遮水シートを用いたため池堤体の地震後性能に関する考察†

中澤 博志* 澤田 豊** 小田 哲也***
澁谷 啓**** 河端 俊典**

Post-Earthquake Performances of Small Earth Dams with Geosynthetic Clay Liners

by

Hiroshi NAKAZAWA*, Yutaka SAWADA**, Tetsuya ODA***,
Satoru SHIBUYA**** and Toshinori KAWABATA**

Recently, in addition to cohesive soils, geosynthetic clay liners (GCLs) are used for repair of small earth dams as a water barrier. In previous research, full-scale shaking table tests were carried out for four types of embankments under different installation conditions of GCLs in order to estimate their earthquake resistance. This paper firstly reviewed the previous studies and also have examined the deformation characteristics of embankments with GCLs based on 3D laser scanning. As a result, the deformation of the upstream side of embankments was greater than that of the downstream side in all cases. As for the post-earthquake performances, it is essential to avoid overflow after earthquake, and it has been suggested that GCLs should be set within width of crests as possible to retain the crest height at the downstream side.

Key words:

Small earth dam, Full-scale shaking table test, Geosynthetic clay liner, Seismic performance, Residual deformation, Earthquake resistance, Post-earthquake performance on water leakage

1 緒 言

全国には約 19 万箇所の農業用ため池があり、約 7 割は江戸時代以前に築造されたか築造年代が不明である。特に兵庫県では、約 3.8 万箇所と全国一の数のため池を有しており、改修が必要なため池が多いのが現状である。兵庫県では通常、遮水方法として刃金土（はがねど）を用いた前刃金工法により改修を行うが、当該工法の適用が困難な場合に限り、ベントナイト系遮水シートを用いることがある。しかし、遮水シート工法の耐震性は検証されていないのが現状であることから、初期の検討として、遮水シート工法を対象とした実大規模ため池堤体モデルによる振動実験が平成 28 年 3 月に実施された^{1)~4)}。この実験では、前刃金工法と遮水シートで改修された堤体の耐震性およびの加振後性能が確認された。加えて、平成 30 年 1 月に実施した 2 回目の実験では、遮水シートの敷設方法と継ぎ目の影響に着目した実験を実施し、地震後の遮水シートの有効性を検証した^{5) 6)}。

本論文では、上述の 2 回の実験で実施した計 4 ケースをまとめるとともに、特に 2 回目の実験での天端クラック発生時の加速度応答ならびに加振前後の 3D レーザースキャンにより得られた堤体の変形特性について、既往

の実験結果と比較した。最後に、遮水シートで改修されたため池堤体の地震後の性能について考察を加えた。

2 ため池堤体の地震被害事例

本章では、過去の大地震における主だったため池堤体の被害について以下にまとめる。

1995 年 1 月の淡路島北部を震源とする最大震度 7 の兵庫県南部地震において、兵庫県内では約 1,400 箇所のため池が被災した。Fig. 1 は、前刃金工法の堤体（兵庫県小野市鶴池）における堤体頂部の縦断方向に長さ 12.5m、横断方向 2 箇所に開口幅 1~6cm のき裂が生じた事例である。このように、他の堤体においても、クラックや沈下、法面の滑落等損傷が多数確認されたが、地震発生が渇水年の冬期で、貯水位が低かったこと等により、決壊による人命への被害は発生しなかった⁷⁾。一方、2011 年 3 月の東北地方太平洋沖地震では、福島県の藤沼湖（ため池）が地震動で決壊し、7 名死亡、1 名行方不明という被害が発生した。2016 年 4 月の熊本地震では、熊本県益城町で震度 7 の地震が連続で発生し、甚大な被害に見舞われた。地震当時の資料として、「平成 28 年（2016 年）熊本地震の農林水産業関係被害の状況」⁸⁾を確認すると、熊本県内の点検対象である 122 箇所のため池のうち、109 箇所は異常が無

† 原稿受理 令和元年6月9日 Received June 9, 2019 ©2020 The Society of Materials Science, Japan

* 防災科学技術研究所 地震減災実験研究部門 〒306-0006 つくば市天王台
Earthquake Disaster Mitigation Division, National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, Ten-nodai, Tsukuba 306-0006.

