

極低レベル放射性廃棄物の盛土式処分施設の  
構造安定性と底部排水層に関する研究

A Study on Structural Stability and Drainage Layer  
Performance of Landfill Type Disposal Facility for  
Very Low Level Radioactive Waste

2014年2月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

中 房 悟

# 目 次

第1章 序 論	1
1. 1 研究の背景	1
1. 2 L3 廃棄物処分施設の現状とL3 廃棄物処分施設の形式について	2
1. 3 盛土式L3 廃棄物処分施設の構造評価および底部排水層の選定と課題について	4
1. 4 既往の研究調査	8
1. 4. 1 盛土式L3 廃棄物処分施設の構造評価に係る既往の研究	8
1. 4. 2 CB（キャピラリーバリア）に関する既往の研究	13
1. 5 研究の必要性和目的	17
1. 6 本論文の構成	19
参考文献	23
第2章 盛土式L3 廃棄物処分施設に関する関連法規・処分事例・構造形式の提案	25
2. 1 概 説	25
2. 2 L3 廃棄物処分施設に関する関連法規制調査	26
2. 2. 1 核燃料物質又は核燃料物質によって汚染された物の第二種廃棄物埋設の事業に関する規則	26
2. 2. 2 第二種廃棄物埋設の事業に関する安全審査の基本的考え方	29
2. 2. 3 関連法規制等からの技術的要件	30
2. 3 L3 廃棄物処分施設の国内外における処分例	32
2. 3. 1 国内処分例（JPDR）	32
2. 3. 2 海外における処分例（スウェーデン，フランス）	35
2. 4 盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設の提案と構造仕様の考え方	42
2. 4. 1 盛土式L3 廃棄物処分施設の提案	42
2. 4. 2 盛土式L3 廃棄物処分施設の構造仕様の考え方	44
2. 5 盛土式L3 廃棄物処分施設の構造成立性検討	47
2. 6 まとめ	52
参考文献	54
第3章 盛土式L3 廃棄物処分施設の構造評価	55
3. 1 概 説	55

3.2	盛土式L3廃棄物処分施設の排水機能の確認	56
3.2.1	浸透流解析の解析条件	57
3.2.2	初期水分状態を求めるための浸透流解析（解析Ⅰ）結果	66
3.2.3	降雨時の浸透流解析（解析Ⅱ）結果	68
3.2.4	降雨後の非定常浸透流解析（解析Ⅲ）結果	72
3.2.5	盛土式L3廃棄物処分施設の排水機能の検討結果	76
3.2.6	地震前降雨による盛土材料の強度低下に関する検討	77
3.3	盛土式L3廃棄物処分施設の動的安定性検討	80
3.3.1	盛土式L3廃棄物処分施設の性能設定	81
3.3.2	盛土式L3廃棄物処分施設の動的解析について	88
3.3.3	レベルⅠ地震動の検討結果	98
3.3.4	レベルⅡ地震動の検討結果	103
3.3.5	レベルⅠ地震動，レベルⅡ地震動の動的解析結果と限界値との比較	111
3.4	まとめ	112
	参考文献	114

#### 第4章 キャピラリーバリアの排水性能に関わる材料の保水性に及ぼす垂直応力の影響評価

		116
4.1	概説	116
4.2	CB（キャピラリーバリア）の底部排水層への適用	117
4.2.1	盛土による垂直応力	117
4.2.2	底部排水砂層として必要なCB（キャピラリーバリア）の限界長の推定	117
4.3	垂直応力が作用する場合のCB（キャピラリーバリア）砂材の保水特性	119
4.3.1	砂材の試料	119
4.3.2	保水性実験装置	120
4.3.3	保水性実験の方法	122
4.3.4	保水性実験結果と考察	125
4.4	まとめ	134
	参考文献	135

#### 第5章 キャピラリーバリアの砂混入防止対策について

5.1	概説	137
-----	----	-----

5. 2	砂混入がCB（キャピラリーバリア）の性能に及ぼす影響	138
5. 2. 1	砂礫混合土の水分特性曲線（SWCC）によるCB（キャピラリーバリア）の影響把握	138
5. 3	砂混入防止対策についての検討	144
5. 3. 1	破碎貝殻のSWCC（水分特性曲線）	144
5. 3. 2	破碎貝殻の砂混入防止効果の確認実験	152
5. 3. 3	破碎貝殻の強度・透水係数・圧縮試験	156
5. 4	まとめ	159
	参考文献	161
第6章	大型土槽実験によるキャピラリーバリア限界長とその推定式の適用性	163
6. 1	概説	163
6. 2	大型土槽実験による破碎貝殻を用いたCB（キャピラリーバリア）の排水性能と限界長	164
6. 2. 1	破碎貝殻を用いたCB（キャピラリーバリア）の大型土槽実験	164
6. 3	破碎貝殻を用いたCB（キャピラリーバリア）限界長推定式の適用性	181
6. 3. 1	比較するCB（キャピラリーバリア）限界長推定式	181
6. 3. 2	大型土槽実験で求めた砂混入防止CB（キャピラリーバリア）限界長とその推定値の比較結果	182
6. 4	まとめ	184
	参考文献	185
第7章	結論	186
	謝辞	196

# 第1章 序論

## 1. 1 研究の背景

わが国の商業用原子力発電所の解体に伴い発生する廃棄物は、表 1.1.1 に示すように一般的に 110 万 kw 級の軽水炉で約 50～54 万トンと言われており、総重量の 9 割以上は非放射性的な通常の廃棄物で、残りの 1 万トン程度（総廃棄物重量の 3%以下）が放射性廃棄物と呼ばれるものである。適切な処分が必要な放射性廃棄物は、原子炉規制法により放射化・汚染の程度によってレベルで区分し高いものから、比較的放射性物質濃度の高い低レベル放射性廃棄物いわゆる L1 廃棄物（余裕深度処分）、比較的放射性物質濃度の低い低レベル放射性廃棄物いわゆる L2 廃棄物（ピット処分）、極低レベル放射性廃棄物いわゆる L3 廃棄物（トレンチ処分）に分けられている。

表 1.1.1 解体廃棄物発生量の試算例<sup>1)</sup>

	解体引当金制度（現行）	
	BWR 大規模 (110 万 kW 級)	PWR 大規模 (110 万 kW 級)
L1 廃棄物	80 トン	200 トン
L2 廃棄物	850 トン	1,720 トン
L3 廃棄物	7,110 トン	3,140 トン
クリアランスレベル*以下の廃棄物	536,610 トン	489,860 トン
合計	544,650 トン	494,920 トン

※ 放射性廃棄物として取り扱わない廃棄物

この内、L1 放射性廃棄物は国内で集中処分施設の建設を予定しており、L2 放射性廃棄物は、日本原燃（株）の低レベル放射性廃棄物処分施設にて集中処分をおこなっている。

L3 廃棄物いわゆる極低レベル放射性廃棄物は、廃止措置にともなう放射性廃棄物の中で一番物量が多いが、その処分については原子力発電所を所有している各電力会社、売電会社が原子力発電所の敷地内や発電所周辺の所有地などから用地を確保し処分施設を建設する計画となっている。L3 廃棄物の種類は、建屋や構造物解体に伴い発生するコンクリートガラ、コンクリートブロックおよび、配管、機器等の解体に伴い発生する金属廃棄物（金属を細かく切断して砂で充填した鉄箱）である。

L3 廃棄物処分施設の建設にあたっては各電力会社や売電会社が、国に申請をおこない原子力規制庁による安全審査を受け認可を得る必要がある。この安全審査を受けるにあたって「経済産業省令第四四号 核燃料物質又は核燃料物質によって汚染された物の第二種廃棄物埋設の事業に関する規則 昭和 63 年 1 月総理府令第一号 最終改正平成 22 年 7 月（以降「埋設規

則」と称す)<sup>2)</sup>と「原子力安全委員会 放射性廃棄物・廃止措置専門部会 第二種廃棄物埋設の事業に関する安全審査の基本的考え方 平成22年8月(以降「安全審査の指針」と称す)<sup>3)</sup>に従って申請書を作成することが求められるが、安全審査の指針<sup>3)</sup>ではL3廃棄物の処分施設は浅地中処分(以下、「トレンチ処分」という)のみ示されている。

また、L3廃棄物処分施設の設計では、放射線量の評価いわゆる安全評価のめやす値(基本シナリオで $10\mu\text{Sv}/\text{年}$ 以下、変動シナリオでは $300\mu\text{Sv}/\text{年}$ 以下)を満足することが求められる。安全評価の観点から、降雨が地下に浸透しL3廃棄物と接触することにより放射性核種が地下水と合流し安全評価のめやす値以上に放射性物質が環境に拡がることを抑制するため、降雨浸透水とL3廃棄物との接触をできる限り避けることおよび、L3廃棄物と地下水の常時接触を避けることが必要となる。このためL3廃棄物処分施設は、降雨と接触をできる限り避けるために遮水性の覆土を設置すること、地下水がL3廃棄物の設置レベルより深くL3廃棄物が常に地下水に接触しない位置に埋設することや周辺の地下水の流れが把握できていることが求められる。施設の安定の観点から地震および地震以外の自然現象に対して安全上要求される機能(トレンチ処分の場合は移行抑制)が損なわれない設計とするなどが必要となる。

今後、運転後40年間以上経ち廃止措置に取りかかる原子力発電所も増加して行くことを考えると、多くのL3廃棄物処分施設が必要となってくる。L3廃棄物処分施設の建設にあたっては、候補地点ごとに地盤条件・地下水条件などが異なることが予想される。例えば、地下水位が高い場合や基盤が割れ目性硬質岩盤で地下水流動の把握が困難な場合などは、埋設規則<sup>2)</sup>と安全審査の指針<sup>3)</sup>に記載されているトレンチ処分では、安全評価のめやす値が満足することは極めて困難である。このため、トレンチ処分が困難な地盤条件・地下水条件の場所においても合理的で安全な新しいL3廃棄物処分施設が望まれている。

## 1. 2 L3廃棄物処分施設の現状とL3廃棄物処分施設の形式について

現在まで国内でL3廃棄物処分施設は、地下水位から上の砂質地盤に設置したトレンチ処分施設で、旧日本原子力研究所のJPDR(Japan Power Demonstration Reactor)の解体に伴い、平成6年度から平成7年度にL3コンクリート廃棄物(2,200トン)を埋設したもの1例のみである。今後、原子力発電所の廃止措置の増加と共にL3廃棄物処分施設も増えていけば、埋設規則<sup>2)</sup>・安全審査の指針<sup>3)</sup>に記載されているようなトレンチ処分が困難な地盤・地下水位条件の建設地点が発生してくることが想定される。

本研究では、トレンチ処分が困難と考える地盤・地下水条件の内、原子力発電所敷地に比較的多い基盤が亀裂性の硬質岩盤で地下水が高い(GL-2m~-3m)場合に適合する合理的なL3廃棄物処分方式について検討する。

対象とする地盤・地下水条件の場合には、ピット式処分施設(鉄筋コンクリートカルバートなどの人工構築物で作られた外周仕切設備で放射性廃棄物の回りすべてを取囲む処分方式でL2廃棄物の処分に採用)と盛土式処分施設が考えられる。ピット式処分施設を安全審査の指針<sup>3)</sup>に従い浅地中処分するには、硬い岩盤を発破や静的破砕剤を用いて掘削し、ピットを建設

後ピット内にL3廃棄物を定置するまでの間、地下水が廃棄物定位置から低くなるようにディープウェル、ウェルポイントなどで常に地下水位を低下しておくことが必要なる。また、埋戻す時には、ピットに貫通クラックが発生しても地下水がL3廃棄物と容易に接触しないようにすることおよび、埋戻した後のピットの修繕・補修は困難であることを考えると、埋戻土は周辺の地盤に比べ透水係数の低い土（例えばベントナイト混合土）を使用するなど工夫が必要となる。ピット処分方式は建設から埋戻しまでに必要な工種が多くなることから、費用の増大となり工期もかかる。更に、ピット式処分施設の場合には埋設規則<sup>2)</sup>によるピット処分の定義「地上又は地表から地上又は地表から深さ五十メートル未満の地下に設置された廃棄物埋設地において・・・放射性廃棄物を埋設の方法〔1）外周仕切設備を設置した廃棄物埋設地に放射性廃棄物を定置する方法、2）外周仕切設備を設置しない廃棄物埋設地に放射性廃棄物を一体的に固型化する方法、いずれかの方法に限る。〕により最終的に処分することをいう」および、安全審査の指針<sup>3)</sup>によるピット処分の定義「廃棄体（容器に封入し、又は固型化した放射性廃棄物をいう）を、人工バリア（埋設された放射性固体廃棄物から生活環境への放射性物質の漏出の防止及び低減を期待して設置する人工構築物）を設置した廃棄物埋設地に浅地中処分する場合」に抵触し、鉄筋コンクリートカルバートなどの人工構築物により外周仕切設備を設けた最終処分は、L3廃棄物処分施設ではなく、L2廃棄物処分施設相当として取り扱われる可能性がある。仮に、L2廃棄物処分施設とみなされた場合の管理期間は約300年間となり、L3廃棄物処分施設の管理期間約50年間の6倍となることから、維持管理費も著しく増加する。

一方、盛土方式は地下水位面から上の強度のある地盤の上に、底部遮水層と底部排水層などを建設した後にL3廃棄物を設置し周辺を盛土で囲みバリアとし、盛土上部に植生層・排水層・遮水層を設けることで、降雨浸透水によるL3廃棄物と接触する水を少なくする構造形式である。盛土については解析・設計方法、施工管理方法が確立されており基本構造の設定ができる利点を有している。

盛土処分方式は建設からL3廃棄物の埋設までに要する費用と工期は、ピット処分方式と比べて少なくなることがわかる。盛土式は、基本的に土で構成されていることや一部人工構築物を盛土内部に使用する場合でも、L3廃棄物の周りすべてを外周仕切設備として取り囲む訳ではないので、L2廃棄物処分施設の定義<sup>2)・3)</sup>に抵触しないと考えられる。

原子力発電所の解体に伴うL3廃棄物処分に係る費用は、将来電気料金として全国民が負担していくことになることを考慮し、本研究ではピット処分方式に比べ施工が容易でかつ建設から埋設までのコストが低い盛土式処分方式を選定し、盛土式L3廃棄物処分施設が成立するための課題を解決する。

盛土式L3廃棄物処分施設が、原子炉施設の解体等にもない発生する放射性廃棄物を具体的に定めた埋設規則<sup>2)</sup>と安全審査の指針<sup>3)</sup>において、どのように位置づけられているのかを調査した結果を以下に示す。

埋設規則<sup>2)</sup>によるとトレンチ処分とは、「地上又は地表から深さ五十メートル未満の地下に設置された廃棄物埋設地において・・・」とあり地上に廃棄物施設を設置も可能と解釈できる。

一方、安全審査の指針<sup>3)</sup>では「容器に固化化しない廃棄物（以降「非固化型固体廃棄物」と称す）を人工構築物を設置しない廃棄物埋設施設に浅地中処分する場合・・・」としており、地上に廃棄物施設の設置を対象としていないと解釈できる。埋設規則<sup>2)</sup>と安全審査の指針<sup>3)</sup>において遵守すべき順位は、埋設規則（総理府令，経済産業省令；法令規則）が優先される。このため、盛土式L3廃棄物処分施設は埋設規則<sup>2)</sup>の面から安全審査をおこなう国の原子力規制庁も排除できないと考えられる。

盛土式L3廃棄物処分施設が、国（原子力規制庁）に設置を認めて貰うためには、埋設規則<sup>2)</sup>と安全審査の指針<sup>3)</sup>から求められている以下の技術的要件を満たすことが必要となる。

- ①埋設時における雨水等の浸入を防止する措置。
- ②埋設地外への放射性物質の飛散を防止する措置。
- ③埋設地における有害な空隙を排除する措置。
- ④廃棄物が容易に露出しないための措置。
- ⑤現状の技術で確実に建設・施工が可能な範囲において、十分な性能を付与すること。
- ⑥劣化・損傷に対する抵抗性を考慮すること。
- ⑦劣化・損傷が生じた場合にも性能ができるだけ維持できる構成・採用すること。
- ⑧一つのバリアの性能に過度に依存しないこと。
- ⑨耐震設計上の重要度分類は、Cクラス相当。
- ⑩管理期間の終了時は、埋設段階およびその後の50年程度。

上記①～⑩の技術的要件以外に、極低レベルとはいえ放射性廃棄物を取り扱う処分施設ということを考え国民の理解を得るためには、盛土式L3廃棄物施設が成立するために評価確認すべき事項と底部排水層の課題を明確にし、構造成立性を確認すると共に底部排水層の課題に対する解決案を示していくことが必要と考えられる。

### 1. 3 盛土式L3廃棄物施設の構造評価および底部排水層の選定と課題について

盛土式L3廃棄物処分施設の基本形状を図1.3.1に示す。盛土式L3廃棄物処分施設は、図1.3.1に示すように地表から植生層、フィルター層、排水層、遮水層の構造で盛土上部においてできるだけ降雨を排水し、上部に設けた遮水層で盛土内部への降雨浸透を防止するとともに、浸透してきた降雨を底部排水層で速やかに排水することによりL3廃棄物と降雨浸透水との接触をできるかぎり短時間とすることで、安全評価のめやす値以上に放射性物質を含んだ水が環境に拡がることを抑制することならびに、盛土内の過剰間隙水圧（飽和度）の上昇を押さえ盛土の安定性を高めることを目的とした構造形式である。なお、L3廃棄物と接触した降雨浸透水は、底部排水層から盛土外部の排水枡に集め水質を確認した上で、専用排水管で海に放出する。盛土については解析・設計方法、施工管理方法が確立されており基本構造の設定ができる利点を有している。

この盛土式L3廃棄物処分施設を成立させるには、埋設規則<sup>2)</sup>と安全審査の指針<sup>3)</sup>で求められている技術的要件①～⑩を満足すること以外に、次に示す構造上の評価事項と底部排水層の



選定とその課題について取り組んでいく必要がある。

### (1) 盛土式L3廃棄物処分施設の構造評価

極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設では、降雨浸透水がL3廃棄物とできるだけ接触しないようにし、安全評価のめやす値を満足するために、盛土上部で降雨を排水しその下に遮水層を設けた図1.3.1のような構造が望ましいと考えている。このためL3廃棄物と降雨浸透水の接触をできるだけ避けることができる盛土構造なのかを浸透流解析で確認する必要がある。近年では地震前の先行降雨に起因する盛土飽和度の上昇が、盛土材料の強度低下を招き、地震時における盛土の安定性に悪影響を及ぼす可能性が指摘<sup>11)~16)</sup>されている。このことから、地震前の降雨によって生じる盛土内の飽和度の上昇に着目した盛土式L3廃棄物処分施設の地震時構造安定性を評価する必要がある。

また、盛土式L3廃棄物処分施設は、通常の道路、鉄道、宅地造成、空港盛土等と異なり盛土内部に盛土材料と比重と剛性の異なる材料である金属廃棄物(配管、機器などの金属を細かく切断して砂で充填した鉄箱)、コンクリートガラ、コンクリートブロックが埋設される。このため地震時に比重と剛性の違いにより、盛土全体の安定性に影響があるのかを評価するとともに、地震時に盛土材料とL3廃棄物の応答差が生じ、盛土内部に貫通クラックが発生する可能性について評価する必要がある。貫通クラックの発生する可能性が高い場合には、クラックを通じて浸透した降雨がL3廃棄物と接触し易くなることで、放射量の安全評価のめやす値(基本シナリオで $10\mu\text{Sv/年}$ 以下、変動シナリオでは $300\mu\text{Sv/年}$ 以下)を満足できない可能性が高くなる。

以上から、盛土式L3廃棄物処分施設を構造評価するにあたっての重要なことは次の2点に整理される。

- ①盛土式L3廃棄物処分施設の排水機能の確認および、地震前の降雨による盛土内の飽和度の上昇に伴う盛土材料の強度低下を考慮した地震時安定性の検討評価。
- ②盛土式L3廃棄物処分施設の盛土材料とL3廃棄物(コンクリートブロック、コンクリートガラ、金属)の見かけの比重の違いによる慣性力の差ならびに剛性の違いを考慮した地震時安定性の検討評価および、盛土材料とL3廃棄物の動的応答の差異により盛土に地震後貫通クラックが発生する可能性についての検討。

### (2) 盛土式L3廃棄物処分施設の底部排水層の選定と選定した底部排水層の課題

図1.3.1に示す盛土式L3の構造では、上部遮水層を透過した降雨がL3廃棄物と接触し、接触した降雨が盛土内に停滞し放射線量が高くなるように、また過剰間隙水圧の上昇につながり盛土の安定性に影響しないようにL3廃棄物の底部に設ける排水層が盛土式の長期成否を左右する。この底部排水層はL3廃棄物処分施設の管理期間約50年間にわたって健全な排水性能が求められる。特に底部排水層は盛土上部の排水・遮水層と異なり、管理期間中もメンテナンスすることは困難である点も考慮し底部排水層を選定することが必要となる。

底部排水層には、サブドレーン工法とキャピラリーバリア（Capillary Barrier）工法の採用が考えられる。サブドレーン工法は、底部排水層の中に暗渠排水としてコンクリート製排水管と砂利等による排水層（ドレーン層）を設置し、廃棄物に接触した降雨浸透水を集排水する工法である。この工法では、排水管や排水層（ドレーン層）の目詰まりや排水管のひび割れなど排水にかかる機能に支障が生じた場合は、大規模な修繕が必要で時間と費用がかかる。また、コンクリート製排水管を用いるため底部排水層の中に排水管断面を十分に包み込むだけの層厚が必要となる。

キャピラリーバリア工法は、上面に砂層その下に礫層の土質材料を設置し、キャピラリーバリア現象を利用し廃棄物に接触した降雨浸透水を横方向に排水する機能を有している。

キャピラリーバリア現象<sup>4)</sup>とは、図1.3.2に示すように上層に微細間隙を有する砂、下層に粗大間隙を有する礫が成層して上部から水の浸潤が起るとき、上下層境界面上部に間隙水が集積し、その水が下層の間隙中に浸入しないで上層底部の間隙内に留まる現象をいう。層境界面が水の浸入を妨げているように見えることから、これを障壁（バリア；Barrier）と呼ぶ。キャピラリーバリアは、透過した降雨水を砂と礫の毛管力（キャピラリー；Capillary）の差を利用して傾斜をつけることにより側方へ排水することができ、浸透水量を抑制することができる。キャピラリーバリアを排水層として利用する場合、砂層に集積された浸透水が傾斜境界面に沿って流下していくことになる。斜面全長にわたって降雨（散水）が供給されるため、集積流の水分量は流下するにつれ増えていく。水分量が増加し砂層がそれ以上の水分量を保持できなくなると、下部の礫層へ水分が降下浸透し始め、図1.3.2の左図に示すようにブレイクスルー（Breakthrough）が生じる。この集積流の始まり（上流端）からブレイクスルーが最初に生じる位置までの水平距離を限界長<sup>4)</sup>と呼んでいる。キャピラリーバリアの用途は、古く古墳の石室に降雨が入らないように<sup>5)</sup>、近年では一般・産業廃棄物最終処分の覆土として、降雨浸透水量の抑制を目的に用いられている<sup>6),7),8),9)</sup>。

底部排水層には、約 50 年間の健全性と耐久性が求められるに加え盛土底部に位置することからメンテナンスが困難なことを考慮し、自然な材料で構成されるキャピラリーバリア（以降「CB」と称す）を導入する方針とした。

CBを盛土の底部排水層として用いる場合の3つの課題を示す。

- ①CB（キャピラリーバリア）の排水性能に関わる盛土・L3 廃棄物等の垂直応力の影響把握が必要である。従来CBは、一般廃棄物処分場のトップキャップとして頂部の降雨浸透の防止および低減に用いられている。今回盛土底部の排水層としてCBを導入するために、垂直応力（上載荷重）の影響を受けないことを確認する必要がある。
- ②CB（キャピラリーバリア）の構造は、砂層とその下部に礫層を重ねた土層である。数十年間に及ぶ長期供用においては、地震力の作用や雨水などの降下浸透水などにより、上部の砂が下部礫層の間隙に移動し混入することが想定される。砂と礫が混入することでCBの排水性能低下および、CB自体が沈下し盛土全体の安定性に大きく影響を及ぼすことが懸念される。このためCBの排水性能低下と安定性に影響を及ぼすような沈下が想定され

る場合には、砂混入防止対策が必要となる。

③CB（キャピラリーバリア）を設計するには、側方へ排水できる量をCB限界長推定式から求める必要があるが、既往の限界長推定式は実規模CBでも適用性があるのかを大型土層実験を用いて確認する必要がある。

また、砂混入防止対策が必要な場合には、砂混入防止対策CBの限界長を大型土槽実験で求めることおよび、得られた限界長は既往の限界長推定式に適合するのかが確認する必要がある。

なお、盛土式L3 廃棄物処分施設の地震時安定性検討において、CBは砂と礫の組み合わせを基本に検討することとし、砂混入防止対策CBの場合が必要な場合には、対策に用いる材料が、CB構成材と同等もしくはそれ以上の性能（透水性、強度、圧縮性など）があるかを確認する。

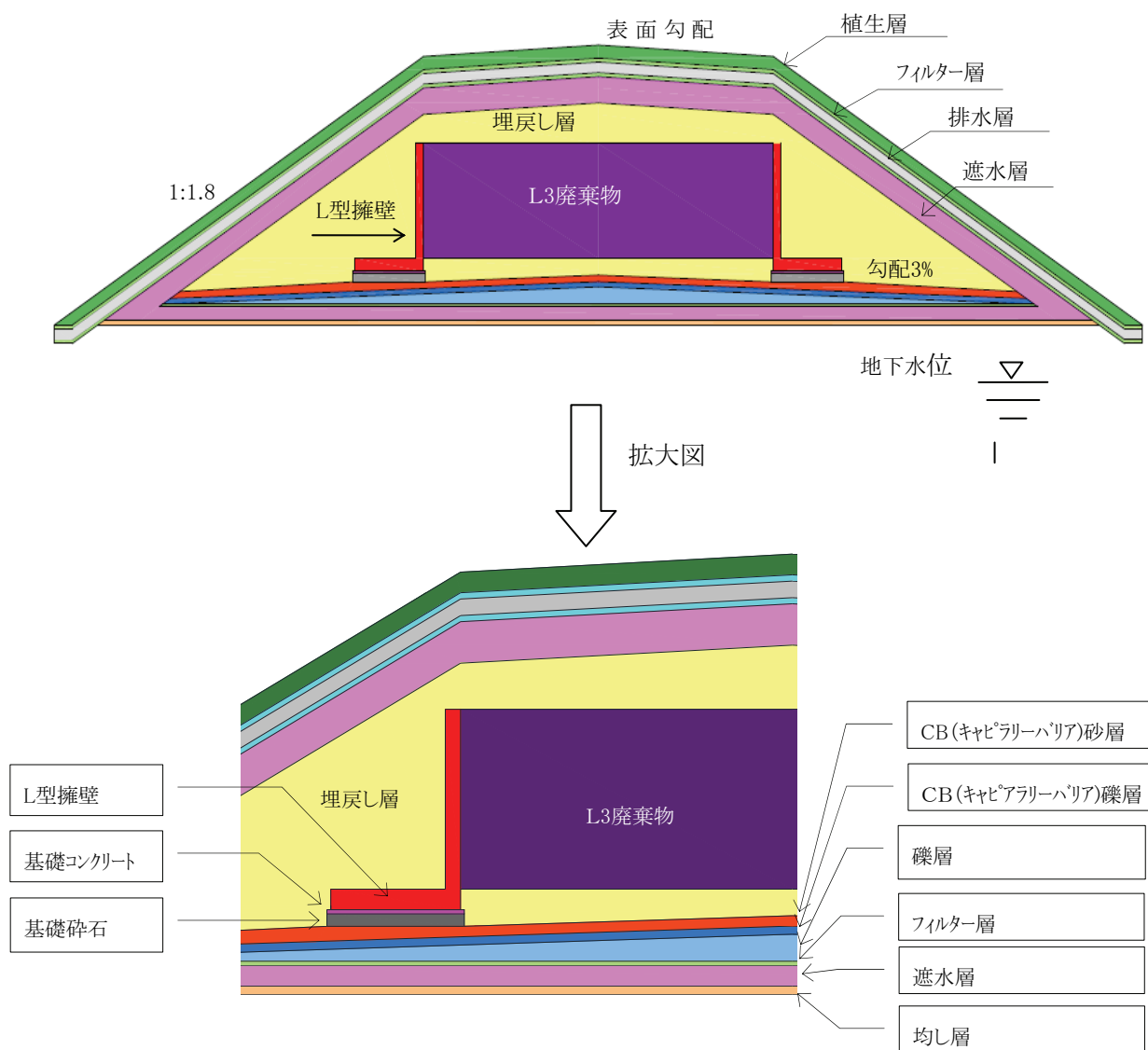


図 1.3.1 盛土式L3 廃棄物処分施設の概念図

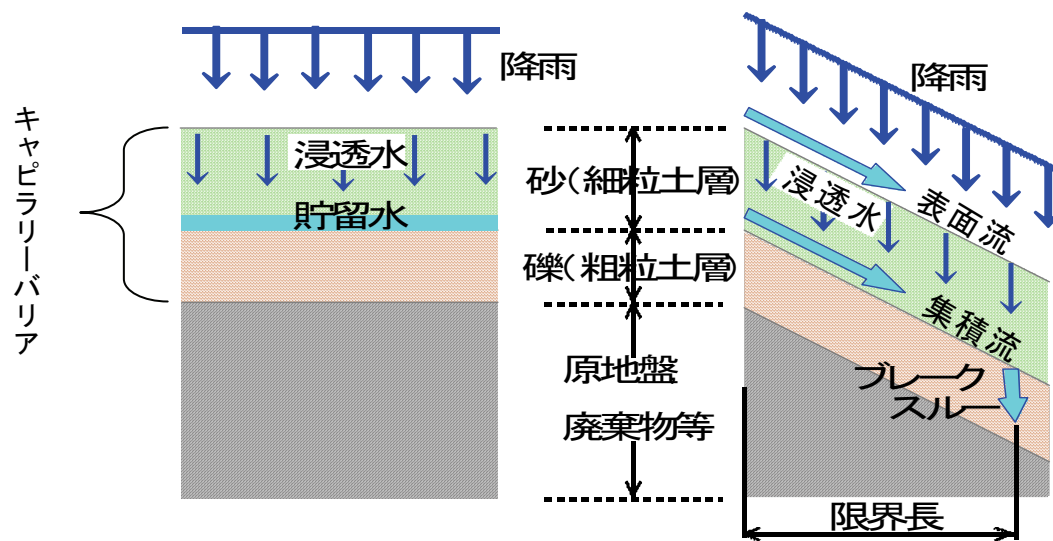


図 1.3.2 CB (キャピラリーバリア) の概念図

#### 1. 4 既往の研究調査

提案した盛土式L3 廃棄物処分施設の構造評価を行うにあたって、重要な①、②について、既往の研究と盛土に関する設計基準・指針について調査するとともに、CBを盛土の底部排水層として用いる場合の3つの課題(①、②、③)に関する研究の現状を把握する。

##### 1. 4. 1 盛土式L3 廃棄物処分施設の構造評価に係る既往の研究

盛土式L3 廃棄物処分施設の構造評価をおこなうにあたって、重要な①の内、盛土式L3 廃棄物処分施設の排水機能の確認および地震前の降雨による盛土内の飽和度の上昇については、スーパー堤防、高盛土、フィルダムなど設計・検討で用いられている2次元有限要素浸透流解析を用いて検討評価が可能である。

本研究では、近年着目されている地震前の降雨による盛土内の飽和度の上昇に着目した地震時構造安定性に関する既往の研究に着目して調査する。

また、②に関する既往の研究を調査したが、盛土材料と比重、剛性が大きく異なる物を大量に盛土内に含んでいる場合の地震時挙動に着目した研究事例は見当たらなかった。②については、盛土式L3 廃棄物処分施設固有の特徴であり、本研究において動的解析を用いて地震時挙動を検討評価する。

以下に、地震前の降雨による盛土内の飽和度の上昇に着目した地震時安定性に関する既往の研究調査結果を示す。

2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震などにおいて、地震前の先行降雨に起因した斜面内の過剰間隙水圧の発生が地震時における盛土の安定性に悪影響を及ぼした可能性が指

摘されている<sup>10)</sup>。中越地震，能登半島地震以降に，地震前の降雨の影響により盛土内部過剰間隙水圧の発生が，地震時の盛土斜面の安定性に及ぼす影響に関する研究が進められており実績は現在多くないが，その中の主要な研究を述べる。

一井<sup>11)</sup>は，人工降雨を与えた後に，図 1.4.1 及び図 1.4.2 に示す 1 G 場の振動台実験をまさ土による盛土を対象として実施している。入力加速度時刻歴波形は 1999 年台湾集集地震の地震観測記録を採用している。振動台実験の結果から，降雨による盛土の耐震性低下が確認されているが，それが地盤の強度低下，あるいは重量増加による慣性力増加に起因するものか判断が難しいことが報告されている。

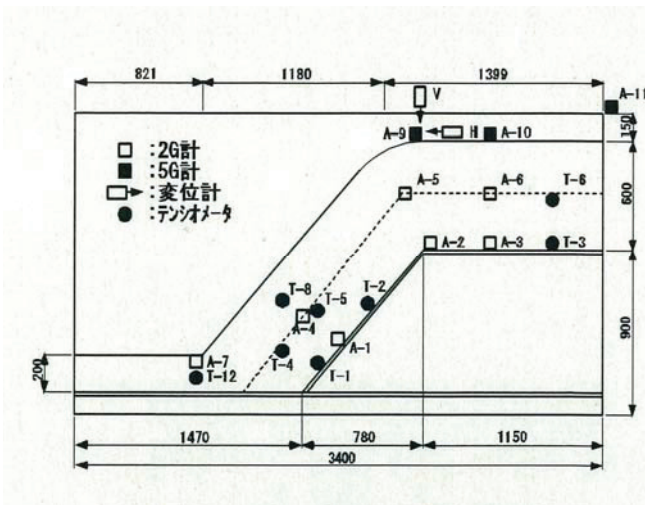


図 1.4.1 模型盛土の概要



図 1.4.2 模型盛土の全景

松丸ら<sup>12), 13)</sup>は，1 G 場の振動実験に基づいて検討している。図 1.4.3 に示す稲城砂で作成した傾斜模型盛土に約 20mm/h の連続散水を与えた後，5Hz の正弦波(20 波)を用い段階的に上昇させ，盛土が崩壊するまで加振を行った。実験にあたって，盛土支持地盤が透水性地盤と不透水性地盤の 2 ケースを行っている。その結果，支持地盤の透水性の違いによって破壊形態が異なり，透水性地盤では飽和度の上昇により盛土の強度が低下するが，盛土内水位が形成されにくいことを明らかにしている。円弧すべりの発生に伴って，不透水性地盤では盛土内に水位が形成され，飽和度の上昇による影響が大きいため，流動的な崩壊となったと考えられると報告している。

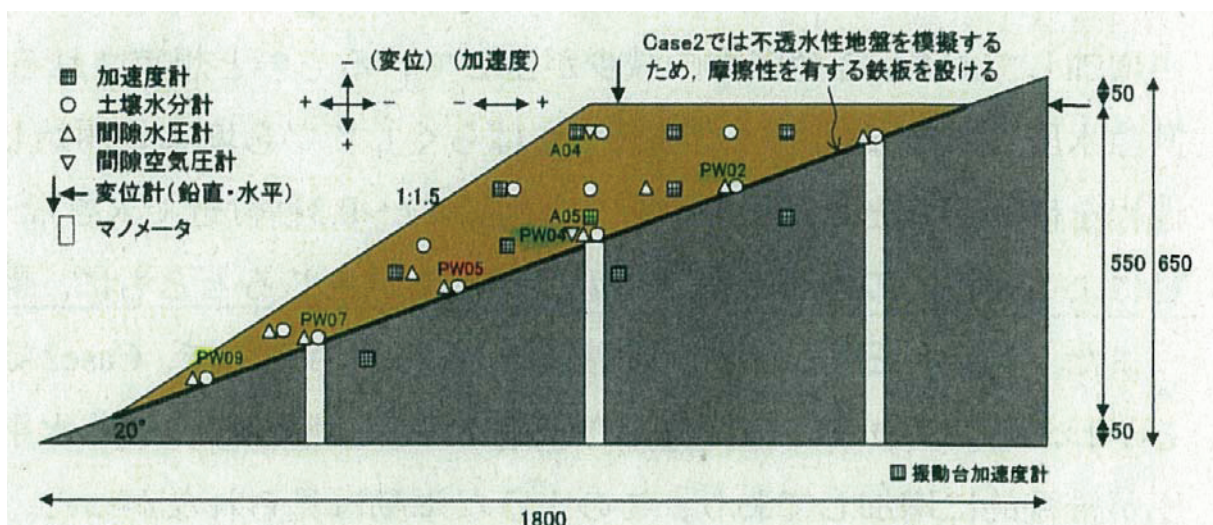


図 1.4.3 模型盛土の概略図

泰ら<sup>14)</sup>、<sup>15)</sup>は、降雨浸透により盛土の耐震性が低下することを考慮する方法として、降雨浸透による盛土地盤の粘着力の低下を飽和度に応じて設定する方法を提案し、一井の研究<sup>11)</sup>における振動台実験を対象に、2次元有効応力解析コードFLIPを用いた再現解析並びに、パラメトリックスタディを実施した。その結果、地下水位が生じない程度の降雨による盛土の耐震性の低下は提案する粘着力と飽和度の関係により再現できることを示すとともに、盛土表層のみならず盛土内部の粘着力の値が耐震性に大きな影響をおよぼすことを示した。なお、盛り土材の内部摩擦角は降雨浸透による影響はほとんど受けず、粘着力と飽和度の関係が支配的であると指摘している。

また、八戸市付近の鉄道盛土の事例<sup>15)</sup>で1968年十勝沖地震(最大加速度183Gal(八戸港EW)、地震前3日間で160mmの降雨)と1994三陸はるか地震(最大加速度523Gal(八戸港EW)、地震前に降雨なし)の場合、1968十勝沖地震の時は盛土斜面の崩壊が生じたが最大加速度が大きい1994年三陸はるか地震の場合には同じ盛土の斜面は安定していた。この両ケースについて、泰ら<sup>14)</sup>は提案する粘着力と飽和度の関係(図1.4.4)を、2次元有効応力解析コードFLIPを用いた再現解析に適用した結果、大地震前の降雨の有無による盛土斜面の被災程度を定性的に評価できたことを示している。この研究<sup>14)</sup>の中で、降雨の影響を考慮した盛土斜面の地震動的解析を実施する場合には、事前に浸透流解析などを行い盛土の飽和度の分布をあらかじめ評価しておくことが必要と指摘している。

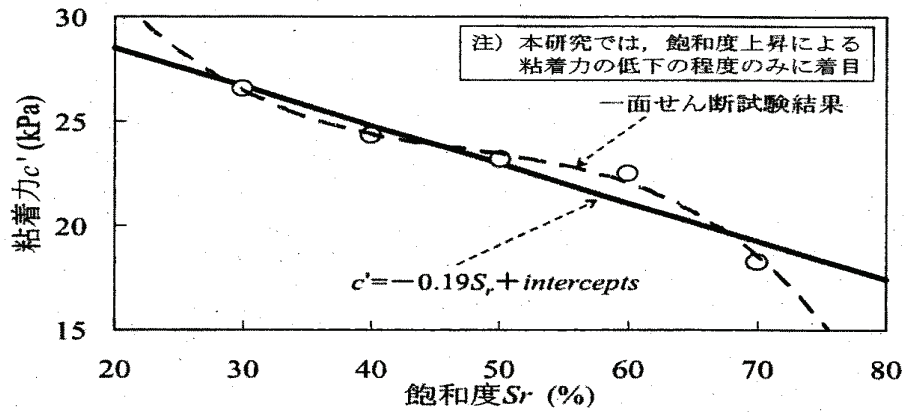


図 1.4.4 飽和度 (Sr) と粘着力の関係図

大川ら<sup>16)</sup>は、新潟県中越地震で沢部を横断する山岳道路盛土で大規模な崩壊が生じ長期間にわたり道路交通機能が失われたことから、山岳道路盛土の流動的な崩壊に及ぼす要因を検討するために動的遠心力模型実験を実施し耐震性能向上するため対策案を検討するとともに、山岳道路盛土の耐震性能照査手法として円弧すべり法による安定計算およびNewmark法による残留変形解析の適用性を検討した。実験条件を表 1.4.1 に、入力加速度波形を図 1.4.5 に、模型断面と計測器の配置を図 1.4.6 に示す。模型の地山勾配は $5^\circ$ である。盛土は江戸崎砂で構成され、法面勾配 1:1.8 で 100mm 毎に小段を設けて、盛土底面には 10mm の排水層を敷き、敷設長・ドレーン材を変えることにより、盛土内の浸透水位を調節している。なお、浸透水は 50 倍の粘性をもつメトロゾ水溶液を用いている。

表 1.4.1 実験条件

CASE	締固め度Dc (%)	のり尻水位	対策工	最大加振加速度 (gal)
1	90%	GL-19mm	無対策	44.3
2	85%	GL-21mm	底面排水層 (珪砂3号) L=90mm	35.8
3	82%	GL-28mm	底面排水層 (珪砂4号) L=50mm	47.4
4	82%	GL-32mm	底面排水層 (珪砂4号) L=180mm	43.8
5	82%	GL-60mm	底面排水層 (珪砂4号) L=290mm	47.8
6	82%	GL-74mm	底面排水層 (珪砂3号) L=290mm	45.3

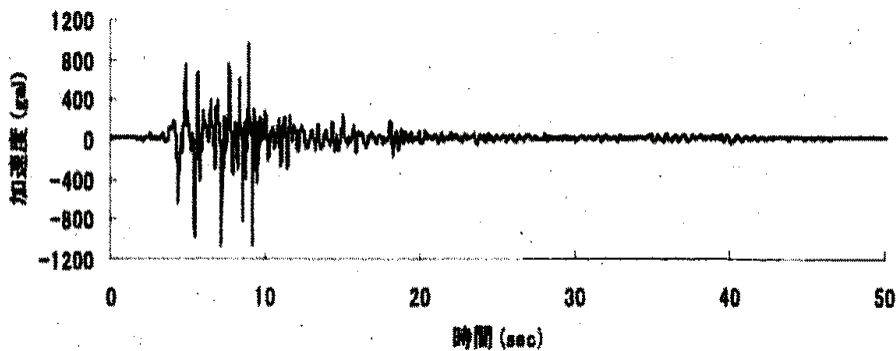


図 1.4.5 入力加速度時刻歴波形

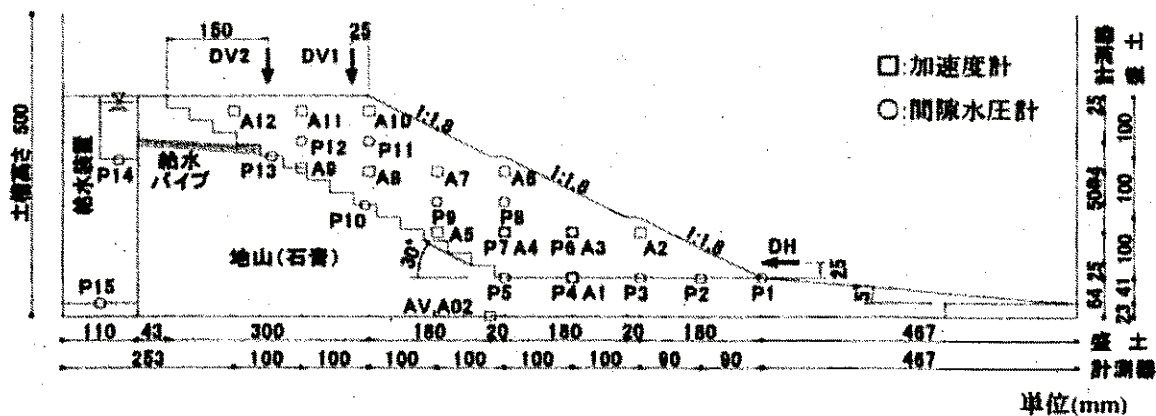


図 1.4.6 模型断面および計測器の配置

動的遠心模型実験の結果、盛土の締固め度が低く浸透水位が高いと大規模な崩壊が生じること、締固め度が低くても盛土のり尻付近の浸透水位を下げることで大規模な崩壊を防ぎ、盛土の残留変位を小さくすることができる可能性があることを確認している。この結果を踏まえて適切な排水対策を行い盛土の浸透水位を低下させることは、耐震対策として有効であり、耐震性能を確保するために重要であると報告している。また、円弧すべりによる安全率および Newmark 法による活動変位量の双方に対して、浸透水位および締固め度の違いの影響は定性的に評価可能であるが、浸透水位が高く締固め度が高いほど、両計算法が安全側の評価を与えることを指摘している。

本研究で得られた成果は、平成 22 年 4 月に改訂された「道路土工 盛土工指針 平成 22 年度版 社団法人 日本道路協会」<sup>17)</sup> に反映されている。本改訂では、盛土の締固め度が高ければ盛土内に浸透水圧が高くても大規模な崩壊は生じないこと、締固め度が低くても盛土法尻にふとんかごを設置し、法尻部の安定性を向上させることで、大規模な崩壊を防ぎ盛土の残留変位を小さくできることが実験的に確認されていること、などが追加されている。排水対策として、図 1.4.7 に示すように地下排水溝、基盤排水溝、各小段の水平排水層を原則設置することとし、これにより道路盛土の耐震性の向上が図られるとしている。

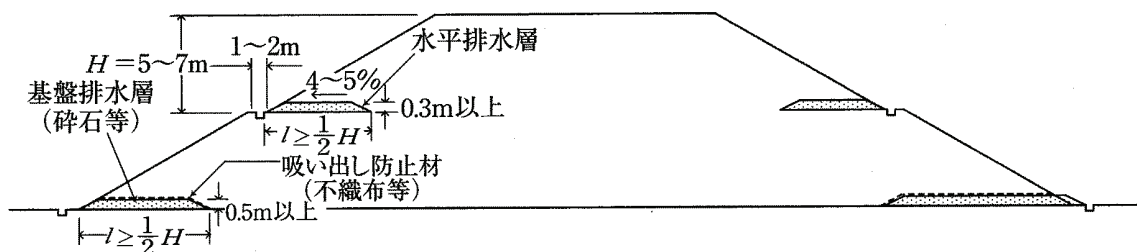


図 1.4.7 降雨や浸透水の作用を受けやすい盛土断面の排水対策例

以上から、現在のところ研究実績は数少ないが、既往の研究からは地震前の先行降雨によって盛土に大量に水分を含む場合には、過剰間隙水圧（飽和度）が上昇し地盤強度の低下を招き、



基盤の透水性の違いにより盛土の破壊形状は異なるが、盛土斜面の崩壊（円弧すべり、流動的破壊）、大変形を起こす可能性があることが指摘されている。対策として、十分に締固めることおよび、排水層を設置し盛土内の水位、特にのり尻付近の水位を低下させることにより盛土の耐震性が大幅に向上すると報告している。

本研究における地震前の降雨時による盛土内の飽和度（間隙水圧）の上昇に着目した地震時構造安定性検討では、既往の研究調査結果を踏まえ、事前に浸透流解析をおこない基盤の排水性および、盛土の飽和度分布をあらかじめ把握し、盛土材の強度低下の可能性について評価した上で、地震時解析を行う方針とする。

#### 1. 4. 2 CB（キャピラリーバリア）に関する既往の研究

盛土式L3 廃棄物処分施設の底部排水層に、CB（キャピラリーバリア：以降CBと呼ぶ）を導入するにあたっては、CBの解決すべき技術課題である①CBの排水機能に及ぼす盛土・L3 廃棄物などの垂直応力の影響の把握、②CBの上部の砂が下部の礫の間隙に混入するための防止対策および、混入することによるCB性能の低下の懸念、③CB限界長と限界長推定式との関係確認および、限界長推定式の適用性を大型土槽実験で明らかにする必要がある。この3つの課題に係る既往の研究を調査する。

##### （1）CB（キャピラリーバリア）の排水性能に関わる垂直応力の影響に関する研究

CBの排水性能は、構成する均等係数の小さな砂材と礫材のうち、特に砂材の不飽和水分特性に強く依存する。このため盛土・L3廃棄物等の垂直応力（荷重）が砂材の水分特性曲線（Soil Water Characteristic Curve:以降SWCCと呼ぶ）に及ぼす影響を調べることが必要となる。既往の研究では、東條ら<sup>18)</sup>は廃棄物埋立地の底部排水構造としてCBの適用を目的に、排水能力に及ぼす試料、斜面勾配、降雨強度などの影響について詳細に検討しているが、盛土荷重等に伴う砂材のSWCCに及ぼす影響については調べられていない。河井ら<sup>19)</sup>は、不飽和土用の三軸試験機を用いて等方応力状態での粘性土のSWCCについて測定しているが、砂材については扱っていない。Olsonら<sup>20)</sup>は、重錘を使って垂直応力を載荷すると同時に圧密容器型保水試験装置を用いて水分特性曲線を測定しているが、セラミックフィルターと供試体の密着性を上げるために実施したもので、砂材のSWCCに対する垂直応力の影響は検討していない。

既往の研究調査結果では垂直応力の影響について検討した事例がないことから、本研究の中で垂直応力を受ける砂材のSWCCを実験で把握することとする。

##### （2）CB（キャピラリーバリア）の砂が礫に混入することに関する研究

CBの、上部の砂が下部の礫の間隙に混入した場合の影響および砂混入防止策について既往の研究を調査した結果、CBの室内実験時に砂材と礫材の間に小島、宮崎<sup>21)</sup>は、プラスチック製フィルターを敷き上部の砂材の設置が終わり次第フィルターを引き抜いたとある。

この方法は実施時には設置したフィルターを引き抜くことは上載荷重と摩擦力を考えると困難で無理に引き抜くと境界面が乱れることやフィルターが切断するなどトラブルが生じ

る可能性があり、実施工では使用できないと判断する。

森井ら<sup>22)</sup>、清原ら<sup>23)</sup>は、CB室内実験時に砂材と礫材の間に不織布（人工材料）を敷いている。

L3廃棄物処分施設の管理期間の終了は、50年程度のことを考えると不織布を使用する場合には耐久性について懸念が残る。一般廃棄物処分場で用いている遮水シート（人工材料）の例を調査すると、日本遮水工協会遮水シート自主規格解説<sup>24)</sup>では、耐久性について15年を目安にする考え方が一般的なものとなっていて述べており、日本遮水工協会では保証する期間は10年間、自主規格値は15年間としている。仮に人工材料である不織布を用いても保証期間は遮水シートと同様と想定される。従って耐久性と製品保証の面から、L3廃棄物処分施設覆土に不織布などの人工材料を使用することは難しいと判断する。

一方、東条ら<sup>18)</sup>、小林ら<sup>25)</sup>はCB室内実験時に砂材と礫材の組み合わせには、フィルター基準<sup>26)</sup>を満足する材料を選定している。

フィルター基準<sup>26)</sup>は、粒径が異なる土の組み合わせにおいて空隙を物理的に通過できない粒径の比を与えるもので、テルツァギー（Tezaghi）らによって研究され、安定性、透水性等から基準案が提案されている。フィルター基準<sup>26)</sup>を適用するにあたっては、以下の点に注意する必要がある。

フィルター基準<sup>26)</sup> ;  $D_{15}/d_{85} < 4 \sim 5 < D_{15}/d_{15}$

D ; 礫材の粒径（数字の15は、15%粒径を表す）

d ; 砂材の粒径（数字の15, 85は、15%, 85%粒径を表す）

フィルター基準を表す式では、礫材の15%粒径は、砂材の85%粒径の4~5倍より大きくあってはいけない。また、礫材の15%粒径は、砂材の15%粒径の少なくとも4~5倍でなければならないことを示している。

- 1) フィルター基準では、施工時の締固め時や地震時などによる圧縮・振動による砂材と礫材の混入を考えていない。
- 2) CBの限界長を推定する式の内、予測精度が高いと言われているSteenhuisの式(1.4.4)<sup>30)</sup>から限界長を長くするには、構成する砂材( $h_a$ )と礫材( $h_w$ )の保水性に大きく差をつけることが効果的である。その場合には、砂材と礫材の粒径差を大きくする必要があるが、フィルター基準を適用する場合には粒径差は5倍が限度となるので、フィルター基準を適用するかぎり、CBの性能には限界が生じることとなる。

また、小林<sup>25)</sup>らの研究では、フィルター基準を適用した構成材より作成したCBを用いて降雨量を変化させて繰り返し実験をおこなった結果、細砂と礫の境界部では上層細砂が下層礫（粗粒）に徐々に混入していく様子も観測され、長期安定性については疑問が残る結果となったことを述べている。このことから、CB構成材の選定にフィルター基準を適用することで、有効な砂混入防止になるのかについては懸念が残る。

なお、上部の砂が下部の礫の間に混入した場合にCBの性能に及ぼす影響について検討した既往の研究は見当たらなかった。

既往の研究調査結果から、本研究の中で上部の砂が下部の礫の間隙に混入した場合にCBの性能におよぼす影響について実験的に把握するとともに、上部の砂が下部の礫の間隙に混入することを防止する対策を既往の研究以外の方法について検討する。

### (3) CB (キャピラリーバリア) の限界長に関する研究

CBの限界長に関しては、材料因子（砂礫材料の透水性、保水性）、構造因子（境界層面の傾斜角度）および外部因子（降雨強度）を基に、Ross<sup>27), 31)</sup>、Kung<sup>28), 29), 31)</sup> および Steenhuis<sup>30)</sup> が限界長推定式を提案しており、この3式は予測精度に関する彼らの論文に取り上げられている。3つの式の限界長推定式の予測精度に関する既往の研究調査結果を示す。

#### 1) Ross 式<sup>27), 31)</sup>

Ross は、次のようなモデルを考え限界長を推定する式を導いた。

CBによって滞留し斜面に沿って流下する集積流量は、上層（砂層）中を降下する浸透水が加わることによって徐々に増加する。上層（砂層）中を鉛直降下フラックスだけが存在する上部領域と、水平成分を持った浸透フラックスが存在する下部領域に分けた。

各領域の大きさを厳密に知る必要はなく、またフラックスは飽和でも不飽和でも良い。集積流量  $Q$  は、下部領域におけるフラックスの水平成分の積分値で定義した。キャピラリーバリア (CB) の限界長」を  $L$  とすれば、上層（砂層）中上部領域の降下浸透フラックス  $q_v$  と集積流量  $Q$  の関数とは、保存則より  $q_v \times L = Q$  で関係づけられる。  $q_v$  は外部からの与えられる量なので、限界長  $L$  は集積流量  $Q$  の関数として求まる。以上の関係から式 (1.4.1) を導いた。

$$L \leq \frac{\tan \phi}{b} \left( \frac{K_s}{q_v} - 1 \right) \quad (1.4.1)$$

ここで、

$L$  : 限界長 (cm)

$q_v$  : 降下浸透フラックス (地盤に浸透するフラックス ; 降雨浸透量) (cm/s)

$K_s$  : 砂材の飽和透水係数 (cm/s)

$\phi$  : 砂層と礫層の境界面の傾斜角度 (度)

$b$  : 砂材の不飽和透水係数  $K$  を定めるパラメータ

$b$  は、以下に示す式 (1.4.2) から与えられる<sup>26)</sup>。

$$K = K_s \times \exp[b \cdot \psi m] \quad (1.4.2)$$

ここで、

$K$  : 砂材の不飽和透水係数 (cm/s)

$\phi m$  : マトリックスヘッド (cm)

2) Kung 式<sup>28), 29), 31)</sup>

Kung もキャピラリーバリアの上層（砂層）内を2領域に分割し、2領域の上部は鉛直降下の不飽和フラックス、下部は斜面に沿った飽和集積フラックスと明確に区分した。そして、下部領域の飽和集積流の厚さが最大許容値となる位置が限界長であると仮定した。飽和集積流の最大厚さは上層（砂層）の最大間隙径（ $r$ ）と下層（礫層）の最小間隙径（ $R$ ）のそれぞれの毛管上昇高さの差に等しいと仮定して式(1.4.3)を導いた。

$$L = \frac{K_s \cdot \sigma_w \cdot \sin 2\phi}{q \cdot \rho_w \cdot g} \left( \frac{1}{r} - \frac{1}{R} \right) \quad (1.4.3)$$

ここで、

- $L$  : 限界長 (m)
- $q$  : 地盤に浸透するフラックス (浸透量 ; 降雨浸透量) (m/s)
- $K_s$  : 砂材の飽和透水係数 (m/s)
- $\phi$  : 砂層と礫層の境界面の傾斜角度 (度)
- $\sigma_w$  : 水の表面張力 (N/m)
- $\rho_w$  : 水の密度 (t/m<sup>3</sup>)
- $g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)
- $r$  : 砂層の最大間隙半径 (m)
- $R$  : 礫層 (または、代替層) の最小間隙半径 (m)

3) Steenhuis 式<sup>30)</sup> (Steenhuis らの推定式を Steenhuis 式と呼ぶ)

Steenhuis 式は、不飽和透水の決定に関わる空気浸入値や水分浸入値を考慮した Ross 式の修正式である。地盤に浸透するフラックス (浸透量)  $q$  が、砂層の飽和透水係数  $K_s$  に比べて十分小さい場合の推定式を式(1.4.4)に示す。

$$L \leq \frac{K_s}{q} \tan \phi \left[ \alpha^{-1} + (h_a - h_w) \right] \quad (1.4.4)$$

ここで、

- $L$  : 限界長 (cm)
- $q$  : 地盤に浸透するフラックス (浸透量 ; 降雨浸透量) (cm/s)
- $K_s$  : 砂材の飽和透水係数 (cm/s)
- $\phi$  : 砂層と礫層の境界面の傾斜角度 (度)
- $h_a$  : 砂材の空気浸入値 (cm)
- $h_w$  : 礫材 (または、代替材) の水分浸入値 (cm)
- $\alpha$  : 砂材の不飽和透水係数  $K$  を  $h$  の指数関数で近似した場合の係数 (cm<sup>-1</sup>)

式(1.4.4)の $\alpha$ は、式(1.4.5)から与えられる<sup>31)</sup>。

$$\begin{aligned} K &= K_s & h < h_a & ; \\ K &= K_s \times \exp[-\alpha(h-h_a)] & h \geq h_a & \end{aligned} \quad (1.4.5)$$

$K$  : 砂材の不飽和透水係数 (cm/s)

$h$  : マトリックサクション (kPa または cmH<sub>2</sub>O)

#### 4) C B (キャピラリーバリア) 限界長推定式の予測精度に関する研究

限界長の推定式の検証について、小島・宮崎<sup>21)</sup>や森井ら<sup>22)</sup>の研究において室内実験と推定式の比較をおこなっている。小島・宮崎の研究<sup>21)</sup>の中で、砂(豊浦砂)とガラスビーズ(礫の代わりとして)の構成で、小型土層(幅80cm, 高さ90cm, 厚さ2cm)を用いて、傾斜角度2ケースで1ケースにつき降雨強度を4ケース変化させて限界長を求める実験をおこなっている。また、森井らの研究<sup>22)</sup>では、砂(珪砂5号)と礫(珪砂1号)の構成で、小型土層(幅100cm, 高さ60cm)を用いて、傾斜角度を2ケースで降雨強度2ケースと変化させて限界長を求める実験をおこなっている。両研究とも実験で求めた限界長をRoss式, Kung式, Steenhuis式と比較している。その結果、小島・宮崎<sup>21)</sup>および森井ら<sup>22)</sup>とも、Steenhuis式による予測精度が高いことを報告している。

既往のC B限界長に関する研究例では、いずれも小型土層を用いてC B限界長を求め限界長推定式の予測精度を検討している。盛土式L3廃棄物処分施設は、建設場所の条件によるが廃棄物量が約3,000~7,000トンであること考えると大規模な盛土となり底部排水層に用いるC Bも20~30m程度と想定されることから、実規模C Bを想定した大型土層実験を用いて限界長推定式の適用性を確認する必要がある。また、砂混入防止対策を提案した際には、砂混入防止対策C Bの限界長について、既往の限界長推定式が適用できるのか、それとも新たに限界長推定式を提案することが必要なのかを大型土槽実験を用いて検討する必要がある。

本研究においては大型土槽を用いてC B限界長と限界長推定式の精度を検討するとともに、砂混入防止対策C Bを提案するに当たっては既往の限界長推定式が適用できるのか、それとも新たに限界長推定式を提案することが必要なのかを大型土槽実験で検討する。

## 1. 5 研究の必要性和目的

1. 1で述べたように今後、運転後40年間以上経ち廃止措置に取りかかる原子力発電所も増加して行くことを考えると、多くのL3廃棄物処分施設が必要となってくる。L3廃棄物処分施設の建設にあたっては、候補地点ごとに地盤条件・地下水条件などが異なることが予想される。埋設規則<sup>2)</sup>と安全審査の指針<sup>3)</sup>に記載されているトレンチ処分では、安全評価のめやす値が満足することが極めて困難な場合もある。このため、トレンチ処分が困難な地盤条件・地下水条件の場所においても合理的で安全な新しいL3廃棄物処分施設が望まれている。

本研究では、トレンチ処分では安全評価のめやす値を満足することが困難と考えられる地盤・地下水条件の内、原子力発電所敷地に比較的多い基盤が亀裂性の硬質岩盤で地下水の高い（GL-2m～-3m）場合のコスト面、設計・施工に優れたL3廃棄物処分方式として盛土式L3廃棄物処分施設の成立性を研究対象とする。

1) 埋設規則<sup>2)</sup>と安全審査の指針<sup>3)</sup>から求められている技術的要件

- ①埋設時における雨水等の浸入を防止する措置.
- ②埋設地外への放射性物質の飛散を防止する措置.
- ③埋設地における有害な空隙を排除する措置.
- ④廃棄物が容易に露出しないための措置.
- ⑤現状の技術で確実に建設・施工が可能な範囲において、十分な性能を付与すること.
- ⑥劣化・損傷に対する抵抗性を考慮すること.
- ⑦劣化・損傷が生じた場合にも性能ができるだけ維持できる構成・採用すること.
- ⑧一つのバリアの性能に過度に依存しないこと.
- ⑨耐震設計上の重要度分類は、Cクラス相当.
- ⑩管理期間の終了時は、埋設段階およびその後の50年程度.

2) 盛土式L3廃棄物処分施設の構造評価

- ①盛土式L3廃棄物処分施設の排水機能の確認および、地震前の降雨による盛土内の飽和度の上昇に伴う盛土材料の強度低下を考慮した地震時安定性の検討評価.
- ②盛土式L3廃棄物処分施設の盛土材料とL3廃棄物（コンクリートブロック、コンクリートガラ、金属）の見かけの比重の違いによる慣性力の差ならびに剛性の違いを考慮した地震時安定性の検討評価および、盛土材料とL3廃棄物の動的応答の差異により盛土に地震後貫通クラックが発生する可能性についての検討.

3) CB（キャピラリーバリア）を盛土の底部排水層として用いる場合の課題

- ①CBの排水性能に関わる盛土・L3廃棄物等の垂直応力の影響把握.
- ②CBの上部の砂が下部の礫の間に混入するための防止対策および、混入することによるCBの排水性能の低下と沈下の懸念.
- ③CB限界長と限界長推定式との関係確認および、限界長推定式の適用性を大型土槽実験で明らかにする必要性. また、砂混入防止対策が必要な場合には、砂混入防止対策CBの限界長を大型土槽実験で求めることおよび、得られた限界長は既往の限界長推定式に適合するのかが確認する必要性.

本研究では、盛土式L3廃棄物施設を成立性させるために以下に示す1)～3)の課題すなわち1)埋設規則<sup>2)</sup>と安全審査の指針<sup>3)</sup>から要求される技術的要件(①～⑩)、2)盛土式L3廃棄物処分施設の構造評価に必要な事項(①、②)および、3)CBを盛土の底部排水層として用いる場合の課題(①、②、③)を解決し、底部排水層にCBを用いた安全で合理的な盛土式L3廃棄物処分施設を提案することを目的とする。

## 1. 6 本論文の構成

本論文は、7つの章で構成されている。図1.6.1に研究の流れと構成を示す。

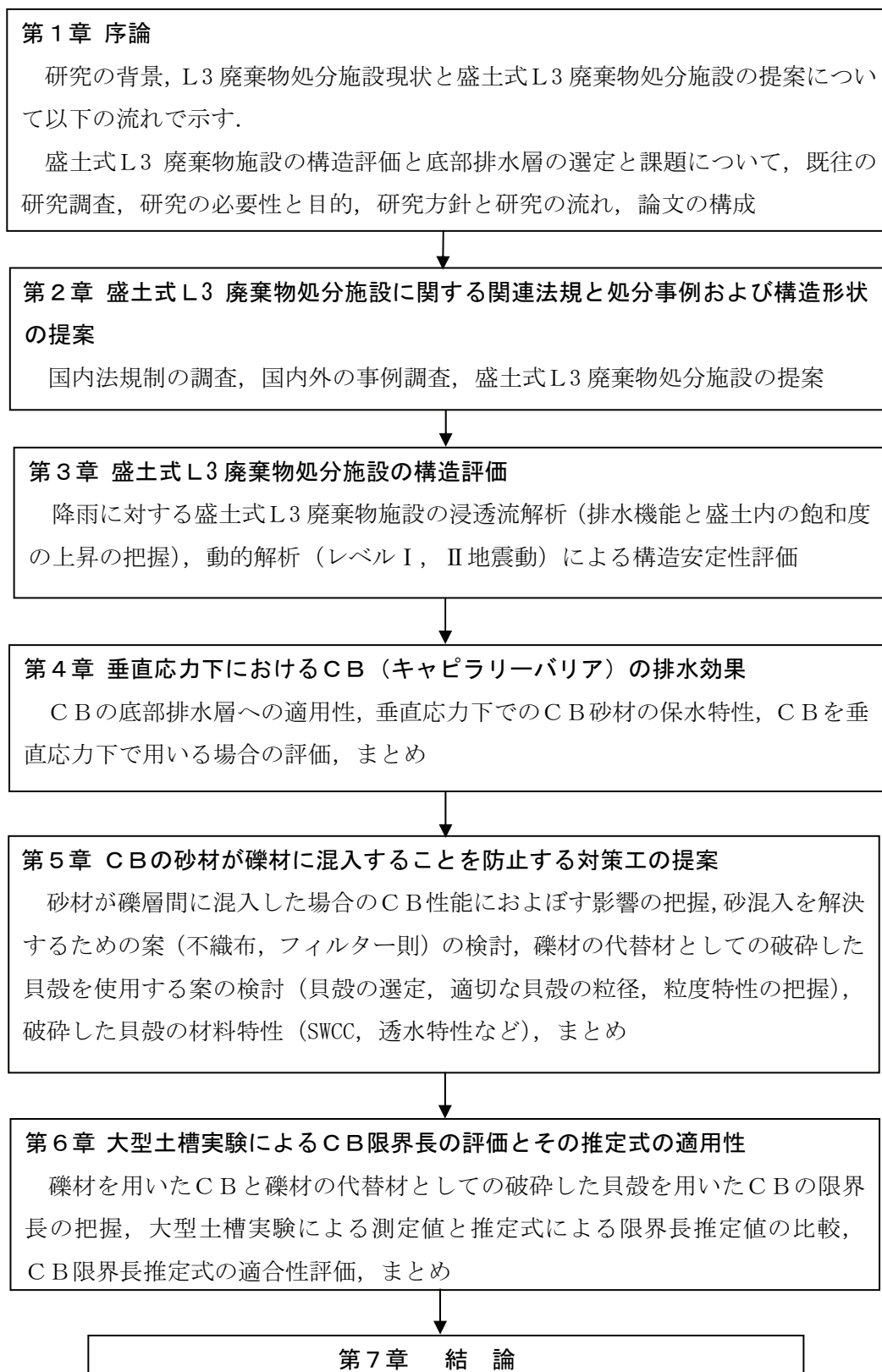


図1.6.1 研究の流れと構成

第1章の序論では、原子力発電所の解体に伴う放射性廃棄物の内、L3廃棄物（極低レベル放射性廃棄物）の処分施設について安全審査の指針<sup>3)</sup>ではトレンチ処分のみ示されており、トレンチ処分が困難な場合の対応策として新たなL3廃棄物の処分施設形式の提案が必要であることを述べた。

本研究では、トレンチ処分が困難な地盤・地下水条件の内、原子力発電所敷地に比較的多い基盤が亀裂性の硬岩で地下水位が高い（GL-2m～-3m）場合を対象に、新たなL3廃棄物の処分施設形式として、盛土式L3廃棄物処分施設を選定する。

盛土式L3廃棄物処分施設が成立するには、法規制（埋設規則<sup>2)</sup>、安全審査の指針<sup>3)</sup>から求められている技術的要件を満足すること以外に、構造評価上（降雨排水機能と地震前の降雨を考慮した地震時の安定性等）の考慮すべき事項を指摘した。

また、降雨浸透水が盛土内に停滞しL3廃棄物と接触することにより放射線量が高くなるようにすること並びに、過剰間隙水圧の上昇につながり盛土の安定性に影響しないようにL3廃棄物の底部に設ける排水層が盛土式の成否を左右する主要因となることを説明した。

盛土底部の排水層にはL3廃棄物処分施設の管理期間50年間を超える健全性と耐久性が求められることに加えメンテナンスが困難なことを考慮しCB（キャピラリーバリア）を導入するとともに、CBを導入するにあたって解決すべき課題を指摘した。

本研究の目的は、新しいL3廃棄物処分概念である盛土式L3廃棄物施設を成立性させるために法規制から要求される技術的要件を満足することの他に、構造評価上確認しておくことが必要な事項および、底部排水層にCBを用いるにあたって解決すべき課題について取り組み、取り込んだ研究成果に基づき、底部排水層にCBを用いた合理的で安全な盛土式L3廃棄物処分施設を提案することにある。

第2章では、L3廃棄物処分に関連する法規制を調査し、法規制（埋設規則<sup>2)</sup>、安全審査の指針<sup>3)</sup>と本研究において提案する盛土式L3廃棄物処分施設の位置付けを明らかにする。また、法規制（埋設規則<sup>2)</sup>、安全審査の指針<sup>3)</sup>から要求される技術的要件を満足させる盛土の構造形状を設定するために国内外のL3廃棄物処分方法を調査し、参考となる事例を基に盛土の構造形状を選定する。また、選定した盛土式L3廃棄物処分施設構造については、法規制の技術的要件に基づき原子力施設の設計・検討指針である「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針 平成18年9月 原子力安全委員会」<sup>32)</sup>と盛土の設計・検討に広く用いられる「道路土工 盛土工指針 平成22年度版 社団法人 日本道路協会」<sup>17)</sup>に従い、盛土の安定計算を行い常時・地震時に安定性が保持できる盛土形状と盛土材料の単位体積重量、強度などを検討し盛土L3廃棄物処分施設の基本構造形状を設定する。

第3章では、第2章で設定した盛土の基本構造形式について、まず①盛土式L3廃棄物処分施設の排水機能の確認および、地震前の降雨による盛土内の飽和度の上昇にともなう盛土材料の強度低下を考慮した地震時安定性の検討評価。次に②盛土式L3廃棄物処分施設の盛土材料



とL3廃棄物（コンクリートブロック、コンクリートガラ、金属）の見かけの比重の違いによる慣性力の差ならびに剛性の違いを考慮した地震時安定性の検討評価および、盛土材料とL3廃棄物の動的応答の差異により盛土に地震後貫通クラックが発生する可能性についての検討。以上の2つ検討評価については、降雨浸透流解析と地震時動的解析（レベルⅠ、レベルⅡ）より検討した。

特に②については、レベルⅠ地震動とレベルⅡ地震動に対する盛土式L3廃棄物処分施設の要求性能と目標性能を明確にした上で、2次元動的解析を用いて盛土の耐震性能を照査した結果を述べる。

第4章では、底部排水層にCB（キャピラリーバリア）を導入するにあたっての課題について、一つ目の①垂直応力下のCBの排水効果（限界長）について検討する。検討にあたっては、垂直応力を作用させながら土（砂と礫）の水分特性曲線（体積含水率と負の圧力水頭の関係）を求められる垂直応力載荷型の保水性試験装置を用いた実験を行った。実験結果に基づき、盛土の安定性を確保するために締固めた（締固め度（Dc）80%、85%、90%）CB用の砂では、盛土の高さ10m程度では垂直応力の影響は無視し得ることを示す。

第5章では、底部排水層にCB（キャピラリーバリア）の二つ目の課題である②構成材である上部砂材が下部礫材に混入することを解決するために、上部の砂が下部の礫の間隙に混入した場合のCBの限界長に与える影響を把握し、砂混入防止対策の必要性を判断するとともに、砂混入防止対策案を検討する。破碎した貝殻（種類はホタテ貝）を粒度調整しCB構成材である礫材の代わりに用いる案が有効であることを提示する。対策の有効性を確認するため、破碎した貝殻（種類はホタテ貝）について、水分特性試験、降雨試験、振動試験等を行う。実験から、砂混入防止のため礫材の代わりに破碎した貝殻を用いることが可能なことを提示する。また、破碎した貝殻（種類はホタテ貝）のせん断強度試験と透水性試験から、礫材の代替材となることおよび、盛土による鉛直荷重（約10m程度を想定）を想定した圧縮試験から、繰り返しの鉛直応力を受けても貝殻の粒子破碎がほとんど発生しないことを示す。これらの成果から、破碎した貝殻（種類はホタテ貝）は盛土式L3廃棄物処分施設の底部排水層のCBの礫材の代替材として用いることができることを明らかにする。

第6章では、底部排水層にCB（キャピラリーバリア）の三つ目の課題である③CB限界長とCB限界長推定式との関係確認および限界長推定式の適用性について検討する。

具体的には、第5章で検討したCB上部の砂層が下部の礫層の間隙に混入することの対策として、礫層の代替材に破碎貝殻を用いる砂混入防止対策CBについて、大型土槽実験で排水性能と限界長を求めるとともに、既往のCB限界長推定式に適合するかを検討する。

大型土槽実験は、降雨装置を備え付けた長さ3mの大型土槽を用いて実施する。大型土槽実験では、砂混入防止のため礫材の代わりに破碎した貝殻（種類はホタテ貝）を用いたCBにつ

いて実験を行う。大型土槽実験結果に基づき、砂混入防止のため礫材の代わりに破碎した貝殻（種類はホタテ貝）を用いたCBの性能・限界長は、一般的な礫材で構成されるCBとほぼ同様な性能・限界長を示すことを明らかにする。

また、CBを設計するにあたり重要な限界長の推定式について評価を行う。推定式の評価は、大型土槽実験結果に基づき砂混入防止のため礫材の代わりに破碎した貝殻（種類はホタテ貝）を用いたCBについて実施する。検討結果より、CB限界長は砂混入防止のため礫材の代わりに破碎した貝殻（種類はホタテ貝）を用いたCBおよび、通常の礫材を用いたCBとも Steenhuis ら<sup>31)</sup>の推定式が適用できることを明らかにする。

第7章では、本論文の結論と今後の課題を示す。

## 参考文献

- 1) 経済産業省 第6回原子力発電投資環境整備小委員会：資料3 原子力発電施設廃止措置費用の過不足について（補足資料）電気事業連合会，p. 15，2007.
- 2) 経済産業省令第四四号：核燃料物質又は核燃料物質によって汚染された物の第二種廃棄物埋設の事業に関する規則，昭和63年1月総理府令第一号，最終改正平成22年7月，2010.
- 3) 原子力安全委員会 放射性廃棄物・廃止措置専門部会：第二種廃棄物埋設の事業に関する安全審査の基本的考え方，pp. 1-8，2010.
- 4) 宮崎毅：傾斜キャピラリーバリアの限界長に関する研究，農業土木学会論文集，No. 179，pp. 49-56，1995.
- 5) 渡辺邦夫：古墳土構造に見る不飽和浸透流抑制，土と基礎40(1)，pp. 19-24，1992.
- 6) Giurgea VI H. Hotzl and W. Breh：Studies on long-term Performance of an alternative Surface-sealing system with underlying capillary barrier，Proceeding Sardinia 2003，9th International Waste Management and Landfill Symposium，2003.
- 7) Kolb， T：Building a capillary barrier at the landfill ” AM STEMPEL” near Marburg/hesse(Germany)，Proceeding Sardinia 2003，9th International Waste Management and Landfill Symposium，2003.
- 8) 工藤賢悟，鈴木正人，中尾法生：砂で雨水の鉛直浸透を遮断する新工法ーキャピラリーバリア型遮水覆土，電気土木，No. 310，pp. 155-157，2004.
- 9) 坂本篤，鈴木正人，今井淳，山口陽久：キャピラリーバリア型覆土の性能と解析，第15回廃棄物学会研究発表会講演論文集，pp. 1148-1150，2004.
- 10) 土木学会・地盤工学会：道路被害，2007年能登半島地震被害調査報告書，pp. 132-215，2007.  
地盤工学会：道路・鉄道土工構造物および造成盛土，新潟県中越地震災害調査委員会報告書，pp. 143-293，2007.
- 11) 一井康二：降雨による盛土の耐震性低下に関する実験的研究，土木学会地震工学論文集，Vol. 28，No. 188，pp. 1-8，2005.
- 12) 須賀基晃，松丸貴樹，渦岡良介：降雨の影響を受けた傾斜地盤上の盛土の振動台実験ー（その1）実験条件と盛土の破壊形態，加速度応答ー，第67回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp. 375-376，2012.
- 13) 松丸貴樹，須賀基晃，渦岡良介：降雨の影響を受けた傾斜地盤上の盛土の振動台実験ー（その2）盛土崩壊機構の解明ー，第67回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp. 377-378，2012.
- 14) 泰吉弥，一井康二，土田孝，加納誠二：降雨による盛土の耐震性低下に関する一考察，土木学会論文集C，Vol. 65，No. 2，pp. 401-411，2009.
- 15) 泰吉弥，一井康二：降雨の影響を考慮した盛土材料物性の評価と耐震性評価，地盤工学会誌，No. 58-2（625），pp. 26-29，2010.
- 16) 大川寛，杉田秀樹，佐々木哲也，水橋正典：山岳道路盛土の耐震性能照査手法に関する検討，土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム発表論文集，

- pp. 257-260, 2007.
- 17) 日本道路協会：道路土工 盛土工指針（平成22年度版），pp. 108-127, 2010.
  - 18) 東條安匡，田中信寿，松藤敏彦，松尾孝之：キャピラリーバリアを用いた廃棄物埋立地底部集排水構造に関する研究—実験的研究—，土木学会論文集，No. 692，VII-21，pp. 53-62，2001.
  - 19) 河井克之，軽部大蔵，芦田 渉，嘉戸善胤：間隙比の影響を考慮した水分特性曲線モデル，土木学会論文集，No. 666，III-53，pp. 291-302，2000.
  - 20) Olson, R. E. and Langfelder, L. J. : Pore water pressure in unsaturated soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, SM4, pp. 127-150, 1965.
  - 21) 小島倫直，宮崎毅：湾曲キャピラリーバリアの限界長に関する研究，農業土木学会論文集，No. 232，pp. 51-58，2004.
  - 22) 森井俊広，堀江昭仁，菊池将太，竹下祐二，井上光弘：砂礫層地盤のキャピラリー・バリア特性，農業土木学会全国大会講演要旨集，No. 263，pp. 928-929，2005.
  - 23) 清原雄康，岩渕光生，風間基樹：キャピラリーバリアにおける八戸しらすの適用性に関する研究，地盤工学ジャーナル，Vol. 2，No. 4，pp. 329-337，2008.
  - 24) 日本遮水工協会 技術部会設計耐久性分科会：遮水シート自主規格解説，pp. 10-13，1998.
  - 25) 小林弘明，小澤一喜，川端淳一，薦田敏郎：キャピラリーバリア効果を利用した廃棄物処分場トップカバーの検討，鹿島技術研究所年報，第52 巻，pp. 207-212，2004.
  - 26) 日本道路協会：道路土工 道路排水工指針，pp. 99-100，1979.
  - 27) Ross, B. : The Diversion Capacity Barriers, Water Resour, Res. , 26(10), pp. 2625-2629, 1990.
  - 28) Kung, K-J. S. : Preferential flow in a sandy vadose zone 1. Field observation , Geoderma 46, pp. 51-58, 1990.
  - 29) Kung, K-J. S. : Preferential flow in a sandy vadose zone 2. Mechanism and implications , Geoderma 46, pp. 51-58, 1990.
  - 30) Steenhuis, T. and Parlange, J. -Y. Comment on “The diversion capacity of capillary barriers” by Benjamin Ross, Water Resources Research, Vol. 27, No. 8, pp. 2155-2156, 1991.
  - 31) 宮崎毅：傾斜キャピラリーバリアの限界長に関する研究，農業土木学会論文集，No. 179，pp. 49-56，1995.
  - 32) 原子力安全委員会決定：発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針，pp. 1-4，pp. 7-8，pp. 10-14，2006.

