

令和 2 年 5 月 20 日現在

機関番号：82111

研究種目：基盤研究(C) (一般)

研究期間：2017～2019

課題番号：17K08012

研究課題名(和文)巨大地震による貯水状態のフィルダム堤体の亀裂発生メカニズムの解明

研究課題名(英文)Mechanism of crack initiation at impounding fill dams by a large earthquake

研究代表者

田頭 秀和 (TAGASHIRA, Hidekazu)

国立研究開発法人農業・食品産業技術総合研究機構・農村工学研究部門・ユニット長

研究者番号：40414221

交付決定額(研究期間全体)：(直接経費) 3,600,000円

研究成果の概要(和文)：貯水状態のフィルダム堤体の大地震時の亀裂発生メカニズムを明らかにするために、遠心載荷振動模型実験を実施し、画像解析と数値解析による多面的な分析を行った。模型実験の画像解析から、加振によって発生するひずみと変位の分布は、非貯水状態の場合は概ね上下流対称であるのに対して、貯水状態の場合は顕著な非対称性を示し、堤体全体が下流方向に変位することがわかった。また、貯水の有無に拘らず、堤頂から少し下がった斜面上でダム軸方向に初期段階の亀裂が発生することを確認できた。また、FEM解析により、加振中に同じ場所に水平方向ひずみとせん断ひずみが集中して発達することを確認した。

研究成果の学術的意義や社会的意義

本研究では、フィルダムが大地震を受けた場合に、堤頂から少し下がった斜面に早い段階の亀裂が長手方向に発生する結果を得た。斜面部は堤頂部に比べて整地状況が劣ることや亀裂の隙間が閉じ易いことから現地で目視で識別し難い場合が多いが、実際にはダメージを受けている可能性があることを示唆している。ダム堤体の安全性への影響は別途に検討する必要があるが、地震後に重点的に調査すべき箇所を提示することができた。

研究成果の概要(英文)：Dynamic centrifuge model tests, image analyses and FEM analyses were carried out in order to investigate the mechanism of crack initiation at impounding fill dams by a large earthquake.

In the model tests, we found that longitudinal cracks tended to occur on the both side slopes a little bit down from the dam crest in the early stage of crack initiation and development with and without water storage. FEM analyses showed the concentration of horizontal strain and shear strain in those areas during a shake. Image analyses indicated that the distributions of displacement and strain after an earthquake had a symmetry about upstream side and downstream one in the case of no pounding condition, while they had an asymmetry in the case of pounding one and that the water storage moved the dam body to the downstream side during a huge earthquake.

研究分野：ダム工学

キーワード：フィルダム 地震 亀裂 貯水 遠心載荷振動模型実験 画像解析 FEM解析

様式 C-19、F-19-1、Z-19 (共通)

1. 研究開始当初の背景

地震によるフィルダム被害のうち、発生頻度が最も高いのは堤頂部の長手(ダム軸)方向の亀裂である。この亀裂が発生するとダムの安全性が低下し、余震等で大規模崩壊に進展すると流域に破滅的被害を与えるが、発生メカニズムは未解明であり、対症療法的な復旧・対策を採用せざるを得ないのが現状である。

2. 研究の目的

本研究では、土質材料で作製した貯水状態のダム模型を使用した多種の遠心載荷振動模型実験を実施して巨大地震による貯水時のダムの変形を再現する。これを高精度の画像解析と数値解析で多面的に分析し、従来の問題であるフィルダム堤体の亀裂発生メカニズムとスベリとの関連性および大規模崩壊への進展メカニズムを解明する。

3. 研究の方法

遠心載荷振動模型実験で巨大地震による貯水状態のダムの変形を再現し、フィルダム堤体の亀裂発生メカニズムに関して、画像解析と数値解析による多面的な分析を行う。

特に、地震時のフィルダム堤体内部の詳細な変位分布・ひずみ分布およびその履歴、堤体材料特性による亀裂の発生・進展メカニズムの違い、地震波の種類や貯水の有無が亀裂の発生・進展に与える影響、について検討を行う。併せて、不飽和領域の動的物性の考慮方法が地震応答解析の応答加速度に与える影響を検討する。

