

豊島廃棄物等対策調査

「暫定的な環境保全措置に関する事項」報告書

平成10年8月

香川県豊島廃棄物等処理技術検討委員会

はじめに

香川県豊島廃棄物等処理技術検討委員会（以下、技術検討委員会という）は、平成9年7月18日に成立した「中間合意」に基づき、香川県豊島廃棄物等処理技術検討委員会設置要綱に従って設置されたものである。本技術検討委員会は、豊島に不法に投棄された産業廃棄物やそれによって汚染された土壌等（以下、豊島廃棄物等と呼ぶ）の処理ならびに処理対策実施期間中における周囲への汚染の拡大の防止を目指し、そのために必要となる現地の情報ならびに関連技術に関する調査や対策の内容等に関し、検討の進め方や得られた結果について評価・決定することを主な活動としている。具体的には、選定された調査機関が実施する調査事業全般について専門的立場から適切な指導を行うとともに、その内容や方法を決定し、また結果について技術的観点から公正に評価することにある。

豊島廃棄物等に対する対策の内容は、以下のように大きく2つに分けられる。

- 1) 廃棄物等の実際の処理に関する事項
- 2) 処理対策実施期間中の環境保全対策に関する事項

前者については現在、鋭意検討を進めており、近々「豊島廃棄物等対策調査：中間処理施設の整備に関する事項 報告書」としてとりまとめる予定である。

本報告書は後者に関するものであり、計11回の技術検討委員会の審議を経て「暫定的な環境保全措置に関する事項」として、その成果をとりまとめた。

平成6年から7年にかけて公害等調整委員会が豊島廃棄物等の状況やその処分地（以下、「中間合意」にならって本件処分地という）の周辺環境への影響等を把握することを目的に実施した調査「豊島産業廃棄物水質汚濁被害等調停申請事件に係る調査」（以下、公調委調査という）ならびに今回の調査の結果によれば、現在の状態では海域への有害物質の漏出が想定され、またその防止にある程度の効果をもつ海岸土堰堤の崩落も進行している。

豊島廃棄物等の処理には、おおむね10年程度を要するものと推定される。また、処理施設の建設に要する期間もあり、処理対策の完遂までには相当な時間を必要とすると考えておかねばならない。したがって、この間における陸上での汚染の拡大防止と海域への有害物質の漏出の防止は、緊急を要する重要な課題と強く認識される。これらの点が本書の主題である。

ここでの対応を“暫定的措置”と称するのは、豊島廃棄物等を掘削し、それを処理するという恒久的な対策の対を意識したものであり、決して短期間の応急的な処置を意味するものでないことをことわっておく。

本報告書は7章と添付資料より成る。第1章では本技術検討委員会の活動の背景と目的ならびに運営の方法を述べ、また第2章は今般の調査に当たっての主眼点を記述することに当てた。第3章では、公調委調査の結果に加え、今回実施した調査をもとに現状における海域への地下水の流出ならびにそれにともなつての有害物質の漏出に関する解析結果を述べた。また、海岸土堰堤の変状に関する監視データを示すとともに、その安定性に関する検討結果を提示した。第4章では、本件処分地の現況を整理するとともに暫定的な環境

保全措置に対する基本的考え方を示した。第5章では、この基本的考え方に沿い、例えばその中で提案する西海岸等の廃棄物の掘削・移動に関する方策や、遮水、揚水ならびに排水等の関連技術の調査結果と措置実施後の解析等をもとに本件処分地で適切と考えられる技術・工法を提示した。また加えて、海岸土堰堤の保全方法にも言及した。第6章では、廃棄物の移動や遮水・揚水・排水等の個々の対応とそれを総括した全体の計画を示すとともに、加えて施工の概要やその実施期間中における環境配慮と保全の方法について述べた。第7章では、上述した計画の評価と今後の課題を示した。また、資料として技術検討委員会の設置要綱や活動の内容、今般実施した調査に関する詳細な報告書や計算書、データ集さらには基本設計に関する図面集を添付した。

本技術検討委員会では、前述したように豊島廃棄物等に関する対策の検討を二分して進めてきたが、両者は一連の工程のなかで実施されるものと考えており、関連が深い。したがって、暫定的な環境保全措置の検討に当たっても中間処理施設の整備に関する事項との整合性に十分考慮を払うとともに重複を避けるように配慮した。特に重複の回避の点からは、暫定的な環境保全措置を実施するに当たっても当然必要となる機材等の搬入ルートを検討を中間処理施設の整備に関する事項のなかで進めている。この部分については、別途、中間処理施設の整備に関する事項の報告書を参照願いたい。

香川県豊島廃棄物等処理技術検討委員会の構成

委員長	永田 勝也	早稲田大学理工学部 教授
副委員長	武田 信生	京都大学大学院工学研究科 教授
委員	岡市 友利	香川大学 前学長
委員	坂本 宏	工業技術院資源環境技術総合研究所 首席研究官
委員	高月 紘	京都大学環境保全センター 教授
委員	田中 勝	国立公衆衛生院 廃棄物工学部長
委員	中杉 修身	国立環境研究所 化学環境部長
委員	本多 淳裕	大阪市立大学 元教授
委員	横瀬 廣司	香川大学工学部 教授

目 次

	頁
はじめに	
第1章 問題の背景ならびに技術検討委員会の目的と運営の方法、検討の経緯	1-1
1. 問題の背景と技術検討委員会の目的	1-1
2. 技術検討委員会の運営の方法と検討の経緯	1-5
第2章 検討に当たっての主眼点と主な検討事項	2-1
1. 検討に当たっての主眼点	2-1
2. 主な検討事項と手順	2-4
第3章 対策検討のための基礎的な調査	3-1
1. 基礎調査の目的	3-1
2. 西海岸近傍の水理地質特性	3-2
2-1. 地質調査の方法及び内容	3-2
2-2. 西海岸近傍の地質特性	3-5
2-3. 西海岸近傍の水理特性	3-6
3. 北海岸側ならびに西海岸側での地下水流出の現況予測	3-7
3-1. 解析の方法及び内容	3-7
3-2. 北海岸側の解析結果	3-15
3-3. 西海岸側の解析結果	3-18
4. 現況における北海岸ならびに西海岸での移流拡散の解析	3-20
4-1. 解析の方法と内容	3-20
4-2. 北海岸側での解析結果	3-20
4-3. 西海岸側における解析結果	3-22
5. 海岸土堰堤の安定性に関する検討	3-23
5-1. 調査の方法及び内容	3-23
5-2. 北海岸土堰堤の地質特性	3-25
5-3. 北海岸側土堰堤の水理特性	3-27
5-4. 土堰堤のすべり破壊に対する安定性	3-28
5-5. 土堰堤の浸透破壊に対する安定性	3-32
5-6. 液状化に対する検討	3-36
5-7. 北海岸土堰堤の安定性に関する総合的評価	3-39
6. 北海岸土堰堤の変状の監視	3-43
6-1. 監視の方法及び内容	3-43
6-2. 地表面伸縮計による測定の結果	3-46
6-3. 簡易計による測定の結果	3-46
6-4. 目視による観察の結果	3-47

6-5. 北海岸土堰堤の今後の監視について	3-47
第4章 本件処分地の現況の整理と対策に当たっての基本的考え方	4-1
1. 暫定的な環境保全措置に関連する本件処分地の現況の整理	4-1
1-1. 廃棄物等の分布状況とその特徴	4-1
1-2. 廃棄物等の処理後の本件処分地の形状・景観	4-2
1-3. 本件処分地に関する水理地質特性の整理	4-7
2. 対策に当たっての基本的考え方と対策の概要	4-24
2-1. 対策に当たっての基本的な考え方	4-24
2-2. 中間処理施設との関連	4-26
第5章 関連技術の調査と適切な対策・技術の選定に関する検討	5-1
1. 西海岸側等における廃棄物等の掘削・移動	5-1
1-1. 掘削・移動区域の設定	5-1
1-2. 掘削・移動後の西海岸の形態	5-3
1-3. 南斜面部と南飛び地部での掘削・移動	5-3
1-4. 本件処分地主要部における仮置きの状態	5-3
1-5. 掘削・移動計画に当たっての留意すべき点	5-3
2. 本件処分地外からの雨水排除の方法と波浪による浸入海水の排除の方法	5-8
2-1. 本件処分地外からの雨水排除計画	5-8
2-2. 波浪による浸入海水の排除計画	5-8
3. 本件処分地内の雨水排除の方法	5-9
3-1. 表面遮水	5-9
3-2. 本件処分地内の雨水排除	5-12
4. 鉛直遮水の方法	5-14
4-1. 遮水工の対策範囲の設定	5-14
4-2. 打設位置の設定	5-14
4-3. 鉛直遮水壁工法の分類と特徴	5-17
4-4. 適用可能な工法の選定	5-20
4-5. 鉛直遮水壁工法の比較	5-21
4-6. 鉛直遮水壁工の実施に当たっての留意点	5-23
5. 揚水の方法	5-24
5-1. 揚水施設内の設定水位の検討	5-24
5-2. 鉛直遮水壁の遮水機能向上への揚水工の寄与	5-25
5-3. 適用可能な揚水方式の選定	5-31
5-4. 揚水工に当たっての留意すべき点	5-32
6. 排水処理の方法	5-36
6-1. 適用可能な排水処理の選定	5-36
6-2. 蒸発散処理の可能性の検討	5-36

6-3.蒸発散処理方式の検討	5-38
6-4.排水工に当たっての留意点	5-40
6-5.中間処理施設での利用時の排水量の算定	5-40
7. 海岸土堰堤の保全方法	5-41
7-1.土堰堤の保全方法の検討	5-41
7-2.根固め工の規模に関する設定	5-41
7-3.根固め工の構造形式	5-41
8. 措置後の浸透流解析と移流拡散解析	5-44
8-1.解析の方法及び内容	5-44
8-2.浸透流予測	5-45
第6章 暫定的な環境保全措置に関する計画	6-1
1. 全体計画の概要	6-1
2. 西海岸側等における廃棄物等の掘削・移動計画	6-4
2-1.西海岸側における廃棄物等の掘削・移動計画	6-4
2-2.南斜面部ならびに南飛び地部における廃棄物の掘削・移動計画	6-5
3. 本件処分地外周からの雨水等の排除工計画	6-8
3-1.本件処分地外からの雨水排除工計画	6-8
3-2.波浪による浸入海水の排除工計画	6-8
4. 本件処分地内の雨水排除工・表面遮水工計画	6-10
4-1.表面遮水工計画	6-10
4-2.本件処分地内の雨水排除工計画	6-10
5. 鉛直遮水壁工計画	6-13
6. 揚水施設計画	6-17
7. 排水処理計画	6-19
8. 北海岸土堰堤の保全計画	6-21
9. 施工計画の概要	6-23
9-1.概算数量	6-23
9-2.施工手順	6-25
9-3.施工工程	6-26
10. 施工中ならびに施工後の環境配慮と保全方法	6-35
10-1.環境配慮とその保全への対応	6-35
10-2.工事中的大気及び騒音予測	6-38
第7章 計画の評価と今後の課題	7-1
1. 計画の評価	7-1
2. 今後の課題	7-3

おわりに

記号等の説明

【地質記号】：本報告書では、各地質について以下の記号を用いている。

地層	地質	記号
廃棄物層	シュレッダ・ダスト	d
	鋳 滓	s
	燃え殻	a
盛土層	粘性土	Bc
	砂質土	Bs
	礫質土	Bg
埋立土層	粘性土	Fc
	砂質土	Fs
沖積層	粘性土	Ac
	砂質土	As
花崗岩層	強風化部	Gr
	風化部	Gr
	新鮮部	Gr

【粒度の表示】：粒度特性については、粒径 2mm 以上を礫分、 $74 \mu\text{m} \sim 2\text{mm}$ を砂分、 $5 \sim 74 \mu\text{m}$ をシルト分、 $5 \mu\text{m}$ 以下を粘土分として区分している。

【分類記号】：分類記号（[S-F]）は日本統一分類による土質名称を示す。

【kh】：kh：設計水平震度

【細粒分含有率】細粒分含有率はシルト分と粘土分の含有割合を示すもの。

【D₅₀】：土の粒度組成のうち、50%の粒径(mm)を示すもの。

【D₁₀】：土の粒度組成のうち、10%の粒径(mm)を示すもの。

【C】：土の粘着力

【φ】：土の内部摩擦角（°）

【三軸CD試験】：圧密排水条件下による三軸圧縮試験。

【qu】：一軸圧縮強さ。

【N】：標準貫入試験によるN値。

【GL(m)】：現地盤面を基準とした高さ。

【TP(m)】：標高表示。東京湾平均海水面が TP0.0m。

【HWL】：最高水位。

【LWL】：最低水位。

【開渠断面U 550×550】：高さ 550mm、幅 550mm のU型開渠。

【開渠断面U 350×350】：高さ 350mm、幅 350mm のU型開渠。

【重量濃度(g/g)】：水 1g に対するベンゼンの重量。

【飽和・不飽和】：土は土粒子と間隙からなり、一般に間隙は空気や水蒸気のような気体と水で満たされている。土中の間隙が水で完全に満たされた状態を飽和という。一方、不飽和とは、土中の間隙が水で完全には満たされず、一部に気体が存在する状態をいう。一般に地下水面以上にある土は、毛管水によって飽和されている場合を除くと、重力による排水や乾燥のために不飽和の状態にある。

第1章 問題の背景ならびに技術検討委員会の目的 と運営の方法、検討の経緯

ここでは、公調委調査（正式名称は後述）を暫定的な環境保全措置の検討の視点から整理し、その概要を述べるとともに本技術検討委員会の目的を明らかにした。また、技術検討委員会の運営の方法や検討の経緯等についても整理した。

1. 問題の背景と技術検討委員会の目的

香川県豊島廃棄物等処理技術検討委員会（以下、技術検討委員会という）における主要な検討課題は大きく二つに分けられる。すなわち、第一には豊島に不法に投棄された産業廃棄物やそれによって汚染された土壌、覆土等（以下、豊島廃棄物等と呼ぶ）の処理に関連する事項であり、第二は、そうした対策を実施している期間における周辺、なかでも海域への本件処分地（「中間合意」（添付資料1）にならってこのように呼称する）からの汚染された浸出水や地下水の流出防止に関する事項である。前者については、豊島廃棄物等の掘削・運搬、廃棄物や排水の高度処理、再資源化・有効利用等に関し別途検討を行っており、近々報告書を取りまとめる予定になっている。ここでの検討対象は後者に関するものである。「中間合意」に沿って豊島廃棄物等を処理するには中間処理施設の建設、その後の処理を含め、かなりの期間を要するものと想定される。現状では、中間処理施設の建設に約2年、その後の実際の処理に約10年を必要とするものと考えられる。この間の周辺海域への汚染の拡大防止は緊急を要する課題であり、ここでは「暫定的な環境保全措置に関する事項」として検討を進めてきた。

不法に投棄された産業廃棄物の性状や本件処分地の状況ならびに周辺環境への影響等の把握、さらにはその対策に関する検討のため、平成6年から7年にかけて総理府公害等調整委員会（以下、公調委と呼ぶ）において「豊島産業廃棄物水質汚濁被害等調停申請事件に係る調査」（以下、公調委調査と呼ぶ。結果の概要を添付資料2として示す）が実施された。そのなかでは以下のような実態調査が行われた。

- ①基礎調査；地形・地質、地歴
- ②廃棄物調査；埋立状況（種類、量等）、性状（物理的特性、化学的特性等）
- ③地下水調査；水理地質状況（地質構成、地下水分布等）、地下水の水質と挙動
- ④周辺環境調査；地表水、漏水個所の土壌、海域の環境化学分析

公調委調査によって判明した本件処分地の状況は、大きく以下のように要約される。

- ①処分対象となる廃棄物の総量（一部廃棄物中に存在する土壌を含む）は、約46万 m^3 （湿重量で約50万t）と推計される。
- ②これら廃棄物の主体は北海岸から南の丘陵部にかけて存在するが（図1-2の（A））、一部丘陵部の尾根を越えて分布するもの（同（B））や飛び地に点在するもの（同

(C)) もある。

- ⑦廃棄物には重金属や有機塩素系化合物、ダイオキシン類等の各種の有害物質が相当量含有されており、最深部は地表より約18m（海拔ではTP=2m）まで達している。また、これら有害物質によって廃棄物層下面より約1mの直下土壌も汚染されている。
- ④本件処分地の浸出水ならびに地下水はその水位分布（例として図1-3に廃棄物層層における地下水位分布を示す）から判断すると、南および東側の花崗岩山体から北海岸への流れが主流となっている。また有害物質による汚染は本件処分地内の地下水にも及んでいる。
- ⑤周辺環境への影響については、海域の水質及び底質についてみると、現状では特に棄物等に起因すると考えられる汚染は明確に確認されない。しかし、生物については他の事例より高濃度と考えられる項目が一部にある。
- ⑥上記の点と本件処分地内の地下水及び有害物質の挙動と併せ勘案すると、現状においても処分地内の有害物質が北海岸から海域に漏出しているものと考えられる。
- ⑦浸出水ならびに地下水の水位分布からは、ごく少量ではあるが西海岸へのそれらの流出も想定される。

豊島廃棄物等に含有されるの有害物質は、図1-1に示す供給源と経路を経て周辺環境へ侵入していくものと考えられる。すなわち供給源としては、廃棄物層に降った雨により廃棄

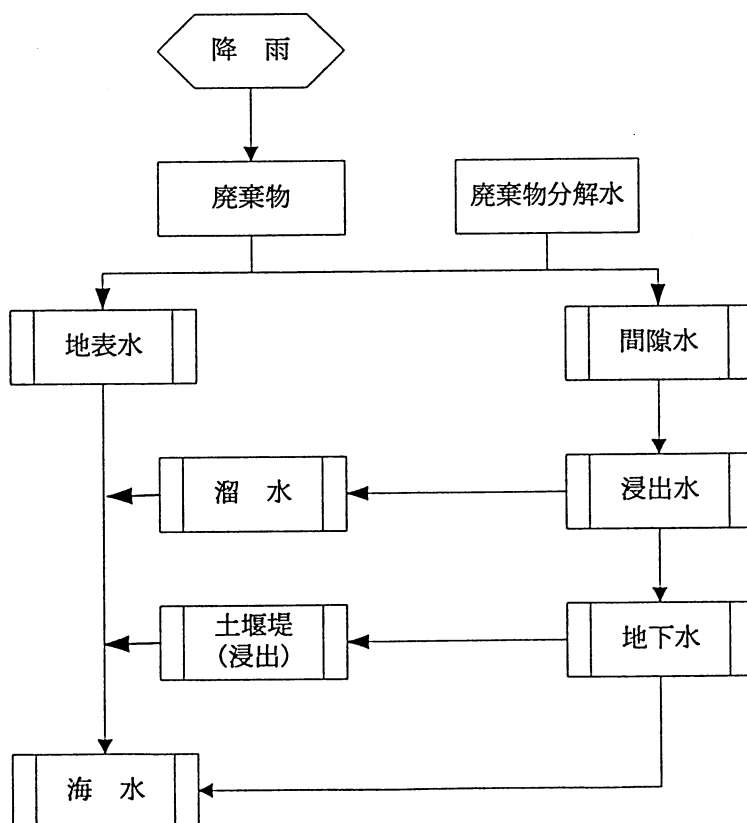


図1-1 有害物質を含む水の移動経路

物等から有害物質が間隙水に溶出するものと廃棄物そのものの分解によって水中に有害物質が溶け出すものがある。これらは地表水や溜水を経由し、地表から海域へ流出する可能性と地下水として海域に侵入する場合が想定される。降雨によって溜水が地表流水とともに土堰堤を越えて流出したり、また浸出水が土堰堤から浸み出すことも起こり得る。また、間隙水が浸透して地下水を汚染し、その流れとともにあるいはその中を拡散して海域に浸入するおそれがある。

公調委調査によると、本件処分地において汚染程度の高い有害物質は鉛である。鉛はすべての廃棄物サンプルから検出されており、その溶出試験の大半が「金属等を含む産業廃棄物に係る判定基準を定める総理府令」（昭和48年2月総理府令第5号）の特別管理産業廃棄物の埋立処分に係る判定基準のうち汚泥について適用される値を超えている。また廃棄物層からの浸出水試料では、そのすべてで鉛の排水基準を上回っている。廃棄物に近接する溜水についても、さらにまた廃棄物層下に分布する沖積層や花崗岩層の地下水についても鉛が検出されている。地表水や地下水中の鉛の濃度はほぼ同じレベルであり、浸出水に比べると1/10～1/100程度であるが、大半が水質環境基準を超えている。また、廃棄物からの溶出値や浸出水の濃度がサンプリング地点によって異なっていたのに対し、花崗岩層の地下水の濃度は地点による差が小さい。このような傾向はダイオキシン類で顕著に見られている。

浸出水や地下水の水位分布のデータからは上部から下部への水流があると想定され、廃棄物中の有害物質を溶解あるいは懸濁した水が下部に浸透し、地下水汚染を引き起こしているものと考えられる。また処分地内の地下水には、東部において南東から北西に向かう流れが存在し、一方西部においては旧尾根を境に西から東への大きな流れと西海岸へ向かう流れがある。東部と西部の主流は合体して、全体として北海岸に向かう流れを形成している。このような地下水の流れにのって有害物質が本件処分地の地下水に広く拡散していると考えられる。ただし、上記のような流況から現状では島内の他地域への地下水を通じた汚染の拡大はないものと想定されている。

本件処分地内の地下水の水位は潮位に対応した変動を示しており、潮汐の影響を受けているものと考えられる。こうした地下水位の変動は圧力の伝播によるものが主で、必ずしも直接的な大量の水の交換を意味するものではないが、地下水の直接的な流出等に加え、海水との交換や拡散等によって有害物質が海域に漏出することを示す証左ともなる。また、土堰堤の基底に存在し、透水性の良好な黒色礫層は油臭を呈し、かつそこを通過する地下水も汚染されていることから有害物質の海域への進入経路の1つとなっている可能性が高い。

また有害物質の海域への漏出の防止に当たっては、北海岸土堰堤の保全も併せて考慮しなければならない。土堰堤は廃棄物そのものの直接的な崩落・流出の防止はもちろんこと、有害物質の漏出抑制に一定の効果を持っている。土堰堤の設置後すでにかかなりの期間を経過しており、自然風化とともに波浪による浸食等によって崩落が進行している。崩落の前歴もあり、また本技術検討委員会の会期中にも崩落の著しい一定区域に対して保全措置を講じたところである。

前述したように、本件処分地には、その主体部以外にも南側丘陵部を越えた斜面や南の飛び地にも廃棄物が存在している。こうした地点に対しては、汚染の拡大防止の観点から、その除去・移動が最善の方策であり、そのための対応を検討する必要がある。

以上のような公調委調査や最近の本件処分地の実態を踏まえ、技術検討委員会では、「暫定的な環境保全措置に関する事項」として、陸地における汚染の拡大防止と豊島廃棄物等対策事業が完了するまでの期間における本件処分地からの周辺海域への有害物質の漏出抑制に重点を置いた環境保全措置を立案することを主要な目的として検討を進めることとする。ここでの対応を“暫定的な措置”と称するのは、別途「中間処理施設の整備に関する事項」として検討中の豊島廃棄物等を掘削し、それを処理するという恒久的な対策の対を意識したものであり、決して短期間の応急的な処置を意味するものではない。

2. 技術検討委員会の運営の方法と検討の経緯

本技術検討委員会は平成9年7月18日に成立した「中間合意」を受け、香川県豊島廃棄物等処理技術検討委員会設置要綱（添付資料3）に従って設置されたものである。上述した検討課題に関する技術的事項の全般にわたり、そのために必要となる現地の情報ならびに関連技術に関する調査や対策の内容等に関し、検討の進め方や得られた結果等について評価・決定することを主な活動としている。より具体的には、調査機関の選定に関して指導・助言を行うとともに調査機関が実施する調査事業全般について専門的立場から適切な指導を行い、またその内容や方法を決定し、さらには得られた結果について技術的観点から公正に評価することにある。

「暫定的な環境保全措置に関する事項」に関しては都合11回の技術検討委員会の審議をこれに当てた。技術検討委員会は公害等調整委員会ならびに申請人代表の傍聴のもとで開催され、会議の冒頭と最後に各5分程度で両者から意見陳述の時間をもうけた。また会議中も関連する事項に対して委員会の了承のもと意見を求めた。

技術検討委員会の審議事項等に関しては、事前に公調委を通じて、その内容を申請人代表に通知するとともに、特別の事項に関してはその検討状況を文書にて公調委ならびに申請人代表に随時連絡するよう努めた。

会議に提出した資料の取り扱い、原則公開を前提としたが、審議内容の重大性を鑑み、審議未了で変更の可能性が高く公開することによって誤解を与えかねない資料や関係企業の好意により提出を受け守秘要請のあった資料、また県の実施する入札関連情報等については、それぞれ状況を判断した上で「非公開・関係者限り」あるいは「非公開・会議後回収」、「委員限り」として取り扱った。

調査機関による現地での試料採取や分析等の実施に当たっては、技術検討委員会の委員が立ち会い、その指導を行うとともに適切な方法で実施されたことを確認した。

調査機関の選定に当たっては、まず調査委託の必要性や委託の範囲、受託調査機関が具備すべき能力等を審議し、決定した。さらに条件を満たす調査機関からの企画提案書を検討し、適切と考えられる機関を香川県に推薦した。このような経緯を経て、調査機関として応用地質株式会社が選定された。

以上のような本技術検討委員会の活動計画は添付資料4にまとめられている。またこれに対応して作成された応用地質（株）の実施計画書を添付資料5に示す。また、両者の関係や技術検討委員会での関連事項の審議日程（途中での変更等によって第1次から第3次までである。報告書の作成は第3次日程よりさらに1回分追加され、7月3日まで延長された。）、応用地質（株）の活動スケジュール作業期間（これについても3次まであり、報告書作成に伴う活動期間の延長は技術検討委員会と同様である。）を添付資料6としてまとめた。

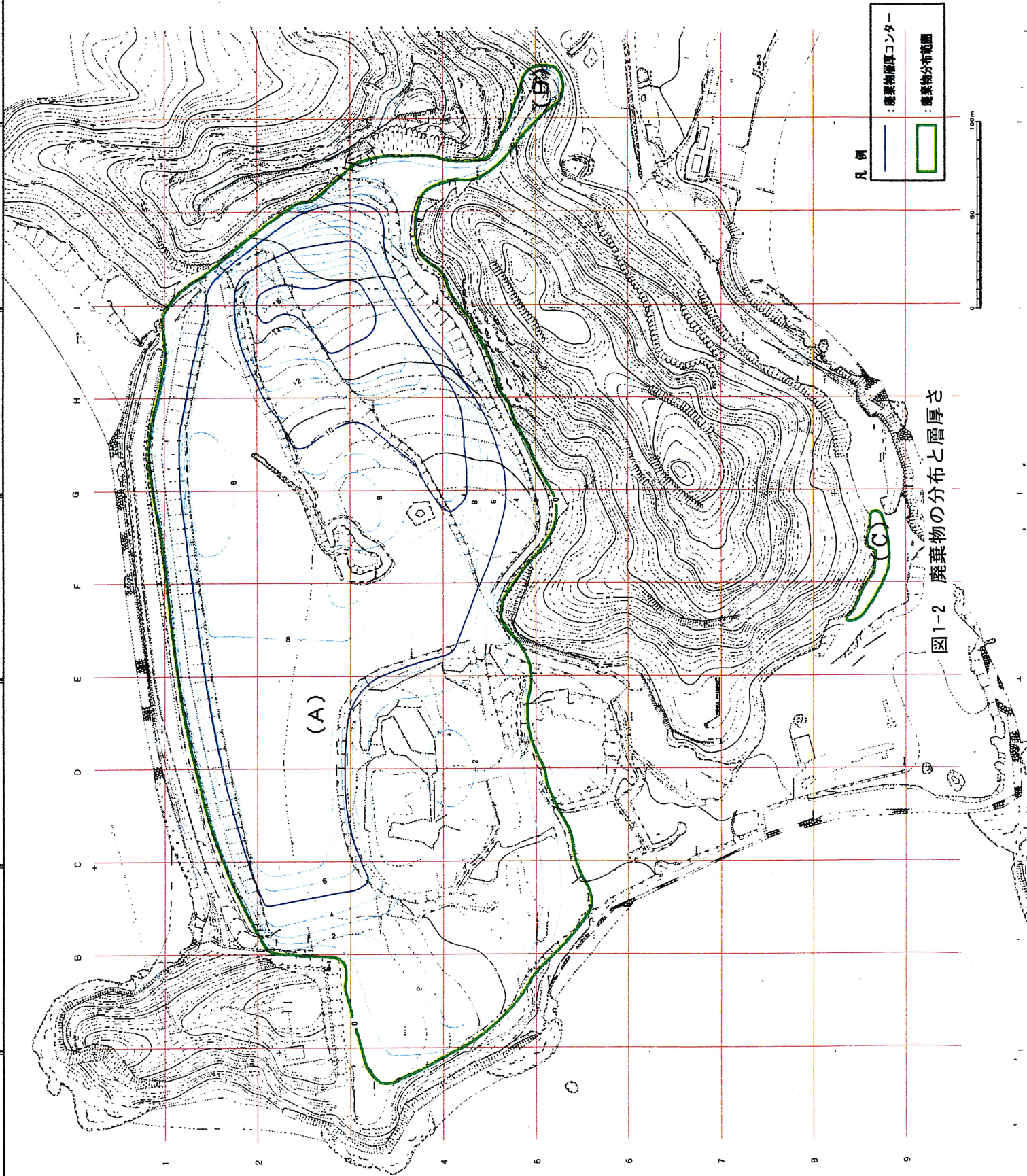
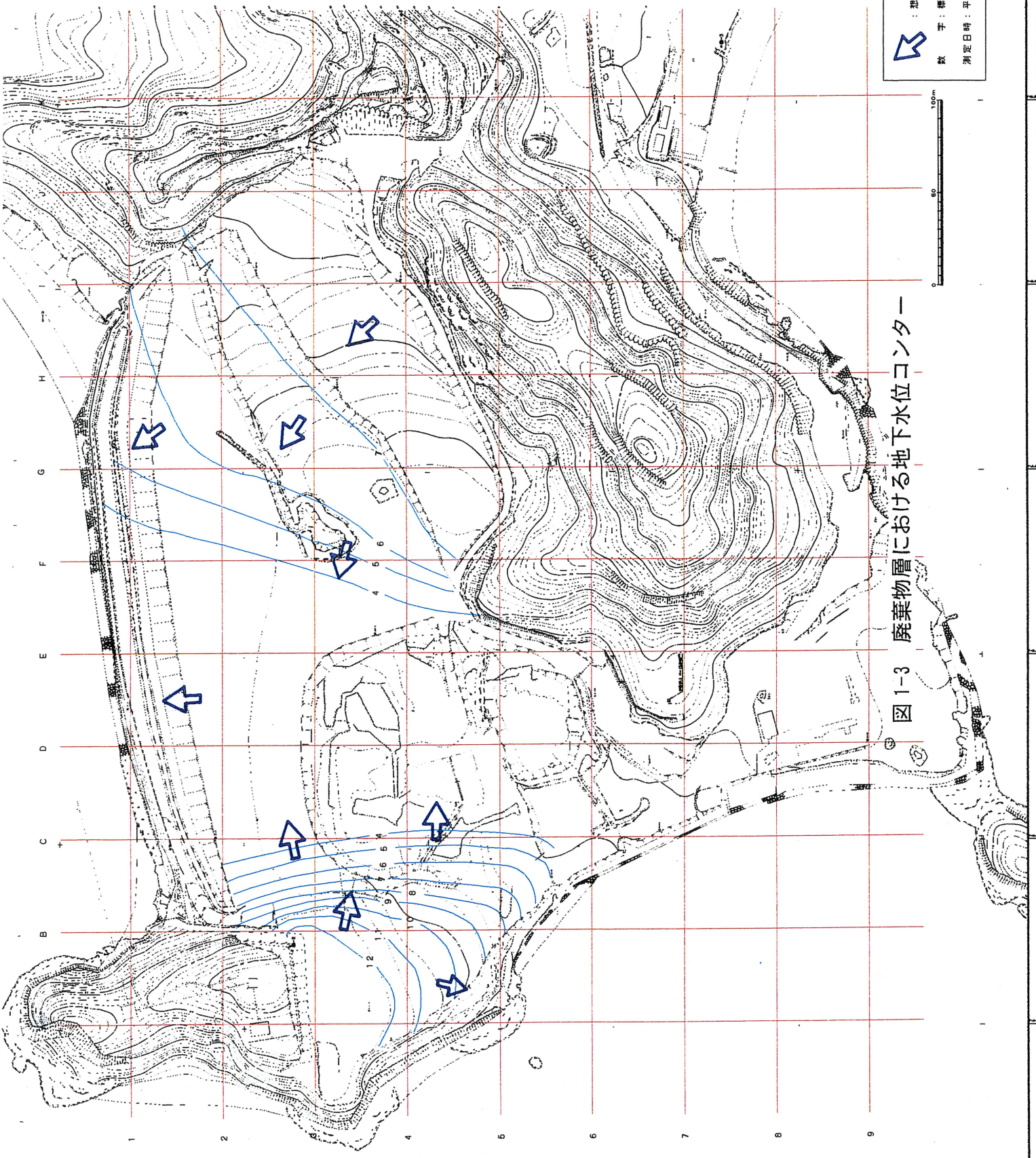


図1-2 廃棄物の分布と層厚さ





 : 想定される地下水の流出方向
 数 字 : 標高 (T.P. m)
 測定日時 : 平成 7 年 6 月 9 日

図 1-3 廃棄物層における地下水位コンター

第2章 検討に当たっての主眼点と主な検討事項

1. 検討に当たっての主眼点

ここでの主要課題は、前述したように陸地における汚染の拡大防止と豊島廃棄物等対策事業が完了するまでの期間における本件処分地からの周辺海域への有害物質の漏出抑制に重点を置いた環境保全措置を立案計画することにある。上記の検討を進めるに当たって、公調委調査結果や最近の本件処分地の状況からは留意すべきいくつかの事象・事項が指摘できる。

1) 廃棄物等の分布状況に対応した対策

-- 飛び地などにある廃棄物等への対応 --

まず第一に廃棄物の分布の問題である。第1章で示したように南部丘陵部で廃棄物はその尾根を越えて南側斜面にまで達しているまた廃棄物の一部は南側の飛び地にも存在している。

一般原則として汚染防止は、その原因の除去を最善とすることに論を待たない。したがって、上記のような区域における廃棄物からの汚染の拡大防止には、この原則の適用が望まれる。すなわち、この地域の廃棄物等を除去し移設することが最善の方策であり、これによって効率的な汚染の拡大防止策が計画できるとともに、あとに続く廃棄物等の処理の能率化も併せて達成できる。

2) 北海岸と西海岸への有害物質の漏出防止

第二は浸出水や地下水による海域への有害物質の漏出に関する状況である。この点は大きく北海岸と西海岸に分けて論じなければならない。公調委調査によると、本件処分地の浸出水や地下水は本件処分地の形状や地質・水理構造を要因として北海岸に向かって、その主流を形成している。一方、水位分布からは西部の旧尾根を境に西海岸への流れも想定される。

西海岸への地下水等の流出量や有害物質の漏出量を推定するには公調委調査だけでは不十分であり、そのための調査が今回の検討の一つの焦点である。それらの量の多寡やリスクレベル等を勘案して対策手法を検討する必要がある。

北海岸からは有害物質が地下水等を媒体として海域に漏出していると想定される。現状では、本件処分地の周辺海域の汚染は一部の物質等を除き、瀬戸内海の他の海域の状況と同様のレベルにあるといえるが、海域への汚染ポテンシャルは極めて高い状態にあるものと考えられる。したがって北海岸に対しては、早急に地下水等の流出を抑制する遮水等の対策を実施しなければならないが、主要なポイントは汚染地下水の発生量の可能な限りの抑制と遮水壁による海域への流出防止にある。

3) 中間処理施設の整備に関する事項との関連

-- 対策期間の関係と用地確保の問題 --

第三には暫定的な環境保全措置と別途検討中の中間処理施設の整備における対応の関係である。この点も大きく三つに分けて考える必要がある。第一点は暫定的な環境保全措置の期間に関連することである。その期間全体は先にも述べたように豊島廃棄物等の対策事業の完了までであるが、より詳細には暫定的な環境保全措置の工事完成から中間処理施設の運転開始までの期間とそれから後の中間処理施設が定常的に稼働し、廃棄物等の処理が完了するまでの期間に分けて考えなければならない。後者の期間にあっては、暫定的な環境保全措置として海域への流出防止のために実施される遮水・揚水対策での排水を中間処理施設内において有効利用することとしている。したがって、前者の期間において発生する排水に対して海域の汚染防止を念頭におきながら、いかに対応するかが検討事項として重視しなければならない点となる。また、地下水の対策も両者の関連の中で対応を検討すべき対象と考える。

第二点としては暫定的な環境保全措置での対策と中間処理において行われる作業との整合性に関することである。中間処理では本件処分地内の廃棄物等の掘削、その処理が行われるが、暫定的な環境保全措置での対策が中間処理の障害にならないように配慮する必要がある。具体的には処理対象量の増量を招いたり、また処理の困難性を増幅させるようなことは避けるべきである。

第三点は中間処理施設の用地の確保の問題である。「中間合意」では本件処分地内での中間処理施設の設置が認められているが、本件処分地の南側半分は自然公園法第2種特別地域に当たる（詳細は「中間処理施設の整備に関する事項」報告書を参照のこと）。こうした地域にあっては、工作物の新築、改増築に当たって環境庁長官の許可を必要とする。中間処理施設の整備に関する事項での調査によれば、他に確保の可能性がある場合には許可の取得が困難であることも予想される。本件処分地がこうした状況にある点も勘案し、暫定的な環境保全措置での対応のなかで中間処理施設の用地確保についても考慮しておく必要がある。

4) 工事中ならびに暫定対策期間中の周辺環境への配慮

第四は、暫定的な環境保全措置の工事期間ならびにその実施期間における周辺環境への配慮とそのモニタリングについてである。ここで検討している対応の趣旨からも、また本件が直接は該当しないが、今般制定されたいわゆる「環境アセスメント法」や廃棄物処理法改正で盛り込まれた生活環境影響調査の考えからも、上記の点には十分な配慮が必要である。こうした点に関しても、ここでの検討の一つの焦点として取り上げている。

5) 対策事業全体が終了した後の処分場の形態への配慮

第五は、豊島廃棄物対策事業終了後の本件処分地の形態に関することである。技術検討委員会では検討開始の初期の段階で三者協議機関（「中間合意」に記述され、調査期間中、調査の実施状況及び検討状況等について申請人に説明し、意見を聞くために申請人、非申請人香川県及び公調委で構成される協議機関）に対し、いくつかの確認・質問事項を提出した（添付資料7）。その中で「中間合意」に記載されている“廃棄物が搬入される前の状態に戻す”ことの意味を問うた。文書による回答は受けていないが、その後開催された技術検討委員会冒頭の意見陳述の中で、公調委から三者の合意の上でのこととして「中

間合意は廃棄物や汚染土壌等の処理によって生じる窪地の埋め戻しまでは言及するものではない」との主旨の回答を得ている。また申請人代表からは、豊島対策事業完了後において暫定的な環境保全措置での対応が自然回復の妨げにならないよう、配慮してほしい旨の要請を受けている。具体的には、清浄化された地下水が本件処分地浄化後には正常に海域に流出される状況を望むということであり、暫定的な環境保全措置の適応技術や施工方法の選定に当たっては、この点にも配慮する。

6) 北海岸の土堰堤の保全

第六は北海岸の土堰堤の保全についてである。前述したように崩落等の変状がみられており、その保全が急がれる。技術検討委員会の会期中にも崩落等の進行があり、特に著しい箇所に対しては対策措置がとられたが、他の箇所に対しても変状の監視が必要と判断される。また北海岸の遮水対策の実施に当たっても、土堰堤は重要な役割を担うものと想定され、その保全措置の検討も主要なテーマの一つである。

さらに、本報告書が提出された後の対応等についても、今後の課題として検討した。

2. 主な検討事項と手順

暫定的な環境保全措置に関する事項について技術検討委員会が行った主な検討事項と調査内容は以下の通りである。

①対策検討のための基礎的な調査

西海岸への地下水の流出の推定に必要な地質調査を実施するとともに北海岸土堰堤の安定性等に係わる情報を収集・整理した。ここでの地質調査と公調委調査の結果をもとに現状における北海岸側ならびに西海岸側での地下水の浸透流解析および有害物質に関する移流拡散解析を行った。また、土堰堤の安定度を評価するとともに崩落の状況を監視した。

②本件処分地の現況の整理と対策に当たっての基本的考え方

暫定的な環境保全措置を検討するに当たり、前提として把握しておかなければならない本件処分地の現況・特徴を整理した。さらにこれらを基に対策実施に当たっての基本的考え方を示した。

③関連技術の調査と適切な技術の選定

上記の基本的考え方に沿って暫定的な環境保全措置の概要を検討し、特に海域への地下水や有害物質の流出・漏出抑制に着目したさまざまな技術の現状や特徴についてとりまとめた。具体的には、環境保全措置としての遮水、揚水、排水処理等に関連する技術を取り上げ、また北海岸土堰堤の保全技術についても検討を加えた。

以上の技術調査をもとに暫定的な環境保全措置として適切と考えられる技術・工法等を選定した。またこうした環境保全措置を実施した場合の効果、例えば浸透流解析に基づく北海岸及び西海岸での海域への地下水の流出抑制効果等を推定・評価した。

④暫定的な環境保全措置に関する対策計画

以上の検討結果を踏まえ、暫定的な環境保全措置での対策の概要をとりまとめるとともに、基本対策計画を立案した。

なお、この暫定的な環境保全措置に関する事項の調査には、技術検討委員会のもとで調査機関として応用地質（株）が携わった。

第3章 対策検討のための基礎的な調査

-- 現況における地下水流出量等の推定と土堰堤の安定性の検討ならびに監視 --

ここでは、対策技術の検討のための基礎的情報となる現況での海域への地下水の流出状況等に関する推定結果や北海岸土堰堤の安定性の検討ならびにその監視結果等について述べる。

1. 基礎調査の目的

基礎調査は、暫定的な環境保全措置での対策の検討に資する情報を取得することが大きな目的である。なかでも上記保全措置で焦点となる北海岸ならびに西海岸からの地下水や有害物質の流出・漏出について、その現況を推定するとともに崩落の問題が指摘されている北海岸土堰堤の安定性を評価することが主要な課題となる。公調委調査でもこうした点に関連するデータがかなりの程度得られているが、不足分やその後の状況変化から必要な事項もある。ここでは地質調査等を行って、こうした事項についての情報把握に努めた。調査・検討の主な内容は以下の通りである。

① 西海岸近傍の水理地質特性の把握

北海岸からの地下水の流出等に関し、その推定に必要なデータは公調委調査によって得られている。しかし、西海岸側については地下水の分布状況や水理地質特性に不明な点も多い。そこでここでは、西海岸での地下水や有害物質の流出・漏出の推定に必要な水理地質特性等を明らかにするため地質調査を実施した。

② 北海岸側ならびに西海岸側での地下水流出の現況予測 - 現状での浸透流解析 -

今回実施した地質調査と公調委調査の結果を用い、北海岸側（図3-2.1のF測線）ならびに西海岸側（同F2-C5測線）における地下水の浸透流解析を行って流出の現況について推定した。

③ 北海岸側ならびに西海岸側での移流拡散解析

浸透流解析と同じ測線において、移流拡散解析を行って有害物質の拡散状況を推定した。

④ 北海岸土堰堤の安定性の検討

北海岸土堰堤は本件処分地から周辺海域への汚染拡大防止に重要な意味を持っている。しかしながら、最近では波浪による浸食や洗掘が原因の崩落の進行が認められている。そこでここでは土堰堤の地質調査を行って水理地質特性を把握し、それをもとに安定性に関する解析・検討を行った。

⑤ 北海岸土堰堤の崩落状況の監視

本技術検討委員会の会期中にも土堰堤の一部で崩落が発生し、対策を講じた。こうした状況から土堰堤の変状を監視し、その原因や進行状況を把握するとともに今後の保全対策の検討に資するデータを得ることとした。

2. 西海岸近傍の水理地質特性

西海岸側については、地下水の分布状況や水理地質特性等が公調委調査でも十分には把握されていない。そこでここでは、地質調査を行って西海岸側での地下水や有害物質の流出・漏出の推定に必要なデータを取得した。

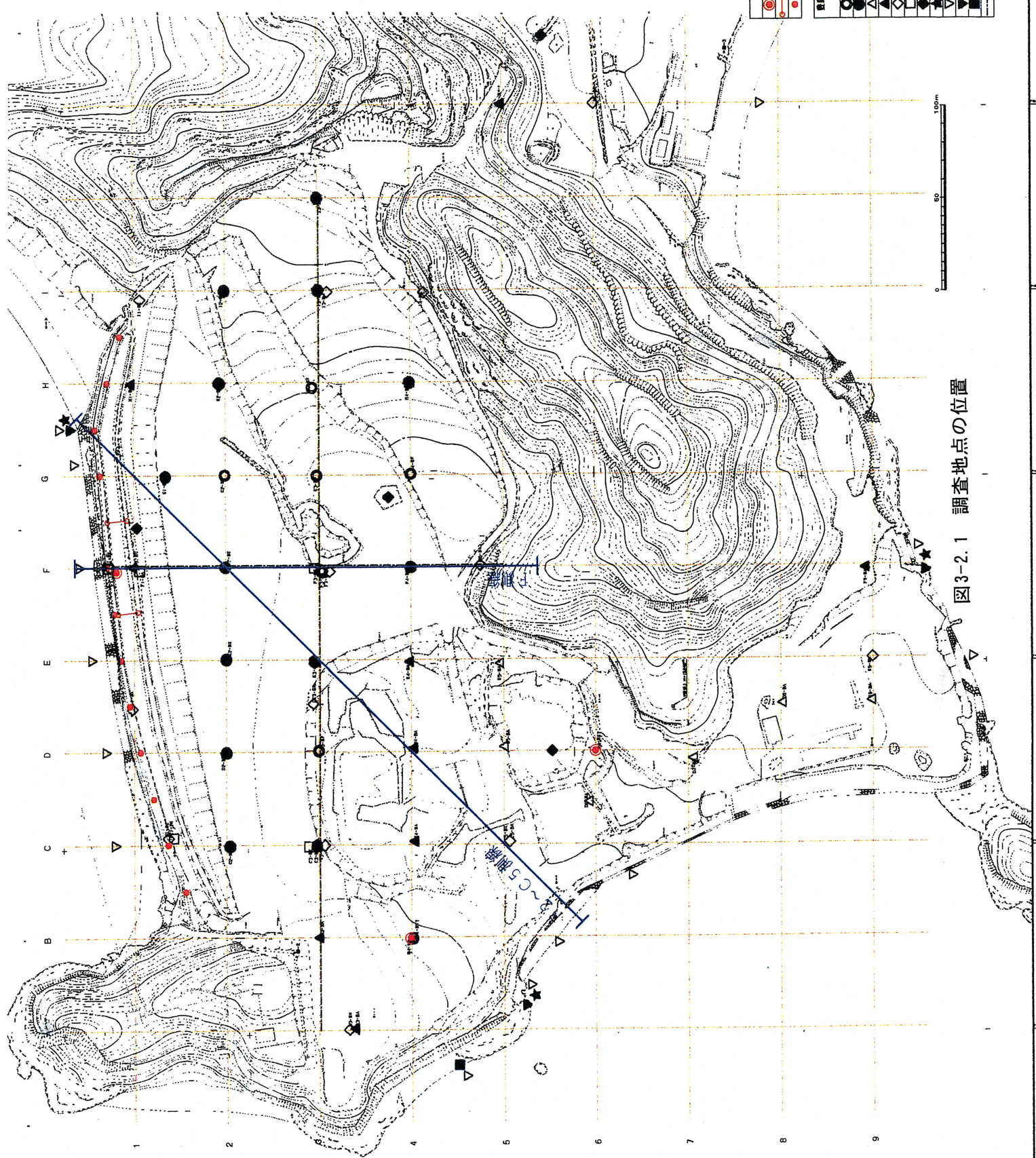
2-1. 地質調査の方法及び内容

地質調査は機械ボーリング調査、標準貫入試験、現場透水試験等に分けられる。各調査・試験は「地盤調査法（地盤工学会）」等に準拠して行った。調査地点は図3-2.1のB4ならびにD6地点である。調査の具体的内容を表3-2.1に示す。なお、ボーリング孔は観測井として仕上げ、今後の調査等に当たって有効に活用できるようにした。

表3-2.1 地質調査の内容

調査・試験項目		調査地点	
		B4	D6
機械ボーリング調査 掘進長 (m)	廃棄物層	2.6	0.0
	盛土層	0.7	0.0
	花崗岩層(強風化)	6.8	1.1
	花崗岩層(新鮮)	4.9	4.9
	計	15.0	6.0
標準貫入試験 (回)	廃棄物層	3	0
	盛土層	0	0
	花崗岩層(強風化)	1	0
	計	4	0
現場透水試験 (回)		4	2

観測井設置深度はB4地点で廃棄物層、D6地点で風化花崗岩層である。



今回調査の凡例	
●	ボーリング地点
○	地盤面検算
○	地盤調査点
既設調査資料及び写真測量等資料を参照して得る調査資料の凡例	
○	ボーリング (不確実) 地点
●	バンド測点
△	バックホウ測点 (分析なし)
▲	バックホウ測点 (分析あり)
◇	ボーリング地点 (老掘出)
◇	ボーリング地点 (新掘)
◆	地表水採水点
▲	湧水採水点
▽	観測点
▼	生物採取点
■	既設調査資料所定調査点
■	地盤調査点



図 3-2.1 調査地点の位置

2-1.1 機械ボーリング調査

機械ボーリング調査は、地質状況の把握とともにボーリング孔を使用した現場透水試験等に供するためのものである。ロータリー式油圧ボーリングマシンを用いて孔径φ66mmで掘削し、ボーリング孔壁の保護にはケーシングを使用した。なお、ボーリングの使用水は本件処分地の外部から水タンク等で運搬した清水である。

新鮮花崗岩以外では次項で述べる標準貫入試験を行い、新鮮花崗岩ならびに標準貫入試験以外の区間はコアボーリングとし、標準貫入試験機で採取した試料とともにコア箱に収めて観察及び写真撮影に供した。なお、ボーリングコアの採取はコアチューブを地質状況等に併せて適宜使用しながら実施した。

2-1.2 標準貫入試験

標準貫入試験ではJIS A 1219に基づいて地盤の硬軟または締まり具合の相対値であるN値を求める。標準貫入試験は新鮮花崗岩以外で掘削深度1mごとに行っている。打撃回数は貫入量30cmに対して50回を上限とし、上限以上の打撃回数となる場合は、その回数（50回）と貫入量を表示した。

2-1.3 現場透水試験

現場透水試験は、B4地点では廃棄物層ならびに強風化花崗岩、風化花崗岩、新鮮花崗岩に対して、またD6地点では風化花崗岩、新鮮花崗岩に対してそれぞれ各1回ずつ実施した。廃棄物、土砂及び強風化花崗岩、風化花崗岩の現場透水試験はケーシング法で実施し、新鮮花崗岩の現場透水試験はパッカー法によった。

ケーシング法の試験では、ボーリングマシンで試験深度まで掘削後、ケーシングを挿入する。ケーシング内を清水で洗浄したのち、孔内水位の安定を待って平衡水位を測定する。その後、ケーシング内に水を注入する注水法ならびにケーシング内の水を汲み出す回復法でテストを行い、水位の低下量または上昇量を連続的に計測する。透水係数は経過時間と水位変化量の関係から算定した。