## 第2章 盛土式L3廃棄物処分施設に関する関連法規・処分事例・構造形式の提案

### 2.1 概説

本章では、極低レベル（L3）放射性廃棄物処分施設においてトレンチ処分が困難と思われる地盤・地下水条件の内、原子力発電所敷地に比較的多い基盤が亀裂性の硬岩で地下水位が高い（GL-3m程度）場合を想定した盛土式L3廃棄物処分施設を提案するにあたり、L3廃棄物処分施設の関連法規制等（埋設規則<sup>1)</sup>・安全審査の指針<sup>2)</sup>）を調べL3廃棄物処分施設に求められる役割と技術的要件を明らかにするとともに、国内外におけるL3廃棄物処分事例を調査し盛土式処分施設の構造形式検討に参考となる点をまとめる。

次に関連法規制等、国内外のL3廃棄物処分事例の調査結果に基づき、盛土式L3廃棄物処分施設構造を提案し、提案した施設構造が関連法規制等から求められる技術的要件を満足する構造であることを確認する。

## 2. 2 L3 廃棄物処分施設に関する関連法規制調査

原子炉施設の解体等にもない発生する放射性廃棄物を具体的に定めたものは、「経済産業省令第四四号 核燃料物質又は核燃料物質によって汚染された物の第二種廃棄物埋設の事業に関する規則 昭和 63 年 1 月総理府令第一号 最終改正平成 22 年 7 月（以降「埋設規則」と称す）」<sup>1)</sup>と「原子力安全委員会 放射性廃棄物・廃止措置専門部会 第二種廃棄物埋設の事業に関する安全審査の基本的考え方 平成 22 年 8 月（以降「安全審査の指針」と称す）」<sup>2)</sup>の 2 つである。ここでは、上記法規制から L3 廃棄物処分施設（トレンチ処分）の技術的条件を明確にした。

### 2. 2. 1 核燃料物質又は核燃料物質によって汚染された物の第二種廃棄物埋設の事業に関する規則

埋設規則では、核原料物質、核燃料物質および原子炉規制に関する法律に規定する第二種廃棄物埋設事業について適用され、国に申請するための基本事項が記載されている。この中から L3 廃棄物処分施設（トレンチ処分）に関する規定「第一条の二（定義）、第六条（廃棄物埋設施設等の技術上の基準）、第八条（埋設しようとする放射性廃棄物等の技術上の基準）」の一部をわかり易くしたものを以下に示す。

#### （1）放射性廃棄物

「放射性廃棄物」とは、核燃料物質又は核燃料物質によって汚染された物（以下「核燃料物質等」という。）で廃棄しようとするもの（第二種廃棄物埋設事業に係るものに限る。）をいう。

#### （2）トレンチ処分

「（L3 廃棄物）トレンチ処分」とは、地上又は地表から深さ五十メートル未満の地下に設置された廃棄物埋設地において別表〔表 2.2.1 トレンチ処分（L3 廃棄物）とピット処分（L2 廃棄物）の放射能濃度上限値〕に掲げる放射性物質について放射能濃度がそれぞれ同表に掲げる放射能濃度を超えない放射性廃棄物を埋設の方法〔1）および 2）の方法を除く。〕により最終的に処分することをいう。

- 1) 外周仕切設備を設置した廃棄物埋設地に放射性廃棄物を定置する方法。
- 2) 外周仕切設備を設置しない廃棄物埋設地に放射性廃棄物を一体的に固型化する方法。

なお、「（L2 廃棄物）ピット処分」とは、地上又は地表から深さ五十メートル未満の地下に設置された廃棄物埋設地において表 2.2.1 に掲げる放射性物質について放射能濃度がそれぞれ同表に掲げる放射能濃度を超えない放射性廃棄物を埋設の方法〔1）および 2）の方法のいずれかの方法に限る。〕により最終的に処分することをいう。

表 2.2.1 からトレンチ処分の放射能濃度上限値は、（L2 廃棄物）ピット処分と比べて概ね 4～5 桁程度低い濃度値が設定されていることがわかる。

表 2.2.1 トレンチ処分(L3 廃棄物)とピット処分(L2 廃棄物)の放射能濃度上限値<sup>1)</sup>

核種	トレンチ処分(L3 廃棄物)	ピット処分(L2 廃棄物)
炭素 14 ( <sup>14</sup> C)	—	1 × 10 <sup>11</sup> Bq/t
コバルト 60 ( <sup>60</sup> Co)	1 × 10 <sup>10</sup> Bq/t	1 × 10 <sup>15</sup> Bq/t
ニッケル 63 ( <sup>63</sup> Ni)	—	1 × 10 <sup>13</sup> Bq/t
ストロンチウム 90 ( <sup>90</sup> Sr)	1 × 10 <sup>7</sup> Bq/t	1 × 10 <sup>13</sup> Bq/t
テクネチウム 99 ( <sup>99</sup> Tc)	—	1 × 10 <sup>9</sup> Bq/t
セシウム 137 ( <sup>137</sup> Cs)	1 × 10 <sup>8</sup> Bq/t	1 × 10 <sup>14</sup> Bq/t
α核種*	—	1 × 10 <sup>10</sup> Bq/t

\* アルファ線を放出する放射性物質

### (3) トレンチ処分に埋設する放射性廃棄物

(L3 廃棄物) トレンチ処分に埋設する放射性廃棄物は、以下の通りである。

- 1) 埋設しようとする放射性廃棄物が原子炉施設を設置した工場又は事業所において生じたものであること。
- 2) 埋設しようとする放射性廃棄物がコンクリート等廃棄物であること。
- 3) 当該コンクリート等廃棄物には爆発性の物質を含まないこと。

### (4) コンクリート等廃棄物

コンクリート等廃棄物の定義とは、容器に封入しておらず、又は容器に固型化していない固体状の放射性廃棄物であって次に掲げるものをいう。

- 1) 核燃料物質によって汚染されたコンクリート。
- 2) 核燃料物質によって汚染された金属。
- 3) その他 1) 又は 2) に類するもの。

### (5) 放射性廃棄物埋設施設等の技術上の基準

埋設規則の第六条(廃棄物埋設施設等の技術上の基準)の関係する箇所を抜粋し、表 2.2.2(埋設規則の第六条(廃棄物埋設施設等の技術上の基準(抜粋)))に示す。同表を基にトレンチ処分(L3 廃棄物処分施設)の技術上の要件を以下に示す。

#### 1) 埋設時における雨水等の浸入を防止する措置

埋設においては、埋設地の排水をおこなうとともに、雨水の浸入を防止することが必要である。また、廃棄物運搬時においても容器に封入するか、雨水等が容易に浸透しないようにする必要があり、運搬から定置・充填および覆土完了まで全システムにおいて、雨水等の侵入防止対策を講じることが必要。

2) 埋設地外への放射性物質の飛散を防止する措置

雨水等の浸入防止と同様に、定置だけではなく全システムにおいて放射性物質の飛散防止対策を講じる必要がある。

3) 埋設地における有害な空隙を排除する措置

埋設地は、土砂等を充填することにより、埋設終了後に空隙が残らないように措置することとされている。このため、廃棄物定置後必要量の土砂等をまき出し、適切に締め固め有害な空隙がないように施工する必要がある。

4) 廃棄物が容易に露出しないための措置

埋設が完了した埋設地は、埋設した物が容易に露出しないようにその表面を土砂等で覆うこととされている。このため、覆土は十分な厚さを有しかつ、適切に締め固めすることが必要である。

表 2.2.2 埋設規則の第六条〔廃棄物埋設施設等の技術上の基準（抜粋）〕<sup>1)</sup>

<p>第六条 <u>法第五十一条の六第一項</u> に規定する第二種廃棄物埋設の事業に係る技術上の基準（以下「廃棄物埋設施設等の技術上の基準」という。）は、次の各号に掲げるとおりとする。</p>	
一	<p>埋設を行うことによって、廃棄物埋設施設を設置した事業所に埋設された放射性廃棄物に含まれる放射性物質の種類ごとの放射能の総量が、<u>法第五十一条の二第一項</u> 又は <u>法第五十一条の五第一項</u> の許可に係る申請書及び<u>法第六十二条の二第一項</u> の規定により許可の際に付された条件を記載した書類（以下この条、第六条の三及び第八条において「申請書等」という。）に記載した放射性物質の種類ごとの総放射エネルギーを超えないこと。</p>
二	<p>埋設開始前においては、廃棄物埋設地のうち埋設を行おうとする場所（廃棄物埋設地を次項第三号の内部仕切設備によって区画する場合は埋設を行おうとする区画。以下この号において同じ。）にたまっている水を排除し、埋設時においては、当該場所に雨水等が浸入することを防止する措置を講ずること。</p>
三	<p>コンクリート等廃棄物を埋設する場合において、廃棄物埋設地の外に放射性物質が飛散するおそれがあるときは、飛散防止のための措置を講ずること。</p>
四	<p>廃棄物埋設地は、土砂等を充てんすることにより、当該廃棄物埋設地の埋設が終了した後において空げきが残らないように措置すること。</p>
五	<p>廃棄物埋設地には、爆発性の物質、他の物質を著しく腐食させる物質その他の危険物を埋設しないこと。</p>
六	<p>埋設が終了した廃棄物埋設地は、埋設した物及び廃棄物埋設地に設置された設備が容易に露出しないようにその表面を土砂等で覆うこと。</p>
七	<p>廃棄物埋設施設は、前各号に定めるもののほか、申請書等に記載した構造及び設備を有すること。</p>



## 2. 2. 2 第二種廃棄物埋設の事業に関する安全審査の基本的考え方

安全審査の指針（同解説含む）は、放射性廃棄物施設の安全性を評価する際の考え方をまとめたもので、安全審査を受けるにあたってのガイドラインである。この中からL3 廃棄物処分施設（トレンチ処分）に関する技術的部分を簡便にしたものを以下に示す。

### （1）適用範囲

安全審査の指針は、第二種廃棄物埋設の事業として原子力施設から発生する放射性廃棄物について、以下の方法により埋設し、その管理を段階的に軽減して行う最終的な処分について適用する。

容器に固化化しない廃棄物（以降「非固化固体廃棄物」と称す）を人工構築物を設置しない廃棄物埋設施設に浅地中処分する場合を「トレンチ処分施設に埋設する場合」という。

### （2）廃棄物埋設地の設計について

トレンチ処分施設を設計する場合に考慮すべき機能の移行抑制について以下に示す。ピット処分施設では移行抑制に加えて、閉じ込めの機能が求められるがトレンチ処分施設には閉じ込め機能は求めてはいない。なお、閉じ込め機能とは一定の期間放射性物質を廃棄物埋設地の限定された区域に閉じ込める機能という。

#### 1) 移行抑制

トレンチ処分施設に埋設する場合においては埋設段階以降において、放射性物質の廃棄物埋設地から生活環境への移行を安全上支障のないレベル以下に抑制することをいう。

- ①現状の技術で合理的に達成できる範囲において、①～⑤のような基本設計方針がとられていること。
- ②現状の技術で確実に建設・施工が可能な範囲において、十分な性能を付与すること。
- ③劣化・損傷に対する抵抗性を考慮すること。
- ④劣化・損傷が生じた場合にも性能ができるだけ維持できる構成・採用すること。
- ⑤一つのバリアの性能に過度に依存しないこと。

### （3）放射線の管理について

トレンチ処分施設には、放射線の管理の観点から「放射線防護」，「放射線被ばく管理」，「放射線監視」が求められている。以下に詳細を示す。

#### 1) 放射線防護

- ①廃棄物埋設施設は、直接ガンマ線およびスカイシャインガンマ線等の散乱ガンマ線による公衆の受ける線量が合理的に達成できる限り低くできるように放射線遮へいがなされていること。
- ②放射性物質の飛散の可能性がある場合は、これによる公衆の受ける線量が合理的に達成できる限り低くできるように対策がなされていること。

特に、閉じ込め性能を要求しないトレンチ処分施設では、飛散の可能性を考慮する必

要がある。

- ③廃棄物埋設施設においては、放射線業務従事者の作業条件を考慮して、適切な放射線遮へい、換気等がなされていること。

## 2) 放射線監視

トレンチ処分施設においては、埋設段階の期間、廃棄物埋設地から地下水等に漏出し、生活環境に移行する放射性物質の濃度等について、適切に監視するための対策が講じられていること。

## (4) 地震に対する設計上の考慮

安全審査の基本的考え方では「地震に対する設計上の考慮」について以下のように述べている。

「地震に対する設計上の考慮；廃棄物埋設施設は、設計地震力に対して、適切な期間、安全上要求される機能を損なわない設計であること。この設計地震力は、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」<sup>3)</sup>における耐震設計上の重要度分類に基づき、耐震クラスに応じて定めること。」

トレンチ処分施設では、取扱う放射性廃棄物の放射能レベルが公衆の被ばくの観点から十分に低いため、耐震設計上の重要度分類の C クラスの施設（一般建屋や一般構造物相当）に対応し、適切な期間とは管理期間内であり、安全上要求される機能とは移行抑制機能と解釈できる。

## (5) 管理期間の終了

トレンチ処分施設に埋設する場合は、もともと放射能レベルの低い非固化固体廃棄物を埋設対象としているため、埋設段階およびその後の 50 年程度の保全段階をめやすとしている。

## 2. 2. 3 関連法規制等からの技術的要件

極低レベル放射性（L3）廃棄物の処分に関する関連法規制等（埋設規則<sup>1)</sup>・安全審査の指針<sup>2)</sup>）を調査し、処分施設を提案するにあたり以下ことがわかった。

### (1) 埋設規則と安全審査の指針のトレンチ処分の定義の違いについて

埋設規則<sup>1)</sup>によるとトレンチ処分とは、「地上又は地表から深さ五十メートル未満の地下に設置された廃棄物埋設地において・・・」とあり地上に廃棄物施設を設置も可能と解釈できる。一方、安全審査の指針<sup>2)</sup>では「容器に固化化しない廃棄物（以降「非固化固体廃棄物」と称す）を人工構築物を設置しない廃棄物埋設施設に浅地中処分する場合・・・」としており、地上に廃棄物施設の設置を対象としていないと解釈できる。法規制等の遵守すべき順位は、規則（総理府令，経済産業省令）が優先される。このため、盛土式 L3 廃棄物処分施設は規則<sup>1)</sup>上排除されないと判断できる。

## (2) 極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設の満たすべき条件について

- ①埋設時における雨水等の浸入を防止する措置.
- ②埋設地外への放射性物質の飛散を防止する措置.
- ③埋設地における有害な空隙を排除する措置.
- ④廃棄物が容易に露出しないための措置.
- ⑤現状の技術で確実に建設・施工が可能な範囲において、十分な性能を付与すること.
- ⑥劣化・損傷に対する抵抗性を考慮すること.
- ⑦劣化・損傷が生じた場合にも性能ができるだけ維持できる構成・採用すること.
- ⑧一つのバリアの性能に過度に依存しないこと.
- ⑨耐震設計上の重要度分類は、Cクラス相当.
- ⑩管理期間の終了時は、埋設段階およびその後の50年程度.

以上の満たすべき条件の内、L3 廃棄物施設構造に係る項目は①以外の②から⑩である。  
①についてはL3 廃棄物を処分中にテント等で覆うことによって対応可能である。

本章では、トレンチ処分が困難と思われる地盤・地下水条件の内、原子力発電所敷地に比較的多い基盤が亀裂性の硬岩で地下水位が高い（GL-3m程度）場合において、上記②～⑩の条件を満足するL3 廃棄物処分施設を提案する。提案にあたって、国内外のL3 廃棄物処分事例を調査し新たに盛土式L3 廃棄物処分施設を提案すると共に、関連法規制等から求められる技術的要件（①～⑩）を満足する構造なのかを確認する。

## 2. 3 L3 廃棄物処分施設の国内外における処分例

国内外のL3 廃棄物処分施設の内、覆土の提案に結びつく処分例を調査した結果を以下に示す。

### 2. 3. 1 国内処分例 (JPDR)<sup>4)</sup>

国内の極低レベル放射性廃棄物処分施設は、独立行政法人日本原子力研究開発機構 (旧日本原子力研究所で以降「旧原研」と称す) のJPDR (Japan Power Demonstration Reactor, 昭和38年に国内で初めて原子力発電を行った試験炉で沸騰水型, 電気出力12,500Kw) の解体に伴い, 平成6年度からL3 (極低レベル放射性) コンクリート廃棄物の埋設を開始し平成7年度に埋設が完了している。

#### (1) 廃棄物の処分方法

##### 1) 種類と廃棄物物量

JPDR 解体に伴って発生するL3 廃棄物のうち, 原子炉冷却水で汚染されたコンクリートおよび中性子線の作用により放射化の汚染があったコンクリート (鉄筋その他これに類するものを含む) で, 容器に固型化していないものである (以降「コンクリート等廃棄物」と称す)。

L3 廃棄物処分を行うコンクリート等廃棄物の物量は, 最大2,200トンである。平成6年度は約200トン, 平成7年度は約2,000トンである。

##### 2) 埋設施設の概要

廃棄物埋設施設は, 旧原研の敷地の中で平面図および断面図を図2.3.1, 図2.3.2に, 埋設概要断面図を図2.3.3に示す。廃棄物埋設施設は, 埋設用トレンチおよびその上面を覆う土砂 (以降「覆土」と称す) より構成される埋設地廃棄物埋設地並びに管理建屋, 放射性廃棄物の受け入れ施設, 放射線管理施設より構成される廃棄物埋設地の附属施設から構成されている。埋設用トレンチの大きさは, 約16m×約45m, 深さ3.5mで, 仕切り壁により6区画に分割されている。

また, 放射性物質の廃棄物埋設地から生活環境への移行を抑制するための対策として, 埋設された廃棄物が地下水と接触しにくくなるように, 埋設される廃棄物の底面標高は, 平均地下水位より上になるような位置に設定されている。

主要な設備および機器は, 廃棄物埋設時の雨水浸入防止用テントと移動式クレーンがある。雨水浸入防止用テントは, 主要骨組みに鋼材を使用しその外構を合成繊維等の膜材で覆ったものであり, その規模は約15m×約9m, 軒高さ約5mである。

##### 3) 廃棄物の形状と運搬・定位置

廃棄物は, ブロック状のものと破砕時の破砕片や粉体状のものがあり, 運搬・定位置時に落下等により大気中に放射性物質が飛散することを防止するためにブロック状のものはビニールシート等で梱包し, 最大寸法約30cm以下の破砕片や粉体状のものは, JIS Z 1651に適合するフレキシブルコンテナに封入されている。廃棄物は輸送車で埋設地まで

搬送され、外観検査および表示事項の確認後に移動式クレーンにより所定の場所に定位置される。なお、フレキシブルコンテナは3段積みで、各段の間は土砂層を設けている。

#### 4) 空隙の充填と覆土

廃棄物を定位置後、埋設地に有害な空隙が残らないように振動を加えながら、フレキシブルコンテナ間の空隙およびブロック状の廃棄物の間に土砂を充填している。また、定位置された廃棄物の上部に設置する覆土は、土砂を締め固めながら周辺の土壌等に比して透水性が大きくなるように十分な施工がされており、その厚さは埋設用トレンチ上面から2.5m以上となっている。

#### 5) 埋設施設の放射線管理と管理期間の終了

周辺監視区域境界付近のモニタリングポイントを配置し、外部放射線に係る線量当量を定期的に測定するとともに地下水採取設備を設け地下水を定期的に採取し、地下水中の濃度限界を超えていないことを監視している。

埋設用トレンチ近傍では、地下水採取設備を設け地下水を定期的に採取し、放射性物質の濃度を測定することにより、埋設用トレンチからの周辺環境への移行状況を監視している。なお、管理期間終了は、埋設作業終了後29年を経過した時点と設定している。

#### 6) まとめ

JPDRでは、L3廃棄物のトレンチ埋設処分を行った。トレンチの底面高さは平均地下水位から高いところに設定しており、盛土式処分施設の地盤・地下水条件と異なる。しかし、廃棄物の形状、運搬、空隙充填、放射線管理等については基本的に同様な形態となる。

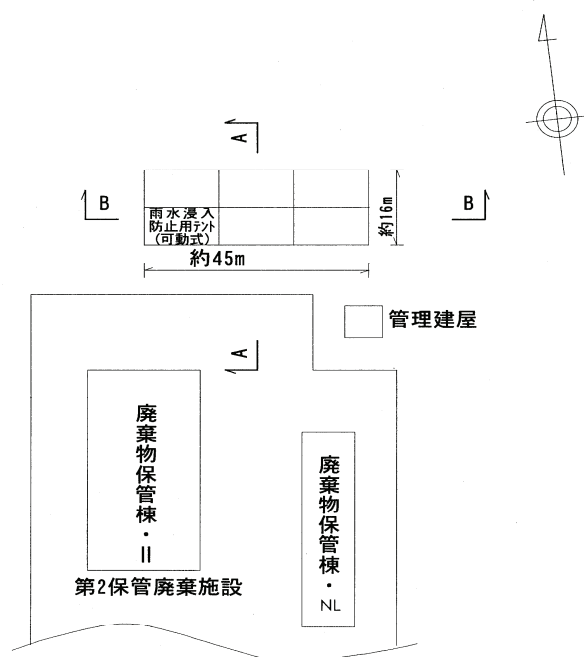


図 2.3.1 JPDR 埋設施設の平面図<sup>4)</sup>

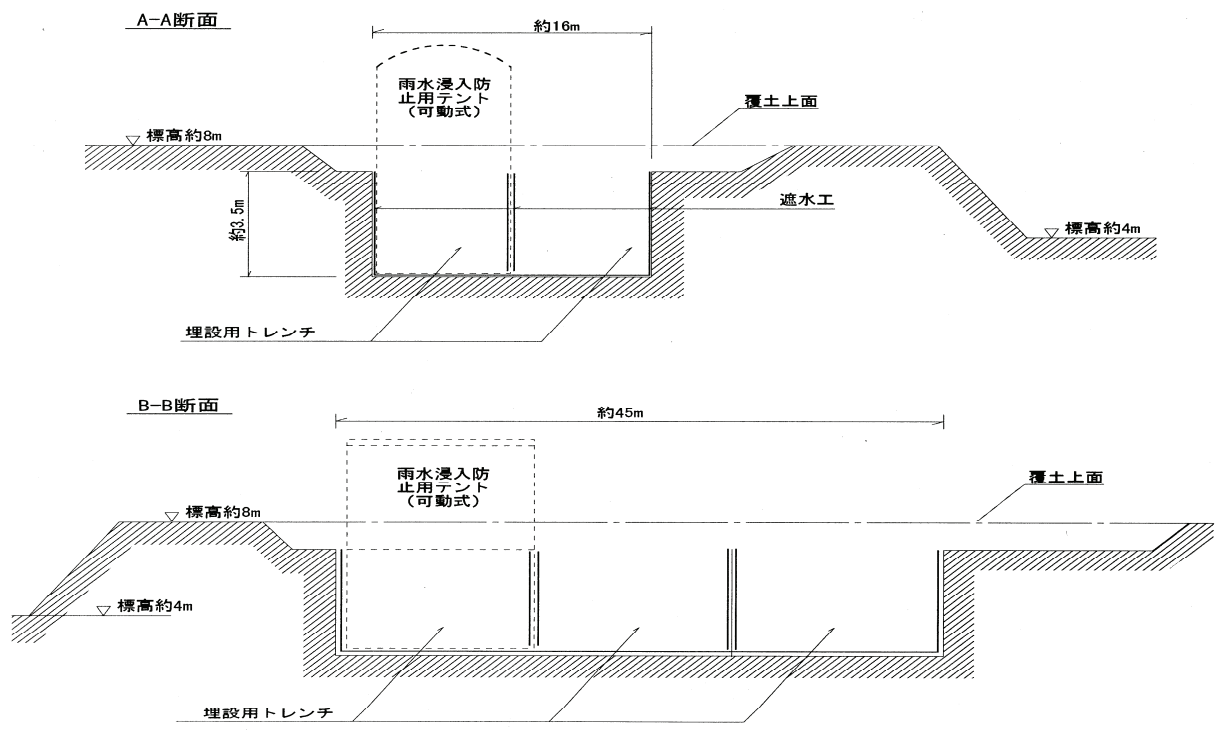


図 2.3.2 JPDR 埋設施設の段面図<sup>4)</sup>

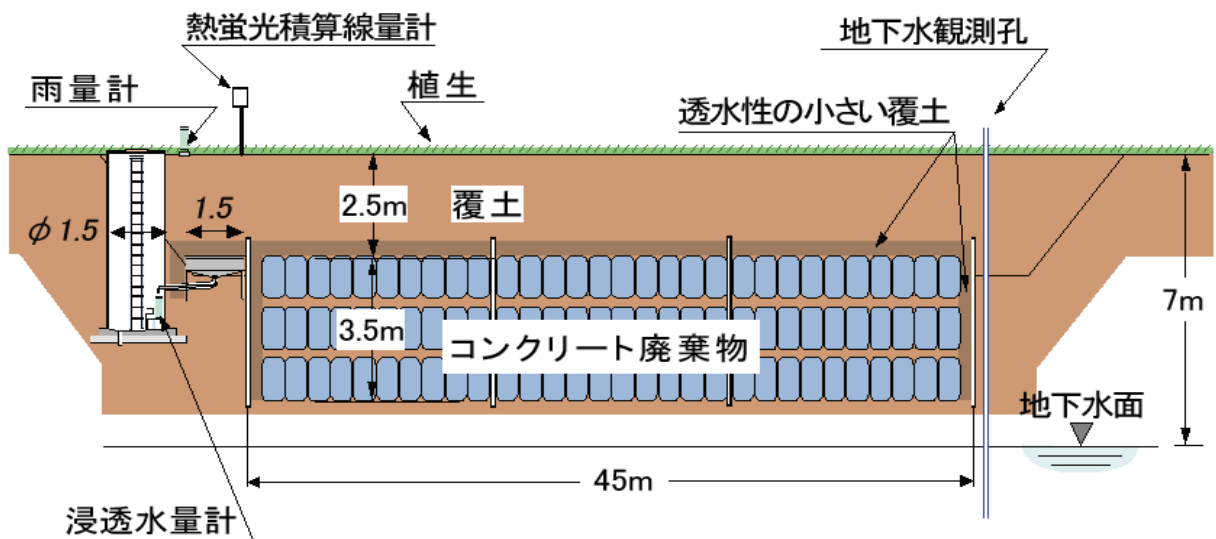


図 2.3.3 JPDR の施設概要断面図<sup>5)</sup>

## 2. 3. 2 海外における処分例（スウェーデン，フランス）

海外の極低レベル放射性廃棄物（VLLW；Very Low Level Waste）処分では，本研究において参考となる覆土の事例について調査する．なお，英国や米国は極低レベル放射性廃棄物（VLLW）処分のため専用施設を設けていない．

### （1）スウェーデンの例<sup>6), 7)</sup>

スウェーデンでは，極低レベル放射性廃棄物（VLLW）については浅地中処分することとしており，その際に以下の基本原則を設けている．

- ①処分場を原子力サイトに立地すること．
- ②環境中に放射性核種が漏洩しても，当該地域の既存の放射線被ばくレベルを大きく変えないような方法を採用すること．
- ③埋設する放射性廃棄物は，管理期間終了時（約 100 年間後）にクリアランスレベル（放射性物質として取り扱う必要がないもの）程度になるもの．

廃棄物は，衣服，紙類，プラスチック，木製品およびスクラップなどで処分前に汚染を防止するために，通常は減容してポリシートでパッケージし定置され，その後水の浸入を防止するため，少なくとも 1m の土で覆土される．

スウェーデンにおける極低レベル放射性廃棄物（VLLW）処分施設は，フォルスマルク，リングハル，オスカーシャム，スタズビックの 4 地点である．この内，情報が公開されている盛土式のフォルスマルクを取り上げる．また，極低レベル放射性廃棄物（VLLW）処分施設の概要を表 2.3.1 に示す．

表 2.3.1 スウェーデンにおける極低レベル放射性廃棄物（VLLW）処分施設の構造概要

処分場	操業開始 (容量)	構造概要	覆土	バリア
フォルスマルク (Forsmark) 原子力発電所	1989 年 (7,000m <sup>3</sup> )	<b>盛土式</b> 地下水が高い．廃棄物の下部は締め固めたモレーン層．	ベントナイトライナーを氷河粘土，モレーン，土で覆った構造で構成．	覆土以外のバリアはない．図 2.3.4～図 2.3.6 と表 2.3.2，表 2.3.3 参照
リングハル (Ringhals) 原子力発電所	1993 年 (10,000m <sup>3</sup> )	<b>盛土式</b> 地下水が高く，基盤は，不透水の岩盤．	ベントナイトライナーを遮水層と保護層（モレーン）で覆った構造で構成．	覆土以外のバリアはない． 廃棄物と接触した降水は外部浸透層へ流す．
オスカーシャム (Oskarshamn) 原子力発電所	1986 年 (16,000m <sup>3</sup> )	<b>盛土式</b> 地下水が高く，廃棄物の下部の安定のため不透水のコンクリート板を採用．	ベントナイトと排水層，保護層（モレーン）による混合層．	廃棄物と接触した降水は外部浸透層（砂，礫と有機物の混合物で構成）に流す．図 2.3.7 参照
スタズビック (Studsvik) 研究所	1988 年 (1,540m <sup>3</sup> )	<b>トレンチ式</b> 地下水が低いいためトレンチ式が可能．	地表から順に保護層（モレーン），排水層，遮水（粘土）層で構成．	覆土以外のバリアはない． なお，廃棄物の下方は天然のモレーン層

※モレーン；氷河を覆う植物が生育する粘土層（Morain Soil）

1) フォルスマルク (Forsmark) 原子力発電所内の極低レベル放射性廃棄物処分施設

フォルスマルク原子力発電所の 1~3 号の各ユニットで発生した廃棄物のうち、サイト内処分される極低レベル放射性廃棄物 (VLLW) については、1 号機横の廃棄物処理建屋においてプラスチックフィルム等で圧縮・梱包され、廃棄物処理建屋で処分施設に輸送されるまでの間仮置きされている。極低レベル放射性廃棄物 (VLLW) 処分施設は、基盤 (岩盤) 部に約 3m のカルシウムを含むモレーンを敷き詰めた後、上層にプラスチックフィルムで包まれた圧縮梱包、下層に硬い梱包、鋼鉄製の容器等を配置して、廃棄物梱包間および廃棄物梱包上部に砂を詰める。盛土構造を図 2.3.4~図 2.3.6 に示す。処分場の周辺には雨水排水溝があり、排水溝の外側で地下水モニタリングを実施 (土日を除き毎日実施) している。極低レベル放射性廃棄物 (VLLW) 処分は 1981 年から開始されており、2 年に 1 回あたり約 200m<sup>3</sup> を処分しており、2007 年まで約 6,000m<sup>3</sup> の処分が終了している。

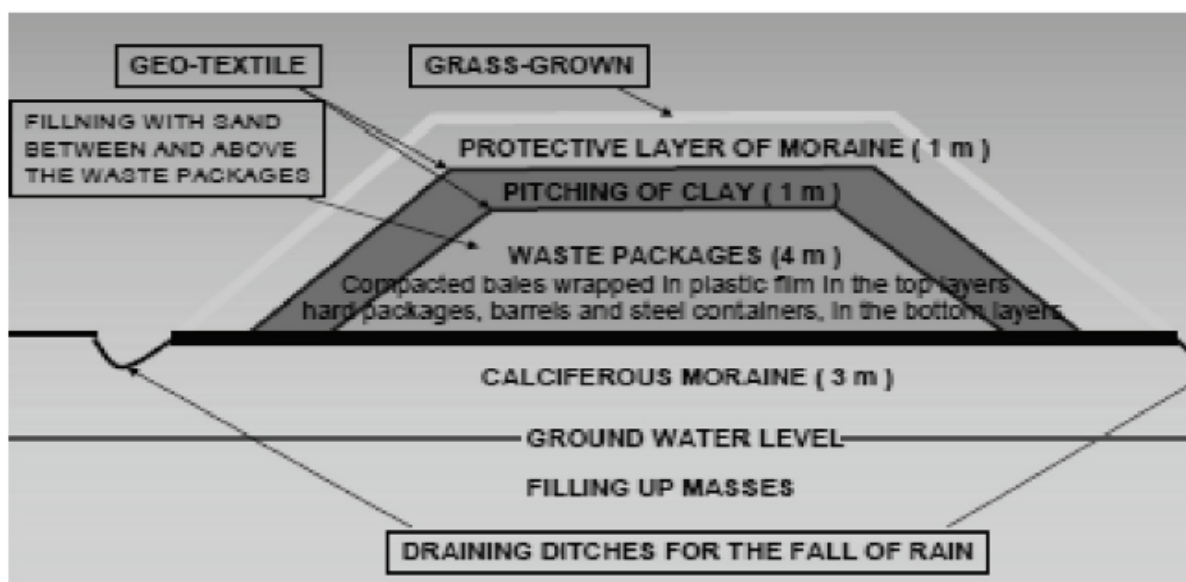


図 2.3.4 フォルスマルクの極低レベル放射性廃棄物 (VLLW) 処分施設の概要図<sup>6)</sup>



図 2.3.5 上部の覆土構造図<sup>7)</sup>



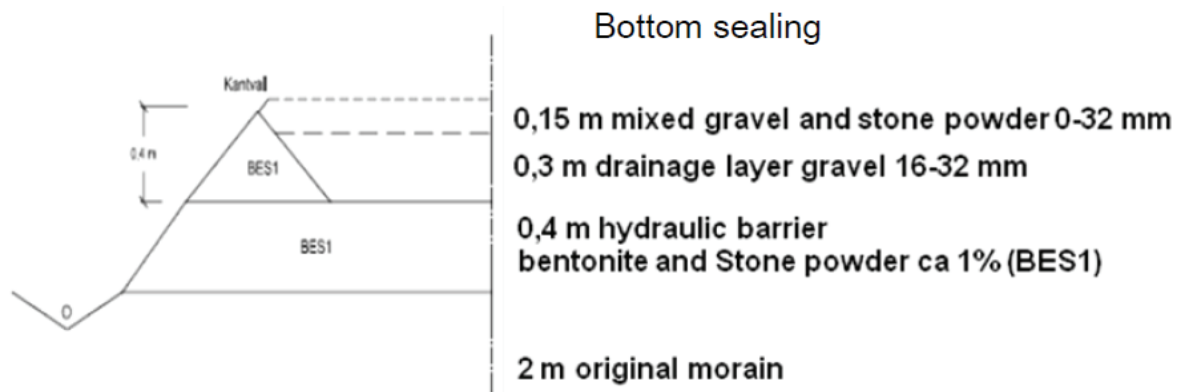


図 2.3.6 下部の覆土構造図<sup>7)</sup>

## (2) フランスの例 (モルヴィリエ)<sup>8)~10)</sup>

モルヴィリエ処分施設では、主に原子力発電所など原子力施設の解体、低レベルの放射性物質扱う非原子力産業や放射性物質によって汚染されたサイトの除染から発生した極低レベル放射性廃棄物 (VLLW) が集中処分されている。2003 年から操業開始されており、操業期間約 30 年の間に 65 万 m<sup>3</sup> の廃棄物が処分 (埋設) される予定で、施設の閉鎖後は 30 年間モニタリングを実施することとなっている。本施設は、アンドラ (Andra) によって運営されている。

処分施設は、基盤である透水係数  $1 \times 10^{-11} \sim 10^{-12}$  m/s、厚さ 15~25m の粘土層の表面を数メートル掘削したトレンチ (横 25m、縦 80m、深さ 6.5m の処分セルの組み合わせ) の上に遮水シート (下側メンブレン) とその上に排水・フィルターを敷設後、廃棄物を埋設し砂で埋戻しを行った後、その上に排水・フィルターと遮水シート (上側メンブレン) を敷設し、粘土質の土で被覆した後、更にその上に当初の地形高さを約 3m 上回るように盛土し処分場全体を一体形墳丘のようにする構造となっている。所謂半地下式の VLLW 処分施設である。処分施設的设计段階で、廃棄物がすべて地下水位から上に位置するように計画されている。廃棄物の処分 (埋設) 中は移動式のシェルターを使用して風雨から保護している。処分施設は、環境保護指定施設 (ICPE) として規定されている。

モルヴィリエ処分施設の概要、構造および処分 (埋設) 状況を図 2.3.7 に示す。

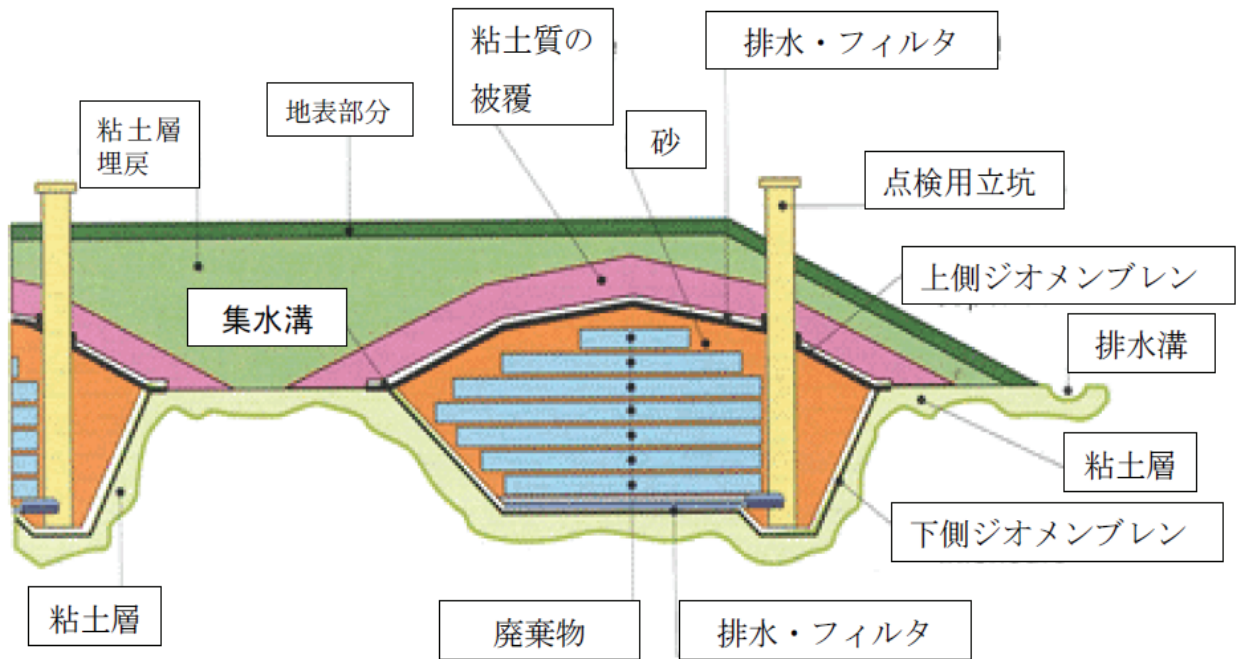


図 2.3.7 モルヴィリエ処分施設 (Morvilliers) の断面図<sup>10)</sup>

モルヴィリエ処分施設における原則について以下に示す。

①廃棄物

廃棄物は、時間が経過しても物理化学的に安定していて、その他の廃棄物、バリア、地層に対して「化学的に不活性」であり、短期的には取扱い作業または搬入作業に耐えうる機械的強度を備えており、長期的には覆土の土質工学的安定性を備えていること。また、輸送状態、搬入状態、埋設状態での通常の状態または偶発的状況に関して耐熱性を示し、ガスが大量に発生しないこと。なお、極低レベル放射性廃棄物 (VLLW) は、天然に存在する放射能 (ベクレル/g で 1~100) に近い放射能レベルのものを処分している。

②覆土

覆土は、放射線に対して生体遮蔽となり、施設のある場所(ゆるやかな地形)で想定しうる侵食現象に耐え人間、動物、植物の侵入を防止するバリアとなること。また、廃棄物が処分施設に侵入した降雨により、浮かんだような状態になることを防ぐために地層と同程度の浸透性を有すること。

③サイト特性

サイトは、放射性核種を閉じ込めシステム機能の限界状態を維持できるものでなければならない。それは次の特性を満たさなければならない。生物圏への移行を抑制する低い浸透性、動水勾配が小さいこと。構造物の安定性と永続性を確保できること。放射性核種および化学物質を吸着しうる能力があること。放射能の影響に関する状況を把握・管理することができるような水路網や地下水に関する位置が特定できること。施設の安定性が確保できること (すなわち、サイトが洪水地域、侵食性地域等から離れている)。

#### ④施設の操業

操業段階で求められる主要な技術上の条件は、次の通り。操業の透明性と同様に追跡可能性の要求のため、廃棄物に関する情報を管理すること。雨水から廃棄物を保護すること（仮屋根、操業用覆土の採用）。施設から水を排出する前に、サイトの水全体を集め検査すること。通常の状態および、事故時の状態のいずれにおいても現行の規制を順守して、労働者の被曝値をできるだけ低く抑えること。フェンスや警備員の常駐により、立入り制限しサイトの監視を実施すること。汚染されうる回路と汚染されない回路を分離すること。最大・平均比放射能基準および全放射能基準を順守し、極低レベル放射性廃棄物を受け入れること。なお、管理期間終了は、埋設作業終了後 30 年後と設定している。

### （3）極低レベル放射性廃棄物（VLLW）処分施設の海外調査結果のまとめ

スウェーデン、フランスとも日本と極低レベル放射性廃棄物に関する管理期間終了までの年数（スウェーデン約 100 年、フランス 30 年、日本約 50 年）や放射能濃度の上限値や短寿命の核種のみ処分可能など処分条件は異なるが、極低レベル放射性廃棄物施設の盛土構造について参考になる点を以下にまとめる。なお、両国とも極低レベル放射性廃棄物が地下水位と接触しないことを基本として処分施設を計画している。

#### 1) 海外極低レベル放射性廃棄物（VLLW）処分施設の特徴

##### ①スウェーデン

極低レベル放射性廃棄物（VLLW）処分施設として、盛土式がオスカーシャム、リングハル、フォルスマルクの各発電所において建設・操業に 25 年間以上の実績があり、これまで大きな問題は発生していない。盛土式における降雨の排水は、盛土の上部で出来る限り排水するようにしており、盛土内部に降雨ができるだけ浸透しないように遮水層を設けている。仮に降雨が盛土内部に浸透し廃棄物に接触した水が発生した場合は、盛土下部に排水層から盛土外に設けた外部浸透層を通して一般環境に流すこととしている。特徴的なのは、遮水層として人工材料（ジオテキスタイル）が積極的に採用されていることである。

##### ②フランス

国内では、モルヴィリエ極低レベル放射性廃棄物（VLLW）処分施設が設けられている。モルヴィリエ施設は、半地下式施設を採用しており、スウェーデンと同様盛土上部と下部の遮水層に人工材料（ジオテキスタイル、メンブレン等）を採用している。

①、②に示した海外（スウェーデン、フランス）の極低レベル放射性廃棄物（VLLW）処分施設の特徴は、降雨浸透水が廃棄物とできるだけ接触しないように、多重バリアを採用している点である。この多重バリアの考え方は、わが国の「安全審査の指針」<sup>2)</sup>にも取り入れられている。

もう一つの特徴は、人工材料（主に遮水層として）を積極的に使用している点にある。人工材料を使用するメリットは、材料自体の厚さが薄いため盛土高さが抑えられ、盛土の安定性の向上や盛土の物量（盛土材料）が抑えられることができることおよび、遮水層の施工性

が向上するなどが挙げられる。なお、①、②とも盛土を構成する各層の材料特性や施設の設計条件・設計法などの詳細は開示されていない。

## 2) (主に遮水層として) 人工材料を国内の L3 廃棄物処分施設に使用することについて

海外(スウェーデン, フランス) 調査結果から, 盛土内の遮水層に人工材料(ベントナイトテキスタイル, メンブレン等の遮水シート) を使用することが国内の L3 廃棄物処分施設で可能かを検討する。

### ①条件

わが国の L3 廃棄物処分施設は管理期間終了までは 50 年間程度であり, 人工材料(人工遮水材) の耐久性も 50 年間以上あることが要求される。

### ②人工材料(人工遮水材) に関する既往研究の調査

人工遮水材の劣化の主な原因である紫外線と熱に着目して, 人工遮水材の耐久性について検討した論文(「各種しゃ水シートの長期耐久性」加納光, 上ノ山悦治著; 第 12 回廃棄物学会研究発表会講演論文集 2001<sup>11)</sup>) によると紫外線照射 10,000hr でも HDPE (高密度ポリエチレンシート), EPDE (低密度ポリエチレンシート), FPA (フレキシブルポリマーアロイシート) は性能劣化がほとんど見られない。JIS A 1415 の WS 型促進暴露試験機では, 概ね促進暴露試験の 200~300 時間が自然暴露の 1 年に相当するといわれており, 10,000 時間の照射が実用の約 40 年に相当すると考えられる。

### ③国内における人工材料(人工遮水材) の使用事例

国内での一般廃棄物処分場(管理型)に人工遮水材の設置が義務付けられたのは, 1977 年であり, その後の追加調査で重機による物理的な破損が無い限り, 30 年間以上健全性を保っている事例は多数ある。これは一般廃棄物処分場(管理型)では, 人工遮水材の劣化の主な原因である紫外線と熱から断絶されているためと考えられる。極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設においても覆土の中に使用することにより, 紫外線と熱から断絶される。

### ④人工材料(人工遮水材) に関する規格

日本遮水工協会遮水シート自主規格解説<sup>12)</sup>では, 遮水シート(人工遮水材) の耐久性について, 15 年を目安にする考え方が一般的なものとなってきていると記載があり, 日本遮水工協会では保証する期間は 10 年間, 自主規格値は 15 年間としている。

以上②, ③から L3 廃棄物処分施設の管理期間終了まで期間(50 年間)以上の耐久性がある可能性は高いが, 実績においては 50 年間以上健全性を示している例はまだない。④から, 日本遮水工協会では遮水シートの保証する期間は 10 年間, 自主規格値は 15 年間としている。原子力施設では, 人工材料に関するメーカーの製品保証も審査資料として国(原子力規制庁)に提出することが求められるため, 人工遮水材を L3 廃棄物処分施設に適用することは難しいと判断する。

### 3) 海外調査結果のまとめ

- ①覆土にバリア機能を期待する考え方は海外も同じであり、覆土には降雨浸透水が極低レベル放射性廃棄物とできるだけ接触しないように、多重バリアを採用している。また、多重バリアの考え方は、わが国の「安全審査の指針」<sup>2)</sup>に取り入れられている。
- ②海外では覆土に用いている遮水層に、人工材料を（ベントナイトテキスタイル、メンブレン等）採用している。しかし、わが国では人工材料を使用する場合約 50 年間のメーカーの製品保証を得ることが困難と考えられるため、L3 廃棄物処分施設には適用できないと判断する。

以上、1)～3) から「**2. 4 盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設の提案と成立性検討**」では、海外調査事例を参考に、地下水位が高く基盤が硬岩サイトにおける合理的な L3 廃棄物処分施設を提案する。

## 2. 4 盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設の提案と構造仕様の考え方

トレンチ処分が困難と思われる地盤・地下水条件の内，原子力発電所敷地に比較的多い基盤が亀裂性の硬岩で地下水が高い（GL-3m程度）場合を想定した盛土式L3廃棄物処分施設を提案する．提案した盛土構造について，法規制等から求められる技術的要件（②～⑩）を満足することおよび，常時と地震時（耐震Cクラスとして）の構造成立性の確認を行った．

### 2. 4. 1 盛土式L3廃棄物処分施設の提案

盛土式L3廃棄物処分施設の提案にあたっては，「2. 2 L3廃棄物処分施設に関する関連法規制等調査」および「2. 3 L3廃棄物処分施設の国内外における処分例」を参考に図2.4.1に示す盛土構造を提案する．

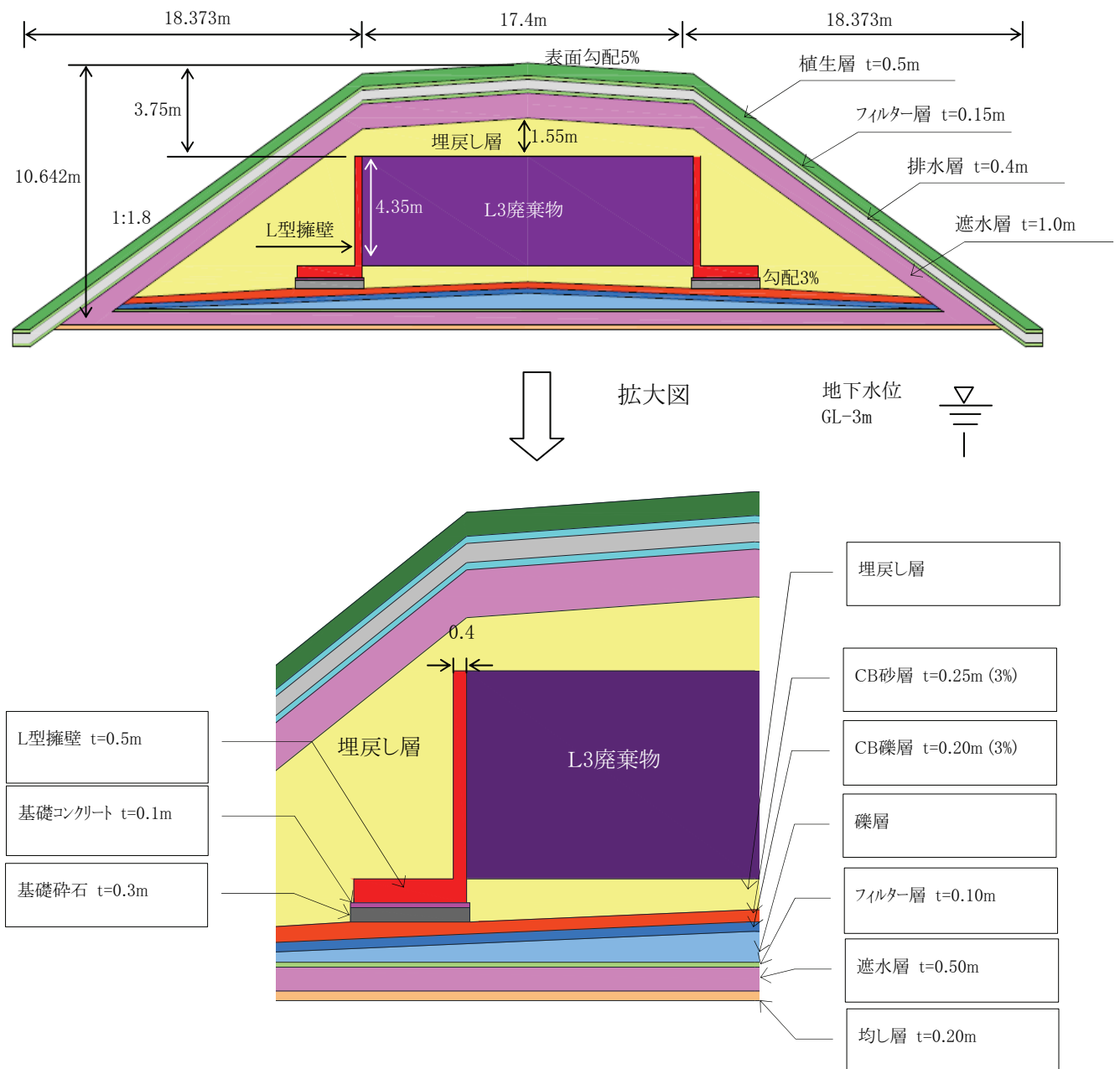


図 2. 4. 1 盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設案

図 2.4.1 に示した盛土式 L3 廃棄物処分施設は、「2.2 関連法規制等に関する調査」の「2.3 法規制等からの技術的要件」を満足する構造である。表 2.4.1 (盛土式) L3 廃棄物処分施設に対する技術要件と技術要件に対する対策を示す。

表 2.4.1 (盛土式) L3 廃棄物処分施設に対する技術要件と技術要件に対する対策

(盛土式) L3 廃棄物処分施設への技術要件	技術要件に対する対策
①埋設時における雨水等の浸入を防止する措置.	盛土内に設置する L 型擁壁の両側を支柱にテントを張る.
②埋設地外への放射性物質の飛散を防止する措置および④廃棄物が容易に露出しないための措置.	廃棄物の横は L 型擁壁と盛土斜面で固め, 廃棄物上は約 3.75m の厚さの盛土で締固める.
③埋設地における有害な空隙を排除する措置および, ⑤現状の技術で確実に建設・施工が可能な範囲において, 十分な性能を付与すること.	廃棄物の埋め戻しおよび盛土の建設・施工時には, 国土交通省の「道路土工 盛土工指針 平成 22 年度版 社団法人 日本道路協会 <sup>13)</sup> 」等関係する指針・基準に従い確実に建設(設計含む)・施工管理をおこなう.
⑥劣化・損傷に対する抵抗性を考慮すること, ⑦劣化・損傷が生じた場合にも性能ができるだけ維持できる構成・採用することおよび, ⑩管理期間の終了時は, 埋設段階およびその後の 50 年程度.	劣化・損傷への抵抗性と劣化・損傷時の維持性および施設の耐久性が 50 年間以上ということを考慮し, 耐久性があり安定した材料で形状を変化させることで性能維持が期待できる自然材料(砂, 礫, 粘性土)とコンクリート(擁壁)で構成する処分施設とする.
⑧一つのバリアの性能に過度に依存しないこと. [L3 廃棄物処分施設は, 天然バリアにより放射性物質の生活環境への移行抑制が求められる]	廃棄物が降雨浸透水と接触し接触した水が地下水に流れることによる移行をできるかぎり抑制するために, 盛土上部に排水層とその下に遮水層を設け盛土内部に流下する降雨を低減する. また, 廃棄物と接触した水が盛土内部に溜まり放射能濃度が高くないように, 盛土底部に C B を排水層として設けている.
⑨耐震設計上の重要度分類は, C クラス相当.	発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針 平成 18 年 9 月 原子力安全委員会 <sup>3)</sup> や「道路土工 盛土工指針 平成 22 年度版 社団法人 日本道路協会 <sup>13)</sup> 」等に基づき所定の安全率が確保できる構造とする.

## 2. 4. 2 盛土式 L3 廃棄物処分施設の構造仕様の考え方

図 2.4.1 に示した盛土式 L3 廃棄物処分施設案は、地表から植生層、フィルター層、排水層、遮水層の構造で盛土上部において出来るだけ降雨を排水し、上部に設けた遮水層で盛土内部への降雨浸透を防止すると共に、浸透してきた降雨を底部排水層（CB）で排水することにより L3 廃棄物と降雨浸透水との接触をできるかぎり防ぐことで、安全評価のめやす値以上に放射性物質を含んだ水が環境に拡がることを抑制すること並びに、盛土内の過剰間隙水圧（飽和度）の上昇を防ぎ盛土の安定性を高めることを目的に提案した構造である。なお、降雨浸透水および、L3 廃棄物と接触した降雨浸透水は底部排水層（CB）から盛土外部の排水枡に集め水質（基本シナリオ 10 $\mu$  Sv/年以下、変動シナリオ 300 $\mu$  Sv/年以下）を確認した上で専用排水管により海に放出する。

また、L3 廃棄物は原子力炉施設の解体に伴い物量が出てくるので一度に全量を処分することが出来ない。このため盛土式では、L3 廃棄物発生量に対応するとともに盛土の安定性確保、雨水等浸入防止、飛散防止、放射線防護の面を考慮して L 型擁壁で仕切りブロックごとに処分できる構造とした。盛土については解析・設計方法、施工管理方法が確立されており基本構造の設定ができる利点を有している。

以下に、盛土構造の各層の役割と地盤物性値の設定について述べる。

### (1) 地山地盤について

地山地盤を構成する 1) 古期扇状地堆積物、2) 花崗岩 D 級、3) 花崗岩 CL 級、4) 花崗岩 CM 級は、花崗岩地帯の原子力発電所の設置許可申請書を参照に地盤物性値を設定した。

### (2) 盛土構造について

- 1) 植生層は、降雨、風雪などの自然現象から盛土地表面の浸食、盛土材料の流出等を防止する目的で、現地に合った低木の草木を植生するための層である。層厚は一般廃棄物最終処分場の例から設定し、地盤物性値は植生を考慮して砂質土と粘性土の中間値を表 2.4.2 に基づき設定した。
- 2) フィルター層は、粒径が異なる盛土材料を組み合わせる場合に、材料の空隙を物理的に通過できない粒径の比を与えるもので、排水層（砂質土）と遮水層（粘性土）の間に設置することとした。層厚は締固め施工の厚さを考慮して設定し、地盤物性値は砂質土と粘性土の中間値を表 2.4.2 に基づき設定した。また、植生層と排水層の間にも設けることとした。
- 3) 排水層は、降雨を盛土上部でできるだけ排水する目的に設置するので、飽和透水係数が  $1 \times 10^{-2}$  cm/s オーダの砂質土を想定し、地盤物性値は過去に行った砂質土（陣屋 5 号 200kPa, Dc=94%）の試験データ値を用いた。層厚は、降雨量と排水量から想定した。
- 4) CB に用いる砂は、4 章～6 章の CB の課題解決を研究する時に用いた砂（珪砂 6 号、200kPa, Dc=90%）の試験データ値を用いた。なお CB の層厚、勾配は過去の実績、研究等に基づき設定した。
- 5) 遮水層は、「2. 3 L3 廃棄物処分施設の国内外における処分例」の「2. 3. 2 海



外における処分例（スウェーデン，フランス）；（3）極低レベル放射性廃棄物（VLLW）処分施設の海外調査結果のまとめ」から，天然材料（粘性土，ベントナイト混合土）を用いることとした．また，遮水層の構造は，一般廃棄物最終処分場の遮水構造（環境省平成23年1月；一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終場にかかる技術上の基準を定める省令<sup>14)</sup>）を参考に，厚さ50cm以上，透水係数 $10^{-6}$  cm/s以下の粘性土層を用いることとして，地盤物性値は，表2.4.2から設定した．

なお，底部の遮水層は，降雨浸透水が地山地盤に浸透することを防ぐことおよび，地山から地下水を吸い上げることを防止するために設置する．

- 6) 埋戻し層は，排水層と同じ砂質土（陣屋5号 200kPa, Dc=94%）を用いることとした．理由は安定性検討で繰り返し構造成立性を検討した結果，排水層と同じ砂質土（陣屋5号 200kPa, Dc=94%）を用いることで，高い安定を確保できるためである．
- 7) CBに用いる礫材の地盤物性値は，表2.4.2から設定し，CBの層厚，勾配は過去の使用実績に基づき設定した．
- 8) 均し層，9) 基礎碎石の地盤物性値は，表2.4.2から設定し，層厚は過去のデータから想定した．
- 10) 均しコンクリート，11) L型擁壁はコンクリート構造物として扱った．なおL擁壁形状は過去の施工実績から想定した．
- 12) L3廃棄物は，コンクリートと金属廃棄物（配管，ダクト等）の混合物として扱った．

表2.4.2 盛土構成材料の地盤物性値の参考資料<sup>13)</sup>

種類	状態	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	地盤工学会基準 <sup>注2)</sup>	
盛土	礫および礫まじり砂	締め固めたもの	20	40	0	{G}
	砂	締め固めたもの	20	35	0	{S}
		粒径幅の広いもの 分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締め固めたもの	19	25	30以下	{SF}
	粘性土	締め固めたもの	18	15	50以下	{M} , {C}
関東ローム	締め固めたもの	14	20	10以下	{V}	
自然 地盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	40	0	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	35	0	
	礫まじり砂	密実なもの	21	40	0	{G}
		密実でないもの	19	35	0	
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	30	0	
	砂質土	密実なもの	19	30	30以下	{SF}
		密実でないもの	17	25	0	
	粘性土	固いもの（指で強く押し多少へこむ） <sup>注1)</sup>	18	25	50以下	{M} , {C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入） <sup>注1)</sup>	17	20	30以下	
		軟らかいもの（指が容易に貫入） <sup>注1)</sup>	16	15	15以下	
	粘性およびシルト	固いもの（指で強く押し多少へこむ） <sup>注1)</sup>	17	20	50以下	{M} , {C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入） <sup>注1)</sup>	16	15	30以下	
軟らかいもの（指が容易に貫入） <sup>注1)</sup>		14	10	15以下		
関東ローム		14	5	30以下	{V}	

注1)：N値の目安は次のとおりである

固いもの（N=8~15），やや軟らかいもの（N=4~8），軟らかいもの（N=2~4）

注2)：地盤工学会基準の記号は，おおよその目安である．

以上、盛土式L3 廃棄物処分施設の構成材料の（静的）地盤物性値（地山含む）をまとめたものを表 2.4.3 に示す。

表 2.4.3 盛土式L3 廃棄物処分施設の構成材料の（静的）地盤物性値一覧表

材料	（静的）地盤物性値					
	湿潤密度	単位体積重量	ポアソン比	ヤング係数	粘着力	内部摩擦角
	$\rho t$	$\gamma$	$\nu$	E	C	$\phi$
	t / m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	(°)
1 古期扇状地堆積物	2.04	20.01	0.48	$4.19 \times 10^4$	158.0	31.5
2 花崗岩D級	2.00	19.62	0.35	$4.40 \times 10^4$	70.0	32.0
3 花崗岩CL級	2.40	23.54	0.30	$1.52 \times 10^5$	270.0	36.0
4 花崗岩CM級	2.50	24.53	0.27	$1.18 \times 10^6$	500.0	44.0
5 植生層（砂と粘土の中間土）	1.80	17.66	0.33	$1.53 \times 10^5$	30.0	25.0
6 フィルター層（砂と粘土の中間土）	1.77	17.35	0.33	$2.35 \times 10^5$	25.0	25.0
7 排水層の砂（陣屋5号, 200kPa, Dc=94%）	1.54	15.07	0.33	$4.23 \times 10^4$	5.0	35.0
8 砂（珪砂6号, 200kPa, Dc=90%）	1.46	14.32	0.33	$1.51 \times 10^4$	0.3	32.0
9 粘性土	2.00	19.62	0.33	$4.27 \times 10^5$	50.0	15.0
10 埋戻土（陣屋5号, 200kPa, Dc=94%）	1.54	15.07	0.33	$4.23 \times 10^4$	5.0	35.0
11 礫（一般値）	2.04	20.00	0.33	$5.14 \times 10^5$	0.0	40.0
12 均し層	1.85	18.15	0.33	$1.59 \times 10^5$	0.0	40.0
13 基礎碎石	1.65	16.19	0.33	$4.16 \times 10^5$	0.0	40.0
14 均しコンクリート	2.40	23.54	0.20	$2.50 \times 10^7$	10000.0	0.0
15 L型擁壁	2.40	23.54	0.20	$2.50 \times 10^7$	10000.0	0.0
16 L3廃棄物	2.51	24.62	0.20	$2.00 \times 10^8$	10000.0	0.0

## 2. 5 盛土式 L3 廃棄物処分施設の安定性検討

図 2.4.1 に示した盛土式極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設案の安定性については、表 2.4.1 (盛土式) L3 廃棄物処分施設に対する技術要件と技術要件に対する対策に従い検討をおこなう。検討にあたっては、基礎岩盤が割れ性の硬質岩盤で比較的地下水位が高い地盤条件・地下水条件下で、「2. 4. 2 盛土式 L3 廃棄物処分施設の構造形式の考え方」に示した地盤物性値を用いて、以下の指針・規準等に基づき円弧すべり法を用いて構造安定性を検討した。

L3 廃棄物処分施設は、「原子力安全委員会 放射性廃棄物・廃止措置専門部会 第二種廃棄物埋設の事業に関する安全審査の基本的考え方 平成 22 年 8 月<sup>2)</sup>」により耐震 C クラス構造物との設定である。耐震 C クラス構造物として「原子力安全委員会決定 発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針 平成 18 年 9 月<sup>3)</sup>」に従い検討用地震力を定め、円弧すべり法は「東日本高速道路株式会社 中日本高速道路株式会社 西日本高速道路株式会社 NEXCO 設計要領(第一集 土工編) 平成 22 年 7 月<sup>15)</sup>」および「日本道路協会 道路土工 盛土工指針(平成 22 年度版) 平成 22 年 4 月<sup>13)</sup>」に従い検討する。静的安定性検討フローを以下の図 2.5.1 に、検討に用いる地盤構成を図 2.5.2 に示す。

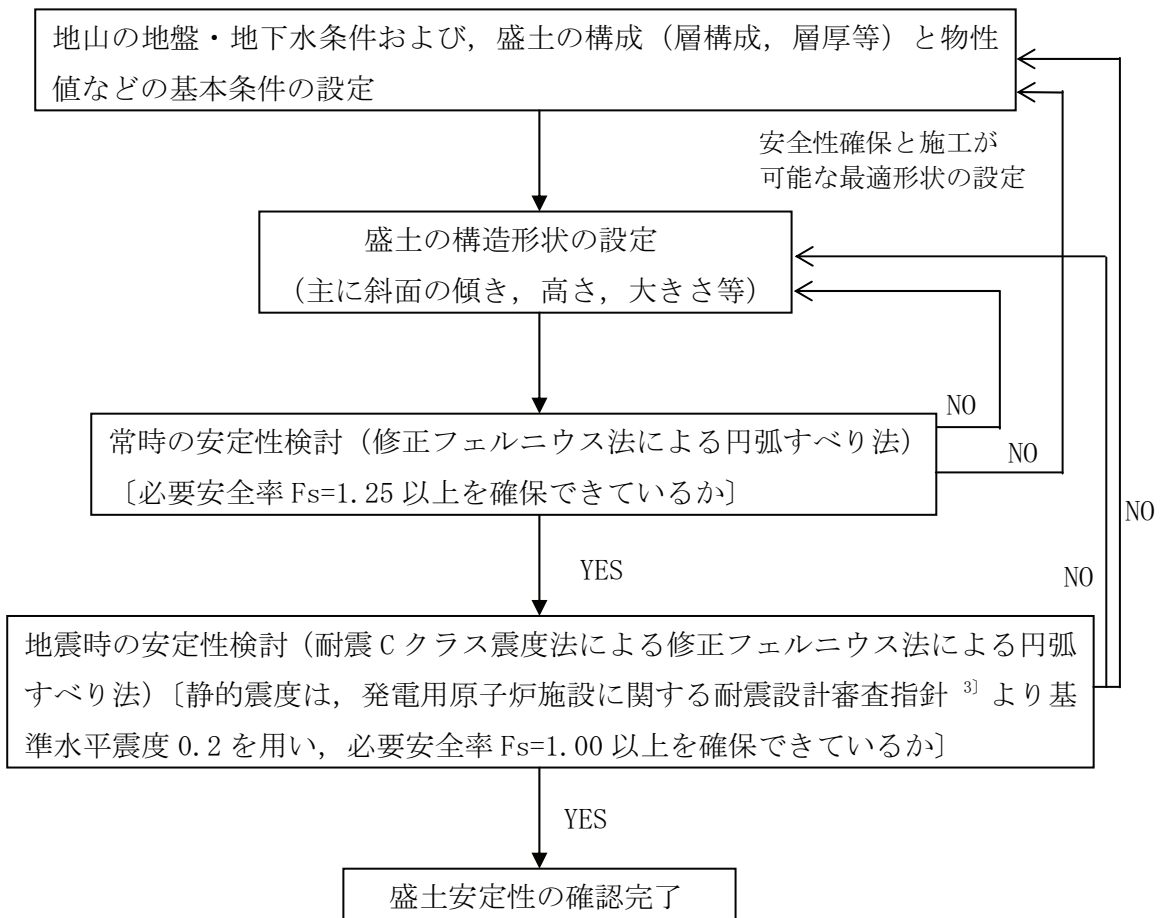


図 2.5.1 盛土式 L3 廃棄物処分施設案の静的安定検討フロー図

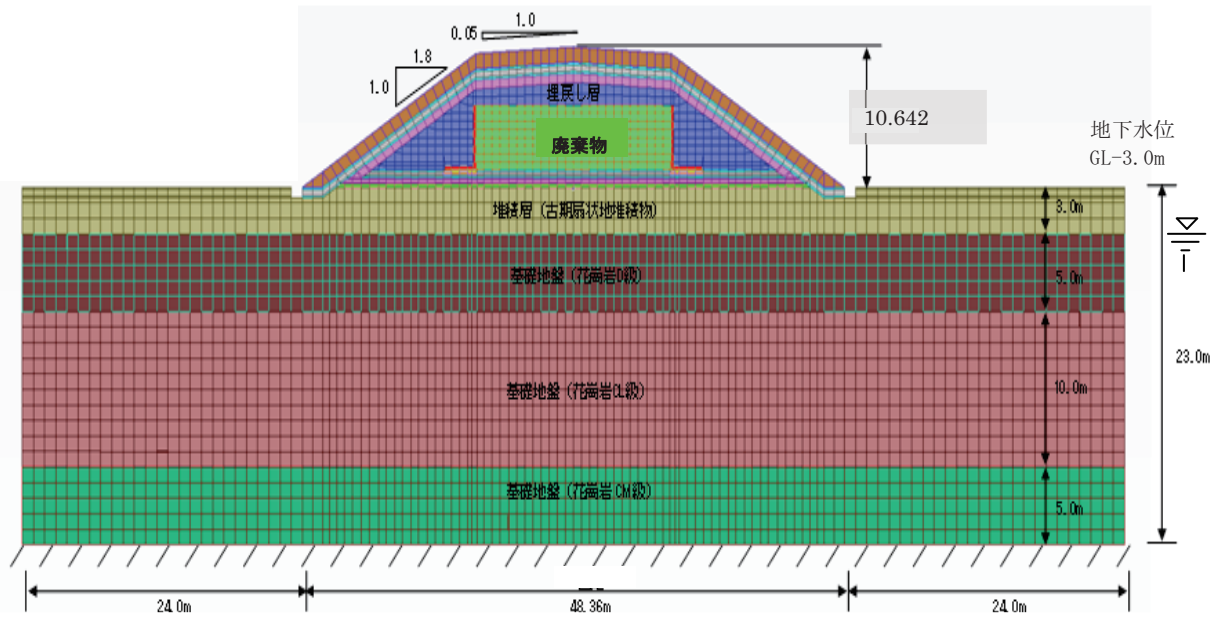
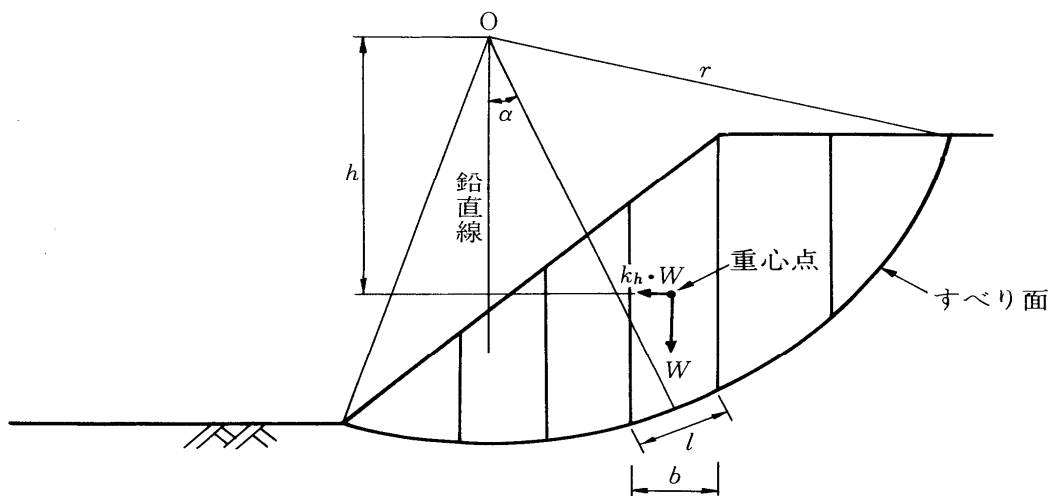


図 2.5.2 盛土式の静的構造安定性検討用地盤構成図

(1) 盛土式 L3 廃棄物処分施設の静的安定解析

1) 計算式 (修正フェルニウス法による円弧すべり法<sup>13)</sup>; 震度法)

$$F_s = \frac{\Sigma [c \cdot l + \{ (W - u \cdot b) \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha \} \tan \phi]}{\Sigma \left( W \cdot \sin \alpha + \frac{h}{r} \cdot k_h \cdot W \right)} \quad (2.5.1)$$



- $r$  : すべり円の半径 (m)
- $c$  : 粘着力 ( $\text{kN/m}^2$  (tf/m<sup>2</sup>))
- $l$  : 分割片で切られたすべり面の弧長 (m)
- $W$  : 分割片の重量 ( $\text{kN/m}$  (tf/m))
- $u$  : 間げき水圧 ( $\text{kN/m}^2$  (tf/m<sup>2</sup>))
- $b$  : 分割片の幅 (m)
- $k_h$  : 水平震度 (無次元)
- $\alpha$  : 各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (度)
- $\varphi$  : 土の内部摩擦角[せん断抵抗角] (度)
- $h$  : 各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離 (m)

## 2) 地盤条件・地下水水位条件

安定解析用の地盤物性値は、表 2.4.3 に示したものをを用いる。  
また、地下水水位は、GL-3.0mとする。

## 3) 耐震震度

耐震クラス ; C [極低レベル放射性 (L3) 廃棄物処分施設]  
水平震度 ; 0.2 (基準水平震度 : 耐震設計指針<sup>15)</sup> に基づく)

## 4) 必要安全率

「原子力安全委員会 放射性廃棄物・廃止措置専門部会 第二種廃棄物埋設の事業に関する安全審査の基本的考え方 平成 22 年 8 月<sup>2)</sup>」および「原子力安全委員会決定 発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針 平成 18 年 9 月<sup>3)</sup>」では、人工的に作られる盛土の必要安全率について定めたものはない。このため、「東日本高速道路株式会社 中日本高速道路株式会社 西日本高速道路株式会社 NEXCO 設計要領 (第一集 土工編) 平成 22 年 7 月<sup>15)</sup>」および「日本道路協会 道路土工 盛土工指針 (平成 22 年度版) 平成 22 年 4 月<sup>13)</sup>」から、以下のように設定した。

常時  $F_s=1.25$  以上,  
地震  $F_s=1.00$  以上.

