

## ため池底泥土とクリンカアッシュ混合土の土質工学的性質

## Geotechnical Properties of Soil Mixed with Clinker Ash and Pond Bottom Mud

大西正人	Masato ONISHI	(鳥取大学大学院工学研究科)
清水正喜	Masayoshi SHIMIZU	(鳥取大学大学院工学研究科)
中村公一	Koichi NAKAMURA	(鳥取大学大学院工学研究科)
西村強	Tsuyoshi NISHIMURA	(鳥取大学大学院工学研究科)
吉岡一郎	Ichiro YOSHIOKA	(中国電力(株)流通事業本部)
中下明文	Akifumi NAKASHITA	(中国電力(株)電源事業本部)

ため池内に堆積した底泥土は、貯水容積低下や水質悪化の原因となっている。ため池としての機能回復のため、底泥土の除去処分が必要とされているが、この底泥土の処分場の確保が困難になってきている。この除去すべき底泥土の有効利用を図ることができれば、底泥土の処分場の確保がいらす効率的な堤体改修が可能となる。そこで本研究は、鳥取県倉吉市寺谷地内で採取したため池底泥土にクリンカアッシュを混合させることによる遮水材としての適用性について実験を行い検討した。

キーワード：動水勾配，透水係数，間隙比

(IGC : D-6)

## 1. 序論

ため池内に堆積した底泥土は、貯水容積低下や水質悪化の原因となっている。ため池の機能回復のため、底泥土の除去処分が必要とされているが、この底泥土の処分場の確保が困難になってきている。この除去すべき底泥土の有効利用を図ることができれば、底泥土の処分場の確保がいらす効率的な堤体改修が可能となる。ため池底泥土の有効利用を図る方法の一つとして、セメント固化処理されている。しかし、セメント固化処理土は変形していない状態であれば、遮水性を十分に確保できるが、変形に対して脆性であるため、1%程度のひずみでクラックが生じ、遮水性を確保できなくなる欠点がある。また、老朽が促進した際のセメント固化処理土から六価クロムの溶出が確認され、地盤環境に及ぼしうの影響として挙げられている<sup>1)</sup>。本研究で用いるクリンカアッシュは、石炭火力発電所において赤熱状態の石炭灰をボイラ底部の水槽に落下させ、急冷水洗し粉砕機で粉砕したものである。主成分はシリカとアルミナであり土を構成する鉱物でできている。そのため、地盤環境に影響なく化学的要因を考えず使用することができる。地盤環境に影響のない安定処理材料として碎石や石灰等があるがコストがかかりすぎる。しかしクリンカアッシュは産業廃棄物として扱われておりコストが他の安定処理材料より安価であり有効活用しようという動きがみられる。現在では有効利用の方法として土木分野では地盤改良等に使われている。本研究でため池底泥土の有効利用を図ると共にクリンカアッシュの有効利用を図るため用いた。

本研究は、ため池底泥土にクリンカアッシュを混合させることによる遮水材としての適用性について実験を行い検討した。

## 2. 試料

本研究に使用した試料は、鳥取県倉吉市寺谷地内のため池底泥土とクリンカアッシュである。

表-1 に試料の物理的性質を示し、図-1 に試料の粒径加積曲線を示す。表-1 に表記している NP は、非塑性であることを示す。ため池底泥土は、4.75mm ふるいで裏ごしした通過試料を使用している。クリンカアッシュは、9.5mm のふるい通過試料のうち 2.0mm ふるいに残留した試料を水洗いし、その残留試料を使用した。最大粒径 9.5mm としたのは、突固めによる締固め試験に使用するモールドの直径の 1/10 以下となるようにするためである。また最小粒径を 2.0mm としたのは、混合する粒径範囲を礫分とするためである。クリンカアッシュの土粒子密度 ( $\rho_s$ ) が 1.915g/cm<sup>3</sup> と小さい値を示したのは、生成される際外部と連結していない空隙が存在しているためである<sup>2)</sup>。ため池底泥土とクリンカアッシュを体積比で 3:1 になるように混合した試料を混合土 25%、体積比で 1:1 になるように混合した試料を混合土 50%と以後表記する。

各試料の工学的分類を示す。ため池底泥土は、細粒分含有率 ( $F_c$ ) が 71.5%、液性限界 ( $w_L$ ) は 93.4%と高い値となっているため、(CH) 粘土 (高液性限界) と分類される。クリンカアッシュは (G) 礫に分類される。また混合土 25% は、(CH) 粘土 (高液性限界)、混合土 50%は、(G-FS) 細粒分砂まじり礫に分類される<sup>3)</sup>。

表-1 試料の物理的性質

試料	土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	液性限界 $w_L$ (%)	塑性限界 $w_p$ (%)	細粒分含有率 $F_c$ (%)
ため池底泥土	2.635	93.4	31.3	71.5
混合土 25%	2.458			57.7
混合土 50%	2.267			40.5
クリンカアッシュ 2mm~9.5mm	1.915	NP	NP	0

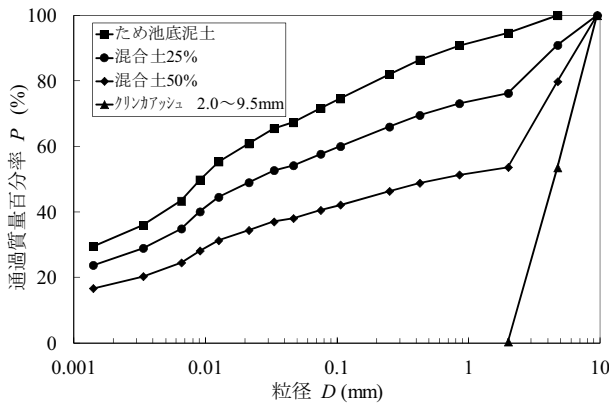


図-1 試料の粒径加積曲線

### 3. 試験装置及び試験方法

#### 3.1 突固めによる締固め試験

突固めによる締固め試験はA-c法(湿潤法で非繰返し法)をJIS A 1210:2009に従って行った<sup>4)</sup>。

##### (1) 試料の準備

ため池底泥土の突固めによる締固め試験は湿潤法で行うため、自然含水比の状態から自然乾燥させることによって試料の含水比を調整した。

混合土 25%と混合土 50%の突固めによる締固め試験では、所定の含水比に調整したため池底泥土に、クリンカアッシュを混合させた。クリンカアッシュは、孔隙内を水で満たすため、混合する前に脱気水に浸し煮沸した。なおこの作業を行う理由は、圧密非排水三軸圧縮試験時にB値を0.95以上とするためである。