パッカー法の試験では、ボーリングマシンで試験深度まで掘削し孔内洗浄を行った後、パッカーとトリップバルブ及び測定管を継ぎ足しながら挿入する。試験深度まで挿入後にパッカーに送気し、測定区間外からの水の流入を止める。パッカーの効果を確認したのちトリップバルブを開放し、測定管内の水位の上昇を平衡水位になるまで計測する。透水係数は経過時間と水位変化量との関係から算定した。

2-1.4 観測井の設置

ボーリング孔に有孔塩ビ管を挿入して埋め戻し、観測井として仕上げた。なお、観測井設置の深度はB 4地点で廃棄物層、D 6地点で風化花崗岩層とした。

2-2. 西海岸近傍の地質特性

地質調査の結果から各調査地点の地質柱状図とともにA 3 - D 6 測線及びF 1 - C 4 測線及びF 2 - C 5 測線の3断面について地質断面図等を作成した。なお、地質断面図等については、第4章の第1節にとりまとめて示してある。F 1 - C 4 測線、F 2 - C 5 測線及びA 3 - D 6 測線の地質断面図も、同じく第4章の第1節の図4-1.9~図4-1.11に示す。これらは公調委調査の結果も含めてとりまとめたものである。

表3-2.2には本件処分地の一般的な地層の構成状況を示す。本件処分地に分布する地質は花崗岩層を基盤とし、その上位に沖積層があり、さらに埋立土層・盛土層・廃棄物層で覆われている。

表3-2.2 一般的な地層の構成
(地表に近い位置から順に)

地 層	地質記号	地 質 (主な構成物)
廃棄物層	d	シュルツァーダスト
	s	鉍 滓
	a	燃 え 殻
盛土層	B c	粘 性 土
	B s	砂 質 土
	B g	砂 礫
埋立土層	F c	粘 性 土
	F s	砂 質 土
	F g	砂 礫
沖積層	A s	砂 質 土
	A c	粘 性 土
花崗岩層	G r	強風化、風化 新鮮

しかし西海岸では、図4-1.9~図4-1.11の地質断面図に示すように花崗岩層を基盤とし、花崗岩層の上位に廃棄物層が直接覆っている箇所も認められる。今回の地質調査においても、花崗岩層の直接上位に廃棄物層と盛土層が分布することを確認した。

各地層の特徴を整理すると、次の通りである。

① 花崗岩層

花崗岩層は本件処分地の基盤をなす地層であり、風化の程度等により上部から強風化花崗岩・風化花崗岩・新鮮花崗岩に区分できる。C 5 付近では強風化花崗岩が厚く分布しているが、両端部においては強風化花崗岩が薄く、新鮮花崗岩が浅い位置にある。

強風化花崗岩は黄茶灰色に酸化され、ボーリングコアでは土砂状コアを主体として採取される。風化花崗岩は茶灰色を呈した部分と乳白色を呈した部分からなり、土砂状コアから短棒状コアが主体となって採取される。新鮮花崗岩は乳白色を呈し、棒状コアを主体としている。

② 廃棄物層

廃棄物層は、シュレッダーダストや燃え殻、被覆土等からなり、A 3～C 5 付近に分布する。被覆土は粘土混りの中粒砂を呈するマサ土（強風化花崗岩）である。廃棄物とみなせる部分はシュレッダーダスト等の他、ポリ袋や繊維くず、鉍滓、礫などを含み、不均質で腐敗臭がある。

③ 盛土層

今回の調査で確認している盛土層は廃棄物層の上位に分布する覆土材である。風化花崗岩（マサ土）を起源とする材料からなり、全体に不均質な層相を呈する。

2-3. 西海岸近傍の水理特性

各層の地質や透水性から判断すると、西海岸側の帯水層としては廃棄物層ならびに強風化花崗岩層、風化花崗岩層が考えられる。

廃棄物層ではシュレッダーダストや燃え殻、鉍滓等を主体とする部分が帯水層と考えられるが、そのほとんどでは地下水位が存在せず、不飽和の状態にある。強風化と風化花崗岩層は、ボーリング調査において土砂状コアから短棒状コアで採取されるため、帯水層と考えられる地層である。新鮮花崗岩層は棒状コアで採取され、不透水層ではないものの難透水層と考えられる。

西海岸側の帯水層は、各地層の平衡水位から判断するに廃棄物層と花崗岩層の2層に区分できるものと考えられる。地下水は、その水位分布から大きくC 5 付近に向かって流れ、本件処分地の北西方と南側のそれぞれの丘陵地を結ぶ旧尾根部を境界に北海岸及び西海岸に流れ出ると想定される。ただし西海岸に流れる地下水の流量は、旧尾根部が海岸に近く、また流域面積が小さいことから北海岸への流量よりかなり少ないものと考えられる。

3. 北海岸側ならびに西海岸側での地下水流出の現況予測 -- 現状での浸透流解析 --

現状での北海岸及び西海岸における地下水の流出や有害物質の漏出を推定するために浸透流の解析を行った。この結果は暫定的な環境保全措置としてとられる対策の効果を判断する比較対象としても使用される。

公調委調査ならびに今回の調査の結果をもとに解析モデル等を設定するとともに、本件処分地近傍の気象データを考慮した降雨条件のもとで数値計算を行っている。解析結果として地下水位分布を示すととも海域方向への地層別の地下水流出量とその比率等を取りまとめた。また、次節では有害物質としてベンゼンを対象に行った移流拡散解析について示している。

3-1. 解析の方法及び内容

3-1.1 解析の方法

現状での浸透流に関するシミュレーション解析のフローの概要を図3-3.1に示す。

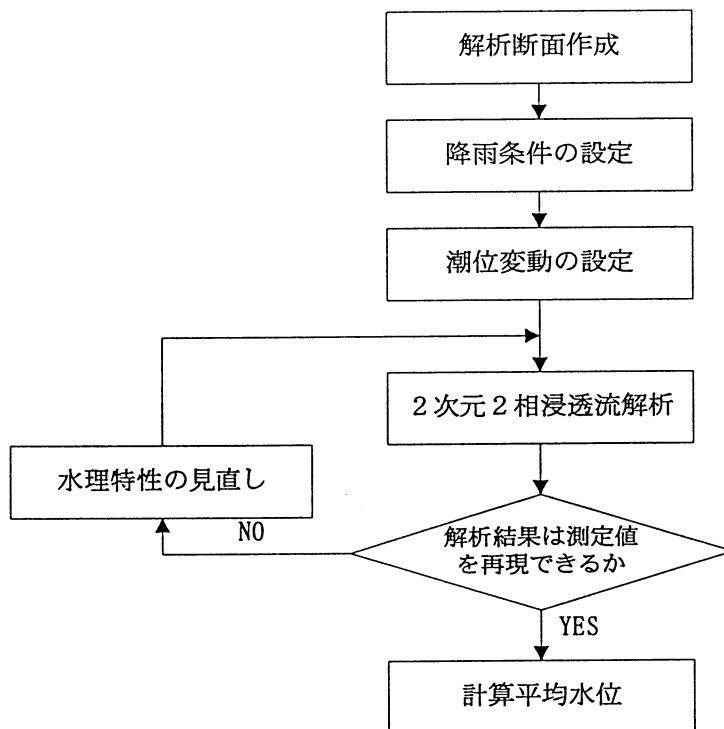


図3-3.1 現状での浸透流の解析のフロー

北海岸ならびに西海岸の解析断面は次項で詳述するが、まず対象とする箇所解析断面（メッシュ図）を作成する。解析には2次元2相（飽和及び不飽和状態）モデルを採用している。このモデルでは不飽和帯での空気と共存する水ならびに飽和帯の地下水の流動を独立に解析できる。解析格子には変形格子を用い、計算手法として差分法を採用している。これにより地形や地質も適切に表現でき、また降雨の浸透等の現象をより現実に近い形で解析することが可能となる。ただし、2次元としているため地下水の流出が断面に直交する方向にはないものとしており、すべての流出は断面の端部で生じることになる。

降雨条件としては後述するように、定常的に年間平均値で地表面に負荷があるものとしている。

また公調委調査の観測結果では、潮位に対応した地下水位の変動が確認されている。そこで解析では、この潮位変動（平成7年6月～7月）を海域側で初期条件として与え、その変動に呼応した地下水変動が周期的にほぼ同じ変動幅で生じるまで計算を行い、その平均値を地下水計算水位とした。

さらに計算水位が実際の測定水位を極力再現できるよう、必要に応じて水理特性を見直しながらシミュレーション計算を行っている。

3-1.2 解析断面の作成

対象とした解析断面についての測線を、地下水の水位分布（廃棄物層）と合わせて図3-3.2に示す。ここでの解析対象は廃棄物層ならびに埋立土層・花崗岩層の地下水位の高い方となるが、本件処分地では廃棄物層での地下水位が一般に高く、それが消滅すると埋立土層の地下水位と同じ水位となる。

(1) 北海岸へ向かう浸透流に対する場合（北海岸側解析）

北海岸へ向かう浸透流の解析に当たっては、解析断面を図3-2.4のF測線にとった。F測線は北海岸でそのほぼ中央部に位置し、北海岸を代表できる地層状況にある。また図3-3.2からわかるように、解析断面は地下水位コンターとほぼ直交しており、2次元解析には適切であると判断できる。解析に用いた計算格子及び地層区分を図3-3.2及び図3-3.3に示す。土堰堤の構造やその下位の地層の特性が解析に反映できるように、土堰堤や地層の変化点などでは格子を細かく切っている。

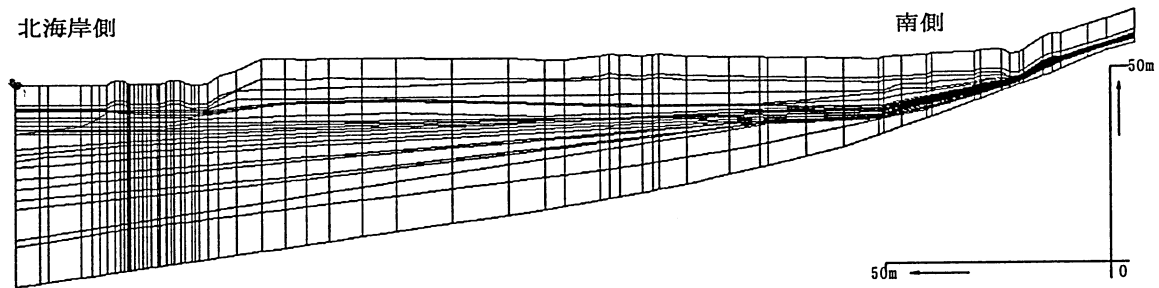


図3-3.2 北海岸側解析での計算格子（F測線断面）

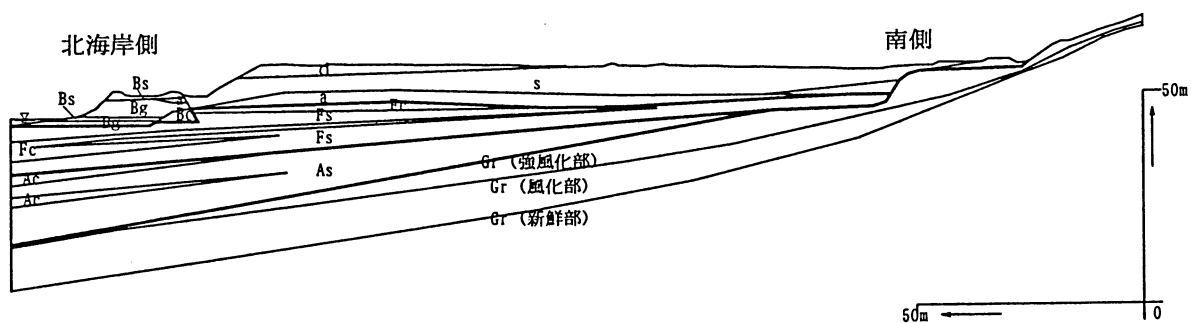
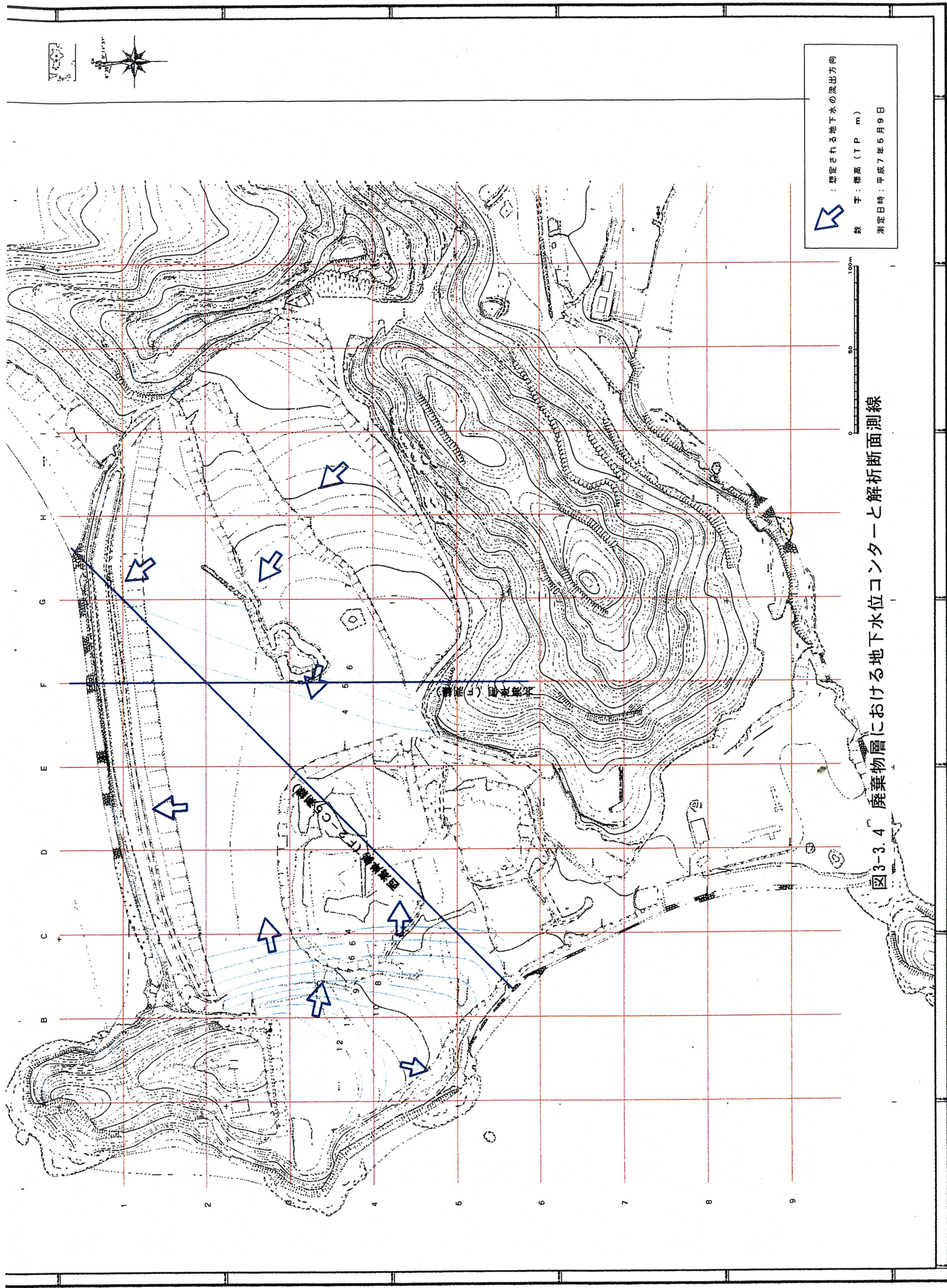


図3-3.3 北海岸側解析での地層区分（F測線断面）



矢印 : 想定される地下水の流出方向
 数字 : 標高 (T P m)
 測定日時 : 平成7年6月9日



(2)西海岸へ向かう浸透流に対する場合（西海岸側解析）

西海岸側の解析は、図3-3.4に示すように今回実施したボーリングデータを利用してF 2 - C 5断面を対象とした。地下水位のコンターからは西海岸にあっては流出量がかかなり多いと考えられる地点である。ただし旧尾根部では、解析断面が地下水位コンターと平行になっており、2次元モデルの採用にはかなり無理があることを強調しておきたい。解析に用いた計算格子及び地層区分を図3-3.5、図3-3.6に示す。西海岸付近での地層の変化が解析に反映できるように、この付近の計算格子を細かくしてある。

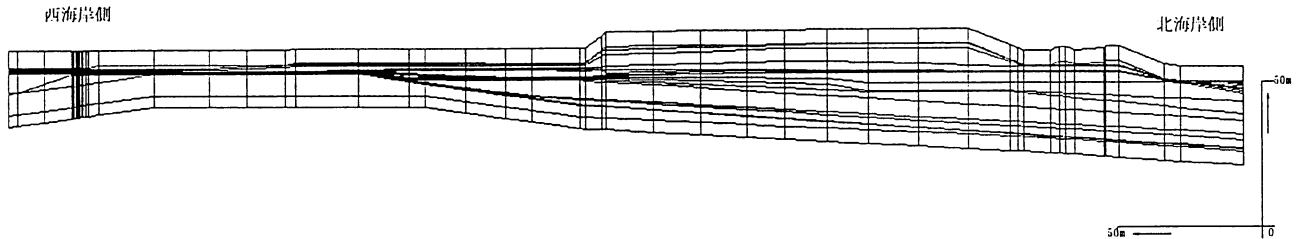


図3-3.5 西海岸側解析の計算格子（F 2 - C 5断面）

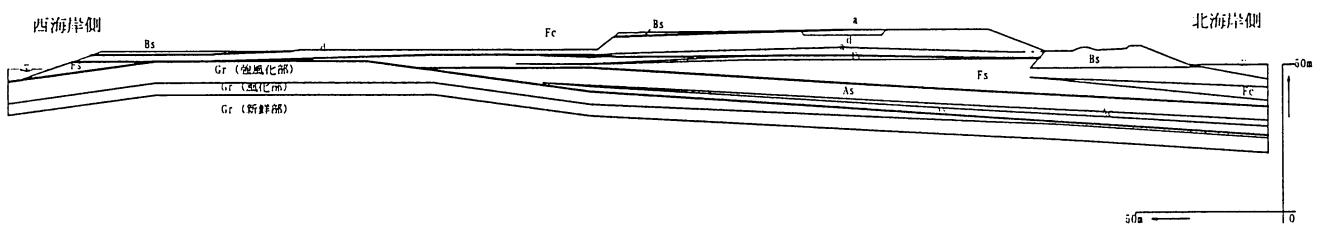


図3-3.6 西海岸側解析の地層区分（F 2 - C 5断面）

3-1.3 降雨量の設定

1961～1990年における土庄町の年間平均降水量は、表3-3.1に示すように1200mm程度である。また、(財) 気象業務観測センターが公表している気象観測原簿データによると、同じ香川県の高松市における過去7年間(1998～1995年)の月別の降雨記録は表3-3.2に示す通りであり、この間の年間平均降雨量も約1200mmである。月別平均では土庄町で6月に最大を示すのに対し、高松市では7月になるなど若干の差違がみられるが、大きな違いはないものと判断される。したがって、今後は詳細な気象データが得られている高松のデータで代用する。

これらの気象の記録から現状の浸透流解析における本件処分地の年平均降雨量を1200mmと設定する。これに蒸発散量を考慮した浸透量を解析に導入する。

表3-3.1 土庄町の月別平均降水量<1961～1990>（出典「土庄町の指標」）

月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
平年値	39.2	50.5	74.8	105.5	114.2	169.1	132.1	95.4	215.6	104.3	61.7	30.1	1192.5

表3-3.2 高松市における降雨量記録

月別	降雨量(mm/月)							計	平均	標準偏差	c=b/a(%)
	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995		a	b	
1		53.5	28.0	45.0	47.5	12.5	39.0	225.5	37.6	15.03	39.99%
2		81.0	48.0	31.5	31.0	57.5	13.0	262.0	43.7	23.89	54.70%
3		100.0	133.5	198.5	92.5	31.5	40.0	596.0	99.3	61.92	62.34%
4	58.5	74.0	169.0	74.0	61.0	65.0	71.0	572.5	81.8	38.94	47.62%
5	172.5	108.0	117.5	131.0	78.0	78.5	260.0	945.5	135.1	63.93	47.33%
6	102.5	198.5	169.5	126.5	317.5	88.5	81.0	1084.0	154.9	83.64	54.01%
7	145.5	67.5	198.5	72.0	320.5	58.5	335.0	1197.5	171.1	118.20	69.09%
8	209.0	100.5	48.0	166.5	190.0	26.0	16.0	756.0	108.0	80.82	74.83%
9	335.5	431.5	81.5	49.5	229.5	236.5	30.5	1394.5	199.2	152.52	76.56%
10	42.5	143.0	93.0	105.0	102.0	70.0	80.0	635.5	90.8	31.46	34.65%
11	48.0	212.5	49.0	27.0	87.0	25.0	23.0	471.5	67.4	67.77	100.61%
12	9.5	30.5	54.0	37.5	62.0	44.5	10.0	248.0	35.4	20.33	57.39%
合計	1123.5	1600.5	1189.5	1064.0	1618.5	794.0	998.5	8388.5	1198.4	306.98	25.62%

3-1.4 蒸発散量の設定

蒸発散量の算定方式には経験式と理論式がある。このうち経験式によって推定する方法は、気象データのみから蒸発散を推定する方法であり、主に灌漑計画の関係から農業土木の分野で研究が進められている。我が国ではいくつかの方法が用いられているが、簡便法としてよく使用されるのはThornthwaite法とHamon法である。

一方、理論式としては熱力学と空気力学的方法を組み合わせる蒸発散位を推定するPenmanの方法がある。「廃棄物最終処分場指針解説」ではこの方法が記載されており、ここでの検討でもこの方法を採用する。ここで蒸発散位とは自然蒸発のポテンシャルを示すものであり、実際の蒸発散量はこれより少なくなる。

$$Et = \frac{\Delta}{\Delta + \gamma} R_n^* + \frac{\gamma}{\Delta + \gamma} Ea$$

Et : 蒸発散位(mm/d)

R_n^* : 植被面での純放射の蒸発相当量 (mm/d)

Δ : 飽和水蒸気曲線の気温 t_a における勾配 ($10^{-2} Pa / ^\circ C$)

γ : 乾湿計定数 ($10^{-2} Pa / ^\circ C$)

Ea : 乾燥力(mm/d)

$$Ea = 0.26(1 + 0.54u_2)(e_{sa} - e_a)$$

u_2 : 地上2mの高さにおける風速(m/s)

e_{sa} : 気温 t_a に対する飽和水蒸気圧($10^{-2} Pa$)

e_a : 大気の水蒸気圧($10^{-2} Pa$)

Penman法では純放射量（放射収支量）が重要な計算要素となるが、気象官署での測定例は少なく、我が国では館野1箇所の測定となっている。このためPenman法を適用するには、純放射量を他の気象観測要素から推定する必要がある。

ここでは65箇所の気象官署のデータを基に、我が国の蒸発散位の分布をPenman法により推定した大槻らの事例（大槻他：水収支法と補完関係式による流域蒸発散量の比較－実蒸発散推定に関する研究（Ⅱ）－、農業土木学会論文集、No.112、pp.17-23、[1984]）に従ってMorton式により全天日射量から純放射量を推定した。

$$Rm = (1 - \alpha_L)I - 0.92\sigma T_a^4 \{1 - \tau(0.707 + e_a / 158)\}$$

$$\tau = 1 + \{0.25 - 0.005(e_{sa} - e_a)\} \times Cd^2$$

Rm : 純放射量 ($mm \cdot d^{-1}$)

I : 全天日射量 ($mm \cdot d^{-1}$)

α_L : アルベド (0.25)

σ : ステファン・ボルツマン定数

T_a : 気温 ($^{\circ}K$)

Cd : 雲量 (0~1.0)

e_a, e_{sa} : 前式に同じ

地表に達した日射はその一部が反射されるが、この反射率をアルベドという。さまざまな表面のアルベドを表3-3.3に示す。

表3-3.3 種々の表面のアルベド

表面の種類	アルベド	表面の種類	アルベド	表面の種類	アルベド
水田	0.17~0.22	広葉樹林	0.18	黒土(乾)	0.14
コムギ畑	0.26	針葉樹林	0.16	黒土(湿)	0.08
サトウキビ畑	0.15	熱帯雨林	0.13	水面(夏)	0.09
トウモロコシ畑	0.18	砂地(乾)	0.3~0.4	水面(冬)	0.06
牧草地	0.25	砂地(湿)	0.2~0.3	新雪	0.75~0.95
バレイショ畑	0.19~0.27	灰色地(乾)	0.25~0.3	汚れた雪	0.4~0.6

(1)高松地方気象台資料による蒸発散位の算定

(財)気象業務支援センターが公表している気象観測原簿データに基づき、蒸発散位を算定すると表3-3.4の通りとなる。なお、アルベドは乾燥状態の灰色地や黒土を参考に0.25としている。

表3-3.4 Penman法による蒸発散位の算定結果（高松市）

月別	蒸発散位(mm/月)							計	平均		標準偏差	c=b/a(%)
	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995		a	b		
1		32.9	42.4	27.7	27.7	31.3	41.5	203.5	33.9	6.53	19.26%	
2		36.4	46.2	46.9	48.5	49.1	47.2	274.2	45.7	4.70	10.28%	
3		70.2	51.5	48.2	68.8	72.4	68.9	380.0	63.3	10.57	16.69%	
4	99.6	96.4	85.3	88.8	102.0	108.0	81.7	661.7	94.5	9.58	10.13%	
5	90.1	122.8	111.4	125.3	116.0	147.5	114.9	827.9	118.3	17.24	14.57%	
6	126.5	138.1	110.1	129.3	124.7	134.1	125.7	888.5	126.9	8.87	6.99%	
7	141.0	167.4	159.1	156.0	135.0	193.2	160.7	1112.4	158.9	18.97	11.93%	
8	138.2	157.0	147.0	138.2	123.7	184.0	178.4	1066.5	152.4	22.19	14.56%	
9	92.2	97.1	103.8	108.4	87.2	121.6	119.2	729.6	104.2	13.09	12.56%	
10	66.0	64.9	64.4	71.7	59.7	72.8	70.1	469.7	67.1	4.67	6.95%	
11	50.3	40.5	41.1	36.4	36.7	43.4	55.2	303.7	43.4	7.00	16.14%	
12	30.3	44.4	23.9	36.8	34.7	37.1	41.9	249.0	35.6	6.91	19.44%	
合計	834.2	1068.1	986.2	1013.8	964.5	1194.6	1105.2	7166.6	1023.8	114.54	11.19%	

蒸発散位は経年的に比較的安定した値を示しており、記録の入手できた7年間の平均蒸発散位は年間約1000mmとなる。これに対し、降雨量は先に示したように年間平均で1200mm程度であり、約80%の雨水が自然蒸発しているものと想定される。

(2)蒸発散位と実際蒸発量の関係

Penman法によって得られる蒸発散位とは可能蒸発散量であり、実蒸発散量とは異なる。図3-3.7に示すように、大気が乾燥して蒸発散位が増加すると、土壌は次第に乾燥して実蒸発散量は減少し、最後には蒸発散量は極めて小さいものとなる。

Penman法では湿潤状態を基本としていることからこのような問題が生じる。

大槻らは必ずしも実蒸発散量と蒸発散位には線形の関係はないと指摘しているが、一般的にはPenman法で蒸発散位を求めた場合には、その60%~80%が実蒸発量であるとされている。「廃棄物最終処分場指針解説」では、Penman法で求めた蒸発散位の70%が実蒸発散量であるとして、浸透係数を定めている。

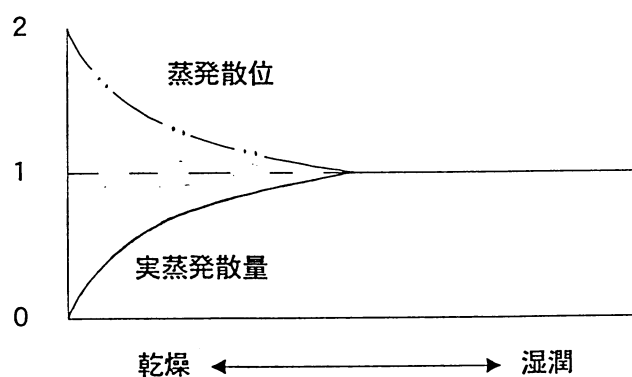


図3-3.7 実蒸発散量と蒸発散位の関係

3-1.5 解析に用いる雨水浸透量の決定

ここでの解析では、現状の平均的な地下水の流出量を算定することを目的としている。このような場合、蒸発散量と表面流出量を分けて論じる必要はなく、これらの合計を降雨量から減じて浸透量を設定することが一般的である。

まず蒸発散量については、前述したように本件処分地と同等と考えられる高松市において推定した蒸発散位が比較的高い値を示し、1994～5年においては降雨量を上回っていること、また豊島が我が国では乾燥性の気候区に属することから、

$$\text{実蒸発散量} = 0.6 \times \text{蒸発散位}$$

として、通常用いられる係数の下限値を用いるものとした。

一方、雨水表面流出率については長期流出を対象としていることから、通常は表面流出率を0.3とするのが一般的であるが、豊島の蒸発散位が高い点を考慮すると表面流出率をやや低く設定しないと浸透量の過小見積になることが懸念される。そこでここでは、長期流出率として次の値を用いるものとした。

$$\text{長期表面流出率} = 0.2$$

この関係を図示したのが図3-3.8である。すなわち、総降雨量の20%に相当する約240mm/年が表面流出し、一方600mm/年が地表から蒸発散して残り約360mm/年が地下浸透することになる。

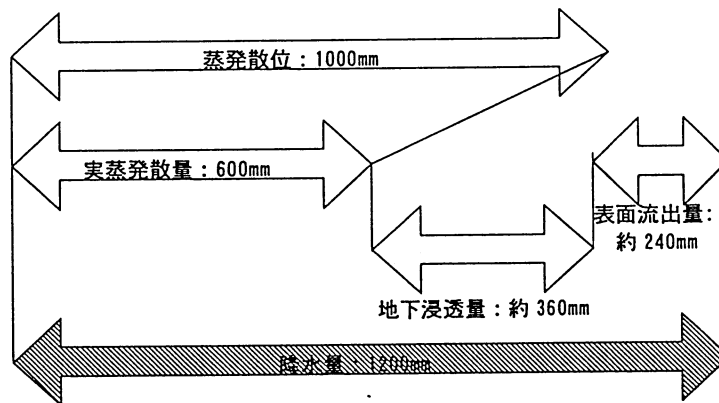


図3-3.8 地下浸透量と蒸発散、表面流出量の関係

以上より、年間の地下浸透量及びその1日当たりの値は

$$360\text{mm}/\text{年} \div 365 \approx 1\text{mm}/\text{日}$$

と算定され、浸透流解析にはこの値を用いる。

3-1.6 透水係数の実測値と採用値

透水係数は、実測平均値をベースにしながら浸透流解析の実行の中で地下水の水位変動については、シミュレーション計算の結果と実際の値を参照し、修正を行っている。すなわち、計算水位と実測水位の一致が図れるまで計算を繰り返し、透水係数の一部見直しを行っている。なお実測のない地層については、その状況から推定している。表3-3.5に透水係数の実測値と最終の採用値を示す。採用値は実測値の範囲内にある。

表3-3.5 透水係数の一覧

地層	地質	地質記号	透水係数の実測値の範囲 (cm/sec)	採用した透水係数 (cm/sec)
廃棄物層	シュレッター ダスト	d	$1.02 \times 10^{-4} \sim 6.72 \times 10^{-4}$	6.72×10^{-4}
	鋳 滓	s	—	6.72×10^{-4}
	燃え殻	a	$1.30 \times 10^{-6} \sim 4.94 \times 10^{-3}$	1.30×10^{-4}
盛土層	粘性土	Bc	—	1.00×10^{-6}
	砂質土	Bs	$1.80 \times 10^{-5} \sim 5.71 \times 10^{-3}$	2.89×10^{-4}
	砂 礫	Bg	—	5.71×10^{-3}
埋立土層	粘性土	Fc	—	1.00×10^{-6}
	砂質土	Fs	$2.70 \times 10^{-5} \sim 1.22 \times 10^{-3}$	1.22×10^{-3}
沖積層	粘性土	Ac	—	1.00×10^{-6}
	砂質土	As	$2.61 \times 10^{-6} \sim 2.17 \times 10^{-3}$	2.17×10^{-3}
花崗岩層	強風化花崗岩	Gr	$1.22 \times 10^{-4} \sim 6.09 \times 10^{-3}$	2.23×10^{-3}
	風化花崗岩	Gr	$1.19 \times 10^{-4} \sim 2.45 \times 10^{-4}$	1.82×10^{-4}

3-2. 北海岸側の解析結果

3-2.1 地下水位の分布

北海岸側の浸透流解析の結果として、解析断面全体の水位分布を図3-3.9に示す。公調委調査において推定されたように、南側の丘陵部で地下水位が高く、北海岸に向かって低下しており、全体として南から北への地下水流を形成していることがわかる。

上図の縦横比を変え見やすくするとともに、比較のため計算水位と合わせて実測水位を併記したのが図3-3.10である。横軸の水平距離程のゼロ点は北海岸線であり、実測地点は水平距離程の短い順にF1、F2、F5である。計算水位と実測水位はよく一致し、良好な再現性が得られていることがわかる。

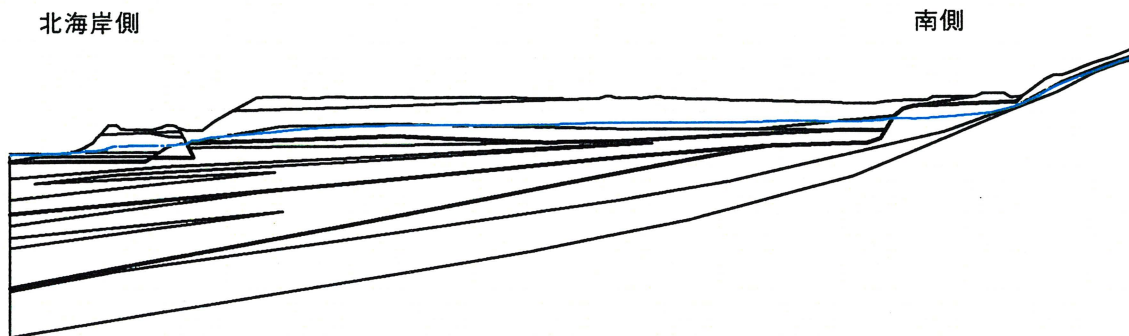


図3-3.9 北海岸側の計算水位分布

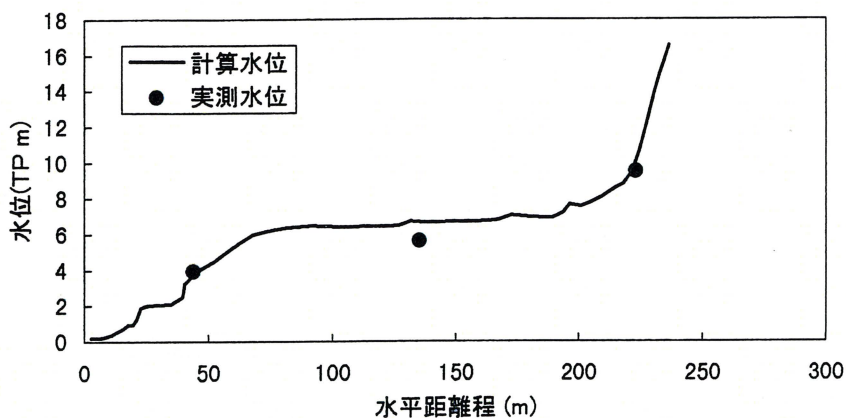


図3-3.10 計算水位と実測水位の比較（北海岸側）

3-2.2 海域への地下水の流出量と地層別の分布

海域方向への地層別の地下水流出量の算定結果を表3-3.6及び図3-3.11に示した。これらからもわかるように、海域への地下水の流出量は土堰堤下部に分布するBg層（盛土層砂礫）からが最も多く、全体の約60%となる。さらに、その下位に分布するFs層（Fc上位）からの流出量を加えると、全体の85%以上を占める。有害物質が地下水を媒体として海域に流出しているものと想定すると、その大半がBg層ならびにその下位のFs層から流出すると考えられる。北海岸側における滞水層の延長は水理地質状況から370m程度と想定され、ここでの試算を基にすると北海岸全域での地下水の流出量は概ね120m³/日程度と推定される。

表3-3.6 各地層別の海域方向への流出量（北海岸側）

地層(地質)	流量(m ³ /日) 幅1m当り	比率 (%)
Bs (盛土層砂質土)	4.64×10^{-3}	1.4
Bg (盛土層砂礫)	0.199	60.4
Fs (Fc上位) (埋立土層砂質土)	8.79×10^{-2}	26.7
Fs (Fc中) (埋立土層砂質土)	2.60×10^{-2}	7.9
Fs (Fc下位) (埋立土層砂質土)	1.18×10^{-2}	3.6

合計 0.33m³/日

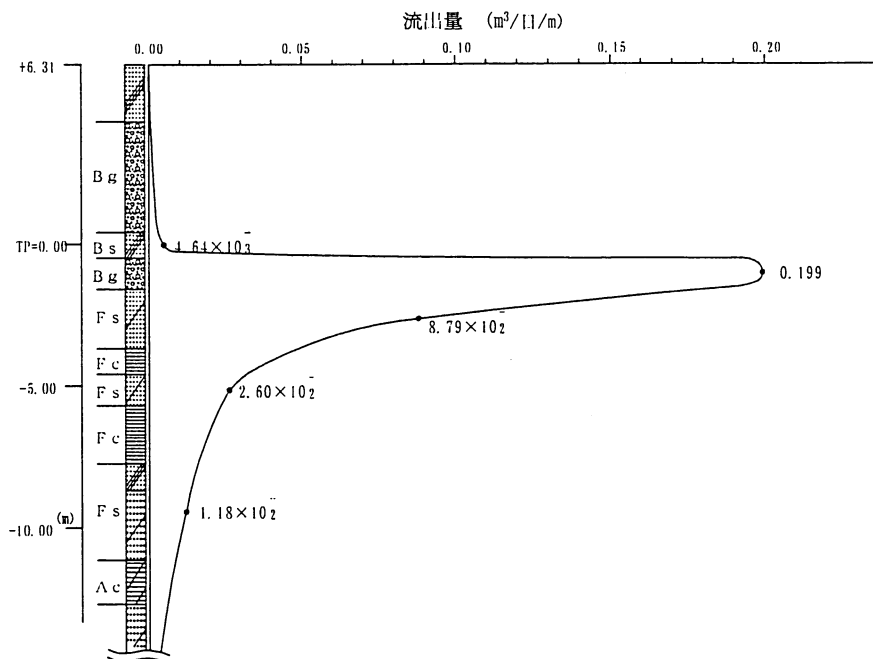


図3-3.11 各地層別の海域方向への流量（北海岸側）

3-3. 西海岸側の解析結果

3-3.1 地下水位の分布

北海岸側での解析と同様に、雨水浸透量は1mm/日としている。前述したように解析断面は地下水位分布から推定される流線に合致しておらず、かなり計算上は無理のある設定となっている。したがって、計算される流出量は実際の現象よりも過大になる可能性が高い。

解析断面全体での計算水位の分布を図3-3.12に示す。断面全体の中ではいくつかの水位の高まりがみられる。

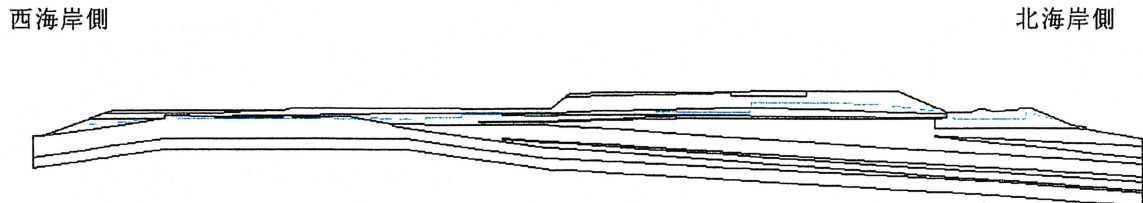


図3-3.12 西海岸側での計算水位分布

上図を見やすくするとともに、比較のため計算水位に合わせて実測水位を併記したのが図3-3.13である。水平距離程のゼロ点は西海岸線である。実測地点は水平距離の短い順にC-5、DE-3、E-3、G-1である。この結果から計算水位と実測水位にかなりよい一致が見られるが、北海岸ほどの再現性は得られていない。とくに西海岸の最近傍点では計算水位が実測をかなり上回っており、海域への動水勾配が実際よりも大きめの値となっていることに留意する必要がある。

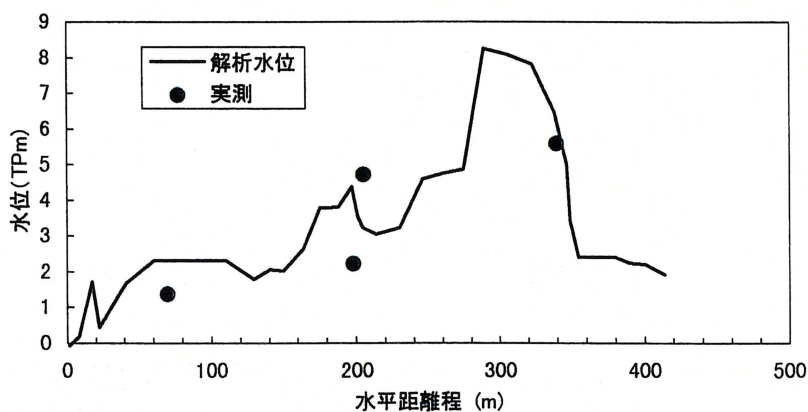


図3-3.13 計算水位と実測水位の比較 (西海岸側)

また、計算水位では距離程50~110mと200m付近ならびに280~340mで高まりが認められる。条件としての浸透量(1mm/日)と後述する西海岸での海域への流出量(0.115m³/日)とを勘案すれば、地下水の流向としては概ね距離程50~100m付近の地下水の高まりを分水嶺として西海岸側へ流れているものと考えられる。

3-3.2 海域への地下水の流出量と地層別の分布

西海岸側での各層別の海域への地下水流出量を表3-3.7及び図3-3.14に示す。先に述べたように、採用した解析断面と水位分布の関係から西海岸での海域への流出量は実際よりも多めの値となっていると考えられる。

表3-3.7 各地層別の海域方向への流出量（西海岸側）

地層(地質)	流量 (m ³ /日) 幅1m当り	比率 (%)
Bs (盛土層砂質土)	5.37×10^{-5}	0.04
d (シュレッタ-ダスト)	3.68×10^{-6}	0.003
Fs (埋立土層砂質土)	9.16×10^{-4}	0.80
強風化花崗岩	1.03×10^{-1}	89.9
風化花崗岩	1.06×10^{-2}	9.2

合計 0.115m³/日

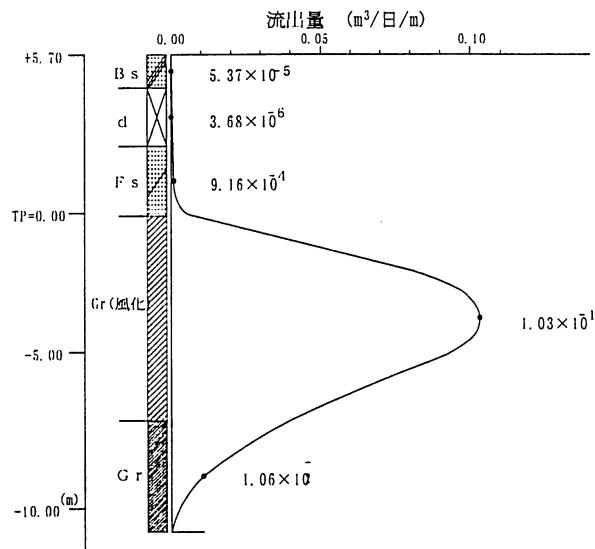


図3-3.14 各地層別の海域方向への流出量（西海岸側）

西海岸側では、北海岸で主要な透水経路となっているBs層が最上位にあり、これが不飽和状態であること、またFs層も連続性が悪いことなどから強風化花崗岩層を通しての地下水流出が主となっている。強風化花崗岩は第4章で示すように地質断面図からみてC～D測線にかけて分布するのみである。したがって、算定流出量を想定できる範囲は50～80m程度の区域と考えられ、全体では最大でも約9m³/日と見積られ、北海岸側での地下水の流出量と比較すると、1/10以下と推定される。

4. 現状における北海岸ならびに西海岸での移流拡散の解析

現状での地下水の流出に伴っての有害物資の漏出を推定するため、ここでは移流拡散解析を行った。有害物質の代表としてベンゼンを取り上げている。解析モデルは前述の浸透流解析と同様、2次元2相モデルであり、北海岸側ならびに西海岸側の解析断面も同じである。本件処分地での廃棄物等はすでにかかなりの年月を経ており、この間の状況を再現することは困難である。そこでその変遷は考慮せず、現状をベースに解析を行った。

4-1. 解析の方法と内容

上述したように解析モデル等は浸透流解析をベースにしており、重複を避けるためここでは割愛する。有害物質としてはベンゼンをその代表にしているが、浸透水（1mm/日）に飽和溶解度（1780mg/l）でとけ込んでいるものとした。

約1年間に相当する期間について連続解析を行ったが、有害物質が本件処分地のほぼ全域に拡散した状況を基本として表示した。

4-2. 北海岸側での解析結果

300日後における北海岸側の有害物質の拡散状況を示したのが図3-4.1である。地下のより深部への浸透より海域へ向かう流れにのっての移流の方が速い。北海岸土堰堤近傍では透水係数の高い地層が分布しており、また土堰堤そのものは難透水性のため潜り込む傾向が生じる。

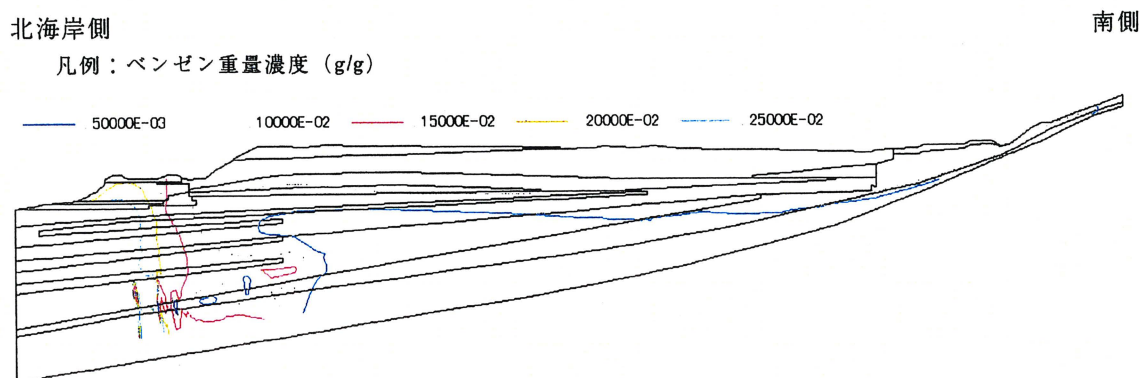
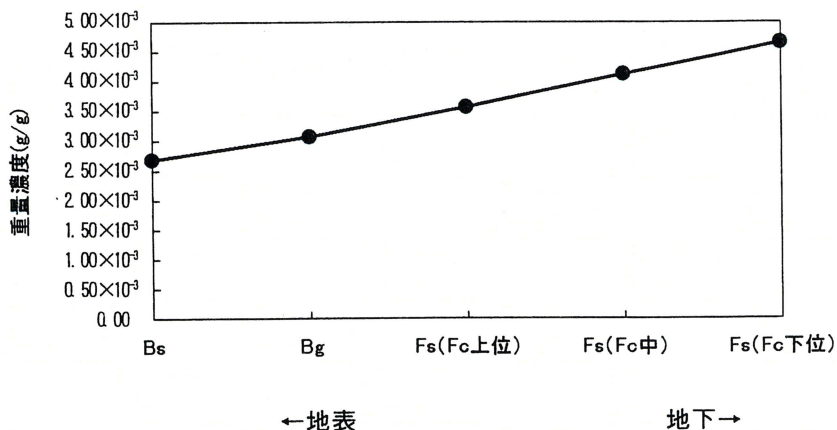


図3-4.1 解析断面全体での有害物質（ベンゼン）の拡散状況（300日後）

北海岸の土堰堤に着目し、地層別のベンゼン濃度を示したのが図3-4.2である。左側ほど地表に近い。深くなるほど濃度は高まるが、前述したように地下水の流出量はBg層あるいはFs層（Fc上位）で多く、海域への有害物質の漏出はこれらの層が中心となる。

汚染開始からの経時的な濃度コンターを比較し、置換速度の算定を試みた。ここでは汚染開始150日後と300日後をとっている。

図3-4.3に150日後の濃度コンターを、また図3-4.4に300日後のそれを示す。これらの図で $0.1 \times 10^{-3} \text{g/g}$ の濃度コンターに着目してみると、この両者の差の150日間で鉛直方向に約6m、水平方向に28m移動していることがわかる。したがって、1日当りの置換速度を試算すると鉛直方向に4cm/日、水平方向に18.7cm/日で、水平方向への移動の方がかなり大きくなる。



←地表 地下→
図3-4.2 北海岸土堰堤における地層別のベンゼン濃度分布

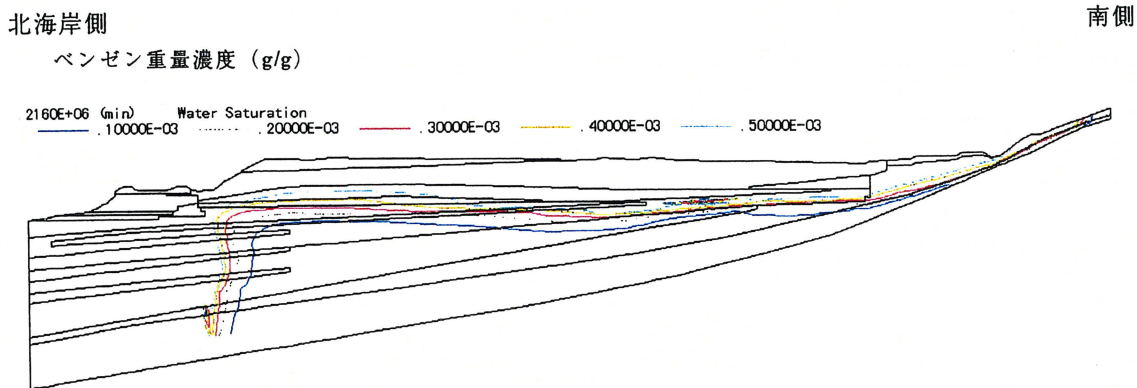


図3-4.3 150日後の濃度コンター

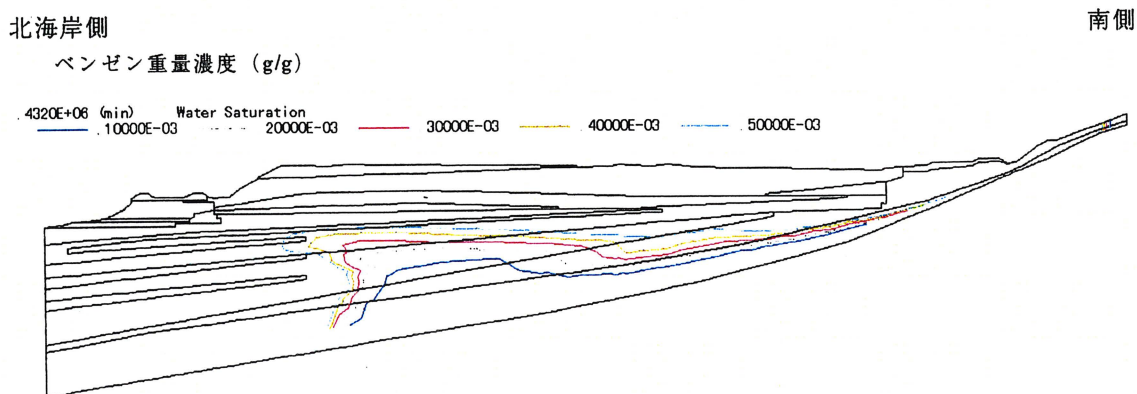


図3-4.4 300日後の濃度コンター

(同じ300日でコンターが図3-4.1と異なるように見えるが、この図では低濃度部分に着目していることによる)

