

藤沼ダムの決壊メカニズムの解明とその原因

Elucidation of the Collapse Mechanism of Fujinuma Dam

鈴木 秀一郎* 渡邊 浩樹* 田中 忠次**
(SUZUKI Shuichiro) (WATANABE Hiroki) (TANAKA Tadatsugu)

龍岡 文夫*** デュッティン アントワン**** 三浦 亨*****
(TATSUOKA Fumio) (DUTTINE Antoine) (MIURA Tohru)

I. はじめに

国内観測史上最大規模の地震となった2011年東北地方太平洋沖地震(3月11日14時46分、モーメントマグニチュード $M_w=9.0$ 、以下、「東北地方太平洋沖地震」という)によって、東北から関東に至る広域の農地・農業用施設等に甚大な被害が発生した。福島県内では、農業用ダムおよびため池3,730カ所のうち750カ所が被災し、3カ所のため池が決壊に至った¹⁾。この中でため池として最も大規模な藤沼ダムについては、福島県農業用ダム・ため池耐震性検証委員会(福島県)を通じて決壊に至った原因究明を行った。具体的には、決壊した堤体の詳細な現地調査によるすべり崩壊履歴の把握と残存する堤体盛土の調査によって、その決壊の照査を行った。本報では、「藤沼湖の決壊原因調査報告書」¹⁾を引用しながら、藤沼ダムが決壊に至ったメカニズムとその原因を報告する。

II. 藤沼ダムの決壊前の状況

東北地方太平洋沖地震(近傍地点では震度6弱)により藤沼ダム本堤が決壊し、貯留水の流出によって、人的被害8名(死者7名、行方不明者1名)と家屋被害123戸(流出・全壊から床下浸水)をはじめ、下流の農地約90haや橋梁2カ所など、その被害は広範囲に及んだ¹⁾。

1. 藤沼ダムの概要

藤沼ダム(福島県須賀川市)は、昭和12年に建設に着手し、戦時中の一時中断を経て昭和24年に竣工したアースダムであり、本堤(堤高18.5m、堤頂長133.2m)と副堤(堤高10.5m、堤頂長72.5m)で構成されていた。藤沼ダム築造当時の堤体設計については、その安定性検討に関する明確な基準がなく、藤沼ダム竣工後の昭和31年に「土地改良事業計画設計

基準 アースダム(改定案)」²⁾が制定され、安全性照査には臨界円による円弧すべり面法を適用して、満水時の下流側堤体に地震を考慮することになった。施工方法については、土質の選定、締固め方法と締固め管理などの点で明確な記述がなく経験的な技術の域を出ていない。藤沼ダムでの築造については、聞き取り調査等¹⁾によって以下のことが明らかになっている。

- ① 堤体の締固めは、用土を10~20cmで層状にまき出して、牽引式のタンピングローラまたは平滑ローラで実施した(ただし、後述のように、堤体最上部の上部盛土では、これを実施した痕跡は乏しい)。
- ② 本堤の材料は堤体左岸の土取場から採取した。その土質は崖錐堆積物および白河層(火砕流堆積物群)の強風化層で、細粒分に富む材料である。

2. 施設の管理状況

藤沼湖から取水された農業用水は下流の837haを灌漑し、施設の維持管理は江花川沿岸土地改良区が行っている。管理項目と決壊前の状況は以下のとおりである。

日常点検として年2回の堤体の草刈り、週1回程度の貯水位監視、台風や異常降雨時の巡回によって、決壊前までの点検では堤体の変状や異常な漏水等は確認されなかった。また、地震前の直近での震度4以上の地震が観測された時の臨時点検でも、異常は確認されず決壊直前まで健全な状況が維持されていたと推測できる。

III. 藤沼ダムの決壊の状況

決壊前の藤沼ダム堤体状況は、過去の改修時の調査・工事データ、地震後の調査ボーリング、原位置試験(標準貫入試験、現場透水試験、PS検層)、開削調査や室内土質試験から、以下のことが明らかになって

