

平成 25 年度
環境研究総合推進費補助金 研究事業
総合研究報告書

放射能で汚染された廃棄物を対象とした海面最終処分場
に関する研究
(3K122109)

平成 26 年 3 月

広島大学 土田 孝

補助事業名 環境研究総合推進費補助金研究事業（平成 24 年度～平成 25 年度）

所管 環境省

国庫補助金 45,871,000 円（複数年度の総計）

研究課題名 放射能で汚染された廃棄物を対象とした海面最終処分場に関する研究

研究期間 平成 24 年 7 月 2 日～平成 25 年 3 月 31 日

研究代表者名 土田 孝（広島大学）

研究分担者 渡部 要一（（独）港湾空港技術研究所）
静間 清（広島大学）
遠藤 暁（広島大学）
上野 一彦（五洋建設（株）技術研究所）

目次

総合研究報告書概要	1
本文	
1. 研究背景と目的	12
1.1 研究背景	12
1.2 研究目的	12
2. 研究方法	13
2.1 現地調査に基づいた海面処分場の必要性能の検討	13
2.1.1 試験方法	14
2.1.2 浸出水の放射性セシウム濃度の試算	14
2.2 放射性セシウムを含む廃棄物・土壌を対象とした海面処分場の遮水地盤材料の開発	15
2.2.1 海成粘土にベントナイトを添加したときの透水係数の評価方法	15
2.2.2 遮水地盤材料のセシウム吸着性能の評価方法	17
2.2.3 荷重調整のため製鋼スラグを添加した遮水地盤材料の性能に関する検討方法	20
2.2.4 遮水地盤材料に発生するせん断変形が透水係数に及ぼす影響の検討方法	21
2.3 ベントナイト混合土の遮水性能メカニズムの研究手法	22
2.4 災害廃棄物、底質土、除染発生土の放射能特性の調査と被曝線量評価の方法	23
2.5 海面処分場の巨大地震と津波に対する安全性能および廃棄物埋立て工法の検討方法	24
2.5.1 巨大地震の地震動が作用したときの遮水構造の安全性の検討方法（遠心載荷模型実験）	24
2.5.2 巨大地震の地震動が作用したときの護岸構造の安全性の検討方法（水中振動台実験）	26
2.5.3 巨大地震による津波が作用したときの海面処分場の安全性に関する検討方法	30
3. 結果と考察	35
3.1 放射性セシウムを含む廃棄物を対象とした海面処分場の必要性能の検討	35
3.1.1 現地調査で採取した試料におけるセシウム溶出試験、ベントナイト吸着試験結果および浸出水中の放射性セシウム濃度の試算	35
3.1.2 放射能に汚染された廃棄物を対象とする処分場の必要性能の検討	37
3.2 低透水性とセシウム吸着性能を持つ遮水地盤材料の開発	41
3.2.1 ベントナイト混合による透水係数の変化	41
3.2.2 遮水性地盤材料のセシウム吸着性能の評価	43
3.2.3 荷重調整のための製鋼スラグとベントナイトを混合した遮水地盤材料の性質	49
3.2.4 遮水地盤材料に発生するせん断変形が透水係数に及ぼす影響の検討	54
3.2.5 透水性と遮水性を考慮した遮水地盤材料の性能評価	55
3.3 ベントナイト混合土の遮水性能向上のメカニズムの検討	58
3.3.1 圧密試験結果	58
3.3.2 土骨格構造の観察と定量化	66
3.4 災害廃棄物等の放射能特性の調査および被曝線量評価	71
3.5 海面処分場の巨大地震と津波に対する安全性能の検討	74
3.5.1 海面処分場の基本構造の設計	74
3.5.2 巨大地震による加速度が作用したときの遮水護岸の安全性の検討結果	80
3.5.3 巨大地震による地震動が作用したときの護岸構造の安全性の検討結果	84
3.5.4 巨大地震による津波が作用したときの海面処分場の安全性の検討結果	90
3.6 海面処分場における廃棄物の埋立方法と建設費用の検討	96
3.6.1 処分場設置条件	96
3.6.2 施工手順	96
3.6.3 本研究が提案する海面処分場の建設費用の概算	99
4. 結論	102

5. 参考文献	105
6. 研究発表	106
論文発表	106
学会等発表	106
7. 知的財産権の取得状況	107
研究概要図	108
英文概要	109

環境研究総合推進費補助金 研究事業 総合研究報告書概要

研究課題名：放射能で汚染された廃棄物を対象とした海面最終処分場に関する研究
研究番号：3K122109

国庫補助金清算所要額：45,871,000 円（複数年度の総計）

研究期間：平成 24 年 7 月 2 日～平成 26 年 3 月 31 日

研究代表者名：土田 孝（広島大学）

研究分担者：渡部 要一（(独) 港湾空港技術研究所）、静間 清（広島大学）、遠藤 暁（広島大学）、上野 一彦（五洋建設(株) 技術研究所）

研究目的

放射能に汚染された廃棄物を安全に処分できる海面処分場の開発を目的とし以下の研究を実施する。

- (1) 廃棄物の放射能特性および地盤内の溶出特性を解明し、最終処分場の必要性能の検証。
- (2) 放射能に汚染された廃棄物の遮蔽・遮水に用いる新しい地盤材料の吸着性能・変形追従性能に関する研究。
- (3) 放射能に汚染された廃棄物の遮蔽・遮水に用いる地盤材料の遮水性能、施工性能に関する研究。
- (4) 放射能に汚染された廃棄物の海面最終処分にとまなう大気、海水、地盤中の放射線環境と周辺環境の安全モニタリングシステムの開発。
- (5) 余水（海面埋立により発生する余剰水）を発生させない埋立工法の開発および地震・津波に対して安全を維持できる海面処分場の構造開発。

これらの研究成果により、1箇所でも 100 万 m^3 から 1000 万 m^3 以上の容量を有し、廃棄物 $1m^3$ あたりの建設コストが 2 万円以下である最終処分場を開発し提案する。

研究方法

- (1) 震災廃棄物と除染廃棄物が発生している現地調査を実施し、放射性レベルの高い災害廃棄物、除染によって発生した表土、焼却灰、下水汚泥、河川底泥など、本研究が対象とする廃棄物の放射能特性、溶出特性を調べ、放射能汚染の実態を把握する。調査結果をもとに、最終処分場の遮蔽・遮水層の必要性能を検証する。
- (2) 底面および側面において厚さ 4m 程度の変形追従性地盤材料により遮蔽遮水構造を構築することを想定する。海成粘土にベントナイト、ゼオライト、製鋼スラグ、砂等の重量材を添加し、難透水性で放射性物質の吸着性能を有し、透過した水が含む放射性物質が原発排水の濃度限界（セシウム 137 90Bq/kg 以下）とする性能を有する地盤材料を開発する。
- (3) 海成粘土にベントナイト、製鋼スラグ・銅スラグ等の重量材を添加混合し、施工直後の透水係数として $10^{-9}m/s$ 以下を達成し、海上で安定した品質管理と施工を行うために必要な特性を有する地盤材料を開発する。
- (4) 放射性レベルの高い災害廃棄物、除染によって発生した表土、焼却灰、下水汚泥、河川底泥などの放射能特性、溶出特性の調査結果に基づき、これらの廃棄物を海面に埋立処分した場合の大気、海水および地盤内における放射線環境の予測を行う。処分作業中における放射線環境のモニタリング、処分場周辺環境の安全性に関するモニタリング方法を検討する。

- (5) 埋立時に処分場内の地下水を海面水位よりも低下させ、埋立による余水を発生させない放射性廃棄物の埋立方法を開発する。水位を数 m 低下させた場合の構造安全性、地盤材料による遮蔽遮水層の安定について実験および数値解析で検討する。水中振動台実験により、埋立中および埋立後にレベルⅡ級の地震および津波が発生した場合における海面処分場の構造安全性の検討、地震による変形を受けた後の遮蔽遮水層の性能評価を行う。

結果と考察

- (1) 現地調査による放射性セシウム含有量、ベントナイトによる吸着量に関する検討と海面処分場の必要性能の検討

1) 土壌および焼却灰の試料を用いて放射性セシウム含有量の調査を行った。これらの試料を用いて海水中における放射性セシウムの土壌への溶出率を調べた。海水溶出では真水溶出に比べ、溶出率は高く、土壌では 0.5~3.5%、主灰は 9.1~20.9%、飛灰は 82.9~99.4%であった。海水中におけるベントナイト吸着率を調べた結果、海水中での吸着率は純水の半分程度であり、Ca 型ベントナイトの方が Na 型ベントナイトよりも吸着率が高いことが明らかとなった。

2) 海面処分場を建設する場合、河口部や湾内を除くと海底地盤が砂地盤である場合が多い。砂地盤の底面遮水に適用する遮水地盤材料に必要となる性能を検討した。環境省のガイドラインにおいて「安全が確認されるまで一時的に保管すべき」とする放射能濃度を 8,000Bq/kg 以上 100,000Bq/kg 以下の廃棄物としていることを考え、「100,000Bq/kg の廃棄物であっても安全に管理できる性能を有する」ことを目的とした。下表は本研究が目標とする廃棄物処分場の性能を検討する上で用いた条件を示す。

	設定項目	設定条件	設定根拠
設定条件	処分場に埋立処分する廃棄物の放射能レベル	すべて 00,000Bq/kg と仮定.	環境省のガイドラインにより、中間貯蔵施設で保管する廃棄物の放射能レベルの最大値. 今回調査した範囲では平均 24,800Bq/kg.
	廃棄物の平均溶出率	10%	現地調査して調べた廃棄物ごとの溶出率と、それらの廃棄物の発生量比率により 6.7%と算定. 安全側を考慮して 10%に設定
	廃棄物の平均質量	1.5t/m ³	調査結果の平均
	廃棄物の平均間隙比	0.80	調査結果の平均
	底面遮水層厚 D と埋立完了後の処分場内の処分場外に対する水頭差 h	$D=4.0\text{m}$ $h=4.0\text{m}$	一般の管理型処分場の実績では $D=2.0\text{m}$ でありこれを 2 倍した. 管理型処分場の実績値では $h=2\text{m}$ であるが安全を考慮して 2 倍.
	処分場内の間隙水が処分場外に浸出したときの放射能レベル	90Bq/kg(セシウム 137 の場合)	原子力発電所の排水基準値
	埋立によって発生する余水処理の方法	余水を発生させない(あらかじめ処分場内の水位を低下)	一般の管理型処分場では余水を水処理して海に排水する. しかし、風評被害等を避ける等の理由から余水が発生しない埋立方法とした.

上記の条件で計算を行い、底面遮水材料の透水係数とセシウム吸着特性に関する必要性能を以下のよう設定した。

項目	性能	根拠	参考
透水係数	$5 \times 10^{-10}\text{m/s}$ 以下 (層厚 4m)	処分場内の水が遮水層内を浸透して処分場外に出るまでの必要時間 (トラベルタイム、吸着は考慮しない。) 233 年を確保。	一般の管理型廃棄物処分場の基準では $1 \times 10^{-7}\text{m/s}$ で層厚 5m あるいは $1 \times 10^{-8}\text{m/s}$ で層厚 0.5m
セシウム吸着特性	遮水層内の吸着により遮水層浸透後に濃度を 1/10 以下に減少	透水係数の性能だけで浸出水の放射能レベルは満足するが、吸着により 1 放射能レベルで 10 倍以上の安全を確保する。	一般の管理型処分場の基準では規定なし

このように、性能の設定においては、処分場内の廃棄物の放射能レベル、平均溶出率、水頭差の条件において十分に余裕を持たせている。さらに、遮水地盤材料によって浸出水の放射能レベルが安全なレベルに低下するまでの時間をトラベルタイムとして確保する (この場合は吸着は考慮しない) という考えに立っている。遮水層の吸着効果により放射能レベルを 1/10 とすることとしているが、これは

透水係数によって確保するトラベルタイムに対して二重の安全性の確保を目指したものである。

なお、以上の検討において処分場に埋立処分する廃棄物の放射能レベルを 100,000Bq/kg としたが、これは処分場の性能を決定するために用いた条件であり、100,000Bq/kg までの廃棄物・除染発生土を受け入れることを前提とするものではない。放射能レベル 100,000Bq/kg として規定した性能の処分場において受け入れる廃棄物・除染発生土の放射能レベルの上限値を 100,000Bq/kg よりも低く設定してさらに安全を図ることも考えられる。

(2) 低透水性とセシウム吸着性能を持つ遮水地盤材料の開発

1) 海成粘土にベントナイトを添加混合した遮水地盤材料の透水係数

海成粘土にベントナイトを添加混合した試料を用いた段階載荷圧密試験から透水係数を算出した結果、海成粘土単体に比べ、ベントナイトを 150kg/m³ 添加した試料の透水係数は圧密初期段階において 0.7 倍程度、最終段階で 0.36 倍にまで低下した。本材料を底面遮水層として使用する場合に、揚圧力対策として遮水層の上に覆土層を敷設する必要がある。この条件で圧密が進行する場合を検討した。この結果、廃棄物投入時において底面遮水層の透水係数は目標とした 5.0×10^{-10} m/s 以下を満足することを確認した。

ベントナイトの添加によって透水係数が圧密圧力とともに低下するのは、圧密応力が低い状態において、粘土粒子間に入り込めていなかったベントナイト主成分であるモンモリロナイト粒子が、圧力が高まるにつれて粘土粒子間に押し込まれる形となり、粘土粒子間の間隙を埋める効果が高まったためであると考えられる。

2) 海成粘土にベントナイトを添加混合した遮水地盤材料のセシウム吸着特性（バッチ試験）

振とう攪拌試験(バッチ試験)より、海成粘土は安定セシウム溶液と攪拌されることでただちにセシウムを吸着し、0.5h 後には平衡状態に達することが確認できた。本研究で用いた試料では、吸着量と平衡濃度の関係は直線とはならず、初期濃度が高くなるにつれて、初期濃度に対する平衡濃度が高くなった。これは、陽イオン吸着性能をもつ粘土鉱物が、供与液の初期濃度が低い間には、未吸着のものが多いため吸着力は強く、初期濃度が高くなるにつれて陽イオンを吸着した鉱物が徐々に増えていき、吸着力が低下していくためではないかと考えられる。海水を用いた振とう攪拌試験では、海成粘土単体の分配係数とベントナイト混合試料の分配係数はほとんど変わらずベントナイトの方が若干ではあるが、吸着性能が低いことを確認した。

3) 海成粘土にベントナイトを添加混合した遮水地盤材料のセシウム吸着特性（カラム試験）

10mg/L および 30mg/L の安定セシウム供与液を用いて圧密透水試験を行った結果、透水後溶液の安定セシウム濃度は同じ PVF(間隙中の水を透水の水によって置き換えた回数)で比較した場合、30mg/L の濃度の方がより早く透過することがわかった。一方、初期濃度で正規化した濃度の増加勾配は、10mg/L と 30mg/L でほとんど変化しなかった。30mg/L 供与液を用いてベントナイト混合試料の圧密透水試験を行った結果、ベントナイト混合量が増加するにしたがって、吸着性が低下し安定セシウムがより早く透過する。しかし、吸着性目標である初期濃度 1/10 を超えたのは PVF で小さくとも 12 程度であり、実際の処分場を想定した場合には 1500 年程度の時間がかかると考えられる。よって吸着性に関する目標は達成できることが確認できた。ベントナイトを添加すると混合土の液性限界が増加するため、スラリーの初期含水比が増加し、単位体積あたりの粘土・ベントナイト固体分の質量が減少する。このことが吸着性の低下の原因と考えられる。

4) 海成粘土に製鋼スラグとベントナイトを混合した遮水地盤材料の性質

廃棄物の埋立による余水が発生しないようにあらかじめ処分場内の水位を低下させる場合、内外水位差によって遮水層に大きな揚圧力が作用する。このため遮水層は透水係数が低く、セシウムに対する吸着性を有するとともに単位重量が大きいことが望ましい。この観点から、海成粘土・ベントナイト混合材料に、単位体積重量を増加させる目的で製鋼スラグを添加し、透水係数とセシウム吸着特性

を調べた。その結果、製鋼スラグの混合により単位体積重量は増加するが、透水係数が大幅に増加することがわかった。微視構造を観察すると製鋼スラグの周辺に比較的大きな空隙ができており、この原因として製鋼スラグ粒子と粘土との化学反応による粘土の固化が考えられる。なお、ベントナイト添加量を多くすると空隙を埋め透水係数の増加を抑える効果があるが、単位体積重量の増加も抑えられる。また、セシウム吸着特性も製鋼スラグの混合により低下する傾向が見られた。以上の結果より、製鋼スラグを混合した遮水地盤材料を本研究が目的とする海面処分場の遮水地盤材料として使用するの難しいと考えられる。単位体積重量を増加する方法としては製鋼スラグよりも次に説明する砂を含有させる方法が考えられる。

5) 海成粘土に砂とベントナイトを混合した遮水地盤材料の性質

海成粘土に砂とベントナイトを混合したときの遮水地盤材料の透水係数を砂とベントナイトの添加量を変化させて系統的に調べた。その結果、ベントナイトの添加量の増加とともに透水係数は低下し、砂分含有率とともに透水係数と圧密係数が増加することがわかった。砂分含有率が80%以上になると、土の骨格構造は顕著に変化する。また、微視構造の観察によると、ベントナイトの添加による透水係数の低下は間隙径分布だけでは説明できず、ベントナイト粒子の細かさや膨潤性など他の要因が関係している可能性がある。海成粘土に砂とベントナイトの配合を組み合わせることにより、透水係数を維持しながら単位体積重量と圧密係数を増加させることができる。本成果は、実際の海面処分場における遮水構造の設計において、施工条件を考慮した遮水地盤材料の配合設計に活用できる。

6) せん断ひずみによる透水性の変化に関する検討

海面処分場に巨大地震の地震動が作用した場合、遮水地盤材料内に10%程度のひずみが発生する可能性がある。三軸圧縮試験および変水位透水試験において粘土供試体にひずみを与えた時の変形追随性について評価を行った。その結果、重量調整のため混合した製鋼スラグの混合率が大きいほど、ひずみを与えたときの透水係数の増加が顕著であった。海成粘土とベントナイトを混合した遮水地盤材料は変形によく追随し、10%程度のひずみを与えても透水係数の増加は起こらなかった。

7) 管理水位の設定を考慮した遮水地盤材料の性能評価

余水処理を行わない処分場とするため、海面処分場内の水位が外水位よりも低下した状態で廃棄物の埋立を行うが、遮水地盤材料の底面に水位差による揚圧力が作用するので、遮水地盤材料の上に重量の大きい材料で覆土する必要がある。また、ベントナイトを添加混合した海成粘土の透水係数を求めた結果では、透水係数を $5.0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ 以下とするには遮水層の有効圧密圧力が 27 kN/m^2 以上である必要がある。管理する内水位と覆土層の必要重量、廃棄物投入時の遮水層圧密圧力について、以下の条件を用いて検討した。

項目	条件	根拠等
廃棄物の年間埋立量	処分場容量 500 万 m^3 、年間埋立量 125 万 m^3	大阪湾の神戸沖埋立処分場の実績が 130 万 m^3 /年
年降水量と年蒸発量	年降水量 1,427mm、年蒸発量 934mm、余水量 493mm	国土技術総合研究所資料 No.169
外水位	T.P.±0.00m (T.P.は東京湾平均海面)	
底面遮水層の深度と層厚	深度 T.P.-12.00m~-10.00m 層厚 4m	
覆土層、廃棄物等の埋立深度	覆土層 T.P.-10.00m~-7.00m) 廃棄物層 T.P.-7.00m~	
施工方法	4 ブロックに分割し順に埋め立てる。1 ブロック 125 万 m^3	施工のしやすさを検討

処分容量 500 万 m^3 を 4 ブロックに分割するのでブロック 1 箇所あたりの埋立容量は 125 万 m^3 、1 ブロックの埋立に要する期間は 1 年であるので 1 年分の年間降水量を考慮する。廃棄物の平均間隙比を 0.80、平均飽和度 30%より間隙率は 44.4% (内訳は水 13.3%、空隙 31.1%) である。空隙を 30.0%とすると、廃棄物 1 m^3 の水中への投入により水中の体積増加率は 70%となるので、1m の埋立で水位は 70cm 上

昇する。管理水位を仮に-5m とすると埋立開始時の水深は 2m（覆土層上面の標高は-7m）であり、雨水にこの水を合わせた全ての水が廃棄物の間隙に取り込まれるためには 8.3m 分の廃棄物が必要となる。これより、T.P.1.3m の高さまで埋立が終わった段階で水は全て間隙に取り込まれ、残りの廃棄物を埋立てても内水位が T.P.1.3m 以上に上昇することはない。このとき内水位は外水位 T.P.±0.00m よりも 1.3m 高いが、遮水地盤材料の性能を求める際に設定した 4m よりも十分に小さい。したがって、内外水位差 -5m は妥当である。内外水位差を-5m として処分場を造成すると、遮水層上下の動水勾配は 1.25 なので、揚圧力として単位体積あたり 12.5kN/m^3 の透水力が作用する。遮水材の厚さが 4.0m であり、その水中単位体積重量を 4.5kN/m^3 とすると、揚圧力として $12.5\text{kN/m}^3 \times 4.5\text{m} = 50.0\text{kN/m}^2$ が作用し、これと逆方向に遮水材による土被り厚 $4.0\text{kN/m}^3 \times 4.0\text{m} = 16.0\text{kN/m}^2$ が作用する。揚圧力に対する不足分を水中単位体積重量が 14.0kN/m^3 の製鋼スラグで覆土すれば、安全率を 1.2 として必要な覆土層厚は 2.9m となる。したがって、覆土層厚は 3m で十分である。

上記の計算より覆土層厚を 3.0m とすると、覆土による上載圧力は 42.0Pa となる。遮水地盤材料の有効な自重は層の中心点で $4.0\text{kN/m}^3 \times 2.0\text{m} = 8.0\text{kPa}$ であり、両者の合計は 50.0kPa となる。段階載荷圧密試験の結果から、 20kN/m^2 程度の圧密応力において圧密係数 c_v は $10\text{cm}^2/\text{day}$ 程度である。海面処分場の建設期間を 5 年程度（遮水層の造成から廃棄物の投入までの期間として）と考え、圧密係数 c_v を $10\text{cm}^2/\text{day}$ として、遮水層の載荷圧密圧力 48.5kPa を保った状態が 5 年間経過し、遮水層の上下面から圧密が進行すると仮定すると、廃棄物の投入を行うときの遮水層の圧密度は約 70% と計算される。この条件で有効圧密圧力を求めると、35.0kPa であり、27kPa を上まわっている。遮水層の有効圧密圧力は時間とともに増加し、廃棄物の埋立が進むことでも増加するので、遮水層の透水係数は目標とした $5.0 \times 10^{-10} \text{m/s}$ 以下から、時間とともにさらに小さくなっていく。

以上の検討より、ベントナイトと海成粘土を混合した遮水地盤材料は、本研究で規定した必要性能を満足するといえる。

(3) 大気中と土壌、底質の放射能濃度モニタリング技術の検討

1) 大気中のダストサンプリングと大気中放射能濃度計測技術に関して福島県南相馬市において定期的にダスト捕集を行い、解析技術を確認した。福島県南相馬市において継続して土壌サンプリングと放射能濃度分布の測定を行い、汚染土壌の放射能特性を明らかにした。

2) 福島県南相馬市において、稲やカエルなどの試料を収集し放射性物質、主に放射性 Cs の移行に関するデータを収集した。本研究事業における最終処分廃棄物に含まれると予想される土壌以外の廃棄物の放射能の濃度の予想に利用できる。

(4) 海面処分場の構造安全性に関する検討と埋立方法、建設費用の検討

1) 海面処分場の構造の試設計を現行の港湾施設の技術上の基準に準拠して以下の条件で行った。

設計にあたっては外力として L1（レベル 1）の地震と津波を用い、構造安全性の照査を行った。本試設計に用いた断面を用いて L2（レベル 2）地震および津波に対する検討を模型実験と数値シミュレーションを用いて実施した。

2) 巨大地震の地震動に対する護岸構造と遮水構造の安全性の検討

遠心載荷模型実験により、L2 規模（数百年に 1 回程度の巨大地震）の地震の外力による鉛直遮水層への影響を調べた。護岸構造と遮水構造を分離し、裏込め幅を十分に確保するとともに、護岸に十分な被覆ブロックと根固方塊を設置することにより鉛直遮水工の変形を大幅に低減できることがわかった。次に、ケーソン護岸背面に十分な幅の裏込めを設けることによる鉛直遮水工の変形抑制効果と護岸の変形特性を確認するため、L1 および L2 相当（東北地方太平洋沖地震の地震動を使用）の地震動を入力波とした水中振動台による模型実験を行った。その結果、L2 地震波相当に対してもケーソンの変位は大きくなるものの、遮水矢板の変位は遮水工の機能に影響を与えない範囲にとどまった。これより、護岸工と遮水工を裏込めにより構造上分離する断面は、ケーソン被災時の遮水工への影響を最

小限に止めて超長期の遮蔽・遮水機能を確保するうえで有効であることが確認できた。

3) 巨大地震によって発生する津波に対する護岸構造と遮水構造の安全性の検討

数値シミュレーションによって、現在想定される L1 津波（東海地震）および L2 津波（南海トラフ巨大地震）を用いた非線形長波解析結果から減勢工の仕様を決定し、その効果（流速および流量の低減）を Cadmas-Surf/2D による解析で定量的に検討した。解析を行う上での地形的な条件、波浪特性としては、急峻な海底勾配のため津波高の増幅が推定される駿河湾に面した静岡県大井川港沖の条件を用いた。L1 津波（東海地震）および L2 津波（南海トラフ）に対して、その震源から処分場周辺までの大領域における津波の伝播を非線形長波解析にて解き、処分場における浸水の有無を確認した。浸水がある場合には、処分場における津波の越流、遡上の状況を数値波動水槽（Cadmas-surf/ 2D）にて解析した。この結果、海面処分場におけるパラペット（護岸最上部の壁面）の天端高を T.P.+6.50m に設定した場合、非線形長波解析結果より、L1 津波に対しては処分場における浸水の発生はないことがわかった。これより、L1 津波（ここでは東海地震規模）に対する安全性は十分高いと考えられる。一方で、L2 津波（南海トラフ巨大地震規模）に対しては処分場全体で浸水が発生し、埋立箇所全域を津波が遡上することが判明した。これに対しては、数値波動水槽 Cadmas-Surf/2D の結果、津波減勢工の設置、盛土などの工夫をすることで、その流速や流量を低減することによって、処分場の遮水層を保護することは可能であると定量的に確認できた。

4) 廃棄物の埋立方法の検討

既往の管理型海面処分場における廃棄物の埋立方法、および本研究で得られた知見をもとに、放射能で汚染された廃棄物を埋立てるために考えられる方法を検討した。その結果をまとめると以下ようになる。

- ・処分場に運搬される廃棄物は、バラ積みの状態とフレコンバックに収納された状態が考えられるので、それぞれについて受入栈橋を有し、それぞれに対応した投入・埋立設備を設置する。
- ・廃棄物集積場では、荷台を飛散防止シート等で覆い、遠隔操作により天井クレーン等で廃棄物を扱うことで作業員が廃棄物に直接接触することによる被爆を防止する。集積所からベルトコンベアにて運ばれて来た廃棄物は積出し基地にてガット船（バラ積み）、運搬台船（フレコンバック）に積載する。積出し基地は風雨による廃棄物の飛散を防止するために、屋根や側方の覆いを有する全天候型バースとする。
- ・バラ積み状態の廃棄物の積み出しにはガット船を用い、フレコンバックの場合は運搬台船を使用する。ガット船と運搬台船の必要な要員はいずれも 3～4 名と想定される。
- ・廃棄物受入栈橋において、バラ積み廃棄物は、ガット船搭載のグラブにより栈橋上のベルトコンベアに荷降ろされる。ベルトコンベアは投入箇所まで敷設されており、風雨による廃棄物の飛散を防止するため、カバー付の構造とする。フレコンバックの場合はクレーンで護岸に荷揚げし、トラックにより投入箇所に運搬する方法が考えらる。
- ・バラ積み廃棄物の投入にはスプレッダー台船からトレミー管を用いた水中投入を行い、投入時の廃棄物の大気中への飛散を防止する。フレコンバックは浮き栈橋上から直接水中に投入する。
- ・作業員の被ばく管理は、通常の放射線取扱従事者と同様に、ガラスバッジなどの個人被曝モニターを利用し、1 月毎に被曝管理を行う。高放射線量率廃棄物の混入の可能性があるため、アラームメータを併用し、0.1 mSv または 1 mSv の積算被曝でアラームを鳴らすようにしておくことで安全性を確保する。廃棄物を集積した積み出し基地と処分場には、 γ 線モニタリングポストを設置し常時空間線量率をモニターする必要がある。

5) 本研究が提案する海面処分場の建設費用に関する検討

本研究の成果にもとづいて護岸構造を提案し、海面処分場の建設コストを概算した結果、処分場容量が 500 万 m^3 規模の場合、処分容量 $1m^3$ に対する建設費用は 26,600 円となった。また、処

分場の容量を 1,000 万 m³ とした場合は 22,200 円になった。なお、これは海面処分場の建設のみであり、廃棄物、除染発生土等を埋め立てる費用は含んでいない。本研究は「1 箇所でも 100 万 m³ から 1000 万 m³ 以上の容量を有し、廃棄物 1m³ あたりの建設コストを 2 万円以下である最終処分場を開発し提案する。」ことを目的としているが、試算結果によるとこの目的は達成できなかった。ただし、ここでは地震および津波に関してもっとも厳しい条件の場所を仮の立地地点として試算を行っており、海面処分場の立地条件によっては 20,000 円以下になる可能性がある。本試算結果は、廃棄物および除染発生土について他の処分方法との比較を行う上で有用なデータであると考えられる。

環境政策への貢献

現在、放射性セシウムで汚染された廃棄物の海面での処分は認められていないが、一箇所で大容量の処分が可能という海面処分場の特性を活かすには、海水中への埋立および埋立後の安全性を確保する必要がある。本研究によって環境政策へ貢献できると考えられる知見は以下のとおりであり、「政策決定者向けサマリー」に記載している。

1) 廃棄物の海水に対する溶出特性に関する知見

採取した土壌および焼却灰の試料を用いて海水中における放射性セシウムの溶出率を調べた。海水溶出では真水溶出に比べ溶出率は高く、土壌では 0.5~3.5% (真水ではほとんど溶出せず)、主灰は 9.1~20.9% (純水の倍程度)、飛灰は 82.9~99.4% (純水とほぼ同じ) であった。求めた溶出率は海水中に投入した場合の土中水の放射性セシウム含有量の算定のもとになる数値である。

2) 放射性セシウムで汚染された廃棄物を対象とする海面処分場の遮水性能の考え方の提示

海面処分場の底面および側面に使用する遮水地盤材料の必要性能を以下の条件の下で検討した。

	設定項目	設定条件	設定根拠
設定条件	処分場に埋立処分する廃棄物の放射能レベル	すべて 100,000Bq/kg と仮定。	環境省のガイドラインにより、中間貯蔵施設で保管する廃棄物の放射能レベルの最大値。今回調査した範囲では平均 24,800Bq/kg。
	廃棄物の平均溶出率	10%	現地調査して調べた廃棄物ごとの溶出率と、それらの廃棄物の発生量比率により 6.7% と算定。安全側を考慮して 10% に設定
	廃棄物の平均質量	1.5t/m ³	調査結果の平均
	廃棄物の平均間隙比	0.80	調査結果の平均
	底面遮水層厚 D と埋立完了後の処分場内の処分場外に対する水頭差 h	$D=4.0\text{m}$ $h=4.0\text{m}$	一般の管理型処分場の実績では $D=2.0\text{m}$ でありこれを 2 倍した。管理型処分場の実績値では $h=2\text{m}$ であるが安全を考慮して 2 倍。
	処分場内の間隙水が処分場外に浸出したときの放射能レベル	90Bq/kg (セシウム 137 の場合)	原子力発電所の排水基準値
	埋立によって発生する余水処理の方法	余水を発生させない(あらかじめ処分場内の水位を低下)	一般の管理型処分場では余水を水処理して海に排水する。しかし、風評被害等を避ける等の理由から余水が発生しない埋立方法とした。

その結果、以下のように必要性能を設定した。

項目	性能	根拠	参考
透水係数	$5 \times 10^{-10}\text{m/s}$ 以下 (層厚 4m)	処分場内の水が遮水層内を浸透して処分場外に出るまでの必要時間 (トラベルタイム、吸着は考慮しない。) 233 年を確保。	一般の管理型廃棄物処分場の基準では $1 \times 10^{-7}\text{m/s}$ で層厚 5m あるいは $1 \times 10^{-8}\text{m/s}$ で層厚 0.5m
セシウム吸着特性	遮水層内の吸着により遮水層浸透後に濃度を 1/10 以下に減少	透水係数の性能だけで浸出水の放射能レベルは満足するが、吸着により 1 放射能レベルで 10 倍以上の安全を確保する。	一般の管理型処分場の基準では規定なし

以上の必要性能は、一般の管理型海面処分場の透水性に関する基準よりもはるかに厳しい条件となっている。設定条件をみるとわかるように、必要性能の設定においては、処分場内の廃棄物の放射能レベル、平均溶出率、水頭差の条件において十分に余裕を持たせている。さらに、遮水地盤材料によって浸出水の放射能レベルが安全なレベルに低下するまでの時間をトラベルタイムとして確保する (この場合は吸着は考慮しない) という考えに立っている。遮水層の吸着効果により放射能レベルを 1/10 とすることとして

いるが、これは透水係数によって確保するトラベルタイムに対して二重の安全性の確保を目指したものである。

なお、以上の検討において処分場に埋立処分する廃棄物の放射能レベルを 100,000Bq/kg としたが、これは処分場の性能を決定するために用いた条件であり、100,000Bq/kg までの廃棄物・除染発生土を受け入れることを前提とするものではない。放射能レベル 100,000Bq/kg として規定した性能の処分場において受け入れる廃棄物・除染発生土の放射能レベルの上限値を 100,000Bq/kg よりも低く設定してさらに安全を図ることも考えられる。

3) 海面処分場のための遮水地盤材料について

遮水層の材料として、海成粘土とベントナイト、製鋼スラグ、砂を混合し一連の実験を行って透水係数と吸着特性を調べた。ベントナイトを粘土スラリー 1m^3 あたり最大 150kg 添加することで、透水係数は目標である $5 \times 10^{-10}\text{m/s}$ 以下を達成すること（有効圧密圧力 30kPa 以上で）を確認した。また、海成粘土とベントナイトを混合した粘土に安定セシウムの溶液を透水させる試験を行った結果、吸着性目標である初期濃度 1/10 を超えたのは PVF（試料中の間隙水を入れ替えた回数）が少なくとも 12 に達した後であった。実際の処分場の遮水層を想定すると約 1500 年経過後に相当するので、本実験の結果より吸着性の目標は達成することが確認できた。

埋立時の管理水位について検討を行った結果、遮水構造を完成した後に処分場内の水位を外水位よりも 5m 低く設定して廃棄物の埋立を行うことで、余水を発生させない埋立が可能であることを示した。この場合、底面遮水層には揚圧力対策として 3m の覆土層（製鋼スラグによる）が必要となる。この条件で廃棄物埋め立て開始時の遮水層の透水係数を検討した結果、海成粘土にベントナイト（必要に応じて砂も）を添加混合した遮水地盤材料を用いることにより、2) で設定した必要（目標）性能を達成できる。

4) 巨大地震の地震動による海面処分場における護岸構造と遮水構造の安全性について

波浪条件、地盤条件を考慮し、巨大地震（レベルⅡ）に対する安全性を満足する海面処分場の構造について検討を行った。遠心載荷模型実験により、護岸構造と遮水構造を分離し、裏込め幅を十分に確保するとともに、護岸に十分な被覆ブロックと根固方塊を設置することにより鉛直遮水工の変形を大幅に低減できることがわかった。さらに、水中振動台による模型実験を行った結果、L2 地震波相当に対してもケーソンの変位は大きくなるものの、遮水矢板の変位は遮水工の機能に影響を与えない範囲にとどまった。これより、護岸工と遮水工を裏込めにより構造上分離する断面は、ケーソン被災時の遮水工への影響を最小限に止めて超長期の遮蔽・遮水機能を確保するうえで有効であることが確認できた。

5) 巨大地震によって発生する津波に対する護岸構造と遮水構造の安全性について

数値シミュレーションによって、現在想定される L1 津波（東海地震）および L2 津波（南海トラフ巨大地震）を用いた非線形長波解析結果から減勢工の仕様を決定し、その効果（流速および流量の低減）を Cadmas-Surf/2D（数値波動水槽）による解析で定量的に検討した。この結果、海面処分場のパラペット天端高を T.P.+6.50m に設定した場合、L2 津波（南海トラフ巨大地震規模）に対しては処分場全体で浸水が発生し、埋立箇所全域を津波が遡上することが判明した。これに対しては、津波減勢工の設置、盛土などの工夫をすることで、その流速や流量を低減することによって、処分場の遮水層を保護することが可能であることを定量的に確認した。以上の結果から、本研究の成果を用いた護岸構造により、巨大地震時の津波に対しても超長期の海面処分場の安全性は確保できると考えられる。

6) 廃棄物埋め立ての方法と海面処分場の建設コストについて

既往の管理型海面処分場における廃棄物の埋立方法、および本研究で得られた知見をもとに、放射能で汚染された廃棄物を埋立てるために考えられる方法を検討し、具体的な埋立方法を示した。なお、海面処分場の建設コストを概算した結果、処分容量 500 万 m^3 規模の場合、廃棄物の処分容量 1m^3 に対する処分場の建設費用は 26,600 円、1,000 万 m^3 規模の場合には 1m^3 あたり 22,200 円となった（廃棄物処分場の建設のみの費用で、廃棄物・除染発生土の運搬、埋立て費用は含まない）。

研究成果の実現可能性

本研究では、放射性セシウムで汚染された廃棄物や除染発生土を対象とした海面処分場の技術的な可能性について検討を行ってきた。その結果、海面処分場が満足すべき性能を示し、それを達成するための遮水地盤材料の開発と護岸構造の開発を行った。一連の結果より、福島第一原子力発電所の事故によって発生している廃棄物および除染発生土を超長期にわたり安全に管理できる海面処分場を構築することは技術的に十分な可能性がある」と結論することができる。ただし、仮に海面処分場を実現しようとする場合、立地する場所により、土質条件と入手可能な海成粘土の性質、入手可能な大量のベントナイトの性質、海象条件等による施工上の制約などについて、調査試験と解析により十分に確認することが必要になる。

なお、海面処分場の建設コストを概算した結果、処分容量 500 万 m^3 規模の場合、廃棄物の処分容量 1m^3 に対する処分場の建設費用は 26,600 円、1,000 万 m^3 規模の場合には 1m^3 あたり 22,200 円となった（廃棄物処分場の建設のみの費用で、廃棄物・除染発生土の運搬、埋立て費用は含まない）。したがって、「1箇所 100 万 m^3 から 1000 万 m^3 以上の容量を有し、廃棄物 1m^3 あたりの処分コストを 2 万円以下の範囲で最終処分を行う新たな海面処分システム」という研究目的については達成できなかった。地震・津波に関して最も厳しい場所を仮の立地地点として検討を行ったため、立地条件によっては 20,000 円以下になる可能性は残されている。

結 論

本研究は、「放射性セシウムに汚染された廃棄物」を対象とし、既存の管理型処分場よりも安全性に関する性能を大幅に高めた海面管理型最終処分場の開発を行うものである。本研究の成果をまとめると以下のようになる。

1. 現地調査に基づいた海面処分場の必要性能の検討について

- 1) 土壌および焼却灰の試料を用いて放射性セシウム含有量の調査を行った。これらの試料を用いて海水中における放射性セシウムは土壌の溶出率を調べた。海水中では純粋中に比べ放射性セシウムの溶出率は高く、土壌では 0.5～3.5%、主灰は 9.1～20.9%、飛灰は 82.9～99.4%であった。一方、海水中での吸着率は純水の半分程度であり、Ca 型ベントナイトの方が Na 型ベントナイトよりも吸着率が高かった。
- 2) 100,000Bq/kg の廃棄物であっても安全に管理できる性能を確保するために必要な遮水層（厚さ 4m と設定）の条件を検討した結果、透水係数 $5.0 \times 10^{-10} \text{m/s}$ 以下と設定した。遮水層が放射性セシウムを吸着する効果としては、時間経過による放射性セシウムの減少を考慮しないで遮水層通過後の濃度を 1/10 に低減する性能を目標として設定した。

2. 放射性セシウムを含む廃棄物・土壌を対象とした海面処分場の遮水地盤材料の開発について

- 1) 海成粘土にベントナイトを 150kg/m^3 添加混合した試料の透水係数は圧密初期段階において 0.7 倍程度、最終段階で 0.36 倍にまで低下した。本材料を底面遮水層として使用し覆土層による載荷重と圧密度を考慮した結果、廃棄物投入時において底面遮水層の透水係数は目標とした $5.0 \times 10^{-10} \text{m/s}$ 以下を満足することを確認した。
- 2) 振とう攪拌試験(バッチ試験)より、海成粘土は安定セシウム溶液中で攪拌されることでただちにセシウムを吸着し、0.5h 後には平衡状態に達することを確認した。海水を用いた振とう攪拌試験では、海成粘土単体のベントナイト混合試料の分配係数はほとんど変わらずベントナイト混合試料の方が若干ではあるが、吸着性能が低いことを確認した。
- 3) 30mg/L 供与液を用いてベントナイト混合試料の圧密透水試験を行った結果、ベントナイト混合量が増加するとともに、安定セシウムはより早く透過した。透過水のセシウム濃度が初期濃度 1/10 を超えたのは PVF（透水による間隙中の水の置換回数）で小さくとも 12 程度透水したときであり、実際の処分場を想定した場合には 1500 年程度の時間がかかると考えられる。よって吸着性に関して 1)、2) で設定した目標を達成していることを確認した。
- 4) 荷重調整（単位体積重量の増加）を目的として製鋼スラグとベントナイトを海成粘土に混合した遮水

地盤材料の透水係数とセシウム吸着特性を調べた。製鋼スラグを添加すると、透水係数は大幅に増加した。また、圧密透水試験においてセシウムが漏出し始める PVF は比較的大きかったが、漏出後の濃度増加率が製鋼スラグを混合しない場合に比べ 4 倍程度に増加した。以上の結果より、本研究が目的とする海面処分場の遮水地盤材料として製鋼スラグを混合した遮水地盤材料を使用するのは難しいと考えられる。

- 5) 海成粘土に砂とベントナイトを混合したときの遮水地盤材料の透水係数を、砂とベントナイトの添加量を変化させて系統的に調べた。その結果、ベントナイトの添加量の増加とともに透水係数は低下し、砂分含有率とともに透水係数がやや増加することがわかった。本成果は、実際の海面処分場における遮水構造の設計において、施工条件を考慮した遮水地盤材料の配合設計に活用できる。
- 6) 数値解析より海面処分場に巨大地震の地震動が作用した場合、遮水地盤材料内に 10%程度のひずみが発生する可能性があることがわかった。三軸圧縮試験および変水位透水試験において粘土供試体にひずみを与えた時の変形追随性について評価を行った。その結果、海成粘土にベントナイトを混合することで遮水材が変形に追随し、ひずみを与えても透水係数の増加がないことがわかった。
- 7) 埋立時の管理水位について検討を行った結果、底面遮水層を完成した後に処分場内の水位を外水位よりも 5m 低く設定して廃棄物の埋立を行い、遮水層には揚圧力対策として 3m の覆土層（製鋼スラグによる）を切歯することで余水を発生させない埋立が可能であることを示した。さらに、海成粘土にベントナイト（必要に応じて砂も）を添加混合した遮水地盤材料を用いることで、1.2)で設定した目標を達成できることを示した。

3. 災害廃棄物、底質土、除染発生土の放射能特性の調査と被曝線量調査

- 1) 福島県南相馬市において定期的ダスト捕集を行い、大気中放射能濃度計測の解析技術確立した。また、同所で継続して土壌サンプリングと放射能濃度分布の測定を行い、汚染土壌の放射能特性を明らかにした。また、福島県南相馬市において、稲やカエルなどの試料を収集し放射性物質、主に放射性 Cs の移行に関するデータを収集した。これらのデータは最終処分する廃棄物、除染発生土およびそれらに含まれると予想される土壌以外の廃棄物の放射能の濃度の予想に利用できる。
- 2) β 線に伴う空間線量や皮膚線量を評価しておくことは、廃棄物処分地での被曝線量評価においても重要であるので、福島近郊に沈着したことが確認されている放射性物質による β 線の空間線量率や皮膚線量の評価を行うための基礎的なデータを収集した。

4. 海面処分場の巨大地震と津波に対する安全性能、廃棄物埋め立て方法の検討

- 1) 海面処分場の構造の試設計を以下の条件で行った。設計にあたっては現行の港湾施設の技術上の基準を用いて構造安全性の照査を行った。
- 2) 遠心載荷模型実験により、L2 規模（数百年に 1 回程度の巨大地震）の地震の外力を護岸構造模型に与えた結果、護岸構造と遮水構造を分離して裏込め幅を十分に確保し、護岸に十分な被覆ブロックと根固方塊を設置することにより、鉛直遮水工（二重鋼管矢板）の変形を大幅に低減できることがわかった。また、水中振動台による模型実験の結果、L2 地震波相当の振動によるケーソンの変位は大きいですが、鉛直遮水工の変位は遮水工の機能に影響を与えない範囲にとどまっていることを確認した。これより、本研究が提案する護岸構造と遮水構造によって、超長期の遮蔽・遮水機能を確保できると考えられる。
- 3) 数値シミュレーションによって、現在想定される L1 津波（東海地震）および L2 津波（南海トラフ巨大地震）に対する安全性を検討した。海面処分場のパラペット天端高を T.P.+6.50m に設定した場合、L1 津波に対しては処分場における浸水の発生はせず、L2 津波（南海トラフ巨大地震規模）に対しては処分場全体で浸水が発生し、埋立箇所全域を津波が遡上することが判明した。さらに、L2 津波に対して、津波減勢工の設置、盛土などの工夫をすることで、処分場の遮水層を保護することが可能であることを定量的に確認した。以上の結果から、巨大地震時の津波に対しても超長期の海面処分場の安全性は確保できると考えられる。

4) 既往の管理型海面処分場における廃棄物の埋立方法、および本研究で得られた知見をもとに、放射能で汚染された廃棄物を埋立てるために考えられる方法を検討し、具体的な埋立方法を示した。

5. 放射性セシウムで汚染された廃棄物を対象とした海面処分場の技術的な可能性に関する検討

本研究では、放射性セシウムで汚染された廃棄物や除染発生土を対象とした海面処分場の技術的な可能性について検討を行ってきた。その結果、福島第一原子力発電所の事故によって発生している廃棄物および除染発生土を超長期にわたり安全に管理できる海面処分場を構築することは技術的に十分な可能性がある結論することができる。ただし、立地する場所により、土質条件と入手可能な海成粘土の性質、入手可能な大量のベントナイトの性質、海象条件等による施工上の制約などについて、十分に確認することが必要になる。

海面処分場の建設コストを概算した結果、処分容量 500 万 m^3 規模の場合、廃棄物の処分容量 1m^3 に対する処分場の建設費用は 26,600 円、1,000 万 m^3 規模の場合には 1m^3 あたり 22,200 円となった（廃棄物処分場の建設のみの費用で、廃棄物・除染発生土の運搬、埋立て費用は含まない）。したがって、「1箇所 で 100 万 m^3 から 1000 万 m^3 以上の容量を有し、廃棄物 1m^3 あたりの建設コストが 2 万円以下の最終処分場」という研究目的については達成できなかった。地震・津波に関して最も厳しい場所を仮の立地地点として検討を行っており、立地条件によっては 1m^3 あたり 2 万円以下になる可能性は残されている。

1. 研究背景と目的

1.1 研究背景

福島第一原子力発電所の事故により、福島県を中心とした広範囲の地域において放射性セシウムで汚染された災害廃棄物が大量に発生し、その処分が大きな問題となっている。除染によって発生する表土や、廃棄物の焼却灰、下水処理場や河川底質に集積した汚染度の高い汚泥も処分方法がないため、復興事業を進める上で大きな障害となっている。これらの廃棄物の発生量は福島・宮城両県だけで 2800 万 m³とも推定されているが、今後復興事業や除染の進展にさらに増加する可能性がある。

関東大震災、阪神淡路大震災などわが国が経験した大震災とその復興の経験から考えると、1000 万 m³を越える膨大な廃棄物を現実的に処分するには、人々の生活空間から一定の距離を設けて立地できるとともに、一箇所で大きな容量を確保できるため管理しやすい利点がある海面処分場の活用が有力であると考えられる。なお、環境修復のために海面の埋立処分場を利用した経験としては、有機水銀で汚染された底泥を除去して湾内の埋立地内に封入した水俣湾環境復元事業があり、漁業が再開できるまで環境の復元に成功している。以上の観点から、本研究では、放射性セシウムで汚染された災害廃棄物、除染廃棄物を対象とした海面処分場の開発を目的としている。

環境省は平成 23 年 6 月 23 日に「福島県内の災害廃棄物の処理の方針」¹⁾において、8,000Bq/kg を下回る災害廃棄物については一般廃棄物処分場(管理型最終処分場)における埋立処分、8,000Bq/kg を越え 100,000Bq/kg を下回る廃棄物に関しては処分の安全性が確認されるまでの期間、中間貯蔵施設に保管するという方針を定めた。しかし、処分場が立地する自治体住民の反対から、既存の管理型最終処分場への処分はほとんど実施されておらず、中間貯蔵施設の建設についてはその準備が進められているが、立地地点の住民の合意がなかなか得られず、建設の時期など決定するまでに至っていない。既存の管理型処分場での廃棄物の受け入れが進まなかった原因として、既存の管理型処分場へ処分した際の安全性に対する市民の不安も大きいためと考えられる。既存の管理型処分場で用いる遮水材料では、層厚および透水係数の規定がなされている²⁾が、それは一般廃棄物処分場としての規定であり、放射性セシウムを含む廃棄物や土壌等を処分することを想定して規定されたものではない。また処分場内の間隙水が遮水工を浸透する場合には、遮水工を構成する土層が放射性セシウムを吸着することが考えられるが、現行の基準では放射性セシウム吸着性についての規定そのものが存在しないため、それを安全性の検討に考慮することは難しい。

1.2 研究目的

関東大震災や阪神淡路大震災など、わが国が過去に経験した大震災からの復興において、海面を利用した災害廃棄物の処分がなされてきた。関東大震災の震災ガレキは東京港豊洲地区の埋立、横浜港山下公園の埋立に利用された。また、阪神大震災によって発生したガレキは 2,000 万トンに達し処分場の確保が問題となったが、震災直後に大阪湾広域臨海環境整備センターが臨海部に計 1,500 万 m³分の処分地を提供したことと、迅速に港湾計画を改訂して神戸港内に 450ha の災害ガレキ埋立用地が確保されたことにより、比較的短期間で処分が終了している³⁾。わが国における管理型廃棄物処分場は陸域に設置するタイプと海面に立地するタイプがあり、海面処分場の特徴としては、以下の点が挙げられる⁴⁾。

- 1) 広い面積と水深を利用できるため、1 箇所数百万 m³から 1,000 万 m³以上の大規模な容量を有する。このため、特に大都市圏において海面処分場が選択される場合が多い。
- 2) 生活空間から離れた場所に立地でき、船舶を用いることで廃棄物の運搬にともなう問題を軽減できる。
- 3) 波浪、高潮、津波、地震などの厳しい外力が作用するため構造安全性に十分留意する必要がある。
- 4) 海底が粘土地盤の場合は海底地盤自体が底面遮水層となる。

わが国における管理型廃棄物処分場は陸域に設置するタイプと海面に立地するタイプがあり、海面処分場は、1 箇所数百万 m³から 1,000 万 m³以上の容量を有する、船舶を用いることで廃棄物の運搬過程で発生する問題を軽減できる、という長所がある。一方で、波浪、高潮、地震、津波などの厳しい外力が作用するため構造安全性に十分留意する必要がある。また、海底に厚い粘土層が堆積している場合は海底地盤自体が底面遮水層

となるが、海底が砂質地盤の場合は底面遮水を行う必要があり、このための遮水地盤材料の研究が行われてきた⁵⁾⁶⁾。砂質地盤において底面に遮水地盤材料を敷設し管理型海面処分場を造成した事例としては、愛媛県寒川東部産業廃棄物処分場がある⁷⁾。

本研究では、「放射性セシウムに汚染された廃棄物」を対象として既存の管理型処分場よりも安全性に関する性能を大幅に高めた海面管理型最終処分場の開発を最終目標としているが、このために以下の研究課題に取り組んでいる。

- (1) 廃棄物の放射能特性および地盤内の溶出特性を解明し、海面に立地する最終処分場の必要性能を検証する。
- (2) 放射能に汚染された廃棄物の遮蔽・遮水に用いる新しい地盤材料の吸着性能・変形追従性能に関する研究を行う。
- (3) 放射能に汚染された廃棄物の遮蔽・遮水に用いる地盤材料の遮水性能、施工性能に関する研究を行う。
- (4) 放射能で汚染された廃棄物の海面最終処分にもなう大気、海水、地盤中の放射線環境と周辺環境の安全モニタリングシステムを開発する。
- (5) 余水(海面埋立により発生する余剰水)を発生させない埋立工法の開発および地震・津波に対して安全を維持できる海面処分場の構造を開発する。

以上の検討に基づいて、1箇所でも100万m³から1000万m³以上の容量を有し、廃棄物1m³あたりの建設コストを2万円以下である最終処分場を開発し提案することが本研究の目的である。

2. 研究方法

2.1 現地調査に基づいた海面処分場の必要性能の検討

海面処分場の必要性能を検討する前提として、ここでは本研究で想定する海面管理型最終処分場の概要について説明する。図-1.1は海面管理型最終処分場の断面図、図-1.2は廃棄物埋立層の断面図である。放射性物質には半減期があり、放射性セシウム134の場合には2.1年で半減期を迎えるが、放射性セシウム137の場合だと30.17年もの時間を要する。そのため、放射性セシウム濃度が安全なレベルまで低下するためには、数十か

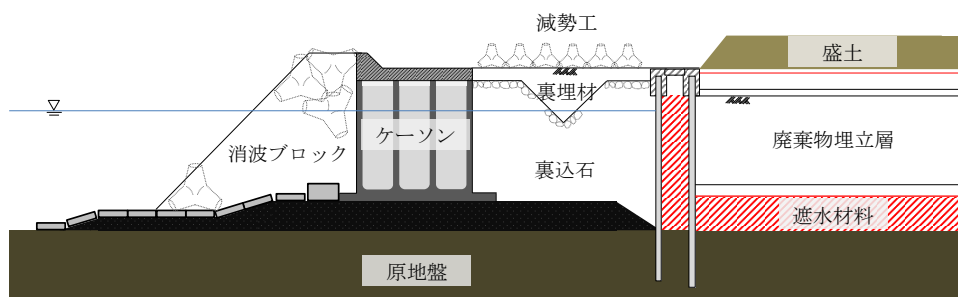


図-1.1 想定する海面管理型最終処分場の断面図

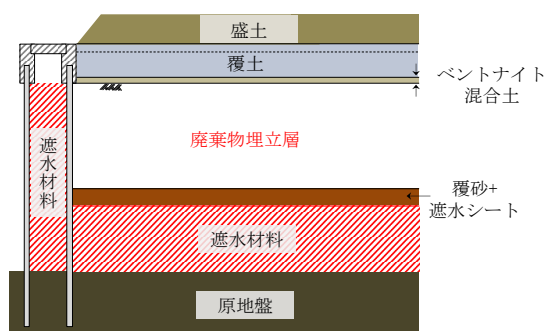


図-1.2 廃棄物埋立層の断面図

ら数百年の時間を要する。その長期間、放射性セシウムに汚染された廃棄物並びに汚染水が処分場外へ漏れ出さないようにするためには、東日本大震災級の巨大地震並びに津波を想定する必要がある。図-1.1 に示す構造では、護岸構造と遮水構造が分離されており、護岸が被災した際においても遮水壁に及ぼす影響を軽減できる。

廃棄物埋立層を取り囲む底面および側面の遮水材料としては、海成粘土のような自然材料を用いることにより、長期的に劣化せずむしろ時間の経過とともに圧密による透水係数の低下が見込め、更なる安全性能の向上を見込むことができると考えられる。

図-1.1 および図-1.2 に示す構造は、表面の遮水を行うことによって雨水等による外部からの水の侵入を防ぐことができるので、内水位の増減は底面遮水層を通した透水のみとなる。そのため、廃棄物投入中における処分場内の水位を外水位より低く管理すれば、浸透は常に処分場外部から処分場内部へ向かう方向にのみ発生すると考えられ、放射性セシウムの流出を防ぐ、さらには余水を発生させないことが可能になると考えられる。

海面管理型処分場では、放射性セシウムに汚染された廃棄物は海面下に投入、埋立処分される。このため、まず汚染廃棄物が海水環境下において、どのような溶出特性を有しているかを把握するために、代表的な廃棄物試料（土壌と焼却灰）を採取して溶出試験を実施した。また、本研究では、遮水性能の安全性を担保する機能として、土質系遮水材料による放射性セシウムの吸着特性に期待している。そこで、土質材の基本的な吸着特性を把握するため、土質材料（主に、ベントナイト）の基礎的な吸着試験を実施した。

2.1.1 試験方法

(1)溶出試験

放射性セシウムは土壌の細粒分に固定され溶出率が低いこと、飛灰に含まれる放射性セシウムは溶出率が高いことが知られている^{14), 18)}。しかし、海水中での挙動は必ずしも明確となっていない。そこで、海面処分場にこれらの物質を投入したことを想定し、実際の焼却灰（主灰および飛灰）と土壌を人工海水および純水に投入して溶出試験（JIS K 0058-1）を実施した。実験に使用した試料を表-2.1.1、写真-2.1.1～2.1.8 に示す。

(2)ベントナイトによる吸着試験

変形追従性遮水材を用いた処分場では、主要な構成材であるベントナイトによるセシウムの吸着効果を期待することができると考えられる。そこで、ベントナイトのセシウム吸着特性を確認するために、人工海水および純水を用いてセシウムの吸着能力の確認実験を行った。実験条件をおよび試験状況を表-2.1.2、写真-2.1.9 に、ベントナイトの種類と特性を表-2.1.3 に示す。

表-2.1.1 実験試料

区分	名称	所在地	採取日	備考
土壌	土壌①	茨城県	2012/9/21	排水溝付近
	土壌②			
	土壌③			
	土壌 F	福島県	2012/9/25	
主灰	主灰 T	栃木県	2012/9/7	固化処理物(タマカルク・生石灰)
	主灰 F	福島県	2012/9/25	
飛灰	飛灰 T	栃木県	2012/9/7	固化処理物(タマカルク・生石灰)
	飛灰 F	福島県	2012/9/25	

