

ロックフィルダムのコア幅の合理的設計方法に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 17～平 20

担当チーム：ダム構造物チーム

研究担当者：山口嘉一、佐藤弘行、林 直良

【要旨】

ロックフィルダムの工期およびコスト縮減を図るためには、降雨や気温にその施工が制約され、結果的に堤体施工全体のクリティカルパスとなっているコアの施工の高速化が求められている。施工としては締固めの厚層化が積極的に進められているが、設計としてはコア幅の合理的な縮小が求められている。しかし、現在のコア幅は経験的に設定されているため、適切なコア幅の設計は、現行設計方法であるすべり安定解析だけでなく、湛水時における水圧破砕に関する安定性検討に基づいて実施する必要がある。また、ロックフィルダムのコア材料の水圧破砕については、これまで体系的な研究が実施されていない。

本研究では、ロックフィルダムのコア材料の水圧破砕試験、築堤・湛水解析に基づくコアの水圧破砕に対する安全性評価に基づいた、コア幅の合理的な設計方法を検討した。

キーワード：ロックフィルダム、コア幅、築堤解析、湛水解析、水圧破砕、進行性破壊

1. はじめに

ロックフィルダムの工期およびコスト縮減を図るためには、十分な量のコア材料の確保が困難であったり、降雨や気温にその施工が制約されるなど、結果的に堤体施工全体のクリティカルパスとなっているコアの施工の高速化が求められている。施工としては締固めの厚層化が積極的に進められているが、設計としてはコア幅の合理的な縮小が求められている。しかし、現在のコア幅は、コアの上下流勾配として 1:0.2 を採用することが一般的¹⁾であるなど、経験的に設定されているのが現状である。また、最近建設された、あるいは建設中のいくつかのダムにおいて、現行のフィルタ基準よりも厳しいパイピング条件を規定する Sherard の限界フィルタ基準²⁾を満たすフィルタとの組合せで、1:0.20 より若干急な 1:0.16～0.17 が採用されているが、コアの安定性評価に基づいた対応ではない。

このような現状に鑑みると、①当初設計においてどの程度までコア幅（コアの上下流勾配）を縮小できるのか、②施工の途中段階からコア賦存量が少ないことが判明してコア幅（コアの上下流勾配）を縮小させる場合にどのような形状とすればよいのか、などを明らかにするための研究を実施する必要がある。この際、コアの水圧破砕 (Hydraulic Fracturing) の検討が特に重要であると考えている。

水圧破砕によるフィルダムの被害として最も有名な事例は、米国内務省開拓局により建設され、初期湛水

中の 1976 年 6 月に決壊した Teton ダムの事例である。このダムの破壊原因については、2 つの調査委員会が組織され、それらの報告書においては、水圧破砕による堤体の破壊の可能性が高いと報告されている^{3)~5)}。

「Hydraulic Fracturing」という用語もこれらの報告書の中で誕生し、その後、水圧破砕に関する関心が高まり、精力的に研究が進められるようになった。

国内外における水圧破砕に関する研究を系統立ててとりまとめたものとして、(社)地盤工学会の「地盤浸透破壊のメカニズムと評価手法に関する評価委員会」の報告書⁶⁾がある。この報告書によると、フィルダムの水圧破砕に関する研究は、その手法により、1)実測土圧と実測間隙水圧の比較による方法、2)数値解析結果に基づく方法、3)遠心力载荷模型実験に基づく方法、などに分類されている。また、わが国における、主に数値解析を用いた研究として特筆すべきものとして、東京工業大学、東京電力、前田建設工業の共同研究^{7)~10)}があげられる。これらの研究では、実ダムを対象とした数値解析結果に基づく水圧破砕の評価に加えて、コアの必要幅や集中浸透による水圧破砕安全性の低下などについても基礎的な検討を実施している。

このような既往研究を受け、本研究では、ロックフィルダムの水圧破砕に着目したうえで、コア材料の水圧破砕試験と堤体の築堤・湛水解析を併せて実施し、コアの水圧破砕に対する安全性評価に基づいた、コア幅の合理的な設計方法について検討する。

2. ロックフィルダムのコア幅、コア形状に関する既往事例

2.1 ロックフィルダムのコア形状

ロックフィルダムは、コアの位置により、堤体の中央にコアを置く中央コア型と、上流側に傾斜させる傾斜コア型に大別できる。一般的に、どちらの型式が安定上有利であるか明確には断定できないが、最近の我が国においては、中央コア型の採用事例が圧倒的に多い¹⁾。図-2.1.1に中央コア型と傾斜コア型の概略図を示す。

コアの厚さについては、過去の経験から水圧の30～50%の厚さであれば、かなりの悪条件下でも安全であるとされている¹⁾。また、コアの底幅については、浸透や地震に対する安全性を高める観点から堤高の4～5割程度となるように、コアの上下流勾配として経験的に1:0.2を採用することが一般的であり、天端部における最小幅は施工条件によるが、4～6mとしている例が多い¹⁾。

2.2 ロックフィルダムの浸透破壊事例

2.2節では、ロックフィルダムがコア部の浸透破壊によって損傷を受けた代表的な事例を紹介する。なお、水圧破碎は浸透破壊の一形態である。

(1) Balderhead ダム^{12), 13)}

イギリスの Balderhead ダム (1965 年竣工) は、堤高 48m の中央コア型のロックフィルダムで、コアゾーンの間接標高付近でコア形状が急変し、コア幅が標準的なダムよりも狭くなっている。

このダムでは初期湛水時に漏水が多く、堤体に空洞

を生じ、堤頂部の一部が沈下した。事故後の調査により、コア幅の急変部で浸透破壊が発生していることがわかった。図-2.2.1 (a) に Balderhead ダムの標準断面図を示す。

(2) Hyttejuvet ダム^{12), 13)}

ノルウェーの Hyttejuvet ダム (1966 年竣工) は、堤高 92m の中央コア型のロックフィルダムで、コアの下流勾配が鉛直で、堤高に比べてコア幅が薄く、盛立が堤高の約半分に達した時点でコア幅を更に薄くしている。

このダムでは、初期湛水時にコアゾーンから異常な漏水が発見された。この異常な漏水は、コア内のアーチ作用によって生じた沈下に伴う水平亀裂を通じて発生したと考えられている。図-2.2.1 (b) に Hyttejuvet ダムの標準断面図を示す。

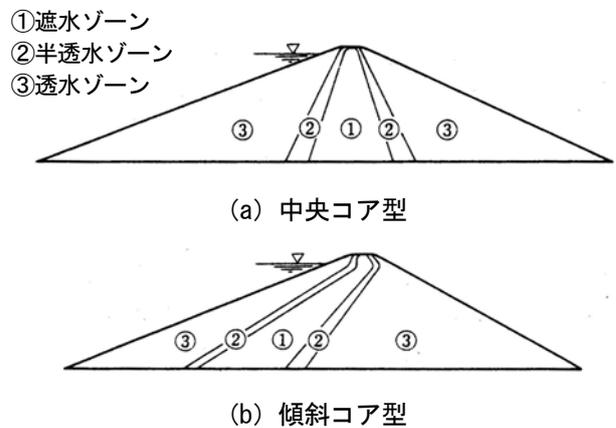
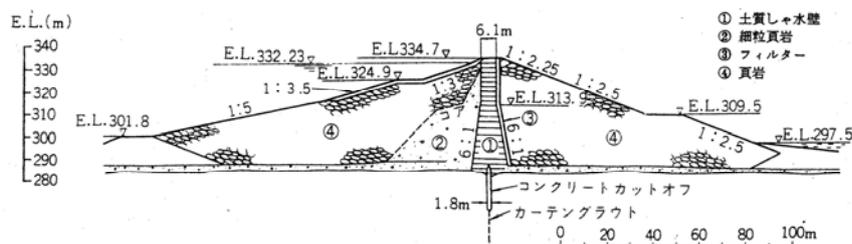
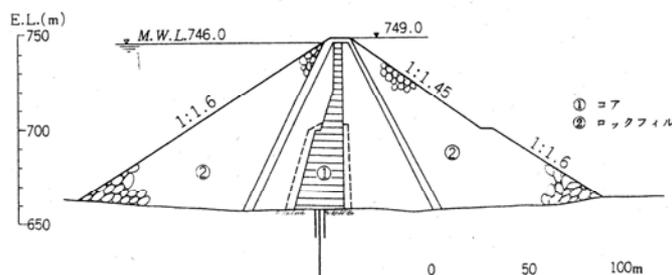


図-2.1.1 ロックフィルダムのコア形状の概略¹¹⁾



(a) Balderhead ダム¹³⁾



(b) Hyttejuvet ダム¹³⁾

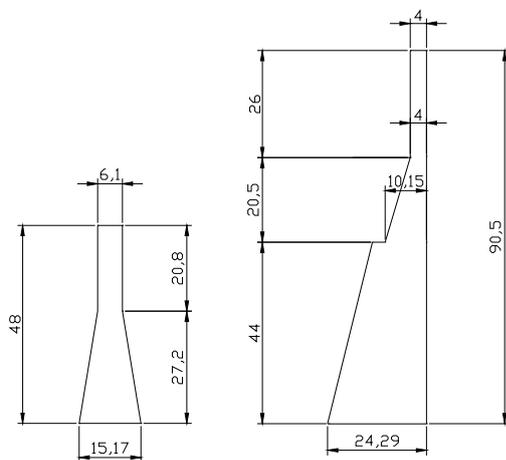
図-2.2.1 浸透破壊事例ダムの標準断面

2.3 浸透破壊事例によるコアの最小必要幅の分析

ロックフィルダムのコア幅の縮小については、水圧破砕に対する安全性の検証が重要となる。浸透破壊の発生原因がコアの幅や形状にあるとした場合、前述した浸透破壊事例より、コア幅が非常に薄いことやコアの形状に変化点が存在することが浸透破壊の発生原因と考えられる。そこで、コアの相対的な幅を示す指標としてB/H（B：コア敷幅、H：堤高）を用いて、コアの最小必要幅の分析を行った。なお、ここではコア幅だけに着目し、コア形状の変化点の存在や施工上の不備などについては考慮していない概略の分析であることに注意されたい。

既往の浸透破壊事例ダムである Balderhead ダム¹³⁾と Hyttejuvet ダム¹³⁾について、不規則な形状のコアの面積と同じとなる一般的な等脚台形状のコアの底面積としてBを算出した。なお、Bを求める時の天端幅は、実ダムと同じとした。図-2.3.1に浸透破壊事例とした既往ダムのコア断面図を示す。この図を基に算出したB/Hを表-2.3.1に示す。

水圧破砕に対する安全性の目安として、コア敷幅Bと堤高Hの比であるB/Hは、浸透破壊事例によると最低でも0.25以上とする必要があると考えられる。



(a) Balderhead ダム (b) Hyttejuvet ダム
※コア寸法は図の判読による

図-2.3.1 既往の浸透破壊事例ダムのコア断面

表-2.3.1 浸透破壊事例ダムのB/H

| ダム名 | B/H |
|--------------|-------|
| Balderheadダム | 0.234 |
| Hyttejuvetダム | 0.201 |

3. コア材料の水圧破砕試験と引張強度試験

フィルダムや堤防など、土などの地盤材料を用いて構造物を設計する際には、局所的な水みちの発生に起因する構造物の破壊に対する安全性を確保する必要がある。いわゆる水圧破砕は、1976年のTetonダムの決壊事故以降注目を集め、水圧破砕に関する実験的・解析的な検討が様々に行われてきたが、水圧破砕のメカニズムや発生条件については未解明な部分が多い。水圧破砕に対する安全性を確保すべき構造物の中でも比較的大規模な構造物であるフィルダムの築堤材料を用いた実験による水圧破砕の検討は少ないのが現状である。フィルダムの事故事例のうち37%が浸透破壊が原因による事故であり¹²⁾、また、近年、ロックフィルダムの建設においてコアゾーン幅の縮小が検討されることもあり、水圧破砕に関する研究を進める必要がある。

ここでは、中型および大型円筒中空供試体による水圧破砕試験を行い、コア材料の水圧破砕抵抗性を評価した。また、水圧破砕抵抗性評価の一環として、コア材料の引張強度試験も実施した。

3.1 中型円筒中空水圧破砕試験

3.1.1 試験方法

試験に用いた材料は、ロックフィルダムのコア材料を、 $D_{max}=19\text{mm}$ でせん頭粒度に調整したものと、さらにそれを 4.75mm にせん頭粒度に調整したものである。それぞれの粒度分布を図-3.1.1に示す。

試験の手順は以下のとおりである。①内径15cm、高さ15cmのモールドの中心に円柱形のロッドを設置する(写真-3.1.1)。②①のモールドに、締固め度95%(1Ec)、最適含水比 w_{opt} で締固めて供試体を作製する。締固め層厚は3cmとした。③ロッドを引き抜いた後、中空部に透水性のよい豊浦砂を充填する。④水圧破砕試験用に改良した中型三軸圧縮試験装置に供試体を設置する。この時、試験中に供試体端部からの漏水を防ぐために、トップキャップおよびペダスタルに高さ約1.5cmのウナギ止めを設置(写真-3.1.2)するとともに、トップキャップおよびペダスタルと供試体の境界にはベントナイトを塗布した。⑤供試体を飽和させ、所定の σ_3 (98、196、392kN/m²)で3t法により圧密を行う。⑥豊浦砂を充填した注水孔より所定の注水圧増加速度 $\Delta p/\Delta t$ で注水圧を増加させる。⑦注水量が急増した時点で試験を終える。 D_{max} 、注水口径 ϕ 、 Δp 、 σ_3 の影響を検討するため、試験ケースを表-3.1.1のように設定した。いずれの試験ケースにおいても3供試体の試験を実施した。

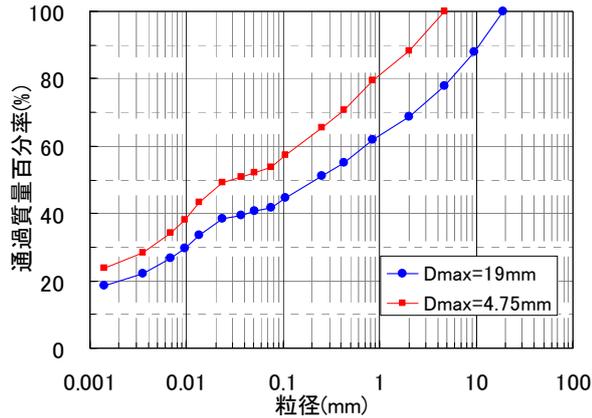


図-3.1.1 試料の粒度分布



写真-3.1.1 供試体作製モールドとロッドの例
(ロッドの直径が5cmの場合)



写真-3.1.2 ウナギ止め

表-3.1.1 試験ケース

| 最大粒径 D_{max} (mm) | 注水口 径 ϕ (cm) | 含水比 | 注水圧増加 速度 $\Delta p / \Delta t$ ($\text{kN}/\text{m}^2/\text{min}$) | 拘束圧 σ_3 (kN/m^2) | | |
|---------------------------|-------------------------|------|--|--|-----|-----|
| | | | | 98 | 196 | 392 |
| 4.75 | 1.5 | wopt | 9.8 | ③ | ③ | ③ |
| | 3 | | 9.8 | ③ | ③ | ③ |
| | 5 | | 9.8 | ③ | ③ | ③ |
| | 1.5 | | 196 | ③ | ③ | ③ |
| | 3 | | 49 | - | ③ | - |
| | 3 | | 98 | - | ③ | - |
| | 3 | | 196 | - | ③ | - |
| 19 | 5 | 196 | ③ | ③ | ③ | |
| | 1.5 | 9.8 | ③ | ③ | ③ | |
| | 5 | 9.8 | ③ | ③ | ③ | |
| | 1.5 | 196 | ③ | ③ | ③ | |
| | 5 | 196 | ③ | ③ | ③ | |

