

管理型廃棄物処分場の構造安定性について

嘉門雅史・勝見 武*・金山政民**・森本哲夫***

*立命館大学理工学部（元：京都大学防災研究所）

**財団法人地域地盤環境研究所（元：京都大学大学院工学研究科）

***京都大学工学部

要 旨

本研究では、山間部に設けられることが多い管理型廃棄物処分場を対象にして、その構造安定性を検討した。我が国は多雨気候であることから基盤の含水比が高く、基盤から締固め粘土ライナー（CCL）へ水分移動が生じることが考えられる。そこでまず、水分移動実験およびpF試験を実施し、基盤からCCLへの水分移動特性とそのメカニズムを把握した。次に、水分移動により含水比を上昇させたCCLに対して一面せん断試験を実施し、水分移動を考慮するとせん断強度が低下することを明らかにした。最後に、山間部処分場断面を想定して、実験にて得られたせん断強度特性を用いた安定解析を行った結果、地下水位を考慮すると処分場の安定性が大きく損なわれる可能性を示した。

キーワード：粘土、ベントナイト、せん断強度、廃棄物処分場、安定性

1. はじめに

現在、我が国が抱える環境問題の一つとして廃棄物処分場の問題が挙げられる。廃棄物処分場では、埋立処分された廃棄物に有害物質や環境影響物質が含まれ、それが廃棄物から溶出したとしても、遮水工の存在により有害物質の地下水への漏出を防ぐことができ、地下水の汚染が未然に防止されなければならない。そのようなことから遮水工構造に関して、汚染物質の漏出防止を目的として多くの研究がなされている。

一方我が国では、廃棄物処分場は山地に設けられることが多く、その構造安定性についての議論が必要である。処分場では浸出水による地盤環境への影響を防ぐためにジオメンブレンや締固め粘土（CCL）などによる底部ライナーが設けられるが、それらのライナーが弱面となってすべり破壊を起こすことが

ないようにしなければならない。合衆国ではライナーのせん断強度の低下・不足による処分場の崩壊事例が報告され、事後検討が行われている（Seed et al. 1990, Stark et al. 1994）。一方、我が国ではこの問題に関し十分な議論がなされていないが、多雨気候で地下水位が高いことから、粘土ライナーを適用する場合、その含水比上昇に伴う強度低下を考慮して処分場の安定性を議論する必要があると考えられる。

そこで本研究では、基盤からの締固め粘土ライナーへの水分移動特性を把握し、その特性を踏まえて粘土ライナーのせん断強度特性を実験的に検討し、処分場の安定性の議論を行う。

2. 廃棄物処分場の現状

2.1 廃棄物処分場

最終処分場とは、一次処理された廃棄物の焼却灰

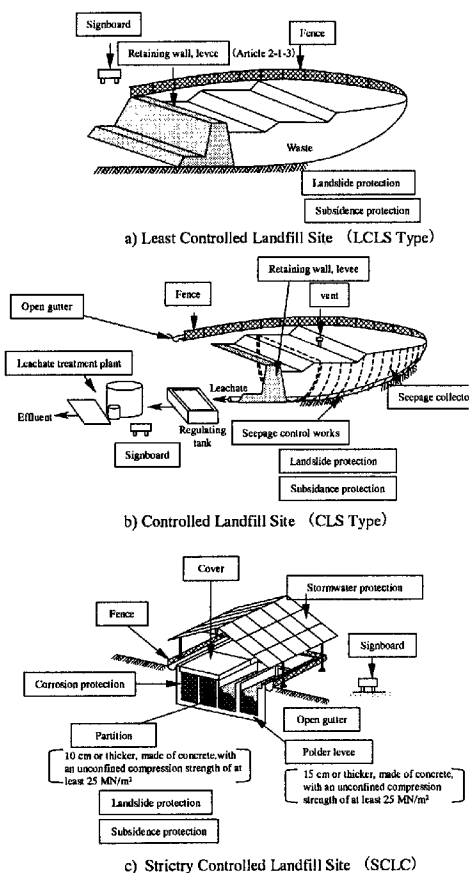


Fig. 1 Types of inland landfill

や、再利用できなかった汚泥などを最終的に処分する場所であり、海上水面処分と内陸埋立処分がある。我が国では、産業廃棄物処分場は安定型、管理型、遮断型に分類されている。一般廃棄物の処分場は管理型処分場に相当する。安定型、管理型、遮断型の各処分場の構造を Fig. 1 に示す。

安定型処分場は、地すべりや沈下の防止のため以外は特別な構造を持たないために、処分できるのは汚水の発生する可能性がない安定性の廃棄物、すなわちガラス、陶磁器くず、金属くず、廃プラスチック類、建設廃材、ゴムくずの5種類に限定されている。

管理型処分場は一般廃棄物などの処分場で、いわゆる生ごみやし尿などが最終処分されるために有機性汚水の処理装置が義務付けられている。産業廃棄物に関しては、重金属等の有害物質が雨水や海水に溶出しないものとの規定があるにも関わらず、様々な有害物質を含んだ廃棄物が持ち込まれる可能性が高いために、遮水工の設置が義務付けられている。

遮断型処分場は、有害物質が含まれる産業廃棄物を受け入れるもので、雨水の浸入を防ぎ、最終的にはコンクリートで外界と遮断する。

2.2 遮水工

最終処分された廃棄物に含まれる環境影響物質が処分場から漏出し、周辺の環境に悪影響を及ぼす危険性を防がなければならない点から、処分場における遮水工がその重要な役割を果たすことになる。Fig. 2 は Manassero et al. (1997) による欧米主要国の一般廃棄物処分場の遮水工構造基準の分類である。ほとんどの国で粘土ライナーが、また多くの国でジオメンブレンによる遮水シートの使用が規定されている。

粘土ライナーとしては、自然および人工のものがある。前者は、亀裂がなく透水係数が一様に低い粘土層が存在すれば、これを粘土ライナーとすることができる。後者は、粘土分を含む土を現地で締め固めて施工することによって透水係数の低い層を作るものである。しかし、締め固め粘土ライナーの材料確保、現場での施工管理、品質管理に困難な点が多いことから、最近では工業製品であるジオシンセティッククレイライナー (GCL) が開発され適用されている。

