

ロックフィルダム遮水ゾーンの 湛水後長期沈下メカニズム

井上素行¹・内田善久²・望月直也³・石黒 健⁴・太田秀樹⁵

¹⁻³正会員 工修 東京電力(株)工務部(〒100 東京都千代田区内幸町1-1-3)

⁴正会員 工博 前田建設工業(株)技術研究所(〒179 東京都練馬区旭町1-39-16)

⁵正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科(〒920 金沢市小立野2-40-20)

ロックフィルダム遮水ゾーンの湛水後長期沈下のメカニズムを検討する目的で、ある中央遮水壁型ロックフィルダムを対象とした解析的検討を実施した。湛水後の遮水ゾーンの長期沈下を、堤体完成から湛水開始までの圧密沈下、二次圧密、湛水荷重による沈下、湛水時の浸水沈下、貯水位低下に伴う沈下の5要因に分類し、有限要素法による築堤-湛水解析、既往浸水沈下実験結果に基づく沈下予測、実測データを用いた重回帰分析等の手法を用いて各要因別の沈下量を定量化した。これらを加え合わせた堤体沈下量の推定値と実測値との間には比較的良好な一致が認められ、想定した長期沈下メカニズムの妥当性をほぼ裏付けることができた。

Key Words : rock-fill dam, core-zone, long-term settlement, deformation mechanism, finite element method, quantitative estimation.

1. 序論

ロックフィルダムは、貯水を目的として築造される土構造物である。堤体に要求される機能は遮水性であり、その要である遮水ゾーンの水理的・力学的安定性が、湛水後の長期に亘って維持されなければならない。ダムの維持管理においては、堤体からの漏水量や堤体の変形量が継続的に測定され、堤体挙動の監視に供される。漏水量は堤体の水理的安定性、変形量は堤体の力学的安定性の照査に用いることができるが、特に後者については、堤体表面の変形量のみでは、遮水ゾーン内部で生じている変形挙動を詳細に把握することが難しい。ロックフィルダムの長期安定性を議論するためには、まず、湛水後の長期的挙動のメカニズムを理解することが必要であろう。著者らは、このような問題意識に基づき、ある中央遮水壁型ロックフィルダムの遮水ゾーン(コアゾーン)の長期沈下挙動を取りあげ、その特徴、コアゾーン深度方向での沈下挙動の違い、築堤時における堤体物性の深度方向分布との関連性等を調査し、長期沈下をもたらす諸要因について考察を加えた¹⁾。

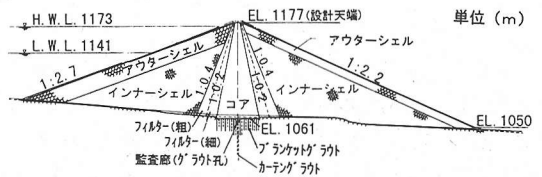


図-1 玉原ダムの標準断面 (文献¹⁾参照より引用)

本論文では、想定された遮水ゾーンの長期沈下メカニズムを各要因別にモデル化し、その定量的評価を試みた結果について報告する。

2. 玉原ダム遮水ゾーンの長期沈下挙動

玉原ダムは、堤高116m、堤頂長570.1m、堤体積543.5万 m^3 の中央土質遮水壁型ロックフィルダムである。図-1に、その標準断面を示す。図-2(a)には、検討の対象としたコアゾーン天端の沈下量を、図-2(b)には、コアゾーン内部に設けられた層別沈下計による深度方向の沈下分布を示す。コア天端での沈下量は、湛水後の各期間で沈下速度が大きく変化すると

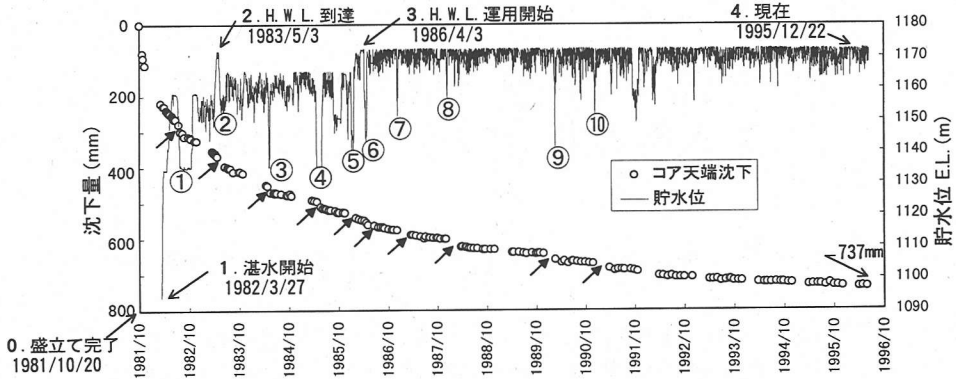


図-2(a) コアゾーン天端沈下量の時刻歴 (文献¹⁾より引用)