*福島県農中農林事務所, ** (一社)地域環境資源センター
元東京大学, * (株)複合技術研究所
***** NTC コンサルタンツ(株)東北支店



フィルダム, 地震被害, 塑性すべり解析, 締固め, 強度低下

いる¹⁾。

1. 堤体の状況

(1) 堤体の特性 堤体盛土は、図-1に示すように土質構成の違いにより3層(上位より、上部盛土、中部盛土、下部盛土)に区分できる。上部盛土は灰白色を呈する粗粒砂主体で、全体に均質な材料からなり、まき出し層の締固め転圧の痕跡に乏しい。中部盛土は褐灰色の砂質シルト主体で、黄灰色のシルト混じり砂とローム質な粘土および黒~暗灰褐色で腐植質なシルト質砂が20~30 cm 間隔で互層をなし、薄層まき出し転圧の痕跡は明瞭である。下部盛土はシルト分を含む礫混じり粗~細粒砂主体で、ローム質な粘土および黒~暗灰褐色で腐植質なシルト質砂と20~30 cm 層厚で互層をなし、薄層まき出し転圧の痕跡は明瞭である。堤体改修時の調査(昭和58年)では、上部盛土の平均N値は3(範囲2~6)、中部盛土・下部盛土で平均N値4(範囲2~6)である。堤体の締固め度D値は図-2に示すように、残存した上部盛土では標準プロクター基準による締固めエネルギー(1Ec)で87.9%、4.5Ec基準で84.0%である。中部盛土では1Ec基準で81.6%と87.4%、下部盛土では1Ec基準で86.4%と93.7%が得られ、ばらつきが見られ全体的に低い値である。基礎地盤は、第四紀後期の非火山性堆積物層と第四紀更新世前期の白河層でN値が20以下である。

(2) 貯水位 近隣施設の管理者による地震発生直後の目視証言から、地震発生時点は満水位から50~70 cm 下(例年と同様の貯水位状態)であったと判断できる。

2. 地震直後の堤体・構造物の損壊・移動状況

地震発生後の15時11分ごろ(発生から25分後)には、近隣施設の管理者による目視等によって、堤体の右岸から左岸に至る全堤長(133.2 m)の上部盛土全体と中部盛土の下流側の大部分がすでに流失していること、また、中部盛土の上流部分が残存していることが確認されている。このことから、図-3に示すような損壊状態が想定される。

決壊後の主要な堤体構造物の移動位置を図-4、5に示す。堤頂から貯水池側法面に設置された石積みブロックや波除工などの堤体構造物の移動は、堤体の地震時挙動を反映している。以下に移動状況を示す。

- ① 波除工構造物(張りブロック,コンクリート枠)は、堤体中央からやや右岸よりのみお筋で貯水池側に約20 m 移動している。
- ② 波除工構造物の上方の法面に設置されていた石積みは貯水池側にすべり落ちており、上記の波除工構造物を覆うか、あるいはこれよりも貯水池内

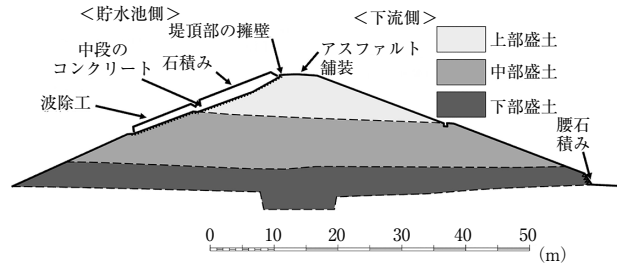


図-1 堤体断面と付帯構造物の配置¹⁾

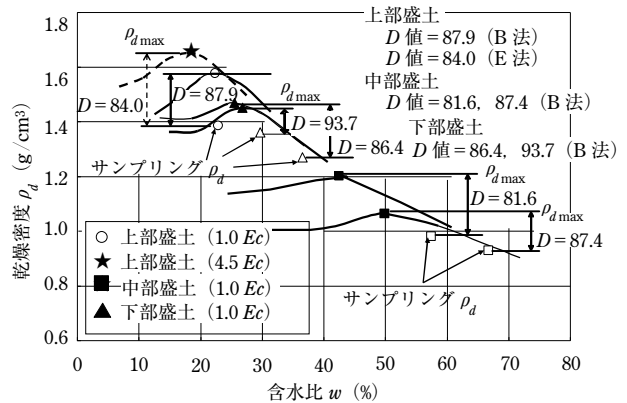


図-2 堤体土の締固め特性と堤体の締固め度D値¹⁾

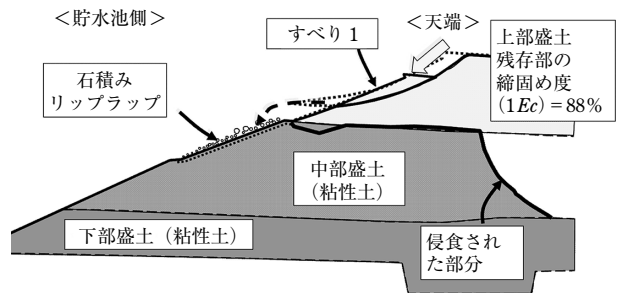


図-3 すべり1と越流侵食の詳細¹⁾(他のすべり1は後述)

