

上磯ダムにおける安全性評価 —中心コア型フィルダムの事例—

函館開発建設部 農業開発課

○木村 龍太郎

児島 清貴

長谷川 和彦

2012年3月に閣議決定された土地改良長期計画において、土地改良施設の耐震強化を推進する方針が打ち出され、全ての国営農業用ダムを対象に、総合的な安全性評価が実施されている。本稿では、1991年度より供用が開始されている上磯ダムを対象に実施した総合的な安全性評価（健全性の確認、耐震性能照査）について、中心コア型フィルダムの事例として報告する。

キーワード：農業用ダム、耐震性能照査

1. はじめに

2016年4月の熊本地震、2018年9月の北海道胆振東部地震など、日本各地で大規模地震が発生し、ダムを含む農業用施設に大きな被害が生じている。今後、南海トラフ地震や首都直下型地震など巨大地震の発生が危惧される中、社会資本の防災・減災、国土強靱化の取組の重要性が一層増している。2012年3月に閣議決定された土地改良長期計画より農業用ダムの耐震性能照査について明記され耐震性能照査が進められているが、新たな土地改良長期計画（2021年3月23日閣議決定）でも、政策目標として、「頻発化・激甚化する災害に対応した排水施設整備・ため池対策や流域治水の取組等による農業・農村の強靱化」を掲げており、農業用ダムを含む農業水利施設の耐震対策、既存ダムの洪水調整機能強化、流域治水の取組を行うこととしている。

このような背景を踏まえ、国営上磯土地改良事業で造成された「上磯ダム」について、堤体の耐震性能照査を行うために2020年～2022年度に調査試験及び解析を実施した。本稿では、中心コア型フルダムである上磯ダムにおいて行った総合的な安全性評価の過程及び結果について報告する。

2. 上磯ダムの概要

(1) ダム概要



図-1 上磯ダムの位置図

上磯ダムは、戸切地川に建設した総貯水量3,620,000m³、堤頂長408.0m、堤高32.0mの中心コア型フィルダムである。建設工事は1974年に着工し、1991年に完成している。



写真-1 上磯ダムの全景

(2) 地形、地質概要

ダムサイトは渡島山地が函館平野に接する南端部の山岳地帯から丘陵地帯への移行部で流域幅が最も狭窄された戸切地川の中流域に位置する。丘陵性山地の東側には段丘地形や扇状地地形の発達した広大な緩斜面が広がり、その末端は函館平野に接する。

ダムサイトの基盤を構成する地質は、新第三紀鮮新世の「富川層」（礫岩、砂岩、シルト岩の互層）からなり、これを覆って第四紀洪積世の段丘堆積層、沖積世の崖錐堆積層、河床砂礫および表土が広く分布する。ダムサイトの西部～北西部には先新第三紀の粘板岩・石灰岩等の堆積岩および花崗岩類が所々に露出する。北部には火成岩・火山岩が分布し、やや開析の進んだ山地地形をなしている。

3. 健全性の確認

(1) 設計施工内容の確認

ダムの技術資料として、事業誌、河川協議図書、一部使用協議図書、完成検査図書、竣工図等が残されており、これらに基づきダムサイトの地質、基礎掘削・堤体・基礎処理・洪水吐等の設計施工内容を確認した。

基礎処理の施工範囲は、地山地下水位及び地層分布を考慮して決定しており、河床部及び左右岸地山について浸透流解析を行い、施工範囲の妥当性や水理的安定性（浸透流速、動水勾配）を確認している。

堤体の盛立は、品質管理試験結果（現場試験）から、乾燥密度、含水比、D値（95%以上）は設計値および施工管理基準値を満足している。なお、透水係数については、不透水性材料に要求される一般値 $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 以下を満たしていることから、遮水機能を確保していることを確認している。

上磯ダムの安定計算（レベル1地震動に対する耐震性能照査）は、現況の堤体の安定性を検証するため、浸潤線観測の結果と品質管理試験結果および既往調査結果を用いて円形すべり面スライス法により行った。安定計算の結果、堤体上下流面ともに所要の安全率1.2を上回っているため、堤体の安全性は確保されていると判断できる（表-1、図-2、図-3）。

表-1 安定計算結果

すべり面	貯水位	地震係数	すべり面の中心座標			最小安全率 Fs	判定
			X	Y	R		
上流面	常時満水位 FWL 68.20m	0.15	-80.00	85.00	40.00	1.265	○
下流面			55.00	115.00	70.00	1.579	○

