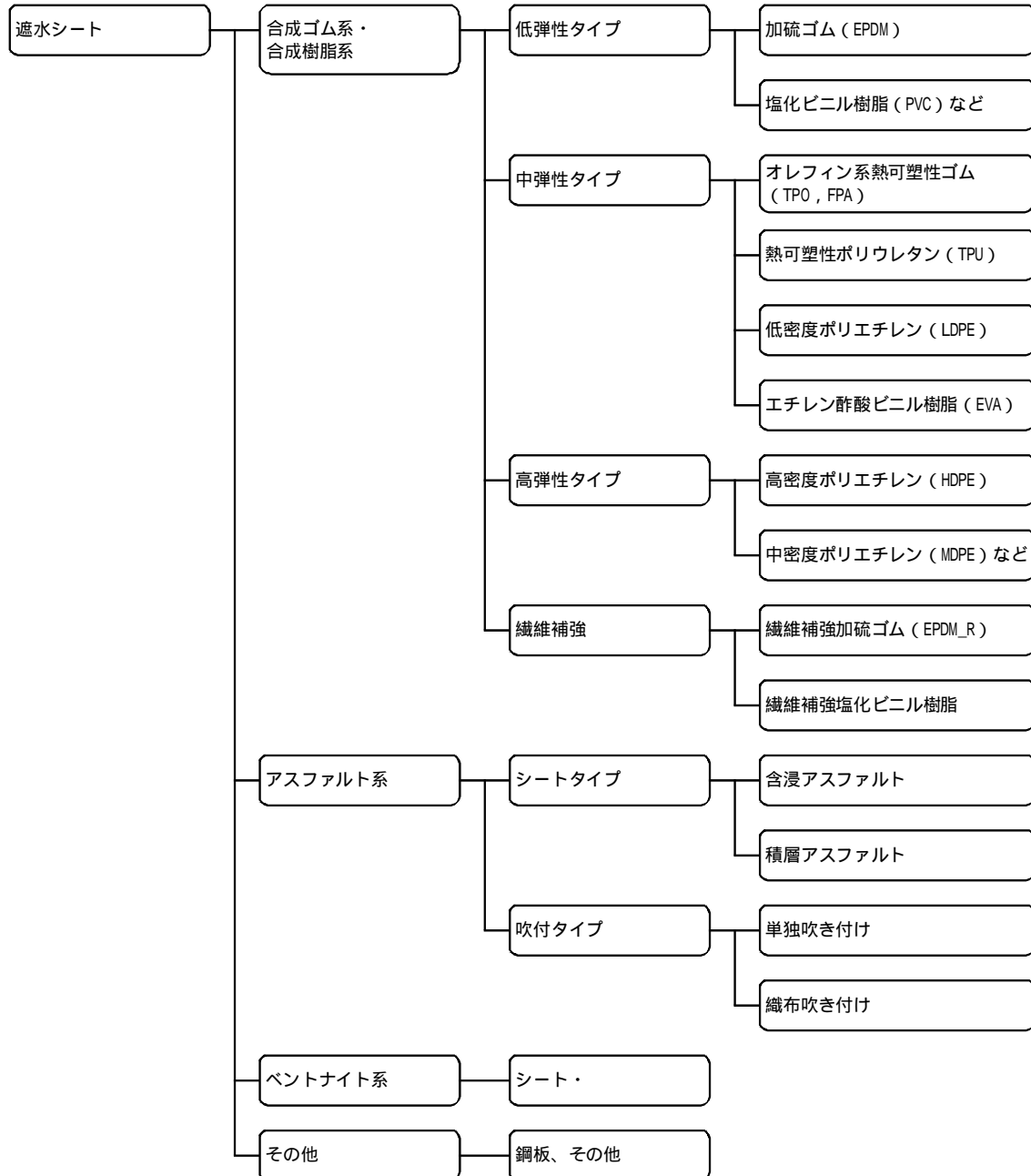


図 2.5.3 遮水シート材の種類

本計画地の遮水シートに求められる特性としては、以下に示すように柔軟性、強さ、接合性能、材料の安全性・均質性が挙げられる。

柔軟性

埋立地の形状は、法面が多く、地形に沿った埋立地の形状を為すため、材料の現場加工や接合が容易であるなど施工性に優れた柔らかい材料が望まれる。

また、不陸や洗掘等による地盤の凹凸に追従できる柔軟性、伸縮性が求められる。

強さ

遮水シートには、基礎地盤の沈下や湧水による洗掘等によって局所的に荷重が掛かったり、法面部では重機による転圧やごみ層の沈下による引張り力、及びごみ等突起物の突き刺しなど、遮水シートに作用する外力による破損が予想される。これら外力によるシートへの影響は、基盤施工や保護層、埋立作業によって回避できるが、シート自体に外力に抵抗する強さが備わっていることが安全性を担保する上で重要である。

接合性能

遮水シートは現場接合で止水性を確保する。このため、施工現場での熱融着接合性能が良い材質が望まれる。また、第2期工事では、第1期工事で敷設したシートとの接合の必要がある。このため、ある程度経年劣化した材料との接合性に支障のない材質が望まれる。

材質の安全性・均質性

特に地下水に接触する下層遮水シートについては、遮水シート自体に含まれる添加剤の溶出の恐れが少ない材料が望まれる。また、遮水シート材料には、素材に均質性があることが望ましい。

以上の特性に対する遮水シートの適性と経済性について、主要な遮水シート（合成ゴム系 TPO、合成樹脂系 HDPE 及び PU、その他 FPA）を比較検討する。比較一覧表を表 2.5.7 に示す。

柔軟性

次表に主要な遮水シートの基本物性を示す。この表の硬度は材料の硬さ(柔らかさ)を示す指標である。これによると、最も柔らかい値を示しているのがTPU、次いでFPAである。

強さ

引張り強さはTPUが最も優れている。引裂強さはHDPEが優れている。

接合性能

いずれの材質も、機械溶着の接合性能は良好である。ただし、材質の硬いHDPEは、細部や隅角部でのハンド溶着の施工性に劣る。TPUは、接着剤接合の併用が可能である。

表 2.5.5 同一素材遮水シートの接合方法(例)

シートの種類	接合方法	接着剤	熱盤プレス	熱融着	押出し式熱溶接	バーナー式熔着	アルファルト吹付工法
EPDM							
PVC							
TPO (PE系, PP系)							
TPU							
PE系							
アスファルト系							

材質の安全性・均質性

安全性) いずれの材質も可塑剤を含まないため、可塑剤溶出の恐れはない。

均質性) FPAシートはTPOに見られる素材の不均質性を解消する製法によっているため、均質な物性が得られる素材であるとされている。合成樹脂系シート(HDPE、TPU)は単一組成であるため、均質な物性を示す。

経済性

主要な遮水シートの標準的な費用は以下のようになる。この中ではTPUが最も高い。

表 2.5.6 主要な遮水シートの経済性比較

項目	HDPE	TPU	TPO	FPA
材料費 (m ² 単価)	0.9	2.2	1.0	1.0
施工費 (m ² 単価)	1.2	1.0	1.0	1.0
合計 (m ² 単価)	1.1	1.6	1.0	1.0

表数値は、メカヒアソグ[®]による標準的な費用を、TPOを1.0とした場合の相対比較

本処分場では、遮水シートの特性を総合的に考慮して、合成ゴム系のFPAシートを遮水シートとして採用する。

表 2.5.7 各種遮水シートの比較

種 類			合成樹脂系		合成ゴム系			
			高密度ポリエチレンシート (HDPE)	ポリウレタンシート (TPU)	オレフィン系シート (TPO)	ポリマーアロイ系シート (FPA)		
材 質			Eレンガスを重合し、カーボンブラック、安定剤を添加し、成形加工したシート	E-レンガ系以外にカーボンブラック、安定剤を添加し、成形加工したシート	オレフィン系エラストマーにEPRをブレンドし、成形加工したシート	オレフィン系エラストマーとEPRを一緒に重合させ、成形加工したシート		
基本物性	機 械 的 特 性	引張り強さ	kg f / cm ²	270 ~ 380	400 ~ 600	130 ~ 330	240 以上	
		切断時伸び率	%	560 ~ 800	500 ~ 600	450 ~ 790	600 以上	
		引裂強さ	kg f / cm	50 ~ 150	75 ~ 110	70 ~ 80	70 ~ 77	
		硬 度	ショア A	85 ~ 100	85 ~ 89	90 ~ 95	93 以下	
		降 伏 点	-	有	無	有	有	
	化 学 的 特 性	耐 酸 性						
		耐アルカリ性						
		耐 塩 性						
		耐 油 性						
	材質の均質性		-	均質性が高い (単一組成材料のため)	同左	不均質の恐れがある (製造方法による)	均質性が高い (TPO 製造方法を改善)	
特 徴			材質は最も硬い。引張り強さは、降伏荷重を越えると特定部位の伸びで荷重を支える。化学的特性は他と比較して最も安定している。	材質は柔軟性があり、機械的特性に最も優れる。化学的特性は安定している。	材質はFPAより若干硬い。機械的特性は、HDPE、TPUに劣る。化学的特性は安定している。材質の不均質から、物性のバラツキが生じる恐れがある。	TPUの次に柔らかい材質。機械的特性、化学的特性は、TPOと同様。TPOと異なり、物性のバラツキはない。		
評 価								
施 工 性	線膨張係数	10 ⁻⁴ /	1.9 ~ 2.0	1.4 ~ 1.6	2.0	1.2 ~ 1.5		
	接合性能 注2	kg f / cm ²	221	291	74	-		
	特 徴			材質が硬いため、細部や重ね合わせ箇所の施工は困難である。また、地盤の凹凸に対する追従性が悪く、局所的に応力が発生する恐れがある。他のシートに比べ、温度変化によるシートの伸縮が著しいため、特に、シートに弛みをもたせた施工に留意する必要がある。	材質に柔軟性があるため、細部や重ね合わせ箇所の施工性に優れる。地盤の凹凸に対しても、シートが追従して、局所的な応力を発生しない。温度変化によるシートの伸縮は比較的小さい。ただし、シート施工に際しては、ある程度の弛みをもたせることが必要。接合部の引張り強度について、最も高い結果を得た報告事例がある。	細部や重ね合わせ箇所の施工性、地盤への追従性は、HDPEに優るが、TPUに劣る。温度変化によるシートの伸縮が著しいため、シートに弛みをもたせた施工に留意する必要がある。接合部の引張り強度について、HDPE、TPUに劣る。	細部や重ね合わせ箇所の施工性、地盤への追従性は、HDPEに優るが、TPUに劣る。他のシートと比べ、温度変化によるシートの伸縮が少ない。ただし、シート施工に際しては、ある程度の弛みをもたせることが必要。	
	評 価			×				
安 全 性	可塑剤の溶出可能性	-	無	無	無	無		
	評 価							
経 済 性	材 料 費	-	2,800 ~ 3,000 円	5,600 ~ 6,700 円	3,000 円	3,000 円		
	施 工 費	-	2,800 ~ 3,400 円	2,800 ~ 3,100 円	2,800 円	2,800 円		
	合 計	-	5,600 ~ 6,400 円	8,400 ~ 9,800 円	5,800 円	5,800 円		
	評 価				×			
施 工 実 績			神奈川県横浜市神明台処分場 神奈川県平塚市一廃処分場 福島県会津広域組合一廃処分場 北海道小樽市一廃処分場 他	東京都三多摩地域一廃処分場 新潟環境保全事業団産廃処分場 静岡県浜北市一廃処分場 新潟県新発田市一廃処分場 他	埼玉県三ヶ山一廃・産廃処分場 千葉県印西市一廃処分場 石川県輪島市一廃処分場 他 千葉県千葉市新内陸一廃処分場 他	茨城県土浦市産廃処分場 鹿児島県大口市一廃処分場 岡山県中部環境施設組合一廃処分場 千葉県東金市外三町一廃処分場 他		
			多数	11件程度 (内、2件産廃)	多数	12件程度 (内、1件産廃)		
評 価								
総 合 評 価			施工事例は多く、経済性に優れるが、施工性に劣る。	基本物性、施工性に最も優れるが、経済性に劣る。	経済性に優れるが、TPUに比べ、施工性、基本物性に劣る。	TPUに比べ、経済性に優れ、基本物性、施工性とも評価は高い。		
			×					

注1) シート物性に関する諸数値、費用は、既存文献、メーカーヒアリングによる。

注2) 日の出町二ツ塚廃棄物広域処分場 環境影響評価書資料編(H7.6)P35による。

施工実績件数の調査方法；

TPUはメーカーヒアリング(対象メーカー；協和発酵、三星ベルト、ブリジストン)

FPAは、FPAシート研究会 年次報告(平成10~12年度版)より

4) シート保護材の選定

シート保護材の種類

遮水シートの保護については、基準省令において以下の内容が示されている。

【上層遮水シートの保護】

日射による劣化を防止できる、遮光の効力及び耐久力を有する不織布等で覆うこと。

【二重遮水シートの中間層】

埋立車両の走行や埋立作業によって、二重の遮水シートが同時に破損することを防止できる十分な厚さ及び強度を有する不織布等が敷設されていること。

【下層遮水シートの保護】

基礎地盤は、予想される荷重に対して遮水層の損傷を防止するために必要な強度を有し、かつ、平らな状態であること。遮水シートが基礎地盤と接することによる損傷を防止することができる不織布等が敷設されていること。

表 2.5.8 保護マットの機能

項目	要求性能	法面部			中間層	底面部	
		上面		下層		上面	下層
		A	B				
引張強さ	廃棄物荷重などに耐えること						
貫入抵抗	遮水シートを外傷から保護できること						
耐久性	.1 耐候性	使用期間を通じて維持できる耐候性を有すること					
	.2 遮光性	遮水シートの紫外線による物性低下を緩和できる遮光性を有すること					
二重シート同時損傷防止	埋立作業または埋立用作業車両により遮水シートの同時損傷を防止すること						
溶出性	環境を汚染する物質を溶出しないこと						

(凡例) A：遮光性保護マット B：遮光性マット : 必要項目

(出典：廃棄物最終処分場計画・設計要領 (社)全国都市清掃会議)

以上の要件を考慮して各種保護材を選定する。一般的な保護材の種類を表 2.5.9 に示す。

保護材の選定

保護材は、遮水シートの上層、中間層及び下層のそれぞれに求められる機能を満たす材料を選定する必要がある。

上層遮水シートの保護

底盤部には遮水シート上面に不織布を敷設し、さらに保護砂50cmを敷設する。法面部は、厚さ4mmの遮光性不織布を敷設する。

底盤部

埋立ごみの突起や重機が直接接触し、これらの外力の影響をシートに及ぼさないための厚さや耐久性が求められる。このため、緩衝機能、経済性及び保護層の復元性などから保護砂層50cmを敷設することとする。

材料は現地発生土を使用できれば経済的であるが、浸出水の排水機能の確保や、集排水管やフィルターの目詰まりが生じにくい洗砂を購入して用いる。

保護砂層の布設には、遮水シートに直接保護層が接しないよう、不織布など保護マットを間に敷設する。

法面部

底盤部同様、ごみや重機との緩衝機能のほか、長期間の屋外暴露状態にあることから、太陽光の遮光性が求められる。このため本処分場では、厚さ4mmの遮光性不織布を法面表層に敷設することとする。

中間層

底盤部及び法面部に、厚さ10mmの不織布を敷設する。

2枚のシートが同時に破損しないため、中間層には、緩衝層として厚さ10mmの不織布を敷設する。

下層遮水シートの保護

底盤部には、地盤改良層として不透水性土層50cmを敷設する。法面部には厚さ10mmの不織布を敷設する。

底盤部

底盤部には軟弱地盤対策としてセメント改良を行う計画である。このため地盤改良層の上面に保護マットを敷設し、遮水シートを敷くこととする。地盤改良層は、現地地盤にセメントを混合した不透水性土層としても機能することから、遮水機能を補強するものである。

法面部

細粒分を多く含む粘性土層であるため、角礫や凹凸等は少ないものと考えられるが、地下水の排水機能を兼ねた不織布を下層に敷き、その上面にシートを施工するものとする。

表 2.5.9 一般的な遮水シート保護材の特性

素材		短繊維不織布 (反毛フェルト)	長繊維不織布	耐候性短繊維 不織布	耐候性長繊維 不織布	自己遮水型マ ット(高吸水 性樹脂)	自己遮水型マ ット(ベントナ イトシート)	硬質ウレタンフォーム 吹付(ホ [®] ポリエステル織 布を上下層に敷 設)	硬質ウレタンフォーム 吹付(メッシュ補 強+表層塗 装)
物 性	一般的な厚さ (mm)	10	4	10	4	4	6	60~	30~
	引張強さ(kgf/cm)	50~70	90~160	150~250	130~180	100~180	(不織布)50	(織布)110	-
	伸び率(%)	100	60~80	100~130	50~60	50	-	(織布)15	(メッシュシート)15
	突刺強さ(kgf)	90~140	70~90	130~180	105	-	-	-	-
	目付量・重量(g/m ²)	1,200	420	1,700~2,000	600	1,250	6,700	30kg/m ³	30kg/m ³
主 な 機 能	通水性					-	-	-	-
	緩衝(厚み)		-		-	-	-		
	遮水性の補完	-	-	-	-			-	-
	遮光性・耐候性	×				-	-		
突刺刺し抵抗						-	-		
施 工 性									
経 済 性 (円 / m ²)	材料費	800~1,400	900	1,700	1,800	3,150	4,140	5,900	(ウレタ)4,500 (塗装)4,800
	施工費			500	400	650	760		
特 徴		ポリエステル など合成繊維 をシート状に 加工した集排 水材料。 洗掘防止、面 排水、養生マ ット。 補強ネット織 維を織り込ん だ多層マット もある。	ポリエステル スパンボンド 不織布。 面排水材、目 詰まり防止に 利用されている。	表層に耐候性 を高めたポリ エステル短織 維不織布を付 加した不織 布。 補強ネットを 織り込んだ多 層構造のもの が多い。	長繊維不織布 表面にアクリ ル系樹脂を含 浸させ耐候性 を高めた不織 布。 遮水シートと の接触面に粘 着層を付加し た製品もある (3,500円)。	長繊維不織布 の間に高吸水 性樹脂を挟み 込んだ構造で 遮水シート下 層に敷設す る。破損個所 からの水分を 吸水・膨潤し て破損個所を 止水する。敷 設時の吸水を 防止する。	長繊維不織布 の間にベント ナイトを挟み 込んだ構造で 遮水シート下 層に敷設す る。止水性を 確保するため 、プレ膨潤、 上載土が必要 となる。 0.5mmPE シ ートにベント ナイトを粘着 したタイプも ある。	遮水シート表 面にホ [®] ポリエ ステル織布を 敷き硬質ウレ タンフォーム を吹き付け、 表層には耐候 性のあ るアクリル樹 脂加工ホ [®] ポ リエステル織 布を敷設、固 定。	遮水シートに 下層ウレタ20 mmを下吹し、 メッシュシート を固定した 後、10mmを 吹き付ける。 表層にウレタ ン樹脂塗装を 吹き付け耐候 性を高める。

:良 :可 ×:劣 -:機能外

5) 漏水検知システム

漏水検知システムは、漏水個所の有無、及び位置の特定の判断材料となり、万一漏水した場合には、漏水個所の補修対策を早期に立案するための重要なデータとなる。その機能は最終処分場施設に対する社会的な要望に応えるものである。

漏水検知システムは、処分場の供用時及び閉鎖時のモニタリングに利用されるほか、シートや保護砂などの敷設時や建設工事完了時の施工状態のチェックにも利用されている。

漏水検知システムの種類

漏水検知システムの種類は、大別して物理的方式と電気的方式に区分できる。

物理的方式は、二重シート構造の中間層をモニタリングする手法であり、概ね以下のような特徴がある。

- ・破損個所の特定はブロック単位である。
- ・遮水シート上の廃棄物を取り除く以外の補修対策がシステムに整っている。
- ・中間層に流入した浸出水を集水するなど応急的な対策も行える。
- ・モニタリング管や監査廊など土木的設備がシステムを構成するため、地形的制約を受けやすく、検知対象が底盤部のみの設置例が多い。

電気的方式は、いずれの方式も二重シート構造に対応でき、概ね以下のような特徴がある。

- ・破損個所の特定は測定電極の設置間隔等によるが、ほぼ場所を特定できる。
- ・一連のシステムとして補修対策はないが、廃棄物層をケーシング掘削する、あるいは保護材を袋構造に設置することで、遮水シートと一体化する固化材を注入する対策工法が開発されている。
- ・各電極間には、土層や廃棄物層などある程度導電性のある物質が介在することで検知精度が確保される。このため、二重シート中間層に土質材料を敷設できない場合などは不織布等にある程度導電性を付加する必要があることがある。また、埋立前の法面部の上層シートは検知対象になりにくい。

漏水検知システムの選定

本処分場では、上層遮水シートを対象に、漏水位置の特定が可能な電気的方式の漏水検知システムを全面に採用する。

電気的方式では、各システムとも、導電性の高い基盤や構造物、配管などが遮水シートに接する場所において検知精度が低下する恐れがあるが、検知の原理からは漏水箇所の特定の精度に差異は認められない。このため、計画地における適応性は、埋立地へのシステムの施工性が重要な要素となるが、この点では、線電極に比べて、点電極、面電極を利用したシステムの適応性が高い。

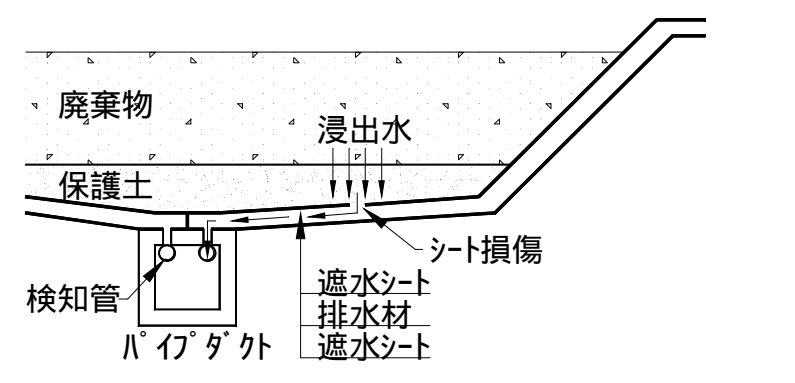
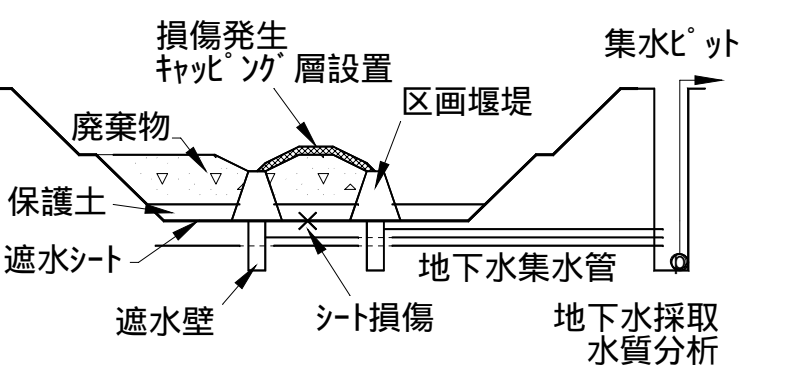
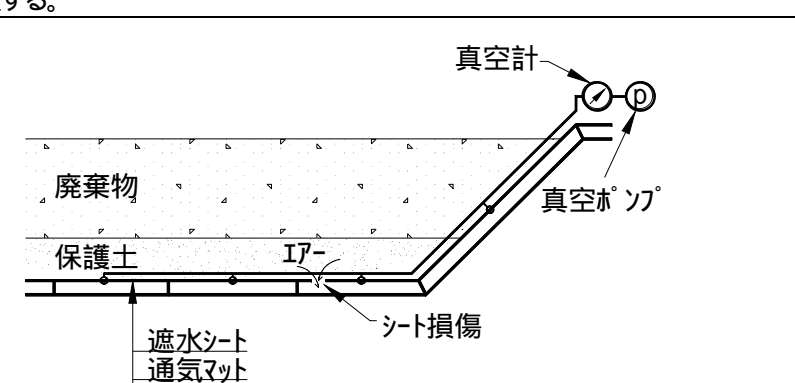
物理的方式では、本処分場が掘り込み式の埋立地である地形的制約を考慮すると二重シートを袋構造とした真空管理方式の適用が考えられるが、真空管理方式では、200 m² ~ 500 m²の1ブロック毎に管理ホースが生じ、管理施設まで管理ホースを接続することとなる。管理ホース自体の管理など、電気的方式の電気配線に比べて構造が複雑で、管理も煩雑となる。電気的方式に比べると検知に要する時間が長く、漏水に対する即応性がない。また、真空ポンプ等の検査など維持管理に費用がかかる。このため、電気的方式比べ、本処分場でのシステムの適用には課題も多い。

以上の各システムの適応性を踏まえると共に、本処分場では、最大限の漏水リスク管理を行うことを原則に、埋立地の全域を漏水検知の対象と考える。

したがって、上記から、本処分場では、万一の漏水時には、漏水位置の特定が可能な電気的方式（面電極方式）の漏水検知システムを全面に採用する。

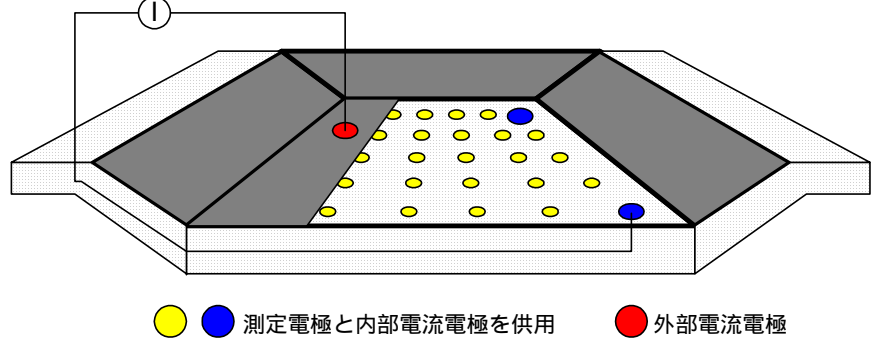
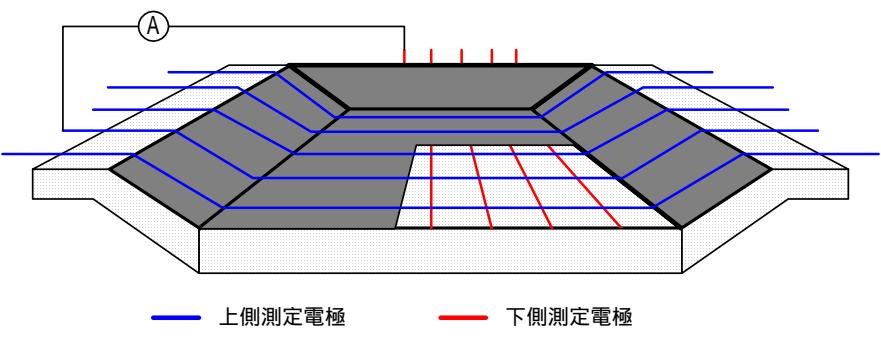
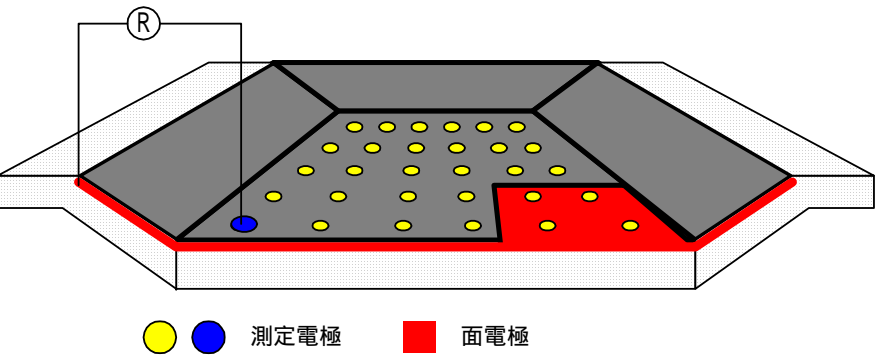
表 2.5.10 に主な漏水検知システムの種類・比較を示す。