** 神戸大学大学院 農学研究科 〒657-8501 神戸市灘区六甲台
Graduate School of Agricultural Science, Kobe University, Nada-ku, Kobe 657-8501.

*** 兵庫県庁 〒650-8567 神戸市中央区下山手通
Hyogo prefecture, Chuo-ku, Kobe 650-8567.

**** 神戸大学大学院 工学研究科 〒657-8501 神戸市灘区六甲台町
Graduate School of Engineering, Kobe University, Nada-ku, Kobe 657-8501.

Fig.1 Damage situation of Tsuru-ike small earth dam.

く、クラック等の変状が確認されたのは、大切畑ため池を始めとする 13 箇所であったことが示されている。

一方、ため池堤体の被害事例に関する調査・研究については、谷・長谷川⁹⁾により、1983 年日本海中部地震を中心とする 5 つの地震被害についてまとめられており、ため池堤体の地震時被害の傾向として、a)斜面滑り・はらみだしによる変状は、上流側が下流側に比べて倍程度発生している、b)基礎地盤や堤体土が砂質土の場合、被害率が高い、および c)地震時の貯水率が高い場合に大きな被害に結び付きやすいこと等が示されている。

上述の被災事例や研究結果にも示す通り、古くからのため池は、老朽化が進み、漏水が多くなるなど決壊のリスクが高くなっているため、改修が急務となっているのが現状である。

3 遮水シート工法の現状

一般的なため池改修は前刃金工法が採用されているが、現場条件等により前刃金工法の採用が困難な場合に限り、その代替として、Fig. 2 に示す様に、厚さ数 mm のベントナイト層を織布等で挟んだベントナイト系シートを用いる遮水シート工法を採用する事例がある。なお、前刃金工法の採用が困難な場合を例示すると、a)刃金土の運搬ルートが無い場合、b)交通安全上の制約がある場合、および c)刃金土の購入場所が遠方で運搬費用が高い場合である。遮水シート工法のメリットとしては、a)現場発生土を有効利用でき、残土処分量（費）の増加（高騰）を抑制する、b)土の搬入車両数の低減による、特に住宅密集地を土砂運搬する場合に家屋への過度な影響の回避、また、車両数減少による環境負荷低減への期待、および c)土取場の土質変化や土量の不足等のトラブルがなく、コア土の密度試験や現場透水試験の時間短縮など、施工計画や工程管理が容易となることが挙げられる。

耐震設計手法に関し、前刃金工法では、刃金土も地盤材料であることから、通常の安定計算により堤体盛土の耐震性を確認している。一方、遮水シート工法については、シートの物理的・力学的評価方法が未確立であるために、シートを考慮せずに、安定計算を実施しているのが現状である。現行の耐震基準¹⁰⁾に対しては、重要度に応じた 3

Fig.2 Situation of construction of Geosynthetic Clay Liner⁹⁾.

種類の堤体のランク付け（AA, A および B 種）があるが、AA 種のため池は、レベル 1 およびレベル 2 地震動による検討を行い、A 種ではレベル 1 のみとなる。現状として、レベル 1 地震動の検討では、堤体の盛土材料の強度のみで設計震度 0.15 を考慮した円弧すべり計算により安定性を確認している。一方、レベル 2 地震動に対する検討事例が少ないのが現状であるため、実大実験では、レベル 2 相当に見立て正弦波を用いた加振実験を行い、耐震性や加振後の堤体性能の評価を試みた。

