

〔農工研技報 213〕
217～241, 2012

平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震による 国営農業用フィルダムの被害

増川 晋*・田頭秀和*・黒田清一郎*・林田洋一*

目 次

I 緒言	217	2 羽鳥ダム	228
II ダムの概要	218	3 西郷ダム	232
1 羽鳥ダム	218	IV 結言	238
2 西郷ダム	222	参考文献	239
III 被災状況	225	Summary	242
1 地震とダム	225		

I 緒言

国内観測史上最大規模の地震となった平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（3 月 11 日 14 時 46 分、三陸沖（北緯 38°06.2′，東経 142°51.6′）を震源、モーメントマグニチュード (M_w) 9.0、深さ 24km、宮城県栗原市で最大震度 7）（気象庁，2011b）により、農林水産省東北農政局、関東農政局および北陸農政局管内の農地・農業用施設等において 17456 箇所（4 012 億円）の農地の損壊、21457 箇所（3 658 億円）の農業用施設等（主に、ため池、水路、揚水機、農地海岸保全施設）の損壊など甚大な被害が発生した（2011 年 11 月 24 日 17 時 00 分現在、判明している分のみ）（農林水産省，2011）。

平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（以後、「今回の地震」と略する）により、東北農政局管内において西郷（にしごう）ダム（1955 年竣工）、羽鳥（はとり）ダム（1956 年竣工）および大柿（おおがき）ダム（1988 年竣工）の三つの国営農業用ダムが被災した（農林水産省東北農政局，2011a）。さらに、関東農政局管内において深山（みやま）ダム（1974 竣工）が被災した（国土交通省関東地方整備局，2011；下野新聞社（Shimotsuke Original Online News），2011a；栃木県企業局，2011；下野新聞社（Shimotsuke Original Online News），2011b）。**Fig.1**（農林水産省東北農政局阿武隈土地改良調査管理事務所，2011）にこれらの被災した四つの国営ダムの位置を示す。このうち、大柿ダム（堤高 84.5m、中心遮水ゾーン型ロックフィルダム）は堤頂保護アスファルト面におけるダム軸方向の開口クラックや堤頂の沈下（上流斜

面に設置された層別沈下計の管頭部の約 20cm の突出）、洪水吐クレスト部コンクリートのジョイント部の浸透水などを確認している。本ダムにおける堤頂の沈下は、平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震における荒砥沢ダムにおいて発生した堤頂の沈下（増川・中里，2008）と類似していると推定される。しかし、福島県浜通りの浪江町にある大柿ダムは東京電力福島第一原子力発電所から半径 20km 圏内の災害対策基本法第 63 条に基づき指定されている「警戒区域」に位置していることから立ち入りが禁止され、詳細な被災調査は実施されていない。また、深山ダム（堤高 75.5m）は栃木県那須塩原市にある表面アスファルト遮水壁型ロックフィルダムであり、この表面アスファルト遮水壁にクラックが発生した。



Fig. 1 西郷ダム，羽鳥ダム，大柿ダムおよび深山ダムの位置
Locations of Nishigou dam, Hatori dam, Oogaki dam and Miyama dam

* 施設工学研究領域構造担当

平成 23 年 12 月 14 日受理

キーワード：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震，フィルダム，アースダム，長期供用，震災調査

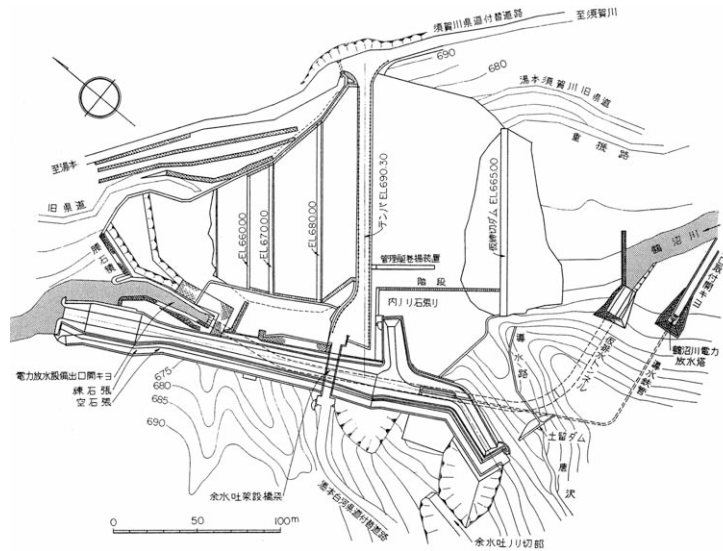


Fig. 6 羽鳥ダムの平面図
Plane of Hatori dam

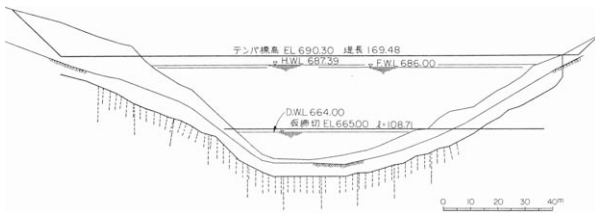


Fig. 7 羽鳥ダムの縦断面図
Longitudinal section of Hatori dam

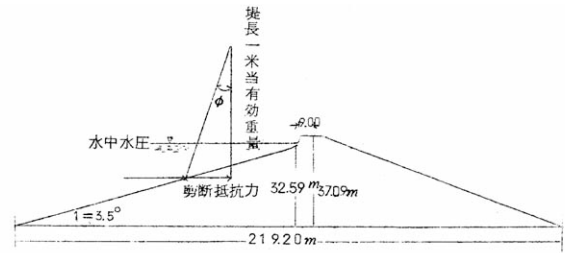


Fig. 8 羽鳥ダムの堤体安定の評価
The stability evaluation of Hatori dam body

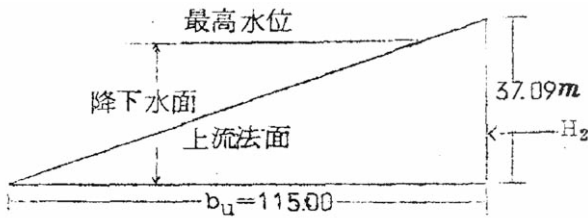


Fig. 9 羽鳥ダムの堤体の上流側の安定(貯水位急降下時)の評価
The stability evaluation at upstream body of Hatori dam



Fig. 10 羽鳥ダムの堤体の下流側の安定の評価
The stability evaluation at downstream body of Hatori dam

Table 2 羽鳥ダムの安定計算
The stability evaluation of Hatori dam

堤体の安定の検討ケース	安全率	築堤材	せん断強度
貯水圧に対する全堤体の安定 (均一型として検討)	2.42	湿潤 9.0% 水中 91.0%	$c = 0.0\text{kg/cm}^2$ (無視), $\phi = 25^\circ$
同上 (鋼土心壁堰堤型式として検討)	3.41	湿潤 30.0% 水中 70.0%	$c = 0.0\text{kg/cm}^2$ (無視), $\phi = 25^\circ$
水平せん断力に対する下流側の安定	2.03	下流湿潤土重と下流水中土量	$c = 0.0\text{kg/cm}^2$ (無視), $\phi = 28^\circ$
同上	1.84	下流乾燥土重と下流水中土量	$c = 0.0\text{kg/cm}^2$ (無視), $\phi = 28^\circ$
貯水水位が急降下した場合の上流側の安定	3.01	水中状態と飽和状態	$c = 0.0\text{kg/cm}^2$ (無視), $\phi = 25^\circ$

Table 3 羽鳥ダムの円弧すべり安定計算
The rotation slip stability evaluation of Hatori dam

円弧すべりの検討ケース	安全率	築堤材	せん断強度
上流側法肩より基底面に接し法尻へ出る円弧 (3 ケース)	1.70 1.73 1.73	飽和土量	$c = 0.41\text{kg/cm}^2, \phi = 8^\circ$
上流側法肩より基底面に接し法尻へ出る円弧 (3 ケース)	1.73 1.76 1.76	湿潤土量	$c = 0.41\text{kg/cm}^2, \phi = 8^\circ$
上流法面の中位標高の浅い円弧 (4 ケース)	2.59 ~ 5.31	飽和土量	$c = 0.41\text{kg/cm}^2, \phi = 8^\circ$
下流側法肩より基底面に接し法尻へ出る円弧 (1 ケース)	4.91	下流湿潤土量	$c = 0.88\text{kg/cm}^2, \phi = 15^\circ$
下流法面の浸潤線付近の浅い円弧 (2 ケース)	4.46 13.92	下流湿潤土量	$c = 0.88\text{kg/cm}^2, \phi = 15^\circ$
下流法面の中位標高の浅い円弧 (3 ケース)	7.24 7.53 13.00	下流湿潤土量	$c = 0.88\text{kg/cm}^2, \phi = 15^\circ$

て基底面に接する深い円弧が 1 ケース、浅い円弧が 5 ケースの合計 6 ケースを実施し、深い円弧に対して安全率 4.91 となっている (Table 3)。

地震時の安定性の検討に関しては、設計基準等も整備されていない築堤当時において、安定計算における地震時の条件や震度係数に関して統一された見解は明示されていなかった。地震に関しては、本ダム完成の同年の昭和 31 (1956) 年の農林省農地局による土地改良事業計画設計基準第 3 部設計第 1 編アースダム (改定案) において安定計算に「地震を考慮」することが記述されている (農林省農地局, 1956)。本ダムの設計・施工時には、地震時の安定性の検討はこのような状況であったが、本ダムでは地震力を考慮した上流法面の円弧すべり面法の解析において水平震度 0.2 と鉛直震度 0.5 の合成震度 0.4 を採用し、安全率 1.03 となっている (Fig.11)。同様に他の合成震度を考慮した安全率は、合成震度 0.33 では安全率 1.12, 合成震度 0.1 では安全率 1.48 となることを確認し耐震上の安全性も確認している。この円弧すべり面法における強度定数は、 $c=0.41\text{kg/cm}^2, \phi=8^\circ$ を採用している。

アメリカ合衆国内務省開拓局の設計基準を我が国の古くからの土堰堤技術に組入れ、土質試験の規定や浸潤線解析、上記のせん断滑り安全率、タンピングローラなどによる締固め施工などを含めて初期のダム設計・施工の体系化がなされた昭和 29 (1953) 年刊行の設計基準「土堰堤」(農林省農地局, 1953) をダム施工逐次より適用し、羽鳥ダムは築造された (農業水利ダム集大成編集委員会編集, 1984)。堤体用土は地山含水比を測定することで使用し得るか否かを管理しつつ、盛土含水比の施工管理に現場土質試験室を設け実施した最初の国営ダムである (農業土木学会編集, 1979)。ベルトコンベアとダンプトラックにより運土し、鋼土は撒出厚 10cm, 仕

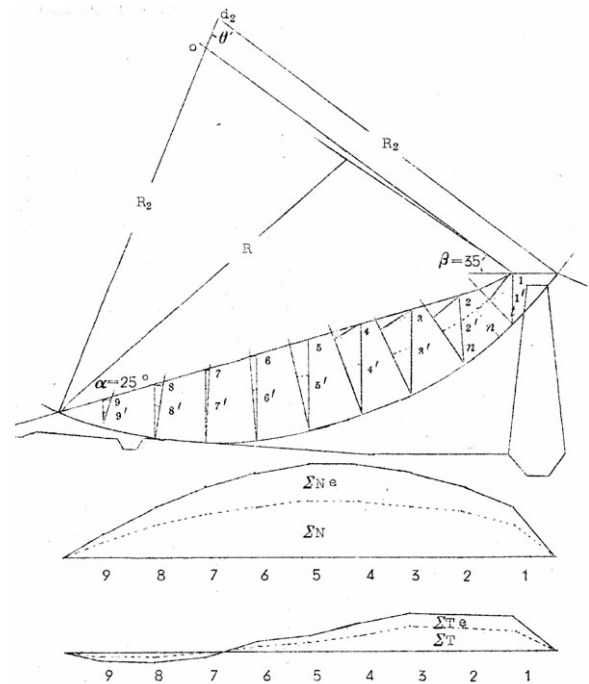


Fig. 11 羽鳥ダムの上流法面での地震力を考慮した円弧すべり安定計算

The rotation slip stability evaluation for seismic force at upstream slope of Hatori dam

