環境に配慮したダムの効率的な建設･再開発技術に関する研究

吉田　等[1)]、河野広隆[2)]、渡辺博志[3)]、森濱和正[4)]、片平　博[5)]、古賀裕久[6)]、脇坂安彦[7)]、佐々木靖人[18)]、阿南修司[9)]、倉橋稔幸[10)]、伊藤政美[11)]、山口嘉一[12)]、佐々木隆[13)]、佐藤弘行[14)]、金縄健一[15)]、小堀俊秀[16)]、中村洋祐[17)]、石橋正義[18)]、冨田尚樹[19)]、柏井条介[20)]、宮脇千晴[21)]、小野雅人[22)]、結城和弘[23)]、大黒真希[24)]

Research on Efficient Construction and Redevelopment of Dams Considering Surrounding Environment

Hitoshi YOSHIDA, Hirotaka KAWANO, Hiroshi WATANABE, Kazumasa MORIHAMA, Hiroshi KATAHIRA, Hirohisa KOGA, Yasuhiko WAKIZAKA, Yasuhito SASAKI, Syuuji ANAN, Toshiyuki KURAHASHI, Masami ITOH, Yoshikazu YAMAGUCHI,　Takashi SASAKI, Hiroyuki SATOH, Ken-ichi KANENAWA, Toshihide KOBORI, Yousuke NAKAMURA, Masayoshi ISHIBASHI, Naoki TOMITA, Josuke KASHIWAI, Chiharu MIYAWAKI, Masato ONO, Kazuhiro YUUKI, Maki OUGURO

要旨

治水、利水上の要請に応えるためにダム貯水池を整備する際には、周辺環境に及ぼす影響を最小限に抑える必要がある。本研究では、既設ダムの有効利用を進めるために、嵩上げ設計手法や放流設備増強技術を開発した。さらに、新規にダムを建設する場合に、ダム事業区域の地形や自然環境におよぼす影響を最小限におさえるために、堤体材料の有効利用技術を開発するとともに、ダム基礎岩盤や貯水池斜面の調査設計法を開発した。

キーワード：ダム嵩上げ、ダム再開発、骨材有効利用、ダム基礎岩盤、貯水池斜面、止水設計

Synopsis

When dam reservoirs are constructed to meet the need of flood control and water supply, the impact on the surrounding natural environment should be minimized. In this research project, design technology such as heightening the dams and installing new discharge facilities in the dams was developed in order to utilize existing reservoirs

more effectively. In the case of new dam construction, effective utilization technology for construction materials was developed, and survey and design technology for dam foundations and reservoir slope was studied in order to minimize the impact on the topography and environment of project areas.

Key Words：Heightening dams, Redevelopment of dams, Effective use of weak rock as construction materials, dam foundation, reservoir slope, Seepage control in dam foundation

1) ダム水工研究グループ長
2) 前材料地盤研究グループ長
3) 技術推進本部構造物マネジメント技術チーム　主席研究員
4) 技術推進本部構造物マネジメント技術チーム　総括主任研究員
5) 技術推進本部構造物マネジメント技術チーム　主任研究員
6) 技術推進本部構造物マネジメント技術チーム　主任研究員
7) 材料地盤研究グループ長
8) 材料地盤研究グループ地質チーム　上席研究員
9) 前材料地盤研究グループ地質チーム　主任研究員
10) 材料地盤研究グループ地質チーム　主任研究員
11) 材料地盤研究グループ地質チーム　研究員
12) 水工研究グループダム構造物チーム　上席研究員
13) 前水工研究グループダム構造物チーム　総括主任研究員　佐々木隆
14) 水工研究グループダム構造物チーム　主任研究員
15) 前水工研究グループダム構造物チーム　研究員
16) 水工研究グループダム構造物チーム　研究員
17) 元水工研究グループダム構造物チーム　研究員
18) 元水工研究グループダム構造物チーム　研究員
19) 前水工研究グループダム構造物チーム　研究員
20) 前企画部研究企画監
21) 水工研究グループ河川・ダム水理チーム　主任研究員
22) 元水工研究グループ河川・ダム水理チーム　主任研究員
23) 前水工研究グループ河川・ダム水理チーム　主任研究員
24) 元水工研究グループ河川・ダム水理チーム　研究員

環境に配慮したダムの効率的な建設・再開発技術に関する研究

目次

第１章　序論・・・

１．序論

1.1　研究の背景と目的

環境保全の重要性に対する認識の高まりとともに、社会資本の整備にあたっては、事業の効率性を高めると同時に、自然環境や地球環境におよぼす影響を極力回避、軽減することが求められている。このため、これまで整備されてきた社会資本ストックを有効に活用する方策を立案するとともに、新規の社会資本整備においても、環境におよぼす影響を軽減でき、効率性を高めた技術の開発が求められている。

本研究は、以上の背景を踏まえて平成13年度から17年度にかけて重点プロジェクト研究として取り組んだもので、ダム事業を対象として、自然環境におよぼす影響を極力回避するとともに事業の効率性をより向上させた既設ダムの有効活用技術と新規ダムの建設技術の開発を行うことを目的としている。

1.2　研究の範囲と達成目標

本重点プロジェクト研究では、既設ダム、貯水池の有効活用を図るために、既設ダムの嵩上げ設計手法、放流設備の機能増強技術を開発する。また、新規ダム建設の際の環境におよぼす影響を軽減し、効率性をより高めるために、堤体材料を採取する原石山の地形改変を最小限に抑えるための規格外骨材の有効利用技術、ダムサイトの掘削法面を最小化するためのダム基礎岩盤の力学設計の高度化技術、貯水池法面の斜面対策を最小化するための貯水池斜面の安定性評価技術、ダム基礎岩盤の止水設計の高度化技術について提案する。

これらの達成目標を整理すると、以下のとおりである。

(1)　ダムの嵩上げ設計手法の開発
(2)　ダムの放流設備増強技術の開発
(3)　規格外骨材の品質評価および有効利用方法の開発
(4)　複雑な地質条件に対応した基礎岩盤、貯水池斜面の評価と力学設計技術の開発
(5)　岩盤性状に応じた透水性評価と止水設計技術の開発

1.3　個別課題の構成

本重点プロジェクト研究では、上記の目標を達成するため、以下に示す 10 の研究課題を設定した。

①　コンクリートダムの再開発技術に関する調査（平成 13～16 年度）
②　フィルダムの嵩上げ技術に関する調査（平成 13～16 年度）
③　ダム機能強化のための放流設備設計手法に関する調査（平成 12～15 年度）
④　トンネル内放流設備の水理設計手法に関する調査（平成 16～17 年度）
⑤　ダムコンクリートにおけるスラッジの有効利用に関する調査（平成 12～14 年度）
⑥　濁沸石等含有岩石のダムコンクリート骨材としての有効利用に関する調査（平成 12～15 年度）
⑦　低品質細骨材の有効利用に関する調査（平成 15～17 年度）
⑧　複雑な地質条件のダム基礎岩盤の力学的設計の合理化に関する調査（平成 14～17 年度）
⑨　ダム基礎等におけるゆるみ岩盤の評価に関する調査（平成 11～17 年度）
⑩　ダム基礎グラウチングの合理的計画設計法に関する調査（平成 13～17 年度）

このうち、課題①、②については、終了予定年度を当初平成17年度としていたが、できるだけ早く成果を得て具体の事業に反映すべきであるとの評価委員会でのご指摘を踏まえて、1年繰り上げて平成16年度に終了した。

以下、第2章から第6章において、個別課題ごとに得られた成果を述べる。

２．ダムの嵩上げ設計手法の開発

2.1 コンクリートダムの再開発技術に関する調査

2.1.1 概要

近年、ダム事業においては、自然環境の保全とコストの削減をねらいとして、コンクリートダムの再開発事例が増加しつつある。コンクリートダムの再開発手法としては、貯水容量を増大するための堤体の嵩上げと、貯水容量の有効利用や放流能力を高めるための堤体穴あけの２つがある。

本課題では、①コンクリートダムの堤体嵩上げを対象に、嵩上げダム堤体下流面勾配の設計の合理化について検討し合理的な嵩上げ設計方法を提案するとともに、②貯水容量の有効利用や放流能力を高めるための堤体穴あけを対象に、コンクリートのひび割れおよび鉄筋を考慮した解析モデルを用いて有限要素法解析を実施し、合理的な堤体穴開け設計方法を提案した。

本報告では、このうち①のコンクリートダムの合理的な嵩上げ設計方法について述べる。

重力式コンクリートダムの嵩上げ設計には、梁理論に基づいた「嵩上げ公式」が一般に用いられる。これにより設計された嵩上げダムに関しては、有限要素法解析により応力状態を評価した場合、安定性に関する大きな問題がないとされている [1]。しかし、今後、嵩上げ事例の増加あるいは嵩上げ規模の拡大が想定されることから、嵩上げダムの設計合理化を図ることが必要と考えられるため、嵩上げダムの下流面勾配の設計合理化について検討を実施し、重力式コンクリートダムの合理的な嵩上げ設計方法を提案した。

2.1.2 嵩上げダムの合理化検討

現在、嵩上げダムの設計は、梁理論を用いて垣谷が提案した「嵩上げ公式」[2]を用いて、上流端の鉛直応力が引張とならないように下流面勾配を決定している。「嵩上げ公式」を用いた場合の荷重条件は、**図-2.1.1** に示すように嵩上げ前の旧堤体に作用する荷重は静水圧のみとし、嵩上げによって新たに加わる荷重は静水圧（嵩上げによる増分）、地震時動水圧、地震時慣性力、堤体自重および揚圧力とすることが行われる。しかし、嵩上げ前の旧堤体の自重や旧堤体に作用する揚圧力は、既に旧堤体に作用しているという実際の荷重条件（**図-2.1.2** 参照）とは異なった仮定をしている。そのため、「嵩上げ公式」によって求めた断面形状が、条件によっては同じ堤高の新規ダムを設計する場合に比べて下流面勾配が著しく緩くなる場合がある。そこで、上述のような荷重条件の影響も考慮に入れ、嵩上げダムの下流面勾配の設計合理化について検討を行う。

そこで、以下の方法により嵩上げダムの下流面勾配を決定することを考える。**図-2.1.3** に、断面決定フローを示す。**図-2.1.2** に示す実際的な荷重条件で、堤体底面での応力分布を梁理論を用いて算出する。引張応力が発生した箇所には亀裂発生を想定し、亀裂内には上流端に作用している静水圧と同じ揚圧力を考慮し、亀裂の下流側先端で鉛直応力が 0（ゼロ）となるまで亀裂を順次進展させて繰り返し計算を行う。亀裂の先端での鉛直応力が 0（ゼロ）となった状態で、考慮している荷重の底面内での作用位置の上流端からの距離が、底面幅の 2/3 以下の場合は下流面勾配をさらに急にし、荷重の作用位置がちょうど上流端から底面幅の 2/3 になった時の勾配を嵩上げダムの下流面勾配に採用する。これは、海外での重力式コンクリートダムの設計法 [3]のように、上流側での引張破壊による亀裂発生を許容するものとし、さらに、転倒に対する全体的安定性を荷重の底面内での作用位置が堤体底面幅の中央 1/3 の範囲に入っているという「ミドルサードの条件」で判定するという考えである。

本報告では、まず、①現在の嵩上げダムの設計に用いられている荷重条件（**図-2.1.1** 参照）での「嵩上げ公式」により下流面勾配を決定した嵩上げダム、②嵩上げ前の旧堤体の自重および揚圧力は旧堤体に作用する荷重条件（**図-2.1.2** 参照）に変更し「嵩上げ公式」を準用した際に上流端の鉛直応力が 0（ゼロ）となるように下流面勾配を決定した嵩上げダム、③亀裂発生を許容し、転倒に対する安定性をミドルサードの条件で判定し下流面勾配を決定した嵩上げダム、④嵩上げ後の堤高と同じ堤高の現行法で設計された新設ダムの 4 種類のダムを設定し、堤体断面決定時の堤体安定性について比較検討を行う。

次に、上述した②,③,④で求められた堤体断面に対し、大きな地震動が作用した時の堤体安定性について比較検討する。その際、ダムの断面設計の際に満たされるべき三つの条件、(1)転倒しない、(2)滑動しない、(3)材料強度を超える応力が発生しない、に着目して嵩上げダムの合理的な下流面勾配の設計手法について提案を行う。

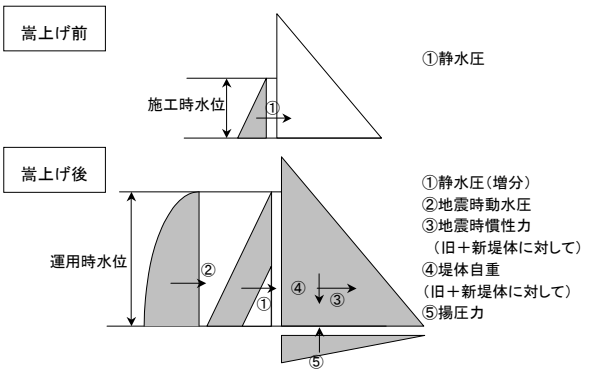


図-2.1.1　一般に用いられる荷重条件

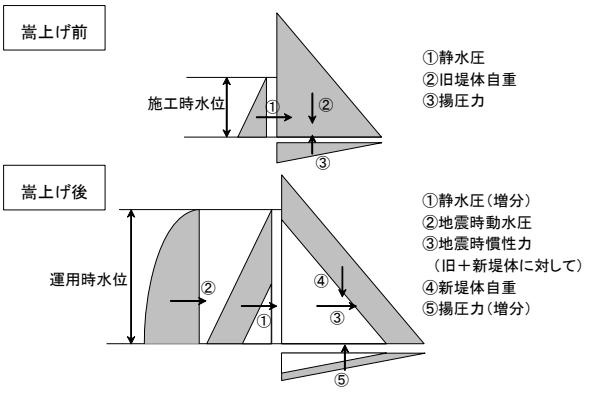


図-2.1.2　実際的な荷重条件

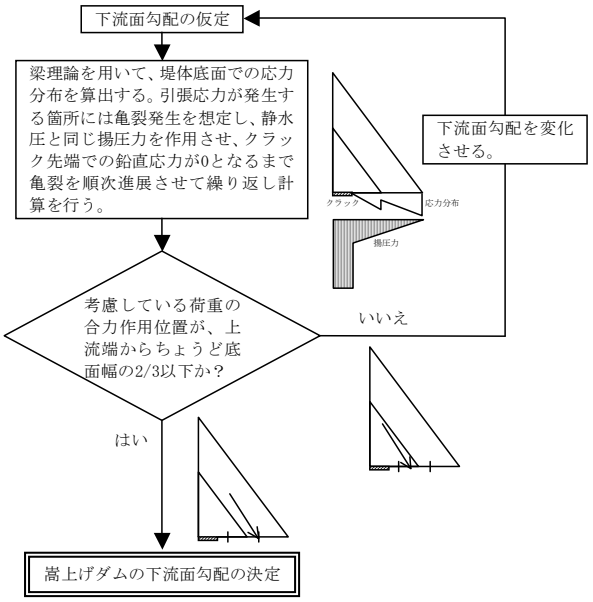


図-2.1.3 堤体底面の亀裂を許容した場合の断面決定ﾌﾛｰ

大きな地震動が作用した際の堤体応答については、重力式コンクリートダムに対して提案されている修正震度法を用いて評価することとした。以下、修正震度法について簡単に説明する[4-5]。

本報告では、堤体の１次固有振動形を高さの2.0乗に比例すると近似し、高さ方向の震度分布を**式(2.1.1)**のように設定した。

$$k=\beta\times H^{2.0}\times Sa\ (1/f,h)\ /\ g \qquad (2.1.1)$$

ここに、(k_n) は震度、(H_n) は無次元化高さ（底面からの高さ／堤高)、$Sa\ (1/f,h)$ は加速度応答スペクトル、g は重力加速度、βは堤体の１次固有振動形に対応した刺激係数である。本報告では、水平方向の最大値を１とした１次固有振動形ベクトルに対応した値としてβの値を2.86 とした。その時の高さ方向の震度分布を**図-2.1.4**に示す。また、**式(2.1.1)**に示した震度分布に対応して、貯水を非圧縮流体として仮定した上で算出した動水圧による荷重を考慮した。

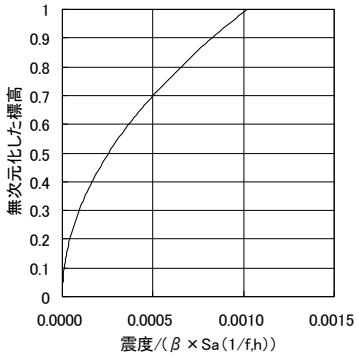


図-2.1.4　高さ方向の震度分布

2.1.3 解析条件

(1) 堤体断面決定時の堤体安定性

本報告においては梁理論により応力算出を行なった。堤体の形状は、上流面が鉛直の直角三角形形状とし、解析モデルを**図-2.1.5**に示す。考慮した荷重は、基本的に静水圧、自重、地震時慣性力、地震時動水圧、揚圧力である。

表-2.1.1 に、モデルケースについて示す。Model1 は **2.1.2** での①の条件で求めた形状、Model2 は②の条件で求めた形状、Model3 は③の条件で求めた形状、Model4 は④の条件で求めた形状である。**表-2.1.1** に示す各ケースの下流面勾配を決定する際の設計条件を**表-2.1.2** に示す。地震力は設計震度 0.10 の震度法で考慮し、動水圧は Westergaard の式により考慮した。揚圧力について、上流端で揚圧力係数 0.33、下流端で 0 の三角形分布とした。岩盤強度について、Model3 に設計震度 0.10 の震度法にて地震力を考慮した際、せん断に対する Henny 式安全率が 4.0 となるよう岩盤のせん断強度と内部摩擦角を 1.91MPa と 45 度に設定した。

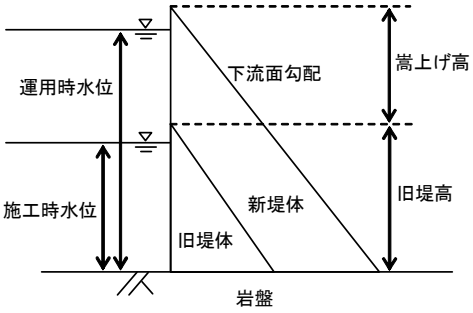


図-2.1.5　解析モデル

表-2.1.1　モデルケース

Model	旧堤高(m)	旧下流面勾配	新堤高(m)	下流面勾配	施工時水位(m)	運用時水位(m)
Model1（嵩上げ公式）	70	0.737	90	0.855	56	85
Model2（実際的荷重条件）	70	0.737	90	0.808	56	85
Model3（亀裂許容）	70	0.737	90	0.792	56	85
Model4（新設ダム）	－	－	90	0.756	－	85

表-2.1.2　設計条件

単位体積質量（g/cm³）	2.3
設計震度	0.10
揚圧力係数	上流端：0.33 下流端：0の直線分布

(2) 大きな地震動を考慮した際の堤体安定性

表-2.1.1 に示すModel2、Model3およびModel4を用いて、地震力を修正震度法にて考慮し、堤体底面に発生する応力を算出した。荷重条件は、**図-2.1.2** に示す実際的な荷重条件で考慮し、揚圧力について、上流端で揚圧力係数0.33、下流端で0の三角形分布とした。地震力については、加速度応答スペクトルSa（1/f,h）の値は700galとした。なお、これは、2005年3月に試行が開始された『大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）』[6]における「照査用下限加速度応答スペクトル」と対応した値である。また、Model3について断面決定時には上流端より亀裂が発生することを許容するとしたが、後述するように、地震力が作用しない通常時には堤体底面に亀裂を発生させる引張応力は発生しないので、ここでの検討では亀裂は発生していない健全な状態を対象に評価した。

2.1.4　解析結果

(1) 堤体断面決定の堤体安定性

図-2.1.6 は、堤体断面決定時の堤体底面での応力分布を示したものである。また、各モデルについて堤体底面内での荷重作用位置の上流端からの距離も併記している。亀裂発生を許容するModel3については、上流端から4.33mの位置まで亀裂が発生することとなっている。図より、Model3を除いた嵩上げダムについては、旧堤体底部では新設ダムより大きな圧縮応力が発生し、一方新堤体底部では新設ダムより小さな圧縮応力となっていることがわかる。

なお、Model3について、地震力を考慮しない通常時の堤体底面での応力分布では、堤体底面の上流端での鉛直応力は圧縮となり、亀裂は発生しないと想定される。

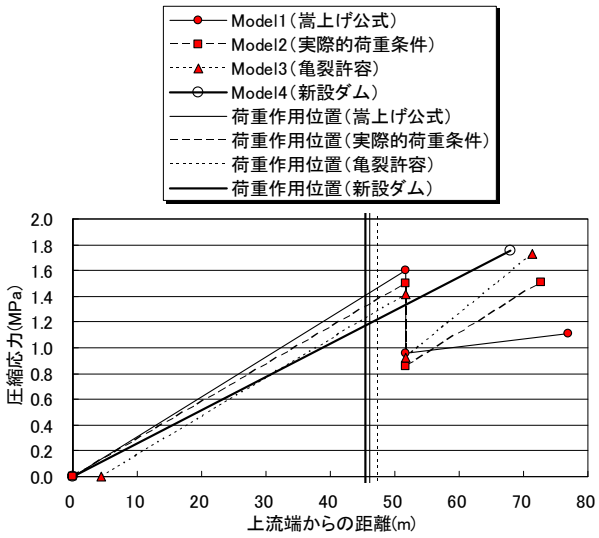


図-2.1.6　堤体底面での鉛直応力

表-2.1.3 は、各モデルの荷重の作用位置を示したものである。表より、Model3とModel4については、荷重の作用位置が下流端から堤体底面幅のちょうど1/3にあり、Model1とModel2については、下流端から堤体底面幅の1/3の位置より上流側にあることがわかる。

表-2.1.3　荷重の作用位置

	Model1（嵩上げ公式）	Model2（実際的荷重条件）	Model3（亀裂許容）	Model4（新設ダム）
荷重作用位置の上流端からの距離(m)	46.1	45.7	47.5	45.4
荷重作用位置の下流端からの距離の底面幅に対する割合(%)	40.1	37.2	33.3	33.3

表-2.1.4 は、各モデルについて、**式(2.1.2)** に示すHenny式により、せん断に対する安全率を示したものである。Model3については、亀裂発生箇所の純せん断強度

は考慮しない。

$$f_s = \frac{f \times V + \tau_0 \times (B - B_{cr})}{H}$$

(2.1.2)

ここで、f_s:せん断に対するHenny式安全率、f:内部摩擦係数、V:ダムに作用する垂直力、τ_0:純せん断強度、B:堤体底面幅、B_{cr}:堤体底面上流端に発生した亀裂の水平方向長さ、H:ダムに作用する水平力である。表より、Model1およびModel2については、Model4よりもHenny式安全率が上がり、Model3については、Model4より少し下がることがわかる。

表-2.1.4　せん断に対する Henny 式安全率

	Model1 (嵩上げ公式)	Model2 (実際的荷重条件)	Model3 (亀裂許容)	Model4 (新設ダム)
せん断に対する Henny 式安全率	4.52	4.31	4.00	4.08

表-2.1.5 は、Model1 から Model4 について、最大引張応力および最大圧縮応力を示したものである。最大引張応力は、堤体底面上流端にて鉛直方向に発生すると仮定し、最大圧縮応力は、堤体底面下流端にて下流面に平行な方向で発生すると仮定し、**式(2.1.3)**により算出した。

$$\sigma = (1 + n^2) \times \sigma_D$$

(2.1.3)

ここで、σ:下流端での最大圧縮応力、n:下流面勾配、σ_D:下流端での鉛直応力である。最大圧縮応力については、Model3 では Model4 と比較して大きな圧縮応力が発生しているが、ダム用コンクリートの圧縮強度を勘案すると安定性を評価する際に有意な差であるとはいえない。

表-2.1.5　最大発生応力

	Model1 (嵩上げ公式)	Model2 (実際的荷重条件)	Model3 (亀裂許容)	Model4 (新設ダム)
堤体底面上流端での最大引張応力 (MPa)	0.00	0.00	0.00	0.00
堤体底面下流端での最大圧縮応力 (MPa)	1.91	2.50	2.82	2.75

梁理論を用いた数値解析の結果、堤体の安定性について、亀裂を許容した Model3 は下流面勾配がより大きい Model1 および Model2 と比較すると低いものの、新設ダムである Model4 と比較した場合の堤体の安定性は差が少ない。

(2) 大きな地震動が作用した際の堤体安定性

図-2.1.7 は、Model2、Model3 および Model4 について、上流端からの距離と堤体底面の鉛直応力の関係を示したものである。また、堤体底面内での荷重作用位置の上流端からの距離も併記している。図より、嵩上げダム堤体底部と新設ダム堤体底部での発生応力値には違いがあり、その差は、嵩上げダムの旧堤体底部より新堤体底部で大きくなっていることがわかる。また、上流端付近で発生する引張応力は嵩上げダムが新設ダムより小さくなり、下流端付近で発生する圧縮応力についても嵩上げダムの方が小さくなっていることがわかる。

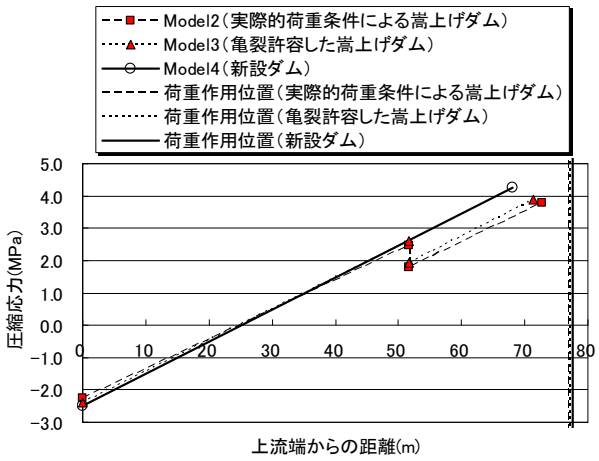


図-2.1.7　堤体底面での鉛直応力

表-2.1.6 は、各モデルに対して、合力の作用位置および転倒安全率を示したものである。転倒安全率については、**式(2.1.4)**により算出した。

$$f_T = \frac{M_R}{M_T} \qquad (2.1.4)$$

ここで、f_T:転倒安全率、M_R:自重および揚圧力による下流端周りのモーメント、M_T:静水圧、地震時動水圧および地震時慣性力による下流端周りのモーメントである。表より、嵩上げダムである Model2 および Model3 が、新設ダムである Model4 と比較して荷重の作用位置が下流端に近いことがわかる。また、転倒安全率も Model2 および Model3 が Model4 より大きいことがわかる。なお、ここで転倒安全率が 1.0 より小さくなっているが、地震中瞬間的に 1.0 より小さくなる場合があるということであり、ダム堤体がすぐさま転倒するということを意味するものではない。

表-2.1.6　荷重の作用位置

	Model2 (実際的荷重条件)	Model3 (亀裂許容)	Model4 (新設ダム)
荷重作用位置の上流端からの距離(m)	77.1	77.2	77.7
荷重作用位置の下流端からの距離の底面幅に対する割合(%)	-6.0	-8.3	-14.2
転倒安全率	0.92	0.89	0.82

表-2.1.7 は、各モデルのせん断に対する Henny 式安全率を示したものである。表より、嵩上げダムである Model2 および Model3 が、新設ダムである Model4 と比較して Henny 式安全率が大きいことがわかる。

表-2.1.7　せん断に対する Henny 式安全率

	Model2 (実際的荷重条件)	Model3 (亀裂許容)	Model4 (新設ダム)
せん断に対する Henny 式安全率	2.46	2.42	2.35

表-2.1.8 は、各モデルの最大引張応力および最大圧縮応力を示したものである。表より、最大引張応力について、新設ダムである Model4 が嵩上げダムである Model2 および Model3 より大きい引張応力が発生しており、最大圧縮応力についても、新設ダムで大きな圧縮応力が発生していることがわかる。

表-2.1.8　最大発生応力

	Model2 (実際的荷重条件)	Model3 (亀裂許容)	Model4 (新設ダム)
堤体底面上流端での最大引張応力 (MPa)	2.27	2.39	2.50
堤体底面下流端での最大圧縮応力 (MPa)	6.25	6.32	6.68

以上より、嵩上げ前の旧堤体の自重および揚圧力は旧堤体に作用する実際的な荷重条件を用いて、上流端の鉛直応力が 0 (ゼロ) となるように下流面勾配を決定した嵩上げダムは、新設ダムと同等以上の安定性を有していることが確認できた。また、亀裂発生を許容し、転倒に対する安定性をミドルサードの条件で判定する方法により下流面勾配を決定した嵩上げダムについても、亀裂発生を許容しない場合と比較すると余裕度は減少するものの、新設ダムと同等の安定性を有していることが確認できた。

2.1.5　結論

上流面が鉛直な断面を持つ既設ダムの嵩上げに関する検討結果より、以下のことが明らかになった。

現在の嵩上げダムの設計に用いられている荷重条件をより実際的な荷重条件に変更し、堤体底面の上流端の鉛直応力が 0 (ゼロ) となるように嵩上げダムの下流面勾配を決定しても、大きな地震動を考慮した際には新設ダムと同等あるいはそれ以上の安定性を有していることが確認できた。これより、実際的な荷重作用方法を嵩上げダムの設計で採用することが合理的である。

さらに、上流側での引張破壊による亀裂発生を許容し、転倒しない条件を荷重の底面内での作用位置が堤体底面幅の中央 1/3 の範囲に入っているという「ミドルサードの条件」のみで判定する手法により嵩上げダムの下流面勾配を決定しても、大きな地震動を考慮した際には新設ダムと同等あるいはそれ以上の安定性を有していることが確認できた。これより、上述の荷重の作用方法に加え、このような底面亀裂を許容する考え方を嵩上げダムの下流面勾配の設計手法に採用することは可能であると考えられる。

なお、「放流設備増設に伴う合理的な堤体穴開け設計方法」に関する成果については、平成 16 年度重点プロジェクト研究報告書[7]を参照されたい。

参考文献

1) 水野光章・安田成夫：コンクリートダムの嵩上げに関する研究、建設省土木研究所資料、第 1663 号、1981.2.
2) 垣谷正道：嵩上げ堰堤の安定計算について、日本発送電工、第 1202 号、1946.
3) US Army Corps of Engineers: Gravity Dam Design、EM 1110-2-2200、June 1995
4) 永山功、田中靖、村岡基晴：コンクリートダムの耐震設計法に関する考察、土木技術資料、Vol.29、No.9、1987.9
5) 永山功、自閑茂治：重力ダムの動的挙動特性とその簡易設計法、大ダム、No.119、1987.3
6) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）、2005.3
7) 山口嘉一、佐々木隆、金縄健一、石橋正義：コンクリートダムの再開発技術に関する調査、平成 16 年度重点プロジェクト研究報告書、独立行政法人土木研究所、PP469-489、2005.3

２．２　フィルダムの嵩上げ技術に関する調査

2.2.1　概要

自然環境の保全に対する社会的要請の高まりから、治水整備、水資源開発において、既設ダムの効率的な利用が求められている。このため、本調査は、フィルダム既設堤体の有効利用方法として、フィルダムの嵩上げを採り上げ、既設堤体および基礎地盤の物性を評価したうえで適切な嵩上げ形式の選定を行い、嵩上げ堤体の築堤、湛水および地震時の安定性の評価を行うことにより、嵩上げ設計方法の提案を行うものである。また、嵩上げ堤体の既設ダムの上流斜面や、既設堤体と新設堤体の境界部の安定性確認のための挙動監視方法の提案を行うものである。

本報告ではフィルダムの嵩上げ設計に関する検討成果について述べる。まず、フィルダムの嵩上げについて、複数の嵩上げ形式を対象に、すべり安定解析を行い、経済性も考慮したうえで適切な嵩上げ形式を選定した。選定した嵩上げ形式を対象に築堤解析を行い、築堤時の応力および変形に着目し、その安定性について考察した。

また、湛水解析を行い、湛水に伴う水圧破砕現象に対する嵩上げダム遮水部分の安定性について評価した。さらに、動的解析を行い、嵩上げダムのすべり変形量を評価することにより、大規模地震時の安定性について検討を行った。これらの成果に基づき適切な嵩上げ設計方法を提案した。なお、本調査では、既設ダムをロックフィルダムとした場合とアースフィルダムとした場合の検討を実施しているが、ここではロックフィルダムの嵩上げに限って成果を紹介する。

2.2.2 嵩上げ形式の選定

複数の嵩上げ形式を想定した上で、**表-2.2.1** に示すすべり安定解析の条件に基づき、現行設計法である震度法[1)]と修正震度法[2)]ですべり安全率 1.2 以上を経済的に満たす嵩上げ形式を検討した。その結果、**図-2.2.1** に示す形式１と２が選定された。既設ロックフィルダムの堤高を 30m とし、嵩上げ後堤高 70m とした場合のすべり安全率 1.20 以上を満たす上下流斜面の勾配およびそれらの勾配で嵩上げを行う際に必要な堤体積（**図-2.2.1** における断面の単位奥行あたり）を**表-2.2.2** に示す。

以下では、形式１と形式２を対象に、築堤時、湛水時および地震時の安全性の評価を行い、それぞれの嵩上げ形式の嵩上げ設計上の基礎的な留意点について考察を行う。検討を行った嵩上げ条件を**表-2.2.3** に示す。

表-2.2.1　すべり安定解析の条件

項　　目			モデル条件
貯水池水位			堤高の92%
設計震度（震度法）			0.15
設計地盤震度（修正震度法）			0.18
湿潤，飽和密度 (t/m^3)		コア[a)]	2.22，2.23
		ロック[a)]	1.94，2.15
		フィルタ[a)]	2.13，2.14
堤体材料のせん断強度	粘着力 (kN/m^2)	コア[a)]	0
		ロック[b)]	0
		フィルタ[b)]	0
	内部摩擦角 (°)	コア[a)]	35
		ロック[b)]	42
		フィルタ[b)]	36
	A,b※)	ロック[c)]	A=4.37, b=0.804
		フィルタ[c)]	A=1.57 b=0.902

※)応力の単位系として，kN/m^2を用いた場合の値
a)震度法および修正震度法ともに用いた物性値
b)震度法のみに用いた物性値
c)修正震度法のみに用いた物性値

