

土構造物の診断技術 —ロックフィルダムの場合—

A Study on Estimating Stability of Earth Structure (In Case of Rock-fill Dam)

荒井 幸夫*¹ 武 氣 士 郎*² 沼 田 淳 紀*³
Yukio Arai Shiro Takeki Atsunori Numata
門 田 哲 也*¹ 福 島 浩 人*⁴
Tetsuya Kadota Hiroto Fukushima

【要旨】

ロックフィルダムの安定性を検討する上で重要な項目の一つとして、初期湛水時の水理的破壊現象 (Hydraulic Fracturing) がある。既往研究では水理的破壊現象に対する安全性の検討はいずれも応力状態と間隙水圧の関係によるとされている。摺上川ダムでは築堤時から初期湛水時までの一連の解析により、水理的破壊現象に対する安全率は最小でも 1.2 を確保できると予測された。本報告においては、まず、フィルダムの各ゾーンの材料を室内試験と現場計測結果から関口・太田による粘弾塑性材料としてモデル化し、施工課程を忠実にモデル化した解析によりフィルダムの応力・変形を再現できることを示し、本手法がダムの安定性評価に対して有効な手法であることを示す。次に、実湛水過程で得られた堤体各部の応力状態から水理破壊に対する安全性評価と実測結果に基づく安全性評価の比較検討を行った。さらにダムの形状や締固めによる強度に関して今後のダムの設計に資する目的で、幾つかのトライアルを行った結果を示す。

【キーワード】 ロックフィルダム、水理的破壊現象、土/水連成圧密解析

1. はじめに

既存の構造物が将来にわたって要求性能を満たすように適切に維持管理していくため、調査技術だけでなく、調査結果から健全性を適切に評価し、合理的な補修・補強を計画するようなソフト技術の開発が求められている。そのためには建設時から将来までの時間的な経過とその間の行為 (補修・補強) とその時期も取り込むことができる解析技術が要求される。

対象とする土構造物の用途と破壊要因に応じて以下の3項目を抽出した。

- ①河川堤防の安定および浸透に対する安全性診断
- ②高盛土の耐震安全性診断
- ③フィルダムの水理的破壊現象に対する安全性診断

このうち、本報告においては、一例としてフィルダムの水理的破壊現象に対する安全性診断を報告する。こうした検討は、全ての土構造物において調査・試験方法や解析内容などの違いはあっても、発注者から要求される技術提案に対して、提案する内容の根拠を解析的に表現できる手法であり、今後ますます需要が高まってくると考えている。

2. フィルダムの水理的破壊に対する安定性診断

ロックフィルダムは施工される位置付近で採取される粘土、砂、礫、大粒径の礫をフィルダム各部の機能別にゾーンに組み合わせて築造される。ロックフィルダムの堤体を破壊するきっかけとして水理的破壊現象 (Hydraulic Fracturing : 以下 HF 現象と略する) がある。盛立てから引き続き行われる初期の湛水時に、コア内部の不均一性や部分的な破壊・侵食などが生じた場合、コアゾーンに十分な鉛直応力が伝達されていないような状態では浸透破壊が生じる可能性がある。自己修復機能や下流側フィルターの補足機能が十分でない場合には、これをきっかけとしてコアゾーンの上流側から下流方向に浸透破壊が連続し、ダム崩壊の危険性もある。そのため、きっかけとなるコア上流側の任意の箇所での HF 現象に対する安定性を評価することが必要である。

以下の安定性診断では摺上川ダムの長期安定性や初期湛水時における堤体、特にコアゾーンの HF 現象に対する安全性の確認を行うことを目的として、盛立て時において堤体材料を関口・太田モデルによる粘弾塑性材料¹⁾として、土/水連成圧密解析を適用した動態解析を行い、盛り立て時の堤体の応力状態や変形挙動を実用的な範囲

1. 土木事業本部技術統括部設計G 2. 東北支店土木事業部土木G 3. 技術研究所第二研究室

4. 大阪支店土木事業部土木G

で再現できることを確認する。引き続き初期湛水過程における土圧や間隙水圧等の実測結果との比較検討を行うとともに、HF 現象に対する安全性の検討を行った結果を報告する。さらに、今後ダムを設計する際を想定して、コアの勾配を変化させた検討やフィルターの剛性を変化させた場合などを例として示す。

2.1 HF 発生条件

浸透破壊に対する土の抵抗性については必ずしも統一的な見解が示されおらず、既往の実験結果によれば、せん断破壊と引張破壊が主な破壊のメカニズムとして挙げられており、HF の発生条件を調べた既往の文献²⁾によると、一般的に最小主応力 σ_3 と間隙水圧 u が、式(1)を満足する場合に発生すると考えられる。

$$u > m \times \sigma_3 + n \quad (m, n \text{ は実験から求まる定数}) \quad (1)$$

そのため、実際のコア材の浸透破壊に対する抵抗を実験により求めた。

2.2 室内浸透破壊実験

数値解析の結果から安定性を判定することに適用する目的で、式(1)に示す m と n を実験的に求めた。ここでは、実験方法と実験結果について述べる。

試料には実際のフィルダムで用いられている試料を用いた。採取された試料の最大粒径は 63.5mm であったが、粒径 9.5mm で頭切りして用いた。供試体の目標密度は、堤体における品質管理試験結果より求められた平均の乾燥密度を Walker-Holtz³⁾ の礫補正方法により粒径 9.5mm 以下の間隙比に換算した値とした。