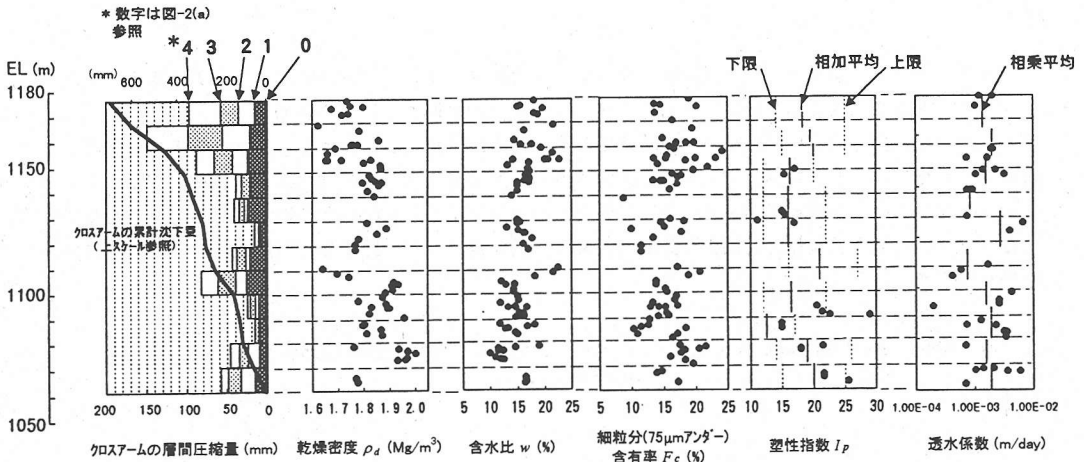


図-2(b) コアゾーン沈下量と各堤体物性の深度方向分布

ともに、貯水位を大幅に低下させた際に沈下が増長するなど、複雑な様相を呈している。図-2(b)に示す沈下量の深度方向分布についても、深度方向に沈下が一様でなく、堤体の底部、中央部、上部の3ヶ所で沈下の発生が大きい。また、この現象は図-2(b)中に併記した堤体物性の深度方向分布とも密接な関係を有していることがうかがわれる。実測挙動の分析結果は、文献^{1), 2)}に詳述されている。

3. 長期沈下挙動のメカニズムとモデル化

(1) 長期沈下挙動のメカニズムの想定

吉越¹⁾は、遮水ゾーンの実測沈下挙動に見られる特徴、築堤時の堤体物性の分布と実測沈下の相関性、ダム完成後に堤体に作用する外的要因等を詳細に検討した結果、玉原ダムで想定される盛立完了後の長期沈下要因が以下の5種類に分類されることを示した。

① 堤体完成から湛水開始までの圧密沈下

- ② 二次圧密による沈下
- ③ 湛水荷重による沈下
- ④ 湛水時の浸水沈下（コラプス現象）
- ⑤ 大幅な貯水位低下に伴う沈下

本報では、この成果を踏まえたうえで、以下の手順で定量的評価を試みた。

①～③は、堤体の幾何学的形状やゾーニング、堤体材料の変形特性、および湛水荷重等の外力を考慮した数値解析によってモデル化する。④の浸水沈下と⑤の貯水位低下時沈下については、現在のところ、これを表現できる適切な数値モデルが確立されていないため、④については既往室内浸水実験の結果を参照して実堤体での浸水沈下量を推定した。⑤については、実測挙動に対する分析結果¹⁾から想定されたメカニズム（貯水位低下に伴うコアゾーンの排水繰返しせん断）に基づき、沈下に影響を及ぼす諸因子を抽出し、これを説明変数とした重回帰分析を実施して定量化することとした。表-1にモデル化の考え方をとりまとめた。

表-1 想定した沈下要因と計算方法

沈下要因	計算方法	沈下要因の概念
① 堤体完成から 湛水開始まで の圧密沈下	弾塑性土/水連成解析 (関口・太田モデル)	コアの残留 間隙水圧 ↓ δ_1 ↑ ロック、フィル ターへの消散
② 二次圧密	弾粘塑性解析 (関口・太田モデル)	上覆荷重一定下 での二次圧密 ↓ δ_2 ↑
③ 湛水荷重に よる沈下	弾塑性土/水連成解析 コア上流側に水圧荷重	湛水圧 ↓ δ_3 ↑ (コアの回転成分)
④ 湛水時の浸水 沈下 (コアス現象)	既往室内浸水実験デ ータより浸水ひずみの 予測式を誘導して算定	不飽和一飽和 への変化 (コアス現象)
⑤ 大幅な貯水位 低下に伴う 沈下	運用条件を説明変 数とした重回帰分析 により定量化	貯水位 低下 ↓ δ_5 ↑ コア内水位低下 に伴う沈下

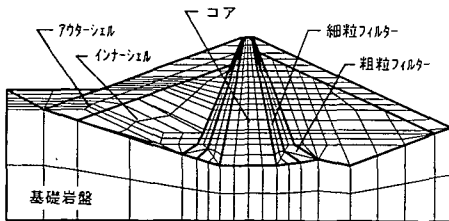


図-3 解析に用いた堤体モデル

(2)堤体のモデル化と物性値の設定

要因①～③による沈下量を算定するために、有限要素法を用いた築堤-湛水解析を実施した。解析では、中川・駒田・金沢によるフィルダムを対象とした既往の解析事例³⁾を参照し、築堤時のコア内の間隙水圧発生や消散を考慮できる土/水連成解析手法を用いた。また、堤体材料の構成モデルには弾粘塑性モデル(関口・太田によるモデル⁴⁾)を採用した。

解析に用いたモデルは図-3に示す通りであり、解析断面は計測機器が設置された代表的な断面を選定したものである。二次元平面ひずみモデルを使用し、築堤時には堤体要素を逐次追加した。盛立完了から湛水開始までの放置期間中の沈下は、連成解析で得られたコア内間隙水圧の消散による圧密沈下として算定した。湛水時には遮水壁であるコアゾーンの上流側に湛水圧を分布荷重として作用させた。解析では、コアゾーンのみならずロックゾーンや基礎岩盤も解析領域に取り込むことで、その相互作用を考慮した。