4. 研究成果

(1) 遠心載荷振動模型実験による貯水時のダムの変形挙動の検証

均質なフィルダム堤体模型(高さ20cm、奥行き40cm、堤頂幅6cm、上下流斜面勾配1:2.5)を、自然土(笠間土:風化花崗岩質の土)をD値85%で10層(層厚2cm)に分けて均質に締め固めて作製した。浸透水が下流側の斜面に浸出することを防ぐために、下流側法先にドレーン(スチレンフォーム)を配置した。図-1.1に笠間土の粒径加積曲線を示す。模型に40Gの遠心力を載荷して圧密させた後に模型底面から17cm高さまで堤体の片側に貯水(粘度調整のためにメトローズを脱気水に加えた溶液)を行って模型堤体に浸透させた。浸透が定常状態に達した後に図-1.2の(A)と(B)の地震波を模型底面に順次入力した。図-1.3に全加振終了後の状況を示す。加振終了後の目視調査では、上下流両側斜面の堤頂部から少し下がった箇所にて堤軸方向の亀裂が認められた。

模型のガラス面に接する断面を各加振の前後に撮影した画像を用いて画像解析を行い、加振によって発生するひずみと変位の分布を調べた。鉛直方向ひずみは、堤体の中央部で圧縮方向のひずみが発達し、上流側と下流側で有意な非対称性は見られなかった(図-1.4)。これに対して、水平方向ひずみとせん断ひずみには、明らかな非対称性が認められた。すなわち、水平方向ひずみは、上流側の浸潤面端部付近から堤体中央部に向けて、浸潤面より下側で浸潤面と同じような傾斜を持って引張側のひずみ領域が発達した(図-1.5)。また、せん断ひずみは、下流側に集中して発達した(図-1.6)。図-1.7は、地震波(B)による堤体の変位方向を示したもので、堤体全体が下流側に変位したことがわかる。なお、入力波をサイン波にして実施した実験でも、同様の結果を得た。

過去に実施した非貯水状態の遠心載荷振動模型実験では、ひずみと変位の分布は上流側・下流側でおおむね対称であったが、貯水状態の場合は上記のよ

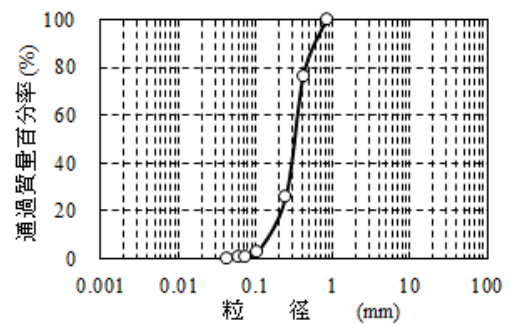


図-1.1 粒径加積曲線(笠間土)

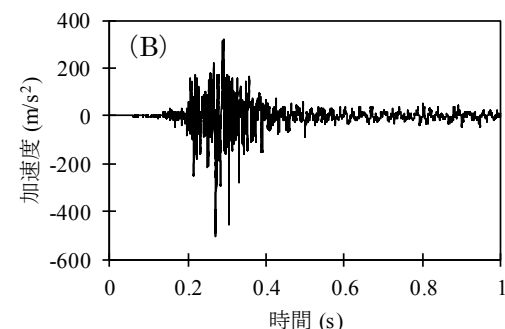
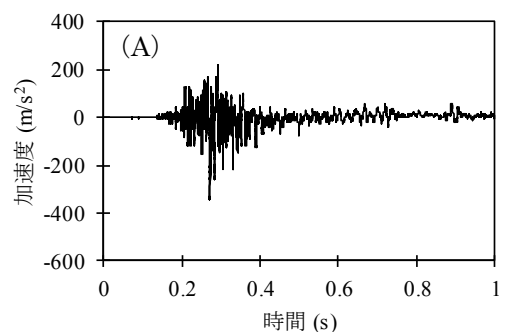