2.1.2 浸出水の放射性セシウム濃度の試算

溶出試験および吸着実験より得られた結果を用いて、変形追従性遮水材料を用いて遮水壁を構築した際の海水への溶出量、遮水材中でのベントナイトへの吸着量を考慮し、浸出水中の放射性セシウム濃度の試算を行った。なお、浸出水の放射性セシウム濃度は、公共水域の水質濃度基準（ $134\text{Cs}/60 + 137\text{Cs}/90 \leq 1$ ）に適合することを目標とした。また、 134Cs の半減期 2 年に対し、 137Cs の半減期は 30 年と長いため、最終処分場からの浸出水濃度の試算としては 137Cs に着目して計算を行った。



写真-2.1.1 土壤①



写真-2.1.2 土壤②



写真-2.1.3 土壤③



写真-2.1.4 土壤 F



写真-2.1.5 主灰 T



写真-2.1.6 主灰 F



写真-2.1.7 飛灰 T



写真-2.1.8 飛灰 F

表-2.1.2 実験条件

項目	内容
Cs濃度	0.2mg/L、2mg/L、20mg/L
溶媒	純水、人工海水
容量	1L
ベントナイト添加量	10g
ベントナイトの種類	榛名、ワイオミング、テルゲル
攪拌条件	100rpm連続（ジャーテスター）
測定時間	1時間、3時間、9時間、24時間、48時間
室温	20℃



表-2.1.3 ベントナイトの種類と組成

項目		榛名	ワイオミング	テルゲル DL-2
SiO ₂	%	68.7	73.8	79
Al ₂ O ₃	%	12.6	13.8	10.4
Fe ₂ O ₃	%	2.8	4.3	3.14
MgO	%	2.1	1.6	0.86
CaO	%	5.1	1.5	0.82
Na ₂ O		2.6	1.7	0.6
K ₂ O	%	1.5	0.5	1.26
lg.loss	%	3.3	1.5	3.36
備考		Ca型	Na型、高膨潤性	Na型

2.2 放射性セシウムを含む廃棄物・土壌を対象とした海面処分場の遮水地盤材料の開発

2.2.1 海成粘土にベントナイトを添加したときの透水係数の評価方法

海成粘土の難透水性は良く知られており、これは構造物施工時における地盤の安定性の評価においてよく問

題となる。しかしその性質は、処分場などで用いる遮水材として利用する場合には、大きな利点となりうる。また海成粘土は、粘土鉱物による陽イオン吸着性能をもち、先の東日本大震災において拡散された放射性セシウムに関しても吸着することが確認されている¹⁸⁾。これらの性質から、放射性セシウム汚染廃棄物(がれき、土壌、焼却灰など)の最終処分を行う管理型処分場で用いる、遮蔽遮水材料への適用が期待されている。そこで本研究では、スラリー状海成粘土の遮水性の検討を行うために標準圧密試験、吸着性を確認するために、安定セシウムを用いた振とう攪拌試験(バッチ試験)を行い、それぞれの性質について検討を行った。また、スラリー状海成粘土の遮水性向上および変形追従性が期待できるベントナイトを混合した試料に対しても同様の試験を行い、スラリー状海成粘土単体の結果と比較を行った。

(1) 使用した試料、物性

本実験では、徳山港で採取された海成粘土(以下、徳山港粘土)を使用した。また、原料土に添加したベントナイトには、アメリカワイオミング州において採取されたベントナイト(以下、ベントナイト)を使用した。それぞれの試料の物性値を表-2.2.1に示す。スメクタイト系に属する、ベントナイトの主原料であるモンモリロナイトは、粘土鉱物の中でも粒径が小さく、非常に厚い吸着水層を有している。そのため、吸水膨張により粘土中の微細な間隙を充填し、さらに自由水減少により圧密係数 c_v を低下させる効果があることが明らかとなっている⁹⁾。このことから、透水係数を下げる効果が期待できる。

ベントナイト混合試料作成時のベントナイト混合量は、液性限界の1.5倍(含水比約165%)に調泥した徳山港粘土 1m^3 に対し、それぞれ25kg、50kg、75kg、100kg、150kg 混合するように設定した。表-2.2.2に、本実験で使用した試料の一覧を示す。

(2) 遮水性および圧密特性の検討

海面廃棄物処分場のための遮水材料としては、海中において長期的に劣化しない自然材料であり、長期的に難透水性が向上していく(透水係数が低下する)性質を有し、さらに海域において安価かつ容易に入手できる粘土系地盤材料(浚渫粘土など)が第一に考えられる。国土交通省港湾局が監修した海面処分場遮水護岸の設計、施工、管理マニュアル¹⁰⁾によると、一般の管理型処分場のための粘性土の不透水性材料(難透水層)の条件は、「層厚0.5m以上、透水係数 $k=1.0 \times 10^{-8}$ m/s以下」とされているが、後に3.1で述べるように、本研究での遮水材料の必要要件は、層厚4.0mで透水係数 $k=5.0 \times 10^{-10}$ m/s以下となり、透水係数としては一般の廃棄物処分場の20分の1以下となった。

本研究ではまず、一般的な海成粘土試料と、遮水性向上が期待できるベントナイトを混合した試料の透水性について検討を行った。各試料に対して透水係数を算出するために行った段階載荷圧密試験の試験方法について説明する。

海成粘土およびベントナイト混合試料の遮水性の検討を行うために、段階載荷圧密試験を行った。ここで、海成粘土の透水係数を算出するには、直接的に透水係数の測定が行える変水位透水試験を行うことが望ましいが、管理型処分場における底面遮水層として利用する場合には遮水層の圧密特性も重要となることから、本実験においては、圧密特性を調査するとともに段階載荷圧密試験により求まる圧密係数 c_v と体積圧縮係数 m_v から透水係数を算出した。

実験では、ベントナイト混合・無混合いずれの場合においても、含水比160%程度に調泥し、ソイルミキサーにより30分程度練り返した試料を用いた。その後内径60mm、高さ20mmの圧密リングに直接試料を投入し、試料表面を成形後、4.9 kN/m^2 から 628kN/m^2 まで8段階の段階載荷を行

表-2.2.1 試料の物性値

	徳山港粘土	ベントナイト
土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	2.616	2.898
液性限界 w_L (%)	110.6	510.6
塑性限界 w_P (%)	40.0	44.0
塑性指数 I_P	70.6	466.6

表-2.2.2 使用した試料一覧

試料名	ベントナイト添加量 (kg/m^3)	乾燥重量比	
		徳山港粘土	ベントナイト
T	0	-	-
T25	25	20	1
T50	50	10	1
T75	75	6.7	1
T100	100	5.0	1
T150	150	3.3	1

った。

通常、段階載荷圧密試験では予備圧密をして成形した試料を用いて試験を行うことが一般的であるが、本実験ではスラリー状態の試料を予備圧密せずに実験を開始している。遮水層を施工する際には、トレミー管圧送や水中での充填性などの面において施工しやすいように、遮水材料は加水し練返された状態であると考えられる。そのため、遮水層は常に正規圧密状態に置かれる状態になる。また、処分場の底面遮水層として利用する場合には、遮水層上部に 1.0~2.0m 程度の覆砂層を設けるが、その圧力はおよそ 10kN/m² 程度にしか満たないと考えられる。その圧力下においての圧密特性を把握するためには、この応力よりも小さい圧密圧力によって予備圧密を行う必要であるが、この程度の圧力において予備圧密した試料では成形が困難であった。そのため、本実験ではスラリー状の試料に対し、段階載荷一段階目を通常圧力の半分である 4.9kN/m² から試験を行うことで、圧密圧力の比較的小さな段階での透水係数の検討を行った。

2.2.2 遮水地盤材料のセシウム吸着性能の評価方法

放射性セシウム汚染廃棄物処分場で用いる遮水層の性能として、遮水性に次いで重要となるのが、放射性セシウムの吸着性である。遮水性(難透水性)のみで放射性セシウムが廃棄物処分場より浸出しないようにすることは理論上では可能である。仮に、10,000Bq/L の放射性セシウム Cs137(半減期 30.17 年)に汚染された水が処分場内に存在するとする。この汚染水が実用発電用原子炉の線量限度に準じて環境省が定めた排水濃度限度である 90Bq/L 以下になるまでにかかる期間はおよそ 210 年間となり、透水係数 1.0×10^{-8} m/s 程度、導水勾配 1.0 の場合、6.7m の底面遮水工を施せば処分場外への浸出水は規制値を下回る。しかし、汚染水の初期濃度が高くなるほど、動水勾配が大きくなるほど、必要な底面遮水工の層厚は厚くなり、立地面やコスト面において処分場建設が難しくなってしまう。このような背景もあり、遮水層の放射性セシウム吸着性能も重要な遮水材としての性能であると言える。ここで海成粘土は、一般的に粒子表面が負に電荷しており、さらには陽イオンを吸着して固定化するような骨格構造を持つ土粒子も存在する。この性質は難透水性と併せて、遮水材料として適した材料であると言える可能性がある。よって海成粘土のセシウム吸着性について検討を行った。本節では、海成粘土の放射性セシウム吸着特性を確認するために行った、安定セシウム Cs133 を用いた攪拌振とう試験(バッチ試験)の方法および圧密浸透試験によるセシウム吸着特性の評価方法について述べる。

(1) 攪拌振とう試験によるセシウム吸着性能の評価方法

攪拌振とう試験(バッチ試験)では一般的に、所定量、所定濃度の供与液(今回の場合安定セシウム溶液)に吸着材(海成粘土、ベントナイト混合試料)を投入し、攪拌棒あるいは振とう台によって攪拌した後の供与液中の残留濃度から、吸着材への吸着量を算出する。本実験では、供与液の液量を 0.2L、安定セシウムの初期濃度を 10、30、50、80、100mg/L(parts per million \doteq mg/L)、吸着材の質量を 20g(液固比 10)とし、旋回振とうが可能な振とう台を用いてバッチ試験を行った。ここで、供与液は人工海水(1.03g/cm³)を用いて作成し、粘土中に含まれる海水も供与液量に含めている。また、吸着材の質量は乾燥時における質量であり、土中の塩分を差し引いた状態(土単体)の質量が 20g となるように調整している。また、攪拌振とう試験では、表-2.2.2 に示した T から T150 までの試料に加え、ベントナイト単体(B)についても試験を行った。バッチ試験の実験条件を表-2.2.3 に示す。

実験では、三角フラスコに乾燥重量(塩分を含まない粘土単体の質量)で 20g となるよう試料を投入し、そこに試料中の水分量を考慮して供与液が所定の濃度となるように供与液を投入した。その後、所定の時間振とう台により 150rpm の旋回振とうを行った。振とうが終了した溶液は、3000rpm で 20 分間の遠心分離を行い、その上澄み液を採取した。そしてその上澄み液を原子吸光分析機により安定セシウム濃度を測定し、残留濃度と吸

表-2.2.3 攪拌振とう試験の条件

吸着材	T	T25	T50	T75	T100	T150	B
吸着材量(g)	20(乾燥時)						
供与液濃度(ppm)	10 30 50 80 100						
人工海水	1.03g/cm ³ , pH=8.0						

着材への吸着量の関係を調査した。

原子吸光分析機(島津製作所 AA-6800)では、フレイム原子吸光法により濃度を測定した。吸光度と濃度の検量線は濃度が低い範囲内においては直線関係が成り立つが、濃度が高くなるに従い直線関係からはずれる。このため、標準溶液の濃度を 1.0、2.5、5.0mg/L の 3 種類に設定し、残留濃度が高くなりこの範囲内から外れる場合には希釈し測定を行った。バッチ試験では、50mg/L 溶液を用いる場合には 10 倍希釈、80、100mg/L の溶液を用いる場合には 16 倍希釈にして測定を行った。なお、この際に塩分濃度および酸濃度を全ての試料において均一となるように配慮し希釈を行った。

吸着性能は、供与液中の安定セシウム濃度が一定となる時、つまりは濃度平衡状態において評価を行う。そこで振とう攪拌試験による吸着性能評価を行う前段階として、残留濃度および吸着量の経時変化を調査した。ここで、残留濃度は攪拌後供与液の濃度であり、吸着材 1kg に対して吸着する量を表す吸着量 $S(\text{mg/kg})$ は以下の式から与えられる。

$$S = (c_0 - c_{eq}) \cdot \frac{V}{m}$$

ここに、 c_0 は供与液の初期濃度(mg/L)、 c_{eq} は平衡時における供与液濃度(mg/L)、 V は供与液の体積(L)、 m は吸着材の質量(kg)である。

残留濃度および吸着量の経時変化を調査するために用いた吸着材量は乾燥質量 20g(液固比 10)の徳山港粘土で、攪拌時間を 0.5、1.0、3.0、6.0、24 時間の 5 段階に設定した。図-2.2.1 に残留濃度と吸着量の経時変化を示す。これらを見ると、初期濃度 10mg/L、30mg/L のどちらにおいても、攪拌開始 0.5hr 後の段階で急激に濃度が低下しており、その後 24 時間攪拌しても濃度はほとんど変化していないことが分かる。また、全体を通して多少のばらつきが確認できるが、これは原子吸光試験機による吸光度の測定誤差であると考えられる。この結果より、粘土は安定セシウムを攪拌後ただちに吸着する材料であるとみなし、以下で示す振とう攪拌試験においては全てのケースにおいて振とう攪拌時間を 1.0hr に統一して試験を行った。

(2) 圧密通水試験による吸着性能の評価方法

遮水層を通過する際の放射性セシウム吸着特性は、(1)のバッチ試験の結果を直接用いることはできないと考えられる。浸透時における吸着性はバッチ試験と異なり、間隙水と土粒子表面が接触する面積は少なくなり、それに伴って性能としては低下すると考えられる。さらに、吸着は遮水層上層から起きるため、浸透時の濃度の評価を分配係数のみで比較することは難しいと考えられる。よって、安定セシウム Cs133 溶液を用いた圧密浸透試験(カラム試験)を行った。

a. 圧密浸透試験で用いる安定セシウムの濃度設定

吸着性を評価するにあたり、実際に放射性セシウムを用いることが望ましいが、管理および濃度調節などの容易さから、安定セシウム溶液を用いることとした。そこでまず、想定している廃棄物の放射性セシウム濃度 100,000Bq/kg に対して、安定セシウムがどの程度の比率で含有されているか検討を行った。安定セシウムの比率は、表-2.2.4 で示した含有試験の結果から算出した。表-2.2.4 では放射性セシウムの含有濃度のみを示しているが、これに加えて安定セシウムの含有濃度も調査している。ここで、ベクレルと質量の関係は以下の式で表される。

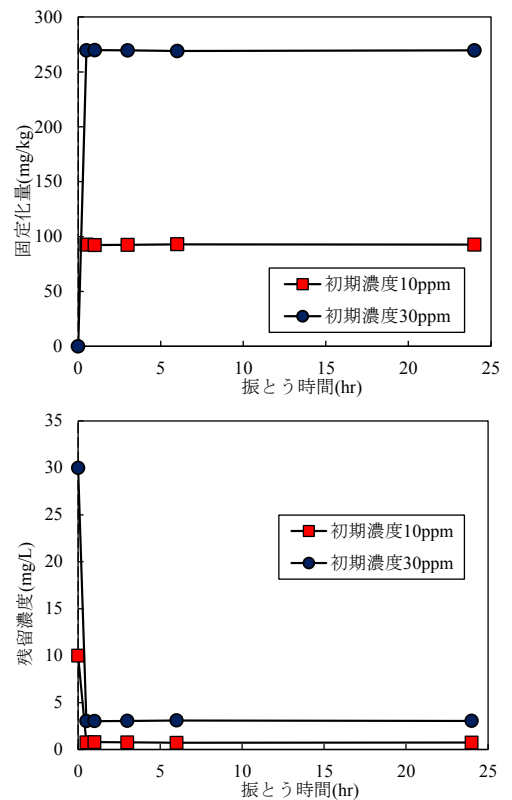


図-2.2.1 吸着量と残留濃度の時間変化

$$W = \frac{B \cdot T_{1/2} \cdot M}{N_A \log_e(2)} \quad (2.2.2)$$

ここで、 W は質量(g)、 B はベクレル(s^{-1})、 $T_{1/2}$ は半減期(s)、 M は質量数(g/mol)、 N_A はアボガドロ数($=6.022 \times 10^{23}$)である。

この式より、放射線量を表すベクレルと質量には線形関係があることが分かる。放射性セシウム濃度が増加する場合には、安定セシウム濃度も同様の割合で増加すると仮定し、表-2.2.4に示した放射性セシウム濃度(Bq/kg)と放射性セシウム 100,000Bq/kg の比率を安定セシウム濃度(mg/kg)に乗じることで、放射性セシウム 100,000Bq/kg の際の安定セシウム濃度を簡易的に算出した。ここで、計算を行う際には放射性セシウムはすべてセシウム 137であり、溶出率は放射性セシウム(3.1.2(1)に後述)と同様に 10%であると仮定している。

計算結果を表-2.2.5に示す。これをみると主灰の安定セシウム濃度が他と比べて高くなっており、10mg/Lを超えるものがあるが、ほとんどの試料において 10mg/L を下回っていることが分かる。この結果から、100,000Bq/kg の廃棄物を処分するには安定セシウム濃度は 10 から 30mg/L を下回る程度であると判断し、安定セシウム溶液 10mg/L および 30mg/L 程度の溶液を用いることが妥当であると判断した。

b. 圧密浸透試験の方法

遮水層は覆砂による 10 から 20kN/m² 程度の圧密圧力が作用することが予想される。そこで圧密浸透試験では 19.6kN/m² で圧密が完了している試料に対して、所定濃度の安定セシウム溶液(人工海水を用いて作成した。密度 1.03g/cm³、pH8.0)を透水させた。排水された溶液を回収し、原子吸光分析機により安定セシウムの濃度を測定することで、試料の吸着性能の確認を行った。試験の概要図を図-2.2.2に示す。試験機は通常定ひずみ速度による圧密試験で用いる試験機(CRS 試験機)を用いた。CRS 試験機は、上面および下面に排水コック、排水バルブが接続されており、これらを閉じた状態で試験機内は密閉されている。そのため、試料内を通水させた溶液をもれなく回収することが可能である。圧密過程では 2.2.1 項で示した段階載荷圧密試験と同様に、含水比 160%程度に調整した試料をスラリー状態で圧密リングに投入し、4.9、9.8、19.6kN/m² と段階的に圧密を行った。その後、log-t 法により圧密の終了を確認次第、圧密過程を終了した。ここで圧密過程では、CRS 試験機上部の

表-2.2.4 放射性セシウム量(Bq/kg)と安定セシウム量の含有濃度測定結果 (mg/kg)

区分	試料名	放射性セシウム(Bq/kg)						安定セシウム(mg/kg)	
		湿潤			乾燥			湿潤	乾燥
		Cs134	Cs137	合計	Cs134	Cs137	合計	Cs133	
土壌	土壌①	7100	12000	19100	15000	25000	40000	2.4	5.0
	土壌②	3300	5300	8600	8000	13000	21000	1.8	4.3
	土壌③	5600	9200	14800	11000	18000	29000	2.5	4.8
	土壌F	18000	30000	48000	25000	41000	66000	3.0	4.2
主灰	主灰T	490	800	1290	700	1100	1800	0.53	0.8
	主灰F	920	1600	2520	1370	2400	3770	0.67	1.0
飛灰	飛灰T	6700	11000	17700	8000	13000	21000	2.0	2.4
	飛灰F	5500	9700	15200	5500	10000	15500	1.7	1.7

表-2.2.5 放射性セシウム量 (Bq/kg) と安定セシウム量の計算値 (mg/kg、溶出率 10%と仮定)

試料名	セシウム含有量(乾燥時)		100000Bq/kgの廃棄物想定時			
	放射性Cs137 (Bq/kg)	安定Cs133 mg/kg	100,000Bq/kg /含有量	安定Cs133 mg/kg	安定Cs133 溶出濃度 ppm(mg/L)	
土壌底質	土壌①	25,000	5.00	4.0	20.0	4.5
	土壌②	13,000	4.30	7.7	33.1	6.2
	土壌③	18,000	4.80	5.6	26.7	5.0
	土壌F	41,000	4.20	2.4	10.2	1.9
焼却灰(主灰)	主灰T	1,100	0.80	90.9	72.7	13.6
	主灰F	2,400	1.00	41.7	41.7	7.8
飛灰	飛灰T	13,000	2.40	7.7	18.5	3.5
	飛灰F	10,000	1.70	10.0	17.0	3.2

二重管式ビュレットと接続している部分は取り外して解放しており、 19.6kN/m^2 の圧密が完了した際に再度接続する。そして、試験機上部の中をセシウム溶液で満たすため、排水バルブを開けた状態で二重管式ビュレットからセシウム溶液を流し込み、圧密による排水を十分流し出せるよう、排水バルブからセシウム溶液を十分流出させた後にバルブを閉じ、透水過程を開始した。また、透水時には荷重板にかかる揚圧力により圧密圧力が減少してしまうため、揚圧力を事前に測定し、その圧力分を圧密圧力に加算する形で圧密圧力 19.6kN/m^2 とした。

ここで、圧密リングの高さについては、通常の圧密試験で用いられる高さ 20mm のものではなく、その半分の高さ 10mm で実験を行った。

本実験では、透水係数の低い試料($1.0 \times 10^{-9}\text{m/s}$ 程度)に対して透水を行う。さらにその通水量については後述するが、 300mL 程度を通水させた。したがって、供試体高さが 20mm 程度の高さであっても実験に莫大な時間がかかることが予想されたため、リング高さを半分とすることで、圧密および透水にかかる時間を $1/4$ に短縮させた。また同様の理由で、透水時に作用させる浸透圧についても、実際の処分場の想定と同じ動水勾配 1.0 に設定することは不可能であると判断し、供試体上面に作用する水圧を、圧密圧力を超えない程度の圧力 (19.4kN/m^2 程度)で作用させることで試験時間を短縮させた。この水圧は二重管式ビュレットを用い、位置水頭と空気圧による圧力水頭の両方を与えて調整を行った。また、浸透が進むにつれて位置水頭が低下するため、CRS試験機(試料上面側)に取り付けた間隙水圧計による測定値をもとに随時空気圧を調整した。

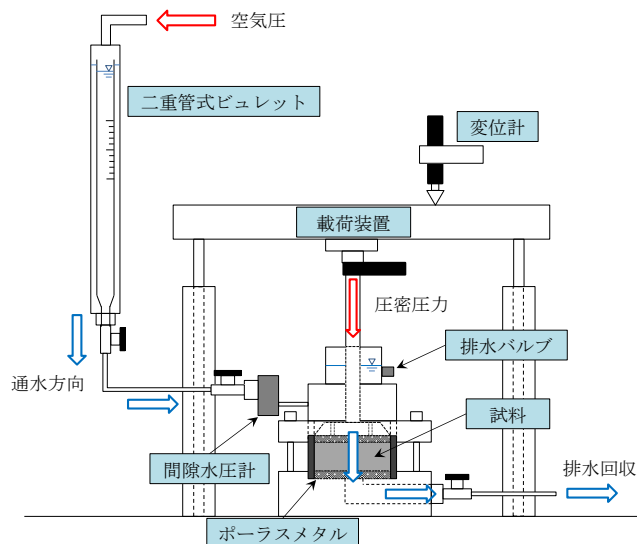


図-2.2.2 圧密透水試験機

2.2.3 荷重調整のため製鋼スラグを添加した遮水地盤材料の性能に関する検討方法

放射性セシウムを含んだ災害廃棄物、除染廃棄物を対象とした海面処分場が従来の廃棄物海面処分場と異なる点として、廃棄物の埋立による余水が発生しないようにする。具体的にはあらかじめ処分場内の水位を低下させた上で廃棄物を投入することがあげられる。

内外水位差によって遮水層に大きな揚圧力が作用する。このため遮水層の上にはカウンターウエイトとしての機能を有する保護土層を敷設する必要があるが、保護土層が厚くなると処分場の容量が減少するので、遮水層は透水係数が低く、セシウムに対する吸着性を有するとともに単位重量が大きいことが望ましい。渡部らは透水係数の低い粘土に砂を混合する一連の実験を行い、砂分混合率がある範囲内であれば透水係数は低いまま変化しないことを報告している⁸⁾。本研究では海成粘土に透水係数を低下させるためにベントナイトを混合し、さらに荷重調整材として単位重量の大きい製鋼スラグ⁹⁾を混合した材料の遮水性能とセシウムに対する吸着性能を室内

表-2.2.6 用いた試料の物性値

試料	徳山港粘土	ワイオミング産 ベントナイト	製鋼スラグ
土粒子密度 ρ_s [g/cm^3]	2.616	2.898	3.14
液性限界 w_L [%]	110.6	510.6	-
塑性限界 w_P [%]	40.0	44.0	-
塑性指数 I_P	70.6	466.6	-

表-2.2.7 配合パターン (製鋼スラグを添加した遮水地盤地盤材料の検討)

試料名	製鋼スラグ(粘土の乾燥質量に対する体積比)	ベントナイト添加量 (粘土スラリー 1m^3 あたり)
T0	無添加	無添加
T25		25kg/m^3
T50		50kg/m^3
T75		75kg/m^3
T100		100kg/m^3
T150		150kg/m^3
T0S93	93%	無添加
T0S50	50%	無添加
T25S50		25kg/m^3
T50S50		50kg/m^3
T0S25	25%	無添加
T50S25		50kg/m^3

実験により検討した。

本研究では海成粘土として徳山港粘土、ベントナイトとしてワイオミング産ベントナイト（以後、ベントナイト）、製鋼スラグを用いた。表-2.2.6にそれぞれの物性値を示す。製鋼スラグについては、0.85~2mmに粒度調整し、水洗いを行って細粒分を十分に除去したものを用いた。表-2.2.7に本研究で用いた供試体の配合パターンを示す。表-2.2.7のベントナイト添加量とは液性限界の1.5倍の含水比の徳山港1m³に対する添加量である。また、製鋼スラグの体積比とは粘土粒子（ベントナイト粒子も含む）体積に対する乾燥体積比である。

遮水性能の検討については、段階載荷圧密試験を実施し、試験からも求まる透水係数から評価した。まず、それぞれの供試体の含水比を液性限界の1.5倍程度に調泥した。その後、直径60mm、高さ20mmの圧密リングにスラリー状の供試体を充填した。載荷応力については、応力増分比 $\Delta p/p=1$ で、圧密応力4.9~627.2kPaの計8段階の段階載荷を行った。また、透水係数 $k(m/s)$ については式(2.2.3)を用いて算出した。

$$k = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \tag{2.2.3}$$

ここで c_v は圧密係数(m²/s)、 m_v は体積圧縮係数(m²/kN)、 γ_w は水の単位重量(kN/m³)である。

2.2.4. 遮水地盤材料に発生するせん断変形が透水係数に及ぼす影響の検討方法

海面廃棄物処分場が波浪、地震動などの外力や地盤沈下等を受けた場合、遮水層に大きな変形あるいはすべり面を生じることが考えられる。図-2.2.3は、本研究が考える海面処分場のモデルに、東北地方太平洋沖地震の小名浜港と石巻港で観測された地震動を作用させたときの底面遮水層および側面遮水層における遮水地盤材料に発生するせん断ひずみの計算値を示している（計算の方法および入力データの設定については後述の3.5.3項を参照）。図のように側面遮水層の付近には最大で11.4%のせん断ひずみが発生している。以上の解析結果より遮水層に10%程度のひずみが発生したときの透水係数への影響を実験的に検討する。具体的には、海成粘土とベントナイトおよび製鋼スラグを混合した遮水地盤材料に三軸試験機で圧縮変形を与えたのちに透水試験を行い、透水係数の変化を実験的に検討した。

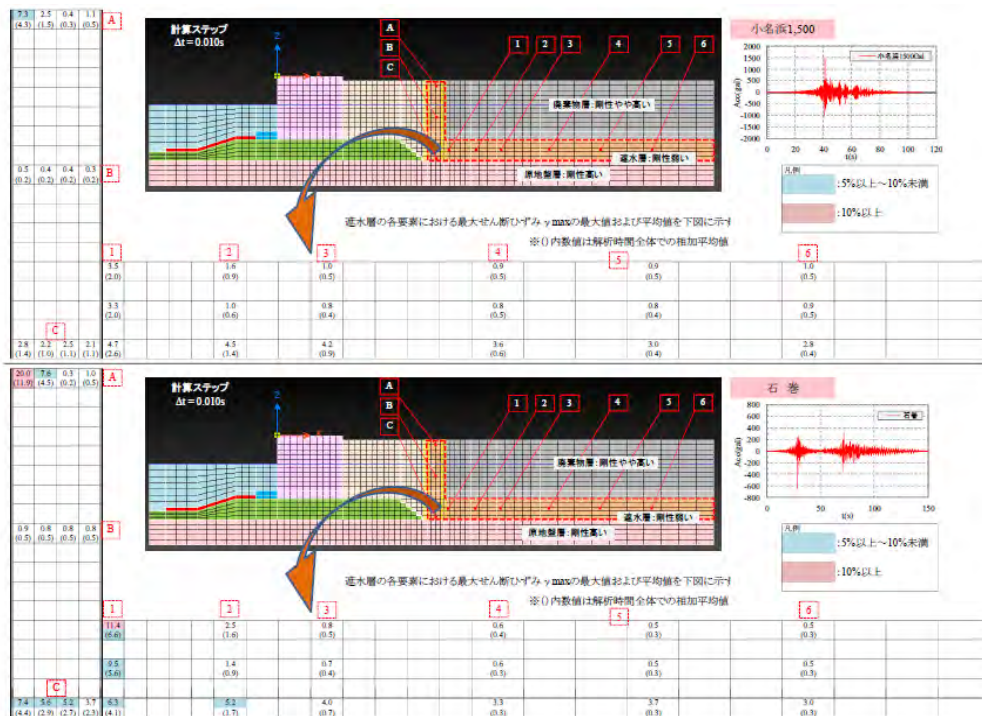


図-2.2.3 東北地方太平洋沖地震の地震動において海面処分場の遮水層に発生するせん断ひずみの計算値 (数値シミュレーション結果)

用いた材料は、海成粘土（徳山港粘土）、ベントナイト、製鋼スラグを混合した遮水地盤材料である。表-2.2.8 にそれぞれの材料の配合条件と試料名を示した。試料名は表-2.2.7 における名称と同じである。

せん断変形と透水試験は三軸圧縮試験を用いて実施した。写真-2.2.1 に三軸圧縮試験の実施状況を、図-2.2.4 に三軸圧縮試験機の模式図を示す。供試体寸法は直径 50mm、高さ 50mm とした。予備圧密し、トリミングした粘土供試体を三軸圧縮試験機に設置し、セル圧を 20kPa から 100kPa まで 20kPa ごとに上げていき、それと同時に背圧を 10kPa から 90kPa まで 20kPa ごとに上げた。その後、供試体を完全に飽和させるために背圧のコックを開放したまま二時間放置した。その後、軸力とセル圧を上げながら計五段階の K_0 圧密を行った。その後、供試体に 0% から 10% まで 2% ごとのひずみを与え、供試体上下面に 50cm の水頭差を与えながらそれぞれの段階での透水係数を測定した。

表-2.2.8 徳山港粘土とベントナイトおよび製鋼スラグの配合条件

試料名	製鋼スラグ (乾燥粘土粒子に対する体積率)	ベントナイト (徳山港粘土スラリー1m ³ あたりの添加量)
T0S50	50%	なし
T50S50	50%	50kg/m ³
T0S25	25%	なし
T50S25	25%	50kg/m ³
T0	0%	なし

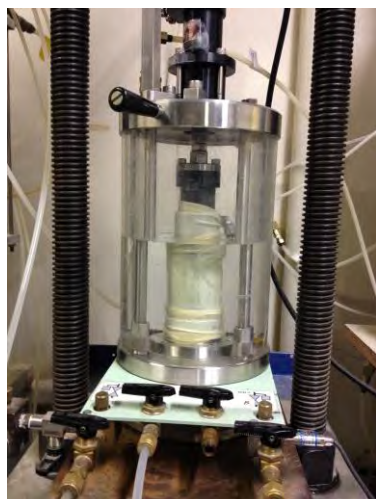


写真-2.2.1 三軸試験による変水位透水試験実施状況

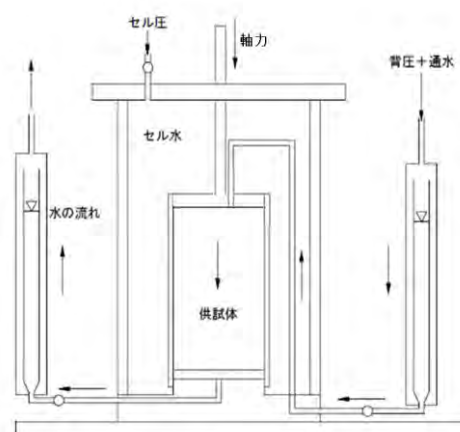


図-2.2.4 三軸試験機の構成

2.3 ベントナイト混合土の遮水性能メカニズムの研究手法

浚渫した自然堆積粘土とベントナイト混合土の遮水性能向上のメカニズムを調べるために、遮水材を模擬した供試体に対し、段階载荷圧密試験、定ひずみ速度载荷圧密試験（以下、定ひずみ圧密試験）、走査型電子顕微鏡（JSM-5900LV、以下SEMと記述）による土骨格微視構造の観察、ならびに水銀圧入式ポロシメータ（マイクロメリテックス社:AutoporeⅢ9400）による土骨格の間隙構造の定量化方法の検討を行った。一連の試験結果を通じて、浚渫粘土とベントナイトの混合土を遮水材として適用する場合の基本特性となる圧密特性と透水特性について検討を行った。

試料として、粘土は山口県徳山港の浚渫粘土（ $\rho_s=2.668\text{g/cm}^3$ 、 $w_L=105.3\%$ 、 $w_p=36.3\%$ 、 $I_p=69.0$ ）、砂は相馬珪砂5号（ $\rho_s=2.667\text{g/cm}^3$ 、 $D_{50}=0.352\text{mm}$ 、 $U_c=1.44$ ）、ベントナイトは榛名産ベントナイトとワイオミング産ベントナイトを用いた。表-2.3.1に本検討での配合表と物理特性を示す。表より、ベントナイトを添加することで液性限界・塑性限界が増加すること、また、その傾向はワイオミング産ベントナイトの方が顕著であることが確認できる。

表-2.3.1 試料一覧

試験名	徳山港粘土	相馬珪砂	ベントナイト添加量 (kg/m ³)	土粒子密度	液性限界	塑性限界		
	乾燥質量比 (%)			ρ_s (g/cm ³)	w_L (%)	w_P (%)		
Case1	100	0	無	0	2.635	108.1	38.4	
Case2	50	50		0	2.616	52.4	24.6	
Case3	100	0	様名産	50	2.609	108.8	37.4	
Case4	100	0		75	2.612	110.0	38.1	
Case5	100	0		100	2.608	111.8	39.2	
Case6	50	50		50	2.622	55.1	23.7	
Case7	50	50		75	2.614	57.3	24.6	
Case8	50	50		100	2.606	59.4	25.0	
Case9	100	0		ワイオミング産	50	2.621	124.3	42.2
Case10	100	0			75	2.603	133.6	44.6
Case11	100	0	100		2.594	140.5	46.2	
Case12	50	50	50		2.613	63.2	27.2	
Case13	50	50	75		2.612	71.3	28.0	
Case14	50	50	100		2.611	78.8	30.8	
Case15	50	50	様名産		50	2.606	50.2	23.5
Case16	40	60		50	2.609	41.8	21.4	
Case17	30	70		50	2.612	32.7	18.4	
Case18	20	80		50	2.622	N.P.	N.P.	
Case19	10	90		50	2.633	N.P.	N.P.	

供試体は予圧密法により作製した。まず、粘土試料を 0.425mm のふるいを通させた後、液性限界の 1.5 倍に含水比を調整し、配合表に基づき砂と混合した。さらに、混合土に対して所定量のベントナイトを添加し、十分に練り混ぜた。また、予圧密の方法は、混合土を直径 20cm、高さ 50cm の予圧密容器に入れて、圧密圧力 10kPa で 1 日載荷した後、20kPa で一次圧密終了まで圧密することとした。3 σ 法により圧密終了を確認した後、試料を取り出し、直径 6cm、高さ 2cm の圧密試験用供試体に形成した。

本検討では、一部試料において通常の段階載荷圧密試験の他に透水係数 k を調べるために、透水試験を併用した段階載荷圧密試験を行った。この透水試験は、圧密水浸容器を越流水槽として、圧密容器の底板に接続したスタンドパイプから脱気水を通水し、水位の降下量と経過時間を測定して透水係数を求めるもので、変水位試験に相当する。測定は、各載荷段階の 22 時間～24 時間までの 2 時間とした。また、水頭差は、圧密圧力 9.8kPa までは 40cm とし、19.6kPa 以降は混合土の透水性に応じて 70cm～100cm とした。なお、段階載荷圧密試験は、JIS A 1217:2009 に準拠して圧密圧力 4.9kPa～628kPa の範囲で実施した。一方、定ひずみ圧密試験は、JIS A 1227:2009 に準拠して行った。背圧を 100kPa として圧密圧力 628kPa まで載荷。ひずみ速度は砂分含有率 70% 以下では 0.02%/min、砂分含有率 80% 以上は 0.1%/min とした。

2.4 災害廃棄物、底質土、除染発生土の放射能特性の調査と被曝線量評価の方法

放射線環境と周辺環境の安全モニタリングシステムのための技術開発として以下の項目について研究を進めてきた。

- 1) 大気中のダストサンプリングと大気中放射能濃度計測技術の開発
- 2) 放射能で汚染された土壌の放射能計測技術の開発
- 3) 河川水と底質土の放射能の計測技術の開発
- 4) 放射性物質の汚染土壌から動・植物への移行に関するデータに関するデータ収集

福島県南相馬市において、稲やカエルなどの試料を収集し放射性物質、主に放射性 Cs の移行に関するデ

ータを収集した。

5) 汚染土壌に伴うβ線空間線量率の評価

6) NaIを用いた汚染濃度モニタリング手法の開発

2.5 海面処分場の巨大地震と津波に対する安全性能および廃棄物埋立て工法の検討方法

2.5.1 巨大地震の地震動が作用したときの遮水構造の安全性の検討方法（遠心載荷模型実験）

本実験では、基本設計段階で想定された護岸の破壊形状（地盤の支持力不足によるすべり、ケーソンの滑動）および護岸背後の裏込めの挙動を遠心載荷模型実験により照査した。

(1) 実験対象

実験対象モデルは海面処分場護岸である。護岸は重力式護岸（ケーソン）と鋼管矢板の二重締切り内部に難透水性土質系遮水材を充填した遮水工からなる。模型の縮尺は想定した実物の1/100とした。護岸断面と実験対象範囲を図-2.5.1に示す。

(2) 実験土槽

実験土槽は幅60cm、高さ40cm、奥行20cmの箱型鋼製枠とし、水平加速度を作用させるため電動式の傾斜台上に設置した。

(3) 模型作製

模型断面および計測機器配置を図-2.5.2に示す。本実験では護岸の変形特性に着目するため、砂層および捨石層は液状化しない地盤とし、それぞれ飯豊6号硅砂と鹿島3B硅砂をDr=80%程度と十分に締め固めた。また、裏込め層は鹿島3B硅砂を用いた相対密度60%の地盤とした。砂層、捨石層、裏込め層の作製には空中落下法を適用し、注水は最後に行った。

遮水層には難透水性土質系遮水材¹⁾と同程度のせん断強さを有する海成粘土（ベーンせん断強さ $\tau=2.0\text{kN/m}^2$ 、含水比 $w=85\%$ ）を充填した。ケーソンはモルタル製（幅12cm×高さ15cm×奥行19cm）である。遮水矢板はジェラルミン製とし、その設置方法による変形への影響を極力低減するために、矢板下端はヒンジを用いたピン構造として土槽底版に設置した。模型に用いた材料と密度を表-2.5.1に示す。

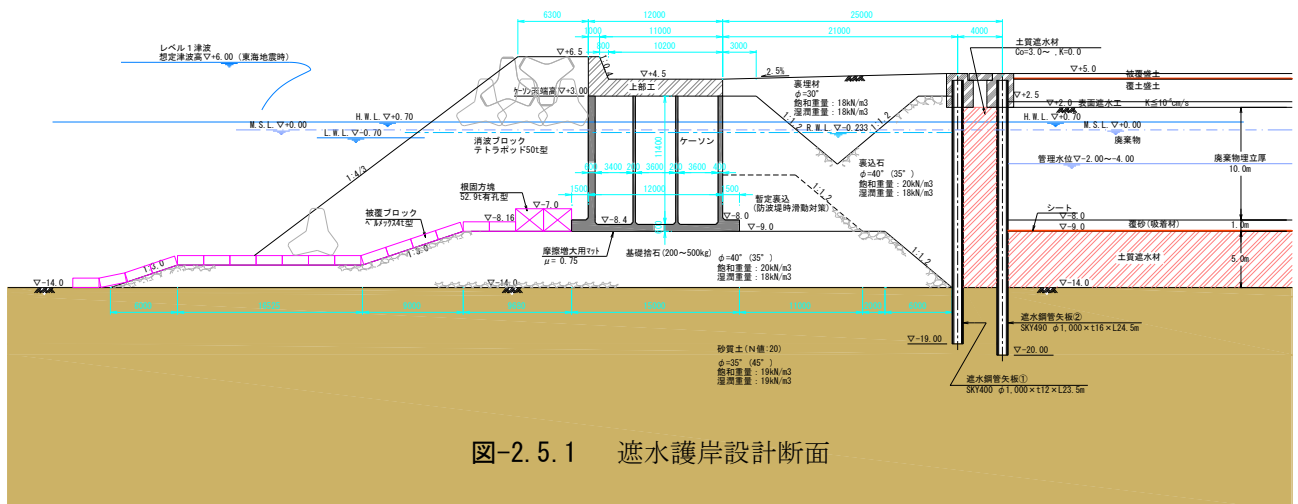


図-2.5.1 遮水護岸設計断面

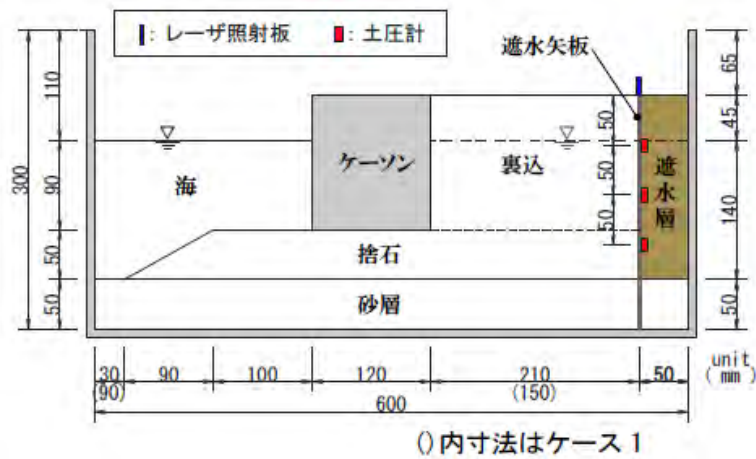


図-2.5.2 模型断面 (CASE4)

表-2.5.1 模型に用いた材料と密度

適用箇所	材料	密度 ρ_t (g/cm ³)
砂層	飯豊 6号珪砂	1.537
捨石層	鹿島 3B珪砂	1.583
裏込め層	鹿島 3B珪砂	1.583
遮水層	海成粘土	1.517
ケーソン	モルタル	2.194

本実験では裏込め層幅が護岸の変形特性に与える影響を確認するため、以下の5ケースを実施した。

ケース1：矢板とケーソンの間にタイロッドを設置。滑動抑止杭の設置。ケーソンと矢板の間隔は15m。

ケース2：タイロッド無し。滑動抑止杭の設置。ケーソンと遮水矢板の間隔は15m。

ケース3：タイロッド無し。滑動抑止杭なし。ケーソンと遮水矢板の間隔は15m。

ケース4：タイロッド無し。滑動抑止杭なし。ケーソンと遮水矢板の間隔は21m。

ケース5：タイロッド無し。滑動抑止杭なし。ケーソンと遮水矢板の間隔は15m。被覆ブロック、根固め方塊をケーソンの前面に設定。緩勾配のマウンド形状。

ケース1とケース3より矢板とケーソンの間のタイロッドで結ぶことの効果を確認する。ケース2とケース3ではケーソン前趾の滑動抑止杭の効果、ケース3とケース4よりケーソンと遮水矢板の間隔が護岸破壊時の矢板の変形に及ぼす影響、ケース3とケース5より矢板前面の工夫によるマウンド支持力向上策の効果を検討する

実験には五洋建設(株)技術研究所の遠心载荷模型実験装置を使用した。図-2.5.3(a)に装置の全景を示す。実験土槽を回転アーム先端部に設置した傾斜台の上に乗せ、そのアームを回転させることにより土槽内に遠心加速度を与えることで、実物と等価な応力状態を再現する。これに加え、実物と等価な応力状態で傾斜台(図-2.5.3(b))を傾斜させることで見かけの地震慣性力を模型に作用させ、護岸の破壊形状および矢板周辺の裏込めの挙動を確認した。

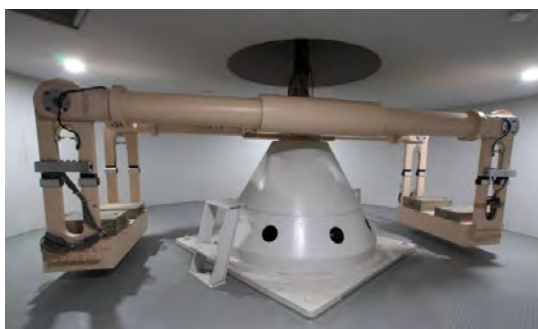


図-2.5.3(a) 遠心载荷装置



図-2.5.3(b) 模型の傾斜台

2.5.2 巨大地震の地震動が作用したときの護岸構造の安全性の検討方法（水中振動台実験）

放射性セシウムを含む廃棄物を対象とする護岸は長期間にわたり遮蔽・遮水性能を有する必要があるため、近年発生が懸念される巨大地震時における本護岸の挙動、健全性および被災メカニズムを水中振動台を用いた模型実験にて確認した。また、本護岸は鋼管矢板と土質系遮水材により構成される遮水壁構造をケーソン背後に備えた特徴的な構造であるので、港湾・沿岸構造物の動的解析手法として一般に用いられている数値解析プログラム FLIP の適用性について検討した。

(1) 実験施設

五洋建設(株)技術研究所における大型水中振動台を用いた。写真-2.5.1 および図-2.5.4 に大型水中振動台の写真と振動台の模式図をそれぞれ示す。表-2.5.2 に水中振動台の仕様をまとめているが、模型土層を載せるテーブルは直径 5.5m で定格 20 トン、最大 60 トンまで登載可能である。



写真-2.5.1 大型水中振動台

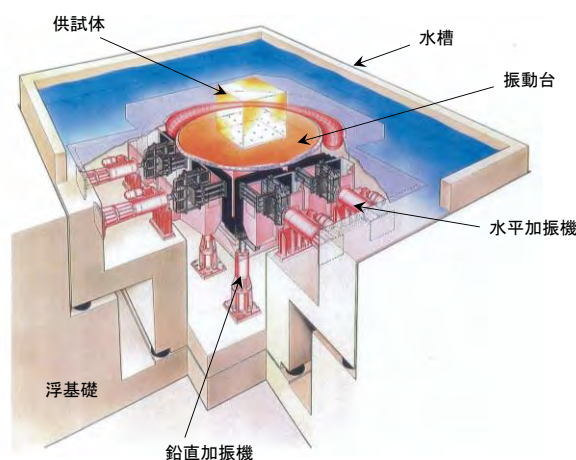


図-2.5.4 振動台模式図

表-2.5.2 水中振動台仕様

項目	内容		
テーブル、積載重量	φ 5.5m（世界最大級）、定格20t、最大60t		
水層、最大水深	15m×15m、最大2m、注水約2時間（450t）		
次元、自由度	3次元、6自由度		
基礎構造	空気バネ、浮き基礎構造（周辺への振動低減）		
性能	X	Y	Z
	変位：200mm θ _x ：1度 加速度：2G	変位：300mm θ _x ：1度 加速度：1G	変位：100mm θ _x ：1度 加速度：1G
	加振周波数 DC～70Hz		

(2) 模型土槽および相似測

本実験で用いた模型土槽を図-2.5.5 に示す。護岸は重力式護岸(ケーソン)と鋼管矢板の二重締切り内に難透水性土質系遮水材を充填した遮水工からなり、模型の縮尺は想定した実物の 1/20 とした。実験土層は長さ 4m、幅 1.2m、高さ 2m の箱型鋼製枠とし、水中振動台上に設置した。土槽の護岸前面側は開放し、背面側はエキスパンドメタルに不織布を貼り水の流入を可能にした。模型縮尺は 1/20 とした。表-2.5.3 は護岸構造の各部における模型材料と材料の密度、強度および剛性である。

本実験では井合の相似則を用いた。項目ごとの相似比を表-2.5.4 に示す。本実験では護岸の変形特性に着目

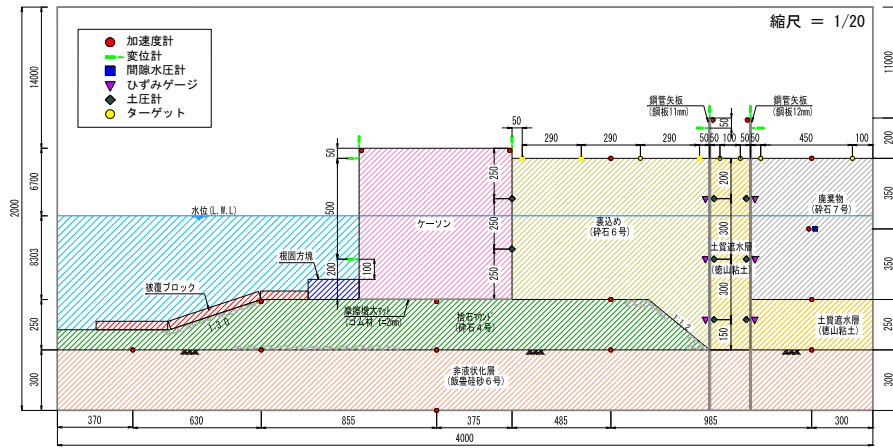


図-2.5.5 模型土槽

するため、原地盤層にあたる砂層を液状化しないよう $D_r=90\%$ 程度に締め固めるとともに、間隙流体には水道水を用いた。各層の作製には空中落下法を適用した。遮水層には難透水性土質系遮水材と同程度のせん断強さを有する海成粘土(ベーンせん断強さ $\tau=2.0\text{kN/m}^2$ 、含水比 $w=85\%$)を充填した。ケーソンは鋼製枠であり、底面には摩擦増大マットと摩擦係数($\mu=0.75$)が等しいゴム板を敷設した。遮水矢板は剛性を等価とした鋼板とし、その下端はヒンジを用いたピン構造として土槽底版に設置した。被覆ブロックおよび根固方塊はモルタル製である。

表-2.5.3 模型材料の諸元

各部の構成と模型材料	密度、強度および剛性
ケーソン (鉄、珪砂)	$\gamma=1.73 \text{ gf/cm}^3$
根固め方塊 (モルタル)	$\gamma=2.08 \text{ gf/cm}^3$
被覆ブロック (モルタル)	$\gamma=1.30 \text{ gf/cm}^3$
捨石マウント (砕石 4号)	$\gamma=1.51 \text{ gf/cm}^3$ 、 $\phi=35^\circ$
裏込め (砕石 6号)	$\gamma=1.47 \text{ gf/cm}^3$ 、 $\phi=35^\circ$
廃棄物 (砕石 7号)	$\gamma=1.41 \text{ gf/cm}^3$ 、 $\phi=35^\circ$
遮水地盤材料 (徳山港粘土)	$\gamma=1.52 \text{ gf/cm}^3$ 、含水比 77%
非液化化層 (飯豊珪砂 6号)	$\gamma=1.68 \text{ gf/cm}^3$ 、 $\phi=40^\circ$
鋼管矢板裏込め側 (鋼板)	$EI=22.84 \text{ kNm}^2$
鋼管矢板廃棄物側 (鋼板)	$EI=29.36 \text{ kNm}^2$

表-2.5.4 井合の相似測

項目	相似比
長さ	$\lambda=20.0$
密度	$1.00=1.00$
時間	$\lambda^{0.75}=9.46$
応力	$\lambda=20.0$
変位	$\lambda^{1.5}=89.4$
加速度	$1.00=1.00$

(3) 実験ケース

入力波形は、2011年の東北地方太平洋沖地震によって観測された地震動を用いて以下のように設定した。な

お、実験における入力波形はいずれも井合の相似則（表-2.5.4）に従い時間軸を 1/9.46 に圧縮し加震した。

- 1) ケース 1：レベル 1 地震動（再現期間 100 年程度で発生する地震。社会基盤施設はこの地震に対して機能が完全に維持されるように設計する必要がある。）に相当する地震動を考え、ここではケース 2 のレベル 2 地震動の 200/1500 に低減した地震動（200gal）とした。本ケースの目的は地震動に対する模型の応答を確認することである。
 - 2) ケース 2：レベル 2 地震動（立地地点において起こりうる最大規模の地震。通常の社会基盤施設においては、機能の低下はあってもよいが倒壊・崩壊せず補修後に機能を回復できるように設計する必要がある。ただし、本研究ではレベル 2 地震に対しても遮水機能の低下は全くないことを目標としている。）として東日本大震災において小名浜港で観測された zone1 南北方向の加速度を用いた。最大加速度は 1500gal であり、大きい加速度に対する耐震性の確認を目的とする。
 - 3) ケース 3：レベル 2 地震動として東日本大震災において仙台塩釜港で観測された東西方向の加速度を用いた。地震の継続時間が非常に長い場合の耐震性の確認を目的とする。
 - 4) ケース 4：レベル 2 地震動として東日本大震災において石巻港で観測された南北方向の加速度を用いた。地震動の卓越周期が 0.4~0.6Hz のときの地震動であり、卓越周期が構造物の固有周期に近い場合の耐震性の確認を目的とする。
 - 5) ケース 5：破壊メカニズムを確認するため、最大加速度 200gal、周期 0.5Hz の振動 20 波を加えた。レベル 2 地震動として東日本大震災において小名浜港で観測された zone1 南北方向の加速度を用いた。
 - 6) ケース 6：破壊メカニズムを確認するため、最大加速度 500gal、周期 0.5Hz の振動 20 波を加えた。レベル 2 地震動として東日本大震災において小名浜港で観測された zone1 南北方向の加速度を用いた。
- なお、いずれのケースでも加震前にパルス波（150gal）を与え伝達関数と計器を確認した。実験に用いた地震動（入力波）を加振ケース順に図-2.5.6(a)～(f)に示す。