図-1 に、試験装置と供試体の概要および供試体内の水の流れを示す。供試体は、外径 100mm、内径 15mm、高さ 200mm の中空円柱である。このように供試体をドーナツ状にしたのは、供試体内部の水の流れが円周方向で均一になるようにするためである。

次に実験方法を示す。実験は難透水性材料であるコア材を用いているため、通常の手順では破壊するまで内部

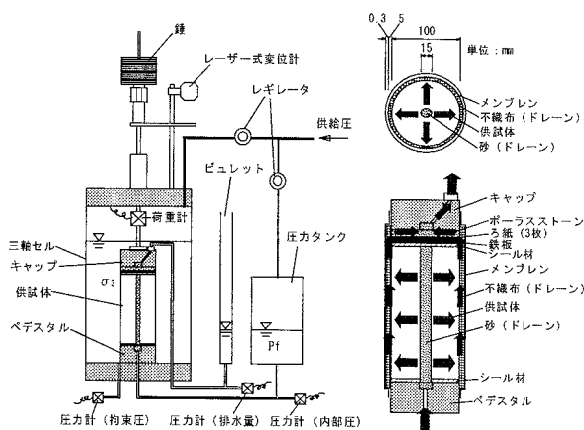


図-1 試験装置と供試体の概要

圧を段階的に増加する方法が採用されるが、時間を短縮するため、内部圧 P_f を一定にして拘束圧 σ_3 を低下させる方法とした。図-2 に実験の流れを示す。なお、実験では、(内部圧, 初期拘束圧)を (100kPa, 200kPa), (200kPa, 300kPa), (300kPa, 400kPa) の 3 ケースとした。

図-3 に、経過時間と体積変化量および拘束圧の関係の一例を示す。体積変化量は多少の変動も見られるが、いずれの拘束圧においても供試体が破壊されるまでのその変化量はわずかであった。拘束圧を段階的に下げていくと、ある段階では急激に排水量が増加している。前述のように、この時の拘束圧を破壊時拘束圧とした。

図-4 に破壊時拘束圧と内部圧の関係を示す。破壊時拘束圧と内部圧はほぼ比例関係にあり、その近似直線は、 $m=1.0$, $n=40.1$ であった。既往の研究結果⁴⁾も併記したが、

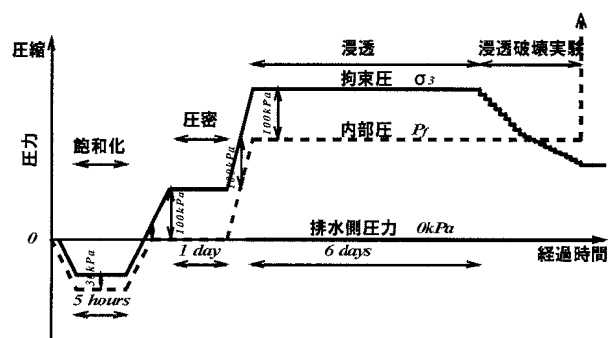


図-2 実験方法および各圧力の変化

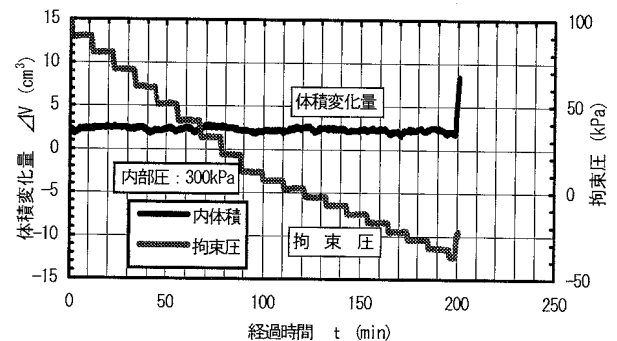


図-3 体積変化量と拘束圧の時間変化の一例 (内部圧 300kPa (初期拘束圧 400kPa))

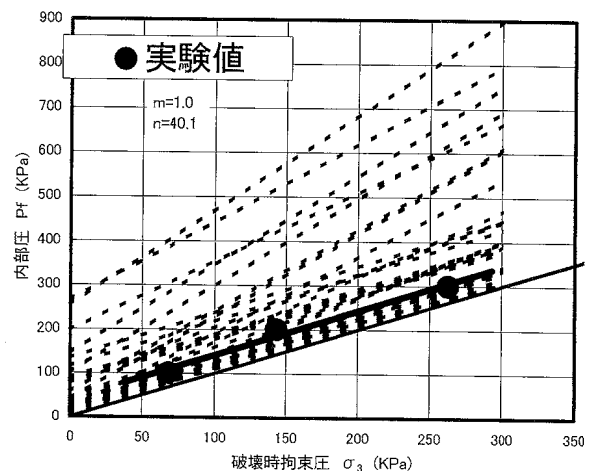


図-4 破壊時拘束圧と内圧の関係

今回の値はばらつきの下限付近に位置していることがわかった。また、今回の実験における供試体の破壊形状はほぼ鉛直方向であったことから、拘束圧と内部圧との力の釣り合いから見ても、本実験による破壊はせん断破壊よりも引張破壊によるものが主因であると考えられる。この結果より安全性検証に用いる場合には $m=1.0$, $n=0.0$ とする。

3. 摺上川ダムの概要と解析モデル

3.1 摺上川ダムの概要

摺上川ダムは、堤高 105m、堤頂長 718.6m、堤体積 $8,300,000\text{m}^3$ の中央コア型ロックフィルダムである。最大断面で埋設計器が配置されている No.28 断面(解析断面)の断面図を図-5に示す。また、埋設された計器配置図を図-6に示す。