図-1.2 入力地震波



図-1.3 全加振終了後の状況

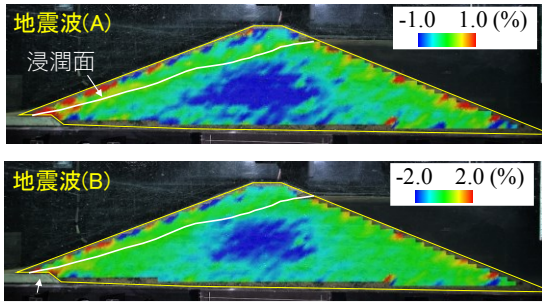


図-1.4 加振後の鉛直方向ひずみ増分

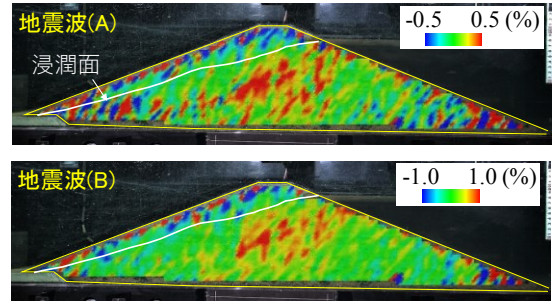


図-1.5 加振後の水平方向ひずみ増分

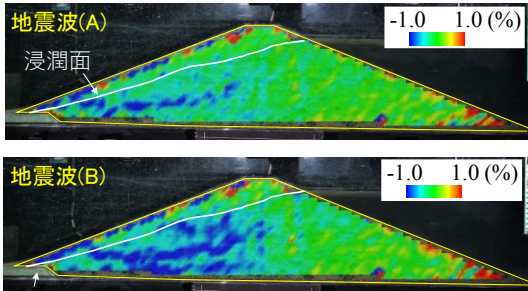


図-1.6 加振後のせん断ひずみ増分

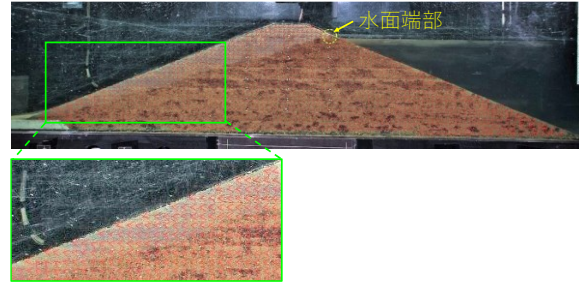


図-1.7 加振による変位方向（地震波(B)）

うに強い非対称性を示すことがわかった。

なお、今回の研究において、砂質系材料を用いた堤体模型の場合は安定した貯水状態を保つことが難しい一方で、ある程度の止水性を確保できるように今回使用した笠間土のような粘性系材料で作製した堤体模型の場合は加振による変形が小さく変状の識別が困難になる、という問題が認められた。過去に実施した砂を堤体材料にした非貯水状態の遠心載荷振動模型実験では、最初に堤頂から少し下がった斜面上に発生した後に堤頂部中央に発生するという堤軸方向の亀裂の発達過程が画像解析により示唆された。この実験では亀裂幅が微細なために過程を画像から識別できず、スベリを発生させることもできなかったが、上述の実験終了後の目視調査によって堤頂から少し下がった斜面上の亀裂を確認できたことから、材料や貯水の有無によらずこの箇所は最も亀裂が発生し易い場所のひとつであると考えられる。

(2) 土質試験による飽和状態と不飽和状態の動的物性の検討

飽和状態と不飽和状態による土質材料の動的物性の違いを調べるために各種の土質試験を実施し、過去に別途に実施した実験データと併せて整理を行った。

図 2-1 にため池堤体から採取した火山灰質土の繰返しねじりせん断試験 (JGS 0543-2009) の結果を示す。供試体の寸法は、外径 70 mm・内径 30 mm・高さ 100 mm で、かく乱試料を現地密度になるように締め固め、不飽和状態の水分は自然含水比 (118.7%) に設定した。不飽和試料の試験ではサクシオン制御を行っていない。この図から、 h (減衰率) $- \gamma$ (せん断ひずみ) 曲線には飽和試料と不飽和試料で特筆すべき差は認められず、 G (せん断剛性) γ 曲線では小ひずみ領域で不飽和試料が飽和試料よりも G が大きく、中ひずみ領域に向かうに従って差が小さくなってやがて同等になる傾向が認められた。同様の傾向は、別途に実施した笠間土の試験結果でも認められた。

図-2.2 は、過去に実施した 6 号珪砂の繰返し三軸試験 (JGS 0542-2009) 結果である。相対密度 95% で直径 50 mm・高さ 100 mm の供試体を作製し、不飽和試料の含水比は 5% とした。なお、

