

ダムの健全性評価に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 16～平 19

担当チーム：ダム構造物チーム

研究担当者：山口嘉一、岩下友也、小堀俊秀
佐々木晋、林 直良

【要旨】

厳しい財政状況下における完成ダム数の増加により、ダムの安全管理コストの縮減および省人化を達成しなければならないことに加えて、既設ダムの老朽化、CFRD（Concrete Face Rockfill Dam）や台形 CSG（Cemented Sand and Gravel）ダムといった新型式のダムの登場によるダム挙動の複雑化により、従来のダムの安全管理方法では適切な安全管理や健全性評価が行えない場合が想定される。また、地震時については、レベル 2（L2）地震動などの大規模地震時の損傷発生を考慮した安全管理や健全性評価が必要である。本研究課題の最終年度である平成 19 年度は、3 つの達成目標に向けた研究を継続するとともに、平成 16 年度～平成 18 年度の研究成果を踏まえて、最終的な成果のとりまとめを行った。

キーワード：ダム、CFRD、表面変形計測器、GPS、健全性評価、安全管理

1. はじめに

厳しい財政状況下における完成ダム数の増加により、ダムの安全管理コストの縮減および省人化を達成しなければならないことに加えて、既設ダムの老朽化、CFRD や台形 CSG ダムといった新型式のダムの登場によるダム挙動の複雑化により、従来のダムの安全管理方法では適切な安全管理や健全性評価が行えない場合が想定される。また、地震時については、レベル 2（L2）地震動などの大規模地震時の損傷発生を考慮した安全管理や健全性評価が必要である。

本課題では、これらの状況を踏まえて以下の 3 つの達成目標を掲げ、研究を進めている。

- 1) ダム挙動の複雑化に対応した安全管理方法のための新しい計測方法の提案
- 2) 堤体コンクリートの健全性の計測・評価方法の提案
- 3) 大規模地震時の損傷過程も考慮したダムの地震後健全性の調査・評価方法を提案

初年度の平成 16 年度においては、以下の成果を得た。

- ①安全管理のための新計測方法の検討として、新たに開発したケーブル状の漏水探知センサを CFRD の遮水壁内に設置し、湛水中の漏水監視を行い、効率よく経済的に漏水を検出できることを確認した。また、同ダムに表面変形計測器を設置し、試験湛水中のダム表面の挙動計測を行い、水没斜面においても堤体表面の変形を連続的にかつ精度良く計測すること

を確認した。

- ②地震後健全性の調査に関して、ロックフィルダムの大規模地震時における大変形挙動計測システム開発のための基礎的な研究（官民共同研究）を行った。その結果、ワイヤレス型地中変位計を使用することにより、堤体内の三次元的でかつ大規模な変形挙動を計測できる可能性があることがわかった。平成 17 年度においては、以下の成果を得た。
 - ①フィルダム上流側水没部の変形を連続的に計測できる、表面変形計測器を既設ダムに設置し、計測したデータを基にデータ処理システムを開発した。
 - ②中規模地震後のダム臨時点検の緩和について検討を行なうため、地震時のダムの挙動調査を行ない、過去の地震時における漏水量の増加などと最大加速度の関係を分析した。この分析結果を踏まえ、平成 17 年 9 月に河川管理区域内のダムにおける「地震発生後のダム臨時点検結果の報告について」が改訂され、国土交通省河川局河川環境課長より通達された。
 - ③地震後健全性の調査に関して、ロックフィルダムの大規模地震時における大変形挙動計測システム開発を行った。開発したシステムを実ダムに設置し計測を行うとともに、成果を取りまとめた（官民共同研究）。平成 18 年度においては、以下の成果を得た。
 - ①ダムの安全管理の計測項目のうち、変形に着目し、ダム全体の外部変形計測に関する GPS の適用性と

ダム上流側法面の変形計測として水没部においても計測できる表面変形計測器の適用性について検討した。また、新形式ダムである既存の CFRD（苫田鞍部ダム）の変形挙動を静的二次元 FEM 変形解析により再現し、同定物性値を設定した。

②コンクリートダムは、他の構造物と比べて構造安定上問題となるような劣化が生じる可能性はきわめて小さいが、継続的な安全管理と巡視が重要であるため、コンクリートダムに発生する劣化と調査方法について事例の調査を行い、コンクリートダムに発生する主要な劣化とその要因、コンクリートダム堤体の劣化状態の調査方法について検討した。

③ロックフィルダムが地震で決壊した事例は現在まで報告されていないが、地震により損傷し貯水機能を失う場合の過程を整理し、大地震時のすべり変形解析結果をもとに、すべりと沈下に着目したフィルダムの大規模地震による損傷形態について検討した。

本研究課題の最終年度である平成 19 年度では、これまでの研究成果を踏まえ、1)新形式ダムである CFRD の重要計測箇所を選定と表面変形計測器による変形分布の評価、2)堤体コンクリートの長期間暴露試験による耐久性評価、3)GPS 変位計測システムを取り入れた大規模地震によるフィルダムの計測・評価方法について検討した。

2. ダム挙動の複雑化に対応した安全管理の新計測方法と健全性評価

2.1 これまでの研究成果概要と今年度実施内容

安全管理のための新計測方法の検討として、フィルダム上流側水没部の変形を連続的に計測できる表面変形計測器によるシステムを開発し、新しい安全管理方法を提案した。また、コンクリート構造物を対象としたケーブル状の漏水探知センサを開発（特許登録番号：第 3699708 号）し、コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム（CFRD）の遮水壁に設置して湛水中の漏水監視を実施した。また、新形式のダムの挙動については、既設の小規模 CFRD の築堤・湛水時の各種挙動計測結果を整理し、挙動の再現解析を実施した。最終年度は、これらの成果を基に、大規模 CFRD 築堤・湛水時の変形挙動に着目した解析を行い、CFRD における安全管理上の重要計測項目箇所を明確にし、安全管理基準（案）としてとりまとめを行った。また、平成 18 年度に実施した表面変形計測器における計測値の評価方法における課題について検討を行った。

2.2 新形式ダムの安全管理の計測方法と健全性評価に関する検討

2.2.1 CFRD における安全管理の計測方法と健全性評価に関する検討

近代的 CFRD は施工技術の発達により、世界的に多くの堤高の高い近代的 CFRD が建設されるようになった¹⁾。世界各国における近代的 CFRD の建設状況を受けて、我が国における近代的 CFRD の本格的な導入の第一段階として、仮設構造物である水資源機構徳山ダム²⁾の堤高 38m の上流二次締切りが築造されるとともに、本設構造物である、国土交通省中国地方整備局の苫田鞍部ダム³⁾の型式として採用された。これらのダムの建設にあわせて近代的 CFRD の設計・施工に関する細部の検討が進められた。

本年度は、平成 18 年度に実施した苫田鞍部ダムにおける築堤時および湛水時の変形挙動に着目した静的二次元 FEM 変形解析を用いた再現性検証結果により補正・同定した堤体物性値を用いて、今後の CFRD の大規模化を想定した湛水時における静的二次元 FEM 変形解析を実施した。この解析結果より、堤高や基礎地盤剛性等の違いによる堤体の変形やスラブの応力への影響を詳細に検討し、CFRD における湛水時の安全管理における重点計測箇所を選定を行った。

2.2.2 CFRD の変形挙動に基づく安全管理の数値的解析検討

(1) 解析ケースの設定

①堤高、②堤体の上下流法面勾配、③基礎地盤の弾性係数の 3 つのパラメータを変化させた湛水時における静的二次元 FEM 変形解析を実施した。解析ケースは表-1 に示す 11 ケースとした。なお、事前の検討により、メインスラブと堤体の接合部のせん断剛性の解析結果に与える影響が小さいことがわかっているため、今回の解析では、せん断剛性を 2940kN/m^3 で固定している。

表-1 解析ケース

目的	解析ケース	堤高 (m)	上下流法面勾配 1:X	基礎地盤の弾性係数 (N/mm ²)	接合部のせん断剛性 (kN/m ³)
堤高の影響	case1	25	1.75	980	2940
	case2	50	1.75	980	2940
	case3	100	1.75	980	2940
法面勾配の影響	case4	50	1.50	980	2940
	(case2)	50	1.75	980	2940
	case5	50	2.00	980	2940
基礎地盤の弾性係数の影響	case6	25	1.75	490	2940
	(case1)	25	1.75	980	2940
	case7	25	1.75	1960	2940
	case8	50	1.75	490	2940
	(case2)	50	1.75	980	2940
	case9	50	1.75	1960	2940
	case10	100	1.75	490	2940
	(case3)	100	1.75	980	2940
	case11	100	1.75	1960	2940

(2) 解析条件

1) 入力物性値

解析に用いる堤体とメインスラブの入力物性値は、平成 18 年度で実施した苫田鞍部ダムにおける変形挙動の再現解析で用いた同定物性値を基本とした。

2) 解析モデル

解析モデルは、ダム堤体および基礎地盤をモデル化し、基礎地盤の側方は鉛直ローラー支持境界、底面は水平ローラー支持境界とした。基礎地盤の範囲は、水平方向は左右で堤敷幅の 2 倍、深さ方向は堤高の 2 倍とすることで、各ダム規模に対応した基礎地盤の境界の影響の小さい範囲を設定した。堤体の要素分割の高さは、堤高に比例して、25m で 1.0m、50m で 2m、100m で 4m とした。使用する要素は、堤体および基礎地盤を平面ひずみ要素、メインスラブを梁要素、メインスラブと堤体間の結合はジョイント要素でモデル化した。

今回の解析モデルでは、メインスラブ下端と接するトUSSラブも併せて梁要素でモデル化し、メインスラブとトUSSラブの接合部は非線形ばね要素で結合した。

図-1 に解析モデルの一例として、堤高 50m、上下流法面勾配 1 : 1.75 のモデルの堤体および周辺基礎地盤の拡大図を示す。

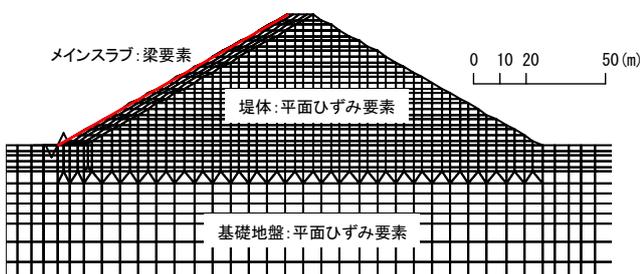


図-1 解析モデル (堤体および周辺基礎地盤の拡大図)

3) 荷重条件

静水圧荷重としてメインスラブに作用する貯水位の設定は、一般的なダムの常時満水位を想定して堤高 H の 92% とした。また、トUSSラブについては、鉛直方向の静水圧荷重を作用させた。

(3) 試験湛水解析結果

堤高、基礎地盤の弾性係数、上下流法面勾配、ジョイント要素のせん断剛性を変化させたケースによる試験湛水時の静的二次元 FEM 解析を実施し、メインスラブの変位量と断面力について整理・評価を行った。なお、変位量は、メインスラブの下端を基準点とした相対変位で表しており、試験湛水による増分量とした。

1) メインスラブの斜面直交方向変位量

上下流法面勾配が 1:1.75 で、基礎地盤の弾性係数が

$E_r=490\text{N/mm}^2$ 、 980N/mm^2 、 1960N/mm^2 の 3 種類のそれぞれの場合について、堤高 25m (case6、case1、case7)、堤高 50m (case8、case2、case9)、堤高 100m (case10、case3、case11) におけるメインスラブの斜面直交方向の最大変位量を比較すると、堤高 25m において基礎地盤の弾性係数の小さい順に示すと、-1.6cm、-1.2cm、-1.0cm、堤高 50m では、-5.4cm、-4.0cm、-3.4cm、堤高 100m では、-19.5cm、-14.1cm、-11.6cm となり、今回の解析条件下においては、基礎地盤の弾性係数が小さい場合では、水圧によりメインスラブ下端部周辺の基礎地盤が相対的に大きく変形したため、結果としてメインスラブ下端部の変位量は、各堤高において基礎地盤の弾性係数が小さいほど大きくなる傾向を示した。