3.2 解析概要

フィルダム各部の挙動を解析する手法として、森ら⁹⁾は堤体材料を全て関口・太田モデルによる粘弾塑性材料とし、土/水連成圧密解析を適用できることを示し、過

去の大型ダムの浸透破壊事例を数値解析により検証している。ここでは、大型重機により転圧して築造される堤体の構成材料は転圧荷重を先行圧縮応力とする過圧密土として扱っている。本検討では二次元の有効応力解析を行った。用いた解析コードは DACSAR[®] である。

湛水工程は、予測時には平水年、豊水年、渇水年の3ケースで予測を行ったが、ここでは実際の湛水工程による解析を行った結果を報告する。築堤時から湛水時まで連続した挙動を把握するため、ダムの形状や施工工程を忠実に反映できるように、可能な限り詳細なモデルで解析を行った。有限要素メッシュを図-7、盛立て工程を図-8、図-9に、湛水工程を図-10に示す。

3.3 解析条件

土/水連成圧密解析に用いる境界条件や水理境界条件は森⁹⁾らの方法と同様に設定した。また湛水に伴う荷重や水理境界条件の設定も森ら⁷⁾と同様に行った。境界条件は側面は鉛直ローラと静水圧条件、底面は固定と非排水条件とした。また、森らと同様に築堤時に出現する要素のうち、ロックとフィルター要素の間隙水圧を0に固

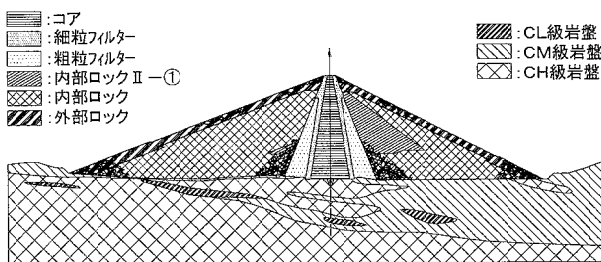


図-5 検討断面図 (No.28)

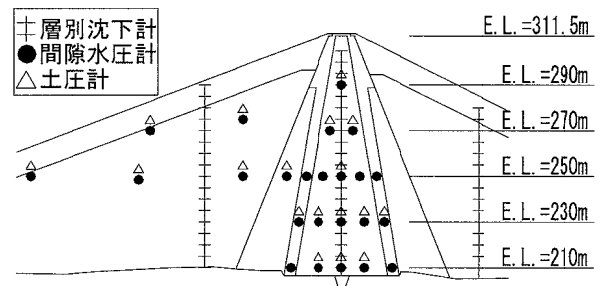


図-6 計測器設置位置 (土圧計, 間隙水圧計)

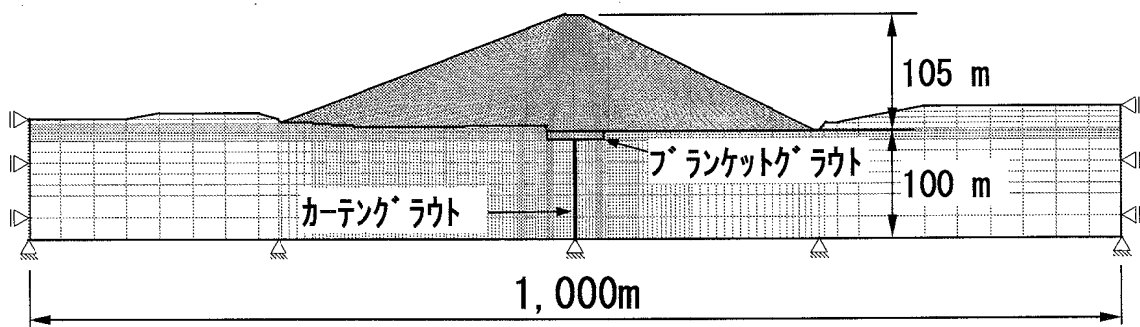


図-7 解析メッシュ図 (全体)

