

フィルダムの水理的破壊現象に関する遠心模型実験

Centrifuge Model Tests on Hydraulic Fracturing of Fill-type Dams

幸繁宜弘* 成田国朝* 奥村哲夫* 大根義男*

Norihiro KOUSHIGE, Kunitomo NARITA, Tetsuo OKUMURA and Yoshio OHNE

ABSTRACT: Centrifuge loading tests were performed in this study in order to discuss the mechanism of hydraulic fracturing and the evaluation of safety against associated seepage failures such as erosion and piping occurring in fill-type dams. Three types of model tests were carried out to investigate the relationship between the deformation of embankment and the abutment configuration, and the deformation pattern of centrally located core placed in trenches with different sizes, and to realize seepage failures in model rockfill dams by filling water in the upstream side to know the actual process of hydraulic fracturing. It was recognized in the former two types of tests that shear deformation and stress transmission in model fills are fairly influenced by the boundary conditions including shapes of the abutment and the core trench; these results are supported qualitatively by the conventional FE turn-on stress analysis. It was noticed in the third test that the decrease in the confining pressure caused by the differential settlement and the stress redistribution in the core is to be the most influential factor in the seepage failure in fill-type dams.

1. はじめに

今日、数多くのダムが世界中で建造されており、アースダム、もしくはロックフィルダムの形式が選択される機会が増えてきている。その中でも1975年5月にアメリカ内務省開拓局によって建造されたTeton Damは翌1976年6月、初期湛水時に決壊し、破壊原因としてコア内部の不同沈下に伴う水理的破壊が挙げられた。この決壊事故以後、水理的破壊現象に関する研究が積極的に行われ、破壊メカニズムの解釈、破壊判定の方法に関する研究や築堤材料の水理的破壊に対する抵抗性を調べた実験など、多方面からの問題への取り組みがなされてきた。しかし、この種の水理的破壊現象は堤体内部の局所的な拘束圧不足や潜在的な亀裂、あるいは築堤材料の

強度低下など、堤体断面の形状や、築堤材料の強度、圧縮特性が複雑に影響を及ぼし合っており、現象の解明にはまだ多くの問題が残されている。

そこで本研究では、遠心荷重模型実験によりフィルダム堤体内の自重応力場を実験室内で再現し、基礎地盤形状が応力・変形挙動に与える影響や、湛水実験により実際に破壊に至るまでの過程を調べ、水理的破壊現象に関する基礎的なメカニズムについて二、三の考察を試みた。実験は以下の内容で構成される。

(1) 堤体変形実験として、①縦断面内の基礎地盤の凹凸形状が堤体内の応力配分や変形挙動に与える影響、並びに②トレンチを有するコア部の変形特性に与えるコア幅の影響、を調べる2つの実験を行い、F.E.M.解析や既往の浸透破壊試験の結果と対比しながら、堤体内の局所的な応力・変形挙動の特性と水理的破壊に対する安定性について論じる。

*愛知工業大学 土木工学科 (豊田市)

(2) 湛水実験として、中心コアを有するフィルダムの横断面模型に対して上流側に貯水を行ったときの堤体内の応力・変形の挙動、及び浸透流量の観測を行い、湛水開始からの応力状態や浸透性状の変化を追求し、水理的破壊に至る過程とその発生機構を明らかにする。

2. 堤体内変形に及ぼす基礎地盤形状の影響に関する実験 (TEST-1)

2・1 TEST-1-1

アバット形状の変化と堤体内変形との関連性について

2・1・1 実験手法

実験に使用したアルミ製の試料容器 (内寸法: 46 × 46cm、奥行き 20cm、前面アクリル板) 内に作成した堤体縦断面模型の概要を図-1に示す。模型は砂砂にミョウバンを混入 (重量比で 7.5%) した材料を用いてポアリングにより堤体を作成した。実験は、遠心载荷時に堤体下部より注水しミョウバンを溶かすことによって堤体を沈下させる方法 (CASE.1) と粘土材を用いて堤体を作成し、遠心加速度場における自重沈下による圧密によって堤体を沈下させる方法 (CASE.2) との2通り実施した。それぞれの粒度特性を図-2に示す。アバットメントは鋼製で表面を粗の状態にするためサンドペーパーを張り付けてある。また試料と容器の間にテフロンシートを挿入して側壁摩擦の低減を計った。変形形状の計測には 2cm 間隔で格子を描いたゴムメンブレンを供試体とアクリル板の間に挿入し写真撮影により計測した。また、変形の追従を良好にするため堤体部側にはゴムメンブレンに砂を張り付け、アクリル面側には摩擦を低減するためシリコンオイルを塗布した。また、メンブレンによる計測の精度確認の意味で堤頂部と堤体内部に変位計を設置した。さらに堤体内の土圧を計測するため CASE.1 では図-1に示す4点に、CASE.2 ではその内の斜面上の2点にそれぞれ土圧計 (受圧面直径 6mm ~ 25mm) を設置した。実験は最大遠心加速度を CASE.1、CASE.2それぞれ 40g、50g として各種計測を行いアバットメント形状を平型 (アバット A 斜面勾配 1:1)、凸型 (アバット B 1:1,1:1.5)、及び凹型 (アバット C 1:1,1:0.7) の3種類に変化させて、挙動の変化を観察した。

