

施工性能を考慮した海面処分場底面遮水層の設計に関する研究

Study on the Design of Bottom Shielding Layer for Offshore Disposal Facility Considering the Construction Performance

遠藤秀祐	Shusuke ENDO	(広島大学大学院工学研究科)
土田孝	Tsuchida TAKASHI	(広島大学大学院工学研究院)
村上博紀	Hiroki MURAKAMI	(日本工営(株))
高橋源貴	Genki TAKAHASHI	(広島大学大学院工学研究科)

2011年に発生した東日本大震災とその直後の福島第一原発事故によって、セシウムを含んだ廃棄物が発生した。このような廃棄物の適正な管理処分を行う処分場として、海面処分場に着目した。本研究では、海面処分場底面遮水層に用いる遮水材料として海成粘土にベントナイトと砂を混合した材料に着目し、底面遮水層に対して遮水材料の配合から廃棄物の埋立方法までを検討した。遮水材料はベントナイト添加量に比例して透水係数が低下し、砂添加量に比例して圧密係数は向上することが確認された。また、底面遮水層保護層の荷重のみのせん断強さの増加で廃棄物埋立が可能となるせん断力が得られ、円弧すべり解析において所要の安全率を上回ることが確認された。

キーワード：海成粘土，ベントナイト，透水係数，圧密係数 (IGC : D-10)

1. はじめに

2011年3月11日の福島第一原発の事故に伴い放射性セシウムで汚染された大量の廃棄物が発生した。その莫大な量や、放射性セシウムを含んでいるというその性格から、最終処分場建設地ははまだ決定しておらず、中間貯蔵施設での一時保管が長期化する恐れがある。また、今後も進められる除染作業により、汚染された土砂が約1,600万 m^3 ~2,200万 m^3 発生すると考えられている¹⁾。さらに、将来発生が危惧されている南海トラフ巨大地震や首都直下型地震によって発生する災害廃棄物は、今回の東日本大震災で発生したそれよりもさらに莫大であり、既存の処理施設を利用した処分では、処理能力が圧倒的に不足する恐れがある²⁾。したがって、国民の生活から隔離され、かつ大量の廃棄物を処分可能な管理型最終処分場が、東日本大震災による災害廃棄物の処理と今後確実に発生する災害廃棄物の処理の2つの意味で必要であると考えられる。

そこで、先の条件を満たす管理型最終処分場として海面処分場の可能性について検討した。処分場には内部からの汚染水漏えいを防ぐため、遮水工が必要である。海底に厚い粘土層が堆積する場合には底面遮水工は不要であるが、海底が砂質土の場合、側面はもちろんのこと底面にも遮水工が必要である。そこでこれまでに、これら遮水工に用いるため、海成粘土を母材とした遮水地盤材料の研究が行われてきた³⁾⁴⁾。また、開発された遮水地盤材料を用いた実証実験や、実施工例が報告されている⁵⁾⁶⁾⁷⁾。な

かでも愛媛県四国中央市に建設された海面処分場⁷⁾においては、海成粘土を母材とした遮水地盤材料が2mの底面遮水工として採用されたが、この処分場に埋立られた廃棄物の水中単位体積重量は $1.2\text{kN}/\text{m}^3$ と非常に小さく、比較的容易に埋立が可能であった。しかし、放射性セシウムを含む災害廃棄物や、一般的な廃棄物を処分するためには、本施工事例と比較したとき、底面遮水層の増厚、すべり破壊に対する危険性の上昇が考えられるため、より厳しい条件下での安定性を検討せねばならない。

そこで本研究では、放射性セシウムで汚染された廃棄物を処分可能な海面処分場の可能性を検討するため、その底面遮水工において、求められる遮水性能を損なうことのない施工方法と、その施工方法を実施するに適した材料の配合を検討した。具体的には、海成粘土にベントナイト及び砂を添加した供試体に対し圧密試験を行い、これまで報告されている圧密試験のデータ⁴⁾を含め、遮水性能に関する諸係数の予測式を提案した。また同時に、海成粘土を母材とする遮水材料に対し水ガラスを添加し、初期せん断強さの増加傾向を確認した。さらに、対象とする海面処分場に対し円弧すべり解析を用いて、軟弱な底面遮水層の上への施工を可能とするため、保護層と廃棄物層の適切な施工回数、施工層厚を求めた。これらの手段を具体的な数値を仮定した海面処分場に適用していくことで、遮水材料の開発から廃棄物埋立までを追った。

2. 対象とする海面処分場の概要⁴⁾

図-1 に本論文が対象とする海面処分場の断面図⁴⁾を示す。底面と側面の遮水工には海成粘土を母材とした遮水地盤材料を打設し、本論文では特に、底面遮水工に関して検討を進めていく。底面遮水工の層厚は4m、その上にジオテキスタイルを敷設し、底面遮水工保護層には揚水圧に抵抗するためのカウンターウェイトとしての役割も果たすよう、製鋼スラグを用いた3mの保護層を施工する。処分場の面積等については、埋め立てる廃棄物の量に依存するため具体的な仮定を設けていないが、大阪府泉大津沖には、面積203ha、受入容量3,080万m³の処分場が実際に建設されている⁸⁾。また、本海面処分場は余水を発生しないような処分方法を想定しており、廃棄物埋立開始時の管理水位はT. P. -5.00m、埋立完了時はT. P. 0.00mを設定し、廃棄物層厚は8.3mとなることがわかっている。遮水工に求められる遮水性能は、目標透水係数 $k = 5.0 \times 10^{-10}(\text{m/s})$ と設定している。これは、動水勾配1で遮水層4mを通過するのに231年必要であることを示し、半減期が30年程度の¹³⁷Csの処分に対し、十分安全性の高い数字であるといえる。

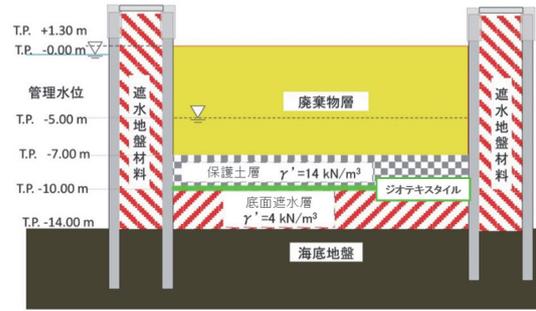


図-1 対象とする海面処分場断面図

表-1 各試料の物性値

試料	土粒子密度 (g/cm ³)	液性限界(%)
徳山港粘土	2.616	110.6
ワイオミング産ベントナイト	2.898	187.0
相馬珪砂5号	2.665	-

表-2 各供試体の配合ケース

試料名	原料土	ベントナイト 添加量 (kg/m ³)	ベントナイト 添加比 (%)	砂添加比 (%)
TB0		0	0	0
TB0S100		0	0	100
TB0S150		0	0	150
TB50	徳山港粘土	50	10	0
TB100		100	20	0
TB100S100		100	20	100
TB100S150		100	20	150