堤高 50m、基礎地盤の弾性係数 $E_r=980\text{N/mm}^2$ の場合で、上下流法面勾配が 1:1.5 (case4)、1:1.75 (case2)、1:2.0 (case5) の 3 ケースにおけるメインスラブの斜面直交方向の最大変位量を比較すると、法面勾配 1:1.5 の最大変位量は-3.8cm、法面勾配 1:1.75 の最大変位量は-4.0cm、法面勾配 1:2.0 の最大変位量は-4.2cm となり、今回の解析条件下においては、緩勾配の方が若干変位量は大きくなっており、これは緩勾配になるほど法面長が大きくなるため、水圧による分布荷重の合力が大きくなったことが原因である。

解析結果の一例として、図-2 に堤高 50m、上下流法面勾配 1:1.75、ジョイント要素のせん断剛性 2940kN/m^3 の場合について、基礎地盤の弾性係数が $E_r=490\text{N/mm}^2$ 、 980N/mm^2 、 1960N/mm^2 の 3 種類とした解析ケース case8、case2、case9 におけるメインスラブの斜面直交方向変位分布を示す。

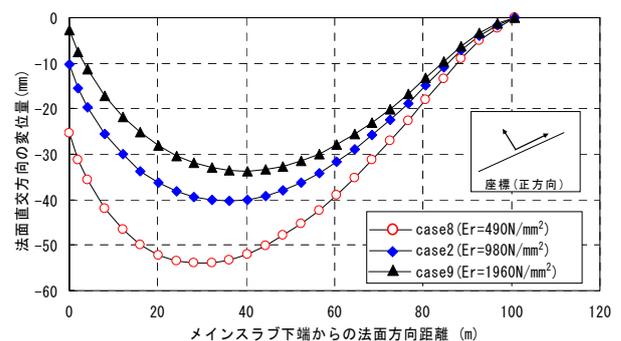


図-2 メインスラブの斜面直交方向変位分布

2) メインスラブの応力度評価

試験湛水解析による断面力 (曲げモーメント、せん断力、軸力) を用いて、メインスラブに発生する応力度 (曲げ応力度、せん断応力度、軸応力度) を算出し、試験湛水時におけるメインスラブの応力状況について

確認した。また、メインスラブの安全性については、発生する応力度とコンクリートと鉄筋の許容応力度等を比較することで評価した。

許容応力度としては、圧縮応力度には苦田鞍部ダムの設計値であるコンクリートの設計基準強度 $f_{ck}=24\text{N/mm}^2$ を、引張応力度には同ダムの D19 の鉄筋 SD345 を踏まえて設定した⁴⁾。さらに、通常の許容応力度のほかに、曲げによるコンクリートのひび割れの可能性を検証するため、コンクリートの引張強度を f_{ck} の 1/10 として設定した。各許容応力度等を表-2 に示す。なお、これらの値は、堤高 25m の苦田鞍部ダムの設計値に基づいているが、実際に堤高の高い CFRD の建設にあたっては、より高強度のコンクリートを使用したり、鉄筋量を増加させることも可能であることに注意されたい。

表-2 コンクリートと鉄筋の許容応力度⁴⁾

	許容応力度(N/mm ²)	
	コンクリート	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}
許容せん断応力度 τ_{ca}		0.45
引張強度 $f_{sk}(=f_{ck}/10)$		2.4
鉄筋	許容引張応力度 σ_{sa}	196

①曲げ応力度の評価

メインスラブに発生する曲げ応力度は、解析結果による曲げモーメントと軸力を用いて式 (1) よりメインスラブの上面側と下面側の縁端応力として算出した。なお、図-3 に示したように、曲げモーメントの曲げ方向には符号を設定している。

$$\sigma_c = \frac{M}{I} y + \frac{N}{A} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 σ_c : 曲げ応力度(N/mm²)、M : 曲げモーメント(N・mm)、N : 軸力(N)、I : 断面二次モーメント(mm⁴)、A : メインスラブの断面積(mm²)、y : メインスラブ厚の 1/2(mm)である。

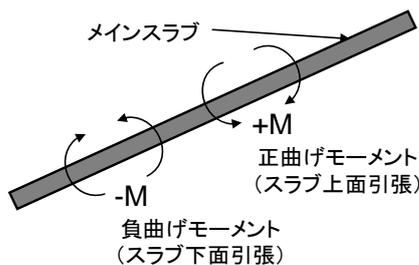


図-3 曲げモーメントの符号

代表例として、堤高 50m、上下流法面勾配が 1:1.75 で、基礎地盤の弾性係数が $E_r=490\text{N/mm}^2$ 、 980N/mm^2 、 1960N/mm^2 とした case8、case2、case9 のメインスラブの上・下面側に発生する曲げ応力度の分布を図-4 に示す。

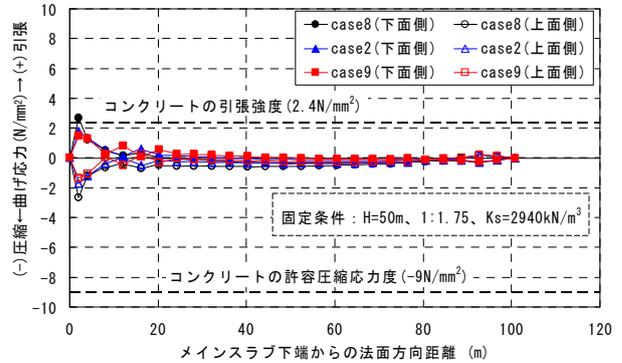


図-4 曲げ応力度の分布(H=50m)

曲げ応力度における圧縮および引張の最大値は、上・下面側とも対象とする全 9 ケースでメインスラブの下端部に発生した。

曲げ (圧縮) 応力度の値は、全 9 ケースでコンクリートの許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}=9.0\text{N/mm}^2$ を下回るため、今回の解析条件下では、メインスラブに対する曲げ (圧縮) 応力度の安全性に問題がないことがわかった。

曲げ (引張) 応力度の最大値を比較すると、堤高 25m において基礎地盤の弾性係数の小さい順に示すと、 1.4N/mm^2 、 1.2N/mm^2 、 1.1N/mm^2 、堤高 50m では、 2.7N/mm^2 、 1.8N/mm^2 、 1.5N/mm^2 、堤高 100m では、 6.5N/mm^2 、 3.5N/mm^2 、 2.4N/mm^2 となり、各堤高における基礎地盤の弾性係数の影響は、基礎地盤の弾性係数が小さいほど曲げ応力度は大きくなり、堤高が高いほどその影響が大きいことがわかった。また、堤高 50m で基礎地盤の弾性係数の最も小さい case8 ($E_r=490\text{N/mm}^2$ 、 $H=50\text{m}$ 、 $1:1.75$ 、 $K_s=2940\text{kN/m}^3$) と堤高 $H=100\text{m}$ (case3、case10、case11) のメインスラブ下面側において、コンクリートの引張強度 $f_{sk}=2.4\text{N/mm}^2$ を上回る結果となり、この 4 ケースにおいてメインスラブ下面側にひび割れが生じる可能性がある。主な原因として、case8 では基礎地盤の弾性係数が小さいため、基礎地盤の変形が大きく影響し、堤高 100m の 3 ケースについては、堤高が大きくなることでメインスラブの斜面長が長くなり、全体的に作用する水圧荷重の合力が増加したことが挙げられる。ただし、前述したように、今回の解析で用いた物性値は、堤高 25m の苦田鞍部ダムの設計値に基づいているため、実際に堤高の高い CFRD の建設にあたっては、よ

り高強度のコンクリートの使用や鉄筋量の増加等を行うことで、堤高 50m の case8 と堤高 100m の case3 および case11 については安全性の確保が可能と考えられる。しかし、堤高 100m で基礎地盤の弾性係数の最も小さい case10 についてはメインスラブの材料強度を上げるだけでは対応が難しいと考えられる。そのため、堤高 100m のような大規模ダムについては、地盤条件の良い場所を選定する必要がある。

②せん断応力度の評価

メインスラブに発生するせん断応力度は、解析結果によるせん断力を用いて式 (2) による簡易な方法で求めた。なお、図-5 に示したように、せん断力の変形方向に符号を設定している。

$$\tau_c = \frac{Q}{A} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 τ_c :せん断応力度(N/mm²)、Q:せん断力(N)、A:メインスラブの断面積(mm²)である。

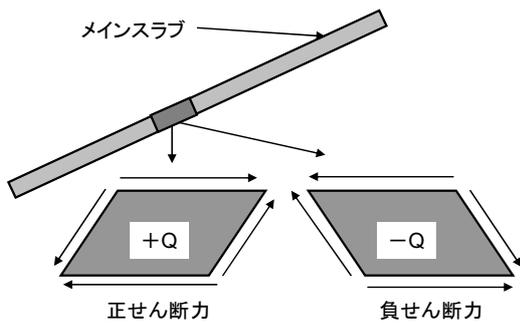


図-5 せん断力の符号

代表例として、堤高 50m、上下流法面勾配が 1:1.75 で、基礎地盤の弾性係数が Er=490N/mm²、980N/mm²、1960N/mm²とした case8、case2、case9 のメインスラブに発生するせん断応力度の分布を図-6 に示す。

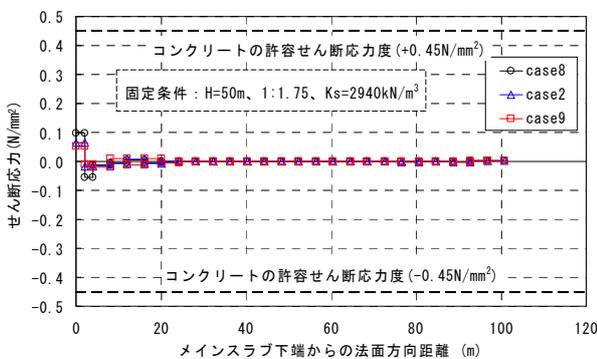


図-6 せん断応力度の分布(H=50m)

せん断応力度の最大値は、対象とする全 9 ケースでメインスラブ下端部に発生したが、最大値は 0.03~0.32N/mm² とコンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{ca}=0.45\text{N/mm}^2$ を下回り、またメインスラブ下端部以外の範囲では大きく下回るため、今回の解析条件下では、メインスラブに対するせん断応力度の安全性に問題がないことがわかった。

③軸応力度の評価

今回の解析でメインスラブに作用する荷重は自重と水圧であり、これらの力によりコンクリートの圧縮破壊や鉄筋の座屈などが起こることは考えにくいため、圧縮軸応力度の評価は行わないこととした。したがって、メインスラブにおける軸応力度の評価は引張軸応力度を対象とし、設計上安全側の評価として、解析結果による軸力と曲げによる引張力を足し合わせることで求めた。また、この引張力はすべて鉄筋が負担すると仮定し、引張力を鉄筋の断面積で割ることで引張軸応力度を算出した。曲げによる引張力は、図-7 に示すように、曲げ応力度の引張側分布の合力として式 (3) より算出し、引張軸応力度は式 (4) を用いて求めた。