※③は3供試体を意味する

3.1.2 試験結果

写真-3.1.3 に水圧破碎試験により供試体に発生したクラックの例を示す。 D_{max} が小さいほど、また ϕ が小さい(つまり浸透路長が長い)ほど、かつ σ_3 が大きいほどクラックは明瞭となる傾向にあったが、 $D_{max}=19\text{mm}$ かつ $\sigma_3=98\text{kN}/\text{m}^2$ のケースではクラックは確認できなかった。

図-3.1.2 に注水圧と注水量の関係の例を示す。注水圧の増加とともに注水量は増加するが、ある注水圧で注水量が急増する注水圧が存在する。本研究ではこの時の注水圧を破碎圧 p_f と定義した。



写真-3.1.3 発生したクラックの例
($D_{max}=4.75\text{mm}$ 、 $\phi=1.5\text{cm}$ 、
 $\sigma_3=392\text{kN}/\text{m}^2$ 、 $\Delta p / \Delta t=98\text{kN}/\text{m}^2/\text{min}$)

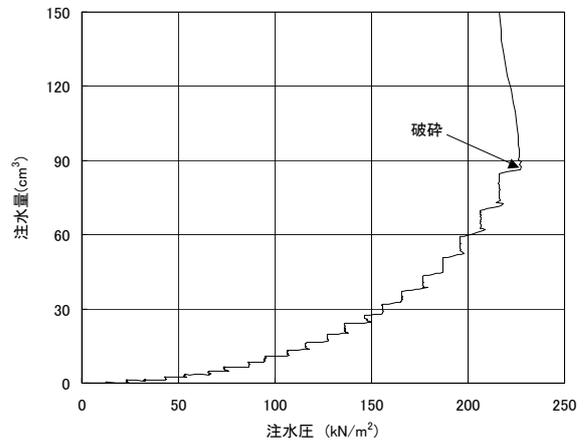


図-3.1.2 注水圧と注水量の関係の例
($D_{max}=19.0\text{mm}$ 、 $\phi=1.5\text{cm}$ 、
 $\sigma_3=196\text{kN}/\text{m}^2$ 、 $\Delta p / \Delta t=9.8\text{kN}/\text{m}^2/\text{min}$)

3.1.3 試験パラメータが破碎圧に及ぼす影響

D_{max} の影響を検討するため、図-3.1.3 に $\Delta p / \Delta t=9.8\text{kN}/\text{m}^2/\text{min}$ 、 $\sigma_3=196\text{kN}/\text{m}^2$ の時の D_{max} と p_f の関係を示す。いずれの試験においても、 p_f は σ_3 を上回っているが、これは既往の研究事例と同様の傾向である。

図-3.1.3を見ると、 D_{max} が大きいほど p_f は若干小さくなる傾向にはあるものの、本研究における D_{max} と供試体サイズにおいては、 D_{max} の影響は小さいと判断できる。

ϕ の影響を検討するため、図-3.1.4 に $\Delta p / \Delta t = 9.8 \text{ kN/m}^2/\text{min}$ の時の ϕ と p_f の関係を示す。 ϕ が大きい（つまり浸透路長が短い）ほど、 p_f は小さくなる傾向にあり、また σ_3 が大きいほどその傾向は強くなっている。いずれの試験においても、 p_f は σ_3 を上回っている。

$\Delta p / \Delta t$ の影響を検討するため、図-3.1.5 に $D_{max} = 4.75 \text{ mm}$ 、 $\phi = 3 \text{ cm}$ 、 $\sigma_3 = 196 \text{ kN/m}^2$ の時の $\Delta p / \Delta t$ と p_f の関係を示す。 $\Delta p / \Delta t$ が大きいほど、 p_f は大きくなる傾向にあり、 $\Delta p / \Delta t = 196 \text{ kN/m}^2/\text{min}$ の時の p_f は $\Delta p / \Delta t = 9.8 \text{ kN/m}^2/\text{min}$ の時の p_f よりも 50 kN/m^2 程度大きくなっている。

σ_3 の影響を検討するため、図-3.1.6 に $\phi = 1.5 \text{ cm}$ 、 $\Delta p / \Delta t = 9.8 \text{ kN/m}^2/\text{min}$ の時の $\Delta \sigma_3$ と p_f の関係を示す。水圧破碎試験においては、一般的に $p_f = m \times \sigma_3 + n$ という線形関係があるとされている¹⁴⁾。また、中空円筒形供試体水圧破碎試験においては、 $p_f = 2 \sigma_3$ という弾性理論解が存在する（引張強度をゼロとした場合）。図-3.1.6を見ると、 p_f は σ_3 と弾性理論解の間に存在し、かつ拘束圧に比例的に増加している。図-3.1.6には試験結果より最小二乗法より求めた m と n の値も示しているが、 $D_{max} = 4.75 \text{ mm}$ の時は $(m, n) = (1.18, 4.6)$ 、 $D_{max} = 19 \text{ mm}$ の時は $(m, n) = (1.17, -0.8)$ となっており、本研究においては、 D_{max} による m と n の差は小さくなっている。

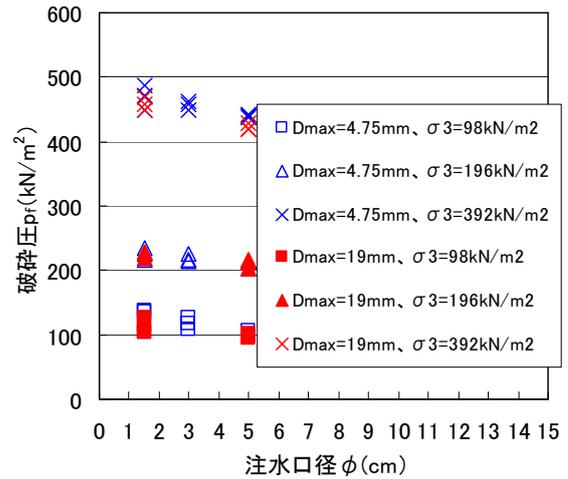


図-3.1.4 ϕ の影響
($\Delta p / \Delta t = 9.8 \text{ kN/m}^2/\text{min}$)

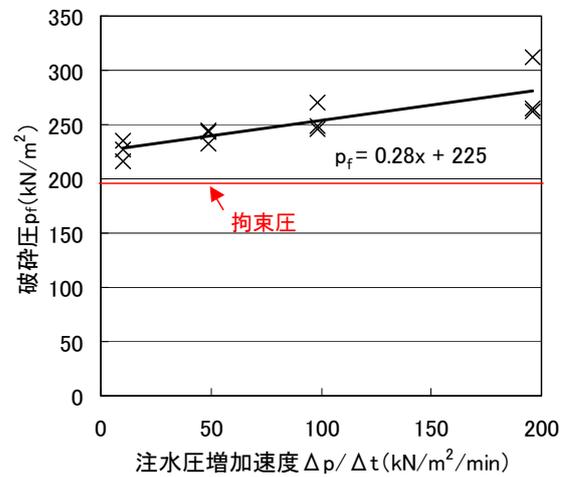


図-3.1.5 $\Delta p / \Delta t$ の影響
($D_{max} = 4.75 \text{ mm}$ 、 $\phi = 3 \text{ cm}$ 、 $\sigma_3 = 196 \text{ kN/m}^2$)

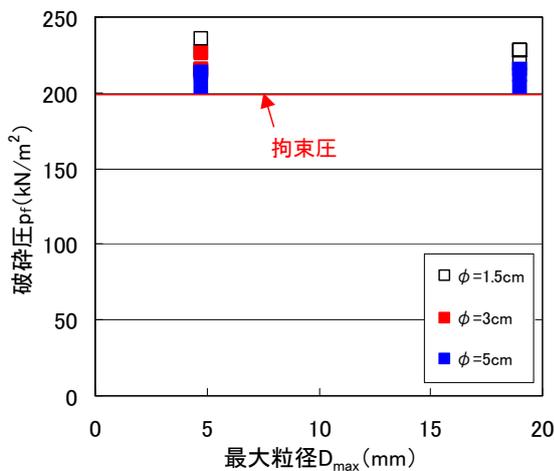


図-3.1.3 D_{max} の影響
($\Delta p / \Delta t = 9.8 \text{ kN/m}^2/\text{min}$ 、 $\sigma_3 = 196 \text{ kN/m}^2$)

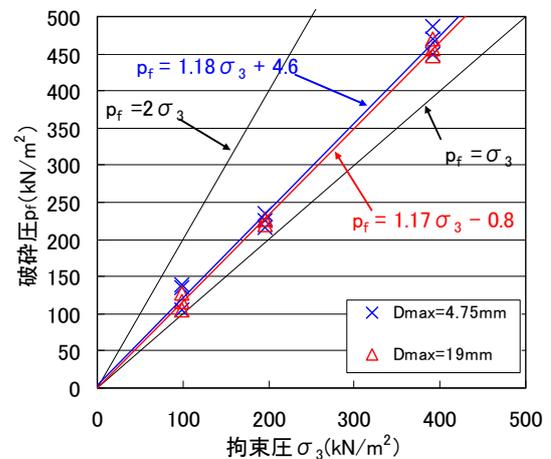


図-3.1.6 σ_3 の影響
($\phi = 1.5 \text{ cm}$ 、 $\Delta p / \Delta t = 9.8 \text{ kN/m}^2/\text{min}$)

3.2 大型円筒中空水圧破碎試験

3.2.1 試験方法

試験に用いた材料は、3.1節で用いた材料と同じ場所で採取したロックフィルダムのコア材料を、 $D_{max}=19\text{mm}$ でせん頭粒度に調整し、さらにその試料を $D_{max}=2\text{mm}$ にせん頭粒度調整したものである。それぞれの粒度分布を図-3.2.1に示す。試験の手順は以下のとおりである。①内径30cm、高さ30cmのモールドの中心に、直径1.5cmのロッドを設置する(写真-3.2.1)。②①のモールドに、締固め度95%(1Ec)、最適含水比で締固めて供試体を作製する。締固め層厚は3cmとした。③ロッドを引き抜いた後、中空部に透水性のよい豊浦砂を充填する。④水圧破碎試験用に改良した大型三軸圧縮試験装置に供試体を設置する。この時、試験中に供試体端部からの漏水を防ぐために、トップキャップおよびペDESTALに高さ約1.5cmのウナギ止めを設置するとともに、トップキャップおよびペDESTALと供試体の境界にはベントナイトを塗布した。⑤供試体を飽和させ、所定の σ_3 (98kN/m²、196kN/m²、392kN/m²)で3t法により圧密を行う。⑥豊浦砂を充填した注水孔より9.8kN/m²/minの速度で注水圧を増加させる。⑦注水量が急増した時点で試験を終える。試験状況を写真-3.2.2に示す。

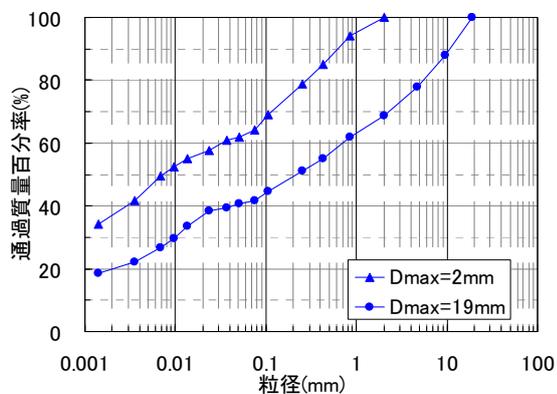


図-3.2.1 試料の粒度分布

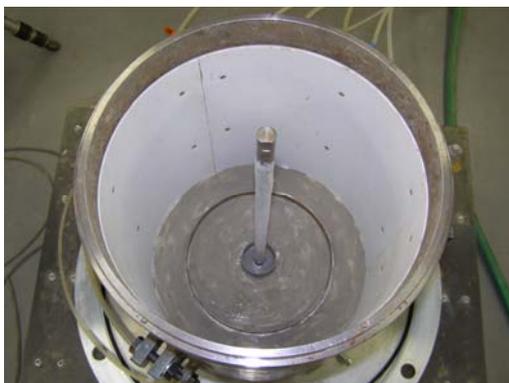


写真-3.2.1 供試体作製モールドとロッド



写真-3.2.2 試験状況

3.2.2 試験結果

写真-3.2.3、写真-3.2.4に、 $D_{max}=2\text{mm}$ と 19mm の時に発生したクラックの状況の例をそれぞれ示す。外径15cmの中型円筒供試体の試験においては、試験後にクラックが確認できないケースもあったが、本研究ではいずれの試験条件においても、試験後の供試体の外側と内側には数本のクラックを確認することができた。 $D_{max}=2\text{mm}$ の時も 19mm の時も、供試体の外側、内側ともに鉛直方向に直線的なクラックが発生したが、 $D_{max}=19\text{mm}$ の時は供試体外側に発生したクラックの形状が複雑になるケースが多かった。

図-3.2.2に σ_3 と破碎圧 p_f の関係を示す。 p_f の定義は中型円筒試験と同様、注水量の急増時の注水圧と定義した。図-3.2.2を見ると、 p_f は σ_3 と弾性理論解の間に存在し、かつ σ_3 に比例的に増加し、中型円筒供試体の結果と同じ傾向である。一方、中型円筒供試体の結果とは異なり、大型円筒供試体による試験結果では、 D_{max} が小さい方が p_f は大きくなっている。また、大型供試体による p_f の方が、中型供試体による p_f よりも大きくなっている。

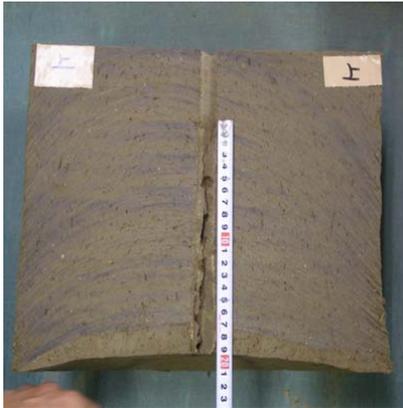


写真-3.2.3 クラックの発生状況例
(上:外側、下:内側)
($D_{max}=2mm$ 、 $\sigma_3=196kN/m^2$)

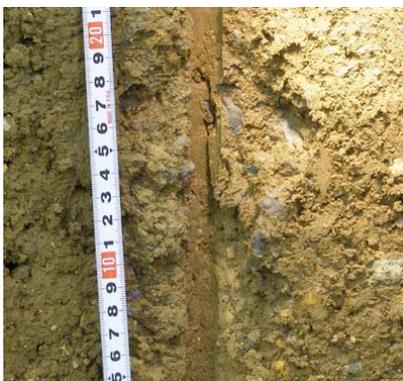


写真-3.2.4 クラックの発生状況例
($D_{max}=19mm$ 、上:外側、下:内側)
($D_{max}=19mm$ 、 $\sigma_3=392kN/m^2$)