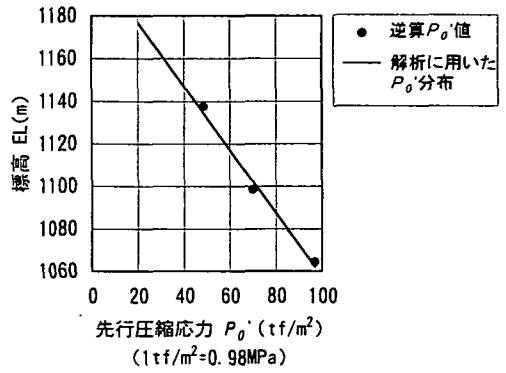


図-4 コアゾーン先行圧縮応力の深度分布

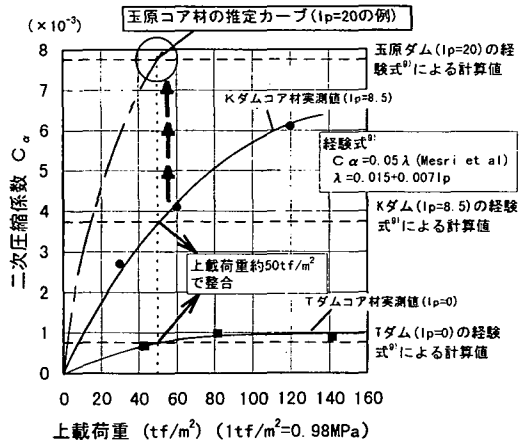


図-5 コア材料の二次圧縮係数の設定

堤体材料は、コア、フィルター、ロックのいずれのゾーンも転圧効果と等価な先行圧縮応力を有する弾塑性体としてモデル化^{5), 6), 7), 8)}し、さらに粘性を考慮することで堤体材料の二次圧密特性を表現した。解析に必要な物性値としては、圧密、せん断に関する弾塑性パラメーター、および透水性に関する情報が挙げられる。圧密に関するパラメーターは、別途実施した築堤解析(非線形弾性解析)により実測沈下に整合する物性値を逆算し、その際の堤体各部の要素の $e - \log p$ 曲線を計算により推定して圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、先行圧縮応力 P_0' を設定した。図-4に、一例として逆算により推定されたコアゾーンの先行圧縮応力 P_0' の深度方向分布を示す。太田ら^{5), 6)}によると、転圧地盤の等価先行圧縮応力値は、転圧密度が低く含水比が高いほど小となる。図中の逆算 P_0' はコアゾーンの高標高部ほど小さく、これは図-2(b)中に示した転圧密度、含水比の分布(高標高ほど低密度、高含水比の傾向を示す)と定性的に符合するものといえる。

表-2 解析に用いた物性値一覧

	コア	粗粒 γ_{10}	粗粒 γ_{20}	イナ シ γ_{40}	7分 シ γ_{70}	基礎 岩盤	本解析におけるパラメータの決定方法
単位体積重量 γ (t/m ³)	2.028~2.177 (平均 2.090)	2.30	2.27	2.11	2.12	2.4	盛立て管理実績より
初期間隙比 e_0	0.40~0.65 (平均 0.53)	0.25	0.25	0.3	0.3	0.4	盛立時の逆解析結果より $e \sim \log p$ 曲線 を推定して決定
先行圧縮応力 P_0 (t/m ²)	18~63 (平均 41)	45	45	45	45	—	
圧縮指数 λ	0.065~0.131 (平均 0.097)	0.04	0.04	0.08	0.08	—	
膨潤指数 κ	0.018~0.037 (平均 0.029)	0.004	0.004	0.016	0.016	—	Kダム、Tダムコア材の長期圧縮試験結果 および I_p の実測値より玉原ダムの値を推定
二次圧縮係数 C_α ($\times 10^{-9}$)	3.0~13.0 (平均 8.2)	0.12~0.8 (平均 0.46)	0.12~0.8 (平均 0.46)	0.1~0.2 (平均 0.14)	0.1~0.2 (平均 0.14)	—	
ダイレイタンシー係数 D	0.024~0.041 (平均 0.033)	0.018	0.018	0.027	0.027	—	$D = \frac{\lambda \kappa}{M(1+e_0)}$ (理論式), $M = (1-e_0)^{1.75}$ (経験式) より算出
ヤング率 E (t/m ²)	—	—	—	—	—	150000	平板載荷試験データより
ポアソン比 ν	0.33	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	既往データより
透水係数 k (m/day)	$1.90 \times 10^{-4} \sim 6.93 \times 10^{-4}$ (平均 3.92×10^{-4})	0.42	0.31	259	518	4.3×10^{-2}	現場透水試験データより
透水係数の変化率	19.96	—	—	—	—	—	Kダムコア材の三軸透水試験結果より

* コアゾーンのパラメータはクロスアーム標高に合わせて 10m ピッチに設定

$1 \text{ t/m}^2 = 1 \text{ Mg/m}^2$
 $1 \text{ t/m}^2 = 0.98 \text{ MPa}$

堤体材料の二次圧密特性については、既往ダムのコア材料を用いた一次元圧縮試験結果（図-5中の●、■印のプロット）、およびIizuka&Ohtaによる経験的な提案式⁹⁾を参照して設定した。その考え方を図-5に示す。既往実験結果によると、堤体材料の二次圧縮係数 C_α (1 log スケール当りの間隙比変化量) は有効上載荷重と塑性指数の組合せに応じて変化し、塑性指数と有効上載荷重の増加に伴って C_α が増大する傾向を示す。一方、Iizuka&Ohtaによる経験的な提案式⁹⁾ (塑性指数の関数) を用い、既往材料の塑性指数から二次圧縮係数を求めると、上載荷重約 50tf/m² (49MPa) にて既往ダム材料の二次圧縮係数の実測値とほぼ一致する結果となった (図中の破線の高さ)。そこで、玉原ダムコア材の塑性指数 (図-2 (b)中に併記) を用いて同一式により C_α を計算し、これが上載荷重 50tf/m² (49MPa) での値となるように既往材料の実験カーブをシフトアップすることで、玉原ダムコア材の二次圧密特性の推定カーブを作成した (図中の一点鎖線。図は塑性指数 20 の例を示す)。二次圧縮係数の設定に関しては、後の 4-(2) にて再び詳述する。