4 実大実験概要

既に述べた通り、平成 28 年 3 月には、標準的な堤体断面を用い、前刃金工法（Case1）および一枚の遮水シートを階段状に敷設したケース（Case2）、続いて平成 30 年 1 月に実施した実験では、堤体法面に平行してシートを直線状に敷設したケース（Case3）、および階段状に敷設し途中で継ぎ目を設けたケース（Case4）についての実大実験を実施した。本論文では、既往の実験結果^{1)~6)}についてまとめるとともに、これまで議論されていない Case3 と Case4 で発生した天端クラックと堤体法肩での加速度の関係ならびに 3D レーザースキャンから得られた堤体の変形状況について述べる。

4.1 試験体概要

Table 1 に全 4 ケースの概要と堤体断面を示す。Case1 および Case2 は、H28 年 3 月に実施した前刃金工法および一枚の遮水シートを階段状に敷設したモデルである。一方、H30 年 1 月に実施した Case3 および Case4 については、階段状に敷設し途中で継ぎ目を設けたモデルおよび堤体法面に平行してシートを直線上に敷設したモデルであり、Case1~4 のすべてのケースで同様な堤体形状となっている。堤体の基本諸元は堤高 3m、天端幅 1.5m、法面勾配 1:1.5 および基盤層 0.2m であり、上流側には水位 2.5m の湛水部が設けられている。本実験における堤体諸元の設定にあたり、兵庫県内の小～中規模のため池で最も数が多い堤高 3~5m を対象としたことと、土槽内で最大限の堤体規模を構築することを優先し、最終的に堤高を 3m に設定した。以下、Case3 および Case4 について詳しく述べる。

Table 1 Comparison of experimental cases.

Case	Construction method	Focus point	Experimental condition	Cross section
Case1	Sloping Core Zone	Confirmation of dynamic behavior in standard model.	1) Sinusoidal wave by 5Hz and 177gal
Case2	Geosynthetic Clay Liner (Installation of single GCL on bench cut)	Estimation of earthquake resistance of embankments with GCL and performance of GCL after earthquake.	2) Sinusoidal wave by 5Hz and 471gal
Case3	Geosynthetic Clay Liner (Installation of GCL with overrapped part on bench cut)	GCL model with overrapped part compared with Case2 to consider the actual construction.	1) Sinusoidal wave by 5Hz and 168gal 2) Sinusoidal wave by 5Hz and 440gal
Case4	Geosynthetic Clay Liner (parallel to cover soil)	Compared case with Case2 to confirm the difference of installation method of GCL.	3) Sinusoidal wave by 5Hz and 531gal

Case3 および Case4 で扱う実験モデルについては、縮小モデルを用いた数ケースの予備実験¹¹⁾により決定した。Table 1 に示す通り、Case2 および Case3 は階段状敷設であり、Case4 は直線状敷設となっている。Case2 では、一枚のシートで敷設されているのに対し、Case3 では、実験断面（堤軸直角方向）上で2枚のシートが使用され、ラップ部を伴う継ぎ目が設けられている。シートはロール状の既製品であり、堤体のサイズに合わせて特注されないことがラップを設けた大きな理由の一つである。また、直線状敷設である Case4 では、Case2 および Case3 に比べ使用するシートの延長が短くなるメリットがあるが、近年採用された事例は少ない。なお、実績のある階段状敷設は、水平部分を設けることで転圧は容易となるが、盛土を階段状に段切りする手間がかかること、また使用するシートの総延長も長くなることがデメリットと言える。先行実施された Case2 の結果から、堤体がシートを境にして振動特性が異なることが確認されており²⁾、Case4 はシートの敷設方法の違いによる影響を明らかにする目的も兼ねられた。

4・2 地盤材料および施工方法

遮水シートに用いられたベントナイト遮水シートは、Case2～4 で同じ仕様の製品を用いた。ため池堤体を主に構成するランダム材料については、Case1, Case2 と Case3, Case4 で若干異なる。Fig. 3 に示す堤体材料の粒径加積曲線では、Case1 および Case2 に比べ、Case3 および Case4 のランダム材料の砂分と礫分が多く含まれているが、後述の実験結果から、Case2 と Case3 の堤体の変状が同等であったことから、この材料の違いについては、特に実験結

Fig.3 Grain size distribution curve^{4), 5)}.

