

技術報文

地震・洪水による堤体の災害と補強土工法による減災技術の開発

(独)農業食品産業技術研究機構 農村工学研究所 毛利栄征・松島健一
堀 俊和・有吉 充
三井化学産資 山崎真司
東京理科大学 龍岡文夫

1. はじめに

ジオシンセティックスを用いた盛土や擁壁などの土質構造物の補強工法が数多く開発されてきており、これらの補強土構造物の挙動や耐久性については、室内や数値解析によるメカニズムの解明から現地での実物大構造物による実証的な調査・研究によって明らかになってきている。しかしながら、依然として集中的な豪雨や激しい地震動を受けて多くの盛土が崩壊するとともに、少なからず補強土構造物もダメージを受けているのが現状である。

河川堤防は洪水の発生による越流を受けて、決壊する事例が毎年のように報告されている。また、同様に農業用のため池についても毎年豪雨によって被災しており、大規模な地震が発生した場合にはさらに多くのため池の被害が発生している。これらの河川、およびため池の堤体は、水位の急上昇や地震動による堤体の沈下によって、堤体に越流が生じて法面の表面浸食が進行して破堤に至る。堤体の突発的な決壊は、2次災害に直結する危険性が高く、防災上極めて深刻な状況と考えなければならない。本論文では、堤体そのものの災害に対する耐久性を向上することに焦点を当てて、補強土工法を用いた堤体の減災対策技術を紹介する。

2. 減災対策としての堤体の補強

地震や洪水に伴う堤体の決壊を完全に防止するためには、越流が発生しないようにさらに大規模・高強度の堤体構造を採用する方法や、地震動を受けても崩壊や沈下しないような法勾配の緩い断面構造を採用する方法などがある。このような災害の防止技術は、予防保全的な処置（Active safety）で、想定される洪水や地震に対して安全な堤体を構築するという指向である。このような能動的に災害の発生を回避する堤体は、大規模となり逆に堤体の沈下の危険性が高まるとともに地震に対する安全性の確保はさらに高い技術を要する。想定以上の洪水や地震が発生した場合には、従前の構造物以上の大被害をもたらす危険性を内在することとなる。一方、ある程度の災害を許容しながらも、ダメージを局所的な部分にとどめて大きな災害に成長させない、あるいは、迅速な復旧を可能とするような処置を指向する方法がある。この考え方は、災害に対する被害を低く抑えて全体のダメージを軽減するような受動的な処置（Passive safety）である。両者は災害を完全に発生しないようにしようとする思想と減災に重点を置く考えの違いである。堤防の延長や膨大なため池の数、あるいは立地条件などを考慮すると、前者の能動的な対策技術で効率的に災害を防止することは、極めて困難な状況にあると思われる。また、同時に減災技術だけでは、災害による被害を封じ込めることも困難であることは言うまでもない。

局所的に、しかも高強度の地震や豪雨が発生する傾向が強くなってきている現状では、能動的な予防保全対策を進めながらも、受動的な被害軽減技術による堤体の構築や迅速な復旧を可能とする

構造様式の開発が重要である。

3. 堤体の被害の特徴

土を締固めた土質構造物である堤体は、貯水の浸透や水位の急激な上昇によって浸透破壊やすべり、あるいは越流現象の発生から決壊にいたる被害が数多く報告されている。

3.1 ため池の老朽化と被害

ため池の貯水容量として比較的規模の大きい 10 万箇所（1000m³以上の貯水容量の池）のため池のうち、その 75%は経験的な築造技術によって構築され、抜本的な改修を経ずに築造後 100 年以上を経過している。これらの、築造年数の古いため池堤体の特徴として漏水の増加、パイピングの発生、クラックや陥没、断面変形やすべりの発生などが見られる。このような潜在的な機能低下を生じている堤体は、地震動や集中的な豪雨による急激な荷重や水圧の変化によって、堤体の沈下やすべりを生じて大きな被害に及ぶことがある。決壊に至るような災害については数年に一度の割合で発生し、ため池堤体からの漏水等の被害はほぼ毎年発生している。図-1 に 1976 年から 2004 年までの豪雨及び地震による溜池の被害件数の推移を示す。1995 年の阪神大震災による地震被害、2004 年の新潟県中越地震を除けば被害のほとんどが豪雨によるものであり、その割合は 95%以上となっている。平均的には毎年 300 箇所以上のため池が何らかの被災を受けていることになる。

毛利²⁾⁴⁸⁾らは、地震や豪雨によるため池の被害調査を実施して、下流法面のすべり崩壊とともに、堤体を越流することによって破堤に至っている堤体が数多くあることを報告している。岡村⁹⁾は平成 16 年の台風 23 号による淡路島のため池の決壊要因を整理し、表-1 に示すように 186 基のため池の決壊の原因は単一ではなく、複合的な要因によって破堤に至っているが、越流とパイピングに起因する事例が多かったことを報告している。

3.2 ため池の老朽化と越流による被害

改修されるため池の洪水吐は、200 年確率の洪水量を安全に流下する能力を有するように設計されるが、従来の洪水吐は土水路や簡易な水路を用いたものが多く、急激な貯水上昇に対応できる容量を有していない。このため、洪水吐で流下できなかった洪水は貯水位の上昇を招き、法面のすべり崩壊や越流に至る。

ため池堤体を越流する流れは、その流速と継続時間に応じて堤体を浸食し、次第に堤体そのものの力学的な安定性を損なう状況まで進展する。このような流水の掃流力は、越流水が等流水深の場合に最大値をとることになるので、単位幅越流量 q と法面勾配 θ を用いて等流水深 h_0 と斜面に作用するせん断力 τ は以下のように求められる。

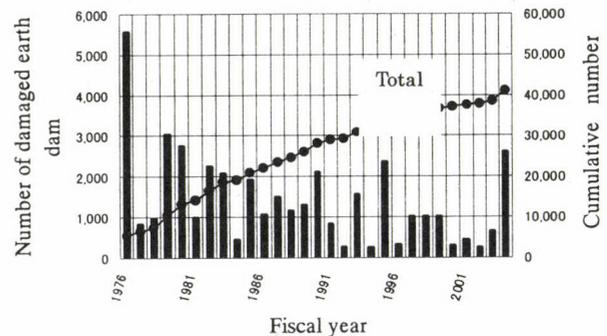


図-1 ため池の災害件数の推移

表-1 淡路島の決壊ため池 186 基の被災原因 (重複あり)

決壊したため池に見られる原因	箇所数
越流が確認された池 (洪水吐断面不足)	101
越流 (山腹斜面崩壊土砂の流入に起因)	84
上流法面の浸食	129
パイピングに起因する決壊	55
下流法面の崩壊 (越流に至らず)	50

$$h_0 = \left(\frac{n^2 \cdot q^2}{\sin \theta} \right)^{3/10}$$

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot h_0 \cdot \sin \theta$$

ここで、

n : マニング粗度係数

ρ : 水の密度

g : 重力加速度

である。

越流水深が 0.2m(0.2m³/sec/m)の場合、粗度係数を $n=0.025$ として下流法面に作用する掃流力はおおよそ 100N/m²で、堤体を形成している土質材料の強度(たかだか 10N/m²)に比べてかなり大きい。このため、裸堤の場合には、容易に堤体が浸食されることが理解されるが、芝などが良好に被覆している場合には、その許容せん断力が 75N/m²程度であるから、浸食が進むためにはある程度の時間を要することが分かる。

岡村⁹⁾は、台風 23 号(2004)によるため池の被害調査から管理が行き届いた堤体では越流を受けながらも破堤に至らなかった場合があることを示している。また、堀⁴⁾は低層の植生で覆われていた弁天池(山口県)が越流を生じたものの決壊しなかったことを報告している。越流による堤体の浸食と崩壊は、その越流水の流速と継続時間に大きな影響を受けるので、洪水規模に応じた対策技術の適用が重要である。

4. 災害に強い堤体構造

堤体の決壊は、突発的な現象で地域社会を極めて危険な状況に至らしめ、社会資本のみならず人命への影響も極めて重大なものがある。このため、決壊を回避できる堤体構造の開発は、堤体の安全性の確保だけでなく地域防災上でも大きな意味を持っている。減災対策としての受動的な被害軽減工法は、具体的には洪水時にはある程度の越流を許容しつつも決壊しない堤体であり、地震時には沈下が生じるもののすべり破壊しない堤体である。

4.1 越流堤の要求性能

堤体の越流の程度は、降雨強度だけでなく集水面積や流出係数などの地域特性に大きな影響を受けて、個々のため池や河川の状況ごとに大きく異なる。このため、適切な対策のレベルを