3. 海成粘土にベントナイトと砂を添加した材料に関する検討

3.1 本検討に用いた試料

本検討では海成粘土として山口県徳山港で浚渫された徳山港粘土を使用している。海成粘土に添加したベントナイトは、アメリカ国ワイオミング州で採取されたベントナイト(以下、ベントナイト)を使用した。ベントナイトは主にモンモリロナイトという鉱物を主成分としており水を大量に吸水し膨潤する性質を有している。また今回使用したNa型ベントナイトは膨潤性、増粘性、懸濁安定性に優れている。海成粘土に添加した砂は、相馬珪砂5号(以下、相馬珪砂)を用いた。表-1に、本研究で用いた徳山港粘土、ベントナイト、相馬珪砂の物性値を示す。

本研究で行った海成粘土とベントナイト及び砂の配合ケースを表-2に示す。なお、村上ら⁴⁾が行った、徳山港粘土にベントナイトを添加した配合ケースを網掛で合わせて示す。ここでTは母材として使用した徳山港粘土、Bはベントナイトを、Sは相馬珪砂をそれぞれ表している。またBに続く数字は、液性限界の1.5倍に調泥した海成粘土1m³の乾燥重量に対する、ベントナイト乾燥状態での添加量(kg)を、Sに続く数字は海成粘土とベントナイトの合計乾燥重量に対する砂の添加比(%)をそれぞれ表す。

3.2 遮水性能と圧縮性の検討

本検討では遮水性能を透水係数で評価することとした。そこで、それぞれの圧密圧力下で透水係数をはじめとした、圧密係数、間隙比などの所定数を得ることができる段階荷重圧密試験を行った。表-2に示した配合ケースそれぞれの供試体含水比を、液性限界の1.5倍となるよう加水し、ソイルミキサーを用いて十分攪拌し、圧密圧力4.9~627.2kPa、応力増分比1で段階的に圧密した。このとき、透水係数 k は式(1)で求めている。

$$k = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad (1)$$

ここで、 c_v : 圧密係数(cm²/day)、 m_v : 体積圧縮係数(m²/kN)、 γ_w : 水の単位体積重量(kN/m³)である。

3.3 試験結果

図-2に徳山港粘土にベントナイトを添加、もしくはベントナイトと砂を添加した供試体の透水係数 k と平均圧密圧力 \bar{p} の関係を示す。荷重初期段階を除き、同一平均圧密圧力下ではベントナイト添加量が多いほど透水係数が小さくなっていることがわかる。これは、ベントナイトに含まれるモンモリロナイトが大量の水を吸収し膨潤することで間隙が充填され、間隙中の自由水が減少して透水係数が低下したためだと考えられる。また、ベントナイト添加量は同一であり、砂添加比が異なる供試体に注目すると、高圧密圧力下において、砂添加比100%の供試体の透水係数は砂を添加していない供試体とほぼ一致する

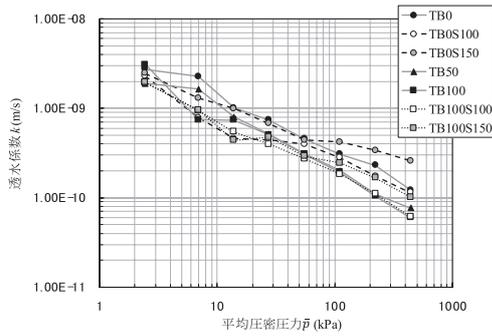


図-2 平均圧密圧力と透水係数の関係

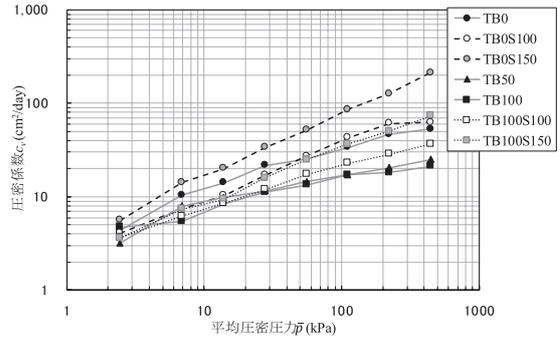


図-3 平均圧密圧力と圧密係数の関係

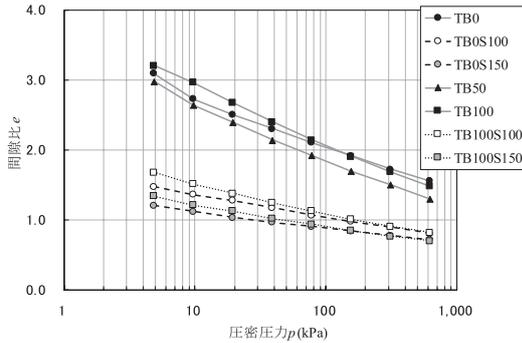


図-4 圧密圧力と間隙比の関係

表-3 各試料の物性値

試料	土粒子密度 (g/cm³)	液性限界(%)
東京湾粘土	2.793	133.9
ワイオミング産ベントナイト	2.898	187.0
相馬珪砂 5号	2.665	-

表-4 各供試体の配合ケース

試料名	原料土	水ガラス添加前の液性限界 (%)	ベントナイト添加量 (kg/m³)	砂添加比 (%)	水ガラス添加比 (%)	水ガラス添加量 (kg/m³)
YW0		133.48	0	0	0	0
YW5		133.48	0	0	5	21.18
YW10		133.48	0	0	10	42.37
YW20		133.48	0	0	20	84.74
YB50S100W5	東京湾粘土	63.97	50	100	5	18.86
YB50S100W10		63.97	50	100	10	37.72
YB100S100W0		66.65	100	100	0	0
YB100S100W5		66.65	100	100	5	18.31
YB100S100W10		66.65	100	100	10	36.63

が、砂添加比 150%の供試体の透水係数は大きくなっていることがわかる。これは砂添加比が 150%と大きいために、海成粘土とベントナイトによる透水係数低減作用に対し、砂が卓越し、透水係数の上昇に繋がったと考えられる。ここで、載荷初期段階の透水係数のばらつきは、スラリー状の供試体を用いたことによる載荷板の不安定が原因であると考えられる。

図-3 に徳山港粘土にベントナイトを添加、もしくはベントナイトと砂を添加した供試体の圧密係数 c_v と平均圧密圧力 \bar{p} の関係を示す。透水係数の際と同様、ベントナイト添加量が同一の供試体で比較すると、砂添加比が大きい供試体ほど圧密圧力の増加に伴い圧密係数が向上していることがわかる。この変化は特に高圧密圧力下において顕著である。