遮水シートとして用いられるジオメンブレンは、GCL 同様ジオシンセティックの一種に分類される。ジオシンセティックとは、土構造物などへの使用を目的とした高分子材料の繊維製品やプラスチック製品の総称である。現在ではジオシンセティックの開

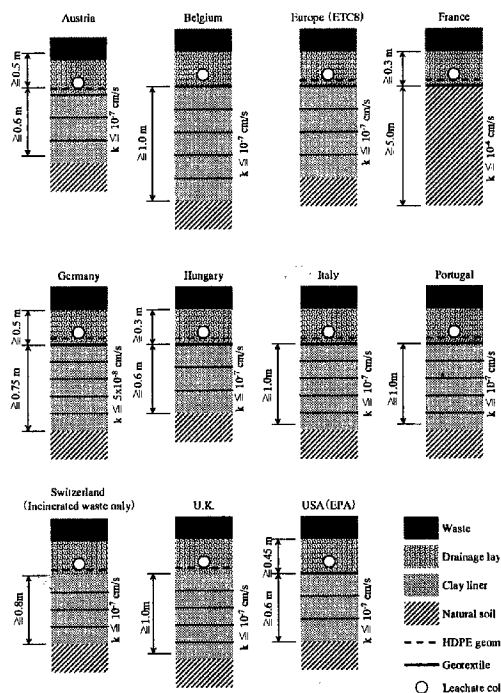


Fig. 2 Bottom lining systems for municipal waste landfills from different regulations

発が盛んであり、様々な商品が開発されている。ジオメンブレンは、透水性の極めて低い、または不透水性の膜状構造物で、廃棄物最終処分場における使用量の増加が予想されている。

2.3 我が国の遮水工の構造基準

管理型廃棄物処分場に関する基準を定めた法律としては、昭和52年に発令され平成元年と4年に改正された「一般廃棄物の最終処分場および産業廃棄物の最終処分場に係る基準を定める命令」がある。また、廃棄物の適正管理・処分の必要性から遮水工の構造について、平成9年の廃棄物処理法の改正に伴い、平成10年6月16日に総理府・厚生省第2号として「一般廃棄物の最終処分場および産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準」の改正案が官報告示された。遮水工構造に関する改正の要点は以下の通りである。

埋立地の基盤土として層厚5 m以上でかつその透水係数が 10^{-5} cm/s以下である粘土層、もしくはルジオン値が1以下の岩盤層が存在する場合は、これを不透水層であると認める。そうでない場合は次の3種類のいずれかの要件を備えた遮水層を有するものとしている。

- 厚さが50 cm以上で透水係数が 10^{-6} cm/s以下である粘土およびその他の材料の層の表面に遮水シートが敷設されていること。
- 厚さが5 cm以上で透水係数が 10^{-7} cm/s以下であるアスファルトフェーシング層の表面に遮水シートが敷設されていること。
- 不織布その他の物の表面に二重の遮水シートが敷設されていること。

また、基盤についてはできるだけ平坦で、遮水層の損傷を防止するために必要な強度を有すること。日射による劣化防止のために遮水層の表面に遮光性の不織布等で覆うこととされている。さらに鉛直遮水工についても規定されている。

2.4 廃棄物処分場の構造安定性

廃棄物処分場の構造安定性については、合衆国を中心に研究が進められているが、その契機となったのはカリフォルニア州ケトルマン市の廃棄物処分場の崩壊事例である。ここでは、ジオメンブレンと締固め粘土によるダブルコンポジットライナーが採用されていたが、そのライナー部をすべり面として崩壊が発生した。処分場崩壊の原因については、Mitchell et al. (1990), Seed et al. (1990), Stark and Poppel (1994)らによって検討がなされており、ジオ

メンブレンと粘土ライナーの接触面の強度低下の影響を崩壊の一要因であると考えている。

3. 実験方法

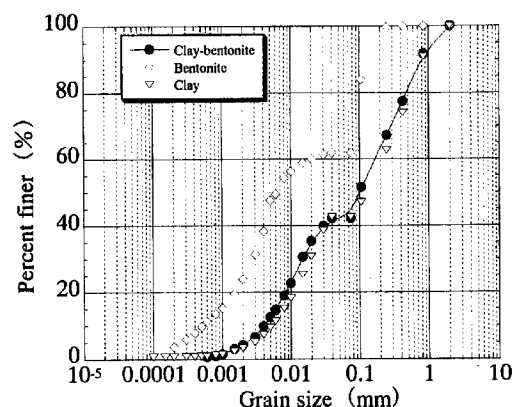
3.1 使用材料

本研究では、締固め粘土ライナーとして以下の2種類のベントナイト混合土を用いた。

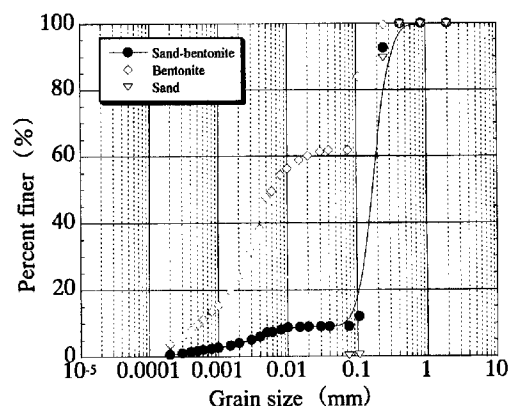
1. 深草粘土にベントナイト（豊順鉱業（株）製、製品名スーパークレイ； $\rho_s = 0.700$ g/cm³, $W_L = 616$ %, $W_P = 61.0$ %）を乾燥質量比で15 %添加したもの（以下、粘土ベントナイトと称する）

Table 1 Basic properties of materials used

	Clay-bentonite	Sand-bentonite	Fukakusa-clay	Toyoura-sand
ρ_s (g/cm ³)	2.718	2.579	2.682	2.640
W_L (%)	65.9	66.4	55.5	—
W_P (%)	36.6	24.0	26.6	—
W_{opt} (%)	30.5	17.0	29.3	—
ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.440	1.700	1.459	—