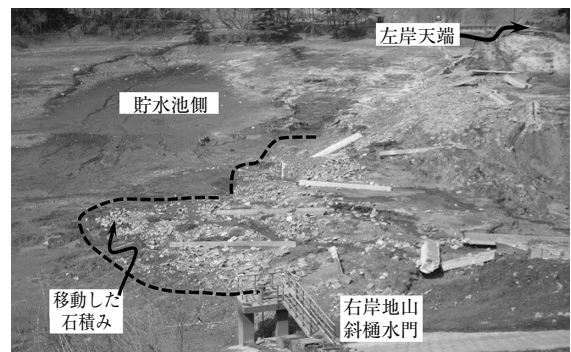


図-4 石積みと波除工の移動状況(貯水池)

- の遠方まで移動(最大50 m)している。
- ③ 左岸部の堤体上に残っている波除工(張りブロック)の上に上部盛土の砂質砂と石積みブロックが覆いかぶさっている。
- ④ 下流域では、石積みが少数散在する程度である。
- ⑤ 波除工構造物と石積みの上に施工された中段の

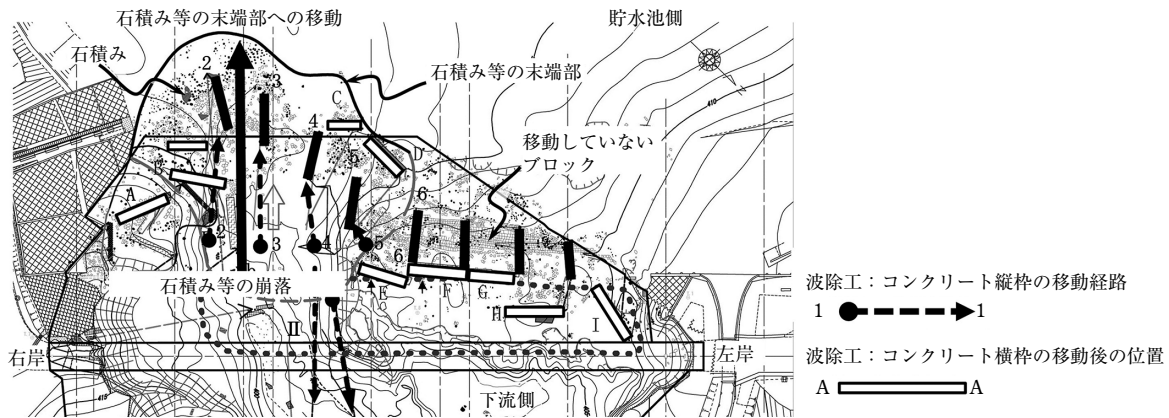


図-5 本堤の堤体構造物の移動分布図（貯水池側）³⁾（一部加筆）

コンクリートは、堤体中央からやや右岸よりの部分で、石積みとともに波除工構造物よりも貯水池側に向かって遠方に移動している。

- ⑥ 一方、左岸では、中段のコンクリートは波除工構造物に隣接して堤体上に分布しており、ほとんど移動していない。

このことは、越流によって上部盛土が下流側に流出するよりも早い段階で、上部盛土に貯水池側へのすべり崩壊が発生したことを示唆している（図-3）。

3. 堤体の安定性照査

決壊前のダム堤体の安定性を「土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」技術書」⁴⁾に準じて、極限平衡法の円弧すべり計算（有効応力解析）を行った。解析に用いた地盤定数は、事故調査¹⁾で行われた原位置試験および室内土質試験から得られた値である。なお、解析は排水条件を仮定した計算であり、ピーク強度パラメータは粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ である。図-1に示す堤体断面・地盤モデルを用いたすべり安定計算の結果は、常時満水位の時に地震力（水平震度0.15）が加わる条件で、堤体上流側で安全率 $F_s=1.15$ となった。現在の設計基準の安全率の許容値1.2を若干下回るものの、直ちに崩壊するという状況ではなく、一応、許容値に近い値が確保されている。実際には決壊しており、この手法では十分に地震時の挙動を説明できないことを示している。なお、粒度特性および事故調査¹⁾で行われた繰返し非排水三軸試験によって、液状化抵抗率 F_L は1.75であり、設計震度0.15の場合は液状化しない判定となった。実際には、IV.で説明するように地震時に非排水繰返し载荷によって強度低下が生じていたと思われる。