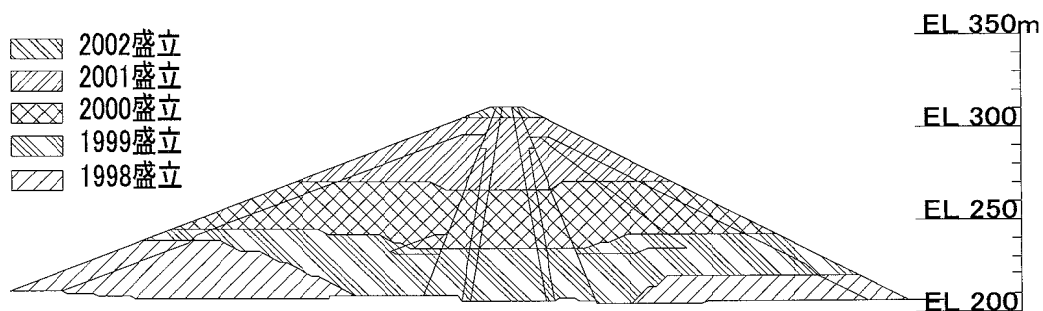


図-8 盛立て工程

表-1 解析に用いた物性値

	コア	細粒フィルター	粗粒フィルター	ロックII	ロックII-①	ロックI	基礎岩盤	グラウト	
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	2.246	2.294	2.201	2.130	2.113	2.109	2.200	2.200	
先行時の間隙比 e_0	0.365	0.148	0.185	0.23	0.23	0.282	—	—	
先行圧縮応力 p_c (kPa)	200	470	500	280	200	500	—	—	
圧縮指数 λ	0.0130	0.0087	0.0087	0.024	0.026	0.0846	—	—	
膨潤指数 κ	0.0035	0.0022	0.0022	0.0028	0.0022	0.0021	—	—	
内部摩擦角 ϕ' (°)	47.4	50.8	51.6	51.7	50.4	50	—	—	
ヤング係数 E (kPa)	—	—	—	—	—	—	2.75E+06	2.75E+06	
透水係数 k	(m/day)	1.03E-03	2.28E+00	1.76E+01	5.58E+01	4.62E+01	9.15E+01	1.04E-02	2.37E-06
	(cm/s)	1.19E-06	2.64E-03	2.04E-02	6.46E-02	5.35E-02	1.06E-01	1.20E-05	2.74E-09
塑性指数 IP	21.4	—	—	—	—	—	—	—	
ダレタンジ係数 D	0.0036	0.0027	0.0026	0.0081	0.0093	0.0312	—	—	
非可逆比 Λ	0.731	0.746	0.746	0.883	0.915	0.975	—	—	
限界応力比 M	1.95	2.09	2.12	2.13	2.08	2.06	—	—	
ポアソン比 ν'	0.346	0.308	0.308	0.308	0.308	0.308	0.3	0.3	
先行時の静止土圧係数 K_0	0.530	0.446	0.445	0.445	0.446	0.446	—	—	
盛り立て要素の厚さ(m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	—	—	
有効上載圧 σ_{vi}' (kPa)	9.3	9.7	9.0	8.5	8.3	8.3	—	—	
過圧密比 OCR	21.4	48.4	55.5	33.0	24.0	60.1	—	—	
原位静止土圧係数 K_i	2.124	3.538	3.805	2.884	2.428	3.962	—	—	
二次圧密係数 α	4.76E-04	3.77E-04	3.66E-04	9.76E-04	1.06E-03	3.30E-03	—	—	
透水係数の変化率 λ_k	0.010	0.0087	0.0087	0.024	0.026	0.0846	—	—	

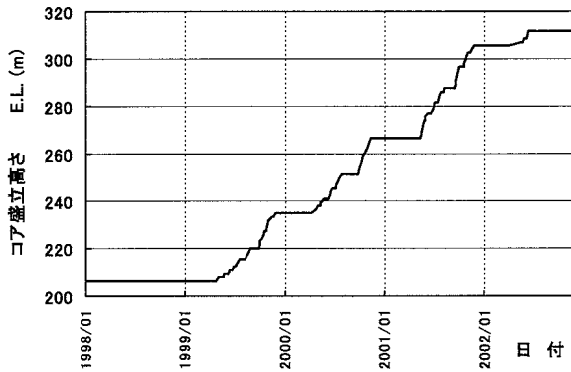


図-9 盛立工程図

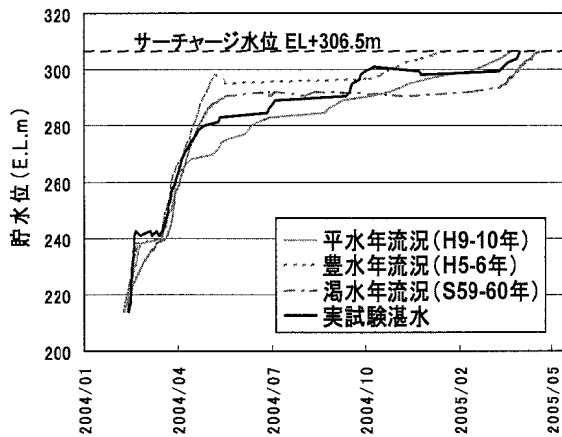


図-10 湛水工程

定するため、要素の上下面に圧力水頭=0の境界条件を付加した。コアでは表層部に圧力水頭=0の境界条件を与えるが、次の盛立て工程で内部要素となる時点で境界条件を取り消した。

湛水のモデル化として、図-11に示すように上流口

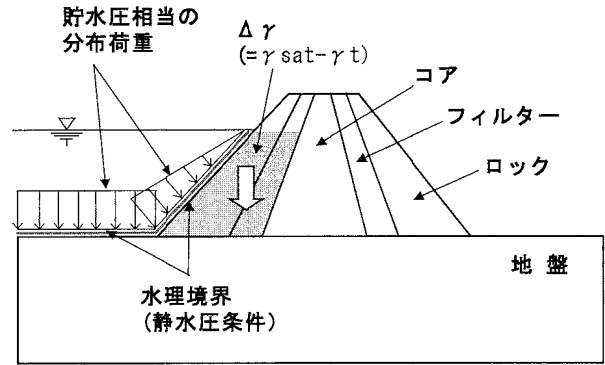


図-11 湛水時のモデル化

ック表面および岩盤表面に貯水圧相当の分布荷重を作用させ、それと同時に水理境界条件として同じ面に貯水位に応じた静水圧条件を設定した。また、上流側のロックおよびフィルターは単位体積重量が築堤時の湿潤重量 γ_t から湛水後の飽和重量 γ_{sat} まで増加することを考慮し、2つの単位体積重量の差分 $\Delta\gamma = \gamma_{sat} - \gamma_t$ を各要素に対して下向きの分布荷重として作用させた。

