第68回(2024年度) 北海道開発技術研究発表会論文

農業専用ダムの安全性評価について —羽幌ダムの耐震性能照査—

留萌開発建設部 農業開発課課 〇市川 越野

鎌田 滝雄

高崎 大輔

2012年3月に閣議決定された土地改良長期計画において、東日本大震災の教訓を踏まえ土地改 良施設の耐震強化を推進する方針が打ち出され、全ての国営造成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、直轄かんがい排水事業により造成され、昭和42年度 から供用を開始している羽幌ダムを対象に実施した耐震性能照査について報告する。

キーワード:農業用ダム、耐震性能照査

1. はじめに

近年、1996年の兵庫県南部地震、2008年の岩手・宮城 内陸地震、2011年3月11日発生の東北地方太平洋沖地震、 さらに2018年の胆振東部地震などの大規模な地震により、 農業用ダムやため池においても、堤体、付帯施設に変状、 損傷が生じた事例や堤体が決壊した被害が報告されてい る。このような背景のもと、ダムの地震時における安全 性の検証が急務となっており、2012年3月に閣議決定さ れた土地改良長期計画において、農業用ダムの耐震性能 照査について明記され、既設ダムの耐震性能照査が進め られている。

本稿では、直轄かんがい排水事業羽幌地区で造成され た均一型フィルダムである「羽幌ダム」について、堤体 の耐震性能照査を行うために2020~2022年度に実施した 総合的な安全性評価の結果について報告する。

3. 羽幌ダムの概要

(1)ダム概要

羽幌ダムは、築別川水系築別川支流三毛別川に建設 された有効貯水量 3,160千㎡、堤高27.8m、堤頂長108.4 3m、堤体積96千m[®]の均一型フィルダムである(図-1、 写真-1、図-2)。建設工事は1962年に着工し、1966年に 完成している。



図-1 羽幌ダム位置図



写真-1 羽幌ダム貯水状況



ICHIKAWA Etsuya, KAMADA Takio, TAKASAKI Daisuke

(2)地質概要

羽幌地区の地質は、中生界白亜系の上部蝦夷層群を基 盤岩とし、その上位に白亜系最上部のパンケ沢層、新生 界古第三系の羽幌層、三毛別層、新第三系の築別層、古 丹別層が分布し、築別川沿いに新生界第四系更新統の段 丘堆積物、完新統の沖積層が分布している。白亜系、古 第三系は、ほぼ北西-南東方向に発達しているが、褶曲 構造及び断層により地層は複雑な分布を呈する。

ダムサイトの地質は、白亜系の上部蝦夷層群に属する 硬質砂岩、シルト岩、砂質シルト岩互層が分布している。 ダムの基礎岩は黒色泥岩、泥岩・砂岩薄互層、砂岩・泥 岩薄互層、粗粒砂岩である。

3. 国営造成農業用ダム安全性評価について

国営造成農業用ダムは半数以上が供用後20年以上を経 過しており、経年的な劣化の進行やこれに伴う性能低下、 あるいは地震等の外力による施設機能の損失が懸念され ている。このため、経年的な劣化の進行や性能低下の状 況を把握する機能診断を実施している。

一方、震度法により設計された国営造成農業用ダムは 既往の大規模地震においても貯水機能の喪失に陥ること なくその安全性が維持されてきたが、ダムサイトで想定 されるレベル2地震動をはじめ、ダムサイトの地形や地 質、造成時の設計や施工の詳細等の条件はダム毎に異な ることから、これらの条件に応じた耐震性能を地震時の ダムの挙動を再現しながら定量的に評価することが求め られている。

このことから、農林水産省では、土地改良長期計画に 基づき、国が造成し又は管理している農業用ダムを対象 に、①ダム造成時の設計・施工内容の詳細を確認し、② 設計・施工により期待される性能が発揮されていること (健全性)を検証した上で、③動的解析によりレベル2地 震動に対する耐震性能照査を行う「農業用ダムの安全性 評価」を実施しているところである。

安全性評価のうち、本稿で報告する耐震性能照査については「国営造成農業用ダム耐震性能照査マニュアル」 等に基づき、レベル1地震動(供用期間内に1~2度程度発 生する確率をもつ地震動強さ)、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)について解析を実施し、堤体への影響 及び堤体に構造的な損傷が生じた場合でも、ダムへの貯 水・放流機能が維持される等の性能を有しているか検討 を行った。