IV. 決壊のメカニズムと原因の検討

藤沼ダム堤体の土質の再評価と塑性すべり解析を実施して、破壊に至ったメカニズムを究明した。

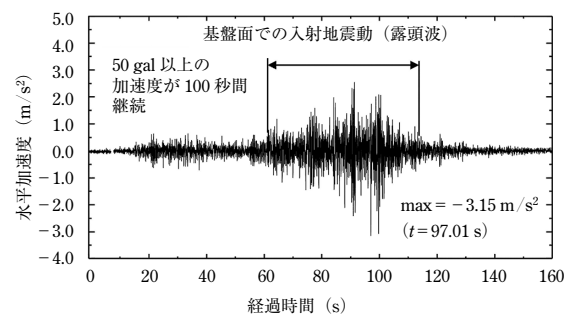


図-6 Kik-net 長沼観測所で観測された地震波形（一部加筆）

1. 藤沼ダムにおける地震動

藤沼ダムの南東約3 kmに位置する Kik-net 長沼観測所の地震波形を図-6に示す。長沼観測所の基礎地盤は藤沼ダムと同様の白河層からなる。本観測所で 3.93 m/s^2 （三成分合成）が観測されており、今回と同様の海溝型地震である平成17年の宮城県沖地震での最大加速度を上回る 0.50 m/s^2 以上の地震動が100秒間も継続したことは大きな特徴である。

2. 藤沼ダムの決壊プロセス

現地調査等¹⁾により確認および推定した堤体の複数のすべりを図-7、8に示す。堤体を被覆している石垣や波除工などの移動状況から推定されたすべりを1から7まで命名している。以下に、主な堤体すべりの特徴と推定された堤体の決壊に至るプロセスを示す¹⁾。

- ① すべり1：上部盛土部の貯水池側法面に施工されていた石積みブロックが貯水池側に崩落し波除工構造物よりも遠方まで移動している事実から、すべり1は波除工構造物の損壊よりも早い段階で発生したと推定できる。
- ② すべり2：左岸側の残存した中部盛土内にすべり面の一部が見られ、貯水池側への浅い堤体すべりで、波除工構造物を損壊させた。
- ③ すべり3：波除工構造物の移動状況に基づいて想定した貯水池側への大規模な深いすべりであ

る。構造物の移動量は、最大で 20 m に達する。

- ④ すべり 4a, 4b : 下流側の堤体に想定される下流側へのすべりである。
- ⑤ すべり 6 : 現況河川の左岸斜面に分布する貯水池側堤体内のすべりである。開削調査の図-9 に示すように崖やすべり移動層が保存され、移動層の内部構造が確認できる。滑落崖沿いの鉛直変位量は 3 m である。

以上のような複数のすべりが輻輳的に発生しているが、右岸から左岸に至る堤体全体の決壊プロセスは以下のように想定できる。

最初期の堤体変状は、上述したすべり 1, 2, 3 である。すべり 1 は堤体上部を崩壊させたことが想定される。引き続き、貯水池側への大規模なすべり 3 と副

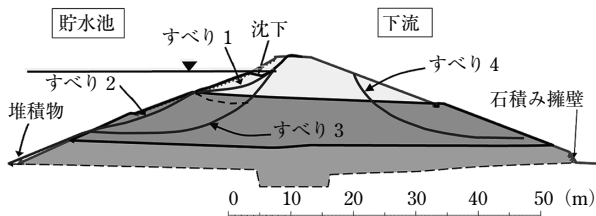


図-7 みお筋部での断面図

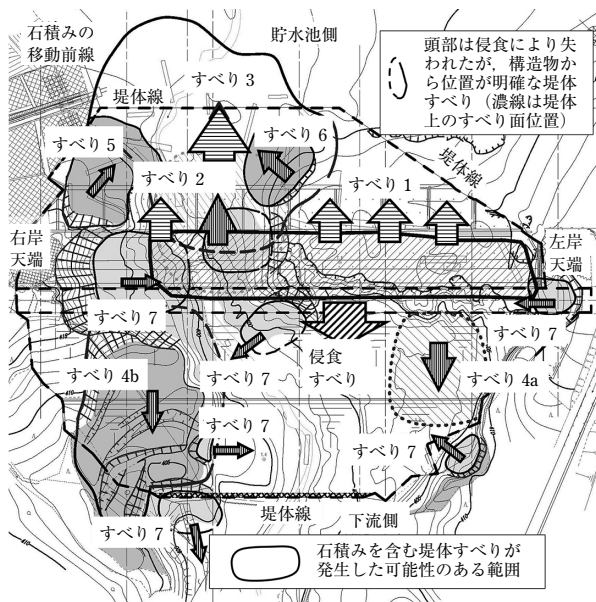


図-8 本堤に発生したすべりの総括図³⁾ (一部加筆)

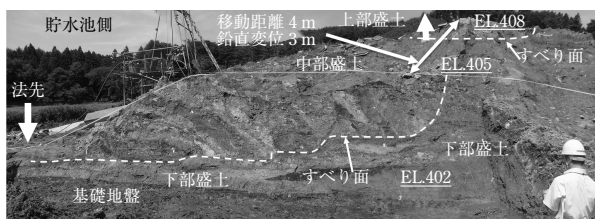


図-9 中部盛土内の上流法先部に至るすべり (すべり 6)¹⁾ (一部加筆)