#### 3.2 変水位透水試験

変水位透水試験はJIS A 1218:2009に従って行った<sup>5)</sup>。

##### (1) 供試体作製方法

供試体は、突固めによる締固め試験から得た最大乾燥密度となるよう締固めた。供試体の条件を表-2に示す。供試体を締固めた後、飽和度を高めるために水浸脱気を行った。水浸脱気過程では供試体を入れた脱気槽を真空ポンプにより減圧するが、急激に減圧すると供試体内の気泡が膨張し気泡が出にくくなるため、約1時間間隔で5段階に分け減圧した。

表-2 変水位透水試験の供試体条件

試料	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e$
ため池底泥土	1.248	1.081
混合土 25%	1.208	1.035
混合土 50%	1.126	1.013

#### (2) 透水試験方法

表-4に試験条件を示す。 $i_0$ は試験を開始する動水勾配、 $i_c$ は試験を終了する動水勾配である。 $\bar{i}$ は、 $i_0$ と $i_c$ の平均値である。試験は試験ケース $q_1$ から順次試験を行った。透水係数は、各試験ケースの $i_0$ 、 $i_c$ の水頭差 $h_1$ 及び $h_2$ とそれぞれを通過した時刻 $t_1$ 及び $t_2$ を測定して算出した。

#### 3.3 三軸試験装置を用いた透水試験

三軸試験装置を用いた透水試験は、表-7に示したせん断試験ケース $s_4$ 、 $s_7$ 、 $s_{10}$ の载荷過程前に行った。透水試験の試験条件を表-5に示す。順に圧密応力を上げて圧密し、その各圧密段階で透水試験を行った。

##### 3.3.1 試験装置

三軸圧縮試験装置の概略図を図-2に示す。供試体の直径は10cm、高さは20cmである。セル圧と背圧は電動レギュレータによって変えることができる。

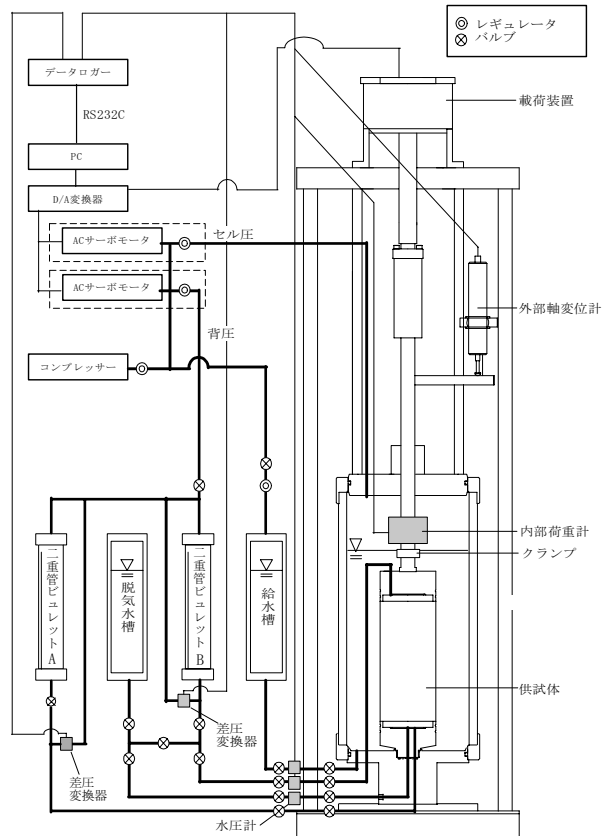


図-2 三軸試験装置

##### 3.3.2 試験方法

試験での供試体作製過程、供試体飽和・圧密過程はJGS 0523-2009(土の圧密非排水(CU)三軸圧縮試験方法)に従って行った<sup>6)</sup>。

(1) 供試体作製過程

供試体は、ため池底泥土、混合土 25%、50%とも突固めによる締固め試験から求めた最大乾燥密度となるよう締固めた。表-7 に供試体を締固めた結果を示す。締固めには 4 つ割りモールドとランマー質量 2.5kg を使用し、ランマー落下高さ 30cm、突固め層数 5 層、1 層あたりの突固め回数 25 回とした。この条件としたのは、1 層あたりの締固めエネルギーが突固めによる締固め試験と同等の締固めエネルギーにするためである。

(2) 供試体飽和・圧密過程

供試体飽和方法として二重負圧法を用いた。飽和後、背圧を 200kPa 載荷し、所定の圧密応力となるよう圧密した。圧密後供試体の飽和度を確認するために間隙圧係数 (B 値) を測定した。B 値を測定するのは、B 値が 0.95 以上であれば供試体が飽和状態と見なされるためである。本論文で示す結果はすべて B 値が 0.95 以上の供試体のものである。