果や遮水シートの評価に影響はないものと考えられる。また、Table 2 に示す通り、ランダム材料の最大乾燥密度 ρ_{dmax} 、最適含水比 w_{opt} をはじめ、両ランダム材料の物理特性に大きな違いはない。なお、堤体の施工方法、堤体材料の物性値および強度定数については参考文献 1)～6) に詳述されているため、ここでは概要を示す。

Table 1 に示すすべてのケースで、堤体の締固め度は $D_c = 96 \sim 97\%$ 程度として施工された。1 回の実験で、2 種類のため池堤体を造成するため、Fig. 4 に示すように、内寸が長さ $L=12.59\text{m}$ 、高さ $H=3.55\text{m}$ および幅 $W=2.50\text{m}$ の鋼製土槽 2 基を用いた。写真に示す堤体右側は湛水部となっており、この湛水部に造成後、2.5m の水深となるよう注水した。

堤体の締固め度の決定に際し、試験盛土を行い、巻出し厚および転圧回数等の施工要領を決定した。試験施工の結果から、ハンドローラーによる締固め回数を 6 回、仕上げ層厚を 20cm にするための巻出し厚は 23cm として、土

Table 2 Physical and Mechanical Properties of Embankment Material.

Material			Case1	Case1・Case2	Case3・Case4
Index			Core material	Random material	
Density of soil particles	ρ_d	g/cm ³	2.648	2.644	2.655
Soil type	Gravel	%	43.3	30.8	14.5
	Sand	%	29.6	50.8	65.5
	Silt	%	12.1	6.1	6.9
	Clay	%	10.9	12.3	13.1
Maximum particle diameter	D_{max}	mm	38.1	26.5	37.5
Uniformity coefficient	U_c		1000	184.8	195.0
Average particle diameter	D_{50}	mm	1.100	0.367	0.350
Maximum dry density	ρ_{dmax}	g/cm ³	1.824	1.890	1.906
Optimum water content	w_{opt}	%	15.70	12.60	13.20
Plasticity Index	I_p		11.6	NP	NP
Triaxial compression test (CUB)	c'	kN/m ²	9.6	0.0	8.9
	ϕ	°	32.5	37.2	32.8

槽内の造成作業の目安とした。各層の転圧後には、締固め密度、含水比を測定し、堤体造成完了後、法面整形を行った。遮水シート工法については、堤体造成後、段切りならびにすき取りを行い、ペントナイトシートを敷設した。敷設後には、再度ランダム材料を敷均し、振動プレートコンパクタあるいはランマによる転圧を行い、堤体の仕上げを行った。すべての施工完了後、上流側に注水を開始した。震動実験に際しては、水の飛散を防止するため、湛水側の一部をビニールシートで覆うとともに、水面に消波材を設置した。

4.3 加振実験およびその他の調査

震動実験の実施にあたり、防災科学技術研究所所有の実大3次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を用いた。震動台施設の仕様をTable 3に示すが、堤高3mを有する実大規模のため池堤体の地震時の破壊挙動を再現するには十分な性能を有している。

加振による堤体の変状を確認するため、加振実験前後に光波測量、3Dレーザによる計測、およびサウンディングを実施し、堤体の変状を調べた。加振ではFig. 5に示す様に、漸増・漸減部それぞれ10波を含む5Hzの正弦波60波を堤軸直角方向に入力した。加振時には、4ケースすべてにおいて、堤体内に設置した加速度計、間隙水圧計、および天端と下流側法面に設置したレーザ変位計による計測を行っている。

加振条件はTable 1に示した通り、Case1およびCase2では、2回目の加振における振動台応答値で最大471Gal、一方、Case3およびCase4では、2回目の加振で440Galの加振を行ったが、堤体に目立った損傷が見られなかったことから、さらに加速度レベルを上げ、531Galの加振を行い、天端に顕著なクラックを確認し実験を終了した。

5 実験結果

本章では、既往研究をレビューするとともに、Case3およびCase4を中心に、加振時生じた天端クラックと法肩部の応答加速度の関係および加振後の残留変形について述べることとする。

5.1 既往実験のレビュー^{1)~6)}

H28年3月およびH30年1月に実施したそれぞれの実験は、すでに参考文献1)~6)で報告されている。H28年3

Fig.4 Soil container for full-scale shake table test.