表 2.5.10 主な漏水検知システムの種類・比較(1)

システムの種類	システムの特徴		経済性		計画地への適応性(1)	施工実績	漏水箇所の補修方法
	システムの概要	漏水箇所の特定	概略設置費	維持管理費			
地下水管理	 <p>廃棄物、保護土、浸出水、検知管、パイプダクト、シート損傷、遮水シート、排水材、遮水シート</p>	区画毎	・地中遮水壁、地下水集水管等の設置	・pH、電気伝導度等の自動計測に掛かる電力、消耗品等の費用	<p>本システムは、地下水に浸出水が混入する前に検知する事ができず、水質の異常が確認できるレベルになってはじめて検知できるシステムである為、漏水してから検知までに時間がかかる。</p> <p>また、本計画地は地下水量が多く、汚染した場合の排水処理は困難であるため、地下水への漏水前の検知が必要である。</p> <p>したがって、本計画での適応性は低い。</p>	×	<p>栃木県黒磯市他(実績少ない)</p> <p>遮水材の直接的な補修(補修方法の概略を電気的方式に示す)</p>
	<p>処分場の底部に地中遮水壁を設けて区画分けし、それぞれの区画から個別の配管により地下水を集水する。この地下水の水質変化により漏水を検知する。</p>						
物理的方式 集排水管理	 <p>損傷発生、キャットラップ層設置、区画堰堤、集水ピット、廃棄物、保護土、遮水シート、地下水集水管、地下水採取水質分析、シート損傷、遮水壁</p>	区画毎	5,000 円 / m ² ・監査廊、諸設備の設置費用	25 万円 / 年 ・配管、水圧計、監査廊の維持費用 ・pH、電気伝導度等の水質測定費用	<p>自然流下式であり検知に時間がかかるが、中間層での検知であるため、汚水の外部への流出は防止できる。</p> <p>掘り込み式埋立地では、監査廊やボックスカルバートの設置は、施設配置上、適応性に欠ける。</p>	×	<p>破損区画にグラウト材や合成樹脂等の止水材を圧入して、破損部を止水する。</p> <p>(粘性土遮水層については、東京都日の出町で実施している。)</p>
	<p>埋立地の底盤中央部に監査廊(ボックスカルバート等)を設け、遮水シートを袋構造とする。この監査廊に、遮水シートの各ブロックに設置する検知管を接続して、検知管からの水質を監視することで漏水を検知する。土質材料の場合は、遮水層の中間に検知管を設置する。</p>						
真空管理	 <p>真空計、真空ポンプ、廃棄物、保護土、遮水シート、通気マット、遮水シート、シート損傷</p>	区画毎	6,000 円 / m ² ・シートの融着、管理ホース等取付け ・自動計測装置	40 万円 / 年 ・装置作動に係る電力 ・制御装置の定期点検費用	<p>物理的方式の中では、本計画において適応できる方式であるが、検知するブロック(200~500 m²)毎に管理ホースが生じる為、管理ホース自体の管理など、電気的方式の電気配線に比べて構造が複雑で、管理も煩雑となる。</p> <p>電気的方式に比べ検知に要する時間が長く、漏水に対する即応性がない。また、真空ポンプ等の検査など維持管理に費用がかかる。</p> <p>本計画地で適応性は電気的方式比べて低い。</p>		<p>愛知県津島市 茨城県猿島群 30 件程度</p>
	<p>遮水シートを袋構造とし、各ブロックに管理ホースを接続する。各部ロックを真空ポンプを用いて減圧し、内部圧力の変化からシートの破損を検知する。</p>						

システム特性、経済性、施工実績等は各メーカー資料によるヒアリング。 1 凡例 ... : 適合 : 施工可能であるが注意が必要 × : 不適

表 2.5.10 主な漏水検知システムの種類・比較(2)

システムの種類	システムの特徴		経済性		計画地への適応性(1)	施工実績	漏水箇所の補修方法
	システムの概要	漏水箇所の特定	概略設置費	維持管理費			
電気的方式	<p>点電極方式</p>  <p>● ● 測定電極と内部電流電極を併用 ● 外部電流電極</p> <p>処分場の内外に配置した電極に電圧や電流を加えて漏水の有無を検知する。漏水のある場合は、処分場内に格子状に配置した測定用点電極を利用して、電位分布や電界分布を測定し、その歪みから漏水箇所を特定する。</p>	<p>電極間隔の10%程度</p> <p>電極間隔 10mで検知精度 1m² (電極数 121個)</p>	<p>5,500 円 / m²</p> <p>・電極の設置、システム機器費用及びシステム調整費用</p>	<p>・年1回の定期点検</p> <p>随時検査時の費用 50万円</p>	<p>点電極は、格子状に配置され、それぞれが制御装置と接続されている為、1つの電極の破損があっても、格子の1区画のみの影響に留まる。このため、検知精度への影響は少ない。</p> <p>地下水、周辺地盤の影響は少ない。また、構造物については絶縁措置を施し、測定値のデータ処理を行うことで影響を軽減できる。</p> <p>また、電極の設置には、遮水シートと一体化した点電極を法面シートに固定できるなど、施工性が良く、適応性が高い。</p> <p>電気抵抗の小さい EPDM シートは計測できる。</p>	<p>千葉県印西地区 横浜市、平塚市 多数件程度</p> <p>(海外での実績も多数)</p>	<p>遮水材の直接的な補修。現在考案されている3種類の補修方法</p> <p>オープン掘削工法による補修方法</p> <p>ケーシング方法による補修方法</p> <p>グラウト注入方式の補修方法</p>
	<p>線電極方式</p>  <p>— 上側測定電極 — 下側測定電極</p> <p>遮水シートの上下面に直交する線電極を等間隔に配置し、上下の線電極の各1本ずつを選択して交流電圧を印可する。漏水がある場合は、漏水箇所に近い線電極交点において電流値が上昇することを利用して漏水箇所を特定する。</p>	<p>電極間隔の1/2程度</p> <p>電極間隔2mで検知精度 1m² (電極数 10,200個)</p>	<p>5,000 円 / m²</p> <p>・電極の設置、システム機器費用及びシステム調整費用</p>	<p>・年1回の定期点検</p> <p>随時検査時の費用 50万円</p>	<p>本埋立地は形状が単純であるため施工性の影響は少ないが、線電極の設置は他の方式に比べ施工性が悪い。</p> <p>線電極に使われる銅線は、電流の流れを検知するために被覆していない。そのため、浸出水による腐食や廃棄物等の外力を受けやすく、線電極の破損による検知精度の低下の不安がある。また、シート背面では検知精度に地下水位の影響を受ける。したがって、適応性は低い。</p> <p>電気抵抗の小さい EPDM シートは計測できない。</p>	<p>×</p> <p>栃木県鹿沼市 16件程度</p>	
	<p>面電極方式</p>  <p>● ● 測定電極 ■ 面電極</p> <p>遮水シート下部に敷設した面電極(アルミシート)とシート上部の格子状に配置した測定電極間の自然電位を測定し損傷箇所の有無を確認し、損傷がある場合、電極間の交流抵抗値を測定し、その分布図から位置を特定する。</p>	<p>電極間隔の10%程度</p> <p>電極間隔 10mで検知精度 1m² (電極数 121個)</p>	<p>6,000 円 / m²</p> <p>・電極の設置、システム機器費用及びシステム調整費用</p>	<p>・年1回の定期点検</p> <p>随時検査時の費用 50万円</p>	<p>面電極は保護マットと一体であるため、電極の施工には問題がなく、施工性が良い。</p> <p>シート下面に面電極があるため、電極を使用したシート施工時の損傷の有無を検査できる。</p> <p>地下水、周辺地盤の影響は少ない。また、構造物については絶縁措置を施し、測定値のデータ処理を行うことで影響を軽減できる。また、簡易な移動電極の併用により測定ポイントを追加可能であるため、ピンポイントでの検出が可能。</p> <p>本処分場での適応性は高い。</p> <p>電気抵抗の小さい EPDM シートは計測できる。</p>	<p>福井県高浜町 10件程度</p>	

システム特性、経済性、施工実績等は各メーカー資料によるヒアリング。 1 凡例 ... : 適合 : 施工可能であるが注意が必要 × : 不適

参考) 漏水検知システムの概要

区分	電気的検知法					水質調査法		圧力検知法		地下水集排水管	地下水モニタリング井戸
	電位法	漏洩電流法	パルス法	電流位相法	インピーダンス法	二重遮水	二重遮水+区画排水	真空吸引法	コロイド溶液加圧法		
原理	埋立地内部と外部に通電したときに生じる電位分布から、遮水シートの破損の有無とその位置を検知する 電位測定電極には点電極を用いるほか、点電極と線電極組み合わせた方法もある	埋立地内部と外部に通電した時に生じる電界分布、比抵抗分布を測定し、計算により垂直方向の漏洩電流の大きさを求め、遮水シート破損の有無と位置を検知する	2本の線状センサー間の絶縁抵抗の変化から遮水シート破損の有無を検知する 漏水位置はこの2本のセンサー間にパルス信号を送り、その変化から求められる	格子状に線電極を配置し、線電極間の電流の大きさから遮水シート破損の有無を検知する	遮水シート下部に配置した面電極と埋立地内部に格子状に設置した電極間のインピーダンスを測定する また、遮水シート破損位置では、インピーダンスの分布が低インピーダンス領域として検出される	二重遮水シート間の排水層の水質変化から漏水の有無を検知する	二重遮水シート間を複数の区画に分け、各区画別に設置した排水管の水量・水質から漏水の有無を検知する	袋構造にした二重遮水シートに管理ホースを取り付け、袋内の空気を吸引したときの圧力変化からシート破損の有無を検知する	二重遮水シート間を区画分けし、その層内に水やコロイド溶液を充填する 遮水シート破損時の溶液流出による水位変化からシート破損の有無を検知する	遮水工の下層に配置した地下水集排水管の水質変化から漏水の有無を検知する	最終処分場の下流側に設けた地下水観測(モニタリング)井戸の水質変化から漏水の有無を検知する
特徴	二重遮水シート構造への対応が可能である 遮水シート敷設時の全面検査が可能である	二重遮水シート構造への対応が可能である 遮水シート敷設時の全面検査が可能である	センサーは遮水シートと一体構造となっている 遮水シート敷設時の全面検査が可能である	線状電極のため1本の電極がカバーできる範囲が広い 遮水シート敷設時の全面検査が可能である	遮水シート下部に面電極があるため、遮水シート敷設時の全面検査が可能である	二重遮水シートを利用したモニタリング設備である	二重遮水シートを利用したモニタリング設備である 区画排水方式のため区画単位で漏水検知が可能である 遮水シートの材質によっては、二重シート間を区画するのが困難な場合もある	水質調査を行うことで二重遮水シートの上部シートの破損か、あるいは下部シートの破損かの判断が可能である	コロイド溶液の圧力が浸出水より高くなるように管理されているため、浸出水の流出を防止することができる。	特に追加施設が必要な場合、地下水集排水施設が利用できる	地下水観測井が利用できる
適用条件	浸出水集排水管、舗装道路、コンクリート構造物による影響はない 二重遮水シート構造の場合、中間層に砂や導電性マットが必要なものもある 遮水工には遮水シートのような電気的高絶縁性を有する必要がある 破損が2箇所以上ある場合、位置の特定ができないものもある	遮水工には遮水シートのような電気的高絶縁性を有する必要がある 浸出水集排水管、舗装道路、コンクリート構造物による影響はない	遮水工には遮水シートのような電気的高絶縁性を有する必要がある センサー部分が浸潤するまでは、破損を検知することが難しい	遮水工には遮水シートのような電気的高絶縁性を有する必要がある 線状電極のため、舗装道路やコンクリート構造物などの影響を受けることがある 法面部への適用が難しい	遮水工には遮水シートのような電気的高絶縁性を有する必要がある	二重遮水シートの施工が可能でなければならない 二重遮水シートの間に排水管を設置する必要がある	二重遮水シートの施工が可能でなければならない 区画毎に排水管を設置する必要がある 中間透水層を設置すれば二重遮水シート以外の二重遮水工にも適用が可能である	二重遮水シートの施工が可能でなければならない 区画毎に管理ホースを設置する必要がある	区画毎に送水管、排水管を設置する必要がある。	遮水工下部に地下水が存在する必要がある	処分場周辺の地下水利用状況、地下水水質などに対する概況調査を実施する必要がある
漏水有無の検知	遮水シートが破損し絶縁が低下すれば、漏水しなくても検知が可能である	同左	遮水シート破損に伴う漏水があれば検知可能である	遮水シートが破損し絶縁が低下すれば、漏水していなくても検知が可能である	同左	可能	同左	同左	同左	同左	同左
漏水位置の検知	点電極法では、複数個の漏水があっても同時に漏水位置を点として検知できるものもある	複数個の漏水があっても同時に漏水位置を点として検知できる	同左	同左	同左	地下水集排水管を複数系列に設置して集水すれば、ある範囲での漏水箇所の予測が可能である	区画としての検知はできる	破損位置としてではなく、破損区画として検知できる	同左	地下水集排水管を埋立地の区画毎に複数系列敷設すれば、区画毎の漏水検知はできる	漏水位置の検出は不可能である
既設処分場への適用	埋立中の場合、ボーリングなどによって遮水シート近傍に電位測定電極を設置することで可能なものもある	廃棄物層が薄い場合には適用できるが、層厚に逆比例して精度が低下する	不可能	同左	同左	同左	同左	同左	同左	地下水集排水施設が適切に設置されていれば可能である	地下水観測井が適切に設置されていれば可能である
施工性	遮水シート上面のみあるいは二重シート構造の中間層に基準電位電極を測定用電位電極を設置するだけでよい 線電極を使用する方式では、点電極方式に比べて施工性がよい	埋立地内部の電位電極の配置は点で行うため、電線の数が増える 通常電極は、保護層内に設置する	センサーは、遮水シートと一体構造であるため敷設は容易である	遮水シートを挟んで格子状に線電極を配置する必要がある	面電極は保護マットと一体化されているため、施工は容易である 測定電極は直接保護層内に設置する	埋立物により荷重がかかって排水層がその機能を維持している必要がある	二重遮水シートを完全に区画割りする必要があるため、施工に手間がかかる	二重遮水シートを区画割りする必要があるため、施工に手間がかかる	二重遮水シートを区画割りする必要があるため、施工に手間がかかる 一重遮水シートと難透水層を組み合わせた遮水工の場合には、二重遮水シートタイプに比べて施工は容易である	地下水集排水管の設置位置などが適切に設計されている必要がある	地下水観測井の設置位置、設置本数、設置深さなどが適切に設計されている必要がある
安定性	浸出水の水質によっては、電極の腐食が問題となる	同左	同左	同左	同左	同左	同左	-	定期的なコロイド溶液の管理が必要である	周辺に汚染源がある場合、その影響を受けることがある	同左
経済性	電極の配置数量によって工事費、メンテナンス費用が大きく異なる	同左	同左	同左	同左	二重遮水シート間に排水設備を設ける費用が増加分となる	左の方法に比べ区画する分だけ工事費が増加する	左の方法に比べ真空装置などの費用がさらに必要である	コロイド溶液の水位調整設備に費用がかかる	水質測定費以外はほとんどかからない	同左
課題点	破損の大きさと浸出水の流出量の把握 電極、計測システムの長期間の安定性 計測時の落雷などによる影響	同左	同左	同左	同左	位置の検知ができない	位置の検知精度を高めるためには、区画を小さくする必要がある	同左	位置の検知精度を高めるためには、区画を小さくする必要がある 法面への適用が難しい	水質測定項目や測定精度などの妥当性の検討が必要である	同左

(資料：廃棄物最終処分場整備の計画・設計要領)

2.6 雨水集排水施設

(1) 目的及び機能

最終処分場の雨水集排水施設は、敷地内の雨水を速やかに排除するとともに、埋立地周囲の降雨を廃棄物に接触することなく流下させることを目的として整備する。

本計画地は、周辺の田より敷地高を最大で 1.8m 高くするため、埋立地上流側で発生する雨水は流入しないものの、埋立地と同レベルに配置される管理道路、水処理施設等の雨水が埋立地内に流入することを防ぐ必要がある。このため、埋立地周囲に雨水集排水設備を設け、浸出水とは別系統で集排水する。図 2.6.1、表 2.6.1 に雨水集排水施設の概念図及び各排水設備の一般的な種類等を示す。

雨水排水施設には埋立地外周水路のほか、区画埋立の未埋立区画の雨水排水設備、埋立完了時の埋立地表流水の排水設備等があるが、いずれも浸出水量を抑制する効果がある。

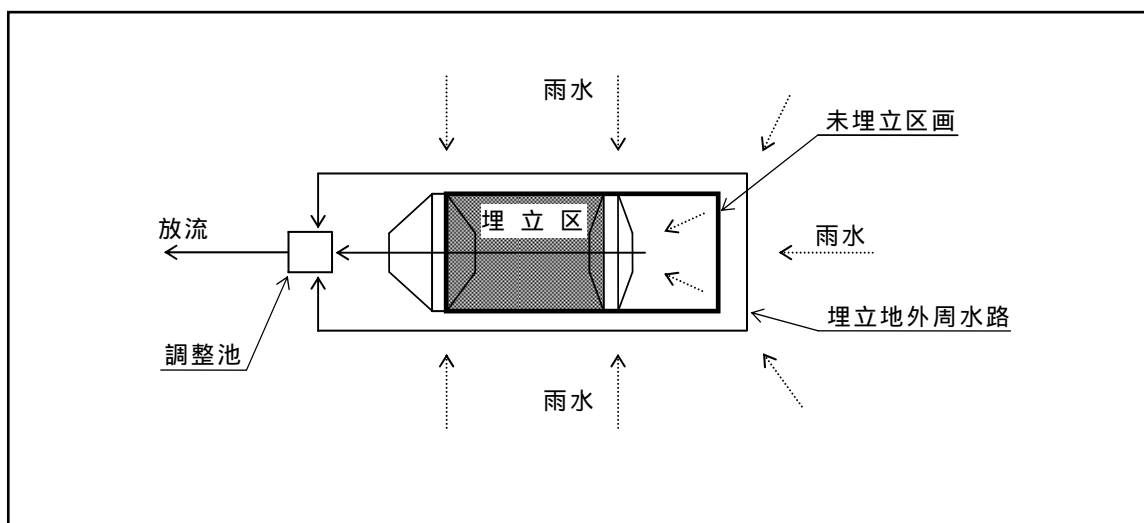


図 2.6.1 雨水集排水施設概念図

表 2.6.1 排水溝の種類と一般的な用途

種類	排水溝	上流域 転流水路	周辺部 集排水溝	埋立地内集排水溝		埋立地表面 集排水溝
				既埋立	未埋立	
現場打コンクリート水路						
U型溝						
コルゲートフリーユム						
コルゲートパイプ						
ボックスカルバート						
ヒューム管および合成樹脂管						
素堀側溝+シート						
ソイルセメント水路						

(凡例) 印：仮設としての使用を示す。

印：溝の種類(構造、材質)として適していることを示す。

(2) 埋立地外周水路の構造検討

本項では埋立地外周水路の断面算定を行なう。

外周水路は、埋立完了形を見込み、埋立完了面からの雨水を流下可能な断面とし、一般に使用されるU型側溝（二次製品）を使用することとする。

1) 雨水流出量の算定式

雨水流出量の算定は、合理式（ラショナル式）により、単位排水量（面積に対する単位排水量）を算出し、以下の条件にて雨水流出量を算定する。

次に示す合理式によって算定する。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot C \cdot I \cdot A$$

Q：雨水流出量（m³/sec）

C：流出係数（開発地では、表 2.6.2 より 0.9 とする）

I：降雨強度（mm/hr）

A：集水面積（ha）

表 2.6.2 流出係数

路面および法面	0.70～1.0	市街	0.60～0.90
急峻の山地	0.75～0.90	森林地帯	0.20～0.40
緩い山地	0.70～0.80	山地河川流域	0.75～0.85
起伏ある土地および樹林	0.50～0.75	平地小河川流域	0.60
平坦な耕地	0.45～0.60	半分以上平地の大河川流域	0.50～0.75
たん水した水田	0.70～0.80		

出典：土木学会 水利公式集

2) 降雨強度

確率年

表 2.6.3、表 2.6.4 より 5 年確率降雨強度に設定する。

表 2.6.3 選定基準

道路の種別 計画交通量 (台/日)	高速自動車 国道及び自動 車専用道路	一般国道	都道府県道	市町村道
10,000 以上	A	A	A	A
10,000 ~ 4,000	A	A, B	A, B	A, B
4,000 ~ 500	A, B	B	B	B, C
500 未満	-	-	C	C

出典：(社)日本道路協会；土木土工 排水溝指針(S62.6)

表 2.6.4 排水施設別採用降雨確率年の標準

分類	排水の程度	降 雨 確 率 年	
		(イ)	(ロ)
A	高 い	3 年	10 年以上(ハ)
B	一般的		7 年
C	低 い		5 年

注) (イ) 路面や小規模な法面等、一般の道路排水施設に適用する。

(ロ) 長大な自然斜面から流出する水を排除する道路横断排水施設、平坦な都市部で内水排除が重要な場所の道路横断排水施設など、重要な排水施設に適用する。

(ハ) 道路管理上重要性の高い道路横断排水施設については 30 年程度とするのが良い。

出典：(社)日本道路協会；土木土工 排水溝指針(S62.6)

設計降雨強度

設計降雨強度は、「新潟県内主要観測所の降雨確立」(平成 11 年 3 月改訂)より、新潟市の年超過確率 1/5 の流達時間を 10 分とすると、83.5mm/hr となる。

3) 計画水路の断面算定

流下能力は以下のマンニング公式とする。

$$Q = A \cdot V$$

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

ここに Q = 計画流量 (m^3/sec)

V = 計画流速 (m/sec)

n = 粗度係数 (表 2.6.5)

$$R = \text{径深 (m)} = \frac{A}{P}$$

A = 流水断面積 (m^2)

P = 潤辺長 (m) : 水路断面の水に触れる壁の長さ

I = 流下勾配

U型側溝 (二次製品) の粗度係数は、モルタル水路の標準値とコンクリートコテ仕上げの平均を用いて、0.014 とする。

表 2.6.5 マニングの粗度係数

水路の形式	材 料 お よ び 潤 辺 の 性 質	範 囲	標 準 値
カルバート	現場打ちコンクリート		0.015
	コンクリート管		0.013
	コルゲートメタル管 (1 形)		0.024
	コルゲートメタル管 (2 形)		0.033
	コルゲートメタル管 (ベーピングあり)		0.012
	塩化ビニル管		0.010
	コンクリート 2 次製品		0.013
ライニングした水路	鋼、塗装なし、平滑	0.011 ~ 0.014	0.012
	モルタル	0.011 ~ 0.015	0.013
	木、カンナ仕上げ	0.012 ~ 0.018	0.015
	コンクリート、コテ仕上げ	0.011 ~ 0.015	0.015
	コンクリート、底面砂利	0.015 ~ 0.020	0.017
	石積み、モルタル目地	0.017 ~ 0.030	0.025
	空石積み	0.023 ~ 0.035	0.032
	アスファルト、平滑	0.013	0.013
ライニングなし水路	土、直線、等断面水路	0.016 ~ 0.025	0.022
	土、直線水路、雑草あり	0.022 ~ 0.033	0.027
	砂利、直線水路	0.022 ~ 0.030	0.025
	岩盤直線水路	0.025 ~ 0.040	0.035
自然水路	整正断面水路	0.025 ~ 0.033	0.030
	非常に不整正な断面、雑草、立木多し	0.075 ~ 0.150	0.100

出典：(社)日本道路協会；土木土工 排水溝指針 (S62.6)

4) 検討結果

一連の計算を行い、流出量及び排水断面の計算結果、集水区域図を添付する。

表 2.6.6 流出量及び排水断面の計算結果

No./流域	集水面積 (ha)	降雨強度 (mm/hr)	流出係数 (-)	雨水流出量 (m ³ /sec)	累加流出量 (m ³ /sec)	排水断面 (-)	勾配 (-)	流速 (m/sec)	流下能力 (m ³ /sec)
埋立地東側									
	0.23	83.5	0.9	0.0480	0.0480	U-400	0.001	0.5589	0.0715
	0.19	83.5	0.9	0.0397	0.0877	U-500	0.001	0.6485	0.1297
	0.5	83.5	0.9	0.1044	0.1921	U-600	0.0015	0.8969	0.2583
	0.11	83.5	0.9	0.0230	0.2150	U-600	0.0015	0.8969	0.2583
埋立地北東側									
	0.4	83.5	0.9	0.0835	0.0835	U-500	0.001	0.6485	0.1297
埋立地西側									
	0.26	83.5	0.9	0.0543	0.0543	U-400	0.001	0.5589	0.0715
	0.17	83.5	0.9	0.0355	0.0898	U-500	0.001	0.6485	0.1297
	0.64	83.5	0.9	0.1336	0.2234	U-600*700	0.001	0.7531	0.2412
	0.34	83.5	0.9	0.0710	0.2943	U-600*900	0.001	0.7887	0.3203
埋立地北西側									
	0.4	83.5	0.9	0.0835	0.0835	U-500	0.001	0.6485	0.1297
敷地東側									
	0.07	83.5	0.9	0.0146	0.0146	U-300B	0.001	0.4614	0.0332
	0.08	83.5	0.9	0.0167	0.0313	U-400	0.001	0.5589	0.0715
	0.12	83.5	0.9	0.0251	0.0564	U-400	0.001	0.5589	0.0715
	0.08	83.5	0.9	0.0167	0.0731	U-500	0.0015	0.7943	0.1589
敷地北東側									
	0.03	83.5	0.9	0.0063	0.0063	U-240	0.001	0.3976	0.0183
敷地西側									
	0.09	83.5	0.9	0.0188	0.0188	U-300B	0.001	0.4614	0.0332
	0.08	83.5	0.9	0.0167	0.0355	U-400	0.001	0.5589	0.0715
	0.08	83.5	0.9	0.0167	0.0522	U-400	0.001	0.5589	0.0715
	0.17	83.5	0.9	0.0355	0.0877	U-500	0.001	0.6485	0.1297
敷地北西側									
	0.03	83.5	0.9	0.0063	0.0063	U-240	0.001	0.3976	0.0183