次的なすべりとこれらの背後のダム軸から下流側へ進展する副次的な下流側へのすべりが誘発されて、残存する堤体が非常に薄くなって、貯水圧により堤体が損壊し、越流が開始された可能性がある。越流が始まると上部盛土の侵食は側方へ急激に拡大し、兩岸に至る大規模な決壊に至ったことが想定される。

3. 堤体土のせん断強度試験と地震時安定性解析

筆者らは、藤沼ダム堤体の土質と物性のより詳細で系統的な再評価を実施し、それに基づいて、より高度化した塑性すべり解析を系統的に実施して、破壊のメカニズムを究明した^{5),6)}。

堤体決壊の実態解明には、地震時に堤体土が発揮できる強度を把握することが重要である。すなわち、地震時には、堤体土が飽和非排水状態で繰り返してせん断されて正の間隙水圧が発生し非排水強度が低下するという要因を考慮する必要がある。特に、上部盛土では、砂質性の土質と低い締固め状態から見て、この要因がすべり崩壊に与える影響は重大である可能性が高い。このため、従来の標準的なニューマーク法によるすべり変位量の計算方法に加え、この強度低下を考慮して残留すべりを算定できる Newmark-D 法を新たに開発した (図-10)。この方法は、数値解析 (a) ~ (d) と室内土質試験 (e), (f) で構成されている^{5),6)}。非線形応答解析によって (a) 盛土内各点での地震時作用応力の時刻歴を求め、非排水繰返し載荷試験によって (e) 異なるひずみが生じる繰返し応力振幅と繰返し載荷回数との関係を求める。次に、累積損傷度理論によって (e) に基づいて (a) によって生じる (b) 累積損傷ひずみの時刻歴 (b) を求める。さらに、非排水繰返し載荷後に非排水条件を保ったまま単調載荷非排水三軸圧縮試験を行い、(f) 損傷ひずみによる非排水強度の低下特性を求める。次に、(b) を (f) に代入して (c) 非排水せん断強度の時刻歴を求める。最後に、(a) と (c) に基づいて Newmark-D 法によ

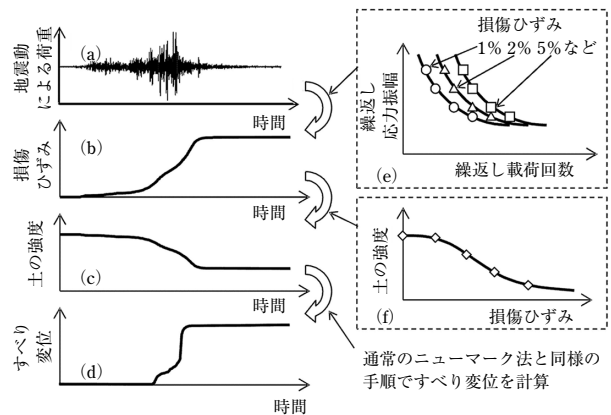


図-10 Newmark-D 法による残留すべりの算定手順^{5),6)}

それぞれの試行すべり面での (d) 残留すべり変位の時刻歴を求め、試行すべり面の中での残留すべりの最大値をその盛土の残留すべり変位とする。

Newmark-D 法は、設計基準⁴⁾に記載の「排水強度 (有効応力) を用いた円弧すべり法」と比較すると、地震時に低下する堤体の非排水せん断強度に基づいており、地震時の堤体の挙動をより現実的に検討できる。また、非排水せん断強度に基づいた解析であることから、堤体を締め固めることによる非排水強度の増加率が排水強度の増加率よりも遥かに大きいことを考慮することができ、盛土の安定性に対する締め固めの効果をよりの確に評価できる。この解析法に必要な詳細な物性値は系統的な室内試験を行うことによって得た⁵⁾。特に、堤体調査で得られた原位置乾燥密度で締め固めて非排水繰返し載荷後に非排水単調載荷試験を実施して、地震時の各時点までの非排水繰返し載荷で生じた損傷ひずみとその時点で発揮できる非排水せん断強度の残存率 r の関係を図-11 のように求めた。上部盛土では、初期非排水せん断強度が低い上に、残存強度が最も小さく、地震時に発揮できる非排水強度は特に低くなる。さらに、原位置乾燥密度のほかに広い範囲の乾燥密度状態でも同様の試験を実施して締め固めの効果を確認している。これらの実験結果に基づいた解析結果の概要を以下に示す。

4. Newmark-D 法による地震時すべり解析

地震応答解析の結果では、堤体天端付近では最大 4.42 m/s^2 という大きな応答加速度が算定されている。残留すべり解析の結果を図-12, 13 に示す。降伏加速度 k_y は、すべり安全率が 1.0 となる入力加速度である。解析による臨界円弧すべり面 C1, C2 (図-12) は、実際のすべり 1, 3 (図-7) と良く対応している。地震動が継続することによって堤体の強度が低下するため累積する残留すべりは増幅し、最終的な残留すべりは、すべり C1 で 1.22 m とすべり C2 で 5.35 m と非常に大きくなっていて、実際の崩壊現象と矛盾していない。