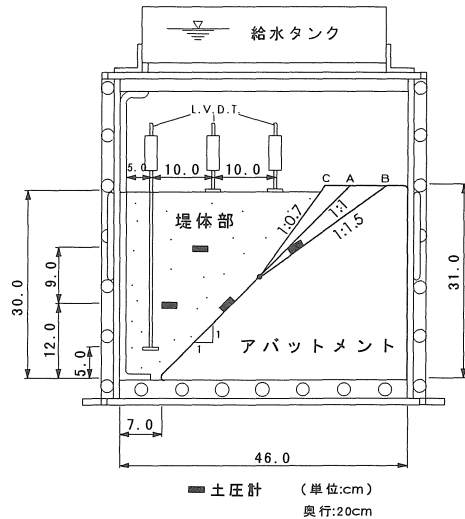


図-1 堤体模型の概要

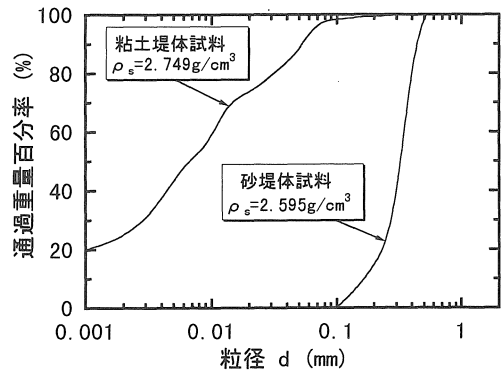


図-2 試料の粒度特性

2・1・2 実験の結果と考察

CASE. 1

アバットBについて行った堤体 (半断面) の変位ベクトルの代表例を図-3に示す。図を見ると堤体の変形はアバットに影響されて堤体中央に向かう水平成分を持った沈下であり、また、鉛直成分に着目すると、堤体下部 (約 1/3) を除くいずれの標高においても堤体中央に近づくほど大きく現れており、試料容器との側壁摩擦の影響はほとんど無視しうる程度であることが分かる。なお他のアバットについても同様の結果となっている。また表面及び堤体内部に設置した変位計の値も同標高位置のメンブレンの沈下量とよく合致しており、メンブレンの追従性の良好さを確認した。

図-4はアバットメント形状の違いが堤体内の

変形に及ぼす影響を調べたもので、メンブレンに描いた格子の各節点変位から格子内の最大せん断ひずみ γ_{max} を求め、大きさによってその表示を変えた堤体内の γ_{max} 分布を示している。図を見るとアバットA、B、C共にアバット表面付近の γ_{max} 値が堤体中央部と比較して全体的に大きく現れていることが分かる。これはアバット表面付近では堤体とアバットとの摩擦力によって堤体の変形が妨げられたことによるものと考えられる。またアバットBの結果を見ると、アバットの勾配変化点付近（図中P点）及び上部アバットの堤頂部（図中Q部）において γ_{max} 値が大きくなっている。この理由として、上部斜面が緩勾配となる凸型のアバットでは勾配変化点付近を境として堤体の変形量が相対的に大きく異なるため、P点付近及び緩斜面上の拘束応力が低い堤頂部で γ_{max} 値が大きくなったものと考えられる。

次にアバットCの結果を見ると、中高面上部に γ_{max} 値の大きい箇所が見られるものの全体的には堤体の変形が比較的鉛直成分にスムーズに生じるため、ひずみの大きくなる部分は生じないことが分かる。また、アバットBの等水平ひずみ線を図-5に示す。これを見ると前述のQ部付近では引っ張りひずみが増大しており、堤体の縦亀裂の発生要因となる引張領域が現れていることが分かる。実際のダム等においても同様の箇所に引張による亀裂発生の事例があり、これらの結果は実際の結果ともよく対応している。

図-6はアバットBにおいて斜面上の2箇所（勾配変化点の上下部）と同一標高で堤体内に水平に設置した土圧の計測値を慣用土圧（ γh ；ただし、斜面上の土圧は斜面方向についての応力成分）で除した土圧応答比 $k\sigma$ を遠心加速度との関係で整理し

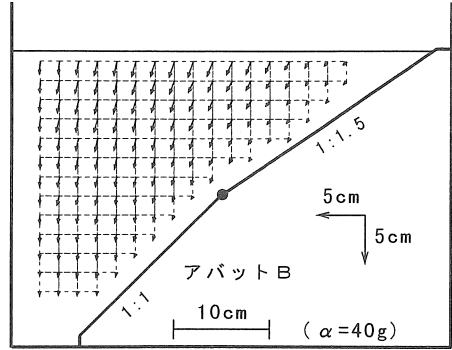


図-3 堤体の変位ベクトル（砂材）

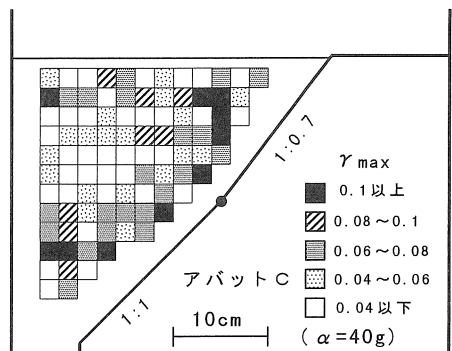
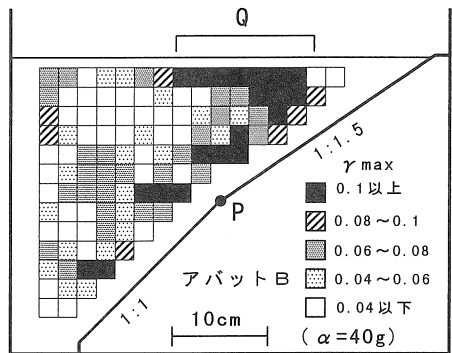
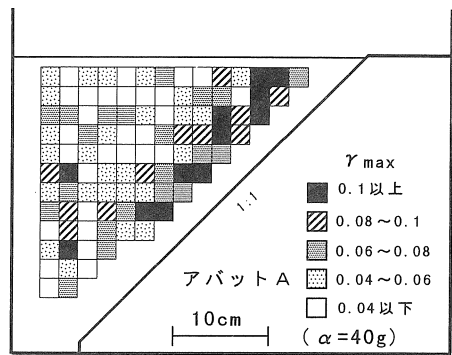


図-4 堤体内の最大せん断ひずみ分布（砂材）

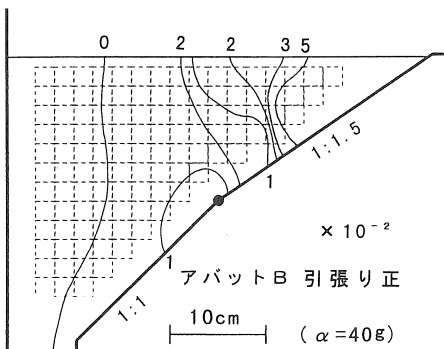


図-5 堤体内の等水平ひずみ分布（砂材）

たものである。図を見ると遠心加速度 20～40g において、上部、下部共に斜面上の土圧応答比 (▲, △) は概ね $k_\sigma > 1.1$ であるのに対して堤体内 (●, ○) では下部の応答比は $k_\sigma = 1.0$ 、すなわち計算値に近い結果を示すものの、上部の土圧応答比は $k_\sigma = 0.6 \sim 0.7$ と小さく現れており、堤体内の土かぶり圧の一部がアバットに分担される、いわゆるアーチングの発生が認められる。また斜面上の2地点の土圧応答比 k_σ を比較すると上部 (▲) は下部 (△) より高い値を示しており、アーチングの影響が大きいことが分かる。また図中に示すF.E.M.解析の結果においても斜面上の応答比は堤体内に比べ大きく現れていることが分かる。同様に、20～40gにおける上部斜面の勾配変化と上部斜面上での土圧応答比 k_σ との関係を図-7に示す。