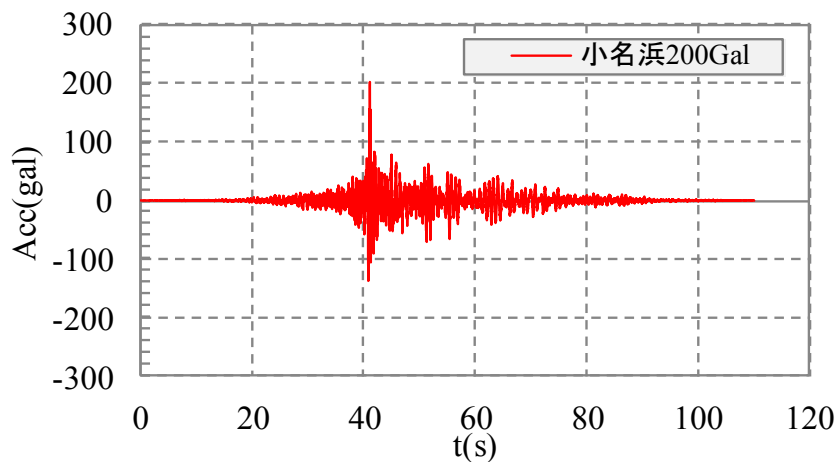


図-2.5.6(a) ケース 1 波形は小名浜港で最大 200Gal

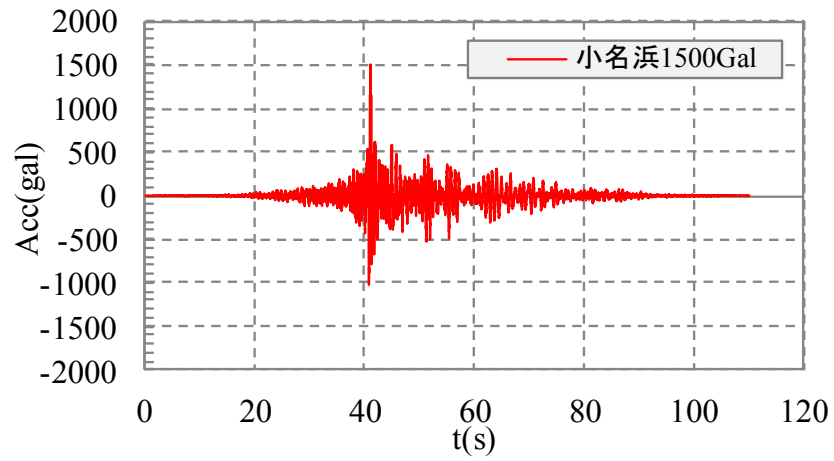


図-2.5.6(b) ケース2 波形は小名浜港で最大1、500Gal

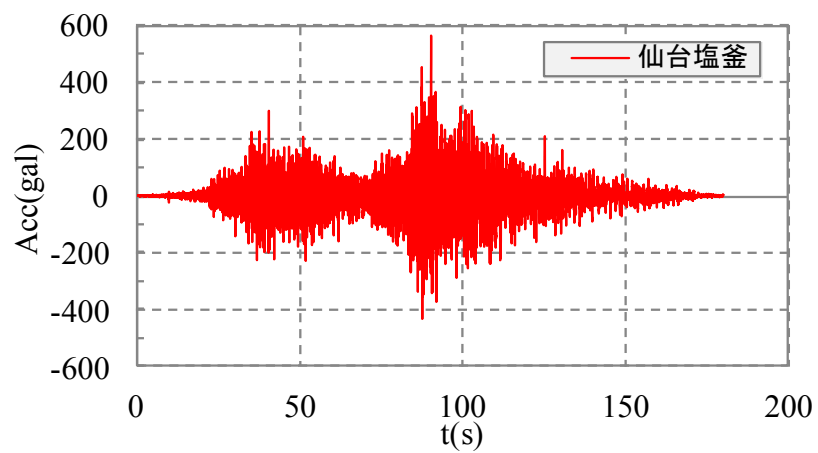


図-2.5.6(c) ケース3 仙台塩釜港

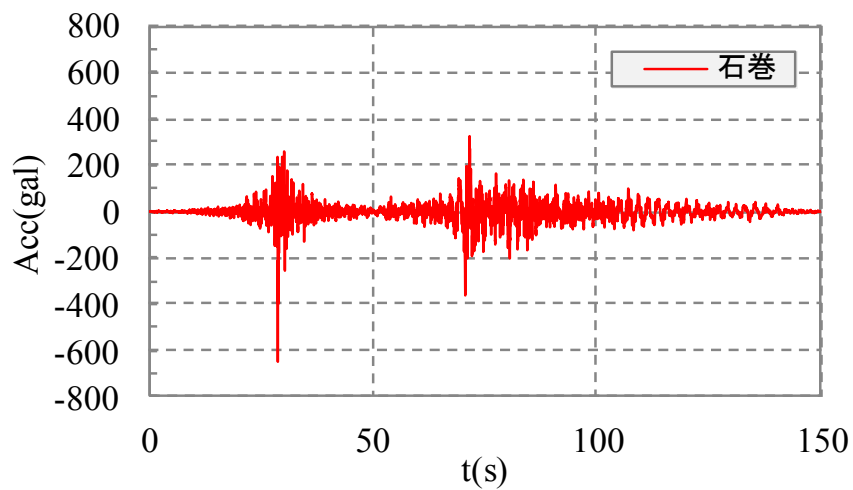


図-2.5.6(d) ケース4 石巻港

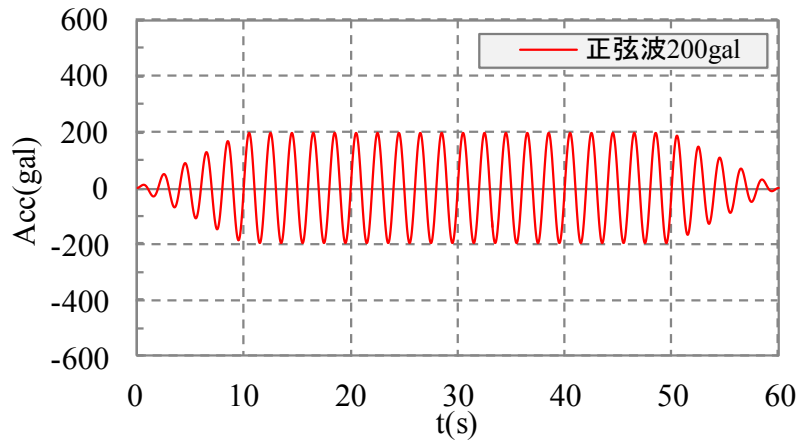


図-2.5.6(e) ケース 5 正弦波 200Gal

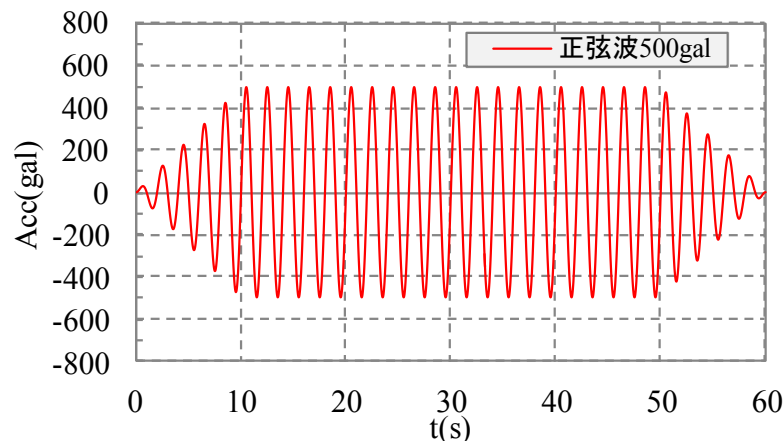


図-2.5.6(f) ケース 6 正弦波 500Gal

2.5.3 巨大地震による津波が作用したときの海面処分場の安全性に関する検討方法

本処分場の超長期にわたる供用期間において、巨大津波の襲来によって汚染土の流出が懸念される。そのため、津波減勢工により覆土（埋立箇所）上の流速・流量を低減する必要がある。そこで、数値シミュレーションによって、現在想定される L1 津波（東海地震）および L2 津波（南海トラフ巨大地震）を用いた非線形長波解析結果から減勢工の仕様を決定し、その効果（流速および流量の低減）を Cadmas-Surf/2D による解析で定量的に検討した。

なお、本解析を行うためには海面処分場の立地地点周辺の海底地盤など地形的な条件、波浪特性が必要となる。また、汚染土を扱う本処分場の設置にあたっては、近年発生が想定される L1 津波（東海地震）および L2 津波（南海トラフ巨大地震）を対象とした数値シミュレーションが安全性の検討のうえで好ましい。ここでは、護岸構造および埋立地盤に対する津波の影響がもっとも厳しいと考えられる地点を選定して安全性を検討する必要があると考え、仮に急峻な海底勾配のため津波高の増幅が推定される駿河湾に面した静岡県大井川港沖の条件を用いることとした。

(1) 検討フロー

本テーマの検討フローを図-2.5.7 に示す。L1 津波（東海地震）および L2 津波（南海トラフ巨大地震）に対して、その震源から処分場周辺までの大領域における津波の伝播を非線形長波解析にて解き、処分場における浸水の有無を確認する。ここで浸水が確認される場合には、処分場における津波の越流、遡上の状況を数値波動水槽（Cadmas-surf/ 2D）にて確認する。津波減勢工は非線形長波解析の結果からその仕様を仮定し、その効果を Cadmas-surf/ 2D 解析にて定量的に確認し、その仕様を決定する。

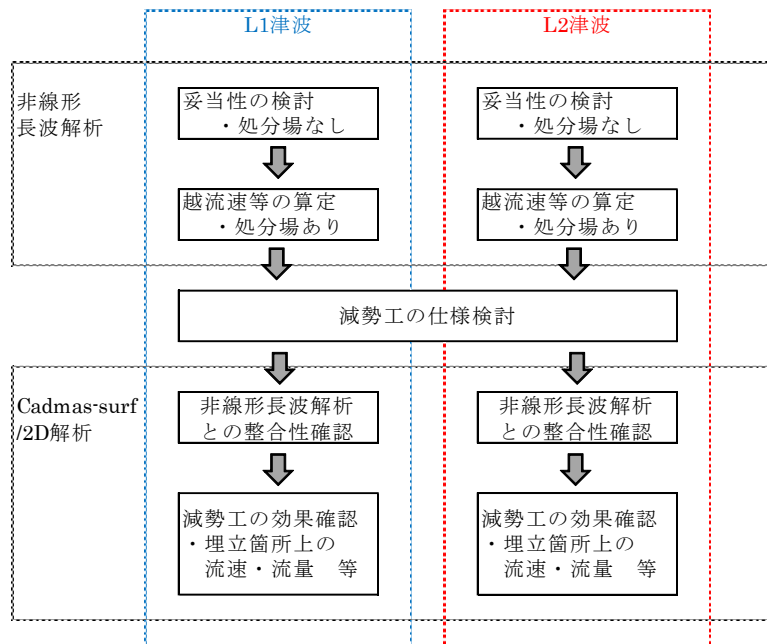


図-2.5.7 津波浸水解析フロー

なお、国土交通省が定めるところの L1 津波とは、海岸保全施設等により津波の内陸への侵入を防ぐ上で想定する津波である。L2 津波（最大クラスの津波）に比べてその発生頻度は高く、津波高は低いものの大きな被害をもたらす津波である。

(2) 非線形長波解析（津波浸水解析）

津波浸水シミュレーションは、非線形長波理論（浅水理論）によることを基本とし、地震の断層モデルから計算された津波の発生プロセスを踏まえた初期水位のもとで

- ① 外洋から沿岸への津波の伝播・到達
- ② 沿岸から陸上への津波の遡上

の一連の過程を連続して数値計算するものである。これを用いることで

- ・最大浸水区域
- ・最大浸水時の水深
- ・最高水位
- ・最大流速
- ・地震発生から津波が沿岸に到達するまでの時間

等々を求めることができる。

非線形長波解析にて検討する 4 ケースを表-2.5.5 に示す。

表-2.5.5 検討ケース

Case	対象津波	対象地震	地形領域数	護岸	抽出諸量	備考
1	レベル 1	東海地震	5	なし（進行波）	護岸前面水位	妥当性の検証
2				あり	護岸前面水位、津波減勢工位置の流速、護岸パラペット（護岸上部の壁体）の越流量、消波ブロック位置の流速	
3	レベル 2	南海トラフ	6	なし（進行波）	護岸前面水位	妥当性の検証
4					護岸前面水位、津波減勢工位置の流速、護岸パラペットの越流量、消波ブロック位置の流速	

L1 津波は静岡第三次想定、L2 津波は中央防災会議にて設定されている条件（表-2.5.5、図-2.5.8、図-2.5.9）と同等とした。

150 表-2.5.6 計算条件

	L1 津波	L2 津波
断層モデル	石橋モデル	ケース⑥：駿河湾～紀伊半島沖に「大すべり域+（超大すべり域、分岐断層）」
潮位	T.P.+1.00m	T.P.+0.81m
対象領域	ネスティング最終領域が駿河湾を含む領域	L1 津波と同様

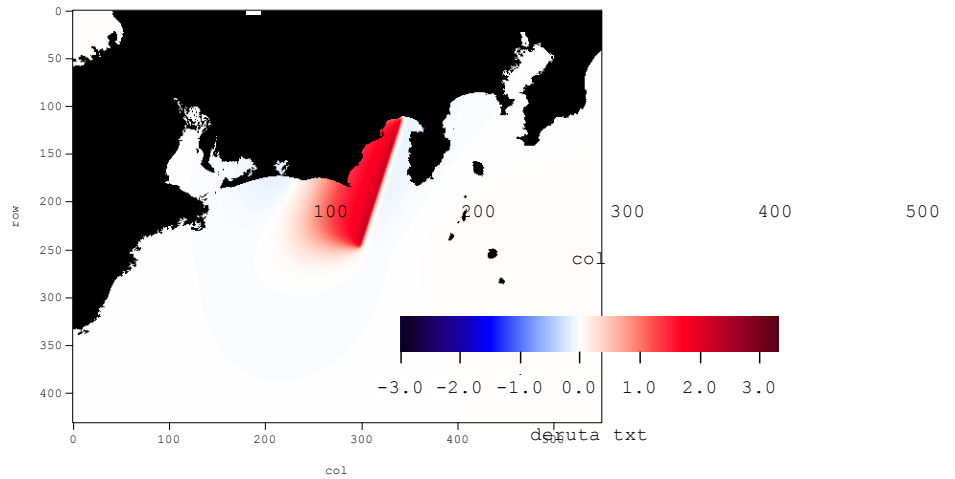


図-2.5.8(a) 初期水位分布 石橋モデル (L1 津波)

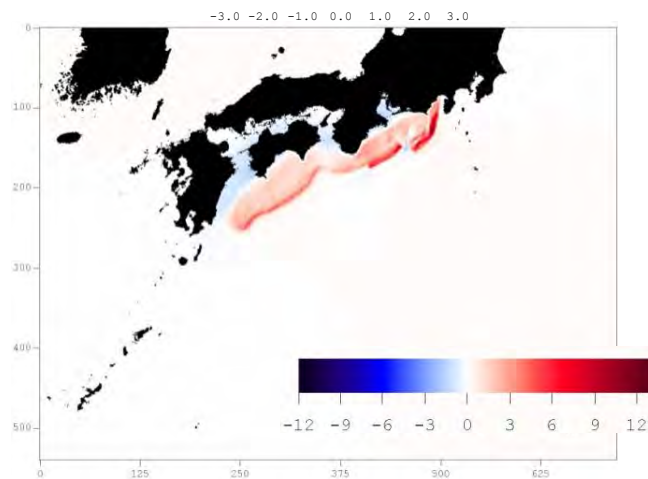


図-2.5.8(b) 初期水位分布 中央防災会議ケース⑥ (L2 津波)

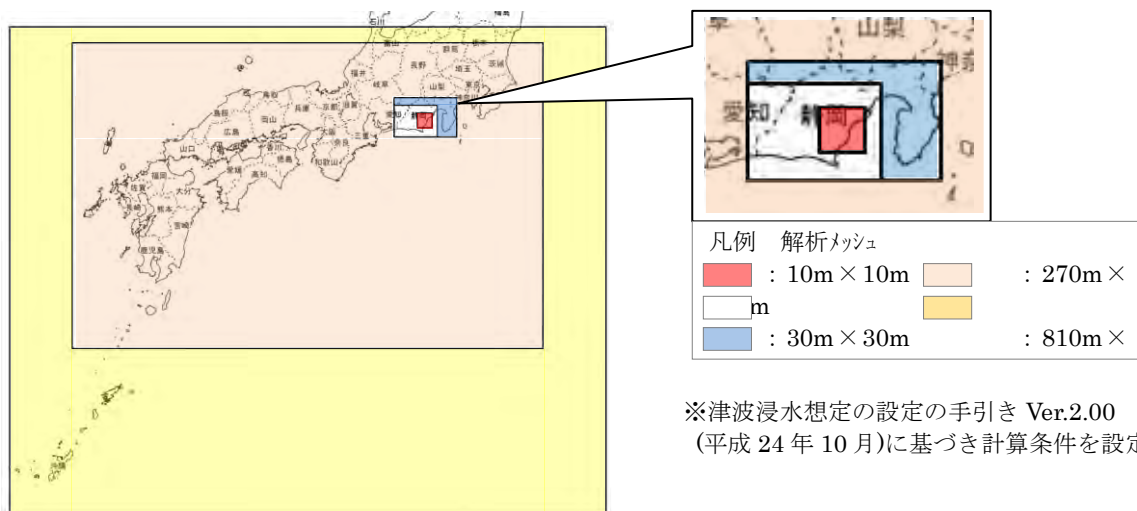


図-2.5.9 計算領域(L1、L2 共通)

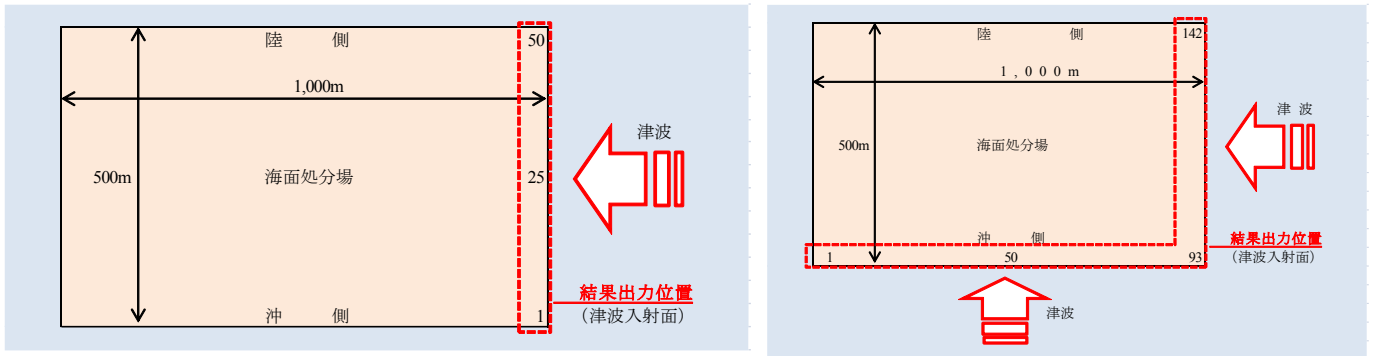


図-2.5.10 解析結果出力位置（左：L1 津波 右：L1 津波）

(3) 数値波動水槽 Cadmas-Surf/2D による解析

数値波動水槽（Cadmas-surf）は流体の基礎方程式であるナビエ・ストークス方程式を数値的に解くものであり、その計算手法はVOF法という自由表面の処理法に基づいている。これにより、波の複雑な現象（砕波等）の数値シミュレーションを行うことができる。数値波動水槽は従来の断面2次元造波水槽の模型実験に代わる手法であり、水位や流速、加速度や圧力を計算で求めることができる。過去の適用事例には、波の遡上計算、リーフによる波の変形計算、斜面上の砕波を伴う波の伝播、重力式護岸（ケーソン）等の港湾構造物への波力、越波量の計算などがある。

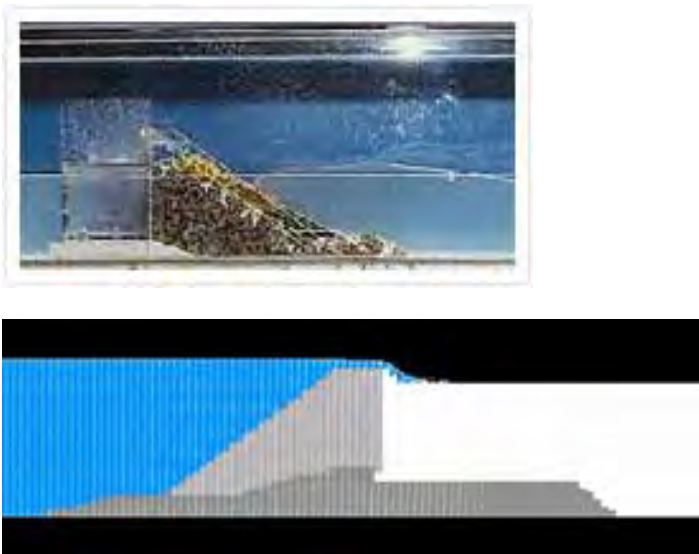


図-2.5.11 断面2次元造波水槽（左）と Cadmas-surf/2D（右）

Cadmas-Surf/2D で検討する3ケースを表-2.5.7に示す。計算対象領域全体を図-2.5.12に示す。入射方法に造波ソースを用い、岸側と沖側の両境界にエネルギー減衰帯を配置するとともに、両境界を開境界に設定した。

表-2.5.7 検討ケース

CASE	対象津波	対象地震	地形	護岸	減勢工	盛土	抽出諸量	抽出点	備考
CS1	レベル2	南海トラフ巨大地震	設計断面	あり	なし	なし	・消波ブロック位置の流速 ・護岸パレット越流量 ・ケーソン直上の流速・流量 ・覆土上の流速・流量	P1 P2 P3 P4	妥当性の検証
CS2			設計断面	あり	あり	なし	CASE-CS1と同様	CASE-CS1と同様	減勢工の効果検証
CS3			設計断面+覆土嵩上	あり	あり	あり	CASE-CS1と同様	CASE-1CSと同様	減勢工+盛土の効果検証

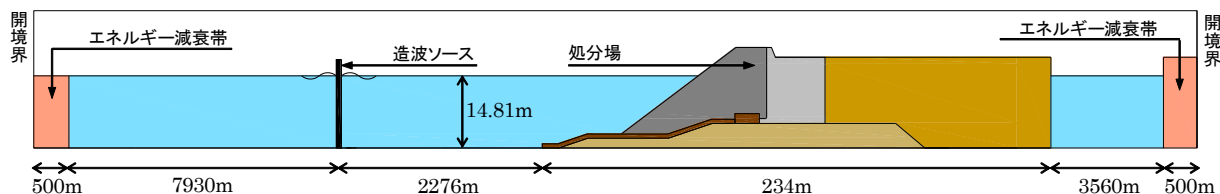


図-2.5.12 計算対象領域全体

表-2.5.8 計算条件

1	計算期間	600 秒
2	入射津波高	L2 津波の非線形長波解析結果を使用
3	潮位	T.P.+0.81m
4	水深	一律 14.0m (+潮位=14.81m)
5	入射方向	汀線と平行方向に処分場短辺側から入射
6	沖側岸側境界条件	透過境界
7	透過層抗力	Dupit-Forchheimer 則

表-2.5.9 透過構造物パラメータ

		消波ブロック	捨石マウンド	被覆ブロック	減勢工
空隙率	X	0.50	0.46	0.18	0.37
	Z	0.50	0.46	0.42	0.17
	V	0.50	0.46	0.62	0.62
径(m)		2.71	0.51	1.21	0.62
D-F 則	α	2、100	1、500	800	800
	β	2.2	3.6	1.4	1.4

CASE-1

CASE-2

(3) 解析モデル

CASE-1、2、3の全体モデルのうち処分場箇所のモデルを図-2.5.13に示す。

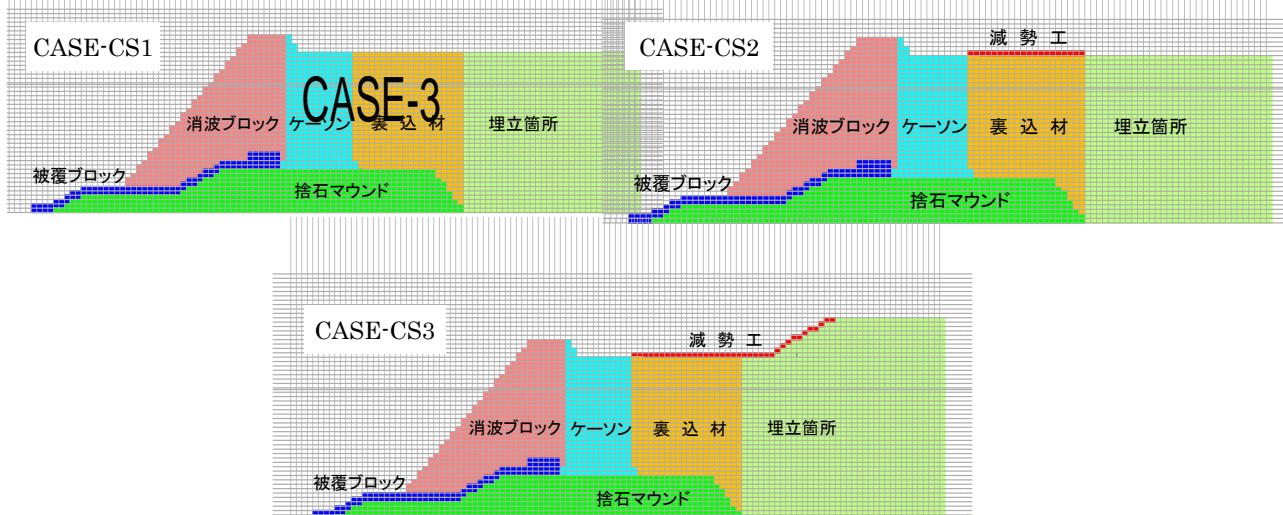


図-2.5.13 解析モデル

3. 結果と考察

3.1 放射性セシウムを含む廃棄物を対象とした海面処分場の必要性能の検討

土田孝（広島大学）、上野一彦（五洋建設(株)）

3.1.1 現地調査で採取した試料におけるセシウム溶出試験、ベントナイト吸着試験結果、および浸出水中の放射性セシウム濃度の試算

a. 溶出試験

各試料の性状およびセシウムの含有量試験の結果を表-3.1.1に、溶出試験の結果を表-3.1.2に示す。実験の結果、安定性セシウムでは溶媒による溶出率の差は認められないものの、放射性セシウムでは海水を用いると溶出率がやや高くなる傾向が見られた。また、海水での溶出試験水中の放射性セシウム（137Cs）濃度と安定セシウム（133Cs）濃度には $y=0.0002x-0.0005$ の関係が認められた（図-3.1.1）。

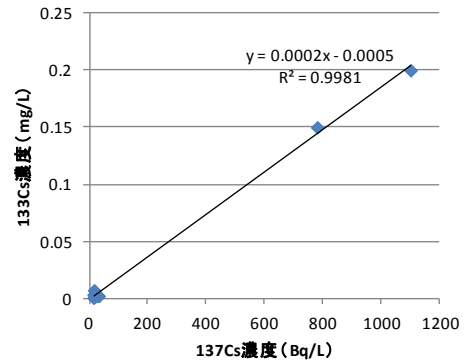


図-3.1.1 放射性セシウム濃度と安定セシウム濃度の関係

表-3.1.1 含有試験結果（2mm以下試料）

区分	試料名	粒度(%)					含水比 %	放射性セシウム(Bq/kg)						安定セシウム(mg/kg)	
		粗砂	中砂	細砂	シルト	粘土		湿潤			乾燥			湿潤	乾燥
								134Cs	137Cs	合計	134Cs	137Cs	合計		
土壌	土壌①	0.2	5.2	18.2	45.5	30.8	110	7100	12000	19100	15000	25000	40000	2.4	5.0
	土壌②	3.7	16.7	16.8	36.6	26.5	140	3300	5300	8600	8000	13000	21000	1.8	4.3
	土壌③	0.3	6	19.6	43.5	30.6	95	5600	9200	14800	11000	18000	29000	2.5	4.8
	土壌F	22.4	49.6	15.2	0.6	12.3	38	18000	30000	48000	25000	41000	66000	3.0	4.2
主灰	主灰T	21	30.8	18	11.6	18.7	43	490	800	1290	700	1100	1800	0.53	0.8
	主灰F	34	28.4	11.5	6.8	19.3	49	920	1600	2520	1370	2400	3770	0.67	1.0
飛灰	飛灰T	0	0.9	6.3	70.2	22.6	19	6700	11000	17700	8000	13000	21000	2.0	2.4
	飛灰F	0.2	3.9	13.1	51	31.9	0.3	5500	9700	15200	5500	10000	15500	1.7	1.7

表-3.1.2 溶出試験結果（2mm以下試料）

区分	試料名	放射性セシウム(Bq/L)								安定セシウム(mg/L)				放射性セシウムの溶出比	安定性セシウムの溶出比
		純水				海水				純水		海水			
		134Cs	137Cs	合計	溶出率%	134Cs	137Cs	合計	溶出率%	濃度	溶出率%	濃度	溶出率%		
土壌	土壌①	<5	<5	<10	0	13	24	37	1.9	<0.0003	0	0.0021	0	0	0
	土壌②	<5	<5	<10	0	12	18	30	3.5	<0.0003	0	0.0021	0	0	0
	土壌③	<5	<5	<10	0	17	32	49	3.3	<0.0003	0	0.0022	0	0	0
	土壌F	<5	<5	<10	0	9	14	23	0.5	0.0006	0	0.0006	1.00	0	1.00
主灰	主灰T	6	10	16	12.4	11	16	27	20.9	0.0043	0.59	0.0072	0.60	0.59	0.60
	主灰F	4	6	10	4.0	9	14	23	9.1	0.0014	0.43	0.0033	0.42	0.43	0.42
飛灰	飛灰T	640	1100	1740	98.3	660	1100	1760	99.4	0.19	0.99	0.20	0.95	0.99	0.95
	飛灰F	480	790	1270	83.6	480	780	1260	82.9	0.15	1.01	0.15	1.00	1.01	1.00
溶媒	純水	<5	<5	<10						<0.0003					
	人工海水					<5	<5	<10				<0.0003			

b. ベントナイトによる吸着試験

ベントナイトによる安定性セシウム吸着実験の結果を表-3.1.3、図-3.1.2、図-3.1.3に示す。海水中での吸着率は純水の半分程度になること、Ca型ベントナイトの榛名の吸着率が高いことが明らかとなった。

c. 浸出水中の放射性セシウム濃度の試算

遮水層の透水係数を 1.0×10^{-9} m/s、層厚 4m とすると、遮水層を通過して浸出するには 127 年必要となる。今回実験に用いた土壌・主灰・飛灰を処分場に投入したことを想定し、溶出試験の結果を用いて間隙水中の 137Cs 濃度を試算し、127 年間の減衰を考えると、土壌・主灰については公共水域の水質濃度基準以下となり、飛灰のみを投入した場合には基準を超過した（表-3.1.4）。そこで、ベントナイトによる吸着を考慮し、遮水層のベントナイトとして榛名（吸着能力 80mg/kg を想定）を使用し、10m 厚の廃棄物からのセシウム供給量と 4m 厚の遮水層のセシウム吸着能力を比較した（表-3.1.5）。この結果、廃棄物層の供給能力よりも、遮水層の吸着能力が上回り浸出水中には放射性セシウムが含まれない結果となった。なお、137Cs と 133Cs の濃度の変

換には前述の式 $y=0.0002x-0.0005$ を用い、廃棄物層の供給能力よりも吸着能力が大きい場合には表中の ^{137}Cs 濃度を「0」と表記した。以上、溶出試験、吸着実験により基礎的なデータを取得し、処分場からの浸出水中の放射性セシウム濃度を試算し、公共水域の水質濃度基準以下となる可能性を確認した。

表-3.1.3 平衡濃度と吸着量の関係

名称	安定性セシウム 添加量 mg/L	純水		海水	
		平衡濃度 mg/L	吸着量 mg/kg	平衡濃度 mg/L	吸着量 mg/kg
榛名	0.2	0.003	21	0.092	12
	2	0.022	188	1.1	80
	20	0.11	1990	10	1000
ワイオミング	0.2	0.005	21	0.13	8
	2	0.1	180	1.6	30
	20	0.32	1970	11	900
テルゲル	0.2	0.01	20	0.13	8
	2	0.28	162	1.7	20
	20	1.7	1830	15	500

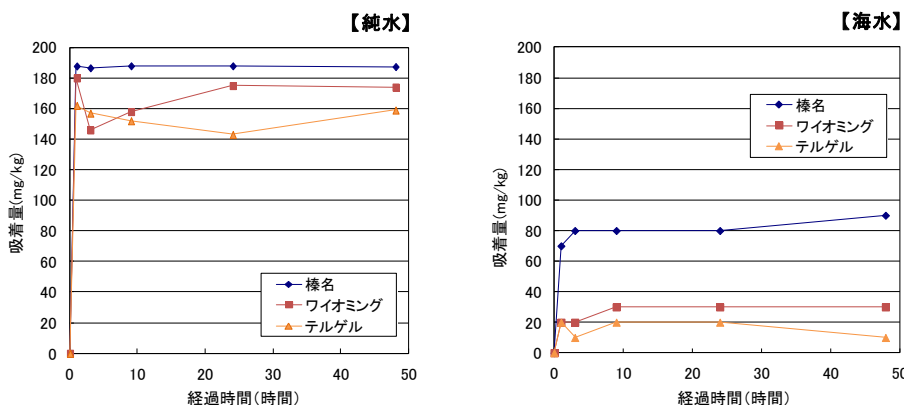


図-3.1.2 ベントナイトによるセシウム吸着測定例（初期濃度 2mg/L）

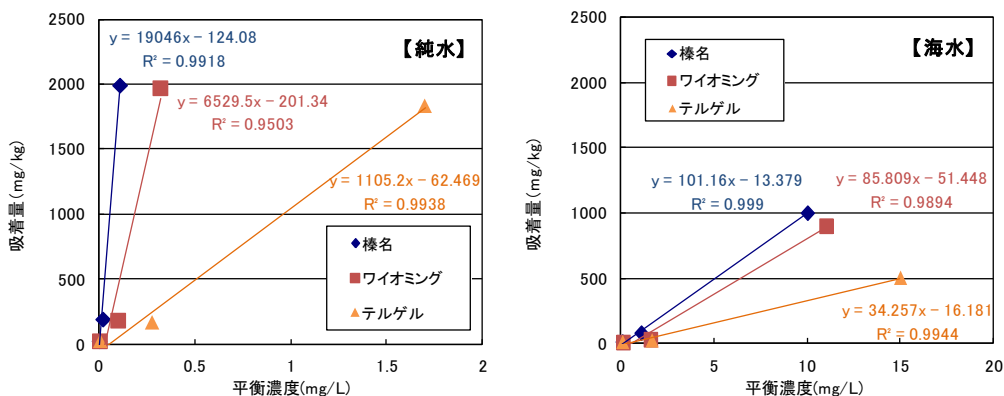


図-3.1.3 ベントナイト別・濃度別吸着量

表-3.1.4 浸出水中の放射性セシウム濃度（遮水のみを想定）

区分	内容	単位	土壌				主灰		飛灰		
			土壌①	土壌②	土壌③	土壌F	主灰T	主灰F	飛灰T	飛灰F	
廃棄物層	^{137}Cs	含有量	Bq/Kg	12,000	5300	9200	30000	800	1600	11,000	9700
		溶出率	%	2.0	3.4	3.5	0.5	20.0	8.8	99.4	82.9
		間隙水濃度	Bq/L	540	405	725	338	360	317	24,602	18,093
		半減期	年	30	30	30	30	30	30	30	30
遮水層	透水係数	cm/s	1.E-07	1.E-07	1.E-07	1.E-07	1.E-07	1.E-07	1.E-07	1.E-07	
	層厚	m	4	4	4	4	4	4	4	4	
	トラベルタイム	年	126.8	126.8	126.8	126.8	126.8	126.8	126.8	126.8	
浸出水	^{137}Cs 濃度	Bq/L	28.8	21.6	38.7	18.0	19.2	16.9	1312.9	965.5	

表-3.1.5 浸出水中の放射性セシウム濃度（吸着効果を想定）

区分	内容	単位	土壌				主灰		飛灰	
			土壌①	土壌②	土壌③	土壌F	主灰T	主灰F	飛灰T	飛灰F
廃棄物層	層厚	m	10	10	10	10	10	10	10	10
	保水量	L/m ³	444.4	444.4	444.4	444.4	444.4	444.4	444.4	444.4
	133Cs 間隙水濃度	mg/L	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	4.9	3.6
		発生量	mg/m ³	48	36	64	30	32	28	2,187
		mg/m ²	480	360	644	300	320	282	21,868	16,083
遮水層	層厚	m	4	4	4	4	4	4	4	4
	ベントナイト含有量	kg/m ³	100	100	100	100	100	100	100	100
	133Cs吸着量 (ベントナイト)	mg/g	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
		mg/kg	80	80	80	80	80	80	80	80
	133Cs吸着量 (クレイガード層)	mg/m ³	8000	8000	8000	8000	8000	8000	8000	8000
		mg/m ²	32,000	32,000	32,000	32,000	32,000	32,000	32,000	32,000
浸出水	137Cs 濃度	Bq/L	0	0	0	0	0	0	0	

3.1.2 放射能に汚染された廃棄物を対象とする処分場の必要性能の検討

(1) 処分場の設定許容放射能濃度と放射性セシウム溶出濃度の設定

本研究は、現行の技術基準による海面処分場に比べ、安全性に関する性能を大幅に高めた海面処分場の開発を目標とする。環境省が 8,000Bq/kg 以上 100,000Bq/kg 以下の廃棄物を「安全が確認されるまで一時的に保管すべき」とする放射能レベルであるとしていることを考え、100,000Bq/kg の廃棄物であっても安全に管理できる性能を有することを「安全性に関する性能を大幅に高めた」海面処分場と設定することとした。ただし、このことは本研究が目指す海面処分場に放射能レベルが 100,000Bq/kg の廃棄物を埋立処分するということの意味するものではない。廃棄物の処分と管理は関係する人々の合意のもとに実施されるものである。本研究が目指す高性能海面処分場が仮に実現したとしても、どの程度の放射線量までの廃棄物を処分するかは、関係する人々の合意により決定されるべきと考える。たとえば、環境省が既存の海面処分場に処分できるとしている 8,000Bq/kg を下回る廃棄物のみを処分することも考えられる。この場合、「100,000Bq/kg の廃棄物であっても安全に管理できる性能」は十分に発揮されないことになるが、処分場に関わる人々が処分に合意するための安心を提供する上で大きな効果を果たすことになる。

以上の考察から、「100,000Bq/kg の廃棄物であっても安全に管理できる性能」を達成するための遮水工の性能について検討する。

廃棄物埋立後に法令に従い覆土や盛土および遮水工を施した場合、放射性セシウムが周辺に飛散することは無いので、廃棄物処分場周辺環境への放射性セシウムの漏出は、間隙水に溶出した放射性セシウムの浸透によるものである。主な災害廃棄物である土壌・主灰・飛灰の廃棄物に対して放射性セシウムの溶出試験を行った結果が、表-3.1.2 に示されている。ここで溶出率は以下の式より求めている。

$$\text{溶出率(\%)} = \frac{\text{海水に溶出した放射性セシウム濃度 (Bq/L)} \times \text{海水の体積 (L)}}{\text{湿潤時における放射線セシウム濃度 (Bq/kg)} \times \text{試料の質量 (kg)}} \quad (3.1.1)$$

また、溶出試験の際には海水 2.5L に対して 0.25kg の試料を投入し、液固比 10 としている。

表-3.1.2 を見ると、土壌および底質に分類できる試料においては、含有量が高いにも関わらず海水中への溶出は 5%未満であり、ほとんど溶出されていないことが分かる。一方で主灰については高いもので 20%程度、飛灰にいたっては 80%以上の含有している放射性セシウムが溶出するという結果となった。この結果からわかる通り、廃棄物の種類により溶出率はさまざまであり、廃棄物のすべてについて溶出率を個別に求め計算することは困難である。そこで、土壌を含む不燃物(直接埋立)と主灰、飛灰の溶出率を仮定し、その廃棄物量から全体の溶出率を簡易的に算出する。

まず、廃棄物量の内訳として、石巻市における災害廃棄物の内訳¹⁰⁾に着目した(表-3.1.6)。これら災害廃棄物には、リサイクル等により直接処分されない廃棄物も多い¹¹⁾ため、リサイクルされる可能性が高い廃自動車・廃船舶・廃家電を除き、不燃物では直接埋立、可燃物は焼却処分がすべての廃棄物に対して行われると仮定す

る。これら仮定のもとでは、焼却対象となる廃棄物はおよそ 125 万 t、直接埋立が行われる廃棄物はおよそ 480 万 t となる。焼却処分が行われると廃棄物は全て主灰および飛灰となる(ここで熔融スラグは考慮しない)。廃棄物を焼却処分すると廃棄物量は焼却前の 10% 程度の質量となり¹²⁾¹³⁾、さらにその内訳は 2 : 8 から 3 : 7 程度で主灰が多くなっている¹³⁾。ここでは、主灰と飛灰の比率が 5 : 5 程度となると仮定した。

次に、それぞれの溶出率の設定を行う。飛灰に関しては表-3.1.2 に示した通り、非常に放射性セシウムを溶出しやすい廃棄物であることが予想されるため、溶出率を 100%と設定した。主灰は飛灰と比較すると溶出率は低くはあるが、土壌等と比較すると溶出しやすい廃棄物であると考えられる。よって溶出率 30%と設定した。直接処分を行う廃棄物においては、土壌に関しては表-3.1.2 に示した通り、3.0%程度が溶出すると考えられる。

瓦礫等の廃棄物に対して行われた溶出試験結果¹⁴⁾を表-3.1.7 に示す。この結果から、建物等の不燃廃棄物に関しては放射性セシウムの溶出濃度は検出限界以下しか出ていないことが分かる。しかし、廃棄物の溶出率は先にも述べた通り、その廃棄物によって大きく異なることが予想され、溶出率の高い廃棄物も瓦礫の中に存在する可能性がある。そこで土壌を含む不燃廃棄物の溶出率をもとに 5.0%を不燃物の溶出率とした。以上の仮定から、廃棄物全体の溶出率はおおよそ 6.4%と計算されるが、ここではより安全性を考慮するために溶出率を 10%と設定することとした。

溶出率だけでは、間隙水に含まれる放射性セシウムの濃度(mg/L)は決定できず、間隙水の体積を算出する必要がある。そこで、廃棄物の単位体積重量の設定を行った。表-3.1.8 は災害廃棄物種ごとの見かけ比重および重量容積変換係数を取りまとめたものである⁸⁾。正確な廃棄物の内訳や表に示した廃棄物以外の単位体積重量は不明であるが、平均的に単位体積重量を 1.5t/m³と仮定した。また、廃棄物の体積に対する間隙水の体積を表す間隙比は、0.80 と仮定した。

以上の設定により、放射性セシウムが間隙水に溶出した後の、間隙水の放射能濃度は以下の通りに計算できる。

$$\begin{aligned} \text{放射能濃度} &= \text{許容放射濃度(Bq/kg)} \times \text{溶出率(\%)} \times \frac{\text{廃棄物の単位体積重量(kg/m}^3\text{)}}{\text{間隙比}} \\ &= 100,000 \times 0.1 \times \frac{1,500/1,000}{0.8} = 18,750 \text{ (Bq/L)} \end{aligned} \quad (3.1.2)$$

ただし、ここでは溶出率が液固比に係らず一定であり、溶出する放射性セシウムが瞬時に間隙水に溶出すると仮定している。このように算出した放射性セシウム濃度の間隙水に対して、浸出後の濃度が排水濃度限界である 90Bq/L 以下(セシウム 137 のみの場合)となるような性能を有する土質系遮水材料の開発を目標とする。

(2) 遮水材料として用いる際に必要となる透水係数と吸着性能

放射性セシウムが処分場外に浸透する際に、安全なレベルまで濃度を低下させる方法は大きく分けて 2 つある。一つは、浸出にかかる時間(トラベルタイム)を長くし、半減期による放射性セシウムの減少を待つ方法、そしてもう一つは浸出中の放射性セシウムを遮水層に吸着させる方法である。そこで、間隙水の放射性セシウム濃度(18,750Bq/L)がそれぞれの方法により原発の排水規制である 90Bq/L(セシウム 137 の場合)まで低下させるのに必要な条件を求めた。

まず、トラベルタイムを長くすることにより浸出水の濃度を 90Bq/L 以下とする場合を考える。時刻 t における放射能濃度 C は以下の式から与えられる。

$$C = C_0 \left(\frac{1}{2} \right)^{\frac{t}{T}} \quad (3.1.3)$$

表-3.1.6 石巻市における災害廃棄物の内訳¹⁰⁾

種類	廃棄物量(t)
建設等総量	3,968,940
建設等可燃物	1,064,184
うちチップ化	287,330
うち焼却処分	776,854
建設等不燃物	2,904,756
廃自動車	86,679
廃船舶	13,595
廃家電	9,612
水産品	27,452
倒木	153,934
汚泥	1,902,788
可燃物	1,245,570
不燃物	4,917,430
合計	6,163,000

*H24(4月)時点での推定値

表-3.1.7 福島県内中通り地域の仮置き場における瓦礫の放射性セシウム溶出試験結果¹⁴⁾

	放射性Cs含有量 (Bq/kg-wet)				JIS K0058-1有姿攪拌試験							
					放射性Cs溶出濃度 (Bq/L)			放射性Cs溶出率 (%)			pH	EC (mS/m)
	Cs134	Cs137	合計	含水率	Cs134	Cs137	合計	Cs134	Cs137	合計		
大谷石	14400	16200	30600	6	<8.8	<9.0	<17.7	<0.6	<0.6	<0.6	7.4	1.8
セメントブロック	2990	3470	6460	3.6	<8.2	<9.8	<18.0	<2.7	<2.8	<2.8	9.5	4.7
スレート瓦	3000	3550	6550	1.2	<8.8	<7.9	<16.7	<2.9	<2.2	<2.5	8.3	5.3
木材	3480	4070	7550	9.1	<8.6	<8.4	<17.0	<2.5	<2.1	<2.2	6.7	1.7
トタン	4510	5020	9530	0	<8.3	<10.5	<18.8	<1.8	<2.1	<2.0	7.3	1.8
石膏ボード	120	136	256	18.2	<8.1	<7.8	<15.9	<67.7	<57.3	<62.1	7.2	227
瓦	597	672	1269	1.6	<8.2	<8.3	<16.5	<13.7	<12.3	<13.0	7.5	1
塩化ビニール管	6560	7290	13850	0.5	<9.4	<9.1	<18.5	<1.4	<1.2	<1.3	7.3	2.6

表-3.1.8 災害廃棄物種ごとの見かけ比重および重量容積換算係数¹⁵⁾

		がれき		混合ごみ (木造家屋系)		木くず	
		代表値	既報の範囲	代表値	既報の範囲	代表値	既報の範囲
発生時	通常 (乾燥)			0.59 t/m ³ (1.7 m ³ /t)	0.1-1.2 t/m ³ (0.83-10 m ³ /t)	0.2 t/m ³ (5.0 m ³ /t)	0.1-0.25 t/m ³ (4-10 m ³ /t)
	水害ごみ	1.4 t/m ³ (0.71 m ³ /t)		1.0 t/m ³ (1.0 m ³ /t)		0.5 t/m ³ (2.0 m ³ /t)	
仮置き時		1.2 t/m ³ (0.83 m ³ /t)	1.1-1.5 t/m ³ (0.67-0.91 m ³ /t)	0.79 t/m ³ (1.3 m ³ /t)		0.26 t/m ³ (3.8 m ³ /t)	
搬出・処分時 (破碎等含)		2.0 t/m ³ (0.5 m ³ /t)	1.6-2.5 t/m ³ (0.4-0.63 m ³ /t)	0.73 t/m ³ (1.4 m ³ /t)	0.6-2.5 t/m ³ (0.4-1.7m ³ /t)	0.23 t/m ³ (4.3 m ³ /t)	
備考		能登半島沖・阪神淡路での実績 +埼玉県災害廃棄物処理指針 +関東建設廃棄物協同組合 +長崎大水害(最適値)		阪神淡路での調査 +長崎大水害(最適値)		能登半島沖・阪神淡路での実績 +建設混合廃棄物性状 +福井大水害(最適値)	

ここで、 C_0 は初期濃度、 T は半減期である。

この関係式を用いて、放射性セシウムの濃度が90Bq/L以下となるために必要な時間を求めると、以下の式のように求まる。ここで、放射性セシウムは全て半減期の長い(30.2年)放射性セシウム137であると仮定している。

$$t = \frac{T \cdot \ln \frac{C}{C_0}}{\ln \frac{1}{2}} = \frac{30.17 \cdot \ln(90/18750)}{\ln(1/2)} \doteq 233 \text{年} \quad (3.1.4)$$

ここで、層厚4.0m、動水勾配1.0(水頭差4.0m)と仮定する。海面処分場の場合には、内外水位差は潮汐の変化によって水頭差が生じるため、処分場内から場外に向けて4.0mの水頭差が常にかかり続けるという状況は考えにくい。より厳しい条件を仮定し、この水頭差を選択した。このトラベルタイムを達成するためには

$$k = \frac{4.0}{60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 365 \cdot 233} \doteq 5.44 \times 10^{-10} \text{ m/s} \quad (3.1.5)$$

程度の透水係数を満たす必要がある。よって遮水材料の透水係数は $5.0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ を目標とした。

続いて遮水材料に放射性セシウムを吸着させることにより濃度を低下させるために必要な性能を考える。20,000Bq/Lに近い濃度のものを90Bq/Lまでに低下させるためには、99%以上の放射性セシウムを吸着する必要がある。しかし、遮水材料は難透水性を保持することが主要な役割であることを考え、吸着能としては必要なトラベルタイム確保を補完する機能と位置づけ、「時間経過による放射性セシウム減少を考慮しない状態におい

て、吸着により遮水層通過後の濃度を 1/10 にする」ことを目標とした。以上、本研究で設定した仮定と根拠および必要性能を表-3.1.9 にまとめて示す。

表-3.1.9 本研究での設定条件と遮水地盤材料の必要性能

・性能を設定するための条件

	設定項目	設定条件	設定根拠
設定条件	処分場に埋立処分する廃棄物の放射能レベル	すべて 100,000Bq/kg と仮定。	環境省のガイドラインにより、中間貯蔵施設で保管する廃棄物の放射能レベルの最大値。今回調査した範囲では平均 24,800Bq/kg。
	廃棄物の平均溶出率	10%	現地調査して調べた廃棄物ごとの溶出率と、それらの廃棄物の発生量比率により 6.7%と算定。安全側を考慮して 10%に設定
	廃棄物の平均質量	1.5t/m ³	調査結果の平均
	廃棄物の平均間隙比	0.80	調査結果の平均
	底面遮水層厚 D と埋立完了後の処分場内の処分場外に対する水頭差 h	$D=4.0\text{m}$ $h=4.0\text{m}$	一般の管理型処分場の実績では $D=2.0\text{m}$ でありこれを 2 倍した。管理型処分場の実績値では $h=2\text{m}$ であるが安全を考慮して 2 倍。
	処分場内の間隙中の水が処分場外に浸出したときの放射能レベル	90Bq/kg(セシウム 137 の場合)	原子力発電所の排水基準値
	埋立によって発生する余水処理の方法	余水を発生させない(あらかじめ処分場内の水位を低下)	一般の管理型処分場では余水を水処理して海に排水する。しかし、風評被害等を避ける等の理由から余水が発生しない埋立方法とした。

・底面遮水材料が満たすべき透水係数とセシウム吸着特性の性能

項目	性能	根拠	参考
透水係数	$5 \times 10^{-9}\text{m/s}$ 以下 (層厚 4m)	処分場内の水が遮水層内を浸透して処分場外に出るまでの必要時間(トラベルタイム、吸着は考慮しない。) 233 年を確保。	一般の管理型廃棄物処分場の基準では $1 \times 10^{-7}\text{m/s}$ で層厚 5m あるいは $1 \times 10^{-8}\text{m/s}$ で層厚 0.5m
セシウム吸着特性	遮水層内の吸着により遮水層浸透後に濃度を 1/10 以下に減少	透水係数の性能だけで浸出水の放射能レベルは満足するが、吸着により 1 放射能レベルで 10 倍以上の安全を確保する。	

なお、前述したように、表では処分場に埋立処分する廃棄物の放射能レベルを 100,000Bq/kg としたが、これは処分場の性能を決定するために用いた条件であり、100,000Bq/kg までの廃棄物・除染発生土を受け入れることを前提とするものではない。放射能レベル 100,000Bq/kg として規定した性能の処分場において受け入れる廃棄物・除染発生土の放射能レベルの上限値を 100,000Bq/kg よりも低く設定してさらに安全を図ることも考えられる。

3.2 低透水性とセシウム吸着性能を持つ遮水地盤材料の開発

土田 孝 (広島大学)

3.2.1 ベントナイト混合による透水係数の変化

段階載荷圧密試験によって求めた平均圧密応力と透水係数の関係を図-3.2.1に示す。圧密初期段階である平均圧密応力 2.45kN/m^2 および 6.9kN/m^2 においてはばらつきがあるが、ベントナイト混合量が増加するにつれて透水係数は明らかに低下し、 $5 \times 10^{-10}\text{m/s}$ という透水係数の目標はベントナイト混合試料では圧密圧力が 30kPa 以上になれば達成できる。また、図のように試料 T25 のように比較的少量のベントナイトを混合するだけでも、透水係数の低下は顕著に表れた。ここで、圧密段階初期における透水係数がばらついた原因としては、上面から作用する応力が小さいことから、圧密リングと試料間の摩擦や、上面から作用する応力の不均一性が顕著に表れたこと、試料が柔らかく加圧板が安定しなかったことが考えられる。

ベントナイトを混合した際の透水係数 $k(B)$ を、徳山港粘土単体の透水係数 $k(T)$ で除すことで、透水係数の変化率を求めた。図-3.2.2 にベントナイト添加量と透水係数変化率 $k(B)/k(T)$ の関係を示す。なお、ばらつきの大きかった平均圧密応力 2.45kN/m^2 と 6.9kN/m^2 のデータは除外している。こちらを見ても、ベントナイト混合量が増えるに連れて、透水係数はより低下していく傾向が見て取れる。平均圧密応力が 13.9kN/m^2 の場合にはベントナイトを混合しない場合と比較して、およそ 0.69 から 0.76 倍にまで透水係数が低下していた。さらに、ベントナイト混合量が増加するにつれて、高圧力状態における透水係数の低下が顕著となり、最も低い場合で試料 T の 0.34 倍にもなることが分かる。これは、圧密応力が低い状態において、粘土粒子間に入り込めていなかった吸水膨張したモンモリロナイト粒子が、圧力が高まるにつれて粘土粒子間に押し込まれる形となり、粘土粒子間の間隙を埋める効果が高まったためであると考えられる。

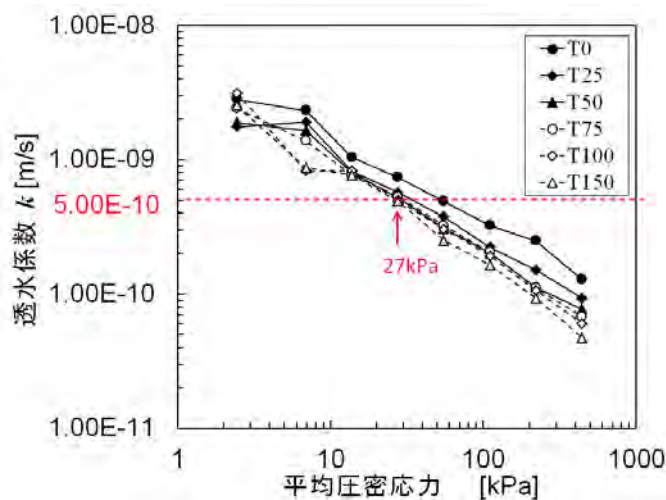


図-3.2.1 平均圧密応力と透水係数の関係

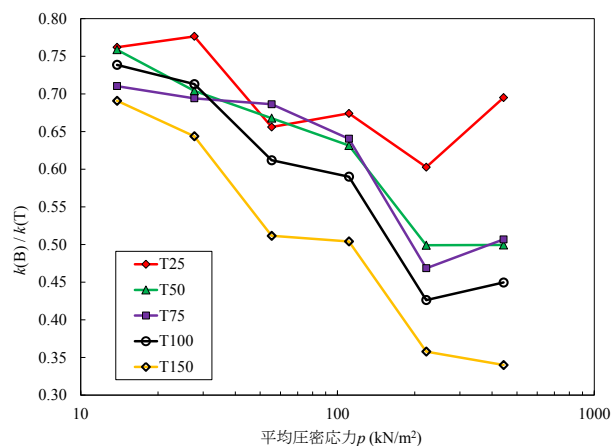


図-3.2.2 透水係数変化率 $k(B)/k(T)$ と平均圧密応力の関係

間隙充填効果が発揮されたことを確認をするために、平均供試体高さから算出した間隙比 e と透水係数 k の関係を求めた。間隙比 e と透水係数 k の関係を図-3.2.3 に示す。なお、平均圧密応力 2.45kN/m^2 と 6.9kN/m^2 のデータは除外している。透水係数が低下するのが、モンモリロナイト粒子が粘土粒子間を充填している効果のみであるならば、ベントナイト混合量が増加するにつれて間隙比 e は低下していき、同じ間隙比 e の時にはほぼ同様の透水係数 k となる、つまりは、 $e\text{-}\log k$ 関係はほぼ一つの直線で表せるはずである。しかし結果をみると、試料 T25、T50 においては上述の傾向が確認できたが、全体的として、高压状態下(透水係数 k が小さい範囲)では各試料の間隙比 e はほぼ同じ、低压状態下(透水係数 k が大きい範囲)ではベントナイト添加量が多いほど間隙比が大きくなる傾向となった。また、同一間隙比 e の時にはベントナイト混合量が多いほど、透水係数の低下が顕著に表れている。この傾向は、ベントナイト混合量が増加するに従い、モンモリロナイトのもつ吸水膨潤性により、間隙を埋めるだけでなく他の粘土粒子を押し広げる形で膨張したためだと考えられる。

ここで、間隙比が大きくなるにもかかわらず透水係数が低下する理由として、自由水がモンモリロナイトに取り込まれることで、圧密係数 c_v が低下するためであると考えられている。圧密係数が低下することにより透水係数は低下する。圧密係数の低下傾向を確認するため、段階載荷圧密試験により求めた圧密係数と平均圧密応力の関係を図-3.2.4、体積圧縮係数と平均圧密圧力の関係を図-3.2.5 に示す。体積圧縮係数は、全体としてほとんど変化していない。一方圧密係数 c_v は混合量が増えるにつれて減少しており、他の粒子を押し広げはじめたと考えられる T75 以上の混合量でも減少していくことが確認できる。また、平均圧密応力 p が高くなるにつれて圧密係数 c_v の低下が顕著となった。これは圧密が進むにつれ、モンモリロナイトが吸着していた自由水も排水されてしまい、モンモリロナイトの吸水力が高まったためと考えられる。

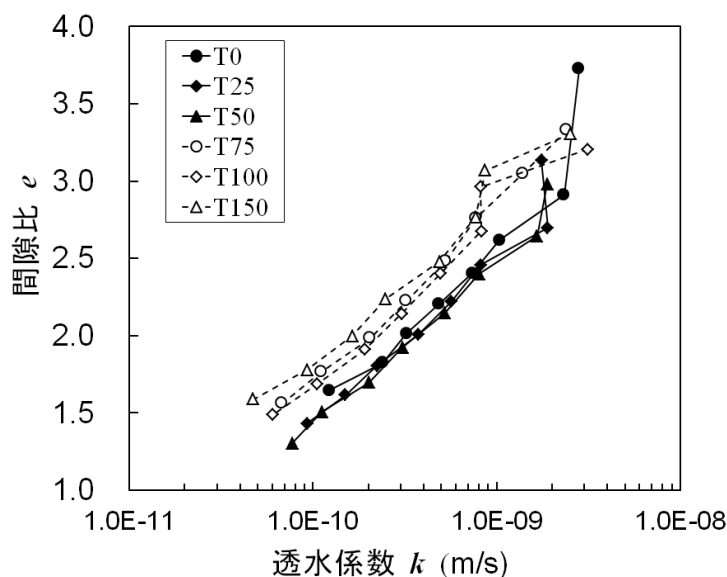


図-3.2.3 間隙比と透水係数の関係

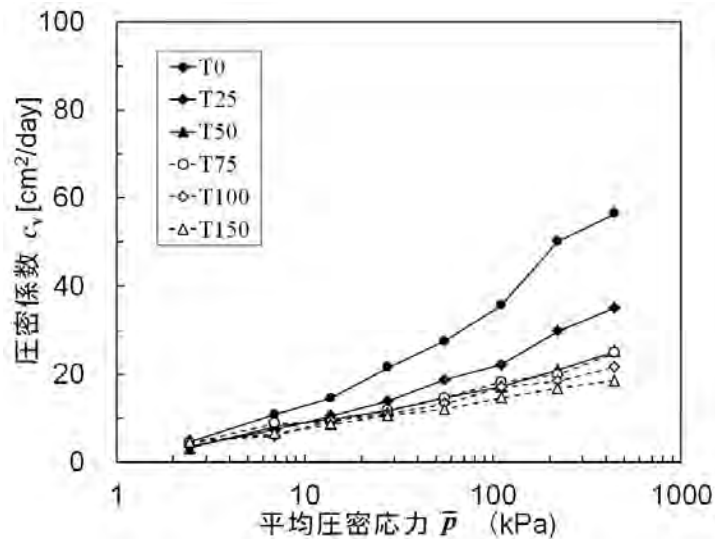


図-3.2.4 圧密係数 c_v と平均圧密圧力 p の関係

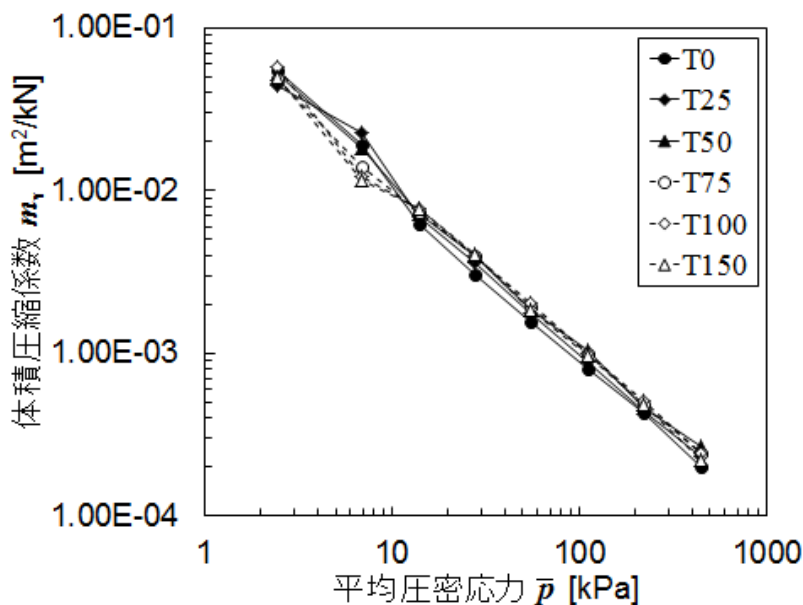


図-3.2.5 体積圧縮係数 m_v と平均圧密圧力 p の関係

以上より、ベントナイト混合量が少ない場合でも間隙の充填効果が発揮されることで透水係数は下がることを確認した。また、圧密圧力が大きい領域ほど、透水係数 k の低下は顕著であり、ベントナイト添加による遮水性の向上に寄与することが分かった。