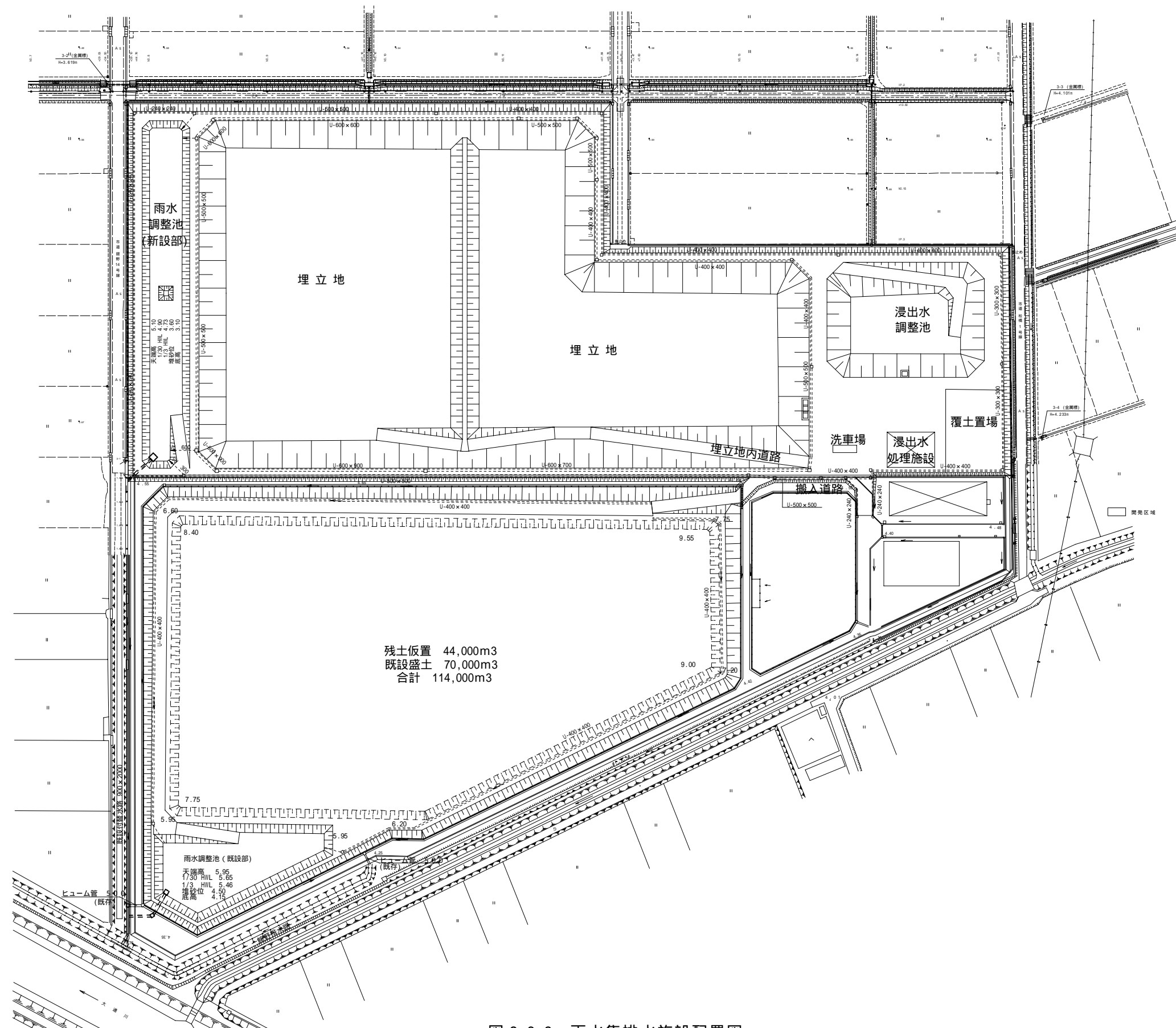


図 2.6.3 雨水集排水施設配置図

2.7 浸出水集排水施設

(1) 目的及び機能

浸出水集排水施設は、埋立地内の浸出水を速やかに浸出水処理施設に送るための設備であり、これによって浸出水の長期にわたる埋立地内滞留を抑制し、遮水工や貯留構造物に及ぼす水圧を軽減するとともに有害物質の浸出水中への溶出の防止を目的としている。以下に基準省令及び性能指針における要件を示す。

- ・基準省令1条1項5号二では、「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。
- ・浸出水集排水管の設計に関して性能指針の3.保有水等の集排水(2)では、「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」および「イ 準好気性埋立構造にあつては、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」としている。

また、浸出水集排水管は法面集排水管や豎形集排水管をガス抜き設備として機能させ、空気の供給管・排除管としての機能を兼ね備えるなど、準好気性埋立構造の主要な役割を果たす設備でもある。

浸出水集排水管の種類と構成概念図を図2.7.1、図2.7.2に示す。図2.7.3に浸出水集排水管配置図を示す。

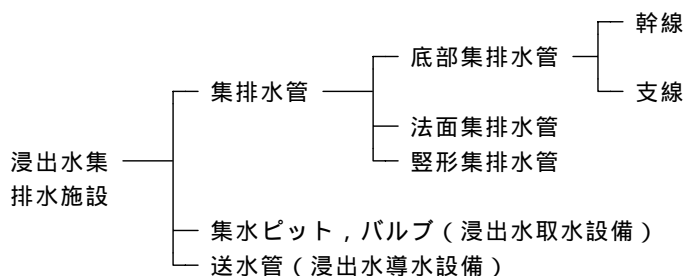


図 2.7.1 浸出水集排水管の種類

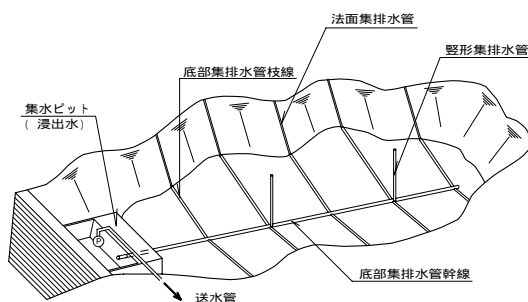


図 2.7.2 浸出水集排水施設の概念図

(2) 集排水管の構造検討

1) 配置形式

埋立地底面部の集排水管の配置形式を図 2.7.4 に示す。一般的には、幹線と枝線を配する分枝型が多く利用されている。本処分場では、縦断方向に一様の勾配を付すため分枝型を採用する。

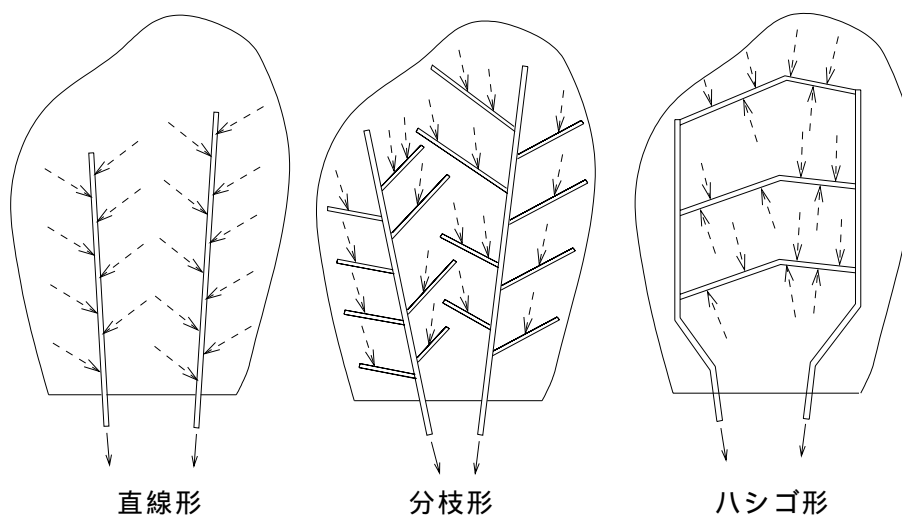


図 2.7.4 集排水の種類

2) 配置計画

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決める。本計画においては、埋立施設の形状から幹線は直線に配置し、枝線は、法令、通達などにより 10m ~ 20m 程度が示されていることから、20m を基本として配置する。

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ため、管径を 200mm とし、間隔を 40m で配置する。

豎型集排水管

豎型集排水管は、豎型ガス抜き管と兼用することとし、管径を 200mm とする。また、間隔は幹線集排水管の位置に 40m ピッチで配置し、支線集排水管にも幹線集排水管から 40m の位置に配置する。

3) 集排水管材の選定

浸出水集排水管は腐食性のある浸出水を対象とするため、十分な強度と耐食性を有する材質の管を選定することが必要であり、一般に有孔合成樹脂管が多く用いられる。

多孔質材料の透水管は、孔径が小さいので目詰まりが生じやすく、最終処分場における使用例は少ない。また、蛇籠を集排水管として採用する場合には有孔管径の2倍以上を目安とし、有孔管と併用することが望ましい。

本処分場では耐食性及び施工性の良い有孔合成樹脂管（高密度ポリエチレン管）を用いることとする。

表 2.7.1 集排水管の種類及び特徴

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

また、浸出水集排水管の集水機能を確保するために管の周囲を被う被覆材には、栗石や砕石等が用いられている。選定に当たっては、以下の条件を満たすものとする。

- ・土砂、ごみ及びスケール等による目詰まりが生じにくい
- ・被覆材が管内に流入しない大きさ
- ・圧縮沈下量の少ない強度を有する

4) 排水能力の検討

浸出水の処理施設は1日当たりの浸出水量を平均化して処理するものとして施設規模を設定するが、浸出水集排水設備は降雨に直接応答する流出水量を対象としているので、平均化された日降雨量では流出の変化に対応できない場合が生じる。

したがって、短時間降雨の流出現象に対応できるものとして断面を設定する必要がある。本計画では「廃棄物最終処分場整備の計画設計要領」を参考に合理式により流出量を算出し、断面を決定する。

降雨強度及び流出係数

計画設計要領において降雨強度の目安としている30～50mm/hrより、規模設定においては、安全性を考慮して降雨強度50mm/hrを想定する。流出係数は0.7として算定を行う。

浸出水量の算定

《合理式》

$$Q = \frac{1}{360} \cdot C \cdot I \cdot A$$

Q : 流量 (m³/sec)

C : 流出係数 (0.7)

I : 降雨強度 (50 mm / hr)

A : 埋立地面積 (ha)

埋立地面積

上流側 : A = 1.65ha

下流側 : A = 1.59ha

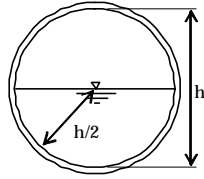
以上の数値を元に、流量を求めると、

$$\begin{aligned} \text{上流側} &= 1/360 \times C \times I \times A \\ &= 1/360 \times 0.7 \times 50 \times 1.65 \\ &= 0.1604 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{下流側} &= 1/360 \times 0.7 \times 50 \times 1.59 \\ &= 0.1546 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

幹線断面の設定

浸出水集排水管による排水能力を、 Manning式で管内平均流速を求め、計算する。管断面は、浸出水の集排水の他に空気やガスの供給、排出管としての機能を併せ持つ必要があるため、管断面上部を空気やガスの通気断面を確保する必要がある。このため、幹線断面の設定においては、管径の50%程度で50mm/hrの降雨に相当する浸出水量を流下可能な管断面として決定する。



(半管($\theta = 180^\circ$)断面)

図 2.7.5 浸出水集排水管模式断面図

この場合の流量をマンニングの式より求める。

$$\text{流速 } V = \frac{1}{N} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (= \text{マンニングの公式})$$

$$R = \frac{A}{P} \quad P = \frac{1}{2} \times D \quad \theta : \text{度 (ラジアン単位)} \quad D : \text{直径}$$

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

ここで、 V : 流速 (m/sec) R : 径深(= A/P) (m)

N : 粗度係数 P : 潤辺長 (m)

(本検討ではダブルポリエチレン管 $N=0.01$)

I : 動水勾配 A : 流下面積 (m²)

本処分場では、底盤部勾配 0.2%、粗度係数は合成樹脂管(高密度ポリエチレン管)を用いることから 0.009 とする。これより以下となる。

計画条件

ポリエチレン有孔管 600

$N = 0.009$ $I = 2\text{‰}$

計画水深 5割 $P = 0.942$

$R = 0.150$ $A = 0.141$

$$Q = 0.141 \times 1/0.009 \times 0.150^{2/3} \times 0.002^{1/2}$$

$$= 0.198 \text{ m}^3/\text{sec} > Q' = 0.160 \text{ m}^3/\text{sec} \text{ (上流側)} \quad \dots \text{ OK}$$

$$Q' = 0.155 \text{ m}^3/\text{sec} \text{ (下流側)} \quad \dots \text{ OK}$$

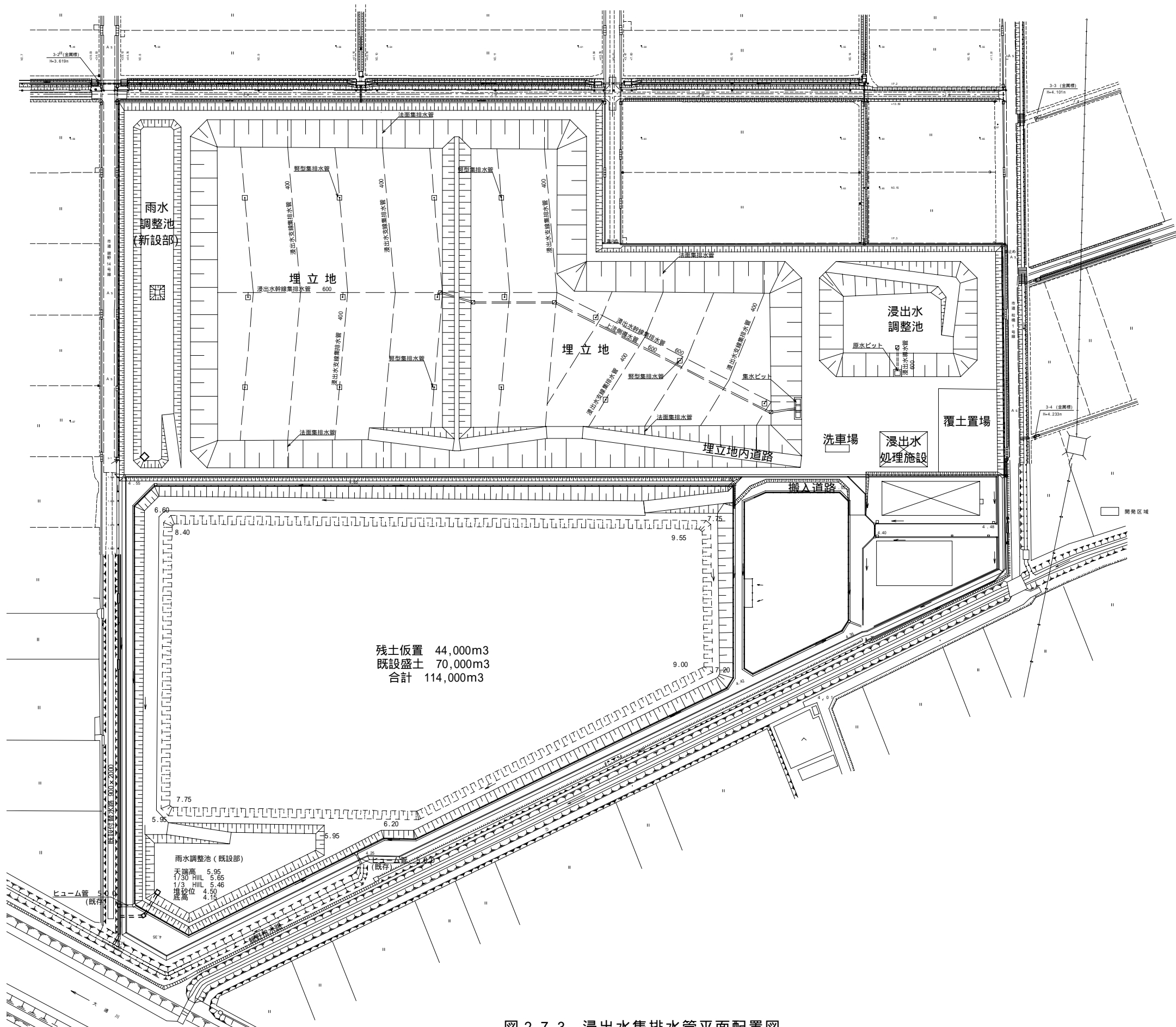


図 2.7.3 浸出水集排水管平面配置図

(3) 底部排水管の構造

1) 浸出水幹線集排水管

有孔合成樹脂管（高密度ポリエチレン管）と目詰まり防止のための被覆材を組み合わせた構造とする。被覆材の幅は、集水機能の確保と集排水管への鉛直荷重を軽減するため、管径の3倍以上とする。

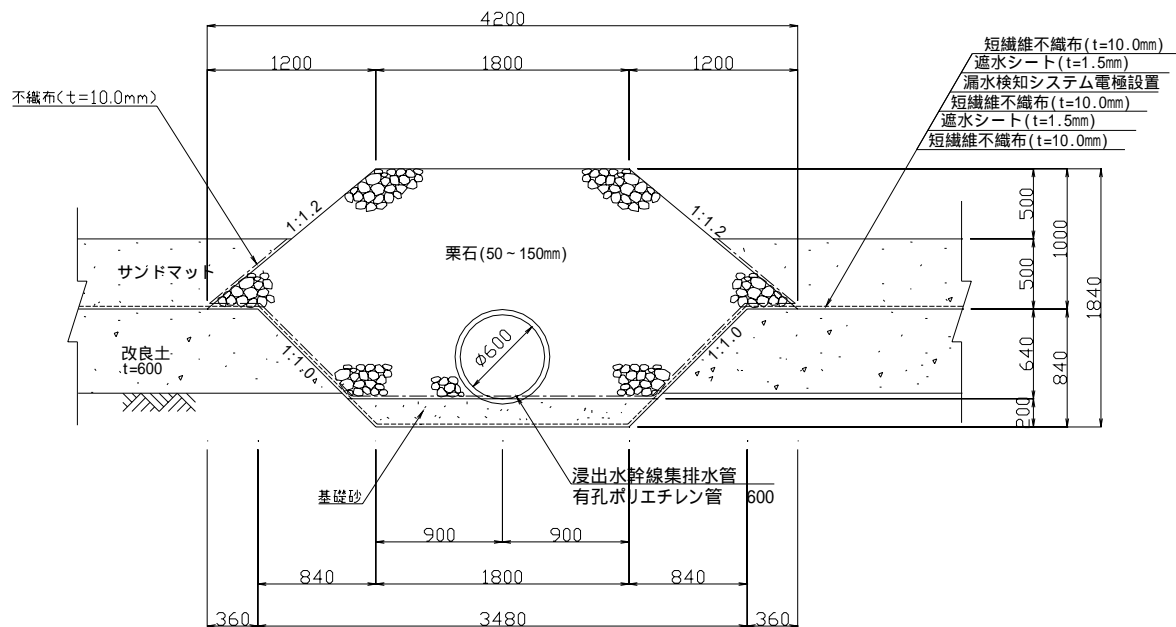


図 2.7.9 浸出水幹線集排水管の構造

2) 浸出水支線集排水管

支線については、集水区域が小さくなることから、400(mm)の有孔合成樹脂管（高密度ポリエチレン管）を20m間隔に設置する。

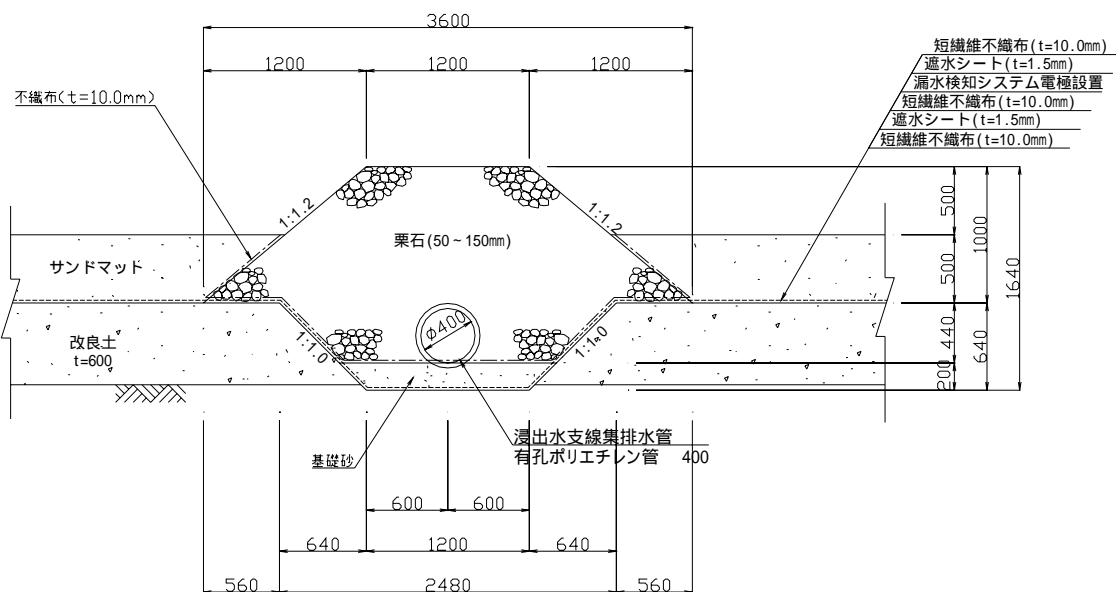


図 2.7.10 浸出水支線集排水管の構造

3) 豎型集排水管

埋立の進行に応じた集排水管継ぎ足しの作業性や、埋立ごみの側方圧力に対する強度があることから、浸出水集排水管(幹線・枝線)と同様に有孔合成樹脂管(有孔ポリエチレン管)を用いる。豎型集排水管の根元は砕石で固定し、ガス抜き設備として兼用する。

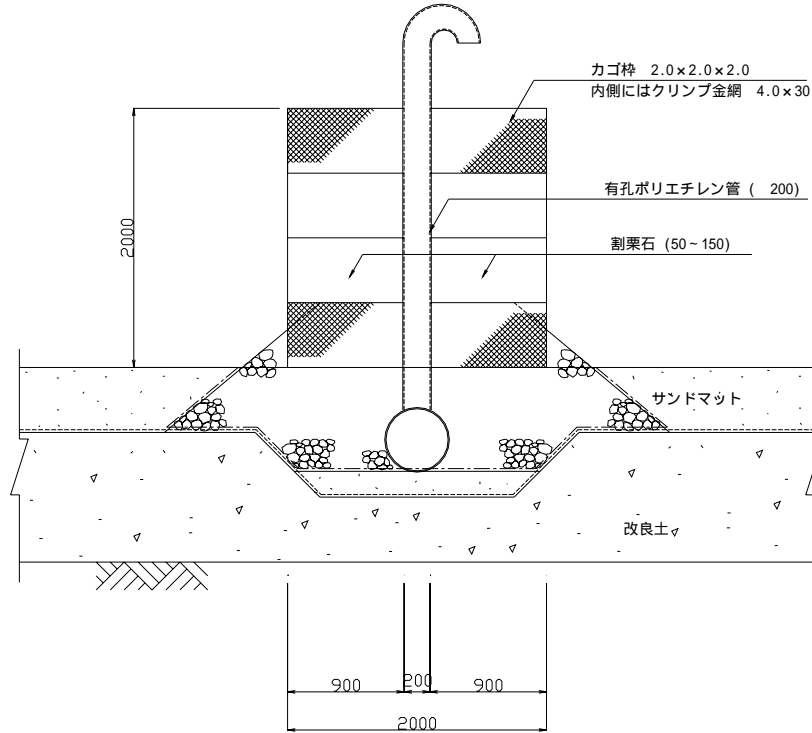


図 2.7.11 豎型集排水管の構造

(4) 浸出水の集水設備

浸出水集排水管によって集められた浸出水は、浸出水集水ピットに導水し、ポンプ移送によって浸出水調整槽に移送する計画である。図 2.7.9 には、集水ピットの断面図を示す。浸出水集水ピットは、底に集水ポンプ 2 台を設置し、維持管理のためのスペースを確保するため、内空 - 2000 の RC 構造とする。

各埋立区画から集水ピットまでの浸出水導水管は、合成樹脂管とする。

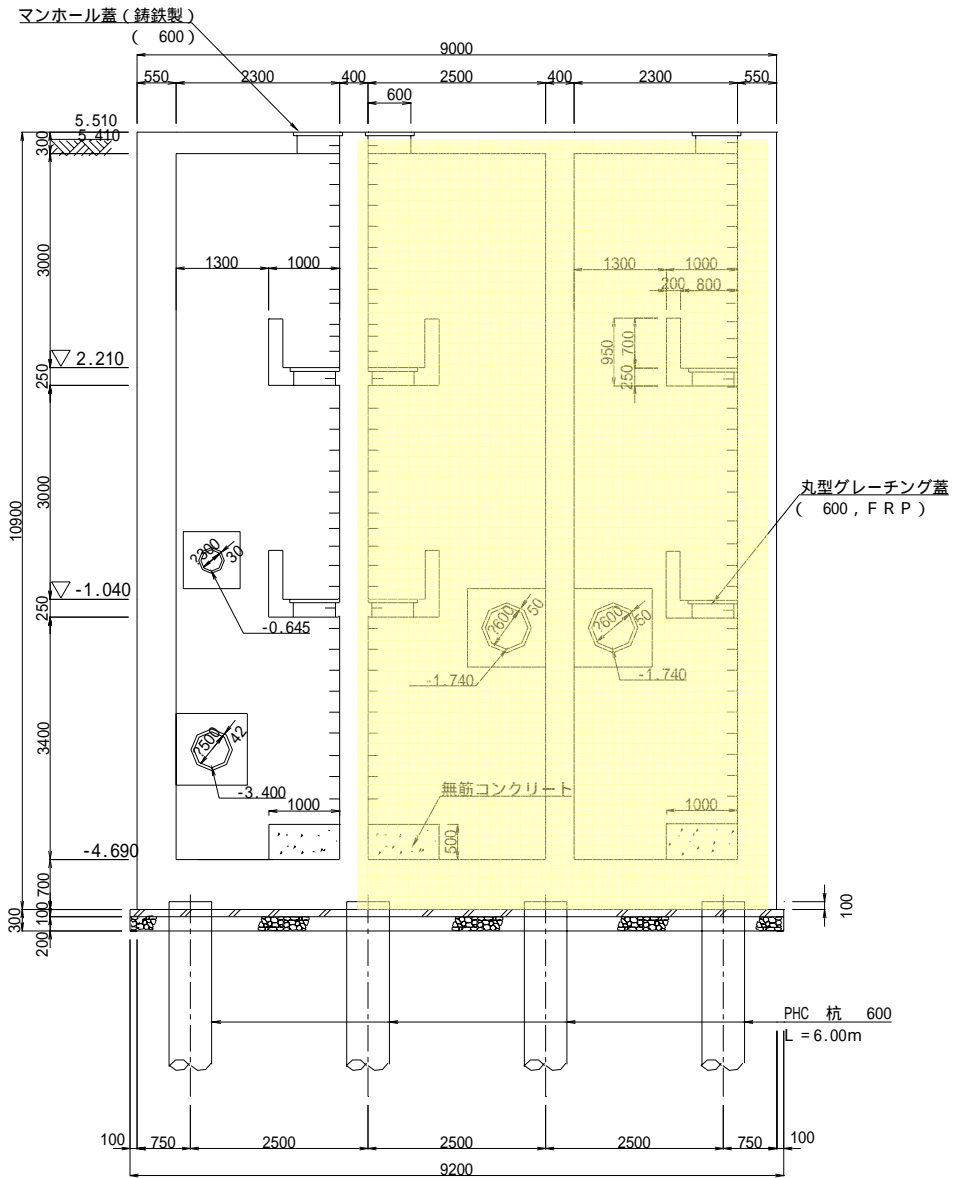


図 2.7.12 集水ピット断面図

2.8 浸出水処理施設

(1) 目的・機能

埋立地内の浸出水集排水施設によって集められた浸出水を放流先の公共の水域及び地下水を汚染しないよう処理することである。浸出水の水量と水質は、降水や埋立廃棄物の質、埋立作業などにより、日々変動する。このため、次のような配慮を要する。

1) 適切な浸出水処理プロセスの選定

埋立廃棄物の性状や埋立作業などによって決まる計画流入水質、法律・法令や放流先の水利利用条件から定まる放流水質を設計条件として、より合理的な水処理プロセスを選択する。

2) 水質の変動への対応

浸出水水質は、一般に埋立初期は高濃度であるが、経時的に低濃度となる。このため、浸出水処理施設の設計対象水質は、埋立初期を対象とした方式選定に配慮するが、埋立後期の生物処理困難な汚水は低負荷で対処したり、物理化学的処理主体の運転体制に切り替えるなど、維持管理面での対応が重要である。

3) 水量の変動への対応

浸出水量は主として降水量により変動するが、浸出水処理設備の処理能力には限界がある。このため、年間を通して浸出水処理設備を安定的に稼働させるためには、浸出水調整設備を処理設備の前に設置することが不可欠である。しかし、降水量の多い地域では浸出水処理設備や調整設備の容量が過大となり、計画の経済性・合理性が失われる場合があるので、区画埋立や分割埋立の採用や覆土材の選択などによる効率的な雨水排除を行い、可能な限り浸出水量の削減を図ることが重要である。

本計画では、既存の水処理施設（日処理量：150 m³/日、調整容量：3,100m³）を有効に活用するため、既存施設の埋立地に難透水性材料の最終覆土を敷設することで浸出水量を大幅に削減し、増設埋立地の浸出水を既設水処理施設において処理する方針である。