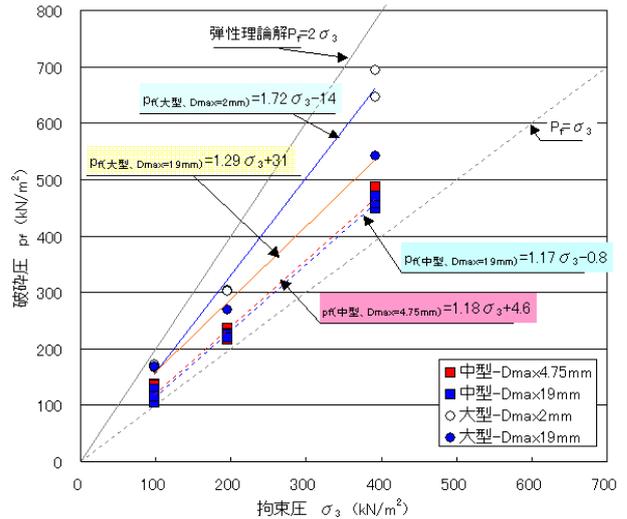


図-3.2.2 σ_3 と p_f の関係
(中型円筒供試体の結果も含む)

前述したように、破砕圧 p_f は拘束圧 σ_3 と $p_f = m \times \sigma_3 + n$ という線形関係があると言われている¹⁴⁾。図-3.2.2 には、大型円筒供試体の水圧破砕試験結果の p_f から最小二乗法により求めた m と n の値を示し、あわせて 3.1 節の中型円筒供試体における結果も示した。中型円筒供試体の水圧破砕試験では、 D_{max} に係わらず $m=1.17$ 程度となるが、大型円筒供試体の水圧破砕試験では、 $m(D_{max}=2mm)=1.72$ 、 $m(D_{max}=19mm)=1.29$ となっており、 m の D_{max} 依存性があることがわかる。一方、 $n(D_{max}=2mm)=-14$ 、 $n(D_{max}=19mm)=34$ と、 D_{max} により n の符号が異なっているが、これは試験数が少ないことによるばらつきが原因と考えられる。

3.2.3 水圧破砕試験結果の考察

本研究で用いたコア材料については、礫分を含むように D_{max} を設定しているが、外径 15cm の中型円筒供試体水圧破砕試験において、水圧破砕によるクラックが明瞭でなかったケースもあり、本研究で用いた試料や試験条件で水圧破砕を発生させるためには、最低でも外径 15cm の供試体サイズが必要と考えられる。

図-3.2.2 を見ると、供試体のサイズが小さいほど m が小さくなる傾向があるものの、 $D_{max}=2mm$ の試料で水圧破砕を発生させるための必要最小限の供試体サイズと考えられる外径 15cm の中型円筒供試体による水圧試験では m は D_{max} に依存せず 1.17 程度となっている。実際のロックフィルダムにおいて、水圧破砕の端緒として水圧破砕試験で設定しているピンホール状の小さな損傷を想定すると、ロックフィルダムのコアゾーンは極めて大きな供試体とみなすことができる。このことから、今回試験に用いたコア材料では、水圧破

碎発生時の m は最低でも中型供試体の 1.17 程度以上の値を有するものと考えられる。

3.3 割裂引張強度試験

3.3.1 試験方法

試験に用いた材料は、3.1、3.2 節で使用した材料と同じく、ロックフィルダムのコア材料を $D_{max}=19mm$ でせん頭粒度調整した試料と、さらにそれを $D_{max}=2mm$ でせん頭粒度調整した試料の 2 種類である。試験は「コンクリートの割裂引張強度試験方法」(JIS A 1113)¹⁵⁾ を参考として実施した。供試体は円柱形とし、その寸法は、最大粒径を考慮し、最大粒径が 2mm の場合は直径および高さを 5cm とし、最大粒径が 19mm の場合は直径および高さを 10cm とした。載荷速度はひずみ制御で 1%/min とした。試験ケースは表-3.3.1 に示すとおりである。飽和および拘束圧をかけたケースでは、供試体に所定の拘束圧をかけ、飽和後に気中で試験を行った。いずれのケースにおいても、供試体の締め固め度は 95% (IEc) として供試体を作製した。各ケースの試験数は 3 本とした。

表-3.3.1 試験ケース

| 拘束圧 (kN/m^2) | 含水比 | 飽和条件 | 最大粒径 | |
|---------------------|-----------|------|------|------|
| | | | 2mm | 19mm |
| 0 | w_{opt} | 飽和 | ○ | |
| 0 | w_{opt} | 不飽和 | ○ | ○ |
| 100 | w_{opt} | 飽和 | | ○ |
| 200 | w_{opt} | 飽和 | ○ | ○ |
| 400 | w_{opt} | 飽和 | ○ | ○ |

3.3.2 試験結果

図-3.3.1 に、拘束圧と割裂引張強度の関係を示す。不飽和条件においては、 $D_{max}=2mm$ の割裂引張強度の方が $D_{max}=19mm$ の時の割裂引張強度よりも大きくなっている。飽和条件においても、拘束圧にかかわらず、 $D_{max}=2mm$ の割裂引張強度の方が $D_{max}=19mm$ の時の割裂引張強度よりも大きくなっている。

また、拘束圧の増加とともに割裂引張強度も増加しており、拘束圧 400 kN/m^2 の時の割裂引張強度は、不飽和条件における割裂引張強度と同程度の値を示している。これは、拘束圧をかけて供試体を飽和させる際に圧密が進行したことが影響しているものと考えられる。

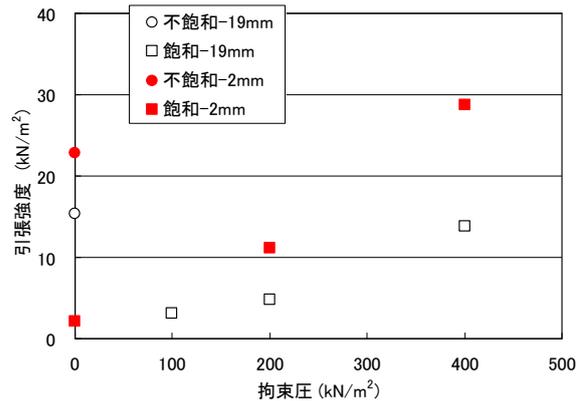


図-3.3.1 拘束圧と引張強度の関係

3.3.3 水圧破碎試験と割裂引張強度の関係の考察

3.2.2 項に示したように、一般的に破碎圧 p_f は拘束圧 σ_3 と $p_f = m \times \sigma_3 + n$ という線形関係があるとされている。ここで、水圧破碎の形態が引張破壊だと仮定すると、 n は引張強度になる。図-3.3.1 より、今回実験に使用した、ある程度拘束圧がかかった供試体の平均的な割裂引張強度が 20 kN/m^2 程度であることを踏まえて、図-3.2.2 の水圧破碎の破碎圧と拘束圧の関係式の n を 20 kN/m^2 として近似直線を設定した図を図-3.3.2 に示す。 n の変化により m も多少変化するが、 m の変化量はそれほど大きくはなく、今回実施した水圧破碎試験で観察されたクラックが鉛直亀裂であったことから、水圧破碎試験の破壊モードが引張破壊であることが推察される。

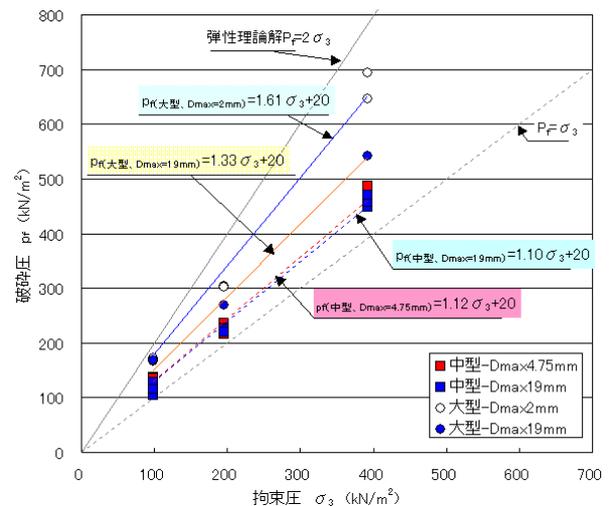


図-3.3.2 $n=20kN/m^2$ とした場合の水圧破碎の拘束圧と破碎圧の関係

4. 築堤・湛水解析に基づく水圧破碎に対する安全性の評価

水圧破碎とは、フィルダムの築堤時や湛水時に、コアに生じた亀裂や応力が低くなる箇所から貯水から水圧が作用して亀裂が発生または進展する現象である。現在、我が国において、現行の設計方法に基づいて設計され、入念な施工管理をしたうえで建設されたフィルダムにおいて、このような弱部が存在していないであろうことは、堤体からの大量な漏水についての報告が無いことから推察できる。しかし、仮に、水圧破碎が発生して、それが進展していくことを考えると、3章で実施した水圧破碎試験用の供試体で模擬したようなピンホール形状の亀裂の存在を想定することが設計上安全側の対応であると考えられる。

本章では、このような仮定を基に、築堤および湛水解析に基づくロックフィルダムのコアの水圧破碎に対する安全性の評価を行った。

4.1 検討条件と解析ケース

解析的検討には、図-4.1.1に示す、上下流対称コアを有する中央コア型ロックフィルダムを基本モデルとして用いた。

解析モデルは、堤高100m、上流・下流斜面勾配はそれぞれ1:2.6および1:1.9とした。これらの上下流勾配で、わが国の現行設計法である震度法¹⁶⁾によるすべり安全率を4.2節で示す解析条件で計算すると、それぞれ1.21、1.22となる。なお、堤高100mのモデルを用いたのは、コア幅の縮小によるコスト削減効果が大いなのは、ある程度大規模なダムを対象とした場合であるとの判断からである。ただし、本研究の成果として提案するコア幅の合理的設計方法は、堤高に関係なく適用できることは言うまでもない。

本研究では、水圧破碎抵抗性評価に基づくコア幅の合理的な設計方法を提案することに着目し、図-4.1.2に示す水圧破碎に対する安全性評価のための解析的検討の流れを提案する。よって、本研究における以下の具体的な検討もこの流れに従って実施する。

まず、既往の研究^{17~20)}によると、水圧破碎の発生形態が2種類に分類されることに着目し、水圧破碎に

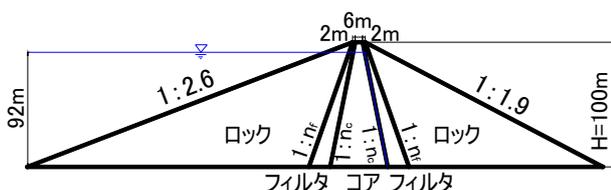


図-4.1.1 解析モデル

対する安全性をいずれの形態に基づいて判定すべきかについて検討した。水圧破碎の発生形態の1つはコア上流側において、築堤中に既に発生していた初期亀裂に水圧が作用することによる引張破壊の進展（引張破壊基準： SF_{hf} ）であり、もう1つは初期湛水時に間隙水圧が上昇することで発生する浸透力作用による有効応力の減少と局所的なせん断破壊およびその進展（せん断破壊基準： SF ）によるものである。

引張破壊基準は、水圧破碎が水圧による引張によって発生することを前提としたものであり、既往の多くの水圧破碎の試験結果から、破碎圧 p_f は、経験式として次式の関係が成立することがわかっている²¹⁾。

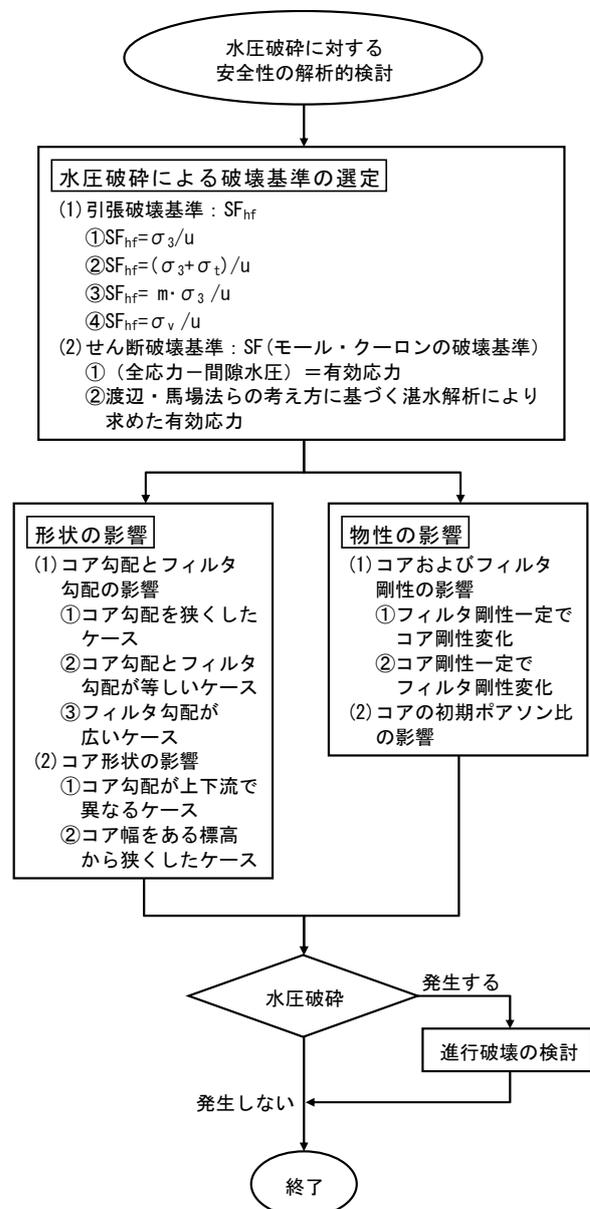


図-4.1.2 水圧破碎に対する安全性評価のための解析的検討の流れ

$$p_f = m \cdot \sigma_3 + n \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 σ_3 は最小主応力（全応力）、 m 、 n は水圧
 破碎抵抗力を規定する定数である。

式 (1) に基づき、コア部分の全応力による最小主応
 力と間隙水圧を用いて、次式より水圧破碎に対する安
 全率を算定することができる。

$$SF_{hf} = (m \cdot \sigma_3 + n) / u \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 SF_{hf} は水圧破碎に対する安全率、 u は間隙
 水圧である。

式 (2) において、定数である m を 1、 n をコア材料
 の引張強度 σ_t としたものが、次式に示す Seed の基準
 22) に対応する。

$$SF_{hf} = (\sigma_3 + \sigma_t) / u \dots \dots \dots (3)$$

以上のことも踏まえて、引張破壊に基づく水圧破碎
 に対する安全率の算定方法として以下の 4 つの基準を
 選定する。

(基準とする応力を σ_3 とした場合)

- ① (3) 式を基に安全側の評価として $\sigma_t=0$ とした
 引張破壊基準： $SF_{hf} = \sigma_3 / u$
- ② (3) 式を基に σ_t を考慮した引張破壊基準 (3.3
 節に示したコア材料の引張強度試験結果より
 $\sigma_t=20\text{kN/m}^2$ とした)： $SF_{hf} = (\sigma_3 + \sigma_t) / u$
- ③ (2) 式を基に m のみを考慮 (σ_t に相当する $n=0$)
 した破壊基準 (3.1 および 3.2 節に示したコア
 材料の水圧破碎試験結果より安全側の値とし
 て $m=1.17$ とした)： $SF_{hf} = m \cdot \sigma_3 / u$

(基準とする応力を鉛直応力 σ_v とした場合)

- ④ (3) 式を基に σ_3 を鉛直応力 σ_v に置き換え、 $\sigma_t=0$
 とした引張破壊基準： $SF_{hf} = \sigma_v / u$

せん断破壊基準は、水圧破碎がせん断破壊によって
 発生することを前提としたもので、モール・クーロンの
 破壊基準に基づき、モールの応力円によりせん断破
 壊の発生を判定する。