4. レベル1地震動に対する耐震性能照査

(1) 耐震性能目標

フィルダムのレベル1地震動に対する耐震性能は、 「供用期間内に1~2度程度発生する確率をもつ地震動

ICHIKAWA Etsuya, KAMADA Takio, TAKASAKI Daisuke

強さ」に対して「ダムにすべり破壊が生じないこと」と されている。

具体的には、ダム当該地点における地震力(地震係数)を水平方向に作用させた安定計算(震度法)において、すべり破壊に対して所用の安全率(Fs)1.2以上を確保することである。

(2) 堤体の安定計算結果a)当初設計時の安定計算

当初設計時の安定計算は、完成直後の上下流斜面、水 面急降下時の上流斜面、地震時の上下流斜面、低水時 (地震)の上流斜面について安定計算がなされており、

いずれにおいても安全率Fs=1.2以上となっている(表-1、図-3)。

表-1 安定計算結果一覧表

計算条件	設計震度	貯水位	計算斜面	起動力	抵抗力	安全率 Fs		
(1)完成直後	-	-	上流	541.56 514.41	377.20	1.44		
(2)水面急降下時	-	-	上流	465.86	383.62	1. 21		
	_	_	下流	_	_	_		
(2) 曲雷哇	-	-	上流	-	-	-		
(3) 地展時	0.15	FWL144.20m	下流	618.14 516.2		1.20		
(1) 低水味 (地震)	0.15	WL132.79m	上流	452.63	378.11	1.20		
(4) 低小时(地层)	-	-	下流	-	-	_		



図-3 当初設計の上下流側臨界円図

b)現行基準による安定計算

当初設計時の安定計算が旧基準で行われているため、 現行の設計基準に基づいた安定計算を行い、堤体の安定 性を確認した。当初設計の設計震度については0.15とさ れていたが、現行基準に合わせると羽幌ダムは弱震帯地 域に当たるため、設計震度0.12で安定計算を実施した。

安定計算の結果、「堤体最大断面」において、常時満 水位、水位急降下時とも地震時の計算結果が安全率Fs= 1.2を満足した(図-4)。

以上により、本ダムの堤体は、レベル1地震動に対す る耐震性能を有していると判断した。



図-4 安定計算結果(堤体最大断面)

5. レベル2地震動に対する耐震性能照査

(1)耐震性能目標

フィルダムのレベル2地震動に対する耐震性能は、 「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、「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。 具体的には、ダム当該地点における最大級の地震波形 を設定しても、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(一般的に1.0m以 下)となること等である。

(2) レベル2入力地震動の設定

解析に用いる入力地震動は「内陸活断層型」と「境界 プレート型」の2タイプとする。

入力地震動の設定にあたっては、位相特性と振幅特性 を考慮する必要があり、ダム周辺の地震断層により発生 する地震動、既往の地震動、地域の防災計画において想 定される地震動等の情報を収集し、入力地震動を設定し た(表-2、図-5、図-6)。

a)加速度応答スペクトルの作成

加速度応答スペクトル図は、H23年距離減衰式の最短 距離式及び等価震源距離式を用いて作成する。

内陸活断層型地震では、最短距離式で算出した「増毛山 地東縁断層帯」が最も大きい加速度応答スペクトル値を 示す。このスペクトルは、照査用下限値より小さいこと から、本ダムの内陸活断層型地震の加速度応答スペクト ル(目標スペクトル)は「照査用下限値」を選定した。

プレート型地震では、等価震源距離式で算定した「北 海道北西沖の地震5」が最も大きい加速度応答スペクト ル値を示していることから、プレート型地震の加速度応 答スペクトル(目標スペクトル値)は「北海道北西沖の 地震5(等価震源距離式)」を選定した。