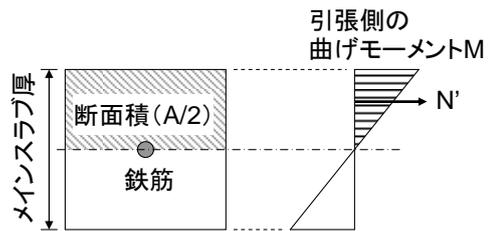


図-7 曲げによる引張力N'の算定方法

$$N' = \frac{6M}{A^2} \cdot \frac{A}{2} \cdot \frac{1}{2} = \frac{3M}{2A} \dots \dots \dots (3)$$

$$\sigma_s = \frac{N + N'}{A_s} \dots \dots \dots (4)$$

ここに、N':曲げによる引張力(N)、M:曲げモーメント(kN・m)、A:メインスラブの断面積(mm²)、 σ_s :軸応力度(N/mm²)、N:軸力(N)、 A_s :鉄筋の断面積(mm²)である。なお、鉄筋の断面積 A_s は、苦田鞍部ダムの設計値と同様にメインスラブ断面積 A の 0.4% ($=A_s/A$) とした。

上下流法面勾配 1:1.75 のケースで、基礎地盤の弾性係数が Er=490N/mm²、980N/mm²、1960N/mm² の 3 種類の場合について、堤高 25m (case6、case1、case7)、堤高 50m (case8、case2、case9)、堤高 100m (case10、case3、case11) のメインスラブに発生する軸応力度の分布を図-8 に示す。

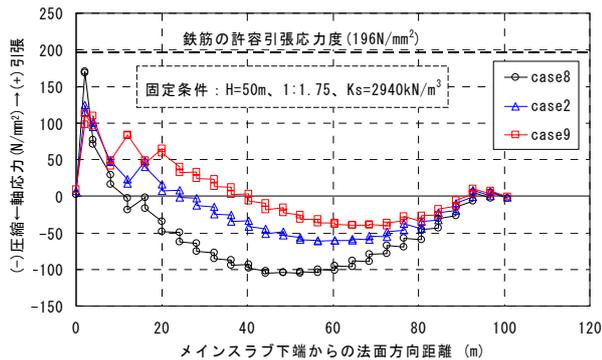


図-8 軸応力度の分布 (H=50m)

軸応力度はメインスラブ下端部で引張側最大値が発生し、メインスラブ中央付近で圧縮側最大値が発生し、貯水位より上方でまた引張側となる分布を示した。

引張軸応力度の最大値を比較すると、堤高 25m において基礎地盤の弾性係数の小さい順に示すと、 71.8N/mm^2 、 81.6N/mm^2 、 75.3N/mm^2 、堤高 50m では、 170.1N/mm^2 、 125.0N/mm^2 、 113.0N/mm^2 、堤高 100m では、 400.9N/mm^2 、 254.8N/mm^2 、 261.0N/mm^2 となり、今回の解析条件下においては、各堤高における基礎地盤の弾性係数の影響は、概して基礎地盤の弾性係数が小さいほど引張軸応力度は大きくなり、堤高が高くなるほどその影響は大きいことがわかった。また、引張軸応力度の最大値は、堤高 25m と堤高 50m の 6 ケースでは鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa}=196\text{N/mm}^2$ を下回るが、堤高 100m の 3 ケースでは鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa}=196\text{N/mm}^2$ を上回る結果となった。ただし、今回の解析で用いた物性値は、堤高 25m の苦田鞍部ダム の設計値に基づいているため、実際に堤高の高い CFRD の建設にあたっては、より高強度のコンクリートの使用や鉄筋量の増加等を行うことで安全性の確保が可能と考えられる。しかし、堤高 100m のような大規模ダムについてはメインスラブの材料強度を上げるだけでは対応が難しい場合も考えられるため、基本的に地盤条件の良い場所を選定する必要がある。

④上下流法面勾配による応力度の影響

堤高 50m、基礎地盤の弾性係数 $E_r=980\text{N/mm}^2$ の場合で、上下流法面勾配が 1:1.5 (case4)、1:1.75 (case2)、1:2.0 (case5) の 3 ケースにおいてメインスラブに発生する各応力度の最大値を比較した。

曲げ (引張) 応力度の最大値の比較では、法面勾配 1:1.5 の最大値は 2.2N/mm^2 、法面勾配 1:1.75 の最大値は 1.8N/mm^2 、法面勾配 1:2.0 の最大値は 1.7N/mm^2 となった。せん断応力度の最大値の比較では、法面勾配

1:1.5 の最大値は 0.09N/mm^2 、法面勾配 1:1.75 の最大値は 0.06N/mm^2 、法面勾配 1:2.0 の最大値は 0.05N/mm^2 となった。引張軸応力度の最大値の比較では、法面勾配 1:1.5 の最大値は 152.3N/mm^2 、法面勾配 1:1.75 の最大値は 125.0N/mm^2 、法面勾配 1:2.0 の最大値は 114.0N/mm^2 となり、各応力度の最大値は、急勾配の方が大きくなる傾向を示したが大きな差ではなかった。

2.2.3 CFRD の大規模化に向けた安全管理

試験湛水時における解析 (全 11 ケース) を実施し、これらの解析結果よりメインスラブにおける変形挙動や応力度について評価した。本項では、これらの評価を基に、今後我が国で建設される CFRD の湛水時において、安全管理の観点から重点的に点検および計測が必要とされる箇所抽出と、その箇所における実用的な安全管理 (計測) 方法について検討した。

(1) メインスラブの変形に対する安全管理

全 11 ケースの試験湛水時における解析結果より、メインスラブの斜面直交方向最大変位の発生位置を堤高により正規化した結果を図-9 に示す。

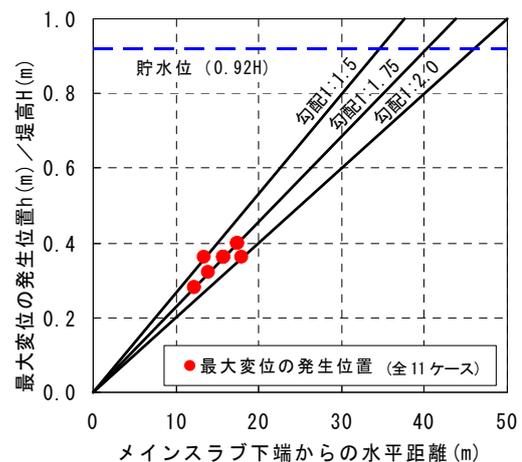


図-9 メインスラブにおける最大変位量の発生位置

この結果より、最大変位の発生位置は、堤高 H に対して $0.3H \sim 0.4H$ の位置に集中していることがわかる。

しかし、一般的なダムの常時満水位は、堤高に対して $0.92H$ 程度であることから、最大変位発生位置は水没部であり、安全管理上の点検や計測を行う場合に、目視による検査や外部変形計測で通常行われている測量による計測を行うことができない。

水没部において法面変形を計測できる機器として、実用化されているものに表面変形計測器がある。これを設置することで、メインスラブにおける水没部の外部変形を連続的に計測することが可能で、既に CFRD である苦田鞍部ダム⁵⁾や重力式コンクリートダムとロ

ックフィルダムとの複合ダムである忠別ダムのフィルダム部⁶⁾(国土交通省北海道開発局)等では、本研究の成果を踏まえて、表面変形計測器を設置して安全管理に供している。

(2) メインスラブの応力度に対する安全管理

試験湛水時における解析結果より、メインスラブに発生する各応力度(曲げ(引張)応力度、せん断応力度、引張軸応力度)の最大値は、全解析ケースにおいてメインスラブの下端部に発生した。

メインスラブに発生する圧縮側の曲げ応力度は、全ての解析ケースで許容圧縮応力度を大きく下回るため、コンクリートの圧縮破壊の可能性は低いと判断し、曲げに対する安全性の評価は、コンクリートのひびわれの指標として設定した引張強度と曲げ応力度の引張側最大値を比較した。曲げ応力度の引張側最大値とコンクリートの引張強度の関係を図-10に示す。メインスラブの下端部における引張側最大値がコンクリートの引張強度を上回る解析ケースは全11ケース中4ケースで、堤高100mのcase3、case10、case11と中規模ダムを想定した堤高50mの基礎地盤の弾性係数が最も小さいcase8の解析結果であった。

メインスラブに発生するせん断応力度の安全性は、図-11に示すせん断応力度の最大値とコンクリートの許容せん断応力度の関係より、全11ケースでコンクリートの許容せん断応力度を大きく下回る結果となり、メインスラブはせん断に対して十分に安全といえる。

メインスラブに発生する軸応力度の安全性は、図-12に示す軸応力度の引張側最大値と鉄筋の許容引張応力度の関係より、全11ケース中3ケースで鉄筋の許容引張応力度を上回る結果となった。この3ケースはすべて堤高100mの解析結果であった。

これらの結果より、11ケース中4ケースについては、試験湛水時におけるメインスラブの安全性に問題がある結果となったが、今回の解析で用いた物性値や応力度評価に用いた許容応力度は、堤高25mの苫田鞍部ダムの設計値に基づいているため、実際に堤高の高いCFRDの建設にあたっては、より高強度のコンクリートの使用や鉄筋量の増加等を行うことで安全性の確保が可能と考えられる。しかし、堤高が100m級で基礎地盤の弾性係数が小さい場合については、メインスラブの材料強度を上げるだけでは対応が難しいと考えられる。そのため、堤高が100m級のような大規模ダムについては、地盤条件の良い場所を選定する必要がある。なお、本研究では、静的荷重条件下での応力度評価であるため、地震荷重を考慮すると、さらに厳しい

応力状態となることに注意されたい。

今回の解析結果では、試験湛水時におけるメインスラブの安全管理を十分に行うには、メインスラブの下端部を重点的に点検・計測する必要があることがわかった。フィルダムの安全管理の上で浸透/漏水は重要な項目であり、特にメインスラブからの漏水については早急な対策が必要となる。しかし、メインスラブの下端部は水没部であるため、漏水箇所の確認が困難な状況にある。そこで、このような場合には、苫田鞍部ダムで設置されている、本研究の成果の一つである漏水位置検知システム^{7),8),9)}を設置することにより、早急にひびわれや打継目からの漏水の発生位置を検出することが可能である。

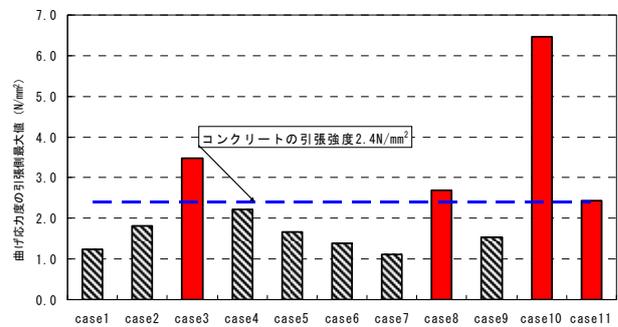


図-10 曲げ応力度の引張側最大値とコンクリートの引張強度の関係

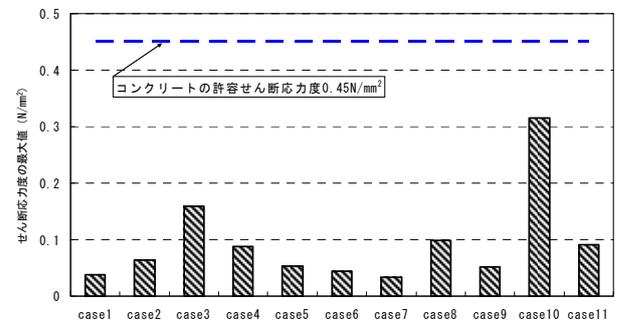


図-11 せん断応力度の最大値とコンクリートの許容せん断応力度の関係

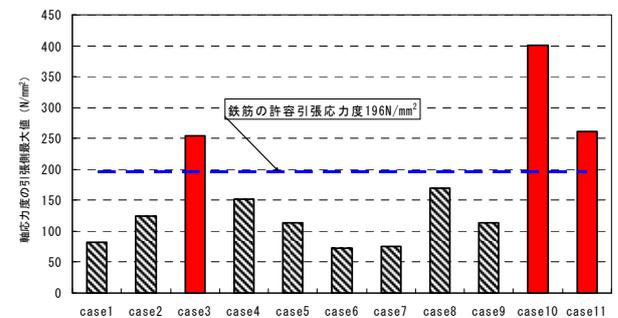


図-12 軸応力度の引張側最大値と鉄筋の許容引張応力度の関係

2.2.4 検討結果

静的二次元 FEM 変形解析により、堤高や基礎地盤剛性等が堤体の変形やスラブの応力に与える影響を検討し、今後の試験湛水時における CFRD の安全管理において重点的に点検・計測すべき箇所を選定を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 中・大規模ダムを想定した CFRD の数値解析的検討では、試験湛水時におけるメインスラブの斜面直交方向最大変位の発生位置は、堤高 H に対して $0.3H \sim 0.4H$ であった。
- 2) 湛水時に発生する曲げ応力度、せん断応力度、軸応力度の各最大値は、メインスラブの下端部に集中して発生した。
- 3) メインスラブに発生する応力度の評価では、堤高 100m と大規模な場合や中規模ダムを想定した堤高 50m でも基礎地盤の弾性係数が小さい場合には許容応力度を上回ることがわかった。
- 4) メインスラブにおける変形および応力度という観点から、湛水時の安全管理として着目すべき重点箇所は、水没部であるメインスラブの下端部周辺を含む低標高部であることがわかった。
- 5) メインスラブの水没部では、通常の点検や計測が行えないため、CFRD における湛水時の安全管理の上で、本研究の成果である水没部でもメインスラブの変形挙動を計測できる表面変形計測器や漏水位置検知システムなどを用いた計測方法を取り入れることが有効である。