ここでの検討で用いたせん断破壊基準としては、有
 効応力の算定方法の違いによって以下に示す 2 つを選
 定した。

- ① 全応力から間隙水圧を控除して求めた有効応
 力を用いたせん断破壊基準
- ② 渡辺・馬場らの考え方に基づく湛水解析 23) よ
 り求めた有効応力を用いたせん断破壊基準

また、モール・クーロンの破壊基準に用いるコア材
 料の強度定数は、七ヶ宿ダムの実験値 24) を参考に粘着
 力 $c=30.4\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ とした。なお、ロッ
 クフィルダムのコア材料は、現行の設計方法であるす
 べり安定解析において完全塑性体と仮定している。つ
 まり、せん断破壊については、本来局所的な破壊を評
 価対象とせず、すべり面沿いの平均的な安全性評価を
 行っている。よって、ここでのせん断破壊基準に関す
 る検討は、あくまで比較対照としての位置づけである
 ことに注意されたい。

これらの破壊基準とコアおよびフィルタのそれぞ
 れの勾配 n_c 、 n_f について、表-4.1.1 に示す組合せによ
 り、水圧破碎による破壊基準の検討を行った (ケース
 1)。

次に、ケース 1 の結果より適用する破壊基準を選
 定し、上下流対称コアにおいて、コア幅およびフィルタ
 幅がコアの水圧破碎に対する安全性に与える影響を明
 らかにするため、コアおよびフィルタのそれぞれの勾
 配 n_c 、 n_f を、表-4.1.2 に示す 6 通りの組み合わせ (n_c
 3 種類、 n_f 2 種類) に設定した検討を行った (ケース 2)。
 コア勾配 n_c は、一般的な 1:0.2 を基本とし、その縮小
 の検討が目的であることから、1:0.1 まで 1:0.05 刻みで
 設定した。フィルタ勾配 n_f は、比較的大規模なダムで
 は、低部ほど幅広となるフィルタが採用される事例が
 多いことを考慮して 1:0.35 とした場合と、等幅のフィ
 ルタとするためにコアの勾配に一致させた場合の 2 通
 りを設定した。

また、コアの断面積を変えずに上下流の勾配を調整
 すること、つまり上下流非対称コアを採用することに
 よって、水圧破碎に対する安全性を確保した上でコア
 の断面積を縮小する方策を検討するため、表-4.1.3 に
 示す条件において上下流でコア勾配が異なる場合の検
 討を行った (ケース 3)。なお、上下流非対称コアにお
 いて、上流側勾配を n_{cu} 、下流側勾配を n_{cd} と定義した。
 フィルタ勾配は、1:0.35 で統一した。

さらに、施工途中よりコア材料が不足した場合を想
 定し、コア幅をある標高から狭くした形状が水圧破碎
 に対する安全性に与える影響について検討するため、

表-4.1.1 解析ケース 1

| 解 析 ケース | コア 勾配 | フィルタ 勾 配 | 破 壊 基 準 |
|------------|----------|----------------|---|
| 1-1-a | 0.20 | 0.20 | (1)引張破壊基準： SF_{hf} ① $SF_{hf} = \sigma_3 / u$ ② $SF_{hf} = (\sigma_3 + \sigma_t) / u$ ③ $SF_{hf} = m \cdot \sigma_3 / u$ ④ $SF_{hf} = \sigma_v / u$ |
| 1-1-b | | | (2)せん断破壊基準：SF ①有効応力＝ (全応力－間隙水圧) ②渡辺・馬場らの考え方に 基づく湛水解析により 求めた有効応力 |

表-4.1.2 解析ケース 2

表-4.1.3 解析ケース 3

表-4.1.4 解析ケース 4

表-4.1.5 解析ケース 5

| 解析ケース | コア勾配 | フィルタ勾配 | 解析ケース | コア勾配 | | 解析ケース | コア勾配変化点 (コア敷からの高さ) | フィルタ勾配 | 解析ケース | コア勾配 | フィルタ勾配 | コアの弾性係数を定義する剛性 K_c | | | | | | |
|-------|------|--------|-------|------|-------|-------|-----------------------|---------|---------|---------|--------|----------------------|-------|---------|-------|-------|------|------|
| | | | | 上流 | 下流 | | | | | | | | | | | | | |
| 2-1-a | 0.20 | 0.20 | 3-1-a | 0.20 | 0.20 | 4-1-a | 20m,40m | 0.20 | 5-1-a | 0.20 | 0.20 | 141 600 1000 | | | | | | |
| 2-1-b | | 0.35 | 3-1-b | | 0.15 | | | | 4-1-b | | | | 0.35 | 5-1-b | 0.35 | | | |
| 2-2-a | | 0.15 | 0.15 | | 3-1-c | | | | 0.10 | | | | 4-2-a | 40m,60m | 0.20 | 5-2-a | 0.15 | 0.15 |
| | | | | | 3-1-d | | | | | | | | | | | 鉛直 | | |
| 2-2-b | 0.15 | 0.35 | 3-2-a | 0.15 | 0.20 | 4-2-b | 40m,60m | 0.35 | 5-3-a | 0.10 | 0.10 | | | | | | | |
| | | | 3-2-b | | 0.15 | | | | | | | | 5-3-b | 0.35 | | | | |
| 2-3-a | 0.10 | 0.10 | 3-2-c | | 0.10 | 鉛直 | | 5-3-a | 40m,60m | | 0.20 | | | | 5-3-b | 0.10 | 0.10 | |
| | | | 3-2-d | | | | | | | | | | 鉛直 | 5-3-b | | | | 0.35 |
| 2-3-b | | | 0.10 | 0.35 | 3-3-a | 0.10 | 0.20 | 5-3-a | | 40m,60m | 0.20 | | 0.10 | | 0.10 | | | |
| | | | | | 3-3-b | | 0.15 | | | | | | | 5-3-b | | | 0.35 | |
| 2-3-b | 0.10 | 0.35 | 3-3-c | 0.10 | 鉛直 | | 5-3-a | 40m,60m | 0.20 | | 0.10 | | | | 0.10 | | | |
| | | | 3-3-d | | | | | | | | | | | 鉛直 | | 5-3-b | 0.35 | |

※フィルタ勾配は1:0.35

※フィルタの弾性係数を定義する剛性 K_f は608

表-4.1.6 解析ケース 6

表-4.1.7 解析ケース 7

表-4.1.8 解析ケース 8

| 解析ケース | コア勾配 | フィルタ勾配 | フィルタの弾性係数を定義する剛性 K_f | 解析ケース | コア勾配 | フィルタ勾配 | 初期ポアソン比を定義するG | 解析ケース | コアの有限要素分割 | コア勾配 | フィルタ勾配 |
|-------|------|--------|------------------------|-------|------|--------|-------------------------|-------|---------------------------------|------|--------|
| 6-1-a | 0.20 | 0.20 | 200 608 1000 | 7-1-a | 0.20 | 0.20 | 0.350 0.397 0.450 | 8-1-a | 鉛直方向 20層 × 水平方向 4層 | 0.20 | 0.20 |
| 6-1-b | | 0.35 | | 7-1-b | | 0.35 | | 8-1-b | | | 0.35 |
| 6-2-a | 0.15 | 0.15 | | 7-2-a | 0.15 | 0.15 | | 8-2-a | 鉛直方向 20層 × 水平方向 8層 | 0.15 | 0.15 |
| 6-2-b | | 0.35 | | 7-2-b | | 0.35 | | 8-2-b | | | 0.35 |
| 6-3-a | 0.10 | 0.10 | | 7-3-a | 0.10 | 0.10 | | 8-3-a | 鉛直方向 40層 × 水平方向 16層 | 0.10 | 0.10 |
| 6-3-b | | 0.35 | | 7-3-b | | 0.35 | | 8-3-b | | | 0.35 |

※コアの弾性係数を定義する剛性 K_c は141

表-4.1.4 に示すようにコアの勾配変化点を2箇所(それぞれ低い位置から第1, 第2 勾配変化点とする) 設け、それぞれ勾配変化点標高の異なる2モデルについてフィルタ勾配を1:0.2、1:0.35の2種類とした計4つの組み合わせで設定した(ケース4)。

続いて、ロックフィルダムの建設においてはサイト近傍で得られる材料を有効に利用することが重要であることを踏まえて、コアの剛性(弾性係数)がコアの水圧破碎の安全率に及ぼす影響について検討することを目的に、ケース2と同じケースについて、コアの剛性の組み合わせを変えて表-4.1.5 に示す解析ケースを設定した(ケース5)。

また、フィルタゾーンへ応力が集中することにより、コアにおける応力が減少し、水圧破碎を生じる原因となることが考えられる。そこで、応力集中が問題視されるフィルタの剛性が、コアの水圧破碎に対する安全性に与える影響を明らかにするため、ケース2と同じケースについて、フィルタの弾性係数を表す係数を表-4.1.6 に示す条件のとおり設定した(ケース6)。

表-4.1.9 解析ケース 9

| 解析ケース | コア勾配 | フィルタ勾配 |
|-------|------|--------|
| 9-1-a | 0.20 | 0.20 |
| 9-1-b | | 0.35 |
| 9-2-a | 0.15 | 0.15 |
| 9-2-b | | 0.35 |
| 9-3-a | 0.10 | 0.10 |
| 9-3-b | | 0.35 |

ポアソン比は、築堤および湛水によって減少するが、コアの初期ポアソン比を一定とした場合に、水圧破碎に対する安全性に与える影響を明らかにするため、ケース2と同じケースについて、湛水時のコアの初期ポアソン比を表-4.1.7 に示す条件のとおり設定した(ケース7)。

最後に、水圧破碎が発生した部分のコアの透水係数が大きくなり、水圧破碎を生じる領域がさらに拡大すると考えられる水圧破碎現象の進行について検討を行うが、ここまでの検討に用いた有限要素モデルでは、水圧破碎の進行が顕著に表れないことが考えられるため、まず、詳細な進行状況を確認するために、適切なコアの要素分割を表-4.1.8 に示す組合せで検討した(ケース8)。その要素分割を用いて、ケース2と同じケースについて、水圧破碎に対する安全率が1.0を下回る要素の透水係数を大きく設定し直し、水圧破碎現象の進行について検討を行った(ケース9)。

4.2 すべり安定解析

震度法に基づくすべり安定解析の条件を表-4.2.1 に示す。これらの物性値は、わが国の土質遮水壁型ロックフィルダムのものであり、これらとして代表的な値と判断した七ヶ宿ダムの設計値²⁴⁾を用いた。堤体材料の強度は、モール・クーロンの破壊基準に基づく粘着力cと内部摩擦角φを用いて評価した。水位は常時満水位相当の水位として堤高の92%である92mとした。

4.3 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。

表-4.2.1 すべり安定解析の条件

| 項目 | | モデル条件 | |
|---|---------------------------|------------|----|
| 堤高(m) | | 100 | |
| 貯水池水位 | | 堤高の92% | |
| 設計震度k | | 0.15 | |
| 湿潤, 飽和密度 $\rho_t, \rho_{sat}(t/m^3)$ | ロック | 1.94, 2.15 | |
| | フィルタ | 2.13, 2.24 | |
| | コア | 2.22, 2.23 | |
| 堤体材料のせん断強度 | 粘着力 $c(kN/m^2)$ | ロック | 0 |
| | | フィルタ | 0 |
| | | コア | 0 |
| | 内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$ | ロック | 42 |
| | | フィルタ | 36 |
| | | コア | 35 |

表-4.3.1 築堤解析の条件

| 項目 | モデル条件 | | |
|-------------------------|-------|-------|-------|
| | ロック | フィルタ | コア |
| 材料の種類 | ロック | フィルタ | コア |
| 湿潤密度 $\rho_t (t/m^3)$ | 1.94 | 2.13 | 2.22 |
| 粘着力 $c (kN/m^2)$ | 0 | 0 | 0 |
| 内部摩擦角 $\phi (^{\circ})$ | 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 |

Duncan-Chang モデルにおける、弾性係数 E およびポアソン比 ν は次式で定義される。

$$E = K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \cdot \left\{ 1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \phi} \right\}^2 \dots (4)$$

$$\nu = \frac{G - F \cdot \log \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)}{D \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)} \dots (5)$$

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

ここで、 σ_1 :最大主応力、 σ_3 :最小主応力、 P_a :大気圧、 c :粘着力、 ϕ :内部摩擦角、 K :弾性係数を定義する係数、 n :拘束依存性を定義する係数、 R_f :破壊比、 G :初期ポアソン比、 F, D :ポアソン比に関わる係数である。

築堤解析における入力物性値は、すべり安定解析同様、表-4.3.1 に示す、わが国の土質遮水壁型ロックフィルダムのそれとして代表的な値と判断した七ヶ宿ダムの設計値あるいは試験値²⁴⁾を用いた。また、解析における有限要素モデルを図-4.3.1 に示す。盛立層の数は20層とした。

4.4 湛水解析

湛水解析では、図-4.4.1 に示すように、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土被り厚分の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。また、コア部分を対象に浸透流解析を行い、湛水時の間隙水圧を算出した。この際、コアの透水係数は $1.0 \times 10^{-5} cm/s$ で等方とした。算出されたコア部分の全応力表示による最小主応力と間隙水圧を用いて、水圧破碎に対する安全率を評価した。

また、水圧破碎の進展を検討するケース9では、水

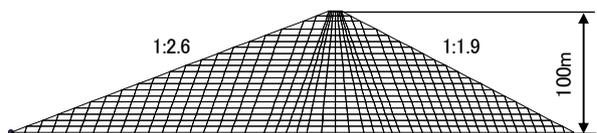


図-4.3.1 築堤解析における有限要素モデル

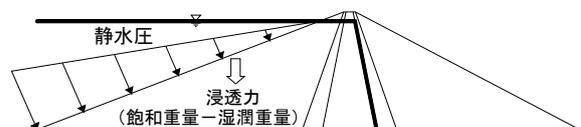


図-4.4.1 湛水解析における荷重条件

圧破碎に対する安全率が 1.0 を下回り、水圧破碎が発生したと判定された要素の透水係数を $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ から $1.0 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ へと大きくして再度浸透流解析を行い新たに水圧分布を計算し、水圧破碎に対する安全率が 1.0 を下まわる要素が新たに発生しなくなるまで繰返し計算を行った。湛水時の水位は、常時満水位相当の水位として堤高の 92%とした。

5. 検討結果

5.1 水圧破碎による破壊基準の検討（ケース 1）

解析ケース 1 より得られた、コア勾配が 1:0.20 で、フィルタ勾配が 1:0.20 であるケースにおいて、引張破壊基準およびせん断破壊基準で算定した水圧破碎に対する安全率の分布を図-5.1.1 に示す。

前述したように、せん断破壊基準はあくまで参考値としてとりあつかうため、ここでは 4 つの引張破壊基準における安全率について考察する。

まず、 σ_v を基準とした場合は、 σ_3 を基準とした場合よりもかなり安全率が大きく、等脚台形形状のコアであれば σ_v に直交する水平上下流方向の亀裂が発生する可能性は小さいことがわかる。 σ_3 を基準とした場合には、水圧破碎試験により決定した水圧破碎抵抗性に基づく $SF_{hf} = m \cdot \sigma_3 / u$ が最も現実的で、最小安全率も 1.0 以上と我が国における実ダムの実挙動とも合致していると考えられる。しかし、ここでは、各種条件の影響分析を行うことが主目的であることから、基本的にこれ以降の検討については、引張破壊基準において最も安全側である① (3) 式を基に安全側の評価として $\sigma_t = 0$ とした引張破壊基準： $SF_{hf} = \sigma_3 / u$ で評価することとする。