これを見ると、アバットの勾配変化点より上部の斜面において傾斜が緩くなるほど斜面上の土圧応答比 k_σ は大きく現れ、アーチング効果が増大していると言える。F.E.M.解析の結果も同様な傾向が得られている。これは凸形状を有するアバットでは上部緩斜面のアーチングが増大し、その結果勾配変化点付近での応力伝播の不良による拘束圧不足を招く原因となることを明確に示唆していると思われる。

CASE. 2

次に材料を粘土材に変えた実験結果の代表例を示す。図-8はアバットBにおける堤体の γ_{max} 分布である。これを見ると砂材同様、勾配変化点 (図中P) 付近に γ_{max} 値の大きい箇所を見ることができる。また砂材の時とは顕著に現れていた緩斜面上部の堤頂部 (Q部) の γ_{max} 値の増大は確認することができなかったが、実際には堤頂部に実験後の観察により縦亀裂が認められた。これによって粘土材使用時も概ねにおいて砂材使用時と同様の挙動を示すと思われる。

また、アバットBにおける2地点 (アバット表面上下部) に設置した土圧計の値による土圧応答比 k_σ と遠心加速度の関係を図-9に示す。これを見るとどちらの位置の土圧応答比も $k_\sigma = 1.3 \sim 1.45$ 程度にあり、かなり大きな値を示している。今回は堤体内の土圧を測定していないのでアーチングの程度を計ることはできないが、少なくともアバット上に過剰な応力が作用していることからアーチング自体の発生を確認することができる。

2・1・3 F.E.M.解析

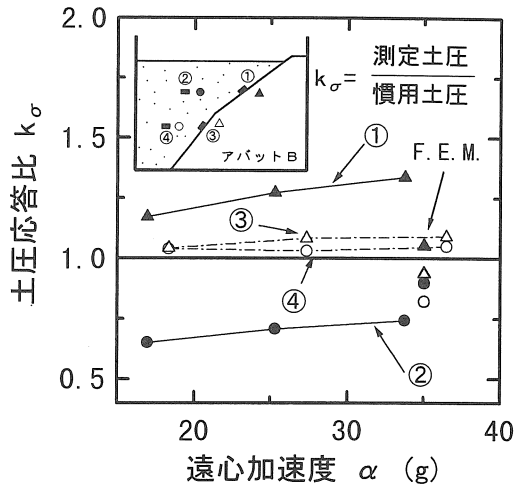


図-6 土圧応答比と遠心加速度の関係 (砂材)

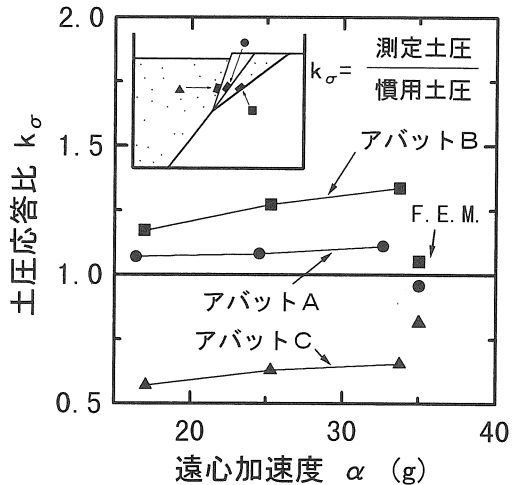


図-7 土圧応答比と斜面勾配の関係 (砂材)

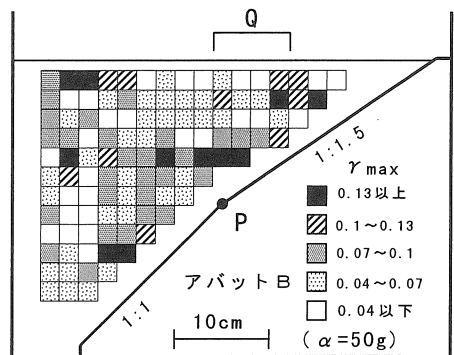


図-8 堤体内の最大せん断ひずみ分布 (粘土材)

目的としては、実験で求められた傾向を簡便的な F.E.M. 計算により検証し、その一致性及び適用性の是非を探るものである。

解析モデルは上記実験で作成した模型に合うように堤体の縦断面を対称形と考え、その半断面を要素分割したもので図-10に示す通りである。またモデルのスケールは実験模型の遠心場における換算堤高を目安とした。

解析法としては堤体内の自重が一時に作用すると考える瞬時載荷法を用いた。これは上記の方法によると、堤体内の鉛直変位分布は単なるひずみの積分値となり今回の実験の主旨と合致すると考えたからである。

解析条件としては、CASE.1の40g注水前の状態を考えた。また、模型材料の弾性係数が不明であるため、実測と計算との沈下が合うように算定した。これは必ずしも正しい弾性係数の推定になるとは言いがたが過去の解析経験により、この方法でも少なくとも堤頂におけるひずみ分布や最大引張ひずみの値、及び位置においてよい対応が得られることが分かっており、簡便的な計算法としての妥当性を考え実施した。

図-11は実験でのアバットBの断面と対応する堤体内の主応力図である。これを見ると一様に主応力方向は堤体最下部を中心とした円弧形状を描いており、アバット表面方向に作用していることが分かる。これによって実験結果で考察した堤体内のアーチングの発生を確認することができる。また緩斜面上での堤頂部(B部)では引張応力が作用している領域が確認され、実験と対応している。