図-4 に徳山港粘土にベントナイトを添加、もしくはベントナイトと砂を添加した供試体の、間隙比 e と圧密圧力 p の関係を示す。砂を添加した供試体は、添加してい

ない供試体に比べ間隙比が大幅に低下していることがわかる。また、砂を添加した供試体が示す傾きは、砂を添加していない供試体が示す傾きに比べ緩やかになっていることがわかる。これはすなわち、砂を添加することにより供試体の圧縮性が低下していることを示し、底面遮水層として本遮水材料を使用した際には遮水層厚さの保持が期待できることがわかる。

4. ゲル化材を添加した遮水地盤材料のせん断強さに関する検討

前節で本遮水地盤材料の遮水性は確認されたが、施工性能等を考慮したとき、スラリー状での打設が想定されるため、現状では底面遮水層保護層の施工もままならないほどに軟弱である。そこで保護層 1 層目の施工に抵抗するための初期せん断強さを底面遮水層に与えるため、ゲ

ル化材の添加を検討した。海成粘土にベントナイトと砂を添加した遮水地盤材料に対し、ゲル化材を添加し、発現するせん断強さをベーンせん断試験によって確認、検討した。

4.1 本検討に用いた試料

本検討では、海成粘土として東京湾で浚渫された有楽町上部層粘土（以下、東京湾粘土）、ベントナイト、相馬珪砂を用いている。各試料の物性値を表-3に示す。また、ゲル化材として3号水ガラス（以下、水ガラス）を使用している。本検討で行った東京湾粘土とベントナイト及び砂、そして水ガラスの配合ケースを表-4に示す。ここでYは東京湾粘土を示し、Wは水ガラスを表している。他の文字、文字に続く数字は前節同様、ベントナイトとその添加量と砂とその添加比、水ガラスとその添加比を表す。また、水ガラス添加量とは、海成粘土にベントナイト、もしくはベントナイトと砂を添加した遮水地盤材料 1m³ あたりに対する水ガラスの添加量である。

4.2 試験方法

せん断強さの測定には室内ベーンせん断試験を用いた。直径60mm、高さ70mmの円柱状の亚克力製サンプルケースに、表-4に示した各供試体を充填し、高さ40mm、直径20mmの十字翼でせん断を行った。十字翼の回転速度は6°/min、せん断強さ c_u (kPa)は式(2)⁹⁾で求めた。

$$c_u = \frac{M}{\pi \left(\frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{6} \right)} \quad (2)^9)$$

ここで M : 計測された最大トルク(kN・m)、 D : 十字翼の直径(m)、 H : 十字翼の高さ(m)である。

また、水ガラスによるせん断強さ発現は化学反応であるため、十分な養生期間を置いた供試体の方がせん断強さは大きくなる。したがって、今回は水ガラス添加直後、すなわち養生0日の供試体の他に、養生7日、14日、28日の計4通りを各試料にそれぞれ用意し、せん断強さの増加傾向を確認した。

4.3 試験結果

図-5にベーンせん断試験によって得られた養生日数とせん断強さの関係を示す。どの供試体も水ガラス添加比が大きいほど、発現したせん断強さも大きく、養生日数を経るにつれてせん断強さも大きくなっており、水ガラスの反応進行によるせん断強さの増加が確認できる。ここで、水ガラスを添加していないYW0もわずかにせん断強さが増加しているが、これはシキソトロピーによるせん断強さの増加であると考えられる。続いて養生日数7日以降のYW10、YW20を見ると、本来ならば水ガラス添加比の大きいYW20の方がせん断強さは大きくなると考え

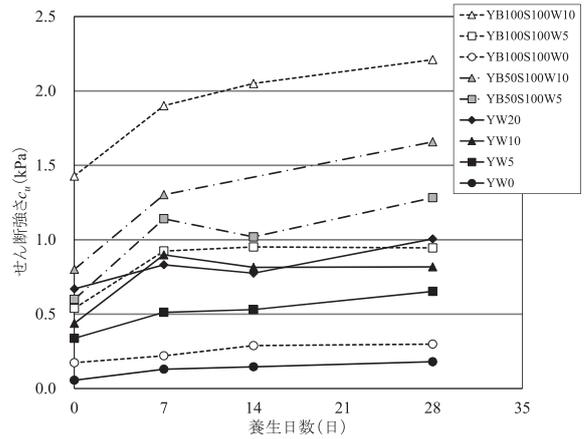


図-5 養生日数とせん断強さの関係

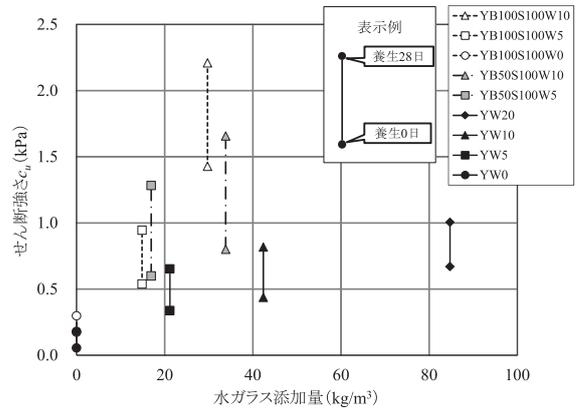


図-6 水ガラス添加量とせん断強さの関係

られるが、実際にはYW10とYW20のせん断強さには差がない。水ガラスは海水中や粘土鉱物中の多価金属イオンとの反応でゲル化するが、東京湾粘土のみに水ガラスを添加したケースでは、多価金属イオンの量に限界があり、添加した水ガラスと反応しきってしまったため、YW10とYW20にはせん断強さの差が見られなかったものと考えられる。また、YW5やYB50S100W5を見ると若干せん断強さが小さくなっている箇所がある。今回供試体を計測日ごとに別々に用意したため、同一の供試体を試験しているわけではなく、また計測される値も1kPa前後の小さい領域であったため、誤差をはらんでいると考えられ、実際には、水ガラスの反応ないしシキソトロピーによるせん断強さ増加が最大値に達しているものと考えられる。

ここで養生日数0日目のベントナイトと砂を添加した供試体のせん断強さの値を見ると、その値が東京湾粘土のみに水ガラスを添加した供試体と比較して著しく大きくなっていることがわかる。また、養生日数を経るにつれてせん断強さが増加する傾向自体は、ベントナイトと砂の添加の如何にかかわらず同様であるが、その傾きはベントナイトと砂を添加した供試体の方が大きい。これらはベントナイトに含まれる多価金属イオンにより、供試体内に含まれる多価金属イオンの総量が増加し、反応が進