(a) Clay-bentonite



(b) Sand-bentonite

Fig. 3 Grain size distributions of bentonite mixtures

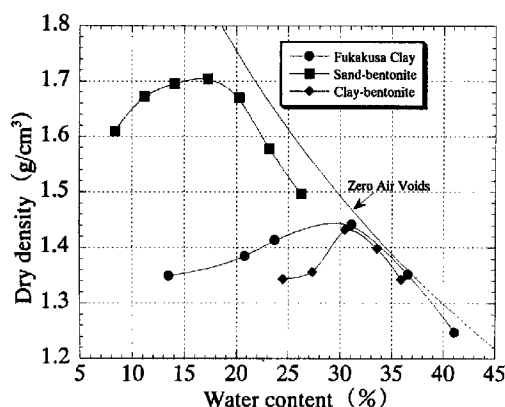


Fig. 4 Compaction curves of Fukakusa-clay and bentonite mixtures

2. 豊浦砂にベントナイトを乾燥質量比で 15% 添加したもの（以下、砂ベントナイトと称する）

ベントナイトの混合量を乾燥質量比で 15%としたのは、ベントナイトを透水係数の低下を目的で添加する場合、乾燥質量比 15%を越えてベントナイトを添加しても、添加量増加の効果がみられないことが今村（1996）の研究で報告されていることによる。本研究に使用した深草粘土、豊浦砂およびベントナイト混合土の基本物性を Table 1 に、粒径加積曲線および締め固め曲線（標準締め固め法；JIS A 1210（1990）突き固めによる土の締め固め方法により実施）を Fig. 3, Fig. 4 に示す。

3.2 実験方法

(1) 水分移動実験

この実験は、基盤とそこに敷設される締め固め粘土ライナーとの間の水分移動特性を明らかにするため、ライナー内および基盤内の鉛直方向含水比、飽和度、間隙比分布の経時変化を測定するものである。

実験方法は、含水比を調整して 5 cm×5 cm のモールド（塩化ビニル管）で締め固めた基盤層を下部層、最適含水比にて同様に締め固めた粘土ライナーをその上部層として、内径 5 cm、高さ 10 cm の塩化ビニル管内に詰め、3.1 kPa（ライナー厚さにして約 20 cm）の上載圧を負荷したのち、所定の時間（3, 7, 21 日とした）経過後に除荷し、試料を 1 cm ずつスライスしてそのときの含水比、飽和度、間隙比を求めた。試料のスライスにはジャッキを使用し、試料の高さはノギスで 4 点測定したものを平均したものとした。

基盤は豊浦砂と仮定し、含水比は 10, 15, 20% および飽和状態の 4 段階とした。

(2) 変水位透水試験

締め固め粘土ライナーに対して行った透水試験は

Fig. 5 に示す柔壁型変水位透水試験装置を用いて行った。供試体は直径 6 cm、高さ 2 cm に締め固めたものを使用した。試験方法は、締め固めた供試体にメンブレンを装着して試験機に設置し、セルの中に水を充填して 30 kPa の拘束圧を与え、供試体上下端に 150 cm の水位差、すなわち動水勾配 75 として行った。透水試験機に柔壁型を採用した理由は、供試体に拘束圧を与えることによって、供試体とメンブレンとの間に発生する側壁漏れを防ぐためである。

(3) pF 試験

土中の水分移動メカニズムを解明するためには、土が水分を保持するのに必要なエネルギー、すなわちサクション（水分特性曲線）を明らかにしなければならない。処分場に敷設される底部ライナーは最適含水比を目標に締め固められることが多い。そこで本研究では加圧法を用い、ベントナイト混合土の水分特性曲線を求めた。

実験手順は、内径 5 cm、高さ 5 cm の塩化ビニル管内で締め固めたライナー供試体を、高さが 1 cm になるように成形したのち、供試体にメンブレンを装着する。次に供試体の両端に飽和させたる紙を敷き、

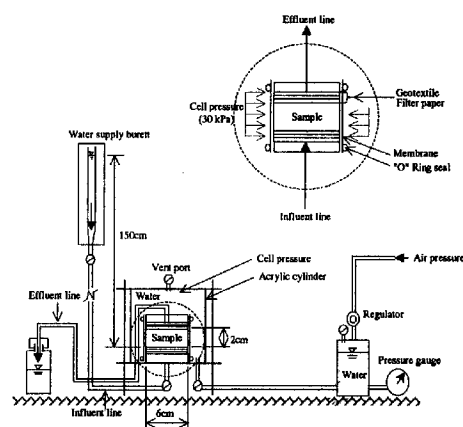


Fig. 5 Flexible wall permeameter

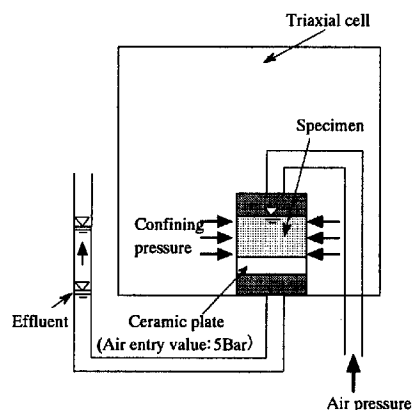


Fig. 6 pF test apparatus

Fig. 6 のように三軸圧縮試験機にセットした後 100 kPa の背圧をかけて供試体を飽和させる。供試体の飽和の目安は、背圧を負荷した蒸留水の供試体への流入量が、間隙空気体積の 2~3 倍に達する時点とした。次に供試体の飽和を確認した後、素焼板（合衆国 Sollmoisture 製セラミックプレート 604 D02 - B5M1, 空気侵入値: 5 bar）を真空ポンプで 1 時間以上脱気、完全飽和させたのち供試体を密着させ、供試体に所定の空気圧を負荷する。最後に、供試体からの排水終了後供試体の含水比を測定し、負荷した空気圧から pF を求め、横軸に含水比、縦軸に pF として実験結果を整理した。

(4) せん断試験

せん断試験は、粘土ライナー内部および粘土ライナーと基盤土の接触面について行った。試験条件を Table 2 に示す。

粘土ライナー供試体は、締め固め直後（含水比変化のないもの）と締め固め後に含水比を増加させたものの 2 種類を作製した。含水比を増加させる場合は、水分移動実験での 21 日経過後のライナー内含水比分布における基盤土との接触面近傍の含水比を目標値とした。この場合 水分移動実験の 21 日経過後の含水比を目標値としたのは、経過日数が 21 日で基盤から粘土ライナーへの水分移動が収束すると判断できる（4.1 水分移動特性を参照）からである。

粘土ライナー供試体の高さは 1 cm とした。すなわ

Table 2 Testing conditions in direct shear tests

Case	Specimen conditions	
	Water content of clay liner	Subsoil (Porous stone)
1	Optimum water content ($w = 30.5\%$)	Dry
2	Value of water movement tests ($w = 38 - 40\%$)	Wet
3	Value of water movement tests ($w = 38 - 40\%$)	Soaked
4	Optimum water content	Dry
5	Value of water movement tests ($w = 24 - 26\%$)	Wet
6	Value of water movement tests ($w = 30\%$)	Soaked

*Cautions

• Value of water movement tests means the goal water content that specimen was attained by water content after it was compacted in the optimum water content.