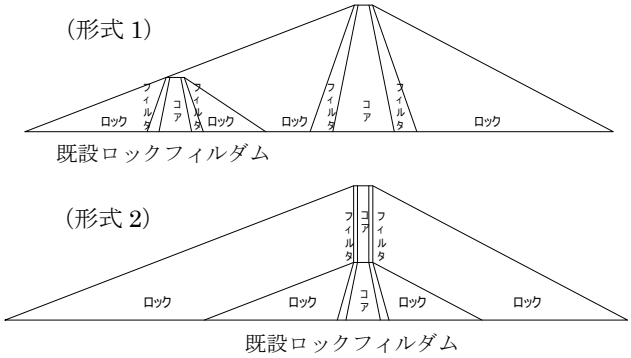


図-2.2.1　検討の対象とした嵩上げ形式

表-2.2.2　すべり安全率 1.2 を満たす新設堤体の勾配

形式	上下流斜面勾配（上流,下流）
	既設堤体ロックフィルダム
形式1	1:2.8,1:1.9 ($10,130m^3$)
形式2	1:2.6,1:1.9 ($9,580m^3$)

表-2.2.3　検討を行った嵩上げ条件

嵩上げ形式	既設堤体の種類	堤高(m)	
		既設	新設
形式1 および 形式2	ロックフィルダム	30	50
			70
			100
		50	70
			100

2.2.3 解析方法

(1) 築堤解析

築堤解析は Duncan-Chang モデルによる非線形弾性解析により行った。

築堤解析結果に基づき、築堤後の応力および変形形状について考察を行うとともに、せん断破壊および引張破壊に対する安全性を評価した。解析における入力物性値を、**表-2.2.4** に示す。入力物性値としては、七ヶ宿ダムの堤体材料の設計値ないしは試験値[3]を用いた。

表-2.2.4　築堤解析の入力物性値

項　　目	モデル条件		
材料の種類	ロック	フィルタ	コア
湿潤密度　ρ_t (t/m^3)	1.94	2.13	2.22
粘着力　c (kN/m^2)	0	0	0
内部摩擦角　ϕ (°)	42	36	35
弾性係数を定義する係数　K	850	608	141
拘束依存性を定義する係数　n	0.371	0.419	0.941
破壊比　R_f	0.387	0.998	1.039
初期ポアソン比　G	0.324	0.252	0.397
ポアソン比に関わる係数　F	0.269	0.173	0.098
ポアソン比に関わる係数　D	13.82	11.16	7.96

(2) 湛水解析

湛水時の最小主応力(全応力)をσ_3、引張強度をσ_t、間隙水圧をuとし、水圧破砕についてより安全側の評価が得られるSeedの基準[4]に基づいて安全率SF_{hf}を次式より算定した。

$$SF_{hf}=(\sigma_3+\sigma_t)/u \qquad (2.2.1)$$

築堤解析終了後の堤体上流斜面に静水圧を与え、上流側ロック、フィルタ部分およびコア部分に飽和重量と湿潤重量の差分を浸透力として与えることにより、湛水時の全応力を算出した。算出されたコア部分の最小主応力(全応力)と間隙水圧より、**式(2.2.1)** より水圧破砕に対する安全率を評価した。水位は堤高の92%とし、また、引張強度は安全側の判断として0とした。

(3) 動的解析

Newmark 法[5]、[6]により地震時における堤体のすべり変形量を算出し、安定性の評価を行った。Newmark 法では、すべり土塊のすべり安全率が1.0となるときの加速度を限界加速度とし、すべり土塊の地震動に対する応答加速度の平均値が限界加速度を超えるときに変形が生じる。本調査では、すべり土塊の限界加速度を簡便分割法（モーメント法）により求めた。一方、すべり土塊の応答加速度の平均値は、複素応答法による等価線形解析により算出した。加速度応答解析およびすべり変位量の算出に用いた物性値を**表-2.2.5** に示す。また、せん断剛性および減衰率とせん断ひずみとの関係を**図-2.2.2** に示す。初期せん断剛性率G_0(kN/m^2)は次式により算出した。

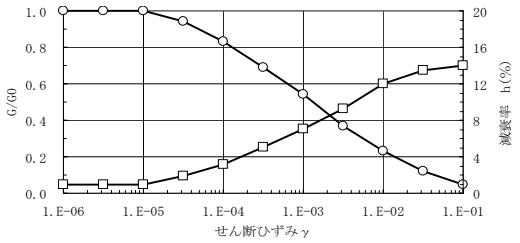
$$G_o = 5820 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e}\sigma_m{}'^{0.6} \qquad (2.2.2)$$

$$G_o = 2380 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e}\sigma_m{}'^{0.7} \qquad (2.2.3)$$

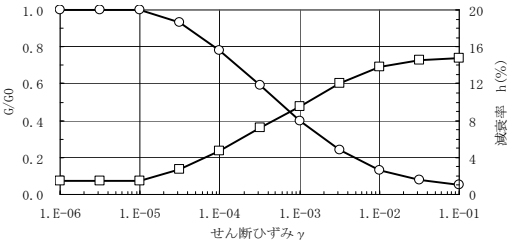
表-2.2.5　地震時のすべり変形量算出に用いた物性値

項　　目	モデル条件		
材料の種類	ロック	フィルタ	コア
湿潤密度 ρ_t (t/m^3)	1.94	2.13	2.22
飽和密度 ρ_d (t/m^3)	2.15	2.24	2.23
粘着力　c (kN/m^2)	－	－	0
内部摩擦角　ϕ (°)	－	－	35
A※)	4.37	1.57	－
b※)	0.804	0.902	－
ポアソン比	0.35	0.35	0.35
間隙率	0.326	0.33	0.33

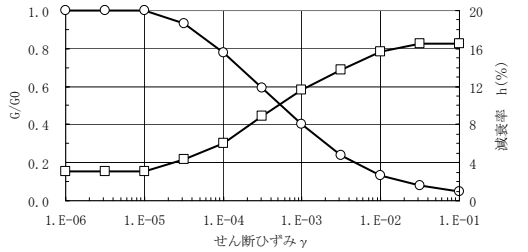
※)応力の単位系として，kN/m^{2}を用いた場合の値。



（ロック）



（フィルタ）



（コア）

図-2.2.2　せん断剛性率、減衰率とせん断ひずみの関係

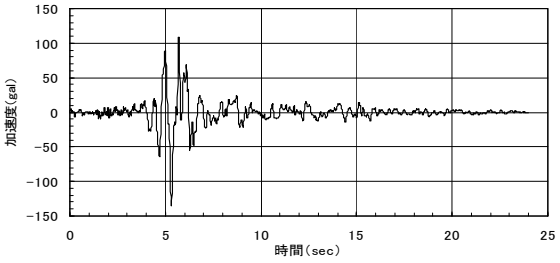


図-2.2.3　入力地震動（水平方向、最大加速度135gal）

$$\sigma_m{}' = \frac{1+2K}{3}\rho \cdot g \cdot D \qquad (2.2.4)$$

ここで、e:間隙率、σm’:平均有効主応力(kN/m²)、K:主応力比、ρ:密度(t/m³)、g:重力加速度(=9.8m/s²)、D:層厚(m)である。

入力地震動は、**図-2.2.3** に示す兵庫県南部地震の際に、箕面川ダムで観測された水平方向の地震動の最大値を500gal および1000gal に引き伸ばしたものを用いた。すべり土塊の形状は**図-2.2.4** に示す、天端上流端を始点とする浅い円弧（①～⑤）および深い円弧（⑥～⑩）、天端下流端を始点とする深い円弧（⑪～⑮）および天端下流端から天端幅分下がった位置を始点とする深い円弧（⑯～⑳）の、上流側計20円弧とした。なお、上流側の円弧を対象としたのは、大規模地震時には、上流側斜面の方が下流側斜面に比べてすべり変形量が大きく相対的に安全性が低いという過去の研究成果[7]に基づいている。

2.2.4 解析結果

(1) 築堤時の安全性評価

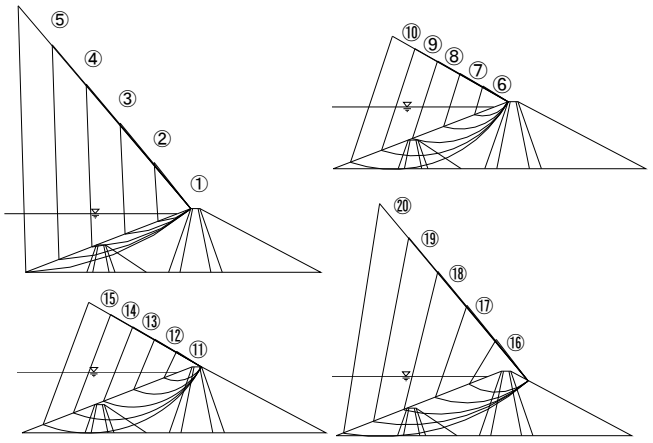
本調査において検討を行った嵩上げ条件のうち、例として既設堤体が30m のロックフィルダムであり、新設堤体が70m であるケースについて形式1および形式2による嵩上げ後の堤体の変形形状およびせん断安全率の分布を**図-2.2.5**、**図-2.2.6** に示す。

形式1および形式2では、既設堤体が新設堤体に押しつぶされる形で変形していることがわかる。しかし、せん断に対する安全率が1.0を下回る部分は見られない。これは、他の嵩上げ条件においても同様である。

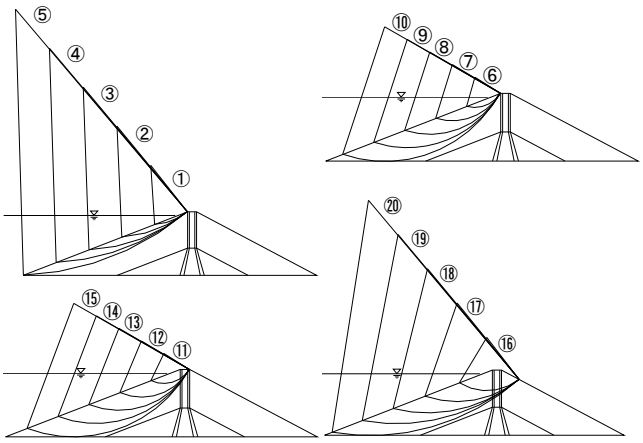
これより、築堤時の安定性にのみ着目すると、既設堤体がロックフィルダムである場合、震度法による設計による所定の安全率を満たすのに必要な堤体積が若干少なく、かつ、ダム全体施工工程に最も影響するコアの体積が少ない形式2が有利と考えられる。

(2) 湛水時の安全性評価

既設堤体が30m である場合における、形式1による嵩上げ堤体の湛水時の水圧破砕に対する安全率の分布を**図-2.2.7** に示す。なお、水圧破砕に対する安全性検討は、コアが対象となる。形式1の既設堤体が30m で、新設ダムが70m のケースと堤体外形が同じ新設ダムのケースの水圧破砕に対する安全率の分布を比較すると、両者の安全率に大きな差は見られない。また、堤高に着目して水圧破砕に対する安全率の分布をみると、嵩上げ高、つまり堤高が高くなるにつれて安全率が低い領域が拡大することがわかる。なお、嵩上げ後の堤高100m の場合、水圧破砕に対する安全率が1.0を下回る。その範囲は最上流側要素の堤高10m から35m の位置で最小安全率は0.97



既設堤体：ロックフィルダム（形式1）



既設堤体：ロックフィルダム（形式2）

図-2.2.4　すべり円弧形状
（既設堤体30m、新設堤体70m の場合）

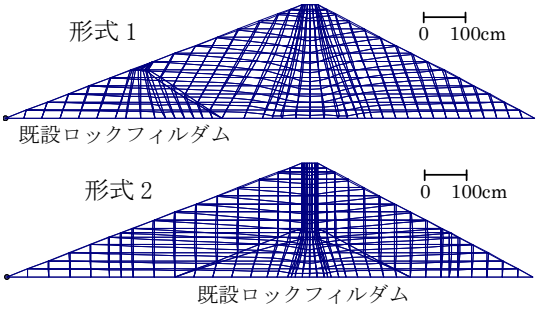


図-2.2.5　変形形状

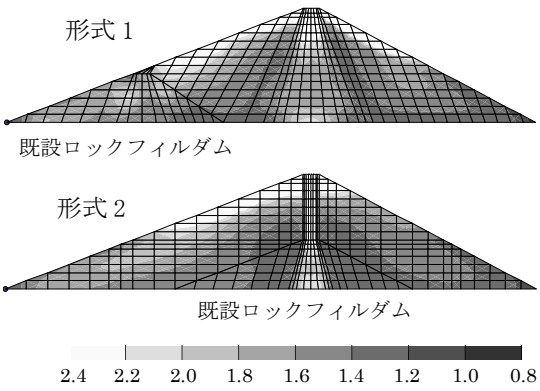


図-2.2.6　せん断安全率の分布

程度である。なお、水圧破砕に対する安全率の算定については、さらなる研究、検討の余地があることに注意されたい。これらの結果から、形式1では、水圧破砕に対する安全性に関して、嵩上げの影響は小さいと言える。

既設堤体が30mである場合における、形式2による嵩上げ堤体の湛水時の水圧破砕に対する安全率の分布を**図-2.2.8**に示す。形式2では、既設堤体上流側斜面において水圧破砕に対する安全率が1.0を下回る部分が発生し、新設堤体が100mである場合では、新設堤体上流部分にも安全率が1.0を下回る部分が発生することがわかる。既設堤体がロックフィルダムである場合、嵩上げ高が高くなるに従って、水圧破砕に対する安全率が低い領域が拡大することがわかる。

勾配変化点における水圧破砕の安全率の分布について詳しく分析するために、既設堤高30m以下で勾配変化点を設けたケースを設定した。既設堤体が30mであり、新設堤体が70mである形式2の嵩上げ堤体において、既設堤体の高さ15mの部分まで除去し、その位置から嵩上げを行い、新設堤体のコア勾配を緩やかにした嵩上げ堤体の水圧破砕に対する安全率の分布を**図-2.2.8**に示す。形式2と安全率の分布を比較すると、それぞれの勾配変化点における安全率が、他方の同一標高における安全率より小さくなっていることがわかる。これより、水圧破砕に対する安全性は、コアの勾配変化点の影響が大きいことがわかる。

以上より、既設堤体がロックフィルダムである場合、築堤時においては、形式2が形式1に対して有利であったが、湛水時では、形式1のほうが有利であることがわかる。そのため、形式2を採用する際には、水圧破砕に対する安全性評価が重要となる。

(3) 地震時の安全性評価

既設堤体が30mであり、新設堤体が70mである場合の、入力地震動の最大加速度が1000galであるときのすべり変形量を**図-2.2.9**に示す。**図-2.2.9**より、下流斜面の天端幅分標高の下がった位置を始点とする円弧(⑯～⑳)において、形式1のすべり変形量が形式2と比べてやや大きくなっているが、その他の円弧においては大きな差は見られない。すべり変形量の最大値で比較しても、形式1の109.8cmに対して形式2では100.2cmと、大きな差はないことがわかる。既設堤体がロックフィルダムである場合、他の嵩上げ条件においてもほぼ同様の傾向が確認できる。

以上より、地震時の安全性に着目すると、既設堤体がロックフィルダムである場合では、形式1と形式2とですべり変形量に大きな差は見られず、嵩上げ形式の違いがその安全性に及ぼす影響は小さいと考えられる。

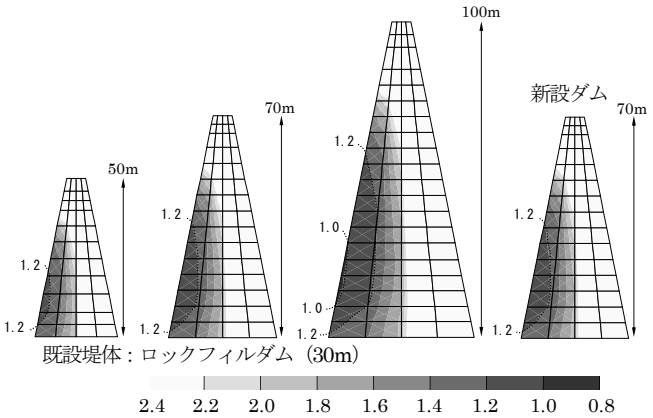


図-2.2.7　水圧破砕に対する安全率（形式1）

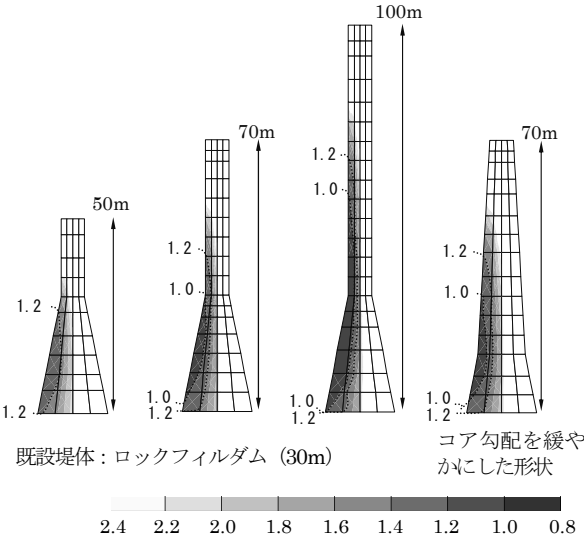


図-2.2.8　水圧破砕に対する安全率（形式2）

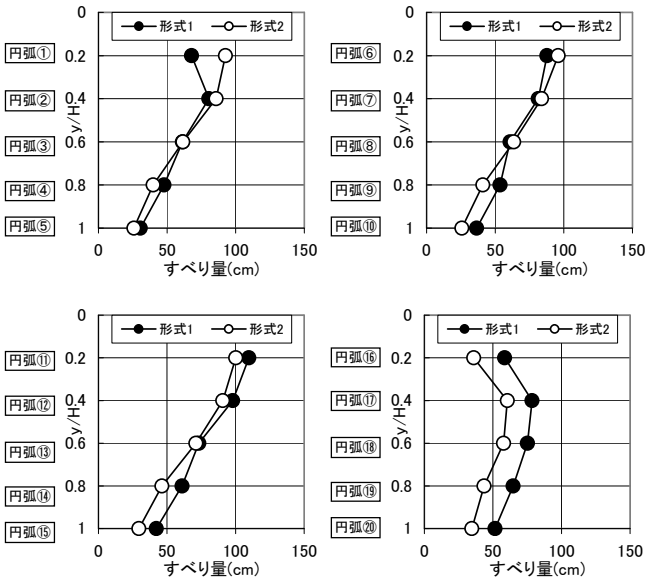


図-2.2.9　すべり変形量(既設堤体：ロックフィルダム、既設堤体30m 新設堤体70m 入力加速度1000gal)

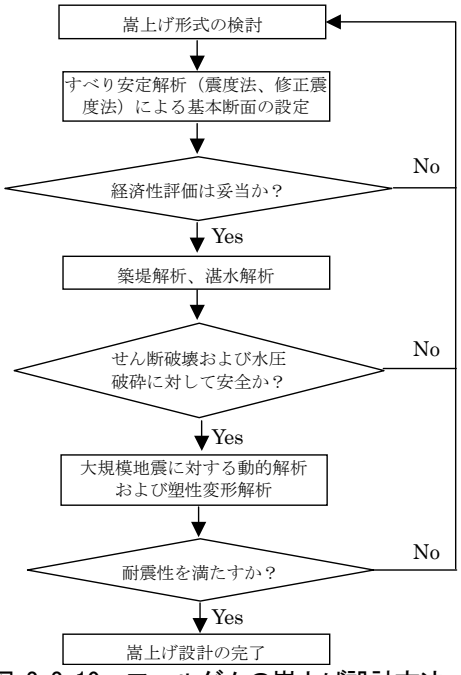


図-2.2.10　フィルダムの嵩上げ設計方法

表-2.2.6　嵩上げ設計上の留意点（形式 1 および 2）

	形式 1	形式 2
経済性評価	・既設ダムの形状に照らして現実的な形状ですべりに対する安定性を確保できる。 ・形式 2 と比べ、コアの体積が大きくなるため、必要なコア量および施工日数の確保が必要である。	・既設ダムの形状に照らして現実的な形状ですべりに対する安定性を確保できる。 ・既設堤体の上流側にも新設堤体を築造するため、形式 1 と比べて貯水量が少なくなる。
せん断破壊、水圧破砕に対する安全性評価	・築堤時、せん断破壊に対して安全性を確保することが比較的容易である。 ・築堤時、形式 2 と比べ、既設堤体上流斜面や新設堤体との境界部において、上流側への変形が大きくなる傾向があるため、変形挙動の監視が特に重要である。 ・湛水時、水圧破砕に対して安全性を確保することが比較的容易であるが、堤高が高くなるにつれて水圧破砕に対する検討が重要となる。	・築堤時、せん断破壊に対して安全性を確保することが比較的容易である。 ・湛水時、嵩上げ高が高くなるにしたがって、勾配変化点付近における水圧破砕に対する検討が重要となる。特に、既設堤体がロックフィルダムである場合は既設堤体の標高が高い部分において、既設堤体がアースダムである場合は新設堤体の標高が低い部分において注意が必要である。
耐震性評価	・既設堤体がアースダムである場合、地震時に、上流側斜面のすべり量が大きくなる傾向があるため注意が必要である。	・耐震性に大きな問題はない。

2.2.5 フィルダム嵩上げ設計方法の提案

フィルダムの嵩上げ設計方法に関して、本調査において提案するフィルダム嵩上げ設計方法の流れを**図-2.2.10** に示す。**図-2.2.10** に示す方法にしたがって嵩上げ方式の選定に関する検討を行った。結果、経済性についての妥当性が見い出せた。形式 1 および形式 2 を対象に、せん断破壊や水圧破砕に対する安全性の評価および耐震性の評価を行い、明らかとなった嵩上げ設計上の留意点を**表-2.2.6** にまとめておく。なお、表には既設ダムがアースダムの場合の留意点もあわせて示している。

以上のように、本調査において提案する嵩上げ設計方法にしたがって嵩上げ形式の選定に関する検討を行い、明らかとなった設計上の留意点に適切に対処にすることにより、既設堤体を有効活用したフィルダムの嵩上げが可能であると考えられる。

2.2.6 まとめ

本調査では、既設ダムの効率的な利用を目的としてフィルダムの嵩上げを採り上げ、適切な嵩上げ設計方法の検討を行った。その結果、フィルダムの嵩上げ設計方法の提案を行い、実現性が高いと考えられる複数の嵩上げ形式を対象に、経済性、築堤時や湛水時におけるせん断破壊や水圧破砕に対する安全性および大規模地震時における耐震性について評価を行い、それぞれの形式における嵩上げ設計上の留意点を明らかにした。

参考文献

1) 建設省河川局監修：改訂新版　建設省河川砂防技術基準（案）同解説、設計編［Ⅰ］、(社) 日本河川協会、1997 年 10 月.
2) 建設省河川局開発課監修：フィルダムの耐震設計指針（案）、(財) 国土開発技術研究センター、1991 年 6 月.
3) 松本徳久、安田成夫、大久保雅彦、境野典夫：七ヶ宿ダムの動的解析、建設省土木研究所資料、第 2480 号、1987 年 3 月.
4) Seed, B. and Duncan, J. M. : The Teton Dam Failure - A Retrospective Review, Proc., 10th Int. Conf. S. M. F. E., Vol. 4, pp. 219-238, 1981.
5) 舘山　勝、龍岡文夫、古関潤一、堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究、鉄道総研報告、Vol. 12、No. 4、pp. 7～12、1998 年 4 月.
6) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計・同解説耐震設計、1998 年 11 月.
7) 山口嘉一、冨田尚樹、水原道法：ロックフィルダムの地震時すべり変形量に関する検討，ダム工学，Vol. 15，No. 2，pp. 120-136，2005 年 6 月.
8) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）、2005 年 3 月.

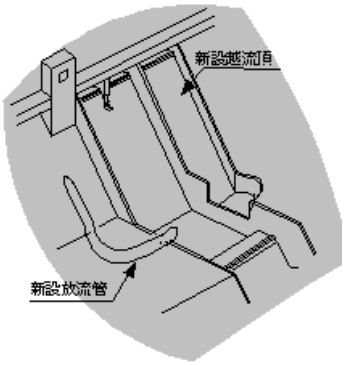
３．ダムの放流設備増強技術の開発

3.1　ダム機能強化のための放流設備設計手法に関する調査

3.1.1　概要

管理ダム数の増加に伴い、より効率的な貯水池の運用やよりきめ細やかな流量制御が求められ、ダム機能強化のための放流設備の設置が必要になってきている。しかし、放流設備を増設する際の水理設計手法は確立されていないのが現状である。

重力式コンクリートダムの場合、増設放流設備は、**図－3.1.1** に示すように既設減勢工を利用するのが有利となる。このため、放流設備導流部に湾曲部が必要になり、増設設備が放流管であれば管路による曲がりが、越流頂であれば開水路流での曲がりが必要になる。

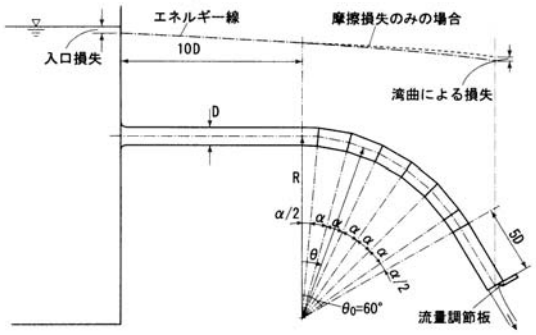


図－3.1.1　増設放流設備のイメージ図

湾曲部の設計においては、管路では管内圧力に関する、開水路では導流壁沿いの水深に関する知見に基づく設計手法の確立が必要である。また、既設減勢工への放流は、空中放流とするのが経済的に有利であり、放流水脈が既設減勢工で十分に減勢可能かの検討が必要となる。なお、減勢時には逸散エネルギーの一部が音となり騒音問題を生じる可能性があり、水脈減勢時発生音に関する検討も必要である。本課題では、これらについて検討を行い、

これをもとに増設放流設備の設計手法を提案した。本報告では、このうち湾曲放流管の設計手法について述べる。

なお、紙面の制約の関係で、掲載されていない増設放流設備に関する湾曲開水路流、減勢工及び空中放流水脈の減勢時発生音については、参考文献 10)～14) を参照されたい。



図－3.1.2　湾曲放流管模型概要

3.1.2　実験方法

増設放流管は、対象流量が比較的大きくなるため、キャビーションに対する安全性が確保される範囲で流速を高める必要があり、湾曲部の壁面作用圧力特性を明らかにするために水理模型実験を実施した。実験は、**図－3.1.2** に示すように水槽に取り付けた長さ $10D$（D：管径）の水平管の直下流に中心角 60° の湾曲管路を設けて実施した。湾曲管路下流には管路出口の影響が生じないよう $5D$ 以上の長さの直管を設けている。

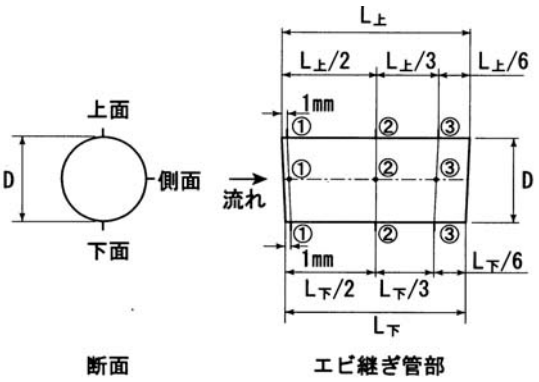
図示した鉛直面上で湾曲する場合及び水平面上で湾曲する場合の両者について、壁面作用圧力を調査した。

鉛直曲がりの実験は、**表－3.1.1** に示すように下流曲管をスムーズ管路とエビ継ぎ管路の２ケースについて実施した。これは、曲管の管径が１m以上の場合には連続的な曲げによる管製作が困難なことから、通常、エビ継ぎ管が用いられていることによる。

スムーズ管路の実験では、管径 D を変化させてレイノルズ数を変化させるとともに、曲率半径 R/D を変化させ曲がりの内外での壁面作用圧力を調査した。D を変化させた実験では R/D=9 と固定しており、D=0.03～0.251mと変化させた。実験のレイノルズ数（$=Dv/\nu$、v：管内平均流速、ν：水の動粘性係数）の範囲は 4×10^4～1.6×10^6 である。また、R を変化させた実験では D=0.251m（レイノルズ数の範囲$=1\times10^5$～1.6×10^6）と固定しており、R/D=4～11.5 と変化させた。

表－3.1.1 実験ケース

	管径D (m)	下流曲管曲率半径 R/D	エビ継ぎ管屈折角度α (°)	下流曲管湾曲方向
スムーズ管路	0.03,0.06,0.12,0.251	4,6.5,9,11.5	0	鉛直
エビ継ぎ管路	0.251	9	4,6,8.6,15	鉛直・水平



図－3.1.3　エビ継ぎ管圧力測定位置

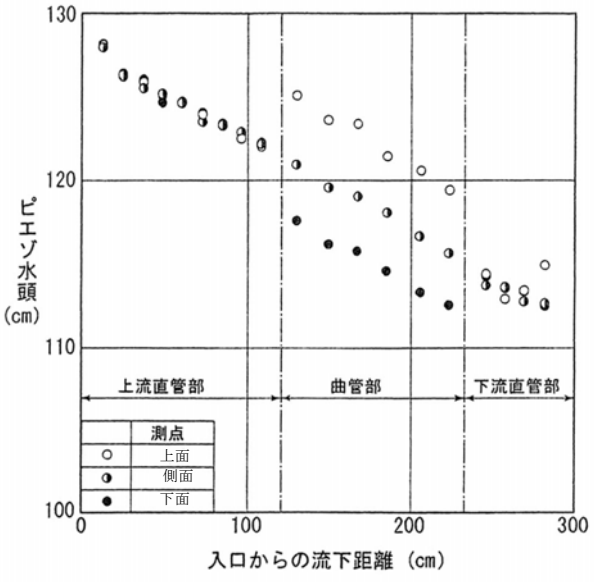
エビ継ぎ管路の実験は、D=0.251m、R/D=４及び９の場合を対象に、屈折角α=4～15°と変化させ、エビ継ぎ屈折角の影響を調査した。エビ継ぎ管の圧力測定位置を**図－3.1.3** に示す。

水平曲がりの実験は、鉛直曲がりのエビ継ぎ管と同様の条件にて実施し、水平とした場合の影響を調査した。

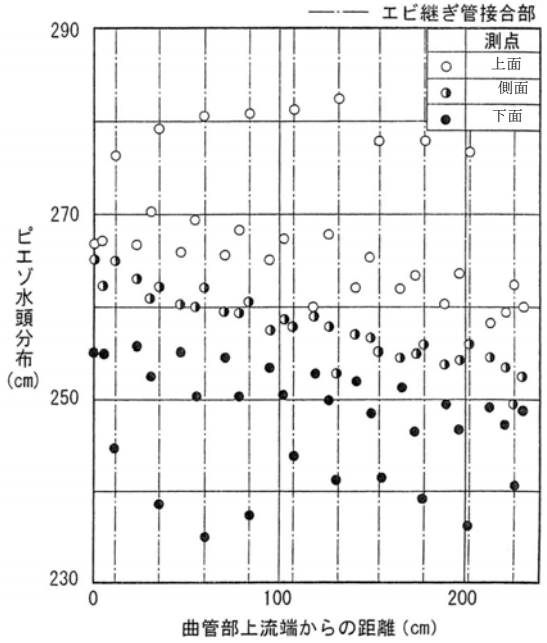
3.1.3　実験結果

（１）湾曲部[6)、7)、8)、9)]の圧力特性

図－3.1.4、3.1.5 にスムーズ管及びエビ継ぎ管の湾曲部のピエゾ水頭分布を示す。曲管部の圧力は遠心力の影響により曲がり、上面（外側）で大きく、下面（内側）で



図－3.1.4 スムーズ管路でのピエゾ水頭分布例



図－3.1.5 エビ継ぎ管路でのピエゾ水頭分布例

小さくなることが分かる。この曲がりによる曲管部での圧力分布は、同心円上を回転運動する２次元ポテンシャル流れ（自由渦流れ）として比較的容易に計算することができ、実験値との比較的よい一致を見ている。ただし、R/D が小さくなるに従って、曲管下流側での下側の圧力が大きくなる傾向がある。こうした傾向は、R/D ＝6.5 以下で明確になっており、曲がりに伴う２次流の影響によるものと思われる。

図－3.1.5 より、エビ継ぎ接続部の直下流において、曲管上側では局所的な圧力上昇が、下側では局所的な圧力降下が生じていることが分かる。エビ継ぎ管の設計では、この接続部直下流での局所的な圧力変化の評価、特に、内側での圧力降下の評価が重要となる。

放流管の圧力特性は、一般に、**式(3.1.1)** に示す圧力降下係数C_d で表される。

$$C_d = \frac{H-(p/\gamma+z)}{v_m^2/2g} \qquad (3.1.1)$$

ここに、H：放流管出口中央を基準とする全水頭、p/γ ：検査位置の圧力水頭、z ：検査位置と放流管出口標高の標高差、v_m：管内平均流速、g ：重力加速度である。

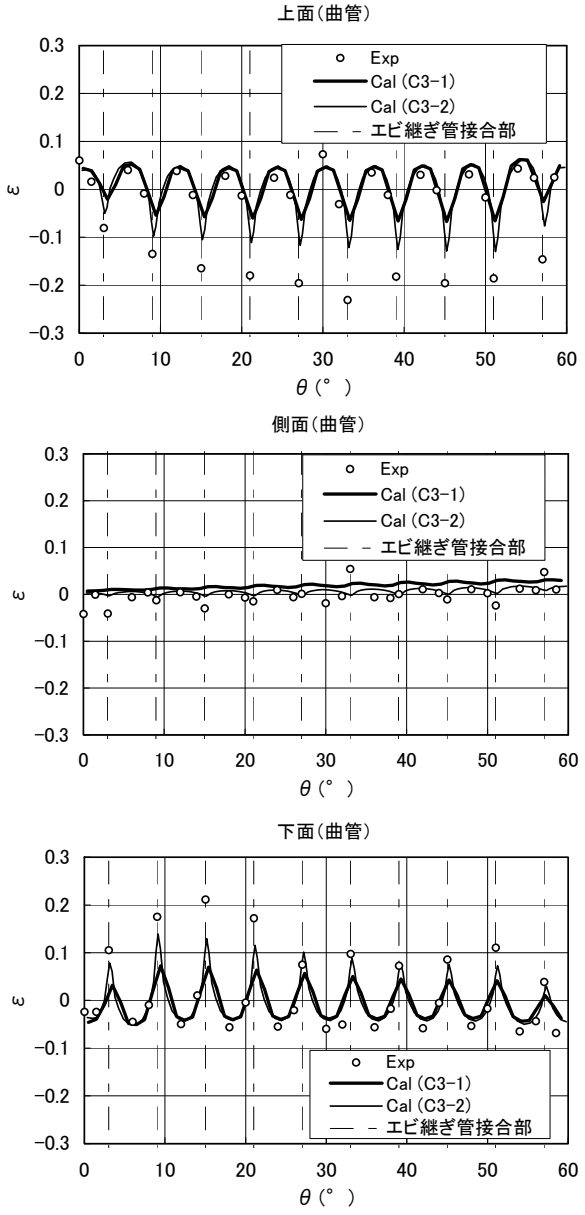
式(3.1.1)の分子が、管の曲がりにより生じる遠心力とエビ継ぎ管による局所的な影響によるものの和で与えられるものと考え、更に、局所的な影響が速度水頭に比例するとすれば、

$$C_d = f\frac{l}{D} + h(R/D) + \varepsilon \qquad (3.1.2)$$

$$h(R/D) = \left\{ \frac{D}{8r\left(R/D - \sqrt{(R/D)^2 - 1/4}\right)} \right\}^2 \qquad (3.1.3)$$