3.2.2 遮水性地盤材料のセシウム吸着性能の評価

(1) 振とう攪拌試験による吸着性能の評価

ベントナイトは通常、セシウムの吸着特性が高い 2:1 型層状ケイ酸塩鉱物と呼ばれる粘土鉱物を多く含む粘土であるが、海水中の共存イオンによる吸着性の低下が考えられ(表-3.1.3) 報告されており、海成粘土の吸着特性の低下を招く可能性がある。そこで、海成粘土の吸着性能およびベントナイト混合試料の吸着性能の確認を行うため、振とう攪拌試験を行った。

吸着性能の比較には分配係数を用いて行われる。分配係数は、吸着量を残留濃度で除した形(式(3.2.1))で与えられ、吸着量と残留濃度の関係図では、原点を結ぶ傾きを求めることで得ることが出来る。

$$\text{分配係数 (mL/g)} = \frac{\text{吸着量 (mg/kg)}}{\text{残留濃度 (mg/L)}} \quad (3.2.1)$$

吸着材の吸着性能が低く、残留濃度が供与液の初期濃度にほとんど近い場合には分配係数は 0 付近となる。逆に、残留濃度が少なく吸着量が多くなるに従い、分配係数は大きくなる。

図-3.2.6 に振とう攪拌試験から得られた各供試体の吸着量と平衡濃度の関係を示す。また、プロット点横に表示しているラベルは、セシウムの初期濃度を示している。試験結果を見ると吸着量と平衡濃度の関係は直線関係になっていないことが分かる。また、初期濃度が増加するに従い、吸着量の増加勾配が減少している。これは、セシウムの初期濃度が比較的低い段階では未吸着のものが多いため吸着力は強いが、初期濃度が高くなるにつれ、セシウムを吸着した粘土鉱物が多くなり、吸着しきれずに平衡濃度が高くなることで供試体単位質量あたりの吸着量が低下したためだと考えられる。

図-3.2.7 に振とう攪拌試験から得られた分配係数 K_d とセシウム溶液初期濃度 C_0 の関係である。この関係を見てもわかる通り、供与液初期濃度が高くなるにつれて、いずれの試料においても分配係数は減少していく傾向にある。また、試料ごとで分配係数を比較すると、10mg/L および 30mg/L においては徳山港粘土単体の試料において分配係数が高くなっているが、50mg/L 以降は徳山港粘土単体の試料の分配係数は大きく低下しており、他試料の分配係数の方が大きくなっている。一方でベントナイト単体の試料では、初期濃度 100mg/L を除き、常に低い分配係数を示しており、吸着性の低い材料であるとの結果となった。しかしながら全体としてみると、分配係数は 15 から 30 程度の範囲内でとどまっている。放射性セシウムの吸着率が高い物質としてゼオライトが挙げられるが、ゼオライトの放射性セシウムに対する分配係数は 400 から 800mL/g と、本研究で求めた分配係数よりかなり高い値を示している¹⁶⁾。これを考慮すると、ベントナイト混合試料の分配係数は海成粘土単体の分配係数とほぼ変わらないと考えられる。また、セシウム溶液の溶媒が海水ではなく真水の場合の分配係数として 24 から 63mL/g が報告されており¹⁶⁾、今回の値はこれに比べて全体的に小さかった。これより、海水が含むイオンにより吸着の障害が発生したと考えられる。

図-3.2.8 に吸着率 P とセシウムの初期濃度 C_0 の関係を示す。吸着率 P は式(11)のように計算した。

$$P = \frac{C_0 - C_{eq}}{C_0} \times 100 \quad (3.2.2)$$

図-3.2.8 よりこの範囲の吸着率はどの供試体も 65~75%である。よって、この観点よりみると、本研究の吸着性能の目標である 90%は達成できなかったといえる。しかしここでの吸着性能の検討では、セシウム溶液 200mL に対して 20g (乾燥重量) の試料を振とう攪拌させる方法を用いており、実際の処分場の状況を模した方法とはいえない。すなわち、試料に対してセシウム溶液の濃度が実際よりも非常に高い状況で吸着特性を調べたものである。圧密した供試体にセシウム溶液を通水させるなど、遮水材料が実際に適用された状況を模した試験を行って吸着特性を把握する必要がある、この点は圧密浸透試験によって検討する。

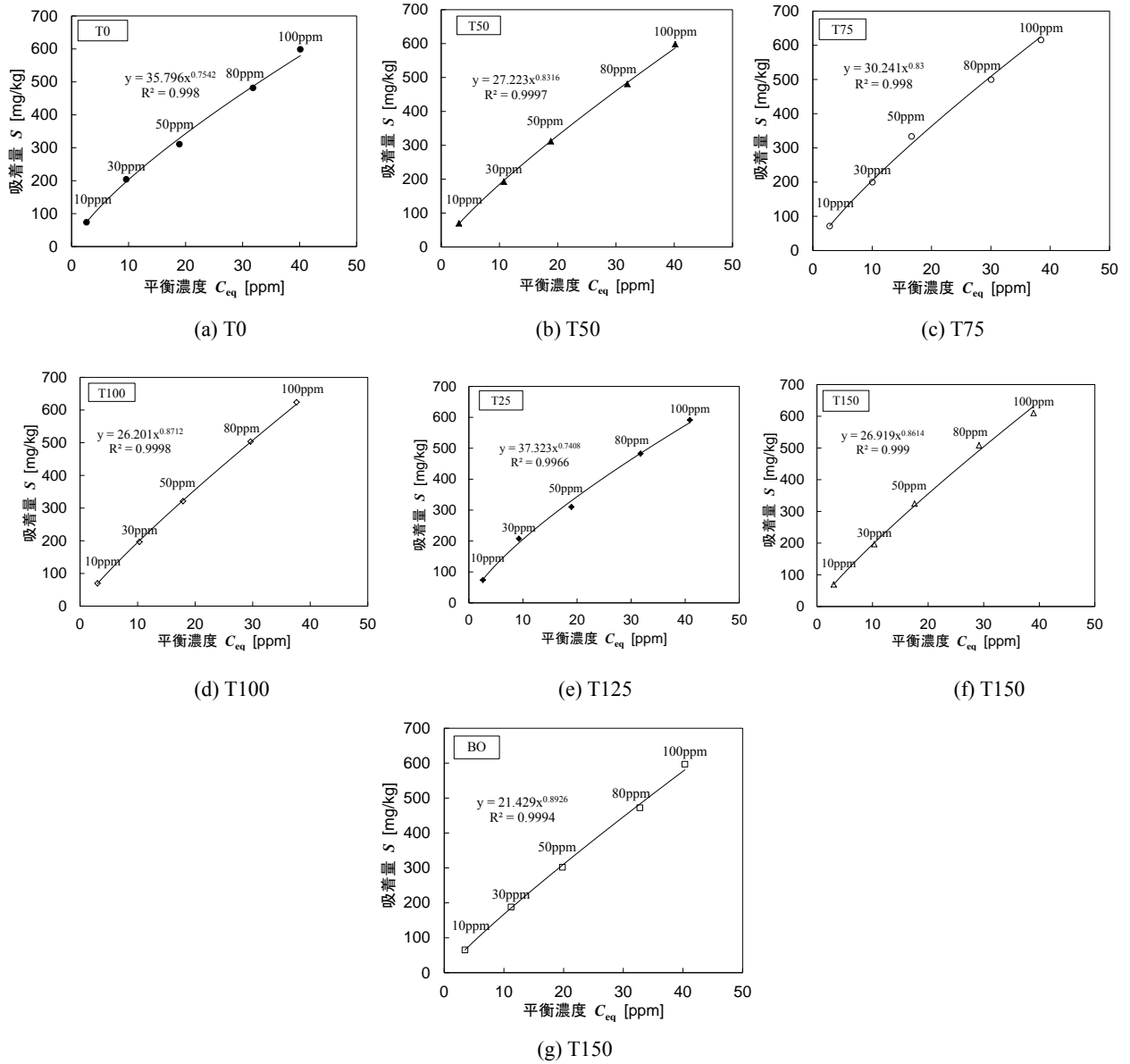


図-3.2.6 吸着量と平衡濃度の関係

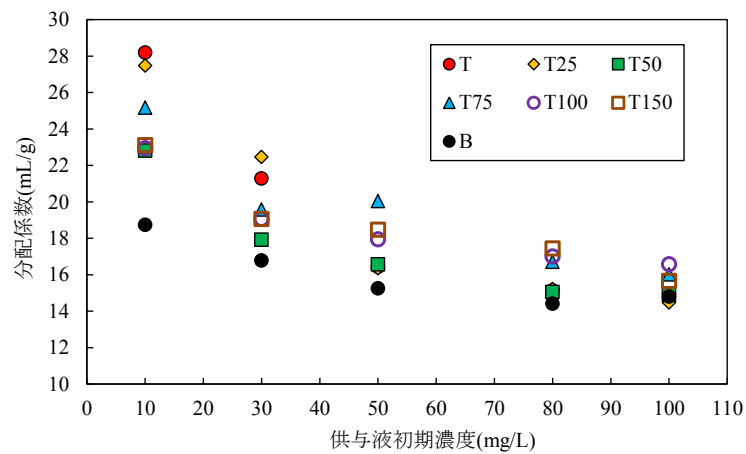


図-3.2.7 分配係数と供与液初期濃度の関係

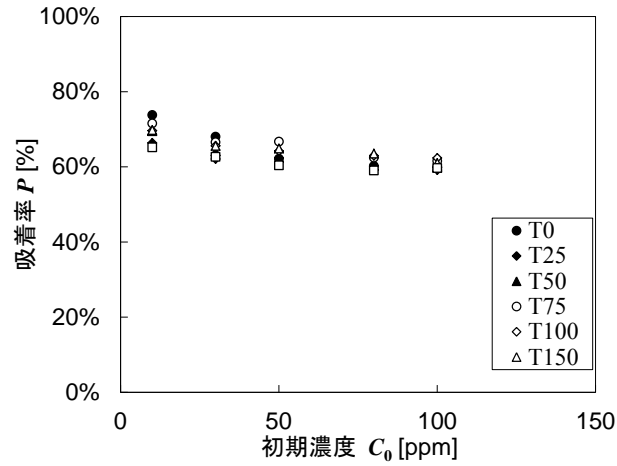


図-3.2.8 吸着率 P と初期濃度 C_0 の関係

(2) 圧密浸透試験によるベントナイト混合試料の吸着特性の評価

圧密通水試験ではセシウム溶液 10mL が供試体を通水するまでの時間を計測しているため、透水係数を算出することができる。よって、圧密試験で得られた透水係数(3.2.1)と圧密通水試験から得られた透水係数の比較を行った。図-3.2.9 に圧密試験から得られる透水係数と圧密通水試験から求まる透水係数を比較した結果を示す。後者の透水係数については、式(3.2.3)のように計算した。

$$k = \frac{QH}{A\Delta ht} \quad (3.2.3)$$

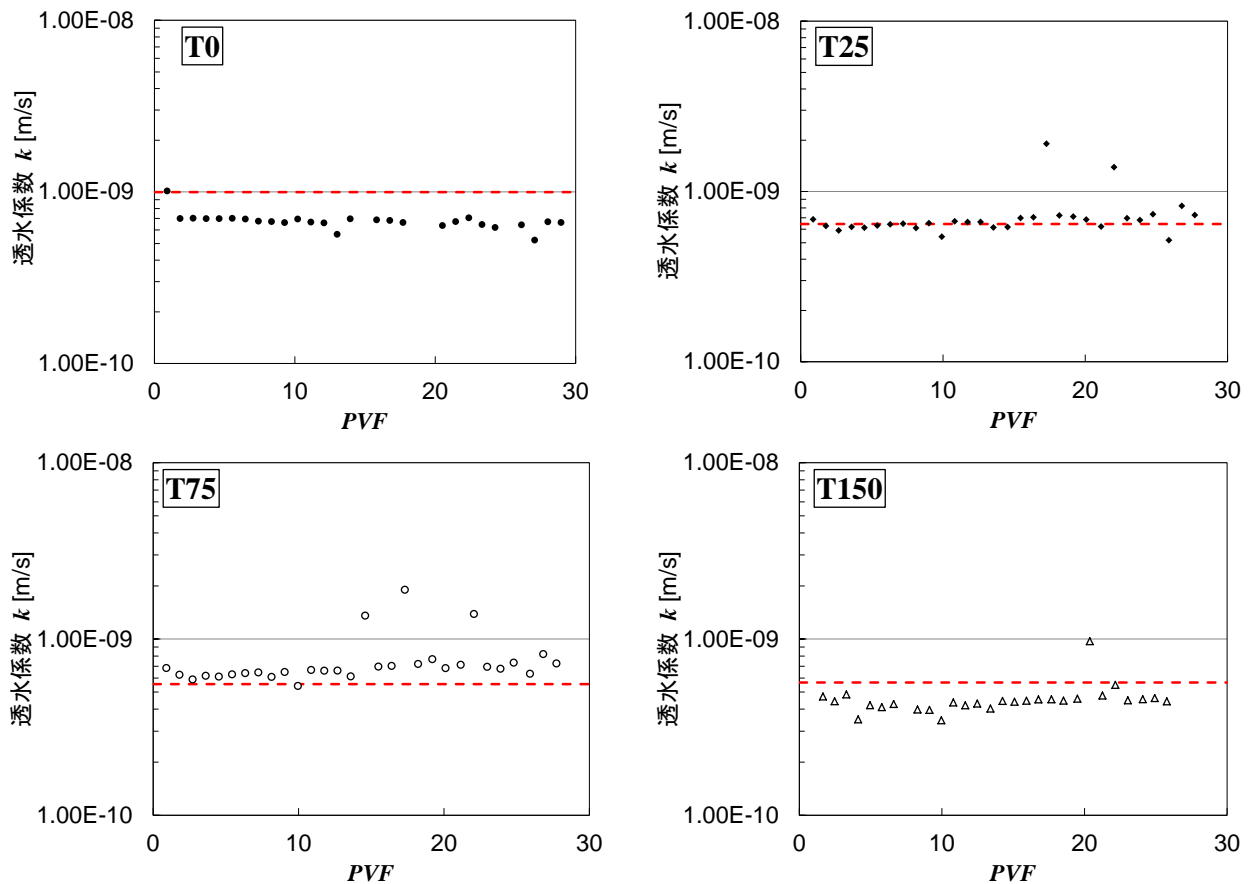


図-3.2.9 圧密試験、圧密通水試験から得られる透水係数の比較

(* プロット点：圧密通水試験から求めた透水係数、点線：圧密試験から求めた透水係数)

ここで、 Q は通水量、 h は平均供試体高さ、 A は供試体断面積、 Δh はヘッド差、 t は通水時間である。図-3.2.9をみると、どの供試体についても、圧密試験および圧密通水試験から求まる透水係数は概ね一致していることが確認できた。

圧密浸透試験では、バッチ試験において用いた試料のうち、徳山粘土単体試料(T)および徳山港粘土を母材とし、 $1.5w_L$ 時の単位体積重量に対してベントナイトを 25kg(T25)、75kg(T75)、150kg(T150)混合した試料を用いた。また浸透後の溶液は、二重管式ビュレットの目盛を確認しながら、安定セシウム溶液が 10mL 浸透するごとに回収し、計 300mL 回収した。つまり、溶液濃度は回収した 10mL 溶液の平均を表していることになる。

ここで、それぞれの供試体は圧密により沈下が生じる。しかし、この圧密沈下量は全ての試料において一定ではないため、試料が含む間隙水の量も異なる。さらに遮水材として用いる状況と今回の実験結果との比較を行う場合にも、通水量自体で比較することには意味がなく、遮水層や試料の間隙水量に対して、どの程度の量が通水されたかが重要となる。そこで、時間変化や通水量の累積に対する濃度の変化ではなく、間隙水を入れ替えた回数(PVF=Pore Volumes of Flow)に対する濃度変化で評価を行った。PVF は以下の式で与えられる。

$$PVF = \frac{\text{積算流出量}(\text{cm}^3)}{\text{間隙水量}(\text{cm}^3)} \quad (3.2.4)$$

しかし、粘土の場合には圧密による沈下が生じ、時間が経つにつれ、間隙水量が変化してしまう。よって、本試験では 10mL 通過ごとの平均供試体高さから平均間隙水量を求め、各段階の PVF_{i+1} を算出し、前段階の PVF_i を足し合わせることで PVF_{i+1} を求めた。本試験で用いた PVF_{i+1} の式を以下に示す。

$$PVF_{i+1} = \frac{10(\text{cm}^3)}{\text{平均間隙水量}(\text{cm}^3)} + PVF_i \quad (3.2.5)$$

次に供与液の安定セシウム濃度については、前項に示したとおり、10 および 30mg/L の濃度を用いることが妥当であると判断した。しかし、どちらの溶液を用いる場合においても、浸透後の濃度測定の精度が問題とならないように配慮する必要がある。本研究で用いた原子吸光分析機によるフレーム法並びに検量線法では、測定濃度が検量線の範囲内から外れる場合にはその測定結果の信頼性が低くなる。本研究での検量線の範囲は 1.0mg/L から 5.0mg/L であり、測定時の濃度が 1.0mg/L を下回るような溶液濃度の場合、その値は参考程度にしかならないと考えられる。さらに、測定を行うために回収した浸出後の溶液の前処理を行うが、その過程において 2.0 倍に希釈がされているおり、定量下限値は 2.0mg/L となる。

その場合、定量下限値と比較して初期濃度 10mg/L であると、本研究での吸着性に関する開発目標である、溶出時濃度 1/10 以下の検討を行うことが困難となってしまう。よって本試験では 30mg/L の供与液を用いることが望ましいと考える。しかし、供与液初期濃度による浸出時の傾向が不明であったため、予備試験として、徳山港粘土単体の試料(T)に対して、10mg/L と 30mg/L の溶出の傾向を比較した(図-3.2.10(a)、図-3.2.10(b))。

初期濃度 10mg/L と 30mg/L の溶出液濃度の PVF に対する変化を比較すると、双方とも PVF がある程度まで上昇するまでほぼ検出されておらず、30mg/L では PVF が 12 程度(検量線外のため参考値程度)、10mg/L は 16 程度(参考値程度)で濃度が検出され始めている。また、初期濃度が高い 30mg/L の供与液を用いた場合の方が、溶出濃度の増加勾配は大きくなっている。そこで、測定した溶出液の濃度を初期濃度で正規化することにより、両者の比較を行った。その結果、溶出液濃度の上昇し始める点は異なるが、その増加勾配がほとんど等しくなっている。そこで、初期濃度 10ppmmg/L の曲線を平行移動させ、溶出液濃度が検出され始める点を合わせてプロットした図を図-3.2.11 に示す。若干のずれが認められるものの、正規化した濃度のプロット点はほぼ重なり、増加勾配は同様になると考えられる。

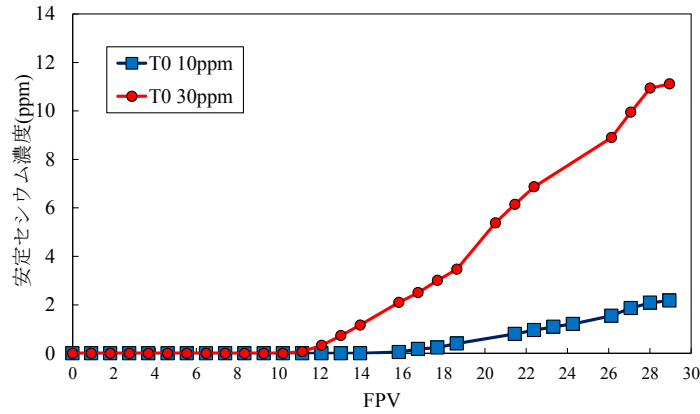


図-3.2.10(a) PVF に対する安定セシウム濃度(mg/L)

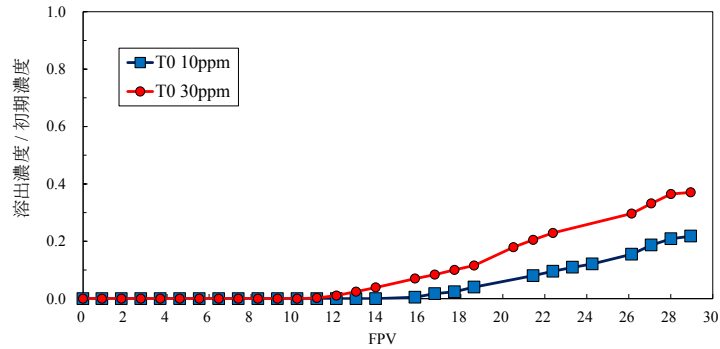


図-3.2.10(b) PVF に対する初期濃度で正規化したセシウム濃度

以上の結果から、浸透時におけるセシウムの吸着特性については、次に挙げる特性を持つ可能性がある。

- ① 初期供与液濃度が高くなると、それに対応して浸透後濃度が検出され始める PVF が小さくなる。
- ② 浸透後溶液の濃度を初期濃度で正規化することによって、PVF に対する安定セシウム濃度の増加勾配は一定となる。

ただし、ここに示した傾向は 10mg/L と 30mg/L の溶液濃度を用いた場合でしか確認しておらず、これらの供与液よりも濃度の差が大きい場合にも適用できるかについての検討は行っていない。さらに②に示した特性は、(1)において示した、供与液初期濃度の上昇に伴う分配係数低下の影響を受けている可能性も高く、一概に正しいと言える特性ではない。

しかし、10mg/L、30mg/L の二つの濃度においては適用が可能であると判断し、測定の結果がより正確となるように、また、より厳しい条件を与えることで安全側を考慮して、30mg/L 溶液を用いて試験を行った。

図-3.2.12 に各試料の PVF 経過に対する浸透後安定セシウム濃度の関係を示す。この関係より、ベントナイト混合量が増加するに従い、浸透後の濃度上昇が早く確認されることが分かる。つまり、ベントナイトを混合することにより、透水時における安定セシウム吸着性能が低下していくことが確認できた。これは、(1)に示した攪拌振とう試験(バッチ試験)の結果と同様の傾向となった。ここで、定量下限値以下の濃度においては正確な

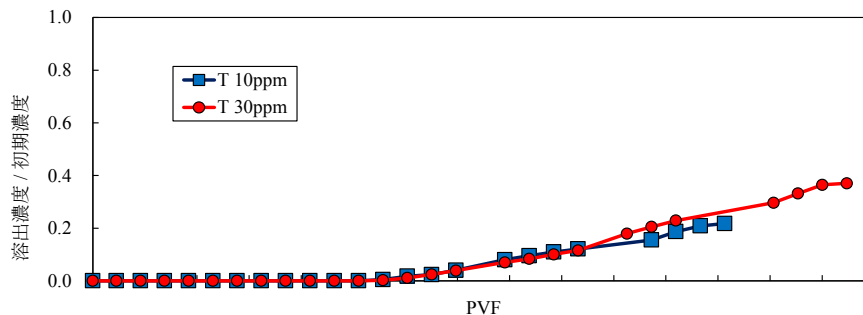


図-3.2.11 正規化した溶出濃度の増加傾向の比較

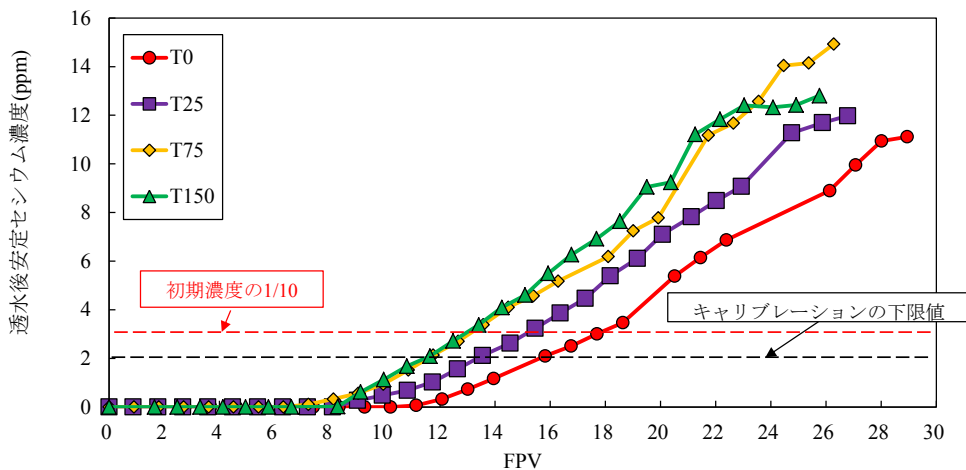


図-3.2.12 PVF に対する透水後の安定セシウム濃度変化

濃度が定量不可能であったというだけで、濃度が 0 というわけではない。よって、どの程度の濃度が検出されているかは判断できず、放射性セシウムに換算した場合に、原子力発電所の排水濃度限界以上となっている可能性も十分にある。しかし、本研究で目標とした初期濃度の 1/10 とする遮水材料の開発という点で見ると、1/10 の濃度である 3mg/L となるのは、もっとも検出の速かった T150 の場合でも、おおよそ PVF で 12 となっている。これは、汚染水が遮水層内の間隙水を 12 回入れ替えたことと同義であり、透水係数 1.0×10^{-9} m/s、動水勾配 1.0、遮水層圧 4.0m の場合において、おおよそ 1、500 年以上の時間がかかるという結果となった。この時間は、安定セシウム 137 の半減期を 50 回迎える時間と同等である。この程度の時間が経過した際には、間隙水中の放射性セシウム濃度は排水濃度限界を大きく下回っており、ほとんど 0 に近い値となり、吸着性に対する目標は達成できていることになる。

しかしながら、本実験で行った透水試験では、強制的に大きな水頭差および動水勾配を与えているため、言うならば移流現象しか考慮できていないことになる。放射性セシウムの浸出には、移流現象の他にも重要な現象である拡散現象を考慮する必要がある。これは、濃度勾配によって物質や溶液が分散、移動する現象であり、遮水材の吸着性能においても十分考慮すべき点である。この点においては現段階では評価出来てはならず、今後の課題である。

3.2.3 荷重調整のための製鋼スラグとベントナイトを混合した遮水地盤材料の性質

(1) 透水係数と圧密係数

図-3.2.13 に透水係数 k と平均圧密応力 \bar{p} の関係を示す。徳山港粘土にベントナイトを添加するに従い、透水係数が低下（遮水性能が向上）していることがみてとれる。これは、ベントナイトが膨潤し、徳山港粘土の間隙を充填したためと考えられる。一方、徳山港粘土に製鋼スラグを添加した場合、透水係数が大幅に増加（遮水性能が低下）していることが確認できる。特に製鋼スラグを体積比で 93% 添加した (T0S93) 場合、徳山港粘土のみの供試体 (T0) に比べて 10 倍程度透水係数が大きくなるという結果となった。これは製鋼スラグ添加によって、水みちが存在する構造が形成され、透水性が向上したためだと考えられる。しかし、この点については SEM やポロシメーターを用いた微視構造から確認する必要がある。これについては第 3 章で詳しく述べる。また、徳山港粘土に製鋼スラグを添加した場合でも、ベントナイトを添加することである程度、透水係数を減ずることができることが確認された。

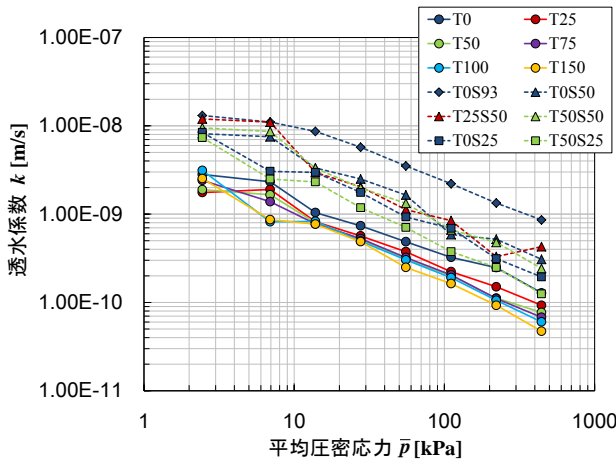


図-3.2.13 $k - \bar{p}$ 曲線

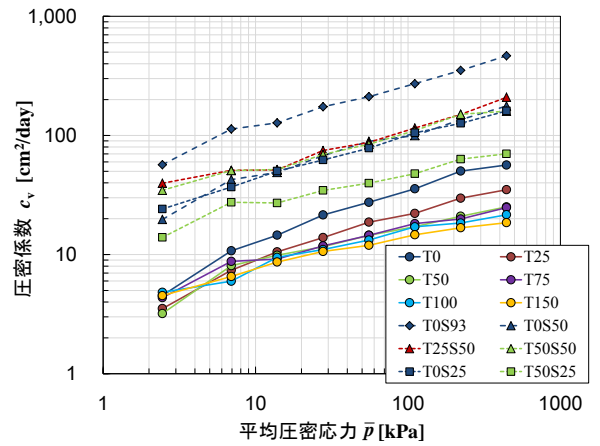


図-3.2.14 $c_v - \bar{p}$ 曲線

図-3.2.14 に圧密係数 c_v と平均圧密応力 \bar{p} の関係を示す。まず、徳山港粘土にベントナイトを添加した供試体については、ベントナイトの添加量が多いほど圧密係数が小さいことがみてとれる。これは、ベントナイトの膨順効果により、供試体内の間隙に含まれる自由水が減少したためだと考えられる。一方、徳山港粘土に製鋼スラグを添加した供試体については、製鋼スラグの添加量が多いほど圧密係数の値が大きいことがみてとれる。これは図-3.2.13 でも確認されたように、製鋼スラグ添加により透水性が向上することで、排水速度が向上したためだと考えられる。

図-3.2.15 に間隙比 e と圧密応力 p の関係を示す。徳山港粘土にベントナイトを 50kg/m^3 までの添加量であれば、間隙比を減らす効果が確認できた。しかし、ベントナイトを 75kg/m^3 以上添加した場合は、逆に間隙比が大きくなっていることがみてとれる。これは、ベントナイトが膨潤し、ベントナイト粒子の粒径が大きくなることで、間隙が生じやすい状況になったためと考えられる。一方、製鋼スラグを添加した供試体については、製鋼スラグを添加していない供試体に比べて $e - \log p$ 曲線の傾きが緩くなっていることがみてとれる。これは徳山港粘土に圧縮性の非常に低い製鋼スラグを添加することで、供試体の圧縮性が低下してしまったためだと考えられる。

図-3.2.16 に湿潤重量 γ_t と平均圧密応力 \bar{p} の関係を示す。徳山港粘土にベントナイトを添加しても、供試体の湿潤重量に大きな変化はみられなかった。一方、徳山港粘土に製鋼スラグを添加した場合、大幅に湿潤密度が増加していることがみてとれる。これより、単位重量の大きな遮水材料という点では、製鋼スラグの添加は有効であることが確認された。

(2) 製鋼スラグを含んだ供試体の微視構造

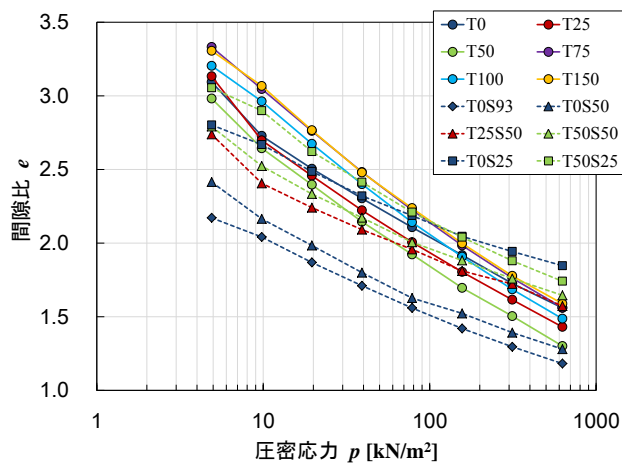


図-3.2.15 $e - \log p$ 曲線

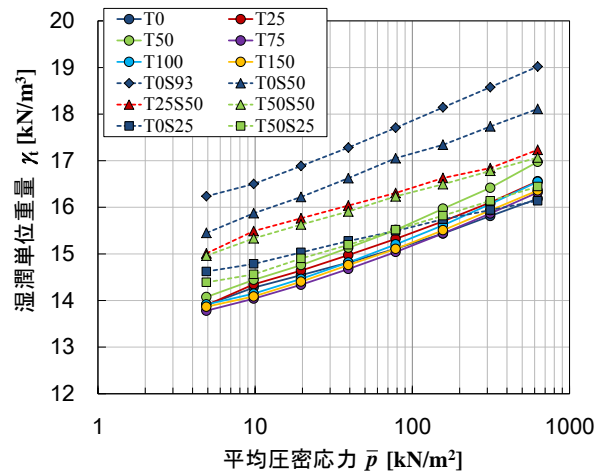


図-3.2.16 $\gamma_t - \log \bar{p}$ 曲線

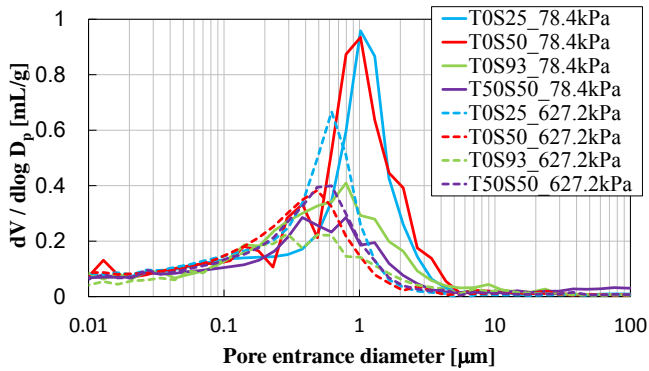


図-3.2.17 間隙容積頻度曲線

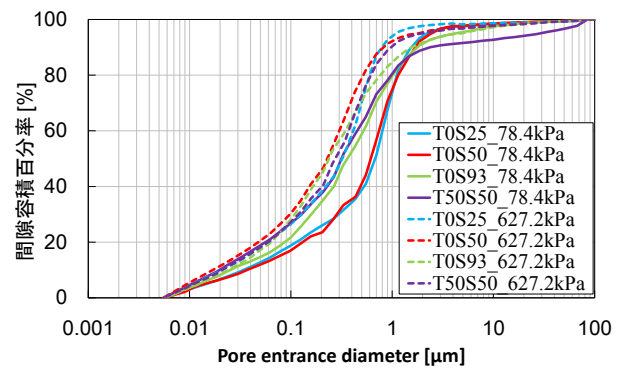


図-3.2.18 間隙容積分布曲線

(1)の圧密試験結果でも述べたように、徳山港粘土に製鋼スラグを添加した場合、透水係数が大幅に増加するという結果となった。そこで、この原因を究明するために製鋼スラグを含んだ供試体の微視構造の把握をポロシメーターと走査型電子顕微鏡（以後、SEM）により行った。本研究では代表として表-2に示したTOS93、TOS50、TOS25、T50S50に対し微視構造の検討を行った。

まず、1つの配合パターンに対し、段階载荷圧密試験と同様の方法で段階载荷を実施し、78.4kPaで圧密完了したものと、627.2kPaで圧密完了したものの計2つの試料を用意した。この試料を、ポロシメーター用に5×5×5mm程度、SEM用に5×5×30mm程度にワイヤーソーで切り出し、液体窒素で瞬間凍結させた。その後凍結させた試料は、真空凍結乾燥器内で氷を昇華させ、十分乾燥させた。ポロシメーターでは試料内に水銀を圧力を変化させながら注入することによって得られる注入圧力と注入量の計測結果をもとに試料の間隙分布を把握した。SEMでは、切り出した試料を5×5×5mmに整形し、アルミ製のマウントに伝導性の接着剤で固定し、試料表面に金を蒸着させて、試料表面の観察を行った。

図-3.2.17、図-3.2.18はそれぞれ78.4kPa、627.2kPaで圧密した供試体の間隙容積頻度曲線、間隙容積分布曲線である。図-3.2.17を見ると、圧密が進行するにしたがって、ピーク時の間隙直径と間隙容積が減少していることが分かる。また、図-3.2.18を見ても、圧密が進行することで曲線が左側にシフト、つまり供試体の間隙直径が小さくなっていることが分かる。これは、圧密進行に伴って、供試体の構造が密実になったためだといえる。T50S50は圧密応力78.4kPaでの間隙容積が他の供試体に比べ一番小さかった。これは、ベントナイトの間隙充填効果によるものと考えられる。しかし、圧密応力627.2kPaになっても、間隙容積分布に大きな変化はなかった。これは、初期の段階でベントナイトが徳山港粘土の間隙を充填したためだと考えられる。一方、TOS93についてもT50S50と同じ傾向がみられた。これは製鋼スラグ添加によって、圧縮性が低下し、密実になりにくかったためだと考えられる。

次にSEMで観察したそれぞれの供試体の微視構造について考察する。TOS93（図-3.2.19）については、78.4kPaでの圧密完了時において、製鋼スラグ周辺に大きな間隙が発生していることが確認できる。また、627.2kPaでの圧密完了時でも、若干ではあるが製鋼スラグ周辺の間隙が残っている。

次に製鋼スラグの添加量を少なくしたTOS50（図-3.2.20）をみると、78.4kPaでの圧密完了時に、製鋼スラグ周辺に大きな間隙が発生していた。しかし、圧密圧力627.2kPaでは製鋼スラグ周辺の間隙はほとんどみられなかった。これは、図-3.2.17、図-3.2.18において、圧密による間隙体積の減少が比較的大きかったことと一致している。

図-3.2.21はTOS25の微視構造である。他に供試体に比べ、78.4kPaでの圧密完了時であっても、製鋼スラグ周辺の間隙が少ないことが分かる。また、627.2kPaでの圧密完了時では、構造がさらに密実になっていることが確認できる。この結果についても、図-3.2.17、図-3.2.18で得られた、間隙容積の減少量が比較的大きかったという結果と一致する。

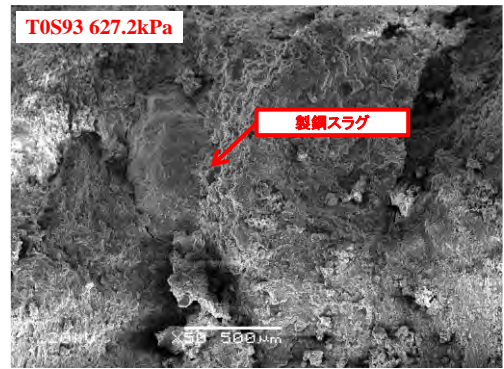
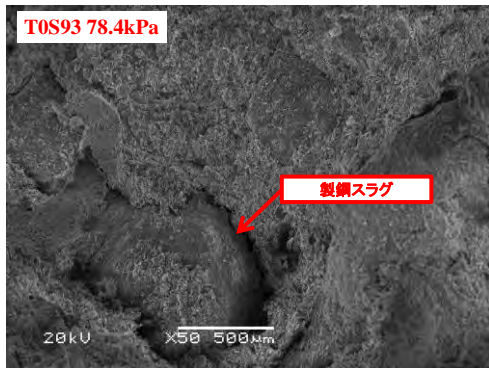


図-3.2.19 T0S93 の SEM 画像 (左 : 圧密応力 78.4kPa、圧密応力 627.2kPa)

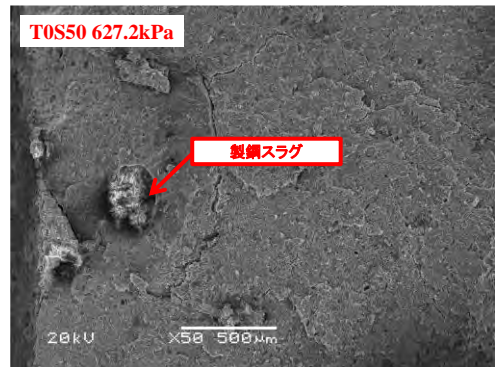


図-3.2.20 T0S50 の SEM 画像 (左 : 圧密応力 78.4kPa、圧密応力 627.2kPa)

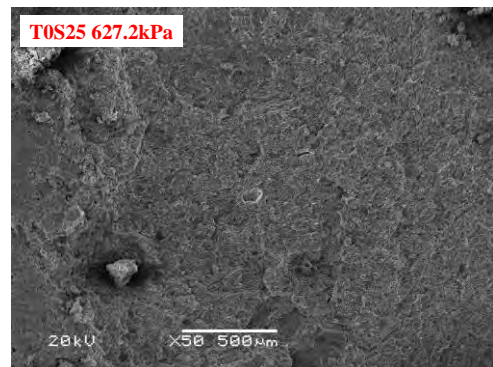
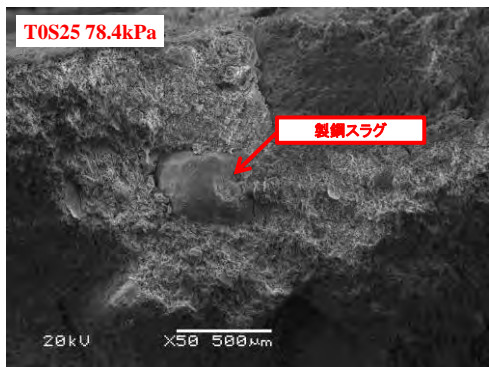


図-3.2.21 T0S25 の SEM 画像 (左 : 圧密応力 78.4kPa、圧密応力 627.2kPa)

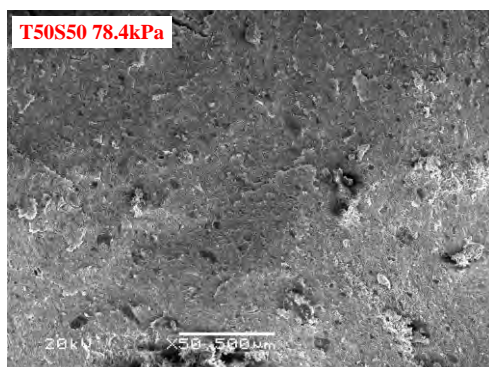


図-3.2.22 T50S50 の SEM 画像 (左 : 圧密応力 78.4kPa、圧密応力 627.2kPa)

次にベントナイトと製鋼スラグを添加した試料の微視構造について検討する。図-3.2.22 は T50S50 の SEM 画像である。圧密圧力 78.4kPa における画像では製鋼スラグ粒子を明瞭に見いだすことができなかったが、粘土部分をみても他の供試体と比べて構造が密実になっていることが伺われ、ベントナイトの間隙充填効果が表れている。圧密圧力 627.2kPa の画像では製鋼スラグ周辺に間隙が残っていることが観察されるが、図-3.2.19、図-3.2.20 に比べると、間隙は充填されている。

以上の結果より、製鋼スラグ粒子の周辺に発生していた間隙の存在が透水係数が大幅に増加した原因の 1 つ

として考えられる。

(3)セシウムに対する吸着性能の検討

セシウムに対する吸着性能の検討として、圧密通水試験（カラム試験）を実施した。図-2.2.2に本研究で用いた装置の概略図を示す。使用した試験機は載荷板内部が水で満たすことが可能で密閉された構造となっており、圧密終了後、直に通水試験を実施することができる。また、通常の圧密試験では高さ 20mm、直径 60mm の圧密リングを使用するが、本研究では通水時間短縮のために高さ 10mm、直径 60mm の圧密リングを使用した。また、試験を実施した供試体は表-2に示した T0、T25、T75、T150、T50S50 である。供試体の形成については、段階荷重圧密試験と同様にスラリー状態のまま圧密リングに空気が混入しないように投入した。供試体形成終了後、試験機を設置し、応力増分 $\Delta p/p=1$ で 4.9kPa から 19.6kPa まで段階荷重を行った。圧密圧力 19.6kPa での段階圧密終了後、圧密排水によって満たされた載荷板内部の水を二重円筒管により 30mg/L セシウム溶液と入れ替えた。その後、二重円筒管に空気圧 19.4kPa を常に与え、図-2.2.2 の矢印方向の通水経路で供試体にセシウム溶液を通水させた。供試体に計 300mL のセシウム溶液が通水した時点で試験を終了した。また、供試体にセシウム溶液が 10mL 通水するごとに、透過液を採取し、原子吸光分析機により濃度測定を行った。圧密通水試験による吸着性能の評価については、供試体を通過し、漏出したセシウムの濃度と PVF の関係から行った。PVF とは供試体中の間隙水が何回入れ替わったかを表しており、式(3.2.6)のように計算できる。

$$PVF = \frac{\Sigma V_c}{V_v} \quad (3.2.6)$$

ここで、 ΣV_c は累積安定セシウム溶液通水体積 (cm^3)、 V_v は供試体の間隙体積 (cm^3) である。

図-3.2.23 に圧密通水試験から得られた安定セシウムの漏出濃度 C_f と PVF の関係を示す。図より徳山港粘土にベントナイトを添加することで、安定セシウムが漏出し始める PVF が小さくなっていることがわかる。これより、徳山港粘土にベントナイトを添加することで、吸着性能が低下したといえる。圧密通水試験の試験時間は段階荷重試験に比べて試験時間が最大で約 7 日と長い。そのため、ベントナイトの膨潤が進行し、ベントナイトの有効粒子径が大きくなり、セシウムを吸着できる表面積が減少したことが吸着性能低下の原因の 1 つと考えられる。また、製鋼スラグを添加した供試体については、安定セシウムが漏出し始める PVF が比較的大きかった（吸着性能が高かった）が、漏出後の濃度増加勾配が他の供試体に比べて一番大きいことが分かった。これは、SEM で確認されたように、T50S50 の場合にも、19.6kPa での圧密完了時において製鋼スラグ周辺の間隙が発生し、安定セシウム溶液が漏出しやすい構造であったためと考えられる。

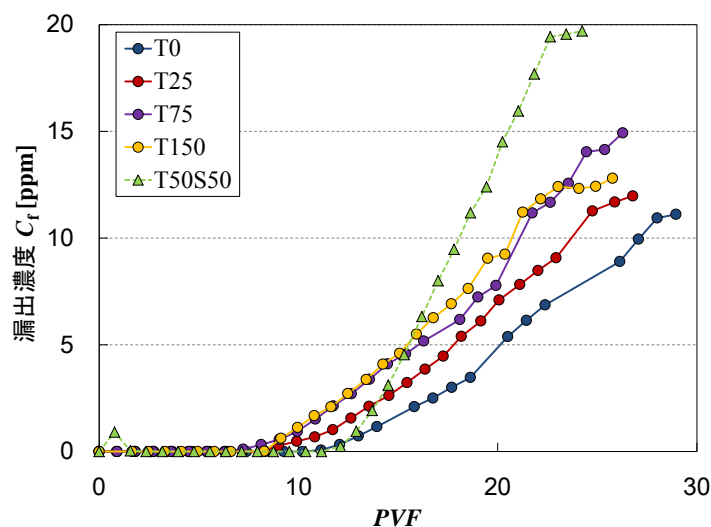


図-3.2.23 C_f -PVF 曲線

(4)荷重調整のため製鋼スラグとベントナイトと混合した遮水地盤材料の性質のまとめ

1) 海成粘土・ベントナイト混合材料に、単位体積重量を増加させる目的で製鋼スラグを添加すると、透水係

数は大幅に増加するという結果が得られた。この結果は、砂を混合したときの渡部らの既往の研究と大きく異なっている。

- 2) 製鋼スラグの添加によって透水係数が増加した原因を検討するため、微視構造の観察と間隙径分布の測定を行った。その結果、製鋼スラグ粒子の周辺に大きな間隙が観察された。この間隙が透水係数増加の原因と考えられる。間隙が発生した理由として、製鋼スラグと粘土との化学反応およびそれによる固化の影響が考えられるが、今後さらに検討が必要である。
- 3) 徳山港粘土にベントナイトを添加することにより吸着性能は低下した。これはベントナイト添加により含水比が高くなったためと考えられる。製鋼スラグを添加した場合、安定セシウムが漏出し始める PVF は比較的大きかったが、漏出後の濃度増加率は 4 倍程度に増加した。

3.2.4 遮水地盤材料に発生するせん断変形が透水係数に及ぼす影響の検討

図-3.2.24 に圧縮ひずみと透水係数の関係を示す。また、図-3.2.25 は圧縮ひずみを与えたことによる透水係数の増加率 X と圧縮ひずみの関係である。ここで増加率 X は次式のように定めた。

$$X = \frac{k_x}{k_{(T0)}} \quad (3.2.7)$$

ここで、 k_x はベントナイト・製鋼スラグ配合比での透水係数 (cm/s)、 $k_{(T0)}$ は供試体 T0 の透水係数である。

まず、海成粘土に製鋼スラグもベントナイトも混合しない T0 では圧縮ひずみが発生しても透水係数はほとんど変化しなかった。製鋼スラグのみを添加した T0S50、T0S25 の配合では圧縮ひずみの増加とともに透水係数が増加する傾向がみられた。この原因としては、製鋼スラグの混合により粘土がわずかに固化したため圧縮せん断

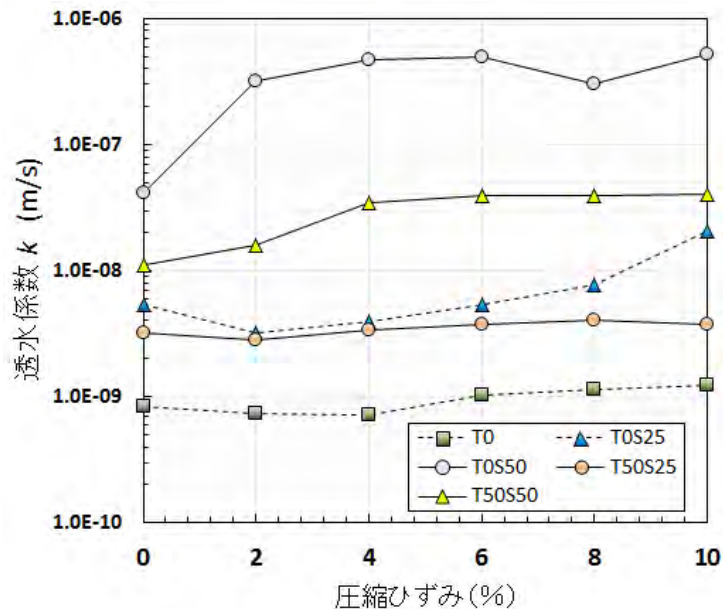


図-3.2.24 圧縮ひずみと透水係数の関係

によるすべり面が発生したときに、すべり面の間で透水性が増加したことが考えられる。しかし、製鋼スラグとともにベントナイトを混合した T50S50、T50S25 の配合をベントナイトのない T0S50、T0S25 の試験結果と比較するとせん断変形により透水係数が増加する傾向は明らかに緩和されている。以上のことから、ベントナイトの添加は、変形追従性を向上させ、せん断変形による透水係数の増加を防止する効果があるといえる。

T0S50 の供試体の透水係数の上昇が最も大きく、ひずみが 10% のときに初期値の 12 倍程度にもなった。しかし、ベントナイトを添加した T50S50 では増加は 4 倍程度までに抑えられている。また、T50S25 の供試体では

ひずみを与えたことによる透水係数の上昇がなくなっている。すなわち、粘土に製鋼スラグを混合するとひずみを与えた時に透水係数の増加幅が大きくなるがベントナイトを添加することで透水係数の上昇をある程度抑えることができる。

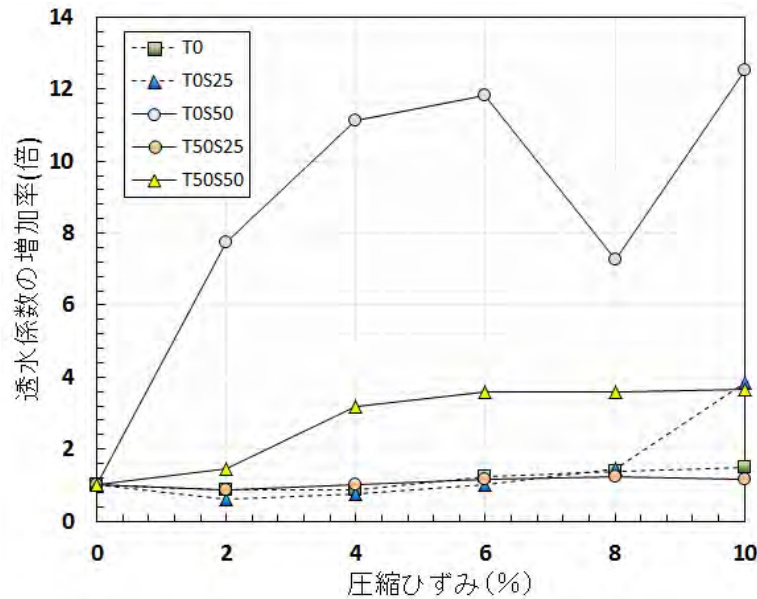


図-3.2.25 圧縮ひずみと透水係数の増加率の関係

三軸圧縮試験および変水位透水試験において粘土供試体にひずみを与えた時の変形追随性について評価を行った。その結果、製鋼スラグの混合率が大きいほど、粘土供試体にひずみを与えたときの透水係数の増加が顕著になり、製鋼スラグ混合率 50% (粘土の乾燥質量に対して) の場合は、圧縮ひずみ 10% のときに透水係数が 12 倍以上にもなった。しかし、製鋼スラグとともにベントナイトを添加することで透水係数の増加を 4 倍程度までに抑えることができた。製鋼スラグ 25% とともにベントナイトを 50kg (液性限界の 1.5 倍の含水比に調整した海成粘土スラリー 1m³ に対して) を混合した供試体ではひずみを与えたことによる透水係数の増加がほとんど見られなかった。このように、海成粘土にベントナイトを混合することで遮水材が変形に追随し、ひずみを与えても透水係数の増加を抑えることが可能であると考えられる。

3.2.5 透水性と遮水性を考慮した遮水地盤材料の性能評価

(1) ベントナイトを添加混合した海成粘土の透水係数

3.2.1 において、透水係数 k と平均圧密応力 p との関係を示した。その関係の中で、平均圧密応力 13.9kPa から 221.7kPa までのデータを図-3.2.26 に示す。この関係を見ると、徳山港粘土単体の場合には透水係数が 5.0×10^{-10} m/s まで低下するためには平均圧密応力 50kPa 以上で圧密されている必要がある。一方でベントナイト混合試料においては、ベントナイト混合量が最も多い試料において、圧密圧力がおよそ 27kN/m² で 5.0×10^{-10} m/s 程度となっている。この結果を見ると、ベントナイトによる遮水性向上が見られ、ベントナイトは遮水性能を向上させるために有用な材料であると判断できる。しかし、ベントナイト混合試料であっても透水係数を目標値以下にするために 27kN/m² 以上の圧

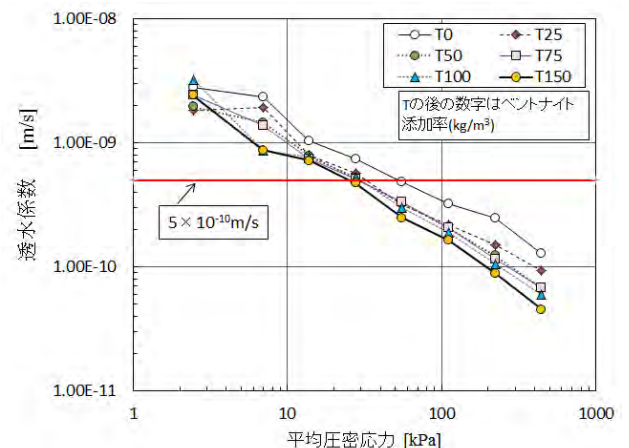


図-3.2.26 透水係数に対する平均圧密応力

密応力が必要であるともいえる。

通常の海面管理型最終処分場の設計では遮水層の上の覆砂層の厚さは 2.0m 程度である（これ以上覆砂層を増加させると埋立の容量が低下する）。砂層の水中単位体積重量は $9\sim 10\text{kN/m}^3$ であるので、覆砂層による圧密圧力は最大 20kN/m^2 程度であり、この圧力で圧密が完了した状態の透水係数をみるとベントナイト混合試料では $5.7\times 10^{-9}\sim 7.0\times 10^{-9}\text{m/s}$ の範囲にあり、目標である 5.0×10^{-9} 以下に達していない。

しかし、本研究では余水処理を行わない海面処分場とするため、海面処分場内の水位が外水位よりも低下した状態で廃棄物の埋立を行う。このため、遮水地盤材料の底面には内外の水位差による揚圧力が作用するので、遮水地盤材料の上にはカウンターウエイトとして重量の大きい材料を覆土する必要がある。そこで、管理する内水位とカウンターウエイトの必要重量について検討する。

(2) 処分場内側の管理水位の検討

管理水位の設定には以下の条件を用いた。

表-3.2.1 管理水位の検討のための条件

項目	条件	根拠等
廃棄物の年間埋立量	処分場容量 500 万 m^3 年間埋立量 125 万 m^3	大阪湾の神戸沖埋立処分場の実績が 130 万 m^3 /年
年降水量と年蒸発量	年降水量 1,427mm 年蒸発量 934mm、余水量 493mm	国土技術総合研究所資料 No.169 ¹⁷⁾
外水位	T.P.±0.00m	
底面遮水層の深度と層厚 (遮水性地盤材料)	深度 T.P.-12.00m~-10.00m 層厚 4m	
覆土層、廃棄物等の埋立深度	覆土層 T.P.-10.00m~-7.00m) 廃棄物層 T.P.-7.00m~	
施工方法	4 ブロックに分割し順に埋め立てる。1ブロック 125 万 m^3	施工のしやすさを検討