4-3. 西海岸側における解析結果

図3-4.5は300日後における西海岸側の解析断面全体でのベンゼンの拡散状況を示したものである。また図3-4.6には西海岸近傍（海岸線より20m陸地寄りの地点）での深さ方向のベンゼン濃度分布を示す。廃棄物等が全体に薄く分布しているため、西海岸での汚染は深度方向に向かって低下する結果となっている。

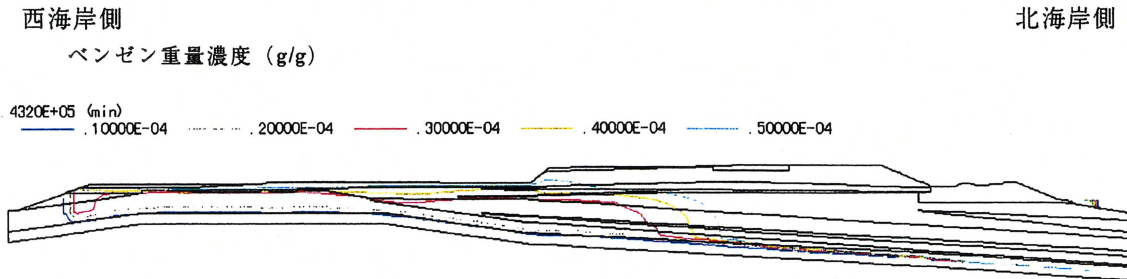


図3-4.5 解析断面全体での有害物質（ベンゼン）の拡散状況（300日後）

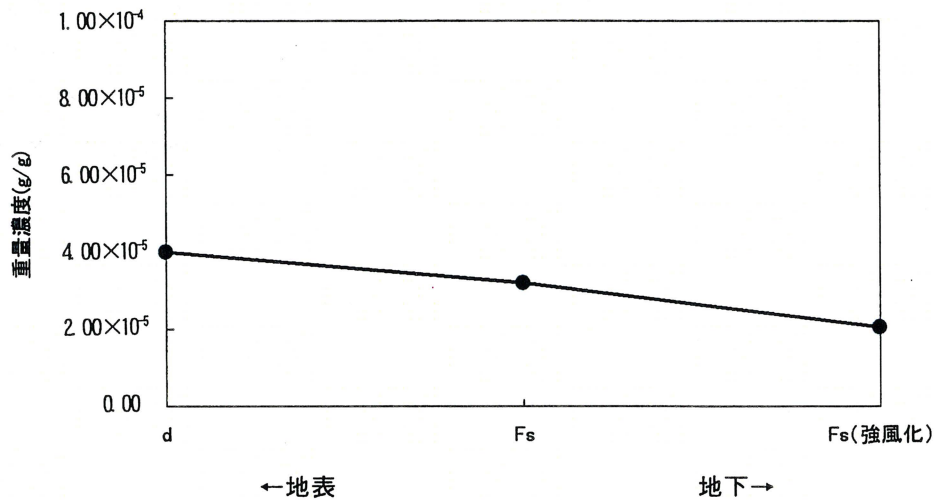


図3-4.6 西海岸近傍（海岸線より20m陸地寄り）における地層別のベンゼン濃度分布

5. 海岸土堰堤の安定性に関する検討

北海岸沿いに築堤されている土堰堤は、1970年頃、珪砂を採取したのちに、海岸線に沿って築堤されたものであり、その規模は高さ10m、長さ400m程度である。この土堰堤の背後に接するように廃棄物が投棄されている。

この土堰堤については、平成7年7月の大雨で堤体の一部が崩落したことや本技術検討委員会の会期中にもF測線～G測線間で比較的大きな崩落があり、その箇所を含む延長22mについては保全措置として根固め工を施した。すでに築堤後かなりの期間が経過しており、土堰堤には波浪等による浸食・洗掘の進行が認められる。

このような状況から北海岸土堰堤に関し、現状での安定性の確認を目的として調査検討を行った。

5-1. 調査の方法及び内容

北海岸土堰堤の安定性に関する検討では、土堰堤のほぼ中央にあり、保全措置を講じた区域とも近いF-1地点を取り上げ、地盤状況及び土質性状等を把握するため地質調査を実施した。地質調査は現場での通常の試験に加え、実験室に持ち帰って三軸圧縮試験等も行った。この結果を基にすべり破壊や浸透破壊等を中心とした土堰堤の安定性に関する解析・検討を実施した。また地震時の安定性についても検討を加えた。

5-1.1 地質調査

地質調査の内容を表3-5.1に示す。調査地点は図3-2.1のF1である。

表3-5.1 地質調査の内容

調査地点		F 1
調査項目		
機械ボーリング掘進長	盛土層砂質土	8 m
ブロックサンプリング (深度2m)		2 試料
コアサンプリング		2 試料
現場透水試験		4 回
室内土質試験 (三軸CD試験)		4 試料

(1)機械ボーリング調査

機械ボーリングは、地質状況の把握とともにボーリング孔を使用して現場透水試験等を行うためのものであり、ロータリー式油圧ボーリングマシンで掘削した。孔径 $\phi 86\text{mm}$ のコアボーリングとし、孔壁の保護にはケーシングを用いた。コアチューブで採取した試料は上皿自動天秤に載せて重量を測定し、箱に収めて観察ならびに写真撮影を行った。さらにビニール袋に詰めて室内土質試験に供した。

(2)ブロックサンプリング

テストピットを掘削し、地質状況を把握するとともに深さ1.5~2mでブロックサンプリングを行った。概要を図3.5-1に示す。

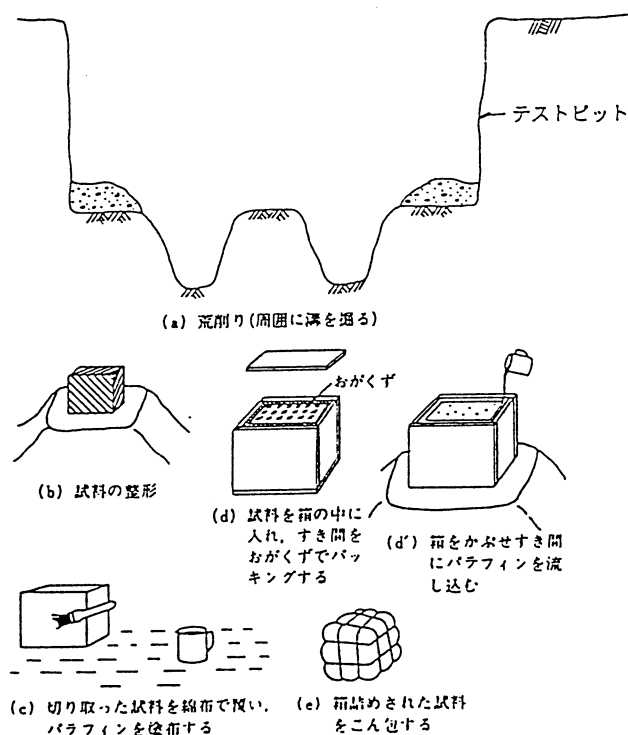


図3-5.1 ブロックサンプリングの概要

(3)現場透水試験

現場透水試験はケーシング法で実施した。詳細は本章の第2節に記載されているので割愛する。試験深度は、GLから-1.50mと-3.00m、-5.50~-6.00m、-7.00mの4深度である。

(4)室内土質試験

室内土質試験の内容を表3-5.2に示す。試料はテストピットで採取したブロックサンプル(試料番号F 1-1)とボーリングで採取したコアサンプル(F 1-2)である。なお、三軸圧縮試験のコアサンプル供試体は持ち帰った後、現地で測定したコアの比重量に合わせて調整したものである。

表3-5.2 室内土質試験の内容

試 験	準拠する試験方法
密度試験	JGS T 111
含水比試験	JGS T 121
粒度試験	JGS T 131
湿潤密度試験	JGS T 191
圧密排水(CD)三軸圧縮試験	JGS T 524

5-1.2 土堰堤の安定性に関する解析方法

安定性に関する解析として主に、すべり破壊と浸透破壊に対する検討を行った。土堰堤及び基礎地盤のすべり破壊に対する安定性としては、常時を基本とし、参考に地震時についても検討を加えた。この際、堤体材料及び基礎地盤の地盤定数については、上述した地質調査や関連する試料・情報から決定した。計算では潮位の変化も勘案しており、また崩落箇所にした対策の効果も評価した。

一方、浸透破壊に対しては浸透流解析の結果から浸潤面上昇を想定し、局部動水勾配と限界動水勾配の比較から評価した。

なお参考として、基礎地盤（埋立土層）の液状化ポテンシャルを試算し、地震時の液状化について検討した。

5-2. 北海岸土堰堤の地質特性

ボーリング調査結果から作成した地質柱状図を図3-5.2に示す。この結果からは、土堰堤の主体は盛土層に属する地層で構成されている。地質は本件処分地の基盤地質である花崗岩を起源とする土砂（マサ土）と花崗岩の岩片が混入した礫質土からなることがわかる。土堰堤の下部には埋立土層が最大10m程度の層厚で存在し、その下位には沖積層と基盤地質である花崗岩が分布している。

室内土質試験の結果を表3-5.3に示す。湿潤密度 ρ_t は $1.82\sim 2.11\text{g/cm}^3$ の範囲にあり、一般的に礫質に分類される密度の状況にある。粒度分布をみると、礫分が37～40%、砂分が47～51%、シルト・粘土分が12～13%となっており、細粒分の混入が少ない粒度組成になっている。また、均等係数が30～46、曲率係数が1.6～2.0であることから、粒度分布は良好な状況にあるものと考えられる。三軸圧縮試験の結果では強度定数として $C=0.4\sim 1.9\text{kgf/cm}^2$ 、 $\phi=36.08\sim 45.79\text{deg}$ が得られており、材料強度としては良好な状況にあるものと考えられる。

図 3-5.2 北海岸土堰堤の地質柱状図 (F1地点)

暫定的な環境保全措置調査業務委託 地質柱状図 (孔番号: F-1)

調査地点: 香川県小豆郡土庄町家浦 孔口標高: TP +6.31 m
 調査年月日: 平成10年2月7日~平成10年2月9日 水位: GL -3.00 m

標尺 m	標高 m	深度 m	層厚 m	柱状図	色調	地質名	観察記事	標準貫入試験			試験値	試料採取		原位置			
								深度 m	打撃回数 / 貫入量 (cm)	10cm毎の打撃回数		試料番号	採取深度 m		採取方法	試験名	試験深度 m
1					茶褐	シルト質細砂	風化花崗岩(マフィア)を主体とする埋土である。小礫を混入して、不均質である。含水量は少ない。上部は樹根を混入する。	10	20	30	40	50	1-1	1.50	④	1.50	
2	4.31	2.00	2.00		暗灰			10	20	30	40	50	1-1	2.00	④	3.00	
3					暗灰		花崗岩片、中砂を主体とする埋土である。上部は細砂を混入し、下部は粗砂、礫の混入が多く、不均質である。	10	20	30	40	50	1-2				
4					褐灰	砂礫	5.2~5.4mは黒褐色、5.8~5.9mは黄緑灰色を呈する。	10	20	30	40	50	1-2				
5								10	20	30	40	50	1-2				
6	0.41	5.90	3.90		黄緑灰	砂溜りシルト	細砂を不規則に混入する。粘性が強く、軟質で不均質である。	10	20	30	40	50	1-2				5.50
7	-0.24	6.55	0.65		暗灰	砂礫	φ40mm以下の角礫、粗砂を主体とする埋土である。礫の混入が多く不均質である。	10	20	30	40	50	1-2				6.00
8	-1.68	8.00	1.45		黒褐			10	20	30	40	50	1-2	8.00			7.00
9								10	20	30	40	50					
10								10	20	30	40	50					

表3-5.3 室内土質試験の結果一覧

試料番号		単位	F 1 - 1	F 1 - 2
採取深度		m	GL-1.50~2.00	GL-2.00~8.00
物理特性	湿潤密度 ρ_t	g/cm ³	1.820	2.110
	乾燥密度 ρ_d	g/cm ³	1.665	1.918
	土粒子の密度 ρ_s	g/cm ³	2.671	2.668
	自然含水比 w_n	%	9.3	10.0
	間隙比 e		0.604	0.391
	飽和度 S_r	%	41.1	68.3
粒度特性	礫分	%	40	37
	砂分	%	47	51
	シルト分	%	10	10
	粘土分	%	3	2
	均等係数 U_c		46	30
	曲率係数 U_c'		2.0	1.6
	最大粒径	mm	19.0	19.0
分類	分類名		細粒分まじり砂	細粒分まじり砂
	分類記号		[S-F]	[S-F]
強度特性	試験条件		CD	CD
	粘着力 c	kgf/cm ²	0.04	0.19
	内部摩擦角 ϕ	deg	36.08	45.79

注：・粒度特性のうち、粒径2mm以上を礫分、74 μ m~2mmを砂分、5~74 μ mをシルト分、5 μ m以下を粘土分として区分している。
 ・分類記号は、日本統一土質分類による土質材料の名称である。
 ・強度特性-試験条件のCDとは、三軸圧縮試験の試験条件（圧密排水試験）を示す。

5-3. 北海岸側土堰堤の水理特性

現場透水試験結果の一覧を表3-5.4に示す。透水係数は $3.6 \times 10^{-3} \sim 6.0 \times 10^{-4}$ cm/secを示しており、この値から判断すると土堰堤はやや難透水性にあるものと想定される。

表3-5.4 現場透水試験の結果一覧

調査地点	試験深度 (GL m)	地質区分		平衡水位		透水係数 (cm/sec)	備考
		地質	記号	(GL m)	(TP m)		
F 1	-1.50	シルト質細砂	Bs	-	-	2.7×10^{-4}	水なし
	-3.00	砂 礫	Bg	-	-	3.6×10^{-3}	水なし
	-5.50~-6.00	砂 礫	Bg	-3.00	3.31	6.0×10^{-4}	
	-7.00	砂 礫	Bg	-6.03	0.28	5.1×10^{-4}	

5-4. 土堰堤のすべり破壊に対する安定性

すべり破壊は図3-5.3に示すような盛土荷重等の外力により発生する基礎地盤のせん断破壊である。ここではすべり面として円弧を仮定し、すべり破壊に対する安定性を評価した。

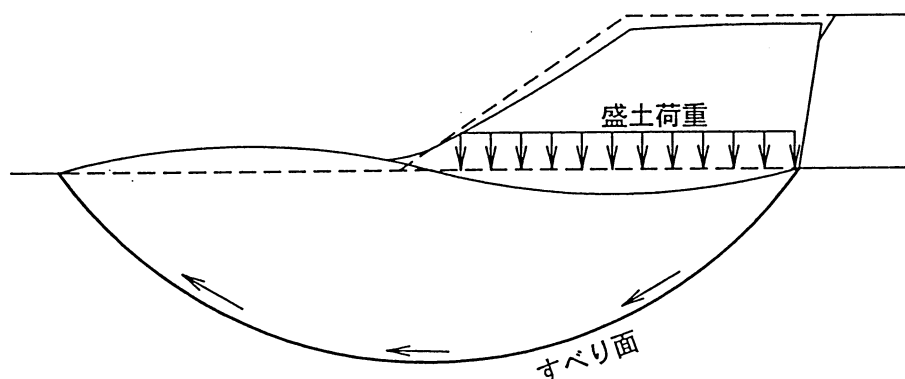


図3-5.3 土堰堤のすべり破壊に関するメカニズム

5-4.1 解析の方法

(1) 解析断面と計算手法

解析断面としては地質調査によって構成地層のデータが多く得られており、海岸全体のほぼ中央に当たるF断面をとった。なお崩落箇所に施した対策についても、その効果を評価した。

解析には「建設省河川砂防技術基準（H9.9）設計編Ⅱ」に示されている安定計算手法を採用する。解析対象は常時と地震時の2ケースである。

(2) 水位の条件

地下水位は、公調委調査における観測結果の最高水位（平成7年7月5日）に設定する（F1:TP=3.75m、F3:TP=5.51m、F5:TP=10.77mを結ぶ地下水位）。また海水位については、現地近隣の宇野港の観測結果を基にした表3-5.5の2ケースとする。

表3-5.5 海水位の解析ケース（宇野港の観測結果）

ケース	潮位 (TP m)
朔望平均満潮水位	1.242
朔望平均干潮水位	-1.194

注：朔望平均満潮位：天体潮汐において月の朔及び望のときまたはその2、3日後に起こる潮差の最も大きいときの満潮位を平均したものをいう。同じように、干潮位の平均を朔望平均干潮位という。

(3) 地震動の条件

地震時の安定性は図3-5.4に示すように、すべりの起動力として地震時慣性力 ($k_h \cdot W$) を作用させる震度法により評価する。

安定計算に用いる設計震度 k_h は、次式から0.20と設定する。

$$k_h = \gamma_1 \times \gamma_2 \times \gamma_3 \times K_0$$

$$= 0.85 \times 1.20 \times 1.0 \times 0.2$$

$$= 0.20$$

γ_1 ：地域別補正係数

γ_2 ：地盤別補正係数

γ_3 ：重要度別補正係数

K_0 ：標準設計震度(0.20)

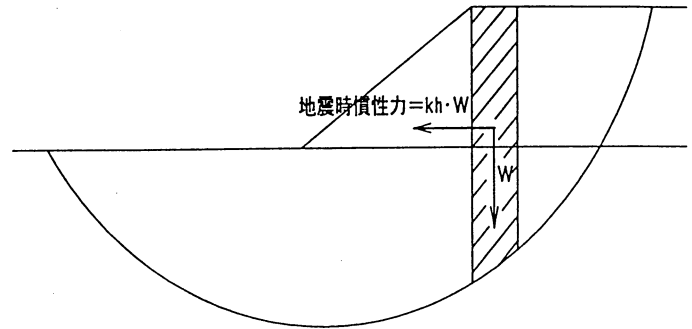


図3-5.4 地震力の与え方

なお、 $k_h=0.20$ は気象庁震度階における震度V（強震）程度に相当すると考えられ、平成7年の兵庫県南部地震時の高松・岡山の震動（震度IV）を上回るものでもある。

(4)土質定数の設定

各地層の土質定数の設定値をとりまとめたのが表3-5.6である。

表3-5.6 各地層に対して設定した物性値

地層	地質	記号	平均N値 (回)	湿潤密度 $\rho_t(t/m^3)$	飽和密度 $\gamma_{sat}(t/m^3)$	粘着力 C(tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (deg)
廃棄物層		—	4	1.00	1.10	3.0	0
盛土層	砂質土	Bs	6	1.80	1.90	0.0	30
	粘性土	Bc	—	1.60	1.70	4.0	0
	礫質土	Bg	14	2.10	2.20	0.0	40
埋立土層	粘性土 (陸側)	Fc	3	1.60	1.70	6.0	0
	粘性土 (海側)	Fc	3	1.60	1.70	3.0	0
	砂質土	Fs	10	1.70	1.80	0.0	30
沖積層	粘性土	Ac	10	1.70	1.80	8.0	0
	砂質土	As	17	1.80	1.90	0.0	35

今回の地質調査結果を基に設定しているが、室内土質試験が行われていない地層については、同等と考えられる地層あるいは近傍の地層の値や文献等を参考に推定した。主な特性値は以下のように決定した。

- ①湿潤密度 ρ_t ：BsならびにBg層については試験値を採用した。その他の地層は粗密や硬軟を勘案して文献等から設定した。
- ②粘性土の粘着力c：粘性土の粘着力としては、以下に示す大崎の提案式から推定した値と有効土被り圧から推定される値のうち大きい方を示してある。

大崎の提案式

$$C = qu / 2$$

$$qu = 0.4 + \frac{N}{20} \quad (\text{kgf} / \text{cm}^2)$$

C : 粘着力

qu : 一軸圧縮強さ

N : 標準貫入試験によるN値

有効土被り圧から想定される粘着力

$$C = Cu_0 + m(\sigma_0 - Pc + \Delta\sigma)U$$

C : 粘着力

Cu_0 : 載荷前の粘着力(=0と仮定)

m : 強度増加率(=0.40と仮定)

σ_0 : 有効土被り圧

Pc : 圧密降伏応力

U : 圧密度(=100%と仮定)

- ③砂質土の内部摩擦角 ϕ : 三軸圧縮試験が実施されているBsとBg層に対しては、安全率を80%として試験値を採用した。埋立土層ならびに沖積層の砂質土については、三軸圧縮試験が実施されていないため、標準貫入試験によるN値からDunhamの提案式を用いて内部摩擦角を推定した。Dunhamの提案式は次の通りである。

$$\phi = \sqrt{12N} + 20$$

ϕ : 内部摩擦角 (deg)

N : 標準貫入試験によるN値

5-4.2 解析の結果

上記の解析手法や条件等を基に行った安定解析の結果を安全率として表3-5.6に示す。すべり破壊に対する安定性は以下のように要約される。

- ①対策がない場合の常時のすべりに対する安全率は、干潮位で1.130、満潮位で1.104と試算され、十分な安定性を持っている。
- ②一方、対策が施されている場合の常時の安全率は、干潮位で1.294、満潮位で1.278と試算され、対策がない場合よりかなり向上する。
- ③地震時の安全率は、全てのケースでFs=1.0を下回る結果となった。なお参考として計算ケースの結果を直線近似し、安全率1.0となる設計水平震度を推定すれば、図3-5.5からkh=0.07~0.14(震度IV~震度Vに相当)程度になるものと想定される。

表3-5.7 すべり破壊に対する安全率

ケース	対 策	安 全 率	
		常時	地震時
朔望平均干潮位	無し	1.130	0.842
	有り	1.294	0.855
朔望平均満潮位	無し	1.104	0.816
	有り	1.278	0.838

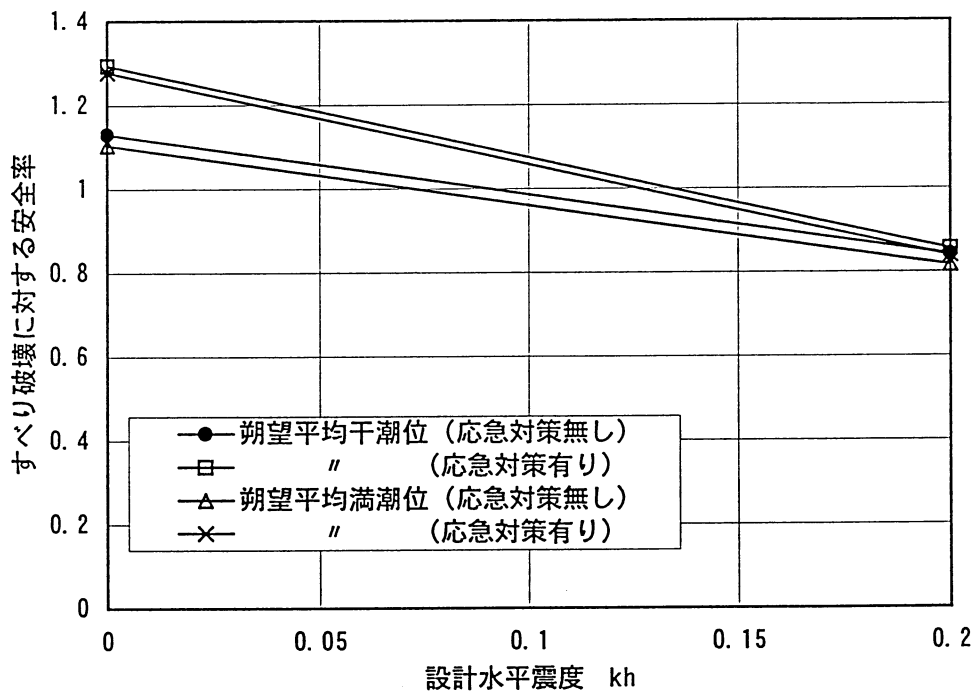


図3-5.5 設計水平震度とすべり破壊に対する安全率の関係

5-5. 土堰堤の浸透破壊に対する安定性

図3-5.6に示すように、砂質土等で構成される法面に浸潤線が達すると、粘着力等の小さい土質材料ではこの水の浸透力によって崩壊が生じる。また法尻では洗掘などが生じやすくなる。このような状況を浸透破壊という。

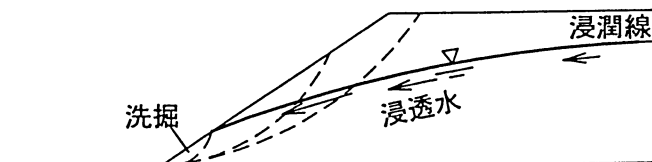


図3-5.6 浸透破壊の概念

ここでは浸透流解析から得られた土堰堤付近の水面形状を用いて、クリープ比と限界動水勾配の2つの方法により浸透破壊に対する安定性を評価した。

5-5.1 クリープ比による判定

浸透破壊に対する安定性は「建設省河川砂防技術指針」に準拠し、次式のクリープ比を用いて検討する。このクリープ比による検討は、土堰堤とその地盤あるいは構造物とその地盤の接合部及びその付近における浸透破壊に対する検討であり、下記に示すレーンの加重クリープ比で評価される。一般的に、加重クリープ比の値が、表3-5.8に示した値以上でなければならない。なおこのクリープ比による検討は、通常構造物等の基礎を含み、これによって土と構造物との周辺部で水みちが生じやすくなることを考慮したものである。しかし、ここでは構造物が存在しないことからこれに関する項を除いて検討する。したがって、水平方向の有効浸透経路長からクリープ比が設定されることになる。

$$C = (L_e + \sum l) / \Delta H = \{L_1 + L_2 / 3 + \sum l\} / \Delta H$$

C:レーンの加重クリープ比(表3-5.8)

L_e :水平方向の有効浸透路長

L_1 :水平方向の堤防と堤防の地盤の接触長さ

L_2 :水平方向の堤防と地盤の地下構造物の接触長さ

$\sum l$:鉛直方向の地盤と構造物の接触長さ(通常0とする)

ΔH :水位差

(「建設省河川砂防技術指針 設計編I」,pp.27)

表3-5.8 レーンの加重クリープ比

地盤の土質区分	C	地盤の土質区分	C
極めて細かい砂またはシルト	8.5	粗砂利	4.0
細砂	7.0	中砂利	4.0
中砂	6.0	栗石を含む粗砂利	3.0
粗砂	5.0	栗石と砂利を含む	2.5

図3-5.8に示すように土堰堤の水平方向の有効浸透経路長 $l=25\text{m}$ とし、この時の水位差 $\Delta H=2.7\text{m}$ とすると、クリープ比(=動水勾配)は9.3となる。土堰堤は、砂から砂利で構成されていることから、表3-4.7に示すレーンの加重クリープ比は $C=7.0\sim 4.0$ 程度と評価される。したがって下記に示すように、ここで算出されるクリープ比はレーンの加重クリープ比を上回り、浸透破壊に対して安全と判断される。

$$\begin{aligned} C &= \{25.0 + 0/3 + 0\} / 2.7 \\ &= 9.3 > 7.0(\text{細砂}) \sim 4.0(\text{砂利}) \end{aligned}$$

5-5.2 限界動水勾配による判定

土堰堤の浸透破壊は、土堰堤内の水位がある大きになると生じるといわれている。このような破壊は、土堰堤の勾配及び材料の強度定数により変わることなどが指摘されている。限界動水勾配による判定は、このような浸透破壊に対する1つの検討手法であり、砂質土を用いた模型実験や浸出面上の単一粒子のつり合いから理論的に次式が導かれている。ここでは、この式を用いて土堰堤の安定度を検討する。

$$i = \frac{4}{3} C_f \frac{\gamma}{\gamma_w} (\tan \phi - \tan \theta)$$

i : 洗掘破壊に対する限界動水勾配

C_f : 土粒子の形状係数(砂粒子の形状と間隙の大きさに関係, $C = 0.6$ と仮定)

γ : 湿潤重量

γ_w : 水の単位体積重量

ϕ : 土のせん断抵抗角

θ : 法面の傾斜角

(赤井浩一: 浸透水流による盛土法面の局部破壊について、土木学会論文集、No.36, [1956])

図3-5.8は浸透流解析から得られた土堰堤付近の動水勾配を示したものである。これによると、 $P=0.0\text{kgf/cm}^2$ での動水勾配は $i=2.7\text{m}/25\text{m}=0.108$ となる。また現地の土堰堤の形状ならびに土質試験結果をもとに現状での限界動水勾配を試算すると、以下のように $i=0.162$ となる。したがって、この限界動水勾配は浸透流解析から得られた動水勾配以上となり、浸透破壊に対して安全と判断される。

$$\begin{aligned} i &= \frac{4}{3} \times 0.6 \times \frac{180}{1.0} \times (\tan 40 - \tan 36) \\ &= 0.162 > 0.108 (= 2.7 / 25) \end{aligned}$$

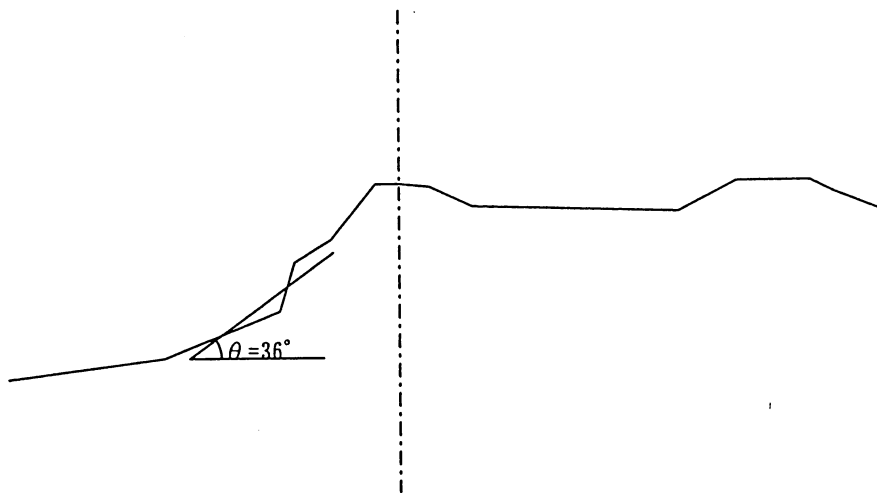


図3-5.7 土堰堤の勾配

Time = .5833E+06 (min) Pressure (kgf/cm²)
 10000E-03 1.0000 2.0000 3.0000

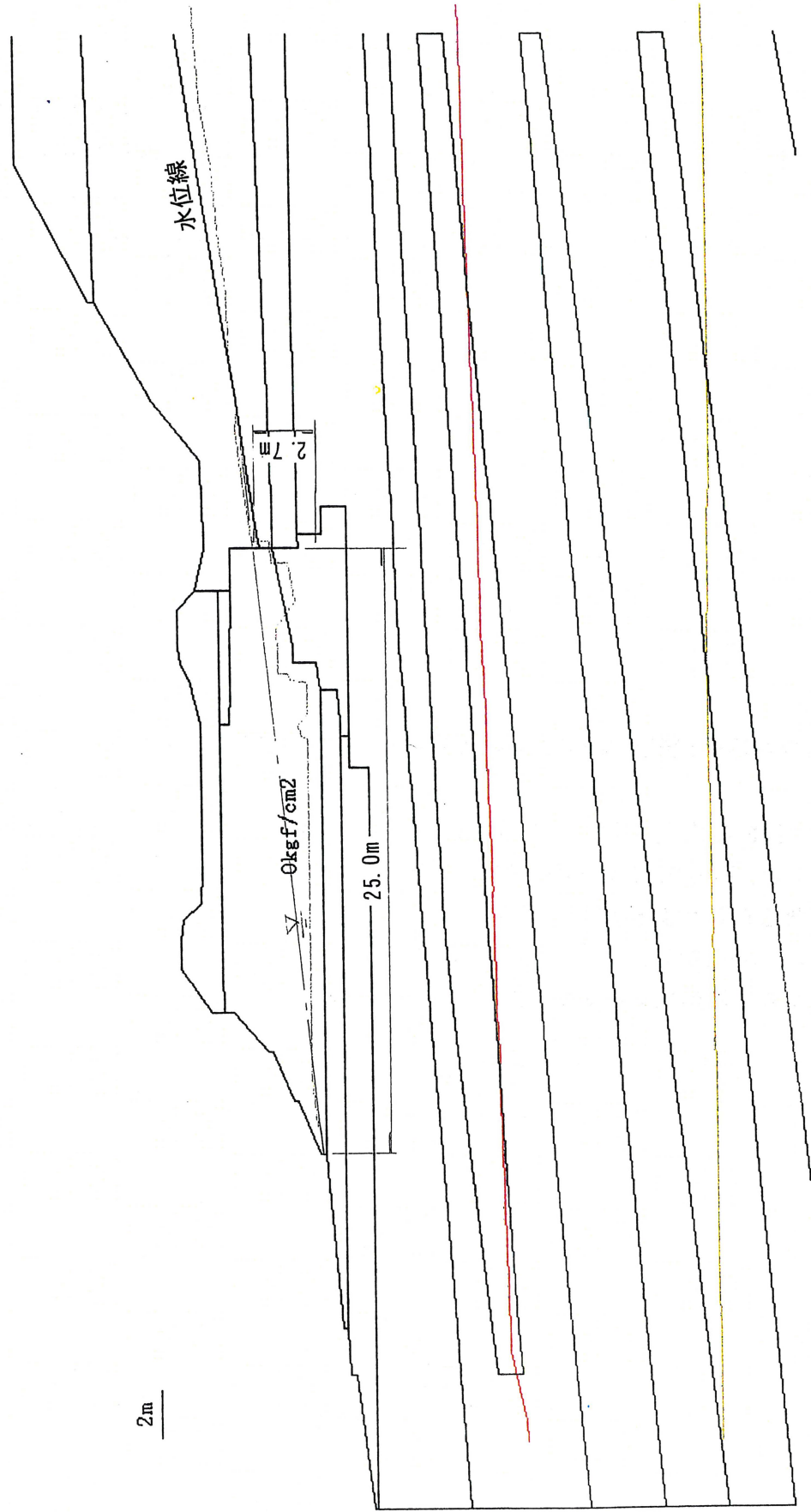


図3-5.8 浸透流解析より得られた土堰堤付近の水面形状

5-6. 液状化に対する検討

液状化とは、地下水水位下に分布する緩い砂質土層が強い地震動を受け、液体のように流動する現象である。本件処分地の北海岸側では、最大10m程度の層厚で埋立土層が分布している。この埋立土層は砂層を主体とし、全体的にN値が10回以下の比較的緩い地盤となっている。ここでは参考として、埋立土層における地震時の液状化の検討を行った。

5-6.1 解析の断面と手法

液状化の判定に用いる地点はこれまでと同様F1である。ただし、今回の調査では高深度までのデータを取得していないので、公調委調査のボーリング資料No.F-1-BK（公調委調査によるボーリング番号）のデータを用いている。

液状化の検討手法は、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 H8.12 社団法人 日本道路協会」に記載の方法によった。なお、設計水平震度は、先のすべり破壊に対する検討と同様に $k_h=0.20$ とした。

5-6.2 土質定数の設定

各地層の土質定数としては、今回の地質試験の結果とともに公調委調査も参考にして表3-5.9に示す値を設定した。なお、室内土質試験が行われていない深度については、同等と考えられる地層あるいは近傍の地層の値を参考に推定した。表3-5.9中の10%粒径 D_{10} でカッコ書きしたものは、 D_{10} が沈降分析の測定値以下となったため沈降分析の最小値を採用している。

表3-5.9 各土層の密度と粒度分布

地質	深度 (m)	層厚 (m)	試料番号	深 度 (m)	湿潤密度 γ_i (t/m ³)	飽和密度 γ_{sat} (t/m ³)	細粒分 含有率	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)
Bs	2.00	2.00	F-1-1	1.50~2.00	1.8	1.9	13	1.3	0.044
Bg	5.90	3.90	F-1-2	2.00~8.00	2.1	2.2	12	1.2	0.058
Bs	6.80	0.90	C1-BK-1		1.8	1.9	56	0.051	0.0014
Bg	7.90	1.10	F-1-2	2.00~8.00	2.1	2.2	12	1.2	0.058
Fs	10.00	2.10	F1-BK-3	11.00~ 11.45	1.7	1.8	25	0.15	0.026
Fc	10.90	0.90	DE1-BK-1		1.6	1.7	97	0.012	(0.0014)
Fs	12.00	1.10	F1-BK-3	11.00~ 11.45	1.7	1.8	25	0.15	0.026
Fc	14.05	2.05	DE1-BK-1		1.6	1.7	97	0.012	(0.0014)
Fs	17.45	3.40	F1-BK-4	15.00~ 15.45	1.7	1.8	19	0.41	0.016
Ac	19.00	1.55	DE1-BK-1		1.7	1.8	97	0.012	(0.0014)
As	22.60	3.60	F1-BK-5	20.00~ 20.45	1.8	1.9	26	0.27	0.0037
Ac	24.00	1.40	DE1-BK-1		1.7	1.8	97	0.012	(0.0014)

5-6.3 液状化に関する安定性

液状化の判定結果を表3-5.10に示す。主な点を要約すれば以下の通りである。

- ①深度7m～8mを除き、砂質土が分布する深度では、液状化安全率は1.0を下回る結果となっている。こうした箇所では地震時に液状化する可能性が高いものと予想される。
- ②粘性土については、今回の室内土質試験試料には含まれず、液性限界ならびに塑性限界試験を実施していないため液状化強度は明らかではないが、液状化の可能性は低いものと考えられる。

表 3-5.10 液状化に関する判定結果

件名:

孔NO: F1-BK

標高: TP=6.31m

標尺 (m)	標高 (m)	柱状図	N 値	計算深度 (m)	基礎定		動的せん断強度比		低減係数 (rd)	L	FL 判定	深さ (m)	FL の分布	
					Vs (m/h)	N 値 (回)	σ _{v2} (kg/cm ²)	σ _{v2} ' (kg/cm ²)						D50 (mm)
0	6.31													
1.30	4.31			101	2	0.234	0.234	1.300	0.044					
2.30					25	0.423	0.423	1.200	0.058					
3.30					5	0.637	0.596	1.200	0.058					
4.30				183	7	0.857	0.716	1.200	0.058					
5.30	0.41				10	1.077	0.898	1.200	0.058					
6.30	-0.49			127	4	1.285	0.944	0.051	0.001					
7.30	-1.59			193	14	1.490	1.049	1.200	0.058					
8.30	-1.59			202	22	1.694	1.153	0.150	0.026					
9.30	-3.69			144	9	1.874	1.233	0.150	0.026					
10.32	-4.59			127	3	2.055	1.312	0.012	0.001	20.00				
11.30	-5.69			126	4	2.225	1.384	0.150	0.026					
12.32					2	2.406	1.463	0.012	0.001	20.00				
13.30				80	1	2.572	1.531	0.012	0.001	20.00				
14.30	-7.74				1	2.745	1.604	0.410	0.016					
15.30	-8.69			172	11	2.928	1.687	0.410	0.016					
16.30				208	10	3.118	1.777	0.410	0.016					
17.30	-11.14				10	3.308	1.867	0.410	0.016					
18.30	-12.69				9	3.489	1.948	0.012	0.001	20.00				
19.30	-16.29			202	12	3.672	2.031	0.270	0.004					
20.30					22	3.862	2.121							
21.30	-16.29				17	4.052	2.211							
25	-17.69													
	-18.69													

注: 判定 x: 液状化すると判定される土層
 O: 液状化しないと判定される土層
 FL の分布 O: FL < 1.0
 ●: FL > 1.0

Cz = 0.85 (地域別補正係数: B 地域)
 CG = 1.2 (地盤別補正係数: 皿種)
 CI = 1.0 (重要度別補正係数: 1 級)
 Ks0 = 0.2
 Ks = Cz · CG · CI · Ks0 = 0.2

5-7. 北海岸土堰堤の安定性に関する総合的評価

ここでは、以上の結果を踏まえ北海岸土堰堤の安定性について評価した。

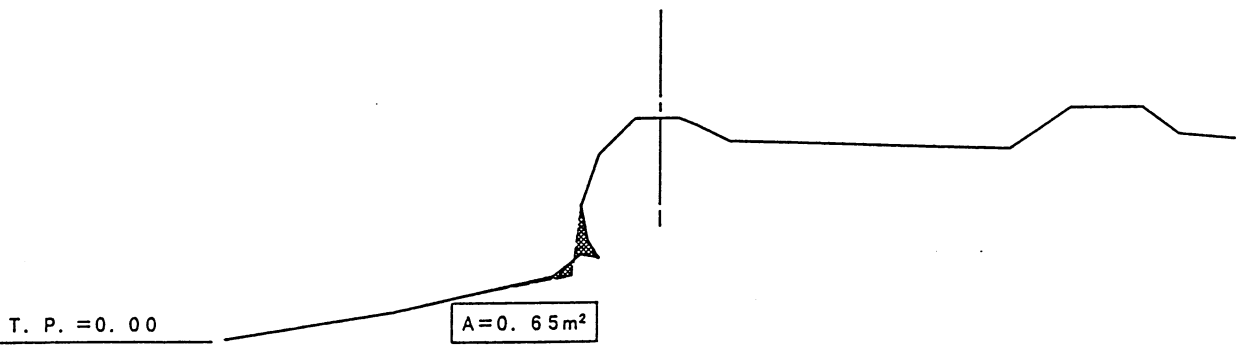
すべり破壊に対する常時の安定性については、保全対策が実施されていない場合でも十分な安全率を有している。根固め工等の保全対策によってさらに安定性は向上する。一方、設計水平震度（気象庁震度階における震度Ⅴ（強震）程度に相当する）の条件で地震時の安定性を評価すると、対策を行った場合でも安全率は0.833～0.855となり、1.0を下回る結果となった。また同等の地震時での土堰堤の下部に分布する埋立土層の液状化については、その判定結果から埋立土層のほとんどの砂層で液状化の可能性があることが指摘される。ただし、 $k_h=0.20$ の入力地震動は関東大震災クラスに相当する。このような地震は期待値としての再来周期が概ね100年であることから、暫定的な環境保全措置の期間においては対象外として取り扱うことができるものと考えられる。震度Ⅳ程度の地震動（兵庫県南部地震における高松・岡山の震動程度）で考えた場合には、ほぼ安定した土堰堤であると判断することができる。浸透破壊に対しては、安全性を有しているものと考えられる。

以上の北海岸土堰堤の安定性評価は、あくまでもすべり破壊や浸透破壊等に対してモデル化した解析結果に基づくものである。本件処分地の土堰堤で生じている現在の変状は波浪等の浸食や洗掘に起因したものであり、こうした変状が各所で確認されている。

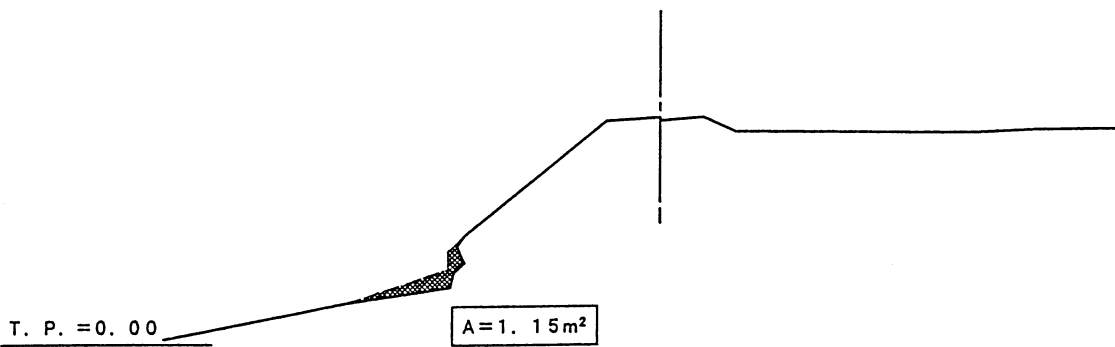
図3-5.9と図3-5.10は公調委調査時に測量された土堰堤の断面形状と今回の土堰堤の測量結果を重ね合わせ、断面の変化を示したものである。この結果によると、最近の3年間で土堰堤の法尻部を中心に浸食が進行し、土堰堤そのものが後退している。現状の断面形状が維持できれば、先の解析結果でみられるように安定性を確保できるものと想定されるが、浸食・洗掘等が継続して進行するようであれば、安定性の低下が懸念される。

なお北海岸土堰堤については、崩落が比較的に大きな箇所（F測線付近）を対象として、本技術検討委員会の会期中に対策がとられた。施工延長は22mであり、対策として主に根固め工と築堤工からなる構造形式を採用した。施工は平成9年12月24日から開始され、平成10年2月9日に完了している。対策が施された箇所にあっては、その後安定した状態にあり、対策の効果が認められる。図3-5.11に対策の標準断面を示す。

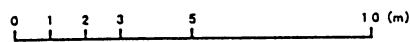
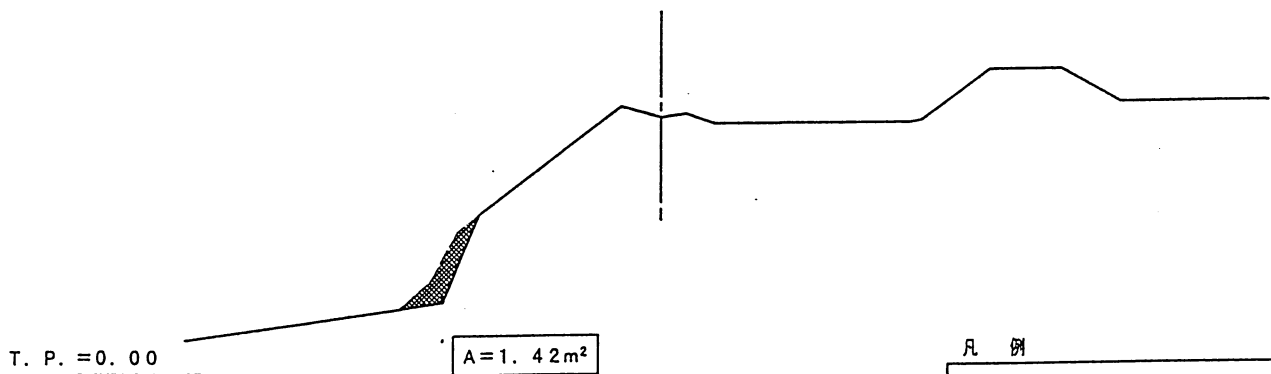
E 測線



D 測線



C 測線



凡例

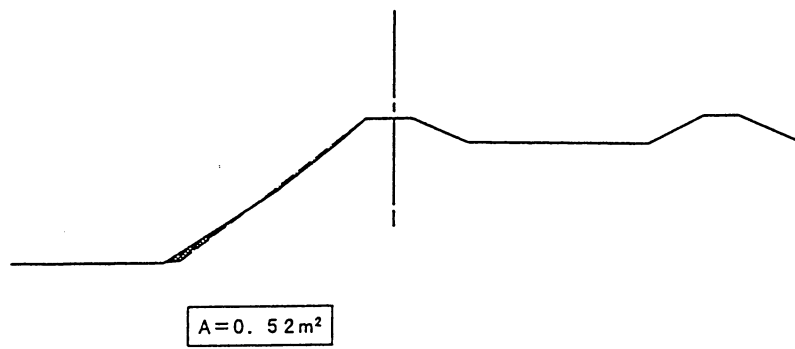
- : 既往の調査結果 (H7)
- : 今回の調査結果 (H10)
- ▨ : 変状範囲

既往調査：公害等調整委員会調停委員会による「豊島産業廃棄物水質汚濁被害等調停申請事件に係る調査検討結果（平成7年9月）」

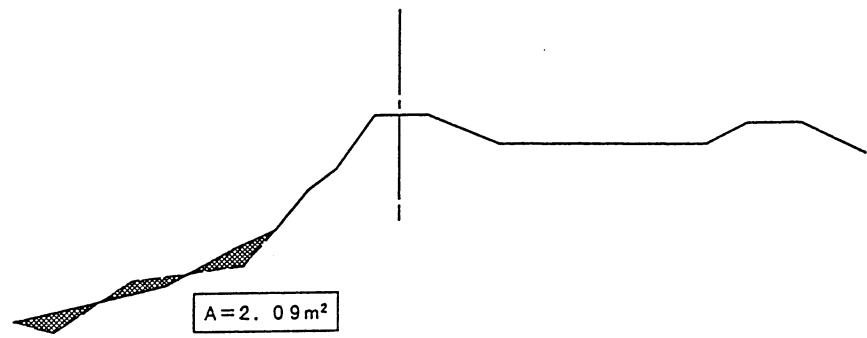
S=1/200

図3-5.9 北海岸土堰堤の断面の変化（1）

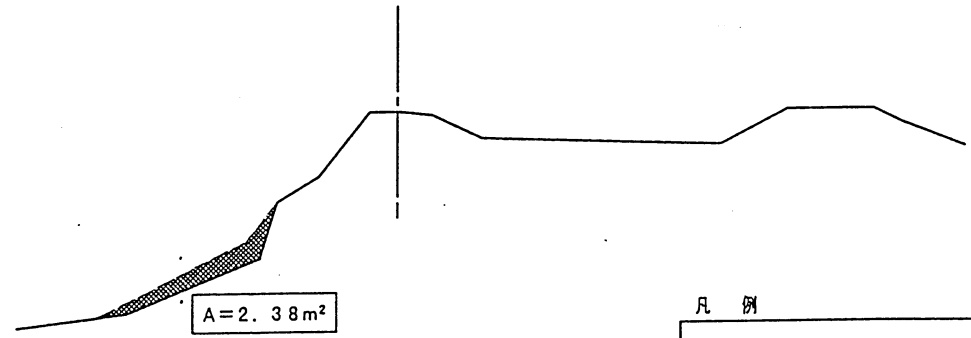
H 測線



G 測線

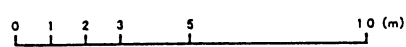


F 測線



凡 例

-----	: 既往の調査結果 (H7)
—————	: 今回の調査結果 (H10)
▨	: 変状範囲



既往調査：公営等調整委員会調停委員会による「豊島産家
廃棄物水質汚濁被害等調停申請事件に係る調査
検討結果（平成7年9月）」

S=1/200

図3-5.10 北海岸土堰堤の断面の変化（2）

T.P. +10.00

0.00

-10.00

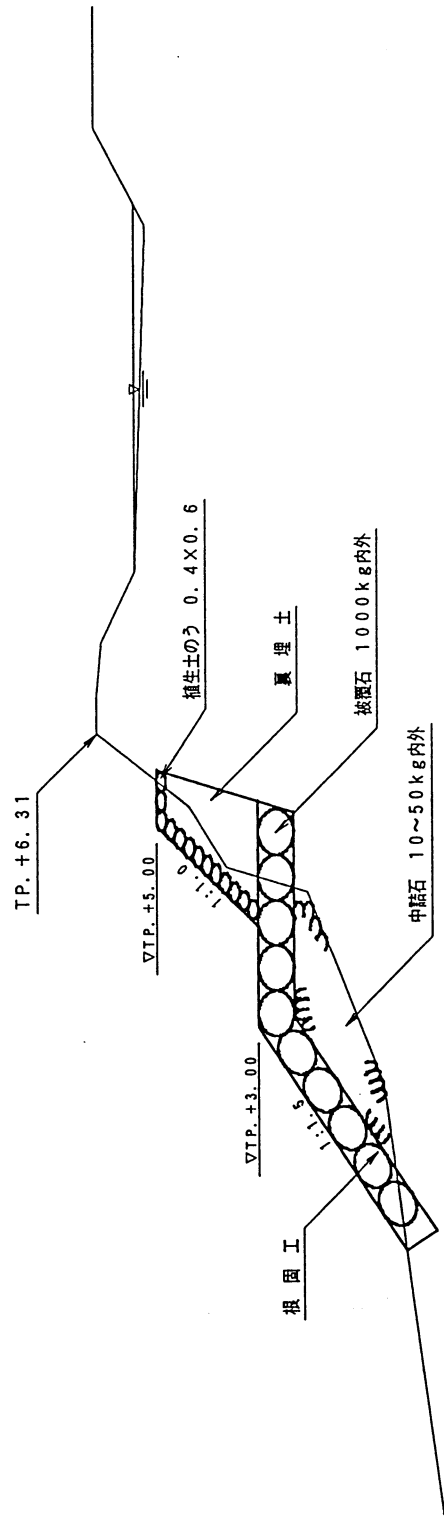


図3-5.11 北海岸における対策の状況 (F測線)