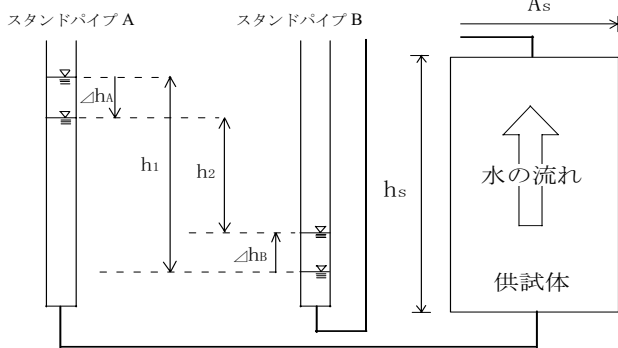


図-3 透水試験方法

(3) 透水試験方法

任意の圧密応力により圧密後、2 本のビュレットを用いて透水試験を行った。表-5 に動水勾配の試験条件を示す。動水勾配の試験条件は、変水位透水試験の結果を踏まえて決定した。表-5 に示す記号は、変水位透水試験と同様  $i_0$  は試験を開始する動水勾配、 $i_c$  は試験を終了する動水勾配である。 $\bar{i}$  は、 $i_0$  と  $i_c$  の平均値である。図-3 に透水試験方法を示す。この図を用いて試験方法を説明する。式 (1) の  $k$  は、三軸試験装置を用いた透水試験結果から透水係数を算出する際に用いた式である。ビュレット A の断面積を  $a_A$ 、ビュレット B の断面積を  $a_B$  とし、供試体の断面積を  $A_s$ 、高さを  $h_s$  とする。 $i_0$  及び  $i_c$  時の水頭差を  $h_1$ 、 $h_2$ 、その水頭差を通過した時刻を  $t_1$ 、 $t_2$  とする。 $\Delta h_A$  及び  $\Delta h_B$  はそれぞれのビュレット内の水頭の変化量である。

$$k = 2.303 a_A a_B h_s \log(h_1/h_2) / \{A_s(t_2 - t_1)(a_A + a_B)\} \quad (1)$$

3.4 圧密非排水三軸圧縮試験

圧密非排水三軸圧縮試験は JGS 0523-2009 (土の圧密非排水 (CU) 三軸圧縮試験方法) に従って試験を行った<sup>6)</sup>。

3.4.1 試験装置

三軸試験装置を用いた透水試験と同様である。鉛直荷重はパルスモーターによって載荷される。

3.4.2 試験方法

供試体作製過程、供試体飽和・圧密過程は三軸試験装置を用いた透水試験と同様である。

(1) 載荷過程

供試体を非排水、セル圧を一定の状態にし、軸ひずみ速度が一定になるように連続的に圧縮した。供試体内の間隙水圧分布の均一化をはかるために、軸ひずみ速度を 0.05%/min に設定し、軸ひずみが 15% に達した時終了した。

4. 試験結果及び考察

4.1 突固めによる締固め試験結果

表-3、図-4 に各試料の突固めによる締固め試験結果 (A-c 法) を示す。

粒度分布が締固め特性に与える影響について考察する。図-1 に示すように、混合土 25%、混合土 50% の粒度分布は、ため池底泥土にクリンカアッシュ (礫) を混合させているため、ため池底泥土に比べ粗粒分が多く、粒径幅も広がっている。粒度分布から推測すると、ため池底泥土に比べ混合土 25% と混合土 50% は、最適含水比が低くなり、最大乾燥密度が大きくなると考えられる<sup>8)</sup>。しかし、試験結果は、クリンカアッシュを混合させる割合を増やすと最大乾燥密度は小さくなり、最適含水比は高くなった。最大乾燥密度が小さくなったのは、クリンカアッシュの土粒子密度が小さいということからクリンカアッシュを加える割合を増やすごとに最大乾燥密度が小さくなったと考えられる。クリンカアッシュを加える割合を増やすごとに最適含水比が高くなったことについては、試料の準備でクリンカアッシュの孔隙内を水で満たした状態で混合させているためである。このため粒度分布からの推定とは違う結果になったと考えられる。

表-3 突固めによる締固め試験結果

試料	$W_{opt}$ (%)	$\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )
ため池底泥土	37.2	1.252
混合土 25%	38.0	1.216
混合土 50%	38.9	1.141

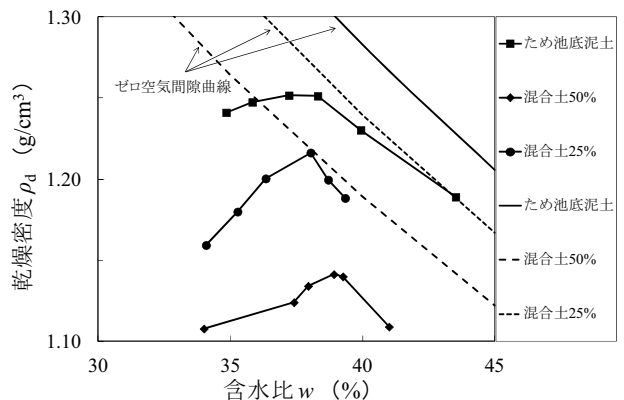


図-4 各試料の突固めによる締固め試験結果

4.2 変水位透水試験

(1) 変水位透水試験結果

図-5, 図-6, 図-7 に各試料における動水勾配の変化が見かけの流速に及ぼす関係を示す. 図-5, 図-6, 図-7 の縦軸に表記している流速は, スタンドパイプ A からスタンドパイプ B に流れた流量を供試体の断面積で除した値を示している. またプロットした動水勾配は, 表-4 に示す各試料の  $\bar{i}$  である. 図-5, 図-6, 図-7 に示している破線は, 各試料における任意の動水勾配を繋いだ近似曲線である. この曲線の引き方は, 任意の動水勾配における透水係数の曲線を引き, 偏差の小さい  $\bar{i}$  で引いた曲線である.

ため池底泥土は, 動水勾配  $\bar{i}=2.5$  付近以下の低動水勾配で, 動水勾配と流速の関係性が見られなくなっている. 混合土 25% は  $\bar{i}=5.0$  付近以上, 混合土 50% は  $\bar{i}=4.0$  付近以上の動水勾配で流速との関係性が見られなくなっている. このため, 透水試験を行う際は, この動水勾配と流速との関係を考えて試験を行わなければならない. 透水試験の動水勾配の推定する方法として, 粒度分布から求められる  $D_{10}$  の値によって動水勾配を決定し試験を行うことができる. ため池底泥土はこの粒度分布から求められる  $D_{10}$  の値に従って試験を行うことができる. しかし, 混合土 25% と混合土 50% では,  $D_{10}$  から決定できる動水勾配の値では動水勾配と流速の関係性にならない可能性がある. これより粒度分布から推定できる動水勾配を試験時で適用するのではなく, 物理的特性を考慮したうえで試験を行う必要がある.