せん断に関するパラメーターについては、塑性指数 I_p を用いて限界応力比 M を推定⁹⁾ し、逆算 $e \sim \log p$ 曲線より求まる圧密パラメーター λ , κ , e_0 を用いて $D = (\lambda - \kappa) / \{M(1+e_0)\}$ (Iizuka&Ohta⁹⁾) にてダイレイタンシー係数 D を設定した。

コアの透水係数は現場透水試験データに基づき、また基礎岩盤やグラウト部については、変形係数を原位置平板載荷試験、透水係数はルジオン値に基づいて設定した。解析に用いた物性の一覧を表-2に示す。

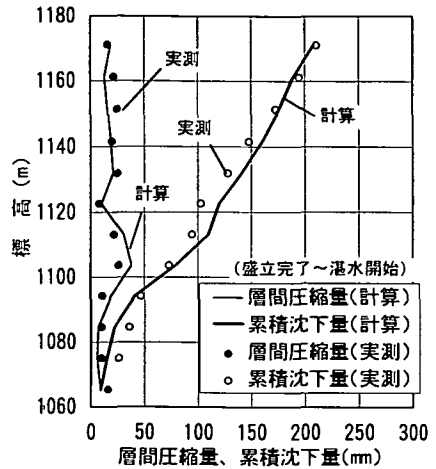


図-6 放置期間中の層間圧縮、累積沈下量分布

4. 各要因別のモデル化と沈下量の算定結果

5種類の要因別に沈下現象をモデル化し、沈下量の各成分を算定した結果を以下に述べる。堤体完成後の放置期間中の沈下は要因①②のみに起因するが、湛水開始以降は②～⑤の要因がすべて複合した結果として実測値が得られることになる。従って以下では、放置期間中の沈下①②について実測値との比較を行い、湛水以降の沈下については、②～⑤の各要因別の沈下量を別途に計算して足しあわせ、実測値との整合性を検討することとする。

- (1) 盛立て完了から湛水までの放置期間中の沈下
弾粘塑性土/水連成解析により築堤から湛水開始までの放置期間中の沈下を計算した結果を図-6に示

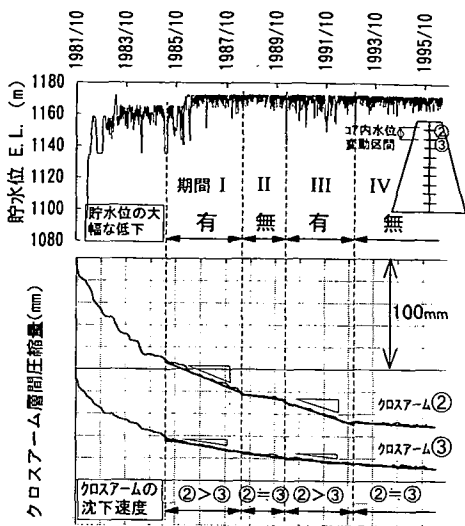


図-7 貯水位低下に伴う沈下速度の変化

す。コア内に残留していた間隙水圧の消散に伴うコア天端沈下は、二次圧密を含めて200mm程度と算定され、実測値と良好な整合を示す結果となった。図中には、解析値および実測値に対して層間圧縮量（黒塗り）と累積沈下量（白抜き）の両者をプロットしている。前者は各クロスアーム間の相対圧縮量、後者はこれをコアゾーン最深部から累積したものであり、解析結果についても対応する節点間の相対鉛直変位量、これを最深部節点から順次累積したものを求め、実測値と対応させた。

(2)二次圧密による堤体の長期沈下

二次圧密に起因する堤体沈下量は、関口・太田によるモデルを用いた弾粘塑性解析により算定した。堤体の二次圧密特性は、既に図-5で述べたように、堤体材料の塑性指数と築堤後の有効上載荷重の組み合わせに応じて設定した。図-2(b)中には塑性指数の深度方向分布を併記したが、実測データの数がないため、同図中の細粒分含有率のデータを用いて推定を試みた。すなわち、塑性指数を求めたコア材料の細粒分含有率を調べ、別途塑性指数～細粒分含有率関係を求め、これを線形関係に仮定した。その上下限、および平均的な傾きを用いて、実測された細粒分含有率のデータから塑性指数を推定した。図-2(b)の塑性指数の図中には、このようにして設定した上下限値の幅と平均値を併記している。解析は、この推定値の平均、および上下限値に対して実施した。有効上載荷重は、築堤解析で得られた湛水後の有効土被り圧（浮力を考慮）を採用した。