• In not-soaked conditions, we use unsaturated porous stone used in the water movement.

• In soaked conditions, we use the saturated porous stone used in the water movement.

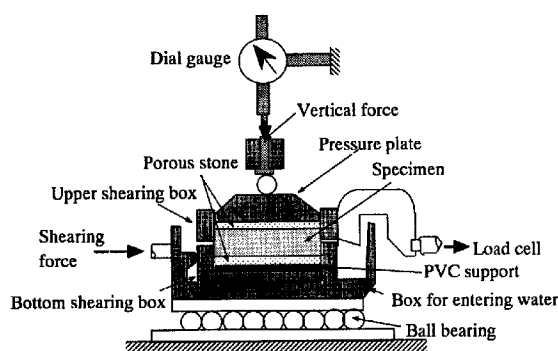


Fig. 7 Direct shear test apparatus

ち、ライナー内せん断試験の場合は 1 cm 高さの供試体をせん断し、ライナーと基盤の接触面せん断試験の場合は 1 cm 高さのライナー供試体を基盤上に設けて実験を行った。水分移動実験では基盤として豊浦砂を使用した。接触面せん断試験ではポーラスストーンを用いた。ポーラス石の状態は、乾燥状態、非水浸（不飽和）状態、水浸（飽和）状態とした。

せん断供試体は、ベントナイト混合土を内径 6 cm、高さ 1 cm のアクリル製モールドで最適含水比にて締め固め作製した。含水比を増加させる場合は、まず内径 6 cm、高さ 2 cm のアクリル製モールド内で予め真空ポンプで脱気したポーラスストーンとライナー供試体を密着させた後、ライナーの上端部をラップし、モールドごとシャーレ上に置く。次にシャーレにはポーラスストーンの高さまで水を満たし、3.1 kPa の上載圧を負荷して静置した。目標の含水比が得られるのに要する時間は、粘土ベントナイト供試体で 4~5 時間、砂ベントナイト供試体では、せん断時水浸条件では 2 日間、非水浸条件では 1 日とした。

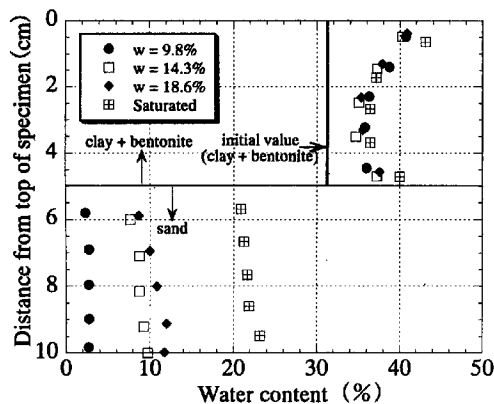
せん断試験は Fig. 7 に示す在来型一面せん断試験装置で行い、鉛直荷重は 100, 200, 400, 500 kPa の 4 段階とした。またせん断速度は 0.05 mm/min とし定圧せん断試験を行った。試験の終了は、せん断応力にピークが現れれば水平変位が 5 mm、ピークが現れない場合は 7 mm に達した時点とした。

4. 実験結果と考察

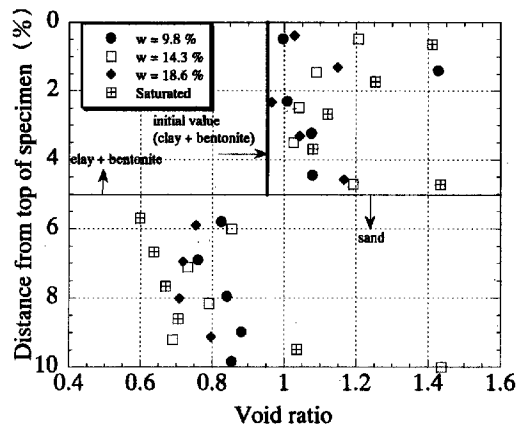
4.1 水分移動特性

Fig. 8 は、それぞれ締め固め粘土ライナーとして粘土ベントナイト、砂ベントナイトを使用した場合の 21 日経過後の含水比分布である。ベントナイト混合土供試体は、基盤土との接触面付近での含水比の上昇が著しい。

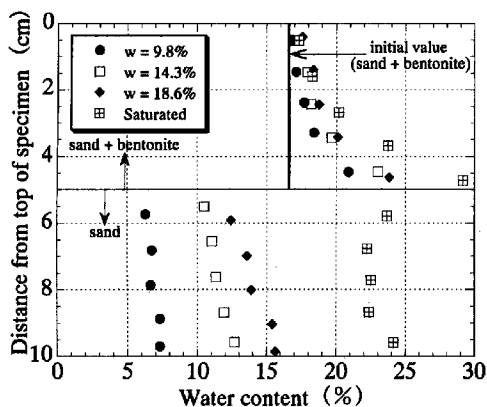
粘土ベントナイトの場合、3 日経過後と 21 日経過後の含水比分布に差がみられない。よって基盤土からの水分移動は 3 日間でほぼ収束したと考えられる。砂ベントナイトの場合、基盤の初期状態が飽和状態以外では 3 日以降で含水比分布に違いはみられなかったが、飽和条件では日数の経過に従い砂ベントナイトの含水比の上昇がみられた。