Table 3 Specifications of Full-Scale Shake Table.

Loading capacity	12MN (1,200 tonf)	
Table size	20m × 15m	
Driving type	Accumulator charged/Electro-Hydraulic servo control	
Shaking direction	Horizontal (X,Y)	Vertical (Z)
Maximum acceleration (at maximum loading)	900cm/s ²	1500cm/s ²
Maximum velocity	200 cm/s	70 cm/s
Maximum displacement	±100 cm	±50 cm
Maximum allowable moment	Overturning:	Yawing:
	150MN・m	40MN・m

Fig.5 Input wave form (final test case by maximum acceleration of 531 Gal at t=11.425s)⁹⁾.

月の実験を対象に、澤田ら¹⁾は本プロジェクトの計画を中心とした報告をしている。また、当該実験を対象に、小田ら²⁾は、Case2の試験体における加振時動的挙動および加振後のクラック調査、そして中澤ら³⁾は、Case1とCase2の残留変形量の比較を行うため、3Dレーザ計測結果をまとめ報告している。Sawada et. al.⁴⁾は、Case1とCase2の動的挙動の比較を通じ、堤体の地震時安定性における上流側の締固めの重要性について述べている。一方、H30年1月に実施した実験については、Sawada et. al.⁵⁾は、Case3において加振後のシートの損傷調査を実施し、ランダム材料に混入にされている礫のくいこみ食い込みが、シートの遮水性に及ぼす影響について述べ、参考文献6)では、遮水シートが敷設された堤体の安定計算手法の提案を行っている。上記で得られたCase1~4における実験結果を以下にまとめる。

標準的な堤体断面を用いた前刃金工法(Case1)、および遮水シート工法(Case2)により改修されたため池堤体の実大模型加振実験を実施した結果、最大471Galの正弦波加振後、Fig. 6に示す通り、遮水シート工法による堤体天端に比較的大きなクラックが発生したが、漏水には至らず、

Fig.6 Cracks observed at the crest of the embankment retrofitted by Geosynthetic Clay Liner(Case 2)¹⁾.

前刃金工法とともに、堤体の要求性能を満足する結果が得られた。遮水シート工法において堤体の動的応答特性を詳しく調べた結果、ベントナイトシートを境に上流側堤体と下流側堤体が異なる挙動を示しており、シート上流側の飽和土とシート下流側の不飽和土の振動特性の相違、および土とシートの摩擦強度が土のせん断強度よりも低いことが主要因として挙げられている。また、加振で生じた天端のクラックに対し、掘削調査によりその到達深さが調べられている。水に溶いた石灰をクラックに流し込み、石灰到達状況を確認した結果、鉛直方向に深さ30cmまで達した後、ベントナイトシートの表面前法側全体的に付着し、ベントナイトシートと上流側盛土間で最大1cmの空隙が発生していることが確認された。

Case3では、階段状に設置された遮水シート中段部に重ね合わせ部が設けられているが、2枚のシートに接着された加速度計の応答および加振後掘削調査による目視確認より、重ね合わせ部のずれは加振中も加振後も生じなかった。また、Case4では、遮水シートを直線状に配置したが、加振によりシート上流側が大きく滑り落ち、階段状配置よりも耐震性が低いことが明らかとなっている。

5.2 時刻歴データ (Case3 および Case4)