2・2 TEST-1-2

トレンチを有するコア部の変形特性について

2・2・1 実験手法

前述の試料容器内に作成した堤体横断面模型の概要を図-12に示す。

実験は後述の湛水実験では計測できないコア内部の変形挙動を探るために行ったもので、湛水実験にほぼ対応させた模型形状を有している。

コア部供試体は、図-13に示す粒度を持った粘土を別容器内にて正規圧密(圧密圧力 1.5kgf/cm²)させた後、所定の形状に削り出して模型を作成した。

変形形状の計測には試料容器正面の亚克力板とコアの間に1cm間隔の格子を描いたゴムメンブレ

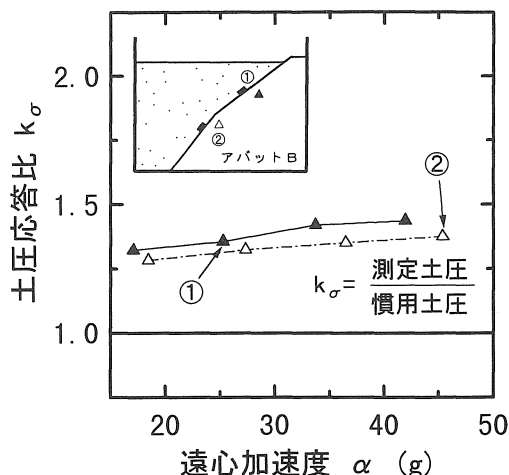


図-9 土圧応答比と遠心加速度の関係(粘土材)

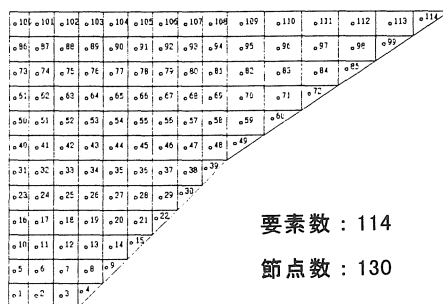


図-10 解析モデル

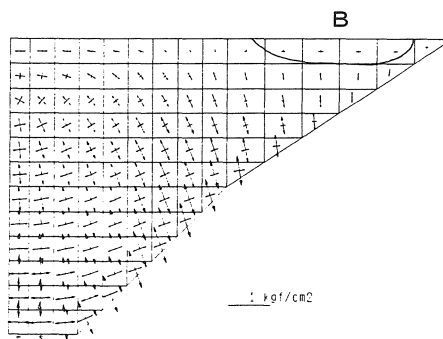


図-11 堤体内の主応力分布

ンを挿入し、写真撮影により計測した。また、変形の追従を良好にするため、ゴムメンブレをコア断面にピンで固定し、亚克力面側には摩擦を低減するためにシリコンオイルを塗布した。さらに堤体天端に変位計を取り付け、実験中の天端での沈下量を確認した。

実験は、コア幅を 8.0cm、6.5cm、5.0cm と変化させて行い、遠心加速度 50g の元でコアを自重圧密させ、挙動の変化を観察した。

2・2・2 実験の結果と考察

コア幅 5.0cm の模型について行ったコアの変形ベクトルを図-14 に示す。

これを見ると、コアの中高部においてはほぼ鉛直成分のみの沈下であるのに対し、コア上部、及び下部トレンチ付近ではロック材との摩擦やトレンチの影響により鉛直成分の沈下が阻害され、水平方向への変位が現れていることが分かる。なお他のコア幅でも同様の傾向が確認できる。

図-15 はコア幅 5.0cm の模型について、メンブレンに描いた格子の各節点変位から格子内の最大せん断ひずみ γ_{max} を求め、さらにコア供試体の三軸圧縮試験 ($cu: \sigma_3=1.5kgf/cm^2$) により算出した破壊時のせん断ひずみ γ_f で除して供試体の破壊比として、その大きさによって表示を変えたコア内の γ_{max} / γ_f 分布を示している。このときの破壊比が正確な定量を把握したものとは言い難いが定性的な目安にはなると思われる。

これによるとコアの上部、及びトレンチ付近に γ_{max} / γ_f 値の大きな部分が認められる。これはコアの上部においてはコアとロック材との摩擦、弾性係数の違いなどから発生したと考えられ、またトレンチ付近では基礎部とロックとの剛性の違いにより、コアの変形が影響を受け、 γ_{max} / γ_f が大きく現れたと思われる。またコア幅が 6.5cm、8.0cm の場合にも同様の結果が確認できる。

ところでこの種の実験では実際に湛水を行うことが不可能なため、水理的破壊現象の考察を忠実に語ることは困難である。そこで本考察では、上記の実験結果を基に、模型における満水時の動水勾配を概略的に算出し、さらに過去の要素試験により求められた破壊比と動水勾配との関連による水理的破壊基準から模型の水理的破壊現象に対する安全率を算定した。図-16 は浸透破壊に関する要素試験の結果であり応力比と動水勾配の関係を示したものである。

これによれば動水勾配の増加に伴って、応力的には未破壊の状態においても水理的破壊が発生していることを示している。よってここではひずみ比と応力比が同一の破壊への尺度を表すものと仮定し、各要素について水理的破壊に対する安全率を $Fs=(ob/oc)_f / (ob/oc)$ として計算した。図-17 はそ

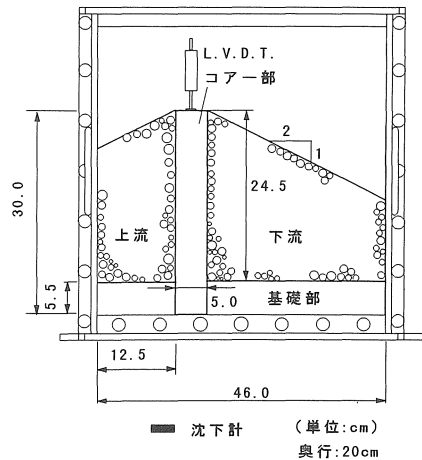


図-12 堤体模型の概略

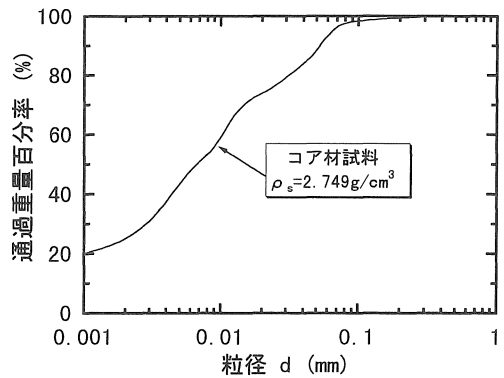


図-13 試料の粒度特性

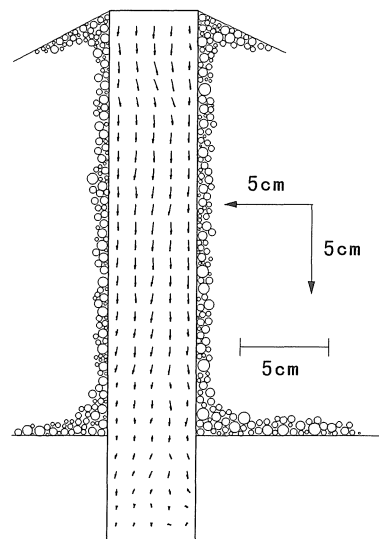


図-14 コアの変位ベクトル

の結果であり、コア内の安全率の分布を示したものである。

これをみると、いずれのコア幅においてもトレンチ付近に水理的破壊を示唆する安全率 < 1.0 の領域が見られることが分かる。これによってコア幅の違いに関係なく、定性的にトレンチ付近では水理的破壊現象に対する危険性が高いとすることができると思われる。さらにコア幅と水理的破壊の関係を調べるために、横軸にコアの高さ (H) と幅 (B) の比 (B/H) を取り、縦軸にコアの上部、