で表される。

ここに、l ：曲管入口から検査断面までの管長、r ：検査位置の曲率半径（＝$R+\xi$、ξ ：曲率半径方向における管軸と検査位置間の距離で、曲率半径方向を正とする。すなわち、曲管上面で$D/2$、下面で$-D/2$ となる）である。**図－3.1.6** に、**式(3.1.2)** から逆算して求められる ε の曲管内での分布の実験値と数値シミュレーション結果の比較を示す。



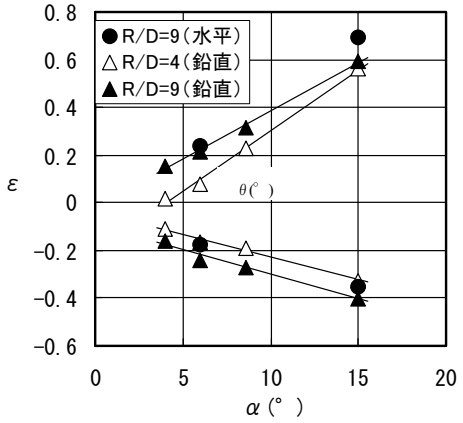
図－3.1.6　エビ継ぎ部のεの変化
（α＝6°，R/D=9，鉛直曲がり）

計算結果は、エビ継ぎ管接続部近傍を除けば概ね再現されており、連続的なεの分布を把握することができる。エビ継ぎ管ごとの ε の分布形状をみると、曲管上面ではエビ継ぎ管中央付近にピークをもつ上に凸な、下面では下に凸な形状となっている。

また、側面での ε は概ね０の値を示している。曲管上下面でみられるピーク値は、エビ継ぎ管ごとに変化はなく、上面では正の、下面では負の値をとる。これら符号は、自由渦で計算される圧力変化とは逆になっており、遠心力の影響を緩和する方向の影響となっている。一方、エビ継ぎ管接続部では尖鋭な分布形状を示しており、壁面の屈折による影響が顕著である。接続部の ε は上面で負、下面で正であり、遠心力による影響を助長している。

図－3.1.6 は、一例であるが、ε の分布性状は、α や R/D が変わっても同様である。図には、実験値（○）と数値シミュレーション結果の両者を示している。数値シミュレーションは、非圧縮性流体を対象とした汎用ソフトである α－Flow を用い、3 次元乱流としての計算を行ったもので、C3-1 に対し、C3-2 は計算格子数を多く設定してある。

計算結果は、エビ継ぎ管接続部近傍を除けば概ね再現されており、測点数の少ない実験値を補完し、連続的なεの分布を把握する一助とすることができる。ここで、設計上重要な曲管外側（鉛直曲がりでは上面）及び内側（鉛直曲がりでは下面）での ε（最大値と最小値）と α、R/D の関係を図－3.1.7 に示す。

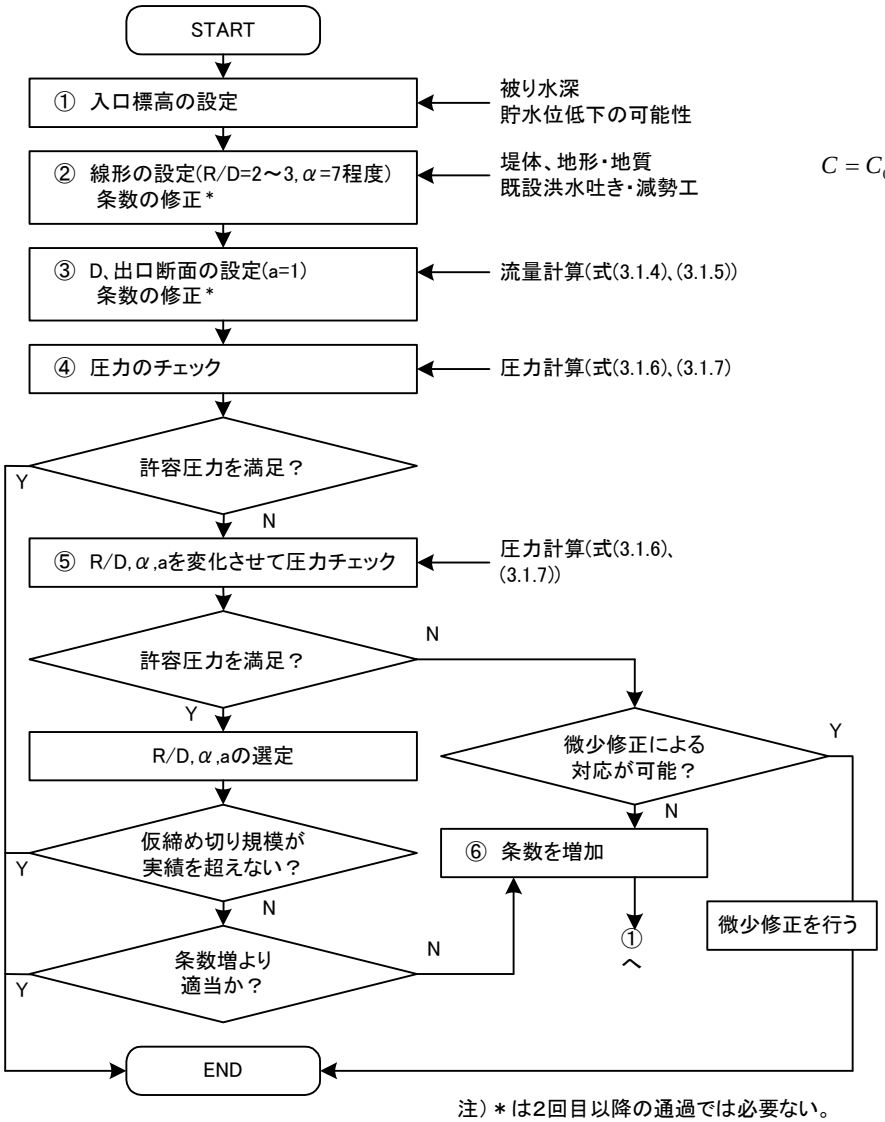


図－3.1.7 αとεmax，εminの関係

鉛直曲がりでは、水平曲がりに比べて、吸い込み渦が出やすく、特に圧力降下を示す曲管下面の ε を若干大きく設定する必要がある。

3.1.4　湾曲放流管の設計手法

増設放流管の水理設計手順の一例を、**図－3.1.8** に示す。



図－3.1.8　増設放流管の設計手順

①施工時の貯水位条件を勘案し、放流管入口標高の初期条件を設定する。例えば、貯水位低下が困難な場合には、許容被り水深の範囲で、入口標高を高く設定する。また、ある程度の貯水位低下が容易に行える場合には、その範囲で入口標高を設定する。

②設定した入口標高に対し、放流管線形を設定する。堤体内通過部の放流管は施工性を考慮して水平配置とし、曲管については、R/D =2～3、α =7° 程度を初期設定とする。このとき、D は損失水頭を無視して放流量を算定し、大まかな値を設定しておく。D はブロック幅の制約を受けるので、必要条数及び1条あたり放流量についても仮設定する。

③仮定した線形に対し、a ＝1として**式(3.1.4)、(3.1.5)**より放流量計算を行い、D 及び放流管出口断面を設定する。このとき、必要に応じ条数設定を見直す。

$$Q = CA_0\sqrt{2gH_0} = aCA\sqrt{2gH_0} \qquad (3.1.4)$$

$$C = C_0\sqrt{\frac{1}{1+a^2C_0^2\left(f_e+\sum_T f_b+fl_0/D+f_0\right)}} \qquad (3.1.5)$$

ここに、H_0：放流管出口中心標高を基準とする貯水池での全水頭、C_0：ゲートの流量係数、A_0 ：放流管出口断面積、A：管径 D の管路一般部の断面積、$a = A_0/A \le 1$、l_0 :管路の全長、$\sum_T f_b$:管路系全体の曲がりによる損失を表す係数、f_0 :副ゲートの存在等、主ゲート付近の形状変化に伴う損失を表す係数である。

④設定した線形及び断面をもとに、**式 (3.1.6)、(3.1.7)** を用いて圧力のチェックを行う。許容圧力は、通常の高圧放流管に準じ大気圧とする。また、ε として、**図－3.1.7** の直線から求められる値を 1.5 倍した値を用いる。これは、鉛直曲がりと水平曲がりの差が 20%程度あること及び管内平均流速に対する ε のばらつきが 20%程度以下の範囲で見られたことを勘案したものである。

$$p/\gamma = H_0 - z - \frac{v_m^2}{2g}\left\{f_e+\sum f_b+f\frac{l_1}{D}+h(R/D)+\varepsilon\right\} \qquad (3.1.6)$$

$$v_m = \sqrt{\frac{2gH_0}{1/a^2C_0^2+\left(f_e+\sum_T f_b+fl_0/D+f_0\right)}} \qquad (3,1.7)$$

条件が満足されればそれでよい。許容圧力が確保されない場合には、R/D 、α 、a を変化させて許容圧力条件を満足する組合せを求める。ここで、R/D は線形形状により、α は溶接可能な最小部材により、また、a はブロック内に設置可能な最大 D により制約を受けるので、その範囲内での検討となる。

なお、D が小さい場合には、$\alpha=0$ とすることが可能である。また、R/D 、a を変化させると放流量が変わるので、放流量についてもそのつど計算しなければならない。

R/D 、α 、a を変化させることで圧力条件が満足される場合には、その中から適当な組合せを選定する。

⑤R/D 、α 、a を変化させても圧力条件を満足することができない場合には、放流管入口標高を下げ、②～④を繰り返す。

放流管入口標高は、現地地形により、その範囲が制約されるので、その範囲での設定となる。また、施工時水深が既往の実績範囲である 30m程度を大きく超える場合には、施工に過大な負担をかけることも考えられるので⑥へ進むことと合わせ比較検討する。

⑥ ②～⑤の検討で圧力条件を満足する解が得られない場合には、放流管条数を増やし、1 条当たりの放流量を小さくする。その上で、(条数設定の部分を除き) ①から再検討する。

このとき、許容圧力との圧力差が小さい場合には、次の対処方法により圧力条件を満足できる可能性があるので、検討する。

・堤体通過部下流の鉛直曲がりでの圧力条件が満足されない場合には、コンクリート打設等の施工が確実に行える範囲で堤体通過部に勾配を設けてみる。

・曲がりの下流側で圧力条件が満足されない場合には、ε を ε_{max} の 50%程度としてみる。これは、曲がりの下流側では ε が小さくなることを考慮したものであるが、得られた設計形状については、模型実験による確認が必要である。

3.1.5 結論

本課題では、水理実験を中心として増設放流設備の設計方法について検討した。

増設放流設備では経済性を考慮すると既設減勢工を利用することとなり、設計される放流設備は湾曲部分を有する設備となる。このうち、湾曲放流管については、スムーズ管及びエビ継ぎ管の壁面作用圧力特性を明らかにし、キャビテーションに対する安全性を確保しつつ管内流速を大きくする放流管の設計方法を示した。

参考文献

1）柏井条介、村岡敬子 : ダム漸縮導流水路の水理特性、土木技術資料、Vol.30、No.4、pp.3～8、1988

2）Ippen, A.T.: Mechanics of supercritical flow, Symposium on high-velocity flow in open channels, Trans. ASCE, Vol.116, pp.268～295, 1951

3）桜井力、柏井条介、櫻井寿之：地下に設けられる跳水式減勢工の発生音特性、水工学論文集、第 43 巻、pp.491～496、1999

4）川上謙太郎：ノズルジェットの水平到達距離に関する研究、土木学会論文報告集、第 191 号、pp.83～89、1971

5）川上謙太郎：スキージャンプ式余水路射出水の水平到達距離に関する研究、土木学会論文報告集、第 219 号、pp.37～44、1973

6）柏井条介、宮脇千晴 : 円形放流管湾曲部の圧力特性、ダム工学、Vol.9-4、pp.245～25、1999

7）櫻井寿之、柏井条介：円形放流管湾曲部流れの数値シミュレーション、ダム技術、No.166、pp.53～58、2000

8）小野雅人、柏井条介：水平エビ継ぎ湾曲管路の圧力特性、土木学会第 57 回年次学術講演会、pp.169～170、2002

9）柏井条介：既設重力式コンクリートダム堤体に設置する増設放流管の水理設計、ダム技術、No.207、pp.31～47、2003

10）田村洋満、柏井条介：減勢工側方からの空中放流水脈の側壁沿い這い上がり位置と高さ、土木学会第 57 回年次学術講演会、pp. 173～174、2002

11）柏井条介、田村洋満：放流管空中放流水脈の跳水条件、土木技術資料、Vol. 44-9、2002

12）小野雅人、桜井力：減勢工の発生音特性に関する現地観測、ダム工学会第 11 回研究発表会講演集、2000

13）小野雅人、柏井条介：ダム放流音に関する現地観測－天ヶ瀬ダム（アーチ式ダム）の放流音特性、土木技術資料、No. 44-7、pp. 58～63、2002

14)結城和宏、柏井条介 : 円形空中放流水脈の跳水、ダム技術、No. 237、pp. 27～34、2006

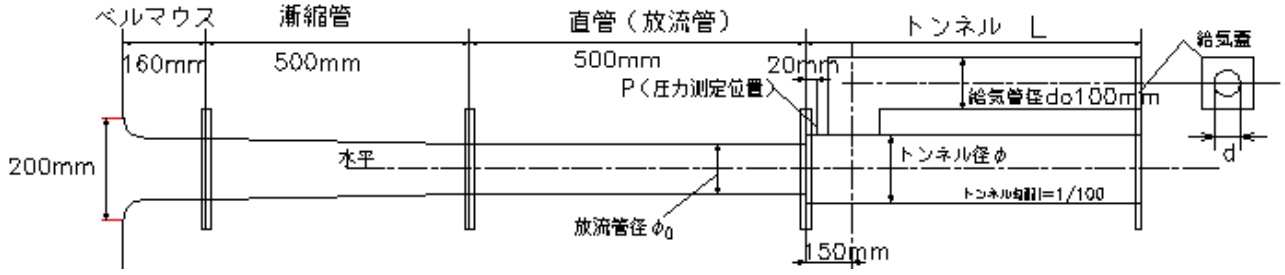
3.2　トンネル内放流設備の水理設計手法に関する調査

3.2.1　概要

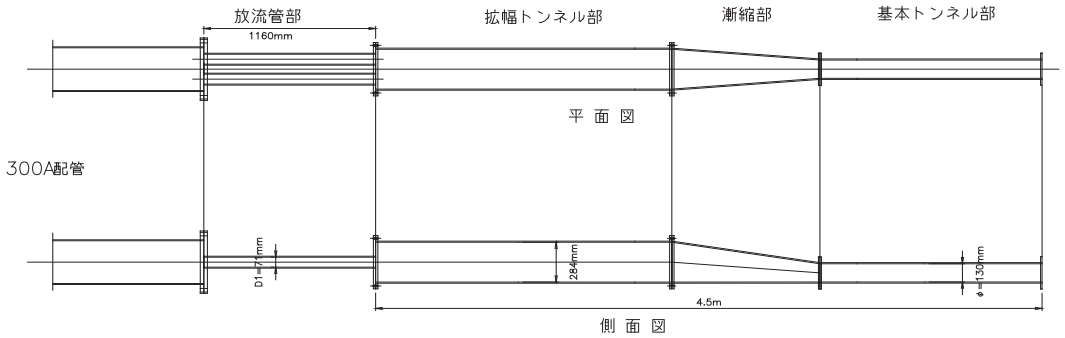
既設ダムをより効率的に利用するために、放流設備を増設する場合がある。コンクリートダムで堤体の内部に設置スペースがない場合やフィルダムの場合には、増設設備はトンネル内放流設備として地山内に設置されることになる。

トンネル内放流設備は、閉空間であるトンネル内に大量に空気を連行する高速流を放流するものである。このため、流れに適切な給気が行われない場合は大きな圧力降下が生じ、キャビテーションの発生等の問題を生じる。また、満管流が生じるような場合には流れの脈動の原因ともなる。したがって、トンネル内放流設備の設計では、流れへの給気が重要な検討項目となるが、空気連行現象に対する十分な知見が得られていないことなどから、その設計方法は十分には確立していない現状にある。

上記に鑑み、本課題では、トンネル内放流設備の水理特性及び空気連行特性を解明し、トンネル断面及び空気管システムの設計方法を提案した。以下に、その成果を



(a)　1条模型



(b)　2条模型

図-3.2.1　使用模型概要

表－3.2.1　実験ケース

1)1条実験

ケース	放流管径 ϕ_0(m)	トンネル径 ϕ (m)	トンネル長 L(m)	トンネル勾配 i	給気管径 d_0(m)	給気管入口径 d(m)	ϕ/ϕ_0	L/ϕ_0
A-1	0.08	0.13	2.5、4.5、8.5、16.5	0.01	0.1	0、0.01、0.02、0.04	1.63	31～206
A-2	0.09					0.06、0.1	1.44	28～183
A-3, B-1	0.1						1.3	25～165
A-4	0.11						1.18	23～150
A-5	0.12						1.08	21～138
B-2	0.025	0.0325	1.125			0	1.3	45
B-3	0.05	0.065	2.25			0	1.3	45
B-4	0.3	0.39	13.5			0	1.3	45

2)2条実験

ケース	放流管径 ϕ_0(m)	トンネル径(m) 上流端 ϕu(m)	トンネル径(m) 下流端 ϕ (m)	トンネル長(m) 拡幅部 L_1(m)	漸縮部 L_2(m)	基本部 L_3(m)	全長 L(m)	漸縮角 θ (度)	給気管径 d_0(m)	給気管入口径 d(m)
C-1	0.07	0.28	0.13	2.1	0.6	1.8	4.5	14	0.1	0、0.1
C-2				1.6	0.6	2.3	4.5			
C-3				1	0.6	2.8	4.4			
C-4				2.1	0.9	1.5	4.5	9.5		
C-5				1	0.9	2.5	4.4			

述べる。

3.2.2　実験の概要

図-3.2.1 に実験模型を、**表-3.2.1** に実験ケースを示す。実験は、ケース A、B の放流管 1 条実験とケース C の 2 条実験に大別される。また、1 条実験はトンネル条件や給気条件を変化させてその影響を検討したケース A の実験と、形状が相似で大きさを変化させたケース B の縮尺効果実験に大別される。ケース B の実験は給気の無い場合を対象にしている。

ケース C の放流管 2 条の模型もケース A-3 でトンネル長が 4.5m の場合を基本形状として設定した。すなわち、2 条の放流口の合計断面積がケース A-3 に等しいものとし、トンネル全長を 4.5m としている。

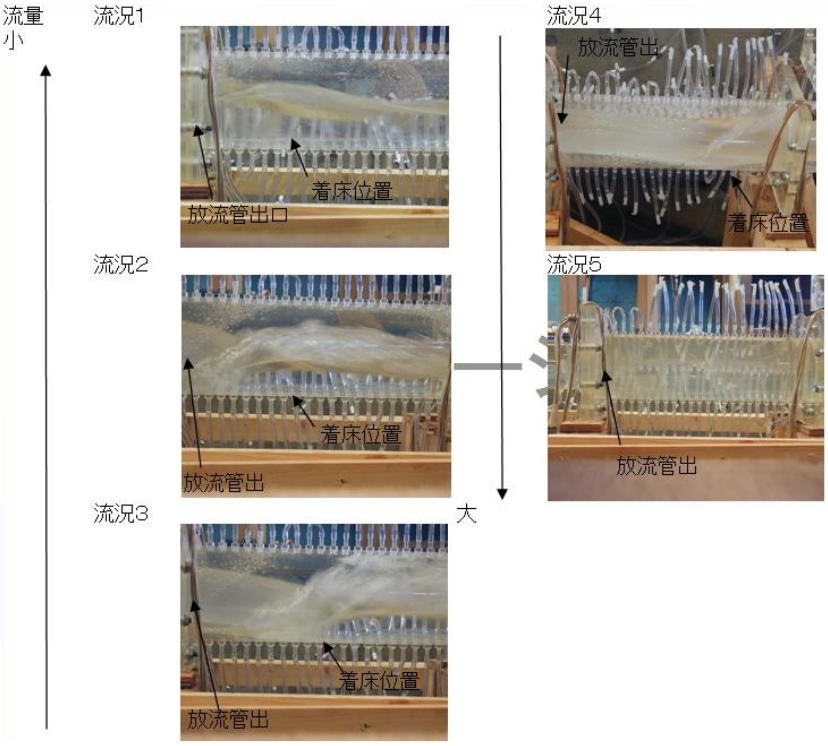


写真-3.2.1　流量による流況変化（放流口直下流付近、１条、無給気）

3.2.3　流れに関する無次元パラメーター

トンネル内放流に係わる現象を表わす諸量を f とすると f は次式で表わされる。

$$f = f\left(\phi_0, Q_w, \rho_w, \nu_w, g, T, e(l)\right) \qquad (3.2.1)$$

ここに、Q_w ：放流量、ρ_w ：水の密度、ν_w ：水の動粘性係数、g ：重力加速度、T ：表面張力、$e(l)$ ：トンネルや給気管形状を表す長さに関するパラメータである。

式(3.2.1) において、$e(l)$ の形状要素が n 個あるとすると、括弧内のパラメーターは 5＋n 個である。π 定理より無次元パラメーターは 3＋n 個抽出され、次式を得る。

$$f' = f'\left(F_{r0}, R_{e0}, W_{e0}, e(l/\phi_0)\right) \qquad (3.2.2)$$

ここに、f' ： f に関する無次元量、F_{r0} ：フルード数＝$v_0/\sqrt{g\phi_0}$ 、R_{e0} ：レイノルズ数＝$v_0\phi_0/\nu_w$ 、W_{e0} ：ウェーバー数＝$\sqrt{v_0^2\phi_0/(T/\rho_w)}$ であり、$e(l)$ については、代表長さとして ϕ_0 を用いて無次元化する。

水理的な無次元量は F_{r0} 、W_{e0} 、R_{e0} であり、T 等の物理定数が一定であるとすると、k_1 、k_2 を定数としてそれぞれ次の関係がある。

$$R_{e0} = k_1\phi_0^{1.5}F_{r0} \qquad (3.2.3)$$

$$W_{e0} = k_2\phi_0 F_{r0} \qquad (3.2.4)$$

開水路流の水理模型実験で、現象に R_{e0} や W_{e0} の影響が無視できない場合には、模型規模が影響し、R_{e0} が十分大きければ現象への影響は小さく、空気連行に関連する水面周辺の現象は F_{r0} と W_{e0} による影響が大きいと考えられる[3)]。

3.2.4　1 条放流管実験結果

(1)　無給気実験結果

①　流況

流量を徐々に増加させていった場合、何れの ϕ/ϕ_0 においても、流況１～５の変化が確認された（**写真-3.2.1** 参照）。流況５の満管流は、放流管出口部で大きな圧力降下を生じ、避けるべき流況である。なお、流況５を除く他の流況においては着床部下流の水脈の這い上がりは比較的大きく、その位置では表面に不陸のない施工を心掛けなければならない。**図-3.2.2** に、上記流況と各無次元パラメーターの関係の代表例を示す。図中の破線は、等流状態の満管時の条件を示したものである。ここに、満管時の条件は、

エネルギー勾配 $i \geq$ トンネル勾配 i_0 　　(3.2.5)

として与えられ、i は摩擦損失係数 f を用いて、

$$i = f\frac{1}{\phi}\frac{v^2}{2g} \qquad (3.2.6)$$

で表される。ここに、v ：トンネルの断面平均流速である。**式(3.2.6)** 及び F_{r0} 、W_{e0} の定義より **式(3.2.1)** で等号となるフルード数、ウェーバー数（添え字ｃを用いる）は、次式となる。

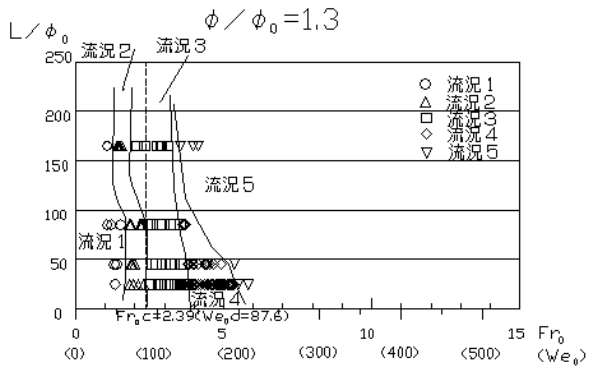


図-3.2.2　流況とL/φ0、Fr0、We0の関係（給気なし）

$$F_{r0c} = \sqrt{2\frac{i_0}{f}\frac{\phi^5}{\phi_0^5}} \qquad (3.2.7)$$

$$W_{eoc} = \sqrt{2g\frac{\phi^5}{\phi_0^3}\frac{1}{T/\rho_w}\frac{i_0}{f}} \qquad (3.2.8)$$

上記F_{r0c}、W_{e0c}が**図-3.2.2**の破線である。この破線より左側で満管流へ遷移する場合は、空気連行によりトンネル内の空気が排出され、トンネルが十分長い場合には、満管状態を維持できず、流れが不安定になる。また、これより右側で遷移する場合には、トンネル全体に圧力が作用することになり、急速に満管流に移行する。今回の実験範囲では、ϕ/ϕ_0が小さいほど、また、L/ϕ_0が大きいほどF_{r0}及びW_{e0}の小さい領域で流況遷移が生じている。また、$\phi/\phi_0 \geq 1.3$ で$L/\phi_0 \geq 150$～200 の領域では変化がなく、満管流に遷移するF_{r0}及びW_{e0}はF_{r0c}、W_{e0c}に近づいている。不等流計算によりトンネル出口で水面がトンネル頂部に接する条件と満管流に遷移する条件を比較すると、実験で満管流に遷移するF_{r0}（W_{e0c}）は計算のそれよりかなり小さく、トンネル内の排気の影響が大きいことがわかる。

②　トンネル上流端の圧力降下

トンネル上流端の圧力降下は、放流管出口部の水脈の流速により空気が連行されて生じるもので、この連行される空気はトンネル下流端から供給されている。そのため、放流管出口直下流の壁面作用圧力を出口流速v_0で除した無次元量$-(p_P/\rho_w)/(v_0^2/2)$とF_{r0}の関係は、F_{r0}が大きいほど、また、ϕ/ϕ_0が小さいほど圧力降下が生じやすくなっている。同じϕ/ϕ_0においてF_{r0c}の増加に伴い、圧力も連続的に下がっており、流況の違いによる急激な変化は生じていない（ただし、流況５を除く）。本実験結果では、満管流への遷移を防止し、安定した流れを確保するための、無次元圧力降下量の目安として、0.01～0.02程度が考えられる。

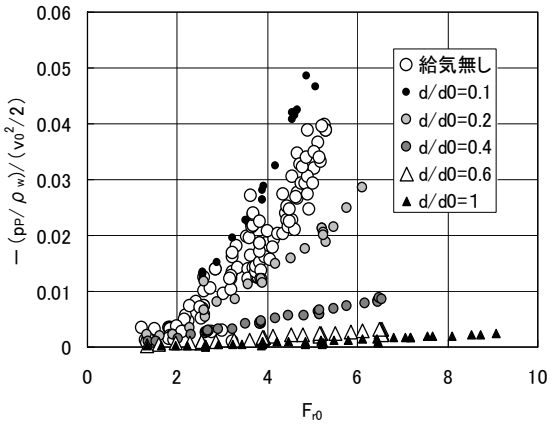


図-3.2.3　給気管効果への入口径の影響

（ϕ/ϕ_0=1.3、L/ϕ_0=45、d_0/ϕ_0=1）

(2)　給気の影響

図-3.2.3 に給気管を設置した場合の無次元圧力降下量とF_{r0}の関係を示す。図より、適切な給気を行なうことにより、給気管から安定した空気が供給されて、トンネル上面の圧力降下を低減できることが確認される。d/d_0＜0.4では給気管入口径が小さいために入口損失が大きくなり、圧力降下の低減量が小さくなる。設計ではd/d_0＞0.4の状態を確保できるよう設定するのが妥当であろう。給気管内の空気流のレイノルズ数が十分大きい場合、給気管の損失は管内流速の２乗に比例することから、$p_P/(\rho_w g)$とQ_a^2は比例することになる。**図-3.2.4** に両者の関係を示す。

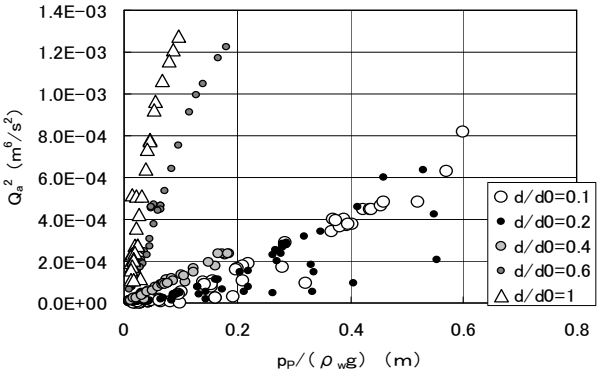


図-3.2.4　（給気量）^{2}と圧力降下水頭の関係

（φ/φ0=1.3、d/d0=0.2、d0/φ0=1）

Q_a^2と$p_P/(\rho_w g)$はほぼ直線の関係にあり、給気管の給気量がトンネル上面の圧力降下量と給気管システムの損失特性により表されることが確認される。

(3)　模型縮尺の影響

今回の実験で、満管流に遷移するF_{r0}は、ϕ_0=0.025m模型を除き、W_{e0}と反比例の関係となっている。また、それぞれ無次元圧力降下量とF_{r0}、W_{e0}の関係は、何れのパラメーターに対するプロットでも、模型規模により

異なる傾向を示し、同じF_{r0}に対しては模型規模が大きいほど降下量が大きく、同じW_{e0}に対しては小さくなっている。そこで、両者が同程度に影響していると考えるのが妥当と考え、

$$-\left(p_P/\rho_w\right)/\left(\mathrm{v}_0^2/2\right)=KW_{e0}{}^{a}F_{r0}{}^{b} \qquad (3.2.9)$$

の式形にて重回帰近似を行った（K ：定数)。近似の結果、a **=0.62**、b **=1.37**（相関係数0.8）の結果を得た。無次元圧力降下量に対し、W_{e0} 、F_{r0} が同程度に影響することがわかったが、模型が大きい場合においてやや近似が悪い結果となっている。そこで、原型換算において、安全側の設定になるよう、$a=b=1$とし、

$$-\left(p_P/\rho_w\right)/\left(\mathrm{v}_0^2/2\right)=K'W_{e0}F_{r0} \qquad (3.2.10)$$

にて表すものとした。**図-3.2.5** に結果を示す。ただし、K' は模型規模別に求め、その平均値を用いた。

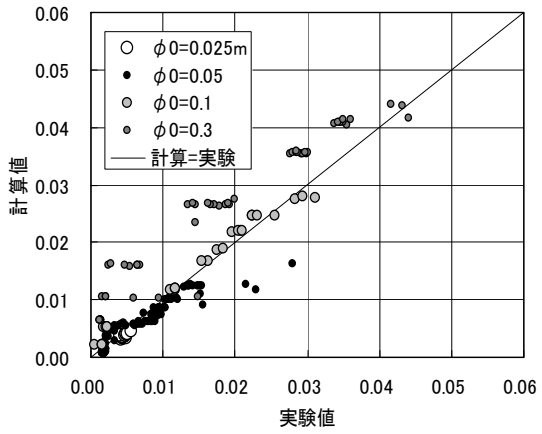


図-3.2.5　$-(p_P/\rho_w)/(v_0^2/2)=K'W_{e0}F_{r0}$ の場合の実験値と計算値の関係

以上より、フルード則を用いて得られた実験結果を原型換算する場合の無次元圧力降下量の補正として、模型と原型のW_{e0}の比を乗じることを提案する。すなわち、

$$-\left\{\left(p_P/\rho_w\right)/\left(\mathrm{v}_0^2/2\right)\right\}_p=-\left(W_{e0p}/W_{e0m}\right)\times\left\{\left(p_P/\rho_w\right)/\left(\mathrm{v}_0^2/2\right)\right\}_m \qquad (3.2.11)$$

を提案する。ここに、添字m 、p はそれぞれ模型及び原型での値を示している。

(4)　トンネル断面及び給気システムが満たすべき条件設定

①　圧力降下による条件設定

１）有害な負圧発生の防止

設計の目標は、満管にならず、かつトンネル内の圧力降下量を有害なものとしないことにある。ここでは、放流管の設計に準じ－1.5m水柱以上を条件として設定する。まず、無給気の場合には、**図-3.2.2** の値に、(3)の模型の縮尺効果を補正して求めることができる。

次に、給気がある場合は、給気システムを想定の上、給気量と損失特性の関係から求めることができる。損失特性は、管路系の計算による算定が可能である。給気量の設定は、文献１）の検討から次式を求めており、参考にすることができよう。

$$Q_a/Q_w=0.1W_{e0}{}^{0.28} \qquad (3.2.12)$$

ただし、実測値の数が少ないことから実際の設定では上式で得られる値に余裕を見込むのが望ましい。

ϕ/ϕ_0 が大きくなると、トンネル出口から空気が供給され、給気管の能力を低減することができるが、体系だった検討が必要であり、当面は必要に応じ水理模型実験を行い、個別に検討する必要がある。