決定するためには、地域特性に応じた洪水の継続時間や越流水深、流速などの予測が不可欠である。図-2は2004年の台風23号で観測された雨量記録を用いて、対象とする池(瀬戸池、兵庫県)の洪水に伴う水位上昇と越流継続時間を求めたものである。これによると、既往の洪水吐水路幅3.5mでは、洪水を安全に流下することができず、天端を越えて越流が発生することがわかる。最大越流水深は25cmで越流時間は、約3時間に及んでいる。実際の瀬戸池は、越流によって完全に破壊している、ある程

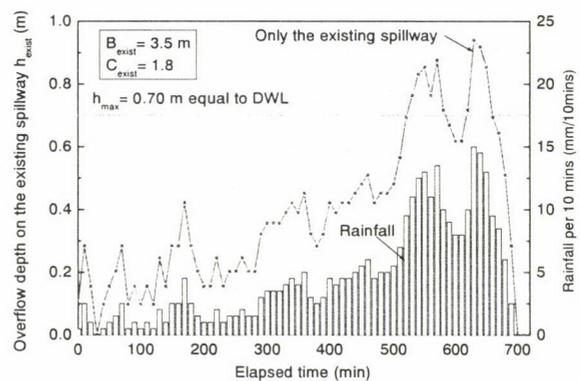


図-2 台風 23 号の降雨記録と越流水深 h

度の整合性は取れていると考えられる。

ため池の洪水吐は、到達する洪水のピーク部分を安全に流下する能力を有する幅（ B_{set} ）と深さ（ H_{set} ）が要求される水路と考へてもよい。幅と深さの組み合わせは、ため池の規模や水路の形式などを勘案して決定できるが、掃流力が小さく構造的には簡便なものが望ましい。図-3に示すように既往の水路に加えて新設される拡幅水路は、極力浅い水深のものとして掃流力を低く抑えることによって、堤体の簡便な補強で構築できるものとする事が出来る。すなわち、堤体の一部分に越流を許容する耐久性の高い部分を設けることによって、洪水の流下機能を確保する構造様式である。

図-4に既存の洪水吐に加えて新たに堤体を越流する部分を設けた場合の越流水深と継続時間の関係を示しているが、水路底を20cm低くすることによって水路幅 $B_{set}=4.0m$ 、越流水深50cmで安全に洪水を流下できる。 $B_{set}=12.5m$ の場合は、越流水深32cmとなる。

4.2 堤体の補強と越流抵抗について

越流に対する堤体の抵抗性を向上する工法については、既に数多くの研究成果が報告されている。河川

堤やダム¹⁾の越流とその保護工の耐久性に関する実験の多くは、堤体を人口材料などで被覆保護した構造の水理実験である。保護の構造としては、堤体の天端部分の維持によって川表側への崩壊を防止する機構と、浸食が発生する部分を全面的に保護する機構に大別される。前者として①天端アスファルト保護、後者としては②接続ブロック、③かみ合わせ保護ブロック、④防水シート、⑤改良土による被覆、⑥その他の芝や石による被覆である。各種のブロックによる保護工は、初期の状態では大きな効果を発揮するものの、ブロックのかみ合せ部分や堤体の変形などに起因する保護工の不整によって流れに乱れが生じて、流速の変化に伴って大きなせん断力が保護工に作用し、堤体土の吸出しによる崩壊が始まる。いずれの保護方法でも、不整のある箇所から大きなせん断力が作用して、保護層の裏側への浸入水によって急激な浸食と崩壊が発生する危険性が高い。また、構造的に堤体そのものを補強していないために、基礎地盤の沈下や堤体の変形によって保護層の不整が進行することは、長期的に安定した機能を維持するためには大きな障害となる。すなわち、越流による堤体の安全性を高めるためには、流水による掃流力に十分な強度を有しているだけでなく、堤体の変形や沈下に対しても高い安全性を同時に有していることが不可欠である。

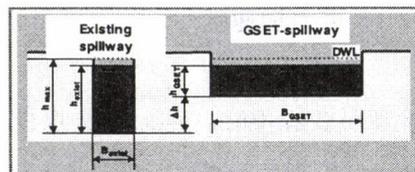
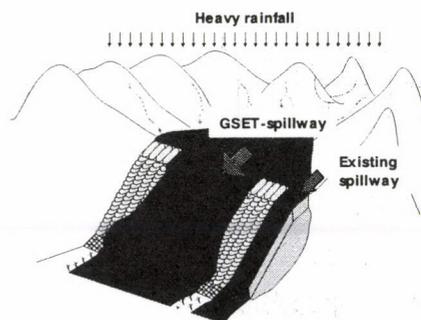


図-3 越流堤による洪水吐の新設

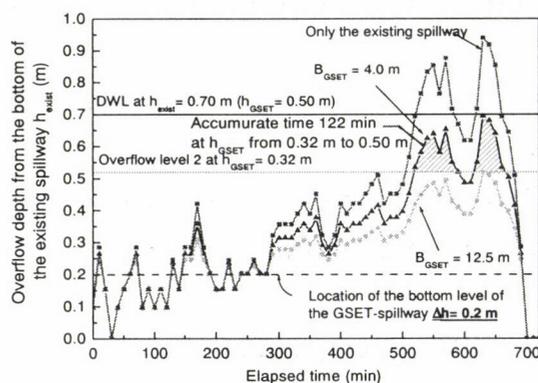


図-4 付加する洪水吐の水路幅と越流水深

4.3 特殊形状土嚢を用いた堤体

堤体そのものの変形やすべりに対する安全性を確保し、越流水による掃流力に対して十分な抵抗性能を確保する補強方法として堤体表面の土嚢積層による被覆工法が毛利³⁾によって提案されている。特殊な形状の土嚢による堤体本体の補強効果と土嚢材そのものによる浸食抵抗を期待した工法で

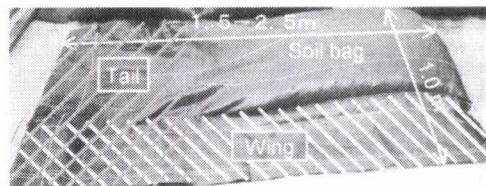


写真-1 テール土嚢の基本形状

ある。今回使用した土嚢の基本形状は写真-1に示すように、扁平な大型土嚢の側部にウィングとテールを設けたものである。ウィング部には隣接する別の土嚢を載せることによって、土嚢相互間の連結効果が発揮され、テール部は土嚢背部の地盤に挿入されるために堤体補強として機能し、旧堤体と土嚢積層部分の一体化が確保される。また、土嚢積層部分の変形や長期的な沈下などを抑制するために、土嚢の中詰め材に碎石などの剛性が高いものを採用するとともに、十分に転圧することによって土嚢の剛性と強度を飛躍的に向上している。また、土嚢間のすべりを抑制

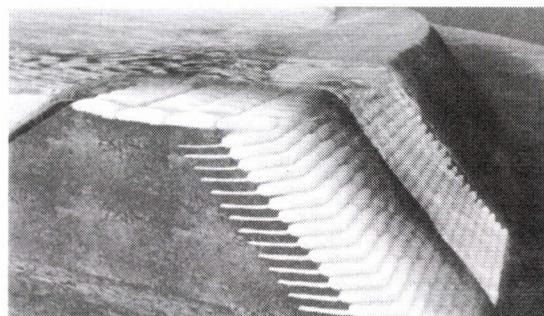


図-5 テール土嚢を用いた「越流許容型ため池工法」

し堤体のすべりなどに対する安全性を向上するために、土嚢の積層角に15°の傾斜をつけている。土嚢の力学的な特性については、Tatsuoka³⁾、Aqil¹³⁾、松島¹⁹⁾、Lohani¹⁴⁾を参考にさせていただきたい。図-5に土嚢の積層体を用いた「越流許容型ため池工法」のイメージを示す。

5. 小規模越流実験による土嚢積層の効果確認

5.1 実験方法

ため池堤体の下流部分に土嚢を積層して補強した堤体模型を作製し、その越流抵抗性と破壊メカニズムを確認した。堤体模型の堤高は50cm、勾配1:1で、堤体材料および土嚢の中詰め材には、茨城県銚田産山砂 ($\rho_s=2.676\text{g/cm}^3$ 、 $D_{50}=0.184\text{mm}$ 、 $U_c=5.82$ 、 $\rho_{dmax}=1.517\text{g/cm}^3$) を使用している。土嚢は、最大引張強度2.9kN/m (破断ひずみ23.5%) の織布を用いて作製し、形状は土嚢Aが8×8×2.5 (幅、長さ、高さ、cm)、土嚢Bが5×18×2 (cm) である。また、模型地盤は、土嚢を設置後、土嚢背面に砂を撒出し、土嚢および砂を締固めて ($w=11.5\%$ 、 $Dr=85\%$) 作成した。表-2に実験ケースを示す。CASE1は、土嚢単体を積重ねて設置した。CASE2は、堤体と土嚢の一体化を図るために、ジオグリッドで土嚢を巻込んで堤体内部までジオグリッドを敷設している。CASE3は、土嚢積層体のすべりに対する抵抗力を向上させるために、土嚢の形状 (土嚢同士のオーバーラップ長) を奥行方向に長くし、土嚢の設置角度を15°に傾斜させた。越流は越水レベルを1時間毎に段階的に増加させて実験を行った。越水レベルと越流水深の関係を図-6に示す。