Case3 および Case4 の 531Gal 加振時の堤体法肩部 (Fig. 7) の加速度応答の時刻歴を Fig. 8 に示す。

(a)に示す Case3 の階段状敷設では、 $t=16$ s 付近までは、上流・下流での加速度応答の傾向に差はほとんど認められないが、それ以降では、上流側法肩部では上流方向 (+) に、下流側法肩部では下流方向 (-) に加速度応答が増大している様子がわかる。結果的に、応答加速後の最大値は、加振の後半において、上流側で 1742Gal、下流側で -1717Gal を示した。一方、直線状にシートを敷設した Case4 については、概ね $t=13$ s 付近までは Case3 と同様、上流と下流方向の加速度に有意な差は認められないが、その後、特に上流側において、加速度応答が上流方向 (+) に片振りとなる傾向が確認できる。加速度の最大応答値については、Case3 のようにほぼ同時刻で生じてはいないが、上流側で 1838Gal、下流側で -1981Gal であった。

いずれのケースも、加振後半において、上流側と下流側の加速度に差異が生じたが、撮影動画を確認したところ、

Fig.7 Measurement points of acceleration.

(a) Case3

(b) Case4

Fig. 8 Acceleration responses at the shoulder of embankment.

(a) Case3

(b) Case4

Fig. 9 Acceleration responses containing the time occurred cracks at the crests.

天端におけるクラックの発生時刻が Case3 で概ね $t=17$ s 付近、Case4 で $t=13$ s 付近で発生していることが認められた。そこで、上記時刻付近の応答加速度の時刻歴を Fig. 9 に示す。Case2 において、シートを境に堤体の振動特性が異なることが明らかになっているが²⁾、同図で示すケースについても、クラックが生じたタイミング以降に、上流側と下流側でそれぞれ加速度に差異が生じ、卓越する方向が異なってくることから、クラックの発生は、堤体の振動特性と明らかに関係があると考えられる。また、Case4 を見ると、上流側と下流側で位相差が発生している。この傾向は、

Fig. 10 State of embankments after experiments and draining. Case 4 was inverted the original image⁶⁾.

Case3 には顕著に見られないが, Fig. 10 で見て明らかな天端クラックの発生程度の差と考えられる. 加振後の変状については後述するが, Case4 に発生したクラックや段差の程度が Case3 に比べ大きく, シートを隔てた上流側の土塊が, 上流側に大きく変形挙動を示した結果であると推察される.

5.3 残留変形

堤体の変状を確認するため, 加振実験前後に 3D レーザーによる堤体形状の計測を行った. なお, Case1 および Case2 の残留変形に関しては文献 4) で詳しく述べられていることから, ここでは割愛する. Fig. 11 に堤体上方から見た加振後の点群データを示す. Case3 および Case4 共に, 下流側の法面である縦軸でおよそ 7100~11000mm の範囲に対し, 5000~3000mm の上流側の法面において, 湛水時に生じた表面の乱れが見られる. 次に, 加振後の変状の様子を視覚的にわかりやすくするため, 加振前の堤体表面を青色, 加振後は赤色に着色した加振前後の堤体の重ね図を Fig. 12 に示す. 両ケースともに, 加振後に堤体が全体的に上流側に変形しかつ天端が沈下したことから, 同図において, 天端を主体に加振前の青色着色部が現れている. 一方, 法面の下部の大半は, 加振後ののはらみ出しを示す赤色着色部が確認出来る. この変形傾向は, Case3 に比べ Case4 で顕著である様子がわかる.

堤体全体の変状傾向を定量的に把握するため, Fig. 11 中に示す断面 2 に相当する堤体軸直交方向のセンターラインにおける加振前後の 3D レーザー計測と別途実施された光波測量結果をまとめ Fig. 13 に示す. なお, 加振後の変形量は 10 倍に引き延ばしている. Fig. 13 より, 連続的に堤体形状を捉えている 3D レーザー計測結果と水平 1m ピッチで法面に据えた光波測量結果はほぼ整合していることがわかる. 両ケースともに, 天端が大きく沈下し, 堤体上流側で中腹から底部にかけてのはらみ出しが見られ, 上流側に変状をしている傾向がわかる. この傾向は, Case1 および Case2 の結果と同様であり⁴⁾, 上流側の貯水が堤体

Fig. 11 Point cloud data by 3D territorial laser measurement.