２）満管を回避するための条件

無給気の場合には、圧力降下量が 0.01～0.02 程度以下であれば、トンネル断面の閉塞は生じていない。ここでは、無次元圧力降下量が 0.015 以下とすることを提案したい。この場合、作用水頭が 100mを超えなければトンネル上面圧力は先の－1.5m水柱より大きくなり、殆どの施設は本条件で設計されることになる。

無次元圧力降下量は**図-3.2.2** に模型の縮尺効果を補正して求められる。今回の実験が 1/10～1/50 相当の縮尺とすると、**図－3.2.2** での許容無次元圧力降下量は 0.015～0.003 となり、今回実験を行ったϕ/ϕ_0 の範囲では、給気を実施する必要が生じるものと思われる。

先に提案した無次元圧力降下量の 0.15 の値は、今回の実験範囲全体を包絡するものであり、実験結果からは$\phi/\phi_0 \geq 1.3$ では 0.3 程度の値を採用してもよいように思われる。

給気を実施した場合の圧力降下量は、給気システムの損失特性の影響を受けるので、給気量を設定の上、算定することとなる。

②　水面形からの条件設定

ケース A-1 で計測された水面形は、自由落下として計算される水脈着床点中心を基点とした不等流計算結果と、水面勾配がほぼ一致している。計測の水面は計算結果を平行移動させた形状となっており、これらから着床時のエネルギー損失ΔE を求めた結果、

$$\Delta E=0.1\left(\mathrm{v}_0^2/2g\right) \qquad (3.2.13)$$

の結果を得た。

図-3.2.6 に、この不等流計算結果を用いて、トンネル出口の水の無い断面積 ΔA とトンネル断面積 A との比と F_{ro} の関係を示す。図より、F_{r0} が大きくなるに従って臨界条件での $\Delta A / A$ が大きくなり、必要なトンネル断面が大きくなることが分かる。

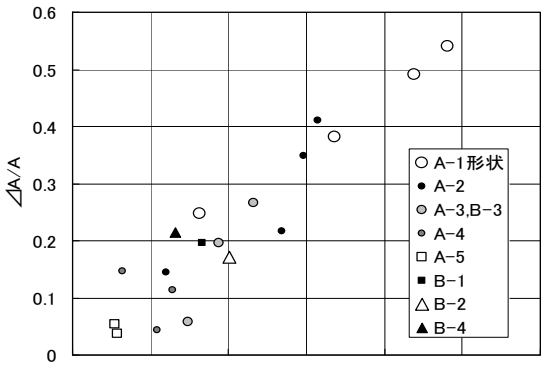


図-3.2.6 $\Delta A/A$ と F_{ro} の関係（給気無し）[5]

上記は、空気混入の無い場合の水面で、原型の流れでは空気混入による水面の上昇を勘案する必要がある。このため、不等流計算結果に水理公式集にある十分発達した場合の空気濃度[5]を加えた水面とするのが適当である。また、水理模型実験や設計実績から $\Delta A / A$=0.25 程度以上の値が提唱されている[6]。

3.2.5 ２条放流管実験結果

給気無しの 2 条放流管における満管流となる臨界の F_{r0} は、漸縮角度14°のC-1～3のケースで2.1程度、9.5°のC-4、5で2.2～2.3程度であり、漸縮角度が小さいほど満管になりにくい、1条放流管の臨界時の F_{r0} は4.8であり、2 条放流となることで、満管流となる流量がかなり小さくなっている。この臨界流量の低下は、放流水脈の合流とその後の縮流によるエネルギー損失が大きいこと、それぞれの放流管径に対する F_{r0} が大きいことに原因があると考えられる。

無給気時のトンネル上面での無次元圧力降下量と F_{r0} の関係では、2 条放流管の場合が若干大きな圧力降下量となっているが、その差は小さい。

給気時の無次元圧力降下量は1条放流管と比較して非常に小さく、給気管が拡幅断面に設置されているために、気流の流速が小さくなるためと考えられる。このことは、給気管からの給気量を小さくし、給気システムの効率を低下させることを意味している。今回は計測を実施していないが、断面縮小後のトンネル上面の圧力は、拡幅断面でのそれよりかなり低下していることが想定される。給気管は、断面縮小後の位置に設置するのが効率的であろう。また、同様の類推から、無給気時の縮小断面での圧力は、計測された拡幅断面のそれよりかなり小さいことが予想される。複数の放流管が設置され、拡幅断面が設けられる場合には、縮小後のトンネル断面において作用圧力の評価を行う必要がある。縮小後の断面を対象とした圧力、水面形を対象とすることにより、1 条放流管の場合の設計と同様の考え方で必要トンネル径、給気システムの検討を行うことが可能と考える。ただし、想定すべき空気量、合流や断面縮小によるエネルギー損失等、これらの体系的な調査は、今後の課題としたい。

3.2.6 結論

本課題では、水理実験を中心に、トンネル内放流設備のトンネル断面及び給気施設の設計方法を検討した。

まず、放流管 1 条放流については、トンネル内の圧力降下と水面形評価に基づく、トンネル径、給気管の設定方法を提案した。この設定方法は、新しいものであり、今後具体的施設への適用検討を通じて妥当性を検証するとともに、データの蓄積等を行い、精度を高めていく必要がある。

また、放流管 2 条の場合は、給気が無い場合、満管流へ遷移する流量は放流管 1 条と比較してかなり小さくなり、拡幅断面の気圧は縮小断面のそれよりかなり大きくなる可能性があり、給気管は縮小断面部に取りつけるのが効果的であり、放流管 1 条に対して設定した設計方法を縮小断面下流の諸量に対して適用可能であることを示した。

参考文献

1）柏井条介、大澤信哉：整流管付きジェットフローゲートの給気量、土木技術資料、No.45-4、pp.58～63、2003

2）高須修二、中澤顕治、村岡敬子、井熊均：ダム放流管における空気連行流の特性、土木技術資料、No.28-10、1986

3）Brocchini, M., Peregrine, D., H.: The dynamics of strong turbulence at free surface. Part1. Description, Journal of fluid mechanics, No.499, pp.225-254, 2001

4）建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室：五十里ダム新設放流管水理模型実験報告書、土木研究所資料 No.3698、p.69、2000

5）土木学会編：平成 11 年版水理公式集、p.265、1999

6）建設省河川局監修：昭和 62 年版多目的ダムの建設、設計Ⅱ編、p.273、1987

4．規格外骨材の品質評価および有効利用方法の開発

4.1 ダムコンクリートにおけるスラッジの有効利用に関する調査

4.1.1 概要

ダム工事では、骨材製造時やダム堤体のグリーンカット時に大量のスラッジが発生する。スラッジは、現状では、産業廃棄物として多額の費用をかけて処分される場合が多く、環境保全とコスト縮減の観点からスラッジの有効利用に対する要請が強い。

本課題では、スラッジのダムコンクリートへの有効利用を図るため、スラッジの品質評価方法とスラッジを混入したコンクリートの配合設計方法について検討した。スラッジの品質評価では、粗骨材を取り除いた配合のモルタルを用いて、スラッジの置換率を変化させたときのワーカビリティーに及ぼす影響を確認し、スラッジの品質評価方法を提案した。次に、スラッジを混入したコンクリートを用いて、単位水量、混和剤量一定のもとでスラッジの置換率を変化させた場合のワーカビリティー、強度、体積変化を検討し、外部用コンクリートについては、さらに混和剤の種類、添加率と空気連行性、凍結融解抵抗性についても検討した。以上の検討結果をもとに、スラッジを混入したコンクリートの配合設計方法について提案した。

対象としたコンクリートは、ダムの内部用コンクリートであるRCD用コンクリート、ELCM用コンクリートと、外部用コンクリート、高流動コンクリートの4種類であるが、本報告では、このうちRCD用コンクリートと外部用コンクリートについて検討成果を述べる。そのほかは文献1)を参照いただきたい。

4.1.2 実験方法

(1) 使用材料の品質

使用した骨材とスラッジは、ダム建設現場から採取した。スラッジは骨材製造プラント用濁水処理設備から採取した脱水ケーキである。RCD用コンクリートにはKダム、外部用コンクリートにはTダムの現場から採取した脱水ケーキを用いた。

スラッジの組成分析と、粒度分布、かさ密度、比表面積、密度などの物理的試験、メチレンブルー吸着量、ゼータ電位の電気化学的試験の結果は、**表-4.1.1**のとおりである。**表-4.1.1**には、比較のため実験に使用した中庸熱ポルトランドセメントとフライアッシュの結果も示した。

スラッジは、平均粒径が小さく比表面積が大きいこと、メチレンブルー吸着量が大きいことがわかる。

(2) 基本配合

スラッジを混入していないときのコンクリートを基本配合として設定した(**表-4.1.2**)。基本配合は、ダム現場の粗骨材最大寸法150mmのフルミックス配合から、40mm以上の粗骨材を取り除き、目標のコンシステンシー、空気量が得られるように試験練りを行なって決定した。フライアッシュは、FAまたはFと略記している。

(3) 実験手順

RCD用コンクリート、外部用コンクリートとも、はじめに細骨材の一部をスラッジに置換し、単位水量一定のもとでスラッジ置換率、混和剤の種類と添加率を変化させ、スラッジ置換率に応じて所要のワーカビリティー、空気量が得られる混和剤添加率を選定した。

次に、スラッジ置換率ごとに選定された混和剤添加率で、圧縮強度、凍結融解試験を行なった。

スラッジは、ケーキ状のまま（含水スラッジ）または乾燥してロサンゼルス試験機によって粉砕したもの（乾燥スラッジ）を投入した。含水スラッジは、事前の検討によってにぎりこぶし程度の大きさのものを投入した。

4.1.3 RCD用コンクリートの実験結果

(1) 使用した混和剤

使用した混和剤は**表-4.1.3**の３種類である。

混和剤Aは、通常ダムコンクリートによく使用されているAE減水剤である。混和剤Bは、RCDの施工時間を確保するために開発された混和剤である。混和剤Cは高性能AE減水剤であり、微粉に対する強力な分散効果を期待して使用した。

表―4.1.1粉体の試験結果

コンクリートの種類	材料の種類	密度 g/cm³	かさ密度 g/cm³	実積率 %	平均粒径 μm	比表面積 cm²/g	メチレンブルー吸着量 mg/g	ゼータ電位 mV
RCD用	スラッジ	2.70	1.275	47.2	9.1	9050	9.68	11
	セメント	3.21	1.757	54.7	10.7	3210	—	14
	フライアッシュ	2.10	1.838	65.9	12.5	2950	0.07	9
外部用	スラッジ	2.63	1.30	49.4	15.5	4840	2.00	12
	セメント	3.20	1.45	45.3	12.4	3760	—	11
	フライアッシュ	2.26	1.13	50.0	12.7	4140	0.39	15

表―4.1.2 基本配合

コンクリートの種類	粗骨材最大寸法 (mm)	コンシステンシー 試験方法	コンシステンシー 目標値	空気量 目標値 (%)	水結合材比 (%)	FA置換率 (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m³) 水 W	セメント C	フライアッシュ FA	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤(C+F)×% AE減水	AE剤	遅延剤
RCD用	40	VC	20秒	—	94.0	30	47.4	133	99.0	42.4	1005.4	1129.9	0.25	—	—
外部用	40	スランプ	5cm	4.5	50.5	30	46.4	155	215.0	92.0	830.0	969.0	1.00	0.30	0.03

表-4.1.3　RCD用コンクリートに使用した混和剤

記号	混和剤の種類	製造メーカー	主成分	標準添加率 (C+F)×%
A	AE減水剤(遅延型Ⅰ種)	N社	ﾘｸﾞﾆﾝｽﾙﾎﾝ酸化合物	0.25
B	超硬練り用	N社	変性ﾘｸﾞﾆﾝｽﾙﾎﾝ酸カルシウムとｱﾙｷｴｰﾃﾙﾎﾟﾘﾏｰの複合物	1.0
C	高性能AE減水剤(遅延型・FA対応)	N社	ﾎﾟﾘｶﾙﾎﾞﾝ酸ｴｰﾃﾙ系化合物と分子内架橋ﾎﾟﾘﾏｰの複合体	1.1

表-4.1.4　試験条件

スラッジ置換率 (%)	混和剤A 添加率(C+F)×%				混和剤B 添加率(C+F)×%				混和剤C 添加率(C+F)×%		
	0.25	0.5	1.0	1.5	1.0	2.0	3.0	4.0	1.0	1.5	2.0
0.0	○										
4.5	○	○			○	○					
9.0	○	○	○		○	○			○	○	○
13.5		○	○			○	○				
18.0	○		○	○		○	○	○			

(2)　VC試験結果

スラッジ置換率と混和剤の種類、添加率を**表-4.1.4**のように組み合わせ、VC試験を行なった。

スラッジ置換率とVC値の試験結果を**図-4.1.1**に示す。混和剤の添加率一定の場合、スラッジ置換率が増加するとスラッジ置換率0%(無置換)の場合よりVC値が大きくなっている。しかし、混和剤添加率を増加させるとVC値は小さくなった。

混和剤の種類を比較すると、混和剤A、BがVC値を低下させる効果は大きく、特にBはスラッジ置換率18%でも標準の4倍添加するとVC値は20秒程度である。混和剤Cは、スラッジ置換率9%の時に混和材添加率を変化させても標準の2倍添加で収束傾向にあり、しかも20秒以上である。混和剤A、Bのスラッジ9%のとき20秒以下に比べワーカビリティー改善効果は小さい。混和剤Cの効果が小さい原因は、スラッジ中の凝集剤の影響も考えられるため、今後の検討が必要である。

これらの結果より、混和剤の種類を適切に選定することによりスラッジ置換率に応じてVC値を制御することができることが確認できた。

また試験結果より、VC値15秒程度になる混和剤添加率は**表-4.1.5**のとおりとなった。そこで、このときのVC値の経時変化、圧縮強度試験を行なった。

(3)　VC値の経時変化

表-4.1.5の混和剤添加率のときのVC値の経時変化測定結果（指数関数で近似）を**図-4.1.2**に示す。

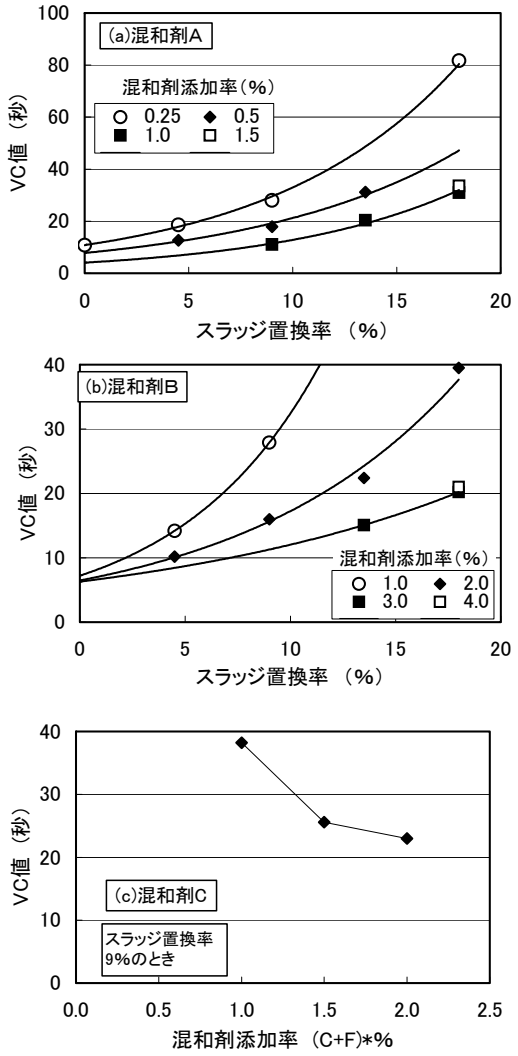


図-4.1.1　混和剤の種類・添加率とVC値の関係

表-4.1.5　スラッジ置換率と混和剤添加率の組合せ

スラッジ置換率 (%)	混和剤種類・添加率 (C+F)×% 混和剤A 添加率	混和剤A 記号	混和剤B 添加率	混和剤B 記号
0.0	0.25	A0		
4.5	0.50	A1	1.00	B1
9.0	0.75	A2	2.00	B2
13.5	1.00	A3	3.00	B3
16.0			4.00	B4

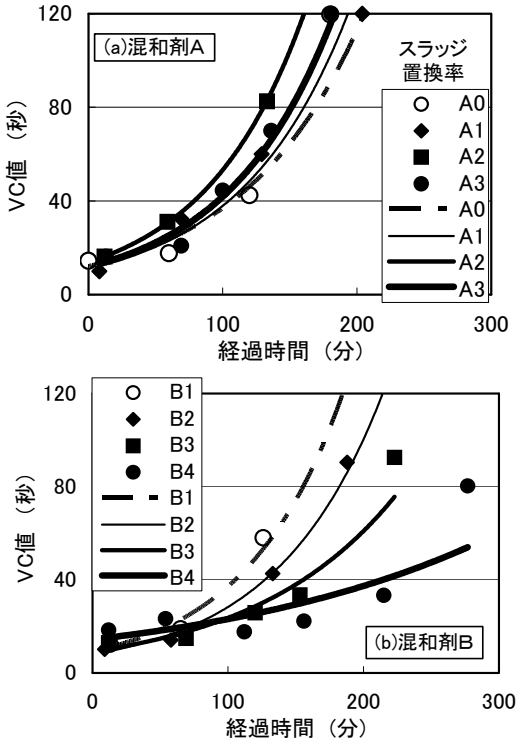


図-4.1.2　VC値の経時変化

練混ぜ直後のVC値はいずれも15秒前後に収まっている。混和剤Aを用いた場合の経時変化については、無置換(A0)とほぼ同様に時間経過とともにVC値は大きくなった。ところが混和剤Bの場合は、添加率が大きくなるほどVC値の変化率は小さくなっている。これは、長時間にわたり締固め可能な性状を維持できることを意味する。

(4) 圧縮強度試験結果

材齢と圧縮強度の関係を、スラッジ無置換に対する各置換率の強度比で示したのが図-4.1.3である。

混和剤を多量添加した場合の圧縮強度は、混和剤A、Bとも、極初期材齢（3日）は無置換(A0)とほぼ同じ強度比であるが、それ以降は増加している。7日が最大で無置換より1.2～1.6倍にも達している。その後はしだいに低下する傾向があるものの、4週、13週で1.2倍程度、6箇月で1.0～1.1倍程度になっており、強度増進効果があることがわかる。スラッジのような微粉末を混入することによって強度が増加するのは、微粉末効果によって説明されている[2]。今回の結果も7日以後は微粉末効果によって強度が増加したものと考えられる。極初期において強度増加がほとんどなかったのは、遅延型の混和剤を使用しているため、両者の効果が相殺されたものと考えられる。長期になれば強度が高くなるため、微粉末効果が相対的に小さくなってきているものと考えられる。

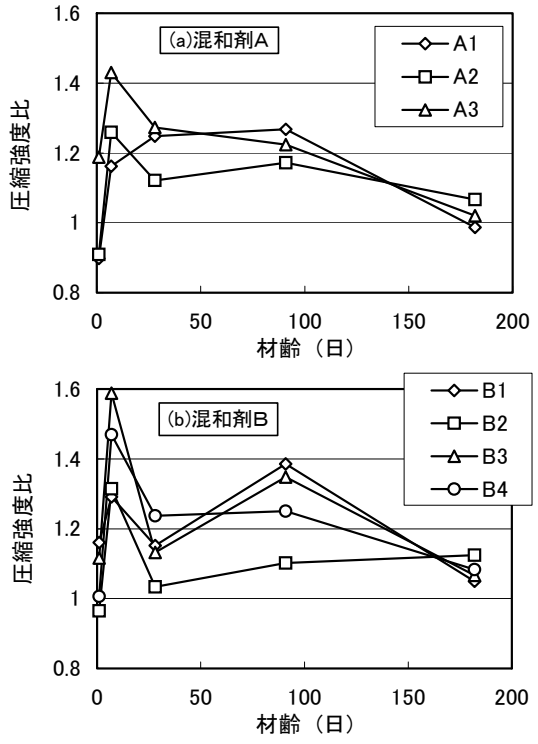


図-4.1.3 材齢、置換率と強度比の関係

4.1.4 外部用コンクリートの実験結果

(1) 使用した混和剤

使用した混和剤は表-4.1.6のとおりAE減水剤2種類、AE剤2種類と遅延剤である。

AE減水剤D、AE剤ｄ、遅延剤Rは、骨材およびスラッジを採取した現場で実際に使用していたものである。遅延剤は、骨材にモンモリロナイトが含有されており過早凝結を生じるため、使用されている。AE減水剤Aは、RCD用に使ったものと同じであり、AE剤ａと合わせ通常ダムコンクリートに頻繁に使用されているものである。

表-4.1.6 外部用コンクリートの使用した混和剤

記号	混和剤の種類	製造メーカー	主成分	標準添加率 (C+F)×％
D	AE減水剤(遅延型Ⅰ種)	P社	ﾘｸﾞﾆﾝｽﾙﾎﾝ酸とｵｷｼｶﾙﾎﾞﾝ酸塩	1.0
A	AE減水剤(遅延型Ⅰ種)	N社	ﾘｸﾞﾆﾝｽﾙﾎﾝ酸化合物	0.25
d	AE剤	P社	ﾛｼﾞﾝ系界面活性剤	ー
a	AE剤	N社	変性ﾛｼﾞﾝ酸化合物系陰ｲｵﾝ界面活性剤	ー
R	遅延剤	P社	ｵｷｼｶﾙﾎﾞﾝ酸塩	ー

(2) 配合条件

スラッジは、含水スラッジと乾燥スラッジの2種類を用いた。スラッジの置換率は0、5、10、15、20%の5水準である。空気量は4.5%を基準とし、スラッジ置換率10%については、耐凍害性の向上を目的として空気量の水準を6、7.5、10%とした。また、AE減水剤Dを添加した配合については、含水スラッジと乾燥スラッジをそれぞれ使用し、AE減水剤Aを添加した配合は乾燥スラッジのみについて試験した。AE剤は、Dに対してd、Aに対してはaとdとした。また、遅延剤はAE減水剤Dを添加した配合で（C+F)×0.03%使用したが、凝結・硬化が極端に遅延したため、AE減水剤Aを添加した場合には使用しなかった。

(3) スランプ、空気量試験結果

スラッジ置換率10%におけるAE減水剤DおよびAの添加率とスランプ、空気量の関係を図-4.1.4に示す。混和剤Dは添加率を増やしてもスランプはほとんど変化していないが、空気量はほぼ直線的に増加しているのに対し、混和剤Aは逆にスランプは増加するが、空気量はほとんど変化がない。このように混和剤によってスランプ、空気量に及ぼす影響は異なることがわかる。乾燥スラッジと含水スラッジの比較では、乾燥スラッジを置換した配合の方が、含水スラッジを置換した配合よりもスランプおよび空気量がやや大きくなった。

次にAE剤dとaの添加率と空気量の関係を図-4.1.5に示す。この場合も混和剤の空気連行性は異なり、dは少量の添加率で空気量は増加するが、aの効果は小さかった。いずれも添加率と空気量の関係は直線的であり、添加率によって空気量を制御することができる。

これらの結果から、AE減水剤とAE剤の組合せをD-dとA-dとしたときの圧縮強度および凍結融解試験を行なった。

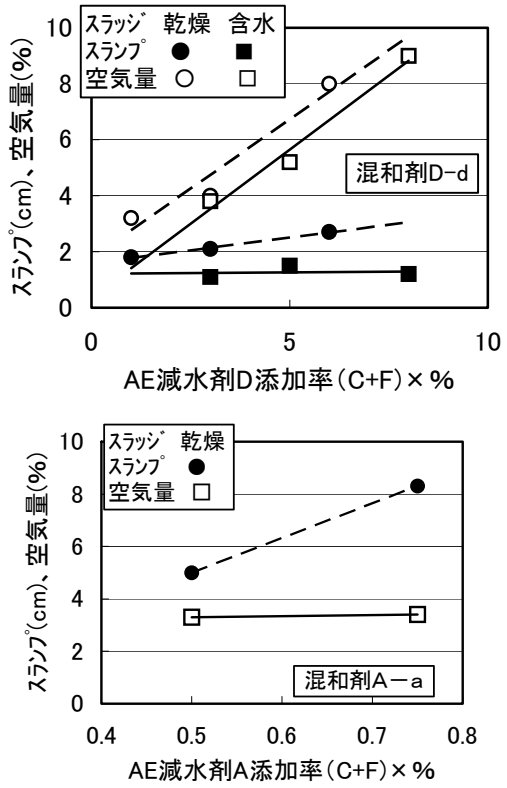


図-4.1.4　AE減水剤添加率とスランプ、空気量の関係

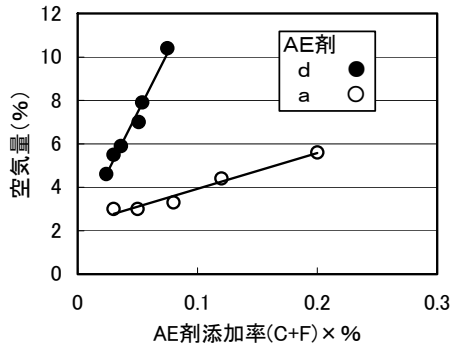


図4.1.5　AE減水剤添加率と空気量の関係

(4)　圧縮強度試験結果

材齢と無置換に対する圧縮強度比の関係を、図-4.1.6に示す。凡例は、2つのアルファベットと1つの数字で表しており、最初のアルファベットは混和剤の種類（表-4.1.6）、次はスラッジの種類であり（4.1.2(3)参照）、Dは乾燥スラッジ、Wは含水スラッジ、数字はスラッジの置換率である。

スラッジの置換率が大きくなると強度比が大きくなる傾向がみられる。ただし、初期材齢の強度比は小さく、特に混和剤Dは無置換より小さい。これは遅延型のAE減水剤添加率が多いのに加えて遅延剤も添加しているため、材齢初期の硬化の遅延が顕著であったことが影響していると考えられる。このように硬化遅延の影響が見られるものの、強度比は材齢7日まで急激に増加した後、ゆるやかに減少する傾向にあり、材齢91日には105～120%程度となった。

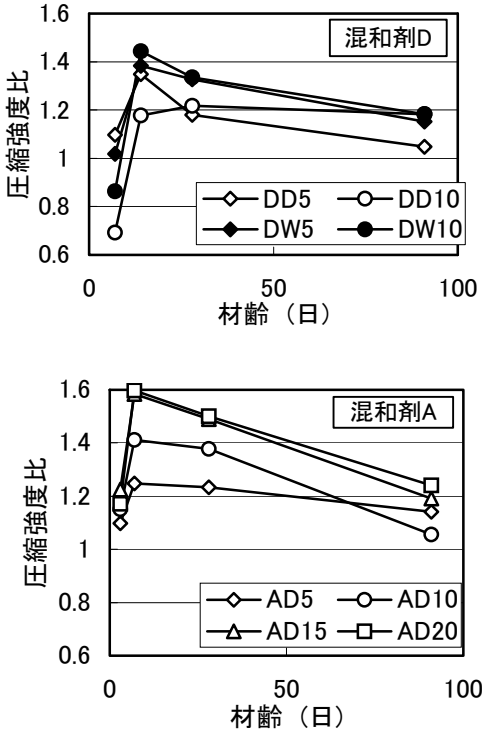


図-4.1.6　材齢と強度比の関係

(5)　凍結融解試験結果

凍結融解サイクル数と相対動弾性係数の関係を図-4.1.7に示す。凡例は図-4.1.6と同じであるが、ハイフンと数字がついているものは空気量を示しており、目標空気量4.5%、6.0%、7.5%、10.0%を丸めた数字で示している。

混和剤Dのスラッジ置換率10%、空気量4.5%のとき(DD10-4、DW10-4)、ほかのケースに比べて動弾性係数の低下がやや大きい。詳細に見ると、スラッジ置換率が大きくなるほど相対動弾性係数は低下する傾向があること、また空気量が少ないほど低下する傾向があること、AE剤の種類によって効果は異なるなどの傾向はあるものの、上記の2ケース以外は300サイクルでも90%程度の相対動弾性係数を保持しているなどの傾向がある。いずれにしても結果は非常に良好であり、空気量を確保すれば耐凍害性も確保できる。

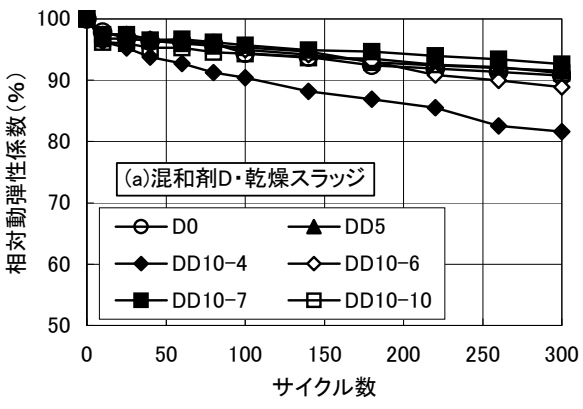


図4.1.7　凍結融解試験結果（その1）

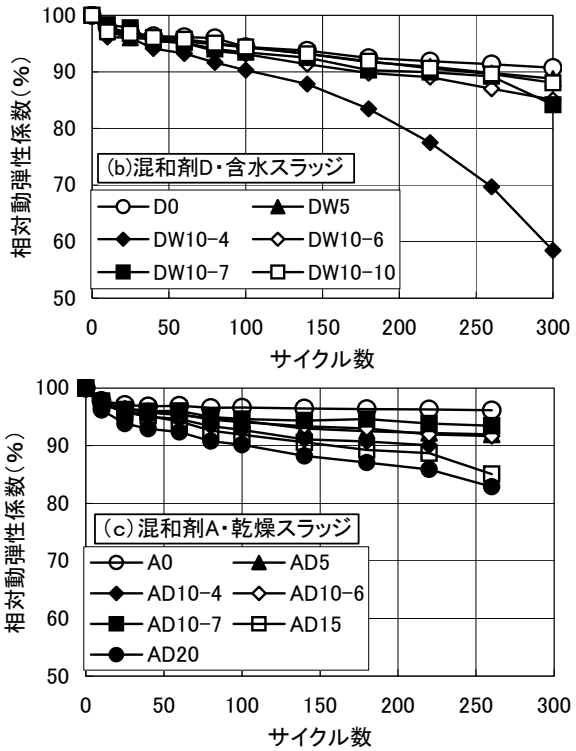


図-4.1.7　凍結融解試験結果(その2)

4.1.5 配合設計に関する検討

従来の配合設計方法は、所要のワーカビリティーが得られる単位水量を設定し、強度、耐久性から水セメント比を設定し、単位水量が最小になるように細骨材率を決めている。ところが、セメント程度の粒径の粉体であるスラッジをコンクリートに混入する場合、スラッジをどのように取り扱うかを明確にしなければ配合設計を行うことができない。

そこで、本課題では、スラッジは粉体の性状を有しているので、フレッシュ性状の評価には粉体として取り扱うが、直接強度発現に寄与することはないので硬化コンクリートの品質評価には細骨材の一部として取り扱ってきた。ここで問題になるのが、スラッジを含めたペーストのフレッシュ性状への影響である。

コンクリートのフレッシュ性状(ここでは主にワーカビリティー)に影響を及ぼすペーストの役割は、骨材の空隙を充填するために必要な量(空隙充填ペースト)と、所要のワーカビリティーを確保するために骨材の周りに付着して流動性を付与するために必要な量(余剰ペースト)である。空隙充填ペーストは、骨材の実積率によって決まるので、最終的には余剰ペーストが問題になる。

余剰ペーストは、細骨材と粗骨材を混合したものを細粗混合骨材と呼ぶことにすると、結論的には、余剰ペースト=(1ー細粗混合骨材かさ容積)となる（図-4.1.8）。また、骨材量が一定の場合、細粗混合骨材の実積率が最大になるとき余剰ペーストも最大になり、一般にはそのときワーカビリティーが最良になり、スランプは最大、VC値は最小になる。

このことから、スラッジ混入量は（1ー細粗混合骨材かさ容積）になるようにする。あるいは逆に、スラッジを混入したい量が決まっている場合は、その量に適したかさ容積の選定や、混和剤添加率を決めることにより配合の概略値を得ることができる。

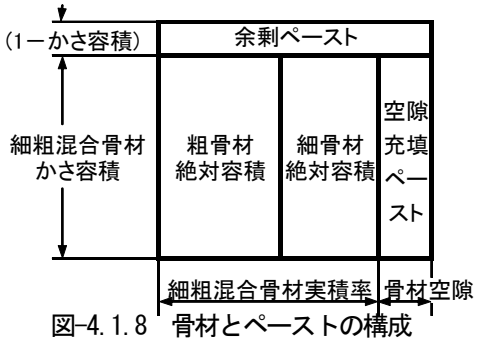


図-4.1.8　骨材とペーストの構成

4.1.6　結論

骨材製造時に発生するスラッジをコンクリートに混入して有効利用を図るために、①スラッジの品質評価方法、②スラッジを混入したコンクリートの配合設計方法の確立を目標に実験した。その結果、得られた成果、今後の問題点は以下のとおりである。

① スラッジの評価すべき品質は、第1に比表面積であり、ワーカビリティーに及ぼす影響は極めて大きい。また、ゼータ電位、メチレンブルー吸着量も重要と考えられるが、今回、2現場のスラッジしか実験できなかったため、定量化できるまでには至らなかった。

② RCD用、外部用コンクリートにスラッジを置換することにより、初期の強度は増加する。

③ スラッジ置換率に応じて混和剤の種類と添加率を適切に選定することにより所要のワーカビリティー、空気量を得ることができ、凍結融解抵抗性を確保することができる。

④ スラッジを混入したコンクリートの配合設計は、ワーカビリティーの低下に対して混和剤の種類と添加率を適切に選定すること、スラッジをセメント、混和材と同様に粉体として扱い、ワーカビリティーに応じた必要なペースト量を、細粗混合骨材かさ容積によって選定する。これらの結果をふまえて試験練りを行うことにより配合は決定できる。今後、混和剤の種類、添加率の決め方、適切なかさ容積の決め方を検討することにより、試験練りの回数を減らし、容易にスラッジを取り扱えるようになるものと考えられる。

参考文献

1) 土田克美ほか:砕石スラッジを用いたダムコンクリートのワーカビリティー、コンクリート工学年次論文集、Vol.24,No.1, pp.1329-1334, 2002.6