5.2 コア幅およびフィルタ幅に関する検討

5.2.1 上下流でコア勾配が同じ場合（ケース 2）

解析により得られた、コア勾配が 1:0.20、1:0.15 および 1:0.10 であるケースにおける水圧破碎に対する安全率の分布を図-5.2.1 に示す。また、コア勾配およびフィルタ勾配と水圧破碎に対する最小安全率の関係を図-5.2.2 に示す。図-5.2.2 については、前項の水圧破碎による破壊基準の検討における① (3) 式を基に安全側の評価として $\sigma_t = 0$ とした引張破壊基準： $SF_{hf} = \sigma_3 / u$ で算出した安全率とともに、② (3) 式を基に σ_t を考慮した引張破壊基準 ($\sigma_t = 20 \text{kN/m}^2$)： $SF_{hf} = (\sigma_3 + \sigma_t) / u$ および③ (2) 式を基に m のみを考慮 (σ_t に相当する $n=0$) した破壊基準 ($m=1.17$)： $SF_{hf} = m \cdot \sigma_3 / u$ で算出した安全率も併せて示した。これより、以下のことがわかる。

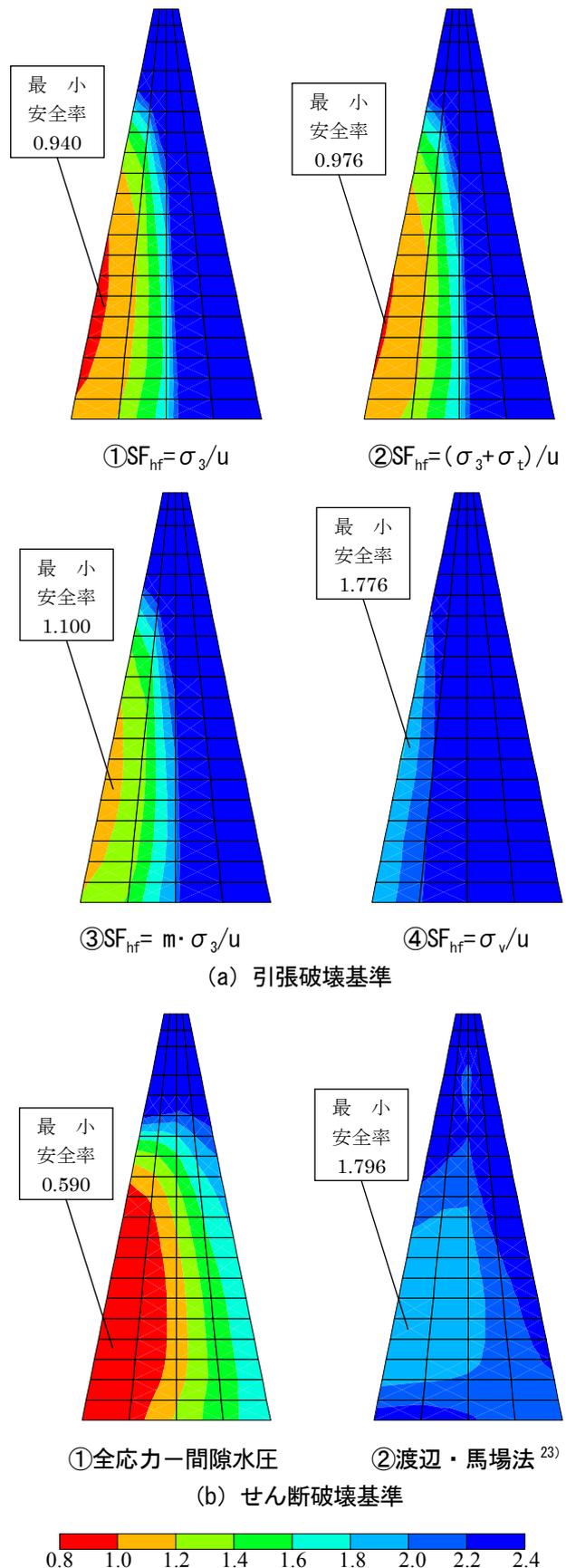


図-5.1.1 水圧破碎の破壊基準の検討における水圧破碎に対する安全率の分布（ケース 1）

- どの解析ケースにおいても、コアの最上流側の低い標高の部分において最小安全率が発生している。
- コアの勾配が急になる（コア幅が狭くなる）と、水圧破碎に対する安全率が小さくなっている。
- フィルタの勾配が小さくなると、水圧破碎に対する安全率が小さくなっている。
- より現実的な $SF_{hf} = m \cdot \sigma_3 / u$ で安全率を算定した場合、 $n_c = n_f = 0.1$ のケース以外の最小安全率は 1.0 以上となっている。

図-5.2.3 に、コア勾配が 1:0.20 で、フィルタ勾配が 1:0.20 および 1:0.35 であるケース、コア勾配が 1:0.10 で、フィルタ勾配が 1:0.10 および 1:0.35 であるケースにおけるコア上流面要素の最小主応力（全応力）の分

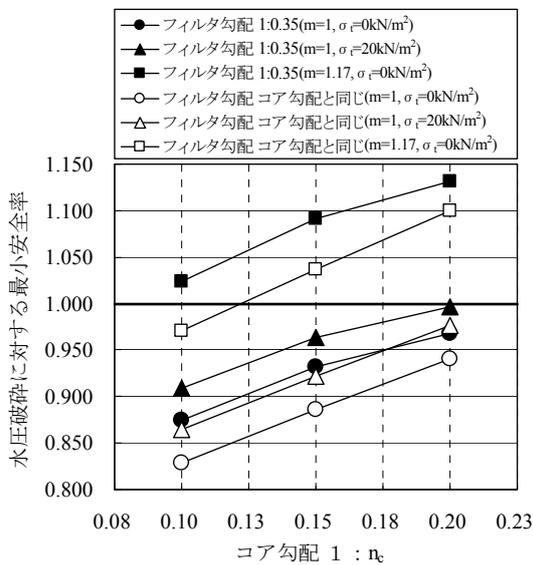


図-5.2.2 コア勾配およびフィルタ勾配と水圧破碎に対する最小安全率の関係

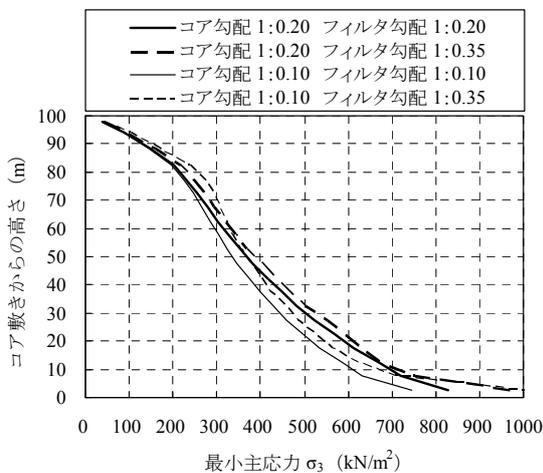
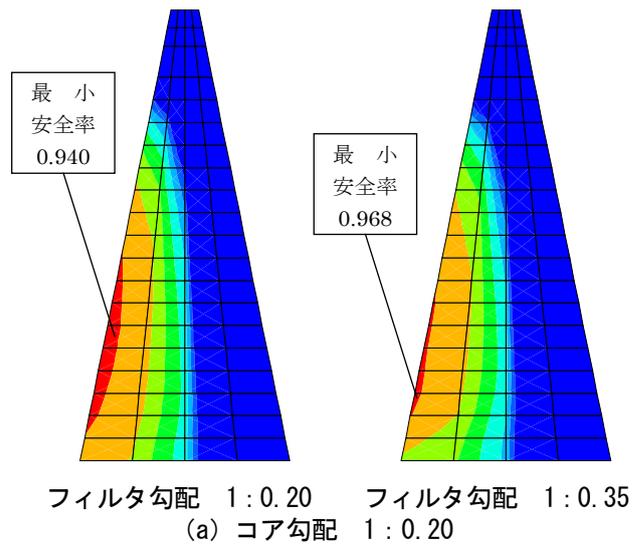
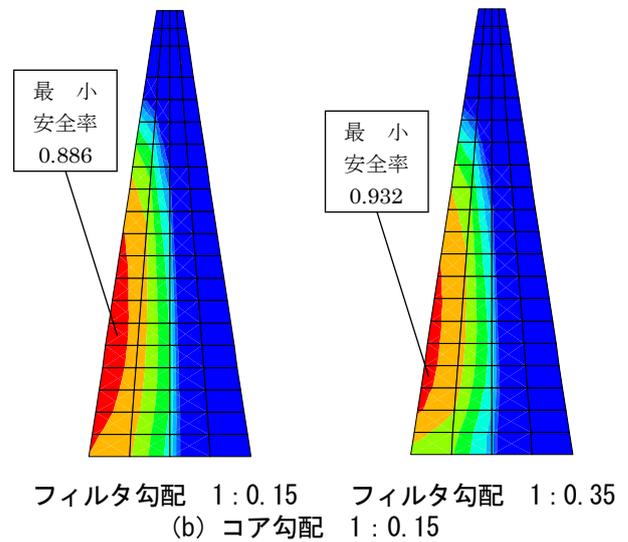


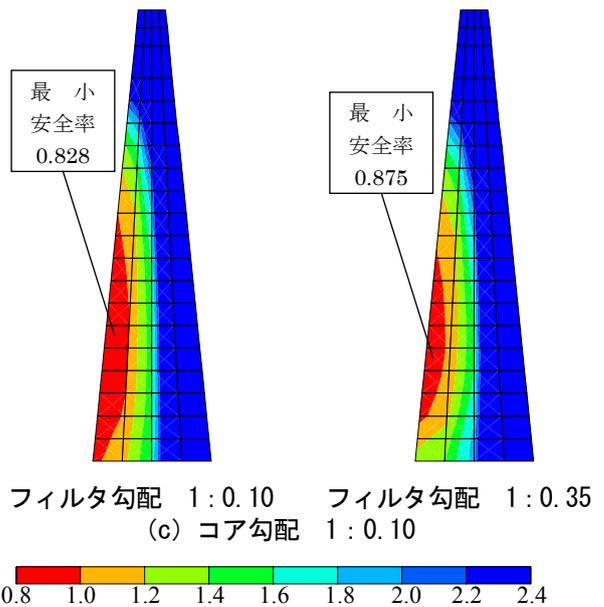
図-5.2.3 コア上流面における最小主応力の分布



フィルタ勾配 1:0.20 フィルタ勾配 1:0.35
(a) コア勾配 1:0.20



フィルタ勾配 1:0.15 フィルタ勾配 1:0.35
(b) コア勾配 1:0.15



フィルタ勾配 1:0.10 フィルタ勾配 1:0.35
(c) コア勾配 1:0.10

図-5.2.1 上下流でコア勾配が同じ場合の水圧破碎に対する安全率の分布（ケース2）

布を示す。図-5.2.3 より、フィルタ勾配が小さいほど、コアにおける最小主応力（全応力）が、若干小さくなっていることがわかる。このことがフィルタの勾配が小さいほど、水圧破碎に対する安全率が小さくなる原因と考えられる。また、コア勾配が急であるほど、コアにおける最小主応力（全応力）が若干小さくなっていることがわかる。このことがコアの勾配が小さくなるほど、水圧破碎に対する安全率が小さくなる原因であるとされる。

5.2.2 上下流でコア勾配が異なる場合（ケース 3）

解析により得られた、コア上流側勾配が 0.20 で、下流側勾配が 1:0.20、1:0.15、1:0.10 および 0（鉛直）であるケースにおける水圧破碎に対する安全率の分布を図-5.2.4 に示す。また、コアの上下流側勾配と水圧破碎に対する最小安全率の関係を図-5.2.5 に示す。

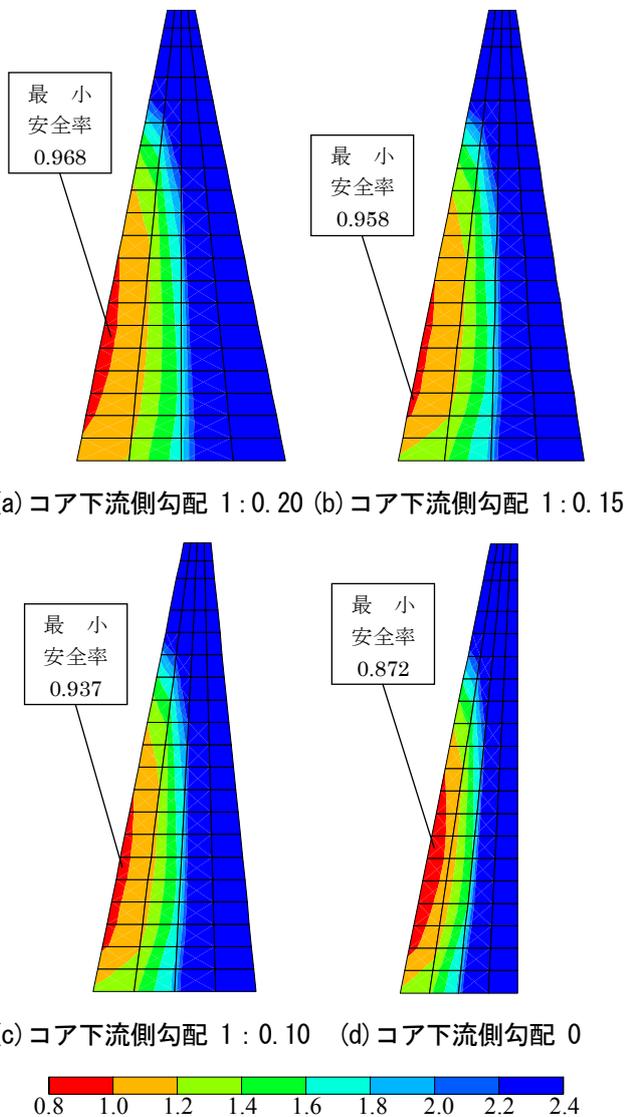


図-5.2.4 上下流でコア勾配が異なる場合の水圧破碎に対する安全率の分布（ケース 3）

図-5.2.5 より、上流側勾配あるいは下流側勾配が急になるにしたがって、水圧破碎に対する最小安全率が小さくなることわかる。これは、上流側勾配あるいは下流側勾配が急になるほど、コアにおける最小主応力（全応力）が小さくなるためであると考えられる。

コアの上流側勾配 n_{cu} 、下流側勾配 n_{cd} の和が同じである場合、すなわちコアの断面積が同じである場合の比較では、図-5.2.5 に点線で示すように、下流側よりも、上流側の勾配を緩やかにするほうが、水圧破碎に対する安全率が大きくなることわかる。つまり、コアの断面積が同じである場合、若干上流側勾配を相対的に緩傾斜としたコアのほうが、水圧破碎に対して抵抗性が大きいことわかる。

5.2.3 コア幅がある標高から狭くなる場合（ケース 4）

図-5.2.6 にコア幅がある標高から狭くしたコアの形状を示す。図-5.2.7 に解析ケース 2 におけるコア勾配がそれぞれ 1 : 0.1、1 : 0.2 と一定のケース（フィルタ勾配 $n_f=n_c$ ）と図-5.2.6 に示したコア勾配が変化するケースの水圧破碎に対する安全率の分布を示す。