表-4 変水位透水試験の動水勾配条件

番号	ため池底泥土			混合土25%, 50%		
	$i_o$	$i_c$	$\bar{i}$	$i_o$	$i_c$	$\bar{i}$
$q_1$	0.4	0.3	0.35	0.5	0.2	0.35
$q_2$	0.65	0.55	0.6	1.0	0.2	0.6
$q_3$	1.55	1.45	1.5	2.0	1.0	1.5
$q_4$	2.55	2.45	2.5	3.0	2.0	2.5
$q_5$	3.55	3.45	3.5	4.0	3.0	3.5
$q_6$	4.55	4.45	4.5	5.0	4.0	4.5
$q_7$	5.55	5.45	5.5	6.0	5.0	5.5
$q_8$	6.55	6.45	6.5	7.0	6.0	6.5
$q_9$	7.55	7.45	7.5	8.0	7.0	7.5
$q_{10}$	8.55	8.45	8.5	9.0	8.0	8.5
$q_{11}$	9.55	9.45	9.5	10.0	9.0	9.5

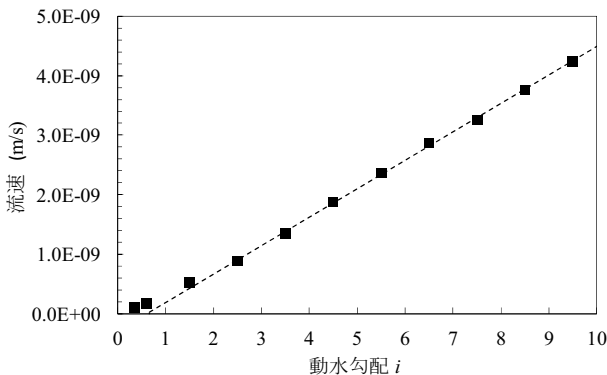


図-5 動水勾配と流速の関係 (ため池底泥土)

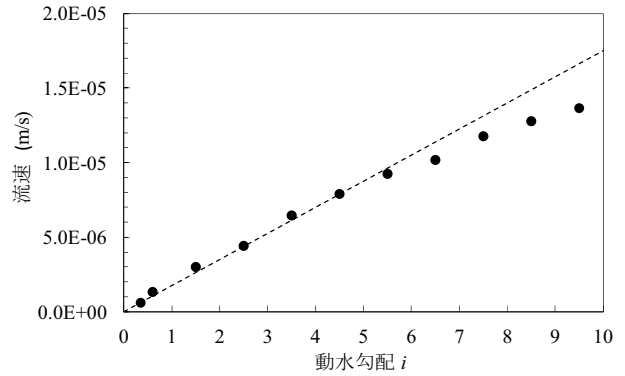


図-6 動水勾配と流速の関係 (混合 25%)

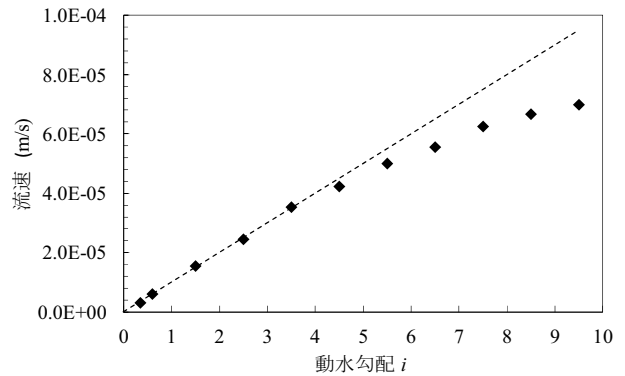


図-7 動水勾配と流速の関係 (混合 50%)

(2) 三軸試験装置を用いた透水試験結果

表-6 に各試料の三軸試験装置を用いた透水試験結果を示す. また図-8 に各試料の三軸試験装置を用いた透水試験結果をプロットしたものを示す. 各試料の透水係数は, 動水勾配  $\bar{i}=0.1$  ごとに変水位透水試験と同様の方法で算出し決定している. また, 各圧密応力における透水係数の影響をみるために, 各試料の間隙比と透水係数の関係をプロットした. なお図-8 の縦軸は対数軸である.

図-8 より, クリンカアッシュの混合割合を増加させることで, 透水係数が大きくなっている. ため池底泥土と混合土の各試料を比べると, ため池底泥土に比べ混合土 25% は, 約 1 オーダー透水係数が大きくなっており, 混合土 50% は約 3 オーダー大きくなっている. 混合土 50% の透水係数が約 3 オーダーも透水係数が大きくなったのは, クリンカアッシュ同士の接触により水の通り道ができたものと考えられる.

図-8 に三軸試験装置を用いた透水試験結果より各試料の間隙比と透水係数の近似曲線を描いた. 図-8 に示すように, 各試料問わず間隙比が小さくなると透水係数も小さくなっている. この透水係数の低下は, 圧密応力の増加に伴う間隙の減少によるものと考えられる<sup>9)</sup>.

表-5 三軸試験装置を用いた透水試験の動水勾配条件

試料	$i_o$	$i_c$	$\bar{i}$
ため池底泥土	5	4	4.5
混合土25%	2	1	1.5
混合土50%	0.5	0.1	0.3

表-6 三軸試験装置を用いた透水試験結果

試料	$\sigma'_c$ (kPa)	$e$	$k$ (m/s)
ため池底泥土	50	1.135	3.0E-07
	100	1.094	7.7E-08
	200	1.023	6.6E-09
	300	0.973	1.9E-09
混合土 25%	50	1.077	2.1E-07
	100	1.051	8.0E-08
	200	1.008	1.7E-08
混合土 50%	50	1.026	9.9E-06
	100	1.006	7.7E-06
	200	0.970	5.5E-06