3.4 物性値の設定

本検討は堤体の盛立てがほぼ終了した時点から始め、得られたデータから順次、解析に用いる物性値を設定し、変更していきながら精度の向上を目指した。まず、施工中の品質管理試験や埋設計器による計測データから物性値を設定した。次に、コアとロック材料の詳細な室内試験を実施して物性値を設定した。最後に、詳細な追加試験により求めることができなかったパラメータを計測データとの整合を図るように物性値を設定した。最終的に決定した物性値を表-1に示す。

4. 解析結果と実測値の比較およびHFに対する安定性診断結果

4.1 盛立時の間隙水圧、変位、応力

図-12に盛立時の間隙水圧、鉛直変位および土圧の経時変化図を示す。ここでの図はコアの中心部付近で変位や間隙水圧の挙動が顕著である図-6に示す EL+210 m, 250m の計測点での比較である。間隙水圧は盛立て時に上昇し、放置により消散する傾向が確認できるが、実測値に比べて消散が早くなっている。これは、現場透水試験結果で得られた透水係数が実際よりも若干大きめであることによるものと考えられる。

また、変位は盛立て時には急速に沈下し、放置時には間隙水圧の消散とともに緩やかに沈下が継続している傾向や絶対値について解析値と実測値が十分な精度で一致することが確認できる。

解析で得られた有効鉛直土圧と間隙水圧を足し合わせた結果を土圧計の値と比較して同様に図-12に示す。土圧計の値は有効土被り圧の40~80%程度で、図-13の有効鉛直土圧コンター（盛立て終了時）に示すようにフィルタへ応力が集中し、コアでは応力が小さくなっていることが確認できる。

4.2 湛水時の間隙水圧、応力

コアの上流側に設置された計器位置での解析値と計測値の比較を図-14に示す。間隙水圧は、湛水初期では計測データに比べて解析値のほうが小さいが、満水位到達時には計測値と解析値の差は解消される。