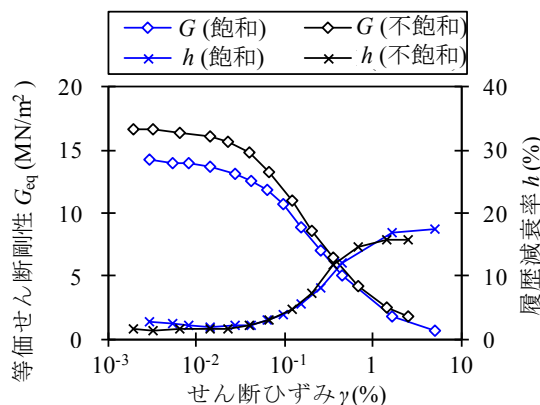


図-2.1 ねじりせん断試験の結果 (火山灰質土)

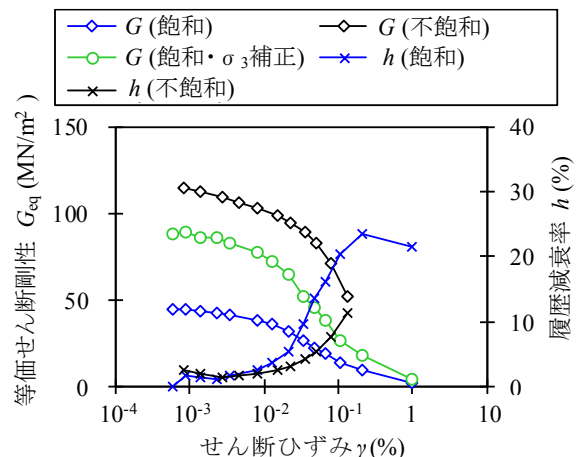


図-2.2 繰返し三軸試験の結果 (6号珪砂)

飽和試料と不飽和試料の圧密応力が異なるため、 G が圧密応力比の0.5乗に比例すると仮定して飽和試料の G を補正して図中に併記した（“ σ_3 補正”と記したもの）。この図から、6号珪砂の $G-\gamma$ 曲線の傾向は火山灰質土および笠間土と大きく異なり、小～大ひずみ領域まで一貫して不飽和試料が飽和試料よりも著しく大きな G を有することが判った。不飽和試料の飽和度が上記の2材料に比べてかなり小さいこと（火山灰質土：82.9%、笠間土：61.0%、6号珪砂：27.0%）に加えて、飽和試料で過剰間隙水圧による大きな剛性低下が生じることが原因と考えられる。

(3) 数値解析による地震によるフィルダム堤体内のひずみ分布の検討

貯水状態のフィルダムの地震時変形挙動の特徴をFEM解析で検証した。解析対象としたのは、堤高20.0m、堤頂幅6.0m、上流・下流法面勾配3.0割の理想化したフィルダム堤体である。要素はアイソパラメトリック一次要素で、運動方程式の積分法にはNewmark- β 法を使用し、時間増分は0.007秒とした。堤体の材料は笠間土で、材料モデルとしてR0モデルを採用し、全応力非線形逐次解析を実施した。解析パターンは(A)非貯水状態、(B)貯水状態（飽和領域と不飽和領域で異なる密度・異なる動的物性を採用）、(C)貯水状態（飽和領域と不飽和領域で異なる密度を採用し、動的物性は共に飽和領域のものを使用）、の3種類を設定した。貯水状態では、下流側に法先ドレーンを配置した。入力波は図-3.1に示すような周波数3.27Hzのサイン波である。

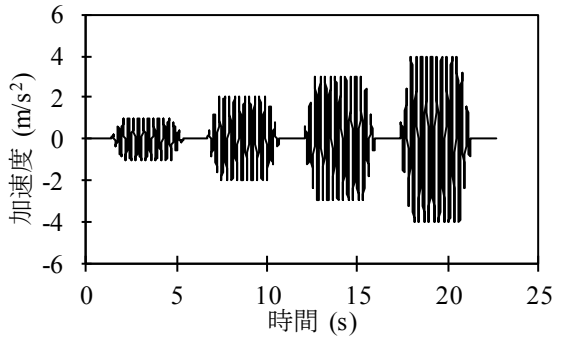


図-3.1 入力地震波形

図-3.2に加振中の手痛い内のひずみ分布を示す。非貯水状態と貯水状態の両方で、水平ひずみおよびせん断ひずみが堤頂から少し下がった斜面付近を中心に発達している。この箇所は模型実験で確認された亀裂の初期発生箇所と合致しており、(1)の末尾で述べた推論を裏付けるものである。