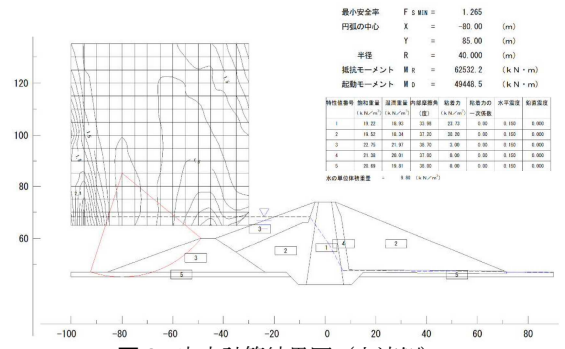


図-2 安定計算結果図（上流側）

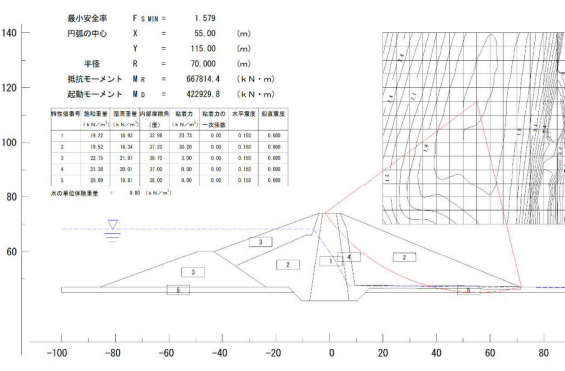


図-3 安定計算結果図（下流側）

(2) 現況施設の調査及び計器観測値の確認

現況施設の経年的な劣化の進行やこれに伴う性能低下状況を把握するため、ダム堤体、貯水池内・堤体周辺の法面・斜面等に関する現地調査を行った。その結果、堤体の安全性に関わるような変状は生じていないことを確認した。なお、堤体洪水吐についてはいずれも局所的ではあるが、ひび割れや継ぎ目部の損傷等の変状が確認されたものの、堤体の安全性に関わるような変状は生じていないことを確認した。

また、浸透量、浸潤線観測孔、表面変位の各観測計器の観測結果について分析を行った。その結果、浸透量は試験湛水後の1991年～1993年の間増加傾向を示していた。これは試験湛水時に左岸地山に残っていた未飽和部分が飽和したためであると判断しており、その後の挙動は収束し、安定していることを確認した。浸潤線観測孔については、連続データがないため詳細の挙動状況の把握までは至らないが、安定した挙動を示していることを確認した。表面変位の挙動は、一般的な変位量の範囲（水平変位量：堤高の0.05%～0.3%程度、鉛直変位量：堤高の0.1%～0.3%程度）内であり、近年は収束傾向にあることから、堤体は力学的に安定した状態にあることを確認した。

(3) 浸透量観測施設で捕捉する浸透量の割合の確認

a) 浸透量観測に関する特徴

上磯ダムの浸透量観測施設は、河床砂礫を通る浸透水をキャッチするための止水壁が設けられているが、系統別（堤体、基礎（河床砂礫を含む）、左右岸地山）に分けて計測ができる構造ではない（図-4）。そのため、浸透量観測施設で捕捉する浸透量のそれぞれの割合について確認を行った（図-5）。

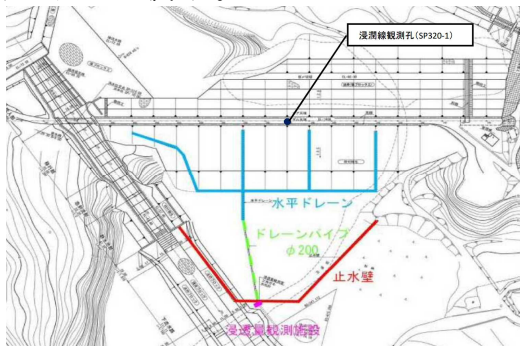


図-4 堤体下流側平面図

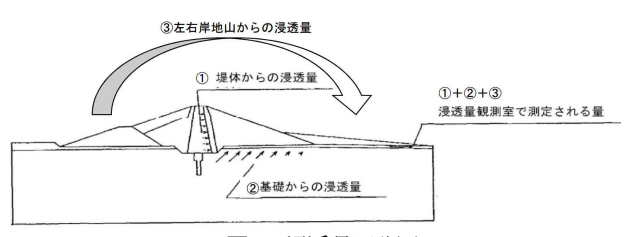


図-5 浸透量区分図

b) 堤体及び基礎からの浸透量

堤体及び基礎からの浸透量については、本堤築堤後（1987年度）に実施した浸透流解析により算出した浸透

量を採用した。なお、採用の判断にあたり、解析による浸潤線水位と不透水性材料に配置されている浸潤線観測孔の実測値（直近5箇年の最大値）を比較し、概ね同程度の水位であることを確認した。