土圧は、解析値のほうが終始若干大きめであるが初期湛水完了まで比較的良好的に再現できている。

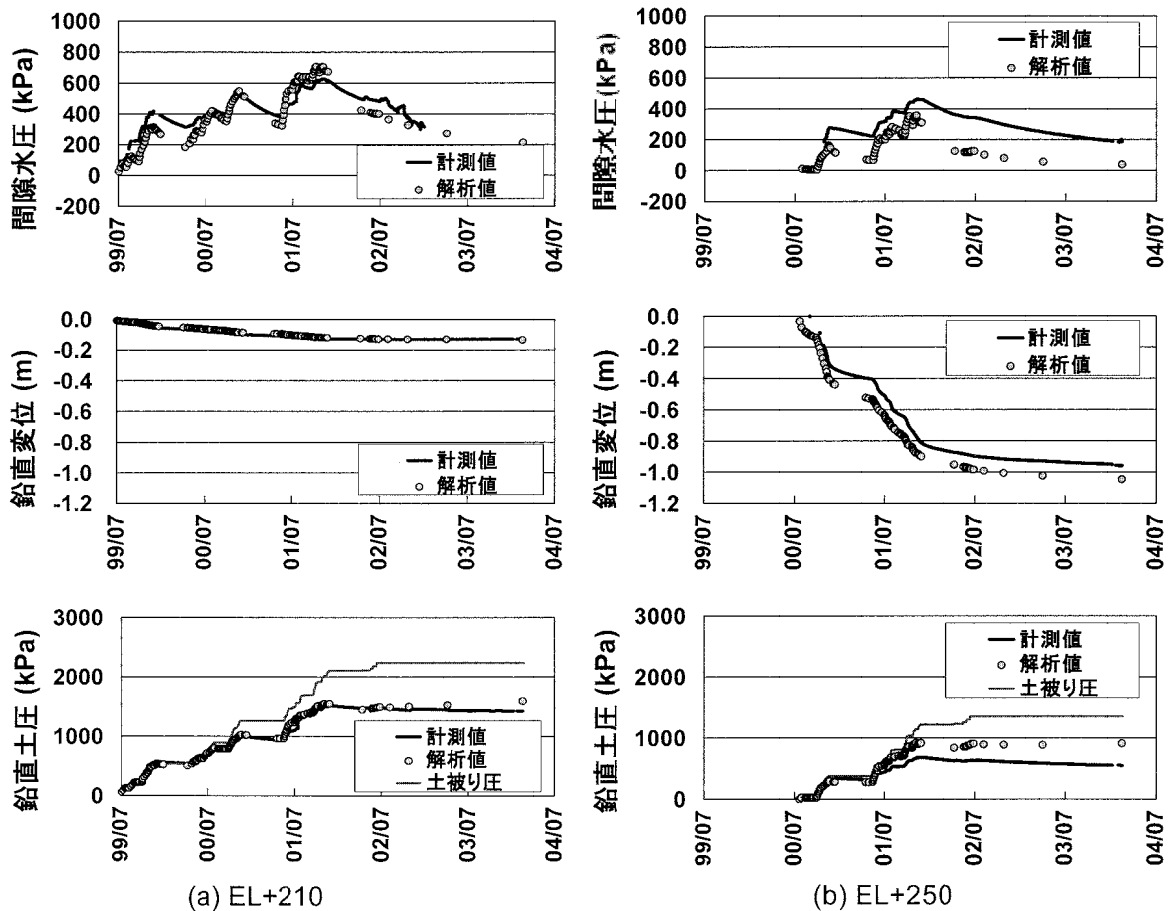


図-12 解析結果の経時変化図

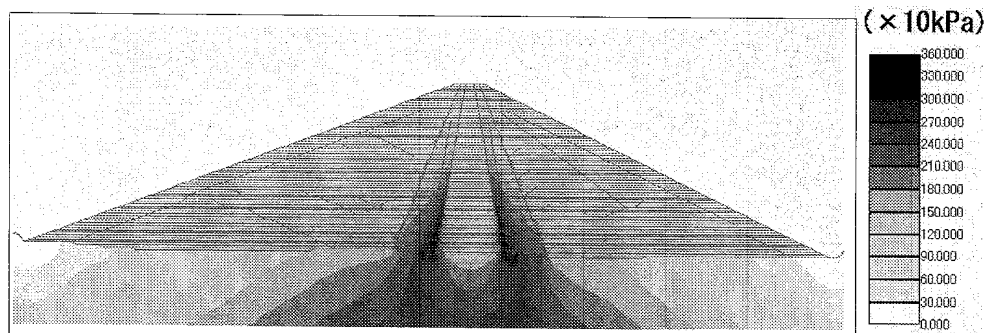


図-13 有効鉛直応力コンター図（盛立て終了時）

4.3 HF に対する安全性評価

コアの HF に対する安全性評価は式(1)により算出する。

満水位到達時の解析結果から求めたコアゾーンの安全率コンターを図-15 に示す。実測値と解析値から安全率が最も小さくなるのは、コア材の上流側表面で、高さは中央やや下の位置である。このときの値は 1.2 以上を確保していることが分かる。また、解析結果の計器位置での要素の安全率を図-16(a)に、土圧計と間隙水圧計より直接求めた安全率を図-16(b)に示す。コアの上部での安全率は不飽和の影響などによりかなり違った値となるが、その他の部分での値はほぼ同様の傾向となっている。

以上、フィルダムに土/水連成圧密解析を適用し、室内浸透破壊実験より材料の破壊強度の設定を行い、初期湛水過程における満水時のフィルダムコアゾーンの HF の安全性を把握した。その結果、本手法を用いて HF に対して求めた安全率は最小でも 1.2 を上回り、安全性を

確認できた。

ここでは十分な室内試験を実施できなかったが、現場透水試験や粒度を限定した室内試験のみから数値解析の物性値を表すのにやや課題も残った。今後、現場計測や室内試験の結果からの予測精度を高めるため、補正法を検討することが必要であると考えられる。

5. 実務的な検討への提案例

摺上川ダムはセンターコア型のロックフィルダムで、コアの勾配が通常より若干急な 1:0.17 が採用されている。堤頂でのコア幅を一定とし、通常の 1:0.2 にコア勾配を変化させ、同じ工程で盛り立てた場合の安全性について検討する。また、材料や転圧回数などを変化させた場合として、フィルターの高剛性を変化させた場合についても同様に検討する。