の変形に影響を及ぼしていると考えられる. また, Case4 については天端に大きなクラックとそれに伴う段差が見れ, より変状が著しいことがわかる.

Fig. 14 に加振前後の堤体高さの差分の分布を示す. なお, 図中には, Fig. 11 に示した断面 1~3 に沿った変形形状を示している. 断面ごとの相違はほとんど見られないが, Case3 の天端で約 2cm, 一方, Case4 ではクラックを除き天端の沈下は 5cm 程度となった. 堤体天端の残留変形傾向の違いについて, Fig. 15 に Case1~4 における変形分布を示す. 前刃金工法である Case1, 遮水シート工法におけるシートの階段状敷設である Case2 および Case3 は,

Fig. 12 Stacked figure of embankments before and after experiments.

Fig. 13 Embankments form. The amount of deformations after experiments was increased 10 times.

クラックの有無があるものの、残留変形傾向が同様である。一方、Case4の変状傾向は明らかに異なり、シートを境界に段差が生じている。この傾向の違いは、Fig. 14において、Case3に比べCase4の上流側法面の隆起範囲が広く、シートの敷設方法の違いにより堤体の破壊性状が異なることによるものであり、これは既往研究⁹⁾で述べられている通り、シートを直線に敷設するよりも階段状に敷設する方が堤体の安定性は高いことを示している。なお、すべての加振終了後、1日間湛水状態で静置したが、上流側湛水部の水位に変化は無く破局的な破壊に至る兆候が見られなかったこと、加えて下流側において堤体からの漏水は見られなかったことから、本実験の地震後におけるシー

Fig. 14 Difference of the height of embankments before and after experiments. The 10 times amount of deformations after experiments was showed.

トの遮水性能は維持されていた可能性が非常に高いと言える。

地震後における堤体そのものの性能を考えると、地震により天端が大きく沈下あるいは破壊した場合、越流の可能性が危惧されるため、地震後の損傷の有無に拘わらず、堤体の天端高の維持が必要となる。このような観点でFig. 15を確認すると、総じて、天端上流側における沈下が大きく、下流側での沈下が小さいことがわかる。特にシートを敷設した3ケースを比較すると、Case4において、天端に生じたクラックを境に、上流側と下流側でその傾向が顕著に表れ、上流側の変状が著しいが、Case2~4にお

Fig. 15 Difference of the height of embankments height before and after experiments in all cases. The 10 times amount of deformations after experiments was showed.

ける下流側の法肩（7.2m 付近）の沈下量については、それぞれ 17.5、14.7 および 20.9mm を示しており、上流側の損傷レベルに拘わらず、いずれのケースも越流に至る可能性は低いレベルと判断できる。シート最上部の折れ曲がり部直上にクラックが入るとともに、シートに沿った上流側土塊の滑りが明らかとなっていることから、この折れ曲がり部を天端幅の内側に設定し、天端下流側高さを維持することが、設計上肝要と言えよう。

6 結 言

本論文では、遮水シートを設置したため池堤体の耐震性を検証する目的で行われた実大規模加振実験の結果、特に堤体の変形特性に着目して検討を行ったところ、地震後性能について以下の知見を得た。

計 4 ケースの実験から、堤体の変形傾向について、いずれのケースも下流側より上流側のほうが大きいこと、いずれも決壊・漏水が発生しなかったことからシートの遮水性能を満足することが明らかとなった。さらに、シートの敷設方法に関しては、階段状の方が直線状敷設より堤体の安定性が高いことが、加振前後の堤体高さの差分から、再確認された。地震後の越流対策として、遮水シート下流側の沈下を抑えるため、シート上部の折れ曲がり部を天端幅の内側に設けることが重要であることが示された。