んだためであると考えられる。

続いて、供試体 1m^3 あたり得水ガラス添加量を比較する。供試体はそれぞれ水ガラス添加前の液性限界の 1.5 倍に調泥された状態で製造される。水ガラス添加比とはこのときの東京湾粘土とベントナイトの合計乾燥重量に対する割合であるが、配合ケースによって東京湾粘土とベントナイトの量が異なるため、水ガラス添加比が同一であっても、遮水地盤材料 1m^3 あたりに実際に添加されている水ガラス添加量は異なる。そこで水ガラス添加量あたりに発現するせん断強さを比較するために、図-6 に水ガラス添加量とせん断強さの関係を示す。ここで 1 供試体あたりにプロットが 2 点示されているが、表示例に従い、下点は養生日数 0 日目を、上点は養生日数 28 日目のせん断強さを表す。図-6 より、すべての配合ケースの中で最も水ガラス添加量が多い供試体は $84.74\text{kg}/\text{m}^3$ の YW20 であるが、養生日数 0 日目のせん断強さは 0.67kPa とそこまで大きく発現していない。しかし、水ガラス添加量が $29.71\text{kg}/\text{m}^3$ でしかない YB100S100W10 は養生日数 0 日目のせん断強さが 1.43kPa と、少ない水ガラス添加量であるにも関わらずかなり大きなせん断強さを発現していることがわかる。他の配合ケースにおいても、ベントナイト添加の有無や添加量の違いによりせん断強さ発現程度が異なることから、最終的に本遮水地盤材料に与えられるせん断強さは水ガラスの添加量のみならず、ベントナイト添加の影響も受けることとなり、これらを調節することでより効率的に初期せん断強さを得ることができる。

5. 底面遮水層の設計法

これまでに検討してきた遮水地盤材料の遮水性能と圧縮性を実際の底面遮水層の設計に利用するためには、遮水地盤材料の配合を決定する必要がある。また同時に、効率的に施工、埋立するため、底面遮水層のせん断強さと、保護層と廃棄物層の施工回数及びその層厚を決定しなければならない。そこで本節では、①ベントナイト添加比と砂添加比を説明変数とした透水係数と圧密係数の予測式の考案、②保護層荷重の圧密によるせん断強さ増加分の検討、③円弧すべり解析による保護層と廃棄物層の施工回数及びその層厚の決定を行った。

5.1 遮水地盤材料の配合設計から底面遮水層施工に関する検討項目

図-7 に本論文で提案する底面遮水層法をフローチャートとして示す。フローチャート左側は遮水地盤材料の配合設計、右側は底面遮水層の施工に関する検討項目を表している。図-7 左側に放射性セシウムの吸着性の検討項

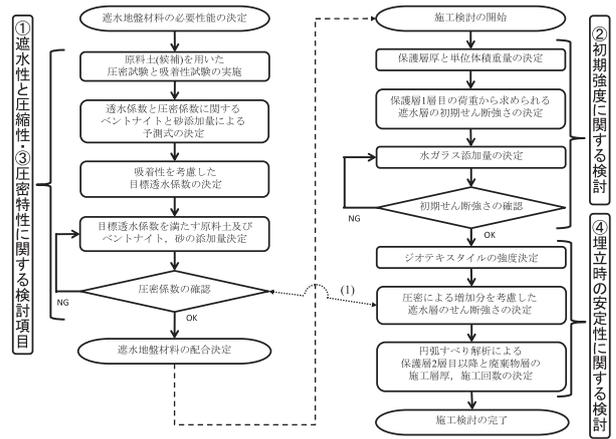


図-7 底面遮水層設計フローチャート

目があるが、本研究では検討できていないため、以後は、吸着性を考慮した目標透水係数として $k = 5.0 \times 10^{-10} (\text{m/s})$ を設定し、検討を進める。また、(1)で示す関係は、施工検討において必要なせん断強さ増加分が期待できないと判断された場合には配合設計における圧密係数の確認に立ち返る可能性を示唆している。

5.2 透水係数と平均圧密圧力の関係を用いた遮水性能の予測

圧密試験では 1 つの供試体に対し、透水係数 k と平均圧密圧力 \bar{p} の関係を得ることができる。第 3 節で得られているデータに対し累乗近似を施すと近似式は一般的に式(3)ようになる。

$$k = k_0 \bar{p}^{-a} \quad (3)$$

ここで、 k_0 : 初期透水係数(m/s), a : 透水係数低減定数と定義する。

各供試体ごとに得られた透水係数 k と平均圧密圧力 \bar{p} に関する近似式を一般的な近似式である式(3)と比較し、係数と乗数にそれぞれ対応する数値でもって、供試体ごとに初期透水係数 k_0 と透水係数低減定数 a を決定した。表-5 に各供試体の初期透水係数と透水係数低減定数を示す。ここで、ベントナイト添加比 r_B とは、液性限界の 1.5 倍に調泥された海成粘土 1m^3 あたりの乾燥重量に対するベントナイトの添加比を表している。以下ではベントナイト添加比、砂添加比を説明変数として、重回帰分析により初期透水係数と透水係数低減定数を予測する。

まず、初期透水係数の予測を行う。初期透水係数とはすなわち、供試体ごとに得られた透水係数と平均圧密圧力に関する近似式によって求められる平均圧密圧力 $\bar{p} = 1\text{kPa}$ の時の透水係数の値であり、第 3 節で示したように透水係数はベントナイト添加比と砂添加比両者の影響を受けることから、どちらの変数も無視できない。したがってベントナイト添加比と砂添加比を説明変数とした重回帰分析をもって予測初期透水係数 k_{0p} を求めた。式(4)に

求められた予測初期透水係数の予測式を示す。今回ベントナイト添加比に関して相関性が確認できなかったため、結果的には砂添加比のみを用いた予測式となっている。

$$k_{0p} = -1.42 \times 10^{-11} r_s + 4.76 \times 10^{-9} \quad (4)$$

ここで、 r_s ：砂添加比(%)を表す。

図-8に、表-5に示した実際に得られている初期透水係数と式(4)を用いて算出された予測初期透水係数との関係を示す。ここで、図-8中の直線は $k_{0p} = k_0$ を表している。図-8より各プロットは $k_{0p} = k_0$ の直線近辺に分布しており、式(4)で初期透水係数が十分に説明できることがわかる。

続いて、透水係数低減定数の予測を行う。透水係数低減定数とはすなわち、平均圧密圧力の値によって透水係数がどの程度減じられるかを示しており、添加することで透水係数が低下するベントナイトはもちろんのこと、高圧密圧力下で透水係数を増加させる砂の影響を無視できない。したがって初期透水係数同様ベントナイト添加比、砂添加比の両者を説明変数とした重回帰分析により予測透水係数低減定数 a_p を予測した。求められた予測式を式(5)に示す。

$$a_p = 5.41 \times 10^{-3} r_B - 1.00 \times 10^{-3} r_s + 0.60 \quad (5)$$

ここで、 r_B ：ベントナイト添加比(%)を表す。

また図-9に、表-5に示した実際に得られている透水係数低減定数と式(5)を用いて算出された予測透水係数低減定数との関係を示す。ここで、図-9中の直線は $a_p = a$ を表している。図-9より各プロットは $a_p = a$ の直線近辺に分布しており、式(5)で透水係数低減定数が十分に説明できることがわかる。