6. 北海岸土堰堤の変状の監視

本件処分地における北海岸土堰堤は延長約400m、高さ約10mの規模で築堤されている。土堰堤の構造及び安定性については前節で示したように、力学モデルでの検討では概ね安定性を有しているものと想定される。しかしながら、この土堰堤については表面の被覆が崩れ、波浪による浸食や洗掘を受けやすい状況にあって、先の図3-5.9及び図3-5.10にみられるようにすでに崩落が進行している。このような背景から、ここでは土堰堤の経時的な変状状況を監視し、進行の程度や今後の対応を検討した。

6-1. 監視の方法及び内容

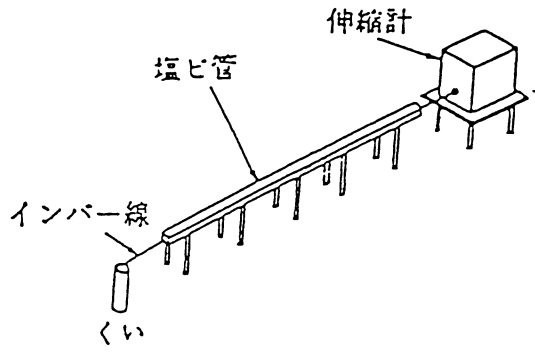
土堰堤の監視に当っては、目視による観察と写真撮影を行うとともに計測機器による測定も行った。計測機器の設置状況は表3-6.1の通りであり、設置位置は前掲図3-2.1に示してある。

表3-6.1 土堰堤変状監視のための
測定機器設置状況

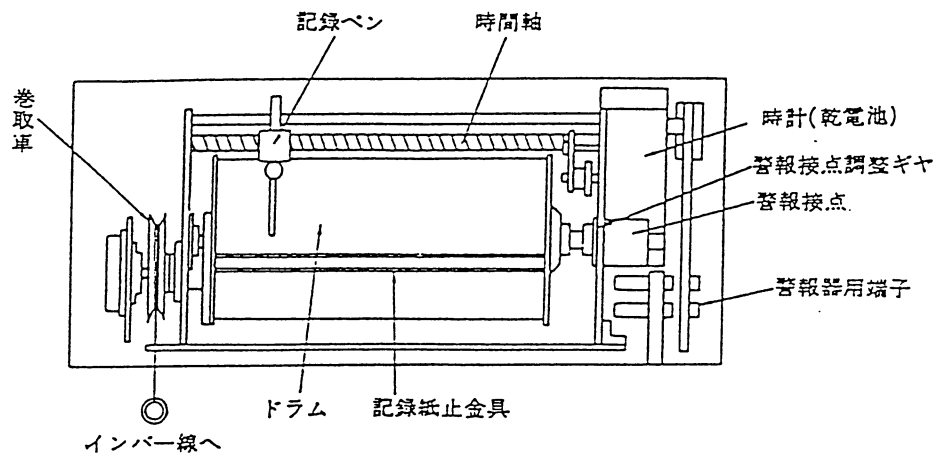
計測機器	設置地点数
地表面伸縮計	2
簡易変位計	1 2
簡易伸縮計	1 2

地表面伸縮計による計測は土堰堤の堤体全体の監視を行うことを目的としており、その測定システムの概要を図3-6.1に示す。E・F測線（E測線とF測線の間隔位置をこのように表現する）では約10mの間隔の、またF・G測線では約12mの間隔の伸縮を計測した。簡易計は土堰堤の法先崩落の監視を簡便な方法で行うものであり、図3-6.2のような構造と測定原理で簡易変位計と簡易伸縮計がある。

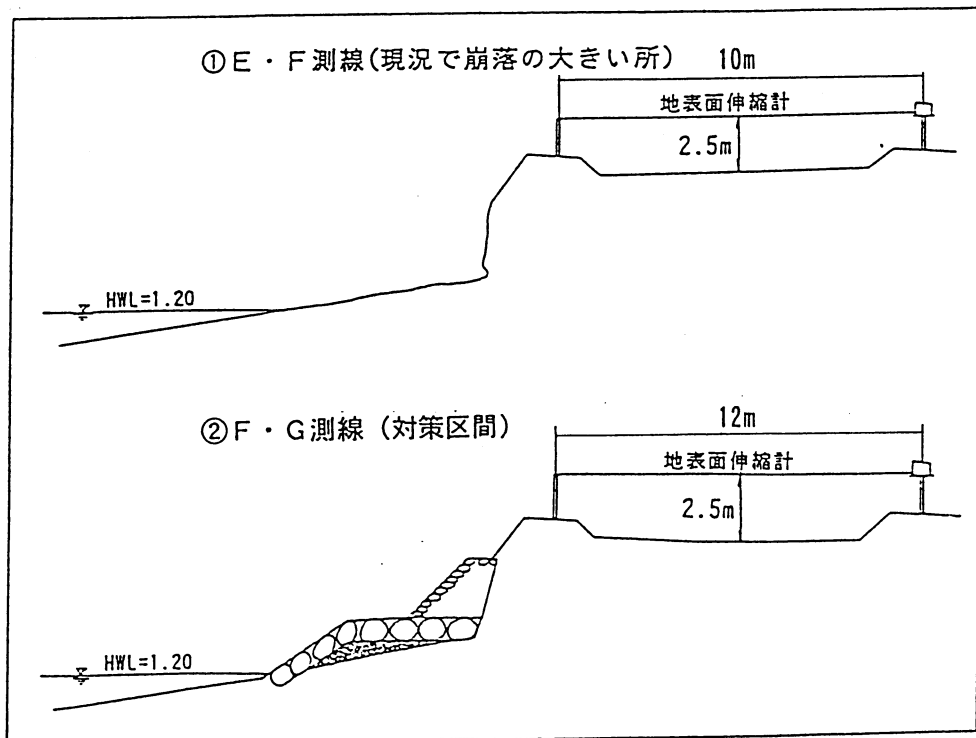
測定は1998年2月11日より開始し、2週間に1回の頻度で申請人代表立会のもとで実施した。また計器測定時に併せて土堰堤全体を見回り、崩落等の変状のみられる箇所については写真撮影も行った。



(設置模式図)



(伸縮計詳細図)



(設置位置模式図)

図3-6.1 地表面伸縮計による測定の概要

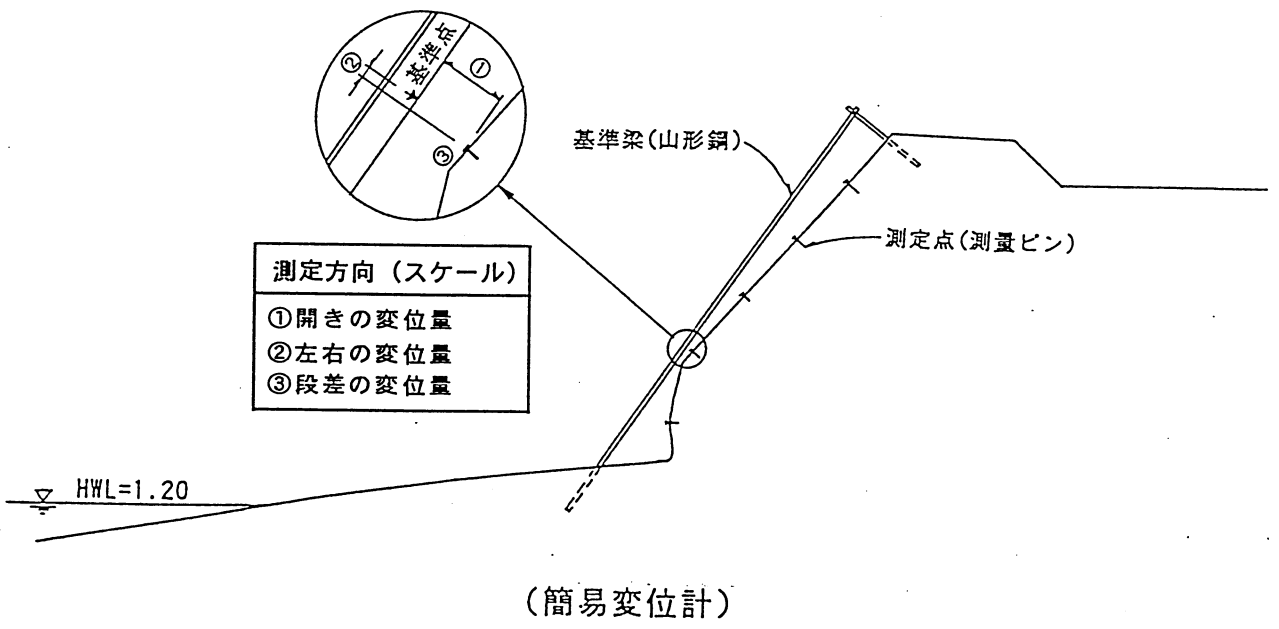
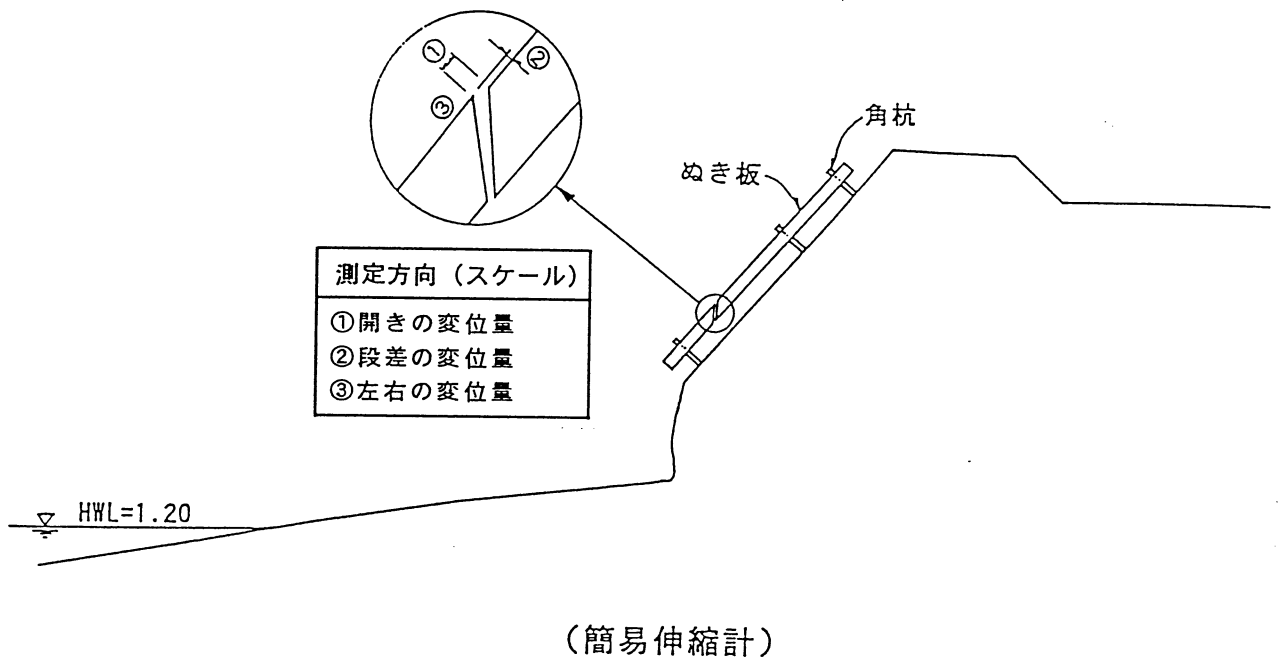


図3-6.2 簡易計の構造と測定原理

6-2. 地表面伸縮計による測定の結果

地表面伸縮計による地盤変位の測定は、平成10年2月11日から6月5日まで実施した。図3-6.3は地表面伸縮計による測定結果を示したものである。地盤の変位量は2月26日前後から変位の傾向が異なっている。観測開始から2月26日までは、伸びもしくは縮みの方向が一定していないことから計器と地盤との馴染みによる動きと考えられる。2月26日以降の地盤の変動は次の通りである。

(1) E・F測線

2月26日からの約3.5ヶ月で約4.5mm程度の伸び方向の変位を観測している。この間の平均的な変位の速度は約1mm/月となる。5月中旬以降については、降雨による影響と考えられる変位の増加もみられる。なお、表3-6.2に示す伸縮計による地盤伸縮の程度一覧表（日本道路協会：道路土工のり面工・斜面安定工指針）によると、今回の観測変位は変動ランクcに該当するものと想定されるが、次項で示すように比較的近接した地点で逆の変位が観測されている。こうした状況から誤差も相当程度含んでいるものと判断される。

表3-6.2 伸縮計による地盤伸縮の程度一覧表

変動ランク	日変位量 (mm)	累積変位量 (mm/月)	一定方向への累積傾向	活動性等
変動a	1mm以上	10mm以上	顕著	活発に運動中
変動b	0.1～1mm	2～10mm	やや顕著	緩慢に運動中
変動c	0.02～0.1mm	0.5～2mm	ややあり	継続観測が必要
変動d	0.1mm以下	なし (断続変動)	なし	局所的な地盤変動、その他

(2) F・G測線

2月26日からの約3.5ヶ月で、E・F測線とは逆に縮み方向で約4.0mm程度の変位を観測している。平均的な変位の速度は約1mm/月で、5月以降は変位の増加が認められない。

6-3. 簡易計による測定の結果

代表的な測線の状況を以下に要約する。なお、測定結果の詳細とその整理図は別冊資料に示した。

以下に測定結果を要約して説明する。

- ・ B・C測線：変位の累積傾向は認められない。測定期間内の総変位量（簡易変位計ならびに簡易伸縮計の計測値のうちの累積変化量の最大値）は6mm以下であるが、この値は測定誤差内にあるものと考えられる。
- ・ C測線：変位の累積傾向は少ない。測定期間内の総変位量は6mm以下であるが、この値は測定誤差内にあるものと考えられる。
- ・ C・D測線：変位の累積傾向は認められない。測定期間内の総変位量は13mm以下であるが、この値は測定誤差内にあるものと考えられる。
- ・ D測線（図3-6.4、5参照）：変位の累積傾向は認められない。測定期間内の総変位量

は3mm以下であるが、この値は測定誤差内にあるものと考えられる。

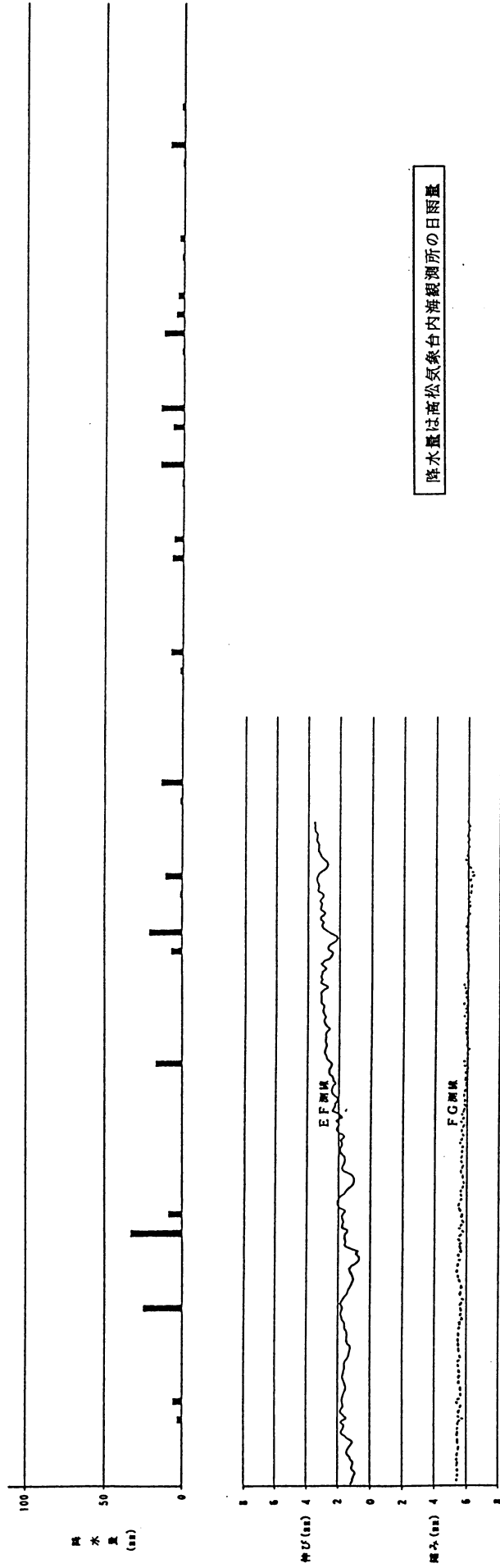
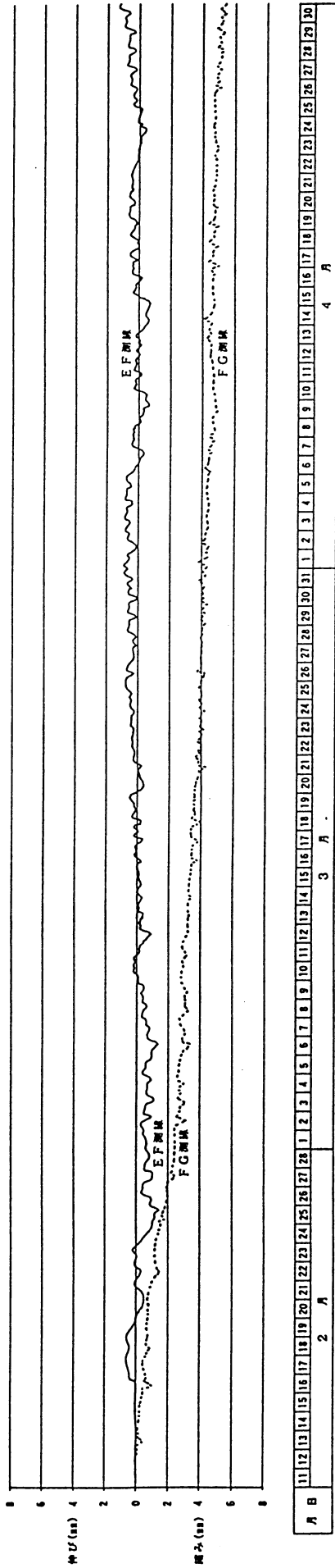
- ・ D・E測線：変位の累積傾向は少ない。測定期間内の総変位量は9mm以下であるが、この値は測定誤差内にあるものと考えられる。
- ・ E測線（図3-6.6、7参照）：6回目（4/20）の測定時に測点③及び④の位置で崩落していることを確認した。この測定位置における崩落以前の累積変位量は5mm程度であるが、4回目以降から僅かな変位の累積が見られる。この測線における他の測点については、変位の累積傾向もなく、総変位量は3mm以下となっている。
- ・ E・F測線：総変位量は9mm以下となっているが、測点②～⑤については、僅かであるが変位の累積が認められる。
- ・ F測線：変位の累積傾向は少ない。測定期間内の総変位量は5mm以下であるが、この値は測定誤差内にあるものと考えられる。
- ・ G測線：簡易伸縮計による左右の変位が10mm程度確認されたが、変位計には累積傾向は見られない。
- ・ G・H測線：変位の累積傾向は認められない。測定期間内の総変位量は4mm以下であるが、この値は測定誤差内にあるものと考えられる。
- ・ H測線：変位の累積傾向は少ない。測定期間内の総変位量は4mm以下であるが、この値は測定誤差内にあるものと考えられる。
- ・ H・I測線：変位の累積傾向は認められない。測定期間内の総変位量は6mm以下であるが、この値は測定誤差内にあるものと考えられる。

6-4. 目視による観察の結果

写真-1に測定期間において変位の進行したD・E測線東側及びE測線付近の現地状況を示す。D・E測線東側の上部及びE測線の④付近では、5月15日以降に小崩落が発生している。また、これ以外の箇所においても小崩落の生じた箇所が確認されている。

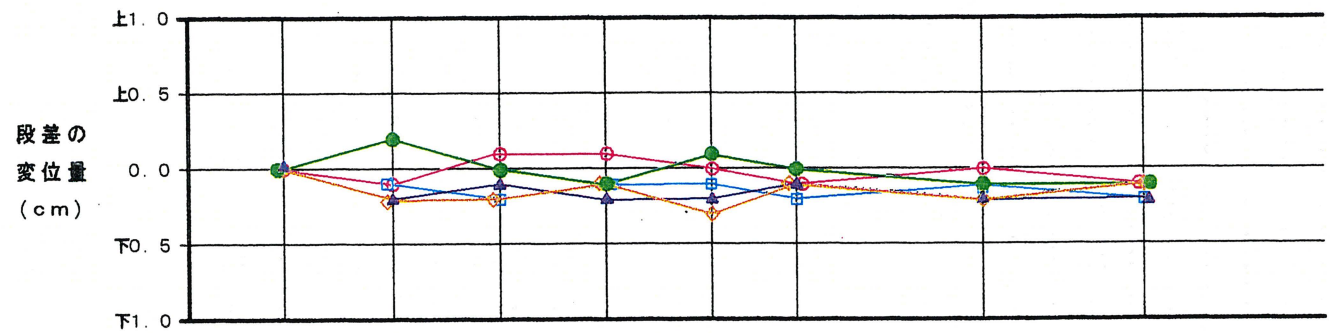
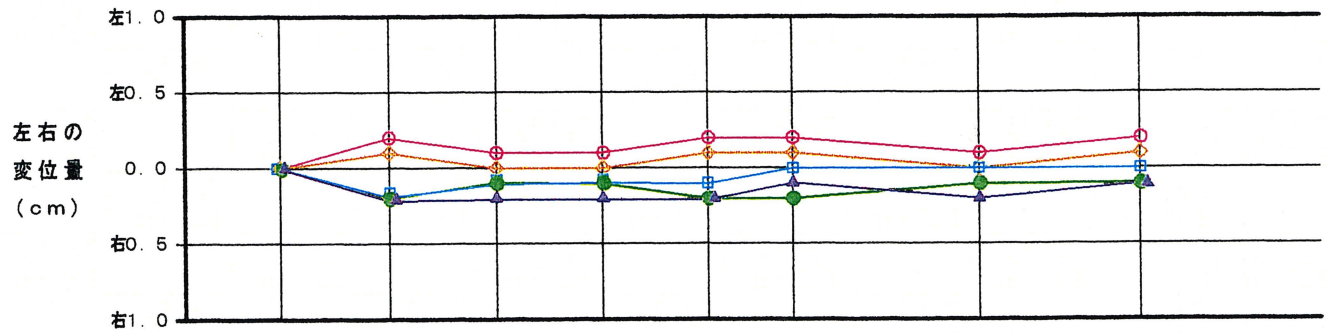
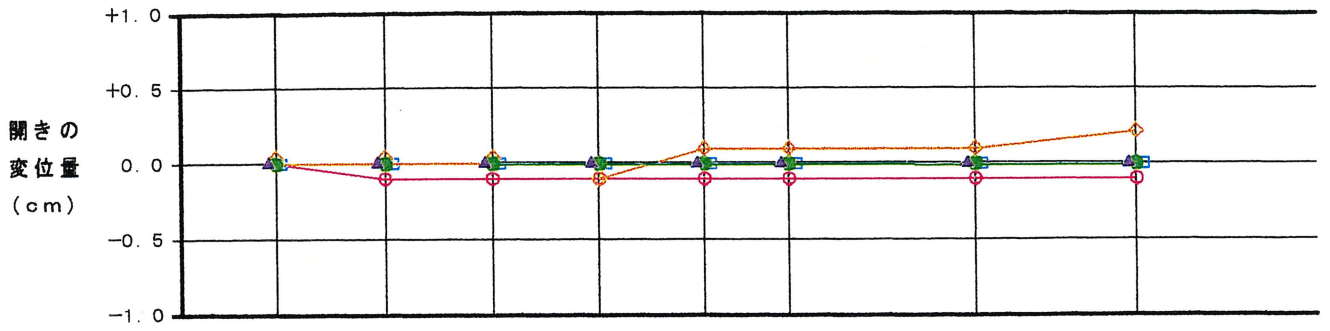
6-5. 北海岸土堰堤の今後の監視について

3.5ヶ月にわたる表面伸縮計の計測結果からは、土堰堤全体の移動は観測されていない。一方、簡易計や目視による法面の変状の監視ではいくつかの箇所で崩落が観測されており、暫定的な環境保全措置の中でその保全対策の実施が必要であり、またその実施が急がれる。こうした対策の実施までの期間に重大な変状が生じないかどうか、目視を中心にした監視の継続が必要であると判断される。



降水量は高松気象台内海観測所の日雨量

図3-6.3 地表面伸縮計の測定結果



月	日	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20
		2月		3月		4月		5月		6月	

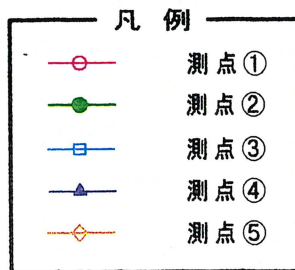


図3-6.4 簡易変位計による測定結果 (D測線)

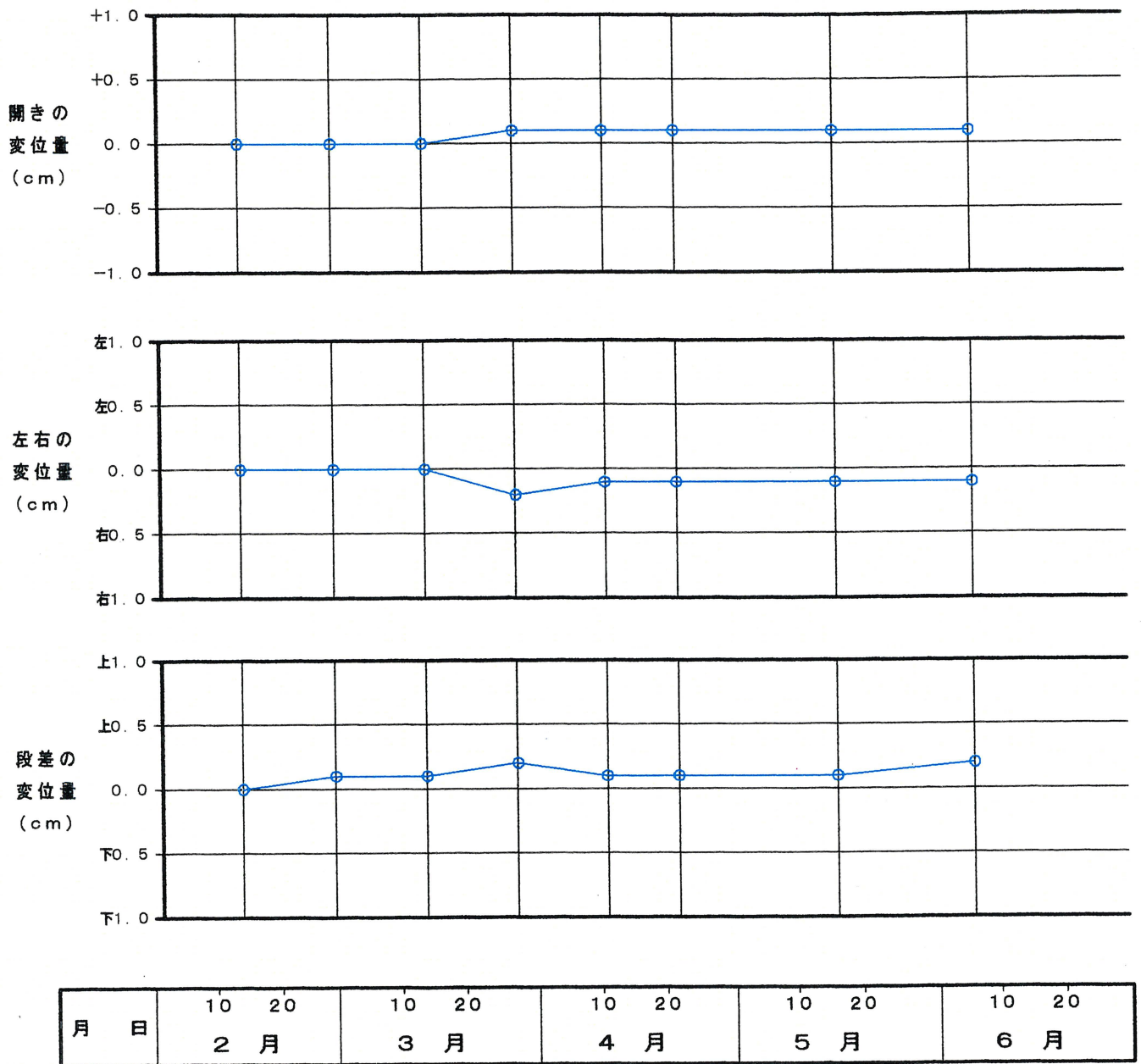
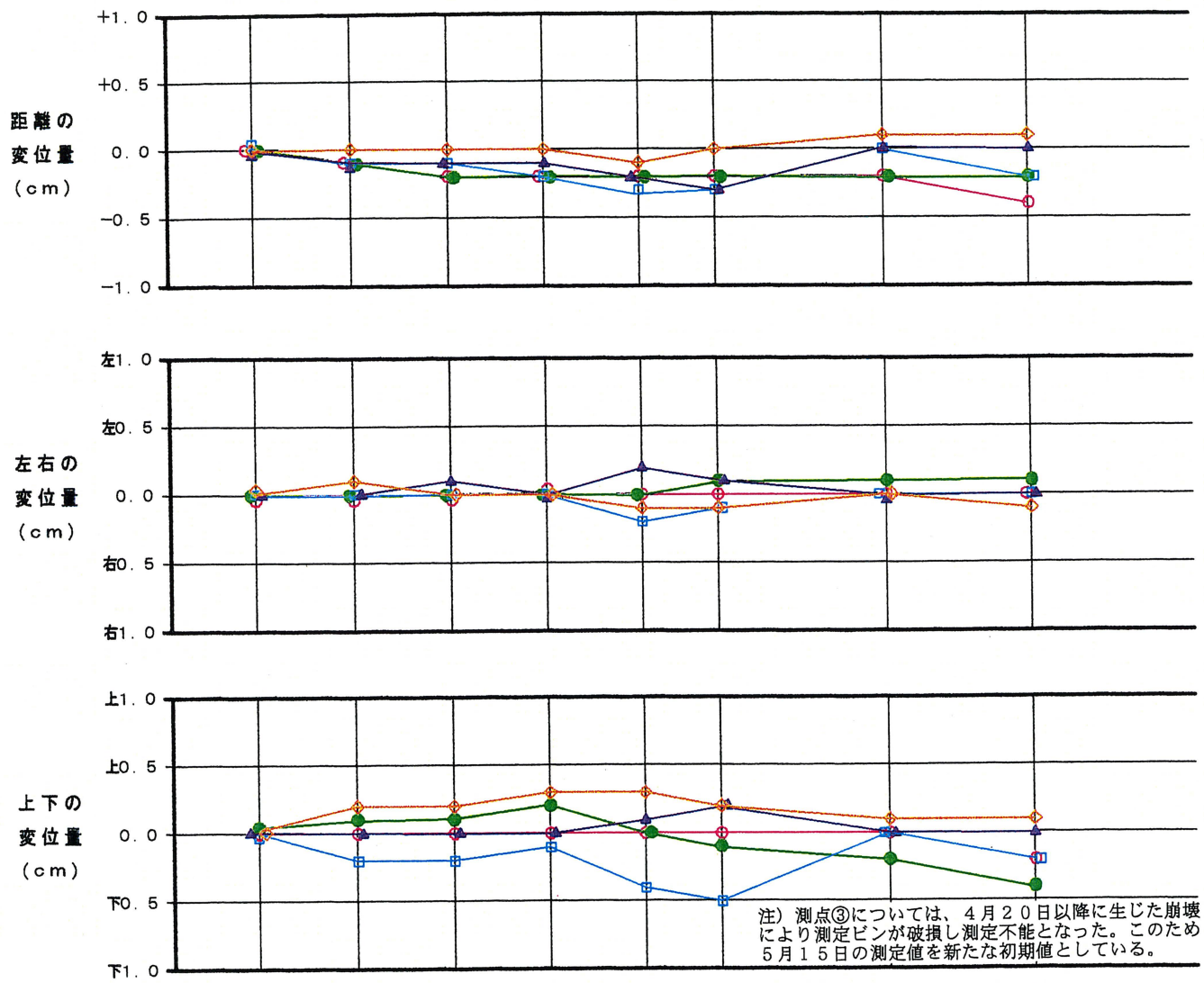


図3-6.5 簡易伸縮計による測定結果 (D測線)



月 日	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20
	2 月	3 月	4 月	5 月	6 月

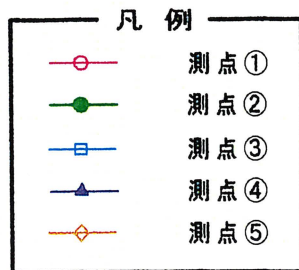


図3-6.6 簡易変位計による測定結果 (E測線)

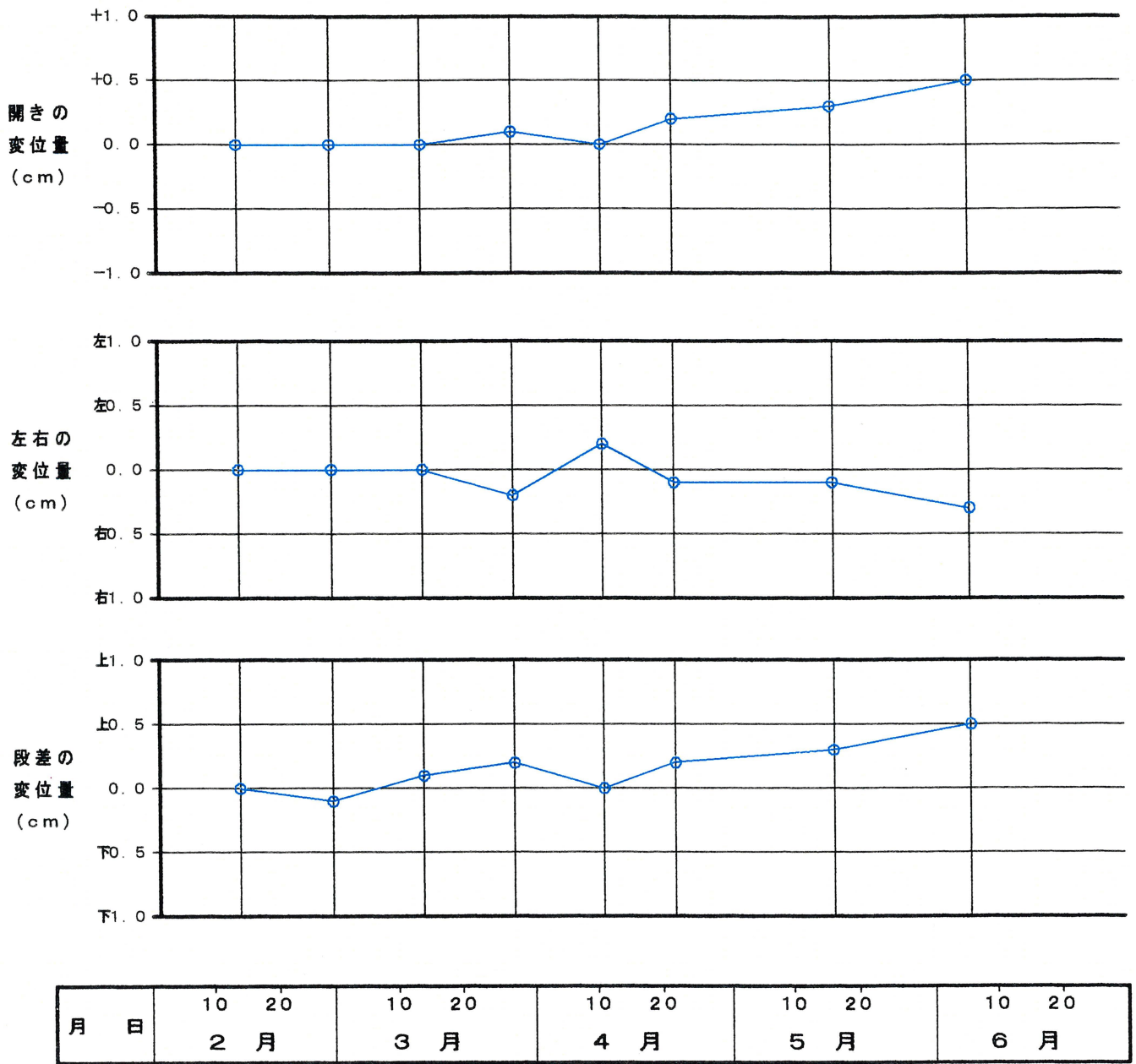


図3-6.7 簡易伸縮計による測定結果 (E測線)

DE測線東側付近の変状状況写真

E測線
崩落箇所
DE測線



5月15日の
変状状況

E測線東側付近の変状状況写真



6月5日の変状状況
(測点④付近が崩落)



6月5日の
変状状況
(写真の中央付近
の上部が崩落)

写真-1 現地状況

第4章 本件処分地の現況の整理と対策に当たっての基本的考え方

-- 暫定的な環境保全措置に関連する水理地質特性等の把握と対策の基本的方向 --

ここでは、暫定的な環境保全措置の検討の前提として把握しておかなければならない本件処分地の現況・特徴を整理するとともに、これを基に対策の実施に当たっての基本的考え方を示す。

1. 暫定的な環境保全措置に関連する本件処分地の現況の整理

ここでは今回実施した地質調査や公調委調査の結果ならびに第3章で述べた海域への地下水の流出等や北海岸土堰堤の保全に関する検討結果などを基に、暫定的な環境保全措置に関連する本件処分地の現況・特徴等を整理する。

1-1. 廃棄物等の分布状況とその特徴

公調委調査によって得られた本件処分地における廃棄物の分布範囲及び層厚を図4-1.1に示す。これらの総面積は約6.9万 m^2 (68750 m^2)、総体積は概ね46万 m^3 (458200 m^3)と想定されている(ただし、廃棄物の総体積には覆土及び廃棄物層直下土壌は含まれない)。

公調委調査より廃棄物の分布に関する特徴を整理すると、次のように要約できる(図4-1.1を参照のこと)。

- ① 廃棄物はA測線～K測線と1測線～5測線の範囲(図4-1.1の(A):主体部と称する)に大半が分布している。
- ② この範囲での廃棄物の分布層厚をマクロ的にみると、東部で厚く分布し、西部では薄くなる傾向が認められる。
- ③ C～E測線と3～6測線の範囲は窪地になっている。この窪地における廃棄物の分布層厚は、その北～東側の分布層厚と比較して薄くなる傾向がみられる。
- ④ B・C測線(B測線とC測線の中間を意味する)の西側から西海岸にかけて分布する廃棄物の層厚は2～3m程度で、かなり薄い。
- ⑤ J～K測線と4～5測線(図4-1.1の(B):南斜面部)に分布する廃棄物は、尾根を越え南側の斜面に沿って分布するが、その層厚は1m前後と想定される。
- ⑥ 南側の飛び地であるE～G測線と8～9測線の区域(図4-1.1の(C):南飛び地部)にも廃棄物が分布している。ただし、ここでの廃棄物の層厚は2m以下と想定される。

また処理対象となる廃棄物及び廃棄物直下の汚染土壌、廃棄物の表面を覆う覆土等(表層の土壌)の量を算定した結果は、以下の表4-1.1の通りである。なお、公調委調査では処理対象の汚染土壌量の算定に当たって、「重金属等に係る土壌汚染調査・対策指針及び有機塩素系化合物等に係る土壌・地下水汚染調査・対策暫定指針について」(平成6年11月11日付け環水管第205号、環水土第207号環境庁水質保全局長通知)の「重金属等に関する

対策範囲選定基準溶出量値Ⅱ」を越えるものを対象としている。

表4-1.1 廃棄物等の分布状況

分布地点		主体部 (A)	南斜面部 (B)	南飛び地部 (C)	合計
廃棄物量	面積 (千m ²)	65.00	2.50	1.25	68.75
	体積 (千m ³)	449.7	5.00	3.50	458.2
	重量 (千 t)	490.2	5.45	3.82	499.4
汚染土壌量	面積 (千m ²)	18.75	0	0	18.75
	体積 (千m ³)	34.75	0	0	34.75
	重量 (千 t)	60.81	0	0	60.81
覆土等	面積 (千m ²)	30.00	0	0	30.00
	体積 (千m ³)	19.38	0	0	19.38
	重量 (千 t)	33.92	0	0	33.92
合計	面積 (千m ²)	65.00	2.50	1.25	68.75
	体積 (千m ³)	503.8	5.00	3.50	512.3
	重量 (千 t)	584.9	5.45	3.82	594.2

- 注：1) 汚染土壌の面積は廃棄物直下のものであり、したがって合計値では考慮しない。
 2) これらの値は公調委調査を基に算出した。同調査では廃棄物の比重量を1.09t/m³、汚染土壌のそれを1.75 t/m³としている。
 3) 覆土等の比重量は、汚染土壌と同様と仮定した。

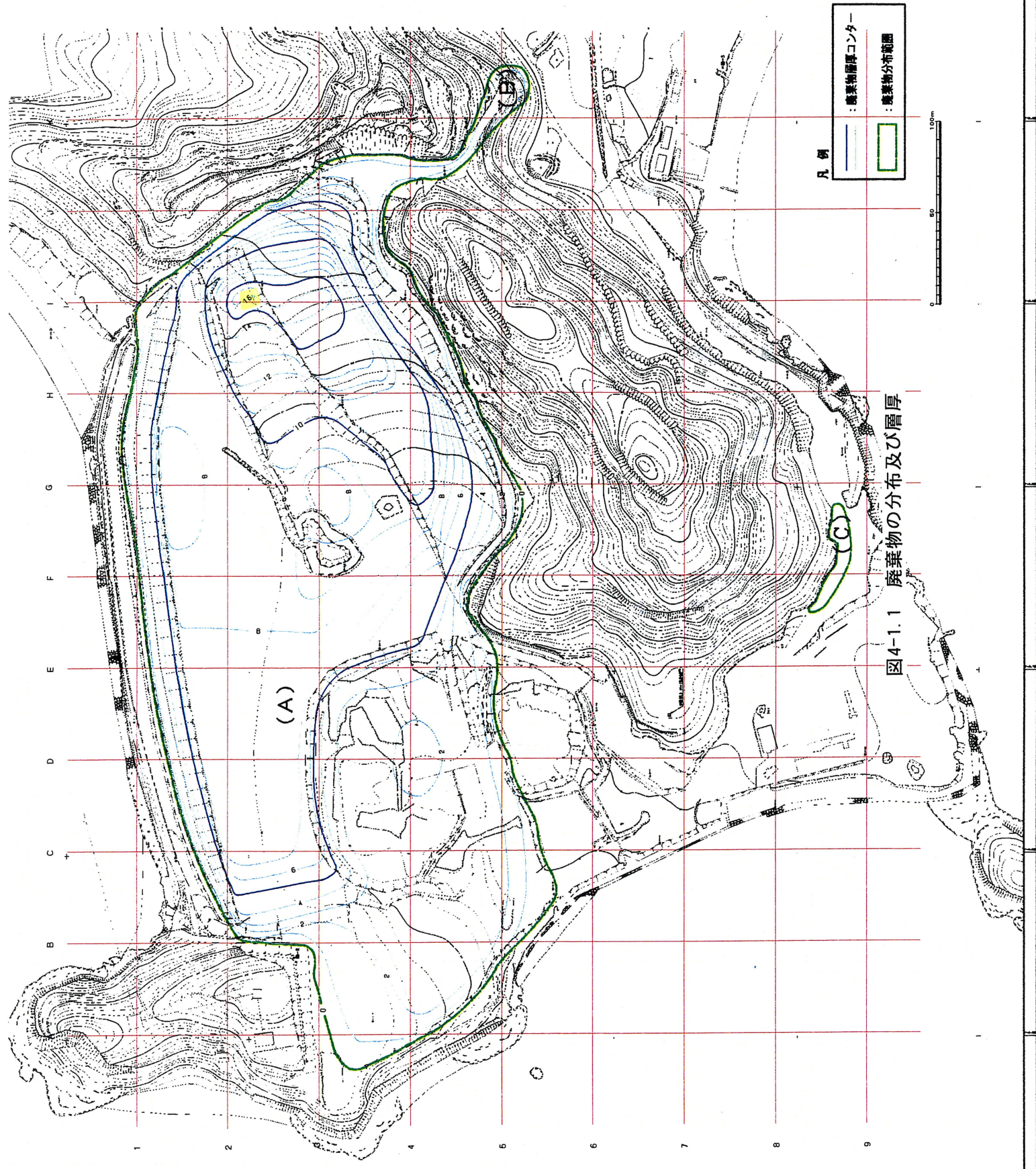
廃棄物等として処理対象の総量は、面積で68.75千m²、体積で512.3千m³、重量で594.2千tと見積もられ、また主体部以外の量は、南斜面部 (B) では2.50千m²、5.00千m³ (5.45千t)、南飛び地部 (C) では1.25千m²、3.50千m³ (3.82千t) と想定される。

1-2. 廃棄物等の処理後の本件処分地の形状・景観

図4-1.2に示す現状の景観図は、本件処分地の北西に位置する后飛岬の北方約1000m、高さ約200mの上空から本件処分地の中央部を望んだときの状況を模式的に示したものである。図の右手前に緩やかな丘陵を呈する箇所が后飛岬、その後方の海岸線が西海岸側に当たる。手前の海岸線が北海岸、図の後方に見える高まりは本件処分地の南側の丘陵地である。

廃棄物等（汚染土壌も含む）の除去後の土地の形状を想定したのが図4-1.3である。この景観図は、除去前と同じ視点からみたものである。この図によると、廃棄物等の除去後には本件処分地の中央部付近にかなり大きな窪みができる。

また、図4-1.4には廃棄物等の除去後のF測線断面を示す。この断面には除去後の最深部に近い領域が生じるが、この領域でもTP=2 m程度になるものと想定される。本件処分地では設計風速25m/secに対して有義波高は約2.1mと想定され、これに最高潮位 (TP=1.948m) を加味するとTP=4.048mとなる。北海岸側ではこれより高い土堰堤があることから、直接の海水浸入はないと思われるが、越波による影響は考えられる。