c)左右岸地山からの浸透量の算出

左右岸地山は、本堤築堤後に堤体及び基礎と同様に有限要素法（FEM）による浸透流解析を行い、解析結果により得られる浸透流速、動水勾配を検討しパイピング等に対する安全性を確認している。

右岸地山部の全迂回浸透量は、浸透流解析で算出した浸透流速に対し、洪水吐上流端のグラウチング範囲の幅を乗じて求めた。

左岸地山部の全迂回浸透量は、常時満水位と地下水位との交点と左岸リムグラウチング端部との距離を乗じて求めた。

d)浸透量の分析結果

浸透流解析結果から、本ダムの常時満水時における全浸透量は表-2に示すとおりであり、本ダムの浸透量の約7割程度が河床砂礫を含む基礎からの浸透量となる。なお、堤体からの浸透量は全浸透量の約2割程度である。実測浸透量との比較では、直近5カ年の常時満水時の降雨および融雪影響を受けていない期間における浸透量が100～150 ㍲/min 程度であり、浸透流解析結果で求められた浸透量に対して約68～102%（実測値/解析値：100/146.45～150/146.45）であった。

本ダムの浸透量観測施設は、止水壁によって堤体下流に残置している河床砂礫内の浸透水も捕捉出来るような構造となっており、現況の浸透量観測においては、浸透流解析結果で求められた浸透量の最低でも約7割程度を捕捉していると推定した。

表-2 浸透流解析結果

堤体からの 浸透量 (㍲/min)	基礎からの 浸透量 (㍲/min)	左右岸地山からの 迂回浸透量 (㍲/min)	全浸透量 (㍲/min)
29.14 (19.9%)	100.37 (68.5%)	16.94 (11.6%)	146.45 (100%)

浸透流解析結果では、堤体からの浸透量が全浸透量の2割程度であることから、浸透量の管理だけでは堤体の損傷有無を見逃す可能性があるため、地震発生時には浸透量観測施設での浸透量の増減とにゴリの有無の確認とあわせて、不透水性ゾーンに配置されてる浸潤線観測孔（SP320-1）の水位を確認して管理を行っていくことが必要であることを確認した。

4. レベル2地震動に対する耐震性能照査

(1) 要求性能

レベル2地震動（現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動強さ）に対して要求される耐震性能としては、「地震によりダムに構造的な損傷が生じた場合でも構造的な損傷が修復可能であり、ダムの貯水機能、放流機能が維持されること」とさ

れている。¹⁾

具体的には、初期応力解析、地震応答解析の結果を考慮したすべり安定解析により、すべり破壊に対する安全率が1.0以上となること、又は、安全率が1.0未満となった場合においても、すべり土塊の変位量が許容値（一般的な目安として1.0m）未満であること等である。なお、上記の条件を満足しない場合、より詳細なすべり土塊の変位量の確認や浸透破壊に対する安全性の検討を行うこととされている。

(2) レベル2入力地震動の設定

耐震解析に用いる入力地震動は、「内陸活断層型」と「プレート境界型」の2タイプとする。入力地震動の設定に当たっては、地震動の波形形状を規定する位相特性と、地震動の強さを規定する振幅特性を設定する必要がある。入力地震動の設定にあたっては、想定される地震断層により生じる地震動、既往の地震動、地域の防災計画において想定されている地震動等の情報を十分に収集し、設定した（表-3）。

表-3 入力地震動

入力地震動	内陸活断層型地震	プレート境界型地震
観測点	KiK-net上機	美利河ダム
位相特性	平成30年度北海道胆振東部地震 29.6gal	平成5年北海道南西沖地震
振幅特性	・J-SHIS(函館平野西縁断層帯・NS方向)模擬地震波 ・函館平野西縁断層帯(距離減衰式) 以上を包括するスペクトル	「沈み込んだプレートよりやや深い地震」の距離減衰式による加速度応答スペクトル
最大加速度	933.81gal	292.52gal
加速度波形		
加速度応答スペクトル		