図-7には、貯水位低下によるコア内水位の変動が

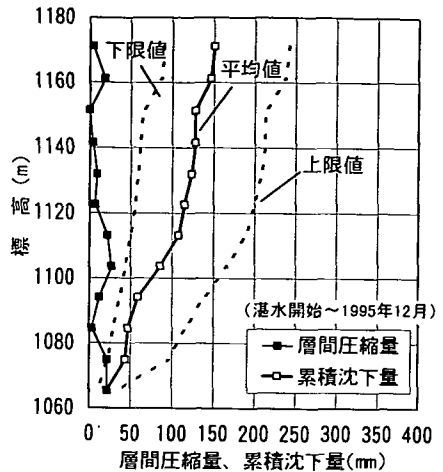


図-8 二次圧密による沈下量の算定結果

最も顕著に発生する天端から2番目のクロスアーム、および比較のために、その影響の少ない3番目のクロスアームの層間圧縮量の時刻歴データを示す。2つのクロスアームでの沈下速度を比較すると、大幅な貯水位低下が行われていない期間II、IVでは両者に大差は見られないものの、貯水位低下が繰り返される期間I、IIIでは、特に2番目のクロスアームにおいて沈下速度が増大する傾向が見られる。このような、応力変動に伴って付加的な沈下が生ずる現象は、巻内・峯岸¹⁰⁾の繰返し圧密に関する室内試験において既に報告されているが、そのメカニズムはいまだ十分には解明されていない。そこで本解析では、この付加的な沈下を便宜的に二次圧密速度の増大に置き換えて計算に取り込むこととし、巻内らによる類似材料の室内試験結果から、静的圧密と繰返し圧密との沈下速度の比率（繰返し時は静的圧密の約5倍）を読みとり、貯水位変動の影響を受けるコアゾーン領域のみ、二次圧密の速度を5倍とした（解析モデルの中の該当する要素に対して、その二次圧縮係数を5倍にして与えた）。

図-2(b)によると、玉原ダムは上載荷重の大きなコア深部、中央部、および浅部の3ヶ所が、塑性指数の大きな材料、あるいは、粒度特性や締固め特性から見て比較的細粒な材料で盛立てられていたものと推定される。このため、図-5の方法に従い、塑性指数と有効上載荷重の組合せにより求めたコアゾーンの二次圧縮係数 C_α の分布は、上記の3ヶ所でその値が大となる結果となった（浅部では前述の貯水位変動の影響も加味される）。図-8には、湛水開始から1995年12月までの間の二次圧密による堤体沈下量の算定結果を示す（塑性指数の平均値、および上下限値を用いた解析結果のバンドで表示）。層間圧縮

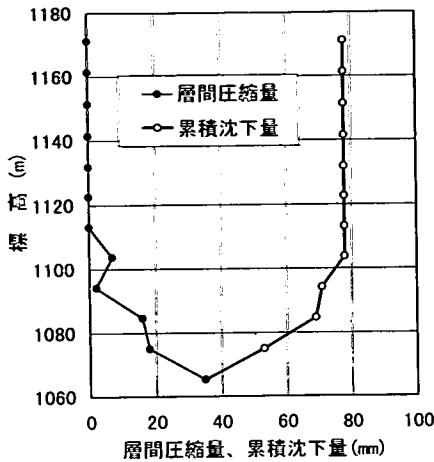


図-9 湛水荷重による沈下量の算定結果

量の分布を見ると、解析結果はコア深部、中央部、浅部で圧縮量が大きくなる傾向を示し、図-2(b)中の層間圧縮実測データに見られる傾向と整合する結果となった。

(3) 湛水荷重による沈下

初期湛水時に遮水壁前面に加わる水圧荷重は、コアを下流側に変形させる。図-9は、コア上流側に水圧相当の分布荷重を加えた際の、コアゾーン内の鉛直変位分布を求めたものである。湛水荷重は主として上下流方向に働いたため、コアの変位は水平方向が卓越する。このため、湛水圧の作用によるコアの沈下は荷重の大きなコア底部に集中するものの、その値は天端合計で80mm程度と、比較的小さな値として算定された。

(4) 湛水によるコアの浸水沈下

盛立て後のコアゾーンは不飽和な状態に置かれており、湛水時にこのゾーンが飽和化する。一般に、不飽和な土が飽和されると、浸水沈下（コラプス）現象が発生する。これは、間隙への水の侵入によって土粒子接点のメニスカスが消失したり、接点でのせん断抵抗が低下することによって土粒子相互の移動が生ずる現象と考えられている¹¹⁾。土が緩い状態にあるほど、また飽和度が低いほど浸水沈下量が大きくなること、八木¹²⁾の実験によるとコアゾーンのような比較的密に締固めた土でも浸水沈下が発生することなどが、既往の研究によって明らかにされている¹³⁾、¹⁴⁾、¹⁵⁾、¹⁶⁾。そこで、コア材料に類似した材料（例えばまさ土）に対する幾つかの既往浸水実験データをもとに、西垣の成果¹³⁾を参照して浸水ひずみ量の概略算定式を図-10のように導いた。浸水ひずみを浸水前の間隙比 e_0 と飽和度 S_r の関数として