2.3 ダムの安全管理における新しい計測方法

平成 18 年度では、フィルダムにおいて水没部の斜面も含めた堤体法面の変形を連続的に計測できる表面変形計測器について、実測データを解析するとともに、この計器を用いた新しいフィルダムの変形に関する安全管理手法について検討を行った。そのなかで、計測値の整理方法については、表面変形計測器から得られる計測値が、測定点の相対的位置関係を示すものであるため、今後は絶対的な位置を求める（絶対値化）ために、測定管端部などの基準となる位置を、測量などの他の計測方法によって測定し、計測値を補正する必要があることを課題として挙げた。そこで、本年度は前述の複合ダムである忠別ダムのフィルダム部に設置した表面変形計測器の計測結果を用いて、計測値の絶対値評価についての検討を行った。

2.3.1 ダムの安全管理の計測方法における現状と課題

ダムの安全管理のための計測は、巡視とあいまってダム堤体の安全性を確実に確認できるものでなければならぬ。河川管理施設等構造令¹⁰⁾では、ダムの安全管理にとって必要な計測項目を規定しているが、その項目はダムの安全管理にとって必要最小限の項目、換言すれば最も重要な計測項目を示したものである。

例えば、フィルダムにおいては、堤体および基礎岩盤浅部からの漏水量と外部変形が安全管理上の主要計測項目として規定されている。これは、これらの項目の計測により、特定断面に限った局所的な挙動ではなく、堤体および基礎岩盤の全体的な挙動が把握できるためである。また、これらの項目の計測のためには故障の心配がない、あるいは極めて小さい計器が用いられている^{11),12)}。

フィルダムの外部変形計測は、堤体の天端および法面に適切な間隔の測線により格子を組み、各格子点に測量用の標的（可動点）を設置し、左右岸に設けた標的（固定点）より標的（可動点）の水平および鉛直方向の変位量を光波測量および水準測量により測定を行っている。しかし、この方法では水没部分の変位挙動観測を行うことができない。

これらの課題を解決する一つの手段として、ここでは忠別ダムのフィルダム部の堤体表面に、水没斜面も含めた堤体法面の変形を連続的に計測できる表面変形計測器を設置し、その計測データを解析するとともに、この計器を用いた新しいフィルダムの変形に関する安全管理手法について検討を行なった。

2.3.2 忠別ダムの概要

表面変形計測器が設置された忠別ダムは、国土交通省北海道開発局が、石狩川水系忠別川に建設した多目的ダムである。ダムの型式は重力式コンクリートダムとロックフィルダムの複合ダムである。ダム諸元を表-3に示す。なお、忠別ダムは 2006 年 3 月より試験湛水を開始し、2007 年 3 月に完了している。

表-3 忠別ダムの諸元

型 式	重力式コンクリート・フィル複合
堤 高	86m
堤 体 積	9,444,000m ³
総貯水容量	93,000,000m ³
重力式コンクリートダム部	
堤 頂 長	290mm
堤 体 積	1,007,000m ³
フィルダム部	
堤 頂 長	595mm
堤 体 積	8,437,000m ³
フィルダム部堤体勾配	上流 1:2.9 下流 1:2.1

2.3.3 忠別ダムフィルダム部の外部変形計測

忠別ダムのフィルダム部外部変形計測用標的の設置位置を図-12に示す。天端の可動標的は30m~40m間隔で21箇所を設置している。ダム上流法面の可動標的は、湛水後も測定できるように常時満水位以上に1段5箇所を設置した。下流側は、高さ15m間隔で3段、15箇所を設置した。可動標的の設置断面については、天端、上下流方向の同一測線上に配置する。

表面変形計測器は、図-12に示されるSP.500断面のダム上下流法面に設置した。また、SP.500段面上には、表面変形計測器測定管の変形挙動を他の可動標的を計測するのに用いる測量機器で計測できるように、可動標的を2箇所を設置した。この可動標的は、可動標的の根入れ部で表面変形計測器の測定管と接合しており、測定管と同じ変形挙動を計測できるようにした。

2.3.4 表面変形計測器を用いたダム法面の変形計測

表面変形計測器はフィルダム堤体法面に沿って敷設された測定管の中を傾斜計が移動することにより、管の傾斜角(θ_i)を連続的に計測し、この傾斜角度の変化から法面の斜面直交方向の変位(d_i)を計測する。

具体的な表面変形計測器の測定原理を図-13に示す。忠別ダムでは測定管の傾斜角と一定間隔(1m)の測定

長を用いて法面の高さ変化を算出している。一定間隔の測定長の位置検知は、測定管に取付けたマグネットの磁力を感知することにより行っている。

表面変形計測器は、法面の変形を高精度に測定するために、図-13に示すように、初期状態を極力計測対象法面の傾斜に近くして、測定範囲の狭い高精度の傾斜計により計測ができるように傾斜計をほぼ鉛直になるように設置している。そのため、図-14の表面変形計測器測定概念に示すように、表面変形計測器の測定した傾斜角度は法面の傾斜ではなく、傾斜計の基準線から傾斜計の角度変化 θ_i である。

表面変形計測器の測定変位計算の概念を以下に示す。

$$\begin{aligned} \Delta d_1 &= L \times \sin \theta_1 \\ \Delta d_2 &= L \times \sin \theta_2 \\ \Delta d_3 &= L \times \sin \theta_3 \quad \dots \quad (5) \end{aligned}$$

- L : 一定測定管長 (忠別ダムでは、 $L=1m$)
- θ_m : 設計勾配線から変形後の法面までの角度
- θ_s : 各測定位置の初期角度
- θ_i : 各点の傾斜計測定角度 ($=\theta_s+\theta_m$)
- d_i : 累積変位

累積変位は測定管末端(法尻部)から法面天端の方へ各点の区間変位を順次積算することで各法面距離に

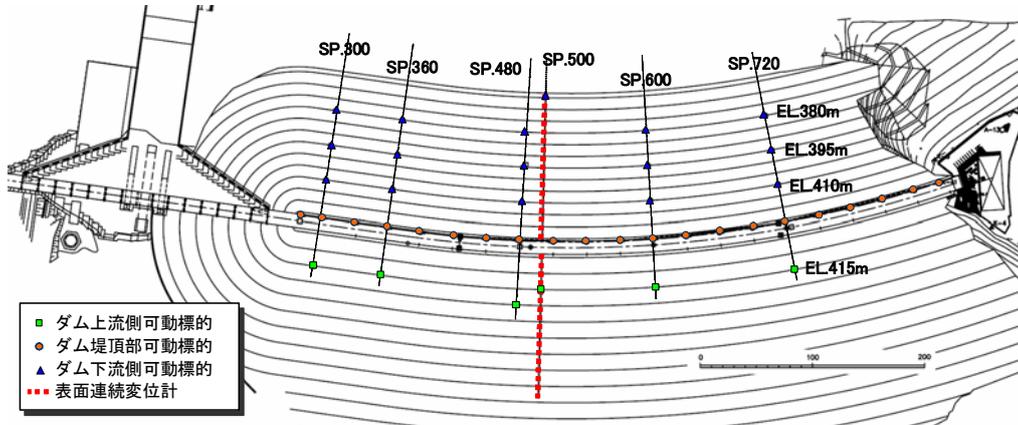


図-12 外部変形計測用可動標的の設置位置 (忠別ダム)

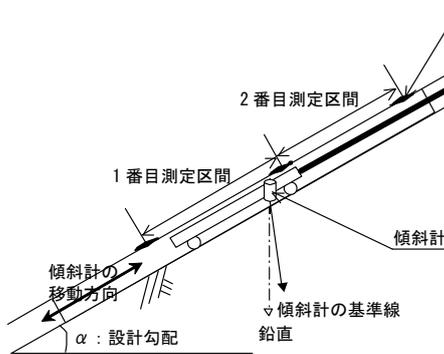


図-13 表面変形計測器の測定原理

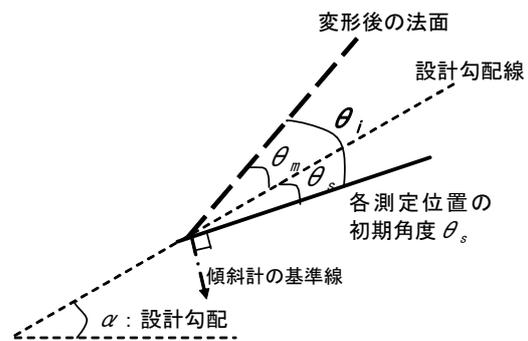


図-14 表面変形計測器の測定概念

対応した累積変位を求めることができる。

$$\begin{aligned}
 d_1 &= \Delta d_1 \\
 d_2 &= d_1 + \Delta d_2 \\
 d_3 &= d_2 + \Delta d_3 \quad \dots \quad (6) \\
 \Delta d_i &: \text{区間変位}
 \end{aligned}$$

ただし、この方法により得られる測定値は測定点の相対的位置関係を示すものであるため、絶対的な位置を求めるためには測定管端部の位置を他の方法によって測定する必要がある。

築堤材料については、文献 13) を参照されたい。測定管は法面勾配に平行にかつフィルダム堤体表面から約 1.8m の深度に埋設している。表面変形計測器測定管配置および周囲の外部変形計測器位置を図-15 に示す。

表面変形計測器による計測は、上流側は天端計測点を基準点（法面距離 1m と定義）とし、貯水池側に向かって法面沿いに 132m までの法面距離を計測している。また、下流側も同様に天端計測点を基準点（法面距離 1m と定義）とし、下流側に向かって法面沿いに 139m までの法面距離を計測している。つまり、表面変形計測器は上流側、下流側はそれぞれ法面距離 1m から計測を行っている。また、図-15 に示すように上流側法面距離 27m 点と、下流側法面距離 139m 点（最下流端）には、外部から測量機器による計測が可能になるように表面変形計測器測定管と連動する可動標的（本文では、他の可動標的 X と区別するため P と表記）を設けている。

表面変形計測器は、検出部に差動トランスを使用した傾斜計 2 基（測定範囲：3°、15°）が取り付けられている。それぞれの計測精度は、一点の計測値に対して 0.5%F.S 以内（3°計の精度は 0.015°以内、15°傾斜計の