上り厚 5cm, 胴土は撒出厚 20cm, 仕上り厚 13cm, 両ゾーンとも 4 トンのシープフートローラによる 5 回以上の転圧回数で盛土工が実施されている。施工実績は、鋼土において乾燥密度が約 1.2t/m^3 , 含水比が約 50%, 透水係数がおおよそ $2 \sim 4 \times 10^{-7}\text{cm/s}$ であり、上流側の胴土もほぼ同一の数値である。下流側の胴土では乾燥密度が約 1.4t/m^3 , 含水比が約 30%, 透水係数が約 $6 \times 10^{-6}\text{cm/s}$ であった。全盛土量のほぼ 60% に当たる運搬に機関車

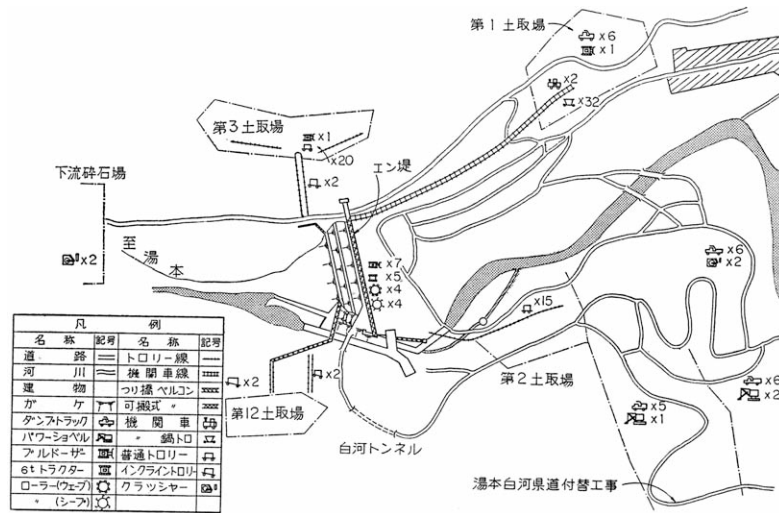


Fig. 12 羽鳥ダムの施工機械配置
The construction machines arrangement of Hatori dam

トロッコやトラックが使用されている。また、ダム軸上にベルトコンベアを掛け渡して撒出を実施している (Fig.12 (農業土木学会, 1973b))。

以上のように、現在の確立された設計・施工に準じて羽鳥ダムは築造されている。

2 西郷ダム

a ダム事業

(農林省阿武隈川上流農業水利事業所, 1955; 阿武隈川上流土地改良区, 1982)

Fig.13 に示す阿武隈川上流地区 (羽鳥ダムの白河矢



Fig. 13 阿武隈川上流農業水利事業の西郷ダムの受益地
Beneficial area of Nishigou dam in Abukumagawa River Jyouryuu irrigation project

吹開拓建設事業との位置関係は Fig.2 参照) は、阿武隈川を水源とし33箇所の取水堰により取水していたが、急傾斜地が多く、灌漑期の河川流量も少ないため干害を被り用水紛争が絶えなかった。昭和17(1942)年に県営事業により水不足を解消するための貯水池造成に着工したが、第二次世界大戦の勃発により昭和18(1943)年に中断した。戦後の昭和22(1947)年に国営阿武隈川上流農業水利事業 (白河市 (旧白河市・東村)・石川町・西郷村・中島村・泉崎村, 総事業費457百万円, 1ダム, 導水路0.8km) として再開した。西郷ダム (Fig.14) は昭和30(1955)年5月に完成した (前述の羽鳥ダム完成の一年弱前, このため羽鳥ダムと兄弟ダムと言われる)。本ダムは集水面積が小さいため黒土川流水を導水して非灌漑期に貯留する特色を有している (Fig.15)。

b ダムの設計・施工

(農林省阿武隈川上流農業水利事業所, 1955; 農業土木学会, 1973a; 阿武隈川上流土地改良区, 1982) 西郷ダムの諸元を Table 4, 標準横断面および平面をそれぞれ Figs.16 および 17 に示す。



Fig. 14 西郷ダム
Overall view of Nishigou dam

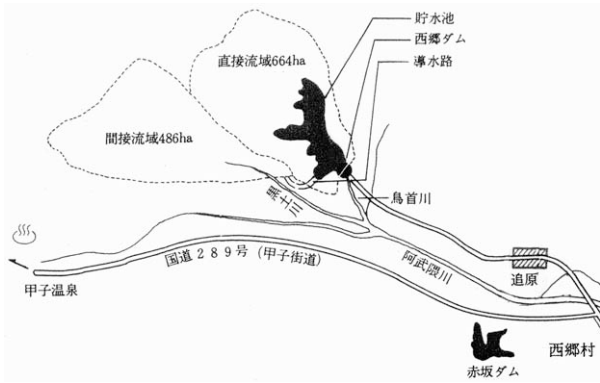


Fig. 15 西郷ダムの流域の概要
The outline of Nishigou dam basin

西郷ダムは安定計算などに関して羽鳥ダムと同様の検討がなされており、昭和 29 (1953) 年刊行の設計基準「土堰堤」(農林省農地局, 1953) の適用を受け、設計の改善と施工の改良を順次実施しながら築造されている。

透水係数として鋼土(不透水ゾーン)の設計値は $1 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ を採用し、強度定数は鋼土および抱土(半透水ゾーン)ともに $c=0.5 \text{kg/cm}^2$, $\phi=15^\circ$ を採用している (Table 5)。堤体安定の評価は、基本的に前述の羽鳥ダムと同様に堤体全断面や上流側と下流側のそれぞれ

の法面を一辺、鋼土の上流面と下流面のそれぞれを一辺とする三角形の堤体断面における水平滑動に対して実施している (Figs.18 ~ 20)。安定性の検討対象のそれぞれの堤体断面において鋼土と鞘土(透水ゾーン)、および、抱土の二区分に対して水中単位重量と湿潤単位重量の組合せにより求めた単位重量を採用している。この安定計算は、堤体全体では貯水圧による水平せん断力、上流側の三角形堤体では貯水位が急降下した場合のランキン系土圧による水平せん断力、下流側の三角形堤体ではランキン系土圧と貯水圧による水平せん断力を考慮している。これらの安全性の検討においては、地震力を考慮しない場合と水平震度 0.2 として地震力を考慮した場合の 2 ケースをそれぞれ実施している (Table 6)。さらに、前述の羽鳥ダムと同様に、現在のすべり安定計算より簡易な設計基準「土堰堤」(農林省農地局, 1953) の記述と同様の円弧すべり面法による法面の安定計算を実施している。上流側法面の 3 ケースのみではあるが、最小安全率 1.2 となっている (Table 7 および Fig.21)。これらの円弧すべり面法を用いた安全性の検討においては地震力を考慮していない。

昭和 23 (1948) 年の施工開始時は手堀り、手積みおよび人力トロッコ運搬であったが、築堤の最盛期(昭和 27 (1952) 年)に向けて羽鳥ダムと同様に米国製ブルドーザによる土取り、撒出、キャリオールスクレーパーによ

Table 4 西郷ダムの諸元
The specifications of Nishigou dam

位置	福島県西白河郡西郷村	竣工年	1955 年 (昭和 30 年), 築造期間 7 年
事業名	国営阿武隈川上流農業水利事業 (昭和 16 年県営~戦争中断~ 22 ~ 30 年)		
河川	阿武隈川水系鳥首川	基礎地盤	石英粗面岩質凝灰岩
型式	中心コア型アースダム	目的	かんがい (受益面積: 2 429ha)
堤高	32.5m	堤頂長	220.0m
堤体積	360 千 m^3	法勾配	上流 1:3.0, 下流 1:2.5
堤頂標高	EL.653.30m	常時満水位	EL.650.00m
流域面積	6.64 km^2 (直接) 4.86 km^2 (間接)	満水面積	0.33 km^2
総貯水量	3 299 千 m^3	有効貯水量	3 064 千 m^3

地震時 (2011 年 3 月 11 日) の貯水位: ほぼ満水

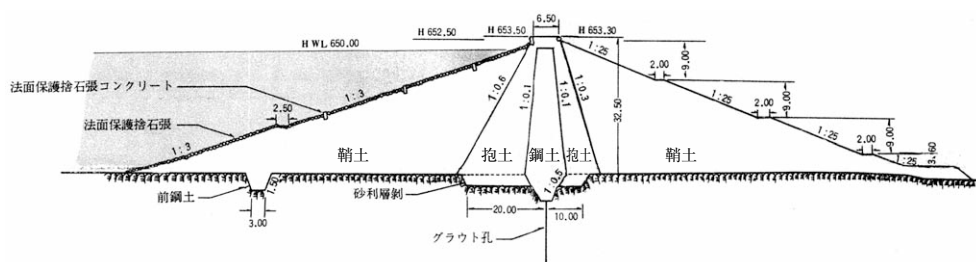


Fig. 16 西郷ダムの標準横断面図
Typical cross section of Nishigou dam

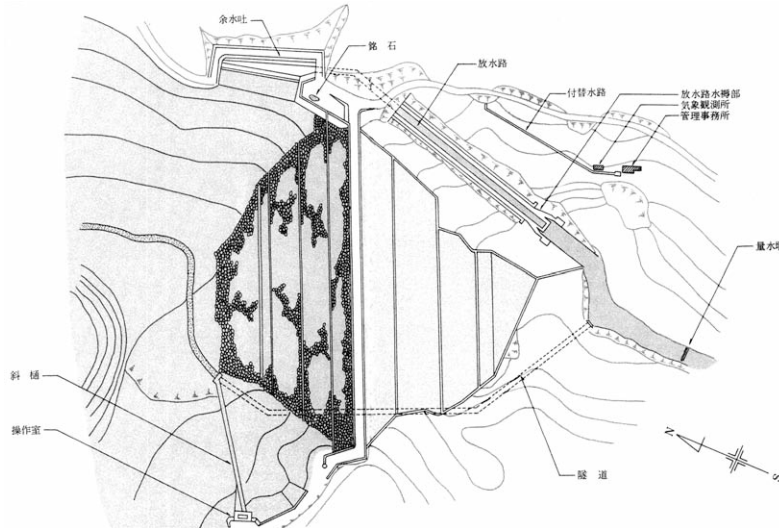


Fig. 17 西郷ダムの平面図
Plan of Nishigou dam

Table 5 西郷ダムの安定計算の強度定数

The strength characteristic for stability evaluation of Nishigou dam

	上流鞘土	上流抱土	中心鋼土	下流鞘土
凝集力 kg/cm^2	0.3	0.5	0.5	0.3
内部摩擦角	25°	15°	15°	25°

貯水圧及び地震力による影響

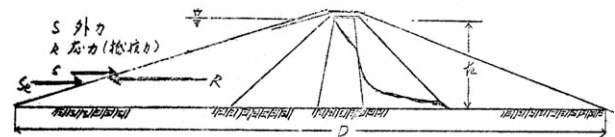


Fig. 18 西郷ダムの堤体安定の評価

The stability evaluation for seismic force of Nishigou dam body

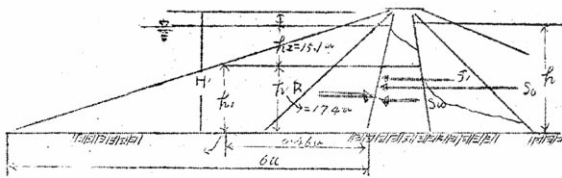


Fig. 19 西郷ダムの堤体の上流側の安定(貯水位急降下時)の評価
The stability evaluation for seismic force at upstream body of Nishigou dam