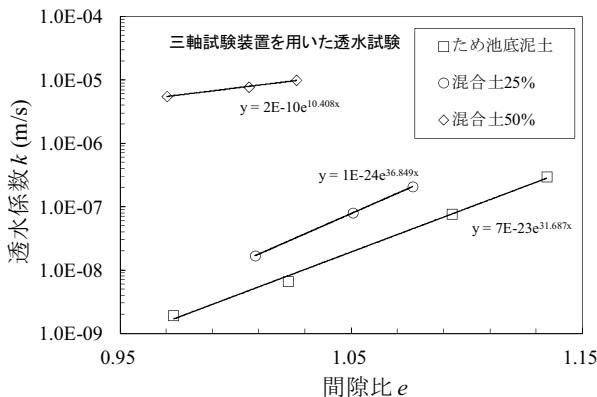


図-8 間隙比と透水係数の関係

### 4.3 圧密非排水三軸圧縮試験

表-7 に圧密非排水三軸圧縮試験の試験条件を示す。図-9 (a) ~ 図-9 (d) にため池底泥土の試験結果を示す。同様に図-10 (a) ~ 図-10 (d) に混合土 25%の試験結果を示し、図-11 (a) ~ 図-11 (d) に混合土 50%の試験結果を示す。

図-9 (a), 図-10 (a), 図-11 (a) に各試料の軸差応力 - 軸ひずみ曲線を示す。ため池底泥土の軸差応力挙動は、圧密応力に依らずせん断開始後軸ひずみ 1.0%付近から増加傾向が緩やかになり明確な最大値が現れない。せん断に従い軸差応力が単調に増加しているため、ため池底泥土の各圧密応力下の挙動はひずみ硬化挙動であると言える。混合土 25%ではどの圧密応力に依らず、せん断開始後軸ひずみ 2.0%~5.0%で軸差応力の増加傾向が緩やかになり、さらにせん断が進むとほぼ一定の値となった。混合土 50%では、圧密応力により挙動が異なる。 $\sigma'_c=50\text{kPa}$  は軸ひずみ 5.0%,  $\sigma'_c=100\text{kPa}$  は軸ひずみ 3.0%から軸差応力がほぼ一定値と

なっている。しかし  $\sigma'_c=200\text{kPa}$  は軸ひずみ 8.0%付近で軸差応力の最大値が現れ、さらにせん断が進むとともに軸差応力は減少している。ため池底泥土の挙動は定常状態とならず、また混合土 25%が定常状態となるのは混合土 50%が定常状態になる軸ひずみの値よりも大きな値であることがわかる。これよりクリンカアッシュの混合割合が大きくなるほど、挙動は定常状態に至りやすい傾向にあると言える。

図-9 (b), 図-10 (b), 図-11 (b) に各試料の応力比 - 軸ひずみ曲線を示す。図より最大応力比は、試料に依らず、圧密応力 50kPa で最も大きく 0.68 前後となり、圧密応力が大きくなるとともに最大応力比が小さくなる。また、最大応力比時の軸ひずみは、 $\sigma'_c=50\text{kPa}$  と  $\sigma'_c=100\text{kPa}$  の挙動はすべての試料で 2~4%付近で現れているが、 $\sigma'_c=200\text{kPa}$  の挙動は試料によって異なっている。クリンカアッシュの混合割合が大きいかほど  $\sigma'_c=200\text{kPa}$  の最大応力比時の軸ひずみが小さくなる傾向があり、ため池底泥土は 9.0%, 混合土 25%は 7.0%, 混合土 50%は 5.0%で最大となっている。各試料の  $\sigma'_c=200\text{kPa}$  が他の圧密応力条件と挙動が異なったのは、 $\sigma'_c=200\text{kPa}$  時の過剰間隙水圧比の減少量が他の圧密応力条件より小さかったためだと考えられる。

せん断終了時の応力比は、圧密応力に依らず全ての試験ケースで、軸ひずみ 10%までに 0.62 前後の応力比となっている。これよりクリンカアッシュの混合割合よりも圧密応力が応力比の挙動に大きく影響していることがわかる。

図-9 (c), 図-10 (c), 図-11 (c) に各試料の過剰間隙水圧比 - 軸ひずみ曲線を示す。最大過剰間隙水圧比は試料に依らず、圧密応力が大きくなるとともに大きくなっている。その値は、 $\sigma'_c=50\text{kPa}$  では 0.5 前後、 $\sigma'_c=100\text{kPa}$  では 0.6 前後、 $\sigma'_c=200\text{kPa}$  では 0.7 前後である。これより、最大過剰間隙水圧比にはクリンカアッシュを混合したことによる影響は小さいと考えられる。最大過剰間隙水圧比時の軸ひずみは、 $\sigma'_c=50\text{kPa}$ ,  $\sigma'_c=100\text{kPa}$  ではすべての試料で 1~3%内に現れている。しかし、 $\sigma'_c=200\text{kPa}$  の挙動は試料ごとに異なる。ため池底泥土は、軸ひずみ 8.0%付近から減少に転じているのに対し、混合土 25%では軸ひずみ 4.5%付近、混合土 50%では軸ひずみ 2.5%付近から過剰間隙水圧比の挙動が減少に転じている。これより、クリンカアッシュの混合割合が大きいかほど小さい軸ひずみで最大過剰間隙水圧比になることがわかる。また、各試料の  $\sigma'_c=50\text{kPa}$ ,  $\sigma'_c=100\text{kPa}$  と  $\sigma'_c=200\text{kPa}$  で試験結果が異なったことに関しては、混合土 50%では各圧密応力下で最大過剰間隙水圧比となる軸ひずみがほぼ同じ値になっている。しかし、混合土 25%とため池底泥土は、圧密応力が大きくなるにつれて最大過剰間隙水圧比になる軸ひずみが大きくなっているため、各試料の  $\sigma'_c=200\text{kPa}$  で最大過剰間隙水圧比となる軸ひずみが異なると考えられる。また最大過剰間隙水圧比からせん断が進行したときの過剰間隙水圧比の挙動は、ため池底泥土と混合土では大きく異なる。ため池底泥土に比べ混合土 25%と混合土 50%の過剰間隙水圧比の減少量は大きい。特に  $\sigma'_c=50\text{kPa}$  では、混合土 25%と混合土 50%は、

ため池底泥土に比べて約2倍の減少量となっている。これより  $\sigma'_c=50\text{kPa}$  での過剰間隙水圧比の減少量は、クリンカアッシュを混合させることで減少量に大きく影響することがわかる。 $\sigma'_c=100\text{kPa}$  と  $\sigma'_c=200\text{kPa}$  で過剰間隙水圧比の減少量がそれほど変わらなかったのは、圧密することによる間隙比の減少により、減少量が小さくなったと考えられる。