2) 山崎寛司:鉱物質微粉末がコンクリートの強度におよぼす効果に関する基礎研究、土木学会論文集、第85号、pp.15-46、1962.9

4.2 濁沸石等含有岩石のダムコンクリート骨材としての有効利用に関する調査

4.2.1 概要

ダム用コンクリート骨材の原石山の環境保全や資源の有効利用の観点から，原石山の掘削量と廃棄量を抑えることが望まれている。

濁沸石（Laumontite）.がコンクリートにとって好ましくないことは，1923 年に Pearson & Loughlin [1)]によって初めて報告された。その後，1969 年に ASTM C 294 [2)]で，濁沸石は乾燥湿潤に伴う体積変化があり，要注意であることが記載された。日本では，1979 年に有泉[3)]が Pearson & Loughlin [1)]の報告の引用と濁沸石を膠結物として含む砂岩によるコンクリートの劣化の事例紹介を行い，劣化原因は濁沸石とレオンハルダイトの転移時体積変化であると推定した。その後，同様な報告が複数なされたが，一般的な環境下での濁沸石によるコンクリートの品質低下機構は実証されていなかった。

本課題では，ダム用コンクリート骨材として廃棄対象となっている濁沸石を含有する原石の有効利用を目的として，モルタルの曝露試験および曝露によって劣化したモルタルの形態・化学分析，ならびに濁沸石の吸水による膨張圧の測定を行い、その結果をもとに濁沸石によるコンクリートの品質低下機構に基づいた劣化の抑制手法を提案した。 以下に、その検討成果を述べる。

4.2.2 実験方法

(1) 曝露試験

暴露試験には濁沸石含有骨材（L）として脈状または斜長石を置換した濁沸石を含む熊本県産の閃緑岩，濁沸石非含有骨材 (S) として広島県産の花崗岩を使用した。これらの岩石を 5mm 以下に粉砕し，**表－4.2.1** に示す割合で混合した。なお，**表－4.2.1** に示していない L0 骨材は S 骨材とは混合せず，純粋な L 骨材のみで構成されており，濁沸石含有量は 30%である。

上記の調製骨材と普通ポルトランドセメントを用いて，W/C=0.5，S/C=2.0 でモルタル供試体を作製し，土木研究所構内にて曝露した。曝露は降雨が供試体に当たる条件（降雨条件）と当たらない条件（非降雨条件）に分けて行った。また，曝露期間中の任意の材齢において質量，共鳴振動数，長さの測定を行った。

表－4.2.1 骨材の調整粒径と割合（表中の単位は Wt%）

調製骨材名		粒径(mm) 5-2.5	2.5-1.2	1.2-0.6	0.6-0.3	0.3-0.15	<0.15	濁沸石含有量
L1	L	15.94	35.68	-	-	-	-	10
	S	-	-	16.48	16.48	10.03	5.39	
L2	L	-	-	26.55	34.48	-	-	8.5
	S	6.86	16.6	-	-	10.1	5.41	
L3	L	-	-	-	57.69	-	-	10
	S	5.22	12.64	12.64	-	7.69	4.12	
L4	L	-	-	-	42.87	19.24	-	10.8
	S	5.71	13.83	13.83	-	-	4.52	
L5	L	-	-	-	-	-	12.55	3.4
	S	9.01	21.82	21.82	21.82	13.28	-	

(2) 偏光顕微鏡による形態観察

曝露試験に用いた供試体の劣化状況を偏光顕微鏡により観察した。

(3) 電子顕微鏡による形態観察および元素分析

曝露試験に用いた供試体について，走査型電子顕微鏡（SEM）による形態観察と SEM 付属のエネルギー分散型分析装置（EDS）による元素分析を行った。

(4) X 線回折による劣化部の生成物の分析

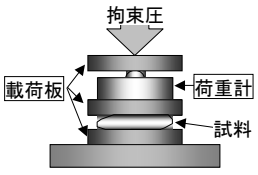
曝露試験に用いた供試体の劣化部の生成物を X 線回折試験により分析した。

(5) 濁沸石結晶の膨張圧の測定

濁沸石の単結晶を用い，結晶の乾燥湿潤で発生する膨張圧の変化を測定した。試料はインド産の濁沸石の ***c*** 軸方向に伸長した単結晶を ***c*** 軸に平行な劈開面で約 3mm 角にはぎ取り，長さ 15mm 程度に成形した。結晶の劣化を防止するため，試験前の試料は水中で保管した。また，濁沸石と同じ沸石族鉱物に属する束沸石，スコレス沸石，ソーダ沸石，方解石も測定に供した。

試験は**図－4.2.1** に示すように，載荷板で試料と荷重計を挟み，上からねじで締め付けて初期拘束圧を与え，荷重変化を測定し，荷重を載荷板と試料の接触面積で除して膨張圧を求めた。なお，試料は天地の一軸方向のみ拘束されており，周囲は拘束されていない。

試験条件は乾燥湿潤条件やコンクリート中の環境等を想定して**表－4.2.2** に示す 6 ケースとした。なお，セメント抽出水は，普通ポルトランドセメントを W/C= 0.5 で練り混ぜ，24 時間放置した後，加圧抽出したものを用いた。各ケースとも，試験開始前に試料を水中から取り出し，12 時間気乾させた。湿潤は，初期拘束圧を与えた試料に水あるいは溶液を直接滴下して行った。乾燥は，試料に付着した水滴を保湿紙で拭き取った後，室温で送風して行った。



図－4.2.1 膨張圧の測定方法

表－4.2.2 膨張圧の試験条件

試験ケース	条件	溶液	初期圧	試料初期状態
1	乾湿	水	0.23	気乾
2	乾湿	水	0.27	気乾
3	乾湿	水	0.14	気乾
4	湿潤	水	0.26	気乾
5	乾湿	$Ca(OH)_2$飽和溶液	0.27	気乾
6	湿潤	セメント抽出水	0.23	気乾

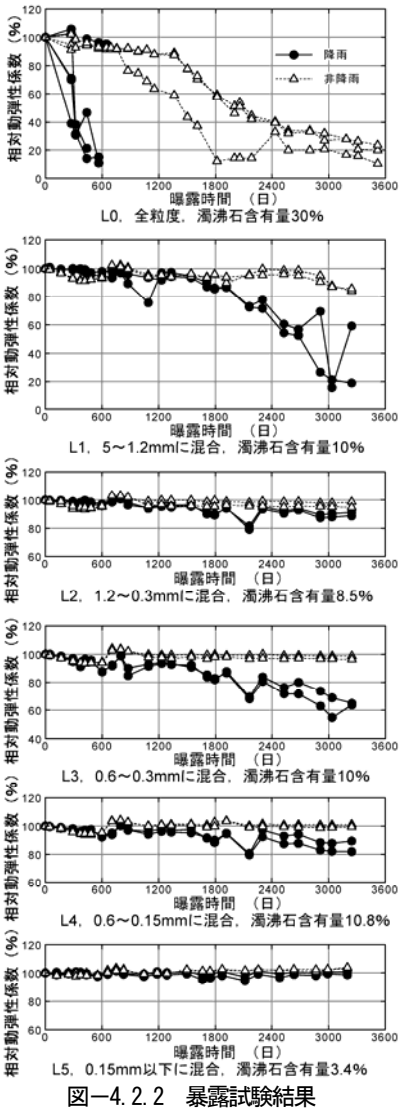
初期圧の単位：N/mm^2

4.2.3 実験結果

(1) 曝露による劣化[4),5)]

降雨条件下のL0供試体では,曝露開始後50日位から,表面の劣化（亀裂，剥離，ポップアウト）が認められるようになった。一方，非降雨条件下のL0供試体では,材令1,500日においても劣化は認められなかった。

図－4.2.2に曝露による相対動弾性係数の経時変化を示す。降雨条件下のL0供試体では，相対動弾性係数は急速に低下し，材令500日以前にモルタルが崩壊し測定不可能となった。一方，非降雨条件下のL0供試体では,材令1,000～1,500日位までは相対動弾性係数は80%以上であるが,その後,徐々に低下した。L1～L5供試体では,降雨条件下では相対動弾性係数の低下が若干認められ,一方，非降雨条件下ではほとんど低下が認められない。このように劣化の程度は，降雨条件と非降雨条件とで大きく異なる。

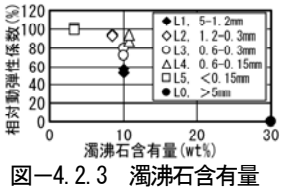


図－4.2.2　暴露試験結果

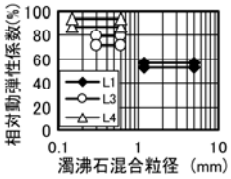
L0供試体が全粒径にわたり約30%の濁沸石を含むのに対し，L1～L5供試体では約10%以下の濁沸石を特定粒径のみに含むことから，L0供試体とL1～L5供試体の相対動弾性係数の低下の違いは，濁沸石の含有量と混合粒径が関係すると考えられる。

図－4.2.3に降雨条件下のL1～L5供試体の濁沸石含有量と材令2,687日における相対動弾性係数との関係を示す。L1供試体を除くと，相対動弾性係数は濁沸石含有量が増加するほど低下する傾向がある。

図－4.2.4に濁沸石含有量が約10%である降雨条件下のL1，L3，L4供試体の濁沸石混合粒径と相対動弾性係数（**図－4.2.3**と同材令）との関係を示す。粒径が大きいほど相対動弾性係数の低下も大きい。一方，粒径が0.6～0.15mmと小さいL4供試体では降雨条件下であっても動弾性係数の低下は小さい。



図－4.2.3　濁沸石含有量と相対動弾性係数の関係



図－4.2.4　混合粒径と相対動弾性係数の関係

(2) 偏光顕微鏡による形態観察[6)]

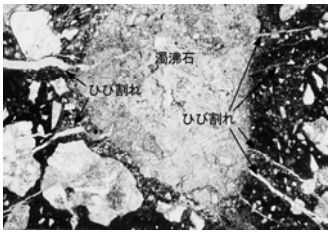
偏光顕微鏡観察では,供試体の劣化部において,濁沸石を含む骨材からセメントペーストに向かう複数の放射状ひび割れが観察された（**写真－4.2.1**）。一部のひび割れは濁沸石結晶の中にも認められた。ペースト中のひび割れは内部が空隙であり，特別な反応生成物は認められなかった。また，ひび割れの周辺，ひび割れを伴った濁沸石の周辺および一部の濁沸石中のひび割れには，微細な方解石の生成が認められた。

一方，非降雨条件下で曝露した供試体内部では,濁沸石結晶の周囲にひび割れは認められなかった。

(3) 電子顕微鏡による形態観察および元素分析[6)]

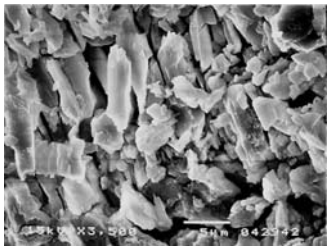
1) 形態観察

劣化モルタル中の濁沸石は，肉眼では白濁して見える。このような白濁した濁沸石は電子顕微鏡では，長柱状に粉状化した結晶として観察された（**写真－4.2.2**）。結晶間や濁沸石結晶とセメントペーストとの界面には，粒状物質が層状に侵入しているのが認められた。



写真－4.2.1 劣化モルタル中の濁沸石（オープンニコル）

非降雨条件下で曝露した健全モルタル中の濁沸石結晶は，劣化部と同様に粉状化しているものや粉状化しつつあるものが認められた。



写真－4.2.2　粉状化した濁沸石結晶（SEM画像）

2) 濁沸石および生成物の化学組成

表－4.2.3に元素分析の結果を示す。骨材原石中の濁沸石の化学組成（No.1～3）から濁沸石としての化学式を求めると，濁沸石の理想式$CaAl_2Si_4O_{12}\cdot 4H_2O$に近い。降雨条件下で劣化したモルタル中の濁沸石の化学組成（No.4～9）は骨材原石中のものに比べCaOとK_2Oが多い傾向がある。

特にセメントペーストとの界面付近（No.6）ではこの傾向が顕著であり，Al_2O_3が減少している。また，非降雨条件下におかれた健全モルタル中の濁沸石の組成（No.10）も劣化モルタル中のものと同様の傾向を示す。このような組成の変化は濁沸石とセメントペーストとの間でイオン交換が劣化モルタル，健全モルタルに関わらず生じていることを示している。

劣化部の形態観察で確認された濁沸石の間隙に侵入した粒状物質は，元素分析等から方解石であることが確認された。さらに，濁沸石骨材中の大きなひび割れ内部には，モノサルフェートの生成が確認された（No.17）。また，骨材表層で粉状化した濁沸石とセメントペーストとの界面には，劣化の有無にかかわらず，CSH ゲル（Al 含有）が認められた（No.11～16）。

しかしながら，異常膨張の原因となりうる物質（アルカリシリカゲル，エトリンガイト，タウマサイト）や特殊な水和物（ハイドロゲーレナイト，ハイドロカルマイト，モノカーボアルミネート）は濁沸石の劈開中や周囲には検出されなかった。

(4) X 線回折分析[6)]

X 線回折分析では，劣化部には特別な水和物（エトリンガイト，タウマサイト，モノサルフェート，ハイドロカルマイト，モノカーボアルミネート，ハイドロゲーレナイト）は検出されず，ポートランダイトおよび方解石が認められた。

(5) 膨張圧測定[7),8)]

1) 乾燥湿潤の繰り返しによる膨張圧の変化

図－4.2.5 に**表－4.2.2** の各ケースごとの膨張圧の測定結果を示す。ケース 1～3 は，水による湿潤と送風乾燥を繰り返した場合の測定結果である。

ケース 1 では，試料に注水した直後に急激に圧力が上昇し，ピーク（0.67N/mm^2）に達した後，圧力は徐々に低下し注水から 2 時間で 0.60N/mm^2 まで低下した。このような圧力の低下は，試料の側方を拘束していないため，結晶内部で劈開面のズレや再配列が生じたものと考えられる。圧力低下が収束した時点で試料周辺の水を除去し，送風乾燥した。乾燥とともに圧力は低下し，乾燥開始から 4 時間で圧力はゼロとなった。乾燥湿潤を繰り返すと，湿潤時に圧力は初期拘束圧を若干上回る 0.3N/mm^2 程度まで上昇し，乾燥時にゼロとなることが繰り返された。

ケース 2 ではケース 1 に比べ湿潤状態でのピーク後の圧力低下が急激であり，ケース 3 では湿潤時の発生圧力が 1 回目（0.43N/mm^2）よりも 2 回目（0.47N/mm^2）がやや大きく，3 回目の湿潤直後に結晶が崩壊して圧力が測定できなくなるなどの違いがあったものの，3 ケースとも注水による膨張圧の発生と乾燥湿潤の繰り返しによる膨張圧の変動が確認できた。一方，束沸石，スコレス沸石，ソーダ沸石，方解石の同様の試験では，スコレス沸石で濁沸石の 1/160 程度のごくわずかな膨張圧が発生した以外は圧力変化がみられなかった。このことは，注水による膨張圧発生が濁沸石に特有の現象であること示している。また，乾燥湿潤繰り返し後の濁沸石の電子顕微鏡観察では，**写真－4.2.2** に類似した濁沸石の細片化が確認された。このような細片化は湿潤のみの濁沸石にはみられなかったことから，モルタル中の細片化した濁沸石は，乾燥湿潤の繰り返しによって形成されたものと考えられる。

2) 溶液による膨張傾向の違い

ケース 4 は，水を用いて湿潤のみを行った場合である。湿潤直後に圧力が上昇し，1.2N/mm^2 の最高値を示した後，徐々に低下し，1N/mm^2 前後の値を保った。

ケース 5 は，硬化コンクリート中で濁沸石が曝される環境を想定し，水酸化カルシウムの飽和溶液を用いた湿潤と乾燥を繰り返した場合である。湿潤によるピーク（2.09N/mm^2）の発生とその後の圧力低下，2 回目の圧力上昇が初期拘束圧程度となる傾向は，水を用いたケース 1，2 と同様である。

ケース 6 は，コンクリートの初期材令の環境を想定し，セメント抽出水を用いて湿潤を行った場合である。他のケースと同様，湿潤によるピーク（1.97N/mm^2）の発生とその後の圧力低下が見られた。

以上の全 6 ケースの初期拘束圧と膨張圧の関係には正

表－4.2.3　骨材原石中およびモルタル供試体中の濁沸石，モルタル供試体中の生成物の化学組成（表中の単位は Wt%）

試料	L 骨材原石			L1 供試体劣化部						L1 健全部	L1 供試体劣化部						
	濁沸石			濁沸石						濁沸石	CSH ゲル						モノサルフェート
No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
SiO_2	47.96	48.29	47.66	46.86	47.41	43.40	49.73	51.41	48.70	49.83	21.38	29.91	32.83	16.38	21.25	21.57	3.07
TiO_2	0.00	0.07	0.21	0.12	0.12	0.09	0.00	0.00	0.00	0.05	0.10	0.07	0.31	0.32	0.00	0.00	0.02
Al_2O_3	20.24	20.54	20.34	20.42	21.17	16.83	22.79	21.77	20.86	20.29	2.24	5.33	9.88	6.84	4.78	6.91	17.61
Fe_2O_3	0.74	0.00	0.04	0.00	0.00	0.10	0.65	0.00	0.57	0.48	0.20	0.51	0.09	0.26	0.51	1.09	1.19
MnO	0.05	0.00	0.00	0.28	0.28	0.00	0.47	0.46	0.00	0.00	0.00	0.11	0.17	0.00	0.00	0.06	0.06
MgO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CaO	10.84	10.83	10.85	11.00	11.20	14.68	11.31	11.61	11.85	11.16	34.82	28.29	20.58	39.00	32.75	39.39	36.66
Na_2O	0.14	0.18	0.00	0.11	0.00	0.28	0.28	0.10	0.13	0.23	0.00	2.02	0.09	0.00	0.23	0.45	0.01
K_2O	0.19	0.00	0.03	0.42	0.47	1.57	0.04	0.26	0.29	0.48	0.07	0.05	0.40	0.64	0.43	0.45	0.12
SO_3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.61
Total	80.15	79.91	79.13	79.20	80.65	76.95	85.27	85.60	82.41	82.53	54.49	66.56	64.67	63.43	60.87	69.93	65.55

注）No.は，エネルギー分散型分析装置による微小部分の分析箇所（直径 1μm 以下）を示す

の相関があり，濁沸石では溶液の性質にかかわらず膨張圧が発生することを示している。

3) 濁沸石による膨張圧の発生機構

レオンハルダイトと濁沸石の転移に伴う体積変化について、有泉[3]では1.5%，Yamazaki *et.al.*[9]では2%程度の可逆的な体積変化が生じるとされている。また，Gottardi & Galli[10]による格子定数から計算される結晶格子レベルでの体積変化は，3%程度と見積もられる。今回の実験で確認された湿潤による膨張圧の発生と乾燥による圧力の低下は，これらの結晶格子の変化から推定される体積変化に起因すると考えられる。

転移に伴う結晶構造の変化については，Yamazaki *et.al.*[9]（***a*** 軸と ***b*** 軸が伸び，***c*** 軸が縮み，β が小さくなる）とGottardi & Galli[10]（***a***，***b***，***c*** 全ての軸が伸び，β が大きくなる）では値に若干の矛盾があるが（**表－4. 2. 4**），転移によって格子定数が変化する点では一致している。

また，Yamazaki *et.al.*[9]は，湿潤過程の体積変化は速やかに生じ，逆に乾燥過程の体積変化は緩やかに生じるとしている。このことは，相対湿度と含水状態という実験条件の違いはあるが，膨張圧が湿潤によって速やかに発生し，乾燥によって生じる圧力の低下はそれに比べて緩やかであるという傾向と一致している。

表－4. 2. 4　濁沸石の格子定数の変化

格子定数	濁沸石（25℃空気中）[9] 相対湿度			レオンハルダイト[10]	濁沸石[10]
	0～5%	5～70%	80～100%		
a	14.71Å	14.77Å	14.85～14.90Å	14.75Å	15.04Å
b	13.09Å	13.09Å	13.19Å	13.07Å	13.17Å
c	7.46Å	7.58Å	7.55Å	7.6Å	7.71Å
β	112.1°	112.0°	110.2°	111.9°	113.2°
H_2O の分子量	12	14	16～18	14	16

4. 2. 4 濁沸石によるコンクリートの劣化機構

(1) 化学反応

偏光顕微鏡観察で認められたセメントペースト中のひび割れは内部が空隙であり，膨張性を持つような反応生成物は認められなかった。また，電子顕微鏡による分析やX線回折分析でも，膨張性の水和物は検出されなかった。したがって，劣化には濁沸石とセメントペースト間の化学反応による膨張性の水和物の生成は関与していないと考えられる。

(2) 物理的要因

膨張圧測定により濁沸石の膨張圧の発生と乾燥湿潤の繰り返しによる膨張圧の変動が確認されたこと，濁沸石の鉱物学的な性質から，劣化の原因は濁沸石の体積変化であると考えられる。また，濁沸石からモルタルに向かう複数の放射状割れ目が生じ，その内部が空隙となっていることから，体積変化による膨張性の破壊が実際に生じたことは明らかである。

和泉ほか[11]は，蛇紋岩骨材の膨張に起因するコンクリートのポップアウトを再現するため，モルタル内部にシリコンゴム球を埋め込み，油圧ジャッキによる膨張圧とポップアウト発生の関係から以下の式を得た。

$$p / \sigma t = 11.95\ d / l - 0.005$$

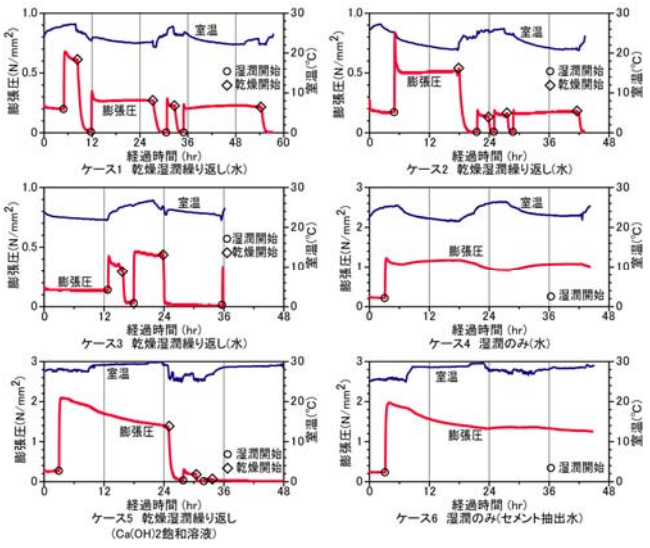
ここに，p：ポップアウト発生圧力，σt：モルタルの引張強度，d：ゴム球の埋め込み深さ，l：ゴム球の直径

この式に従い，供試体の引張強度の見積もり値5.3N/mm^2（圧縮強度の試験値69N/mm^{2}の1/13）を σt に，L1～L5供試体中最も劣化が進行したL1供試体の濁沸石混合粒径1.2～5mmの平均値3mmを l に代入すると、表面から1mmの深さに濁沸石が存在する場合のポップアウト発生圧力（p）は21N/mm^{2}となる。今回の実験で確認された膨張圧は最大で2.09N/mm^{2}と計算値より一桁小さく，単純な引張破壊を生じるほどの圧力には達していない。このことと，膨張圧が乾燥湿潤の繰り返しに応じて現れたこと，乾燥湿潤を繰り返した濁沸石が劣化した供試体中の濁沸石に似た細片化を生じていること，曝露試験による劣化は濁沸石を10%程度含む供試体で曝露1,000日目以降から徐々に進行していることを考えると，濁沸石の体積膨張による劣化は，単純な引張破壊ではなく，乾燥湿潤の繰り返しによる膨張圧の変動による疲労破壊によるものと考えられる。

(3) コンクリートの劣化機構

以上のことから，濁沸石によるコンクリートの劣化は，次のようなステップで進行すると推定される。

①コンクリートの表面が乾燥すると，濁沸石の体積収縮が生じ，降雨などでコンクリート表面が湿潤状態となる



図－4. 2. 5　膨張圧測定結果

と，水の浸入に従って表面に近い部分から濁沸石の体積膨張が生じる。

②乾燥湿潤の繰り返しによって，骨材とセメントペーストの付着面で膨張圧の変動が生じ，疲労性の破壊が発生する。

③長期にわたる乾燥湿潤の繰り返しによって，疲労破壊による割れ目が進展し，周囲のコンクリートの強度が低下する。同時に中性化も促進される。

④進展した割れ目がコンクリート表面に達するとポップアウトやコンクリート表面の剥落が発生する。

⑤濁沸石の結晶中でも結晶構造の変化に起因したひび割れが進行し，粉状化してゆく。

(4) 劣化機構に基づく有効利用法

濁沸石を含む骨材に乾燥湿潤の繰り返しが生じない環境であれば，膨張圧の変動が発生せず，劣化も発生しないと考えられる。したがって，内部コンクリートのように乾燥湿潤の繰り返しが乏しい箇所に配置するのであれば利用可能と考えられる。また、コンクリート内の湿度を保持できるよう樹脂等でコーティングする方法も考えられる。

さらに，濁沸石の粒径が小さい場合には発生する膨張圧の絶対量が小さく，劣化には関与しないと考えられる。したがって，細粒部分のみに濁沸石を含むものは細骨材として利用可能と考えられる。

4.2.5 結論

濁沸石を含む岩石を骨材としたコンクリートやモルタルの劣化は，濁沸石の湿潤による膨張圧の発生と湿潤と乾燥の繰り返しによる膨張圧の変動に起因する疲労破壊によるものと推定され，曝露環境や骨材中の濁沸石の粒径に配慮することで利用が可能である。

表－4.2.5 に，スメクタイトと黒雲母を含めた劣化機構と有効利用法をまとめた。

参考文献

1) Pearson, J. C. and Loughlin, G. F. (1923) : A interesting case of dangerous aggregate, *Prc. Am. Con. Inst.*, 19, pp.142～154.
2) American Society for Testing and Materials (1969) : Standard descriptive nomenclature of constituents of natural mineral aggregates. ASTM Designation : C294-69, 1969 Book of ASTM Standards with Related Material, Part 10, Concrete and Mineral Aggregates, pp.219～229.
3) 有泉晶(1979) : コンクリート用骨材の問題点, 粘土科学, Vol.19, No.2, pp.41～55.
4) 脇坂安彦・阿南修司 (2001) : 濁沸石によるコンクリートの劣化と劣化機構, 平成13年度研究発表会講演論文集, 日本応用地質学会, pp.83～86.
5) 脇坂安彦・阿南修司 (2002) : 曝露による濁沸石含有モルタルの劣化と劣化機構の推定, 第57回年次学術講演会講演概要集, （社）土木学会, pp.1085～1086.
6) 脇坂安彦・阿南修司(2002) : 濁沸石によるコンクリートの劣化機構－偏光顕微鏡・SEM観察および化学分析による確認－, 平成14年度研究発表会講演論文集, 日本応用地質学会, pp.59～62.
7) Wakizaka, Y. and Anan, S. (2003) : Deterioration of concrete due to laumontite and its mechanism, *Proc. Int.* Symposium on Industrial Minerals and Building Stones, *IAEG*, pp.647～654.
8) 阿南修司・脇坂安彦・伊藤政美・佐々木靖人 (2003) : 濁沸石によるコンクリート劣化機構―濁沸石による膨張圧の発生―,平成15年度研究発表会講演論文集, 日本応用地質学会, pp.105～108.
9) Yamazaki, A., Shiraki, T., Nishido, H. and Otsuka, R. (1991) : Phase change of laumontite under relative humidity-controlled conditions, *Clay Science*, Vol.8, No.2, pp.79～86
10) Gottardi, G. and Galli, E. (1985) : Natural Zeolite, Springer-Verlag, pp.100～110.
11) 和泉意登志・嵩英雄・篠崎征夫・奥野享 (1981) : 蛇紋石骨材に起因するコンクリートのポップアウトについて, 第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp.149～152.
12) 脇坂安彦・市川慧・藤原靖・宇治公隆・林順三・三谷哲・前田照信・佐々木肇 (1993) : モンモリロナイト族鉱物含有骨材を使用したコンクリートの凝結特性, 応用地質, Vol.35, No.5, pp.209～222.
13) Wakizaka, Y., Ichikawa, K., Fujiwara, Y., Uji, K., Mitani, S., Maeda. T., and Sasaki, H. (1994) : Influence of montmorillonite group bearing aggregates on concrete, *Poc.* 7th Int. *Congr. IAEG*, pp.3285～3294.
14) 脇坂安彦・藤原靖 (1998) : ダムコンクリートにおける粘土鉱物含有骨材の有効利用, セメント・コンクリート, No.618, pp.93～103.
15) 脇坂安彦・阿南修司(2000) : いわゆる有害鉱物によるコンクリートの劣化, 第107年学術大会講演要旨, 日本地質学会, p.209.
16) Wakizaka, Y., Ichikawa, K., Nakamura,Y and Anan, S .(2001) : Deterioration of concrete due to specific minerals, *Proc.* Aggregate 2001 -Environment and Economy-, Tampere University of Technology, 51-2, pp.331～338.
17) 脇坂安彦(2000) : 疑似雲母を混入したモルタルの性質, 平成12年度研究発表会講演論文集, 日本応用地質学会, , pp.33～36.
18) 脇坂安彦(2001) : 雲母を混入したモルタルの品質低下現象, 土木技術資料, Vol.43, No.10, pp.56～61.

表－4.2.5 鉱物によるコンクリートの劣化と有効利用法

鉱物	問題となる現象	機構	有効利用法
スメクタイト [12)-16)]	過早凝結	スメクタイト中のCaイオンとモルタル中のKイオンがイオン交換することで，石膏の反応が抑制され，セメント中のC3AやC3Sが急速に水和反応し凝結する	○骨材製造過程での除去 スメクタイトが粉砕されやすい性質を利用 ○混和剤による凝結反応の抑制 超遅延剤による始発時間の遅延
黒雲母 [14)-18)]	ワーカビリティーの低下	雲母の薄片状の形態によって，見掛け上硬くなる	○粗骨材としての利用 黒雲母が単体として分離しない状態であれば利用可能 ○骨材製造過程での除去 雲母を選択的に細片化させて除去 ○単位水量を増加させる フロー値の改善 ○養生期間を長くとる 強度の増加 ○セメント量の増加 強度の増加
	圧縮強度の低下	圧縮軸に対して特定の角度で配列する雲母に沿ってすべり破壊が生じる	
	引張強度の低下	雲母表面が滑らかであるために付着強度が低い	
	凍結融解抵抗性の低下	引張強度の低下と空気連行性の低下	
濁沸石 [1)-3)]	亀裂，ポップアウト，剥離の発生	濁沸石の濁沸石の湿潤による膨潤圧の発生と湿潤と乾燥の繰り返しによる膨潤圧の変動に起因する疲労破壊	○曝露条件の管理 乾湿繰り返しの少ない条件での利用 ○細骨材としての利用 細粒の濁沸石であれば利用可能

4.3 低品質細骨材の有効利用に関する調査

4.3.1 概要

一般に良質なコンクリートを製造するためには良質な骨材資源の確保が重要であるが、ダムに使用する骨材量は膨大である。近年、環境への配慮から原石山の掘削量を減らし、また、廃棄岩の量を極力減らすことが望まれている。これらの背景から多少品質の劣る骨材でも、問題点を技術的に解決して有効利用を図る必要がある。

低品質骨材の有効利用に関する研究[1)]はこれまで粗骨材を中心に行われてきており、細骨材に関する研究は少ない。一般に岩石中の品質の劣る部分は骨材製造中に細粒化され、細骨材となりやすいため、低品質細骨材の有効利用技術が確立すれば、廃棄される岩石量の削減に寄与できると考える。

このことから、本課題では全国から品質の劣る岩石(骨材) を収集し、低品質細骨材をコンクリートに用いた場合のフレッシュ性状や硬化後の強度、耐久性への影響を調査し、その結果をもとに細骨材の品質基準案の提案を行った[2)]。

以下に、その検討成果を述べる。

4.3.2 実験方法

(1) 骨材の収集

実験はシリーズ１とシリーズ２に分けて行った。

シリーズ１に用いた骨材としては、Z，T，Dがダム建設現場から品質が悪く廃棄される岩石を収集し、W，M，Yは品質の劣る河川堆積物を収集した。この６種類の岩石については洗浄しながらフルイ分けし、5～25mmを粗骨材、5mm以下を細骨材とした。

シリーズ２では、コンクリート用骨材として使用されない低品質細骨材を全国10箇所から収集した。このうち6材料は東北、4材料は九州のものであった。

収集した骨材の品質試験結果を**表-4.3.1** に示す。**表-4.3.1** 中のA骨材は比較対照用の良質な骨材である。

(2) 試験方法

表-4.3.1 に示す各細骨材、粗骨材を用いてコンクリートを練混ぜた。シリーズ１の低品質骨材については、細骨材のみ使用（-s)、粗骨材のみ使用(-g)、細骨材と粗骨材の双方を使用(-sg)の３種類の配合を設定した。シリーズ２の低品質細骨材については、全て良質な粗骨材との組合せでコンクリートを製造した。比較用として細骨材、粗骨材ともに良質な骨材を用いた配合をAAとした。

コンクリートの配合は単位水量 165kg/m^3 を標準としたが、スランプが小さく供試体の製造ができないものについては単位水量を増加させることとした。この結果、各配合は**表-4.3.2** のとおりとなった。

練り上がったコンクリートを用いてスランプ試験、空気量試験、圧縮強度試験、凍結融解試験（JIS A 1148(A

表-4.3.2　コンクリートの配合

対象	Gmax (mm)	水セメント比(%)	目標空気量(%)	細骨材率(%)	単位量(kg/m^3) 水	セメント
下記以外	25	55	4.5	45～46	165	300
Z-s ，Z-sg	25	55	4.5	45	195	355
九1-s	25	55	4.5	46	185	336
東2-s,東4-s 九2-s,九3-s	25	55	4.5	42	205	373