5. 解析結果の総括

以上に示したように、地震時に堤体土のピーク強度が維持される場合の残留すべり量は比較的小さいが、強い地震動が長時間継続することで非排水繰返し載荷による非排水強度が大きく低下したことを考慮すれば、堤体に発生した大きなすべりを説明できる。

6. 決壊プロセスと解析結果に基づく決壊の原因

堤体の決壊メカニズムと原因は、以下のようにまとめることができる。

- ① 堤体の上下流の法面に 7 段階のすべりが発生し、特に初期の上流法面の貯水池側へのすべりが

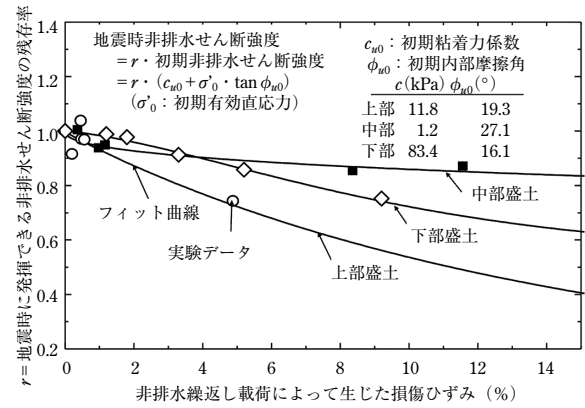


図-11 旧藤沼ダム本堤材料の非排水繰返し載荷による強度低下^{5),6)}

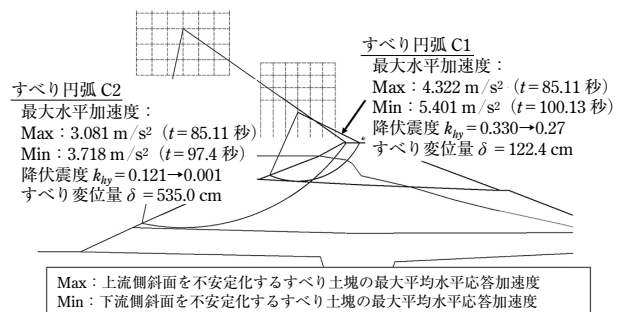


図-12 堤体の Newmark-D 法による解析結果⁶⁾

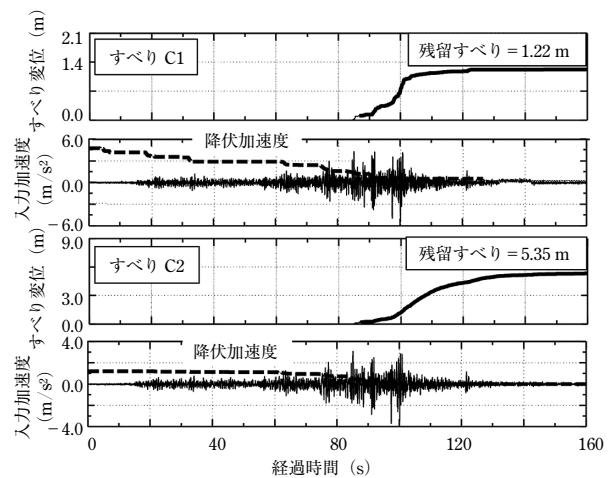


図-13 Newmark-D 法によるすべり⁶⁾ C1 と C2 のすべり変位

堤体の不安定化を助長して、堤体越流の発生につながった。その結果、上部盛土全体と中部・下部盛土の下流法面に大規模侵食が生じ、決壊が引き起こされた。

- ② 本堤体は全体的に締め固め状態が低いため、初期非排水せん断強度が全体的に低く、地震中の非排水繰返し載荷による強度低下率も大きい。特に、砂質的で緩い上部盛土ではこの傾向が強い。
- ③ この地震時の堤体の非排水せん断強度の低下を考慮した Newmark-D 法による解析では、上部

盛土内部での円弧すべり C1 と上部盛土から中部盛土を通るすべり C2 が貯水池側に発生し、大きな残留すべりが生じることが示された。

この解析結果は、図-3, 5, 7, 8 に示す現地状況に適合しており、上記の決壊メカニズムによって破堤が生じたものと推察される。

V. 堤体の決壊原因と技術的課題のまとめ

藤沼ダム決壊の素因は上部盛土と中部盛土の低い締固め状態にあり、その誘因は強い地震動が長時間継続したことであると判断できる。すなわち、その主因は近代的な設計施工技術が確立される以前の築堤であったことによる「堤体材料の選定(砂質土)」と「堤体の締固め不足」であることが明らかになった。具体的な技術的課題は、以下のように挙げられる。