## (2) 安定性検討結果

### 1) 常時の安定検討結果

図 2.5.3 に、常時安定性検討結果を示す。

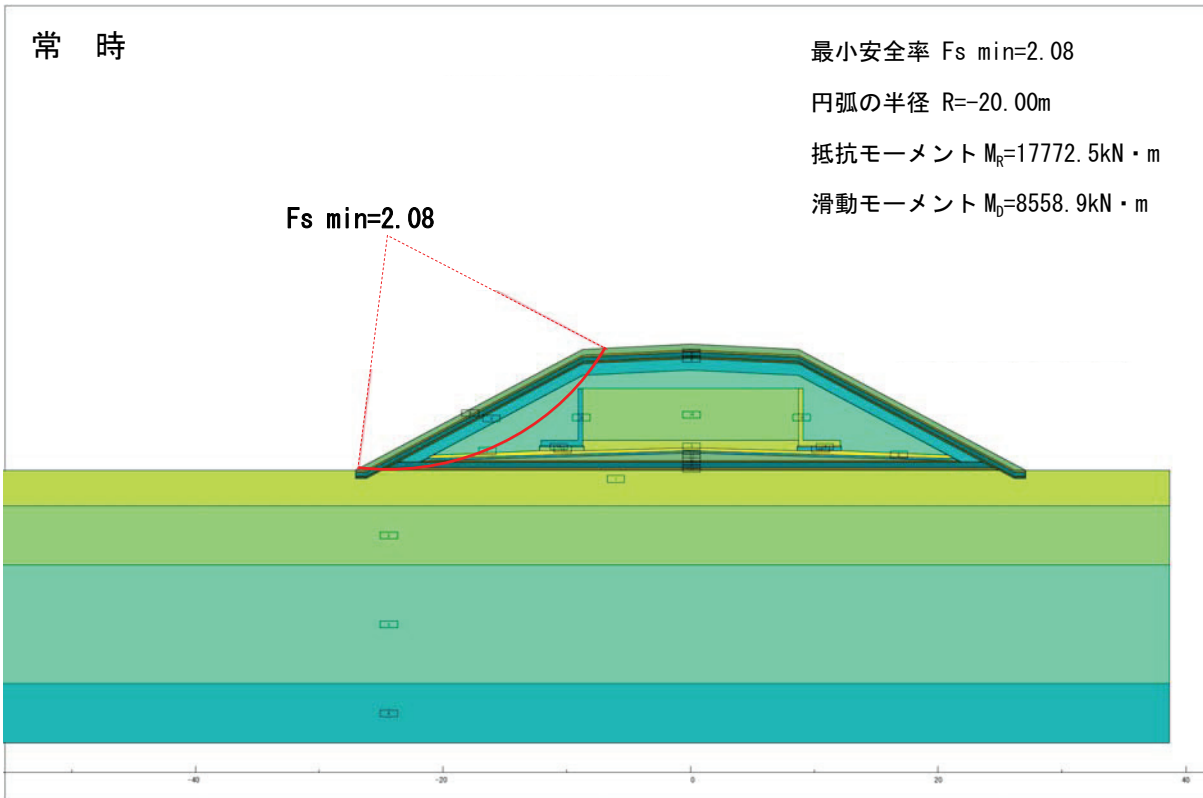


図 2.5.3 盛土式L3 廃棄物処分施設の常時安定性結果

2) 地震時の安定検討結果

図 2.5.4 に、地震時安定性検討結果を示す。

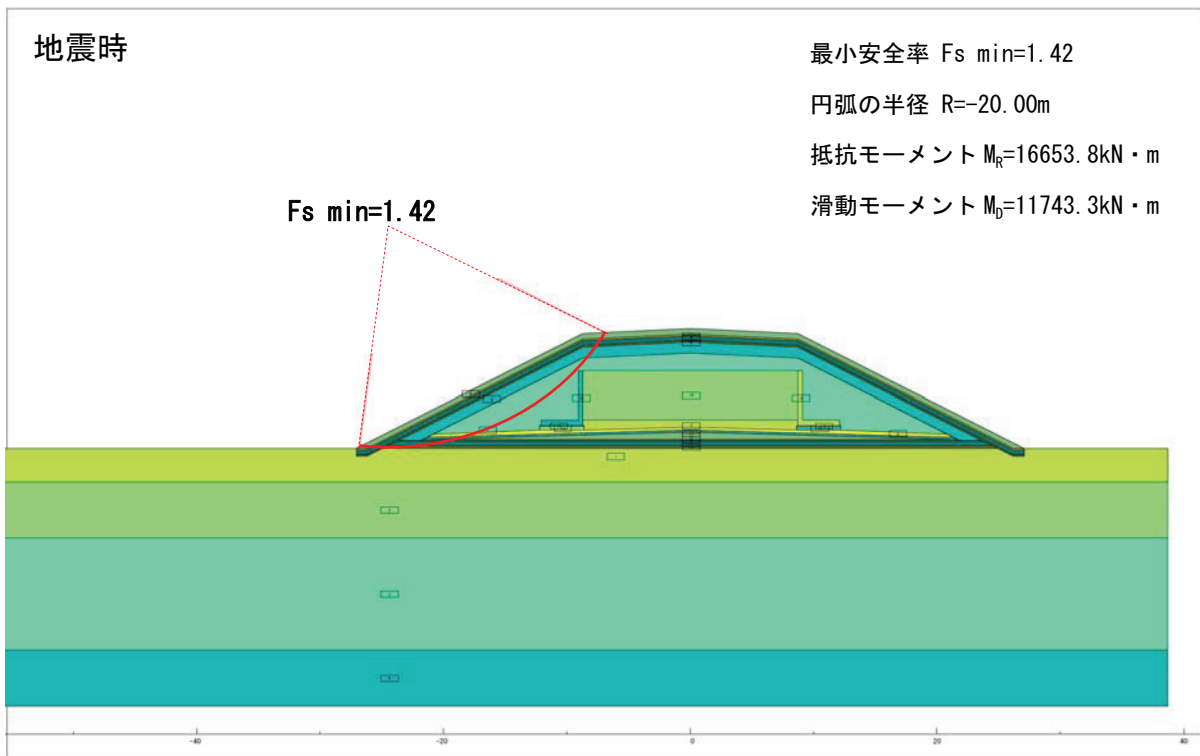


図 2.5.4 盛土式L3 廃棄物処分施設の地震時安定性結果

### 3) 安定性結果のまとめ

常時の安定性検討結果から、 $F_s \min = 2.08 > F_s = 1.25$

地震時の安定性検討結果から、 $F_s \min = 1.42 > F_s = 1.00$

なお、常時、地震時ともに同じメッシュ位置の同半径の円弧が、最小安全率を示す円弧すべり面を示している。

最小安全率を示す円弧すべり面は、盛土法肩から斜面のかなり深いところを通り法尻に到達しているが、L3 廃棄物を通過するようなことはなく、最小安全率も必要安全率と比較してかなり高いことから、図 2.4.1 に示した盛土式極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設案は、高い安定性が保持されていると判断できる。

円弧すべり安全率が確保されている主な理由は、次の点にある。

- ア) L3 廃棄物は、原子力発電所の廃止措置工事にともない数年間にわたって発生し、順次埋設していくこととなる。このため、盛土内の左右にL型擁壁を設置し、擁壁の間にL3 廃棄物を埋設する構造としたことが、円弧すべりを防ぎL3 廃棄物の露出を防止している。
- イ) L3 廃棄物は、金属（鉄箱に収納）、コンクリート（ブロック、ガラ）であり廃棄物自体は安定性があり、強度も高い。

## 2. 6 まとめ

極低レベル（L3）放射性廃棄物処分施設の内，トレンチ処分が困難と思われる地盤・地下水条件の内，原子力発電所敷地に比較的多い基盤が亀裂性の硬岩で地下水が高い（GL-3m程度）場合を想定した盛土式L3廃棄物処分施設を提案するにあり，L3廃棄物処分施設の関連法規制等を調べL3廃棄物処分施設に求められる役割と技術的要件を明らかにすると共に，国内外におけるL3廃棄物処分事例を調査した．調査結果に基づき，関連法規制等から求められる技術的要件を満足する盛土式L3廃棄物処分施設案を提案し，盛土の構造・構成，盛土材料の物性値など設定の上，円弧すべり解析により盛土の構造安定性の確認を行った．

その結果，以下に示すことが明らかになった．

### （1）関連法規制

関連法規制から盛土式L3廃棄物処分施設にあたっては，以下の条件を満足する必要がある．

- ①埋設時における雨水等の浸入を防止する措置．
- ②埋設地外への放射性物質の飛散を防止する措置．
- ③埋設地における有害な空隙を排除する措置．
- ④廃棄物が容易に露出しないための措置．
- ⑤現状の技術で確実に建設・施工が可能な範囲において，十分な性能を付与すること．
- ⑥一つのバリアの性能に過度に依存しないこと．
- ⑦劣化・損傷に対する抵抗性を考慮すること．
- ⑧劣化・損傷が生じた場合にも性能ができるだけ維持できる構成・採用すること．
- ⑨耐震設計上の重要度分類は，Cクラス相当．
- ⑩管理期間の終了時は，埋設段階およびその後の50年程度．

以上の満たすべき条件の内，処分施設に直接関係する項目は①以外の②から⑩であり，①についてはL3廃棄物を埋設中に処分する区画をテント等で覆うことによって対応可能である．

### （2）処分事例

本研究で対象としている盛土式L3廃棄物処分施設事例としては，海外（スウェーデン，フランス）の極低レベル放射性廃棄物（VLLW）専用の処分施設があり，地下水の高い地盤条件の場合には，盛土式・半地下式が採用されている．操業後約25年間経っているが大きな問題は生じていない．スウェーデンの盛土式における降雨の排水は，盛土の上部で出来る限り排水するようにしており，盛土内部に降雨が浸透しないように遮水層を設けている．仮に降雨が盛土内部に浸透し廃棄物に接触した水が発生した場合は，盛土下部に排水層から盛土外に設けた外部浸透層（不透水層）を通して時間をかけて一般環境に流すこととしている．スウェーデン，フランスにおいて特徴的なのは，遮水層に人工材料（ジオテキスタイル）が積極的に採用されていることである．ただし，わが国で人工材料を使用することは耐久性と製品保証の面から，長期（約50年間）わたって使用される場合は難しいと考えられる．海外事例は，



盛土式L3 廃棄物処分施設の構造・形状を提案するにあたって参考となる。

### （３）盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設の提案と構造仕様の考え方

関連法規制等，処分事例を参考に検討した結果，図 2.4.1 に示した 盛土式 L3 廃棄物処分施設案を提案した。提案した盛土式 L3 廃棄物処分施設は，表 2.4.1 に関連法規制等（①～⑩）から求められる技術要件に対して，対策ができることを示した。

次に提案した盛土式 L3 廃棄物処分施設の構造仕様について基本的な考え方である，盛土上部において出来るだけ降雨を排水し，上部に設けた遮水層で盛土内部への降雨浸透を防止すると共に，浸透してきた降雨を底部排水層（CB）で排水することにより L3 廃棄物と降雨浸透水との接触をできるかぎり防ぐことで，安全評価のめやす値以上に放射性物質を含んだ水が環境に拡がることを抑制すること並びに，盛土内の過剰間隙水圧（飽和度）の上昇を防ぎ盛土の安定性を高めることを目的に提案した構造であることを明示した。

また，提案した盛土式 L3 廃棄物処分施設は盛土構成（層順，層厚等），盛土材料の物性値等を設定した。

### （４）盛土式 L3 廃棄物処分施設の安定性検討

図 2.4.1 に示した 盛土式 L3 廃棄物処分施設案の安定性について検討した。検討にあたっては，表 2.4.1（盛土式）L3 処分施設に対する技術要件と技術要件に対する対策に従い行い，道路盛土に関する指針・規準等に基づき円弧すべり法による安定性解析手法を用いて安定性を検討した。その結果，常時，地震時（耐震 C クラス）においても安定性が確保されていることを示した。

## 参考文献

- 1) 経済産業省令第四四号：核燃料物質又は核燃料物質によって汚染された物の第二種廃棄物埋設の事業に関する規則，昭和63年1月総理府令第一号，最終改正平成22年7月，2010.
- 2) 原子力安全委員会 放射性廃棄物・廃止措置専門部会：第二種廃棄物埋設の事業に関する安全審査の基本的考え方，pp. 1-8，2010.
- 3) 原子力安全委員会決定：発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針，pp. 1-4，pp. 7-8，pp. 10-14，2006.
- 4) 日本原子力研究所東海研究所：廃棄物埋設事業許可申請書，本文 pp. 10-11，添付書類一 pp. 1-2，添付書類三 p. 12，pp. 52-54，添付書類五 pp. 1-10，添付書類六 pp. 1-6，添付書類七 pp. 1-5，平成5年10月，平成6年5月 一部補正，平成6年11月 一部補正，1994.
- 5) 資源エネルギー庁：放射性廃棄物のホームページ，浅地中トレンチ処分 (<http://www.enecho.meti.go.jp/rw/gaiyo/gaiyo03-1.html>)，2010.9.
- 6) 伊澤正明：欧州放射性廃棄物調査団に参加して（その2），電機，9月号，pp. 14-18，2007.
- 7) Aronsson, D: Landfill repositories for Very Low Level Waste and its application in Sweden, CEG Workshop on Disposal of Radioactive Waste and Spent Nuclear Fuel - Experience and Plans, pp. 2-19, 2009.
- 8) 伊澤正明：欧州放射性廃棄物調査団に参加して（その1），電機，8月号，pp. 13-18，2007.
- 9) 原環センター：原環センタートピックス，No. 76，pp. 7-9，2006.
- 10) 原環センター：諸外国における放射性廃棄物関連の施設・サイトについて， ([http://www2.rwmc.or.jp/overseas/pub/RWMIS02/RWMIS02-201003\\_fra.pdf](http://www2.rwmc.or.jp/overseas/pub/RWMIS02/RWMIS02-201003_fra.pdf))，2010.9.
- 11) 加納光，上ノ山悦治著；各種しゃ水シートの長期耐久性，第12回廃棄物学会研究発表会講演論文集，pp. 924-926，2001.
- 12) 日本遮水工協会 技術部会設計耐久性分科会：遮水シート自主規格解説，pp. 10-13，1998.
- 13) 日本道路協会：道路土工 盛土工指針（平成22年度版），pp. 108-127，2010.
- 14) 環境省：一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終場にかかる技術上の基準を定める省令，（一般廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準），第一条 廃棄物の処理及び清掃に関する法律，2011.
- 15) 東日本高速道路株式会社 中日本高速道路株式会社 西日本高速道路株式会社：NEXCO 設計要領（第一集 土工編），pp. 2\_16-2\_18，p. 6\_19，2010.

## 第3章 盛土式L3廃棄物処分施設の構造評価

### 3.1 概説

本章では、盛土式L3廃棄物処分施設（図2.4.1）が関連法規制等からの技術的要件を満足する以外に、「第1章 1.3 盛土式L3廃棄物施設の構造評価および底部排水層の選定と課題について（1）盛土式L3廃棄物施設の構造評価」の中で、構造評価上必要と考えられる以下の項目の検討をおこない、盛土の構造安定性を検討評価する。

- ①盛土式L3廃棄物処分施設の排水機能の確認および、地震前の降雨による盛土内の飽和度の上昇に伴う盛土材料の強度低下を考慮した地震時安定性の検討評価。
- ②盛土式L3廃棄物処分施設の盛土材料とL3廃棄物（コンクリートブロック、コンクリートガラ、金属）の見かけの比重の違いによる慣性力の差ならびに剛性の違いを考慮した地震時安定性の検討評価および、盛土材料とL3廃棄物の動的応答の差異により盛土に地震後貫通クラックが発生する可能性についての検討。

検討・評価にあたっては、山下ら<sup>1)</sup>の研究成果を参考に次のように検討を行う。

- ①については2次元浸透流解析を用いて、盛土の排水機能の確認おこなうと共に、降雨後時間が過ぎるに従い浸透水が排水され飽和度が低下していく状況を解析し、地震前の降雨による飽和度の上昇が盛土材料の強度低下を考慮しなければならないほど継続するのかを検討する。
- ②については、レベルⅠ地震動とレベルⅡ地震動に対する盛土式L3廃棄物処分施設の要求性能と目標性能を明確にした上で、2次元動的解析を用いて盛土の動的挙動・動的安定性および貫通クラックの発生等について検討する。

レベルⅠ地震動については、地震後も引続き盛土式L3廃棄物処分施設を継続して使用するとの観点から、要求性能「盛土の安定性が保持できていることおよび、底部排水層のCB（キャピラリーバリア）の排水機能が発揮できること」を設定した。

レベルⅡ地震動については、地震後は、L3廃棄物が露出し第三者と接触することおよび、盛土に発生した貫通クラックがL3廃棄物まで達し直接降雨がL3廃棄物に接触し、多量の接触水が地下水を通じて環境に安全めやす値以上に拡がることを防止する観点から、要求性能「地震後L3廃棄物が地表に露出し、公衆被ばくを生じさせないこと」を設定した。

なお、レベルⅡ地震動の場合は、地震後引続き盛土式L3廃棄物処分施設を継続して使用するか否かは被害状況次第であるが少なくとも補修・修繕するまでの間、第三者に対して必要最低限の安全性を担保することを考慮した要求性能である。

### 3. 2 盛土式L3 廃棄物処分施設の排水機能の確認

提案した盛土式L3 廃棄物処分施設の構造評価の内、以下の降雨排水機能に関する構造評価項目を検討する。

①盛土式L3 廃棄物処分施設の排水機能の確認および、地震前の降雨による盛土内の飽和度の上昇が盛土材料の強度低下を考慮しなければならないほど継続するのかの検討評価。

検討には、静的全応力解析、動的全応力解析、浸透流解析の3つの基本モジュールで構成された汎用有限要素 (FEM) 解析システムの Soil Plus を用いる。排水性能の検討では Soil Plus の浸透流解析を用い図 3. 2. 1 に示す検討フローに従い提案した盛土の排水性能を評価する。

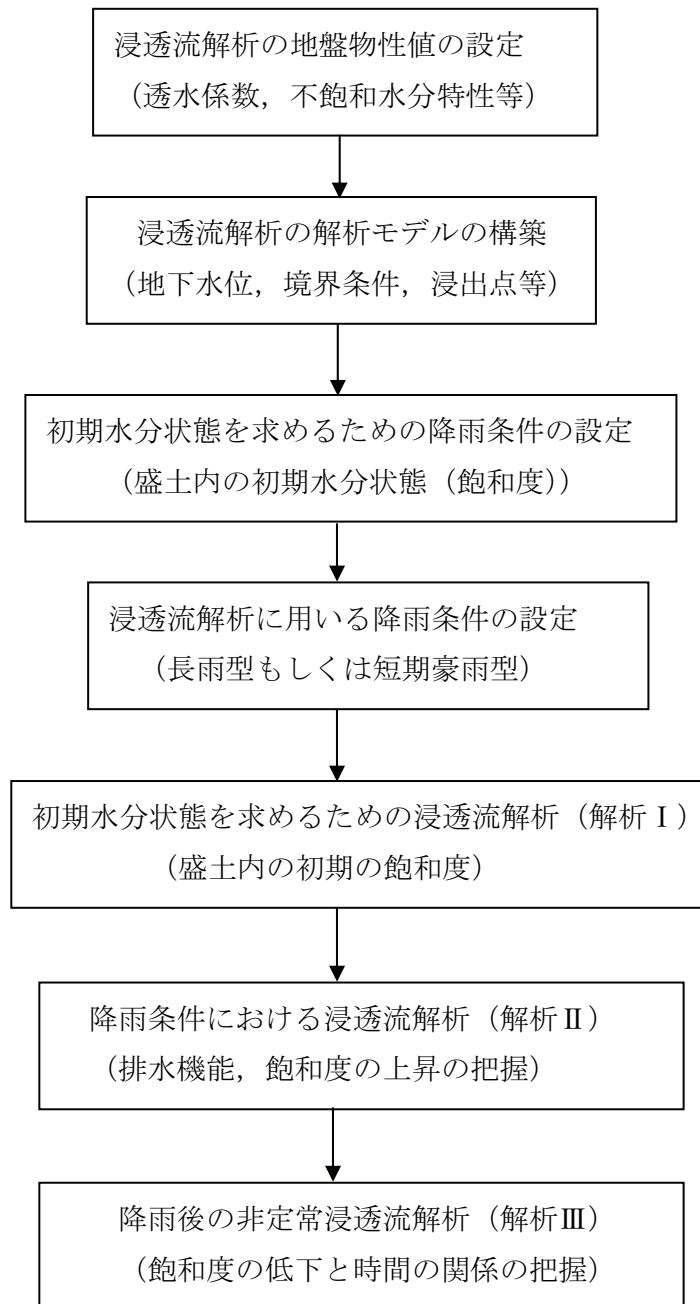


図 3. 2. 1 盛土の排水機能の検討フロー

### 3. 2. 1 浸透流解析の解析条件

図 3.2.1 に示した検討フローに従い、盛土の降雨排水機能を検討評価するための浸透流解析をおこなうにあたり解析条件を設定する。

#### (1) 浸透流解析の地盤物性値

##### 1) 飽和透水係数

基礎岩盤である花崗岩（CM 級・CL 級・D 級）は、花崗岩地帯の原子炉設置許可申請書等に掲載されている値を参照して設定した。古期扇状地堆積物（礫、粗砂、中砂、細砂および腐植を含む場合がある）は、地下水学会<sup>2)</sup>が提示している表 3.2.1 の Creager の透水係数<sup>2)</sup>を基に平均的な透水係数を設定した。

また、盛土式 L3 廃棄物処分施設を構成する土質材料は古期扇状地堆積物と同様、地下水学会<sup>2)</sup>が提示している表 3.2.1 の Creager の透水係数<sup>2)</sup>を基に、各盛土材料に応じて適切な値を設定した。

なお、埋戻し土と排水層の砂（陣屋 5 号、200kPa、Dc=94%）および、C B の砂（珪砂 6 号、200kPa、Dc=90%）は、透水試験<sup>3)</sup>より求めた透水係数を用いる。

遮水層は、一般廃棄物最終処分場の遮水構造（環境省平成 23 年 1 月；一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終場にかかる技術上の基準を定める省令<sup>4)</sup>）を参考に設定した透水係数  $10^{-6}$ cm/s 以下の粘性土を用いるとし、透水係数を  $1.0 \times 10^{-6}$ cm/s と仮定した。L 擁壁を構成するコンクリート部材については、木村ら<sup>5)</sup>が見積もった水セメント比 (W/C) 45% のコンクリートに対する透水係数を参照に設定した。コンクリートは経年的に Ca が溶出して透水性が高くなるが、Ca 溶出率は 0% を想定した。L3 廃棄物については、シルト系土質材料程度の値を仮定した。

表 3.2.1 Creager による  $D_{20}$  と透水係数<sup>2)</sup>

$D_{20}$ (mm)	k (cm/s)	土質分類	$D_{20}$ (mm)	k (cm/s)	土質分類
0.005	$3.00 \times 10^{-6}$	粗粒粘土	0.18	$6.85 \times 10^{-3}$	微粒砂
0.01	$1.05 \times 10^{-5}$	粗砂シルト	0.20	$8.90 \times 10^{-3}$	
			0.25	$1.40 \times 10^{-2}$	
0.02	$4.00 \times 10^{-5}$	粗砂シルト	0.30	$2.20 \times 10^{-2}$	中粒砂
0.03	$8.50 \times 10^{-5}$		0.35	$3.20 \times 10^{-2}$	
0.04	$1.75 \times 10^{-4}$		0.40	$4.50 \times 10^{-2}$	
0.05	$2.80 \times 10^{-4}$		0.45	$5.80 \times 10^{-2}$	
0.06	$4.60 \times 10^{-4}$	極微粒砂	0.50	$7.50 \times 10^{-2}$	粗粒砂
			0.60	$1.10 \times 10^{-1}$	
			0.70	$1.60 \times 10^{-1}$	
			0.80	$2.15 \times 10^{-1}$	
0.09	$1.40 \times 10^{-3}$	粗粒砂	0.90	$2.80 \times 10^{-1}$	粗粒砂
0.10	$1.75 \times 10^{-3}$		1.00	$3.60 \times 10^{-1}$	
0.12	$2.60 \times 10^{-3}$				
0.14	$3.80 \times 10^{-3}$	微粒砂	2.00	1.80	細礫
0.16	$5.10 \times 10^{-3}$				

## 2) 不飽和水分特性 (水分特性曲線 ; SWCC)

基礎岩盤である花崗岩 (CM 級・CL 級・D 級) は, 地下水位 GL-3m 以下であり, 常時飽和状態にあることから不飽和水分特性は定義しない。

古期扇状地堆積物や盛土式 L3 廃棄物処分施設を構成する土質材料の不飽和水分特性 (水分特性曲線・比透水係数) は, 次式 (3.2.1) ~ (3.2.3) で表現される van Genuchten モデル<sup>6)</sup> により定義した。

各種土質材料の浸透特性に対する van Genuchten (VG)<sup>6)</sup> モデルのパラメータが土質工学会 (1991 : 1995 年に土質工学会から地盤工学会に変更)<sup>7)</sup> によって表 3.2.3 に示すように整理されている。本浸透流解析では各土質材料 (砂, 礫, 砂と粘性土の中間土等) 特性に応じた VG モデルのパラメータを, 表 3.2.3 を参考に設定した。

遮水層については原子力環境整備・資金管理センターの青森産の粘性土に対する不飽和浸透特性の実験データ<sup>8)</sup> を参考に van Genuchten<sup>6)</sup> パラメータを設定した。

なお, L3 廃棄物については, 均し層や砕石と同じ不飽和水分特性と仮定した。

L 擁壁を構成するコンクリート部材について, 土質材料と同様不飽和水分特性を VG モデルでフィッティングすることを前提とした実験が行われていなかったことから, 藤崎ら<sup>9)</sup> が実施したコンクリートの主成分であるモルタルに対して不飽和水分特性を求め, その結果を VG モデルでフィッティングしたパラメータを用いた。また, 浸透流解析において, コンクリートの透水係数は  $1 \times 10^{-10}$  cm/s と小さく不透水層相当となるため, 不飽和水分特性は解析にほとんど影響を与えることはない。このため, コンクリートの主成分であるモルタルの不飽和水分特性を用いても浸透流解析結果に影響をおよぼさないと考える。

なお, 埋戻し土と排水層の砂 (陣屋 5 号, 200kPa, Dc=94%) および, C B の砂 (硅砂 6 号, 200kPa, Dc=90%) は, 保水性試験<sup>10)</sup> から求めた水分特性曲線 (SWCC) を用いた。

図 3.2.2 と図 3.2.3 に設定した水分特性曲線 (SWCC) を示す。

### ○水分特性曲線 (van Genuchten モデル<sup>6)</sup>)

$$S_e = \left[ \frac{1}{1 + (a\phi)^n} \right]^{1-\frac{1}{n}} \quad (0 \leq S_e \leq 1) \quad (3.2.1)$$

$$k_r = \frac{k}{k_s} = S_e^{1/2} \left[ 1 - \left( 1 - S_e^{1/m} \right)^m \right] \quad (3.2.2)$$

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad m = 1 - \frac{1}{n} \quad (3.2.3)$$

ここに,  $S_e$  : 有効飽和度

$\phi$  : サクシヨン (kPa (cmH<sub>2</sub>O))

$a, m, n$  : パラメータ (なお,  $n > 0$ )

$k$  : 不飽和透水係数 (cm/s)

$k_s$  : 飽和透水係数 (cm/s)

$k_r$  : 比透水係数

$\theta$  : 体積含水率 ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )

$\theta_s$  : 飽和体積含水率 ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )

$\theta_r$  : 残留体積含水率 ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )

表3.2.2 van Genuchtenの係数 (土質工学会(1991 : 1995年に土質工学会から地盤工学会に変更))<sup>7)</sup>

試料	$\theta_s$	$\theta_r$	$\alpha$ ( $\text{cm}^{-1}$ )	n
1 砂丘砂	0.403	0.042	0.0356	4.793
2 細砂	0.300	0.000	0.0522	5.678
3 細砂	0.410	0.000	0.0632	1.405
4 砂質土	0.565	0.221	0.0147	6.656
5 砂	0.365	0.000	0.0574	1.629
6 アカホヤ	0.785	0.412	0.0307	1.871
7 クロニガ	0.739	0.473	0.0605	1.442
8 黒ぼくA	0.800	0.437	0.0241	1.713
9 黒ぼくB	0.801	0.581	0.0268	3.249
10 洪積粘土	0.535	0.078	0.0476	1.248
11 関東ローム	0.760	0.218	0.0115	1.487
12 しらす	0.600	0.128	0.0167	3.116
13 沖積土	0.697	0.426	0.0165	3.220
14 泥岩	0.580	0.021	0.0759	1.455

3) 浸透流解析に用いる地盤物性値

1), 2) で設定した浸透流解析に用いる地盤物性値を表 3.2.3 に示す. 表 3.2.3 の不飽和水分特性 (水分特性曲線) の不飽和-1~不飽和-8 は, 図 3.2.2 と図 3.2.3 に示す不飽和水分特性曲線である.

表 3.2.3 浸透流解析の地盤物性値一覧

構成地盤	浸透流解析用地盤物性値		
	不飽和水分特性	透水係数 K cm/s	
1 古期扇状地堆積物	洪積粘土	不飽和-1	$2.60 \times 10^{-3}$
2 花崗岩D級	なし	—	$9.00 \times 10^{-6}$
3 花崗岩CL級	なし	—	$3.50 \times 10^{-5}$
4 花崗岩CM級	なし	—	$2.10 \times 10^{-5}$
5 植生層(砂と粘土の中間土)	砂質土	不飽和-6	$1.00 \times 10^{-4}$
6 フィルター層(砂と粘土の中間土)	砂質土	不飽和-6	$2.51 \times 10^{-2}$
7 排水層の砂 (陣屋5号 200kPa, Dc=94%)	陣屋5号	不飽和-8	$5.02 \times 10^{-2}$
8 砂 (CB) (珪砂6号, 200kPa, Dc=90%)	珪砂6号	不飽和-7	$1.31 \times 10^{-2}$
9 粘性土 (遮水層含む)	遮水層	不飽和-3	$1.00 \times 10^{-6}$
10 埋戻し土 (陣屋5号 200kPa, Dc=94%)	陣屋5号	不飽和-8	$5.02 \times 10^{-2}$
11 礫 (一般値 : CB含む)	砂礫土	不飽和-2	$2.00 \times 10^{-1}$
12 均し層	砂礫土	不飽和-2	$1.00 \times 10^{-3}$
13 基礎碎石	砂礫土	不飽和-2	$5.02 \times 10^{-2}$
14 均しコンクリート	コンクリート	不飽和-5	$1.00 \times 10^{-10}$
15 L型擁壁	コンクリート	不飽和-5	$1.00 \times 10^{-10}$
16 L3廃棄物	砂礫土	不飽和-2	$1.00 \times 10^{-5}$



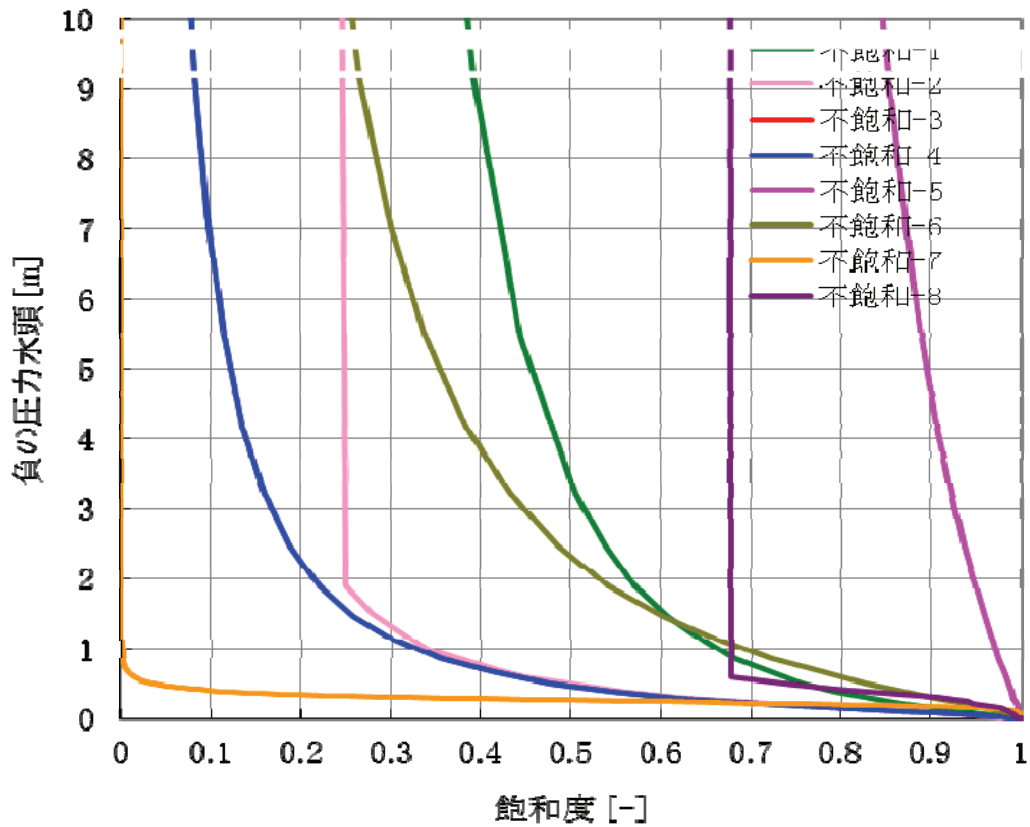


図 3.2.2 飽和度と圧力水頭の関係

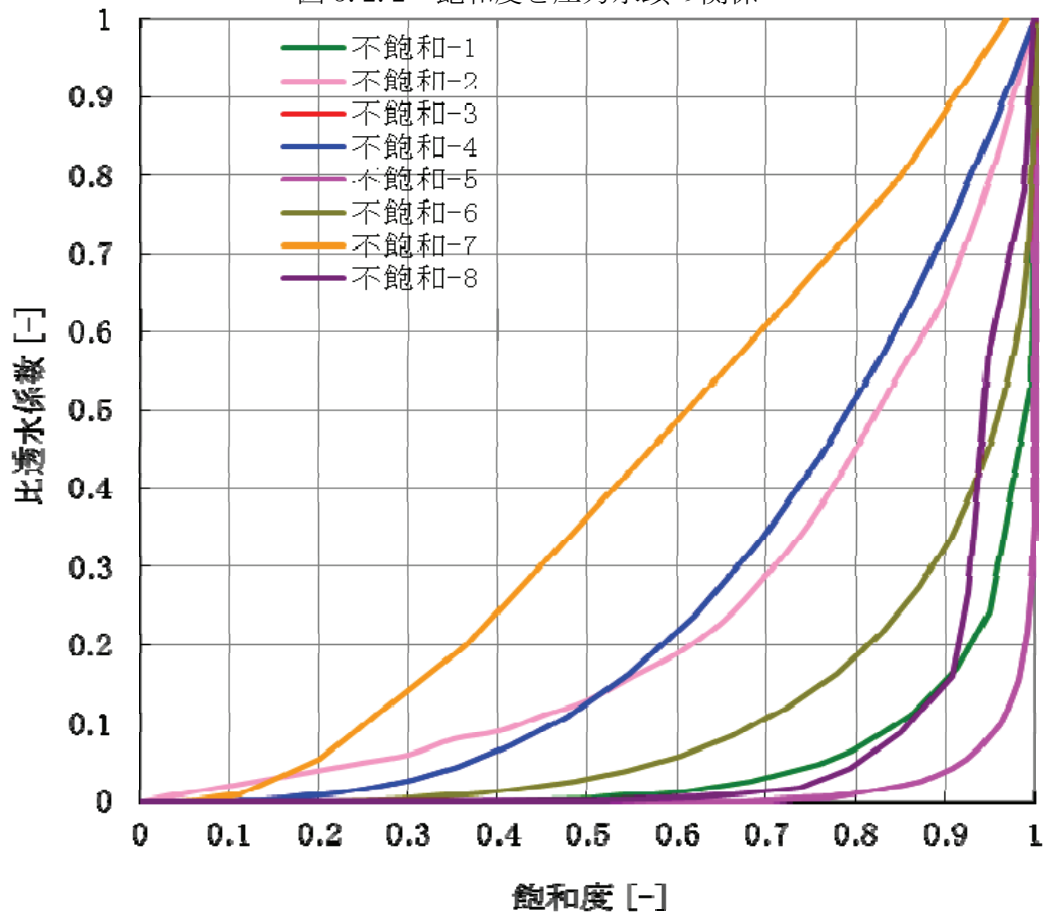


図 3.2.3 飽和度と比透水係数の関係

## (2) 浸透流解析の解析モデル

浸透流解析モデルと境界条件（浸出点，地下水位，降雨位置）について図 3.2.3 に示す。図 3.2.4 は盛土分の解析モデルと境界条件を拡大したものである。なお，解析モデルは，「初期水分状態を求めるための浸透流解析（解析Ⅰ）」，「降雨条件における浸透流解析（解析Ⅱ）」，「降雨後の非定常浸透流解析（解析Ⅲ）」共通である。

- 1) 解析モデルについて，地盤（基礎岩盤である花崗岩（CM 級・CL 級・D 級）と古期扇状地堆積物）は数百 m 平らで河川が近くになく，被圧している地下水もない場所で，地盤上に盛土式 L3 廃棄物処分施設が構築されると仮定し解析モデルを作成した。浸透流解析モデルは，地盤が変化なく平らとの条件から，解析モデル幅は盛土と両側盛土の幅の約半分を取り，深さ方向は花崗岩深部 CM 級までモデル化した浸透流 FEM 解析 MESH は，盛土の各層が模擬できる寸法（約 50cm×約 15～約 50cm）とした。解析モデルを図 3.2.4 に示す。
- 2) 浸出点（地盤や盛土が飽和して降雨浸透水があふれてくる点）

浸出点は盛土式 L3 廃棄物処分施設の覆土表面および法尻近くにモデル化した排水溝に定義した。また，処分施設内の底部に敷設した排水層（CB）を流れる浸透水は廃棄物と接触している可能性もあることから，覆土表面の排水層を経由する排水とは，排水分離とすることが考えられる。そこで，底部排水層の法尻部付近での分離排水を仮定し，当該位置に浸出点を設けた。

### 3) 地下水位

地下水位は，GL-3m（花崗岩 D 級の上面位置）と仮定し，モデル境界では全水頭を-3m に固定した。また，解析モデル下方境界は不透水条件である。

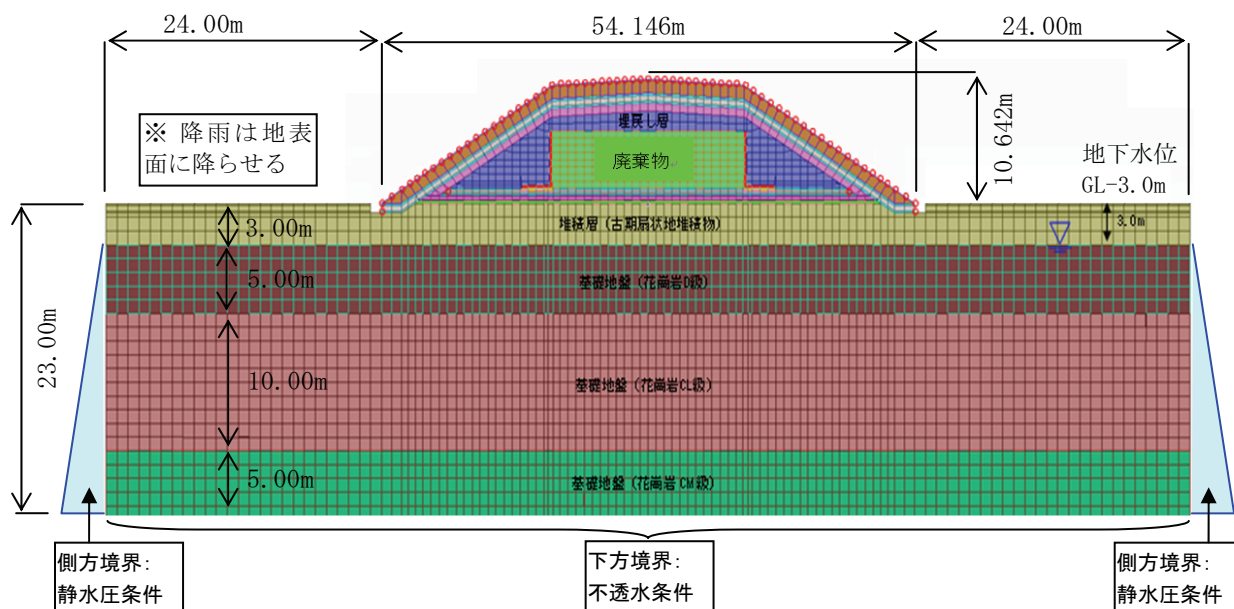


図 3.2.4 浸透流解析モデル図（境界条件含む）

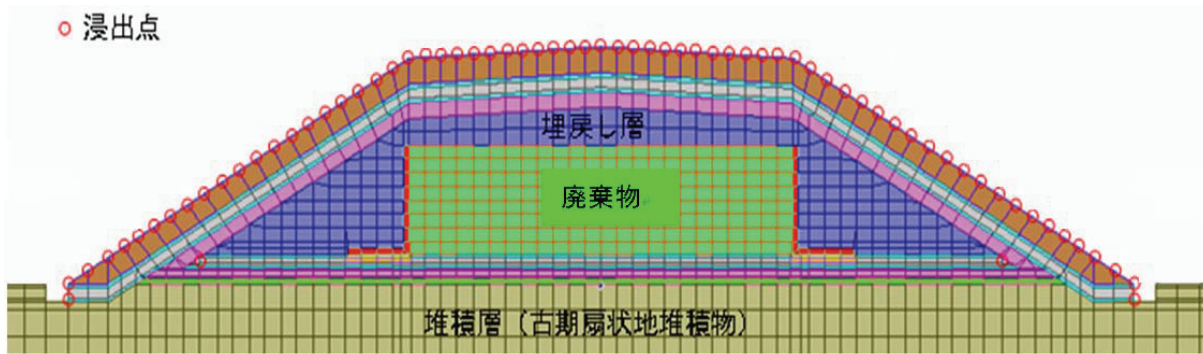


図 3.2.5 浸透流解析モデル図（境界条件含む）の盛土部拡大図

#### 4) 降雨位置

以下に設定する降雨条件の降雨量を図 3.2.4 および図 3.2.5 で示すように、堆積層（古期扇状地堆積物）表面および盛土式 L3 廃棄物処分施設の覆土表面に降らせる。

### （3）初期水分状態を求めるための降雨条件の設定

降雨条件を設定するには、場所を決める必要がある。そこで、日本海側の敦賀市の気象データを用いることとした。気象庁の気象統計情報に公開されている敦賀市の 1 年間の月ごとの平均的な気象統計データ（統計期間：1981～2010）を表 3.2.4 に示す。敦賀市の平均的な年間降雨量としては、2136.4mm/年（表 3.2.4 の 1～12 月の合計値）が記録されている。初期水頭を設定するための浸透流解析（解析 I）で想定する降雨量は、この年間降雨量に基づき設定することとした。

また、盛土内の水分状態を適切に設定する場合には、気温に応じた蒸発散量も考慮する必要があることから、表 3.2.4 で示した降雨量と平均気温を参考にソーンズウェイト法による蒸発散量を見積もった。

ソーンズウェイト法は、土壌が十分な水分を含むときの圃場蒸発散量を可能蒸発散量とし、気温の関数として求める方法である（神奈川県温泉地学研究所<sup>11)</sup>）。ソーンズウェイト法によって見積もられた敦賀市の平均的な蒸発散量は、表 3.2.5 に示すように年間 749.1mm 程度であった。

$$\text{可能蒸発散量 (cm/月)} : PE_i = 1.6 \left( \frac{10t_i}{I} \right)^a \quad (t_i : i(i=1\sim 12)\text{月の平均気温}) \quad (3.2.4)$$

ここで、

$$I = \sum_{i=1}^{12} \left( \frac{t_i}{5} \right)^{1.514}$$

$$a = (0.675I^3 - 77.1I^2 + 17920I + 492390) \times 10^{-6}$$

表 3.2.4 敦賀市の気象データ（1981～2010 年間）と蒸発散量

月 i —	降水量 mm	平均気温 $t_i$ °C	係数		係数 a —	可能蒸発散量 ( $PE_i$ ) cm/月	総和 mm/12ヶ月
			$(t_i/5)^{1.514}$ —	I			
1	269.5	4.5	0.85	72.05	1.636	0.741	749.1
2	166.9	4.7	0.91			0.795	
3	150.2	7.8	1.96			1.822	
4	118.7	13.2	4.35			4.307	
5	142.2	17.8	6.84			7.024	
6	165.7	21.7	9.23			9.713	
7	195.8	25.8	11.99			12.891	
8	125.5	27.4	13.14			14.225	
9	188.2	23.4	10.35			10.988	
10	135.2	17.6	6.72			6.896	
11	185	12.3	3.91			3.837	
12	282.4	7.4	1.81			1.671	

初期水頭を設定するための浸透流解析（解析 I）における降雨条件としては、気象統計データにソーンズウェイト法による蒸発散量を考慮した年間降雨量 1387mm (=2136.4mm-749.1mm) を用いることとした。

解析 I では、図 3.2.6 に示すように「降雨あり」が 1 日・「降雨なし」が 2 日という 3 日間のサイクルで 3 年間の非定常解析（解析 I）を実施し、3 年後の盛土内の水分状態（飽和度や水頭値）を降雨時の浸透流解析（解析 II）の初期条件とした。

このとき、3 日間のサイクルでの年間降雨量は上記の蒸発散量を考慮した年間降雨量に整合するように、「降雨あり」の場合には 11.4mm/日とした。非定常解析で設定した期間（3 年）は、施設内の水分状態が概ね定常状態に至る期間として、解析をおこない設定した。

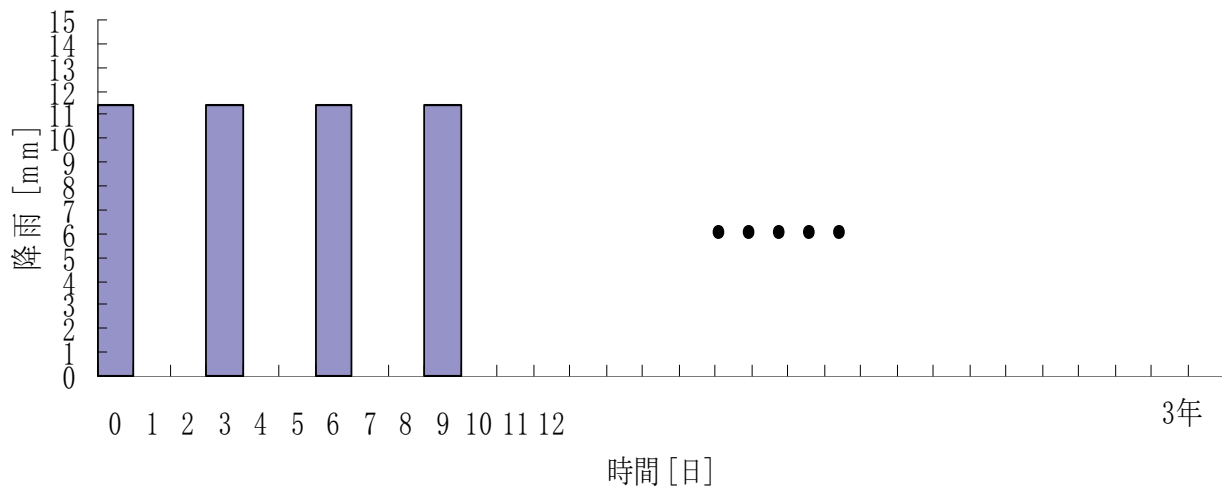


図 3.2.6 初期水頭を決定するための浸透流解析における降雨条件

#### (4) 浸透流解析（解析Ⅱ）に用いる降雨条件の設定

降雨時の浸透流解析（解析Ⅱ）で用いる降雨条件について次のように設定した。

盛土を構成する土質材料への降雨の浸透を考えた場合，集中豪雨などに見られる短時間に高い降雨強度を設定した場合には，土質材料固有の保水機能や透水性以上の降雨が供給されることとなり，盛土表面上の流下水が主となることが予想される．井上ら<sup>12)</sup>は，平成10年8月の記録的な豪雨により崩壊した鉄道高盛土の崩壊箇所の事例について，崩壊箇所近傍で観測された降り始めからの降雨量が820mmであったことから，計画降雨を900mmとし，豪雨型（60mm×15時間）と長雨型（5mm×180時間）の2ケースを設定して浸透流解析による検討をしており，長雨型の方が盛土内の浸潤領域が大きくなることを報告している．本検討においても，井上ら<sup>12)</sup>の手法のうち，長雨型を参照して図3.2.7に示すように時間降水量5mm/時間の180時間（1週間程度）の連続降雨を浸透流解析（解析Ⅱ）の降雨条件とした。

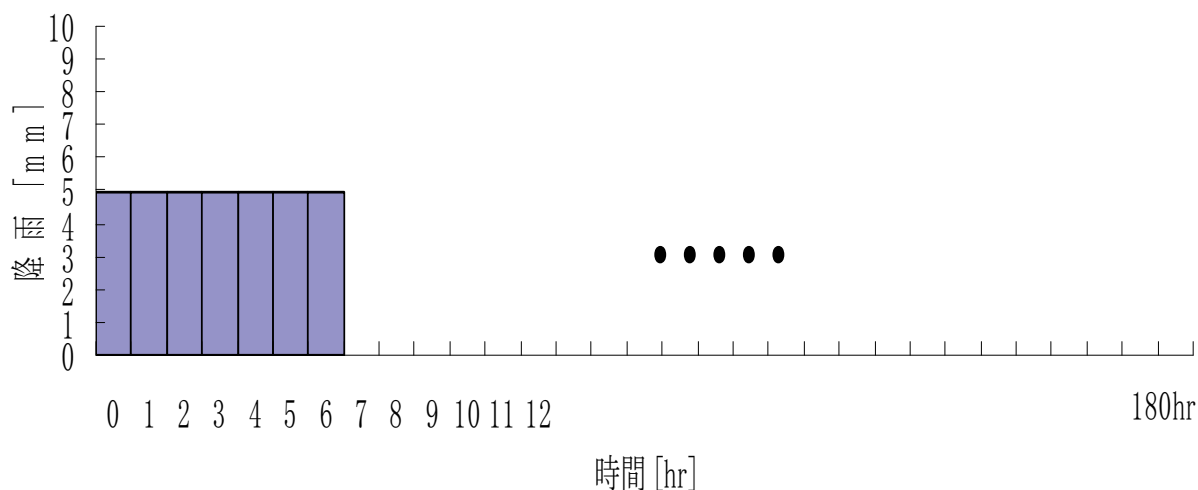


図 3.2.7 降雨時の浸透流解析(解析Ⅱ)における降雨条件

### 3. 2. 2 初期水分状態を求めるための浸透流解析（解析 I）結果

降雨時の浸透流解析に先立って、盛土式L3 廃棄物処分施設内に分布する初期水分状態（飽和度）を適切に設定することを目的として浸透流解析を実施した。「(1) 解析条件」で設定年間降雨量を図 3.2.5 に示した降雨条件で、盛土式L3 廃棄物処分施設内の水分状態が概ね定常状態となる 3 年間の非定常解析を実施した。

盛土式L3 廃棄物処分施設の 3 年後の飽和度分布を図 3.2.8（全体解析モデル）と図 3.2.9（盛土部）に示す。

解析結果から、法尻端部の植生層で 75%程度の飽和度領域が存在するが、盛土表面付近の上部排水層や上部遮水層によって盛土内部の埋戻し層への降雨浸透は抑制され、50~60%程度の不飽和状態が保たれていることがわかる。また、天端や法面に設けられた上部排水層の飽和度は 60~70%と飽和度 100%に対して余裕があり、底部排水層（CB）の飽和度は 10~30%と低く排水機能には問題はないと判断できる。法尻付近の上部遮水層の飽和度が高いのは、盛土上部から流れた降雨が法尻に集まるためと考えられる。なお、底部に敷設された遮水層については概ね飽和に近い状態となるとの結果が得られた。

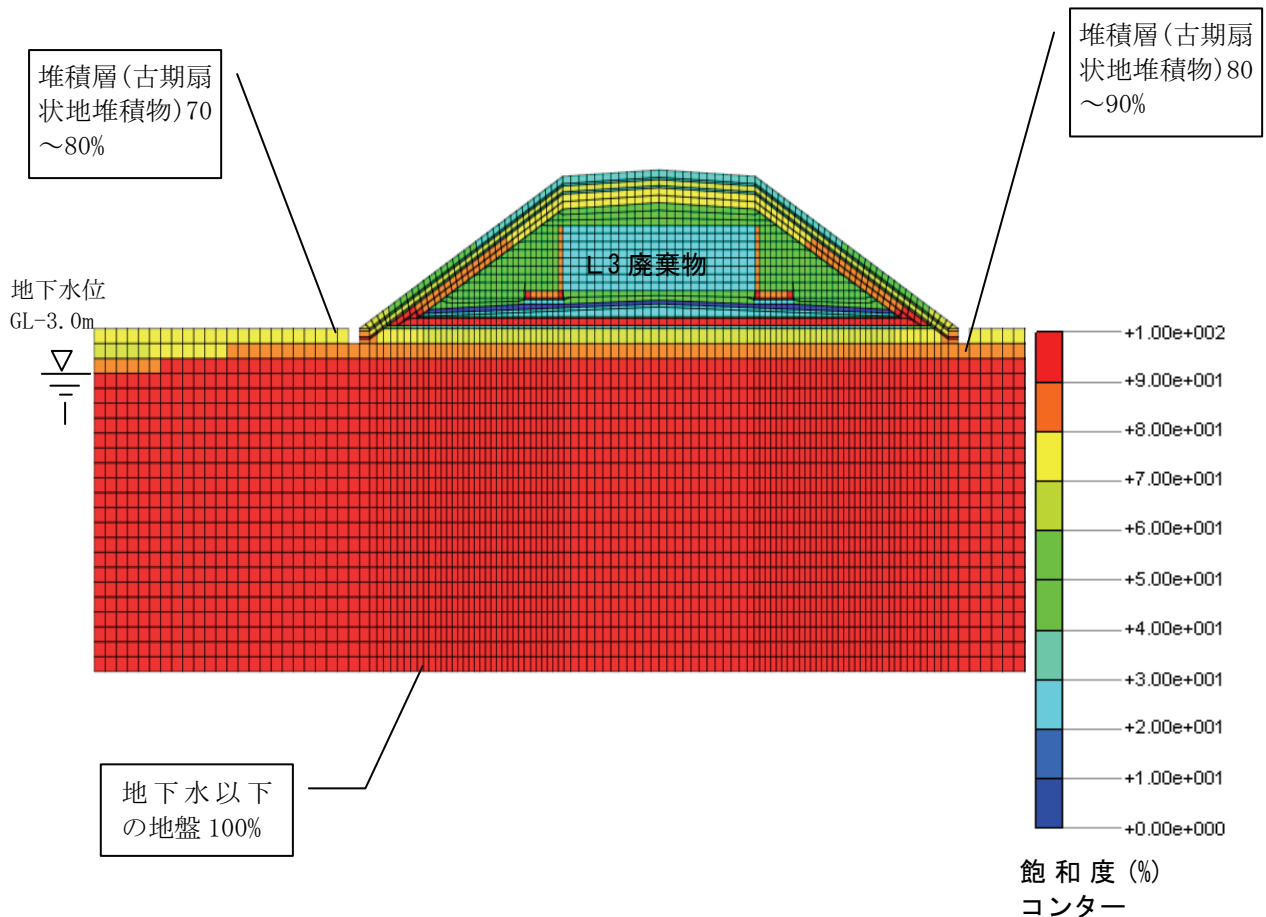
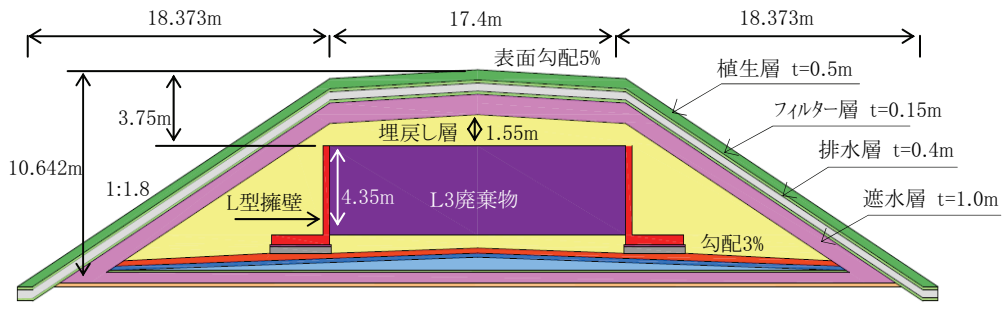


図 3.2.8 初期水分状態を求めるための浸透流解析（解析 I）結果 [全体:3 年後の飽和度(%)]



盛土式極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設案

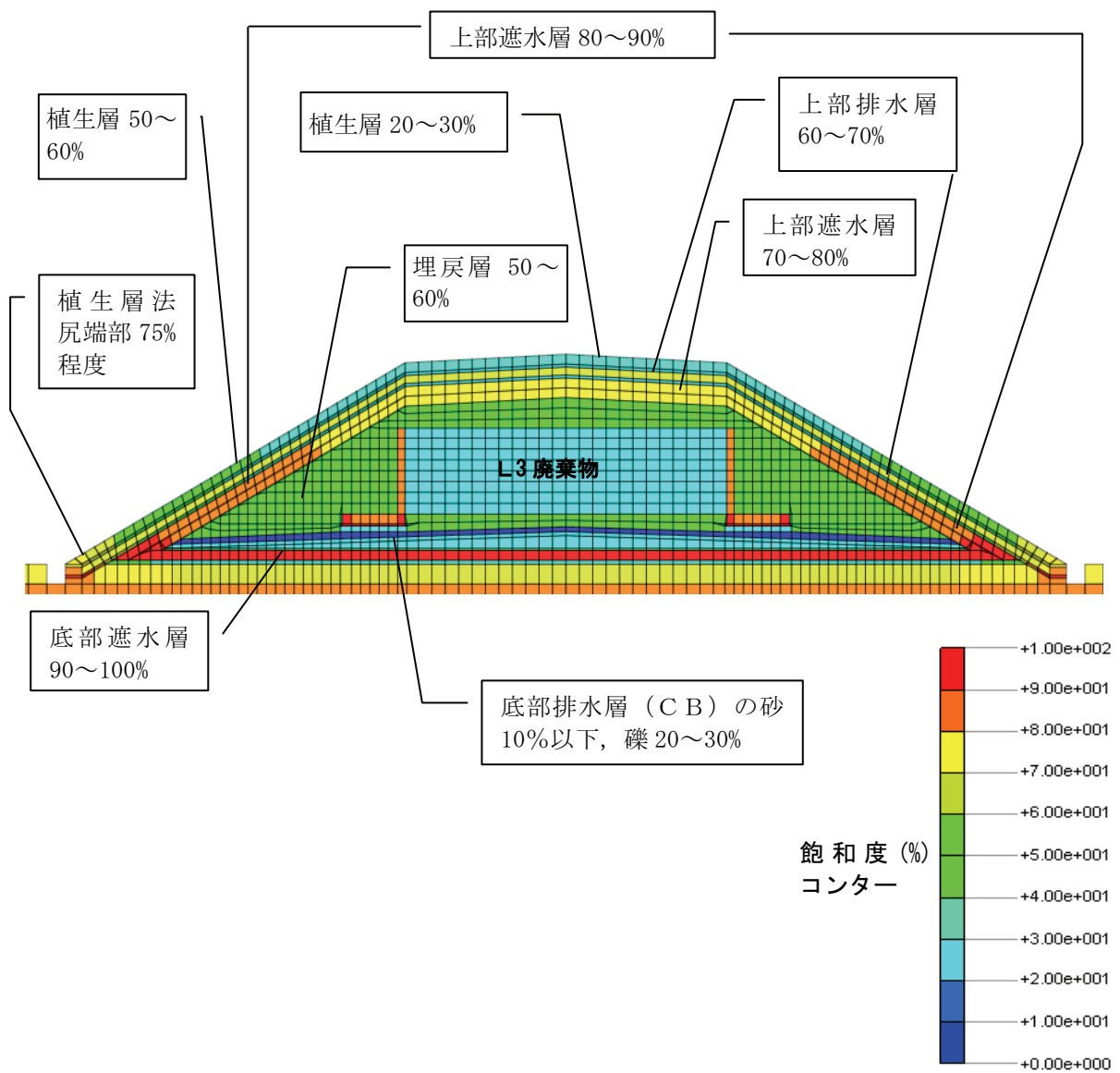


図 3.2.9 初期水分状態を求めるための浸透流解析 (解析 I) 結果 [盛土:3 年後の飽和度(%)]

### 3. 2. 3 降雨時の浸透流解析（解析Ⅱ）結果

「(2) 初期水分状態を求めるための浸透流解析（解析Ⅰ）結果」から得られた3年後の盛土の水分状態を初期状態として、「(1) 解析条件」で設定した長雨型（5mm×180時間）の降雨で浸透流解析（解析Ⅱ）を実施した。180hr後の飽和度分布を図3.2.10に、盛土内の流速分布を図3.2.11に示す。また、降雨後の盛土内の排出（通過）流量を図3.2.12と表3.2.5に示す。以下に、降雨時の浸透流解析（解析Ⅱ）の結果をまとめる。

1) 図3.2.10から、初期水分状態（図3.2.9）と比較して植生層の飽和度が全体的に上昇している。例えば、初期水分状態では盛土天端で飽和度20～30%が降雨直後は70～80%と上昇している。盛土の上部排水層では初期水分状態の飽和度60～70%が降雨後には60～80%に、上部遮水層では初期水分状態の飽和度は80～90%が80～100%近くまで上昇している。しかし、盛土内部の埋戻し層への降雨浸透は抑制され、初期水分状態と同様50～60%程度の不飽和状態を保った状態を示している。この結果から、植生層—フィルター層—上部排水層—フィルター層—上部遮水層の組み合わせは浸透抑制機能を発揮し埋戻し層の飽和度の上昇を防いでいる。また、底部排水層（CB）の飽和度は初期水分状態と同様10～30%と低く、飽和度（100%）の面から見て排水機能には余裕があると考えられる。なお、底部遮水層の飽和度は80～90%となる。

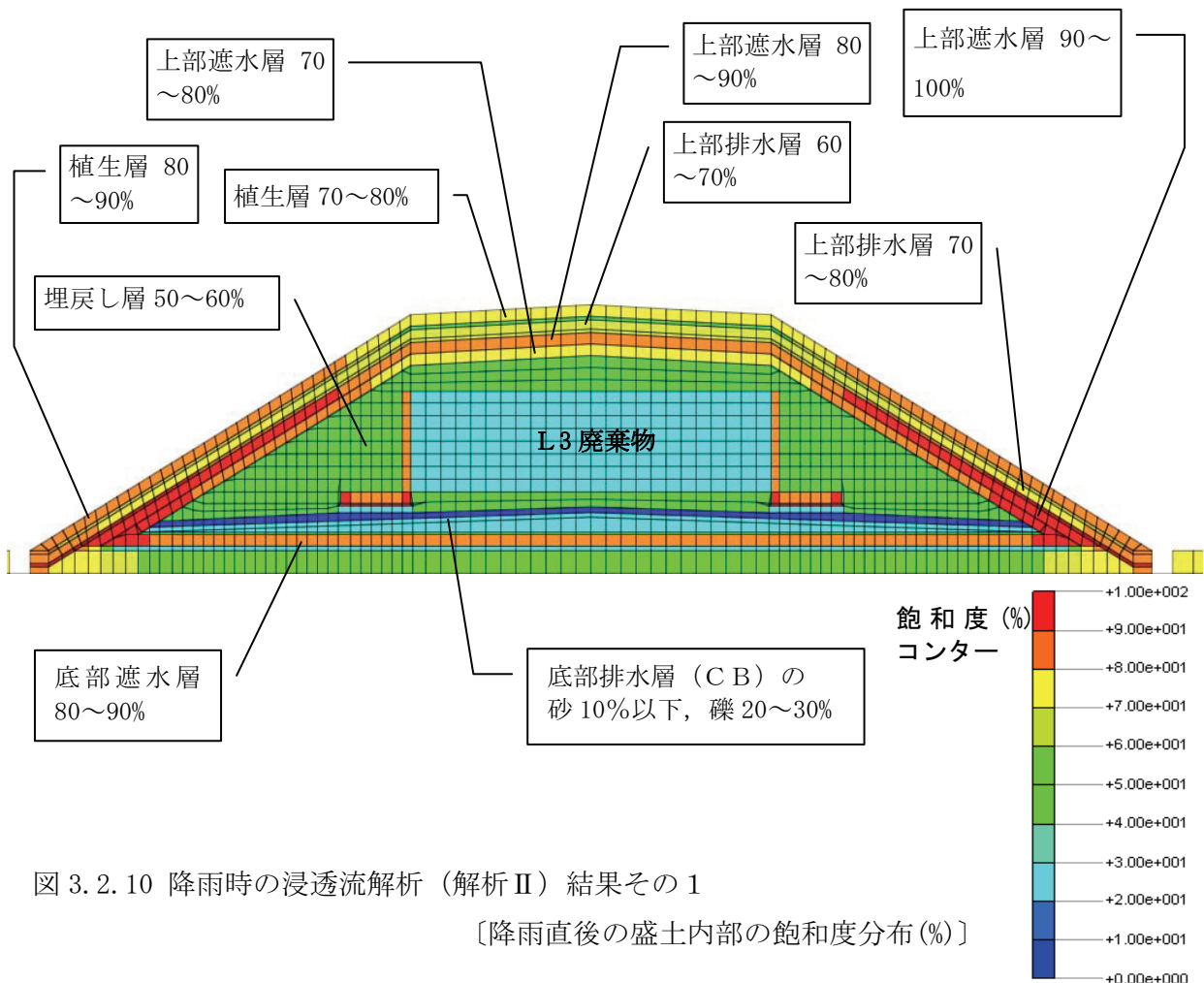
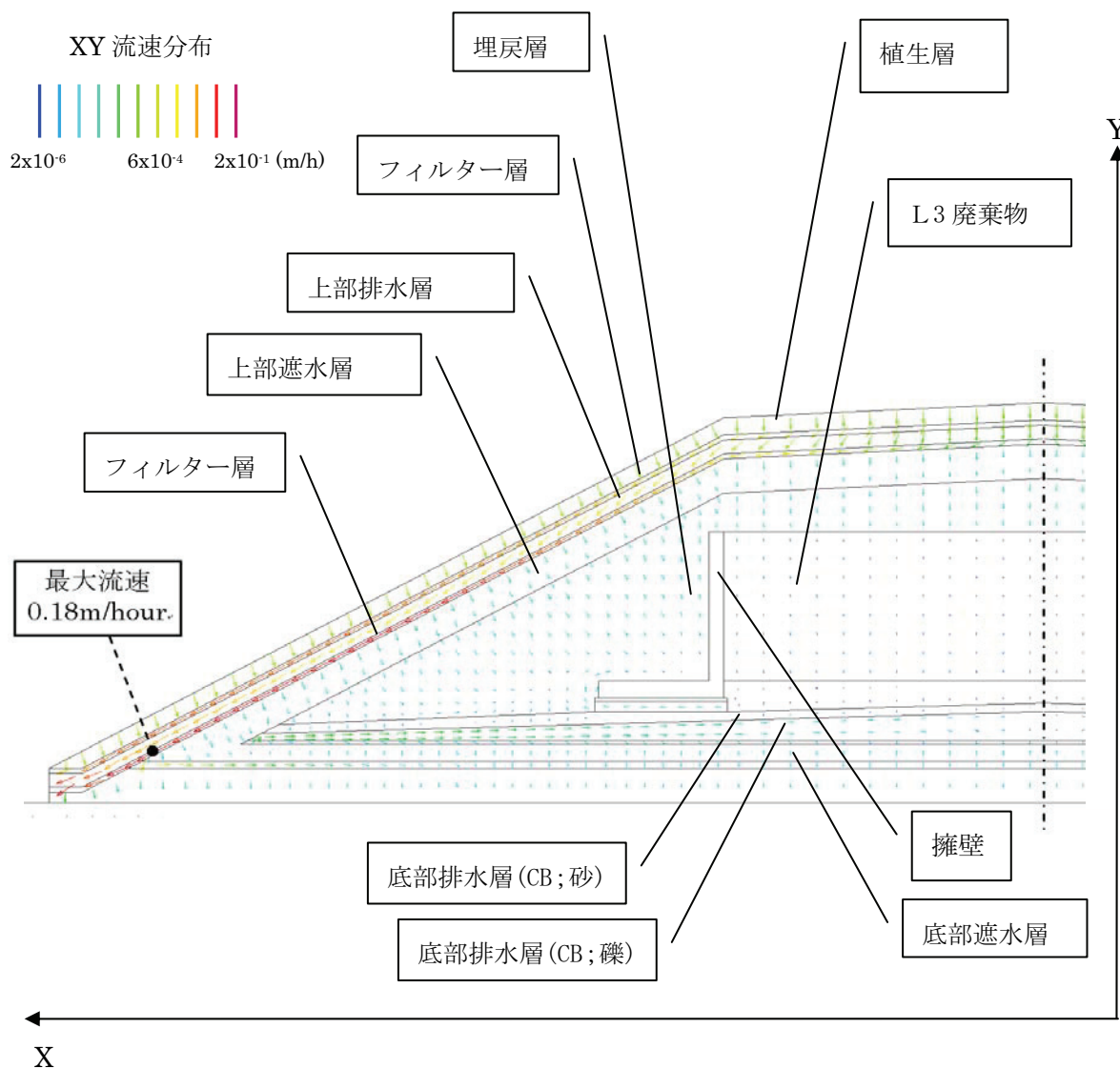


図 3.2.10 降雨時の浸透流解析（解析Ⅱ）結果その 1

[降雨直後の盛土内部の飽和度分布(%)]



2) 図 3.2.11 から、盛土の中に浸透してきた降雨は主に上部排水層とフィルター層を通じて流下している傾向がわかる。また、法面において盛土内に浸透してきた降雨水は、法面に直角方向で下部に向かって流れており、盛土の底部では底部排水層 (CB) を通じて排出されて行くことがわかる。また、L3 廃棄物が埋設されている盛土中央部は浸透してきた降雨水が流下し底部排水層 (CB) に流れて行く。



→(矢印)は、X 方向と Y 方向の合成流(m/h)を表す

図 3.2.11 降雨時の浸透流解析 (解析 II) 結果その 2 [盛土内の流速分布 (m/h)]

3) 降雨後にL3 廃棄物を通過する浸透降雨量, 上部排水層の排水 (通過流) 量および, 底部排水層 (CB) に流下する水量の把握を目的として, 8 地点を通過する排水 (通過流) 量を, 降雨時の浸透流解析結果から求まる流れ方向の流速に対して流れ直角方向の各材料の厚みを乗じ排水 (通過流) 量を求めた. その結果が図 3.2.12 と表 3.2.5 に示されている.

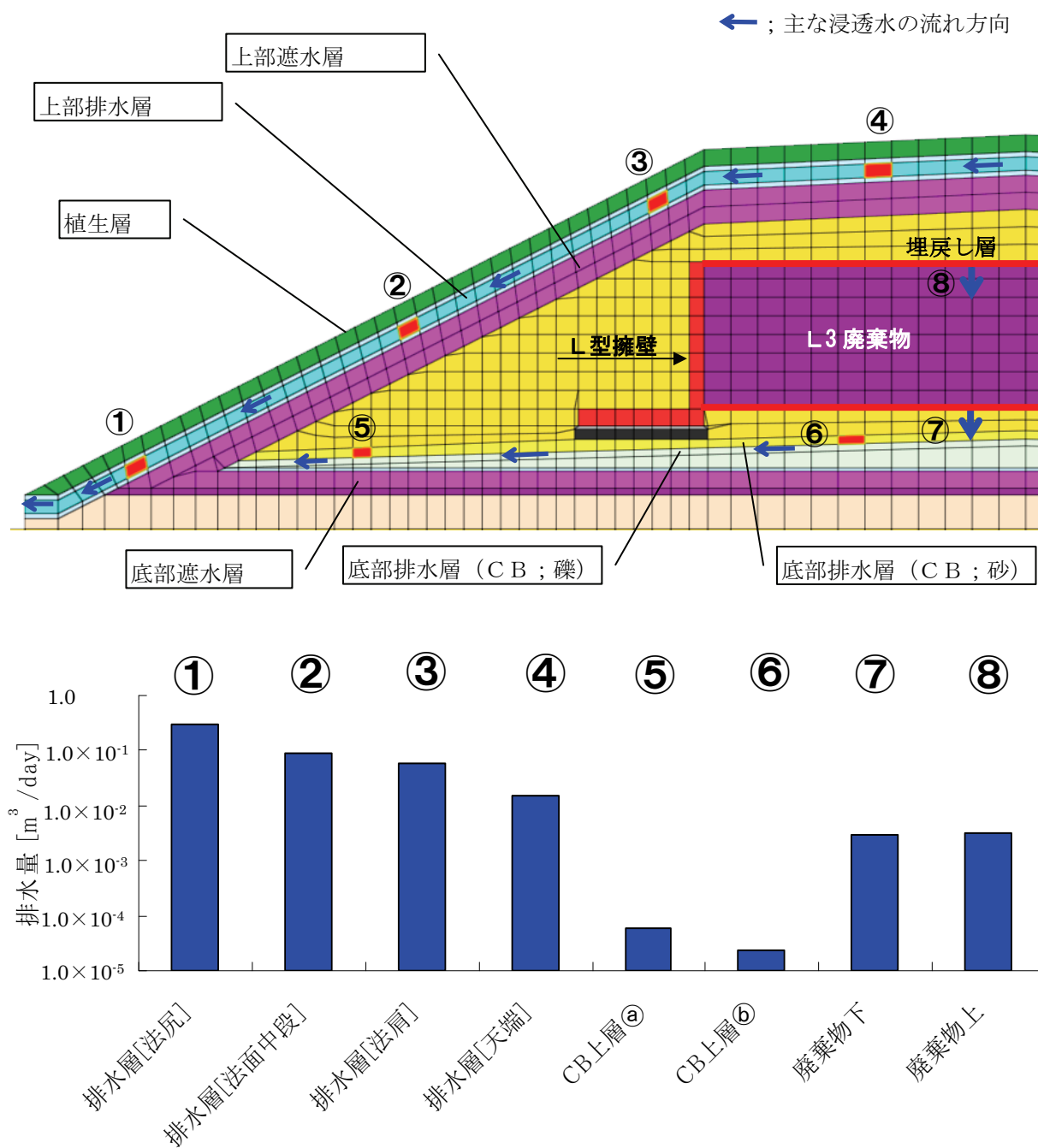


図 3.2.12 通過流量を求めた要素と排水 (通過流) 量グラフ

また、図 3.2.12 と表 3.2.5 から降雨時に（上部）排水層を通過する排水（通過流）量は①～③の法面勾配に平行して設けられた位置で最も多くなり、法尻で最大  $0.30\text{m}^3/\text{day}$  程度と見積もられる。底面部の排水層（⑤，⑥）は、上部排水層（①～④）と比べると  $1/3500$  程度となっており、平均的に  $0.000042\text{m}^3/\text{day}$  程度の流量が見積もられる。また、L3 廃棄物を通過する排水（通過流）量については、上面（⑦）からの流入量と下面（⑧）から排水層へ向けた排水（通過流）量がほぼ同じ値となっており、平均に  $0.003\text{m}^3/\text{day}$  程度であった。

排出（通過流）量の面から見ると、例えば地表近くの排水層の通過流量の多いところ（法尻①）で、 $0.30\text{m}^3/\text{day}$  程度が、盛土内部の L3 廃棄物上（⑧）では通過流量は  $0.0030\text{m}^3/\text{day}$  と約  $1/100$  程度と低くなっていることから、植生層－フィルター層－上部排水層－フィルター層－上部遮水層による盛土内部への浸透抑制機能が有効であると考えられる。

表 3.2.5 各要素の排出（通過流）量の結果

	流速 [m/day]	厚さ [m]	流量 [m <sup>3</sup> /day]
① 排水層[法尻]	$7.52 \times 10^{-1}$	0.4	$3.01 \times 10^{-1}$
② 排水層[法面中段]	$2.21 \times 10^{-1}$	0.4	$8.86 \times 10^{-2}$
③ 排水層[法肩]	$1.41 \times 10^{-1}$	0.4	$5.65 \times 10^{-2}$
④ 排水層[天端]	$3.66 \times 10^{-2}$	0.4	$1.46 \times 10^{-2}$
⑤ CB 上層①	$2.40 \times 10^{-2}$	0.25	$6.00 \times 10^{-5}$
⑥ CB 上層②	$9.60 \times 10^{-5}$	0.25	$2.40 \times 10^{-5}$
⑦ L3 廃棄物下	$1.72 \times 10^{-4}$	17.4	$2.99 \times 10^{-3}$
⑧ L3 廃棄物上	$1.78 \times 10^{-4}$	17.4	$3.10 \times 10^{-3}$

### 3. 2. 4 降雨後の非定常浸透流解析（解析Ⅲ）結果

盛土内の飽和度が時間と共に低下して行く状況を把握する目的で、降雨後 7 日後までの非定常浸透流解析（解析Ⅲ）を実施した。

なお、降雨後 7 日間と設定したのは、次の理由によるものである。

土木研究所がおこなった「平成 20 年岩手・宮城内陸地震調査報告会 道路土工・斜面」<sup>13)</sup>の中で盛土被害について、中越地震や能登半島地震で地震前の降雨の影響により大きな被害が生じた沢埋盛土についても流動的な被害は見られなかったことおよび、盛土は沈下、段差、亀裂が生じているが崩壊に至ったものは無かったと報告があった。また、岩手・宮城内陸地震で被害を受けた岩手県の祭時、宮城県の前ノ湯において地震前の 10 日間の累計降雨量を調査した結果、地震前日まで 7 日間無降雨であったことおよび、中越地震と能登半島地震前の 5 日間累計雨量が長岡（中越地震）で 120mm、門前町（能登半島地震）で 50mm と報告されている。この報告を踏まえ降雨後 7 日間あれば、降雨後時間の経過と共に降雨浸透水が排水され飽和度が低下していく状況を把握できると考え降雨後 7 日間に設定した。

降雨終了後、経過する日（時間）ごとの飽和度分布を図 3.2.13 と表 3.2.6 に、盛土内の各要素の飽和度と時間を図 3.2.14 に示した。

表 3.2.6 盛土の各エリアの時間と飽和度の変化一覧

エリア	層	ア) 初期水分状態	イ) 降雨直後	ウ) 降雨後 2 日	エ) 降雨後 7 日
A	植生層	20～50%	80～90%	70～80%	50～60%
	上部排水層	60～70%	70～80%	60～70%	60～70%
	上部遮水層	80～90%	80～100%	80～100%	80～90%(100%)
	埋戻し層	50～60%	50～60%	50～60%	50～60%
B	植生層	20～30%	70～80%	50～60%	50～60%
	上部排水層	60～70%	60～70%	60～70%	60～70%
	上部遮水層	70～80%	70～90%	70～90%	80～90%
	埋戻し層	50～60%	50～60%	50～60%	50～60%
C	埋戻し層	50～60%	50～60%	50～60%	50～60%
	C B 砂層	0～10%	0～10%	0～10%	0～10%
	C B 礫層	20～30%	20～30%	20～30%	20～30%
	下部遮水層	90～100%	80～90%	80～90%	80～90%

1) Aエリアについて、降雨直後には植生層の飽和度 80～90%と高くなるが、7 日後には 50～60%と低下する。上部排水層の飽和度は降雨直後には 70～80%に上がるが、2 日後は初期状態と同じ 60～70%となり、上部排水層は、降雨後 2 日間程度で飽和度が低下することから浸透降雨排水が順調におこなわれていると考えられる。上部遮水層の飽和度は降雨直後には

80～90%後高くなるが、7日後には盛土上部から除々に低下し初期水分状態と同じ80～90%となる。埋戻し層の飽和度は、どの状態でも同じ飽和度を保持している。以上のことから、植生層－フィルター層－上部排水層－フィルター層－上部遮水層の組み合わせは、盛土内部への浸透抑制機能が有効であることを示している。

2) Bエリアの植生層、上部排水層、埋戻し層に関しては、Aエリアと同様な傾向を示している。上部遮水層において、降雨直後よりも降雨後7日後の方が飽和度が高くなっているが、その原因は遮水層の透水係数が低いいため遮水層の上部に浸透した降雨が、遮水層の下部に浸透流下するまでに時間を要するためと考えられる。

3) Cエリアについては、どの状態においても各層の飽和度が変化しない。これは、前記したように植生層－フィルター層－上部排水層－フィルター層－上部遮水層の組み合わせによる盛土内部への浸透抑制機能が有効に作用し、盛土内部への降雨浸透を防止していることを示していると考えられる。

4) 図3.2.14に示した各要素における降雨後の時間経過と飽和度の変化を見ると、植生層(要素1)の飽和度は降雨直後から上昇・下降に変化をするが、降雨後6日間目から下がり始める。上部排水層(要素2)の飽和度は、降雨後一旦約75%まで上昇するがその後は70%以下となり、飽和度100%まで達しないことから、排水能力に余裕があると考えられる。上部遮水層(要素3)の飽和度は、85～89%の値で推移している。埋戻し層(要素4,5)の飽和度は初期水分状態から降雨後7日間変化はない。

以上からも、植生層－フィルター層－上部排水層－フィルター層－上部遮水層の組み合わせによる盛土内部への浸透抑制機能が有効であると判断できる。

5) 図3.2.13と図3.2.14から初期水分状態、降雨直後、降雨後7日まで盛土の飽和度の変化を見ると、盛土内部への降雨浸透を制御する目的で、盛土上部に設置した植生層－フィルター層－上部排水層－フィルター層－上部遮水層の飽和度は、低下傾向にあるが降雨後7日では、降雨前の初期水分状態まで回復していない。特に、上部遮水層の7日後の飽和度は、盛土上部(Bエリア)では80～90%、盛土法面(Aエリア)では80～100%と高い状態となっている。なお、上部遮水層の初期水分状態での飽和度は盛土上部(Bエリア)では70～80%、盛土法面(Aエリア)では80～90%である。

このことは、地震前の降雨による飽和度の上昇が盛土材料の強度低下を考慮しなければならないほど継続するのかを判断するにあたって考慮とすべき事柄を示している。

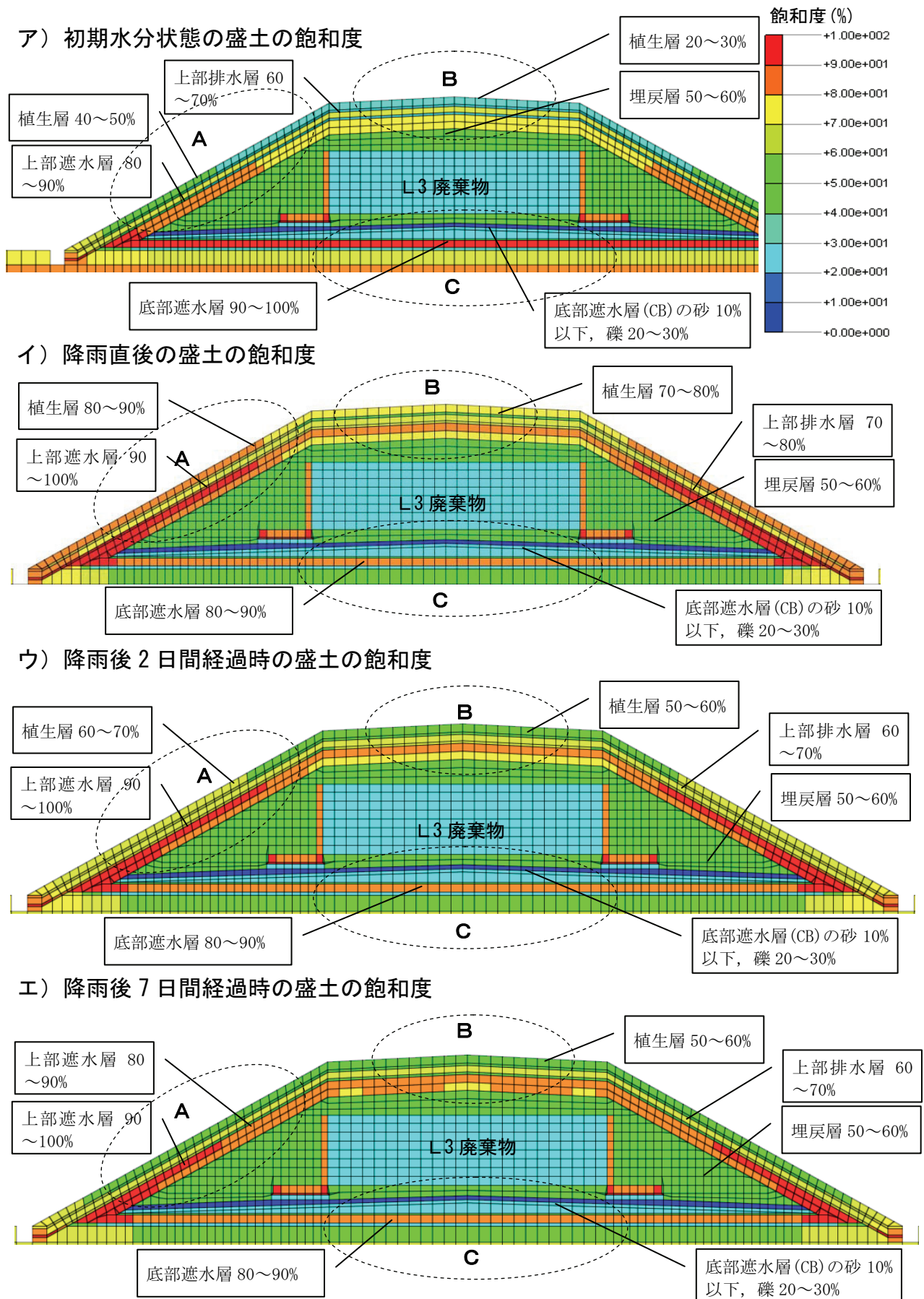
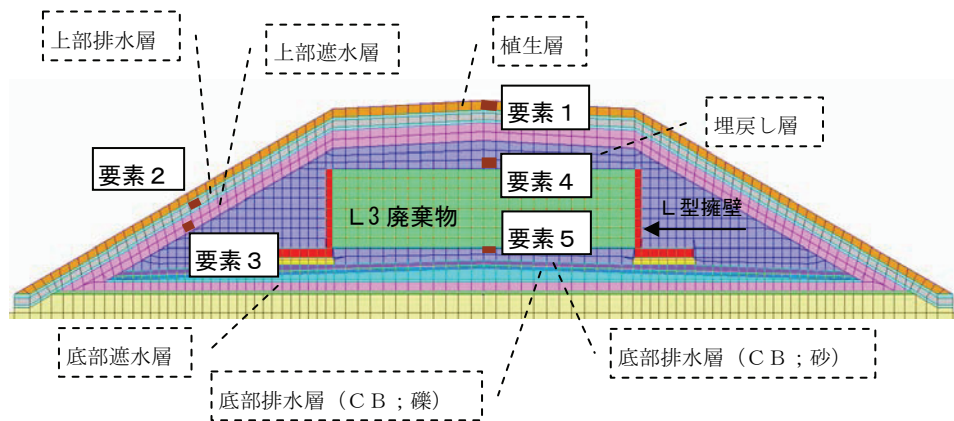