処分容量は 500 万 m^3 、4ブロックに分割するのでブロック 1 箇所あたりの埋立容量は 125 万 m^3 、1ブロックの埋立に要する期間は約 12 カ月程度であり、年降水量は 1 年分考慮すればよいとする。廃棄物の平均間隙比を 0.80、平均飽和度を 30%とすると間隙率は 44.4%であり、そのうちわけは水 13.3%、空隙 31.1%となる。ここで簡単のため空隙を 30.0%とすると、廃棄物 1 の水中への投入により水中の体積増加率は 70%である。すなわち、1m の埋立で水位は 70cm 上昇する（30cm 分の水は廃棄物の間隙に取り込まれる）。

管理水位を -5m とすると埋立開始時の水深は 2m（覆土層上面の標高は -7m）であり、雨水にこの水を合わせた全ての水が廃棄物の間隙に取り込まれるためには 8.3m 分の廃棄物が必要となる。これより、T.P.1.3m の高さまで埋立が終わった段階で水は全て間隙に取り込まれ、残りの廃棄物を埋立ても内水位が T.P.1.3m 以上に上昇することはない。この段階で外水位 T.P.±0.00m よりも 1.3m 高いが、遮水地盤材料の性能を求める際に設定した 4m よりも十分に小さい。

(3) 遮水層の必要上載圧の検討

埋立前の処分場内外の水位差を 5.0m とすると、動水勾配 i は $i = 5.00\text{m}/4.00\text{m} = 1.25$ となる。海水の単位体積重量を 10kN/m^3 とすると、揚圧力として単位体積あたり $10 \times 1.25 = 12.5\text{kN/m}^3$ の透水力が作用する。遮水材の厚さが 4.0m であり、その水中単位体積重量を 4kN/m^3 とすると、揚圧力として $12.5\text{kN/m}^3 \times 4.0\text{m} = 50.0\text{kN/m}^2$ が作用し、これと逆方向に遮水材による土被り厚 $4.0\text{kN/m}^3 \times 4.0\text{m} = 16.0\text{kN/m}^2$ が作用する。揚圧力が遮水材の土被り厚よりも 34.0kN/m^2 勝るため、この不足分を覆土層による有効土被り厚で補う必要がある。ここで、覆土層の水中単位体積重量が 14.0kN/m^3 （製鋼スラグ）とすると、安全率を 1.2 として必要な覆土層厚は $34 \times 1.20 / 14.0 \approx 2.9\text{m}$ となる。したがって、覆土層が 3m あれば十分である。

(4) 圧密圧力を考慮した透水係数の検討

上記の計算より覆土層厚を 3.0m とすると、覆土による上載圧力は 42.0kPa となる。遮水地盤材料の有効な自重は層の中心点で $4.0\text{kN/m}^3 \times 2.0\text{m} = 8.0\text{kPa}$ であり、両者の合計は 50.0kPa となる。段階載荷圧密試験の結果から、 20kN/m^2 程度の圧密応力において圧密係数 c_v は $10\text{cm}^2/\text{day}$ 程度である。海面処分場の建設期間を 5 年程度（遮水層の造成から廃棄物の投入までの期間として）と考え、圧密係数 c_v を $10\text{cm}^2/\text{day}$ として、遮水層の載荷圧密圧力 50.0kPa を保った状態が 5 年間経過し、遮水層の上下面から圧密が進行すると仮定すると、一次元圧密理論により時間係数は以下の通りに計算される。

$$T = \frac{c_v t}{H^2} = \frac{10 \cdot 5 \cdot 365}{(400/2)^2} = 0.456 \quad (3.2.8)$$

平均圧密度と時間係数に関する図-3.2.27 の関係から、時間係数が 0.456 では圧密は平均的に約 70% である。また排水層からの距離と圧密度の関係を示す図-3.2.28 より、遮水層中央部においては圧密圧力の 40% 程度の過剰間隙水圧が残っていると考えられる。この条件で有効圧密圧力を求めると、

$$50.0 \text{ kPa} \times 0.7 = 35.0 \text{ kPa}$$

遮水地盤層の中央部では

$$50.0 \text{ kPa} \times 0.6 = 30.0 \text{ kPa}$$

であり、いずれも 27kPa を上まわっている。圧密圧力は時間とともに増加し、さらに廃棄物の埋立が進むことでも増加するので、遮水層の透水係数は目標とした $5.0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ 以下から、時間とともにさらに小さくなっていく。

以上の検討より、ベントナイトと海成粘土を混合した遮水地盤材料は、本研究で透水係数係数の目的とした $5.0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ 以下を満足する。

ただし、以上の計算では遮水層の設置から廃棄物の埋立までを 5 年としており、これよりも短い時間で埋立を開始する必要がある場合は、圧密係数 c_v を大きくする、遮水地盤材料の単位体積重量を増加させる、覆土層を厚くするなどが必要になる。3.2.3 で述べたように製鋼スラグを混合して単位体積重量を増加させる方法は透水係数が増加するため適用できないが、次項の 3.2.6 で述べる砂を混合し透水係数を低下させないで圧密係数と単位体積重量の増加を図ることは有効な方法と考えられる。

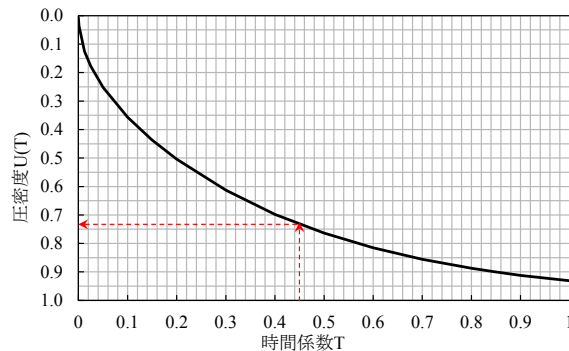


図-3.2.27 圧密度と時間係数の関係

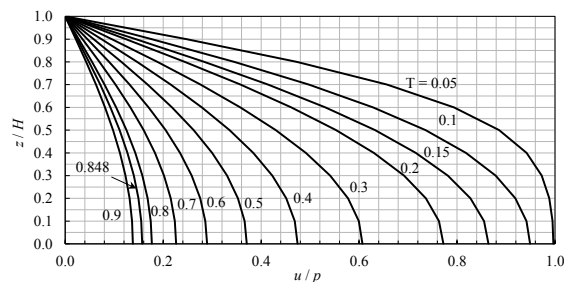


図-3.2.28 間隙水圧の深さ分布の時間的変化

3.3 ベントナイト混合土の遮水性能向上のメカニズムの検討

3.3.1 圧密試験結果

(1) 間隙比 e と圧密圧力 p の関係

段階載荷圧密試験および定ひずみ圧密試験から得られた間隙比 e と圧密圧力 p の関係を図-3.3.1、図-3.3.2に示す。図-3.3.1、図-3.3.2において、各実験ケースの圧縮曲線を比較すると、ほぼ同じ e - $\log p$ 関係を示しており、圧縮特性に関しては試験法による違いは確認できなかった（ひずみ速度が大きい定ひずみ圧密の方がわずかに右にシフトしている）。

図-3.3.1(a)～(d)、図-3.3.2(a)～(d)より、榛名産ベントナイトを添加した場合には、ベントナイトの添加量にかかわらずほぼ同じ e - $\log p$ 関係を示している。一方、膨潤性の高いワイオミング産ベントナイトを添加した場合は、ベントナイトの添加量の増加に伴い初期間隙比は大きくなり、圧縮曲線の傾きも大きくなることが確認できる。

また、図-3.3.1(e)、図-3.3.2(e)より、砂分含有率の増加に伴い初期間隙比は小さくなり、圧縮曲線の傾きも小さくなることがわかる。特に、砂分含有率 80%と 90%は、他の試料と比較して傾きが小さく、圧密圧力 $p=300\text{kPa}$ を超えた付近から、砂分含有率 60%、70%の間隙比と逆転している。これは、砂粒子が接触しあって骨格を形成したことによるものと考えられる。

表-3.3.1に圧密試験結果の一覧を示す。ここで、砂分含有率 80%、90% においては明瞭な直線部分が認められないため C_c を求めなかった。

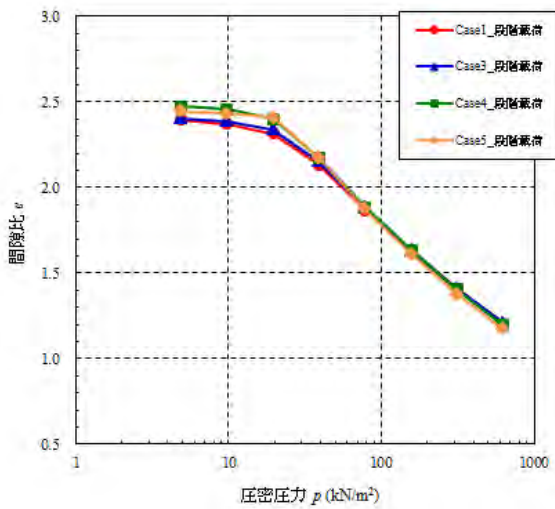
表-3.3.1 圧密試験結果一覧

試験名	段階載荷圧密試験				定ひずみ圧密試験			
	初期含水比	初期間隙比	湿潤密度	圧縮指数	初期含水比	初期間隙比	湿潤密度	圧縮指数
	w_0 (%)	e_0	ρ_t (g/cm ³)	C_c	w_0 (%)	e_0	ρ_t (g/cm ³)	C_c
Case1	89.6	2.418	1.462	0.88	93.0	2.463	1.463	0.85
Case2	48.6	1.302	1.688	0.39	47.9	1.278	1.699	0.39
Case3	92.0	2.429	1.461	0.92	94.3	2.458	1.466	0.85
Case4	93.7	2.490	1.450	0.96	95.7	2.497	1.462	0.90
Case5	94.2	2.473	1.458	1.00	97.0	2.534	1.454	0.97
Case6	50.7	1.355	1.678	0.45	51.4	1.384	1.665	0.48
Case7	53.4	1.412	1.662	0.49	52.8	1.402	1.663	0.50
Case8	55.1	1.448	1.651	0.53	56.0	1.471	1.645	0.68
Case9	106.1	2.811	1.417	1.16	112.3	2.933	1.415	1.16
Case10	117.8	3.092	1.385	1.38	120.5	3.109	1.397	1.32
Case11	129.4	3.373	1.361	1.89	127.2	3.298	1.371	1.55
Case12	60.9	1.611	1.610	0.59	62.4	1.638	1.608	0.61
Case13	67.5	1.783	1.572	0.78	69.6	1.816	1.573	0.69
Case14	75.0	2.003	1.521	0.92	76.2	2.019	1.524	0.98
Case15	51.2	1.677	1.350	0.48	53.4	1.677	1.384	0.52
Case16	43.5	1.738	1.155	0.34	44.0	1.748	1.150	0.36
Case17	39.1	1.782	1.039	0.26	38.8	1.803	1.011	0.26
Case18	33.0	1.836	0.900	—	33.7	1.810	0.937	—
Case19	26.2	1.872	0.775	—	26.8	1.905	0.752	—

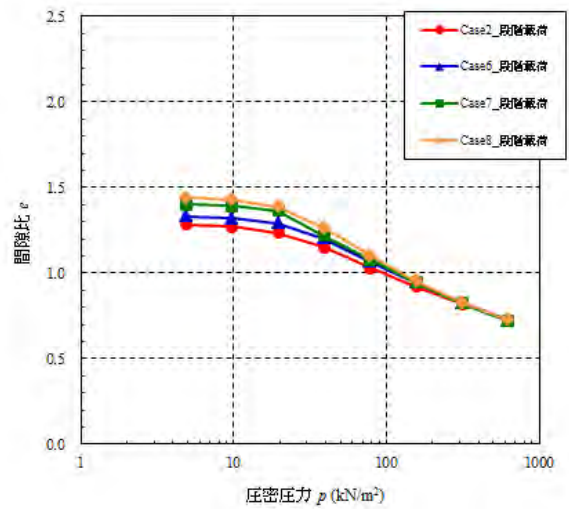
(2) 圧密係数 c_v -と圧密圧力 p の関係

段階載荷圧密試験および定ひずみ圧密試験から得られた圧密係数 c_v と平均圧密圧力 p の関係を図-3.3.3、図-3.3.4に示す。正規圧密領域において、圧密係数 c_v はベントナイト添加量の増加に伴い低下する傾向にあり、膨潤性の高いワイオミング産ベントナイトを添加した場合その傾向は顕著となる。また、砂分含有率を増加させると、砂分含有率 50～70%にかけて徐々に増加し、砂分含有率が 70%を超えると顕著に増加している。

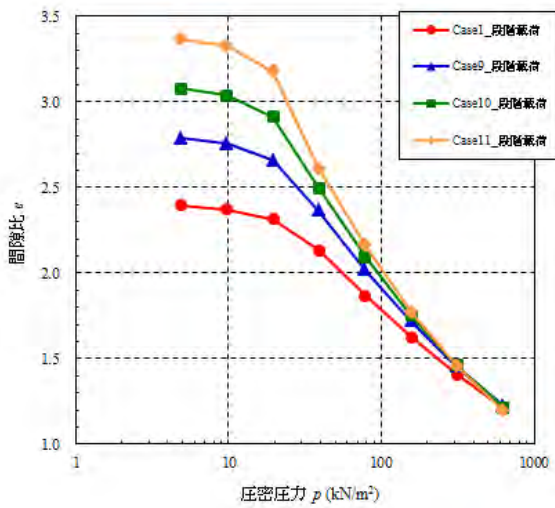
試験法による差異に関しては、砂分含有率を 90%とした Case19 を除いて試験法による違いは確認できなかった。砂分含有率を 90%とした場合、砂分が多いため、定ひずみ圧密試験では載荷中ほとんど間隙水圧が発生せず、段階載荷圧密試験から得られた値に比べて極端に大きな値となったと考える。



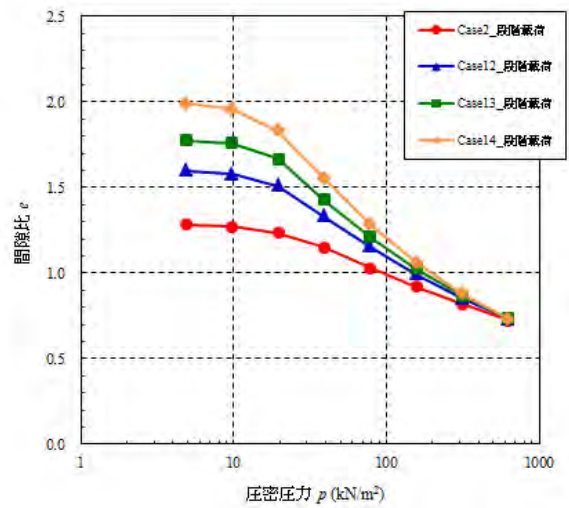
(a) 粘土+榛名産ベントナイト
(Case1 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



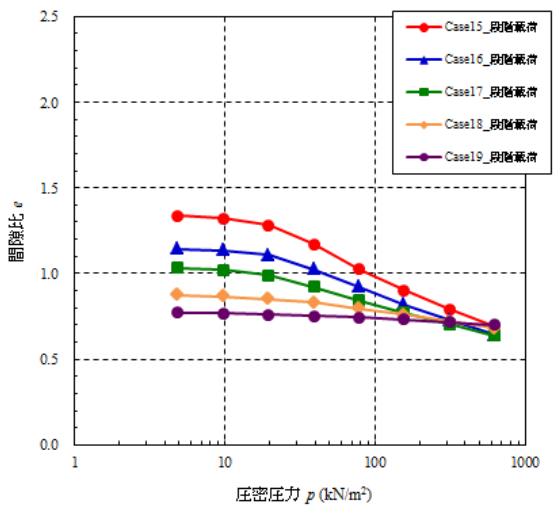
(b) 粘土+砂+榛名産ベントナイト
(Case2 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



(c) 粘土+ワイオミング産ベントナイト
(Case1 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)

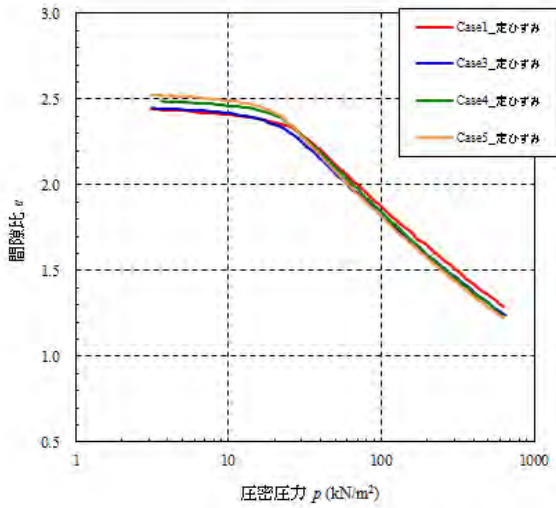


(d) 粘土+砂+ワイオミング産ベントナイト
(Case2 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)

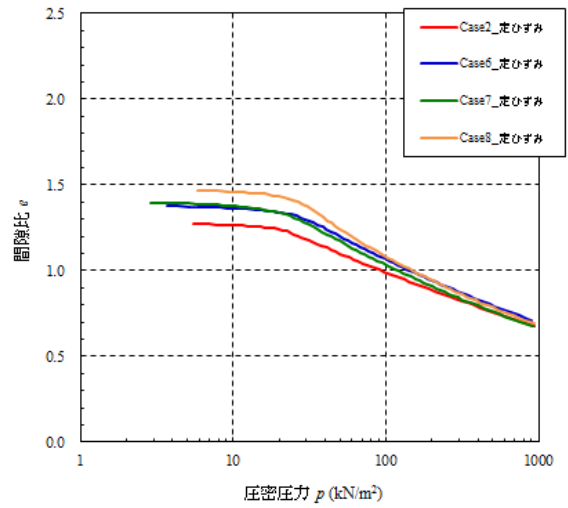


(e) 粘土+砂+榛名産ベントナイト
(Case15 から砂含有率 50、60、70、80、90%)

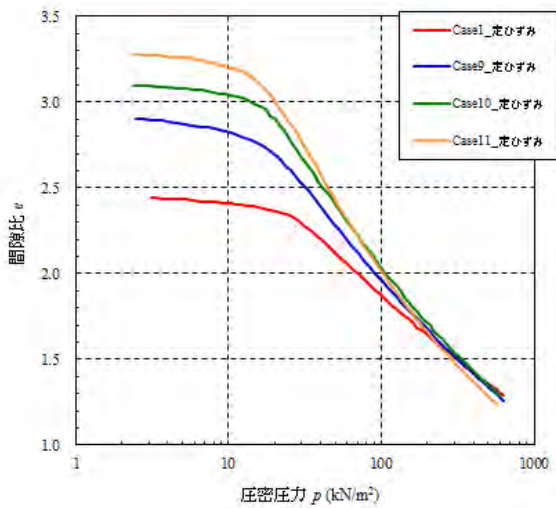
図-3.3.1 e-logp 関係 (段階載荷)



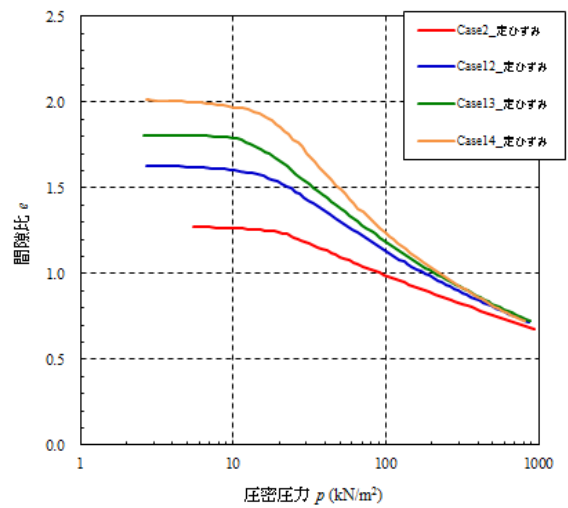
(a) 粘土+榛名産ベントナイト
(Case1 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



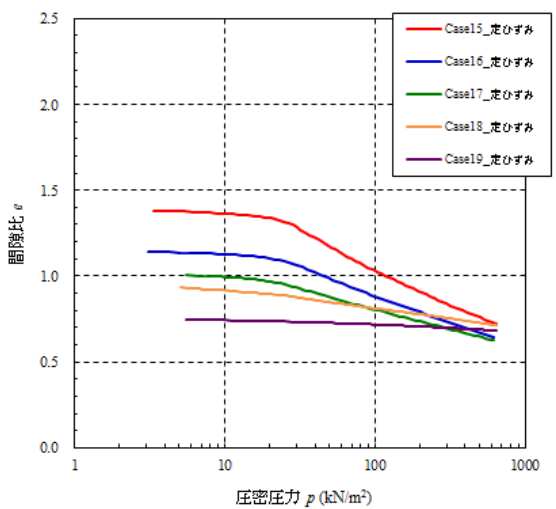
(b) 粘土+砂+榛名産ベントナイト
(Case2 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



(c) 粘土+ワイオミング産ベントナイト
(Case1 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)

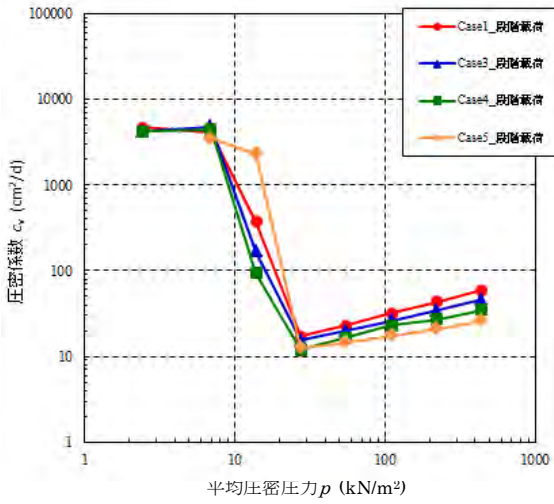


(d) 粘土+砂+ワイオミング産ベントナイト
(Case2 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)

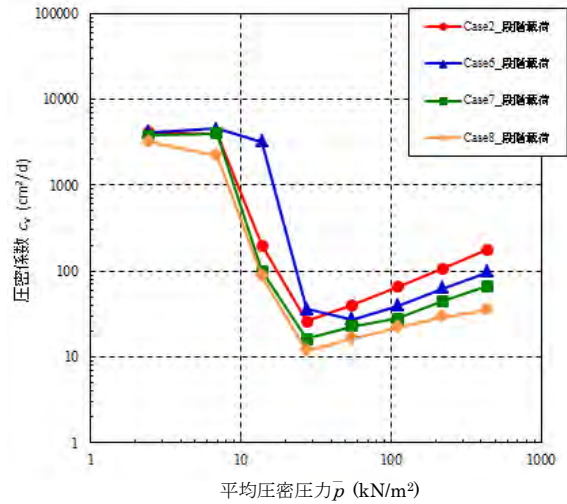


(e) 粘土+砂+榛名産ベントナイト
(Case15 から砂含有率 50、60、70、80、90%)

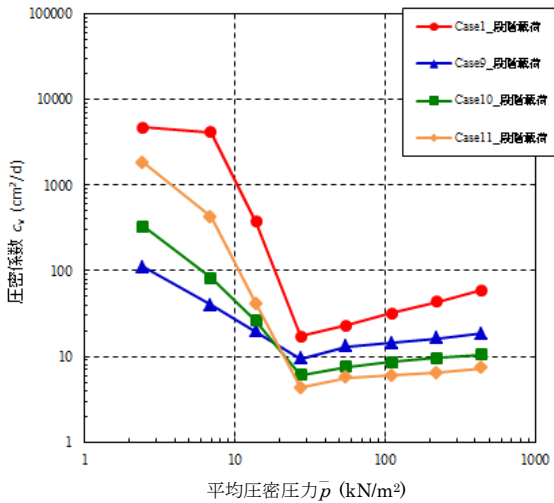
図-3.3.2 e-logp 関係 (定ひずみ)



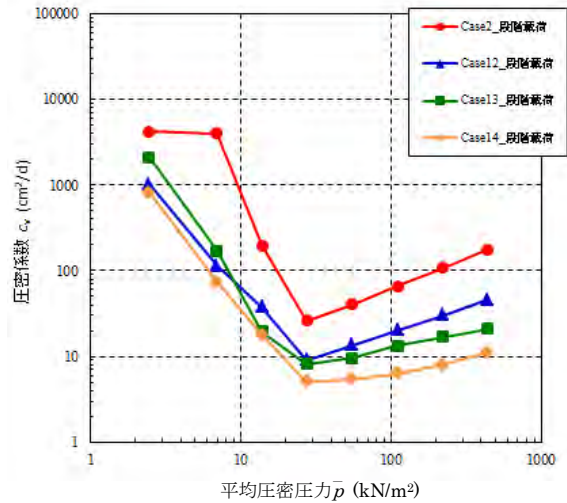
(a) 粘土+榛名産ベントナイト
(Case1 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



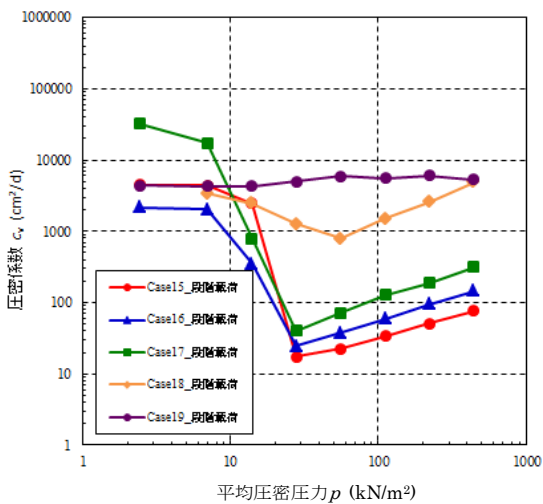
(b) 粘土+砂+榛名産ベントナイト
(Case2 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



(c) 粘土+ワイオミング産ベントナイト
(Case1 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)

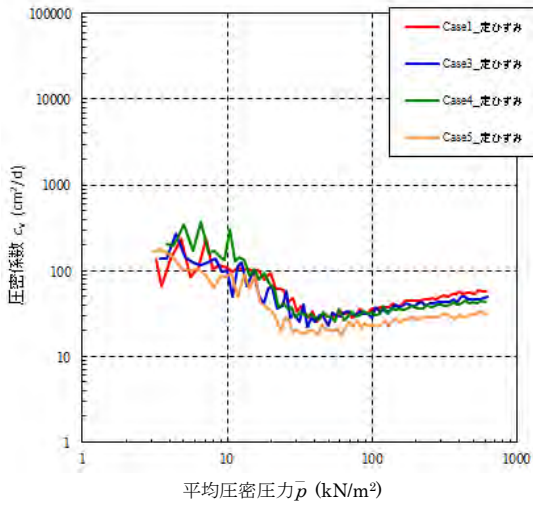


(d) 粘土+砂+ワイオミング産ベントナイト
(Case2 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)

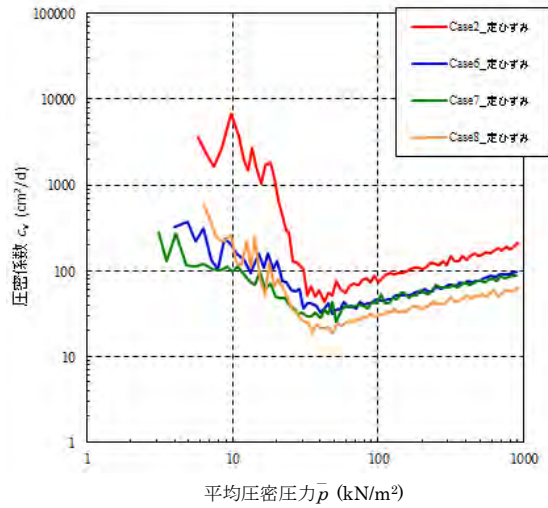


(e) 粘土+砂+榛名産ベントナイト
(Case15 から砂含有率 50、60、70、80、90%)

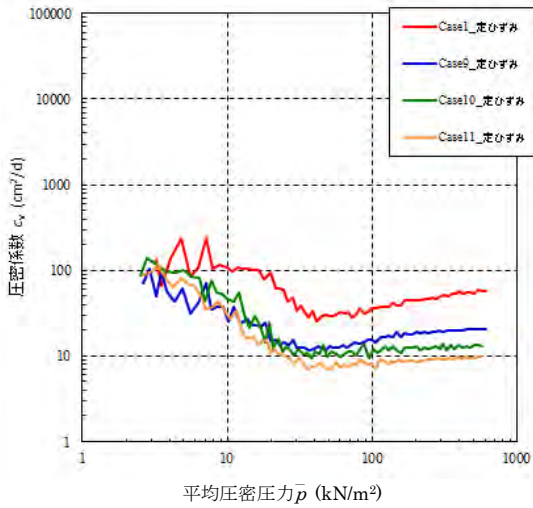
図-3.3.3 $\log c_v - \log \bar{p}$ 関係 (段階載荷)



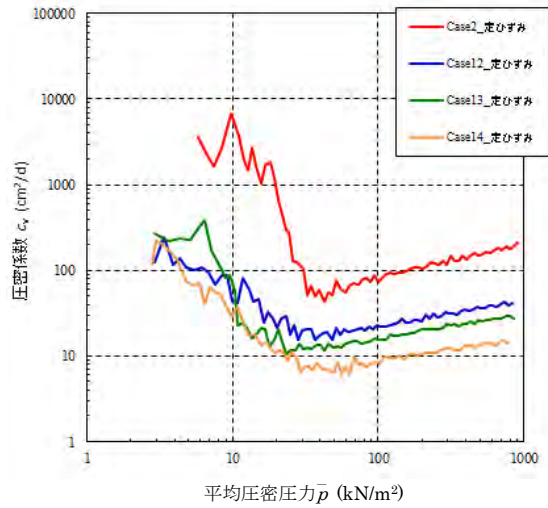
(a) 粘土+榛名産ベントナイト
(Case1 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



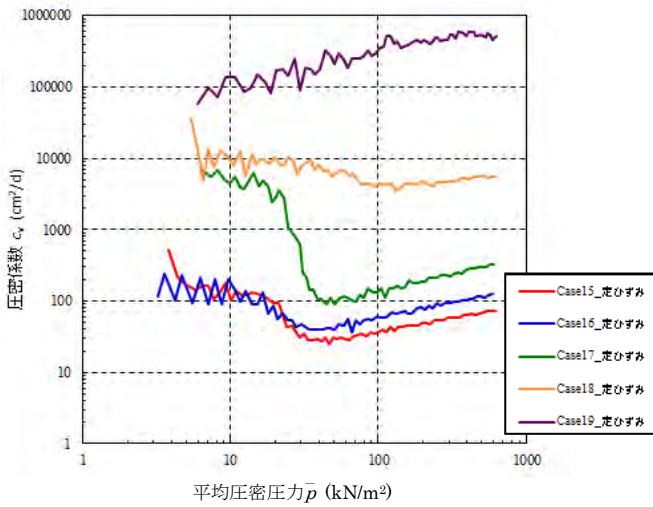
(b) 粘土+砂+榛名産ベントナイト
(Case2 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



(c) 粘土+ワイオミング産ベントナイト
(Case1 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



(d) 粘土+砂+ワイオミング産ベントナイト
(Case2 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



(e) 粘土+砂+榛名産ベントナイト
(Case15 から砂含有率 50、60、70、80、90%)

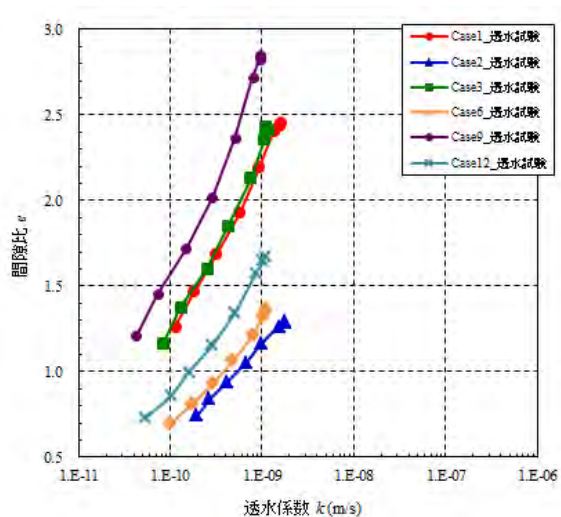
図-3.3.4 $\log c_v - \log \bar{p}$ 関係 (定ひずみ)

(3) 間隙比 e と透水係数 k の関係

透水試験から求めた透水係数 k と間隙比 e の関係を図-3.3.5 に示す。図-3.3.5(a) より、ベントナイトを添加することで透水係数が小さくなること、砂を混合すると間隙比の変化に対する透水係数の変化の割合が大きいことが確認できる。また、図-3.3.5(b) から、透水係数は砂分含有率の増加とともに大きくなること、間隙比の変化に対する透水係数の変化の傾向は、間隙比 e が減少しても透水係数 k に変化がなく、ほぼ一定の透水係数 k を示しており、砂含有率 80% を境界に異なる傾向を示すことが確認できる。

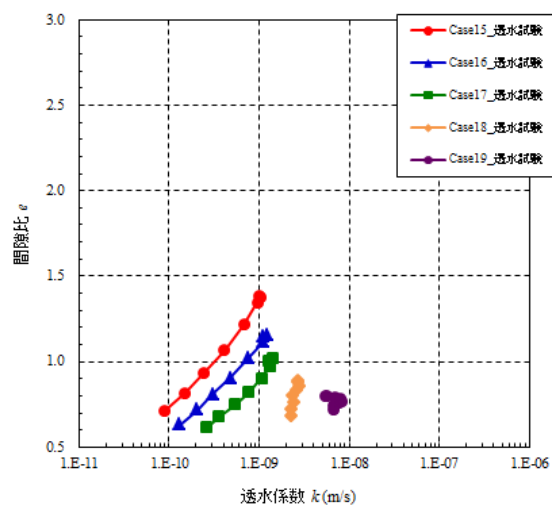
段階載荷圧密試験および定ひずみ圧密試験から求めた透水係数 k と間隙比 e の関係を図-3.3.6、図-3.3.7 に示す。なお、透水係数 k は正規圧密領域となる圧密圧力 $p=39.2\text{kPa}$ 以上の結果のみを示している。図-3.3.6(a)、(b) または図-3.3.6(c)、(d) から、粘土と砂の混合土にベントナイトを添加すると、添加量とともに透水係数が低下することが確認できる。

また、各試験法の結果を比較すると砂含有率 70% までは、砂の添加とともに少しずつ変化する傾向を示しているが、砂分含有率 80%、90% では試験法によって異なる傾向が確認できる。これは、砂含有率が大きくなると試料と圧密リングの間に隙間が多くなり、水みちができてしまい、透水試験からは過大な透水係数 k が得られたためと考えられる。



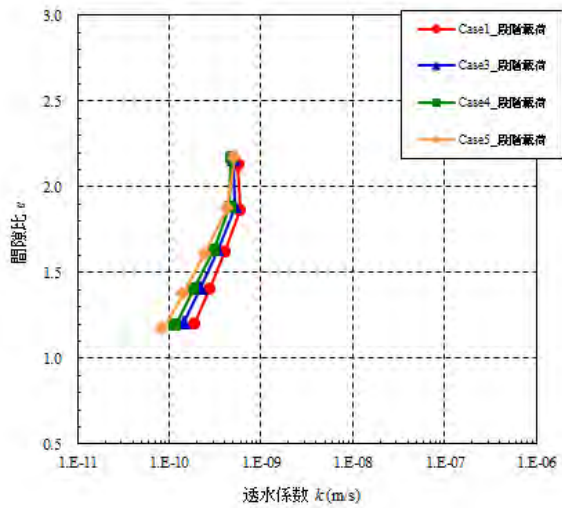
(a) ベントナイトの有無・種類の影響

(Case1: 粘土、Case2: 粘土+砂、
Case3: 粘土+榛名産ベントナイト、
Case6: 粘土+砂+榛名産ベントナイト、
Case9: 粘土+ワイオミング産ベントナイト、
Case12: 粘土+砂+ワイオミング産ベントナイト、
ベントナイト添加量は 50kg/m^3)

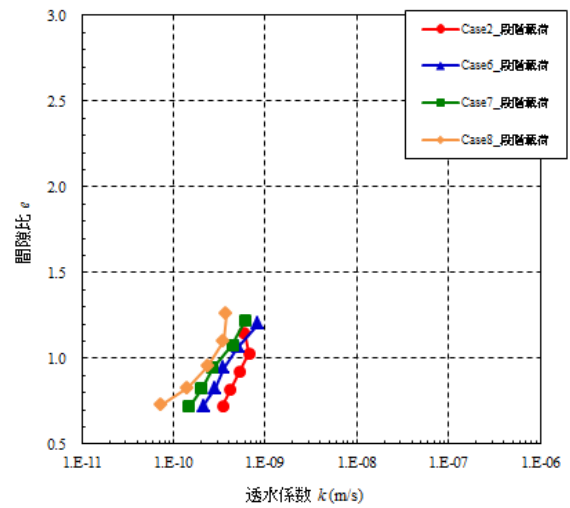


(b) 粘土+砂+榛名産ベントナイト
(Case15 から砂含有率 50、60、70、80、90%)

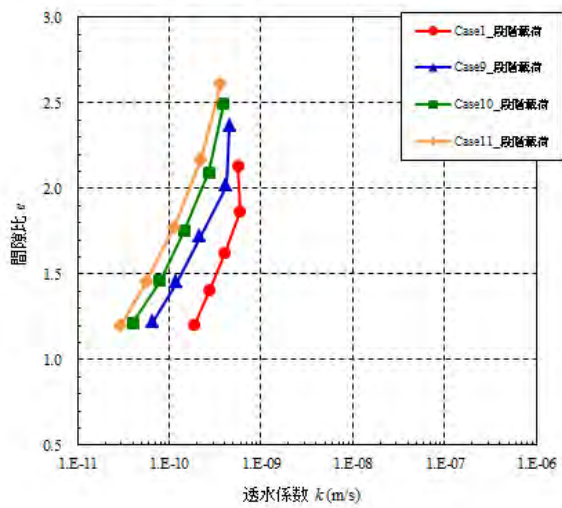
図-3.3.5 e - $\log k$ 関係 (透水試験)



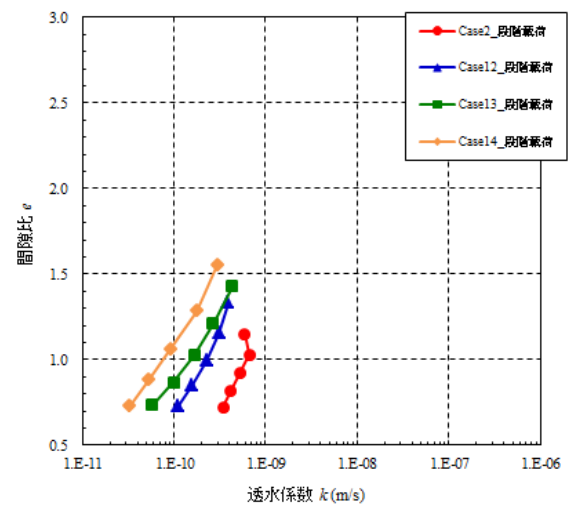
(a) 粘土+榛名産ベントナイト
(Case1 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



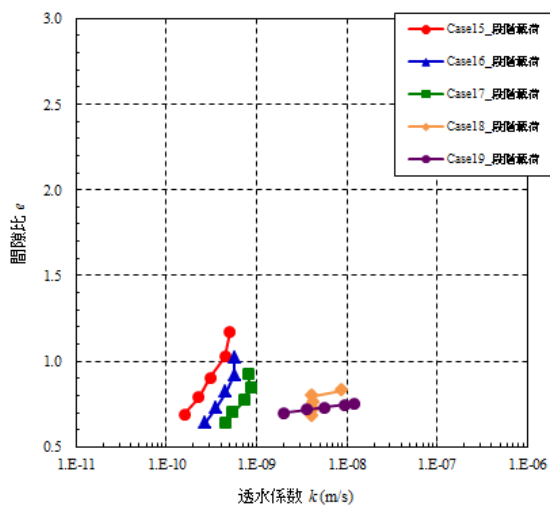
(b) 粘土+砂+榛名産ベントナイト
(Case2 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



(c) 粘土+ワイオミング産ベントナイト
(Case1 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)

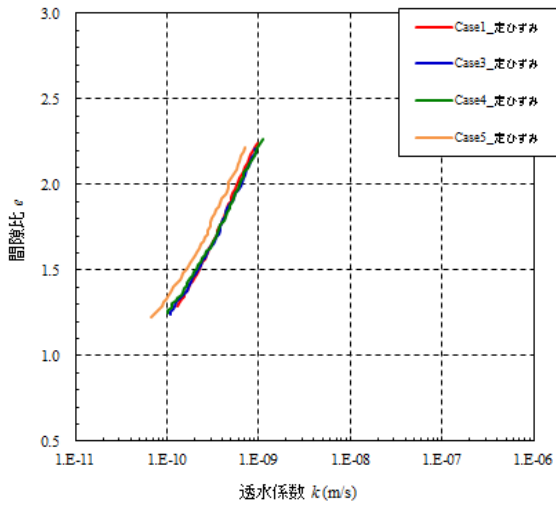


(d) 粘土+砂+ワイオミング産ベントナイト
(Case2 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)

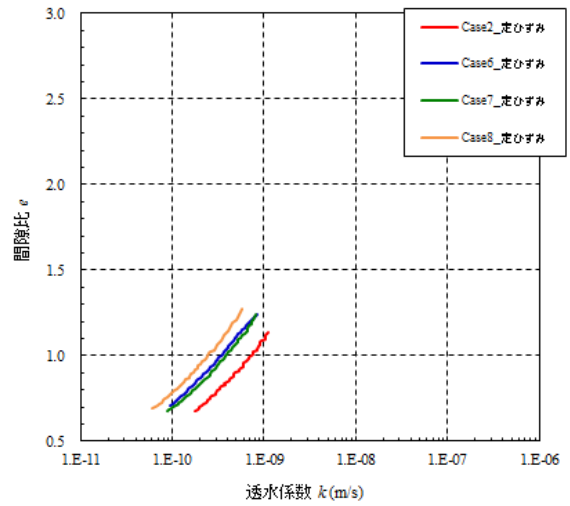


(e) 粘土+砂+榛名産ベントナイト
(Case15 から砂含有率 50、60、70、80、90%)

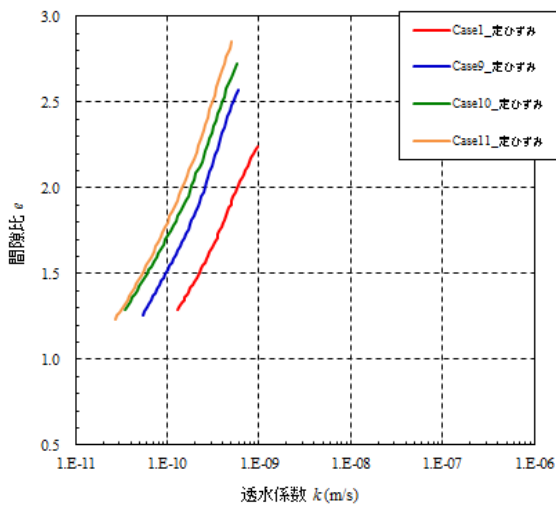
図-3.3.6 e-logk 関係 (段階載荷)



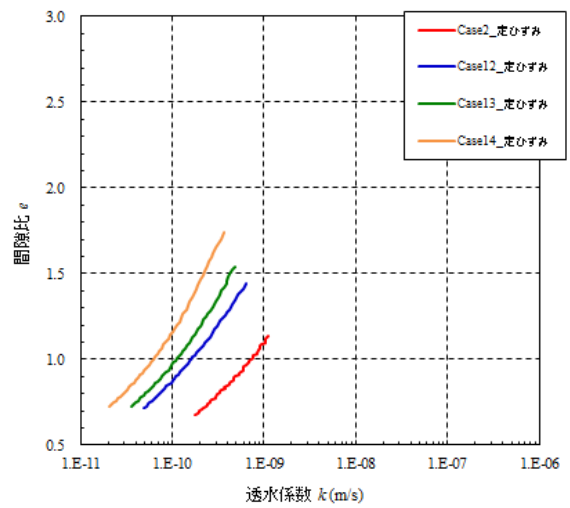
(a) 粘土+榛名産ベントナイト
(Case1 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



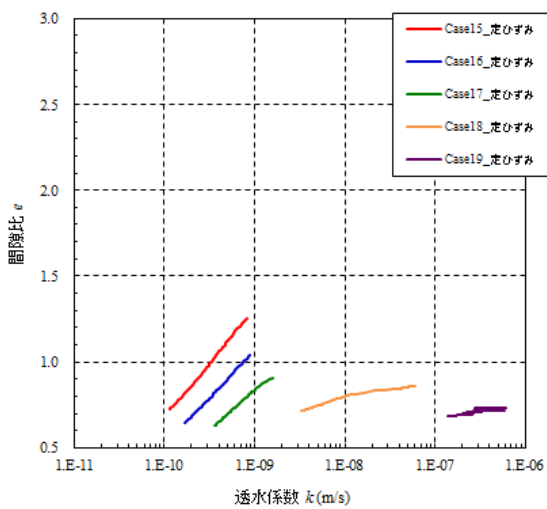
(b) 粘土+砂+榛名産ベントナイト
(Case2 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



(c) 粘土+ワイオミング産ベントナイト
(Case1 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



(d) 粘土+砂+ワイオミング産ベントナイト
(Case2 からベントナイト添加量 0、50、75、100kg/m³)



(e) 粘土+砂+榛名産ベントナイト
(Case15 から砂含有率 50、60、70、80、90%)

図-3.3.7 e-logk 関係 (定ひずみ)

3.3.2 土骨格構造の観察と定量化

(1) 表面形状の観察

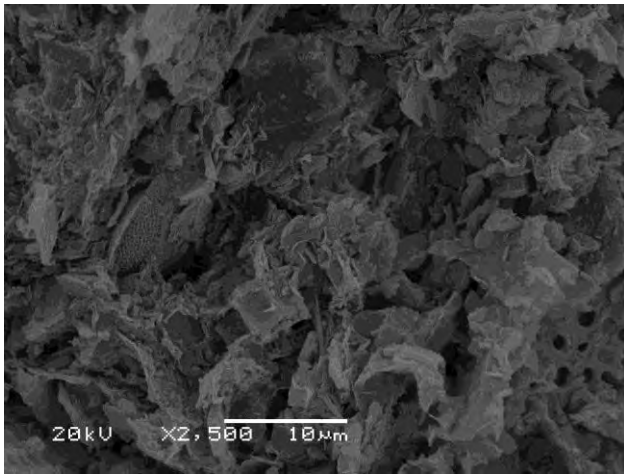
定ひずみ圧密試験で軸圧縮圧力が 100kPa になるまで載荷した「圧密前」供試体と、段階載荷圧密試験終了後（圧密圧力 $p=627.6\text{kPa}$ ）の「圧密後」供試体の SEM による撮影画像を写真-3.3.1～写真-3.3.3 に示す。砂粒子が粘土のマトリックスの中に埋もれている様子や、圧密前後の写真を比較することで圧密の進行に伴い土粒子間の間隔が狭まり、密になっている様子が観察された。

(2) 土骨格構造の定量化

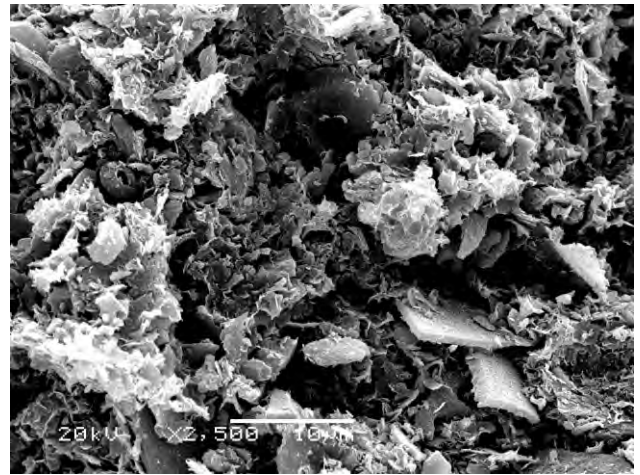
SEM による観察と同条件の試料に対し、水銀圧入式ポロシメータによる間隙構造の観察（細孔径分布の計測）を行った。図-3.3.6 に間隙径の増分に対する水銀の圧入容積の増分の比 $dV/d\log D_p$ を間隙径 D_p に対して示した間隙径分布図を示す。各実験ケースにおいて圧密前後の結果を比較すると、 $dV/d\log D_p$ が最大となる間隙径は圧密の進行に伴い小さくなっている。これより、圧密の進行に伴う透水係数の低下は間隙の主体が小さな間隙径の領域に移行するためと考えられる。

一方、図-3.3.6(a)～(d) より、ベントナイトを添加した場合、必ずしも $dV/d\log D_p$ が最大となる間隙径が小さくなる結果となっておらず、ベントナイトの添加による透水係数の低下は間隙径分布だけでは説明できず、ベントナイト粒子の細かさや膨潤性など他の要因について検討が必要と考える。

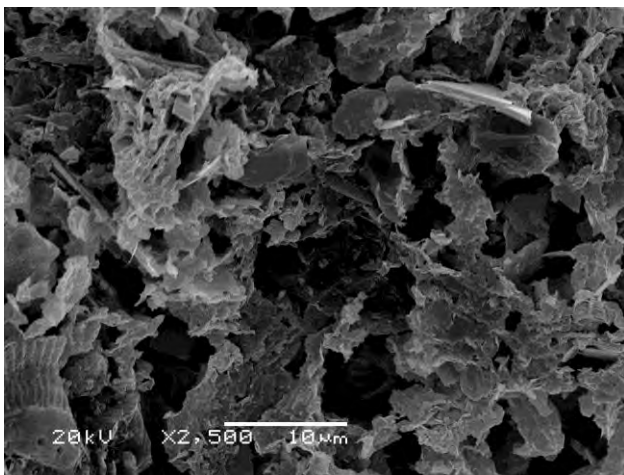
また、図-3.3.6(e) より、砂分含有率を変化させた場合、砂分含有率 80～90% にかけて、 $dV/d\log D_p$ が最大となる間隙径が著しく変化しており、砂分含有率 80%以上で土の骨格構造が顕著に変化すると考えられる。



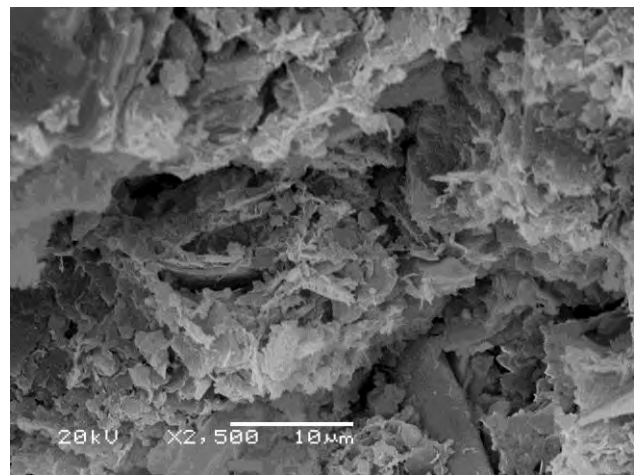
(a) Case1_100kPa



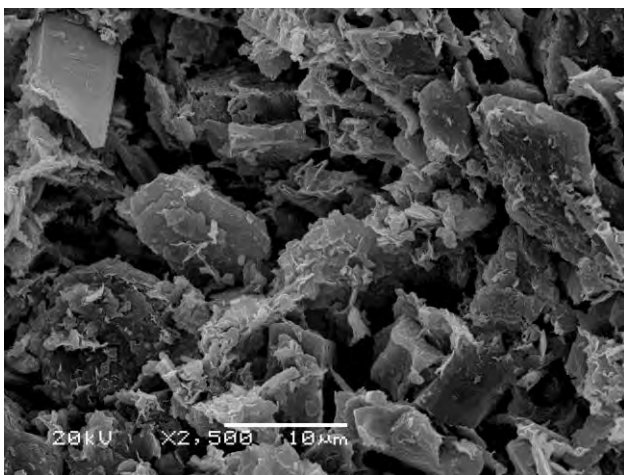
(b) Case1_628kPa



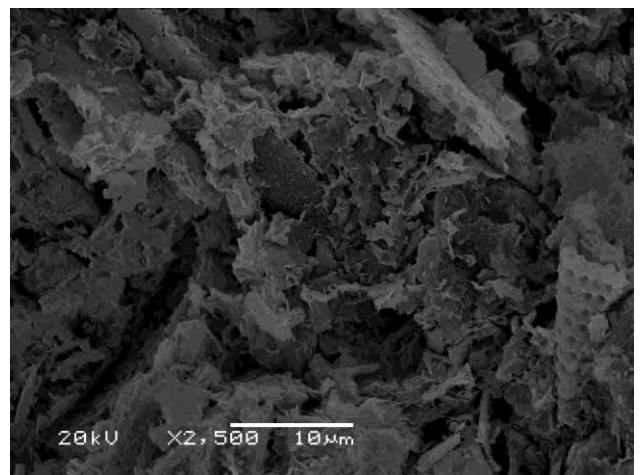
(c) Case2_100kPa



(d) Case2_628kPa

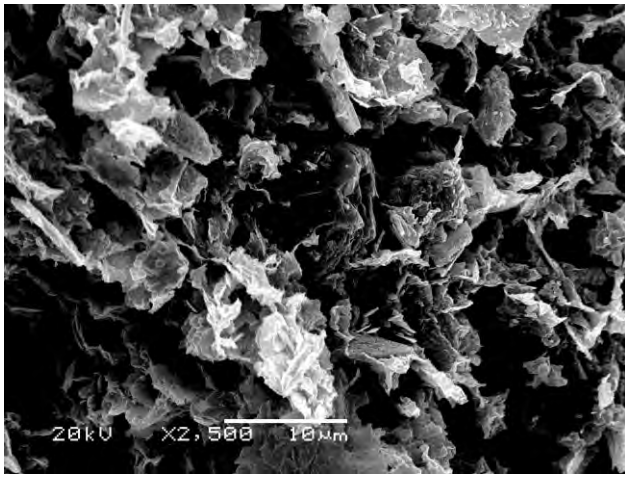


(e) Case3_100kPa

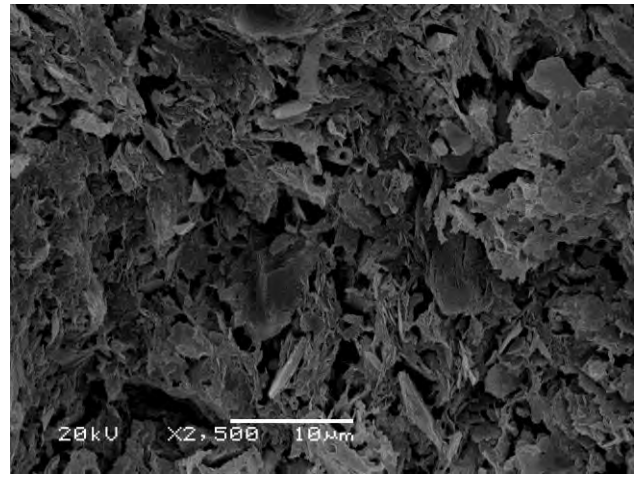


(f) Case3_628kPa

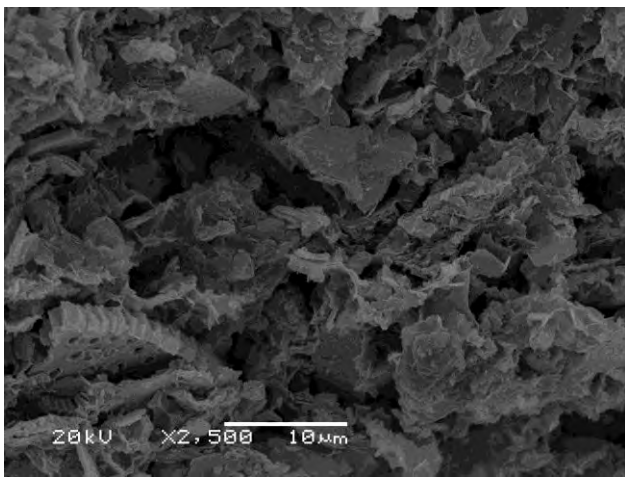
写真-3.3.1 SEM 撮影画像 (その1)