- ① 堤体材料：上部盛土には、締固めが不十分な場合、地震時に非排水強度が著しく低下する可能性が高く、また侵食抵抗性が低い砂質土を使用している。
- ② 堤体の締固めと品質：施工技術レベルが低く、合理的な締固め管理法が不明確であったため締固め不足であり、堤体の十分な安定性を発揮するために必要な盛土の強度が実現されていない。
- ③ 堤体の地震時安定解析：地震時の安全性評価手法である堤体のピーク排水強度を用いた円弧すべり解析によるすべり安全率では、藤沼ダムの決壊を説明できない。
- ④ 堤体強度：堤体土の非排水せん断強度は地震時に低下することを試験によって確認し、対策を講じる技術体系が確立されていない。
- ⑤ 締固め度の影響を考慮した安全性照査：堤体の地震時強度低下に起因する決壊とともに、それが生じないように設計・施工された堤体の安定性を、締固め度の影響を適切に考慮して評価できる体系的な解析技術が整備されていない。

VI. おわりに

東北地方太平洋沖地震による藤沼ダムの決壊は、長時間継続した強い地震動を誘因とし、構造・土質・締固めが不十分であったことが素因であったと推定された。その決壊メカニズムは、崩壊堤体の詳細な調査と Newmark-D 法等の残留すべり解析によって明らかに

された。一方で、長時間継続する地震においても藤沼ダムの堤体の締固め度が近代施工レベルまで高かったならば、堤体の沈下量は小さく決壊には至らなかったことも推察された。

引用文献

- 1) 福島県農業用ダム・ため池耐震性検証委員会：藤沼湖の決壊原因調査報告書，pp.1~100 (2012)
- 2) 農林省農地局：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)(1956)
- 3) 田中忠次，龍岡文夫，毛利栄征：東北地方太平洋沖地震による藤沼湖の決壊原因調査について，ダム工学 23(2)，pp.99~114 (2013)
- 4) 農林水産省農村振興局：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，pp.96~139 (2003)
- 5) 上野和広，毛利栄征，田中忠次，龍岡文夫：非排水繰返し載荷を受ける飽和土の非排水せん断強度に対する締固めの効果，農業農村工学会論文集 294，pp.35~45 (2014)
- 6) 龍岡文夫，デュッティン アントワン，田中忠次，毛利栄征，上野和広，新保泰輝，矢崎澄雄：盛土の地震時残留すべり計算 30，基礎工 45(8)，pp.98~102 (2017)

[2021.9.29.受理]

紹介

鈴木秀一郎 (正会員)



1991年 福島県入庁
2014年 県中農林事務所

渡邊 浩樹

1983年 福島県入庁。2021年 県中農林事務所

田中 忠次 (正会員・CPD 個人登録者)

1990年 明治大学農学部教授。2001年 東京大学農学系生命科学研究所教授。2004年 農業土木学会会長。2006年 (一社)地域環境資源センター理事長。2009年 東京大学名誉教授

龍岡 文夫

1977年 東京大学生産技術研究所助教授。1995年 東京大学大学院工学系研究科教授。2003年 東京理科大学理工学部教授。2004年 東京大学名誉教授。2013年 東京理科大学名誉教授

デュッティン アントワン (正会員)

2005年 東京大学生産技術研究所。2009年 東京理科大学理工学部助教授。2016年 (株)複合技術研究所解析技術部長

三浦 亨 (正会員・CPD 個人登録者)

1997年 日本技研(株)技術研究所。2019年 NTC コンサルタンツ(株)東北支社技術部長

(報文)

藤沼ダムの決壊メカニズムの解明とその原因

鈴木秀一郎・渡邊 浩樹・田中 忠次・龍岡 文夫
デュッティン アントワン・三浦 亨

東北地方太平洋沖地震で決壊した藤沼ダムについて、堤体の決壊の原因を明らかにするため、損壊状況調査や被災した堤体の材料試験等を行った上で、耐震性の把握と地震動に伴う堤体決壊のメカニズムについて検討を行った。その結果、決壊の原因は、近代的な施工方法と比較すると締固め状態が低かったこと、上部盛土と中部盛土の非排水せん断強度が低いこと、強い地震動が長時間継続して、堤土の強度が大きく低下し残留すべりを誘発したことにあると判断できた。一方で、堤体の締固め度が近代施工レベルまで高かった場合は決壊に至らなかったと推察され、堤体の土質や施工、安全性照査における技術的課題を示すことができた。

(水土の知 89-12, pp.33~38, 2021)



フィルダム, 地震被害, 塑性すべり解析, 締固め, 強度低下

(技術リポート：北海道支部)