(2) 浸出水処理施設の検討

1) 増設処理能力

昨年実施した浸出水処理施設の精密機能検査では、流入する原水水質に対する処理可能量が約 200m³/日であるとの報告がされている。本計画では、現状の各処理水槽を利用して、ポンプ能力の増強、一部の不足する設備容量を増設して処理能力を 50m³/日増設した 200m³/日とする。

表 2.8.1 計画流入水質の設定

項目	設計条件	検査結果	設定値	
処理量	m ³ /日	150	194.69	200

2) 計画流入水質の策定（増設）

昨年実施した浸出水処理施設の精密機能検査では、原水の水質が設計水質の 1/4～1/50 程度まで下がっている。そのため、本計画では当初設計した水質と今回得られた水質の平均値を使って原水の水質を設定する。

表 2.8.2 計画流入水質の設定

項目	設計条件	検査結果	設定値		
原水水質	水温		13.5		
	pH		7.2	5.8～8.6	
	BOD	mg/	250	7.9	140
	COD	mg/	100	24.6	80
	SS	mg/	300	6.3	160
	T-N	mg/	100	27.0	70
	T-P	mg/		0.11	
	大腸菌群数				
	重金属類		総理府令排出基準以下		
	Ca ²⁺	mg/		530	2,000

3) 計画放流水質の策定

最終処分場の処理水放流水質は、「廃棄物の処理及び清掃に関する法律」第 8 条に規定されているように、総理府・厚生省令第 1 号で定める「技術上の基準」を満足するように策定されねばならない。

水質汚濁防止法では、「技術上の基準」と同様に、「排水基準を定める総理府令」により定められているが、同法においては水域の状況に応じて、より厳しい「上乘せ基準値」を設定することを認めている。

また、水質規制項目でなくても、放流先の状況や環境保全上、特に配慮を必要とする場合には項目の追加、水質基準の上乗せを行うことができる。

当該計画では、放流先の現況の水質に対し、当該計画施設の処理水を流入させた場合の環境保全上の配慮を行い、放流水質を策定した。

表 2.8.3 に、当該計画放流水質を示す。

表 2.8.3 計画放流水質

項 目	計画放流水質
pH	5.8~8.6
BOD	10 mg/ 以下
COD	10 mg/ 以下
T - N	10 mg/ 以下
SS	10 mg/ 以下
Ca ²⁺	100 mg/ 以下
大腸菌郡数	3,000 個/cc 以下
重金属類	総理府令排水基準以下

総理府令排水基準（「排水基準を定める総理府令」）

項 目	排水基準値
カドミウム及びその化合物	0.1mg/
シアン化合物	1mg/
有機リン化合物	1mg/
鉛及びその化合物	0.1mg/
六価クロム化合物	0.5mg/
砒素及びその化合物	0.1mg/
水銀及びその他の水銀化合物	0.005mg/
アルキル水銀化合物	検出されないこと
PCB	0.003mg/
トリクロロエチレン	0.3mg/
テトラクロロエチレン	0.1mg/
ジクロロメタン	0.2mg/
四塩化炭素	0.02mg/
1・2-ジクロロエタン	0.04mg/
1・1-ジクロロエチレン	0.2mg/
シス-1・2-ジクロロエチレン	0.4mg/
1・1・1-トリクロロエタン	3mg/
1・1・2-トリクロロエタン	0.06mg/
1・3-ジクロロプロペン	0.02mg/
チウラム	0.06mg/
シマジン	0.03mg/
チオベンカルブ	0.2mg/
ベンゼン	0.1mg/
セレン及びその化合物	0.1mg/

4) 処理方式の決定

既設最終処分場では、BODの除去，CODの一部除去，硝化・脱窒を目的とした生物処理に接触曝気方式が採用し、COD，SSの除去を目的とした処理に凝集沈殿処理、高度処理として急速ろ過処理と活性炭吸着処理を採用している。また、汚泥処理には遠心脱水機を採用している。

本計画では、今後焼却灰の埋立によるカルシウム濃度の状況が懸念されることから、処理工程の最初にカルシウム処理を追加する。

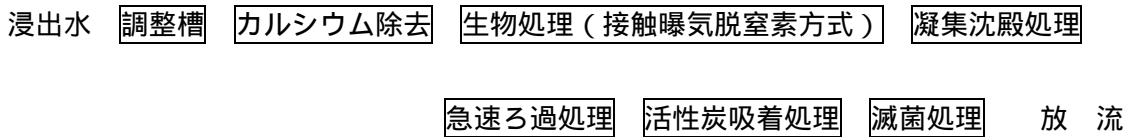


図 2.8.1 処理方式

5) 基本処理フロー

基本処理フローを図 2.8.2 に示す。

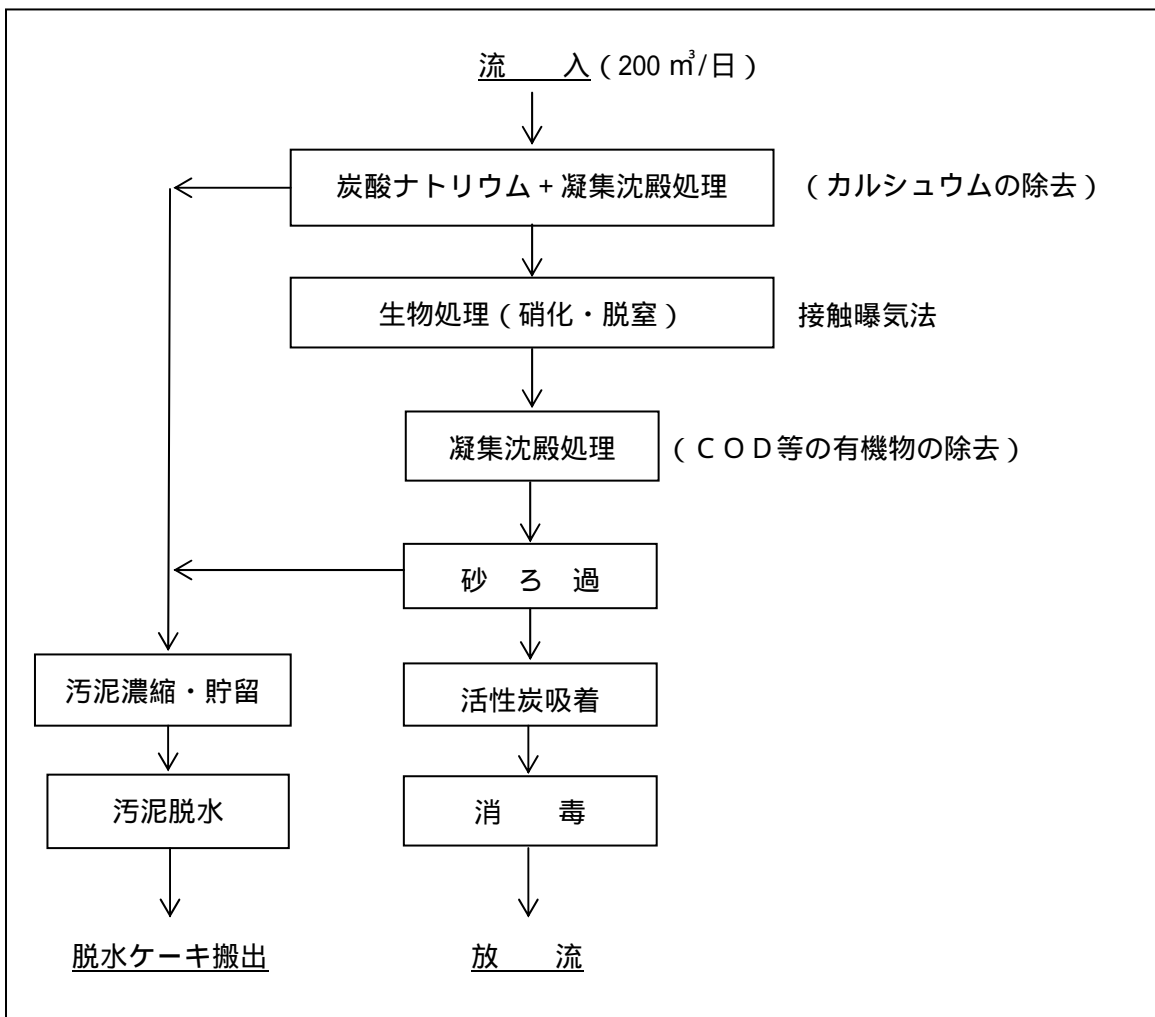


図 2.8.2 基本処理フロー

(3) 浸出水調整設備容量の検討

浸出水量調整設備容量の算定は、「廃棄物最終処分場整備の計画・設計要領」に基づいて行う。

設備容量の算定は、浸出水処理設備の計画流入水量の最大値と最小値の間で浸出水処理設備の計画流入水量を設定し、これに対して日々発生する浸出水を滞りなく処理できるよう、浸出水処理設備の処理能力を越える浸出水量を浸出水調整設備で貯留するものとして調整設備容量を決める。

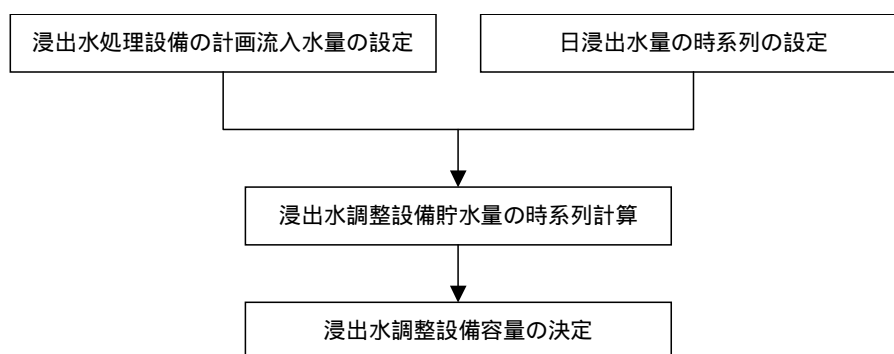


図 2.8.3 浸出水調整設備容量の算定方法

即ち、発生した日浸出水量（計画流入水量）と浸出水処理設備の処理能力（可能放流量）との間で水量収支を考え、浸出水調整設備の容量を求めるものである。一般的には、設定した数種類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。

本計画では、既存の浸出水処理施設を増設し、日処理能力を 200m³/日とした水収支計算を実施する。

1) 計画流入水量の算定方法

平均浸出水量及び最大浸出水量は、合理式による方法で算出する。

$$Q = \frac{1}{1000} \cdot I \cdot (C_1 A_1 + C_2 A_2 + C_3 A_3)$$

ここでQ：浸出水量(m³/日)

I：日降水量(mm/日)

C₁：埋立中の浸出係数(-)

C₂：埋立休止中または埋立終了後の浸出係数(-)

C₃：埋立休止中または埋立終了後の浸出係数(-) (難透水性覆土)

A₁：埋立中の区画面積(m²)

A₂：埋立休止中または埋立終了後の区画面積(m²)

A₃：埋立休止中または埋立終了後の区画面積(m²) (難透水性覆土)

日降水量

平均浸出水量を計算する場合には平均日降水量を用い、最大浸出水量を計算する場合には最大月間降水量の日換算値を用いる。

対象面積

浸出水処理施設規模算定に用いる処分場面積は、浸出水量が最大となるケースとする。本計画では、埋立中区画面積 2.185 (下流 1.865 + 浸出水調整池 0.320) ha、埋立終了(既存処分場)面積 3.9ha として算定する。処理対象埋立地範囲を次図に示す。

浸出係数

埋立中区画、埋立終了区画の浸出係数は、Blaney Criddle 法により可能蒸発量を求めて月別浸出係数を算定し、その年平均値を採用した。その結果、埋立中区画は 0.62、埋立終了区画は 0.37 とした。既設処分場の浸出係数は、不透水性材料で最終覆土する計画であるため 0.05 とする。

表 2.8.4 浸出水処理対象面積 (ha)

区分	面積 (A)			浸出係数 (C)	
	埋立中区画 (A ₁)	埋立終了区画 (A ₃)	計 (A)	埋立中区画 (C ₁)	埋立終了区画 (C ₂)
既設		3.900	3.900		0.05
新設	2.185		2.185	0.62	0.37

表 2.8.5 月別浸出係数の算定

月別浸出係数									
月	t _j (F)	d _j (hr)	C _j (%)	E _t (mm)	ET (mm)	I (mm/月)	C ₁ (-)	C ₂ (-)	C ₃ (-)
1月	35.1	56.2	3.7	19.8	13.9	200.4	0.93	0.56	0.07
2月	35.2	77.9	5.2	27.9	19.5	121.9	0.84	0.50	0.06
3月	40.8	124.0	8.3	51.6	36.1	112.7	0.68	0.41	0.05
4月	52.0	169.0	11.3	89.6	62.7	88.2	0.29	0.17	0.02
5月	61.7	178.7	11.9	111.9	78.3	109.6	0.29	0.17	0.02
6月	68.9	137.8	9.2	96.6	67.6	131.8	0.49	0.29	0.03
7月	75.4	135.6	9.0	103.4	72.4	227.2	0.68	0.41	0.05
8月	78.4	191.5	12.8	152.9	107.0	154.7	0.31	0.19	0.02
9月	70.9	139.6	9.3	100.5	70.4	145.1	0.51	0.31	0.04
10月	59.9	140.5	9.4	85.8	60.1	176.8	0.66	0.40	0.05
11月	49.3	91.3	6.1	45.8	32.1	242.4	0.87	0.52	0.06
12月	40.1	58.5	3.9	23.8	16.7	254.0	0.93	0.56	0.07
年平均	55.6	125.1	8.34	75.80	53.07	163.7	0.62	0.37	0.05

t_j: 月間平均気温 (F=1.8C+32)

d_j: 月間日照時間 (hr)

C_j: 年間日照時間に対する月間日照時間の割合 (%) (C_j=d_j / (d_j) × 100)

E_t: 月間蒸発量 (mm) (0.254 · K · C_j · t_j)

ET: 月間可能蒸発量 (mm) (ET=0.7E_t)

I: 月間降雨量 (mm/月)

C₁: 埋立区画の浸出係数 (C₁=1 - ET / I)

C₂: 既埋立区画の浸出係数 (C₂=0.6C₁)

C₃: 既埋立区画の浸出係数 (難透水性覆土実施=0.05)

3) 計画流入水量の算定

平均浸出水量、最大浸出水量を以下の通り算出した結果、平均浸出水量 83.7m³/日、最大浸出水量 278.3m³/日であった。浸出水処理施設の既存規模 200m³/日は、これら浸出水量値の範囲内にある。

平均浸出水量

集計表より、30年間の総降水量は58,944mmで、観測日数は10,853日であった。よって、平均日降水量は次のとおりである。

$$\begin{aligned} I &= \text{総降水量} \div \text{観測日数} \\ &= 58,944 \text{ (mm)} \div 10,853 \text{ (日)} \\ &= 5.4 \text{ (mm/日)} \end{aligned}$$

よって、平均浸出水量は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} Q &= I \times (C1 \times A1 + C2 \times A2 + C3 \times A3) / 1000 \\ &= 5.4 \times (0.62 \times 21,850 + 0.37 \times 0 + 0.05 \times 39,000) / 1000 \\ &= 83.7 \text{ (m}^3\text{/日)} \end{aligned}$$

最大浸出水量

集計表より、最大月間降水量は1985年12月の7,619mm/月であり、日換算値は8.3mm/日である。

よって、最大浸出水量は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} Q &= I \times (C1 \times A1 + C2 \times A2 + C3 \times A3) / 1000 \\ &= 8.3 \times (0.62 \times 21,850 + 0.37 \times 0 + 0.05 \times 39,000) / 1000 \\ &= 128.6 \text{ (m}^3\text{/日)} \end{aligned}$$

以上の結果を次表にまとめる。

表 2.8.8 計画流入水量の算定結果

対象降水	年平均日降水量	最大月間降水量の日換算値
平均浸出水量	82m ³ /日	
最大浸出水量		128.6m ³ /日

4) 浸出水調整設備容量の設定

平均浸出水量及び最大浸出水量を目安にして 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を行う。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る。

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う。

水収支計算の方法

水収支計算は流入量 I と日処理量 O との差が調整設備内に水平に貯留するものとする、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。

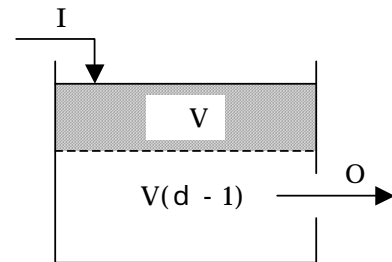
よって、任意の日 (d) の終わりにおける貯留量 V (d) は次式で計算される。

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

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)



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、過去 30 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する。

年間降水量の最大年は、降水データ統計表より 1985 年 (年間降水量 = 2,847mm) であった。

浸出水発生量の計算

浸出水発生量の計算は、合理式による方法で行う。

$$Q = \frac{1}{1000} \cdot I \cdot (C_1 A_1 + C_2 A_2 + C_3 A_3)$$

ここで Q : 浸出水量 (m³/日)

I : 日降水量 (mm/日)

C₁ : 埋立中の浸出係数 (-)

C₂ : 埋立休止中または埋立終了後の浸出係数 (-)

C₃ : 埋立休止中または埋立終了後の浸出係数 (-) (難透水性覆土)

A₁ : 埋立中の区画面積 (m²)

A₂ : 埋立休止中または埋立終了後の区画面積 (m²)

A₃ : 埋立休止中または埋立終了後の区画面積 (m²) (難透水性覆土)

水収支計算結果

水収支計算結果を次表および次図に示す。収支計算結果より、本計画の日処理能力 200m³/日以上では調整容量の変化が安定する傾向にある。

日処理能力 200m³/日の調整容量は 12,000m³が必要である。また、平均の施設稼働率は 67%と算定された。

本計画において整備する浸出水調整設備容量は、既存施設の調整槽容量を考慮し以下のよう
に設定する。

- ・新設調整池容量 : 8,900m³
- ・既設調整槽容量 : 3,100m³
- 合計 12,000m³

表 2.8.9 収支計算結果 (対象年: 最大年 1985 年)

日処理水量 (m ³ /日)	最大浸出水調整容量 (m ³)	処理施設稼働率 (%)
100	18,979	134
150	14,096	89
200	11,958	67
250	9,858	54
300	8,420	45
350	7,870	38
400	7,320	33
450	6,770	30
500	6,311	27
550	5,949	24

$$\text{処理施設稼働率} = \text{年処理水量 } 49,238\text{m}^3 \div (\text{各日処理量} \times 365 \text{日}) \times 100$$

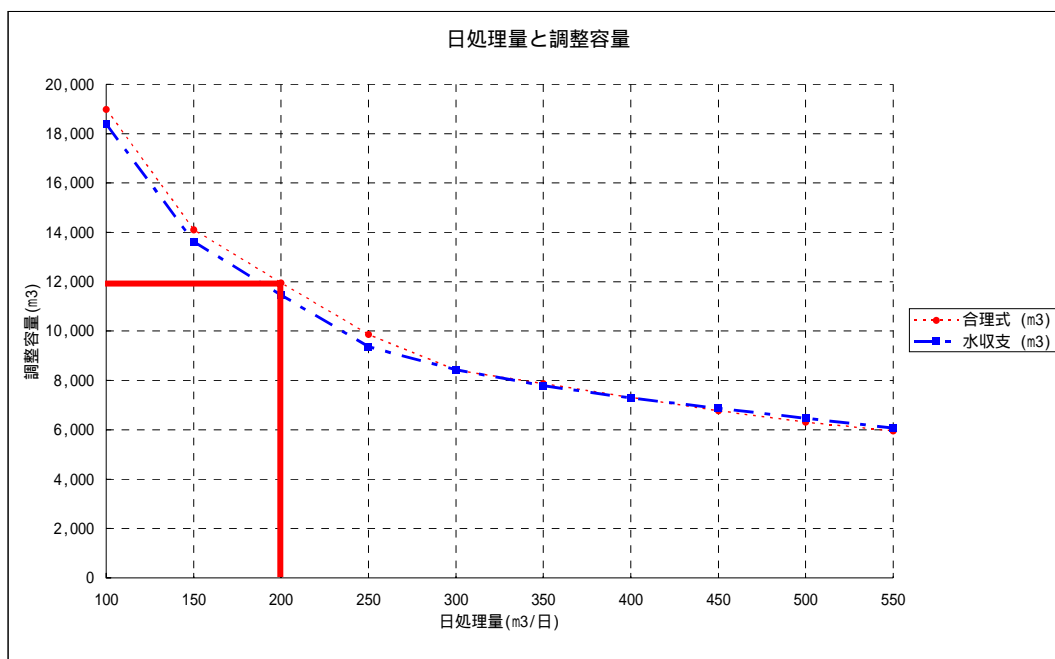


図 2.8.4 日処理量と調整容量

2.9 発生ガス処理施設

(1) 目的及び機能

発生ガス処理施設は、発生ガスを集めて処理する機能と、埋立地の安定化を促進するための空気供給機能とがある。また、通気装置は有孔管であるので、浸出水集排水機能もある。

表 2.9.1 発生ガス処理施設の機能

発生ガス排除・処理機能	発生ガスをその発生圧により自然とガス抜き設備に集め、主として大気放散する。
空気供給機能 (安定化促進機能)	埋立地の安定化は、埋立ガスの発生速度が弱くなると大気に開放されたガス抜き設備を経由して酸素が埋立層内に浸入するため、急速に進む。
浸出水集排水機能	有孔管が埋立層内に挿入されるため浸出水集排水機能を有する。

発生ガス排除・処理機能

発生ガスをその発生圧により自然とガス抜き設備に集め、主として大気放散する機能を持つ必要がある。この機能は埋立地の初期段階で必要となる機能である。

空気供給機能（安定化促進機能）

早期に埋立地を廃止に導くことは経費面や生活環境保全面から重要である。また、埋立地の安定化は、ガスの発生速度が弱くなると大気に開放されたガス抜き設備を経由して酸素が埋立層内に浸入するので、急速に進む。このようなことから、ガス抜き設備には空気供給機能が要求される。このためには、浸出水底部集排水管と縦型・法面集排水管を円滑な空気の流れが可能な形で連結して管網とする必要がある。

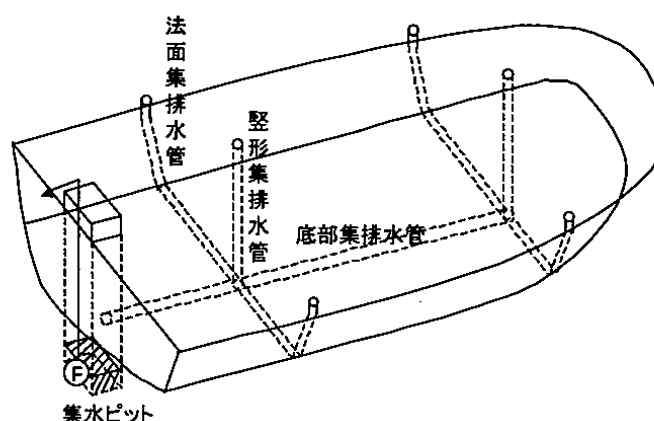


図 2.9.1 埋立地における集排水管管網イメージ

浸出水集水機能

埋立層に、宙水（埋立層の途中に滞留した大量の飽和状水）ができる、浸出水の水質が悪化し、廃棄物の安定化も遅くなる。したがって、ガス抜き設備の本来の機能ではないが、有孔管が埋立層内に挿入されるので浸出水集排水機能を持つ。

(2) 発生ガス処理計画

発生ガス処理施設の形態には、通気(発生ガス排除、あるいは空気供給)の目的で、 堅型および法面浸出水集排水管をガス抜き設備(管)として兼用使用する場合と、 個々に独立したガス抜き管を設置する場合とがある。

埋立物が焼却残渣や不燃物であっても発生ガスが局所的に滞留して事故を起こす可能性がある、埋立作業に支障のない距離（約 50m）間隔で、ガス抜き設備を設置する（性能指針では、2,000 m²に 1カ所以上設置することとしている）。

本計画では、上記 の堅型および法面浸出水集排水管をガス抜き設備(管)として兼用する設置方法とする。また、施設設備の計画・施工にあたっては以下の配慮を行う。

1) 法面ガス抜き設備

法面ガス抜き設備は、廃棄物の荷重から管を保護するために砕石などのフィルター材を管の周囲に施工する場合がある。この砕石の施工は、荷重を分散させるためには十分締め固める必要がある。しかし、遮水シートの上に法面ガス抜き設備を設置する場合は、保護土など十分な保護材が施工されていない状態で砕石が直接遮水工（保護マットを含む）に接触すると、遮水シートの損傷につながりかねないため、砕石を施工する構造は避けることが望ましい。このような場合は、法面ガス抜き管の周囲に軽量で透水性の高い廃棄物を重点的に埋め立てるなど、埋立作業上の工夫をする。

また、遮水シート上の法面ガス抜き設備の施工は、人力施工となるので、軽量化や省力化を勘案した構造とする。

法面ガス抜き設備は、法面の遮水シート上に直接設置する場合、テープなどで遮水シートに固定するケースが多いが、風で倒壊することがある。したがって、強風時の点検管理を行うとともに、必要に応じて、法面全体にわたって施工せず、埋め立ての進行に伴って延長するなどの工夫をするものとする。

2) 堅型ガス抜き設備

堅型ガス抜き設備は、埋立地底部の浸出水集排水管に直接連結するため、管の接続部やシートへの配慮が必要である。

堅型ガス抜き設備は埋立作業機械の接触や、廃棄物による偏荷重が作用して、傾いたり閉塞することがある。したがって、底盤部の基礎はその構造を考慮した堅固な計画とする。

2.10 モニタリング設備

最終処分場の運営には、事前の生活環境影響調査の実施のほか、施設稼働開始後のモニタリングを継続して実施し、周辺環境への影響を監視していくことが重要である。モニタリングに関しては、基準省令の維持管理基準には地下水、放流水の定期観測が義務付けられているほか、自主的な環境保全計画として実施されるモニタリング項目がある。表 2.10.1 には一般的な環境モニタリング項目を示す。

表 2.10.1 環境モニタリング項目

区 分	測定項目	試料採取または測定場所
常に監視する項目	気象観測	近傍の気象観測所又は敷地内に観測設備を設置
	放流水・浸出水	浸出水処理施設
	地下水	地下水モニタリング井戸 地下水集水ピット
廃止に向けて実施する項目	発生ガス	ガス抜き管
	地中温度	ガス抜き管又は測定孔
必要に応じて実施する項目	騒音・振動	搬入経路
	交通量	〃
	粉塵	敷地境界、近隣民家近傍
	既存井戸	周辺の既存井戸

(1) モニタリング項目の整理

本計画及び既設処分場におけるモニタリング項目を表 2.10.2 に示す。

本処分場では、既設処分場のモニタリング項目及びモニタリング設備を考慮し、次表のとおりモニタリングを実施する。

表 2.10.2 既設処分場のモニタリング項目

測定項目	既設処分場のモニタリング方法	本処分場モニタリング計画
気象観測	設備の設置なし。	近傍の観測データを利用するため、特にモニタリング設備は設置しない。
放流水・浸出水	浸出水処理施設内において放流水・浸出水を採取している。	浸出水処理施設は既存利用するため放流水のモニタリングは既存を含めたモニタリングとなる。 浸出水については、浸出水集水ピットにおいて採取しモニタリングする。
地下水	地下水モニタリング井戸 地下水集排水ピット	既存の地下水観測井戸に加えて、敷地東側に 2 箇所モニタリング井戸を追加設置する。 地下水集排水ピットの水質モニタリングを実施する。
発生ガス (悪臭含む)	法面及び豎型集排水管からの発生ガスを採取し、成分・悪臭濃度を測定を実施している。	新設処分場においても既存と同様の対応を行う。
地中温度	設備の設置なし。 測定時に測定孔を設置して測定する。	新設処分場においても既存と同様の対応を行う。