(a) Clay-bentonite

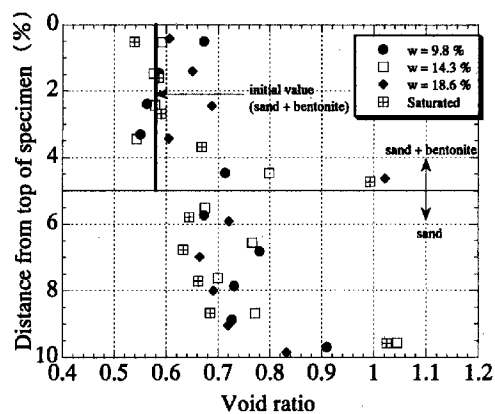


(a) Clay-bentonite



(b) Sand-bentonite

Fig. 8 Distribution of water content after 21days



(b) sand-bentonite

Fig. 9 Distributions of void ratio after 21days

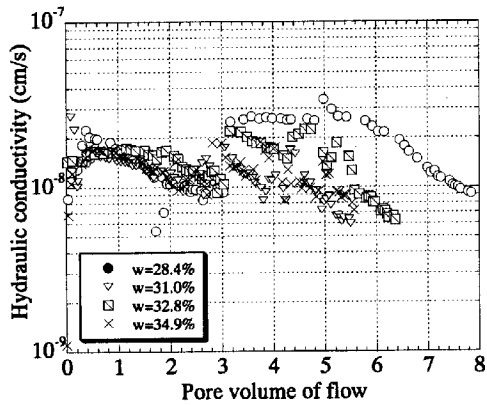
次に含水比分布形状に着目する。砂ベントナイトの場合、含水比の上昇は、ライナーの最下部が最も大きく、上部へ向かうほど小さい。しかし粘土ベントナイトの場合、含水比の上昇はライナーの上下部で大きく、中央部では上下部に比べその上昇は小さい。ライナー供試体の高さを 10 cm とした場合でも同様な結果が得られた。以下ではこの粘土ベントナイトの含水比分布形状について考察を行う。

Fig. 9 は、粘土ベントナイトおよび砂ベントナイトの 21 日経過後の間隙比分布である。粘土ベントナイトおよび砂ベントナイトとも、その分布形状は、含水比分布の形状に類似したものとなった。すなわち粘土ベントナイトでは、ライナーの上下部での間隙比の上昇が中央部に比べ大きい。砂ベントナイトでは、ライナーの下部での間隙比の上昇が他の部分に比べ著しく大きい。以上の結果から、粘土ベントナイトおよび砂ベントナイトの含水比分布形状の違いは間隙比分布形状の違い、すなわち間隙比の上昇が大きい部分は水の供給が多いために含水比が高くなったと考えられる。また、粘土ベントナイトで上

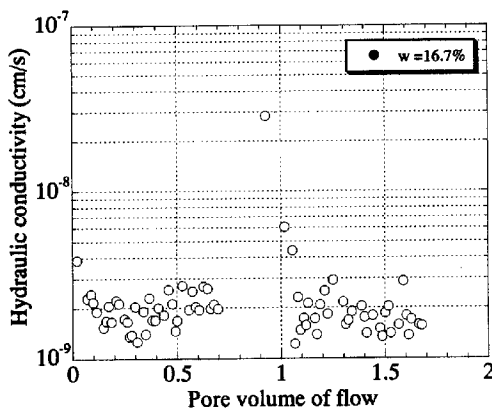
部の含水比が高い原因は、基盤から供給された水分が、上部が水分上昇を防ぐためにラップしているので、これ以上移動できないからであると考えられる。一方砂ベントナイトの上部の含水比がほとんど上昇していない原因は、粘土ベントナイトに比べ間隙比が小さいために透水性が低く、上部まで水分が到達しにくかったからであると考えられる。

4.2 透水係数

Fig. 10 は、横軸に供試体に流入した水量を供試体の間隙体積で除した pore volume of flow を、縦軸には透水係数を対数に取って整理したベントナイト混合土の透水試験結果である。粘土ベントナイトは、 $w = 28.4, 31.0, 32.8, 34.9\%$ の 4 ケース、砂ベントナイトは $w = 16.7\%$ の 1 ケース行った。粘土ベントナイトの透水係数は $6 \sim 9 \times 10^{-9}$ cm/s、砂ベントナイトの透水係数は 1.6×10^{-9} cm/s であった。砂ベントナイトの方が透水係数は低い。その原因は、Fig. 4 より砂ベントナイトの締固め乾燥密度が高いためにであると考えられる。



(a) Clay-bentonite



(b) Sand-bentonite

Fig. 10 Results of hydraulic conductivity tests for bentonite mixtures

4.3 pF

Fig. 11 は、加圧法によるベントナイト混合土と豊浦砂の結果である。またカーブフィッティングには以下に示す van Genuchten の式

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left[\frac{1}{1 + (\alpha \psi)^n} \right]^m$$

ここに、 Θ : 有効飽和度, θ : 体積含水率, θ_s : 飽和体積含水率, θ_r : 残留体積含水率, α , n および m : フィッティングパラメータである。Van Genuchten ら(1991)は, $\theta_r = 0$ としても実用上問題ないとしているので, ここでも $\theta_r = 0$ とした。粘土ベントナイトおよび砂ベントナイトの水分特性曲線は、豊浦砂に比べかなり pF 値が大きい。乾燥質量比 15% 添加したベントナイトの影響 (鈴木ら, 1999) を強く受けているものと考えられる。