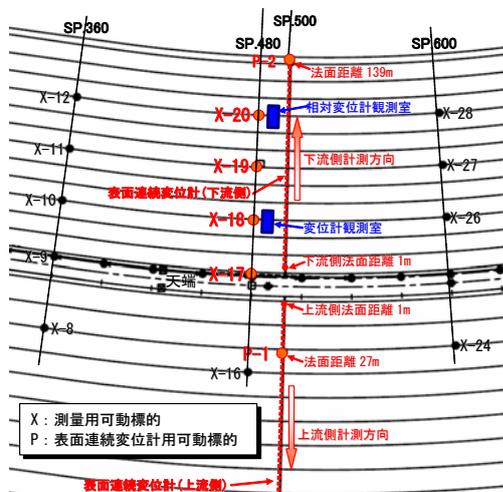


図-15 表面変形計測器測定管配置および周囲の外部変形計測器位置 (SP. 500 付近)

精度は 0.075°以内) である。

法面勾配と平行な部分（上流側：法面天端からの法面距離 20~132m、下流側：法面天端からの法面距離 15~139m）はより高精度な測定を行なうため、測定範囲の小さい 3°の傾斜計を用いている。一方、法面上部では、ダム天端に設置している表面変形計測器測定室に測定管を引き込むため、敷設している測定管の角度を段階的に最大 9°変化させていることから 3°の傾斜計の測定範囲を超えるため、15°の傾斜計を用いている。

2.3.5 表面変形計測器の計測結果

(1) 計測値の整理方法

一般的に孔内傾斜を計測する場合、傾斜計を反転させ正負の測定をすることで傾斜計の基準線を補正し、真の鉛直における傾斜計の指示値を求めることができる。しかし、忠別ダムに設置した表面変形計測器で法面の変位を測定する場合、法面の変形を精度高く計測するために、図-13 と図-14 に示すように、法面の傾斜に合わせるように傾斜計の設置角度を調整しなければならず、傾斜計を反転させて正負の測定を行う機構がない。このため真の鉛直から傾斜計の基準線までの差が確認できない。そのため、表面変形計測器そのものから得られる測定値は、測定点の相対的位置関係を示すものである。つまり、絶対的な位置を求める（絶対値化）ためには、測定管端部など基準となる位置を、測量などの他の方法によって測定し、値を補正する必要がある。

そこで、天端や法面に設置した外部可動標的の測量結果などのデータを用い、表面変形計測器の測定値を絶対値化し、測量による外部変形計測結果との比較を行った。以下に上流面と下流面それぞれの計測値の整理方法を示す。

(a) 上流面堤体表面

上流側の表面変形計測器の絶対値化の概要を図-16 に示す。上流側は、図-15 に示す、表面変形計測器法面距離 27m の位置と、その計測点に最も近い可動標的 P-1 の測量値の法面直交方向変位が等しいと仮定し、また、水没部である表面変形計測器の最上流端の沈下を計測するために、表面変形計測器の最上流部の水圧を計測し、貯水位との差から位置の算出を行なった。ここでいう法面直行方向変位とは、図-16 内に示す外部変形計測により得られた鉛直変位を、法面と直行方向に変換した変位である。

水圧測定に用いた水位計の仕様を表-4 に示す。水位計は、表面変形計測器の先端に設置し、計測は、表面変形計測器を最上流端まで下げ、20~60 時間、その位

置を保持し、常時満水位、サーチャージ水位付近、水位下降中、水位下降後の最低水位時の計4回の計測を行なった。また、絶対値化により整理された計測結果と、その他の外部計測結果との比較として、天端可動標的 X-17 を用いて表面変形計測器から得られた変位量との比較を行った。

(b) 下流側堤体表面

下流側の表面変形計測器の絶対値化の概要を図-17 に示す。下流側は、図-15 に示す表面変形計測器の法面距離 1m と、その計測点に最も近い天端外部標的 X-17 の測量値の法面直交方向変位が等しい、堤体表面計測器の最下流端である法面距離 139m の計測値と、可動標的 P-2 の鉛直方向の測量値の法面直交方向変位が等しいと仮定し位置の算出を行った。

また、絶対値化により整理された計測結果と、その他の外部計測結果との比較として、可動標的 X-18~20 を用いて、表面変形計測器から得られた変位量との比較を行なった。

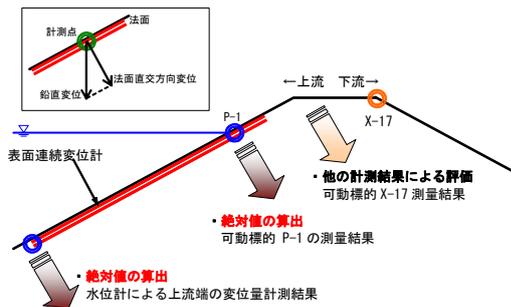


図-16 上流側表面変形計測器の絶対値化の概要

表-4 水位計の仕様

項目	仕様
検出方式	シリコン振動式
計測レンジ	0~0.5MPa
非直線性	0.1% F.S
分解能	±0.03%F.S 以内
温度特性	±0.02%F.S/°C

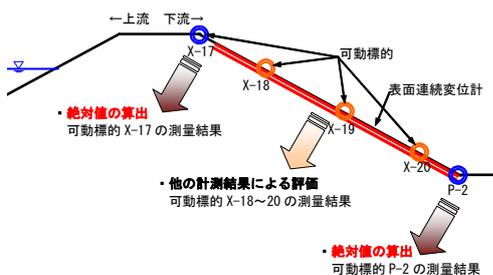


図-17 下流側表面変形計測器の絶対値化の概要

(2) 計測結果

表面変形計測器の計測結果を、図-18 に示す試験湛水期間中の (a) ~ (e) の5つの貯水位条件時の計測結果について例示する。貯水位条件は、それぞれ (a) 表面変形計測器最上流端以下の貯水位、(b) 最低水位 (LWL)、(c) 常時満水位 (NWL)、(d) サーチャージ水位 (SWL)、(e) 貯水位低下後の最低水位 (LWL) である。

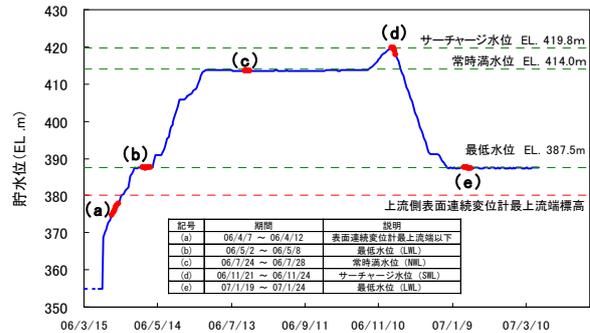


図-18 貯水位とデータ整理期間の関係

(a) 上流側表面変形計測器の計測結果

上流側表面変形計測器計測結果の絶対値化を行った計測結果を図-19 に示す。図は横軸が表面変形計測器の法面距離 (m)、縦軸が試験湛水開始からの変位量 (mm) である。試験湛水開始からの変位量とは、試験湛水開始直後の計測値を2006年4月1日を基準(初期値)とし、その初期値からの法面直交方向変位を表している。また、表面変形計測器の計測結果は、図中に示す各貯水位条件の期間に計測した値の平均値である。同様に、可動標的 X-17 と P-1 の測量結果についても図中に示された期間の平均値を示している。可動標的 X-17 と P-1 の測量結果は、平均化した期間中の変動幅が小さいことを確認している。なお、表面変形計測器計測結果の内、法面距離 1m~20m 区間について貯水位条件 (a) および貯水位条件 (b) の期間は計器の故障により欠測している。

絶対値化は、図-19 中の○に示した可動標的 P-1 と水位計による表面変形計測器上流端の変位データを用いて行った。可動標的 P-1 は試験湛水終了までに4.7mm沈下の計測結果を得ており、湛水中はほとんど変化していないことがわかった。次に、表面変形計測器の上流端における計測は常時満水位時から開始しているため、試験湛水開始から常時満水位 (NWL) (貯水位条件 (c)) までは変位していないと仮定し、常時満水位の計測結果を基準とし、その結果からの変化量で示した。表面変形計測器の上流端の変位計測結果は、サー

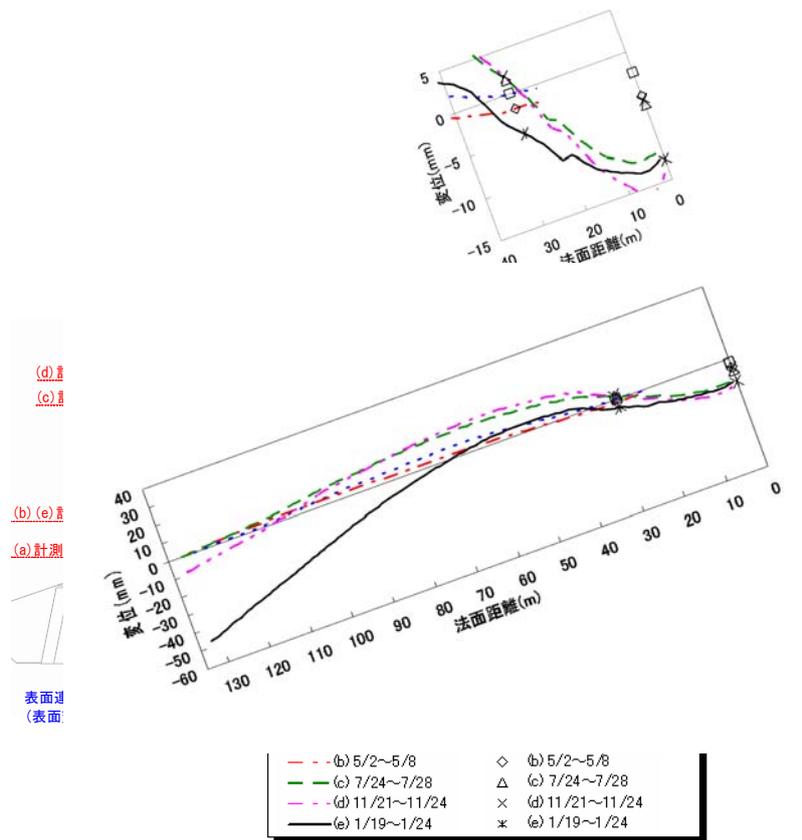


図-19 上流側表面変形計測器計測結果の絶対値評価

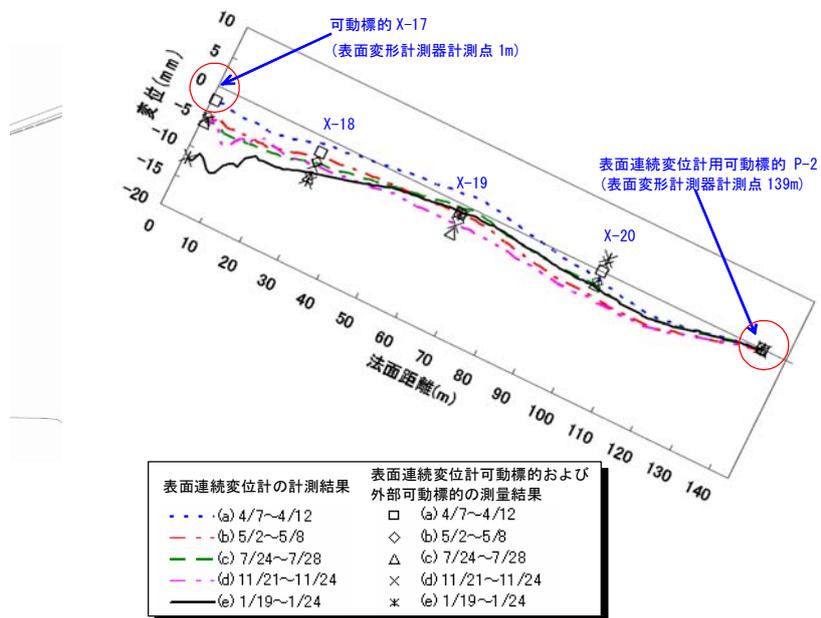


図-20 下流側表面変形計測器計測結果の絶対値評価

チャージ水位付近で 8.4mm 沈下、水位低下後の最低水位での計測で 46.9mm 沈下した結果を得た。

なお、表面変形計測器と同様に水没部での法面直交方向変位を計測している SP480 断面の上流側シェル部に設置した層別沈下計は、築堤後から湛水開始までは

沈下傾向を示すが、湛水が始まり、常時満水位 (NWL) (貯水位条件 (c)) に水位が上昇した時点では、堤体表面付近のクロスアームの変位が約 1mm の隆起にとどまり、その後サーチャージ水位 (SWL) (貯水位条件 (d)) 終了後まで変位はほとんどなかった。しかし、