表-2 実験ケースと模型

CASE1 (土囊 A)	CASE2 (土囊 A+ジオグリッド)	CASE3 (土囊 B 傾斜)
<p>30cm ビリ土のう 土のうA (8×8×2.5cm) 不織布 深層改良土層山砂 p=2.616g/cm³, D_u=0.18mm U_c=5.82, p_{max}=1.517g/cm³ w=11.5%, D_u=0.85k オーバーラップ長 5.5cm 減勢工 不織布 ※奥行: 40cm</p>	<p>30cm ビリ土のう 土のうA (8×8×2.5cm) 不織布 ジオグリッド オーバーラップ長 5.5cm 減勢工 不織布</p>	<p>30cm ビリ土のう 土のうB (5×18×2cm) 不織布 オーバーラップ長 16.5cm 減勢工 土台 (傾斜角 1:5) 不織布</p>
<p>貯水 天端 越流 土のうA 堤体 減勢工</p>	<p>貯水 天端 土のうA 越流 堤体 ジオグリッド ジオテキスタイル 減勢工</p>	<p>貯水 天端 越流 堤体 土のうB 減勢工</p>

5.2 実験結果

各ケースの浸潤前、浸潤後、越流後における堤体の変位を図-7に示す。

CASE1 は、写真-2に示すように浸透によって下流法先がはらみ出し、堤体斜面にすべりが発生していることがわかる。これは、浸透による法先部堤体の軟化現象によって、土囊が押し出され全体的なバランスが崩れたためと考えられる。このことから、単に土囊を積層するだけでは、長時間の降雨や越流による法先部周辺の堤体の強度低下に起因する法面のすべり出しを抑えることはできないことが分かる。

CASE2 は、浸透のみによっては、堤体に大きな変形は見られない。越水レベルV (流速 0.48m/s) においても、堤体に大きな変化は見られず、安定した状態を保っている。このことから、ジオグリッドを堤体内に敷設することにより、土囊積層体のすべりに対する抵抗力が増し、堤体の変形を拘束し、土囊と堤体の安定性が確保されたと考えられる。

CASE3 は、浸潤後、越流時ともに大きな変化は見られず、安定した状態を保っていた。越水レ

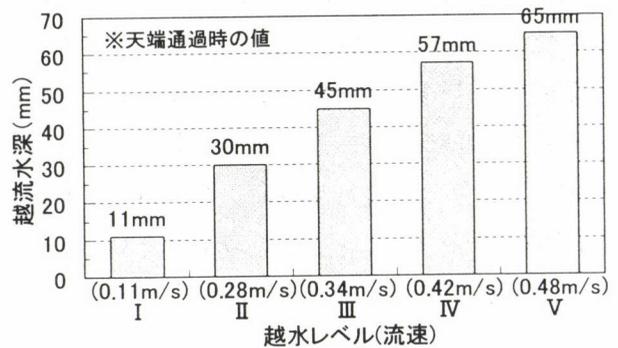


図-6 越流レベル毎の水深

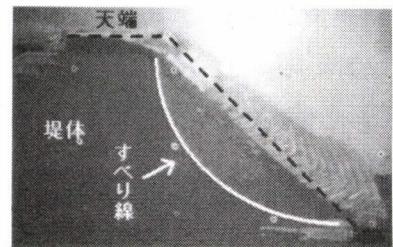
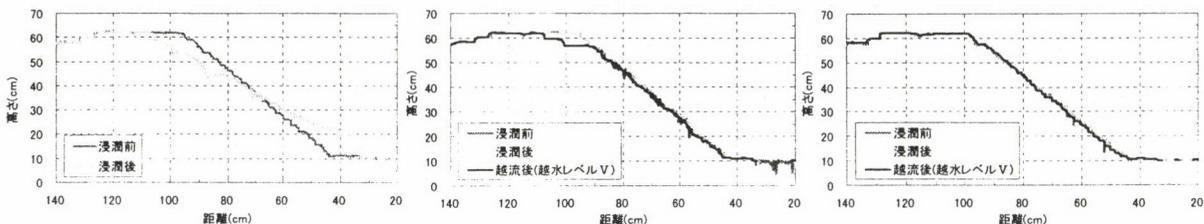


写真-2 CASE1のすべり破壊



(a)CASE1 (土囊 A)

(b)CASE2 (土囊 A+ジオグリッド)

(c)CASE3 (土囊 B 傾斜)

図-7 堤体の変形状態 (浸透前から越流後まで)

ベルVに対しても、浸食抵抗力が維持され、土嚢の抜け出し、土嚢背面土の吸出しは起こらなかった。堤体下部の土嚢を人為的に破損させた場合では、土嚢の中詰材が流出してため池堤体下部は洗掘された状態となるが、周辺の土嚢との一体化によって全体崩壊には至らなかった。ただし、越流水が直接土嚢に衝突する部分では中詰材の細かい粒子が洗い流されている。

6. 大規模越流実験

実際のため池堤体の越流に対する安全性は、越流水の掃流力と土嚢の大きさや積層部分の面圧などとの相互作用に大きく依存している。このため、小規模の越流実験で確認されている土嚢積層体の破壊メカニズムや積層部分の特性を実規模のため池に匹敵する大規模越流実験によって確認することは、現地適用する上で大きな意義がある。大規模越流実験では、大型土嚢を用いた積層堤体の浸食抵抗力を確認し、破壊に至るメカニズムやその耐久性を明らかにした。水路内に越流部分を模擬した堤体を作製し、越流水深と堤体の変形の詳細に計測するとともに土嚢が大きく破損や劣化した状態についても劣化部分の波及や堤体の安全性に与える影響を確認した。

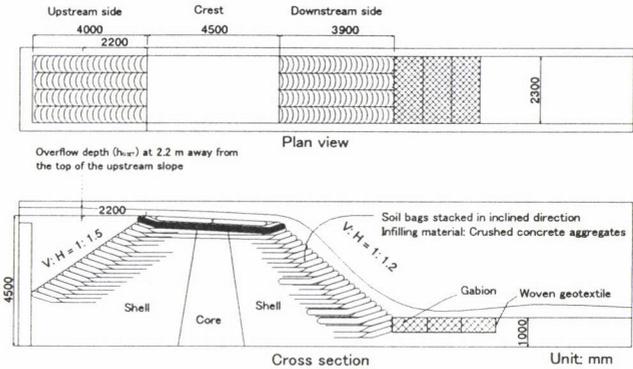


図-8 大規模越流実験断面

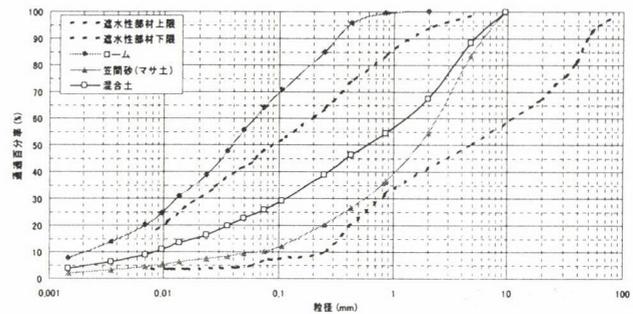


図-9 堤体材料の粒度分布

6.1 水理模型

越流実験は図-8に示すように幅2,300mmの水路内に堤高4,500mmのため池堤体模型を作成し、上流部分に貯水を設けて天端部(4,500mm)を越流させる構造とした。下流側の法面勾配は1:1.2として、ため池堤体としては、急な勾配を設定している。ため池堤体の構造は、中心遮水形式として下流側には、特殊形状の大型土嚢を積層した越流許容型の洪水吐水路を設けている。