凡例

	: 廃棄物層厚コンター
	: 廃棄物分布範囲

図4-1.1 廃棄物の分布及び層厚

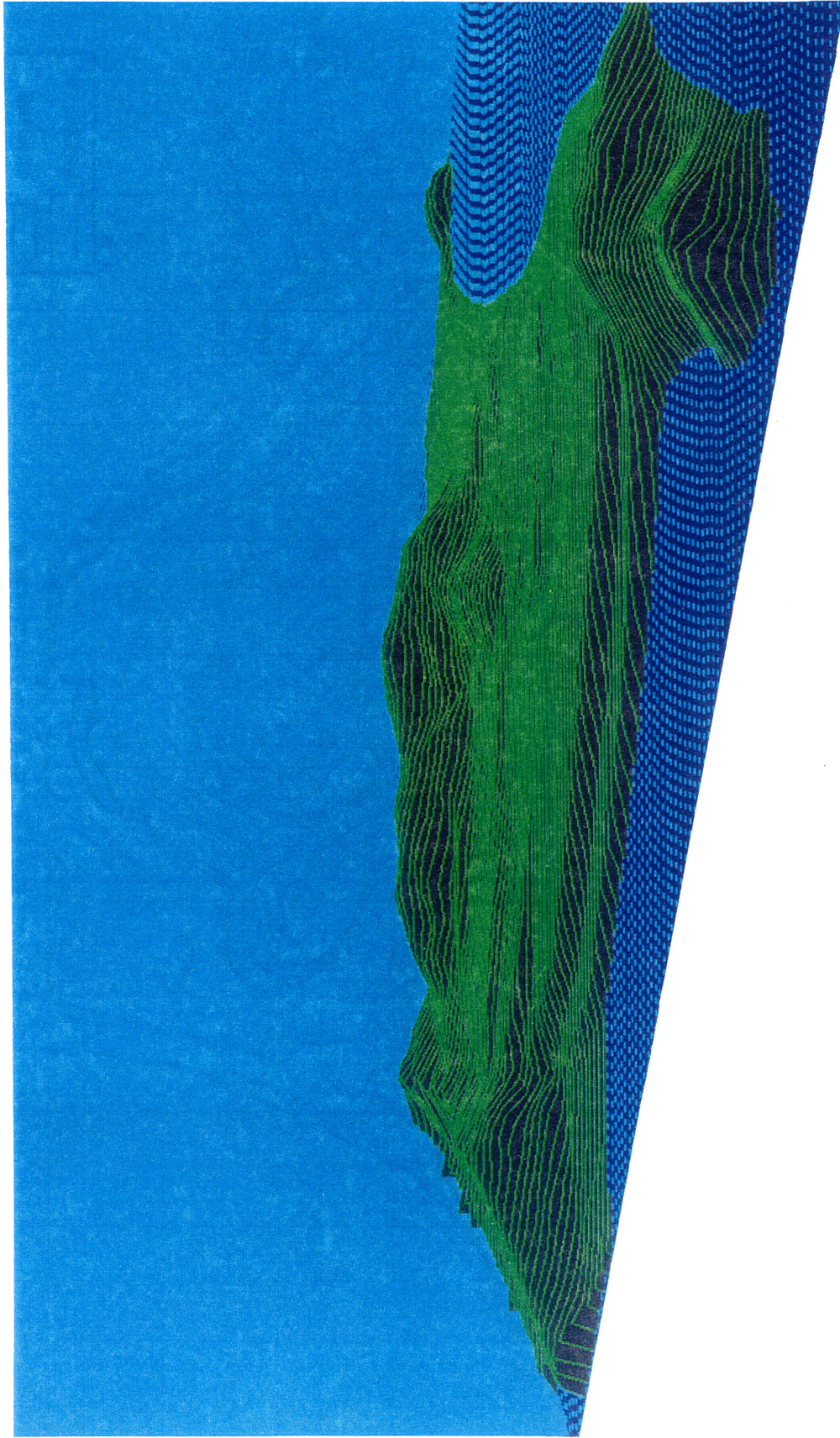


図4-1.2 現況の景観

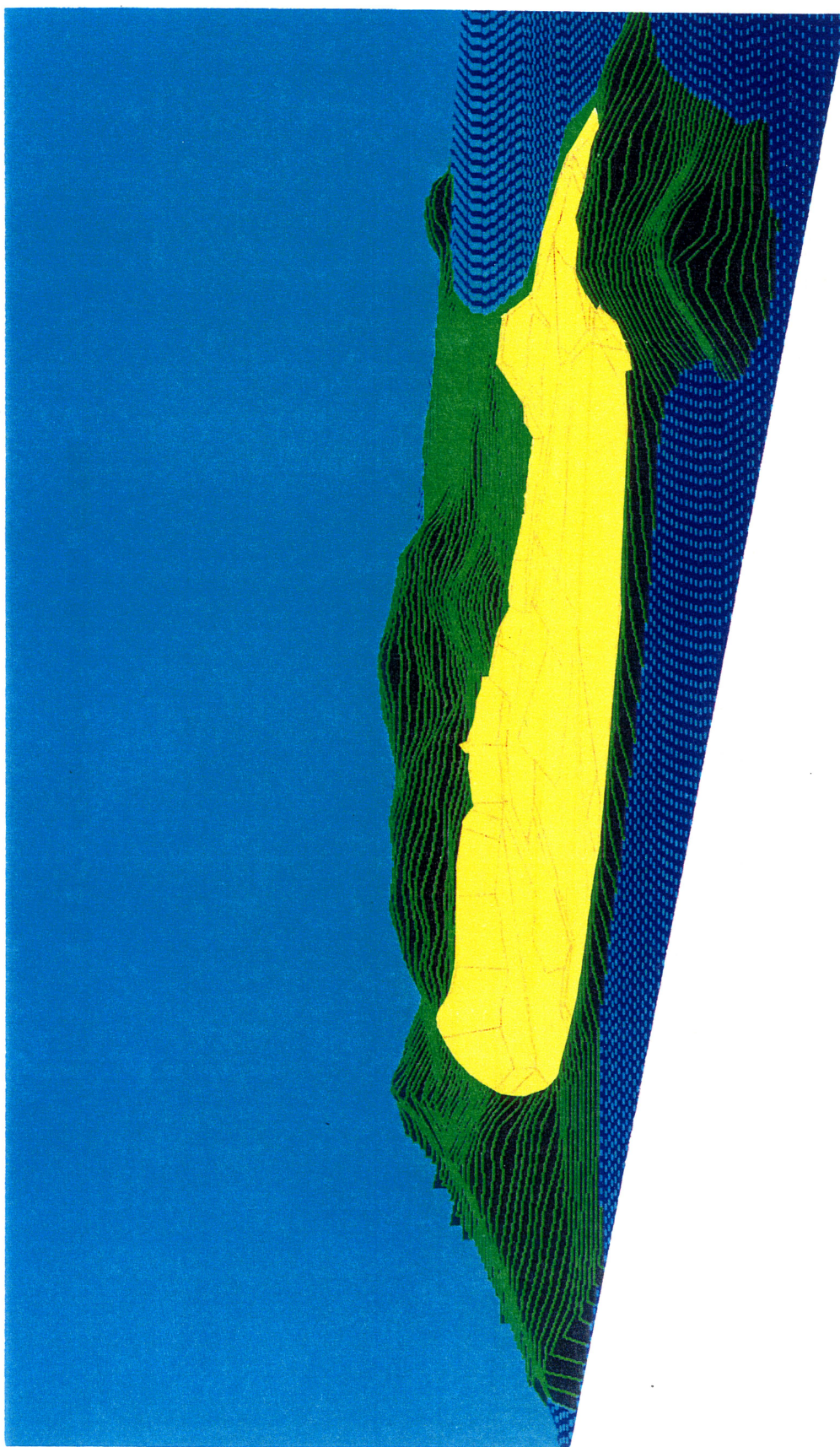


図 4-1.3 廃棄物等の除去後の景観

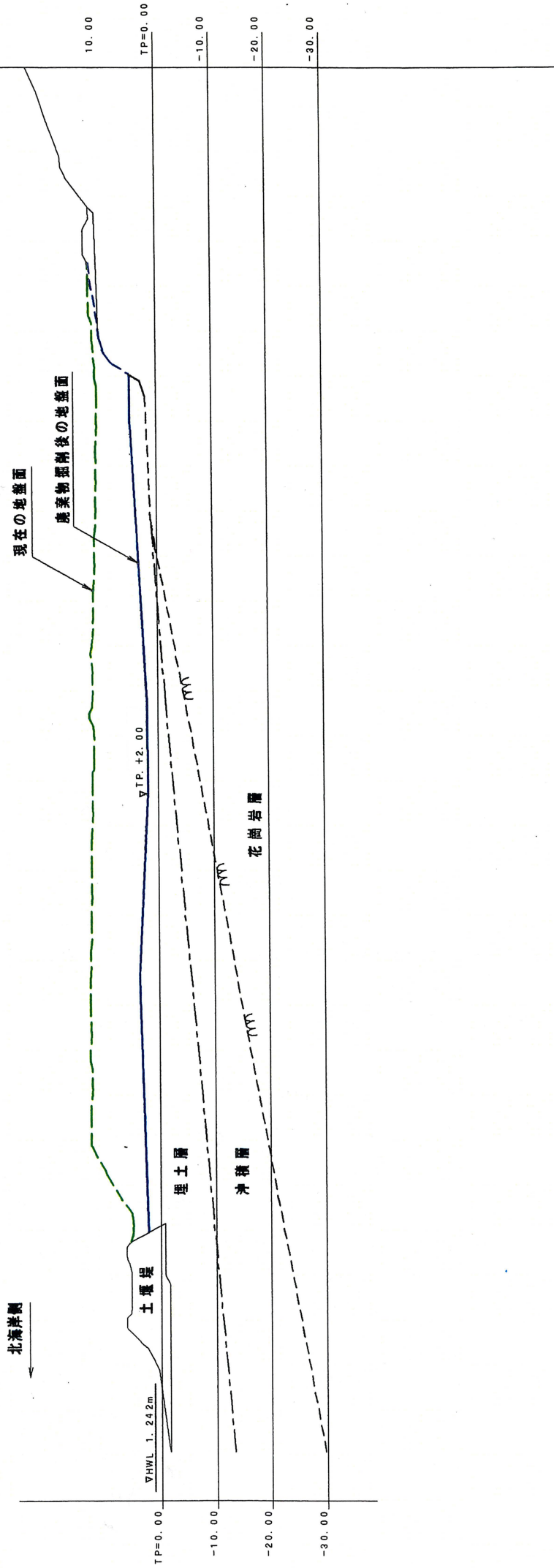


図 4-1.4 廃棄物等の除去後の断面図 (F 測線)

1-3. 本件処分地に関する水理地質特性の整理

1-3.1 水理地質特性の概要

本件処分地及びその周辺は花崗岩を基盤とし、その上位を沖積層、埋立土層、盛土層と廃棄物層が覆っている地質構成を有している。また、北海岸に沿って層厚10m程度の土堰堤（盛土層）が築かれている。

花崗岩の新鮮なものは緻密で堅固である。しかし、その一方で亀裂沿いに風化しやすく、沖積層の直下には風化の進んだ花崗岩層が全体に広がっている。風化花崗岩層は東側で比較的薄いものの、図4-1.1に示すD・E 1地点（縦のD測線とE測線の間線の線と横の1測線の交点、以下各調査地点を同様に表現する）では約12mにも及んでいる。風化花崗岩は脆く、一部粘土化しており、細粒分の含有量が多い状況にある。現場透水試験の結果によると、平均的な透水係数は $2.23 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ と高い値を示している。

沖積層は山側から海側にかけて堆積し、北海岸では10数mに及んでいる。細粒分を多く含む花崗岩粒が主体で、海岸部では礫や不均質なシルトを含み、平均的な透水係数は $3.68 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ と風化花崗岩層に比べてさらに低くなっている。北海岸部で10数mに及ぶ埋立土層は珪砂を採取していたときの堆積物が主で、本件処分地造成時の埋立土も含まれている。北海岸土堰堤は砂と礫からなる盛土層で、細粒分を多く含み、不均質で平均的な透水係数は $1.51 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ と比較的高い。また、土堰堤の基底には透水性の高い黒色の礫層が分布している。

地質調査の結果から考えると、帯水層と想定される地層は廃棄物層と花崗岩粒を主体とする埋立土層、沖積層及び風化ないし強風化花崗岩層である。

廃棄物層の底部は細粒分を含み、薄層状に難透水層を形成していることが想定される。埋立土層と沖積層には数mの厚さの粘性土が狭在し、1部で帯水層を区分しているようであるが、その連続性は余り良好でないものと考えられる。風化ないし強風化花崗岩の下部に分布する新鮮な花崗岩は難透水層を形成していると想定される。現場透水試験の平衡水位をみると、埋立土層、沖積層及び花崗岩層の水位は同じであり、同一の帯水層とみなすことができる。

廃棄物層の地下水位は、降雨が少ない時期でも、本件処分地東部のI測線で標高7~8m、本件処分地西部のA及びB測線で10mと高く、本件処分地中央のC、D及びE測線では地下水が認められていない。降雨の多い時期には全体に水位が上昇し、C及びE測線でも水位が観測されているが、D 3地点ではこのときも地下水位が認められていない。花崗岩層の地下水位も廃棄物層と同様、本件処分地の東西で高く、本件処分地中央付近で低くなっている。北海岸の地下水位は標高1~2mである。降雨の多い時期においては、水位の上昇もみられるが、山側の水位上昇が顕著であり、その上昇水位は概ね2~4mである。

地下水位は降雨量が多くなると全般に上昇するようであるが、廃棄物層の地下水の水位に比べ、沖積層や花崗岩層の地下水位の変化は緩慢である。一方、沖積層と花崗岩層における地下水位の連続観測においては、潮位の変動に応答した地下水位の変動が観測されている。F測線での明確な応答はF 1地点のみで認められている。D・E測線ではD・E 1

地点や山側に入ったD・E 3地点の水位にも潮位に呼答した変動が認められている。したがって、3測線付近までの地下水は潮汐の影響を受けていると考えられる。

以下に、本件処分地における地質分布状況及び各地層の土性・透水性、地下水の流動状況等について述べる。

1-3.2 地質の分布状況

これまでの地質調査の結果から推定される花崗岩の上面コンターを図4-1.5に示す。また、図4-1.6～図4-1.11にはそれぞれ下記の箇所における地質断面図を示した。

- ・ 図4-1.6：西海岸～北海岸側における地質断面図
- ・ 図4-1.7：北海岸側（F測線）地質断面図
- ・ 図4-1.8：西海岸側（4測線）地質断面図
- ・ 図4-1.9：西海岸側（F1－C4測線）地質断面図
- ・ 図4-1.10：西海岸側（F2－C5測線）地質断面図
- ・ 図4-1.11：西海岸側（A3－D6測線）地質断面図

以下に、本件処分地における地質の分布状況を要約する。

- ① 花崗岩の上面は北海岸側に向かって深くなる傾向にある。
- ② 西海岸側及び本件処分地の東側～南側では、表層に花崗岩が露出している。
- ③ 北海岸側では、花崗岩の上位に未固結な地層（沖積層と埋立土層、盛土層）が最大30m程度の厚さで分布する。
- ④ 沖積層ならびに埋立土層は砂質土と粘性土との互層から構成され、全体に砂質土を優勢とする堆積状況が想定される。
- ⑤ 北海岸土堰堤の盛土層は風化花崗岩の礫及び砂質土から構成されている。第3章で示したように波浪による浸食・洗掘に起因する崩落も進行している。
- ⑥ 土堰堤の基底部には透水性が大きい黒褐色を呈する礫層が分布している。
- ⑦ 西海岸側では、北海岸側とは対象的に基盤岩である花崗岩が比較的浅い深度から分布している。
- ⑧ その上位には埋立土層と廃棄物層があり、これらの層厚は比較的薄い。

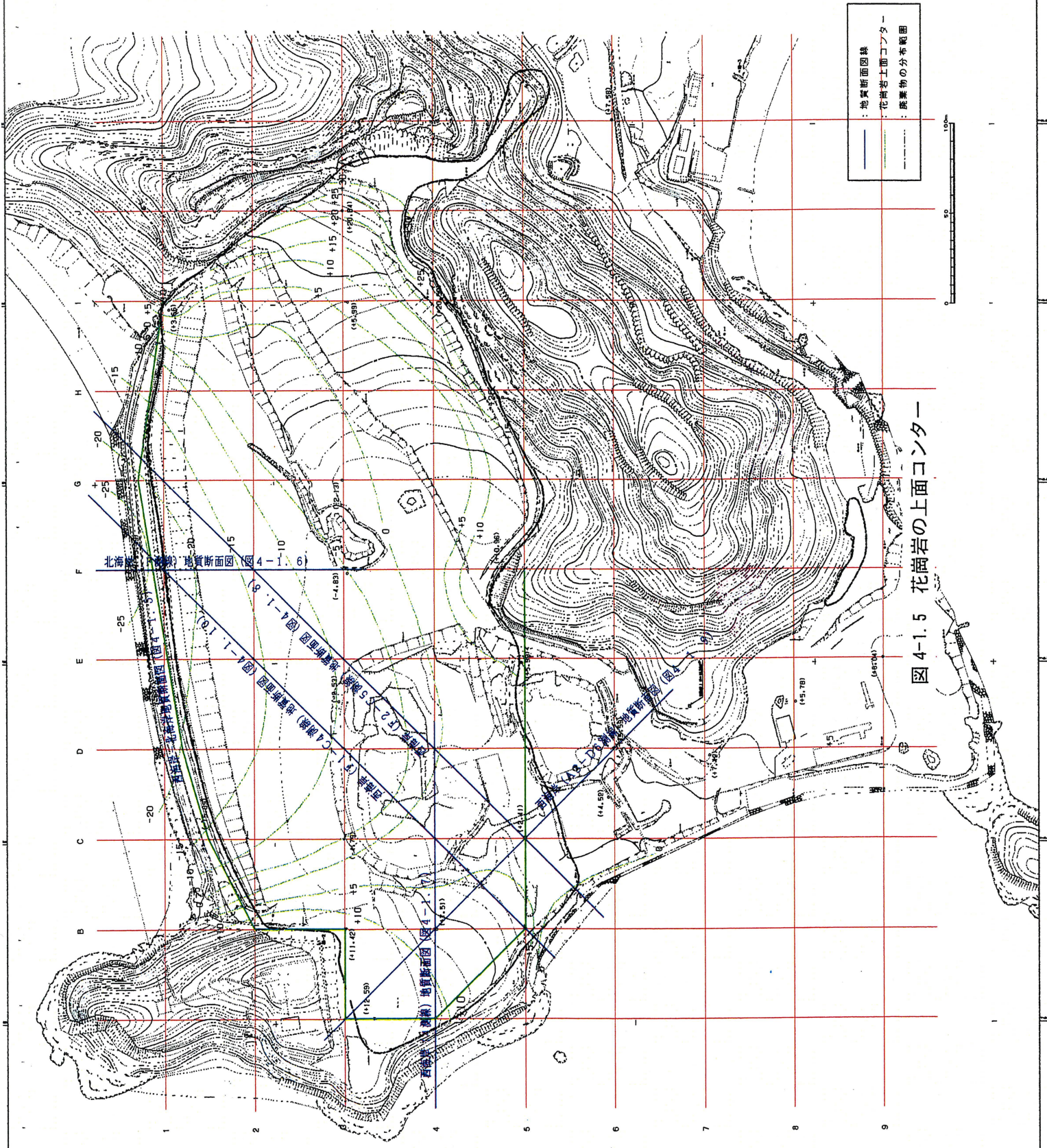
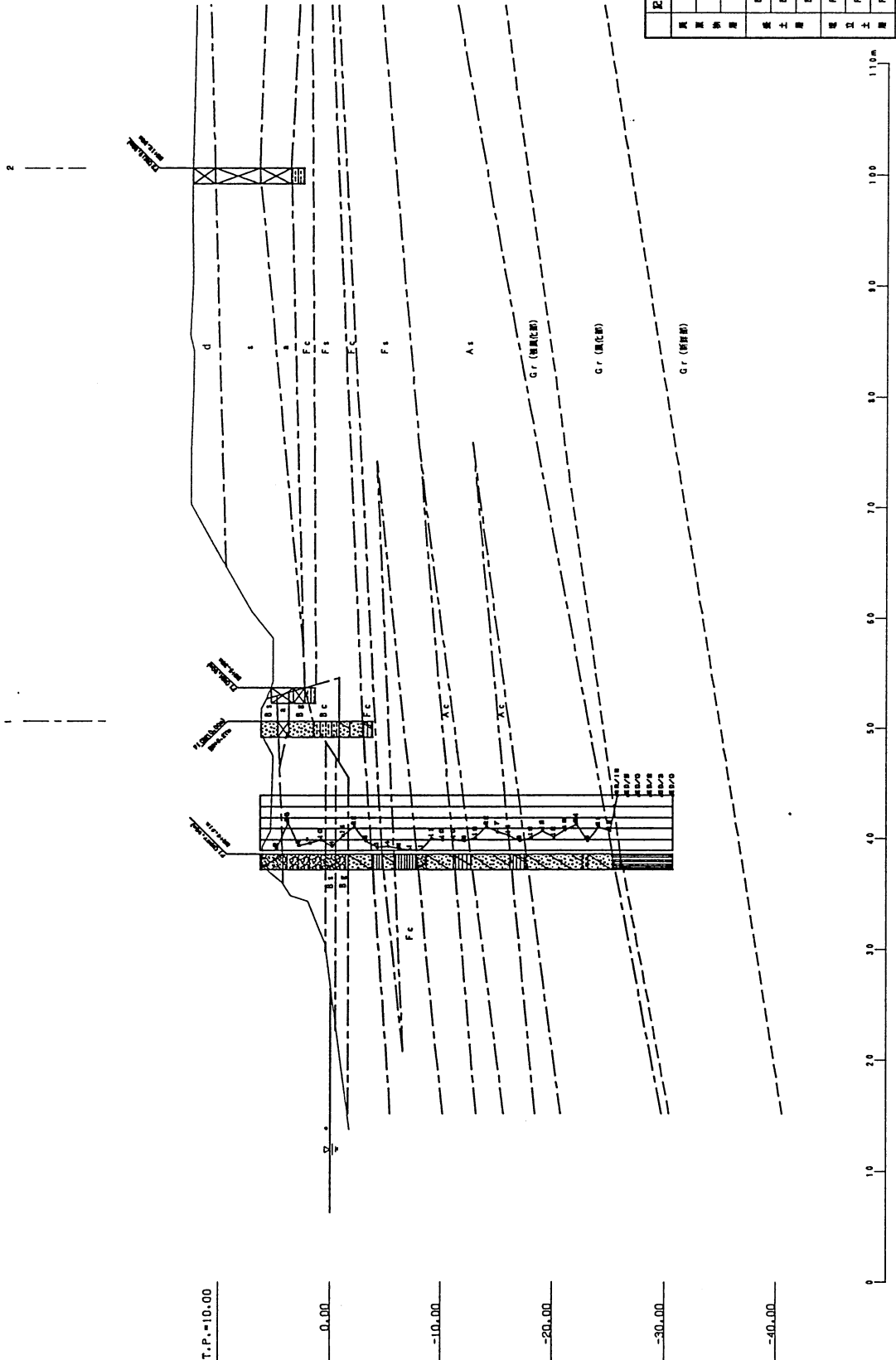
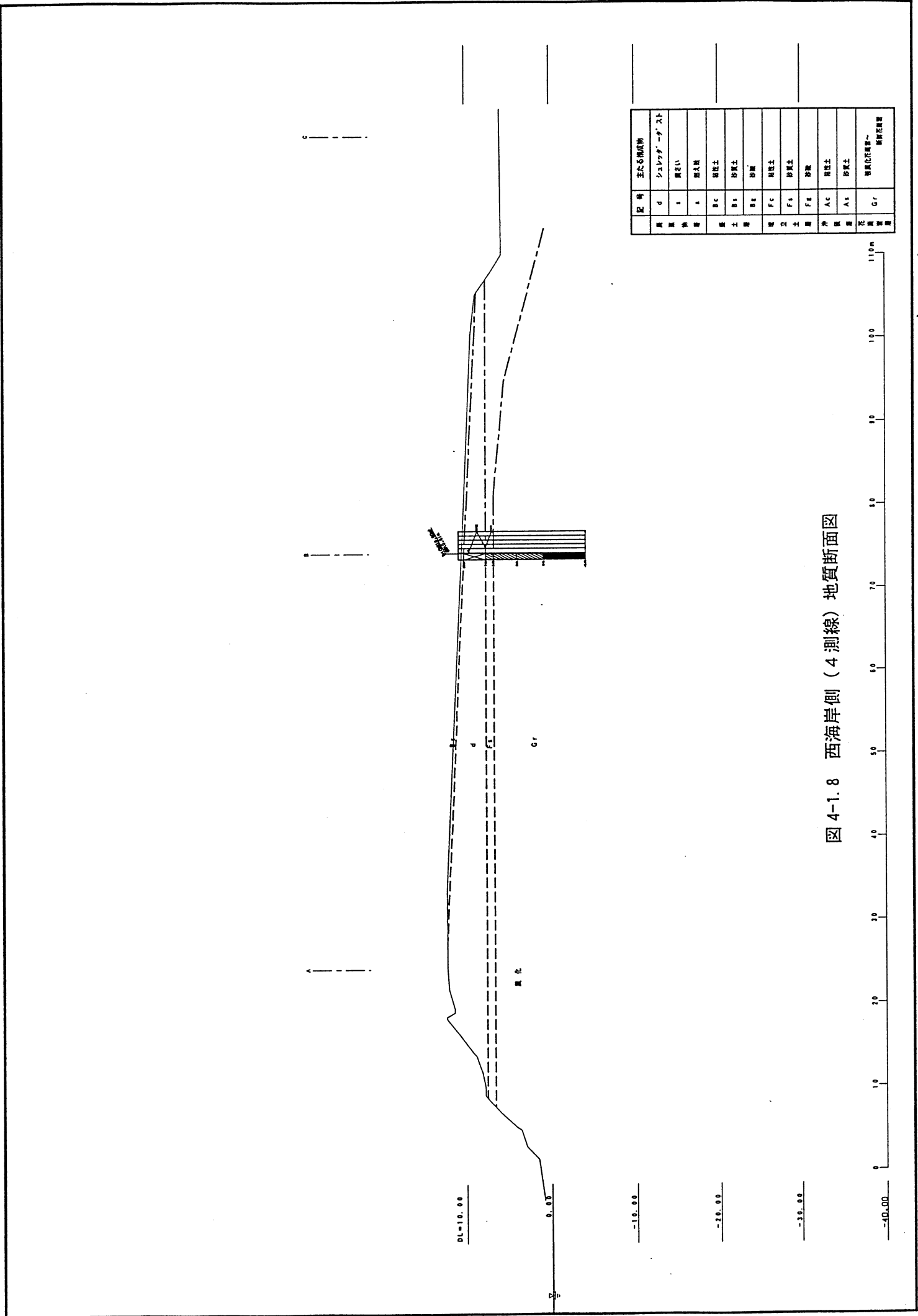


図 4-1.5 花崗岩の上面コンター



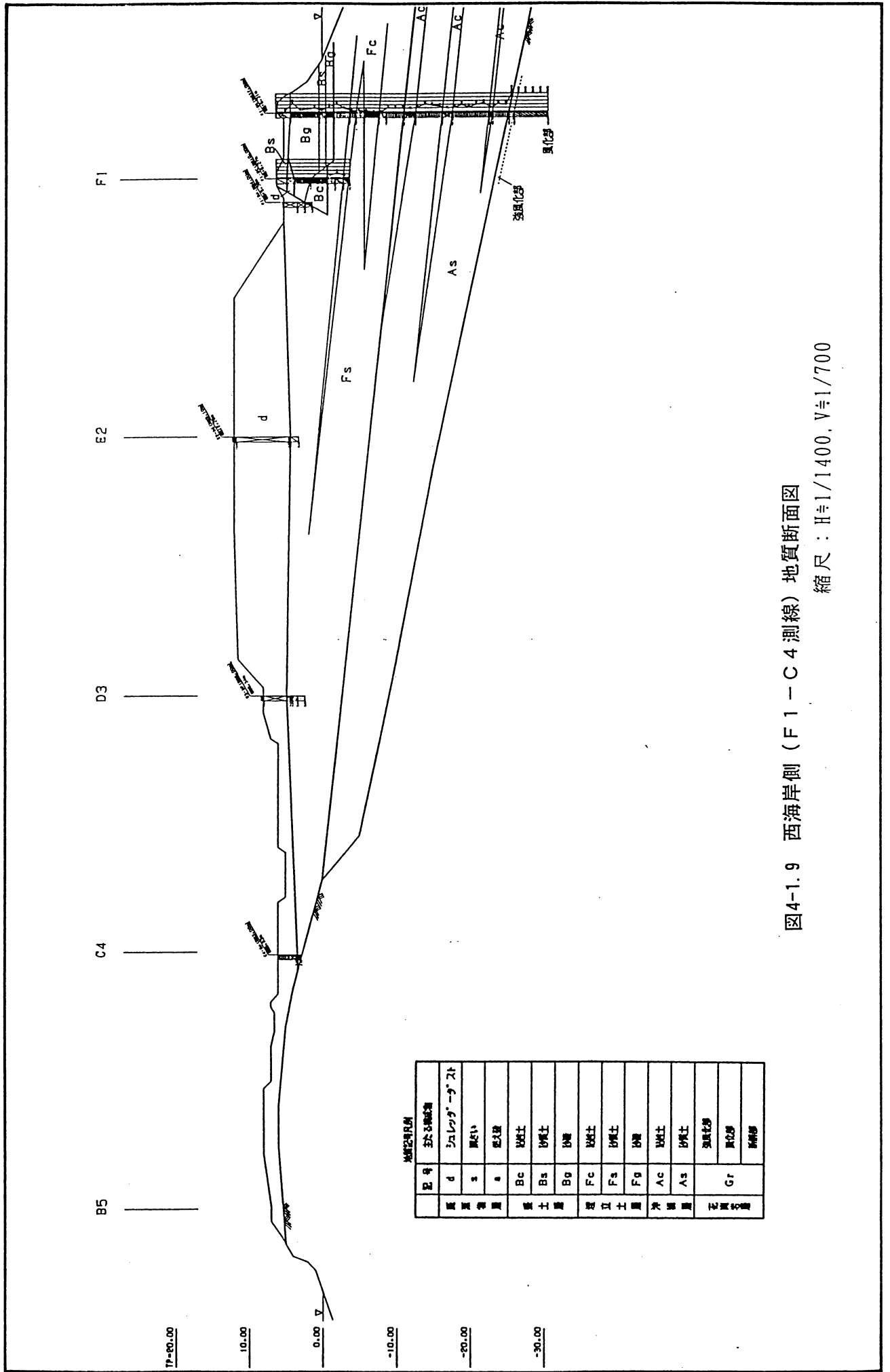
記号	主たる構成物
d	フェンダグーグースト
1	埋立土
2	埋立土
Bc	埋立土
Bs	埋立土
Bg	砂層
Fc	埋立土
Fs	砂質土
Fg	砂層
Ac	埋立土
As	砂質土
Gr	砂質土 腐化部 新鮮部

図 4-1.7 北海岸側 (F 測線) 地質断面図



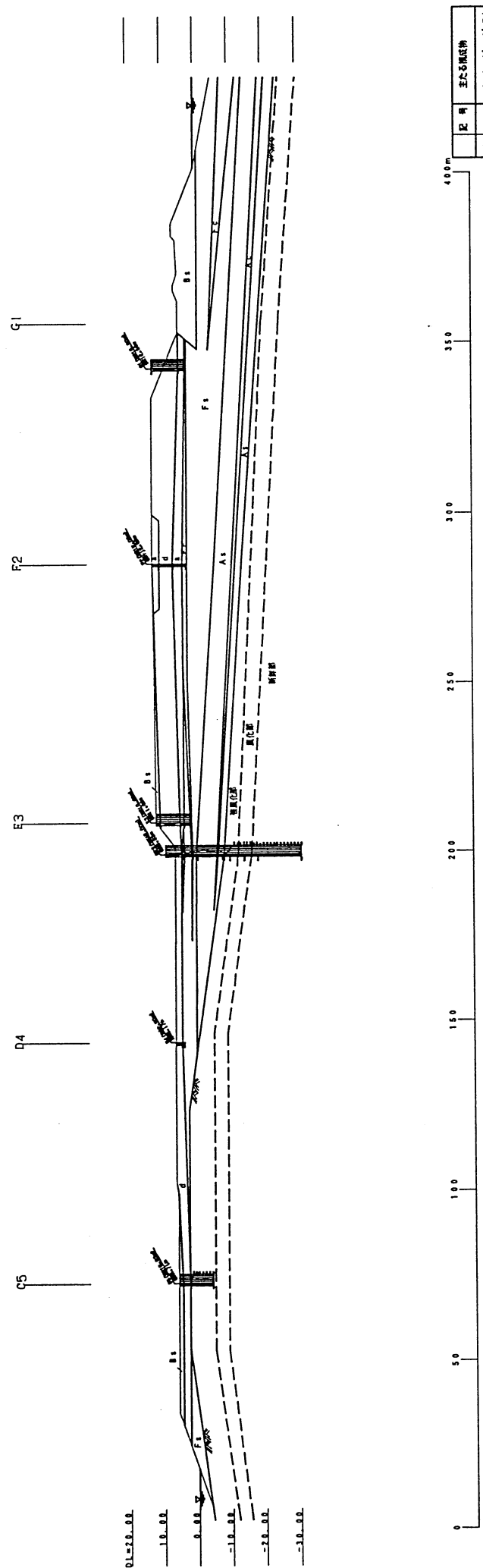
記号	主たる組成物
d	シルト質粘土
s	砂質土
a	砂質土
Bc	砂質土
Bs	砂質土
Be	砂質土
Fc	砂質土
Fs	砂質土
Fe	砂質土
Ac	砂質土
As	砂質土
Gr	砂質土

図 4-1.8 西海岸側 (4 測線) 地質断面図



地質記号凡例	
記号	全たる名称
d	コンクリート
s	砂
a	砂礫
Bc	硬質土
Bs	砂質土
Bg	砂
Fc	硬質土
Fs	砂質土
Fg	砂
Ac	硬質土
As	砂質土
Gr	強風化層
	風化層
	腐植層

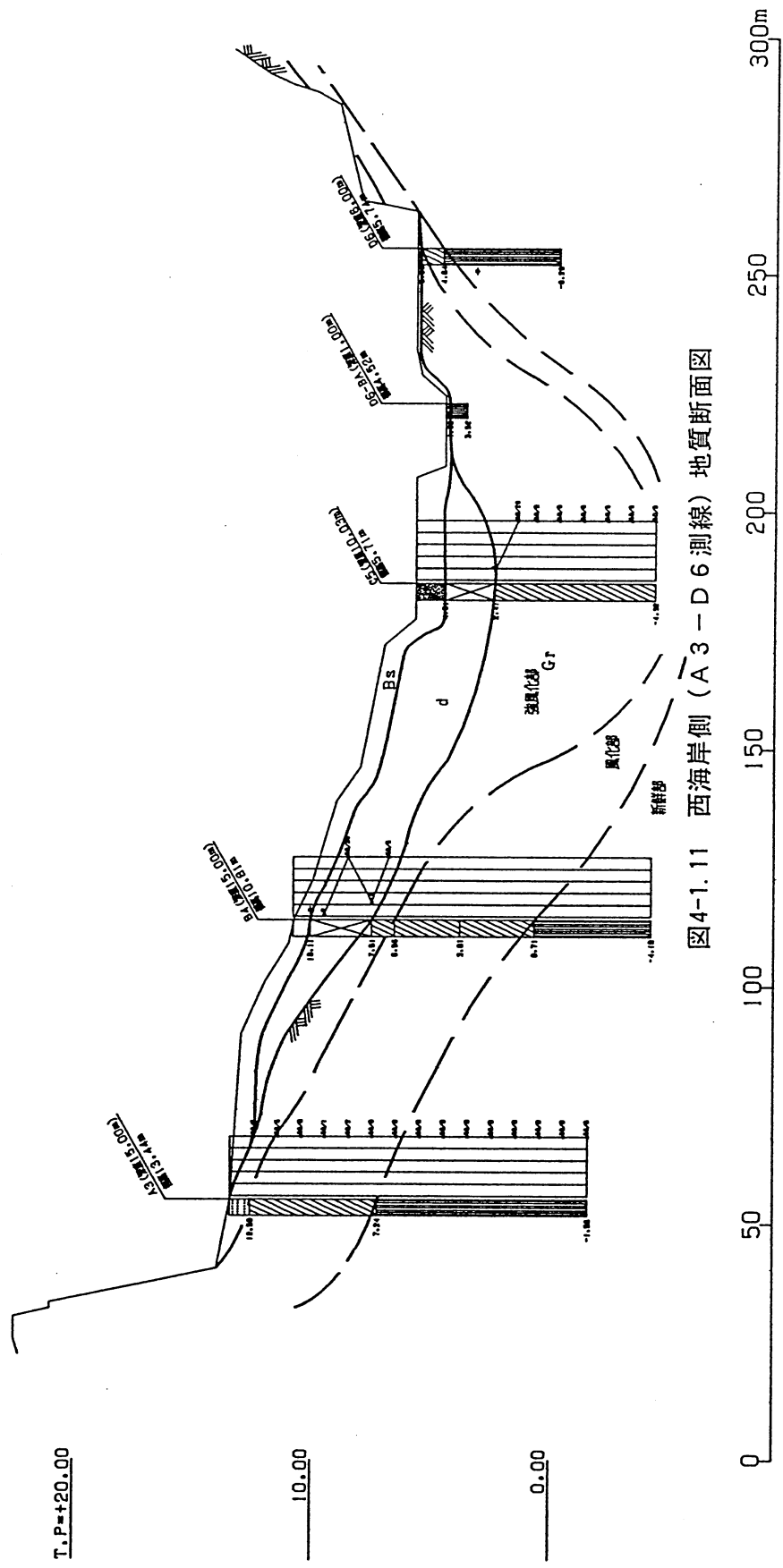
図4-1.9 西海岸側 (F1-C4測線) 地質断面図
縮尺：H≒1/1400, V≒1/700



記号	主たる構成物
d	シュレッター・グースト
s	腐土
h	肥後砂
Bc	硬質土
Bs	砂質土
Bd	砂
Fc	硬質土
Fs	砂質土
Fd	砂
Ac	硬質土
As	砂質土
Cf	硬質土層部~ 腐植土層部

図4-1.10 西海岸側 (F2-C5測線) 地質断面図

A3 B4 C5 D6



記号	主な組成物
d	3/4 Claystone
s	砂
o	礫
Bc	砂質土
Bs	砂土
Bg	砂礫
Fc	砂質土
Fs	砂土
Fg	砂礫
Ac	砂質土
As	砂土
Gf	強風化部~ 風化部

図4-1.11 西海岸側 (A3-D6 測線) 地質断面図

1-3.3 各地層の土性

表4-1.2に、これまでの地質調査の結果から得られた地層別のN値（標準貫入試験）を整理して示した。また、公調委調査の室内土質試験の結果を表4-1.3に示す。

表4-1.2に示すように廃棄物層の平均的なN値は4回であり、全体的には緩い地層である。盛土層（土堰堤部も含む）は砂質土・粘性土から構成されることから、N値のバラツキも大きい。細粒分を多く含む箇所ではN値が低く、一方砂及び礫分を多く含むようなところではN値が大きくなるものと考えられる。埋立土層の粘性土は沖積層のそれと比較して軟質である。花崗岩層は風化の度合いによって硬さも変化し、新鮮部は非常に堅硬である。

表4-1.2 各地層のN値

地層	地質	地質記号	N値	平均N値 (回)	備考
廃棄物層	シュレッダ-ダスト	d	2~8	4	
	鋳 滓	S			
	燃え殻	a			
盛土層 (土堰堤 を含む)	粘性土	Bc	—	—	礫径φ5~ 30mm主体
	砂質土	Bs	2~35	6	
	砂 礫	Bg	5~25	14	
埋立土層	粘性土	Fc	1~19	3	
	砂質土	Fs	4~22	10	
沖積層	粘性土	Ac	9~12	10	
	砂質土	As	6~50	17	
花崗岩層	強風化部	Gr	20~貫入不能	—	土砂状コア
	風化部	Gr	100~貫入不能	—	
	新鮮部	Gr	貫入不能	—	

※花崗岩層のN値は、貫入量30cmに換算したもの(換算N値=試験結果×30/貫入量)。

各地層の粒度分布をみると、盛土層及び埋立土層、沖積層の砂質土においては全体的に30%以上の細粒分（シルト分+粘土分）を含むような状況である。一方、埋立土層の粘性土においては、最大で40%程度の粗粒分（砂分+礫分）が混入している。これらの砂質土及び粘性土はともに粒度のバラツキが大きいことから、全体に不均質な状況にあるものと想定される。

各地層の含水比は砂質土で概ね25%以下、粘性土で45%以下であるが、全般的にバラツキがみられる。これは、上述したように地層の粒度分布が不均質な状況にあることを反映した結果であると推定される。

表4-1.3 各地層の土性のまとめ

地層	地質	地質記号	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	自然含水比 W _n (%)	粒 度 分 析			
					礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)
盛土層	砂質土	Bs	2.683	32.0	5	39	35	21
	砂 礫	Bg	2.589~2.644	4.6~12.4	50~ 85	11~ 44	3~ 9	1~ 4
埋立土層	砂質土	Fs	2.617~2.708	7.0~25.4	0~ 27	57~ 78	6~ 38	2~ 13
	粘性土	Fc	2.656~2.686	25.4~44.6	0~ 11	3~ 45	29~ 65	16~ 35
沖積層 (砂質土)		As	2.607~2.677	12.5~20.2	0~ 16	62~ 85	5~ 23	2~ 19
花崗岩層	強風化花崗岩	Gr	2.630~2.658	3.6~10.8	0~ 62	31~ 68	4~ 28	1~ 4
	風化花崗岩		2.625~2.615	3.1~9.8	5~ 44	50~ 74	5~ 17	1~ 4
	新鮮花崗岩		2.622~2.664	1.1~5.6	31~ 84	10~ 64	3~ 11	0~ 4

(粒度分析のうち、粒径2mm以上を礫分、74 μ m~2mmを砂分、5 μ m~74 μ mをシルト分、5 μ m以下を粘土分として区分している。)

1-3.4 各地層の透水性

表4-1.4は、これまでの調査の結果をもとに各層の透水係数を取りまとめたものである。この結果より各地層の透水性の特徴として次の事項が挙げられる。

- ① 廃棄物層の透水係数は構成物質の不均質性からバラツキが大きい、シュレッダーダストや汚泥、鉋滓、燃え殻等の透水係数は概ね 10^{-4} cm/secオーダーと想定される。
- ② 盛土層、埋立土層、沖積層のうち、細粒分を多く含む箇所では 10^{-5} cm/sec程度の透水係数を持ち、一方粒径の大きな成分の多いところでは 10^{-3} cm/secオーダーと想定される。
- ③ 花崗岩層の透水係数は、強風化・風化部で 10^{-4} ~ 10^{-3} cm/sec、新鮮花崗岩で 10^{-5} cm/sec程度と想定される。

表4-1.4 各地層の透水係数

地 層		地質記号	透水係数 k の範囲 (cm/sec)
廃 棄 物 層		d	$1.02 \times 10^{-4} \sim 6.72 \times 10^{-4}$
		a	$1.30 \times 10^{-6} \sim 4.94 \times 10^{-3}$
盛 土 層		B	$1.80 \times 10^{-5} \sim 5.71 \times 10^{-3}$
埋 立 土 層		F	$2.70 \times 10^{-5} \sim 1.22 \times 10^{-3}$
沖 積 層		A	$2.61 \times 10^{-6} \sim 2.17 \times 10^{-3}$
花崗岩層	強風化	Gr	$1.22 \times 10^{-4} \sim 6.09 \times 10^{-3}$
	風 化		$1.19 \times 10^{-4} \sim 2.45 \times 10^{-4}$
	新 鮮		$2.10 \times 10^{-6} \sim 2.56 \times 10^{-4}$

1-3.5 水理特性と地下水の流動状況

図4-1.12にF測線の地質と地下水位分布を、また図4-1.13に3測線のそれを示す。

以下に、本件処分地における水理特性を要約する。

- ① 本件処分地に分布する地層のうち、帯水層となる地層は、廃棄物層ならびに埋立土層・沖積層及び強風化・風化花崗岩層であると考えられる。
- ② 廃棄物層における帯水層は、シュレッターダストや燃え殻等を主体とするような部分が考えられるが、その詳細は不明である。
- ③ 廃棄物層の下面は細粒分を多く含む状況が認められることから、薄層状に難透水層を形成していることが想定される。
- ④ 埋立土層及び沖積層の砂質土は、花崗岩を起源とする砂質土を主体としており、帯水層として考えられる地層状況にある。
- ⑤ 北海岸付近では、埋立土層及び沖積層内に数mの厚さで粘性土が挟まれており、この地層が難透水層を形成している。
- ⑥ 花崗岩層のうち、風化部が土砂状や岩片状を呈した状況にあることから、帯水層として考え得る地層であると想定される。
- ⑦ 新鮮部は堅硬で緻密な状況にあることから、完全な不透水層ではないものの、難透水層と考えられる地層であると想定される。
- ⑧ 北海岸土堰堤は砂や礫で構成されており、自由地下水を有しているが、潮位の影響を受ける傾向が認められている。
- ⑨ この土堰堤は北海岸沿いで線状に連続するため、ここでの地下水は廃棄物層や埋立土層の地下水と連続するものと想定される。
- ⑩ 特に、土堰堤の基底付近に分布する黒褐色の礫層は、透水性が大きく一部で油臭を呈することから、汚水の水みちとなっている可能性もある。
- ⑪ 廃棄物層の水位と埋立土層・沖積層・花崗岩層の水位とは異なった位置にある。したがって、本件処分地での帯水層は廃棄物層と埋立土層・沖積層・花崗岩層の2層に区分されるものと考えられる。
- ⑫ しかし、廃棄物層の地下水は途中で消滅し、埋立土層等の地下水位と一体となる傾向も見られる。
- ⑬ 西海岸側については、帯水層として廃棄物層とその下位の埋立土層及び花崗岩層が対象となるが、廃棄物層は全体的に薄く、ほとんどが不飽和の状況にあるものと想定される。
- ⑭ また、帯水層と考えられる埋立土層については海岸沿いに分布するものの連続性は余り良好ではないと想定される。透水性の比較的高い強風化花崗岩が局所的(C5付近)に厚く分布する状況が想定される。

図4-1.14に廃棄物層における地下水位のコンターを、また図4-1.15には埋立土層・沖積層・風化花崗岩層のそれを示す。

これらの地下水位の平面分布から、その特徴を要約すると次のようになる。

- ① 廃棄物層の地下水位ならびに埋立土層～風化花崗岩層の地下水位はともに、本件処分地の東部及び西部の山地側で高く、中央部から北海岸にかけて低くなる傾向が認められる。
- ② このことから、地下水の平面的な流向は、本件処分地の東部では南東から北西へ、西部では西から東へ流れ、全体として北海岸側へ向かって流出しているものと考えられる。
- ③ 西海岸近傍では本件処分地の西部に見られる地下水の高まりから、西海岸側に向かう地下水の流れが想定されるが、第3章で示したように、北海岸側の流れと比較して量的には多くないものと想定される。
- ④ 廃棄物層の地下水位と埋立土層から風化花崗岩層の地下水位では水頭が異なっている。これは先に説明したように、廃棄物層とこの下位の層との境界に難透水層が存在し、2つの帯水層に分かれていることによるものと想定される。
- ⑤ 廃棄物層の地下水位は2～3測線の途中で消滅し、北海岸側にかけては埋立土層以下の地下水と一体となるような傾向が認められる。

なお、以上に説明した本件処分地における地下水分布の特徴とは別に、以下に示す2つの水みちの存在も想定されている。

① 表層付近の水みち

北海岸側で確認されている黒色溜まり水は、廃棄物層内の地下水が法尻から浸出すること起因したものであると考えられる。公調委調査によると、降雨量がほぼ20mm程度になると廃棄物層でこうした状況が生じ、黒色溜まり水を形成するようである。

② 土堰堤下部の黒色礫を通じた水みち

土堰堤の下部に分布する黒褐色の礫層(Bg)は透水性が良く、また海域に最も近い位置にある。このことから廃棄物と海とを結ぶ水の流れの最短経路になりやすく、埋立土層の地下水を集めて海に流出させている可能性が高いと想定される。

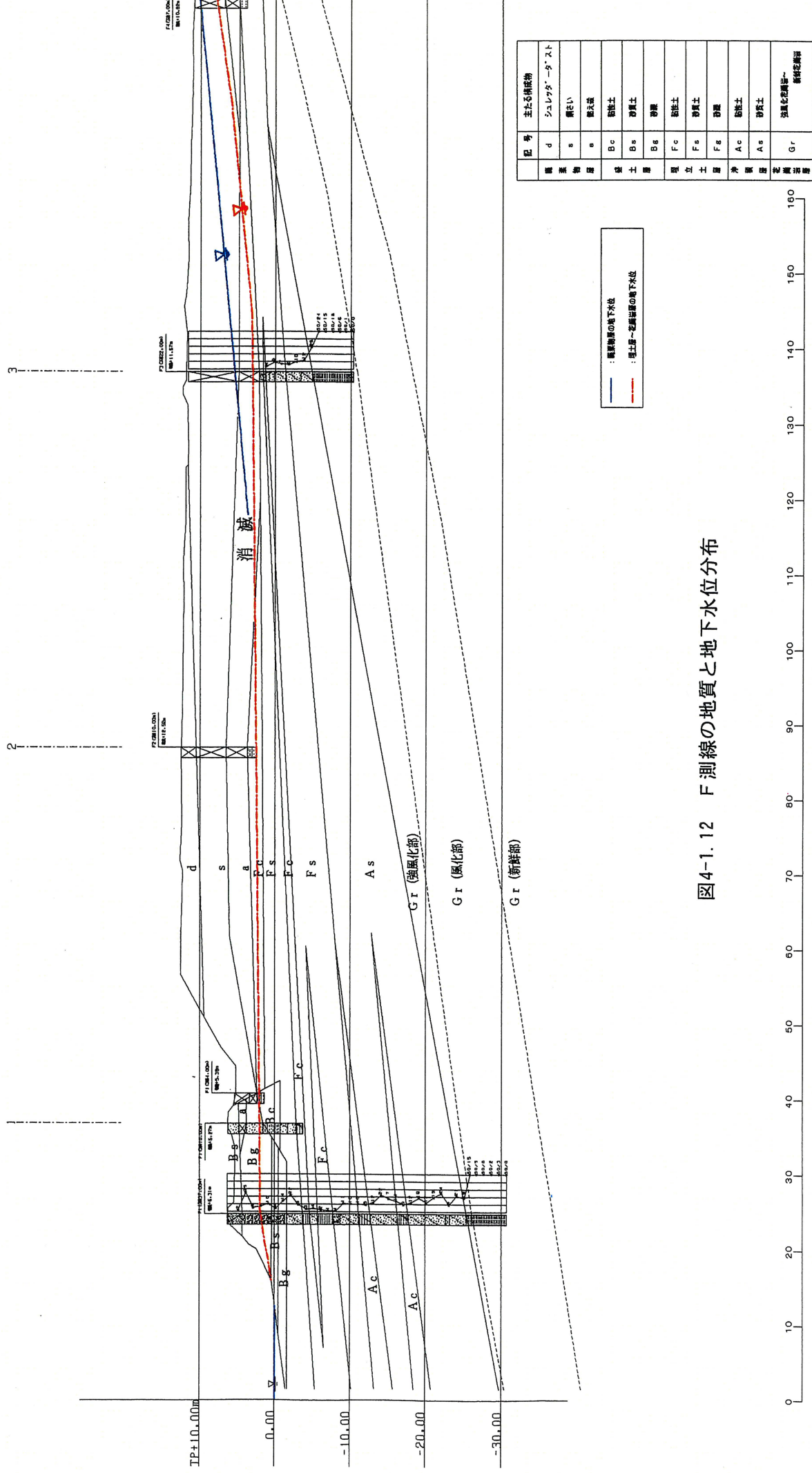
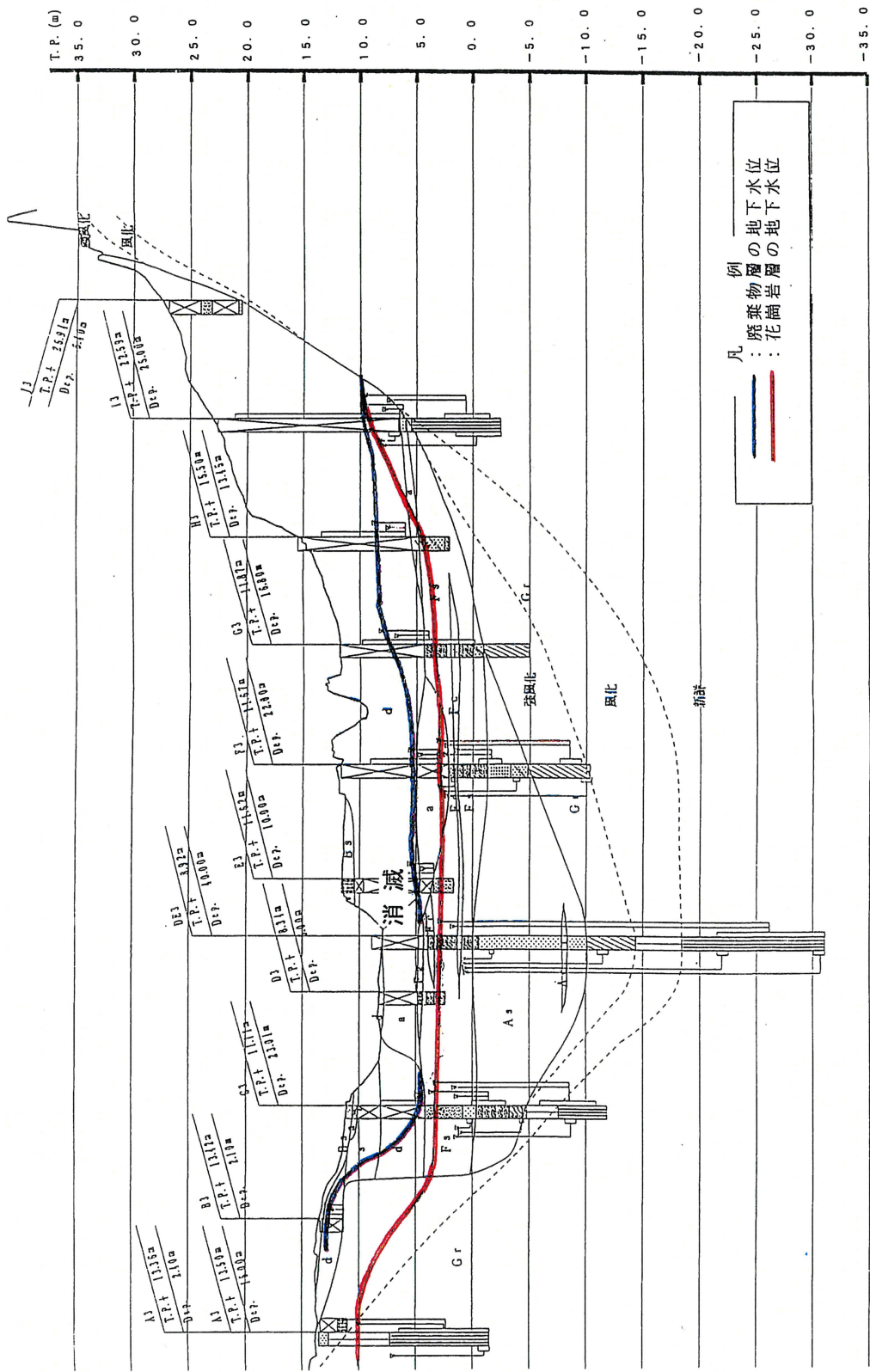