(3) 解析モデル及び解析パラメータの設定

a)解析モデル

本ダムの解析モデル（図-6）は、最大断面である堤体標準断面図を基に作成している。解析領域は、解析モデル境界の影響を緩和するため、「水平方向は堤敷幅の5倍」「鉛直方向は堤高の3倍」とした。基盤の境界条件については、反射波を吸収するため、解析範囲下端と開放基盤との間をダッシュポットでつなぐ弾性基盤とした。側方境界条件については、自由地盤とダッシュポットでつなぐ粘性境界とした。

b)解析パラメータ

解析パラメータの設定は、2019年度実施の調査値・試験値、品質管理値、既往解析モデル設定値を主として用いることとし、それがないものについては文献からの一般値を採用した（表4,表-5）。

(4) 初期応力解析

非線形弾性モデルによる応力変形解析を行い、盛立完了後の堤体内応力状態を再現した。さらに、盛立完了後の応力状態で上流側半透水性材上流面に貯水圧を作用させて湛水時の応力状態を再現した。また、湛水解析では、二次元定常飽和・不飽和浸透流解析を実施して、浸透力及び浮力に相当する物体力を重ね合わせ、貯水時の初期応力を求めた。

応力変形解析では、非線形弾性モデルによるパラメータをDuncan-Changの方法によって設定し、60段階の築堤過程を考慮した。

a)結果・考察

築堤解析の結果、仮締切天端部付近の透水性材料の沈下量が大きく、他ダムで確認されている沈下量分布図と異なった（図-7）。透水性材料においては、2019年度に採取した供試体の粒度と現場粒度に差がある（図-8）ことから、パラメータが過大評価されていることが考えられる。なお、透水性材料と同様に半透水性材料の非線形パラメータも2019年度の土取場調査結果から設定しているが、供試体粒度と現場粒度に大きな差異がない（図-9）ことから、パラメータは過小評価等がされておらず施工されている材料と同程度の物性値が設定されていると判断される。以上の要因を確認する目的から、参考検討として透水性材料の非線形パラメータを文献値に変更した場合の築堤解析を実施した（図-10）。

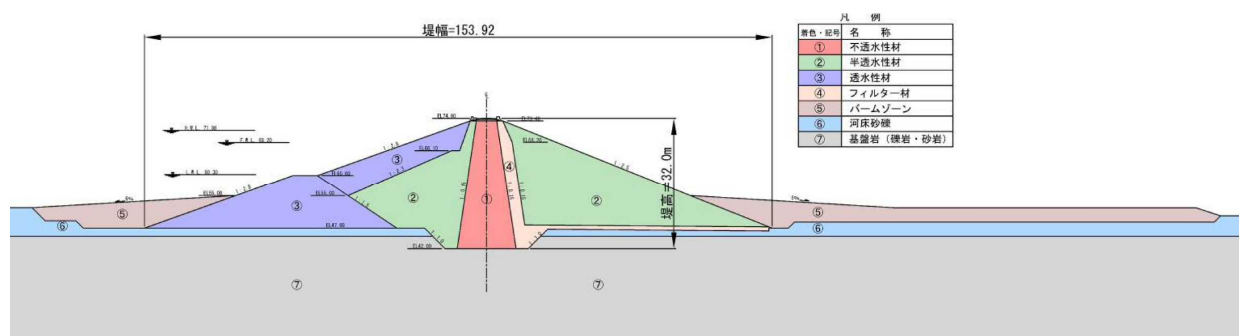


図-6 解析モデル及び動的解析の境界条件（拡大図）

表-4 初期応力解析パラメータ一覧表

番号	材 料	単位体積重量				透水係数		静的解析物性値								
		設計数値		設定値		設計値	設定値	変形係数 E s kgf/cm ²	変形係数非線形パラメータ				ポアソン比非線形パラメータ			
		湿潤密度 t/m ³	飽和重量 tf/m ³	湿潤密度 t/m ³	飽和重量 tf/m ³	k cm/s	k cm/s		K	n	R f	ν	G	F	D	
①	不透水性ゾーン	1.870	1.890	1.930	1.960	1.0×10 ⁻⁶	7.13×10 ⁻⁶	—	532	0.366	0.851	—	0.45	0.08	10.00	</