(1) 堤体材料

使用するサヤ土：笠間砂(マサ土)およびコア土：混合土(ローム 1kg：笠間砂 1.5kg)の粒度分布を図-9に示す。

(2) 土嚢

土嚢の材料は、ポリプロピレン製のシートで引張り試験結果を図-10に示す。

6.2 堤体の施工手順

堤体の施工は以下の手順に従って実施した。また、施工状況を写真-3に示す。

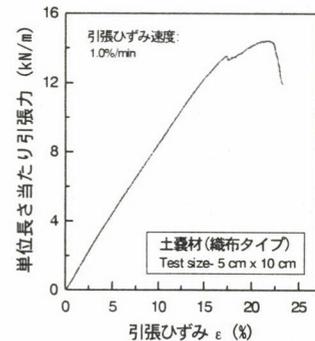


図-10 土嚢材の引張特性

①堤体基礎地盤の作成

ため池堤体の基礎となる地盤を作成する。

②堤体本体部分の作成

堤体の締め固め度は90%として管理する。

③土嚢の作成

作成した土嚢袋に所定の量の中詰め材（再生碎石 RC40）を投入する。投入量は、投入後の締固めによって最終的な土嚢の厚さと密度によって投入量を調整する。締固め後の土嚢の高さは $H=0.2\text{m}$ とする。密度は、締固め度 $D_c=90\%$ 以上である。



写真-3 テール土嚢の設置

④土嚢の設置

中詰め材を投入した土嚢を堤体作成部に運搬し、設置する。

土嚢は、15度の傾斜をつけて間積配置で積み上げた。

⑤土嚢の転圧

振動コンパクターにて土嚢の初期高さ $H=30\text{cm}$ を $H=20\text{cm}$ 程度まで転圧する。

⑥土嚢間の間詰め

土嚢の積層間に生じる空隙は、再生碎石を投入して間詰めを行う。

⑦土嚢の背面土撒き出し・転圧

土嚢設置、転圧後に堤体本体部分の作成を行う。

撒き出し層厚 30cm 以下として、締固め度 $D_c=90\%$ 以上まで入念に締め固める。

6.3 実験結果

越流実験は、3つの条件で実施した。

レベル1：越流流量が小さく、土嚢の段差で生じる流況は *nappe* フローで、それぞれの段差部にエアポケットが発生して空気が混入した流水が形成される。

レベル2：越流流量が大きくなり、段差ごとの流水の連続性が見られて流速も大きくなる。流況は段差部に渦が発生した *skimming* フローとなる。

レベル3：さらに大きな越流流量で、水流は天端から法肩部分で大きな剥離を生じて自由落下水脈が卓越する。土嚢の破損が顕在化し、中詰め材の流出による土嚢の変形が進行する。

skimming フローの下限は(1)式で、*nappe* フローの上限は(2)式で与えられる。

$$dc/s=0.862(\tan \alpha)^{-0.165} \quad (1)$$

$$dc/s=(1.4-\tan \alpha)^{0.26}/1.4 \quad (2)$$

限界水深 dc は、 $dc=(q^2/g)^{1/3}$ で求めることができる。 q は単位幅流量である。 α は法面勾配である。表-3 に越流量と継続時間などの実験条件を示す。図-11 は越流レベル毎の流況の模式図である。図-12 は実験 step 毎の流量と継続時間のフローを示している。写真-4, 5 は越流中の状況を示している。

① 越流レベル I ($h_0 \sim 23.8\text{cm}$)

Step4 までは、越流量が小さく $ds/S=0.80$ (ds は限界水深、 S は土嚢の段差高) であるため、

流況は図-11a に示すように Nappe flow を形成している。越流水は土嚢段差部分を流下する過程で空気が多量に混入し白濁した流れとなり、流況は大きく乱れて下流部に伝達される。流水は土嚢段差ごとに消散しながら土嚢表面に作用するため、その流水圧はたかだか土嚢数個分でしかなく Step4 までの 394 分間の越流後にも土嚢表面に損傷は見られない。

② 越流レベルⅡ ($h_0=23.8\sim 32.3$ cm)

Step5 からは、 $ds/S=1.54$ となって skimming フローの流況が現れる。土嚢の段差部分に明確な渦が発生するとともに土嚢のエッジからエッジを繋げるような連続的な流れが生じて、流速も大きくなって来る。Step8 まで次第に越流量を増加することによって天端部分で流水の剥離が顕著となり、数段の土嚢を越えるような自由落下水流が発生し、着水点の土嚢部分に大きな水圧を生じている。このため土嚢背面のサヤ土の吸い出しや水流が衝突する土嚢表面での土嚢材の摩耗、土嚢材が中詰め材の粒子の尖部に繰り返し押しつけられことによる写真-6 に示すような数ミリのパンチング穴が発生しやすくなる。

③ 越流レベルⅢ ($h_0=32.3\sim 58.3$ cm)

水脈および流速が大きくなり下流法肩での剥離が大きい流れが形成され、中詰め材の吸出しや土嚢材の損傷が顕在化してくる。土嚢の積層部分の表面は、流水による影響だけでなく施工中の損傷や紫外線によって部分的な劣化が進行する場合や、流木や土砂によって磨耗が発生することも考えられる。このような、土嚢に部分的な損傷が発生した状況下での水理実験を Step11 から実施した。人工的に土嚢表面に損傷を与えるために、写真-7 に示すよ

表-3 実験 step と継続時間

Stage	Step	継続時間 (min)	流量 (m ³ /s)	深さ h ₀ (cm)	流況
Stage 1	step1	136	0.012	6.700	Nappe flow
	step2	118	0.05	10.600	
	step3	72	0.1	14.000	
	step4	68	0.2	19.000	
	step5	61	0.3	23.800	Transition flow
	step6	60	0.4	26.700	Skimming flow
	step7	227	0.5	30.500	
	step8	211	0.8	32.300	
	step9	138	1.1	48.400	
	step10	30	0.8	32.300	
step11	120	0.8	32.300		
Stage 2 (損傷有り)	step12	93	1.5	58.300	

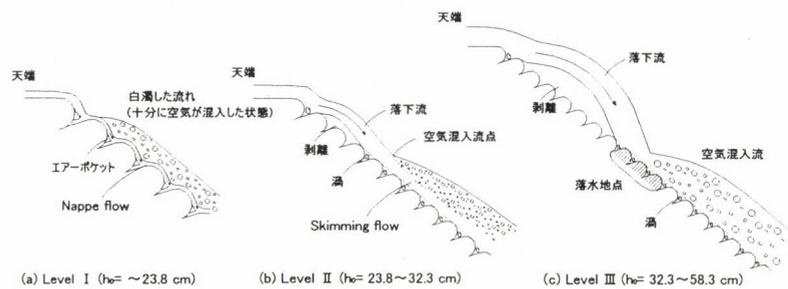


図-11 越流水脈の流量と流況

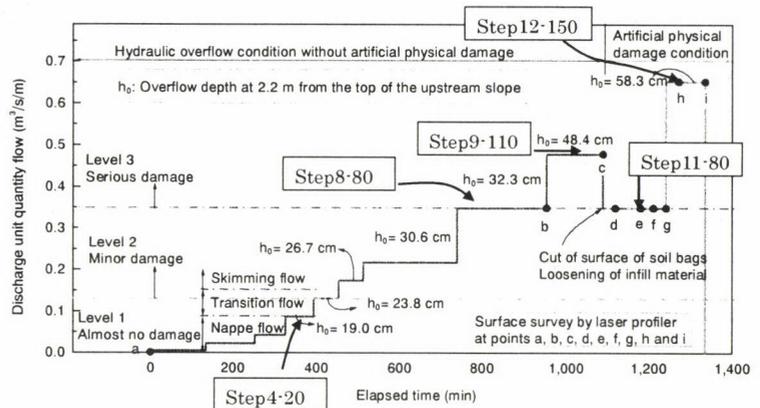


図-12 越流水深と継続時間



写真-4 実験堤体

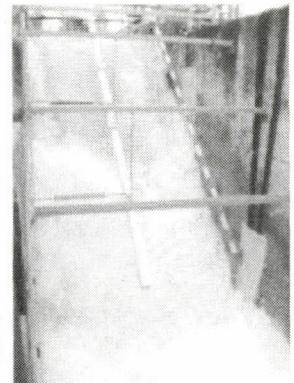


写真-5 越流状況

うに水路の中央 2 列の土囊表面を切断し、中詰め材が露出する状況を設定した。Step11 の $0.8\text{m}^3/\text{s}$ の流量では、写真-8に示すように人工的に損傷を与えた中央 2 列の土囊部分の中詰め材が流失し浸食が急激に進む。しかしながら、120 分の越流によっても土囊先端部分の浸食量は厚さにして高々20cm 程度で、天端の沈下や法先部分の変形は無視できるもので堤体全体の安全性に大きな影響を及ぼすような深刻な状況には至らない。