図-9 (d), 図-10 (d), 図-11 (d) に各試料の有効応力経路図を示す。試料に依らず、 $\sigma'_c=50\text{kPa}$ ,  $\sigma'_c=100\text{kPa}$  の挙動は、平均有効応力が増加傾向にある。また、 $\sigma'_c=50\text{kPa}$  の挙動は、クリンカアッシュの混合割合が大きいほど、平均有効応力の増加量は大きくなっている。 $\sigma'_c=200\text{kPa}$  の挙動は、平均有効応力がせん断中に減少した後、再び増加に転じており、応力比-軸ひずみの軸ひずみ値と一致することから、ダイレイタンスの傾向が圧縮から膨張に変わっていくことが分かる。また図-9 (b), 図-10 (b), 図-11 (b) の  $\sigma'_c=200\text{kPa}$  の挙動よりクリンカアッシュの混合割合が大きいほど変相点が現れる軸ひずみが小さくなる傾向にある。ため池底泥土は軸ひずみ 6.0%付近で現れ、混合土 25%は 3.0%付近、混合土 50%は 1.0%付近で変相点が現れている。

表-8 に圧密非排水三軸圧縮試験結果を示す。表-9 に各試料のせん断定数を示す。強度定数の算出の際は、表-8 の  $(\sigma'_a+\sigma'_t)/2$  と  $(\sigma_a-\sigma_t)/2$  を図-12 にプロットし、各試料のせん断定数を求めた。圧密非排水三軸圧縮試験で、ため池底泥土は  $\sigma'_c=50\sim 300\text{kPa}$  の試験を行っているが、混合土 25%, 50%は  $\sigma'_c=50\sim 200\text{kPa}$  の試験しか行っていない。ため池底泥土では  $\sigma'_c=300\text{kPa}$ , 混合土 25%, 50%では  $\sigma'_c=200\text{kPa}$  の時に三軸試験装置を用いた透水試験を行い、その後圧密非排水三軸圧縮試験を行ったからである。そのため強度定数の算出は、ため池底泥土の  $\sigma'_c=300\text{kPa}$  を除き求めた。クリンカアッシュを混合させる割合を増やすごとに粘着力は小さくなり、内部摩擦角は大きくなっているが、その変化量は小さい結果となった。

表-7 圧密非排水三軸圧縮試験条件

試料	No.	$\sigma'_c$ (kPa)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e$
ため池底泥土	s1	50	1.167	1.258
	s2	100	1.163	1.256
	s3	200	1.173	1.246
	s4	300	1.167	1.258
混合土 25%	s5	50	1.141	1.154
	s6	100	1.140	1.157
	s7	200	1.151	1.135
混合土 50%	s8	50	1.128	1.114
	s9	100	1.134	1.141
	s10	200	1.139	1.139

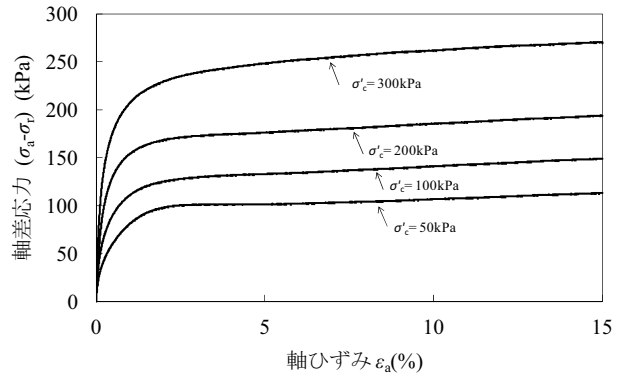


図-9 (a) 軸差応力-軸ひずみ曲線 (ため池底泥土)

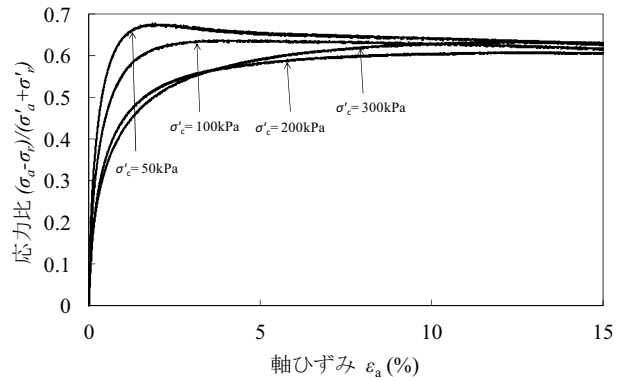


図-9 (b) 応力比-軸ひずみ曲線 (ため池底泥土)

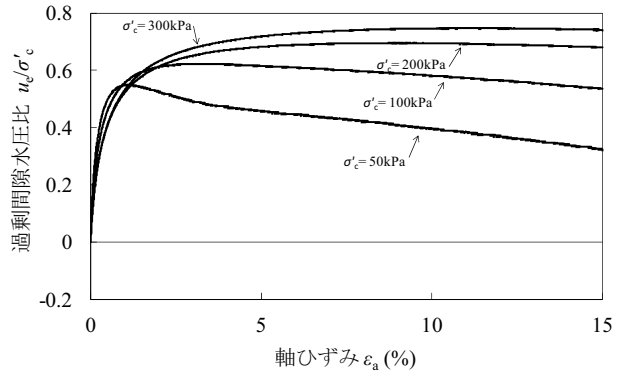


図-9 (c) 過剰間隙水圧比-軸ひずみ曲線 (ため池底泥土)

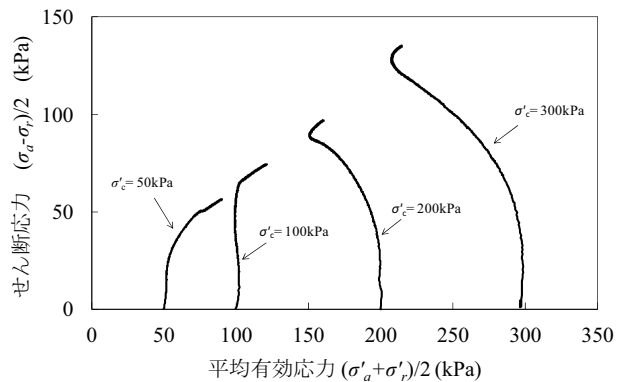


図-9 (d) 有効応力経路図 (ため池底泥土)