: 設計値を採用
 : 盛立施工管理試験結果を採用
 : 調査・試験値を採用
 : 他の物性値からの換算値
 : 文献値を採用
 : 他のゾーンの物性値を採用

表-5 動的解析パラメータ一覧表

堤体材料	物性値	①線形パラメータ						②双曲線モデル	
		単位体積重量		せん断強度		せん断弾性係数 G (kgf/cm ²)	動ポアソン比 νd	減衰定数 h	G/G0-γ, h-γ 双曲線モデル(H-Dモデル) γr hmax
		湿潤 ρt	飽和 γsat	粘着力 C	内部摩擦角 φ				
①	不透水性ゾーン	1.930	1.960	4.96	22.03	同本式を用いてVsを算出し、このVsを用いて(γ/g)×Vsより算出	澤田式より算出	双曲線モデル参照	0.000595 0.180
②	半透水性ゾーン	1.870	1.990	8.67	24.40				0.000620 0.1704
③	透水性ゾーン	2.240	2.320	0.55	23.10				0.000584 0.1832
④	フィルターゾーン	2.040	2.180	0.00	37.00				0.00207 0.140
⑤	バームゾーン	1.922	1.999	0.59	20.60				0.000789 0.1824
⑥	河床砂礫	2.020	2.110	0.0	38.00	471	0.30	0.10	— —
⑦	礫岩・砂岩	1.700	1.700	100.0	41.50	9,231	0.30	0.05	— —