Step12では、越流量をさらに2倍の $1.5\text{m}^3/\text{s}$ に増加しているが、越流水は天端から大きくジャンプし斜面中腹部分に着水する完全に自由落下水脈となって流下している。このため、天端下の部分にはまったく損傷は発生せず、着水点のみが大きく浸食を受け、拡大する破壊モードが生じている。越流から 30 分後の状況では、着水部の土囊材の切断と中詰め材の流失が繰り返され、土囊の浸食が次第に斜面内部と下段土囊に進んでいることがわかる。90 分後には、写真-9に示すように浸食は着水点を基点として大きな浸食ホールを形成しその底部は基盤に達している。

土囊表面の形状の変化を図-13に示す。Step8 までの越流に対しては、自由落下水流が着水する部分にのみ土囊表面の変形が認められるが、その他の部分については全く変形していない。人工的な損傷を加えたレベル 3 からの越流実験では、土囊が大きく浸食している。すなわち、切断された土囊の中詰め材が徐々に流失することによって土囊斜面が後退していることが分かる。着水点付近を除いて、土囊の後退量はおおよそ 20~30cm 程度で、土囊の中詰め長さが先端部から 100cm あることを考えると堤体を補強する効果は十分発揮されていると考えられる。しかしながら、継続した越流を受けて浸食面は大きくなり、着水点から下部の土囊の損傷が拡大し周辺の土囊の変形も顕著になる。90 分経過後の斜面の形状は、大きく土囊が削り取られていることを示している。しかしながら、天端中央の沈下量はごくわずかで天端下付近の斜面部の土囊に急激な変形の進行は見られない。

以上のことから、土囊は自由落下水流によって大きく浸食を受けるが、通常の skimming フローのような連続した流下水に対しては、越流水のエネルギーを土囊の段差で消散するので、大きな掃



写真-6 流水による損傷跡



写真-7 人工的損傷部分

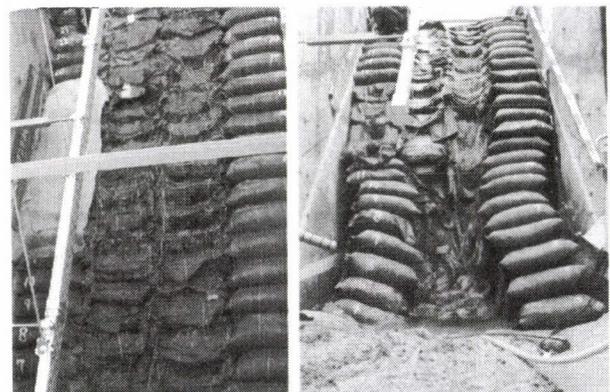


写真-8 損傷部の拡大 写真-9 最終段階の変状

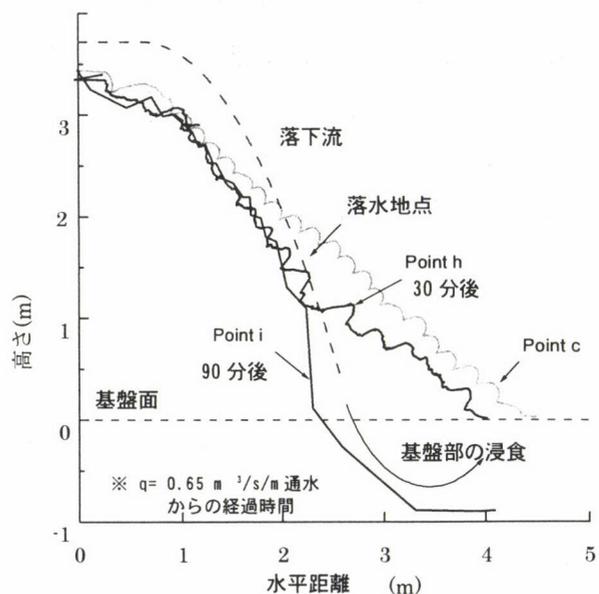


図-13 越流後の堤体斜面の変形状態

流力の発達を抑制することが出来る特徴を有している。また、土嚢が堤体内部まで厚みを持って設置されていることは、流水による堤体土の吸出しに対しても大きな抵抗を示していることがわかった。

通常の裸地斜面の堤体が、 $0.05\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の流量で5分間の越流によって崩壊したことと比較すると、約14倍の流量に対しても突発的な堤体崩壊に至らなかったことは、防災上極めて大きな特徴といえる。浸食抵抗が向上し破堤にいたる時間的な余裕を定量的に見込むことができることは、防災システムの構築の上で極めて有効なことである。

7. 耐震性

堤体の補強方法としてテール土嚢を傾斜して積層する方法は、耐震性についても大きな抵抗力を有している。大型の越流実験に使用した大型の土嚢を用いて堤体モデルを作製し、振動実験によってその耐震性を明らかにした。

7.1 振動実験

7.1.1 土嚢積層堤体の作製

振動実験を実施した堤体モデルは図-14に示すように、土嚢を水平に積み上げた水平積層堤体と傾斜角を持たせて積層した傾斜積層堤体である。堤体モデル寸法は高さ約2.7m、天端幅1.7m、上下流斜面勾配がそれぞれ1.5:1, 1:1である。土嚢の形状は図-15のように高さ160mm、幅490mm、奥行き1,200~2,000mmで、堤体天端近くは、比較的小さな土嚢を用いている。

堤体土及び土嚢の中詰め材にはそれぞれ含水比10%の十勝砂 ($G_s=2.668$, $D_{50}=0.18\text{mm}$, $U_c=1.8$) とコンクリート廃材を破碎した再生碎石 ($G_s=2.605$, $D_{50}=7.2\text{mm}$, $U_c=39.2$) を用いた。図-16に粒度分布を示す。

堤体作成は以下のような手順で行った。

- ① 土槽以外の場所で所定量の中詰め材を投入した土嚢を予備転圧する。
 - ② 予備転圧した土嚢を堤体に設置し、その背後に堤体土を撒き出して相対密度80%になるよう振動コンパクターで締固める。
 - ③ 再度、土嚢を転圧し、隣接する土嚢間の隙間に再生碎石を目詰めする。
- 上記の工程を所定の堤体高さになるまで繰り返す。

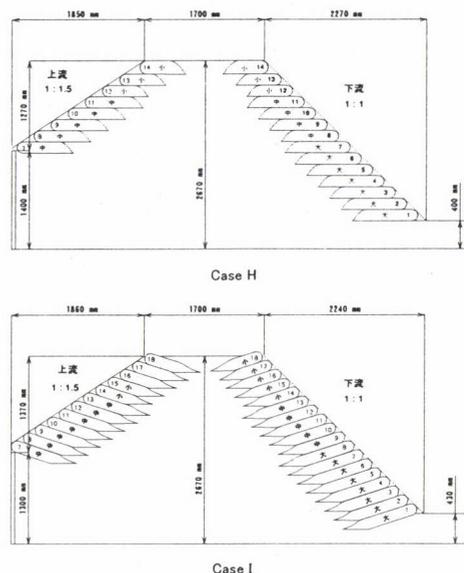


図-14 水平および傾斜した積層土嚢の堤体モデル

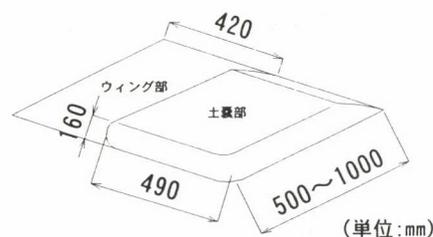


図-15 土嚢の形状

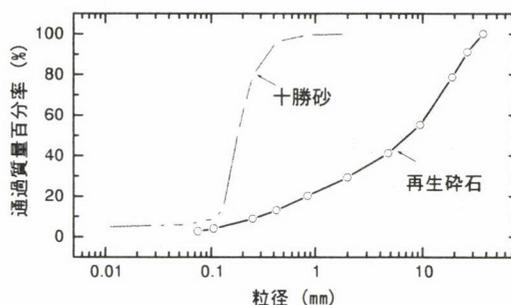


図-16 堤体土および中詰め材の粒度分布

7.1.2 計測と入力振動

実験で使用した入力振動は、周波数 3.8Hz の正弦波とした。最大入力加速度は表-4に示すように、それぞれ 300gal, 500gal, 700gal, 1,000gal の段階加振を行った。

堤体内部、土嚢積層斜面の土嚢内部および表面には加速度計を、堤体底面及び土嚢背面には土圧計、堤体上下流面斜面及び天端にはレーザー変位計を設置して、それぞれ加速度、水平及び鉛直土圧、堤体斜面の水平変位量及び天端の沈下量を計測した。土嚢材には塑性用ひずみゲージを貼り付け、土嚢材に発生する引張ひずみを計測した。図-17に CaseI における各センサーの配置図を示す。なお、CaseH は CaseI と同様な位置にセンサー配置である。各段階加振後には、堤体下流斜面に設置したレーザープロファイラーを用いて堤体下流斜面の地表面変位分布を計測した。堤体下流斜面に大きな変形が表れた時点で次の加振を中止し、土槽側壁を取り外して堤体側面を慎重に切り出して堤体内に発生したすべりの様子を観察した。