表-4.3.1　実験に使用した骨材の物性とその他の材料

	記号	細骨材(5mm以下) 絶乾密度(g/cm^3)	吸水率(%)	安定性(%)	実積率(%)	粗粒率 F.M	微粒分量(%)	粗骨材(5～25mm) 絶乾密度(g/cm^3)	吸水率(%)	安定性(%)	すりへり減量(%)	実積率(%)	微粒分量(%)
シリーズ1	A	2.56	1.58	3.5	66.0	2.60	0.71	2.65	0.50	3.3	10.7	60.1	0.06
	Z	**2.42**	**4.41**	**28.3**	66.7	3.02	**7.28**	2.45	**3.33**	**56.4**	27.7	57.6	0.57
	T	**2.37**	**4.33**	**30.4**	66.3	3.18	2.48	2.47	2.74	**72.9**	33.3	58.5	0.30
	D	2.57	1.37	5.9	63.9	2.86	1.47	2.53	1.47	**22.3**	10.8	59.3	0.04
	W	**2.44**	**5.38**	**12.5**	63.5	2.73	0.75	2.45	**4.21**	**21.0**	20.1	64.6	0.19
	M	**2.47**	3.18	8.5	64.5	3.17	2.19	2.45	**3.37**	**14.9**	17.2	65.8	0.21
	Y	**2.42**	**6.03**	**12.4**	60.3	2.90	1.18	2.48	**4.39**	**18.8**	22.4	58	0.38
シリーズ2	東1	**2.46**	**3.98**	6.5	65.0	2.63	3.59						
	東2	**2.43**	**4.63**	9.8	57.7	2.35	4.67						
	東3	**2.46**	**3.57**	3.8	60.8	2.54	3.64						
	東4	**2.27**	**5.57**	**27.5**	51.2	1.50	3.31						
	東5	2.53	3.05	3.7	66.6	3.11	2.49						
	東6	2.54	3.46	8.3	62.5	2.69	3.54						
	九1	**2.24**	**7.73**	8.4	51.1	2.28	2.42						
	九2	**2.45**	**2.28**	7.5	55.1	1.72	1.39						
	九3	**2.29**	**6.60**	7.5	51.6	2.06	1.63						
	九4	**2.47**	**1.42**	1.6	66.8	2.55	**13.36**						

骨材以外の材料
- セメント：普通ポルトランドセメント
- 水　：水道水
- 減水剤：リグニンスルホン酸系AE減水剤
- AE助剤：変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤

※　規格外の品質を太字で示す

法)に準拠して各配合２本)、長さ変化試験（シリーズ１のみ、JIS A 1129 に準拠して各配合１本）等を実施した。

4.3.3 実験結果

(1)スランプ

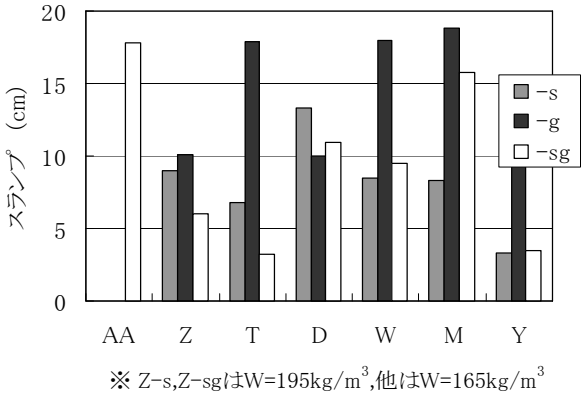
シリーズ１のスランプ試験の結果を**図-4.3.1** に示す。今回の配合は単位水量 165kg/m^3 を基本としたが、配合 Z-s と Z-sg ではフレッシュコンクリートが硬すぎ、供試体の製造が不可能となったため、単位水量を 195kg/m^3 に変更した。Z骨材は風化による粘土分が多く、また練混ぜ中の粉砕も考えられ、これがスランプ低下の一因として考えられる。また、Z以外の各配合でも細骨材に低品質骨材を使用した配合でのスランプは AA に比較して小さくなった。このようにコンクリートの流動性に与える影響は粗骨材よりも細骨材で顕著であった。

(2)圧縮強度

圧縮強度試験結果を**図-4.3.2, 4.3.3** に示す。各配合ともに AA に比較して同程度かやや低い強度となったが、最低でも AA の強度の 80%以上の値を示しており、骨材の品質が強度に与える影響は比較的小さい結果となった。

(3)凍結融解抵抗性

凍結融解試験から得られる耐久性指数について、シリーズ１の試験結果を**図-4.3.4** に、シリーズ２の試験結果を**図-4.3.5** に示す。



※ Z-s,Z-sgはW=195kg/m^3,他はW=165kg/m^3

図-4.3.1 スランプ（シリーズ１）

図-4.3.4 のシリーズ１の結果について、細骨材と粗骨材の影響を比較すると、いずれの骨材でも粗骨材を低品質としたケースで耐久性指数の低下が大きくなっており、細骨材のみを低品質骨材に置き換えたケースの耐久性指数はいずれも 80%以上の高い値を示した。凍結融解による骨材の劣化は骨材の空隙中の水が凍結する際の膨張圧によって生じると考えられるが、粒子径の小さな細骨材のほうが粗骨材に比較して骨材内部に発生する膨張圧が相対的に小さく、劣化しにくいものと考えられる。また、骨材を覆うセメントペーストによる拘束効果も粒子の小さい細骨材に対してのほうが大きいものと考えられる。

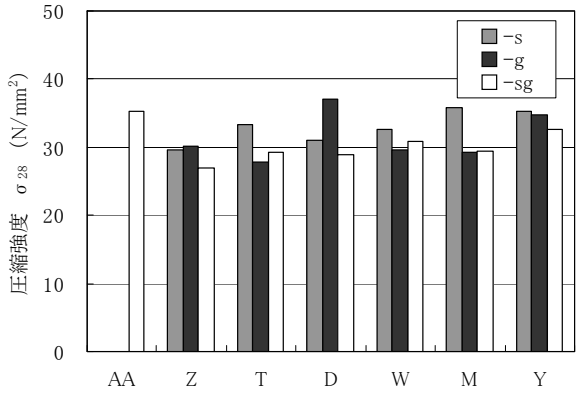


図-4.3.2 圧縮強度試験結果（シリーズ１）

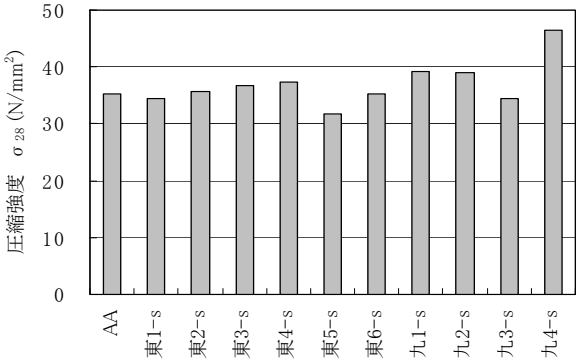


図-4.3.3 圧縮強度試験結果（シリーズ２）

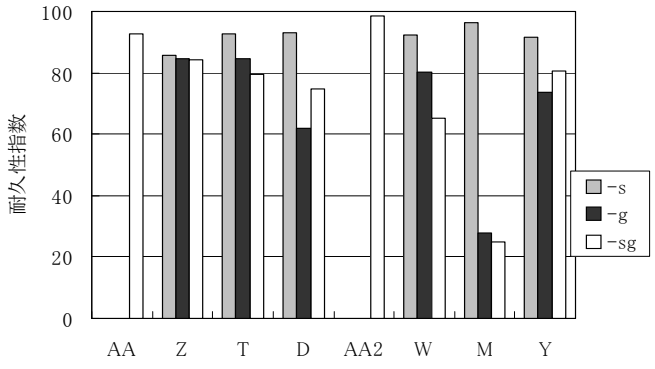


図-4.3.4 凍結融解試験結果（シリーズ１）

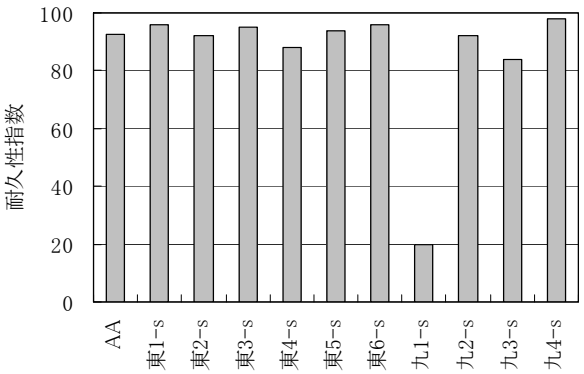


図-4.3.5 凍結融解試験結果（シリーズ２）

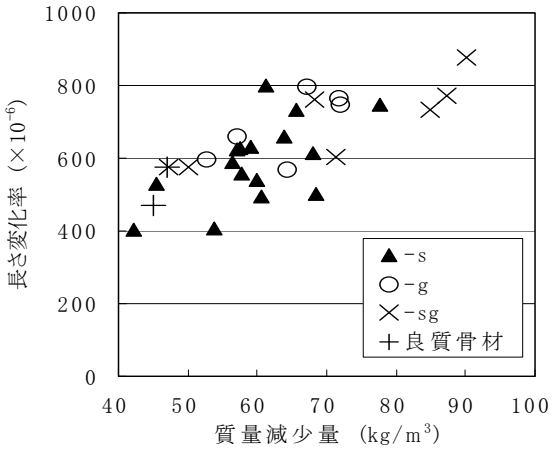


図-4.3.6　凍結融解試験結果（シリーズ１）

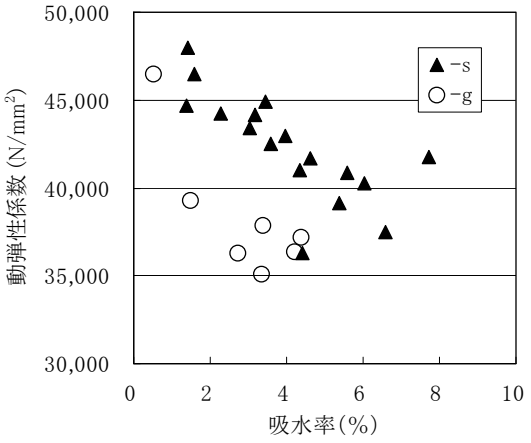


図-4.3.7　凍結融解試験結果（シリーズ２）

図-4.3.5のシリーズ２の耐久性指数は九１-sのみが低下し、その他の配合ではいずれも80%以上の高い値を示した。九１の細骨材は絶乾密度2.24g/cm^3、吸水率7.73%であり、今回試験に用いた16種類の細骨材の中で最低の品質であった。

なお、一般的に骨材の耐凍害性は安定性試験で評価されるが、**表-4.3.1** に示す安定性損失質量と**図-4.3.4, 4.3.5** の試験結果との間に対応関係は認められず、安定性試験の意義については今後とも検討が必要と考える。

(4) 長さ変化

長さ変化試験結果について、３ヶ月経過時点の質量減少量（水分蒸発量）と長さ変化の関係を**図-4.3.6**に示す。傾向としては質量減少量が多いものほど長さ変化量も大きいが、同じ質量減少量でも長さ変化量は150×10^{-6}程度の幅で違いが認められた。粗骨材と細骨材を比較すると、同じ質量減少量では細骨材のほうが長さ変化が小さい傾向が認められ、長さ変化に対する影響は細骨材のほうがやや小さい結果となった。

(5) 動弾性係数

凍結融解試験用供試体や長さ変化試験用供試体については一次共鳴振動数を測定している。28日養生後の供試体の一次共鳴振動数から動弾性係数を求めた。この値と低品質骨材の吸水率との関連を**図-4.3.7**に示す。吸水率が大きくなるにつれて動弾性係数は低下する傾向を示した。また、細骨材と粗骨材を比較すると、同じ吸水率のものでは粗骨材を用いたほうが動弾性係数が低くなる傾向を示した。

4.3.4 細骨材の品質基準案の検討

以上のように、品質の劣る細骨材を使用した場合にはフレッシュコンクリートの流動性が大きく変化する可能性があること、硬化後の強度や耐久性に対する影響は比較的小さいこと、長さ変化はやや大きく、弾性係数はやや小さくなることが分かった。これらの結果から、流動性に影響を与える粒度範囲等の基準は現状のままとし、強度や耐久性に関連する絶乾密度や吸水率、安定性損失質量の基準は現状よりもやや緩和して良いと考え、コンクリート用細骨材の品質規準案を**表-4.3.3** のように提案する。

ただし、限られた試験結果であり、当面はダムなどの品質管理の行き届いた構造物において試行的な適用を行い、実施工において問題が無いことを十分に確認した時点で基準類を改正するのが良いと考える。

表-4.3.3　細骨材の品質基準案

項目	現状	見直し案	備考
粒度範囲	標準粒度の範囲内	現状維持	
絶乾密度	2.5g/cm^{3}以上	2.40g/cm^{3}以上	PC構造や乾燥収縮に留意が必要な部位では現状維持
吸水率	3%以下	5%以下	
安定性損失質量	10%以下	暫定的に30%以下	試験法の意義を含め今後の検討が必要
その他		現状維持	

参考文献

1)小林茂敏，河田博之，高橋正志，高橋弘人，石井良美：コンクリート用骨材に関する調査報告書(1)物理的品質不良骨材に関する試験調査，土木研究所資料第1838号，昭和57年６月

2)片平博，渡辺博志：低品質細骨材の有効利用に関する研究，ダム技術,No.238,pp.25－33，2006.7

５．複雑な地質条件に対応した基礎岩盤、貯水池斜面の評価と力学設計技術の開発

5.1 複雑な地質条件のダム基礎岩盤の力学的設計の合理化に関する調査

5.1.1 概要

近年、良好なダムサイトが減少し、複雑な地質条件を有する地点をダムサイトとせざるを得ない場合が少なくない。このようなダムの安全性を確保するうえで、複雑な地質条件に応じた基礎岩盤の力学特性の評価とそれを踏まえたダム基礎岩盤、堤体、付属構造物の安全性評価方法の開発が必要となっている。

本課題では、変形性の「非線形性」および「ばらつき」といった複雑さ、不確定性が、設計上問題になる場合が多い軟岩を対象に、ダム基礎岩盤の変形性評価方法の提案および変形に対する基礎岩盤の安全性評価方法を提案した。ダムの形式としては、堤体の柔軟性から基礎岩盤に対する制約がより緩和され、軟岩基礎における建設事例が相対的に多いフィルダムを対象としている。

本報告では、このうちダム基礎軟岩の非線形変形性を考慮した安全性評価方法について述べる。

5.1.2 高精度の軸ひずみ測定を行う三軸圧縮試験

(1) 試験供試体

三軸圧縮試験では、3 地点のダムサイトから採取した乱さない軟岩試料と、人工軟岩試料（早強ポルトランドセメント：水：硅砂 7 号（質量比）＝6：24：70）を直径 5cm、高さ 10cm の円柱形に整形した供試体を用いた。**表-5.1.1** に供試体諸元を示す。

表-5.1.1　三軸圧縮試験用の供試体諸元と強度定数

地点名	A 地点	B 地点	C 地点	人工軟岩
岩種	凝灰岩質粗粒砂岩	砂礫・砂質シルト	緑色凝灰岩・斜長流紋岩	セメント・砂・水の混合体
湿潤密度 (g/cm^3)	1.92～2.13	1.80～1.97	1.67～1.79	1.90～1.99
乾燥密度 (g/cm^3)	1.39～1.79	1.32～1.57	1.45～1.53	1.55～1.69
含水比 (%)	18.5～34.4	24.5～36.5	20.7～41.7	17.2～23.0
c_{cu}(kPa)	984	30.4～132.4	330～2007	740
ϕ_{cu}(°)	18.2	18.4～31.8	0.0～14.5	30.1
c'(kPa)	322	0～118.7	—	560
ϕ'(°)	33.0	23.6～63.1	—	31.1
c_{cd}(kPa)	81～127	—	270	270～650
ϕ_{cd}(°)	40.6～45.2	—	20.0	31.1～41.5

三軸圧縮試験は、圧密非排水(CU)条件または圧密排水(CD)で実施した。

(2) 試験方法

ダム基礎軟岩の非線形変形性を精度よく評価するために、供試体上下面の平滑度やキャップとペデスタルの平行度、供試体整形時のゆるみなどに基づく誤差であるベッディングエラーを除去し、微小ひずみ時の軸圧縮量を高精度に計測できる装置 LDT(Local Deformation Transducer)[1)]を用いた三軸圧縮試験を実施した。LDT の概要を**図-5.1.1** に示す。

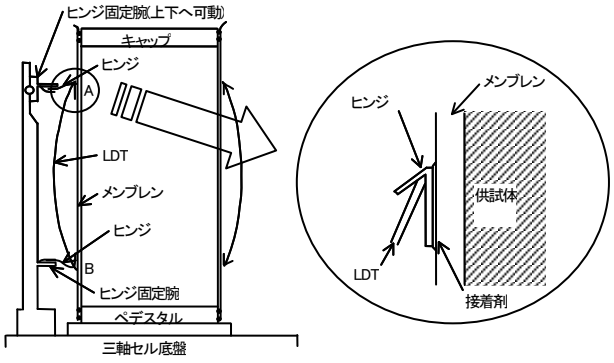


図-5.1.1　LDT の概要

(3) 三軸圧縮試験結果

図-5.1.2 は、C 地点試料を用いた三軸圧縮試験(CD 試験)での外部変位計（EXT：**図-5.1.1** 中の供試体上端に設置したキャップと下端に設置したペデスタルの相対変位を測定）および LDT で計測した軸ひずみ ε_a と軸差応力（σ_1-σ_3）の関係の一例である。LDT により計測した軸ひずみは、LDT の損傷防止のため $\varepsilon_a \fallingdotseq 0.01$ で取り外したため、それ以上の軸ひずみ領域のデータは計測していない。

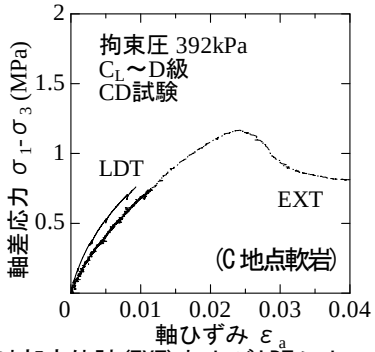


図-5.1.2 外部変位計(EXT)および LDT によって計測した軸ひずみと軸差応力の関係

図-5.1.2 より、外部変位計で計測した軸ひずみは LDT で計測したものより大きくなっており、ベディングエラーの影響があることがわかる。

LDT を用いた三軸圧縮試験で得られた接線弾性係数 E_{tan} と軸ひずみ ε_a の関係の一例を**図-5.1.3** に示す。なお、**図-5.1.3** の縦軸は軸ひずみ 1×10^{-5} 以下の応力ーひ

ずみ関係を一次式で最小二乗近似して求めた微小ひずみ時の接線弾性係数 E_{max} で正規化している。この図より、軟岩の変形性におけるひずみレベルに依存した非線形が存在することがわかる。

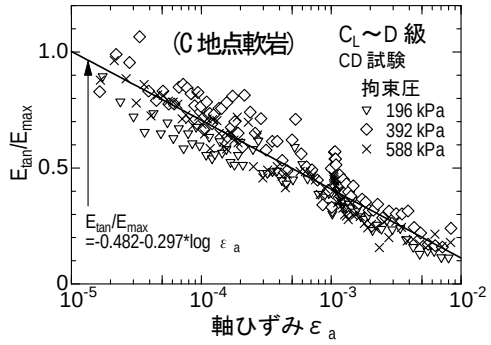


図-5.1.3 LDT を用いた三軸圧縮試験から得られた E_{tan}/E_{max}～ε_aの関係

また、E_{max} と拘束圧 p'の関係を**図-5.1.4** に示す。本研究では、三軸圧縮試験の供試体を等方圧密しているため、載荷初期の微小ひずみ状態では拘束圧 p'は平均主応力に一致する。図より、拘束圧レベルに依存した変形性の非線形性が存在することがわかる。

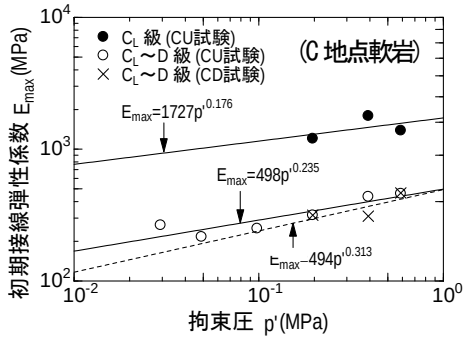


図-5.1.4 E_{max}～p' の関係

5.1.3 非線形変形性のモデル化

(1) 数値モデル

本課題では、軟岩を非線形弾性体とみなし、圧力レベル依存性を(5.1.1)式で、偏差応力レベル依存性については、応力-ひずみ曲線の接線弾性係数 E_{tan} と偏差応力レベルを関係付けた(5.1.2)式で表現し、三軸圧縮試験結果における応力－ひずみ関係の再現性の検討を行った[2]。なお、偏差応力レベル依存性を考慮したことで、5.1.2 で示したひずみレベルの依存性を考慮できることになる。

$$E_{max} = a \cdot p'^{b} \qquad \text{------- (5.1.1)}$$

$$\frac{E_{tan}}{E_{max}} = 1 - \left(\frac{q}{q_{max}} \right)^{\beta} \qquad \text{------- (5.1.2)}$$

$$q_{max} = 2\left(\frac{c \cdot \cos\phi + \sigma_3 \cdot \sin\phi}{1 - \sin\phi} \right) \qquad \text{------- (5.1.3)}$$

ここに、a、 b、β は定数、E_{max} は初期接線弾性係数、E_{tan} は接線弾性係数、p' は平均主応力、q/q_{max} は偏差応力レベル、σ_3 は最小主応力、c、ϕ は強度定数、q は偏差応力、q_{max} は最大偏差応力を示す。

(2) 三軸圧縮試験結果による非線形パラメータ評価

人工軟岩の三軸圧縮試験結果から求めた、初期接線弾性係数 E_{max} と拘束圧（平均主応力）p'の関係の一例を**図-5.1.5** に示す。人工軟岩は内径 600mm、高さ 600mm の円筒型の土槽の中で 980kPa の圧力で 24 時間圧密、その後 28 日養生して作製した大型供試体から乱さない試料を採取し、それを整形して供試体とした。図中のローマ数字は大型供試体番号を示す。また、大型円柱供試体における乱さない試料の採取箇所（上、中、下段）と、三軸圧縮試験用の供試体長手方向を示している。

図中の実線は、人工軟岩の試験結果を最小二乗法で求めた式(5.1.1)に基づく両対数上での直線近似式である。

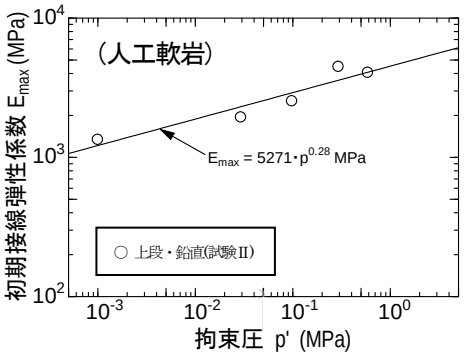


図-5.1.5 初期接線弾性係数の拘束圧依存性

図-5.1.6 に、E_{tan}/E_{max}～q/q_{max} 関係についての式(5.1.2)に基づくフィッティング曲線の一例を示す。同図より前述したモデルによるフィッティング精度が良いことがわかる。なお、自然軟岩についても同様の結果を得ている。

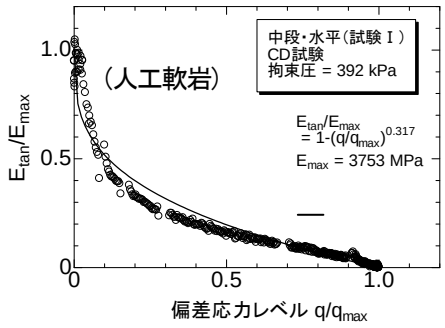


図-5.1.6 接線弾性係数と偏差応力レベルの関係

5.1.4 数値解析による再現性検討

先に提案した数値モデルの妥当性を検証するために、式(5.1.1)～(5.1.3)の構成式に基づいた FEM 解析法による三軸圧縮試験のシミュレーションを実施した。**図-5.1.7** に、5.1.3 で示した人工軟岩を対象とした試験結果と数値シミュレーション結果による応力－ひずみ曲線の比較を示す。この図より、ピーク強度までは数値解析

により試験結果を十分な精度で再現していることがわかる。

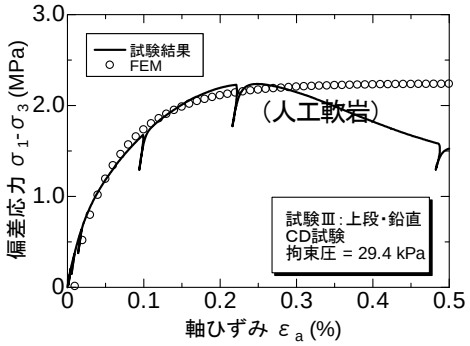


図-5.1.7 三軸圧縮試験のシミュレーション結果

5.1.5 軟岩の非線形変形性評価とダム基礎の変形挙動予測

(1) 平板載荷試験の数値シミュレーション

室内における要素試験結果を良好に再現できることを確認した数値モデルを用いて、より大規模な原位置試験による非線形変形挙動の再現性について検討した。

検討対象として、あるダム基礎の主構成岩である C_M 級の凝灰角礫岩に対して実施した平板載荷試験結果を用いた。**表-5.1.2** に各検討ケースのパラメーター一覧を示す。ダムサイト調査時には、凝灰角礫岩に対して高精度の軸ひずみ測定を行う三軸圧縮試験が実施されていないため、非線形パラメータの a、b の値をパラメトリックに取り扱ってシミュレーションを実施した。β については、過去に実施した人工軟岩におけるせん断応力レベル依存性を参考にして設定した[3]。乱さない試料に対する三軸圧縮試験により非線形パラメータを設定している場合でも、原位置試験規模での検証や設定パラメータの修正が重要となる。強度定数 c、ϕ ならびに引張強度 σ_t は、それぞれダムサイトで実施されたブロックせん断試験結果の平均値、および一軸圧縮試験による一軸圧縮強度の 1/10 とした。なお、基礎内の初期応力は、地盤の密度を 2.0t/m³ とした時の、鉛直応力は土柱重量、水平応力は鉛直応力の 1/2 とした。地盤の密度は、平板載荷試験により生じる応力域から、地表面から載荷板径の 2～3 倍程度の深度での平均密度を想定した。数値解析は**図-5.1-8** に示す有限要素メッシュを用い、載荷は実際の試験条件にあわせて強制変位で与えた。

図-5.1.9 に、平板載荷試験から得られた応力ー沈下量曲線と、**表-5.1.2** に示すパラメータの組合せで実施した数値シミュレーションから得られたそれらの比較を示す。この図より、同一岩種・岩級の岩盤に対する平板載荷試験結果にもばらつきが見られるが、今回用いた非線形変形性モデルにより、応力-沈下量関係における下に凸の曲線形状が再現できることに加えて、非線形パラメータ a、b の範囲がそれぞれ 1000～2000、0.3～0.6 であることがわかった。このような原位置変形試験結果を用いた非線形変形特性のパラメータ同定により、原位置試験規模での非線形変形特性評価が可能であることがわかった。

表-5.1.2 検討ケース一覧

a	b	β	c (MPa)	ϕ (°)	ポアソン比 ν	引張強度 σ_t (MPa)
1500	0.3	0.3	1.3	50	0.2	2.45
1500	0.6					
1000	0.3					
1000	0.5					
2000	0.5					
2000	0.8					
2000	0.6					

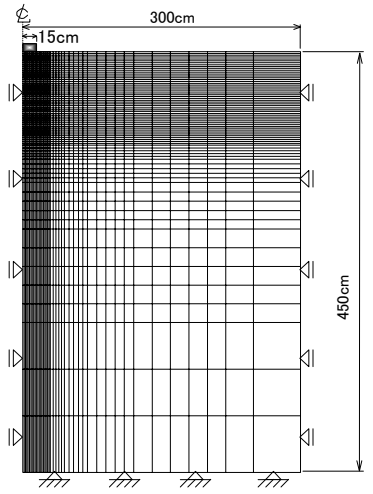


図-5.1.8 有限要素メッシュ

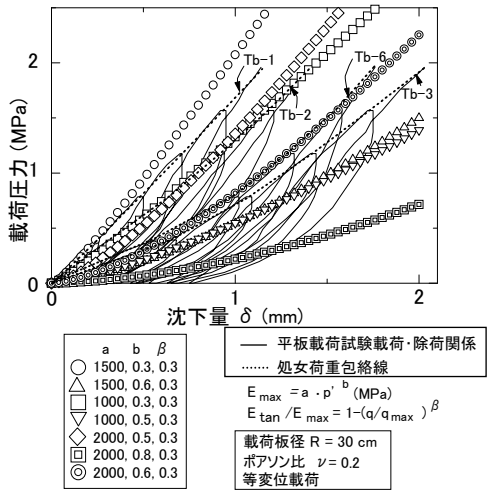


図-5.1.9 平板載荷試験シミュレーション結果

(2) 実ダムの築堤に伴う基礎岩盤変形挙動の数値シミュレーション

前項(1)で設定した主構成岩の非線形変形特性を用いて、実ダムを対象とした建設時の基礎に生じる鉛直ひずみの深度方向分布や基礎表面沈下量を、フィルダム軟岩基礎のひずみレベル依存性や拘束圧依存性を考慮した非線形変形解析により予測し、実測値との検証を行った。

ダム堤体には、拘束圧の増加に伴う弾性係数およびポアソン比の変化をそれぞれ双曲線近似した式(5.1.4)、(5.1.5)で表される Kuhrhawy-Duncan-Seed モデルを用いて築堤解析を行い基礎の変形量および鉛直ひずみの

算出を行った。

$$E_t = K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \cdot \left\{1 - \frac{R_f \cdot (1-\sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos\phi + 2\sigma_3 \cdot \sin\phi}\right\}^2 \qquad (5.1.4)$$

$$\nu_t = \frac{G - F \cdot \log\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)}{\left[1 - \frac{D \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \cdot \left\{1 - \frac{R_f \cdot (1-\sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos\phi + 2\sigma_3 \cdot \sin\phi}\right\}}\right]^2} \qquad (5.1.5)$$

ここに、E_t：接線弾性係数(MPa)、ν_t：接線ポアソン比、P_a：大気圧(MPa)、K, n, R_f：応力～ひずみ関係を表す係数、G, F, D：ポアソン比を表すための係数、c：粘着力(MPa)、ϕ：内部摩擦角(°)、σ_1：最大主応力(MPa)、σ_3：最小主応力(MPa)を示す。

堤体部の入力物性値については、既往の築堤解析事例[4]を参照して**表-5.1.3** に示す値とした。

基礎岩盤については、前節における原位置平板試験結果の再現性が良好な非線形パラメータを用いた非線形弾性モデルを用いたケース１、孔内載荷試験により得られた変形係数の深度方向分布も考慮した線形弾性体モデルを用いたケース２、および深度 20m までの領域には非線形弾性体モデルを、それ以深については深度方向の変形係数の増加を考慮した線形弾性体モデルを組み合わせたケース３の合計３ケースの解析を実施した。

基礎岩盤の入力物性値のうち非線形モデルの物性を**表-5.1.4** に、線形モデルの物性を**表-5.1.5** に示す。なお、ケース３の深度 20m 以深の領域については、**表-5.1.5** の二次関数モデルを用いた。

解析モデルを**図-5.1.10** に示す。なお、基礎の初期応力は、地盤の密度を 2.2t/m³ としたときの土柱重量、水平応力については鉛直応力の 1/2 とした。ここで用いる地盤の密度は、フィルダム築堤により生じる応力域が平板載荷試験時のそれよりも、かなり大きな深度にまで及ぶことを想定し、平板載荷試験のシミュレーションに用いた値よりも若干大きい１割増の値とした。

図-5.1.10 の岩盤変位計の設置位置測線において、設置した測定長 10m、20m および 75m の３基の岩盤変位計の測定値から推定した築堤終了時の鉛直ひずみの深度

表-5.1.3　解析の入力物性値（堤体）

弾性係数E			ポアソン比 ν			γ	c	ϕ
K	n	Rf	G	F	D	(kN/m³)	(MPa)	(°)
123	0.941	1.039	0.397	0.098	7.96	19.6	0.03	36

表-5.1.4　解析の入力物性値（基礎：非線形）

a	b	β	c (MPa)	ϕ (°)	ポアソン比 ν	引張強度 σ_t (MPa)
2000 1500 1500 1000	0.6 0.6 0.3 0.3	0.3	1.3	50	0.2	2.45

表-5.1.5　解析の物性値（基礎：線形）

関数	物　性		
	弾性係数E (MPa)	ポアソン比 ν	γ (kN/m³)
一定値	294	0.3	21.56
深度勾配あり（一次関数）	294+24.017z		
深度勾配あり（二次関数）	294+9.263z+0.354z²		

100m までの深度方向分布と解析結果を**図-5.1.11** に示す。鉛直ひずみの推定では、築堤終了時の岩盤変位計の実測沈下量から、深度方向分布を双曲線関数で求めた鉛直ひずみを下限としてプロットした。また、100m 以深では岩盤は非常に堅く鉛直ひずみが生じていないと仮定したときの鉛直ひずみ分布を上限としてプロットした。

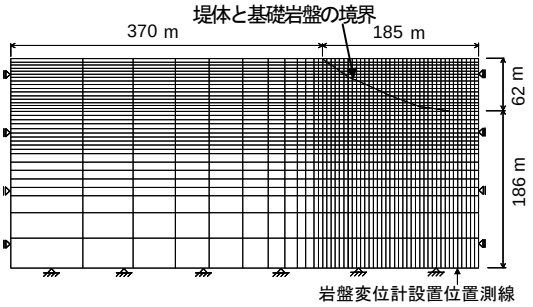
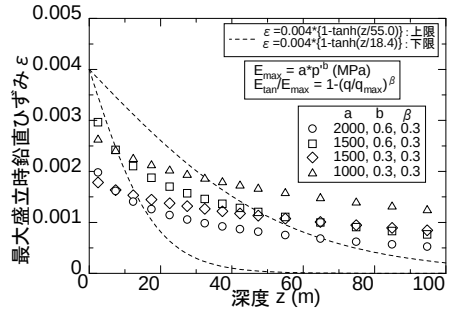


図-5.1.10 築堤時の変形解析に用いた有限要素メッシュ

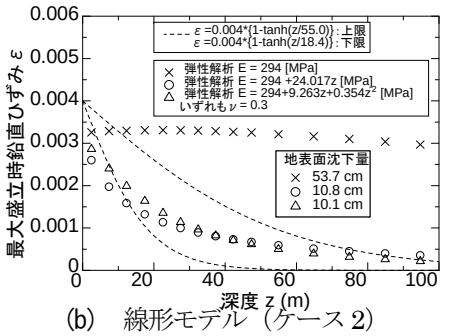
さらに、**図-5.1.12** に築堤終了時の基礎表面の実測沈下量と解析結果を示した。

これらの結果より、比較的地表からの深度の浅い箇所で実施した平板載荷試験結果により、非線形パラメータを用いた非線形モデルの解析であるケース１では基礎の実測鉛直ひずみの深度方向分布および基礎表面沈下量分布を再現できず、非線形変形特性以外の要因を考慮する必要があることがわかる。また、ケース２の線形モデルでは孔内載荷試験で得られた基礎の変形係数の深度方向への増加率を考慮することで、深度方向のモデル化の大きさに依存せずに実測値に近い鉛直ひずみおよび基礎表面沈下量の分布が得られることがわかる。さらに、ケース３の基礎浅部を非線形弾性体とし、基礎深部を線形弾性体としたうえで弾性係数の深度方向分布を考慮することで、実測値に近い鉛直ひずみおよび基礎表面沈下量分布が得られることがわかる。

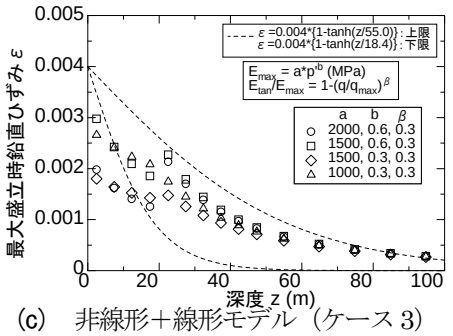
以上より、堤体築造に伴う基礎の変形量や鉛直ひずみの深度方向の予測においては、軟岩基礎の非線形変形特性として拘束圧依存性のみならず、基礎の固結度の違いによる岩級の変化に基づく弾性係数の深度方向分布を考慮することで、より実測値に近い結果を得ることができ、精度の向上を図れることがわかった。



(a)　非線形モデル（ケース 1）

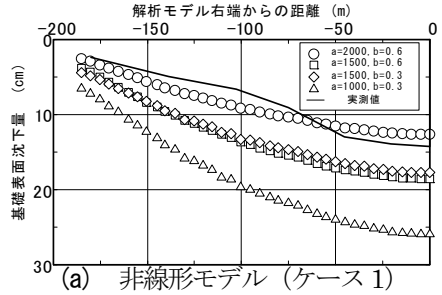


(b)　線形モデル（ケース 2）

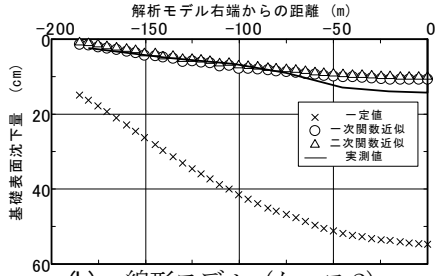


(c)　非線形＋線形モデル（ケース 3）

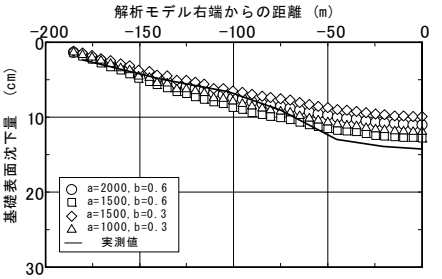
図-5.1.11　鉛直ひずみの深度分布



(a)　非線形モデル（ケース 1）



(b)　線形モデル（ケース 2）



c)　非線形＋線形モデル（ケース 3）

図-5.1-12　基礎表面沈下量分布

5.1.6 結論

ダム基礎軟岩の非線形変形性を考慮した安全性評価手法について検討し、以下の成果を得た。

1)LDT を用いた三軸圧縮試験により、ベディングエラーの影響を受けない軟岩の非線形変形性の評価が可能となった。

2)三軸圧縮試験から得られた非線形変形性を、拘束圧力依存性とせん断時の偏差応力レベル依存性を考慮した構成式によりモデル化することで、ピーク強度までの応力－ひずみ関係を、比較的精度よく再現できた。

3)原位置変形試験結果を用いた非線形変形特性のパラメータ同定により、原位置試験規模での非線形変形特性評価が可能となった。

4)堤体築造に伴う基礎の変形量や鉛直ひずみの深度方向分布の予測においては、軟岩基礎の非線形変形特性として、拘束圧依存性のみならず基礎の固結度の違いによる岩級の変化に基づく弾性係数の深度方向分布を考慮することで、より実測値に近い結果を得ることができ、解析精度の向上を図れることがわかった。

なお、ダム基礎岩盤の変形性のばらつきに着目した検討の成果は、平成 17 年度重点プロジェクト研究報告書[5]を参照されたい。

参考文献

1)GOTO, S., TATSUOKA, F., SHIBUYA, S., KIM, Y. S. and SATO, T. : A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory. *Soils & Foundations*, *31-1*, pp.169-180, 1991.