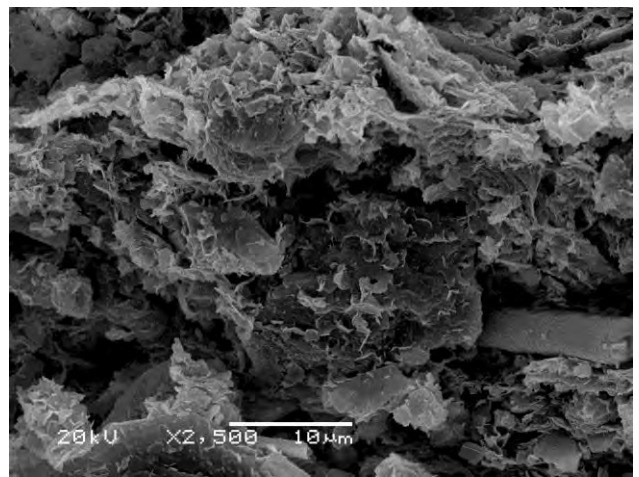
(a) Case6_100kPa



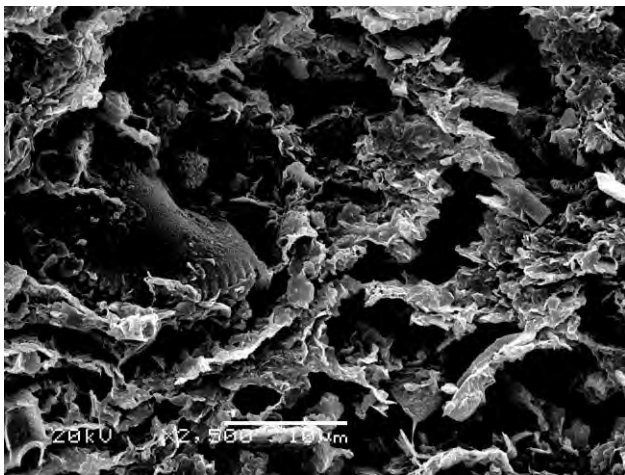
(b) Case6_628kPa



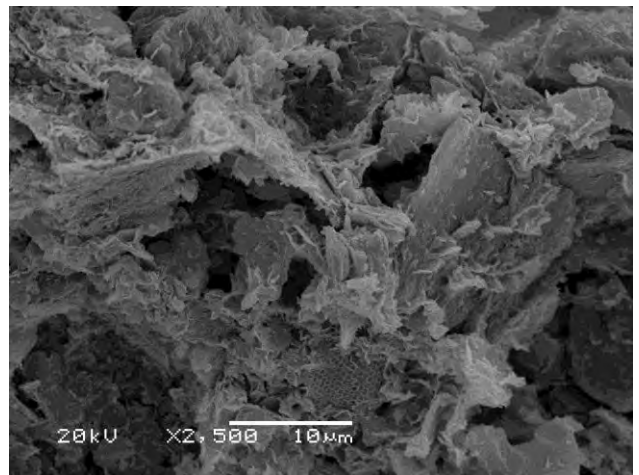
(c) Case9_100kPa



(d) Case9_628kPa

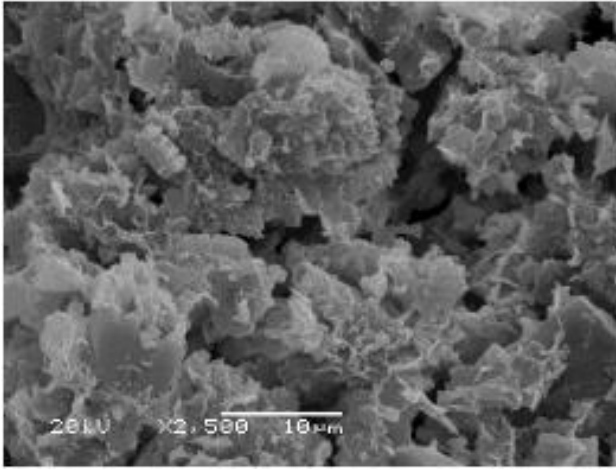


(e) Case12_100kPa

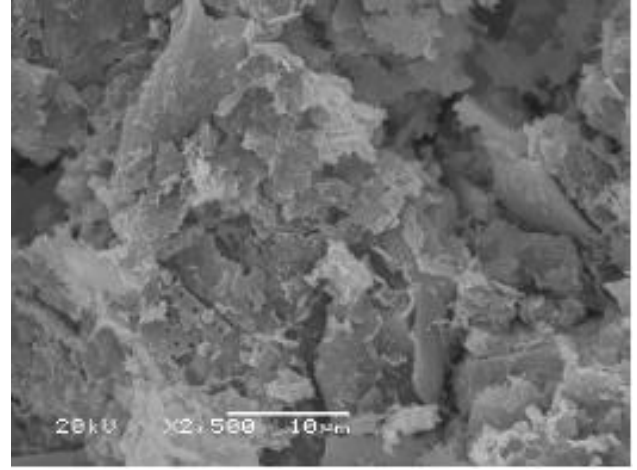


(f) Case12_628kPa

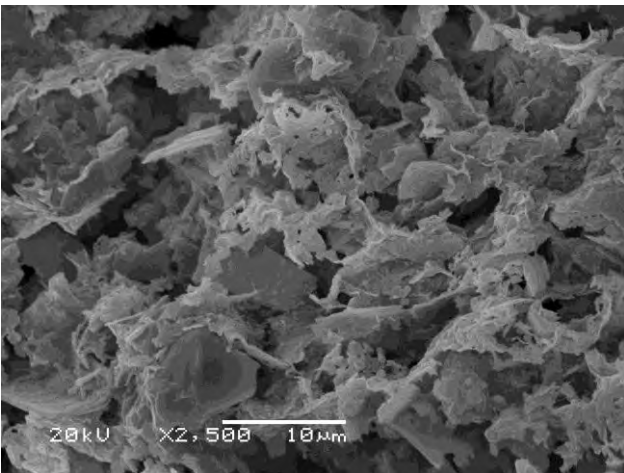
写真-3.3.2 SEM 撮影画像 (その2)



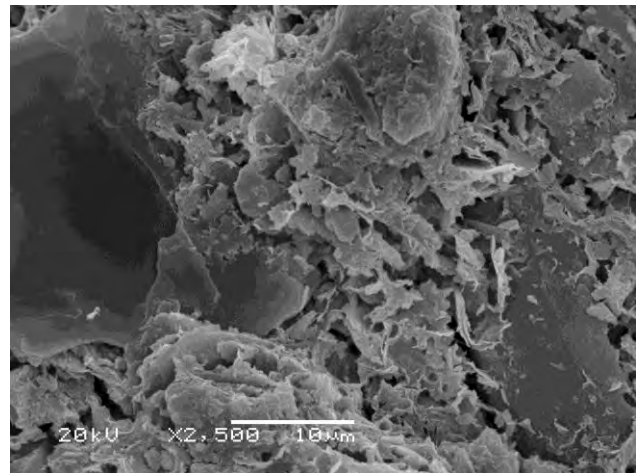
(a) Case15_100kPa



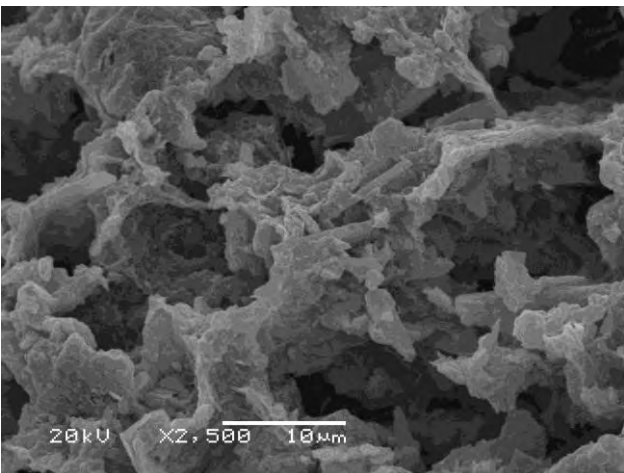
(b) Case15_628kPa



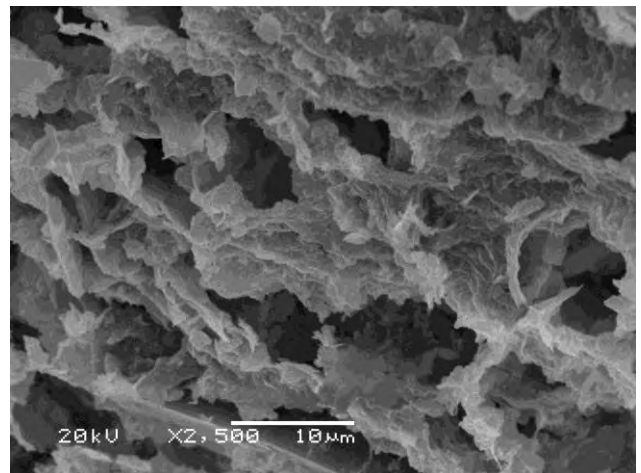
(c) Case17_100kPa



(d) Case17_628kPa

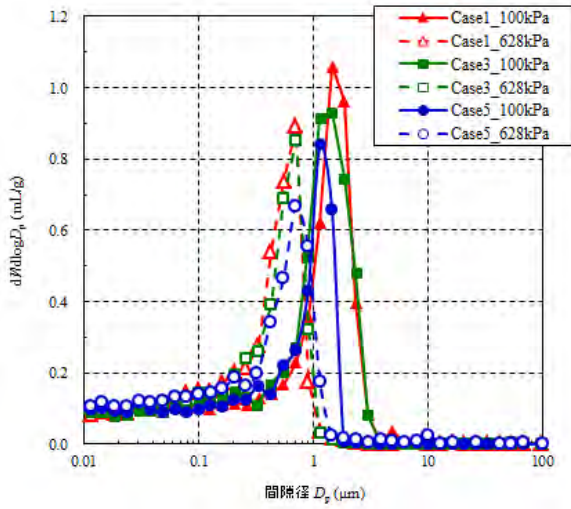


(e) Case19_100kPa

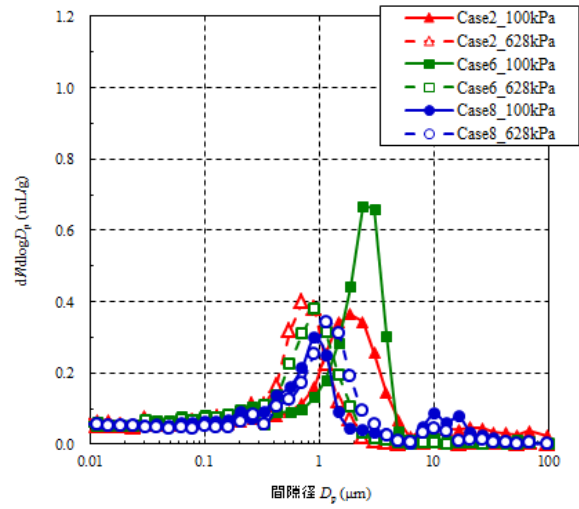


(f) Case19_628kPa

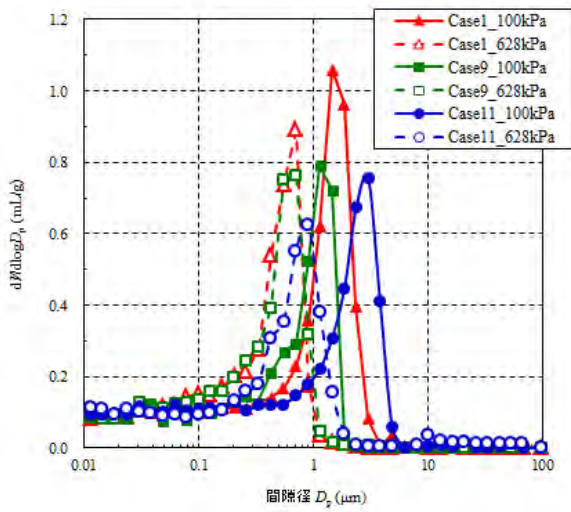
写真-3.3.3 SEM 撮影画像 (その3)



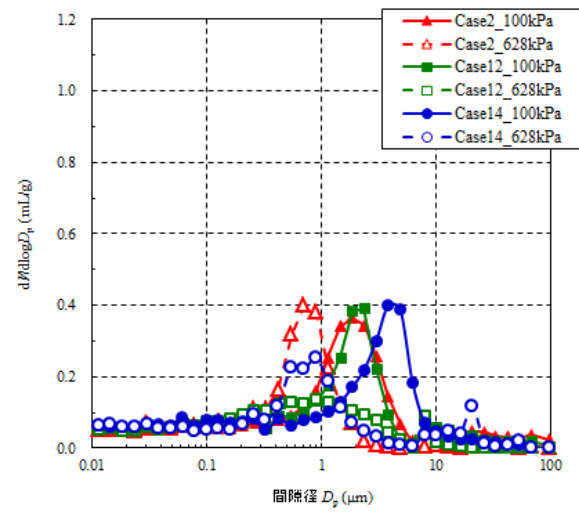
(a) 粘土+榛名産ベントナイト
(Case1 からベントナイト添加量 0、50、100kg/m³)



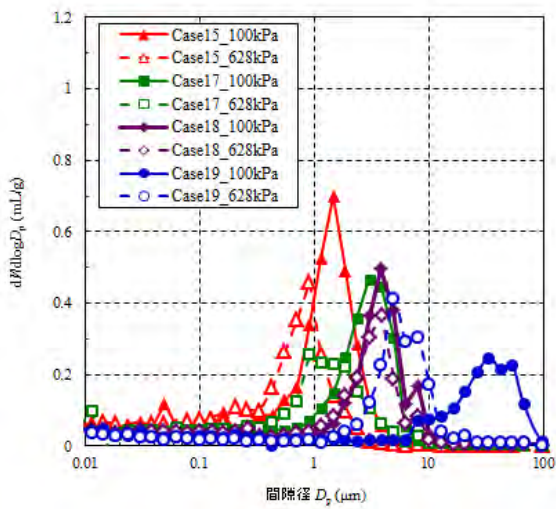
(b) 粘土+砂+榛名産ベントナイト
(Case2 からベントナイト添加量 0、50、100kg/m³)



(c) 粘土+ワイオミング産ベントナイト
(Case1 からベントナイト添加量 0、50、100kg/m³)



(d) 粘土+砂+ワイオミング産ベントナイト
(Case2 からベントナイト添加量 0、50、100kg/m³)



(e) 粘土+砂+榛名産ベントナイト
(Case15 から砂含有率 50、70、80、90%)

図-3.3.6 間隙径分布図

3.4 災害廃棄物等の放射能特性の調査および被曝線量評価

静間 清、遠藤 暁 (広島大学)

(1) 大気中のダストサンプリングと大気中放射能濃度計測技術の開発

広島大学キャンパスおよび福島県南相馬市において定期的ダスト捕集を行い、解析技術を確立した¹⁹⁾。ダストサンプリングのための捕集装置は本研究推進費で購入したものではなく、別予算で整備した。本捕集装置により南相馬市において2011年10月から2012年9月までダストサンプリングを実施した。装置の写真を図-3.4.1に示し、結果を図-3.4.2に示すその結果をダストサンプリング装置および解析技術は本研究事業における最終処分地周辺の大気安全モニタリングに適用できる。



図-3.4.1 平成24年3月1日 原町第一小学校

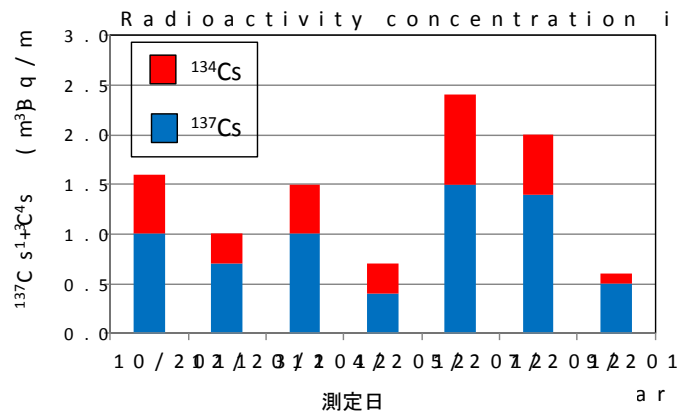


図-3.4.2 空気中の放射能濃度 (南相馬市)

(2) 放射能で汚染された土壌の放射能計測技術の開発

福島県南相馬市において平成23年、24年度にわたり土壌サンプリングと放射能濃度分布の測定を行ってきた。サンプリング技法および測定技術はすでに確立している¹⁹⁾²¹⁾²²⁾。図-3.4.3に田の土壌サンプリング地点を示し、図-3.4.4に結果を示す。この技術は本研究事業における最終処分地の土壌等の安全モニタリングに適用できる。

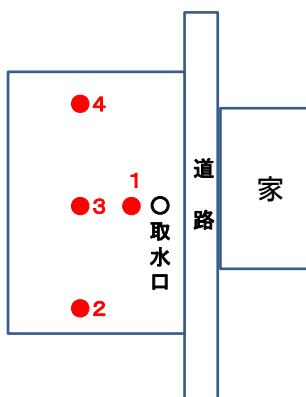


図-3.4.3 南相馬市内の田の土の測定点

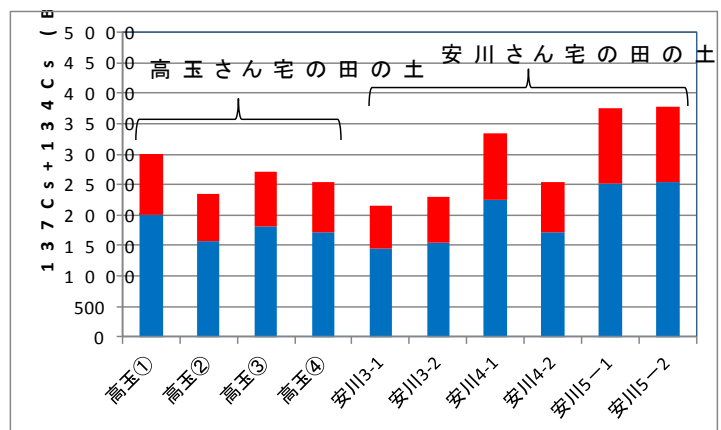


図-3.4.4 2つの田の1地点の田の土の測定結果

(3) 河川水と底質土の放射能の計測技術の開発

福島県南相馬市において平成23年、24年度にわたり土壌サンプリングのほかに地下水、水道水、河川水のサンプリングと放射能濃度の計測を行ってきた。対象とした河川は新田川、太田川と支流、真野川と支流、小高川と支流の底質の4河川である。河川水と底質土の測定を行った。特に、河川水については河口付近では海

水が混じるのでそれに対する対処技術が必要である。図-3.4.5 にサンプリング地点、図-3.4.6 に低質土の分析例、河川水の分析例を示す。河川上流の底質土はセシウム濃度 10000~20000 Bq/kg で高い傾向が見られるが下流にいくほど低くなり、河口付近では 200 Bq/kg 程度であった。河川水については汚染はほとんどみられず、上流では約 0.8 Bq/L、下流では約 0.3 Bq/L であった。いずれも、飲料水の新基準 10 Bq/L に比べて 1/10 程度であった。これらの技術は本研究事業における最終処分地の海水の安全モニタリングに適用できる。



図-3.4.5 南相馬市の主要河川のサンプリング地点

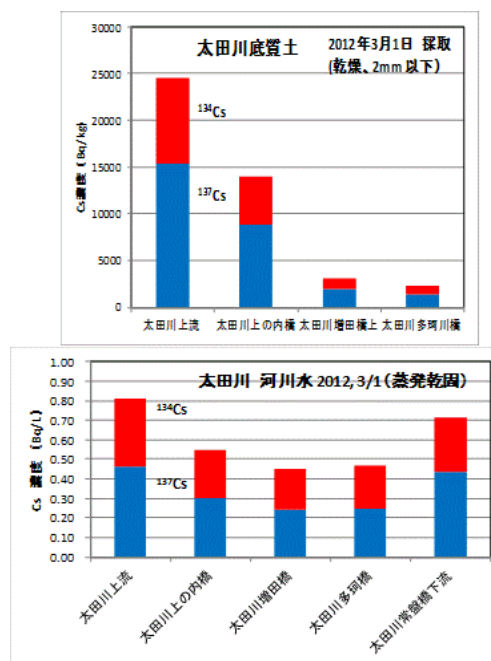


図-3.4.6 河川低質土と水の測定結果

(4) 放射性物質の汚染土壌から動・植物への移行に関するデータに関するデータ収集

福島県南相馬市において、稲やカエルなどの試料を収集し放射性物質、主に放射性 Cs の移行に関するデータを収集した。既に論文となっているものとしては、南相馬市で作付した稲を用いた測定を行い、汚染土壌から稲への放射性 Cs 移行の指標をまとめた。また、南相馬市や飯舘村で採取した、キノコや樹木およびカエル試料の測定を行い、放射性 Cs の移行を観察している。図-3.4.7 に測定に用いた稲試料の写真と表-3.4.1 に測定結果を示す。これらのデータは、本研究事業における最終処分廃棄物に含まれると予想される土壌以外の廃棄物の放射能の濃度の予想に利用できる。



図-3.4.7 稲試料 (左)

表-3.4.1 移行係数 (上)

Table 5
TF expressed as (Bq/kg-dry weight)/(Bq/kg-dry weight) of each part of rice plant.

Field id	Sample id	Component	Measured dried sample mass (g)	TF	
				¹³⁴ Cs	¹³⁷ Cs
F1	R1-1	Brown rice	40	0.013 ± 0.001	0.015 ± 0.001
	R1-2	Polished rice	40	0.011 ± 0.001	0.013 ± 0.001
	R1-3	Rice bran	20	0.13 ± 0.004	0.16 ± 0.003
F2	R2-1	Brown rice	40	0.013 ± 0.001	0.013 ± 0.001
	R2-2	Polished rice	40	0.005 ± 0.0003	0.006 ± 0.0002
	R2-3	Rice bran	20	0.16 ± 0.004	0.15 ± 0.003
F3	R3-1	Brown rice	40	0.015 ± 0.001	0.017 ± 0.001
	R3-2	Polished rice	40	0.008 ± 0.0002	0.008 ± 0.0002
	R3-3	Rice bran	20	0.10 ± 0.003	0.11 ± 0.002
F1-3 ^a	R4	Chaff ^a	10	0.043 ± 0.002	0.049 ± 0.005

^a Mixture of rice chaff samples taken from all three test paddy fields.

(5) 汚染土壌に伴う β 線空間線量率の評価

汚染土壌に伴う γ 線空間線量については、計算・実測による評価が数多く存在する¹⁹⁾。しかしながら、核分

裂生成物のほとんどは、 β 壊変を行い、 β 線を放出する。これまでほとんど行われていない β 線に伴う空間線量や皮膚線量を評価しておくことは、廃棄物処分地での被曝線量評価においても重要である。本研究では、福島近郊に沈着したことが確認されている放射性物質による β 線の空間線量率や皮膚線量の評価を行うための基礎的なデータを決定した。図-3.4.8に、実測で確認されている沈着放射性核種($^{129, 129m}\text{Te}$ 、 ^{131}I 、 ^{132}Te 、 ^{132}I 、 $^{134, 137}\text{Cs}$)の β 線のエネルギー分布を、図-3.4.9に $1000\text{Bq/m}^2\text{-}^{137}\text{Cs}$ 沈着時（この濃度は飯舘村の沈着密度に相当する）の地表面近傍における β 線空間線量率の時間依存性を示す。

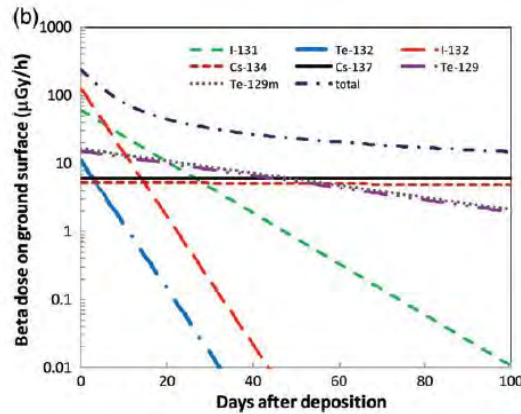


図-3.4.8 モンテカルロ計算入力 β 線スペクトル

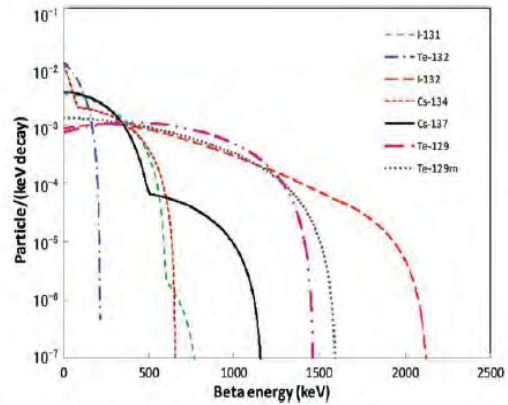


図-3.4.9 地表面 β 線量率 ($1000\text{Bq/m}^2\text{-}^{137}\text{Cs}$)

(6) NaIを用いた汚染濃度モニタリング手法の開発

汚染土壌には ^{137}Cs の他に ^{134}Cs も含まれており、NaI検出器のエネルギー分解能では、563、569、605keVの γ 線を区別することは難しい。更に ^{134}Cs の605keV γ 線と ^{137}Cs からの662keV γ 線の識別も不十分となる可能性がある。 ^{134}Cs は半減期2.06年であるため、現在はおおよそ $^{134}\text{Cs} : ^{137}\text{Cs} = 1:2$ となっている。 ^{134}Cs が無視できるようになるためには10年程度必要である。したがって、NaI検出器を用いたモニタリングにおいては精度良く ^{134}Cs と ^{137}Cs 弁別した測定が必須である。Ge検出器で測定した土壌からの γ 線スペクトルをNaI検出器のエネルギー分解能(662keV γ 線に対して5%、7%、10%)を仮定して鈍らせたスペクトルを用意して、3種類のフィッティング法で、605keVと662keV γ 線のピークカウントがどの程度採再現できるかを調べた。フィッティング法は、1)通常の最小二乗法によるダブルガウスフィット、2)マルチピークフィット、3)EGS5で作成したスペクトルにNaI分解能を反映させた応答関数を用いたスケールフィットの3種類をとした。その結果、スケールフィットが最も安定して ^{137}Cs と ^{134}Cs の放射能を評価できることが示された。

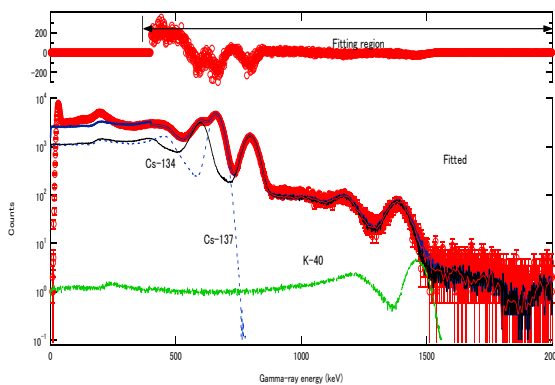


図-3.4.10 スケールフィットの例

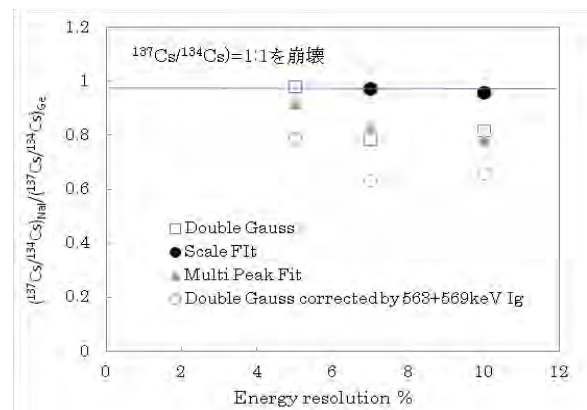


図-3.4.11 ^{137}Cs と ^{134}Cs 放射能濃度の再現性

3.5 海面処分場の巨大地震と津波に対する安全性能の検討

上野一彦（五洋建設(株)）

3.5.1 海面処分場の基本構造の設計

下図の流れに基づいて処分場の遮水護岸断面構造を基本設計にて検討し、各種模型実験および数値解析による検討の基本断面とした。

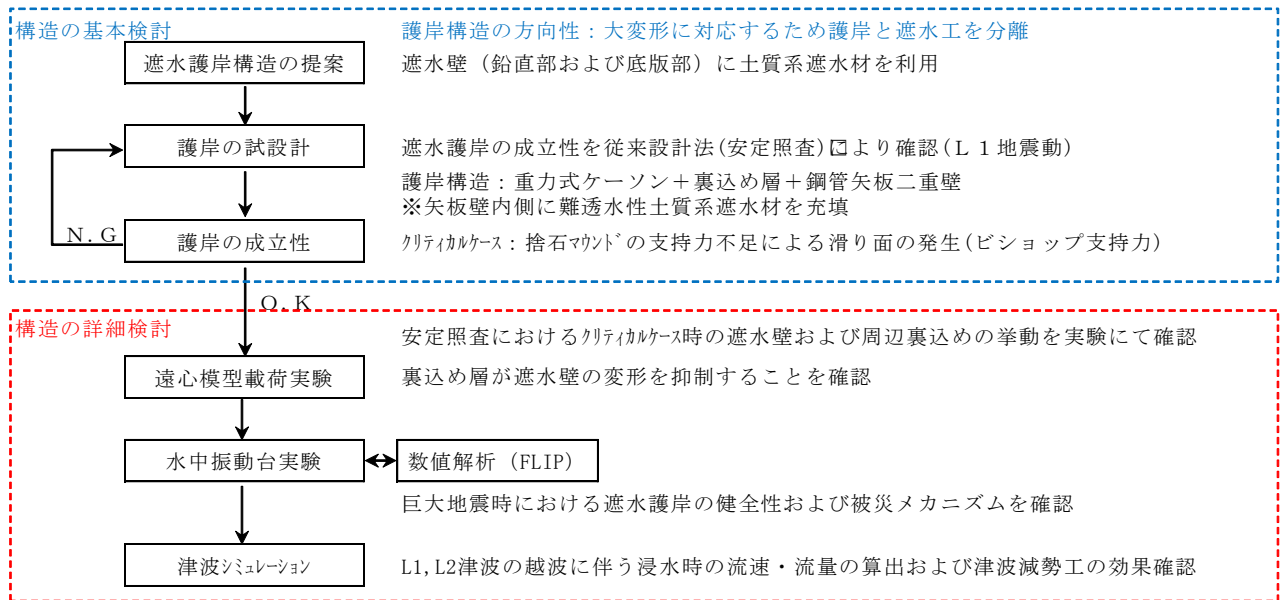


図-3.5.1 本検討の流れ

検討の詳細を (1)~(5)に示す。

(1) 遮水護岸構造の検討

本検討対象となる処分場は超長期(100年以上)にわたりその健全性を確保する必要があることから、下記事項を構造検討の基本概念とした。

- 1)護岸構造と遮水構造を分離することで、万一護岸が被災した際に直接遮水壁におよぼす影響を低減する。
- 2)遮水構造には難透水性土質遮水材を使用し、放射性物質の半減期を考慮し超長期(100年以上)にわたる浸出水トラベルタイムを確保しつつ、放射性物質(主にセシウム)の吸着に期待する。また、地震で発生する大きな揺れに対しても、遮水材が柔軟に変形することで遮水壁が追従可能となる。
- 3)既に大量の仮置された放射能汚染廃棄物を対象とするため、埋立は短期間(5年程度)で完了するものとする。
- 4)余水処理が発生しないように管理水位を下げて管理する。
- 5)埋立後に設置する表面遮水工(排水工)および津波減勢工により、津波や降雨の護岸内への流入は許容するが、廃棄物との接触は遮断する。

(2) 検討の前提条件

処分場の構造検討にあたり、下記事項を前提とした。

- 1)処分場設置場所は太平洋沖の砂地盤上とし、液状化は発生しないものとする。
- 2)廃棄物処分量を1千万m³と想定し、廃棄物埋立水深約10m(50ha)とする。
- 3)L1津波高(東海地震発生時想定)より護岸天端等を設定する。
- 4)L1地震動の静的照査に用いる設計震度はKh=0.25とする。
- 5)地震(L1およびL2)の発生は埋立完了後とする。
- 6)廃棄物埋立完了後超長期におけるL2地震発生時の護岸変動により遮水壁の変形・破損が生じて遮水機能の

健全性が損なわれることを防止するため、遮水壁と護岸を分離可能な構造とする。

7)L2 地震時における護岸と遮蔽遮水機能の健全性は、遠心実験および水中振動台実験、FLIP 解析により検証する。

8)表面遮水工および津波減勢工は別途検討する。

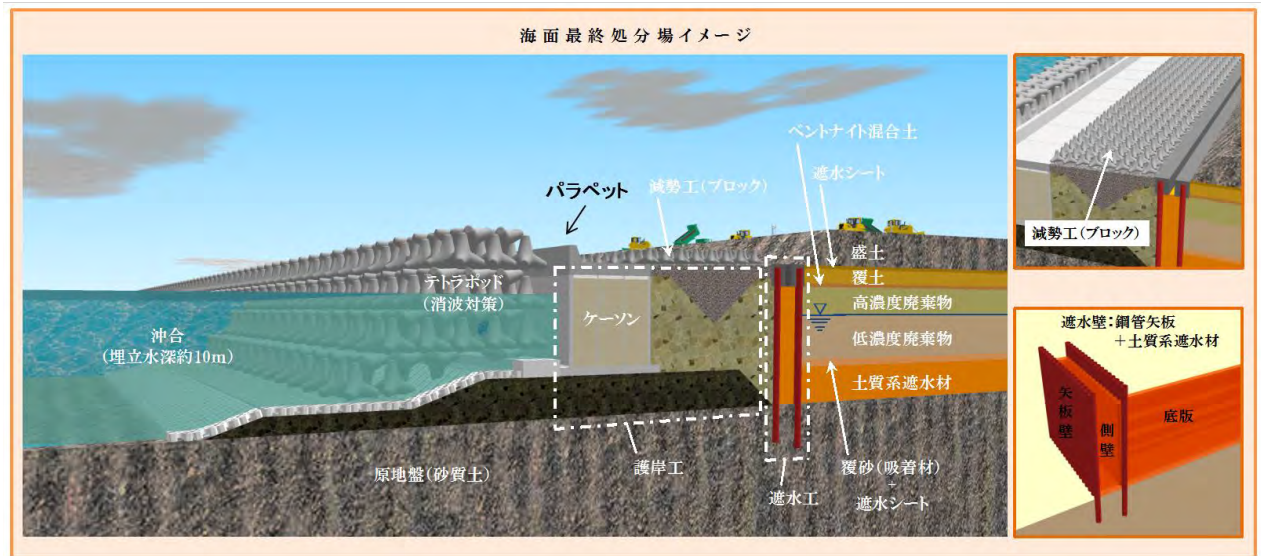


図-3.5.2 海面処分場の構造のイメージ図

(3) 施工方法の検討

図-3.5.2 に海面処分場の構造のイメージを示す。海面処分場の施工は、護岸の建設（護岸工）、遮水構造の建設（遮水工）、護岸の裏込め（裏込め工）で構成される。それぞれの考え方をまとめると以下ようになる。

1) 護岸工

護岸工は、必要な処分容量を確保し、水深約 14m の地点に建設することを考慮し、地震津波に対する安全の観点から多くの実績を持つ重力式護岸のケーソンとした。また、過去のケーソン損傷事故の主な要因である漂流物衝突による前壁の破損を考慮し、前壁厚を 700mm(標準厚 600mm)とし超長期の耐久性を確保した。なお、パラペット天端高は想定される L1 津波高に約 1m の余裕高を見込む T.P.+6.50m に設定した。

2) 遮水工

遮水工は処分場内の底面および側面に設ける。底面遮水工は埋立箇所の直下に土質系遮水材²⁾を用いて設置する。側面遮水工は、鋼管矢板による二重締切り内部に土質系遮水材を充填し、埋立箇所周囲に設置する。矢板継手部は P-T 継手を想定し、グラウトジャケットによる止水処理とした。土質系遮水材は海成粘土とベントナイトの混合物で、透水係数 $k=5.0 \times 10^{-10}(\text{m/s})^2$ を確保する。側面遮水工および底面遮水工は遮水層厚をそれぞれ 4m、5m とした。

3) 裏込工

裏込工は、その崩壊角を考慮した影響範囲に余裕代を見込み、層幅を 21m とした。埋立後はタイロッドの引張材を切断し護岸工と遮水工を裏込めにより構造上分離することで、護岸工が被災した際の遮水工への影響を最小限に止めることを期待した。

施工のフローとしては、以下のような工程が考えられる。

(a) 防波堤の構築

海面処分場の外郭を構成する防波堤を構築する。防波堤の構造は図-3.5.3 に示すように、わが国で一般的に採用されている混成堤である。施工手順は以下ようになる。

- | | | |
|-----------|-------------|-------------|
| ① ケーソンの製作 | ② 捨石マウンドの設置 | ③ ケーソンの据え付け |
| ④ 上部工の設置 | ⑤ 裏込め石の設置 | ⑥ 消波ブロックの設置 |

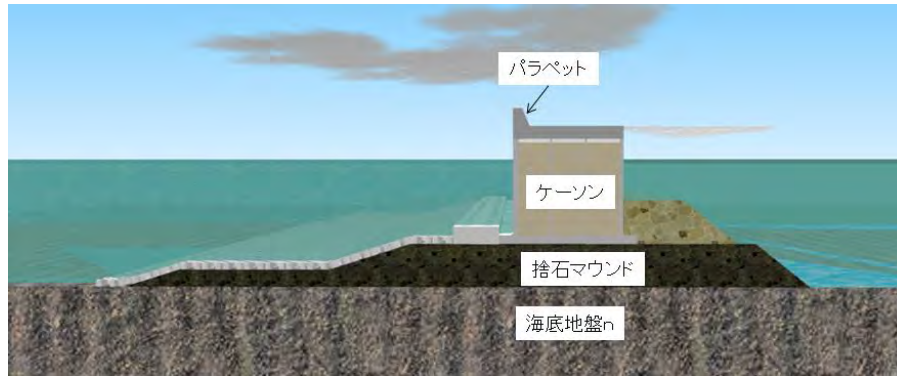


図-3.5.3 わが国の一般的な防波堤の建設

(b) 遮水壁の構築

防波堤の背後に側方遮水壁を構築する。遮水壁は鋼管矢板構造で防波堤のケーソンとタイ材で結合する。その後、底面遮水工を行う。施工は以下の手順で行う。

- | | |
|--------------------------|------------------------------|
| ①A列（外側）鋼管矢板の打設 | ②タイ材をA列矢板とケーソン頭部に設置 |
| ③裏込め材を設置（ここまでは図-3.5.4参照） | ④B列（内側）鋼管矢板を打設 |
| ⑤A列矢板とB列矢板にタイ材を設置 | ⑥矢板の間に側壁遮水地盤材料を打設 |
| ⑦海底面に遮水地盤材料を打設 | ⑧シートおよび覆砂を施工（ここまでは図-3.5.5参照） |

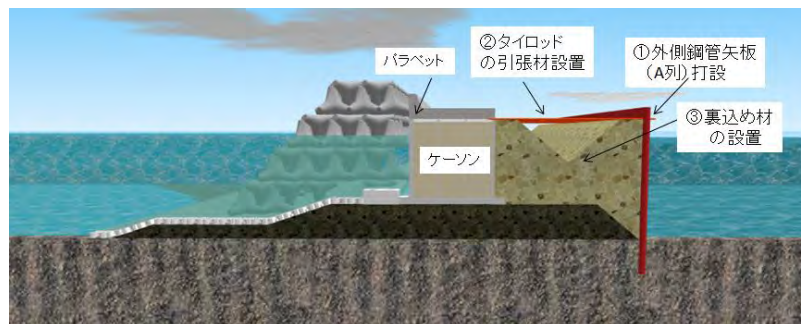


図-3.5.4 側面遮水のための鋼管矢板の打設と裏込め材の施工



図-3.5.5 側面遮水壁の構築と底面遮水の施工

(c) 処分場における廃棄物埋立て

遮水工が完成した後、管理水位を決定し管理水位まで処分場内の水位を下げる。この状態で廃棄物の埋立を実施する。埋立が終了した後に、表面遮水工、覆土盛土、舗装工を施工する。

- | | |
|---------------------------|----------|
| ①管理水位の調整 | ②廃棄物埋め立て |
| ③表面遮水工の設置（ここまでは図-3.5.6参照） | ④覆土盛土 |
| ⑤路盤表面舗装 | |

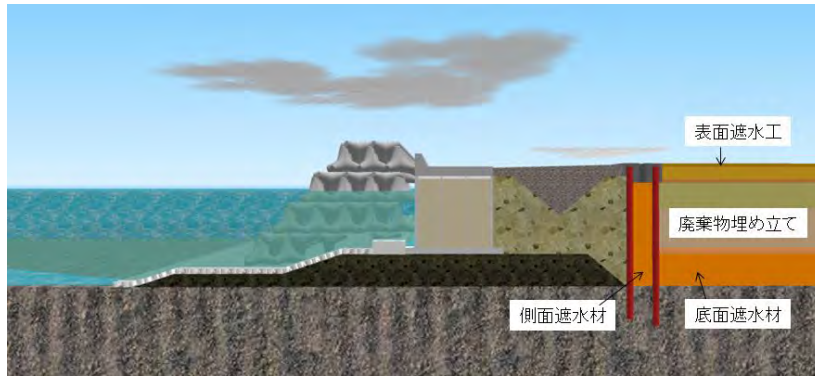
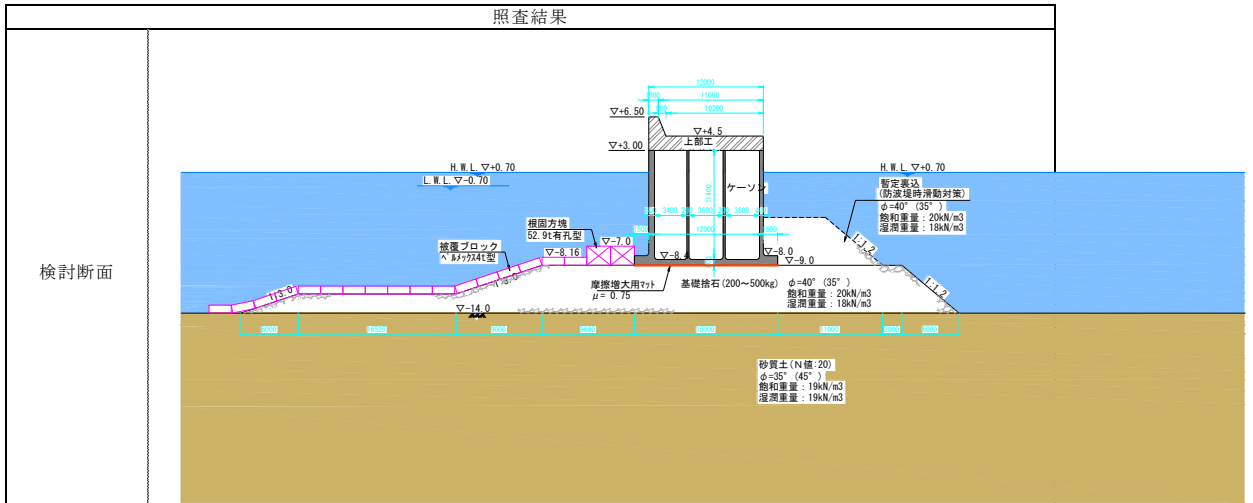


図-3.5.6 廃棄物の埋立と表面遮水工の施工

(4) 設計条件と安全性照査および設計の結果

(a) 混成堤の検討

設計条件																																																																																																																															
構造形式	混成堤																																																																																																																														
基準・指針	港湾の施設の技術上の基準・同解説 H19年度版																																																																																																																														
設置期間	約5年 ※防波堤形状での期間を表す																																																																																																																														
設計耐用年数	10年																																																																																																																														
設置水深	T.P. -14.0m																																																																																																																														
土質条件	砂質土																																																																																																																														
物性	各物性値は検討断面図内に記載																																																																																																																														
耐震性能	耐震強化施設以外																																																																																																																														
潮位	H.W.L. T.P. +0.70m L.W.L. T.P. -0.70m M.W.L. T.P. ±0.00m																																																																																																																														
波浪	再現期間 10年 設計波高 H_{max} = 10.98m 周期 T = 15 換算沖波波高 H_0' = 6.72m																																																																																																																														
地震	L 1 : 設置期間内の地震発生なし L 2 : "																																																																																																																														
上載荷重	常時 : なし 変動時 : "																																																																																																																														
津波	L 1 : 設置期間内の地震発生なし L 2 : "																																																																																																																														
摩擦係数 μ	0.75 (摩擦増大用マット)																																																																																																																														
検討ケース	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">検討ケース</th> <th rowspan="2"></th> <th rowspan="2">自重</th> <th rowspan="2">土圧</th> <th rowspan="2">水圧</th> <th rowspan="2">波浪</th> <th colspan="2">地震</th> <th rowspan="2">上載圧</th> </tr> <tr> <th>慣性力</th> <th>動水圧</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>永続状態</td> <td>常時</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>変動状態</td> <td>波浪時</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> </tbody> </table>	検討ケース		自重	土圧	水圧	波浪	地震		上載圧	慣性力	動水圧	永続状態	常時	○	○	○	—	—	—	—	変動状態	波浪時	○	○	○	○	—	—	—																																																																																																	
検討ケース								自重	土圧		水圧	波浪	地震		上載圧																																																																																																																
		慣性力	動水圧																																																																																																																												
永続状態	常時	○	○	○	—	—	—	—																																																																																																																							
変動状態	波浪時	○	○	○	○	—	—	—																																																																																																																							
検討項目	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>滑動</th> <th>転倒</th> <th>支持力</th> <th>円弧すべり</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>永続状態</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>○</td> </tr> <tr> <td>変動状態</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>—</td> </tr> </tbody> </table>		滑動	転倒	支持力	円弧すべり	永続状態	—	—	—	○	変動状態	○	○	○	—																																																																																																															
	滑動	転倒	支持力	円弧すべり																																																																																																																											
永続状態	—	—	—	○																																																																																																																											
変動状態	○	○	○	—																																																																																																																											
部分係数	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">項目</th> <th colspan="2">滑動</th> <th colspan="2">転倒</th> <th colspan="2">基礎の支持力</th> <th rowspan="2">円弧すべり</th> </tr> <tr> <th>永続</th> <th>波浪</th> <th>永続</th> <th>波浪</th> <th>永続</th> <th>波浪</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>γ_c 摩擦係数</td> <td>—</td> <td>0.79</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>γ_{DW} 水深変化 (緩(1/100))</td> <td>—</td> <td>1.04</td> <td>—</td> <td>1.15</td> <td>—</td> <td>1.12</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>γ_{SL} H.H.W.L./H.W.L. > 2.0</td> <td>—</td> <td>1.06</td> <td>—</td> <td>1.09</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>γ_{ENC} RC単位体積重量</td> <td>—</td> <td>0.98</td> <td>—</td> <td>0.98</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>γ_{ENC} NC単位体積重量</td> <td>—</td> <td>1.02</td> <td>—</td> <td>1.02</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>γ_{ENSTD} 中詰砂単位体積重量</td> <td>—</td> <td>1.01</td> <td>—</td> <td>1.00</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>γ_s 分割細片の上載荷重</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>0.91</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>γ_s 分割細片重量</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>1.00</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>γ_s 構造解析係数</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>1.00</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>γ_{TSP} 地盤強度：せん断抵抗角正接</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>0.96</td> <td>0.90</td> </tr> <tr> <td>γ_s 地盤強度：粘着力</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>0.99</td> <td>0.90</td> </tr> <tr> <td>γ_{SP} 海底面より上にある地盤、砂、消波工</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>γ_{SP} 海底面より下にある砂質土</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>0.90</td> </tr> <tr> <td>γ_{SP} 海底面より下にある粘性土</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>1.00</td> </tr> </tbody> </table>	項目	滑動		転倒		基礎の支持力		円弧すべり	永続	波浪	永続	波浪	永続	波浪	γ_c 摩擦係数	—	0.79	—	—	—	—	—	γ_{DW} 水深変化 (緩(1/100))	—	1.04	—	1.15	—	1.12	—	γ_{SL} H.H.W.L./H.W.L. > 2.0	—	1.06	—	1.09	—	—	—	γ_{ENC} RC単位体積重量	—	0.98	—	0.98	—	—	—	γ_{ENC} NC単位体積重量	—	1.02	—	1.02	—	—	—	γ_{ENSTD} 中詰砂単位体積重量	—	1.01	—	1.00	—	—	—	γ_s 分割細片の上載荷重	—	—	—	—	—	0.91	—	γ_s 分割細片重量	—	—	—	—	—	1.00	—	γ_s 構造解析係数	—	—	—	—	—	1.00	—	γ_{TSP} 地盤強度：せん断抵抗角正接	—	—	—	—	—	0.96	0.90	γ_s 地盤強度：粘着力	—	—	—	—	—	0.99	0.90	γ_{SP} 海底面より上にある地盤、砂、消波工	—	—	—	—	—	—	1.00	γ_{SP} 海底面より下にある砂質土	—	—	—	—	—	—	0.90	γ_{SP} 海底面より下にある粘性土	—	—	—	—	—	—	1.00
項目	滑動		転倒		基礎の支持力		円弧すべり																																																																																																																								
	永続	波浪	永続	波浪	永続	波浪																																																																																																																									
γ_c 摩擦係数	—	0.79	—	—	—	—	—																																																																																																																								
γ_{DW} 水深変化 (緩(1/100))	—	1.04	—	1.15	—	1.12	—																																																																																																																								
γ_{SL} H.H.W.L./H.W.L. > 2.0	—	1.06	—	1.09	—	—	—																																																																																																																								
γ_{ENC} RC単位体積重量	—	0.98	—	0.98	—	—	—																																																																																																																								
γ_{ENC} NC単位体積重量	—	1.02	—	1.02	—	—	—																																																																																																																								
γ_{ENSTD} 中詰砂単位体積重量	—	1.01	—	1.00	—	—	—																																																																																																																								
γ_s 分割細片の上載荷重	—	—	—	—	—	0.91	—																																																																																																																								
γ_s 分割細片重量	—	—	—	—	—	1.00	—																																																																																																																								
γ_s 構造解析係数	—	—	—	—	—	1.00	—																																																																																																																								
γ_{TSP} 地盤強度：せん断抵抗角正接	—	—	—	—	—	0.96	0.90																																																																																																																								
γ_s 地盤強度：粘着力	—	—	—	—	—	0.99	0.90																																																																																																																								
γ_{SP} 海底面より上にある地盤、砂、消波工	—	—	—	—	—	—	1.00																																																																																																																								
γ_{SP} 海底面より下にある砂質土	—	—	—	—	—	—	0.90																																																																																																																								
γ_{SP} 海底面より下にある粘性土	—	—	—	—	—	—	1.00																																																																																																																								
特記事項	<ul style="list-style-type: none"> 検討対象期間に地震および津波の発生はないものとする。 安定照査において消波ブロックは考慮しないものとする。 ケーソンの滑動抵抗を増強する目的で、摩擦増大用マットを用い、かつ暫定裏込めを配置する。 波浪条件である10年確率波浪は、構造物の設計耐用年数と平成16年度名古屋技調報告書に基づき設定する。 根固方塊および被覆ブロックの規格は10年確率波浪を用いて設定する。 ケーソン側壁（沖側）は消波ブロックの衝突等への耐久性を100年を超える期間において確保することから、その壁厚を600mmとする（波浪が特に厳しい箇所は700mm）。 上部工天端高はレベル1津波高T.P. +6.00mに余裕高50cmを見込みT.P. +6.50mに設定する。 																																																																																																																														



検討状態	主荷重	照査項目	潮位	条件	耐力作用比	判定	備考
永続状態	ケトン自重	円弧すべり	H. W. L.	前面側	1.895	O. K.	
				背面側	1.701	O. K.	
			L. W. L.	前面側	1.834	O. K.	
				背面側	1.645	O. K.	
変動状態	波力	滑動	H. W. L.	波山	1.163	O. K.	
				波谷	4.206	O. K.	
			L. W. L.	波山	1.417	O. K.	
		波谷		5.757	O. K.		
		転倒	H. W. L.	波山	1.160	O. K.	
				波谷	12.615	O. K.	
	L. W. L.		波山	1.561	O. K.		
		波谷	20.773	O. K.			
	支持力	H. W. L.	波山	1.038	O. K.		
			波谷	2.398	O. K.		
		L. W. L.	波山	1.214	O. K.		
			波谷	2.591	O. K.		

照査結果より、変動状態 (H. W. L. 時 波山) における支持力がクリティカルケースとなる。

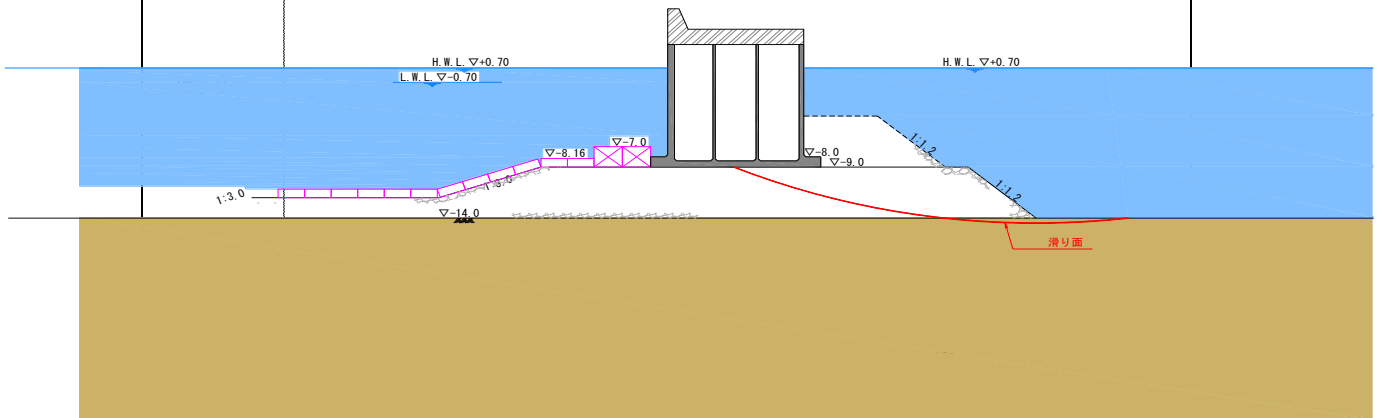


図-3.5.7 混成堤の安全性照査

(b) 重力式護岸の検討

護岸完成断面

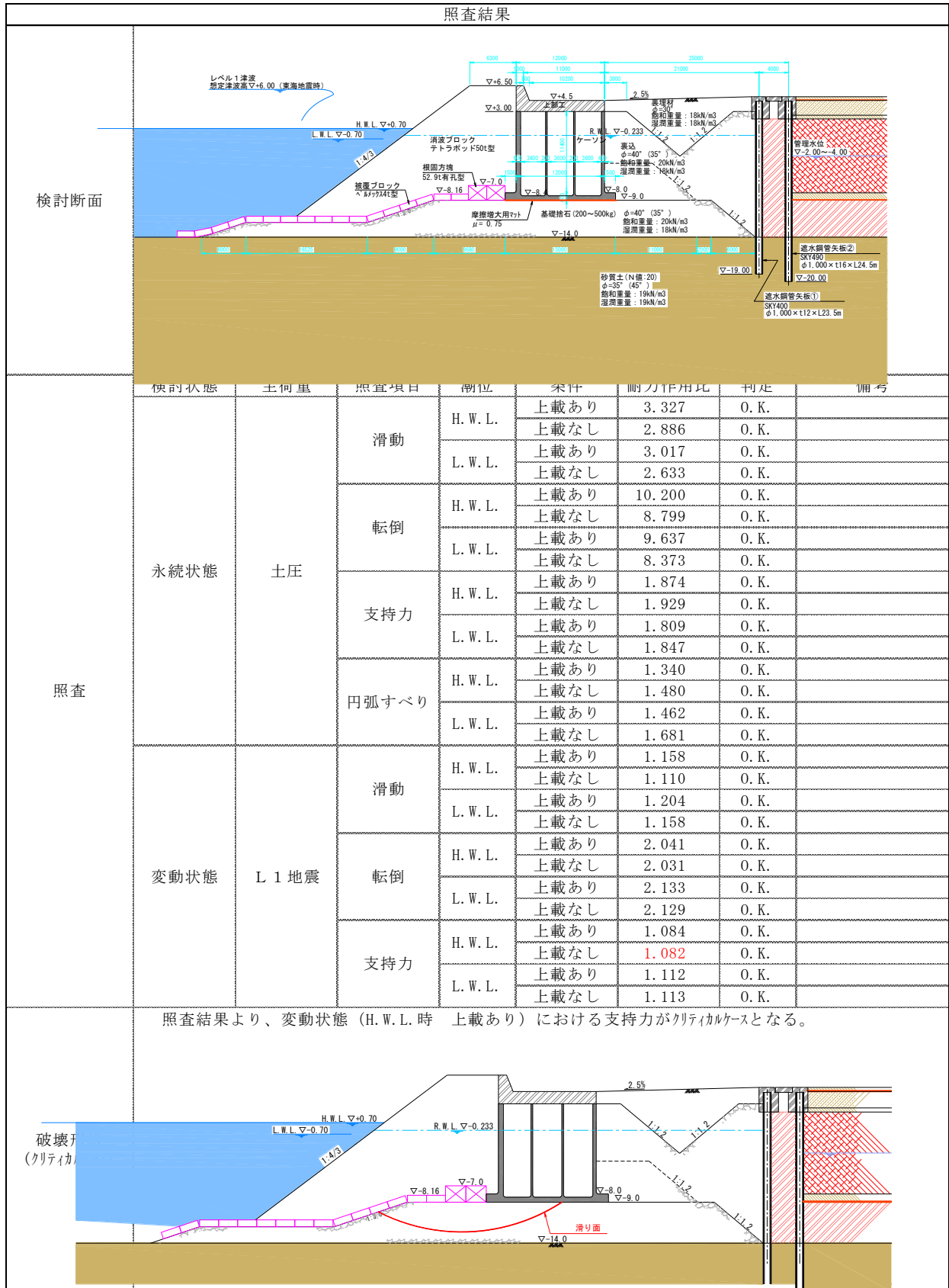


図-3.5.8 重力式護岸の安全性照査

以上、港湾の施設の技術上の基準に基づいて護岸構造と鉛直遮水壁の構造の設計を行い、各照査項目に関する安全性照査を行って安全性を確認した。

3.5.2 巨大地震による加速度が作用したときの遮水護岸の安全性の検討結果

(1) ケーソンと遮水矢板の間隔が遮水構造に及ぼす影響

はじめにケーソンと遮水矢板の間隔の影響について検討したケース3 およびケース4の結果について述べる。それぞれのケースのすべり面の発生状況を図-3.5.10に、遮水矢板およびケーソン、裏込の変位を図-3.5.11に示している。ケース3では傾斜角が15.6度に達した時点で、ケーソン海側底面部にすべり面の発生を確認した。また、同時にケーソン背面に裏込の崩壊線を楔状に確認した。裏込層の崩壊面は矢板前面に達し、矢板天端の残留変位は実スケール換算値で36.5cmとなった。この時、模型に作用した力から見かけの震度を求めると $k_h=0.269$ であった。

ケース4では傾斜角が14.1度に達した時点で、ケーソン海側底面部にすべり面の発生を確認した。また、同時にケーソン背面に裏込の崩壊線を楔状に確認した。裏込層の崩壊範囲はケース1と同程度であることから、崩壊面が矢板前面に及ぶことなく、矢板天端の残留変位は13.8cmとなった。この時、模型に作用した力から見かけの震度を求めると $k_h=0.244$ となった。