表-4 加振 step と最大化速度

段階加振ステップ	Case H	Case I
STEP1	300 gal	300 gal
STEP2	500 gal	500 gal
STEP3	700 gal	700 gal
STEP4	実施せず	1,000 gal

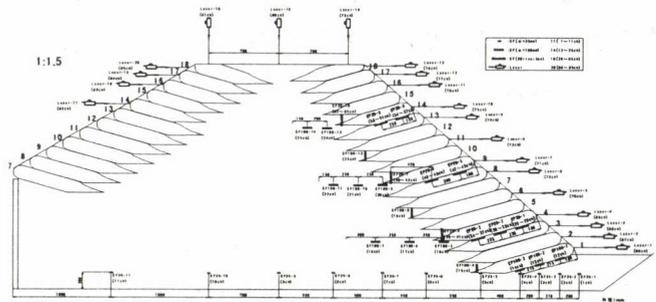


図-17 センサーの配置位置

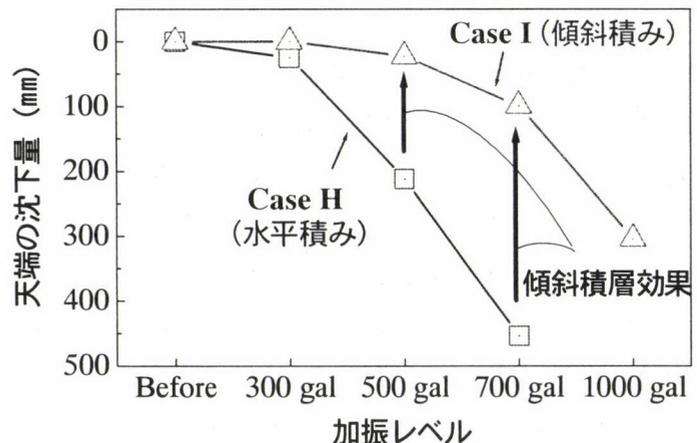


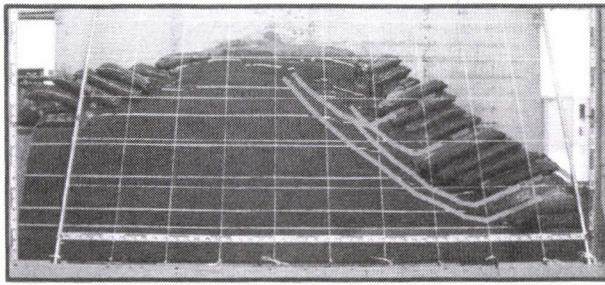
図-18 天端の沈下量

7.2 実験結果

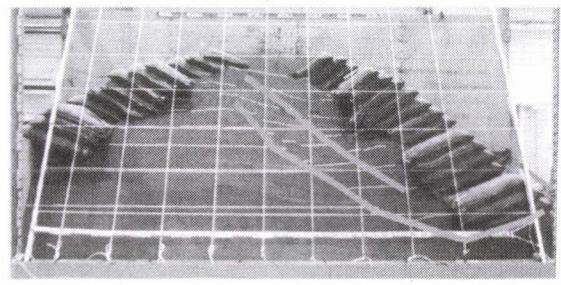
加振後の天端沈下量の変化と堤体下流斜面の地表面変位分布を図-18, 19 に示す。Case H では最大入力加速度 700gal 時には図-19a に見られるように土嚢間の

の滑動量が著しく大きくなり、天端沈下量は 450mm で、堤高に対する沈下率は 18%に達している。一方、Case Iでは、500gal時でも天端沈下量は 23mm と小さく、700gal時では天端沈下量は 100mm とやや大きくなるが、Case H と比べると 1/4 以下の沈下量に収まっている。また、下流斜面には図-19b に示すように斜面にわずかなふくらみが見られるが、土嚢間の局所的なすべりに起因する押し出しではないことが分かる。1,000gal 時では天端沈下量は 304mm と大きくなっている。また、図-19c に示すように堤体下流斜面の法肩が堤体内部へ落ち込み、下流斜面の中腹から下部では前方へ孕みだしが見られたが、この段階でも Case H で見られたような土嚢間の顕著な滑動は発生していない。

両ケースの振動実験後（それぞれ 700gal, 1,000gal 加振後）に堤体を開削調査した結果を写真-10 に示す。Case H では、土嚢積層斜面の背面に浅いすべりが複数発生している。これに対し、Case I



a) CASE-H (after 700 cm/s²)



b) CASE-I (after 1000 cm/s²)

写真-10 堤体内部に発生したせん断体

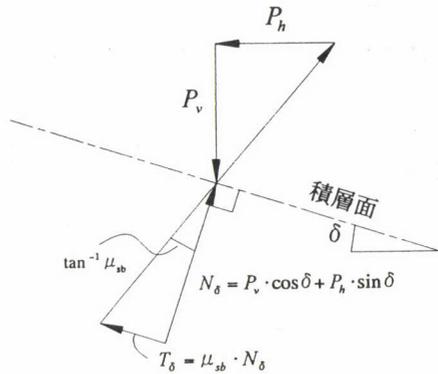


図-20 積層面における力の連力図

では堤体内部に深いすべりが発生している。これらのすべりの発生位置の相違は、土囊積層体部分の水平抵抗力の差、すなわち土囊積層間の滑動抵抗力の違いによって表れたものと考えられる。図-20 は傾斜積層した土囊の積層体に水平力 P_h が作用した場合の力の釣り合い状態を示している。地震動によって水平方向にせん断を受けた場合、土囊積層面にはせん断力 T_{δ} と垂直力 N_{δ} が作用するが、垂直力 N_{δ} は斜角が大きくなるほど大きくなり、土囊間の滑動抵抗力が向上することを示している。このような土囊積層面の力学特性は、図-21 に示すような一定鉛直応力条件での土囊の水平せん断試験によって確認することができる。この大型せん断試験では、図-22 に示すように水平方向に対して傾斜角 18° で積層した土囊のせん断強度は水平積層した場合に比べて約2倍に増加する。このような土囊積層面での力学的な特性を反映して Case H の水平積層構造では十分なせん断抵抗力が発揮されないので、加振力が小さい段階で土囊間に滑動破壊が生じる。その結果、地震時の主働土圧に土囊積層斜面が十分に抵抗できず、土囊積層体の近傍に浅いすべりが発生する。一方、Case I では堤体背面側に傾斜して積層しているため、傾斜積層効果が発揮されて土囊間に大きなせん断抵抗力が生じ、振動時にも土囊間には局所的な滑動が発生することなく土囊積層体が一体的に変形す。

