

フィルダムの水理的破壊現象に関する研究

Hydraulic Fracturing in Earth and Rock-fill Dams

荻田真実[†], 奥村哲夫^{††}, 成田国朝^{††}, 大根義男^{††}

Shinji OGITA, Tetsuo OKUMURA, Kunitomo NARITA, Yoshio OHNE

Abstract: This paper concerns the mechanism of hydraulic fracturing caused by reservoir water pressure in earth and rock-fill dams. A few new test devices and testing procedures were proposed for laboratory element tests in order to reproduce seepage fracture in soil mass, and the relationship between conditions of hydraulic fracturing and those of compaction and stress states in embankments was investigated by varying several factors. FEM stress-strain analysis was also conducted for rock-fill dams with a centrally located core to understand behavior of stress transmission and arching action in the core zone, which should be main factors associated with hydraulic fracturing.

1. はじめに

フィルダムにおける水理的破壊現象 (Hydraulic Fracturing, 以下 HF) とは、堤体内の拘束応力が不同沈下やアーチ作用によって局部的に低下し、貯水圧の作用に伴い亀裂が発生したり、土粒子の流亡 (浸透破壊) が生じ、これが逐次伝播・拡大してダムの機能損失や堤体の崩壊に至る現象である。HF は 1976 年に発生した Teton ダム (USA) 事故の主要な崩壊原因とされており、この事故を契機に HF に対する関心が高まり、多くの機関で精力的に研究が進められてきた。しかし、HF の発生機構は極めて複雑であり、関連する要因や影響因子の分析も未だ十分に行われていないため、現象の解明や予測手法の確立へ向けて更なる研究成果の蓄積が期待されている状況である。

本研究は、フィルダムの HF 現象に及ぼす各種要因の影響を実験と解析の両面から調べ、HF 発生機構の解明を目指すものである。まず実験では、HF に関する実験手法の確立を主眼に置きながら、試料の締固め状態や拘束応力の条件を種々変化させた実験を行い、これらの要因と HF の発生条件との関連性を調べる。次に、中心コア型ロックフィルダムを対象として FEM 応力・変形解析を行い、堤体内の応力伝達やアーチ作用に伴う拘束圧低下に及ぼす諸要因の影響を明らかにする。具体的には以下の項目に的を絞って考察を加える。

- 1) HF を再現するための室内実験装置の開発及び実験方法の確立

- 2) 室内浸透実験における水理的破壊の発生条件と諸要因との関連性の検討
- 3) コア内およびコアトレンチ内の応力・変形挙動に及ぼす各種要因の影響

2. 実験概要

2・1 有効鉛直応力 (σ_v') 一定下の実験 (TEST1)

この実験は締固め状態を変化させて行い、締固め状態の違いが HF の発生に及ぼす影響について調べた。

実験装置の概略を図-1 に示す。供試体に作用させる鉛直応力 σ_v はペロフラムシリンダーにより載荷板を介して作用させ、ロードセル (荷重変換器) により測定している。間隙水圧 u はコンプレッサーで給水側タンクおよび排水側圧力容器を加圧して作用させ、給排水側に設置した水圧計で測定し、その平均値で定義する。動水勾配 i は給水側水圧を上昇、排水側水圧を減少して作用させるが、この給排水の水圧の変化量を等しくすることによって σ_v 及び u は実験中一定で i のみが変化するとした。また、浸透流量は流量測定容器を介してロードセルを用いて測定している。

モールド内の供試体の概略を図-2 に示す。実験モールドは、内径 $\phi=200\text{mm}$ 、高さ $h=254\text{mm}$ であり、供試体 ($\phi=200 \times 120\text{h}$) の中央部から通水し、外周に設置したフィルタ方向に浸透させて HF を発生する構造である。供試体は、含水比を調節した試料を所定の密度で 1 層を高さ 20mm とし、計 6 層に突固めて作製した。供試体の外周は突固め後、浸透路長分だけ削り出し砕石をフィルタ材として詰め込んだ。砕石の粒度は、排水側でパイピング破壊が発生し

[†] 愛知工業大学大学院建設システム工学専攻

^{††} 愛知工業大学土木工学科 (豊田市)

た場合に試料の流失に抵抗しない程度とした。なお、供試体の上下には不透水層としてベントナイト混合材を配置して浸透領域を限定している。実験手順は供試体の飽和・圧密の後、有効鉛直応力 σ_v を一定に保ちながら動水勾配 i を段階的に増加させ浸透流量の変化を調べる。そして、流量に急増が見られたら HF の発生として実験を終了する。動水勾配は 1 ステップ 4 時間を基準として変化させた。

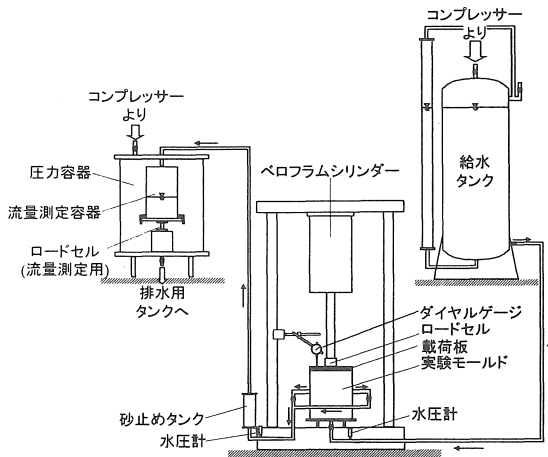


図-1 実験装置概略 (TEST1)