図4-1.12 F測線の地質と地下水位分布



H : 1 / 2000
 V : 1 / 400

図4-1.13 3測線の地質と地下水分布



：想定される地下水の流出方向
数：標高 (T P m)
測定日時：平成7年5月9日

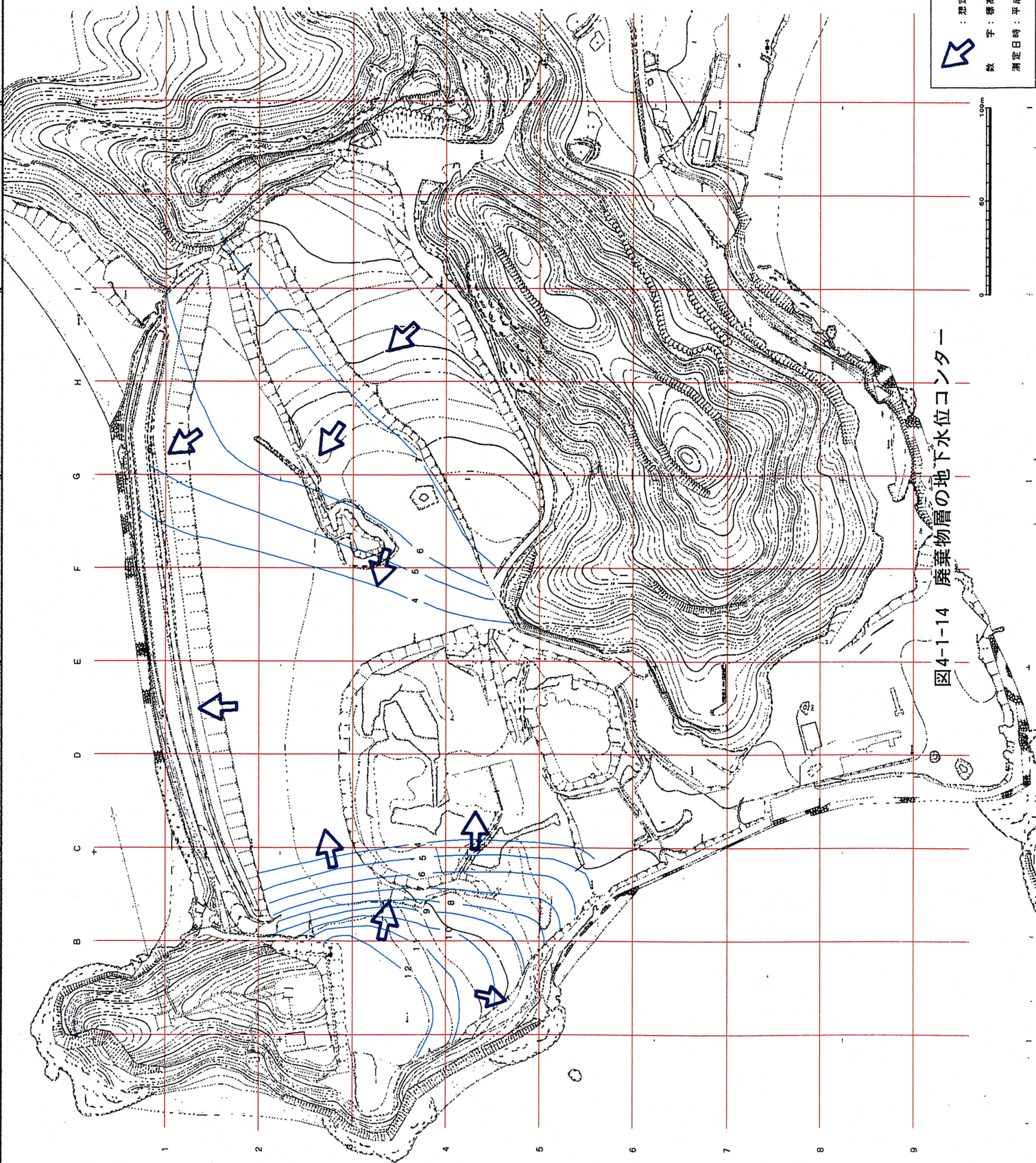


図4-1-14 廃棄物層の地下水位コンター

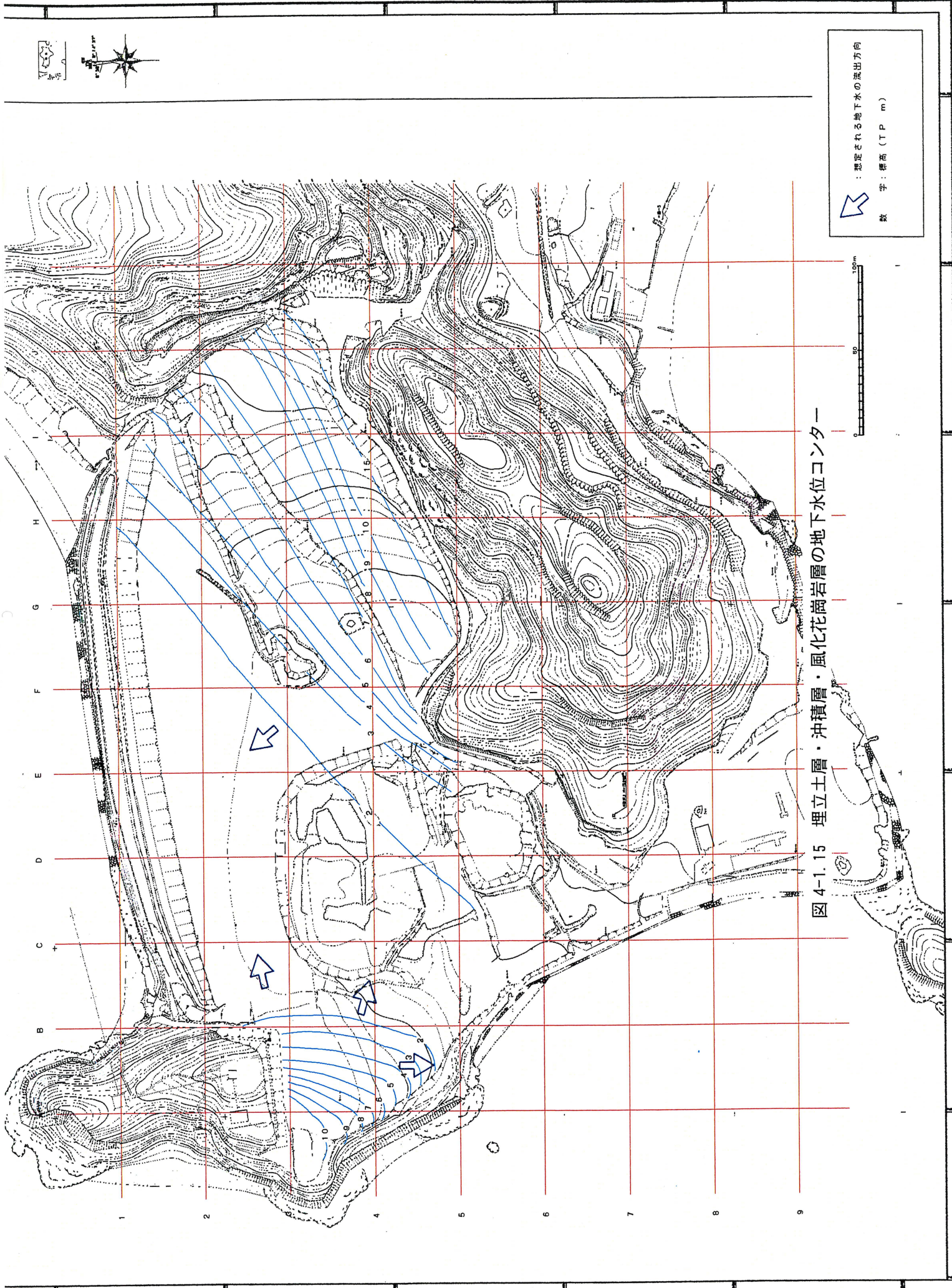


図 4-1.15 埋立土層・沖積層・風化花崗岩層の地下水位コンター

2. 対策に当たっての基本的考え方と対策の概要

ここでは、第2章で示した暫定的な環境保全措置の検討に当たって基本的方向性や第3章での海域への地下水等の流出・漏出の推定、土堰堤の安定性に関する評価等を踏まえるとともに前節で述べた本件処分地の現状を基に、対策に当たっての基本的な考え方を提示する。暫定的な環境保全措置では、これまでも強調したように有害物質等の海域への漏出抑制が検討対象の最大の焦点であり、また陸上での汚染の拡大防止の観点から飛び地等に存在する廃棄物等についての対策も検討課題としている。

2-1. 対策に当たって基本的な考え方

1) 南斜面部と南飛び地にある廃棄物等の掘削・移動

第2章で示したように、汚染防止にはその原因の除去が最善の方策であり、また海域への汚染拡大の効率的な防止とともにあとに続く廃棄物等の処理の能率化にも有効である。そこで上記の地点にある廃棄物やそれによって汚染された土壌に対しては、掘削し、本件処分地の主要部に移動する。幸い移動対象地点の廃棄物層の厚さは薄くまた量も少ない。ただし、こうした措置が必要な廃棄物等の正確な量については事前の把握が必要である。また浄化の状況についてもチェックしなければならない。

2) 西海岸近傍の廃棄物等の掘削・移動

地下水の流出に伴って有害物質の漏出の可能性がある西海岸についても、上述と同様の理由に加え、中間処理施設の用地確保をも考慮して廃棄物等の掘削・移動を行う。この地点の廃棄物層厚も約3m程度で薄く、またその下位には比較的浅い深度より透水性の低い花崗岩層がある点は有利である。ただし、公調委調査によると局所的にA3付近の地下水ではかなり高濃度の有機塩素系物質が検出されており、廃棄物中にこうした物質を高濃度で含有するものが存在していることも予想され、掘削に当たっては注意を要する。現在技術検討委員会では、このような廃棄物の存在の地表からの検出方法について検討を加えており、その結果を参考にされたい。また、掘削・移動に当たって周辺環境への配慮はもちろんのこと、作業時の安全性も十分に考慮する必要がある（掘削の方法やその基準等に関しては、中間処理施設の整備に関する事項の報告書を参照のこと）。対象量の算定や浄化後のチェックは1)と同様である。

措置後のこの区域には、雨水対策を実施するとともに隣接の本件処分地主要部からの浸透水流出防止策も講じる。また既存の観測井を用いて地下水の汚染状況を監視し、必要に応じて高濃度地点を重点に揚水を実施などの対策の検討が必要である。さらに、中間処理施設の稼働段階において、汚染地下水を揚水して処理施設の用水として用いることも検討すべきであろう。

3) 本件処分地周辺から雨水排除

ため、南丘陵部や東山間部からの雨水の本件処分地への流入を防止する。このような雨水排除工は本件処分地へ流入する雨水の集水域を勘案した上で、本件処分地の外周に計画する。集められた水は沈砂池に導き、その安全性を十分にチェックした上で海域に放流する。

4) 海域からの波浪による浸入海水の排除

台風等の強風時には波浪による本件処分地への海水の浸入も考えられる。現在の土堰堤の最高位（TP=6m～7m）に併せた補強工事を行って可能な限りその浸入を防止するが、それに加え海岸との間に取り付け道路を介し、そこに排水路を設けることで対策の効果を図る。集められた水は、海域に放流する。

5) 本件処分地内の雨水の排除

本件処分地内の降雨に関しても上記と同様の理由から本件処分地に浸透させないように配慮する。また、中間処理施設の本格的稼働に至るまでの期間での排水処理を勘案して、本件処分地内の表面遮水工を選定する。

表面遮水工として不透水性のシートやアスファルトを敷設した場合には、内部にガスが充満する可能性があり、ガス抜き施設が必要となる。さらにアスファルト等の表面遮水工では中間処理での掘削の障害ともなり、また処理対象の廃棄物の増加も招いてしまう。表面遮水工の選定に当たっては、こうした点にも配慮する。表面遮水で集められた水は沈砂池を経て、十分な安全性のチェック後、海域に放流する。

6) 北海岸における鉛直遮水壁の設置

北海岸からの有害物質の防止には、その媒体と考えられる地下水の流出を抑制しなければならない。そこで北海岸側については海岸線に沿って鉛直遮水壁を打設する。なお、このような措置後の効果は、地下水の流出抑制に着目した浸透流解析を行って予測・評価する。なお、豊島廃棄物等対策事業終了後には海域の自然回復が速やかにできるよう、工法選定に当たっては最終的な遮水機能の排除も念頭におく。

7) 揚水施設の設置

北海岸に打設する鉛直遮水壁の機能向上には、その背面の地下水位を低下させることが効果的である。このためには集水された地下水の揚水を必要とする。揚水工の計画に際しては鉛直遮水壁を含めた措置後の浸透流解析の結果を踏まえ、施設規模等を設定する。

8) 排水の処理方法

上記の揚水工からは有害物質を含む地下水が排出される。この排水の処理方法の検討に当たっては、中間処理施設での水利用の点も勘案する必要がある。すなわち、中間処理施設では用水が多く必要で、上記の排水も利用することを前提としている。したがって、中間処理施設での水利用との関連を考慮した対応が暫定的な環境保全措置で求められることになる。また、海域への汚染物質の排出抑制の観点も対策採用に当たっての重要な考慮点である。具体的には、かなりの規模の本格的な排水処理施設を設置するか、あるいは自然蒸発散機能を用いるかが選択に当たっての焦点

となる。

9) 北海岸土堰堤の保全

北海岸側での鉛直遮水壁は海岸土堰堤上に施工する計画となる。土堰堤の保全はその崩落の防止のみならず、鉛直遮水壁の施工上も重要な意味を持つ。第3章で述べた土堰堤の安定性を勘案し、必要な海岸土堰堤の保全措置を計画する。

2-2. 中間処理施設との関連

上述したように、暫定的な環境保全措置としての計画内容は、大きく廃棄物の掘削・移動、遮水工、揚水工、排水処理工、海岸土堰堤の保全工等から成り、これらの概要は図4-1.16に示す通りである。

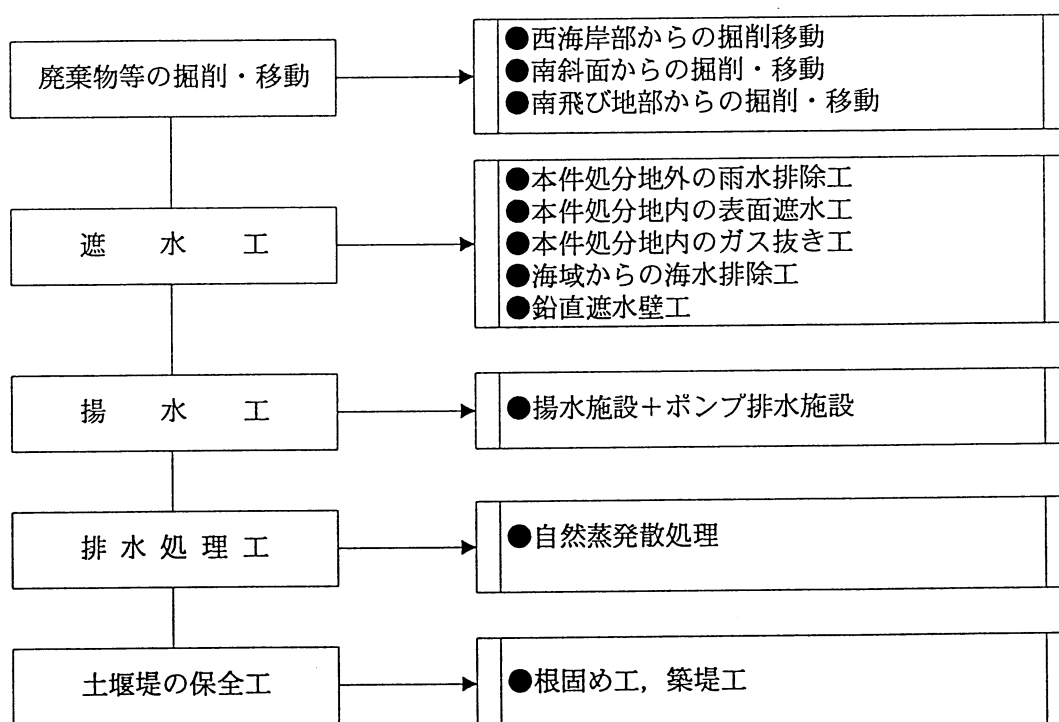


図4-1.16 暫定的な環境保全措置の内容

「中間処理施設に関する事項」では、中間処理の工程を次の4つに分類し、検討が進められている。

- A工程：廃棄物高度処理
- B工程：掘削・運搬
- C工程：再資源化・有効利用
- D工程：浸出水・地下水処理

暫定的な環境保全措置として計画する事項のほとんどは、中間処理施設に関する事項に引き継がれることになる。具体的には、表面遮水工は掘削・運搬に係わるB工程にそのまま引き継がれる。また、西海岸側において廃棄物等を掘削・移動した跡地については、中間処理施設の用地として利用される計画である。また、鉛直遮水壁はそのまま維持し、揚

水施設からの排水はD工程に引き継がれる。ただし、暫定的な環境保全措置で計画する排水処理については、D工程で計画している浸出水・地下水処理のための施設が完成するまでの暫定的なものであり、中間処理施設が本格稼働に移った段階でここでの排水処理は終了する。

第5章 関連技術の調査と適切な対策・技術の選定に関する検討

ここでは、第4章での対策実施に当たっての基本的考え方を受け、それぞれの対策について関連技術の調査結果を示すとともに適切な対策・技術の選定について検討を加えた。

1. 西海岸側等における廃棄物等の掘削・移動

第4章で述べたように、南斜面部（図5-1.1の（B））、南飛び地部（同（C））ならびに西海岸部（同（A'））の廃棄物等については掘削し、これを本件処分地主要部に移動させる。

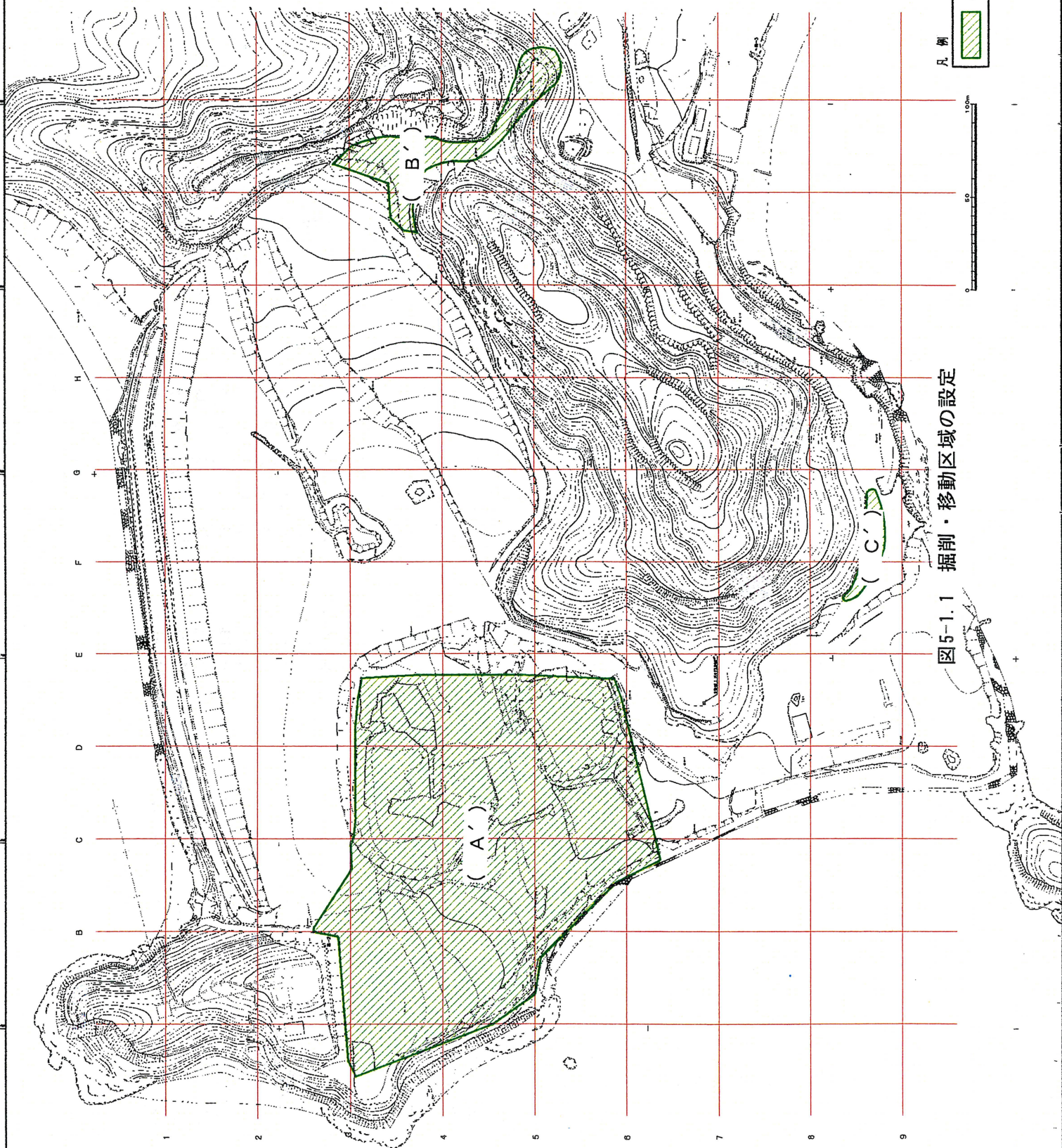
ここでは、西海岸側での廃棄物等の掘削・移動を中心に検討結果を述べる。

1-1. 掘削・移動区域の設定

西海岸側の地下水の分布状況から判断すると、地下水の高まりが認められる区域に存在する廃棄物等の掘削・移動が有害物質の漏出抑制の観点からは効果的である。また掘削やその後の法面の規模・安定性等を勘案すると、廃棄物等の層厚が概ね3m程度の区域が対象になるものと考えられる。

花崗岩の上面コンター図からわかるように、西海岸側では比較的に浅部から花崗岩が分布する傾向が認めらる。花崗岩は難透水性の地層として期待できること、また地盤の安定性も良好であることから花崗岩を露出させるまで掘削することが望ましいと考えられる。

以上の事項を勘案するとともに、掘削・移動した跡地を中間処理施設用地としても利用することを想定し、ここでは図5-1.1に示す区域を掘削・移動対象に設定する。中間処理施設の詳細な仕様については、別途「中間処理施設の整備に関する事項」報告書で述べるが、所要の敷地面積は概ね2haと想定される。ここでの区域設定に当たっては掘削・移動後に整地・盛土等の敷地造成を施した状態で、この用地分を確保可能なように配慮した。



凡例
： 廃棄物の移動対象区域



図5-1.1 掘削・移動区域の設定

1-2. 掘削・移動後の西海岸の形態

図5-1.2には廃棄物等の掘削・移動後の西海岸の状態を示す。また、図5-1.3では代表的な箇所（4測線とC測線）の断面図を示す。掘削後には対象区域の大半で底面に花崗岩層が露出する形態となるが、一部北側では埋立土層が露出するものと想定される。これらを整地あるいは盛土し、以下のような対応を施す。

本件処分地主要部との境界には緩衝区間を設け、掘削移動区域側には土堰堤を築く。この区間を承水路として本件処分地主要部からの表流水を貯留し、汚染されている場合は本件処分地主要部に還流する。掘削によって生じる廃棄物層の法面は発生土を用いて覆土を行う。その際、崩落等が生じないように法面勾配には配慮する。

掘削移動区域には雨水排除工を敷設し、その集水は沈砂池を経由させて海域に放流する。この際には十分安全性をチェックする。汚染がある場合には本件処分地主要部に還流させる。また西海岸沿いには防災小堤を設け、雨水が直接海域に流出しないよう配慮する。

掘削した廃棄物等は本件処分地主要部に仮置きし、中間処理施設稼働時に処理する。

1-3. 南斜面部と南飛び地部での掘削・移動

事前に調査を行って掘削・移動量を把握する。南斜面はかなり急勾配であり、掘削の工法については検討を要する。両地域とも掘削・移動後には清浄な埋土材を用いて整地することにより概ね旧地形の状況に復元できると想定される。また、これらの地域では廃棄物層に地下水が存在しないものと想定されることから比較的容易に搬出できよう。

これらの地域の廃棄物の掘削・移動は、西海岸側でのそれと併せて行うものとする。

1-4. 本件処分地主要部における仮置きの形態

掘削後の廃棄物等は、本件処分地主要部に移動させ、仮置きする。本件処分地主要部は現状、比較的になだらかな傾斜を呈しているが、掘削後の廃棄物等はそれが崩落しないような勾配で仮置きし、中間処理施設稼働時に処理する。

1-5. 掘削・移動計画に当たっての留意すべき点

- ① 本件処分地は全域、国立公園内にある。特に（B）及び（C）に分布する廃棄物等については、自然公園法の第2種特別地域に該当する箇所にある。このため掘削・移動等の作業に際しては、予め届出及び許可等の手続きが必要である。
- ② 公調委調査によれば前述したように、西海岸側では高濃度の汚染物質が存在する可能性も指摘される。液状の有害物質が存在するような場合には、廃棄物等の掘削・移動によって汚染が周辺に拡散する可能性もある。したがって、掘削前に土壌ガス等の調査を行い、高濃度汚染物質の存在の有無を確認する必要がある。この件に関しては先に述べたように技術検討委員会で、その調査法等の検討を行っている。なお、土壌ガス等の調査によって高濃度の汚染物質の存在が懸念される場合には、テント内での掘削、ガス処理などの対策が必要となる。この工法については中間処理施設の整備に関する事項で検討しており、その報告書を参照されたい。

③ 廃棄物等の掘削・移動に際しては作業環境の保全が重要な課題となる。特に有害物質を含む廃棄物等を対象とするため、安全対策には万全の措置を講じる必要がある。安全対策としては、次の内容が挙げられる。

- ・掘削作業の段階で有害ガスが発生する可能性もある。前述した事前確認方法の確立と場合によってはガス処理可能な掘削工法の準備が必要である。
- ・降雨時には掘削法面から浸出水が発生したり、地表水が掘削箇所に入ること懸念される。このため、浸出水等が直接海域に流出しないように掘削順序に配慮するとともに、掘削箇所には沈砂池を設け、汚水等の管理ができるような配慮も必要である。
- ・掘削時の廃棄物等の飛散にも留意する必要がある。掘削の対象となる箇所については、上述したように廃棄物層に地下水が存在しないものと考えられることから、掘削作業は比較的容易であると想定される。しかしその一方、廃棄物の飛散が生じやすいともいえる。このため水散布等の飛散防止対策をとることが求められる。

④ 汚染地下水の対策は、廃棄物が残存した状況よりも掘削・移動後に行うことが望ましい。地下水の対策としては揚水による方法が最適であると考えられるが、範囲や深さの設定などに関しては掘削段階から経時的にモニタリングを行い、その結果をもとに別途検討する必要がある。

なお、現状ですでに汚染されている地下水の海域への流出対策については次のように考える。すなわち、西海岸側で問題となる汚染地下水については廃棄物を掘削・移動した後、必要に応じて地下水を揚水し、汚染の拡散を防止する等の対策を検討する。廃棄物の掘削・移動から地下水の揚水までの期間において一時的に汚染地下水の流出も想定されるが、後述するように地下水の流出量はわずかであり、また比較的高濃度に含まれる汚染質の性質からは仮に海域に流出しても直ちに生物に影響を与えるとは考え難い。したがって、西海岸側では観測井での監視を行って、必要と認められる場合には汚染度の高い地点を中心に揚水対策を実施することが適切と判断する。

⑤ 西海岸側等の掘削・移動に際しては、除去すべき汚染土壌の範囲の設定が必要である。汚染土壌の判定については現地でモニタリングを行うこととし、また、汚染土壌の判定等については今後の法制度の動向も注視する必要がある。

なお、西海岸側等での廃棄物等の掘削・移動量は、表5-1.1のように試算される。

表5-1.1 西海岸側等で掘削・移動対象となる
廃棄物等の体積

地 域	区 分	体積 千m ³
西海岸側	覆土材	13.90
	廃棄物	25.11
	汚染土壌	16.04
	土 砂	20.35
	合 計	75.40
南斜面部	廃棄物	8.80
	汚染土壌	0.0
	合 計	8.80
南飛び地部	廃棄物	3.50
	汚染土壌	0.0
	合 計	3.50

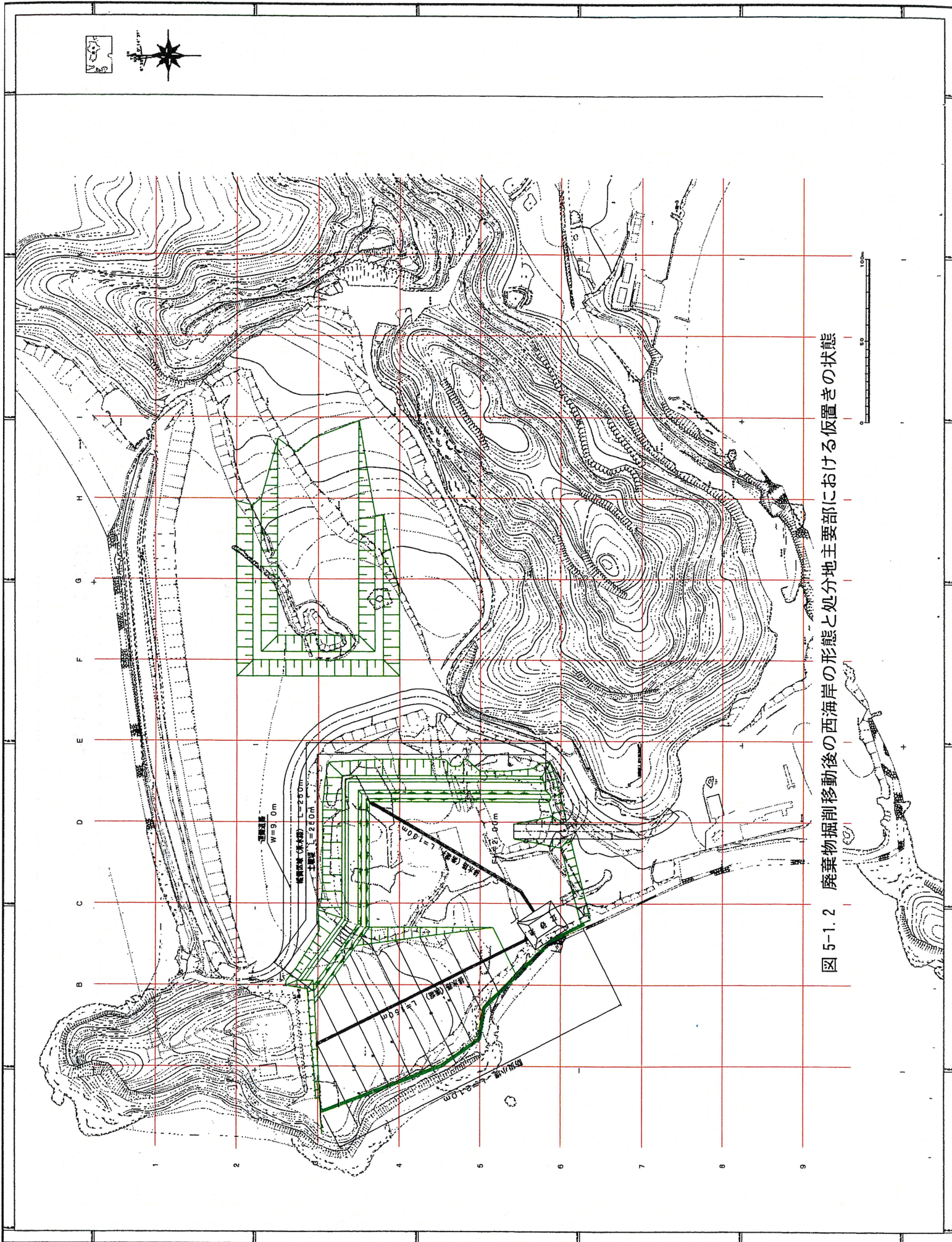
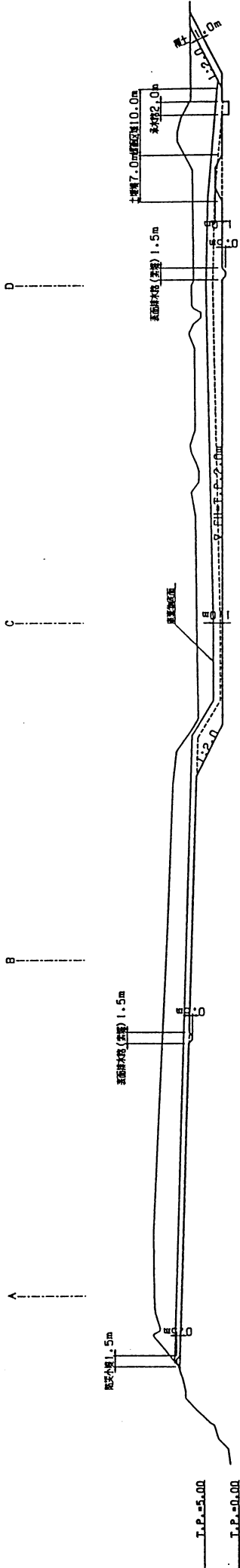


図 5-1.2 廃棄物掘削移動後の西海岸の形態と処分地主要部における仮置きの状態

4 測線



C 測線

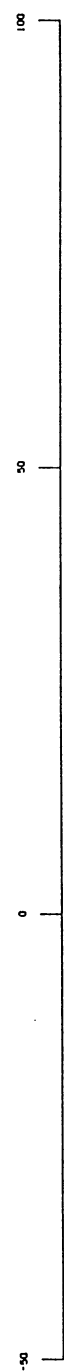
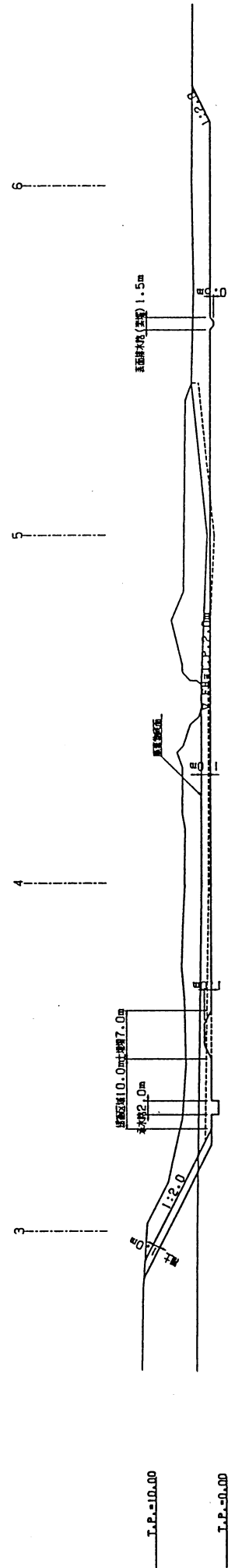


図5-1.3 4 測線及びC 測線の断面図

S=1:600

2. 本件処分地外からの雨水排除の方法と波浪による浸入海水の排除の方法

2-1. 本件処分地外からの雨水排除計画

本件処分地主要部の南側と東側に本件処分地周囲からの雨水排除のための排水路を敷設する。東側排水路からの雨水は集水ますを経て、土堰堤上の海水排除用の排水路に流れ、最終的に海域に放流される。南側排水路の雨水は沈砂池を経て、海域に放流される。南側排水路の流域はその後背地の南丘陵部であり、流域面積は概ね2.61haと見込まれる。また東側では山間部が流域面積に相当し、約0.29haと想定される。

降雨量に関しては1/10年確率を採用し、また安全率を1.2と見込む。設計計画は後述する本件処分地内でのものと同一なので、ここでは割愛し、結果のみを表5-2.1に示す。

表5-2.1 本件処分地外からの雨水排除工の計画概要

項目	単位	数値	
		南側排水路	東側排水路
流域面積 A	ha	2.61	0.29
延長 L	m	350	120
降雨強度 I	mm/s	131.1	143.6
設計流量 $1.2 \times Q$	m^3/s	0.567	0.083
開渠断面	mm	U550×550	U350×350

2-2. 波浪による浸入海水の排除計画

越波による浸入海水の排除を目的に土堰堤の天端の北海岸側にも、水路を設ける。また、この水路は天端部の雨水排除にも使用される。これらの集水は排水施設を経て、海域に放流する。

3. 本件処分地内の雨水排除の方法 – 表面遮水等の方法 --

表面遮水工は本件処分地主要部内を対象に敷設するものとする。表面遮水工により雨水の浸透が抑制されるとともに表面流出の効果が期待できる。

土堰堤の天端には、前述した越波対策用に加え、本件処分地に近接して廃棄物からの浸出水に対する排水路も敷設する。北海岸側では、ある降雨量を越えると廃棄物の法面から浸出水が発生し、黒色の溜まり水が形成される。上記はこのような浸出水の排除を対象としたものである。

3-1. 表面遮水

3-1.1 表面遮水工法の分類と特徴

本件処分地主要部における水分供給源としては、図5-3.1に示すように降水、表面流入水、地下水、廃棄物分解水、液状廃棄物／汚泥の混合物などが挙げられる。これらの中で寄与率が最も大きいものは降水である。表面遮水工は、水分供給源の要素の中で降水と表面流入水の本件処分地内への浸入を可能な限り制御することにより、発生する浸出水量を抑制する方法である。

本件処分地表面での降水の流出量を左右する要因は、本件処分地表面の地勢（表面積、形状、勾配、方位、高度、凹凸）、覆土材の種類や透水性や水分及び排水設備の有無等がある。なお、植生もその種類や生育年限、植被率及び季節によって表面流出量に影響を与えるが、本件処分地には植生がほとんど存在しないことに加え、廃棄物の掘削撤去が対象となることから植生の影響については対象外といえる。

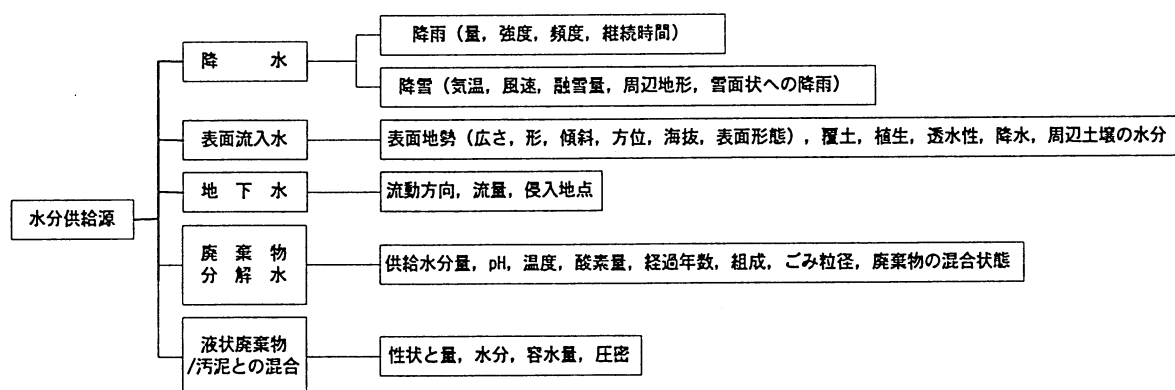


図5-3.1 本件処分地への水分供給源の内訳

表面遮水工法には、一般的に①廃棄物に覆土を行い勾配を付ける方法（勾配法）、②廃棄物の表面をシールする方法（シール法）、③廃棄物の表面に植生を施す方法（被植法）の3つの方法が考えられる。表5-3.1は、表面遮水工法の概要を示したものである。

これらの工法は通常、単独に用いるものではなく、他の抑制方法と組み合わせて採用される場合が多い。ただし、本件処分地においては廃棄物の撤去が前提にあるため、③の被植法は適用除外の工法となる。

表5-3.1 表面遮水工法の概要

方 法	適用条件	適用限界	効 果
勾 配 法	廃棄物分布域が安定化していること。覆土用の土砂が確保できること。	覆土材が得られること。不等沈下が大きい場合には多くの覆土材料が必要となる。ガス抜き工が必要となる。	地表の凹凸に対応でき、確実な効果も期待できる。その一方で、覆土材料も処理対象となるため、全体の処理量が増加する。
シ ー ル 法	廃棄物分布域がある程度安定化していることが望ましい。	耐用年数に限界がある。場合によっては、ガス抜き工が必要となる。	透気性を有し、かつ遮水効果が期待できるシートが最も望ましい。浸出水の削減効果、及び表面流出効果が期待できる。
被 植 法	廃棄物分布域が安定化していること。覆土厚が60cm以上必要なこと。	発生ガスが適切に除去されなければ植物に悪影響を与えることがある。	降水が浸入する時の緩衝作用があり、またエロージョンを防止する。他の抑制方法と組み合わせて使用すれば効果も大きい。

以下に、勾配法及びシール法の概要を説明する。

①勾配法

廃棄物分布域を整地・転圧し、排水勾配を付けることによって表流水の排水効果が得られる。しかし、排水勾配が急になると土性や植生状況にもよるが、表面の浸食を早めることになる。このため本件処分地の状況に応じて、最適な勾配を決定する必要がある。

また、本工法を採用する際には廃棄物分布域の表面及び周辺に排水溝を設置することが不可欠になる。

ただし、本件処分地においては地表面が汚染されている状況にあるため、表面を流下した表流水を集水し、そのまま海域放流することはできない。したがって、下記で述べるシール法との併用が前提となる。

②シール法

一般的には不透水から難透水性の材料で本件処分地表面を被覆し、雨水等の浸透を防止することで発生する浸出水量の削減を図る工法である。通常シール材には、メンブレンライナー、粘土、アスファルト等が使用される。これらに加え、シール材の保護や耐風化性を持たせるために特殊な化学物質を添加する場合もある。

本件処分地において考慮すべきシール材の機能としては、①降水等の浸透抑制、②廃棄

物の飛散防止等がある。

なお、現状使用可能なシール材料は、次表のように分類される。

表5-3.2 シール材料の分類

分類法	製品・工法等
施工法による	工場製品型 現場施工型
使用材料による	繊維（ジオメンブレン等） シート（ジオテキスタイル等） アースライニング（粘性土等） 吹き付け（アスファルト等） 泡被覆材

3-1.2 適用可能な材料・工法の選定

(1) 選定に当たっての前提条件

材料・工法の選定に当たり、本件処分地での表面遮水工に求められる条件を整理すると次のようになる。

① 暫定的な環境保全措置後の取り扱い

本件処分地内の廃棄物等は中間処理施設において無害化される。表面遮水材として粘性土等の覆土を行ったとき、現状地表面が汚染された状況であることから、その覆土材自体も中間処理の対象物になる。表面遮水材としては中間処理量をできる限り増加させない材料を用いることが必要である。

② 中間処理B工程（掘削・運搬）との関連

暫定的な環境保全措置において廃棄物の表面をアスファルト等によって遮水すると、B工程（掘削・運搬）の障害となることが予想される。また、廃棄物の掘削計画としてはベンチカットで順次掘削することが想定されており、硬質で可塑性が低い材料の使用は適切でないものと判断される。B工程に支障をきたさない素材を用いることが必要である。

③ 排水処理方式による材質の制限

暫定的な環境保全措置における排水処理には、後述するように蒸発散処理方式を採用することを計画している。この方式は中間処理施設が供用されるまでの概ね2年間を対象として選定したものであり、中間処理施設の本格稼働時には排水は施設の用水として利用される。

蒸発散処理方式とは、浸透トレンチを上流側に設け、ここから浸透水を地下に導き、地表面からの蒸発散量を確保する方法である。したがって、表面遮水材に地表面の蒸発散が期待できない素材は利用できないこととなる。

(2) 本件処分地における適用可能な材料・工法

前提条件①から、廃棄物の表面に土質材料からなる覆土材を用いることは中間処理量

の増加を招くことになる。また、本件処分地の地理的条件からみても土質材料の入手は困難であり、覆土材による表面遮水は検討から除外する。

前提条件②からは、B工程に支障をきたすアスファルトやコンクリート等の吹き付けによる表面遮水は適切でないと判断される。また、前提条件③からは完全遮水型のシート等は使用できない。

以上から本件処分地において適切な材料・工法としては、通気性を持った繊維系素材シートを利用することが挙げられる。ただし、単なる繊維素材であれば透気性は期待できるものの、遮水性機能はほとんどない。本件処分地においては、雨水をシートの表面で遮断でき、かつ地表表面からの蒸気に対しては通気性を持つ「遮水・透気型のシート」を採用することが望ましい。

この工法により、雨水の地下浸透を抑制し、鉛直遮水壁の機能向上を期するとともに揚水施設から還流された浸出水を蒸発散により処理することが可能になると考えられる。また、透気性の材料であることから、ガスがシートの内部に滞留することがなく、ガス抜きの効果も期待できる。なお、このような素材の耐久性は大気暴露の状態では2年程度といわれており、中間処理施設稼働までの暫定的な環境保全措置の期間における耐久性としては、ほぼ満足するものである。

こうした材料・工法の実績としては、これまで主に農業土木の分野（例えばマルチング材）で多く使用されている。また、あまり例は多くないが埋立完了後の一般廃棄物最終処分場において、表面被覆材としても利用されている。なお、材質はいわゆるゴアテックスであり、衣料分野では通気性の良好な素材として利用されている。

3-2. 本件処分地内の雨水排除

本件処分地主要部には上記のようなシートを敷き詰めるとともに、その間に排水路を敷設して表流水を排除する。

3-2.1 雨水排除工法の分類と特徴

一般的な排水施設の種類（構造、材料）を整理したのが表5-3.3である。本件処分地における計画流量を試算するとともに、設置箇所の条件を勘案して構造・材料を設定する。

表5-3.3 排水施設の構造及び材料

構造	材料
側溝（U型・L型）	素掘、現場打、二次製品（コルゲート・コンクリート）
排水管	現場打コンクリート、二次製品（コルゲート・コンクリート）
集排水ます、マンホール	現場打コンクリート、二次製品（コルゲート・コンクリート）
自由勾配側溝	コンクリート二次製品
ボックスカルバート （矩形・アーチ）	現場打コンクリート、コンクリート二次製品
三面張水路	現場打コンクリート、コンクリート二次製品

3-2.2 雨水排水施設の検討

(1) 設計条件

① 対象とする降雨確率年は1/10年確率とし、降雨強度式は以下による。

$$I = 367 / \sqrt{t + 0.09}$$

$$t = t_1 + t_2$$

I : 降雨強度 mm/hr

t : 流達時間 min

t₁: 流入時間 (標準 5 min)

t₂: 流下時間 (L/V) min

② 計画流出量は、下記に示す合理式を用いて算出し、1.2の安全率を見込む。

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

Q : 計画流出量 m³/sec

f : 流出係数 (0.6)

I : 降雨強度 (流達時間内の平均降雨強度) mm/hr

A : 集水面積 ha

なお、開渠の流速は Manning 式で算定し、有効水深は 80%、粗度係数は $n=0.015$ とする。また開渠内の流速の範囲は $0.6\text{m/s} \sim 3.0\text{m/s}$ と設定する。

採用する開渠は、設置や敷設替えの容易さを勘案してコルゲートヒュームとする。

(2) 本件処分地内の排水路

本件処分地内の排水路は、暫定的な環境保全措置から中間処理施設の稼働までの期間では常設され、その後は中間処理に合わせた掘削・搬出に伴って敷設替えされる。排水路 1 本当り集水面積を概ね 7000m^2 程度とすると、 $U350 \times 350$ 程度の排水路で満足されることが考えられる。

(3) 沈砂池

本件処分地外の排水路と併せて本件処分地内の流末には、沈砂池を設けるものとする。沈砂池には、この排水を中間処理施設では用水として利用するため貯留機能を持たせる必要があり、これが容量決定の制約となる。中間処理施設において期待される沈砂池の容量は約 4000m^3 必要と想定されており、本計画ではこの量も見込むものとする。また、丘陵地の斜面は現状一部が裸地の状況にあることから、丘陵地からの土砂の流入も認められる。このような箇所に排水施設を設けた場合には、雨水と土砂が同時に流出する。したがって、沈砂池には $300\text{m}^3/\text{ha}$ の流出土砂量が流入することも想定する。沈砂池からの排水は安全性を確認後、海域に放流する。ただし、この条件が満たされない場合には、本件処分地に還流することで対応する。

4. 鉛直遮水の方法

4-1. 遮水工の対策範囲の設定

先に説明したように、西海岸側においては廃棄物等を掘削・移動し、これによって有害物質の発生源を除去するものとする。したがって、西海岸側にあつては鉛直遮水壁については計画しない。

北海岸側については、海岸線に沿って鉛直遮水壁（揚水工を併用）を打設し、これによって地下水や有害物質の流出・漏出の抑制を図るものとする。北海岸側における地質分布状況によると、土堰堤の端部では不透水層として期待できる花崗岩層が露岩するような状況にある。このことから、端部の花崗岩に接するような形状で鉛直遮水壁を打設する。したがって、打設の範囲は北海岸土堰堤の範囲とほぼ一致する。一方、打設深さについては対策後を想定した浸透流解析によって最も有効な範囲を設定するものとする。

4-2. 打設位置の設定

北海岸側で計画する鉛直遮水壁は、海岸土堰堤上で打設することになる。この場合、打設位置は廃棄物層に触れることがないこと、揚水施設の設置が可能であること、海岸土堰堤の維持管理用の通路を確保できること等を勘案したうえで設定することが望ましい。図5-4.1は、鉛直遮水壁の打設位置に関する概要を示したものである。

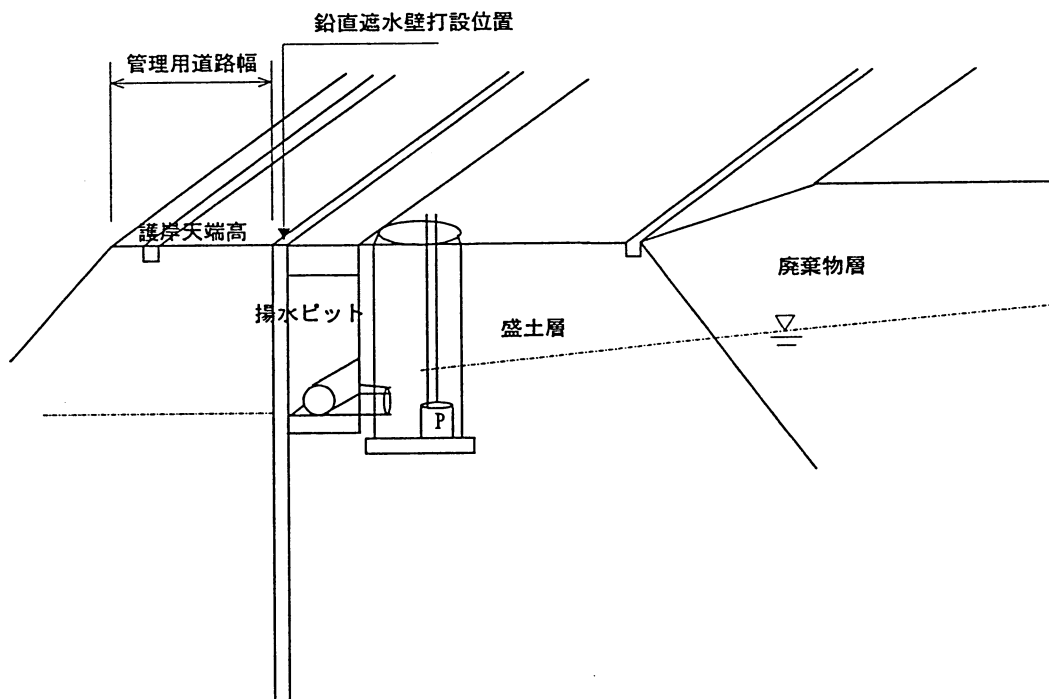


図5-4.1 鉛直遮水壁打設位置の概要

海岸土堰堤についてはその保全の点から、想定される波高に対して余裕を持った天端高さが必要となる。以下に有義波高から設定される土堰堤の天端高について検討する。なお、有義波高及び必要とする土堰堤の天端高は、次の条件で算定する。