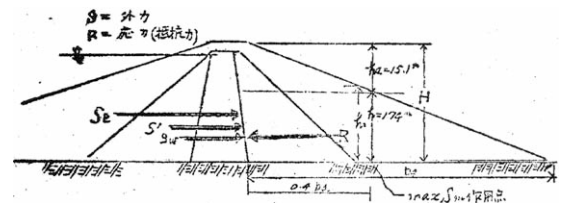


Fig. 20 西郷ダムの堤体の下流側の安定の評価

The stability evaluation for seismic force at downstream body of Nishigou dam

Table 6 西郷ダムの安定計算

The stability evaluation of Nishigou dam

堤体の安定の検討ケース	作用外力		応力	安全率	
	除地震力	含地震力		除地震力	含地震力
貯水圧に対する全堤体の安定	450 ^t	1 138 ^t	2 120 ^t	4.7	1.9
貯水位 30m の貯水位急降下時の場合の水平せん断に対する上流側の安定	750 ^t	1 238 ^t	945 ^t	1.3	0.8
水平せん断力に対する下流側の安定	577 ^t	1 045 ^t	1 500 ^t	2.6	1.4

震度 $k_0 = 0.2$

Table 7 西郷ダムの円弧すべり安定計算

The rotation slip stability evaluation of Nishigou dam

円弧すべりの検討ケース	安全率
築堤直後における上流法面の安定度	2.0
貯水位 29.2m のとき急激に水位が法尻まで降下した場合の (上流側の) 安定度	1.2
貯水深 29.2m の貯水がある場合の (上流側の) 安定度	2.4

$c = 0.5\text{kg/cm}^2$, $\phi = 15^\circ$, 地震力は無し

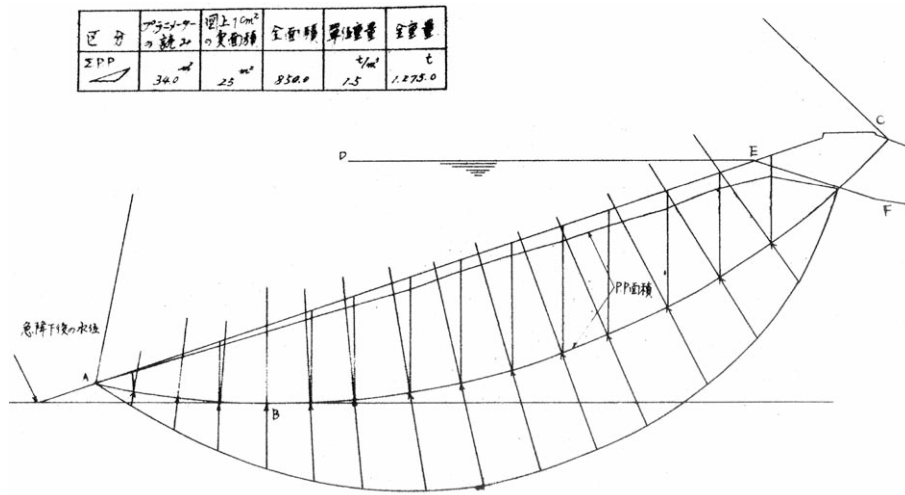


Fig. 21 西郷ダムの上流法面での円弧すべり安定計算（貯水位急降下時）
The rotation slip stability evaluation at upstream slope of Nishigou dam

る掘削運搬、バッテリー機関車、ケーブルクレーンやダンプトラックによる運土、フラット6トンのローラーやタンピング3トンのローラーによる締固めといった機械施工が積極的に導入されている。昭和 25（1950）年には、施工管理の完璧を期して土質試験室を設けている。鋼土の施工実績は乾燥密度 0.8 ~ 1.2t/m³、含水比 37 ~ 89%、透水係数はほぼ 10⁻⁷cm/s オーダが記録されている。

洪水吐は工事着手前に水理模型実験を実施している。また、取水設備（斜樋）の設計においては温水取水の模型実験を実施している。この成果をもとに、岩盤形状の制限から取水設備は途中で水平部を有する二段折れの斜樋形状となった。この二段折れ形状の水平部と下部傾斜部のバルブ開閉のため、当時としては特殊であった油圧式開閉装置を採用した。この装置は第 4 回農業土木学会賞を受賞している（大島，1955）。

III 被災状況

1 地震とダム

羽鳥ダムと西郷ダムの位置と今回の地震と余震の震央との関係は Fig.22（描画に“SEI-PC”（石川・中村，1997）を使用）に示すとおりである（気象庁，2011a；気象庁，2011b；気象庁，2011c）。図中の「最大震度」は、各地震において計測された最大震度である。両ダムの今回の地震の震央距離は、羽鳥ダムがおおよそ 260km、西郷ダムがおおよそ 265km と同程度である。

羽鳥ダムの存在する天栄村では震度 6 強（天栄村下松本：地方公共団体設置）（気象庁，2011e；気象庁，2011f；気象庁，2011g）であり、震央に近い方向に隣接した須賀川市において震度 6 強（須賀川市岩瀬支所：地方公共団体設置，地震後の震度計の状況調査の結果から活用停止の観測点となった（気象庁，2011h）），震央から遠い方向に隣接した下郷町において震度 5 弱（下郷町

塩生：地方公共団体設置）であった。また、西郷ダムの存在する西郷村では震度 6 弱（西郷村熊倉：地方公共団体設置）であった。推計震度分布（気象庁，2011i）と両ダムの位置を Fig.23 に示した。この図から、羽鳥ダムにおいて 5 強、西郷ダムにおいて 6 弱の震度であったと推定できる。両ダム近傍の強震観測点の震度と最大加速度（3 成分（3 方向）合成）を Fig.24 示す（独立行政法人防災科学技術研究所，2011）。図の KiK-net の最大加速度（3 成分合成）は「地表」の数値であり、以下でも同様である。羽鳥ダムと KiK-net の観測点の長沼（FKSH08）の位置関係から、羽鳥ダムの方が震央から離れているため地震動は減衰し、羽鳥ダムにおける最大加速度は長沼（FKSH08）の 392.7cm/s² より小さな加速度

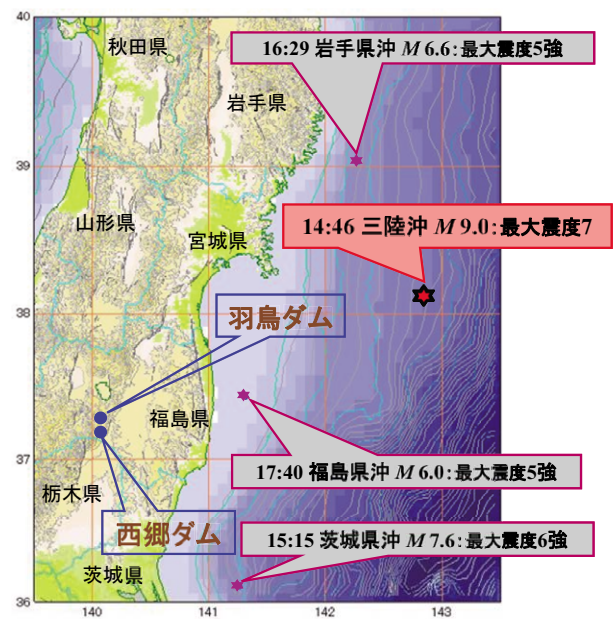


Fig. 22 羽鳥ダムと西郷ダムの位置と震央
Locations of Hatori dam and Nishigou dam, and the epicenters of earthquakes

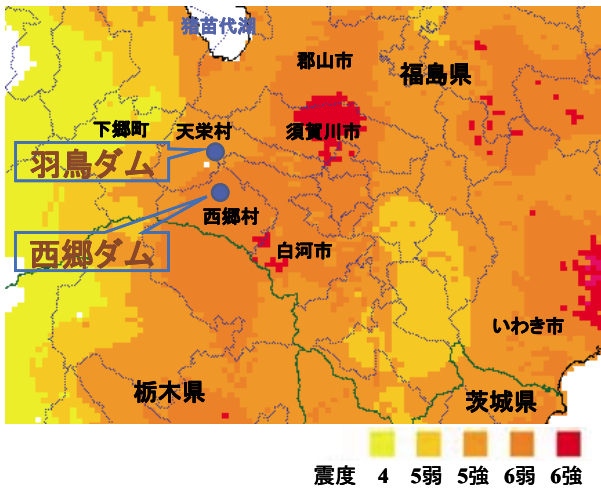


Fig. 23 気象庁の推計震度分布図と羽鳥ダムと西郷ダムの位置
Locations of Hatori dam and Nishigou dam on the shaking-intensity map of Japan Meteorological Agency (JMA)

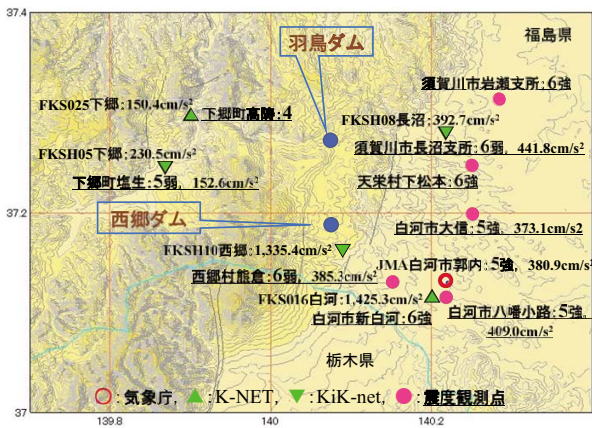


Fig. 24 羽鳥ダムと西郷ダムの近傍の強震観測点 (JMA, K-NET, KiK-net) の震度と最大加速度
Seismic intensity and maximum acceleration of strong motion stations near Hatori dam and Nishigou dam

であったと考えられる。一方、西郷ダム近傍の KiK-net の観測点の西郷 (FKSH10) において 1335.4cm/s^2 を観測しており、西郷ダムと西郷 (FKSH10) は距離が近いので西郷ダムでも極めて強い地震動であったと推定できる。

羽鳥ダムでは、堤体に地震計は設置されておらず、堤体の 100m 程上流の右岸地山に設置された一つのみの地震計による地震観測がおこなわれていたが、地震発生時の停電により、本震を含め以後の記録計測が異常となり 15 時 15 分ごろの地震の発生以降から再度記録されている。西郷ダムでは、地震計は設置されていない。

両ダム近傍の長沼 (KiK-net) と西郷 (KiK-net) の強震記録と震度 6 強であった白河市郭内 (JMA) の強震波形 (気象庁, 2011d) の加速度応答スペクトルおよび「照査用下限加速度応答スペクトル (水平)」(平成 20 年) (国土交通省国土技術政策総合研究所水資源研究室, 2008) を Fig.25 に示す。これらの加速度応答スペクトル計算

は 5% 減衰を与えており、以下においても同様である。スペクトルの計算には “ViewWave” (鹿嶋, 2007) を使用し、以下のスペクトル計算、加速度波形描画にもこれを使用し、スペクトル描画に “Ngraph” (石坂, 2010) を使用した。羽鳥ダムより震源に近い長沼 (KiK-net) においては周期 0.1 ~ 0.3 秒、西郷ダム近傍の西郷 (KiK-net) においては周期 0.5 秒以下の卓越した地震動を観測している。長沼 (KiK-net) と西郷 (KiK-net) では海洋プレート境界において発生する地震に特有の長周期の周波数成分の卓越が現れておらず、短周期の周波数成分が卓越している。西郷 (KiK-net) において周期 0.5 秒以下の加速度応答スペクトルは、照査用下限加速度応答スペクトルより大きい。このことから、Fig.24 に示すように西郷 (KiK-net) と西郷ダムは近接しているため、西郷ダムにおいてもレベル 2 地震動として考慮することができる照査用下限加速度応答スペクトルに相当するような極めて大きな地震動であったと推定される。さらに、今回の地震は海洋プレート境界において発生した地震でありながら、極めて大きな地震動を内陸までもたらしていることがわかる。