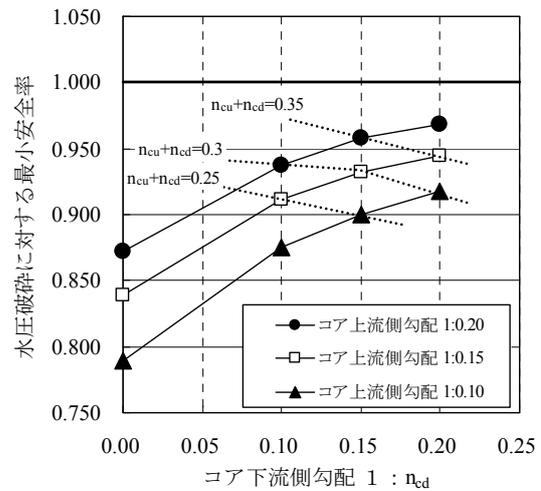
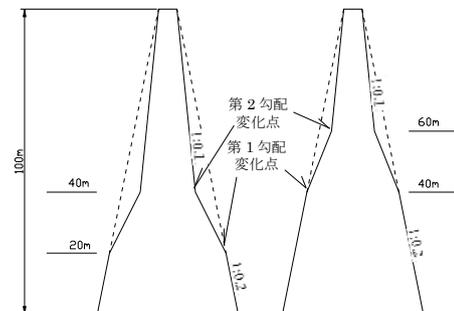


図-5.2.5 コア上下流勾配と水圧破碎に対する最小安全率の関係



(a) 勾配変化点 20m, 40m (b) 勾配変化点 40m, 60m

図-5.2.6 勾配変化点のあるコア形状

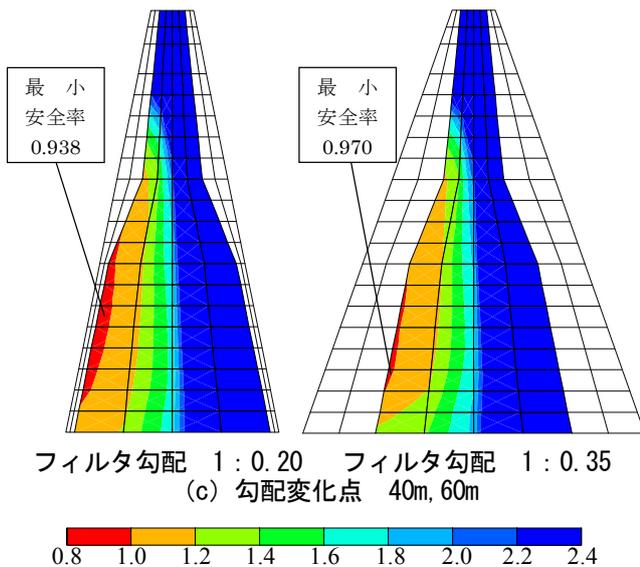
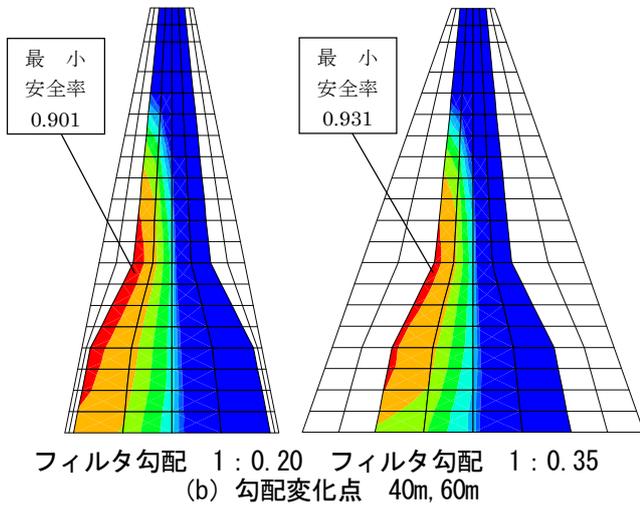
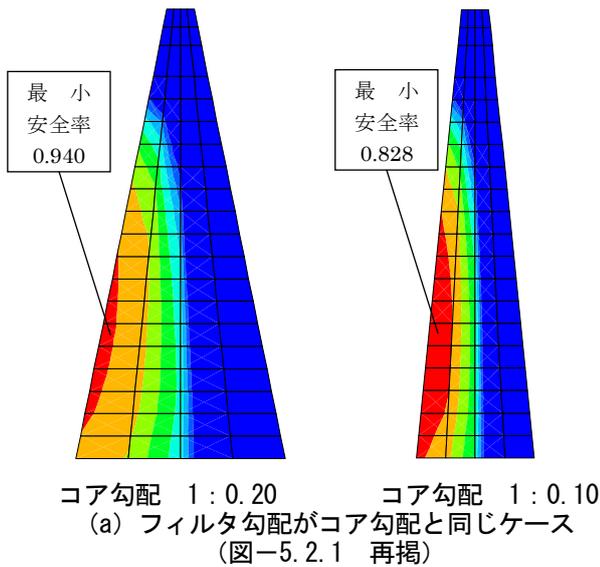


図-5.2.7 コア幅がある標高から狭くなる場合の水圧
破砕に対する安全率の分布 (ケース4)

これらの図より、コア勾配が変化している場合についても、概ねコア幅に応じた安全率分布を示している。最小安全率は、堤高の低い位置で勾配変化しているケースの方が小さくなっている。また、フィルタ勾配が小さくなると、水圧破砕に対する安全率が小さくなっている。

図-5.2.8 にフィルタ勾配がコア勾配と同じで一定のケースとコア勾配が変化するケースのうちフィルタ勾配が1:0.20のケースにおけるコア上流面要素の最小主応力分布を、図-5.2.9にコア形状に関係なくフィル

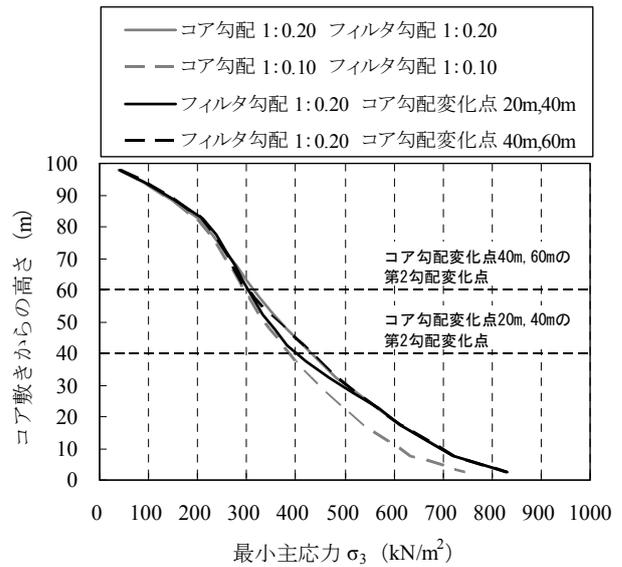


図-5.2.8 コア上流面における最小主応力の分布
(勾配変化点のあるコアのフィルタ勾配 1 : 0.20)

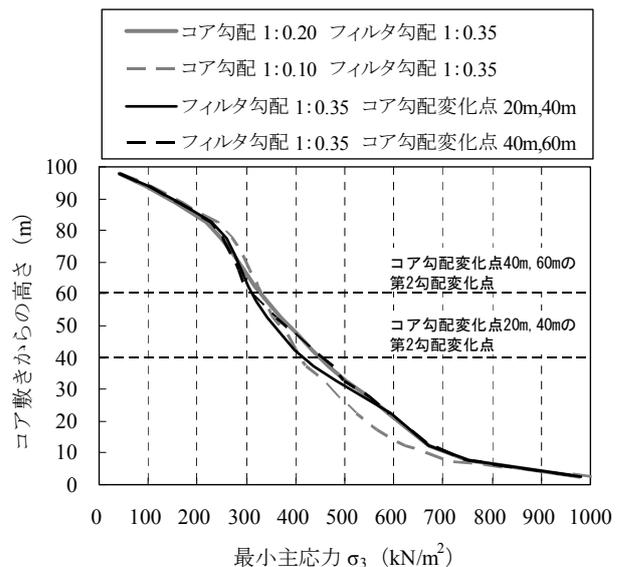


図-5.2.9 コア上流面における最小主応力の分布
(勾配変化点のあるコアのフィルタ勾配 1 : 0.35)

タ勾配が 1:0.35 のケースにおけるコア上流面要素の最小主応力分布を示す。コア勾配が変化する場合において、コア勾配が 1 : 0.2 の箇所はコア勾配とフィルタ勾配が 1 : 0.2 で一定のケースの最小主応力とほぼ同じ分布を示し、コア勾配が 1 : 0.2 から 1 : 0.1 に変わる第 2 勾配変化点付近ではコア勾配とフィルタ勾配が 1:0.1 で一定のケースの最小主応力とほぼ同じ分布に低下していることがわかる。この傾向はフィルタ勾配に関係なく、勾配変化点 20m、40m のケースで顕著である。このことが、コア勾配の変化点が低いほど、水圧破碎に対する安全率が小さくなる要因と考えられる。

参考までに、2 章で示した既往ダム の浸透破壊事例である Balderhead ダム¹³⁾ と Hyttejuvet ダム¹³⁾ のうち Balderhead ダム の浸透破壊の箇所は、勾配変化点付近である¹³⁾。

5.3 コアおよびフィルタの物性に関する検討

5.3.1 コアおよびフィルタ剛性の影響

(1) コア剛性に関する検討 (ケース 5)

コア剛性 K_c と水圧破碎に対する最小安全率の関係を図-5.3.1 に示す。

フィルタの弾性係数を定義する K_f が一定の場合、コアの剛性が高くなるに従い、水圧破碎に対する最小安全率が小さくなる傾向が見られる。ただし、 $K_c=600 \sim 1000$ の間での最小安全率の変化は小さい。この傾向は、フィルタの幅によらない。

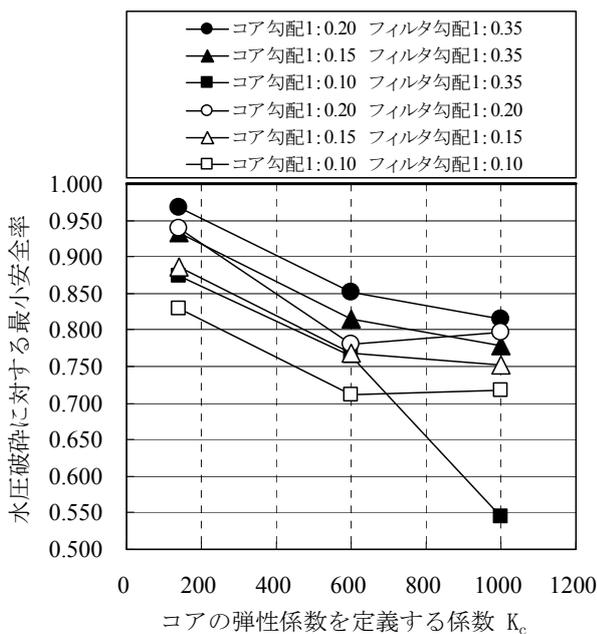


図-5.3.1 コア剛性と水圧破碎に対する最小安全率の関係

(2) フィルタ剛性に関する検討 (ケース 6)

解析により得られた、コア勾配 1:0.15、フィルタ勾配 1:0.35 においてフィルタの弾性係数を定義する係数 K_f が 200 および 1000 であるケース、コア勾配 1:0.10、フィルタ勾配 1:0.35 においてフィルタの弾性係数定義する係数 K_f が 200 および 1000 であるケースにおける水圧破碎に対する安全率の分布を図-5.3.2 に示す。また、フィルタ剛性と水圧破碎に対する最小安全率の関係を図-5.3.3 に示す。

図-5.3.3 より、フィルタ勾配が 1:0.35 と広い場合、フィルタ剛性の増加にともなって、水圧破碎に対する最小安全率が減少することがわかる。一方、等幅フィルタの場合には、フィルタ剛性の変化により水圧破碎

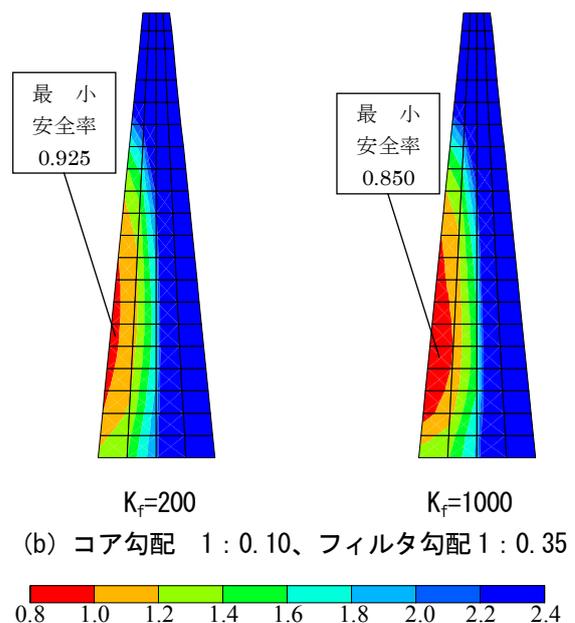
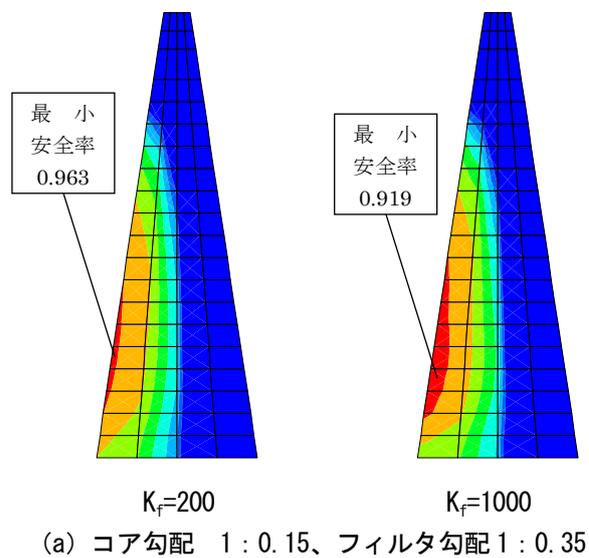


図-5.3.2 フィルタ剛性に関する検討における水圧破碎に対する安全率の分布 (ケース 6)

に対する最小安全率はあまり変化しない。ただし、他の条件が同じであれば、フィルタの剛性によらず、フィルタ幅が広い方が水圧破砕に対する最小安全率は大きい。なお、図-5.3.4に示すように、フィルタ勾配が1:0.35と広い場合、フィルタ剛性の増加にともない、コアにおける最小主応力（全応力）が小さくなることで、水圧破砕に対する安全率が低下すると考えられる。つまり、フィルタの勾配を1:0.35とし、かなり幅広いフィルタとすることで、ある程度フィルタへの応力集中を防止してきたケースにおいて、フィルタ剛性の増加に伴う水圧破砕に対する最小安全率の減少が、他の