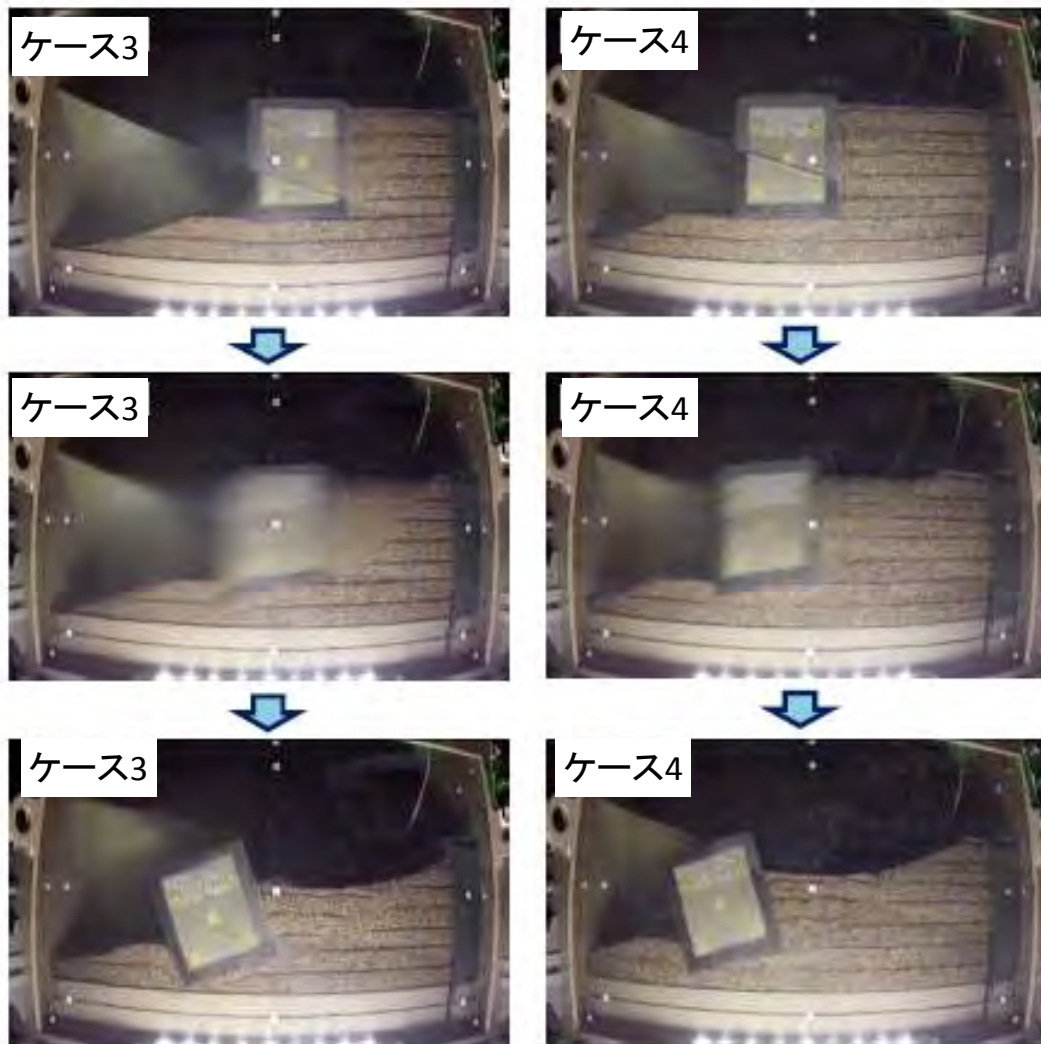


図-3.5.10 すべり面の形状（ケース3およびケース4）

実験後 模型断面		
	傾斜角	15.6度
見かけ震度	Kh=0.269	Kh=0.244
矢板変位	36.5 cm(実スケール換算)	13.8 cm(実スケール換算)
ケーソン変位	水平方向1072cm, 鉛直方向440cm(実スケール換算)	水平方向912cm, 鉛直方向328cm(実スケール換算)
裏込め変位	水平方向1008cm, 鉛直方向520cm(実スケール換算)	水平方向776cm, 鉛直方向400cm(実スケール換算)

図-3.5.11 変位量 (ケース3およびケース4)

2つのケースの矢板天端の変位を比較すると、ケーソンと遮水矢板の間隔が21mであるケース2では、間隔が15mのケース1の約4割であった。これは、ケーソンが被災した場合にも長大幅の裏込層により遮水矢板への影響を低減できることを示している。また、両ケースの模型の破壊が生じた見かけの震度は安定照査における静的震度 $k_h=0.25$ と同程度であり、本模型に生じたすべり面の形状は、断面設定時の安定照査（現行の港湾施設の技術上の基準による）における支配ケースである地盤の支持力不足により生じるすべり面(図-3.5.12)²⁾と類似している。これらから、安定照査による実現象に即した断面の破壊形態の再現性は高いと考えられる。

図-3.5.13(a)と図-3.5.13(b)は5つのケースの実験結果一覧であり、模型断面と载荷条件、载荷前、载荷中および载荷後の模型断面、傾斜角度と見かけの震度、護岸構造の変位をまとめている。

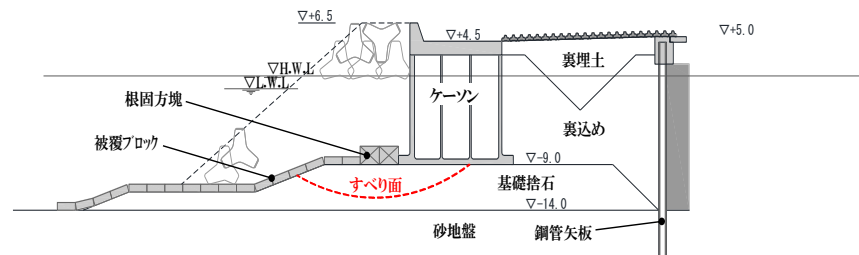


図-3.5.12 現行基準による安全性照査に用いるすべり面

遠心载荷実験 結果一覧表 (その1)

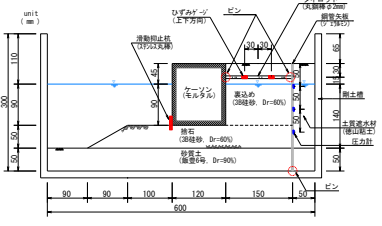
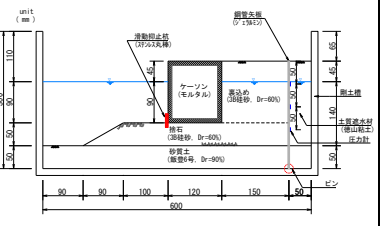
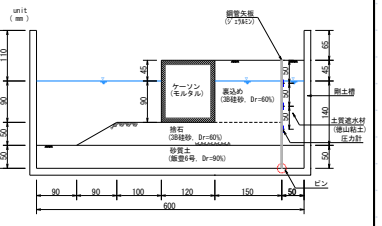




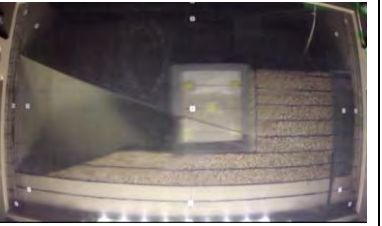



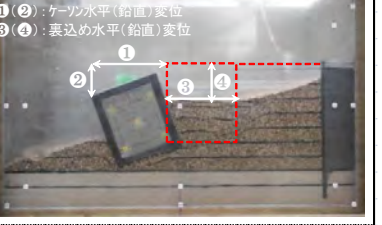
実験CASE	CASE 1	CASE 2	CASE 3
破壊形状	地盤の支持力不足によるすべり	地盤の支持力不足によるすべり	地盤の支持力不足によるすべり
模型断面 (S=1/100)			
载荷方法	傾斜台 (最大傾斜角20度)	傾斜台 (最大傾斜角20度)	傾斜台 (最大傾斜角20度)
遠心加速度	80G~100G	80G~100G	80G~100G
特記事項	<ul style="list-style-type: none"> 矢板とケーソン間にタイロッドの設置 滑動抑止杭の設置 設計断面の約70%に相当する裏込め幅 安定照査時設計震度 Kh=0.25 	<ul style="list-style-type: none"> 滑動抑止杭の設置 安定照査時設計震度 Kh=0.25 設計断面の約70%に相当する裏込め幅 	<ul style="list-style-type: none"> 設計断面の約70%に相当する裏込め幅 安定照査時設計震度 Kh=0.25
実験前模型断面			
破壊時模型断面			
実験後模型断面			
傾斜角度	18.8 度	14.3 度	15.6 度
見かけ震度	Kh= 0.322	Kh= 0.247	Kh= 0.269
矢板変位	85.9 cm (実スケール換算)	25.2 cm (実スケール換算)	36.5 cm (実スケール換算)
ケーソン変位	水平方向1296cm, 鉛直方向536cm (実スケール換算)	水平方向1008cm, 鉛直方向448cm (実スケール換算)	水平方向1072cm, 鉛直方向440cm (実スケール換算)
裏込め変位	水平方向1232cm, 鉛直方向544cm (実スケール換算)	水平方向928cm, 鉛直方向520cm (実スケール換算)	水平方向1008cm, 鉛直方向520cm (実スケール換算)

図-3.5.13(a) 遠心载荷模型実験の実験結果のまとめ (ケース1、ケース2、ケース3)

(2) 実験結果のまとめ

本研究で提案する長大幅の裏込層によりケーソンと遮水工が構造上分離された断面において、裏込層幅が処分場護岸の変形特性に与える影響を定性的に確認するため、遠心模型実験を実施した。模型に対して L1 地震相当の外力を静的載荷させたところ、捨石層内に生じたすべり面により模型は破壊したが、設計断面相当の長大幅の裏込層を有する模型はそうでない模型と比較して遮水矢板の変位を大きく低減できた。以上より、護岸工と遮水工を長大幅の裏込により構造上分離する断面は、ケーソン被災時の遮水工への影響を小さくする効果を有することを定性的に確認できた。また、本実験で得られた模型の破壊形態とその発生条件が、断面設定にあたり実施した安定照査結果と概ね一致することを確認できた。

3.5.3 巨大地震による地震動が作用したときの護岸構造の安全性の検討結果

(1) 水中振動台の実験結果

ケース 1 およびケース 2 による実験結果時刻歴をそれぞれ図-3.5.14、図-3.5.15 に示す。横軸は時間、縦軸はそれぞれ水平応答加速度、ケーソン変位、遮水矢板天端変位、過剰間隙水圧を表す。また両ケースの実験による変位を図-3.5.16、図-3.5.17 に実スケール換算値で示した。なお図中の赤線は変形後の構造物の位置を実スケール換算で示し、青線は変形がわかりやすいように変位量を 10 倍にして構造物の位置を示している。

ケース 1 では応答加速度が土槽底版から地盤表面にかけて増加し、過剰間隙水圧の上昇もなかった。ケーソンの残留変位は合成変位で約 3cm であった。裏込の水平方向の残留変位は非常に小さく、遮水矢板天端の残留変位はわずか 1cm であった。裏込および廃棄物層の地盤面が全体的に 9cm 程度沈下した原因は、地震動による土層の密実化であると考えられる。

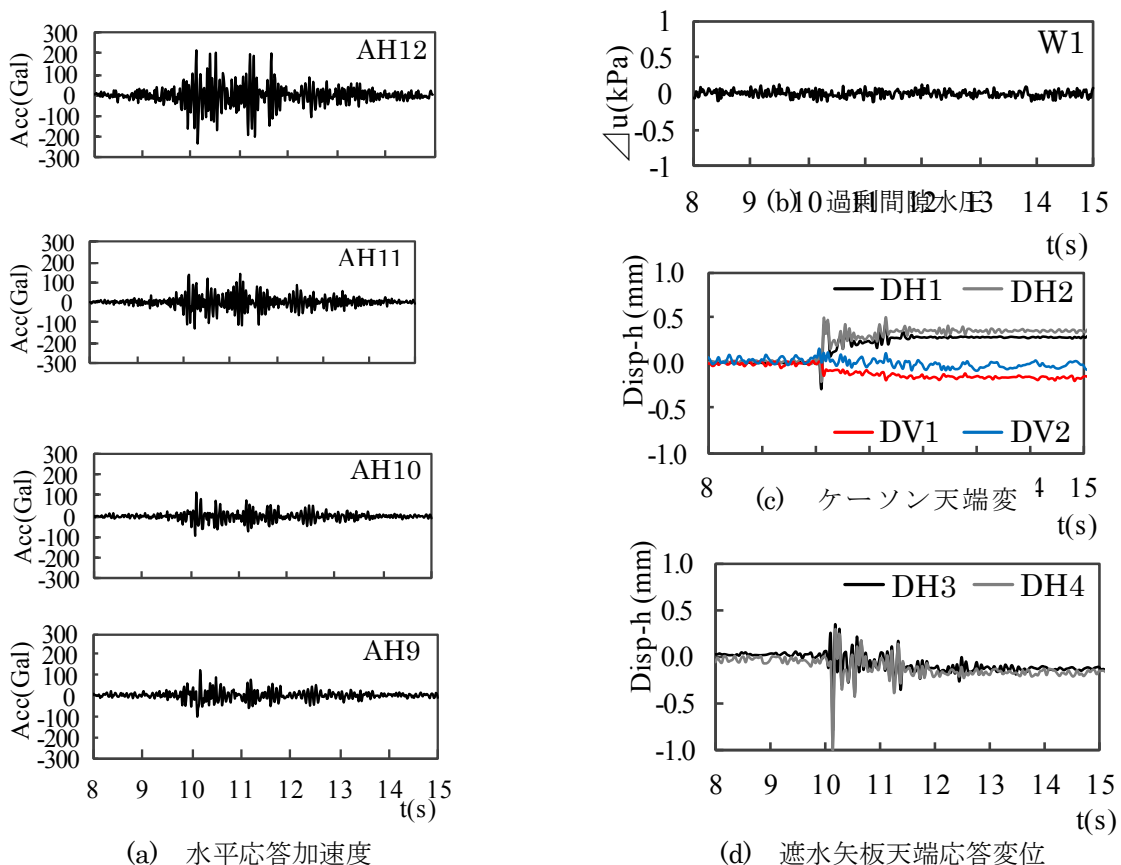
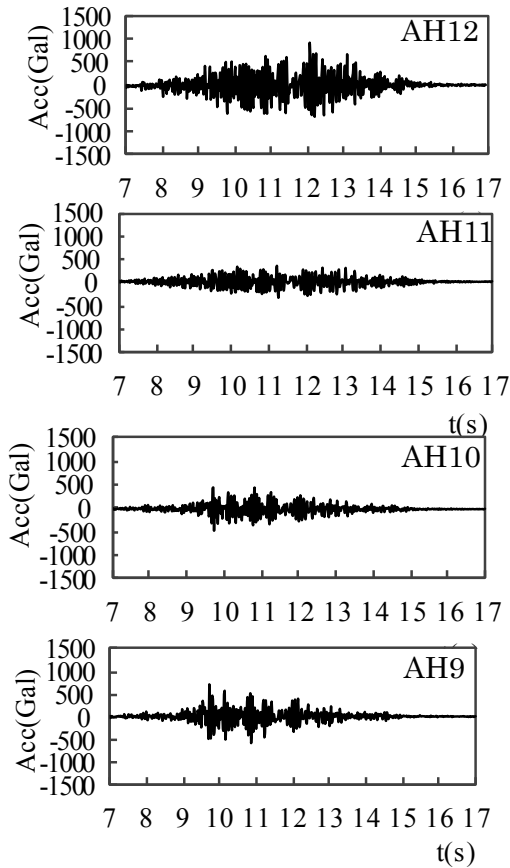
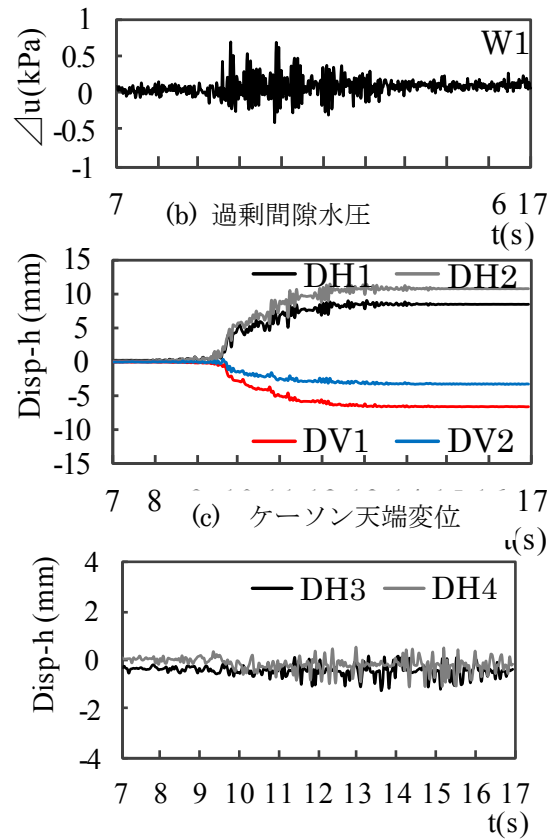


図-3.5.14 水平応答加速度、過剰間隙水圧、ケーソン天端変位、遮水矢板天端変位、の時刻歴 (ケース 1)



(a) 水平応答加速度



(d) 遮水矢板天端応答変位

図-3.5.15 水平応答加速度、過剰間隙水圧、ケーソン天端変位、遮水矢板天端変位、の時刻歴 (ケース 2)

ケース 2 では過剰間隙水圧が若干上昇するものの、ケース 1 と同様の傾向にある。ケーソンは加速度の応答値が大きいことから大きく変位し、その残留変位は合成変位で 114cm となった。裏込めはケーソンが変位した影響により全体的に 90cm~130cm 程度と大きく沈下したものの、遮水矢板天端の残留変位はわずか 2cm であった。廃棄物層が全体的に 80cm~150cm 程度沈下した原因は、廃棄物層の圧縮であると考えられる。

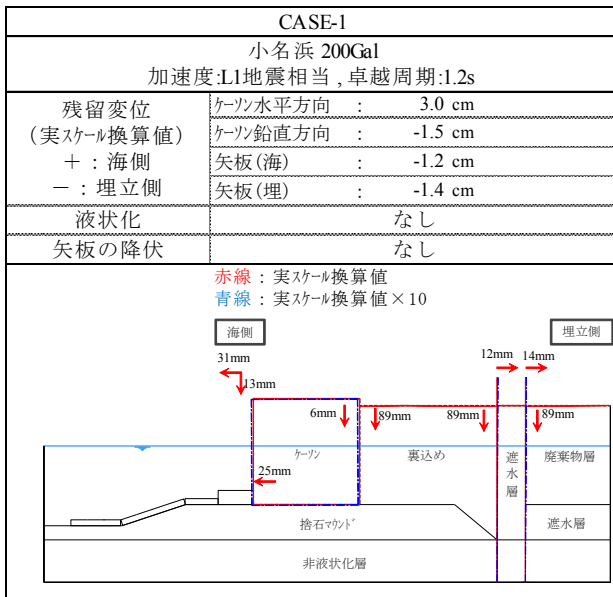


図-3.5.16 ケース 1 の実験結果のまとめ

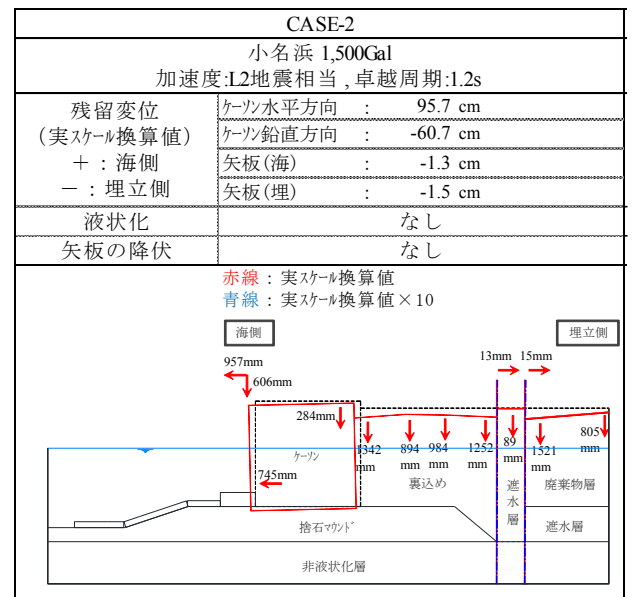


図-3.5.17 ケース 2 の実験結果のまとめ

以上、レベル1 (L1) 地震動であるケース1とレベル2 (L2) 地震動のケース2においてケーソン背面の長大幅の裏込による遮水工の変形抑制効果と護岸の変形に着目すると、L1 地震波相当に対する護岸全体の変位は小さく、L2 地震波相当に対するケーソンの変位は大きくなるものの、遮水矢板の変位はわずかであった。これより、護岸工と遮水工を裏込により構造上分離する断面は、ケーソン被災時の遮水工への影響を最小限に止めて超長期の遮蔽・遮水機能を確保するうえで有効であると考えられる。

同様にケース3、4、5、6の結果のまとめを図-3.5.18、図-3.5.19、図-3.5.20、図-3.5.21に示す。

東北地方太平洋沖地震では、プレート境界での破壊が連動して発生したため、図-2.5.6(c)の仙台塩釜港の観測データからわかるように振動が約3分間継続した。この点を考慮して、ケース3はレベル2地震として強い振動が長時間継続する観点から振動波形を設定したものである。実験結果は、ケーソンの水平変位と鉛直変位がそれぞれ7.0cm、-5.8cm、矢板の海側、埋立方向への変位がそれぞれ-3.1cm、-3.6cmであり、ケース1よりも変位量は増加しているが、遮水矢板および遮水矢板にはさまれた遮水地盤材料に及ぼす影響は小さいと考えられる。

ケース4は、一般的な港湾構造物に対して大きな影響を及ぼすと考えられる卓越周期2秒前後のレベル2地震動を対象とし、石巻港における推定地震波形を設定したものである。実験結果は、ケーソンの水平変位と鉛直変位がそれぞれ2.3cm、-1.6cm、矢板の海側、埋立方向への変位がそれぞれ-0.3cm、-0.5cmと変位量は微小であり、遮水矢板および遮水矢板にはさまれた遮水地盤材料に及ぼす影響は小さいと考えられる。

ケース5は、最大加速度の正弦波を繰返し与えることで、模型の破壊メカニズムを確認することを目的としている。周期2秒でレベル1地震動の加速度200galの正弦波を地震波形とし20波を与えた。実験結果は、ケーソンの水平変位と鉛直変位がそれぞれ5.5cm、-3.4cm、矢板の海側、埋立方向への変位がそれぞれ-0.7cm、-0.2cmとなり、ケース1と同程度の変位量であり、遮水矢板および遮水矢板にはさまれた遮水地盤材料に及ぼす影響は小さいと考えられる。

ケース6は、ケース5と同じで最大加速度の正弦波を繰返し与えることで、模型の破壊メカニズムを確認することを目的としている。周期2秒でレベル2地震動の加速度500galの正弦波20波を与えた。ケーソンの水平変位と鉛直変位はそれぞれ366.8cmと-457.9cmであり、遮水矢板の海側、埋立方向への変位がそれぞれ-67.5cm、-70.0cmであった。図-3.5.21に示すように、護岸の模型は大きく変形しており、遮水矢板および遮水矢板にはさまれた遮水地盤材料にも大きな変形が発生した。

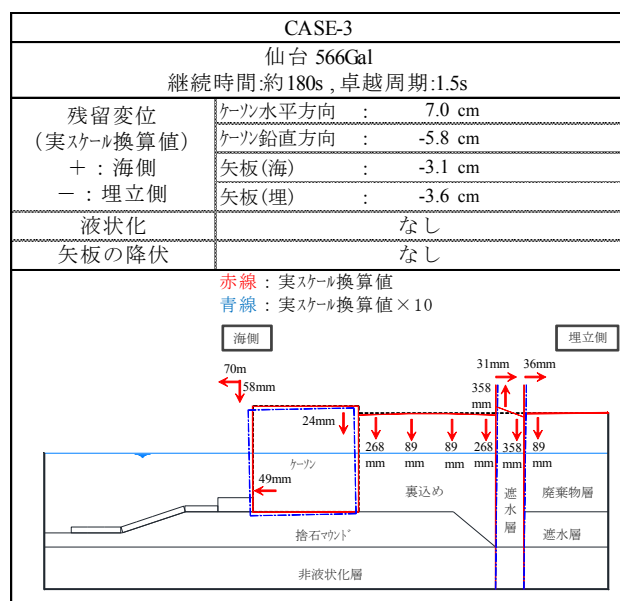


図-3.5.18 ケース3の実験結果のまとめ

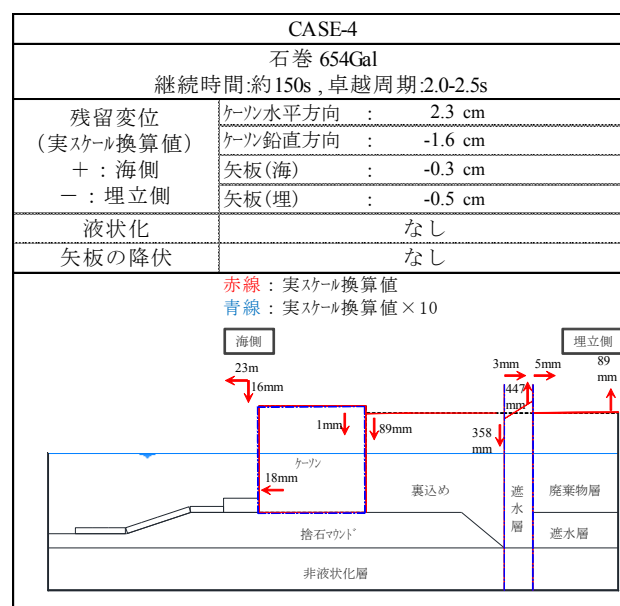


図-3.5.19 ケース4の実験結果のまとめ

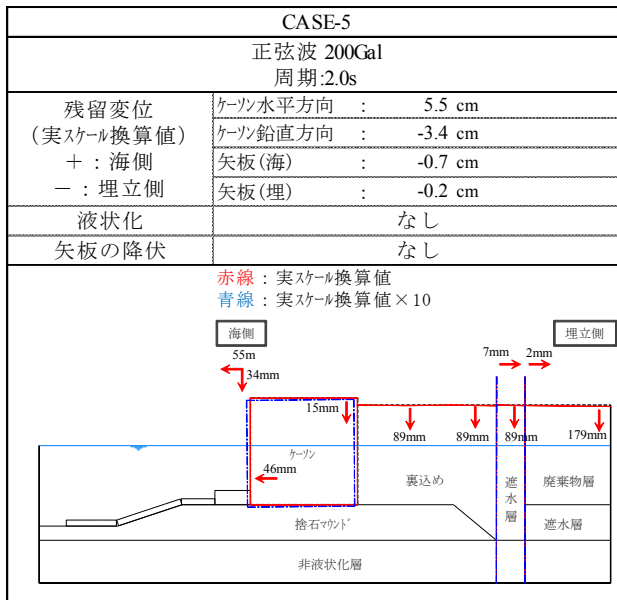


図-3.5.20 ケース5の実験結果のまとめ

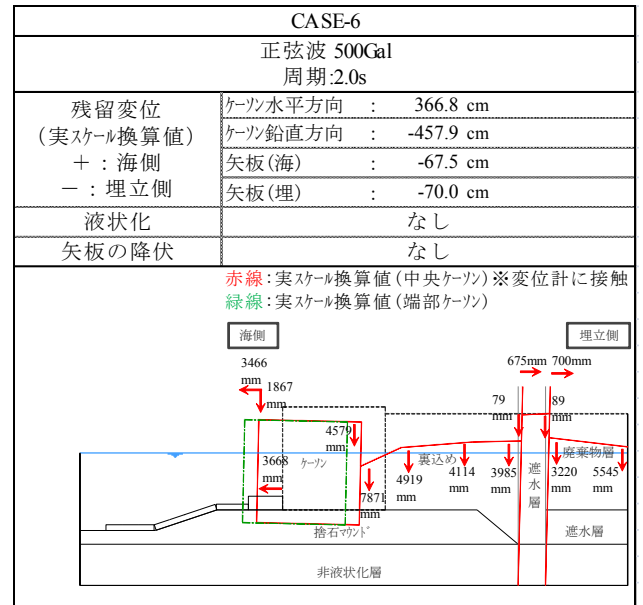


図-3.5.21 ケース6の実験結果のまとめ

(2) 数値解析プログラム FLIP による実験再現

実験時に得られた各土層のせん断速度から二次元有効応力解析 FLIP に入力する物性値を算定し、実験時の入力波を用いて各検討ケースの再現性を確認した。

2次元有効応力解析プログラム FLIP は港湾構造物の地震時における変形量を算定する手法として最も実績のある解析手法とされている²⁰⁾。従来は静的震度を用いた安定照査により港湾構造物の安全性を検討していたが、1995年の兵庫南部地震による港湾施設の甚大な被害を契機に、耐震設計法が根本的に見直された。その結果、港湾の施設の技術上の基準が2007年に改正され性能設計が適用され、レベル2地震動に対する性能規定として“変形量”が規定され“FLIPによる変形量照査”が標準的となった。

以下に FLIP の特徴を示す。

- ① 2次元の有限要素法に基づくプログラムである。
- ② 地盤の液化化を考慮した地震応答解析を行い、部材断面力や残留変形等を計算する。
- ③ 土の応力-歪モデルとして、任意方向のせん断の重ね合わせが可能な多重せん断ばねモデル（マルチスプリングモデル）を採用している。
- ④ 液化化の過剰間隙水圧発生モデルとして、地盤が受けたエネルギー量により液化化の進展、強度・剛性低下を評価できる井合モデルを用いている。

解析モデルを図-3.5.22に、モデル入力物性値を表-3.5.1に示す。なお、解析モデルは実スケールとする。

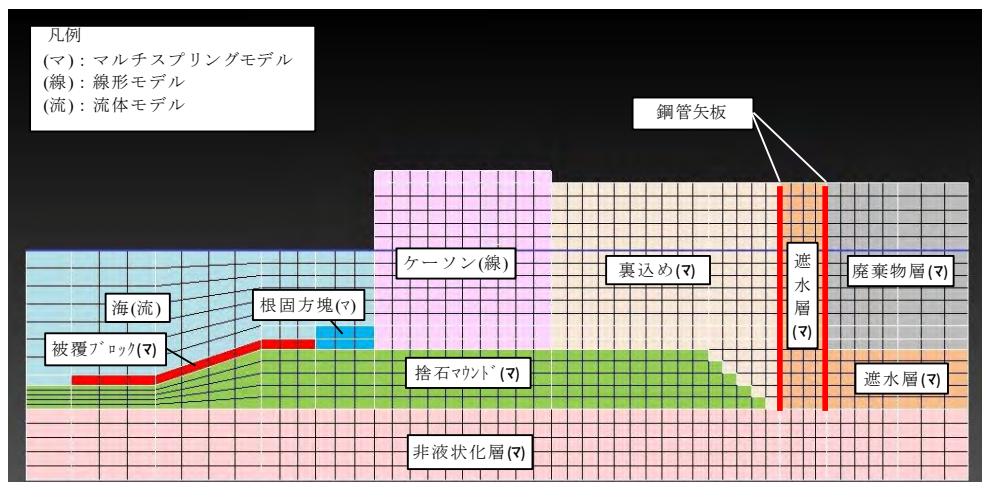


図-3.5.22 FLIP モデル断面

表-3.5.1 解析に用いた入力物性値とその根拠

護岸を構成する各部	有効拘束圧、 σ_m (kN/m ²)	S波速度 V_s (m/s)	基準せん断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	ポアソン比 ν	基準体積弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	物性値の設定根拠
非液化化層	143	261	122、700	0.33	319、800	実験時観測 V_s
捨石マウンド	139	220	96、800	0.33	252、500	実験時観測 V_s
根固方塊	98	-	180、000	0.33	469、000	FLIP 協会推奨値
被覆ブロック	98	-	180、000	0.33	469、000	FLIP 協会推奨値
裏込め	58	90	16、200	0.33	42、300	実験時観測 V_s
廃棄物層	55	127	29、100	0.33	75、800	実験時観測 V_s
鉛直遮水層	56	-	32、900	0.33	85、600	上載圧、N 値
底面遮水層	94	-	37、300	0.33	97、200	上載圧、N 値

実験値と FLIP 解析値の比較をケース順に図-3.5.23(a)～図-3.5.23(f)に示す。

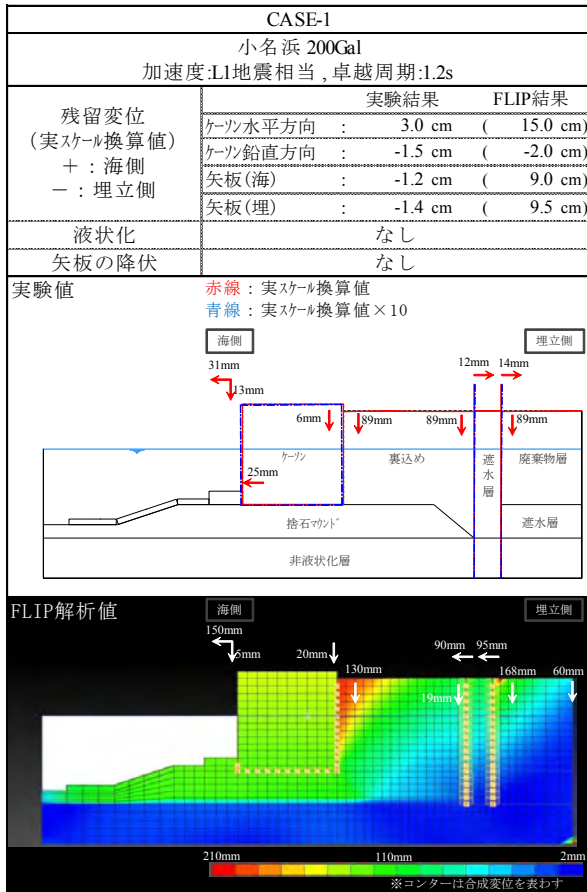


図-3.5.23(a) 実験値と FLIP 解析値との比較 (ケース 1)

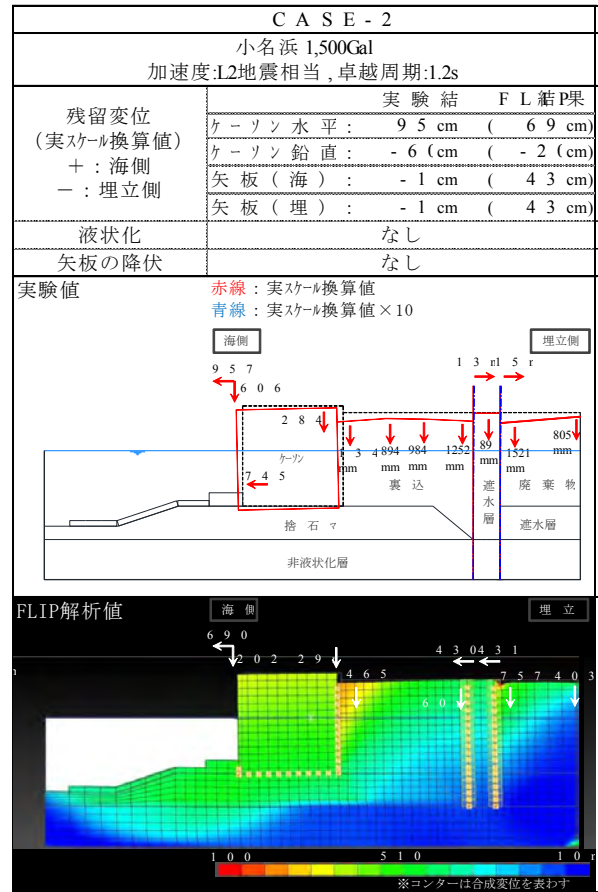


図-3.5.23(b) 実験値と FLIP 解析値との比較 (ケース 2)

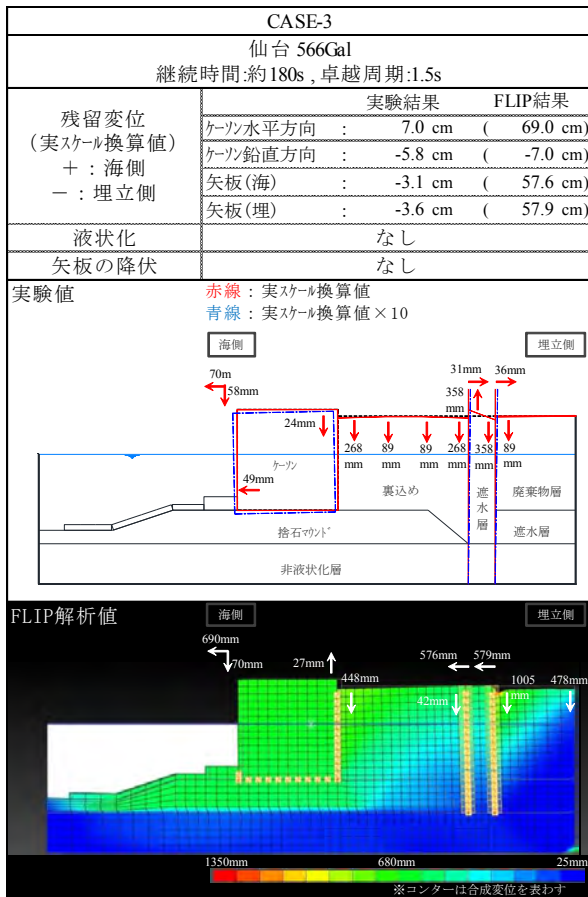


図-3.5.23(c) 実験値とFLIP解析値との比較 (ケース3)

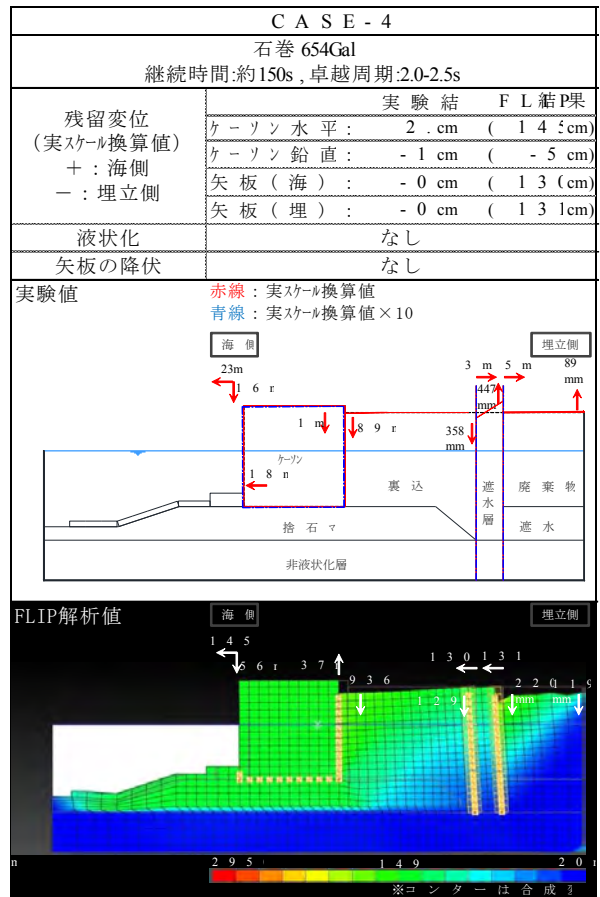


図-3.5.23(d) 実験値とFLIP解析値との比較 (ケース4)

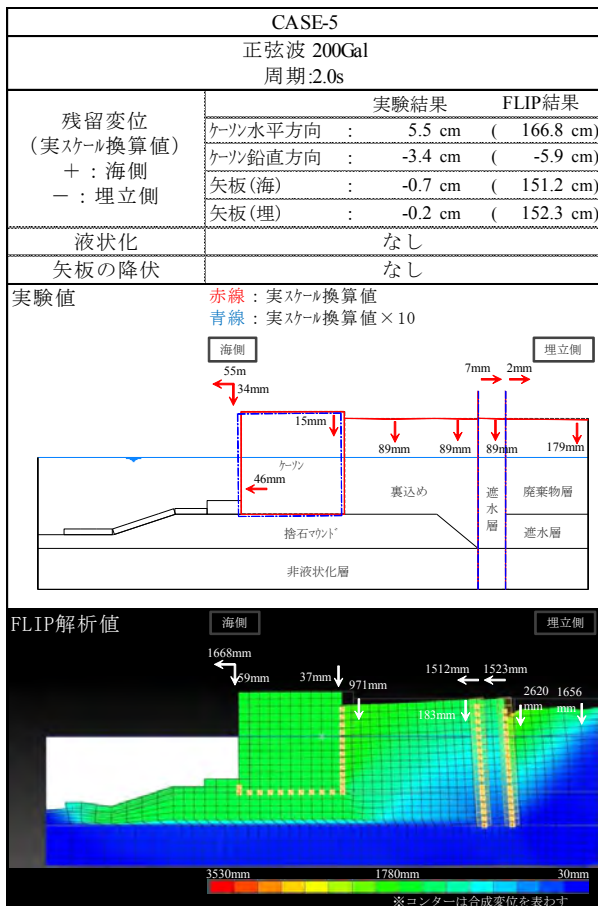


図-3.5.23(e) 実験値とFLIP解析値との比較 (ケース5)

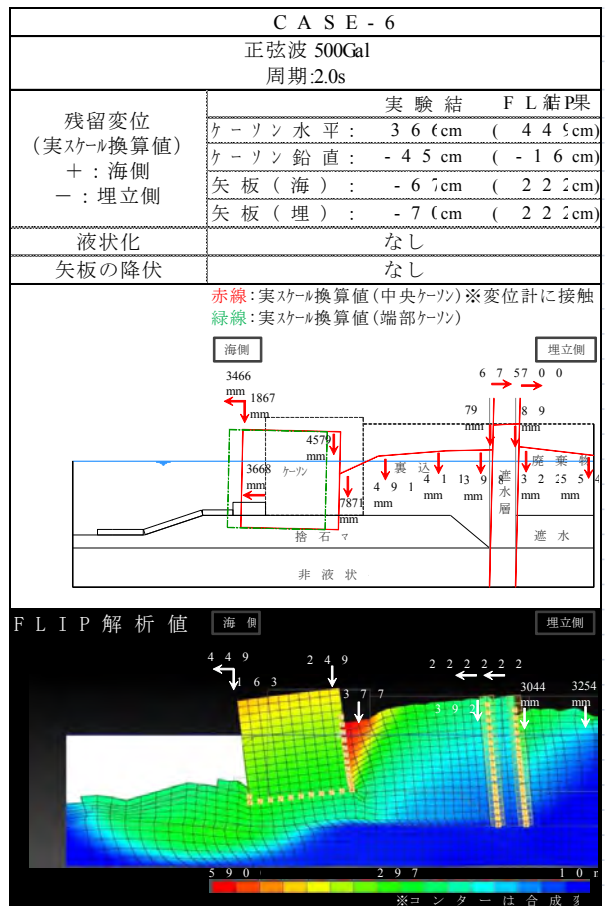


図-3.5.23(f) 実験値とFLIP解析値との比較 (ケース6)

表-3.5.2 水中振動台実験による変位と FLIP 解析による変位の比較

	ケース 1		ケース 2		ケース 3		ケース 4		ケース 5		ケース 6	
	実験	解析	実験	解析	実験	解析	実験	解析	実験	解析	実験	解析
ケーソン水平 (海側+)	3.0	15.0	95.7	69.0	7.0	69.0	2.3	145.1	5.5	166.8	366.8	449.0
ケーソン鉛直 (上向き+)	-1.5	-2.0	-60.7	-20.2	-5.8	-7.0	-1.6	-5.6	-3.4	-5.9	-457.7	-163.9
遮水矢板 (水平、海側+)	-1.2	9.0	-1.3	43.0	-3.1	57.6	-0.3	130.6	-0.7	151.2	-67.5	222.3
遮水矢板 (鉛直、上向き+)	-1.4	9.5	-1.5	43.1	-3.6	57.9	-0.5	131.6	-0.2	152.3	-70.0	222.6

(実物換算、単位：cm)

数値解析の結果と実験結果を比較し、考察すると以下のようにまとめることができる。

- 1) 全ケースにおいて遮水材と矢板の間にはがれ等が発生しておらず、巨大地震（東日本大震災級）の際にも遮水材の変形追随性を確認できた。
- 2) 全ケースにおいて矢板周りの裏込め材が概ねしっかりと残ることで矢板の変形量を低減しており、護岸と遮水工を分離する本断面構造の効果を確認できた。
- 3) 実験と FLIP 解析の結果（ケーソンや裏込めの変形量等）の比較から、加速度時刻歴においてピーク値を1つ有する地震波形（ケース1およびケース2）に対しては、実験で得られたVsを用いて解析入力パラメータを決定する方法は概ね妥当と言える。
- 4) 本実験結果から根固方塊や被覆ブロックが護岸変形量の低減に対して効果的であると考えられる。

(3) 海面処分場の護岸の巨大地震に対する安全性の検討に関するまとめ

ケーソン背面の幅広の裏込めによる遮水工の変形抑制効果と護岸の変形特性を確認するため、L1 および L2 相当の地震動を入力波とした水中振動台による模型実験を行った。その結果、L1 地震波相当に対する護岸全体の変位は小さく、L2 地震波相当に対するケーソンの変位は大きくなるものの、遮水矢板の変位を最小限に止めた。これより、護岸工と遮水工を裏込めにより構造上分離する断面は、ケーソン被災時の遮水工への影響を最小限に止めて超長期の遮蔽・遮水機能を確保するうえで有効であることが確認できた。

3.5.4 巨大地震による津波が作用したときの海面処分場の安全性の検討結果

巨大地震の襲来によって汚染土の流出が懸念される。数値シミュレーションによって、現在想定される L1 津波（東海地震）および L2 津波（南海トラフ巨大地震）を用いた非線形長波解析結果から減勢工の仕様を決定し、その効果（流速および流量の低減）を数値波動水槽 Cadmas-Surf/2D による解析で定量的に検討した。

表-3.5.3 非線形長波解析結果一覧

CASE	津波	項目	K	κ	最大値	出力時刻	出力地点	評価	備考
1	L1	再現性	0.99	1.12	—	—	—	○	K:幾何平均 0.95<K1.05 κ :幾何標準偏差 κ <1.45
2	L1	護岸前面水位(T.P.)	—	—	+5.85m	16min	50	—	パラペット天端高 T.P.+6.5m
		越流量(m3)	—	—	—	—	—	—	処分場全体収支
		越流速(m/s)	—	—	—	—	—	—	ケーソン背面
3	L2	再現性	—	—	—	—	大井川港 他3地点	○	中央防災会議の波高時系列と比較
4	L2	護岸前面水位(T.P.)	—	—	+8.21m	9min	5	—	パラペット天端高 T.P.+6.5m
		越流量(m3)	—	—	406800	10min	—	—	処分場全体収支
		越流速(m/s)	—	—	6.49	14min	21	—	ケーソン背面

(1) 非線形解析の結果

解析結果（表-3.5.3）より、L1 津波においてはパラペット(T.P.+6.50m)を越流せず、L2 津波においてパラペットを越流することがわかった。これより、減勢工の仕様は L2 津波時の越流速から決定することとした。

①解析の再現性

L1 の再現性を評価するにあたり、静岡第三次想定報告書内に各地点の最大波高等のデータがないため、各地点（大井川港他 6 点）の計算値 H と痕跡高 R、 K ：幾何平均、 κ ：幾何標準偏差を用い、十分な再現性を確認した。また、L2 の再現性は、中央防災会議と本解析の波高時系列データ（大井川港他 3 点）を比較し、十分な再現性を確認した。

$$K_i = R_i / H_i$$

$$0.95 < K < 1.05 \quad \text{かつ} \quad \kappa < 1.45$$

$$\log K = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log K_i \quad (\text{地点数 } n : 7)$$

$$\log \kappa = \left[\frac{1}{n} \left\{ \sum_{i=1}^n (\log K_i)^2 - n(\log K)^2 \right\} \right]^{1/2}$$

津波痕跡高と計算値の空間的な適合度を表す指標として、相田(1977)による K ：幾何平均、 κ ：幾何標準偏差を用いることが多い。

ここで、 K は津波痕跡高と計算値の平均的な対応関係を示し、 K が 1 に近いほど再現性が高い。また、 κ は津波痕跡高と計算値との対応関係のばらつきを示し、 κ が小さいほど再現性が高い。

津波浸水想定の設定の手引き Ver.2.001 より

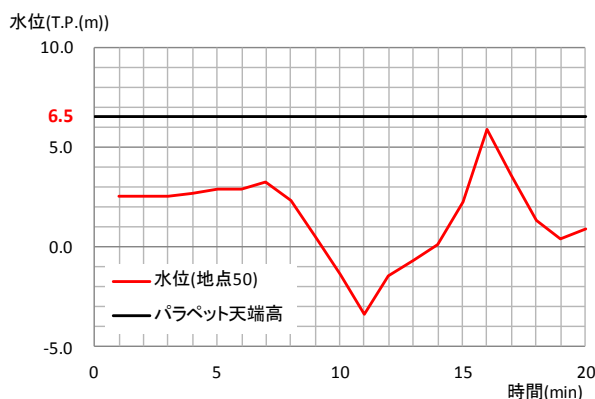


図-3.5.24 水位時系列(地点 50)

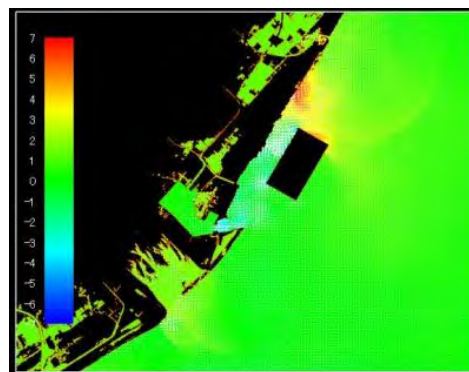


図-3.5.25 水位分布(T=16min)

② L1 津波

CASE-2(L1)時に波高の最大値 T.P.+5.85m を記録する地点 50 の水位時系列を図-3.5.24 に、T=16 分における水位のコンターを図-3.5.15 に示す。図のように処分場への浸水は起こらないという結果であった。

③ L2 津波

CASE-4(L2)時に波高の最大値 T.P.+8.21m を記録する地点 5 および最大流速 $v=6.49\text{m/s}$ を記録する地点 21 の水位時系列を図-3.5.26 に、T=9 分における水位のコンターを図-3.5.27 に示す。図のように水位は 6.5m を

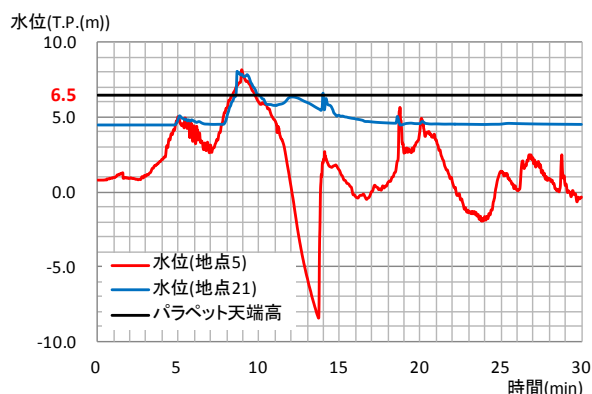


図-3.5.26 水位時系列(地点 5、21)

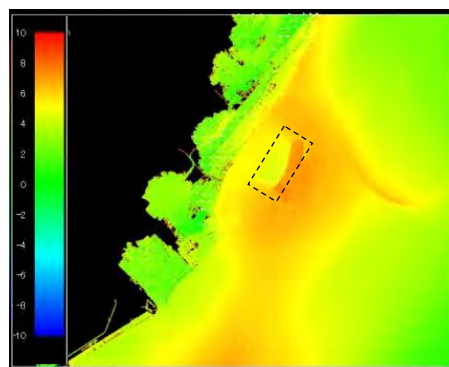


図-3.5.27 水位分布(T=9min)

上まわっており処分場に浸水している。

(2) 津波減勢工について

津波減勢工には根固工や護床等で使用実績のある粗度に優れた図-3.5.28 のエックスブロック突起型を用いる。その仕様は“護岸の力学設計法”のブロック安定式である下式に基づき決定した。

$$W > a \cdot \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 + \frac{\rho_b}{g^2} + \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6$$

$$M = W/g$$

a: ブロックの形状等に係る無次元定数(=0.072)

β: 根固工の一体性を考慮した、流速の割引係数(=2.126)

ρ_w: 水の密度(=1.0t/m³)、(=102kgf·s²/m³)

ρ_b: ブロックの密度(=2.3t/m³)

g: 重力加速度(=9.8m/s²)

V_d: 設計流速(=6.49m/s) ←L2 津波の非線形長波解析結果 (表 3-3 参照)



図-3.5.28 エックスブロック

(3) 数値波動水槽 Cadmas-Surf/2D の解析結果

計算結果を表-3.5.4 に示す。CASE-2 は CASE-1 と比べて減勢工前面および埋立箇所での流速が約 15%低減しており、CASE-3 は他 2 ケースと比べて各値が大きく低減している。以上より、減勢工と盛土を組み合わせた断面構造が、津波による被害を低減するひとつの指標である流速・流量の低減に一定の効果を示した。

表-3.5.4 解析結果一覧

	津波対策		消波ブロック位置	パラペット位置	減勢工前面		埋立箇所	
	減勢工	盛土	最大流速 (m/s)	総越流量 (m ³)	最大流速 (m/s)	総流量 (m ³)	最大流速 (m/s)	総流量 (m ³)
CASE-CS1	なし	なし	5.77	6, 233	7.59	6, 048	8.97	5, 866
CASE-CS2	あり	なし	5.59	6, 185	6.50	6, 232	7.46	5, 786
CASE-CS3	あり	あり	3.07	3, 157	3.41	3, 326	7.04	2, 776

※流速が最大となるのは 2 波目到達時(t=450s 前後)

①計算結果の妥当性

図-3.5.29 に非線形長波解析 (出力地点番号 97) と CASE-CS1 における減勢工前面位置での水位を示す。これより、水位のピーク値がほぼ等しいことから本解析の入出力値が妥当であると判断できる。なお、本解析結果の水位が非線形長波解析の水位とほぼ一致することから、非線形長波解析のモデル化の有無、平面計算

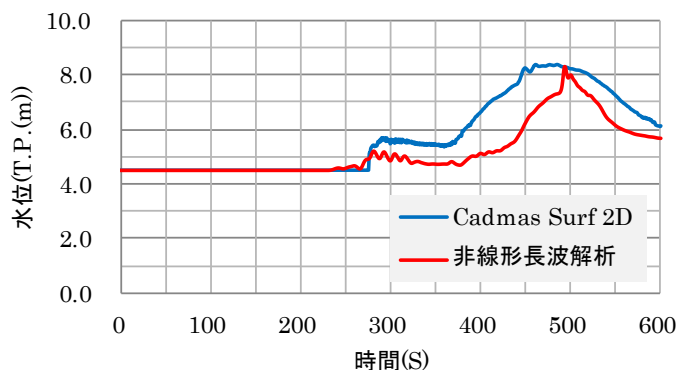


図-3.5.29 減勢工位置での水位の比較

②波ブロック位置での流速とブロックの耐久性

各 CASE の消波ブロック位置での流速を図-3.5.30 に、出力位置を図-3.5.31 に示す。これらから、流速最大

値は CASE-1 で $v=4.93\text{m/s}$ となり、イスヴァッシ.

$$M_d = \frac{\pi \rho_r U^6}{48 g^3 y_d^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3}$$

M_d : 安定重量、 ρ_r : 被覆材の密度(=2.3t/m³)、
 U : 流速(=4.93m/s)、 g : 重力加速度、
 y_d : イスパッシュ定数(露出した石=0.86)、
 S_r : 被覆材の比重(=2.23)、 θ : 斜面勾配(=0)

消波ブロック必要重量 $M_d = 3.1\text{t}$
 (法面では $U=3.0\text{m/s}$ 、 $\theta=37^\circ \Rightarrow M_d=20.0\text{t}$)

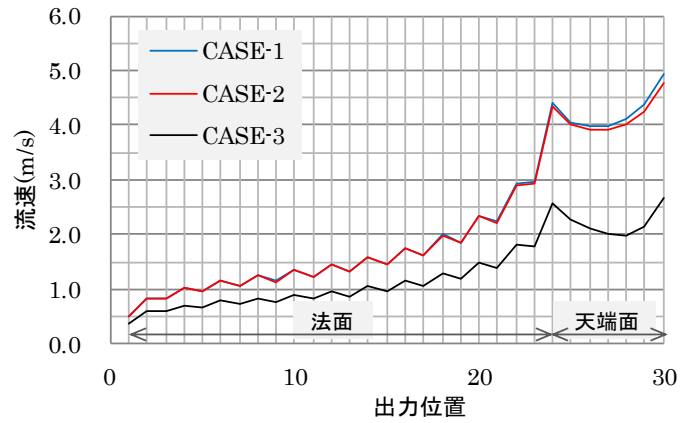


図-3.5.30 消波ブロック位置での流速

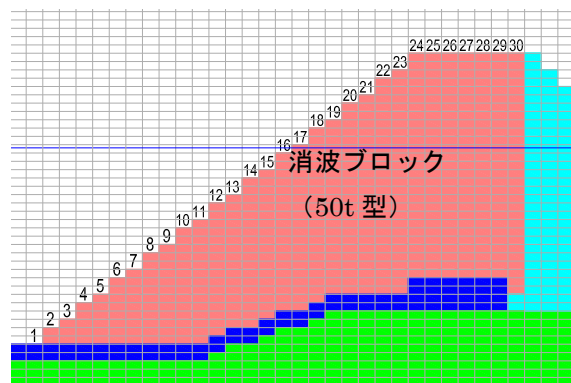


図-3.5.31 流速出力位置

③パラペット位置での越波量

各 CASE のパラペット位置での瞬間越波量を図-3.5.32 に、総越波量を図-3.5.33 に示す。これらより、CASE-CS3 (減勢工あり、盛土あり) は他 2 ケースの約 50%の総越波量であり、盛土による反射波が越波量を大きく低減している。

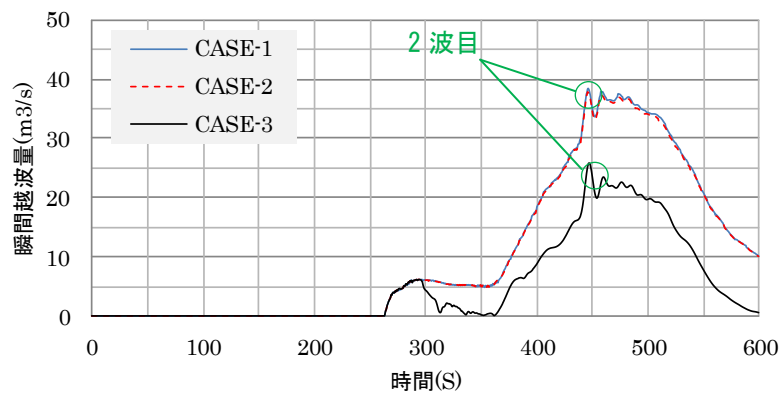


図-3.5.32 パラペット位置での瞬間越

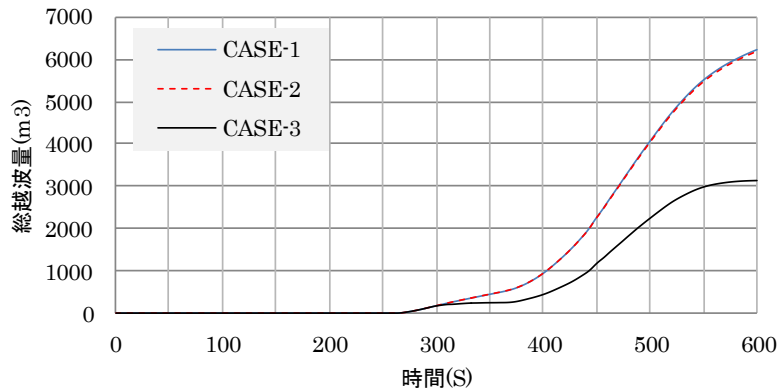


図-3.5.33 総越波量

④減勢工前面位置での流速・流量

各 CASE の減勢工前面位置での流速を図-3.5.34 に、総流量を図-3.5.35 に示す。CASE-CS3（減勢工あり、盛土あり）は他 2 ケースと比べて流速が大きく低減し、総流量は約 50%となる。図-3.5.38 には Case-CS1（減勢工なし、盛土なし）と Case-3 の浸水状況を示すが、これらより、盛土による反射波が流速・流量を大きく低減している。