基準省令による最終処分場の維持管理基準及び廃止基準を次表に示す。

表 2.10.3 最終処分場の維持管理基準（抜粋）

基準の内容	一般 廃棄物
10)最終処分場の周縁の2ヶ所以上の場所から採取した地下水又は地下水集排水設備より採取した水の水質検査を次により行うこと。 イ.埋立開始前に地下水等検査項目、電気伝導率及び塩化物イオン濃度を測定・記録すること。 ロ.埋立開始後、地下水等検査項目を1年に1回以上測定・記録すること。 ハ.埋立開始後、電気伝導率又は塩化物イオン濃度を1月に1回以上測定・記録すること。 ニ.電気伝導率又は塩化物イオン濃度に異常が認められた場合には、速やかに再度測定・記録するとともに地下水等検査項目についても測定・記録すること。	◎ ◎ ◎ ◎
11)地下水等検査項目に係る水質検査の結果、水質の悪化(その原因が当該最終処分場以外にあることが明らかな場合を除く)が認められる場合は、その原因の調査その他の生活環境の保全上必要な措置を講ずること。	◎
14)浸出液処理設備の維持管理は次により行うこと。 イ.放流水の水質が排水基準等に適合することとなるように維持管理すること。 ロ.浸出液処理設備の機能の状態を定期的に点検し、異常を認めた場合には、速やかに必要な措置を講ずること。 ハ.放流水の水質検査を次により行うこと。 (1)排水基準等に係る項目について1年に1回以上測定・記録すること。 (2)水素イオン濃度、BOD、COD、SS、窒素について1月に1回以上測定・記録すること。	◎ ○ ◎

◎：平成10年6月の改正により適用 ○：従来より適用 ×：適用なし

表 2.10.4 最終処分場の廃止基準（抜粋）

基準の内容	一般 廃棄物
5)地下水等の水質検査の結果、次のいずれにも該当していないこと。ただし、水質の悪化が認められない場合においてはこの限りではない。 イ.現に地下水質が基準に適合していないこと。 ロ.検査結果の傾向に照らし、基準に適合しなくなるおそれがあること。	◎
6)保有水等集排水設備により集められた保有水等の水質が、次に掲げる項目・頻度で2年以上にわたり行った水質検査の結果、排水基準等に適合していると認められること。 (1)排水基準等 6月に1回以上 (2)BOD、COD、SS 3月に1回以上	◎
7)埋立地からガスの発生がほとんど認められない、又はガスの発生量の増加が2年以上にわたり認められないこと。	◎
8)埋立地の内部が周辺の地中温度に比して異常な高温になっていないこと。	◎

◎：平成10年6月の改正により適用 ○：従来より適用 ×：適用なし

(2) 地下水観測井戸の構造検討

新たに設置する地下水観測井戸の構造、配置を図 2.10.1 に示す。地下水観測井戸は、処分場止水壁の外側に配置し、G L -10m程度に確認されている不透水層 Ac2 層までの地下水帯水層を対象に採水する。ストレーナは埋立地底盤以深の地下水を採取するよう GL-6 ~ 7mに 2m配置する。

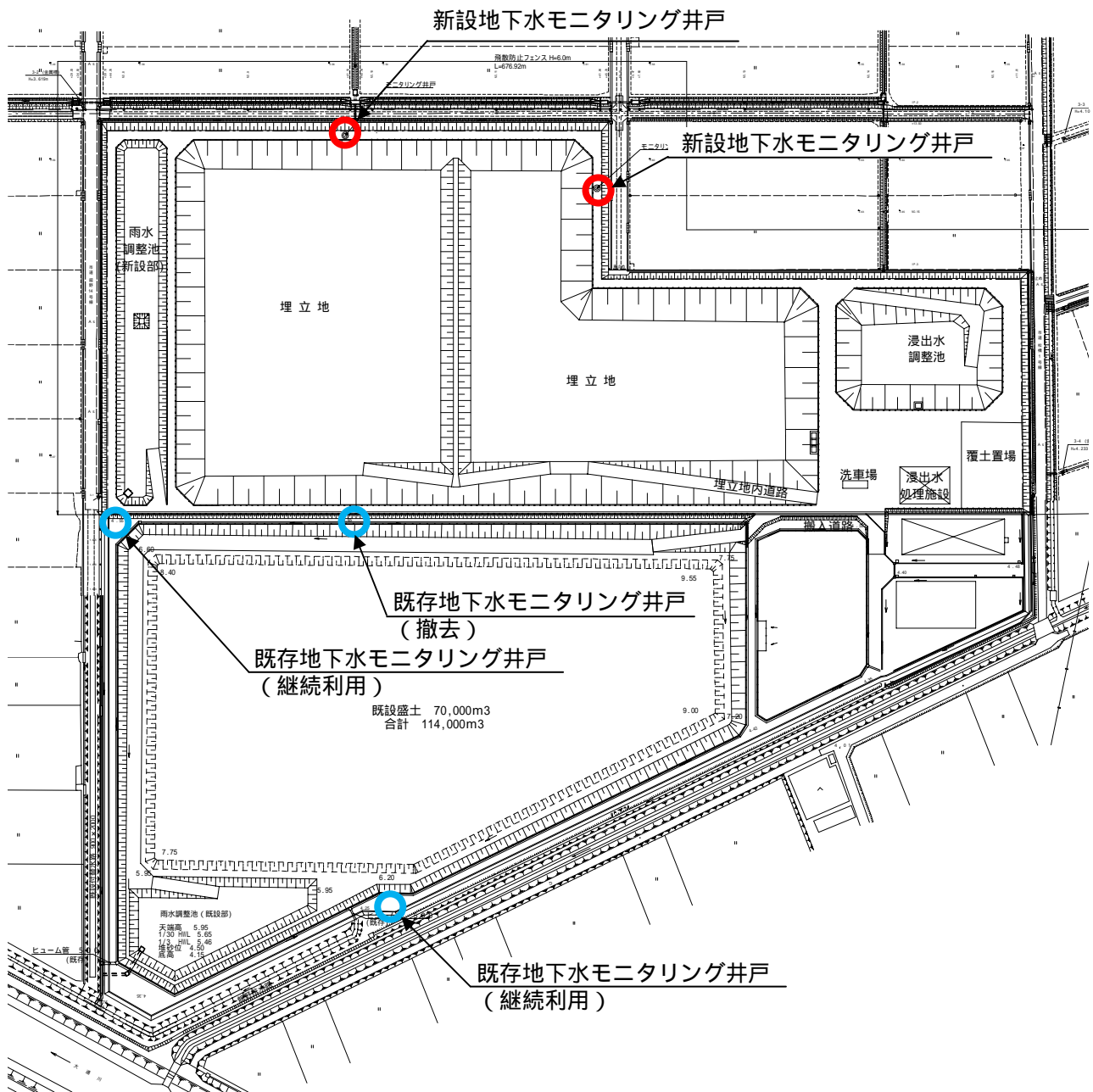


図 2.10.1 モニタリング設備の配置計画図

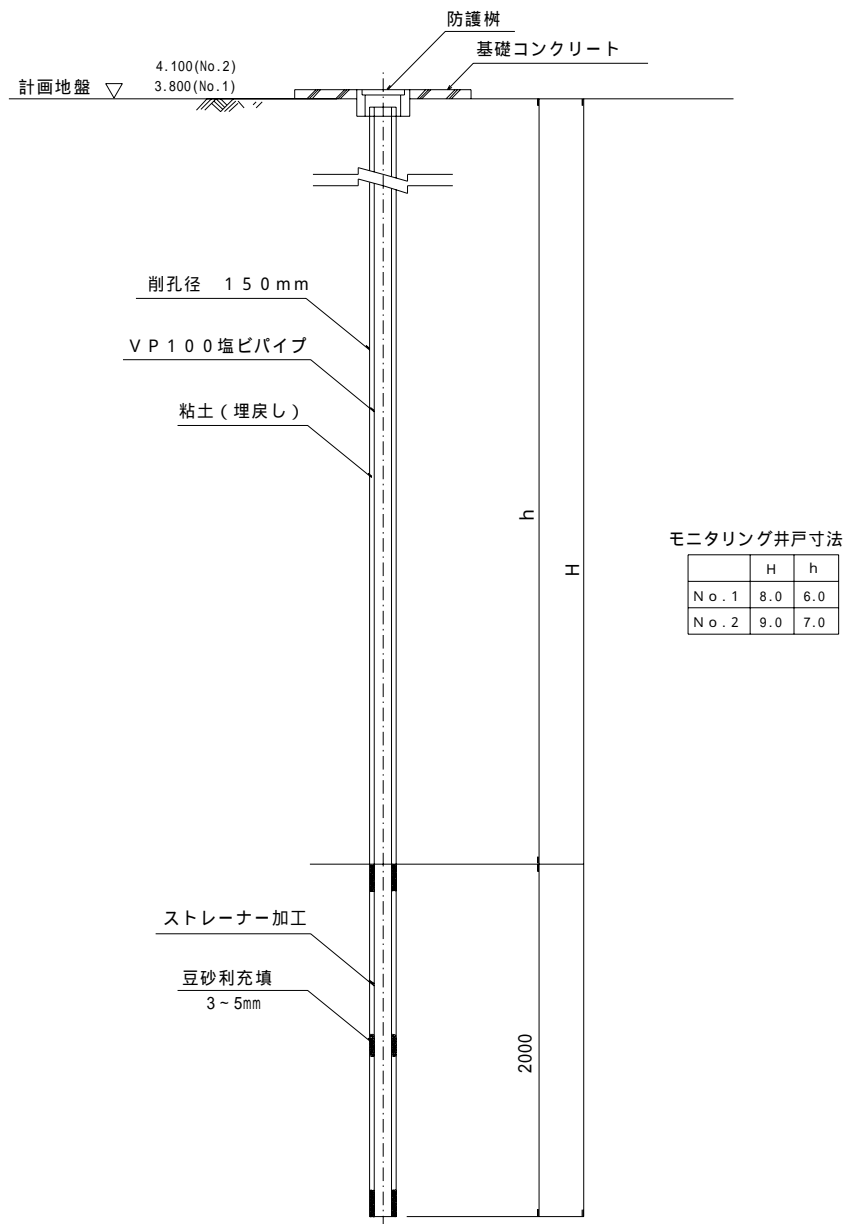


図 2.10.2 地下水モニタリング井戸構造図

(3) モニタリング計画

1) 気象観測

各モニタリング項目の観測条件を明確にするため、気温、湿度、雨量、風向・風速の各項目について、処分場近傍の気象観測地点の記録を入手し整理しておく。

2) 放流水モニタリング

基準命令に準じた測定項目、頻度を実施する。

測定項目

水質、水量を測定する。水質測定項目は、排水基準等項目、電気伝導度、塩化物イオン濃度、水温とする。

測定地点

水質の測定は、浸出水処理施設放流水槽において採取し実施する。水量は放流量を常時記録する。

測定頻度

水質測定項目のうち排水基準等項目は年1回以上測定する。排水基準等項目以外の水質測定項目については、埋立期間中は月1回以上測定し、埋立完了後は3ヶ月に1回（年4回）以上測定する。水位及び水量は、降雨後、必要に応じて適宜測定する。水量は、定期的に雨量データとの比較を行い、埋立地の水収支を整理しておくことが望ましい。

水質判定基準

排水基準等検査項目については、基準省令別表に示される基準値とする。

表 2.10.5 放流水モニタリングの実施内容

時 期	測定地点	測定項目	測定頻度
埋立期間中	浸出水処理施設放流水槽	排水基準等項目	年1回以上
		BOD、COD、SS、窒素、pH、リン、カルシウム、水温、電気伝導度、塩化物イオン濃度	月1回以上
		水量	常時
埋立終了後	同上	排水基準等項目	年2回以上
		BOD、COD、SS、窒素、pH、リン、カルシウム、水温、電気伝導度、塩化物イオン濃度	年4回以上
		水量	常時

網掛け部は、基準省令に示された項目と頻度。

3) 浸出水モニタリング

浸出水の水量及び水質は、埋立地の安定化の評価（廃止の決定）、公共用水域汚染防止などのために重要な情報である。浸出水の水量及び水質は変動が大きく、浸出水処理施設の適正な管理のためにも測定を行うことが必要である。

測定項目

水質、水量及び集水ピット水位（必要に応じ、豎型集排水管内水位）を測定する。水質測定項目は、排水基準等項目、電気伝導度、塩化物イオン濃度、水温とする。

測定地点

浸出水のサンプリングは、浸出水集水ピットにおいて行う。水位及び水量の測定は浸出水集水ピット及び埋立地内の豎型集排水管内において実施する。

測定頻度

排水基準等項目は、埋立期間中は年1回以上、埋立完了後は基準省令（廃止基準）に定められる6ヶ月に1回（年2回）以上測定する。BOD、COD、SS、pH、水温、電気伝導度、塩化物イオン濃度については、埋立期間中は月1回以上測定し、埋立完了後は3ヶ月に1回（年4回）以上測定する。

水位及び水量は、降雨後、必要に応じて適宜測定する。水量は、定期的にポンプ移送量、浸出水処理量（放流量）及び雨量データ等との比較を行い、埋立地の水収支を整理しておくことが望ましい。

表 2.10.6 浸出水モニタリングの実施内容

時 期	測定地点	測定項目	測定頻度
埋立期間中	浸出水集水ピット 水位は浸出水集水ピットのほか、必要に応じて豎型集排水管内水位とする。	排水基準等項目	年1回以上
		BOD、COD、SS、窒素、pH、リン、カルシウム、水温、電気伝導度、塩化物イオン濃度	月1回以上
		水位・水量	適宜
埋立終了後	同上	排水基準等項目	年2回以上
		BOD、COD、SS、窒素、pH、リン、カルシウム、水温、電気伝導度、塩化物イオン濃度	年4回以上
		水位・水量	適宜

網掛け部は、基準省令に示された項目と頻度。

4) 地下水モニタリング

基準省令に準じた測定項目、頻度を実施する。埋立開始前には、地下水等検査項目、電気伝導度、塩化物イオン濃度及び地下水位を測定しておく。

測定地点

埋立地の周辺に設置した2ヶ所の観測井戸及び地下水集水ピットとする。

測定項目

地下水等検査項目、電気伝導度、塩化物イオン濃度及び地下水位を測定する。

測定頻度

地下水等検査項目は年1回以上測定し、電気伝導度、塩化物イオン濃度については、埋立期間中は月1回以上測定し、埋立完了後は3ヶ月に1回(年4回)以上測定する。

水質判定基準

地下水等検査項目については、基準省令の別表に示される基準値とする。

表 2.10.7 地下水モニタリングの実施内容

時 期	測定地点	測定項目	測定頻度
埋立開始前	地下水集水ピット 観測井(2ヶ所) このうち、新設1箇所 とする。	地下水等検査項目	1回
		電気伝導度、塩化物イオン濃度	
		地下水位	適宜
埋立期間中	同上	地下水等検査項目	年1回以上
		電気伝導度、塩化物イオン濃度	月1回以上
		地下水位	適宜
埋立終了後	同上	地下水等検査項目	年1回以上
		電気伝導度、塩化物イオン濃度	年4回以上
		地下水位	適宜

網掛け部は、基準省令に示された項目と頻度。

5) 処分場廃止に向けて実施する項目

処分場を廃止する段階では、発生ガスの増加がなく、埋立地内温度が異常な高温でないことを確認しなければならない。これらの項目は、浸出水水質が安定した段階で2年間継続して測定し、安定していることを確認する必要がある。ただし、発生ガスについては、埋立期間中においても、その存在が認められた場合は適宜測定する。

試料採取、測定にあたっては「廃棄物最終処分場安定化監視マニュアル」(環境庁水質保全局)を参考とする。

発生ガス

測定地点

ガスの発生が認められる場所または豎型集排水管からの発生ガスを採取する。ただし、集排水管に空気が混入し、埋立層内のガス性状を正確に反映しない可能性がある。このような測定結果が認められる場合、特に埋立完了後において、集排水管に連結しない測定孔を設けて発生ガスを採取する。埋立作業中は、埋立作業に支障のない範囲で測定孔を設ける。

測定項目

天 候 気温・気圧

ガス温度 発生ガス流量

発生ガス組成

メタン(CH_4)、二酸化炭素(CO_2)、窒素(N_2)、

酸素(O_2)、水素(H_2)、硫化水素(H_2S)、

アンモニア(NH_3)、その他必要と思われるもの

測定頻度

処分場を廃止する直前の最低2年間は年2回(夏季/冬季)実施する。

発生ガスが認められる場合についても原則年2回(夏季/冬季)実施し、発生状況により適宜測定する。

地中温度

測定地点

発生ガスと同様の地点とする。

測定方法

地盤調査用測温プローブ、熱電対式温度計等を用いて、1m毎の温度を測定し、内部の温度分布を把握する。

測定頻度

発生ガスと同様の頻度で実施する。

6) 必要に応じて実施する項目

必要に応じて行う項目は、処分場の運営管理を行っていく際に、改善すべきと判断される事柄や住民からの要望、苦情等に対処するために、原因となる事象について実態を把握するために、適宜実施する項目である。

以下には想定される事柄を示す。

2.11 場内道路

場内道路は、一般公道と異なり「道路構造令」などの技術基準の制約を受けないが、車両通行の安全性を考慮して「道路構造令」における地方部の市町村道並の3種4級及び3種5級の構造基準を参考に計画するものとする。

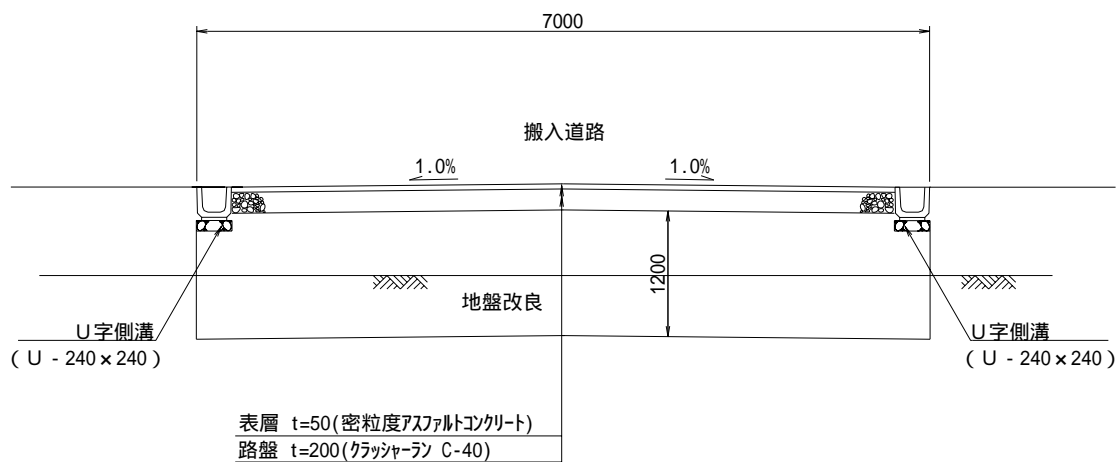
表 2.11.1 道路構造基準

道路名称	基準	
	3種4級	3種5級
道路幅員	7.0m	4.0m
設計速度	20km/h	
最小曲線半径	15m	
曲線部の片勾配	10%	
縦断勾配	9% (12%)	

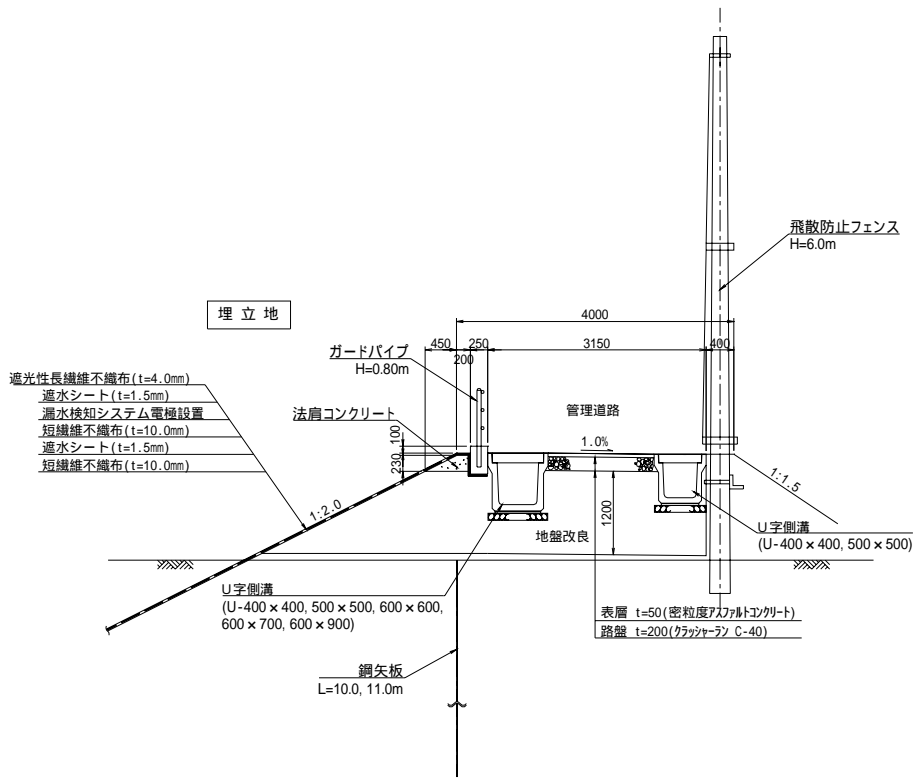
()内の値は特例値

本計画では搬入車両等の通行する搬入道路、埋立地外周の管理用道路、埋立地内道路の3種類の道路を整備する。

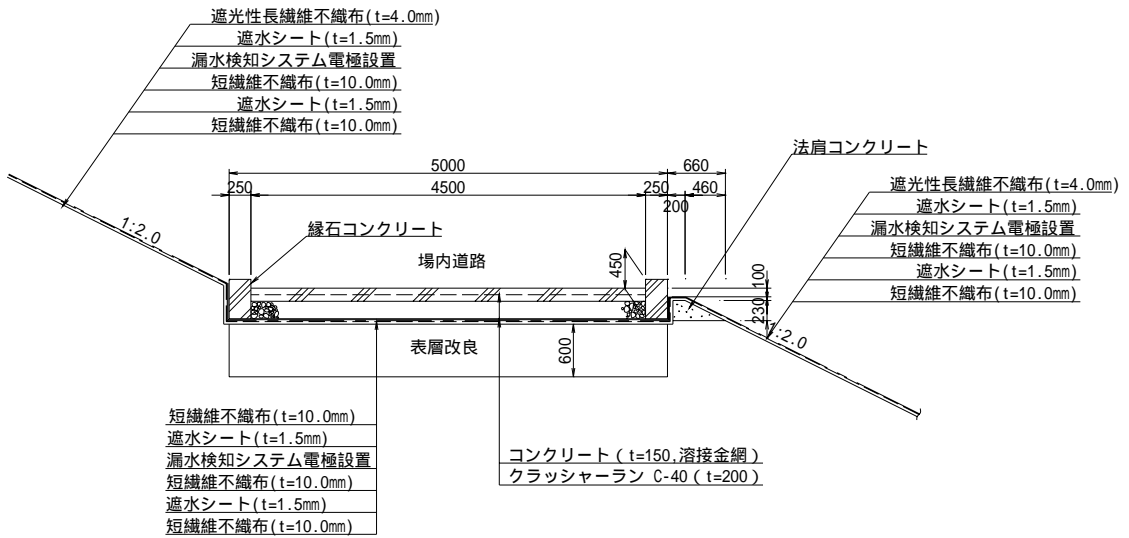
各道路の幅員、舗装、路床改良等の構造は、場内道路の利用条件が既存施設と同様であることから、既存施設の場内道路の構造と同一とする。



【搬入道路】



【管理用道路】



【埋立地内道路】

図 2.11.1 道路標準断面図

2.12 飛散防止等設備

埋立物の飛散を防止するためには速やかに覆土することが効果的であるが、覆土はその日の作業の終わりに行われることが多く、強風の日などは埋立物が飛散する場合がある。このため、最終処分場周辺にはネットフェンス等の飛散防止柵を設置している。飛散防止の設備には、飛散防止柵のほか、散水設備が挙げられるが、散水コストが掛かること及び浸出水量が増加することなどの問題がある。

本計画では埋立対象物が中間処理後の廃棄物であるため、風によって飛散する恐れは少ないものの、周辺農地への影響を極力防止するため、農地と埋立地が隣接することとなる埋立地周辺に高さ6 mの防塵ネットを設置する。

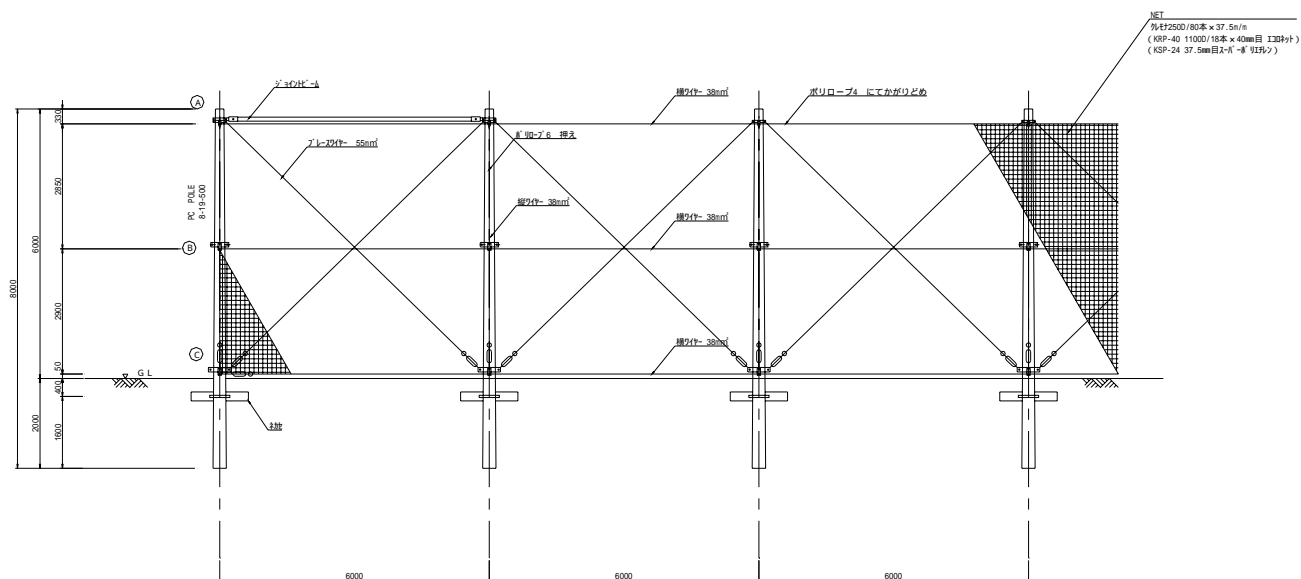


図 2.12.1 飛散防止用防塵フェンス (H = 6 m) 断面図

2.13 防災調整池

一般廃棄物最終処分場の増設事業に伴う防災調整池の規模を検討する。調整池規模計算は「新潟県農地転用排水処理審査技術基準」に基づき、3年確率降雨に対して下流流下能力（比流量）まで調整し、30年確率降雨までの雨に対して、現況流出量の差分を調整するものとして算出した。以下に増設処分場及び既設処分場の防災調整系の検討結果を示す。