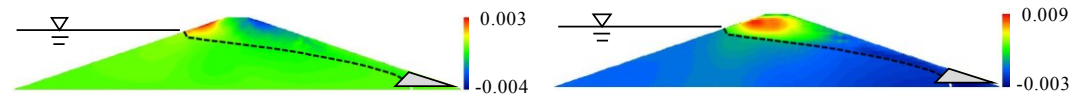
(A) 非貯水・最後の4.0m/s²の加速度入力時



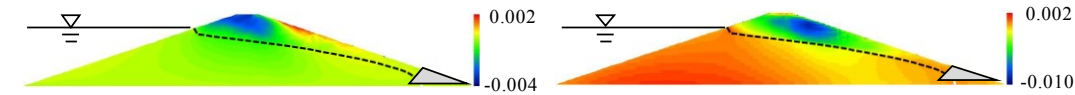
(B) 非貯水・最後の-4.0m/s²の加速度入力時



(C) 貯水・最後の4.0m/s²の加速度入力時



(D) 貯水・最後の-4.0m/s²の加速度入力時



(a) 水平方向ひずみ

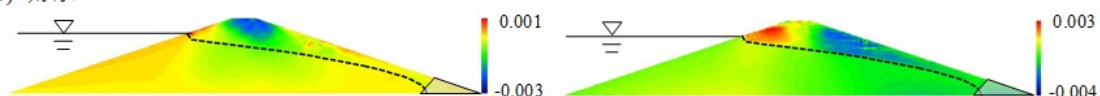
(b) せん断ひずみ

図-3.2 加振中の堤体内のひずみ分布

(A) 非貯水



(B) 貯水



(a) 水平方向ひずみ

(b) せん断ひずみ

図-3.3 加振終了時の堤体内のひずみ分布

図-3.3 に全加振終了時の堤体内のひずみ分布を示す。(A)と(B)を比較すると、貯水状態では非貯水状態と異なり、各種のひずみ(水平方向ひずみ、鉛直方向ひずみ、せん断ひずみ)が上流側・下流側非対称的に発達し、浸潤面の上側と下側では分布形状が大きく異なることが判った。また、(B)と(C)を比較すると、飽和領域と不飽和領域の単位堆積重量の違いのみを考慮して動的物性の違いを考慮しない場合は、これらの特徴を十分に評価できないことが判った。

(4) 不飽和領域の動的物性の考慮方法が地震応答解析の応答加速度に与える影響の検証

現在のフィルダムの標準的な耐震性能評価では、数値解析で計算した応答加速度に基づいてスベリ量を評価している。その際の堤体土の動的物性の設定は、初期せん断弾性係数 G_0 を沢田式やPS 検層で評価した上で、不飽和領域の物性を単位体積重量以外は飽和領域と同じとするのが一般的である。このような方法が算出される応答加速度に与える影響について、理想化したアースダムモデルの地震応答解析を実施し、検証を行った。

築堤解析は深度に応じて変形係数を与えた線形弾性モデルで実施し、貯水解析を実施した後に等価線形化法による地震応答解析を実施した。図-4.1 に地震応答解析に使用したメッシュ図を示す。要素はアイソパラメトリック一次要素で、時間増分は0.01秒とした。図-4.2 に入力地震波を、表-4.1 に解析パラメータを、表-4.2 に実施した4種類の解析ケースの条件を示す。

図-4.3 に各節点の最大応答加速度(絶対値)のCase 1~3とCase 4の比の分布を示す。(b)から、現在の不飽和領域の動的物性の設定方法(Case 2)は、 G_0 、 $G/G_0-\gamma$ 関係と $h-\gamma$ 関係に不飽和土の物性を採用する場合(Case 4)に比べて、不飽和領域で小さめの加速度を、飽和領域の大部分で大きめの加速度を得たことがわかる。また、飽和時の G_0 を採用した場合(Case 1、3)は、共にその逆の分布傾向を示している((a)、(c))。