表-2 入力地震動の設定方針

1)内陸活断層型地震の波形について	2)プレート型地震の波形について						
 a)振幅特性(加速度応答スペクトル) 1)被害地震、断層モデルから距離減衰式で対象地震を運定する。 最短距離式で遷定 中ロペツ断層帯 ・サロペツ断層帯 ・サロペツ断層帯 ・増毛山地東緑断層帯 ・増毛山地東緑断層帯 ・福日一砂川付近の断層帯 ・石狩低地東緑断層帯主部(北部) ・石狩低地東緑断層帯主部(北部) ・石狩低地東緑断層帯主部(北部) ・石狩低地東緑断層帯主部(北・南)(傾斜角45°) ・石狩低地東緑断層帯主部(北・南)(傾斜角45°) シーム谷谷低地東緑断層帯主部(北・南)(傾斜角45°) ・石狩低地東緑断層帯主部(北・南)(傾斜角45°) ・石狩低地東緑断層帯主部(北・南)(傾斜角45°) ・石狩低地東緑断層帯 ・ 中本に地東緑断層帯主部(北・南)(頓斜角30°) 2)最短距離式で運定 ・ 均毛山地東緑断層帯 ・ 増毛山地東緑断層帯 3)上記2)で運定したもののうち、加速度応答スペクトルが長も大きくなるものを選定。 「増毛山地東緑断層帯」の最短距離減衰大による加速度応答スペクトルを扱たする。 「増毛山地東緑断層・「の最短距離減衰大による加速度応答スペクトルを扱たする。 「増査用下限値を上回る部分はない。したがって、照査用下限値を目標スペクトルを設定する。	 a)振幅特性(加速度応答スペクトレ) 1)被害地處,断層モデルから,距離減衰式で遵定する。 最短距離式で遵定 等価濃原距離式で遵定 北海道北西沖の地震5 ・千島海溝沿いの沈み込んだ ・千島海溝沿いの沈み込んだ ・千島海溝沿いの沈み込んだ ・七海道北西沖の地震5 ・七海道北西沖の地震6 ・北海道西沖の地震(百損条) ・北海道留前沖の地震(走向225°E) ・北海道留前沖の地震(注向225°E) ・北海道留前沖の地震(注向225°E) ・北海道電前沖の地震(注向225°E) ・北海道北西沖の地震(注向225°E) ・北海道電前沖の地震(注向225°E) ・北海道電前沖の地震(注向225°E) ・北海道電前沖の地震6 20 20 21 22 21 22 21 22 21 22 21 22 21 22 22 23 24 24 25 26 27 28 28 29 21 <li< td=""></li<>						
b) 位相特性(原種波形)	b) 位相特性(原種波形)						
①羽幌ダム地震観測データ 当該ダムの地震観測波形は存在しない。(×)	<u>①羽幌ダム地震観測データ</u> 当該ダムの地震観測波形は存在しない。(×)						
<u>②他ダムの地震観測データ</u> 瑞徳ダムの基盤観測波(2018年胆振東部地震)を用いる。(○)	<u>②他ダムの地震観測データ</u> 漁川ダム、幕別ダムで25galを超える観測波があるが、これらのダムの基盤は羽幌ダムの基盤と 少し異なるので、今回は原種波形としない。(△)						
③近傍での地震観測データ(KiK-net, K-NET) KiK-net小平東の地震観測所において、25gal以上の観測波がある(2004年留萌地方南部地震)。 (△)	③近傍での地震観測データ(KiK-net, K-NET) KiK-net占冠の地震観測所において、25gal以上の観測波がある(2003年十勝沖地震)。(○)						
 ①検接地震波 (出典: J-SHIS) 増毛山地東緑断層帯を葉源とした羽幌ダム地点における模擬地震波。(△) 							
【設定方針(内陸活断層型)】							
a) 級幅特性: 照査 > 阪恒を目標スペクトルとして設定。 b) 位相特性: 原種波形として、瑞穂ダムの基盤観測波 (2018年胆振東部地震) を用いる。	a) 級幅称性: 距離滅衰式で昇延した「北海迫北西冲の地震5」により設定。 b) 位相特性:原種波形として、KiK-net 占冠の観測地震波(2003年十勝沖地震)で設定。						



図-5 内陸活断層型入力地震動

図-6 プレート境界型入力地震動

b)原種波形の設定

内陸活断層型地震の原種波形については、本ダムでの 25gal以上の観測地震の波形がないため、他ダムの観測 波形について調査した。その結果、瑞穂ダムは、本ダム と地質年代は異なるものの、弾性波速度が同程度であり、 基礎地盤の固さと大きな差異がないと考えられることか ら、瑞穂ダムの観測波(2018年胆振東部地震)を原種波 形として採用した。

プレート境界型地震の原種波形についても、本ダムに 25gal以上の観測地震の波形がないため、他ダムの観測 波形及び近傍での地震観測データについて調査した。そ の結果、KiK-net(基盤強震観測網)から、弾性波速度 および地質年代が同程度である占冠の観測波(2003年十 勝沖地震)をプレート境界型地震の原種波形として採用 した。