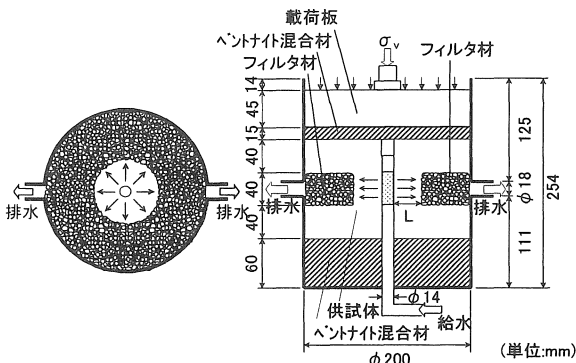


図-2 モールド内の供試体の概略図

実験には、最大粒径が 2mm となるように粒度調節をした統一分類でシルトに属する試料を用いた。表-1 に試料の物理的性質、図-3 に粒径加積曲線、図-4 に締固め曲線及び実験点を示す。表-2 の実験条件に示すように実験は有効鉛直応力、浸透路長、締固め度、初期飽和度を変化させて行った。

表-1 試料の物理的性質

土質名称	シルト(高液性限界)
土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	2.606
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)	1.280
最適含水比 w_{opt} (%)	33.4
最大粒径 d_{max} (mm)	2.0

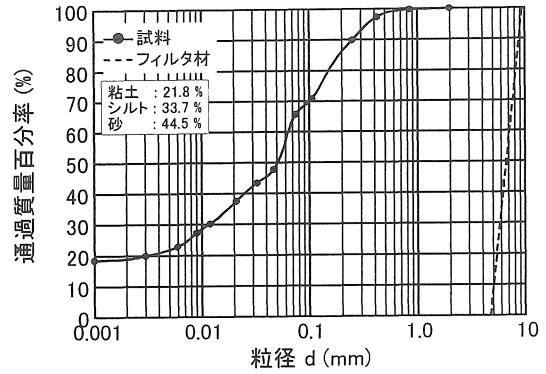


図-3 粒径加積曲線 (TEST1)

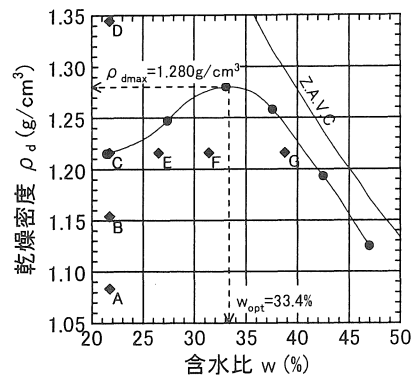


図-4 締固め曲線 (TEST1)

表-2 実験条件 (TEST1)

実験 No	1	2	3	4	5	6	7
実験点	A			B			
乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	1.083			1.152			
締固め度 D値 (%)	85			90			
初期飽和度 Sr_0 (%)	40.0			44.6			
含水比 w (%)	21.6						
鉛直応力 σ_v (kPa)	294.3	343.4	392.4	490.5	392.4	392.4	490.5
間隙水圧 u (kPa)	196.2						
有効鉛直応力 σ'_v (kPa)	98.1	147.2	196.2	294.3	196.2	196.2	294.3
浸透路長 L (cm)	3.3			6.3		4.8	
実験 No	8	9	10	11	12	13	
実験点	B	C	D	E	F	G	
乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	1.152	1.216	1.344	1.216			
締固め度 D値 (%)	90	95	105	95			
初期飽和度 Sr_0 (%)	44.6	49.2	59.9	60.2	71.1	88.0	
含水比 w (%)	21.6			26.4	31.2	38.6	
鉛直応力 σ_v (kPa)	490.5						
間隙水圧 u (kPa)	196.2						
有効鉛直応力 σ'_v (kPa)	294.3						
浸透路長 L (cm)	3.3						

2-2 動水勾配 (i) 一定下の実験 (TEST2)

この実験は、コアアバットメント部での不同沈下により大きなせん断変形が生じ、応力状態が変化して HF が発生する場合と地震力が HF に及ぼす影響を調べるため行った。

実験装置の概略を図-5 に示す。三軸試験装置に改良を加え、円筒供試体 ($\phi=150mm, h=300mm$) に軸応力 σ_1 、側方応力 σ_3 および背圧 B.P. を作用させながら、透水試験を実施出来るようにした。浸透流量の測定方法は 2.1 の実験

装置と同様である。

供試体の概略を図-6に示す。供試体は、含水比を調節した試料を所定の密度で1層を30mmとして10層に分けてモールド内に突固め作製した。突固め後、モールドから脱型して供試体中央部両端を浸透路長まで削り、ゴムスリーブを被せた後に碎石をフィルタ材として詰め込んだ。浸透実験はフィルタの片端より給水し、供試体内部を通り他端から排水して行った。実験手順は供試体の飽和・圧密後、等方応力状態から開始し、浸透流量が一定となったら側方応力 σ_3 を段階的に減じてせん断変形させる。そして、浸透流量が急増したらHFが発生したと見なし、軸変位量が著しく大きくなったら供試体がせん断破壊したと見なし、実験を終了する。この時点の応力状態と三軸圧縮試験の結果を比較し、浸透力と破壊の関係性を調べる。また、繰返し載荷は $\sigma_3=160\text{kPa}$ から載荷回数 $n=30$ 回、振動数 $f=0.3\text{Hz}$ で行い、浸透流量を測定する。この繰返し載荷と流量測定を2度行った後、 σ_3 を減少させた。