まず粘土ベントナイトについて得られた水分特性曲線について考察する。この場合、水分移動実験の 21 日経過後の結果 (Fig. 7 (a)) と比較した。ラ

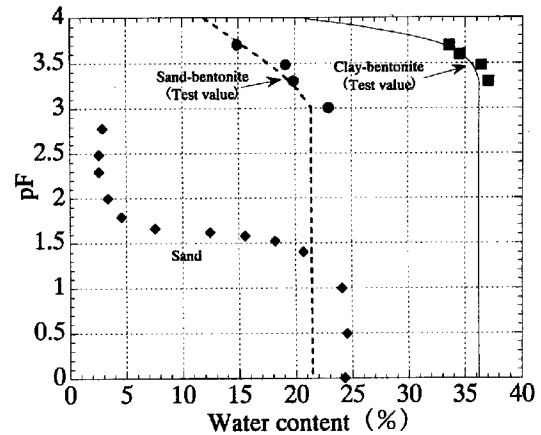


Fig. 11 Soil-water characteristics curves with pressure plate Method

イナーの初期平均含水比は 30.5 %であった。粘土ベントナイトの水分特性曲線では最大 36 %までしか含水比は上昇しない。しかし接触面付近での最終含水比は、基盤の初期含水比が 10, 15, 20 %および飽和の場合それぞれ 36, 36, 38, 40 %であった。この原因として、粘土ベントナイトは吸水膨張によって含水比が上昇し間隙が大きくなる。そしてライナーの空気侵入値が小さくなり、水分特性曲線は pF の減少する方向に変移する。吸水したライナーは、このように変移した水分曲線上を、基盤の pF と平衡するように変化し、平衡時には接触面付近で高含水比となると考えられる。次に砂ベントナイトについて考えてみる。水分移動実験の 21 日経過後の結果 (Fig. 7 (b)) をみると、水分特性曲線では最大 21.5 %までしか上昇しないものが基盤の初期含水比が 10, 15, 20 %および飽和状態で 22, 24, 24, 30 %まで上昇した。砂ベントナイトについても粘土ベントナイト同様、水分特性曲線の変移によって接触面付近で高含水比が得られたと考えられる。

4.4 せん断特性

Table 3 に実施したせん断試験結果を示す。以下で粘土ベントナイトおよび砂ベントナイトそれぞれの場合での、ライナー内およびライナーと基盤の接触面せん断試験結果について考察をする。Fig. 12 は、ライナーに粘土ベントナイトを用いた場合の、ライナー内せん断試験結果を実施した全ケースについてまとめたものである。締固め直後の供試体 (Case 1) と、締固め後の含水比を上昇させた供試体 (Case 2, 3) について比較する。粘着力は、Case 1 で $c = 141$ kPa であるのに対し、Case 2, 3 では、 $c = 40, 31$ kPa となり、締固め後に吸水膨張したために Case 1 よりも粘着力が低下し強度が低下した。内部摩擦角は、Case 1 で ϕ

Table 3 Results of direct shear tests

Shearing conditions	Case	Results	
		Cohesion : c (kPa)	Internal friction ang ϕ (degree)
Internal clay-bentonite	1	141	21.4
	2	40	23.4
	3	31	24.1
Interface between clay-bentonite and porous stone	1	77	24.7
	2	13	26.3
	3	16	27.0
Internal sand-bentonite	4	111	36.6
	5	67	38.8
	6	66	38.2
Interface between sand-bentonite and porous stone	4	15	34.4
	5	11	35.5
	6	9	34.6

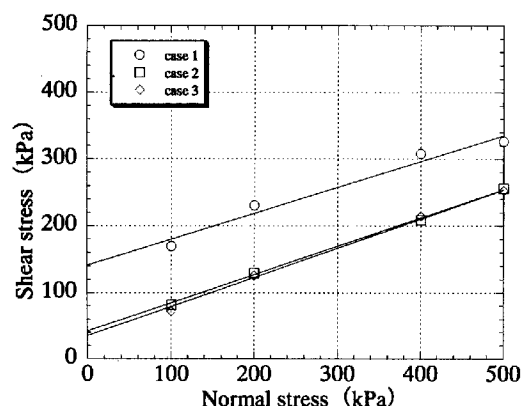


Fig. 12 Internal shear strengths of clay-bentonite

= 21.4°, Case 2, 3 ではそれぞれ $\phi = 23.4, 24.1^\circ$ であった。Case 2, 3 を比較すると、強度に差はほとんどみられなかった。次に各ケースでのダイレイタンシー特性（せん断時における供試体の体積変化特性で、せん断によって供試体が膨張する場合をダイレイタンシー正、逆に供試体が圧縮される場合をダイレイタンシー負とする）に着目する。Case 1 では上載圧が 100 および 200 kPa ではダイレイタンシーが正、400 および 500 kPa では負を示した。Case 2, 3 では、100~500 kPa の全荷重段階でダイレイタンシーが負を示した。含水比が上昇することによって全荷重段階でダイレイタンシーが負を示した原因は、含水比を上昇させることによって供試体のサクションが減少し、全応力が増加したためであると考えられる。Case 2, 3 でのダイレイタンシー特性の違いはみられなかった。

Fig. 13 は、ライナーが粘土ベントナイトの場合のポーラスストーン（基盤）との接触面せん断試験結果である。粘土ベントナイト内せん断試験結果同様、ライナーの含水比を上昇させる（Case 2, 3）と見掛けの粘着力が減少し、強度が大きく低下することがわかった。粘着力は Case 1 で $c = 77$ kPa, Case 2, 3

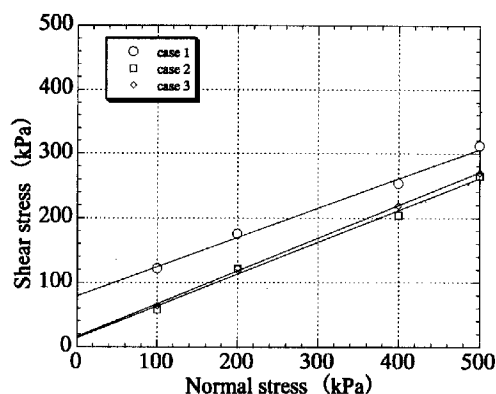


Fig. 13 Interface shear strengths of clay-bentonite and subsoil

ではそれぞれ $c = 13, 16$ kPa であった。内部摩擦角は Case 1 で $\phi = 24.7^\circ$, Case 2, 3 ではそれぞれ $\phi = 26.3^\circ, 27.0^\circ$ であった。粘土ベントナイトの場合のライナー内せん断試験同様含水比を上昇させた Case 2, 3 では強度に差はほとんどみられなかった。次に各ケースでのダイレイタンシー特性について考察する。粘土ベントナイト内せん断試験とは異なり、Case 1~3 の全ケースでダイレイタンシーが負を示した。供試体の粒径とポーラス石の粒径が異なるために、せん断によって供試体の粘土粒子がポーラス石の隙間に落ち込もうとするためであると考えられる。