図 3.2.13 降雨後の非定常浸透流解析 (解析Ⅲ) 降雨後の時間と盛土の飽和度



各要素の位置と盛土の構成図

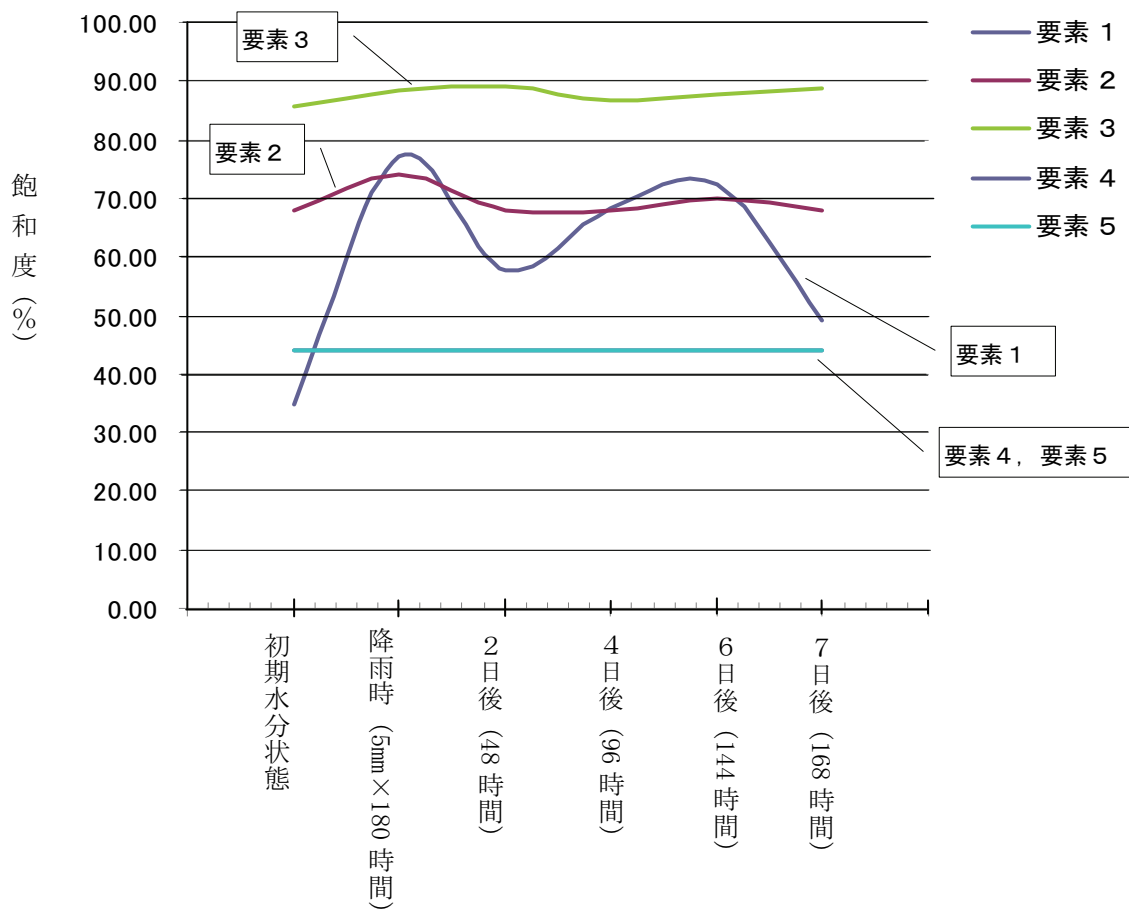


図 3. 2. 14 各要素における降雨後の飽和度の時間変化

### 3. 2. 5 盛土式L3 廃棄物処分施設の排水機能の検討結果

構造性能の確認事項「①盛土式L3 廃棄物処分施設の排水機能の確認。」について結果を以下にまとめる。

- 1) 提案した盛土式極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設案(図 2.4.1)は、降雨時において植生層-フィルター層-上部排水層-フィルター層-上部遮水層の組み合わせによって盛土内部への浸透は抑制され、盛土内部の埋戻し層の飽和度は初期水分状態と同じ状態を保っている。このことから、植生層-フィルター層-上部排水層-フィルター層-上部遮水層の組み合わせによる盛土内部への浸透抑制機能が有効であると判断できる。
- 2) 上部排水層について飽和度の面からみると、降雨直後の法尻近傍では70~80%と上昇しているが、降雨後2日以降は初期水分状態からと同じ全体的に60~70%の飽和度を示し安定している。また、上部排水層は飽和度100%に対して、降雨2日以降は30~40%裕度があることから、排水能力にまだ余裕があると考えられる。
- 3) 底部排水層(CB)に流入する水量( $6.00 \times 10^{-5} \text{m}^3/\text{day}$ )は十分に少なく、提案した盛土式極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設案のCBの長さでも十分排水可能と考える。
- 4) 降雨条件について、地震前の降雨により盛土に被害が生じた中越地震と能登半島地震の地震前降雨量について比較する。

今回の降雨条件は、敦賀市の年間降雨量1387mmを盛土の初期水分状態として設定し、図3.2.6に示すように「降雨あり」が1日(11.4mm/日)・「降雨なし」が2日という3日間のサイクルで3年間の非定常解析を実施して、3年後の盛土内の水分状態を初期水分条件とした。この初期水分条件から図3.2.7に示す降雨(900mm; 5mm/時間×180時間(7.5日))条件で浸透解析を実施している。

一方、土木研究所がおこなった「平成20年岩手・宮城内陸地震調査報告会 道路土工・斜面」<sup>13)</sup>の中で、地震前の降雨により盛土内の飽和度が上昇したことにより盛土材料に強度低下が生じ、被害が生じた中越地震と能登半島地震に関して地震前の10日間で累計雨量が報告されている。報告によると長岡(中越地震)で約185mm、新潟(中越地震)約58mm、門前町(能登半島地震)で50mm(地震10日前から5日間無降雨)であった。

盛土式極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設の降雨条件(降雨量)は、中越地震と能登半島地震と比較して厳しい降雨条件で検討を行っている。



### 3. 2. 6 地震前降雨による盛土材料の強度低下に関する検討

構造性能の確認事項「①地震前の降雨による盛土内の飽和度の上昇が盛土材料の強度低下を考慮しなければならないほど継続し、盛土の地震時安定性に影響を及ぼすのか。」について検討する。

1) 降雨後 7 日まで盛土の飽和度の変化については、盛土内部への降雨浸透を制御する目的で設置した植生層－フィルター層－上部排水層－フィルター層－上部遮水層の飽和度は、降雨後 7 日では、低下傾向にあるが降雨前の初期水分状態まで回復していない。特に、上部遮水層の 7 日後の飽和度は、盛土上部（Bエリア）では 80～90%、盛土法面（Aエリア）では 80～100%と高い状態となっている。上部遮水層の初期水分状態での飽和度は盛土上部（Bエリア）では 70～80%、盛土法面（Aエリア）では 80～90%となっている。

この結果から、地震前の降雨による飽和度の上昇が盛土材料の強度低下を考慮しなければならないのかについては、以下のように考える。

a) 盛土式極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設供用期間(50年間程度)に1～2回程度遭遇する地震動であるレベルⅠ地震動<sup>14)</sup>による検討の場合では、地震前の降雨による飽和度の上昇にともなう盛土材料の強度低下を考慮することとする。

この場合、盛土の飽和度状態は降雨直後とする。理由は、中越地震において地震発生前日まで台風 23 号により雨が連続的に降り続いていた<sup>15)</sup>ことを考慮し、降雨後の飽和度が最も上昇する状態で盛土材料の低下を検討する。

b) 盛土式極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設に対して、(供用期間における)発生確率は低いから現在から将来にわたって該当地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動であるレベルⅡ地震動<sup>14)</sup>による検討の場合には、地震前の降雨による飽和度の上昇にともなう盛土材料の強度低下を考慮しないこととする。

構造物の供用期間中に発生しない可能性があるレベルⅡ地震動に対して、今回の検討条件のような降雨がレベルⅡ地震前に発生する確率は、極めて低いと考えられる。

また、今回の検討に用いた降雨条件に相当する降雨が生じた場合には、施設の見回りおよび盛土内の水分計の確認等をおこない、異常が見つかった場合には原子力施設の保安規定上から適時補修を行うことが必要となる。

2) 盛土式極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設について、レベルⅠ地震動を用いて検討する場合の地震前の降雨による飽和度の上昇が盛土材料の強度低下方法について、次のような研究事例が見られる。

事例 1 ; 泰ら<sup>16)</sup>の研究では、図 3. 2. 15 に示す飽和度が上がるほど粘着力が低下するとの関係を提案し、地震前の降雨が地震時に与える影響を八戸付近の鉄道盛土の事例で 1968 年十勝沖地震(最大加速度 183Gal, 地震前 3 日間で 160mm の降雨)の盛土斜面の崩壊を評価することができたと述べている。泰ら<sup>16)</sup>が提案した飽和度が上がるほど粘着力が低下するとの関係は、飽和度が 20%～80%の間が適用範囲なので、今回の飽和度の範囲では図 3. 2. 15 の適用は難しい。

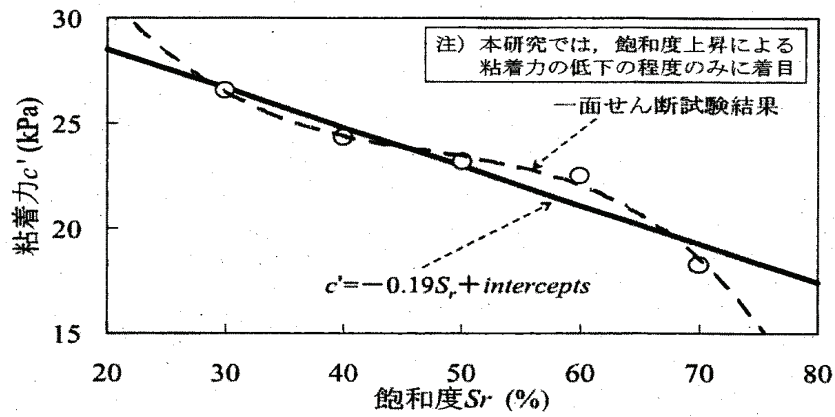


図 3.2.15 飽和度 ( $S_r$ ) と粘着力の関係図 (泰ら) <sup>16)</sup>

事例 2 ; 飽和度が上昇すると粘着力が低下することは知られており, 松尾 <sup>17)</sup> は, 幅広い土質材料の実験データにもとづいた飽和度の増分量と粘着力の低減率の関係を提案している。

$$\frac{c}{c_{\max}} = 1.0 - 0.018 \cdot \Delta S_r \quad (3.2.5)$$

ここに,  $c_{\max}$  : ピーク (初期) 粘着力 ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$ )

$c$  : 粘着力 ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$ )

$\Delta S_r$  : 飽和度の増分 (%)

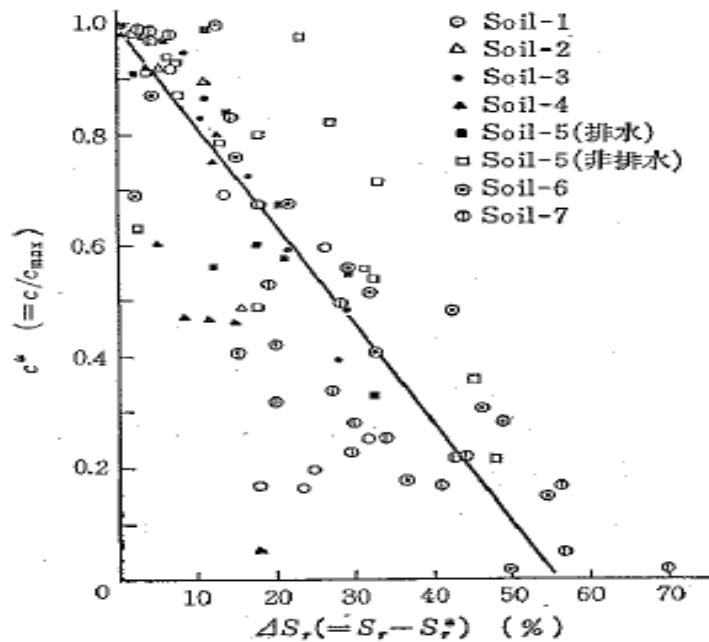


図 3.2.16 飽和度の増分と粘着力の低減率の関係 (松尾) <sup>17)</sup>

事例3；泰ら<sup>16)</sup>の研究では，盛土材料の内部摩擦角は降雨浸透による影響はほとんど受けず，粘着力と飽和度の関係が支配的と述べている．

事例4；平間ら<sup>18)</sup>の研究では，飽和度と強度定数（粘着力・せん断抵抗(内部摩擦)角）の関係について，せん断抵抗角（内部摩擦角）は飽和度の依存性はほとんどないと述べている．

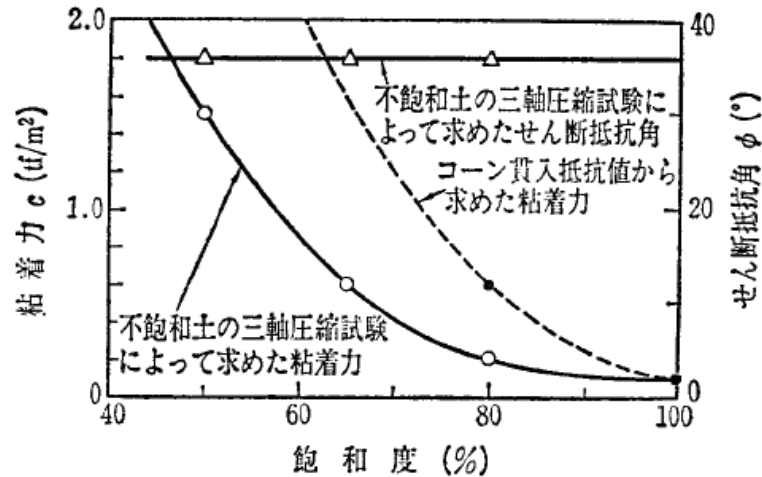


図 3.2.17 飽和度と強度定数（粘着力・せん断抵抗角）の関係（平間ら）<sup>18)</sup>

3) 事例1～4に基づき，内部摩擦角（せん断抵抗角）は飽和度の依存性は低いことから，本検討では粘着力のみを低減して降雨浸透による強度低下を考慮することとした．粘着力の低下の方法は，松尾<sup>17)</sup>が提案した実験データに基づいた飽和度の増分量と粘着力の低減率を表す式(3.2.5)を用いる．

飽和度の増分は，初期水分状態からの飽和度の増分とし，対象となるのは表 3.2.6，図 3.2.13 から，飽和度が変化して粘着力を有する植生層，(上部/下部)フィルター層，上部排水層，上部遮水層である．表 3.2.7 に各層の飽和度と  $c/c_{max}$  関係を示す．

表 3.2.7 盛土の飽和度と  $c/c_{max}$  関係

層	位置	初期水分状態の盛土の飽和度	降雨直後の盛土の飽和度	$c/c_{max}$ の割合
植生層	上部	25%	75%	0.1
	末端部	75%	85%	0.82
フィルター層・ 上部排水層	上部	75%	75%	1.0
	末端部	75%	85%	0.82
上部遮水層	上部	75%	85%	0.82
	末端部	95%	95%	1.0

### 3. 3 盛土式L3廃棄物処分施設の動的安定性検討

盛土式L3廃棄物処分施設の構造評価のうち、以下の動的安定性に関する構造評価項目を検討する。

②盛土式L3廃棄物処分施設の盛土材料とL3廃棄物(コンクリートブロック,コンクリートガラ,金属)の見かけの比重の違いによる慣性力の差ならびに剛性の違いを考慮した地震時安定性の検討評価および、盛土材料とL3廃棄物の動的応答の差異により盛土に地震後貫通クラックが発生する可能性についての検討。

検討にあたっては、構造評価項目②に対してレベルⅠ地震動とレベルⅡ地震動ごとに盛土式L3廃棄物処分施設の要求性能と目標性能を明確にした上で、2次元動的解析を用いて要求性能と目標性能を満足できるかを確認した。

(a) レベルⅠ地震動の場合には地震後も引続き盛土式L3廃棄物処分施設を継続して使用することを目的に、要求性能「盛土が健全であること」、「底部排水層(CB)の排水機能が発揮できること」、「地震における変形が少なく、無被害もしくは軽微な被害であること」に対する目標性能「盛土のすべり安全率( $F_s$ )が、限界値以上を確保すること」、「CBの排水機能が損なうような大きな変状がないこと」、「盛土の変形量が小さいこと」を確認する。

(b) レベルⅡ地震動の場合には地震後L3廃棄物が地表に露出し、公衆被ばくを生じさせないことを目的に、「盛土が壊滅的な破壊を生じないこと」、「盛土の残留変形は、応急処置で基本機能(公衆被ばくの防止)の回復が可能な程度であること」、「地震後、盛土に発生した貫通クラックがL3廃棄物まで達し直接降雨がL3廃棄物に接触し、多量の接触水が地下水を通じて環境に安全めやす値以上に拡がることを防止すること」に対する目標性能「L3廃棄物が露出するようすべり破壊が生じないことおよび、L型擁壁に有害な変形が生じないこと」、「盛土の残留変形は、応急処置で基本機能(公衆被ばくの防止)の回復できる範囲内であること」、「盛土にL3廃棄物まで達する貫通クラックが生じていないこと」を確認する。

### 3. 3. 1 盛土式L3 廃棄物処分施設の性能設定

レベルⅠ地震動とレベルⅡ地震動に対する盛土式L3 廃棄物処分施設の性能設定に関しては、地盤工学における性能設計（赤木ら）<sup>19)</sup>や土木構造物耐震設計ガイドライン（案）（土木学会）<sup>20)</sup>等の考え方を参考に要求性能と目標性能、照査方法、限界値の設定を行った。

#### （1）レベルⅠ地震動

レベルⅠ地震動の要求性能と目標性能等をまとめたものを表 3.3.1 に示し、限界値の設定とその理由について、次に述べる。

表 3.3.1 レベルⅠ地震動の盛土の要求性能と目標性能、照査方法、限界値

	レベルⅠ地震動
目的	地震後も引続き盛土式L3 廃棄物処分施設を継続して使用する。 そのために盛土として健全性を損なわない。
(盛土の) 要求性能	a) 盛土が健全であること。 盛土の安定性が確保できていること。 b) 底部排水層（CB）の排水機能が発揮できること。 補修が難しい底部排水層（CB）の健全性を損なわないこと。 c) 地震における変形が少なく、無被害もしくは軽微な被害であること。 なお、軽微な被害とは、簡易な補修によって修復可能な被害と定義する。
目標性能	a) 盛土のすべり安全率（Fs）が、限界値以上を確保すること。 b) 底部排水層（CB）の排水機能を損なうような大きな変状がないこと。 c) 盛土の変形量が小さいこと。
照査方法 または、 照査項目	a) すべり安定性検討。 すべり安定性は、「3. 2. 6 地震前降雨による盛土材料の強度低下に関する検討」に基づき検討を行う。 b) 底部排水層（CB）の鉛直変位量の把握。 c) 盛土の沈下量の把握。
限界値	a) 最小すべり安全率（Fmin）が 1.0 以上確保されていること。 b) 底部排水層（CB）の鉛直変位量が、5cm 以内であること。 c) 盛土の沈下量が 10cm 以下であること。

1) 限界値の設定について

a) レベルⅠ地震動時のすべり安全率 ( $F_s$ ) については、以下に示す指針、設計標準、参考文献のいずれにおいても 1.0 以上必要であると述べられていること、また、その根拠となる考えが示されていることから、盛土式 L3 廃棄物処分施設においても同様に 1.0 以上を確保することに設定した。

ア) 道路土工、盛土工指針（日本道路協会）<sup>21)</sup>によると、地震動に対して、円弧すべり面を仮定した安定解析法によって算定した地震時安全率が 1.0 以上であれば、盛土の変形量は十分に小さいとしており、また、地震動に対しても地震時安全率が 1.0 以上あれば変形量は限定的なものにとどまり、所定の性能は満足すると見なすことができるとも述べられている。

イ) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（鉄道総合技術研究所）<sup>22)</sup>では、地震時円弧すべり安定計算法において、地震応答計算などで応答値を求めてすべり安全率を算出した場合の所要の安全率 ( $F_s$ ) 1.0 以上であることを照査することと述べられている。

ウ) 地盤・基礎構造物の耐震設計（地盤工学会）<sup>23)</sup>では、レベルⅠ地震動に対して盛土に有害な塑性変形が生じないための安全性の評価方法としては、円弧すべり法において安全率 ( $F_s$ )  $>1.0$  とすることが適当と思われると述べられている。この方法は、地震時の破壊を許容せず、塑性変形を極力制限しようとするものであり、部材を弾性設計応力以内とする鉄筋コンクリートなど他構造物の設計法と同程度の安全性を与えることとなる。

b) 底部排水層 (CB) の許容鉛直変形量について、研究した文献、指針、設計標準等を調査したが見つからなかった。CB (キャピラリーバリア) は、上部に砂層、下部に礫層を重ねた構造で盛土材料と同じ土質材料のため、盛土の変形に対して追従することができる。

このため、変形追従性の面から厳しい許容鉛直変形量は必要ないと考え、盛土の出来形管理規準及び規格（茨城県）<sup>24)</sup>から盛土の出来形の規格値 5cm 以内を満足すれば、出来形検査にも有効と考え 5cm 以内を許容鉛直変形量に設定することとした。

なお、提案した盛土式 L3 廃棄物処分施設の CB の水平距離は 24.77m (片側 CB 設置水平長さ)、勾配 3% から高低差は 74.31cm あるので、許容鉛直変形量を 5cm 以内と設定しても高低差上も裕度がある。

c) 盛土の沈下量を定量的に記載された以下に示す設計標準、設計・施工マニュアルを参考に、次のように沈下量を設定した。

盛土式 L3 廃棄物処分施設のレベルⅠ地震動における沈下量は、高規格堤防盛土設計・施工マニュアル（リバーフロント整備センター）<sup>25)</sup>の設計時残留沈下量に基づき 10cm 以下と設定した。

その理由は、高規格堤防の上には通常の土地利用に供されるということにより低層住

宅、高層建築物、道路などが建設され、下には下水管渠等の地下構造物が建設される。高規格堤防は、人々の生活を支える基礎となるもので高い安全性が求められる。盛土式L3廃棄物処分施設も高規格堤防と同様な高い安全性が求められることから高規格堤防特別区域の設計時残留沈下量の目標と同じとした。

また、極低レベル放射性（L3）廃棄物を取り扱う施設の建設にあたっては、国の検査官立会いの下、締固め管理、密度管理及び盛土材料の選定等を行い施工段階ごとに国の検査を受け、検査が通らないと次の施工段階に進めないような厳密な施工管理が行われることから、以下のi)～iii)について通常の盛土工事の場合より不確定要素が少ないと想定されることおよび、レベルI地震動後も引続き盛土式L3廃棄物処分施設を継続して使用すると考えから、設計段階の残留沈下量を限界値とすることとした。

ア) 高規格堤防盛土設計・施工マニュアル（リバーフロント整備センター）<sup>25)</sup>では、高規格堤防特別区域の許容残留沈下量は20cm以下とする。ただし、設計時の残留沈下量（設計残留沈下量）は、10cmを目標とすると述べられている。

解説によると、高規格堤防は通常の土地利用に供されるということを勘案し、建築物をもちろんのこと、地下構造物にも支障がないように、各関係機関の定める基準値を参考に許容残留沈下量は20cm以下と定めた。また、設計にあたってはi)～iii)に述べる不確定要素があるので、残留沈下量の値をより厳しい10cmを設計残留沈下量の目標としたと述べられている。

i) 実際の地盤は、非常に複雑であること。

ii) 盛土材料に多種多様な材料が用いられていること。

iii) 施工時には、締固め管理が十分に行われるものの、締固め度によっては密度にバラツキが生じること。

イ) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（鉄道総合技術研究所）<sup>22)</sup>において、盛土の耐震性能の設定箇所で述べられている変形レベルー被害程度ー沈下量の目安を整理したものを表3.3.2に示す。

盛土式L3廃棄物処分施設では、最小すべり安全率（ $F_{min}$ ）が1.0以上の場合でも、沈下量の目安が無被害のケースに当てはまらない場合もあると思われる。同様なケースで沈下量が20cm以上の場合でも、最小すべり安全率（ $F_{min}$ ）が1.0以上の場合もありうるとと思われる。そのような場合に沈下量をどのように考えれば良いのか表3.3.2では分からない。

その他に、表3.3.2では、盛土の無被害の定義が述べられていないことおよび、無被害でもレベルI地震動クラスの場合は盛土の沈下量がゼロにはならないと考えられることから、ここでは表3.3.2の沈下量を採用せず沈下量の限界値を設定する際の参考とした。

表 3.3.2 鉄道構造物等設計標準 耐震設計<sup>22)</sup>における盛土の変形レベルと沈下量の目安

変形レベル (耐震性能)	変形レベルの状態	被害程度	沈下量の目安
1 (耐震性能Ⅰ)	すべり破壊が生じず、ほとんど残留変形が生じない損傷 (円弧すべり計算で1.0以上の所要の安全率を確保)	無被害	無被害
2 (耐震性能Ⅱ)	すべり破壊は生じるが、それに伴う残留変形は小さい軽微な損傷 (円弧すべり計算では1.0以上の所要の安全率を確保することは困難であるが、計算される残留変形量が小さい状態)	軽微な被害	沈下量 20cm 未満
3 (耐震性能Ⅲ)	盛土体や地盤の残留変形が大きく、部分的に盛土の再構築が必要となる損傷 (計算される残留変形量は大きいが壊滅的な破壊にはいたらない状態)	応急処置で復旧が可能な被害	沈下量 20cm 以上 50cm 未満
4 (耐震性能Ⅳ)	地盤の流動などによって壊滅的に盛土が破壊し、全面的に再構築が必要となる損傷 (計算される残留変形量が極めて大きく、壊滅的な破壊に至る状態)	復旧に長時間を有する被害	沈下量 50cm 以上



## (2) レベルⅡ地震動

レベルⅡ地震動の要求性能と目標性能等をまとめたものを表 3.3.3 に示し、限界値を設定した理由について述べる。

表 3.3.3 レベルⅡ地震動の盛土の要求性能と目標性能、照査項目、限界値

	レベルⅡ地震動
目的	地震後 L3 廃棄物が地表に露出し、公衆被ばくを生じさせないこと。 地震後は、第三者に対して必要最低限の安全性は担保する。
(盛土の) 要求性能	a) 盛土が壊滅的な破壊を生じないこと。 すべり崩壊に伴い L3 廃棄物が露出しないことおよび、L3 廃棄物を囲っている L 型擁壁に有害な変形が生じ、L3 廃棄物が露出しないこと。 b) 盛土の残留変形は、応急処置で基本機能（公衆被ばくの防止）の回復が可能な程度であること。 c) 地震後、盛土に発生した貫通クラックが L3 廃棄物まで達し直接降雨が L3 廃棄物に接触し、多量の接触水が地下水を通じて環境に安全めやす値以上に拡がることを防止すること。
目標性能	a) L3 廃棄物が露出するようすべり破壊が生じないことおよび、L 型擁壁に有害な変形が生じないこと。 b) 盛土の残留変形は、応急処置で基本機能（公衆被ばくの防止）の回復できる範囲内であること。 c) 盛土に L3 廃棄物まで達する貫通クラックが生じていないこと。
照査方法 または、 照査項目	a) すべり安定性検討および、L 型擁壁の変位（ $\delta_h/H$ ： $\delta_h$ は擁壁のり肩水平変位、H は擁壁高さ）の把握。 すべり安定性は、「3. 2. 6 地震前降雨による盛土材料の強度低下に関する検討」に基づき検討を行う。 b) 盛土の沈下量の把握。 c) 地震後における盛土の引張り応力領域の把握。 (土構造物のクラック発生を直接把握できる解析手法は限られており、検証事例が少ないため、保守的な配慮として盛土内の引張り応力領域を把握し、引張り応力領域をクラック発生領域とする。土質材料、特に埋戻し土のような砂質土は、引張り応力が保持できずクラックが生じる)
限界値	a) L3 廃棄物を通るすべり面の最小すべり安全率 (Fmin) が、1.0 以上であること。また、L 型擁壁の変位量（ $\delta_x/H$ ）が 0.4% 以下であること。 b) 盛土の沈下量が、20cm 未満であること。 c) 地震後の盛土の引張り応力領域（クラック発生領域）が、地表面から L3 廃棄物まで進展していないこと。

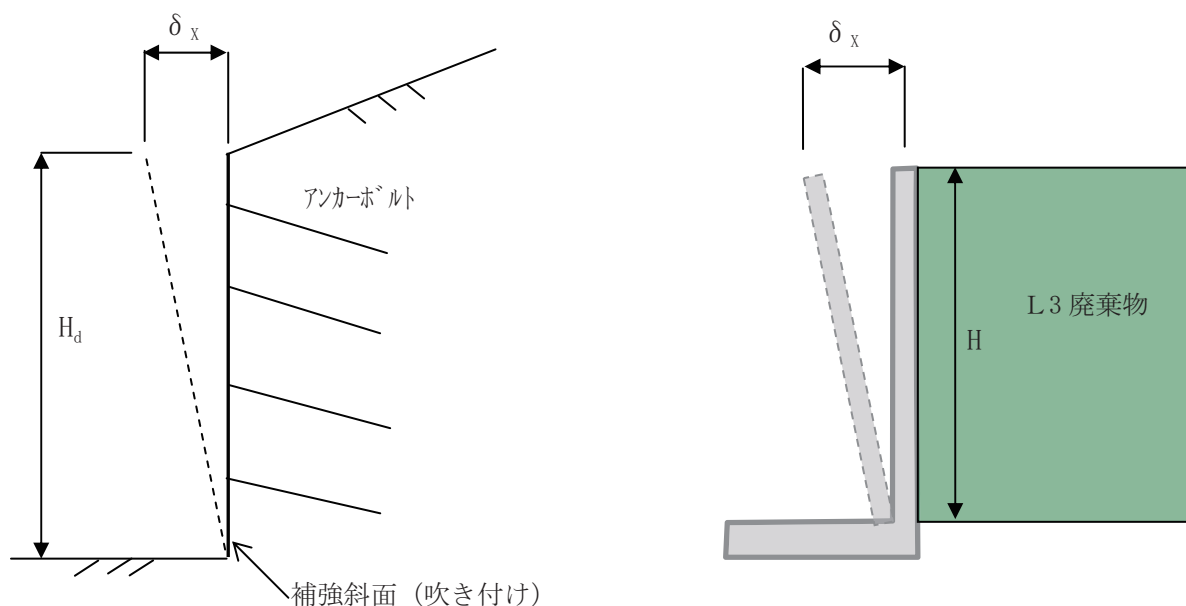
1) 限界値の設定について

a) レベルⅡ地震動時の場合のすべり安定については、L3 廃棄物が露出するようなすべり崩壊は許容しないが、L3 廃棄物が露出しないすべり崩壊を許容するとの考えである。

L3 廃棄物が露出するような最小すべり面の安全率 (Fmin) は、レベルⅠ地震動のすべり安全率 (Fs) と同じ 1.0 以上である。

また、L3 廃棄物を囲っているL型擁壁の変位量を抑えることで、L3 廃棄物が露出するような変位を防ぐことができると考え次のように変位量の限界値を設定した。

田山ら<sup>26)</sup>は、地山補強土された掘削斜面が破壊に至るまでの形態や変形量に関する研究はあまり見られないことから、地山補強土工法を用いた掘削斜面の安定管理の研究において実物大実験を行った。その結果、補強斜面(吹き付け+アンカーボルト)は安定な状態では前倒れ型の変形をする。変位量の限界は、のり肩水平変位を掘削高さで割った  $\delta_x/H_d$  ( $\delta_x$ は擁壁頂部の水平変位、 $H_d$ は掘削高さ)で表すと、土砂では 0.4%程度が限界であると提案している。L3 廃棄物に対して変形については、田山ら<sup>26)</sup>の研究成果を取り入れ、L型擁壁の変位量  $\delta_x/H$  ( $\delta_x$ は擁壁頂部の水平変位、 $H$ は擁壁高さ)の 0.4%以下を限界値に設定する。



田山らの提案する観測される地山の挙動図

L3 盛土内 擁壁の変位量図

図 3.3.1 変位量の限界値の説明図

b) 盛土式L3 廃棄物処分施設の沈下量については、盛土の残留沈下量が 20cm 未満であることと設定した。その理由は、公衆被ばくの可能性をより低くするためレベルⅡ地震動後に早急に復旧工事が完了するように、表 3.3.2 の鉄道構造物等設計標準 耐震設計<sup>22)</sup>における盛土の変形レベルと沈下量から、変形レベル 2 (耐震性能Ⅱ) の軽微な被害におけ

る沈下量 20cm 未満を用いることとした。また、高規格堤防盛土設計・施工マニュアル<sup>25)</sup>からは、高規格堤防特別区域の許容残留沈下量は 20cm 以下とすると述べられていることから、20cm は、レベルⅡ地震動時の盛り土の残留沈下量の限界値として妥当な数値と考えられる。

c) 表 3.3.3 の中で述べているが、土構造物のクラック発生を直接把握できる解析手法は限られており、検証事例が少ないため保守的な配慮として、盛土内の引張り応力領域を把握し、引張り応力領域をクラック発生領域とすることとした。特に埋戻し土のような砂質土は、引張り応力が保持できずクラックが生じるため、クラック発生領域と引張り応力領域は等価と見なすことができる。

地震後の降雨により貫通クラックに沿って降雨が L3 廃棄物と接触し、地下水を通じて環境に安全めやす値以上に拡がることを防止する観点から、地震後の盛土の引張り応力領域に着目し、地表面から L3 廃棄物まで進展していないことを確認する。

### 3. 3. 2 盛土式L3廃棄物処分施設の動的解析について

動的解析は、静的全応力・変形解析，動的全応力解析，浸透流解析の3つの基本モジュールで構成された汎用有限要素解析システムである Soil Plus を用いる。Soil Plus の各モジュールは完全連動型である。動的全応力解析を行うにあたり，静的全応力・変形解析の自重解析で得られた応力を初期応力状態とする。

動的解析の検討フローを図 3. 3. 2 に示す。

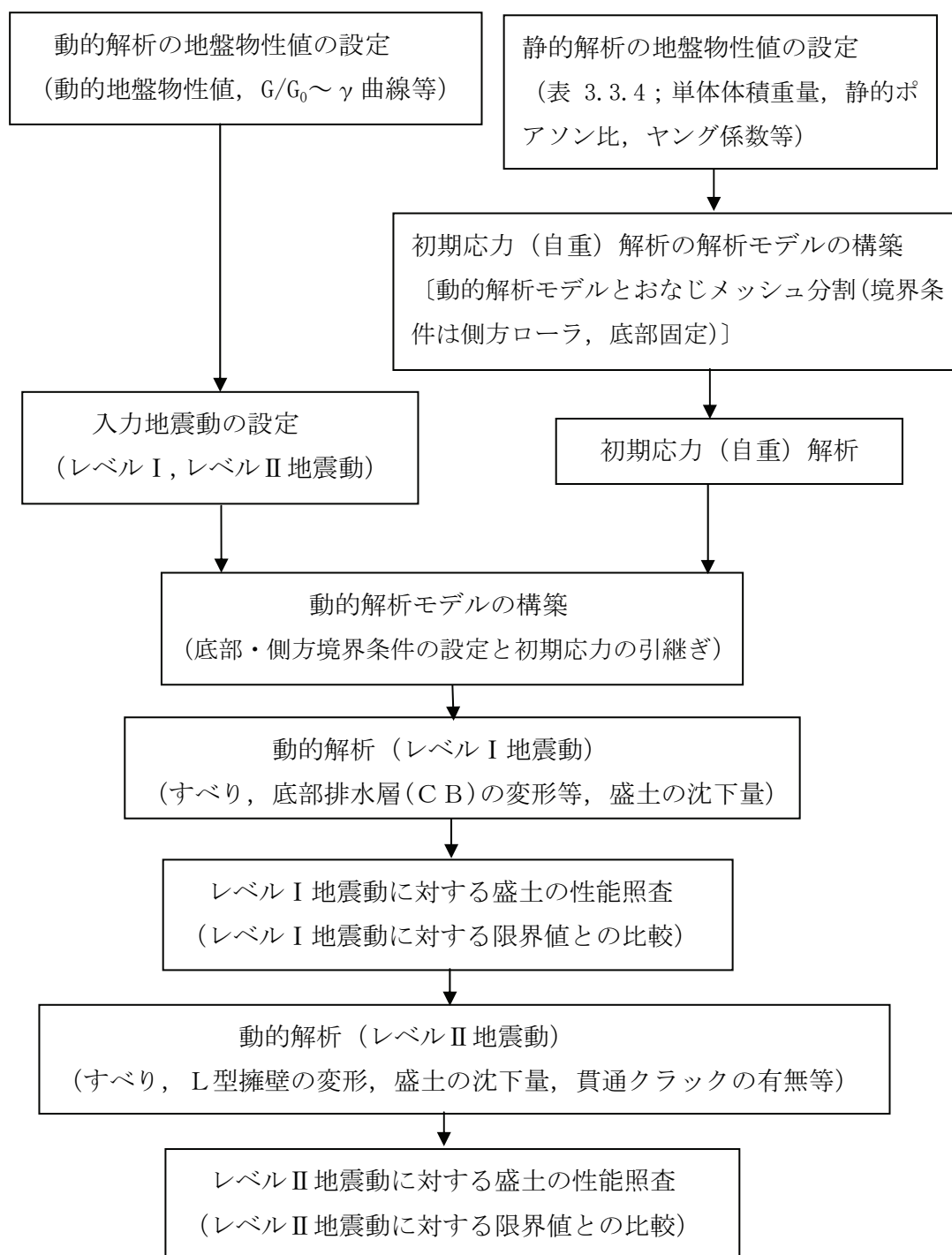


図 3. 3. 2 動的解析の検討フロー

(1) 動的解析条件

動的解析に必要な解析条件について、以下に示す。

1) 地盤物性値

地震時動的全応力解析で用いる地盤物性値一覧を表 3.3.4 と表 3.3.5 に示す。

解析は図 3.3.2 に従い、初期全応力（自重）解析を行い地盤の初期応力を求め、求めた初期応力状態から地震時動的全応力解析を行う。初期全応力解析は弾性解析とし、表 3.3.4 の単位体積重量、ポアソン比、ヤング係数を用いる。なお、表 3.3.4 は表 2.4.3 と同じ物性値を示した表である。また、動的全応力解析で用いる地盤物性値は、表 3.3.5 に示す。

表 3.3.4 動的全応力解析のための静的地盤物性値

	材 料	湿潤密度	単位体積重量	ポアソン比	ヤング係数	粘着力	内部摩擦角
		$\rho_t$	$\gamma_t$	$\nu$	$E_s$	$c$	$\phi$
		t/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	deg (°)
1	古期扇状地堆積物	204	2001	0.48	4.91×10 <sup>4</sup>	158.0	31.5
2	花 崗 岩 D 級	200	1962	0.35	4.40×10 <sup>4</sup>	700	32.0
3	花 崗 岩 C L 級	240	2354	0.30	1.52×10 <sup>5</sup>	2700	36.0
4	花 崗 岩 C M 級	250	2453	0.27	1.18×10 <sup>6</sup>	5000	44.0
5	植生層(砂と粘土の中間土)	180	1766	0.33	1.53×10 <sup>5</sup>	300	25.0
6	フィルター層(砂と粘土の中間土)	17.7	17.35	0.33	3.98×10 <sup>5</sup>	250	25.0
7	上部排水層 (砂) (陣屋5号, 200kPa, Dc=94%)	154	1507	0.33	3.68×10 <sup>5</sup>	5.0	35.0
8	砂 [底部排水層(CB)の砂] (珪砂6号, 200kPa, Dc=90%)	146	1432	0.33	3.68×10 <sup>5</sup>	0.3	32.0
9	粘性土 [遮水層含む]	200	1962	0.33	4.27×10 <sup>5</sup>	500	15.0
10	埋戻し土 (砂) (陣屋5号, 200kPa, Dc=94%)	154	1507	0.33	3.68×10 <sup>5</sup>	5.0	35.0
11	礫 (一般値)	204	2000	0.33	5.14×10 <sup>5</sup>	0.0	40.0
12	均し層	185	1815	0.33	1.59×10 <sup>5</sup>	0.0	40.0
13	基礎碎石	165	1619	0.33	4.16×10 <sup>5</sup>	0.0	40.0
14	均しコンクリート	240	2354	0.20	2.50×10 <sup>7</sup>	10000.0	0.0
15	L 型 擁 壁	240	2354	0.20	2.50×10 <sup>7</sup>	10000.0	0.0
16	L3 廃 棄 物	251	2462	0.20	2.00×10 <sup>8</sup>	10000.0	0.0

表 3.3.5 動的全応力解析のための動的地盤物性値

	材 料	単位体積 重 量	非線形パラメータ			動的力学パラメータ		
			線形/非 線形区分	最大減衰 定 数	規 準 ひずみ	動ポアソン比	ヤング 係 数	せん断 弾性係数
			$\gamma_t$	$h_{max}$	$\gamma_{0.5}$	$\nu_d$	$E_d$	$G_d$
		kN/m <sup>3</sup>		-	-	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
1	古期扇状地堆積物	20.4	非線形	0.204	0.0005	0.49	5.51×10 <sup>5</sup>	1.85×10 <sup>5</sup>
2	花崗岩D級	20.0	非線形	0.180	0.0001	0.24	4.79×10 <sup>6</sup>	1.93×10 <sup>6</sup>
3	花崗岩CL級	24.0	弾性	-	-	0.30	6.89×10 <sup>6</sup>	2.65×10 <sup>6</sup>
4	花崗岩CM級	25.0	弾性	-	-	0.27	1.13×10 <sup>7</sup>	4.44×10 <sup>6</sup>
5	植生層(砂と粘土の中間土)	18.0	非線形	0.220	0.0008	0.45	1.53×10 <sup>5</sup>	5.26×10 <sup>4</sup>
6	フィルター層 (砂と粘土の中間土)	17.7	非線形	0.200	0.0020	0.45	3.98×10 <sup>5</sup>	1.37×10 <sup>5</sup>
7	上部排水層(砂) (陣室号, 200kPa, Dc=94%)	15.4	非線形	0.280	0.0008	0.45	3.68×10 <sup>5</sup>	1.27×10 <sup>5</sup>
8	砂〔底部排水層(CB)の砂〕 (砵砂号, 200kPa, Dc=90%)	14.6	非線形	0.280	0.0008	0.45	3.68×10 <sup>5</sup>	1.27×10 <sup>5</sup>
9	粘性土〔遮水層含む〕	20.0	非線形	0.200	0.0020	0.45	4.27×10 <sup>5</sup>	1.47×10 <sup>5</sup>
10	埋戻し土(砂) (陣室号, 200kPa, Dc=94%)	15.4	非線形	0.280	0.0008	0.45	3.68×10 <sup>5</sup>	1.27×10 <sup>5</sup>
11	礫(一般直)	20.4	非線形	0.220	0.0004	0.45	5.14×10 <sup>5</sup>	1.77×10 <sup>5</sup>
12	均し層	18.5	非線形	0.220	0.0008	0.45	1.59×10 <sup>5</sup>	5.50×10 <sup>4</sup>
13	基礎碎石	16.5	非線形	0.220	0.0004	0.45	4.16×10 <sup>5</sup>	1.43×10 <sup>5</sup>
14	均しコンクリート	24.0	弾性	-	-	0.20	2.50×10 <sup>7</sup>	1.04×10 <sup>7</sup>
15	L型擁壁	24.0	弾性	-	-	0.20	2.50×10 <sup>7</sup>	1.04×10 <sup>7</sup>
16	L3廃棄物	25.1	弾性	-	-	0.20	2.00×10 <sup>8</sup>	8.33×10 <sup>7</sup>

a) 単位体積重量

表 3.3.4 と表 3.3.5 の地盤の単位体積重量は、「2.4.2 盛土式 L3 廃棄物処分施設の構造仕様の考え方」で述べたように表 2.4.2 盛土構成材料の地盤物性値の参考資料から、一般的な湿潤密度を 16.0~20.0kN/m<sup>3</sup>を目安に設定した。L擁壁はコンクリート材料の一般値として 24.0 kN/m<sup>3</sup>とし、L3 廃棄物はコンクリートガラ、コンクリートブロックと金属廃棄物(鉄製)の割合を仮定して設定した。また、古期扇状地堆積物お

よび花崗岩（CM 級・CL 級・D 級）は、基盤が花崗岩の原子力発電所設置許可申請書に用いられた値を参照に設定した。

b) ポアソン比

表 3.3.4 の静的地盤物性値のポアソン比については、古期扇状地堆積物および花崗岩（CM 級・CL 級・D 級）は、基盤が花崗岩の原子力発電所設置許可申請書に用いられた値を参照に設定した。

また、盛土を構成する土質材料については、一般的な 1/3 程度の値を設定した。L 型擁壁、L3 廃棄物（コンクリートガラ、コンクリートブロック、金属部品）の高強度材料については一般的に用いられている 0.20 とした。

表 3.3.5 の動的地盤物性値の動ポアソン比については、静的地盤物性値のポアソン比と同様、古期扇状地堆積物および花崗岩（CM 級・CL 級・D 級）は、基盤が花崗岩の原子力発電所設置許可申請書に用いられた値を参照に設定した。

また、L3 盛土を構成する土質材料については、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編<sup>21)</sup>によると地盤の動ポアソン比は 0.45～0.50 程度の範囲内で設定することが一般的とされており、それに準じた。L 型擁壁、L3 廃棄物の高強度材料については静的地盤物性値のポアソン比同様に 0.20 とした。

c) ヤング係数

表 3.3.4 の静的地盤物性値および表 3.3.5 の動的地盤物性値のヤング係数については、以下のように設定した。古期扇状地堆積物および花崗岩（CM 級・CL 級・D 級）は、基盤が花崗岩の原子力発電所設置許可申請書に用いられた値を参照に設定した。

盛土式 L3 廃棄物処分施設を構成する土質材料の静的物性値のヤング係数については、動的学パラメータのヤング係数と同じと仮定した。

動的学パラメータのヤング係数は、基本的には式 (3.3.1) より設定し、L 型擁壁はコンクリート材料の一般値とし、L3 廃棄物（コンクリートガラ、コンクリートブロック、金属部品）は、金属廃棄物（鉄製）を代表値とし鉄材料の一般値とした。

$$E_d = 2(1 + \nu_d)G_d \quad (3.3.1)$$

ここに、

$E_d$  : 動的学パラメータのヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\nu_d$  : 動ポアソン比

$G_d$  : 動的学パラメータのせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

d) せん断弾性係数

表 3.3.5 の動的地盤物性値のせん断弾性係数については、古期扇状地堆積物および花

崗岩（CM 級・CL 級・D 級）に関して、基盤が花崗岩の原子力発電所設置許可申請書に用いられた値を参照に設定した。

また、L3 処分施設を構成する土質材料については、基本的に式 (3.3.2) より設定した。L 型擁壁、L3 廃棄物については、式 (3.3.1) からせん断弾性係数を逆算して求めた。

$$G_d = \rho V_s^2 \quad (3.3.2)$$

ここに、

$G_d$  : 動的学パラメータのせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\rho$  : 密度 (kN/m<sup>3</sup>)

$V_s$  : S (せん断) 波速度 (m/s)

$V_s$  は、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編<sup>27)</sup>によると式 (3.3.3)、式 (3.3.4) のように (標準貫入試験の) N 値を用いて推定する手法が示されており、これに準じた。

粘性土層の場合

$$V_s = 100N^{1/3} \quad (1 \leq N \leq 25) \quad (3.3.3)$$

砂質土層の場合

$$V_s = 80N^{1/3} \quad (1 \leq N \leq 50) \quad (3.3.4)$$

ここに、

N : N 値

なお、砕石、砂礫系材料および砂系材料は高めの値 ( $N \geq 30$ ) を設定し、粘性土および粘性土と砂質土の中間程度となるような材料については、N 値が 5~20 の範囲内で施工時の締固め管理を想定した。

## 2) 非線形パラメータ

岩盤・地盤のせん断応力 ( $\tau$ ) - せん断ひずみ ( $\gamma$ ) および減衰 ( $h$ ) - せん断ひずみ ( $\gamma$ ) 関係の非線形特性は、式 (3.3.5) ~ 式 (3.3.7) に示す修正 Ramberg-Osgood モデル (以下修正 R-O モデルと称す: 足立・龍岡<sup>28)</sup>) を用いた。また、修正 R-O モデルを用いた全応力非線形動的解析では、時間ステップごとに応力、変形、加速度等の引き継ぎ計算を行う。

図 3.3.3 には、基盤が花崗岩の原子力発電所設置許可申請書に用いられた古期扇状地堆積物、花崗岩 D 級の非線形特性を表す実験値 (●, ●, ○, ○) に適合するように式 (3.3.5) ~ 式 (3.3.7) を用いた修正 R-O モデルによるフッティング曲線 ( $G/G_0 \sim \gamma$ ,  $h \sim \gamma$ ) を示す。なお、花崗岩 CL 級・CM 級は弾性体とした。

また、図 3.3.4 には L3 盛土の上部排水層と埋戻し土に用いる砂 (陣屋 5 号) に対して



実施した繰返し三軸圧縮試験結果 (●, ○) に対して式 (3.3.5), 式 (3.3.6) の修正 R-O モデルによるフッキング曲線 ( $G/G_0 \sim \gamma$ ,  $h \sim \gamma$ ) を示す。

その他のL盛土を構成する土質材料の基準ひずみ ( $\gamma_{0.5}$ ) や最大減衰定数 ( $h_{max}$ ) については, 表 3.3.6 に示す一般的な標準値として砂, 砂質土と粘性土は岩崎ら<sup>29)</sup>の研究成果を, 礫については動的解析と耐震設計 (土木学会)<sup>30)</sup>を参照して設定した。

なお, L型擁壁, L3 廃棄物 (コンクリートブロック, コンクリートガラ, 金属部品) などの高強度材料は弾性体と仮定した。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} (1 + \alpha |\tau|^\beta) \quad (3.3.5)$$

$$\alpha = \left( \frac{2}{\gamma_{0.5} \cdot G_0} \right)^\beta \quad \beta = \frac{2\pi h_{max}}{2 - \pi h_{max}} \quad (3.3.6)$$

$$h = h_{max} (1 - G / G_0) \quad (3.3.7)$$

ここに,

$\gamma$  : せん断ひずみ

$\tau$  : せん断応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_{0.5}$  : 基準ひずみ ( $G$  が  $G_0$  の 1/2 になる時のせん断ひずみ)

$G_0$  : 初期せん断剛性 (kN/m<sup>2</sup>)

$h_{max}$  : 最大減衰定数

$h$  : 減衰定数

$G$  : せん断剛性 (kN/m<sup>2</sup>)

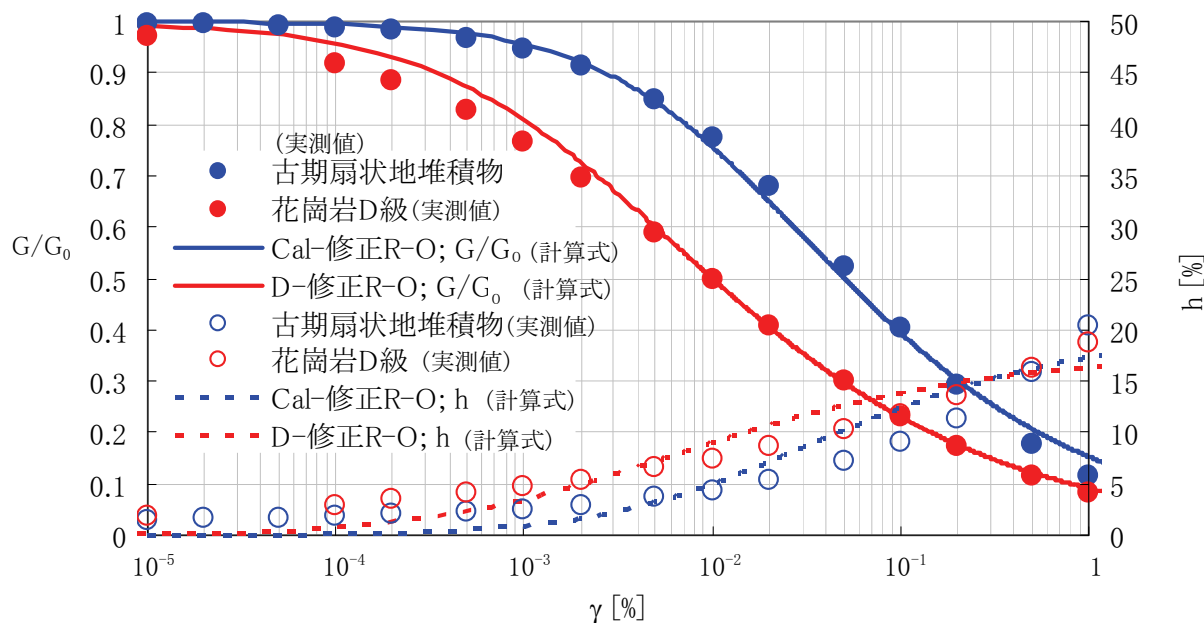


図 3.3.3 基礎地盤の非線形特性 ( $G/G_0 \sim \gamma$ ,  $h \sim \gamma$  曲線)

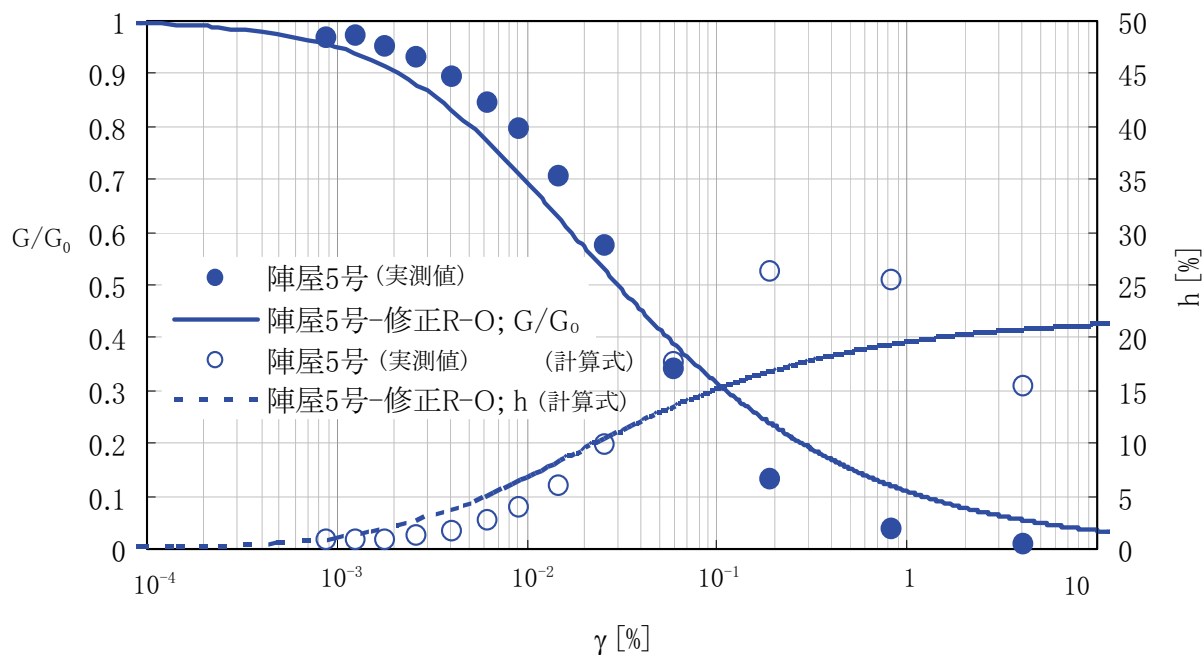


図 3.3.4 上部排水層・埋戻し土(陣屋5号)の非線形特性 ( $G/G_0 \sim \gamma$ ,  $h \sim \gamma$  曲線)

表 3.3.6 修正 R-O モデルのパラメータ標準値<sup>29), 30)</sup>

土質材料	$h_{max}$	$\gamma_{0.5}$
礫	0.22	0.0004
砂	0.24	0.0005
粘性土	0.20	0.0020

### 3) 照査用地震動

原子力発電所の建設にあたっては、発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針<sup>31)</sup>に従い、建屋や構造物等の設計を行うが耐震CクラスのL3廃棄物施設は静的震度法による設計と述べていることから検討用地震動に関する記載はない。また、その他原子力関連の指針や規準においても、耐震Cクラス検討用の地震動について記載されたものはない。

そこで、次のようにレベルⅠ地震動、レベルⅡ地震動を設定した。

#### a) レベルⅠ地震動

レベルⅠ地震動は、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編<sup>27)</sup>に従い、地震動を設定することとした。道路橋示方書・同解説 V耐震設計編<sup>27)</sup>を選定した理由は、国内全域をカバーしていること、使用実績が多いことである。加えて動的解析に用いる地震動は実測の強震記録をもとに定めることとしており、加速度応答スペクトル特性がレベルⅠ地震動の標準加速度応答スペクトルに一致するように振幅調整して求めた一般的な地震動は、地盤種別に応じて3種類に分類されており、地盤の種別がわかれば選定できる。地盤種別は、前述したせん断弾性係数や単位体積重量から推定したS(せん断)波速度

などから I 種地盤であったことから、洪積地盤及び岩盤用の 1978 年宮城沖地震で観測された強震記録の開北橋周辺岩盤上で記録された地震動（最大加速度 102Gal (1.02m/s<sup>2</sup>)）を用いた。

これは、岩盤上で観測された開北橋の地震動であれば、工学的基盤における地震動の記録と見なすことができると判断し、露頭波（2 E）として扱う。

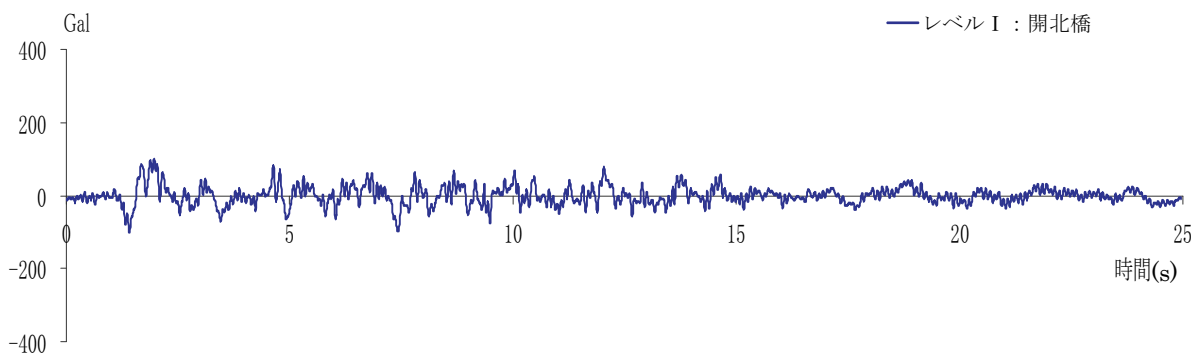


図 3.3.5 レベル I 地震動（開北橋；最大加速度 102Gal (1.02m/s<sup>2</sup>)）

#### b) レベル II 地震動

レベル II 地震動については、日本海側の花崗岩地帯に盛土式 L3 廃棄物処分施設を建設することを想定し、内陸地盤内を震源とする地震動の影響が大きいと考えて、1995 年兵庫県南部地震において観測された強震記録のうち神戸大学（EW）（最大加速度 305Gal (3.05m/s<sup>2</sup>)）を用いた。

水道施設耐震工法指針・解説<sup>31)</sup>では、工学的基盤における地震動の記録と見なすことのできる記録として神戸大学（EW）も含まれおり、妥当な設定と考える。

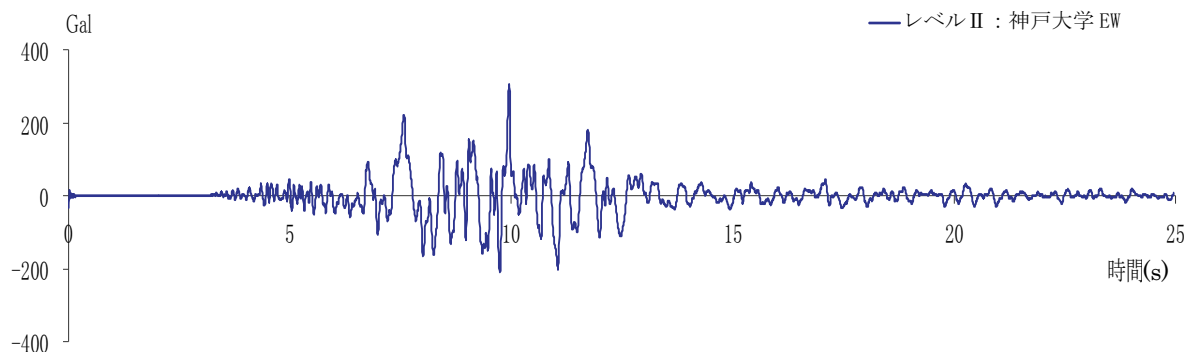


図 3.3.6 レベル II 地震動（神戸大 EW；最大加速度 305Gal (3.05m/s<sup>2</sup>)）

#### 4) 解析モデル

動的解析モデルと境界条件（側方水ローラ，下端粘性境界）について図 3.3.7 に示す。解析モデルは、「浸透流解析（解析Ⅰ～Ⅲ）」、「初期応力（自重）解析（静的解析）」、「動的解析（レベルⅠ地震動，レベルⅡ地震動）」共通である。

解析モデルについて，地盤（基礎岩盤である花崗岩（CM 級・CL 級・D 級）と古期扇状地堆積物）が数百メートルにわたって連続的に堆積する地盤上に，盛土式 L3 廃棄物処分施設が構築されると仮定し解析モデルを作成した。動的解析モデルの水平方向については，地盤構成が一樣で水平であるとの条件から，解析モデル幅は盛土と両側盛土の幅の約半分を取り，深さ方向は花崗岩深部 CM 級を工学的基盤面としてモデル化し，動的解析の側方領域の妥当性については，せん断ひずみや加速度の分布から確認を行った。

##### a) 境界条件

解析モデルの境界条件は，下端を粘性境界，側方については地層構成が水平成層であることから水平ローラとした。

なお，初期応力（自重）解析（静的解析）では，基礎地盤下端を固定，側方は自重沈下が生じることから鉛直ローラとした。

##### b) 考慮する最大周波数および要素の最大層厚

考慮する最大周波数については照査地震動の周波数特性等から  $f_{\max}=20\text{Hz}$  と設定し，解析モデル要素の最大層厚が，せん断波長（ $=V_s/f_{\max}$ ； $S$ （せん断）波速度）の  $1/4\sim 1/5$  以下になるように分割した。

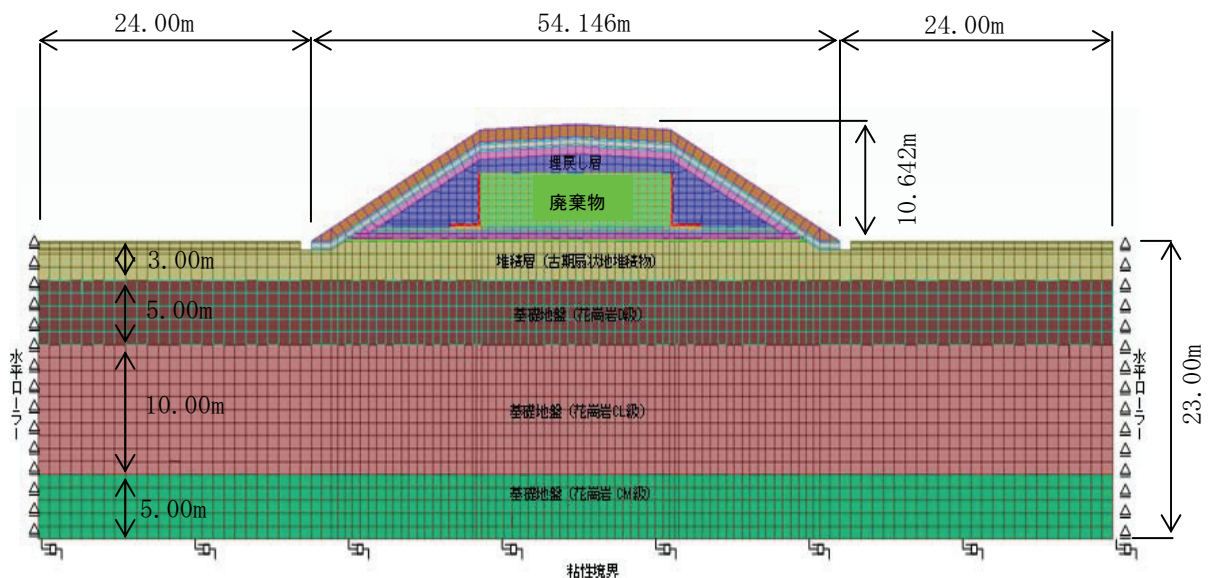


図 3.3.7 動的全応力解析の解析モデルと境界条件

c) 減衰について

解析モデルの粘性減衰としては、減衰マトリックスが剛性マトリックスに比例する項のみを用いる剛性比例型減衰を適用し、減衰定数は1%とした。また、盛土の土質材料については、修正R-0モデルによる履歴減衰を考慮した。

なお、粘性減衰の設定にあたっては、液状化解析手法 LIQCA 開発グループ<sup>32)</sup>によると、初期剛性比例型減衰を適用した事例が多く、減衰定数は1~3%程度が与えられており、これに準じて1%とした。

d) 照査用地震動の入力について

レベルⅠ地震動およびレベルⅡ地震動は、照査用地震動として耐震検討上の基盤面と想定した解析モデルの基礎岩盤（花崗岩 CM 級）底部に20秒間作用させる。

## (2) 動的全応力解析におけるすべり安定性検討

安定性検討は、レベルⅠ、レベルⅡ地震動を入力した動的全応力解析によって得られた地盤内応力時刻歴の解析値結果に対して基づき、円弧すべり安定検討を実施する。円弧すべり安定性検討は、鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物<sup>32)</sup>の性能照査による限界状態設計法に基づく。

限界状態設計における円弧すべりの抵抗限界値と滑動応答値の基本的な関係は、式(3.3.8)で表される。

$$\gamma_t \times ((f_{rs} \times S_r) / S_d) \geq 1.0 \quad (3.3.8)$$

ここに、

$\gamma_t$  : 構造物係数 ( $\gamma_t=1.0$ )

$f_{rs}$  : 円弧すべりに対する抵抗係数 ( $f_{rs}=1.00$ )

$S_r$  : すべり抵抗力

$S_d$  : 滑動力

$\gamma_t$ については、鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物<sup>32)</sup>で提案されている $L_1$ 地震時降雨時（作用Ⅰ：設計耐用期間中にしばしば起こる降雨）および、 $L_2$ （レベルⅡ地震）地震時の値である $\gamma_t=1.0$ を採用した。

また、 $f_{rs}$ については、同じく鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物<sup>32)</sup>の $L_1$ （レベルⅠ地震）地震時降雨時（作用Ⅰ：設計耐用期間中にしばしば起こる降雨）の0.83~1.00と、 $L_2$ （レベルⅡ地震）地震時の値である0.91~1.00から $f_{rs}=1.00$ と設定した。その理由は、「3.3.1 盛土式L3 廃棄物処分施設の性能設定 (1) レベルⅠ地震動 1) 限界値の設定について」で述べたようにL3廃棄物を処分する施設の建設にあたっては、国の検査官立会の下、締固め管理、密度管理及び盛土材料の選定等を行い施工段階ごとに国の検査を受け、検査が通らないと次の施工段階に進めないような厳密な施工管理が行われることを考慮して、

$f_{rs}=1.00$  を採用した。

以上から、式 (3.3.7) は、 $F_s=S_r/S_d \geq 1.0$  となり、 $S_r$ 、 $S_d$  は式 (3.3.9) のように表せられる。

なお、式 (3.3.9) は、対象すべり面に対するせん断応力のつり合いから、求まる「すべり安全率 ( $F(s,\min)$ )」を示している。

$$F(s, \min) = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i + \{\sigma_1 \sin^2(\theta_i - \alpha_i) + \sigma_3 \cos^2 \theta(\theta_i - \alpha_i)\} \tan \phi_i] l_i}{\sum_{i=1}^n \{(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin(\theta_i - \alpha_i) \cdot \cos(\theta_i - \alpha_i)\} l_i} \quad (3.3.9)$$

ここに、

- $\sigma_1, \sigma_3$  : 各要素  $i$  の主応力で圧縮応力を正
- $c_i, \phi_i$  : 各要素  $i$  の強度定数 ( $c_i$  ; 粘着力,  $\phi_i$  ; 内部摩擦角)
- $\theta_i$  : 各要素  $i$  の最大圧縮応力と X 軸のなす角
- $\alpha_i$  : 各要素におけるすべり面線と X 軸のなす角
- $n$  : すべり面上の要素の数

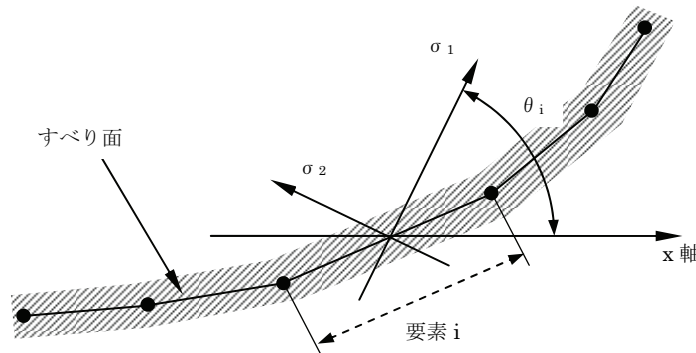


図 3.3.8 すべり安定性解析の要素モデル

### 3.3.3 レベル I 地震動の検討結果

図 3.3.9 には盛土部分の最大水平変位分布ならびに主な鉛直変位を示した。また、最大せん断ひずみ分布を図 3.3.10 (解析モデル全体) と図 3.3.11 (盛土部) に示す。さらに、最大水平加速度分布は、図 3.3.12 (解析モデル全体) と図 3.3.13 (盛土部) に示す。図 3.3.14 にすべり安定性 (円弧すべり) 検討結果を示し、図 3.3.15 に 底部排水層 (CB) の最大せん断ひずみ分布と鉛直変位を示す。

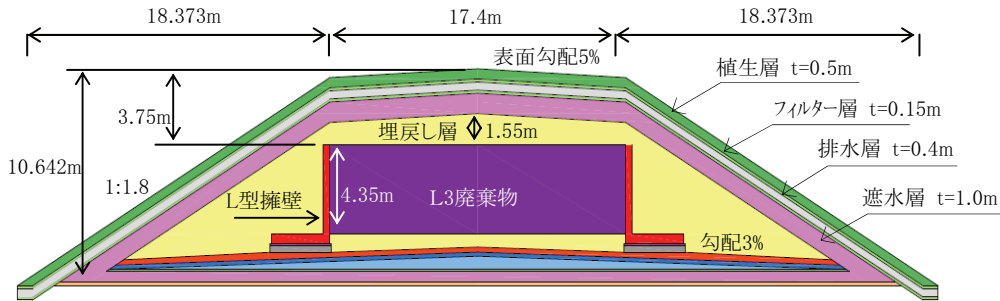
#### (1) 盛土の変位, せん断ひずみ, 加速度分布について

##### 1) 変位分布

図 3.3.9 から、L3 廃棄物と L 型擁壁以外の盛土部分である法面部や L3 廃棄物から上の盛土部分が主に変形しており、最大約 5.5mm の水平変位は盛土表面 (植生層) の天端

法肩で生じている。

また、最大約 1.0mm の鉛直変位（上方向）は法面で生じている。盛土天端中央部での鉛直変位は 0.25mm 程度、盛土法肩部での鉛直変位（下方向）は 0.61mm 程度を示している。



盛土式極低レベル放射性 (L3) 廃棄物処分施設案

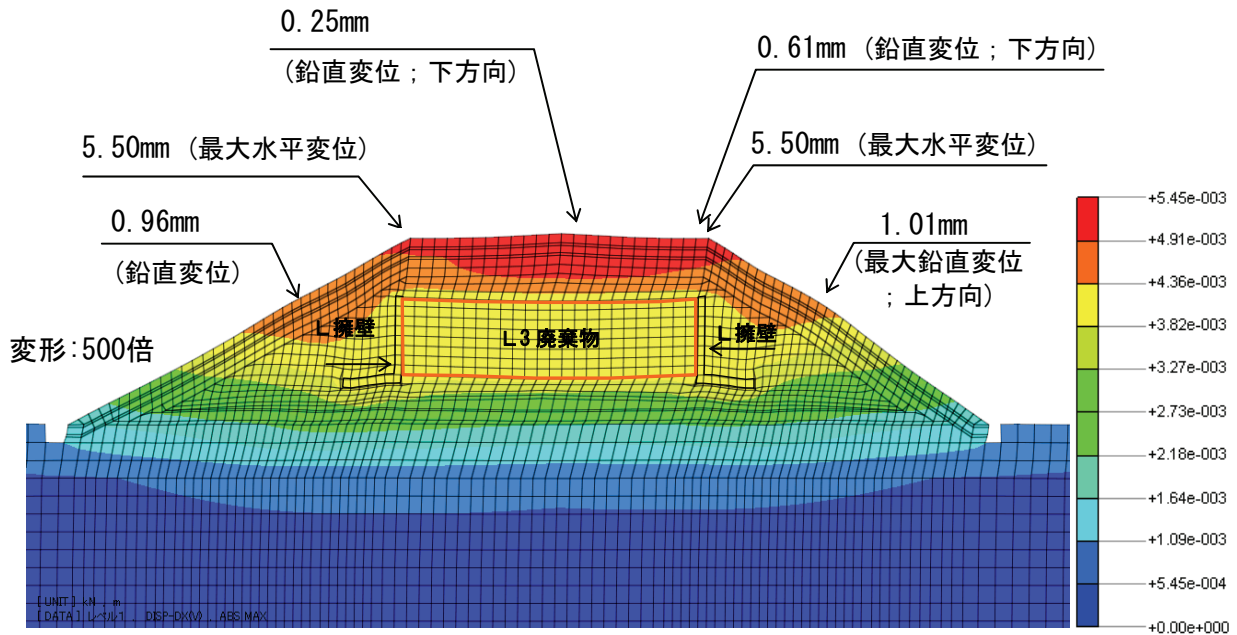


図 3.3.9 レベル I 地震動による盛土の最大水平変位分布と主な鉛直変位

水平変位 (m)  
コンター

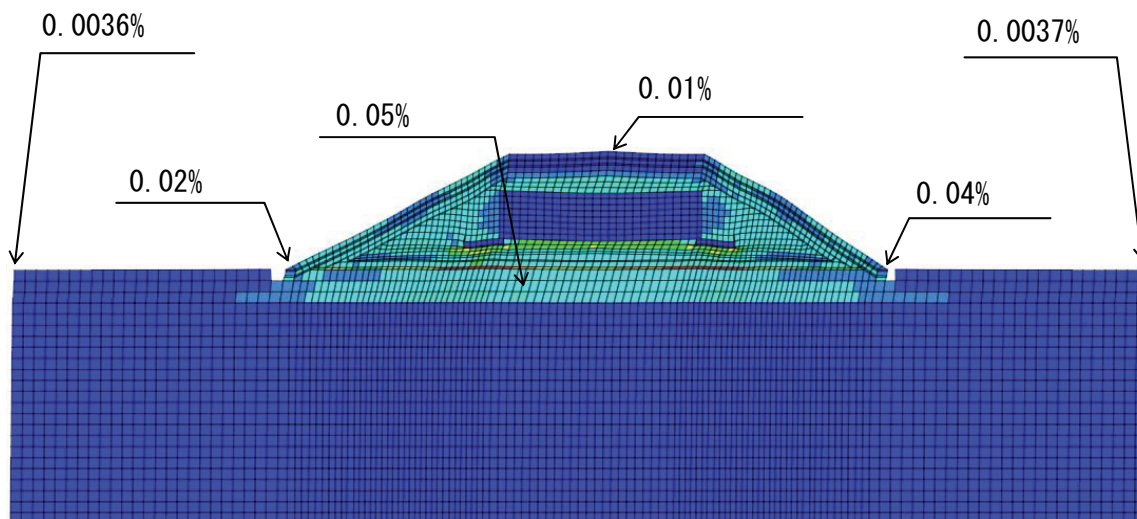
## 2) せん断ひずみ分布

図 3.3.10 から、側方境界左右のせん断ひずみが同様な分布形状となっていることや両端地表面の両端の最大せん断ひずみが 0.0036% (左側) と 0.0038% (右側) とほぼ同値を示していることから、動的解析の側方領域のモデル化が妥当性であると考えられる。

また、図 3.3.11 から L3 廃棄物下面の底部排水層 (CB) および、L型擁壁の近傍において 0.11~0.15%程度のひずみが生じている。この理由について L3 廃棄物、L型擁壁は周辺の盛土材に比べて剛性が高く、そのため L3 廃棄物や L型擁壁の下部層にひずみが集中したことが原因と考えられる。また、地山 (堆積層) と盛土の間を水平にするための

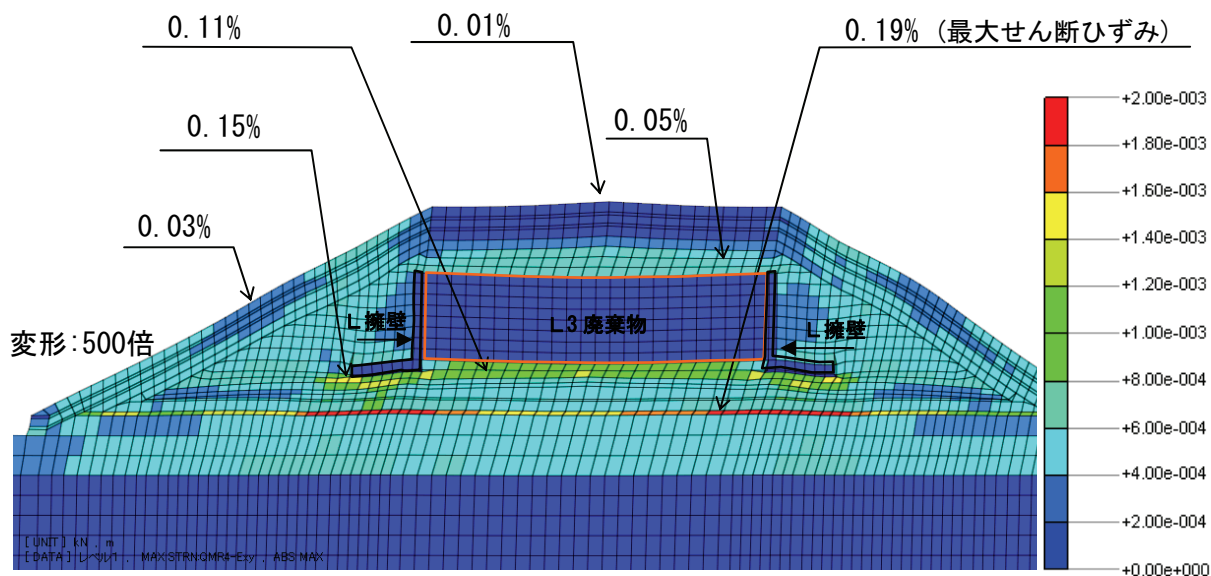
均し層に最大せん断ひずみ約 0.19%が生じている。その理由については、盛土の変形と地山の変形の違いが、均し層部分にひずみを集中させた影響と考えられる。