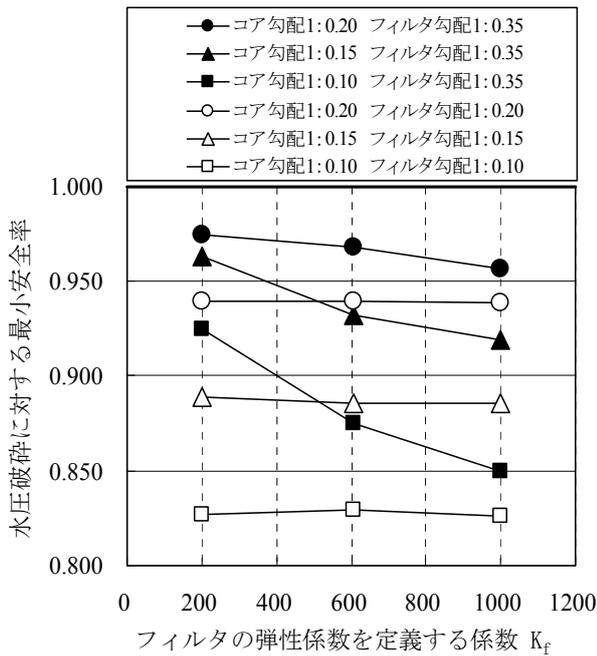


図-5.3.3 フィルタ剛性と水圧破砕に対する最小安全率の関係

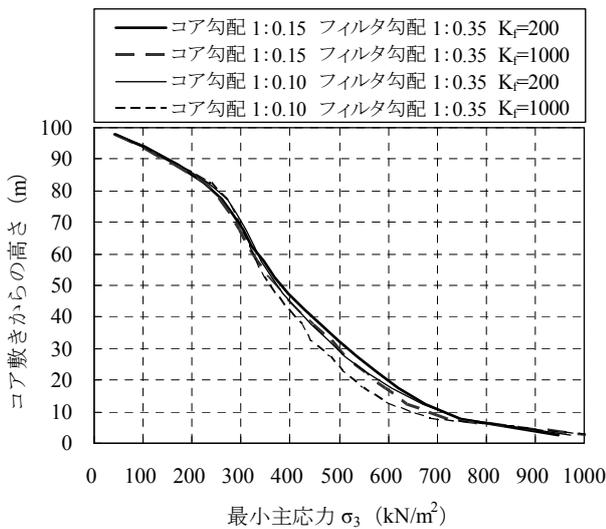


図-5.3.4 コア上流面における最小主応力の分布

ケースと比較して大きいことがわかる。このことから、フィルタ剛性は、コアおよびフィルタの勾配の組合せとも密接に関連しており、設計にあたっては留意が必要であると考えられる。

(3) コアおよびフィルタ剛性の組合せ (ケース5、6)

コアおよびフィルタ剛性について、その組み合わせが水圧破砕に与える影響について詳細に分析するために、 K_f/K_c の比を用いることとした。コア勾配は、合理化設計の前提から、既往事例よりも薄いコア幅を想定し、1:0.15とした。また、フィルタ勾配は、フィルタ厚が厚い場合と薄い場合として、それぞれ1:0.35と1:0.15とした。ここでの解析ケースを表-5.3.1に示す。

ここで、解析ケースにおけるセツケダム物の物性値を用いた組み合わせ ($K_c=141$, $K_f=608$) を n_f , n_c の2つの組み合わせに対する基本ケースと定義する。基本ケースの最小水圧破砕安全率 SF_{fmin} としては、ケース1-1および2-1で0.886、ケース1-2および2-2で0.932が得られた。なお、水圧破砕に対する評価は、水圧破砕に対する安全性が最も低くなるコア上流表層に着目し、最上流端コア要素を対象に行った。

図-5.3.5に各ケースについて K_f/K_c と各ケースの水圧破砕に対する最小安全率と基本ケースの水圧破砕に対する最小安全率の比 (以下、水圧破砕に対する最小安全率の比とする) を示した。図-5.3.5の K_f/K_c と水圧破砕に対する安全率の比の関係からケース1-1および1-2については、フィルタ剛性一定として K_c を変えた場合にコアの剛性が小さくなるほど、つまり係数の比が大きくなるほど水圧破砕に対する安全率の比は大きくなる傾向が見られる。一方、ケース2-1と2-2の場合は、コア剛性の値が一定として K_f が大きくなっても、つまり係数の比が大きくなっても水圧破砕安全率

表-5.3.1 コアおよびフィルタ剛性の組合せ

(表-4.1.5および4.1.6を抜粋して再掲)

| ケース# | 勾配 | | 剛性を定義するK | | 備考 |
|--------|----------|------------|----------|------------|--|
| | コア n_c | フィルタ n_f | コア K_c | フィルタ K_f | |
| ケース1-1 | 0.15 | 0.15 | 141 | 608 | ※剛性を定義するKの値がセツケダムの物性値 ²⁴⁾ の場合を網掛部に示す基本ケースとした。 |
| | 0.15 | 0.15 | 600 | 608 | |
| | 0.15 | 0.15 | 1000 | 608 | |
| ケース1-2 | 0.15 | 0.35 | 141 | 608 | |
| | 0.15 | 0.35 | 600 | 608 | |
| | 0.15 | 0.35 | 1000 | 608 | |
| ケース2-1 | 0.15 | 0.15 | 141 | 200 | |
| | 0.15 | 0.15 | 141 | 608 | |
| | 0.15 | 0.15 | 141 | 1000 | |
| ケース2-2 | 0.15 | 0.35 | 141 | 200 | |
| | 0.15 | 0.35 | 141 | 608 | |
| | 0.15 | 0.35 | 141 | 1000 | |

の比はほぼ一定となる。このように K_f/K_c の比が同じ値でもコア剛性とフィルタ剛性の値の組み合わせによってその分布は異なる。つまり、フィルタ剛性に対するコア剛性の比が同じでもコア剛性の値の大きさによって安全率は異なる。

5.3.2 コアの初期ポアソン比の影響 (ケース 7)

コアの初期ポアソン比である G と水圧破碎に対する最小安全率の関係を図-5.3.6 に示す。

図よりコアの初期ポアソン比が大きくなるに従い、水圧破碎に対する安全率が大きくなる傾向が見られる。この傾向は、フィルタの幅によらない。

5.4 進行破壊に関する検討

5.4.1 解析モデルの要素分割規模の影響 (ケース 8)

解析により得られた、コア勾配が 1:0.20、フィルタ勾配が 1:0.20 であるケースにおける水圧破碎に対する安全率の分布を図-5.4.1 に示す。

要素分割が細くなるにつれて、湛水時の水圧破碎に対する最小安全率は小さくなり、その分布は下流側へ拡大する傾向が確認できる。進行破壊収束時において、いずれのケースも安全率 1.0 を下回る領域の分布は、下流側へ進行する。ただし、進行の収束位置には違いがあり、メッシュの粗い鉛直方向 20 層×水平方向 4 層のケースはコア中央で進行が収束するのに対して、要素分割が最も細かい鉛直方向 40 層×水平方向 16 層のケースは下流付近で進行が収束している。しかし、いずれのケースにおいても下流まで進行しない。これらの傾向は、フィルタ幅が厚いケースについても

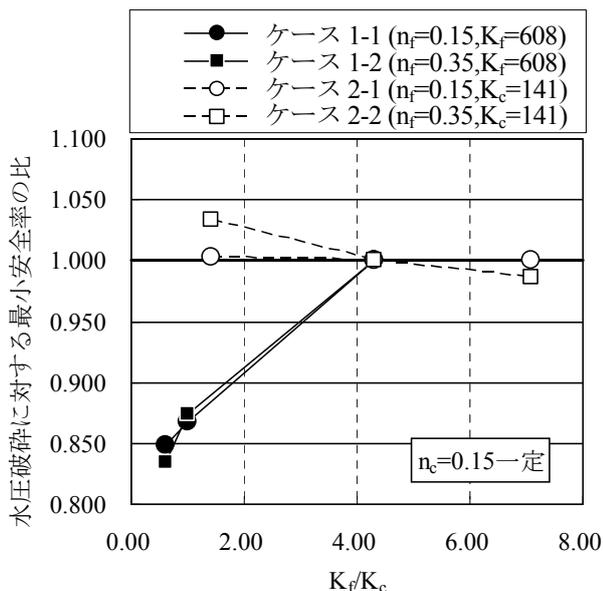


図-5.3.5 フィルタ K_f に対するコア K_c の比と水圧破碎に対する最小安全率の比の関係

同様である。

検討結果より要素分割が細かいほど湛水時の最小安全率は小さくなり、また安全率 1.0 を下回る破壊の進行範囲も広がる。本来、進行破壊を検討するためには、要素分割はある程度細くなくてはならないと考えるが、FEM 解析において細かいほど良いとは言い切れない。しかし、次のケース 9 においては、破壊の進行が顕著である鉛直方向 40 層×水平方向 16 層の細かい要素分割を用いることとした。

5.4.2 進行破壊の検討 (ケース 9)

進行破壊に関する検討を行った解析ケースのうち、コア勾配、フィルタ勾配が最も緩やかである、コア勾配 1:0.20、フィルタ勾配 1:0.35 であるケース、コア勾配が最も急であるコア勾配 1:0.10、フィルタ勾配 1:0.10 およびコア勾配 1:0.10、フィルタ勾配 1:0.35 であるケースにおける水圧破碎進行前後の安全率の分布を図-5.4.2 に示す。いずれのケースにおいても、水圧破碎の進行により、水圧破碎に対する安全率が 1.0 を下回る領域が拡大することがわかる。これは、水圧破碎を生じた要素の透水係数が大きくなることにより、コアの間隙水圧が大きくなるためである。

いずれのケースにおいても下流付近まで進行するが、フィルタ勾配を 1:0.35 と厚くした場合は、フィルタ勾配 1:0.2 のケースに比べて、若干進行が抑制される。また、今回解析を行ったケースでは、破壊の進行が下流まで達するケースは存在しない。

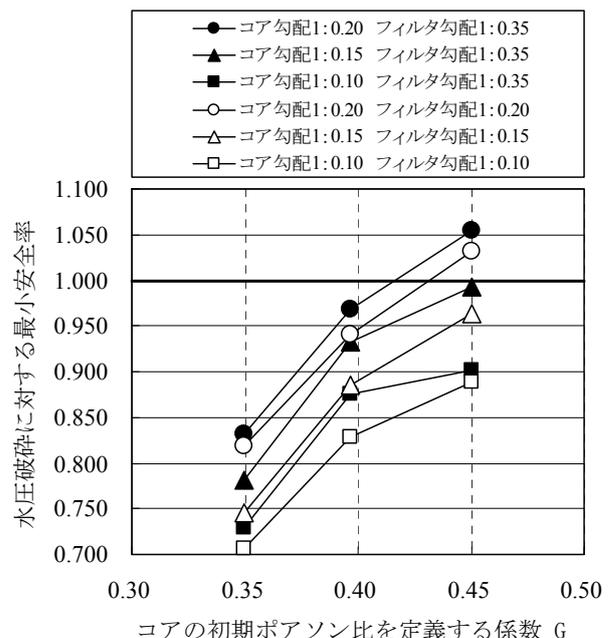
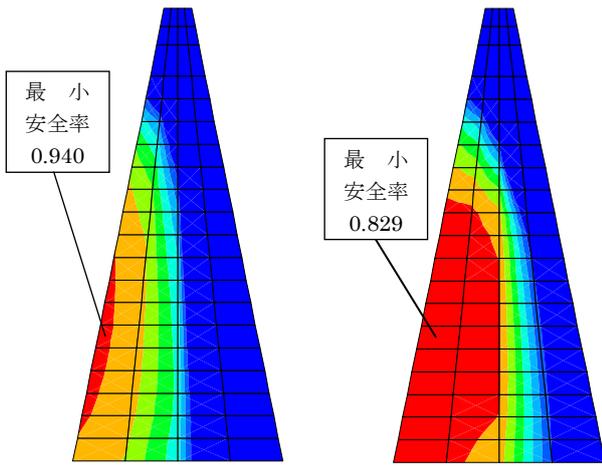
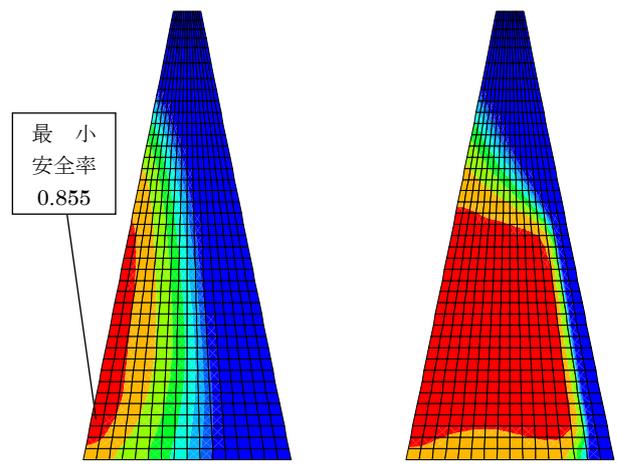


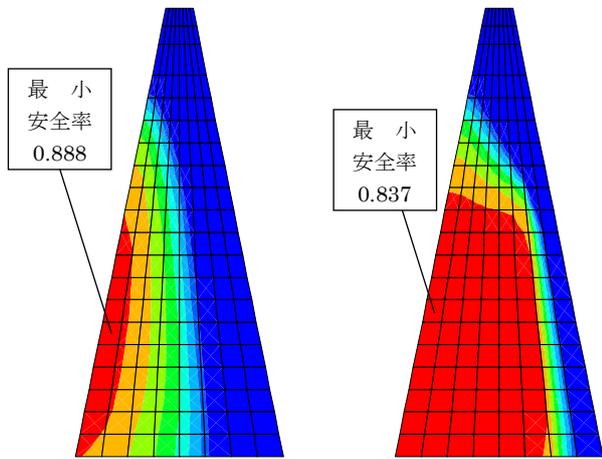
図-5.3.6 コアの初期ポアソン比と水圧破碎に対する最小安全率の関係



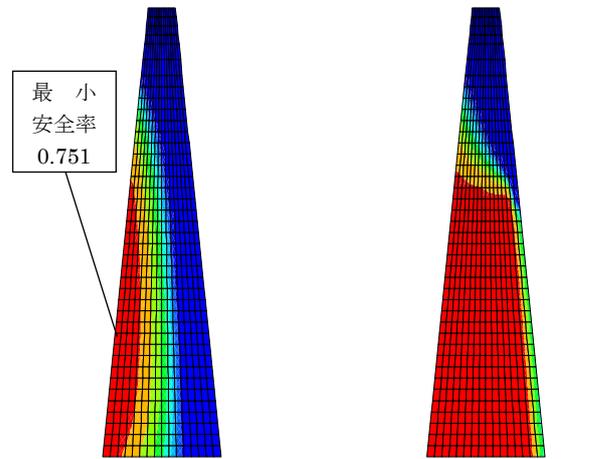
湛水時 進行破壊収束時
(a) 鉛直方向 20 層 × 水平方向 4 層



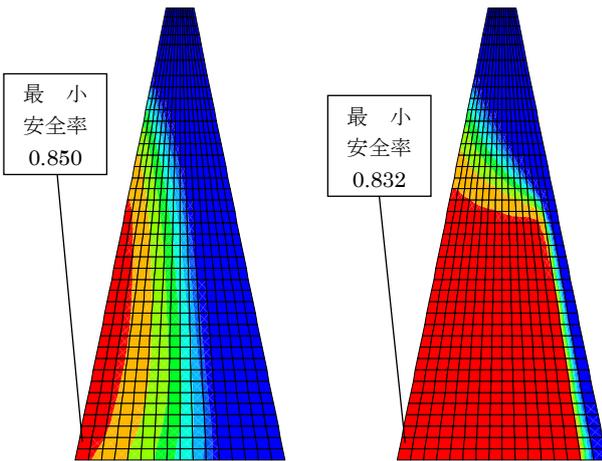
湛水時 進行破壊収束時
(a) コア勾配 1 : 0.20、フィルタ勾配 1 : 0.35