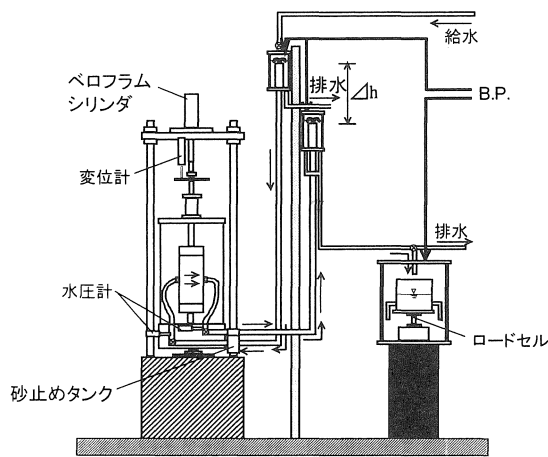


図-5 実験装置の概略図 (TEST2)

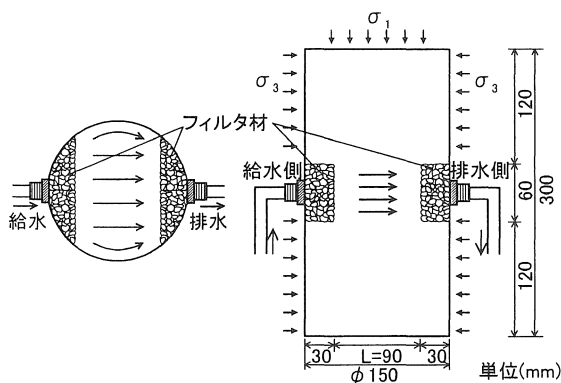


図-6 三軸供試体の概略図 (TEST2)

実験には、最大粒径が2mmとなるように粒度調節をした統一分類でシルト質砂に属する試料を用いた。表-3に試料の物理的性質、図-7に粒径加積曲線、図-8に締固

め曲線及び実験点を示す。実験は、表-4の実験条件に示すように繰返し載荷以外は同条件で載荷を行わないもの、行ったものの2ケースを行った。

表-3 試料の物理的性質 (TEST2)

土質名称	シルト質砂
土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	2.639
最大乾燥密度 $\rho_{d\text{max}}$ (g/cm^3)	1.982
最適含水比 w_{opt} (%)	10.3
最大粒径 d_{max} (mm)	2.0

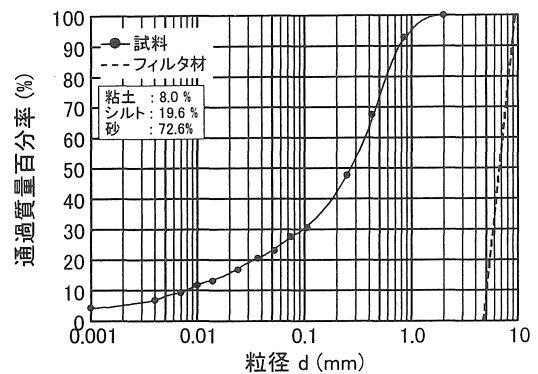


図-7 粒径加積曲線 (TEST2)

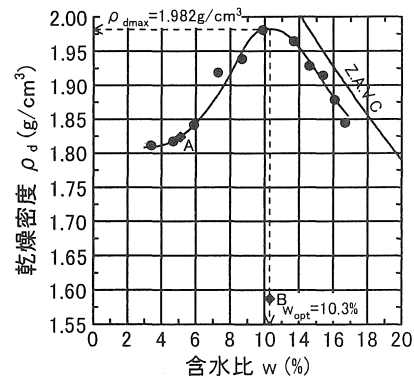


図-8 締固め曲線 (TEST2)

表-4 実験条件 (TEST2)

実験No.	①	②
供試体条件		
乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)		1.823
締固め度 D値 (%)		92
含水比 w (%)		5.1
飽和度 S_r (%)		30.6
軸応力 σ_1 (kPa)	200の一定	
側方応力 σ_3 (kPa)	200から段階的に減少	
間隙水圧 u (kPa)	100の一定	
動水勾配 i	10	
振動数 f (Hz)		0.3
繰返し応力 $\Delta\sigma_1$ (kPa)		± 40.0
載荷回数 n 回		30

3. 実験結果と考察

3.1 有効鉛直応力(σ_v')一定下の実験(TEST1)

3.1.1 破壊点の定義

図-9は代表ケースの動水勾配*i*と浸透流量*Q*の関係である。ここで、放射流による浸透実験あるため透水係数*k*および動水勾配*i*は

$$k = 0.366 \frac{Q}{Dh} \log \left(\frac{r_2}{r_1} \right)$$

$$i = \frac{Q}{2\pi k D (r_2 - r_1)} \ln \left(\frac{r_2}{r_1} \right)$$

ここに、*h*:供試体中心と外周の水頭差(cm)

D:供試体高さ(cm)

Q:浸透流量(cm³/sec)

*r*₁:供試体内径(cm)

*r*₂:供試体外径(cm)