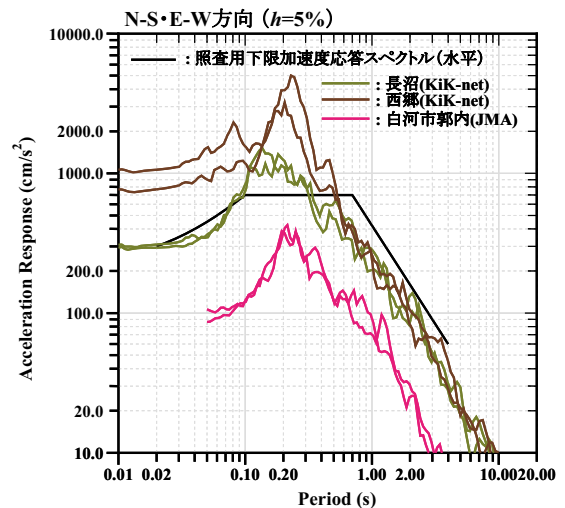


Fig. 25 羽鳥ダムと西郷ダムの近傍の強震波形の加速度応答スペクトルと照査用下限加速度応答スペクトル
Acceleration response spectrum of strong motion waves near Hatori dam and Nishigou dam and low-limit acceleration response spectrum

羽鳥ダムの右岸上流側地山において記録された 15 時 15 分の茨城県沖の地震 ($M_w=7.6$, 最大震度 6 強) における加速度波形を Fig.26 に示す。各成分 (各方向) の最大加速度は、N-S 方向, E-W 方向および鉛直 (vertical) 方向, それぞれ、 47.1 , 51.0 および 25.9cm/s^2 であった。この記録波形の加速度応答スペクトルとパワースペクトルを Fig.27 に示す。パワースペクトルは “Parzen windows” のバンド幅 0.2Hz で平滑化している。この記録による計測震度は 3.5 であり震度 4 であった。なお、記録波形の水平 2 成分の方向は、N-S 方向および E-W 方向であり、ダムの上下流方向およびダム軸方向と一致

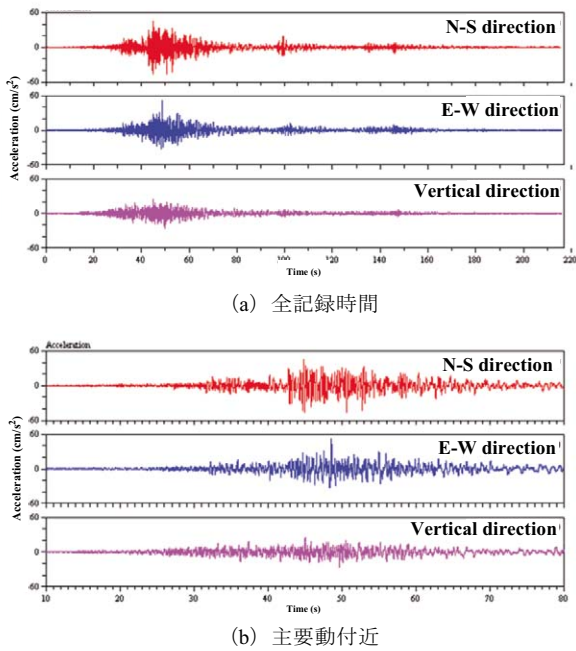


Fig. 26 羽鳥ダムの強震波形（15:15 茨城県沖の地震）
Acceleration strong motion waves of off Ibaraki (15:15 at 11th March 2011) at upstream right abutment of Hatori dam

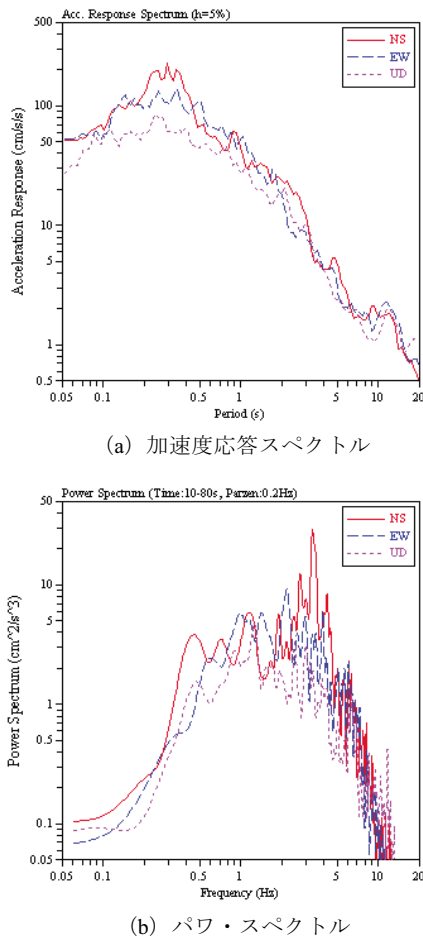


Fig. 27 羽鳥ダムの強震波形（15:15 茨城県沖の地震）の加速度応答スペクトルとパワー・スペクトル
Spectrum of strong motion waves of off Ibaraki (15:15 at 11th March 2011) at upstream right abutment of Hatori dam

するように設置されていない。Fig.27 から羽鳥ダムの加速度応答スペクトルにおける顕著なピークが周期 0.2 ~ 0.4 秒、パワー・スペクトルにおける顕著なピークが振動数 2 ~ 4Hz に存在していることから、これが羽鳥ダムの右岸地山における固有周期・振動数と推定される。

この地震における両ダムの近傍の強震観測点の震度と最大加速度（3成分合成）を Fig.28 に示す。須賀川市長沼支所（地方公共団体設置）の震度 4 と下郷高陸（K-NET）の震度 3 とそれぞれの観測点の位置関係から、羽鳥ダムの右岸上流側地山での震度 4 は妥当な震度であると思われる。羽鳥ダムの観測記録の加速度応答スペクトルを「照査用下限加速度応答スペクトル（水平）」（平成 20 年）（国土交通省国土技術政策総合研究所水資源研究室，2008）とともに Fig.29 に示す。照査用下限加速度応答スペクトル（水平）に対して加速度応答スペクトル



Fig. 28 羽鳥ダムと西郷ダムの近傍の強震観測点（JMA, K-NET, KiK-net）の震度と最大加速度
Seismic intensity and maximum acceleration of strong motion stations near Hatori dam and Nishigou dam

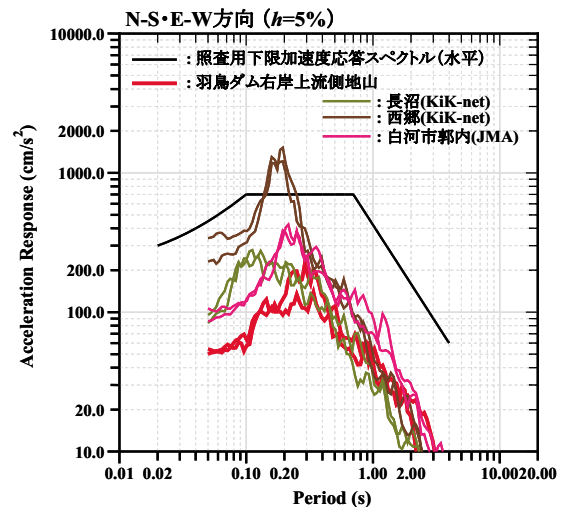


Fig. 29 羽鳥ダムの観測波形の加速度応答スペクトルと照査用下限加速度応答スペクトル
Acceleration response spectrum of strong motion waves at Hatori dam and low-limit acceleration response spectrum

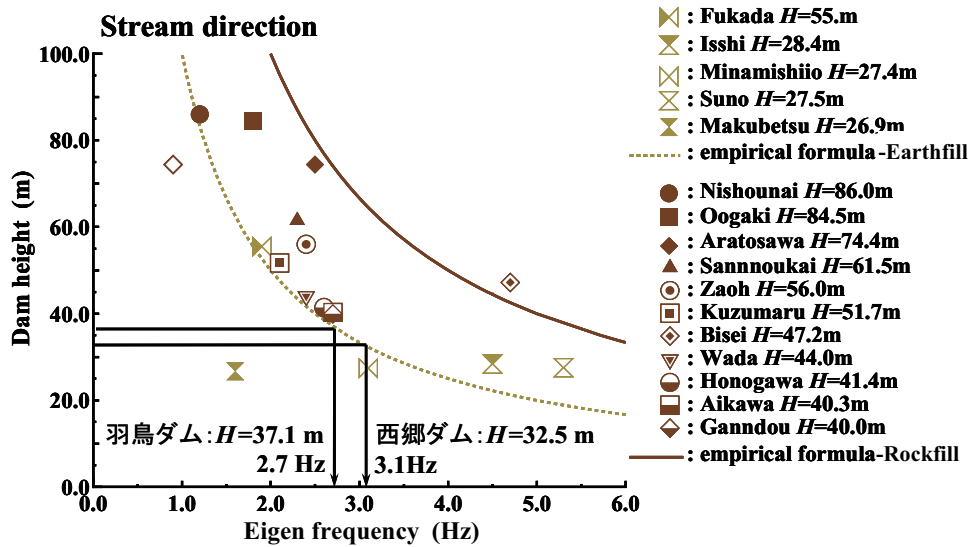


Fig. 30 羽鳥ダムと西郷ダムの堤高から求めた固有振動数

注) 文献 (増川ら, 2002) の Fig.213 に加筆

Eigen frequency at Hatori dam and Nishigou dam obtained by empirical formula for the height of earth fill dam

ルは小さい。本震時における観測記録が得られていないため、本震時の羽鳥ダムでの大きな地震動の加速度スペクトル特性と供用中に複数経験すると考えられる震度4程度での地震動の加速度応答スペクトル特性の両者の特徴や相違を明らかにすることは困難である。

羽鳥ダムと西郷ダムの固有振動数を堤高から求める経験式 (岡本, 1971), $T=H/100$ (堤軸直交方向); T = 固有振動周期 (s), H = 堤高 (m), によって推定すると、それぞれ、2.7Hz (堤高 37.1m), および 3.1Hz (堤高 32.5m) となる。この関係をフィルダムの堤高と固有振動数の関係を示した既存の図 (増川ら, 2002) に整理したものが Fig.30 である。Fig.27 から羽鳥ダムの地山における固有周期を 0.2 ~ 0.4 秒, 固有振動数を 2 ~ 4Hz と推定したが、羽鳥ダムの堤体の推定される固有振動数 2.7Hz は、地震観測記録から得られた右岸地山の推定固有振動数にはほぼ一致することになる。羽鳥ダムにおいて地震動が記録された 15 時 15 分の茨城県沖の地震の際には、羽鳥ダムの堤体は共振しやすい周波数特性を有した地震動を受けたと考えられる。

両ダムともに灌漑期へ向けて貯留している状態であり、地震時の貯水位は、羽鳥ダムで常時満水位から 4.2m 低い貯水位、西郷ダムではほぼ常時満水位であった (Tables 1 および 4 参照)。

両ダムともに地震発生直後にダム管理者による目視点検を実施したところ、ダム堤体および付帯構造物において安全性を完全に喪失するような被害は生じておらず、遮水・貯水・利水機能は確保されていた。

2 羽鳥ダム

a 被災の概要

認められる変状は以下の三つである (Fig.31)。①堤



Fig. 31 羽鳥ダムの被災概要 (Google Earth 航空写真)

Outline of damages of Hatori dam

頂の道路アスファルトの施工継目における離脱やクラック, ②堤頂上流法肩部の波返しの目地の開き, 段差 (左右岸鉛直変位), ズレ (上下流方向水平変位), および③堤体下流法面の法肩直下の変状, である。①および②の変状に関しては、すべての変状が長期供用期間中に生じた変状であるのか地震によって発生した変状であるかは特定が難しい。

地震後に浸透水量は増加しているが、地震発生時は融雪期に当たり、過年度の同時期においても浸透水量の増減変化が認められるため、浸透水量の増加が地震の影響のみであると判定することが難しい。浸透水の濁りは目視であるが観察されていない。