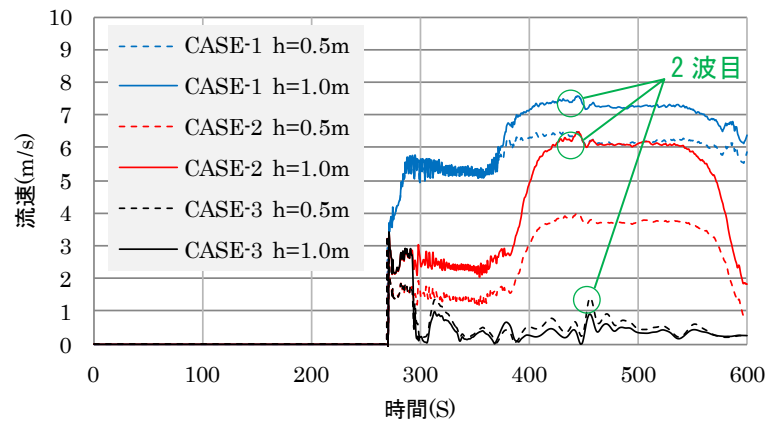


図-3.5.34 減勢工前面位置での流速

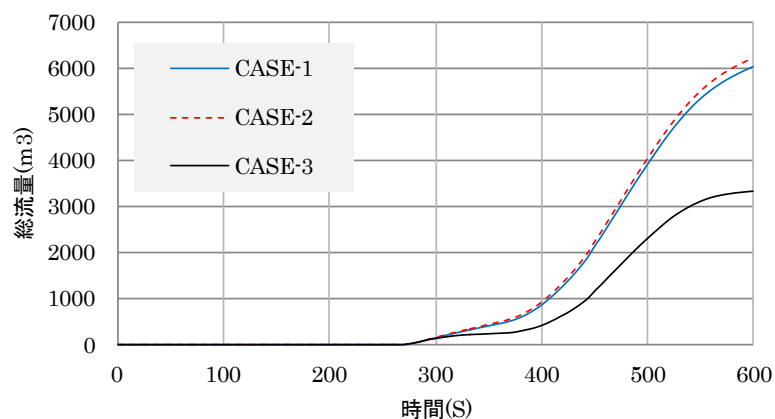


図-3.5.35 減勢工前面での総流量

⑤埋立箇所での流速・流量

各 CASE の埋立箇所での流速を図-3.5.36 に、総流量を図-3.5.37 に示す。CASE-CS3 は他 2 ケースと比べて流速が約 80%、総流量は約 50%となる。これらより、盛土による反射波が流速・流量を大きく低減している。このように海面処分場の表面を流れる流速を 6m/s に低減することで表層の遮水層を保護することは十分可能であると考えられる。

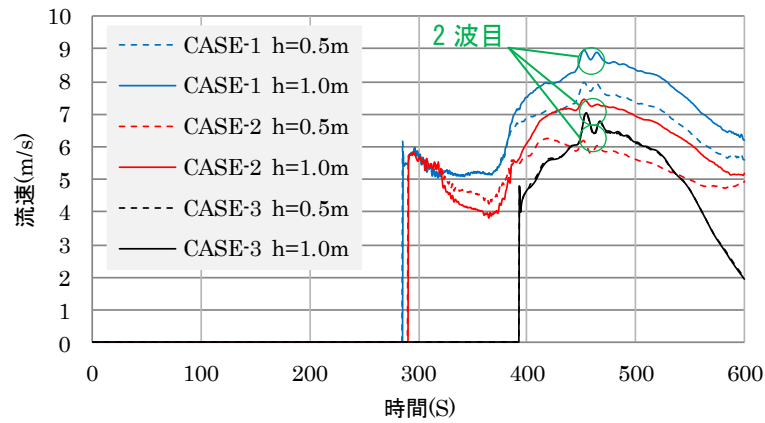


図-3.5.26 埋立箇所での流速

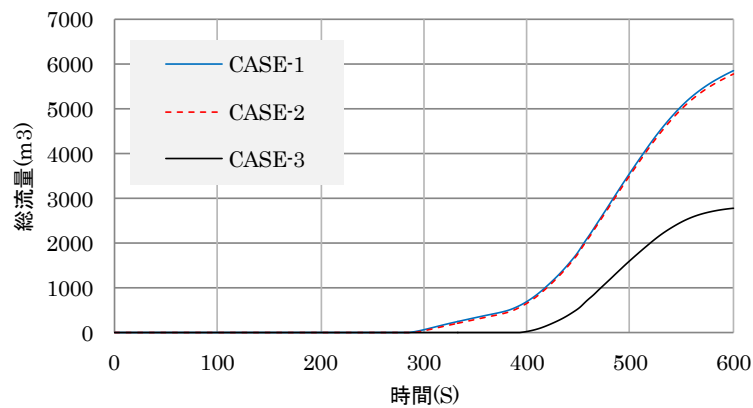


図-3.5.37 埋立箇所での総流量

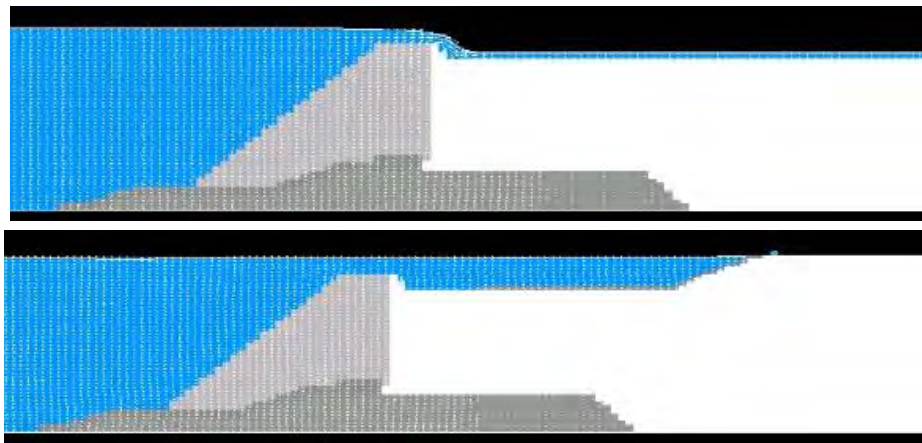


図-3.5.38 T=200sにおける浸水状況

(上：CASE-CS1(減勢工なし、盛土なし) 下：CASE-CS3 (減勢工あり、盛土あり))

(4) 結論

海面処分場のパラペット天端高を T.P.+6.50m に設定した場合、非線形長波解析結果より、L1 津波に対しては処分場における浸水の発生はないことがわかった。これより、L1 津波（ここでは東海地震規模）に対する安全性は十分高いと考えられる。一方で、L2 津波（南海トラフ巨大地震規模）に対しては処分場全体で浸水が発生し、埋立箇所全域を津波が遡上することが判明した。これに対しては、数値波動水槽 Cadmas-Surf/2D の結果、津波減勢工の設置、盛土などの工夫をすることで、その流速や流量を低減することによって、処分場の遮水層を保護することは可能であると定量的に確認できた。

3.6 海面処分場における廃棄物の埋立方法と建設費用の検討

既往の管理型海面処分場における廃棄物の埋立方法、および本研究で得られた知見をもとに、放射能で汚染された廃棄物を埋立てるために考えられる方法を検討した。以下に埋立の手順を示す。

3.6.1 処分場設置条件

処分場の設置箇所のイメージを図-3.6.1に示す。廃棄物容量を1,000万 m^3 （縦約1,500m×横約700m）とし、沖合い数百mと仮定した。処分場はバラ積み廃棄物受入栈橋とフレコンバック受入栈橋を有し、それぞれに対応した投入・埋立設備を有する。詳細は施工手順に示す。

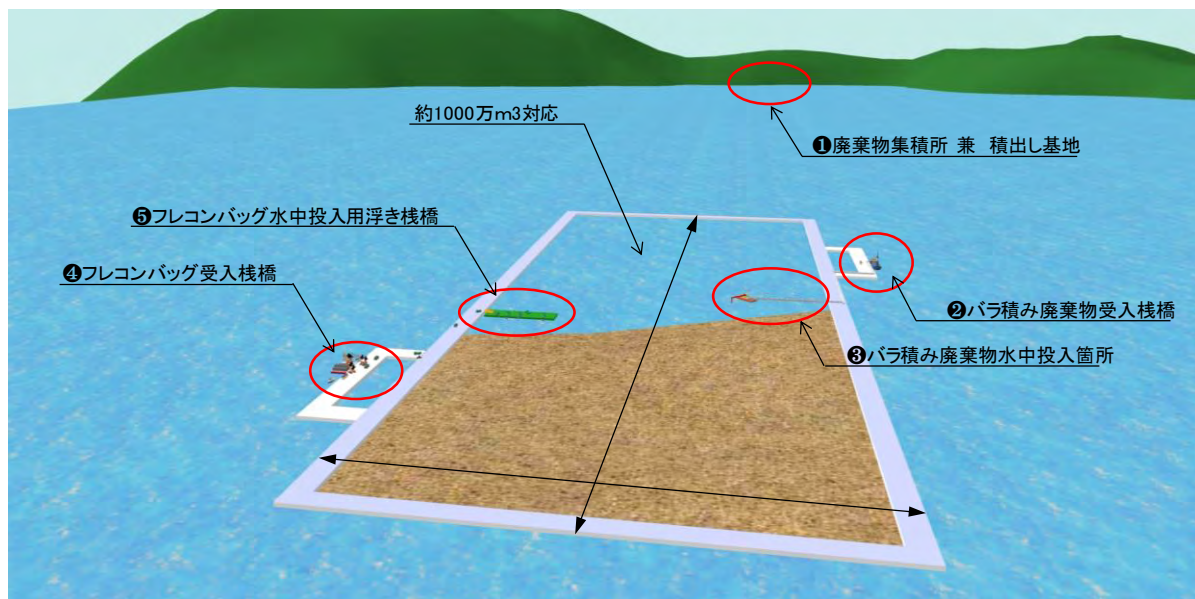


図-3.6.1 海面処分場のイメージ図

3.6.2 施工手順

(1) 廃棄物集積

廃棄物は放射能で汚染されているため、その運搬中は荷台を飛散防止シート等で覆う。集積所では作業員が廃棄物に直接接触することによる被曝を防止するため、遠隔操作により天井クレーン等で廃棄物を扱う。汚染土はバラ積み、フレコンバック共にベルトコンベアにて積出し基地へ運ばれる。

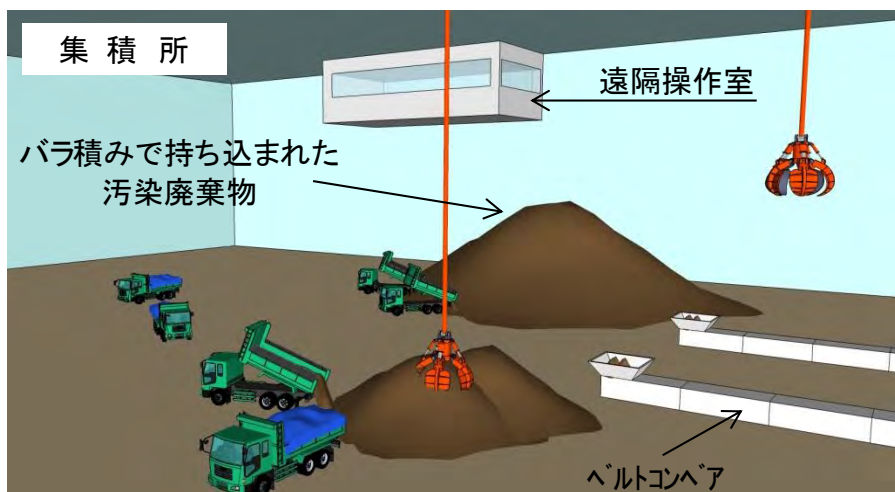


図-3.6.2 バラ積み廃棄物集積所

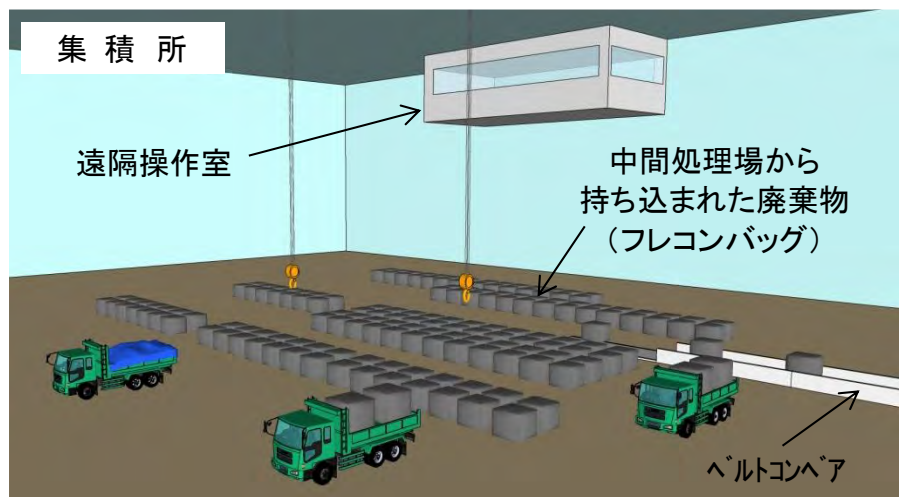


図-3.6.3 フレコンバッグ（中間処理場経由）廃棄物集積所

(2) 積出し基地

集積所からベルトコンベアにて運ばれて来た廃棄物は積出し基地にてガット船（バラ積み）、運搬台船（フレコンバッグ）に積載される。積出し基地は風雨による廃棄物の飛散を防止するために、基本的には全天候型バースとする。バラ積み状態の廃棄物の積み出しにはガット船を用い、フレコンバッグの場合は運搬台船を使用するが、要員はいずれも3～4名で作業できると考えられる。

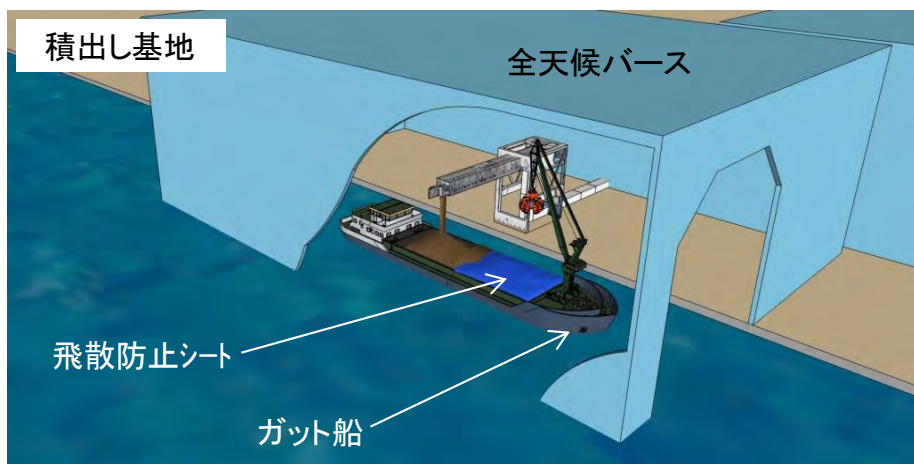


図-3.6.4 バラ積み廃棄物用積出し基地

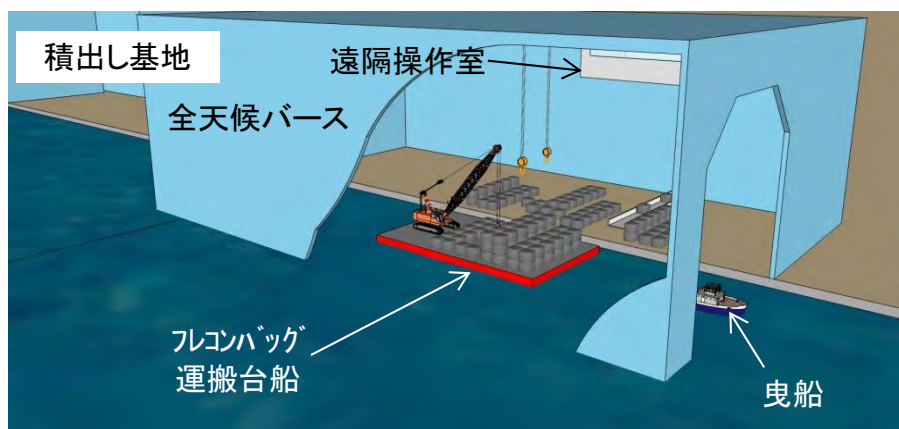


図-3.6.5 フレコンバッグ用積出し基地

(3) 廃棄物受入栈橋

バラ積み廃棄物は、受入栈橋にてガット船搭載のグラブにより栈橋上のベルトコンベアに荷降ろされる。ベルトコンベアは投入箇所まで敷設されており、風雨による廃棄物の飛散を防止するため、カバー付の構造とする。ガット船一隻で1,000m³運搬可能とすると4隻を1日1回回航するとすると、埋立土量は4,000m³/日となる。したがって、作業日数1,000日で400万m³の土を埋め立て処分することが可能である。フレコンバックは受入栈橋上のクレーンにて運搬車上に荷降ろされる。運搬車は投入箇所（浮き栈橋）と受入栈橋間を往復する。フレコンバックの場合、一隻の台船の積載量はガット船よりも小さく500m³程度になると考えられる。

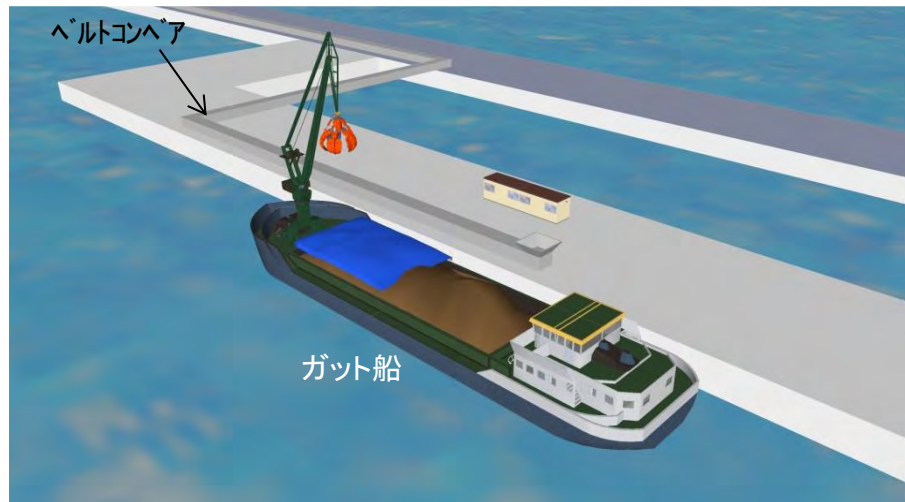


図-3.6.6 バラ積み廃棄物受入栈橋

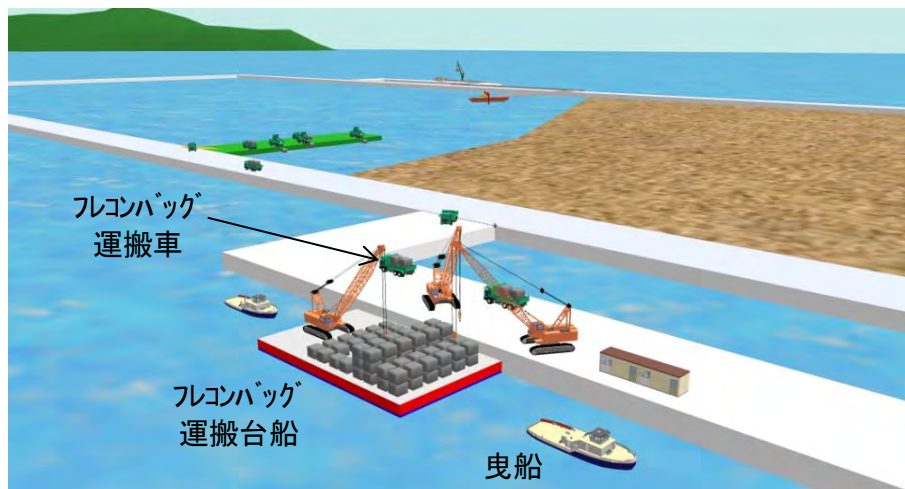


図-3.6.7 フレコンバック受入栈橋

(4) 廃棄物投入

バラ積み廃棄物の投入にはスプレッダー台船を使用し、トレミー管を用いた水中投入により投入時の廃棄物の大気中への飛散を防止することを原則とする。なお、埋立箇所上はフローティングコンベアを使用する。

フレコンバックは浮き栈橋上から投入する。

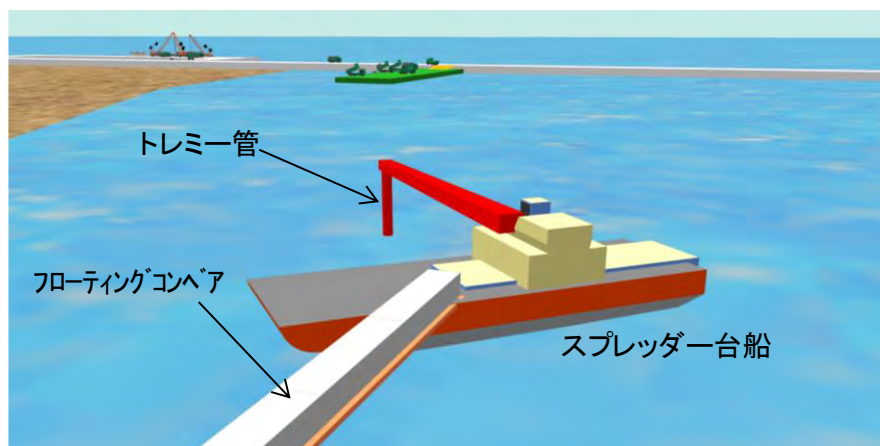


図-3.6.8 バラ積み廃棄物投入状況（トレミー投入）

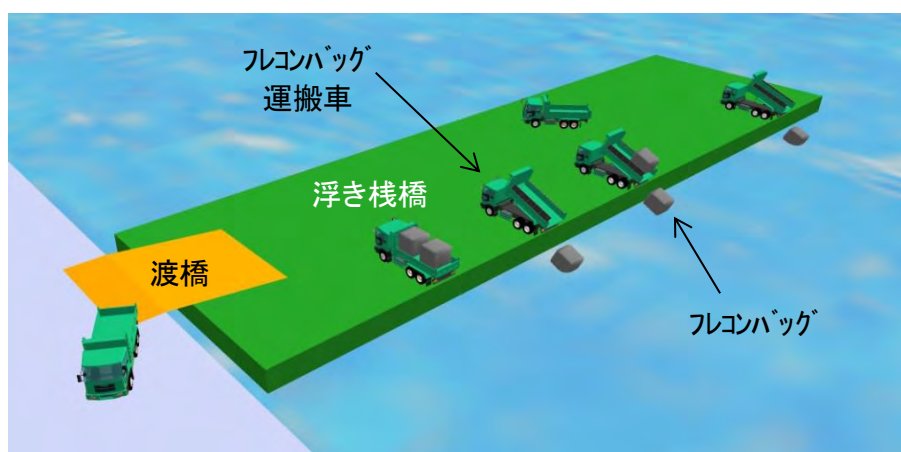


図-3.6.9 フレコンバッグ投入状況（浮き栈橋）

以上の廃棄物埋立て手順により、廃棄物の大気および海中への飛散・流出を防止、作業員の被曝を防止、を可能にする。

(5) 作業員の被曝管理について

作業員の被ばく管理は、通常の放射線取扱従事者と同様に、ガラスバッジなどの個人被曝モニターを利用し、1月毎に被曝管理を行う。

ただし、高放射線量率廃棄物の混入の可能性があるため、アラームメータを併用し、0.1 mSv または 1 mSv の積算被曝でアラームを鳴らすようにしておくことで安全性を確保する。

廃棄物を集積した積み出し基地と処分場には、γ線モニタリングポストを設置し常時空間線量率をモニターする必要がある。

3.6.3 本研究が提案する海面処分場の建設費用の概算

海面処分場の面積 50ha、廃棄物埋立容量を 500 万 m^3 とした海面処分場を設計した場合の構造の一般図を以下に示す。

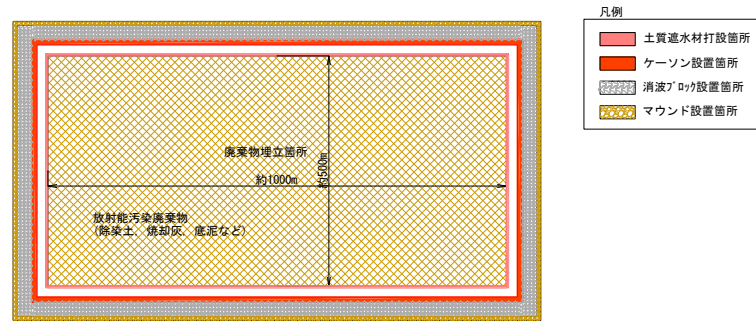


図-3.5.9(a) 処分場全体平面図

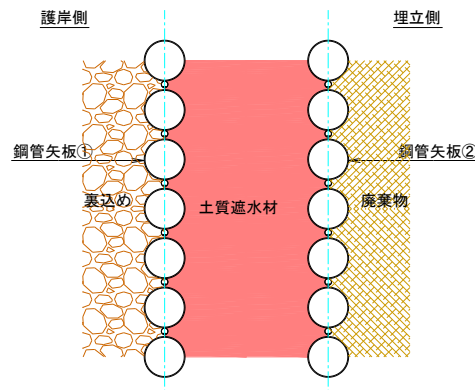


図-3.5.9(b) 遮水二重矢板平面図

本処分場の建設コストを試算すると以下のようになった。

1) 処分場護岸(側面遮水工を含む)概算工事費

名 称	金額/1 m	備 考	数量(m)
重力式護岸工	7,625,000	地盤改良を含まず	3,000
側面遮水工	9,110,000	底面遮水工を含まず	3,000
消波工	3,076,000	海象条件による	3,000
中仕切り工	5,987,000	地盤改良を含まず	1,500
津波減勢工	223,000		3,000
直接工事費計	19,811,000		

*上記の内、側面遮水工の工事費

遮水工の内訳	金額/1 m	備 考
海側鋼管矢板	2,870,000	
陸側鋼管矢板	2,240,000	
遮水地盤材料	4,000,000	遮水地盤材料 ¹ 単価 50,000 円/m ³
工事費計	9,110,000	

2) 底面遮水工概算工事費

名 称	金額/1 m ²	備 考	数量(m ²)
遮水地盤材料打設工	75,000		500,000
保護シート敷設工	11,800	覆砂厚 2.0m	500,000
製鋼スラグ層敷設工	18,000		500,000
直接工事費計	104,800		

3) 最終覆土工工事費

名 称	金額/1 m ²	備 考	数量
覆土工	2,000	厚さ 50cm、1 m ² あたり	1,195、401 m ²
シート敷設工	2,100	1 m ² あたり	439,900 m ²
直接工事費計	4,100		

4) 総工事費

名 称	金額	備 考
重力式護岸工	22,875,000,000	地盤改良を含まず
側面遮水工	27,330,000,000	底面遮水工を含まず
消波工	9,228,000,000	海象条件による
中仕切り工	8,980,500,000	地盤改良を含まず
津波減勢工	669,000,000	
底面遮水クイート打設工	37,500,000,000	
底面遮水シート敷設工	5,900,000,000	
製鋼スラグ層敷設工	9,000,000,000	
最終覆土工	4,781,604,000	
最終覆土シート敷設工	923,790,000	
直接工事費計	127,187,894,000	処分容量 477.5 万 m ³

以上より、廃棄物の処分容量 1m³ に対する処分場の建設費用は

$$127,188,000,000 \div 4,775,000 \div 26,600 \text{円}$$

となった。なお、廃棄物処分場の容量を 1,000 万 m³ とした場合には同様の計算を行って 1m³ あたり 22,200 円になった。

4. 結論

福島第一原子力発電所の事故により、福島県を中心とした広範囲の地域において放射性セシウムで汚染された災害廃棄物が大量に発生し、その処分が大きな問題となっている。除染によって発生する表土や、廃棄物の焼却灰、下水処理場や河川底質に集積した汚染度の高い汚泥も処分方法がないため、復興事業を進める上で大きな障害となっている。これらの廃棄物・除染発生土の量は福島・宮城両県だけで 2800 万 m³とも推定されているが、今後復興事業や除染の進展にさらに増加する可能性がある。環境省は平成 23 年 6 月 23 日に「福島県内の災害廃棄物の処理の方針」において、8,000Bq/kg を下回る災害廃棄物については一般廃棄物処分場(管理型最終処分場)における埋立処分、8,000Bq/kg を越え 100,000Bq/kg を下回る廃棄物に関しては処分の安全性が確認されるまでの期間、中間貯蔵施設に保管するという方針を定めた。しかし、処分場が立地する自治体住民の反対から、既存の管理型最終処分場への処分はほとんど実施されておらず、中間貯蔵施設の建設も合意形成に多くの時間を要している。これは被爆の危険が高い廃棄物を身近に置くことへの抵抗もあるが、既存の管理型処分場へ処分した際の安全性に対する市民の不安も大きいためと考えられる。既存の管理型処分場で用いる遮水材料では、層厚および透水係数の規定がなされている²⁾が、それは一般廃棄物処分場に対するものであり、放射性セシウムを含む廃棄物に対して設定したものではない。

本研究は、「放射性セシウムに汚染された廃棄物(除染によって発生した土を含む)」を対象とし、既存の管理型処分場よりも安全性に関する性能を大幅に高めた海面管理型最終処分場の開発を行うものである。本研究の成果をまとめると以下ようになる。

1. 現地調査に基づいた海面処分場の必要性能の検討について

- 1) 土壌および焼却灰の試料を用いて放射性セシウム含有量の調査と溶出率を調べた。海水溶出では真水溶出に比べ溶出率は高く、土壌では 0.5~3.5%、主灰は 9.1~20.9%、飛灰は 82.9~99.4%であった。海水中のベントナイト吸着率は真水の場合の半分程度であり、Ca 型ベントナイトの方が Na 型ベントナイトよりも吸着率が高い。
- 2) 海面処分場を砂地盤に建設する場合に、底面遮水に適用する遮水地盤材料に必要な性能を検討した。検討は「100,000Bq/kg の廃棄物であっても安全に管理できる性能を有する」ことを目的とした。検討の結果、層厚 4m として透水係数は 5×10^{-10} m/s 以下、セシウム吸着特性は遮水層浸透後にセシウム濃度を 1/10 以下に減少させる性能とした。性能の設定においては、遮水地盤材料によって浸出水の放射能レベルが安全なレベルに低下するまでの時間をトラベルタイムとして確保し(この場合は吸着は考慮しない)、遮水層の吸着効果により放射能レベルを 1/10 とするは二重の安全性の確保を目指したものである。

2. 放射性セシウムを含む廃棄物・土壌を対象とした海面処分場の遮水地盤材料の開発について

- 1) 海成粘土にベントナイトを添加混合した試料を用いた段階載荷圧密試験から透水係数を算出した結果、海成粘土単体に比べ、ベントナイトを 150kg/m³ 添加した海成粘土試料の透水係数は圧密初期段階において 0.7 倍程度、最終段階で 0.36 倍にまで低下した。本材料を底面遮水層として使用する場合に、廃棄物投入時において底面遮水層の透水係数は目標とした 5.0×10^{-10} m/s 以下を満足することを確認した。ベントナイトの添加により透水係数が低下するのは、ベントナイト主成分であるモンモリロナイト粒子が、粘土粒子間の間隙を埋める効果によると考えられる。
- 2) 振とう攪拌試験(バッチ試験)より、海成粘土はただちに安定セシウムを吸着し、0.5h 後には平衡状態に達することを確認した。海水を用いた振とう攪拌試験では、海成粘土単体の分配係数とベントナイト混合試料の分配係数はほとんど変わらずベントナイトの方が若干ではあるが、吸着性能が低いことを確認した。
- 3) 10mg/L および 30mg/L の供与液を用いて圧密透水試験を行った結果、透水後溶液の安定セシウム濃度は同

じ PVF（間隙中の水を透水の水によって置き換えた回数）で比較した場合、30mg/L の濃度の方がより早く透過した。30mg/L 供与液を用いてベントナイト混合試料の圧密透水試験を行った結果、ベントナイト混合量が増加するに従い、安定セシウムがより早く透過することが分かった。しかし、吸着性目標である初期濃度 1/10 を超えたのは PVF で小さくとも 12 程度であり、実際の処分場を想定した場合には 1500 年程度の時間がかかると考えられる。よって吸着性に関する目標は達成することが確認できた。

- 4) 遮水層は透水係数が低く、セシウムに対する吸着性を有するとともに単位重量が大きいことが望ましいという観点から、海成粘土・ベントナイト混合材料に単位体積重量を増加させる目的で製鋼スラグを添加し、透水係数とセシウム吸着特性を調べた。その結果、製鋼スラグの混合により単位体積重量は増加するが、透水係数が大幅に増加することがわかった。製鋼スラグを混合した遮水地盤材料を本研究が目的とする海面処分場の遮水地盤材料として使用するの難しいと考えられる。単位体積重量を増加する方法としては製鋼スラグよりも次に説明する砂を含有させる方法が考えられる。
- 5) 海成粘土に砂とベントナイトを混合したときの遮水地盤材料の透水係数を砂とベントナイトの添加量を変化させて系統的に調べた。その結果、ベントナイトの添加量の増加とともに透水係数は低下し、砂分含有率とともに透水係数と圧密係数が増加することがわかった。海成粘土に砂とベントナイトの配合を組み合わせることにより、透水係数を維持しながら単位体積重量と圧密係数を増加させることができる。本成果は、実際の海面処分場における遮水構造の設計において、施工条件を考慮した遮水地盤材料の配合設計に活用できる。
- 6) 海面処分場に巨大地震の地震動が作用した場合、遮水地盤材料内に 10%程度のひずみが発生する可能性がある。三軸圧縮試験および変水位透水試験において粘土供試体にひずみを与えた時の変形追随性について評価を行った結果、製鋼スラグの混合率が大きいほど、粘土供試体にひずみを与えたときの透水係数の増加が顕著になり、製鋼スラグ混合率 50%（粘土の乾燥質量に対して）の場合は、圧縮ひずみ 10%のときに透水係数が 12 倍以上にもなった。海成粘土とベントナイトを混合した遮水地盤材料は変形によく追随し、10%程度のひずみを与えても透水係数の増加は起こらないといえる。
- 7) スラリーの状態で海底地盤上に造成された遮水材料が透水係数の目標値を達成するためには、遮水層に 27kN/m^2 以上の圧密応力が必要である。また、余水処理を行わない海面処分場とするため、遮水地盤材料の底面には内外の水位差による揚圧力が作用するので、遮水地盤材料の上にはカウンターウエイトとして重量の大きい材料を覆土する必要がある。管理する内水位とカウンターウエイトの必要重量と廃棄物投入時の遮水層圧密圧力について検討を行った。この結果、覆土層は 3m で十分であり、廃棄物の投入を行うときの遮水層の有効応力は 27kPa を上まわっていることを確認した。したがって、海成粘土とベントナイト（条件によっては砂も）を混合した遮水地盤材料は、本研究で規定した必要性能を満足するといえる。

3. 大気中と土壌、底質の放射能濃度モニタリング技術の検討

- 1) 大気中のダストサンプリングと大気中放射能濃度計測技術に関して福島県南相馬市において定期的ダスト捕集を行い、解析技術を確立した。福島県南相馬市において継続して土壌サンプリングと放射能濃度分布の測定を行い、汚染土壌の放射能特性を明らかにした。
- 2) 福島県南相馬市において、稲やカエルなどの試料を収集し放射性物質、主に放射性 Cs の移行に関するデータを収集した。本研究事業における最終処分廃棄物に含まれると予想される土壌以外の廃棄物の放射能の濃度の予想に利用できる。また、 β 線に伴う空間線量や皮膚線量を評価しておくことは、廃棄物処分地での被曝線量評価においても重要であり、福島近郊に沈着したことが確認されている放射性物質による β 線の空間線量率や皮膚線量の評価を行うための基礎的なデータを収集した。3)

4. 海面処分場の構造安全性に関する検討と試設計

- 1) 海面処分場の構造の試設計を現行の港湾施設の技術上の基準の方法に準拠して行った。設計にあたっては外力として L1（レベル 1）の地震と津波を用い、構造安全性の照査を行った。本試設計に用いた断面を用いて L2（レベル 2）地震および津波に対する検討を模型実験と数値シミュレーションを用いて実施した。
- 2) 遠心載荷模型実験により、L2 規模（数百年に 1 回程度の巨大地震）の地震の外力による鉛直遮水層への影響を調べた。護岸構造と遮水構造を分離し、裏込め幅を十分に確保するとともに、護岸に十分な被覆ブロックと根固方塊を設置することにより鉛直遮水工の変形を大幅に低減できることがわかった。
- 3) ケーソン背面に十分な幅の裏込めを設けることによる鉛直遮水工の変形抑制効果と護岸の変形特性を確認するため、L1 および L2 相当（東北地方太平洋沖地震の地震動を使用）の地震動を入力波とした水中振動台による模型実験を行った。その結果、L2 地震波相当に対してもケーソンの変位は大きくなるものの、遮水矢板の変位は遮水工の機能に影響を与えない範囲にとどまった。これより、護岸工と遮水工を裏込めにより構造上分離する断面は、ケーソン被災時の遮水工への影響を最小限に止めて超長期の遮蔽・遮水機能を確保するうえで有効であることが確認できた。
- 4) 海面処分場のパラペット天端高を T.P.+6.50m に設定した場合、非線形長波解析結果より、L1 津波に対しては処分場における浸水の発生はないことがわかった。これより、L1 津波（ここでは東海地震規模）に対する安全性は十分高いと考えられる。L2 津波（南海トラフ巨大地震）に対しては処分場全体で浸水が発生し、埋立箇所全域を津波が遡上することが判明した。これに対しては、数値波動水槽 Cadmas-Surf/2D の結果、津波減勢工の設置、盛土などの工夫をすることで、その流速や流量を低減することによって、処分場の遮水層を保護することは可能であると定量的に確認できた。
- 5) 既往の管理型海面処分場における廃棄物の埋立方法、および本研究で得られた知見をもとに、放射能で汚染された廃棄物を埋立てるために考えられる方法を検討した。その結果、廃棄物はバラ積みの状態とフレコンバックに収納された状態が考えられるので、それぞれについて受入栈橋を有し、それぞれに対応した投入・埋立設備を提示した。荷台を飛散防止シート等で覆い、遠隔操作により天井クレーン等で廃棄物を扱うこと、ベルトコンベアによるガット船（バラ積み）、運搬台船（フレコンバック）への積載、全天候型バースを使用することで、作業員の被ばくを防止し、環境への影響を低減することができる。作業員の被ばく管理方法についても提案を行った。
- 6) 本研究の成果にもとづいて護岸構造を提案し、海面処分場の建設コストを概算した結果、処分場容量が 500 万 m^3 規模、1,000 万 m^3 規模とした場合で、それぞれ処分容量 $1m^3$ に対する建設費用は 26,600 円、22,200 円になった。本研究は「1 箇所 100 万 m^3 から 1000 万 m^3 以上の容量を有し、廃棄物 $1m^3$ あたりの建設コストを 2 万円以下である最終処分場を開発し提案する」ことを目標としているが、試算結果ではこの目標は達成できなかった。ただし、海面処分場の立地条件によっては 20,000 円以下になる可能性がある。本試算結果は、廃棄物および除染発生土について他の処分方法との比較を行う上で有用なデータであると考えられる。

5. 参考文献

- 1) 環境省：福島県内の災害廃棄物の処理の方針，pp.1-13，2011.
- 2) 環境省令：一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める省令，第一条，五，2011.
- 3) 土田孝，水上純一，菊池喜昭，吉野博之：阪神・淡路大震災におけるガレキの処理・活用に関する調査と考察，港湾空港技術研究所資料，No.0899，1998.
- 4) (財)港湾空間高度化センター：管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル，pp.30-34，2000.
- 5) 山田耕一，上野一彦，羽田晃，土田孝，渡部要一：変形追従性遮水材料を用いた管理型海面廃棄物最終処分場の新しい遮水構造の提案，海洋開発論文集，2002，77-82.
- 6) 上野一彦，山田耕一，渡部要一：管理型海面廃棄物処分場に用いる浚渫粘土を主材料とした土質遮水材料の提案，土木学会論文集 G，2008，64(2)，177-186.
- 7) 川崎隆広，山田耕一，上野一彦：海面処分場における土質遮水材料の施工事例，地盤と建設，Vol.27，No.1，地盤と建設，pp.187-194，2009.
- 8) Watabe, Y. et al.: Hydraulic conductivity and compressibility of mixtures of Nagoya clay with sand or bentonite. Geotechnique 61, No. 3, 211-219, 2011.
- 9) (社)日本鉄鋼連盟：転炉系製鋼スラグ海域利用の手引き，pp.24-28，2008.
- 10) 宮城県石巻市 生活環境部災害廃棄物対策課：H23.3.11 東日本大震災に伴う災害廃棄物処理の取り組みについて，pp.1-30，2012.
- 11) 環境省：東日本大震災に係る災害廃棄物の処理指針(マスタープラン)，pp.1-7，2011.
- 12) 環境省：廃棄物処理技術情報「平成 22 年度調査結果」，http://www.env.go.jp/recycle/waste_tech/ippan/h22/index.html
- 13) 東京二十三区清掃一部事務組合：ごみ焼却灰の処理及びそれに伴う資源の有効利用等について，pp.1-17，2009.
- 14) (独)国立環境研究所資源循環・廃棄物研究センター：放射性物質の挙動から見た適正な廃棄物処理処分，pp.22-37，2012.
- 15) (独)国立環境研究所資源循環・廃棄物研究センター：災害廃棄物の重量容積変換について(第一報)，2011.
- 16) (独)国立環境研究所資源循環・廃棄物研究センター：放射性物質の挙動から見た適正な廃棄物処理処分，pp.38-51，2012.
- 17) 高尾敏幸，岡田知也，中山恵介，古川恵太：2002 年東京湾広域環境調査に基づく東京湾の滞留時間の季節変化，国土技術総合研究所資料 No.169，p72-p74.
- 18) 三倉通孝：セシウムの土壌中の挙動及び構造廃棄物処理，日本原子力学会シンポジウム，東京電力福島第一原子力発電所事故後の環境回復の取り組み－除染の現状と低線量被ばくについて－，2014.
- 19) S. Endo, T. Kajimoto, K. Shizuma, Paddy-field contamination with 134Cs and 137Cs due to Fukushima Dai-ichi Nuclear Power Plant accident and soil-to-rice transfer coefficients, Environm Radioact. 116, 59-64, 2013.
- 20) 港湾の施設の技術上の基準・同解説，(社)日本港湾協会，pp.367-370，2007 年.
- 21) Akiyuki Sekia, Hiroshi Takemiyaa, Fumiaki Takahashia, Kimiaki Saitoa, Kei Tanakab, Yutaka Takahashib, Kazuhiro Takemurab and Masaharu Tsuzawa, Development of radionuclide distribution database and map system on the Fukushima nuclear accident, Progress in Nuclear Science and Technology, Volume 4 (2014) pp. 47-50.
- 22) Makoto AKASHI, Fukushima Daiichi Nuclear Accident and Radiation Exposure, JMAJ 55(5): 393-399, 2012.

6. 研究発表

論文発表

- (1) 村上博紀, 土田孝, 安部太紀: 放射性セシウムで汚染された廃棄物を対象とした海面処分場に用いる遮水地盤材料に関する研究, 地盤と建設, Vol.31, No.1, pp.133-140, 2013.
- (2) 村上博紀, 土田孝, 安部太紀: 放射性セシウムで汚染された廃棄物を対象とした海面処分場に用いる遮水地盤材料の研究, 第10回環境地盤工学シンポジウム発表論文集, pp.311-318, 2013.9.
- (3) S. Endo, T. Kajimoto, K. Shizuma, Paddy-field contamination with ^{134}Cs and ^{137}Cs due to Fukushima Dai-ichi Nuclear Power Plant accident and soil-to-rice transfer coefficients, *Environm Radioact.* 116, 59-64, 2013.
- (4) S. Endo, K. Tanaka, T. Kajimoto, N. Tat Thanh, J. M. Otaki and T. Imanaka, Estimation of β -ray dose in air and soil from Fukushima Daiichi Power Plant accident, *Journal of Radiation Research*, 2014, pp 1-8, doi: 10.1093/jrr/rrt 209.
- (5) 遠藤暁, 今中哲二, 林剛平, 菅井益郎, 小澤祥司, 梶本 剛, 福島原発事故に伴う飯館村の放射能汚染調査, 放射化学, 2014, in-press.

学会等発表

- (1) 村上博紀, 土田孝, 安部太紀: 放射性セシウムで汚染された廃棄物を対象とした海面処分場に用いる遮水地盤材料の開発, 第65回土木学会中国支部研究発表会発表概要集, 2013.
- (2) 村上博紀, 土田孝, 安部太紀: 放射性セシウムで汚染された廃棄物を対象とした海面処分場に用いる遮水地盤材料の研究, 第48回地盤工学研究発表会, pp.2197-2198, 2013.
- (3) Hiroki MURAKAMI, Takashi TSUCHIDA, Taiki ABE: Development of ground cutoff materials used for waste contaminated by radioactive cesium, The 12th International Conference on Civil and Environmental Engineering, pp.170-175, 2013.
- (4) S. Endo, T. Kajimoto, K. Shizuma: Dose rate estimation for northern Miyagi Prefecture area at the early stage of Fukushima accident. International Symposium on Environmental monitoring and dose estimation of residents after accident of TEPCO's Fukushima Daiichi Nuclear Power Stations) pp.66-70.
- (5) T. Kajimoto, S. Endo, T. Naganuma, K. Shizuma: Distribution of radioactive ^{137}Cs and ^{134}Cs in river water and bottom sand for major rivers at Minami-Souma City in Fukushima. International Symposium on Environmental monitoring and dose estimation of residents after accident of TEPCO's Fukushima Daiichi Nuclear Power Stations) pp.96-100.
- (6) K. Shizuma, T. Kajimoto, S. Endo: Early air sampling in Higashi-Hiroshima after the Fukushima Daiichi Nuclear Power Plant accident and subsequent sampling in Minami-Souma City from October 2011 to September 2012. International Symposium on Environmental monitoring and dose estimation of residents after accident of TEPCO's Fukushima Daiichi Nuclear Power Stations) pp.116-119.
- (7) 奥田一弘, 上野一彦, 山本敦, 土田孝, 渡部要一: 災害廃棄物を対象とした海面処分場護岸構造の提案, 第49回地盤工学研究発表会, pp.2083-2084, 2014.7.
- (8) 奥田一弘, 上野一彦, 熊谷隆宏, 土田孝, 渡部要一: 災害廃棄物を対象とした海面処分場護岸断面に関する

遠心模型実験，第 49 回地盤工学研究発表会，pp.2085-2086, 2014.

(9) 奥田一弘，上野一彦，山本敦，宮本健児，土田孝，渡部要一：災害廃棄物を対象とした海面処分場護岸断面に関する模型振動実験，第 49 回地盤工学研究発表会，pp.2087-2088, 2014.

(10) 村上博紀，土田孝，片山遥平：セシウムを含む廃棄物を対象とした海面処分場に用いる遮水地盤材料の研究，第 49 回地盤工学研究発表会，pp.339-340,2014.

(11) 金子崇，港渡部要一，島村章吾，土田 孝，上野一彦，三上武子：土質系遮水材の透水係数に及ぼすベントナイトの影響，第 49 回地盤工学研究発表会，pp.335-336, 2014.

(12) 島村章吾，渡部要一，金子崇，土田孝，上野一彦，三上武子：土質系遮水材の透水係数に及ぼす砂分含有率の影響，第 49 回地盤工学研究発表会，pp.333-334, 2014..

(13) 村上博紀，土田孝，片山遥平：セシウムを含む廃棄物を対象とした海面処分場に用いる遮水地盤材料の研究，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol.70,2014.

7. 知的財産権の取得状況

特になし.

研究概要図 放射能で汚染された廃棄物を対象とした海面最終処分場に関する研究 (K122109)

1. 研究の目的

- ・福島第一原子力発電所事故により、放射能で汚染された廃棄物が広い範囲に大量に発生し、処理が緊急の課題となっている。
 - ・除染に伴い大量の放射能レベルが高い除染廃棄物（除去された表土や植物等の焼却灰、下水や河川底質に集積した汚泥等）が発生している。
 - ・中間保管施設の立地が難航している。
- 関東大震災、阪神淡路大震災ではガレキの海面埋立処分などで震災廃棄物の問題を解決。
海面処分場の利点は、以下の点があげられる。
- ・一箇所で大きな容量の廃棄物等を処分できる。
 - ・地下水汚染の問題がない。
 - ・運搬に船舶を利用できるので沿道への影響が少ない。
 - ・陸域の土地利用を妨げない。

達成目標：放射能に汚染された廃棄物等(100,000 Bq/kg 以下)を、放射能レベルが低下するまでの期間（最低150年程度）安全に遮蔽・遮水でき、建設コストが廃棄物等 1m³あたり 2万円以下の海面処分場を開発する。

2. 海面処分場の遮水層の性能の考え方

放射能で汚染された廃棄物を対象とした海面最終処分場の遮水性能の技術的要件を以下のように設定した。

	設定項目	設定条件	設定根拠
設定条件	処分場に埋立処分する廃棄物の放射能レベル	すべて 100,000 Bq/kg と仮定.	中間貯蔵施設で保管する廃棄物の放射能レベルの最大値. 今回調査した範囲では平均 24,800Bq/kg.
	廃棄物の平均溶出率	10%	今回調査した結果 6.7%と算定. 安全側を考慮し 10%に設定
	廃棄物の平均質量	1.5t/m ³	調査結果の平均
	廃棄物の平均間隙比	0.80	調査結果の平均
	底面遮水層厚 <i>D</i> と埋立完了後の処分場内と処分場外との水頭差 <i>h</i>	<i>D</i> =4.0m <i>h</i> =4.0m	一般の管理型処分場の実績 <i>D</i> =2.0m を 2 倍した. 管理型処分場の実績値では <i>h</i> =2m であるが安全を考慮して 2 倍.
	処分場内の間隙中の水が処分場外に浸出したときの放射能レベル	90Bq/kg(セシウム 137 の場合)	原子力発電所の排水基準値
	埋立による余水処理の方法	余水の発生なし	一般の管理型処分場では余水を水処理して海に排水.

上記の要件を達成するため遮水層の透水係数は、 $5.00 \times 10^{-10} \text{m/s}$ 以下、放射性セシウム吸着能については、吸着率 90%以上（吸着により濃度を 1/10 以下に低下）とした。

3. 海面処分場のための遮水地盤材料の開発

本研究で開発した海成粘土とベントナイト（条件によっては砂も）を混合することによって、2. で規定した必要性能を有する遮水地盤材料を作成することができることを一連の室内実験によって明らかにした。

4. 海面処分場の構造安全性に関する検討と試設計

遠心載荷模型実験によって、L2規模の巨大地震（東北地方太平洋沖地震）の外力による護岸および鉛直遮水層への影響を調べた結果、図1のように護岸構造と遮水構造を分離し、裏込め幅を十分に確保すること等で、遮水工の変形を大幅に低減し遮水機能を維持できることがわかった。さらに水中振動台を用いた模型振動台実験により、L2地震波相当に対してもケーソンの変位は大きくなるものの、遮水矢板の変位は遮水工の機能に影響を与えない範囲にとどまることを確認した。

数値シミュレーションによって、L2地震による津波が海面処分場に及ぼす影響について検討した結果、処分場全体が浸水し、埋立箇所全域を津波が遡上することが判明した。これに対しては、津波減勢工の設置、盛土などの工夫をすることで、その流速と流量を低減し、処分場の遮水層を保護することは可能であると定量的に確認できた。

本研究で得られた知見をもとに、放射能で汚染された廃棄物を埋立てる方法、作業員の被爆管理、モニタリング方法を検討した（図2）。

以上の成果より海面処分場の建設費を試算すると、処分場容量が500万m³、1,000万m³の場合、それぞれ容量1m³に対する建設費用は26,600円、22,200円であった。2万円以下の目標は達成できなかったが、立地条件によっては2万円以下になる可能性がある。

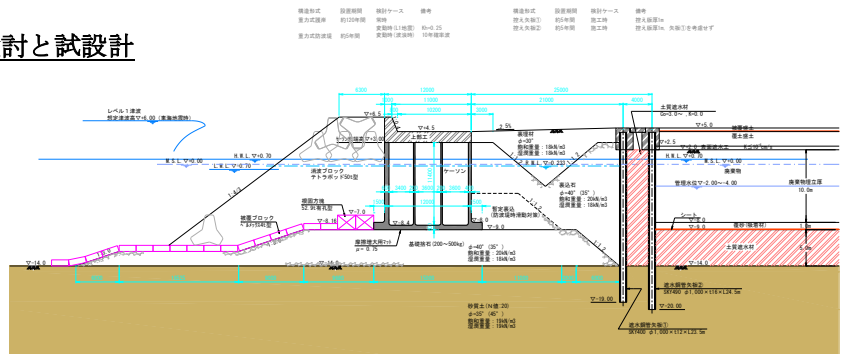


図1 試設計で求めた海面処分場の護岸断面

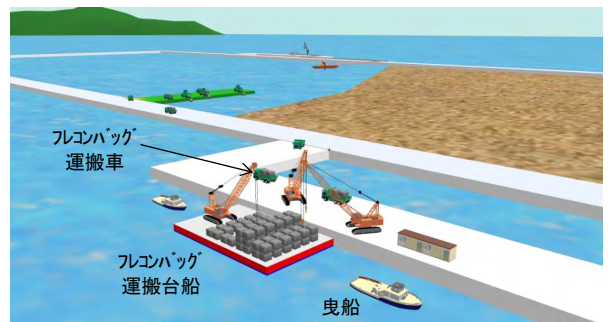


図2 海面処分場での廃棄物等埋立方法

Development of Offshore or Onshore Disposal Facility for Disaster Wastes and Decontamination Wastes Polluted by Radiation

Representative Researcher : Tsuchida, Takashi (Hiroshima University),

Associate Researcher : Endo, Satoru, Shizuma, Kiyoshi (Hiroshima University), Watabe, Yoichi.

(Port and Airport Research Institute), Ueno, Kazuhiko, (Pentad Ocean Co. Ltd)

Summary

For recovery from Fukushima No. 1 nuclear power plant accident, the management and disposal of huge amount of wastes and soils contaminated by radioactive cesium is urgent requirement. The wastes consists of the disaster wastes and waste soils accompanied by the decontamination works, incinerated ash of contaminated plants and trees and bottom mud of discharged water, river and sewage. In three years after the event, the wastes in heavily contaminated areas still remains without any treatments. The predicted volume of waste soils, which were placed in various places in the area, also ranging from 16 million m³ to 41 million m³. The lack of disposal facilities for these soils is hindering the decontamination works. In historical earthquake disasters in Japan, the disaster wastes had been disposed in a large scale disposal facility located in offshore or onshore areas. The purpose of this study is to show the technical requirements of the facility for wastes contaminated by radiation, and the feasibility is estimated.

Based on the properties of wastes and soils contaminated by radioactive cesium, the technical conditions and requirements for bottom clay layer with low permeability are determined as following table;

Technical Item	Condition	Background and references
Radioactivity concentration disposed in the facility	100,000 Bq/kg	The maximum radioactivity concentration of wastes reserved in the interim storage facility. The average concentration investigated in this study was 24,800Bq/kg.
Average dissolution ratio of wastes	10%	The average concentration investigated in this study was 6.7%.
Average density of wastes	1.5t/m ³	The average values investigated in this study
Average void ratio of wastes	0.80	The average values investigated in this study
Thickness of bottom clay layer with low permeability, <i>D</i>	<i>D</i> =4.0m	In the case of disposal facility for normal wastes, <i>D</i> is 2.0m.
Water head difference <i>h</i> in and out the facility	<i>h</i> =4.0m	According to the investigation report of disposal facilities for normal wastes, <i>h</i> is about 2m.
Radioactivity of seepage ground water	90Bq/kg (Cesium137)	Acceptable value for discharged water from nuclear power plant
Treatment of effluent water by wastes reclamation	No effluent water	Effluent water is discharged to ocean after treatment in disposal facilities for normal wastes.
Permeability of bottom clay layer	less than 5×10^{-10} m/s	To reduce the radioactive concentration, the travel time of seepage water is made to be longer than 233 years. The standard of facility for normal wastes are 1×10^{-7} m/s (5m thickness), or 1×10^{-8} m/s (0.5m thickness).
Rare of cesium absorption of bottom clay layer	90%	No description in the standard for normal wastes.

Artificial deformable geomaterials for seepage water control structure was developed by mixing the marine clays with bentonite. According to a series of laboratory tests, it was shown that the developed material satisfied the technical requirements shown in above table.

The seepage water control structure must be safe against the great earthquake and Tsunami. The centrifuge tests were carried out to study the behavior of seawall and the seepage control structure at the back of seawall. The results shows that the seepage water control structure is safe by taking larger distance from the seawall. From the result of the under-water shaking table model tests, the safety of seawall structure and the seepage water control structure was confirmed. The numerical simulation was carried out to estimate the safety against L2 Tsunami. The result showed that the all the facility will be submerged, and that by the installation of counter works and the embankments, the flow velocity and the flow volume would be reduced drastically as to keep the safety of the surface cutoff layer and the wastes inside.

Based on the results of study, the structure of disposal facility was proposed as Fig.1. The construction cost of 5 million m³ facility was estimated as 26,600 yen per 1m³ volume of wastes and that of 10 million m³ facility was 22,200 yen per 1 m³, which were considered to be feasible not only technically but also from cost-benefit considerations.

Key words: waste disposal facility, radio active cesium, Fukushima-Daiichi nuclear power plant, radiation disaster, contaminated soil, marine clay, bentonite, permeability

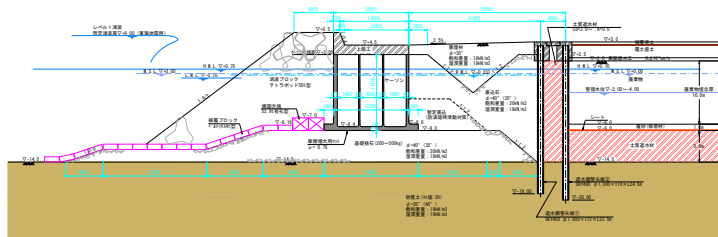


Fig.1 Cross section of seawall structure