(3) 解析モデル及び解析パラメータの設定 a) 解析モデル

解析モデルは、最大断面である標準断面をモデル化し、 解析領域は、解析モデル境界の影響を緩和するため、

「水平方向に堤敷幅の5倍」「鉛直方向は堤高の3倍」と した。また、解析モデル端部の境界条件は、耐震マニュ アルに準じて、「静的解析」では底面は完全固定、側面 は鉛直ローラとしている。「動的解析」では、底面は弾 性基盤との境界に $\rho \cdot Vs$ のダッシュポット、側面はダッ シュポット($\rho \cdot Vs$)で自由地盤と連結するモデル(粘 性境界)とした(図-7、図-8)。





図-8 全体解析モデル図

表-3 初期応力解析パラメータ

	材料	単位体積重量				せん断強度				透水	係数	静的解析物性值							
		設計数値		設定	設定値		設計数値		設定値		設定値	静的弾性	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			
留写		湿潤密度	飽和重量	湿潤密度	飽和重量	С	φ	C	φ	k	k	係数Es	ĸ	n	D 4	11	(F	D
		t/m ³	t/m ³	t/m ³	t/m ³	t/m²	۰	t/m ²	۰	cm/s	cm/s	kN/m ²	ĸ		R I	ν	5	г	U
1	不透水性ゾーン	1.810	1.846	1.931	1.987	2.94	20	1.56	20.9	1.49×10^{-7}	2. 98×10^{-7}	_	110	0.849	0.941	-	0.45	0. 08	10.00
2	ロックゾーン	_	_	1.943	2.002	_	_	0.00	21.6	_	1. 19×10^{-4}	_	338	0.179	0.954	-	0.32	0. 27	13.82
3	インターセプター	_		1. 900	1. 900	—	_	0.00	30.0	8.90×10 ⁻³	8. 90 × 10 ⁻³	_	850	0.370	0 490	-	0. 32	0. 27	13. 82
۲	フィルター								00.0	1.80×10 ⁰	1.80×10^{0}		000	0.070	0.400				
4	ドレーン	-	_	2.000	2.000	_	_	0.00	35.0	1.30×10^{-2}	1.30×10^{-2}	_	850	0.370	0.490	-	0.32	0. 27	13.82
(5)	捨土盛土	_	_	1.671	1.855	_	_	0.48	18.5	_	1.79 \times 10 ⁻⁶	_	140	0.948	0.891	-	0.32	0. 27	13.82
6	基礎地盤(泥岩・砂岩)	-	_	2. 300	2.300		_	9.80	38.0	_	5.00 $\times 10^{-4}$	9.3×10 ⁵	I	-	-	0.30	-	-	-
	:設計値を採用 :施工時の試験結果を採用 :調査・試験値を採用 :文献値を採用																		

ICHIKAWA Etsuya, KAMADA Takio, TAKASAKI Daisuke

表-4 地震応答解析パラメータ

					(1	線形パラメータ	1.0 30					
	++ **1	単位体	体積重量 せん断強度		断強度	せん断弾性係数	きょうろうに	派林守教	G/G0-γ,h-γ		0.9	
留亏	11 11	M A 湿潤密度 飽和重量 C ϕ G $y = y = y = y$	减投比效	双曲線モデル(H-Dモ	モデル)							
			t/m ³	t/m ³	t/m²	۰	kN/m ²	νu	n	γr hma	ax(%)	0.0
1	不透水性ゾーン	1.931	1.987	1.56	20.9	PS検層調査値から求めた 近似式より算出		双曲線モデル	0.0796 20	0. 22	0.6 不透水ゾーン 20 氯	
2	ロックゾーン	1.943	2.002	0.00	21.6			双曲線モデル	0.0658 14	4.96	S0.5 - ロックゾーン 15 世	
3	インターセプター フィルター	1.900	1. 900	0. 00	30. 0	岡本式を用いてVsを算出 し、このVsを用いて(γ/g)	澤田式より算出	ロックゾーンの	ロックゾーンの値を	を使用	0.4 0.3 10 第 10	
(4)	ドレーン	2.000	2.000	0.00	35.0	×Vs ² より算出		A mex C / 10			0.2	
5	捨土盛土	1.671	1.855	0.48	18.5			双曲線モデル	0.0616 21	1.18	0.1	
6	基礎地盤(泥岩・砂岩)	2.300	2.300	9.80	38.0	1.86×10^{6}	0.37	0.05	-	-	0.0	
	:設計値を採用										1.00E-06 1.00E-05 1.00E-04 1.00E-03 1.00E-02 1.00E-01	
	:施工時の試験結果を採用	1									せん断ひずみ?	
	:調査・試験値を採用											
	・文献値を採用											