により求められる。

図より、*i*=1000 までは、*i*の増加に伴って*Q*が比例的に増大しているが、*i*=1130 付近でそれまでの直線関係からはずれ流量が急激に上昇していることが分かる。そして流量の急増後、多量の土粒子の流失によるごりを伴った。この現象は多少の違いはあるが、いずれの実験においても見られた。したがって、この実験ではこのように流量が急激に増加した点を HF 発生点とし、その時点の動水勾配を破壊時の動水勾配 *i_f* として以後のデータ整理を行った。

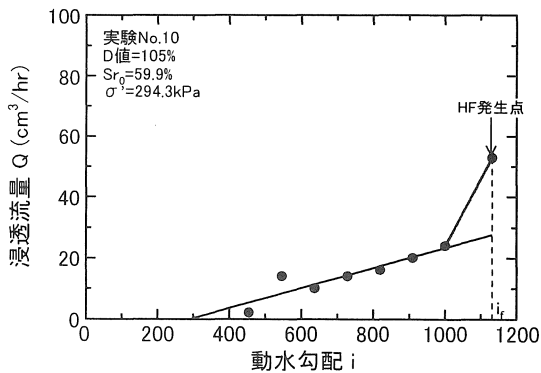


図-9 動水勾配 *i* と浸透流量 *Q* の関係(代表ケース)

3.1.2 浸透路長の影響

供試体は図-2 に示す様に外周に碎石を詰め込んであるため、供試体と碎石との剛性差が鉛直応力の伝達に及ぼす影響が問題となる。そこで実験点 A,B で浸透路長 *L* のみを変化させ実験を行い破壊時の動水勾配 *i_f* に及ぼす影響について調べた。

図-10 は *L* と *i_f* の関係である。(●)の点を除けば、*L* を変化させてもほぼ同一の *i_f* で破壊に至っている。(●)を実

験誤差とすると、*L* による *i_f* への影響はほとんどなく、供試体部への応力伝達はスムーズに行われていることが分かる。また、実験では給水側水圧を上昇、排水側水圧を減少して、その圧力差より損失水頭を与えている。そのために浸透路長が短いほど高い動水勾配まで実験が可能となる。以上のことから、締固め状態を変化させた実験は浸透路長を 33mm 一定にして実験を行った。

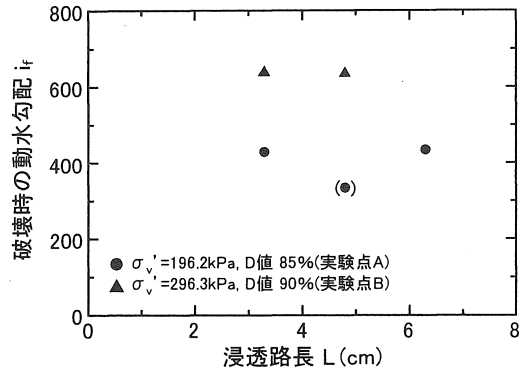


図-10 浸透路長 *L* の影響

3.1.3 有効鉛直応力の影響

図-11 は有効鉛直応力 σ_v' を変化させて行った実験結果である。図より σ_v' の増大に伴って破壊時の動水勾配 *i_f* も大きくなり、両対数で整理すると σ_v' と *i_f* とが直線関係となる。この結果は試料および実験条件は異なっているが、高応力下であっても同図に示した村瀬ら¹⁾の低応力下における実験結果と同様の傾向となった。このことから、この実験方法によって高応力下での実験が可能だと言える。

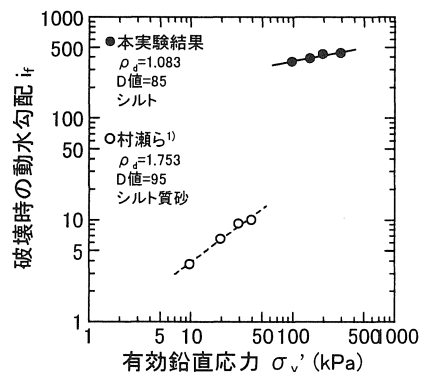


図-11 有効鉛直応力 σ_v' の影響

3.1.4 締固め度の影響

図-12 は同一含水比(*w*=21.6%)で締固め度 *D* 値を変化させて行った実験の結果である。*D* 値の増加に伴い破壊時の動水勾配 *i_f* が直線的に増大することが分かる。これは *D* 値を高くすると間隙が小さくなるために粒子間の接触摩擦、ダイレイタンスによって粒子の移動が起りにくく

なるためである。このことから、同一含水比であっても D 値を大きくすることにより、HF に対する抵抗性が大きくなると言える。

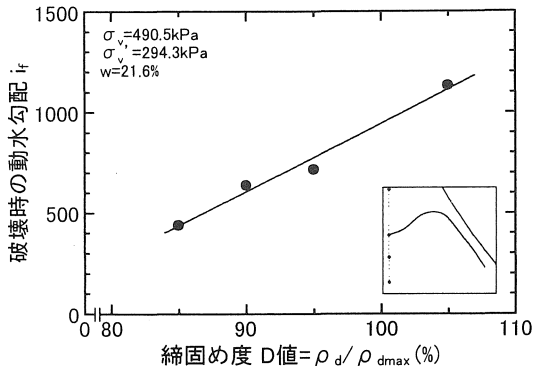


図-12 締固め度 D 値の影響

3・1・5 初期飽和度の影響

図-13 は同一の締固め度 D 値(=95%)で初期飽和度 S_{r0} を変化させて行った実験の結果である。 S_{r0} の増加に伴い破壊時の動水勾配 i_f も増大している。これは乾燥側の締固めでは飽和化によるサクシオン消失により粒子構造が大きく変化し、HF に対する抵抗性が低下するためである。