揚水機場における浮遊土砂抑制対策の事例

山崎 喜則・廣瀬 純一・山田 哲

道営農地整備事業日向地区では平成 28 年度に揚水機場を新設し、翌平成 29 年から供用を開始した。しかし、供用直後から当初計画時には想定外の浮遊土砂が用水中に流入しはじめ、ストレーナの目詰まりやポンプ軸の摩耗などの被害が発生した。そこで、用水内への浮遊土砂の流入抑制対策として 3 案を検討した結果、揚水機場施設内に自流沈殿式の沈砂池を設置する案を採用した。沈砂池の設計には、既存用地内で計画・設計・施工できるよう、形状・配置はもとより設計流速、堆砂粒径および堆砂量の検討に留意した。沈砂池の新設を通して一定の堆砂効果をもたらし、ポンプ軸の摩耗量やポンプ軸封水のストレーナ清掃頻度の改善にもつながった。

(水土の知 89-12, pp.40~41, 2021)



揚水機場, 浮遊土砂, 流入抑制対策, 沈砂池, 堆砂効果

(技術リポート：東北支部)

津波被災農地の復旧・整備事例

佐藤 力也

平成 23 年 3 月 11 日に発生した三陸沖を震源とする地震により、岩手県沿岸部で最大震度 6 弱を観測し、地震により発生した津波は、沿岸市町村に壊滅的な被害をもたらした。発災から 10 年の歳月が経過し、被害を受けた本県の農地復旧工事は無事完了し、営農が再開され、農村地域の活気が戻りつつある。本報は、未曾有の被害を受けた陸前高田市の津波被災農地について、地盤沈下に伴う基盤土の嵩上げ、流出した耕土の確保、他事業工事との調整等の多くの困難を経て、営農再開まで至った復旧・整備状況について報告する。

(水土の知 89-12, pp.42~43, 2021)



岩手県, 東日本大震災, 津波, 被災農地, 地盤沈下, 耕土確保, 復旧・復興

(技術リポート：関東支部)

利根大堰における河川内仮締切り工事

山中 理奈・原 幸也

利根導水総合事業所では、近い将来に発生すると危惧されている首都直下地震 (M7 クラス) に備えることを目的とし、平成 26 年度から令和 5 年度までの事業期間で利根導水路大規模地震対策事業を実施している。そのうち、利根大堰においては堰柱部および門柱部の耐震補強、ゲート戸当たり部金物の取替え、開閉装置の更新を行うため、作業ヤードは空水状態での施工が必須であり、利根川本川内での仮締切り工法の選定が重要な課題となった。本報では、利根大堰耐震補強工事で採用した「鋼製枠+大型土のう」を用いた河川内仮締切り工法について、工法の選定理由を説明するとともに、実施工において用いた施工方法を紹介する。

(水土の知 89-12, pp.44~45, 2021)



利根大堰, 大規模地震対策, 耐震補強工事, 河川内仮締切り, 鋼製枠

(技術リポート：京都支部)

長距離小口径泥濃式シールド工事における課題への対応

遠藤 敏史・廣田 基樹・芳崎 貴彦

兵庫県南東部に位置する東播用水二期地区では、土地利用の変遷で宅地の下を通る状態となっていた築造 100 年以上の老朽化水路が閉塞され、全長 2,447 m の水路トンネルである緑が丘サイホンが公共用地下に新設された。緑が丘サイホンの新設工事には、急曲線区間があり、中間立坑の設置適地がなく、水路が長距離かつ小口径 (内径 ϕ 1,500 mm) であることから、泥濃式シールド工法が採用された。本報では、施工時の掘削土砂排出に関する課題への対応により工期の延伸抑制に繋がった事例や、ボルトボックスの充填における工夫について紹介するとともに、既存水路の直下への近接施工となった箇所において実施した安全対策について報告する。

(水土の知 89-12, pp.46~47, 2021)



長距離小口径, 泥濃式シールド, 吸泥排土, ボルトボックス, 変位抑制, 変位監視

(技術リポート：中国四国支部)

放流管の既設 PC 管老朽化対策と改修工法検討事例

宮崎 誉士

本報は、国営香川用水二期農業水利事業における香川用水本管より分岐する放流管の PC 管 (コア式プレストレストコンクリート管) 部位の老朽化対策および改修工法の検討事例について報告する。施工箇所の周辺状況および施工性、経済性を考慮し、建込簡易土留めによる開削工法 (鋼管布設替え)、反転工法に加え、開削および更生管によらない制水弁室内での放流分岐管設置による更新工法との比較を行った内容をまとめたものである。

(水土の知 89-12, pp.48~49, 2021)



管水路, PC 管, 老朽化対策, 反転工法, 全量放流, 排泥施設