2)龍岡文夫・小高猛司・王　林・早野公敏・古関潤一：堆積軟岩の変形特性, 土木学会論文集, No.561/Ⅲ-38, pp.1-17, 1997.

3)山口嘉一・川崎将生・岡部　登：フィルダム軟岩基礎の変形性評価法の高精度化，建設省土木研究所資料，No.3750，2000.

4)松本徳久・安田成夫・大久保雅彦・境野典夫：七ヶ宿ダムの動的解析，建設省土木研究所資料，No.2480，1986.

5)山口嘉一・佐藤弘行・冨田尚樹・中村洋祐：複雑な地質条件のダム基礎岩盤の力学的設計の合理化に関する調査、平成 17 年度重点プロジェクト研究報告書、独立行政法人土木研究所、pp.560-577、2006 年 3 月.

5.2 ダム基礎等におけるゆるみ岩盤の評価に関する調査

5.2.1 概要

岩盤のなかには、開口亀裂が発達して岩盤が変形しやすくなり、もともとの岩盤の諸性質が大きく損なわれた領域がしばしば存在する。このような岩盤を、一般に、ゆる（緩）み岩盤と呼び、佐々木ほか(2005)[1]は、「応力解放・重力作用・風化作用等に起因した変形・体積増加・密度減少などにより亀裂の発生・開口・ずれなどを生じ、岩盤の状態を保ちつつも全体として変形しやすく、かつ非弾性的性質が大きくなった状態の岩盤」と定義した。ゆえにゆるみ岩盤はダム基礎や貯水池にとって好ましくない性質を持つため、これまでダム建設においては一般にゆるみ岩盤を避けたり掘削除去してきた。

しかし近年、諸般の事情から地質的に必ずしも良好でないダムサイトが増加するのに伴い、ダムサイト周辺にゆるみ岩盤が分布する事例が多くなってきた。しかも、コスト縮減や環境保全などの観点から、ゆるみが軽微でダム基礎等として問題のない場合には掘削を抑制したいという要請が急増している。しかしその一方で、貯水池の斜面変動など、ゆるみ岩盤に起因する問題も発生しており、慎重な対応が必要で、地質工学的に高度な岩盤評価を行う必要がある。しかしこれまでゆるみ岩盤を基本的に避けることが一般的であったことから、ゆるみ岩盤の統一された分類さえもなされず、ゆるみ岩盤の実態や性状が十分に解明されてきたとは言い難い。

そこで本課題では、これまで調査されてきた40ダムの事例（地質との関係については52事例）を整理し、ゆるみ岩盤の実態とその一般的な性状を明らかにした。また、同じくダムの実例から、従来利用されてきたゆるみの分類指標や分類方法を整理し、特に亀裂に着目したゆるみ指標やゆるみ岩盤の分類方法を提案した。以下に、その検討成果を述べる。

5.2.2 ダムにおけるゆるみ岩盤の実態

1）ゆるみ岩盤の出現頻度と発生部位

昭和50年から平成11年の約30年間に旧土木研究所地質研究室が関与したダムのうち記録が残っていた856ダムについて、ゆるみを伴うまたはゆるみに起因すると判断され、かつそれがダム築造上、課題となっているダムを196ダム抽出した。これは記録が残されているダムの約2割にあたる。

それらゆるみが課題とされているダムの中から、調査資料が比較的整っている全国81ダムにおける90件のゆるみ岩盤事例から、ゆるみの発生部位を整理した（**図-5.2.1**）。その結果、全体の約7割、64件がダム基礎のアバットメントやのり面等の斜面部のゆるみであった。のり面やアバットメントの斜面部では、高い透水性、地下水位の低下などが見られ、一部に岩盤崩壊を生じていた。

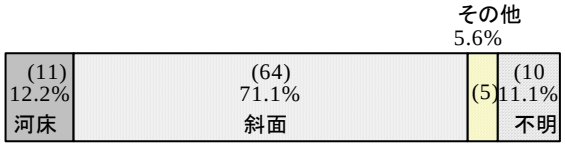


図-5.2.1　ゆるみの発生部位

2）斜面におけるゆるみ岩盤の性状

（1）ゆるみ域の地形

ゆるみを有するダムの中から、特に事例も多く問題となりやすい「斜面部のゆるみ」に着目し、地形・地質・物性などの調査資料が特に整っている40ダムの事例について、ゆるみ域の地形を**図-5.2.2**のように区分したところ、**図-5.2.3**のように半数以上が凸状尾根地形であった。凸状台地地形とあわせると、約6割が凸状地形に属していた。

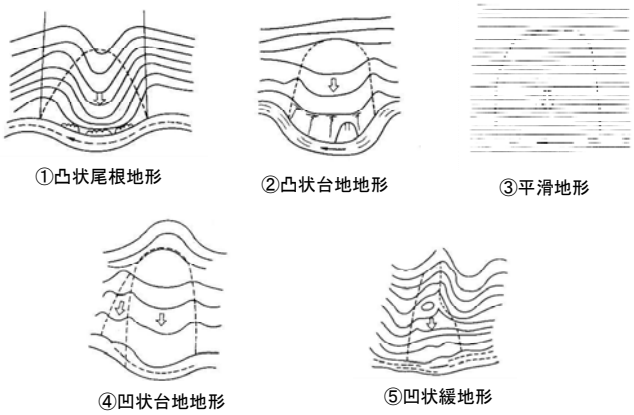


図-5.2.2　地形区分

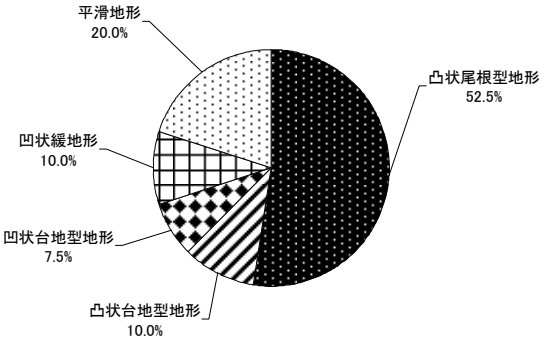
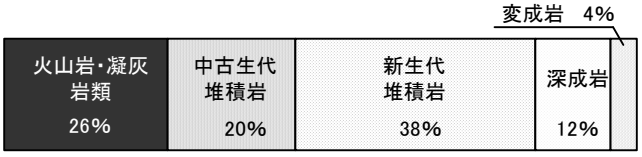


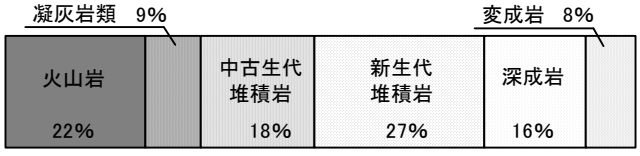
図-5.2.3　ゆるみ域の地形頻度分布

(2)ゆるみ域の地質

図-5.2.4 は、全国のダム基礎の地質別割合 (1142 ダム) と、ゆるみのあるダムの地質別割合 (52 事例) を比較したものである。なお、参考として理科年表による日本の表層地質の割合も示した [2)]。これによると、ゆるみ事例の絶対数は中古生代の堆積岩で最も多く (36%)、次いで凝灰岩と深成岩 (いずれも 17%) である。特に中古生代の堆積岩と凝灰岩については、ダム基礎の地質割合 (中古生代の堆積岩が 18%、凝灰岩が 9%) と比較していずれもほぼ２倍であり、これらの岩質でゆるみが顕在化しやすいことが分かる。



日本の表層地質割合



ダム基礎の地質割合(N=1142)



ゆるみ事例の地質割合(N=52)

図-5.2.4　ゆるみ域の地質頻度分布

（3）ゆるみ境界部付近の地質性状

ゆるみ域と非ゆるみ域の境界部付近の弾性波速度は 1.0～2.6km/s の範囲にあり、通常の堅岩での速度 4～5km/s に比べて低い値を示す (図-5.2.5)。

一方、ゆるみ域の最小ルジオン値（ゆるみ境界付近のルジオン値）は 10 ルジオン～50 ルジオン以上までばらつくが、全体の 75%が 10～30 ルジオン程度で、高透水性を示す (図-5.2.6)。

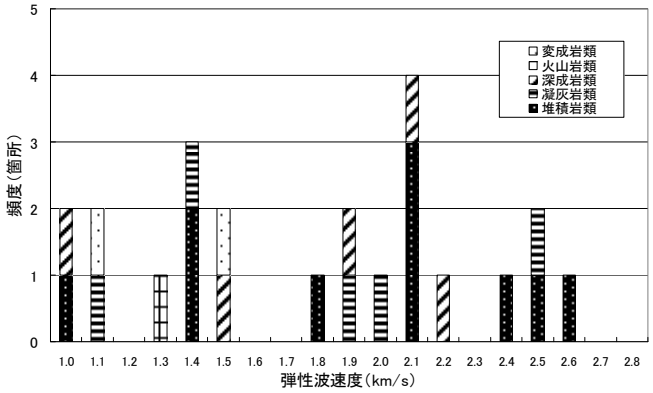


図-5.2.5　ゆるみ域の弾性波速度頻度分布

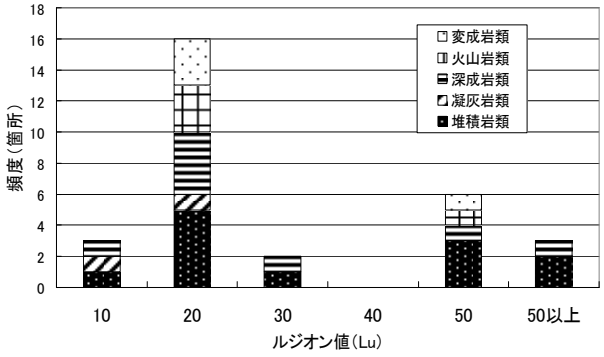


図-5.2.6　ゆるみ域のルジオン値頻度分布

３）　ゆるみの性状と成因

以上からゆるみの性状をまとめると、まず、地質学的視点では、ゆるみが単なる風化と異なるのは、ゆるみは一般に亀裂の開口やずれといった変形を伴うことで脆弱化している。次に、力学的視点では、単に弾性係数が低下するだけではゆるみといわない場合も多く (風化のみでも弾性係数は減少する)、非弾性的性質が顕著に増加することがゆるみの特徴である。ゆるみ岩盤は一般に、もともとの岩盤に比べ、密度低下、開口亀裂の発生・拡大、低強度、非弾性的性質、高透水性、不均質性 (二次的な性質)、不安定性 (二次的な性質。主に斜面の場合) 等の性状・物性を示すことが多い。

また、ゆるみの成因は以下の①～④に整理される。なお、ゆるみには、これらの複数の作用が関与する場合、あるいは分類の困難な場合もある。

① 浸食に伴う応力解放（シーティングジョイント等）
② 重力変形作用（主に斜面でのクリープ等）
③ 風化による作用（低強度化・膨張収縮による亀裂の発生など）
④ 人工的な掘削による応力解放（トンネル、横坑掘削など）

5.2.3 ゆるみ指標の実態と試案

1）斜面におけるゆるみ評価基準の実態

（1）ゆるみ評価基準とその指標

斜面でのゆるみ実態調査を行った 40 箇所のダムのうち､個別のゆるみ評価基準を有する箇所は 12 箇所(30%)であった。ゆるみ評価基準のあるダムにおけるゆるみ評価指標をまとめたのが**表-5.2.1** である。また、ゆるみ評価基準がないダムにおいても、その記述から、着目していると思われる点を整理したのが**表-5.2.2** である。これらから、緩み評価基準の設定されているダムと設定されていないダムの総数（40）を 100%として、ゆるみ評価指標としての活用頻度を**図-5.2.7** に整理した。これをみると、下記の順に良く用いられている。

① 亀裂の開口性
② 横坑内の岩盤性状
③ ボーリングコア形状や風化状態
④ 流入粘土
⑤ 亀裂の酸化・褐色化
⑥ 透水性（ルジオン値等）
⑦ 弾性波速度
⑧ 変位量

表-5.2.1　独自の評価基準を有するダムにおけるゆるみ評価指標項目一覧

ダム名	ゆるみ評価指標	評価項目キーワード
Ａダム	横坑・ボーリングの岩盤状況（割れ目状態及び挟在物） 上下流方向の割れ目の傾斜 開口割れ目幅の計測（開口割れ目幅累積曲線） 弾性波速度、透水性状（ルジオン値）	横坑内観察（割れ目開口量） ボーリングコア観察 （コア形状・流入粘土） 弾性波速度、ルジオン値
Ｂダム	岩盤の風化程度 流入粘土の有無 割れ目面の状態	横坑内観察 ボーリングコア観察 （酸化・流入粘土）
Ｃダム	ボーリングコア形状 割れ目面の褐色化の有無，流入粘土の付着の有無 透水性状（ルジオン値）	横坑内観察 ボーリングコア観察 （酸化・流入粘土・コア形状） ルジオン値
Ｄダム	割れ目の開口程度および割れ目沿いの褐色化 ボーリングコア形状 ボアホール観察による亀裂開口量、亀裂のかみ合わせ 横坑内の岩盤状態（風化程度、流入粘土の有無） 透水性状（ルジオン値） 弾性波速度	横坑内観察 ボーリングコア観察 （酸化・流入粘土・コア形状・亀裂開口 ルジオン値 弾性波速度
Ｅダム	横坑内の亀裂開口の程度，流入粘土の有無 ボーリングコア形状 透水性状（ルジオン値，P-Q曲線の立ち上がり具合）	横坑内観察 ボーリングコア観察 （亀裂開口程度・流入粘土・コア形状） ルジオン値・P-Q曲線
Ｆダム	横坑内の岩盤性状，風化状態	横坑内観察（風化）
Ｇダム	岩盤性状，開口亀裂の頻度 ボーリングコア形状	横坑内観察 ボーリングコア観察 （亀裂開口程度・コア形状）
Ｈダム	岩盤性状，亀裂開口量	横坑内観察（亀裂開口量）
Ｉダム	岩盤変位状況，開口亀裂の頻度，開口亀裂の連結	横坑内観察（亀裂開口程度）
Ｊダム	横坑内の岩盤性状，亀裂開口量 ボーリングコア形状・かみ合わせと透水性（ルジオン値）の組み合わせ	横坑内観察 ボーリングコア観察 ルジオン値
Ｋダム	岩盤性状，割れ目の開口程度 割れ目面の褐色化，割れ目沿いの流入粘土の有無	横坑内観察 ボーリングコア観察
Ｌダム	割れ目酸化，割れ目挟在粘土 ボーリングコア形状 透水性状（ルジオン値，P-Q曲線形状）	横坑内観察 ボーリングコア観察 ルジオン値

表-5.2.2　ゆるみ評価基準が設定されていないダムにおけるゆるみ評価指標

ダム名	ゆるみ評価の指標とされている項目							
	亀裂の開口性	横坑内の岩盤性状	ボーリングコア形状や風化状態	流入粘土	亀裂面の酸化・褐色化	透水性	弾性波速度	変位量
Ｍダム	○	○	○	○				
Ｎダム	○							
Ｏダム			○					
Ｐダム								
Ｑダム							○	
Ｒダム	○							
Ｓダム								○
Ｔダム					○			
Ｕダム	○		○	○	○			
Ｖダム				○	○			
Ｗダム			○			○		
Ｘダム				○	○			
Ｙダム			○					
Ｚダム			○					
ＡＡダム	○	○		○	○			
ＡＢダム	○	○						
ＡＣダム			○					
ＡＤダム			○	○				
ＡＥダム			○					
ＡＦダム			○					
ＡＧダム								
ＡＨダム	○	○						
ＡＩダム	○			○				
ＡＪダム								
ＡＫダム	○	○	○			○	○	
ＡＬダム			○					
ＡＭダム			○		○			
ＡＮダム	○	○	○	○	○			

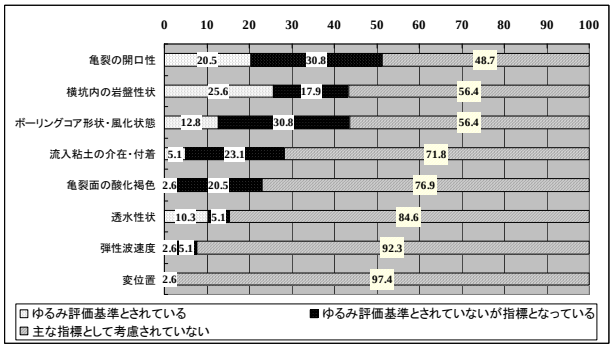


図-5.2.7　ゆるみ評価指標頻度グラフ

（2）ゆるみの程度とゆるみ指標の関係

ゆるみの程度とこのようなゆるみ指標の関係は、ダムにより異なっており､一概に整理することはできないが、概略的にまとめると**表-5.2.3** のようになる。すなわち、

一般に「強ゆるみ」とされている箇所の岩盤性状は、石積み状～ブロック状で cm オーダーの開口亀裂が多く認められ、一部土砂化していることもある。このため、ボーリングコアでは、土砂状、礫状、岩片状などの部分が多いことが特徴である。

それに対し「中～弱ゆるみ」とされている箇所の岩盤性状は、ダムサイトごとに差があり、岩盤がブロック状のものからほとんど変位・変形の認められないものまで、また開口亀裂についても cm オーダーから mm オーダーのものまでさまざまである。ただし総じて「強ゆるみ」に比べると開口量が少ないだけでなく亀裂密度も小さいため、ボーリングコアは短棒状であることが多い。

ゆるみ基準やゆるみ指標ならびにその表現例などをみると、ゆるみ評価において重要な指標として、「開口亀裂」、「横坑等でのゆるみ性状」、「コア形状」などがあげられる。このほかに亀裂については「ずれを有する亀裂」も重要である。このうち、「コア形状」については、事例調査の結果、従来のコア形状区分（JACIC 様式）[3]でも、基本的に必要最小限の分類はできるようであるが、それ以外の指標については、通常の岩盤分類方法などでは岩盤性状を正確に記載できないため、「ゆるみ岩盤」に特化した標準的な記載方法や分類方法を提示する必要がある。一方、ルジオン値・弾性波速度・変位量などの計測データを用いた指標については、定量的な指標として今後発展性が高いと考えられるが、しきい値を設けるような方法がゆるみの分類に適しているかどうかを含めて今後検討する必要がある。

表-5.2.3　ゆるみ岩盤の評価基準の実態

区分	ゆるみ評価指標とされている主な項目					
	横坑内観察・ボーリングコア観察				物理探査	透水性状
	横坑内岩盤性状	亀裂の開口性	亀裂間の状態	ボーリングコア形状	（弾性波速度）	（ルジオン値）
ゆるみ（強ゆるみ）	・石積み状（岩塊状） ・土壌化	・亀裂が不明瞭（土砂状） ・開口が多い ・cmオーダーの開口		・土砂状 ・礫状 ・岩片状		
ゆるみ～非ゆるみの遷移帯（中～開ゆるみ）	・ブロック状 ・変位有り ・岩塊転動	・開口している ・mmオーダーの開口	・流入粘土を介在する ・褐色化が著しい	・短棒状	・1.0～2.8km/sの範囲	・平均的に20～50Luの範囲
	・変位無し	・開口が少ない ・節理が多い	・流入粘土を介在しない～少量介在する ・褐色化していない～一部褐色			
非ゆるみ	・堅岩	・密着している ・ほとんど開口していない		・棒～柱状		

2）ゆるみ評価指標の試案

そこでここでは、「開口亀裂」、「ずれを有する亀裂」、「横坑等でのゆるみ性状」のみを取り上げ、それらの定義・定量的な指標・分類方法等の試案を**表-5.2.4** のように提案した。

このうち開口亀裂に対しては、調査すべき開口亀裂そのものの定義とともに、ゆるみの程度と関係があると思われる定量的指標として、開口亀裂数、開口亀裂出現率、開口量、累積開口量、最大開口量などを定義・提案した。このような複数の定量的指標を提案する理由は、ゆるみの評価を多面的に行うためである。たとえば最大開口量のみでは、その他の小さな開口亀裂の存在を評価できず全体的なゆるみの程度を把握できない。逆に累積開口量のみでは、止水上や斜面安定上鍵となるきわめて大きな開口亀裂の存在が表現できない。したがって複数の指標を組み合わせてゆるみの程度を評価する指標とした。なお、**表-5.2.4** で提案しているゆるみ岩盤の定性的な岩盤分類については、まず最大開口量（ずれ量）、ついでその出現頻度に着目している。この理由は、既往ダムの調査事例において最も重要な指標とされていることもあるが、ゆるみという現象の性格から見ても、最大開口量がゆるみの程度を第一に決定づける指標であるためである。

5.2.4 結論

ダムにおけるゆるみ岩盤の実態について、いくつかの統計データなどを示すとともに、ゆるみ指標として重要な開口亀裂等の観察方法や横坑での岩盤状態の分類方法の試案を示した。

このような標準的な区分と、その他詳細な地質解析等を併用してゆるみのメカニズムを解明することで、信頼性の高い物性評価・安定度評価が可能となる。

ただし、上記の試案はあくまで基本的な項目であり、ダムのアバットメント、のり面、河床では、力学的強度、透水性、斜面安定性など、基礎岩盤として要求される機能が異なるので、利用目的に応じて使い分けることが必要である。また実際のゆるみ岩盤の成因や性状は多様であるため、今回示した項目以外にも様々な項目に着目し観察や計測を行う必要がある。

参考文献

1) 佐々木靖人，片山弘憲，倉橋稔幸：ダムにおけるゆるみ岩盤の実態と分類試案，ダム技術，no.228, pp.9-21, 2005.

2)国立天文台編: 理科年表 平成 10 年(机上版)，丸善, 1054p., 1997.

3)（財）日本建設情報総合センター，建設大臣官房技術調査室監修：ボーリング柱状図作成要領（案）解説書（改訂版）,55p., 1999.

表−5.2.4　ゆるみに関する亀裂の定義および指標試案、ならびに、横坑や露頭等におけるゆるみ性状の分類試案

ゆるみにより開口やずれを生じた亀裂の定義試案

開口亀裂：亀裂（ないし弱層）の内部が主として空隙（水）からなるもの。ただし、流入粘土*1で充填された開口亀裂も原則として開口亀裂の一種として扱い、その際は「開口亀裂（流入粘土）」などと表示して区別できるようにする。

ずれ亀裂：亀裂面（ないし弱層）に沿ってずれ変位の見られるもの。厳密には断層と同じ変形モードであるが、地殻変動による断層（テクトニックな断層）とは異なり、重力変形などのノンテクトニックな変動に伴ってずれ変位を生じている可能性のあるものについて用いる。

＊１　流入粘土：地下水などにより運搬された粘土が岩盤中の開口した割れ目等の間隙に沈積・充填したもの。多くは、褐色～黄褐色で非常に細粒の粒子からなる。

開口亀裂の出現率や開口量を示す指標試案

開口亀裂数：横坑（ボーリング孔）の特定区間長（1m、5m、10m、横坑全区間など）における開口幅 0.25～0.3mm 以上の開口亀裂の本数。「１m当たり開口亀裂数」を標準とする。

開口亀裂出現率：横坑（ボーリング孔）の特定区間長（1m、5m、10m、横坑全区間など）における（測線上の）全亀裂（本数）に対する開口幅 0.25～0.3mm 以上の開口亀裂（本数）の割合（%）。「１m当たり開口亀裂出現率」を標準とする。

開口量：（測線などに沿った開口量ではなく）割れ目の面と面に対する垂直な距離で定義する。単一の開口亀裂の中でも開口量が場所によって異なるときは、測線上で計測している際は測線にかかる部分の開口量で定義する。なお、横坑内など、観察できる範囲の中で単一亀裂における最大の開口量については、最大開口部開口量と呼ぶ。また、流入粘土が充填している場合も原則として開口量に含める。

累積開口量：横坑（ボーリング孔）の特定区間長（1m、5m、10m、横坑全区間など）における累積開口量。「１m当たり累積開口量」を標準とする。また、区間長に対する区間当たり累積開口量の割合（%）を区間開口率とよぶ。

最大開口量：横坑（ボーリング孔）の特定区間長（1m、5m、10m、全区間など）における単一亀裂の最大開口量。「１m当たり最大開口量」を標準とする。

開口量区分：区間当たりの「累積開口量」や「最大開口量」に関する大まかな区分。次の区分による表示を参考とするが、現場状況や目的に応じて一部省略ないし変更して用いても良い。

① 1m 以上
② 30cm 以上
③ 10cm 以上
④ 3cm 以上
⑤ 1cm 以上
⑥ 2.5～3mm 以上
⑦ 1mm 以上
⑧ 0.25～0.3mm 以上
⑨ 上記未満（開口亀裂に含めなくてもよい）

ずれ亀裂の出現率やずれの量を示す指標試案

ずれ亀裂数：横坑（ボーリング孔）の特定区間長（1m、5m、10m、横坑全区間など）におけるずれ幅 0.25～0.3mm 以上のずれ亀裂の本数。「１m当たりずれ亀裂数」を標準とする。

ずれ亀裂出現率：横坑（ボーリング孔）の特定区間長（1m、5m、10m、横坑全区間など）における（測線上の）全亀裂（本数）に対するずれ幅 0.25～0.3mm 以上のずれ亀裂（本数）の割合（%）。「１m当たりずれ亀裂出現率」を標準とする。

ずれ方向：上盤側の岩体の移動方向を方向・傾斜の順に（NOOW・OOS などで）示す。横坑の坑壁などで真の方向が判別できない場合は、見かけ方向（見かけ NOOW・OOS など）として示す。

ずれ量：ずれの方向が確認できる場合には真のずれの量で定義する。真のずれの方向が確認できない場合は、見かけずれ量として定義する。

累積ずれ量：横坑（ボーリング孔）の特定区間長（1m、5m、10m、全区間など）における複数の亀裂の累積ずれ量。「１m当たり累積ずれ量」を標準とする。

最大ずれ量：横坑（ボーリング孔）の特定区間長（1m、5m、10m、全区間など）における単一亀裂の最大ずれ量。「１m当たり最大ずれ量」を標準とする。

ずれ量区分：区間当たりの「累積ずれ量」や「最大ずれ量」に関する大まかな区分。「開口量区分」と同じ境界値区分を標準とするが、現場状況や目的に応じて一部省略ないし変更して用いても良い。

横坑や露頭等におけるゆるみ性状の分類試案

ゆるみ性状区分：ゆるみと判断される岩盤について、ゆるみの程度を定性的に示す区分。ゆるみの程度の強い順に以下の通りを標準とする。実際の現場では、現場状況に応じて工夫・変更を行っても良い。また、風化の状態（岩芯まで風化、亀裂面周辺のみ風化や酸化、など）、流入粘土の有無、なども加味して整理するとよい。

① 土砂状（ゆるみに伴う変形・破砕・風化により、岩盤が細粒化・軟質化し土砂化したもの）
② 崖錐状（多くの岩塊が転動し岩塊群状ないし土砂混じり岩塊状をなしているもの）
③ 石積み状、ないし極大ゆるみ（多くの岩塊に約 3cm 以上の大きなずれや開口を生じ、全体としておおよそ数 10cm～数 m程度の石を積み重ねたような状態を示す岩盤）
④ ブロック状、ないし強ゆるみ（数m～10m 程度の範囲の中に約 3cm 以上の大きなずれや開口が見られ、全体として岩盤が数m～10 数m程度のブロックに分けられるような状態を示す岩盤）
⑤ 中ゆるみ（数m～10m 程度の範囲の中に 1～3cm 程度の亀裂の開口やずれが見られる岩盤）
⑥ 弱ゆるみ（数m～10m 程度の範囲の中に 3mm～1cm 程度の亀裂の開口やずれが見られる岩盤）
⑦ 微小ゆるみ（数m～10m 程度の範囲のところどころに 2.5～3mm 未満の亀裂の開口やずれが見られる岩盤）
⑧ 前ゆるみ（数m～10m 程度の範囲のごく一部に 2.5～3mm 未満の亀裂の開口やずれが見られる岩盤、数m～10m 程度の範囲のところどころに 1mm 未満の亀裂の開口やずれが見られる岩盤、亀裂の開口やずれはほとんどないないし確認できないが応力解放などの作用により軟質化・弾性波速度の低下・透水性の向上などのゆるみの兆候と思われる性状を示す岩盤）

６．岩盤性状に応じた透水性評価と止水設計技術の開発

6.1 ダム基礎グラウチングの合理的計画設計法に関する調査

6.1.1 概要

近年、良好なダムサイトが減少し、複雑な地質条件を有する地点をダムサイトとせざるを得ない場合が少なくない。このようなダムの安全性を確保するうえで、複雑な地質条件に応じた基礎岩盤の合理的、経済的な止水設計方法の開発が不可欠となっている。

本課題では、ダム基礎グラウチングを対象に、①ダム基礎岩盤の性状に応じた透水性評価手法の提案、②ダム基礎岩盤の性状に応じた配合・孔配置等のグラウチングの計画・設計法の提案、③透水性の空間分布を考慮したグラウチングの効果判定法の提案を行った。

本報告では、これらに関する検討成果の一部について述べるが、詳細については平成 13 年度から平成 17 年度の重点プロジェクト研究報告書を参照されたい。

6.1.2 ダム基礎岩盤の性状に応じた透水性評価手法の提案

「ダム基礎岩盤の性状に応じた透水性評価手法の提案」については、軟岩・砂礫地盤あるいは高透水性岩盤を対象として透水試験を実施する際の試験方法や評価の留意点をまとめ、軟岩においては限界圧力の発生を回避するような試験方法を提案し、また乱流が発生するような高透水性地盤におけるルジオン試験結果の評価方法の提案など、ダム基礎岩盤の性状に応じた透水性評価方法として提案した。これらの成果は、地盤調査法の改訂 [1)] やルジオンテスト技術指針の改訂 [2)] に反映している。

また、ダム基礎の透水性を把握する際に重要となる高透水部の性状や連続性に関する調査事例について分析を行い、高透水性地盤に関する各調査方法の適用性の評価および合理的な調査手法の組み合わせについての検討を実施した。