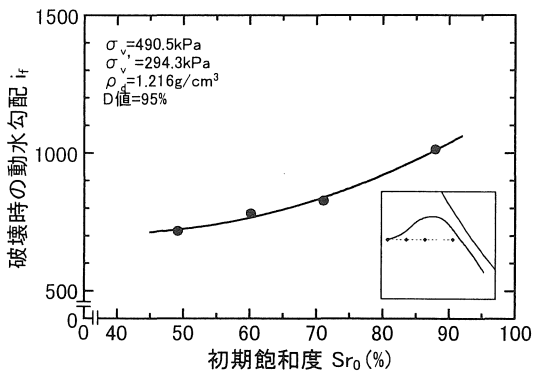


図-13 初期飽和度 S_{r0} の影響

3・1・6 コーン貫入実験

この実験は、供試体の飽和による強度低下について調べるために行った。実験は浸透実験と同条件で突固めた供試体に対して作製直後および飽和後の 50mm 貫入時の貫入抵抗(1/4-in²,先端角 30°, $\phi=13.9\text{mm}$)を調べた。また、この貫入実験と浸透実験との関連性についても検討した。実験手順は、モールド内に一層を 30mm として計 4 層にわけて突固め供試体($\phi=100\text{mm}$, $h=120\text{mm}$)を作製し、コーンの貫入速度を 1mm/sec 一定に保ちながら貫入量および貫入抵抗を測定した。供試体の飽和は供試体を数日間モールドごと水浸して行った。

図-14 は初期飽和度 S_{r0} と貫入抵抗の関係である。 S_{r0}

の低い方が締固め直後の貫入抵抗は大きい、飽和後、貫入抵抗が大きく減少してしまい、 S_{r0} が低いほど貫入抵抗も小さくなった。このことから乾燥側で締固めた場合、飽和化による強度低下が大きいことが分かる。

図-15 は貫入抵抗と破壊時の動水勾配 i_f との関係である。図より貫入抵抗の増加に伴い i_f も直線的に大きくなる。これによりコーン貫入試験によって i_f に対する抵抗性を概略推測できると考えられる。

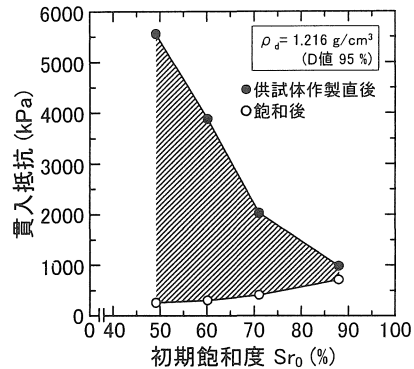


図-14 初期飽和度 S_{r0} と貫入抵抗の関係

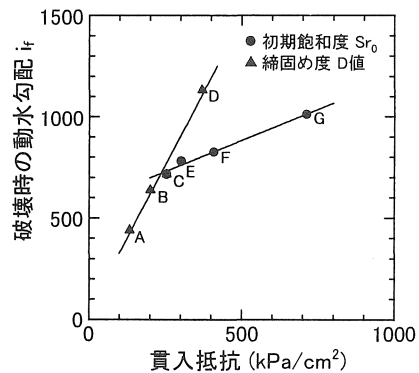


図-15 貫入抵抗と破壊時の動水勾配 i_f の関係

3・2 動水勾配 (i) 一定下の実験 (TEST2)

3・2・1 繰返し載荷による影響 (実験方法 1)

図-16 は浸透流量 Q と側方応力 σ'_3 の関係である。実験 No.②については $\sigma'_3=60\text{ kPa}$ 以降、繰返し載荷後の Q が示してある。 Q は両者に大きな違いはなく、繰返し載荷は Q に影響しておらず、また Q の急増も見られなかった。

図-17 は軸変位量 S と σ'_3 の関係である。載荷を行わない場合は側方応力 $\sigma'_3=20\text{ kPa}$ で、載荷を行った場合は $\sigma'_3=30\text{ kPa}$ で S が急増しており、また破壊時のモールドも破壊規準線を超える応力状態であり、せん断破壊に至っていることが分かる。したがって、この方法ではせん断変形に伴う HF の発生を確認することが困難であった。そこで、次の実験では軸差応力よりせん断破壊しないよう次に述べるように実験方法に改良を加え実験を行った。