- ①北海岸側における最大吹送距離及び香川県で設定する設計風速(25m/sec)から、有義波高を算定する。
- ②宇野港における平滑最高潮位(TP=1.948m；1991年9月28日23:15観測)に、有義波高と余裕高(1.0mと仮定)を加え、必要とする土堰堤の天端標高を設定する。
- ③現在の土堰堤の天端標高が有義波高から設定される天端標高より高い場合には、現在の土堰堤天端標高付近を計画高と設定する。

図5-4.2は、本件処分地における北海岸側の最大吹送距離を示したものである。本件処分地において対象となる最大吹送距離の位置は、北海岸側においては岡山市側となり、その距離は約13.5kmと想定される。上記の条件による有義波高は、約2.1mと試算される。平滑最高潮位にこの有義波高を加えると、波高の標高としては $TP = 4.084m$ ($1.948+2.1=4.048m$)となり、これに余裕高1.0mを加えると、 $TP=5.084m$ となる。海岸土堰堤の現況高が $TP=6.0m\sim 7.0m$ 程度であることから、波高に対しては十分な天端高を有した土堰堤であるといえる。したがって、現況の天端高付近を計画高として設定する。

土堰堤の天端に設ける管理用道路については、一般に車両の通行を考慮すると最低でも3.0m程度幅員が標準となる。本件処分地においては、鉛直遮水壁の施工や保守及び揚水施設の保守・管理を勘案し、10 t程度のダンプトラックの走行が可能で、かつ駐車帯の確保を想定して5.0mを考える。

なお、土堰堤のE測線付近には公調委調査によると数10cm程度の厚さでの燃え殻が分布している。この区域については鉛直遮水壁の打設時に対象物を掘削・移動する必要がある。

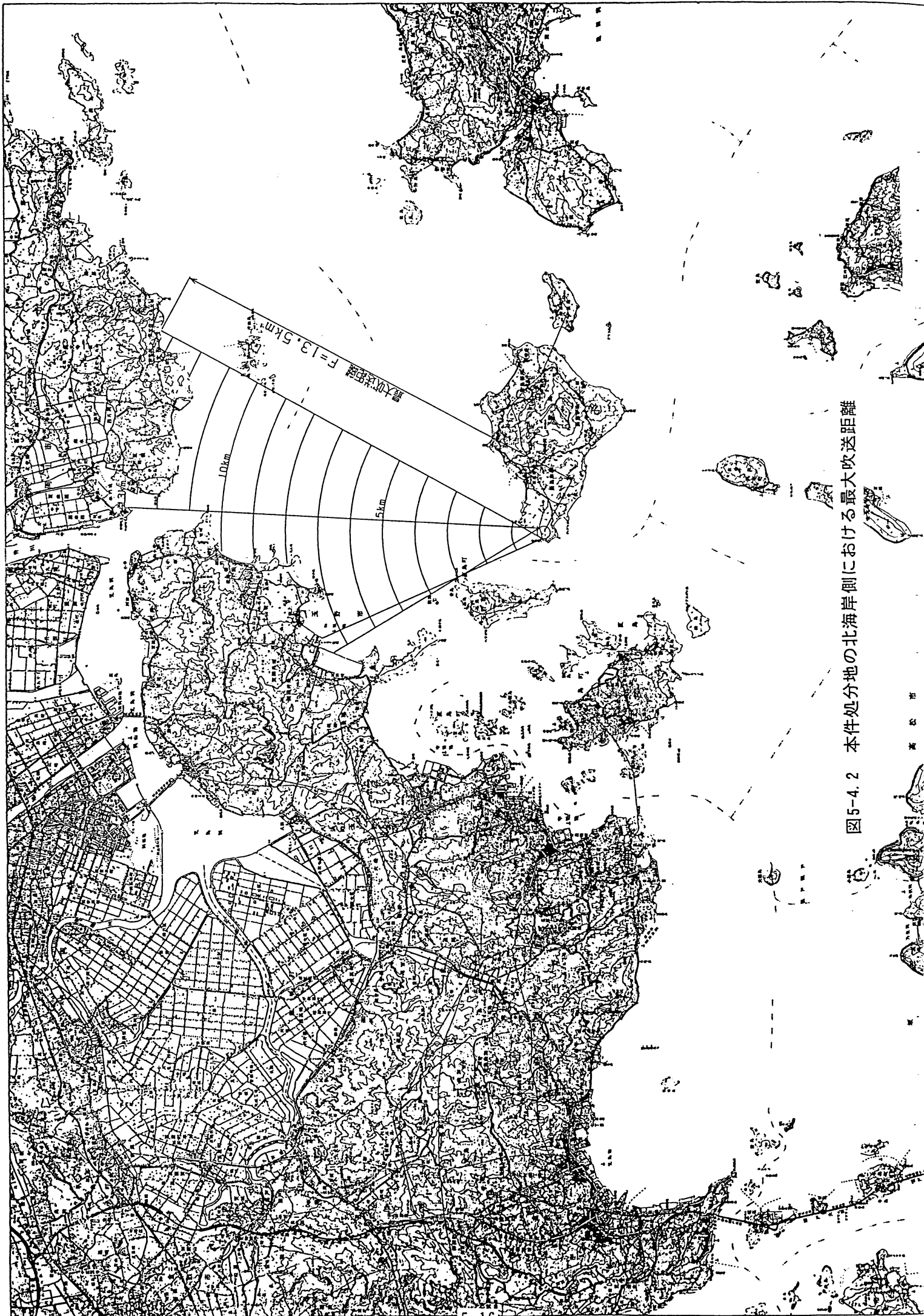


図5-4.2 本件処分地の北海岸側における最大吹送距離

4-3. 鉛直遮水壁工法の分類と特徴

ここでは、まず鉛直遮水壁工法に関して、その概要を述べる。鉛直遮水壁工法は土木・建設分野において古くから利用されている。主な目的は地下水等の遮水であり、工法としては鋼矢板や注入工法に代表される「遮水工法」と井戸やディープウェルに代表される「水位低下工法」に大別される。本件処分地において対象とする鉛直遮水壁工法は、前者の遮水工法であり、後者については次項で説明する揚水方法が対象となる。

鉛直遮水壁工法について、過去15年程度の雑誌・学会誌等への発表論文を対象に調査を行った。表5-4.1及び表5-4.2は、今回収集した文献等の資料をもとに、一般に実績のある各種の鉛直遮水壁工の機能・特徴等についてとりまとめたものである。

これらに示すように鉛直遮水壁工法としては、その形状として壁式及び柱列式に代表される壁型構造物築造タイプとグラウト（薬液注入等）に代表される不透水ゾーン形成タイプに大別される。一方、使用する材料に着目すると鋼製、コンクリート製（有筋、無筋）、モルタル製（補強材の有無）、ソイルセメント製（原位置土攪拌、補強材の有無）、その他の薬液（グラウトタイプの場合）、新素材（ゴム製その他のシート挿入+固化材、安定液等）等に分類することができる。これらの使用は、対象とする箇所における適用性や経済性等によって決定される。

表 5-4.1 鉛直遮水壁の種類 (1)

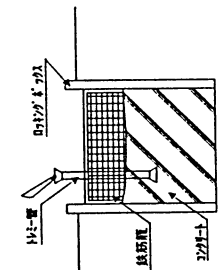
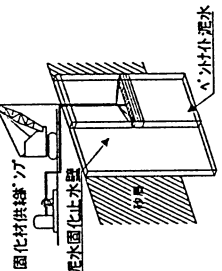
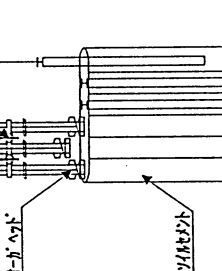
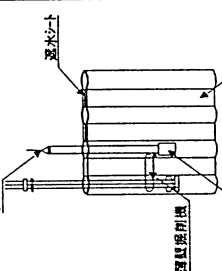
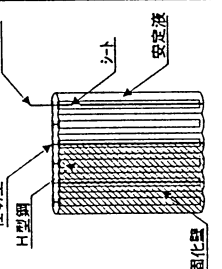
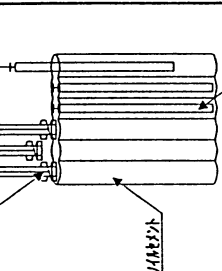
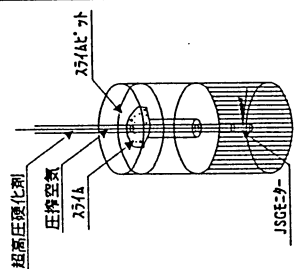
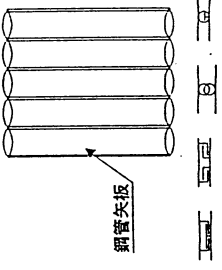
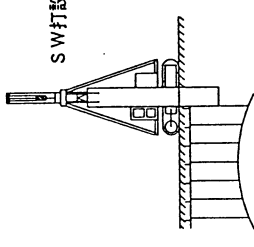
		壁式				柱列式		
		コンクリート系	泥水固化系	ソイルセメント系	薄膜遮水壁系	泥水固化系	ソイルセメント系	
概略図								
透水係数 (cm/sec)	ほぼ完全に遮水可能	ほぼ完全に遮水可能	$(2 \sim 9) \times 10^{-7}$	ほぼ完全に遮水可能	ほぼ完全に遮水可能	ほぼ完全に遮水可能	1.0×10^{-6} 以下	
設計基準強度	$\sigma_{ck} = 180 \sim 360 \text{ kgf/cm}^2$	$qu = 1 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$	$qu = 1 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$	$qu = 5 \text{ kgf/cm}^2$ (砂質土の目安)	—	$qu = 1 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$	$qu = 5 \text{ kgf/cm}^2$ (標準配合) 59 m (SMW協会実績)	
施工最大深度 (m)	50m 以上 (実績)	10 ~ 30 m	10 ~ 30 m	20 ~ 29 m	約 80 m (実績 40 m)	約 30 m	59 m (SMW協会実績)	
壁厚 (m)	0.4 ~ 3.2 m	0.4 ~ 3.2 m	0.4 ~ 3.2 m	0.4 ~ 0.9 m	0.08 ~ 0.2 m	0.4 ~ 3.2 m	0.5 ~ 0.9 m	
材料	コンクリート	パンド付セメント灰砂、石灰等 自硬性安定液(SG)を使用し て、H形鋼を所望に連続し て建て込み、H形鋼とSGの硬 化体を一体化して、連続的な止 水・山留め壁を構築する(例え ばSG-H工法)。補強材を使 用せず、可撓性を待たせること も可能。	パンド付セメント灰砂、石灰等 自硬性安定液(SG)を使用し て、H形鋼を所望に連続し て建て込み、H形鋼とSGの硬 化体を一体化して、連続的な止 水・山留め壁を構築する(例え ばSG-H工法)。補強材を使 用せず、可撓性を待たせること も可能。	多軸ジェットと壁面カットによ って掘削した土とセメント系スリ 位置で混合・攪拌して均一な壁 厚の地中連続壁を構築する(例 えばTMW工法)。柱列式と 比べ、くびれ部が無い分止水性 はよい。	ゴム系、パンド付セメント灰砂等 ゴム系、パンド付セメント灰砂等 を挿入し、H形鋼等を埋め戻す。壁厚 の薄い遮水壁を構築出来る(例 えば地中遮水壁連続壁工法)。	パンド付セメント灰砂、石灰等 自硬性安定液(SG)を使用し て、H形鋼を所望に連続し て建て込み、H形鋼とSGの硬 化体を一体化して、連続的な止 水・山留め壁を構築する(例え ばSG-H工法)。補強材を使 用せず、可撓性を待たせること も可能。	土とセメント系懸濁液を現位置 で混合・攪拌し、地中に注入し 外壁を構築する(例えばSMW 工法)。	
工法概要	専用の掘削機を用いて地中 に連続した溝を掘り、この溝に 地上で組んだ鉄筋籠を挿入し、 ドリルを打設して連続した地下 壁を構築する(例えばTBW工 法)。	軟弱地盤から岩盤まであら ゆる地盤に適応できる。ただ し、玉石、岩盤は掘削壁面の 安定に注意が必要となる。	軟弱地盤から岩盤まであら ゆる地盤に適応できる。ただ し、玉石、岩盤は掘削壁面の 安定に注意が必要となる。	掘削残土および安定液を壁 体として利用できるため、残 土処理が不要。 ・実績が多い。	掘削残土および安定液を壁 体として利用できるため、残 土処理が不要。 ・実績が多い。	掘削残土および安定液を壁 体として利用できるため、残 土処理が不要。 ・実績が多い。	掘削残土および安定液を壁 体として利用できるため、残 土処理が不要。 ・実績が多い。	
適用地盤	軟弱地盤から岩盤まであら ゆる地盤に適応できる。ただ し、玉石、岩盤は掘削壁面の 安定に注意が必要となる。	軟弱地盤から岩盤まであら ゆる地盤に適応できる。ただ し、玉石、岩盤は掘削壁面の 安定に注意が必要となる。	軟弱地盤から岩盤まであら ゆる地盤に適応できる。ただ し、玉石、岩盤は掘削壁面の 安定に注意が必要となる。	掘削残土および安定液を壁 体として利用できるため、残 土処理が不要。 ・実績が多い。	掘削残土および安定液を壁 体として利用できるため、残 土処理が不要。 ・実績が多い。	掘削残土および安定液を壁 体として利用できるため、残 土処理が不要。 ・実績が多い。	軟弱地盤から岩盤まであら ゆる地盤に適応できる。 ・ただし、硬質地盤では、単軸 掘削による先行掘削が必要 となる。	
長所	・高い剛性を有し、応力に対す る変形が少ない。 ・均質な壁体が築造できるた め、水密性に対する信頼性が 高い。	・掘削残土の処理あるいは安 定液との分離が必要。 ・透水性の良い地盤では掘削 時の安定液が逸水する可能 性がある。 ・他工法に比べ、明らかに経済 性に劣る。	・掘削残土の処理あるいは安 定液との分離が必要。 ・透水性の良い地盤では掘削 時の安定液が逸水する可能 性がある。 ・他工法に比べ、明らかに経済 性に劣る。	・掘削残土および安定液を壁 体として利用できるため、残 土処理が不要。 ・実績が多い。	・掘削残土および安定液を壁 体として利用できるため、残 土処理が不要。 ・実績が多い。	・掘削残土および安定液を壁 体として利用できるため、残 土処理が不要。 ・実績が多い。	・掘削残土および安定液を壁 体として利用できるため、残 土処理が不要。 ・実績が多い。	・改良体積の70%程度の発 生土が必要。 ・透水性の良い地盤では安定 液が逸水する可能性がある。 ・実績が少ない。
短所	・掘削残土の処理あるいは安 定液との分離が必要。 ・透水性の良い地盤では掘削 時の安定液が逸水する可能 性がある。 ・他工法に比べ、明らかに経済 性に劣る。	・改良体積の70%程度の発 生土が必要。 ・透水性の良い地盤では安定 液が逸水する可能性がある。 ・実績が少ない。	・改良体積の70%程度の発 生土が必要。 ・透水性の良い地盤では安定 液が逸水する可能性がある。 ・実績が少ない。	・掘削残土および安定液を壁 体として利用できるため、残 土処理が不要。 ・実績が多い。	・掘削残土および安定液を壁 体として利用できるため、残 土処理が不要。 ・実績が多い。	・掘削残土および安定液を壁 体として利用できるため、残 土処理が不要。 ・実績が多い。	・掘削残土および安定液を壁 体として利用できるため、残 土処理が不要。 ・実績が多い。	・改良体積の70%程度の発 生土が必要。 ・透水性の良い地盤では安定 液が逸水する可能性がある。 ・実績が少ない。

表 5-4.2 鉛直遮水壁の種類 (2)

		鋼製止水壁工	
		鋼管矢板工	軽量鋼矢板工
概略図	 <p>高圧噴射攪拌工</p> <p>薬液注入工</p>	 <p>鋼管矢板工</p>	 <p>軽量鋼矢板工</p>
透水係数 (cm/sec)	1.0×10^{-7}	継ぎ手の透水係数により変化	$1.0 \times 10^{-6} \sim 10^{-7}$
設計基準強度	$\sigma_{ck} = 3 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$ (JSG)	40m程度 (施工実績)	28m (施工実績27m)
施工最大深度 (m)	25m以下 (JSG)	0.5~2.5m (管径)	0.003~0.005m (板厚)
壁厚 (m)	2.0m以下	鉄	鉄
材	セメントリ- 水または硬化剤を空気噴射を併用しながら超高速噴射することにより地盤を切削し、切削部分を硬化剤で置換する(例えばJSG工法)。	鋼管杭に小径鋼管や型钢を継ぎ手として溶接したもので大きな断面性能を持つ。リ-がパイプ柱に建て込み、止水性を向上させるためにも(例えばNKSW工法)。	シ-ト-ルを専用の打ち込みリ-ムを使用し、ハ-イ-とウ-タ-ジ-エ-トで打ち込む。打ち込み後、継ぎ手部に不透水性充填液を注入し、完全な遮水壁を構築する(例えばシ-ト-ル工法)。
工法概要			
適用地盤	<ul style="list-style-type: none"> 岩盤などの硬質土は適用困難である。 施工機械がコンパクトで広い施工ヤードを必要としない。 低騒音、低振動工法である。 	<ul style="list-style-type: none"> あらゆる地盤に適用できる。 剛性が高く、応力に対する変形が少ない。 	<ul style="list-style-type: none"> 締まった砂や硬質土には不適である。 一枚の幅が広いため鋼矢板に比べ打設継ぎ手の数が少なくすむ。 実績が多い。
長	<ul style="list-style-type: none"> 注入管が残置される。 注入効果の確認が困難であり、他工法に比べ信頼性に劣る。 	<ul style="list-style-type: none"> 海水及び科学的汚染物質に対して腐食、その他の科学反応が起こりやすい。 海水及び科学的汚染物質に對して腐食、その他の科学反応が起こりやすい。 ウ-タ-ジ-エ-ト、オ-ガ-等を用いた場合には、地盤を乱し遮水壁周辺にみずみちが形成される可能性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 海水及び科学的汚染物質に對して腐食、その他の科学反応が起こりやすい。 ウ-タ-ジ-エ-ト、オ-ガ-等を用いた場合には、地盤を乱し遮水壁周辺にみずみちが形成される可能性がある。
短	<ul style="list-style-type: none"> リ-等発生土の処理が必要。 仕上がり抗系の管理が困難なため、壁状に壁としての連続性に対する信頼性に劣る。 	<ul style="list-style-type: none"> 継ぎ手の止水性が悪いので、継ぎ手部をトリ-がト等止水を行う。 海水及び科学的汚染物質に對して腐食、その他の科学反応が起こりやすい。 	<ul style="list-style-type: none"> 海水及び科学的汚染物質に對して腐食、その他の科学反応が起こりやすい。 ウ-タ-ジ-エ-ト、オ-ガ-等を用いた場合には、地盤を乱し遮水壁周辺にみずみちが形成される可能性がある。

4-4. 適用可能な工法の選定

(1) 選定に当たっての前提条件

工法の選定に当たって、本件処分地において鉛直遮水壁に必要な前提を整理すると次のようになる。

- ① 遮水に対する信頼性が高いこと：ここでいう信頼性の高い工法とは、あくまでも本件処分地の鉛直遮水壁として求められる性能を確実に発揮し得る工法であるかという意味であり、具体的には壁体の施工精度の確認が容易なことや本件処分地の地盤条件において求められる深度まで無理なく施工が可能な工法であることが必要となる。
- ② 抗土圧構造物としての断面性能を有すること：遮水壁の打設位置は、可能な限り廃棄物層を避けることから北海岸の土堰堤に近接した位置に施工されることになる。このため、遮水壁には常時偏土圧が作用するような状況になる。また、揚水設備として排水ピットやトレンチを考えた場合には、土留構造物としての機能を兼ねる必要もある。このことから、偏土圧に対して抵抗し得る断面性能を有することが前提条件となる。
- ③ 施工実績が多いこと：信頼性にも関係するが、一般的に採用され実績の多い工法は、多様な施工条件や地盤条件などに対してのノウハウが蓄積されていると同時に、適用範囲も明確である。また、施工機械の台数も多く、施工者や機械が限定されないことも利点となる。

(2) 本件処分地における適用可能な工法

本件処分地において、先に説明した前提条件をもとに適用可能な工法を整理すると次のようになる。

前提条件①から、施工精度の確認が困難である高圧噴射攪拌工法や2重管ダブルバッカー工法は堅硬で緻密な岩盤部での適用を除き、基本的には今回の検討から除外されることが考えられる。

前提条件②からは、応力材の挿入ができない薄膜遮水壁工法及び土留材としての使用ができない軽量鋼矢板工法は除外される。また、前提条件③から考えると、鋼矢板系止水壁や柱列式ソイルセメント系遮水壁が施工実績も多く、実用性の面で有利であるといえる。

以上から採用可能な工法としては、鋼矢板系遮水壁、柱列式ソイルセメント壁、壁式のコンクリート系や泥水固化式の遮水壁等が挙げられる。したがって、工法選定の際の比較対象としては、鋼矢板壁工法、柱列式ソイルセメント壁工法、泥水固化壁工法、コンクリート壁工法を取り上げる。

4-5. 鉛直遮水壁工法の比較

後述する措置後の浸透流予測の結果により、鉛直遮水壁については打設長としてAc層の上面（約18m程度）、遮水性能として 1×10^{-5} cm/sec（揚水工併用した場合）程度が効果的であると考えられる。これによって、有害物質の漏出が懸念されるBg層からの地下水の流出はほとんど抑制されるものと想定される。

遮水性能として 1×10^{-5} cm/sec以上の効果が期待できる鉛直遮水壁工法としては、先の適用可能な工法として選定したもののうち次の工法が挙げられる。

- | |
|--|
| <ul style="list-style-type: none">・鋼矢板壁工法（遮水機能強化のための止水材付加※）・柱列式ソイルセメント壁工法・泥水固化壁工法・コンクリート壁工法 |
|--|

（※：遮水機能強化のための止水材は、鋼矢板の継手部に止水材を塗布し、継手部の止水機能を特に強化する材料を示す。）

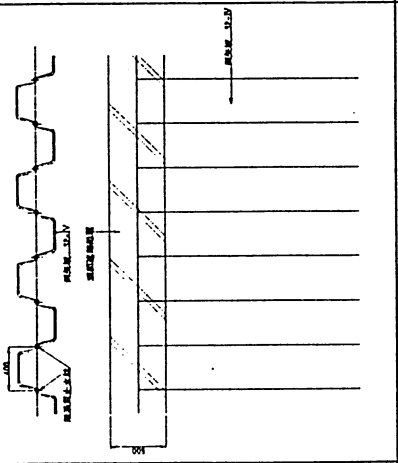
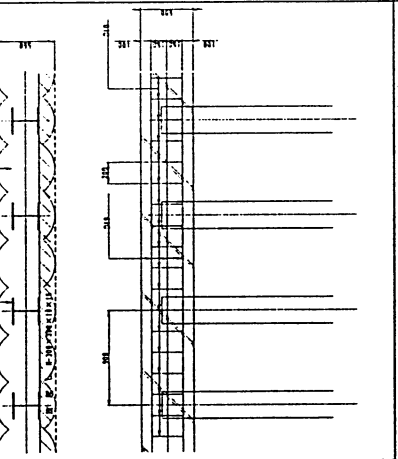
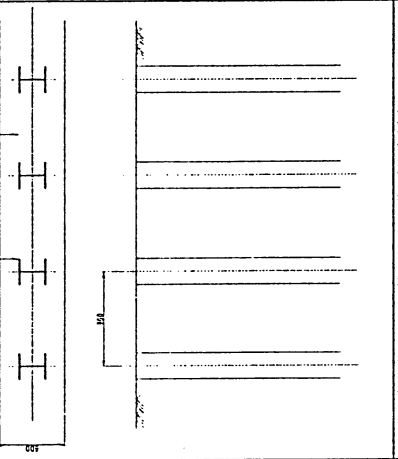
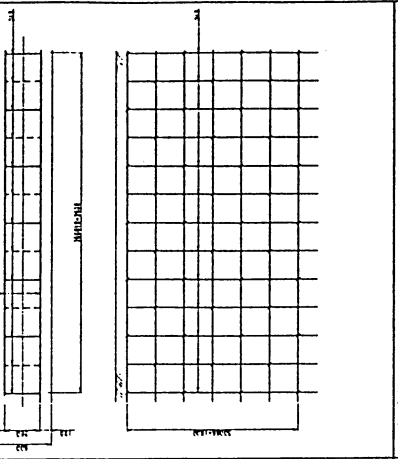
ここでは、これらの4つの工法について比較を行い、その結果をもとに採用工法を選定する。なお、鉛直遮水壁の打設位置が土堰堤の天端であるため、遮水壁の海側では確実な受動土圧が確保できない状況にある。したがって、いずれの遮水壁においても偏土圧を考慮した補強が必要となる。

上記に示した4つの工法についての比較結果を表5-4.3に示す。これを要約すると次の通りである。

- ① 同等の遮水性能を有した上で経済的に有利となる構造形式は、鋼矢板もしくは柱列式ソイルセメント壁であり、両者での経済的優劣はほとんどない。
- ② 施工性として工期的な観点からみると、鋼矢板が最も有利となる。
- ③ 仮設備として最も軽微なものは鋼矢板であり、他の工法は規模が大きくなる。
- ④ 現状では、土堰堤の天端に仮設備を設置できるようなスペースはないため、本件処分地を仮設備ヤードとするか、もしくは海上にステージを設けて利用することとなる。
- ⑤ 鋼矢板以外の工法については、遮水壁の築造のため掘削・排土に伴う残土が生じる。本件処分地内で仮置きし、中間処理施設が稼働時に処理することが最適と考えられるが、それ以外の場合には産業廃棄物扱いとなる。

以上の結果から、本件処分地における鉛直遮水壁工法としては遮水機能を強化した鋼矢板工法（止水材塗布）もしくは柱列式ソイルセメント壁工法（補強材挿入）のいずれかが適切と判断される。

表5-4.3 鉛直遮水壁の比較

工法	第1案 鋼矢板	第2案 柱列式ソイルセメント壁	第3案 泥水固化壁	第4案 コンクリート連続壁
概要				
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> ・継手止水材を巻布したSP-IV鋼矢板を打設し、土留壁を兼ねた遮水壁を構築する。 ・最も一般的な工法であり、施工実績も多い。 	<ul style="list-style-type: none"> ・土とセメント系懸濁液を原位置で混合・攪拌し、地中に打設し、土留壁を構築する。 ・抗土圧機能を持たせるため、芯材としてH鋼(H・250)を挿入する。 ・H型鋼で応力を負担させるため、低強度の壁体で土留が可能となる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・自硬性安定液を使用して溝渠を掘削し、安定液を硬化させて連続した止水壁を構築する。 ・抗土圧機能を持たせるため、芯材としてH鋼(H・250)を挿入する。 ・掘削機の位置管理装置等により高い施工精度が確保できる。 ・H型鋼で応力を負担させるため、低強度の壁体で土留が可能となる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・掘削機を用いて地中に連続した溝を掘り、この溝に地上で組んだ鉄筋籠を挿入しコンクリートを打設して連続した地下壁を構築する。 ・均質で高強度のコンクリート壁体が構築できることから、信頼性に優れる。 ・掘削機の位置管理装置等により高い施工精度が確保できる。
長所	<ul style="list-style-type: none"> ・最も一般的な工法であるため、施工者が限定されない。 ・工期が最も短い。 ・継手用止水壁を用いることにより、一般的な鋼矢板に比べて遮水性能が向上する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・掘削残土（スライム）の処理が必要となる。残土は産業廃棄物として処理する。 ・地盤の性状に応じたセメント添加量を設定する必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・施工機械が大規模となり、海側に仮設足場が必要となる。 ・鉄筋組立・加工が必要のため、別途施工ヤードを確保する必要がある。 ・掘削泥水及び掘削残土の処理が必要となる。泥水及び残土は産業廃棄物として処理する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・施工機械が大規模となり、海側に仮設足場が必要となる。 ・鉄筋組立・加工が必要のため、別途施工ヤードを確保する必要がある。 ・掘削泥水及び掘削残土の処理が必要となる。泥水及び残土は産業廃棄物として処理する。
短所	<ul style="list-style-type: none"> ・長尺(L=18m)であるため、現場での溶接が必要となる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・掘削残土（スライム）の処理が必要となる。残土は産業廃棄物として処理する。 ・地盤の性状に応じたセメント添加量を設定する必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・施工機械が大規模となり、海側に仮設足場が必要となる。 ・鉄筋組立・加工が必要のため、別途施工ヤードを確保する必要がある。 ・掘削泥水及び掘削残土の処理が必要となる。泥水及び残土は産業廃棄物として処理する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・施工機械が大規模となり、海側に仮設足場が必要となる。 ・鉄筋組立・加工が必要のため、別途施工ヤードを確保する必要がある。 ・掘削泥水及び掘削残土の処理が必要となる。泥水及び残土は産業廃棄物として処理する。
概算工費 (直工費、運搬費除く)	21,000 円/m ²	23,000 円/m ²	38,000 円/m ²	40,700 円/m ²
概算工事工期 (運搬除く、機械1t以下)	80 日	130 日	180 日	160 日
総合評価	○	○	△	△

4-6. 鉛直遮水壁工の実施に当たっての留意点

以上の2つの工法に関し、①材料の劣化及び②豊島廃棄物等対策事業完了後の鉛直遮水壁の撤去の2点について考察する。

① 材料の劣化について

本件処分地で施工する鉛直遮水壁としては、鋼矢板もしくは柱列式ソイルセメント壁が考えられるが、これらではいずれも鋼材を使用することになる。前者については鋼矢板を、後者については芯材（補強材）としてH型钢を用いる。鉛直遮水壁として海岸沿いにこのような鋼材を利用する際には、課題の一つとしてその腐食を考慮しなければならない。

一般に港湾構造物における鋼材の腐食速度は、表5-4.4に示すように想定されている。通常の港湾構造物の設計に際しては、このような鋼材の腐食速度を基本としてその耐用年数や使用環境から腐食代を考慮した構造計算がなされる。

表5-4.4 鋼材の腐食速度

腐食環境		腐食速度(mm/年)
海側	H. W. L. 以上	0.3
	H. W. L. ~L. W. L. -1.0m	0.1~0.3
	L. W. L. -1.0m~海底部まで	0.1~0.2
	海底泥層中	0.03
陸側	陸上大気中	0.1
	土中(残留水位上)	0.03
	土中(残留水位下)	0.02

(出典：港湾の施設の技術上の基準・同解説、平成元年6月)

なお、表5-4.4に示す鋼材の腐食速度は平均的なものであり、鋼矢板などに生じる集中腐食速度については、片側が海面に接しかつ穴あきをきたすような腐食傾向にあるような状況下では、その速度が0.5~1.0mm/年であるともいわれている。

本件処分地において柱列式ソイルセメント壁を用いる場合には、鋼材の周辺をソイルセメントで被覆するため、直接暴露される状況にない。表5-4.4に示される腐食速度をもとに鋼材の腐食代を設定すれば良いと考える。一方、鋼矢板についても土中に設置し、直接暴露するような状況下でないことから、基本的には表5-4.4に示すような腐食環境であると想定される。仮に穴あきをきたすような腐食環境であっても、IV型（厚さt=15.5mm）の鋼矢板を用いれば、穴あきのまでの腐食時間は1mm/年の腐食速度で概ね15年となる。したがって、暫定的な環境保全措置として必要な期間では遮水性能を十分に満足するものと考えられる。

② 廃棄物処理後の鉛直遮水壁の撤去について

鋼矢板及び柱列式ソイルセメント壁のいずれにあっても、遮水壁設置後に相当の年数が経過した後、従前と同様な地盤環境に復元することは極めて困難である。しかし、その後の土地利用の形態に応じて支障を及ぼさない配慮は可能であると考えられる。例えば、対策事業完了後、ある深度で切断し地下水の流れを復元すること、あるいは地下水の通水のための水抜きや暗渠排水を設けること等で対応可能であると考えられる。

5. 揚水の方法

鉛直遮水壁背面では水位上昇が生じ、遮水機能が低下する。有害物質の漏出を極力防止するためには、鉛直遮水壁の施工と併せて揚水工を採用することが必要である。

後述する措置後の浸透流予測の結果によると、海域への地下水の流出抑制策として鉛直遮水壁に揚水工を併用した場合、遮水壁を単独で用いたときより格段にその抑制効果が向上する。ここでは、主に揚水工における施設形式についてとりまとめる。

5-1. 揚水施設内の設定水位の検討

揚水施設内での設定水位に関しては、その高低によって以下のような状況が生じ、遮水機能の向上と排水処理の効率化の観点から重要な要素となる。

- ①設定水位を海水面よりも上位に設定した場合には鉛直遮水壁の背面は常時水圧が作用することになり、有害物質の漏出に対する懸念が高まる。
- ②一方、設定水位を海水面よりも極端に低い位置に設定した場合には、大半の時期で海水を引き込むような現象が生じるものと想定される。このことは、浸透流解析の結果からも把握されている。

設定水位の検討のため、鉛直遮水壁の打設深度をFs(Ac層上面)までとし、遮水工の透水係数を $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ としたケースに対して、排水用のトレンチ深度を変化させた浸透流解析を実施した。手法については後述するが、計算ではトレンチ深度の設定を、①トレンチ深度TP=0.0mまで、②Fc下位まで、③Fs下位まで、④Ac下位までの4ケースとした。トレンチへの流入量の解析結果を図5-5.1に示す。(注：Fc下位=埋立土層上部粘性土層の下面、Fs下位=埋立土層上部砂質土層下面、Ac下位=沖積層粘性土層下面を示す。)

なお、この時の揚水量はTP=0.0mで $0.36 \text{m}^3/\text{日}/\text{m}$ 、Fc層で0.95、Fs層で1.67、Ac層で2.75となる。

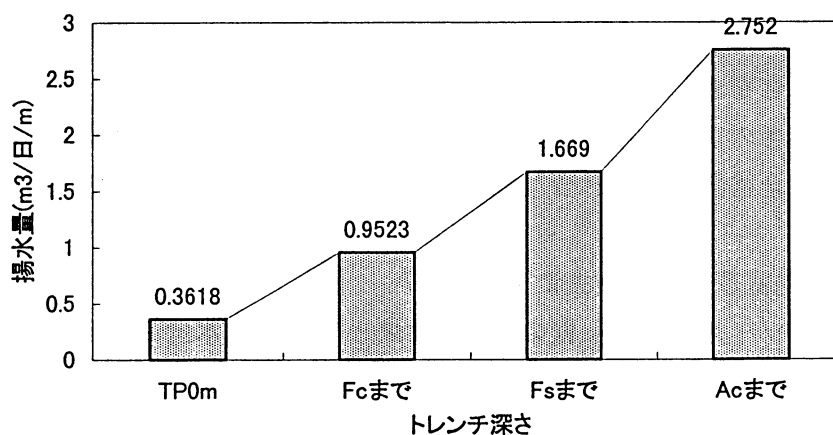


図5-5.1 トレンチ深さと揚水量

この結果によるとトレンチ深度を増大させた場合、それへの流入量は増加し、Ac層の下位まで掘削した場合にはTP=0.0mまでの掘削時と比較して10倍弱の流入量となる。

また、海域方向への流出量を層別に比較した結果を図5-5.2に示す。Fc層下位以上のトレンチ深度では、マイナス方向の流出量、すなわち海方向からの塩水浸入が懸念されることが示される。トレンチからの排水量、海からの流入の両視点からTP=0.0m程度のトレンチ深度が適当であると判断される。

したがって、海水面の変動をある程度利用するとともに、鉛直遮水壁及び揚水施設に過度な負担がかからない位置として、平均的な海水面であるTP=0.0mを揚水施設の設定水位とする。

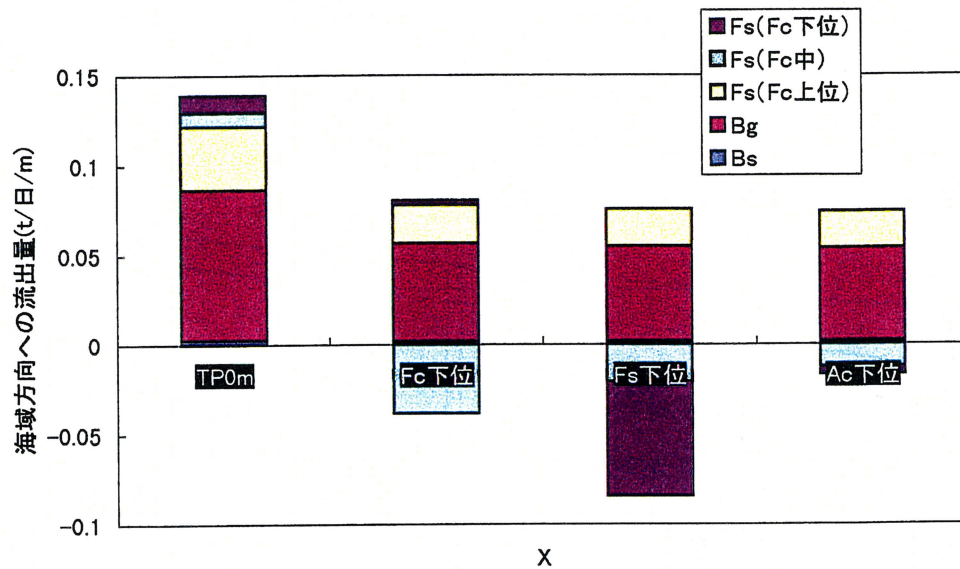


図5-5.2 トレンチ深さと海域方向への流出量

5-2. 鉛直遮水壁の遮水機能向上への揚水工の寄与

後述する措置後の浸透流予測の結果として、ここでは鉛直遮水壁の打設深さ及び透水係数と海域への流出量の関係を取りまとめて示す。

図5-5.3に示すように鉛直遮水壁の根入れの位置を変化させて検討した。打設深さはFc層（埋立土層粘性土）まで、Fs層（埋立土層砂質土）まで、Ac層（沖積層粘性土）まで、花崗岩層までの4ケースである。遮水壁の透水係数は 10^{-4} 、 10^{-5} 、 10^{-6} cm/secの条件で変化させた。

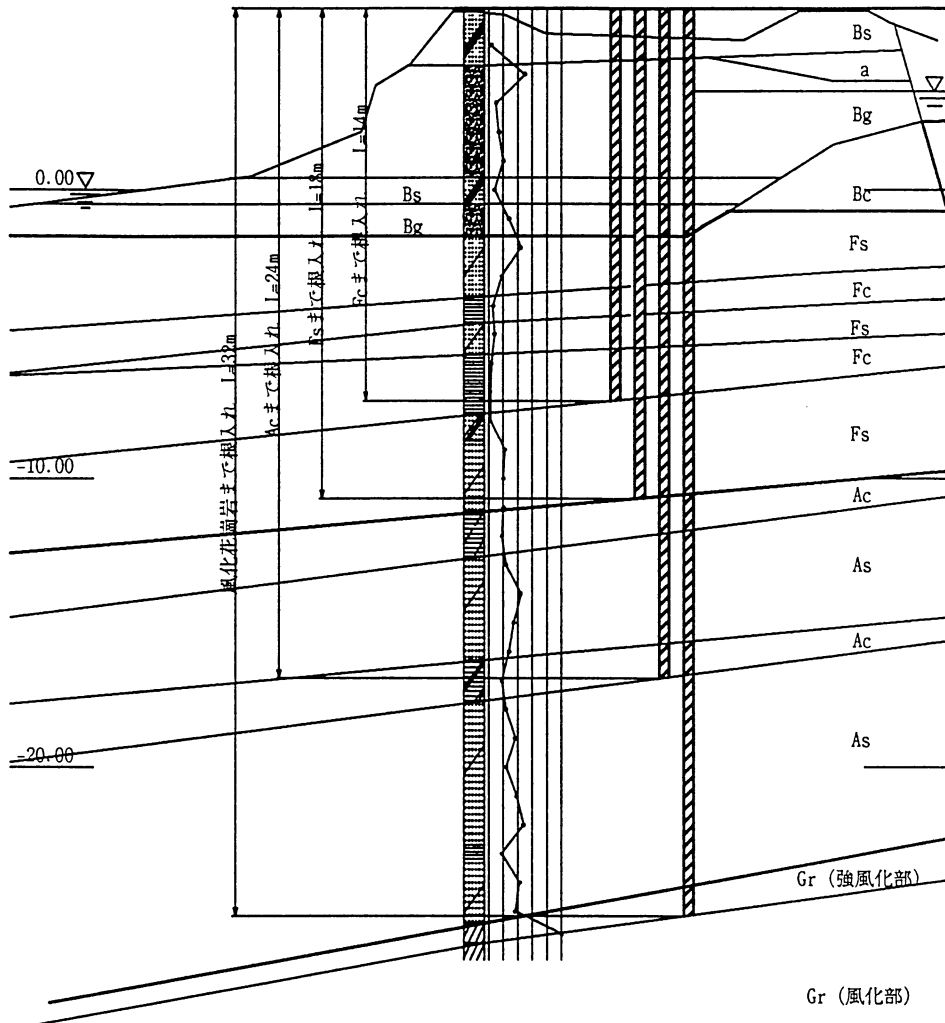


図5-5.3 鉛直遮水壁の打設深さ

図5-5.4～図5-5.6は、揚水工なしの場合の鉛直遮水壁の打設深さ及び透水係数と海域への流出量の関係を示したものである。

この結果によると、鉛直遮水壁の透水係数が小さくなるに従って、海域への流出量は徐々に減少する。ちなみに、鉛直遮水壁の遮水性能として $1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ の透水係数が期待できる遮水材料の場合には、現状と比較してほぼ1/3程度の流出量となる。

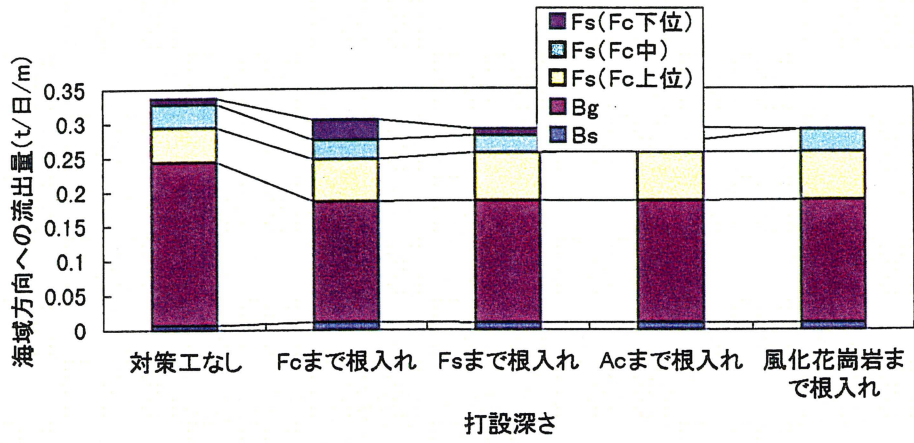


図5-5.4 遮水工のみの場合の効果
(遮水壁の透水係数 1.0×10^{-4} cm/sec)

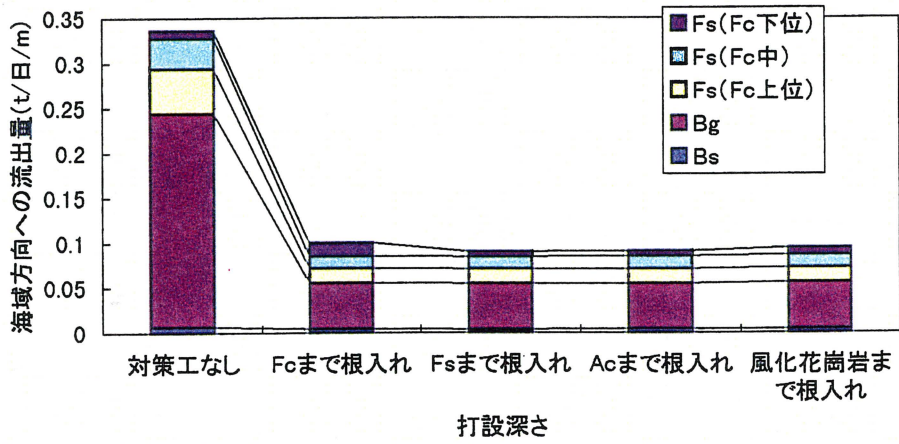


図5-5.5 遮水工のみの場合の効果
(遮水壁の透水係数 1.0×10^{-5} cm/sec)

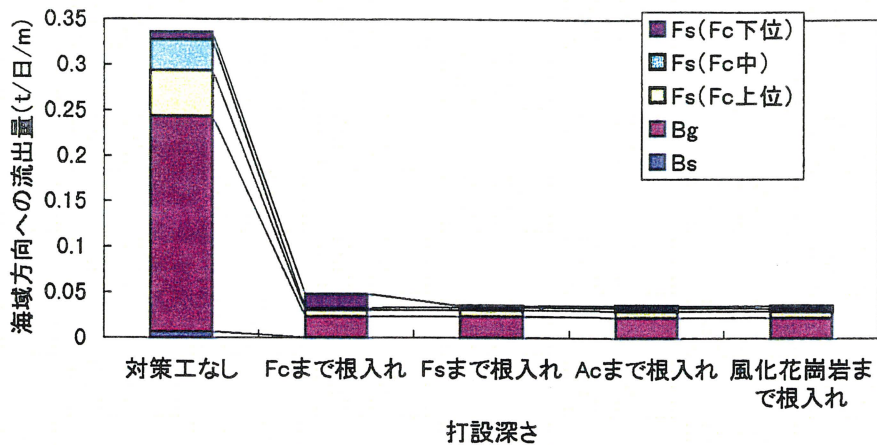


図5-5.6 遮水工のみの場合の効果
(遮水壁の透水係数 1.0×10^{-6} cm/sec)

図5-5.7～図5-5.9は、揚水工を付加したときの鉛直遮水壁の打設深さ及び透水係数と海域への流出量の関係を示したものである。

揚水工なしの場合と比較すると、揚水工を付加することによって格段に遮水機能は向上し、特にFs層（Ac層上面）までの打設深さで、かつ鉛直遮水壁の透水係数として 1×10^{-5} cm/secの材料を使用した場合が効果的であるといえる。

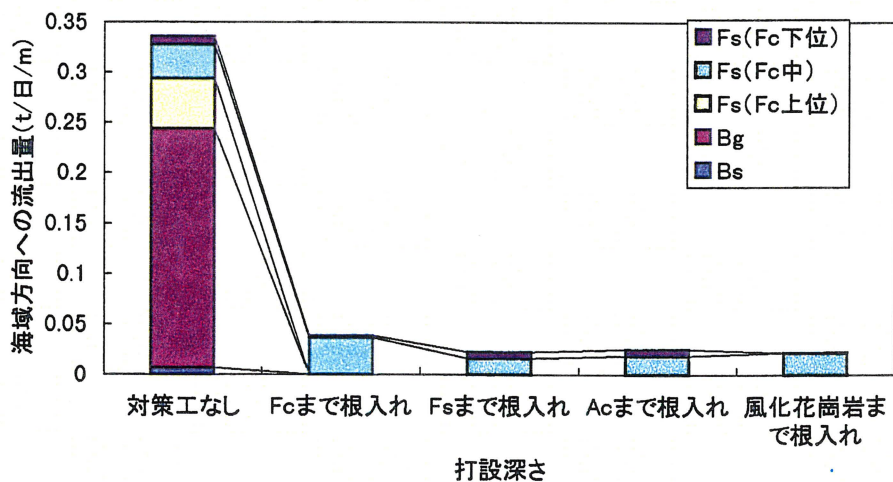


図5-5.7 遮水工+揚水工の場合の効果
(遮水壁の透水係数 1.0×10^{-4} cm/sec)

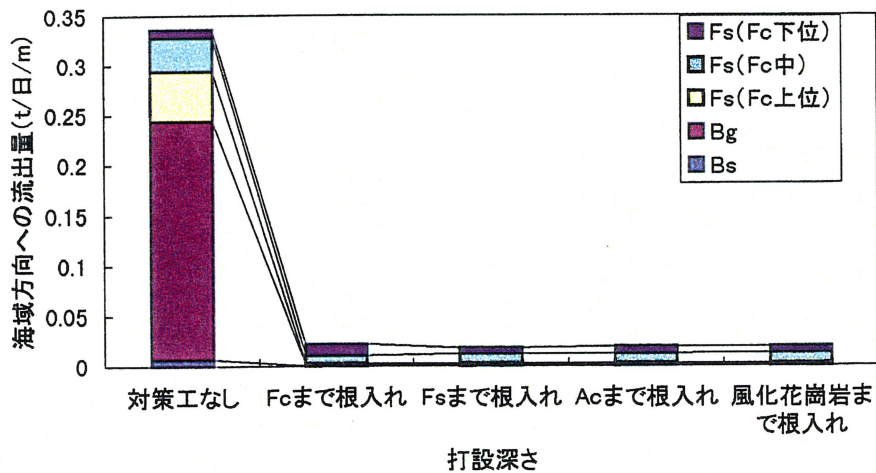


図5-5.8 遮水工+揚水工の場合の効果
(遮水壁の透水係数 $1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$)

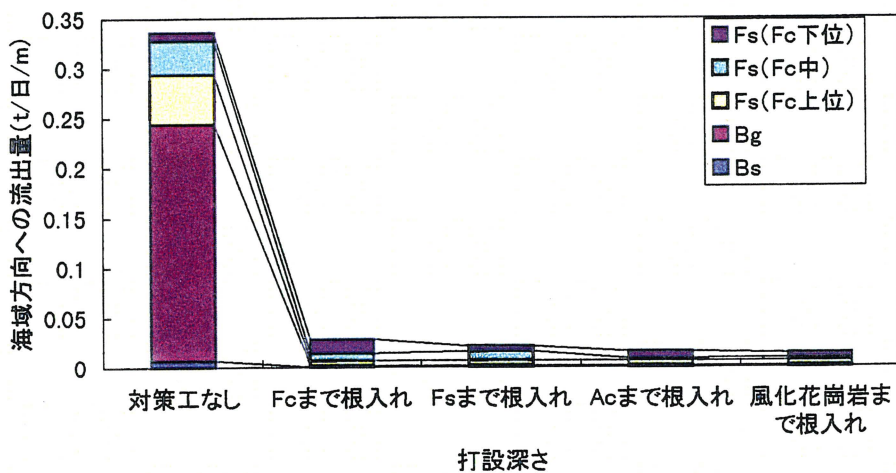


図5-5.9 遮水工+揚水工の場合の効果
(遮水壁の透水係数 $1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$)

以上の結果より、Fs層（Ac層上面）までの根入れと透水係数 $1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 以上の遮水材料を使用した鉛直遮水壁工に加え揚水工の併用を対策として選定する。