最後に、これまで求めてきた予測初期透水係数 k_{0p} と予測透水係数低減定数 a_p を式(3)に適用し、透水係数の予測式を式(6)のように得る。

$$k_p = k_{0p} p^{-a_p} \quad (6)$$

ここで、 k_p ：予測透水係数(m/s)を表す。

また図-10に、実際に得られている透水係数と式(6)を用いて算出された予測透水係数との関係を示す。ここで、図-10中の直線は $k_p = k$ を表している。図-10より各プロットは $k_p = k$ の直線近辺に分布しており、式(6)を用いることで高精度に透水係数を予測できることがわかる。

5.3 圧密係数と平均圧密圧力の関係を用いた圧密性能の予測

圧密試験では1つの供試体に対し、圧密係数 c_v と平均圧密圧力 \bar{p} の関係を得ることができる。第3節で得られているデータに対し、累乗近似を施すと一般的な近似式は式(7)のようになる。

$$c_v = c_{v0} \bar{p}^{-b} \quad (7)$$

ここで、 c_{v0} ：初期圧密係数(cm²/day)、 b ：圧密係数変化定数と定義する。

各供試ごとに得られた圧密係数 c_v と平均圧密圧力 \bar{p} に関する近似式を一般的な近似式である式(7)と比較し、係数と乗数にそれぞれ対応する数値でもって、供試体ごとに初期圧密係数 c_{v0} と圧密係数変化定数 b を決定した。表-6に各供試体の初期圧密係数と圧密係数変化定数を示す。透水係数と同様、ベントナイト添加比と砂添加比を説明変数として、重回帰分析により初期圧密係数と圧密係数変化定数を予測する。

まず、初期圧密係数の予測を行う。初期圧密係数とはすなわち、初期透水係数同様、供試体ごとに得られた圧密係数と平均圧密圧力に関する近似式によって求められる平均圧密圧力 $\bar{p} = 1\text{kPa}$ の時の初期圧密係数の値である。第3節で示したように圧密係数はベントナイト添加比と砂添加比両者の影響を受けることから、どちらの変数も無視できない。したがって、ベントナイト添加比と砂添加比を説明変数とした重回帰分析をもって予測初期圧密係数 c_{v0p} を求めた。式(8)に求められた予測初期圧密係数の予測式を示す。今回、ベントナイト添加比に関して相関性が確認できなかったため、結果的には砂添加比のみを用いた予測式となっている。

$$c_{v0p} = -1.45 \times 10^{-2} r_s + 4.76 \quad (8)$$

また図-11に、表-6に示した実際に得られている初期透水係数と式(8)を用いて算出された予測初期透水係数との関係を示す。ここで、図-11中の直線は $c_{v0p} = c_{v0}$ を表している。図-11より各プロットは $c_{v0p} = c_{v0}$ の直線近辺に分布しており、式(8)で初期透水係数が十分に説明できることがわかる。

続いて、圧密係数変化定数の予測を行う。圧密係数変化定数とはすなわち、平均圧密圧力の値によって圧密係数がどの程度変化するかを示しており、添加することで圧密係数が低下するベントナイトはもちろんのこと、圧密係数を向上させる砂の影響も無視できない。したがって初期圧密係数同様ベントナイト添加比、砂添加比の両者を説明変数とした重回帰分析により予測圧密係数変化定数 b_p を予測した。求められた予測式を式(9)に示す。

$$b_p = -5.08 \times 10^{-3} r_B + 2.02 \times 10^{-3} r_s + 0.36 \quad (9)$$

また図-12に、表-6に示した実際に得られている圧密係数変化定数と式(9)を用いて算出された予測圧密係数変化定数との関係を示す。ここで、図-12中の直線は $b_p = b$ を表している。図-12より各プロットは $b_p = b$ の直線近辺に分布しており、式(9)で圧密係数変化定数が十分に説明できることがわかる。

表-5 各供試体の初期透水係数と透水係数低減定数

供試体名	原料土	ベントナイト	砂添加比	初期透水	透水係数
		添加比		係数	低減定数
		$r_B(\%)$	$r_S(\%)$	$k_0(\text{m/s})$	a
TB0		0.00	0.00	5.62E-09	0.603
TB0S100		0.00	100.00	2.53E-09	0.502
TB0S150		0.00	150.00	3.05E-09	0.423
TB25		4.98	0.00	4.21E-09	0.614
TB50	徳山港粘土	10.00	0.00	4.48E-09	0.665
TB75		14.93	0.00	4.95E-09	0.693
TB100		20.00	0.00	4.89E-09	0.708
TB100S100		20.00	100.00	3.27E-09	0.635
TB100S150		20.00	150.00	2.82E-09	0.560
TB150		30.30	0.00	4.71E-09	0.732

表-6 各供試体の初期圧密係数と圧密係数変化定数

供試体名	原料土	ベントナイト	砂添加比	初期圧密	圧密係数
		添加比		係数	変化定数
		$r_B(\%)$	$r_S(\%)$	$c_{v0}(\text{cm}^2/\text{day})$	b
TB0		0.00	0.00	5.60	0.380
TB0S100		0.00	100.00	2.76	0.549
TB0S150		0.00	150.00	3.54	0.670
TB25		4.98	0.00	4.39	0.344
TB50	徳山港粘土	10.00	0.00	4.81	0.270
TB75		14.93	0.00	4.58	0.277
TB100		20.00	0.00	4.59	0.260
TB100S100		20.00	100.00	2.99	0.420
TB100S150		20.00	150.00	2.23	0.581
TB150		30.30	0.00	4.91	0.224