なお、L3 廃棄物やL型擁壁やせん断ひずみが高い箇所を除けば、L3 廃棄物処分施設全体として 0.05%程度のせん断ひずみを示している。この値は、図 3.3.4 の埋戻し土（砂；陣屋 5 号）の  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線にあてはめると  $G/G_0=0.4$  程度であり、初期せん断剛性の 4 割程度に盛土のせん断剛性が低下していることがわかる。



※ せん断ひずみコンターは、図 3.3.11 と同様

図 3.3.10 レベル I 地震動による地盤（解析モデル全体）の最大せん断ひずみ分布



せん断ひずみ  
コンター

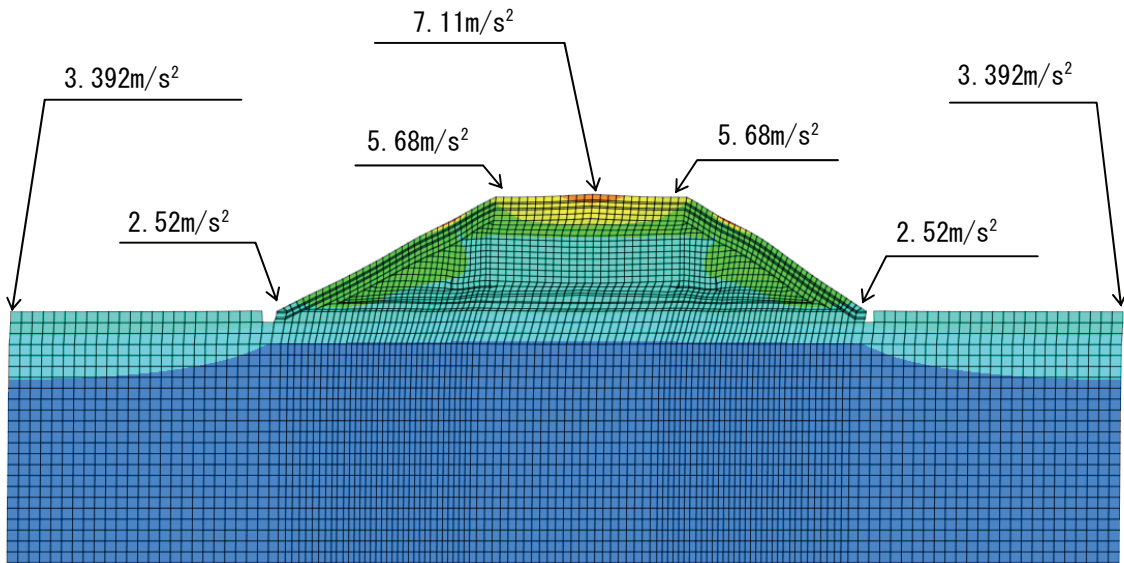
図 3.3.11 レベル I 地震動による盛土部分の最大せん断ひずみ分布



### 3) 加速度分布

図 3.3.12 から、側方境界左右の加速度分布が同様の分布形状となっていることや両端地表面の最大水平加速度が  $3.392\text{m/s}^2$  と同じ値を示していることから、動的解析の側方領域のモデル化が妥当であったと考えられる。

また、図 3.3.13 から最大加速度は  $8.44\text{m/s}^2$  で盛土の法面の上部で生じている。盛土頂上部（植生層）中心では加速度が、レベル I 地震動の最大加速度 ( $1.02\text{m/s}^2$ ) に比べて  $7.11\text{m/s}^2$  と増幅している。これは、盛土中にある L3 廃棄物の非線形を考慮せず弾性剛体とした影響が含まれていると考えられる。



※ 加速度コンターは、図 3.3.13 と同様

図 3.3.12 レベル I 地震動による地盤（解析モデル全体）の最大水平加速度分布

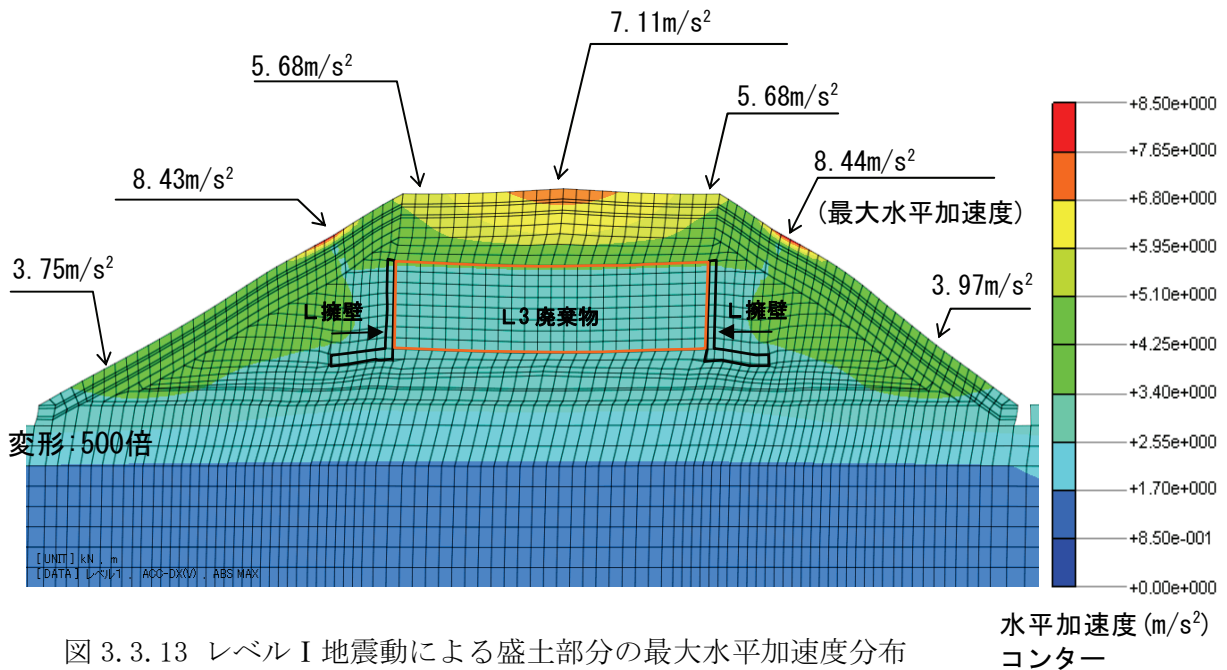


図 3.3.13 レベル I 地震動による盛土部分の最大水平加速度分布

水平加速度 ( $\text{m/s}^2$ )  
コンター

## (2) 盛土のすべり安定性と底部排水層 (CB) のせん断ひずみと鉛直変位について

### 1) すべり安定性

すべり面は、震度法による静的すべり安定計算を基に図 3.3.14 に示す格子を想定し円弧の半径を変化させながら検討した。図 3.3.14 には、最小安全率を示した円弧すべり面と安全率を示す。盛土はすべり安全率 (Fmin) が 1.27 と限界値の最小すべり安全率 (Fs) 1.0 以上を確保していることから、すべり安定性は確保されていると判断できる。なお、すべり安定性検討にあたっては、「3.2.6 地震前降雨による盛土材料の強度低下に関する検討」に従い、地震前の降雨による飽和度の上昇が盛土材料の粘着強度を低下させることについて、表 3.2.7 に従い考慮した。

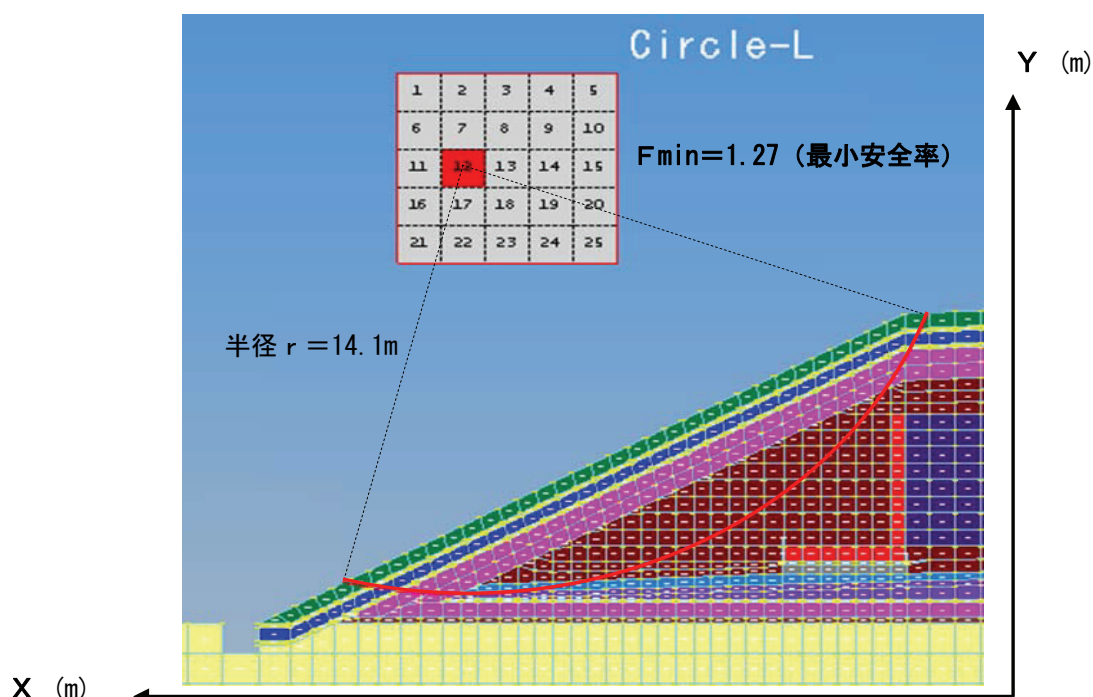


図 3.3.14 レベル I 地震動による (円弧) すべり安定性結果

### 2) 底部排水層 (CB) の最大せん断ひずみと鉛直変位

図 3.3.15 は底部排水層 (CB) の最大せん断ひずみと鉛直変位を示す。CB の最大せん断ひずみは上部砂層で約 0.14% 発生しているが、これは「(1) 盛土の変位, せん断ひずみ, 加速度分布について 2) せん断ひずみ分布」で述べたように L 型擁壁は周辺の盛土材に比べて剛性が高く、そのため L 型擁壁の下部層にひずみが集中したことが原因と考えられる。

また、L 型擁壁の底盤下端とその近傍以外は、最大せん断ひずみが約 0.004~0.006% と小さい。また、鉛直変位量も上方向に最大 0.034mm (R 側) を示し、盛土の最大鉛直変位 1.01mm や盛土天端の鉛直変位 0.25~0.61mm と比較して非常に小さく、CB 延長約 24.8m に対して全体勾配を見るとほとんど変化がないと言える。

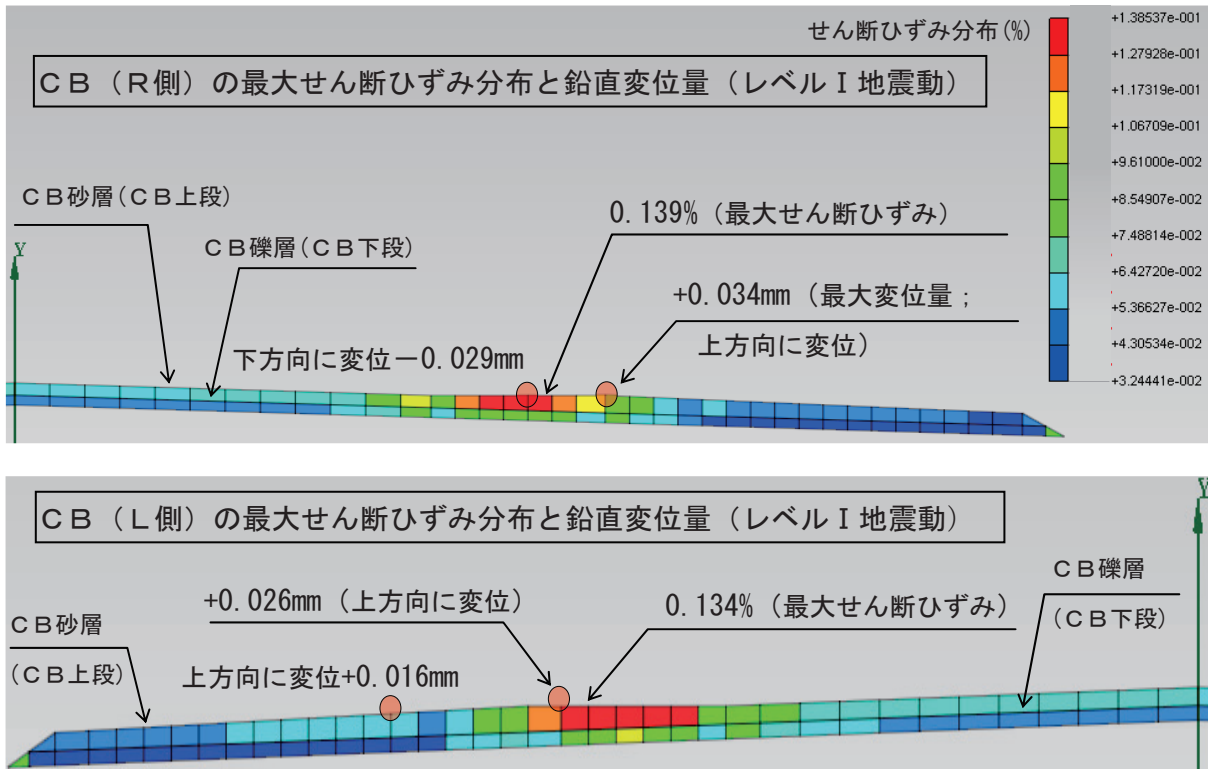


図 3. 3. 15 底部排水層（CB）の最大せん断ひずみ分布と鉛直変位（レベル I 地震動）

### 3. 3. 4 レベル II 地震動の検討結果

図 3. 3. 16 には盛土部分の最大水平変位分布ならびに主な鉛直変位を示した。また、最大せん断ひずみ分布を図 3. 3. 17（解析モデル全体）と図 3. 3. 18（盛土部）に示す。さらに、最大水平加速度分布を図 3. 3. 19（解析モデル全体）と図 3. 3. 20（盛土部）に示す。図 3. 3. 21 には、すべり安定性（円弧すべり）検討結果を示し、表 3. 3. 7 には、L 型擁壁の変位量  $\delta_x/H$  ( $\delta_x$  は擁壁頂部の水平変位、 $H$  は擁壁高さ) を示す。図 3. 3. 21～図 3. 3. 23 に地震後の盛土内部の最大主応力が引張りになる範囲と任意の 4 断面の鉛直方向の主応力分布を示す。

#### （1）盛土の変位，せん断ひずみ，加速度分布について

##### 1) 変位分布

図 3. 3. 16 から、L3 廃棄物と L 型擁壁以外の盛土部分である法面部や L3 廃棄物から上の盛土部分が主に变形しており、最大 10.2mm 程度の水平変位は植生層の天端で生じている。法肩では 9.2～9.8mm 程度の水平変位が発生している。

また、鉛直は盛土天端中央で 0.26mm（下方向）、法肩で 1.11mm（下方向）、最大 1.70mm の鉛直変位（上方向）は、法面のほぼ中央付近で生じている。

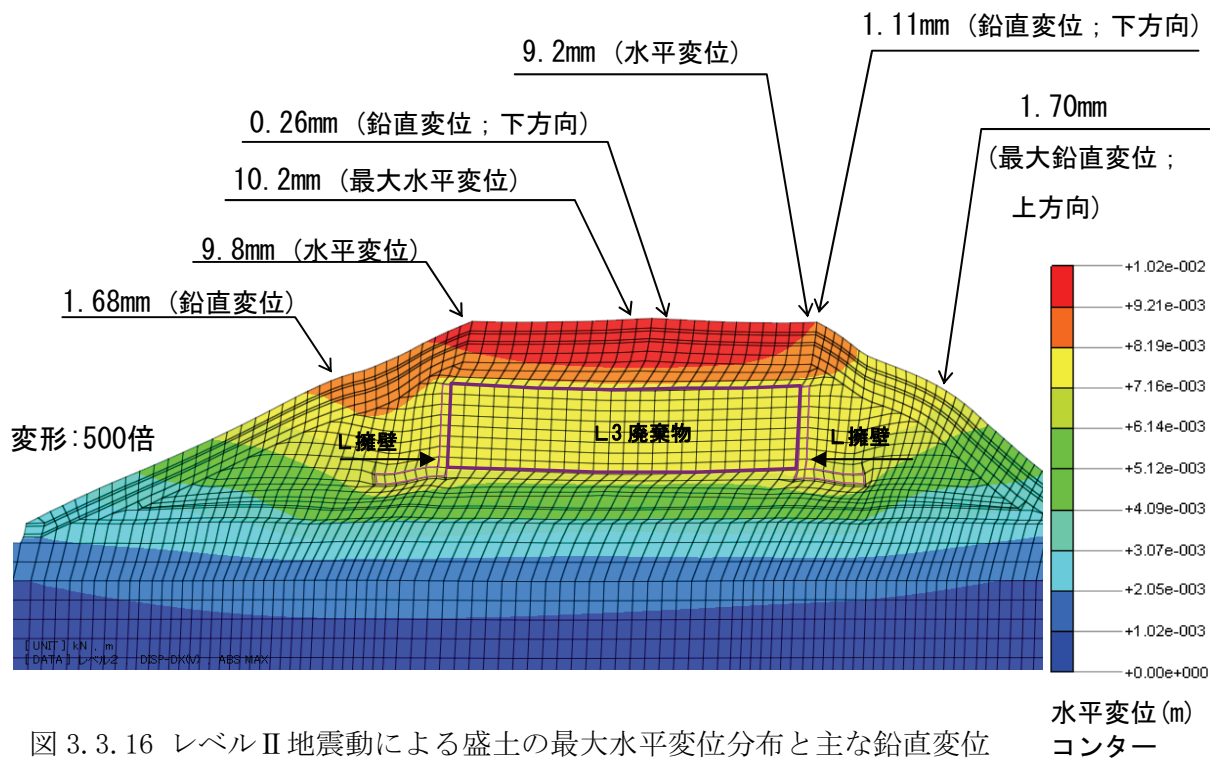


図 3.3.16 レベル II 地震動による盛土の最大水平変位分布と主な鉛直変位

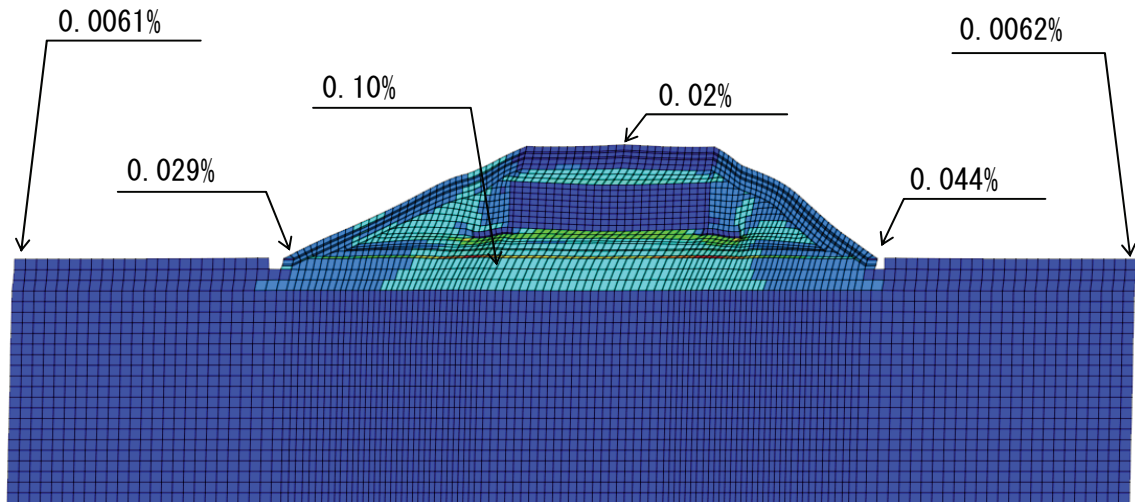
## 2) せん断ひずみ分布

図 3.3.17 から、側方境界左右のせん断ひずみが同様な分布形状となっていることや両端地表面の両端の最大せん断ひずみが 0.0061% (左側) と 0.0062% (右側) とほぼ同値を示していることから、動的解析の側方領域のモデル化が妥当性であると考えられる。

図 3.3.18 から、L3 廃棄物下面の底部排水層 (CB) および、L 型擁壁の近傍において 0.22~0.30% 程度のひずみが生じている。この理由についてはレベル I 地震動と同様 L3 廃棄物、L 型擁壁は周辺の盛土材に比べて剛性が高く、そのため L3 廃棄物や L 型擁壁の下部層にひずみが集中したことが原因と考えられる。

また、地山 (堆積層) と盛土の間を水平にするための均し層に最大せん断ひずみ約 0.38% が生じている。理由については、レベル I 地震動と同じく盛土の変形と地山の変形の違いが、均し層部分にひずみを集中させた影響と考えられる。

なお、L3 廃棄物や L 型擁壁やせん断ひずみが高い箇所を除けば、L3 廃棄物処分施設全体として平均約 0.08% のせん断ひずみを示している。この値は、図 3.3.4 の埋戻し土 (砂; 陣屋 5 号) の  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線にあてはめると  $G/G_0=0.3$  程度であり、初期せん断剛性の 3 割程度に盛土のせん断剛性が低下していることがわかる。



※ せん断ひずみコンターは、図 3.3.18 と同様

図 3.3.17 レベルⅡ地震動による地盤（解析モデル全体）の最大せん断ひずみ分布

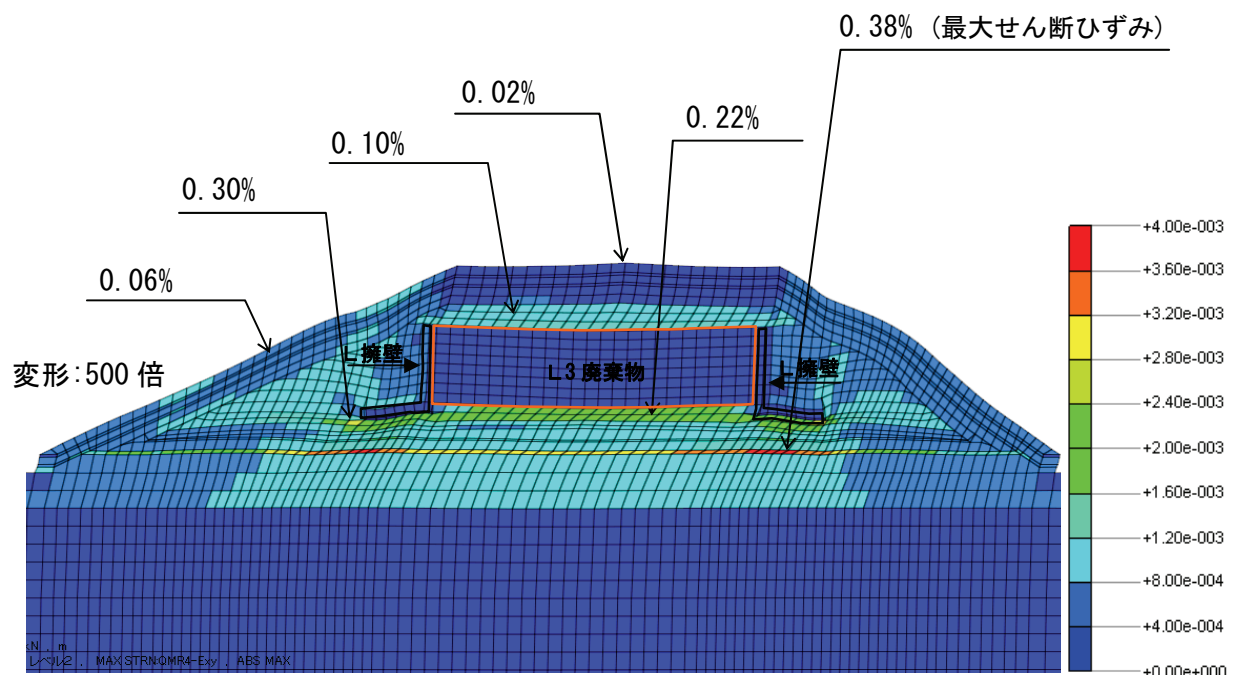


図 3.3.18 レベルⅡ地震動による盛土部分の最大せん断ひずみ分布

せん断ひずみ  
コンター

### 3) 加速度分布

図 3.3.19 から、側方境界左右の加速度分布が同様の分布形状となっていることや両端地表面の最大水平加速度が  $5.123\text{m/s}^2$  と同じ値を示していることから、動的解析の側方領域のモデル化が妥当性であると考えられる。

また、図 3.3.20 から、水平加速度は盛土中心部で増幅しており、最大加速度は  $11.10\text{m/s}^2$  で盛土天端の中央部（植生層）で生じている。レベルⅡ地震動の最大加速度 ( $3.05\text{m/s}^2$ )

に比べて  $11.10\text{m/s}^2$  と増幅した理由は、レベル I 地震動と同様、L3 廃棄物の非線形を考慮せず弾性剛体とした影響が含まれていると考えられる。

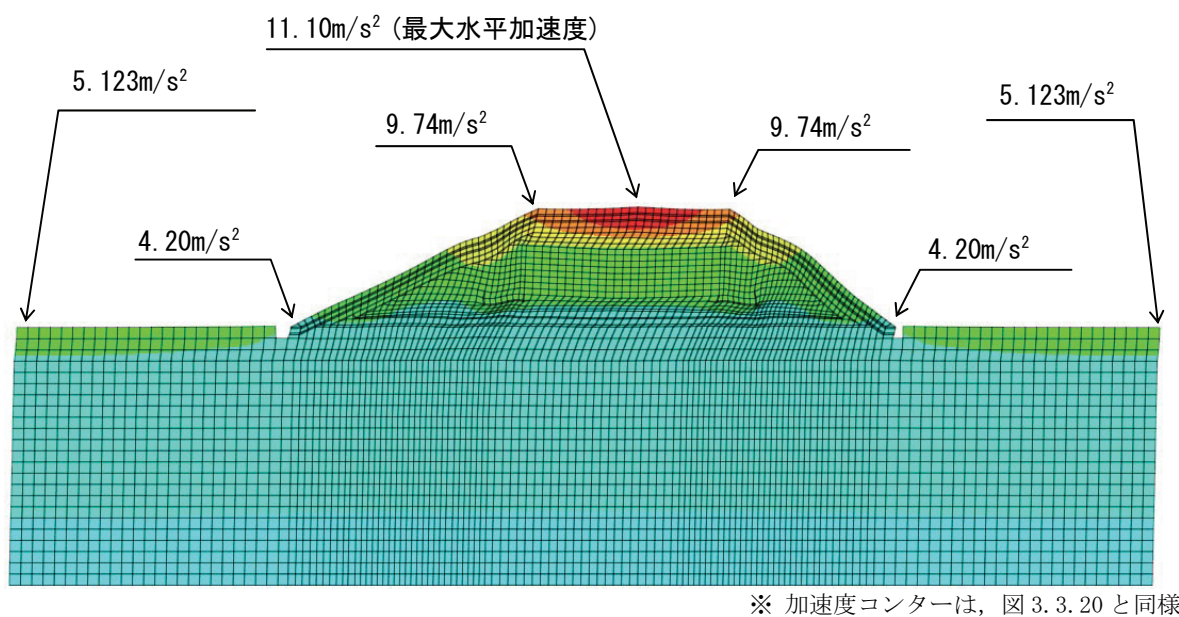


図 3.3.19 レベル II 地震動による地盤（解析モデル全体）の最大水平加速度分布

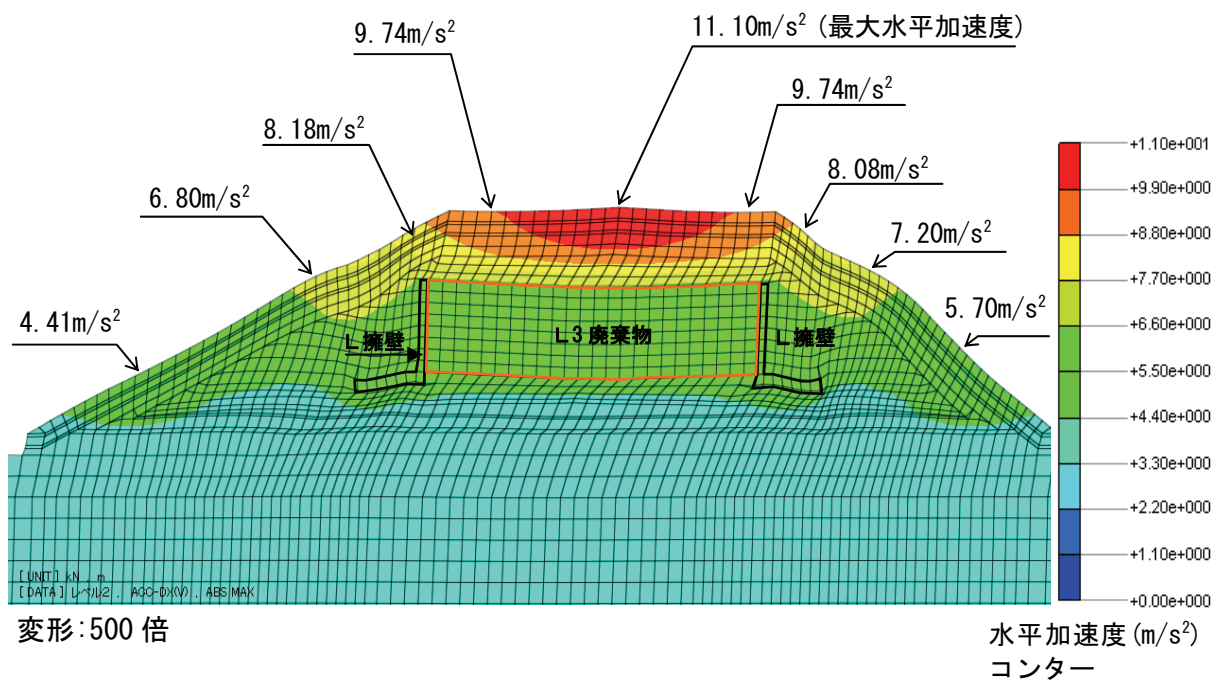


図 3.3.20 レベル II 地震動による盛土部分の最大水平加速度分布

## (2) 盛土のすべり安定性とL型擁壁の変位量及び地震後の引張り領域について

### 1) すべり安定性

L3 廃棄物が露出するようなすべり破壊が生じないことに対しては、L3 廃棄物を巻き込むような大きなすべり崩壊は許容しないが、L3 廃棄物を巻き込まない小～中規模のすべり崩壊を許容することとし、円弧すべり安定性検討は以下のように行った。

最初に、円弧すべり最小安全率 ( $F_s$ ) が 1.0 以上であれば、盛土のすべり安定性を確保できるので、L3 廃棄物が露出するようなすべり崩壊は生じない。次に最小安全率が 1.0 未満の場合には、L3 廃棄物を通る円弧すべり面、L3 廃棄物からL型擁壁の底盤を通る大きな円弧すべり面、L型擁壁の安定性を損ねるような円弧すべり面などL3 廃棄物が露出する可能性がある円弧すべり面の安全率が 1.0 以上であることを確認する。仮に安全率が 1.0 未満の場合には、盛土形状の見直しを行う方針で検討した。

盛土のすべり安定性検討では、震度法による静的すべり安定計算を基に図 3.3.21 に示す格子を想定し円弧の半径を変化させながら検討した。図 3.3.21 には、最小安全率を示した円弧すべり面と安全率を示す。盛土のすべり円弧すべり最小安全率 ( $F_s$ ) が 1.0 以上であったので盛土のすべり安定性が確保され、L3 廃棄物が露出するようなすべり崩壊は生じないことがわかる。

なお、すべり安定性検討にあたっては、「3.2.6 地震前降雨による盛土材料の強度低下に関する検討」に従い、地震前の降雨による盛土材料の粘着強度の低下は考慮していない。

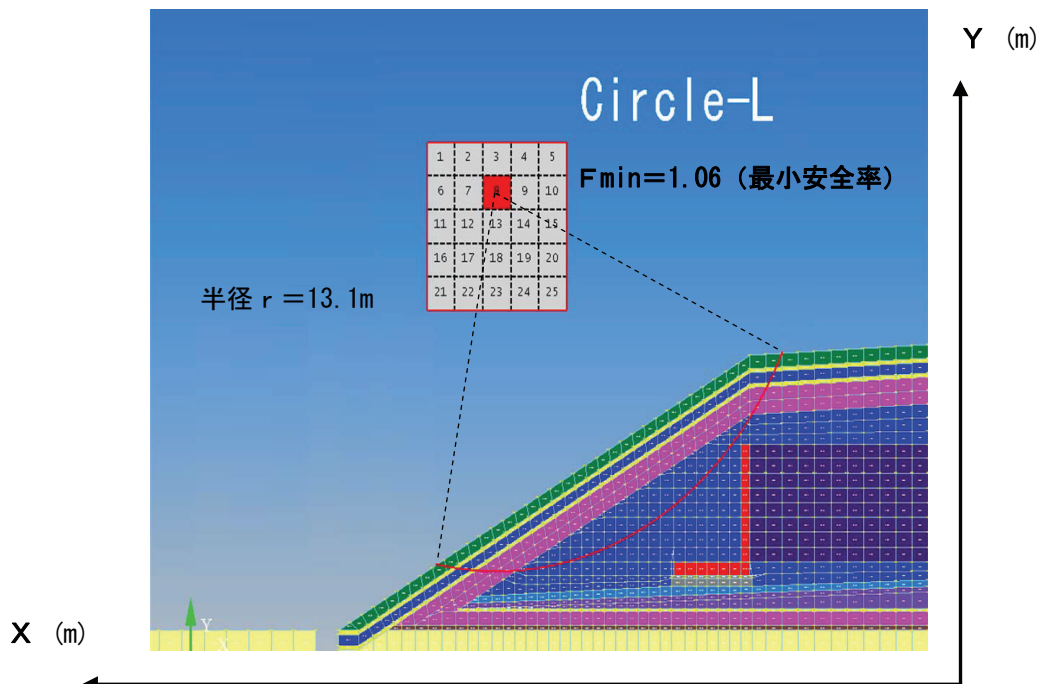


図 3.3.21 レベルII地震動による(円弧)すべり安定性結果

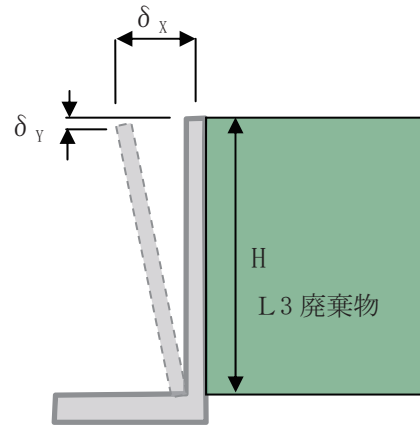
## 2) L型擁壁の変位量

L3 廃棄物を囲っているL型擁壁の変位量  $\delta_x/H$  ( $\delta_x$ は擁壁頂部の水平変位, Hは擁壁高さ) を表 3.3.7 に示す.

表 3.3.7 から  $\delta_x/H$  は 0.18%と, 田山ら<sup>26)</sup>が提案する変位量の限界値である 0.4%以下であり, L型擁壁の変位量は問題ない.

表 3.3.7 レベルII地震動時のL型擁壁の変位量 ( $\delta_x/H$ )

	レベルII地震動
$\delta_x$ (最大値[絶対値])	7.70mm
$\delta_y$ (最大値[絶対値])	0.86mm
H (擁壁の高さ)	4,350mm (4.35m)
$\delta_x/H$ (%)	0.18%



## 3) 盛土の引張り応力領域

盛土にL3 廃棄物まで達する貫通クラックが生じていないことを検討するにあたっては, 表 3.3.3 で述べたように土構造物のクラック発生を直接把握できる解析手法は限られており, 検証事例が少ないため, 保守的な配慮として盛土内の引張り応力領域を把握し, 引張り応力領域をクラック発生領域とした. 土質材料, 特に埋戻し土のような砂質土は, 引張り応力が保持できずクラックが生じる.

地震動後 (20 秒後) における最大主応力の引張り境域を図 3.3.22 に示し, 図 3.3.23 と図 3.3.24 に 4 断面の最大主応力の深さ方向分布を示した. 図 3.3.22 からは, レベルII地震動後においてもL3 廃棄物に達するような貫通する引張り応力領域 (クラック発生領域) が生じないことがわかる.

また, 図 3.3.23 から, ①断面では最大主応力はすべて圧縮方向であるが, ②断面ではL型擁壁背面頂部付近の深度約 2m 間で引張り応力領域が生じている. これは, L型擁壁の壁部分が主に変形したことによって, 背面の盛土材料が引っ張られた影響と考えられる.

図 3.3.24 から, ③断面では最大主応力はすべて圧縮方向であるが, ④断面ではL型擁壁背面中央部付近からL擁壁底盤の外側を通り均し層まで, 一部の層を除き深く引張り応力領域が生じている. これは, L型擁壁の底盤が主に変形したことにより, 擁壁底盤から下部の層が引っ張られた影響と考えられる.

図 3.3.23, 図 3.3.24 からも, L3 廃棄物に達するような貫通する引張り応力領域 (クラック発生領域) が生じないことがわかる.

なお, 本検討結果からレベルI地震動, レベルII地震動後は盛土の貫通クラック (空



洞) 調査 (レーザー探査, 音響トモグラフィ等) を行う必要性を示している。

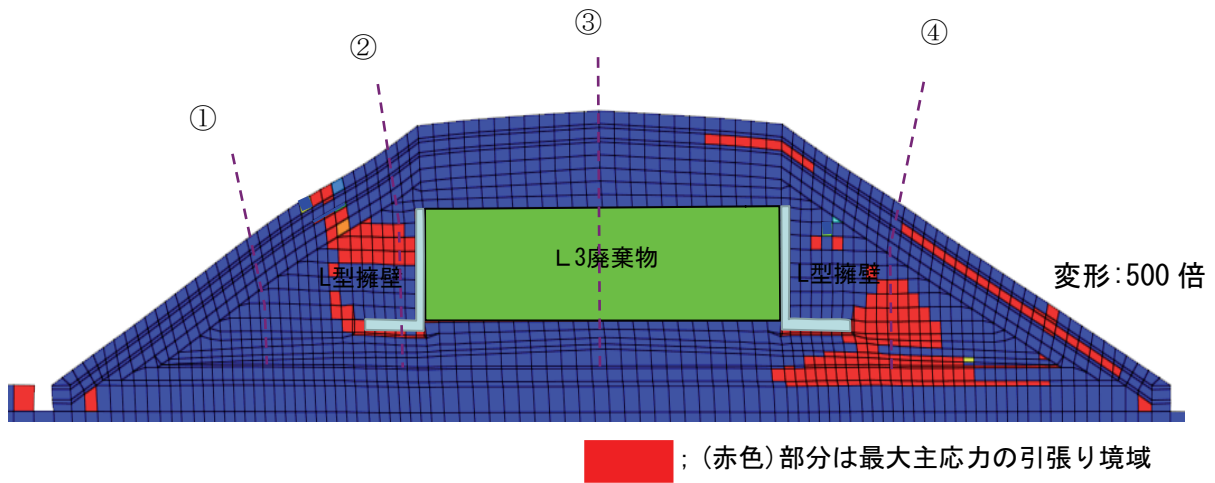


図 3. 3. 22 最大主応力の引張り領域 (レベル II 地震動後)

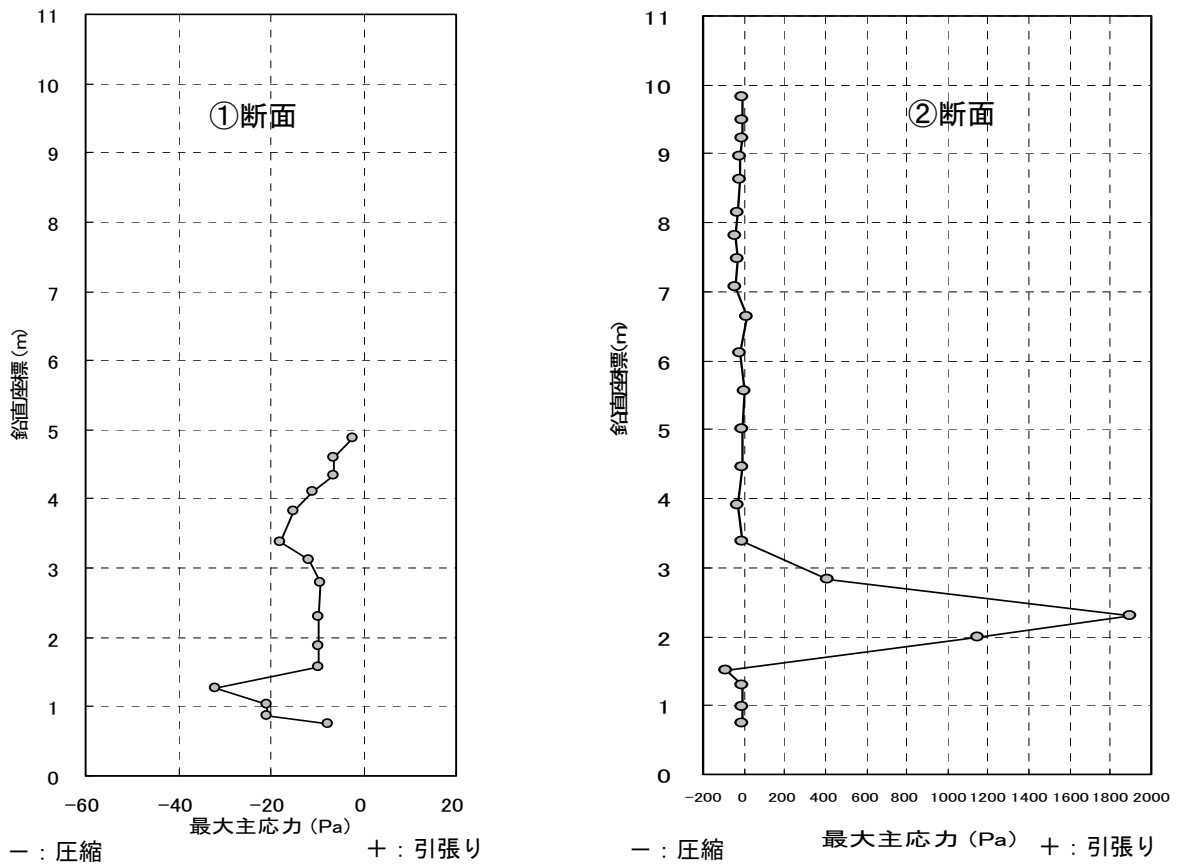


図 3. 3. 23 ①断面と②断面の最大主応力分布 (レベル II 地震動後)

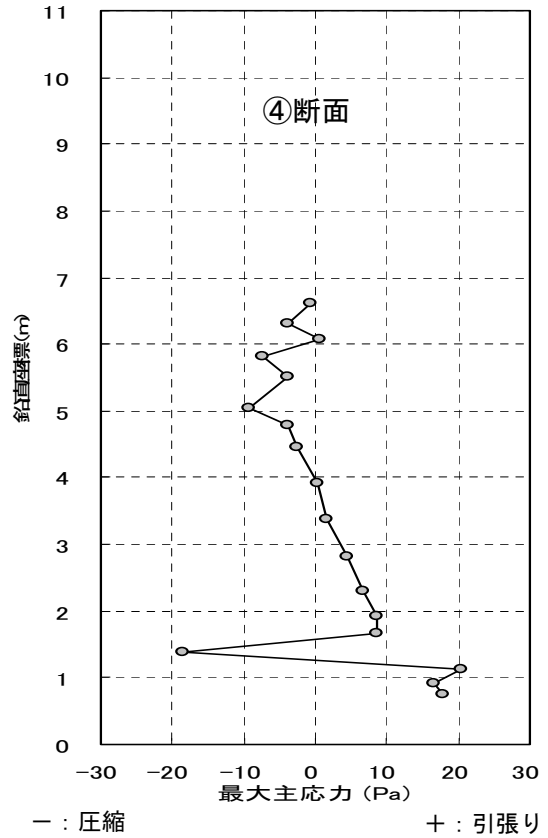
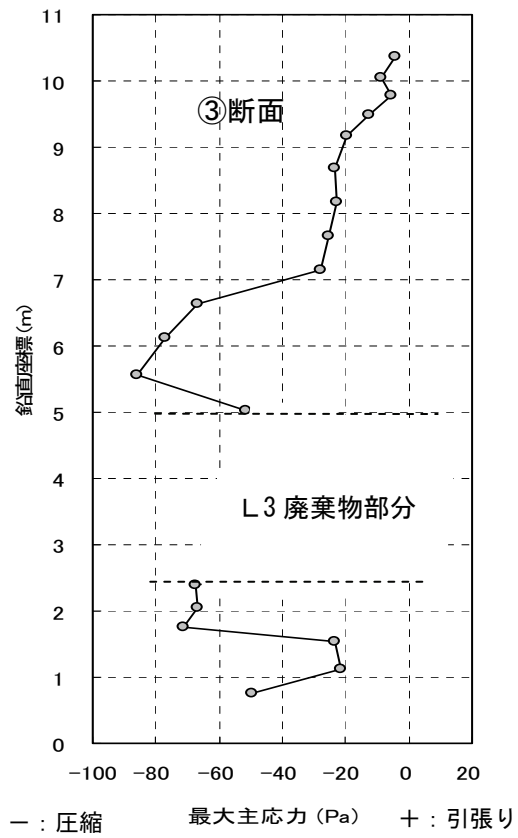


図 3.3.24 ③断面と④断面の最大主応力分布（レベルⅡ地震動後）

### 3. 3. 5 レベルⅠ地震動, レベルⅡ地震動の動的解析結果と限界値との比較

レベルⅠ地震動の応答値と表 3.3.1 に示す限界値および, レベルⅡ地震動の応答値と表 3.3.3 に示す限界値と比較し, 各地震動に対する目標性能を照査する.

#### (1) レベルⅠ地震動の解析結果と限界との比較

##### 1) 限界値 (表 3.3.1)

- a) すべり安全率 ( $F_s$ ) が 1.0 以上確保されていること.
- b) 底部排水層 (CB) の鉛直変位量が, 5cm 以内であること.
- c) 盛土の沈下量が 10cm 以下であること.

##### 2) 照査結果

- a) 最小すべり安全率 ( $F_{min}$ ) が 1.27 であった.  
 $F_{min}=1.27 > F_s=1.00$  ---- 目標性能を満足する.
- b) 底部排水層 (CB) の鉛直最大変位量は, 0.034mm であった.  
 $0.034\text{mm} < 50\text{mm}$  ---- 目標性能を満足する.
- c) 盛土の鉛直下方向の最大沈下量は, 0.61mm であった.  
 $0.61\text{mm} < 100\text{mm}$  ---- 目標性能を満足する.

以上から, 提案した盛土式極低レベル放射性 (L3) 廃棄物処分施設案は, レベルⅠ地震動に対して応答値と限界値の比較から目標性能が満足され, したがって要求性能を満足される.

#### (2) レベルⅡ地震動の解析結果と限界との比較

##### 1) 限界値 (表 3.3.3)

- a) L3 廃棄物を通るすべり面の最小すべり安全率 ( $F_{min}$ ) が, 1.0 以上であること.  
また, L型擁壁の変位量 ( $\delta_x/H$ ) が 0.4%以下であること.
- b) 盛土の沈下量が, 20cm 未満であること.
- c) 地震後の盛土の引っ張り応力領域 (クラック発生領域) が, 地表面から L3 廃棄物まで進展していないこと.

##### 2) 照査結果

- a) 盛土の最小すべり安全率 ( $F_{min}$ ) が 1.06 であり,  $\delta_x/H$  は 0.18% であった.  
 $F_{min}=1.06 > F_s=1.00$   
 $\delta_x/H=0.18\% \leq 0.4\%$  } ---- 目標性能を満足する.

- b) 盛土の最大沈下量は, 1.11mm であった.

$1.11\text{mm} < 200\text{mm}$  ---- 目標性能を満足する.

- c) 地震後の盛土の引っ張り応力領域 (クラック発生領域) が, 地表面から L3 廃棄物まで進展していないことを図 3.3.22~図 3.3.24 から確認した. --- 目標性能を満足する.

以上から, 提案した盛土式極低レベル放射性 (L3) 廃棄物処分施設案は, レベルⅡ地震動に対して応答値と限界値の比較から目標性能が満足され, したがって要求性能を満足される.

### 3. 4 まとめ

本研究では、極低レベル（L3）放射性廃棄物処分施設の内、トレンチ処分が困難と思われる地盤・地下水条件の内、原子力発電所敷地に比較的多い基盤が亀裂性の硬岩で地下水が高い（GL-3m程度）場合に適合する盛土式L3廃棄物処分施設案（図2.4.1）を提案した。

本章では、提案した盛土式L3廃棄物処分施設案は、関連法規制等からの技術的要件を満足する以外に、構造評価上必要と考えられる以下の項目について検討をおこない、盛土構造の安定性を評価した。

- ①盛土式L3廃棄物処分施設の排水機能の確認および、地震前の降雨による盛土内の飽和度の上昇に伴う盛土材料の強度低下を考慮した地震時安定性の検討評価。
- ②盛土式L3廃棄物処分施設の盛土材料とL3廃棄物（コンクリートブロック、コンクリートガラ、金属）の見かけの比重の違いによる慣性力の差ならびに剛性の違いを考慮した地震時安定性の検討評価および、盛土材料とL3廃棄物の動的応答の差異により盛土に地震後貫通クラックが発生する可能性についての検討。

①について、盛土式L3廃棄物処分施設の排水機能および地震前の降雨時による盛土内の飽和度（間隙水圧）の上昇については、降雨浸透流解析をおこない盛土とその下の地盤（基盤含む）の排水性を検討すると共に、盛土内部の飽和度分布を予め把握し強度低下の可能性について評価した。

主な結果を以下にまとめる。

- 1) 盛土に設けた植生層－フィルター層－上部排水層－フィルター層－上部遮水層の組み合わせによって盛土内部への浸透は抑制され、盛土内部の埋戻し層の飽和度は初期水分状態と同じ状態を保っている。このことから、植生層－フィルター層－上部排水層－フィルター層－上部遮水層の組み合わせによる盛土内部への浸透抑制機能が有効であると判断できた。
- 2) 上部排水層は飽和度100%に対して、降雨2日以降は30～40%裕度があることから、排水能力にまだ余裕があると考えられる。
- 3) 底部排水層（CB）に流入する水量（ $6.00 \times 10^{-5} \text{m}^3/\text{day}$ ）は十分に少なく、提案した盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設案のCBの長さでも十分排水可能と考えられる。

また、地震前の降雨時による盛土内の飽和度の上昇に伴う盛土材料の強度低下については以下のように考えた。

- a) 盛土の排水機能には盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設供用期間（50年間程度）に1～2回程度遭遇する地震動であるレベルI地震動による検討の場合では、地震前の降雨による飽和度の上昇が盛土材料の強度低下を考慮することとした。
- b) 盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設に対して、（供用期間における）発生確率は低いから現在から将来にわたって該当地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動で

あるレベルⅡ地震動による検討の場合には、地震前の降雨による飽和度の上昇が盛土材料の強度低下を考慮しないこととする。

構造物の供用期間中に発生しない可能性があるレベルⅡ地震動に対して、今回の検討条件のような降雨がレベルⅡ地震前に発生する確率は、極めて低いと考えられるためである。

②については、レベルⅠ地震動とレベルⅡ地震動に対する盛土式L3廃棄物処分施設の要求性能と目標性能等を明確にした上で、2次元動的解析を用いて各地震動について、盛土が要求機能（目標性能）を満足することができるかを検討した。

(1) レベルⅠ地震動の場合には地震後も引続き盛土式L3廃棄物処分施設を継続して使用することを目的に、要求性能「盛土が健全であること」、「底部排水層（CB）の排水機能が発揮できること」、「地震における変形が少なく、無被害もしくは軽微な被害であること」に対する目標性能「盛土のすべり安全率（Fs）が、限界値以上を確保すること」、「CBの排水機能が損なうような大きな変状がないこと」、「盛土の変形量が小さいこと」を確認する。

(2) レベルⅡ地震動の場合には地震後L3廃棄物が地表に露出し、公衆被ばくを生じさせないことを目的に、要求性能「盛土が壊滅的な破壊を生じないこと」、「盛土の残留変形は、応急処置で基本機能（公衆被ばくの防止）の回復が可能な程度であること」、「地震後、盛土に発生した貫通クラックがL3廃棄物まで達し直接降雨がL3廃棄物に接触し、多量の接触水が地下水を通じて環境に安全めやす値以上に拡がることを防止すること」に対する目標性能「L3廃棄物が露出するようすべり破壊が生じないことおよび、L型擁壁に有害な変形が生じないこと」、「盛土の残留変形は、応急処置で基本機能（公衆被ばくの防止）の回復できる範囲内であること」、「盛土にL3廃棄物まで達する貫通クラックが生じていないこと」を確認する。

主な結果を以下にまとめる。

1) レベルⅠ地震動について、盛土の最小すべり安全率、底部排水層（CB）の鉛直変位量、盛土の沈下量などの応答値は設定した限界値を下回ることから、提案した盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設は、レベルⅠ地震動に対して要求性能を満足できる。

2) レベルⅡ地震動について、盛土の最小すべり安全率とL型擁壁の変位量（ $\delta_x/H$ ）および、盛土の沈下量などの応答値は設定した限界値を下回る。また、地震後の盛土の引っ張り応力領域（クラック発生領域）が、地表面からL3廃棄物まで進展していない。したがって、提案した盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設は、レベルⅡ地震動に対して要求性能を満足できる。

以上から、対象とした盛土式L3廃棄物処分施設案（図2.4.1）は、構造評価事項①、②について検討した結果、構造安定性が確認された。

## 参考文献

- 1) 山下亮, 中房悟, 木村誠, 石濱祐幸: 極低レベル放射性廃棄物処分のための盛土形式の成立性検討, 日本原子力学会. 平成 25 年秋の大会, 放射性廃棄物処分と環境報告集, No. 23, 2013.
- 2) 日本地下水学会: 地下水シミュレーション これだけは知っておきたい基礎理論, p. 82, 2010.
- 3) 地盤工学会編: 地盤材料試験の方法と解説—二分冊の 1—, 第 6 編第 2 章 土の透水試験, pp. 449-452, 2009.
- 4) 環境省: 一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終場にかかる技術上の基準を定める省令, (一般廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準), 第一条 廃棄物の処理及び清掃に関する法律, 2011. 1.
- 5) 木村誠, 九石正美, 藤田朝雄, 中間茂雄, 鈴木英明: 緩衝材中の化学影響評価に向けた熱—水—応力—化学連成解析モデルの開発, JEA-Research 2010-034, p. 85, 2010.
- 6) van Genuchten, M. Th: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Society of American Journal, 44, pp. 892-898, 1980.
- 7) 土質工学会: 根切り工事と地下水—調査・設計から施工まで, p. 359, 1991.
- 8) 原子力環境整備・資金管理センター: 平成 15 年度報告書 極低レベル放射性廃棄物, p. 62, 1994.
- 9) 藤崎淳, 鈴木英明, 藤田朝雄: 熱—水—応力連成試験設備(COUPLE)を用いた室内試験結果に基づく熱—水連成モデルの信頼性確認, JAEA-Research 2008-020, pp. 43-50, 2008.
- 10) 地盤工学会編: 地盤材料試験の方法と解説—二分冊の 1—, 第 3 編第 7 章 土の保水性試験, pp. 162-173, 2009.
- 11) 板寺一洋: 箱根仙石原地域における蒸発散量の推定, 神奈川県温泉地学研究所報告, 第 37 巻, pp. 51-56, 2005.
- 12) 井上孝則, 西原聡, 香川英司, 中村宏, 狭田彰二: 鉄道盛土の降雨浸透流・安定解析手法の検証, 土木学会第 54 回年次学術講演会, pp. 608-609, 1999.
- 13) 独立行政法人 土木研究所: 平成 20 年岩手・宮城内陸地震調査報告会 平成 20 年 8 月 26 日 配布資料「道路土工・斜面」, pp. 7-21, 2008.
- 14) 井合進: 地盤基礎構造物の耐震性能設計, 京都大学防災研究所年報, 第 46 号 B, pp. 143-148, 2003.
- 15) 小島謙一, 松丸貴樹: 盛土の降雨と地震による複合災害を防ぐ, RRR (鉄道総合技術研究所編), pp. 20-23, 2008. 12.
- 16) 泰吉弥, 一井康二, 土田孝, 加納誠二: 降雨による盛土の耐震性低下に関する一考察, 土木学会論文集 C, Vol. 65, No. 2, pp. 401-411, 2009.
- 17) 松尾稔: 地盤工学 信頼性の理念と実際, 技報堂出版, pp. 229-236, 1984.
- 18) 平間邦興, 三島八郎: 設計におけるせん断強さと  $c, \phi$  の考え方講座 6. 盛土, 土と基礎,

- pp. 71-78, 1984.
- 19) 赤木寛一, 大友敬三, 田村昌仁, 小宮一仁: 地盤工学における性能設計, 丸善, pp. 3-207, 2010.
  - 20) 土木学会 地震工学委員会 耐震規準小委員会: 土木構造物耐震設計ガイドライン (案) -耐震規準作成のための手引き-, pp. 145-152, 2001.
  - 21) 日本道路協会: 道路土工 盛土工指針 (平成22年度版), pp. 80-127, pp. 304-307, 2010.
  - 22) 鉄道総合研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編, 丸善, pp. 317-329, 1999.
  - 23) 地盤工学会: 地盤工学・実務シリーズ13 地盤・基礎構造物の耐震設計, pp. 317-358, 2001.
  - 24) 国土交通省: 土木工事施工管理基準及び規格値 (案), p. 1-1, 2013.
  - 25) リバーフロント整備センター: 高規格堤防盛土設計・施工マニュアル, pp. 7-40, 2000.
  - 26) 田山聡, 緒方健治, 永吉哲也, 竹内考光: 地山補強土工法を用いた掘削斜面の変形計測による安定管理, 土木学会論文集, No. 644, VI-46, pp. 113-122, 2000.
  - 27) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, pp. 4-33, pp. 108-118, pp. 289-315, 2002.
  - 28) 足立紀尚, 龍岡文夫: 土木学会編 新体系土木工学 18土の力学(III), 技報堂, pp. 244-250, 1981.
  - 29) 岩崎敏男, 常田賢一, 吉田清一: 沖積粘性土の動的変形・強度特性について, 第15回土質工学研究発表会, pp. 625-628, 1980.
  - 30) 土木学会: 動的解析と耐震設計 第1巻 地震動・動的物性, 技報堂, pp. 91-113, 1989.
  - 31) 原子力安全委員会決定: 発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針, pp. 1-14, 2006.
  - 32) 日本水道協会: 水道施設耐震工法指針・解説, pp. 9-18, 1997.
  - 33) 液状化解析手法LIQCA開発グループ: LIQCA2D11・LIQCA3D11 (2011年公開版) 資料, pp. II-31-II-42, 2011.
  - 34) 鉄道総合研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物編, 丸善, pp. 63-84, 2007.

## 第4章 キャピラリーバリアの排水性能に関わる材料の保水性に及ぼす垂直応力の影響評価

### 4. 1 概 説

本章では、盛土式L3廃棄物処分施設（図2.4.1）の技術的課題を述べた「第1章 1. 3 盛土式L3 廃棄物施設の構造評価および底部排水層の選定と課題について（2）盛土式L3 廃棄物施設の底部排水層の選定と選定した底部排水層の課題」の中で、底部排水層にCB（キャピラリーバリア）を用いる場合の課題①について検討を行う。

「課題①；CBの排水性能に関わる材料の保水性に及ぼす盛土・L3廃棄物等の垂直応力の影響把握。」

従来CBは、一般廃棄物処分場のトップキャップとして頂部の降雨浸透の防止および低減に用いられている。今回盛土底部の排水層としてCBを導入するために、垂直応力（上載荷重）の影響を受けないことを確認する必要がある。

CBの排水性能に関わる材料の保水性は、構成する上部砂層と下部礫層のうち、砂層の不飽和水分特性に強く依存する。このため砂層の不飽和水分特性に着目すると共に、実施工時にはCB砂層（砂材）は盛土の安定性確保の観点から十分な締固め管理が行われることを考慮して、次のような検討を行う。

加圧膜法を用いた垂直応力載荷型保水性試験により、砂材の乾燥密度（締固め度 $D_c=80\sim 90\%$ ）に締固めた後、実規模レベルの垂直応力を載荷させて水分特性曲線（空気侵入値等を含む：SWCC）の変化を調べ、垂直応力がない場合の水分特性曲線と比較することにより垂直応力がCBの排水性能（CB限界長）に及ぼす影響を検討<sup>1)</sup>する。



#### 4. 2 CB (キャピラリーバリア) の底部排水層への適用

盛土式極低レベル放射性 (L3) 廃棄物処分施設の底部排水層にCBを導入するにあたって、CBに作用する盛土やL3廃棄物による垂直応力をもとめた。次に、垂直応力が作用しない場合のCBの概略限界長さを算定し、CBが盛土式L3廃棄物処分施設の底部排水層として導入できるかを検討した。

##### 4. 2. 1 盛土による垂直応力

図 2.4.1 に示した 盛土式極低レベル放射性 (L3) 廃棄物処分施設案に基づき、垂直応力を推定する。

$$p = \gamma_{wa} \times H = 1.8 \sim 2.0 \text{ t/m}^3 \times 10.65 \text{ m} = 19.2 \sim 21.3 \text{ t/m}^2 \text{ (平均; } 20.3 \text{ t/m}^2) \quad (4.2.1)$$
$$\cong 192 \sim 213 \text{ kPa (平均; } 203 \text{ kPa)}$$

ここで、

$P$  : 底部排水砂層に作用する概算の垂直応力

$\gamma_{wa}$  : 容器+廃棄物+覆土等により想定される荷重の平均的な単位体積重量

$H$  : 盛土の高さ

式 (4.2.1) より、保水性試験時に作用させる垂直応力の最大値は200kPaとし、これに盛土斜面部の中央近傍の土被りを考慮して100kPaの応力条件も加えた。さらに、垂直応力载荷の有無の影響を検討するために0kPaも考慮する。

##### 4. 2. 2 底部排水砂層として必要なCB (キャピラリーバリア) 限界長の推定

CB限界長に関する推定式は、「1章 1. 4. 2 キャピラリーバリアに関する既往の研究」に記載したように各種提案されている<sup>2),3),4)</sup>。小島・宮崎<sup>5)</sup>および森井ら<sup>6)</sup>とも、Steenhuisら<sup>4)</sup>の推定式による予測精度が最も良いという報告がなされている。

地盤に浸透するフラックス (浸透量)  $q$ が砂層の飽和透水係数 $K_s$ に比べて十分小さい場合の Steenhuis ら<sup>4)</sup>の推定式を式 (4.2.2) に示す。

$$L \leq \frac{K_s}{q} \tan \phi \left[ \alpha^{-1} + (h_a - h_w) \right] \quad (4.2.2)$$

ここで、

$L$  : 限界長 (cm)

$q$  : 地盤に浸潤するフラックス [(降雨の) 浸透量] (cm/s)

$K_s$  : 砂材の飽和透水係数 (cm/s)

$\phi$  : 砂層と礫層の境界面の傾斜角 (度)

$h_a$  : 砂材の空気侵入値 (cm)

$h_w$  : 礫材の水分侵入値 (cm)

$\alpha$  : 砂材の不飽和透水係数 $k$ を負の圧力水頭 $h$ の指数関数で近似した場合の係数 (cm<sup>-1</sup>)  
式 (4.2.2) の  $\alpha$  は、以下に示す式 (4.2.3) のように表される<sup>7)</sup>。

$$K = K_s \quad h < h_a \quad ;$$
$$K = K_s \times \exp [-\alpha (h - h_a)] \quad h \geq h_a \quad (4.2.3)$$

$K$  : 砂材の不飽和透水係数 (cm/s)

ここで、実用可能性を確認するため、森井ら<sup>6)</sup>がCBの限界長検証時に用いた砂材の飽和透水係数等のデータを基に、想定される底部排水砂層として必要な限界長の目安を算定する。なお、砂材のSWCC（水分特性曲線；空気侵入値等を含む）に及ぼす垂直応力の影響は考慮されていない。

CBの物性値を  $K_s=8.2 \times 10^{-3}$  cm/s,  $h_a=16$  cm,  $h_w=1$  cm,  $\alpha=0.077$  cm<sup>-1</sup> および表面排水や表面被覆工を考慮した盤内に浸潤するフラックス（浸透量）を  $q=0.10$  mm/hr ( $0.3 \times 10^{-5}$  cm/s), 砂層と礫層の境界面の3%勾配（傾斜角  $\phi=1.72^\circ$ ）と想定した場合の限界長  $L$  は約 24.80m となる。また、図 2.4.1 の盛土式極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設案から底部排水層（CB）の必要限界長 24.77m（片側 CB 設置長=約 24.77m : 17.40m/2+18.37m- (0.50+0.15+0.40+0.15+1.00)m）とほぼ同じ値となる。

以上から、CBの砂材のSWCCに及ぼす垂直応力の影響が無い場合には、盛土式L3廃棄物処分施設の底部排水層にCBを導入することは十分可能と考えられる。

### 4. 3 垂直応力が作用する場合のCB（キャピラリーバリア）砂材の保水特性

盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設の底部排水層にCBを適用できるかを検討するために、垂直応力载荷型の保水性試験装置を用いて、垂直応力条件下での砂材の水分特性曲線を調べる。得られる砂材のSWCCから、盛土形式のL3廃棄物処分施設における底部排水層への適用可能性について検討を行う。なお、砂材のSWCCの記述にはvan Genuchtenモデル<sup>8)</sup>（以下、VGモデルと記す）を用いた。また、土の保水性試験方法（JGS 0151-2009）<sup>9)</sup>には吸引法、加圧法、遠心法、蒸気圧法およびサイクロメータ法が基準化されている。これらのサクシオン制御方法の中で、サクシオン制御範囲および制御時間の短縮化を考慮して、加圧法のうちNishimura et al.<sup>10)</sup> が用いている微細多孔質膜による加圧膜法を用いた。

#### 4. 3. 1 砂材の試料

CBに関する実験で用いる砂材は、シラスを用いた研究<sup>11)</sup>もあるが、一般的には川砂、珪砂および豊浦砂などの細砂が多い<sup>12),13)</sup>。本試験では、試料の入手しやすさと豊浦砂の粒度分布に類似した珪砂6号を選択した。珪砂6号の粒径加積曲線を豊浦砂（参考）のそれと比較して図 4.3.1に示す。また、物理的性質についても同様に表 4.3.1にとりまとめた。

なお、飽和透水係数 $K_s$ は、乾燥密度を最大乾燥密度の90%に締固めた供試体を作製した後、定水位透水試験を実施し求めた。

図4.3.2には、突固めによる締固め試験から求めた含水比—乾燥密度曲線（締固め曲線）を示す。これは、今後の実施工時の締固め管理に活かすことを目的に、締固め試験による最大乾燥密度( $\rho_{dmax}$ )、最適含水比( $w_{opt}$ )を把握するために実施したものである。

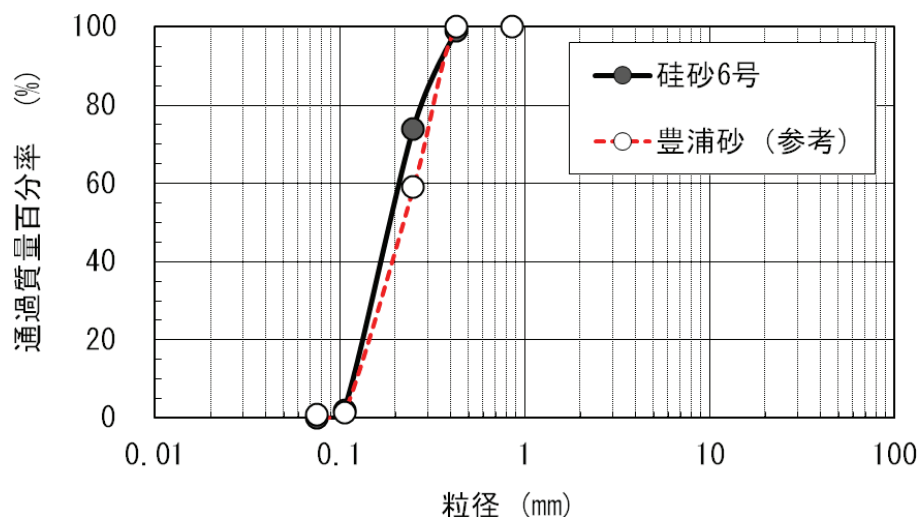


図 4.3.1 砂材試料の粒径加積曲線

表 4.3.1 砂試料の物理的性質

		単位	硅砂 6 号	豊浦砂 (参考)
土粒子の密度	$\rho_s$	$\text{g}/\text{cm}^3$	2.701	2.642
最大粒径	$D_{\text{max}}$	mm	0.450	0.425
10%粒径	$D_{10}$	mm	0.123	0.131
30%粒径	$D_{30}$	mm	0.157	0.177
50%粒径	$D_{50}$	mm	0.194	0.225
60%粒径	$D_{60}$	mm	0.214	0.253
均等係数	$U_c$	—	1.740	1.931
曲率係数	$U_c'$	—	0.936	0.945
工学的分類		—	SP	SP
最大乾燥密度	$\rho_{\text{dmax}}$	$\text{g}/\text{cm}^3$	1.482	1.513
最適含水比	$w_{\text{opt}}$	%	11.9	12.9
飽和透水係数 <sup>注)</sup>	$K_s$	cm/s	$1.31 \times 10^{-2}$	$2.11 \times 10^{-2}$

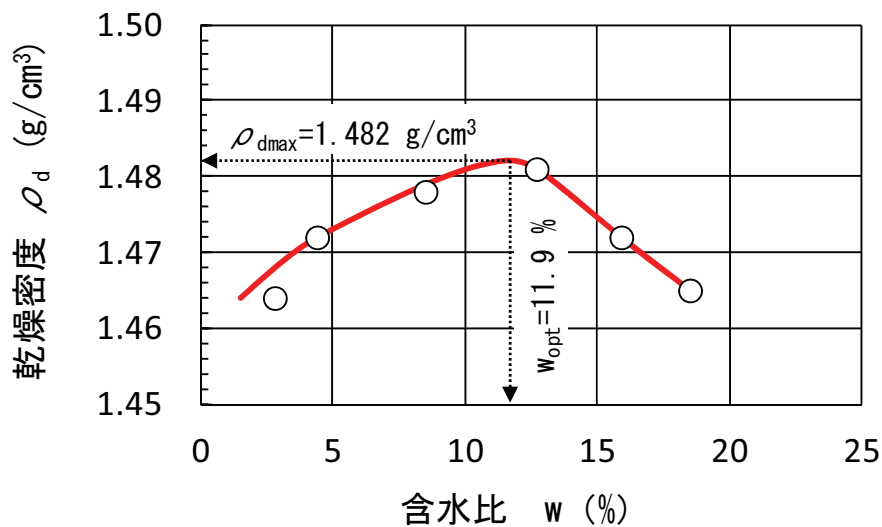


図 4.3.2 砂試料 (硅砂 6 号) の含水比—乾燥密度曲線

#### 4.3.2 保水性実験装置

##### (1) 垂直応力载荷型の保水性試験装置

図4.3.3に加圧膜法に対応した垂直応力载荷型の保水性試験装置の概要を示す。本装置は、三軸圧縮試験装置を改良したものである。主な構成は、三軸圧力室、ペDESTAL、モールド、ガイド、加圧軸、加圧板、荷重計、セル圧供給装置、ベロフラムシリンダー、非接触型変位計、二重管ビュレットおよび差圧計などからなる。

微細多孔質膜を装着するペDESTALには、ポーラスストーンを組み込み、内側にOリングを

設置した。加圧軸に連結するガイドの側面には直径3mmの孔を設け、三軸圧力室内に脱気水を供給することで、供試体を水浸できるようにしている。さらに、ポーラスストーン付加圧板にも孔を設けた。

荷重計の定格容量は4.9kN、非接触型変位計はGAP-SENSORを用いた。セル圧供給装置は定格容量200kPaのレギュレータを用い、排水量・吸水量の測定には容量50ccの二重管ビュレットと差圧計を用いた。垂直応力载荷装置として、耐力19.6Nの反力フレームに定格容量4.9kNのペロフラムシリンダーを取り付けている。

## (2) 加圧膜法に使用した微細多孔質膜

試験に用いた微細多孔質膜の仕様を表4.3.2に示す。西村ら<sup>14)</sup>は、表4.3.2に示す微細多孔質膜を一面せん断箱の下箱に取り付け、垂直応力200kPaを载荷した場合でも、損傷がないことを確認している。実験においても硅砂6号の下に置いた微細多孔質膜に垂直応力200kPaを载荷した後、膜表面を目視したが損傷がないことを事前に確認した。

表 4. 3. 2 微細多孔質膜の仕様

材質	単位	親水性ポリエーテルスルホン
膜厚	μm	140
孔径	μm	0.45
空気侵入値	kPa	250
透水係数	cm/s	$5.19 \times 10^{-7}$

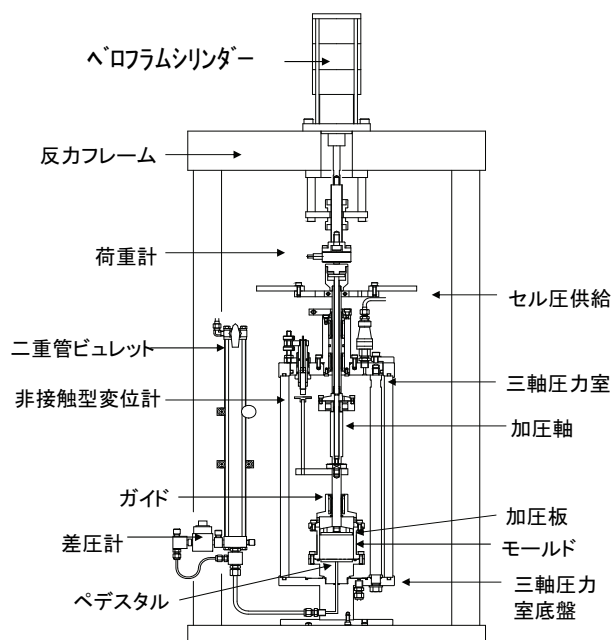


図4.3.3 加圧膜法に対応した垂直応力载荷型保水性試験装置

### 4. 3. 3 保水性実験の方法

#### (1) 供試体の作製

供試体の作製には、内径6cm、高さ6.5cmのモールドとカラーを用いた。供試体の作製条件としては、試料の最大乾燥密度と最適含水比を参考に表4.3.3のように定めた。特に、供試体の乾燥密度については、砂質土の品質下限値である締固め度80%<sup>15)</sup>、<sup>16)</sup>を考慮して、最大乾燥密度の80%、85%および90%の3種類とした。

試料は、空気乾燥させた後、所定の含水比に調整した。所定の質量を採取しカラー付モールド内に試料を入れ静的に締固めた。締固め時間は6時間とした。

表 4.3.3 砂材供試体の物理的性質

	単位	最大乾燥密度の 80%	最大乾燥密度の 85%	最大乾燥密度の 90%
含水比	%	12.0	12.0	12.0
乾燥密度	g/cm <sup>3</sup>	1.186	1.260	1.334
間隙比	—	1.277	1.144	1.025
飽和度	%	25.4	28.3	31.6

#### (2) 膜の飽和

ペDESTALを三軸圧力室底盤に装着した状態で飽和させた後、排水量・吸水量測定装置ならびに管路システム内を脱気水で満たした。ポーラスストーン上の脱気水は、盛り上がっている（凸）状態にする。微細多孔質膜は、圧力容器内で蒸留水中に膜を水没させ、真空ポンプで-98kPa近くまでの負圧を3時間作用させて飽和させた。

#### (3) 供試体設置と圧密過程

微細多孔質膜をペDESTAL上に被せ、その上に供試体を設置した後、モールドとペDESTALをボルトで固定し、三軸圧力室を組み立てた。非接触型変位計の電圧を0V付近に調整し、セル圧供給システムを三軸圧力室に連結する。二重管ビュレットの水位を供試体の下面（ペDESTALとモールドとの境界）に合わせ、差圧計の初期値を読み取った。

次に、三軸圧力室に脱気水を供給し、供試体を24時間以上にわたり水没させた後、垂直応力（圧密圧力）を0kPa、100kPaあるいは200kPaとして24時間、連続して載荷した。

#### (4) マトリックサクシジョンの載荷手順

所定の垂直応力（圧密圧力）を載荷した状態で三軸圧力室の脱気水を排水し、セル圧を三軸圧力室に供給する。このセル圧が間隙空気圧となる。配管システムは大気圧に保たれている二重管ビュレットに連結されているので供試体の間隙水圧はゼロとなる。マトリックサクシジョンの定義式（4.3.1）から、セル圧の大きさがマトリックサクシジョンとなる。

$$h = -(u_a - u_w) = -u_a \quad (4.3.1)$$

ここで、 $h$  : 土中水のマトリックサクシオン (kPa または  $\text{cmH}_2\text{O}$ )  
 $u_a$  : 間隙空気圧 (kPa または  $\text{cmH}_2\text{O}$ ),  $u_w$  : 間隙水圧 (kPa または  $\text{cmH}_2\text{O}$ )

マトリックサクシオンを $200\text{cmH}_2\text{O}$ 付近まで段階的に順次増加し、圧密過程の排水量および変位量を測定する。不飽和土の三軸圧縮試験方法 (JGS 0527-2009)<sup>17)</sup> では、所定のマトリックサクシオンによる圧密過程の平衡状態は、土の圧密非排水 (CU) 三軸圧縮試験方法 (JGS 0522-2009) に記載されている圧密の打ち切り方法を準用して確認するとされている。しかし、この不飽和土の三軸圧縮試験方法 (JGS 0527-2009) は加圧板法が前提であり、加圧膜法とは異なる。

このため本研究実験では、微細多孔質膜によるマトリックサクシオン平衡時間の短縮化の報告を参考に、二つの予備実験を次のように行った。

まず、初期乾燥密度 $1.186\text{ g/cm}^3$  (最大乾燥密度の80%) の供試体にマトリックサクシオン $4\text{kPa}$  ( $40.8\text{cmH}_2\text{O}$ ) を載荷し、排水量の時間変化を測定した結果を図4.3.4に示す。

試験開始とともに排水量が急激に増大し、経過時間80分の排水量が $15.4\text{cc}$ である。以降は排水量の増加が極めて小さくなり、140分以降の排水量の増加は無視できる程度である。経過時間140分と80分の1時間の排水量変化は $0.7\text{cc}$ であることから、本実験では、1時間あたりの排水量の変化量が $0.5\text{cc}$ 程度ならば、さらに2時間の圧密過程を継続した後に終了することとした。

次に、初期乾燥密度 $1.186\text{g/cm}^3$ の試料を水浸させた後、マトリックサクシオン $1.2\text{kPa}$  ( $12.2\text{cmH}_2\text{O}$ ) と $4\text{kPa}$  ( $40.8\text{cmH}_2\text{O}$ ) を載荷した時の排水量の経時変化を加圧膜法と加圧板法で比較した。微細多孔質膜は表4.1.2で示した膜、加圧板法では空気侵入値が $500\text{kPa}$ のセラミックフィルターを用いた。ただし、加圧板法では、後述するように、排水が非常に緩慢であるため、 $4\text{kPa}$ のみ載荷している。加圧膜法では図4.3.5 (a) のようにマトリックサクシオン載荷と同時に急激に排水量が増加し、40分程度で排水量が平衡している。 $4\text{kPa}$ のマトリックサクシオン載荷に伴う平衡時の全排水量は $20\text{cc}$ 程度である。

一方、加圧板法の場合 (図4.3.5 (b)) ,マトリックサクシオンの載荷で排水が行われているが、非常に緩やかな増加であり、10,080分 (7日間) に至っても、全排水量は $8\text{cc}$ 程度であり、加圧膜法の場合の40%程度でしかない。以上より、本研究では、加圧膜法による保水性試験を選択し実施した。