水位低下を開始すると沈下が始まり、貯水位を最低水位（LWL）まで低下させた貯水位条件（e）では、堤体表面付近のクロスアームで最大 5mm の沈下量を計測しており、上記の表面変形計測器の上流端における仮定した変位の妥当性を確認した。

表面変形計測器の計測結果の特徴を述べる。湛水が始まり、貯水位が表面変形計測器最上流端以下である貯水位条件（a）及び、最低水位（LWL）付近（貯水位条件（b））での計測結果については、堤体表面変形に大きな変化はみられなかったが、常時満水位（NWL）付近（貯水位条件（c））での計測結果、サーチャージ水位（SWL）付近（貯水位条件（d））での計測結果になると、法面距離 30m～110m において貯水池側に隆起し、最大で法面距離 40m～70m 付近で約 10mm 隆起する傾向が見られた。その後、貯水位を最低水位（LWL）（貯水位条件（e））まで低下させた結果、表面変形計測器最上流端の沈下が急激に進み、法面全体が沈下し、最大の隆起が計測された法面距離 40m～70m 付近においては、湛水開始前とほぼ同じ位置に堤体表面が戻った。なお、図中には比較のために、天端下流側に設置してある可動標的 X-17 の計測結果を示しているが、試験湛水終了までに 13.6mm 沈下しており、表面変形計測器の天端付近の計測結果と同様な挙動を示している。

(b) 下流側表面変形計測器の計測結果

下流側表面変形計測器計測結果の絶対値化を行った計測結果を図-20 に示す。図は横軸が表面変形計測器の法面距離（m）、縦軸が試験湛水開始からの変位量（mm）である。試験湛水開始からの変位量とは、試験湛水開始直後の計測値を 2006 年 4 月 1 日を基準（初期値）とし、その初期値からの変位を表している。また、表面変形計測器の計測結果は、図中に示す各条件の期間に計測した値の平均値である。同様に、可動標的 X-17～X-20 と P-2 の測量結果についても図中に示された期間の平均値を示している。なお、可動標的 X-17 と P-2 の測量結果は、平均化した期間中の変動幅が小さいことを確認している。

絶対値化は、図-20 中の○で示した可動標的 X-17 と P-2 のデータを用いて行った。

湛水が始まり、表面変形計測器最上流端以下である条件（a）から貯水池側がサーチャージ水位（SWL）付近（条件（d））になるに従い、法面距離 1m～50m と 80m～130m が沈下する傾向にあることがわかる。沈下量は、最大で 10mm 程度である。その後、貯水池側の水位を最低水位（LWL）（条件（e））まで低下す

ると、天端の可動標的 X-17 が 11.9mm 沈下し、その変化に追随するように、法面距離の 1m から 50m も沈下した。しかし、水位上昇時に沈下がみられた法面距離 80m～130m 付近においての変化は見られなかった。

絶対値化を行った表面変形計測器と、比較のために示した可動標的 X-18～20 の計測結果については、それぞれ多少の差はあるが、表面変形計測器と外部標的で得られた変位は全体的には概ね合致していると考えられる。それぞれの計測値に差が出る要因としては、堤体表面変形計測機と外部標的が完全に同じ場所に無いこと、外部標的の測量値そのものの計測誤差や、図-15 内に示すように、外部標的付近に相対水平鉛直変位計観測室があるため、この影響をうけ、他の標的と挙動が異なる等が挙げられる。なお、外部標的と相対水平鉛直変位計観測室との間の距離は 4m である。

2.3.6 検討結果

忠別ダムに設置された表面変形計測器の計測結果を用いた検討により、表面変形計測器の計測値を可動標的等の外部変形の計測機器の計測値を用いて補正することにより、堤体法面の変形の絶対値を可動標的のような点ではなく、線的に評価できることがわかった

また、この表面変形計測器は、上流側水没部のほか、下流盛土と堤体法面の境界部、冬季の積雪のため外部標的の計測ができない時期においても計測ができるため、この利点を活かし、より高度な安全管理に寄与できると考えられる。

3. 堤体コンクリートにおける健全性の計測および評価方法

3.1 これまで実施した研究成果の概要と今年度の実施内容

これまでの研究成果として、コンクリートダムの既往の安全管理データや、表面劣化・亀裂の補修事例を収集し、表面の劣化や亀裂が堤体の安全性へ与える影響について分析した。また、安全管理上最も重要な計測項目の一つである漏水について、他型式のダムも含めて、過去の地震時における量の増加と最大加速度の関係を分析した。この成果は、平成 17 年 9 月の河川管理区域内のダムにおける「地震発生後のダム臨時点検結果の報告について」の改訂に反映された。

今年度は、長期経過した堤体コンクリート健全性の評価を行うため、数種類の低品質骨材を用いた供試体の長期間暴露試験結果を整理し、骨材の品質がコンクリートの耐久性、強度特性に影響を及ぼすことを明確

にし、室内の耐久性試験結果との比較を踏まえて、とりまとめを行う。

3.2 低品質骨材を使用したダムコンクリートの長期暴露試験

コンクリートダム本体建設費用のうち、骨材製造費が占める割合は、約40%と言われており、ダム本体工事費を構成する工種の中で最も大きい¹⁴⁾。また、良質な骨材を得るために、掘削量及び廃棄量が増えることにより、ダム建設コストの増大だけでなく、周辺環境改変域の拡大という課題もでてくる。そのため、低品質骨材の有効利用方法を検討、確立することがコンクリートダム建設のコストの縮減や環境保全に繋がると考えられる。

国土交通省東北地方整備局と連携して、有害鉱物の含有や、密度・吸水率などの条件において規格外である骨材を用いて作製したダムコンクリート供試体に対して1987年より20年間かけて実施した、寒冷地における長期暴露試験の結果について報告する。

3.2.1 試験の方法

本試験で使用した低品質骨材の特徴を表-5に示す。骨材は、コンクリート標準示方書（昭和61年制定 舗装・ダム編）において、有害物含有量の限度、耐久性、密度などの項目のいずれかにおいて、規格を外れたために、ダム建設工事に使用されなかった8種類と、評価指標とするため、規格を満たしている1種類（表-5中の骨材G）の骨材を用い、コンクリート供試体を作製した。

表-5 使用した低品質骨材の特徴

骨材	① 洗い	② 密度	③ 吸水	④ 安定	⑥ 指数	⑦ 鉱物
A	○	×	×	○	×	7ル骨反応有
B	○	○	○	×	×	モンロイト
C	○	○	○	○	×	モンロイト、ロモンタイト
D	○	○	○	×	×	モンロイト
E	○	×	×	○	×	モンロイト
F	×	○	○	○	○	鉱物含有無いが岩錐
G	○	○	○	○	○	モンロイト
H	×	○	○	○	○	モンロイト、ロモンタイト
I	×	○	○	○	○	モンロイト、ロモンタイト

①洗い：細骨材について、洗い試験で失われる量3%以下。②密度：粗骨材について、絶対密度2.50以上。③吸水：粗骨材について、吸水率3%以下。④安定：粗骨材について、安定性損失量12%以下。⑥指数：暴露試験実施前の凍結融解試験において、耐久性指数60を満たしているか。⑦鉱物：含有する有害鉱物。【鉱物名】が当時の東北地方整備局内ダムの基準値（モンロイト20%、ロモンタイト1%）以上含有。

供試体作製時の配合条件を表-6に示す。配合は、一般的なコンクリートダムの外部コンクリート相当とした。

暴露試験は、寒冷地で気象条件の厳しいと想定される岩手県盛岡市内で実施した。暴露試験の状況を写真

-1に示す。暴露試験に用いた供試体は、写真に示すとおり、陸上部に格子状の枠を組み、供試体は常に空气中に保持された状態で設置している。

試験地の気象条件のうち気温の変化を図-21に示す。試験地の過去20年間の気温の変化は、各月の最高気温と最低気温の平均値の差は7℃～10℃、月最低気温は-20℃（1月）、月最高気温が36℃（8月）であった。

暴露試験中の実施試験項目を表-7に示す。試験としては、圧縮試験、静弾性係数試験、中性化状況の計測、相対動弾性係数試験を行い、その頻度は表内に示すとおりである。

表-6 配合条件（コンクリートダム外部コンクリート相当）

粗骨材最大寸法 (mm)	150
スランプ (cm)	3~3.5
空気量 (%)	3~3.5
水セメント比 W/C+F (%)	50
FA置換率 F/C+F (%)	25
セメント量 (kg/m ³)	160~180
AE剤量	5A~10A*

※ 1A=2.0cc/1m³ 1kg



写真-1 暴露試験の状況

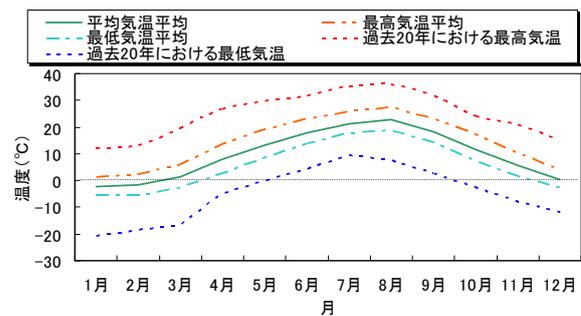


図-21 暴露地の気象条件（気温）

表-7 暴露試験中の実施試験項目

試験項目及び供試体種別		試験頻度
力学特性試験	圧縮強度試験 供試体種別①	材齢91日、1、3、5、10、15、20年目
	静弾性試験 供試体種別①	
耐久性試験	中性化状況測定 供試体種別①	2回/年とし20年間実施
	相対動弾性係数試験 供試体種別②	
備考：供試体種別①：φ150mm×300mm 供試体種別②：100mm×100mm×400mm		

3.2.2 暴露試験結果

暴露試験時の実施試験項目のうち、圧縮強度と相対動弾性係数の経年変化について例示する。

(1) 圧縮強度の経年変化

20年間の圧縮強度の経年変化を図-22に示す。

試験結果より、暴露試験を実施した全ての供試体の強度が材齢3～5年において、増加傾向を示しているが、その後は減少し、20年目では91日材齢時の強度と同程度となっている。また、同一配合でも91日材齢の強度に比較的大きな差があり、骨材の種類による強度の違いが大きい傾向にある。特に、安定性損失量が規格を満たさなかった骨材C、D、Eの圧縮強度は全体的に低い傾向にある。

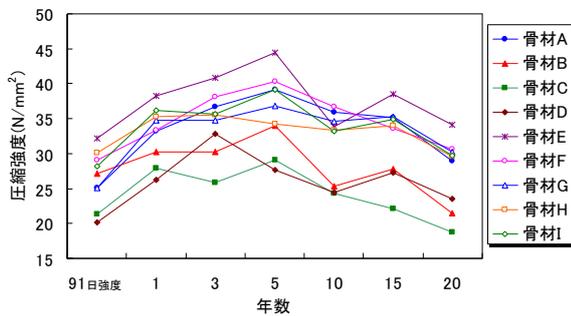


図-22 圧縮強度の経年変化

(2) 相対動弾性係数の経年変化

20年間の相対動弾性係数の経年変化を図-23に示す。

試験は、材齢14日における動弾性係数を初期値(100)とし、初期値に対する経年変化を求めたものである。

試験結果より、20年間の暴露試験後の相対動弾性係数は、骨材Cを除き耐久性評価の基準である耐久性指数60を下回るものはなく、事前に同じ骨材を用いて室内で実施した凍結融解試験(水中凍結・水中融解:+5℃～-18℃)の結果と比較しても大きく上回る結果となっていた。