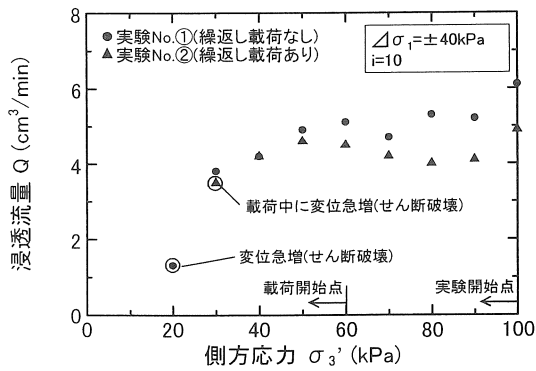


図-16 側方応力 σ_3 と浸透流量 Q の関係

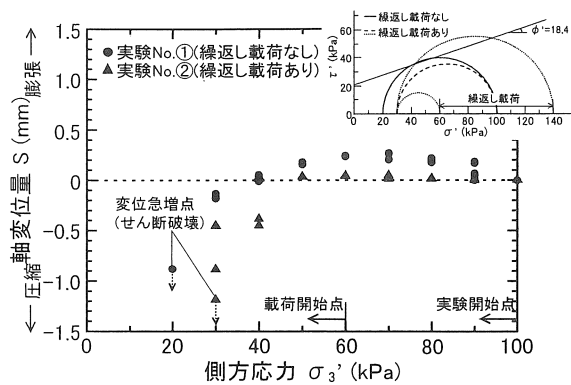


図-17 側方応力 σ_3 と軸変位置 S の関係

3・2・2 改良実験(実験方法 2)

実験方法 2 では図-18 に示すように供試体($\phi=150\text{mm}$, $h=180\text{mm}$)中央部から給水を行い、両端方向へ通水できるようにした。これは、給水側水圧によって供試体にクラックを発生させることを目的としている。また、浸透路長 L を短くして浸透破壊が生じ易い状況を再現した。供試体は D 値を 80%まで低下させ $w=10.3\%$ の最適含水比(実験点 B)で作製した。実験手順は、供試体の飽和後、軸圧縮力 $\sigma_1=200\text{ kPa}$,側方応力 $\sigma_3=100\text{ kPa}$ を載荷し、流量と軸変位が一定になった時点で実験を開始する。そして、せん断破壊に至らないように側方応力 σ_3 を $\sigma_3=\sigma_1/2$ 一定に保ちながら拘束応力を段階的に減少させる。動水勾配 $i=15$ は一定、拘束応力は 1 ステップを 2 時間として変化させた。

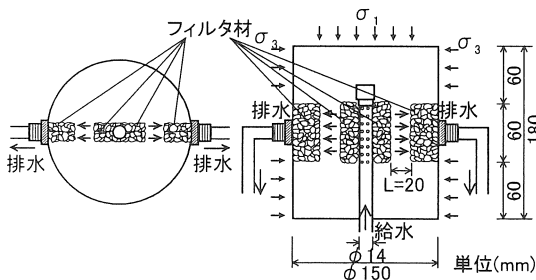


図-18 改良を行った三軸供試体の概略図

図-19 は、拘束応力 σ_1, σ_3 および浸透流量 Q の経時変化である。 $\sigma_1=10.0\text{ kPa}$, $\sigma_3=5.0\text{ kPa}$ となった時、 Q が急増し破壊したことが分かる。これは、供試体に作用する間隙水圧が側方応力 σ_3 より大きくなり浸透力により破壊に至ったと考えられる。また、図-20 に示す破壊時のモール円を見ると、破壊時には σ_3 が引張応力になっており HF の発生には試料の粘着力が関係していると考えられる。

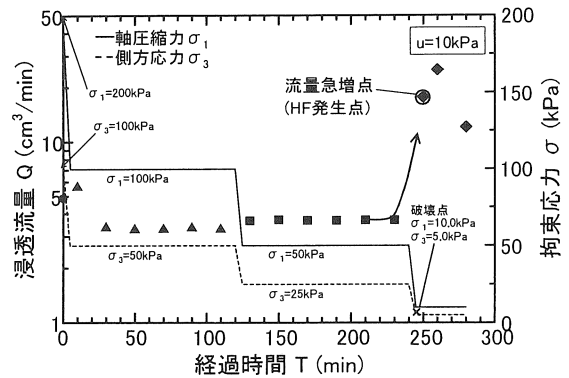


図-19 拘束応力 σ および新設流量 Q の経時変化

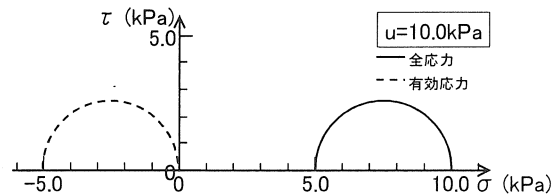


図-20 破壊時のモール円

4. 解析概要

解析には FEM 非線形逐次盛立て解析プログラムを使用した。解析モデルは中心コア型ロックフィルダムで、図-21(a)に示すように左右対称形と考え、堤高 60.0m,底面長 125.0m,天端幅 5.0m の半断面とした。解析は、(a)図のモデルをロックフィルダムの基本形状としてコア勾配および、コアとロックの剛性差 (E_R/E_C) を変化させたものと、図-21(b)に示すコアトレンチを基本形状としてトレンチ深さおよび勾配を変化させ(a)図に接続したものについて行う。表-5 に解析堤体の材料特性、表-6 に解析ケースを示す。

表-5 解析堤体の材料特性

	コア	ロック
ポアソン比 ν	0.4	0.3
単位体積重量 γ (kN/m^3)	16.7	19.6
粘着力 c (kN/m^2)	39.2	19.6
内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	20	40

表-6 解析ケース

	基準case	比較case
コア勾配	1:0.2	1:0.1, 1:0.4
E_R/E_C	5	1, 10, 20, 30, 40
トレンチ勾配	1:0.2	鉛直, 1:0.4
掘削深さ	30	10, 20