Fig. 14 は、ライナーに砂ベントナイトを用いた場合の、ライナー内せん断試験結果を実施した全ケースについてまとめたものである。粘土ベントナイトの場合と同じく、供試体の含水比を上昇させた Case 5, 6 は、吸水膨張によって見掛けの粘着力が低下した（Case 5, 6 の粘着力は、それぞれ $c = 67, 66$ kPa）ため、締固め直後の Case 4 と比べる（Case 4 の粘着力は、 $c = 111$ kPa）と強度が低下した。また内部摩擦角は、Case 4~6 でそれぞれ $\phi = 36.6^\circ, 38.8^\circ, 38.2^\circ$ であり、Case 5, 6 における強度の違いはほとんどなかった。ダイレイタンシー特性は、実施した全ケースでダイレイタンシーが正、すなわちせん断によって体積が増加した。豊浦砂と粘土粒子であるベントナイトを混合することによって、粒子の構造が密の供試体を作製することができたからである。

Fig. 15 は、ライナーが砂ベントナイトの場合のポーラスストーン（基盤）との接触面せん断試験結果である。実施した Case 4~6 における強度の違いは、粘土ベントナイトライナー内および粘土ベントナイトとポーラス石の接触面せん断試験、砂ベントナイトライナー内せん断試験に比べると、強度の違いはあまりなかった。Case 4~6 で保持されていた

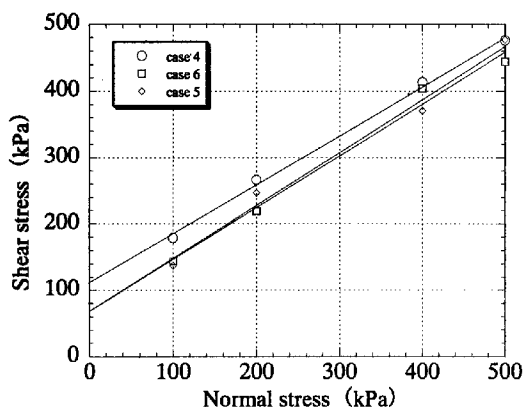


Fig. 14 Internal shear strengths of sand-bentonite

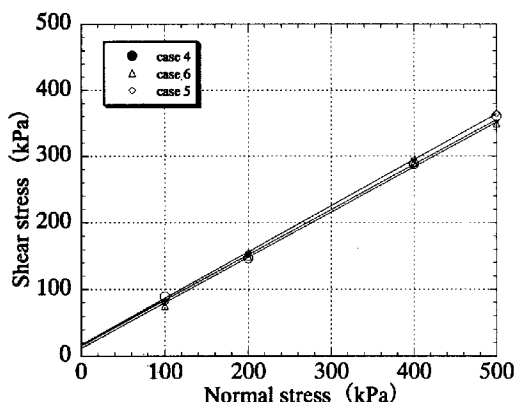


Fig. 15 Interface shear strengths of sand-bentonite and subsoil

見掛けの粘着力にほとんど差が無かった (Case 4~6 における粘着力は、それぞれ $c = 15, 11, 9$ kPa) ためである。粘土ベントナイトライナー内および粘土ベントナイトとポーラスストーンの接触面せん断試験、砂ベントナイトライナー内せん断試験では、ライナーを締め固めた直後に大きな粘着力を保持していたが、砂ベントナイトとポーラスストーンの接触面せん断試験では、ライナーの含水比を上昇させた場合とあまり粘着力が変わらなかった。原因として、(1) ベントナイト供試体の大部分を占めている豊浦砂の粒径とポーラスストーン構成粒子の粒径に大きな違いが無く、接触面での供試体の滑動が比較的スムーズであったこと、(2) 豊浦砂の粒子およびポーラスストーンを構成している珪砂粒子に粘土粒子にみられるような粘着力がほとんどなく、せん断試験によって発揮された粘着力が、豊浦砂の乾燥質量比 15 % 添加したベントナイトのみであったと考えられること、の 2 点が挙げられる。また(1)については、ダイレイタンス特性をみてもほとんど変化がないことから確認することができた。

5. パラメトリックスタディ

4.4 で実施したせん断試験結果 (Table 3) を用い、Fig. 16 の想定断面の山間地処分場に対して、安定解析を行った。計算は、任意すべり面形状に対し適用可能な Yanbu 法を採用した。廃棄物層は、松井ら、(1997) のデータを参考にして $c = 0$ kPa, $\phi = 30^\circ$ とし、地震時の検討は静的震度法を用いて、パラメータを $k_h = 0.2$, $k_v = 0$ とした。

Fig. 17 は、ライナーに粘土ベントナイトおよび砂ベントナイトを用いた場合の、Fig. 16 の山間地処分場における平時および地震時安定性の結果である。計算では、地下水面以下のライナーの強度はライナー設置直後の強度、すなわち粘土ベントナイトの場合 Case 1, 砂ベントナイトの場合 Case 4 のせん断試験結果を用いた。またライナーが地下水面以下の場合の強度は、粘土ベントナイトおよび砂ベントナイトでそれぞれ Case 3, Case 6 のせん断試験結果を用いた。

地下水面が粘土ライナーと接する (図中では地下水位が 0 m) とき、平時および地震時とも若干安全率が低下する。しかし、地下水位が高くなるにつれ粘土ベントナイトおよび砂ベントナイトともに安全率が直線的に低下した。ライナーを不透水層と考えた場合、ライナーに作用する浮力が、地下水位が高くなるにつれ大きくなるためである。

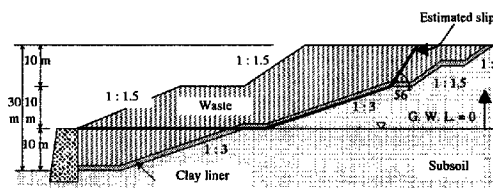


Fig. 16 Cross section of canyon-type landfill for stability analysis

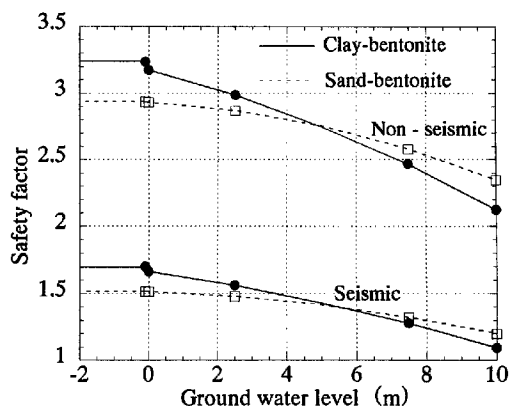


Fig. 17 Results of stability analysis

ライナーに作用する浮力の大きさは等しいにも関わらず、地下水位が低い場合、粘土ライナーに砂ベントナイトを使用した方が粘土ベントナイトを使用した場合に比べ平時および地震時の安定性が低い。ライナー設置直後では、粘土ベントナイトより砂ベントナイトが保持している粘着力が大きいためである。しかし、地下水位が高くなると粘土ベントナイトを使用した方が砂ベントナイトを使用した場合に比べ安全性が低下するのは、粘土ベントナイトの方が砂ベントナイトよりも吸水によるせん断強度の低下が大きいからである。