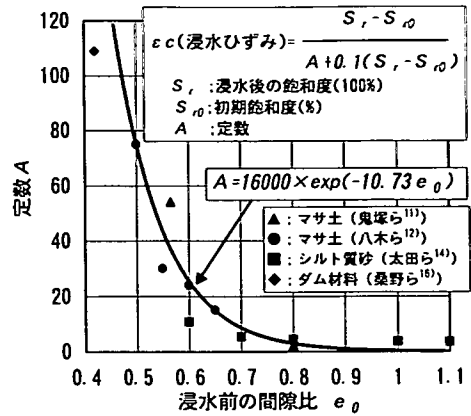


図-10 浸水ひずみの概略算定式

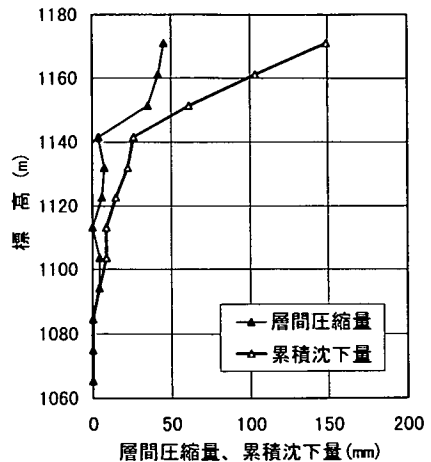


図-11 浸水による沈下量の算定結果

表現しており、浸水前の間隙比が小さいほど、飽和度が100%に近いほど浸水ひずみは小となる。本式は、既往の浸水実験データに対するフィッティングにより求めたもので、材料粒度や上乗荷重の影響等は考慮されていない。図-2(b)中には、転圧時の密度・含水比の深さ方向分布を示した。さらに、ダム盛立て時には築堤荷重によってコアゾーンの密度が増大し、飽和度も増加することになる。築堤による間隙比変化は4-(1)に述べた圧密解析により求められているため、両者を用いれば、湛水直前のコアゾーンの間隙比と飽和度の組合せを計算することができる。これを図-10中の式に代入して浸水ひずみを求め、これにクロスアーム間隔を掛け合わせれば、浸水による各クロスアーム間の層間圧縮量を算定することができる。図-11に得られた算定結果を示す。浸水による圧縮量はコアゾーン上方に集中している。これは、図-2(b)に示したように、この部分の転圧密度が深部に比べて相対的に低く、かつ土被り荷重も小さいた

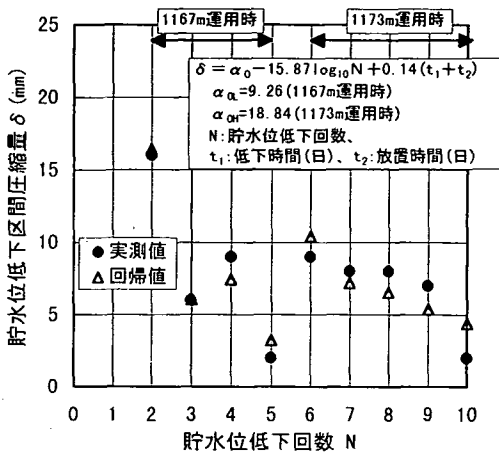


図-12 貯水位低下時の沈下量に関する分析結果

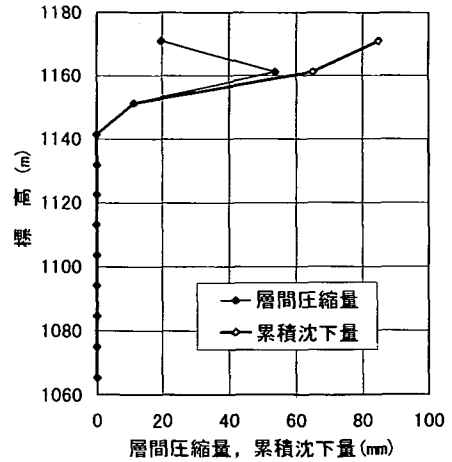


図-13 貯水位低下による沈下量の算定結果

めに築堤後の圧密効果が低かったことによるものである。実測データにおいても、コアゾーン上方での圧縮量が大きく、これが湛水以降に助長される傾向が見られ¹⁾、図-11に示す計算結果と符合している。

(5)貯水位の大幅な低下に伴う沈下

玉原ダムでは、貯水池の維持点検のために時折行われる大幅な貯水位低下によって、コアゾーンの沈下量が増長する現象が見られている。吉越ら¹⁾は、この沈下現象のメカニズムについて実測データを基に考察を加えた。この結果、沈下はコアゾーン上方の水位低下区間で集中的に発生していること、貯水位低下の繰返しに伴い沈下増分が次第に減少すること、貯水位低下後の放置期間が長いほど沈下が大きくなること、等の特徴が明らかになった。想定されるメカニズムとしてコアゾーンの水位低下領域内で生ずる排水繰返しせん断の現象が挙げられ、コア内の水位低下量（貯水位低下以降の放置期間が長いほど大）と繰返し回数が沈下に影響を及ぼす重要な因子と考えられた。図-12は、貯水池の維持点検のための大幅な貯水位低下（概ね20m以上の水位低下）を行った際の非回復な沈下増分を縦軸に、貯水位低下回数を横軸にとり、両者の関係を求めた結果を示す。第1回目の貯水位低下では、湛水開始直後のために他要因による沈下も同時に進行しており、貯水位低下による純粋な沈下成分の分離が困難であったためプロットしていない。また、沈下量は繰返し回数に対して一定傾向では収れんせず、6回目の前後で沈下傾向が変化すること等が認められる。図-2(a)中には貯水位低下回数を併記した。これによると、水位低下回数6回目以降は高貯水位運用時の水位低下、2～5回は低貯水位運用時の水位低下に対応してい

る。すなわち、前者においてはコアゾーンの高標高部分で、後者はやや低い標高で貯水位低下による荷重変動が発生したことになる。高標高部分は、その下の標高に比べて転圧密度や土被り圧が相対的に小さく、変形抵抗性も相対的に低い。6回目の前後で沈下傾向が異なる原因は、沈下が発生する場所とその変形抵抗性の違いによって、ひいては貯水位の運用レベルの違いにより説明づけられよう。そこで、ダムの運用条件に対応づけられる因子として、運用レベル、繰返し回数、貯水位低下後の放置時間の3者を説明変数とした重回帰分析を実施し、回帰値を図-12中に△印で併記した。回帰値と実測値の整合性は良好（重相関係数0.934）であり、図-12中の式を用いて貯水位低下時の沈下を再現できることがわかった。図-13は、計算された層間圧縮量と累積沈下量の分布を示す。貯水位低下に伴う沈下は、コア内の水位が変動する上方の区間で主に発生し、浸水沈下とともにコアゾーン上部の沈下をもたらす原因となっている。