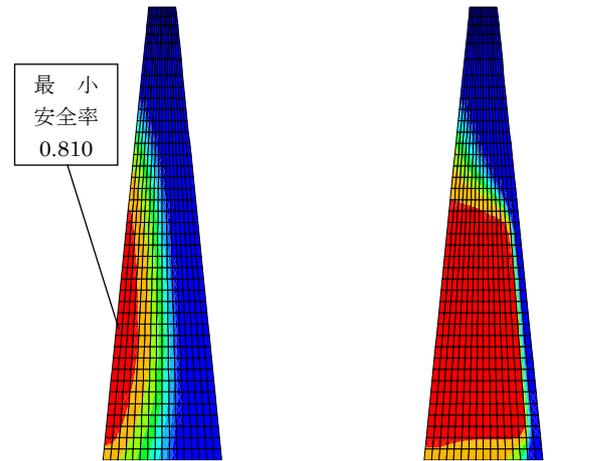
湛水時 進行破壊収束時
(b) 鉛直方向 20 層 × 水平方向 8 層



湛水時 進行破壊収束時
(b) コア勾配 1 : 0.10、フィルタ勾配 1 : 0.10



湛水時 進行破壊収束時
(c) 鉛直方向 40 層 × 水平方向 16 層



湛水時 進行破壊収束時
(c) コア勾配 1 : 0.10、フィルタ勾配 1 : 0.35



図-5.4.1 解析モデルの要素分割規模の検討における水圧破碎に対する安全率の分布
(コア勾配 1 : 0.2、フィルタ勾配 1 : 0.20)

図-5.4.2 水圧破碎の進行を考慮した場合の安全率の分布

6. 水圧破碎抵抗性評価に基づくコア幅の合理的設計方法の提案

5章までの検討結果を踏まえて、図-6.1.1に示すように、コアの水圧破碎抵抗性に基づくコア幅の合理的設計方法の流れを提案する。

具体的には、コアおよびフィルタ材料に対して物理試験や力学試験を実施し、築堤・湛水解析に用いる入力物性値を設定する。コア材料については、水圧破碎試験を実施し、既往の多くの水圧破碎試験結果から得られている経験式に基づく水圧破碎抵抗力 $p_f = m \cdot \sigma_3 + n$ を規定する定数 m 、 n を評価する。必要に応じて、引張強度試験も実施して引張強度 σ_t を設定したうえで水圧破碎抵抗力を $p_f = m \cdot \sigma_3 + \sigma_t$ の形で決定する。

次に、水圧破碎の安全率の評価に用いる水圧破碎に対する所要の安全率 SF_{req} を設定する。 SF_{req} としてすべり安全率と同じ 1.2 程度の値を設定するか、1.0 としておき、必要に応じて破壊進展解析を行って破壊領域の広がりをもって評価するなど、今後の設計にあたっては慎重な議論が必要である。

続いて、現行の設計法であるすべり安定解析により

所要の安全率を満たすことを前提として、コア勾配 n_c およびフィルタ勾配 n_f の初期値を設定したうえで築堤および湛水解析を行い、湛水に伴う水圧破碎に対する最小安全率 SF_{hmin} を算出し、この値が SF_{req} よりも大きく、かつ、限りなく SF_{req} に近くなる n_c 、 n_f を求めることで最適なコア幅を設定する。

最適なコア幅を決定する過程の中でコア勾配およびフィルタ勾配を設定するにあたっては、本研究で得られた以下の知見を考慮する。

- ・コア勾配については、上流側勾配 n_{cu} を下流側勾配 n_{cd} より大きくしたほうが、 $n_{cu} + n_{cd} = \text{一定}$ 条件下において水圧破碎に対する抵抗性が大きくなる。
- ・フィルタ勾配が大きいほど（フィルタ幅が厚いほど）、水圧破碎に対する抵抗性が大きくなる。
- ・コア剛性とフィルタ剛性の組合せについては、フィルタ剛性に対するコア剛性の比が同じでもコア剛性の大きさによって安全率が異なる。

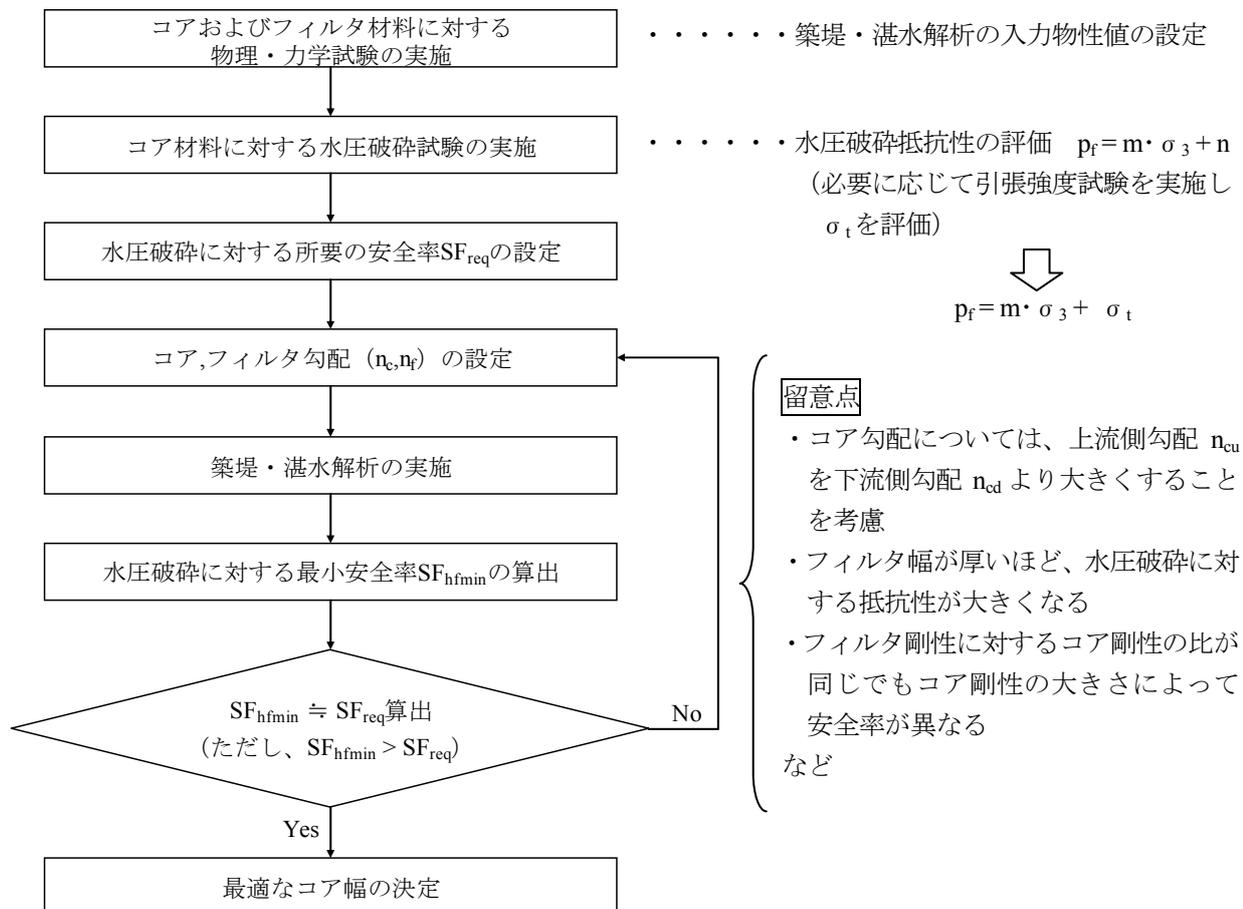


図-6.1.1 水圧破碎抵抗性に基づくコア幅の合理的設計方法の流れ

7. まとめ

本研究では、中央土質遮水壁型ロックフィルダムを対象に、コア材料の水圧破碎試験と築堤・湛水解析を併せて行い、コアの水圧破碎に対する安全性評価に基づいたコア幅の合理的な設計方法について検討した。その結果、以下のことが明らかとなった。

2章において、既往のダムの浸透破壊事例の分析により、水圧破碎に対する安全性の目安として、コア敷幅 B と堤高 H の比である B/H は、最低でも 0.25 以上とする必要があると考えられる。

3章における実際のコア材料を対象として実施した水圧破碎試験の結果によると、供試体寸法が大きいほど水圧破碎に対する抵抗力が大きく、今回試験に用いたコア材料に限られるが、破碎圧 p_f と拘束圧 σ_3 の関係である $p_f = m \cdot \sigma_3 + n$ における水圧破碎抵抗力を規定する定数 m は最低でも 1.17 程度の値である。

4、5章における築堤・湛水解析による水圧破碎に対する安全率の評価からは以下のことが明らかになった。

- 水圧破碎の破壊基準については、水圧破碎試験結果に基づく $SF_{hr} = m \cdot \sigma_3 / u$ (あるいは引張強度試験の結果も踏まえて、 $SF_{hr} = (m \cdot \sigma_3 + \sigma_t) / u$) が最も現実的で、この式より算出した最小安全率は 1.0 以上と我が国における実ダムの実挙動とも合致している。
- コアの勾配が急になるほど (コア幅が狭いほど)、フィルタの勾配が急になるほど (フィルタ幅が狭いほど)、コアにおける最小主応力 (全応力) が小さくなり、水圧破碎に対する安全率が小さくなる。
- コアの上流勾配あるいは下流勾配が急になるほど、水圧破碎に対する安全率が小さくなる。
- コアの断面積 (体積) が同じである場合、上流側勾配を相対的に緩くした形状とするほうが、水圧破碎に対する安全性が高くなる。
- コア勾配が変化しているコアについても、コア幅に応じた安全率分布を示す。
- コア剛性およびフィルタ剛性が大きくなるほど、水圧破碎に対する安全率が小さくなる。特に、フィルタの勾配を 1:0.35 とし、かなり幅広いフィルタとしてフィルタへの応力集中を防止してきたケースにおいて、フィルタ剛性の増加に伴う安全率の減少が大きい。
- コア剛性とフィルタ剛性の組合せについては、フィルタ剛性に対するコア剛性の比が同じでもコア剛性によって安全率が異なる。
- コアの初期ポアソン比が大きくなるほど、水圧破

碎に対する安全率が大きくなる。

- 水圧破碎の進行により、コアの間隙水圧が大きくなり、水圧破碎を生じる領域が拡大する。また、フィルタ勾配を厚くすると若干進行が抑制される。今回検討を行ったケースでは、破壊が下流側にまで達することはない。

6章においては、研究成果を基に、水圧破碎抵抗性に基づくコア幅の合理的設計方法の提案を行った。

参考文献

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設，第4巻，設計I編，第20章フィルダムの設計，pp.79～115，2005.6.
- 2) Sherard, J. L. and Dunnigan, L. P. : Filters and leakage control in embankment dams and impoundments, ASCE, pp.1～29, 1985.
- 3) Teton Dam Failure Interior Review Group: First interim report on the Teton Dam failure, July 1976.
- 4) Teton Dam Failure Interior Review Group: Second interim report on the Teton Dam failure, October 1976.
- 5) Independent Panel on Review Cause of Teton Dam Failure, December 1976.
- 6) (社)地盤工学会 地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関する評価委員会：地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関する評価委員会報告，地盤浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム発表論文集，pp.1～122，2002.11.
- 7) Ohta, H., Yoshikoshi, H., Mori, Y., Yonetani, Itoh, M. and Ishiguro, T.: Behavior of a rockfill dam during construction, Proc. 15th Inter. Conf. SMFE, pp.1227～1231, 2001.
- 8) 森 吉昭，内田善久，下川洋二，吉越 洋，石黒 健，太田秀樹：中央土質遮水壁型ロックフィルダムの築堤時応力変形解析，土木学会論文集，No.743，III-64，pp.77～87，2003.9.
- 9) 石黒 健，内田善久，鶴田 滋，中野 靖，太田秀樹：大型ロックフィルダムの浸透破壊現象の評価に関する検討，地盤浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム発表論文集，pp.163～172，2002.11.
- 10) 武部篤治，石黒 健，内田善久，鶴田 滋，中野 靖，太田秀樹：大型ロックフィルダムの堤体土圧の評価に関する検討，地盤浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム発表論文集，pp.173～178，2002.11.
- 11) 建設省土木研究所フィルダム研究室：Q&A 中央コア型と傾斜コア型のロックフィルダム，ダム技術，N0.55，pp.96～98，1991.4.
- 12) (社)地盤工学会 地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関する評価委員会：地盤の浸透破壊のメカニズムと

- 評価手法に関する評価委員会報告，地盤浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム発表論文集，pp.3～25，2002.11.
- 13) (社) 発電水力協会：最新フィルダム工学，pp.555・569，1972.7.
 - 14) 田頭秀和：既往研究事例による水圧破碎圧と最小拘束圧との関係を表す線形近似式の比例定数および定数項の値について，地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム，地盤工学会，pp.141～148，2002.11.
 - 15) (財) 日本規格協会：コンクリートの割裂引張強度試験方法，JIS A1113，JIS ハンドブック土木 I，pp.1274～1275，2006.7.
 - 16) 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，pp.224～228，1997.10.
 - 17) Vaughan,P.R. : The use of Hydraulic Fracture Tests to Detect Crack Formation in Embankment Dam Cores,Inaterim Report,Department of Civil Engineering,Imperial College,London,1971.
 - 18) Jaworski,G.W., Duncan,J.M. and Seed,H.B. : Laboratory Study of Hydraulic Fracturing,Journal of the Geotechnical Engeneering Division,ASCE,Vol.107,GT6,pp.713～732,1981.
 - 19) Decker,R.A., and Clemence,S.P. : Laboratory Study of Hydraulic Fracturing in Clay,Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engeneering,Stockholm,Vol.1,pp.573～575,1981.
 - 20) 福島伸二：フィルダムコア材のハイドロリックフラクチャリングの破壊基準，フジタ工業技術研究所報，第22号，pp.131～136，1986.
 - 21) 地盤工学会：4. 浸透破壊試験 WG，地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム発表論文集，pp.43～59，2002.11.
 - 22) Seed, B. and Dunnigan, L. P. : The Teton Dam failure-A petrospective review, Proc., 10th Int. Conf. SMFE, 1981.
 - 23) 渡辺啓行，馬場恭平：ロックフィルダムの耐震設計手法に関する一考察，電力中央研究所報告，No.379027，1980.4.
 - 24) 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，N0.2480，19873.

RATIONAL DESIGN OF WIDTH OF EARTH CORE FOR ROCKFILL DAMS

Abstract: Because an earth core zone of rockfill dam cannot be constructed in rainy and cold days, construction of core zone is the critical path of the construction process of rockfill dams. As a result, to reduce construction cost and to shorten construction period, it is necessary to speed up the construction of earth core zone. Then, we investigate the probability of compaction thickness of earth core zone to be thicker and earth core width to be narrower. However, at present, earth core width is decided empirically, appropriate core width should be designed based on evaluation of the safety against hydraulic fracturing as well as sliding. Hydraulic fracturing of core materials for rockfill dams has not been studied comprehensively.

In this study, based on the laboratory tests of hydraulic fracturing of core materials for rockfill dams and the safety evaluation against hydraulic fracturing of earth core using banking and seepage analyses, we finally proposed rational design method of earth core width.

Keywords : rockfill dam, core width, banking analysis, seepage analysis, hydraulic fracturing, progressive failure