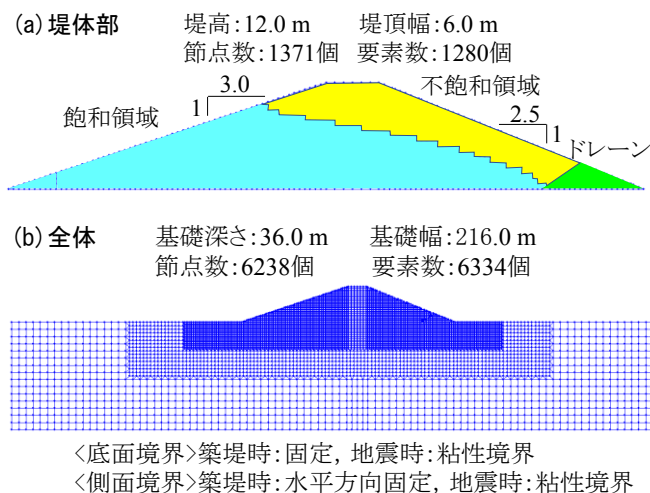


図-4.1 メッシュ図

表-4.2 解析ケースの条件

Case	不飽和領域のパラメータ	
	G_0	$G/G_0-\gamma$ 曲線 $h-\gamma$ 曲線
1	S	S
2	U	S
3	S	U
4	U	U

(*) S, Uは表-1の堤体土の飽和, 不飽和の数値

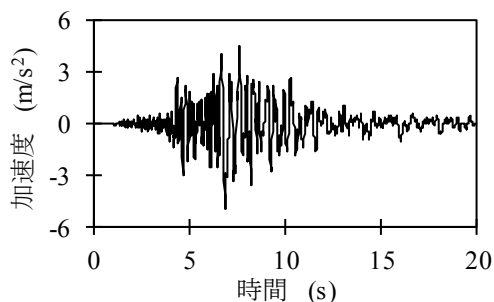
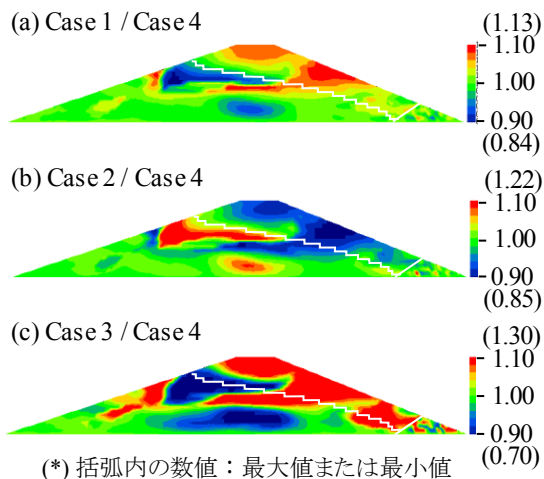


図-4.2 堤体底面堤軸上の入力地震波形



(*) 括弧内の数値：最大値または最小値

図-4.3 最大応答加速度の比

表-4.1 解析パラメータ

材料	飽和/不飽和	材料モデル	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	初期平均主応力 σ_m (kN/m ²)	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)	基準せん断ひずみ γ_r	動的ポアソン比 ν_d
堤体土	飽和	修正HD	13.098	0.10	20.5	50	14,274	3.07×10^{-3}	沢田式 ¹⁾
	不飽和	修正HD	11.779	2.80	25.1	50	16,893	2.58×10^{-3}	沢田式 ¹⁾
ドレーン ^(*)	—	修正HD	18.900	37.30	42.5	湛水解析結果	沢田式 ²⁾	1.32×10^{-3}	沢田式 ³⁾
基礎 ^(*)	—	線形弾性	22.540	—	—	—	510,000,000	—	0.25

[沢田式の種類] 1)コア, 2)フィルター, 3)ロック・浸潤面上 [基礎・その他] 弾性係数 E : 1,275,000 kN/m², S波速度 V_s : 14890.9 m/s

(*) 出典 - 国土交通省国土技術政策総合研究所: 国土技術政策総合研究所資料No. 244, p.129 (2005)

5. 主な発表論文等

〔雑誌論文〕 計0件

〔学会発表〕 計1件（うち招待講演 0件 / うち国際学会 0件）

1. 発表者名 田頭秀和、黒田清一郎、林田洋一、本間雄亮、吉中輝彦
2. 発表標題 不飽和領域の動的特性の設定方法がアースダムの応答加速度に与える影響
3. 学会等名 2020年度（第69回）農業農村工学会大会講演会
4. 発表年 2020年

〔図書〕 計0件

〔産業財産権〕

〔その他〕

-

6. 研究組織

	氏名 (ローマ字氏名) (研究者番号)	所属研究機関・部局・職 (機関番号)	備考
研究分担者	増川 晋 (MASUKAWA Susumu) (00414459)	国立研究開発法人農業・食品産業技術総合研究機構・農村工学研究部門・研究領域長 (82111)	
研究分担者	向後 雄二 (KOHGO Yuji) (30414452)	東京農工大学・(連合)農学研究科(研究院)・教授 (12605)	