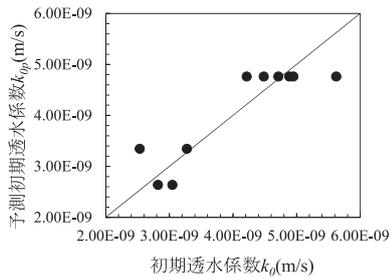


図-8 初期透水係数と予測初期透水係数

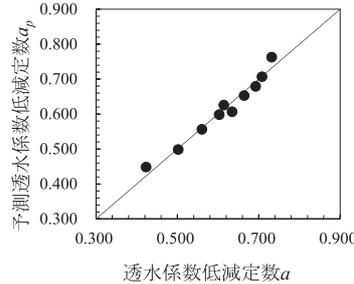


図-9 透水係数低減定数と予測透水係数低減定数

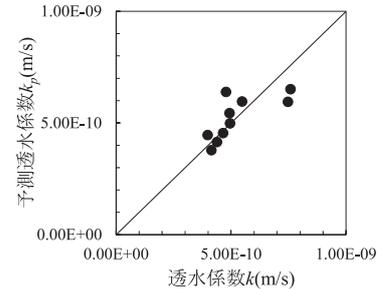


図-10 透水係数と予測透水係数

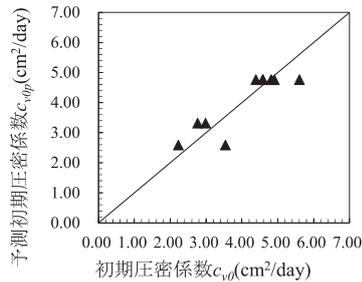


図-11 初期圧密係数と予測初期圧密係数

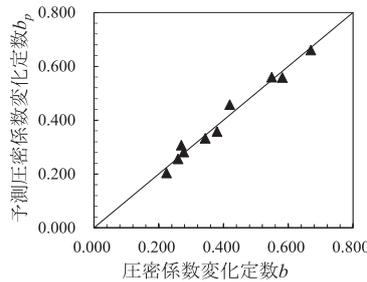


図-12 圧密係数変化定数と予測圧密係数変化定数

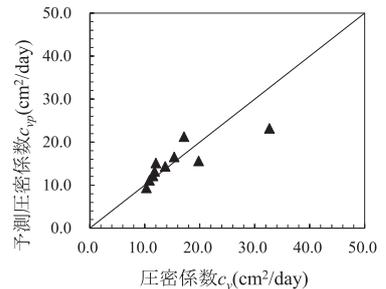


図-13 圧密係数と予測圧密係数

最後に、これまで求めてきた予測初期圧密係数 c_{v0p} と予測圧密係数変化定数 b_p を式(7)に適用し、圧密係数の予測式を式(10)のように得る。

$$c_{vp} = c_{v0p} P^{-b_p} \quad (10)$$

ここで c_{vp} : 予測圧密係数 (cm^2/day) を示す。

また図-13 に実際に得られている圧密係数と式(10)を用いて算出された予測圧密係数との関係を示す。ここで、図-13中の直線は $c_{vp} = c_v$ を表している。図-13より各プロットは $c_{vp} = c_v$ の直線近辺に分布しており、式(10)を用いることで高精度に圧密係数を予測できることがわかる。

5.4 最適配合比の決定

第5.2, 5.3節で透水係数と圧密係数の予測式を提案したが、これら予測式を用いることで、施工条件にあったベン

トナイトと砂の配合比を選択できる。優先されるべき施工条件は、その処分場の重要性や埋め立てられる廃棄物によって異なる。施工期間の短縮が優先される場合は圧密係数を優先したベントナイトと砂の配合が選択されるべきである。また、海成粘土による汚染物質の吸着を考慮する場合には、吸着を考慮することで下回るべき透水係数に余裕が生まれ、その余裕を加味した目標透水係数を下回るベントナイトと砂の配合が選択されるべきである。本論文では、施工条件によって選択されるベントナイトと砂の配合比を「最適配合比」と呼称することとし、本論文では透水係数を最優先とした配合を最適配合比として議論を進める。

今回、目標透水係数は $k = 5.0 \times 10^{-10}(\text{m/s})$ であるから、本遮水地盤材料における最適配合比は、この目標透水係数を下回るベントナイトと砂の配合の内、施工期間の可能な限りの短縮を考慮し、圧密係数が最大の配合比とした。そこ

で、ベントナイト添加比を 0~100%まで 10%ずつ、砂添加比を 0~150%まで 10%ずつ変化させた計算表を式(6), (10)に適用し、最適配合比を求めた。この際用いた平均圧密圧力 \bar{p} は、廃棄物埋立前に目標透水係数が達成されなければならないことから、底面遮水層中央部を基準とし、式(11)から算出している。

$$\begin{aligned} \bar{p} &= \sqrt{\left(\frac{H_b \times \gamma_b'}{2}\right) \times (H_p \times \gamma_p')} \\ &= \sqrt{\left(\frac{4.0}{2} \times 4.0\right) \times (3.0 \times 14.0)} \approx 18.3\text{kPa} \end{aligned} \quad (11)$$

ここで、 H_b : 底面遮水層の層厚(m), H_p : 保護層の層厚(m), γ_b' : 底面遮水層の水中単位体積重量(kN/m³), γ_p' : 保護層の水中単位体積重量(kN/m³)であり、底面遮水層の水中単位体積重量を 4.0(kN/m³), 保護層の水中単位体積重量を 14.0(kN/m³)と仮定している。

式(11)によって算出された平均圧密圧力を用い、先述したベントナイト添加比が 11 通り、砂添加比が 16 通りの組み合わせ、計 176 通りの計算の結果、ベントナイト添加比 30%、砂添加比 150%の配合比が最適配合比であることが分かった。

表-7 に、最適配合比を持った本遮水地盤材料の概要を示す。先述したようにベントナイトは透水係数低減を目的として添加されるが、母材の海成粘土によってはそれ単体である程度の遮水性が見込まれる場合がある。したがって図-7 に示したように、現場周辺海域の海成粘土に対し圧密試験を実施し、最も透水係数が小さい海成粘土を母材として選択することで、添加すべきベントナイトを減量することが可能である。また、今回砂添加比は 150%が選択される結果となったが、遮水地盤材料製造過程において砂が材料全体に十分に混合されない恐れがあるときは、砂の集中する部分は遮水性が十分に発揮されない可能性があるため、砂添加比の最大値を再決定する必要がある。今回選択された最適配合比はベントナイト添加比 30%、砂添加比 150%の配合比であり、これをこれまでに表してきたアルファベットと数字の組み合わせで示すと TB151S150 となる。以下では本遮水地盤材料を対象として検討を進める。

5.5 水ガラス添加による初期せん断強さの検討

本海面処分場では、底面遮水層上面にジオテキスタイルの敷設を設定しているが、ジオテキスタイルの敷設直後はたるみが残っている可能性もあるため、保護層を複数段階に分けて施工していく中で、保護層 1 層目においてジオテキスタイルによる抵抗は期待できない。したがって、保護層 1 層目の施工においては底面遮水層が持つせん断強さのみで抵抗しなければならない。ここで、第 4 節で検討した水ガラス添加によって、底面遮水層に初期せん断強さを与えることとした。まず、保護層 1 層目の荷重に耐えうる初期せん断強さを粘性土地盤の支持力公式から、以下の式

表-7 最適配合比をもつ遮水地盤材料の概要

原料土	液性限界 (%)	ベントナイト添加比 (%)	砂添加比 (%)	遮水材料の飽和単位体積重量 (kN/m ³)
徳山港粘土	52.93	30	150	15.66