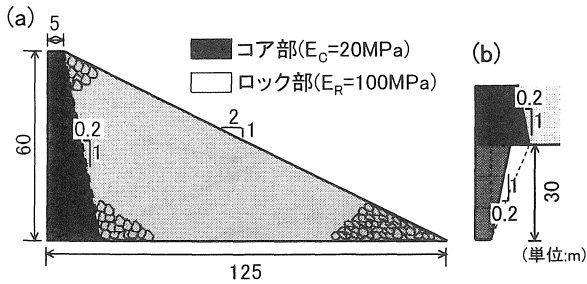


図-21 解析モデル

5. 解析結果と考察

5.1 コア勾配および剛性差が応力分布に及ぼす影響

図-22 は鉛直応力 σ_y を土かぶり圧 $\gamma \cdot h$ で除した値を土かぶり圧比 ($=\sigma_y/\gamma h \times 100\%$) とし基盤面上での分布を調べたものである。コア部における土かぶり圧は 100% よりも低い値を示し、コアに隣接したロック部分が 100% を超える値を示している。これは、コア部が負担すべき鉛直応力の一部を隣接ロック部が負担しているためであり、この傾向はコア勾配が急なほど顕著に見られる。コアが急勾配なほど境界面においてロック部とコア部との摩擦が大きくなり、コアの沈下が抑制されて土かぶり圧の伝達が阻害されるからである。

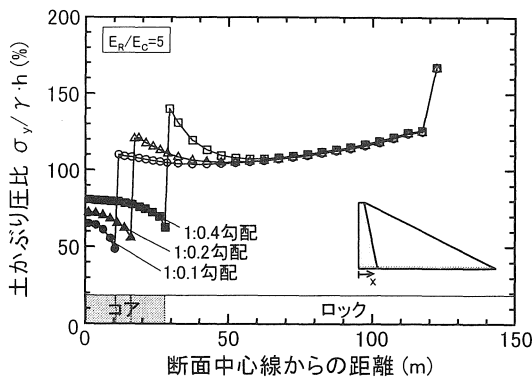


図-22 基盤面上での土かぶり圧比 (コア勾配)

図-23 はコア勾配 1:0.2 について、コア内における土かぶり圧比を標高ごとに調べたものである。土かぶり圧比はコア中心線上では標高に関わらず 70% 程度一定であり、ロック部との境界面に近づくのに伴い減少している。この要

因として中心線上の土かぶり伝達はコア幅の影響が小さいが、狭いと境界部で土かぶりの伝達が阻害される率が高くなることが考えられる。

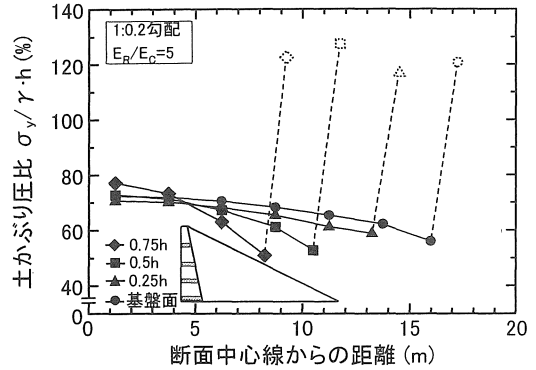


図-23 土かぶり圧比と標高の関係(コア勾配)

図-24 は各剛性差における基盤面上の土かぶり圧比を堤体中心線との交点 (A 点) および境界ロック部 (B 点) について調べたものである。図より、土かぶり圧比は、剛性差が大きくなるのに伴い B 点では増加し、A 点においては減少していることが分かる。これは、コア部の剛性が小さいとコア部のみが変形しロック部の土かぶり圧が伝達されにくいからである。A 点では $E_C/E_R=5$ で急激に土かぶり圧比が減少しており、A 点ではアーチ作用による影響が大きく B 点では剛性差が大きくなるのに伴い土かぶり圧比も増大しており、境界面の摩擦による影響が大きいと考えられる。以上からコア勾配を緩勾配とし、ロックとコアの剛性差を小さくすることにより鉛直応力の低下が抑えられるため、HF に対する危険性が低くなることが分かる。

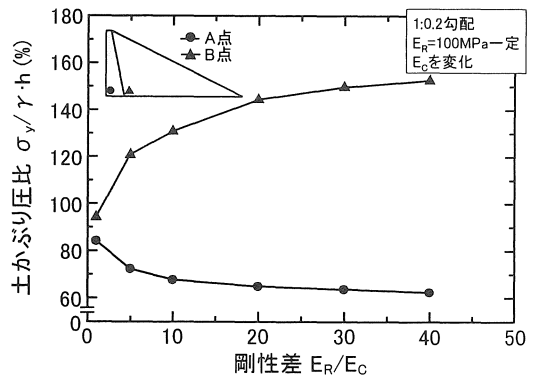


図-24 基盤面の各点における土かぶり圧比 (E_R/E_C)

5.2 コアトレンチの形状が応力分布に及ぼす影響

図-25 はコアとトレンチ接続部における土かぶり圧比である。トレンチ突角部において土かぶり圧比が高い値となり、接続部で低い値となっていることが分かる。これは、突角部で土かぶり圧を受け持つことによるアーチングが