(1) 最小比流量の算定

1) 現況排水状況

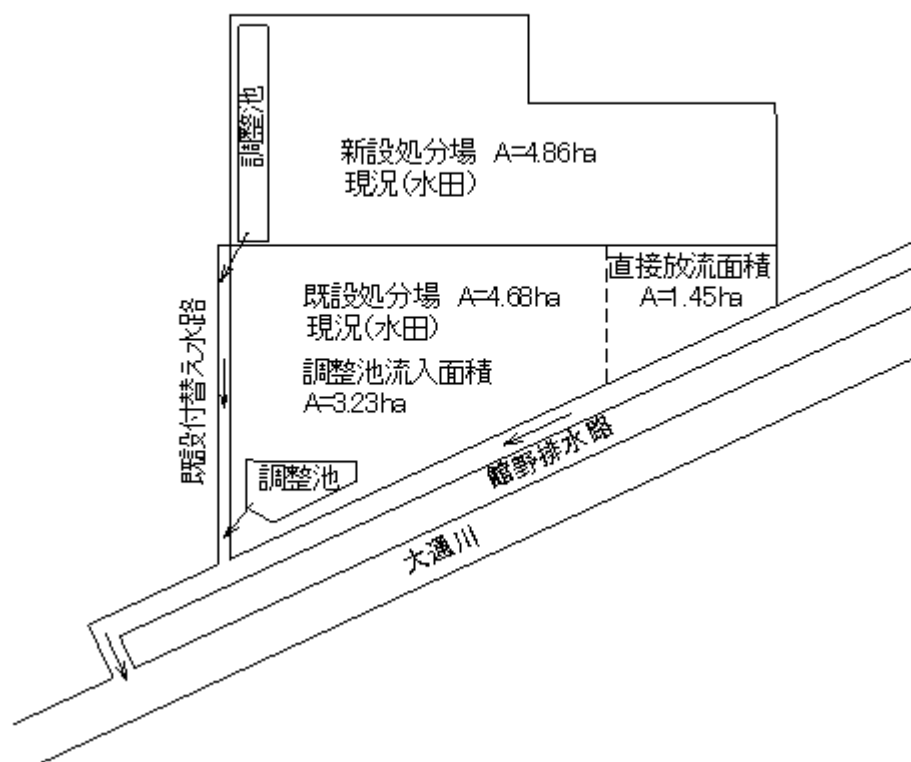


図 2.13.1 現況排水状況

開発目的：一般廃棄物最終処分場

開発面積：新設処分場 A=4.86ha(現況 水田)

既設処分場 A=4.68ha(現況 水田)

開発区域の主傾斜： I=1/2.000

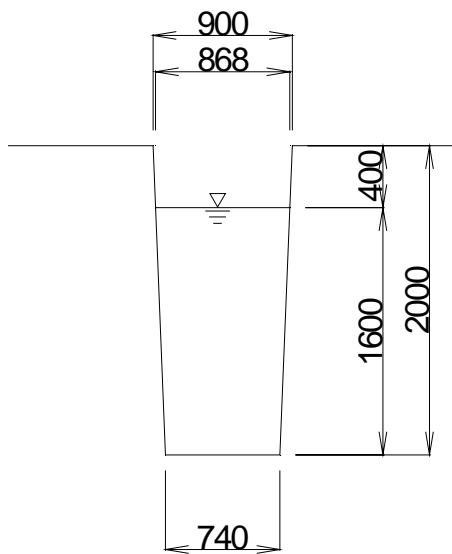
開発区域末端の流域面積：付替水路の流域面積 A=28.80ha

付替水路排水系統模式図参照

：館野排水路の流域面積 A=53.4ha

館野排水路の計画排水系統図参照

2) 付替水路の流下能力(8割水深)



流出量 $Q_o = 0.8525 \text{ m}^3/\text{s}$

排水系統模式図より

流域面積 $A = 28.80\text{ha}$

比流量 $q_c = Q_o / A = 0.8525 / 28.80$
 $= 0.0296 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}$

図 2.13.2 付替水路の断面

通水断面積 $A = (0.868 + 0.740) \times 1/2 \times 1.60 = 1.2864 \text{ m}^2$

潤辺長 $P = 1.60 \times 2 + 0.740 = 3.9400 \text{ m}$

径深 $R = A / P = 1.2864 / 3.940 = 0.3265\text{m}$

粗度係数 $n = 0.014$ (プレキャストコンクリート水路)

計画水路勾配 $I = 1/2000 = 0.0005$

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

$$= 1/0.014 \times (0.3265)^{2/3} \times (0.0005)^{1/2}$$

$$= 0.7573 \text{ m/s}$$

$$Q = A \cdot V$$

$$= 1.2864 \times 0.7573$$

$$= 0.974 \text{ m}^3/\text{s} > \text{流出量 } Q_o = 0.8525 \text{ m}^3/\text{s} \text{ OK}$$

3) 排水系統模式圖

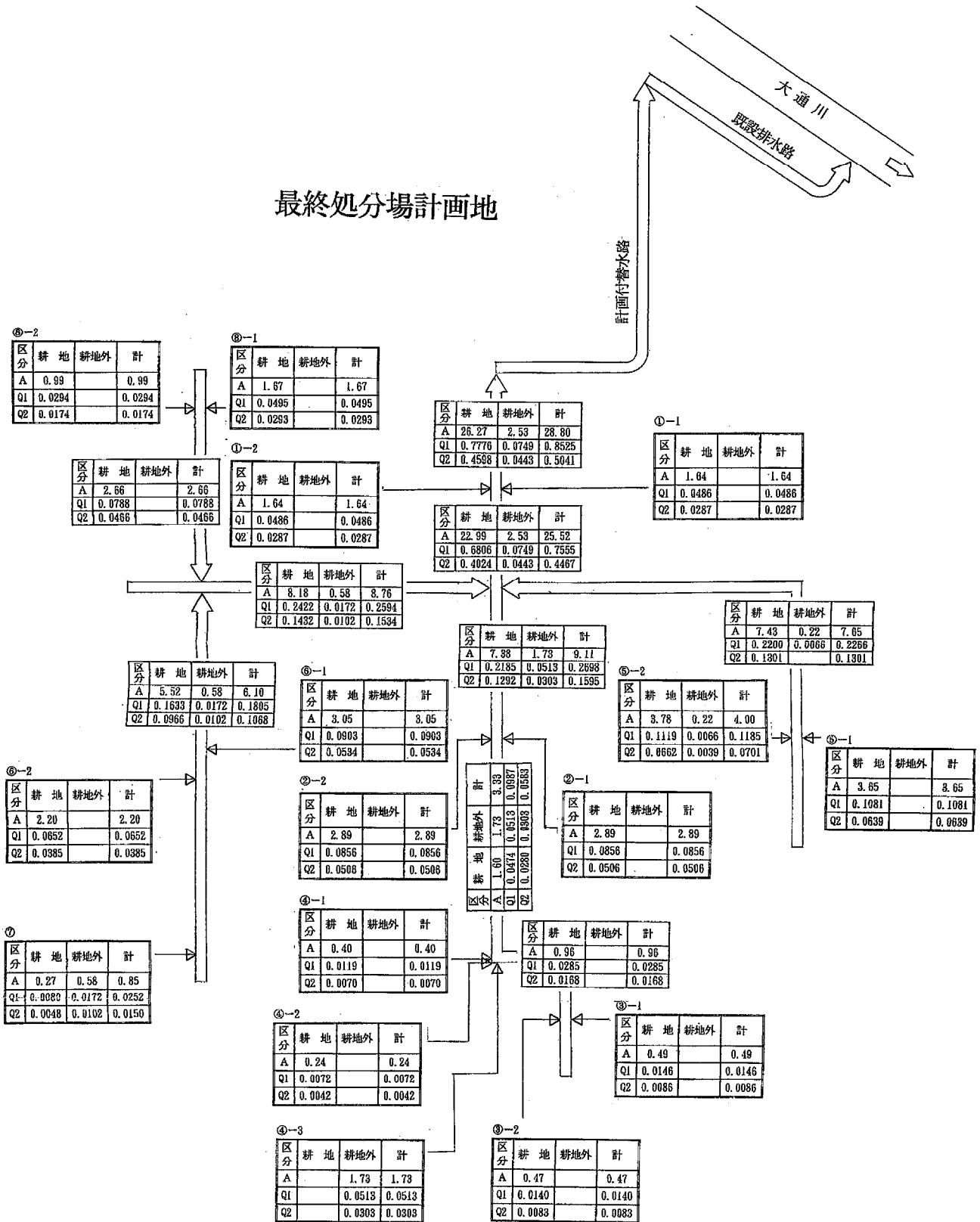


図 2.13.3 排水系統模式図

5) 計画排水系統模式図

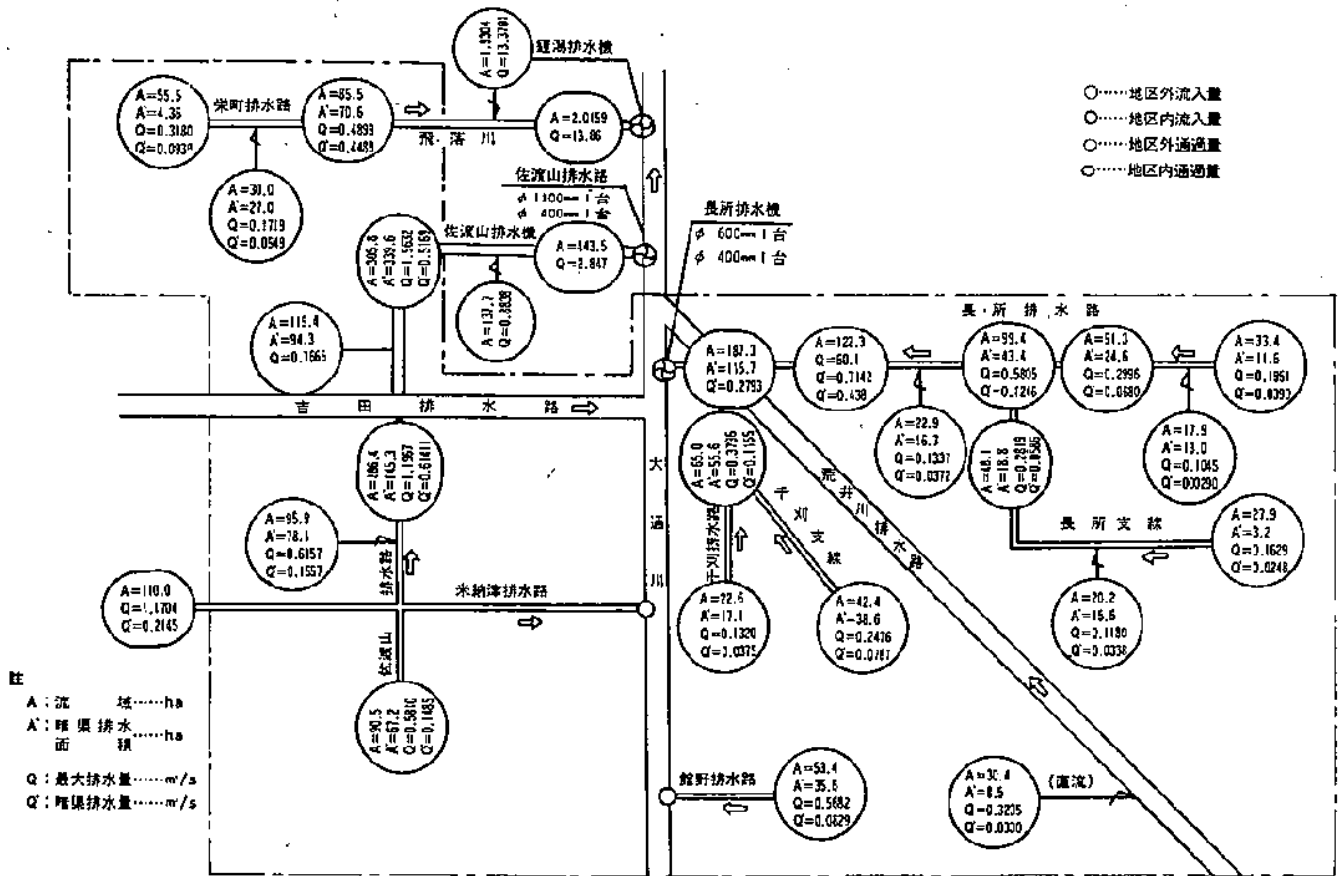


図 2.13.5 計画排水系統模式図

6) 排水路の現況流量

- 各水路の流域面積

付替水路流域面積 $A = 28.80\text{ha}$

館野排水路の流域面積 $A = 53.40\text{ha}$

- 単位排水量 q_i

流域全部が水田として算定する

$$q_i = 0.010\text{m}^3/\text{s}/\text{ha} \text{ (水田単位排水量)}$$

- 各排水路の現況流量

付替水路の現況流量 $Q_1 = 28.80\text{ha} \times 0.010\text{m}^3/\text{s}/\text{ha} = 0.288\text{m}^3/\text{s}$

館野排水路の現況流量 $Q_2 = 53.40\text{ha} \times 0.010\text{m}^3/\text{s}/\text{ha} = 0.534\text{m}^3/\text{s}$

洪水ピーク流量

- 開発前の洪水ピーク流量

$$Q_p = 1/360 \times \quad \times f \cdot A$$

ここに、 Q_p : 開発前のピーク流量 (m^3/s)

f : 等値流出係数 (県農地転用排水処理審査要領 P17 2-4 表より)

水田 $f = 0.7$

A : 開発面積 新設処分場 $A_1 = 4.86\text{ha}$

既設処分場 $A_2 = 4.68\text{ha}$

r : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/hr)

開発面積が 2ha 以上であることから計算式により求める。

開発場所は、国営新川用排水改良事業区域であるので、

r 式の定数は (1/30 年確率)

$$a = 880$$

$$n = 2/3$$

$$b = 2.4$$

よって、
$$r = \frac{880}{t^{2/3} + 2.4}$$

ここで、
$$t = C \cdot \frac{A^{0.22}}{r^{0.35}}$$
 (角屋・福島公式) より t を求める。

等値係数 C は 2-4 表より

水田の係数 = 120

開発面積 新設処分場 $A_1 = 4.86\text{ha} = 0.0486\text{km}^2$

既設処分場 $A_2 = 4.68\text{ha} = 0.0468\text{km}^2$

$$t = C \cdot \frac{A^{0.22}}{r^{0.35}} \quad \text{より、} \quad t \cdot r^{0.35} = C \cdot A^{0.22}$$

新設処分場 $t \cdot r^{0.35} = 120 \times 0.0486^{0.22} = 61.69$

既設処分場 $t \cdot r^{0.35} = 120 \times 0.0468^{0.22} = 61.18$

ここで、 $t = 10\text{min}$ 、 11min を代入して、

$t = 10\text{min}$ の場合、

$$r = \frac{880}{10^{2/3} + 2.4} = 124.97\text{mm/hr}$$

$$t \cdot r^{0.35} = 10 \times 124.97^{0.35} = 54.19$$

$t = 11\text{min}$ の場合、

$$r = \frac{880}{11^{2/3} + 2.4} = 119.79\text{mm/hr}$$

$$t \cdot r^{0.35} = 11 \times 119.79^{0.35} = 58.73$$

$t = 12\text{min}$ の場合、

$$r = \frac{880}{12^{2/3} + 2.4} = 115.15\text{mm/hr}$$

$$t \cdot r^{0.35} = 12 \times 115.15^{0.35} = 63.19$$

求めようとする $t = 11 \sim 12\text{min}$ の範囲にあるので補間法により求める。

新設処分場

$$t = 11 + \left(\frac{61.69 - 58.73}{63.19 - 58.73} \right) = 11.66 \text{min}$$

よって、
$$r = \frac{880}{11.66^{2/3} + 2.4} = 116.68 \text{mm/hr}$$

$$Q_{po} = \frac{1}{360} \times 116.68 \times 0.7 \times 4.86 = 1.103 \text{m}^3/\text{s}$$

既設処分場

$$t = 11 + \left(\frac{61.18 - 58.73}{63.19 - 58.73} \right) = 11.55 \text{min}$$

よって、
$$r = \frac{880}{11.55^{2/3} + 2.4} = 117.18 \text{mm/hr}$$

$$Q_{po} = \frac{1}{360} \times 117.18 \times 0.7 \times 4.68 = 1.066 \text{m}^3/\text{s}$$

開発後のピーク流量

開発前と同様な方法で求める。

$$Q_{po} = \frac{1}{360} \cdot f \cdot A$$

ここに、 Q_p : 造成後の洪水ピーク流量 (m^3/s)

f : 0.9 (不浸透面積率 40%以上、2-4 表より)

A : 開発面積 新設処分場 $A_1 = 4.86 \text{ha} = 0.0486 \text{km}^2$

既設処分場 $A_2 = 4.68 \text{ha} = 0.0468 \text{km}^2$

r : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/hr)

$$r = \frac{880}{t^{2/3} + 2.4}$$

$$t = C \cdot \frac{A^{0.22}}{r^{0.35}} \text{ 式より } t \text{ を求める。}$$

C : 100 (粗成造成地 2-4 表より)

$$t \cdot r^{0.35} = C \cdot A^{0.22}$$

新設処分場 $t \cdot r^{0.35} = 100 \times (0.0486)^{0.22} = 51.41$

既設処分場 $t \cdot r^{0.35} = 100 \times (0.0468)^{0.22} = 50.99$

開発前の $t \cdot r^{0.35}$ の計算において $t = 10 \text{min}$ の場合、 $t \cdot r^{0.35} = 54.19$ であるので、求める t は 10min 未満である。

従って、 $t = 10 \text{min}$ とする。

$$r = \frac{880}{10^{2/3} + 2.4} = 124.97 \text{mm/hr}$$

よって、開発後の洪水ピーク流量 Q_p は、
新設処分場

$$Q_{p0} = \frac{1}{360} \times 124.97 \times 0.9 \times 4.86 = 1.518 \text{m}^3/\text{s}$$

既設処分場

$$Q_{p0} = \frac{1}{360} \times 124.97 \times 0.9 \times 4.68 = 1.462 \text{m}^3/\text{s}$$

開発に伴う増加ピーク流量

開発前を開発後の洪水ピーク流量の差として求める。

新設処分場の増加流量 $Q_p = 1.518 - 1.103 = 0.415 \text{m}^3/\text{s}$

既設処分場の増加流量 $Q_p = 1.462 - 1.066 = 0.396 \text{m}^3/\text{s}$

合計増加ピーク流量 $Q_p = 0.415 + 0.396 = 0.811 \text{m}^3/\text{s}$

7) 排水機能に与える影響

ここまでの計算値から、各水路の流下能力をチェックする。

表 2.13.1 流下能力のチェック表

検定水路名称	開発前流量 $Q_0(\text{m}^3/\text{s})$	開発後の流量 (m^3/s)		排水路の 流下能力 $Q_c(\text{m}^3/\text{s})$	= - 検定	
		計算流量 = + Q_p $Q_p = 0.811$	検定流量 = / 0.9		流下能力 あり	流下能力 なし
付替水路	0.288	1.099	1.221	0.974		
館野排水路	0.534	1.345	1.494	3.965		

検定水路の流下能力と比流量 (q)

各水路の比流量 q を求めると、次のようになる。

表 2.13.2 各水路の比流量

検定水路名称	流域面積 A (km^2)	現況流下能力 Q_c (m^3/s)	比流量 $q = Q_c / A$ ($\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$)
付替水路	0.288	0.974	3.382
館野排水路	0.534	3.965	7.425

最小比流量は付替水路の $3.382 \text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ となるが、前述の館野排水路の計画単位排水量が $q = 0.01064 \text{m}^3/\text{s}/\text{ha} = 1.064 \text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ であるため、当開発地区からの許容放流量を決定する対象比流量 $q_c = 0.01064 \text{m}^3/\text{s}/\text{ha}$ とする。

(2) 増設処分場

1) 諸条件及び仕様

以下に増設処分場の防災調整池検討の諸条件及び仕様の総括表を示す。

表2.13.3 防災調整池仕様総括表（増設）

		開発区域
流域 (ha)		4.86
流域面積 A (ha)	現況部	0.00
	造成部	4.86
	合計	4.86
流出係数	現況部	0.70
	造成部	0.90
許容放流量 (m ³ /s)	3年雨量	0.0517
	30年雨量	1.180
洪水調節量 (m ³)	容量 V=2,946(m ³)	2,946
堆砂量 (m ³)	容量 V= 13m ³ >	7.29
総容量 (m ³)	容量 V=2,959(m ³) >	2,953
調整池水位 (m)	堆砂位	3.600
	HWL	4.900
堤体天端高 (m)		5.100
堤体天端高 - HWL (m)		0.20
調整孔 (m)	形状寸法	0.085 × 0.220
	敷高	3.600
洪水吐 (m)	幅	8.000
	敷高	4.730
最大放流量 (m ³ /s)	3年雨量	0.0517
	30年雨量	1.072

2) 調整池流域

調整池流域は、以下のとおりとした。

表2.13.4 調整池の流域面積(ha)

区 分	開発区域
流域面積	4.86

3) 流出係数

下表のとおり、開発後の流出係数は0.9とする。

表 2.13.5 開発前後の浸出係数

区 分	地表状態	設定流出係数	摘 要
開発前	田	0.70	
開発後	埋立跡地、舗装等	0.90	

4) 調整池からの許容放流量

調整池からの許容放流量は、次の式により算出する。

3年確率降雨までの許容放流量

$$Q_{p3} = q \cdot A$$

ここで Q_{p3} : 許容放流量(m³/s)

q : 比流量(=0.01064m³/s/ha)・・・ 館野排水路比流量

A : 流域面積(ha) (= 調整池流入部4.86ha)

30年確率降雨までの許容放流量

$$Q_{p30} = \frac{1}{360} \times f \times I \times A$$

ここで Q_{p30} : 許容放流量(m³/s)

f : 現状の流出係数(0.7)

I : 30年確率降雨強度(mm/hr) (= 降雨強度124.9mm/hr)

A : 流域面積(ha) (= 調整池流入部4.86ha)

30年確率降雨強度は、以下の新潟市の30年確率降雨強度式を用いる。

$$I = \frac{880}{t^{2/3} + 2.4} = 124.9$$

単位時間 t : 10min

上記より、3年及び30年確率降雨に対する許容放流量は以下となる。

表 2.13.6 許容放流量

区分	許容放流量
3年	0.0517
30年	1.180

5) 調整池容量計算

調整池の容量は、以下のとおりである。

調整池

表 2.13.7 調整池の容量

標高(m)	水面積(m ²)	容量(m ³)
3.550	16	0
3.600	36	13
3.600	1,820	0
5.100	2,850	3,516

6) 調整池の堆砂量

調整池の設計堆砂量は、工事後の単位面積当り堆砂量を1.5(m³/ha/年)として算出する。

$$V_s = v \cdot A$$

ここで V_s : 堆砂量(m³)

v : 単位面積当りの堆砂量(= 1.5m³/ha/年)

A : 流域面積(ha) (= 調整池流入部4.86ha)

上記より、設計堆砂量は以下となる。

表 2.13.8 調整池の堆砂量

区 分	開発区域
堆 砂 量	7.29m ³

7) 調整池の洪水調節容量

流入及び流出に対し、全く人的操作を行わない自然調節方式とする。

貯水量の算定

時刻 t_1 から t_2 の間の t について考えると、下の式が成り立つ。

$$v_2 = v_1 + \frac{q_{in1} + q_{in2}}{2} \cdot \Delta t - \frac{q_{out1} + q_{out2}}{2} \cdot \Delta t$$

ここで、 v : 貯水量 (m^3)

q_{in} : 流入量 (m^3/s)

q_{out} : 放流量 (m^3/s)

放流量 q_{out} は水深 H により決定され、また、水深 H は貯水量から決まるので、最初の貯水量と水深がわかれば、後は流入量を決めることにより、逐次貯水量、水深、放流量を求めることができる。

流入量の算定

調整池への流入量は、合理式によって算出する。

$$Q = \frac{1}{360} \times f \times I \times A$$

ここで Q : 流入量 (m^3/sec)

f : 流出係数 (-)

I : 設計降雨強度 (mm/hr)

A : 集水区域面積 (ha)

設計降雨強度は、「新潟県農地転用排水処理審査技術基準」より、新潟市の年超過確率 1/3 及び 1/30 の降雨強度式より求める。

- 降雨強度式：新潟 1/3年

$$I_{2/3} = \frac{529}{t + 2.8}$$

- 降雨強度式：新潟 1/30年

$$I = \frac{880}{t^{2/3} + 2.4}$$

単位時間 t : 10min

ただし、単位時間は洪水到達時間と同一とする。

降雨継続時間： $T = 24hr$

計画降雨波形：後方集中型

放流量の算定

- ・オリフィス放流量（3年確率対象）

調整孔からの放流量は、「防災調節池等技術基準(案)解説と実例」(日本河川協会)により、水深(H)の範囲によって次式を使いわけるとする。(「水理公式集」土木学会P.266～P.268参照)

$$H \leq H_L + 1.2D_L$$

$$Q_o = 1.75 \cdot B_L \cdot (H - H_L)^{3/2}$$

$$H \geq H_L + 1.8D_L$$

$$Q_o = C \cdot D_L \cdot B_L \cdot \sqrt{2g \cdot (H - H_L - 0.5D_L)}$$

$$H_L + 1.2D_L < H < H_L + 1.8D_L$$

H = H_L + 1.2D_LでのQ_oとH = H_L + 1.8D_LでのQ_oを用い直線近似とする。

ここでQ_o：放流量(m³/s)

H、H_L、B_L、D_L：下図より

C：流量係数(ベルマウスを用いない場合 = 0.6)

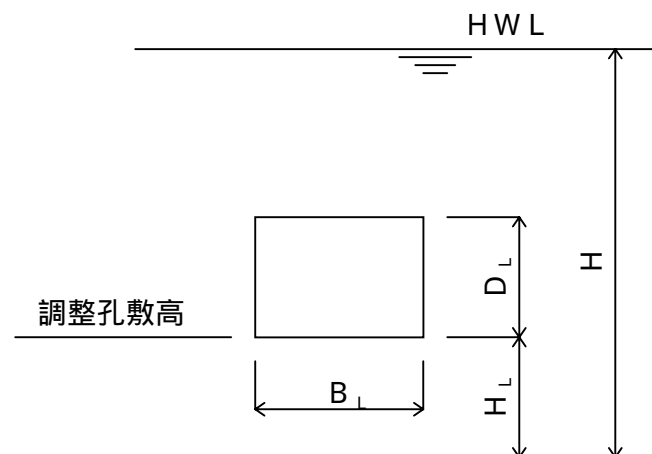


図2.13.6 オリフィス

・余水吐放流量（30年確率降雨対象）

自由越流方式の長方形断面とし、洪水吐放流量は次式により求める。

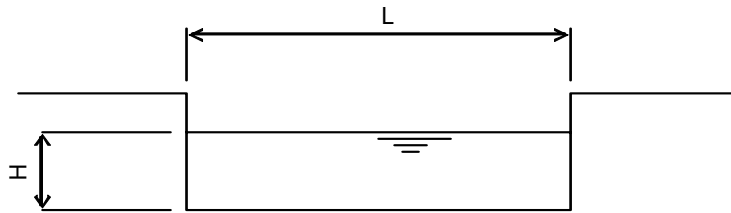


図2.13.7 余水吐

$$Q_1 = C \cdot L \cdot H^{3/2}$$

ここで、 Q_1 ：放流量(m^3/s)

C ：流量係数(1.80)

L ：越流幅(m)

H ：越流水深(m)

30年確率降雨の洪水に対しては、オリフィス放流量と余水吐放流量の和が許容放流量以下となるよう設定する。

計算結果

ア 西側調整池

表2.13.9 計算結果一覧表

	3年確率	30年確率
最大流入量	0.863 m^3/s	1.518 m^3/s
最大放流量	0.0517 m^3/s	1.072 m^3/s
許容放流量	0.0517 m^3/s	1.180 m^3/s
洪水調節容量	2,479 m^3 (時間1450min)	2,946 m^3 (時間1440min)
最高水位	4.724m	4.900
放流形状	オリフィス - H85 × B220mm	余水吐越流幅8.0m

8) 放流管の設計

放流管の設計流量は余水吐の設計流量 ($Q = 1.180\text{m}^3/\text{s}$) とする。

放流管には、無圧式と圧力式と2種類あるが、ここでは、保守管理上の問題の少ない無圧式管路として設計する。(防災調整池等技術基準(案)第26条)

無圧式管路の通水能力は次式による。

$$Q = 1/n \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

上式を円形断面及び流水断面積を管路断面積の3/4とした場合

$$Q = \frac{0.262}{n} \cdot D^{8/3} \cdot I^{1/2}$$

ここに Q : 流量 (m^3/s)

n : マニングの粗度係数 ($n = 0.014$)

D : 管径 (m)