及び下部の横断面 (ここではコア天端から 6cm と 25cm) での一行の要素についてのせん断破壊比の平均と動水勾配を考慮した水理的破壊比 (1/安全率) の平均をそれぞれ取って整理したものを図-18 に示す。図中の矢印は、湛水過程前と湛水過程後のコアの破壊比の推移を表している。

これを見ると、コア上部の破壊比の推移はコア幅にほぼ関係なく同じ程度増加している。一方、コア下部では B/H が小さくなるほど、すなわちコア幅が狭くなるほど破壊比の増加量が大きくなること

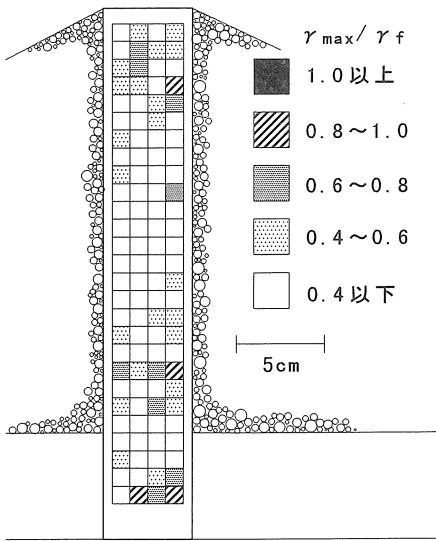


図-15 せん断破壊比の分布

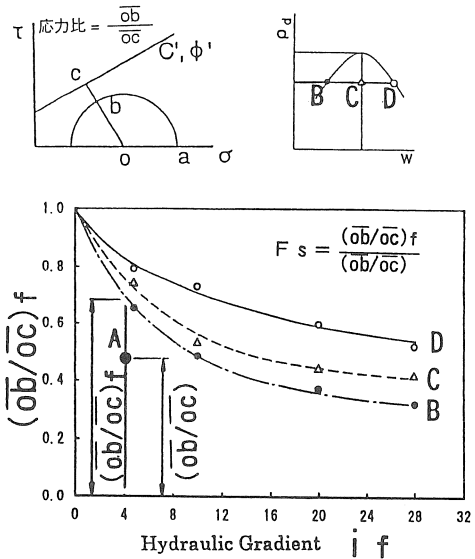


図-16 水理的破壊に対する安全率の算定手順

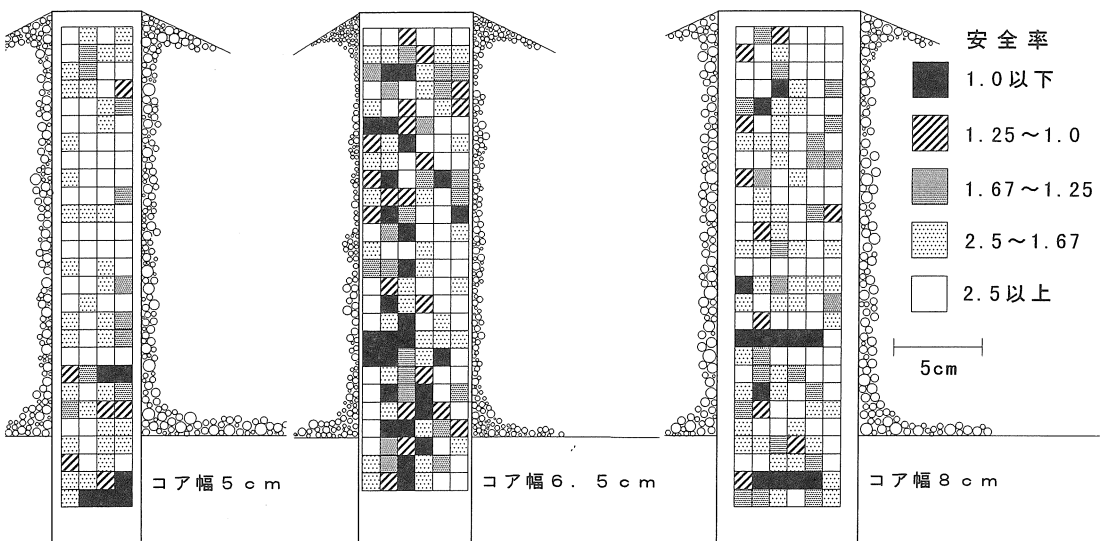


図-17 水理的破壊に対する安全率の分布

分かる。これによって動水勾配の影響によって、コア幅の減少に伴い水理的破壊に対する危険性が増加していくとすることができる。

2・2・3 F.E.M. 解析

本実験で求めた結果の確認の意味で、簡便的な F.E.M. 解析を行い、その有用性を探った。

解析モデルとして用いたダムの横断面図を図-19に示す。スケールは模型の遠心場における換算堤高を目安とした。

解析は上記の断面を均質の弾性体と仮定し、瞬時載荷法により行った。この理由としては前実験 (TEST-1-1) での解析と同じである。また解析条件も前実験と同様に実測での沈下と計算が一致するように計算したが、排水条件の違いなどによる圧密量の違いから計算では十分に実測と対応づけることが困難であったので、概略に実測沈下の 1/3 の沈下量为目标沈下と仮定し、計算を行った。

図-20 はコア幅 6.5cm (実物換算幅 2.3m) でのコア内の最大せん断ひずみ γ_{max} 等値線を示したものである。これを見るとコアトレンチ付近で γ_{max} の大きい領域が認められた。これは実験での結果と一致している点であるが、値の大きさは実験値の 1/3 ~ 1/5 程度である。これは実際の圧密は完全な非排水ではない条件で行われたこと、また沈下量自体が小さいことによる計測誤差などが考えられる。よって定量的な判断を下しうるとは言い難いが、実際の設計において危険箇所を推定する意味では有効性があると思われる。