発生しているためである。また、土かぶり圧比の減少はトレンチ勾配 β が急なほど顕著に見られる。これはトレンチを急勾配とすることにより床掘幅 B が狭くなるため、よりアーチングが助長されるからである。

図-26 は各トレンチ勾配 β の掘削斜面上での土かぶり圧比を調べたものである。勾配が急なほど土かぶり圧比が低い値となっている。また、いずれの勾配においても深さで多少の差が見られるものの大きな変化が無く、掘削斜面上において一様に土かぶり圧の低下が起こっていることが分かる。この要因として掘削斜面が摩擦により土かぶり圧を受け持つことが考えられる。

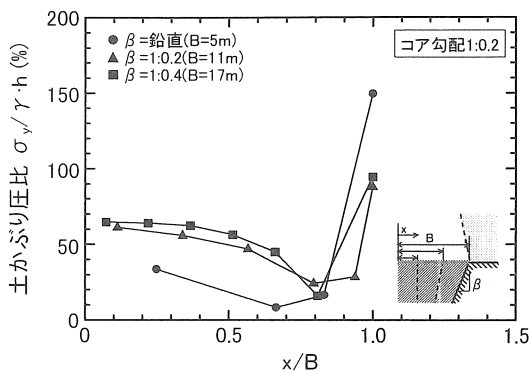


図-25 トレンチ接合部での土かぶり圧比(勾配)

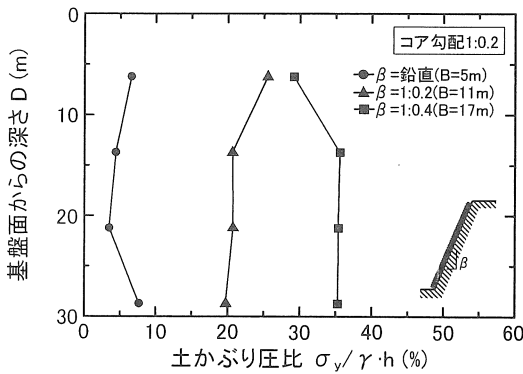


図-26 トレンチ掘削面上の土かぶり圧比(勾配)

図-27 は図中に示すトレンチ突角部(B点)、コア内(A点)およびトレンチ内(C,D点)について掘削深さ D と土かぶり圧比の関係を示したものである。B点ではトレンチを掘削すると土かぶり圧比は急増するがその後は深さに関係なくほぼ一定であり、深さによる影響はほとんど無いと考えられる。しかし、C,D点では掘削が深くなるのに伴い土かぶり圧比が低下した。これは、トレンチ内では基礎地盤との摩擦のため鉛直応力の伝達が阻害されるためである。また、A点の土かぶり圧比はほとんど変化しておらず、このことから土かぶり圧比の低下には摩擦による要因が大きいことが分かる。これより、トレンチを深く掘削すると

トレンチ底部では基礎地盤との摩擦により土かぶり圧が伝達されず鉛直応力不足が発生すると考えられる。以上のことから、コアトレンチを緩勾配とすることにより鉛直応力の低下が抑えられ、拘束圧不足による HF の発生抵抗性が高くなり、また、トレンチ掘削深さについては、遮水効果だけでなく HF に対する抵抗性についても考慮を行う必要があることが分かる。

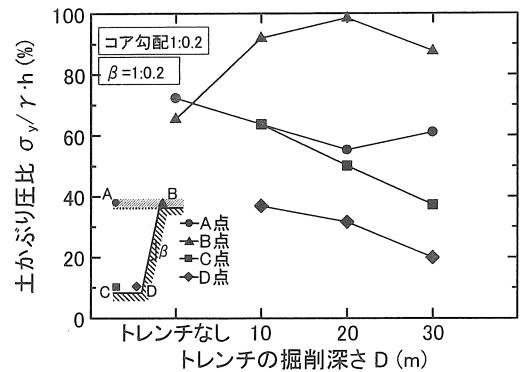


図-27 掘削深さによる影響

6. まとめ

実験結果、解析結果をまとめると以下のことが言える。

- 1) 有効鉛直応力と破壊時の動水勾配との関係は両対数で直線関係となり、高応力下であっても、従来の実験方法と同様の傾向となることが分かった。(TEST1)
- 2) 湿潤側で締固めることによって飽和化によるサクシヨンの損失に伴う粒子構造の変化が小さく HF に対する抵抗力を大きくすることが出来る。(TEST1)
- 3) HF が引張領域で発生しており、HF に対する抵抗性を考えるためには土の引張り強度に対しても検討が必要であることが分かった。(TEST2)
- 4) コア部が緩勾配で、ロック部との剛性差が小さいほど、コア内の鉛直応力の低下(拘束圧不足)が抑制できることが分かった。(FEM 解析)
- 5) コアトレンチの掘削は、コアトレンチに十分な勾配を持たせることでアーチ作用の発生を防止できること、トレンチ深さは遮水効果と応力低下による HF の危険性の両面から検討が必要であることが分かった。(FEM 解析)

参考文献

1) 村瀬ら：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, ダム工学, No.23, pp.16-28(1996). 2) 荻田ら：フィルダムの水理的破壊に関する基礎実験, 土木学会中部支部平成 12 年度研究発表会, pp.291-292(2001) 3) 大根ら：フィルダムの設計および施工, 技報堂(1973)

(受理 平成14年 3月19日)