本実験では、マトリックサクシオンを $200\text{cmH}_2\text{O}$ 近くまで上げた後、マトリックサクシオンを順次減少させ、二重管ビュレットから供試体への吸水量と変位量を測定した。マトリックサクシオンに対する平衡時間は、圧密過程に準じて定めた。この後、供試体を $0\text{cmH}_2\text{O}$ 近くのマトリックサクシオンと平衡させ実験を終了した。終了後、供試体上部、中間部および下部の3箇所から試料土を取り、含水比を測定した。最後に、ペDESTALを三軸圧力室底盤からはずし、二重管ビュレット側より三軸圧力室に水を流し込み、配管内に微細多孔質膜を通過した拡散

空気の気泡の有無および微細多孔質膜の破損・損傷が無いかを目視で確認した。

なお、以降からマトリックサクシオンを増加させる圧密過程では供試体から排水が起きることから、この過程を排水過程と呼ぶ。逆に、マトリックサクシオンが減少する過程では吸水が起きることから吸水過程と呼ぶ。また、保水性試験後の供試体の上部と下部の含水比の違いは、初期乾燥密度および垂直応力で異なるが概ね1.5%以内であった。

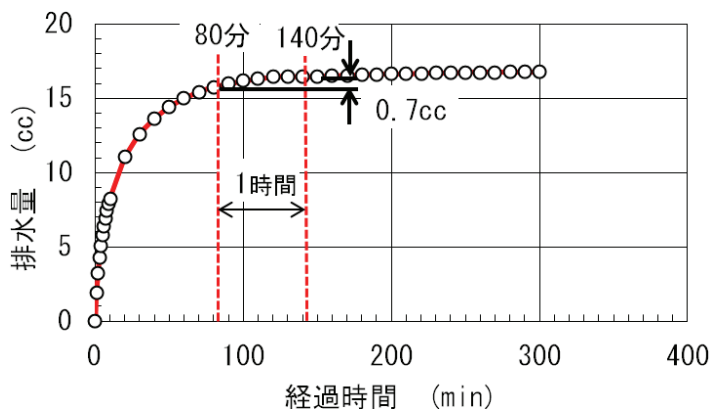


図 4.3.4 マトリックサクシオン载荷時の排水量変化

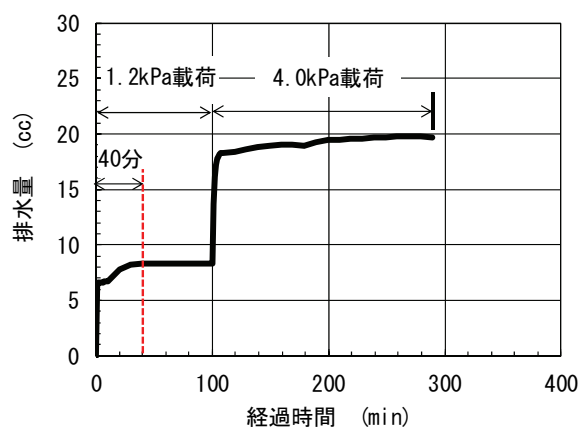


図 4.3.5(a) マトリックサクシオン载荷時の排水量変化 (加圧膜法)

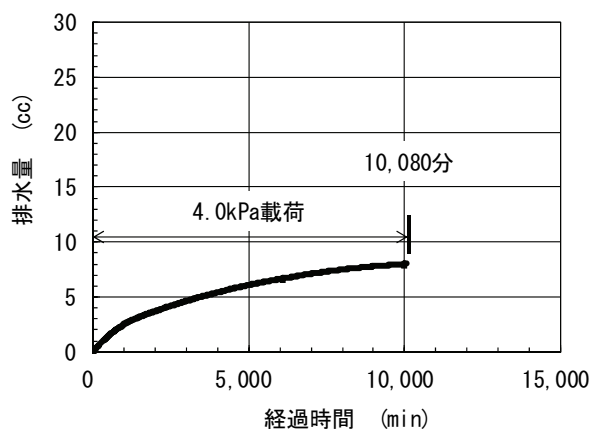


図 4.3.5(b) マトリックサクシオン载荷時の排水量変化 (加圧板法)



#### 4. 3. 4 保水性実験結果と考察

##### (1) 供試体の間隙比と垂直応力

事前に、最大乾燥密度の80%、85%および90%の3つの供試体に100kPa、200kPaの垂直応力を載荷し間隙比の変化を確認した。各供試体の初期間隙比は表4.3.3に示した通りである。間隙比と垂直応力の関係を図4.3.6に示す。3種類の供試体の初期間隙比は便宜上、垂直応力(圧密圧力)1kPa軸上に示している。同図には、供試体と同じ含水比付近に調整した試料を緩詰めにして、段階的に荷重を載荷・除荷した時の間隙比の変化も、圧縮曲線として示している。

100kPaの垂直応力を載荷した場合、最大乾燥密度の80%の供試体の間隙比の減少量は0.04程度で、それ以外の85%、90%の供試体の間隙比の減少量は0.015以下である。また、垂直応力が100kPaから200kPaに増加しても、間隙比の減少は極めて小さいことがわかる。

圧縮曲線と3種類の供試体の初期間隙比の値から、先行圧縮応力を算定すると、約100kPa、500kPaおよび3,000kPaとなる。したがって、初期間隙比1.277の供試体(最大乾燥密度の80%)に200kPaの垂直応力を作用した場合を除くと、垂直応力200kPaに対して先行圧縮応力の方が大きく、過圧密状態にあり、垂直応力載荷による間隙比の減少が小さいことがわかる。

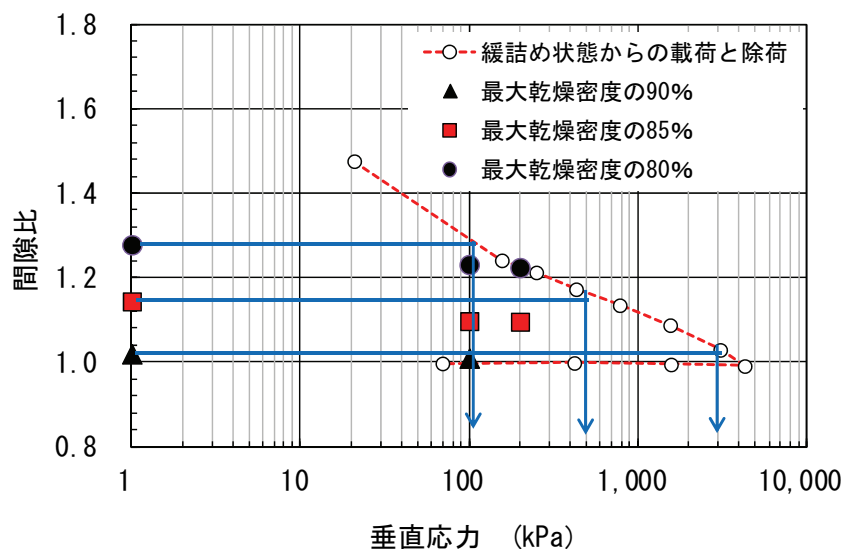


図4.3.6 垂直応力載荷時における供試体の間隙比の変化

##### (2) SWCC (水分特性曲線)

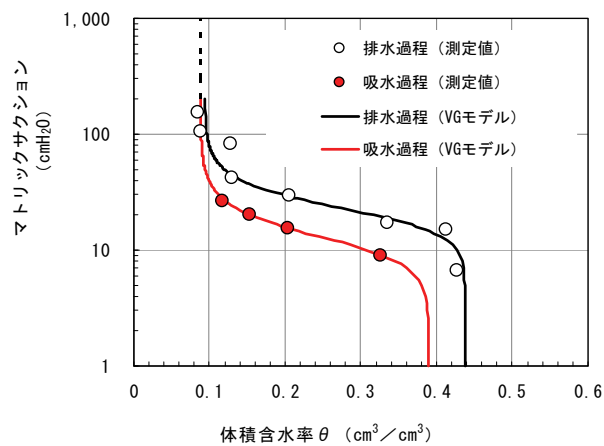
図4.3.7～図4.3.9に各供試体のSWCCを示す。縦軸にマトリックサクシオン、横軸に体積含水率を示す。実測値に沿って描かれている排水過程および吸水過程の水分特性曲線は、後述するVGモデルを用いてフィッティングを行った。マトリックサクシオン載荷前の体積含水率は0.469から0.435の範囲の値であったが、対数軸表示のため排水過程および吸水過程ともに図中には表示していない。

まず、排水過程についてみると、マトリックサクシオン載荷が始まると体積含水率が減少

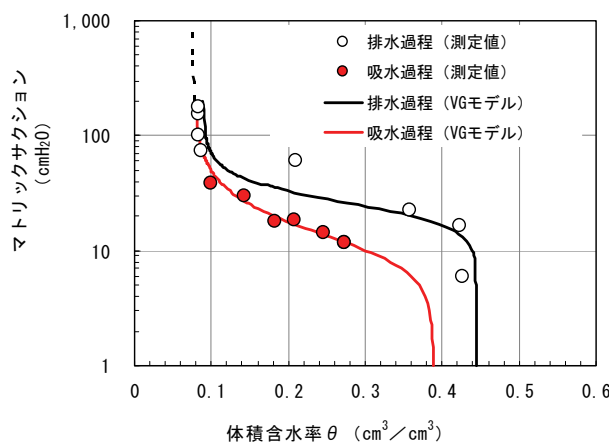
するが、マトリックサクシオンが0cmH<sub>2</sub>Oから15cmH<sub>2</sub>O付近までは、体積含水率の減少はほとんどない。しかし、マトリックサクシオンが15cmH<sub>2</sub>O以上になると体積含水率は急激に減少し、マトリックサクシオンが40cmH<sub>2</sub>Oまでは全ての供試体で大きな減少を示している。以降はマトリックサクシオンに対する減少割合が小さくなり、マトリックサクシオン40cmH<sub>2</sub>Oから200cmH<sub>2</sub>Oまでの体積含水率は緩やかな減少を示している。

吸水過程では、マトリックサクシオンが200cmH<sub>2</sub>O付近から40cmH<sub>2</sub>O付近まで低下しても体積含水率の増加は見られず、40cmH<sub>2</sub>Oよりも小さくなると体積含水率の増大が明確になる。マトリックサクシオンの低下に伴う体積含水率の増加の傾きは、初期乾燥密度や垂直応力の大きさによる定性的な傾向は見受けられないが、初期乾燥密度が最大乾燥密度の85%で垂直応力100kPaの場合を除いて、その傾きが排水過程のSWCCの傾きに比べて緩やかである。また、吸水過程の水分特性曲線は、排水過程のSWCCの下側にあり、明瞭なヒステリシスが全てのケースにおいて確認された。

なお、初期乾燥密度が最大乾燥密度の85%で、垂直応力100kPaの吸水過程における水分特性曲線の傾きが他ケースと異なったのは、体積含水率の実測値の数が他ケースより少なく、VGモデルによるフィッティング時の信頼性が低くなったためと推察される。

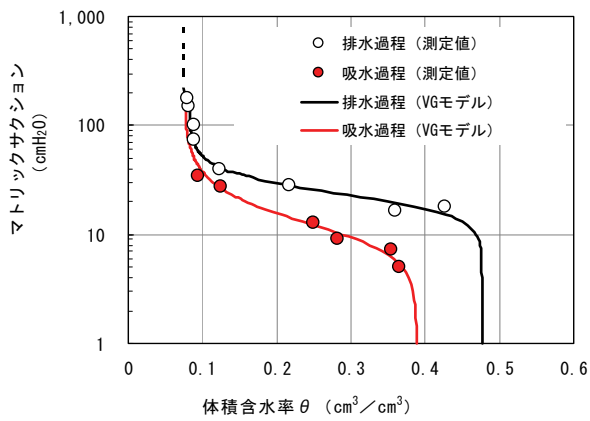


(a) 垂直応力0kPa

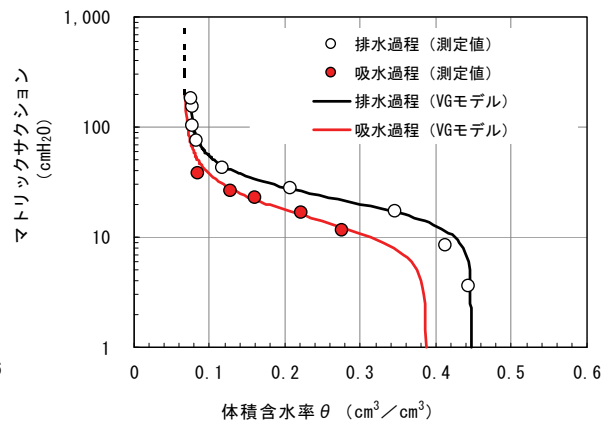


(b) 垂直応力100kPa

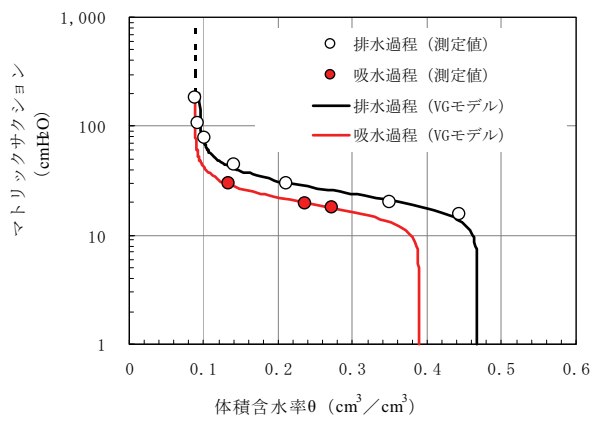
図 4.3.7 垂直応力載荷時の SWCC (最大乾燥密度の 90%)



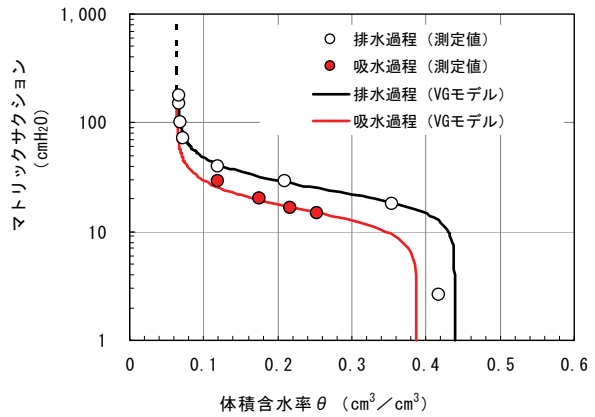
(a) 垂直応力 0kPa



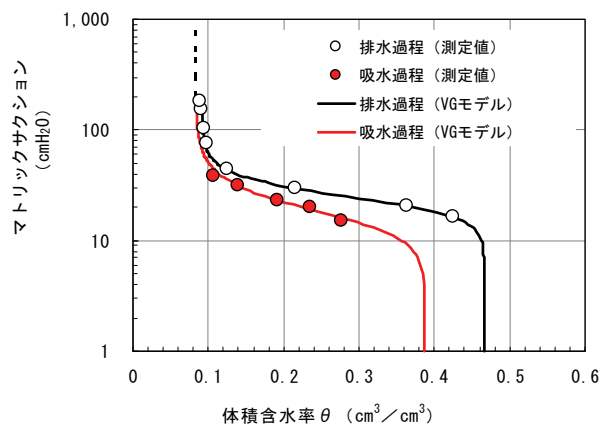
(a) 垂直応力 0kPa



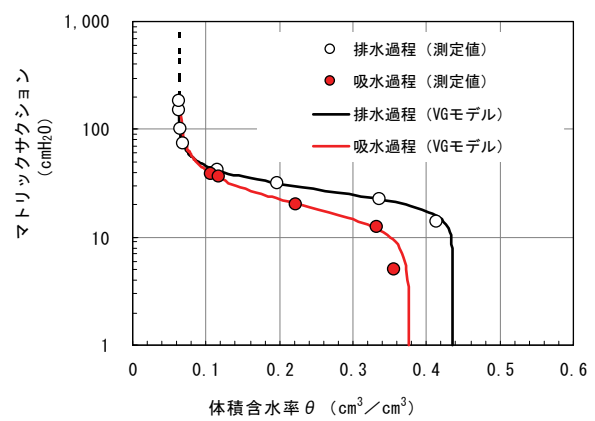
(b) 垂直応力 100kPa



(b) 垂直応力 100kPa



(c) 垂直応力 200kPa



(c) 垂直応力 200kPa

図 4.3.8 垂直応力載荷時の SWCC (最大乾燥密度の 85%)

図 4.3.9 垂直応力載荷時の SWCC (最大乾燥密度の 80%)

### (3) 数理モデルを用いた水分特性曲線と実測値の比較

土のSWCCを記述する数理モデルがいくつか報告されている<sup>8),18)</sup>. Sillers et al.<sup>19)</sup> は, 10種類の数理モデル式の由来やその微分形の解説など詳細に検討を行っている. ここでは, 土の水分特性曲線の記述に広く用いられている式(4.3.2)のVGモデル<sup>8)</sup>を用いて, 図4.2.7~図4.2.9の実測値に対する, SWCCのフィッティングを試みた.

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{(1 + |\alpha_v + h|)^m} \quad (4.3.2)$$

ここで,

$S_e$ : 有効飽和度 ( $0 \leq S_e \leq 1$ )

$\theta$ : 体積含水率 ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )

$\theta_s$ : 飽和体積含水率 ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )

$\theta_r$ : 残留体積含水率 ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )

$h$ : マトリックサクション (kPa または  $\text{cmH}_2\text{O}$ )

$\alpha_v$ ,  $m$ ,  $N$ : フィッティングパラメータ ( $m = 1 - 1/N$ , ただし,  $N > 0$ ) である.

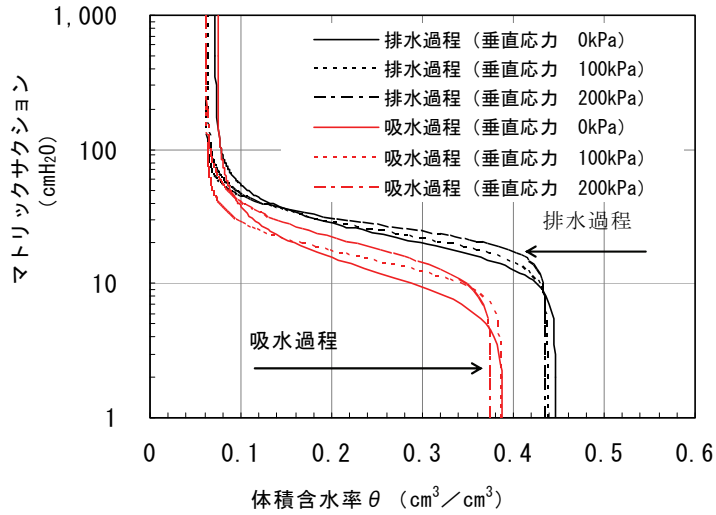
前記のフィッティングパラメータの内,  $\alpha_v$ の値が小さくなると, 空気侵入値が大きな水分特性曲線を示し,  $N$ の増大はSWCCの傾きが急な形状に変わることをSillers et al.<sup>19)</sup>は報告している. 供試体のSWCCのフィッティング時のパラメータの一覧を表4.3.4にまとめて示す. パラメータ  $\alpha_v$ は, 排水過程で0.0501から0.0383, 吸水過程で0.0920から0.0544. 排水過程の  $N$ は4.9878から3.5652, 吸水過程で4.8837から2.7459の値である. パラメータ  $\alpha_v$ は, 排水過程に比べ吸水過程の方が大きい値を示し, パラメータ  $N$ は, 排水過程の方が大きいことがわかる.

図4.3.10は, 垂直応力の影響をみるため, 初期乾燥密度の80%, 85%および90%に分けてSWCCを比較したものである. ここで, SWCCは, 表4.3.4により求めたフィッティングカーブであり, 見やすくするために実測値はプロットしていない. 同図より, 垂直応力载荷の有無または垂直応力の大きさに関わらず, 初期乾燥密度が同一であれば, SWCCの空気侵入値 $h_a$ , マトリックサクションの変化に対する体積含水率の変化(水分特性曲線; SWCCの傾き), 加えてマトリックサクション40 $\text{cmH}_2\text{O}$ から200 $\text{cmH}_2\text{O}$ の体積含水率の大きさに, 明確な相違が見られないことが確認できる.

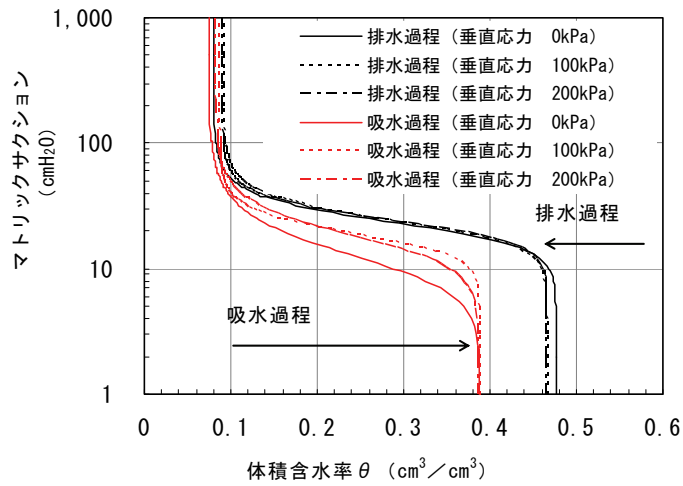
表 4.3.4 VG モデルのフィッティングパラメータ一覧

供試体	パラメータ	過程	载荷垂直応力		
			0kPa	100kPa	200kPa
最大乾燥 密度の 80%	$\theta_s$	D	0.4462	0.4386	0.4358
		W	0.3867	0.3875	0.3757
	$\theta_r$	D	0.0721	0.0646	0.0625
		W	0.0665	0.0630	0.0628
	$\alpha_v$	D	0.0501	0.0437	0.0383
		W	0.0779	0.0678	0.0556
$N$	D	3.5652	4.1337	4.9878	
	W	3.0828	4.0713	3.4921	
最大乾燥 密度の 85%	$\theta_s$	D	0.4764	0.4671	0.4668
		W	0.3880	0.3893	0.3873
	$\theta_r$	D	0.0809	0.0931	0.0912
		W	0.0742	0.0881	0.0828
	$\alpha_v$	D	0.0454	0.0431	0.0424
		W	0.0920	0.0544	0.0601
$N$	D	4.4737	4.5315	4.8782	
	W	2.9998	4.8837	3.5485	
最大乾燥 密度の 90%	$\theta_s$	D	0.4385	0.4441	—
		W	0.3896	0.3884	—
	$\theta_r$	D	0.0932	0.0890	—
		W	0.0878	0.0759	—
	$\alpha_v$	D	0.0470	0.0409	—
		W	0.0851	0.0868	—
$N$	D	3.9865	4.2871	—	
	W	3.6515	2.7459	—	

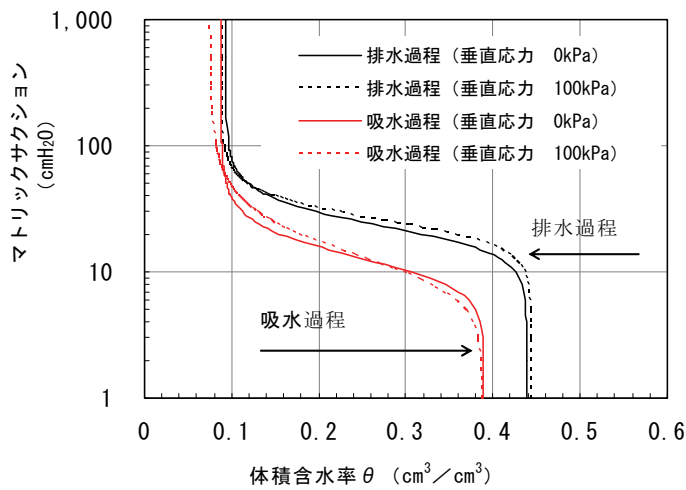
注) 上段が D (排水過程), 下段が W (吸水過程) を示す.



(a) 最大乾燥密度の 80%

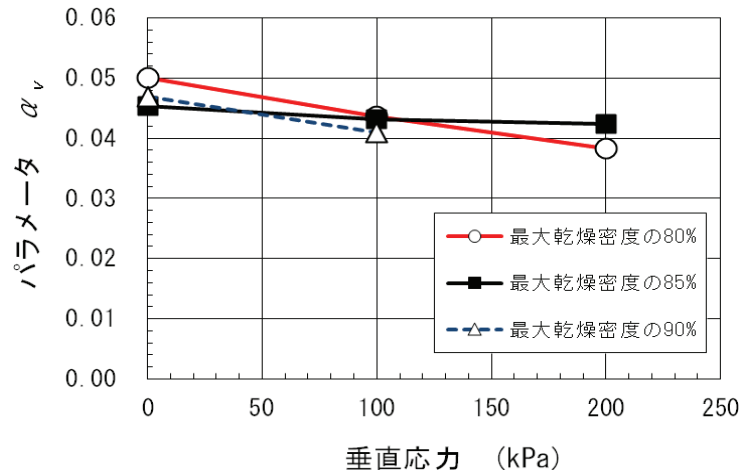


(b) 最大乾燥密度の 85%

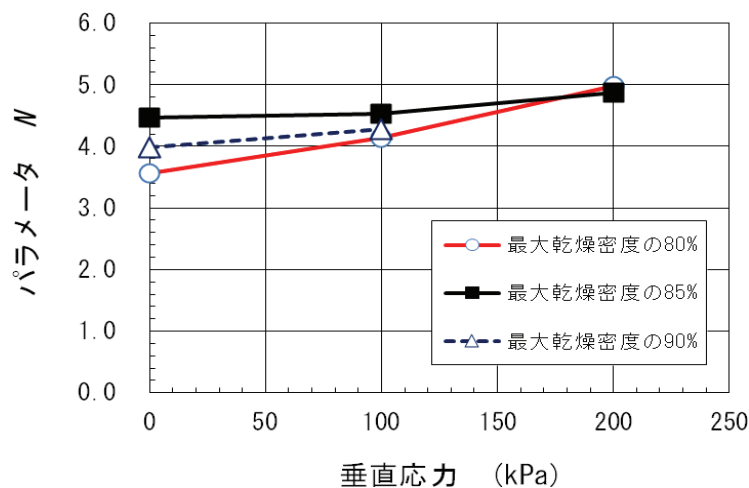


(c) 最大乾燥密度の 90%

図 4.3.10 異なる垂直応力載荷時の SWCC



(a) パラメータ  $\alpha_v$



(b) パラメータ  $N$

図 4. 3. 11 各垂直応力とパラメータ  $\alpha_v$ ,  $N$  の関係 (排水過程)

図 4. 3. 11 は、供試体に载荷した垂直応力と表 4. 3. 3 で求めた排水過程のパラメータ  $\alpha_v$ ,  $N$  の関係を整理したものである。パラメータ  $\alpha_v$  は载荷した垂直応力の増加と共にやや小さくなり、逆にパラメータ  $N$  は载荷した垂直応力の増加と共にやや大きくなる傾向がある。しかしながら、図 4. 3. 10 (a), (b), (c) からわかるように、SWCC の形状は、初期乾燥密度、垂直応力によらず顕著な相違は見受けられない。このことから、パラメータ  $\alpha_v$ ,  $N$  の違いは「4. 2. 1 盛土による垂直応力」で示した想定される垂直応力の範囲では、SWCC に有意な違いを与えていないことが分かる。

式 (4. 2. 2) に含まれる空気侵入値  $h_a$  は、排水過程の SWCC において、飽和状態近傍にある垂直に立ち上がる部分の高さに相当する。図 4. 3. 10 より、 $h_a$  は垂直応力の大きさに関わらず、本実験ではおおよそ 8~10cm になると判断できるが、最大乾燥密度の 80% の試験ケースにおいてのみ、垂直応力が大きくなるにつれ 7~11cm へとやや大きく変化している。図 4. 3. 11 (a)

における  $\alpha_r$  がやや大きくなる傾向はこれを表したものである。最大乾燥密度の 80% の供試体にみられるこの  $h_a$  あるいは  $\alpha_r$  の変化は、図 4.3.6 で示した垂直応力に伴う間隙比の低下、つまり供試体の密実化によってもたらされたと考えられる。式 (4.2.2) からわかるように、 $h_a$  の増加により限界長は長くなり、安全側に働くことになるため懸念する必要はないが、できれば底部排水砂層 (CB) の不飽和水分特性は、品質管理上からも施工に伴って変化しないようにすることが望ましい。このことから、盛土式 L3 廃棄物処分施設の底部排水層として CB を導入する場合には、砂層 (材) 施工時の品質管理および約 50 年間に及ぶ管理期間の安全・安定性確保の観点から、締固め度の規定について目標とする乾燥密度の設定に十分留意する必要がある。

#### (4) CB (キャピラリーバリア) を底部排水層として用いる場合の評価

底部排水層 (CB) に用いる砂材 (硅砂 6 号) の不飽和透水係数  $K$  は、図 4.3.7～図 4.3.9 あるいは図 4.3.10 で示した排水過程の SWCC から  $h$  の関数として推定することができる<sup>20)</sup>。この関係に、空気侵入値  $h_a$  と表 4.3.1 の飽和透水係数  $K_s$  を考慮して式 (4.2.3) の第 2 式の形で整理し回帰すると、限界長の算出に必要なパラメータ  $\alpha$  を決定でき<sup>6)</sup>、おおよそ  $0.09 \sim 0.11 \text{cm}^{-1}$  が得られた。図 4.3.10 から分かるように、垂直応力载荷の有無または垂直応力の大きさに関わらず、初期乾燥密度が同一であれば、SWCC の形状に明確な相違が見受けられないことから、SWCC から算出するパラメータ  $\alpha$  の値も垂直応力に対する影響を受けない。

ここで、Steenhuis ら<sup>3)</sup>の推定式 (4.2.2) で CB の限界長を求めてみる。

CB の物性値;  $K_s = 1.31 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ ,  $h_a = 10 \text{cm}$ ,  $h_v = 1 \text{cm}$ ,  $\alpha = 0.09 \text{cm}^{-1}$  および表面排水や表面被覆工を考慮した盤内に浸潤するフラックス (浸透量) を  $q = 0.1 \text{mm/hr}$  ( $0.3 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ )、砂層と礫層の境界面の傾斜角  $\phi = 1.72^\circ$  (3% 勾配) とした場合の限界長  $L$  は約 28.48m となる。また、図 2.4.1 に示した盛土式極低レベル放射性 (L3) 廃棄物処分施設案での底部排水層 (CB) の必要限界長 24.77m (片側 CB 設置長 =  $24.77 \text{m} : 17.4 \text{m}/2 + 18.373 \text{m} - (0.5 + 0.15 + 0.4 + 0.15 + 1.0) \text{m}$ ) を上回る値となる。

浸潤フラックス (浸透量) を「第 3 章 表 3.2.5 各要素の排出 (通過流) 量の結果 L3 廃棄物 (下面⑦)」から仮に  $q = 0.00299 \text{mm/日}$  ( $0.000125 \text{mm/hr}$ ) を用いた場合を考えると、盛土底部排水層に CB することにより、降雨浸透水量に対して十分な安全側を考慮した底部排水層の設計ができる。

したがって、今回検討の対象とした想定規模の盛土では、締固め密度が適切に管理できれば、垂直応力载荷の有無およびその大きさによって水分特性曲線の空気侵入値  $h_a$  や  $\alpha$  値が大きく変化することはなく、盛土式 L3 廃棄物処分施設における底部排水層に CB を用いても設計が十分に可能であり導入できると考える。



#### (5) 加圧膜法を用いた垂直応力載荷型保水性試験結果のまとめ

加圧膜法を用いた垂直応力載荷型保水性試験により、CB砂材の実施工を想定した所定の乾燥密度（締固め度 $D_c=80\sim 90\%$ ）に締固めた後、実規模レベルの垂直応力を作用させてSWCC（空気侵入値等を含む）の変化を詳細に調べた。その結果を以下にまとめる。

- 1) 加圧膜法を用いた垂直応力載荷型保水性試験により、珪砂6号のSWCCを測定することができた。排水過程および吸水過程におけるSWCCの形状は、垂直応力を載荷していない通常の砂材と同じであり、広く用いられているvan Genuchten式<sup>8)</sup>でモデル化することができた。
- 2) 想定される200kPaまでの応力レベルの範囲で、かつ適切な締固めが行われ過圧密の状態にある場合（最大乾燥密度に対する締固め密度が85%から90%以上）、砂材のSWCCは垂直応力の有無ならびにその大きさによって変化することはなく、前記のvan Genuchten式<sup>8)</sup>のフィッティングから得られるパラメータについても垂直応力に対する顕著な依存性は認められなかった。
- 3) 想定される200kPaまでの応力レベルの範囲で、かつ適切な締固めが行われた状態では、珪砂6号の空気侵入値 $h_a$ は8～10cm、不飽和透水係数の指数関数を表わすパラメータ $\alpha$ はおおよそ $0.09\sim 0.11\text{cm}^{-1}$ になることが分かった。これによると、フラックス（浸透量） $q=0.1\text{mm/hr}$ および底部排水層の砂層と礫層の境界面の勾配を3%と想定した場合、排水機能が保証されるCB限界長として28.5m程度が確保できる。
- 4) 相対的に緩詰め締固め状態（最大乾燥密度の80%の乾燥密度）では、垂直応力が大きくなると間隙比の低下、つまり砂材の密実化により、空気侵入値 $h_a$ が大きくなる傾向にある。空気侵入値 $h_a$ が大きくなると限界長も大きくなるため懸念する必要はない。しかし、盛土式L3廃棄物処分施設の底部排水層としてCBを導入する場合には、砂層（材）施工時の品質管理および約50年間に及ぶ管理期間の安全・安定性確保の観点から、目標とする締固め密度の設定に十分留意する必要がある。
- 5) 1)～4)から、盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設の底部排水層にCBを適用することは十分可能で、想定している垂直応力（200kPa）以下では、垂直応力を考慮する必要がないことを確認した。

#### 4. 4 まとめ

盛土式極低レベル（L3）放射性廃棄物処分施設の底部排水層にCBを用いる場合の課題④ CBの排水性能に及ぼす盛土・L3廃棄物等の垂直応力（上載荷重）の影響について検討した。

最初に、盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設の底部排水層にCBを導入できるかを、垂直応力が作用しない状態で、CBの適用性（概略限界長さ）を検討した。

次に、垂直応力の影響を以下のように検討した。CBの排水性能は、構成する上部砂層と下部礫層のうち、砂層の不飽和水分特性に強く依存する。このため砂層の不飽和水分特性に着目すると共に、CB砂層の砂材が実施工時には盛土の安定性確保の観点から十分な締固め管理をおこなわれることを考慮して、砂材の乾燥密度（締固め度  $D_c=80\sim 90\%$ ）に締固めた後、加圧膜法を用いた垂直応力載荷型保水性試験により、実規模レベルの垂直応力を載荷させてSWCC（空気侵入値等を含む）の変化を調べ、垂直応力がない場合の水分特性曲線（空気侵入値等を含む；SWCC）と比較することにより垂直応力がCBの排水性能（CB限界長）に及ぼす影響を検討した。その結果以下のことがわかった。

##### （1）CB（キャピラリーバリア）の底部排水層への適用

CBの限界長について Steenhuis ら<sup>4)</sup>の推定式（4.2.2）に基づき試算した結果、フラックス（浸透量）を  $q=0.1\text{mm/hr}$ 、砂層と礫層の境界面の3%勾配（傾斜角  $\phi=1.72^\circ$ ）とした場合の限界長  $L$  は約24.81mとなる。また、図2.4.1に示した盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設案の底部排水層（CB）の必要限界長24.77m（CBの必要長さ）とほぼ同じ値となる。

以上から、CBの砂材のSWCCに及ぼす垂直応力の影響が無い場合には、盛土式L3廃棄物処分施設の底部排水層にCBを導入することは可能と考えられる。

##### （2）垂直応力が作用する場合のCB（キャピラリーバリア）砂材の保水特性

CB砂材のSWCCは、乾燥密度が締固め度  $D_c=80\sim 90\%$ の範囲であれば、想定している垂直応力（200kPa）以下では、垂直応力載荷の有無およびその大きさによって顕著な影響を受けることはないことを明らかにした。

また、保水特性の実験結果に基づきCBの限界長について Steenhuis ら<sup>4)</sup>の推定式（式（4.2.2））に基づき試算した結果、フラックス（浸透量）を  $q=0.1\text{mm/hr}$ 、砂層と礫層の境界面3%勾配の場合のCB限界長は約28.48mとなり、図2.4.1に示した盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設案から底部排水層（CB）の必要限界長24.77m（CBの必要長さ）を上回る値となる。

浸潤フラックス（浸透量）を「第3章表3.2.5各要素の排出（通過流）量の結果L3廃棄物（下面⑦）」から仮に  $q=0.00299\text{mm/日}$ （ $0.000125\text{mm/hr}$ ）を用いた場合を考えると、盛土底部排水層にCB導入しても、降雨浸透水量に対して十分な安全側を考慮した底部排水層の設計ができる。

## 参考文献

- 1) 中房悟, 小林薫, 松元和伸, 森井俊弘: キャピラリーバリアを利用した盛土式廃棄物処分施設における底部集排水砂層の垂直応力下での排水に関する性能評価, 地盤工学ジャーナル, Vol. 8, No. 2, pp.197-207, 2013.
- 2) Ross, B. : The diversion capacity of capillary barriers, Water Resources Research, Vol.26, No.10, pp.2625-2629, 1990.
- 3) Kung, K-J, S. : Preferential flow in a sandy vadose soil, 2, Mechanism and implications, Geoderma, No. 46, pp. 59-71, 1990.
- 4) Steenhuis, T. and Parlange, J. -Y. : Comment on “The diversion capacity of capillary barriers” by Benjamin Ross, Water Resources Research, Vol. 27, No. 8, pp. 2155-2156, 1991.
- 5) 小島倫直, 宮崎毅: 湾曲キャピラリーバリアの限界長に関する研究, 農業土木学会論文集, No. 232, pp. 51-58, 2004.
- 6) 森井俊広, 竹下祐二, 井上光弘, 松本智: キャピラリー・バリア地盤における雨水浸潤挙動の現地計測と限界長の評価, 農業土木学会論文集, No. 263, pp. 91-97, 2009.
- 7) 宮崎 毅: 傾斜キャピラリーバリアの限界長に関する研究, 農業土木学会論文集, No179, pp. 49-56, 1995.
- 8) van Genuchten, M. Th: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Society of American Journal, 44, pp. 892-898, 1980.
- 9) 地盤工学会編: 地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—, 第3編第7章 土の保水性試験, pp.162-169, 2009.
- 10) Nishimura, T., Koseki, J., Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. : Micro-porous membrane technology for measurement of soil-water characteristic curve, Geotechnical Testing Journal, the American Society for Testing and Materials, American Society for Testing and Materials, Vol. 35, No. 1, pp. 201-208, 2012.
- 11) 清原雄康, 岩淵光生, 風間基樹: キャピラリーバリアにおける八戸しらすの適用性に関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol. 2, No. 4, pp. 329-337, 2008.
- 12) 東條安匡, 田中信寿, 松藤敏彦, 松尾孝之: キャピラリーバリアを用いた廃棄物埋立地底部集排水構造に関する研究—実験的研究—, 土木学会論文集, No. 692, VII-21, pp. 53-62, 2001.
- 13) 小林弘明, 小澤一喜, 川端淳一, 薦田敏郎: キャピラリーバリア効果を利用した廃棄物処分場トップカバーの検討, 鹿島技術研究所年報, 第52巻, pp. 207-212, 2004.
- 14) 西村友良, 古関潤一: 加圧膜法による不飽和シルトの一面せん断試験における間隙水圧の計測, 第46回地盤工学研究発表会, pp. 687-688, 2011.
- 15) 国土開発技術研究センター: 河川土工マニュアル, pp. 76-84, 1993.
- 16) 胸組智光, 小峯秀雄, 安原一哉, 村上哲: 吸水および排水過程での保水性試験に基づく各

地域における河川堤防堤体材料の脆弱化の比較, 土木学会第 64 回年次学術講演会,  
pp. 339-340, 2009.

17) 地盤工学会編: 地盤材料試験の方法と解説 (第 1 刷) -二分冊の 2-, 第 7 編第 3 章 不飽和土の三軸圧縮試験, pp. 624-630, 2009.

18) Kosugi, K. : Lognormal distribution model for unsaturated soil hydraulic properties, Water Resources Research , Vol. 32, pp. 2697-2703, 1996.

19) Sillers, W. S., Fredlund, D. G. and Zakerzadeh, N. , : Mathematical attributes of some soil-water characteristic curve models, Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 19, pp. 243-283, 2001.

20) Stephens, D.B. : Vadoze Zone Hydrology, CRC press, Inc., pp. 183-187, 1996.

## 第5章 キャピラリーバリアの砂混入防止対策について

### 5. 1 概 要

本章では、盛土式L3 廃棄物処分施設（図 2.4.1）の技術的課題を述べた「第1章 1. 3 盛土式L3 廃棄物施設の構造評価および底部排水層の選定と課題について（2）盛土式L3 廃棄物施設の底部排水層の選定と選定した底部排水層の課題」の中で、底部排水層にCB（キャピラリーバリア）を用いる場合の課題②について検討を行う。

課題②「CB（キャピラリーバリア）の構造は、砂層とその下部に礫層を重ねた土層である。数十年間に及ぶ長期供用においては、地震力の作用や雨水などの降下浸透水などにより、上部の砂が下部礫層の間隙に移動し混入することが想定される。砂と礫が混入することでCBの排水性能低下および、CB自体が沈下し盛土全体の安定性に大きく影響を及ぼすことが懸念される。このためCBの排水性能低下と安定性に影響を及ぼすような沈下が想定される場合には、砂混入防止対策が必要となる。」

この課題②を解決するために、上部の砂が下部の礫の間隙に混入した場合にCBの限界長に与える影響を把握し、砂混入防止対策の必要性を明らかにすると共に、破碎した貝殻を礫の代替として用いる砂混入防止対策について検討<sup>1)</sup>する。

## 5. 2 砂混入がCB（キャピラリーバリア）の性能に及ぼす影響

「第1章 1. 4. 2 CB（キャピラリーバリア）に関する既往の研究」から、上部の砂が下部の礫の間隙に混入（混合）するのを防止する対策を実施している例はあるが、砂混入が生じた場合の影響を研究している事例は見あたらなかったことを踏まえて、上部の砂が下部の礫の間隙に混入（混合）した場合のCBの性能に及ぼす影響を把握し、砂混入防止対策の必要性を明らかにする。

### 5. 2. 1 砂礫混合土の水分特性曲線（SWCC）によるCB（キャピラリーバリア）の影響把握

CBにおいて砂が混入（混合）した場合の影響を把握するために、砂材が礫材への混入（混合）した場合を考え混入率が異なる混合土のSWCC（水分特性曲線；空気侵入値等を含む）を求めた。SWCC測定にあたっては、加圧膜法に対応したSWCC測定装置を用いた。

ここで定義する混入率とは、礫材乾燥質量を基準にした砂材乾燥質量の割合である。

#### (1) 試料

試験に用いた試料は、砂材として珪砂6号と礫材としては珪砂6～8mmである。混合土は前記の砂材と礫材を用いて所定の混入率（2種類：25及び50%）に調整した。調整後の混合土は、混合土25%と混合土50%と記す（図5.2.1）。また、図5.2.2には4試料の粒度試験による粒径加積曲線を示す。



(a) 砂材



(b) 礫材

図5.2.1 砂材，礫材および混合土試料



(c) 混合土 25%



(d) 混合土 50%

図 5.2.1 砂材，礫材および混合土試料

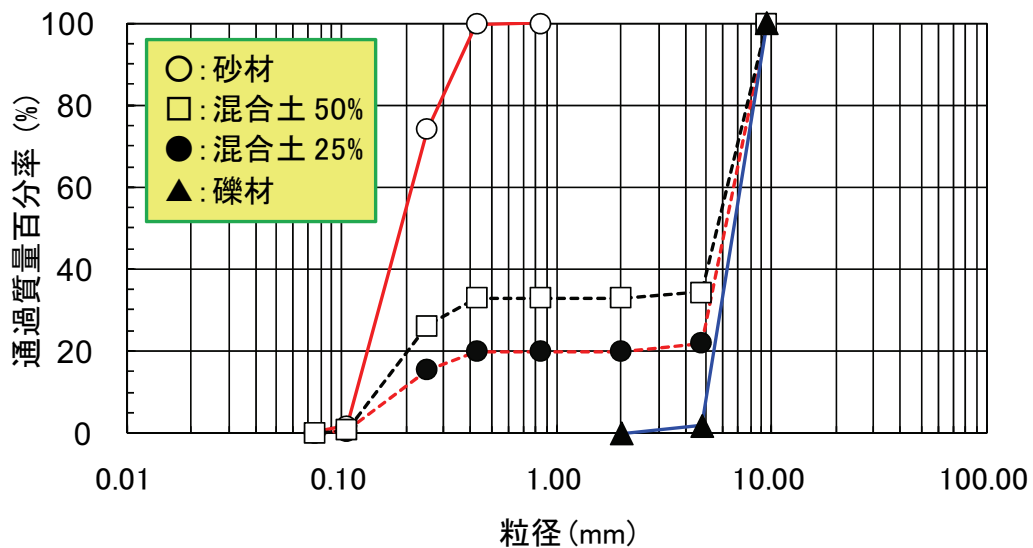


図 5.2.2 4 試料（砂，礫，混合土 25%，混合土 50%）の粒径加積曲線

## (2) 供試体の作製

試料は，所定の含水比に調整した後，内径 6cm，高さ 6.6cm の剛性モールド内で静的に締め固めて作製した．4 種類の試料の乾燥密度は，図 5.2.1(a)～(d) の順に以下に示す．

- (a) 砂材 1.33g/cm<sup>3</sup> (硅砂 6 号：礫材の混入なし)
- (b) 礫材 1.52g/cm<sup>3</sup> (硅砂 6～8mm：砂材の混入なし)
- (c) 混合土 25% 1.79g/cm<sup>3</sup>
- (d) 混合土 50% 1.84g/cm<sup>3</sup>

### (3) 保水性試験<sup>2)</sup>

図 5.2.3 に示す SWCC を求める装置<sup>3)</sup>の主な構成は、三軸室、微細多孔質膜装着のペデスタル、剛性モールド、非接触型変位計および圧力供給装置と差圧計付き二重管ビューレットである。

保水性試験(JGS0151-2009)は、西村・古関<sup>3)</sup>が報告した微細多孔質膜の拡散スペクトルの結果を参考にして、加圧膜法によるマトリックサクシジョンの制御範囲を 0~200cmH<sub>2</sub>O とした。

飽和させた微細多孔質膜を装着可能な改良ペデスタル上に置いた後、供試体を納めた剛性モールドを固定する。次に、脱気水を入れて供試体を水没させ、試験開始前の二重管ビューレット内の水位を供試体下端に調整し初期値を読み取る。試験では、微細多孔質膜を用いた加圧膜法によって所定のマトリックサクシジョンを 0cmH<sub>2</sub>O から段階的に 200cmH<sub>2</sub>O 付近まで作用させる。その後、湿潤過程としてマトリックサクシジョンを 0cmH<sub>2</sub>O 近くまで低下させる。マトリックサクシジョンの増加・減少による供試体中の間隙水の排水量または吸水量は二重管ビューレットの水位変化を基に測定する。なお、二重管ビューレットの水位変化による供試体下端の水圧の変化を考慮して、マトリックサクシジョン値を補正した。

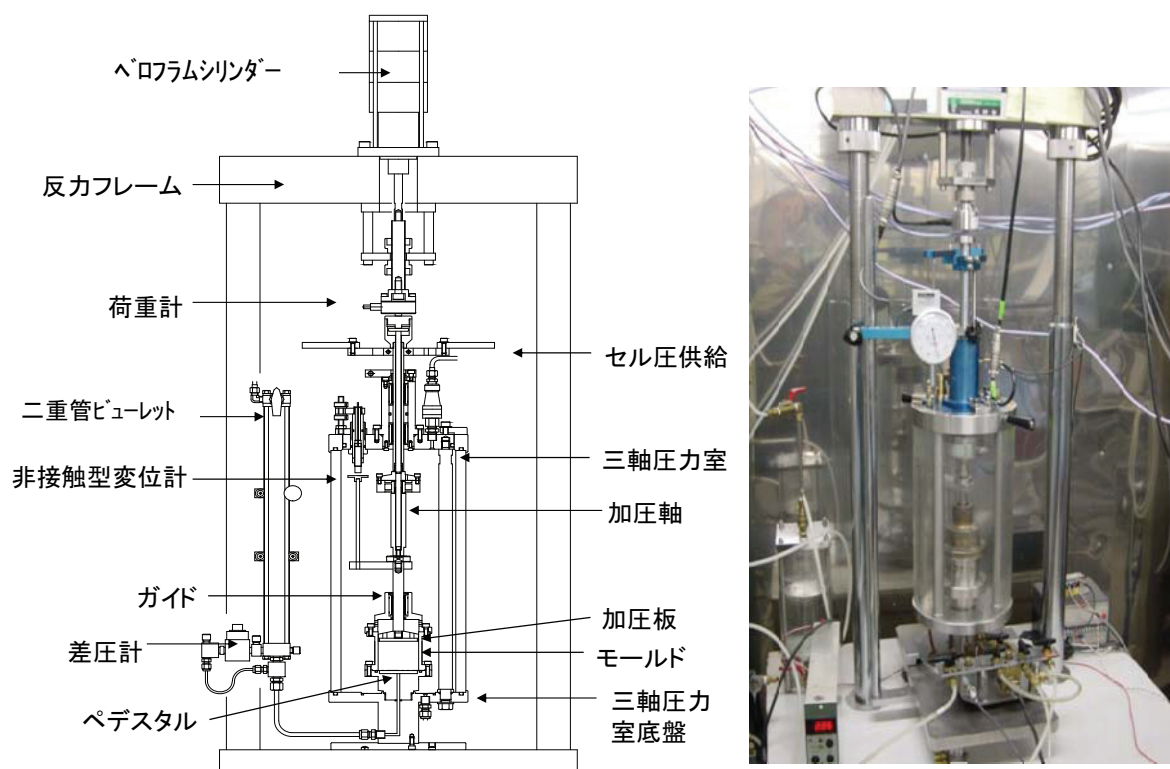


図 5.2.3 加圧膜法に対応した SWCC を求める測定装置

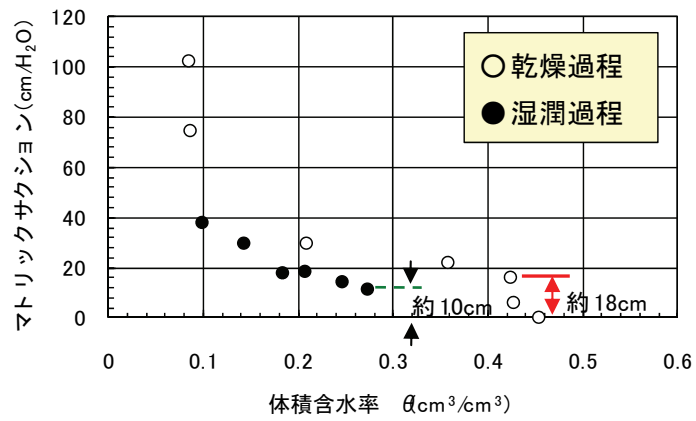


#### (4) 試験結果

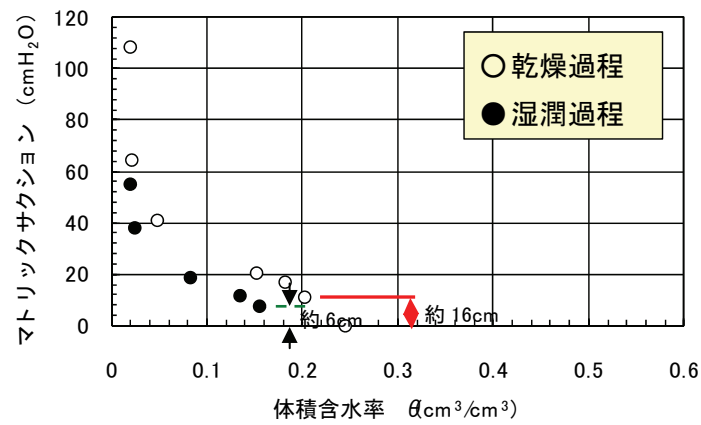
図 5.2.4(a)～(d)には、砂材、礫材及び混合土 2 種類の各マトリックサクシヨン－体積含水率の関係 (SWCC) を示す。また、礫材を除き乾燥過程の SWCC から求めた空気浸入値 ( $h_a$ ) も示した。

- 1) 砂材 (図 5.2.4 (a)) の SWCC は、飽和状態からマトリックサクシヨンを作用させると、供試体中の水分が排水され、体積含水率は低下する。乾燥過程と湿潤過程の各体積含水率は、同じマトリックサクシヨン値でも異なり、ヒステリシスを示す。例えば、マトリックサクシヨン値が  $20\text{cmH}_2\text{O}$  の場合、体積含水率は乾燥過程で 0.4 程度、湿潤過程では 0.2 程度である。SWCC の乾燥過程より得られる空気浸入値 ( $h_a$ ) は約 18cm で、湿潤過程から得られる水浸入値 ( $h_w$ ) は約 10cm である。
- 2) 混合土 (図 5.2.4 (b), (c)) の SWCC は、飽和時の体積含水率 (乾燥過程、湿潤過程とも) が砂材 (図 5.2.4 (a)) の飽和時体積含水率に比較して小さくなっているものの、砂材の SWCC に類似し、乾燥過程と湿潤過程におけるヒステリシスも明確に示している。マトリックサクシヨン値が  $20\text{cmH}_2\text{O}$  の場合、混合土 50%と混合土 25%は、各体積含水率は乾燥過程で 0.16 程度と 0.15 程度、湿潤過程では 0.08 程度と 0.06 程度で、混入率が高い方が大きい傾向を示している。空気浸入値 ( $h_a$ ) は、砂材に比較して小さいものの、両混合土ともに 15～16cm 程度で、水浸入値 ( $h_w$ ) は 4～6cm 程度である。
- 3) 礫材 (図 5.2.4 (d)) については、砂材の SWCC と大きく異なり、保水性は極めて小さい値が得られている<sup>2)</sup>。なお、SWCC (湿潤過程) を基に、水浸入値 ( $h_w$ ) を正確に算出することは難しいが、礫材の水浸入値 ( $h_w$ ) は約 1cm (1cm 未満) である。
- 4) 表 5.2.1 に砂材、礫材及び混入土 (2 種類) の各試料の空気浸入値 ( $h_a$ ) および水浸入値 ( $h_w$ ) の一覧を示す。空気浸入値 ( $h_a$ ) および水浸入値 ( $h_w$ ) はともに、砂材 > 混合土 50% > 混合土 25% > 礫材の順に小さくなる傾向を示した。また、今回行った保水性試験では、混合土については礫材の SWCC より、砂材の SWCC に類似していることを明らかにした。

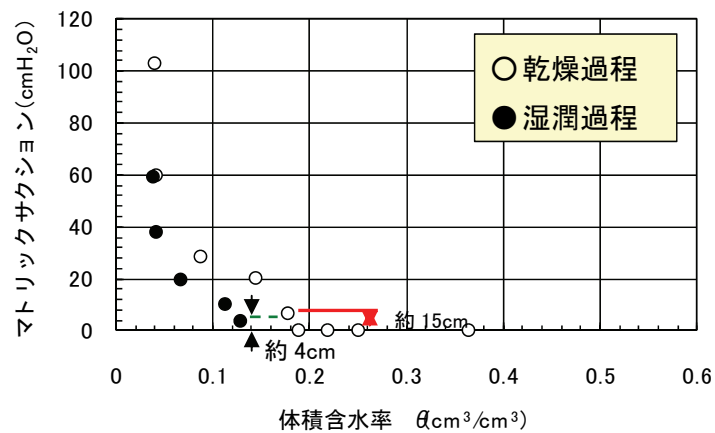
なお、低混入率 (混入率 25%未満) の領域では、保水性試験終了後の混合土供試体の観察から、湿潤過程時において供試体中の砂材が下部に移動する傾向が見受けられた。このことは、供試体内で砂礫材の分離が生じていると考えられ、低混入率の混合土の保水性試験は適切な SWCC が得られない可能性があったことから、混入率 25%以上の保水性試験を行った。



(a) 砂 材

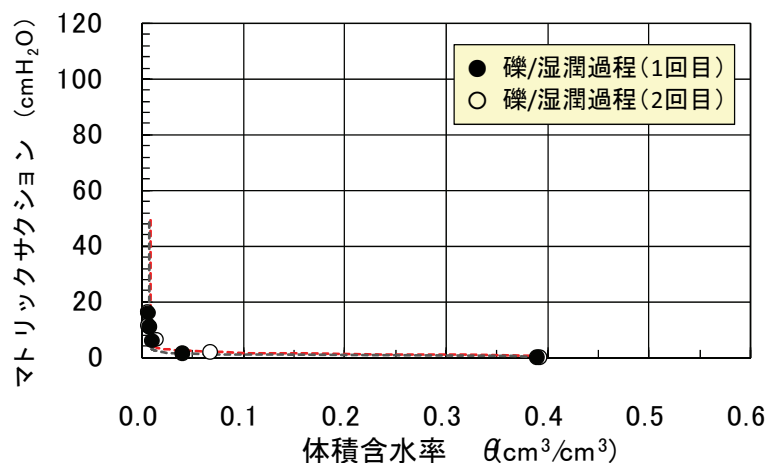


(b) 混合土 50%



(c) 混合土 25%

図 5.2.4 砂礫，混合土試料の SWCC



(d) 礫 材

図 5.2.4 砂礫，混合土試料の SWCC

表 5.2.1 各試料の空気浸入値と水浸入値(目安)

試料	空気浸入値	水浸入値
	ha(cmH <sub>2</sub> O)	hw(cmH <sub>2</sub> O)
①砂材	18	10
②混合土50%	16	6
③混合土25%	15	4
④礫材	—	1

### (5) まとめ

C Bの下部礫材の間隙に上部砂材が混入した場合に，礫材の SWCC に及ぼす砂混入率の影響を定量的に把握する事を目的に，砂材，礫材および混入率(50%と25%)の異なる混合土2種類，計4種類の試料の SWCC を測定した。その結果，以下のことが明らかになった。

- 1) 混合土の SWCC は，礫材の SWCC より砂材の SWCC に類似している。また，砂材と同様に，SWCC は乾燥過程と湿潤過程で明確なヒステリシスを示す。
- 2) SWCC (乾燥過程，湿潤過程) から求まる空気浸入値 ( $h_a$ ) および水浸入値 ( $h_w$ ) はともに，砂材 > 混合土 50% > 混合土 25% > 礫材 (空気浸入値なし) の順に小さくなる傾向を示した。
- 3) 砂材を含まない礫材を除き，保水性試験により得られた砂材と混合土(2種類)の SWCC は類似しており，礫材の間隙に砂材が混入することで保水性が変化することを示した。このことは，C B内の砂層と礫層の境界部における保水性の違いが小さくなり(無くなる可能性もあり)，C B限界長の低下ならびにその機能が損なわれる可能性が高い。例えば，小島・宮崎<sup>4)</sup>および森井ら<sup>5)</sup>とも，予測制度が高いと報告している Steenhuis<sup>6)</sup>の提案式である式(5.2.1)から，礫材のパラメータは，吸水過程における水浸入値 ( $h_w$ )

のみである。図 5.2.4 (d) に示すように、礫材の水侵入値( $h_w$ )はほぼゼロであるが、表 5.2.1 から混合土 25 %の水侵入値 ( $h_w$ ) は 4 cm 程度である。

したがって、砂材と礫材が混合すると、式 (5.2.1) に代入する水侵入値 ( $h_w$ ) が大きくなり、その結果として C B 限界長が低下することが分かる。

以上より、C B 限界長を長期供用期間にわたって安定的に確保するためには、言い換えれば C B 限界長を長期供用期間にわたって低下させないためには、C B において上部の砂が下部の礫の間に混入することを防止するための対策が不可欠と考える。

Steenhuis<sup>6)</sup>式

$$L \leq \frac{K_s}{q} \tan \varphi [\alpha^{-1} + (h_a - h_w)] \quad (5.2.1)$$

ここで、

$L$  : 限界長 (cm)

$q$  : 地盤に浸潤するフラックス (浸透量) (cm/s)

$K_s$  : 砂材の飽和透水係数 (cm/s)

$\varphi$  : 砂層と礫層の境界面の傾斜角度 (度)

$h$  : マトリックサクション (kPa または、cmH<sub>2</sub>O)

$h_a$  : 砂材の空気侵入値 (cm)

$h_w$  : 礫材 (または、破碎貝殻) の水侵入値 (cm)

$\alpha$  : 砂材の不飽和透水係数  $K$  を  $h$  の指数関数で近似した場合の係数 (cm<sup>-1</sup>)

ここで、式 (5.2.1) の  $\alpha$  は、式 (5.2.2) から与えられる<sup>7)</sup>。

$$\begin{aligned} K &= K_s & h < h_a & ; \\ K &= K_s \times \exp[-\alpha(h - h_a)] & h \geq h_a & \end{aligned} \quad (5.2.2)$$

$K$  : 砂材の不飽和透水係数 (cm/s)

### 5. 3 砂混入防止対策についての検討

前章の研究結果から、C B 限界長を長期供用期間にわたって安定的に確保するためには、上部の砂が下部の礫の間に混入することを防止するための対策が不可欠であることが明らかになった。本章では、小林ら<sup>8)</sup>の研究を参考に礫材の代替材として破碎した貝殻 (以降「破碎貝殻」と称す) を用いた砂混入防止対策について検討をおこなう。

#### 5. 3. 1 破碎貝殻の SWCC (水分特性曲線)

破碎貝殻をキャピラリーバリアの礫材の代替材として定量的に評価し選定するため、SWCC

の視点から検討を行った。SWCC は、保水性試験として広く用いられている土柱法により測定した。

### (1) 試料

試料には、実施工時に大量に入手が可能で汚れが落とし易い2枚貝のホタテ貝と、貝殻種類の影響を把握するための比較検討用として赤貝を用いた。貝殻は、十分水洗いをし、80℃の乾燥炉で24時間乾燥させた後、貝殻の温度が常温になるのを待って破碎した。本試験で用いた破碎方法は、SWCCに及ぼす影響を把握するため、i) 小型粉碎機(図5.3.1:高さ60cm)による破碎とii) 突固め<sup>8)</sup>による破碎の2種類である。また、破碎貝殻のSWCCに及ぼす粒径、粒度分布の影響を把握するため、貝殻2種類および土質試験用のふるいを用いて、試料を5種類の粒度分布に調整した(破碎したままの粒度分布に加えて、破碎貝殻を土質試験で用いるふるいの目開き0.106~2.00mmを変えながら粒度調整を行った)。試験用の試料は、貝殻種類、破碎方法および粒度分布を組み合わせた7種類(試料①~試料⑦)を準備した(表5.3.1)。各試料の土質試験結果を表5.3.2に、粒径加積曲線を図5.3.2に示す。なお、飽和透水係数 $K_s$ は、相対密度 $D_r=60\%$ を目安に締固めた供試体を作製した後、定水位透水試験で求めた。



図 5.3.1 小型粉碎機と破碎部機構

表 5.3.1 試料条件の組み合わせ一覧

試料名	種類		破碎法		粒度調整に用いたふるいの目開き
	ホタテ貝	赤貝	粉碎機	突固め	
試料① <sup>*</sup>		○	○		—
試料② <sup>*</sup>	○		○		—
試料③	○		○		2.00mm超を除去
試料④	○			○	0.106mm以下除去
試料⑤	○		○		0.250mm以下除去
試料⑥	○		○		0.850mm以下除去
試料⑦ <sup>*</sup>	○			○	—

注) \* 印については、破碎したままの試料で粒度調整は行っていない。

表 5.3.2 各試料の土質試験結果一覧（物理試験）

項目	単位	試料①	試料②	試料③	試料④	試料⑤	試料⑥	試料⑦	
貝殻の種類	—	赤貝	ホタテ貝	ホタテ貝	ホタテ貝	ホタテ貝	ホタテ貝	ホタテ貝	
土粒子密度 $\rho_s$	g/cm <sup>3</sup>	2.866	2.671	2.700	2.671	2.671	2.671	2.671	
自然含水比 $W_n$	%	0.3	0.3	0.3	0.0	0.3	0.3	0.0	
粒度	最大粒径	mm	9.50	19.00	2.00	26.50	26.50	26.50	19.00
	均等係数 $U_c$		13.50	14.00	52.60	7.69	5.62	3.73	16.2
	曲率係数 $U_c'$		1.53	1.48	7.13	1.04	1.06	1.01	1.46
	50%粒径 $D_{50}$	mm	1.860	2.340	0.355	2.57	2.70	3.90	2.21
最小間隙比 $e_{min}$		0.541	0.763	0.759	0.847	0.985	1.113	0.779	
最大間隙比 $e_{max}$		1.024	1.463	1.974	1.336	1.532	1.716	1.452	
供試体の乾燥密度 $\rho_d$	g/cm <sup>3</sup>	1.663	1.321	1.247	1.228	1.245	1.150	1.319	
供試体の透水係数 $K_s$	cm/s	$1.68 \times 10^{-1}$	$1.82 \times 10^{-1}$	$7.13 \times 10^{-4}$	$2.52 \times 10^{-1}$	$7.22 \times 10^{-1}$	$9.74 \times 10^{-1}$	$1.49 \times 10^{-1}$	

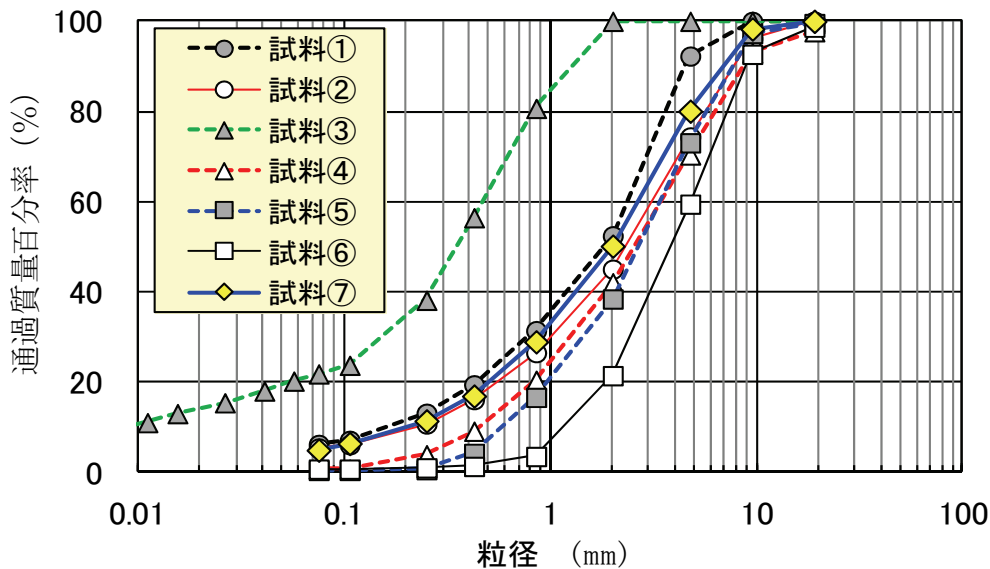


図 5.3.2 破碎貝殻の粒径加積曲線

## (2) 供試体の作製

保水性試験に用いたカラム試験用の一次元円筒装置を図 5.3.3 に示す. 内径 10cm, 高さ 2.5, 5.0 および 10.0cm の塩ビ製のリングを積み重ね全高 80cm の一次元円筒としたもので, これに所定の質量ずつ試料を投入し静的に締固めた. 供試体の乾燥密度は, 最小・最大密度試験結果を基にして, 相対密度  $D_r=60\%$  を目安に設定した. 供試体の乾燥密度は, 表 5.3.2 に示すとおりである. なお, 破碎貝殻の密度調整は, 突き固めによる締固め試験<sup>9)</sup>では貝殻片の粒子破碎が生じ, 締固め度  $D_c$  を供試体の密度調整に適用するのは困難と判断し, 密度管理の指標としては相対密度  $D_r$  を用いた.

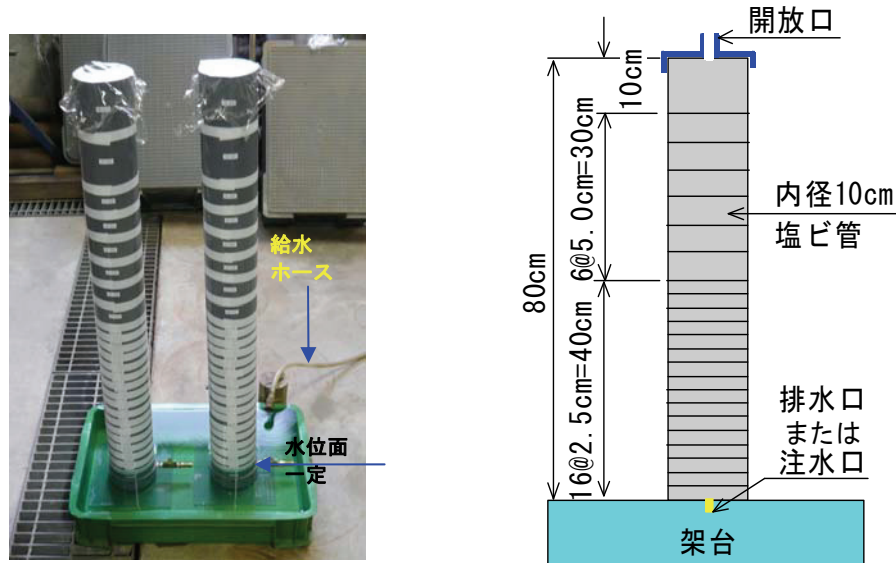


図 5.3.3 カラム試験用の一次元円筒装置の概要

### (3) 試験方法と試験ケース

試験は、排水過程と吸水過程について実施した。排水過程では、図5.3.3に示す下端の注水口より水道水を供給し、容器内の水位をゆっくりとした速度（試料③は  $7 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$  で、それ以外は  $1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ ）で上昇させ、上端まで水位が上昇した状態で3時間以上静置した。その後、上部を大気開放状態で下端部より排水を行いその状態を2週間継続し、SWCCの排水曲線を求めた。また、吸水過程においては、破碎貝殻層の下端面に水位面を設定し、一次元円筒装置の上部を大気開放状態でマトリックサクションのみによる吸水を2週間継続し、SWCCの吸水曲線を求めた。排水・吸水過程とも、上部からの蒸発を防ぐために、開放口をラップにより軽くシールして試験を行った。体積含水率（ $\theta$ ）は、平衡状態に達した後リング厚さごとに含水比と乾燥密度を求めて算定した。なお、カラム試験の平衡状態に達する時間は、明確な時間を定めたものがない。このため、本試験を開始する前に、試料②を用いて排水過程における体積含水率の変化を土壤水分センサー（5TE：デカゴン社製）で連続測定した上で、平衡時間について検討した。その結果、カラム試験装置の下端より排水を開始すると同時に、各深度に埋設した土壤水分センサーの体積含水率は90分程度までは急激に低下し、その後2日程度までは徐々に低下した。2日以降の体積含水率の低下量は、極めて小さく概ね無視できる程度であった。以上より、参考文献2)の平衡時間に関する留意事項や細粒分の多い試料③を考慮し、排水・吸水過程共に平衡時間（日数）を2週間に設定した。

試験ケースを以下に示す。

- a) 貝殻種類（ホタテ貝と赤貝）の違い。
- b) 貝殻の破碎方法（粉碎機と突固め破碎）の違い。
- c) 破碎貝殻の粒度分布の違いをパラメータにして各種組み合わせた試料①から試料⑦までの7ケース（表5.3.2）。

#### (4) 実験結果

##### 1) 貝殻種類の違いがSWCCに及ぼす影響

ホタテ貝と赤貝の排水過程と吸水過程のSWCCを図5.3.4に示す。排水・吸水過程ともSWCCは類似しており、貝殻種類がSWCCに及ぼす影響はほとんど無いことがわかる。また、両貝殻とも明瞭な空気侵入値 ( $h_a$ ) および水侵入値 ( $h_w$ ) は得られなかった。

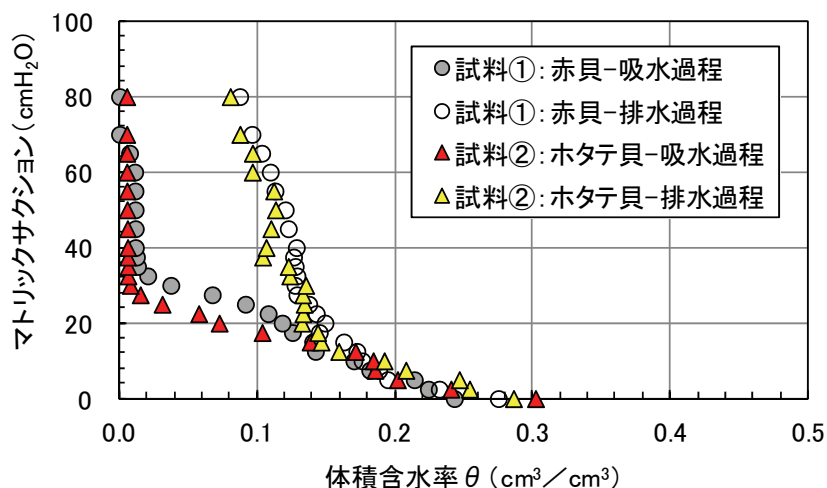
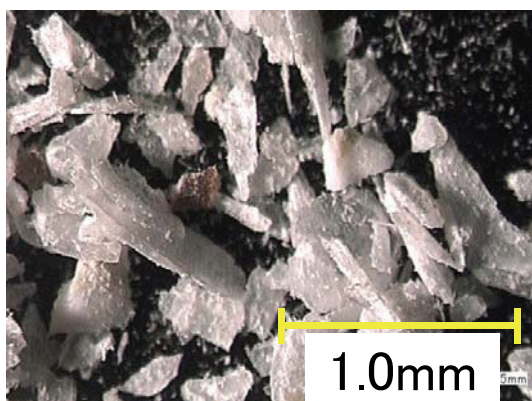


図 5.3.4 貝殻種類による SWCC の違い

##### 2) 貝殻の破碎方法の違いがSWCCに及ぼす影響

粉碎機による破碎と突固め破碎した貝殻を電子顕微鏡で確認した (図5.3.5)。破碎方法の違いによる細粒分粒子の形状の違いはほとんど見受けられない。また、粉碎機と突固めによる破碎貝殻のSWCCを図5.3.6に示す。粒度分布が類似している破碎貝殻は、破碎方法が異なっても排水・吸水過程ともにSWCCは類似している。

以上より、貝殻の破碎方法の違いがSWCCに及ぼす影響はほとんど無いことを確認した。



(a) 粉碎機



(b) 突固め

図 5.3.5 破碎方法による細粒分粒子の比較粉碎機



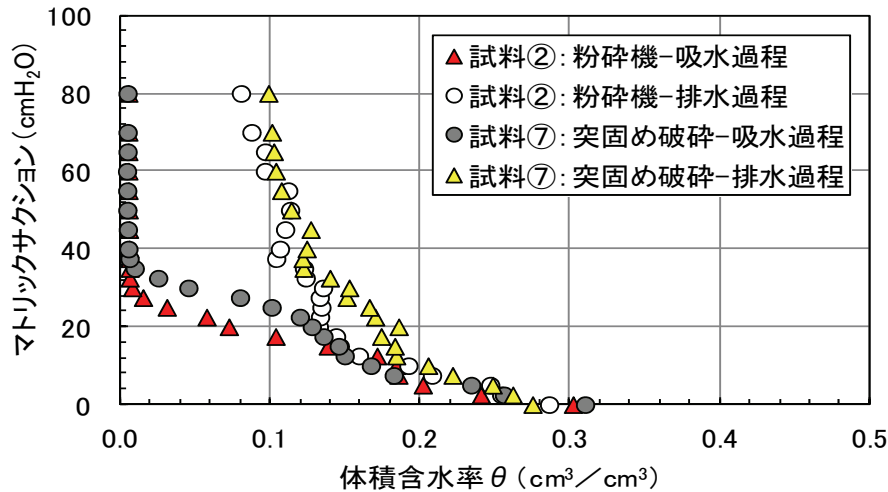
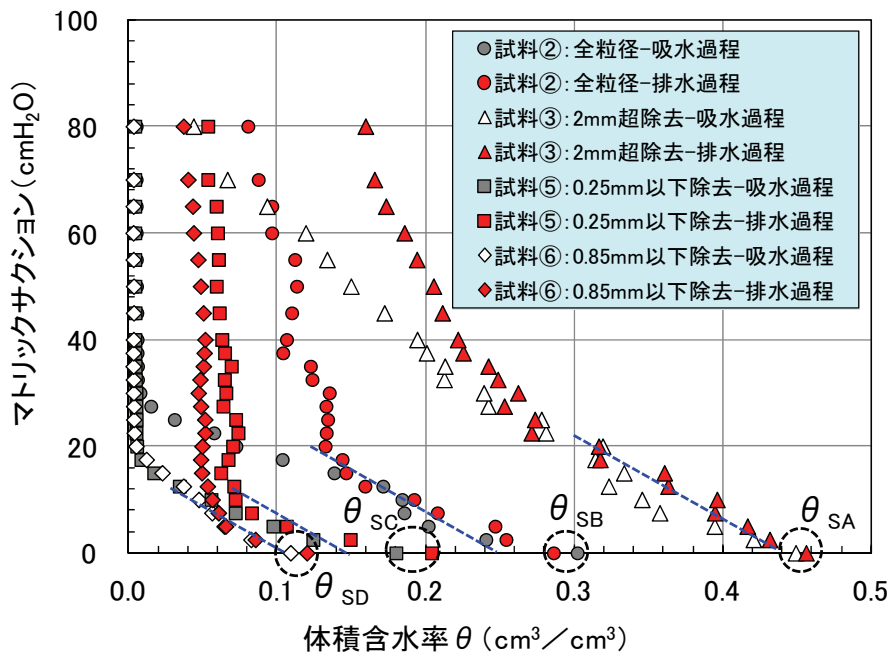


図 5.3.6 破碎方法による細粒分粒子の比較粉碎機

### 3) 粒径および粒度分布の違いがSWCCに及ぼす影響

粒径や粒度分布が異なる破碎貝殻のSWCCを図5.3.7に示す。貝殻破碎の細粒分が多いほど保水性は高くなる傾向にある。しかし、細粒分が最も多い試料③においても、水侵入値 ( $h_w$ ) は見受けられず、予測制度が高いと報告されているSteenhuis<sup>6)</sup>式 (5.2.1) の限界長算定においては、細粒分の多少は影響しないことがわかる。



※ 点線で囲んだ  $\theta_{SA}$ ,  $\theta_{SB}$ ,  $\theta_{SC}$ ,  $\theta_{SD}$  は、飽和体積含水率  $\theta_s$  (マトリックサクシオンがゼロ時の体積含水率)

図 5.3.7 異なる粒度分布による SWCC の違い

#### 4) van Genuchtenモデル<sup>10)</sup>による破碎貝殻のSWCCの評価

図5.3.8は、一例として試料①の排水・吸水過程について、土注法により求めたマトリックサクシヨン-体積含水率の関係と共に、van Genuchten式でカーブフィッティングした結果を点線で示したものである。破碎貝殻の排水・吸水過程におけるSWCCは、土のSWCCを記述するために広く用いられているvan Genuchtenの式(5.3.1)で、概ね良好にモデル化できることがわかる。

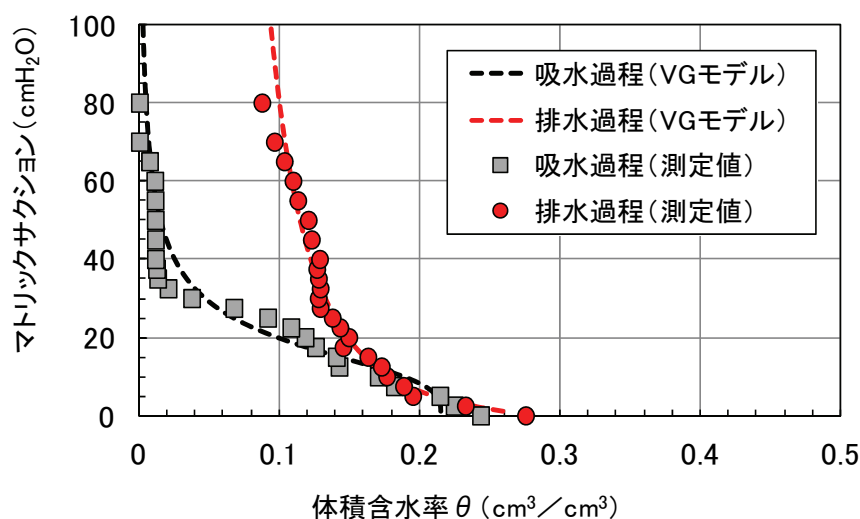


図 5.3.8 VG モデルによるフィッティング曲線との重ね合わせ (試料①)

van Genuchten 式 (VG 式) <sup>10)</sup>

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{(1 + |\alpha_v + h|)^N)^m} \quad (5.3.1)$$