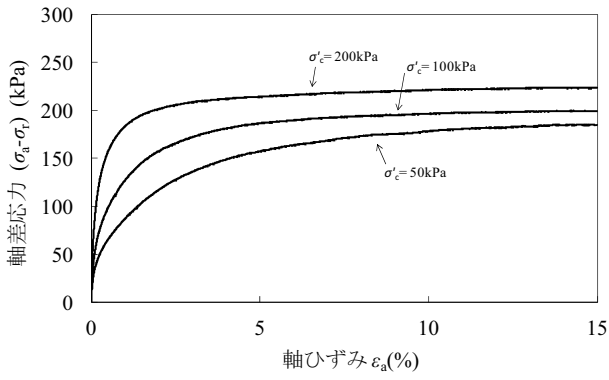


図-10 (a) 軸差応力-軸ひずみ曲線 (混合土 25%)

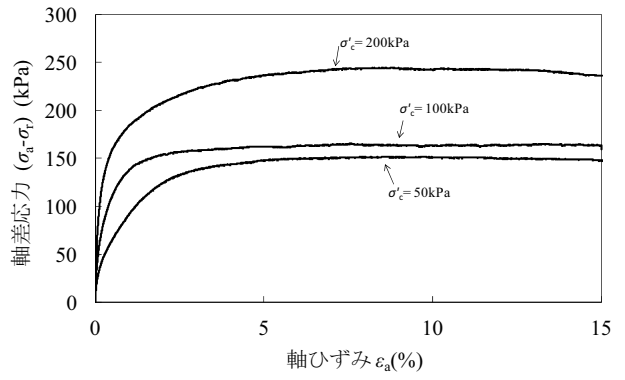


図-11 (a) 軸差応力-軸ひずみ曲線 (混合土 50%)

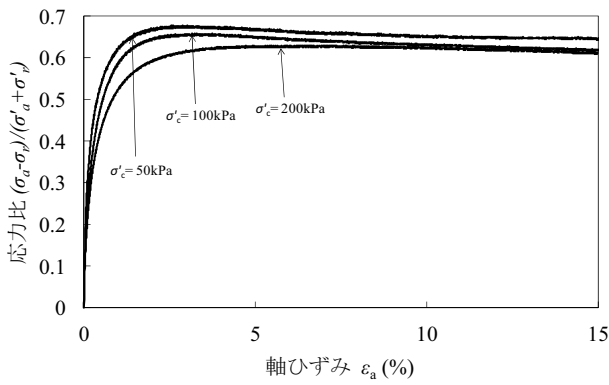


図-10 (b) 応力比-軸ひずみ曲線 (混合土 25%)

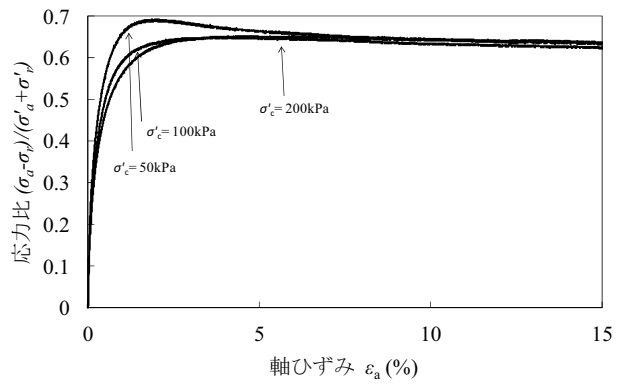


図-11 (b) 応力比-軸ひずみ曲線 (混合土 50%)

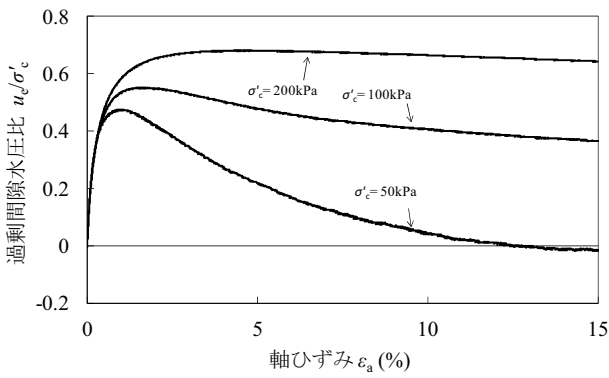


図-10 (c) 過剰間隙水圧比-軸ひずみ曲線 (混合土 25%)

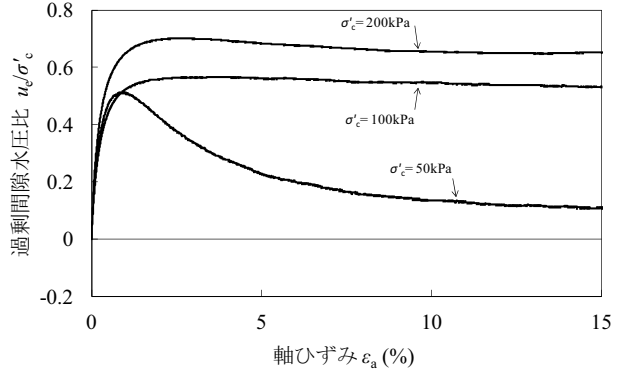


図-11 (c) 過剰間隙水圧比-軸ひずみ曲線 (混合土 50%)

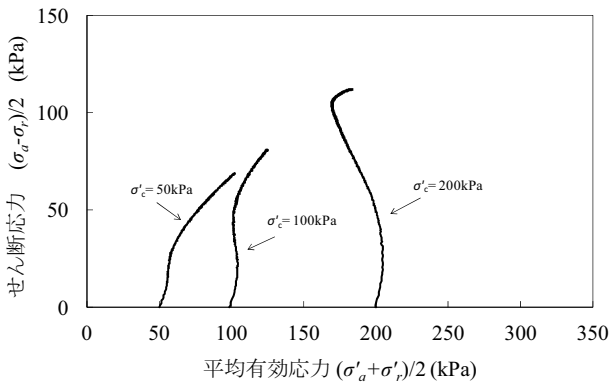


図-10 (d) 有効応力経路図 (混合土 25%)