Zone1 (鋼土) で 88 ~ 93% 程度, Zone2 (鋼土に接

して上・下流側に位置する胴土）および Zone 3（Zone2 の上・下流側に位置し法面を形成する胴土）で 99% の締固め度が試掘トレンチにおける現場密度試験と室内締固め試験から得られた。試掘トレンチにおける現場透水試験から、Zone1 は 10^{-6} cm/s オーダの遮水性、Zone2 は 10^{-5} cm/s オーダ、Zone3 は 10^{-4} cm/s オーダの透水性が確認された。三軸試験（ゾーン毎に 1 試料のみ）から、Zone1 は $c=20\text{kN/m}^2$, $\phi=33^\circ$, Zone2・3 は $c=14 \sim 17\text{kN/m}^2$, $\phi=34 \sim 35^\circ$ の数値を得ている。

b 道路アスファルト

堤頂中央部から右岸側において、堤頂道路アスファルトの中心位置の舗装施工継目が離脱してダム軸と平行に開口クラックとなっている (Fig.32)。最大の開口幅は堤頂右岸寄りにおいて 53mm, 最大の段差は堤頂中央部付近において下流側下がりの 21mm, 開口幅は 13mm を計測した。

道路アスファルト（厚さ約 5cm）の下は旧道路舗装コンクリート（厚さ約 20cm）、碎石層（厚さ約 30cm）および砂層（厚さ約 10cm）がある。これらを全面撤去して露出させた堤体築堤材（Zone2）の上面では、道路アスファルトにおいて最大段差（21mm）が認められた堤頂中央部の直下の箇所において、最大幅 30mm のダム軸方向のクラック（上部の砂層の砂が狭在）がダム軸に観察された。また、後述の堤体下流法面の法肩直下のクラックにおいて最大の段差（上流側下がり 220mm, Fig.40 参照）が観察された右岸寄りの箇所において、幅 10mm のダム軸方向のクラック（上部の砂層の砂が挟在）がダム軸に観察された。これらの箇所以外の堤頂中央部から右岸寄りにおいてダム軸に幅 0.2～7mm のクラックがダム軸方向に 40m 程の区間で不連続に観察された。さらに、堤頂中央部を中心に、ダム軸方向へ 12m 程の区間のガードレール基礎直下に、それぞれ最大として幅 50mm, 深さ 500mm, 段差 130mm（下流側下がり）の連続したクラックが観察された。

前述のダム軸の最大幅 30mm のダム軸方向のクラックは、2.45m および 2.7m の深さに到達するクラックを試



Fig. 32 堤頂道路アスファルトの舗装施工継目の離脱（右岸から見る）

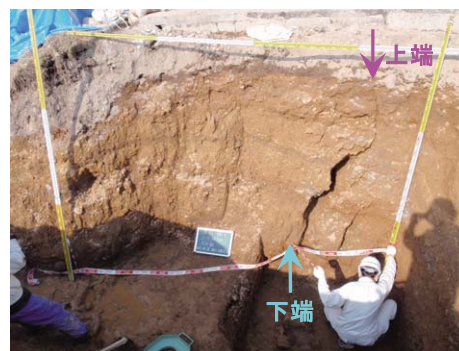
Damages of asphalt-paved road on the crest of Hatori dam

掘トレンチの上下流方向の横断面となる左岸壁面および右岸壁面にそれぞれ確認した (Fig.33, 赤白ピンによる指示箇所がクラックの下端)。両クラックともに浅部は鉛直方向であるが、深部になるに従い下流側にやや屈曲している。試掘トレンチの左岸壁面および右岸壁面ともに、堤頂下流法肩のガードレール・旧高欄基礎の直下において V 字型の範囲が緩んでいる状態であった。また、後述の堤体下流法面の法肩直下のクラック (Fig.40 参照) から深部に連続する深さ 1.40m および 0.55m のクラックを試掘トレンチの左岸壁面および右岸壁面にそれぞれ確認した。

前述のダム軸の幅 10mm のダム軸方向のクラックは 1.45m および 1.50m の深さに到達するクラックを試掘トレンチの上下流方向の横断面となる左岸壁面および右岸壁面にそれぞれ確認した (Fig.34, 画像下方の赤白ピン挿入箇所がクラックの下端)。試掘トレンチの左岸壁面および右岸壁面ともに、堤頂下流法肩のガードレール・旧高欄基礎の直下において V 字型の範囲が緩んでいる状態であった。また、堤体下流法面の法肩直下のクラックから深部に連続する深さ 0.65m および 0.90m のクラックを試掘トレンチの左岸壁面および右岸壁面にそれぞれ確認した (Fig.35, 画像下方の赤白ピン挿入箇所がクラックの下端)。



(a) 試掘トレンチ左岸壁面



(b) 試掘トレンチ右岸壁面

Fig. 33 堤頂ダム軸のクラックの開削面（東北農政局提供）
Surface of trench sides across cracks on the dam axis of crest

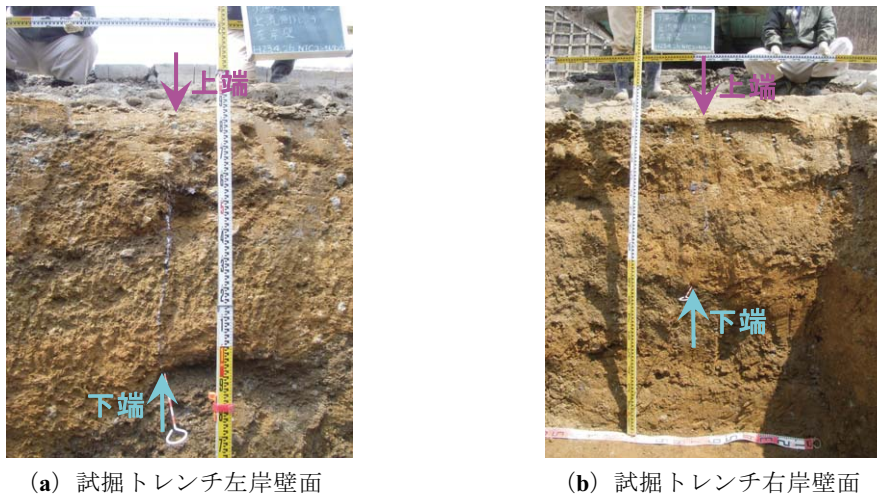


Fig. 34 堤頂ダム軸のクラックの開削面 (東北農政局提供)
Surface of trench sides across cracks on the dam axis of crest

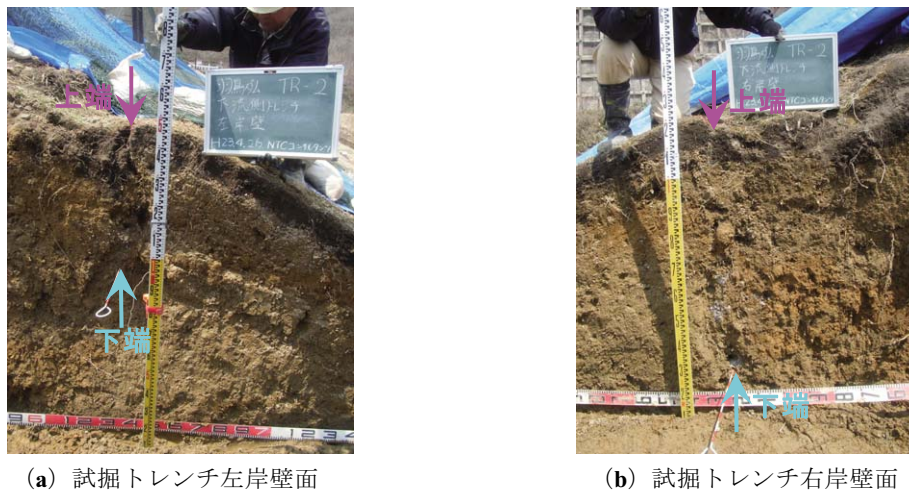


Fig. 35 下流法面の段差クラックの開削面 (東北農政局提供)
Surface of trench sides across ramp cracks on the downstream slope

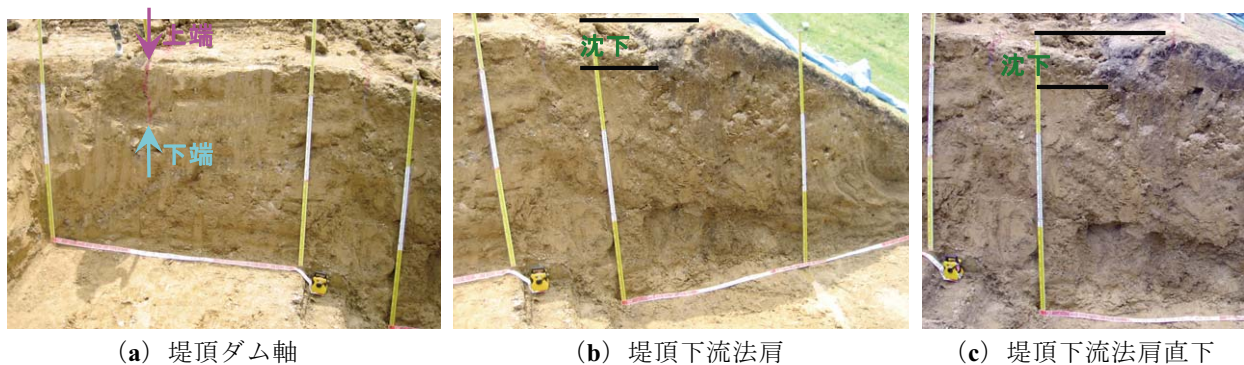


Fig. 36 堤頂下流側法肩の沈下箇所の開削面 (左岸壁面)
Surface of trench sides across subsidence of crash barriers at top of downstream slope (left-abutment side)

堤頂下流法肩のガードレールが沈下している箇所（後述の Figs.41 および 42 参照）の試掘トレンチの開削面 (Fig.36) では、堤頂中央のダム軸方向のクラック (Fig.36 の左図の左上方の赤いライン) は他の試掘トレンチの

クラックより不明瞭であり、クラック下端の深度は浅かった。沈下しているガードレール・旧高欄基礎の直下の築堤材自体も沈下していた (Fig.36 の (b) および (c) の中央のくぼみ形状の箇所)。

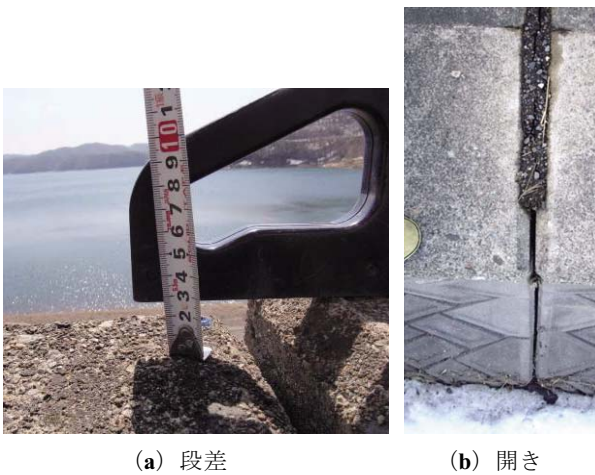


Fig. 37 波返しの変状 (左：東北農政局提供)
Damages of parapet



(a) 地震直後



(b) 地震後（6ヶ月後）

Fig. 38 地震後の波返し
Parapet after the earthquake

c 波返し

コンクリートブロック積み波返しの全長において目地に開きが確認された。波返しの変状のそれぞれの最大値は、開き（左右岸方向）が 18mm，段差（上下方向）が 28mm，ズレ（上下流方向）が 15mm であった。中央部左岸寄りにおいて、段差は最大となる 28mm（右岸側下がり），同一箇所において開きは 7mm，上下流方向のズレは 10mm（左岸側が上流側へ移動）であった。Fig.37 に波返しの段差と開きの変状を示す。Fig.38 に地震直後と地震後 6 ヶ月経過時の波返しの概観を示す。