平時の安全率は、たとえ地下水位が上昇してもライナーが粘土ベントナイトおよび砂ベントナイトではともに2以上を確保することができる。しかし地震時の安全率は浮力の影響を受けることで、1.1～1.2に低下する。一般的に設計に採用される安全率は1.2～1.3である。よって地下水位が高くなると地震時に何らかの対策が必要となってくる。

6. 結論

本研究では、管理型廃棄物処分場の構造安定性について、地盤工学的立場から検討することを目的に実験的研究を行った。我が国は多雨気候であることから一般的に基盤の含水比が高く、底部ライナーに締固め粘土ライナーを設置する場合、基盤からの水分の移動が生じることで処分場の安定性が低下することが考えられる。そこで基盤からライナーへの水分移動特性を把握するためまず水分移動実験を行った。次に粘土ライナーと基盤との間で生じる水分移動現象を説明するために、ライナーおよび基盤が保持しているサクションに注目しpF試験を実施した。さらに得られた水分移動実験の結果を考慮したせん断試験を行い、その結果を用いて想定した処分場断面に対しYanbu法による平時および地震時の安定性の検討を行った。

得られた結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 締固め粘土ライナーに基盤を接触させると、粘土ライナーの含水比が上昇、すなわち基盤からライナーへの水分移動が生じた。
- (2) 深草粘土および豊浦砂にベントナイトを乾燥質量比15%添加したことで、 10^{-9} cm/sオーダーというかなり低い透水係数が得られた。
- (3) pF試験により、粘土ベントナイトおよび砂ベントナイトの水分特性曲線は、ベントナイトの影響を受け空気侵入値が高くなる。
- (4) 締め固めたライナー供試体を吸水させると、ライナーが保持していた粘着力が低下し、強

度が低下した。特に粘土ベントナイトの場合吸水による強度低下が砂ベントナイトに比べ大きい。

- (5) 処分場の安定性において地下水の影響を考慮すると、平時および地震時とも地下水位の上昇に伴って安定性の低下が著しい。処分場の設計安全率を1.2～1.3に設定すれば、地下水位が高くなると地震時安定性に対して何らかの対策が必要となる場合が生じてくる。

謝辞

本研究の遂行にあたりご協力をいただいた京都大学防災研究所 三村 衛助教授、同 清水 博樹技官、ならびに試料を提供いただいた豊順鉱業（株）の関係各位に深謝いたします。

参考文献

- 今村 聡 (1996) : 低レベル放射性廃棄物処分場処分施設の天然バリアに関する工学的考察, 京都大学学位請求論文。
- 嘉門雅史 (1998) : 管理型廃棄物処分場の遮水構造基準のあり方について, 第9回廃棄物学会研究発表講演集, pp.887-889。
- 鈴木英明, 藤田朝雄, 中野政詩 (1999) : ベントナイトの水分特性曲線, 第54回土木学会年次学術講演会, pp.588-589。
- 社団法人 地盤工学会 (1990) : 土質試験法の方法と解説, pp.89-105。
- 社団法人 地盤工学会 (1992) : 新・土と基礎の設計計算演習, pp.371-379。
- 社団法人 地盤工学会 (1991) : 土の試験実習書－第2回改訂版－, pp.133-140。
- 社団法人 地盤工学会 (1998) : 廃棄物と建設発生土の地盤工学的有効利用, p.6。
- 松井 保, 嘉門雅史, 油谷進介, 西川輝廣 (1997) : 大阪湾フェニックス事業における埋立地盤の特性, 土と基礎, Vol.45, No.4, pp.17-20。
- Manassero, M., Van Impe, W.F., and Bouazza, A. (1997): Waste disposal and containment, Environmental Geotechnics, M. Kamon (ed.), Balkema, pp.1425-1474。
- Mitchell, J.K., Seed, R.B., and Seed, H.B. (1990): Kettleman Hills waste landfill slope failure. I: Liner system properties, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.116, No.4, pp.669-690。
- Seed, R.B., Mitchell, J.K., and Seed, H.B. (1990):

- Kettleman Hills waste landfill slope failure. II: Stability analysis, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.116, No.4, pp.669-690.
- Stark, T.D. and Poeppel, A.R. (1994): Landfill liner interface strengths from torsional-ring-shear tests, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.120, No.3, pp.597-615.
- Van Genuchten, M., Leij, F., and Yates, S. (1991): The RETC code quantifying the hydraulic functions of unsaturated soils, Rep. No. EPA/600/2-91/065, U.S. EPA, Ofc. Of Res. And Devel., Washington, D.C.

Stability Evaluation of Controlled Landfills

Masashi KAMON, Takeshi KATSUMI*, Masatami KANAYAMA**, Tetsuo MORIMOTO***

*Department of Civil Engineering, Ritsumeikan University (Formerly; Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University)

**Geo-Research Institute (Formerly; Graduate School of Engineering, Kyoto University)

***Department of Civil Engineering, Kyoto University

Synopsis

Stability of canyon-type controlled waste landfill is experimentally and analytically evaluated for the design and construction purposes. In particular, strength reduction due to the increase in water content of clay liner is focused. From the experimental study, mechanisms of the increase in water content of clay liner above the wet or saturated base soil is clarified. This increase in water content results in the decrease in internal and interface shear strengths of clay liners. From the stability analysis, the reduction of shear strength of clay liner would have a adverse effect on the stability of landfill.

Keywords : clay liner; bentonite; shear strength; landfill; stability