5. 各要因による沈下量の足し合わせと実測値との比較

図-14には、4-(2)～4-(5)で求めてきた各要因ごとの層間圧縮量を合計し、実測値と比較した結果を示す。解析結果の幅は、4-(2)で述べた二次圧密特性の設定幅に対応する。計算結果によると、層間圧縮量は堤体の深部、中央部、浅部の3ヶ所で大となり、図中の実測傾向と整合する結果となった。図-15は、これを足しあわせた全累積沈下量について、実測値と解析値を比較した結果を示す。図中には各要因別の累積沈下分布を併記したが、コアゾーン深部

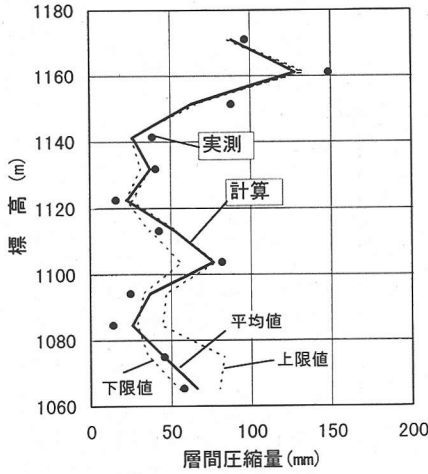


図-14 層間圧縮量の計算値と実測値の比較

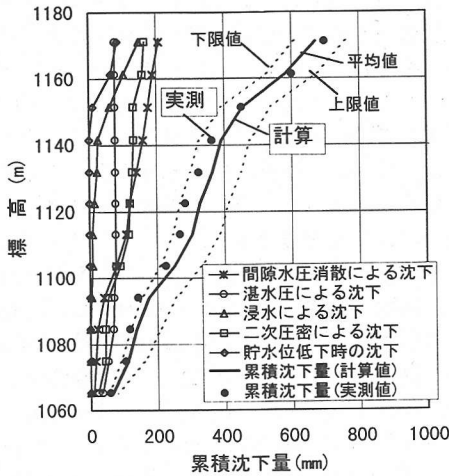


図-15 累積沈下量の計算値と実測値の比較

では主に二次圧密と湛水圧，中央部では二次圧密，コア上方では浸水沈下と貯水位低下の影響で沈下が大きくなっている。これらを合計したコアの累積沈下分布の形状には幾つかの変曲点が現れ，これも図中に併記した実測挙動と整合する結果となった。本結果は，ダム湛水後の長期沈下のメカニズムが決して単純なものではなく，材料要因（粒度や塑性指数など），施工要因（転圧状態），堤体完成後の荷重要因（上載荷重の大きさや湛水時の浸水の影響，貯水位低下による荷重変動など）が複雑に交絡した結果生じていることを示唆するものといえよう。図-16には，全天端沈下量に占める各沈下要因の比率を求めた結果を示す。本ダムでは，放置期間中の圧密沈下，二次圧密，浸水沈下，貯水位低下，湛水荷重の順にその比率が小となっているが，これらの比率は当然，

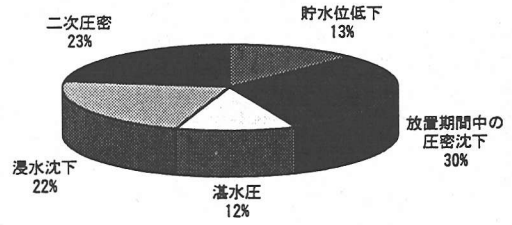


図-16 天端沈下量に占める各沈下要因の比率

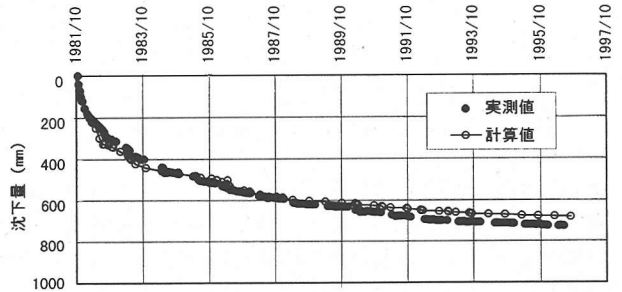


図-17 天端沈下量の計算値と実測値の比較

堤体の規模，堤体材料や運用条件など，ダム毎に異なるものとなろう。5種類の沈下要因ごとに時間～沈下曲線を計算し，これらを同一時刻に対してすべて合計した結果を図-17に示す。浸水沈下と貯水位低下時の沈下については数値解析以外の手法を用いて計算を行ったため，時間～沈下曲線の計算に際して，その沈下速度を次のように仮定した。前者に関しては，コアゾーンへの水の浸入速度が4-(1)で述べた放置期間中の間隙水圧消散速度と同等であるものと仮定し（不飽和な土から水が排出される速度＝水が不飽和部に浸入する速度とみなす），圧密解析で得られた時間～沈下曲線の形状に合わせて全浸水沈下量を比例配分した。また，後者は貯水位低下時に即時的に生ずるものと仮定している。図中に併記した実測値と計算値との整合性は比較的良好であり，盛立て終了以降，速度の異なる（すなわち生起要因の異なる）沈下や貯水位低下時の累積的な沈下が継続して発生している状況が解析でも再現されているものとする。ただし，沈下カーブの後半では両者の沈下速度に若干の差異が生じており，この原因としては，4-(2)で述べた貯水位低下の繰り返しによる沈下速度の変化の影響が考えられる。そのメカニズムが不明なこともあり，今回のモデルではこの現象を十分に反映させることができなかった。今後検討を加えていく必要がある。