3. 湛水実験 (TEST-2)

3・1 実験手法

今回の実験に使用したアルミ製試料容器 (前述までの実験に使用) と中心コア型ロックフィルダム横断面模型の概要を図-21に示す。各ゾーンの粒度特性は図-22に示す通りでありコア材にはクラックの生じやすい材料として調整したシルト質土を用いている。またフィルター材としては粒径が 0.25 ~ 2.0mm の範囲にある砂を使用し、ロック材には 0.9 ~ 5.0mm の範囲にある砂を使用した。また今回は水理的破壊現象を発生させる工夫として下流面にはフィルター材を施工せず、コア材の流亡を促した。またコアの施工条件は、図-23に示す締固め

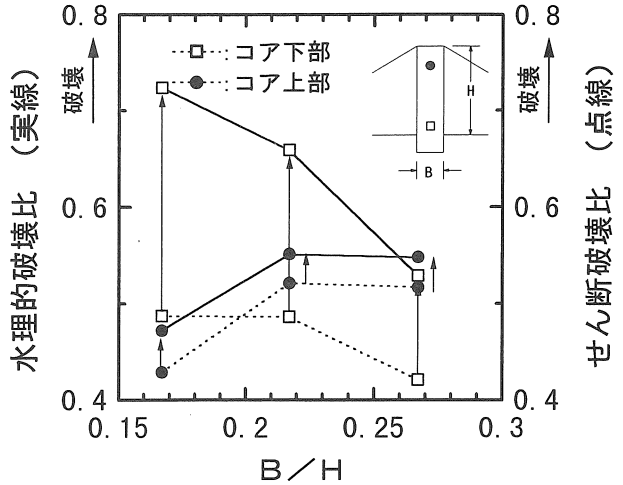


図-18 コア幅に対する破壊比の推移

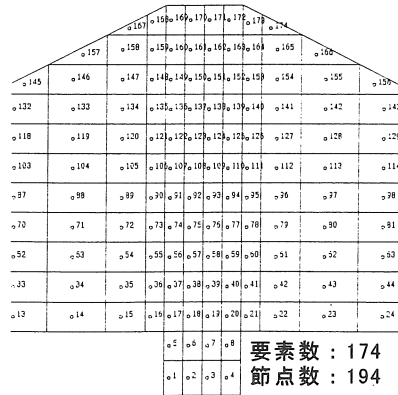


図-19 解析モデル

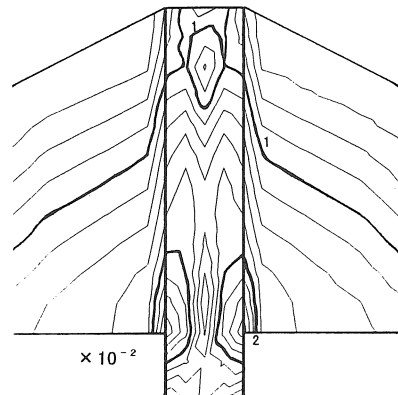


図-20 コア内の等最大せん断ひずみ線分布

曲線のA点で締固めて作成した。乾燥側で施工した理由としては、一般的に乾燥側での締固め時の初期湛水におけるコアの沈下が水理的破壊現象の発生を促していると言われているためである。

基礎部は締固めD値100%で締固めた不透水性の粘土地盤とした。さらにコア部と試料容器壁面及びアクリル面との間での漏水を防ぐため、この間に液性限界付近で含水比調整をしたカオリン粘土を張り付け、遮水した。

実験は、模型を30gの遠心加速度場に置いた後、試料容器上部の給水タンクから堤体上流側に給水し、コア部の水理的破壊現象を発生させた。

また実験中にはコア内の土圧、沈下量及び浸透流量(下流側排水タンクより算定)を計測した。なお実験を長時間持続させるために下流側に浸透した水を再びポンプにより給水タンクへ導くシステムを採用している。

3・2 実験結果と考察

実験結果を以下に示す。図-24は貯水圧 u と浸透流量 Q との経時変化を示したものである。

図を見ると注水を開始した $t \approx 530$ sより50sほど後の $t \approx 590$ sec付近で(貯水圧 $\approx 0.46 \text{ kgf/cm}^2$)下流側に急激な浸透流量の増大が起こっている。このときの最大流量は($Q \approx 43 \text{ cm}^3/\text{s}$)要素試験で求めた透水係数から計算される定常流量に比べ大幅に大きいものであり、明らかにコアの水理的破壊による漏水であることが見て取れる。また破壊後の上流側の貯水圧を一定に保つと $t \approx 610$ sec付近をピークに浸透流量が1/3程度に減少し、その後ほぼ一定の値で推移する。これは後でも述べるが、初期破壊時($t \approx 590$ sec)にできた水みちがその後のコアの水浸沈下により、ある程度まで収縮したためであると思われる。しかしそれでも定常流量と比較すると依然として大幅に大きい浸透流量であり、もはやダムとしての機能は果たしていない。

次に、図-25のコア上部、中高部及び下部の土圧と経過時間関係を見ると、 $t \approx 540$ sec付近(貯水開始より10sec程後)でコア下部とコア中高部の土圧が急激に減少し、さらに $t \approx 590$ sec付近でコア上部の土圧も減少している。またコア下部の土圧については減少幅が大きく貯水前の約半分まで減少している。このことから貯水による飽和によってコア材が急激に沈下し、応力の再配分が行われ、その結果、コア内部に拘束応力の不足が生じたと考える