さらに、特に透水性に関するデータが存在しない地点における透水性を推定するための検討として、透水性と他データの相関性の検討を行うとともに、透水性がどのような原因に規定されているのかその要因や因果関係を定量的に評価するための検討として、共分散構造分析を用いた透水性に関するデータの相関・因果関係の分析を行った。

本報告では、このうち透水性に関するデータの相関・因果関係についての分析結果を述べる。

検討対象としたダムは、堤高 89.9m の中央遮水壁型ロックフィルダムである。左岸リム部のカーテングラウチングのパイロット孔に関するデータを用いた。全データ数は 358 である。検討に用いたデータの項目は以下の通りである。

・ルジオン値、限界圧力、透水パターン
・ステージ
・5m 区間の代表岩種
・5m 区間の代表岩級、CL 級の有無、D 級の有無
・P-Q 曲線の分類
・ボーリングコアの亀裂角度、亀裂の形状、亀裂の酸化の有無、挟在物の有無、変質の有無、など

ルジオン値については、2Lu 未満、2～5Lu 未満、5～10Lu 未満、10～20Lu 未満、20～50Lu 未満、50～100Lu 未満、100Lu 以上の 7 分類にした。また、全てのコアに亀裂が存在しており、亀裂の数も多かったため、コアの亀裂の状態の分類においては、支配的な亀裂の角度と亀裂面の状態に着目し、コアの亀裂角度は、0～30°、30～60°、60～90° の 3 分類とし、亀裂面の状態については平滑な場合と曲線状の場合の 2 つに分類した。

本検討では、観測変数間の相関を考慮したり、複数の従属変数を設定して分析することが可能であるなど、より詳細な分析が可能な共分散構造分析 [3)] を用いて、透水性に関連するデータの分析を行った。共分散構造分析では、似たような性質の観測変数を、実際には観測できない潜在変数としてまとめ、因果関係のモデルを単純化して考えることができることが最大の特徴となっている。分析には共分散構造分析用ソフトウェア「Amos」を使用した。

図-6.1.1 に、検討したモデルの一例を示す。**図-6.1.1** において、四角で囲まれた文字は観測された物性、丸で囲まれた「岩の状態は」計測されていない仮定された物性、丸で囲まれた e1 から e3 は誤差項である。また、両矢印は有意な相関、片矢印は（説明変数）→（目的変数）の意味を持っている。**図-6.1.1** のモデル作成にあたっては、以下のような前提条件を設定している。

・岩種と亀裂の状態によって、直接は観測されない「岩の状態」が規定されている。
・「岩の状態」は、Lu 値と代表岩級に影響を及ぼす。
・透水パターンは Lu 値にのみ影響を与える。

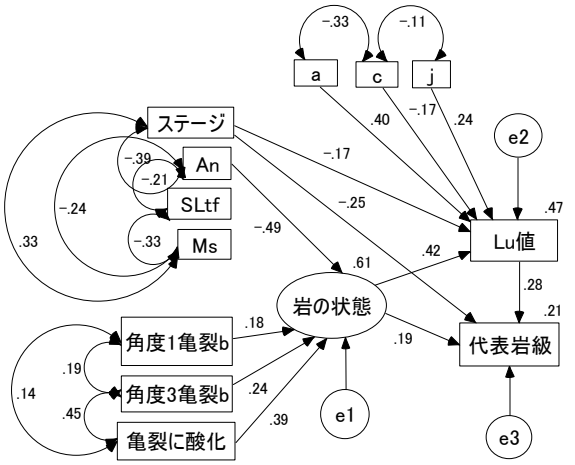
図-6.1.1 には、5%確率で有意な係数のみ示している。**図-6.1.1** からは以下のような傾向が読み取れる。

・Lu 値の右上にある決定係数が 0.47 となっており、**図-6.1.1** のモデルにより半分程度 Lu 値が説明されてい

る。一方、代表岩級の説明変数は0.21と小さく、代表岩級については**図-6.1.1** のモデルではうまく説明されていない。

・「亀裂に酸化」→「岩の状態」→「Lu 値」のパスに着目する。「亀裂に酸化」→「岩の状態」のパス係数は0.39とプラス、「岩の状態」→「Lu 値」のパス係数は0.42 とプラスであることから、「亀裂に酸化」が増加すると、「Lu 値」も増加することになる。「亀裂に酸化」が増加とは亀裂に酸化があることを意味し、「Lu 値」が増加とはルジオン値が大きくなることを意味しているので、「亀裂に酸化」→「岩の状態」→「Lu 値」のパスは、「亀裂に酸化」があると「Lu 値」が大きくなることを示している。他のパスも同様である。

図-6.1.1 は適合度指標も比較的良好な値を示しており、入手できたデータのみを用いての分析という制約はあるものの、ある程度透水性につながる因果関係を説明できているものと考えている。



	GFI	AGFI	RMSEA	NFI	CFI
計算結果	0.952	0.915	0.064	0.848	0.901
モデルの適合が非常によいとされる条	0.95以上	0.95以上	0.05未満	0.95以上	0.95以上
モデルが不適と推定される条件	0.9未満	0.9未満	0.1以上	0.9未満	0.9未満

図-6.1.1　Lu 値と他物性の相関の検討の例
（潜在変数を用いた場合（標準化した結果））

6.1.3 ダム基礎岩盤の性状に応じた配合・孔配置等のグラウチングの計画・設計法の提案

「ダム基礎岩盤の性状に応じた配合・孔配置等のグラウチングの計画・設計法の提案」については、三次元亀裂網模型を用い効果的なグラウト注入に関する実験的検討を行った。

また、グラウチングの施工範囲や改良目標値を緩和した場合の影響について検討するため、浸透流解析による検討を実施した。

さらに、透水性のばらつきや上下流方向の浸透特性を評

表-6.1.1　図-6.1.1 の記号とデータ数

	全データ数	記号	記号の意味	データ数
代表岩種	358	An	安山岩	38
		SLtf	塊状火山凝灰角礫岩	74
		Ms	泥岩	117
透水パターン		a	図-6.1.2参照	82
		b		75
		c		93
		j		7
亀裂の状態		角度1亀裂a	低角度（0～30°）の亀裂が多く、主要な亀裂が平滑なもの	215
		角度1亀裂b	低角度（0～30°）の亀裂が多く、主要な亀裂が曲線状なもの	83
		角度3亀裂a	高角度（60～90°）の亀裂が多く、主要な亀裂が平滑なもの	91
		角度3亀裂b	高角度（60～90°）の亀裂が多く、主要な亀裂が曲線状なもの	131

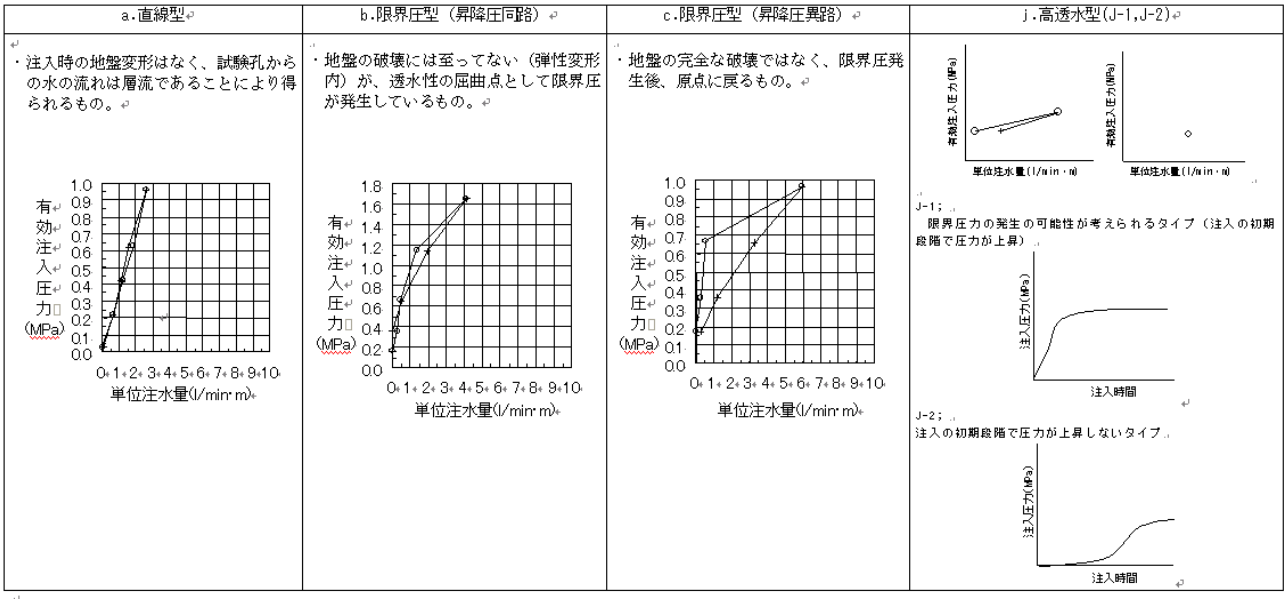


図-6.1.2　表-6.1.1 の透水パターン

価したうえで、グラウチングの施工範囲や改良目標値などの影響を検討するため、モンテカルロシミュレーションを用いた浸透流解析による検討を実施した。また、本課題の実施期間中に、ダム施工現場においてカーテングラウチングの規定 2 次孔化が進められたことに対応し、最終規定孔を 3 次孔から 2 次孔にした場合の影響を検討するため、既設ダムにおけるカーテングラウチングの実績データの分析を行った。

本報告では、このうち最終規定孔を 3 次孔から 2 次孔にした場合の影響についての検討結果を述べる。

検討対象としたダムは、**表-6.1.2** に示す 7 ダムである。河床部におけるカーテングラウチングのデータを用い、全データの一括分析の他に、補助カーテングラウチングの施工の有無や注入圧力から、浅部（1～3 ステージ程度）・中深度（4～7 ステージ程度）・深部（8 ステージ程度以深）の 3 深度区分した分析も実施した。7 ダムともにカーテングラウチングの孔配置は P 孔間隔 12m で、1.5m 間隔の 3 次孔が最終規定孔の中央内挿法で施工され、改良目標値は 2Lu である。**表-6.1.2** に 7 ダムのルジオン値の 15%超過率値を示す。グラウチングの改良効果により次数が進むに従いルジオン値は概ね小さくなっているが、一部 3 次孔においても改良目標値の 2Lu より若干大きくなっているものが見受けられる。

表-6.1.3 の省略基準および追加孔基準を適用して検討を行った。なお、追加孔基準には現在用いられている一般的な基準を、また、省略基準には判断ルジオン値を 2Lu とした場合に追加基準より厳しくなるような基準を設定している。

表-6.1.4 に、検討結果のうち、A ダムと G ダムの結果を示す。**表-6.1.4** において「見逃し」と「過施工」が重要になる。ここで、「見逃し」とは P～2 次孔のデータから 3 次孔省略可能と判断したが実際の 3 次孔のルジオン値は改良目標値以上の場合を意味し、逆に「過施工」とは P～2 次孔のデータから 3 次孔の施工が必要と判断したが実際の 3 次孔のルジオン値は改良目標値以下の場合を意味する。「見逃し」と「過施工」を共に少なくすることが望ましいが、一般的には「見逃し」と「過施工」はトレードオフの関係にあり、「見逃し」が少なく（多く）なれば「過施工」は多く（少なく）なる。そのため、ダムの安全性を損なわないような「見逃し」率に抑えるとともに、コスト縮減を最大限達成できるよう「過施工」率を可能な限り小さな値に抑制するよう、適切な省略基準を設定する必要がある。

表-6.1.4 を見ると、A ダムにおいては、省略基準や追加孔基準によらず見逃し率や見逃しルジオン値は極めて小さくなっており、このようなダムにおいては 3 次孔を追加孔としても安全性上の問題はないものと考えられる。一方、G ダムの結果を見ると、省略基準や追加孔基準によっては見逃し率や見逃しルジオン値が高かったり、見逃し連続ステージが見られる。このような場合には、基礎の安全性を確保するため、省略基準や追加孔基準を厳しく設定したり、高透水部に関しては 3 次孔を規定孔として施工するなどの対応が考えられるが、改良目標値が 2Lu とやや厳しい条件であることから、どの程度のルジ

表-6.1.2　7 ダム諸元と 15%超過率ルジオン値

ダム名	※型式	堤高(m)	河床部の地質	深度方向区分	ステージ	15%超過率ルジオン値 P孔	1次孔	2次孔	3次孔	備考
A	G	100	砂岩・粘板岩	浅部	1～4	1.1	0.7	1.1	0.4	補助カーテンあり
			砂岩・粘板岩	中深度	5～9	12.1	1.5	0.4	0.2	
			粘板岩・輝緑凝灰岩	深部	10～	19.8	4.2	0.7	0.3	
B	G	109	粘板岩	浅部	1～3	3.7	3.5	3.3	2.5	補助カーテンあり
			粘板岩・砂岩	中深度	4～6	7.3	1.5	1.2	0.9	
			粘板岩・砂岩	深部	7～	1.1	1.4	0.5	1.5	
C	G	84.9	花崗岩	浅部	1･2	6.0	3.7	1.4	0.8	補助カーテンあり
			花崗岩	中深度	3～6	4.1	2.7	1.6	0.9	
			花崗岩	深部	7～	1.6	2.4	0.9	0.8	
D	G	115	流紋岩	浅部	1～3	18.5	6.3	5.7	2.3	一部補助カーテンあり
			流紋岩		4･5	13.2	5.9	1.6	1.5	
			流紋岩	中深度	6～12	2.7	1.2	1.1	1.1	
			流紋岩･ひん岩	深部	13～	11.4	6.1	2.5	1.2	
E	G	123	安山岩	浅部	1～4	2.3	1.3	1.2	0.8	補助カーテンあり
			安山岩	中深度	5～	6.1	1.6	3.5	1.0	
F	R	105	火山礫凝灰岩	浅部	1～4	4.7	1.6	1.1	0.9	補助カーテンあり
			凝灰質礫岩	中深度	5～8	5.8	2.0	1.8	2.1	
			火山礫凝灰岩	深部	9～	2.5	1.2	1.6	0.6	
G	G	97	石英閃緑岩･閃緑岩	浅部	1～6	2.2	2.7	1.2	1.1	
			石英閃緑岩･閃緑岩	中深度	7～11	12.5	4.2	2.0	1.9	
			石英閃緑岩･閃緑岩	深部	12～	8.5	4.8	3.2	2.9	

※G：重力式コンクリートダム、R：ロックフィルダム

表-6.1.3　省略基準および追加孔基準

case#	省略判断位置	判断ルジオン値
case1-1	対象3次孔の周辺6ステージ	左記全てが Lu≦2
case1-2		〃 Lu≦5
case2-1	対象3次孔の隣接2次孔の3ステージ	〃 Lu≦2
case2-2		〃 Lu≦5
case3-1	対象3次孔の左右2ステージ	〃 Lu≦2
case3-2		〃 Lu≦5
case4-1	対象3次孔の隣接2次孔の1ステージ	〃 Lu≦2
case4-2		〃 Lu≦5

	追加孔判断	追加孔施工位置
追加孔基準	①ある2次孔のLu≧4	2次孔のLu大きい方に3次孔施工
	②隣接2次孔両方のLu≧2	
	③斜め方向にLu≧2の2次孔連続する場合	
	④縦方向にLu≧2のステージ連続する場合	

表-6.1.4　検討結果

ダム名	省略基準	判断成功率%（注入成功＋省略成功）	うち省略成功率%	過施工率%	見逃し率%	見逃しルジオン値 最大値	2番目	3番目	見逃し連続ステージ 2ステ(※1)	3ステ(※2)
A	case1-1	52.12	51.45	47.66	0.22	4.45	–	–	0	0
	case1-2	66.82	66.59	32.52	0.67	4.45	3.6	3.1	0	0
	case2-1	83.74	83.52	15.59	0.67	4.45	3.6	3.1	0	0
	case2-2	96.88	96.66	2.45	0.67	4.45	3.6	3.1	0	0
	case3-1	78.40	77.95	21.16	0.45	4.45	3.6	–	0	0
	case3-2	86.86	86.64	12.47	0.67	4.45	3.6	3.1	0	0
	case4-1	93.54	93.32	5.79	0.67	4.45	3.6	3.1	0	0
	case4-2	98.22	98.00	1.11	0.67	4.45	3.6	3.1	0	0
	追加孔基準	97.77	97.55	1.56	0.67	4.45	3.6	3.1	0	0
G	case1-1	47.63	37.28	51.94	0.43	3.7	3.2	–	1	0
	case1-2	67.03	58.84	30.39	2.59	7.4	3.7	3.4	2	2
	case2-1	74.78	67.46	21.77	3.45	5.7	4.9	3.7	3	1
	case2-2	84.27	78.23	10.99	4.74	13.3	7.4	5.7	6	1
	case3-1	69.83	61.85	27.37	2.80	7.3	5.7	5.6	1	1
	case3-2	78.88	73.28	15.95	5.17	7.4	7.3	6.0	3	4
	case4-1	84.05	78.23	10.99	4.96	13.3	7.3	5.7	4	1
	case4-2	88.15	84.27	4.96	6.90	13.3	12.3	9.8	5	3
	追加孔基準	85.60	83.41	5.82	8.62	31.4	25.0	13.3	5	7

※1：見逃しが 2 ステージ連続している箇所の数

※2：見逃しが 3 ステージ連続している箇所の数

オン値が見逃されているのかなど詳細な検討を行う必要がある。

図-6.1.3 に各深度の 2 次孔の 15%超過率ルジオン値と追加孔基準を適用した場合の見逃し率の関係を示す。**図-6.1.3** の 7 ダムの深度方向の見逃し率の分布、およびここでは詳細は示さないが各ダムの深度方向の見逃し率を見ても、深度方向に関する明確な傾向は特に見出せなかった。しかし、**図-6.1.3** を見ると、2 次孔の 15%超過率ルジオン値が 1～2Lu 程度であれば、追加孔基準を適用した場合の見逃し率は 5%程度に抑えられる場合が多くなるものと考えられる。しかし、見逃しについては、ルジオン値の 15%超過率値だけではなく、高透水部の上下流方向の連続の可能性やルジオン値の最大値なども含めて総合的に評価する必要がある。

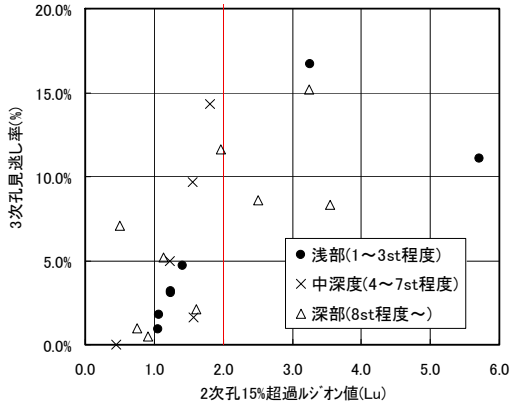


図-6.1.3　2 次孔の 15%超過率ルジオン値と追加孔基準を適用した場合の見逃し率

6.1.4 透水性の空間分布を考慮したグラウチングの効果判定法の提案

「透水性の空間分布を考慮したグラウチングの効果判定法の提案」については、透水性の空間的ばらつきを考慮したうえで、グラウチングによる改良効果が上下流方向の浸透にどのような効果を及ぼすのかを、浸透という性能を評価することからグラウチングの効果を評価する方法を提案し、モンテカルロシミュレーションを用いた浸透流解析による検討を実施した。

前述のとおり、近年規定 2 次孔化が進んでいること、また、追加孔の合理化などにより以前よりも施工数量が全体的に減少していることを考慮すると、以前よりも高透水部が残される可能性が大きくなっていると予想される。このため、高透水部が残された場合の浸透や安全性について、透水性の空間的なばらつきや上下流方向の浸透を考慮したうえで評価する必要があり、ここで行ったモンテカルロシミュレーションを用いた浸透流解析による検討手法が、今後グラウチングの効果判定にも役立つものと考えている。本報告では、このうちモンテカルロシミュレーションを用いた浸透流解析によるダム基礎の浸透特性の検討結果を述べる。

本検討では、浸透流解析のモンテカルロシミュレーション結果をもとに、水みちの確率論的評価の方法を用いて、透水性の空間的な相関およびカーテングラウチングの深度の影響についての検討を行った。

解析モデルは**図-6.1.4** に示すとおり、フィルダムコア部および基礎岩盤を模擬したものである。基礎岩盤は 4m×4m の正方形要素に分割した。基礎岩盤の透水係数は対数正規分布に従うと仮定し、その平均は m/s 単位の常用対数で-5、標準偏差σは常用対数でσ=0.3、1.2 として乱数を発生させた。また、地球統計学のシミュレーション手法である Sequential Gaussian Simulation（SGS）[4]を用いて、空間的な相関性を有する乱数を発生させた。空間的な相関性については、等方的な場合（水平・鉛直方向の相関距離 30m）、異方的な場合（水平方向の相関距離 150m、鉛直方向の相関距離 20m）についてそれぞれ乱数を発生させた。コア、カーテングラウチングおよびブランケットグラウチングの透水係数は、それぞれ 1×10^{-7}m/s 、2×10^{-7}m/s、5×10^{-7}m/s で一定の値とした。グラウチングについては、グラウチング未施工、ブランケットグラウチングを施工しかつカーテングラウチングの深度 52m および 100m の場合を想定した。

図-6.1.5 に、乱数の発生方法の違いによる透水係数分布の一例を示す。**図-6.1.6** と**図-6.1.7** には、各要素が水みちに含まれる確率分布について、カーテングラウチング深度が 52m で、ばらつきが小さい場合（σ=0.3）と大きい場合（σ=1.2）の結果を示す。**図-6.1.6** の透水係数のばらつきが小さい場合（σ=0.3）の結果を見ると、(c)異方的な相関がある場合において、透水係数の分布が(a)と(b)の場合と多少異なる傾向を示しているが、要素が水みちに含まれる確率は透水係数の空間分布によらずほぼ同じ傾向を示している。**図-6.1.6** の結果では、各要素が水みちに含まれる確率は、カーテングラウチング直下の要素の確率が最も大きくなっており、次にブランケットグラウチング周辺の要素の確率が大きくなっている。

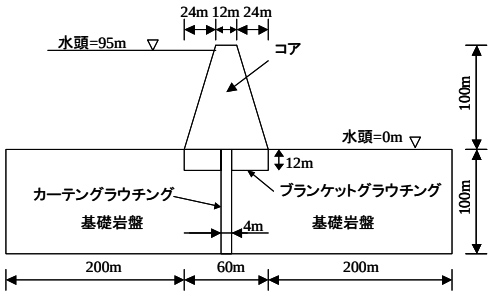
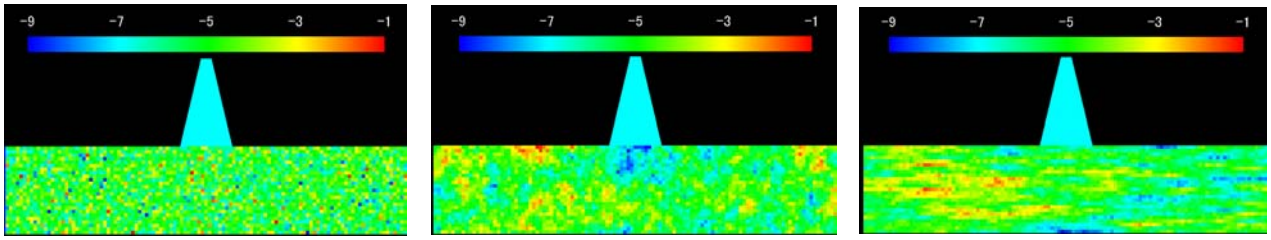
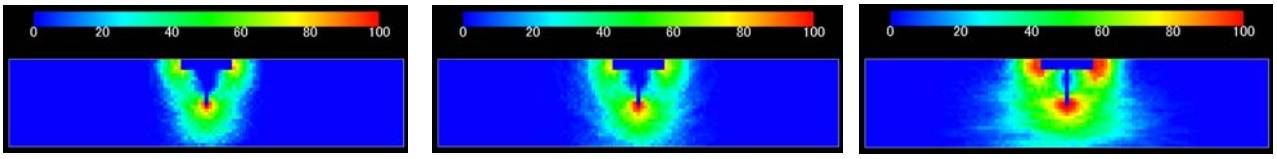


図-6.1.4　解析モデル



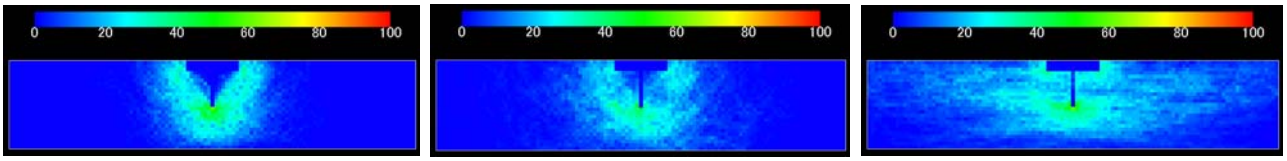
(a) 空間的な相関がない場合　(b) 等方的な相関がある場合　(c) 異方的な相関がある場合

図-6.1.5　乱数の発生方法の違いによる透水係数の空間分布の変化



(a) 空間的な相関がない場合　(b) 等方的な相関がある場合　(c) 異方的な相関がある場合

図-6.1.6　各要素が水みちとなる確率分布（σ=0.3、カーテングラウチング 52m の場合）



(a) 空間的な相関がない場合　(b) 等方的な相関がある場合　(c) 異方的な相関がある場合

図-6.1.7　各要素が水みちとなる確率分布（σ=1.2、カーテングラウチング 52m の場合）

また、図-6.1.7 の透水係数のばらつきが大きい場合（σ=1.2）について見ると、カーテングラウチングの深度が同じでも、透水係数の空間分布が異なると、要素が水みちに含まれる確率の傾向も異なっているが、透水係数のばらつきが小さい場合（σ=0.3）と比較すると、確率の高い領域は見られない。これは、透水係数のばらつきが大きい場合には水みちの経路が多様になり、特に(c)異方的な相関がある場合には上下流方向にかなり広い範囲で水みちとなる場合があるためである。このように、透水係数のばらつきが大きい場合には、各要素が水みちとなる確率は、透水係数の空間的相関性にかなり依存する。

なお、以上の成果において、上下流方向の高透水部の連続性の重要性などの成果については、グラウチング技術指針[5]の改訂に反映されている。

参考文献

1) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、第 7 編地下水調査、第 10 章ルジオン試験、pp. 438～447、2004.
2) 国土交通省河川局治水課：ルジオンテスト技術指針・同解説, 2006.
3) 朝野熙彦・鈴木督久・小島隆矢：入門共分散構造分析の実際、講談社、2005.
4) Clayton V. Deutsch & Andre G. Journel ： GSLIB, Geostatistical Software Library and User's Guide, Second Edition, 369p., 1998.
5) (財)国土技術研究センター編集：グラウチング技術指針・同解説、大成出版社、2003.

7．結論

7.1　研究の成果

本重点プロジェクト研究により得られた成果について要約すると、以下のとおりである。

(1)　「ダムの嵩上げ設計手法の開発」

「コンクリートダムの再開発技術に関する調査」では、ダムの嵩上げについて、施工時貯水位、嵩上げ比率、基礎岩盤の変形性が嵩上げダムの応力に及ぼす影響および嵩上げダムの地震時安定性について検討を行い、実際的な作用荷重や底面亀裂を許容する考え方を採用した重力式コンクリートダムの合理的な嵩上げ設計方法を提案した。

「フィルダムの嵩上げ技術に関する調査」では、旧堤体の透水性が嵩上げダムの安定性に及ぼす影響について検討し、経済性、湛水時や漏水時におけるせん断破壊や水圧破砕に対する安全性ならびに大規模地震時の耐震性を評価するフィルダムの合理的な嵩上げ設計方法を提案した。

(2)　ダムの放流設備増強技術の開発

「ダム機能強化のための放流設備設計手法に関する調査」では、既設重力式コンクリートダム堤体に新たに放流設備を設置する手法として、湾曲エビ継ぎ管の水理特性、減勢工側方から空中放流する場合の減勢特性、放流騒音特性について検討した。これらの知見をもとに、湾曲エビ継ぎ管の実用的な設計手法を開発した。

「トンネル内放流設備の水理設計手法に関する調査」では、ダム堤体外に新たに放流設備を設置する手法として、トンネル内放流設備の水理特性について検討を加えた。検討では、一様断面内及び断面が縮小するトンネル内放流時について、空気管が無い場合のトンネル内流況及び圧力降下量とトンネル断面規模、トンネル長の関係を解明するとともに、空気管がある場合の効果を明らかにした。また、形状が相似で規模が異なる模型を用いた実験により、実験結果の相似性を明らかにした。これらの知見をもとに、トンネル断面が一様な場合と下流で縮小する場合についてトンネル断面および空気管システムの設計方法を提案した。

(3)　規格外骨材の品質評価および有効利用方法の開発

「ダムコンクリートにおけるスラッジの有効利用に関する調査」では，RCD 用コンクリート、外部用コンクリートにスラッジを混入させた場合のフレッシュ性状、圧縮強度、凍結融解抵抗性について検討した。その成果として、硬化体組織が緻密になることによって、強度は増加し、乾燥収縮や中性化速度は低減することを明らかにした。また、ワーカビリティーの低下に対しては適切な量の混和剤の利用によってこれを改善できることを示し、その配合設計方法をとりまとめた。

「濁沸石等含有岩石のダムコンクリート骨材としての有効利用に関する調査」では、濁沸石によるモルタルの劣化原因について検討した結果、濁沸石周辺に異常膨張を起こすような新たな物質や水和物の生成は認められず、乾湿繰り返しによる濁沸石の膨張圧がコンクリートの劣化をもたらす原因であることを明らかにした。この結果、濁沸石含有骨材は乾湿繰り返しのない内部コンクリートに使用可能であることを示した。以上の知見をもとに、濁沸石を含む骨材の有効利用法を提案した。

「低品質細骨材の有効利用に関する調査」では、密度、吸水率などの物理的性質が劣る細骨材がコンクリートの品質に与える影響について各種の試験を行った結果、フレッシュ性状が低下するものの圧縮強度や耐凍害性はほとんど影響がないこと、乾燥収縮の増加量は粗骨材が低品質化した場合に比較してやや小さいことを明らかにした。これらの知見をもとに、ダムコンクリートを対象とした低品質細骨材の品質評価基準案を提案した。

(4)　複雑な地質条件に対応した基礎岩盤、貯水池斜面の評価と力学設計技術の開発

「複雑な地質条件のダム基礎岩盤の力学的設計の合理化に関する調査」では、ダム基礎軟岩試料に対して高精度軸ひずみ測定装置を用いた三軸試験を実施し、その結果から軟岩の変形特性を高精度で表現できる力学モデルを提案した。また、作成した力学モデルを用い、原位置平板載荷試験結果、実ダム築堤時の基礎変形挙動の再現性を照査しモデルの適用性を確認したうえで、非線形変形特性を考慮したダム基礎の安全性評価手法を提案した。

「ダム基礎におけるゆるみ岩盤の評価に関する調査」では、ダム基礎のゆるみ岩盤事例を分析し、全体の 8 割強を占める重力変形作用の変形によるゆるみ岩盤について、構成する地形・地質・地域・形状・地質性状との相関を明らかにした。また、ゆるみ進行に伴う密度低下、弾性波速度の低下、開口亀裂の拡大等の性状や物性変化に着目し、ボーリング孔や横坑を利用した様々なゆるみの区分・計測方法を開発した。

(5)　岩盤性状に応じた透水性評価と止水設計技術の開発

「ダム基礎グラウチングの合理的計画設計法に関する調査」では、グラウト注入 3 次元模型試験によるグラウト注入特性の把握、既設ダムのグラウチングデータに基づ

く最適なグラウチング孔間隔の設定方法について検討した。また、浸透流解析によるグラウチングの効果的な止水ゾーンの形成方法の検討、モンテカルロ法を用いた地盤の透水性のばらつきとグラウチング効果の検討を行った。さらに、高透水性地盤の透水性状や連続性に関する調査事例の分析から、それら調査手法の合理的な適用法について検討するとともに、共分散構造分析を用いて透水性と他物性との相関の分析を行い、透水性に影響を与える因子について検討した。

さらに、既設ダムのカーテングラウチング実績データを用いて、最終次数孔とチェック孔の改良効果判定の比較によるチェック孔の省略可能性に関する検討を行い、チェック孔省略が可能となる条件について提案した。これらの知見をもとに、①ダム基礎岩盤の性状に応じた透水性評価手法の提案、②ダム基礎岩盤の性状に応じた配合・孔配置等のグラウチング計画・設計法の提案、③透水性の空間分布を考慮したグラウチング効果判定の提案を行った。

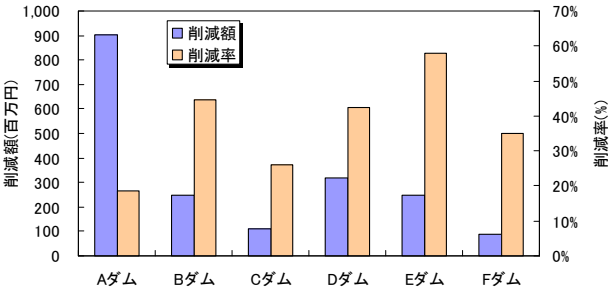


図-7.2.1　新指針適用によるコスト削減実績

7.2　成果の活用

これらの成果のうち、岩盤性状に応じた透水性評価と止水設計技術の開発の成果は、平成15年に国土交通省河川局治水課長から各地方整備局等に通知された「グラウチング技術指針」に反映されるとともに、平成18年に国土交通省河川局治水課長から各地方整備局等に通知された「改訂版ルジオンテスト技術指針」に反映され、ダム基礎岩盤の透水性調査と基礎岩盤の止水処理の合理化によるダム事業のコスト削減に大いに貢献している。

従前のグラウチング技術指針に基づいてダム基礎グラウチングを計画し、指針が改定されたために途中段階で新指針に切り替えて施工したダムにおけるグラウチング工事費（直接工事費ベース）の削減実績を、図-7.2.1に示す。ダム規模によりコスト削減額は異なるが、新指針適用により、堤高100mクラスの大規模ダムでは10億円程度、堤高50mクラスの中規模ダムで数億円程度、堤高30mクラスの小規模ダムでも1億円程度の実績となっている。また、当初のグラウチング工事費に対する削減率は、平均的に見て30～40%程度である。

この成果以外にも、本重点プロジェクト研究により得られた成果は、具体のダム事業の設計や施工に活用され、自然環境の保全と事業の効率化に寄与している。