堤頂中央部の 40m の区間において沈下（最大 79mm）と上流側への迫り出し（78mm）が生じ、堤頂道路アスファルトの舗装施工継目の離脱の大きな区間と概ね一致している。ただし、ダム管理として定期的に観測している測線は波返し部に設置されていないため、これらの数値は過年度の補修時の設計と比較して算出した値である。

コンクリートブロック積み波返しの基礎より低標高に設置されている上流法面の連結ブロックにおいて、クラックや割れが発生しており、最大長さ 1m，幅 12mm のブロックの割れが発生していた (Fig.39)。

連結ブロックより低標高の上流法面（凝灰岩によるリップラップ）にクラック，割れおよびはらみ出しなどの変状は一切認められていない。

連結ブロックより低標高の上流法面（凝灰岩によるリップラップ）にクラック，割れおよびはらみ出しなどの変状は一切認められていない。

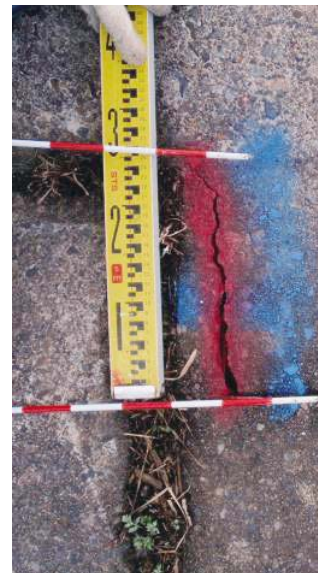


Fig. 39 上流法面の連結ブロックの割れ（東北農政局提供）
Damage of connecting blocks at upstream slope

d 堤体下流法面

堤頂中央部から右岸寄りにおいて、堤頂下流法肩から 2～3m 下方の下流法面（法面全面に植生）にダム軸とほぼ平行な開口クラックが発生している。右岸寄りにおいてクラック幅 120mm，段差 220mm（上流側下がり），深さ 60cm（ピンの貫入深度による計測）が最大の変状である (Fig.40)。なお、前述のように試掘トレンチにおいて確認された深さは最大 1.40m であった。

堤体中央部の左岸寄りの堤頂下流側法面において 93mm の沈下量を測定している。Fig.41 に地震前後の堤頂下流法面の概観を示す。Fig.41 (a) の地震前ではガードレールが一直線であるが、Fig.41 (b) の地震直後では沈下が認められる（人の集合箇所付近）。Fig.42 に堤頂下流法面の沈下（ガードレールおよび旧高欄の沈下）を示す。



(a) 地震直後の段差クラック



(b) 地震直後の段差クラック



(c) 段差クラック (東北農政局提供)

Fig. 40 下流法面のクラックによる上流側下がり段差
Ramp cracks on the downstream slope



(a) 地震前



(b) 地震直後

Fig. 41 地震前後の堤頂下流側法肩

Settlement of crash barriers at top of downstream slope before (left figure) and after (right figure) the earthquake



(a) 堤頂下流法肩の全体



(b) ガードレール・旧高欄の沈下



(c) 旧高欄の沈下と基礎破損

Fig. 42 堤頂下流側法肩の沈下 (ガードレールおよび旧高欄が沈下している箇所)
Settlement of crash barriers at top of downstream slope (overall view and detailed one)

これらの法肩直下のクラック以外に下流法面にはらみ出しなどの一切の変状は認められない。**Fig.43**に地震前後の下流法面の概観を示す。

e 復旧計画

波返し基礎の標高以上において堤体を水平に撤去し、波返しも撤去する。復旧盛土は、県道として堤頂が供用されることから最低限の道路幅を確保する必要がある。この堤頂幅の確保のため、ダム軸を5m程下流に移動す

るように現在の下流法面と同一の法面勾配となる腹付盛土とする計画である (**Fig.44**)。平成23年9月7日に災害復旧工事に着手している (農林水産省東北農政局, 2011c)。

3 西郷ダム

a 被災の概要

認められる変状は以下の三つである (**Fig.45**)。①堤

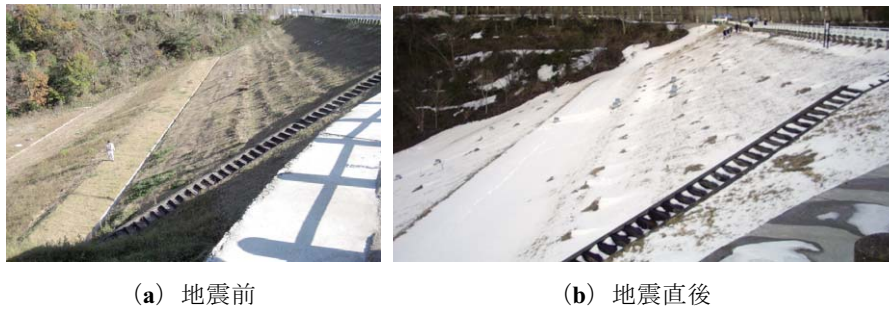


Fig. 43 地震前・後の下流法面
Downstream slope before (left figure) and after (right figure) the earthquake

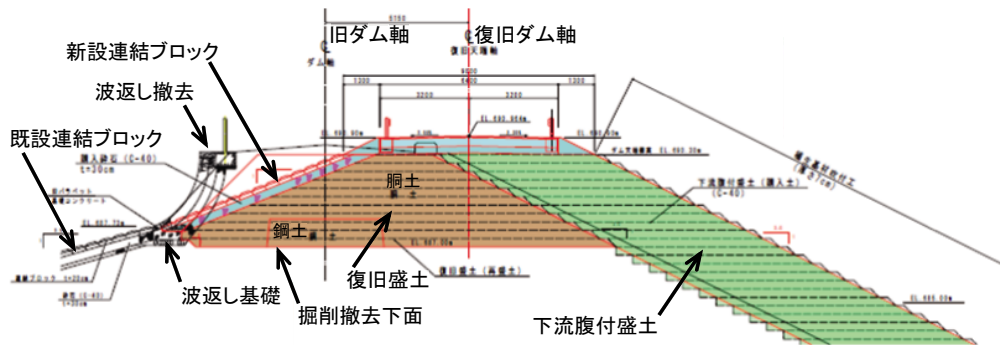


Fig. 44 羽鳥ダムの復旧断面
Section of restoration works at Hatori dam



Fig. 45 西郷ダムの被災概要 (Google Earth 航空写真)
Outline of damages of Nishigou dam

体上流法面の保護工（玉石）の段差、はらみ出し、ズレと捨石止コンクリートの屈曲、②堤頂（碎石敷き）のダム軸方向の開口クラック、および③堤頂上流法肩部の波返しの沈下、波返し基礎と上流法面の境界の開きと段差、である。堤体以外の変状として、取水施設のある右岸地山の法面保護工にはらみ出しやブロック崩落が発生している (Fig.46)。

鋼土で 86～95% 程度、抱土で 86～95% 程度の締固め度が試掘トレンチにおける現場密度試験と室内締固め試験から得られた。試掘トレンチにおける現場透水試験からは、鋼土は 10^{-6} cm/s オーダの遮水性、抱土は $10^{-6} \sim 10^{-5}$ cm/s オーダ、鞘土は 10^{-5} cm/s オーダの透水性が確認された。三軸試験から、供試体数が少ないが、およその強度定数として、鋼土は $c=17\text{kN/m}^2$, $\phi=37^\circ$ 、抱土は $c=14\text{kN/m}^2$, $\phi=39^\circ$ 、鞘土は $c=15 \sim 21\text{kN/m}^2$, ϕ



Fig. 46 右岸地山の法面保護ブロックの崩落
Collapse of slope protection at right abutment

=36 ~ 38°の数値を得ている。

b 上流法面の保護工

右岸寄りの波返し基礎から2~3m下方の上流法面に馬蹄形の窪み(最大550mm程の沈下)が発生しており、この窪みに連続して右岸側に波返し基礎に向かって玉石が下方(上流側)にズレ動いたように玉石の間に空間が生じている(Fig.47)。さらに、この変状箇所下方の法面に設置されている捨石止コンクリート(三段設置されている捨石止コンクリートの最上部)が下方(上流側)に屈曲しており、この屈曲の右岸側の玉石は玉石同士がせり上がっている状態(法面がはらみ出ている状態)である。Fig.48に馬蹄型の窪みと捨石止コンクリートの屈曲を含めた堤頂に近い上流法面の概観を示す。これらの変状より低い標高に設置されている上から二段目の捨石止コンクリートでは、捨石止コンクリートとこれに接続している上方(堤頂側)の玉石との間が開いて玉石直下の小円形礫が現れている。また、この捨石止コンクリートの一部に破損と下方(上流側)への傾倒が見られた。上から二段目と三段目の捨石止コンクリート間の法面にも玉石のせり上がりが見られた。三段目の捨石止コンクリートは下方(上流側)に緩やかに湾曲している。Fig.49に地震前後の上流法面の概観を示す。

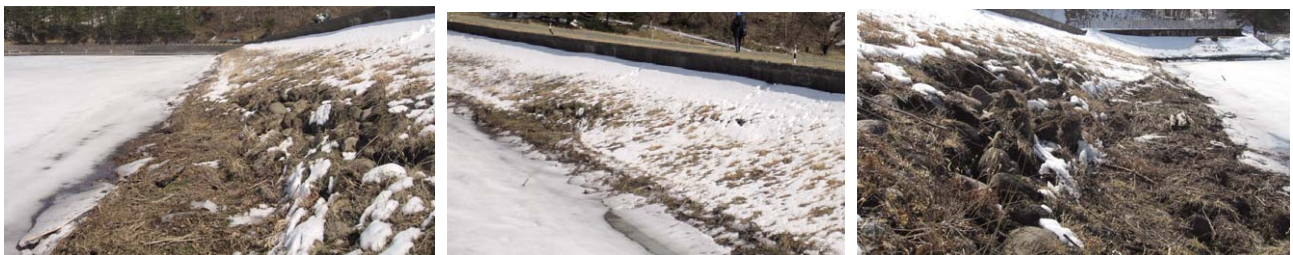
上流法面の玉石の段差、不陸、開きは中央部から右岸側の変状の方が規模が大きくなっている。

上流法面では三箇所において試掘トレンチにより調査

をおこなった(Figs.50および51)。法面の玉石の下部は、法面と平行の小円形礫の裏込め材があり、この裏込め材の下部に法面と平行にさらに盛土がされている。この盛土内やこの盛土と下部の盛土との境界では含水比の高い軟化した連続した面が確認された。これらの軟弱部は、段差部の堤体内に認められたクラックや開口クラック(小円形礫を挟在している)に連続する傾向が認められた。軟弱部の下部の盛土(鞘土に相当)は良く締まった粘性土(褐色)であり、1000~1500kN/m²程度のコン貫入抵抗が得られている。

工事誌(農林省阿武隈川上流農業水利事業所, 1955)および施工時等の写真から、上流法面の施工は、水平盛土施工の鞘土の上部に法面と平行に1m強の厚さの盛土がブルドーザ撒出しにて施工され、さらに厚さ20cm程度の裏込め材と厚さ0.4~0.6mの玉石の張石が人力にて施工されている。法面に平行な盛土は、試掘トレンチにおいて平均75%程度の締固め度であった。後述の鞘土の締固め度(95~96%程度)と異なっている。このため、法面に平行な盛土は鞘土の上面に法面に平行に施工された法面保護層であることが確認された。

最上段と中間の捨石止コンクリートの間の法面の最大段差約500mm程度の玉石のせり上がりの変状箇所の試掘トレンチにおける現場密度試験と室内締固め試験から95~96%程度の締固め度が鞘土に対して得られた。試掘トレンチにおける現場透水試験からは、鞘土について $1.3 \times 10^{-5} \sim 2.7 \times 10^{-5}$ cm/sの透水性が確認された。