(12)のように算出する。まず、保護層 1 層目による荷重 p_1 を算出する。支持力公式から、底面遮水層の支持力 q_b は p_1 を上回らなければならないから、底面遮水層に必要な初期せん断強さ c_0 は安全率 1.2 程度を見込み、約 1.0kPa 程度と求められた。ただし、保護層 1 層目の施工層厚を海上施工であることを鑑み、30cm としている。

$$\begin{aligned} p_1 &= H_{p1} \times \gamma_p' = 0.30 \times 14.0 = 4.2\text{kPa} \\ q_b &= 5.14c_0 \\ q_b &\geq p_1 \end{aligned} \quad (12)$$

$$c_0 \geq \frac{4.2}{5.14} \times 1.2 = 0.98 \approx 1.0\text{kPa}$$

ここで、 p_1 : 保護層 1 層目の荷重(kPa), H_{p1} : 保護層 1 層目の層厚(m), γ_p' : 保護層の水中単位体積重量(kN/m³), q_b : 底面遮水層の支持力(kPa), c_0 : 初期せん断強さ(kPa)を表す。

今回残念ながら、徳山港粘土を母材とした遮水地盤材料に対する水ガラス添加実験は実施できていない。しかし、第 3 節でも述べたように、水ガラス添加によって発現するせん断強さは水ガラスの添加量とベントナイトの添加量に大きく影響される。本遮水地盤材料 TB151S150 はベントナイトを多量に含むため、水ガラスとの反応性は高いことが予想され、水ガラスの添加量を調整することで初期せん断強さ 1.0kPa は容易に達成できると考えられる。

5.6 圧密によるせん断強さの増加の検討

本遮水地盤材料は母材が海成粘土であるため、圧密が進行するに従いせん断強さも増加する。廃棄物を埋め立てるにあたり廃棄物層のすべり破壊を防ぐため、複数段階に分けての埋立が想定されるが、施工期間、施工効率の観点から可能な限り埋立回数を減らし、かつそれぞれの埋立層厚を最大化することが望まれる。したがって、保護層施工からある程度の圧密期間を置くことで保護層荷重による底面遮水層全体の圧密が期待できるため、その直後である廃棄物埋立開始時の底面遮水層のせん断強さを把握することが重要となってくる。以下では本底面遮水層がどの程度せん断強さが増加するかを検討する。

せん断強さ c (kPa)は初期せん断強さ c_0 (kPa)とせん断強さ増加分 Δc (kPa)を用いて以下の式(13)のように表せる。

$$c = c_0 + \Delta c \quad (13)$$

せん断強さ増加分は作用する応力にせん断強さ増加率 α を乗することで算出できる。なお、せん断強さ増加分を算出する基準を底面遮水層中央部とし、 $\alpha = 0.25$ と仮定している。

$$\begin{aligned} \Delta c &= \left(H_p \times \gamma_p' + \frac{H_b}{2} \times \gamma_b' \right) \times \alpha \\ &= \left(3.0 \times 14.0 + \frac{4.0}{2} \times 5.7 \right) \times 0.25 = 13.4 \text{ kPa} \end{aligned} \quad (14)$$

式(12), (13), (14)より初期せん断強さにせん断強さ増加分を足し合わせることで最終的に得られる圧密度 100%のときのせん断強さは 14.4(kPa)と求められる。しかし、本遮水地盤材料は保護層施工完了時の圧密係数 c_v が 11.4(cm²/day)と決して大きいとは言えない数値であり、一般的に目標とされる平均圧密度 90%に達するには非常に長期の圧密期間を置かなければならない。したがって、今回は圧密期間を 4 年と設定し、圧密期間 4 年以内に達する平均圧密度から廃棄物埋立時のせん断強さを決定することとした。

平均圧密度を 10%ずつ変化させ、本底面遮水層に適用しながら圧密期間 4 年を下回る平均圧密度を求めると、以下の式(15)のように、平均圧密度 70%ならば圧密期間 3.87 年で達成されることがわかった。

$$t = \frac{(H_b/2)^2 \cdot T_V}{c_v} = \frac{200^2 \times 0.403}{11.40} \approx 1,414 \text{日} = 3.87 \text{年} \quad (15)$$

ここで H_b : 底面遮水層の層厚(cm), T_V : 時間係数を表す。

式(11)より、底面遮水層に作用する荷重は保護層施工前後で 8.0kPa から 42.0kPa と、約 5 倍になっており、平均圧密度 70%に対応する応力に関する圧密度は約 50%を見積もることができる¹⁰⁾。したがって、応力に関する圧密度 50%におけるせん断強さ増加分は安全率 1.2 を考慮し、以下の式(16)のように算出される。

$$\begin{aligned} \Delta c &= \left(H_p \times \gamma_p' + \frac{H_b}{2} \times \gamma_b' \right) \times \alpha \times \frac{0.5}{1.2} \\ &= \left(3.0 \times 14.0 + \frac{4.0}{2} \times 5.7 \right) \times 0.25 \times \frac{0.5}{1.2} = 5.6 \text{ kPa} \end{aligned} \quad (16)$$

ゆえに、廃棄物埋立時の底面遮水層のせん断強さは、式(12), (13), (16)より、以下の式(17)のように算出される。

$$c = c_0 + \Delta c = 1.0 + 5.6 = 6.6 \text{ kPa} \quad (17)$$

以上から、廃棄物の埋立を保護層の施工完了から 3.87 年後以降に開始することとし、その際底面遮水層に設定するせん断強さは 6.6(kPa)とする。また、今回圧密によるせん断強さ増加率を 0.25 と仮定しているが、実施工においては室内実験等を行うことが望ましい。

5.7 底面遮水層の上へ廃棄物を埋め立てる際のすべり破壊に対する安定性の検討

非常に軟弱な底面遮水層の上に保護層と廃棄物層を施工、埋立を可能とするため、それぞれ複数段階に分けての施工、埋立が想定される。つまり、保護層と廃棄物層それぞれにおける適切な施工回数と施工層厚を把握する必要がある。そこで本研究では、検討済みの保護層 1 層目の 30cm を除いた残りの保護層と廃棄物層の適切な施工回数、

施工層厚を円弧すべり解析でもって検討した。具体的には、保護層施工時は安全率 1.1 を上回るよう、廃棄物埋立時は安全率 1.3 を上回るような各施工層厚を決定している。また、円弧すべり解析における安全率 F の算出式は以下の式(18)を用いた。

$$F = \frac{M_R + T \cdot r}{M_S} \quad (18)$$

ここで M_R : 抵抗モーメント(kN・m), T : ジオテキスタイルの引張強度(kN), r : 安全率最小となる円弧中心からジオテキスタイルまでの距離(m), M_S : すべりモーメント(kN・m)を表す。

第 5.5 節でも触れたように、底面遮水層上面にはジオテキスタイルの敷設を想定している。ここでのジオテキスタイルには引張強度に優れるジオグリッドを想定しており、ジオテキスタイル接合部での強度低下を考慮した安全率を 1.5 程度見込み、円弧すべり解析には引張強度 80(kN)を仮定している。なお、ジオテキスタイルの引張強度は式(18)のように、すべり破壊に対する抵抗として働くよう解析を行っている。また表-8 に円弧すべり解析に用いた各種条件を、図-14 に円弧すべり解析結果例として、保護層 3 層目施工時の最小安全率円弧をそれぞれ示す。