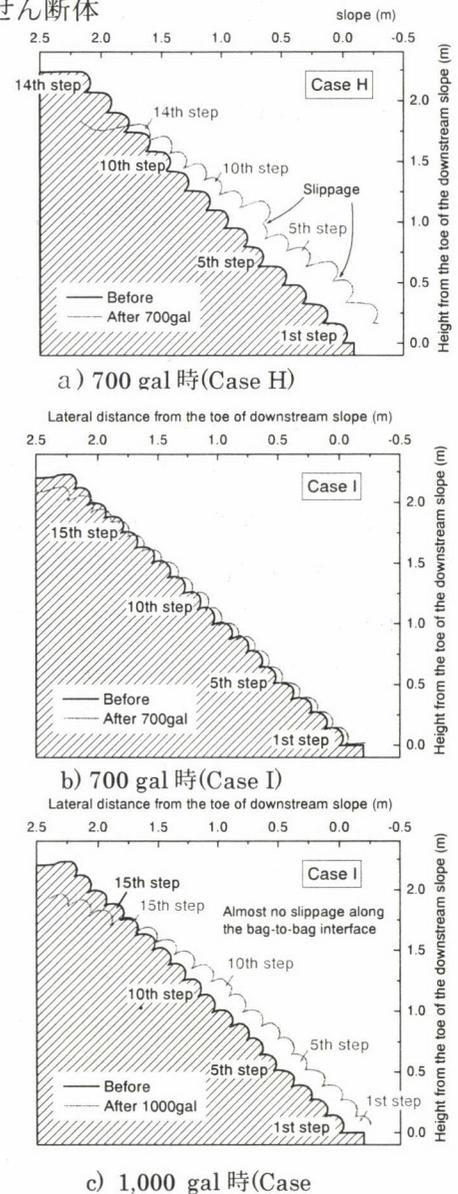


図-19 堤体斜面の水平変位分布

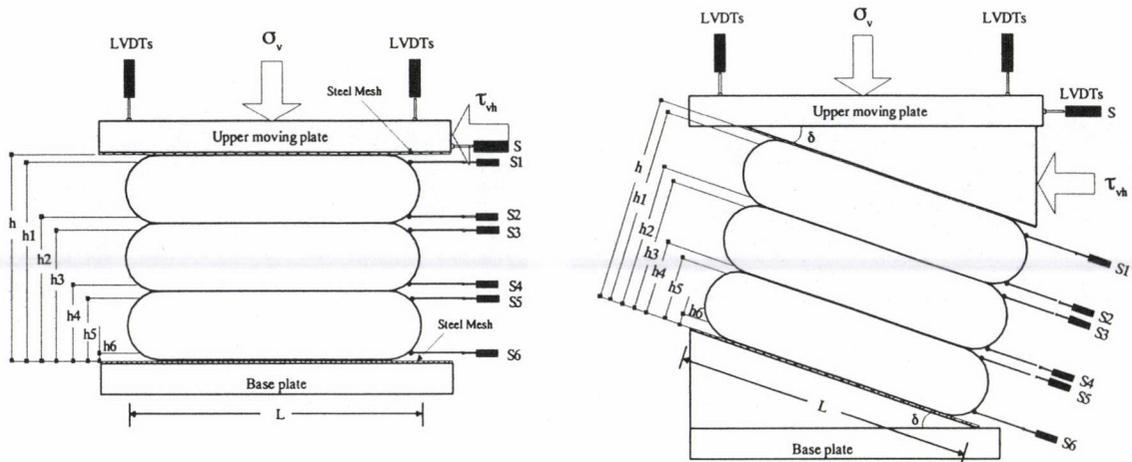


図-21 土囊積層体の水平せん断実験の概要（左：水平積層（積層角 $\delta=0^\circ$ ）右：傾斜積層（積層角 $\delta=18^\circ$ ））

以上のように、水平および傾斜積層した土囊堤体の実物大の振動実験から以下のことが分かる。

- ① 水平に土囊を積層した構造は水平方向の滑動抵抗力が小さいので、比較的小さい地震動でも土囊間の滑動破壊が生じ、堤体全体の崩壊に至る危険性が高い。
- ② 一方、傾斜積層した構造では水平方向の滑動抵抗力が大きいため、最大入力加速度 1,000gal の大きな地震動でも土囊間に滑動破壊が生じず、土囊積層構造が維持できる。

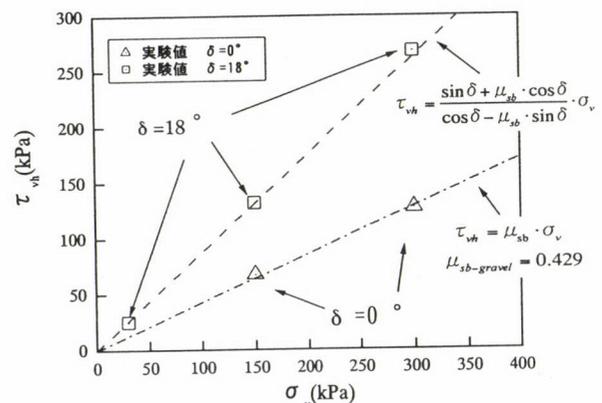


図-22 土囊積層体の水平せん断試験結果

8. 現地適用

石川県羽咋郡志賀町笹波地内の平田池の堤体改修の一部にテール土囊を用いた「堤体越流許容型ため池工法」を適用した。写真-11, 12 に、能登地震（2007年）によって決壊した改修前の平田池の状況を示す。堤高 10.5m の堤体の構築に要した期間は 2008 年 3 月から 4 月まで約 2 ヶ月間で、土囊（一袋当たり重量 200kg）は総計で約 650 袋を使用している。堤体の下流斜面に 15 段、1 段には約 25 個の土囊を背面側に 18° の傾斜を付けて敷き並べる傾斜積工法を採用しているが、特別な施工技術を要しないため、1 日に平均して 3~4 段の土囊を積み上げることができている。

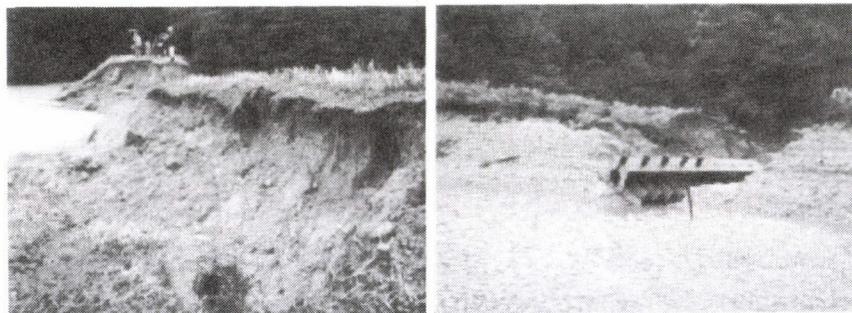


写真-11, 12 地震によって崩壊したため池（平田池）

8.1 堤体材料

平田池の堤体材料は、細粒分質砂質礫（GFS）で、全面遮水型の堤体断面構成を持っているが、ランダムゾーンの透水係数は低く、均一型に近い堤体となっている。堤体材料の土質試験結果を表-5に示す。改修堤体についても、旧堤体材料を用いて築堤しており、旧堤体よりも堤高は、1m近く高くなっている。このため、基礎地盤の沈下や支持力についての懸念があるが、基礎地盤改良によって沈下抑制する対応がなされている。

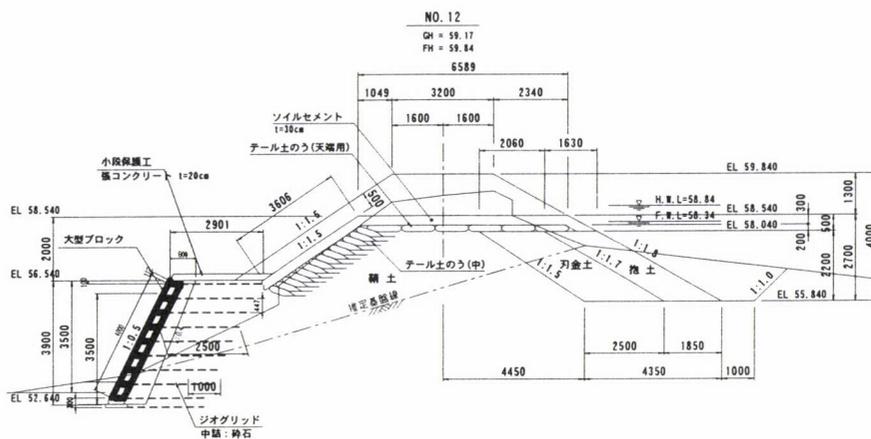


図-23 施工横断面図

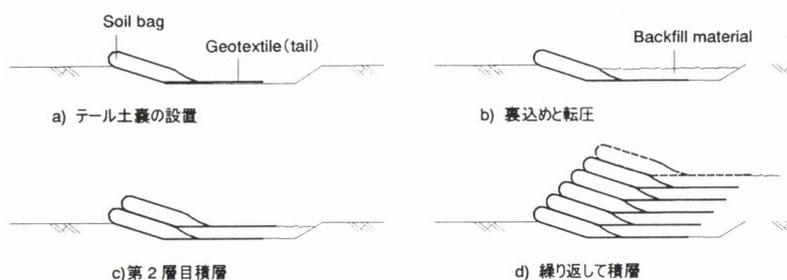


図-24 土嚢積層体の施工手順

8.2 施工

越流部分の堤体断面を図-23に示す。最大堤体高さが10mとなるため、小段を設ける断面となっている。小段の下は、大型ブロックを法面に配置しその背面はジオグリッド(テプサーSR55)を大型ブロックと同様の高さ(約45cm)で敷設して補強土工法による安定化を図っている。なお、ジオグリッドの敷設長さは2.5m(碎石1.5m、雑土1m)である。補強土部分には碎石を用いて堤体下流部分の排水性を改善する効果も持たせた設計となっている。写真-13, 14は、グリッドの敷設と締め固め状況を示している。小段から上部については、テール土嚢を積層した「越流許容型のため池堤体」を構成している。中詰め材は、再生碎石(RC40)として図-24に示すように200kgの碎石を投入した土嚢を一段ずつ傾斜して積層しながら現場転圧を行い、所定の形状に仕上げて堤体を構築する。