骨材Cの相対動弾性係数は、初期の段階から低下傾

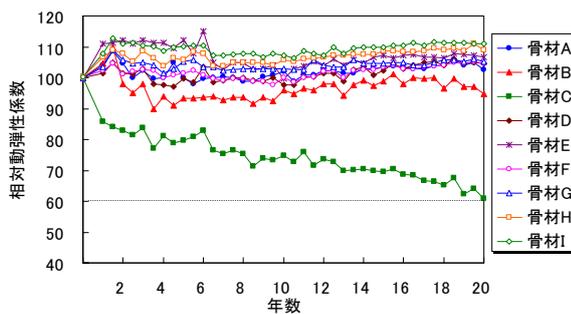


図-23 相対動弾性係数の経年変化

向を示しており、20年目で60まで低下している。原因の一つとして、骨材に含まれるローモンタイトによる膨張が考えられる。骨材Cは、ローモンタイトの含有量が基準を満たしているが、含有量は0.9%と高い。また骨材Cは凍結融解だけでなく乾湿繰り返しによる劣化も発生していることも考えられる。

(3) 静弾性係数の経年変化

コンクリートに力を加えると、加えた力に応じてコンクリートはわずかに変形する。この力と変形の比を弾性係数という。弾性係数は固いコンクリートほど大きく、軟いコンクリートほど小さな値になる。静弾性係数の経年変化を図-24に示す。試験結果より、圧縮強度の高い骨材G、骨材H、骨材Iは静弾性係数が高く、圧縮強度の低い骨材B、骨材C、骨材Dは静弾性係数が低い傾向にあることがわかる。

また、材齢15年では全体に低下する傾向を示し、材齢20年では全体に増加の傾向を示す値となり、圧縮強度の発現形態と異なる挙動を示す結果であった。

静弾性係数が材齢15年で低下した要因は、破壊試験用供試体がφ15×30cmと小さく、長期の暴露による乾燥湿潤や凍結融解作用の繰り返しでコンクリートの内部組織が緩んだことと、クラック等の損傷により応力に対する変形量が大きくなったためによるものと推測される。また、材齢20年における増加の要因は、試験データを見ると材齢15年までの供試体では50μmまでの初期ひずみが発生した後に弾性体を示しているのに対して、材齢20年のコンクリートでは、明確な初期ひずみが表れないまま弾性体を呈していることから、供試体表面劣化の進行とコンクリートの乾燥収縮による影響が強く表れ、見かけの静弾性係数が大きくなったものであり、供試体のサイズが小さいために暴露環境の影響を受けて、変動が大きくなったものと推測される。

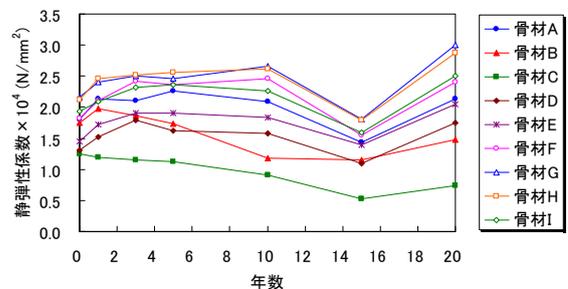


図-24 静弾性係数の経年変化

(4) 中性化深さの経年変化

中性化深さは、切断面にフェノールフタレインエタ

ノール溶液(フェノールフタレイン 1.0 g をエタノール 90ml に溶かし、100ml に希釈する)を噴霧し、供試体側面からの中性化深さを8箇所において測定した。測定状況を写真-2に示す。20年間の中性化深さの経年変化を図-25に示す。図より、材齢が進むにつれて、中性化は進行し、20年目では2mm~7.5mm程度中性化が進行した。なお、中性化試験の結果より、骨材の違いによる影響は確認できなかった。また、中性化速度について、暴露期間が長くなるほど中性化の進行速度が速くなっていることが伺える結果であった。



写真-2 中性化深さ測定状況

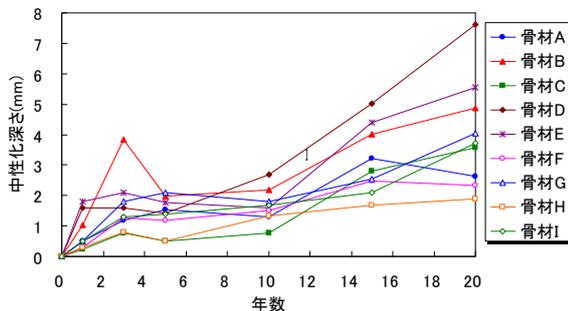


図-25 中性化深さの経年変化

3.2.3 検討結果

今回の暴露試験における強度試験結果からは、全ての骨材は、5年以降の圧縮強度は低下する傾向であった。強度低下については、供試体の形状が小さいことから、外部環境の影響を受けやすく比較的早期に劣化が始まった結果と考えられる。また、同一配合において強度に差があるのは、骨材の品質がコンクリートの強度に強く影響していると考えられる。

耐久性指数については、ほとんどの供試体が20年間の暴露後においても90以上を確保しており、大きな低下が発生していた室内試験の結果と大きく異なる結果となった。相対動弾性係数が低下しなかった理由としては、暴露地の気象条件と凍結融解試験の温度条件や

現地の凍結融解の頻度が異なることなどが考えられる。

今後は、東北地方整備局との連携を継続することで、低品質骨材を使用した供試体の暴露試験を継続実施するとともに、完成後長期間経過した、実際のダムコンクリート(新規ダムの建設に伴い水没するダム)の劣化調査や追加の試験を実施し、低品質骨材のさらなる有効利用、ひいてはダムコンクリートの健全性について検討を行う計画である。

4. 大規模地震後の調査方法および健全性評価

4.1 これまで実施した研究成果の概要と今年度の実施内容

これまでの研究成果として、大規模地震後健全性の調査に関して、官民共同研究において、ロックフィルダムの大変形挙動計測システムの開発を行った。また、天端埋設型GPS等多様な設置条件に対応したGPS変位計測システムの開発を行った。

今年度は、GPS変位計測システムについて常時計測も視野に入れたフィルダムの変位計測の合理化を達成するため、重要計測点選定基準(案)をとりまとめる。

4.2 フィルダムの安全管理のための外部変形重要計測点の選定

フィルダムの安全管理のための計測の中で、外部変形の計測は、堤体全体の挙動を評価でき、河川管理施設等構造令¹⁰⁾にも規定されている最も重要な計測項目の一つである。近年、築堤後長期間が経過し、堤体の挙動が安定した管理フィルダムの数が増える中で、外部変形については測量による計測の煩雑さや、地震後等の迅速な計測ができないなどの課題がある。このような課題を解決するために、GPS等の高精度の自動変位計測機器を用いたフィルダムの外部変形計測についての提案がなされている¹⁵⁾。本研究では、フィルダムの外部変形計測への、高精度の自動変位計測機器の効率的かつ効果的な適用を目的として、重要計測点選定の方法について検討を行う。

4.2.1 フィルダムの外部変形計測の現状

フィルダムの外部変形計測は、堤体の天端およびのり面に適切な間隔の測線により格子を組み、各格子点に設置された測量用の標的(写真-3参照)の水平および鉛直方向の変位量を光波測量および水準測量により測定することにより行われている。計測頻度は、ダムの試験湛水中の期間(第I期)は1回/週、試験湛水の終了からダムの挙動が安定した状態に達するまでの期間(第II期)は1回/月、ダムの挙動が安定状態に達し

た後の期間（第Ⅲ期）は1回/3月実施している。この光波および水準測量によるフィルダムの外部変形の計測方法については、従来から、計測や結果の整理に要する時間が比較的長く、大規模地震後などの非常時において直ちに計測する必要が生じて、計測に要する時間や費用的な負担から必ずしも迅速に対応できていないなどの課題があった。

このような課題を解決する一つの手段として、写真-4に示すGPS等の高精度の自動変位計測機器を用いたフィルダムの安全管理手法の提案²⁾がなされている。GPS計測によるフィルダムの外部変形計測は、従来の光波・水準測量と同等ないしはそれ以上の精度が確保できることが明らかになり¹⁵⁾、かつ、GPSセンサの天端設置方法についても改善され実用的な計測精度が確保できるようになった¹⁶⁾。

そこで、挙動の安定した第Ⅲ期のフィルダムの外部変形計測を対象に、従来の光波・水準測量からGPS等の高精度の自動変位計測機器による計測に全面的に移行、ないしは自動変位計測機器による計測を主、従来の光波・水準測量を従とすることを円滑に推進するために、重要計測点選定の方法について検討を行った。



写真-3 フィルダム堤体下流側の可動標的



写真-4 フィルダム外部変形計測用GPSセンサ

4.2.2 外部変形計測の重要計測点の選定

(1) 選定条件

安全管理の第Ⅲ期における、外部変形計測の重要計測点の選定方法について、設計・施工資料（工事誌、基本設計会議資料など）、試験湛水結果、常時の計測結

果等の資料を用いて、以下の項目について整理を行う。

基本的に削減できないと考えられる測点を表-8に示す。ダムにおける最も重要な測点（線）としては、ダム天端の測線、標準（最大）断面付近が挙げられる。これは、堤体および基礎岩盤のダム軸方向・ダム上下流方向の全体的な挙動が効果的に把握できると考えられるためである。また、標準断面には外部変形計測測点の他に多種多数の計器が埋設されているため、外部変形で特異な挙動を示した場合にその妥当性の検証を様々な観点から行うことができる。

設計・施工資料等より、条件によっては削減できないと考えられる測点を表-9に示す。選定箇所として、地形の急変点付近や、断層などの弱層が幅広く分布する範囲（箇所）、基礎岩盤の変形性の硬軟が極端な箇所が挙げられる。これらの箇所では、不等沈下の可能性があるためであるが、特に設計時に岩盤の変形性が問題になった箇所は注意が必要である。

湛水中の計測結果より、条件によっては削減できないと考えられる測点を表-10に示す。選定箇所として、安定までに相対的に時間を要した箇所、一時的に比較的大きな変形の累積が見られた箇所等が挙げられる。これは、地震時や洪水時の急激な水位上昇時に安全管理上問題となりうる特異な挙動を示す可能性があるためである。

(2) 選定結果の例

国土交通省東北地方整備局が管理するSダムにおける選定結果の一部を示す。Sダムは、堤高112.0m、堤頂長510.0mの中央コア型ロックフィルダムである。1989年に完成し、現在安全管理の第Ⅲ期である。平面図を図-26に示す。

選定結果の例として、表-10内に示す、地震時や洪水時等に一時的に比較的大きな変形の累積が見られた箇所の選定例を図-27に示す。データは図-26のNo.20測線上における6測線について例示している。ダムの試験湛水中（第Ⅰ期）の貯水低下時（試験湛水中の貯水位低下幅および低下速度はかなり大きい）において、図中の破線円に示す上流側（貯水池側の）M37点が大きく沈下が推進しており、一時的に比較的大きな変形の累積が見られた箇所として抽出することができる。

上流測点の沈下量が他に比較して大きいのは、貯水位が降下する際の沈下の進行に起因しており、いわゆる水締め現象と想定される。この結果、全ての上流側測点について、下流側測点と比較し変形挙動が安定状態に至るのに時間を要しており、沈下量は現時点でも緩やかに進行している。

表-8 削減できないと考えられる測点

調査資料	条件	イメージ
-	天端の測線は残す。 (右図の A 参照)	
-	標準(最大)断面(あるいは付近断面)は残す。(右図の B 参照) 谷幅が広い場合は、複数測線残すことも検討する。	