よって求める管径 D は、勾配 $I = 1.0\%(0.010)$ の場合

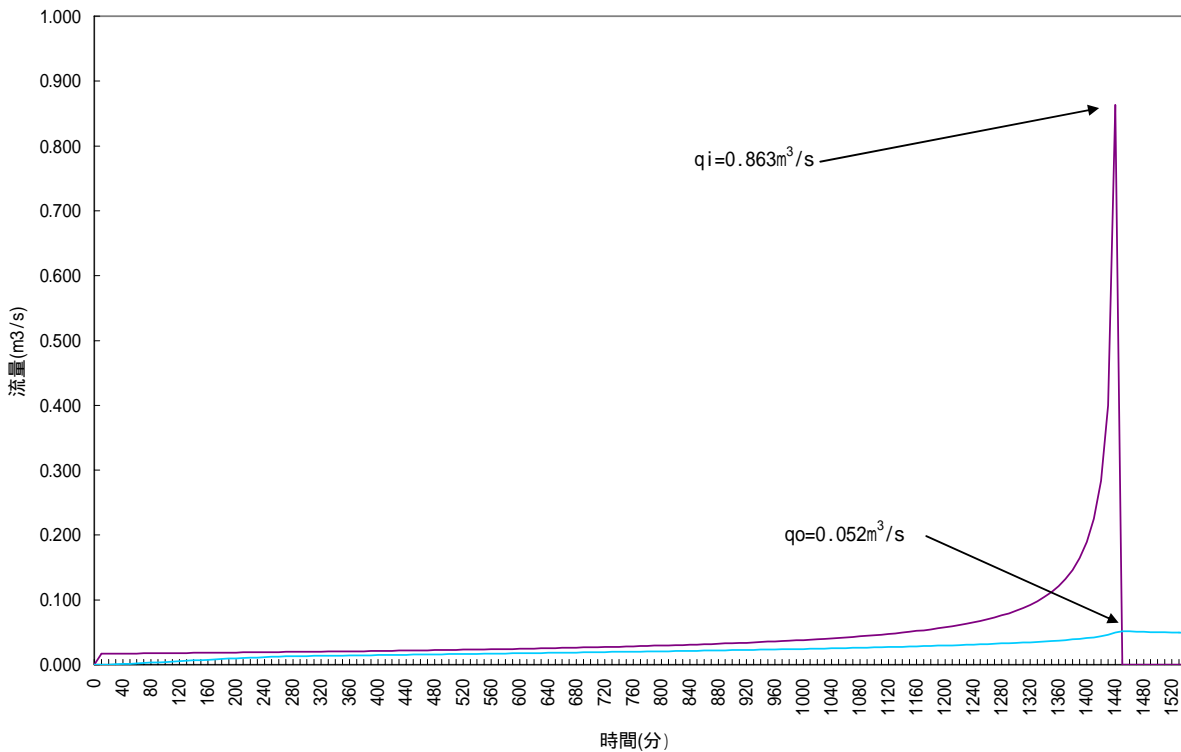
$$D = \left(Q / \frac{0.262}{n} \cdot I^{1/2} \right)^{3/8}$$
$$= \left(1.180 / \frac{0.262}{0.014} \cdot 0.010^{1/2} \right)^{3/8}$$

$= 0.841 <$ 管径を 900 とする。

3年確率降雨に対する洪水調節計算結果

時間 t (分)	降雨強度		後方山型 降雨強度		後方山型 単位時間 降雨量	流入量	単位時間 調整池 流入量	貯水量	水位	放流量	単位時間 放流量
	N	I (mm/hr)	N×I	I'	r'	qi (m ³ /s)	I (m ³)	v (m ³)	H (m)	qo (m ³ /s)	O (m ³)
1310	131	4.307	564.275	7.205	1.201	0.088	51.243	1030.8	4.116	0.034	20.356
1320	132	4.286	565.771	7.604	1.267	0.092	53.981	1064.1	4.131	0.035	20.675
1330	133	4.265	567.259	8.062	1.344	0.098	57.106	1100.2	4.148	0.035	21.014
1340	134	4.244	568.740	8.594	1.432	0.104	60.712	1139.5	4.166	0.036	21.373
1350	135	4.224	570.213	9.219	1.537	0.112	64.928	1182.7	4.185	0.037	21.758
1360	136	4.204	571.679	9.968	1.661	0.121	69.936	1230.5	4.207	0.037	22.171
1370	137	4.183	573.138	10.883	1.814	0.132	75.999	1283.8	4.230	0.038	22.619
1380	138	4.164	574.589	12.031	2.005	0.146	83.519	1344.3	4.257	0.039	23.110
1390	139	4.144	576.033	13.523	2.254	0.164	93.143	1413.7	4.288	0.040	23.652
1400	140	4.125	577.470	15.555	2.593	0.189	105.989	1495.5	4.323	0.041	24.263
1410	141	4.106	578.900	18.518	3.086	0.225	124.196	1594.7	4.366	0.042	24.966
1420	142	4.087	580.324	23.332	3.889	0.283	152.543	1721.4	4.419	0.044	25.806
1430	143	4.068	581.740	32.923	5.487	0.400	205.049	1899.6	4.493	0.046	26.880
1440	144	4.050	583.150	71.053	11.842	0.863	378.993	2250.0	4.634	0.049	28.589
1450	145	4.031	584.553	0.000	0.000	0.000	258.988	2478.7	4.724	0.052	30.339
1460	146	4.013	585.949	0.000	0.000	0.000	0.000	2447.8	4.712	0.051	30.901
1470	147	3.996	587.340	0.000	0.000	0.000	0.000	2417.0	4.700	0.051	30.727
1480	148	3.978	588.723	0.000	0.000	0.000	0.000	2386.5	4.688	0.051	30.558
1490	149	3.960	590.101	0.000	0.000	0.000	0.000	2356.1	4.676	0.051	30.387
1500	150	3.943	591.472	0.000	0.000	0.000	0.000	2325.9	4.664	0.050	30.214
1510	151	3.926	592.837	0.000	0.000	0.000	0.000	2295.8	4.652	0.050	30.039
1520	152	3.909	594.195	0.000	0.000	0.000	0.000	2266.0	4.641	0.050	29.865
1530	153	3.892	595.548	0.000	0.000	0.000	0.000	2236.3	4.629	0.049	29.690
1540	154	3.876	596.895	0.000	0.000	0.000	0.000	2206.8	4.617	0.049	29.514

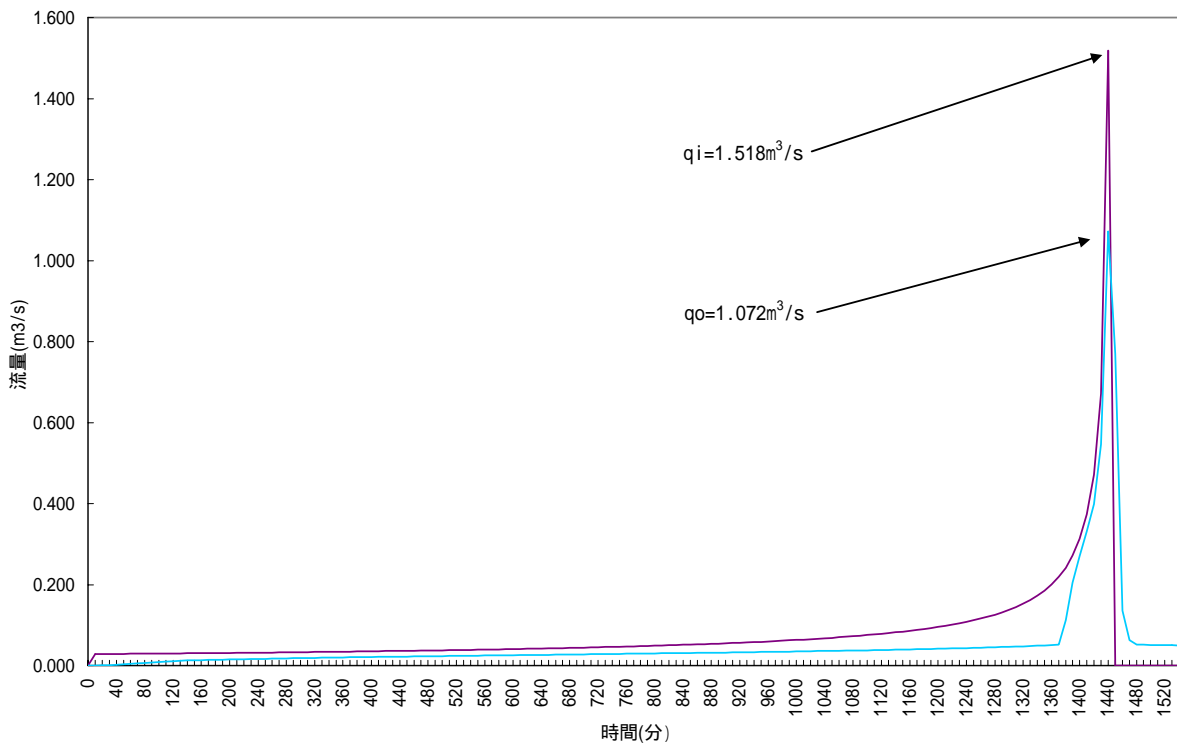
流入・流出ハイドログラフ

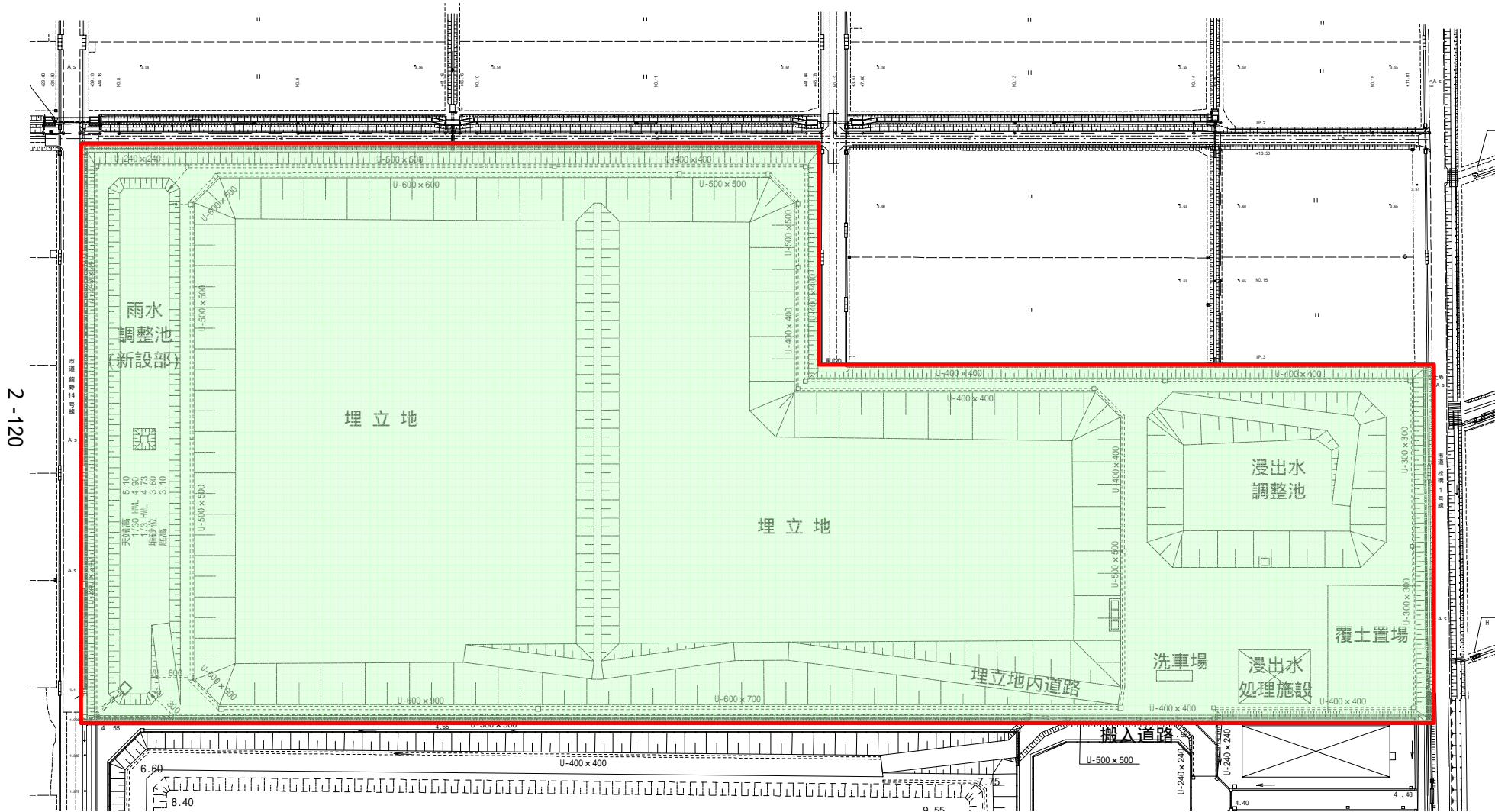


30年確率降雨に対する洪水調節計算結果

時間	降雨強度		後方山型 降雨強度	後方山型 単位時間 降雨量	流入量	単位時間 調整池 流入量	貯水量	水位	放流量	単位時間 放流量	
t (分)	N	I (mm/hr)	N×I	I' (mm/hr)	q _i (m ³ /s)	I (m ³)	v (m ³)	H (m)	q _o (m ³ /s)	O (m ³)	
1310	131	7.206	943.959	11.926	1.988	0.145	84.821	2019.6	4.542	0.047	28.087
1320	132	7.170	946.449	12.585	2.098	0.153	89.341	2080.5	4.567	0.048	28.462
1330	133	7.135	948.926	13.341	2.224	0.162	94.502	2146.1	4.593	0.048	28.856
1340	134	7.100	951.391	14.219	2.370	0.173	100.458	2217.3	4.621	0.049	29.274
1350	135	7.066	953.843	15.253	2.542	0.185	107.424	2295.0	4.652	0.050	29.718
1360	136	7.031	956.283	16.490	2.748	0.200	115.703	2380.5	4.686	0.051	30.194
1370	137	6.998	958.711	18.004	3.001	0.219	125.733	2475.5	4.722	0.052	30.707
1380	138	6.965	961.126	19.907	3.318	0.242	138.188	2564.4	4.757	0.113	49.278
1390	139	6.932	963.530	22.384	3.731	0.272	154.151	2623.2	4.779	0.205	95.412
1400	140	6.899	965.922	25.766	4.294	0.313	175.505	2656.1	4.792	0.270	142.580
1410	141	6.867	968.303	30.717	5.119	0.373	205.878	2681.6	4.801	0.332	180.417
1420	142	6.836	970.672	38.819	6.470	0.472	253.459	2715.8	4.814	0.399	219.247
1430	143	6.804	973.030	55.207	9.201	0.671	342.726	2774.7	4.836	0.547	283.810
1440	144	6.773	975.377	124.972	20.829	1.518	656.753	2945.7	4.900	1.072	485.699
1450	145	6.743	977.712	0.000	0.000	0.000	455.522	2848.9	4.864	0.769	552.331
1460	146	6.713	980.037	0.000	0.000	0.000	0.000	2577.5	4.762	0.136	271.414
1470	147	6.683	982.351	0.000	0.000	0.000	0.000	2517.8	4.739	0.063	59.673
1480	148	6.653	984.655	0.000	0.000	0.000	0.000	2483.4	4.726	0.052	34.421
1490	149	6.624	986.948	0.000	0.000	0.000	0.000	2452.5	4.714	0.051	30.931
1500	150	6.595	989.230	0.000	0.000	0.000	0.000	2421.7	4.702	0.051	30.759
1510	151	6.566	991.503	0.000	0.000	0.000	0.000	2391.2	4.690	0.051	30.587
1520	152	6.538	993.765	0.000	0.000	0.000	0.000	2360.7	4.678	0.051	30.414
1530	153	6.510	996.017	0.000	0.000	0.000	0.000	2330.5	4.666	0.050	30.240
1540	154	6.482	998.259	0.000	0.000	0.000	0.000	2300.4	4.654	0.050	30.066

流入・流出ハイドログラフ





2-120

図 2.13.8 一般廃棄物最終処分場増設工事 計画平面図(案)

(3) 既設処分場

1) 諸条件及び仕様

以下に季節処分場の防災調整池検討の諸条件及び仕様の総括表を示す。

表2.13.10 防災調整池仕様総括表（既設）

		開発区域	
流域面積 (ha)	全体	4.68	
	現況部	0	
	造成部	調整池流入部	3.23
		直接放流部	1.45
流出係数	現況部	0.70	
	造成部	0.90	
許容放流量 (m ³ /s)		3年雨量	0.0344
		30年雨量	0.6838
洪水調節量 (m ³)	容量 V=2,094 (m ³) >	2,077	
堆砂量 (m ³)	容量 V= 522 (m ³) >	485	
総容量 (m ³)	容量 V=2,616 (m ³) >	2,562	
調整池水位 (m)	堆砂位	4.500	
	H W L	5.642	
堤体天端高 (m)		5.950	
堤体天端高 - H W L (m)		0.308	
調整孔 (m)	形状寸法	H0.100 × B0.135	
	敷高	4.500	
洪水吐 (m)	幅	4.400	
	敷高	5.460	
最大放流量 (m ³ /s)	3年雨量	0.0341	
	30年雨量	0.657	

2) 調整池流域

調整池流域は、以下のとおりとした。

表2.13.11 調整池の流域面積(ha)

区 分	開発区域
流域面積	4.68

3) 流出係数

下表のとおり、開発後の流出係数は0.9とする。

表 2.13.12 開発前後の浸出係数

区 分	地表状態	設定流出係数	摘 要
開発前	田	0.70	
開発後	埋立跡地、舗装等	0.90	

4) 調整池からの許容放流量

調整池からの許容放流量は、次の式により算出する。

3年確率降雨までの許容放流量

$$Q_{p3} = q \cdot A$$

ここで Q_{p3} : 許容放流量(m^3/s)

q : 比流量(= $0.01064m^3/s/ha$)・・・ 館野排水路比流量

A : 流域面積(= 調整池流入部3.23ha)

30年確率降雨までの許容放流量

$$Q_{p30} = \frac{1}{360} \times f \times I \times A$$

ここで Q_{p30} : 許容放流量(m^3/s)

f : 現状の流出係数(0.7)

I : 30年確率降雨強度(124.9mm/hr)

A : 流域面積(= 流域面積4.68ha)

30年確率降雨強度は、以下の新潟の30年確率降雨強度式を用いる。

$$I = \frac{880}{t^{2/3} + 2.4} = 124.9 \text{ mm/hr}$$

単位時間 t : 10min

上記で算出される許容放流量から以下で算出する直接放流部からのピーク流量を控除する。

$$Q_{p30} = \frac{1}{360} \times f \times I \times A$$

ここで Q_{p30} : 許容放流量 (m^3/s)

f : 現状の流出係数 (0.9)

I : 30年確率降雨強度 (= 124.9mm/hr)

A : 流域面積 (= 直接放流部 1.45ha)

上記より、3年及び30年確率降雨に対する許容放流量は以下となる。

表 2.13.13 許容放流量

区分	許容放流量
3年	0.0344
30年	0.6838

5) 調整池容量計算

調整池の容量は、以下のとおりである。

調整池

表 2.13.14 調整池の容量

標高(m)	水面積(m^2)	容量(m^3)
4.15	1,415	0
4.50	1,568	522
5.95	2,205	3,257

6) 調整池の堆砂量

調整池の設計堆砂量は、造成中の単位面積当り堆砂量 $150(\text{m}^3/\text{ha}/\text{年})$ より算出する。

$$V_s = v \cdot A$$

ここで V_s : 堆砂量 (m^3)

v : 単位面積当りの堆砂量 (= $150m^3/ha/年$)

A : 流域面積 (= 調整池流入部 $3.23ha$)

上記より、設計堆砂量は以下となる。

表 2.13.15 調整池の堆砂量

区 分	開発区域
堆 砂 量	$485m^3$

7) 調整池の洪水調節容量

流入及び流出に対し、全く人的操作を行わない自然調節方式とする。

貯水量の算定

時刻 t_1 から t_2 の間の t について考えると、下の式が成り立つ。

$$v_2 = v_1 + \frac{q_{in1} + q_{in2}}{2} \cdot \Delta t - \frac{q_{out1} + q_{out2}}{2} \cdot \Delta t$$

ここで、 v : 貯水量 (m^3)

q_{in} : 流入量 (m^3/s)

q_{out} : 放流量 (m^3/s)

放流量 q_{out} は水深 H により決定され、また、水深 H は貯水量から決まるので、最初の貯水量と水深がわかれば、後は流入量を決めることにより、逐次貯水量、水深、放流量を求めることができる。

流入量の算定

調整池への流入量は、合理式によって算出する。

$$Q = \frac{1}{360} \times f \times I \times A$$

ここで Q : 流入量 (m^3/sec)

f : 流出係数 (-)

I : 設計降雨強度 (mm/hr)

A : 集水区域面積 (ha)

設計降雨強度は、「新潟県農地転用排水処理審査技術基準」より、新潟の年超過確率 $1/3$ 及び $1/30$ の降雨強度式より求める。

- ・ 降雨強度式 : 新潟 1/3年

$$I = \frac{880}{t^{2/3} + 2.4}$$

- ・ 降雨強度式：新潟 1/30年

$$I = \frac{880}{t^{2/3} + 2.4}$$

単位時間 t : 10min

ただし、単位時間は洪水到達時間と同一とする。

降雨継続時間：T = 24hr

計画降雨波形：後方集中型

放流量の算定

- ・ オリフィス放流量（3年確率対象）

調整孔からの放流量は、「防災調節池等技術基準(案)解説と実例」(日本河川協会)により、水深(H)の範囲によって次式を使いわける。(「水理公式集」土木学会P.266～P.268参照)

$$H \leq H_L + 1.2D_L$$

$$Q_o = 1.75 \cdot B_L \cdot (H - H_L)^{3/2}$$

$$H \geq H_L + 1.8D_L$$

$$Q_o = C \cdot D_L \cdot B_L \cdot \sqrt{2g \cdot (H - H_L - 0.5D_L)}$$

$$H_L + 1.2D_L < H < H_L + 1.8D_L$$

H = H_L + 1.2D_LでのQ_oとH = H_L + 1.8D_LでのQ_oを用い直線近似とする。

ここでQ_o：放流量(m³/s)

H、H_L、B_L、D_L：下図より

C：流量係数(ベルマウスを用いない場合 = 0.6)

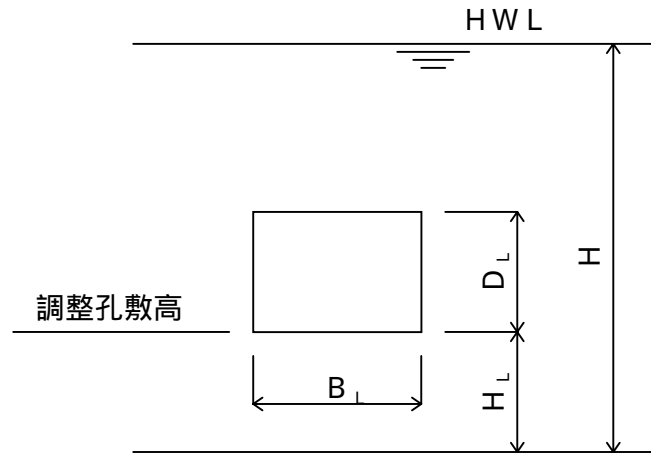


図2.13.9 オリフィス

- ・ 余水吐放流量 (30年確率降雨対象)

自由越流方式の長方形断面とし、洪水吐放流量は次式により求める。

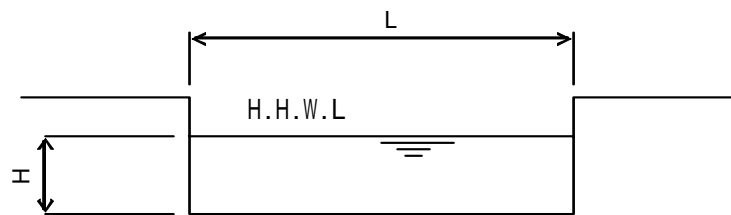


図2.13.10 余水吐

$$Q_1 = C \cdot L \cdot H^{3/2}$$

ここで、 Q_1 : 放流量(m³/s)

C : 流量係数(1.80)

L : 越流幅(m)

H : 越流水深(m)

30年確率降雨の洪水に対しては、オリフィス放流量と余水吐放流量の和が許容放流量以下となるよう設定する。

計算結果

表2.13.16 計算結果一覧表

	3年確率	30年確率
最大流入量	0.574m ³ /s	1.009m ³ /s
最大放流量	0.0341m ³ /s	0.657m ³ /s
許容放流量	0.0344m ³ /s	0.684m ³ /s
洪水調節容量	1,694m ³ (時間1450min)	2,077m ³ (時間1440min)
最高水位	5.453m	5.642
放流形状	利フイ - H100 × B135mm	余水吐越流幅4.4m

8) 放流管の設計

放流管の設計流量は余水吐の設計流量（ $Q = 0.684\text{m}^3/\text{s}$ ）とする。

放流管には、無圧式と圧力式と2種類あるが、ここでは、保守管理上の問題の少ない無圧式管路として設計する。（防災調整池等技術基準(案)第26条）

無圧式管路の通水能力は次式による。

$$Q = 1/n \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

上式を円形断面及び流水断面積を管路断面積の3/4とした場合

$$Q = \frac{0.262}{n} \cdot D^{8/3} \cdot I^{1/2}$$

ここに Q : 流量 (m³/s)

n : マニングの粗度係数 ($n = 0.014$)

D : 管径 (m)

よって求める管径 D は、勾配 $I = 0.5\%$ (0.005) の場合

$$D = \left(Q / \frac{0.262}{n} \cdot I^{1/2} \right)^{3/8}$$

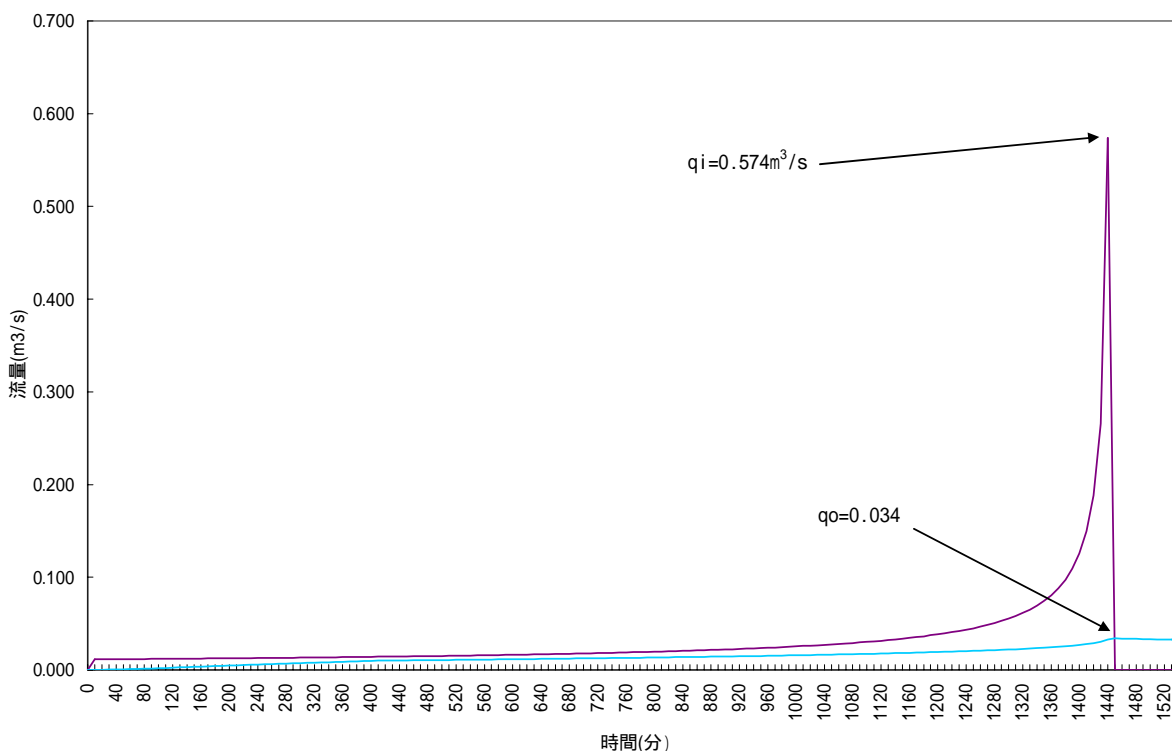
$$= \left(0.684 / \frac{0.262}{0.014} \cdot 0.005^{1/2} \right)^{3/8}$$