(a) 右岸側から

(b) 全体

(c) 左岸側から

Fig.47 馬蹄型の窪み

Horseshoe-shaped pocket on upstream slope



(a) 右岸側から

(b) 左岸側から

Fig. 48 馬蹄型の窪みと捨石止コンクリートの屈曲

Horseshoe-shaped pocket and bending of riprap stopper works on upstream slope



(a) 地震前

(b) 地震直後

Fig. 49 地震前・後の上流法面
Upstream slope before (left figure) and after (right figure) the earthquake



(a) 試掘トレンチ左岸壁面

(b) 試掘トレンチ右岸側

Fig. 50 馬蹄型の窪み箇所の掘剖面
Trench at horseshoe-shaped pocket on upstream slope



(a) 屈曲部の破壊

(b) 左岸側から

(c) 左岸堤頂側から

Fig. 51 捨石止コンクリート屈曲部 ((b) の上部の玉石積み上げ箇所が (c) の掘削箇所)
Bending of riprap stopper works on upstream slope

c 堤頂

堤頂中央部の堤頂長のほぼ2/3の区間にダム軸と平行に1～3条の開口クラックが発生している (Fig.52)。発生クラックの最大延長はダム軸付近のクラックにおいて62.7m、最大開口幅500mmを計測し、同クラックでの紅白ポール挿入による深さは1.60mであった (Figs.53～55)。

堤頂の最大延長クラックの左岸地山寄りにおける試掘

トレンチにおいて開口クラックの最大深度は2.75mであった、この深度は、設計資料によると鋼土と抱土との境界付近となるが、鋼土にクラックは到達していなかった (Fig.56)。クラック周辺の盛土は良く締まり、クラック開口部の面は自立している。クラック下端の直下では1000kN/m²程度のコーン貫入抵抗が得られている。

前述の紅白ポール挿入による1.60mの深さのクラックに対して開口面を観察するように掘削した試掘トレンチ

において最大深度は3.5mであった。クラック開口面は細かな凹凸を有し、鏡理面や軟化が認められないことから引張によって発生したクラックと判断される。クラック下端の直下では500～1000kN/m²程度のコーン貫入抵抗が得られている。

これら二つの試掘トレンチにおいて堤頂付近の砂質粘

性土(黄褐色)を抱土、下部の粘性土(褐色)を鋼土と区分した。また、二つの試掘トレンチにおける現場密度試験と室内締固め試験から86%および92%程度の盛土の締固め度が得られた。試掘トレンチにおける現場透水試験からは、鋼土と抱土ともに $2.5 \times 10^{-6} \sim 3.5 \times 10^{-5}$ cm/sの透水係数が得られた。



(a) 右岸側から

(b) 右岸側から

(c) 左岸側から

Fig. 52 堤頂のダム軸方向の開口クラック

Open cracks in the longitudinal direction on the crest of dam

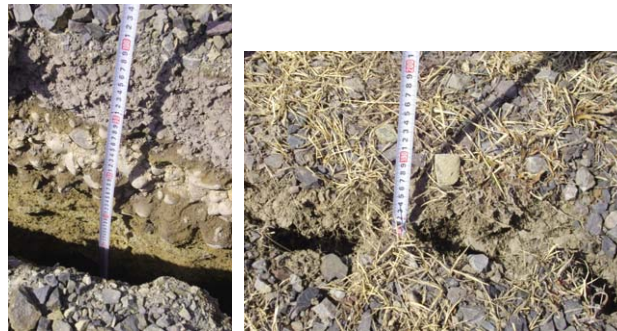


(a) 左岸側から

(b) (a) の拡大

Fig. 53 堤頂のダム軸方向の開口クラックの開口幅

Width of open cracks in the longitudinal direction on the crest of da



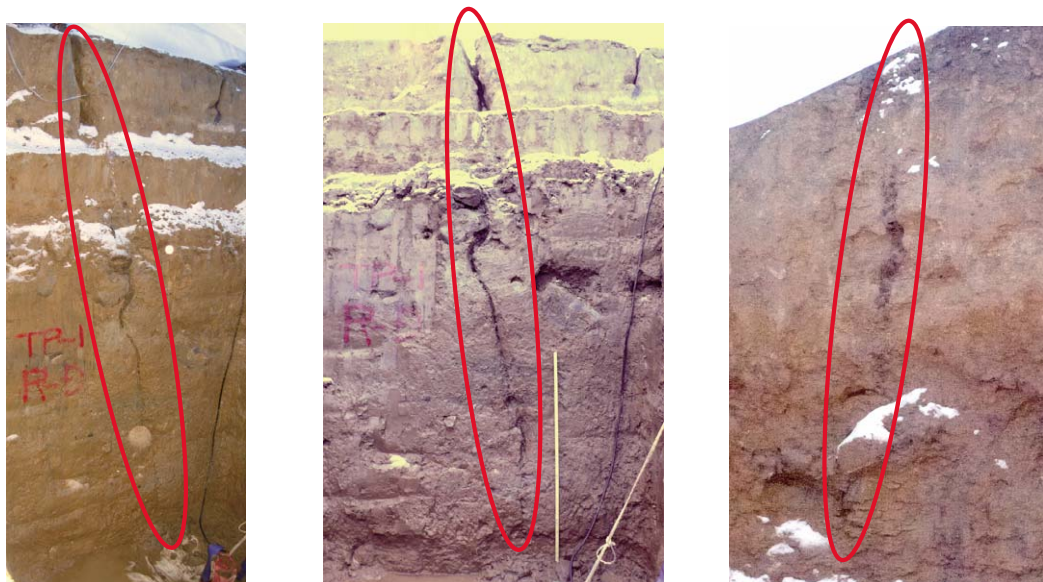
(a) 最大開口箇所付近 (b) 最深部付近

Fig. 54 堤頂のダム軸方向の開口クラックの深さ
Depth of open cracks in the longitudinal direction on the crest of dam



(a) 開口クラックの堤頂表面 (b) 開口クラックの内部

Fig. 55 堤頂のダム軸方向の開口クラックの開口内部
Open cracks in the longitudinal direction on the crest of dam



(a) 試掘トレンチ右岸壁面 (b) 試掘トレンチ右岸壁面正対 (c) 試掘トレンチ左岸壁面

Fig. 56 堤頂ダム軸の開口クラックの開剖面
Surface of trench sides across open cracks on the crest of dam

d 波返し

コンクリート製波返しは目通しで沈下と傾倒が認められる (Fig.57)。波返しの頂部は堤頂中央部において設計標高から最大 360mm 程度の沈下が計測された。波返し基礎と上流法面の接合部では、堤頂中央部の左岸寄り

において最大開き 70mm、左岸地山寄りにおいて最大段差 240mm を計測している。

e 復旧計画

羽鳥ダムと同様に波返しを撤去し、堤頂のダム軸方向の開口クラックが鉛直方向へ到達している深度を含めて



(a) 地震前

(b) 地震直後

Fig. 57 地震前・後の波返し

Parapet before earthquake (left figure) and after earthquake (right figure)

重機施工が可能な支持力が得られる深度まで水平に堤体を撤去する。また、上流法面は法面全体において玉石、裏込め材および法面平行盛土の法面保護層に相当する厚さ 2m を撤去し、碎石による置換盛土とする。堤頂標高と堤頂幅を確保するため、上流法面では、置換盛土の法面勾配を現在と同一の法面勾配の 1:3.0 とするが、設計洪水位以上の標高における法面勾配は 1:2.0 とする。下流法面は、現在の法面勾配の 1:2.5 から撤去標高より高標高では法面勾配を 1:2.0 とする計画である (Fig.58)。羽鳥ダムと同様に平成 23 年 9 月 7 日に災害復旧工事に着手している (農林水産省東北農政局, 2011b)。

IV 結 言

平成 23 年 3 月 11 日 14 時 46 分に発生し、我が国において未曾有の震災をもたらした平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震により国営事業によって第二次世界大戦直後に築造された福島県下の二つのアースダムの堤体に変状が発生した。この二つのダムに対して、工事誌

などからダム堤体の土質・構造などを確認しつつ、変状発生箇所における堤体の開削などから被災状況を詳細に調査した。この二つの国営農業用フィルダムの被災調査から以下の結果を得た。

①被災した二つのアースダムは、近代的なフィルダムの設計・施工が確立される黎明期に計画・設計・施工され、また、現在の地震時荷重に対する安定性の評価が確立される以前に築堤されながらも、施工段階においてその都度に工学的な検討を実施し、安全性を繰り返し評価しつつ築造された。このように施工されたアースダムにおいて遮水・貯水・放流機能は維持された。そして、現在において提案されている耐震性能の性能目標として“地震によってダムに構造的な損傷が生じないこと”と“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”(日本地震工学会性能規定型耐震設計法に関する研究委員会, 2006)のこの二つの性能目標の間に位置する耐震性能を発揮した。

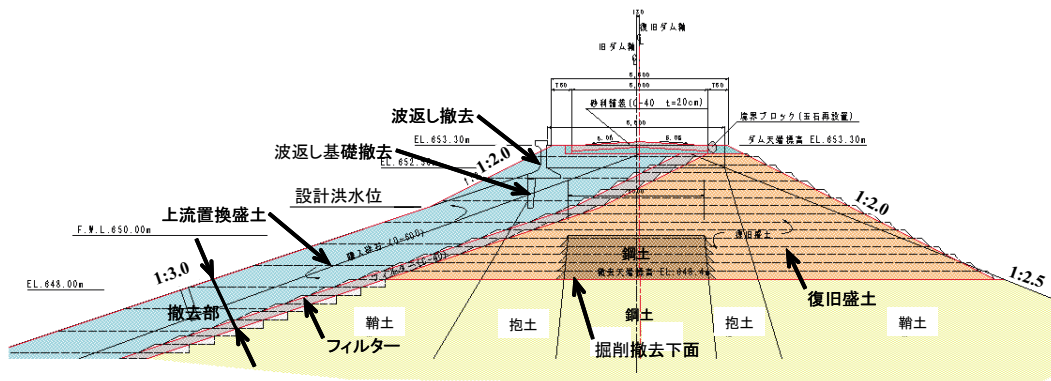


Fig. 58 西郷ダムの復旧断面
Section of restoration works at Nishigou dam

②変状が発生したフィルダムにおいて、地震後の耐震性能評価や復旧における耐震性能の確認のためには、入力地震動の設定や応答特性の検証の信頼性を高めるための地震観測の記録波形が重要である。入力地震動の設定のためにはダム基礎地盤と同等の地盤の近傍観測点、および、ダム堤体の地震時挙動の把握のためには堤頂や堤体内部の観測点、における加速度波形の記録と蓄積が重要である。

③地震時にダム堤体に発生した変状に対して、早急な調査・復旧計画の策定のため、その規模や損傷範囲を評価および調査することが可能な技術開発が必要とされる。

④ダム堤頂におけるダム軸方向の開口クラックの発生が特徴的な被災状況であった。この特徴的なクラックの発生メカニズムの解明とクラック発生に対して波返しの有無などが影響を及ぼしているかを把握し、堤体に発生するクラックのような不連続性を評価することができる技術開発が必要とされる。

地震に対する安全性の確認として確立されている現在の“震度法”による耐震設計に基づいて築造されていないフィルダムにおいてもレベル 2 地震動に匹敵する強震動にさらされながら高い耐震性能を有していた。このことは、現在のフィルダムの耐震設計は、従来から指摘されている震度法を適用する問題点（農林水産省農村振興局，2003）を含め、フィルダムの耐震メカニズムに基づく地震時のダム挙動の実態を十分に評価していないと考えられる。フィルダムの地震時の耐震性能の解明による地震時の応答挙動に基づいた合理的な耐震設計を確立するためには、フィルダムでの地震観測による地震時挙動と地震時に発生した変状の詳細調査の蓄積は非常に重要である。