動的解析パラメーター覧表

b)解析パラメータ

耐震性能照査に関する解析パラメータは、「国営造成 農業用ダム耐震性能照査マニュアル」に基づき、初期応 力解析、地震応答解析パラメータを設定した(表-3、表 -4)。

羽幌ダムの解析パラメータは、施工時や供用期間中の 試験値を主に用いることとし、それらの値がないものに ついては、設計値や文献からの一般値を使用することと した。

(4)初期応力解析結果

非線形弾性モデルによる築堤解析を行い盛立完了後の 堤体応力状態を再現し、堤体上流面に貯水圧を作用させ 試験湛水時の応力状態を再現するとともに、飽和・不飽 和浸透流解析を実施した。築堤解析の結果、最大鉛直変 位は0.33mであり、浸透流解析により求めた満水時の堤 体内水頭分布は、深度方向に連続的な変化を示しており、 流線も全体的に滑らかであった(図-9、図-10)。

築堤解析及び湛水解析結果から得られた盛立完了後及 び満水時の応力分布については、特異な応力分布は認め られなかった。





図-10 浸透流解析結果 (圧力水頭分布図)

(5) レベル2 地震応答解析結果

a)内陸活断層型地震

内陸活断層型地震を入力波とした場合の解析の結果、

ICHIKAWA Etsuya, KAMADA Takio, TAKASAKI Daisuke

最大加速度は、ダム基礎部で396.3galであるのに対し て、天端中央では1118.8galであり、約2.8倍の応答倍率 である(図-11)。



b) プレート境界型地震

プレート境界型地震を入力波とした場合の解析の結果、 最大加速度は、ダム基礎部で110.3galであるのに対して、 天端中央では566.9galであり、約5.1倍の応答倍率であ る(図-12)。



(6)すべり変形解析結果

すべり変形解析は、ニューマーク法、渡部・馬場法に より、内陸活断層型及びプレート境界型それぞれの地震 動についてのすべり破壊について、安定計算を行った。 a)内陸活断層型地震

すべり安定解析結果は、最小すべり安全率1.0未満となる円弧はあるが、沈下量はいずれのケースにおいても許容値1.0m未満(最大沈下量は、上流側法面で0.697m、 下流側法面で0.179m)であった(図-13)。



図-13 最大沈下量を示す円弧(内陸活断層型)

b) プレート境界型地震

すべり安定解析結果は、最小すべり安全率1.0未満と なる円弧はあるが、沈下量はいずれのケースにおいても 許容値1.0m未満(最大沈下量は、上流側法面で0.092m、 下流側法面で0.006m)であった(図-14)。



図-14 最大沈下量を示す円弧(プレート境界型)

(7)耐震性能照査結果

地震応答解析及びすべり変形解析の結果から、レベル 2地震発生時には、内陸活断層型地震及びプレート境界 型地震で最小すべり安全率を下回る円弧はあるものの、 すべり土塊の鉛直変位量(沈下量)は、許容値内である。

また、水位低下設備によって常時満水位から最低水位 まで速やかに水位を低下することが可能であり、浸透破 壊を引き起こす可能性はないと評価した。

6. おわりに

本報告では、羽幌ダムにおける耐震性能照査の検討結果を報告した。

本検討と併せて、ダムサイトの地質、堤体の設計、基礎掘削、基礎処理工、堤体盛立品質管理等の設計・施工 内容の確認及び堤体の表面変位、浸透量の観測結果を確認した。さらに、洪水吐、貯水池内や堤体周辺法面・斜面の目視確認等健全性の確認を行い、羽幌ダムが安定した状態にあることを確認するとともに、今後の管理における留意事項を抽出整理し、適切に施設管理者へ引き継 ぐこととした。

最後に本報告をまとめるにあたり、ご助言等をいただ いた関係各位に対し、深く感謝を申し上げる。