: 設計値を採用
 : 盛立施工管理試験結果を採用
 : 調査・試験値を採用
 : 他の物性値からの換算値
 : 文献値を採用
 : 他のゾーンの物性値を採用

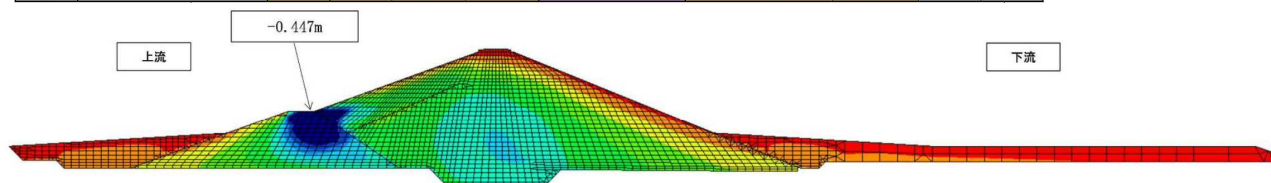


図-7 鉛直変位分布図（2019年度採取の試料採取結果採用）

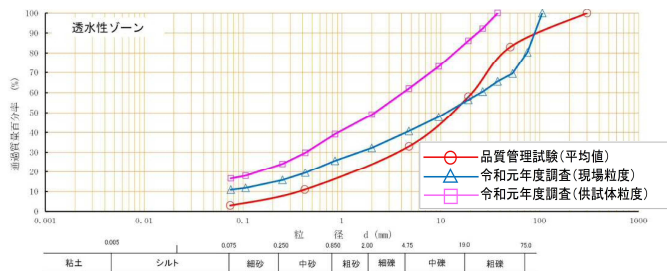


図-8 透水性材料の粒度分布図

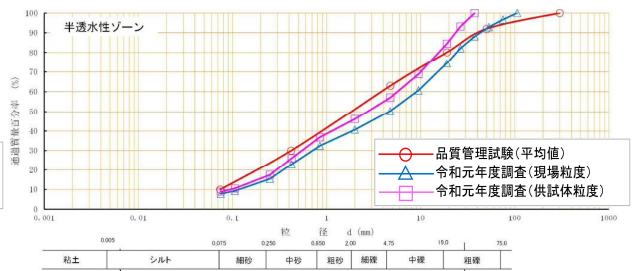


図-9 半透水性材料の粒度分布図

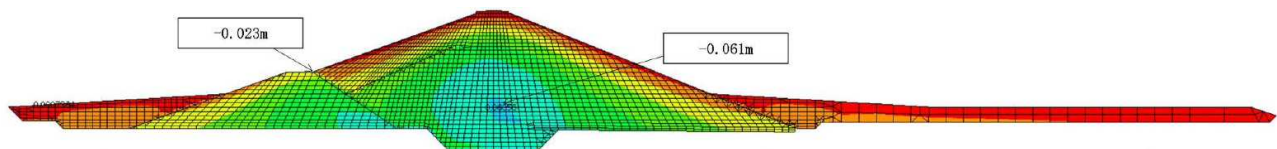


図-10 鉛直変位分布図（文献値採用）

文献値を採用した築堤解析において、特異な沈下量分布図を示さないことから、仮締切天端付近で最も大きな沈下が発生した要因は、以下の2点であると考察した。

- ①透水性材料の非線形パラメータを三軸圧縮試験結果によって設定したことで、施工されている材料よりも細粒側の材料の値となり透水性材料の剛性が一般値よりも小さくなったこと。
- ②本ダムの一層が上流側にのみ透水性材料を配置しているため、仮締切天端部に荷重がかかりやすい構造であること。

(5) 地震応答解析

a)内陸活断層型地震

内陸活断層型の想定地震波を入力地震動とした動的解析結果は、最大加速度分布を確認するとダム基礎部の水平加速度が636.0galであるのに対して、天端中央部では1621.6galであり、応答倍率は約2.55倍であった（図-11）。

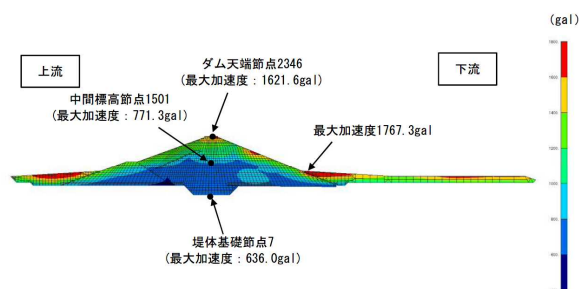


図-11 最大加速度分布（内陸活断層型地震）

b)プレート境界型地震

プレート境界型の想定地震波を入力地震動とした動的解析結果は、最大加速度分布を確認するとダム基礎部の水平加速度が284.0galであるのに対して、天端中央部で

は1125.6galであり、応答倍率は約3.96倍であった（図-12）。

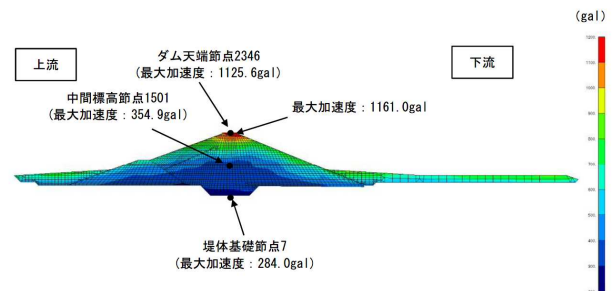


図-12 最大加速度分布（プレート境界型地震）

(6) すべり変形解析

a)円弧の設定

すべり変形解析における円弧は、「国交省国土技術政策総合研究所資料大規模地震に対するダムの耐震性能に関する資料2005年3月」にしたがって設定した4ケース及び、「レベル1安定計算時の円弧」と「常時満水位置標高の上流面を始点とした下流すべりの円弧」（図-13）の2ケースを加えた6ケース設定した。

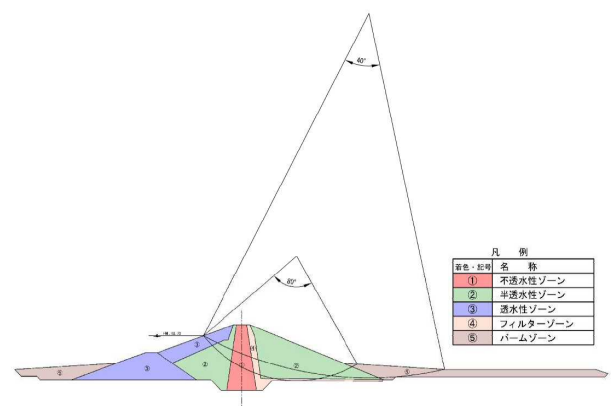


図-13 常時満水位置標高の上流面を始点とした下流すべりの円弧形状

b)結果

ニューマーク法、渡辺・馬場法による最大土塊変位量（沈下量）を整理した（表-6、表-7）。

整理の結果、内陸活断層型、プレート境界型ともに安全率1.0を下回る円弧があり、内陸活断層型地震のレベル1円弧では沈下量が許容値の目安とされる1.0m以上であった。ただし、レベル1円弧は透水性材料のみを通過するすべりであることから、遮水機能に影響を与えないが、大規模地震発生時には留意が必要である。遮水性に関わる材料（不透水性材料および半透水性材料）を通過するすべりによる沈下量は1.0m未満であることから、続けて、耐震性能照査マニュアルに従い、「すべり浸透破壊に対する検討」を実施した。