円弧すべり解析の結果を表-9 に示す。保護層は 4 層、廃棄物は 2 回に分けることでそれぞれ施工と埋立が可能となることがわかった。保護層と廃棄物層 1 層目は海上での施工・埋立となるため、船上からの投入が適している。橋本ら⁸⁾の報告にあるように、各層厚 1m 以下と比較的薄層での施工が求められる保護層は、船上に設置下ベルトコンベアからの薄層撒きだしを行い、続く廃棄物層は層厚 4m 以上の埋立であるから、ガット船からの直接投入等が適していると考えられる。廃棄物層 2 層目は、廃棄物層天端までの埋立となるので、ダンプトラックからの埋立も可能であると考えられる。

6. 結論

海成粘土を母材とした遮水地盤材料を利用した海面処分場底面遮水層の設計において、遮水層厚等を具体的に設定することでその可能性を検討した。その結果、①遮水性と圧縮性、②初期強度、③圧密特性、④埋立時の安定性、に関する検討が必要であることが示された。今後は、本研究において検討できていない「吸着性に関する検討」を行い、廃棄物による汚染に対し遮水のみでなく吸着によっても、二重の対策を施すことが望ましいと考えている。また、本検討例における圧密期間 4 年間は決して短い圧密期間とは言えないため、さらに圧密性を向上させた遮水材料の開発を行わなければならないだろう。以下には今回得られたそれぞれの検討項目に関するまとめを示す。

表-8 円弧すべり解析に用いた各種条件一覧

層厚 (m)	湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	飽和単位体積重量 γ_{sat} (kN/m ³)	水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	
廃棄物層	8.3	17.0	19.0	9.0	30.0
保護層	3.0	21.0	24.0	14.0	35.0
底面遮水層	4.0	15.7	15.7	5.7	0.0
遮水基盤	-	18.0	20.0	10.0	30.0

ジオテキスタイル 引張強度 $T=80.0(\text{kPa})$
せん断強さ 初期せん断強さ $c_0=1.0(\text{kPa})$, 圧密後のせん断強さ $c=6.6(\text{kPa})$

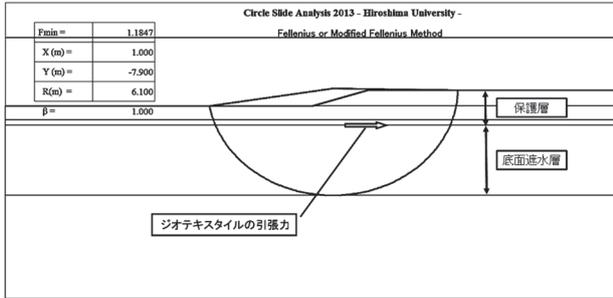


図-14 円弧すべり解析結果例

表-9 円弧すべり解析結果

施工する層	層全体の層厚 (m)	施工する層厚 (m)
廃棄物層 2 層目	8.30	4.00
廃棄物層 1 層目		4.30
保護層 4 層目	3.00	1.00
保護層 3 層目		0.90
保護層 2 層目		0.80
保護層 1 層目		0.30

- 海成粘土にベントナイトと砂を添加した遮水地盤材料の遮水性能と圧縮性を圧密試験で検討した。ベントナイト添加により透水係数は低下し、砂添加により遮水層厚は維持しつつ圧密係数が向上した。
- 遮水地盤材料に対し水ガラスを添加し初期せん断強さを与えた。ベーンせん断試験の結果から、養生日数を経るにつれ、また水ガラスの添加比が大きくなるにつれ、発現するせん断強さは大きくなり、含まれるベントナイトの添加量にも依存することがわかった。
- 保護層荷重による底面遮水層のせん断強さ増加を検討した。段階荷重圧密試験の結果から求められた透水係数と圧密係数に関する予測式を用い、圧密係数を $11.4\text{cm}^2/\text{day}$ に設計した遮水地盤材料を用いると圧密期間 4 年以内に達する平均圧密度は 70% であり圧密により増加するせん断強さは 5.6kPa であることがわかった。したがって廃棄物埋立時には底面遮水層のせん断強さを 6.6kPa と見積もることが可能である。
- 底面遮水層の上へ廃棄物を埋め立てる際のすべりに対する安定性の検討を行った。保護層施工時は安全率 1.1 を上回るよう、廃棄物埋立時は安全率 1.3 を上回るよう解析を行うと合計層厚 3m の保護層は 4 層に、埋立高さ 8.3m の廃棄物は 2 回に分けることで施工、埋立時に必要な安全率を満たすことが分かった。
- 上野一彦, 山田耕一, 渡部要一: 管理型海面廃棄物処分場を用いる浚渫粘土を主材料とした土質遮水材料の提案, 土木学会論文集, vol. 64, No. 2, pp. 177-186, 2008.
- 村上博紀, 土田孝, 安部太紀, 上野一彦, 田中裕一: 放射性セシウムを含む廃棄物等を対象とした海面処分場を用いる遮水地盤材料の研究, 地盤工学ジャーナル, vol. 10, No. 1, pp. 17-32, 2015.
- 山田耕一, 鶴飼亮行, 伊野同, 土田孝, 渡部要一: 変形追随遮水材料を用いた管理型廃棄物海面処分場の遮水工法に関する実海域実証実験, 土木学会論文集(海洋開発), Vol. 19, pp. 177-182, 2003.
- 山崎宏和, 山田耕一, 羽田晃, 道中彰, 梅田諭, 渡部要一: 海面処分場における土質遮水材料の鉛直遮水壁への施工例, 土木学会論文集(海洋開発), Vol. 67, No. 2, pp. I_434-I_439, 2011.
- 川崎隆広, 山田耕一, 上野一彦: 海面処分場における土質遮水材料の施工事例, 地盤と建設, Vol. 27, No.1, pp. 187-194, 2009.
- 橋本宗明, 東原純, 野並賢: 海面処分場の現状と将来性, 6. 海面処分場の事例その 2 大阪湾フェニックスの例について, 地盤工学会誌, vol. 61, No. 8, Ser. No. 667, 2013.
- 田中洋行, 田中政典: 1.ベーンせん断試験による粘性土地盤の強度決定法, 港湾技術研究所報告, Vol. 33, No. 4, p. 6, 1994.
- 最上武雄: 土質力学, 技報堂, p. 373, 1969.

参考文献

- 環境省: 除染土壌などの中間貯蔵施設について, 第 1 版
- 環境省 巨大地震発生時における災害廃棄物対策検討委員会: 巨大災害発生時における災害廃棄物対策のランドデザインについて 中間とりまとめ, 2014.

(2016 年 6 月 20 日 受付)