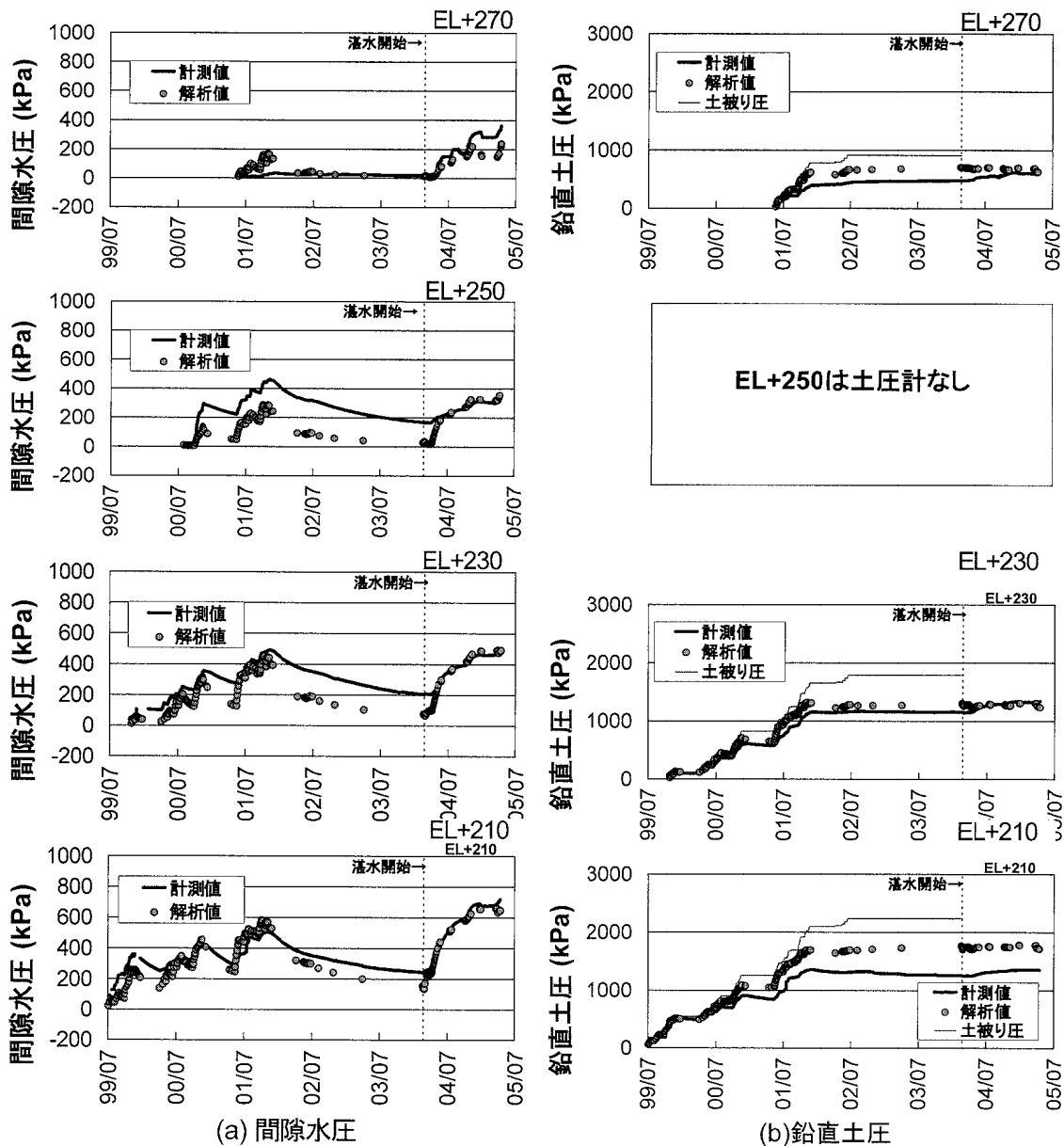


図-14 湛水時を含む経時変化図

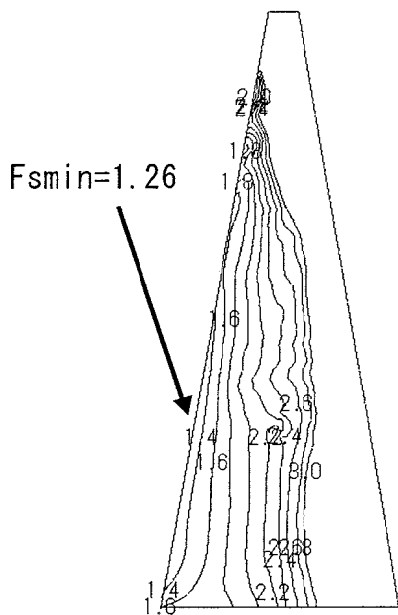


図-15 湛水完了時の HF 安全率コンター図

検討モデルは要素数、節点数とも 3000 程度の簡易なモデルにより行った。また、詳細なモデルの検討により、盛り立て完了時の安全率の大小関係が湛水完了時にも同じになるため、解析は盛り立て完了時までとした。また、比較は HF に対する安全率として示す。

図-17 にコアの勾配を変化させた場合の比較を示す。これによると勾配が急な方が HF に対する安全率は高い結果となった。これは、コアの体積が小さいため、同じ工程で盛り立てた場合には間隙水圧の消散が早く、有効応力が大きくなっているためと考えられる。

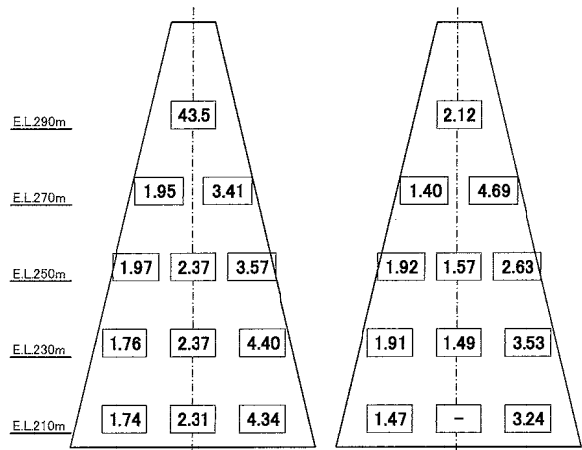
図-18 にフィルター剛性を変化させた場合の比較を示す。剛性を小さくした場合にはコアの有効応力が増加し、安全性が向上するという結果を予想したが、コアの有効応力よりも間隙水圧が増加するため、わずかではあるが、フィルターの剛性が小さい方が安全率は低下した。

このようにダム形状、材料あるいは施工法についてこれらを解析に用いるパラメータに反映することでダムの安全性が設計時点で診断できる可能性を示した。

6. 結論

本検討ではフィルダムを例として、築堤時から湛水時までの動態挙動を設定した物性値により計測データと解析結果の比較において実務で十分な精度であることが確認し、材料や施工法を解析に反映できることを示した。

この診断における解析技術の特徴は時間軸を陽に評価する、つまり解析の中に時間の要素が含まれているため、現状の安全性だけでなく、種々の対策工とその実施時期も解析中に取り込むことができることである。今後、構造物の管理者などに対して最適な維持管理計画の提案を行っていきたいと考えている。



$$F_s = \frac{\sigma_3}{u} \quad F_s = \frac{\sigma_3}{u} = \frac{(\sigma_v - u)K_0 + u}{u} = \left(\frac{\sigma_v}{u} - 1\right)K_0 + 1$$