今後、遮水シート工法を導入する際の設計・施工のこれらの結果を活かすことで、良質な刃金土が入手困難になってきた現状に対するため池改修工法の選択幅の広がりにつながるものと思われる。

なお、本研究は、防災科学技術研究所と兵庫県の共同研究および兵庫県・神戸大学の協力型共同研究の下に実施された。研究計画策定や実験実施にあたり、E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会（岡田恒男委員長）の助言を受けた。また、実験に向けての具体的な段取り、実施からデータ整理に至るまで、元神戸大学大学院農学研究科（現国土交通省北海道開発局）の重元凜太郎氏、実験当時兵庫県防災企画課（現在、南あわじ市に出向）の古林智宏氏、および兵庫県農政環境部の谷本幹夫主査を始め

とする多くの方々のご助力を得た。関係者各位に謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) Y. Sawada, H. Nakazawa, S. Kataoka, S. Kobayashi, T. Oda, T. Kobayashi, S. Shibuya, T. Yamashita, K. Tani, K. Kajiwara, and T. Kawabata, "Full-scale shaking table tests for small earth dams with sloping core zone and geosynthetic clay lines" *Geosynthetics Engineering Journal*, Vol.31, pp.167-174 (2016).
- 2) T. Oda, Y. Sawada, H. Nakazawa, S. Kobayashi, S. Shibuya, and T. Kawabata, "Influence of geosynthetics clay liner laid in a staircase shape in embankment on seismic behavior of small earth dam", *Geosynthetics Engineering Journal*, Vol.31, pp.175-182 (2016).
- 3) H. Nakazawa, Y. Sawada, T. Oda, T. Kobayashi, S. Kobayashi, T. Kawabata, S. Shibuya, S. Kataoka and T. Yamashita, "Characteristics on residual deformation of small earth dams in full-scale shaking table tests", *Journal of Japan Society of Civil Engineers (A1)*, Vol.73, No.4, pp.I_815-826 (2017).
- 4) Y. Sawada, H. Nakazawa, T. Oda, S. Kobayashi, S. Shibuya and T. Kawabata, "Seismic performance of small earth dams with sloping core zone and geosynthetic clay liners by full-scale shaking table tests", *Soils and Foundations*, Vol.58, No.3, pp.519-533 (2018).
- 5) Y. Sawada, H. Nakazawa, W.A. Take and T. Kawabata, "Full scale investigation of GCL damage mechanisms in small earth dam retrofit applications under earthquake loading", *Geotextiles and Geomembranes*, 10.1016/j.geotexmem.2019.03.001 (2019). (online published)
- 6) Y. Sawada, H. Nakazawa, W.A. Take and T. Kawabata, "Effect of installation geometry on dynamic stability of small earth dams retrofitted with a geosynthetic clay liner", *Soils and Foundations*. (submitted)
- 7) Division of food, agriculture, forestry and fisheries, Hyogo prefecture, "Journal of records on Farmland Facility damaged by the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, on Jan. 17, 1996", p.11 (1996).
- 8) Situation of agriculture, forestry and fisheries industries damaged by the 2016 Kumamoto earthquake, <http://www.maff.go.jp/j/saigai/zisin/160414/kumamoto/taiou.html> (on Aug. 9, 2016)
- 9) S. Tani and T. Hasegawa, "Earthquake damage on earth dam by The 1983 Nipponkai-Chubu Earthquake", *Journal of Japanese Society of Agriculture Engineering*, No.55, Vol.10, pp.17-25(1987).
- 10) "Small earth dam, Design guideline of land improvement project", Ed. Ministry of Agriculture, Forestry and Fisheries (2015) JSIDRE Press.
- 11) R. Shigemoto, R. Maki, Y. Sawada, N. Kotake, M. Suzuki, K. Shimizu, K. Inoue, K. Kaminobu, H. Nakazawa, T. Oda and T. Kawabata, "Small scale shaking tests on dynamic behavior of small earth dams with geosynthetic clay liners", *Proceedings of the 2017 Annual Meeting of JSIDRE*, pp.580-581 (2017).