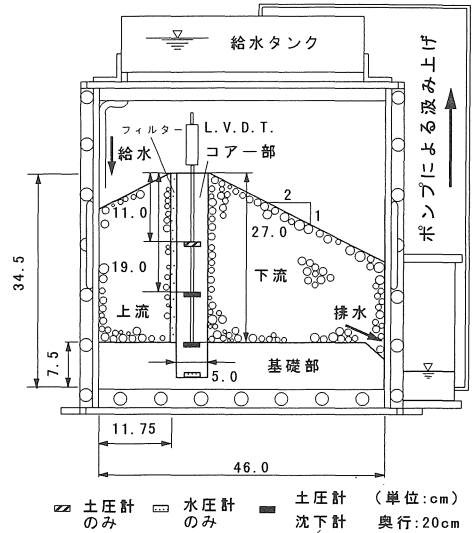


図-21 堤体模型の概略

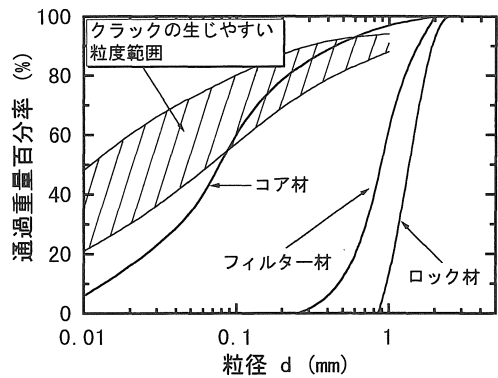


図-22 試料の粒度特性

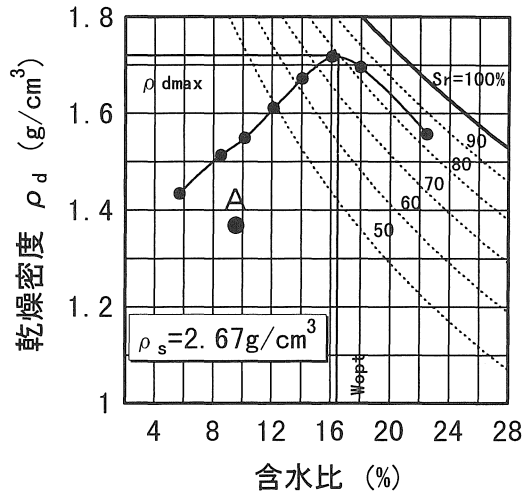


図-23 コア材の締固め曲線

ことができよう。これは若干の時間差（おそらく浸透の時間差と考えられる）を持ってコア中高部とコア上部との間でも同様の傾向が現れている。すなわち本来コア上部の土圧よりも大きくなければならないコア中高部の土圧が一時的に ($t \approx 560 \sim 620$)、その関係を逆転させている。これによってコア内部の拘束圧の減少がより明瞭に確認できる。

さらにコア深さにおける鉛直土圧の変化を示したものが図-26である。

これによると注水前ではいずれのコア深さにおいても鉛直土圧の値は γh 線（ここでは湿潤重量を用いた）よりも大きく現れていることが分かる。これは模型作成時の締めめや計器とコア材との剛性の

違いによる応力集中の影響などにより土圧計に残留応力が発生しているものだと考えることができる。そして注水後、土圧の値は減少し、ほぼ γh 線の上に落ち着くことが分かる。これは水浸によってコア材が飽和し、応力の再配分が行われたためだと思われる。中高部とコア下部の土圧値は注水直後に下限値を示し、その後わずかに回復しているが、これは、沈下に伴い減少した土圧がさらなる飽和による上部の沈下により再び発生した上載荷重のために増加したものであると思われる。なお、上部の土圧は減少はするものの他の2点のような挙動は示さなかった。これはコア上部では水浸飽和が不十分であったため、コアの沈下が大きく発生しなかったため

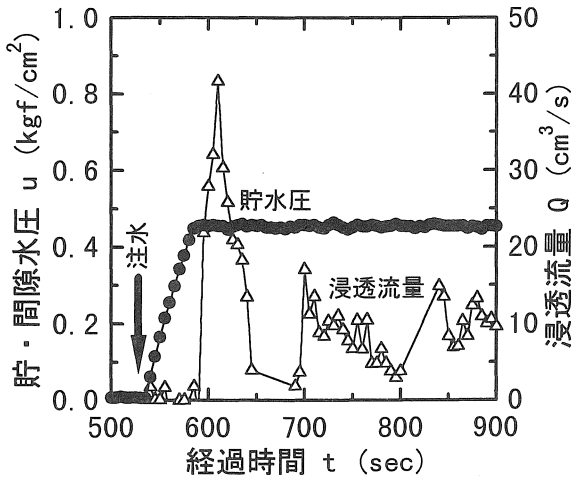


図-24 貯水圧・浸透流量の経時変化

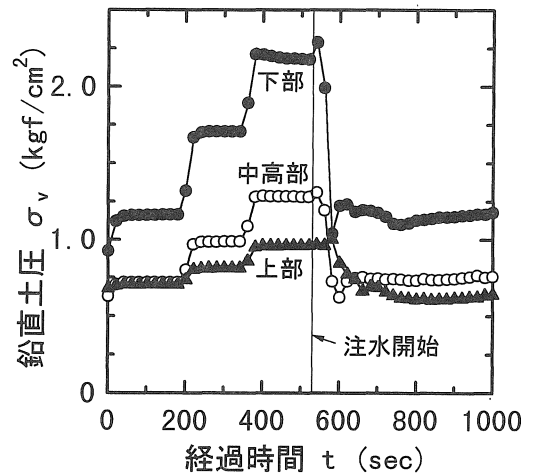


図-25 土圧の経時変化

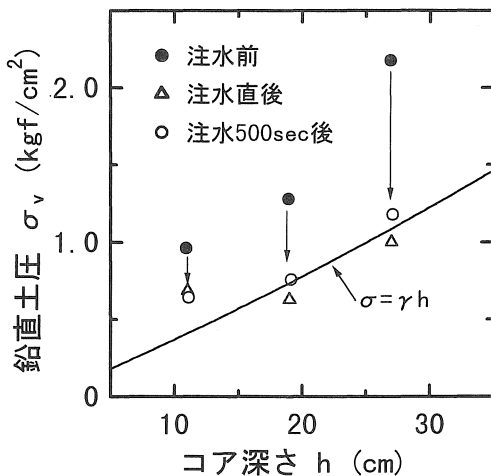


図-26 土圧履歴とコア深さの関係

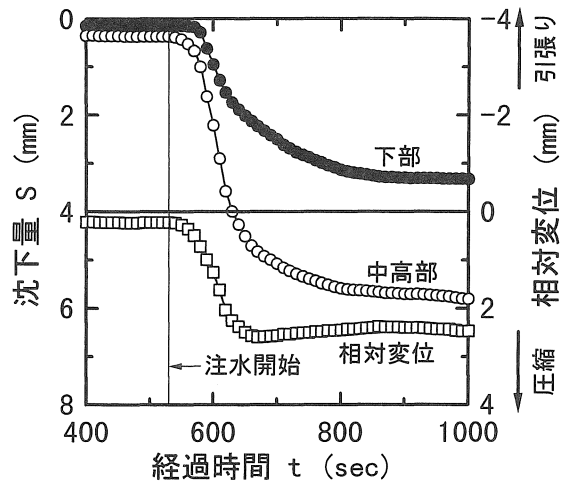


図-27 沈下量の経時変化

であると考えることができる。次に図-27のコア中高部、及び下部の鉛直変位の経時変化を見ると前述の土圧の減少時 ($t \approx 540 \sim 590\text{sec}$) とほぼ同時に急激な鉛直変位の増大が見られる。最終的にはコア中高部で6mm前後沈下している。これによって、コア材の水浸による沈下の影響の大きさが確認できる。またコア上部とコア中高部の相対変位を見るとコア内部は圧縮を示しているが、前述の土圧関係より圧縮による土圧の上昇はほとんど認められず、水浸により構造が変化し、強度低下したコア材が自重沈下しているにすぎないと考えることができる。