(a) 解析

(b) 計測

- σ_3 : 最小主応力
- u : 間隙水圧
- σ_v : 鉛直土圧
- K_0 : 静止土圧係数

図-16 安全率図

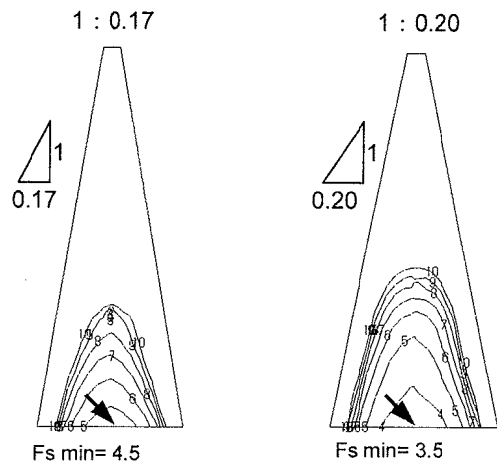


図-17 コア勾配を変化させた場合の HF 安全率コンター図

謝辞 :

フィルダムの HF に対する安全性検討を実施するにあたり、発注者である国土交通省摺上川工事事務所にはデータの提供や適切なご指摘を頂いた。また、東京工業大学の太田秀樹教授には実験や連成解析について終始ご指導頂いた。ここに謝意を表する。

本論文は ICOLD 75th Annual Meeting (2007 年 6 月) で発表した論文⁹⁾を日本語に書き改め、さらに技報としてまとめなおしたものである。

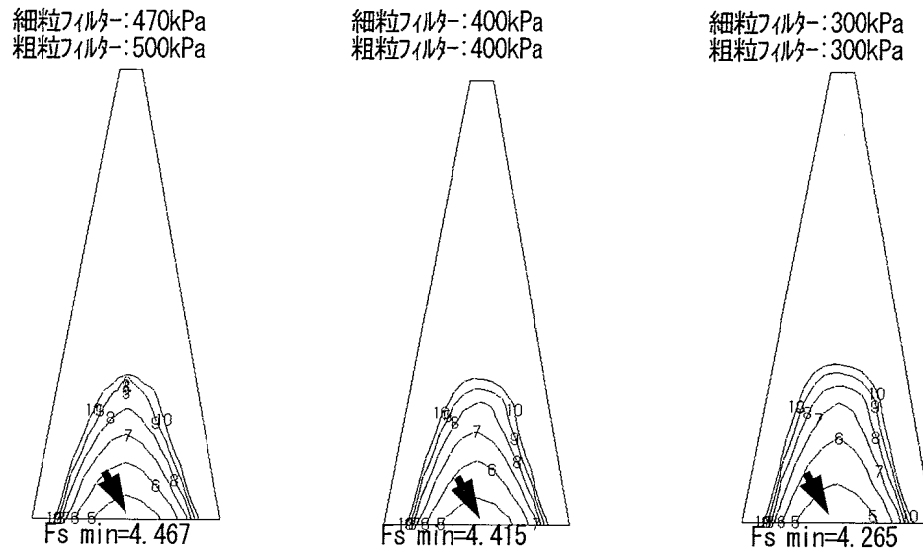


図-18 フィルターの剛性を変化させた場合のHF 安全率コンター図

【参考文献】

- 1) Sekiguchi, H. and Ohta, H. :Induced anisotropy and time dependency in clay, 9th ICSMFE, Tokyo, Proc. Speciality session 9, pp.229-239, 1977.
- 2) 地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関する研究委員会：4.浸透破壊試験WG, 地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, 2002.
- 3) Walker, F. C. and Holtz, W. G: Control of embankment material by laboratory testing, Proc. ASCE, No.108, pp.1-25, 1951.
- 4) 田頭 秀和：既往研究例による水圧破砕圧と最小拘束圧との関係を表す線形近似式の比例定数および定数項の値について, 地盤の浸透破壊のメカニズムと評価方法に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.141-148, 2002.
- 5) 森吉昭・内田善久・下川洋司・吉越洋・石黒健・太田秀樹:中央土質遮水壁型ロックフィルダムの湛水時安定解析, 土木学会論文集, No.743/III-64, pp.105-124, 2003.
- 6) Iizuka, A. and Ohta, H. :A Determination Procedure of Input Parameters in Elasto-visco Plastic Finite Element Analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 7) 森吉昭, 内田善久, 鶴田滋, 高橋章, 石黒健, 太田秀樹: 中央土質遮水壁型ロックフィルダムの湛水時安定性評価, 土木学会論文集, No.764/III-67, pp.69-84, 2004.
- 8) Arai, Y., Kinouchi, Y., Takeki, S., Numata, A., Fukushima, H. and Hideki Ohta :Estimation of Hydraulic Fracturing Potential by Numerical Analysis in Rock-fill Dam, Proceedings of the 75th Annual Meeting of the International Committee on Large Dams, CDIII-25, 2007.

Summary : Hydraulic fracturing during initial impounding is an important factor of the soundness of a rock-fill dam. Previous studies indicated that the potential of hydraulic fracturing can be estimated as a relationship between the stress and the pore water pressure. In this paper, the hydraulic fracturing potential of the Surikami-kawa Dam during initial impounding is predicted by using finite element analysis. The model of the analysis is soil/water coupled consolidation analysis using the constitutive equation suggested by Sekiguchi and Ohta. Parameters for this analysis are defined by the observation results during dam construction and the results of laboratory tests of dam materials.

As a result of comparison between observation and numerical simulation of the dam, it was clarified that the Sekiguchi and Ohta model can estimate the effective stress and deformation of dam behavior. Therefore this model can estimate the hydraulic fracturing potential.

In addition, some trials were carried out to simulate the effect of several kinds of dam sections for a rock-fill dam. The influence of the embankment schedule and the shape of dam were considered from the viewpoint of hydraulic fracturing potential.

Keywords : rock-fill dam, hydraulic fracturing, soil/water coupled consolidation analysis