表-6 透水性材料のみ通過する円弧

入力地震動	計算手法	沈下量が最大となったすべり円弧の 最小安全率(上段)と沈下量	
		上流斜面	下流斜面
内陸活断層型地震	ニューマーク法	安全率: 0.263(レベル1円弧) 沈下量: 2.137m	安全率: - 沈下量: -
	渡辺・馬場法	安全率: 0.312(レベル1円弧) 沈下量: 2.602m	安全率: - 沈下量: -
プレート境界型地震	ニューマーク法	安全率: 0.328(レベル1円弧) 沈下量: 0.861m	安全率: - 沈下量: -
	渡辺・馬場法	安全率: 0.426(レベル1円弧) 沈下量: 0.812m	安全率: - 沈下量: -

表-7 不透水性材料及び半透水性材料を通過する円弧

入力地震動	計算手法	沈下量が最大となったすべり円弧の 最小安全率(上段)と沈下量	
		上流斜面	下流斜面
内陸活断層型地震	ニューマーク法	安全率: 0.628(L17) 沈下量: 0.074m	安全率: 0.832(R18) 沈下量: 0.002m
	渡辺・馬場法	安全率: 0.671(L17) 沈下量: 0.048m	安全率: 0.903(R18) 沈下量: 0.000m
プレート境界型地震	ニューマーク法	安全率: 0.758(L17) 沈下量: 0.006m	安全率: - 沈下量: -
	渡辺・馬場法	安全率: 0.799(L17) 沈下量: 0.004m	安全率: - 沈下量: -

(7) すべり浸透破壊に対する検討

すべりが発生した場合、すべり線（せん断帯）に沿った集中的な浸透が生じ、浸透破壊が生じる危険性が想定される。この際の、作用力は浸透力、抵抗力はすべり線（せん断帯）でのせん断抵抗となる。

浸透破壊に対する検討結果として、上磯ダムは非常放流設備によって常時満水位から遮水ゾーン内すべりの始点水位まで短期間（放流日数3.5日）で水位を低下させ

ることが可能であることを確認した。また修復方法についても、本ダムはフィルダムであり、地震によって変位した部分を再盛立することが可能であると判断される。

以上のことから、本ダムはレベル2地震動によって変位が生じるものの、浸透破壊を引き起こす可能性はなく、貯水機能を維持し速やかな修復が可能であると判断できる。

5. おわりに

上磯ダムにおいて総合的な安全性評価（健全性の確認とレベル2地震動に対する耐震性能照査）を実施した結果、堤体の安定性に関わるような変化は生じていないこと及び、耐震性能照査マニュアルに基づく所要の耐震性能を有していることを確認した。なお、今後特に留意して監視を行っていくべき点としては、堤体のすべり沈下および変状を確認するための浸潤線水位や浸透量、洪水吐の湧水箇所および移行部の左岸側側壁エフロッセンス等が挙げられた。今後の維持管理において、適切な対応がとれるよう、施設管理者と認識の共有を図ることが重要だと考える。

農業用ダムのような土地改良施設は、農業生産活動を通じて農家の所得を確保するための重要な生産資源である。また、これらの生産資源は、農家の所得確保の手段としてのみならず、食料生産や流域治水等の役割を担う国土保全の基礎であり、社会的共通資本として適切に整備していくことは、忍び寄る危機に対処する上で不可欠である。

本稿における、上磯ダムの総合的な安全性評価は、入力地震動の設定等において、制約条件を踏まえた現時点で得られた知見に基づく二次元断面に対する評価である。本報告が中心コア型フィルダムの耐震性能照査の一事例として参考となると共に、今後、多くの照査実績データに基づいた持続的な研究・開発の成果を得ていき、農業用ダムのような重要な社会インフラ機能が、適切に保全管理されていくことを期待したい。

参考文献

- 1) 農林水産省：国営造成農業用ダム耐震性能照査マニュアル（平成24年3月）