最後に、試験後にロック材を取り除き、コア表面を観察した。図-28はそのスケッチ図である。

これを見るとコア中高面から下部にかけて浸食の激しい箇所が見られ、コアに2箇所の貫孔部が発見された。貫孔部付近は完全に強度を喪失した軟弱土となっており、この箇所において水理的破壊が発生したと考えられる。また、飽和領域と不飽和領域との境で(コア上部)亀裂が発見された。これは、飽和領域は貯水による水浸のために沈下を起こしたのに対し、不飽和領域では試料容器、またはロック材との摩擦により沈下が阻害されたためであると思われる。

4. まとめ

以上までの実験結果より考察した内容を要約する。堤体変形実験では、アバットメントの形状の変化によってせん断ひずみの分布に違いが見られた。

特に凸形状を有するアバットメントの場合には、勾配変化点、及び緩斜面上部においてせん断ひずみ値の増大が見られ、さらにその領域では引張ひずみが生じていることが明らかになった。

粘土材を用いた場合にも砂材と同様の傾向は得られたが、定量的な考察を行うために今後の改良が必要となる。

コアの変形特性については、各コア幅において、コア上部、及びトレンチ付近にせん断ひずみ値の大きい領域が確認された。さらに概略的に動水勾配の影響を考慮すると、特にトレンチ付近に水理的破壊に対する安全率の低い領域が現れ、この傾向はコア幅の減少とともに強調されることが判明した。

以上の実験項目について簡便的なF.E.M.計算を行ったところ実験の結果をよく反映しており、定性的な傾向の把握には有効であることが確認された。

湛水実験においては、コア材の水浸による沈下現

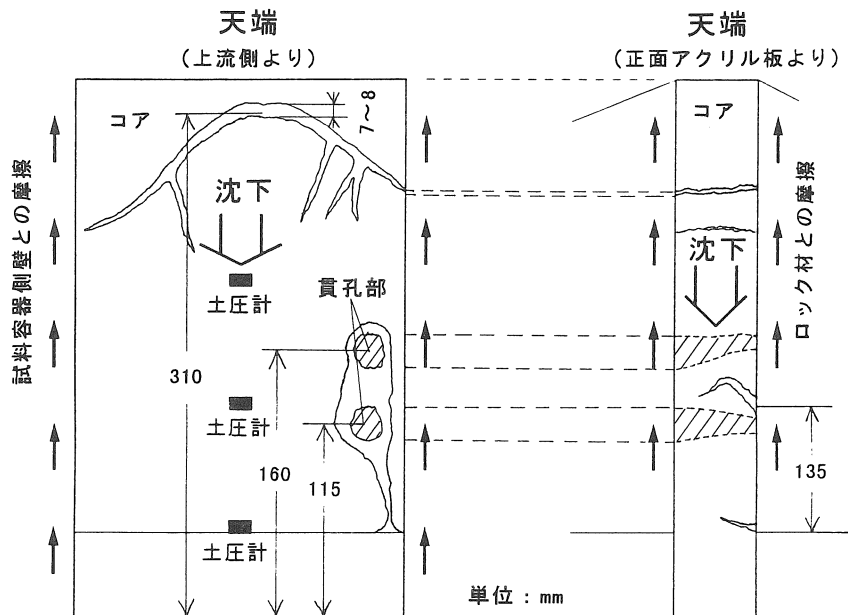


図-28 試験後のコアの破壊状況

象が確認され、破壊に伴うコア内の応力の再配分、拘束応力の減少が破壊原因として考えられた。なお、破壊後の挙動として上載荷重の増加により、水みちが収束し浸透流量が減少することが分かった。さらに試験後の観察により、コア内に貫孔部や亀裂が確認され、各種データーからによる考察との対応が良好であることが確認された。

最後に本研究は文部省科学研究費補助金(課題番号:07455194)の援助を受けた研究であることを付記し、謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 大根義男・成田国朝: ティートンダムの決壊に関する考察、愛知工業大学研究報告、No.13、pp.217～pp.229.1978.
- 2) 大根義男・成田国朝: ティートンダムの決壊に関する考察(第二報)、第32回土木年次講演会、pp.579～pp.580.1977.
- 3) 成田国朝・大根義男: フィルダムの基礎地盤形状と堤体内変形について、ダム日本、No.430、pp.39～pp.49.1980.
- 4) 奥村哲夫・成田国朝・大根義男: 遠心荷重模型実験に関する基礎実験、愛知工業大学研究報告、No.29、pp.79～pp.88.1994.
- 5) 土質工学会: 講座・遠心模型実験、土と基礎、vol.35～36.1987,1988.
- 6) 村瀬祐司: 土質コアを有するロックフィルダムの水理的破壊現象に関する研究、愛知工業大学博士論文(審理中)1996.
- 7) 幸繁・村瀬・奥村・成田: フィルダムコア一部の水理的破壊に関する遠心模型実験、第50回土木年次学術講演会、pp.834～pp.835.1995.
- 8) 幸繁・奥村・成田・大根(1996): フィルダムのアバットメント形状と堤体内変形との関連性に関する遠心模型実験、土木学会中部支部平成7年度研究発表会、(投稿中)1996.
- 9) Sherard,J.L.: "Embankment Dam Cracking", Embankment-Dam Engineering, John Wiley & Sons. pp.271～pp.353.1973.
- 10) Sherard,J.L.: "Hydraulic Fracturing in Embankment Dams", A.S.C.E., G.E., vol.112, No.10, pp.905～pp.927.1986.

(受理 平成8年3月19日)