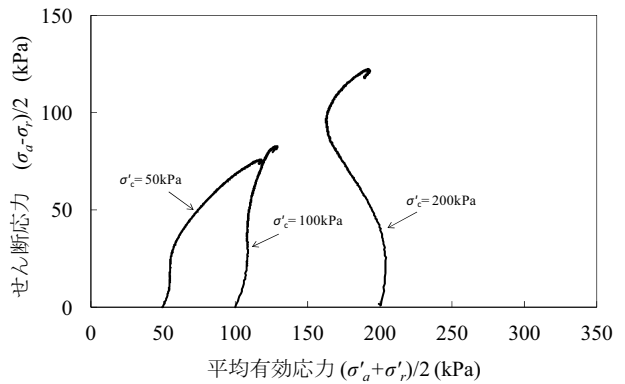


図-11 (d) 有効応力経路図 (混合土 50%)

表-8 圧密非排水三軸圧縮試験結果

試料	$\sigma'_c$ (kPa)	$(\sigma'_a + \sigma'_t)/2$ (kPa)	$(\sigma_a - \sigma_t)/2$ (kPa)
ため池底泥土	50	71.8	48.6
	100	103.9	66.2
	200	156.4	95.1
	300	210.7	133.5
混合土 25%	50	85.5	57.4
	100	121.3	78.7
	200	172.5	108.6
混合土 50%	50	87.5	60.5
	100	124.6	81.2
	200	177.6	115.3

表-9 各試料のせん断定数

試料	$\sigma'_c$ (kPa)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
ため池底泥土	50	10.7	33.3
	100		
	200		
	300		
混合土 25%	50	8.7	36.0
	100		
	200		
混合土 50%	50	8.0	37.4
	100		
	200		

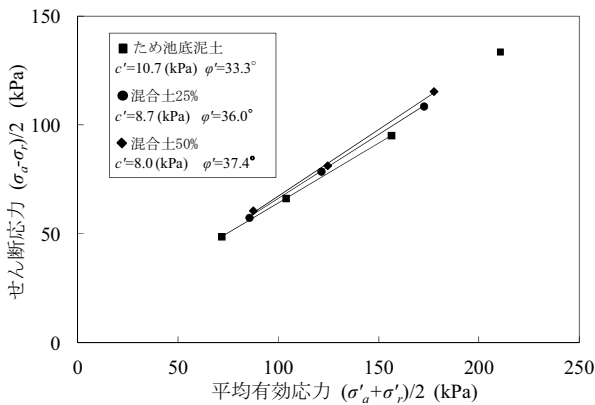


図-12 各試料のせん断定数

5. 結論

本研究の目的は、ため池底泥土の遮水材としての有効利用を図る上で、ため池底泥土にクリンカアッシュを混合させることによるため池の遮水材としての適用性について検討することであり、主な試験結果を以下にまとめる。

- (1) クリンカアッシュを混合させる割合を増やすと最大乾燥密度は小さくなり、最適含水比は高くなる。
- (2) 動水勾配と流速の関係について、ため池底泥土は  $i=2.5$  付近以下の低動水勾配でその関係性が見られなくなる。混合土 25%は  $i=5$  付近以上、混合土 50%は  $i=4$  付近以上で関係性が見られなくなる。

- (3) 透水試験結果から混合土 50%は、ため池底泥土に比べ透水係数が約 3 オーダーも大きくなった。その理由としては、クリンカアッシュ同士の接触による影響が考えられる。
- (4) 三軸試験装置を用いた透水試験では、間隙比が小さくなることで透水係数も小さくなる傾向が見られた。
- (5) 各圧密応力下の最大過剰間隙水圧からの減少量は、クリンカアッシュの混合による影響を受けていると考えられる。
- (6) クリンカアッシュの混合割合を増やすと粘着力は小さくなり、内部摩擦角は大きくなっているが、粘着力と内部摩擦角の変化量は小さい。
- (7) 遮水材としての適用性は、クリンカアッシュを混合させることにより透水性では遮水材として必要としている  $1 \times 10^{-6} \text{m/s}$  の値より大きくなっており、また強度増加もあまりみられないため遮水材としての適用性は難しいと言える。

謝辞

本研究で用いたため池底泥土は、鳥取県の御厚意により採取したものであり、関係各位に深甚な謝意を表する。

参考文献

- 1) 嘉門雅史, 乾徹, 東海林寛: セメント固化を用いた軟弱地盤改良における地盤環境影響の実験的検討, 京大大学法政研究所年報, 第 48 号 B, 2005.
- 2) 若槻好孝, 兵動正幸, 吉本憲正: クリンカアッシュの性能評価と利用拡大に関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol. 2, No. 4, pp.271-285, 2007.
- 3) 地盤工学会: 土質実験—基本と手引き—(第二回改訂版), 地盤工学会, pp.160-161, 2011.
- 4) JIS A 1218:2009 : 突固めによる土の締固め試験方法, 地盤材料試験の方法と解説, 地盤工学会, pp.373-385, 2009.
- 5) JIS A 1218:2009 : 土の透水試験, 地盤材料試験の方法と解説, 地盤工学会, pp.449-461, 2009.
- 6) JGS 0523-2009 : 土の圧密非排水 ( $\bar{C}_U$ ) 三軸圧縮試験方法, 地盤材料試験の方法と解説, 地盤工学会, pp.575-579, 2009.
- 7) Fukushima Shinji, Ishii Takemi: An experimental study of the influence of confining pressure on permeability coefficients of filldam core material, 土質工学論文報告集 26(4), pp.32-46, 1986.
- 8) 吉国洋, 宇野尚雄, 柳澤栄司: 新体系土木工学, 17, 土の力学 (II) -特殊土・締固め・土と水-, 土木学会編, pp.164-166, 1984.
- 9) 足立格一郎: テキストシリーズ, 土木工学11, 土質力学, 共立出版株式会社, pp.35-37, 2002.

(2013年6月25日 受付)