ここで、

$S_e$  : 有効飽和度 ( $0 \leq S_e \leq 1$ )

$\theta$  : 体積含水率 ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )

$\theta_s$  : 飽和体積含水率 ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )

$\theta_r$  : 残留体積含水率 ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )

$h$  : マトリックサクシヨン (kPa ( $\text{cmH}_2\text{O}$ ))

$\alpha_v$ ,  $m$ ,  $N$  : フィッティングパラメータ ( $m = 1 - 1/N$ . ただし,  $N > 0$ ) である。

なお、フィッティングパラメータの内、 $\alpha_v$ の値が小さくなると、空気侵入値( $h_a$ )および水侵入値( $h_w$ )が大きくなるSWCCを示し、 $N$ の増大はSWCCの傾きが急な形状に変わることを Sillers et al.<sup>11)</sup> は報告している。

供試体のSWCCのフィッティングパラメータを表5.3.3にまとめる。各ケースのフィッテ

イング時の重相関係数は  $R^2 > 0.94$  であった。パラメータ  $\alpha_v$  は、排水過程に比べ吸水過程の方が小さい値を示し、パラメータ  $N$  は、排水過程の方が小さいことがわかる。

表 5.3.3 VG モデルによるフィッティングパラメータの一覧

		過程	試料①	試料②	試料③	試料④	試料⑤	試料⑥	試料⑦
パラ メータ	$\theta_s$	D	0.2709	0.2838	0.4448	0.2181	0.2040	0.1202	0.2746
		W	0.2157	0.2647	0.4133	0.1797	0.1518	0.1016	0.2853
	$\theta_r$	D	0.0000	0.0664	0.0782	0.0806	0.0604	0.0421	0.0000
		W	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	$\alpha_v$	D	0.3892	0.1796	0.0675	0.3652	0.4337	0.7197	0.1201
		W	0.0628	0.1028	0.0499	0.2380	0.2097	0.1968	0.1249
	$N$	D	1.2916	1.7997	1.8755	3.0500	2.4705	1.8459	1.4682
		W	3.2713	2.6766	1.9684	2.3593	2.5591	2.3649	2.0932

注) D: 排水過程, W: 吸水過程を示す。

実験では、最も  $\alpha_v$  の値が小さい試料③のSWCCにおいても、空気侵入値 ( $h_a$ ) および水侵入値 ( $h_w$ ) はほとんど見受けられない。貝殻の細粒分が多くても、細砂などのSWCCに現れる空気侵入値 ( $h_a$ ) 等がほとんど見られないのは、破碎した貝殻の粒子形状 (扁平) に起因しているものと推察される。

また、パラメータ  $N$  については、数値的には大きな差はなく、図5.3.7の青点線で示すように細粒分の量が増加してもSWCCの傾きはほぼ同じであり、試験結果からも有意な影響はないことが明確になった。加えて、貝殻の細粒分をふるいで除去するほど、図5.3.7の飽和体積含水率  $\theta_s$  (マトリックサクションがゼロ時の体積含水率) は、点線囲み ( $\theta_{SA} = 0.45$ ,  $\theta_{SB} = 0.3$ ,  $\theta_{SC} = 0.19$  および  $\theta_{SD} = 0.11$ ) で示すように値が順に小さくなることがわかる。

### 5. 3. 2 破碎貝殻の砂混入防止効果の確認実験

破碎貝殻の砂混入防止効果を把握するため、(3) 降雨浸透実験と(4) 地震時を想定した(小型) 振動台実験を行った。

#### (1) 試料

小型振動台・降雨浸透実験に用いた貝殻は、実施工を想定し大量に入手が可能で汚れが落とし易いホタテ貝を用いた。貝殻を十分水洗いをし、80℃の乾燥炉で24時間乾燥させた後、貝殻の温度が常温になるのを待って小型粉砕機で破碎した。破碎貝殻は、広範囲の粒度分布について影響を確認するため、表5.3.1のふるいの目開きに3種類(0.425, 2.00 および4.75 mm)のふるいの目開きを追加して粒度調整を実施し試料を準備した。表5.3.4には、粒度調整に使用したふるいの目開きと共に、実験ケース(全13ケース)および実験条件を示す。

表 5. 3. 4 降雨浸透・小型振動台実験ケースおよび実験条件

ケース名	締め固めた破碎貝殻の乾燥密度(g/cm <sup>3</sup> )	砂の種類		振動or降雨試験	破碎貝殻の粒度調整(除去時)に使用したふるいの目開き(mm)
		珪砂6号	豊浦砂		
G1	1.274	乾燥状態		振動試験	0.106
G2	1.296	乾燥状態			0.250
G3	1.194	乾燥状態			0.425
G4	1.080	乾燥状態			0.850
G5	1.120	乾燥状態			2.000
G6	1.236	乾燥状態			4.750
G7	1.175		乾燥状態		0.850
G8	1.243		乾燥状態		2.000
R3	1.194	湿潤状態		降雨試験	0.425
R4	1.080	湿潤状態			0.850
R5	1.120	湿潤状態			2.000
R6	1.236	湿潤状態			4.750
R8	1.243		湿潤状態		2.000

#### (2) 供試体の作製

内径20cmの透明アクリル製の一次元円筒装置内に、乾燥状態(含水比=0.3%未満)で所定の乾燥密度に破碎貝殻を締め固め、貝殻層の上面を直ナイフで削り取るようにして余分な破碎貝殻を取り除き、厚さ25cmの貝殻層を作製する。その上に、厚さ20cmの珪砂6号を締め固め度Dc=90%(乾燥密度=1.334g/cm<sup>3</sup>)で作製した。比較のためケースG7、ケースG8とケースR8は、珪砂6号に代えて豊浦砂を用いて、締め固め度Dc=90%(乾燥密度=1.362g/cm<sup>3</sup>)で締め固めた。表5.3.4には、実験ケースごとの実験条件(ふるいの目開き、供試体の乾燥密度等)を示す。

#### (3) 降雨浸透実験

図5.3.9に降雨浸透実験の概要と実験状況を示す。一次元円筒装置に詰めた供試体に対して、一次元円筒装置の上に固定した降雨装置(工業用注射針:内径0.3mm, 5cm間隔で使用)の最上部にある径20cm水タンクの水位高さをコントロールすることで強雨強度を調整する装置を用いて、降雨強度20mm/h(20時間)後に60mm/h(9時間)を連続的に作用させた。所定の降雨量

を作用させた後、砂層内の水分を24時間以上排水させる。その後、振動作用実験と同様に上部の砂材（珪砂6号、豊浦砂）を取り除き、貝殻層の上面でエッジで擦り切るようにして余分な砂材をしっかりと取り除いた上で、その重量を量り、初期の貝殻重量からの増加量を砂混入量とした。なお、貝殻層の上面には、凹凸があるため砂混入量が0（ゼロ）にはならないため、貝殻層と砂材の境界面を目視観察することと、貝殻層の最小貝殻粒径に対する砂混入量をグラフ化し、図5.3.12に示すように砂混入が無いと判断できる基準量（青色の一点鎖線）との相対比較を基に砂材移動の有無を判断した。

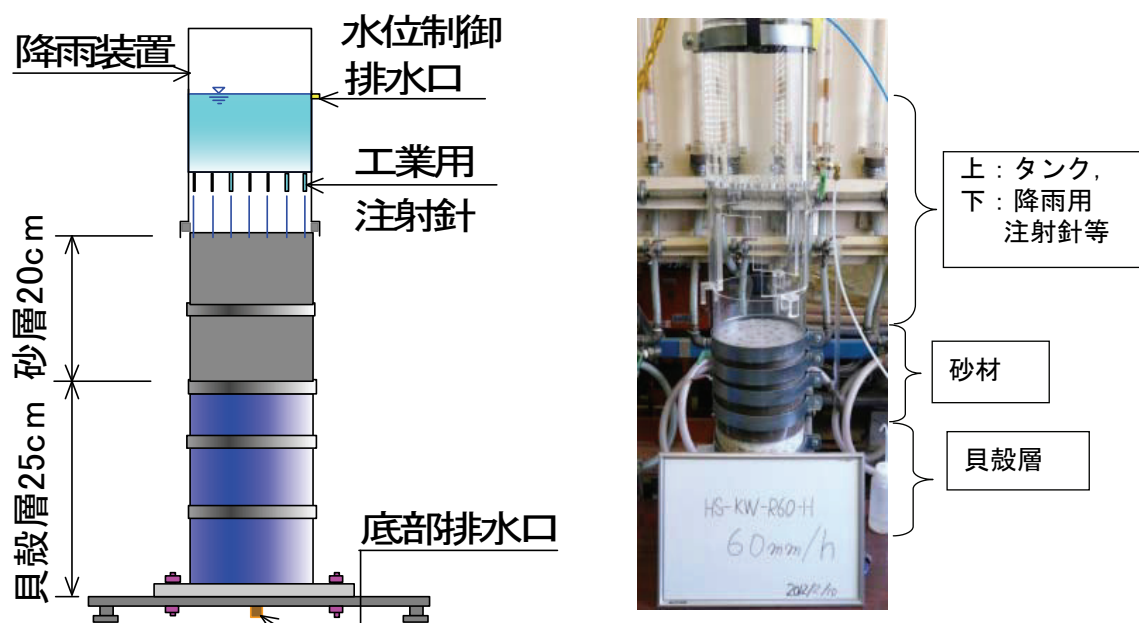


図 5.3.9 降雨浸透実験装置の概要と実験状況

#### （４）地震時を想定した（小型）振動台実験

図5.3.10に振動実験の概要，図5.3.11に供試体に作用させた加速度波形を示す。振動テーブルは、制御盤でモータを制御し、周波数と加速度を設定できるものである。実験では、4Hzのsin波を最大振幅300Gal程度で40波与え、上部の砂材が下部の貝殻層にどの程度移動するのかを定量的に把握した。破碎貝殻層への砂材の混入量は、所定の振動を与えた後、貝殻層の上面で削り取るようにして余分な砂材を取り除いた上で、その重量を量り、初期の貝殻重量からの増加量を砂混入量とした。ここで、貝殻層の上面を慎重に整形したが、凹凸があるため砂混入がなくても砂混入量はゼロにはならない。

このため、実験後に貝殻層と砂材の境界面を目視観察すると共に、最小の貝殻粒径に対する砂混入量をグラフ化し、図5.3.11に示すように砂混入が無いと判断できる基準量（青色の一点鎖線）との相対比較を基に砂材移動の有無を判断した。

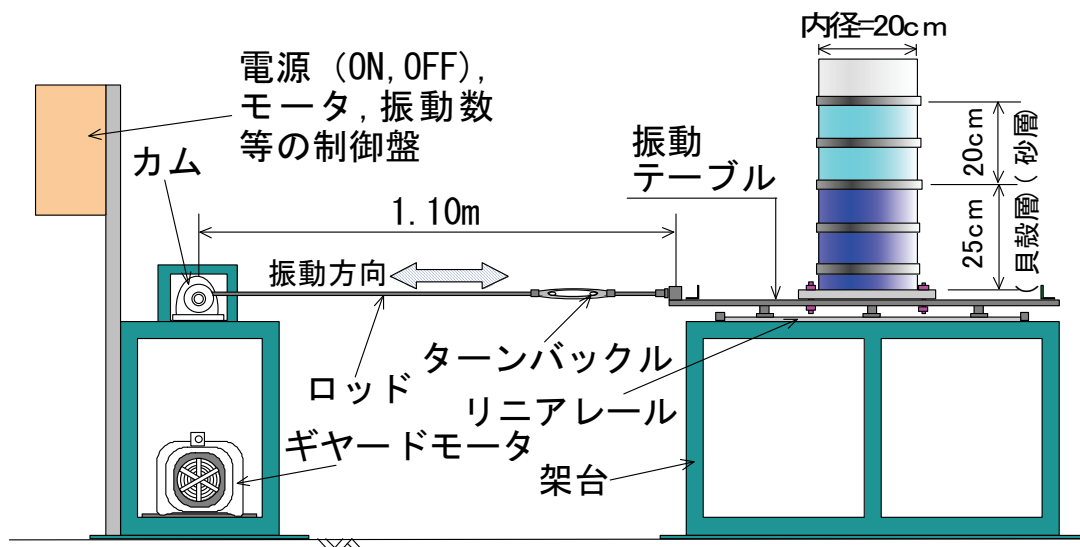


図 5.3.10 地震時を想定した（小型）振動台実験の概要

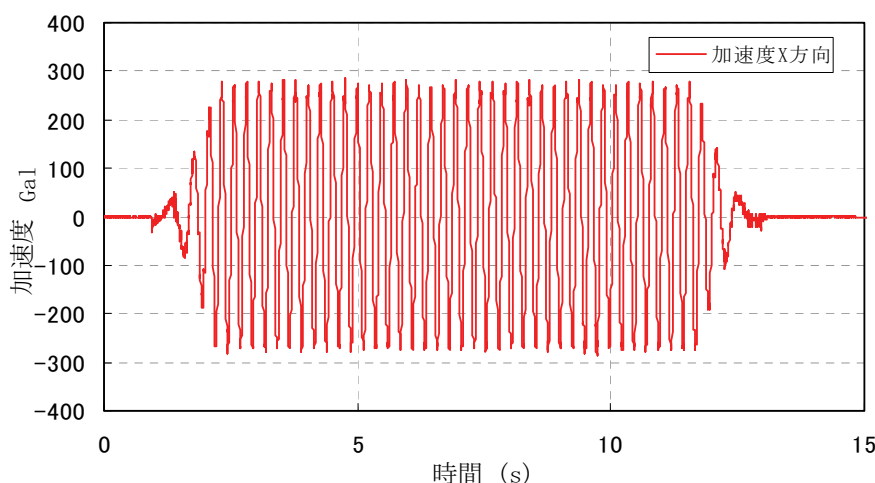


図 5.3.11 供試体に作用させた加速度波形

#### (5) 降雨浸透実験と地震時を想定した（小型）振動台実験の結果

実験結果を以下に示す。

- 1) 珪砂6号 ( $D_{50}=0.194\text{mm}$ ) を用いた場合の最小貝殻粒径と砂混入量の関係を図5.3.12に示す。振動台実験において最小貝殻粒径0.85mm (ケースG4) では、最小貝殻粒径0.106mm (ケースG1) ～0.425mm (ケースG3) の砂混入量に比較してわずかに増加したが、目視観察では貝殻層内部への混入は確認できなかった。また、最小貝殻粒径0.106mm (ケースG1) ～0.425mm (ケースG3) では、砂混入量はほぼ同量 (基底値) で、目視観察による貝殻層への砂材の混入はないことを確認した。
- 2) 振動台実験において最小貝殻粒径 2.0mm (ケースG5), 4.75mm (ケースG6) と大きくなるほど、同様の振動を与えた場合、貝殻層への砂混入量が急激に増加すると共に、混入深さも大

きくなった。この傾向は、実験ケースは少ないものの豊浦砂 ( $D_{50}=0.225\text{mm}$ ) でも同様の傾向を示した。

- 3) 降雨浸透実験 (降雨強度  $60\text{mm/h}$ : 平均浸透速さ  $\approx 6 \times 10^{-3}\text{cm/s}$ ) では、最小貝殻粒径  $2.0\text{mm}$  (ケース R5) の場合でも、浸透水の影響で砂材が下部の貝殻層へ移動することはなかった。実験では、下部の貝殻層への砂材の移動は、地震時を想定した (小型) 振動台実験時の方が降雨浸透実験時より小さな最小貝殻粒径で生じた。
- 4) 地震時を想定した (小型) 振動台実験時でも、破碎した貝殻の最小粒径が  $0.85\text{mm}$  程度以下であれば、CB機能を損なわず地震時の振動や降雨浸透の影響により、砂材が下部の貝殻層へ移動 (混入) し混合することはないことを把握できた。

従って、CBに上部砂混入防止を両立できる最小の貝殻粒径は  $0.85\text{mm}$  以下にすることが有効となる。

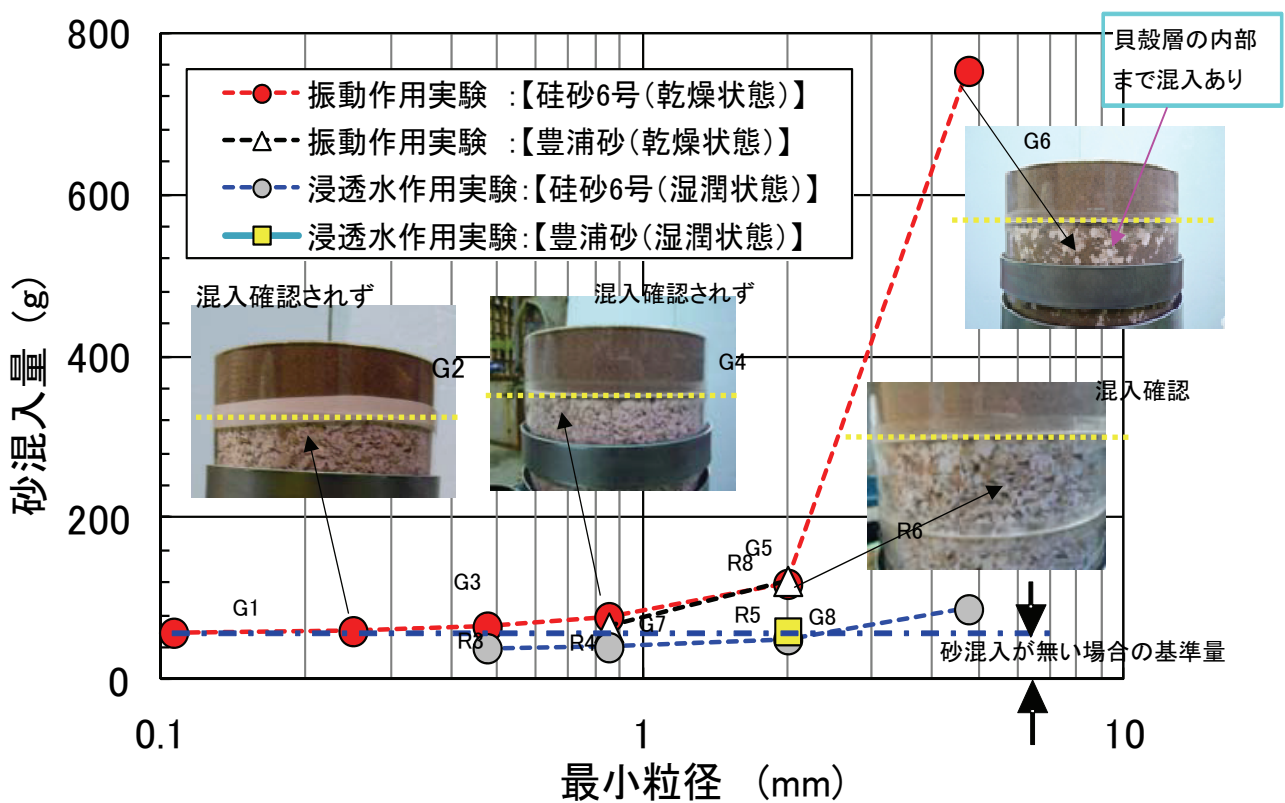


図 5.3.12 最小貝殻粒径と貝殻材への砂混入量の関係

### 5. 3. 3 破碎貝殻の強度・透水係数・圧縮試験

破碎貝殻がCBの砂混入防止対策として、礫材の代替として使用できる可能性がSWCC、降雨浸透実験と地震時を想定した(小型)振動台実験の結果から、極めて高いことが明らかになった。本章では、破碎した貝殻のせん断強度・透水係数・圧縮試験を行い基本的な物性を把握し、覆土の安定性、透水性、圧縮性が礫材の代替として使用できるかを把握する。

#### (1) 破碎貝殻のせん断強度<sup>17)</sup>

ホタテ貝殻を用い試験前に十分水洗いをし、80℃の乾燥炉で24時間乾燥させた後、貝殻の温度が常温になるのを待って小型粉砕機で破碎した。破碎貝殻の粒径加積曲線を図5.3.13に示す。乾燥密度は各々1.184, 1.188, 1.190g/cm<sup>3</sup>である。

破碎貝殻を相対密度(D<sub>r</sub>=60%)で試料を作製し、三軸圧密排水(CD)試験<sup>12)</sup>と(土の圧密定圧)一面せん断試験<sup>13)</sup>の2種類で実施した。また、珪砂6号(砂材相当; ρ<sub>dmax</sub>×0.9で締固め)についても三軸圧密排水(CD)試験を行い破碎した貝殻と比較した。試験結果を表5.3.5に示す。表5.3.5から破碎した貝殻の強度は、締固めた珪砂より高く、盛土の安定性の面から見ても問題はないと考えられる。

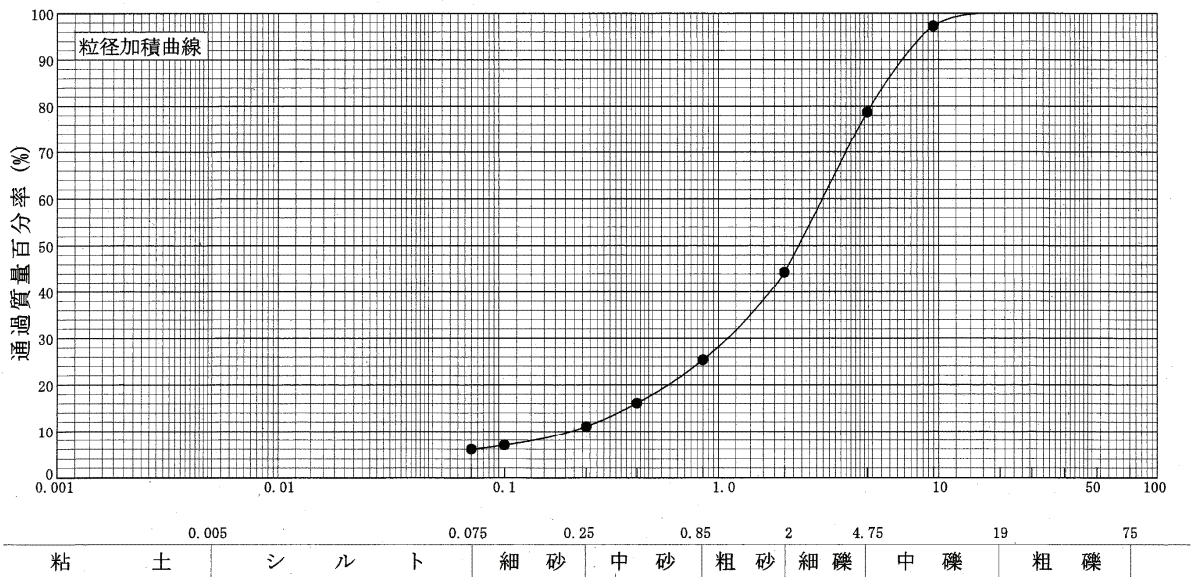


図 5.3.13 破碎した貝殻の粒径加積曲線<sup>17)</sup>

表 5.3.5 破碎した貝殻と珪砂6号のせん断試験結果<sup>17)</sup>

試料	試験方法	φ (内部摩擦角: 度)	c (粘着力; kN/m <sup>2</sup> )
破碎した貝殻	三軸圧密排水 (CD)	38.0	25.5
	一面せん断	41.1	22.5
珪砂6号	三軸圧密排水 (CD)	32.0	0.3

#### (2) 破碎貝殻の(飽和)透水係数

破碎ホタテ貝殻の試験前の処理は、せん断強度試験と同様な処理を行った。(定水位)透水



試験は、相対密度 ( $Dr$ ) 60%と 80%の 2 種類の試料で鉛直方向、水平方向の透水係数<sup>14),15)</sup>をもとめ、透水係数の異方性に有無を確認した。破碎貝殻の透水試験結果を表 5.3.6 に示す。

また、図 5.3.14 には相対密度と (飽和) 透水係数の関係を示す。相対密度にかかわらず、横方向の透水係数の方が、鉛直方向の透水係数に比較して 1 割程度大きい傾向を示す。破碎した貝殻の (飽和) 透水係数自体は、 $10^{-1}$ cm/s オーダーで透水性はかなり大きいと判断できる。

表 5.3.6 破碎した貝殻の透水試験結果

試料	試験方法	k (cm/s)	
		Dr=60%	Dr=80%
破碎貝殻	透水試験(鉛直方向)	$3.85 \times 10^{-1}$	$3.03 \times 10^{-1}$
	異方透水試験(横方向)	$4.03 \times 10^{-1}$ $4.10 \times 10^{-1}$	$3.42 \times 10^{-1}$

※ 異方透水試験は、10cm×10cm×10cm の供試体を用いた。

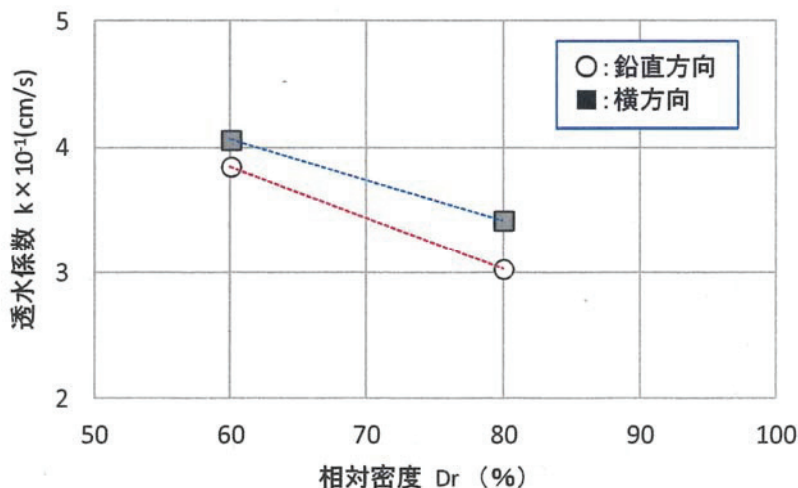


図 5.3.14 破碎した貝殻の相対密度 ( $Dr$ %) と透水係数との関係

### (3) 破碎貝殻の圧縮試験と圧縮試験後の粒度試験結果<sup>17)</sup>

盛土式 L3 廃棄物処分施設の底部排水層に、砂混入防止対策として礫材の代替として破碎貝殻を用いた CB を使用することを考えると、CB の上に盛土荷重や L3 廃棄物など重量物が上に載る、この垂直荷重により破碎貝殻が壊れ粒子破碎が進むと沈下が生じ CB の境界面の形状を保つことが難しく、CB の性能に影響を及ぼす可能性がある。そこで「第 4 章 4.2 キャピラリーバリアの底部排水層への適用 4.2.1 盛土による垂直応力」から、盛土と L3 廃棄物荷重として 200 kPa を中心に考えることとした。土の段階載荷による圧密試験法<sup>16)</sup>を参考に、盛土荷重として 200 kPa を基本とすると共に、垂直応力の影響を検討するために 100 kPa と 400 kPa を作用させ、繰り返し各荷重を 3 回作用させる繰り返し圧縮試験 (図 5.3.15) を行い、破碎した貝殻の粒子破碎について把握した。

各荷重における繰り返し圧縮試験前後の粒度試験結果による粒径加積曲線を図5.3.16に示す。図5.3.16より、破碎した貝殻は、想定荷重の範囲では粒子破碎はほとんど生じないことが確認できた。このことは、破碎した貝殻を礫材の代替として用いたCB上に盛土やL3廃棄物が載っても、安定性に影響を及ぼすような沈下をしないことを示している。

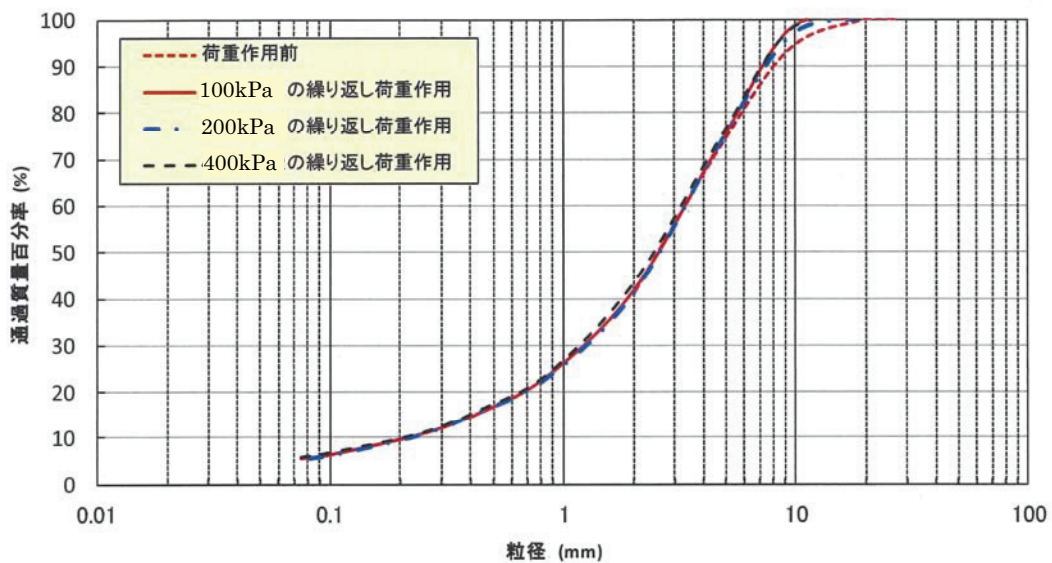
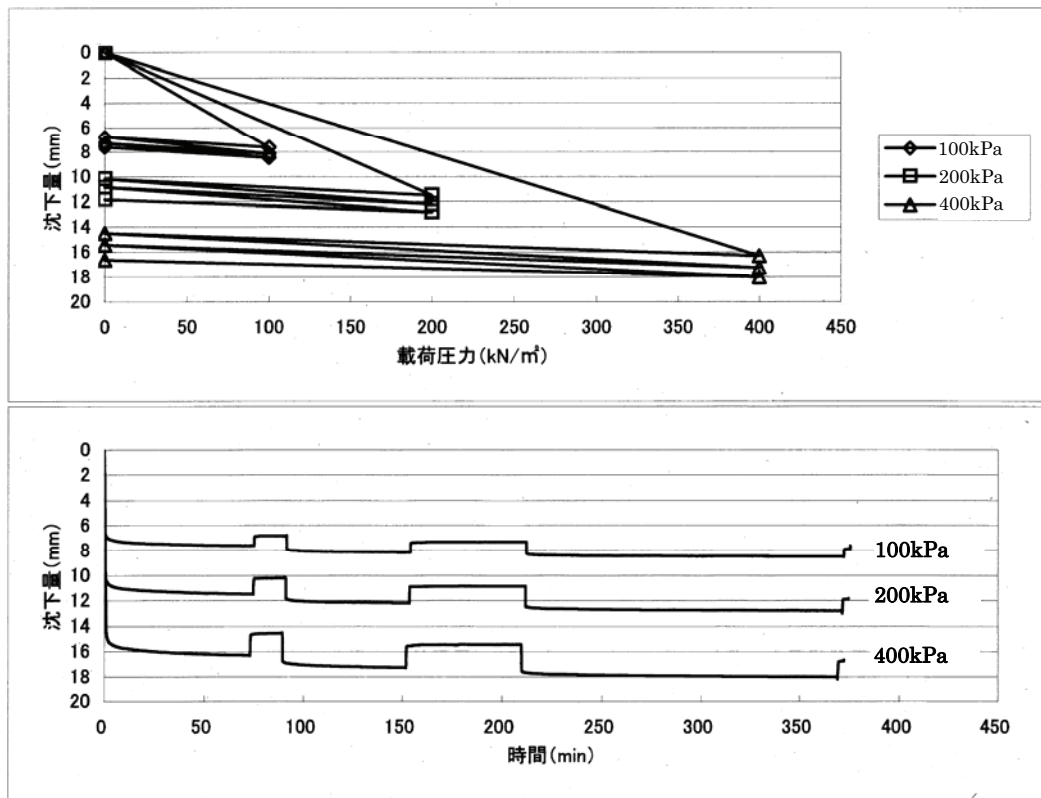


図 5.3.16 破碎した貝殻の繰り返し圧縮試験前後の粒径加積曲線

## 5. 4 まとめ

盛土式L3廃棄物処分施設の底部排水層にCBを用いる場合の二つ目の課題「⑧CBの構造は、砂層とその下部に礫層を重ねた土層である。数十年に及ぶ長期の供用において、地震力の作用や雨水などの降下浸透水などにより、上部の砂が下部礫層の間隙に移動・混入することが想定され、砂と礫が混合することでCBの性能が大きく低下する懸念がある。」を解決するために、上部の砂が下部の礫の間隙に混入した場合にCBの限界長に与える影響を把握し、砂混入防止対策の必要性を明らかにした。次に、小林ら<sup>8)</sup>の研究を参考に、破碎した貝殻を礫の代替として用いる砂混入防止対策を提案した。

その結果以下のことがわかった。

### (1) CBの上部砂材が下部礫材の間隙に混入する影響について

CBの砂と礫の混合土(25%, 50%)のSWCCは、礫材のSWCCより砂材のSWCCに類似しており、礫材の間隙に砂材が混入することで保水性が変化する。このことは、CB内の砂層と礫層の境界部における保水性の違いが小さくなり(無くなる可能性もあり)、CB限界長の低下ならびにその機能が損なわれる可能性が高い。

このため、CB限界長を長期供用期間にわたって安定的に確保するためには、具体的にはCB限界長を低下させないためには、CBにおいて上部の砂が下部の礫の間隙に混入することを防止するための対策が不可欠である。

### (2) CBの砂混入防止対策について

小林ら<sup>8)</sup>の研究を参考に、破碎貝殻を礫の代替として用いる砂混入防止対策の有効性を確かめるにあたり、保水試験から破碎貝殻のSWCC、砂混入防止効果の確認として降雨浸透実験、地震時を想定した小型振動台実験、破碎した貝殻のせん断強度、透水性、圧縮性の把握を行ったその結果を以下に示す。

- 1) 破碎貝殻のSWCCは、貝殻の種類や破碎方法の影響をほとんど受けない。また、貝殻の細粒分を除去するほど、破碎貝殻の保水性は低下し、加えて、飽和体積含水率も小さくなる。
- 2) 破碎貝殻の粒度分布に関わらず、全ケースにおいてSWCCの吸水過程における水侵入値( $h_w$ )は見受けられずゼロであり、貝殻の細粒分の多少は $h_w$ には影響しない。したがって、礫材の代替材として細粒分の多い破碎貝殻を用いても限界長の低下をおこすことはない。
- 3) 破碎貝殻の排水過程および吸水過程におけるSWCCは、土のSWCCを記述するために広く用いられているvan Genuchten (VG) 式<sup>10)</sup>で概ね良好に(VG)モデル化できる。
- 4) 降雨浸透実験、地震時を想定した小型振動台実験から、最小の貝殻粒径が0.85mm以下であれば、CB機能を損なわず、降雨や振動の影響を受けても砂材が下部の貝殻層へ移動しないことが明らかになった。このことから、CBに適した保水性と下部層への砂混入防止を両立できる最小の貝殻粒径は0.85mm以下にすることが有効と判断できる。
- 5) 破碎貝殻(相対密度( $D_r=60\%$ ))のせん断強度は、砂材(珪砂6号;  $\rho_{dmax} \times 0.9$ で締

固め) より高く盛土の安定上問題となることはない。破碎した貝殻の(飽和) 透水係数は、 $10^{-1}\text{cm/s}$  オーダーで透水性はかなり大きく、礫材と同程度の透水性を有している。圧縮性については 100, 200 および 400 kPa を作用させても沈下はするが、粒子破碎を生じることではなく、今回盛土式L3 廃棄物処分施設として想定している盛土(垂直荷重約 200 kPa) に対して安定性に影響を及ぼすような沈下が生じることはないと考えられる。また、CB 境界面の形状保持可能と判断できる。

以上から、破碎貝殻はCB 砂混入防止対策として、礫材の代替材として用いることが出来る可能性は大きい。

## 参考文献

- 1) 中房悟, 小林薫, 森井俊広, 松元和伸: 水産系副産物(貝殻)を用いた砂混入防止型キャピラリーバリア地盤に関する検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 68, No. 2, pp. I\_462-I\_467, 2012.
- 2) 地盤工学会編: 地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—, 第3編第7章 土の保水性試験, pp. 162-173, 2009.
- 3) 西村友良, 古関潤一: 加圧膜法で使用する微細多孔質膜の拡散スペクトル, 不飽和土研究会 平成20年度研究発表会(北海道大学), pp. 33-34, 2008.
- 4) 小島倫直, 宮崎毅: 湾曲キャピラリーバリアの限界長に関する研究, 農業土木学会論文集, No. 232, pp. 51-58, 2004.
- 5) 森井俊広, 竹下祐二, 井上光弘, 松本智: キャピラリー・バリア地盤における雨水浸潤挙動の現地計測と限界長の評価, 農業土木学会論文集, No. 263, pp. 91-97, 2009.
- 6) Steenhuis, T. and Parlange, J.-Y.: Comment on “The diversion capacity of capillary barriers” by Benjamin Ross, Water Resources Research, Vol. 27, No. 8, pp. 2155-2156, 1991.
- 7) 宮崎毅: 傾斜キャピラリーバリアの限界長に関する研究, 農業土木学会論文集, No. 179, pp. 49-56, 1995.
- 8) 小林薫, 中房悟, 西村友良, 森井俊広: 水産系副産物(貝殻)の保水性に着目した土質代替材への利用に向けた基礎的研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 67, No. 2, pp. I\_382-I\_387, 2011.
- 9) 地盤工学会編: 地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—, 第5編第2章 突固めによる土の締固め試験, pp. 373-375, 2009.
- 10) van Genuchten, M. Th.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Society of American Journal, 44, pp. 892-898, 1980.
- 11) Sillers, W. S., Fredlund, D. G. and Zakerzadeh, N.: Mathematical attributes of some soil-water characteristic curve models, Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 19, pp. 243-283, 2001.
- 12) 地盤工学会編: 地盤材料試験の方法と解説—二分冊の2—, 第7編第3章 土の三軸試験, pp. 579-583, 2009.
- 13) 地盤工学会編: 地盤材料試験の方法と解説—二分冊の2—, 第7編第4章 土の一面せん断試験, pp. 666-671, 2009.
- 14) 地盤工学会編: 地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—, 第6編第2章 土の透水試験, pp. 449-452, 2009.
- 15) 地盤工学会編: 地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—, 第6編第2章 土の透水試験, pp. 525-526, 2009.

- 16) 地盤工学会編：地盤材料試験の方法と解説―二分冊の1―，第6編第3章 土の段階載荷による圧密試験，pp. 462-468，2009.
- 17) 小林薫，中房悟，松元和伸，小林延房，森井俊広，阪 絵梨子：ホタテ貝殻の強度特性と粒子破碎に関する基礎的研究，とびしま技報，No. 62，pp. 75-76，2013.

## 第6章 大型土槽実験によるキャピラリーバリア限界長とその推定式の適用性

### 6. 1 概 説

本章では、盛土式L3 廃棄物処分施設（図 2.4.1）の技術的課題を述べた「第1章 1. 3 盛土式L3 廃棄物施設の構造評価および底部排水層の選定と課題について（2）盛土式L3 廃棄物施設の底部排水層の選定と選定した底部排水層の課題」の中で、底部排水層にCB（キャピラリーバリア）を用いる場合の課題③について検討を行う。

課題③「CBを設計するには、側方への排水量をCB限界長推定式から求める必要があるが、既往の限界長推定式は実規模CBでも適用性があるのかを大型土層実験を用いて確認する必要がある。また、砂混入防止対策が必要な場合には、砂混入防止CBの限界長を大型土槽実験で求めることおよび、得られた限界長は既往の限界長推定式に適合するのかが確認する必要がある。」

第5章では、CB上部の砂層が下部の礫層の間隙に混入することを防止する対策として、礫層の代替材に破碎（ホタテの）貝殻を用いることが有効であることを見出した。

本章では第5章で見出した砂混入防止対策CBについて、大型土槽実験で排水性能と限界長を求めると共に、既往のCB限界長推定式に適合するかを検討<sup>1)</sup>する。

## 6. 2 大型土槽実験による破碎貝殻を用いたCB（キャピラリーバリア）の排水性能と限界長

砂混入防止対策として、礫材の代替材に破碎貝殻を用いたCBの排水性能と限界長を大型土槽実験を用いて実測するとともに、実験で得られた限界長と既往のCB限界長推定式を比較し、限界長推定式の適用性について検討する。

### 6. 2. 1 破碎貝殻を用いたCB（キャピラリーバリア）の大型土槽実験

大型土槽実験に用いた試料，実験装置，実験方法，実験ケースと実験条件，実験結果を以下に示す。

#### (1) 大型土槽実験に用いた試料

破碎貝殻については，第5章の表5.3.2の保水試験で用いた試料②（試料SA：破碎貝殻の全粒径），試料⑤（試料SB：0.25mm以下の破碎貝殻粒子除去）と硅砂6号（試料SC）である。各々の試料に関する土質試験結果と粒径加積曲線は表6.2.1と図6.2.1に示す。

表6.2.1 大型土槽実験に用いた試料の材料特性

項目	単位	試料名			
		試料SA	試料SB	試料SC	
試料の種類	—	ホタテ貝	ホタテ貝	硅砂6号	
粒子密度 $\rho_s$	g/cm <sup>3</sup>	2.671	2.671	2.701	
自然含水比 $W_n$	%	0.3	0.3	0.8	
粒度	最大粒径	mm	19.00	26.50	0.45
	均等係数 $U_c$		14.00	5.62	1.74
	曲率係数 $U_c'$		1.480	1.060	0.938
	50%粒径 $D_{50}$	mm	2.340	2.700	0.194
最小間隙比 $e_{min}$		0.763	0.985	0.672	
最大間隙比 $e_{max}$		1.463	1.532	1.055	
供試体の乾燥密度 $\rho_d$	g/cm <sup>3</sup>	1.321	1.245	1.334	
供試体の透水係数 $K_s$	cm/s	$1.82 \times 10^{-1}$	$7.22 \times 10^{-1}$	$1.31 \times 10^{-2}$	

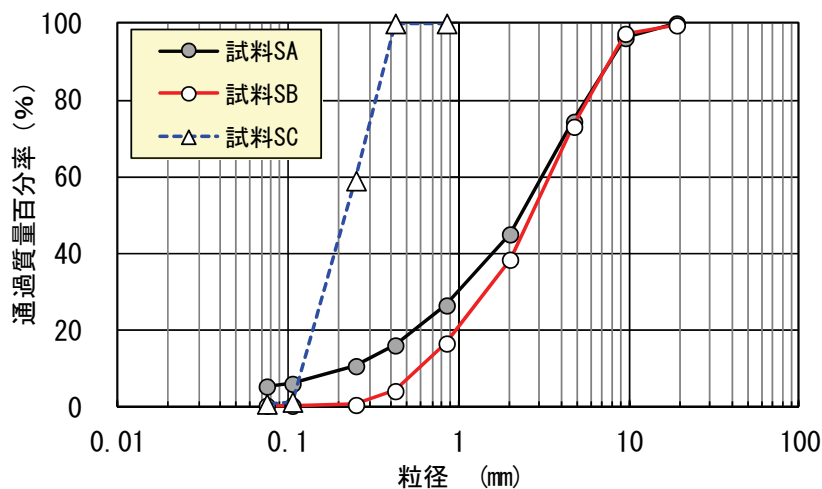


図6.2.1 大型土槽実験に用いた試料の粒径加積曲線



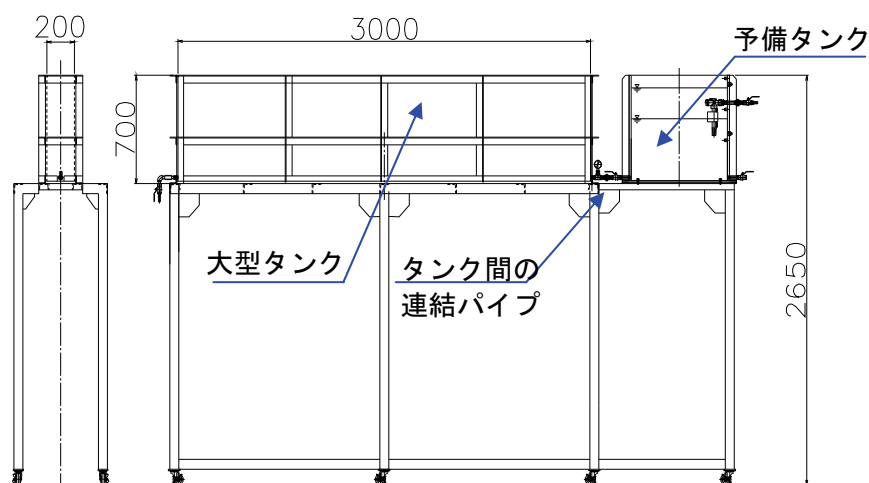
## (2) 実験装置

図6.2.2，図6.2.3および図6.2.4に実験に用いた大型土槽と散水装置の概要と外観を示す。大型土槽の大きさは、高さ50cm，奥行き20cm，幅300cmである。土槽の底面部には、高さ3cmの仕切板（図6.2.5参照）を10cm 間隔に設け、ブレークスルーが生じた位置を細かく把握でき、CB限界長を正確に測定できるようにした。

したがって、CB限界長は、10cm単位で測定できることになる。また、土槽底面からの流出水量も10cm間隔に測定できる。各流出水を、スムーズに外部に排出させるため、図6.2.6に示すように流出口の反対側の土槽縁を2 mm 上げて底版に勾配をつけている。大型土槽下流部の最下端には、幅10cm の排水引き込み部を設けている（図6.2.10の丸囲み参照）。この引き込み部は、砂層のみを通過し流下した水をスムーズに排水させる役割を有する。

大型土槽の上部には、散水装置として大型タンク（大きさ；高さ70cm，奥行き20cm，幅300cm）の下面に図6.2.3に示す工業用注射針（内径0.3mm）を50mm間隔で配置し、土層表面に散水を直接与える方式を採用した。散水強度は、水道水を用いて水位制御用フロートを備えた予備タンク付の大型タンク内の水位を所定の高さに保つことで制御した。事前の散水強度と大型タンクの貯留水位の関係を求め、実験時の散水強度に対する大型タンク内の貯留水位を設定した。加えて、長さ300cmにおける各区間散水量の均一性については、散水強度（初期設定状態の5，12 および24 mm/h）と図6.2.7 (a) に示した散水装置の区間長さ（100，150，200 および300cm）を適宜組合せながら、時間散水量（散水強度）を各3 回測定した（図6.2.7 (b)）。

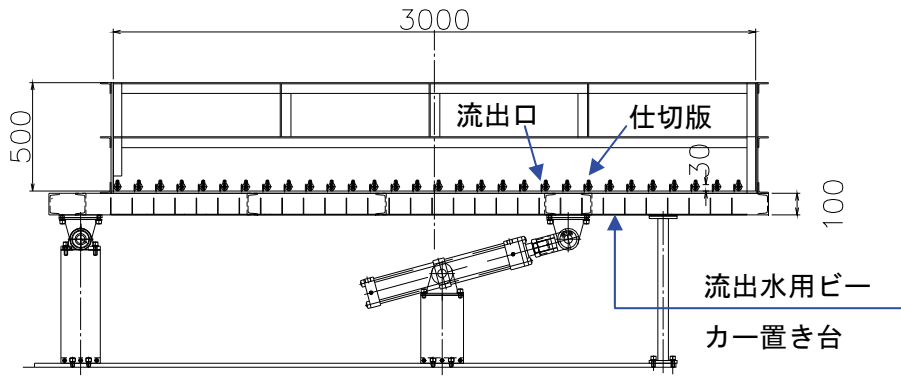
その結果、各区間の散水量のバラツキは最大で2.3%であった。また、実験開始時に、細かい気泡が注射針内に入り込み水が出ない状況があった。その場合には、注射針内に入り込んでいる気泡を極細針等で個々に取り除いた。また、実験を開始する前には、全注射針を極細針で清掃し、区間散水量や散水強度に変動が生じないように配慮した。



(a) 散水装置の正面（左図）と側面（右図）

単位：cm

図6.2.2 大型実験土槽と散水装置の概要



(b) 大型実験土槽の側面図

単位: cm

図6.2.2 大型実験土槽と散水装置の概要

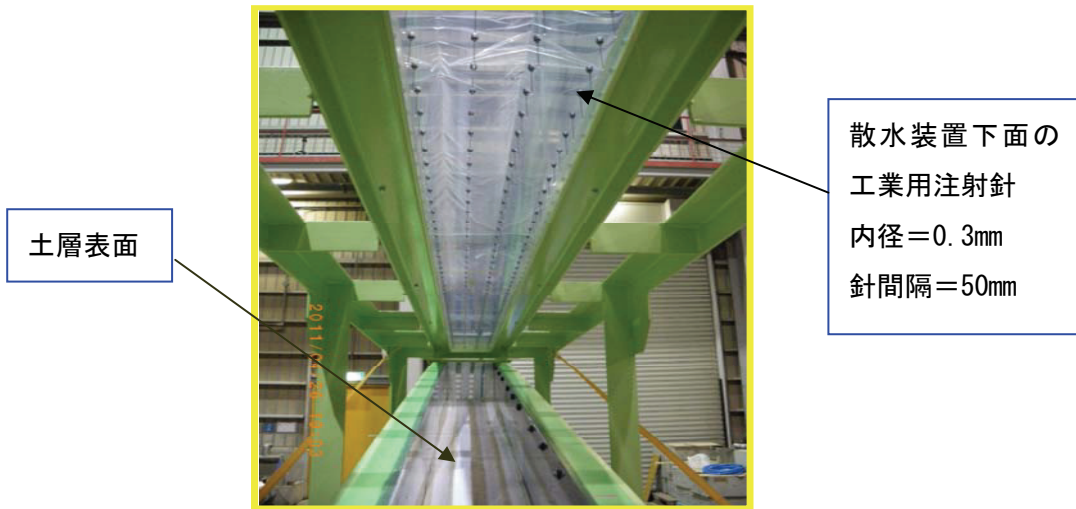


図6.2.3 散水装置の下面と土層表面

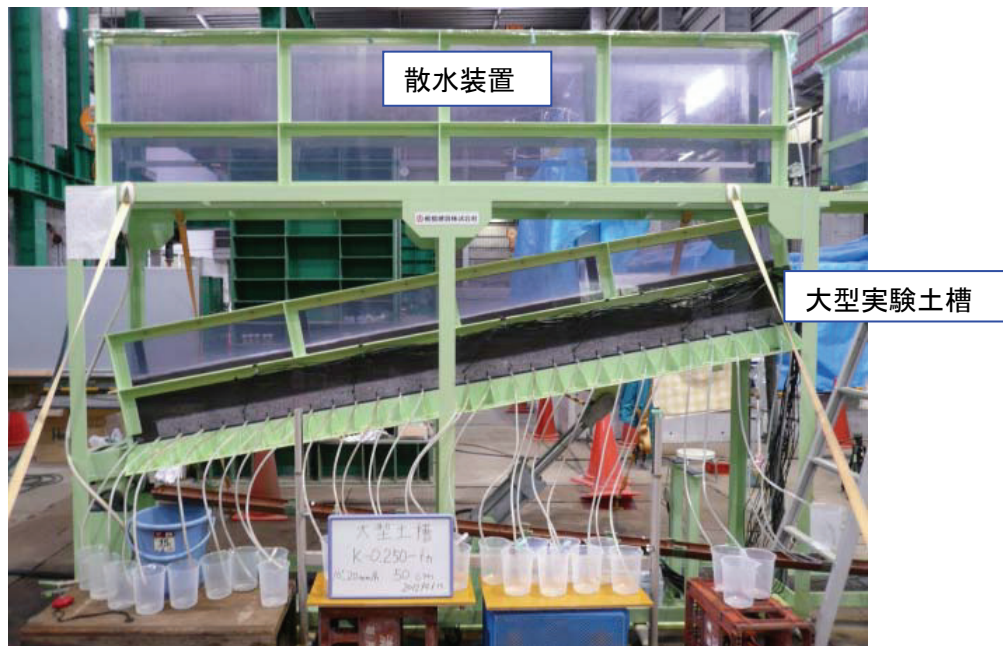


図6.2.4 大型実験土槽と散水装置の外観



図 6.2.5 大型実験土層内の破碎した貝殻の敷設状況

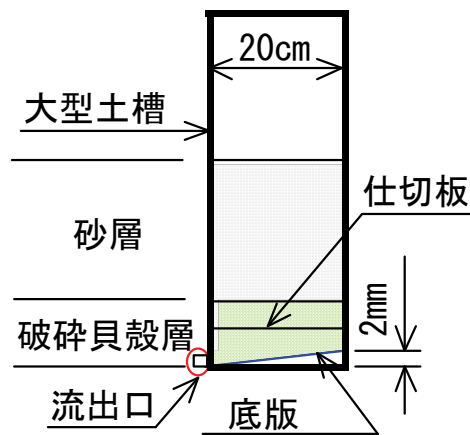
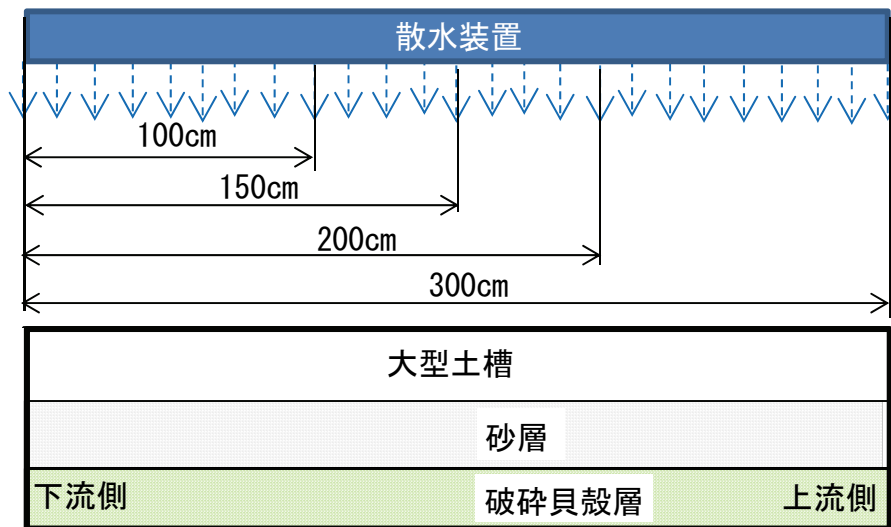
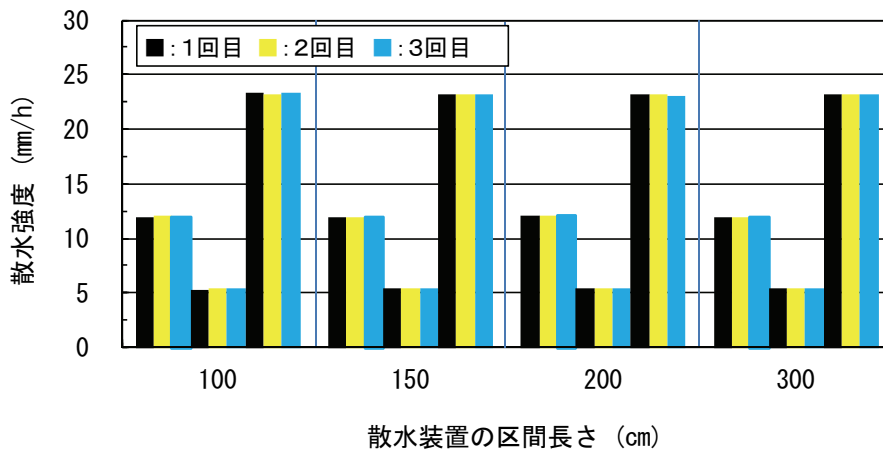


図 6.2.6 大型実験土槽底版の傾斜勾配



(a) 散水強度のキャリブレーションにおける区間長さ

図 6.2.7 散水装置のキャリブレーション



(b) 区間長さごとの散水強度のキャリブレーション結果

図 6.2.7 散水装置のキャリブレーション

### (3) 実験方法

試料SC (表6.2.1) は、110℃に設定した乾燥炉で24 時間乾燥した後、常温になるのを待つて霧吹きで水を加えながら、含水比を事前に実施した締固め試験より得られた最適含水比 (12%程度) に調整した。含水比調整した試料は、水をなじませるために24時間静置した。その際には、表面にビニールを被せて蒸発を防いだ。24時間静置後、実験用土層を作製する前に含水比を測定した。

また、試料SA (表6.2.1) と試料SB (表6.2.1) は、80℃の乾燥炉で24時間乾燥させた後、自然大気中に1日放置したもの (含水比0.3 %程度) を使用した。

大型実験土槽への破碎貝殻の充填は、所定の乾燥密度になるように、質量を測定した試料を土槽に投入後、木製の突き固め板 (5cm×5cm) で破碎貝殻層全面を静的に締固めて75mm厚に仕上げた。正確な限界長を測定するには、本来はこの破碎貝殻層の厚さを仕切板の高さに一致させて30mmとすべきである。

しかし、各仕切板間で締固めの状態を同じにすることが難しくなり、かつ、層境界面に仕切板上端縁による不連続面が複数箇所できることになる。このため、確実な層境界面を造成すること、かつ、破碎貝殻層の締固め状態を土層の長さ方向に出来る限り均一にすることを優先的に考えて、層厚を仕切板の高さを越えて75mmとした。仮に、仕切板の取付け位置に一致してブレイクスルーが起きたとしても、その後下層への流れは鉛直方向となるため、限界長を無理なく測定できるものと判断した。

破碎貝殻層を締固めた後、上面を平滑に仕上げた上で土壤水分センサー (EC5, 図 6.2.8 (a)) をプローブ中心部が土槽幅の中央になるように埋設した。各センサーの埋設は、締固めた破碎貝殻層を乱さないように溝堀を行った上で設置し、センサー周りに空隙を残さないように注意しながら破碎貝殻を埋め戻した。

その後、破碎貝殻層の上面を平滑に仕上げ、大型土槽上端面を基準にして、土層上面までの距離をものさしで測ることで密度管理のための層厚を求めた。層厚の測定は、土層上面を縦横10cm間隔で実施した。

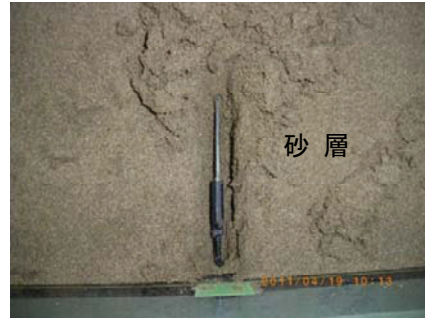
なお、本実験では砂層と破碎貝殻層の境界に不織布<sup>2)</sup>は設置していない。

次に、砂層は前記の含水比調整した試料SCを用いて、厚さ5cm、4層で所定の乾燥密度（締固め度 $D_c=90\%$ に設定）になるように、質量を測定した試料SCを大型土槽に投入後、破碎貝殻と同様に手製の突き固め板（5cm×5cm）で所定の5cm高さにゆっくりと静的に締固めた。下層から3層分は、各層毎に砂層を乱さないようにして溝堀りを行い、土壤水分センサーを設置し、周りに空隙を残さないように注意しながら埋め戻した（図6.2.8 (a), (b) 参照）。砂層の上面を平滑に仕上げ、破碎貝殻層と同様に密度管理のために縦横10cm間隔で各層厚を測定した。図6.2.10には、埋設した土壤水分センサーの配置と土壤水分センサーの番号を示す。

なお、土層作製時に砂層の上面は、その上部に作製する砂層との密着性を向上させることと水みちを発生させないために目荒らしを施した。この作業を各層毎に繰り返して、20cm厚（5cm/層；4層仕上げ）の砂層を作製した。最後に、散水装置から落ちる水滴による土層表面の洗掘防止のため、砂層上面に透水性の良いガーゼを敷いた。

土層完成後は、油圧ジャッキにより大型土槽（破碎貝殻と砂材の境界面）の傾斜角度の調整を行うと共に、土層からの水分蒸発を防ぐために、土層上面をビニールシートでカバーして2時間以上静置した。その際には、埋設した土壤水分センサーの値が一定値に落ち着いていることを確認した。土壤水分センサーの値が、一定値に落ち着いていないと判断される場合には、更に静置時間を延長し土壤水分センサーの値が一定値に落ち着くのを待って実験を開始した。また、土壤水分センサーによる体積含水率の経時変化は、センサー設置から一連の実験が終了するまで、1分間隔（連続的）で測定した。

各実験における底面部からの流出水量の分布とCB限界長の測定は、総流出水量が総供給水量と同量になったこと（定常）を確認した後に実施した。各流出口からの流出水量を1リットルビーカーで受け、10分間の流出水量を3回繰り返し測定した。流出水量分布の測定完了後、各流出口からの流出水の状況を目視観察し、CB限界長を測定した後に実験を終了した。実験終了後は、破碎貝殻と砂層の全土層厚さを実験開始前に実施した要領で測定した。その結果、実験終了時の全土層厚さ（密度）の変化は、最大で1~2mm（全土層厚27.5cmに対する高さの変化量は1%未満）であった。なお、後に述べる実験ケース1および2共に土層解体時には、上部の砂材が下部破碎貝殻層の間隙に混入していないか注意深く目視観察した（図6.2.9）。その結果、砂材の下部破碎貝殻層への混入は土槽側面だけではなく、土層中央部についてもまったく無いことを確認できた。



(a) 土壌水分センサー

(b) 砂層への設置状況

図 6.2.8 土壌水分センサー (EC5) と設置状況

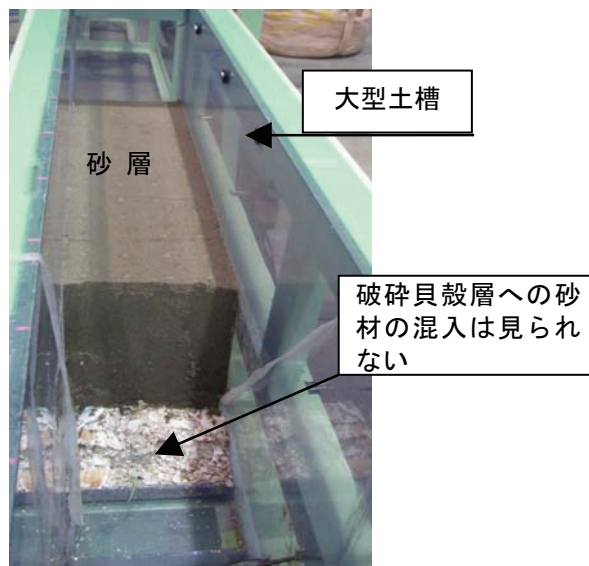


図 6.2.9 一連の実験終了後の土層解体時における破碎貝殻層への砂混入の状況確認(ケース1)

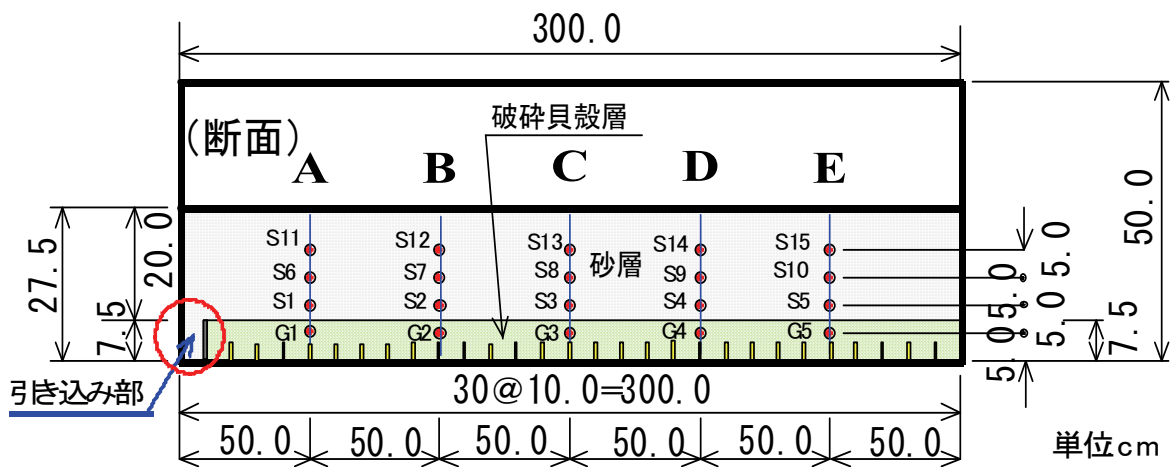


図 6.2.10 土壌水分センサーの配置とセンサー番号図

#### (4) 実験ケースと実験条件

大型土槽を用いた実験は、表6.2.2に示す実験ケースについて実施した。本実験では、土層完成後に散水強度と土槽（層境界面）の傾斜角度を順次切り替えて、一連の実験を連続的に実施した。また、実験結果の再現性を確認するため、同一実験条件下で複数回の実験を繰り返し実施した。

表6.2.2 実験ケースと実験条件

実験ケース	破砕貝殻の種類	砂材の種類	土槽の傾斜角度 (°)	散水強度 (mm/h)	継続時間 (min)	
ケース 1	試料SA	試料SC	①	5.0	5	1,660
			②	5.0	10	1,795
			③	5.0	20	1,280
			④	10.0	5	534
			⑤	10.0	10	1,501
			⑥	10.0	20	2,356
			⑦	2.5	5	9,975
			⑧	10.0	10	1,957
			⑨	10.0	20	1,098
			⑩	10.0	10	1,330
			⑪	10.0	5	1,430
ケース 2	試料SB	試料SC	①	5.0	5	1,740
			②	5.0	10	1,190
			③	10.0	5	1,425
			④	10.0	10	445
			⑤	10.0	20	1,280
			⑥	5.0	20	536
			⑦	2.5	5	1,525

#### (5) 破砕貝殻を用いたCBの大型土槽実験結果

実験結果を以下に示す。なお、(4) 実験条件下では土層表面に散水した水は、全て土層内に浸透し、表面流出水はまったくなかった。このことから、定常時においては、底面部からの総流出水量と総散水量が一致することになる。

##### 1) 体積含水率 ( $\theta$ ) の変化

ケース1およびケース2について、実験開始から一連の実験終了まで、図6.2.10の断面C（大型土槽の中央部）における体積含水率の経時変化を図6.2.11 (a), (b) に示す。

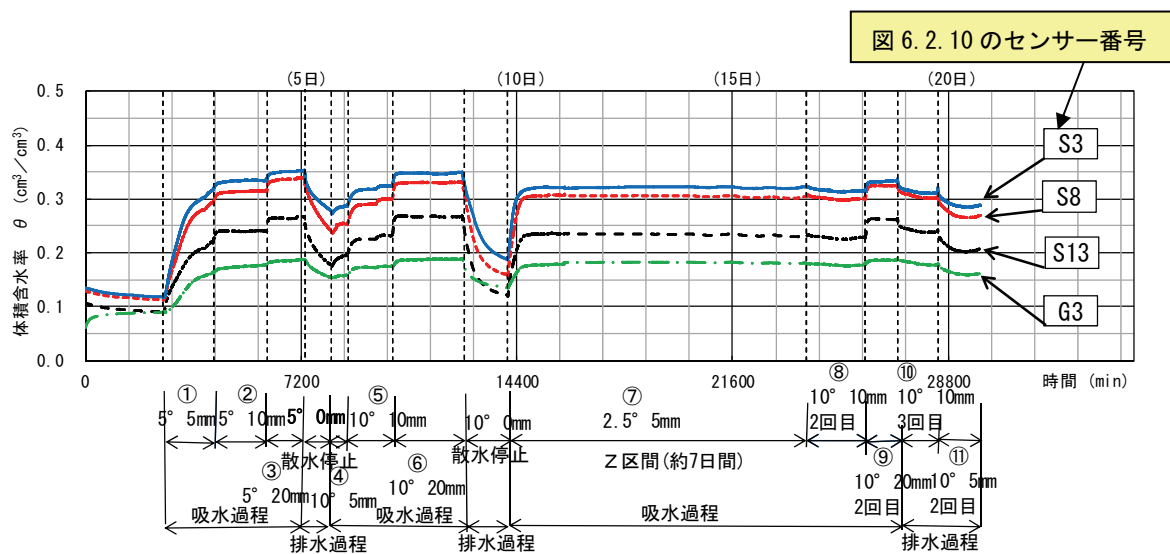
断面Cの砂層下部に位置する土壤水分センサーほど体積含水率が高く（センサー番号 S3>S8>S13）、砂層の密度が一定であり、下部ほど飽和度が高くなっていることがわかる。加えて、体積含水率は、散水強度が強くなるほど大きくなり、逆に散水停止時を含めて散水強度が弱くなると小さくなる。一方、破砕貝殻に埋設した土壤水分センサー（センサー番号G3）は、ブレークスルーの有無に関わらず、散水開始後の砂層の体積含水率の経時変化と類似した挙動に、破砕貝殻のSWCCは、一般的な礫材のSWCC（水分特性曲線）と異なり、保水性が高いことに起因していると推察される。後述するが破砕貝殻の体積含水率が水強度の変化と共に連動しても、CB限界長には有意な影響を及ぼすことはなかった。

また、ケース1の⑦では、土槽の傾斜角度 $2.5^\circ$ 、散水強度 $5\text{mm/h}$ の一定条件の基で、約7日間散水を継続させた。その結果、体積含水率の挙動（経時変化）は、図6.2.11 (a)の中央付近にあるZ区間に示すように、砂層および破碎貝殻層共に一定の値を示している。

CBは、長期間の散水時でも安定していることがわかる。加えて、CB限界長については、約7日間の連続散水後でも変動しなかった。また、本実験では、土槽の傾斜角度と散水強度を連続的に変化させて実施しているが、ケース1の散水開始から一連の実験終了まで（約21日間）で、同一の傾斜角度および散水強度であれば、体積含水率の値はほぼ同値が得られた。

さらに、ケース1では、CB限界長などの再現性を確認するために、土槽の傾斜角度 $10^\circ$ 、散水強度 $5\text{mm/h}$ 、 $10\text{mm/h}$ と $20\text{mm/h}$ については、各々2回、3回および2回同一条件での実験を実施した。その結果、例えば、図6.2.11 (a)のセンサー番号S13における定常時の体積含水率は、傾斜角度 $10^\circ$ 、散水強度 $5\text{mm/h}$ では2回とも $0.20$ 程度、散水強度 $10\text{mm/h}$ では3回とも $0.23$ 程度、散水強度 $20\text{mm/h}$ では2回とも $0.26$ 程度であった。同一条件で実施した実験における定常時の体積含水率は、定常状態に達する前の土層中の保水状態が異なり、排水過程（高含水比から低含水比に変化する過程）や吸水過程（低含水比から高含水比に変化する過程）であってもほとんど差がないことを確認した。この傾向は、図6.2.11 (b)に示すようにケース2でも類似の傾向を示した。

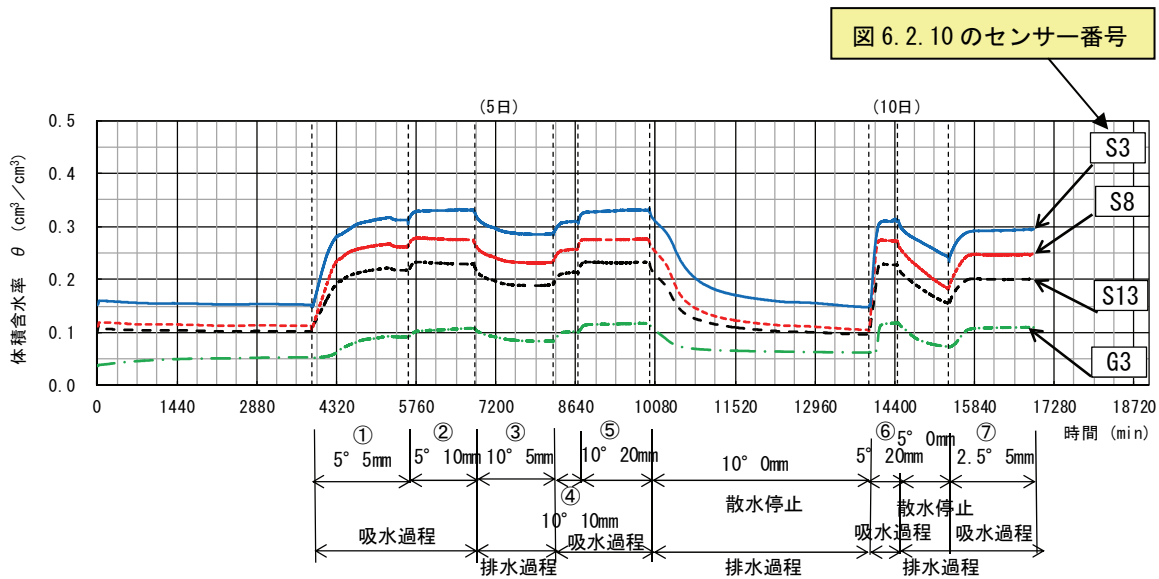
以上より、長時間にわたり一定の散水強度を与えた場合、CB内の土壌水分は一定値のままで変動することもなく安定した挙動を示した。加えて、21日間にわたり乾湿繰り返しを与えたが、CB内の体積含水率も増減を繰り返し、同一条件下で得られる体積含水率の値はほぼ同値が得られ、21日間の乾湿繰り返しに対して体積含水率には再現性があった。したがって、長期間の散水時（降雨時）および乾湿繰り返し時でも、破碎貝殻を用いたCBは安定した機能を発揮したものと考えられる。



(a) ケース1（試料SA，図6.2.10のC断面における測定値）

図6.2.11 実験開始から一連の実験終了までの土層中の体積含水率の経時変化





(b) ケース 2 (試料 SB, 図 6.2.10 の C 断面における測定値)

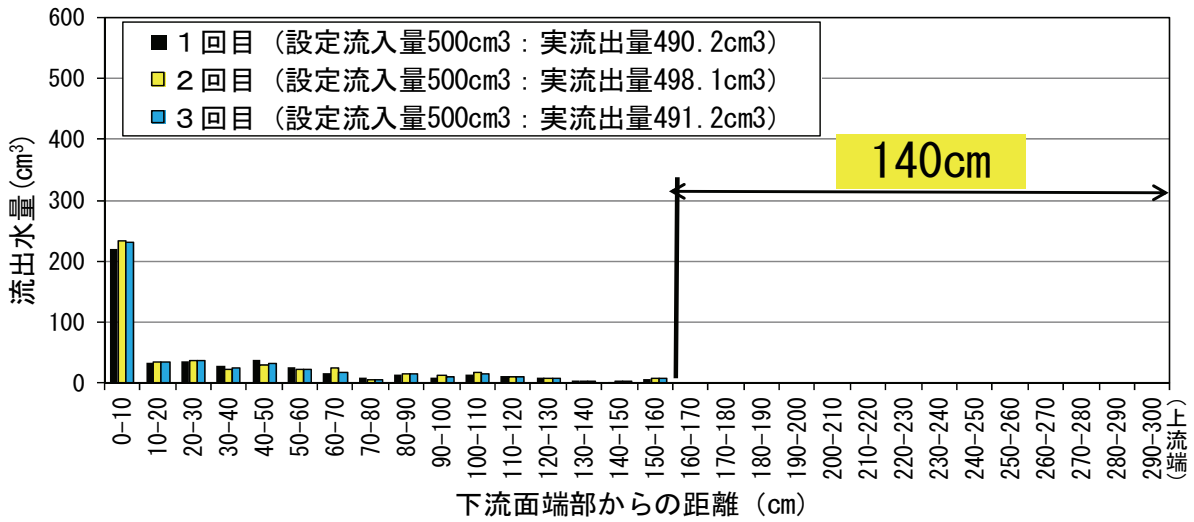
図 6.2.11 実験開始から一連の実験終了までの土層中の体積含水率の経時変化

## 2) 底面部からの流出水量および流出水量分布の特性

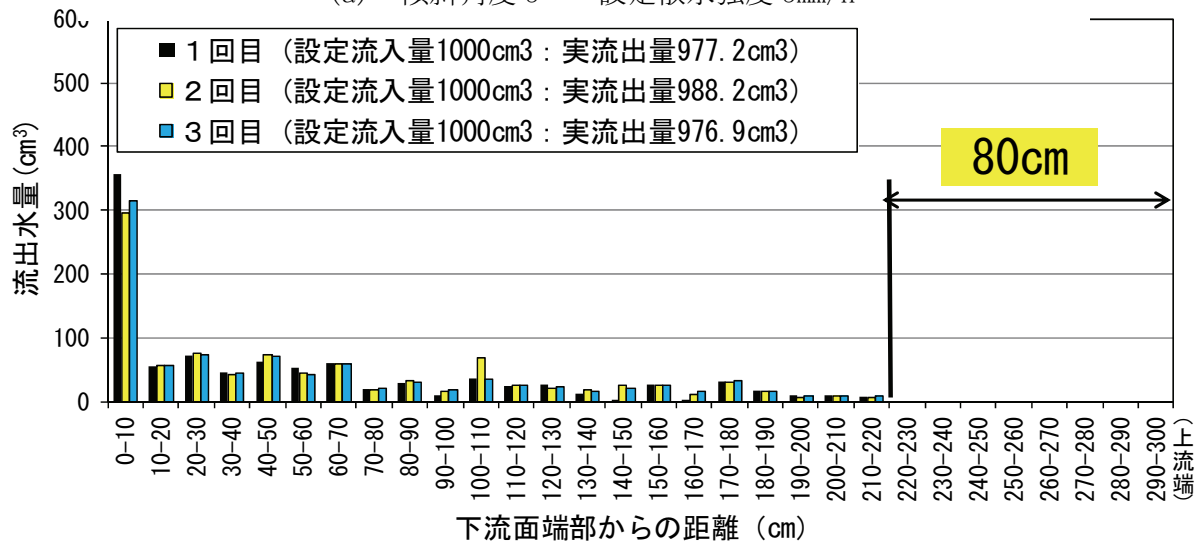
実験条件ごとの定常時における流出水量と流出水量分布を図6.2.12 (a) ~ (k) に示す。横軸は、各流出口の土槽下流端からの距離を示し、数値が大きい方が上流側である。

各図より、定常時において流出水が認められる流出口の箇所数は、土槽の傾斜角度が小さくなるほど、散水強度が強くなるほど多くなることが分かる。また、底面部からの流出水量については、土槽下流部の引き込み部の流出水量が多傾向が見受けられる。しかし、下流端から遠ざかるほど、流出水量が全体的に少なくなっているものの、その減少傾向には規則性はない。これは、散水強度、砂材密度（充填）の不均一性や破碎貝殻層の上面の平滑仕上げについては、事前に確認しているため、図6.2.5に示すように破碎貝殻層の内部において、局所的に貝殻粒子の詰まり方が異なる（粒度組成が異なる）ことが、破碎貝殻層内での偏り流れが生ずる要因の1つと推察される。

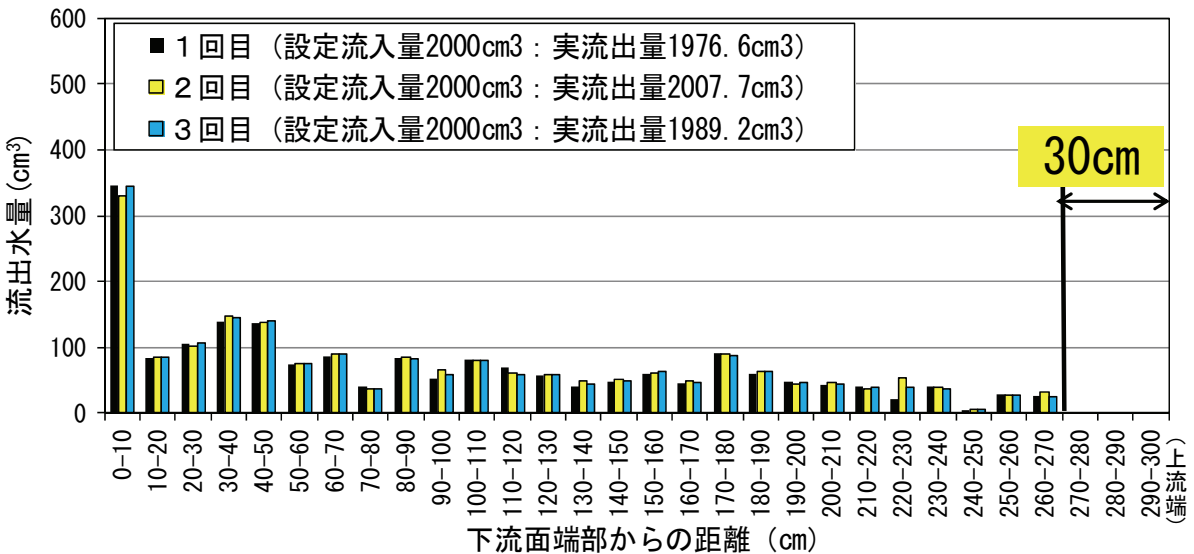
また、実験条件ごとの定常時の流出水量分布については、図6.2.12 (a) ~ (k) に示すように、時間をずらして流出水量を全て3回測定したが、ほぼ同じ流出水量分布が得られた。複数回測定した流出水量分布に再現性が見受けられることから、一度生じた破碎貝殻層内の偏り流れは散水条件等に変化がなければ、そのまま拡大・縮小せずに安定した状態を維持しているものと考えられる。