= 0.781 < 管径を 800 とする。

3年確率降雨に対する洪水調節計算結果

時間 t (分)	降雨強度		後方山型 降雨強度		後方山型 単位時間 降雨量	流入量	単位時間 調整池 流入量	貯水量	水位	放流量	単位時間 放流量
	N	I (mm/hr)	N×I	I'	r'	qi (m ³ /s)	I (m ³)	v (m ³)	H (m)	qo (m ³ /s)	O (m ³)
1310	131	4.307	564.275	7.205	1.201	0.058	34.057	728.4	4.938	0.022	13.295
1320	132	4.286	565.771	7.604	1.267	0.061	35.876	750.8	4.950	0.023	13.506
1330	133	4.265	567.259	8.062	1.344	0.065	37.953	775.0	4.964	0.023	13.730
1340	134	4.244	568.740	8.594	1.432	0.069	40.350	801.4	4.979	0.023	13.969
1350	135	4.224	570.213	9.219	1.537	0.074	43.152	830.3	4.995	0.024	14.224
1360	136	4.204	571.679	9.968	1.661	0.080	46.480	862.3	5.013	0.024	14.499
1370	137	4.183	573.138	10.883	1.814	0.088	50.509	898.0	5.033	0.025	14.797
1380	138	4.164	574.589	12.031	2.005	0.097	55.508	938.4	5.055	0.025	15.123
1390	139	4.144	576.033	13.523	2.254	0.109	61.904	984.8	5.081	0.026	15.485
1400	140	4.125	577.470	15.555	2.593	0.126	70.441	1039.4	5.111	0.027	15.893
1410	141	4.106	578.900	18.518	3.086	0.150	82.542	1105.5	5.147	0.028	16.364
1420	142	4.087	580.324	23.332	3.889	0.188	101.381	1190.0	5.192	0.029	16.928
1430	143	4.068	581.740	32.923	5.487	0.266	136.278	1308.6	5.255	0.030	17.651
1440	144	4.050	583.150	71.053	11.842	0.574	251.882	1541.7	5.376	0.033	18.809
1450	145	4.031	584.553	0.000	0.000	0.000	172.126	1693.8	5.453	0.034	20.001
1460	146	4.013	585.949	0.000	0.000	0.000	0.000	1673.4	5.443	0.034	20.386
1470	147	3.996	587.340	0.000	0.000	0.000	0.000	1653.2	5.432	0.034	20.267
1480	148	3.978	588.723	0.000	0.000	0.000	0.000	1633.0	5.422	0.033	20.153
1490	149	3.960	590.101	0.000	0.000	0.000	0.000	1613.0	5.412	0.033	20.037
1500	150	3.943	591.472	0.000	0.000	0.000	0.000	1593.0	5.402	0.033	19.919
1510	151	3.926	592.837	0.000	0.000	0.000	0.000	1573.2	5.392	0.033	19.801
1520	152	3.909	594.195	0.000	0.000	0.000	0.000	1553.6	5.382	0.033	19.683
1530	153	3.892	595.548	0.000	0.000	0.000	0.000	1534.0	5.372	0.033	19.565
1540	154	3.876	596.895	0.000	0.000	0.000	0.000	1514.6	5.362	0.032	19.446

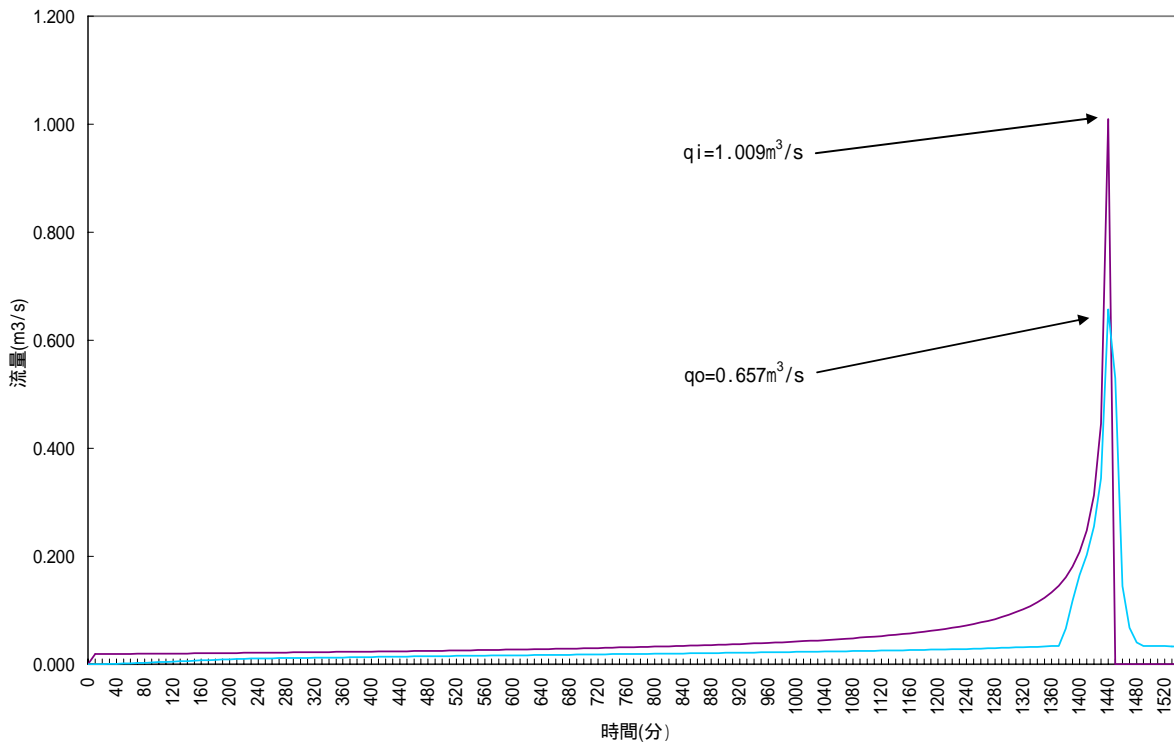
流入・流出ハイドログラフ



30年確率降雨に対する洪水調節計算結果

時間 t (分)	降雨強度		後方山型 降雨強度		後方山型 単位時間 降雨量	流入量	単位時間 調整池 流入量	貯水量	水位	放流量	単位時間 放流量
	N	I (mm/hr)	N×I	I'	r'	qi (m ³ /s)	I (m ³)	v (m ³)	H (m)	qo (m ³ /s)	O (m ³)
1310	131	7.206	943.959	11.926	1.988	0.096	56.373	1390.7	5.298	0.031	18.482
1320	132	7.170	946.449	12.585	2.098	0.102	59.377	1431.4	5.319	0.031	18.737
1330	133	7.135	948.926	13.341	2.224	0.108	62.807	1475.2	5.342	0.032	19.005
1340	134	7.100	951.391	14.219	2.370	0.115	66.765	1522.7	5.366	0.032	19.290
1350	135	7.066	953.843	15.253	2.542	0.123	71.395	1574.5	5.393	0.033	19.593
1360	136	7.031	956.283	16.490	2.748	0.133	76.897	1631.4	5.422	0.033	19.918
1370	137	6.998	958.711	18.004	3.001	0.145	83.564	1694.7	5.453	0.034	20.269
1380	138	6.965	961.126	19.907	3.318	0.161	91.841	1756.6	5.484	0.066	30.005
1390	139	6.932	963.530	22.384	3.731	0.181	102.450	1804.1	5.508	0.117	54.924
1400	140	6.899	965.922	25.766	4.294	0.208	116.642	1835.9	5.524	0.166	84.823
1410	141	6.867	968.303	30.717	5.119	0.248	136.829	1862.3	5.537	0.203	110.487
1420	142	6.836	970.672	38.819	6.470	0.313	168.451	1893.3	5.552	0.255	137.435
1430	143	6.804	973.030	55.207	9.201	0.446	227.779	1941.1	5.576	0.345	179.977
1440	144	6.773	975.377	124.972	20.829	1.009	436.484	2077.1	5.642	0.657	300.476
1450	145	6.743	977.712	0.000	0.000	0.000	302.744	2023.8	5.616	0.530	356.046
1460	146	6.713	980.037	0.000	0.000	0.000	0.000	1821.4	5.517	0.145	202.344
1470	147	6.683	982.351	0.000	0.000	0.000	0.000	1757.7	5.485	0.068	63.718
1480	148	6.653	984.655	0.000	0.000	0.000	0.000	1725.2	5.469	0.041	32.496
1490	149	6.624	986.948	0.000	0.000	0.000	0.000	1702.8	5.458	0.034	22.444
1500	150	6.595	989.230	0.000	0.000	0.000	0.000	1682.4	5.447	0.034	20.434
1510	151	6.566	991.503	0.000	0.000	0.000	0.000	1662.0	5.437	0.034	20.328
1520	152	6.538	993.765	0.000	0.000	0.000	0.000	1641.8	5.427	0.034	20.211
1530	153	6.510	996.017	0.000	0.000	0.000	0.000	1621.7	5.417	0.033	20.088
1540	154	6.482	998.259	0.000	0.000	0.000	0.000	1601.8	5.406	0.033	19.971

流入・流出ハイドログラフ



2.14 防火設備

最終処分場で発生する可能性のある火災を防止するため、本処分場計画においては以下の施設を設ける。

(1) 消火器

2.15 管理施設

本処分場における管理施設には、管理棟、トラックスケール、洗車場がある。それぞれを以下の通り計画する。

(1) 管理棟

既存の管理棟を継続して利用する計画である。

(2) トラックスケール

管理棟に隣接してトラックスケールを設置し、搬入廃棄物量の計量を行う。トラックスケールは、10 t ダンプトラックに対応可能な、25 t 秤量の設備を導入する。

(3) 洗車場

廃棄物搬入車両や埋立作業を行う車両による廃棄物の飛散を防ぐため、埋立地の搬入道路に沿って洗車場を設けるものとする。

洗車場はプール式とし、排水は浸出水調整池に排水するものとする。

第3章 埋立計画

日常の埋立作業は、所要の埋立容量を確保し、埋立計画期間の安全かつ衛生的な埋立処分が可能となるよう、計画的に行っていく必要がある。以下には、本処分場の埋立工法、埋立作業などの埋立計画を示す。

(1) 埋立工法

本計画での埋立構造は、浸出水や埋立ガスの性状の良質化の観点から、浸出水集排水管(通気管)が大気開放されている準好気性埋立構造とする。

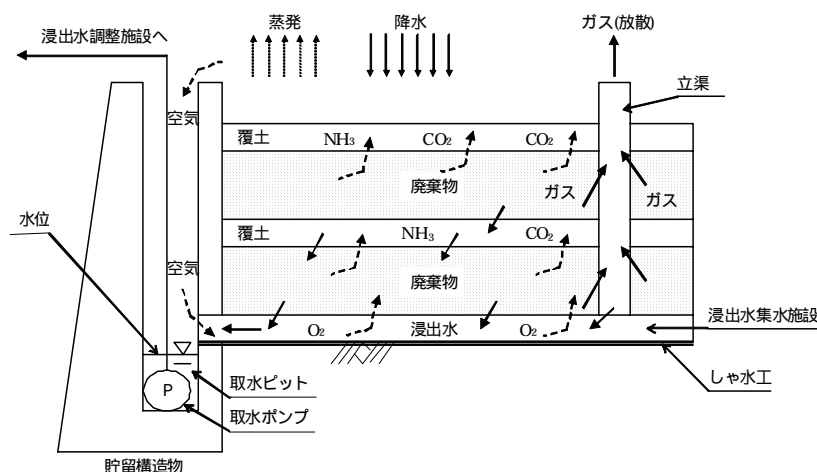


図3.1 準好気性埋立構造

また、本処分場では、図3.2に示すセル方式(廃棄物をブルドーザ等で敷き均し、その上に廃棄物を包み込むように覆土する方法)によって廃棄物を埋立て計画とする。セル方式は、1日分の廃棄物をセル状に覆土で覆いながら埋立てしていくもので、セルごとに独立した埋立層ができる。このため、廃棄物の飛散や悪臭発生の防止に効果がある。

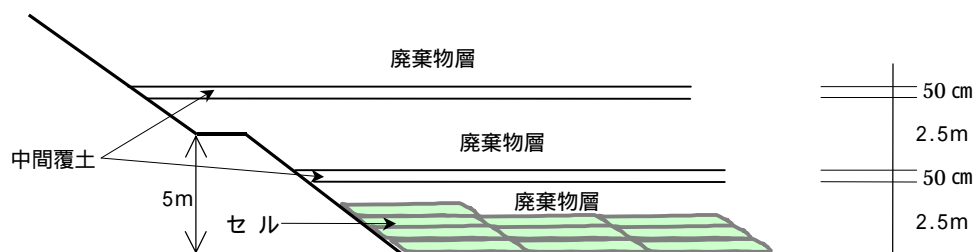


図3.2 埋立方式模式図

(2) 埋立順序

本計画では、下流側の埋立区画から埋立てを行う計画である。下流側から埋立てを行うことにより、未埋立区画である上流区画の雨水排除を確実に行うことができる。

また、下流区画の埋立てにおいて区画堤より上方に埋立てを行う際には、上流区画側に浸出水が流出しないよう、区画堤に沿って土堰堤を築造することとする。浸出水の流出防止のために、土堰堤内側には、しゃ水シートを敷設することとする。

(3) 埋立作業

埋立作業は、埋立跡地の造成作業とも位置づけられることから、可能な限り水平層を形成しながら埋立てを行い、敷き均し・転圧効果を高める。間隙の多い廃棄物に対しては、覆土を混合し、不等沈下のない良好な地盤を形成する。敷き均し・転圧の際に以下の点に留意する。

- ・敷き均し・転圧の際には、撒き出した廃棄物の状態を目視し、しゃ水工に悪影響のある廃棄物は取り除く。
- ・廃棄物の敷き均しは、転圧作業が行いやすいよう、できるだけ均一で水平に敷き均す。斜面部での敷き均し・転圧は、勾配 1:3(約 20 度)程度を目安とする。
- ・廃棄物層は、層厚 2.5m 程度を基本として水平に仕上げ、長期間に埋立場所とならない場合は、車両の走行性確保、雨水浸透の防止、ガスや廃棄物の無秩序な飛散防止のため、必要に応じて 50 cm 程度の間覆土を行なう。

(4) 覆土

覆土は、廃棄物の飛散や流出防止、悪臭の発生防止などの目的から実施する。覆土には、その目的から即日覆土、中間覆土、最終覆土がある。

- ・即日覆土：一日の埋立作業が終了したときに実施する。(厚さ 15 ~ 20cm)
- ・中間覆土：運搬車両の走路確保や長期間放置される埋立部分の雨水排除を目的として実施する。(厚さ 50cm)
- ・最終覆土：廃棄物の埋立が終わった時点で、浸出水量の削減、跡地利用、景観の向上等を目的として最上層に実施する。(厚さ 低木植樹 50cm)

第4章 跡地利用計画

跡地利用は、増設最終処分場の埋立が完了した後、既設最終処分場と一体の施設として、地元が要望する施設を整備することとなる。ここでは、現時点の跡地利用として想定される公園計画を一例として示す。

(1) 現況把握

1) 計画地の位置

- ・ 燕市の北東部に位置している。
- ・ 燕市役所(吉田地内)や同燕庁舎から約9 kmに位置している。
- ・ 北陸自動車が計画地東側2 kmを南北に通っているが、最寄りのインターである三条燕インターと巻・渦東インターまではいずれも約11 km離れている。

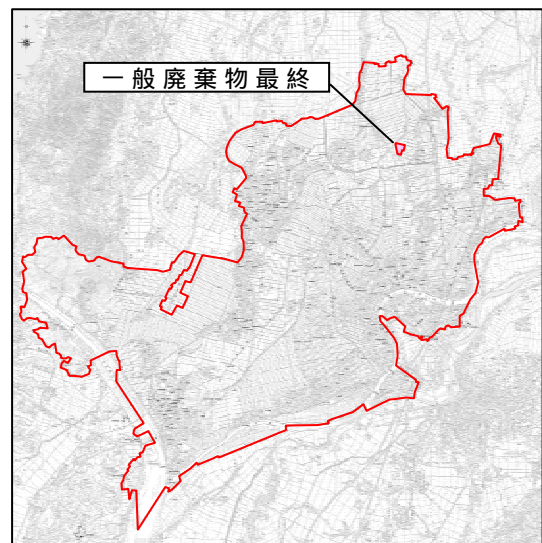


図 4.1.1 計画地位置図



図 4.1.2 計画地圏域図

2) 計画地周辺の状況

- ・ 計画地の周囲は水田を主とした農地が広がっている。
- ・ 2 km圏内には、館野、佐渡山、小島、長渡などの集落が点在している。
- ・ この内、館野地区には松長小学校が立地している。
- ・ 計画地の北西側には大通川が接している。

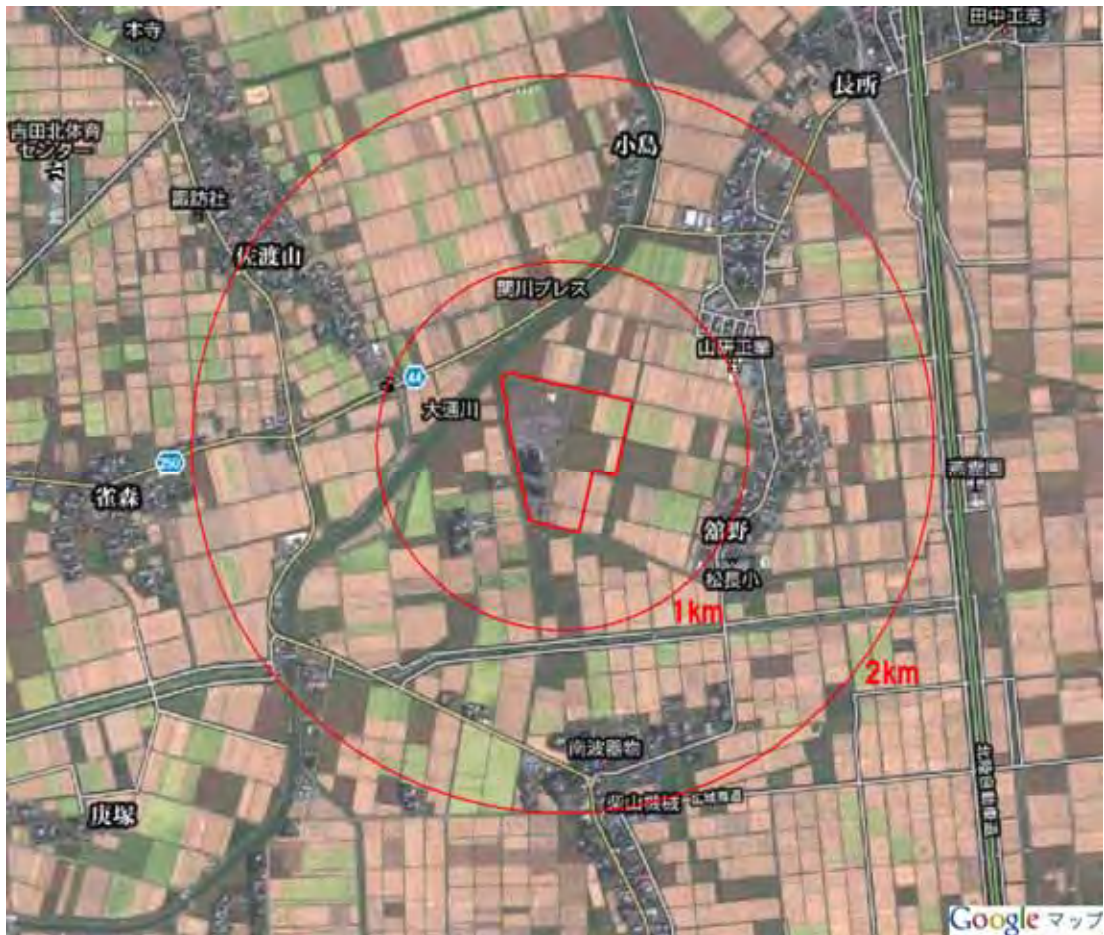


図 4.1.3 計画地周辺の土地利用状況

3) 計画地の状況

計画地は、一般廃棄物最終処分場の跡地であり、区域面積は9.54ha(内、増設区域4.86ha)である。現在、計画地の西側が最終処分場として埋め立てが進められている。



図 4.1.4 計画地の状況

(2) 敷地分析

一般廃棄物最終処分場跡地の最終形状は、ほぼフラットな造成面となる。ただし、既設区域と増設区域の間には約 2 m の高低差が生じる予定となっている。また、開発造成に伴い必要となる雨水調整池が 2 箇所ある。

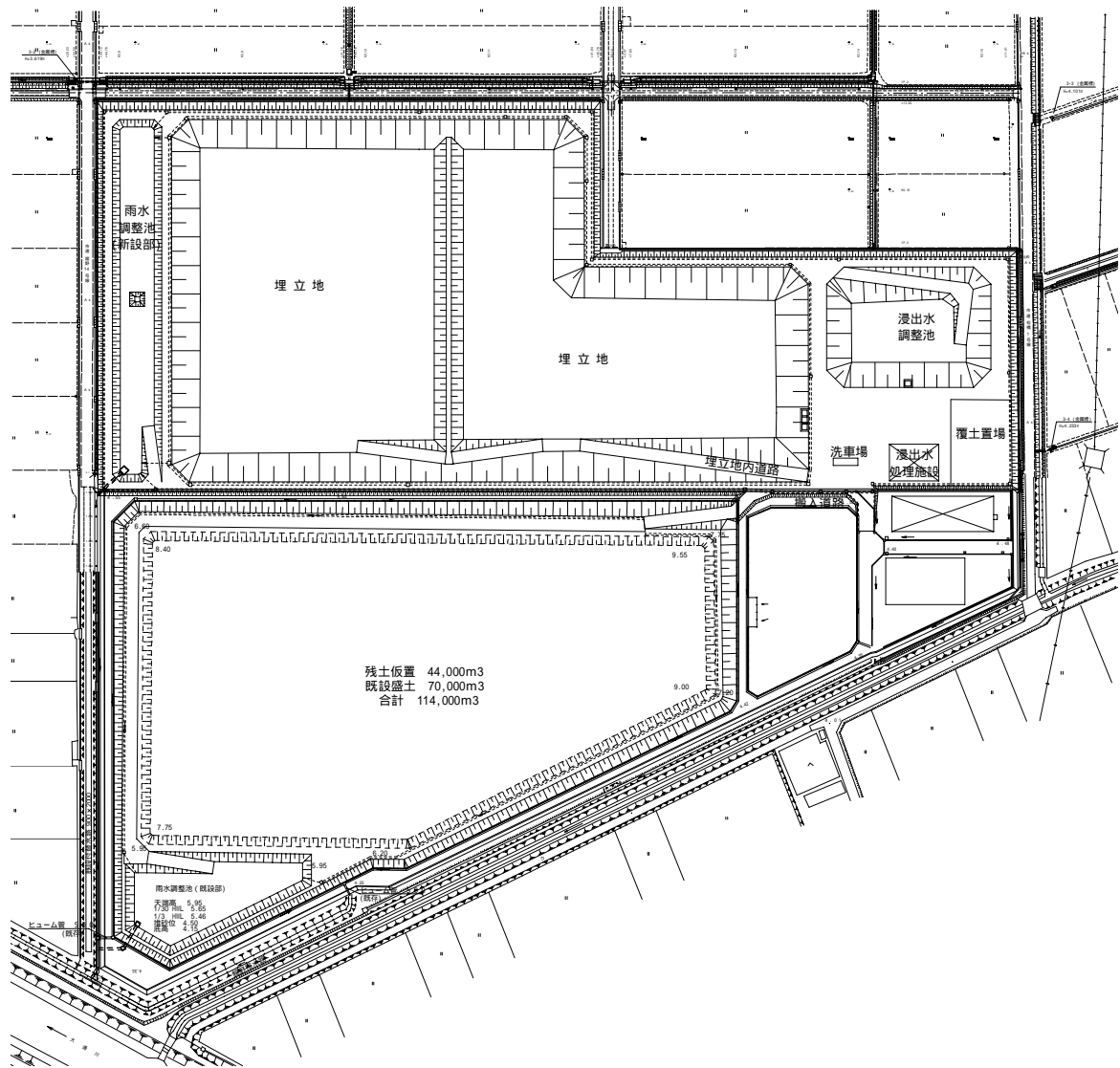


図 4.1.5 最終処分場造成計画図

(3) 計画内容の検討及び設定

1) 規模及び内容

跡地の有効利用として、地域住民の憩い場、各種レクリエーションの場としてなど地域環境に配慮した施設を整備し、最終処分場としてのイメージを一新する。

ここで、計画地は総合公園クラスの敷地面積（9.54ha）を有している。一般に、都市公園の種類別の規模・内容は以下の表のとおりであり、これを参考に施設内容を検討する。また、利用圏域については、近隣地域にとどまらず広域を想定することが望まれる。

表 4.1.1 都市公園の種類、内容、規模、誘致距離、原単位

公園種別	主な内容	標準面積	標準誘致距離	標準対象人口	原単位
街区公園	もっぱら児童の利用に供する公園。	0.25 ha	250 m	2,500 人	1 m ² /人
近隣公園	主として近隣に居住する者の利用に供することを目的とする公園。	2.0 ha	500 m	10,000 人	2 m ² /人
地区公園	主として徒歩圏域内に居住する者の利用に供することを目的とする公園。	4.0 ha	1,000 m	40,000 人	1 m ² /人
総合公園	主として一の市町村の区域内に居住する者の休憩、観賞、散歩、遊戯、運動等総合的な利用に供することを目的とする公園。	10~50 ha	-	-	1 m ² /人
運動公園	主として運動の用に供することを目的とする公園。	15~75 ha	-	-	1.5 m ² /人
特殊公園	種として風致の享受の用に供することを目的とする公園 動物公園、植物公園、歴史公園、その他特殊な利用を目的とする公園	-	-	-	-
広域公園	一の市町村の区域を越える広域の利用に供することを目的とする公園で、 休息、観賞、散歩、遊戯、運動等総合的な利用に供されるもの。	50 ha以上	-	-	2 m ² /人

出典：「都市計画マニュアル」公園緑地編：(社)日本都市計画学会

2) 計画内容の設定（導入機能の設定）

広域的な公園として求められる機能の他、この地域固有の田園風景の中に位置していることから、景観や環境面に配慮した機能が求められる。

また、度重なる震災の教訓を生かした防災機能の整備も重要な要素となる。

環境保全

休養・観賞・散歩

遊び

運動

都市におけるシンボル（文化・緑・景観）

防災

(4) 基本計画

導入機能の設定を踏まえ、跡地利用の計画として次の2案を提示する。

第1案 広場を中心とした案

第2案 植栽を中心とした案

1) 第1案 広場を中心とした案

[基本方針] 地域住民のレクリエーション活動や防災広場として活用する

[施設計画方針]

- ・車両によるメインの入口は市の中心部方向からのアプローチに配慮し、敷地の南側と東側に設ける。なお、歩行者用入口は計画地周囲の道路に接する箇所に適宜配置する。
- ・エントランス広場には休憩所や公衆トイレ、及び管理棟を配置する。また、管理棟には防災備蓄倉庫の併設も検討する。
- ・地域住民のレクリエーション活動や防災拠点として機能する広場を設ける。
- ・子どもたちの利用促進を考慮し遊具を配置する。また、積雪時にもソリ遊びが楽しめる緩やかな斜面スロープを設けるなど、四季の利用に配慮する。
- ・敷地外周は、田園風景との調和に配慮した植栽を施す。
- ・雨水調整池は安全管理上に配慮し、一般者の立ち入りは禁止する。



図 4.1.6 広場を中心とした計画図