表-9 条件によっては削減できないと考えられる測点(設計・施工資料より得られる情報)

調査資料	条件	イメージ
設計・ 施工資料 (工事誌、基本設計会議資料等)	ダム縦断面方向における地形(掘削面)の急変点付近は残す。	
	断層などの弱層が幅広い範囲(箇所)、変形性の硬軟が極端な箇所。	

表-10 条件によっては削減できないと考えられる測点(計測結果より得られる情報)

調査資料	条件	イメージ
試験湛水 結果	変形安定までに他地点より時間を要した箇所(図-A 参照)	
	地震時や洪水時に一時的に比較的大きな変形の累積が見られた箇所(図-B 参照)	
	ダム軸平行測線、上下流測線の変形について注意を要するような結果が見られる測線上の点	
常時の計測結果	試験湛水時・後のすべての計測機器のデータ整理結果より得られた懸案事項	

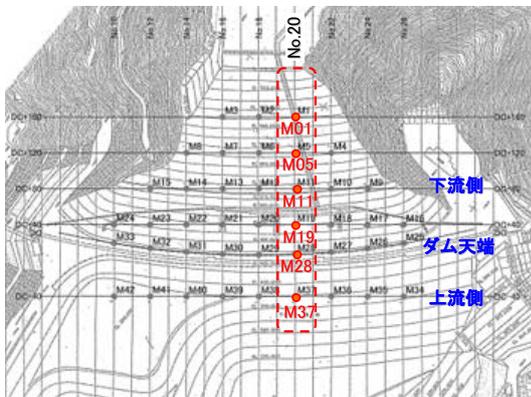


図-26 S ダム平面図

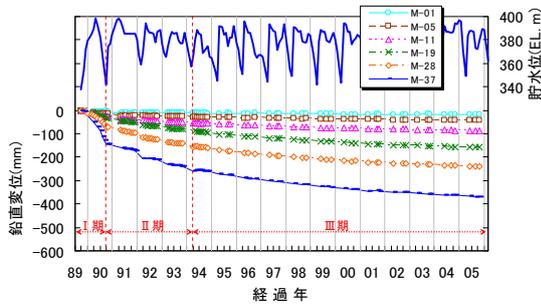


図-27 選定結果の例(大きな変形の累積)

なお、S ダムでは、表-9 に示す条件について検討の結果、重要測点は選定されなかった。

上記に示すように、対象ダムの重要計測点選定を行う。本研究の成果により、高精度な自動計測機器を的確に配置することにより、フィルダムの外部変形計測の高度化・合理化に繋がると考えられる。

4.2.3 検討結果

大規模地震によるダム堤体の変形の調査は、迅速かつ適切な精度が要求される。そこで、GPS 変位計測システムと平成 17 年度の成果である大変形挙動計測システム(官民共同研究)を組み合わせることにより、ロックフィルダムの大規模地震後の変形挙動を計測できると考えられる。

まず、現在の GPS の精度は、1~2mm 程度にまで達しており、大規模地震発生などの非常時において、ほぼリアルタイムで高精度な変位計測(特に、「沈下」)を行える^{15),16)}。

また、大変形挙動計測システムについては、GPS の精度には及ばないが、現段階で変位 200mm に対して ±5mm 程度の精度であるため、水没部を含めて比較的大きな変位については十分評価できるものとする。

このシステムにより水没部の「すべり」の探知が可能になるものと考えている。

ここで、GPS 変位計測システムと大変形挙動計測システムを大規模地震に備えてロックフィルダムに設置した場合における計測可能な範囲を図-28 に示す。GPS は、天端の沈下量や下流側法面の変形が主に対象となり、大変形挙動計測システムは、上流法面（特に水没部）の変形が主に対象となると考えられる。これらの計測と、さらに目視調査を組み合わせることで、大規模地震後のフィルダムの迅速な損傷調査が可能になるものとする。

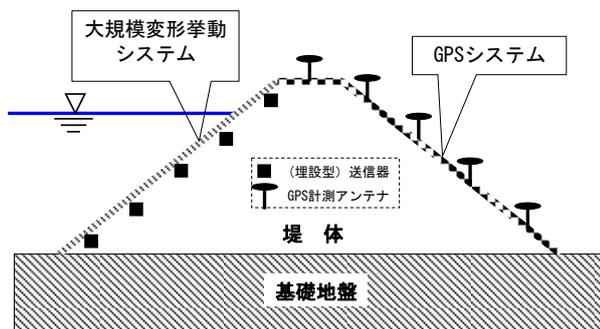


図-28 堤体変形の計測可能な範囲

5. まとめ

本研究の最終年度である平成 19 年度は、3 つの達成目標に向けた研究を継続するとともに、平成 16 年度～平成 18 年度の研究成果を踏まえて、最終的な成果のとりまとめを行った。以下に研究成果をまとめる。

(1) ダム挙動の複雑化に対応した安全管理の新計測方法と健全性評価のまとめ

- ・新たに開発したケーブル状の漏水探知センサを実際の CFRD の遮水壁内に設置し、湛水中の漏水監視を行った。
- ・CFRD の上流遮水壁上に表面変形計測器を設置し、試験湛水中のダム表面の挙動計測を行い、水没斜面においても堤体表面の変形を連続的にかつ精度良く計測することができた。また、表面変形計測器の計測値を可動標的等の外部変形の計測機器の計測値を用いて補正することにより、堤体法面の変形の絶対値を可動標的のような点ではなく、線的に評価することがわかった。
- ・ダムの全体的な外部変形計測に GPS を適用することで、精度の良い挙動観測ができることがわかった。
- ・静的二次元 FEM 変形解析により、CFRD の築堤・湛水時における変形挙動を概ね再現できた。また、メインスラブの変形および応力度の評価により、試験

湛水時のメインスラブにおける安全管理として着目すべき重点箇所が、水没部であるメインスラブの下端部周辺を含む低標高部であることがわかった。

(2) 堤体コンクリートにおける健全性の計測および評価方法のまとめ

- ・コンクリートダムに発生する劣化と調査方法について事例調査を行い、コンクリートダムに発生する主要な劣化とその要因、コンクリートダム堤体の劣化状態の調査方法について検討した。
- ・低品質骨材を用いたダムコンクリート供試体を用いて 20 年間の暴露試験を実施し、現地気象条件下においては、かなり高い耐久性を有していることを明らかにした。

(3) 大規模地震後の調査方法および健全性評価のまとめ

- ・地震後健全性の調査に関して、ロックフィルダムの大規模地震時における大変形挙動計測システム開発のための基礎的な研究（官民共同研究）を行った。その結果、ワイヤレス型地中変位計を使用することにより、堤体内の三次元的でかつ大規模な変形挙動を計測できる可能性があることがわかった。
- ・地震時のダムの挙動調査を行ない、過去の地震時における漏水量の増加などの計測値と最大加速度の関係性を分析した結果を踏まえて、平成 17 年 9 月に河川管理区域内のダムにおける「地震発生後のダム臨時点検結果の報告について」が改訂され、国土交通省河川局河川環境課長より通達された。
- ・ロックフィルダムが地震により損傷し貯水機能を失う場合の過程を整理し、大地震時のすべり変形解析や累積損傷解析の結果をもとに、すべりと沈下に着目したフィルダムの大規模地震による損傷形態を推定した。
- ・高精度な自動計測機器（GPS）を、提案した重要計測点選定基準（案）に基づいて的確に配置することで、フィルダムの外部変形計測の高度化・合理化が図れる。
- ・GPS 変位計測システムと平成 17 年度の成果である大変形挙動計測システム（官民共同研究）を組み合わせることにより、ロックフィルダムの大規模地震後の水没部も含めた堤体全体の変形挙動を計測できると考えられる。

参考文献

- 1) 坂本忠彦、松本徳久、福永和久：海外の CFRD の動向、ダム技術、No.162、pp.8-21、2000.3.

- 2) 山口温朗、小坪洋巳：徳山ダム上流二次締切における CFRD の試験施工について、ダム日本、No.699、pp.39-64、2003.1.
- 3) 中江兼二：苦田ダムの設計と施工、第 10 回ダム工学会講習会、pp.1-20、2005.1.
- 4) (社)土木学会：コンクリート標準示方書・同解説、構造性能照査編、2002.12.
- 5) 山口嘉一、小堀俊秀、本多卓志、吉持淳栄：苦田鞍部ダム(CFRD)の浸透/漏水と外部変形に関する安全管理、地盤と建設、Vol.24、№1、pp.27-34、2006.12.
- 6) 山口嘉一、小堀俊秀、加賀恒夫、平野正則、西村 義：表面変形計測器を用いたロックフィルダム表面の変位分布測定、ダム技術、№257、pp.40-50、2008.2.
- 7) 小堀俊秀、山口嘉一、市原裕之：コンクリート遮水壁用漏水探知センサの性能試験、土木学会第 58 回年次学術講演会、第Ⅲ部門-317 (CD-ROM)、第 58 回、2003.9.
- 8) 樋口佳意、山崎宣悦、後藤知英、山口嘉一：コンクリート構造物の漏水発生位置検出手法の基礎的検討、第 30 回土木学会関東支部技術研究発表会、第Ⅵ部門-30 (CD-ROM)、2003.3.
- 9) 小堀俊秀、山口嘉一、市原裕之、山崎宣悦：透水性被覆ツイスト電線による漏水探知システムの CFRD への適用性、第 30 回土木学会関東支部技術研究発表会、第Ⅵ部門-31 (CD-ROM)、2003.3.
- 10) (財)国土開発技術研究センター編：改定 解説・河川管理施設等構造令、山海堂、pp.95-97、2000.1.
- 11) ダム管理研究会編著：ダム管理の実務、(財)ダム水源地環境整備センター、pp.215-243、1999.3.
- 12) 山口嘉一、岩下友也：ロックフィルダムの計器による挙動計測、ダム技術、No.174、pp.32-43、2001.3.
- 13) 加賀恒夫：忠別ダムの施工について [第 2 報]、ダム日本、No.733、pp.7-34、2005.11.
- 14) 上阪恒雄、吉田 等、松井健一、瀬ノ田明敏：コンクリートダム事業における骨材生産コスト、ダム技術、No.194、pp.22-34、2002.11.
- 15) 山口嘉一、小堀俊秀、横森源治、大野 誠、岩崎智治：GPS を用いたフィルダム外部変形計測に関する一考察、ダム工学、Vol.15、No.2、pp.120-136、2005.6.
- 16) 横森源治、中園幸樹、山口嘉一、小堀俊秀、池澤市郎、清水公二、岩崎智治、飯島功一郎：フィルダムの安全管理のための天端埋設型 GPS の適用性検討、平成 18 年度土木学会西部支部技術発表会、土木学会西部支部、CD-ROM III-107、2007.3.

RESEARCH ON INTEGRITY EVALUATION OF DAMS

Abstract : The cost reduction and labor-saving are strongly required in safety management and soundness evaluation for dams because of the limited personnel and budget. The deterioration of existing dams, and the appearance of new-fashioned dams such as trapezoid-shaped CSG dam and CFRD make the dam behavior more complicated. In addition, on March 30, 2005, notification regarding the “Draft of Guidelines for Seismic Safety Evaluation of Dams” systematically describing methods of evaluating seismic safety of dams subjected to large-scale earthquakes was proposed by Ministry of Land, Infrastructure and Transport. Therefore, dam managers should pay attention to the damage due to large earthquake motions.

In this study, we will propose the new measurement methods corresponding to the complicated behavior of aged and new-fashioned dams, and soundness evaluation method in consideration of damage generated by large earthquake motions.

Key words : Dam, Concrete Face Rockfill Dam (CFRD), Slide Type Inclinator, Global Positioning System (GPS), Integrity Evaluation, Safety Management