(a) 傾斜角度 5° 設定散水強度 5mm/h

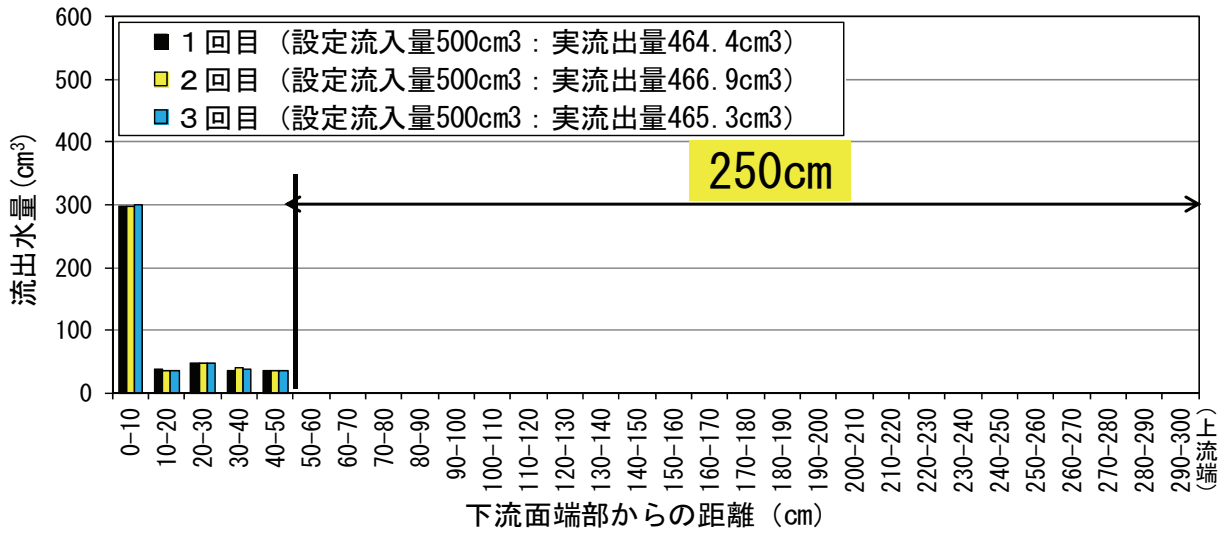


(b) 傾斜角度 5° 設定散水強度 10mm/h

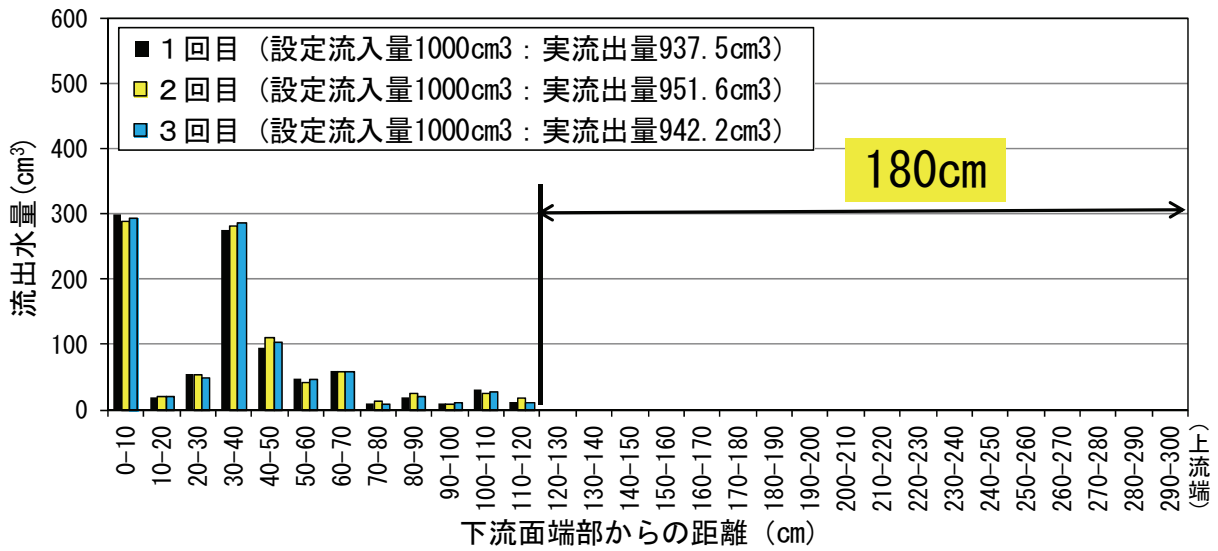


(c) 傾斜角度 5° 設定散水強度 20mm/h

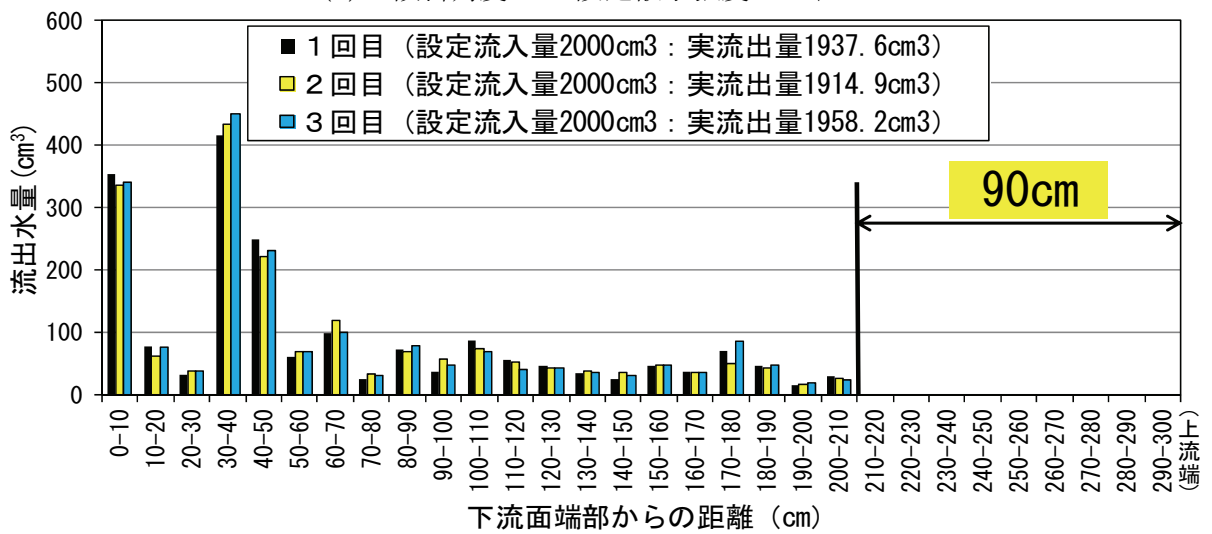
図 6.2.12 底面からの流出水量および流出水量分布と上流端から一番近いブレイクスルーした位置までの距離 (ケース 1)



(d) 傾斜角度 10° 設定散水強度 5mm/h

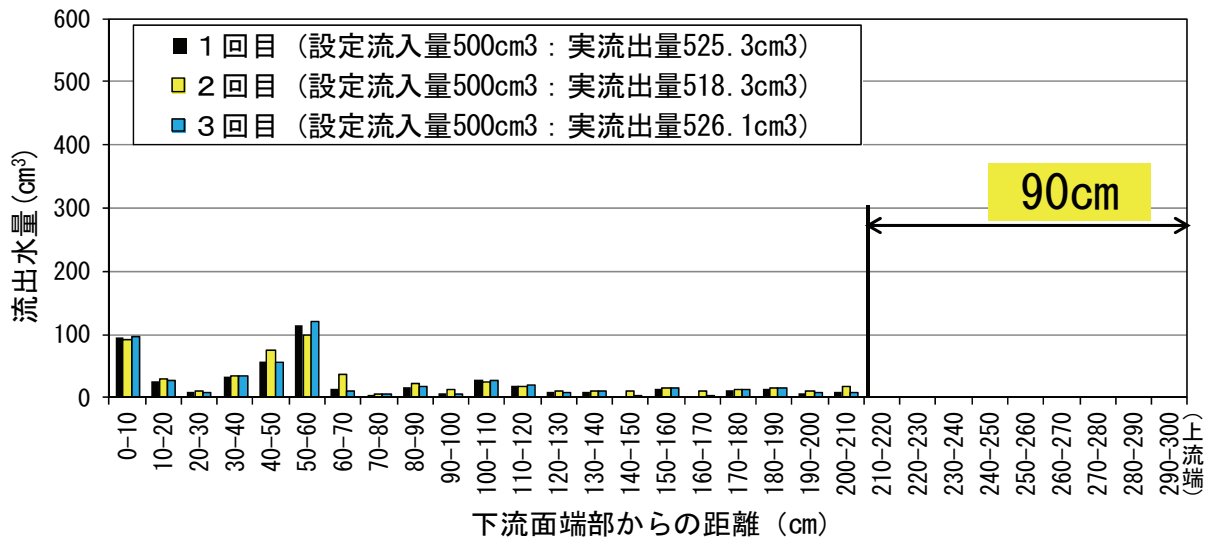


(e) 傾斜角度 10° 設定散水強度 10mm/h

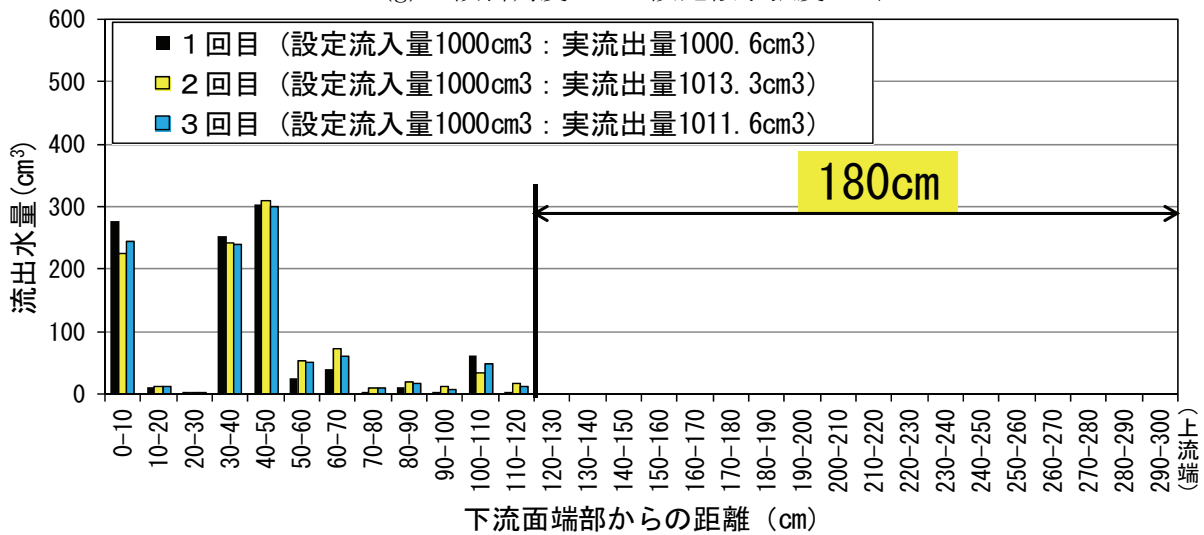


(f) 傾斜角度 10° 設定散水強度 20mm/h

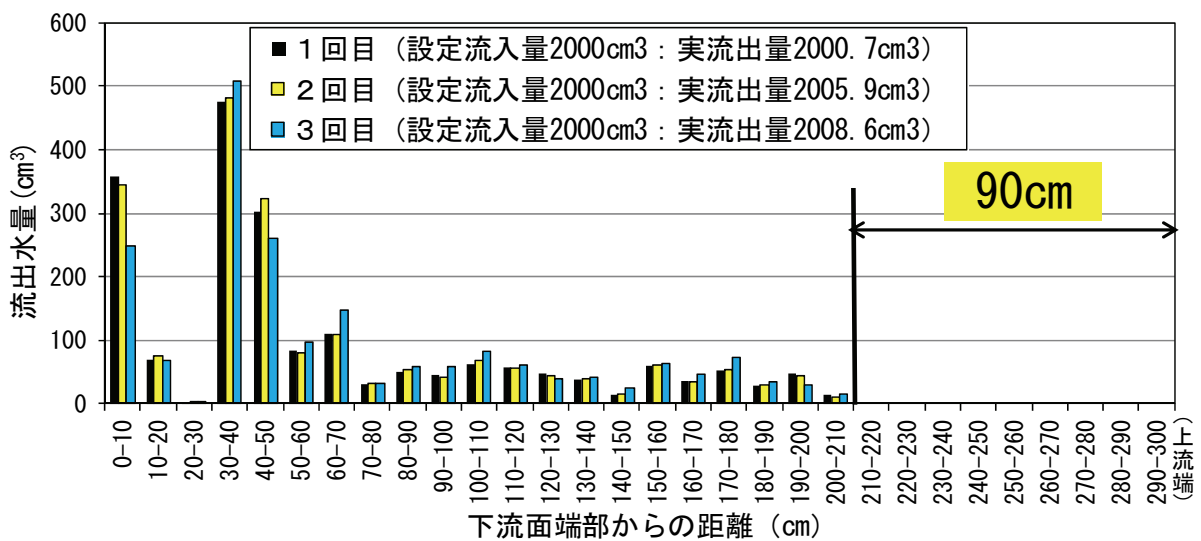
図 6.2.12 底面部からの流出水量および流出水量分布と上流端から一番近いブレイクスルーした位置までの距離 (ケース 1)



(g) 傾斜角度 2.5° 設定散水強度 5mm/h

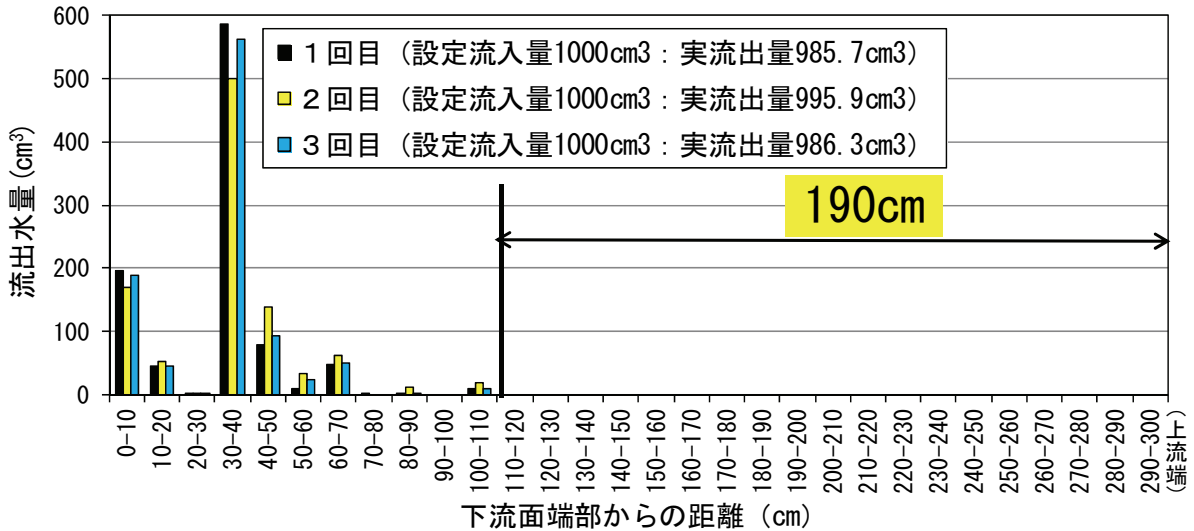


(h) 傾斜角度 10° 設定散水強度 10mm/h (2回目)

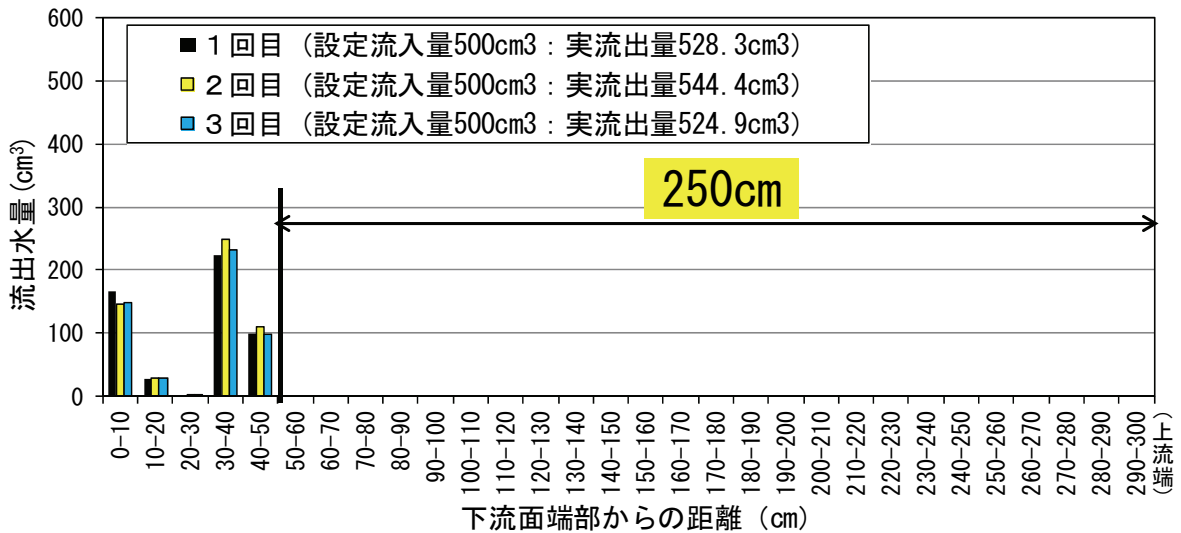


(i) 傾斜角度 10° 設定散水強度 20 mm/h (2回目)

図 6.2.12 底部からの流出水量および流出水量分布と上流端から一番近いブレークスルーした位置までの距離 (ケース 1)



(j) 傾斜角度 10° 設定散水強度 10 mm/h (3 回目)



(k) 傾斜角度 10° 設定散水強度 5 mm/h (2 回目)

図 6. 2. 12 底面部からの流出水量および流出水量分布と上流端から一番近いブレイクスルーした位置までの距離 (ケース 1)

### 3) CB限界長

図6. 2. 12 (a) ~ (k) に、土槽の最上流部より一番近い場所でブレイクスルーが生じた位置までの各距離を示すと共に、土槽の傾斜角度を基に、角度補正を行い水平距離に換算した各CB限界長を表6. 2. 3と表6. 2. 4にまとめて示す。

大型土槽実験により得られたCB限界長は、散水強度、土槽（層境界面）の傾斜角度の影響を大きく受け、Steenhuis ら<sup>3)</sup>の推定式 (6. 2. 1) の関数形から分かるように、散水強度が弱いほど、また土槽（層境界面）の傾斜角度が大きいほど、長くなる傾向にある。表6. 2. 3のケース1と表6. 2. 4のケース2では、下層に、それぞれ、試料SAとSBを使っており、図6. 2. 13 (図5. 3. 7の試料② (=試料SA), 試料⑤ (=試料SB)) から共に $h_w \approx 0$  cmである

ことから、式(6.2.1)の考え方に従うと、本来ほぼ同程度の値になるべきである。

しかし、例えば、土槽（層境界面）の傾斜角度 $2.5^{\circ}$  および $5.0^{\circ}$  で散水強度 $5\text{mm/h}$ の実験結果を比較すると、ケース1とケース2でCB限界長の測定値に $30\sim 40\text{cm}$ の差が出ている。これには、おそらくCB限界長は $10\text{cm}$ 単位で測定する（例えば、ブレークスルーの位置が $170\text{cm}$ 以上 $\sim 180\text{cm}$ 未満は全て $170\text{cm}$ となる）ため、ケース1とケース2の比較では最大 $20\text{cm}$ の差が出る可能性があること、ならびに散水強度が小さく、地盤中を降下浸透するフラックスに土層の局所的な不均質性による選択流が起きやすくなる<sup>4)</sup>ことなどが要因となっていると考えられる。

これらのことから、CBの下層に粒度分布の異なる破砕貝殻（試料SAまたは試料SB）を用いても、同一実験条件であればCB限界長はほぼ同値が得られるものと考えられる。代表的なケース1では、CB限界長などの再現性を確認するために、土槽（層境界面）の傾斜角度 $10^{\circ}$ 、散水強度 $5\text{mm/h}$ 、 $10\text{mm/h}$ と $20\text{mm/h}$ について、各々2回、3回および2回同一条件で実験を行いCB限界長を求めた。その結果、土槽の傾斜角度 $10^{\circ}$ 、散水強度 $5\text{mm/h}$ の場合2回とも $246\text{cm}$ 、散水強度 $10\text{mm/h}$ では $177\text{cm}$ （2回）と $187\text{cm}$ 、さらに散水強度 $20\text{mm/h}$ では2回とも $89\text{cm}$ であった。同一実験条件で複数回測定したCB限界長は、ほぼ同値が得られ再現性があることを実験的に確認した。

表 6.2.3 実験ケース1のCB限界長（水平距離）

(単位: cm)

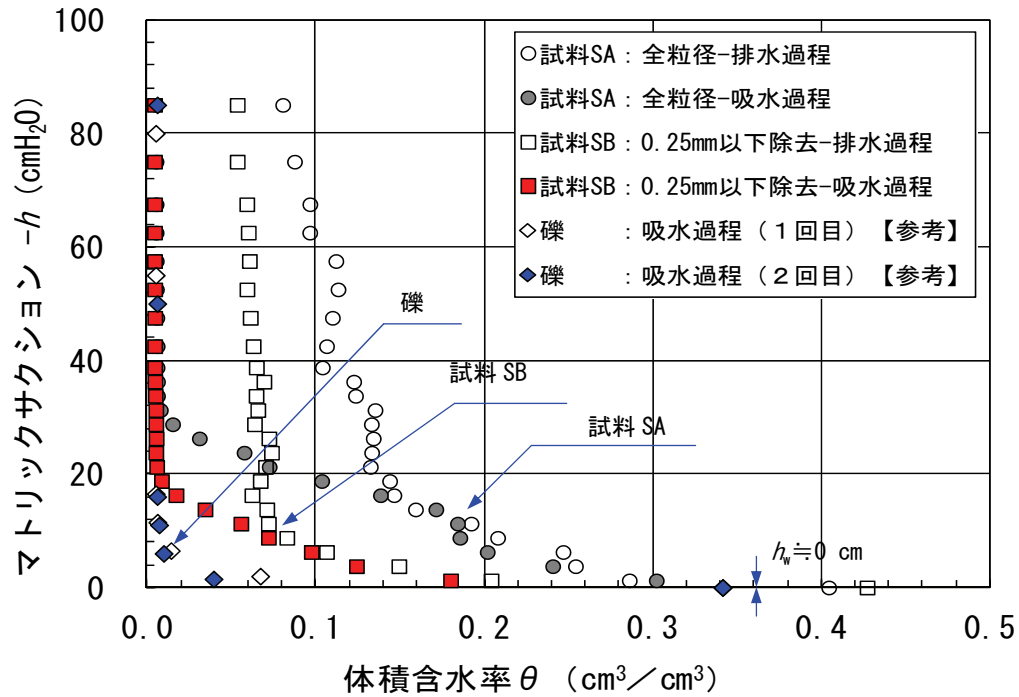
傾斜角度 ( $^{\circ}$ )		設定散水強度 (mm/h)		
		5	10	20
2.5		90	-	-
5.0		139	80	30
10.0	1回目	246	177	89
	2回目	246*	177	89
	3回目	-	187*	-

表 6.2.4 実験ケース2のCB限界長（水平距離）

(単位: cm)

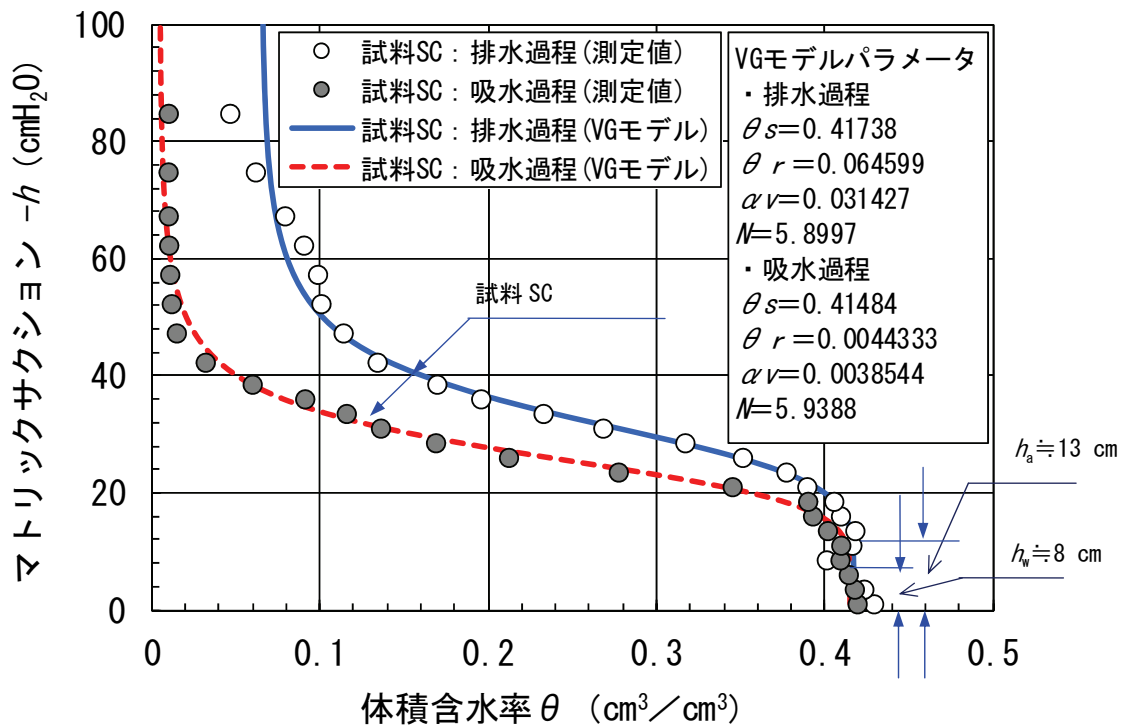
傾斜角度 ( $^{\circ}$ )		設定散水強度 (mm/h)		
		5	10	20
2.5		50	-	-
5.0		169	100	40
10.0		236*	148	98

注) 表 6.2.3 と表 6.2.4 における\*印は、排水過程における限界長を示す。



(a) 破碎貝殻（試料SA，試料SB）のSWCC

注) 試料 SA と試料 SB は図 4.3.7 の試料②，試料⑤で相対密度  $D_r=60\%$ 。



(b) 硅砂6号（試料SC）のSWCC

注) 試料SC（縮固め度 $D_c=90\%$ ）は，破碎貝殻と同じ一次元円筒装置で求めたSWCC。

図6.2.13 2種類の破碎貝殻と硅砂6号のSWCC

○Steenhuis ら<sup>3)</sup>のCB限界長推定式

地盤に浸透するフラックス（浸透量） $q$ が砂層の飽和透水係数 $K_s$ に比べて十分小さい場合のSteenhuis ら<sup>3)</sup>の推定式を（6.2.1）に示す.

$$L \leq \frac{K_s}{q} \tan \phi [\alpha^{-1} + (h_a - h_w)] \quad (6.2.1)$$

ここで,

$L$  : 限界長 (cm)

$q$  : 地盤に浸潤するフラックス [(降雨の)浸透量] (cm/s)

$K_s$  : 砂材の飽和透水係数 (cm/s)

$\phi$  : 砂層と礫層の境界面の傾斜角 (度)

$h_a$  : 砂材の空気侵入値 (cm)

$h_w$  : 礫材の水分侵入値 (cm)

$\alpha$  : 砂材の不飽和透水係数 $K$ を負の圧力水頭 $h$ の指数関数で近似した場合の係数 (cm<sup>-1</sup>)

式 (6.2.1) の  $\alpha$  は, 以下に示す式 (6.2.2) のように表される<sup>5)</sup>.

$$\begin{aligned} K &= K_s & h < h_a & ; \\ K &= K_s \times \exp[-\alpha(h - h_a)] & h \geq h_a \end{aligned} \quad (6.2.2)$$

$K$  : 砂材の不飽和透水係数 (cm/s)



### 6. 3 破碎貝殻を用いたCB（キャピラリーバリア）限界長推定式の適用性

大型土槽実験で求めた砂混入防止CB限界長と既往のCB限界長推定式に適合するのかを確認する。

#### 6. 3. 1 比較するCB（キャピラリーバリア）限界長推定式

CB限界長に関する推定式については、前述（「第1章 1. 4. 2 CBに関する既往の研究」参照）したように、小島ら<sup>6)</sup>、森井ら<sup>7)</sup>によるとSteenhuisら<sup>3)</sup>の推定式の予測精度が良いと結論していることから、Steenhuisら<sup>3)</sup>の推定式の適用性について検討する。

まずは、式(6.2.1)の $\alpha$ の値を算定する。

図6.2.13に示した(b)試料SC(硅砂6号)の排水過程におけるSWCCからvan Genuchten式<sup>8)</sup>（「第5章 5. 3 砂混入防止対策についての検討」参照）を用いてモデル化することにより不飽和透水係数 $K_r$ を推定し<sup>9)</sup>、これを式(6.2.2)にしたがい片対数（横軸に空気侵入値( $h_a = 13$  cm)を差し引いたマトリックサクション、縦軸に不飽和透水係数比  $K_r = K/K_s$ )でまとめると、図6.3.1のようになる。

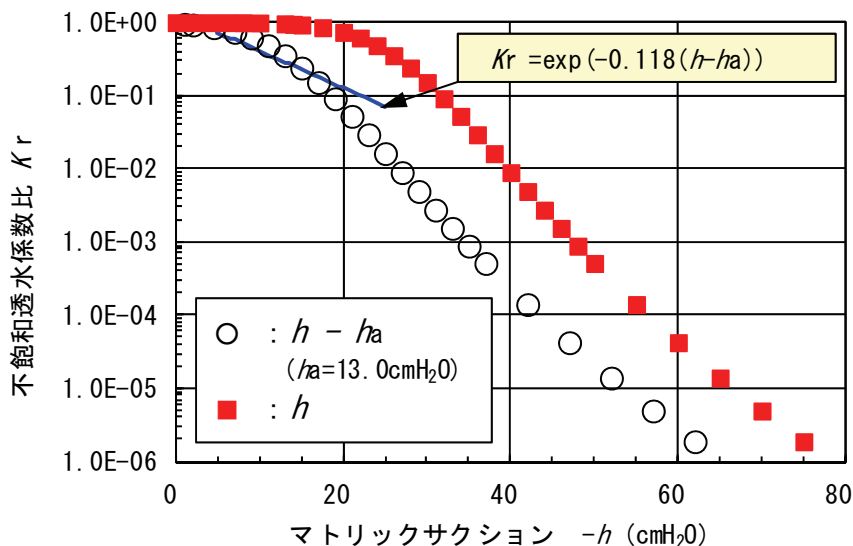


図 6.3.1 排水過程のSWCCからvan Genuchten式による砂材の不飽和透水係数比  $K_r$  とマトリックサクションの関係

破碎貝殻層へのブレイクスルーは、砂層が飽和状態に近い領域で発生する。このため、式(6.2.1)の $\alpha$ については飽和近傍の領域 ( $\leq 20$  cmH<sub>2</sub>O 程度) で求めることとすると、図中の回帰直線(実線)となり、試料SCの $\alpha$ は $0.118\text{cm}^{-1}$ である。Elrick and Reynolds<sup>10)</sup>は、土を大まかに分類した上で、中程度から細粒の砂やローム、粘土などの一般的な土では $\alpha$ は $0.12\text{cm}^{-1}$ 程度が適切であるとしており、今回得られた試料SCの $\alpha$ はほぼ適切な値が得られたものと考えられる。

以上より、Steenhuisら<sup>3)</sup>の推定式(6.2.1)を用いて各実験条件におけるCB限界長を算

定した。試料 SC の空気侵入値( $h_a$ )は図 6.2.13 (b) より 13 cm, 試料 SA および試料 SB (礫材の代替材としての破碎貝殻) の水分侵入値( $h_w$ )は共に, 図 6.2.13 (a) に示すように定量的な  $h_w$  値は得られなかったことから 1cm とした。飽和透水係数  $K_s$  は表 6.2.1 に示す値を用いた。

なお, 所定の散水強度を設定して実験を行ったが, 水の粘性が外気温の影響を受ける等により, タンク貯留水位が一定であっても散水強度がいくぶん変化した。このため, 推定式 (6.2.1) により CB 限界長を算定する場合に代入した散水強度は, 実験条件ごとに求めた実散水強度 (定常時の実流出水量) を用いた。

### 6.3.2 大型土槽実験で求めた砂混入防止 CB (キャピラリーバリア) 限界長とその推定値の比較結果

図6.3.2に, CB 限界長の測定値と前述したSteenhuisら<sup>3)</sup>の推定式 (6.2.1) により求めた推定値を比較した結果を示す。

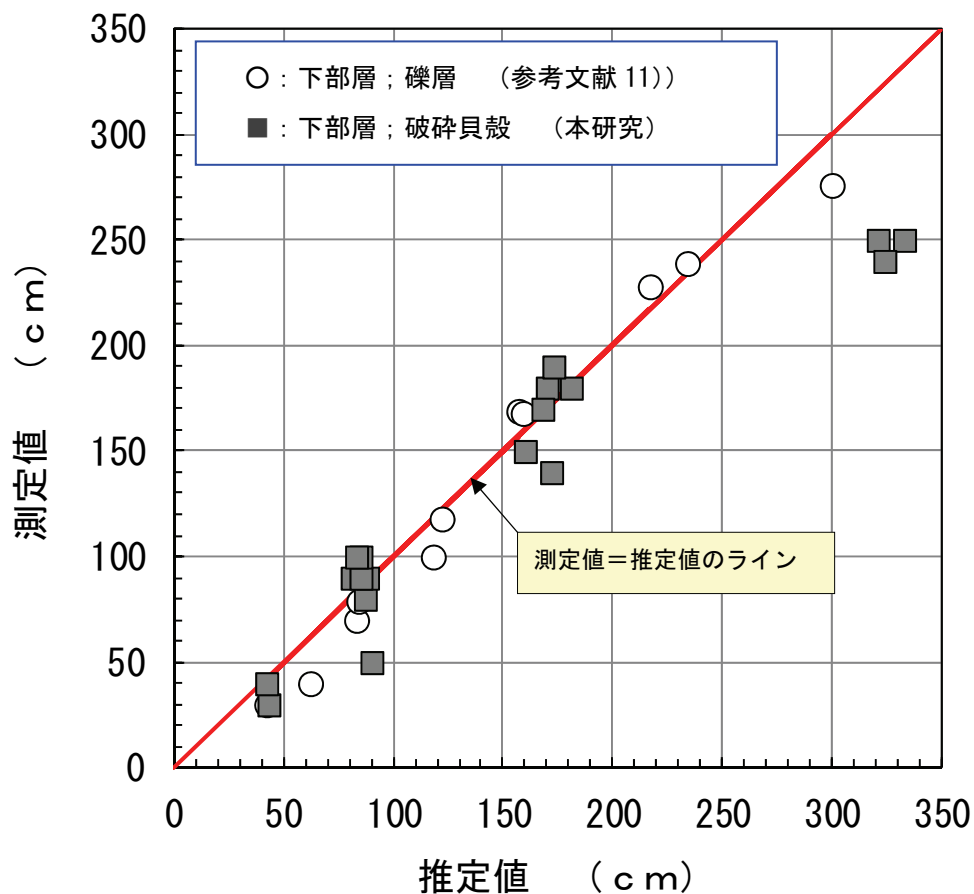


図 6.3.2 下層部に破碎貝殻を用いた場合ならびに礫材を用いた場合の CB 限界長の測定値と推定値の比較

図6.3.2には、大型土槽実験で使用した破碎貝殻の代わりに礫材を用いて実施した森井ら<sup>11)</sup>の大型土槽実験によるCB限界長も比較検討のために示した。

礫材の代替材として破碎貝殻を用いた場合のCB限界長は、礫材を用いた場合のCB限界長とほぼ同値が得られている。このことから、砂材の混入防止策として有効な破碎貝殻を、礫材の代替材として使用した場合においても、一般的な砂礫材を用いた場合のCB性能とほぼ同等であることが明らかになった。

また、図6.3.2は、破碎貝殻を用いた場合、礫材と同程度の精度でCB限界長を推定できる可能性を示している。今後、破碎貝殻を用いたCBにおいても、Steenhuisら<sup>3)</sup>の推定式(6.2.1)が適用できる可能性が高いものと考えられる。

以上より、砂混入防止対策として礫材(層)の代替材として破碎貝殻を用いたCBは、長期的に安定したCB性能を発揮することが可能で、CB限界長も礫材を対象とした既往の限界長推定式を適用し設計することが可能と判断できる。

## 6. 4 まとめ

盛土式極低レベル（L3）放射性廃棄物処分施設の底部排水層にCB（キャピラリーバリア）を用いる場合の課題②の砂混入防止対策として、第4章で検討した礫材（層）の代替材に破碎（ホタテの）貝殻を用いる砂混入防止対策CBを提案した。本章では、この砂混入防止CBについて、課題③のCBの設計に必要な限界長の確認と排水性能および既往の限界長推定式の適用性について、大型土槽実験を用いて検討を行った。

その結果、以下のことがわかった。

### （1）大型土槽実験による破碎貝殻を用いたCB（キャピラリーバリア）の排水性能と限界長について

1) 実験ケース1（試料SA；破碎貝殻の全粒径）の散水開始から一連の実験終了（約21日間）で、同一の土槽の傾斜角度および散水強度であれば、体積含水率の値はほぼ同値が得られ再現性があった。

したがって、長期間の散水時および乾湿繰り返し時でも、破碎貝殻を用いたCBは安定した機能を発揮できると考えられる。

2) CBの下層に粒度分布の異なる破碎貝殻（試料SA；破碎貝殻の全粒径または試料SB；0.25mm以下の破碎貝殻粒径除去）を用いても、同一実験条件であればCB限界長はほぼ同値が得られた。また、同一実験条件で複数回測定したCB限界長については、ほぼ同値が得られ再現性があることを実験的に確認した。

このことから、破碎貝殻を使用する際には、破碎貝殻の全粒径を用いる方が施工面から有利であり、破碎貝殻を用いたCBの限界長は再現性がある。

3) CB限界長は、散水強度および大型土槽の傾斜角度の影響を大きく受け、散水強度（浸透量）が弱いほど、大型土槽の傾斜角度が大きいほど長くなる。この傾向は、Steenhuisら<sup>3)</sup>のCB限界長推定式と同じ傾向である。

### （2）破碎貝殻を用いたCB（キャピラリーバリア）限界長推定式の適用性について

1) 砂混入防止対策として礫材の代替材として破碎貝殻を用いた場合のCB限界長は、礫材を用いた場合のCB限界長とほぼ同値が得られた。このことから、破碎貝殻を礫材の代替材として使用した場合でも、一般的な砂礫材で構成される場合のCB限界長（CB性能）とほぼ同等であることが明らかになった。

2) 破碎貝殻を用いたCBにおいても、Steenhuisら<sup>3)</sup>の推定式（6.2.1）が十分適用できる可能性が高い。

以上より、CBを構成する砂材が下部礫層に混入することを防止するため、礫材の代替材として破碎貝殻が十分適用可能であることが判明した。

## 参考文献

- 1) 中房悟, 小林薫, 松元和伸, 森井俊広: 貝殻を利用したキャピラリーバリア地盤の大型土槽実験による限界長の評価, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 69, No. 1, pp. 126-139, 2013.
- 2) 清原雄康, 岩渕光生, 風間基樹: キャピラリーバリアにおける八戸しらすの適用性に関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol. 2, No. 4, pp. 329-337, 2008.
- 3) Steenhuis, T. S., Parlange, J.-Y. and Kung, K.-J.: Comment on "The Diversion Capacity of Capillary Barriers" by Benjamin Ross, Water Resources Research, Vol. 27, No. 8, pp. 2155-2156, 1991.
- 4) 宮崎毅: 環境地水学, 東京大学出版会, pp. 133-139, 2000.
- 5) 宮崎毅: 傾斜キャピラリーバリアの限界長に関する研究, 農業土木学会論文集, No. 179, pp. 49-56, 1995.
- 6) 小島倫直, 宮崎毅: 湾曲キャピラリーバリアの限界長に関する研究, 農業土木学会論文集, No. 232, pp. 51-58, 2004.
- 7) 森井俊広, 竹下祐二, 井上光弘, 松本智: キャピラリー・バリア地盤における雨水浸潤挙動の現地計測と限界長の評価, 農業土木学会論文集, No. 263, pp. 91-97, 2009.
- 8) van Genuchten, M. Th.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Society of American Journal, 44, pp. 892-898, 1980.
- 9) Stephens, D.B.: Vadose Zone Hydrology, CRC Press, pp. 183-187, 1996.
- 10) Elrick, D.E. and Reynolds, W.D.: Infiltration from constant-head well permeameters and infiltrometers, In "Advances in Measurement of Soil Physical Properties: Bringing Theory into Practice," Chapter 1, SSSA Special Publication, No. 30, pp. 1-24, 1992.
- 11) Morii, T.・Kobayashi, K.・Matsumoto, K.・Suzuki, T.・Kawai, T. and Nakafusa, S.: Practical application of capillary barrier of soil into a shallow land waste repository, Proceedings of the 5th China-Japan Geotechnical symposium, pp. 123-126, 2013.

## 第7章 結 論

わが国の商業用原子力発電所においては、運転後 40 年間以上経ちその役割を終え 21 世紀には廃止措置に取りかかる原子力発電所も増加して行く。原子力発電所の廃止措置に伴い発生するコンクリート等廃棄物は、放射化されたものと放射汚染されたもので分けられ、放射化・汚染の程度によって処分形態が各々に異なっており、比較的放射性物質濃度の高い低レベル放射性廃棄物いわゆる L1 廃棄物（余裕深度処分）、比較的放射性物質濃度の低い低レベル放射性廃棄物いわゆる L2 廃棄物（ピット処分）、極低レベル放射性廃棄物いわゆる L3 廃棄物（トレンチ処分）に分けられている。

本研究で対象とした極低レベル放射性廃棄物いわゆる L3 廃棄物は、その放射能濃度ならびコンクリート等廃棄物（配管、機器などの金属を細かく切断して砂で充填した鉄箱、コンクリートガラ、コンクリートブロック）の物理的・化学的安定性から、コンクリートピット等の人工構築物を設置せずに掘削したトレンチ（浅地中処分）に直接埋設処分することができるとされているが、L3 廃棄物処分施設の設計では、放射線量の評価いわゆる安全評価のめやす値（基本シナリオで  $10 \mu\text{Sv}/\text{年}$  以下、変動シナリオでは  $300 \mu\text{Sv}/\text{年}$  以下）を満足することが求められる。めやす値を満足する観点から、L3 廃棄物と地下水位が接触することにより放射性核種がめやす値以上環境に拡がることを抑制するため、L3 廃棄物と地下水の常時接触を避けることが必要となる。

L3 廃棄物処分施設の建設にあたっては、候補地点ごとに地盤条件・地下水条件などが異なることが予想される。例えば、地下水が高い場合や基盤が割れ目性硬質岩盤で地下水流動の把握が困難な場合などは、「第二種廃棄物埋設の事業に関する安全審査の基本的考え方 平成 22 年 8 月 原子力安全委員会 放射性廃棄物・廃止措置専門部会」で記載されている浅地中処分（以下、「トレンチ処分」という。）では、安全評価のめやす値が満足することは極めて困難である。このため、トレンチ処分が困難な地盤条件・地下水条件の場所においても合理的で安全な新しい L3 廃棄物処分施設が望まれている。

本論文は、トレンチ処分が困難と考える地盤・地下水条件の内、原子力発電所敷地に比較的多い基盤が亀裂性の硬質岩盤で、地下水が高い場合を想定した L3 廃棄物処分形式として、盛土式 L3 廃棄物処分施設を提案し、設定した地盤・地下水等の条件における盛土全体系の成立性確認をおこなうと共に、盛土式の成立性にかかる各種要件のうち未だ明らかになっていない底部排水層に CB（キャピラリーバリア）を用いる場合の課題について研究を進め、この結果を踏まえ底部排水層に CB を用いた盛土式 L3 廃棄物処分施設構造案を提案したものである。本章では、各章で得られた結論をとりまとめ、本論文の結論とする。

第 1 章では、原子力発電所の解体に伴う放射性廃棄物の内、L3 廃棄物（極低レベル放射性廃棄物）の処分施設について安全審査の指針ではトレンチ処分のみ示されており、トレンチ処分が困難な場合の対応策として新たな L3 廃棄物の処分施設形式の提案が必要であること

を述べた。

本研究では、トレンチ処分が困難な地盤・地下水条件の内、原子力発電所敷地に比較的多い基盤が亀裂性の硬岩で地下水位が高い（GL-2～-3m）場合を対象に、新たなL3 廃棄物の処分施設形式として、盛土式L3 廃棄物処分施設を提案した。

盛土式L3 廃棄物処分施設が成立するには、法規制（埋設規則、安全審査の指針）から求められている技術的要件を満足すること、構造評価上（降雨排水機能と地震前の降雨を考慮した地震時の安定性等）の懸念事項を検討する必要性を論じた。

また、降雨浸透水が盛土内に停滞しL3 廃棄物と接触することにより放射線量が高くなるないようにすること並びに、過剰間隙水圧の上昇につながり盛土の安定性に影響しないようにL3 廃棄物の底部に設ける排水層が盛土式の成否を左右する主要因となることを説明した。

盛土底部の排水層にはL3 廃棄物処分施設の管理期間 50 年間を超える健全性と耐久性が求められることに加えメンテナンスが困難なことを考慮しCBを導入すると共に、CBを導入するにあたって解決すべき課題を抽出した。

特に、盛土式L3 廃棄物処分施設が成立するために重要な構造評価上の検討事項および、底部排水層にCBを導入するにあたっての課題を解決するために既往の研究調査を行い、研究方針を立案した。

本研究の目的は、新しいL3 廃棄物処分概念である盛土式L3 廃棄物施設を成立性させるために法規制から要求される技術的要件を満足することの他に、構造評価上確認しておくことが必要な事項および、底部排水層にCBを用いるにあたって解決すべき課題について取り組み、これらの研究成果に基づき、コスト面、設計・施工に優れた盛土式L3 廃棄物処分施設を提案することにある。

**第2章**では、極低レベル（L3）放射性廃棄物処分施設の内、トレンチ処分が困難と思われる地盤・地下水条件の内、原子力発電所敷地に比較的多い基盤が亀裂性の硬岩で地下水が高い（GL-3m 程度）場合を想定した盛土式L3 廃棄物処分施設を提案するにあり、L3 廃棄物処分施設の関連法規制等を調べL3 廃棄物処分施設に求められる役割と技術的要件を明らかにすると共に、国内外におけるL3 廃棄物処分事例を調査した。調査結果に基づき、関連法規制等から求められる技術的要件を満足する盛土式L3 廃棄物処分施設案を提案し、盛土の構造・構成、盛土材料の物性値など設定の上、円弧すべり解析により盛土の構造成立性の確認を行った。

その結果、以下に示すことが明らかになった。

#### （1）関連法規制

関連法規制から盛土式L3 廃棄物処分施設にあたっては、以下の条件を満足する必要がある。

- ①埋設時における雨水等の浸入を防止する措置。
- ②埋設地外への放射性物質の飛散を防止する措置。
- ③埋設地における有害な空隙を排除する措置。

- ④廃棄物が容易に露出しないための措置.
- ⑤現状の技術で確実に建設・施工が可能な範囲において、十分な性能を付与すること.
- ⑥一つのバリアの性能に過度に依存しないこと.
- ⑦劣化・損傷に対する抵抗性を考慮すること.
- ⑧劣化・損傷が生じた場合にも性能ができるだけ維持できる構成・採用すること.
- ⑨耐震設計上の重要度分類は、Cクラス相当.
- ⑩管理期間の終了時は、埋設段階およびその後の50年程度.

以上の満たすべき条件の内、処分施設に直接関係する項目は①以外の②から⑩であり、①についてはL3 廃棄物を埋設中に処分する区画をテント等で覆うことによって対応可能である.

## (2) 処分事例

本研究で対象としている盛土式L3 廃棄物処分施設事例としては、海外（スウェーデン、フランス）の極低レベル放射性廃棄物（VLLW）専用の処分施設があり、地下水の高い地盤条件の場合には、盛土式・半地下式が採用されている。操業後約25年間経っているが大きな問題は生じていない。スウェーデンの盛土式における降雨の排水は、盛土の上部で出来る限り排水するようにしており、盛土内部に降雨が浸透しないように遮水層を設けている。仮に降雨が盛土内部に浸透し廃棄物に接触した水が発生した場合は、盛土下部に排水層から盛土外に設けた外部浸透層（難透水層）を通して時間をかけて一般環境に流すこととしている。スウェーデン、フランスにおいて特徴的なのは、遮水層に人工材料（ジオテキスタイル）が積極的に採用されていることである。ただし、わが国で人工材料を使用することは耐久性と製品保証の面から、長期（約50年間）わたって使用される場合は難しいと考えられる。海外事例は、盛土式L3 廃棄物処分施設の構造・形状を提案するにあたって参考となる。

## (3) 盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設の提案と構造仕様の考え方

関連法規制等、処分事例を参考に検討の上、盛土式L3 廃棄物処分施設案を提案した。提案した盛土式L3 廃棄物処分施設は、関連法規制等（①～⑩）から求められる技術要件に対して、対策ができることを示した。

次に提案した盛土式L3 廃棄物処分施設の構造仕様について基本的な考え方である、盛土上部において出来るだけ降雨を排水し、上部に設けた遮水層で盛土内部への降雨浸透を防止すると共に、浸透してきた降雨を底部排水層（CB）で排水することによりL3 廃棄物と降雨浸透水との接触をできるかぎり防ぐことで、安全評価のめやす値以上に放射性物質を含んだ水が環境に拡がることを抑制すること並びに、盛土内の過剰間隙水圧（飽和度）の上昇を防ぎ盛土の安定性を高めることを目的に提案した構造であることを示した。

また、提案した盛土式L3 廃棄物処分施設は盛土構成（層順、層厚等）、盛土材料の物性値等を設定した。



#### (4) 盛土式L3 廃棄物処分施設の構造安定検討

原子力施設の耐震設計指針に従い盛土式L3 廃棄物処分施設案の構造安定性について検討した。検討にあたっては、道路盛土に関する指針・規準等に基づき円弧すべり法による安定性解析手法を用いて検討した。その結果、常時、地震時（耐震 C クラス）においても必要安全率が確保され構造安定性があることを示した。

第3章では、提案した盛土式L3 廃棄物処分施設案は、関連法規制等からの技術的要件を満足する以外に、構造評価上必要と考えられる以下の項目について検討をおこない、盛土構造の安定性を評価した。

- ①盛土式L3 廃棄物処分施設の排水機能の確認および、地震前の降雨による盛土内の飽和度の上昇に伴う盛土材料の強度低下を考慮した地震時安定性の検討評価。
- ②盛土式L3 廃棄物処分施設の盛土材料とL3 廃棄物（コンクリートブロック、コンクリートガラ、金属）の見かけの比重の違いによる慣性力の差ならびに剛性の違いを考慮した地震時安定性の検討評価および、盛土材料とL3 廃棄物の動的応答の差異により盛土に地震後貫通クラックが発生する可能性についての検討。

①について、盛土式L3 廃棄物処分施設の排水機能および地震前の降雨時による盛土内の飽和度（間隙水圧）の上昇については、降雨浸透流解析をおこない盛土とその下の地盤（基盤含む）の排水性を検討すると共に、盛土内部の飽和度分布を予め把握し強度低下の可能性について評価した。

主な結果を以下にまとめる。

- 1) 盛土に設けた植生層－フィルター層－上部排水層－フィルター層－上部遮水層の組み合わせによって盛土内部への浸透は抑制され、盛土内部の埋戻し層の飽和度は初期水分状態と同じ状態を保っている。このことから、植生層－フィルター層－上部排水層－フィルター層－上部遮水層の組み合わせによる盛土内部への浸透抑制機能が有効であると判断できた。
- 2) 上部排水層は飽和度 100%に対して、降雨 2 日以降は 30～40%裕度があることから、排水能力にまだ余裕があると考えられる。
- 3) 底部排水層（CB）に流入する水量（ $6.00 \times 10^{-5} \text{m}^3/\text{day}$ ）は十分に少なく、提案した盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設案のCBの長さでも十分排水可能と考えられる。

また、地震前の降雨時による盛土内の飽和度の上昇にともなう盛土材料の強度低下については以下のように考えた。

- a) 盛土の排水機能には盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物処分施設供用期間（50 年間程度）に 1～2 回程度遭遇する地震動であるレベル I 地震動による検討の場合では、地震

前の降雨による飽和度の上昇が盛土材料の強度低下を考慮することとした。

b) 盛土式極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設に対して、(供用期間における)発生確率は低い但现在から将来にわたって該当地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動であるレベルⅡ地震動による検討の場合には、地震前の降雨による飽和度の上昇が盛土材料の強度低下を考慮しないこととする。

構造物の供用期間中に発生しない可能性があるレベルⅡ地震動に対して、今回の検討条件のような降雨がレベルⅡ地震前に発生する確率は、極めて低いと考えられるためである。

②については、レベルⅠ地震動とレベルⅡ地震動に対する盛土式L3廃棄物処分施設の要求性能と目標性能等を明確にした上で、2次元動的解析を用いて各地震動について、盛土が要求機能(目標性能)を満足することができるかを検討した。

(1) レベルⅠ地震動の場合には地震後も引き続き盛土式L3廃棄物処分施設を継続して使用することを目的に、要求性能「盛土が健全であること」、「底部排水層(CB)の排水機能が発揮できること」、「地震における変形が少なく、無被害もしくは軽微な被害であること」に対する目標性能「盛土のすべり安全率( $F_s$ )が、限界値以上を確保すること」、「CBの排水機能が損なうような大きな変状がないこと」、「盛土の変形量が小さいこと」を確認する。

(2) レベルⅡ地震動の場合には地震後L3廃棄物が地表に露出し、公衆被ばくを生じさせないことを目的に、要求性能「盛土が壊滅的な破壊を生じないこと」、「盛土の残留変形は、応急処置で基本機能(公衆被ばくの防止)の回復が可能な程度であること」、「地震後、盛土に発生した貫通クラックがL3廃棄物まで達し直接降雨がL3廃棄物に接触し、多量の接触水が地下水を通じて環境に安全めやす値以上に拡がることを防止すること」に対する目標性能「L3廃棄物が露出するようすべり破壊が生じないことおよび、L型擁壁に有害な変形が生じないこと」、「盛土の残留変形は、応急処置で基本機能(公衆被ばくの防止)の回復できる範囲内であること」、「盛土にL3廃棄物まで達する貫通クラックが生じていないこと」を確認する。

主な結果を以下にまとめる。

1) レベルⅠ地震動について、盛土の最小すべり安全率、底部排水層(CB)の鉛直変位量、盛土の沈下量などの応答値は設定した限界値を下回ることから、提案した盛土式極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設は、レベルⅠ地震動に対して要求性能を満足できる。

2) レベルⅡ地震動について、盛土の最小すべり安全率とL型擁壁の変位量( $\delta_x/H$ )および、盛土の沈下量などの応答値は設定した限界値を下回る。また、地震後の盛土の引っ張り応力領域(クラック発生領域)が、地表面からL3廃棄物まで進展していない。以上から、提案した盛土式極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設は、レベルⅡ地震動に対して要求性能を満足できる。

以上から、対象とした盛土式L3廃棄物処分施設案（図2.4.1）は、構造評価事項①、②について検討した結果、構造安定性が確認された。

第4章では、盛土式L3放射性廃棄物処分施設の底部排水層にCBを用いる場合の課題①「CB（キャピラリーバリア）の排水性能に関わる盛土・L3廃棄物等の垂直応力の影響」について検討した。その結果、以下のことが明らかとなった。

#### 1) CBの底部排水層への適用

保水特性実験結果に基づきCBの限界長について Steenhuis らの推定式に基づき試算した結果、フラックス（浸透量≒降雨量）を  $q=0.1\text{mm/hr}$ 、砂層と礫層の境界面3%勾配の場合のCB限界長は約28.48mとなり、提案した盛土式極低レベル放射性(L3)廃棄物処分施設案から底部排水層（CB）の必要限界長24.77m（片側CB設置長）を上回る値となる。浸潤フラックス（浸透量）を「第3章表3.2.6 各要素の排出（通過流）量の結果廃棄物（下面⑦）」から仮に  $q=0.00299\text{mm/日}$ （ $0.000125\text{mm/hr}$ ）を用いた場合を考えると、盛土底部排水層にCB導入しても、降雨浸透水量に対して十分な安全側を考慮した底部排水層の設計が可能である。

以上から、CBの砂材のSWCC（水分特曲線）に及ぼす垂直応力の影響が無い場合には、盛土式L3廃棄物処分施設の底部排水層にCBを導入することはできると考えられる。

#### 2) 垂直応力が作用する場合のCB砂材の保水特性

CB砂材のSWCC（水分特曲線）は、乾燥密度が締固め度  $D_c=80\sim 90\%$ の範囲であれば、想定している垂直応力（200kPa）以下では、垂直応力载荷の有無およびその大きさによって顕著な影響を受けることはない。

第5章では、盛土式L3廃棄物処分施設の底部排水層にCBを用いる場合の課題②「CBの上部の砂が下部の礫の間隙に混入するための防止対策および、混入することによるCB性能の低下の懸念がある」を解決のために、初めに上部の砂が下部の礫の間隙に混入した場合にCBの限界長に与える影響を把握し、砂混入防止対策の必要性を明らかにした。次に、小林らの研究を参考に、破碎した貝殻を礫の代替として用いる砂混入防止対策を提案した。その結果、以下のことが明らかとなった。

#### 1) CBの上部砂材が下部礫材の間隙に混入する影響について

CBの砂と礫の混合土（25%、50%）のSWCC（水分特性曲線）は、礫材のSWCC（水分特性曲線）より砂材のSWCC（水分特性曲線）に類似しており、礫材の間隙に砂材が混入することで保水性が変化する。このことは、CB内の砂層と礫層の境界部における保水性の違いが小さくなり（無くなる可能性もあり）、CB限界長の低下ならびにその機能が損なわれる可能性が高い。

このため、CB限界長を長期供用期間にわたって安定的に確保するためには、またCB

限界長を低下させないためには、CBにおいて上部の砂が下部の礫の間隙に混入することを防止するための対策が不可欠である。

## 2) CBの砂混入防止対策の提案

小林らの研究を参考に、破碎した貝殻を礫の代替として用いる砂混入防止対策を提案するにあたり、保水試験から破碎した貝殻のSWCC（水分特性曲線）、砂混入防止効果の確認として降雨浸透実験、地震時を想定した小型振動台実験、破碎した貝殻のせん断強度、透水性、圧縮性の把握を行ったその結果、以下のことが明らかになった。

- ①破碎した貝殻のSWCC（水分特性曲線）は、貝殻の種類や破碎方法の影響をほとんど受けない。また、貝殻の細粒分を除去するほど、破碎貝殻の保水性は低下し、加えて、飽和体積含水率も小さくなる。
- ②破碎した貝殻の粒度分布に関わらず、全ケースにおいてSWCC（水分特性曲線）の吸水過程における水分侵入値( $h_w$ )は見受けられずゼロであり、貝殻の細粒分の多少は $h_w$ には影響しない。したがって、礫材の代替材として細粒分の多い破碎貝殻を用いても限界長の低下をおこすことはない。
- ③破碎した貝殻の排水過程および吸水過程におけるSWCC（水分特性曲線）は、土のSWCC（水分特性曲線）を記述するために広く用いられているvan Genuchten (VG) 式で概ね良好に (VG) モデル化できる。
- ④降雨浸透実験、地震時を想定した小型振動台実験から、最小の貝殻粒径が0.85mm以下であれば、CB機能を損なわず、降雨や振動の影響を受けても砂材が下部の貝殻層へ移動しないことが明らかになった。このことから、CBに適した保水性と下部層への砂混入防止を両立できる最小の貝殻粒径は0.85mm以下にすることが有効と判断できる。
- ⑤破碎した貝殻（相対密度 ( $D_r=60\%$ )）のせん断強度は、砂材（珪砂6号； $\rho_{dmax} \times 0.9$ で締固め）より高く盛土の安定上問題となることはない。破碎した貝殻の（飽和）透水係数は、 $10^{-1} \text{cm/s}$  オーダーで透水性はかなり大きく、礫材と同程度の透水性を有している。圧縮性には100, 200 および 400kPa を作用させても沈下はするが、粒子破碎を生じことはないことから、盛土の安定性に影響を及ぼすような沈下が生じることはなく、CB境界面の形状保持可能と判断できる。

以上から、破碎した貝殻はCB砂混入防止対策として、礫材の代替材として用いることが出来る可能性は大きい。

第6章では、盛土式L3放射性廃棄物処分施設の底部排水層にCBを用いる場合の課題②の砂混入防止対策として、第5章で検討した礫材（層）の代替材に破碎（ホタテの）貝殻を用いる砂混入防止対策CBを対象に検討した。本章では、この砂混入防止CBについて、課題③「CB限界長と限界長推定式との関係確認および、限界長推定式の適用性」について、大型土槽実験を用いて検討を行った。

その結果、以下のことが明らかになった。

#### 1) 大型土槽実験による破碎貝殻を用いたCBの排水性能と限界長について

- ①実験において散水開始から一連の実験終了（約21日間）で、同一の土槽の傾斜角度および散水強度であれば、体積含水率の値はほぼ同値が得られ再現性があった。したがって、長期間の散水時および乾湿繰り返し時でも、破碎貝殻を用いたCBは安定した機能を発揮できると考えられる。
- ②CBの下層に粒度分布の異なる破碎貝殻（試料SA；破碎貝殻の全粒径または試料SB；0.25mm以下の破碎貝殻粒径除去）を用いても、同一実験条件であればCB限界長はほぼ同値が得られた。また、同一実験条件で複数回測定したCB限界長については、ほぼ同値が得られ再現性があることを実験的に確認した。このことから、破碎貝殻を使用する際には、破碎貝殻の全粒径を用いる方が施工面から有利であり、破碎貝殻を用いたCBの限界長は再現性がある。
- ③CB限界長は、散水強度および大型土槽の傾斜角度の影響を大きく受け、散水強度（浸透量）が弱いほど、大型土槽の傾斜角度が大きいほど長くなる。この傾向は、SteenhuisらのCB限界長推定式と同じ傾向である。

#### 2) 破碎貝殻を用いたCBの限界長推定式の適用性について

- ①砂混入防止対策として礫材の代替材として破碎貝殻を用いた場合のCB限界長は、礫材を用いた場合のCB限界長とほぼ同値が得られた。このことから、破碎貝殻を礫材の代替材として使用した場合でも、一般的な砂礫材で構成される場合のCB限界長（CB性能）とほぼ同等であることが明らかになった。
- ②破碎貝殻を用いたCBにおいても、Steenhuisらの推定式が十分適用できる可能性が高い。

1)、2)より、CBを構成する砂材が下部礫層に混入することを防止するため、礫材の代替材として破碎貝殻が十分適用可能であることが判明した。

以上、新しいL3廃棄物処分概念である盛土式L3廃棄物処分施設全体系の成立性検討と共に、成立性にかかる各種要件のうち未だ明らかになっていない底部排水層にCBを導入するにあたっての課題を解決するために行った研究とその成果について結論を述べた。

これらの結論から、本研究の目的である底部排水層にCBを用いた安全で合理的な盛土式L3廃棄物処分施設が成立する可能性が高いことを示すことができた。

なお、本研究成果であるCBの上部砂材が下部の礫材に混入することを防止するために、開発した礫材の代替として破碎貝殻を用いた砂混入防止型CBは、資源の乏しい我が国において、水産系副産物（貝殻）の再利用は、循環型社会の構築推進ならびに再資源化にも大いに貢献すると共に、盛土式L3廃棄物処分施設の底部排水層に限らず、一般廃棄物処分場・産業廃棄物処分場の降雨浸透を制御するために用いられているCBにも広く活用できると考え

る。

提案した盛土式L3廃棄物処分施設の建設にあたっては、次の課題についてさらに研究を進めることが必要である。

(1) レベルⅡ地震の直前に、盛土内の飽和度（含水比）が上昇するような降雨が降り、飽和度の上昇にともなう盛土材の強度低下を考慮してレベルⅡ地震動における盛土の構造安定性を評価することについては、設計外事象領域における安全担保の問題と考える。建設場所がきまり設計条件（降雨条件、レベルⅡ地震動等）を設定し基本設計が完了した段階で、地震PRA（Probabilistic Risk Assessment：確率論的リスク評価[残余のリスク]）を実施し、残余のリスクを求めることが必要である。残余のリスクによっては、仮に盛土式L3廃棄物処分施設の安定性が損なわれL3廃棄物が露出するような被害が生じた場合には、L3廃棄物を原子力発電所の廃棄物保管庫など遮蔽機能を有する建屋に仮保管し、露出した時点のL3廃棄物の放射線量に応じた新たなL3廃棄物処分施設を建設する方が合理的との判断も可能となる。

(2) 盛土式L3廃棄物処分施設の底部排水層に破碎貝殻を用いたCB（キャピラリーバリア）を導入するにあたって、破碎貝殻の動的特性について把握する必要がある。具体的には、貝殻の種類や破碎粒子の大きさなどによって動的特性が異なる可能性があるため、この点について実験的にデータ蓄積を含め解明して行くことが必要となる。

(3) 盛土式L3廃棄物処分施設の小規模サイズを実際に野外に構築し、破碎貝殻を用いた砂混入防止型CBの底部排水層性能を長期にわたって観測し、その機能を確認することが必要である。また、貝殻を用いたCBの限界長を再現できる数値解析手法について今後研究を進め、設計の照査に用いることが望まれる。

(4) 破碎貝殻を用いた砂混入防止型CBを実際に用いるにあたって、貝殻の破碎方法とその管理基準など施工管理上の課題を明らかにし、仕様を満足するCBを安全かつ効率的に施工できるためのシステムを構築して行くことが必要となる。

(5) 本研究においてはホタテの貝殻（炭酸カルシウム：CaCO<sub>3</sub>）を利用するにあたって、十分に水洗いをし、80℃の乾燥炉で24時間乾燥させた後、貝殻の温度が常温になるのを待って破碎して用いたので、貝殻に付着している藻類や身の一部などの有機物をきれいに除去されていると考えられる。

しかし、大量に貝殻を利用する場合には、真水で洗われた天日干しされた貝殻をそのまま使用されるケースも考えられる。この場合には、重松ら<sup>1)</sup>の研究によると「貝殻に付着している藻類やむき身の一部などの有機物には、海中の栄養塩や窒素を含んでいる可能性があり、これらの有機性窒素は微生物によりアンモニア性窒素が生成される。このアンモニア性窒素

は微生物の硝化反応により、硝酸性窒素 ( $\text{N-NO}_3^-$ )、亜硝酸性窒素 ( $\text{N-NO}_2^-$ ) と順次酸化され、水素イオンも同時に生成される。地下水環境基準として人の健康保護に関する基準<sup>2)</sup>では、硝酸性窒素および亜硝酸性窒素の項目が設定されている。人の健康保護の観点から、長期にわたって pH, 硝酸性窒素, 亜硝酸性窒素を計測し、土壤中の微生物反応を推測することで、破碎貝殻の利用に伴う汚染を検討しなければならない」と述べている。貝殻を炉乾燥などで十分な乾燥処理しないで利用する場合には、環境対策を十分考慮することが必要となる。

(6) 技術的課題ではないが、原子炉施設の解体等にもない発生する放射性廃棄物を具体的に定めた「核燃料物質又は核燃料物質によって汚染され物の第二種廃棄物埋設の事業に関する規則 昭和 63 年 1 月総理府令第一号 最終改正平成 22 年 7 月経済産業省令第四四号」と「第二種廃棄物埋設の事業に関する安全審査の基本的考え方 平成 22 年 8 月 原子力安全委員会 放射性廃棄物・廃止措置専門部会」の極低レベル放射性 (L3) 廃棄物にかかるトレンチ処分の定義の違いについて今後、整合性を取るよう改定することが望まれる。

また、「第二種廃棄物埋設の事業に関する安全審査の基本的考え方 平成 22 年 8 月 原子力安全委員会 放射性廃棄物・廃止措置専門部会」では、仕様規定型の記載となっており、L3 廃棄物の処分形式がトレンチ処分のみの記載となっているが、地質地盤・地下水条件によって、事業者が合理的な L3 廃棄物処分施設の構造形式を提案し申請できるように、性能規定型の記載に改定することが望まれる。

## 参考文献

- 1) 重松宏明, 小田憲一, 樋口恵美子, 高野典礼, 田崎宏: 貝殻混合によるグラウンド表層材の土質改良効果, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 68, No. 1, pp. 138-149, 2012.
- 2) 環境省告示第 10 号 改正 環境庁告示第 16 号: 地下水の水質汚濁に係わる環境基準 (別表 1: 人の健康の保護に関する環境基準, 1997 年 3 月 13 日改正), 1999.

## 謝 辞

本論文は、著者が日本原子力発電株式会社廃止措置プロジェクト推進室において、2010年から2013年にかけて実施した極低レベル（L3）放射性廃棄物施設の合理的な構造形式に関する研究および、拘束圧下におけるキャピラリーバリアに関する基礎的研究を中心として、その後に検討を加えた成果をもとに取りまとめたものです。

本論文を執筆するにあたり、早稲田大学 創造理工学部 社会環境工学科 濱田政則教授には研究内容に対して深いご理解をいただくとともに、いつもご丁寧に暖かく見守っていただき、時には厳しくご指導ならびに的確なご助言を賜りました。ここに深く心から感謝いたします。

また、本論文の構成や内容の改善に向けて適切なるご教示・ご助言をいただきました早稲田大学 創造理工部 社会環境工学科 赤木寛一教授に深い謝意を表します。

新潟大学 農学部 副学部長 森井俊広教授には、お忙しい中キャピラリーバリアの実験に立ち会い・ご指導を頂きましたこと、また本論文の構成や内容について貴重なご助言を頂きましたこと心から感謝の意を表します。

一般財団法人電力中央研究所 軽水炉安全特別研究チーム チームリーダー大友敬三博士からは、盛土の耐震性能と解析についてはご指導・ご助言のみならず、本論文を執筆する際の心構え、執筆が進まない時などの際には、ご助言と暖かな応援を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。また、電力中央研究所 地球工学研究所 バックエンドセンター センター長河西基博士、研究参事 田中幸久博士、廣永道彦上席研究員、主任研究員 長谷川琢磨博士には極低レベル放射性廃棄物施設の機能と品質保証の面で貴重なご助言を頂きました。御礼申し上げます。

キャピラリーバリア構成材の砂、礫、破碎貝殻の保水性を把握する室内試験では、足利工業大学 工学部 都市環境工学科 西村友良教授のご指導ご助言を頂き貴重なデータを得ることができました。あらためて感謝いたします。

キャピラリーバリアの試験・実験では、飛鳥建設株式会社 技術研究所 副所長 小林薫博士（現神戸市立工業高等専門学校 教授）、同 所長 三輪滋博士、同 第一研究室 松元和伸室長、建設事業本部 小林延房技師長には、室内試験や大型土槽実験の実施とデータの取りまとめならびに、本論文の準備にあたってご苦労頂き厚く御礼申し上げます。小林副所長には土木学会、地盤工学会などへの論文作成や本論文のまとめに終始変わらないご協力と激励を頂き、ここに感謝申し上げます。小林技師長には本論文作成にあたって公私の面で支えて下さり感謝いたします。

本論文の中で提案した盛土式極低レベル放射性（L3）廃棄物施設の静的安定性検討、動的解析および浸透流解析については、株式会社 安藤・間 技術本部 原子力部 部長 雨宮清博士、山下亮担当部長、東北支店 木村誠工事主任、技術研究所 土木研究部 部長 塩崎功博士、主席研究員 浦野和彦博士、永井裕之研究員、土木設計部 石濱祐幸課長から、貴重なご助言とご協力を得ることができました。ここに感謝いたします。



キャピラリーバリアに用いる不織布（ジオテキスタイル）に関する研究とその事例およびキャピラリーバリアを用いた一般廃棄物処分施設の施工例については、鹿島建設株式会社 技術研究所 主席研究員 戸井田克博士，岩盤・地下水グループ 上席研究員 川端淳一博士，上席研究員 小澤一喜博士，藤澤惣研究員，営業本部 土木部 松本隆部長から貴重な資料の提供とご協力を得ることができました。ここに感謝いたします。

破砕貝殻の有効利用および耐久性などの特性については、東京海洋大学 産学・地域連携推進機構 毛利邦彦客員教授から貴重なご助言・ご指導を頂きました。厚く御礼申し上げます。

ここで、本論文をとりまとめる機会を頂きました日本原子力発電株式会社に、あらためて厚く御礼申し上げます。

最後に、2002年に大病で、リハビリも入れて約3ヶ月会社を休職してから、体調がもどるまでの約5年間通院治療を進めておりました。2008年から原子力発電所の廃炉を計画・設計・研究を担当する廃止措置プロジェクト推進室に配属したときから、自分が携わった研究成果をまとめたいと思っておりました。これは2006年に他界した父の寛が生前言っていた「後世に役立つ技術をまとめおくことが、技術者の仕事。」に後を押された思いでした。今回、多くの優れた人々のご協力を得て本論文をまとめることができました。誠にありがとうございます。本論文の執筆期間中には平日の残業時間の利用および休日返上する機会が多く、著者の身勝手を許し、献身的に私を支えて応援してくれた家族に深く感謝いたします。

# 研究業績

本論文に係わる研究業績一覧表

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
○査読付き 論文	<p>(1) 論文 キャピラリーバリアを利用した盛土式廃棄物処分施設における底部集排水砂層の垂直応力下での排水に関する性能評価, 地盤工学ジャーナル, Vol. 8, No. 2, pp. 197-207, 2013. <u>中房悟</u>, 小林薫, 松元和伸, 森井俊広</p> <p>(2) 論文 貝殻を再利用したキャピラリーバリア地盤の大型土槽実験による限界長の評価, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 69, No. 1, pp. 126-139, 2013. <u>中房悟</u>, 小林薫, 松元和伸, 森井俊広</p> <p>(3) 論文 水産系副産物（貝殻）を用いた砂混入防止型キャピラリーバリア地盤に関する検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 68, No. 2, pp. I_462-I_467, 2012. <u>中房悟</u>, 小林薫, 森井俊広, 松元和伸</p> <p>(4) 論文 Alternative Employment of Crushed Shell Particles in Capillary Barrier of Soil, Int. J. of GEOMATE, Vol. 1, No. 1, pp. 50-55, 2011. <u>Nakafusa S.</u>, Kobayashi K., Morii T. and Nishimura T.</p> <p>(5) 論文 水産系副産物（貝殻）の保水性に着目した土質代替材への利用に向けた基礎的研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 67, No. 2, pp. I_382-I_387, 2011. 小林薫, <u>中房悟</u>, 西村友良, 森井俊広</p>
○論文	<p>(6) 論文 Estimation of water diversion provided by capillary barrier of soils, 5th Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils, Thailand, pp. 773-777, 2012. <u>S. Nakafusa</u>, K. Kobayashi, T. Morii, Y. Takeshita</p> <p>(7) 論文 PRACTICAL APPLICATION OF CAPILLARY BARRIER OF SOIL INTO A SHALLOW LAND WASTE REPOSITORY, 5th China-Japan Geotechnical Symposium, pp. 379-385, 2012. TOSHIHIRO MORII, KAORU KOBAYASHI, KAZUNOBU MATSUMOTO, TETSUYA SUZUKI, TAKAYUKI KAWAI and <u>SATORU NAKAFUSA</u></p>

# 研究業績

## 本論文に係わる研究業績一覧表

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
○報告	<p>(1) 報告 ホタテ貝殻の強度特性と粒子破砕に関する基礎的研究, とびしま技報, No. 62, pp. 75-76, 2013. 小林薫, <u>中房悟</u>, 松元和伸, 小林延房, 森井俊広, 阪絵梨子</p> <p>(2) 報告 貝殻の再利用に関する基礎的研究 - 貝殻の保水性に着目した実験的アプローチ, とびしま技報, No. 60, pp. 67-72, 2011. 小林薫, <u>中房悟</u>, 森井俊広, 西村友良, 松元和伸, 松田浩朗</p>
○ 講演 報 告・シンポ ジウム等	<p>(1) 講演 ESTIMATION AND EXPERIMENTAL STUDY ON DIVERSION LENGTH OF CAPILLARY BARRIER USING CRUSHED SHELL PARTICLES, GEOMAT2013, pp. 1-6, 2013. Kazunobu Matsumoto, Kaoru Kobayashi, <u>Satoru Nakafusa</u> and Toshihiro Morii</p> <p>(2) 講演 極低レベル放射性廃棄物処分のための盛土形式の成立性検討, 日本原子力学会 平成 25 年秋の大会, 放射性廃棄物処分と環境報告集, No. 23, 2013. 山下亮, <u>中房悟</u>, 木村誠, 石濱祐幸</p> <p>(3) 講演 扁平な破砕貝殻を用いたキャピラリーバリアに関する限界長の評価, 第 48 回地盤工学研究発表会, pp. 1057-1058, 2013. 小林薫, 松元和伸, 森井俊広, 井上光弘, <u>中房悟</u></p> <p>(4) 講演 通気・遮水性に富むキャピラリーバリアシステムを用いた廃棄物・汚染土の中間貯蔵, 第 2 回環境放射能除染研究発表会要旨集, 環境放射能除染学会, p. 63, 2013. 森井俊広, 小林薫, 松元和伸, <u>中房悟</u></p> <p>(5) 講演 破砕した貝殻を用いたキャピラリーバリア地盤の砂混入防止効果, 土木学会第 67 回年次学術講演会概要集, pp. 221-222, 2012. <u>中房悟</u>, 小林薫, 松元和伸, 森井俊広</p>

# 研究業績

本論文に係わる研究業績一覧表

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
○ 講演 報告・シンポジウム等	<p>(6) 講演            破碎した貝殻の水分特性曲線に及ぼす破碎時微粒子の影響,            第 47 回地盤工学研究発表会, pp. 687-688, 2012.            小林薫, <u>中房悟</u>, 森井俊広, 松元和伸</p> <p>(7) 講演            Alternative Employment of Crushed Shell Particles in Capillary Barrier of Soil,            GEOMAT2011, pp. 305-310, 2011.  <u>Nakafusa S.</u>, Kobayashi K., Morii T. and Nishimura T.</p> <p>(8) 講演            砂礫混合土の水分特性曲線について,            2011 年秋季講演会講演要旨, 日本地下水学会, pp. 138-141, 2011.  <u>中房悟</u>, 西村友良, 小林薫, 森井俊広</p> <p>(9) 講演            破碎した貝殻の水分特性曲線に及ぼす拘束圧の影響,            土木学会第 66 回年次学術講演会概要集, pp. 789-790, 2011.            小林薫, 西村友良, 森井俊広, <u>中房悟</u></p> <p>(10) 講演            加圧膜法を用いた破碎した貝殻の水分特性曲線,            第 46 回地盤工学研究発表会, pp. 1027-1028, 2011.            小林薫, <u>中房悟</u>, 西村友良, 森井俊広</p>
○ 総説	<p>(1) 総説            水産系副産物（貝殻）のキャピラリーバリアへの有効活用に関する基礎的研究            - 破碎した貝殻の保水性について -,            地盤工学会誌, Vol. 59, No. 7, pp. 14-17, 2011.            小林薫, 西村友良, 森井俊広, <u>中房悟</u></p>

以 上