6. 結論

本論文で得られた結論を以下に列挙する。

- (1) ロックフィルダム完成後の遮水ゾーンの長期沈下を、放置期間中の圧密沈下、二次圧密、湛水圧の作用、浸水沈下、貯水位低下時の沈下の5要因に分類した。さらに、有限要素法を用いた弾粘塑性圧密解析、既往浸水沈下実験データに基づく沈下算定、重回帰分析等の手法によって各要因別の沈下量の定量的評価を試みた。
- (2) 得られた計算結果は、層間圧縮・累積沈下量の深度方向分布、時間～沈下曲線共に、実測傾向と整合するものとなった。このことから、ダム遮水ゾーンの長期沈下が(1)で述べた沈下要因に支配されている可能性、および、その定量的評価の可能性が明らかとなった。
- (3) 計算結果より、ダム湛水後の遮水ゾーンの長期沈下が、材料要因、施工要因、および堤体完成後の荷重要因が複雑に交絡した結果生ずるものであることが示された。

上記の手法を用いれば、湛水後のダム遮水ゾーンの長期沈下のメカニズムをあらかじめ概略把握したうえで観測データを吟味することが可能となり、ロックフィルダムの維持管理における精度の向上が図られるものと期待される。ダム築堤中に実際の堤体材料を用いて圧密および二次圧密、浸水沈下、繰返し荷重下での変形特性などに関する物性試験を実施しておけば、沈下予測の精度はより向上するものと思われる。

謝辞：本研究を進めるにあたり、ご指導をいただいた電力中央研究所 岡本敏郎博士に対し、末筆ながら謝意を表します。

参考文献

- 1) 吉越, 井上, 内田, 津田, 藤山, 太田: ロックフィルダム遮水ゾーンの長期沈下挙動, 土木学会論文集, No. 582/III-41, pp. 197-205, 1997.
- 2) 増田民夫: 玉原ダムの挙動について, 大ダム, 148号, pp. 58-84, 1994.
- 3) 中川加明一郎, 駒田広也, 金沢紀一: フィルダムの盛立および初期湛水時における間隙水圧挙動の解析, 土木学会論文報告集, 第339号, pp. 45-52, 1983.
- 4) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clay, 9th ICSMFE, Tokyo, Proc. Speciality session 9, pp. 229-239, 1977.
- 5) 太田秀樹, 伊藤雅夫, 石黒 健, 米谷 敏: 締固められた粘性土の先行圧縮応力と強度の推定, 土木学会論文集, No. 436/III-16, pp. 27-36, 1991.
- 6) 伊藤雅夫, 太田秀樹, 石黒 健, 米谷 敏: レキ分を混入する締固め土の先行圧縮応力と強度の推定, 土木学会論文集, No. 439/III-17, pp. 27-36, 1991.
- 7) 太田秀樹, 飯塚 敦, 伊藤雅夫, 杉浦研五, 上出 厚: 締固め土の弾塑性構成パラメータ, 第21回土質工学会研究発表会, pp. 1753-1756, 1986.
- 8) 太田秀樹, 伊藤雅夫, 石黒 健: 締固め土に対する弾塑性構成式の適用, 第23回土質工学会研究発表会, pp. 561-564, 1988.
- 9) 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.
- 10) 巻内勝彦, 峯岸邦夫: 室内一次元繰返し圧密試験による飽和粘土・砂の変形特性, 繰返し応力を受ける地盤の変形に関するシンポジウム発表論文集, pp. 41-46, 1990.
- 11) 鬼塚克忠, 吉武茂樹: 不飽和土の工学的性質とサクシヨンの関係, 不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム発表論文集, pp. 99-108, 1987.
- 12) 八木則男, 矢田部龍一, 榎 明深: 締固め土の圧縮とせん断に関する2, 3の特性, 不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム発表論文集, pp. 29-34, 1987.
- 13) 西垣 誠, 孫 曜, 河野伊一郎: 不飽和土の体積変化特性について, 第49回土木学会年次学術講演会, pp. 300-301, 1994.
- 14) 太田秀樹, 日浦喜章, 畠昭次郎: 水浸を受けた締固め土の強さ, 第11回土質工学会研究発表会, pp. 275-278, 1976.
- 15) 岡本敏郎, 田代幸英: ロックフィルダムにおける浸水沈下の簡易計算, 第28回土質工学会研究発表会, pp. 2393-2394, 1993.
- 16) 桑野二郎, Thet Aung: 砂礫材の浸水沈下に及ぼす細粒分と初期含水比の影響, 第25回土質工学会研究発表会, pp. 401-402, 1990.

(1997. 2. 14 受付)

ON THE MECHANISM OF LONG-TERM SETTLEMENT AFTER RESERVOIRING OF IMPERVIOUS ZONE IN ROCK-FILL DAM

Motoyuki INOUE, Yoshihisa UCHITA, Naoya MOCHIZUKI,
Takeshi ISHIGURO and Hideki OHTA

To investigate the mechanism of long-term settlement of rock-fill dam, an analytical study on the behaviour of impervious zone of a center-core type rock fill dam have been done. Factors affecting the long-term settlement were divided into five, consolidation settlement before reservoiring, secondary consolidation, settlement by reservoiring load, collapse settlement by reservoiring, settlement accompanying the draw down of water level. Next, quantitative study using finite element method, settlement prediction by past laboratory test results, and multiple-regression method was examined. Estimated and measured settlement showed comparatively good agreement, and the validity of supposed mechanism of long-term settlement was confirmed.