堤頂のダム軸方向のクラックは、古くから地震に伴い発生するクラックの大部分を占めており、堤体の滑動に伴って発生するのではなく、堤頂付近は震度が大きく、かつ両法肩付近において地震の水平動によるせん断抵抗力の変化も大きいことをひとつの理由としている（和田，1937；伊藤，1951；物部，1952；河上，1953a；河上，1953b；河上，1954；社団法人発電水力協会編，1972；土質工学会編，1983；農林水産省農村振興局，2003）。また、西郷ダムにおいて発生したような堤体内に鉛直方向に発生する開口したクラックに対して、岡本（1964）は、“幅広く口をあき裂が生じる原因は堤体表面部に生じる張応力であると考えられその場合のき裂の深さはこの堤体材料が垂直に立ちうる限界の高さ（数式の記述）の 1/2 と仮定されるのが普通である。この場合に斜面の迂りが同時におきているとは必ずしも限らない。”と記述されている（“”内は原文のまま、ただし、括弧は著者が付記）。このように地震時のフィルダム堤頂のダム軸方向のクラックは古くから知られていたにもかかわらず、発生メカニズムの詳細な解明がなされ

ておらず、古くから存在する新しい問題である。地震時のこれらの被災状況の調査事例の蓄積と振動模型実験などにより発生メカニズムの解明を進めたい。

参考文献

- 1) 阿武隈川上流土地改良区（1982）：西郷ダム概要図 昭和 30 年 5 月竣工
- 2) 伊藤令二（1951）：堰堤工学, 34-35, 株式会社アルス, 東京
- 3) 石川有三・中村浩二（1997）：SEIS-PC for Windows95, 地球惑星科学関連学会 1997 年大会予稿集, 78
- 4) 石坂智（2010）：Ngraph for Science and Engineering, <http://www2e.biglobe.ne.jp/~isizaka/>
- 5) 大島精一（1955）：油圧式スルースバルブ開閉装置について, 農業土木研究, 23 (2), 37-39
- 6) 岡本舜三（1964）：改定新版 地震力を考えた構造物設計法, OHM 文庫 (309), 299-305, 株式会社オーム社, 東京
- 7) 岡本舜三（1971）：耐震工学, 387, 株式会社オーム社, 東京
- 8) 鹿嶋俊英（2007）：ViewWave, http://iisee.kenken.go.jp/staff/kashima/software_j.html
- 9) 河上房義（1953a）：アースダム, 45, 株式会社オーム社, 東京
- 10) 河上房義（1953b）：土堰堤の設計, 土木技術双書 1, 63, 共立出版株式会社, 東京
- 11) 河上房義（1954）：アースダム—土質工学的設計および施工法一, 14-17, 140-143, 鹿島建設技術研究所出版部, 東京
- 12) 気象庁（2011a）：平成 23 年 3 月 11 日 14 時 46 分頃の三陸沖の地震について（第 2 報）, <http://www.jma.go.jp/jma/press/1103/11c/201103111620.pdf> (2011 年 11 月 11 日閲覧)
- 13) 気象庁（2011b）：災害時地震・津波速報 平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震, 災害時自然現象報告書 2011 年第 1 号, http://www.jma.go.jp/jma/kishou/books/saigaiji/saigaiji_201101/saigaiji_201101.pdf (2011 年 11 月 11 日閲覧)
- 14) 気象庁（2011c）：平成 23 年 3 月 地震・火山月報（防災編）, <http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/gaikyo/monthly201103.pdf> (2011 年 11 月 11 日閲覧)
- 15) 気象庁（2011d）：強震波形（平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震）, http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/110311_tohokuchiho-taiheiyouki/index.html (2011 年 11 月 11 日閲覧)
- 16) 気象庁（2011e）：「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」により各地で観測された震度について, <http://www.jma.go.jp/jma/press/1103/30d/kaisetsu201103301800.pdf> (2011 年 11 月 11 日閲覧)

- 17) 気象庁 (2011f) : 「平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震」及び同地震以降の地震により各地で観測された震度等について (第 2 報), <http://www.jma.go.jp/jma/press/1104/25a/201104251500.pdf> (2011 年 11 月 11 日閲覧)
- 18) 気象庁 (2011g) : 「平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震」により各地で観測された震度等について (第 3 報), <http://www.jma.go.jp/jma/press/1106/23b/201106231400.pdf> (2011 年 11 月 11 日閲覧)
- 19) 気象庁 (2011h) : 震度観測点の地震情報への活用停止等について, <http://www.jma.go.jp/jma/press/110>
- 20) 気象庁 (2011i) : 推計震度分図, 2011 年 03 月 11 日 14 時 46 分 三陸沖 M7.9, http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/suikai/201103111446_288/201103111446_288_1.html (2011 年 11 月 11 日閲覧)
- 21) 国土交通省関東地方整備局 (2011) : 平成 23 年 4 月 14 日 16 時 00 分発表資料 (表紙・別紙), http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000038561.pdf (2011 年 11 月 11 日閲覧)
- 22) 国土交通省国土技術政策総合研究所水資源研究室 (2008) : 大規模地震に対するダムの耐震性能照査について, <http://www.nilim.go.jp/lab/fdg/12/12.html> (2011 年 11 月 11 日閲覧)
- 23) 下野新聞社 (Shimotsuke Original Online News) (2011a) : 県内農業被害 106 億円 大震災で県まとめ (4 月 21 日), <http://www.shimotsuke.co.jp/news/tochigi/economics/news/20110420/501134> (2011 年 11 月 11 日閲覧)
- 24) 下野新聞社 (Shimotsuke Original Online News) (2011b) : 深山ダム大震災で被害 那須塩原 2 カ所にひび, 漏水はなし 県, 9 月補正に 1 億 4500 万円 (2011 年 9 月 17 日), <http://www.shimotsuke.co.jp/news/tochigi/economics/news/20110420/501134> (2011 年 11 月 11 日閲覧)
- 25) 社団法人発電水力協会 編(1972) : 最新フィルダム工学, 558-566, 社団法人発電水力協会, 東京
- 26) 東北農政局白河矢吹開拓建設事業所 (1964) : 羽鳥ダム工事誌
- 27) 栃木県企業局 (2011) : 企業局における震災対応について, http://www.pref.tochigi.lg.jp/j01/keikaku/documents/shiryu8_4.pdf (2011 年 11 月 11 日閲覧)
- 28) 独立行政法人防災科学技術研究所 (2011) : 強震観測網 (K-NET, KiK-net), <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 29) 土質工学会編 (1983) : 土質地震工学, 土質基礎工学ライブラリー 24, 244-255, 社団法人土質工学会, 東京
- 30) 土木工学大系編集委員会編集 (1977) : ケーススタディダム, 土木工学大系 33, 60, 株式会社彰国社, 東京
- 31) 日本地震工学会性能規定型耐震設計法に関する研究委員会 (2006) : 性能規定型耐震設計 現状と課題, 114, 鹿島出版会, 東京
- 32) 農業水利ダム集大成編集委員会編集 (1984) : 農業水利ダム集大成第一巻, 12, 株式会社公共事業通信社, 東京
- 33) 農業土木学会 (1973a) : 農業土木工事図譜, 第 2 集フィルダム編, 139-141, 303, 社団法人農業土木学会, 東京
- 34) 農業土木学会 (1973b) : 農業土木工事図譜, 第 2 集フィルダム編, 142-144, 257-258, 261, 284-285, 303, 309-310, 社団法人農業土木学会, 東京
- 35) 農業土木学会編集 (1979) : 農業土木史, 923, 社団法人農業土木学会, 東京
- 36) 農林省阿武隈川上流農業水利事業所 (1955) : 西郷貯水池工事誌
- 37) 農林省農地局 (1953) : 土地改良事業計画設計基準, 第 3 部設計第 1 篇土堰堤, 第 4 章堤体の設計
- 38) 農林省農地局 (1956) : 土地改良事業計画設計基準, 第 3 部設計第 1 編アースダム (改定案), 第 4 章堤体の設計
- 39) 農林水産省 (2011) : 東日本大震災について～東北地方太平洋沖地震の被害と対応～, <http://www.maff.go.jp/j/press/keiei/saigai/111125.html> (2011 年 12 月 1 日 閲覧)
- 40) 農林水産省東北農政局 (2011a) : 東北管内の東日本大震災による農地・農業用施設の被災及び復旧状況についてダムの被災状況について, <http://www.maff.go.jp/tohoku/nouson/seibi/osirase/pdf/siryu-7.pdf> (2011 年 11 月 11 日閲覧)
- 41) 農林水産省東北農政局 (2011b) : 阿武隈川上流地区災害復旧事業に着手, http://www.maff.go.jp/tohoku/osirase/higai_taisaku/pdf/hukkyu_abukuma.pdf (2011 年 11 月 11 日閲覧).
- 42) 農林水産省東北農政局 (2011c) : 白河矢吹地区 羽鳥ダム災害復旧工事等に着手, http://www.maff.go.jp/tohoku/osirase/higai_taisaku/pdf/hukkyu_sirakawa.pdf (2011 年 11 月 11 日閲覧).
- 43) 農林水産省東北農政局阿武隈土地改良調査管理事務所 (2011) : 阿武隈管内国营事業完了地区位置図, <http://www.maff.go.jp/tohoku/nouson/kokuei/abukuma/map.html> (2011 年 11 月 11 日閲覧)
- 44) 農林水産省東北農政局阿武隈川土地改良調査管理事務所羽鳥ダム管理所 (2011) : 国営直轄管理事業 (白河矢吹地区) 羽鳥ダム (概要パンフレット)
- 45) 農林水産省農村振興局 (2003) : 土地改良事業計画設計基準設計「ダム」技術書〔フィルダム編〕, 第 9 章 フィルダムの設計, II -126- II -128
- 46) 増川晋・向後雄二・浅野勇・林田洋一 (2002) : 地震観測による複数のフィルダムの地震時挙動, 農業工学研究所報告, 41, 56
- 47) 増川晋・中里裕臣 (2008) : 荒砥沢・小田ダムおよび荒砥沢ダム上流大規模地すべり調査報告, 水土の知,

76 (8), 705-706

- 48) 物部長穂 (1952) : 土木耐震學, 147-150, 理工図書株式会社, 東京
- 49) 和田保 (1937) : 土堰堤, 地球全書, 87-89, 西ヶ原刊行

會, 東京

- 50) 矢吹ヶ原土地改良区 (2011) : 羽鳥疏水の歴史, <http://yabukihara.org/hatori.html> (2011 年 11 月 11 日閲覧)

Damages of Embankment Dams for Irrigation due to the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake

MASUKAWA Susumu, TAGASHIRA Hidekazu, KURODA Seiichiro and HAYASHIDA Yoichi

Summary

The damages due to the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake of two earth fill dams for irrigation, Hatori dam whose height was 37.1 m and Nishigou dam whose height was 32.5 m, were investigated. These dams were located within about 260 km from the epicenters of the earthquake whose magnitudes M_w were 9.0.

The characteristic damages at Hatori dam were 1) cracks in the longitudinal direction on the crest of dam, 2) cracks in the longitudinal direction on the crest of dam near the top of the downstream slope, and 3) settlements of the partial crest of dam and displacements of the parapet.

The characteristic damages at Nishigou dam were 1) the longitudinal opening cracks expanding in vertical direction on the crest of dam, 2) settlements of the partial crest of dam and displacements of the parapet, and 3) bending of riprap stopper works and horseshoe-shaped pocket and slipping of the riprap on the upstream slope.

As a result of the survey by the trenching, the cracks in the longitudinal direction on the crest of Hatori dam and Nishigou dam did not reach the impervious zones. The dam functions, seepage control or water storage function, were secured for Hatori dam and Nishigou dam. Damages of two dams were not so serious for dam structures to lost the seepage control or water storage functions and recoverable in complete.

Hatori dam and Nishigou dam, which were constructed before seismic design code had been established, had an enough earthquake-resistant performance as well as the dam built with present seismic design.

Keywords : the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, earth fill dam for irrigation, field survey, damage of dam due to earthquake