表-5 平田池の堤体土質

平田池	
粗礫分%	20.5
中礫分%	16.2
細礫分%	8.6
粗砂分%	2.9
中砂分%	11.7
細砂分%	7.4
シルト分%	17.5
粘土分%	15.2
2mmふるい通過質量百分率%	54.7
75μmふるい通過質量百分率%	32.7
最大粒径 mm	53
60%粒径 D_{60} mm	3.46
50%粒径 D_{50} mm	0.685
30%粒径 D_{30} mm	0.0583
土粒子の密度 ρ , g/cm ³	2.631



写真-13 碎石撒き出し

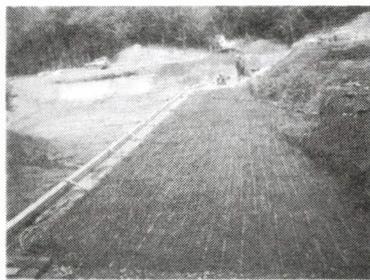


写真-14 ジオグリッドの敷設

8.3 安定性

小段下の無対策堤体と補強土堤体の安定計算結果を表-6、図-25に示す。無対策堤体では、安全率がほぼ0.3で法面表面近くからすべりが発生する可能性が高い結果となっている。ジオグリッドによる補強を行うことによって、安全率1.5を越える安全性を確保することができている。さらに地震力を作用させた結果でも安全性を確認することができる。

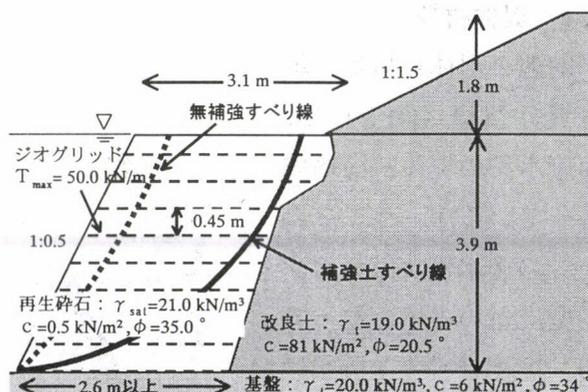


図-25 計算概要とすべり線(常時)

同様に小段上部の土嚢積層体部分のすべり解析結果では、安全率が1.3以上を確保できており、滑動や転倒に対しても十分な安全性を有している。

表-6 安定計算結果

	常時(≥ 1.2)	地震時(≥ 1.0)
無対策	$F_s = 0.299$	$F_s = 0.172$
補強土	$F_s = 1.575$	$F_s = 1.444$

8.4 覆土処理

土嚢を積層した直後の施工状況を写真-15に示す。幅広の水路形式となった部分が越流堤部分で天端部分にも土嚢が敷設されている。農村工学研究所内に施工した証ため池の長期耐久性試験の状況では、この状態でも土嚢材料が1,2年で極端に劣化して中詰材料が露出することはないが、数十年の耐用を考慮して、写真-16に示すようにソイルセメントによって土嚢表面を被覆している。



写真-15 土嚢設置完了状況

9. まとめ

豪雨に伴う堤体の強度低下や地震に伴う変形の進行によって、堤体の安全性は少なからず低下する。このような自然災害を軽減するためには、洪水の発生要因の分析や地震動の特性などを詳細に検証しながら、耐久性に優れる堤体の構造形態を開発することは、本質的に重要

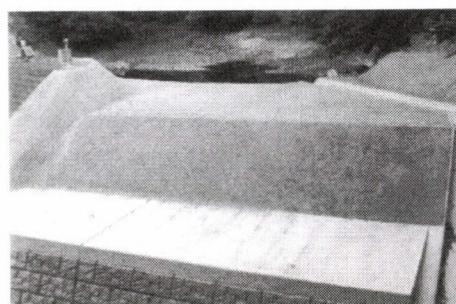


写真-16 ソイルセメントによる覆土処理

である。本論では、1,000年以上前から使用されてきた土嚢を高機能化したテール土嚢を用いた堤体の構築技術と越流や地震に対する安全性を紹介した。百年上の耐用年数を誇るため池が7万基以上日本国内で利用されているが、本工法がこれら先人の技術に近づくことができているか、まだまだ多くの検証が必要である。しかしながら、集中的な豪雨や激甚的な地震が頻発する中で、従前の構造様式にとらわれない高耐久性の貯水堤体を開発することは急務と考えている。

テール土嚢を用いた「越流許容型堤体」は、越流と地震の両面の減災効果の高い堤体として大きな機能を有していることが明らかとなった。

参考文献

- 1) Yasuda, Y. and Ohtsu, I., Flow resistance of skimming flows in stepped channels, *Proc. of 28th IAHR Congress*, Austria, Session B14 (CD-ROM).
- 2) 毛利栄征,堀俊和,松島健一,農村地域における豪雨災害への新たな取り組み,第6回中央研究集会(農業土木学会),pp87-107,2000/11
- 3) 堀俊和,毛利栄征,青山咸康,豪雨による農業用ため池の破壊原因と被災の特徴,農業土木学会論文集,pp127-137,2002/04
- 4) Tatsuoka, F., An approximate isotropic perfectly plastic solution for compressive strength of geosynthetic-reinforced soil, *Geosynthetics International*, 11, No. 5, pp 390-405,2004
- 5) Aqil,U.,Matsushima,K.,Lohani,T.N.,Mohri,Y.,Yamazaki,S.,Tatsuoka,F.,Large scale shearing tests of stacked soil bags,第40回地盤工学研究発表会,pp735-736,2005/07
- 6) 松島健一,山崎真司,毛利栄征,越流許容型ため池の越流実験,農業土木学会,pp.606-607,2005/08
- 7) 松島健一,Lohani,T.N.,Umair,Aqil,毛利栄征,山崎真司,土嚢の圧縮特性に関する研究,第20回ジオシンテティックシンポジウム,pp.101-108,2005/12
- 8) 毛利栄征,松島健一,堀俊和,谷茂,ため池の災害と復旧の考え方,基礎工,pp. 62-65,2005/10
- 9) 岡村 猛,平成16年台風23号による淡路島のため池被害と復旧,材料施工研究部会報,第44号,農業土木学会,pp9-12,2006/12
- 10) 毛利栄征,山崎真司,松島健一,ゴランアランゲロウスキー,土のうを用いたため池堤体の実物大実験(2005),第41回地盤工学研究発表会,pp1825-1826,2006/07
- 11) 松島健一,毛利栄征,Umair,Aqil, Goran Aranglovski,弘中淳市,山崎真司,土のうを用いたため池堤体の振動実験,第41回地盤工学研究発表会,pp685-686,2006/07
- 12) 松島健一,山崎真司,毛利栄征,Aqil Umair,龍岡文夫,越流許容型ため池堤体の構造的特徴と施工実験,農業土木学会大会講演会講演要旨集,pp594-595,2006/08
- 13) Umair Aqil,Matsushima,K.,Mohri,Y.,Yamazaki,S,Tatsuoka,F., Lateral shearing tests on geosynthetic soil bags, Proc. of the 8th International Conference on Geosynthetics,pp1703-1706,2006/07
- 14) Lohani, T.N., Matsushima, K., Aqil, U., Mohri, Y. and Tatsuoka, F., Evaluating the strength and deformation characteristics of a soil bag pile from full-scale laboratory tests, *Geosynthetics International*, 13, No. 6, pp 246-264,2006
- 15) Matsushima,K.,Yamazaki,S.,Mohri,Y.,Ariyoshi,M.,Tatsuoka,F., Large-scale overflow failure tests on embankments using soil bags anchored with geosynthetic reinforcements, Int. Symp. On Earth Reinforcement Practice, IS Kyushu '07, pp881-888,2007/07
- 16) Mohri,Y.,Matsushima,K.Yamazaki,S.,Lohani,T.N.,Goran,A.,Aqil,U.,New direction of earth reinforcement-disaster prevention, Int. Symp. On Earth Reinforcement Practice, IS Kyushu '08,pp85-101,2007/06
- 17) 山崎真司,松島健一,毛利栄征,越流許容型ため池工法の越流実験(2007),第42回地盤工学研究発表会,pp1117-1118,2007/07
- 18) Matsushima, K., Yamazaki, S., Mohri, Y., Hori, T., Ariyoshi, M., Tatsuoka, F., Large-scale overflow failure tests on embankments using soil bags anchored with geosynthetic reinforcements, *Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, IS Kyushu '07*.
- 19) Matsushima,K.,Aqil,U.,Mohri,Y.,Tatsuoka,F., Shear strength and deformation characteristics of geosynthetic soil bags stacked horizontal and inclined, *Geosynthetics International*,pp19-135,2008/06