なお、揚水量については次のように設定する。揚水量を減じるための施策として表面遮水工や雨水排除工を施すことになるが、表面遮水工と鉛直遮水壁工+揚水工の施工が必ずしも同時期にできるとは限らないこと、表面遮水工は中間処理施設の稼働中には敷設替えが生じること等から、ここでは安全側にとり、 1 mm/日 の恒常的な降雨条件下における値を計画揚水量とする。

したがって、先に示した設定水位TP=0.0m時の揚水量（Q=0.36m³/日：ただし、幅1.0m当たり）を基本とする。北海岸側全体での必要揚水量については、トレンチの総延長を370mと想定し、次のように設定する。

$$\underline{\Sigma Q = 0.36\text{m}^3/\text{日}/\text{m} \times 370\text{m} = 133.2 \text{ m}^3/\text{日}}$$

5-3. 適用可能な揚水方式の選定

5-3.1 揚水方式の分類と特徴

揚水施設の構造としては、井戸等の空間的に不連続な形式（図5-4.11参照）と連続したトレンチ状の形式（図5-5.10参照）が挙げられる。後者はさらに、開口部をそのまま残した開口トレンチと透水性材料（砕石等）で埋め戻すトレンチドレーンがある。上記の3方式の比較結果を表5-5.1に示す。本件処分地へ適用する場合の各方式の特徴として以下のことがいえる。

①トレンチドレーン形式

この場合、ピット内の水位は一律であり、かつ排水効果が大きいものと想定される。ここでの計画では、先に述べたようにピット内の計画地下水水位はTP=0.0mであり、掘削深さは約6mとなる。このため、ピットの掘削に際しては山留め壁の設置が求められる。

本件処分地においては、約12年間にわたり揚水施設を使用する計画となる。この間に土堰堤の変状や廃棄物の掘削・移動等によってピットにはかなりの偏土圧が作用する可能性がある。トレンチドレーン形式ではピット内に暗渠排水管を設置し、その後ピット内を埋め戻すことから大きな偏土圧が作用しても機能上、障害が生じることは少ないといえる。

②開口トレンチ形式

この形式では目詰まりがなく、また目視で水位を確認できるという利点を有するものの、大きな偏土圧が作用した場合にはピットの変状や崩壊等を生じる危険性がある。このような形状を採用する場合には、常に変形や変位等について監視し、必要に応じて維持管理することになる。

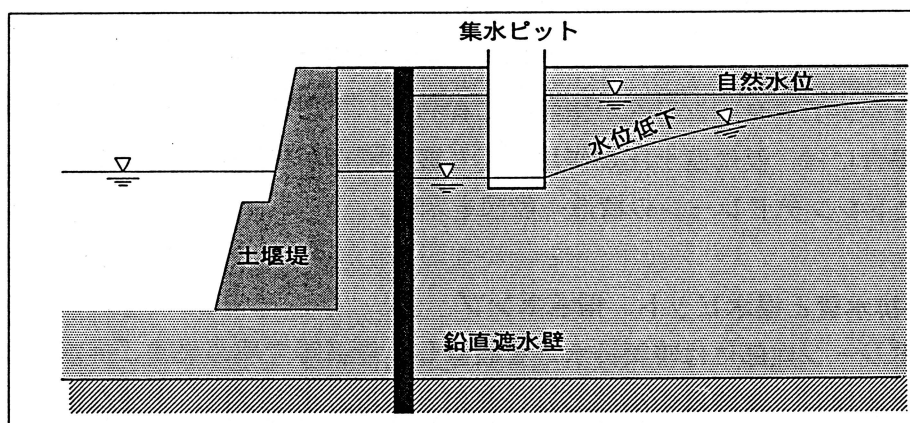


図5-5.10 トレンチ形式の揚水方式

③井戸形式

この場合、各々が単独の構造形式であるため任意の位置に設置することが可能となる反面、すべての井戸で同一の水位とはならない可能性がある。また設定水位から考えると、揚水井戸は概ね10mの深さが必要となる。

井戸の間隔は、設定水位を中間部で維持可能なように計画する。また各井戸には、それぞれ揚水ポンプ等の設備が必要となる。

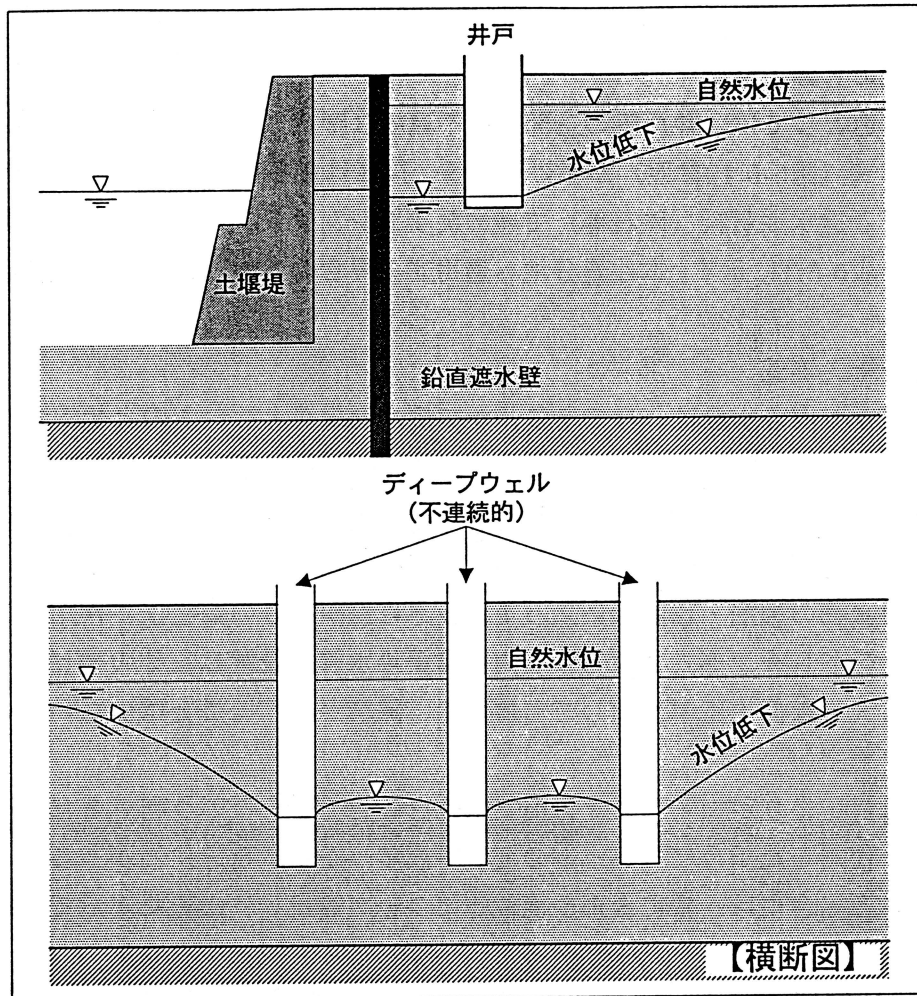


図5-5.11 井戸形式の揚水方式

以上よりトレンチドレーン形式が機能的に有利で、また経済的にも優れているといえる。この形式の場合には、仮に偏土圧が作用しても機能障害が生じることは少ないと考えらる。図5-5.12にトレンチドレーンの構造一般図を示す。

5-3.2 暗渠排水管と揚水ピット、揚水ポンプ

トレンチドレーン底部には暗渠排水管を設置し、砕石等で埋め戻す。排水ピットは中央部と両端部に設置し、常時は中央部のみの使用とする。ポンプは、十分な流量、揚程をもつ着脱式の水中汚水ポンプを使用し、非常用に予備を1台準備する。

5-4. 揚水工に当たっての留意すべき点

① 暗渠集水管の目詰まり防止について

暗渠排水管は、可撓性を有した有孔ポリエチレン管を使用する。このような材料を使用することにより、暗渠排水管に多少の変形が生じても詰まりが生じる可能性は少ない。

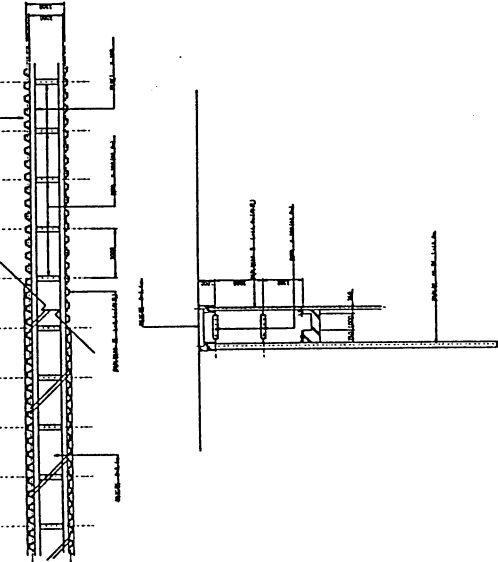
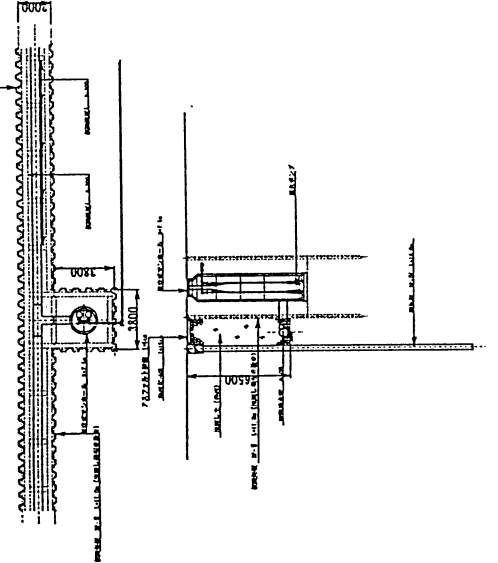
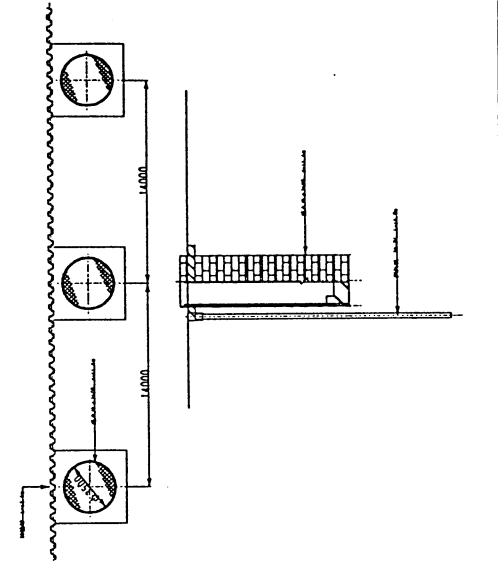
② 埋め戻し砕石の処理について

有害物質を含む汚水の集水施設であることから、対策事業完了後に埋戻し砕石等を適切に処理する必要も生じる。事業最終段階にあっては、この点の調査も必要となる。

② 掘削に伴う残土の処理について

トレンチやピットの掘削に伴って残土または廃棄物そのものが発生する。その量はおよそ6000m³と見積もられる。この残土等は本件処分地主要部に仮置きし、中間処理施設稼働時に処理する。

表 5-5.1 揚水施設の形式比較

工 法	開口トレンチ形式	トレンチドレーン形式	井戸形式
概 要	 <ul style="list-style-type: none"> ・遮水壁沿いに深さ 6.5m の開口トレンチを掘削し、集水トレンチとして用いる。 ・地下水は、土留壁として使用する鋼矢板に穴を開けることにより集水し、トレンチ中に設けるポンプにより揚水する。 ・連続した地下水低下効果が期待できるため、工法としての確実性に優れる。 ・維持・管理性に優れる。 ・工期が最も短い。 	 <ul style="list-style-type: none"> ・遮水壁沿いに掘削したトレンチを砕石等で埋戻し、仮設矢板を引き抜き、トレンチドレーンとして用いる。 ・地下水は、トレンチドレーン中に敷設する暗渠集水管で集水し、別途設ける揚水施設で揚水する。 ・連続した地下水低下効果が期待できるため、工法としての確実性に優れる。 ・対策終了後に残される施設は 3 案中最も少ない。 ・対策終了後に残される施設は 3 案中最も少ない。 ・経済性に優れる。 	 <ul style="list-style-type: none"> ・深さ 10m の集水井を 14m 間隔に配置し、トレンチあるいは暗渠と同程度の集水効果を果たせる。 ・集水した地下水は、各井戸からポンプで揚水する。 ・大規模な施工機械が不要である。 ・残土等の発生が少ない。
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> ・土留矢板が全損となる。また、長期間放置後は引き抜きが困難と推定されるため、対策工終了後も土留矢板は放置される。 ・廃棄物が土留壁付近まで分布している場合には、廃棄物掘削時に土留矢板に過大な編土圧が作用する。 ・残土等の発生が多い。 ・安全性の問題に対しても対応が必要である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・維持・管理性に劣る。(ただし、目詰まり等が発生しても、埋戻し砕石の透水性が高い場合は効果に変化は無い) ・埋戻し砕石は廃棄物としての処理が必要となる。 ・残土等の発生が多い。 	<ul style="list-style-type: none"> ・井戸の場所により地下水水位が異なる可能性がある。 ・井戸間で設定水位を保持するには、トレンチ方式より掘削深度が深くなる ・井戸間に不透水性の地層が存在した場合、地下水低下効果が大幅に低下することから、工法としての確実性に劣る。 ・揚水ポンプの台数が多くなることから、維持・管理性に劣る。 ・工事日数が最も長い。
長 所			
短 所			
概算工費 (直工費,運搬費除く)	448,000 円/m	282,000 円/m	373,000 円/m
概算工事工程 (運搬除く,機械1台)	140 日	210 日	220 日
総合評価	○	◎	△

6. 排水処理の方法

ここで対象となる排水は中間処理施設では有効に活用される。したがって、暫定的な環境保全措置では中間処理施設稼働までの約2年間の排水処理に対応することが求められる。

6-1. 適用可能な排水処理の選定

揚水施設からの排水は、有害物質を含んだ地下水であると想定されることから、直接放流することはできない。したがって、水処理を行なった後に海域に放流するか、あるいは本件処分地内に還流し、自然蒸発散等の方法により対応するという対策となる。

前者が一般的に採用される方法であるが、暫定的な環境保全措置は早急に実施に移す必要があるのに対し、地先海域への放流に伴う権利関係の調整には相当の期間を要することが予想される。また上述したように、暫定的な環境保全措置での排水処理が、約2年間の中間処理施設稼働までの期間であることを考えると、かなりの規模と想定される本格的排水処理施設の設置が得策とはいえない。さらに排水基準値以下の濃度であっても有害物質の海域への放流は生じることになる。ちなみに、想定される最大揚水量 $133\text{m}^3/\text{日}$ に対する上記のような排水処理施設の建設費は約13億円と見込まれる。

以上よりここでは、本件処分地の気象特性を活かした後者の方法による対応の可能性を検討する。

なお、中間処理システムの決定に伴い、水処理施設の整備方針が策定され、それがここでの排水処理に適合し、地先海域放流に伴う権利関係の調整が早期に完了する場合には、通常の水処理方式により対処することを妨げるものではない。

鉛直遮水等により系外への流出を制御した系において本件処分地内への浸出水等のリチャージを行う方式は、場内からの蒸発散能を考慮しなければ、本件処分地内水収支が単に増加するのみで排水処理として成立しない。よって、ここでは蒸発散量を加味した排水処理について、検討を加えるものとする。

6-2. 蒸発散処理の可能性の検討

ここでの対策・技術の検討に当たっては、これまでも述べてきたように表面遮水工等、浸出水量を極力抑制する方策をとっている。そこでも触れたように表面遮水機能と同時に通気性を持ち、蒸気を通すようなシール材料では、地表からの自然蒸発散機能も期待できる。当地が我が国では乾燥性の気象区分に属することも、こうした方式の採用には有利な点である。

しかしながら、本件処分地内の貯留水量が大幅に増加するようであると、鉛直遮水壁の機能を低下させることになり、浸出水対策としての意味をもたない。系内に流入する降水量と系外に蒸発散する系内貯留浸出水量がほぼ均衡すれば、約2年間の短期間の対策として意義のあるものとなる。

まず上記の点に関し、検討を加える。

(1)概略モデルの設定

月別の降雨等の実績データを用い、月ごとに次の収支が成り立つものとして、出し入れ計算を行う。なお、図5-6.1は貯留量の増減に関する概略モデルを示したものである。

$$\Delta Q = (I_e \times f) - E_e$$

$$q = I_e (1 - f)$$

ΔQ : 本件処分地内の貯留量の増減

I_e : 月平均降水量

f : 地下への流入率

E_e : 月平均蒸発散量

q : 月平均表面流出量

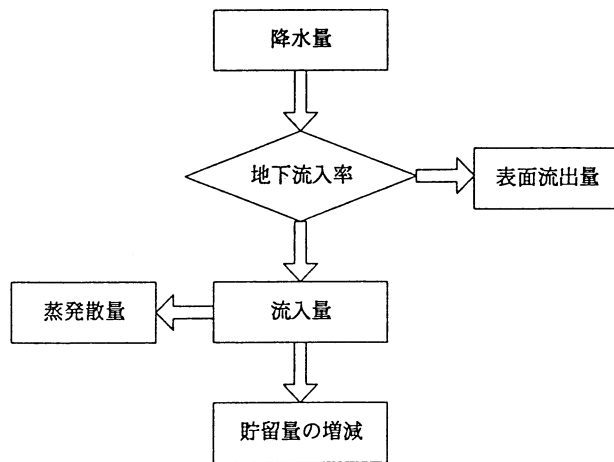


図5-6.1 概略モデル

表面流出は降雨時に瞬時に発生するものとする。また蒸発散量については、

月ごとの実蒸発散量をとる。モデル過程は月ごとに完了するものとし、貯留量のみが次月に繰り越されるものとした。

(2)流入率と実蒸発散率の設定

前述のモデルに基づき、出し入れ計算を行うには流入率と実蒸発散率を設定する必要がある。この設定条件の適切性が結果の実現性に大きな影響を与える。したがって、慎重に検討するとともに、安全サイドの設定に心がける。

流入率 f は次式で定義されるパラメータであり、降水量のうち当該地区に浸透・流入する割合である。

$$f = r / I_e$$

r : 当該地区における月平均の浸透・流入量

実蒸発散率 ε_e は蒸発散位に対する実蒸発量の割合であり、次式の通りである。

$$\varepsilon_e = E_e / E$$

ε_e : 実蒸発散率

E : 蒸発散位

f 及び ε_e (表では E_e として示してある) をパラメータとして、実績気象資料 (1989年4月~1995年12月) に基づいて出し入れ計算を行い、当該地区内の貯留量の増減を算定すると表5-6.1の通りとなる。

表5-6.1 流入率・実蒸発散率と貯留量の増減（単位 m^3/ha ）

	Ee				
	$0.2 \times E$	$0.4 \times E$	$0.6 \times E$	$0.8 \times E$	$1.0 \times E$
f=1.0	69550	55220	40890	26550	12220
f=0.8	52780	38440	24110	9770	-4560
f=0.6	36000	21660	7330	-7010	-21340
f=0.4	19220	4890	-9450	-23780	-38110
f=0.2	2450	-11890	-26220	-40560	-54890

この表からは次のことが確認できる。

- ① 蒸発散位に相当する蒸発散量が期待できれば（ $E_e=1.0 \times E$ ）、蒸発散量を除く降水量全量が浸透しても約7年間の貯留量の増加量は 12220m^3 に留まる。
- ② 流入率が0.4であれば、蒸発散位の40%が蒸発散量であるとしても（ $E_e=0.4 \times E$ ）、約7年間の貯留量の増加量は 4886m^3 に止まる。： [ケースA]
- ③ 流入率が0.2であれば、蒸発散位の20%にまで蒸発散量が低下しても（ $E_e=0.2 \times E$ ）、約7年間の貯留量の増加量は 2446m^3 に止まる。： [ケースB]

以上の検討結果が7年分であることを考慮すると、ケースAあるいはBの条件では、貯留量の増減は年間 $700 \sim 350\text{m}^3$ に止まる。この量は本件処分地内廃棄物の保水機能で対応できる範囲内に収まるものと考えられ、系外への流出を抑止することが可能であると判断される。すなわち、蒸発散処理は実施可能性のある浸出水処理方式であるといえる。

6-3. 蒸発散処理方式の検討

6-3.1 遮水・透気シートの適応性

先に求めたケースAの条件を実現するには、遮水・透気シートを用いる地下浸透方式が考えられる。近年、素材開発が進展し、液体は通過しないが、蒸気・ガスを透過させるシートが開発・利用されている。このようなシートは衣料用には早く実用化されているが、建築・土木資材としても一部に使われるようになってきている。

本件処分地で遮水・透気シートを敷設すると、流入率 f はケースAに比較して低く押さえることが可能である。逆に、実蒸発散率 ε_e は蒸発散抵抗がシートの敷設により増大するので低下することになる。

先の試算に示すように、流入率の低下は貯留量の抑制に効果的である。今回設定している流入率（ $f=0.2$ ）は、遮水シートの効果を安全側に評価しており、シートが相当程度劣化しても実現できる値である。また、シートの透気性と蒸発散量の関係では、シートの透気性が10%程度に低下しても透気可能な水準に蒸発散量は留まっている。なお、ここで想定している遮水・透気シートの機能データは、表5-6.2に示す通りである。

以上のように、ここでの検討では表面流出と蒸発散が同時に可能な条件が採用されている。

表5-6.2 遮水・透気シートの機能データ

試験項目	数 値	試験方法 (準拠)
耐水圧(mm・H ₂ O)	1471	JIS-L1092 A法
透湿度(g/m ² /日)	4070	JIS-Z0208 修正法
通気度(S/100cc)	120	JIS-P8117 B型

- 注：1)シート材料は保全シート2460PARによる
 2)耐水圧：シートに水圧をかけ、水が漏れる時の圧力
 3)透湿度：水蒸気がシートを通過する量
 4)通気度：空気がシートを通過する時間

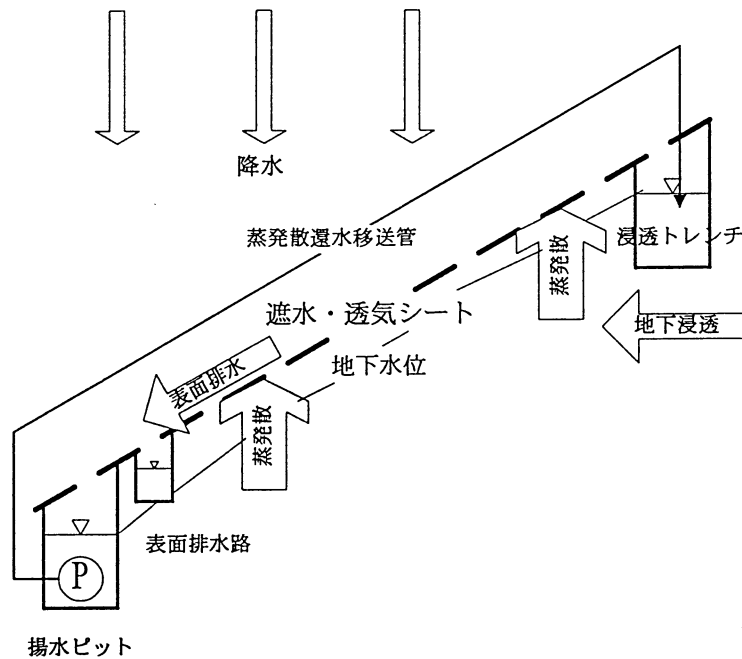


図5-6.2 遮水・透気シートを用いる方式の模式図

上述のような素材の耐久性は大気暴露の状態では2年間程度といわれており、暫定的な環境保全措置の期間における耐久性にはとくに支障はないと思われる。また、破損等が生じれば局所的な張り替え等の対応も可能である。

ここで想定している遮水・透気シートの材質及び色調等から0.25程度のアルベドは期待できるものと考えられる。したがって、モデルで示した条件も満足するものとなる。

6-3.2 浸透トレンチの配置と維持管理

この方法を採用した場合における肝要な点は、汲み上げた排水を浸透トレンチから確実に地下に浸透させることにある。排水が溢流すると、表面流出する雨水と混合し、表面水が汚染される。このため、予め浸透トレンチを数カ所に設け、順番に使用するなどの対応が必要である。この過程で機能低下を監視するとともに補修等を行って再使用するなどの対策をとる。

なお、浸透トレンチは当然のことながら本件処分地の南側に設置することとなる。

6-4. 排水工に当たっての留意点

ここでの検討結果は、7年間の雨量データではあるものの月ごとの出し入れ計算に基づくものである。この7年間と同程度の降雨条件であれば、ここでのモデルがそのまま適用できるものと考えられるが、設定雨量を上回るような大雨時の対応が一つの課題として挙げられる。短期的な集中豪雨等の場合にも、次のような安全を見込んだ計画としている。

- ① 短期的な集中豪雨時は、表面流出が卓越するものと想定される。今回の計画では表面遮水工を施し、かつ表面に雨水排除工を敷設するものとしている。このことから、短期的な集中豪雨については、地下浸透する以前の段階で雨水が排除され、極端な排水処理量の増加はないものと想定される。
- ② 今回のモデルでは、流入率を安全側に見込んで試算していることから、結果として処理量そのものも安全サイドの数値である。
- ③ 廃棄物そのものは、相当程度の保水能力を有しているものと想定される。したがって、短期間の降雨によって揚水量の大幅な増加には結びつかないものと想定される。

6-5. 中間処理施設での利用時の排水量の算定

中間処理施設での利用時、すなわち遮水・透気シートの敷設後に通常の水処理方式を採用した場合を想定すると、その水処理量は次のように設定することができる。

- ① 降雨モデルとして、年間降雨量1200mm、実蒸発散量600mm、（表面流出量+浸透量）=600mmを基本とする。
- ② シート敷設後の流入率を $f=0.2$ とすると、表面流出量は $600\text{mm} \times (1-0.2)=480\text{mm}$ となり、浸透量は $600\text{mm}-480\text{mm}=120\text{mm}$ となる。
- ③ 現状での地下水の浸透流解析の結果によると、年間360mmの浸透量の場合、海域への流出量としては $0.33\text{m}^3/\text{日}/\text{m}$ と試算されている。このことから、年間120mmの浸透量の場合には、 $0.33\text{m}^3/\text{日}/\text{m} \times (120\text{mm}/360\text{mm})=0.11\text{m}^3/\text{日}/\text{m}$ となり、全体として北海岸側での流出延長を考慮すると、 $0.11\text{m}^3/\text{日}/\text{m} \times 370\text{m}=40.7\text{m}^3/\text{日}$ となる。
- ④ 揚水施設では $TP=0.0\text{m}$ の設定水位を確保するため、揚水量としては海域への流出量よりも大きい $0.36\text{m}^3/\text{日}/\text{m}$ を設定している。これは海水を一部引き込む結果となり、その差分は $0.36\text{m}^3/\text{日}/\text{m}-0.33\text{m}^3/\text{日}/\text{m}=0.03\text{m}^3/\text{日}/\text{m}$ である。全体として北海岸側の流出延長を考慮すると、海水の引き込み量は $0.03\text{m}^3/\text{日}/\text{m} \times 370\text{m}=11.1\text{m}^3/\text{日}$ となる。
- ⑤ したがって、シート敷設後の最少の水処理量としては、上記の③と④の合計の水量が対象となる。すなわち、 $Q=40.7\text{m}^3/\text{日}+11.1\text{m}^3/\text{日}=51.8\text{m}^3/\text{日}$ を処理対象量として設定することができる。なお、この $Q=51.8\text{m}^3/\text{日}$ は、本件処分地のすべてにシートが敷設されている時の値である。実際の掘削時においては、施工エリアのシートが除去されることになるため、この分を考慮した水処理量の割り増しが必要となる。

7. 海岸土堰堤の保全方法

第3章での北海岸土堰堤の安定性に関する検討からは、常時のすべり破壊や浸透破壊に対して十分安定した状態にあると考えることができる。しかし、監視結果からは土堰堤の今後の安定性を左右しかねない要因として、波浪による浸食・洗掘が認められている。

したがって北海岸土堰堤の保全方法としては、この点に着目した対応が必要となる。

7-1. 土堰堤の保全方法の検討

上記のような波浪による浸食・洗掘に対する対策としては、土堰堤の前面に根固め工を施すことが一般的である。こうした方法はすでにこの土堰堤に対しても崩落の著しい箇所に施工されている。ここでは根固め工について検討する。

7-2. 根固め工の規模に関する設定

土堰堤の保全は鉛直遮水壁の構造上やその遮水性能の保持にも関連する。したがって、根固め工の規模については有義波高による検討と鉛直遮水壁に対する受動抵抗の範囲から設定することが必要となる。

(1) 有義波高に基づく規模の設定

有義波高は、北海岸側における最大吹送距離及び香川県で定められている設計風速(25m/sec)から設定する。有義波高については、すでに本章の遮水の方法の項で述べており、最大吹送距離に基づく値は2.1mと想定される。

根固め・築堤工の必要高さとしては、この波高に平滑最高潮位を加える必要があり、宇野港における平滑最高潮位〔TP=1.948m(1991年9月28日23:15観測)〕を参考とすると、 $TP=1.948+2.1=4.048\text{m}$ が必要と考えられる。

(2) 鉛直遮水壁の受動抵抗からの設定

鉛直遮水壁は、現状の土堰堤をベースに断面性能を検討している。現状の代表断面での鉛直遮水壁に作用する受動抵抗の範囲は、土堰堤の材料から規定される。受動抵抗を求める基準線を平均海水面であるTP=0.0mとし、これと遮水壁の交わる位置から受動崩壊角を伸ばし、これが堰堤の表面に接する位置が受動抵抗の範囲となる。受動崩壊角は、土堰堤の内部摩擦角($\phi=30^\circ$)より求めると、 $45^\circ - \phi/2=25^\circ$ となる。

このような考えからは、受動抵抗の作用する範囲は図5-7.1に示すように、ほぼ有義波高に基づく高さと同等となる。

7-3. 根固め工の構造形式

根固め工には、下記に示すような構造形式がある。

- ① 同重量の捨て石を用いて根固めする手法
- ② 中詰した捨て石を用いて根固めする手法

③ 異形ブロックを用いて根固めする手法

この土堰堤においてすでにとられた根固め工は、②の中詰した捨て石を用いた根固め工に該当する。この根固め工は、先に述べた必要とする規模を満足したものであり、目的とする機能が発揮されるものと考えられる。

したがって、根固め工としては本件処分地においてこれまでに実績のある中詰した捨て石を用いた手法を採用する。

8. 措置後の浸透流解析と移流拡散解析

措置後を想定した浸透流解析と移流拡散解析は、北海岸側で計画する鉛直遮水壁工ならびに揚水工の対策の効果及び西海岸側での掘削・移動の浸透流への影響を予測評価する目的で実施した。

解析モデルや解析の方法は、第3章に示した現状での浸透流に関する解析と同様であり、その結果との比較から効果・影響を判断している。

8-1. 解析の方法及び内容

措置後の浸透流解析や移流拡散解析では、上述したように現状解析で作成した解析モデルを基本とし、これに暫定的な環境保全措置として計画する鉛直遮水壁や揚水をモデル化して付加した。鉛直遮水壁や揚水等のモデル化の方法を以下に述べる。

- ・北海岸側の土堰堤上に鉛直遮水壁の打設を想定し、この遮水壁が打設される領域については遮水壁の透水係数を与えた。
- ・揚水については、遮水壁の背面に設けるものとした。

なお、移流拡散解析においては、計算開始の初期条件として、現状での300日後の状態を与えている。

(1) 北海岸側における措置の浸透流予測

鉛直遮水壁及び揚水の効果을把握するために、以下に示す解析ケースを設定した。なお、降雨量及び地層の透水係数等の条件については、現状解析と同様である。

- ① 鉛直遮水壁については、遮水性能（遮水壁の透水係数）として $1 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ 、 1×10^{-5} 、 1×10^{-6} の3ケースを想定する。ただし、 $1 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ は通常の鋼矢板、 $1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ は遮水機能を強化した鋼矢板もしくはソイルセメント壁を想定したものである。また、 $1 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ については、コンクリート壁を想定したものである。
- ② 鉛直遮水壁の打設深さについては、Fc層への根入れ、Fs層への根入れ、Ac層への根入れ、花崗岩への根入れを想定した4ケースを想定した。
- ③ 揚水工については、揚水施設の有無について検討した。揚水の深度は平均的な海水面(TP=0.0m)を設定した。

(2) 西海岸側における浸透流予測

西海岸側における措置後の解析では、廃棄物等の掘削後の形状を想定する。西海岸側では掘削後に表面が整地され、かつ排水施設も整備されることになる。このため、長期流出率を0.3、浸透量は現状の約60%とする。

8-2. 浸透流予測

8-2.1 北海岸側での流出量

措置後の浸透流解析の結果としては、鉛直遮水壁の遮水性能の変化や打設深さと流出量の関係及び揚水の有無による流出量についてとりまとめる。

① 鉛直遮水壁工を単独に施工した場合の海域への流出抑制効果

先の図5-5.4～図5-5.6に示したように、鉛直遮水壁の透水係数が小さくなるに従って海域への流出量は減少する結果となる。

鉛直遮水壁として、 $1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ の透水係数が期待できる遮水材料を使用した場合には、現状と比較してほぼ1/3程度の流出抑制が図れるものと想定される。

② 鉛直遮水壁工と揚水工を組み合わせた場合の海域への流出抑制効果

前掲図5-5.7～図5-5.9にあるように、揚水工を付加することによって大幅に遮水機能は向上し、対策前の1/16程度となる。特にFs層（Ac層上面）までの根入れで、かつ鉛直遮水壁に透水係数 $1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ の材料を使用した場合が効果的であるといえる。

表5-8.1及び図5-8.1は、上述した流出抑制による措置後の海域方向への流出量を示したものである。この結果によると、鉛直遮水壁工及び揚水工によって、現状流出量が多いBg層ならびにFs（Fc上位）層からの流出抑制効果が期待できものと考えられる。

表5-8.1 各地層別の海域方向への流出量（北海岸側）

地 層 (地 質)	流量(m ³ /日) 幅1m当り	比 率 (%)
Bs (盛土層砂質土)	0	0.0
Bg (盛土層砂礫)	9.78×10^{-4}	5.5
Fs (Fc上位) (埋立土層砂質土)	1.56×10^{-3}	8.8
Fs (Fc中) (埋立土層砂質土)	9.59×10^{-3}	53.8
Fs (Fc下位) (埋立土層砂質土)	5.71×10^{-3}	32.0

合計 0.02m³/日

次に、対策前後の計算水位について比較してみた。図5-8.2は、北海岸側における対策前後の計算水位を示したものである。なお、ここでは鉛直遮水壁工の透水係数を $1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 、打設深さがFs層までの根入れ、揚水工の深度TP=0.0mの条件下によるものである。この結果によると、揚水工の背面付近から水位低下が現れ、揚水工の位置ではTP=0.0mの水位になることが想定される。

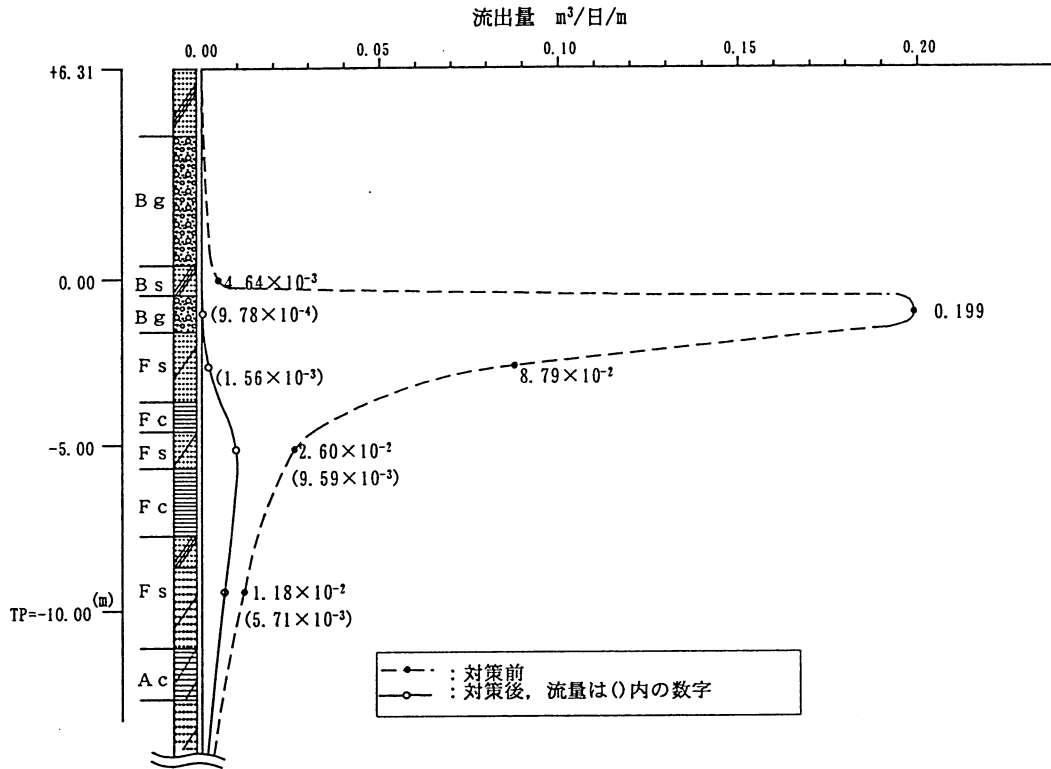


図5-8.1 各地層別の海域方向への流量（北海岸側）

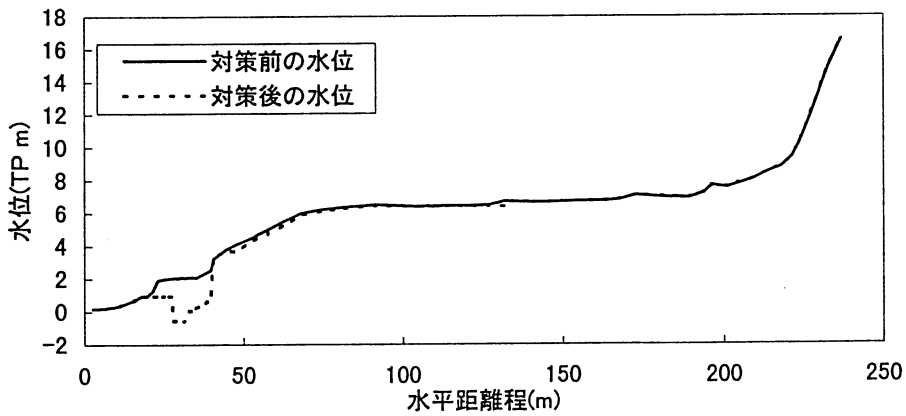


図5-8.2 対策前後の計算水位の比較（北海岸側）

また浸透流予測の結果から、流速ベクトルをとりまとめ図5-8.3～図5-8.4に示した。現状での流速ベクトルと措置後のそれを比較すると、措置の効果によって土堰堤及びその下部での流速ベクトルの方向が変化している。これは、鉛直遮水壁と揚水による効果によって、海域への地下水の流出が大きく抑制されることに起因するものである。特に現状、海

域への流出量が多いと想定される土堰堤の下部にあっては、流出量がほとんど削減されるものと想定される。

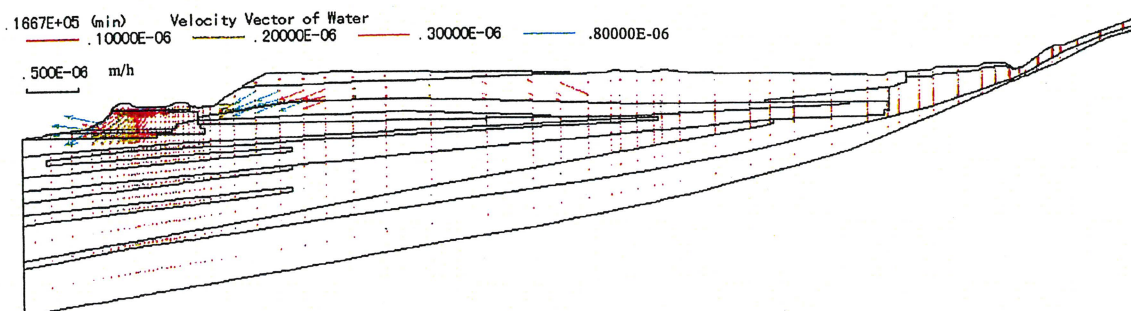


図5-8.3 現状の流速ベクトル

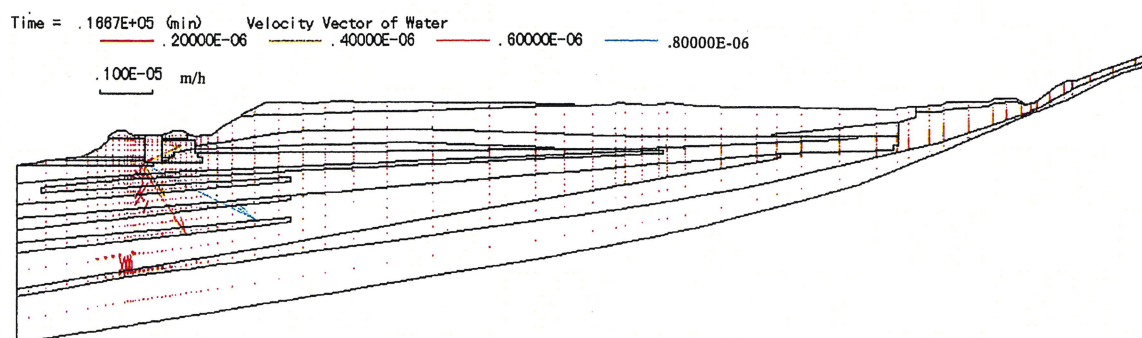


図5-8.4 措置後の流速ベクトル

8-2.2 西海岸側での流出量

西海岸側においては、廃棄物等の掘削・移動によって表層に分布する廃棄物層がすべて除去されることから、これによる汚染の拡大が排除される。図5-8.4は、西海岸側における措置後の地下水位分布の解析結果を示したものである。また表5-8.1に各地層別の海域への流出量を、図5-8.5に現況と措置後の比較結果をとりまとめた。

表5-8.1 西海岸における措置後の各地層別の海域方向への流出量

地層	流出量 (m ³ /日) 幅1m当り	比率 (%)
Bs (盛土層砂質土)	0.0	0.0
d (シュレッターダスト)	0.0	0.0
Fs (埋立土層砂質土)	3.97×10^{-4}	0.53
強風化花崗岩層	6.70×10^{-2}	90.2
風化花崗岩層	6.89×10^{-3}	9.3

合計 0.074m³/日

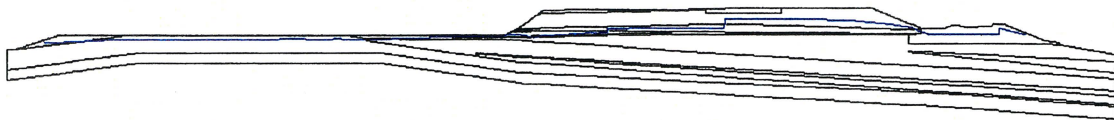


図5-8.4 西海岸における措置後の地下水位

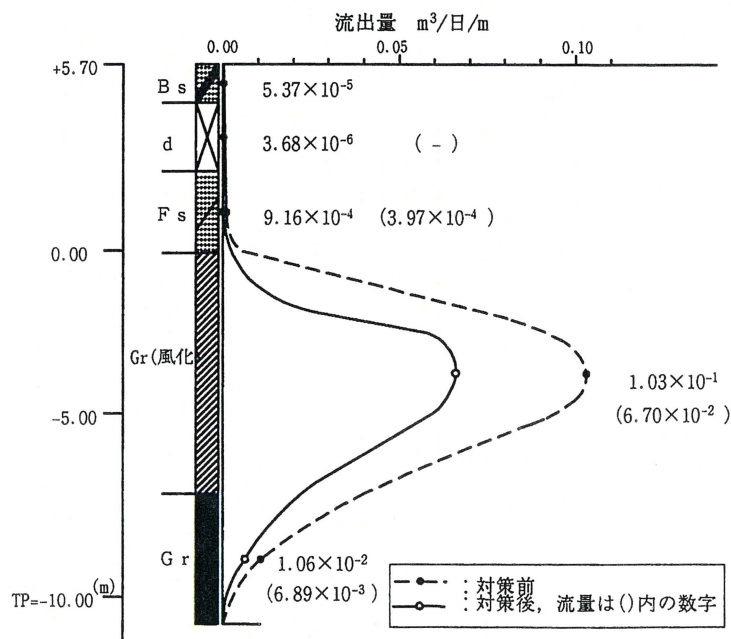


図5-8.5 対策前後における各地層別の海域方向への流出量

この結果によると、西海岸側の地下水の上面は強風下花崗岩中に存在することになり、現状と比較して水面勾配が緩やかな形状となる。このため、海域への流出量は現状の約60%程度まで削減されることが予測され、廃棄物等の掘削・移動による有害物質の漏出抑制効果が期待できるものと想定される。

次に、図5-8.6に西海岸側での対策前後における解析水位の結果を示す。この結果によると、西海岸側での廃棄物等の掘削・移動により、掘削・移動を施した区域を中心に水位低下が生じるものと想定される。

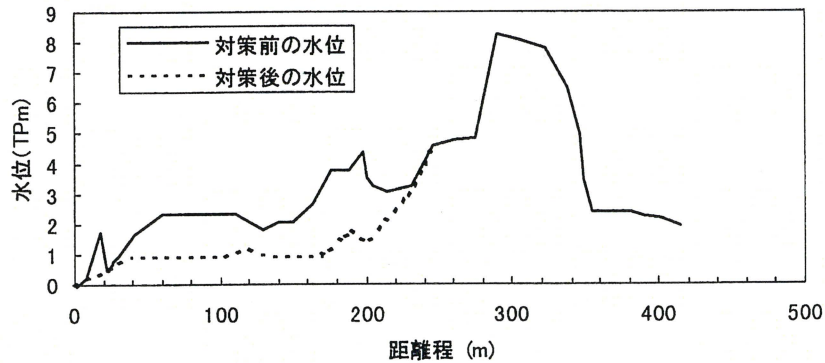


図5-8.6 対策前後の解析水位（西海岸側）

8-2.3 移流拡散解析の結果

措置後の移流拡散解析でも、有害物質としてベンゼンを対象として計算している。解析断面は北海岸、すなわちF測線である。

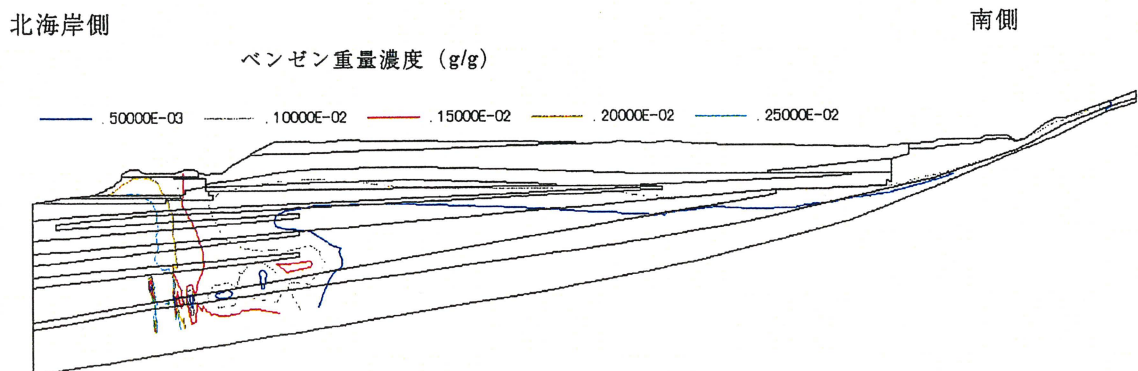


図5-8.7 現状での濃度コンター（300日後）

現状解析と同様、ほぼ1年間の連続解析を実施している。また、対策後の解析結果を図5-8.8に示す。

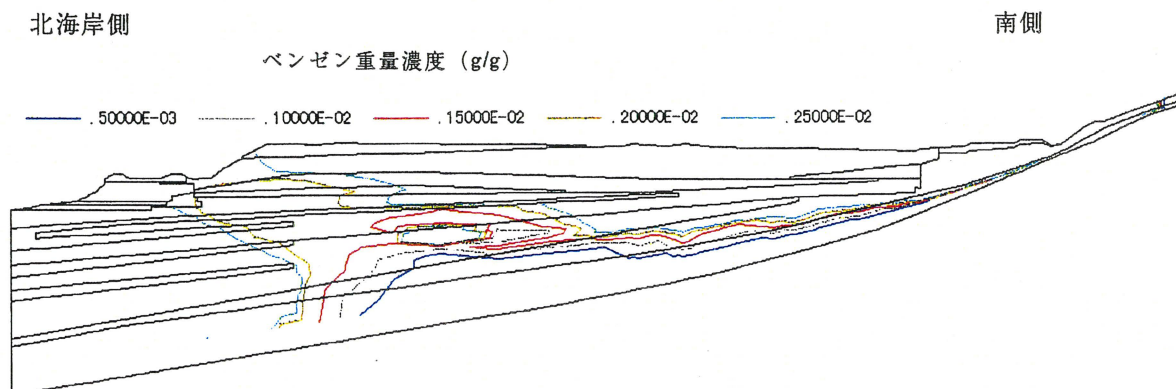


図5-8.8 措置後の濃度コンター（150日後）

措置後では鉛直遮水壁工及び揚水工のために土堰堤近傍の濃度は低下しており、また鉛直遮水壁の海側ではベンゼン濃度の大幅な低下がみられる。鉛直遮水壁の海側直下流に着目して、層別のベンゼン濃度を比較した結果を図5-8.9に示す。

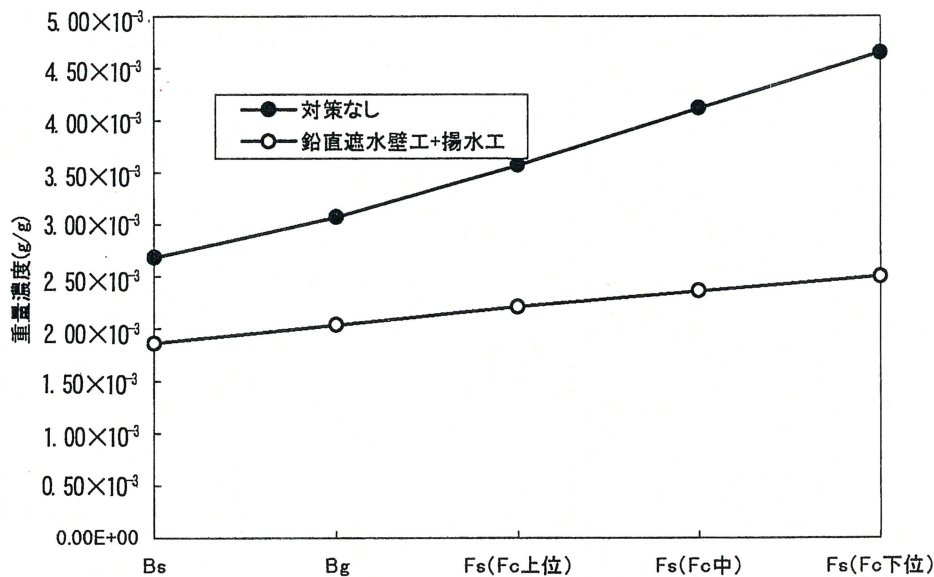


図5-8.9 対策前後の地層別のベンゼン濃度分布（北海岸土堰堤）

措置後の濃度は150日後のものである。これからわかるように、特にFs層等においては措置効果による汚染物質の濃度低下が顕著である。